

ОПТИМІЗАЦІЯ МОНОЛІТНИХ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ

Луценко Р.Ю., ДМ-61-20, ХНАДУ

Керівник: к.т.н., доц. каф. МКБМ – Краснов С.М.

Популярність залізобетонних мостів пояснюється численними перевагами. Такі капітальні споруди наділені всіма перевагами залізобетону, такими як міцність, стійкість до будь-якого типу впливів, невибагливістю до відходу на відміну від сталевих споруд. Правильне проектування і якісне виконання всіх стадій будівництва мінімізують витрати по утриманню залізобетонної конструкції. Залізобетонні мости мають одну головну особливість - невисокий витрата металу в порівнянні зі сталевими виробами [1-6].

Залізобетонна конструкція має важливі плюси.

1. Підвищена жорсткість і монолітність - властивості, що забезпечують можливість створити міст за результатами проектування з вигідними схемами, як з конструктивної, так і з економічного боку.

2. Можливість застосування доступного будматеріалу, такого як пісок, щебінь, гравій, що істотно прискорює і здешевлює перевезення витратних будівельних речовин.

3. Технологія зведення виробів із залізобетону повністю механізована і здійснюється індустріальними способами.

4. Високі експлуатаційні якості, такі як міцність, надійність, довговічність.

Мостам із залізобетону характерна особливість - зміцнення і поступове наростання міцності бетонного матеріалу. Будь-якому залізобетонному мосту характерна здатність протистояти динамічним навантаженням і тимчасово збільшується зусиллям.

Основними недоліками залізобетонних мостів є масивність, висока тепло- і звукопровідність, низька опірність до дії розтягуючих зусиль, ризик розтріскування зовнішніх бетонних шарів через усадки і напруг в залізобетонному матеріалі, що виникають за технологією.

Мета роботи – аналіз конструктивних особливостей балкових монолітних прольотних будов автодорожніх мостів

Об'єкт дослідження – монолітні прогонові будови транспортних споруд.

Метод дослідження – теоретичний

Завдання дослідження:

- Розглянути світовий досвід проектування і будівництва монолітних залізобетонних прольотних будов мостів;

- Запропонувати найбільш ефективні конструкції монолітних прогонових будов мостових транспортних споруд.

До основних статичних схем залізобетонних мостів відносяться:

- Балкові розрізні
- Балкові температурно-нерозрізні
- Балкові нерозрізні

- Прості рамні системи
- Рамні системи з похилими стійками
- Консольні і консольно-підвісні балкові системи
- Рамно-балкові системи
- Рамно-консольні системи
- Аркові з іздою поверху (понизу, посередине)
- Вантові мости (с одним та декількома пілонами)

За типом поперечного перерізу залізобетонні мости діляться на:

- Плитні;
- Ребристі;
- Плитно-ребристі;
- Коробчасті.

Найбільш популярними є ребристі прогонові будови (рис. 1).

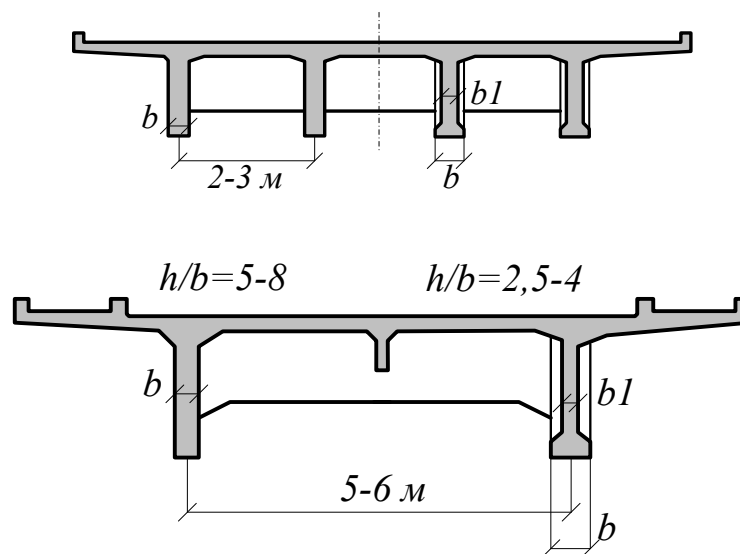


Рисунок 1 – Ребристі прогонові будови

З метою вибору раціональної кількості прольотів було розглянуто монолітну прогонову будову з різною кількістю, але

