

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: Розробка раціональної нерозрізної залізобетонної прогонової будови під залізничне навантаження C14 річки 6 класу.

Topic: Development of a rational continuous reinforced concrete span structure for railway load C14 across the 6th class river

за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»

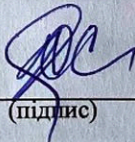
зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: MT1912


(підпис студента)

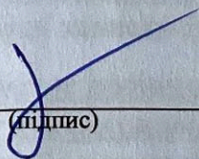
/ Богдан КОЗАК /
(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:


(підпис)

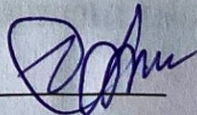
/ доц. Сергій КЛЮЧНИК /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Нормоконтролер:


(підпис)

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

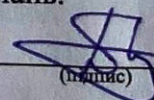
Охорона праці та безпека в
надзвичайних ситуаціях



/ зав. каф. Олег САБЛІН /

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

Студент


(підпис)

Дніпро – 2023 рік

ЗАЯВА

Я, Кожак Богдан Юрійович

(прізвище, ім'я, по батькові повністю)

студента(ки) групи МТІ912(149) 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:

Розробка розрахункової нерозривної залізобетонної прогонової будови під залізничне навантаження С14 різни 6 класу

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)

(підпис)

Кожак Б.Ю.

(прізвище, ім'я, по батькові)

Дата

14.06.2023

Керівник ВКР

(підпис)

Кирилич С.В.

(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»

Козака Богдана Юрійовича

(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: Розробка раціональної нерозрізної залізобетонної прогонової
будови під залізничне навантаження С14 річки 6 класу

в роботі не виявлено порушень академічної доброчесності.

Керівник ВКР

(підпис)

(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 ТЮТЬКІН

«_____» _____ 202_ р.

ЗАВДАННЯ

до випускної кваліфікаційної роботи на здобуття ОС «бакалавр»

студентки МТ 1912 Козак Богдан Юрійович

(номер групи)

(прізвище, ім'я та по батькові)

1. Тема ВКР на здобуття ОС «бакалавр» Розробка раціональної нерозрізної залізобетонної прогонової будови під залізничне навантаження С14 річки 6 класу

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: Бетон В30. В40
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 106 сторінках та містить 48 рисунків, 24 таблиць, 15 літературних джерел та креслення.

Об'єкт розробки: нерозрізна залізобетонна прогонова будова під залізничне навантаження.

Мета роботи: Розробка раціональної нерозрізної залізобетонної прогонової будови під залізничне навантаження С14 річки 6 класу

Робота складається із 7 розділів. У першому розділі вихідні данні для проєкту та порівняння трьох варіантів моста і вибір раціональної конструкції споруди. У другому розділі виконується розрахунок плити баластового корита раціональної нерозрізної залізобетонної прогонової будови під залізничне навантаження. У третьому розділі виконано проектування прогонової будови, побудова ліній впливу нерозрізної споруди, завантаження ліній впливу та визначення зусиль. У четвертому розділі виконується розрахунок нерозрізної прогонової будови за першою групою граничних станів. В п'ятому розділі розрахунок нерозрізної прогонової будови за другою групою граничних станів. В шостому розділі пропонується технологія монтажу прогонової будови. В сьомому розділі описані вимоги безпеки праці під час будівництва моста.

Ключові слова: нерозрізна прогонова будова, залізобетонна балки, лінії впливу, баластове корито.

ЗМІСТ

1 Вихідні дані.....	9
1.1 Інженерно-геологічні умови:	9
1.2 Інженерно-гідрологічні умови:.....	10
1.3 Розробка варіантів	11
2 РОЗРАХУНОК ПЛИТИ БАЛАСТНОГО КОРИТА.	29
2.1 Визначення зусиль.	29
2.2 Розрахунок перерізу плити.	36
2.3 Розрахунок на міцність по згинальному моменту.....	38
2.4 Розрахунок на витривалість по згинальному моменту.	38
2.5 Розрахунок на міцність за поперечною силою.	41
2.6 Розрахунок плити по тріщиностійкості.	42
3. ПРОЕКТУВАННЯ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ.....	44
3.1. Визначення зусиль в головній балці	44
3.2. Лінії впливу в багатопрогонівій нерозрізній балці.....	50
3.4. Завантаження ліній впливу тимчасовим навантаженням.	57
3.5. Знаходження зусиль для розрахунку на витривалість	74
3.6. Підбір площі перерізу напружуваної арматури.....	77
3.7. Визначення втрат попереднього напруження арматури.....	78
4. ПЕРЕВІРКИ ПЕРЕРІЗУ ЗА ПЕРШОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ ..	83
4.1. Розрахунок балки на міцність за згинальним моментом	84
4.2. Розрахунок балки на міцність за згинальним моментом на опорі.....	86
4.3 Розрахунок нахилених перерізів на міцність за поперечною силою.....	88
4.4. Розрахунок балки на витривалість	95
5. ПЕРЕВІРКИ ПЕРЕРІЗУ ЗА ДРУГОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ....	97
5.1. Розрахунок на утворення поздовжніх тріщин на стадії створення попереднього напруження	97
5.2. Розрахунок на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі балки на стадії експлуатації.....	98

5.3. Розрахунок на утворення тріщин за головними стискальними та розтягувальними напруженнями на стадії експлуатації	99
6. Технологія будівництва нерозрізних залізобетонних мостів	102
Розділ 7 Вимоги безпеки до робочих місць під час виконання робіт на висоті	104
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	108

ВСТУП

Залізобетон широко використовується в сучасному мостобудуванні завдяки своїм чудовим властивостям. Залізобетон характеризується високою міцністю на стиск, високою жорсткістю конструкції і тривалим терміном служби.

Для виготовлення залізобетонних мостів використовуються місцеві матеріали (пісок і щебінь). Перевагою залізобетону є те, що він споживає менше сталі, ніж сталеві конструкції. "Скульптурна" природа залізобетону дозволяє надати мосту будь-якої конструктивної чи архітектурної форми. Витрати на обслуговування залізобетонних мостів нижчі, ніж сталевих.

Використання попередньо напруженого залізобетону, яке почалося в другій половині 20 століття, мало велике значення для розвитку мостової архітектури. Ефективне використання високоміцних матеріалів (бетону і сталі) в цій конструкції дозволяє значно зменшити розміри перерізу, знизити витрати металу і цементу, зменшити вагу збірних елементів і збільшити довжину прольотів перекриття при тій же витраті матеріалу (в порівнянні зі звичайним залізобетоном). Стає можливим. Попереднє напруження бетону підвищує тріщиностійкість мостових конструкцій та покращує надійність і довговічність споруд.

Недоліками залізобетону є усадка і повзучість. Явища усадки і повзучості призводять до збільшення прогинів прогонових будов і зменшення попереднього напруження арматури. Ці явища враховуються при проектуванні статичноневизначених систем і попередньо напружених конструкцій.

Фахівці вважають, що цементний бетон третього тисячоліття-це модифікований бетон. Одним з найперспективніших нових напрямків у виробництві такого бетону, в тому числі для мостових конструкцій, є використання композитних добавок, в тому числі кремнезему.

Армування дозволяє значно підвищити міцність на розрив, тріщиностійкість, ударну в'язкість, стійкість до стирання і стійкість до термічних впливів бетону.

Сучасний стан і перспективи розвитку залізобетонних мостових конструкцій характеризуються наступними особливостями:

Покращенням геометрії поперечного перерізу та економією матеріалів;

Широке впровадження високоміцних бетонів, арматури та легких бетонів;

Постійно розширюється номенклатура та сфери застосування збірних залізобетонних конструкцій;

Використання відкритої напруженої арматури при будівництві нових мостів;

Вдосконалення технології виготовлення та монтажу конструкцій за рахунок збільшення вантажопідйомності кранів, обладнання та систем попереднього напруження і створення принципово нових способів зведення конструкцій (способи виштовхування з вертикальними і горизонтальними ковзанками, ротаційні способи, монтаж на пересувних риштуваннях);

Частіше використання розтягнутої арматури, незв'язаної з бетоном основної конструкції, та нових методів її монтажу.

1 ВИХІДНІ ДАННІ

1. Клас річки - VI
2. Тип мосту - залізничний
3. Габарит С - ГОСТ 26775-85
4. Район будівництва - Запоріжська обл.

1.1 Інженерно-геологічні умови:

Загальна характеристика місцевих умов будівництва

Розташована Запорізька область на південному сході України, займає головним чином лівобережну частину басейну нижньої течії Дніпра. На півночі і північному заході граничить з Дніпропетровською областю, на заході з Херсонською областю, на сході з Донецькою областю, а на півдні її побережжя омиває Азовське море.

Клімат області помірно континентальний, з жарким літом і малосніжною зимою. Середня температура січня від $-5,4^{\circ}\text{C}$ на півночі і до $-3,8^{\circ}\text{C}$ на півдні. Середньо липнева температура $+21..+22^{\circ}\text{C}$. Опадів 350-470 мм на рік. Бувають суховії, періодично – пилові бурі.

У середньому за рік у Запоріжжі випадає 510 мм атмосферних опадів, найменше – у жовтні, найбільше – у червні.

Згідно з даними поздовжнього перерізу осі мостового переходу геологічні дані слідуючі: в межах лівої пойми під шаром супіску залягає шар мілкового піску під яким знаходиться шар суглинку. В межах русла залягає шар мілкового піску під яким розташований шар суглинку, щільної глини та граніту.

Таблиця 1.1 – Геологічна будова основи

Назва ґрунту	ρ_s т/м ³	ρ_{Γ} т/м ³	W	W _L	W _p	ϕ°	C, МПа
Супісок	2,69	1,92	1	0,25	0,19	22	0,01
Пісок дрібний	2,66	1,93	1	-	-	26	-

Гравій	2,68	2,05	1	-	-	38	-
Суглинок	2,74	1,98	0,24	0,42	0,26	14	0,14
Глина щільна	2,78	1,96	0,21	0,48	0,21	11	0,28
Граніт							18,2

1.2 Інженерно-гідрологічні умови:

На основі проведених гідрологічних та гідрометричних вишукувань отримані наступні дані:

Клас річки - VI

Рівень високих вод (РВВ) – 41,00м

Рівень меженних вод – 36,70м

Розрахунковий судноплавний рівень – 40,45м

Максимальна глибина русла – 2,7м

Для пропуску суден підмостовий габарит складає:

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

Ширина руслової частини водотоку складає 125 м, правої заплави – 60 м, лівої заплави – 60 м. Загальна ширина розливу річки під час весняного паводку складає близько 280 м, висота підйому води очікується до 4,5 м. Швидкість течії відносно повільна, без різких змін.

Річка є судноплавною, клас водних шляхів згідно ДСТУ Б.В.2.3-1-95 –VI. Відповідно цього класу підмостові габарити мають обрис, показаний на рисунку

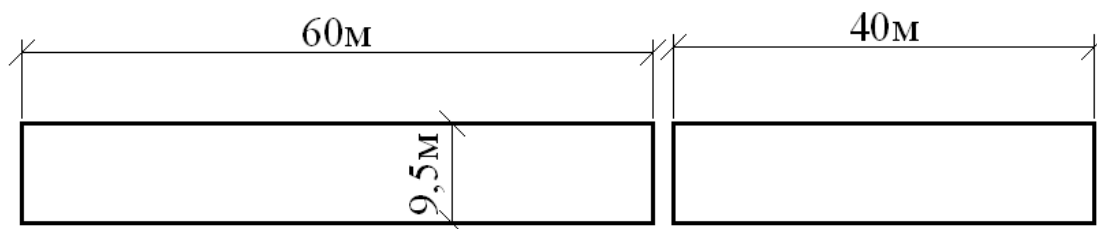


Рисунок 1.1 – підмостові габарити

1.3 Розробка варіантів

Варіант №1

Розробку варіантів мостового переходу починаємо з розбиття мосту на прогони та вибору прогонових будов, якими перекриваються підмостові габарити. Типові балкові розрізні прогонові будови з попередньо напруженого залізобетону мають максимальну повну довжину 33,0 м (прогонові будови уніфікованого типу), тому для перекриття другого габариту 60 та 40,0 м необхідно використати конструкції більшої довжини – аркові та нерозрізні системи.

Мостове полотно в усіх варіантах – з їздою на баласті, товщина баласту після укладання колії 0,35 м. Шпали – типові дерев'яні, довжиною 2,7 м або залізобетонні, епюра шпал на мостовому переході звичайна. Рейки залізничні типу Р65, відстань між рейками 1520 мм. На балкових прогонових будовах передбачається влаштування зовнішніх металевих тротуарних консолей (з кожного боку) загальною шириною 0,57 м. Тротуари захищаються з зовнішнього боку типовими металевими перилами.

Проміжні та берегові опори, а також фундаменти усіх варіантів запроектовані залізобетонними.

Конуси насипів зводяться механізованим способом з насипного ґрунту. Після укладання зовнішні грані насипу ущільнюються та укріплюються типовими залізобетонними плитами розміром 1×1 м.

Підбір схеми мосту

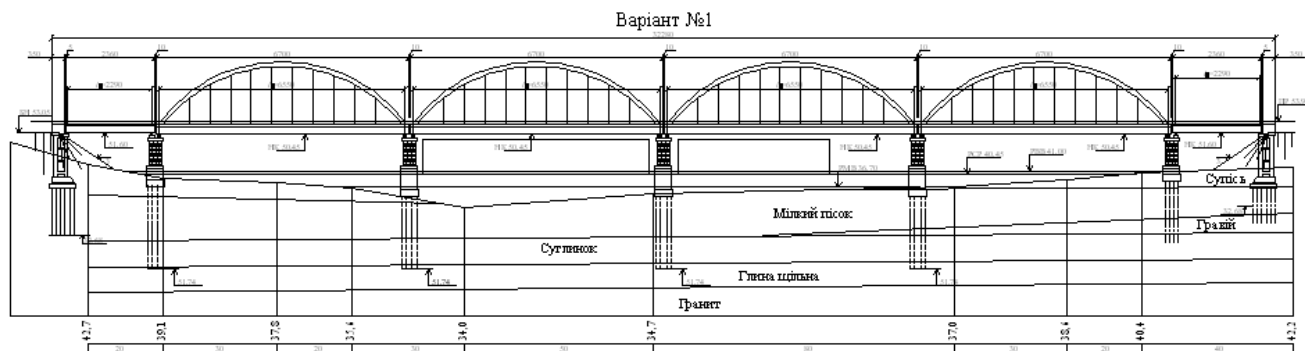


Рисунок 1.2 – Варіант №1

В цьому варіанті мостового переходу використана комбінована схема з використанням двох типів прогонових будов. Для забезпечення судноплавного отвору використовуємо аркові прогонові будови з жорсткою затяжкою з їздою низом $l_p=65,5\text{м}$ та $l_{\Pi}=67,0\text{м}$, а на поймах використовуємо балкові прогонові будови з попередньо напруженого залізобетону $l_p=22,9\text{м}$ та $l_{\Pi}=23,6\text{м}$.

Схема мосту: $22,9+4\times 65,5+22,9$

$$ПР = РСР + h_{Габ} + h_{Буд}^{Op} + 0.5 = 40,45 + 9.5 + 3,5 + 0.5 = 53,95\text{м}$$

$$БН = ПР - 0.9 = 53,95 - 0.9 = 53,05\text{м}$$

$$L_{Отв} = \sum l_{\Pi} - \sum b - 2 \cdot c + \sum \Delta$$

$$L_{Отв} = (2 \times 22,9 + 4 \times 65,5) - 5 \times 2,2 - 2 \cdot 1,5 \cdot 10 + 0,5 = 267,3\text{м}$$

Основні характеристики прогонових будов.

Прогонова будова 0-1 та 5-6. Розрізна прогонова будова

Балкова розрізна прогонова будова складається з двох суцільних залізобетонних блоків, кожен з яких містить плиту баластового корита та головну балку. Балки з напружуваного залізобетону: повна довжина $l_n = 23,6\text{м}$.

Повна довжина $L_{\Pi} = 23,6 \text{ м}$

Розрахункова довжина $L_p = 22,9 \text{ м}$

Будівельна висота $h_{Буд} = 2,35 \text{ м}$

Ширина нижнього ребра $b_H = 0.82 \text{ м}$

Висота плити баластового корита $h_{\Pi} = 0,20\text{м}$

Ширина стінки балки $b_c = 0,26\text{м}$

Об'єм бетону блока $V_B = 61,7 \text{ М}^3$

Відмітка низу конструкції:

$$НК = ПР - h_{Буд} = 53,95 - 2,35 = 51,6 \text{ м}$$

Прогонова будова виконана з попередньо напруженого залізобетону. Має дві кінцеві та дві проміжні діафрагми. Прогонова будова обпирається на опорні частини габаритними розмірами 48×90×38 см.

Прогонові будови 1-2÷4-5. Аркова прогонова будова з їздою низом.

Повна довжина $L_{\Pi} = 67,0$ м

Розрахункова довжина $L_p = 65,5$ м

Будівельна висота $h_{\text{Буд}} = 3,5$ м

Стріла підйому $f=21,8$ м

Об'єм бетону $V_B = 363,0$ м³

Вага металу 78,9т

Відмітка низу конструкції:

$$HK = PR - h_{\text{Буд}} = 53,95 - 3,50 = 50,45 \text{ м}$$

Аркова прогонова будова обпирається на опорні частини габаритними розмірами 50×95×65 см.

Основні розміри опор та фундаментів

Опора № 0: лівобережний стоян рамного типу. Опора входе в ґрунт не менше ніж на 0,5 м. Фундамент розташований на палях.

Опора №4: правобережний стоян рамного типу.

Проміжні опори: в даному варіанті використовуються збірно-монолітні масивні опори з вертикальними гранями. В цьому варіанті застосовуються фундаменти на палях-оболонках. Діаметр 1,5м. Заходить у несучий ґрунт (щільну глину) на 0,5м.

Опора 0. Рамний стоян з крилами.

Визначення розмірів підферменної плити стоянів

Розрізна прогонова будова обпирається на опорні частини габаритними розмірами 48×90×38 см, зазор проміж шафовою стінкою та прогоновою будовою – 10см. Тому: $B_{\text{пф}} = 48/2 + 35 + 5 + 20 \times 2 = 104$ см, приймаємо 1,1м;

відстань між головними балками 1,80 м

$$L_{\text{пф}}=180+90+15\times 2+20\times 2=340\text{см.}$$

Таблиця 1.2 – Визначення об'єму стояна.

Назва елементу	Довжина, м	Ширина, м	Висота, м	Кількість, шт.	Об'єм, м ³
Ростверк	6,1	4,75	1,5	1	12,35
Стійка	1,0	0,5	5,52	4	11,04
Ригель	3,2	0,45	0,25	6	2,2
Ригель	2,8	0,5	0,4	6	2,8
Підферменник	3,4	1,1	0,5	1	1,9
Опорний камінь	1,2	0,9	0,15	2	0,33
1-ша частина	4,0	3,75	0,65	1	9,75
2-га частина	(4,0+7,48)/2	(3,75+4,18)/2	2,34	1	53,25
3-я частина	7,48	4,18	1,15	1	35,95
Фундамент	0,3	0,3	9,0	30	24,3
				Загальний об'єм бетону	
				$\Sigma 153,8$	

Опори 2-4 Двоярусна опора. Визначення об'єму.

Визначення розмірів оголовку опори

Арочна прогонова будова обпирається на опорні частини

габаритними розмірами 50×95×65 см, зазор проміж торцями прогонових будов – 10см.

Тому: $V_{\text{огол}} = 50+150\times 2+10+20\times 2+20\times 2=440\text{см};$

відстань між головними балками 5,65 м

$L_{\text{огол}}=565+95+20\times 2+20\times 2+440/2=960\text{см.}$

Таблиця 1.3 – Визначення об'єму

Назва елементу	Довжина, м	Ширина, м	Висота, м	Кількість, шт.	Об'єм, м ³
Ростверк	10,8	5,5	1,5	1	89,1
Нижнє тіло опори	9,8	4,5	5,2	1	230,0
Нижній оголовок	10,0	4,7	0,5	1	23,5
Верхнє тіло опори	9,40	4,20	5,85	1	231,0
Верхній оголовок	9,6	4,4	0,5	1	21,1
Опорний камінь -1	1,35	0,9	0,15	4	0,7
Фундамент	21	Ø1,5	-	8	38,88
			Загальний об'єм		634,3
Шпунтове огородження	13	7,5	6,0	1	246,0м ²

Опори 2, 5. Двоярусна опора. Визначення об'єму.

Визначення розмірів оголовку опори.

Розрізна прогонова будова обпирається на опорні частини габаритними розмірами 48×90×38 см, Арочна прогонова будова на опорні частини 50×95×65 см зазор проміж прогоновими будовами – 10см.

Тому: $V_{\text{огол}} = 48/2 + 95/2 + 35 + 150 + 10 + 15 \times 2 + 15 \times 2 = 326,5 \text{ см}$, приймаємо 3,3м;

відстань між головними балками розрізної прогонової будови 1,80 м,
відстань між головними балками арки 5,65 м

$L_{\text{огол}} = 565 + 95 + 20 \times 2 + 20 \times 2 + 330/2 = 905 \text{ см}$.

Таблиця 1.4 – Визначення об'єму

Назва елементу	Довжина, м	Ширина, м	Висота, м	Кількість, шт.	Об'єм, м ³
Ростверк	10,2	4,4	1,5	1	67,3
Нижнє тіло опори	9,2	3,4	5,2	1	162,7
Нижній оголовок	9,4	3,6	0,5	1	17,0
Верхнє тіло опори	8,85	3,1	5,85	1	160,5
Верхній оголовок	9,05	3,3	0,5	1	15,0
Опорний камінь -1	1,35	0,9	0,15	2	0,35
Опорний камінь -2	1,2	0,8	0,15	2	0,3
Фундамент	21	Ø1,5	-	8	38,88
	Загальний об'єм				462,0
Шпунтове огороження	13	7,5	6,0	1	246,0м ²

Оп 6. Рамний стоян з крилами. Визначення об'єму стояна.

Таблиця 1.5 – Визначення об'єму стояна

Назва елементу	Довжина, м	Ширина, м	Висот, м	Кількість, шт.	Об'єм, м ³
Ростверк	5,95	4,75	1,5	1	42,4
Стійка	1,0	0,5	7,07	4	14,14
Ригель	3,19	0,25	0,25	6	1,2
Ригель	0,25	2,75	0,25	6	1,04
Підферменник	3,4	1,1	0,5	1	1,9
Опорний камінь	0,88	1,3	0,15	2	0,35
1-ша частина	4,05	3,75	0,61	1	9,26
2-га частина	(4,05+5,55)/2	(3,75+4,18)/2	2,34	1	19,03
3-я частина	5,55	4,18	1,15	1	26,7

<i>Фундамент</i>	0,3	0,3	9,0	30	24,3
<i>Загальний об'єм бетону</i>					140,3
<i>Шпунтове огородження</i>	7,95	6,75	3,84	2	412,13 <i>м²</i>

Визначення об'ємів земляних робіт.

Об'єм лівобережного насипу:

$$V_{\text{Нас}} = 16,29 \times 10,85 \times \frac{1}{3} \times 0,98 \times 2 + 7,00 \times 10,85 \times \frac{1}{3} \times 16,29 + 7,00 \times 0,98 \times 10,85 + \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 16,29^2 \times \pi \times 10,85 = 2108,02 \text{ м}^3$$

Об'єм правобережного насипу:

$$V_{\text{Нас}} = 16,51 \times 11,01 \times \frac{1}{3} \times 1 \times 2 + 7,00 \times 11,01 \times \frac{1}{3} \times 16,51 + 7,00 \times 1 \times 11,01 + \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 16,51^2 \times \pi \times 11,01 = 2191,86 \text{ м}^3$$

Таблиця 1.6 – Визначення вартості мосту.

<i>№ п/п</i>	<i>Найменування робіт</i>	<i>Одиниця виміру</i>	<i>Об'єм робіт</i>	<i>Вартість за одиницю, грн.</i>	<i>Вартість загальна, грн.</i>
1	<i>Шпунтове огородження</i>	<i>м²</i>	2054,2	5,107	10819,6
2	<i>Палі-оболонки</i>	<i>м³</i>	243,1	2548,8	619613,3
3	<i>Рамні стояни</i>	<i>м³</i>	294,2	847,547	249348,3
4	<i>Опори</i>	<i>м³</i>	2826,9	847,547	2395930,6
5	<i>Балочні з попередньо– напруженого з/б</i>	<i>м³</i>	61,7×2	5660,20	698468,7
6	<i>Аркова прогонова будова</i>	<i>м³</i>	363,0×4	1452,0	63394240

7	Мостове полотно	м/п	328,80	2685,00	882828
8	Конуси	м ³	4383,7	5,2041	22795,3
		Загальна вартість мосту			68274043,8

Варіант №2

Підбір схеми мосту

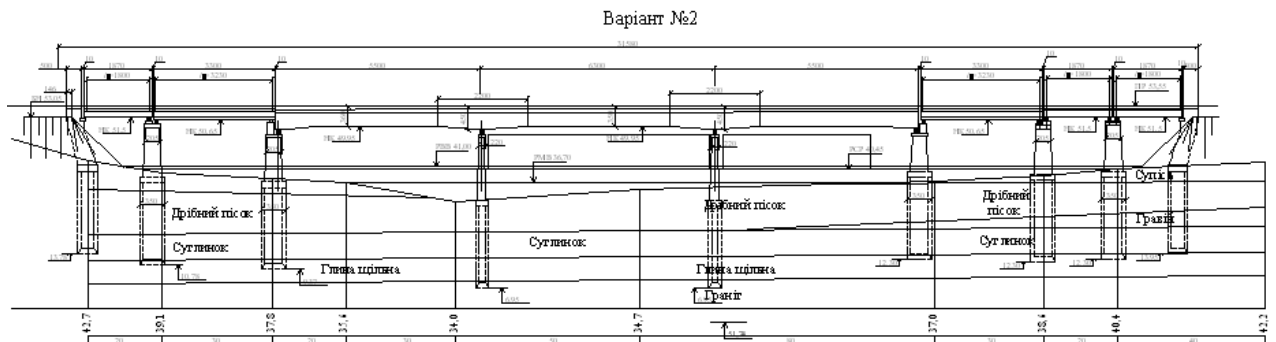


Рисунок 1.3 – Варіант №2

В цьому варіанті мостового переходу виконана комбінована схема з використанням трьох - прольотної прогонових будов нерозрізної системи та двох уніфікованих прогонових будов з попередньо напруженого залізобетону різної дожини.

Нерозрізні балкові прогонові будови в порівнянні з розрізними мають менші величини згинальних моментів в прогоні, а отже, і меншу висоту та розміри поперечного перерізу головних балок. Можливість зменшення будівельної висоти балок в прогоні та розмірів опор, зниження витрат сталі і бетону, вартості будівництва є важливою економічною перевагою мостів нерозрізних систем. В нерозрізній системі зазвичай досягається економія в об'ємі кладки опор за рахунок розміщення на проміжних опорах тільки однієї опорної частини (по фасаду моста) замість двох у розрізних системах. Крім того, вертикальний опорний тиск від нерозрізної прогонової будови передається на опору центральним та викликає в перерізах опори рівномірно розподілені стискаючі напруження.

Схема мосту: 18+32,3+55+66+55+2×18

$$ПР = РСР + h_{Габ} + h_{Буд}^{0п} + 0.5 = 40,45 + 9.5 + 3,1 + 0.5 = 55,45м$$

$$БН = ПР - 0.9 = 54,55 - 0,9 = 54,55 м$$

$$L_{Отв} = \sum l_{П} - \sum b - 2 \cdot C + \sum \Delta$$

$$L_{Отв} = 298,1 - 7 \times 2 - 2 \times 15 + 0,5 = 254,6м$$

Основні характеристики прогонових будов.

Прогонова будова 0-1. Уніфікована прогонова будова.

Повна довжина $L_{П} = 18,70 м$

Розрахункова довжина $L_P = 18,00 м$

Будівельна висота $h_{Буд} = 2,05м$

Ширина нижнього ребра $b_H = 0.82 м$

Плити баластового корита $h_{П} = 0,15м$

Ширина стінки балки $b_c = 0.26м$

Об'єм бетону блока $V_B = 42,4 м^3$

Відмітка низу конструкції :

$$НК = ПР - 0.5 - h_{Буд} = 56,45 - 2,05 = 53,4м$$

Прогонова будова виконана з попередньо напруженого залізобетону.

Має дві кінцеві діафрагми.

Прогонова будова 1-2

Повна довжина $L_{П} = 33,00 м$

Розрахункова довжина $L_P = 32,30 м$

Будівельна висота $h_{Буд} = 2,90 м$

Ширина нижнього ребра $b_H = 0.82 м$

Висота плити баластового корита $h_{П} = 0,20м$

Ширина стінки балки $b_c = 0,26м$

Об'єм бетону блока $V_B = 84,8 м^3$

Відмітка низу конструкції :

$$НК = ПР - 0,5 - h_{\text{Буд}} = 55,45 - 2,9 = 52,55\text{м}$$

Прогонова будова виконана з попередньо напруженого залізобетону.
Має дві кінцеві та дві проміжні діафрагми.

