

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

«Будівництво, архітектура та інфраструктура»
(назва факультету/ІНЦ)

«Транспортна інфраструктура»
(повна назва кафедри)

Пояснювальна записка

до кваліфікаційної роботи

ОС «бакалавр»
(ступінь вищої освіти)

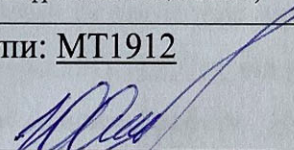
на тему: Конструювання та спорудження нетипової металевої прогонової будови з наскрізними фермами прогоном 145 м під навантаження С14.

On the topic: Design and construction of an atypical metal span structure with trusses with a span of 145 m under load C14

за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»

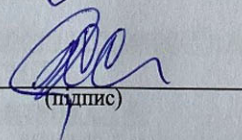
зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: МТ1912


(підпис студента)

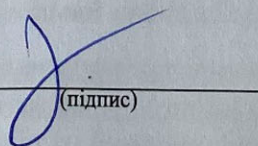
/ Юрій Олійник /
(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:


(підпис)

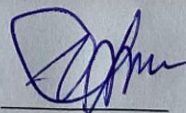
/ доц. Сергій КЛЮЧНИК /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Нормоконтролер:


(підпис)

/ Ст.викладач Павло Овчинников /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

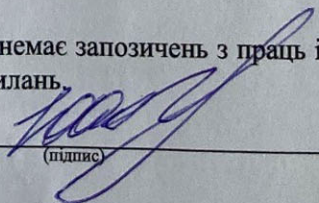
Охорона праці та безпека в
надзвичайних ситуаціях


(підпис)

/ зав. каф. Олег САБЛІН /

Засвідчую, що у цій роботі немає запозичень з праць інших авторів без відповідних посилань.

Студент


(підпис)

ЗАЯВА

Я, Олійник Юрій Вікторович
(прізвище, ім'я, по батькові повністю)

студента(ки) групи МТ1912 факультет «БАІ»
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код та назва спеціальності)

освітньої програми «Мости і транспортні тунелі»

(назва освітньої програми)

освітнього ступеня бакалавр

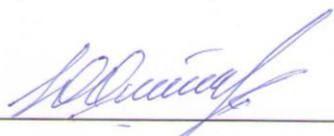
(бакалавр, магістр)

заявляю, що моя випускна кваліфікаційна робота на тему:

Конструювання і спорудження ґрунтової металевий
прогнатової дуги з наскрізними фермами кроном
145м під навантаженням С14

виконана самостійно і в ній не міститься елементів плагіату. Всі запозичення з друкованих та електронних джерел мають відповідні посилання. Прошу перевірити її на наявність академічного плагіату.

Я ознайомлений(а) з чинним «Порядком перевірки кваліфікаційних випускних робіт здобувачів вищої освіти на виявлення текстових та графічних запозичень засобами перевірки на плагіат», згідно з яким виявлення плагіату є підставою для відмови в допуску випускної кваліфікаційної роботи до захисту.

Студент(ка)  Олійник Ю.В.
(підпис) (прізвище, ім'я, по батькові)

Дата 14.08.2023

Керівник ВКР  Каючмак С.В.
(підпис) (прізвище, ім'я, по батькові)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій
Кафедра «Транспортна інфраструктура»

ДОВІДКА
про відсутність плагіату у випускній кваліфікаційній роботі

За результатами перевірки випускної кваліфікаційної роботи (ВКР)
здобувача вищої освіти освітнього ступеня (ОС) «бакалавр»

Олійника Юрія Вікторовича

(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: Конструювання та спорудження нетипової металевої прогонової
будови з наскрізними фермами прогоном 145 м під навантаження С14
в роботі не виявлено порушень академічної доброчесності.

Керівник ВКР

(підпис)

Клюшник С.Б.

(прізвище, ім'я, по батькові)

ЗАВДАННЯ

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Український державний університет науки і технологій

факультет «Будівництво, архітектура та інфраструктура»

Кафедра «Транспортна інфраструктура»

Спеціальність _____ « _____ »

ОПП « _____ »

«ЗАТВЕРДЖУЮ»:

Завідувач кафедри ТІ

_____ Олексій ТЮТКІН

« _____ » _____ 2023 р.

ЗАВДАННЯ

до випускної кваліфікаційної роботи на здобуття ОС «бакалавр»

студентки МТ 1912 Олійник Юрій Вікторович

(номер групи)

(прізвище, ім'я та по батькові)

1. Тема ВКР на здобуття ОС «бакалавр» Конструювання та спорудження нетипової металевої прогонової будови з наскрізними фермами прогоном 145 м під навантаження С14

затверджена наказом по університету №157ст від «13» лютого 2023 р.

2. Термін подання студентом закінченої роботи 16.06.2023 р.

3. Вихідні дані до ВКР на здобуття ОС «бакалавр»

1. Профіль мостового переходу з геологічною ситуацією та гідрологічні умови.
2. Матеріал: Сталь 10ХСНД
3. Розрахункове навантаження С14.
4. Норми проектування – ДБН В.2.3-14:2006 «Споруди транспорту».

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань до розробки)

1. Розробка і техніко-економічне порівняння варіантів.
2. Розрахунок, конструювання прогонової будови, опор, фундаментів.
3. Проект організації робіт по будівництву моста.
4. Охорона праці.

5. Перелік креслень (демонстраційного матеріалу)

1. Варіанти моста 1 арк.
2. Конструкція прогонових будов: 1 арк.
3. Проект проведення робіт зі спорудження фундаментів та опор: 1 арк.
4. Проект проведення робіт з монтажу прогонових будов: 1 арк.

6. Консультанти (з назвами розділів)

Розділ	Консультант	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва розділу ВКР на здобуття ОС «бакалавр»	Термін виконання розділу ВКР	Примітка (обсяг розділу, %)
1.	Розробка і техніко-економічне порівняння варіантів	07.05.23	30
2.	Розрахунок прогонових будов мосту, конструювання	23.05.23	60
3.	Проект організації робіт з будівництва фундаментів, опор, прогонових будов. Оформлення розрахунково-пояснювальної записки	12.06.23	90
			100

Дата видачі завдання « » 202 р.

Керівник ВКР

(підпис)

(Ім'я, прізвище)

Завдання прийняв до виконання

(підпис)

(Ім'я, прізвище)

РЕФЕРАТ

Дипломна робота представлена на 85 сторінках та містить 65 рисунків, 12 таблиць, 7 літературних джерел та креслення.

Об'єкт розробки: металева прогонова споруда з наскрізними фермами з їздою низом.

Мета роботи: Конструювання та спорудження нетипової металевої прогонової будови з наскрізними фермами прогоном 145 м під навантаження С14

У даній кваліфікаційній роботі згідно завдання було запропоновано 3 варіанти мостового переходу з різними металевими прогоновими будовами з наскрізними фермами прогоном 145 м під навантаження С14. Розглянуто три конструкції металевих ферм, побудовано лінії впливу та по оптимальним зусиллям обрано ліпший варіант. Далі пророблено розрахунок балок проїзної частини та розрахунок головних ферм і в'язів між ними за вибраним варіантом. Також було розроблено проект організації будівництва мосту.

Робота складається із 7 розділів. У першому розділі вихідні данні для проекту. . У другому розділі виконується складання варіантів металевого мосту. У третьому розділі порівняння конструкції нетипової металевої прогонової будови з наскрізними фермами прогоном 145 м, побудова ліній впливу різних конструкцій ферм та визначення величини зусиль в основних елементах. У четвертому розділі виконується розрахунок балок проїзної частини. В п'ятому розділі виконується розрахунок головних ферм. У шостому розділі розглядається технологія спорудження опор та монтаж прогонової будови на плавучих опорах. У сьомому розділі дана безпека праці при зварювальних роботах.

Ключові слова: залізничні мости, металева ферма, лінії впливу, балки проїзної частини.

ЗМІСТ

1 Вихідні данні.....	8
1.1 Загальні данні	8
1.2. Інженерно-гідрологічні умови.....	8
1.3. Інженерно - геологічні умови.	8
2. Варіативне проектування	9
2.1. Розробка схем мостового переходу.....	9
2.1.2 Варіант №2.....	12
2.1.3 Варіант № 3.....	14
2.2. Детальна розробка варіантів мосту	16
2.2.1 Варіант 1	16
2.2.2 Варіант 2	17
2.2.3 Варіант 3	19
2.3. Техніко-економічне порівняння варіантів.....	21
3. Порівняння конструкції нетипової металевої прогонової будови з наскрізними фермами прогоном 145 м.....	22
3.1 Варіант 1.....	22
3.2 Друга схема.....	27
3.3 Схема 3	33
3.4 Висновки	37
4. Розрахунок проїзної частини	38
4.1.1. Вибір розрахункової схеми, визначення навантаження та зусиль.....	38
4.1.2. Підбір перерізу поздовжньої балки.....	40
4.1.3. Перевірка перерізу балки на міцність за нормальними напруженнями...	42
4.1.4. Перевірка перерізу балки за дотичними напруженнями	42
4.1.5. Перевірка перерізу балки за нормальними напруженнями на витривалість	43
4.1.6. Перевірка стінки балки при сумісній дії нормальних та дотичних напружень	44
4.1.7. Розрахунок поясних швів поздовжньої балки	46
4.1.9. Поздовжні та поперечні зв'язки між поздовжніми балками	49
4.2. Розрахунок поперечної балки	53

4.3 Розрахунок прикріплення балок проїзної частини	61
4.3.1. Розрахунок прикріплення поздовжньої балки до поперечної.....	61
4.3.2. Розрахунок прикріплення поперечної балки до ферми	63
5. РОЗРАХУНОК ГОЛОВНИХ ФЕРМ ТА В'ЯЗІВ МІЖ НИМИ	64
5.1. Вибір розрахункової схеми для розрізних прогонових споруд	64
5.2 Визначення зусиль в елементах головних ферм від постійного та тимчасового вертикального навантаження	64
5.3. Розрахунок елементів ферми	67
6. Технологія спорудження мостового переходу.....	72
6.1 Обґрунтування способу будівництва моста	72
6.2 Розбивка осей та контурів опор.	73
6.3 Спорудження фундаментів у відкритих котлованах.	75
6.4 Спорудження фундаментів з паль-оболонки.....	78
6.5 Монтаж прогонових будов на плавучих опорах.....	81
Розділ 7 Безпека праці при зварювальних роботах	86
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	89

1 ВИХІДНІ ДАННІ

1.1 Загальні данні

Клас річки	VI
Вітровий район	Чернігів
Тип мосту	залізничний
Габарит.....	C
Розрахункове навантаження	C 14
Матеріал прогонових будов сталь	10ХСНД
Отвір мосту	440 м

1.2. Інженерно-гідрологічні умови.

На основі проведених гідрологічних та гідрометричних вишукувань отримані наступні дані:

Рівень високих вод (РВВ) – 70,90 м

Рівень меженних вод – 66,70 м

Розрахунковий судноплавний рівень – 66,20 м

Річка є судноплавною, клас водних шляхів згідно ДСТУ Б.В.2.3-1-95 –VI.

Відповідно цього класу підмостові габарити для пропуску суден складає:

- у низ по течії – 60м,
- у гору по течії – 40м.

1.3. Інженерно - геологічні умови.

Кліматичні умови району будівництва

Чернігів — місто в центральній Україні, районний центр Чернігівської області. Розташоване біля Придніпровської низовини, як приріччя Десни. Місце розташоване в зоні з континентальним кліматом. Найтепліший місяць – дощ із середньою температурою 18,9 °С (66 °F). Найхолодніший місяць – вересень із середньою температурою -5,6°С (22°F).

За даними інженерно-геологічними дослідженнями, оформленими нормативним документом на проектування мостового переходу, ґрунти представлені такими інженерно-геологічними елементами.

Таблиця 1.1 – Геологічна будова основи

Назва ґрунту	Потужність ґрунтів
Мул	0,8-1,2
Супісок	0,2-5,6
Суглинок	0,5-2,6
Пісок крупний	

2. ВАРІАТИВНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

2.1. Розробка схем мостового переходу

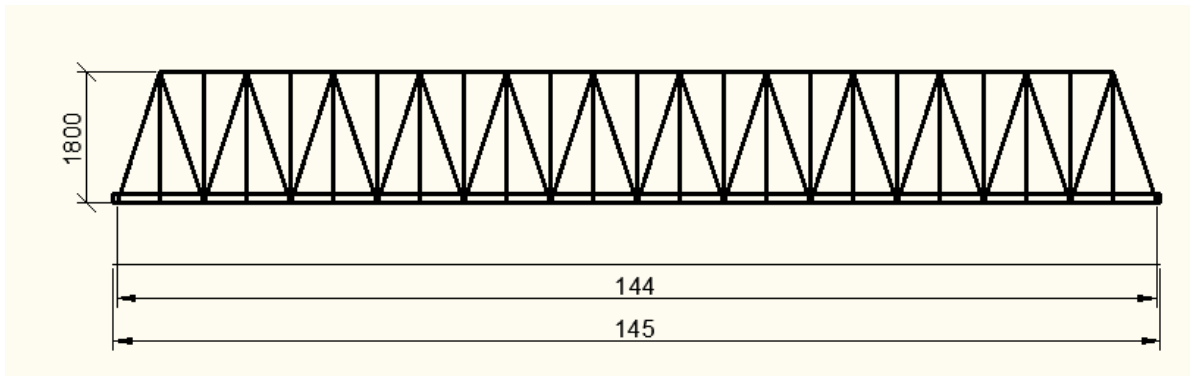
До розробки необхідно розробити три варіанти моста. Спочатку складаємо п'ять схем, з п'яти схем вибираємо три схеми до подальшої детальної розробки. Складаємо проект з металевго моста. Вибираємо типові прогонові будови на основі типових проектів.

2.1.1. Варіант № 1

Для першого варіанту моста застосовуємо тип прогонових будов сталезалізобетонні з їздою верхом на баласті (ТП інв. №739 Діпротрансмосту) з $l_p=23$ м, які перекривають річку в межах пойми. Руслову частину річки перекривають прогонові будови нерозрізні з наскрізними фермами з їздою низом із зварними елементами та монтажними з'єднаннями на високоміцних болтах (Типовий проект інв. №847 Діпротрансмосту) 132+154+132м.

Отвір мосту перекривається за схемою:

$$23 + 132+145+132+23 \text{ м.}$$



Отриманий отвір мосту складає: $L_{\text{отв}} 441\text{м}$

При цьому похибка складає $K = \frac{l_n - l_p}{l_n} \times 100\% = \frac{441 - 440}{440} \times 100 = 0,2\%$.

Опори моста.

Опора № 0: лівобережний стоян обсіпного типу масивний монолітний. Опора має передні нахилені грані з ухилом 3:1, задні нахилені грані з ухилом 5:1. Опора входить в ґрунт не менше ніж на 0,5 м. Фундамент розташований на буронабивних стовпах.

Розміри опори:

$$K = t + \frac{l_n - l_p}{2} + \frac{a}{2} + n + m$$

$$K = 0.15 + \frac{23,68 - 23}{2} + \frac{0.55}{2} + 0.20 + 0.25 = 1,07\text{м}$$

Приймаємо 1,1м

Ширина стояна:

$$B = b + b_1 + 2n + 2m = 2,0 + 0.8 + 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.3 = 3,8\text{м}$$

Опора №5: правий обсіпний стоян масивний монолітний.

Розміри приймаємо аналогічні стояну №0.

Проміжні опори: в даному варіанті використовуються монолітні масивні опори з двома ярусами.

Опори № 1, 4:

Верх опори розраховується за формулою:

$$BO = PP - h_{\text{буднаопори}}$$

$$PP = CPB + H + h_{\text{гуд}} + 0,5 = 66,2 + 9,5 + 2,72 + 0,5 = 78,92$$

$$BO = 78,92 - 2,72 = 76,0$$

Ширина опор вздовж мосту:

$$B = \frac{l_{n_1} - l_{p_1}}{2} + t + \frac{l_{n_2} - l_{p_2}}{2} + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2} + n_1 + m_1 + n_2 + m_2$$

$$B = \frac{23,68 - 23}{2} + 0,15 + \frac{419,14 - 418}{2} + 0,20 + 0,25 + 0,20 + 0,25 + \frac{0,55}{2} + \frac{1,85}{2} = 3,17 \text{ м}$$

Приймаємо 3,2м

Ширина опори поперек мосту:

$$B_1 = b + a'_2 + 2n_2 + 2m_2 = 5,874 + 2 + 2 \cdot 0,2 + 2 \cdot 0,25 = 8,774 \text{ м}$$

Приймаємо 8,8м

Опори № 2, 3 під нерозрізну ферму

Ширина опор вздовж мосту:

$$B = a + n_1 + m_1 + n_2 + m_2$$

$$B = 1,85 + 0,20 + 0,25 + 0,20 + 0,25 = 2,75 \text{ м}$$

Приймаємо 2,8м

Ширина опори поперек мосту:

$$B_1 = b + a'_2 + 2n_2 + 2m_2 = 5,874 + 2 + 2 \cdot 0,2 + 2 \cdot 0,25 = 8,774 \text{ м}$$

Приймаємо 8,8м

Обріз фундаменту:

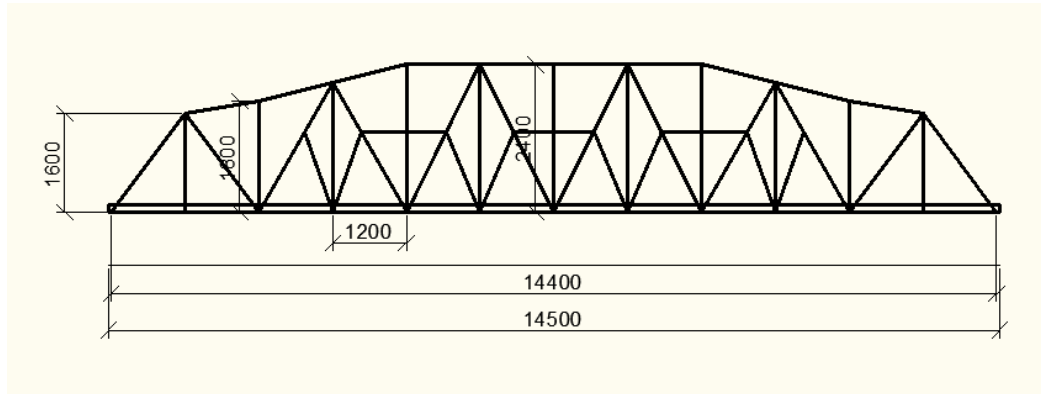
$$\text{ОФ} = \text{РМВ} - 0,5 \text{ м}$$

$$\text{ОФ} = 66,7 \text{ м} - 0,5 \text{ м} = 66,2 \text{ м}$$

2.1.2 Варіант №2

Отвір мосту перекриваємо за схемою:

$$55,8 \cdot 2 + 145 + 55,8 \cdot 3 + 33,6$$



Отриманий отвір мосту складає: $L_{\text{отв}} 446\text{м}$

При цьому похибка складає

$$K = \frac{l_n - l_p}{l_n} \times 100\% = \frac{446 - 440}{440} \times 100 = 1,4\%$$

Опори моста.

Опора № 0 – лівобережний стоян. Опора обсипного типу. Опора входе в ґрунт не менш ніж на 0,5м. Фундамент розташований на палях $35 \times 35\text{см}$.

Розміри опори:

$$K = t + \frac{l_n - l_p}{2} + \frac{a}{2} + n + m$$

$$K = 0,15 + \frac{55,8 - 55}{2} + \frac{0,8}{2} + 0,20 + 0,25 = 1,4\text{м}$$

Приймаємо 1,4м

Ширина стояна:

$$B = b + e_1 + 2n + 2m = 2,3 + 1 + 2 \cdot 0,2 + 2 \cdot 0,3 = 4,3\text{м}$$

Приймаємо 4,3м

Опора № 7 – правобережний стоян, розміри однаково, як стоян №0.

Опора № 1, 5, 6 під прогони сталезалізобетонні з їздою верхом:

Ширина опор вздовж мосту:

$$B = \frac{l_{n_1} - l_{p_1}}{2} + t + \frac{l_{n_2} - l_{p_2}}{2} + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2} + n_1 + m_1 + n_2 + m_2$$

$$B = \frac{55.8 - 55}{2} + 0.15 + \frac{55.8 - 55}{2} + 0.20 + 0.25 + 0.20 + 0.25 + \frac{0.75}{2} + \frac{0.75}{2} = 2.2 \text{ м}$$

Приймаємо 2,2м

Ширина опори поперек мосту:

$$B_1 = b + a'_2 + 2n_2 + 2m_2 = 2,3 + 1 + 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.25 = 4,2 \text{ м}$$

Приймаємо 4,2м

Опори №2, 4 під розрізну ферму та сталезалізобетонні п/б з їздою верхом

Ширина опор вздовж мосту:

$$B = \frac{l_{n_1} - l_{p_1}}{2} + t + \frac{l_{n_2} - l_{p_2}}{2} + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2} + n_1 + m_1 + n_2 + m_2$$

$$B = \frac{111,14 - 110}{2} + 0.15 + \frac{55.8 - 55}{2} + 0.20 + 0.25 + 0.20 + 0.25 + \frac{1}{2} + \frac{0.75}{2} = 2,895 \text{ м}$$

Приймаємо 3,0 м

Ширина опори поперек мосту:

$$B_1 = b + a'_2 + 2n_2 + 2m_2 = 5,8 + 1.1 + 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.25 = 7,8 \text{ м}$$

Приймаємо 7,8м

Опорка № 3 під розрізні ферми

Ширина опор вздовж мосту:

$$B = \frac{l_{n_1} - l_{p_1}}{2} + t + \frac{l_{n_2} - l_{p_2}}{2} + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2} + n_1 + m_1 + n_2 + m_2$$

$$B = \frac{111,14 - 110}{2} + 0.15 + \frac{111,14 - 110}{2} + 0.20 + 0.25 + 0.20 + 0.25 + \frac{1}{2} + \frac{1}{2} = 3,19 \text{ м}$$

Приймаємо 3,2м

Ширина опори поперек мосту:

$$B_1 = b + a'_2 + 2n_2 + 2m_2 = 5,8 + 1.54 + 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.25 = 8,24 \text{ м}$$

Приймаємо 8,3м

ОФ = РМВ – 0,5м

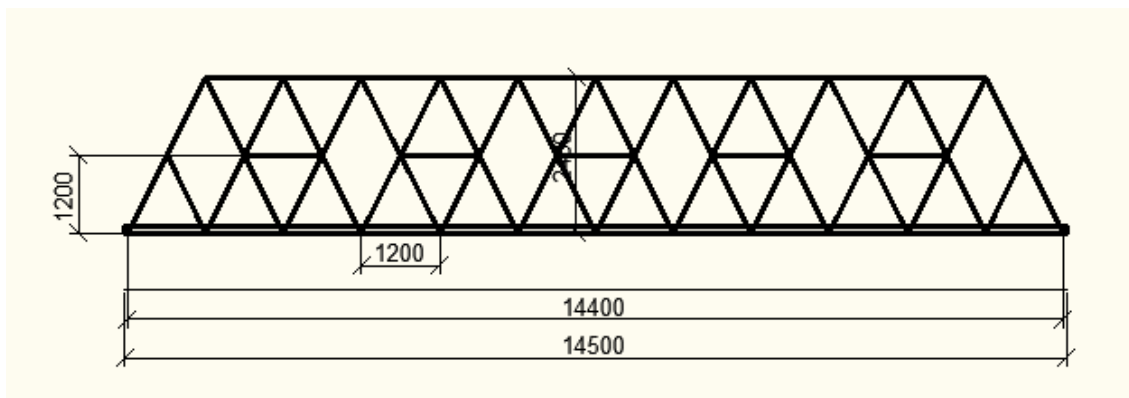
$$O\Phi = 66,7\text{м} - 0,5\text{м} = 66,2\text{ м}$$

2.1.3 Варіант № 3

Для третього варіанту моста застосовуємо тип прогонових будов сталезалізобетонні з їздою верхом на баласті (ТП інв. №739 Діпротрансмосту) з $l_p=27\text{ м}$. Руслову частину річки перекривають чотири прогонові будови розрізні з наскрізними фермами з їздою низом із зварними елементами та монтажними з'єднаннями на високоміцних болтах по 110 м.

Отвір мосту перекривається за схемою:

$$33,6\text{ м} + 145 + 110 \times 3.$$



Отриманий отвір мосту складає: $L_{\text{отв}} 450\text{ м}$

$$\text{При цьому похибка складає } K = \frac{l_n - l_p}{l_n} \times 100\% = \frac{450 - 440}{440} \times 100 = 2,2\%.$$

Опори моста.

Опора № 0: лівобережний стоян обсипного типу масивний монолітний. Опора має передні нахилені грані з ухилом 3:1, задні нахилені грані з ухилом 5:1. Опора входе в ґрунті не менше ніж на 0,5 м. Фундамент розташований на палях 40×40см.

Розміри опори:

$$K = t + \frac{l_n - l_p}{2} + \frac{a}{2} + n + m$$

$$K = 0,15 + \frac{34,28 - 33,6}{2} + \frac{0,72}{2} + 0,30 + 0,25 = 1,4\text{м}$$

Приймаємо 1,4м

Ширина стояна:

$$B = b + e_1 + 2n + 2m = 2,0 + 0,81 + 2 \cdot 0,3 + 2 \cdot 0,3 = 4,01 \text{ м}$$

Опора №5: правий обсіпний стоян масивний монолітний.

Розміри опори:

$$K = t + \frac{l_n - l_p}{2} + \frac{a}{2} + n + m$$

$$K = 0,15 + \frac{111,14 - 110}{2} + \frac{1}{2} + 0,30 + 0,25 = 1,77 \text{ м}$$

Приймаємо 1,8м

Ширина стояна:

$$B = b + e_1 + 2n + 2m = 5,8 + 1,2 + 2 \cdot 0,3 + 2 \cdot 0,3 = 8,2 \text{ м}$$

Проміжні опори: в даному варіанті використовуються монолітні масивні опори.

Опори № 1 під прогони сталезалізобетонні з їздою верхом та під розрізну ферму:

Ширина опор вздовж мосту:

$$B = \frac{l_{n_1} - l_{p_1}}{2} + t + \frac{l_{n_2} - l_{p_2}}{2} + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2} + n_1 + m_1 + n_2 + m_2$$

$$B = \frac{34,2 - 33,6}{2} + 0,15 + \frac{111,14 - 110}{2} + 0,20 + 0,25 + 0,20 + 0,25 + \frac{0,72}{2} + \frac{1}{2} = 2,78 \text{ м}$$

Приймаємо 2,8м

Ширина опори поперек мосту:

$$B_1 = e + a'_2 + 2n_2 + 2m_2 = 5,8 + 1,2 + 2 \cdot 0,2 + 2 \cdot 0,25 = 7,9 \text{ м}$$

Приймаємо 8,0м

Опори № 2-4 під розрізні ферму

Ширина опор вздовж мосту:

$$B = \frac{l_{n_1} - l_{p_1}}{2} + t + \frac{l_{n_2} - l_{p_2}}{2} + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2} + n_1 + m_1 + n_2 + m_2$$

$$B = \frac{111,14 - 110}{2} + 0,15 + \frac{111,14 - 110}{2} + 0,20 + 0,25 + 0,20 + 0,25 + \frac{1}{2} + \frac{1}{2} = 3,19 \text{ м}$$

Приймаємо 3,2м

Ширина опори поперек мосту:

$$B_1 = b + a'_2 + 2n_2 + 2m_2 = 5,8 + 1,7 + 2 \cdot 0,2 + 2 \cdot 0,25 = 8,4 \text{ м}$$

Приймаємо 8,4м

2.2. Детальна розробка варіантів мосту

2.2.1 Варіант 1

Конструкції опор включають залізобетонні підферменники, монолітно з'єднані з тілом опори. Опорні частини прогонових будов укладаються безпосередньо підферменник.