рівних за довжиною прольотів. Зусилля в прольотах визначено від власної ваги однакових перерізів (рис. 2).

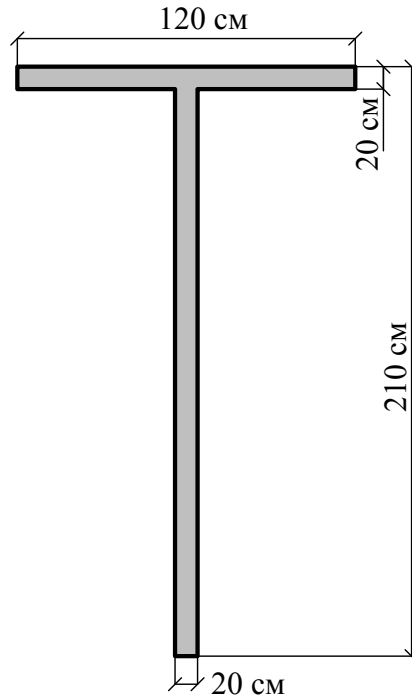


Рисунок 2 – Поперечний переріз розрахункової балки

Визначення зусиль в перерізах прольоту визначено за допомогою програмного комплексу ПК «ЛІРА» [8]. Порівняння зусиль виконано для прольотів 42 м; 2×42 м; 3×42 м; 4×42 м; 5×42 м. Максимальні (мінімальні) зусилля в основних перерізах прольотів наведено в таблиці 1.

Таблиця 1 - Зусилля в перерізах прогонової будови

Довжина прольотів, м	Перерізи					Примітки
	1	2	3	4	5	
42	922,79					
2x42	230,91	-409,55				
3x42	262,48	-328,07	81,13			
4x42	253,19	-351,48	119,05	-234,41		
5x42	255,04	-345,32	109,07	-259,04	151,05	

Аналіз даних таблиці 1 свідчить про те, що найбільш раціональні нерозрізні трьохпрольотні прогонові будови.

Важливим питанням є вибір раціонального співвідношення прольотів.

Виконано розрахунок найбільш раціонального відношення прольотів для трьох прольотної нерозрізної балки від власної ваги за допомогою ПК «ЛІРА». Довжину прогонової будови залишаємо незмінною $L=126$ м. Рекомендоване [5, 6] співвідношення прольотів $l_1 : l_2 \approx 0,8 - 0,9$.

Розглянуто декілька співвідношень довжин прольотів: 40+42+40 м, 39+48+39 м, 38+50+38 м, 39,5+47+39,5 м, 38,5+49+38,5 м, 38,75+48.5+38,75 м.

Результати розрахунків наведено на рис. 3.