Нерозрізна прогонова будова з попередньо напруженого залізобетону

Розрахунок розмірів нерозрізної системи:

$$h_{\text{гнд}}^{\text{нр}} = \frac{1}{14} l_p = \frac{66}{14} = 4,8\text{м}$$

Товщина плити повинна бути згідно з вимогами [1, п3.117] $0,1h_{\text{буд}}$,
приймаємо плиту висотою 48см.

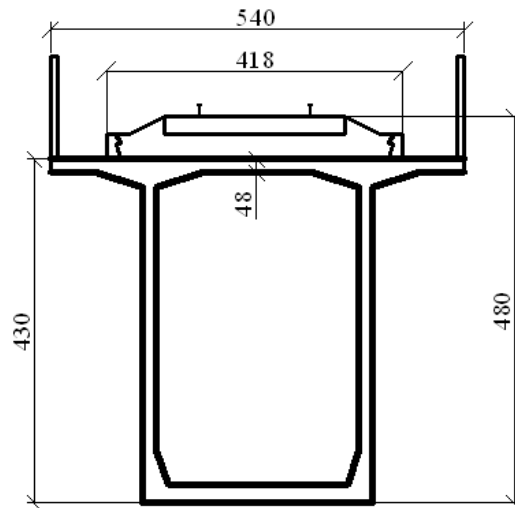


Рисунок 1.4 – Переріз нерозрізної балки

Повна довжина 176м

Будівельна висота 4,8м

Об'єм бетону блока $V_{\text{Б}} = 370 \text{ м}^3/\text{м}$

Відмітка низу конструкції:

$$НК = ПР - h_{\text{Буд}} = 55,45 - 4,8 = 50,65\text{м}$$

Основні розміри опор та фундаментів

На цьому варіанті застосовуються фундаменти на опускних колодязях.

Розрізна прогонова будова обпирається на опорні частини габаритними розмірами 48×90×38 см, зазор проміж шафовою стінкою та

прогоновою будовою – 10 см. Тому: $V_{\text{пф}} = 48/2 + 35 + 5 + 20 \times 2 = 104$ см,
приймаємо 1,1м;

відстань між головними балками 1,80 м

$$L_{\text{пф}} = 180 + 90 + 15 \times 2 + 20 \times 2 = 340 \text{ см.}$$

Таблиця 1.7 – Визначення об'єму.

Назва елементу	Довжина, м	Ширина м	Висота м	Кількість шт.	Об'єм, м ³
Ростверк	6,61	5,18	2	1	68,68
Підферменник	3,4	1,1	0,5	1	1,9
Опорний камінь	1,2	0,9	0,15	2	0,58
1-ша частина	5,04	4,18	1,70	1	35,81
2-га частина	(5,04+3,54)/2	4,18	1	1	17,93
3-я частина	(4,50+5,61)/2	4,18	8,30	1	175,37
Фундамент (опускні колодязі)		$V = (A \cdot B - a \cdot b) \cdot h (\text{м}^3)$			
Оп. 0		$(5,18 \cdot 6,61 - 4,18 \cdot 5,61) \cdot 11,72 = 126,5$			
Загальний об'єм бетону					$\sum 426,77$
Шпунтове огородження	7,18	8,61	3,92	2	$484,67 \text{ м}^2$

Визначення розмірів оголовку опори.

Розрізна прогонова будова обпирається на опорні частини
габаритними розмірами 48×90×38 см, нерозрізна прогонова будова на
опорні частини 50×95×65 см зазор проміж прогоновими будовами – 10 см.

$$\text{Тому: } V_{\text{огол}} = 48/2 + 35 + 10 + 50/2 + 35 + 18 \times 2 + 18 \times 2 = 205 \text{ см;}$$

відстань між головними балками розрізної прогонової будови 1,80 м,
нерозрізної 1,90м, $L_{\text{огол}} = 190 + 95 + 15 \times 2 + 15 \times 2 + 170 = 515$ см.

Таблиця 1.8 – Визначення об'єму.

<i>Назва елементу</i>	<i>Довжина, м</i>	<i>Ширина, м</i>	<i>Висота, м</i>	<i>Кількість, шт.</i>	<i>Об'єм м³</i>
<i>Ростверк</i>	3,49	6,45	1,5	2	67,53
<i>Тіло опори</i>	$(2,49+1,85)/2$	$(5,48+4,95)/2$	9,56	2	216,38
<i>Оголовок</i>	2,05	5,15	0,5	2	10,56
<i>Опорний камінь</i>	0,80	1,30	0,15	8	1,25
<i>Фундамент (опускні колодязі)</i>		$V = (A \cdot B - a \cdot b) \cdot h (м^3)$			
<i>Он 1</i>		$(3,49 \cdot 6,45 - 2,49 \cdot 5,45) \cdot 8,4 = 75,1$			
			<i>Загальний об'єм</i>		$\Sigma 370,82$
<i>Шпунтове огородження</i>	5,49	8,45	6,07	2	583,7 м ²

Визначення розмірів оголовку опори.

Розрізна прогонова будова обпирається на опорні частини габаритними розмірами 48×90×38 см, нерозрізна прогонова будова на опорні частини 50×95×65 см зазор проміж прогоновими будовами – 10 см.

Тому: $V_{\text{огол}} = 48+70+10+19 \times 2 + 19 \times 2 = 205$ см;

відстань між головними балками розрізної прогонової будови 1,80 м,

$L_{\text{огол}} = 180+90+20 \times 2 + 20 \times 2 + 165 = 515$ см.

Таблиця 1.9 – Визначення об'єму.

<i>Назва елемента</i>	<i>Довжина, м</i>	<i>Ширина, м</i>	<i>Висота, м</i>	<i>Кількість, шт.</i>	<i>Об'єм м³</i>
<i>Ростверк</i>	3,52	6,51	1,5	1	34,4
<i>Тіло опори</i>	$(1,91+2,52)/2$	$(5,51+4,89)/2$	8,86	1	102,04
<i>Надбудова</i>	$(0,93+0,89)/2$	$(4,85+4,81)/2$	0,72	1	3,2

Оголовок	1,08+0,99	5,09	0,5	1	5,3
Опорний камінь-1	0,88	1,20	0,15	2	0,32
Опорний камінь-2	0,79	1,09	0,15	2	0,26
Фундамент (опускні колодязі)		$V = (A \cdot B - a \cdot b) \cdot h (m^3)$			
Оп 2		$(3,52 \cdot 6,51 - 2,52 \cdot 5,51) \cdot 9,3 = 83,9$			
			Загальний об'єм		$\Sigma 229,42$
Шпунтове огородження	5,52	8,51	5,51	2	$517,67 m^2$

Визначення розмірів оголовка.

Нерозрізна прогонова будова опирається на опорні частини 50×95×65

см

Тому: $V_{\text{огол}} = 50 \times 2 + 30 \times 2 + 30 \times 2 = 220$ см;

відстань між головними балками нерозрізної прогонової будови

2,90 м, $L_{\text{огол}} = 190 + 95 + 20 \times 2 + 20 \times 2 + 65 = 530$ см.

Таблиця 1.10 – Визначення об'єму.

Назва елемента	Довжина, м	Ширина, м	Висота, м	Кількість, шт.	Об'єм m^3
Ростверк	3,58	6,59	1,5	1	34,4
Тіло опори	$(2,0+2,58)/2$	$(5,58+5,10)/2$	8,75	1	107
Оголовок	2,20	5,30	0,5	1	5,83
Опорний камінь	0,85	1,20	0,15	2	0,31
Фундамент (опускні колодязі)		$V = (A \cdot B - a \cdot b) \cdot h (m^3)$			
Оп. 3		$(3,58 \cdot 6,59 - 2,58 \cdot 5,59) \cdot 8,34 = 76,48$			
			Загальний об'єм		$\Sigma 224,02$
Шпунтове огородження	5,52	8,51	10,59	2	$994,94 m^2$

Визначення об'ємів земляних робіт.

Об'єм лівобережного насипу:

$$V_{\text{Нас}} = 14,41 \times 9,61 \times \frac{1}{3} \times 1 \times 2 + 7,00 \times 9,61 \times \frac{1}{3} \times 14,41 + 7,00 \times 1 \times 9,61 + \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 14,41^2 \times \pi \times 9,61 = 1526,23 \text{ м}^3$$

Об'єм правобережного насипу:

$$V_{\text{Нас}} = 14,89 \times 9,92 \times \frac{1}{3} \times 1 \times 2 + 7,00 \times 9,92 \times \frac{1}{3} \times 14,89 + 7,00 \times 1 \times 9,92 + \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 14,89^2 \times \pi \times 9,92 = 1662,72 \text{ м}^3$$

Таблиця 1.11 – Визначення вартості мосту.

<i>№ п/п</i>	<i>Найменування робіт</i>	<i>Одиниця виміру</i>	<i>Об'єм робіт</i>	<i>Вартість за одиницю, грн.</i>	<i>Вартість загальна, грн.</i>
1	Шпунтове огородження	м ²	3133,02	5,107	5393,30
2	Опускні колодязі	м ³	939,3	2548,8	2394087,8
3	Стояни обсипні	м ³	600,5	847,547	508985,9
4	Опори	м ³	2074,5	847,547	1758270,15
5	Нерозрізна система	м ³	740,0	28301,0	20942740
6	Балочні з попередньо – напруженого з/б	м ³	466,4	5660,20	2639917,3
7	Мостове полотно	м/п	295,2	2685,00	792612
8	Конуси	м ³	4299,88	52,041	176026,08
		Загальна вартість мосту			29218032,53

Варіант №3

Підбір схеми мосту

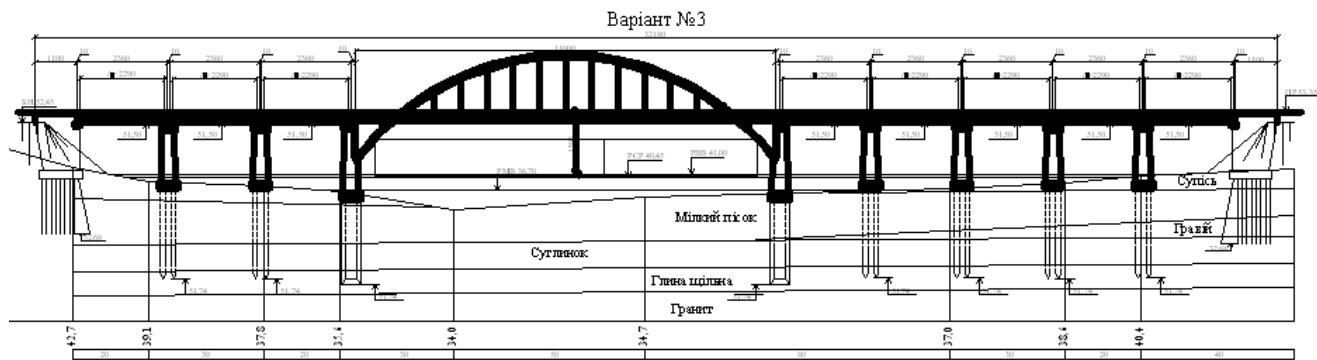


Рисунок 1.5 – Варіант №3

В цьому варіанті мостового переходу для судноплавних прогонів приймаємо аркову прогонову будову з їздою посередині прогоном 110м, а поймені частини перекриваємо уніфікованими прогоновими будовами з попередньо напруженого залізобетону довжиною 23,6м.

Схема мосту: $3 \times 22,9 + 110 + 5 \times 22,9$

$$ПР = РСР + h_{Габ} + h_{Буд}^{оп} + 0.5 = 40,45 + 9.5 + 3,4 = 53,35 \text{ м}$$

$$БН = ПР - 0.9 = 53,35 - 0.9 = 52,45 \text{ м}$$

$$L_{Отв} = \sum l_{п} - \sum b - 2 \cdot C + \sum \Delta$$

$$\sum l_{п} = 3 \times 23,6 + 110 + 5 \times 23,6 = 298,8 \text{ м}$$

$$\sum b = 8 \times 2 = 16,0 \text{ м}$$

$$\sum \Delta = 8 \times 0,1 = 0,8 \text{ м}$$

$$2 \cdot C = 2 \cdot 11,5 = 23 \text{ м}$$

$$L_{Отв} = 298,8 - 16,0 - 23 + 0,8 = 260,6 \text{ м}$$

Основні характеристики прогонових будов.

Прогонові будови 0-1, 1-2, 2-3. Уніфіковані прогонові будови.

Повна довжина $L_{п} = 23,6 \text{ м}$

Розрахункова довжина $L_{р} = 22,9 \text{ м}$

Будівельна висота $h_{Буд} = 1,85 \text{ м}$

Ширина нижнього ребра $b_{н} = 0.82 \text{ м}$

Висота плити баластового корита $h_{\Pi} = 0,15\text{м}$

Ширина стінки балки $b_c = 0.26\text{м}$

Об'єм бетону блока $V_B = 61,7 \text{ м}^3$

Відмітка низу конструкції

$$НК = ПР - h_{\text{Буд}} = 53,35 - 1,85 = 51,5 \text{ м}$$

Прогонова будова виконана з попередньо напруженого залізобетону.

Має дві кінцеві та дві проміжні діафрагми.

Прогонова будова 3-4.

Аркова прогонової будови з їздою посередині прогоном 110м

Стріла підйому 27,5м

Об'єм бетону $V_B = 1032,0 \text{ м}^3$

Основні розміри опор та фундаментів

На цьому варіанті застосовуються фундаменти у вигляді паль. Палі січенням – 40 см×40 см.

Опора 0. Необсипний монолітний стоян.

Визначення розмірів підферменника.

Розрізна прогонова будова обпирається на опорні частини габаритними розмірами 48×90×38 см, зазор проміж шафовою стінкою та прогоновою будовою – 10 см. Тому: $B_{\text{пф}} = 48/2 + 35 + 5 + 29 \times 2 = 104 \text{ см}$; приймаємо 1,1м,

відстань між головними балками 1,80 м

$$L_{\text{пф}} = 180 + 90 + 15 \times 2 + 20 \times 2 = 340 \text{ см.}$$

Таблиця 1.12 – Визначення об'єму стояна.

<i>Назва елементу</i>	<i>Довжина, м</i>	<i>Ширина м</i>	<i>Висота, м</i>	<i>Кількість, шт.</i>	<i>Об'єм, м³</i>
Ростверк	10	4	2	1	80,0
Підферменник	3,4	1,1	0,5	1	1,9

Опорний камінь	0,85	1,20	0,45	2	0,9
Тіло опори	(7,55+8,75)/2	4,18	7,79	1	265,38
Фундамент	0,4	0,4	12	24	46,1
Загальний об'єм бетону					564,61
Шпунтове огородження	11,75	7,2	4,0	2	303,2 м ²

Таблиця 1.13 – Визначення об'єму

Назва елемента	Довжина, м	Ширина, м	Висота, м	Кількість, шт.	Об'єм, м ³
Ростверк	5,0	9,8	1,75	1	85,75
Тіло опори	2,05	5,0	14,0	1	143,5
Підферменна плита	2,25	5,2	0,5	1	67,9
Опорний камінь	1,30	0,85	0,15	4	0,66
Фундамент	0,4	0,4	16	32	81,92
Шпунтове огородження	7,0	12,0	8,0	1	304 м ²
Загальний об'єм бетону			379,73 м ³		

Визначення об'ємів земляних робіт.

Об'єм лівобережного насипу:

$$V_{\text{Нас}} = 13,85 \times 9,23 \times \frac{1}{3} \times 1,5 \times 2 + 7,00 \times 9,23 \times \frac{1}{3} \times 13,85 + 7,00 \times 1,5 \times 9,23 + \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 13,85^2 \times \pi \times 9,23 = 1448,84 \text{ м}^3$$

Об'єм правобережного насипу:

$$V_{\text{Нас}} = 14,93 \times 9,95 \times \frac{1}{3} \times 1,5 \times 2 + 7,00 \times 9,95 \times \frac{1}{3} \times 14,93 + 7,00 \times 1,5 \times 9,95 + \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 14,93^2 \times \pi \times 9,95 = 1759,44 \text{ м}^3$$

Таблиця 1.14 – Визначення вартості мосту.

№ п/п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Об'єм робіт	Вартість за одиницю, грн.	Вартість загальна, грн.
1	Шпунтове огороження	м ²	2735	5,107	13967,6
2	Палі	м ³	747,4	2548,8	1904973,12
3	Стояни необсипні	м ³	1129,22	847,547	957067,1
4	Опори	м ³	368,84	847,547	30376
5	Балочні з попередньо – напруженого з/б	м ³	493,6	5660,20	2793874,7
6	Аркова прогонова будова	м ³	1032	28301,0	29206632
7	Мостове полотно	м/п	321,8	2685,00	864033
9	Конуси	м ³	3208,28	5,204	16695,9
		Загальна вартість мосту			35787619,42

Таблиця 1.15 – Техніко - економічне порівняння варіантів

№	Назва показника	Одиниця виміру	Показники		
			1 варіант	2 варіант	3 варіант
1	Повна довжина мосту	м	328,8	315,8	321,8
2	Загальна вартість	грн.	67274544	29218033	35787619,42
3	Об'єм бетону і залізобетону	м ³	4661,78	4820,7	3771,06

2 РОЗРАХУНОК ПЛИТИ БАЛАСТНОГО КОРИТА.

2.1 Визначення зусиль.

Визначення розрахункових зусиль в плиті баластного корита виконується з урахуванням особливостей конструкції прогонової будови. Плита баластного корита працює під місцевим навантаженням на згин в поперечному по відношенню до осі мосту напрямі. Для розрахунку плити в цьому напрямі вирізають вздовж осі мосту полосу плити шириною 1м.

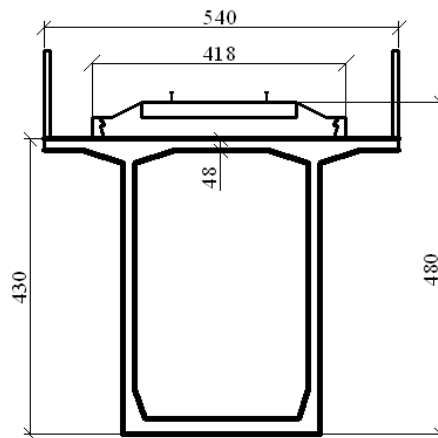


Рисунок 2.1 – поперечний переріз прогонової будови

В залежності від конструкції поперечного перерізу головної балки вибираємо розрахункову схему.

Перше поєднання навантажень.

Зовнішня консоль.

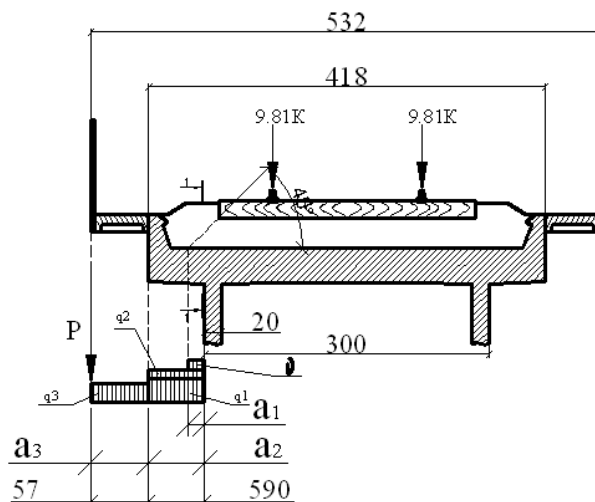


Рисунок 2.2 – розрахункова схема плити баластового корита

Визначаємо навантаження на зовнішній консолі

$h_{пл} = 0.48\text{м}$ - товщина плити баластного корита;

$h_{\delta} = 0.5\text{м}$ - товщина баласту;

$a_3 = 0.57\text{м}$ - ширина тротуару;

$a_2 = 0.59\text{м}$ - ширина консолі;

$a_1 = 0.20\text{м}$ - відстань на яку передається тимчасове навантаження;

Нормативні постійні навантаження (на 1 погонний метр ширини плити)
від власної ваги:

а) нормативні:

- навантаження від власної ваги плити

$$q_{пл}^H = b \times h_{пл} \times \gamma_{з.б.} = 1 \times 0.48 \times 24.5 = 11.8 \text{ кН/м}$$

$$h_{пл}^H = 0.48 \text{ м} - \text{товщина плити}$$

$$\gamma_{з.б.} = 24.5 \text{ кН/м}^3 - \text{питома вага залізобетону}$$

- навантаження від власної ваги баласту

$$q_{бал}^H = b \times d_{\delta} \times \gamma_{\delta} = 1 \times 0.5 \times 19.6 = 9.8 \text{ кН/м};$$

$$d_{\delta} = 0.5 \text{ м} - \text{товщина баласту}$$

$$\gamma_{\delta} = 19.6 \text{ кН/м}^3 - \text{питома вага баласту}$$

- навантаження від тротуару приймається:

$$q_{тр}^H = b \times h_{тр} \times \gamma_{з.б.} = 1 \times 0.1 \times 24.5 = 2.45 \text{ кН/м}$$

$$h_{тр} = 0.1 \text{ м} - \text{товщина тротуару}$$

- навантаження від ваги перил:

$$P_n^H = 0.687 \text{ кН}$$

- від тимчасового вертикального навантаження:

$$q_v^H = \frac{19.62 \times K}{l_{шп} + 2 \times h_{уг}} = \frac{19.62 \times 14}{2.7 + 2 \times 0.35} = 80.8 \text{ кН/м}$$

$$K = 14 - \text{клас тимчасового вертикального навантаження}$$

$$l_{шп} = 2.7 \text{ м} - \text{довжина шпали}$$

$h_{un}=0,35$ м – товщина баласту без шпали

б) на міцність:

- навантаження від власної ваги плити

$$q_{nl}^M = q_{nl}^H \times \gamma_{f1} = 11,8 \times 1,1 = 13,0 \text{ кН/м}$$

$\gamma_{f1}=1,1$ - коефіцієнт надійності

- навантаження від власної ваги баласту

$$q_{bal}^M = q_{bal}^H \times \gamma_{f2} = 9,8 \times 1,3 = 12,74 \text{ кН/м}$$

$\gamma_{f2}=1,3$ – коефіцієнт надійності для баласту

- навантаження від тротуару приймається:

$$q_{mp}^M = q_{mp}^H \times \gamma_{f1} = 2,45 \times 1,1 = 2,7 \text{ кН/м}$$

- навантаження від ваги перил:

$$P_n^M = P_n^H \times \gamma_{f1} = 0,687 \times 1,1 = 0,76 \text{ кН}$$

- від тимчасового вертикального навантаження:

$$q_v^M = q_v^H \times (1 + \mu) \times \gamma_{fv} = 80,8 \times 1,5 \times 1,3 = 157,6 \text{ кН/м}$$

$(1 + \mu) = 1 + \frac{10}{20 + \lambda}$, де λ - довжина завантаження лінії впливу. $(1 + \mu) = 1,5$

$\gamma_{fv}=1,3$ – коефіцієнт надійності до тимчасового навантаження

в) на витривалість:

- навантаження від власної ваги плити

$$q_{nl}^S = q_{nl}^H = 11,8 \text{ кН/м}$$

- навантаження від власної ваги баласту

$$q_{bal}^S = q_{bal}^H = 9,8 \text{ кН/м};$$

- навантаження від тротуару приймається:

$$q_{mp}^S = q_{mp}^H = 2,45 \text{ кН/м}$$

- навантаження від ваги перил:

$$P_n^S = P_n^H = 0,687 \text{ кН}$$

- від тимчасового вертикального навантаження:

$$q_v^e = q_v^H \times \varepsilon \times \left(1 + \frac{2}{3} \mu\right) = 80,8 \times 1 \times 1,333 = 107,7 \text{ кН/м}$$

$\varepsilon=1$ – коефіцієнт, який вживають при розрахунку на витривалість і він може бути від 0,85 до 1 в залежності від лінії впливу.

Зусилля при розрахунку на міцність.

$$M_{1-1}^M = P_n^M \times (l_{mp} + l_{nl1}) + q_{mp}^M \times l_{mp} \times \left(l_{nl1} + \frac{l_{mp}}{2}\right) + q_{nl}^M \times \frac{l_{nl1}^2}{2} + q_{бал}^M \times \frac{l_{б}^2}{2} + q_v^M \times \frac{l_v^2}{2} = 0,76 \times (0,57 + 0,59) +$$

$$+ 2,7 \times 0,57 \times \left(0,59 + \frac{0,57}{2}\right) + 13 \times \frac{0,59^2}{2} + 12,74 \times \frac{0,59^2}{2} + 157,6 \times \frac{0,2^2}{2} = 9,9 \text{ кНм}$$

$$Q_{1-1}^M = P_n^M + q_{mp}^M \times l_{mp} + q_{nl}^M \times l_{nl1} + q_{бал}^M \times l_{б} + q_v^M \times l_v =$$

$$= 0,76 + 2,7 \times 0,57 + 13 \times 0,59 + 12,74 \times 0,59 + 157,6 \times 0,2 = 49,0 \text{ кН}$$

Зусилля при розрахунку на витривалість .

Визначаються при $\gamma_{f1} = \gamma_{f2} = \gamma_{fv} = 1.0$ та динамічному коефіцієнті

$$1 + \frac{2}{3} \mu = 1.33$$

$$M_{1-1}^e = P_n^e \times (l_{mp} + l_{nl1}) + q_{mp}^e \times l_{mp} \times \left(l_{nl1} + \frac{l_{mp}}{2}\right) + q_{nl}^e \times \frac{l_{nl1}^2}{2} + q_{бал}^e \times \frac{l_{б}^2}{2} + q_v^e \times \frac{l_v^2}{2} = 0,687 \times (0,57 + 0,59) +$$

$$+ 2,45 \times 0,57 \times \left(0,59 + \frac{0,57}{2}\right) + 11,8 \times \frac{0,59^2}{2} + 9,8 \times \frac{0,59^2}{2} + 107,7 \times \frac{0,2^2}{2} = 5,78 \text{ кНм};$$

$$M_{1-1}^e = P_n^e \times (l_{mp} + l_{nl1}) + q_{mp}^e \times l_{mp} \times \left(l_{nl1} + \frac{l_{mp}}{2}\right) + q_{nl}^e \times \frac{l_{nl1}^2}{2} + q_{бал}^e \times \frac{l_{б}^2}{2} + q_v^e \times \frac{l_v^2}{2} = 0,687 \times (0,57 + 0,59) +$$

$$+ 2,45 \times 0,57 \times \left(0,59 + \frac{0,57}{2}\right) + 11,8 \times \frac{0,59^2}{2} + 9,8 \times \frac{0,59^2}{2} = 3,62 \text{ кНм};$$

Зусилля при розрахунку на тріщиностійкість для зовнішньої консолі в перерізі 1-1.

$$\begin{aligned}
M_{1-1}^m &= P_n^H \times (l_{mp} + l_{nl1}) + q_{mp}^H \times l_{mp} \times \left(l_{nl1} + \frac{l_{mp}}{2} \right) + q_{nl}^H \times \frac{l_{nl1}^2}{2} + q_{бал}^H \times \frac{l_6^2}{2} + q_v^H \times \frac{l_v^2}{2} = 0,687 \times (0,57 + 0,59) + \\
&+ 2,45 \times 0,57 \times \left(0,59 + \frac{0,57}{2} \right) + 11,8 \times \frac{0,59^2}{2} + 9,8 \times \frac{0,59^2}{2} + 80,8 \times \frac{0,2^2}{2} = 7,4 \text{ кНм} \\
Q_{1-1}^m &= P_n^H + q_{mp}^H \times l_{mp} + q_{nl}^H \times l_{nl1} + q_{бал}^H \times l_6 + q_v^H \times l_v = \\
&= 0,687 + 2,45 \times 0,57 + 11,8 \times 0,59 + 9,8 \times 0,59 + 80,8 \times 0,2 = 31,0 \text{ кН}
\end{aligned}$$

Друге поєднання навантажень.

На зовнішню консоль діють постійні навантаження, тимчасове навантаження від рухомого складу відсутнє (розглядається випадок проведення ремонтних робіт на мосту), а тротуари навантажені ремонтним шаром баласту (інтенсивність навантаження 9.81 кПа). При цьому коефіцієнт надійності по навантаженню до навантаження від ремонтного шару баласту.

$$\gamma_{f1} = 1.1;$$

Зусилля при розрахунку на тріщиностійкість.

$$\begin{aligned}
M_{1-1}^H &= P_n^H \cdot (a_2 + a_3) + (q_3^H + 9.81 \cdot 1.0) \cdot a_3 \cdot \left(a_2 + \frac{a_3}{2} \right) + q_1^H \cdot \frac{a_2^2}{2} + q_2^H \cdot \frac{a_2^2}{2} = \\
&= 0.687 \cdot (0.57 + 0.59) + (2.45 + 9.81) \cdot 0.57 \cdot (0.59 + 0.295) + 11.8 \cdot \frac{(0.59)^2}{2} + \\
&+ 9.8 \cdot \frac{(0.59)^2}{2} = 10,7 \text{ кНм} \\
Q_{1-1}^H &= P_n^H + (q_3^H + 9.81 \cdot 1.0) \cdot a_3 + q_1^H \cdot a_2 + q_2^H \cdot a_2 = \\
&= 0.687 + (2.45 + 9.81) \cdot 0.57 + \\
&+ 11.8 \cdot 0.59 + 9.8 \cdot 0.59 \text{ м} = 20,4 \text{ кН}
\end{aligned}$$

Зусилля при розрахунку на міцність.

$$\begin{aligned}
M_{1-1}^P &= P_n^P \cdot (a_2 + a_3) + (q_3^P + 9.81 \cdot 1.0) \cdot a_3 \cdot \left(a_2 + \frac{a_3}{2} \right) + q_1^P \cdot \frac{a_2^2}{2} + q_2^P \cdot \frac{a_2^2}{2} = \\
&= 0.76 \cdot (0.57 + 0.59) + (2.7 + 9.81) \cdot 0.57 \cdot (0.59 + 0.295) + 13 \cdot \frac{(0.59)^2}{2} + \\
&+ 12.74 \cdot \frac{(0.59)^2}{2} = 11,67 \text{ кНм} \\
Q_{1-1}^P &= P_n^P + (q_3^P + 9.81 \cdot 1.0) \cdot a_3 + q_1^P \cdot a_2 + q_2^P \cdot a_2 = 0.76 + (2.7 + 9.81) \cdot 0.57 + \\
&+ 13 \cdot 0.59 + 12.74 \cdot 0.59 \text{ м} = 23,1 \text{ кН}
\end{aligned}$$

Внутрішня защемлена плита.