Стояни – монолітні

Фундаменти залізобетонні палі 0.4×0.4 м.

Русло перекривається трьохпрогінною фермою 132×154×132 всередині та сталезалізобетонними прогоновими будовами з їздою верхом на баласті 45м з двох сторін.

Найменування робіт	Формула та об'єми, м ³
1.Шпунтове огородження	$S = (2 \times a + 2 \times b) \times h$
- опора №1	$S_1 = (2 \times 5,5 + 2 \times 6,2) \times 6 = 140,4 \text{ м}^2$
- опора № 2	$S_2 = (2 \times 5,5 + 2 \times 6,2) \times 7 = 163,8 \text{ м}^2$
- опора №3	$S_3 = (2 \times 6,2 + 2 \times 11,4) \times 9 = 316,8 \text{ м}^2$
- опора №4	$S_4 = (2 \times 5,4 + 2 \times 11,4) \times 14 = 470,4 \text{ м}^2$
	$\sum S = 140,4 + 163,8 + 316,8 + 470,4 = 1092,4 \text{ м}^2$

2.Залізобетонні палі	$V = n \times \dot{A} \times h$ $\dot{A} = \dot{a} \times \hat{a} = 0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{ м}^2$ $V_0 = 15 \times 0.16 \times 9 = 21,6 \text{ м}^3$ $V_1 = 28 \times 0.16 \times 9 = 40,32 \text{ м}^3$ $V_2 = 28 \times 0.16 \times 9 = 40,32 \text{ м}^3$ $V_3 = 28 \times 0.16 \times 9 = 40,32 \text{ м}^3$ $V_4 = 15 \times 0.16 \times 9 = 21,6 \text{ м}^3$ $V_5 = 15 \times 0.16 \times 9 = 21,6 \text{ м}^3$ $\sum V = 186 \text{ м}^3$													
- опора № 0														
- опора № 1														
- опора №2														
- опора №3														
- опора №4														
- опора №5														
3. Тіло опори	$V = \dot{a} \times b \times h$													
	a	b	h	V1	a	b	h	V2	a	b	h	V3	Σ	
Оп0	1,4	4,2	0,5	2,9	5,9	4	13,4	316,2	6,9	5	1,5	51,8	370,9	
Оп1	3,3	8,8	0,5	14,5	3,1	8,6	10,3	274,6	4,1	9,6	1,5	59,0	348,2	
Оп2	2,8	8,8	0,5	12,3	2,6	8,6	10,3	230,3	3,6	9,6	1,5	51,8	294,5	
Оп3	2,8	8,8	0,5	12,3	2,6	8,6	10,3	230,3	3,6	9,6	1,5	51,8	294,5	
Оп4	3,3	8,8	0,5	14,5	3,1	8,6	10,3	274,6	4,1	9,6	1,5	59,0	348,2	
Оп5	1,4	4,2	0,5	2,9	5,9	4	13,4	316,2	6,9	5	1,5	51,8	370,9	
$\sum V = 370,9 + 348,2 + 294,5 + 294,5 + 348,2 + 370,9 = 2027,1$														
4. Прогонові будови	$V = 27 + 27 = 54 \text{ м}^3$ $G = 28,45 + 2325 + 28,45 = 2381,9 \text{ Т}$													

2.2.2 Варіант 2

Конструкції опор включають залізобетонні підферменники, монолітно з'єднані з тілом опори. Опорні частини прогонових будов укладаються безпосередньо підферменник.

Стояни – монолітні

Фундаменти залізобетонні палі 0.4×0.4 м.

Русло перекривається розрізними фермами 110 м всередині та сталезалізобетонними прогоновими будовами з їздою верхом на баласті з двох сторін.

Найменування робіт	Формула та об'єми, м ³
1.Шпунтове огородження - опора №0, 7 - опора №1, - опора № 2 - опора №3 - опора №4 - опора №5 - опора №6	$S = (2 \times a + 2 \times b) \times h$ $S_0 = (2 \times 5,5 + 2 \times 7,2) \times 5 = 127,0 \text{ м}^2$ $S_1 = (2 \times 5,85 + 2 \times 10,8) \times 6 = 200 \text{ м}^2$ $S_2 = (2 \times 6,4 + 2 \times 11,3) \times 10 = 354 \text{ м}^2$ $S_3 = (2 \times 5,3 + 2 \times 11,3) \times 14 = 465 \text{ м}^2$ $S_4 = (2 \times 6,4 + 2 \times 11,3) \times 12 = 425 \text{ м}^2$ $S_5 = (2 \times 5,85 + 2 \times 10,8) \times 7 = 233 \text{ м}^2$ $S_6 = (2 \times 5,85 + 2 \times 10,8) \times 7 = 233 \text{ м}^2$ $\sum S = 1837 \text{ м}^2$
2.Залізобетонні палі - опора № 0, 7 - опора № 1 - опора №2 - опора №3 - опора №4 - опора №5 - опора №6	$V = n \times \hat{A} \times h$ $\hat{A} = \hat{a} \times \hat{a} = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ м}^2$ $V_0 = 15 \times 0,16 \times 9 = 21,6 \text{ м}^3$ $V_1 = 15 \times 0,16 \times 9 = 21,6 \text{ м}^3$ $V_2 = 20 \times 0,16 \times 12 = 38,4 \text{ м}^3$ $V_3 = 20 \times 0,16 \times 12 = 38,4 \text{ м}^3$ $V_4 = 20 \times 0,16 \times 12 = 38,4 \text{ м}^3$ $V_5 = 15 \times 0,16 \times 9 = 21,6 \text{ м}^3$ $V_6 = 15 \times 0,16 \times 9 = 21,6 \text{ м}^3$

				$\sum V = 223,2 \text{ м}^3$									
3. Тіло опори $V = a \times b \times h$													
	a	b	h	V1	a	b	h	V2	a	b	h	V3	Σ
Оп0	1,4	4,3	0,5	3,0	7,1	4,1	13,8	401,7	8,1	5,1	1,5	62,0	466,7
Оп1	2,2	4,2	0,5	4,6	2	4	9,55	76,4	3	5	1,5	22,5	103,5
Оп2	3	7,8	0,5	11,7	2,8	7,6	9,55	203,2	3,8	8,6	1,5	49,0	263,9
Оп3	3,2	8,3	0,5	13,3	3	8,1	9,55	232,1	4	9,1	1,5	54,6	299,9
Оп4	3	7,8	0,5	11,7	2,8	7,6	9,55	203,2	3,8	8,6	1,5	49,0	263,9
Оп5	2,2	4,2	0,5	4,6	2	4	9,55	76,4	3	5	1,5	22,5	103,5
Оп6	2,2	4,2	0,5	4,6	2	4	9,55	76,4	3	5	1,5	22,5	103,5
Оп7	1,4	4,3	0,5	3,0	7,1	4,1	13,8	401,7	8,1	5,1	1,5	62,0	466,7
$\sum V = 2071,8 \text{ м}^3$													
4. Прогонові будови				$V = 82,9 \times 4 + 39 = 370,6 \text{ м}^3$ $G = 130,99 \times 4 + 497 \times 2 + 54,61 = 1572,57 \text{ Т}$									

2.2.3 Варіант 3

Конструкції опор включають залізобетонні підферменники, монолітно з'єднані з тілом опори. Опорні частини прогонових будов укладаються безпосередньо підферменник.

Стояни – монолітні

Фундаменти залізобетонні палі $0.4 \times 0.4 \text{ м}$.

Русло перекривається розрізними фермами по 110 м всередині та двома сталезалізобетонними прогоновими будовами з їздою верхом на баласті 33,6 метрів з лівої сторони та з правої сторони.

Найменування	Формула та об'єми, м^3
--------------	---------------------------------

робіт	
1.Шпунтове огороження - опора №0 - опора №1 - опора № 2 - опора №3 - опора №4 - опора №5	$S = (2 \times a + 2 \times b) \times h$ $S_0 = (2 \times 5,5 + 2 \times 7,2) \times 5 = 127,0 \text{ м}^2$ $S_1 = (2 \times 5,7 + 2 \times 7,2) \times 6 = 155 \text{ м}^2$ $S_2 = (2 \times 6,4 + 2 \times 11,8) \times 8 = 291 \text{ м}^2$ $S_3 = (2 \times 5,8 + 2 \times 11,8) \times 13,5 = 475 \text{ м}^2$ $S_4 = (2 \times 5,8 + 2 \times 11,8) \times 12 = 423 \text{ м}^2$ $S_5 = (2 \times 6,4 + 2 \times 11,8) \times 5,5 = 200 \text{ м}^2$ $\sum S = 1671 \text{ м}^2$
2.Залізобетонні палі - опора № 0, 7 - опора № 1 - опора №2 - опора №3 - опора №4 - опора №5	$V = n \times \dot{A} \times h$ $\dot{A} = \dot{a} \times \hat{a} = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ м}^2$ $V_0 = 15 \times 0,16 \times 9 = 21,6 \text{ м}^3$ $V_1 = 28 \times 0,16 \times 12 = 53,76 \text{ м}^3$ $V_3 = 28 \times 0,16 \times 12 = 53,76 \text{ м}^3$ $V_4 = 28 \times 0,16 \times 12 = 53,76 \text{ м}^3$ $V_5 = 28 \times 0,16 \times 12 = 53,76 \text{ м}^3$ $V_6 = 21 \times 0,16 \times 9 = 30,24 \text{ м}^3$ $\sum V = 267,15 \text{ м}^3$
3. Тіло опори	$V = \dot{a} \times b \times h$

	a	b	h	V1	a	b	h	V2	a	b	h	V3	Σ
Оп0	1,4	4,2	0,5	2,9	5,9	4	13,4	316,2	6,9	5	1,5	51,8	370,9
Оп1	3,2	8	0,5	12,8	3,1	7,9	10,3	252,2	4,1	8,9	1,5	54,7	319,8
Оп2	3,2	8	0,5	12,8	3,1	7,9	10,3	252,2	4,1	8,9	1,5	54,7	319,8
Оп3	3,2	8	0,5	12,8	3,1	7,9	10,3	252,2	4,1	8,9	1,5	54,7	319,8
Оп4	3,2	8	0,5	12,8	3,1	7,9	10,3	252,2	4,1	8,9	1,5	54,7	319,8
Оп5	1,8	8,2	0,5	7,38	1,7	8,1	13,4	184,5	2,7	9,1	1,5	36,9	228,8
$\Sigma V = 1878,9 \text{ м}^3$													
4. Прогонові будови		$V = 39 \text{ м}^3$ $G = 54,61 + 4 \times 497 = 2042,61 \text{ Т}$											

2.3. Техніко-економічне порівняння варіантів

№	Назва показника	Розмірність	Показники		
			1 варіант	2 варіант	3 варіант
1	Отвір мосту	м	441	446	450
2	Шпунтове огороженн я	м ²	1092	1837	1671
3	Об'єм бетону і залізобетон у	м ³	2027,1+186+ 54	2071,8+232,2+ +370,6	1878,9+267,15 +39
4	Метал	т	2381,9	1572,6	2042,61
5	Вартість	Тис.грн	118983	104344	108321,3
6	Вартість 1п.м.	Тис.грн	270	234	240,7

Виходячи з архітектурної особливості та витрат матеріалу найбільш оптимальним варіантом є варіант №2.

3. ПОРІВНЯННЯ КОНСТРУКЦІЇ НЕТИПОВОЇ МЕТАЛЕВОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ З НАСКРІЗНИМИ ФЕРМАМИ ПРОГОНОМ 145 М

3.1 Варіант 1

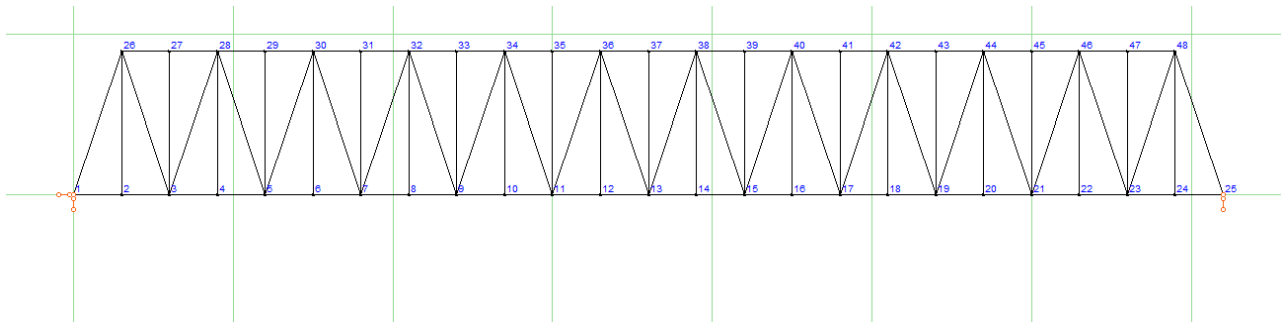


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема

Лінії впливу верхнього поясу

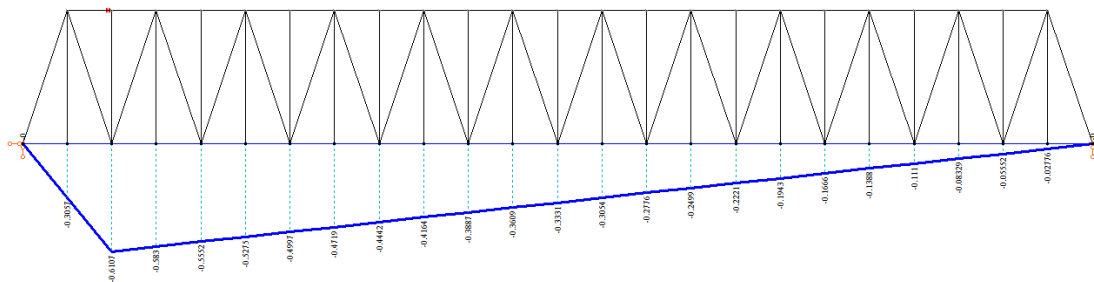


Рисунок 3.2 – Л.В. В1-3

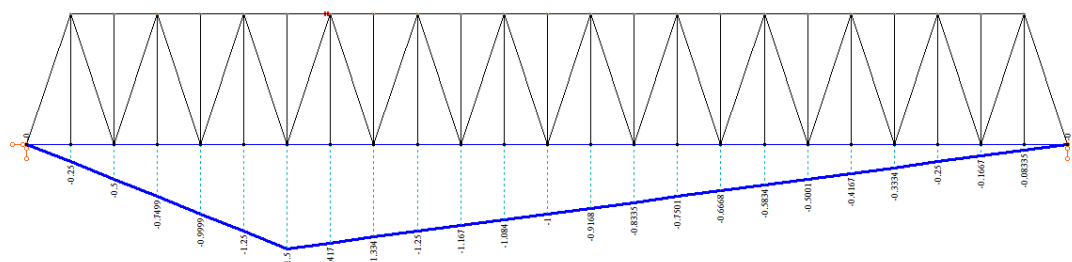


Рисунок 3.3 – Л.В. В5-7

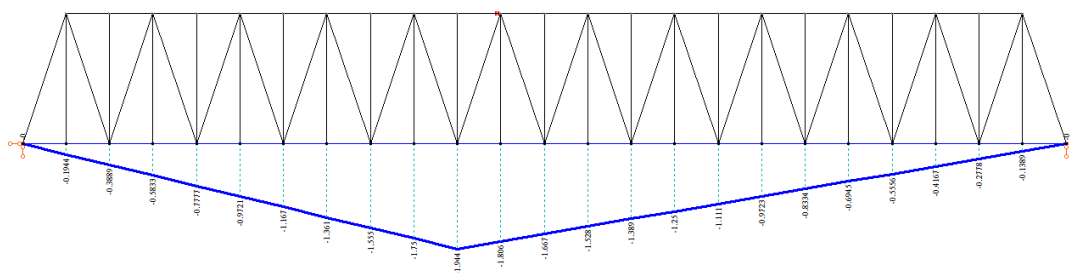


Рисунок 3.4 – Л.В. В9-11

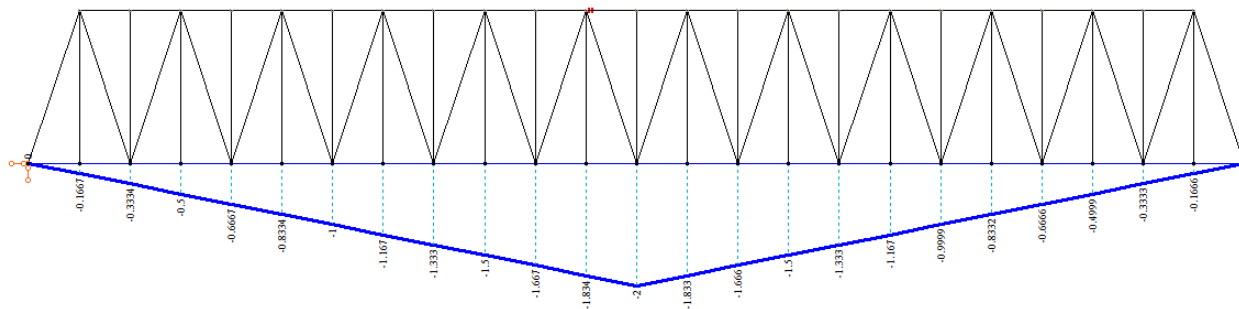


Рисунок 3.5 – Л.В. В11-13

	В1-3	В5-7	В9-11	В11-13
1.	0	0	0	0
2.	-0,30573	-0,24998	-0,19443	-0,16668
3.	-0,61074	-0,49996	-0,38885	-0,33336
4.	-0,58301	-0,74994	-0,58328	-0,50004
5.	-0,55524	-0,99992	-0,7777	-0,66672
6.	-0,52747	-1,2499	-0,97213	-0,8334
7.	-0,49971	-1,4999	-1,1666	-1,0001
8.	-0,47195	-1,4171	-1,361	-1,1668
9.	-0,44419	-1,3336	-1,5554	-1,3334
10.	-0,41643	-1,2502	-1,7498	-1,5001
11.	-0,38866	-1,1669	-1,9442	-1,6668
12.	-0,3609	-1,0835	-1,8059	-1,8336
13.	-0,33314	-1,0002	-1,6668	-1,9998
14.	-0,30538	-0,91682	-1,5279	-1,8332
15.	-0,27762	-0,83347	-1,389	-1,6665
16.	-0,24986	-0,75013	-1,2501	-1,4998
17.	-0,22209	-0,66678	-1,1112	-1,3332
18.	-0,19433	-0,58343	-0,97231	-1,1665
19.	-0,16657	-0,50008	-0,83341	-0,99989
20.	-0,13881	-0,41674	-0,69451	-0,83324
21.	-0,11105	-0,33339	-0,55561	-0,6666
22.	-0,08329	-0,25004	-0,41671	-0,49995
23.	-0,05552	-0,16669	-0,2778	-0,3333
24.	-0,02776	-0,08335	-0,1389	-0,16665
25.	0	0	0	0
	-7,329	-18,002	-23,334	-24,000
	-43,977	-108,012	-140,001	-143,998

Лінії впливу нижнього поясу

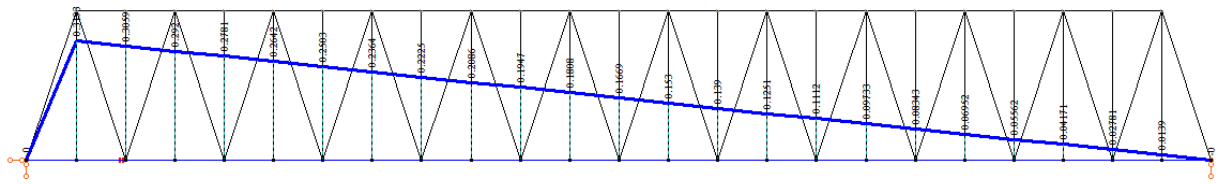


Рисунок 3.6 – Л.в. Н 0-2

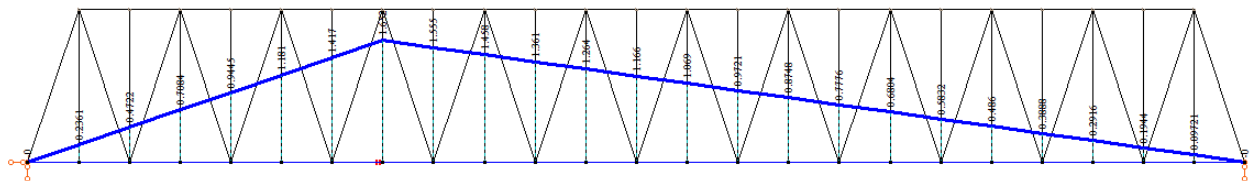


Рисунок 3.7 – Л.в. Н 6-8

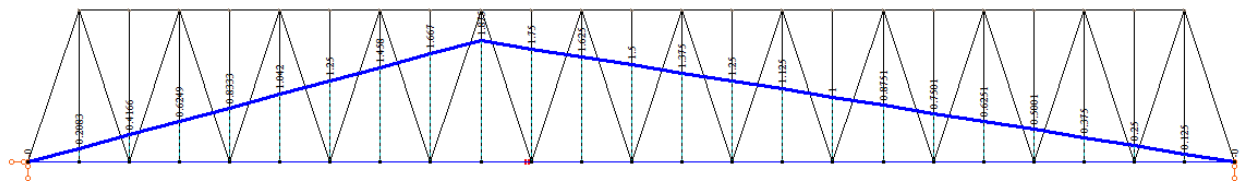


Рисунок 3.8 – Л.в. Н 8-10

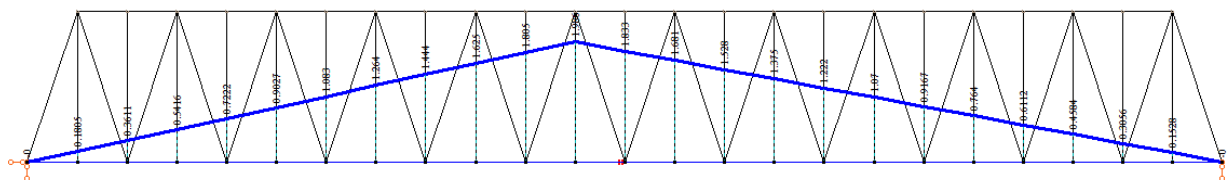


Рисунок 3.9 – Л.в. Н 10-12

	Н 0-2	Н 6-8	Н 8-10	Н 10-12
1.	0	0	0	0
2.	0,31925	0,23609	0,20831	0,18054
3.	0,30591	0,47218	0,41663	0,36108
4.	0,29199	0,70828	0,62494	0,54161
5.	0,27809	0,94437	0,83326	0,72215
6.	0,26419	1,1805	1,0416	0,90269
7.	0,25028	1,4166	1,2499	1,0832
8.	0,23638	1,6524	1,4582	1,2638
9.	0,22247	1,5558	1,6665	1,4443
10.	0,20857	1,4585	1,8746	1,6248
11.	0,19467	1,3613	1,7502	1,8054
12.	0,18076	1,2641	1,6252	1,9857
13.	0,16686	1,1668	1,5002	1,8335

	Н 0-2	Н 6-8	Н 8-10	Н 10-12
14.	0,15295	1,0696	1,3751	1,6807
15.	0,13905	0,97236	1,2501	1,5279
16.	0,12514	0,87512	1,1251	1,3751
17.	0,11124	0,77789	1,0001	1,2223
18.	0,097333	0,68065	0,87509	1,0695
19.	0,083428	0,58342	0,75008	0,91674
20.	0,069523	0,48618	0,62507	0,76395
21.	0,055619	0,38894	0,50005	0,61116
22.	0,041714	0,29171	0,37504	0,45837
23.	0,027809	0,19447	0,25003	0,30558
24.	0,013905	0,097236	0,12501	0,15279
25.	0	0	0	0
сума ординат	3,837	19,834	22,500	23,833
площа л.в.	23,023	119,007	135,002	142,997

Лінії впливу розкосів

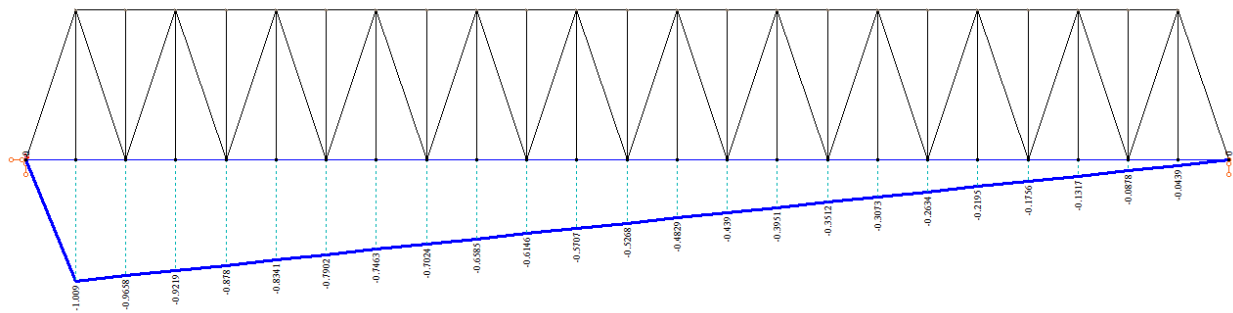
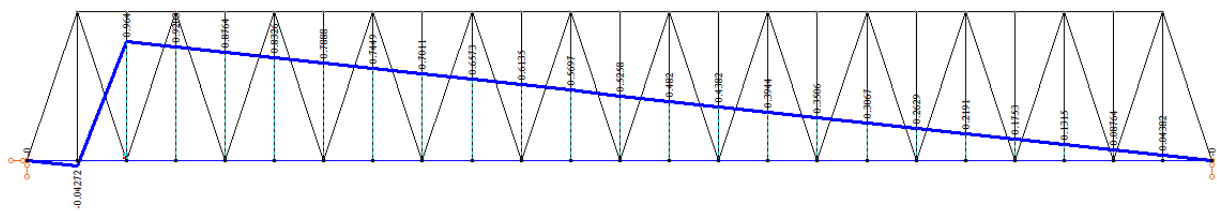