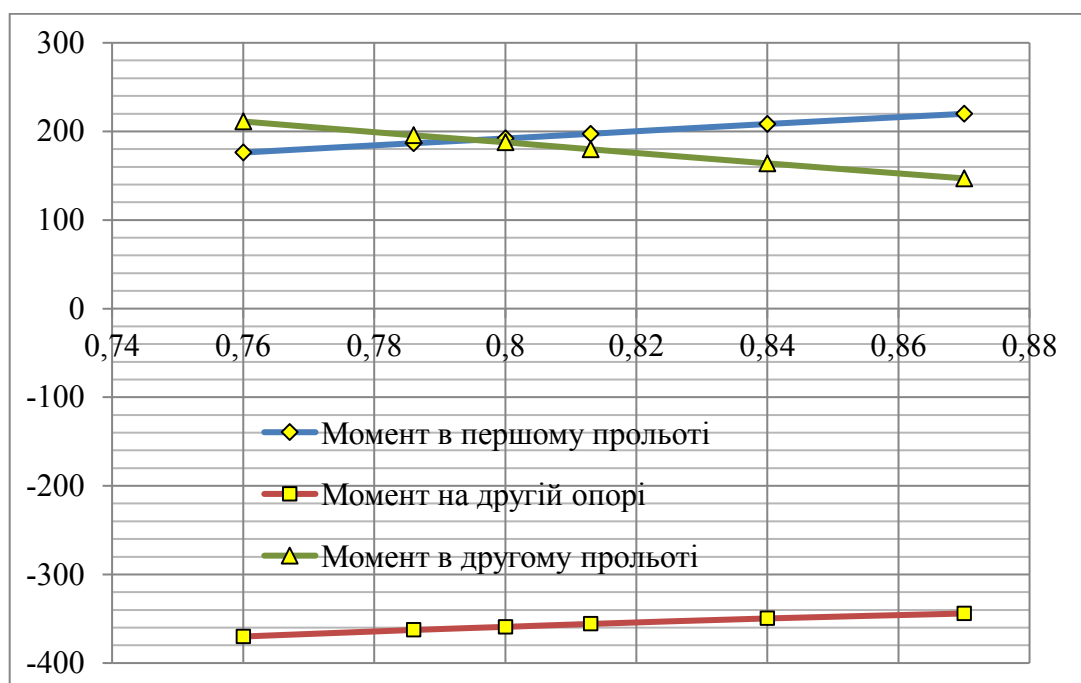


Рисунок 3 – Зусилля в перерізах прольоту в залежності від співвідношення прольотів $l_1 : l_2$

Аналіз порівняння згинальних моментів для різних співвідношень прольотів свідчить про те, що найбільш раціональне є співвідношення $l_1 : l_2 = 0,8$, для якого виконуємо подальші розрахунки з визначення зусиль від постійного та тимчасового навантажень.

Для приклада виконано розрахунок мотса розташованого на дорозі IV категорії з габаритом 9 м і тротуарами по 1,25 м (рис. 4). Нерозрізна прогонова будова має прольоти за схемою 19,2+24+19,2 м Розрахунок виконуємо за допомогою ПК «ЛІРА» [8]. З метою перевірки розрахунків виконано розрахунок з використанням ліній впливу за звичайною методикою (рис. 5). [10 - 12].

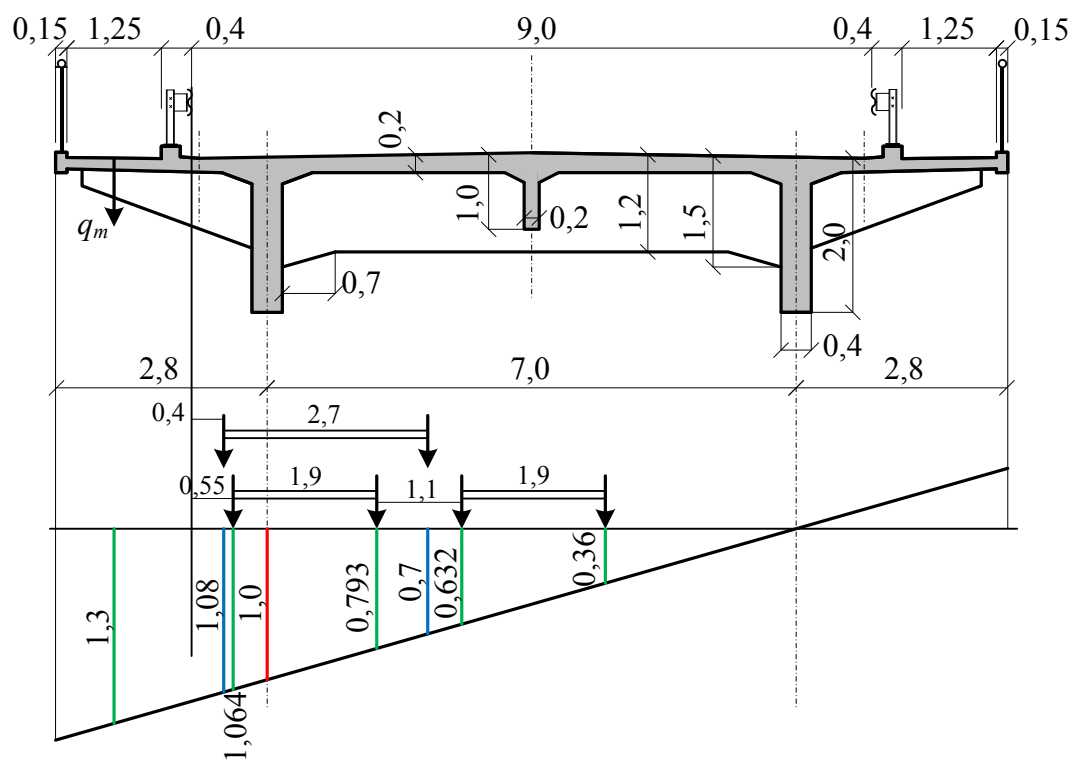


Рисунок 4 – Поперечний переріз прогонової будови. Завантаження лінії впливу розподілу тимчасового навантаження

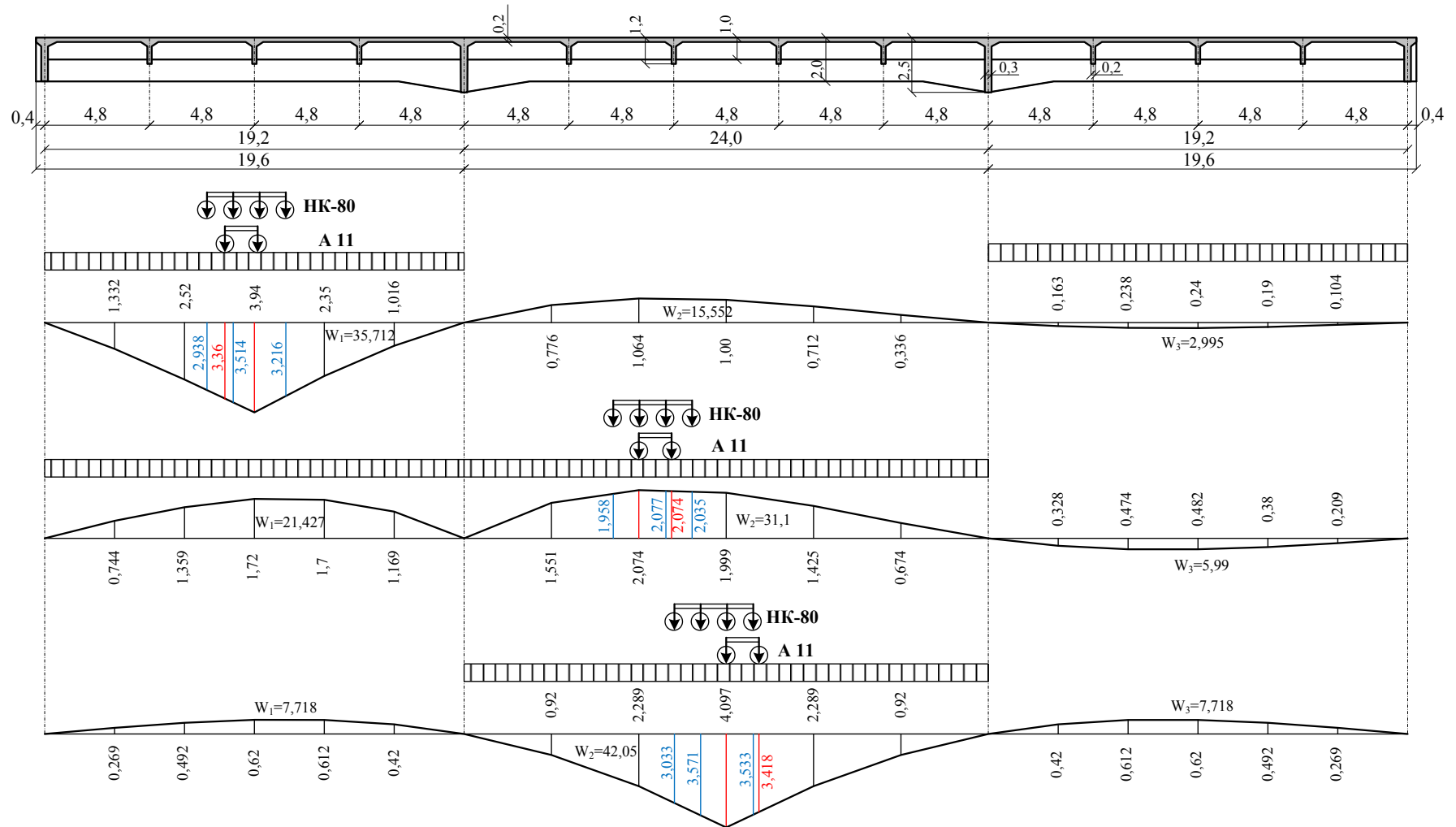


Рисунок 5 – Лінії впливу згинальних моментів в розрахункових перерізах прогонової будови і їх завантаження рухомим навантаженням А 11 та НК-80

Результати розрахунків згинальних моментів наведено в табл. 2.

Таблиця 2 – Сумарні згинальні моменти у розрахункових перерізах

Номер перерізу	Згинальний момент від постійного навантаження	Згинальний момент від навантаження А 11	Згинальний момент від навантаження НК-80	Сумарний згинальний момент від постійного і навантаження А 11	Сумарний згинальний момент від постійного і навантаження НК-80
1	2324,07	3105,87	2373,78	5429,94	4697,85
2	4671,22	2487,97	1419,76	7159,19	6090,96
3	2671,25	3249,60	2482,97	5920,85	5154,22

Максимальні розрахункові моменти виникають від навантаження А 11. Ці дані враховані у подальших розрахунках кількості робочої арматури.

Для визначення кількості робочої арматури в розрахункових перерізах необхідно визначитись з їх геометричними розмірами. Розрахункові перерізи в середині першого і другого прольотів – таврові. Для таврових перерізів необхідно визначити максимальну розрахункову ширину полиці у умов:

$$- \quad b'_f = 2 \cdot 6 \cdot h_f + b = 2 \cdot 6 \cdot 20 + 40 = 280 \text{ см};$$

$$- \quad b'_f = 2 \cdot \frac{1}{6} l_p + b = 2 \cdot \frac{1}{6} \cdot 19,2 + 40 = 320 \text{ см};$$

$$- \quad b'_f = \frac{1}{2} B = \frac{1}{2} \cdot 7 = 350 \text{ см};$$

Приймаємо розрахункову ширину полиці $b'_f = 280 \text{ см}$.

Розрахунковий переріз головної балки в середині першого і другого прольотів наведено на рис. 6.

Для моменту на опорі 2 розрахунковий переріз – прямокутний (рис. 7), в зв'язку з тим, що момент негативний і границя стиснутої зони розташована знизу.

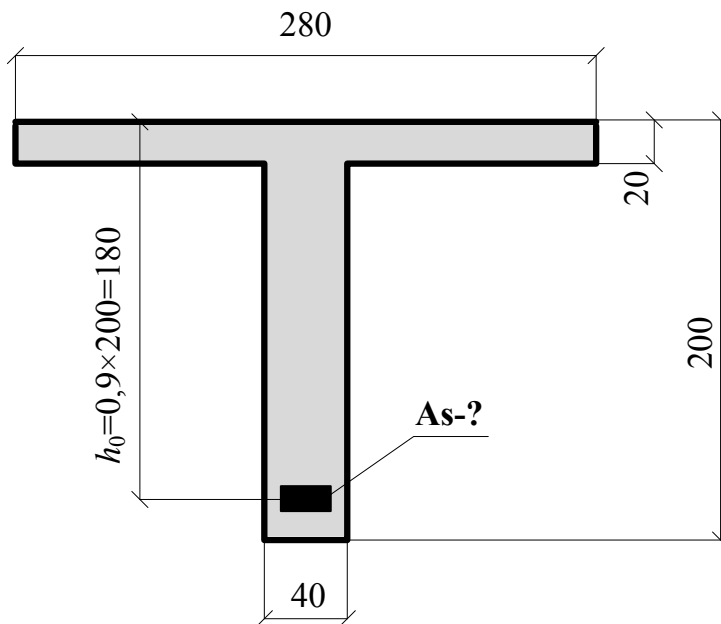


Рисунок 6 – Розрахунковий переріз головної балки у першому і другому прольотах

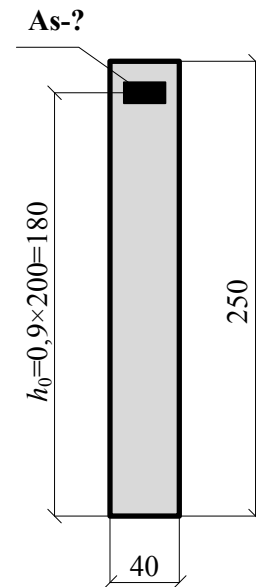


Рисунок 7 – Розрахунковий переріз на другій опорі

Матеріали конструкції:

- Бетон важкий класу В 30 ($R_b=17$ МПа, $R_{bt}=1,2$ МПа);
- Арматура робоча класу А III ($R_s=365$ МПа).

Послідовність виконання розрахунку арматури для перерізів в середині першого і другого прольотів:

1) Визначаємо робочу висоту перерізу $h_0 \approx 0,9h$;

2) Визначаємо коефіцієнт A_0 , $A_0 = \frac{M}{R_b \cdot h_0^2 \cdot b_f}$;

3) Визначаємо відносну висоту стиснутої зони бетону ξ ,

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 4 \cdot 0,5 \cdot A_0};$$

4) Потрібна площа робочої арматури визначається за формулою:

$$A_s = \xi \cdot b'_f \cdot h_0 \frac{R_b}{R_s}.$$

З метою полегшення розрахунків була складена програма визначення площі робочої арматури для різних параметрів конструкції і зусиль в програмі «Microsoft Excel»

Необхідна площа і кількість стержнів робочої арматури в залежності від згинального моменту і перерізу наведено в табл. 3.

Таблиця 3 – Кількість стержнів робочої арматури в перерізах балки

Діаметр робочої арматури, мм (площа стержня)	Момент в 1-му прольоті $M_1=5429,94\text{кНм}$ $A_s=84,2\text{ см}^2$	Момент на 2-й опорі $M_2=7159,19\text{кНм}$ $A_s=99,3\text{ см}^2$	Момент в 2-му прольоті $M_3=5920,85\text{кНм}$ $A_s=91,96\text{ см}^2$
1	2	3	4
Ø 20 (3,142)	24	32	27
Ø 22 (3,801)	20	26	22
Ø 25 (4,909)	16	20	17
Ø 28 (6,158)	12	16	14
Ø 32 (8,042)	10	12	11

З метою порівняння кількості робочої арматури в перерізах головної балки виконано аналіз залежності площі робочої арматури від висоти перерізу (рис. 8).

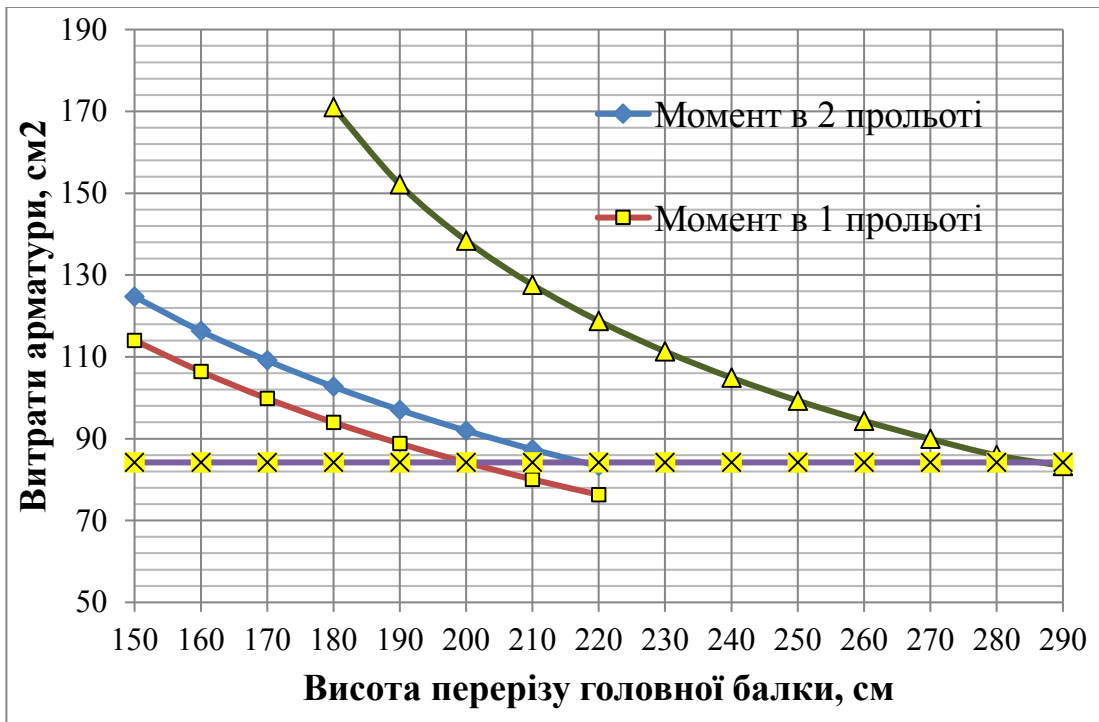


Рисунок 8 – Витрати арматури в залежності від висоти перерізу головної балки

Аналіз результатів розрахунків свідчить про те, що найбільш раціональними є співвідношення висоти балки в прольотах: $h_1/h_2=0,9$; $h_1/h_{оп}=0,7$.

Варіанти розміщення арматури в розрахункових перерізах головної балки наведено на рисунках 9 – 10.

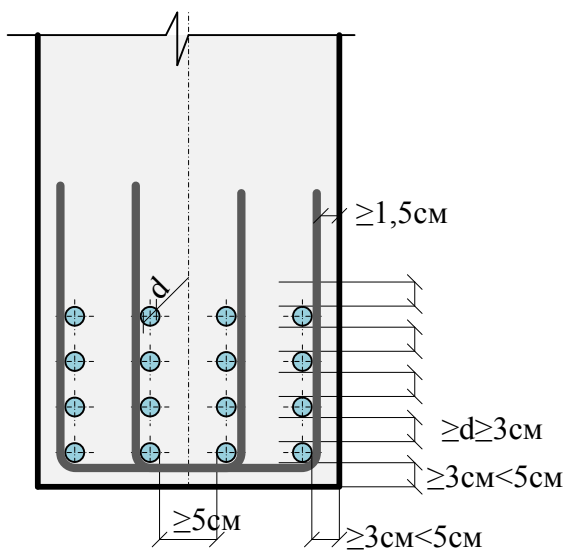


Рисунок 9 – Розміщення робочої арматури діаметром 25 мм

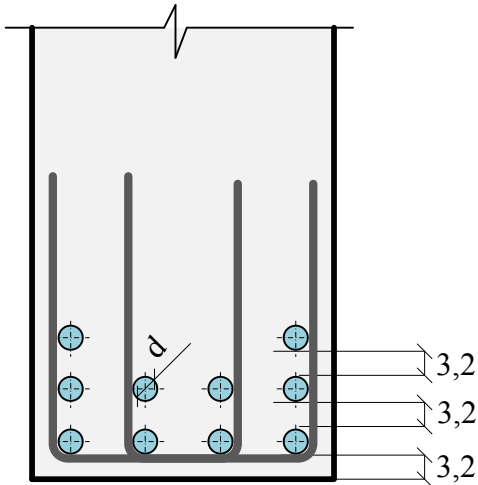


Рисунок 10 – Розміщення
робочої арматури діаметром
32 мм

Висновки

1. На підставі визначення згинальних моментів для різної кількості однакових прольотів найбільш раціональною є схема трьох прольотної будови.
2. Для трьох прольотної будови найбільш раціональним є співвідношення прольотів $0,8 \cdot l_1 + l_1 + 0,8 \cdot l_1$.
3. Найраціональніше є співвідношення висот головної балки у прольотах як: $h_1/h_2=0,9$; $h_1/h_{оп}=0,7$.
4. Для збільшення несучої здатності розрахункових перерізів найраціональніше приймати меншу кількість стержнів робочої арматури, але більшого діаметру.

Література:

1. Мосты и сооружения на дорогах: учебник / П.М. Саламахин, П.М., Воля О.В., Лукин Н.П. и др.; под. ред. П.М. Саламахина; ч.1 и 2. – М.: Транспорт, 1991. – 322 с. и 448 с.

2. Инженерные сооружения в транспортном строительстве; под ред. П.М. Саламахина / П.М. Саламахин, Л.В. Маковский, В.И. Попов и др. – М.: Издательский центр «Академия», 2007. – 272 с.
3. Мости: Конструкції та надійність / Й.Й. Лучко, П.М. Коваль, А.І. Лантух-Лященко та ін.; за ред. В.В. Панасюка і Й.Й. Лучка. – Львів: Каменяр, 2005. – 989 с.
4. Поливанов Н.И. Железобетонные мосты на автомобильных дорогах (Проектирование и расчет) / Н.И. Поливанов. – М.: Научно-техническое издательство автотранспортной литературы, 1956. – 624 с.
5. Назаренко Б.П. Железобетонные мосты: учебник / Б.П. Назаренко. – М.: Вища Школа, 1970. – 432 с.
6. Российский В.А. Примеры проектирования сборных железобетонных мостов: учебное пособие / В.А. Российский, Б.П. Назаренко, Н.А. Словинский; Под ред. В.А. Российский. – М.: Вища школа, 1970. – 520 с.
7. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування: ДБН В.2.3 – 22:2009. – [Чинний від 2009-11-11]. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с. – (Державні будівельні норми України).
8. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – К.: Факт, 2006. – 344 с.
9. Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций: учебное пособие / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. – Х.: НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.

10. Голеско В.О. Визначення зусиль в елементах нерозрізних прольотних будов мостів: навч. посібник / В.О. Голеско, С.М. Краснов. – Х.: ХНАДУ, 2011. – 156 с.
11. Лившиц Я.Д. Примеры расчета железобетонных мостов: учебное пособие / Я.Д. Лившиц, М.М. Онищенко, А.А. Шкуратовский. – Киев: Вища шк. Головное изд-во, 1986. – 263 с.
12. Розрахунок деяких елементів залізобетонних автодорожніх мостів: навчальний посібник; під ред. В.П. Кожушко / В.П. Кожушко, С.М. Краснов, С.О. Бугаєвський та ін. – Х.: ХНАДУ, 2012. – 520 с.