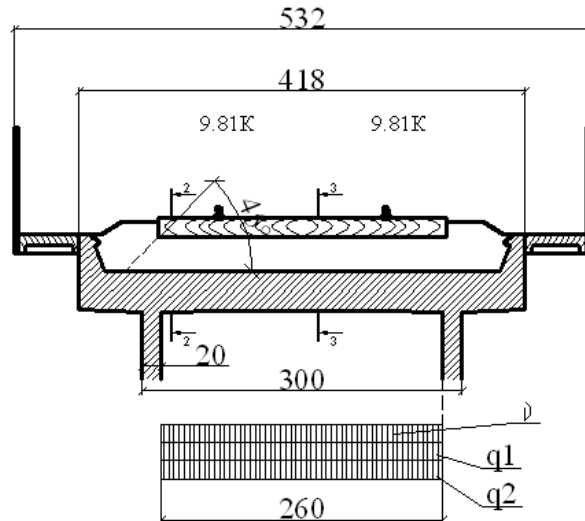


Рис. 2.3. – навантаження в защемленій плиті

$$h_{пл} = 0.48 м;$$

$$l_{пл} = 2.6 м + 0.2 м = 2.8 м;$$

Нормативне вертикальне навантаження від рухомого складу приймається рівною $v'' = 19.62 K \frac{\kappa H}{м}$ шляху, де K – клас заданого навантаження. Це навантаження розподіляється шпалами поперек осі прогонової будови на ширину b , м (яка не перевищує ширини баластного корита) й приймає значення:

$$q_v'' = \frac{19.62 \cdot K}{b} = \frac{19.62 \cdot K}{2.7 + h} = \frac{19.62 \frac{\kappa H}{м} \cdot 14}{2.7 + 0.35 м} = 90.06 \frac{\kappa H}{м^2};$$

Де:

$h = 0.35 м$ - товщина баласту під шпалою;

$b = 2.7 + h$ - ширина розподілення для защемлення.

Циліндрична жорсткість плити.

$$D = \frac{E_b \cdot h_f^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)} = \frac{36000 \cdot (0.48)^3}{12 \cdot (1 - 0.2^2)} = 720 \kappa H \cdot м;$$

Де:

$h_f = 0.48 м$ - товщина плити;

$\mu = 0.2$ - коефіцієнт Пуассона для бетону;

$E_b \cdot 10^{-3} = 36.0 \text{ МПа} = 36000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ - модуль пружності бетону В40 на стиск.

$G_b = 0.4 \cdot E_b = 0.4 \cdot 36000 = 14400 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ - модуль пружності бетону на зсув;

Ступінь затиснення плити:

$$n_1 = 0.001 \cdot \frac{D \cdot l_{nl}^3}{G_b \cdot I_k} = 0.001 \cdot \frac{720 \cdot (2.8)^3}{14400 \cdot 0.0098} = 1.12;$$

$$I_k = \frac{1}{3} \sum \left(\frac{h_i}{\delta_i} - 0.63 \right) \delta_i^4 = 0.0098$$

$n_1 < 30$ тому коефіцієнти затиснення плити наступні:

$\beta = -0.80$ - опорне січення 2-2;

$\alpha = +0.50$ - в середині прогону січення 3-3.

Згинальний момент при розрахунку на тріщиностійкість.

$$\begin{aligned} M_{2-2}'' &= \beta \cdot (P_{nl}'' + P_{\sigma}'' + P_{\nu}'') \cdot \frac{l_{nl}^2}{8} = \\ &= -0.80 \cdot (11.8 + 9.8 + 90.06) \cdot \frac{(2.8)^2}{8} = -87.5 \text{ кНм} \end{aligned};$$

$$\begin{aligned} M_{3-3}'' &= \alpha \cdot (P_{nl}'' + P_{\sigma}'' + P_{\nu}'') \cdot \frac{l_{nl}^2}{8} = \\ &= 0.5 \cdot (11.8 + 9.8 + 90.06) \cdot \frac{(2.8)^2}{8} = 54.7 \text{ кНм} \end{aligned};$$

Згинальний момент на витривалість.

$$\begin{aligned} \max M'_{2-2} &= \beta \cdot \left(P_{nl}'' + P_{\sigma}'' + P_{\nu}'' \cdot \varepsilon \cdot \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \right) \cdot \frac{l_{nl}^2}{8} = \\ &= -0.80 \cdot (11.8 + 9.8 + 90.06 \cdot 1 \cdot 1.33) \cdot \frac{(2.8)^2}{8} = -110.8 \text{ кНм} \end{aligned};$$

$$\min M'_{2-2} = \beta \cdot (P_{nl}'' + P_{\sigma}'') \cdot \frac{l_{nl}^2}{8} = -0.80 \cdot (11.8 + 9.8) \cdot \frac{(2.8)^2}{8} = -16.9 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} \max M'_{3-3} &= \alpha \cdot \left(P_{nl}'' + P_{\sigma}'' + P_{\nu}'' \cdot \varepsilon \cdot \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \right) \cdot \frac{l_{nl}^2}{8} = \\ &= 0.5 \cdot (11.8 + 9.8 + 90.06 \cdot 1 \cdot 1.33) \cdot \frac{(2.8)^2}{8} = 69.3 \text{ кН} \end{aligned};$$

$$\min M'_{3-3} = \beta \cdot (P''_{nl} + P''_{\sigma} +) \cdot \frac{l_{nl}^2}{8} = 0.5 \cdot (11,8 + 9,8) \cdot \frac{(2,8)^2}{8} = 10,6 \text{ кН};$$

Згинальний момент при розрахунку на міцність.

$$\begin{aligned} M_{2-2} &= \beta \cdot (P''_{nl} \cdot \gamma_{f1} + P''_{\sigma} \cdot \gamma_{f2} + P''_v \cdot \gamma_{fv} \cdot (1 + \mu)) \cdot \frac{l_{nl}^2}{8} = \\ &= -0,80 \cdot (11,8 \cdot 1,1 + 9,8 \cdot 1,3 + 90,06 \cdot 1,3 \cdot 1,5) \cdot \frac{(2,8)^2}{8} = ; \\ &= -158,2 \text{ кН} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3-3} &= \alpha \cdot (P''_{nl} \cdot \gamma_{f1} + P''_{\sigma} \cdot \gamma_{f2} + P''_v \cdot \gamma_{fv} \cdot (1 + \mu)) \cdot \frac{l_{nl}^2}{8} = \\ &= 0,5 \cdot (11,8 \cdot 1,1 + 9,8 \cdot 1,3 + 90,06 \cdot 1,3 \cdot 1,5) \cdot \frac{(2,8)^2}{8} = 98,6 \text{ кН} \end{aligned} ;$$

2.2 Розрахунок перерізу плити.

Розрахунок плити проводиться по першій групі граничних станів – на міцність та витривалість (тільки для залізничних мостів) і по другій групі граничних станів – на тріщиностійкість. Перерізи плити розраховуються на зусилля M_i та Q_1 . При цьому підбір перерізу плити і площі арматури коробчастих прогонових будов виконується двічі : перший раз по максимальному (із трьох в перерізах 1-1 і 2-2) від'ємному моменту, другий раз по максимальному додатному моменту в середині прогону плити – переріз 3-3.

Підбір перерізу плити.

Для забезпечення потрібної висоти плити задаємось коефіцієнтом армування :

$$\mu = 0,008 \div 0,01 ;$$

До розрахунку приймаємо $\mu = 0,01$;

Визначаємо параметр:

$$\alpha = \mu \cdot \frac{R_s}{R_b} = 0,01 \cdot \frac{330000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}}{20000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}} = 0,15 ;$$

Де:

$R_s = 330000 \frac{\kappa H}{\mathcal{M}^2}$ - розрахунковий опір на розтяг поздовжньої арматури при

розрахунку по граничним станам першої групи для арматури А-ІІІ.

$R_b = 20000 \frac{\kappa H}{\mathcal{M}^2}$ - розрахунковий опір бетону В40 на стиск.

При $\alpha = 0.15$ - $r_0 = 2.68$.

Робоча висота плити визначається :

$$h_0 = r_0 \cdot \sqrt{\frac{M_{\max}}{b \cdot R_b}} = 2.68 \sqrt{\frac{158,2}{1 \cdot 20000}} = 0.238 \text{ м};$$

Де :

$M_{\max} = -158,2 \kappa H$ - максимальний від'ємний момент в перерізі 2-2.

Згідно з конструктивних вимог ($1/10h_0$) приймаємо товщину плити

$$h = 0.48 \text{ м}$$

Уточнене значення робочої висоти:

$$h_0 = h - 0.03 - 0.5 \cdot d_s = 0.48 - 0.03 - 0.5 \cdot 0.14 = 0.38 \text{ м};$$

Де:

$d_s = 0.014 \text{ м}$ діаметр арматури.

Потрібна площа арматури:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{0.88 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{158,2}{0.88 \cdot 0.38 \cdot 330000} = 0.00143 \text{ м}^2;$$

Площа одного стержня арматури :

$$A_{s1} = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} = 3.14 \cdot \frac{0.014^2}{4} = 0.00015 \text{ м}^2;$$

Потрібна кількість стержнів арматури А-ІІІ Ø14 мм:

$$n = \frac{A_s}{A_{s1}} = \frac{0.00143}{0.00015} = 9,3 \text{ шт};$$

Приймаємо кількість стержнів $n = 10 \text{ шт}$, арматури А-ІІІ Ø14 мм.

Уточнена площа арматури:

$$A_s = n \cdot A_{s1} = 10 \cdot 0.00015 \text{ м}^2 = 0.0015 \text{ м}^2;$$

2.3 Розрахунок на міцність по згинальному моменту.

Розрахунок проводиться при прямокутній епюрі напружень в бетоні.

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{b \cdot R_b} = \frac{330000 \cdot 0.0015}{1 \cdot 20000} = 0.025 \text{ м};$$

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x)$$

$$158,2 \text{ кН} \leq 20000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 1 \text{ м} \cdot 0.025 \text{ м} (0.38 \text{ м} - 0.5 \cdot 0.025 \text{ м}) = 183,75 \text{ кН};$$

$$158,2 \text{ кН} \leq 183,75 \text{ кН}$$

Умова виконана.

Де:

$M = -158,2 \text{ кН}$ - згинальний момент для розрахунку на міцність;

$R_b = 20000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ - розрахунковий опір бетону на міцність;

$R_s = 330000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ - розрахунковий опір на розтяг арматури.

При цьому необхідно щоб $\frac{x}{h_0} \leq \varepsilon_y$.

Значення ε_y визначається за формулою:

$$\begin{aligned} \varepsilon_y &= \frac{\omega}{1 + \frac{\delta_1}{\delta_2} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008 \cdot R_b}{1 + \frac{R_s}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \cdot R_b}{1.1}\right)} = \\ &= \frac{0.85 - 0.008 \cdot 20}{1 + \frac{330}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \cdot 20}{1.1}\right)} = 0.554 \end{aligned}$$

Де:

$$\delta_1 = R_s$$

$$\delta_2 = 500 \text{ МПа}$$

•

$$\bullet \quad \frac{x}{h_0} = \frac{0.025 \text{ м}}{0.38 \text{ м}} = 0.066;$$

$0.066 \leq 0.554$ Умова виконується.

2.4 Розрахунок на витривалість по згинальному моменту.

Розрахунок на витривалість проводиться, рахуючи, що бетон працює в пружному середовищі. Бетон розтягнутої зони в розрахунок не включається.

Перевірка напружень в бетоні:

$$\frac{M'}{I_{red}} \cdot x' \leq m_{b1} \cdot R_b;$$

Де:

$M' = -110,8 \text{ кНм}$ - значення згинального моменту з розрахунку на витривалість;

$I_{red} = \frac{b \cdot (x')^3}{3} + n' \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2$ - момент інерції приведенного перерізу відносно нейтральної осі (без врахування розтягнутої зони бетону);

$x' = \frac{n' \cdot A_s}{b_f} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot h_0 \cdot b_f}{n' \cdot A_s}} \right)$ - висота зжатої зони бетону, без врахування

розтягнутої зони бетону;

$$\begin{aligned} x' &= \frac{n' \cdot A_s}{b_f} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot h_0 \cdot b_f}{n' \cdot A_s}} \right) = \\ &= \frac{10 \cdot 0.0015}{1} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0.38 \cdot 1}{10 \cdot 0.0015}} \right) = 0.093 \text{ м} \end{aligned};$$

Де:

$n' = \frac{E_s}{E_b} = 10$ - умовне відношення модулів пружності для В40;

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b \cdot (x')^3}{3} + n' \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2 = \\ &= I_{red} = \frac{1 \cdot (0.093)^3}{3} + 10 \cdot 0.0015 \cdot (0.38 - 0.093)^2 = 0.0015 \text{ м}^4 \end{aligned};$$

$$m_{b1} \cdot R_b = 0.6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b \cdot R_b = 0.6 \cdot 1.26 \cdot 1,025 \cdot 20000 = 15498 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma'_{\min}}{\sigma'_{\max}} = \frac{16,9}{110,8} = 0,152$$

Де:

$\beta_b = 1.26$ - коефіцієнт, який враховує ріст міцності бетону (табл.25);

$\varepsilon_b = 1,025$ - коефіцієнт, який залежить від асиметрії циклу напружень, що повторюються.

$$\frac{M'}{I_{red}} \cdot x' = \frac{110,8}{0,0015} \cdot 0,093 = 6869,6 \frac{\kappa H}{\text{м}^2};$$

$$6869,6 \leq 15498;$$

Умова виконана.

Перевірка напружень в арматурі.

$$n' \cdot \frac{M'}{I_{red}} \cdot (h - x' - a_u) \leq m_{as1} \cdot R_s;$$

Де :

$a_u = 0,037 \text{ м}$ - відстань від зовнішньої розтягнутої грані перерізу до осі найближчого ряду арматури.

$$m_{as1} \cdot R_s = \beta_{pw} \cdot \varepsilon_{ps} \cdot R_s = 0,625 \cdot 0,58 \cdot 330000 = 119625 \frac{\kappa H}{\text{м}^2};$$

$$n' \cdot \frac{M'}{I_{red}} \cdot (h - x' - a_u) = 10 \cdot \frac{110,8}{0,0015} \cdot (0,48 - 0,093 - 0,037) =$$

$$= 258533,3 \frac{\kappa H}{\text{м}^2};$$

$$258,5 \text{ МПа} \nless 119,6 \text{ МПа.}$$

отже умова не виконується:

Невиконання умови витривалості перерізу за арматурою можна уникнути, якщо додати необхідну кількість стержнів до розтягнутої зони елемента.

При цьому обов'язково перераховуємо геометричні характеристики перерізу. Попередні перевірки повторно не проводимо.

Додамо до каркасу 8 арматурних стержнів того ж діаметру. Нова конструкція перерізу наведена

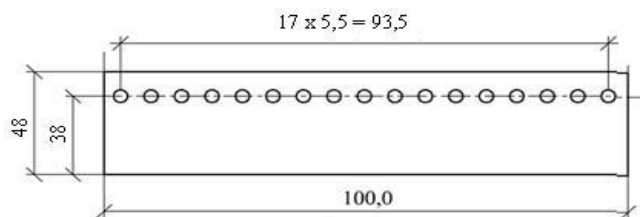


Рисунок 2.4 – Конструкція перерізу плити з додатковою арматурою

Нова кількість стержнів і відповідна площа робочої арматури

$$n_s = 18 \text{ шт.}; \quad A_s = 18 \cdot 0,00015 = 0,0027 \text{ м}^2.$$

Висота стиснутої зони бетону:

$$x' = \frac{10 \cdot 0,0027}{1} + (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 0,38}{10 \cdot 0,0027}}) = 4,4 \text{ см.}$$

Момент інерції приведенного перерізу плити

$$I_{red} = \frac{100 \cdot 4,4^3}{3} + 10 \cdot 27(38 - 4,4)^2 = 307658,7 \text{ см}^4.$$

Нове значення лівої частини

$$n' \frac{M_{max}^B}{I_{red}} (h - x' - a_s) = 10 \frac{110,8}{0,0031} (0,48 - 0,044 - 0,037) = 142610,3 \text{ кН/м}^2.$$

Умова не виконується, збільшуємо діаметр арматури, приймаємо Ø20
мм

$$A_{s1} = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} = 3,14 \cdot \frac{0,02^2}{4} = 0,0003 \text{ м}^2$$

$$n_s = 18 \text{ шт.}; \quad A_s = 18 \cdot 0,0003 = 0,0054 \text{ м}^2.$$

Висота стиснутої зони бетону:

$$x' = \frac{10 \cdot 0,0054}{1} + (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 0,38}{10 \cdot 0,0054}}) = 2,93 \text{ см.}$$

Момент інерції приведенного перерізу плити

$$I_{red} = \frac{100 \cdot 2,93^3}{3} + 10 \cdot 54(38 - 2,93)^2 = 664987,1 \text{ см}^4.$$

Нове значення лівої частини

$$n' \frac{M_{max}^B}{I_{red}} (h - x' - a_s) = 10 \frac{110,8}{0,0066} (0,48 - 0,03 - 0,037) = 69333,9 \text{ кН/м}^2.$$

$$69333,9 \leq 119625$$

Умова виконується:

$$69,3 \text{ МПа} < 119,6 \text{ МПа.} \quad \text{Умова виконана.}$$

2.5 Розрахунок на міцність за поперечною силою.

Зразу перевіряємо обов'язкову умову обмеження головних стискаючих напружень по умові:

$$Q \leq 0.3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0;$$

Де:

$Q = 98,6 \text{ кН}$ - поперечна сила з розрахунку на міцність.

$$0.3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0.3 \cdot 20000 \cdot 1 \cdot 0.38 = 2280 \text{ кН};$$

$$98,6 \leq 2280$$

Умова виконана.

$$Q \leq 0.75 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0;$$

Де:

$R_{bt} = 1,25 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір бетону осьовому розтягу.

$$0.75 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0.75 \cdot 1250 \cdot 1 \cdot 0.38 = 356,25 \text{ кН};$$

$$98,6 \leq 356,25;$$

Умова виконана.

2.6 Розрахунок плити по тріщиностійкості.

Залізобетонні конструкції мостів мають задовольняти всім вимогам з тріщиностійкості [1], яка характеризується розтягувальними та стискальними значеннями напружень в бетоні та розрахунковою шириною розкриття тріщин.

Утворення поздовжніх тріщин від нормальних стискальних напружень у всіх конструкціях і на всіх стадіях їхньої роботи неприпустиме ([1], п. 3.100). Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до розтягнутої грані елемента, зводиться до перевірки виконання умови, яке обмежує ширину розкриття тріщини [1], п. 3.105:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi_s \leq \Delta_{cr},$$

де $\Delta_{cr} = 0,02 \text{ см}$ – допустиме розкриття тріщини, яке призначається в залежності від категорії вимог за тріщиностійкістю ([1], п. 3.95); σ_s – розтягувальне напруження в найбільших розтягнутих (крайніх) стержнях ненапруженої арматури, яке визначаємо згідно [3], п. 3.2:

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}^T}{A_s z},$$

де z – відстань від центру ваги площі поперечного перерізу розтягнутої арматури до лінії дії рівнодіючої стиснутої зони бетону (рис. 2.6, а); $M_{\max}^T = 87,5$ кНм – максимальний згинальний момент в перерізі плити для розрахунку на тріщиностійкість.

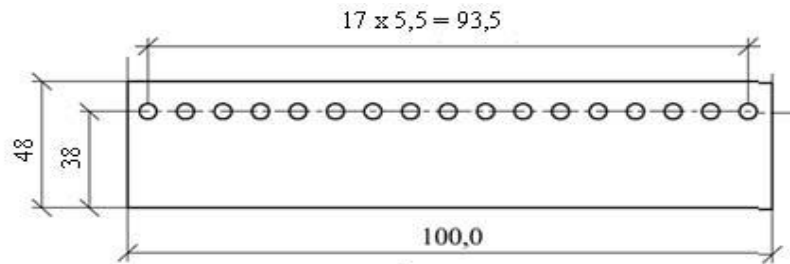


Рисунок 2.5 – схема плити

Висота стиснутої зони бетону, повинна бути уточнена після додавання нових арматурних стержнів до складу перерізу (див. п. 2.4):

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b_{\text{пл}}} = \frac{330 \cdot 54}{20 \cdot 100} = 8,91 \text{ см.}$$

Тоді величина z складатиме

$$z = h_0 - \frac{x}{2} = 38 - \frac{8,91}{2} = 33,54 \text{ см,}$$

і напруження

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}^T}{A_s z} = \frac{8750}{54 \cdot 33,54} = 4,83 \text{ кН/см}^2.$$

Коефіцієнт розкриття тріщин ψ_s визначається в залежності від радіуса армування R_r згідно [1], п. 3.109. Армування плити баластового корита передбачається арматурою класу А-III зі стержнів періодичного профілю, отже

$$\psi_s = 1,5 \sqrt{R_r}.$$

Радіус армування R_r визначається згідно [1], п. 3.110. У випадку однорядного армування перерізу стержнями періодичного профілю формула для визначення радіуса армування набуває вигляду

$$R_r = \frac{A_r}{n_s d_s},$$

де A_r – площа зони взаємодії для нормального перерізу, обмежена зовнішнім контуром перерізу і радіусом взаємодії $r = 6d_s + a_s$:

$$A_r = b_{\text{пл}} r = b_{\text{пл}} (6d_s + a_s) = 100 \cdot (6 \cdot 2 + 4) = 1600 \text{ см}^2.$$

Радіус армування згідно (2.59)

$$R_r = \frac{A_r}{n_s d_s} = \frac{1600}{18 \cdot 2} = 44,44 \text{ см.}$$

Коефіцієнт розкриття тріщин згідно (2.58)

$$\psi_s = 1,5 \sqrt{R_r} = 1,5 \sqrt{44,44} = 10.$$

Розрахункова ширина розкриття тріщини згідно (2.54) дорівнює

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi_s = \frac{48,3}{1,96 \times 10^5} 10 = 0,00002 \text{ см,}$$

отже умова виконується:

$$0,00002 \text{ см} < 0,020 \text{ см.}$$

3. ПРОЕКТУВАННЯ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

3.1. Визначення зусиль в головній балці

Головна балка є основним несучим елементом прогонової будови і підлягає розрахункам за обома граничними станами згідно [1]. Конструкція нерозрізної залізничної прогонової будови з попередньо напруженого залізобетону складається з коробчастого блоку. Будемо також вважати, що нерівномірність форми поперечного перерізу балки по довжині не перевищує 10%.

Геометричні характеристики приведенного перерізу.

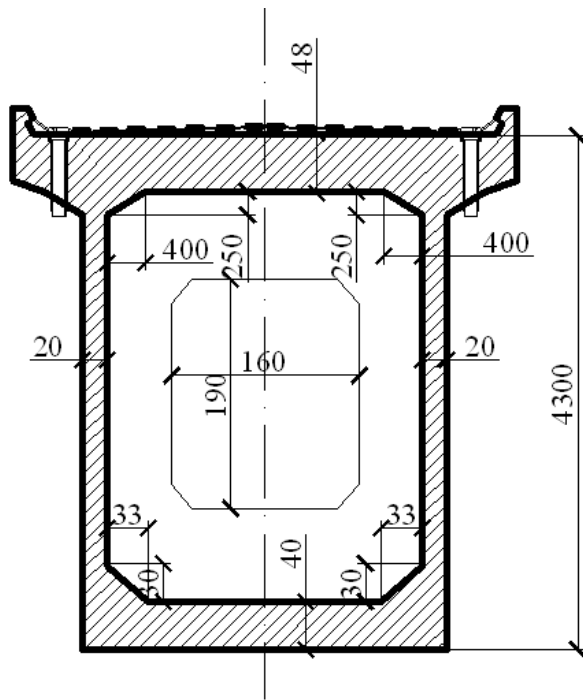


Рисунок 3.1 – Зведений переріз балки

Для того, щоб розрахувати прогонову будову, перш за все необхідно знайти зусилля, які на неї діють. Зусилля, у свою чергу, розраховуються від постійного і тимчасового навантаження. Постійне навантаження – це навантаження, яке діє на прогонову будову і складається з її власної ваги та ваги дорожнього покриття. Визначення постійного навантаження приведені у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1

Визначення постійного навантаження

№ п/п	Найменування навантаження	Розрахунки	Нормативне значення, кН/м	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове значення, кН/м
1	Навантаження від власної ваги баласту з частинами колії	$q_{бал}'' = \epsilon \times d_{\epsilon} \times \gamma_{\epsilon} =$ $= 1 \times 0,5 \times 19,6 = 9,8$	9,8	1,3	12,74
2	Навантаження від тротуару	$q_{тр}'' = \epsilon \times h_{тр} \times \gamma_{з.б.} =$ $= 1 \times 0,1 \times 24,5 = 2,45$	2,45	1,1	2,7
3	Захисний шар (4 см)	$P = 1 \cdot 4,18 \cdot h_{зш} \cdot \gamma_{зш} =$ $= 4,18 \cdot 0,04 \cdot 22 = 3,7$	3,7	1,2	4,4
4	Гідроізоляція (1 см)	$P = 1 \cdot 4,18 \cdot h_{гд} \cdot \gamma_{гд} =$ $= 4,18 \cdot 0,01 \cdot 15 = 0,63$	0,63	1,3	0,82
5	Вирівнюючий шар (3 см)	$P = 1 \cdot 4,18 \cdot h_{зш} \cdot \gamma_{зш} =$ $= 4,18 \cdot 0,03 \cdot 22 = 2,8$	2,8	1,3	3,6
6	Сталеві перила	$P_n'' = 0,687$	0,687	1,1	0,75
7	Навантаження від власної ваги плити	$q_{пл}'' = h_{пл} \times \gamma_{з.б.} =$ $= 0,48 \times 24,5 = 11,8$	11,8	1,1	13,0
8	Власна вага балки	$P = 1 \cdot S_{пер} \cdot \gamma_{бет} =$ $= 1 \cdot 2,6 \cdot 24,5 = 63,7$	63,7	1,1	70,1
9	Всього		$g_{п} = 95,6$		$g_{п} = 108,1$

Розрахункові схеми і основні передумови розрахунку повинні відображати дійсні умови роботи конструкцій моста при його експлуатації і будівництві.

Конструкції прогонових будов мостів, як правило, слід розраховувати як просторові, а при умовному розчленовуванні їх на плоскі системи - наближеними методами, виробленими практикою проектування, і враховувати взаємодію елементів між собою.

Зусилля в елементах конструкцій мостів і труб, для яких в нормах [1] не вказані методи їх розрахунку з урахуванням виникаючих непружних

деформацій, допускається визначати в припущенні пружної роботи прийнятої розрахункової схеми.

Вибір розрахункових схем, а також методів розрахунку конструкцій мостів і труб необхідно проводити з урахуванням ефективного використання ПЕОМ.

Для даної конструкції мостового переходу розрахункова схема приймається з урахуванням нерозрізної конструкції по схемі 55+66+55м (рис. 3). Для більш детального аналізу балка розбита на січення через кожні 11м.