Рисунок 3.10 – Л.в. Р 0-1



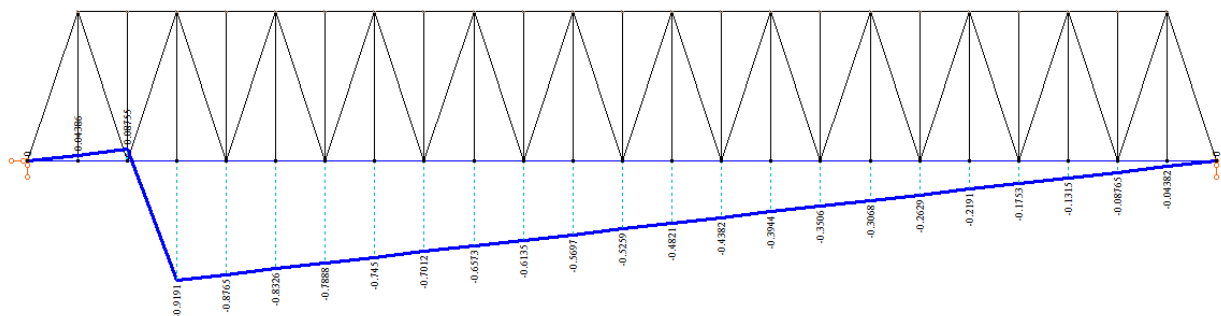


Рисунок 3.12 – Л.в. Р 2-3

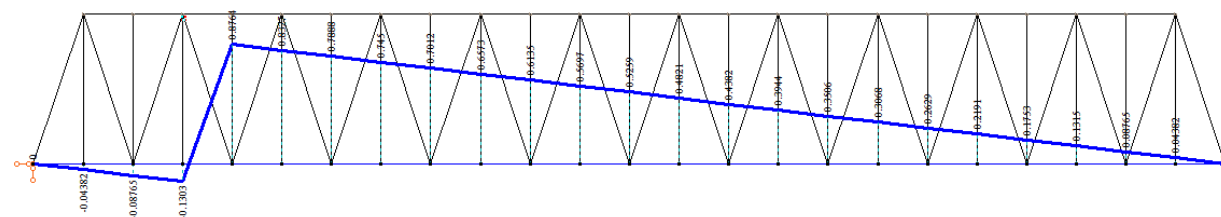


Рисунок 3.13 – Л.в. Р 3-4

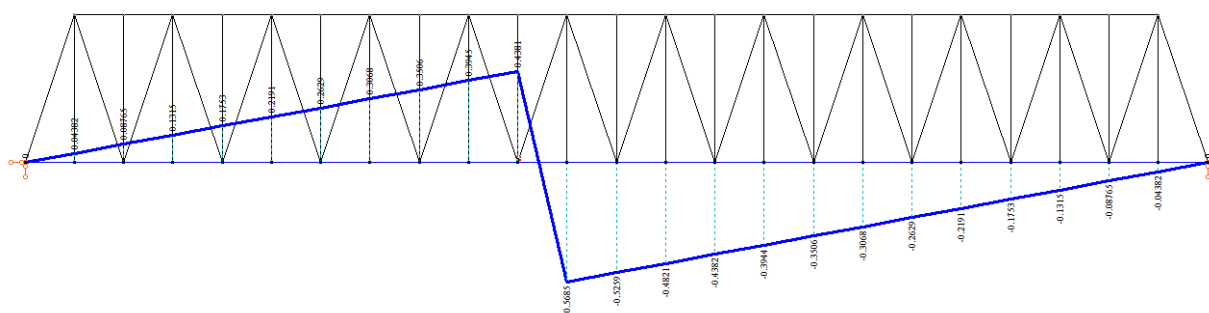


Рисунок 3.14 – Л.в. Р 10-11

	Р 0-1	Р 1-2	Р 2-3	Р 3-4	Р 10-11
1.	0	0	0	0	0
2.	-1,0092	-0,04272	0,043864	-0,04382	0,043823
3.	-0,96581	0,96396	0,087553	-0,08765	0,087646
4.	-0,92191	0,92027	-0,9191	-0,13028	0,13147
5.	-0,87801	0,87641	-0,87647	0,87637	0,17529
6.	-0,83411	0,83259	-0,83264	0,83268	0,21912
7.	-0,79021	0,78877	-0,78882	0,78882	0,26294
8.	-0,74631	0,74495	-0,745	0,74499	0,30676
9.	-0,70241	0,70113	-0,70117	0,70117	0,35059
10.	-0,65851	0,65731	-0,65735	0,65735	0,39445
11.	-0,61461	0,61349	-0,61353	0,61353	0,43814
12.	-0,57071	0,56967	-0,5697	0,5697	-0,56851
13.	-0,52681	0,52585	-0,52588	0,52588	-0,52588
14.	-0,48291	0,48203	-0,48206	0,48206	-0,48205
15.	-0,43901	0,43821	-0,43823	0,43823	-0,43823

	P 0-1	P 1-2	P 2-3	P 3-4	P 10-11
16.	-0,3951	0,39438	-0,39441	0,39441	-0,39441
17.	-0,3512	0,35056	-0,35059	0,35059	-0,35059
18.	-0,3073	0,30674	-0,30676	0,30676	-0,30676
19.	-0,2634	0,26292	-0,26294	0,26294	-0,26294
20.	-0,2195	0,2191	-0,21912	0,21912	-0,21912
21.	-0,1756	0,17528	-0,17529	0,17529	-0,17529
22.	-0,1317	0,13146	-0,13147	0,13147	-0,13147
23.	-0,0878	0,087641	-0,08765	0,087646	-0,08765
24.	-0,0439	0,043821	-0,04382	0,043823	-0,04382
25.	0	0	0	0	0
Сума 1		-0,043	0,131	-0,262	2,410
Сума 2		11,087	-10,122	9,203	-3,987
сума ординат	-12,12	11,04	-9,99	8,94	-1,58
Ω1	0	-0,256	0,789	-1,571	14,461
Ω2	0	66,519	-60,732	55,217	-23,920
Загальна площа л.в.	-72,70	66,26	-59,94	53,65	-9,46

3.2 Друга схема

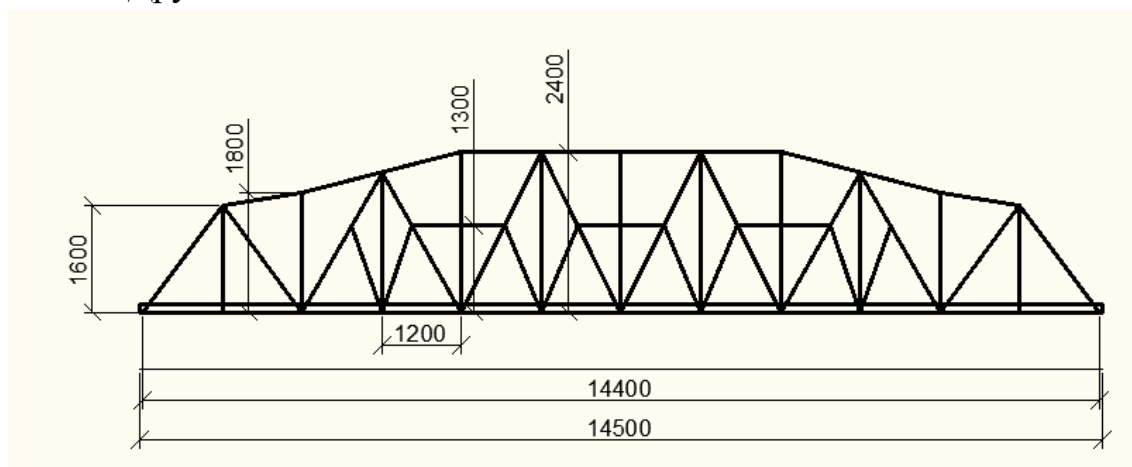


Рисунок 3.15 – Розрахункова схема

Лінії впливу верхнього поясу

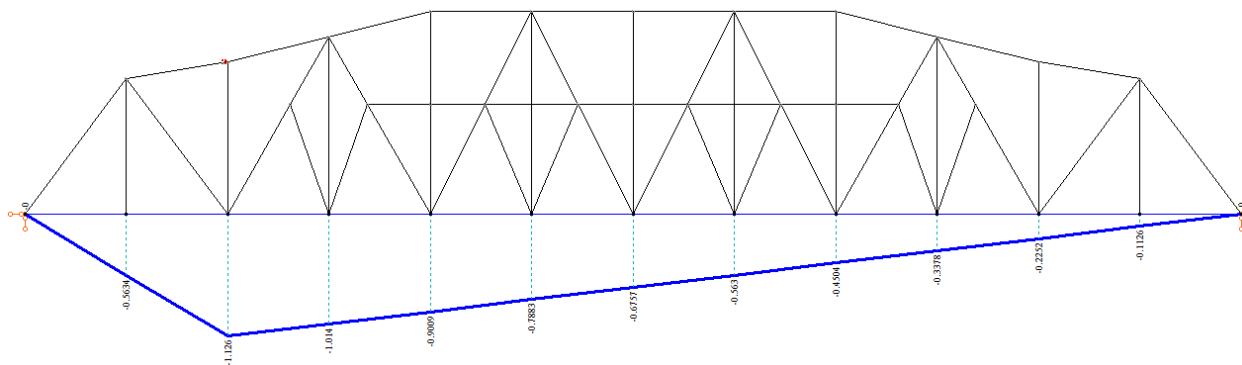


Рисунок 3.16 – В 1-3

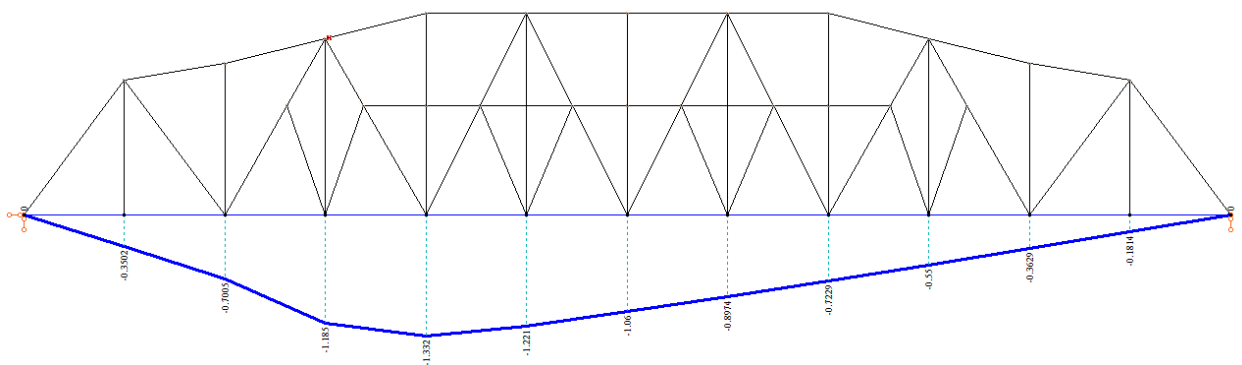


Рисунок 3.17 – В 3-5

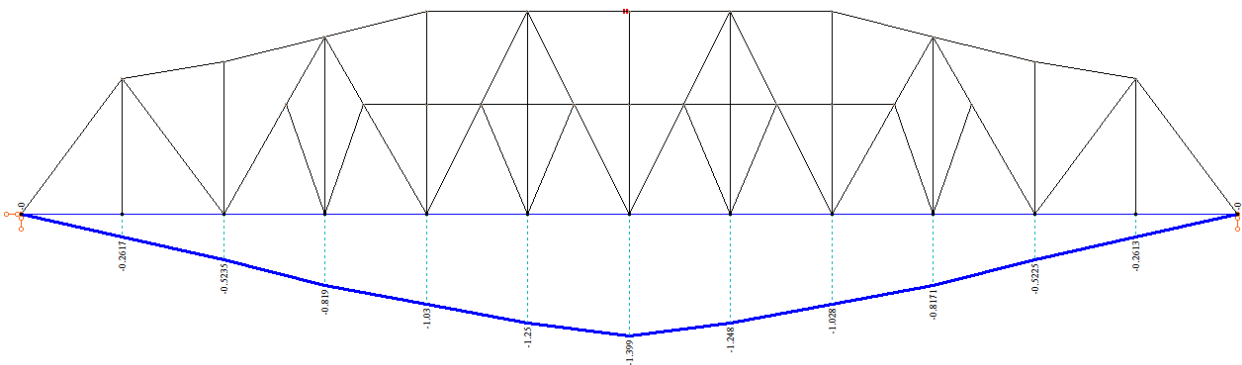


Рисунок 3.18 – В 5-7

Лінії впливу нижнього поясу

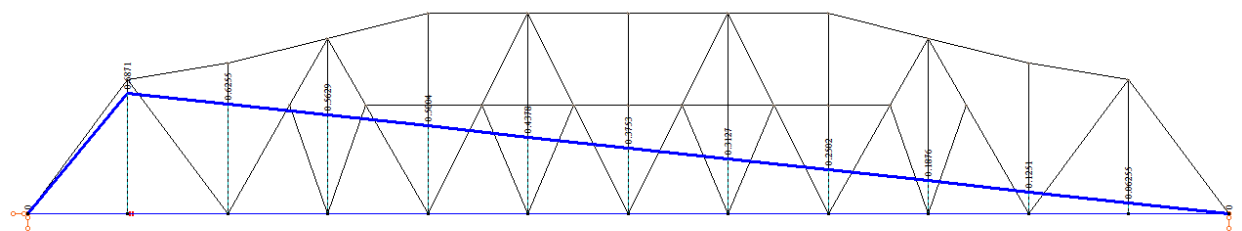


Рисунок 3.19 – Н 0-2

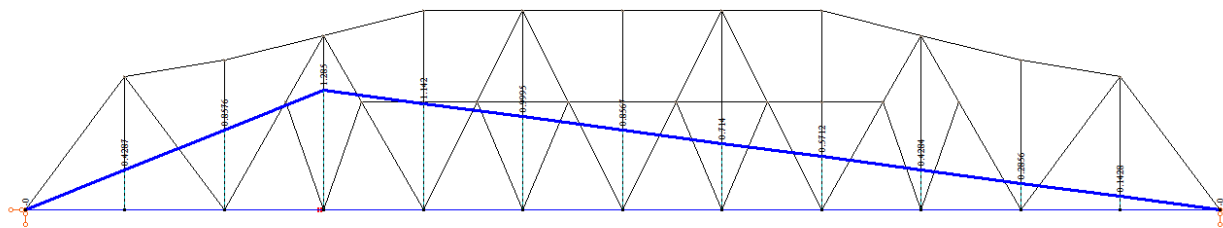


Рисунок 3.20 – Н 2-4

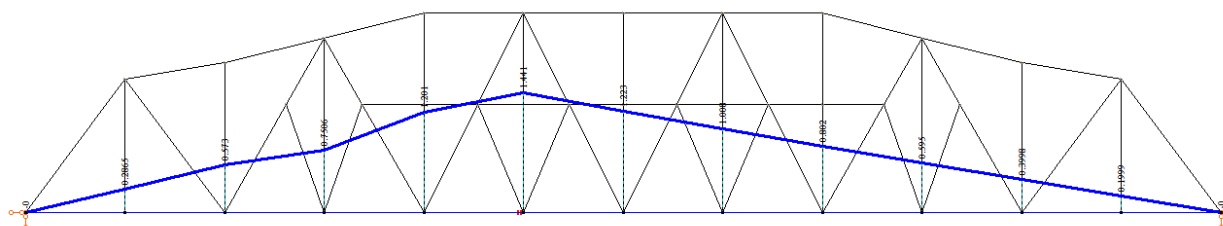


Рисунок 3.21 Н 4-5

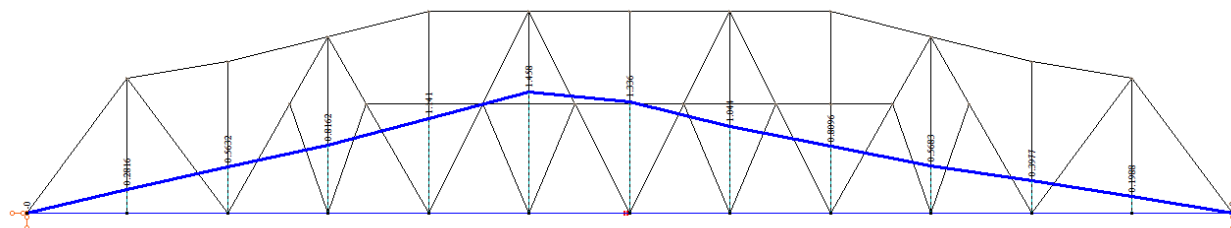


Рисунок 3.22 – Н 5-6

	В 1-3	В 3-5	В 5-7	Н 0-2	Н 2-4	Н 4-5	Н 5-6
1.	0	0	0	0	0	0	0
2.	-	-	-0,26175	0,68706	0,42874	0,28652	0,2816
	0,56343	0,35022					
3.	-1,126	-	-0,52351	0,62554	0,85758	0,57301	0,5632
		0,70048					
4.	-1,0135	-1,1847	-0,81899	0,56289	1,2846	0,75056	0,8162
5.	-	-1,3321	-1,0299	0,50036	1,1422	1,2013	1,1409
	0,90088						
6.	-	-1,2205	-1,2497	0,43782	0,99951	1,4411	1,458
	0,78826						
7.	-	-1,0602	-1,3985	0,37528	0,85674	1,2235	1,3359
	0,67565						
8.	-	-	-1,2479	0,31273	0,71396	1,0078	1,0435
	0,56304	0,89739					
9.	-	-	-1,0281	0,25018	0,57118	0,80202	0,80964
	0,45043	0,72294					
10.	-	-	-0,81712	0,18764	0,42839	0,59497	0,56831

	В 1-3	В 3-5	В 5-7	Н 0-2	Н 2-4	Н 4-5	Н 5-6
	0,33782	0,54998					
11.	- 0,22522	-0,3629	-0,52251	0,12509	0,28559	0,39981	0,39767
12.	- 0,11261	- 0,18145	-0,26125	0,062546	0,14279	0,1999	0,19884
13.	0	0	0	0	0	0	0
сума ординат	-6,76	-8,56	-9,16	4,13	7,71	8,48	8,61
площа л.в.	-81,1	-102,8	-109,9	49,5	92,5	101,8	103,4

Лінії впливу розкосів

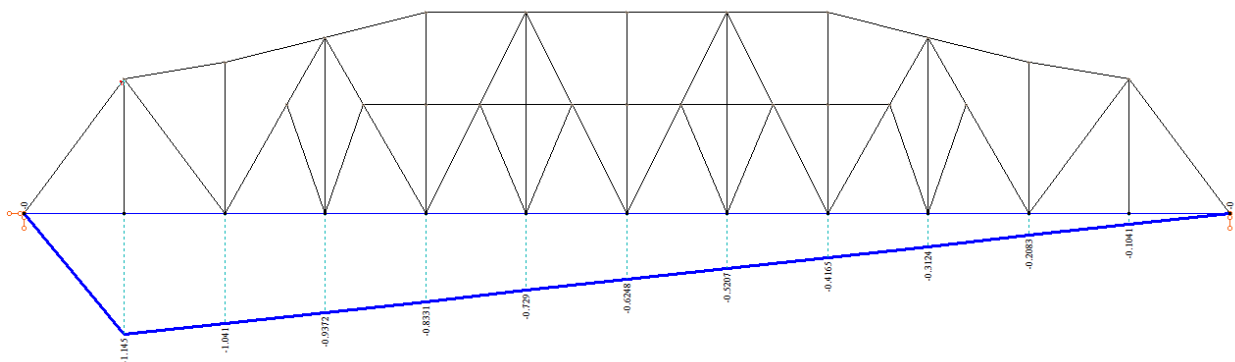


Рисунок 3.23 – Р 0-1

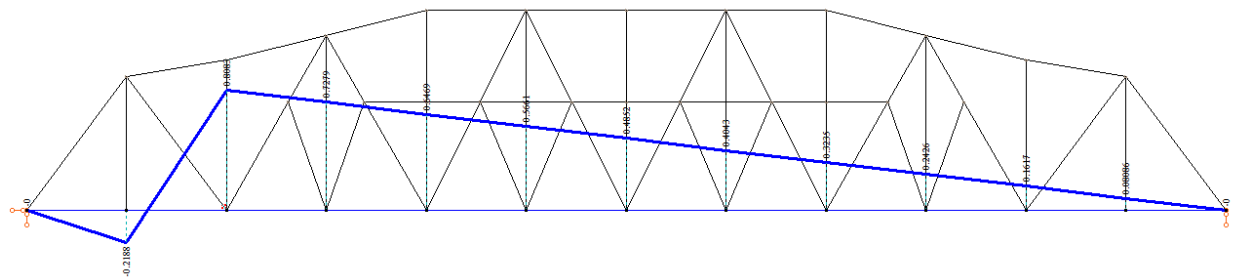


Рисунок 3.24 – Р 1-2

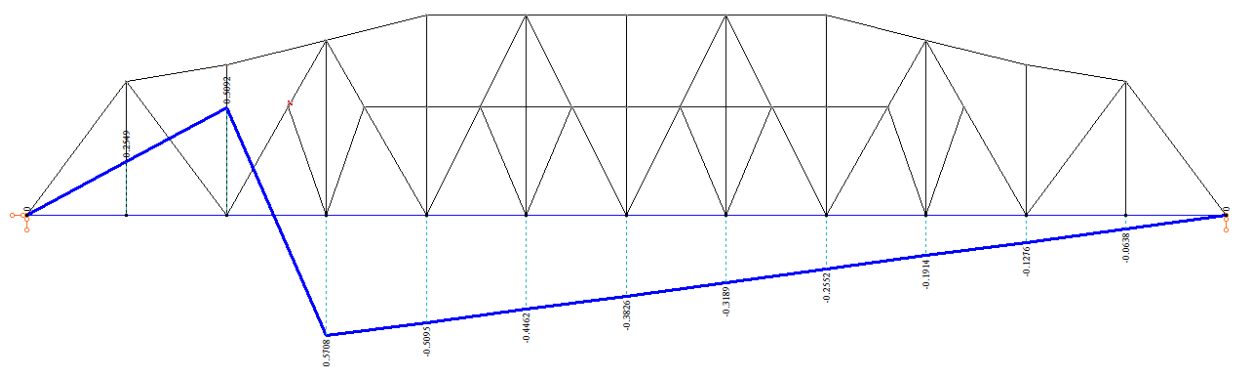


Рисунок 3.25 – Р 2-3

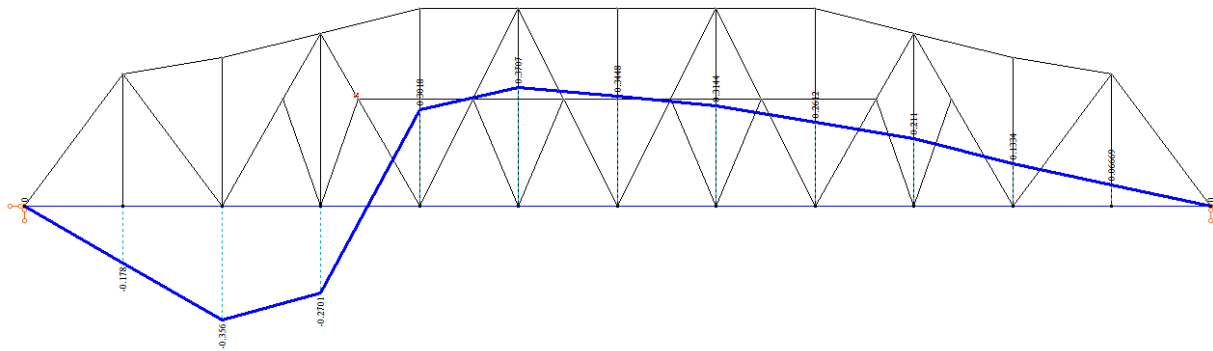


Рисунок 3.26 – В3-С4

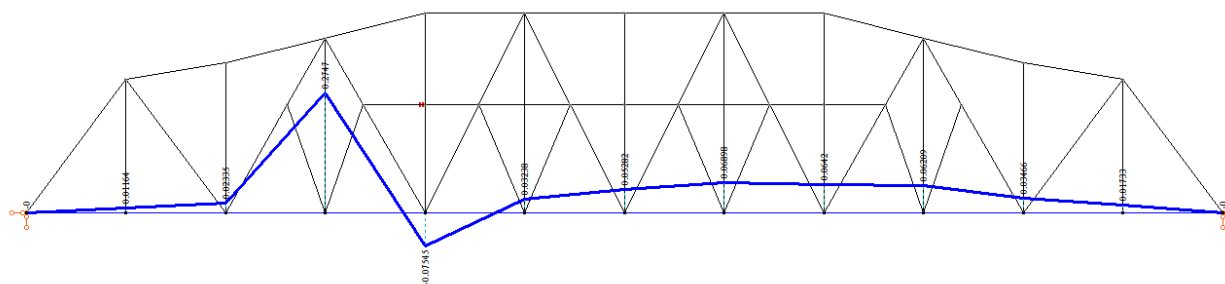


Рисунок 3.27 – С 3-4

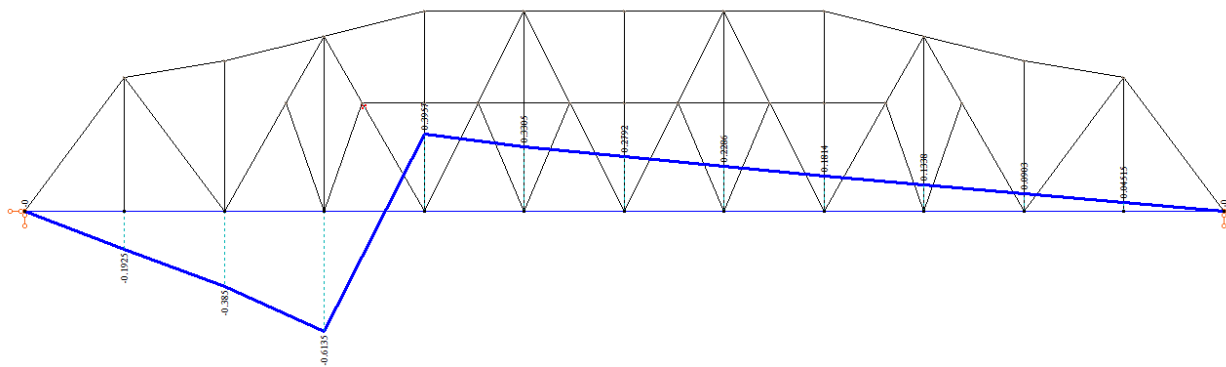


Рисунок 3.28 – С3- Н4

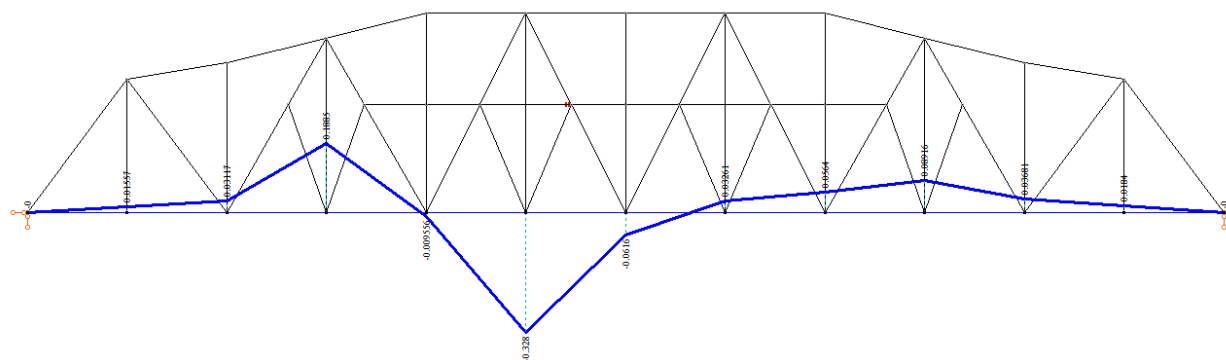


Рисунок 3.29 – С 5-6

	Р 0-1	Р 1-2	Р 2-3	В3-С	С 3-4	С3- Н4	С 5-6
1.	0	0	0	0	0	0	0
2.	-1,1451	-0,21876	0,25518	-0,17804	-0,1925	0,011644	0,015565
3.	-1,0414	0,80827	0,50993	-0,35603	-0,38503	0,023355	0,031171
4.	-0,93722	0,72786	-0,57329	-0,27005	-0,61346	0,27466	0,18852
5.	-0,83309	0,64693	-0,51033	0,30178	0,39575	-0,07545	-0,00956
6.	-0,72895	0,56606	-0,44664	0,37068	0,3305	0,032383	-0,32804
7.	-0,62482	0,48519	-0,38287	0,34483	0,27921	0,052825	-0,0616
8.	-0,52068	0,40432	-0,31908	0,31436	0,22862	0,068983	0,032605
9.	-0,41654	0,32346	-0,25528	0,26124	0,18143	0,064202	0,056402
10.	-0,31241	0,24259	-0,19147	0,211	0,13381	0,062085	0,08916
11.	-0,20827	0,16173	-0,12764	0,13339	0,090301	0,034661	0,03681
12.	-0,10414	0,080865	-0,06382	0,066692	0,045151	0,017329	0,0184
13.	0	0	0	0	0	0	0
Сума 1		-0,21876	0,76511	-0,80412	-1,19099	-0,07545	-0,36659
Сума 2		4,447275	-2,87042	2,003972	1,684772	0,49	-0,30
сума ординат	-6,87	4,23	-2,11	1,20	0,49	0,57	0,07
Ω1	0	-2,63	9,18	-9,65	-14,29	-0,91	-4,40
Ω2	0	53,37	-34,45	24,05	20,22	5,89	-3,57
Загальна площа л.в.	-82,47	50,74	-25,26	14,40	5,93	6,80	0,83

3.3 Схема 3

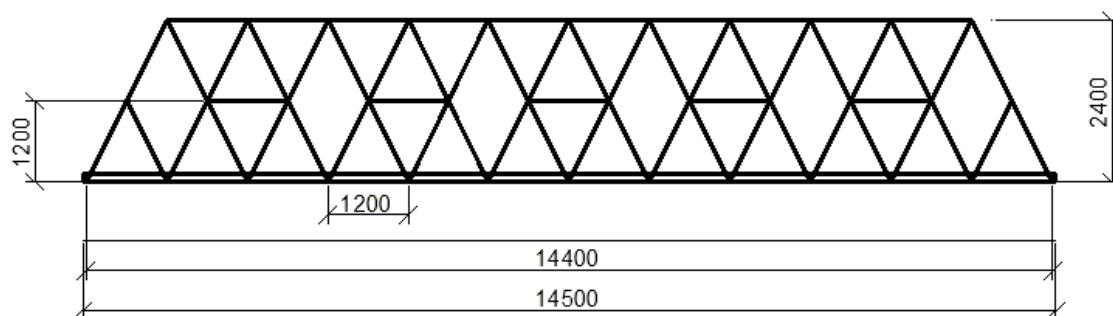


Рисунок 3.30 – Розрахункова схема

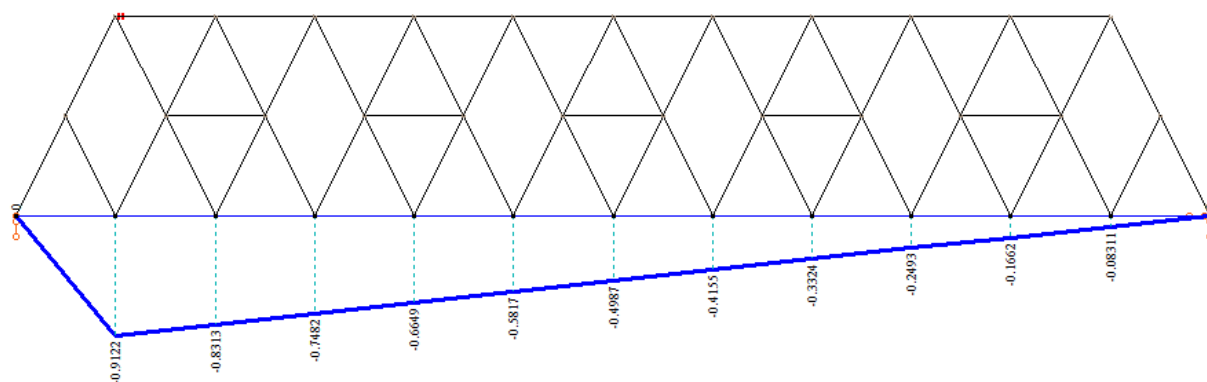


Рисунок 3.31 – В 1-2

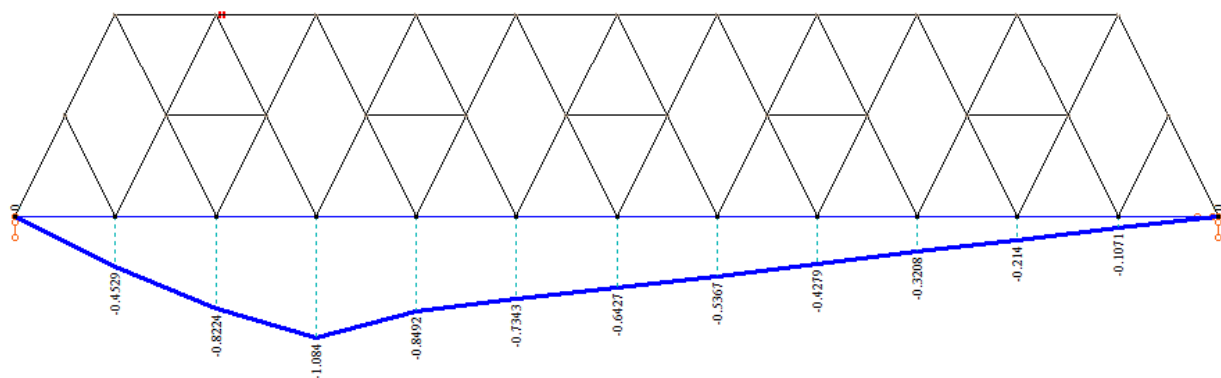


Рисунок 3.32 – В 2-3

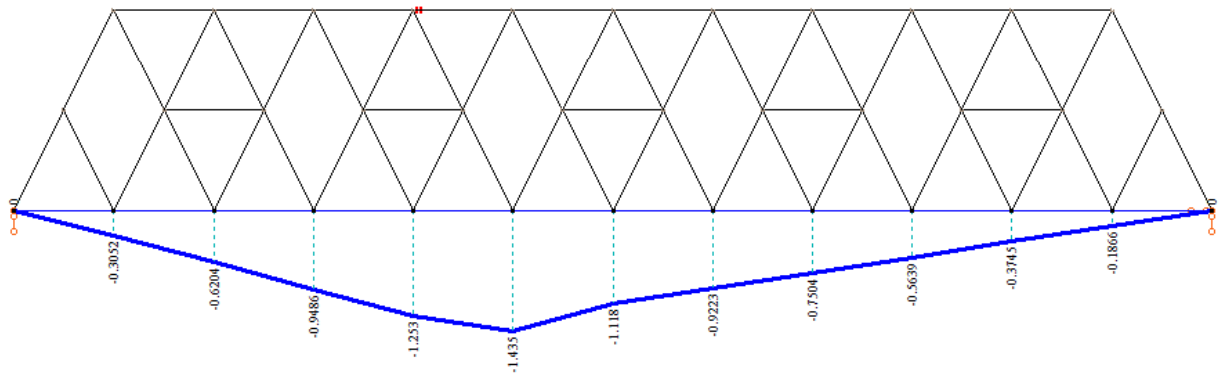


Рисунок 3.33 – В 4-5

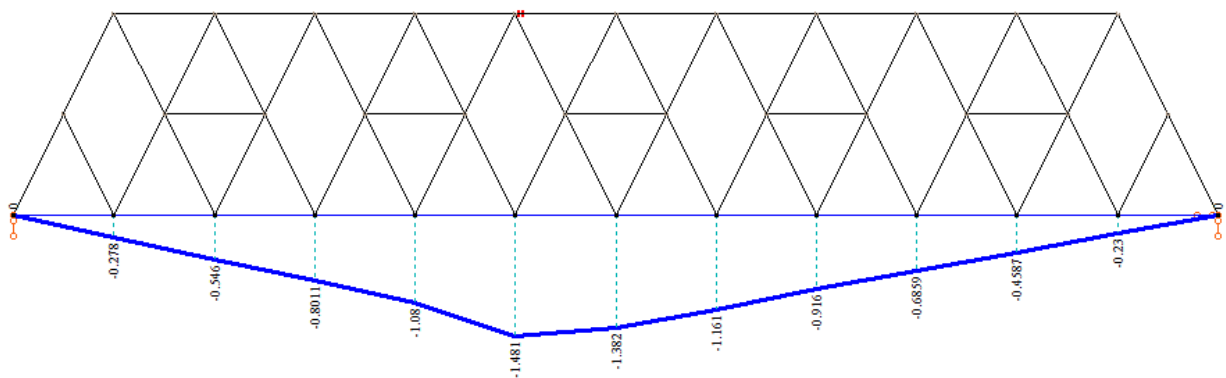


Рисунок 3.34 – В 5-6

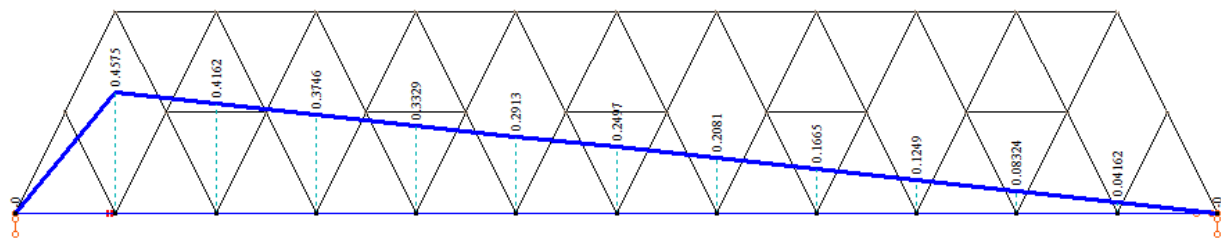


Рисунок 3.35 – Н 0-1

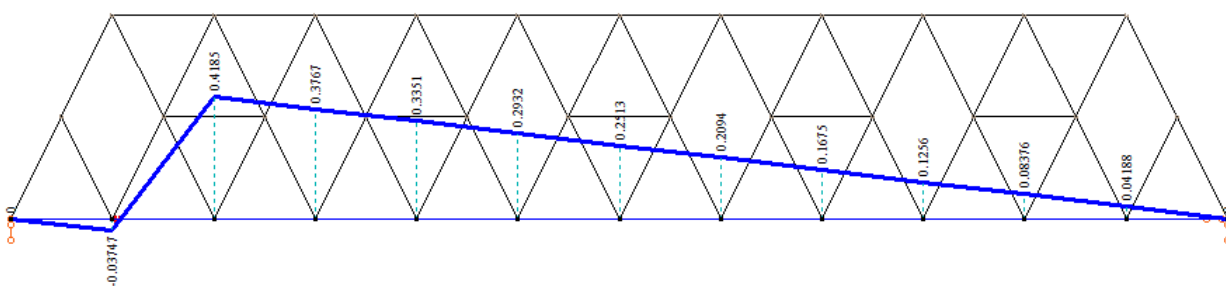


Рисунок 3.36 – Н 1-2

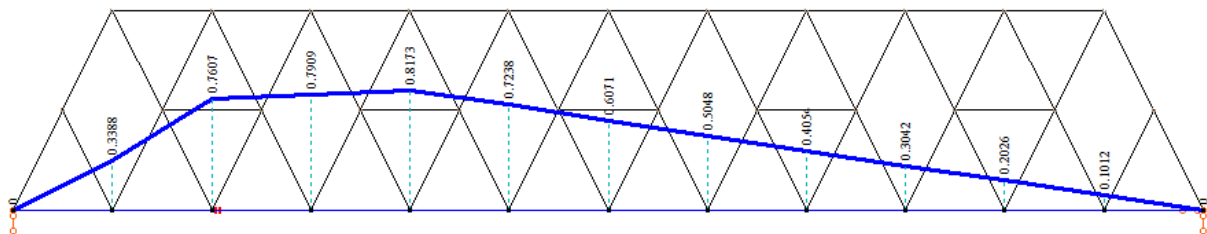


Рисунок 3.37 – Н 2-3

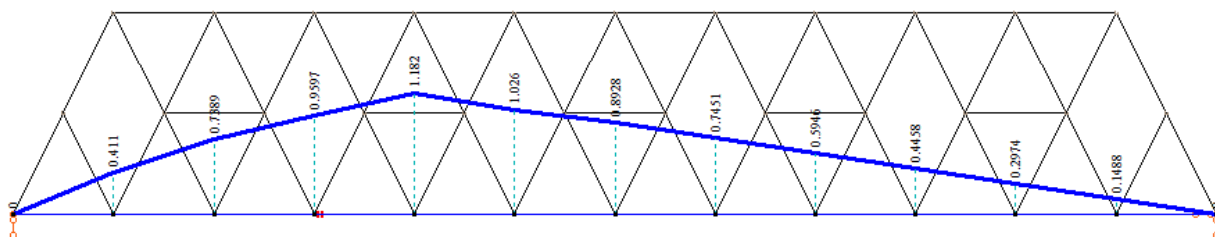


Рисунок 3.38 – Н 3-4

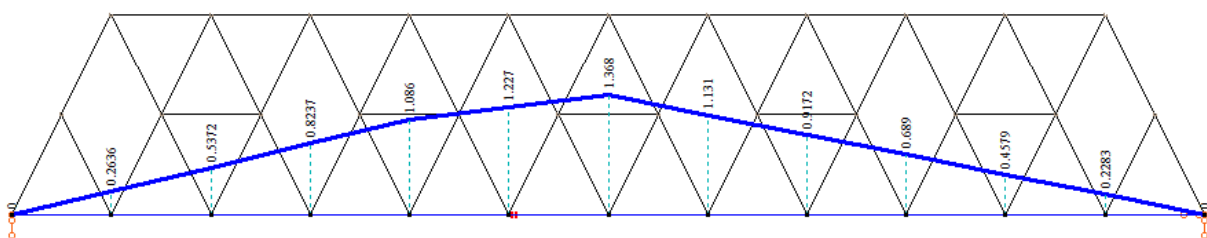


Рисунок 3.39 – Н 5-6

	В 1-2	В 2-3	В 4-5	В 5-6	Н 0-1	Н 1-2	Н 2-3	Н 3-4	Н 5-6
1.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2.	0,91222	-0,4529	0,30519	-0,278	0,45746	-0,03747	0,33879	0,411	0,26361
3.	0,83131	0,82243	0,62043	0,54601	0,41621	0,41852	0,76074	0,73895	0,53721
4.	-0,7482	-1,0839	0,94864	0,80111	0,3746	0,37674	0,79089	0,9597	0,82372
5.	0,66486	0,84915	-1,253	-1,0801	0,33294	0,33506	0,81733	1,1824	1,0864
6.	0,58173	0,73434	-1,4348	-1,4805	0,29132	0,2932	0,72382	1,0261	1,2275
7.	0,49865	0,64275	-1,1177	-1,382	0,24971	0,25129	0,60711	0,89284	1,3678
8.	0,41555	-0,5367	0,92229	-1,1607	0,20809	0,20941	0,50484	0,74512	1,1308
9.	0,33243	0,42787	0,75039	0,91597	0,16647	0,16753	0,40537	0,5946	0,91724
10.	0,24933	0,32078	0,56387	-0,6859	0,12485	0,12565	0,30415	0,44582	0,68901

	В 1-2	В 2-3	В 4-5	В 5-6	Н 0-1	Н 1-2	Н 2-3	Н 3-4	Н 5-6
11.	- 0,16622	- 0,21402	- 0,37448	- 0,45871	0,083235	0,083764	0,2026	0,29739	0,4579
12.	- 0,08311	- 0,10708	- 0,18664	- 0,22996	0,041618	0,041882	0,10123	0,14876	0,22835
13.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
сума ординат	-5,48	-6,19	-8,48	-9,02	2,75	2,27	5,56	7,44	8,73
площа л.в.	-65,80	-74,30	-101,73	-108,23	32,96	27,19	66,68	89,31	104,75

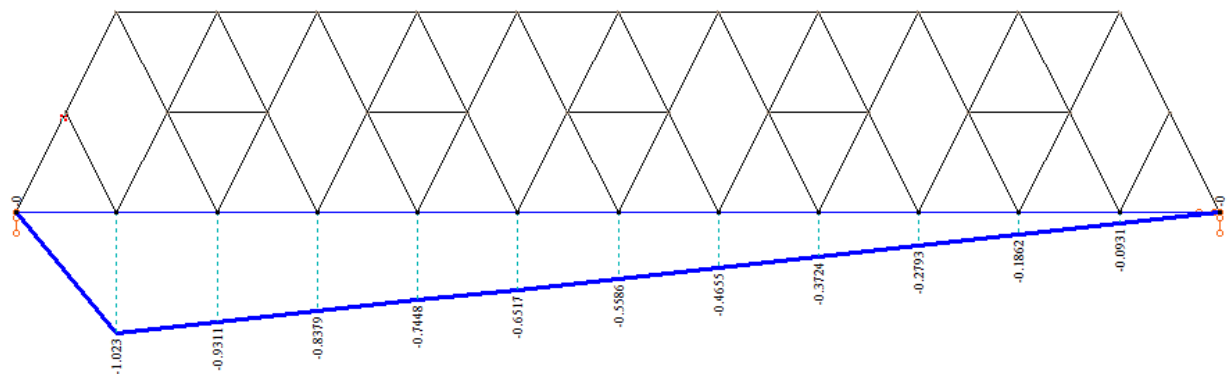


Рисунок 3.40 – Н 0-В1

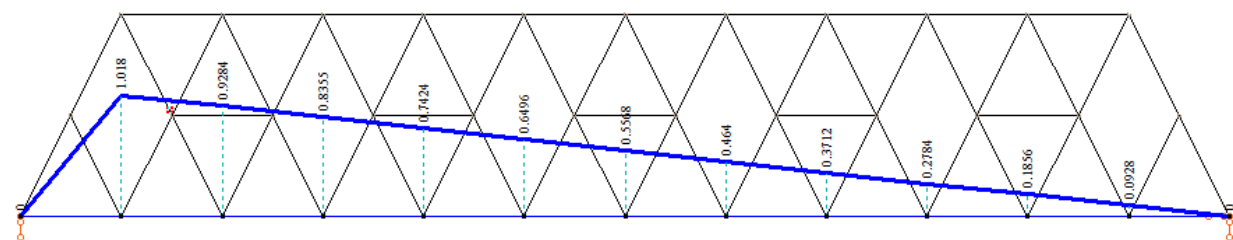


Рисунок 3.41 – В 1- С2

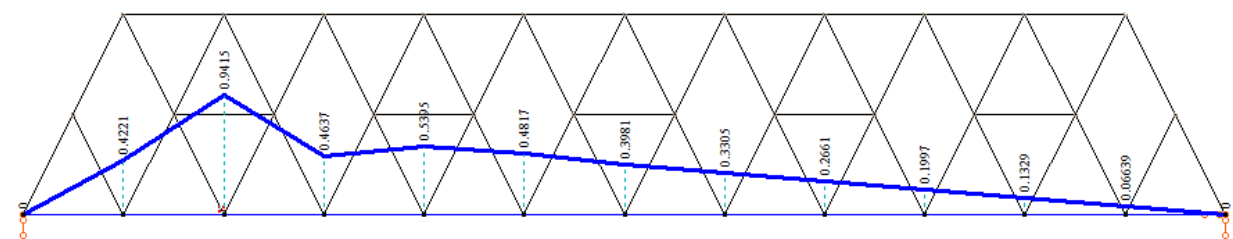


Рисунок 3.42 – С2-Н2

	Н 0-В1	В 1- С2	С2-Н2
1.	0	0	0
2.	-1,0235	1,018	0,42205
3.	-0,9311	0,92839	0,94154
4.	-0,83793	0,83551	0,46368
5.	-0,74479	0,74241	0,53949
6.	-0,65169	0,64959	0,48174

7.	-0,55859	0,55682	0,39808
8.	-0,4655	0,46402	0,33053
9.	-0,3724	0,37121	0,26608
10.	-0,2793	0,27841	0,1997
11.	-0,1862	0,18561	0,13295
12.	-0,0931	0,092803	0,066394
13.	0	0	0
сума ординат	-6,14	6,12	4,24
площа л.в.	-73,73	73,47	50,91

3.4 Висновки

Порівнявши пропоновані варіанти конструкції нетипової металевої прогонової будови з наскрізними фермами прогоном 145 м під навантаження С14 по лініям впливу та можливості орієнтуватися по величині зусиль основних елементів, що мають максимальні зусилля, видно що варіант 1 має найбільші зусилля (в 1,3 рази більші) в основних елементах.

Варіанти 2 та 3 мають близькі значення верхнього поясу 109,9/108,23 та нижнього поясу 103,4/104,75. А порталний розкос у варіанта 2 – 82,47 в порівнянні з варіантом 3 – 73,43.

Тож варіант №3 по критерію меншості зусиль являється самим оптимальним, що і пропонується до розробки.

4. РОЗРАХУНОК ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ

4.1.1. Вибір розрахункової схеми, визначення навантаження та зусиль

$$d = 12.0 \text{ м} \quad b = 1.9 \text{ м} \quad B_{\phi} = 5.7 \text{ м} \quad H_{\phi} = 24 \text{ м}$$

Проїзна частина прогонової споруди із наскрізними фермами складається з поперечних балок, які ставляться між головними фермами в кожному з вузлів їзового поясу, двох ниток поздовжніх балок, які розміщуються симетрично відносно осі прогонової споруди та мостового полотна.

Для спрощення розрахунку та створення запасу міцності для поздовжньої балки приймаю розрахункову схему у вигляді простої балки з одним прогоном, прогін якої дорівнює довжині панелі d .

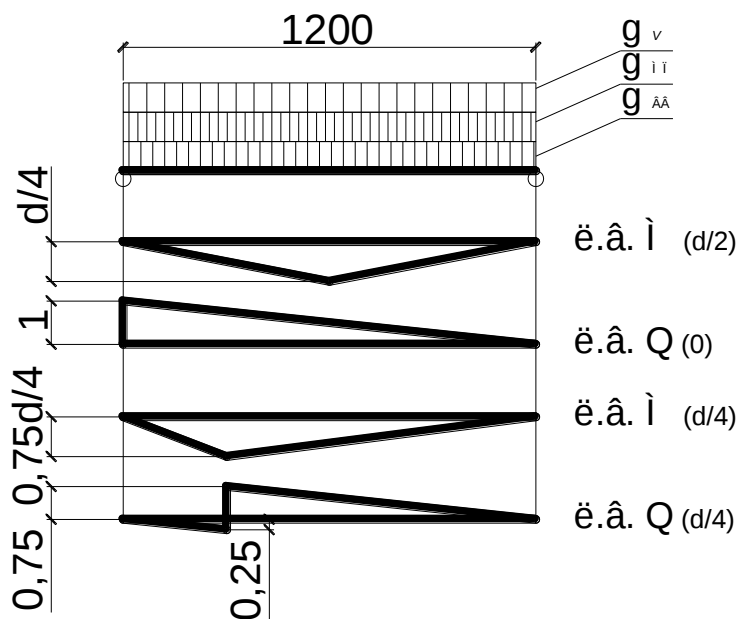


Рисунок - 3.1 Розрахункова схема поздовжньої балки, лінії впливу M та Q

Для визначення зусиль (M та Q) спочатку треба побудувати лінії впливу зусиль в небезпечних перерізах балки. Для згинального моменту M цей переріз відповідає середині прольоту балки, а для поперечної сили Q – перерізу на опорі.

Зусилля в поздовжній балці виникають від постійного та тимчасового навантаження. До постійного навантаження відносяться вага поздовжньої балки ($q_{вв}$) та вага мостового полотна ($q_{мп}$), а до тимчасового – вертикальне навантаження від рухомого складу поїздів ($q_{т}$). Кожне з цих навантажень приймається у вигляді рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю відповідно з вимогами норм.

Нормативну величину інтенсивності власної ваги балки можна прийняти за формулою

$$q_{\text{ВВ}}^{\text{H}} = (0,2 \cdot d + 1) = (0,2 \cdot 12 + 1) = 3,4 \text{ кН/м кН/м.}$$

Нормативне навантаження від ваги мостового полотна $q_{\text{МП}}$ приймається згідно ДБН В.2.3-14:2006. При цьому вказані величини інтенсивності навантажень на одну балку треба зменшити в два рази. Нормативне навантаження на плитах БМП:

$$q_{\text{МП}}^{\text{H}} = \frac{22,6}{2} = 11,3 \text{ кН/м}$$

Нормативна інтенсивність тимчасового вертикального навантаження ($q_{\text{т}}^{\text{H}}$) на одну поздовжню балку визначається за формулою:

$$q_{\text{т}}^{\text{H}} = \frac{\nu \cdot K}{2},$$

де ν - інтенсивність тимчасового вертикального навантаження від залізничного рухомого складу, яке визначається за в залежності від довжини завантаження лінії впливу λ та положення її максимальної ординати α при $K=1$, K - клас тимчасового навантаження 14.

$$\omega_{\lambda, \text{в.} Q_0} = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot d = \frac{12}{2} = 6 \text{ м};$$

$$\omega_{\lambda, \text{в.} M_{d/2}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{d}{4} \cdot d = \frac{12^2}{8} = 18,0 \text{ м}^2;$$

$$\omega_{\lambda, \text{в.} M_{d/4}} = \frac{1}{2} \cdot y \cdot d = \frac{1}{2} \cdot 2,25 \cdot 12 = 13,5 \text{ м}^2;$$

$$\omega_{\lambda, \text{в.} Q_{d/4}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{d}{4} \cdot 0,25 + \frac{1}{2} \cdot \frac{3 \cdot d}{4} \cdot 0,75 = \frac{1}{2} \cdot \frac{12}{4} \cdot 0,25 + \frac{1}{2} \cdot \frac{3 \cdot 12}{4} \cdot 0,75 = 3,38 \text{ м}^2;$$

$$(1 + \mu) = \left(1 + \frac{18}{30 + \lambda} \right) - \text{коефіцієнт динамічності, } \lambda = d = 12 \text{ м};$$

$$(1 + \mu) = \left(1 + \frac{18}{30 + 12} \right) = 1,43$$

$$\gamma_{\text{fn}} = 1,1; \quad \gamma_{\text{ф.н.}} = 1,1$$

$$\gamma_{\text{fv}} = 1,3 - 0,003 \cdot \lambda = 1,3 - 0,003 \cdot 12 = 1,26$$

Визначення максимальних зусиль із розрахунку на міцність:

$$M_{\max}^M = \left(q_{\text{вв}}^H \cdot \gamma_{fn} + q_{mn}^H \cdot \gamma_{fm,n} + \frac{\nu_1 K}{2} (1 + \mu) \gamma_{fv} \right) \cdot \omega_{\text{л.в.}M_{d/2}} =$$

$$= (3.4 \cdot 1.1 + 11 \cdot 1.1 + \frac{205.5}{2} \cdot 1.43 \cdot 1.26) \cdot 18 = 4512,40 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{d/4}^M = \left(q_{\text{вв}}^H \cdot \gamma_{fn} + q_{mn}^H \cdot \gamma_{fm,n} + \frac{\nu_2 K}{2} (1 + \mu) \gamma_{fv} \right) \cdot \omega_{\text{л.в.}M_{d/4}} =$$

$$= (3.4 \cdot 1.1 + 11.3 \cdot 1.1 + \frac{242.375}{2} \cdot 1.43 \cdot 1.26) \cdot 13.5 = 2723,05 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\frac{\text{max}}{d/2}}^{\text{в}} = \left(q_{\text{вв}}^H + q_{mn}^H + \frac{\nu_3 K}{2} (1 + \frac{2}{3} \mu) \varepsilon \right) \cdot \omega_{\text{л.в.}M_{d/2}} =$$

$$= (3.4 + 11.3 + \frac{205.5}{2} \cdot 1.29 \cdot 0.85) \cdot 18 = 2819,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\frac{\text{min}}{d/2}}^{\text{в}} = (q_{\text{вв}}^H + q_{mn}^H) \cdot \omega_{\text{л.в.}M_{\max}} = (30.4 + 11.3) \cdot 18 = 264,60 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max}^M = \left(q_{\text{вв}}^H \cdot \gamma_{fn} + q_{mn}^H \cdot \gamma_{mn} + \frac{\nu_5 K}{2} (1 + \mu) \right) \cdot \omega_{\text{л.в.}Q_0} =$$

$$= (3.4 \cdot 1.1 + 11.3 \cdot 1.1 + \frac{234.9}{2} \cdot 1.26 \cdot 1.43) \cdot 6 = 2641,99 \text{ кН};$$

4.1.2. Підбір перерізу поздовжньої балки

Поздовжня балка приймаю у вигляді зварного симетричного двотавра, поперечний переріз якого складається з двох горизонтальних поясів та одного вертикального листа.