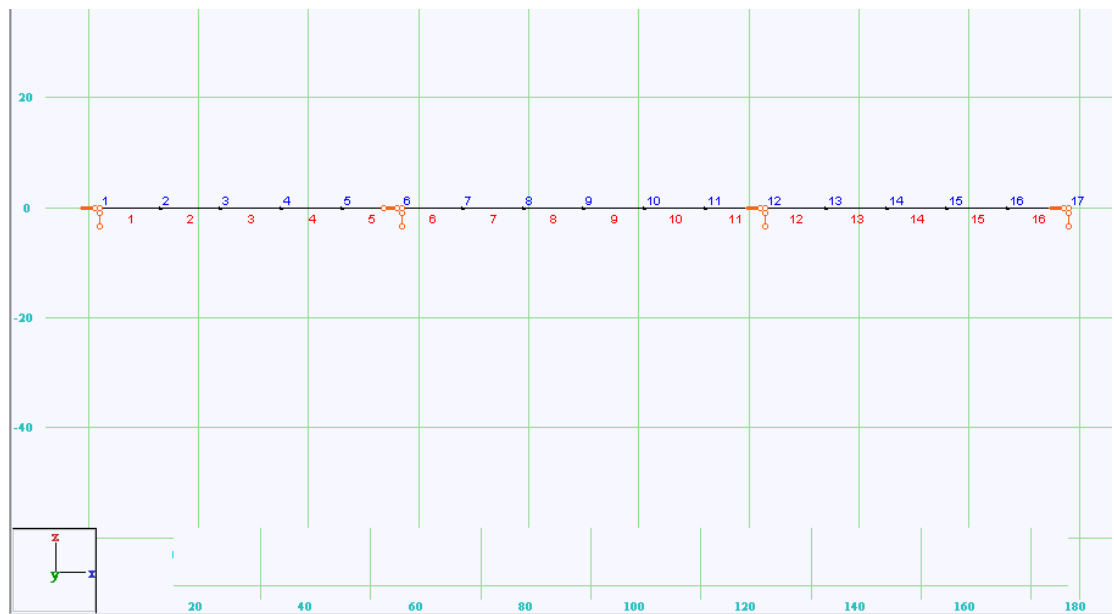


Рисунок 3.2 – розрахункова схема нерозрізної балки

Для аналізу напружено-деформованого стану конструкцій мостового переходу проводився за допомогою програмного комплексу SELENA.

Комплекс дозволяє:

- визначати напружено-деформований стан конструкцій від статичних дій і їх комбінацій (зосереджені сили, зосереджені моменти, зсуви опор, навантаження розподілені по заданому закону, об'ємні навантаження, розподілені моменти, температурне розширення, перепад температур, параметричні навантаження);
- виконувати геометрично нелінійні розрахунки конструкцій з урахуванням подовжнього вигину (P-Delta стан);

- накладати на конструкцію нелінійні і односторонні зв'язки;
- визначати критичні параметри втрати стійкості конструкцій з обчисленням розрахункових довжин і гібкостей стрижньових елементів (лінійний розрахунок);
- визначати критичні параметри втрати стійкості оболонок (нелінійний розрахунок);
- програма містить унікальний блок перевірки стійкості стрижньових конструкцій, заснований на методиці малої зігнутості балочних елементів;
- визначати власні частоти і форми коливань систем із зосередженими масами (з урахуванням подовжнього напруженого стану і автоматичним приведенням систем з розподіленими масами до зосереджених мас);
- визначати власні частоти і форми коливань систем з розподіленими масами (з урахуванням подовжнього напруженого стану);
- визначати локальні маси по відомих власних частотах (підгонка мас системи);
- визначати напружено-деформований стан від гармонійних дій (зосереджені сили, зосереджені моменти, зсуви опор, динамічні гасителі коливань) з урахуванням подовжнього вигину і індивідуальним поглинанням енергії в елементах конструкції (розрахунок виконується в комплексних числах, що дозволяє моделювати "сухе тертя");
- розраховувати конструкції на довільні і задані стаціонарні випадкові дії;
- виконувати розрахунки на довільні (змінні в часі) динамічні дії (прямокутні і пилкоподібні імпульси, пакети імпульсів, дії задані виразом алгебри, моделювання стаціонарних випадкових дій і тому подібне (всього до 20 типів обурень));
- виконувати розрахунки на пульсації вітру в приземному шарі атмосфери;

- виконувати розрахунки на сейсмічні дії;
- виконувати побудову і накатку ліній впливу;
- знаходити найбільш не вигідні комбінації завантажень;
- формувати довільні стрижньові перетини з обчисленням всіх геометричних характеристик (у тому числі і моменту інерції кручення, що обчислюється прямим рішенням задачі Пуассона для області обмеженою контуром (контурами для багато зв'язкових областей) перетину;
- формувати довільні тонкостінні перетини з обчисленням положення Shear-центра і секториального моменту інерції;
- підтримувати базу даних стрижньових перетинів.

У основу розрахунку покладений метод кінцевих елементів. Обробка матриць жорсткості здійснюється методом виключення по Гаусу. Для оптимізації нумерації вузлів розрахункової сітки реалізований алгоритм Катхилла - Маккі.

В результаті розрахунку формуються наступні характеристики перетину:

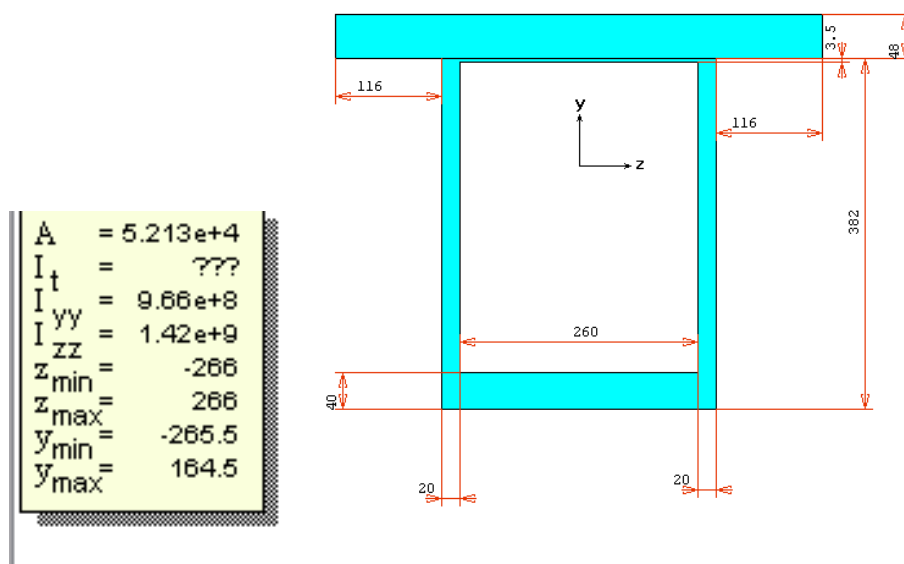


Рисунок 3.3 – характеристики перетину

- A - площа перетину
- I_t - момент інерції вільного кручення
- I_{yy} - момент інерції і щодо головної осі Y

- $Z_{\min}$ - ліва фіброва відстань уздовж головної осі Z
- $Z_{\max}$ - права фіброва відстань уздовж головної осі Z
- $Y_{\min}$ - нижня фіброва відстань уздовж головної осі Y
- $Y_{\max}$ - верхня фіброва відстань уздовж головної осі Y

3.2. Лінії впливу в багатопрогоновій нерозрізній балці.

Після розрахунку отримані лінії впливу вигинаючих моментів і поперечних сил та опорних реакцій:

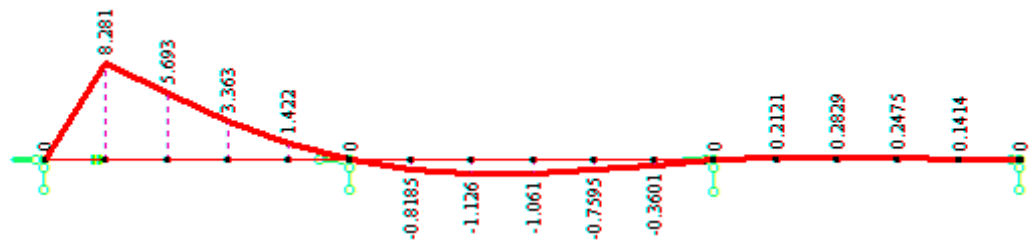


Рисунок 3.4 – Л.в. згинального моменту в перерізі М1 (11м)

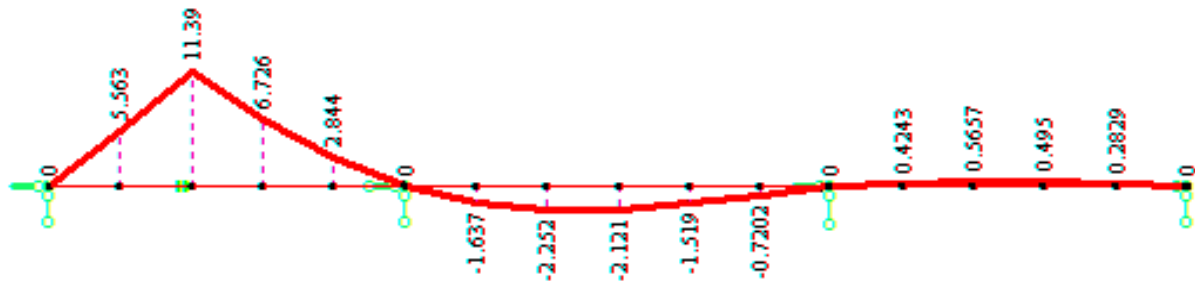


Рисунок 3.5 – Л.в. згинального момент в перерізі М2 (22м)

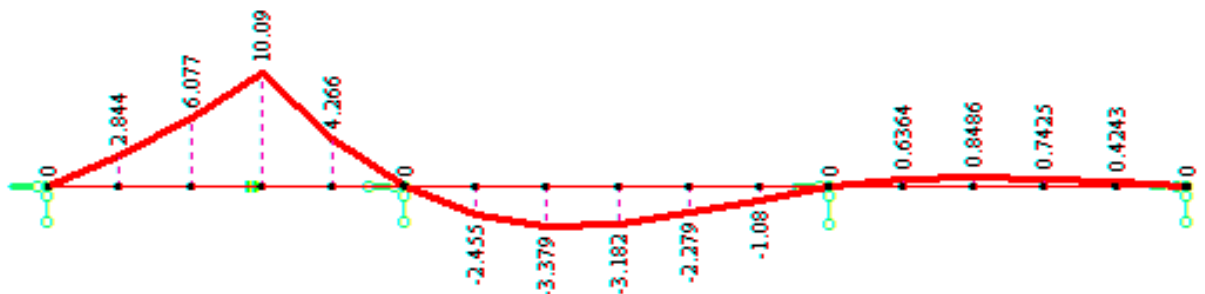


Рисунок 3.6 – Л.в. згинального момент в перерізі М3 (33м)

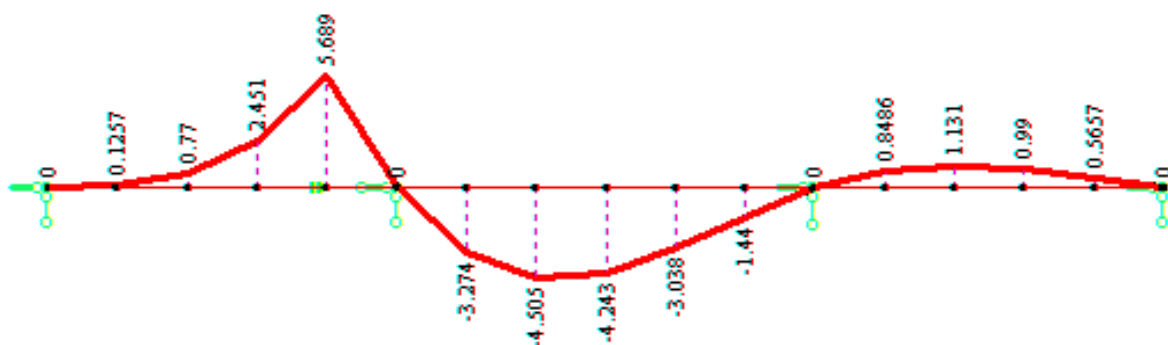


Рисунок 3.7 – Л.в. згинального момент в перерізі М4 (44м)

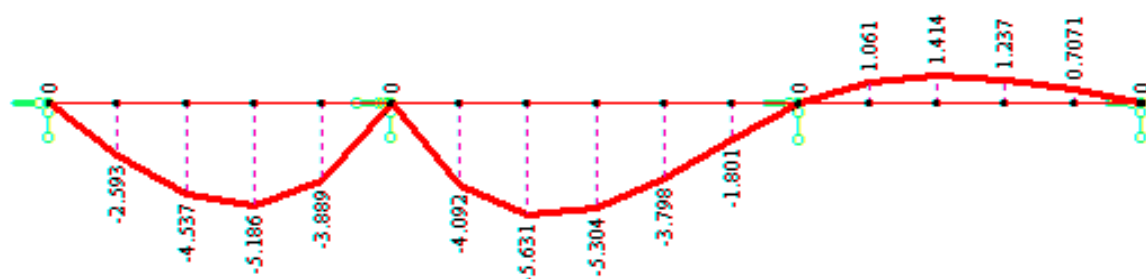


Рисунок 3.8 – Л.в. згинального момент в перерізі М5 (55м)

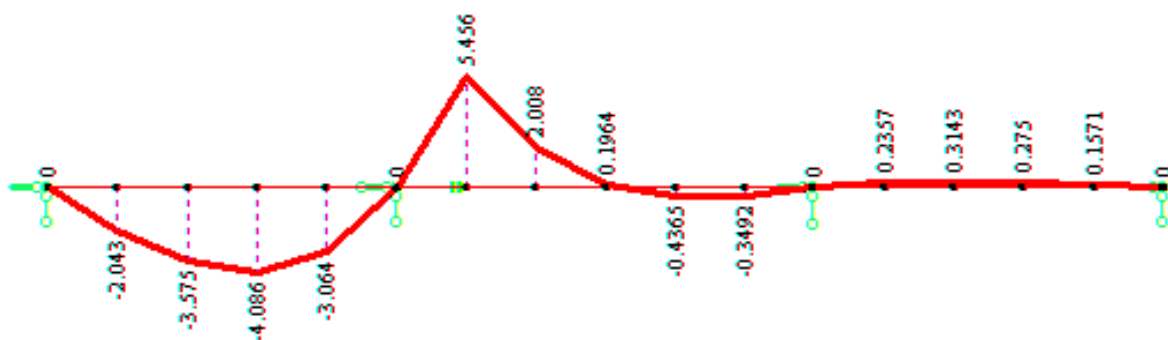


Рисунок 3.9 – Л.в. згинального момент в перерізі М6 (66м)

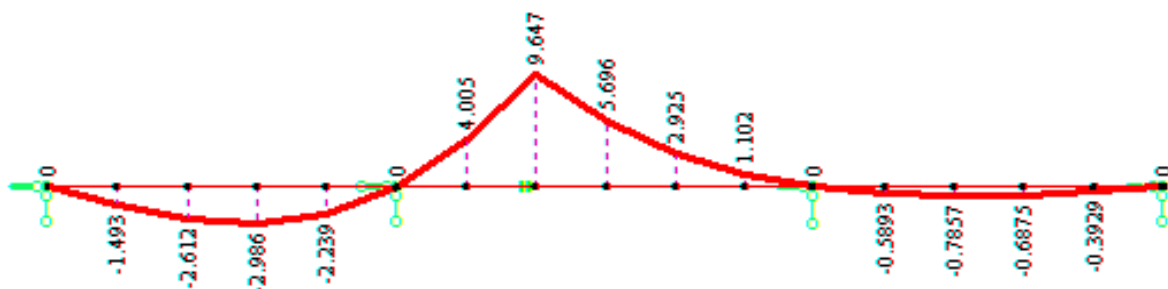


Рисунок 3.10 – Л.в. згинального момент в перерізі М7 (77м)

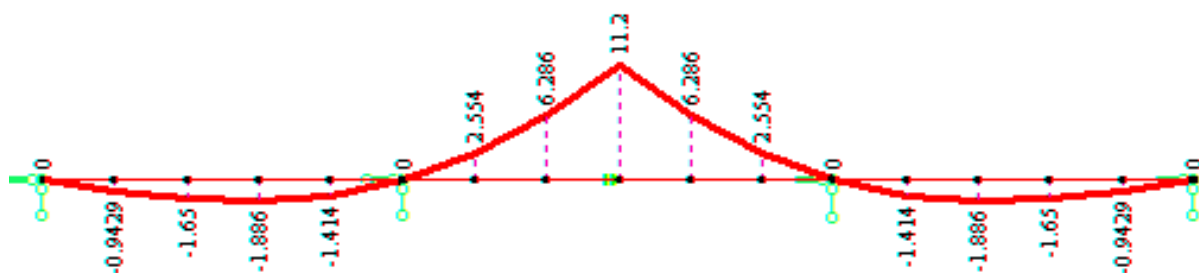


Рисунок 3.11 – Л.в. згинального момент в перерізі М8 (88м)

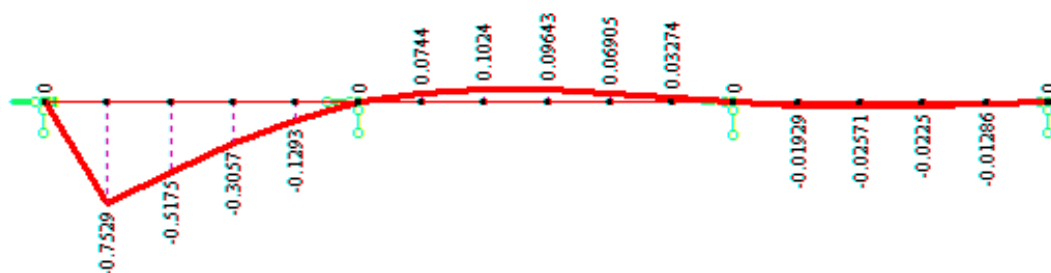


Рисунок 3.12 – Поперечна сила в опорному перерізі

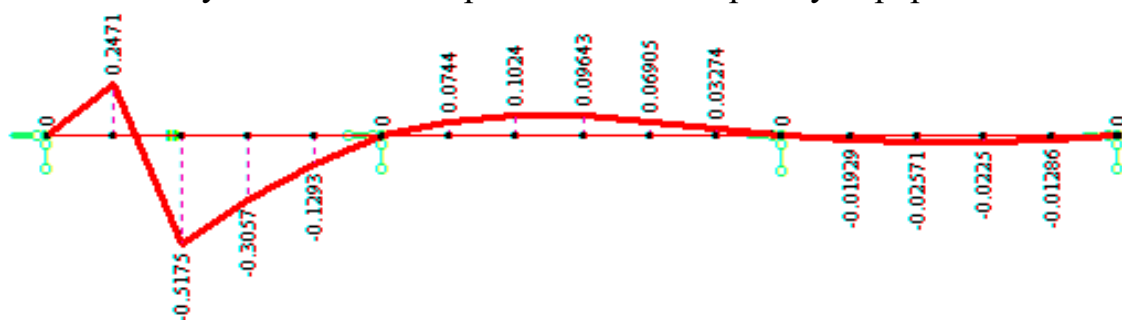


Рисунок 3.13 – Поперечна сила в перерізі (11м)

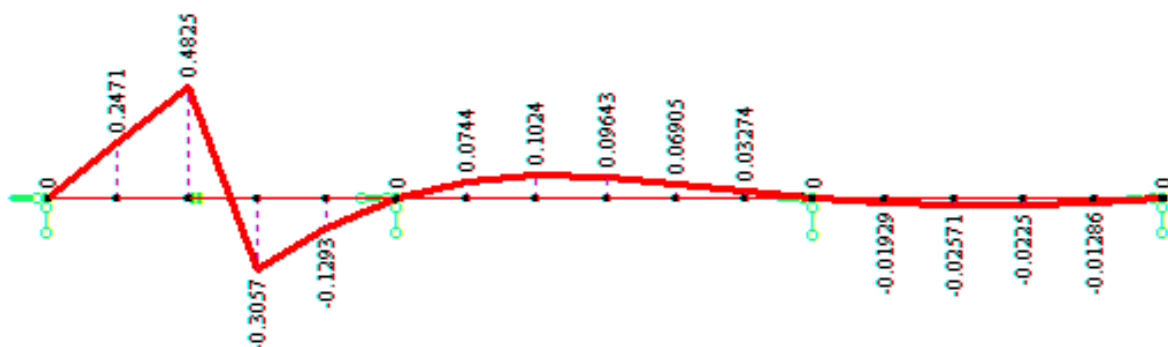


Рисунок 3.14 – Поперечна сила в перерізі (22м)

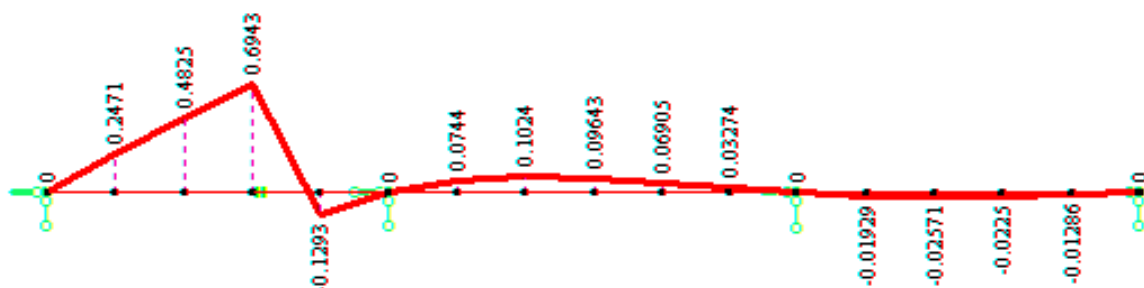


Рисунок 3.15 – Поперечна сила в перерізі (33м)

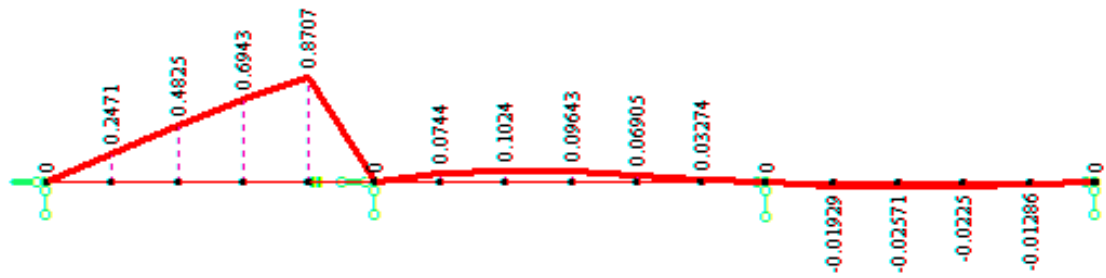


Рисунок 3.16 – Поперечна сила в перерізі (44м)

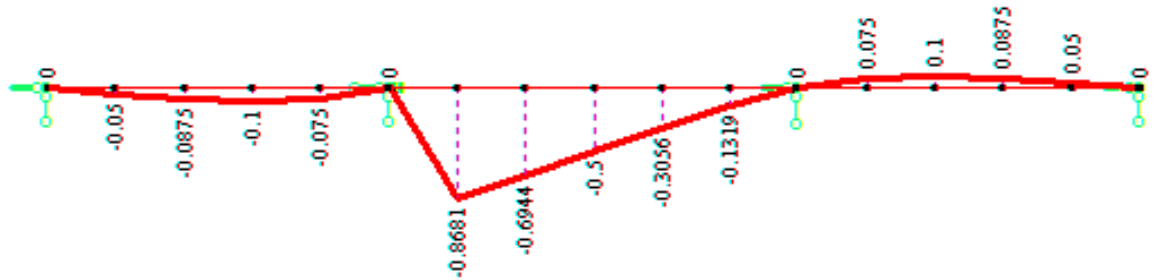


Рисунок 3.17 – Поперечна сила в опорному перерізі права (55м)

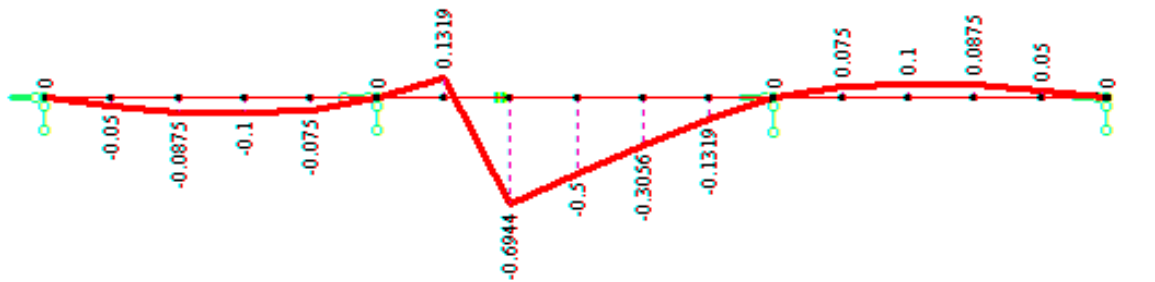


Рисунок 3.18 – Поперечна сила в перерізі (66м)

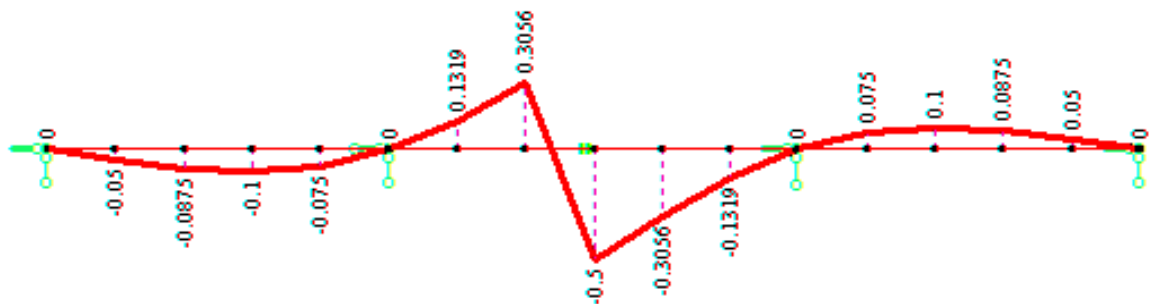


Рисунок 3.19 – Поперечна сила в перерізі (77м)

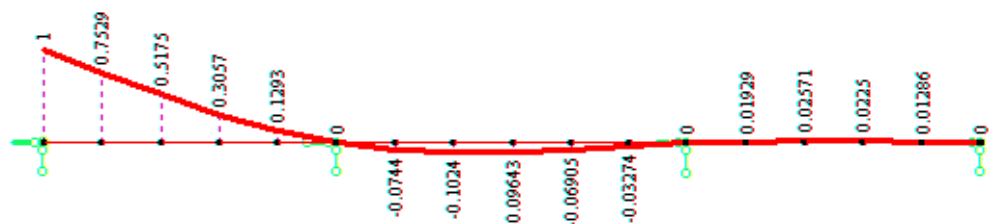


Рисунок 3.20 – Лінія впливу опорної реакції R1

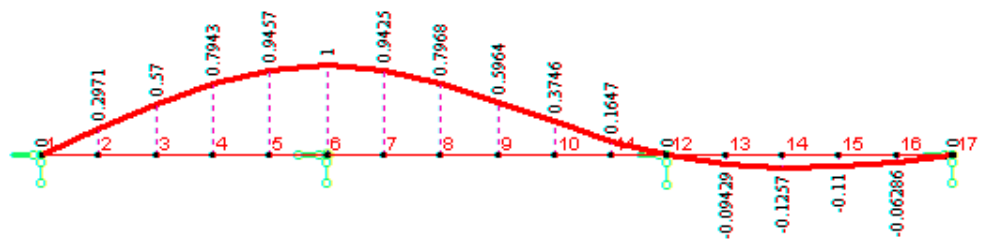


Рисунок 3.21 – Лінія впливу опорної реакції R6

Визначення площ ліній впливу

Таблиця 3.2

Зусилля	Умовне позначення	Розмірність	Додатні ділянки	Від'ємні ділянки	Сума
Згинальний момент	M_1	m^2	216,07	-45,82	170,26
	M_2	m^2	311,20	-90,75	220,45
	M_3	m^2	285,22	-136,13	149,09
	M_4	m^2	138,28	-181,50	-43,22
	M_5	m^2	48,61	-405,14	-356,53
	M_6	m^2	95,07	-149,09	-54,02
	M_7	m^2	257,13	-129,64	127,49
	M_8	m^2	317,68	-129,64	188,04
Поперечна сила	Q_1	m	4,13	-30,64	-26,52
	Q_2	m	5,48	-15,50	-10,02
	Q_3	m	9,50	-8,52	0,98
	Q_4	m	15,97	-3,99	11,98
	Q_5	m	24,58	-1,60	22,98
	Q_6	m	40,37	-0,88	39,48
	Q_7	m	3,44	-41,94	-38,50
	Q_8	m	4,16	-26,16	-22,00

	Q_9	M	6,57	-17,57	-11,00
	Q_{10}	M	11,00	-11,00	0,00

Визначення зусиль в перерізах балки від постійного навантаження

Зусилля	Сумарна площа лінії впливу	Зусилля від постійного навантаження		
		Нормативне 95,6 108,1	розрахункове	
			$\gamma_f > 1$	$\gamma_f = 0,9$
M₁	+170,26	16276,45	18405,1	14648,81
M₂	+220,45	21075,33	23830,99	18967,8
M₃	+149,09	14253,18	16116,82	12827,86
M₄	-43,22	-4131,736	-4671,974	-3718,56
M₅	-356,53	-34084,35	-38540,99	-30675,9
M₆	-54,02	-5164,618	-5839,908	-4648,16
M₇	+127,49	12187,62	13781,19	10968,86
M₈	+188,04	17976,26	20326,71	16178,63
Q₁	-26,52	-2535,13	-2866,61	-2281,62
Q₂	-10,02	-957,73	-1082,96	-861,957
Q₃	+0,98	93,87	106,14	84,483
Q₄	+11,98	1145,47	1295,24	1030,923
Q₅	+22,98	2197,07	2484,34	1977,363
Q₆	+39,48	3774,47	4267,99	3397,023
Q₇	-38,50	-3680,60	-4161,85	-3312,54
Q₈	-22,00	-2103,20	-2378,20	-1892,88
Q₉	-11,00	-1051,60	-1189,10	-946,44
Q₁₀	0,00	0,00	0,00	0,00

3.4. Завантаження ліній впливу тимчасовим навантаженням.

3.4.1. Знаходження згинальних моментів в перерізі 11м

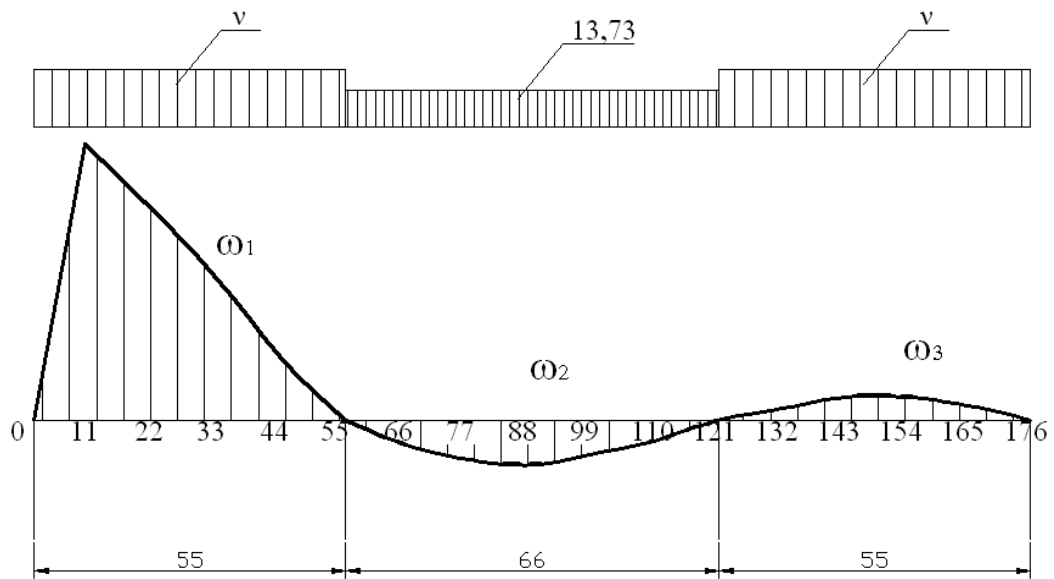


Рисунок 3.22 – Завантаження лінії впливу моментів
Для розрахунку на міцність.

Еквівалентні навантаження визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
50м	158,0	138,3
60м	151,1	137,3
55м	154,55	137,8

$$\lambda = 55\text{м}, \alpha=0,2$$

$$v_e = v_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 147,85 \cdot 1.15 \cdot 1.1475 = 195,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Де:

$$v_m = 147,85 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{табличне еквівалентне навантаження, яке залежить від}$$

довжини лінії впливу;

Динамічний коефіцієнт і коефіцієнт надійності приймається по довжині завантаження прогону.

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{10}{20 + \lambda} = 1 + \frac{10}{20 + 55} = 1.13 - \text{динамічний коефіцієнт, але не менше 1.15}$$

тому приймаємо $(1 + \mu) = 1.15$;

$\gamma_f = 1.1475$ - коефіцієнт надійності в залежності від довжини відрізків, при $\lambda = 55\text{м}$.

Від'ємний учасок лінії впливу завантажуюмо порожніми вагонами:

$$\nu_e = 13,73 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$\begin{aligned} M_{\nu_{\max}} &= 2 \cdot \omega_1 \cdot \nu_e + \omega_2 \cdot \nu_e = \\ &= 2 \cdot 216,07 \cdot 195,1 + (-45,82 \cdot 13,73) = 83684,2 \text{кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

Де:

$\omega_1 = 216,07$; $\omega_2 = -45,82$; - площі ліній впливу.

Також потрібно розглянути варіант завантаження довжини ліній впливу основним еквівалентним навантаженням ν_e , тільки одної більшої за площею ділянки, без завантаження середнього від'ємного. Згинальний момент для цього варіанту визначається:

$$M_{\nu_{\max}} = \omega_1 \cdot \nu_e = 216,07 \cdot 195,1 = 42155,3 \text{кН} \cdot \text{м};$$

Де:

$\omega_1 = 216,07$ - більша додатна площа.

Мінімальний згинальний момент.

Еквівалентні навантаження визначаються при 55м:

$$\nu_e = \nu_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 147,85 \cdot 1.15 \cdot 1.1475 = 195,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Де:

$$\nu_m = 147,85 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad \text{при } \lambda = 55\text{м};$$

$\gamma_f = 1.1475$ - коефіцієнт надійності в залежності від довжини відрізків, при $\lambda = 55\text{м}$.

Еквівалентні навантаження при 66м визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
60м	151,1	137,3
70м	146,6	137,3
66м	148,4	137,3

$$\lambda = 66\text{м}, \alpha=0,5$$

$$v_e = 137,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$M_{v\min} = \omega_1 \cdot v_e - \omega_2 \cdot v_e = 216,07 \cdot 195,1 - 45,82 \cdot 137,3 = 35864,1 \text{кН} \cdot \text{м};$$

Для розрахунку на тріщиностійкість.

$$M_{v\max} = \omega_1 \cdot v_e - \omega_2 \cdot 13,73 + \omega_3 \cdot v_e = \\ = 2 \cdot 216,07 \cdot 147,85 - 45,82 \cdot 13,73 = 63262,8 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$v_e = v_m = 147,85 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; \text{ - при } \lambda = 55\text{м}.$$

3.4.2. Знаходження згинальних моментів в перерізі 22м

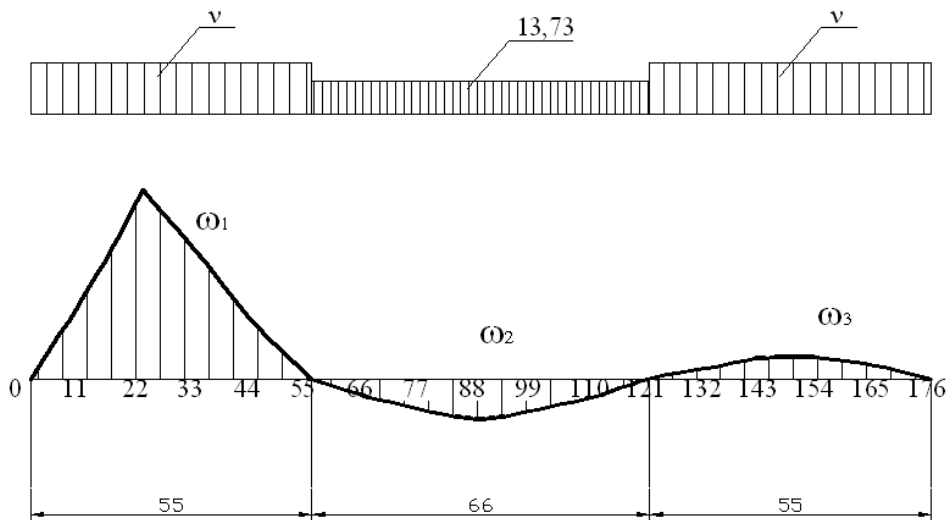


Рисунок 3.23 – Завантаження лінії впливу моментів

Для розрахунку на міцність.

Еквівалентні навантаження визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
50м	158,0	138,3
60м	151,1	137,3
55м	154,55	137,8

$$\lambda = 55\text{м}, \alpha=0,4$$

$$v_e = v_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 141,15 \cdot 1,15 \cdot 1,1475 = 239,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Де:

$\nu_m = 141,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ - табличне еквівалентне навантаження, яке залежить від

довжини лінії впливу;

Динамічний коефіцієнт і коефіцієнт надійності приймається по довжині завантаження прогону.

$(1 + \mu) = 1 + \frac{10}{20 + \lambda} = 1 + \frac{10}{20 + 55} = 1.13$ - динамічний коефіцієнт, але не менше 1.15

тому приймаємо $(1 + \mu) = 1.15$;

$\gamma_f = 1.1475$ - коефіцієнт надійності в залежності від довжини відрізків, при $\lambda = 55 \text{ м}$.

Для порожніх вагонів: $\nu_g = 13,73 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$

$$M_{\nu \max} = 2 \cdot \omega_1 \cdot \nu_e + \omega_2 \cdot \nu_g = 2 \cdot 311,2 \cdot 239,4 + (-90,75 \cdot 13,73) = 147756,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Де:

$\omega_1 = 311,2$; $\omega_2 = -90,75$; - площі ліній впливу.

Також потрібно розглянути варіант завантаження довжини ліній впливу основним еквівалентним навантаженням ν_e , тільки однієї більшої за площею ділянки, без завантаження середнього від'ємного. Згинальний момент для цього варіанту визначається :

$$M_{\nu \max} = \omega_1 \cdot \nu_e = 311,2 \cdot 239,4 = 74501,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Де:

$\omega_1 = 311,2$ - більша додатна площа.

Мінімальний згинальний момент.

Еквівалентні навантаження визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
50м	158,0	138,3
60м	151,1	137,3
55м	154,55	137,8

$\lambda = 55 \text{ м}$, $\alpha=0,4$

$$v_e = v_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 141,15 \cdot 1,15 \cdot 1,1475 = 239,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Де:

$$v_m = 141,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{табличне еквівалентне навантаження, яке залежить від}$$

довжини лінії впливу;

Динамічний коефіцієнт і коефіцієнт надійності приймається по довжині завантаження прогону.

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{10}{20 + \lambda} = 1 + \frac{10}{20 + 55} = 1,13 - \text{динамічний коефіцієнт, але не менше } 1,15$$

тому приймаємо $(1 + \mu) = 1,15$;

$\gamma_f = 1,1475$ - коефіцієнт надійності в залежності від довжини відрізків, при

$\lambda = 55 \text{ м}$.

Еквівалентні навантаження при 66м визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
60м	151,1	137,3
70м	146,6	137,3
66м	148,4	137,3

$\lambda = 66 \text{ м}, \alpha=0,5$

$$v_e = 137,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$M_{v\min} = \omega_1 \cdot v_e - \omega_2 \cdot v_e = 311,2 \cdot 195,1 - 90,75 \cdot 137,3 = 48257,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Для розрахунку на тріщиностійкість.

$$M_{v\max} = \omega_1 \cdot v_e - \omega_2 \cdot 13,73 + \omega_3 \cdot v_e =$$

$$= 2 \cdot 311,2 \cdot 141,15 - 90,75 \cdot 13,73 = 86605,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$v_e = v_m = 141,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; - \text{при } \lambda = 55 \text{ м}.$$

3.4.3. Знаходження згинальних моментів в перерізі 33м

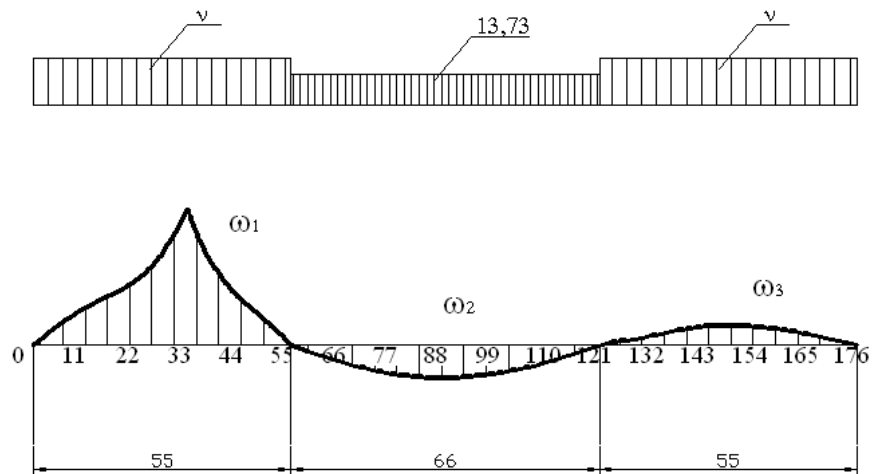


Рисунок 3.24 – навантаження л.в. моментів

Для розрахунку на міцність.

Еквівалентні навантаження визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
50м	158,0	138,3
60м	151,1	137,3
55м	154,55	137,8

$$\lambda = 55\text{м}, \alpha=0,4$$

$$v_e = v_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 141,15 \cdot 1.15 \cdot 1.1475 = 239,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Де:

$$v_m = 141,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{табличне еквівалентне навантаження, яке залежить від}$$

довжини лінії впливу, при $\alpha=0,4$;

Динамічний коефіцієнт і коефіцієнт надійності приймається по довжині завантаження прогону.

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{10}{20 + \lambda} = 1 + \frac{10}{20 + 55} = 1.13 - \text{динамічний коефіцієнт, але не менше 1.15}$$

тому приймаємо $(1 + \mu) = 1.15$;

$\gamma_f = 1.1475$ - коефіцієнт надійності в залежності від довжини відрізків, при

$\lambda = 55\text{м}$.

Для порожніх вагонів: $\nu_e = 13,73 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$

$$M_{\nu_{\max}} = 2 \cdot \omega_1 \cdot \nu_e + \omega_2 \cdot \nu_e = \\ = 2 \cdot 285,22 \cdot 239,4 + (-136,13 \cdot 13,73) = 134694,3 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Де:

$\omega_1 = 285,22$; $\omega_2 = -136,13$; - площі ліній впливу.

Також потрібно розглянути варіант завантаження довжини ліній впливу основним еквівалентним навантаженням ν_e , тільки одної більшої за площею ділянки, без завантаження середнього від'ємного. Згинальний момент для цього варіанту визначається:

$$M_{\nu_{\max}} = \omega_1 \cdot \nu_e = 285,22 \cdot 239,4 = 68281,7 \text{кН} \cdot \text{м};$$

Де:

$\omega_1 = 285,22$ - більша додатна площа.

Мінімальний згинальний момент.

Еквівалентні навантаження визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
50м	158,0	138,3
60м	151,1	137,3
55м	154,55	137,8

$\lambda = 55\text{м}$, $\alpha=0,4$

$$\nu_e = \nu_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 141,15 \cdot 1,15 \cdot 1,1475 = 239,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Де:

$\nu_m = 141,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ - табличне еквівалентне навантаження, яке залежить від

довжини лінії впливу, при $\alpha=0,4$;

Динамічний коефіцієнт і коефіцієнт надійності приймається по довжині завантаження прогону.

$$(1+\mu)=1+\frac{10}{20+\lambda}=1+\frac{10}{20+55}=1.13 \text{ - динамічний коефіцієнт, але не менше } 1.15$$

тому приймаємо $(1+\mu)=1.15$;

$\gamma_f=1.1475$ - коефіцієнт надійності в залежності від довжини відрізків, при

$\lambda=55\text{м}$.

Еквівалентні навантаження при 66м визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
60м	151,1	137,3
70м	146,6	137,3
66м	148,4	137,3

$\lambda=66\text{м}$, $\alpha=0,4$

$$v_e=139,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$M_{v\min}=\omega_1 \cdot v_e - \omega_2 \cdot v_e = 285,22 \cdot 239,4 - 136,13 \cdot 139,5 = 49291,5 \text{кН}\cdot\text{м};$$

Для розрахунку на тріщиностійкість.

$$M_{v\max}=\omega_1 \cdot v_e - \omega_2 \cdot 13,73 + \omega_3 \cdot v_e =$$

$$= 2 \cdot 285,22 \cdot 141,15 - 136,13 \cdot 13,73 = 78648,5 \text{кН}\cdot\text{м};$$

$$v_e=v_m=141,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; \text{ - при } \lambda=55\text{м}.$$

3.4.4. Знаходження згинальних моментів в перерізі 44м

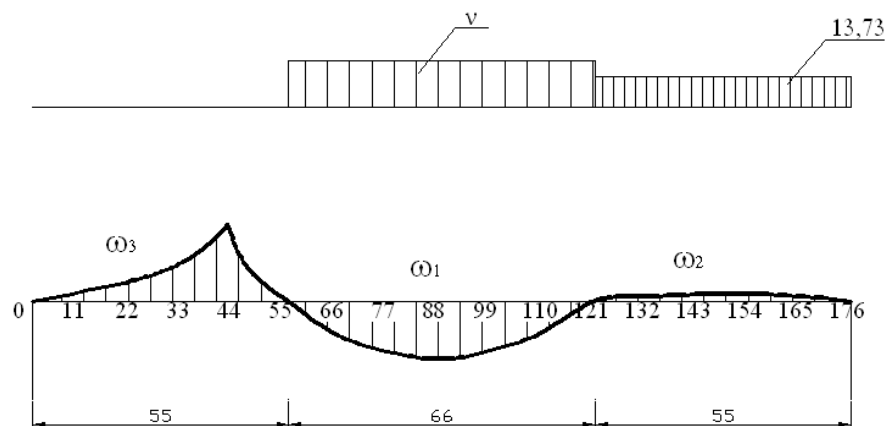


Рисунок 3.25 – Навантаження л.в. моментів

Для розрахунку на міцність.

Еквівалентні навантаження при 66м визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
60м	151,1	137,3
70м	146,6	137,3
66м	148,4	137,3

$$\lambda = 66\text{м}, \alpha=0,333.$$

$$v_m = 141,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{табличне еквівалентне навантаження, яке залежить від}$$

довжини лінії впливу, при $\alpha=0,333$;

$$v_e = v_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 141,0 \cdot 1,15 \cdot 1,142 = 185,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Де:

Динамічний коефіцієнт і коефіцієнт надійності приймається по довжині завантаження прогону.

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{10}{20 + \lambda} = 1 + \frac{10}{20 + 66} = 1,11 - \text{динамічний коефіцієнт, але не менше } 1,15$$

тому приймаємо $(1 + \mu) = 1,15$;

$\gamma_f = 1,142$ - коефіцієнт надійності в залежності від довжини відрізків, при $\lambda = 66\text{м}$.

Еквівалентні навантаження при 55м визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
50м	158,0	138,3
60м	151,1	137,3
55м	154,55	137,8

$$\lambda = 55\text{м}, \alpha=0,2$$

$$v_m = 147,85 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{табличне еквівалентне навантаження, яке залежить від}$$

довжини лінії впливу, при $\alpha=0,2$;

$$v_e = v_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 147,85 \cdot 1,15 \cdot 1,1475 = 195,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$\gamma_f = 1,1475$ - коефіцієнт надійності в залежності від довжини відрізків, при $\lambda = 55\text{м}$.

Для порожніх вагонів: $\nu_e = 13,73 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$

$$M_{\nu \max} = \omega_1 \cdot \nu_e + \omega_2 \cdot \nu_e =$$

$$= (-181,5 \cdot 185,2) + 38,88 \cdot 13,73 = -33079,9 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Де:

$\omega_1 = -181,5$; $\omega_2 = 38,88$; - площі ліній впливу.

Мінімальний згинальний момент.

$$M_{\nu \min} = \omega_1 \cdot \nu_e - \omega_2 \cdot \nu_e + \omega_3 \cdot \nu_e =$$

$$= 99,4 \cdot 195,1 - 181,5 \cdot 185,2 + 38,9 \cdot 195,1 = -6631,5 \text{кН} \cdot \text{м} ;$$

Для розрахунку на тріщиностійкість.

$$M_{\nu \max} = \omega_1 \cdot \nu_e - \omega_2 \cdot \nu_e + \omega_3 \cdot \nu_e =$$

$$= 99,4 \cdot 147,85 - 181,5 \cdot 141 + 38,9 \cdot 147,85 = -5143,8 \text{кН} \cdot \text{м} ;$$

$$\nu_e = \nu_m = 147,85 \frac{\text{кН}}{\text{м}} ; \text{ - при } \lambda = 55 \text{м} .$$

$$\nu_e = \nu_m = 141,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}} ; \text{ - при } \lambda = 66 \text{м} .$$

3.4.5. Знаходження згинальних моментів в перерізі 55м

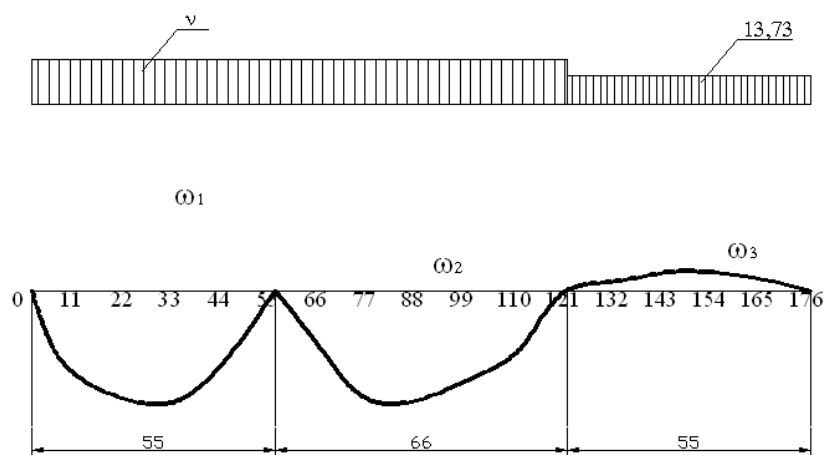


Рисунок 3.26 – Навантаження л.в. моментів

Для розрахунку на міцність.

Еквівалентні навантаження при 66м визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
60м	151,1	137,3
70м	146,6	137,3

66м	148,4	137,3
-----	-------	-------

$$\lambda = 66\text{м}, \alpha=0,333.$$

$$v_m = 141,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{табличне еквівалентне навантаження, яке залежить від}$$

довжини лінії впливу, при $\alpha=0,333$;

$$v_e = v_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 141,0 \cdot 1,15 \cdot 1,142 = 185,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Де:

Динамічний коефіцієнт і коефіцієнт надійності приймається по довжині завантаження прогону.

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{10}{20 + \lambda} = 1 + \frac{10}{20 + 66} = 1,11 - \text{динамічний коефіцієнт, але не менше } 1,15$$

тому приймаємо $(1 + \mu) = 1,15$;

$\gamma_f = 1,142$ - коефіцієнт надійності в залежності від довжини відрізків, при

$$\lambda = 66\text{м}.$$

Еквівалентні навантаження при 55м визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
50м	158,0	138,3
60м	151,1	137,3
55м	154,55	137,8

$$\lambda = 55\text{м}, \alpha=0,4$$

$$v_m = 141,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{табличне еквівалентне навантаження, яке залежить від}$$

довжини лінії впливу, при $\alpha=0,4$;

$$v_e = v_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 141,15 \cdot 1,15 \cdot 1,1475 = 239,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$\gamma_f = 1,1475$ - коефіцієнт надійності в залежності від довжини відрізків, при

$$\lambda = 55\text{м}.$$

$$v_e = 13,73 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Для порожніх вагонів:

$$M_{v\max} = (\omega_1 + \omega_2) \cdot v_e + \omega_3 \cdot v_g =$$

$$= (-405,14)185,2 + 48,61 \cdot 13,73 = -74364,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Де:

$\omega_1 = -178,255$; $\omega_2 = -226,886$; $\omega_3 = 48,61$. - площі ліній впливу.

Мінімальний згинальний момент.

$$M_{v\min} = \omega_3 \cdot v_g =$$

$$= 48,61 \cdot 239,4 = 11637,2 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Для розрахунку на тріщиностійкість.

$$M_{v\max} = \omega_1 \cdot v_g - \omega_2 \cdot v_e + \omega_3 \cdot v_g =$$

$$= -178,255 \cdot 141,15 - 226,886 \cdot 141 + 38,9 \cdot 141,15 =$$

$$= -51660,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$v_e = v_m = 141,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; \text{ - при } \lambda = 55 \text{ м.}$$

$$v_e = v_m = 141,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; \text{ - при } \lambda = 66 \text{ м.}$$

3.4.6. Знаходження згинальних моментів в перерізі 66м

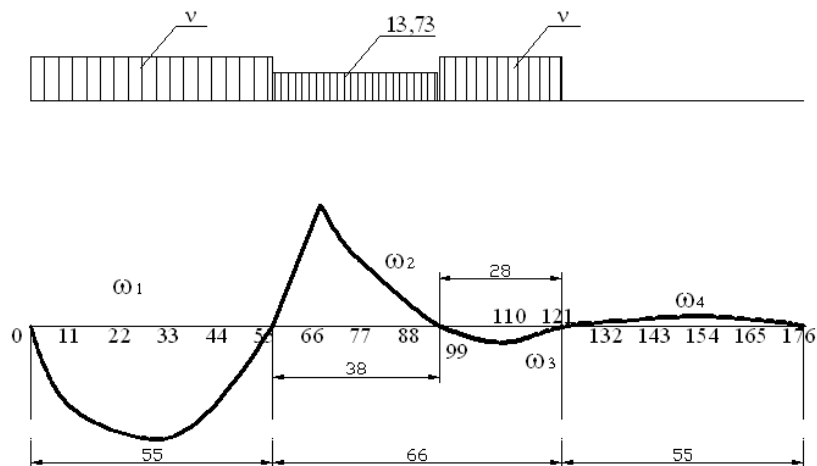


Рисунок 3.27 – Навантаження л.в. моментів

Для розрахунку на міцність.

Еквівалентні навантаження при 55м визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
50м	158,0	138,3
60м	151,1	137,3
55м	154,55	137,8

$$\lambda = 55\text{м}, \alpha=0,4$$

$$\nu_m = 141,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{табличне еквівалентне навантаження},$$

$$\nu_e = \nu_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 141,15 \cdot 1,15 \cdot 1,1475 = 239,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$\gamma_f = 1,1475$ - коефіцієнт надійності в залежності від довжини відрізків, при

$$\lambda = 55\text{м}.$$

$$\nu_e = 13,73 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Для порожніх вагонів:

$$\text{При } \lambda = 28\text{м}, \alpha=0,5$$

Довжина	$\alpha=0,5$
25м	169,7
30м	165,5
28м	167,2

$$\nu_m = 167,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{табличне еквівалентне навантаження},$$

$$\nu_m = \nu_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 167,2 \cdot 1,15 \cdot 1,1475 = 283,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$M_{\nu_{\max}} = -\omega_1 \cdot \nu_e + \omega_2 \cdot 13,73 - \omega_3 \cdot \nu_e =$$

$$= -140,45 \cdot 239,4 + 84,26 \cdot 13,73 - 8,64 \cdot 283,6 = -34916,9 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Варіант навантаження одного відрізка.

$$M = -\omega_1 \cdot \nu_e = -140,45 \cdot 239,4 = -33623,7 \text{кН} \cdot \text{м};$$

Мінімальний згинальний момент.

$$\nu_e = \nu_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 137,8 \cdot 1,15 \cdot 1,1475 = 181,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Де:

$$\nu_m = 137,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{при } \lambda = 55\text{м}; \alpha=0,5$$

$$M_{\nu_{\min}} = -\omega_2 \cdot \nu_e = 78,3 \cdot 230,5 = 18048,15 \text{кН} \cdot \text{м};$$

Для розрахунку на тріщиностійкість.

$$M_{\nu_{\max}} = -\omega_1 \cdot \nu_e + \omega_2 \cdot 13,73 - \omega_3 \cdot \nu_e =$$

$$= -140,45 \cdot 141,15 + 84,26 \cdot 13,73 - 8,64 \cdot 167,2 = -20112,2 \text{кН} \cdot \text{м};$$

3.4.7. Знаходження згинальних моментів в перерізі 77м

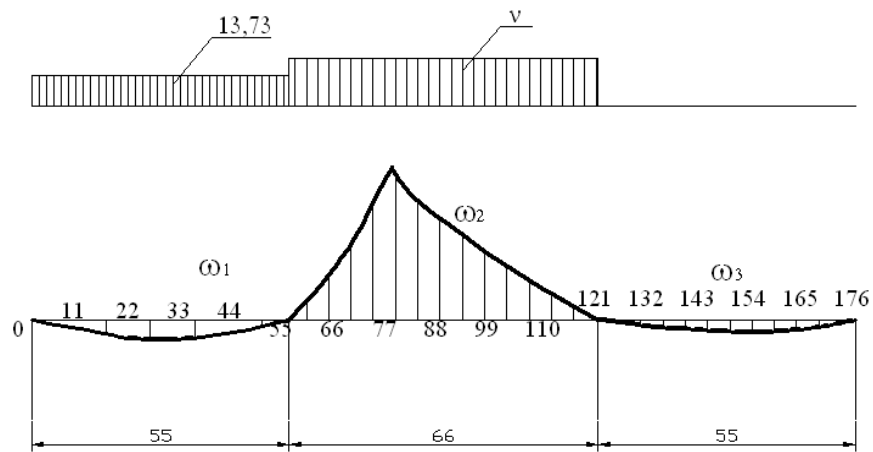


Рисунок 3.28 – навантаження епюри моментів

Для розрахунку на міцність.

Еквівалентні навантаження при 66м визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
60м	151,1	137,3
70м	146,6	137,3
66м	148,4	137,3

$$\lambda = 66\text{м}, \alpha=0,333.$$

$$v_m = 141,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{табличне еквівалентне навантаження, яке залежить від}$$

довжини лінії впливу, при $\alpha=0,333$;

$$v_e = v_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 141,0 \cdot 1,15 \cdot 1,142 = 185,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Де:

Динамічний коефіцієнт і коефіцієнт надійності приймається по довжині завантаження прогону.