За умови мінімальної витрати сталі висота поздовжніх балок h має бути

призначена в межах $(\frac{1}{5} \dots \frac{1}{7}) \cdot d$.

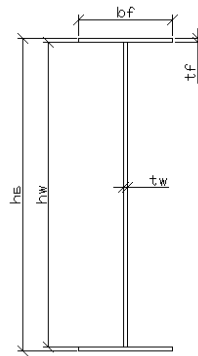


Рисунок -3.2 Поперечний переріз поздовжньої балки

Розміри поперечного перерізу поздовжніх балок залежать від навантаження, довжини панелі та марки сталі. При попередньому визначенні розмірів поперечного перерізу балок спочатку визначають висоту балки, приймають ширину горизонтальних листів та товщину вертикального листа.

$$h_o = \frac{1}{7} \cdot 12 = 1.7 \text{ м};$$

h_w - висота стінки балки.

$$t_w = 16 \text{ мм}; \quad b_f = 300 \text{ мм};$$

$$t_f = \frac{2,1}{(b_f - t_w) \cdot h_o^2} \cdot \left(\frac{M_{\max}^M}{R_y \cdot m} \cdot \frac{h_o}{2} - \frac{t_w \cdot h_o^3}{12} \right);$$

де: $R_y = 295 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір сталі 15ХСНД.

$m = 0.9$ – коефіцієнт умов роботи.

$$t_f = \frac{2,1}{(30 - 1.6) \cdot 170^2} \cdot \left(\frac{430710}{29.5 \cdot 0.9} \cdot \frac{170}{2} - \frac{1.6 \cdot 170^3}{12} \right) = 2.02 \text{ см};$$

Приймаємо $t_f = 2.2 \text{ см};$

Знаходимо момент інерції бруто перерізу балки:

$$I_{op} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot a^2 \right);$$

відстань між центрами ваги поясу та всього перерізу балки.

$$I_{op} = \frac{1.6 \cdot 165.6^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{30 \cdot 2.2^3}{12} + 30 \cdot 2.2 \cdot 83.9^2 \right) = 1534736.749 \text{ см}^4;$$

$$I_{nm} = 0.85 \cdot I_{op} = 0.85 \cdot 1534736.749 = 1304526.236 \text{ см}^4;$$

Момент опору перерізу балки:

$$W_{op} = \frac{I_{op}}{\frac{h_o}{2}} = \frac{1534736.749}{170/2} = 18055.73 \text{ см}^3;$$

$$W_{nm} = 0.85 \cdot W_{op} = 0.85 \cdot 18055.73 = 15347.367 \text{ см}^3;$$

4.1.3. Перевірка перерізу балки на міцність за нормальними напруженнями

Поздовжня балка працює на згин, тому для підбраного перерізу виконується перевірка згідно з вимогами п.4.24 ДБН перевірка балок за нормальними напруженнями проводиться за формулою:

$$\sigma = \frac{M_{\max}^M}{\chi \cdot W_{nm}} \leq R_y \cdot m;$$

де: χ - коефіцієнт, яким враховується часткове допущення в балках пластичних деформацій. Він визначається за таблицею 4.13 ДБН в залежності від таких величин: $\frac{A_{f \min}}{A_w}$ та $\frac{A_{f \min} + A_w}{A}$, де

$$A_f = b_f \cdot t_f = 30 \cdot 2.2 = 66 \text{ см}^2 - \text{площа перерізу одного поясу балки};$$

$$A_w = h_w \cdot t_w = 165.6 \cdot 1.6 = 264.96 \text{ см}^2 - \text{площа перерізу стінки балки};$$

$$A = A_w + 2 \cdot A_{f \min} = 264.96 + 2 \cdot 66 = 396.96 \text{ см}^2 - \text{площа перерізу балки}.$$

$$\frac{A_{f \min}}{A_w} = \frac{66}{264.96} = 0.2; \quad \frac{A_{f \min} + A_w}{A} = \frac{66 + 264.96}{396.96} = 0.8$$

Знаходимо, що $\chi = 1.15$

$$\sigma = \frac{451240}{1.15 \cdot 15347.367} = 25.567 \text{ кН / см}^2 < 29.5 \cdot 0.9 = 26.55 \text{ кН / см}^2; - \text{Умова}$$

виконується, недонапруження складає 3,7 %.

4.1.4. Перевірка перерізу балки за дотичними напруженнями

Максимальні дотичні напруження виникають в опорних перерізах балки, де діє найбільша поперечна сила.

Величина дотичних напружень згідно з п.4.28 ДБН повинна відповідати умові:

$$\tau = \frac{Q_{\max}^M \cdot S_{\bar{o}p}^{nn}}{\chi_2 \cdot I_{\bar{o}p} \cdot t_w} \leq R_s \cdot m;$$

$S_{\bar{o}p}^{mn} = b_f \cdot t_f \cdot a_1 + t_w \cdot \frac{h_w}{2} \cdot a_2$; - статичний момент половини перерізу балки відносно нейтральної осі.

$$a_1 = \frac{h_o}{2} - \frac{t_f}{2} = \frac{170}{2} - \frac{2.2}{2} = 83.9 \text{ см};$$

$$a_2 = \frac{h_w}{4} = \frac{165.6}{4} = 41.4 \text{ см};$$

$$S_{\bar{o}p}^{mn} = 30 \cdot 2.2 \cdot 83.9 + 1.6 \cdot \frac{165.6}{2} \cdot 41.4 = 11022.072 \text{ см}^3;$$

$$\chi_2 = 1.25 - 0.25 \cdot \frac{S_{\bar{o}p}^n}{S_{\bar{o}p}^{mn}};$$

$$S_{\bar{o}p}^n = b_f \cdot t_f \cdot a_1 = 30 \cdot 2.2 \cdot 83.9 = 5537.4 \text{ см}^3;$$

$$\chi_2 = 1.25 - 0.25 \cdot \frac{5537.4}{11022.072} = 1.124;$$

$R_s = 0.58 \cdot R_y$ - розрахунковий опір сталі на зсув;

$$\tau = \frac{1258.69 \cdot 11022.072}{1.124 \cdot 1534736.749 \cdot 1.6} = 5.025 \text{ кН / см}^2 < 0.58 \cdot 29.5 \cdot 0.9 = 15.4 \text{ кН / см}^2;$$

Умова виконується.

4.1.5. Перевірка перерізу балки за нормальними напруженнями на витривалість

Перевірка перерізу балки, яка працює на згин згідно з вимогами п.4.55 ДБН перевірка балок за нормальними напруженнями на витривалість проводиться за формулою:

$$\sigma_{\max, \text{ef}}^B = \frac{M_{\max}^B}{\chi_3 \cdot W_{\text{нт}}} \leq \gamma_w \cdot R_y \cdot m;$$

де: $\chi_3 = 1.05$;

γ_w - коефіцієнт зменшення розрахункового опору сталі при розрахунках на витривалість, який визначається за формулою:

$$\gamma_w = \frac{1}{\xi \cdot v \left[(\alpha \cdot \beta \pm \delta) - (\alpha \cdot \beta \mp \delta) \cdot \rho \right]} \leq 1, \text{ де}$$

$\xi = 1$ - для залізничних мостів;

ν - коефіцієнт, що залежить від довжини завантаження лінії впливу λ :

при $\lambda \geq 22m$ $\nu = 1$;

$\lambda < 22m$ $\nu = \nu - \xi \cdot \lambda$;

ν, ξ – приймаються за таблицею 4.31 ДБН

$\nu = 1.69$; $\xi = 0.0315$;

$\nu = 1.69 - 0.0315 \cdot 12 = 1.312$;

α, δ – коефіцієнти, що залежать від марки сталі. Визначаються за таблицею 4.30 ДБН

$\alpha = 0.72$; $\delta = 0.24$;

β – ефективний коефіцієнт концентрації напружень у металі, для сталі 15ХСНД він дорівнює 1,1.

ρ – коефіцієнт асиметрії циклу змінних напружень, що визначається за формулою:

$$\rho = \frac{\sigma_{\min,ef}}{\sigma_{\max,ef}} = \frac{M_{\min}^e}{M_{\max}^e} = \frac{26460}{281940} = 0.094;$$

$$\gamma_w = \frac{1}{1 \cdot 1.312 \left[(0.72 \cdot 1.1 + 0.24) - (0.72 \cdot 1.1 - 0.24) \cdot 0.094 \right]} = 0.778 < 1$$

$$\sigma_{\max,ef}^e = \frac{281940}{1.05 \cdot 15347.367} = 17.496 \text{ кН} / \text{см}^2 \leq 0.778 \cdot 29.5 \cdot 0.9 = 20.645 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

Умова виконується.

4.1.6. Перевірка стінки балки при сумісній дії нормальних та дотичних напружень

Згідно з п.4.28 ДБН перевірка виконується для точки перерізу, де стінка балки з'єднується з поличкою, виконується перевірка на сумісну дію нормальних і дотичних напружень за формулою:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq \gamma' \cdot R_y \cdot m;$$

де σ_x - нормальні (додатні при стисканні) напруження в точці, що перевіряється, (х, у) серединної площини стінки, паралельні до осі балки;

σ_y – такі ж напруження, перпендикулярні до осі балки, при підкріпленні стінок балок ребрами жорсткості визначені відповідно до вимог обов'язкового додатка Ю, с. 272-279 норм [1] ;

коефіцієнт $\gamma = 1.15$ при $\sigma_y = 0$ і $\gamma = 1.1$ при $\sigma_y \neq 0$;

τ_{xy} – дотичне напруження в точці стінки балки, що перевіряється (для поздовжньої балки в першому наближенні можна прийняти переріз в чверті прольоту).

Зазначені нормальні та дотичні напруження в стінці балки визначаються за формулами:

$$\sigma_x = \frac{M_x^M}{I_{nt}} \cdot y;$$

$$\sigma_y = \frac{p}{t_w};$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x^M \cdot S_{\bar{op}}^n}{I_{\bar{op}} \cdot t_w};$$

$$M_x^M = 272305 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_x^M = 1531.7 \text{ кН};$$

$$y = \frac{h_w}{2} = \frac{165,6}{2} = 82,8 \text{ см};$$

$$p = \frac{24.5 \cdot K}{2 \cdot 100} \cdot \gamma_{f\bar{o}} \cdot (1 + \mu);$$

де M_x^M та Q_x^M - величини згинального моменту та поперечної сили для перерізу балки, що перевіряється;

$y = \frac{h_W}{2}$, см – відстань від нейтральної осі перерізу до точки, що розглядається;

p – місцевий тиск на одну балку від коліс рухомого складу.

Величини γ_{fr} , $(1 + \mu)$ при цьому визначаються з урахуванням довжини завантаження $\lambda = 3 \text{ м}$.

$$\sigma_x = \frac{272305}{1304526.236} \cdot 82,8 = 10.802 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$p = \frac{24.5 \cdot 14}{2 \cdot 100} \cdot 1.291 \cdot 1.545 = 3,41;$$

$$\sigma_y = \frac{3,41}{1,6} = 2,13 \text{ кН / см}^2;$$

$$\tau_{xy} = \frac{1531,7 \cdot 5537,4}{1534736,749 \cdot 1,6} = 3,45 \text{ кН / см}^2;$$

$$\gamma' = 1,10 - \text{так як } \sigma_y \neq 0;$$

$$\sqrt{10,802^2 - 10,802 \cdot 2,13 + 2,13^2 + 3 \cdot 3,45^2} = 11,57 \text{ кН / см}^2$$

$$\gamma' \cdot R_y \cdot m = 1,1 \cdot 29,5 \cdot 0,9 = 29,205 \text{ кН / см}^2;$$

$$11,57 \text{ кН / см}^2 < 29,205 \text{ кН / см}^2; \text{ Умова виконується.}$$

4.1.7. Розрахунок поясних швів поздовжньої балки

Поясні шви, що прикріплюють листи поясів балок до стінки треба розраховувати на міцність при дії зсувальних зусиль, які виникають в результаті згинання балки, та місцевого тиску від тимчасового навантаження.

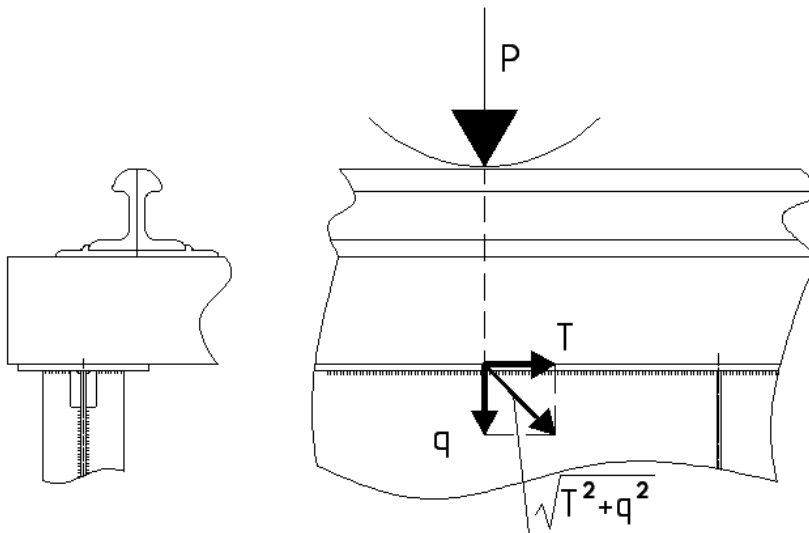


Рисунок 3.3 – Поздовжня балка (поперечний переріз і фасад)

Розрахунки треба виконувати для металу шва та для металу зони сплавлення відповідно за формулами:

перевірка по металу шва:

$$\tau = \frac{1}{n \cdot t_f} \sqrt{T^2 + q^2} \leq R_{wf} \cdot m;$$

перевірка по металу зони сплавлення:

$$\tau = \frac{1}{n \cdot t_z} \sqrt{T^2 + q^2} \leq R_{wz} \cdot m;$$

$n = 2$ – кількість поясних кутових швів;

t_f, t_z – розрахункові висоти зварного шва, які визначаються за формулами:

$$t_f = \beta_f \cdot k_f \qquad t_z = \beta_z \cdot k_f$$

β_f, β_z – коефіцієнти розрахункових перерізів кутових швів, визначаються за таблицею 4.32 ДБН. $\beta_f = 1.1;$ $\beta_z = 1.15;$

Приймаємо $k_f = 6\text{мм}$.

Тоді $t_f = 1.1 \cdot 0.6 = 0.66\text{см};$ $t_z = 1.15 \cdot 0.6 = 0.69\text{см};$

T – зсувна сила, що визначається за формулою:

$$T = \frac{Q_{\max}^M \cdot S_{\sigma p}^n}{I_{\sigma p}} = \frac{1258.69 \cdot 5537.4}{1534736.749} = 4,54\text{кН} / \text{см};$$

$$q = \frac{24.5 \cdot K}{2 \cdot 100} \cdot \gamma_{fm} \cdot (1 + \mu) = \frac{24.5 \cdot 14}{2 \cdot 100} \cdot 1.291 \cdot 1.545 = 3,41\text{кН} / \text{см};$$

$$R_{wf} = 0,55 \cdot \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}};$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un};$$

де: R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів умовному зсуву по металу шва.

R_{wz} – розрахунковий опір кутових швів умовному зсуву по металу зони сплавлення.

$R_{wun} = 410\text{МПа}$ – нормативний опір металу зварних швів.

$R_{un} = 470\text{МПа}$ – нормативний опір по металу основної конструкції

$\gamma_{wm} = 1,25$ – коефіцієнт надійності по металу шва.

$$R_{wf} = 0.55 \cdot \frac{41}{1.25} = 18.04\text{кН} / \text{см}^2;$$

$$R_{wz} = 0.45 \cdot 47 = 21.15\text{кН} / \text{см}^2;$$

перевірка по металу шва:

$$\tau = \frac{1}{1 \cdot 0.66} \sqrt{4,54^2 + 2,2^2} = 2,29 \text{ кН / см}^2 < 18,04 \cdot 0,9 = 16,24 \text{ кН / см}^2;$$

Умова виконується.

перевірка по металу зони сплавлення:

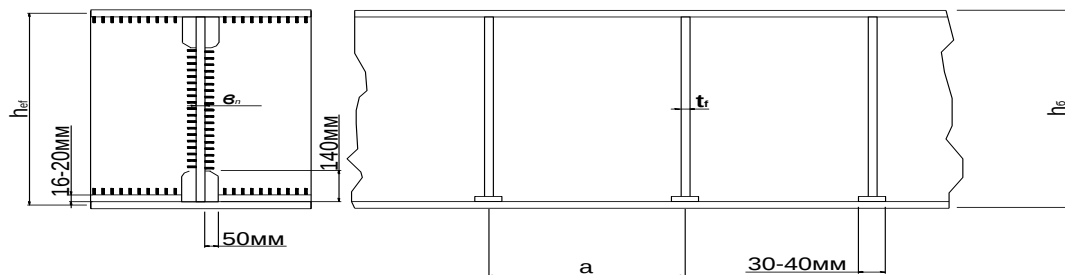
$$\tau = \frac{1}{2 \cdot 0.69} \sqrt{4,54^2 + 2,2^2} = 2,2 \text{ кН / см}^2 < 21,15 \cdot 0,9 = 19,04 \text{ МПа};$$

Умова виконується.

4.1.8. Розміщення ребер жорсткості та визначення їх розмірів

Ребра жорсткості в балках ставляться для забезпечення місцевої стійкості, а також з конструктивних міркувань для прикріплення поперечних зв'язок.

Розміщення ребер жорсткості по довжині балки визначається розміщенням поперечних зв'язок та розрахунком місцевої стійкості стінки.



Ребра жорсткості в балках ставлять для забезпечення місцевої стійкості, а також з конструктивних міркувань для прикріплення поперечних зв'язок.

Як правило, ребра жорсткості ставляться відносно середини прольоту балки і на відстані між сусідніми ребрами не більш $2h_b$ та 2,0м.

Ширина ребер жорсткості визначається за формулою:

$$b_h \geq \frac{h_w}{30} + 40 \text{ мм} = \frac{165,6}{30} + 4 = 9,52 \text{ см}; \quad \text{Приймаємо } b_h = 10 \text{ см};$$

Товщина ребер жорсткості визначається за формулою:

$$t_s = 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

де: $E = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ - модуль пружності.

$$t_s = 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{\frac{295}{2 \cdot 10^5}} = 0.77 \text{ см}; \text{ Приймаємо } t_s = 10 \text{ мм};$$

4.1.9. Поздовжні та поперечні зв'язки між поздовжніми балками

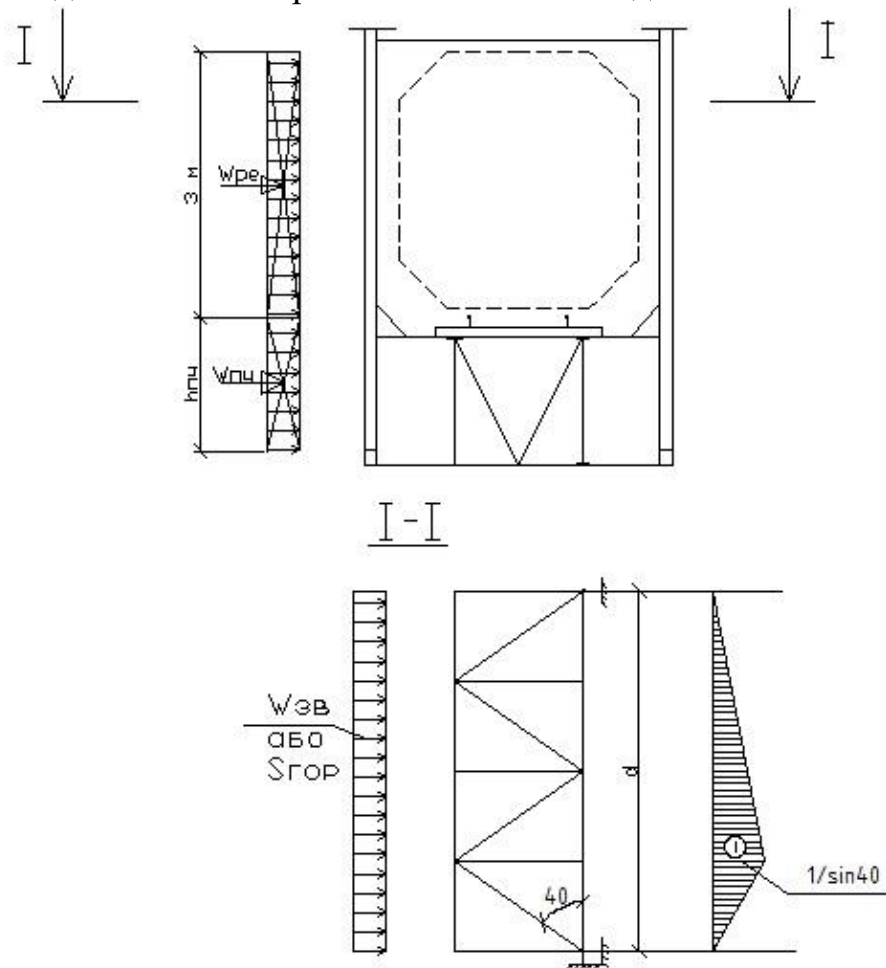


Рисунок - 4.5. Розрахункова схема для поздовжніх зв'язок між поздовжніми балками

Величина розрахункової інтенсивності вітрового навантаження на одну площину зв'язок визначається за формулою:

$$W_{зв} = \frac{1}{2} \cdot (h_{пч} + 3) \cdot W_{п} \cdot \gamma_{fv}; \quad \text{де}$$

де: $W_{п}$ - нормативна інтенсивність вітрового навантаження;

$\gamma_{fv} = 1.5$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для вітрового навантаження;

$$h_{пч} = h_{б} + h_{мп} - h_{п};$$

де: $h_o = 1.7 \text{ м}$;

$h_{mn} = 0.4 \text{ м}$ – висота мостового полотна;

$h_n = 0.8 \text{ м}$ – висота пояса ферм, яка закриває нижню частину поздовжніх балок від вітрового навантаження.

$$h_{nc} = 1.7 + 0.4 - 0.8 = 1.3 \text{ м};$$

$$W_n = W_m + W_p;$$

Нормативна величина середньої складової частини вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_m = \gamma_f \cdot W_0 \cdot C;$$

де: $W_0 = 0.5 \kappa H / \text{м}^2$; – швидкісний напір вітру для III вітрового району.

γ_f – коефіцієнт надійності, $\gamma_f = 1.15$;

C – коефіцієнт, що враховує вплив форми елемента, його рівень над землею та інерційні сили при коливанні у вітровому потоці і визначається згідно формули:

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_d;$$

де: C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, який визначається відповідно до таблиці Л.1.1.1 ДБН В.1.2-15-2009;

C_h – коефіцієнт висоти споруди враховує зростання вітрового навантаження в залежності від висоти над рівнем землі для I типу місцевості (згідно з класифікацією ДБН В. 1.2-2) і визначається за таблицею 19.2 ДБН В.1.2-15-2009;

C_d – коефіцієнт динамічності враховує інерційні сили при коливанні, а також вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду. Коефіцієнт слід знаходити на основі динамічних розрахунків.

$C_d = 1.0$ – при періоді власних коливань $\leq 0,25 \text{ с}$;

$C_h = 1.208$ – при висоті $Z=11.6 \text{ м}$;

Аеродинамічний коефіцієнт C_{aer} враховує опір елемента у вітровому потоці в залежності від його форми та положення. Аеродинамічні коефіцієнти C_{aer} обчислюємо для двох напрямків:

$C_{f,X}$ – у напрямку вздовж осі X;

$C_{f,Y}$ – у напрямку вздовж осі Y ;

$$C_{f,X} = 1.85; \quad C_{f,Y} = 0,925;$$

$$C_X = 1.85 \cdot 1.208 \cdot 1 = 2.2348$$

$$C_Y = 0.925 \cdot 1.208 \cdot 1 = 1.1174$$

$$W_{m,X} = 1.15 \cdot 0.5 \cdot 2.2348 = 1.29 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$W_{m,Y} = 1.15 \cdot 0.5 \cdot 1.1174 = 0.64 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

Нормативне значення складової частини вітрового навантаження, яка пульсує, визначається за формулою:

$$W_p = W_m \cdot \xi \cdot L \cdot V;$$

де: L – коефіцієнт пульсації тиску вітру;

V – коефіцієнт просторової кореляції тиску вітру для розрахункової поверхні споруди.

$$L \cdot V = 0.55 - 0.15 \frac{\lambda}{100} = 0.55 - 0.15 \cdot \frac{12}{100} = 0.532;$$

$\xi = 1.2$ – коефіцієнт динамічності;

$$W_{p,X} = 1.29 \cdot 1.2 \cdot 0.532 = 0.83 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$W_{p,Y} = 0.64 \cdot 1.2 \cdot 0.532 = 0.412 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$W_{n,X} = W_{m,X} + W_{p,X} = 1.29 + 0.83 = 2.12 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$W_{n,Y} = W_{m,Y} + W_{p,Y} = 0.64 + 0.412 = 1.052 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$W_{\text{зб},X} = \frac{1}{2} \cdot (1.7 + 3) \cdot 2.12 \cdot 1.5 = 7.47 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$W_{\text{зб},Y} = \frac{1}{2} \cdot (1.7 + 3) \cdot 1.052 \cdot 1.5 = 3.7 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

Розрахункова інтенсивність навантаження від ударів коліс рухомого складу поїздів залізниць на одну площину зв'язок визначається за формулою:

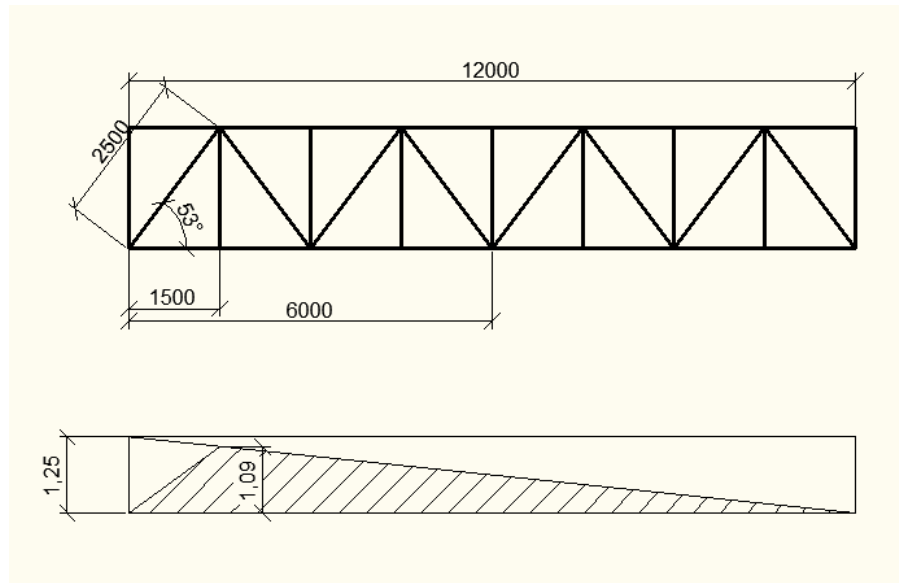
$$S_{\text{гор}} = \frac{1}{2} \cdot 0.59 \cdot K \cdot \gamma_{\text{гр}};$$

де: $K = 14$ – клас навантаження.

$\gamma_{\text{гр}} = 1.1$ – коефіцієнт надійності за навантаженням для горизонтальних ударів коліс поїзда

$$S_{\text{гор}} = \frac{1}{2} \cdot 0.59 \cdot 14 \cdot 1.1 = 4.54 \text{ кН} / \text{м};$$

Приймаємо $q_{зоп} = W_{зв, X} = 7,47 \text{ кН} / \text{м}^2$;



Величина зусилля в крайніх діагоналях зв'язок буде максимальною і визначається за формулою:

$$D_1 = \frac{q_{зоп} \cdot \omega_{л.в. Д_1}}{2} = \frac{7,47 \cdot 6,54}{2} = 24,4 \text{ кН};$$

Перевірка діагоналей зв'язок виконується за формулами:
на міцність

$$\sigma = \frac{D_1}{A_{нт}} \leq R_y \cdot m \cdot m_1;$$

на стійкість

$$\sigma = \frac{D_1}{A_{бр}} \leq \varphi \cdot R_y \cdot m \cdot m_1;$$

$A_{нт}, A_{бр}$ – площа нетто та бруто перерізу кутиків діагоналей зв'язок за сортаментом.

Кутик 80х80х8 $i = 2,44 \text{ см}$; $A_{бр} = 12,3 \text{ см}^2$

$$A_{нт} = 0,85 \cdot A_{бр} = 0,85 \cdot 12,3 = 10,46 \text{ см}^2;$$

m, m_1 – коефіцієнти умов роботи.

$$m = 0,9; \quad m_1 = 0,75;$$

φ – коефіцієнт поздовжнього згинання, в залежності від гнучкості, яка визначається за формулою $\lambda = \frac{I_{if}}{i} = \frac{250}{2.44} = 102,46$; цій гнучкості відповідає коефіцієнт поздовжнього згинання $\varphi=0.4$;

I_{if} - розрахункова довжина діагоналей зв'язок.

на міцність

$$\sigma = \frac{24,4}{10,46} = 2,33 \text{ кН / см}^2 = 23,3 \text{ МПа} < 295 \cdot 0.9 \cdot 0.75 = 199,13 \text{ МПа}; \text{ Умова}$$

виконується.

на стійкість

$$\sigma = \frac{24,4}{10,46} = 1,98 \text{ кН / см}^2 = 19,8 \text{ МПа} < 0.4 \cdot 295 \cdot 0.9 \cdot 0.75 = 79,65 \text{ МПа};$$

Умова виконується.

4.2. Розрахунок поперечної балки

4.2.1. Розрахункова схема, навантаження, визначення зусиль

Розрахункова схема поперечної балки приймається у вигляді простої балки з шарнірами на кінцях і прольотом, який дорівнює відстані між осями головних ферм.

Поперечна балка знаходиться під дією рівномірно розподіленого навантаження від власної ваги $q_{впб}$, та двох зосереджених сил T , які діють в місцях перетину поздовжніх балок з поперечними.

Величина опорного тиску (зосередженої сили T) складається з власної ваги поздовжніх балок ($q_{вб}$), ваги мостового полотна ($q_{мп}$) та тимчасового навантаження. Вона визначається з урахуванням зазначених на рис. 4.6 параметрів лінії впливу, при цьому величини інтенсивності навантажень від власної ваги поздовжніх балок та мостового полотна приймаються такими, як при розрахунках поздовжньої балки, а величина тимчасового навантаження – відповідно $\alpha = 0.5$ і $\lambda = 2 \cdot d$.

$$(1 + \mu) = \left(1 + \frac{18}{30 + \lambda} \right) - \text{коефіцієнт динамічності, } \lambda = 2d = 24 \text{ м};$$

$$(1 + \mu) = \left(1 + \frac{18}{30 + 24} \right) = 1.27$$

$$\gamma_{fn} = 1,1; \quad \gamma_{fm.n.} = 1,1$$

$$\gamma_{fv} = 1,3 - 0,003 \cdot \lambda = 1,3 - 0,003 \cdot 24 = 1,23$$

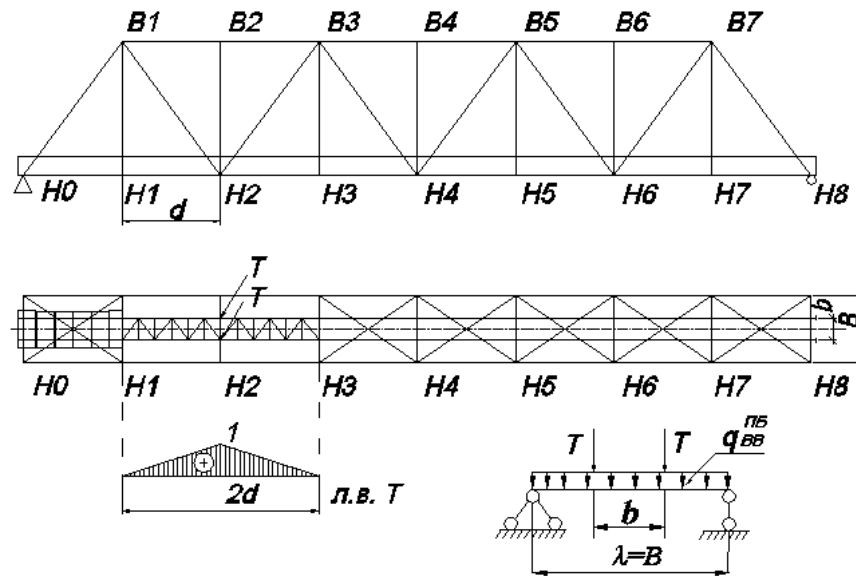


Рисунок - 4.6 Розрахункова схема поперечної балки

Для подальших розрахунків будуть потрібні величини сил Д для розрахунків на міцність та витривалість. Вони визначаються такими формулами:

$$T_{\max}^M = \left[(q_{\text{ес}}^H \cdot \gamma_{fn} + q_{mn}^H \cdot \gamma_{fmn}) + \frac{v \cdot K}{2} \cdot \gamma_{mn} (1 + \mu) \right] \cdot \omega_{\text{л.в.Д}} =$$

$$= \left[3,4 \cdot 1,1 + 11,3 \cdot 1,1 + \frac{12,28 \cdot 14}{2} \cdot 1,23 \cdot 1,27 \right] \cdot 12 = 1806,21 \text{ кНм};$$

$$T_{\max}^e = \left[(q_{\text{ес}}^H + q_{mn}^H) + \frac{v \cdot K}{2} \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \cdot \epsilon \right] \cdot \omega_{\text{л.в.Д}} = \left[(3,4 + 11,3) + \frac{12,28 \cdot 14}{2} \cdot 1,22 \cdot 0,85 \right] \cdot 12 = 1248,03 \text{ кНм};$$

$$T_{\min}^e = (q_{\text{ес}}^H + q_{mn}^H) \cdot \omega_{\text{л.в.Д}} = (3,4 + 11,3) \cdot 12 = 176,4 \text{ кНм};$$

Епюри згинальних моментів М та поперечних сил Q від власної ваги поперечних балок та сил Д показані на рисунку.

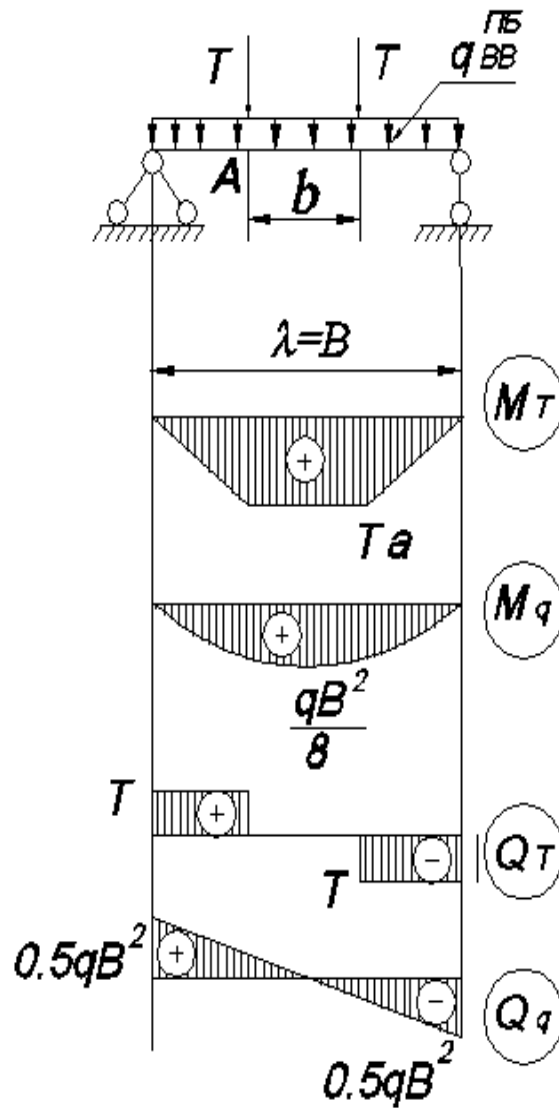


Рисунок - 4.7 Епюри М та Q для поперечної балки

$q_{\text{ввпб}} = 4,1 \text{ кН} / \text{м}$ - власна вага поперечної балки

$$q_{\text{ввпб}}^p = 4,1 \cdot 1,1 = 4,51 \text{ кН} / \text{м}$$

Максимальні та інші розрахункові зусилля визначаються такими формулами:

$$M_{\text{max}}^M = T_{\text{max}}^M \cdot a + \frac{q^p B^2}{8} = 1806,21 \cdot 2 + \frac{4,51 \cdot 7^2}{8} = 4543,15 \text{ кН} / \text{м}$$

$$Q_{\text{max}}^M = T_{\text{max}}^M + \frac{q^p B}{2} = 1806,21 + \frac{4,51 \cdot 7}{2} = 1833,27 \text{ кН}$$

$$M_A^M = T_{\text{max}}^M \cdot a + \frac{q_{\text{ввпб}}^p \cdot a \times (B - a)}{2} = 1806,21 \cdot 2 + \frac{4,51 \cdot 2 \times (7 - 2)}{2} = 4538,59 \text{ кН} / \text{м}$$

$$M_{\text{max}}^6 = T_{\text{max}}^6 \cdot a + \frac{q_{\text{ввпб}}^n \cdot B^2}{8} = 1248,03 \cdot 2 + \frac{4,1 \cdot 7^2}{8} = 3145,20 \text{ кН} / \text{м}$$

$$M_{\text{min}}^6 = T_{\text{min}}^6 \cdot a + \frac{q_{\text{ввпб}}^8 \cdot B}{8} = 176,40 \cdot 2 + \frac{4,87}{8} = 466,11 \text{ кН} / \text{м}$$

$$Q_A^M = T_{\text{max}}^M + \frac{q_{\text{ввпб}}^p (B - 2a)}{2} = 1806,21 + \frac{4,51 \cdot (7 - 2 \cdot 2)}{2} = 1810,72 \text{ кН}$$

4.2.2. Підбір та перевірка перерізу поперечної балки

При попередньому визначенні розмірів поперечного перерізу балок спочатку визначають висоту балки, приймають ширину горизонтальних листів та товщину вертикального листа.

Висоту поперечної балки назначаємо як і поздовжньої – 1,7 м, стінку бюалки $t_w = 16 \text{ мм}$; ширина полиці - $b_f = 300 \text{ мм}$;

$$t_f = \frac{2,1}{(b_f - t_w) \cdot h_o^2} \cdot \left(\frac{M_{\max}^M}{R_y \cdot m} \cdot \frac{h_o}{2} - \frac{t_w \cdot h_o^3}{12} \right);$$

де: $R_y = 295 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір сталі 15ХСНД.

$m = 0.9$ – коефіцієнт умов роботи.

$$t_f = \frac{2,1}{(30 - 1.6) \cdot 170^2} \cdot \left(\frac{454315}{29.5 \cdot 0.9} \cdot \frac{170}{2} - \frac{1.6 \cdot 170^3}{12} \right) = 2.045 \text{ см};$$

Приймаємо $t_f = 2.2 \text{ см}$;

Знаходимо момент інерції брутто перерізу балки:

$$I_{op} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot a^2 \right);$$

відстань між центрами ваги поясу та всього перерізу балки.

$$I_{op} = \frac{1.6 \cdot 165.6^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{30 \cdot 2.2^3}{12} + 30 \cdot 2.2 \cdot 83.9^2 \right) = 1534736.749 \text{ см}^4;$$

$$I_{nm} = 0.85 \cdot I_{op} = 0.85 \cdot 1534736.749 = 1304526.236 \text{ см}^4;$$

Момент опору перерізу балки:

$$W_{op} = \frac{I_{op}}{\frac{h_o}{2}} = \frac{1534736.749}{\frac{170}{2}} = 18055.73 \text{ см}^3;$$

$$W_{nm} = 0.85 \cdot W_{op} = 0.85 \cdot 18055.73 = 15347.367 \text{ см}^3;$$

4.2.3. Перевірка перерізу балки на міцність за нормальними напруженнями

Поздовжня балка працює на згин, тому для підбраного перерізу виконується перевірка згідно з вимогами п.4.24 ДБН перевірка балок за нормальними напруженнями проводиться за формулою:

$$\sigma = \frac{M_{\max}^M}{\chi \cdot W_{nm}} \leq R_y \cdot m;$$

де: χ - коефіцієнт, яким враховується часткове допущення в балках пластичних деформацій. Він визначається за таблицею 4.13 ДБН в залежності від таких

величин: $\frac{A_{f \min}}{A_w}$ та $\frac{A_{f \min} + A_w}{A}$, де

$$A_f = b_f \cdot t_f = 30 \cdot 2.2 = 66 \text{ см}^2 - \text{площа перерізу одного поясу балки};$$

$$A_w = h_w \cdot t_w = 165.6 \cdot 1.6 = 264.96 \text{ см}^2 - \text{площа перерізу стінки балки};$$

$$A = A_w + 2 \cdot A_{f \min} = 264.96 + 2 \cdot 66 = 396.96 \text{ см}^2 - \text{площа перерізу балки}.$$

$$\frac{A_{f \min}}{A_w} = \frac{66}{264.96} = 0.2; \quad \frac{A_{f \min} + A_w}{A} = \frac{66 + 264.96}{396.96} = 0.8$$

Знаходимо, що $\chi = 1.15$

$\sigma = \frac{454315}{1.15 \cdot 15347.367} = 25.74 \text{ кН} / \text{см}^2 < 29.5 \cdot 0.9 = 26.55 \text{ кН} / \text{см}^2$; - Умова виконується, недонапруження складає 3,0 %.

4.2.4. Перевірка перерізу балки за дотичними напруженнями

Максимальні дотичні напруження виникають в опорних перерізах балки, де діє найбільша поперечна сила.

Величина дотичних напружень згідно з п.4.28 ДБН повинна відповідати умові:

$$\tau = \frac{Q_{\max}^M \cdot S_{\partial p}^{nn}}{\chi_2 \cdot I_{\partial p} \cdot t_w} \leq R_s \cdot m;$$

$S_{\partial p}^{nn} = b_f \cdot t_f \cdot a_1 + t_w \cdot \frac{h_w}{2} \cdot a_2$; - статичний момент половини перерізу балки відносно нейтральної осі.

$$a_1 = \frac{h_{\bar{o}}}{2} - \frac{t_f}{2} = \frac{170}{2} - \frac{2.2}{2} = 83.9 \text{ см};$$

$$a_2 = \frac{h_w}{4} = \frac{165.6}{4} = 41.4 \text{ см};$$

$$S_{\bar{o}p}^{nn} = 30 \cdot 2.2 \cdot 83.9 + 1.6 \cdot \frac{165.6}{2} \cdot 41.4 = 11022.072 \text{ см}^3;$$

$$\chi_2 = 1.25 - 0.25 \cdot \frac{S_{\bar{o}p}^n}{S_{\bar{o}p}^{nn}};$$

$$S_{\bar{o}p}^n = b_f \cdot t_f \cdot a_1 = 30 \cdot 2.2 \cdot 83.9 = 5537.4 \text{ см}^3;$$

$$\chi_2 = 1.25 - 0.25 \cdot \frac{5537.4}{11022.072} = 1.124;$$

$R_s = 0.58 \cdot R_y$ - розрахунковий опір сталі на зсув;

$$\tau = \frac{1833.27 \cdot 11022.072}{1.124 \cdot 1534736.749 \cdot 1.6} = 7,3 \text{ кН} / \text{см}^2 < 0.58 \cdot 29.5 \cdot 0.9 = 15.4 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

Умова виконується.

4.2.5. Перевірка перерізу балки за нормальними напруженнями на витривалість

Перевірка перерізу балки, яка працює на згин в одній з головних площині згідно з вимогами п.4.55 ДБН перевірка балок за нормальними напруженнями на витривалість проводиться за формулою:

$$\sigma_{\max, \text{ef}}^B = \frac{M_{\max}^B}{\chi_3 \cdot W_{\text{нт}}} \leq \gamma_w \cdot R_y \cdot m;$$

де: $\chi_3 = 1,05$;

γ_w - коефіцієнт зменшення розрахункового опору сталі при розрахунках на витривалість, який визначається за формулою:

$$\gamma_w = \frac{1}{\xi \cdot v \left[(\alpha \cdot \beta \pm \delta) - (\alpha \cdot \beta \mp \delta) \cdot \rho \right]} \leq 1, \text{ де}$$

$\xi = 1$ - для залізничних мостів;

v - коефіцієнт, що залежить від довжини завантаження лінії впливу λ :

при $\lambda \geq 22m$ $\nu = 1$;

$\lambda < 22m$ $\nu = \nu - \xi \cdot \lambda$;

ν, ξ – приймаються за таблицею 4.31 ДБН

$\nu = 1.69$; $\xi = 0.0315$;

$\nu = 1.69 - 0.0315 \cdot 24 = 0.934$;

α, δ – коефіцієнти, що залежать від марки сталі. Визначаються за таблицею 4.30 ДБН

$\alpha = 0.72$; $\delta = 0.24$;

β – ефективний коефіцієнт концентрації напружень у металі, для сталі 15ХСНД він дорівнює 1,1.

ρ – коефіцієнт асиметрії циклу змінних напружень, що визначається за формулою:

$$\rho = \frac{\sigma_{\min,ef}}{\sigma_{\max,ef}} = \frac{M_{\min}^s}{M_{\max}^s} = \frac{46611}{314520} = 0.148;$$

$$\gamma_w = \frac{1}{1 \cdot 0.934 \left[(0.72 \cdot 1.1 + 0.24) - (0.72 \cdot 1.1 - 0.24) \cdot 0.148 \right]} = 1.13 < 1$$

приймаю $\gamma_w = 1$

$$\sigma_{\max,ef}^s = \frac{314520}{1.05 \cdot 15347.367} = 19.518 \text{ кН} / \text{см}^2 \leq 1 \cdot 29.5 \cdot 0.9 = 26.5 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

Умова виконується.

4.2.6. Перевірка стінки балки при сумісній дії нормальних та дотичних напружень

Згідно з п.4.28 ДБН перевірка виконується для точки перерізу, де з поличкою з'єднується стінка балки, виконується перевірка на сумісну дію нормальних і дотичних напружень за формулою:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq \gamma' \cdot R_y \cdot m;$$

де σ_x - нормальні (додатні при стисканні) напруження в точці, що перевіряється, (х, у) серединної площини стінки, паралельні до осі балки;

σ_y – такі ж напруження, перпендикулярні до осі балки, при підкріпленні стінок балок ребрами жорсткості визначені відповідно до вимог обов'язкового додатка Ю, с. 272-279 норм [1] ;

коефіцієнт $\gamma = 1.15$ при $\sigma_y = 0$ і $\gamma = 1.1$ при $\sigma_y \neq 0$;

τ_{xy} – дотичне напруження в точці стінки балки, що перевіряється (для поздовжньої балки в першому наближенні можна прийняти переріз в чверті прольоту).

Зазначені нормальні та дотичні напруження в стінці балки визначаються за формулами:

$$\sigma_x = \frac{M_x^M}{I_{nt}} \cdot y;$$

$$\sigma_y = \frac{p}{t_w};$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x^M \cdot S_{\bar{o}p}^n}{I_{\bar{o}p} \cdot t_w};$$

$$M_x^M = 4538,59 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_x^M = 1531.7 \text{ кН};$$

$$y = \frac{h_w}{2} = \frac{165,6}{2} = 82,8 \text{ см};$$

$$p = \frac{24.5 \cdot K}{2 \cdot 100} \cdot \gamma_{f\bar{o}} \cdot (1 + \mu);$$

де M_x^M та Q_x^M - величини згинального моменту та поперечної сили для перерізу балки, що перевіряється;

$y = \frac{h_w}{2}$, см – відстань від нейтральної осі перерізу до точки, що розглядається;

p – місцевий тиск на одну балку від коліс рухомого складу.

Величини $\gamma_{f\bar{o}}$, $(1 + \mu)$ при цьому визначаються з урахуванням довжини завантаження $\lambda = 3 \text{ м}$.

$$\sigma_x = \frac{453859}{1304526.236} \cdot 82,8 = 18,04 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$p = \frac{24.5 \cdot 14}{2 \cdot 100} \cdot 1.291 \cdot 1.545 = 3,41;$$

$$\sigma_y = \frac{3,41}{1,6} = 2,13 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$\tau_{xy} = \frac{1810,72 \cdot 5537,4}{1534736,749 \cdot 1,6} = 4,08 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$\gamma' = 1,10 - \text{так як } \sigma_y \neq 0;$$

$$\sqrt{18,04^2 - 18,04 \cdot 2,13 + 2,13^2 + 3 \cdot 4,08^2} = 18,45 \text{ кН} / \text{см}^2$$

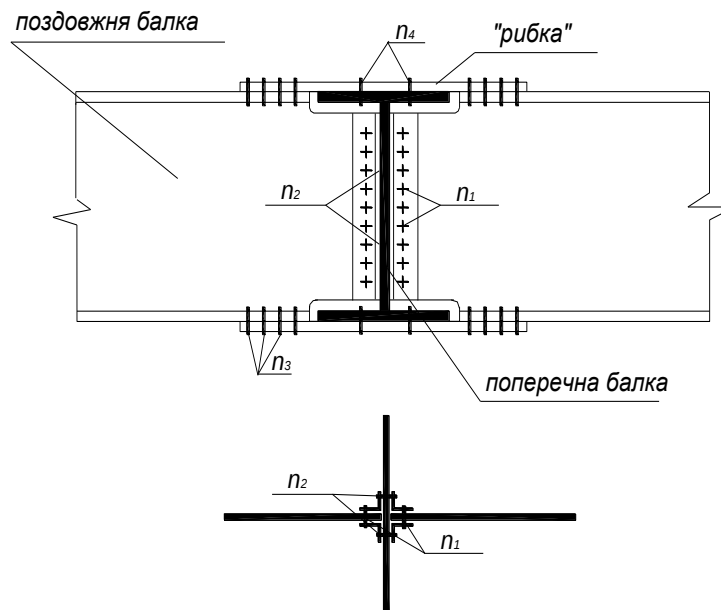
$$\gamma' \cdot R_y \cdot m = 1,1 \cdot 29,5 \cdot 0,9 = 29,205 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$18,45 \text{ кН} / \text{см}^2 < 29,205 \text{ кН} / \text{см}^2; \text{ Умова виконується.}$$

4.3 Розрахунок прикріплення балок проїзної частини

4.3.1. Розрахунок прикріплення поздовжньої балки до поперечної

Прикріплення поздовжньої балки до поперечної проводиться за допомогою чотирьох вертикальних кутиків та горизонтальних накладок, які перекривають стики поясів поздовжніх балок.



Кількість болтів n_6 та $n_{п6}$ залежить від величини поперечної сили $Q_{\max}^M$ в опорному перерізі поздовжньої балки і визначається за формулами:

$$n_1 = n_{\sigma} = \frac{Q_{\max}^M}{m \cdot m_b \cdot Q_{bh} \cdot n_s};$$

$$n_2 = n_{n\sigma} = \frac{Q_{\max}^M}{m \cdot m_b \cdot Q_{bh} \cdot n_s}$$

де $Q_{\max}^M$ – максимальна поперечна сила в опорному перерізі поздовжньої балки; $Q_{\max}^M = 2641,99$ кН

m та m_b – коефіцієнти умов робіт ($m=0.9$; $m_b = 0.9$);

Q_{bh} – несуча здатність одного високоміцного болта;

n_s – число фрикційних контактів в з'єднанні; (для болтів $n_{\sigma} n_s = 2$, а для болтів $n_{n\sigma} n_s = 1$).

Згідно з нормами [11] за умов піскоструминного очищення контактних поверхонь величина Q_{bh} визначається залежно від кількості болтів прикріплювання елементів:

- при кількості болтів $n_s = 2...4$ $Q_{bh} = 71 \text{ кН}$;
 - при кількості болтів $n_s = 5...19$ $Q_{bh} = 82 \text{ кН}$;
 - при кількості болтів $n_s \geq 20$ $Q_{bh} = 94 \text{ кН}$
- (47)

$$n_{\sigma} = \frac{2641,99}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 82} = 19,89 = 20 \text{ шт}$$

$$n_{n\sigma} = \frac{2641,99}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 94} = 34,7 = 36 \text{ шт}$$

Зусилля в рибці визначається за формулою

$$N_p = \frac{M_0}{h_{\sigma} + t_p},$$

де $M_0 = 0,6 M_{\max}^M$ – момент для опору перерізу поздовжньої балки;

$M_0 = 0,6 \cdot 4512,40 = 2707,44$ кНм;

t_p – товщина рибки, яку можна тут прийняти орієнтовно рівній товщині t_f горизонтальних листів поздовжньої балки; $t_p = 2$ см;

$$N_p = \frac{2707,44}{170 + 2} = 1574,1 \text{ кН}$$

Умова міцності перерізу балки

$$\sigma = \frac{N_p}{A_p} = \frac{N_p}{(b_p - 2d_0) \cdot t_p} \leq R_y \cdot m,$$

де b_p – ширина рибки (можна прийняти такою, що дорівнює ширині горизонтальних листів поздовжньої балки); $b_p = 24$ см;

d_0 – діаметр отвору для болтів прикріплення рибки, для болтів діаметром 22мм треба приймати $d_0 = 25$ мм;

$$\sigma = \frac{1574,1}{(30 - 2 \cdot 2,5) \cdot 2} \leq 29,5 \cdot 0,9$$

$$31,5 > 26,55$$

Знаходимо потрібну товщину t_p рибки

$$t_p \geq \frac{N_p}{(b_p - 2d_0) \cdot R_y \cdot m} = \frac{1574,1}{(30 - 2 \cdot 2,5) \cdot 29,5 \cdot 0,9} = 2,37 \text{ см}$$

Приймаємо $t_p = 2,4$ см;

Кількість болтів прикріплення рибки визначається за формулою

$$n_3 = \frac{N}{m \cdot Q_{bh} \cdot n_s} = \frac{1574,1}{0,9 \cdot 94 \cdot 1} = 18,6 = 20 \text{ шт}$$

4.3.2. Розрахунок прикріплення поперечної балки до ферми

Прикріплення поперечної балки до головної ферми здійснюється за допомогою кутиків розміром не менше $100 \times 100 \times 12$ мм. Розрахунком визначають кількість болтів прикріплення кутика до стінки поперечної балки (n_5) і кількість болтів в прикріпленні кутиків до ферми (n_6). Кількість болтів та визначається за формулами:

$$n_5 = \frac{Q_{\max}^M}{m \cdot m_b \cdot Q_{bh} \cdot n_s} = \frac{1833,27}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 82} = 13,8 = 14 \text{ шт}$$

$$n_6 = \frac{Q_{\max}^M}{m \cdot m_b \cdot Q_{bh} \cdot n_s} = \frac{1833,27}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 82 \cdot 1} = 27,6 = 28 \text{ шт}$$

де $Q_{\max}^M$ - максимальна поперечна сила для розрахунку на міцність для опорного перетину поперечної балки;

Q_{bh} – несуча здатність одного високоміцного болта

5. РОЗРАХУНОК ГОЛОВНИХ ФЕРМ ТА В'ЯЗІВ МІЖ НИМИ

В сучасних умовах для залізничних мостів середніх та великих прольотів використовуються розрізні та нерозрізні споруди із наскрізними головними фермами, які мають паралельні пояси та трикутну решітку з додатковими стояками та підвісками. Основні дані для сучасних типових прогонових споруд із наскрізними головними фермами наведені в типових проектах.

5.1. Вибір розрахункової схеми для розрізних прогонових споруд

Згідно з вказівками п. 4.18 ДБН В.2.3-14:2006 [5] розрахункову схему для конструкції прогонових споруд слід приймати з урахуванням їх проектної схеми. Для спрощення розрахунку просторову конструкцію прогонових споруд із наскрізними головними фермами розділяють звичайно на окремі площинні системи – головні ферми, поздовжні та поперечні в'язки, проїзну частину та інші. При цьому урахування взаємного впливу окремих систем при визначенні зусиль в елементах конструкції є обов'язковим. Будівельний підйом та деформації від навантажень, як правило, не враховуються.

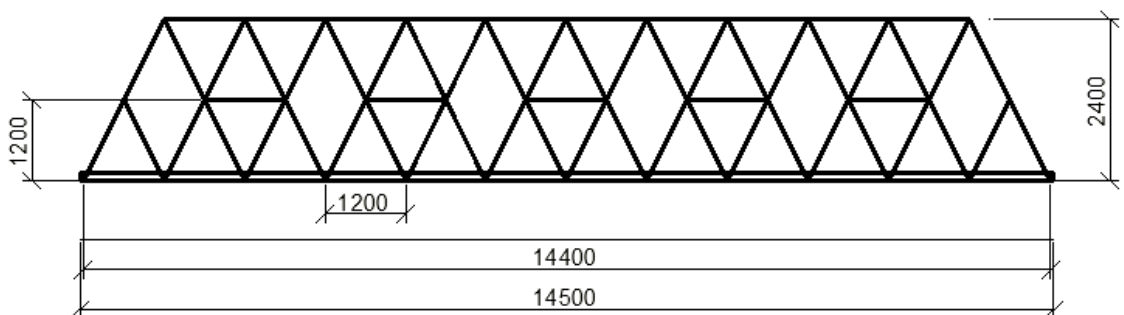


Рисунок 5.1 – Розрахункова схема прогонової будови

При висотах поперечного перерізу елементів ферм, які не перевищують $1/15$ довжини елементів, жорсткість вузлів головних ферм може не враховуватись (див. п. 4.57 норм [5]). В цьому випадку розрахункова схема головних ферм приймається у вигляді ферми з шарнірними вузлами.

5.2 Визначення зусиль в елементах головних ферм від постійного та тимчасового вертикального навантаження

Зусилля на елементах головної ферми від постійних і тимчасових вертикальних навантажень визначаються лініями впливу. Характер ліній впливу та їх значення для зусиль на елементи лівої половини головної ферми з паралельними балками в прольотній будові наведено в розділі 2.

Для елементів розрізної ферми та поясів підвіски і опорних розкосів лінії впливу однозначні, тоді як для проміжних розкосів лінії впливу мають дві

ділянки різних знаків. При цьому на висхідному поясі створюються стискаючі або переважаючі стискаючі зусилля, а на низхідному поясі –переважаючі розтягуючі зусилля. Стискаючі зусилля прикладаються до верхнього поясу розрізної ферми, а розтягуючі зусилля – до нижнього поясу. У разі нижнього прогону стояки не діють на тимчасові навантаження і встановлюються тільки для зменшення розрахункової довжини верхнього розкосу в торцевій частині ферми. Підвіси використовуються тільки для місцевих навантажень. Основні параметри ліній впливу – площа ліній впливу ω , довжина завантаження λ та коефіцієнт α , що характеризує положення вершини лінії впливу. Для двохзначних ліній впливу визначаються площі ω_1 та ω_2 і довжини завантажень λ_1 та λ_2 для окремих їх ділянок. Площі ліній впливу та площі їх окремих ділянок визначаються як площі відповідних трикутників або користуючись наступними формулами:

для поясів

$$\omega = \frac{ab}{2H} ; \quad \lambda = l ; \quad \alpha = \frac{a}{l}$$

для розкосів

$$\omega_1 = \omega_{np} = \frac{e_1^2}{2l \left(1 - \frac{d}{l}\right) \sin \alpha_o} ; \quad \lambda_1 = \lambda_{np} = \frac{e_1}{1 - \alpha}$$

$$\omega_2 = \omega_2 = \frac{a_1^2}{2l \left(1 - \frac{d}{l}\right) \sin \alpha_o} ; \quad \lambda_2 = \lambda_{nie} = \frac{a_1}{1 - \alpha} ; \quad \alpha = \frac{d}{l}$$

для підвісок

$$\omega = \frac{1}{2} 2d = d \quad \lambda = 2d \quad \alpha = 0,5$$

де α та e - відстані від вершини лінії впливу до початку та до кінця прольоту, м.

l – розрахунковий проліт головних ферм, м;

H – висота головних ферм, м;

$\omega_1 = \omega_{np}$ та $\lambda_1 = \lambda_{np}$ – площа та довжина завантаження правої ділянки лінії впливу, м.

$\omega_2 = \omega_{лив}$ та $\lambda_2 = \lambda_{лив}$ – площа та довжина завантаження лівої ділянки лінії впливу, м;

d – довжина панелі головних ферм, м;

α_0 – кут нахилу розкосу до горизонту;

a_1 – відстань від початку прольоту до початку панелі, в якій знаходиться відповідний розкос, м;

b_1 – відстань від кінця панелі, в якій знаходиться відповідний розкос, до кінця прольоту, м.

Величину $\sin \alpha_0$ можна визначити за формулою

$$\sin \alpha_0 = \frac{H}{l_{розк}} = \frac{H}{\sqrt{H^2 + d^2}}$$

де $l_{розк}$ – довжина розкосу ферми.

Для визначення зусиль в елементах головних ферм за лініями впливу спочатку визначаються інтенсивності постійного та тимчасового вертикального еквівалентного навантаження.

Розрахункові навантаження на одну ферму для розрахунків на міцність (стійкість) та витривалість визначаються за формулами:

а) від власної ваги (постійного навантаження)

Нормативна власна вага половини ферми для подальшого розрахунку:

$$q_n^H = \frac{q_{ВВ}^H}{2} = \frac{64}{2} = 32 \text{ кН/м.}$$

б) від тимчасового навантаження:

– для розрахунку на міцність та стійкість:

$$q_T^M = \frac{\nu \cdot K}{2} \gamma_{fT} (1 + \mu); \quad q_{1T}^M = \frac{\nu_1 \cdot K}{2} \gamma_{f1} (1 + \mu);$$

$$q_{2T}^M = \frac{\nu_2 \cdot K}{2} \gamma_{f2} (1 + \mu),$$

– для розрахунку на витривалість:

$$q_T^e = \frac{\nu \cdot K}{2} \varepsilon \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right); \quad q_{1T}^e = \frac{\nu_1 \cdot K}{2} \varepsilon_1 \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right);$$

$$q_{2T}^e = \frac{\nu_2 \cdot K}{2} \varepsilon_2 \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right),$$

$(1+\mu)$ та $\left(1 + \frac{2}{3} \mu \right)$ – динамічні коефіцієнти визначаються за формулами

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{18}{30 + \lambda} \geq 1.15$$

$$\left(1 + \frac{2}{3}\mu\right) = 1 + \frac{12}{30 + \lambda} \geq 1.10$$

γ_{fT} - коефіцієнт надійності;

K – клас тимчасового вертикального навантаження; $K = 14$

Всі розрахунки зведені в таблицю 3.1.

Зусилля в елементах головних ферм при врахуванні першого сполучення навантажень (власної ваги та тимчасового вертикального навантаження) для розрахунків на міцність (стійкість) та витривалість визначається за формулами:

а) для елементів з однозначними лініями впливу:

$$S^M_{\max} = \left(\frac{q^H_{\text{вв}}}{2} \gamma_{fn} + \frac{\nu K}{2} \gamma_{fT} (1 + \mu) \right) \omega;$$

$$S^{\varepsilon}_{\max} = \left(\frac{q^H_{\text{вв}}}{2} + \frac{\nu K}{2} \varepsilon \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \right) \omega;$$

$$S^{\varepsilon}_{\min} = \frac{q^H_{\text{вв}}}{2} \cdot \omega;$$

б) для елементів з двозначними лініями впливу:

$$S^M_{\text{Imax}} = \frac{q^H_{\text{вв}}}{2} \gamma_{fn} \Sigma \omega + \frac{\nu_1 K}{2} \gamma_{f1} (1 + \mu) \omega_1;$$

$$S^M_{\text{Imin}} = \frac{q^H_{\text{вв}}}{2} \gamma_{fn} \Sigma \omega + \frac{\nu_2 K}{2} \gamma_{f2} (1 + \mu) \omega_2;$$

$$S^{\varepsilon}_{\max} = \frac{q^H_{\text{вв}}}{2} \Sigma \omega + \frac{\nu_1 K}{2} \varepsilon_1 \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \omega_1;$$

$$S^{\varepsilon}_{\min} = \frac{q^H_{\text{вв}}}{2} \Sigma \omega + \frac{\nu_2 K}{2} \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \omega_2;$$

Визначанні зусилля в елементах головних ферм та розрахунки зводимо в таблицю 3.1.

5.3. Розрахунок елементів ферми

Таблиця 3.1

Розрахункові зусилля в елементах головних ферм																				
Елементи головних ферм	Характеристики ліній впливу				Нормативне постійне навантаження $q_{\text{п}}/2$	Нормативне тимчасове навантаження $q_{\text{т}}/2$	Нормативні зусилля від вертикального навантаження		Коефіцієнти до навантажень для розрахунку на міцність			Зусилля для розрахунку на міцність, кН				Коефіцієнти для розрахунку на витривалість		Зусилля для розрахунку на витривалість, кН		Коефіцієнт ρ
	довжина участків λ_1/λ_2	положення вершини α_2	площі участків ω_1/ω_2	сумарна площа $\Sigma\omega$			$S_p=q_{\text{п}}/2 \cdot \Sigma\omega$	$S_{\text{т}}=q_{\text{т}}/2 \cdot \omega_1$, $S_{\text{т}}=q_{\text{т}} \cdot \omega_2$	коефіцієнт надійності для постійного навантаження $\gamma_{\text{п}}$	коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження $\gamma_{\text{т}}$	динамічний коефіцієнт $(1+\mu)$	$S_p=S_p \cdot \gamma_p$	$S_{\text{т}}=S_{\text{т}} \cdot \gamma_{\text{т}} \cdot (1+\mu)$ $S_{\text{т}}=S_{\text{т}} \cdot \gamma_{\text{т}} \cdot (1+\mu)$	$S_{\text{тmax}}=S_p+S_{\text{т}} \cdot S_{\text{тmax}}=S_p+S_{\text{т}}$	$S_{\text{тmax}}$	C_1/C_2	$1+2/3 \cdot \mu$	$S_{\text{т}}=S_{\text{т}} \cdot C_1 \cdot (1+2/3 \cdot \mu)$ $S_{\text{т}}=S_{\text{т}} \cdot C_2 \cdot (1+2/3 \cdot \mu)$	$S_{\text{тmax}}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
В 1-2	144	0,0833	-65,80	-65,80	32	68,67	-2105,60	-4518,49	1,1	0,87	1,1034	-2316,16	-4327,77	-6643,93	-4297,00	1,00	1,07	-4830,11	-6935,71	0,35
В 2-3	144	0,25	-74,30	-74,30	32	68,67	-2377,60	-5102,18	1,1	0,87	1,1034	-2615,36	-4886,83	-7502,19	-5622,00	1,00	1,07	-5454,06	-7831,66	0,35
В 4-5	144	0,4167	-101,73	-101,73	32	68,67	-3255,36	-6985,80	1,1	0,87	1,1034	-3580,90	-6690,95	-10271,85	4234,00	1,00	1,07	-7467,58	-10722,94	-0,85
В 5-6	144	0,4167	-108,23	-108,23	32	68,67	-3463,36	-7432,15	1,1	0,87	1,1034	-3809,70	-7118,47	-10928,16	8758,00	1,00	1,07	-7944,72	-11408,08	-0,43
Н 0-1	144	0,0833	32,96	32,96	32	68,67	1054,72	2263,36	2,1	0,87	1,1034	2214,91	2167,83	4382,75	4425,00	1,00	1,07	2419,46	3474,18	0,50
Н 1-2	144	0,0909	27,19	27,19	32	68,67	870,08	1867,14	3,1	0,87	1,1034	2697,25	1788,33	4485,58	4580,00	1,00	1,07	1995,91	2865,99	0,59
Н 2-3	144	0,3333	66,68	66,68	32	68,67	2133,76	4578,92	4,1	0,87	1,1034	8748,42	4385,65	13134,07	14325,00	1,00	1,07	4894,70	7028,46	0,61
Н 3-4	144	0,3333	89,31	89,31	32	68,67	2857,92	6132,92	5,1	0,87	1,1034	14575,39	5874,07	20449,46	20625,00	1,00	1,07	6555,88	9413,80	0,71
Н 5-6	144	0,5	104,75	104,75	32	68,67	3352,00	7193,18	2,1	0,87	1,1034	7039,20	6889,58	13928,78	14365,00	1,00	1,07	7689,26	11041,26	0,51
Н 0-B1	144	0,0833	-73,73	-73,73	32	68,67	-2359,36	-5063,04	1,1	0,87	1,1034	-2595,30	-4849,34	-7444,64	-	1,00	1,07	-5412,21	-7771,57	0,35
	144	0,0833	-73,73	-73,73	32	68,67	-2359,36	-5063,04	1,1	0,87	1,1034	-2595,30	-4849,34	-7444,64	-	0,85	1,07	-4600,38	-6959,74	0,35
В 1- C2	144	0,0833	73,47	73,47	32	68,67	2351,04	5045,18	1,1	0,87	1,1034	2586,14	4832,24	7418,39	-	1,00	1,07	5393,13	7744,17	0,35
	144	0,0833	73,47	73,47	32	68,67	2351,04	5045,18	1,1	0,87	1,1034	2586,14	4832,24	7418,39	-	0,92	1,07	4961,68	7312,72	0,35
C2-H2	144	0,0833	50,91	50,91	32	68,67	1629,12	3495,99	1,1	0,87	1,1034	1792,03	3348,43	5140,47	-	1,00	1,07	3737,09	5366,21	0,35
	144	0,0833	50,91	50,91	32	68,67	1629,12	3495,99	1,1	0,87	1,1034	1792,03	3348,43	5140,47	-	0,92	1,07	3438,13	5067,25	0,35
C3-4	24	0,5	12,00	12	32	12,20	384,00	146,40	1,1	1,23	1,3333	422,40	239,71	662,11	-	0,85	1,22	152,09	536,09	0,64

Продовження таблиці 3.1

	Коефіцієнти до розрахунку нормативної інтенсивності вітрового навантаження								Швид. Напір вітру	Wm(кН/м2)			Wp(кН/м2)			Wn(кН/м2)			Нормативні навантаження від тиску вітру (кН/м2)			Розрахункові горизонтальні навантаження від тиску вітру (кН/м2)	
Елементи опалас форми	Cw			K			L0	Jrs	W0(Па)	На головні ферми	На пролітні частину	На рухові склэд	На головні ферми	На пролітні частину	На рухові склэд	На головні ферми	На пролітні частину	На рухові склэд	На головні ферми Wp	На пролітні частину Wпр.п.	На рухові склэд Wp.с	На веретви вітрову ферму Wh	На головні вітрову ферму Wн
	На головні ферми	На пролітні частину	На рухові склэд	На головні ферми	На пролітні частину	На рухові склэд																	
B 1-2 B 2-3 B 4-5 B 5-6 H 0-1 H 1-2 H 2-3 H 3-4 H 5-6 H0-B1 B1-H3 H2-B4	2,550	1,850	1,500	1,248	1,118	1,098	0,334	1,200	500,000	1,591	1,034	0,824	0,638	0,414	0,330	2,229	1,449	1,154	10,699	2,463	3,461	128,388	15,782
B1-C2 C2-H3 H2-C3 C3-B4																							
B3-C4 C4-C5 C4-H5																							
C6-B6																							
H4-B6																							
H6-B8																							
B5-H7																							

Підпір перерізу елементів головної ферми																	
носі Y	m	Lef, см	λ	φ (с ДБН)	Ry, кН/см ²	Перевірка перерізів на міцність, кН/см ²				Перевірка перерізів на стійкість, кН/см ²				Перевірка перерізів на витривалість, кН/см ²			
W _{пл, см³}						G	> a60 <	R _{ym}	0< Δ <8%	G	> a60 <	R _{ym} φ	0< Δ <8%	G	> a60 <	R _{ym} Y _w	Δ
5240,415	0,900	1200,000	51,731	-	29,500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5765,938	0,900	1200,000	55,485	-	35,000	-22,989	<	31,500	172,982	-	-	-	-	-23,999	<	31,311	23,353
5765,938	0,900	1200,000	55,485	-	35,000	-25,959	<	31,500	182,410	-	-	-	-	-27,099	<	31,437	13,799
6159,457	0,900	1200,000	54,258	-	35,000	-30,211	<	31,500	195,909	-	-	-	-	-31,210	<	31,374	0,523
6664,372	0,900	1200,000	56,870	-	35,000	-33,273	<	31,500	205,628	-	-	-	-	-30,521	<	31,500	3,108
3686,120	0,900	1200,000	57,153	0,823	35,000	19,413	<	31,500	38,370	24,650	<	25,925	4,916	15,389	<	30,807	50,048
3391,017	0,900	1200,000	54,723	0,846	35,000	23,559	<	31,500	25,210	25,654	<	26,649	3,734	15,052	<	29,327	48,673
7039,302	0,900	1200,000	53,914	0,830	35,000	30,658	<	31,500	2,673	24,321	<	26,145	6,976	18,563	<	27,311	32,029
4363,364	0,900	1200,000	53,003	0,869	35,000		<	31,500	100,000	25,626	<	27,374	6,384	29,980	<	30,272	0,963
8723,847	0,900	1200,000	57,053	0,845	35,000	26,160	-	-	-	-	-	-	-	20,737	-	31,311	-
6476,907	0,900	1200,000	77,118	-	35,000	-24,542	<	31,500	22,090	21,100	<	26,145	19,296	-25,619	<	31,437	18,506
4213,392	0,900	1200,000	66,150	0,368	35,000	-28,570	<	31,500	9,302	10,250	<	11,592	11,577	-26,709	<	31,374	14,869
5438,006	0,900	1200,000	76,156	-	35,000	30,095	<	31,500	4,461	-	-	-	-	31,417	<	31,500	0,265
5569,179	0,900	1200,000	78,734	0,330	35,000	28,153	<	31,500	10,625	10,125	<	10,395	2,597	24,345	<	30,807	20,976
4494,364	0,900	1200,000	77,907	-	35,000	0,000	<	31,500	100,000	-	-	-	-	0,000	<	29,327	100,000
3022,138	0,900	1200,000	82,941	-	35,000	0,000	-	-	-	-	-	-	-	0,000	-	27,311	-
3520,528	0,900	1200,000	80,742	-	35,000	30,918	<	31,500	1,847	-	-	-	-	29,370	<	30,272	2,978
4494,364	0,900	1200,000	77,907	-	29,500	24,908	-	-	-	-	-	-	-	24,553	-	24,718	-
1316,448	0,900	1200,000	212,542	-	35,000	8,467	<	31,500	73,121	-	-	-	-	6,855	<	27,311	74,898

6. ТЕХНОЛОГІЯ СПОРУДЖЕННЯ МОСТОВОГО ПЕРЕХОДУ.

6.1 Обґрунтування способу будівництва моста

В мостобудуванні застосовуються наступні способи монтажу металевих прогонових будов:

1. «На риштуванні»- самостійно застосовується, коли кількість прогонів становить 1-2.
2. «Риштування + навіс + напівнавіс» - риштування встановлюються на 1/2 прогону інша половина монтується в навіс, наступні прогони в напівнавіс.
3. «Навіс» - застосовується дуже рідко, бо потребує противаги. Винятком є врівноважений монтаж.
4. «Врівноважений монтаж» - монтаж починається з однієї з центральних опор, яка облаштовується на 1,25 довжини панелі.
5. «Насув» - застосовується з метою скорочення строку будівництва, бо дозволяє вести роботи 2-ма незалежними бригадами або потоками, оскільки прогонові будови монтуються на підходах, а в цей час в руслі ріки споруджуються капітальні та тимчасові опри.
6. «Наплаву» - також дозволяє скоротити строки будівництва, оскільки монтаж прогонових будов ведеться на пірсах. Цей спосіб не потребує спорудження в руслі ніяких тимчасових пристроїв проте для перевезення прогонової будови будується плавуча опора.

Вибір способів будівництва моста залежить від багатьох факторів, таких як:

- конструкція прогонових споруд руслової частини та конструкція прогонових споруд пойми;
- довжина прогонових споруд що перекривають русло та пойму;
- глибина води русла ріки та режим течії ріки (швидкість).

Взявши до уваги перераховані фактори, обираю найбільш вигідний спосіб монтажу «Наплаву».

6.2 Розбивка осей та контурів опор.

Розбивка осей та контурів опор виконується від знаків опорної геодезичної сітки.

У відповідності з проектом замовник зобов'язаний створити геодезичну розбивочну основу, та передати будівельній організації закріплені знаки такої опорної сітки та висотні реperi, число і розміщення яких залежить від розміру мосту та місцевих умов.

В залежності від довжини мосту, розмірів пойм, забудови, та інших місцевих умов, крім осьових знаків, закріплюють та передають знаки на дублюючій осі по трасі підходів. При довжині мосту більше 300 м для розбивки та контрольних вимірювань створюють спеціальні опорні геодезичні сітки – триангуляцію біля берегових акваторій, полігонометрію та трилатерацію на суходолах. Знаки закріплюють так, щоб на весь період будівництва було забезпечено їх цілісність та незмінність положення.

Вихідними даними для розбивочних робіт являються координати та висотні відмітки знаків опорної геодезичної сітки та аналітично розраховані координати елементів мосту в тій самій схемі.

Допустимі середньоквадратичні похибки координат знаків такої опорної сітки не повинні перевищувати 6-ти мм, а висотних реперів – 3 мм.

Розбивку повторюють на різних етапах будівництва: розробка котлованів, або відсипка островків, бетонування фундаментів, спорудження тіла опори та підферменної плити, монтажу прогонових споруд. Точність розбивки на кожному етапу різна і залежить від характеру робіт та потреб.

Для розбивки центрів опор та інших елементів мосту, використовують теодоліти, сталеві рулетки, світлодалекоміри та лазерні прилади.

Центри опор та інші характерні точки мостового переходу великого розміру розбивають від знаків геодезичної опорної сітки, які мають координати в тій самій умовній системі, що і елементи мосту. При цьому заздалегідь розраховують координати всіх підлеглих розбивці точок споруди: центрів опор, підфермених майданчиків і т.п. При розрахунку координат

використовують дирекційний кут, вісь мосту та координати вихідних даних осьових знаків. При розташуванні мосту на кривій використовують дирекційні кути напрямків тангенсів та центрів кривих.

Якщо доступні для використання вихідні знаки, то розбивку центрів руслових опор можна виконувати з відновленням осі мосту лазерним приладом та виміру відстаней за допомогою світлодалекоміра. Розбивку центрів руслових опор частіше виконують методом прямої засічки від знаків тріангуляції.

Розбивку різних точок споруди на суходолах можна виконувати від знаків опорної геодезичної сітки методами інженерної геодезії. При цьому дирекційні кути напрямків від знаків на розбивочні точки та відстані до них визначають розв'язанням оберненої геодезичної задачі.

На початковій стадії відновлюють центри та грані направляючих каркасів для паль, контури шпунтового огородження, різних плавучих фіксованих систем. При цьому застосовують спосіб прямої засічки від знаків тріангуляції, або виносять та закріплюють на берегах створних ліній фіксуючі грані, або вісі споруд.

При розбивочних роботах необхідно враховувати, що дійсні розміри прогонових споруд, виготовлених на заводах з необхідною точністю, відповідають проектним тільки при 20°C , тобто при нормованій температурі компарування всіх вимірювальних приладів, враховуючи заводські. Тому при підготовці вихідних даних для розбивочних робіт значення розрахункових прогонів, пікетажу центрів опор та опорних частин потрібно приймати відповідно середньорічним температурам матеріалу нижніх поясів прогонових споруд, а не проектним розмірам.

Всі висотні розбивки ведуть від висотної опорної сітки, яка представляє собою систему робочих та постійних реперів, враховуючи прийняті від проектної організації вихідні репери. Відмітки реперів визначають в результаті урівноважування нівелірних ходів третього класу точності.

Проектні відмітки елементів споруд (підшови обрізу фундаментів, верх підферменних майданчиків, елементів прогонових споруд) переносять в натуру за допомогою технічного нівеліру, який встановлюють в місцях найбільш зручних для вертикальних розбивок. Відмітку горизонту інструменту визначають з двох, трьох реперів. Потрібну відмітку відновлюють від горизонту інструменту за допомогою рейки, або сталеві рулетки.

Висотні розбивки зручно виконувати з використанням лазерного нівеліру. При цьому горизонтальне прокладання лінії або площини визначається видимим променем та його плямами на поверхнях.

Детальні вертикальні розбивки часто доводиться вести в таких умовах, де застосування нівеліру неможливе, або дуже ускладнене, наприклад всередині опалубки опор, або всередині коробчастих прогонових споруд. В таких умовах дуже зручний спосіб з'єднаних посудин, тобто гідростатичне нівелювання. Відмітки в приховані, чи важкодоступні місця при цьому способом переносять за допомогою найпростішого приладу, який представляє собою наповнений водою тонкий гумовий шланг, на кінцях якого встановлені скляні трубки. Відмітки переносять по встановленому в трубках рівню води.

6.3 Спорудження фундаментів у відкритих котлованах.

Котловани з шпунтовим огородженням влаштовують:

- на відкритих водотоках;
- в нестійких та водоносних ґрунтах;
- в скрутних умовах поблизу діючих транспортних чи інших споруд.

Для шпунтових огорожень в якості матеріалу використовується дерево чи прокатний метал спеціального профілю.

Докладно розглянемо огороження з металевого шпунта. Його застосовують при глибині занурення в ґрунт більше 6-ти метрів, а також при

менших глибинах в щільних глинистих, чи гравійних ґрунтах, або при глибині води в річці більше 3-х метрів. Шпунт потрібно розглядати як інвентар та витягати для повторного використання.

Для огороження котлованів мостових опор використовується головним чином шпунт коритного профілю (ШК – 1, ШК – 2, Ларсен IV та Ларсен V). При великих навантаженнях доцільніше використовувати шпунт типу Ларсен IV і Ларсен V.

На заводах шпунт виготовляється довжиною від 8 до 22 м. При необхідності шпунтини нарощують з перекриттям стика накладками довжиною не менше 600 мм зі зварними, клепаними чи болтовими з'єднаннями. Співпадання замків шпунтин, які нарощуються, забезпечується попереднім складанням стика з тимчасовим закріпленням в їх замках відрізків шпунтин довжиною 3 – 4 м. Правильність та прямолінійність замків перевіряють, протаскуючи по ним шаблон із обрізка шпунта довжиною 2 м. Кінці шпунти обрізають суворо перпендикулярно до їх поздовжньої осі.

При зануренні металевого шпунта маячні палі розташовують поза лінією шпунтової стінки, а відстань між схватками фіксують тимчасовими прокладками, встановленими на відстані 1.0 – 1.5 м. При зануренні шпунта молотами одиночної дії голови шпунтин захищають спеціальними наголовниками.

Для занурення сталевго шпунта рекомендуються такі віброзанурювачі: ВП–1 і ВПП–2 – для занурення шпунтин масою до 1.5 т на глибину 10 – 15 м; вібромолот С – 467 – те саме, на глибину 12 – 18 м.

Глибина занурення шпунта в ґрунт визначається з умов стійкості шпунтової стінки проти перекидання та стійкості ґрунту проти випирання в котлован при водовідливі.

У всіх випадках величина занурення шпунта нижче дна котловану повинна бути не менше 1 м в зв'язних ґрунтах та не менше 2 м в мілкопісчаних та пливунних ґрунтах.

Верх шпунтового огороження повинен бути на 0.2 – 0.4 м вище рівня ґрунтових від та не менше чим на 0.7 м вище робочого рівня води в річці.

Розрахунок шпунтового огороження виконують з урахуванням зміни умов роботи елементів на різних стадіях розробки котловану та бетонування фундаменту. В залежності від фільтраційних властивостей ґрунтів, глибини котловану, води в водоймі, розпірних кріплень та їх положення, водовідливу та виконання тампонажного шару має місце велика кількість розрахункових схем.

Ґрунт в котлованах розробляється звичайно без водовідливу. При невеликому притоці води потрібна відкачка води в процесі розробки, якщо в ґрунті відсутні включення, що розмиваються. Для відкачки ґрунту застосовуються центробіжні насоси, які встановлюються на підвісних або плаваючих підмостях. Ґрунт в котлованах розробляють екскаваторами, драглайнами, ерліфтами, гідроелеваторами.

Після закінчення розробки ґрунту з водовідливом, дно котловану вручну вирівнюють, перевіряють його розміри. При слабких ґрунтах dna котловану після водовідливу перед бетонуванням засипають та утрамбовують шар гравію або щебеню товщиною 10 – 15 см.

6.4 Спорудження фундаментів з паль-оболонки.

Опора з високим ростверком, тому для влаштування фундаменту використовується направляючий ящик-каркас без забивання шпунту. Опори, що з низким ростверком потребують проведення занурення шпунту. Розглянемо технологію спорудження опори без влаштування шпунту. Монтують опори за 6 послідовних етапів.

1. Збирання та опускання направляючого каркасу (рис. 5.1).

Перш за все необхідно змонтувати плашкоут з понтонів КС-3 та інвентарних конструкцій МІК-С. Всі роботи на цій стадії виконуються плавучим краном ПРК-30/40, який підтримуючи ящик-каркас за допомогою стропів, поступово опускає його в проектне положення та закріплює в плавсистемі, яка закріплюється гнучкими розчалками до якорів. Добиваються точності проектного положення за допомогою «глухих» понтонів, які набирають водний баласт.

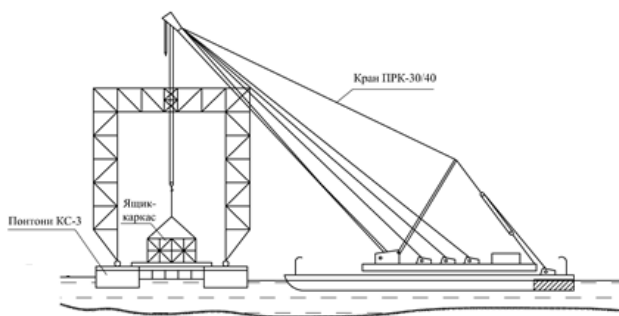


Рисунок - 6.1. Збирання та опускання направляючого каркасу

2. Установка оболонки у направляючий каркас (рис. 6.2).

Після того, як ящик-каркас закріпили в плавсистемі, виконується установка оболонки у направляючий каркас та нарощування їх секцій довжиною по 2 метри кожна. Плавучий кран подає секції, закріпивши їх стропами, після чого робітники з'єднують оболонки за допомогою фланцевих стиків на болтах.

3. Занурення оболонки у піщані ґрунти з вибиранням ґрунту ерліфтом (рис. 6.3).

Залізобетонні оболонки занурюють вібраційним способом за допомогою віброзанурювачів. Так, як вважається, що оболонка має досить великий

діаметр (1,2 м), то занурення відбувається спареним віброзунурювачем ВП-160, який працює з електромеханічною синхронізацією та потребує джерело живлення значної потужності.

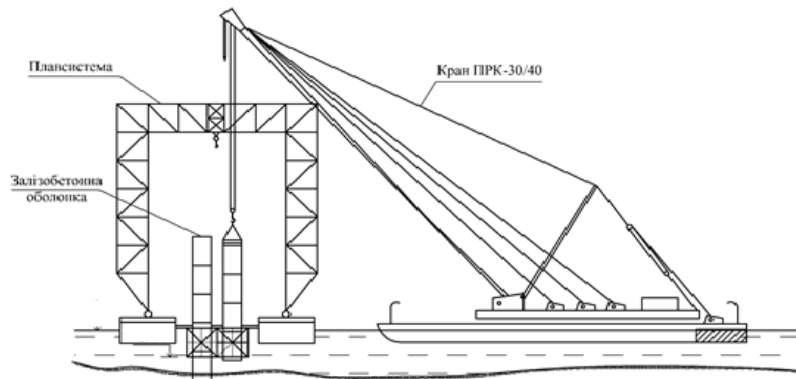


Рисунок - 6.2. Установка оболонок у направляючий каркас

Оболонка з віброзанурювачем з'єднують за допомогою наголовника. Грунт вилучають зі стовпів без перерв занурення і для пропуску пульпопроводу і нагнітаючих труб діаметром 1,2 м в стінці наголовника залишають отвір відповідного діаметру. Розробка і вилучення ґрунту із пустот оболонок – одна з основних технологічних операцій, яка визначає загальні строки спорудження фундаменту. Слабкі ґрунти доцільно розробляти гідромеханічним способом, тобто підмиванням водою і вилученням по трубкам за допомогою насосу.

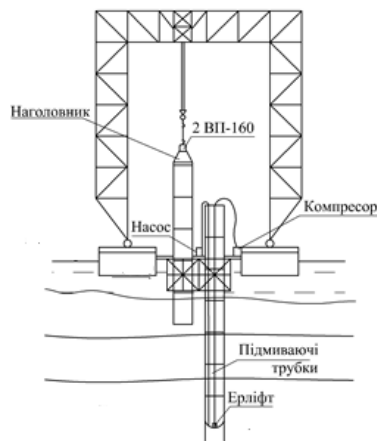


Рисунок - 6.3. Занурення залізобетонних оболонок

4. Підводне бетонування оболонок (рис. 6.4).

Пустоти оболонок після занурення заповнюють бетонною сумішшю, використовуючи бетонолітну трубу діаметром 300 мм без водовідливу

(метод ВПТ). Перед бетонуванням в свердловину опускають арматурний каркас з висотою рівною подвійній висоті свердловини. Для заповнення використаний бетон класу за міцністю В25, який подається за допомогою бадді об'ємом 0,8 м³.

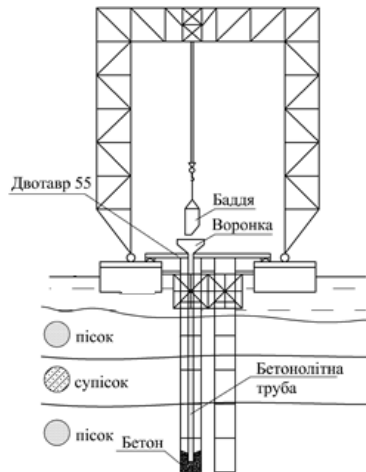


Рисунок - 6.4. Бетонування оболонок

5. Бетонування ростверку (рис. 6.5).

При спорудженні стовпчастих фундаментів влаштування плити ростверку має свої особливості. Вертикальні оболонки занурюють до влаштування водонепроникного огороження способом нарощування додаткових секцій. Верх оболонок має бути вищим за робочий горизонт води. Бетонують ростверк у самому ящику-каркасі, який потім розбирають для подальшого використання. Бетонна суміш подається у бадді через бетонолітну трубу.

6. Встановлення опалубки та бетонування тіла опори (рис. 6.6).

Конструкція опалубки монолітних опор має задовольняти умовам міцності, жорсткості геометричної незмінності форми. Крім цього, вона має бути непроникною для цементного розчину, мати щільні з'єднання, які забезпечують гладку лицьову поверхню бетонної кладки.

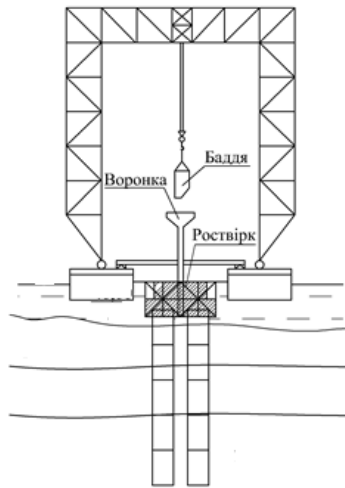


Рисунок - 6.5. Бетонування роствірки

Каркас опалубки закруглених частин опори виконується з кружальних ребер, які з'єднують з горизонтальними за допомогою гвіздків.

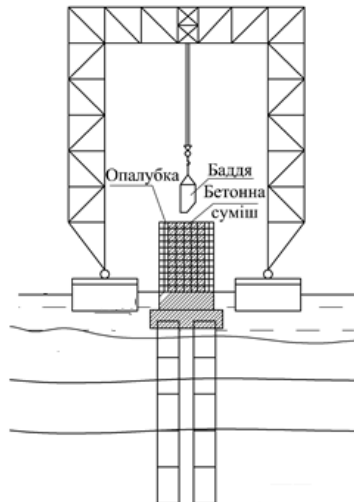


Рисунок - 6.6. Встановлення опалубки та бетонування тіла опори

Бетон до місця бетонування перевозиться на плавзасобах в бадді, з якої потім суміш подається в опалубку, де вона ретельно укладається та ущільнюється робітниками. Вилучення опалубки монолітних опор допускається лише після набору бетоном достатньої міцності, яка буде забезпечувати цілісність поверхні об'єкту.

6.5 Монтаж прогонових будов на плавучих опорах

Спосіб перевезення на плавучих опорах застосовують при складанні прогонових будов на березі, осторонь моста (рис. 5,7). Така технологія робіт доцільна за необхідності скорочення терміну будівництва шляхом

паралельного у часі зведення опор моста та складання прогонових будов. Перевезення на плавучих опорах застосовують також при заміні прогонових будов на мостах, що реконструюються, змінюючи по черзі прогонові будівлі шляхом виведення з прольоту старих і заводки нових досягають мінімальних перерв руху по мосту.

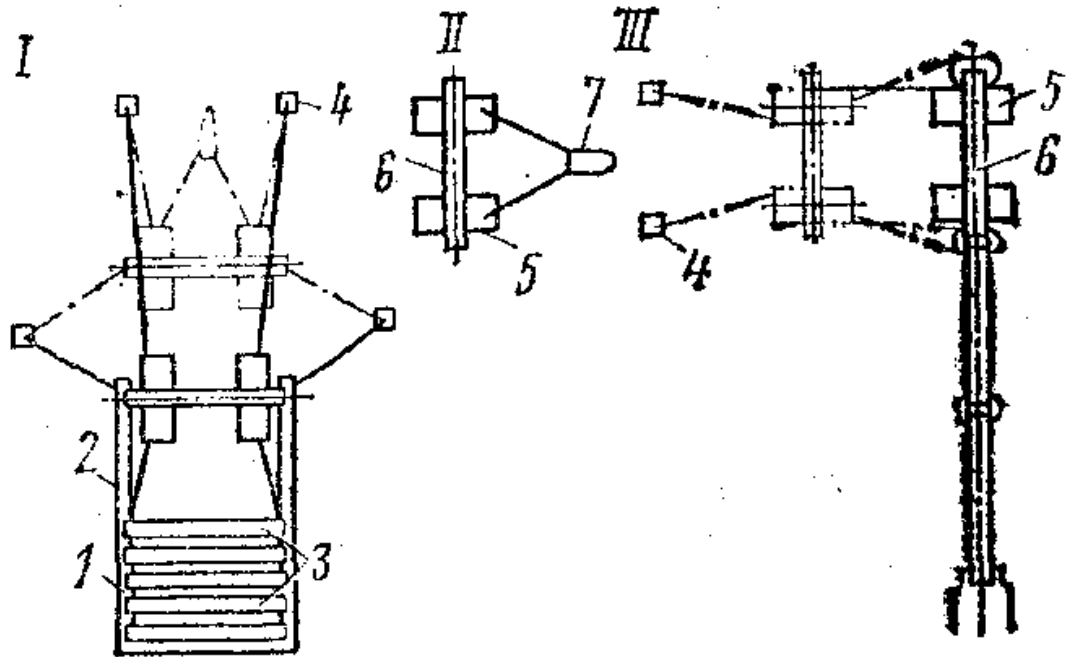


Рисунок 6.7 – Стадії (I—III) перевезення прогонових будов на плавучих опорах: 1-складальні підмостки; 2-пірси; 3 - склад зібраних прогонових будов; 4-якоря-5-плавуча опора; 6-пролітна будова; 7 - буксир

Для складання конструкцій на березі влаштовують складальні риштування, які можна розташовувати паралельно лінії берега (рис. 6.8, а) або перпендикулярно (рис. 6.8, б). Для скорочення загальної тривалості робіт з перевезення прогонові будови доцільно збирати заздалегідь, переміщуючи поперечним переміщенням зібрані конструкції склад. Зі складу прогонові будови переміщують по пірсах у бік річки до місць навантаження на плавучі опори. Довжину пірсів призначають такою, щоб глибина води в місці навантаження була достатньою для проходу плавучих опор (не менше 2 м). У необхідних випадках виконують днопоглиблювальні роботи. Прогонові будови переміщують по пірсах і перевозять на плавучих опорах у проектному рівні, тобто на рівні їх установки на мосту. Збирають конструкції частіше

також у проектному рівні; в тих окремих випадках, коли для зменшення висоти риштування і зайнятих під склад ділянок пірсів складання ведуть в зниженому рівні, необхідно пристрій фермопідйомників для підйому зібраних конструкцій в проектний рівень.

Процес переміщення плавучої системи у проліт мосту включає три стадії (див. рис. 6.7). На першій стадії при виведенні з пірсів плавучу систему розкріплюють на якір, а для переміщення системи використовують лебідки, на барабани яких намотують якірні канати. Такий же спосіб переміщення і розкріплення застосовують на третій стадії, при заводці системи в проледі моста. Розкріплення на якорях перешкоджає переміщенню системи під дією вітру та течії води, тобто виключає небезпеку початку плавучих опор на пірси та капітальні опори. На другій стадії для переміщення системи відносно великі відстані використовують буксири. Використання плавучих опор виявляється зазвичай виправданим при великому числі встановлюваних прогонових будов, коли витрати на пристрій допоміжних споруд не викликають суттєвого збільшення вартості конструкцій, що монтуються.

Переміщення прогонових будов по пірсам до місця навантаження на плавучі опори може бути виконане поперечною, а також поздовжньою пересувкою (див. рис. 6.8) з пристроєм у пірсі отворів для заводки плавучих опор. Навантаження на пірс при поздовжньому пересуванні менше, ніж при поперечній, тому конструкція пірса виявляється легшою і потрібно один пірс замість двох. Але технологія поздовжньої насувки дещо складніша, ніж поперечна.

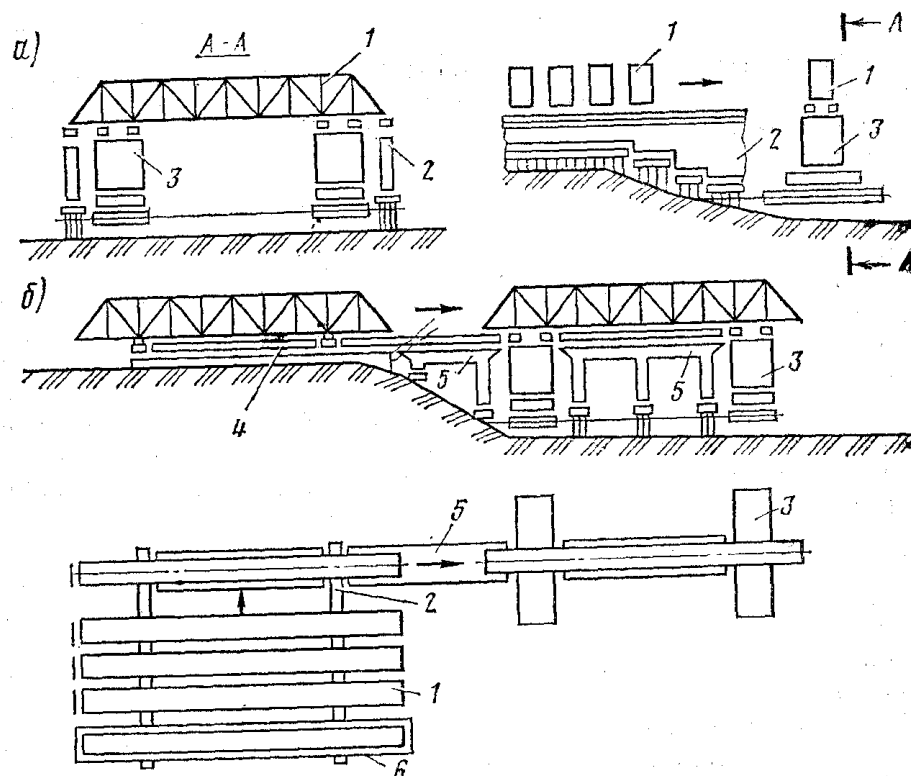


Рисунок 6.8 – Схема навантаження прогонових будов на плавучі опори:
1-прогонова будова; 2 – поперечний пірс; 3 – плавуча опора; 4 -шлях
подовжньо» перекочування; 5 - поздовжній пірс; 6 - складальні риштовання

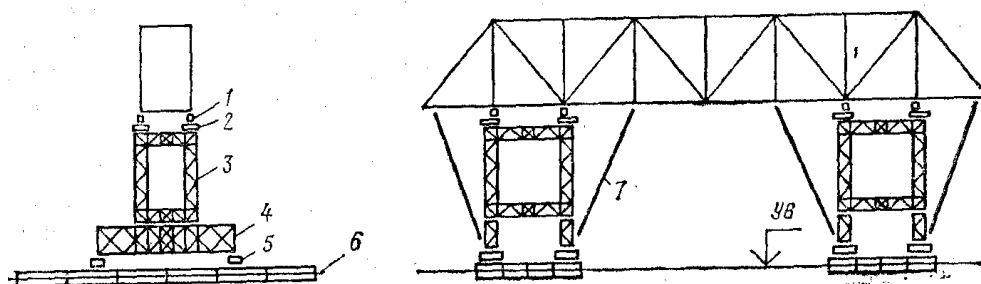


Рисунок 6.9 – Плавуча опора: 1-опорна клітина; 2 - верхній балковий
ростверк; 3 - надбудова; 4 - ферми посилення
плашкоуту; 5 - нижній балковий ростверк; 6 - плашкоут; 7 - розчавлення

Постійний рівень положення пролітної будови, що перевозиться при коливаннях рівня води в річці забезпечують шляхом зміни обсягу водного баласту, а при значних (понад 0,2 м) коливаннях також і за рахунок роботи домкратів або пісочниць, що встановлюються на опорних клітинах.

Для баластування плавучих опор застосовують водний баласт, а як баластові резервуари використовують понтони. Баласт набирають перед

зняттям прогонових будов з пірсів та їх навантаженням на плавучі опори. Забаластровані плавучі опори підводять під прогонову будову і після підклинювання опорних клітин скидають баласт, забезпечуючи тим самим навантаження прогонової будови. Після переміщення плавучої системи у проліт мосту баласт знову набирають, завдяки чому прогонове будова опускається на капітальні опори, а плавучі опори звільняються.

Для набору та скидання баласту застосовують водяні насоси та систему трубопроводів з відгалуженнями до кожного понтону. Водний баласт понтони подають через люки. Для регулювання рівня баластної води в понтонах трубопроводи кожного понтона оснащують засувками (кранами), а контролю рівнів застосовують мірні рейки. Недоліки даного методу баластрування - підвищена трудомісткість (через велику кількість засувок та вимірювання рівнів баласту у великій кількості понтонів), а також порівняно повільний набір та скидання баласту. Відомий і інший метод баластрування понтонів – за допомогою стисненого повітря. Повітря подають через отвори в палубі, а набір та скидання баласту відбувається через відкриті отвори донні. У систему такого баластрування входять (рис. 28.14) компресор, повітрозбірник та трубопроводи від центрального колектора до понтонів.

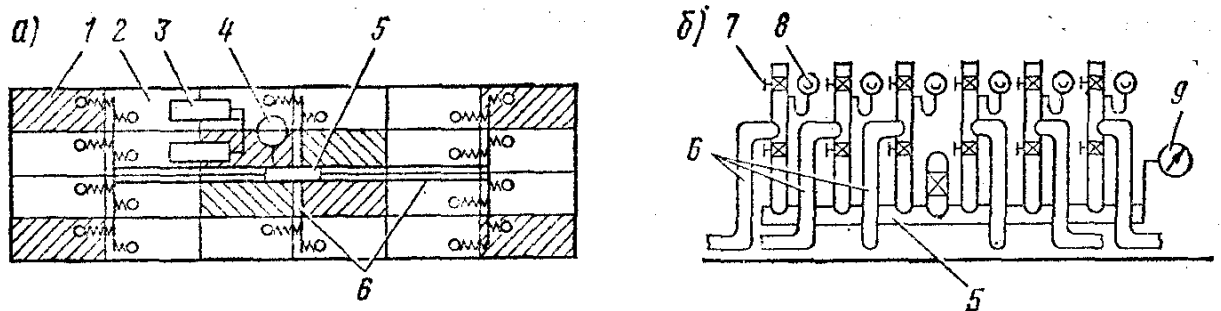


Рисунок 6.10 – Повітропровідна є плашкоута:

а - загальна схема; б - пули управління; 1 — понтон, що не баластрується; 2 - понтон, що баластрується; 3 - компресор; 4 - повітрозбірник; 5 - колектор; 6 - секційні трубопроводи; 7 - кран; 8 - ртутний манометр; 9 - механічний манометр

РОЗДІЛ 7 БЕЗПЕКА ПРИ ЗВАРЮВАЛЬНИХ РОБОТАХ

До виконання електрозварювальних і газополум'євих робіт допускаються особи не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд відповідно до вимог НПАОП 0.00-1.16, спеціальне навчання та перевірку теоретичних знань і практичних навичок з конкретних способів зварювання та конкретних видів зварювальних робіт, склали іспит в атестаційній комісії та мають відповідне посвідчення.

Електрозварники повинні мати групу з електробезпеки не нижче II. Працівники, які порушують вимоги електробезпеки або пожежної безпеки, повинні пройти спеціальну перевірку знань.

До виконання електрозварювальних і газополум'євих робіт допускаються зварювальники, які пройшли спеціальний медичний огляд, мають стаж роботи на висоті 5 м і більше, не менше одного року і мають розряд зварювальника III і вище.

Електробезпека на будівельних майданчиках, робочих місцях і в цехах повинна бути забезпечена відповідно до вимог.

Електрозварники повинні бути забезпечені спеціальним одягом з вогнезахисним просоченням згідно з ГОСТ 12.4.045, спеціальним взуттям та іншими засобами індивідуального захисту згідно з НПАОП 45.23.01 і повинні користуватися ними під час роботи.

Відповідно до ГОСТ 12.1.013 електрозварники повинні використовувати електрозахисні засоби: діелектричні рукавички, калоші, боти і килими згідно з НПАОП 40.1-1.07, НПАОП 45.2-3.01 для захисту від ураження електричним струмом.

Перед герметизацією або зварюванням (різанням) ємностей, що містять легко займисті або горючі рідини, їх необхідно попередньо очистити (вимити, пропарити і провітрити 3-5-6-кратною заміною повітря) до повного зникнення слідів цих рідин, після чого необхідно контролювати повітряне середовище. Перед паянням або зварюванням роботи завжди повинні проводитися при заповненому нейтральному газі і відкритій пробці (кришці).

Зварювальні роботи не можна проводити на відкритому повітрі під час дощу або снігу.

Підключення, відключення та ремонт електрозварювального обладнання повинен виконувати електрик (зварювальне обладнання може підключати зварювальник, якщо він має групу з електробезпеки 3 класу).

Вимоги безпеки до планування, обладнання та організації зварювальних цехів повинні відповідати вимогам розділу цього стандарту, ГОСТ 12.1.005, ДСТУ ГОСТ 12.2.061, ГОСТ 12.3.036, ГОСТ 12.4.045, НПАОП 0.00-1.30, НПАОП 40.1-1.32 та цього розділу. Повинні дотримуватися. У постійних місцях проведення електрозварювальних і газополумених робіт повинні бути встановлені захисні огороження і знаки безпеки згідно з ГОСТ 23407, ГОСТ ССБТ 12.2.062, ГОСТ 12.4.026. Проходи з обох боків робочої площадки або стелажа повинні бути шириною не менше 1 м.

Місця проведення зварювальних робіт за межами стаціонарних зварювальних постів визначаються за письмовим дозволом керівника робіт або спеціаліста, відповідального за пожежну безпеку. Місця проведення зварювальних робіт повинні бути забезпечені засобами пожежогасіння.

Робочі місця, де виконуються електрогазозварювальні роботи, а також проходи до робочих місць на висоті понад 1,3 м і на відстані менше 2 м від граничної висоти повинні бути захищені тимчасовими огороженнями згідно з ГОСТ 12.4.059. Під час зварювання в атмосфері вуглекислого газу огороження не повинні досягати 300 мм над підлогою.

У разі неможливості встановлення цих огорожень роботи на висоті повинні виконуватися із застосуванням запобіжних поясів згідно з ГОСТ 12.4.089 і страхувальних канатів згідно з ГОСТ 12.4.107.

Місця проведення електрозварювальних або газополумених робіт наданому поверсі та поверсі нижче (за відсутності вогнестійких захисних перекриттів або перекриттів, захищених вогнетривкими матеріалами) повинні бути вільні від горючих матеріалів у радіусі не менше 5 м, а від вибухонебезпечних

матеріалів та обладнання (газогенераторів, балонівзгазомтощо) - у радіусі не менше 10 м.

Якщо електрозварювальні або газополуменеві роботи проводяться в середині закритих ємностей, конструктивних порожнин або підземних споруд, робоча зона повинна бути обладнана витяжною вентиляцією. Швидкість вітру в середині ємності (порожнини) повинна бути в межах від 0,3м/с до 1,5м/с, температура припливного повітря –плюс 20°C або вище, а вимірювання повинен проводити фахівець.

При виконанні зварювальних робіт із застосуванням зріджених газів (пропан, бутан) і вуглекислого газу в робочій зоні зварювальника повинна бути встановлена місцева витяжна вентиляція знизу.

Зварювальні трансформатори, ацетиленові генератори та балони зі зрідженим газом повинні знаходитися за межами ємності, де буде проводитися зварювання. Зварювальні апарати повинні бути заземлені.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. ДБН В.2.3-22:2009 Мости та труби. Основні вимоги проектування.
2. ДБН В.2.3-14:2006 Мости та труби. Правила проектування.
3. ДБН В. 1.2-15:2015 Мости та труби. Навантаження і впливи.
4. ДСТУ Б В.2.3-1-95. Габарити підмостові судноплавних прогонів мостів на внутрішніх водних шляхах – 1997.
5. Косяк В. М., Тарасенко В. П., Попович М. М. Методичні вказівки по складанню варіантів металевго моста. – 2009.
6. Тарасенко В. П. Методичні вказівки по розрахунку металевих мостів Частина 3. Розрахунок балок проїзної частини. – 1999.
7. Тарасенко В. П. Методичні вказівки по розрахунку металевих мостів Частина розрахунок головних ферм, зв'язок між фермами та розрахунок опорних частин. – 2000.