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{10}{20 + \lambda} = 1 + \frac{10}{20 + 66} = 1,11 - \text{динамічний коефіцієнт, але не менше } 1,15$$

тому приймаємо $(1 + \mu) = 1,15$;

$\gamma_f = 1,142$ - коефіцієнт надійності в залежності від довжини відрізків, при

$$\lambda = 66\text{м}.$$

Для порожніх вагонів: $\nu_e = 13,73 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$

$$M_{\nu \max} = \omega_2 \cdot \nu_e + \omega_1 \cdot \nu_e = \\ = 257,125 \cdot 185,2 - 102,63 \cdot 13,73 = 46210,4 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Де:

$$\omega_1 = -102,63; \quad - \text{ площі ліній впливу.} \\ \omega_2 = 257,125.$$

Мінімальний згинальний момент.

Еквівалентні навантаження при 55м визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
50м	158,0	138,3
60м	151,1	137,3
55м	154,55	137,8

$$\lambda = 55 \text{м}, \alpha=0,4$$

$$\nu_m = 141,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad - \text{ табличне еквівалентне навантаження,}$$

$$\nu_e = \nu_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 141,15 \cdot 1,15 \cdot 1,1475 = 239,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$M_{\nu \min} = \omega_3 \cdot \nu_e = 27,0 \cdot 239,4 = 6463,8 \text{кН} \cdot \text{м};$$

Для розрахунку на тріщиностійкість.

$$M_{\nu \max} = \omega_2 \cdot \nu_e + \omega_1 \cdot \nu_e = \\ = 257,125 \cdot 141 - 102,63 \cdot 13,73 = 34845,5 \text{кН} \cdot \text{м}$$

3.4.8. Знаходження згинальних моментів в перерізі 88 м

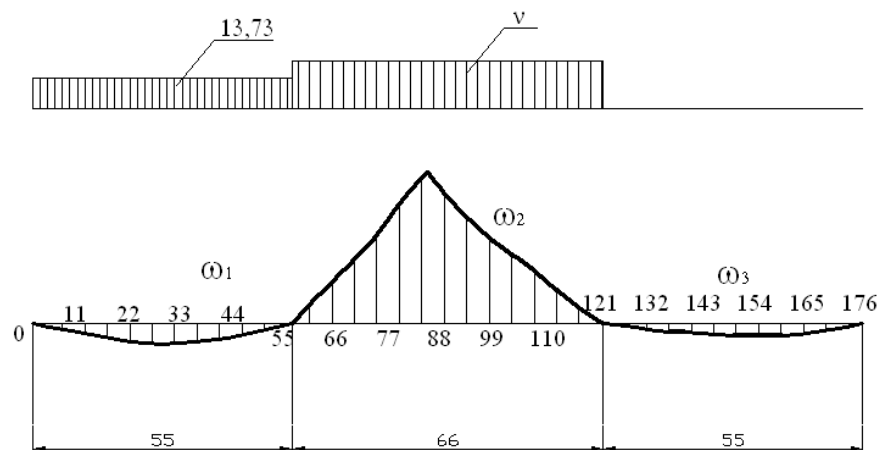


Рисунок 3.29 – Навантаження л.в. моментів

Для розрахунку на міцність.

Еквівалентні навантаження при 66м визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
60м	151,1	137,3
70м	146,6	137,3
66м	148,4	137,3

$$\lambda = 66\text{м}, \alpha=0,5.$$

$$v_m = 137,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$v_e = v_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 137,3 \cdot 1.15 \cdot 1.142 = 180,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Де:

Динамічний коефіцієнт і коефіцієнт надійності приймається по довжині завантаження прогону.

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{10}{20 + \lambda} = 1 + \frac{10}{20 + 66} = 1.11 - \text{динамічний коефіцієнт, але не менше } 1.15$$

тому приймаємо $(1 + \mu) = 1.15$;

$\gamma_f = 1.142$ - коефіцієнт надійності в залежності від довжини відрізків, при

$$\lambda = 66\text{м}.$$

$$v_e = 13,73 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Для порожніх вагонів:

$$M_{v\max} = \omega_2 \cdot v_e + \omega_1 \cdot v_g = 317,68 \cdot 180,3 - 64,8 \cdot 13,73 = 56393,1 \text{кН}\cdot\text{м}$$

Де:

$$\omega_1 = -64,8; \quad - \text{площі ліній впливу.}$$

$$\omega_2 = 317,68.$$

Мінімальний згинальний момент.

Еквівалентні навантаження при 55м визначаються:

Довжина	$\alpha=0$	$\alpha=0,5$
50м	158,0	138,3

60м	151,1	137,3
55м	154,55	137,8

$$\lambda = 55м, \alpha=0,4$$

$$\nu_m = 141,15 \frac{\kappa H}{м} - \text{табличне еквівалентне навантаження,}$$

$$\nu_e = \nu_m \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f = 141,15 \cdot 1.15 \cdot 1.1475 = 239,4 \frac{\kappa H}{м};$$

$$M_{\nu_{\min}} = \omega_3 \cdot \nu_e = 64,8 \cdot 239,4 = 15513,1 \kappa H \cdot м;$$

Для розрахунку на тріщиностійкість.

$$\begin{aligned} M_{\nu_{\max}} &= \omega_2 \cdot \nu_e + \omega_1 \cdot \nu_e = \\ &= 317,68 \cdot 137,3 - 64,8 \cdot 13,73 = 42727,7 \kappa H \cdot м \end{aligned}$$

Таблиця 3.5 – Визначення зусиль в перерізах балки від дії тимчасового навантаження С14

Найменування зусиль	Площі ділянки лінії впливу				Розрахункові еквівалентні навантаження			Зусилля	
	ω_1	ω_2	ω_3	ω_4	ν_1	ν_2	ν_3	Розмірн.	Величина
$M_{\nu_{\max}}^{11}$	206,35	-45,81	9,72	-	195,1	13,73		$\kappa H м$	83684,2
$M_{\nu_{\min}}^{11}$	206,35	-45,81	9,72	-	195,1	13,73		$\kappa H м$	35864,1
$M_{\nu_{\max}}^{22}$	291,75	-90,75	19,45	-	239,4	13,73		$\kappa H м$	147756,5
$M_{\nu_{\min}}^{22}$	291,75	-90,75	19,45	-	239,4	13,73		$\kappa H м$	48257,9
$M_{\nu_{\max}}^{33}$	256,05	-136,1	29,17	-	239,4	13,73		$\kappa H м$	134694,9
$M_{\nu_{\min}}^{33}$	256,05	-136,1	29,17	-	239,4	13,73		$\kappa H м$	43291,5
$M_{\nu_{\max}}^{44}$	-181,5	38,89	99,393	-	185,2	195,1	13,73	$\kappa H м$	-33079,9
$M_{\nu_{\min}}^{44}$	-181,5	38,89	99,393	-	185,2	195,1	13,73	$\kappa H м$	-6631,5
$M_{\nu_{\max}}^{55}$	-178,2	-226,9	48,61	-	185,2	239,4	13,73	$\kappa H м$	-74364,5
$M_{\nu_{\min}}^{55}$	-178,2	-226,9	48,61	-	185,2	239,4	13,73	$\kappa H м$	11637,2
$M_{\nu_{\max}}^{66}$	-140,4	84,26	-8,64	10,80	239,4	283,6	13,73	$\kappa H м$	-34916,9
$M_{\nu_{\min}}^{66}$	-140,4	84,26	-8,64	10,80	239,4	283,6	13,73	$\kappa H м$	18048,15
$M_{\nu_{\max}}^{77}$	-102,6	257,13	-27,01	-	185,2	239,4	13,73	$\kappa H м$	46210,4

$M_{v\min}^{77}$	-102,6	257,13	-27,01	-	185,2	239,4	13,73	κH_m	6463,8
$M_{v\max}^{88}$	-64,82	317,68	-64,82	-	180,3	239,4	13,73	κH_m	56393,1
$M_{v\min}^{88}$	-64,82	317,68	-64,82	-	180,3	239,4	13,73	κH_m	15513,1

Таблиця 3.6 – Визначення сумарних зусиль в перерізах балки

Найменування зусиль	Величина зусиль		Σ зусилля	
	Постійні навантаження	Тимчасові навантаження	Розмірн.	Величина
$M_{v\max}^{11}$	18405,1	83684,2	κH_m	102089,3
$M_{v\min}^{11}$	18405,1	35864,1	κH_m	54269,2
$M_{v\max}^{22}$	23830,99	147756,5	κH_m	171587,5
$M_{v\min}^{22}$	23830,99	48257,9	κH_m	72088,9
$M_{v\max}^{33}$	16116,82	134694,9	κH_m	150811,7
$M_{v\min}^{33}$	16116,82	43291,5	κH_m	59408,3
$M_{v\max}^{44}$	-4671,974	-33079,9	κH_m	-37751,9
$M_{v\min}^{44}$	-4671,974	-6631,5	κH_m	-11303,5
$M_{v\max}^{55}$	-38540,99	-74364,5	κH_m	-112905,5
$M_{v\min}^{55}$	-38540,99	11637,2	κH_m	-26903,8
$M_{v\max}^{66}$	-5839,908	-34916,9	κH_m	-40756,8
$M_{v\min}^{66}$	-5839,908	18048,15	κH_m	12208,2
$M_{v\max}^{77}$	13781,19	46210,4	κH_m	59991,6
$M_{v\min}^{77}$	13781,19	6463,8	κH_m	20245,0
$M_{v\max}^{88}$	20326,71	56393,1	κH_m	76719,8
$M_{v\min}^{88}$	20326,71	15513,1	κH_m	35839,8

3.5. Знаходження зусиль для розрахунку на витривалість

Визначення зусиль при розрахунку на витривалість в перерізах балки від дії тимчасового навантаження С14 зводимо до таблиць 3.7 – 3.10.

Таблиця 1.1 – таблиця 3.7

Найменування зусиль	Площі ділянки лінії впливу				Розрахункові еквівалентні навантаження	Зусилля	
	ω_1	ω_2	ω_3	ω_4	V_1	Розмірн.	Величина
M_B^{11}	206,35	-45,81	9,72	-	161,1	кНм	69013,1
M_B^{22}	291,75	-90,75	19,45	-	153,8	кНм	94512,4
M_B^{33}	256,05	-136,1	29,17	-	153,8	кНм	85864,6
M_B^{44}	-181,5	38,89	99,393	-	151,9	кНм	-27036,0
M_B^{55}	-178,2	-226,9	48,61	-	151,9	кНм	-60873,3
M_B^{66}	-140,4	84,26	-8,64	10,80	167,6	кНм	-23957,1
M_B^{77}	-102,6	257,13	-27,01	-	151,9	кНм	37648,2
M_B^{88}	-64,82	317,68	-64,82	-	147,9	кНм	46089,3

Визначення сумарних зусиль при розрахунку на витривалість в перерізах балки

Таблиця 3.8

Найменування зусиль	Величина зусиль		Σ зусилля	
	Постійні навантаження	Тимчасові навантаження	Розмірн.	Величина
M_B^{11}	18405,1	69013,1	кНм	87418,2
M_B^{22}	23830,99	94512,4	кНм	118343,4
M_B^{33}	16116,82	85864,6	кНм	101981,4
M_B^{44}	-4671,974	-27036,0	кНм	-31707,9
M_B^{55}	-38540,99	-60873,3	кНм	-99414,3
M_B^{66}	-5839,908	-23957,1	кНм	29797,0
M_B^{77}	13781,19	37648,2	кНм	51429,4
M_B^{88}	20326,71	46089,3	кНм	66416,0

Таблиця 3.9

Найменування зусиль	Площі ділянки лінії впливу				Розрахункові еквівалентні навантаження	Зусилля	
	ω_1	ω_2	ω_3	ω_4	V_1	Розмірн.	Величина
Q_0	-29,76	4,13	0,88	-	262,1	кН	-7975,7
Q_{11}	1,36	-14,62	4,13	-0,88	216,2	кН	-3946,8
Q_{22}	5,37	-7,63	4,13	-0,88	309,8	кН	2629,2
Q_{33}	11,84	-3,1	4,13	-0,88	254,7	кН	3711,8
Q_{44}	20,45	-0,71	4,13	-0,88	217,2	кН	5170,7
$Q_{55\text{ліва}}$	36,24	4,13	-0,88	-	203,9	кН	8128,1
$Q_{55\text{права}}$	-3,44	-38,5	3,4	-	203,9	кН	-8428,9
Q_{66}	-3,44	-22,73	3,4	-	203,9	кН	-5236,1
Q_{77}	-3,44	3,13	-14,13	3,4	203,9	кН	-2854,75
Q_{88}	-3,44	7,56	-7,56	3,44	203,9	кН	0,00

Визначення сумарних поперечних сил в перерізах балки

Таблиця 3.10

Найменування зусиль	Величина зусиль		Σ зусилля	
	Постійні навантаження	Тимчасові навантаження	Розмірн.	Величина
Q_0	-2866,61	-7975,7	кН	-10842,3
Q_{11}	-1082,96	-3946,8	кН	-5029,8
Q_{22}	106,14	2629,2	кН	2735,3

Q_{33}	1295,24	3711,8	кН	5007,1
Q_{44}	2484,34	5170,7	кН	7655,1
$Q_{55\text{ліва}}$	4267,99	8128,1	кН	12396,1
$Q_{55\text{права}}$	-4161,85	-8428,9	кН	-12590,75
Q_{66}	-2378,20	-5236,1	кН	-7614,3
Q_{77}	-1189,10	-2854,75	кН	-4043,85
Q_{88}	0,00	0,00	кН	0,00

3.6. Підбір площі перерізу напружуваної арматури

В першому наближенні для визначення площі напружуваної арматури користуємося методикою [2], п. 4.2:

$$A_p = \frac{M_{\max}^M}{R_p (h_0 - 0,5h'_f)},$$

де товщина плити: $h'_f = 48,0$ см.

Робочу висоту балки відповідно приймаємо:
 $h_0 = 0,8h = 0,8 \cdot 430,0 = 344$ см.

Площа напружуваної арматури в першому наближенні

$$A_p = \frac{M_{\max}^M}{R_p (h_0 - 0,5h'_f)} = \frac{17158750}{100,0(344 - 0,5 \cdot 48)} = 536,2 \text{ см}^2.$$

Обираємо типову конструкцію пучка напружуваної арматури. Площа одного канату (84Ø5):

$$A_{\kappa} = 84 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 84 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,5^2}{4} = 16,49 \text{ (см}^2\text{)}. \quad (2.94)$$

Необхідна кількість канатів:

$$n = \frac{A_p}{A_{\kappa}} = \frac{536,2}{16,49} = 32,5 \text{ (шт)} \quad (2.95)$$

Приймаємо 34 канати

$$A_p = 34 \cdot 16,49 = 560,7 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Площу верхньої напружуваної арматури призначаємо в кількості 10%

від площі нижньої арматури

$$A'_p = 0,1A_p = 0,1 \cdot 536,2 = 53,6 \text{ см}^2. \quad (2.96)$$

Кількість пучків напружуваної арматури верхньої зони

$$n'_{ap} = \frac{A'_p}{A_{p1}} \geq 2; \quad n'_{ap} = \frac{53,6}{16,49} = 3,2 \approx 4 \text{ (шт.)};$$

$$A'_p = 4 \times 16,49 = 65,96 \text{ см}^2.$$

3.7. Визначення втрат попереднього напруження арматури

Втрати попереднього напруження, які відбуваються в напружуваній арматурі, обумовлені цілим рядом факторів. Ці процеси відбуваються як на стадії створення конструкції, так і під час експлуатації прогонової будови.

Нормами [1], регламентовано визначати загальні втрати в попередньо напружуваній арматурі першої $\sigma^{(1)}$ та другої $\sigma^{(2)}$ груп. Втрати напруження в пучках арматури залежать від величини початкового контрольованого напруження в них σ_{con} , викликаного прикладеним зусиллям N_{con} . Для арматурних пучків нижнього поясу, які виготовлені з високоміцного дроту, це напруження приймається на 10% більше розрахункового опору, а для пучків верхнього поясу – рівному розрахунковому опору:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{con} &= 1,1R_p = 1,1 \cdot 1000 = 1100,0 \text{ МПа.} \\ \sigma'_{con} &= 1,0R_p = 1,0 \cdot 1000 = 1000,0 \text{ МПа.} \end{aligned} \right\}$$

Втрати від релаксації напружень під час натягу дрової арматури механічним способом

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{con}}{R_{pn}} - 0,1 \right) \sigma_{con} \geq 0; \quad \sigma'_1 = \left(0,22 \frac{\sigma'_{con}}{R_{pn}} - 0,1 \right) \sigma'_{con} \geq 0,$$

де відповідна ліва частина нерівності дорівнює

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \left(0,22 \frac{\sigma_{con}}{R_{pn}} - 0,1 \right) \sigma_{con} = \left(0,22 \frac{1100,0}{1335} - 0,1 \right) 1100,0 = 89,4 \text{ МПа;} \\ \sigma'_1 &= \left(0,22 \frac{\sigma'_{con}}{R_{pn}} - 0,1 \right) \sigma'_{con} = \left(0,22 \frac{1000,0}{1335} - 0,1 \right) 1000,0 = 64,8 \text{ МПа.} \end{aligned} \right\}$$

Умови $\sigma_1 > 0$ та $\sigma_2 > 0$ виконуються.

Різниця Δt між температурою нагрітої арматури та нерухомими упорами, які розташовані поза зоною нагріву й сприймають зусилля натягу, викликатиме втрату напружень. При відсутності точних даних згідно [1] слід приймати $\Delta t = 65^\circ\text{C}$. Для бетону класу В40 можна записати

$$\sigma_2 = \sigma'_2 = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,3 \text{ МПа.}$$

Під час створення попереднього напруження в арматурі її довжина збільшується на деяку величину, яка залежить від контрольованих напружень. За рахунок деформацій анкерних пристроїв початкове подовження арматури зменшується і зменшуються відповідні в ній напруження.

Під час натягу арматури на упори початкове подовження арматури знижується на величину Δl за рахунок деформацій анкерів, зминання бетону під ними і т. п. Арматура працює в пружній стадії, отже за законом Гука отримаємо величину втрат

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_p; \quad \sigma'_3 = \frac{\Delta l'}{l'} E_p,$$

де $\Delta l, \Delta l'$ приймається рівним 2 мм для кожного анкера; l, l' – довжина відповідного елемента арматури між анкерами.

Точні дані про геометричні розміри арматурних пучків можна отримати після побудови епюри матеріалів і створення арматурного креслення. На цьому етапі рахуємо, що на кожному пучку з обох боків розміщено по анкеру, а самі анкери по довжині балки розташовані в одному перерізі біля опори. Таким чином, довжина арматурних елементів l між анкерами може бути прийнята однаковою, тому:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_3 &= \frac{2 \cdot 0,02}{1850} 1,96 \times 10^4 = 0,42 \text{ кН/см}^2 = 4,2 \text{ МПа}; \\ \sigma'_3 &= \frac{2 \cdot 0,02}{1850} 1,96 \times 10^4 = 0,42 \text{ кН/см}^2 = 4,2 \text{ МПа.} \end{aligned} \right\}$$

В місцях перегину полігональної арматури залізобетонних елементів, що виготовляються за стендовою технологією з натягом на упори, виникають сили тертя. Згідно [1] втрати напруження, викликані цими силами,

визначаються формулою

$$\sigma_4 = \sigma_{con} \left(1 - \frac{1}{e^{0,25\theta}} \right),$$

де θ – сумарний кут повороту осі арматури, рад. Пучки верхньої арматури проектується горизонтальними без використання відхиляючих пристроїв, тобто

$$\sigma'_4 = 0.$$

Кут нахилу нижніх відігнутих пучків складає

$$\theta = 25^\circ = 0,436 \text{ рад.},$$

отже втрати:

$$\sigma_4 = \sigma_{con} \left(1 - \frac{1}{e^{0,25\theta}} \right) = 1100,0 \left(1 - \frac{1}{2,718^{0,25 \cdot 0,436}} \right) = 113,6 \text{ МПа.}$$

Швидкоплинна повзучість бетону штучного отвердіння при натягу на упори викликає втрати напружень, які залежать від співвідношення

$$\beta_{bp} = \sigma_{bp} / R_{bp}, \quad (4.21)$$

де σ_{bp} – напруження в арматурі на рівні центру тяжіння відповідної поздовжньої арматури з урахуванням всіх попередніх втрат $\sigma_1, \dots, \sigma_4$. Сума попередніх втрат складає

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bp1} &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 = 89,4 + 81,3 + 4,2 + 113,6 = 288,5 \text{ МПа;} \\ \sigma'_{bp1} &= \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3 + \sigma'_4 = 64,8 + 81,3 + 4,2 + 0,0 = 150,3 \text{ МПа.} \end{aligned} \right\}$$

Після урахування втрат цієї групи в арматурі встановлюються напруження

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{p1} &= \sigma_{con} - \sigma_{bp1} = 1100,0 - 288,5 = 811,5 \text{ МПа;} \\ \sigma'_{p1} &= \sigma'_{con} - \sigma'_{bp1} = 1000,0 - 150,3 = 849,7 \text{ МПа.} \end{aligned} \right\}$$

Поздовжні зусилля, що відповідають цим напруженням, складають

$$\left. \begin{aligned} N_p &= \sigma_{p1} A_p = 81,2 \cdot 65,8 = 5343,0 \text{ кН;} \\ N'_p &= \sigma'_{p1} A'_p = 85,0 \cdot 9,4 = 799,0 \text{ кН.} \end{aligned} \right\}$$

Передатну міцність бетону згідно [1], п. 3.31, табл. 3.6 призначаємо рівною розрахунковому опору розтягненню для бетону класу В25 (нижче заданого класу В30):

$$R_{bp} = R_b^{(B35)} = 17,5 \text{ МПа.}$$

Отже знаходимо величину співвідношення (4.21) для нижньої та верхньої арматури:

$$\beta_{bp} = \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{10,0}{17,5} = 0,57; \quad \beta'_{bp} = \frac{\sigma'_{bp}}{R_{bp}} = \frac{1,0}{17,5} = 0,057.$$

Обидва співвідношення задовольняють умові

$$\beta_{bp} < 0,8; \quad \beta'_{bp} < 0,8,$$

тобто розраховуємо втрати за формулою

$$\left. \begin{aligned} \sigma_6 &= 40\beta_{bp} = 40 \cdot 0,8 = 32,0 \text{ МПа}; \\ \sigma'_6 &= 40\beta'_{bp} = 40 \cdot 0,1 = 4,0 \text{ МПа}. \end{aligned} \right\}$$

Згинальний момент відносно центру ваги перерізу від власної ваги балки та зусиль в напружуваній арматурі

$$M_p = M_q^H - N'_p z'_p + N_p z_p,$$

де M_q^H – згинальний момент всередині прогону, визначений за нормативним постійним навантаженням від власної ваги балки (див. п. 3.1):

$$g_{II} = 95,6 \text{ кН}; \quad \omega_{88} = 317,68$$

$$M_q^H = q_p^H \cdot \omega_{M88} = 95,6 \cdot 317,68 = 30370,2 \text{ кНм}.$$

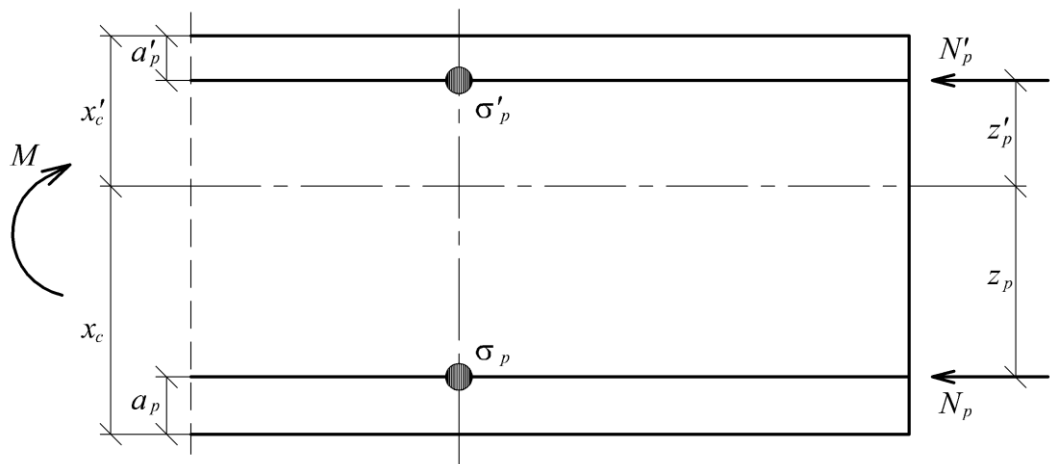


Рисунок 3.30 – переріз на рівні центрів ваги

Отже момент

$$M_p = 30370,2 - 799,0 \cdot 137,51 + 5343,0 \cdot 247,49 = 1242838,8 \text{ кНсм}.$$

Напруження в бетоні на рівні центрів ваги відповідної арматури (стиснення – плюс, розтягнення – мінус):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{N_p + N'_p}{A_{red}} + \frac{M_p}{I_{red}} (+z_p) = \frac{5343,0 + 799,0}{54881} + \frac{541585,5}{112981936} 247,49 = 1,3 \text{ кН/см}^2; \\ \sigma'_{bp} &= \frac{N_p + N'_p}{A_{red}} + \frac{M_p}{I_{red}} (-z'_p) = \frac{5343,0 + 799,0}{54881} - \frac{541585,5}{112981936} 137,51 = -0,55 \text{ кН/см}^2. \end{aligned} \right\}$$

Втрати напружень в арматурі, що викликані усадкою бетону, залежать від міцності бетону на стиснення та особливостей виготовлення конструкції [1]. Для бетону природного твердіння класу В40 з натягом арматури на бетон ці втрати складають

$$\sigma_7 = 35 \text{ МПа}; \quad \sigma'_7 = 35 \text{ МПа}.$$

Втрати напружень від повзучості бетону розраховуються в залежності від співвідношення $\beta_{bp} = \sigma_{bp} / R_{bp}$, причому напруження σ_{bp} визначається з урахуванням втрат $\sigma_1, \dots, \sigma_6$. Сума попередніх втрат складає

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bp1} &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_6 = 89,4 + 81,3 + 4,2 + 113,6 + 32,0 = 320,5 \text{ МПа}; \\ \sigma'_{bp1} &= \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3 + \sigma'_4 + \sigma'_6 = 64,8 + 81,3 + 4,2 + 0,0 + 4,0 = 154,3 \text{ МПа}. \end{aligned} \right\}$$

Після появи втрат цієї групи в арматурі встановлюються напруження

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{p1} &= \sigma_{con} - \sigma_{bp1} = 1100,0 - 320,5 = 779,5 \text{ МПа}; \\ \sigma'_{p1} &= \sigma'_{con} - \sigma'_{bp1} = 1000,0 - 154,3 = 845,7 \text{ МПа}. \end{aligned} \right\}$$

Поздовжні зусилля, що відповідають цим напруженням, складають

$$\left. \begin{aligned} N_p &= \sigma_{p1} A_p = 77,9 \cdot 560,7 = 43678,5 \text{ кН}; \\ N'_p &= \sigma'_{p1} A'_p = 84,6 \cdot 65,96 = 5580,2 \text{ кН}. \end{aligned} \right\}$$

Згинальний момент відносно центру ваги перерізу від власної ваги балки та зусиль в напружуваній арматурі:

$$\begin{aligned} M_p &= M_q - N'_p z'_p + N_p z_p = \\ &= 1242838,8 - 5580,2 \cdot 137,51 + 43678,5 \cdot 247,49 = 11285497,5 \text{ кНсм}. \end{aligned}$$

Напруження в бетоні на рівні центрів ваги відповідної арматури

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{N_p + N'_p}{A_{red}} + \frac{M_p}{I_{red}} (+z_p) = \frac{43678,5 + 5580,2}{54881} + \frac{11285497,5}{112981936} 247,49 = 2,1 \text{ кН/см}^2; \\ \sigma'_{bp} &= \frac{N_p + N'_p}{A_{red}} + \frac{M_p}{I_{red}} (-z'_p) = \frac{43678,5 + 5580,2}{54881} - \frac{11285497,5}{112981936} 137,51 = 0,24 \text{ кН/см}^2. \end{aligned} \right\}$$

Передатна міцність бетону приймається:

Співвідношення β_{bp} для нижньої та верхньої арматури для втрат цієї групи

складає

$$\beta_{bp} = \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{21}{17,5} = 1,2; \quad \beta'_{bp} = \frac{\sigma'_{bp}}{R_{bp}} = \frac{2,4}{17,5} = 0,137.$$

Обидва співвідношення задовольняють умові

$$\beta_{bp} > 0,8; \quad \beta'_{bp} < 0,8,$$

тобто розраховуємо втрати за формулою

$$\left. \begin{aligned} \sigma_8 &= 32 + 94(\beta_{bp} - 0,8) = 32 + 94(1,2 - 0,8) = 69,6 \text{ МПа}; \\ \sigma'_8 &= 40\beta'_{bp} = 40 \cdot 0,137 = 5,5 \text{ МПа}. \end{aligned} \right\}$$

Загальні втрати першої групи (на стадії обтиснення бетону) в напружуваній арматурі нижньої та верхньої зон:

$$\left. \begin{aligned} \sigma^{(1)} &= 0,5\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_6 = 0,5 \cdot 89,4 + 81,3 + 4,2 + 113,6 + 32,0 = 275,8 \text{ МПа}; \\ \sigma'^{(1)} &= 0,5\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3 + \sigma'_4 + \sigma'_6 = 0,5 \cdot 64,8 + 81,3 + 4,2 + 0,0 + 4,0 = 121,9 \text{ МПа}. \end{aligned} \right\}$$

Загальні втрати другої групи (на стадії експлуатації споруди) в напружуваній арматурі нижньої та верхньої зон:

$$\left. \begin{aligned} \sigma^{(2)} &= 0,5\sigma_1 + \sigma_7 + \sigma_8 = 0,5 \cdot 89,4 + 35 + 69,6 = 149,3 \text{ МПа}; \\ \sigma'^{(2)} &= 0,5\sigma'_1 + \sigma'_7 + \sigma'_8 = 0,5 \cdot 64,8 + 35 + 5,5 = 72,9 \text{ МПа}. \end{aligned} \right\}$$

Напруження в арматурі верхньої σ'_p та нижньої σ_p зон з урахуванням визначених втрат першої та другої груп:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p^{(1)} &= \sigma_{con} - \sigma^{(1)} = 1100,0 - 275,8 = 824,2 \text{ МПа}; \\ \sigma_p'^{(1)} &= \sigma'_{con} - \sigma'^{(1)} = 1000,0 - 121,9 = 878,1 \text{ МПа}; \\ \sigma_p^{(2)} &= \sigma_{con} - \sigma^{(1)} - \sigma^{(2)} = 1100,0 - 275,8 - 149,3 = 674,9 \text{ МПа}; \\ \sigma_p'^{(2)} &= \sigma'_{con} - \sigma'^{(1)} - \sigma'^{(2)} = 1000,0 - 121,9 - 72,9 = 805,2 \text{ МПа}. \end{aligned} \right\}$$

4. ПЕРЕВІРКИ ПЕРЕРІЗУ ЗА ПЕРШОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ

Зведена висота плити стиснутого поясу балки

$$h'_f = \frac{A'_f}{b'_f - b_p},$$

де $A'_f = 26600 \text{ см}^2$ – площа перерізу плити з урахуванням вутів.

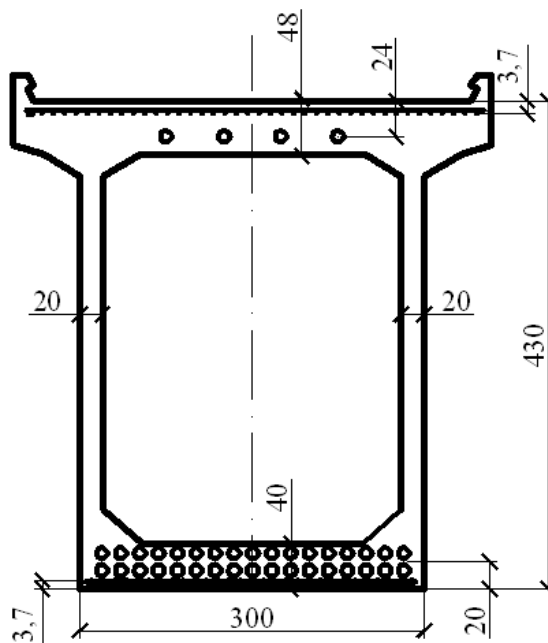


Рисунок 4.1 – Розрахунковий переріз прогонової будови (см)

Розрахункова ширина полки стиснутого поясу b'_f приймається згідно рекомендацій [3], п. 2.2. $b'_f = 418$ см.

Зведена висота стиснутого поясу

$$h'_f = \frac{A'_f}{b'_f - b_p} = \frac{26600}{418 - 40} = 70,4 \text{ см.}$$

Визначаємо положення центрів ваги арматурних елементів:

$$a_p = 20 \text{ см; } a_s = 3,7 \text{ см; } a'_p = 24,0 \text{ см; } a'_s = 3,7 \text{ см.}$$

Площі перерізів кожної групи стержнів:

$$A_p = 560,7 \text{ см}^2; \quad A_s = 89,2 \text{ см}^2; \quad A'_p = 65,96 \text{ см}^2; \quad A'_s = 161,5 \text{ см}^2.$$

Підібраний переріз прогонової будови згідно [1] повинен бути розрахований за обома групами граничних станів.

Відстань від зовнішньої грані верхньої стиснутої зони перерізу до центру ваги відповідної групи арматурних стержнів:

$$\left. \begin{aligned} h_0 &= h - a_p = 430 - 20 = 410 \text{ см;} \\ h_{01} &= h - a_s = 430 - 3,7 = 426,3 \text{ см.} \end{aligned} \right\}$$

4.1. Розрахунок балки на міцність за згинальним моментом

Згідно [1], п. 3.63, розрахунок визначених перерізів виконують після визначення положення нейтральної осі елементу. Перевіряємо умову

$$\chi = \frac{R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma'_{pc} A'_p}{R_b b'_f} \leq h'_f,$$

де σ'_{pc} – залишкове напруження в напружуваній арматурі стиснутої зони (A'_p), яке приймається згідно [1], п. 3.60 з урахуванням втрат попереднього напруження

$$\sigma'_{pc} = R_{pc} - \sigma'_{pc1} = 500 - 805,2 = -305,2 \leq 0,$$

де R_{pc} – найбільші стискальні напруження в напружуваній арматурі стиснутої зони перерізу, що визначаються згідно [1], п. 3.38

$$R_{pc} = 500 \text{ МПа};$$

σ'_{pc1} – розрахункове попереднє напруження в напружуваній арматурі стиснутої зони з урахуванням всіх втрат, які виявилися до моменту експлуатації.

$$\chi = \frac{1000 \cdot 560,7 + 330 \cdot 89,2 - 330 \cdot 161,5 - (-305,2) \cdot 65,96}{20 \cdot 418} = 66,6 \text{ см.}$$

Отже умова виконується:

$$66,6 \text{ см} < 70 \text{ см.}$$

Висота стиснутої зони бетону проходить в межах плити. Умова міцності перерізу за максимальним згинальним моментом згідно [1], п. 3.62 має вигляд

$$M_{\max}^M \leq R_b b'_f \chi (h_0 - 0,5\chi) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma'_{pc} A'_p (h_0 - a'_p),$$

де $h_{01} = 430 - 3,7 = 426,3$ – відстань від верхньої стиснутої грані перерізу до центру ваги ненапруженої арматури розтягнутої зони.

Несуча здатність перерізу дорівнює:

$$\begin{aligned} & R_b b'_f \chi (h_0 - 0,5\chi) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma'_{pc} A'_p (h_0 - a'_p) = \\ & = 2 \cdot 418 \cdot 66,6 \cdot (410 - 0,5 \cdot 66,6) + 33,0 \cdot 161,5 (426,3 - 3,7) - 30,52 \cdot 65,96 (410 - 3,7) = \\ & = 22392907,6 \text{ кНсм.} \end{aligned}$$

Отже умова виконується:

$$17158750 \text{ кНсм} < 22392907,6 \text{ кНсм}.$$

Міцність перерізу забезпечена.

4.2. Розрахунок балки на міцність за згинальним моментом на опорі

Підбираємо переріз арматури. Розрахунковий згинаючий момент в перерізі від постійного та тимчасового навантаження $M = -112905,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Переріз можна заармувати одиночною арматурою у верхній розтягнутій зоні, так як мінімальне і максимальне значення моменту має однаковий знак.

Геометричні характеристики приведенного перерізу:
 $b = 2 \cdot b_{\text{ст}} = 2 \cdot 0,2 = 0,4 \text{ м}$, $b'_f = 4,18 \text{ м}$. Робоча висота перерізу
 $h_d = 0,87 \cdot h = 0,87 \cdot 4,3 = 3,74 \text{ м}$.

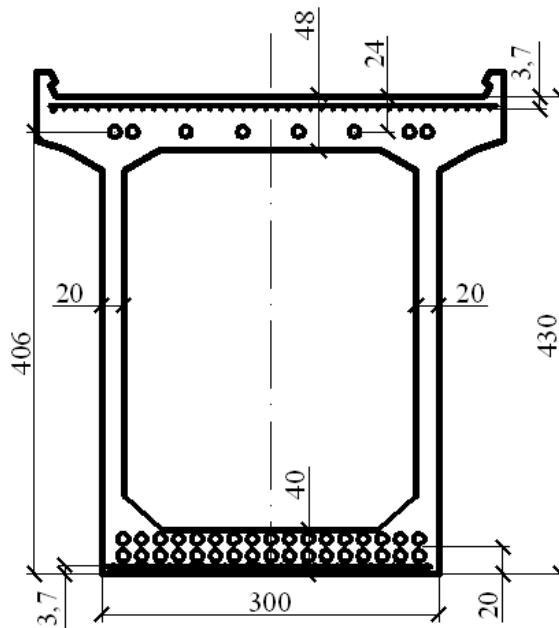


Рисунок 4.2 – Розрахунковий переріз на опорі

Визначення потрібної кількості розтягнутої арматури верхньої зони:

$$A_p = 1,1 \cdot \frac{11290550}{100 \cdot \left(406 - \frac{48}{2} \right)} = 295,5 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Потрібна кількість канатів:

$$n = \frac{295,5}{16,49} = 17,9$$

Приймаємо 20 канатів площею $A_p = 20 \cdot 16,49 = 329,8 \text{ (см}^2\text{)}$. В II діаметром $d = 44 \text{ мм}$

Розміщення арматури вказане на рисунку 4.3

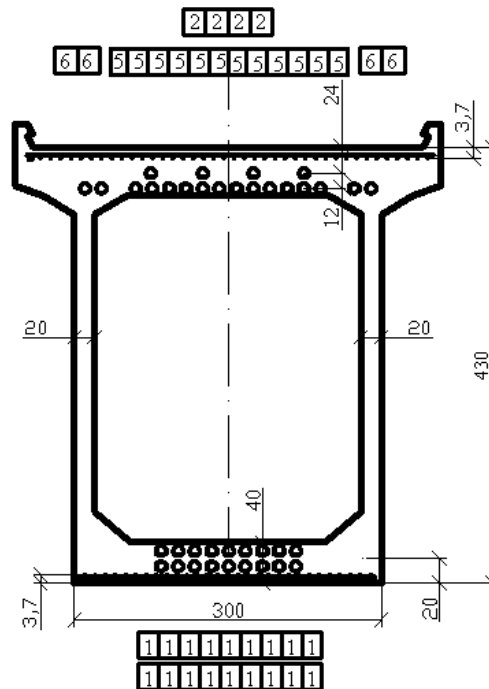


Рисунок 4.3 – Розміщення робочої арматури

Відстань від верхньої грані перерізу до центру тяжіння арматури:

$$a'_p = \frac{4 \cdot 4,4 \cdot 24 + 16 \cdot 4,4 \cdot 36}{17,6 + 70,4} = 33,6 \text{ (см)}.$$

Робоча висота перерізу $h_d = h - a_p = 430 - 33,6 = 396,4 \text{ (см)}$.

Зведена висота плити стиснутого поясу балки

$$h'_f = \frac{A'_f}{b'_f - b_p},$$

де A'_f – площа перерізу плити з урахуванням вутів,

$$h'_f = \frac{A'_f}{b'_f - b_p} = \frac{26600}{418 - 40} = 70,4 \text{ см}.$$

Перевіряємо умову

$$\chi = \frac{R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma'_{pc} A'_p}{R_b b'_f} \leq h'_f,$$

де σ'_{pc} – залишкове напруження в напружуваній арматурі стиснутої зони (A'_p), яке приймається згідно [1], п. 3.60 з урахуванням втрат попереднього напруження

$$\sigma'_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1} = 500 - 674,9 = -174,9 \leq 0,$$

де R_{pc} – найбільші стискальні напруження в напружуваній арматурі стиснутої зони перерізу, що визначаються згідно [1], п. 3.38

$$R_{pc} = 500 \text{ МПа};$$

σ_{pc1} – розрахункове попереднє напруження в напружуваній арматурі розтягнутої зони з урахуванням всіх втрат, які виявилися до моменту експлуатації.

$$x = \frac{1000 \cdot 296,8 + 330 \cdot 89,2 - 330 \cdot 161,5 - (-174,9) \cdot 329,8}{20 \cdot 418} = 39,55 \text{ см.}$$

Отже умова виконується:

$$39,55 \text{ см} < 70,4 \text{ см.}$$

Умова міцності перерізу за максимальним згинальним моментом згідно [1], п. 3.62 має вигляд

$$M_{\max}^M \leq R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma'_{pc} A'_p (h_0 - a'_p),$$

Несуча здатність перерізу дорівнює:

$$\begin{aligned} & R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma'_{pc} A'_p (h_0 - a'_p) = \\ & = 2 \cdot 418 \cdot 39,55 \cdot (410 - 0,5 \cdot 66,6) + 33,0 \cdot 161,5 (426,3 - 3,7) - 30,52 \cdot 65,96 (410 - 3,7) = \\ & = 22392907,6 \text{ кНсм.} \end{aligned}$$

Отже умова виконується:

$$17158750 \text{ кНсм} < 22392907,6 \text{ кНсм.}$$

Міцність перерізу забезпечена.

4.3 Розрахунок нахилених перерізів на міцність за поперечною силою

Для залізобетонних елементів, які працюють в умовах згину, необхідно виконувати перевірку міцності перерізів, нахилених до поздовжньої вісі елементу. Розрахунок зводиться до перевірки виконання умов [1], п. 3.77, 3.78.

Умова забезпечення міцності по стиснутому бетону між нахиленими тріщинами має вигляд

$$Q_{h_0}^M \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b_p h_0,$$

де $Q_{h_0}^M$ – поперечна сила від розрахункових навантажень, визначена на відстані h_0 від осі опори (рис. 4.4)

$$Q_{h_0}^M = q^M \cdot \sum \omega + \nu^M \cdot (\omega_1 + \omega_3),$$

де

$$l_0 = l_p - h_0 = 66 - 4,1 = 61,9 \text{ м}; \quad y_2 = 0,05; \quad y_1 = 1 - y_2 = 1 - 0,005 = 0,995;$$

$$\omega_1 = -3,4; \quad \omega_2 = 0,01;$$

$$\omega_3 = -23,42; \quad \omega_4 = 3,44.$$

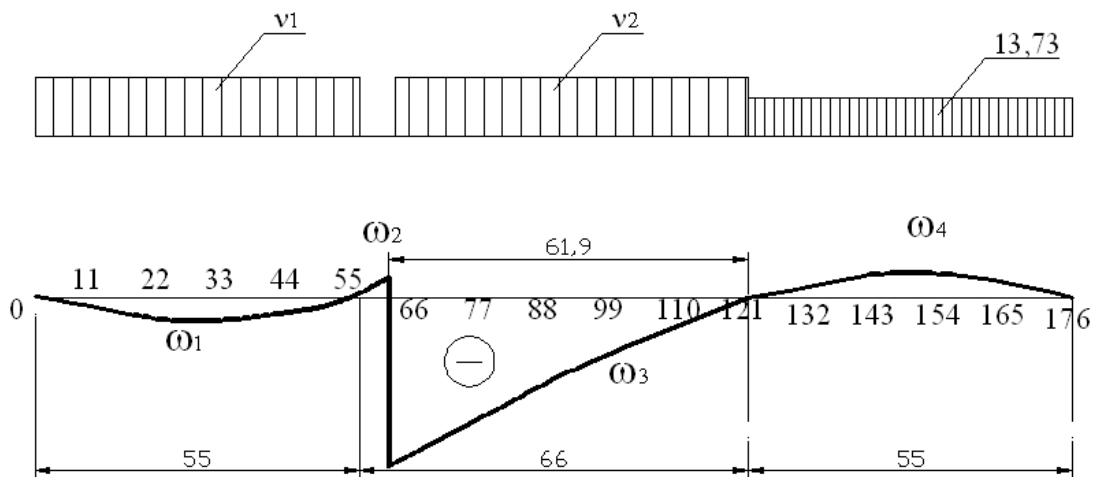


Рисунок 4.4 – Визначення поперечної сили

Значення інтенсивності тимчасового навантаження ν^M визначаємо для наступних параметрів лінії впливу

$$\lambda = l_0 = 61,9 \text{ м}; \quad \alpha = 0,$$

отже

$$\nu^M = \nu^T \gamma_{fv} (1 + \mu) = 150,245 \cdot 1,1475 \cdot 1,15 = 198,3 \text{ кН/м}.$$

$$Q_{h_0}^M = q^M \cdot \sum \omega + \nu^M \cdot (\omega_1 + \omega_3) = 2378,2 \cdot 23,41 + 198,3(3,4 + 23,42) = 60992,1 \text{ кН}$$

Коефіцієнт φ_{w1} згідно [1], п. 3.77 дорівнює

$$\varphi_{w1} = 1 + \eta n_1 \mu_w,$$

причому проектом передбачаємо розміщення хомутів нормально до поздовжньої осі балки, тобто

$$\varphi_{w1} = 1 + \eta n_1 \mu_w \leq 1,3; \quad \eta = 5.$$

$n_1 = 10$ згідно [1], п. 3.48. Коефіцієнт μ_w

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b_p S_w},$$

де A_{sw} – площа перерізу віток хомутив, розташованих в одній площині;
 S_w – відстань між хомутами вздовж балки. Згідно прийнятої конструкції в поперечному до осі балки напрямку кожен хомут має дві вітки:

$$n_w = 2,$$

отже площа перерізу віток хомутив складає

$$A_{sw} = n_w A_{sw1} = n_w \frac{\pi d_w^2}{4} = 2 \frac{3,14 \cdot 1,2^2}{4} = 2,26 \text{ см}^2.$$

Відстань між сусідніми хомутами на ділянці, що розглядається:

$$S_w = 10,0 \text{ см.}$$

Ширина стінки коробки на ділянці, що розглядається, складає
 $b_p = 40,0 \text{ см.}$ Коефіцієнт

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b_p S_w} = \frac{2,26}{40,0 \cdot 10,0} = 0,0056.$$

Коефіцієнт

$$\varphi_{w1} = 1 + \eta n_1 \mu_w = 1 + 5 \cdot 10 \cdot 0,0056 = 1,28.$$

Умова виконується:

$$1,28 < 1,30.$$

Коефіцієнт φ_{b1} згідно [1], п. 3.77 дорівнює

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 R_b = 1 - 0,01 \cdot 20 = 0,8.$$

Отже права частина нерівності дорівнює

$$0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b_p h_0 = 0,3 \cdot 1,28 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 40,0 \cdot 410 = 100076,2 \text{ кН.}$$

$$60992,1 \text{ кН} < 100076,2 \text{ кН. Умова виконується}$$

Згідно [1], п. 3.78, розрахунок нахилених перерізів попередньо напружених залізобетонних елементів з поперечною арматурою на дію

поперечної сили необхідно виконувати за формулою

$$Q_{h_0}^M \leq \sum R_{pw} A_{pi} \sin \alpha + \sum R_{sw} A_{sw} + Q_b + Q_w^r,$$

де відповідні проекції зусиль показані на рис. 4.5.

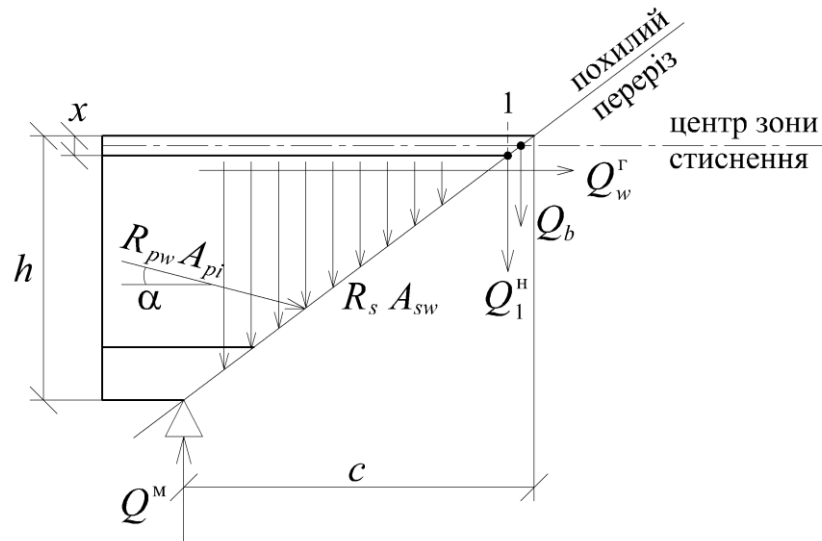


Рисунок 4.5 – Схема розташування нахилоного перерізу

Для визначення кількості арматури, яку перетнув нахилений переріз, знайдемо величину його проекції з умови мінімуму поперечної сили, яка сприймається бетоном та арматурою:

$$c = \sqrt{\frac{2R_{bt} b_p h_0^2}{q_w}} \leq 2h_0.$$

Погонна несуча здатність хомутів, кН/см:

$$q_w = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w},$$

де R_{sw} – розрахунковий опір ненапруженої арматури розтягненню (використовуємо для хомутів сталь класу А-І) з урахуванням коефіцієнтів згідно [1], п. 3.40:

$$R_{sw} = m_{a4} R_s = 0,8 \cdot 200 = 160 \text{ МПа.}$$

Кількість хомутів в обох площинах, які перетинає похилий переріз, складає

$$n_{sw} = 2 \text{ шт.,}$$

а площа перерізу їх віток

$$A_{sw} = n_w A_{sw1} = 2 \cdot 2,26 = 4,52 \text{ см}^2.$$

Крок хомутів на ділянці, що розглядається,

$$S_w = 10,0 \text{ см.}$$

Отже погонна несуча здатність хомутів

$$q_w = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w} = \frac{16,0 \cdot 4,52}{10,0} = 7,23 \text{ кН/см.}$$

Проекція похилого перерізу складає

$$c = \sqrt{\frac{2R_{bt} b_p h_0^2}{q_w}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,125 \cdot 40 \cdot 410^2}{7,23}} = 482,2 \text{ см.}$$

Сума проекцій зусиль в відігнутій напружуваній арматурі визначається за величиною напруження, яке встановиться в пучках після появи втрат другої групи. Згідно епюри матеріалів, похилий переріз перетинає 12 відігнутих пучки напружуваної арматури:

$$\begin{aligned} \sum R_{pw} A_{pi} \sin \alpha &= 2R_{pw} A_{p1} \sum \sin \alpha_i = \\ &= 2\sigma_p^{(2)} A_{p1} \cdot 4 \sin 38^\circ = 2 \cdot 67,49 \cdot 197,9 \cdot 4 \cdot 0,616 = 65822,8 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Сума проекцій зусиль в звичайній арматурі

$$\sum R_{sw} A_{sw} = 16,0 \cdot 217,8 = 3485,8 \text{ кН.}$$

Поперечне зусилля, що передається на бетон стиснутої зони над кінцем похилого перерізу, обумовлено залежністю

$$Q_b = \frac{2R_{bt} b_p h_0^2}{c} \leq m R_{bt} b_p h_0,$$

де m – коефіцієнт умов роботи, який дорівнює

$$m = 1,3 + 0,4 \left(\frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right); \quad 1,3 \leq m < 2,5.$$

τ_q – найбільше сколювальне напруження від нормативного навантаження, яке визначається в місці перетину нормального перерізу, в якому виникають максимальні дотичні напруження, з похилим перерізом. Для даної конструкції це місце прикріплення плити до ребра балки:

$$\tau_q = \frac{Q_1^H S_{1,red}}{b_p I_{1,red}} \leq R_{b,sh}, \quad (4.66)$$

де поперечна сила Q_1^H визначається за схемою рис. 4.4 для наступних параметрів лінії впливу (вважаємо, що переріз 1 розташований на відстані c):

$$l_0 = l_p - c = 66 - 4,82 = 61,2 \text{ м};$$

$$\lambda = l_0 = 61,2 \text{ м}; \quad \alpha = 0;$$

отже

$$\nu^M = \nu^T \gamma_{fv} (1 + \mu) = 150,245 \cdot 1,1475 \cdot 1,15 = 198,3 \text{ кН/м}.$$

Поперечна сила від нормативних навантажень дорівнює

$$Q_{h_0}^M = q^M \cdot \sum \omega + \nu^M \cdot (\omega_1 + \omega_3) = 2378,2 \cdot 23,41 + 198,3(3,4 + 23,42) = 60992,1 \text{ кН}$$

Перераховуємо геометричні характеристики для перерізу 1 (рис. 4.5). Цей переріз характеризується іншою конструкцією та розташуванням арматури в порівнянні з серединою прогону (рис. 4.6).

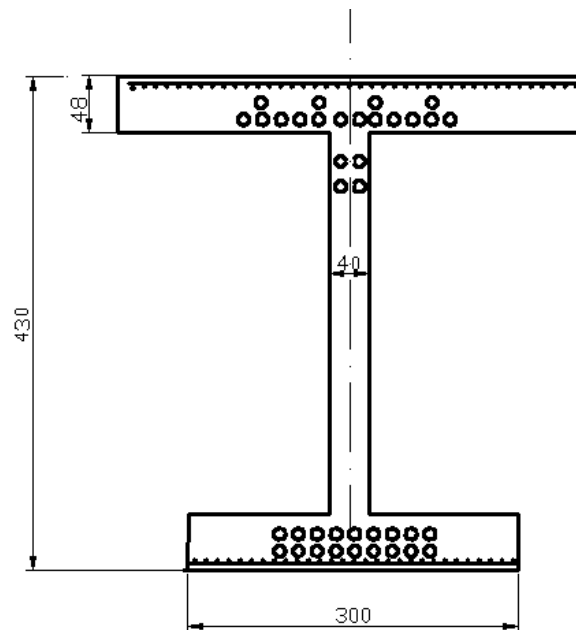


Рисунок 4.6 – Форма балки в перерізі 1 (см)

Значення дотичного напруження складає

$$\tau_q = \frac{Q_1^H S_{1,red}}{b_{p1} I_{1,red}} = \frac{60992,1 \cdot 15204659,4}{40,0 \cdot 1471143274,9} = 15,75 \text{ кН/см}^2,$$

$$15,75 > 3,6$$

приймаємо

$$\tau_q = R_{b,sh} = 3,60 \text{ МПа.}$$

Тоді за формулою

$$m = 1,3 + 0,4 \left(\frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right) = 1,3 + 0,4 \left(\frac{0,36}{0,36} - 1 \right) = 1,3.$$

Права частина нерівності складає

$$mR_{bt}b_ph_0 = 1,3 \cdot 0,125 \cdot 40,0 \cdot 410 = 2665,0 \text{ кН.}$$

Ліва частина дорівнює

$$Q_b = \frac{2R_{bt}b_ph_0^2}{c} = \frac{2 \cdot 0,125 \cdot 40,0 \cdot 410^2}{482,2} = 3486,1 \text{ кН.}$$

Зусилля, що сприймає горизонтальна арматура, складає

$$Q_w^r = 1000 A_w^r K \text{ (кгс),}$$

де A_w^r – площа горизонтальної арматури, яка перетинається похилим перерізом (окрім поздовжньої арматури сіток), тобто 18 горизонтальних пучків напруженої арматури (див. епюру матеріалів), а також 4 пучки напруженої арматури верхньої зони:

$$A_w^r = (18 + 4) A_{p1} = 22 \cdot 16,49 = 362,8 \text{ см}^2.$$

Значення коефіцієнта K в формулі:

$$0 \leq K = \frac{\beta - 50^\circ}{40^\circ} \leq 1,$$

де β – кут між нахиленим перерізом і горизонтальною арматурою,

$$\beta = 38^\circ,$$

тобто

$$K = \frac{\beta - 50^\circ}{40^\circ} = \frac{38^\circ - 50^\circ}{40^\circ} = -0,3.$$

Приймаємо

$$K = 0; \quad Q_w^r = 0 \text{ кН.}$$

Тоді права частина нерівності складає

$$\begin{aligned} \sum R_{pw} A_{pi} \sin \alpha + \sum R_{sw} A_{sw} + Q_b + Q_w^r = \\ = 65822,8 + 3485,8 + 3486,1 + 0 = 72794,7 \text{ кН,} \end{aligned}$$

$60992,1 \text{ кН} < 72794,7 \text{ кН.}$ умова виконується

4.4. Розрахунок балки на витривалість

Головна балка прогонової будови підлягає обов'язковому розрахунку на витривалість згідно пп. 3.91, 3.92 [1]. Розрахунок ведемо для середини балки.

Екстремальні значення напружень в арматурі розтягнутої зони

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p^{(\max)} &= (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pq} + \sigma_{pv} \leq m_{ap1} R_p; \\ \sigma_p^{(\min)} &= (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pq}, \end{aligned} \right\}$$

де $\sigma_{p1} = \sigma_p^{(2)} = 674,9$ МПа – сталі напруження в арматурі розтягнутої зони після появи втрат (4.42); $\sigma'_{p1} = \sigma_p'^{(2)} = 805,2$ МПа.

Зниження напруження в арматурі за рахунок обтиснення бетону

$$\sigma_{el,c} = n_{1p} \sigma_{bp}; \quad \sigma_{bp} = \frac{N_p + N'_p}{A_{red}},$$

де σ_{bp} – напруження в бетоні на рівні центру ваги напружуваної арматури, що викликається стисненням перерізу всієї арматури:

$$\left. \begin{aligned} N_p &= A_p \sigma_p^{(2)} = 560,7 \cdot 67,49 = 37841,6 \text{ кН}; \\ N'_p &= A'_p \sigma_p'^{(2)} = 65,96 \cdot 80,5 = 5309,8 \text{ кН}; \\ \sigma_{bp} &= \frac{37841,6 + 5309,8}{54881} = 0,786 \text{ кН/см}^2 = 7,86 \text{ МПа}. \end{aligned} \right\}$$

Значення напруження складає

$$\sigma_{pq}; \sigma_{pv} \quad \sigma_{el,c} = n_{1p} \sigma_{bp} = 34 \cdot 7,86 = 267,2 \text{ МПа.}$$

- напруження від постійного та тимчасового навантажень визначаються згідно табл. 3.6

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{pq} &= n_{1p} \frac{M_q^B}{I_{red}} z_p = 34 \frac{2032671}{1540408315} 247,49 = 11,1 \text{ кН/см}^2; \\ \sigma_{pv} &= n_{1p} \frac{M_v^B}{I_{red}} z_p = 34 \frac{4608930}{1540408315} 247,49 = 25,2 \text{ кН/см}^2. \end{aligned} \right\}$$

Отже напруження в арматурі:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p^{(\max)} &= (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pq} + \sigma_{pv} = (674,9 - 267,2) + 11,1 + 25,2 = 444,0 \text{ МПа}; \\ \sigma_p^{(\min)} &= (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pq} = (674,9 - 267,2) + 11,1 = 418,8 \text{ МПа}. \end{aligned} \right\}$$

Коефіцієнт умов роботи визначається згідно [1], п. 3.39

$$m_{ap1} = \varepsilon_{\rho p} \beta_{\rho w},$$

в залежності від асиметрії циклу повторюваних напружень

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}^B}{\sigma_{\max}^B} = \frac{\sigma_p^{(\min)}}{\sigma_p^{(\max)}} = \frac{418,8}{444} = 0,94.$$

Тоді згідно [1], табл. 32, 33

$$m_{ap1} = \varepsilon_{\rho p} \beta_{\rho w} = 1,0 \cdot 0,9 = 0,9,$$

і права частина нерівності складає

$$m_{ap1} R_p = 0,9 \cdot 1000,0 = 900,0 \text{ МПа},$$

отже умова виконується:

$$444,0 \text{ МПа} < 900,0 \text{ МПа}.$$

Екстремальні значення напружень в бетоні стиснутої зони

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc}^{(\max)} &= \sigma_{bc1} + \sigma_{bcq} + \sigma_{bcv} \leq m_{b1} R_b; \\ \sigma_{bc}^{(\min)} &= \sigma_{bc1} + \sigma_{bcq}, \end{aligned} \right\}$$

де напруження в крайній стиснутій грані бетону σ_{bc1} сил попереднього напруження визначається формулою

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_p + N'_p}{A_{red}} + \frac{-N'_p z'_p + N_p z_p}{I_{red}} x'_c,$$

де x'_c – відстань від центру ваги приведенного перерізу до найбільш стиснутого волокна балки:

$$x'_c = h - x_c = 430,0 - 157,51 = 272,49 \text{ см},$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bc1} &= \frac{N_p + N'_p}{A_{red}} + \frac{-N'_p z'_p + N_p z_p}{I_{red}} x'_c = \\ &= \frac{43678,5 + 5580,2}{54881} + \frac{-43678,5 \cdot 247,49 + 5580,2 \cdot 137,51}{1540408315} 272,49 = -0,27 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Напруження в бетоні стиснутої зони від дії постійного та тимчасового навантаження, відповідно:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bcq} &= \frac{M_q^B}{I_{red}} x'_c = \frac{2032671}{1540408315} 272,49 = 0,35 \text{ кН/см}^2 = 3,5 \text{ МПа}; \\ \sigma_{bcv} &= \frac{M_v^B}{I_{red}} x'_c = \frac{4608930}{1540408315} 272,49 = 0,8 \text{ кН/см}^2 = 8,0 \text{ МПа}. \end{aligned} \right\}$$

Загальні напруження в бетоні

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc}^{(max)} &= \sigma_{bc1} + \sigma_{bcq} + \sigma_{bcv} = -2,7 + 3,5 + 8 = 8,8 \text{ МПа}; \\ \sigma_{bc}^{(min)} &= \sigma_{bc1} + \sigma_{bcq} = -2,7 + 3,5 = 0,8 \text{ МПа}. \end{aligned} \right\}$$

згідно [1], п. 3.26 та асиметрії циклу напружень

$$m_{b1} R_b = 0,6 \varepsilon_b \beta_b R_b = 0,6 \cdot 1,24 \cdot 1,26 \cdot 20,0 = 18,75 \text{ МПа},$$

отже умова виконується:

$$8,8 \text{ МПа} < 18,75 \text{ МПа}.$$

5. ПЕРЕВІРКИ ПЕРЕРІЗУ ЗА ДРУГОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ

Розрахунок балки на тріщиностійкість відноситься до обов'язкових перевірок елементів конструкцій за другою групою граничних станів [1].

Виконуються наступні перевірки тріщиностійкості:

- розрахунок на утворення поздовжніх тріщин на стадії створення попереднього напруження;
- розрахунок на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі балки на стадії експлуатації;
- розрахунок на утворення тріщин за головними стискальними та розтягувальними напруженнями на стадії експлуатації.

5.1. Розрахунок на утворення поздовжніх тріщин на стадії створення попереднього напруження

Приймаємо правило знаків для напружень: розтягнення – мінус, стиснення – плюс. Напруження в найбільш стиснутій грані перерізу бетону для середини прогону балки перевіряємо згідно [1], п. 3.100:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_p + N'_p}{A_{red}} + \frac{M_q^T - N_p z_p + N'_p z'_p}{I_{red}} x'_c \leq R_{b,mc1},$$

де відповідні зусилля визначаємо з урахуванням втрат попереднього напруження першої групи

$$\left. \begin{aligned} N_p &= \sigma_p^{(1)} A_p = 82,4 \cdot 560,7 = 46201,7 \text{ кН}; \\ N'_p &= \sigma'_p^{(1)} A'_p = 87,8 \cdot 65,96 = 5791,3 \text{ кН}. \end{aligned} \right\}$$

Згинальний момент всередині балки від нормативних постійних навантажень складає $M_q^T = 42727,7 \text{ кНм}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{46201,7 + 5791,3}{54881} + \frac{4272770 - 43678,5 \cdot 247,49 + 5580,2 \cdot 137,51}{1540408315} 272,49 = -0,07 \text{ кН/см}^2,$$

отже умова (5.1) виконується:

$$0,7 \text{ МПа} < 23,0 \text{ МПа}.$$

5.2. Розрахунок на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі балки на стадії експлуатації

Приймаємо правило знаків для напружень: розтягнення – плюс, стиснення – мінус. Тріщиностійкість нормальних до поздовжньої осі балки перерізів на стадії експлуатації перевіряємо для нижньої грані перерізу всередині прогону:

$$\sigma_{bq2} + \sigma_{bp2} + \sigma_{bv} \leq k_2 R_{bt,ser},$$

де для дрютяної напружуваної арматури класу В-II коефіцієнт $k_2 = 0,4$ ([1], табл. 3.22); напруження в нижній грані перерізу від постійних навантажень

$$\sigma_{bq2} = \frac{M_q^T}{I_{red}} x_c = \frac{4272770}{1540408315} 157,51 = 0,4 \text{ кН/см}^2.$$

Напруження в нижній грані перерізу, що обумовлені зусиллями в напружуваній арматурі з урахуванням втрат другої групи

$$\begin{aligned} \sigma_{bp2} &= -\frac{N_p + N'_p}{A_{red}} + \frac{-N_p z_p + N'_p z'_p}{I_{red}} x_c = \\ &= -\frac{46201,7 + 5791,3}{54881} + \frac{-46201,7 \cdot 247,49 + 5791,3 \cdot 137,51}{1540408315} 157,51 = -2,04 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Напруження в нижній грані перерізу від тимчасового навантаження:

$$\sigma_{bv} = \frac{M_v}{I_{red}} x_c = \frac{4272770}{1540408315} 157,51 = 0,44 \text{ кН/см}^2.$$

Ліва частина нерівності дорівнює

$$\sigma_{bq2} + \sigma_{bp2} + \sigma_{bv} = 4,0 - 20,4 + 4,4 = -12,0 \text{ МПа.}$$

Права частина нерівності дорівнює

$$k_2 R_{bt,ser} = 0,4 \cdot 2,1 = 0,84 \text{ МПа,}$$

Умова виконується:

$$-12,0 \text{ МПа} < 0,84 \text{ МПа.}$$

5.3. Розрахунок на утворення тріщин за головними стискальними та розтягувальними напруженнями на стадії експлуатації

Розрахунок балки на тріщиностійкість за головними стискальними та розтягувальними напруженнями виконується від навантажень, визначених для розрахунків на міцність. Розрахунок ведемо для перерізу у чверті прогону балки (рис. 5.1). Нормальні напруження визначаємо тільки для волокон елемента, розташованих на рівні центру ваги перерізу.

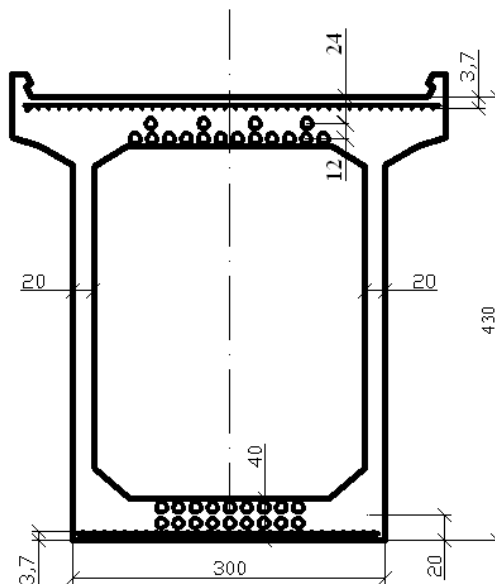


Рисунок 5.1 – Переріз балки в чверті прогону

Конструкція перерізу балки в чверті прогону в порівнянні з серединою відрізняється розташуванням 12 стержнів № 5 (див. епюру матеріалів), які відгинаються в вертикальній площині.

Геометричні характеристики поперечного перерізу балки в чверті

прогону:

$$\left. \begin{aligned} x_c &= 275,98 \text{ см}; \quad z_p = 255,98 \text{ см}; \quad z'_p = 121,02 \text{ см}; \\ A_{red} &= 55003,5 \text{ см}^2; \quad I_{red} = 1485264808,3 \text{ см}^4. \end{aligned} \right\}$$

Умова обмеження головних стискальних напружень по висоті перерізу має вигляд

$$\sigma_{mc} = \frac{1}{2}(\sigma_{bx} + \sigma_{by}) - \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_{bx} - \sigma_{by})^2 + 4\tau_b^2} \leq R_{b,mc2},$$

де дотичне напруження в бетоні ребра балки можна прирівняти до його граничного значення, в якому коефіцієнти визначаються згідно [1], п. 3.25:

$$\tau_b = m_{b6} m_{b14} R_{b,sh} = 1,0 \cdot 1,15 \cdot 3,6 = 4,14 \text{ (МПа)}.$$

Нормальне напруження в бетоні

$$\sigma_{bx} = \frac{\sigma_p^{(2)} A_p + \sigma_p'^{(2)} A'_p + \sum \sigma_{pi} A_{pi} \cos \alpha}{A_{red}} + \frac{M}{I_{red}} x_c,$$

де α – кут нахилу відігнутих пучків напружуваної арматури до поздовжньої осі балки.

Отже

$$\sum \sigma_{pi} A_{pi} \cos \alpha = 2\sigma_p^{(2)} A_{p1} \cos 38^\circ = 2 \cdot 67,5 \cdot 296,84 \cdot 0,788 = 31578,3 \text{ кН}.$$

Згинальний момент M складається з моментів, викликаних дією постійного та тимчасового навантажень (див. табл. 3.6), а також зусиль в пучках напружуваної арматури, відповідно:

$$\begin{aligned} M &= M_2^M - \sigma_p^{(2)} A_p z_p + \sigma_p'^{(2)} A'_p z'_p = \\ &= -4075680 - 67,5 \cdot 296,84 \cdot 255,98 + 80,5 \cdot 264,86 \cdot 121,02 = -11784969,7 \text{ кНсм}. \end{aligned}$$

Величина напруження складає

$$\sigma_{bx} = \frac{67,5 \cdot 296,84 + 80,5 \cdot 264,86 + 31578,3}{55003,5} + \frac{-11784969,7}{1485264808,3} 275,98 = -0,86 \text{ кН/см}^2.$$

Напруження σ_{by} при відсутності напружених хомутиків в конструкції армування балки дорівнює нулю:

$$\sigma_{by} = 0.$$

Головні стискальні напруження складають

$$\sigma_{mc} = \frac{1}{2}(-0,86 + 0,0) - \frac{1}{2}\sqrt{(-0,86 - 0,0)^2 + 4 \cdot 4,14^2} = -10,3 \text{ МПа},$$

отже умова (5.11) виконується:

$$-10,3 \text{ МПа} < 19,6 \text{ МПа}.$$

Умова обмеження головних розтягувальних напружень по висоті перерізу має вигляд

$$\sigma_{mt} = \frac{1}{2}(\sigma_{bx} + \sigma_{by}) + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_{bx} - \sigma_{by})^2 + 4\tau_b^2} \leq \max \sigma_{mt},$$

де граничне значення напруження $\max \sigma_{mt}$ визначається згідно [1], п. 3.103

в залежності від співвідношення:

$$\frac{\sigma_{mc}}{R_{b,mc2}} = \left| \frac{-10,3}{19,6} \right| = 0,52 \Rightarrow \max \sigma_{mt} = 0,68 R_{bt,ser} = 0,68 \cdot 2,1 = 1,428 \text{ (МПа)},$$

Напруження в бетоні:

$$\sigma_{bx} = \frac{67,5 \cdot 296,84 + 80,5 \cdot 264,86 + 31578,3}{55003,5} + \frac{-11784969,7}{1485264808,3} 275,98 = -0,86 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{mt} = \frac{1}{2}(-8,6 + 0,0) + \frac{1}{2}\sqrt{(-8,6 - 0,0)^2 + 4 \cdot 4,14^2} = -10,3 \text{ МПа},$$

отже умова виконується:

$$-10,3 \text{ МПа} < 1,428 \text{ МПа}.$$

6. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТІВ

Попередньо напружені залізобетонні мости нерозрізний системи споруджують різними способами.

Нерозрізні прогонові будови можна збирати з цільно-перевозимих балок, з'єднаних між собою в нерозрізну систему шляхом встановлення над проміжними опорами високоміцної арматури, напружуваної після омонолічування швів між торцями цих балок. Цей метод застосовується при перекритті прольотів довжиною до 50-65 м.

Збірні нерозрізні прогонові будови можна монтувати шляхом встановлення великих блоків за допомогою плавучих опор. Застосування цього методу раціонально при багаторазовому повторенні операцій на будівельному об'єкті. Перевезення великих блоків на плаву дає можливість вести паралельно роботи зі спорудження опор в руслі та збірку або бетонування прогонових будов на березі, але вимагає додаткових дорогих пристроїв.

При спорудженні ряду великих мостів монтаж нерозрізних прогонових будов був здійснений методом навісної збірки з подачею блоків на плаву або по зібраної частини мосту.

При спорудженні мостів з прольотами від 18 до 50 м за кордоном отримав розповсюдження метод попролетного бетонування, заснований на послідовному і багаторазовому використанні інвентарних риштувань і опалубки при будівництві мостів з однаковими прогоновими будовами постійної висоти.

Для спорудження нерозрізних прогонових будівель з монолітного залізобетону при сприятливих умовах ефективним виявляється метод навісного бетонування.

Заплавні та анкерні частини прогонових будов нерозрізних систем бетонують на риштуванні в дерев'яній опалубці.

Річкові прогонові будови нерозрізних систем бетонують на риштуваннях, якщо це дозволяють умови судноплавства, і при малій висоті моста. При інтенсивному судноплаванні, великій глибині води, скельних ґрунтах доцільно навісне бетонування за схемами, аналогічними схемами навісного складання. Роботи ведуться в спеціальних агрегатах, які є підмостками та опалубкою. На рис. 6.1 а показаний агрегат з похилою рамою (шевром). До балок 7 на тяжах 5 підвішені риштування з опалубкою. Рамою 4 піднімається з плавучих засобів арматурний каркас блоку та бетонна суміш.

На рис. 6.1 б наведений агрегат з консольними балками. Для зручності подачі бетонної суміші по готовій частині прогонової будови застосовують агрегат із консольними фермами, розташованими під прогоновим будовою (рис. 6.1, в).

Бетонування проводиться секціями довжиною 2-3 м. Після набору бетоном необхідної міцності пучки, пропущені в каналах, натягуються з упором домкратів в торець секції (натяг на бетон), після чого виробляють розкручування, і агрегат переміщується для бетонування наступної секції.

Надзвідну будову після розкручування доцільно збирати з готових елементів, що мають невеликі розміри та масу та виготовляються на заводі або приоб'єктному полігоні. Для подачі бетону та елементів застосовуються такі ж крани, як і при спорудженні збірної прогонової будови.

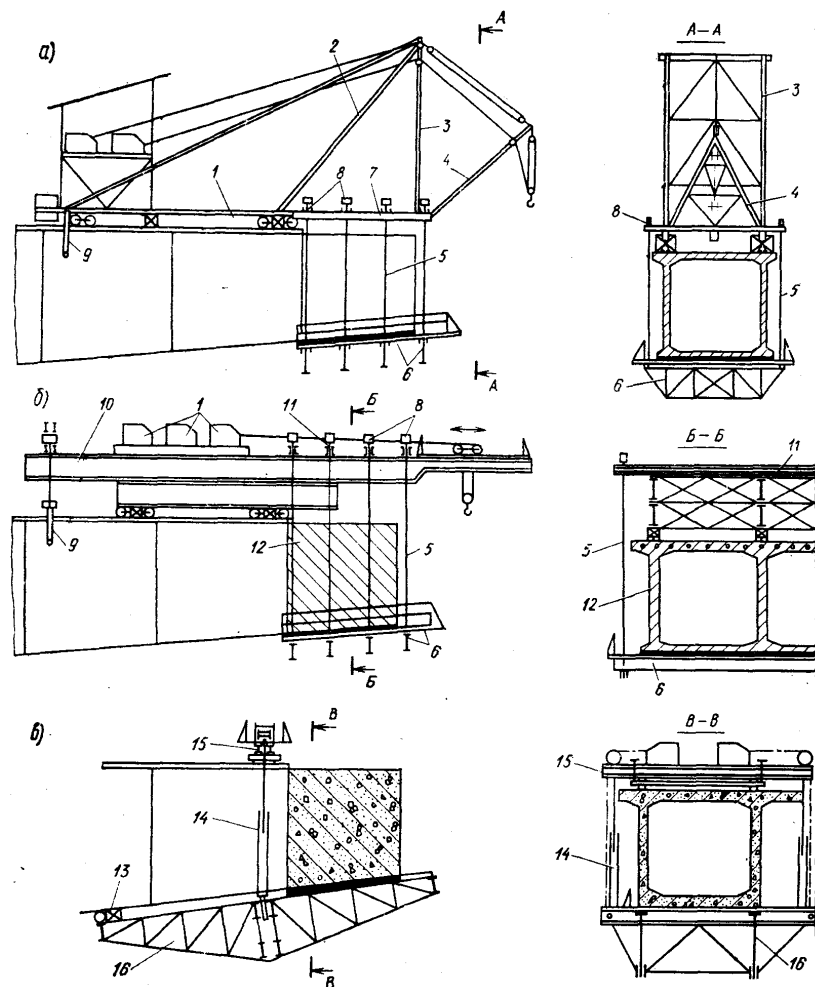


Рисунок 6.1 – Агрегати для навісного бетонування балкової прогонової будови:

1 - Опорна рама; 2 похила рама; 3 - підвіска; 4 - рама (шевр) крана; 5 - тяжі; 6 - риштування; 7 - балки; 8 - гідравлічні домкрати; 9 - анкер; 10 - консольна балка; 11 - поперечна балка; 12 - бетонована секція; 13 - гідродомкрат; 14 - підвіски; 15 - поперечна балка; 16 - ферма

РОЗДІЛ 7 ВИМОГИ БЕЗПЕКИ ДО РОБОЧИХ МІСЦЬ ПІД ЧАС ВИКОНАННЯ РОБІТ НА ВИСОТІ

Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті (далі – Правила) поширюються на суб'єктів господарювання, які організовують або виконують роботи на висоті, у тому числі верхолазні роботи, і встановлюють вимоги безпеки і охорони праці під час здійснення будівництва, монтажу (демонтажу) конструкцій і обладнання, ремонту, реконструкції, експлуатації об'єктів [16].

Правила встановлюють єдиний порядок організації і виконання робіт на висоті з метою забезпечення безпеки працівників. До виконання робіт на висоті допускаються особи, не молодше 18 років, та які пройшли:

- професійний добір відповідно до Переліку робіт, де є потреба у професійному доборі, затвердженого спільним наказом Міністерства охорони здоров'я України та Державного комітету України з нагляду за охороною праці від 23.09.94 № 263/121, зареєстрованого в Міністерстві юстиції України 25.01.95 за № 18/554;
- медичний огляд відповідно до вимог Положення про медичний огляд працівників певних категорій, затвердженого наказом Міністерства охорони здоров'я України від 31.03.94 №45, зареєстрованого в Міністерстві юстиції України 21.06.94 за № 136/345;
- спеціальне навчання та перевірку знань з охорони праці відповідно до вимог Типового положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці, затвердженого наказом Державного комітету України з нагляду за охороною праці від 26.01.2005 № 15, зареєстрованого в Міністерстві юстиції України 15.02.2005 за № 231/10511 (далі - НПАОП 0.00-4.36-05);
- навчання та перевірку знань з протипожежної безпеки осіб, які виконують вогневі роботи, відповідно до вимог Правил пожежної безпеки в Україні, затверджених наказом Міністерства України з питань надзвичайних ситуацій від 19.10.2004 № 126, зареєстрованих у Міністерстві юстиції України 04.11.2004 за № 1410/10009 (далі - НАПБ А.01.001-04) [16].

Під час організації робіт на висоті слід урахувати, що основними небезпечними виробничими факторами під час виконання цих робіт є падіння працівника або падіння предметів; супутніми можуть бути фактори: пожежна небезпека, дія електричного струму, підвищені рівні запиленості, загазованості повітря, шуму, несприятливі кліматичні умови тощо.

Для створення безпечних умов під час виконання робіт на висоті необхідно:

- забезпечити наявність, міцність і стійкість огорожень, риштувань, настилів, драбин тощо;
- забезпечити працівників необхідними засобами захисту та використовувати їх за призначенням;
- виконувати у повному обсязі організаційні та технічні заходи, передбачені цими Правилами;
- застосовувати технічно справні машини, механізми і пристрої,
- укомплектовані необхідною технічною документацією;
- забезпечити необхідну освітленість на робочих місцях та безпечні проходи до них;
- уживати заходи щодо усунення або зменшення впливу шкідливих та/або небезпечних факторів;
- урахувати метеорологічні умови, а також стан здоров'я працівників, які виконують роботи на висоті.

На кожному підприємстві залежно від місцевих умов і особливостей виробництва роботодавець затверджує наказом перелік робіт на висоті, які виконуються за нарядами-допусками.

Огородження, що встановлюються на робочих місцях, і проходи до них на висоті мають відповідати вимогам ГОСТ 12.4.059-89.

Межі небезпечних зон поблизу частин машин, що рухаються, визначаються відстанню не менше 5 м, якщо немає інших підвищених вимог у документах з експлуатації виробників.

У разі одностороннього примикання настилів (перекриття) до стін, слід огорожувати прорізи в стінах, якщо їх нижній край розташований на висоті менше 0,7 м від рівня настилу (перекриття).

Межі небезпечних зон в місцях, над якими переміщуються вантажі вантажопідіймальними кранами, а також поблизу будівель і споруд під час здійснення будівництва, монтажу (демонтажу) конструкцій і обладнання, ремонту, реконструкції, експлуатації тощо об'єктів та під час виконання електрозварювальних робіт на висоті зазначені у СНиП III-4-80*.

Площадки та драбини мають відповідати вимогам ГОСТ 26887-86.

Драбини чи скоби, що використовуються для підймання або опускання працівників на робочі місця, розташовані на висоті більше 5 м, мають бути обладнані пристосуваннями для закріплення стропа запобіжного пояса (канат з уловлювачем та ін.). Запобіжні пояси застосовуються відповідно до 4.2 цих Правил.

Кожна драбина повинна бути міцною, надійно закріпленою і мати достатню довжину, щоб забезпечувати надійну опору для рук та ніг працівників у будь-якому робочому положенні.

Небезпечна зона навкруги щогл (веж) визначається відстанню від центра щогли (вежі), яка дорівнює $1/3$ її висоти.

Проходи, проїзди, переходи до робочих місць а також сходи, площадки тримають справними і чистими, а розміщені просто неба – необхідно очищати від снігу і льоду та посипати піском.

Настили площадок і переходів, а також поручні до них надійно закріплюються. На період проведення ремонтних робіт замість знятих поручнів слід установлювати тимчасові справні огороження.

Ширина проходів до робочих місць і на робочих місцях встановлюється не менша 0,6 м, а висота проходів - не менша 1,8 м.

Прорізи в перекиданнях, які призначаються для монтажу обладнання, ліфтів, сходів тощо, до яких можливий доступ людей, слід закрити суцільними

настилами або обладнати огороженнями із вивішеними на них відповідними плакатами та знаками безпеки.

Кожний отвір в робочій площадці обладнується відповідними засобами для запобігання падінню людей чи предметів.

На робочих місцях не допускається розміщувати та накопичувати матеріали, що не використовуються для роботи.

Матеріали, вироби, елементи конструкцій тощо під час приймання і складування на робочих місцях, що знаходяться на висоті, знаходяться у кількості, яка необхідна для поточної роботи, і складається таким чином, щоб не захаращувати робочі місця і підходи до них. При цьому враховуються розрахункові значення допустимих навантажень на настили, площадки тощо.

Металеві риштування, що використовуються під час виконання робіт на висоті, заземлюються.

У разі одночасного виконання робіт по одній вертикалі робочі місця, що розташовані нижче, обладнуються зверху відповідними захисними пристроями (настилами, сітками, козирками тощо), які встановлюються на відстані не більше 6 м по вертикалі від вищерозташованого робочого місця.

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. Борщов В.І., Закора О.Л. Мости і труби. У 4т.-Д: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2007.- т.1. Дерев'яні мости. - 536с.
5. Борщев В.І., Закора О.Л. Мости і труби. У 4т. –Д: Вид-во Дніпропет. Нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна,-2012,-т.2: у 2 ч. 4.1: Залізобетонні мости і труби-2012,-434с.
6. Борщов В.І., Мости і труби; підручник: у 4т. (В.І. Борщов, О.Л. Закора,-Д: Вид-во Дніпропет. нац. ун-т залізн. трансп. Ім. акад. В.Лазаряна,-2012;-т2: у 2ч ч2) Залізобетонні мости і труби.-456с.
7. Лучко Й. Й. Конструкції будівель і споруд : Підручник / Лучко Й.Й., Назаревич Б.Л., Ковальчук В.В. . – Львів : Каменяр, 2018 – 745 с..
8. Конспект лекцій з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. Частина 1 / . – Тернопіль : ТНТУ, 2018 – 221 с. – Режим доступу: <https://koha.tntu.edu.ua/cgi-bin/koha/opac-detail.pl?biblionumber=325051>
9. Распопов О.С. Техніко-економічне порівняння варіантів залізобетонного моста. Методичні вказівки для курсового та дипломного проектування (О.С. Распопов., В.Е.Артёмов., М.М. Попович.-Д.:2010.-23с.
10. Распопов О.С. Розрахунок прогонової будови з попередньо напружуваного залізобетону: Методичні вказівки для курсового і дипломного проектування. О.С. Распопов., В.Е. Артёмов., М.М. Попович.-Д.: 2010,-44 с.
11. Ключник С. В., Попович М. М. Розрахунок розрізної прогонової будови з попередньо напружуваного залізобетону 1 частина. Методичні вказівки до курсового та дипломного проектування мостів. .-Д.: 2022,-29 с
12. Ключник С. В., Попович М. М. Розрахунок розрізної прогонової будови з попередньо напружуваного залізобетону 2 частина. Методичні вказівки до курсового та дипломного проектування мостів. .-Д.: 2022,-56 с
13. Ключник С. В., Попович М. М. Приклад розрахунку розрізної прогонової будови з попередньо напружуваного залізобетону. Методичні вказівки до курсового та дипломного проектування мостів. .-Д.: 2022,-59 с
14. С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М. Тригер та ін. Організація будівництва. Підручник – К.:Кондор, 2007. – 521 с.
15. Білецький А. А. Організація і технологія будівельних робіт: навч. посібн. – Рівне: НУВГП, 2007 – 202 с.
16. НПАОП 0.00-1.15-07 Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті