

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та
природокористування

Навчально-науковий інститут будівництва та архітектури
Кафедра автомобільних доріг, основ та фундаментів

03-03-121М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять та курсового проекту
з навчальної дисципліни «**Проектування інженерних споруд
на автомобільних дорогах**»

для здобувачів вищої освіти другого (магістерського) рівня
за освітньо-професійною програмою «Автомобільні дороги та
аеродроми» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна
інженерія» денної та заочної форми навчання

Рекомендовано
науково-методичною радою
з якості ННІБА
Протокол № 1 від 29.08.2023 р.

Рівне – 2023

Методичні вказівки до практичних занять та курсового проекту з навчальної дисципліни «Проектування інженерних споруд на автомобільних дорогах» для здобувачів вищої освіти другого (магістерського) рівня за освітньо-професійною програмою «Автомобільні дороги та аеродроми» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної та заочної форми навчання. [Електронне видання] / Крусь Ю. О., Павлюк А. П. – Рівне : НУВГП, 2023. – 90 с.

Укладач: Крусь Ю. О., канд. техн. наук, доцент кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів; Павлюк А. П., канд. техн. наук, старший викладач кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів.

Відповідальний за випуск: Кузло М. Т., д-р. техн. наук, професор, завідувач кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів.

Керівник групи забезпечення спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Кузло М. Т.

© Ю. О. Крусь
А. П. Павлюк, 2023
© НУВГП, 2023

Зміст

Передмова	4
1.Завдання та вихідні дані на курсове проектування	6
1.1 Основні завдання	6
1.2. Вихідні дані.....	6
2. Склад, зміст та оформлення курсового проекту.....	17
2.1 Розрахунково-пояснювальна записка	17
2.1.1 Структура розрахунково-пояснювальної записки.....	17
2.1.2 Вказівки до виконання та оформлення розрахунково- пояснювальної записки	18
2.1.3.Графічна частина проекту	20
2.1.4.Захист курсового проекту	21
Список використаної літератури.....	26
Додаток А - Приклад виконання курсового проекту	29

Передмова

Робочою програмою з навчальної дисципліни «Проектування інженерних споруд на автомобільних дорогах» для здобувачів вищої освіти другого (магістерського) рівня, які навчаються за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» освітньо-професійної програми «Автомобільні дороги та аеродроми» (АДіА), передбачено виконання фахового курсового проекту.

Метою виконання курсового проекту є закріплення знань, отриманих при вивченні теоретичного курсу, а також набуття практичних навичок проектування (розрахунку й конструювання) окремих транспортних конструкцій та інженерних споруд на автомобільних дорогах в цілому (мостів, шляхопроводів, транспортних естакад, віадуків, труб під насипами доріг, тунелів, підпірних стін та ін.). Інакше кажучи, майбутні фахівці повинні **вміти** (навчитись): компонувати об'ємно-планувальні й конструктивні схеми інженерних споруд на автомобільних дорогах; складати розрахункові схеми споруд і їхніх окремих елементів; збирати навантаження, виконувати статичні розрахунки й визначати зусилля в перерізах конструкцій від їхньої власної ваги та додаткових зовнішніх навантажень; виконувати розрахунки окремих елементів споруд за першою й другою групами граничних станів та здійснювати їхнє конструювання; розробляти заходи із захисту конструкцій і споруд в цілому від агресивної дії навколишнього середовища та ґрунтових вод; досліджувати й оцінювати їхній реальний експлуатаційний стан та забезпечувати нормальні умови експлуатації.

У курсовому проекті необхідно запроектувати комплекс споруд: однопрогонову будову моста зі збірних залізобетонних плитних або балкових елементів; односекційний транспортний тунель із монолітного або збірного залізобетону; кутикову консольну або ребристу (контрфорсну) підпірну стіну з монолітного залізобетону.

Для кожної зі споруд слід розробити об'ємно-планувальну та конструктивну схеми, зібрати навантаження та здійснити статичний розрахунок, визначити зусилля в перерізах окремих елементів споруд. Крім того, відповідно до індивідуального завдання, необхідно виконати конструктивний розрахунок та здійснити армування основних елементів лише якоїсь однієї із зазначених споруд.

Виконання проекту потребує від кожного виконавця глибоко усвідомлених знань теоретичного матеріалу; активної роботи з нормативною, навчальною, спеціальною й довідковою літературою; уміння втілювати отримані на аудиторних заняттях знання й навички в конкретні проектні рішення.

Курсовий проект складається з розрахунково-пояснювальної записки обсягом 30...35 сторінок набраного на комп'ютері тексту та графічної частини у вигляді 3-х окремих аркушів креслень стандартного паперу формату А2, виконаних із застосуванням спеціальних програмних комплексів для автоматизованого проектування.

Захист курсового проекту здійснюється публічно в присутності викладача кафедри та студентів освітньо-професійної програми АДіА. Така форма контролю якості виконання проекту зобов'язує кожного виконавця не лише розв'язати цілу низку індивідуальних завдань, але й засвідчити ступінь самостійності та глибини розробки проектних рішень. Під час захисту студент повинен аргументовано й переконливо відстоювати прийняті рішення та виконані ним розрахунки. Кожен із присутніх на захисті має право задавати питання.

1.Завдання та вихідні дані на курсове проектування

1.1 Основні завдання

У курсовому проекті необхідно одночасно вирішити такі завдання:

– скомпонувати прогонову будову моста, виконати статичний розрахунок та визначити внутрішні зусилля (згинальні моменти й поперечні сили) у характерних перерізах прогонової будови;

– запроектувати трасу та переріз транспортного тунелю, виконати статичний розрахунок та визначити внутрішні зусилля в перерізах основних елементів тунелю;

– скомпонувати кутикову консольну або ребристу (контрфорсну) підпірну стіну, здійснити статичний розрахунок та визначити внутрішні зусилля в перерізах основних елементів стіни;

– виконати конструктивний розрахунок та здійснити армування основних елементів лише якоїсь однієї зі споруд (відповідно до індивідуального завдання).

1.2. Вихідні дані

Вибір вихідних даних для виконання курсового проекту виконується з використанням таблиць 1...15.

Таблиця 1

Посилання для вибору вихідних даних

№ з/п	Назва параметра	Посилання на відповідну таблицю
1	Довжина елементів прогонової будови моста (l , м) та величина їхніх консольних ділянок обпирання (l_c , м)	Табл.2
2	Ширина (b , м) та кількість елементів прогонової будови (n , шт.) у поперечному перерізі моста	Табл.3

3	Тип несучого елемента прогонової будови моста	Табл.4
4	Зведена товщина бетону ($m_{зв}$, см) елементів прогонової будови моста	Табл.5
5	Товщина елементів дорожнього покриття (мм): сфальтобетону / армованого бетону	Табл.6
6	Клас тимчасового навантаження від рухомого складу автодорожнього моста (K ...)	Табл.7
7	Переміщення прогонової будови моста в деформаційному шві (Δl_g , см)	Табл.8
8	Тип конструкції тунелю	Табл.9
9	Рівень ґрунтових вод відносно поверхні землі ($h_{s.g.}$, м) та відстань до верху тунелю (h_m , м)	Табл.10
10	Характеристичне (нормативне) значення тимчасового рівномірно розподіленого навантаження, що діє на поверхні землі (q_n , кН/м ²)	Табл.11
11	Наявність мокрих процесів у тунелі	Табл.12
12	Характеристичні (нормативні) значення фізико-механічних характеристик ґрунту	Табл.12
13	Різновид кутикової підпірної стіни	Табл.13
14	Висота підпору ґрунту ($h_{пo}$, м) та висота підпірної стіни (h , м)	Табл.15
15	Розрахунковий опір ґрунту (R_0 , кПа)	Табл.14
16	Класи бетону (B) та арматури (A)	Табл.16

Таблиця 2

Довжина елементів прогонової будови моста (l , м) [над рискою] та величина їхніх консольних ділянок обпирання (l_c , м) [під рискою]

Остання цифра суми трьох останніх цифр шифру залікової книжки	Остання цифра шифру залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	<u>15</u> 0,20	<u>16</u> 0,25	<u>17</u> 0,30	<u>18</u> 0,35	<u>19</u> 0,40	<u>20</u> 0,45	<u>21</u> 0,50	<u>22</u> 0,55	<u>23</u> 0,60	<u>24</u> 0,65
1	<u>16</u> 0,20	<u>17</u> 0,25	<u>18</u> 0,30	<u>19</u> 0,35	<u>20</u> 0,40	<u>21</u> 0,45	<u>22</u> 0,50	<u>23</u> 0,55	<u>24</u> 0,60	<u>15</u> 0,65
2	<u>17</u> 0,20	<u>18</u> 0,25	<u>19</u> 0,30	<u>20</u> 0,35	<u>21</u> 0,40	<u>22</u> 0,45	<u>23</u> 0,50	<u>24</u> 0,55	<u>15</u> 0,60	<u>16</u> 0,65
3	<u>18</u> 0,20	<u>19</u> 0,25	<u>20</u> 0,30	<u>21</u> 0,35	<u>22</u> 0,40	<u>23</u> 0,45	<u>24</u> 0,50	<u>15</u> 0,55	<u>16</u> 0,60	<u>17</u> 0,65
4	<u>19</u> 0,20	<u>20</u> 0,25	<u>21</u> 0,30	<u>22</u> 0,35	<u>23</u> 0,40	<u>24</u> 0,45	<u>15</u> 0,50	<u>16</u> 0,55	<u>17</u> 0,60	<u>18</u> 0,65
5	<u>20</u> 0,20	<u>21</u> 0,25	<u>22</u> 0,30	<u>23</u> 0,35	<u>24</u> 0,40	<u>15</u> 0,45	<u>16</u> 0,50	<u>17</u> 0,55	<u>18</u> 0,60	<u>19</u> 0,65
6	<u>21</u> 0,20	<u>22</u> 0,25	<u>23</u> 0,30	<u>24</u> 0,35	<u>15</u> 0,40	<u>16</u> 0,45	<u>17</u> 0,50	<u>18</u> 0,55	<u>19</u> 0,60	<u>20</u> 0,65
7	<u>22</u> 0,20	<u>23</u> 0,25	<u>24</u> 0,30	<u>15</u> 0,35	<u>16</u> 0,40	<u>17</u> 0,45	<u>18</u> 0,50	<u>19</u> 0,55	<u>20</u> 0,60	<u>21</u> 0,65
8	<u>23</u> 0,20	<u>24</u> 0,25	<u>15</u> 0,30	<u>16</u> 0,35	<u>17</u> 0,40	<u>18</u> 0,45	<u>19</u> 0,50	<u>20</u> 0,55	<u>21</u> 0,60	<u>22</u> 0,65
9	<u>24</u> 0,20	<u>15</u> 0,25	<u>16</u> 0,30	<u>17</u> 0,35	<u>18</u> 0,40	<u>19</u> 0,45	<u>20</u> 0,50	<u>21</u> 0,55	<u>22</u> 0,60	<u>23</u> 0,65

Таблиця 3

Ширина (**b**, м) [над рисою] та кількість елементів
прогонової будови (**n**, шт.) [під рисою] у поперечному перерізі
моста

Остання цифра суми трьох останніх цифр шифру залікової книжки	Передостання цифра шифру залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0 ; 9	$\frac{0,92}{15}$	$\frac{0,80}{16}$	$\frac{0,90}{15}$	$\frac{1,00}{14}$	$\frac{1,10}{13}$	$\frac{1,20}{12}$	$\frac{1,30}{11}$	$\frac{1,40}{10}$	$\frac{1,50}{9}$	$\frac{1,60}{8}$
1 ; 8	$\frac{1,12}{13}$	$\frac{0,82}{16}$	$\frac{0,92}{15}$	$\frac{1,02}{14}$	$\frac{1,12}{13}$	$\frac{1,22}{12}$	$\frac{1,32}{11}$	$\frac{1,42}{10}$	$\frac{1,52}{9}$	$\frac{1,62}{8}$
2 ; 7	$\frac{1,24}{12}$	$\frac{0,84}{16}$	$\frac{0,94}{15}$	$\frac{1,04}{14}$	$\frac{1,14}{13}$	$\frac{1,24}{12}$	$\frac{1,34}{11}$	$\frac{1,44}{10}$	$\frac{1,54}{9}$	$\frac{1,64}{8}$
3 ; 6	$\frac{1,36}{11}$	$\frac{0,86}{16}$	$\frac{0,96}{15}$	$\frac{1,06}{14}$	$\frac{1,16}{13}$	$\frac{1,26}{12}$	$\frac{1,36}{11}$	$\frac{1,46}{10}$	$\frac{1,56}{9}$	$\frac{1,66}{8}$
4 ; 5	$\frac{1,56}{9}$	$\frac{0,88}{16}$	$\frac{0,98}{15}$	$\frac{1,08}{14}$	$\frac{1,18}{13}$	$\frac{1,28}{12}$	$\frac{1,38}{11}$	$\frac{1,48}{10}$	$\frac{1,58}{9}$	$\frac{1,68}{8}$

Таблиця 4

Тип несучого елемента прогонової будови моста

Проліт моста l , м	≤ 18	> 18
Тип несучого елемента прогонової будови	плитний	балковий

Таблиця 5

Зведена товщина бетону ($m_{зв}$, см) елементів прогонової будови моста

Параметр	Довжина елементів прогонової будови моста (l , м)				
	12...15	16...18	19...21	22...24	25...27
$m_{зв}$, см	20,4	21,6	22,9	24,4	26,1

Таблиця 6

Товщина елементів дорожнього покриття (мм):
асфальтобетону [над рискою] / армованого бетону [під рискою]

Передостання цифра шифру залікової книжки	Останя цифра суми двох останніх цифр шифру залікової книжки				
	0 ; 9	1 ; 2	3 ; 4	5 ; 6	7 ; 8
0 ; 9	$\frac{70}{55}$	$\frac{75}{45}$	$\frac{80}{50}$	$\frac{85}{45}$	$\frac{90}{40}$
1 ; 8	$\frac{80}{45}$	$\frac{75}{40}$	$\frac{90}{40}$	$\frac{75}{45}$	$\frac{75}{55}$
2 ; 7	$\frac{70}{50}$	$\frac{80}{45}$	$\frac{80}{40}$	$\frac{85}{40}$	$\frac{90}{45}$
3 ; 6	$\frac{75}{45}$	$\frac{90}{45}$	$\frac{75}{55}$	$\frac{75}{50}$	$\frac{80}{45}$
4 ; 5	$\frac{75}{40}$	$\frac{75}{45}$	$\frac{85}{40}$	$\frac{80}{55}$	$\frac{85}{45}$

Таблиця 7

Клас тимчасового навантаження від рухомого складу
автодорожнього моста (К...)

Третя цифра з кінця шифру залікової книжки	Остання цифра суми трьох останніх цифр шифру залікової книжки				
	0 ; 9	1 ; 8	2 ; 7	3 ; 6	4 ; 5
0 ; 2 ; 4 ; 6 ; 8	9	10	11	12	13
1 ; 3 ; 5 ; 7 ; 9	11	12	13	9	10

Примітка. Клас навантаження **К** чисельно дорівнює інтенсивності рівномірно розподіленого навантаження в $кН/м$.

Таблиця 8

Переміщення прогонової будови моста в деформаційному шві (Δ_g , см)

Параметр	Остання цифра шифру залікової книжки		
	0 ; 2 ; 4	6 ; 8 ; 7 ; 9	1 ; 3 ; 5
Δ_g , см	$\leq 1,0$	$\leq 1,5$	$> 1,5$ але $\leq 2,0$

Таблиця 9

Тип конструкції тунелю

Остання цифра шифру залікової книжки	Третя цифра з кінця шифру залікової книжки		
	1 ; 4 ; 7	2 ; 5 ; 8	0 ; 3 ; 6 ; 9
0 ; 2 ; 4	з 2-х П-подібних збірних елементів	з монолітного бетону	з П-подібного елемента та плити
5 ; 7 ; 9	з П-подібного елемента та плити	з 2-х П-подібних збірних елементів	з монолітного бетону
1 ; 3 ; 6 ; 8	з монолітного бетону	з П-подібного елемента та плити	з 2-х П-подібних збірних елементів

Таблиця 10

Рівень ґрунтових вод відносно поверхні землі ($h_{s.g.}$, м) [над ризику] та відстань до верху тунелю (h_m , м) [під ризику]

Остання цифра шифру залікової книжки	Третя цифра з кінця шифру залікової книжки				
	0 ; 1	2 ; 3	4 ; 5	6 ; 7	8 ; 9
0 ; 1	<u>5,2</u> 2,9	<u>5,4</u> 3,9	<u>5,6</u> 2,7	<u>5,8</u> 3,2	<u>6,0</u> 3,6
2 ; 3	<u>6,2</u> 3,7	<u>6,4</u> 3,5	<u>6,6</u> 4,2	<u>6,8</u> 4,8	<u>7,0</u> 3,4
4 ; 5	<u>7,2</u> 2,6	<u>7,4</u> 4,1	<u>7,6</u> 4,0	<u>7,8</u> 2,8	<u>8,0</u> 4,3
6 ; 7	<u>8,2</u> 3,1	<u>8,4</u> 3,0	<u>8,1</u> 4,4	<u>7,7</u> 4,5	<u>7,3</u> 4,6
8 ; 9	<u>6,9</u> 2,5	<u>6,7</u> 4,7	<u>7,9</u> 3,3	<u>7,1</u> 3,8	<u>7,5</u> 5,0

Таблиця 11

Характеристичне (нормативне) значення тимчасового рівномірно розподіленого навантаження, що діє на поверхні землі (q_n , кПа)

Остання цифра шифру залікової книжки	Передостання цифра шифру залікової книжки				
	0 ; 1	2 ; 3	4 ; 5	6 ; 7	8 ; 9
0 ; 1	10	11	12	13	14
2 ; 3	15	16	17	18	18,5
4 ; 5	10,5	11,5	12,5	13,5	14,5
6 ; 7	15,5	16,5	17,5	12,8	15,8
8 ; 9	20,0	19,0	18,8	19,8	17,8

Таблиця 12

Наявність мокрих процесів у тунелі

Остання цифра шифру залікової книжки	Передостання цифра шифру залікової книжки	
	1 ; 3 ; 5 ; 7 ; 9	0 ; 2 ; 4 ; 6 ; 8
0 ; 2 ; 4 ; 6 ; 8	наявні	відсутні
1 ; 3 ; 5 ; 7 ; 9	відсутні	наявні

Таблиця 13

Характеристичні (нормативні) значення фізико-механічних характеристик ґрунту

Передостання цифра шифру залікової книжки	Остання цифра суми двох останніх цифр шифру залікової книжки					
	0	1 ; 2	3 ; 4	5 ; 6	7 ; 8	9
Об'ємна вага ґрунту природної (непорушеної) будови ($\gamma_{sp,n}$, кН/м ³) [над ризикою] і питома вага ґрунту (тобто ваги одиниці об'єму його твердих частинок) (γ_s , кН/м ³) [під ризикою]						
0 ; 9	<u>18,0</u>	<u>19,8</u>	<u>20,5</u>	<u>17,0</u>	<u>20,6</u>	<u>19,7</u>
	26,6	26,4	26,6	26,6	26,4	26,7
1 ; 8	<u>19,7</u>	<u>19,8</u>	<u>20,1</u>	<u>20,8</u>	<u>20,0</u>	<u>20,0</u>
	26,5	26,6	26,7	26,6	26,5	26,5
2 ; 7	<u>20,2</u>	<u>19,2</u>	<u>19,7</u>	<u>19,2</u>	<u>21,0</u>	<u>19,8</u>
	26,7	26,0	26,7	26,0	26,6	26,6
3 ; 6	<u>19,0</u>	<u>19,7</u>	<u>19,8</u>	<u>19,7</u>	<u>21,0</u>	<u>18,2</u>
	26,6	26,0	26,6	26,0	26,6	26,6
4	<u>17,0</u>	<u>19,7</u>	<u>20,8</u>	<u>19,8</u>	<u>19,8</u>	<u>16,7</u>
	26,6	26,5	26,5	26,6	26,6	26,6
5	<u>20,8</u>	<u>20,2</u>	<u>20,5</u>	<u>19,8</u>	<u>20,0</u>	<u>17,5</u>
	26,6	26,7	26,6	26,6	26,7	26,5
Коефіцієнт пористості ґрунту (e) [над ризикою] і кут внутрішнього тертя ґрунту (ϕ_n , град) [під ризикою]						
0 ; 9	<u>0,79</u>	<u>0,67</u>	<u>0,57</u>	<u>0,75</u>	<u>0,55</u>	<u>0,69</u>
	26	38	33	28	38	32

1 ; 8	$\frac{0,69}{26}$	$\frac{0,69}{34}$	$\frac{0,66}{30}$	$\frac{0,53}{30}$	$\frac{0,64}{36}$	$\frac{0,64}{35}$
2 ; 7	$\frac{0,64}{35}$	$\frac{0,72}{28}$	$\frac{0,69}{34}$	$\frac{0,72}{28}$	$\frac{0,49}{42}$	$\frac{0,67}{34}$
3 ; 6	$\frac{0,70}{33}$	$\frac{0,64}{36}$	$\frac{0,70}{33}$	$\frac{0,64}{35}$	$\frac{0,52}{36}$	$\frac{0,64}{30}$
4	$\frac{0,75}{28}$	$\frac{0,69}{28}$	$\frac{0,52}{41}$	$\frac{0,67}{36}$	$\frac{0,69}{34}$	$\frac{0,76}{26}$
5	$\frac{0,53}{38}$	$\frac{0,64}{37}$	$\frac{0,57}{38}$	$\frac{0,69}{35}$	$\frac{0,67}{3}$ 0	$\frac{0,65}{2}$ 8

Примітка 1. У табл. 13 наведені характеристичні (нормативні) значення X_n фізико механічних характеристик ґрунтів непорушеної будови ($\gamma_{гр,n}$, φ_n і c_n). У розрахунках застосовують розрахункові значення характеристик $X_{I,II}$, які відповідно до п. 8.3.5 [4] визначають із виразу $X_{I,II} = X_n / g$ (тут g – коефіцієнт надійності за ґрунтом). При цьому приймають такі співвідношення: для розрахунків за I-ю групою граничних станів – $\gamma_{гр,I} = \gamma_{гр,n} / 1,05$, $i = n / 1,1$, $\varphi_I = \varphi_n / 1,15$ відповідно для пісків і глинистих ґрунтів, $c_I = c_n / 1,5$; для розрахунків за II-ю групою граничних станів – $\gamma_{гр,II} = \gamma_{гр,n}$, $\varphi_{II} = \varphi_n$ і $c_{II} = c_n$ (тобто $g=1$ для будь-яких ґрунтів).

Примітка 2. Значення характеристик X ґрунтів засипання, ущільнених згідно з настановами ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013, встановлюють за характеристиками X тих же самих ґрунтів непорушеної будови. При цьому приймають $\gamma_{гр,I,II} = 0,95$
 $\gamma_{гр,I,II}$;

$$\varphi'_{I,II} = 0,9\varphi'_{I,II}; \quad c'_I = 0,5c_I \leq 0,7 \text{ кПа}; \quad c'_{II} = 0,5c_{II} \leq 1,0 \text{ кПа}.$$

Для пісків засипання $c'_I = c'_{II} = 0$.

Примітка 3. Визначаючи тиски від власної ваги ґрунту при розрахунках за I-ю групою граничних станів, значення $\gamma_{гр,I}$ і $\gamma'_{гр,I}$ слід відповідно помножити на коефіцієнти надійності за навантаженням згідно з розділом 5 [2].

Таблиця 14

Різновид кутикової підпірної стіни та розрахунковий опір ґрунту (R_0 , кПа)

Третя цифра з кінця шифру залікової книжки	Остання цифра суми трьох останніх цифр шифру залікової книжки		
	1 ; 4 ; 7	2 ; 5 ; 8	0 ; 3 ; 6 ; 9
0 ; 2 ; 4	консольна, $R_0=230$	Ребриста (контрфорсна), $R_0=250$	консольна, $R_0=220$
5 ; 7 ; 9	ребриста (контрфорсна), $R_0=240$	консольна, $R_0=240$	ребриста (контрфорсна), $R_0=225$
1 ; 3 ; 6 ; 8	консольна, $R_0=250$	ребриста (контрфорсна), $R_0=230$	консольна, $R_0=225$

Таблиця 15

Висота підпору ґрунту (h_{nd} , м) [над рисою] та висота підпірної стіни (h , м) [під рисою]

Третя цифра з кінця шифру залікової книжки	Остання цифра шифру залікової книжки				
	0 ; 1	2 ; 3	4 ; 5	6 ; 7	8 ; 9
0 ; 9	<u>1,5</u> 2,3	<u>2,1</u> 2,8	<u>3,3</u> 4,3	<u>2,4</u> 3,0	<u>3,2</u> 4,2
1 ; 8	<u>2,2</u> 2,9	<u>1,6</u> 2,3	<u>2,6</u> 3,5	<u>3,6</u> 4,8	<u>2,9</u> 3,7
2 ; 7	<u>3,5</u> 4,3	<u>2,5</u> 3,3	<u>1,7</u> 2,6	<u>3,1</u> 4,0	<u>3,4</u> 4,3
3 ; 6	<u>2,7</u> 3,4	<u>3,2</u> 4,0	<u>3,0</u> 3,8	<u>1,8</u> 2,7	<u>2,3</u> 3,1
4 ; 5	<u>3,0</u> 4,3	<u>3,2</u> 3,9	<u>3,6</u> 4,4	<u>2,8</u> 3,5	<u>1,9</u> 2,6
Примітка. Рівень ґрунтових вод для підпірної стіни не виявлений.					

Таблиця 16

Класи бетону (**B**) [над ризикою] та арматури (**A**) [під ризикою]

Передостання цифра шифру залікової книжки	Остання цифра суми двох останніх цифр шифру залікової книжки				
	0 ; 9	1 ; 8	2 ; 7	3 ; 6	4 ; 5
0 ; 9	<u>B10</u> A300	<u>B15</u> A400	<u>B20</u> A400	<u>B25</u> A500	<u>B30</u> A600
1 ; 8	<u>B15</u> A400	<u>B20</u> A400	<u>B25</u> A500	<u>B30</u> A600	<u>B10</u> A300
2 ; 7	<u>B20</u> A400	<u>B25</u> A500	<u>B30</u> A600	<u>B10</u> A300	<u>B15</u> A400
3 ; 6	<u>B25</u> A500	<u>B30</u> A600	<u>B10</u> A300	<u>B15</u> A400	<u>B20</u> A400
4 ; 5	<u>B30</u> A600	<u>B10</u> A300	<u>B15</u> A400	<u>B20</u> A400	<u>B25</u> A500

2. Склад, зміст та оформлення курсового проекту

2.1 Розрахунково-пояснювальна записка

2.1.1 Структура розрахунково-пояснювальної записки

У розрахунково-пояснювальній записці повинні бути висвітлені такі розділи й параграфи:

а) завдання та вихідні дані на проектування;

б) проектування однопрогонової будови моста зі збірних залізобетонних плитних або балкових елементів:

- складання розрахункової схеми прогонової будови моста;

- збір навантажень (постійні навантаження; тимчасові навантаження; значення тимчасових навантажень, коефіцієнтів динамічності та коефіцієнтів надійності за навантаженням);

- статичний розрахунок та визначення внутрішніх зусиль (згинальних моментів і поперечних сил) у перерізах елементів прогонової будови;

- конструктивний розрахунок площі перерізу робочої арматури*);

- конструювання елементів прогонової будови*);

в) проектування односекційного транспортного тунелю з монолітного або збірного залізобетону:

- компонування тунелю;

- улаштування гідроізоляції;

- збір навантажень на тунель;

- складання розрахункової схеми тунелю, його статичний розрахунок та визначення зусиль у перерізах основних елементів;

- перевірка необхідності влаштування температурно-усадних швів;

- компонування вузлів траси тунелю;

- конструктивний розрахунок площі перерізу робочої арматури*);

- конструювання елементів тунелю*);

г) проектування кутикової консольної або ребристої (контрфорсної) підпірної стіни з монолітного залізобетону:

- визначення габаритних розмірів стіни;
 - збір навантажень (визначення тисків ґрунту на стіну);
 - перевірка умови стійкості стіни проти перекидання;
 - перевірка умови стійкості стіни проти зсуву;
 - складання розрахункової схеми стіни, її статичний розрахунок та визначення зусиль у перерізах елементів;
 - конструктивний розрахунок площі перерізу робочої арматури*);
 - конструювання елементів підпірної стіни*);
- д) перелік використаної літератури.

*) – ці пункти слід реалізовувати лише для якоїсь однієї споруди із трьох розглянутих згідно з індивідуальним завданням на виконання курсового проекту.

2.1.2 Вказівки до виконання та оформлення розрахунково-пояснювальної записки

Перед виконанням курсового проекту необхідно ретельно вивчити такі розділи теоретичного курсу:

- основні положення розрахунку залізобетонних мостів (навантаження та впливи, визначення зусиль в елементах прогонових будов) (див. [22] на с. 5-22);
- загальні положення проектування, вузли трас та тунелів, навантаження та основні розрахункові положення, гідроізоляція та захист від корозії, основні технологічні вимоги до проектування комунікаційних тунелів і каналів (див. [23]);
- загальні положення проектування, навантаження та впливи, визначення тисків ґрунту, розрахунок підпірних стін (стійкість стін проти перекидання та зсуву, розрахунок за деформаціями основ, визначення зусиль в елементах підпірних стін), конструктивні вимоги та армування підпірних стін (див. [23,26]).

При написанні текстової частини розрахунково-пояснювальної записки та наповненні її (записки) змісту необхідними ілюстративними матеріалами слід керуватись вимогами чинних стандартів ГОСТ 2.105-95 [10], ГОСТ 2.106-96 [11], ДБН А.2.2-3:2014 [1], ДСТУ 3008:2015 [12], ДСТУБ 9214:2023 [14], ДСТУ Б А.2.4-2:2009 [15].

Розрахунково-пояснювальна записка обсягом 30...35 сторінок має бути набрана на комп'ютері з використанням текстового редактору Microsoft Word, ретельно відредагована та якісно роздрукована (одностороннім друком) на стандартних аркушах білого паперу формату А4 (із розмірами сторін 210×297 мм). При цьому слід дотримуватись таких установок:

- параметри сторінки: поля верхнє й нижнє – по 2,0 см, праве – 1,0 см, лівє – 2,5 см; відступи від краю до верхнього й нижнього колонтитулів – 1,25 см; орієнтування – книжкове (допускається альбомне для окремих сторінок);

- шрифт – Times New Roman, розмір – 14 пт, міжрядковий інтервал – одинарний, абзацний відступ (табуляція) – 1,25 см;

- мова документа – українська, перенесення слів – автоматичне, ширина зони перенесення слів – 0,63 см.

При вставленні формул слід застосовувати інтегрований у Microsoft Word редактор формул Equation із такими установками:

- тилі шрифтів: для тексту, функцій (сум, інтегралів і т. п.) і змінних (латинських літер) – курсивом шрифт Times New Roman, для малих грецьких літер;

- курсивом шрифт Symbol, для великих грецьких літер і символів – звичайний шрифт Symbol, для чисел – звичайний шрифт Times New Roman;

- розміри шрифтів: звичайний (базовий) – 14 пт, для крупних і дрібних індексів – відповідно 8 і 6 пт, для крупних і дрібних символів - відповідно 20 і 14 пт.

Уся текстова частина пояснювальної записки має характеризуватись чіткістю (без зайвих подробиць і повторень) і логічною послідовністю викладення матеріалу, точністю формулювань, обґрунтованістю прийнятих рішень та бути зручною для читання.

Опрацювання кожного питання має супроводжуватись усіма необхідними розрахунками та бути проілюстроване відповідними діаграмами, графіками, схемами, рисунками, зведеними таблицями.

Ілюстративний матеріал до розрахунково-пояснювальної записки слід виконувати із застосуванням функціонально призначеного для кожного конкретного випадку програмного забезпечення. Так, побудову діаграм і графіків, а також табличні розрахунки, що повторюються, доцільно здійснювати у програмі для роботи з електронними таблицями Microsoft Excel; рисунки й схеми бажано виконувати в програмному комплексі для автоматизованого проектування AutoCAD. Завершені графічні об'єкти мають бути імпортовані в текст записки опцією “Спеціальна вставка” “Апаратно незалежний рисунок”. Далі вставлені об'єкти необхідно змасштабувати та забезпечити відповідними заголовками або підписами, що нумеруються в межах конкретного розділу та розміщуються в тексті після першого згадування про них.

Усі сторінки (крім титульної) нумеруються арабськими цифрами у правому верхньому кутку. На початку розрахунково-пояснювальної записки розміщується її зміст, у кінці – оформлений згідно з ДСТУ 8302:2015 [13] перелік використаної літератури із зазначенням основних елементів бібліографічного опису (прізвища автора(ів), назви праці або документа, місця та року опублікування, назви видавництва, кількості сторінок).

Приклад курсового проекту наведено в додатку А.

2.1.3. Графічна частина проекту

Виконання графічної частини починається з викреслювання схеми розміщення певної інженерної споруди (плану й розрізу). Схеми викреслюються в масштабі 1:100, 1:200 або 1:400 залежно від розмірів споруди.

Для моста повинні бути показані: план, фасад (боковий вигляд), розрізи; схеми завантаження моста для визначення

коефіцієнтів поперечної установки КПУ; розрахункова схема, епюри ліній впливу моментів, поперечних сил та КПУ для визначення моментів і поперечних сил; вузли влаштування деформаційного шва та обпирання прогонової будови моста на опору.

Для тунелю на кресленнях необхідно показати: конструктивну схему тунелю та його поперечний розріз; схему влаштування гідроізоляції; розрахункову схему та епюри моментів; вузли та деталі влаштування тунелю (з'єднання збірних лоткових елементів, уширення та компенсаторні ніши тощо); схему армування, конструкцію арматурних виробів та специфікацію арматури.

Креслення до підпірної стіни повинні включати: конструктивну схему (поперечний переріз) стіни; схеми перевірки умов стійкості підпірної стіни проти перекидання й зсуву; розрахункову схему та епюри моментів і поперечних сил; схему армування та конструкцію арматурних сіток; специфікацію та відомість витрат арматурної сталі.

Усі креслення слід виконувати в програмному комплексі для автоматизованого проектування AutoCAD. При цьому необхідно дотримуватись вимог чинних стандартів ДБН А.2.2-3:2014 [1], ДСТУ Б А.2.4- 2:2009 [15], ДСТУ Б А.2.4-4:2009 [16], ДСТУ Б А.2.4-7:2009 [17].

Приклад оформлення креслень наведений після пояснюючої записки в додатку А.

2.1.4.Захист курсового проекту

Курсовий проект має бути виконаний і захищений у передбачені графіком навчального процесу терміни.

До захисту проект допускається лише після повнообсяжного його виконання згідно з виданим на проектування індивідуальним завданням.

Захист полягає в стислій доповіді студента по виконаному проекту та його (студента) відповідях на запитання членів комісії. Студент повинен дати пояснення

по суті проекту, засвідчивши при цьому знання спеціальних термінів, основних розрахункових положень, послідовності виконання певних розрахунків на окремих етапах проектування та ін.

Курсовий проект оцінюється комплексно з урахуванням якості його змісту й оформлення та продемонстрованого виконавцем рівня знань

Питання до захисту курсового проекту

1. Наведіть структуру (склад окремих елементів) прогонової будови моста.
2. Якою є розрахункова схема прогонової будови моста?
3. Які навантаження сприймає на себе прогонова будова моста?
4. Які навантаження від рухомого складу автотранспорту необхідна враховувати при проектуванні мостів?
5. Яка суть коефіцієнтів поперечної установки?
6. Назвіть методи визначення коефіцієнтів поперечної установки для тимчасових навантажень.
7. Назвіть випадки невідгідного розташування автомобільного навантаження АК на проїзній частині моста.
8. Для яких видів тимчасових навантажень необхідно визначати коефіцієнти поперечної установки?
9. Яка суть коефіцієнта динамічності та коефіцієнта надійності за навантаженням?
10. Яка мета побудови епюри лінії впливу певного параметру (тиску під центрами смуг тимчасового навантаження, згинальних моментів, поперечних сил тощо)?
11. Згинальний момент від яких навантажень використовують у розрахунках за 1-ю групою граничних станів?
12. Згинальний момент від яких навантажень використовують у розрахунках за тріщинотійкістю?
13. Згинальний момент від яких навантажень використовують при розрахунку прогинів елементів прогонової будови моста?
14. Поперечну силу від яких навантажень використовують у

розрахунках за

1-ю групою граничних станів?

15. Яка особливість розрахунку бездіафрагмових прогонових будов?

16. Якою є розрахункова схема плити бездіафрагмової прогонової будови?

17. Які навантаження сприймає плита бездіафрагмової прогонової будови?

18. Який метод розрахунку коефіцієнтів поперечної установки є найбільш прийнятним для бездіафрагмової прогонової будови?

19. Що відображають на компоновочному кресленні тунелю?

20. Типи гідроізоляцій тунелю, що розташована нижче рівня ґрунтових вод.

21. Назвіть усі можливі типи гідроізоляції тунелів.

22. Особливості влаштування гідроізоляції тунелів за наявності мокрих процесів.

23. Основні види навантажень, що діють на перекриття (днище) тунелю.

24. Назвіть основні види навантажень, що діють на стіни тунелю.

25. Якою є розрахункова схема тунелю?

26. За яких умов можна нехтувати пружним відпором ґрунту на перекриття стіни тунелю?

27. На що працюють (якого виду деформацій зазнають) перекриття (днище) та стіни тунелю?

28. За якої умови необхідно влаштовувати температурно-усадні шви.

29. Мета влаштування уширень на трасах тунелів.

30. Мета влаштування компенсаторних ніш на трасах тунелів.

31. Способи з'єднання збірних залізобетонних елементів лоткового типу.

32. Яким повинно бути мінімальне заглиблення тунелів від поверхні землі?

33. Якими повинні бути мінімальні поздовжній та поперечний ухили днищ тунелів?

34. Спільне розміщення яких комунікацій дозволено в тунелях і каналах?

35. Спільне розміщення яких комунікацій заборонено в тунелях і каналах?
36. Якою повинна бути відстань між температурно-усадними швами тунелів та каналів?
37. З якою метою тунелі розділяють на відсіки? Якою повинна бути відстань між ними?
38. Частота влаштування виходів із тунелів. Яке їхнє призначення?
39. Яке основне призначення підпірної стіни?
40. Назвіть основні конструктивні вимоги щодо призначення габаритних розмірів підпірних стін.
41. Від яких параметрів у найбільшій мірі залежать габаритні розміри підпірних стін?
42. Назвіть навантаження, що діють на підпірну стіну.
43. Який вигляд має умова стійкості підпірної стіни проти перекидання? Відносно якої точки перевіряють цю умову?
44. Що таке призма обвалення?
45. Що таке активний та пасивний тиски ґрунту? Як їх визначають?
46. Який вигляд має умова стійкості підпірної стіни проти зсуву. Відносно якої точки (осі, площини) перевіряють цю умову?
47. Що таке плоский та глибинний зсуви підпірної стіни?
48. Які сили є утримуючими? Назвіть зсувні та перекидні сили.
49. Чому коефіцієнти надійності за навантаженням для утримуючих сил приймають меншими 1,0?
50. На що працюють (якого виду деформацій зазнають) основи під подошвою підпірної стіни?
51. Якими є розрахункові схеми елементів кутикової підпірної стіни?
52. Яким є розрахунковий переріз елементів підпірної стіни?
53. Яким повинен бути захисний шар бетону арматури в кутикових підпірних стінах?
54. Покажіть схему розміщення робочої арматури в кутикових підпірних стінах.
55. Яким може бути крок робочої та крок розподільчої арматури в кутикових підпірних стінах?

56. Яким повинен бути мінімальний процент армування перерізу елементів підпірної стіни?
57. Якою повинна бути величина анкерування розтягнутої арматури лицевої плити у фундаментній плиті?
58. Як та з яким кроком повинні влаштовуватись температурно-осадові шви в підпірних стінах?
59. Для чого та у який спосіб здійснюють гідроізоляцію підпірних стін?
60. Для чого та як здійснюється дренаж ґрунту засипки в підпірних стінах?
61. За яких умов улаштовують ребристі я (контрфорсні) підпірні стіни?
62. У чому полягає особливість розрахунку ребристих (контрфорсних) підпірних стін?
63. Назвіть основні особливості конструювання ребристих (контрфорсних) підпірних стін.
64. У чому полягає суть розрахунку основи підпірної стінки за деформаціями?

Список використаної літератури

І. Нормативна література

1. **ДБН А.2.2-3:2014.** Склад та зміст проектної документації на будівництво. [Чинні від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 33 с. (Державні будівельні норми України).
2. **ДБН В.1.2-2:2006.** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинні від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 77 с. (Державні будівельні норми України).
3. **ДБН В.1.2-15:2009.** Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. [Чинні від 2010-03-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 83 с. (Державні будівельні норми України).
4. **ДБН В.2.1-10:2018.** Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення. [Чинні від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 40 с. (Державні будівельні норми України).
5. **ДБН В.2.3-14:2006.** Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Чинні від 2007.02.01]. Вид. офіц. К. : Мінбуд України, 2006. 368 с. (Державні будівельні норми України).
6. **ДБН В.2.3-22:2009.** Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування. [Чинні від 2010.03.01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 73 с. (Державні будівельні норми України).
7. **ДБН В.2.6-98:2009.** Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинні від 2011-06-01]. Вид. офіц. К. : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с. (Державні будівельні норми України).
8. **СНиП 2.02.02-85*.** Основания гидротехнических сооружений (Основы гидротехнических споруд) / Госстрой России. [Дата введения 1987.01.01]. Изд. офиц. М. : ФГУП ЦПП, 2004. 48 с.
9. **СНиП 2.06.07-87.** Подпорные стены, судоходные шлюзы,

рыбоспускные и рыбозащитные сооружения (Підпiрні стiни, судноплавні шлюзи, рибопропускні та рибозахисні споруди) / Минстрой России. [Дата введения 1988.01.01]. Изд. офиц. М. : ГП ЦПП, 1996. 40 с.

II. Стандарти

10. **ГОСТ 2.105-95.** Единая система конструкторской документации. Общие требования к текстовым документам. [Дата введения 1996-07-01]. Изд. офиц. Минск : Стандартиформ, 2007. 31 с. (Межгосударственный стандарт).

11. **ГОСТ 2.106-96.** Единая система конструкторской документации. Текстовые документы. [Дата введения 1997-07-01]. Изд. офиц. Минск : Стандартиформ, 2007. 37 с. (Межгосударственный стандарт).

12. **ДСТУ 3008:2015.** Звiти у сферi науки i технiки. Структура та правила оформлювання. [Чинний вiд 2017-07-01]. Вид. офиц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. 26 с. (Нацiональний стандарт України).

13. **ДСТУ 8302:2015.** Бiблiографiчне посилання. Загальнi положення та правила складання. [Чинний вiд 2016-07-01]. Вид. офиц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. 16 с. (Нацiональний стандарт України).

14. **ДСТУ Б А.1.1-100:2013.** Автомобильні дороги. Термiни та визначення понять. [Чинний вiд 2014-04-01]. Вид. офиц. Київ : Мiнрегiон України, 2014. 48 с. (Нацiональний стандарт України).

15. **ДСТУ Б А.2.4-2:2009.** Система проектної документації для будiвництва. Умовнi позначки i графiчнi зображення елементiв генеральних планiв та споруд транспорту. [Чинний вiд 2010-01-01]. Вид. офиц. Київ : Мiнрегiонбуд України, 2009. 28 с. (Нацiональний стандарт України).

16. **ДСТУ Б А.2.4-4:2009.** Система проектної документації для будiвництва. Основнi вимоги до проектної та робочої документації. [Чинний вiд 2010-01-01]. Вид. офиц. Київ : Мiнрегiонбуд України, 2009. 74 с. (Нацiональний стандарт України).

17. **ДСТУ Б А.2.4-7:2009.** Система проектної документації для будівництва. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. [Чинний від 2010-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 71 с. (Національний стандарт України).

18. **ДСТУ Б В.2.6-156:2010.** Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с. (Національний стандарт України).

III. Підручники, навчальні посібники, спеціальна та довідкова література

19. Бабич В. І., Огороднік В. І., Романюк В. В. Таблиці для проектування будівельних конструкцій : довідник. Рівне : РДТУ, 1999. 506 с.

20. Залізобетонні конструкції : підручник / А. Я. Барашиков та ін. ; за ред. А. Я. Барашикова. К. : Вища шк., 1995. 591 с.

21. Косоверов О. С. Расчёт и конструирование инженерных сооружений водопроводно-канализационного хозяйства : учеб. пособие. 2-е изд., перераб. доп. К. : Будивельник, 1990. 184 с.

22. Лившиц Я. Д., Онищенко М. М., Шкуратовский А. А. Примеры расчёта железобетонных мостов : учеб. пособие. К. : Вища шк. Головное изд-во, 1986. 263 с.

23. Ромашко В. М. Міські інженерні споруди. Практикум : навч. посібник. Рівне : НУВГП, 2012. 396 с.

24. Справочник проектировщика инженерных сооружений / В. Ш. Козлов и др. ; под ред. Д. А. Коршунова. 2-е изд., перераб. и доп. К. : Будівельник, 1988. 352 с.

25. Шаповал И. П. Проектирование мостов и путепроводов на автомобильных дорогах : справ. пособие. К. : Будівельник, 1978. 192 с.

26. Масюк Г. Х. Залізобетонні конструкції інженерних споруд промислових підприємств: навчальний посібник. Рівне : НУВГП, 2010. 212 с.

Додаток А - Приклад виконання курсового проекту

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства
та природокористування
Кафедра автомобільних доріг, основ та фундаментів

КУРСОВИЙ ПРОЕКТ

на тему:

**«Проектування прольотної будови моста,
комунікаційного тунелю та підпірної стіни»**

з дисципліни:

**«Проектування інженерних споруд на автомобільних
дорогах»**

Виконав:

Студент
групи АДіА – 52
Рибалкін Ю.С.

Перевірив:

к.т.н.,ст.викладач
Павлюк А.П.

Рівне – 2023

ЗМІСТ

Вихідні дані

1. Проектування однопрольотної будови моста зі збірних залізобетонних елементів плитного типу

1.1. Визначення розрахункової схеми моста

1.2. Збір навантажень

1.2.1. Визначення постійних навантажень

1.2.2. Тимчасові навантаження, визначення коефіцієнтів поперечної установки

1.2.3. Нормативні значення тимчасових навантажень, визначення

коефіцієнтів динамічності та коефіцієнтів надійності за навантаженням

1.3. Визначення внутрішніх зусиль в елементах прольотної будови

1.3.1. Визначення згинаючих моментів

1.3.2. Визначення поперечних сил

2. Проектування комунікаційного тунелю

2.1. Загальні відомості

2.2. Улаштування гідроізоляції тунелю

2.3. Розрахунок тунелю

2.3.1. Збір навантажень

2.3.1.1. Загальні відомості

2.3.1.2. Визначення навантажень

2.4. Статичний розрахунок тунелю. Визначення зусиль в елементах

тунелю

2.4.1. Загальні відомості

2.4.2. Визначення зусиль в елементах тунелю

2.5. Перевірка необхідності влаштування температурно-усадних швів

2.6. Конструктивний розрахунок тунелю

2.7. Конструювання елементів тунелю

3. Проектування підпірної стіни

3.1. Визначення габаритних розмірів

- 3.2. Перевірка стійкості стіни проти перекидання
- 3.3. Розрахунок стійкості підпірної стіни на зсув
 - 3.3.1. Визначення активного тиску ґрунту
 - 3.3.2. Перевірка умови стійкості стіни на зсув
- 3.4. Визначення зусиль в елементах підпірної стіни
 - 3.4.1. Розрахункові навантаження на підпірну стіну
 - 3.4.2. Згинаючі моменти та поперечні сили в елементах кутової підпірної стіни
- 3.5. Визначення площі перерізу робочої арматури
- 3. 6. Конструювання підпірних стінок

Список літератури

Вихідні дані

Довжина елементів прольотної будови моста $l=19$ м та величина їх консольних ділянок опирання $l_c=0,25$ м.

Ширина $b=1,50$ м та кількість елементів прольотної будови $n_p=9$ шт. в поперечному перерізі мостового переходу.

Приведена товщина бетону $t_{пр}=22,9$ см елементів прольотних будов мостового переходу.

Переміщення прольотної будови в деформаційному шві $\Delta l_g > 1,5$ см.

Питома нормативна вага ґрунту $\gamma_{гр}=20,0$ кН/м \geq та питома нормативна вага часток ґрунту $\gamma_s=26,5$ кН/м \geq .

Розрахунковий кут внутрішнього тертя $\phi = 35$ град та коефіцієнт пористості $e = 0,64$.

Рівень ґрунтових вод відносно поверхні землі $h_{г.в}=5,6$ м та відстань до верху тунелю $h_r = 2,7$ м.

Тимчасове рівномірно розподілене навантаження на поверхні землі $g_n = 14$ кН/м \geq .

Висота підпору ґрунту $h_\delta = 3,0$ м та висота підпірної стінки $h = 4,3$ м.

Клас бетону **B15** та арматури **A400**.

Клас автомобільного навантаження для мосту **K=12**.

Тип несучого елемента прольотної будови – **балковий**.

Товщина елементів дорожнього покриття:

- асфальтобетону **80 мм**,

- армованого бетону **45 мм**.

Тип конструкції тунелю - з **монолітного бетону**.

Тип конструкції підпірної стінки – **консольна**.

Розрахунковий опір ґрунту **R₀=220 кПа**.

1. Проектування однопрольотної будови моста зі збірних залізобетонних елементів балочного типу

1.1. Визначення розрахункової схеми моста

У статичному відношенні міст являє собою однопрольотну балку (рис. 1.1) із розрахунковим прольотом

$$l_p = l - 2l_c = 19 - 2 \cdot 0,25 = 18,5(\text{м})$$

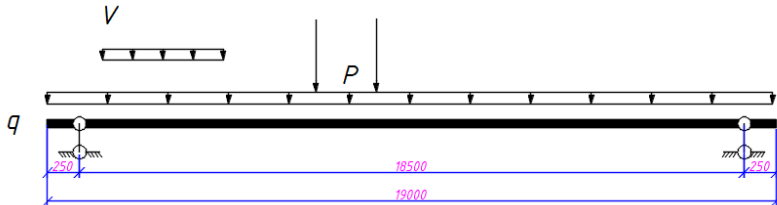


Рис. 1.1. Розрахункова схема прольотної будови моста

1.2. Збір навантажень

1.2.1. Визначення постійних навантажень

Збір навантажень здійснюємо на 1 метр погонний прольотної будови моста.

Нормативне навантаження від власної маси елементів прольотної будови обчислюємо за формулою

$$q_{p,n} = t_{np} b_p \gamma n = 0,229 \cdot 1,50 \cdot 25 \cdot 9 = 77,29(\text{кН/м}),$$

де t_{np} – приведена товщина бетону елемента, м;

b_p – ширина елемента, м;

γ – густина залізобетону (25 кН/м^3);

n – кількість елементів прольотної будови в поперечному перерізі моста, шт. (рис. 1.2).

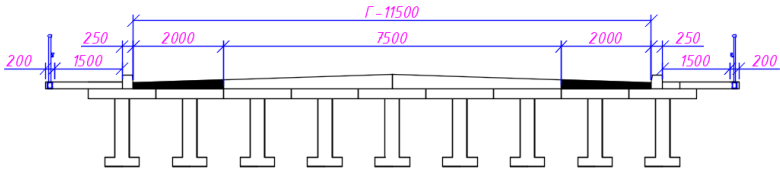


Рис. 1.2. Поперечний переріз прольотної будови мосту

Нормативне навантаження від власної маси двох тротуарів шириною $b_{тр} = 1,5\text{м}$ і перилами (за типовим проектом нормативна вага тротуарного елемента $q_{т,н} = 15\text{кН/м}$) складає:

$$q_{Т,н} = 2q_{т,н} = 2 \cdot 15 = 30(\text{кН/м}).$$

Збір навантаження від власної маси дорожнього покриття зведемо до табл. 1.1. Конструкції дорожніх покриттів проїзної частини та тротуару приведені на рис. 1.3 і рис. 1.4.



Рис. 1.3. Конструкція покриття проїзної частини прольотної будови



Рис. 1.4. Конструкція покриття тротуару прольотної будови

Нормативне навантаження від кожного шару покриття обчислюємо за формулою

$$q_{i,n} = t_i b_{bn,i} \gamma_i = \dots (\text{кН/м}),$$

де t_i – товщина шару покриття, м;

$b_{bn,i}$ – ширина вантажної площі шару покриття, м;

γ_i – густина матеріалу шару покриття, кН/м^3 .

Таблиця 1.1- Навантаження від власної маси дорожнього покриття

№ з/п	Вид навантаження (шар покриття)	Нормати вне навантаження $q_{i,n}, \text{кН/м}$	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження $q_i, \text{кН/м}$
1	2	3	4	5
Проїзна частина				
1.	Асфальтобетон	21,16	1,3	27,51
2.	Армований бетон	12,93	1,1	14,23
3.	Гідроізоляція	0,75	1,3	0,975
4.	Цементна стяжка	6,3	1,3	8,19
Тротуар				
5.	Асфальтобетон	3,45	1,3	8,97
	Разом	44,59		59,88

Відповідно до [15] нормативне навантаження від рухомого складу автотранспорту необхідно приймати:

- від автотранспорту у вигляді смуг АК, кожна з яких включає (рис. 1.5,а):

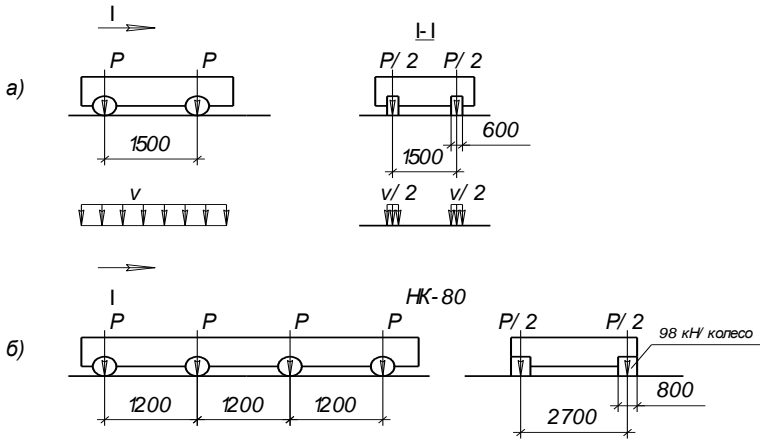


Рис. 1.5. Схеми навантажень від рухомого складу автотранспорту:

а) автомобільне навантаження АК у вигляді одиночного возика з тиском

на вісь P і рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю v ;

б) важке одиночне навантаження НК-80

— один двоосний возик з осьовим навантаженням

$$P = 9,81K = 9,81 \cdot 9 = 88,29 \text{ (кН)};$$

— рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю $v = 0,98K = 0,98 \cdot 9 = 8,82$ (кН/м) на обидві колії (для мостів на дорогах I...III категорій клас навантаження необхідно приймати рівним $K = 9$);

— від важких одиночних навантажень: для мостів, що проектуються під навантаження А11 — у вигляді колісного навантаження (однієї чотиривісної машини НК-80) загальною масою 785 кН (80 тс) (рис. 1.5, б).

Вважаємо, що навантаження від власної маси конструкцій прольотної будови та покриття проїзної частини розподіляється між n елементами (балками) прольотної будови порівну і складає:

— від власної маси конструкцій

$$q_{k,n} = (q_{p,n} + q_{T,n})/n = (77,29 + 30)/9 = 11,92 \text{ (кН/м)};$$

– від асфальтного покриття проїзної частини й тротуарів, вирівнювального, ізоляційного та захисних шарів дорожнього покриття

$$q_{g,n} = \sum \frac{q_{i,n}}{n} = 44,59/9 = 4,954 \text{ (кН/м)}.$$

Для визначення розрахункових навантажень коефіцієнти надійності за навантаженням від власної маси конструкцій та всіх шарів дорожнього покриття (γ_f) приймати за [2,3].

1.2.2. Тимчасові навантаження, визначення коефіцієнтів поперечної установки

Величину розрахункового тимчасового навантаження на один елемент (плиту) прольотної будови визначаємо за допомогою коефіцієнтів поперечної установки. Цей коефіцієнт показує, яка частина від тимчасового навантаження передається на конкретну плиту (елемент). Як правило, найбільш навантаженими є крайні елементи. Тому розраховують саме їх, а всі інші елементи (плити) приймають аналогічними.

Розрахунок коефіцієнтів поперечної установки виконуємо методом позацентрового стиску, виходячи з того, що прольотна будова в поперечному напрямку працює як жорстка конструкція (для мостів із довжиною L , більшою за їхню ширину B , крутильною жорсткістю можна нехтувати).

Ординати лінії впливу під центрами ваги крайніх плит прольотної будови мостового переходу обчислюємо за формулою

$$\eta_{1,2} = \frac{1}{n} \pm \frac{a_k^2}{2 \sum a_i^2},$$

де a_k – відстань між центрами ваги крайніх плит у поперечному напрямку прольотної будови;

a_i – відстань між центрами ваги відповідних плит у поперечному напрямку прольотної будови (симетрично центральній осі поперечного перерізу прольотної будови).

$$\sum a_i^2 = b + (3b)^2 + (5b)^2 + (7b)^2 + (9b)^2 = 270,0$$

$$a_k^2 = (8b)^2 = 144,00$$

$$\eta_1 = \frac{1}{10} + \frac{144}{2 \cdot 270} = 0,367$$

$$\eta_2 = \frac{1}{10} - \frac{144}{2 \cdot 270} = -0,167$$

Розрахунок міцності конструкцій моста необхідно виконувати за двох випадків дії навантаження АК, при яких у розглянутих елементах виникають найбільші зусилля:

– перший – передбачає невідгідне розташування на проїзній частині (до якої не входять смуги безпеки) числа смуг навантаження не більше числа смуг руху безпеки (рис. 1.6,а).

– другий – передбачає при ненавантажених тротуарах невідгідне розміщення на всій ширині їздового полотна (до якого входять смуги безпеки) двох смуг навантаження (рис. 1.6,б).

Знаходимо ординату лінії впливу тиску під центром відповідної смуги руху (навантаження):

$$\begin{aligned} \eta_{1,А} &= \frac{(\eta_1 - \eta_2)(a_k/2 + \Gamma/2 - 1,5)}{a_k} + \eta_2 = \\ &= \frac{(0,367 + 0,167)(12/2 + 11,5/2 - 1,5)}{12} - 0,167 \\ &= 0,289 \\ \eta_{2,А} &= \frac{(\eta_1 - \eta_2)(a_k/2 + \Gamma/2 - 1,5 - 3)}{a_k} + \eta_2 = \\ &= \frac{(0,367 + 0,167)(12/2 + 11,5/2 - 1,5 - 3)}{12} - 0,167 = 0,156 \end{aligned}$$

Знаходимо ординату лінії впливу тиску під центром відповідної смуги руху (навантаження):

$$\begin{aligned} \eta_{1,Б} &= \frac{(\eta_1 - \eta_2)(a_k/2 + \Gamma/2 - \Delta_B - 1,5)}{a_k} + \eta_2 = \\ &= \frac{(0,367 + 0,167)(12/2 + 11,5/2 - 2 - 1,5)}{12} - 0,167 = 0,200 \\ \eta_{2,Б} &= \frac{(\eta_1 - \eta_2)(a_k/2 + \Gamma/2 - \Delta_B - 1,5 - 3)}{a_k} + \eta_2 = \\ &= \frac{(0,367 + 0,167)(12/2 + 11,5/2 - 2 - 1,5 - 3)}{12} - 0,167 = 0,067 \end{aligned}$$

Знаходимо ординату лінії впливу тиску під центром відповідної смуги руху (навантаження):

$$\begin{aligned} \eta_{\Gamma} &= \frac{(\eta_1 - \eta_2)(a_k/2 + \Gamma/2 + 0,25 + b_T/2)}{a_k} + \eta_2 = \\ &= \frac{(0,367 + 0,167)(12/2 + 11,5/2 + 0,25 + 1,5/2)}{12} - 0,167 = 0,400 \end{aligned}$$

Знаходимо ординату лінії впливу тиску під центром відповідної смуги руху (навантаження):

$$\begin{aligned} \eta_{HK} &= \frac{(\eta_1 - \eta_2)(a_k/2 + \Gamma/2 - \Delta_B - 1,75)}{a_k} + \eta_2 = \\ &= \frac{(0,367 + 0,167)(12/2 + 11,5/2 - 2 - 1,75)}{12} - 0,167 = 0,189 \end{aligned}$$

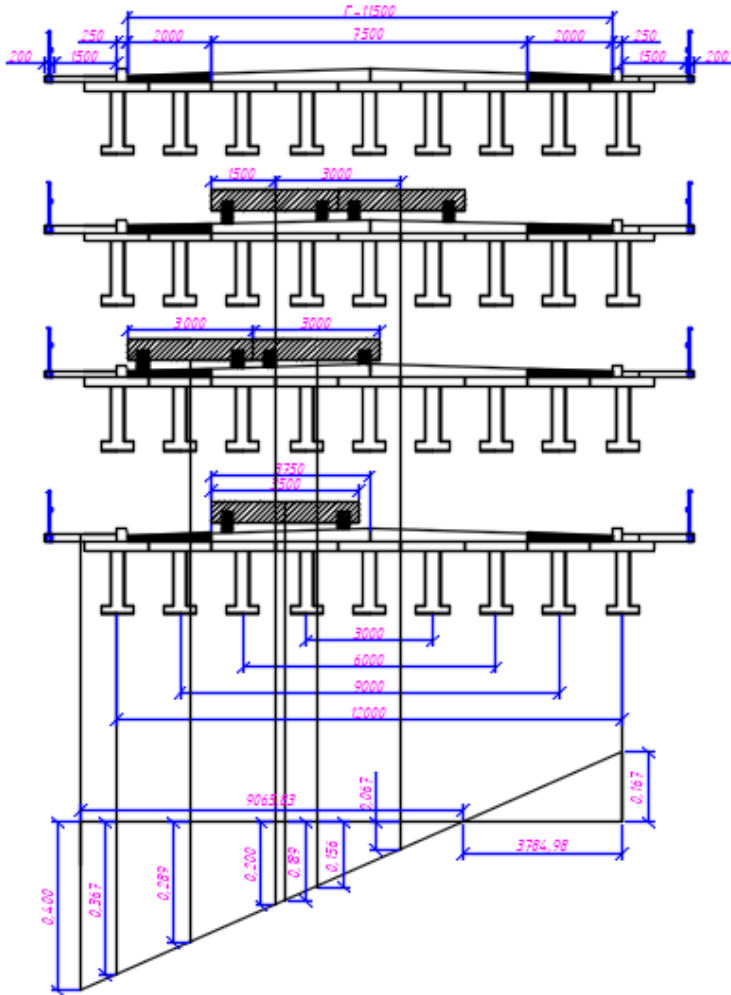


Рис. 1.6. До визначення КПУ за дії навантажень: а) автомобільного А11 та з тротуарів Т; б) автомобільного А11; в) важкого НК-80; г) лінія впливу η

При цьому для всіх випадків навантаження АК необхідно виконувати основні умови:

- число смуг навантаження на мосту не повинно перевищувати встановленого числа смуг руху;
- відстань між осями сумісних смуг навантаження має бути ≥ 3 м.

Навантаження НК-80 необхідно розташовувати на краю проїзної частини (до якої не входять смуги безпеки; рис. 1.6,в).

Коефіцієнти поперечної установки визначають для кожного виду тимчасового навантаження (рис. 1.6)

Для навантаження А11 визначаємо наступні значення коефіцієнта поперечної установки:

- $KPU_{TA,C}$ (для смугового навантаження) і $KPU_{TA,B}$ (для возика) за рис. 1.6,а,з;
- $KPU_{A,C}$ (для смугового навантаження) і $KPU_{A,B}$ (для возика) за рис. 1.6,б,г.

Кожен із зазначених коефіцієнтів обчислюємо за формулою

$$KPU_i = \eta_{1,i} S_1 + \eta_{2,i} S_2 = \dots$$

$$KPU_{TA,C} = \eta_{1TA} 1,0 + \eta_{2TA} 0,6 = 0,200 * 1 + 0,067 * 0,6$$

$$= 0,24$$

$$KPU_{TA,B} = \eta_{1TA} 1,0 + \eta_{2TA} 1,0$$

$$= 0,200 * 1 + 0,067 * 1,0 = 0,267$$

$$KPU_{A,C} = \eta_{1A} 1,0 + \eta_{2A} 0,6 = 0,289 * 1 + 0,156 * 0,6 = 0,383$$

$$KPU_{A,B} = \eta_{1A} 1,0 + \eta_{2A} 1,0 = 0,289 * 1 + 0,156 * 1,0 = 0,445$$

де $\eta_{1,i}$ та $\eta_{2,i}$ – ординати ліній впливу тиску під центрами

відповідних смуг руху (навантаження) (рис. 1.6,г);
 S_1 та S_2 – коефіцієнти, що враховують ймовірне неповне завантаження відповідних смуг руху автомобілями.

Навантаження з першої смуги руху необхідно приймати з коефіцієнтом $S_1=1,0$. Для другої та інших смуг руху навантаження А11 приймають із коефіцієнтом: $S_2=1,0$ – для возиків і $S_2=0,6$ – для рівномірно розподіленого навантаження.

Коефіцієнт поперечної установки від натопву на тротуарах приймають

$$KPU_T = \eta_T$$

$$KPU_T = \eta_T = 0,400$$

Коефіцієнт поперечної установки важкого навантаження НК-80 дорівнює

$$K_{ПУ_{НК}} = \eta_{НК}$$

$$K_{ПУ_{НК}} = \eta_{НК} = 0,189$$

1.2.3. Нормативні значення тимчасових навантажень, коефіцієнтів динамічності та коефіцієнтів надійності за навантаженням

Нормативні значення тимчасових навантажень становлять:

– для автомобільного А11:

- на вісь возика $P_A = 9,81 \cdot K = 9,81 \times 12 = 117,72 \text{ кН}$;

- від смугового навантаження

$$v = 0,981 \times K = 0,981 \times 12 = 11,77 \text{ кН};$$

– для тяжкого НК-80 на одну вісь машини

$$P_{НК} = 785/4 = 196,0 \text{ кН};$$

– від натовпу на тротуарах

$$P_T = 4,0 - 0,02 \cdot \lambda = 4,0 - 0,02 \cdot 18,5 = 3,63 \text{ кПа} \geq 2,0 \text{ кПа};$$

де λ – довжина завантаження тротуару, рівна довжині прольоту ($\lambda = l_p$).

Коефіцієнт динамічності автомобільного навантаження А11 для возика і смугового навантаження знаходять за формулою

$$(1 + \mu)_A = 1 + \frac{45 - \lambda}{135} = 1 + \frac{45 - 18,5}{135} = 1,196 \geq 1,0.$$

При $\lambda \geq 5$ м коефіцієнт надійності динамічності важкого навантаження НК-80 приймають $(1 + \mu)_{НК} = 1,1$

Коефіцієнти надійності за навантаженням приймають такими:

– $\gamma_{f,НК} = 1,0$ – для важкого навантаження НК-80;

– $\gamma_{f,T} = 1,2$ – для навантаження від натовпу на тротуарах.

Для автомобільного навантаження А11 коефіцієнт надійності за навантаженням приймають такими:

– для смугового навантаження $\gamma_{f,AC} = 1,2$;

– для возика – за формулою

$$\gamma_{f,AB} = 1,5 - 0,01 \cdot \lambda = 1,5 - 0,01 \cdot 18,5 = 1,315 \geq 1,2.$$

1.3. Визначення внутрішніх зусиль в елементах прольотної будови

1.3.1. Визначення згинальних моментів

Для визначення згинаючих моментів у прольоті несучого елемента побудуємо епюру лінії впливу моменту на прольотну будову моста (рис. 1.7,в) та знайдемо площу цієї епюри за формулою

$$\omega_M = \frac{1}{2} l_p \frac{l_p}{4} = \frac{l_p^2}{8} = \frac{18,5^2}{8} = 42,78 \text{ м}^2. \quad (1.14)$$

Згинаючі моменти в балках (елементах) прольотної будови визначаємо від комбінації постійних та тимчасових навантажень шляхом завантаження вище зазначеної лінії впливу.

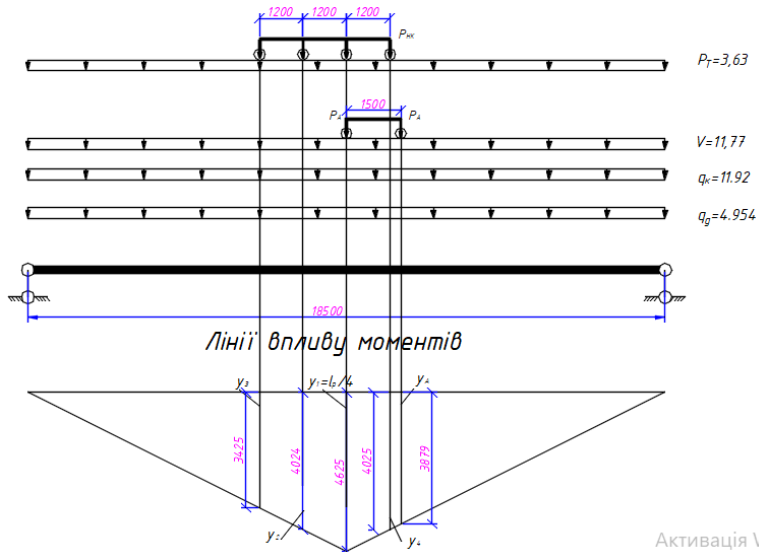


Рис. 1.7. До визначення згинаючих моментів в елементах прольотної будови моста: а) від тимчасових навантажень; б) від постійних навантажень; в) епюра лінії впливу моментів

Згинаючий момент від постійних розрахункових навантажень обчислюємо за формулою:

$$M_l = (q_{k,n} \cdot \gamma_f + \sum \frac{q_i}{n}) \cdot \omega_M = (11,92 \cdot 1.3 + \frac{59,88}{9}) \cdot 42.78 = 947.41 \text{кНМ.} \quad (1.15)$$

а від постійних нормативних навантажень:

$$M_{l,n} = (q_{k,n} + q_{g,n}) \omega_M = (11.92 + 4.954) \cdot 42.78 = 721.87 \text{кММ.} \quad (1.16)$$

Моменти від відповідно тимчасових розрахункових та нормативних навантажень (1.7,а) визначаємо для:

а) автомобільного АІІ і натовпу на тротуарах (рис. 1.6,а):

$$M_{T_A} = (1 + \mu)_{AY_f,AC} v \omega_M K_{ПV_{T_A,C}} + (1 + \mu)_{AY_f,AB} P_A \cdot (y_1 + y_A) K_{ПV_{T_A,B}} + \gamma_{f,T} P_T b_{TP} \omega_M K_{ПV_T} = 1.196 \cdot 1.2 \cdot 11.77 \cdot 42.78 \cdot 0.24 + 1.196 \cdot 1.315 \cdot 117.72 \cdot (4.625 + 3.879) \cdot 0.267 + 1.2 \cdot 3.63 \cdot 1.5 \cdot 42.78 \cdot 0.4 = 705.63 \text{(кНМ);} \quad (1.17)$$

$$M_{T_n} = v \omega_M K_{ПV_{T_A,C}} + P_A (y_1 + y_A) K_{ПV_{T_A,B}} + P_T b_{TP} \omega_M K_{ПV_T} = 11.77 \cdot 42.78 \cdot 0.24 + 117.72 \cdot (4.625 + 3.879) \cdot 0.267 + 3.63 \cdot 1.5 \cdot 42.78 \cdot 0.4 = 481,30 \text{(кНМ);} \quad (1.18)$$

б) автомобільного АІІ при розміщенні першої смуги на краю їздового полотна (рис. 1.6,б):

$$M_A = (1 + \mu)_{AY_f,AC} v \omega_M K_{ПV_{A,C}} + (1 + \mu)_{AY_f,AB} P_A (y_1 + y_A) K_{ПV_{A,B}} = 1.196 \cdot 1.2 \cdot 11.77 \cdot 42,78 \cdot 0.383 + 1.196 \cdot 1.315 \cdot 117,72 \cdot (4.625 + 3.879) \cdot 0.445 = 977,41 \text{(кНМ);} \quad (1.19)$$

$$M_{A,n} = v \omega_M K_{ПV_{A,C}} + P_A (y_1 + y_A) K_{ПV_{A,B}} = 11.77 \cdot 42,78 \cdot 0.383 + 117,72 \cdot (4.625 + 3.879) \cdot 0.445 = 638,34 \text{(кНМ);} \quad (1.20)$$

в) важкого навантаження НК-80 (рис. 1.6,в):

$$M_{HK} = (1 + \mu)_{HKY_f,HK} P_{HK} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) \cdot K_{ПV_{HK}} = 1.1 \cdot 1 \cdot 196 \cdot (4.625 + 4,024 + 3,425 + 4,025) \cdot 0.189 = 656.01 \text{(кНМ);} \quad (1.21)$$

$$M_{HK,n} = P_{HK} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) K_{ПV_{HK}} = 196 \cdot (4.625 + 4.024 + 3.425 + 4.025) \cdot 0.189 = 596.37 \text{(кНМ).} \quad (1.22)$$

За максимальний згинаючий момент від постійних і тимчасових навантажень приймаємо більший із трьох наступних:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_i + M_{TA} = 947,41 + 705,63 = 1958,97 \text{ кН} \times \text{м}; \\ M_2 &= M_i + M_A = 947,41 + 977,41 = 1924,82 \text{ кН} \times \text{м}; \\ M_3 &= M_i + M_{HK} = 947,41 + 656,01 = 1603,42 \text{ кН} \times \text{м}. \end{aligned} \right\} (1.23)$$

Зазначений згинаючий момент використовують у розрахунках залізобетонної прольотної будови за 1-ою групою граничних станів (при визначенні площі перерізу поздовжньої робочої арматури).

У розрахунках за тріщиностійкістю нормальних перерізів використовують згинаючий момент від нормативних навантажень, який обчислюють за формулою

$$M_{TP,n} = M_{i,n} + M_{TA,n} = 721,87 + 481,30 = 1203,17 (\text{кН} \times \text{м}). (1.24)$$

При розрахунку прогинів елементів (плит) прольотної будови моста необхідно використовувати згинальний момент від нормативних постійних навантажень та нормативного важкого навантаження НК-80, обчислюваний з виразу

$$M_{f,n} = M_{i,n} + M_{HK,n} = 721,87 + 596,37 = 1318,24 (\text{кН} \times \text{м}). (1.25)$$

1.3.2. Визначення поперечних сил

Для визначення поперечних сил побудуємо епюру лінії впливу Q_A і графіки зміни коефіцієнта поперечної установки по довжині прольоту для навантажень А11 і НК-80 (рис. 1.8).

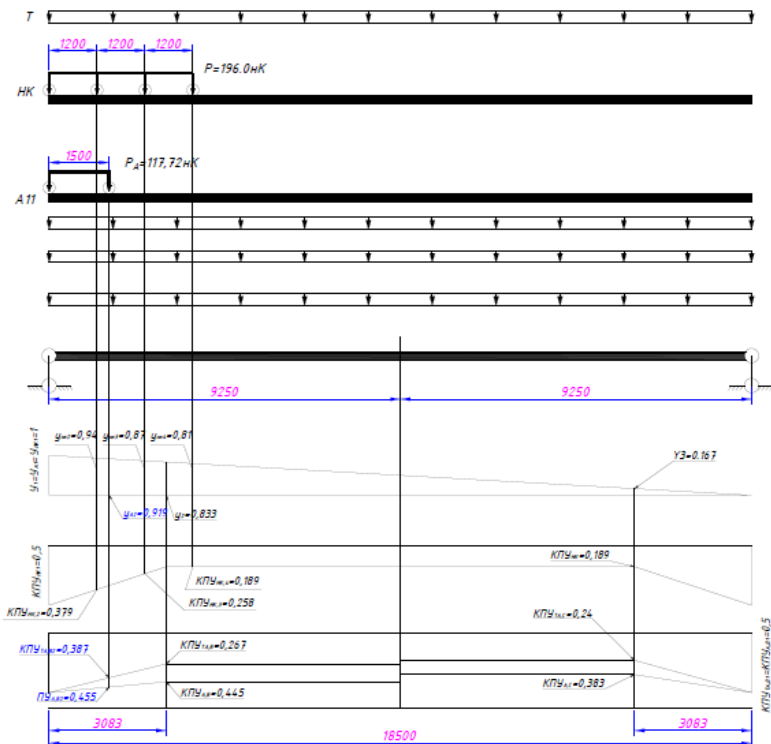


Рис. 1.8. До визначення поперечних сил в елементах прольотної будови моста: а) від тимчасових навантажень; б) від постійних навантажень; в) епюра лінії впливу поперечних сил; г) графіки зміни коефіцієнтів поперечної установки по довжині прольоту від тимчасових навантажень

Площу епюри лінії впливу Q_{AV} визначаємо за формулою

$$\omega_Q = \frac{y_1 l_p}{2} = \frac{1 \cdot 18.5}{2} = 9,25 \text{ м}^2. \quad (1.26)$$

Поперечну силу від дії постійних розрахункових навантажень обчислюємо з виразу

$$Q_i = (q_{k,n} \gamma_f + \sum_n \frac{q_i}{n}) \omega_Q = 204,85(\kappa H), \quad (1.27)$$

а від дії постійних нормативних навантажень – за формулою

$$Q_{i,n} = (q_{k,n} + q_{g,n}) \omega_Q = 156,08(\kappa H). \quad (1.28)$$

Поперечні сили від відповідно тимчасових розрахункових і нормативних навантажень (рис. 1.8,а) визначаємо для:

а) автомобільного АІІ і натовпу на тротуарах (рис.

1.6,а)

$$\begin{aligned} Q_{TA} = & (1 + \mu) A \gamma_{f,AC} v \left[\omega_Q K P V_{TA,C} + \frac{l_1}{6} \left(\gamma_1 (0,5 - K P V_{TA,C}) + \right. \right. \\ & \left. \left. 4 \frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2} \frac{0,5 - K P V_{TA,C}}{2} \right) + \frac{l_2}{6} 4 \frac{\gamma_3}{2} \frac{0,5 - K P V_{TA,C}}{2} \right] + \\ & (1 + \mu) A \gamma_{f,AB} P_A (K P V_{TA,B_1} \gamma_{A,1} + K P V_{TA,B_2} \gamma_{A,2}) + \\ & \gamma_{f,T} P_T b_{Tp} \left[\omega_Q K P V_T + \frac{l_1}{6} \left(\gamma_1 (0,5 - K P V_T) + 4 \frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2} \frac{0,5 - K P V_T}{2} \right) + \right. \\ & \left. \frac{l_2}{6} 4 \frac{\gamma_3}{2} \frac{0,5 - K P V_T}{2} \right] = 180,46 \kappa H; \end{aligned} \quad (1.29)$$

$$\begin{aligned} Q_{TA,n} = & v \left[\omega_Q K P V_{TA,C} + \frac{l_1}{6} \left(\gamma_1 (0,5 - K P V_{TA,C}) + \right. \right. \\ & \left. \left. 4 \frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2} \frac{0,5 - K P V_{TA,C}}{2} \right) + \right. \\ & \left. + \frac{l_2}{6} 4 \frac{\gamma_3}{2} \frac{0,5 - K P V_{TA,C}}{2} \right] + P_A (K P V_{TA,B_1} \gamma_{A,1} + K P V_{TA,B_2} \gamma_{A,2}) + \\ & P_T b_{Tp} \left[\omega_Q K P V_T + \frac{l_1}{6} \left(\gamma_1 (0,5 - K P V_T) + 4 \frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2} \frac{0,5 - K P V_T}{2} \right) + \right. \\ & \left. \frac{l_2}{6} 4 \frac{\gamma_3}{2} \frac{0,5 - K P V_T}{2} \right] = 102,24 \kappa H; \end{aligned} \quad (1.30)$$

б) автомобільного АІІ при розміщенні першої смуги на краю їздового полотна (рис. 1.6,б)

$$\begin{aligned} Q_A = & (1 + \mu) A \gamma_{f,AC} v \left[\omega_Q K P V_{A,C} + \frac{l_1}{6} \left(\gamma_1 (0,5 - K P V_{A,C}) + \right. \right. \\ & \left. \left. 4 \frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2} \frac{0,5 - K P V_{A,C}}{2} \right) + \right. \\ & \left. + \frac{l_2}{6} 4 \frac{\gamma_3}{2} \frac{0,5 - K P V_{A,C}}{2} \right] + (1 + \mu) A \gamma_{f,AB} P_A (K P V_{A,B_1} \gamma_{A,1} + \\ & K P V_{A,B_2} \gamma_{A,2}) = 287,14 (\kappa H); \end{aligned} \quad (1.31)$$

в) важкого навантаження НК-80 (рис. 1.6,в)

$$\begin{aligned} Q_{HK} = & (1 + \mu)_{HK} \gamma_{f,HR} P_{HK} \sum K P V_{HK,i} \gamma_{HK,i} = 1.202 * 1 * 196 * 1 * \\ & 1 + 0.368 * 0.93 + 0.235 * 0.86 + 0.177 * 0.79 = 265,19 (\kappa H) \end{aligned} \quad (1.32)$$

За максимальну поперечну силу від постійних та тимчасових навантажень приймаємо більшу із трьох наступних:

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= Q_i + Q_{TA} = 204,85 + 180,46 = 385,31 \\ Q_2 &= Q_i + Q_A = 204,85 + 287,14 = 491,99 \\ Q_3 &= Q_i + Q_{HK} = 204,85 + 265,19 = 470,04 \end{aligned} \right\} (\text{кН}). \quad (1.33)$$

Зазначену поперечну силу використовують у розрахунках прольотної будови за 1-ою групою граничних станів (за міцністю).

У розрахунках за тріщиностійкістю похилих перерізів використовують поперечну силу від нормативних навантажень, яку обчислюють за формулою

$$Q_{Tp,n} = Q_{i,n} + Q_{TA,n} = 156,08 + 102,24 = 258,32 (\text{кН}). \quad (1.34)$$

2. Проектування комунікаційного тунелю

2.1. Загальні відомості

Проектування тунелю починають із виконання компоновального креслення, на якому необхідно вказати:

- поперечний переріз тунелю з нанесенням усіх геометричних розмірів;
- глибину закладання тунелю;
- рівень поверхні землі;
- рівень ґрунтових вод та його передбачуване підняття на величину 0,5 м;
- тимчасове навантаження на поверхні землі;
- поздовжній і поперечний ухили підлоги тунелю;
- положення колодязів і камер із приямками для збирання рідини.

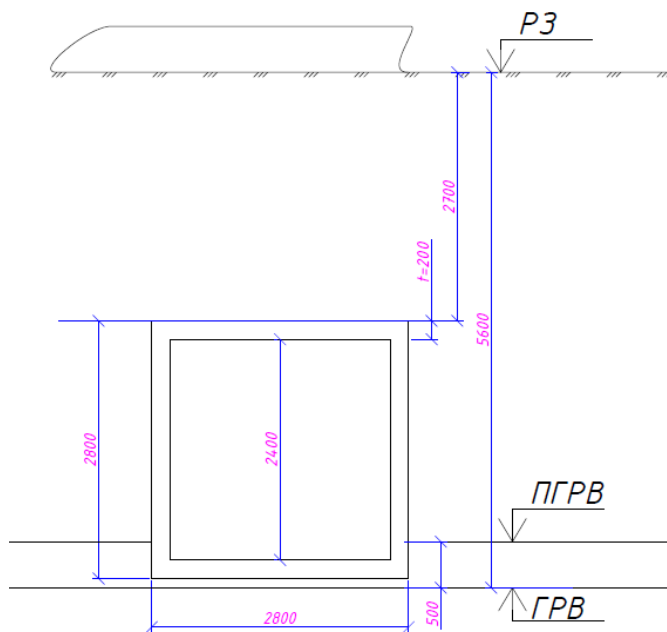


Рис. 2.1. Компонувальне креслення тунелю

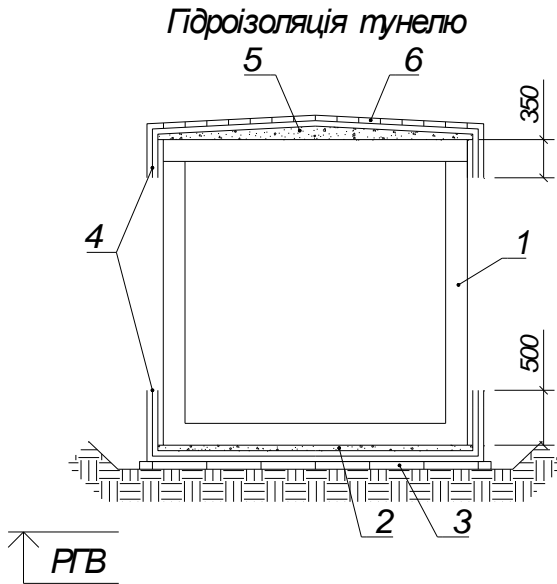
2.2. Улаштування гідроізоляції тунелю

Однією з основних вимог до тунелів і каналів є надійний захист від проникнення в них ґрунтових та поверхневих вод.

У тунелях і каналах, що розташовані нижче за рівень ґрунтових вод, необхідно передбачити гідроізоляцію одного з наступних типів:

- у вигляді цементної штукатурки, яку наносять торкретуванням (крім зовнішньої поверхні днища);
- асфальтну гарячу;
- асфальтну холодну;
- бітумну обклеювальну.

У даному курсовому проєкті відповідно до завдання обираємо бітумну обклеювальну гідроізоляцію. Приклад виконання такої гідроізоляції наведений на рис. 2.2.



- 1 – монолітна конструкція споруди;
- 2 – вирівнювальний шар із цементного розчину М50 ($t=20$ мм);
- 3 – бетонна підготовка з В10 ($t=100$ мм);
- 4 – гідроізоляція із двох шарів ізолю;
- 5 – вирівнювальний шар із цементного розчину М50 ($t=30$ мм);
- 6 – захисний шар із цементного розчину М50 ($t=30$ мм).

Рис. 2.2. Бітумна обклеювальна гідроізоляція тунелів і каналів за наявності ґрунтових вод

2.3. Розрахунок тунелю

2.3.1. Збір навантажень

2.3.1.1. Загальні відомості

Розрахунковий рівень ґрунтових вод необхідно приймати вище заданого на 0,5 м (цим самим враховується можливе підняття рівня ґрунтових вод під час експлуатації тунелю чи каналу).

Рівень ґрунтових вод знаходиться в межах висоти стінки тунелю (рис. 2.3). У розрахунках необхідно враховувати

боковий тиск ґрунту, додатковий боковий (гідростатичний) тиск та виштовхувальну силу ґрунтових вод лише на тій частині стінки, яка знаходиться нижче рівня ґрунтових вод.

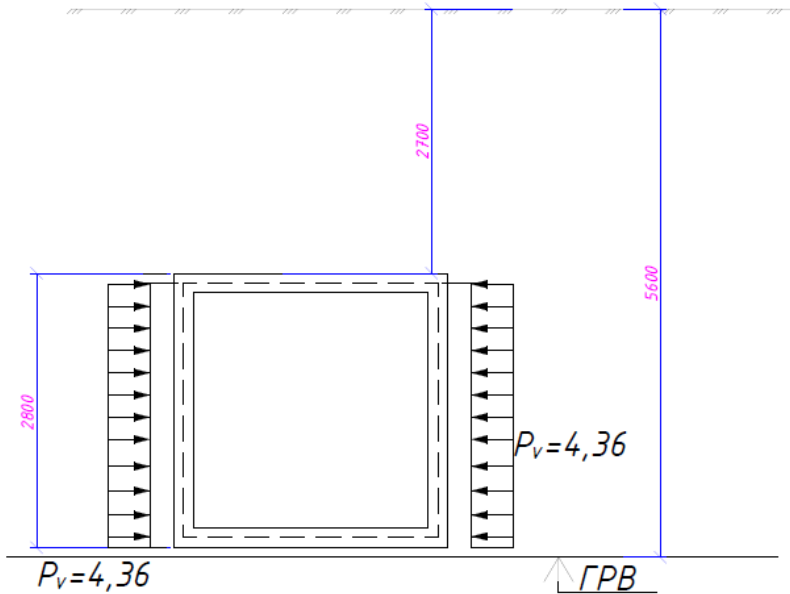


Рис. 2.3. Розташування рівня ґрунтових вод:

$P_{гр,ω}$ – боковий тиск зваженого ґрунту; $P_{гр}$ – боковий тиск ґрунту;
 $P_ω$ – боковий гідростатичний тиск води

2.3.1.2. Визначення навантажень

Збір навантажень виконуємо на 1 пог. м довжини тунелю ($b=1$ м).

Постійне розрахункове навантаження на перекриття (від його власної маси та маси ґрунту над перекриттям)

$$q_p = \gamma b t_n \gamma_f + \gamma_z b h_T \gamma_{f,z} = 25 \cdot 1,0 \cdot 0,2 \cdot 1,1 + 20 \cdot 1,0 \cdot 2,7 \cdot 1,15 = 67,60 \text{ (кН/м)} \quad (2.1)$$

де γ і γ_z – густина відповідно залізобетону й ґрунту, кН/м^3 ;

t_n – товщина плити перекриття, м;

h_T —товщина ґрунту над тунелем, м;

γ і γ_s — коефіцієнти надійності за навантаженням від власної ваги залізобетонних конструкцій тунелю та від ваги ґрунту відповідно.

Постійне розрахункове навантаження на днище з урахуванням його маси та власної ваги стін, приведеної до рівномірно розподіленого навантаження по днищу,

$$q_{p,d} = q_p + \gamma b t_{n,d} \gamma_f + 2 t_{c,e} b h_o \gamma_f / b_{T,o} = 67.60 + 25 \cdot 1,0 \cdot 0,2 \cdot 1,1 + \frac{2 \cdot 0,2 \cdot 1,0 \cdot 2,4 \cdot 25 \cdot 1,1}{2,6} = 83.25 (\text{кН/м}), \quad (2.3)$$

де q_p — навантаження на перекриття (верхню плиту) тунелю;

$t_{n,d}$ — товщина плити днища, м;

$h_{T,o}$ — ширина тунелю в осях, м;

$t_{c,e}$ — усереднена товщина стінки тунелю.

Тимчасове навантаження на перекриття

$$q_g = g_n b \gamma_f = 14 \cdot 1,0 \cdot 1,1 = 15.4 (\text{кН/м}),$$

$$(2.4)$$

де g_n — тимчасове нормативне навантаження на перекриття, кПа ;

γ — коефіцієнт надійності за навантаженням для тимчасового навантаження.

Постійні горизонтальні навантаження визначаємо:

— на рівні осі перекриття тунелю за формулою

$$P_{p,1} = (h_{2,b} - 0,5) b \gamma_s \gamma_{f,z} \mu + h_c b \gamma_{s,w} \gamma_{f,z} \mu + h_c b \gamma_w \gamma_{f,w} = (5.6 - 0.5) \cdot 1 \cdot 26.5 \cdot 1,15 \cdot 0,283 - 2,3 \cdot 1 \cdot 10.06 \cdot 1.15 \cdot 0,283 - 2,3 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 1 = 13.45 \text{кН/м} \quad (2.5)$$

$$h_c = h_T + \frac{t_n}{2} - h_{2,e} + 0,5 = 2.7 + 0,2 / 2 - 5.6 + 0,5 = -2.3 (\text{мм})$$

$$\gamma_{sw} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = (26,5 - 10) / (1 + 0,64) = 10,06 \text{кН/м}^3$$

(у (2.6) завжди приймають $h_c \geq 0$, а $h_{2,b} - 0,5 \leq h_T + \frac{t_n}{2}$);

μ – коефіцієнт бокового тиску ґрунту, що обчислюється за формулою

$$\mu = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{34^\circ}{2}\right) = 0,283, \quad (2.6)$$

де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту, град;

– на рівні осі днища тунелю за формулою

$$P_{o,1} = P_{p,1} - h_c b \gamma_z \gamma_{f,c} \mu + h_1 b \gamma_{s,w} \gamma_{f,c} \mu + h_1 b \gamma_w \gamma_{f,w} = \quad (2.7)$$

$$= 13,45 + 2,3 \cdot 1 \cdot 26,5 \cdot 1,15 \cdot 0,283 + 0,3 \cdot 1 \cdot 10,06 \cdot 1,15 \cdot 0,283 + 0,3 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 1 = 37,2$$

$$h_1 = h_{T,o} + h_c = 2,6 + (-2,3) = 0,3 \geq 0 \quad (2.8)$$

(у формулах (2.7) і (2.8) завжди приймають $h_c \leq 0$);

– на рівні ґрунтових вод навантаження P_{gp} за формулою (2.5) при $h_c = 0$.

Тимчасове бокове навантаження визначаємо за формулою

$$P_v = g_n b \gamma_f \mu = 14 \cdot 1,0 \cdot 1,1 \cdot 0,283 = 4,36 \text{ (кН/м)} \quad (2.9)$$

Складена для нашого випадку розрахункова схема тунелю представлена на рис. 2.4.

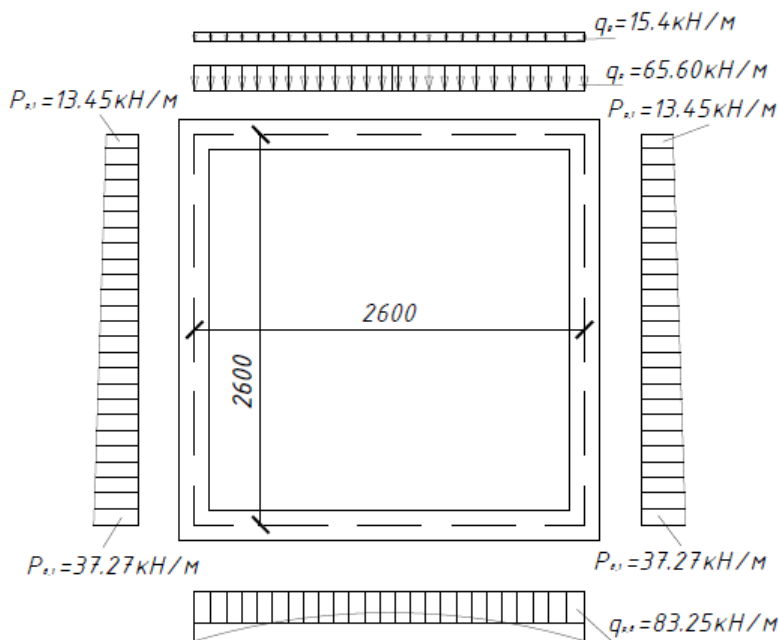


Рис. 2.4. Розрахункова схема тунелю

2.4. Статичний розрахунок тунелю. Визначення зусиль в елементах тунелю

2.4.1. Загальні відомості

Статичний розрахунок тунелів і каналів виконують за розрахунковими схемами (див., наприклад, рис. 2.4), як правило, за допомогою ЕОМ із використанням програмних комплексів «LIRA», «SCAD» та ін., ураховуючи пружний відпір ґрунту. Для тунелів і каналів шириною до 3 м статичний розрахунок допускається виконувати вручну за допомогою спеціальних рисунків і відповідних їм таблиць без урахування пружного відпору ґрунту.

2.4.2. Визначення зусиль в елементах тунелю

Зусилля в елементах тунелю, що мають шарніри в стінках, визначаємо за схемами рис. 2.5.

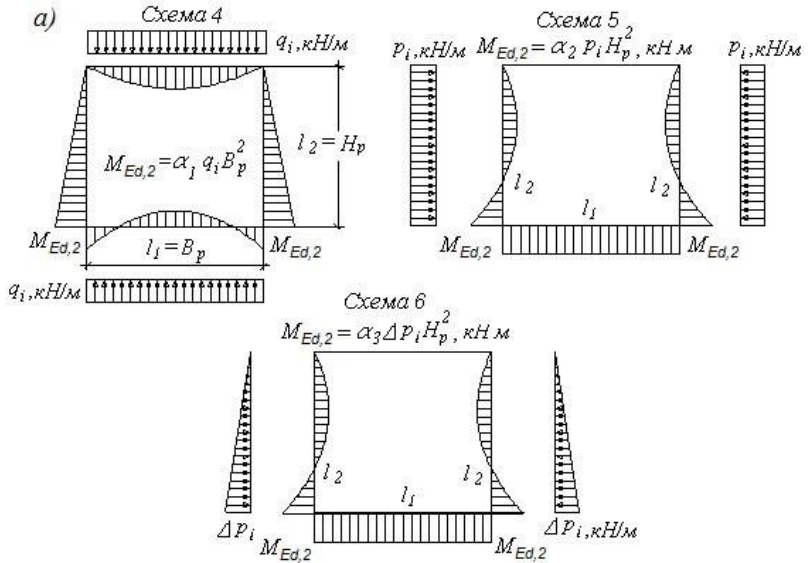


Рис. 2.5. До визначення згинальних моментів у тунелях, що мають шарніри в стінках (можливі схеми завантажень)

Зусилля в стінках тунелю визначаємо:

- від постійних і тимчасових вертикальних навантажень – за схемою 1;
- від бокового активного тиску ґрунту – за схемами 2 і 3;
- від тимчасового бокового навантаження за схемою 2.

Розрахункові зусилля в стінці від постійних навантажень визначаємо за такими формулами

– верхній вузловий момент на осі перекриття

$$M_{p,1} = 0,125 \cdot P_{p,1} \cdot h_{T,o}^2 + \alpha_1 (P_{o,1} - P_{p,1}) h_{T,o}^2 = 15,72 (\kappa\text{Нм}), \quad (2.10)$$

- поперечна сила у верхньому вузлі на осі перекриття

$$Q_{p,1} = P_{p,1} \frac{h_{T,o}}{2} + (P_{o,1} - P_{p,1}) \frac{h_{T,o}}{6} = 27.73 \text{ (кН)}, \quad (2.11)$$

– нижній вузловий момент на осі днища

$$M_{p,2} = \alpha_1 q B_p^2 + \alpha_2 q h_{T,o}^2 + \alpha_3 (P_{o,1} - P_{p,1}) h_{T,o}^2 = 60.63 \text{ (кНм)} \quad (2.12)$$

– поперечна сила у нижньому вузлі на осі днища

$$Q_{p,2} = P_{p,1} \frac{h_{T,o}}{2} + (P_{o,1} - P_{p,1}) \frac{h_{T,o}}{3} = 13.45 \cdot \frac{2,6}{2} + (37.27 - 13.45) \cdot \frac{2,6}{3} = 37.98 \text{ (кН)} \quad (2.13)$$

Поперечна сила в перекритті (верхньому ригелі) від постійних навантажень

$$Q_{p,3} = q_p \frac{b_{T,o}}{2} = 67.60 \frac{2,6}{2} = 87.88 \text{ (кН)} \quad (2.14)$$

а в днищі (нижньому ригелі) –

$$Q_{p,4} = q_{p,o} \frac{b_{T,o}}{2} = 83,25 \cdot \frac{2,6}{2} = 108.23 \text{ (кН)}. \quad (2.15)$$

Прольотні моменти в перекритті й днищі відповідно:

$$M_{p,5} = q_p \frac{b_{T,o}^2}{8} - M_{p,1} = 67.60 \cdot \frac{2,6^2}{8} - 15,72 = 41.4 \text{ (кНм)}, \quad (2.16)$$

$$M_{p,6} = q_{p,o} \frac{b_{T,o}^2}{8} - M_{p,2} = 83,25 \cdot \frac{2,6^2}{8} - 60,63 = 9.72 \text{ (кНм)}. \quad (2.17)$$

Розрахункові зусилля в стінці від тимчасових навантажень визначаємо за формулами:

– верхній вузловий момент по осі перекриття та нижній вузловий момент по осі днища

$$M_{v,1} = M_{v,2} = 0,125 P_v h_{T,o}^2 = 3,68 \text{ (кНм)}, \quad (2.18)$$

– поперечні сили в цих же самих перерізах

$$Q_{v,1} = Q_{v,2} = P_v \frac{h_{T,o}}{2} = 4.36 \cdot \frac{2,6}{2} = 5.7 \text{ (кН)}. \quad (2.19)$$

Поперечні сили в перекритті (верхньому ригелі) і днищі (нижньому ригелі) від тимчасових навантажень

$$Q_{v,3} = Q_{v,4} = q_g \frac{b_{T,o}}{2} = 15,4 \cdot \frac{2,6}{2} = 20,02 \text{ (кН)}. \quad (2.20)$$

Прольотні моменти в перекритті й днищі

$$M_{v,5} = M_{v,6} = q_g \frac{b_{T,0}^2}{8} - M_{v,1} = 15,4 \cdot \frac{2,6^2}{8} - 3,68 = 9,33 \quad (\text{кНм}). \quad (2.21)$$

Результати розрахунків у вигляді епюри згинальних моментів в елементах тунелю представлені на рис. 2.6.

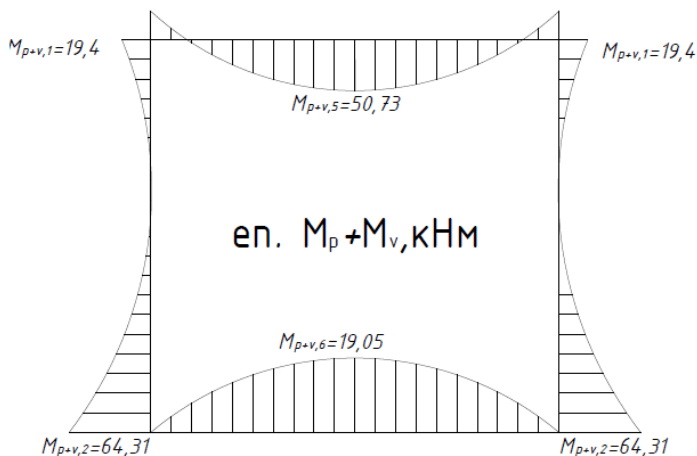


Рис. 2.6. Епюри згинальних моментів у тунелі:
а – від постійних навантажень; б – від тимчасових навантажень

Слід зауважити, що перекриття, днище й стінки тунелю зазнають поздовжньо-поперечного згину, а тому їх розраховують, як правило, на позацентрове стиснення.

Перекриття, як і днище, розраховують на максимальні зусилля від тривалих і короткочасних навантажень по перерізу 4-4 (рис. 2.4):

$$M_l = M_{op,4} \quad \text{або} \quad M_l = M_{p,6}; M_c = M_{op,4} \quad \text{або} \quad M_c = M_{v,6}; \quad (2.22)$$

$$N_l = Q_{p,2} + P_{o,1} \frac{t_{n,0}}{2} = 41,71 (\text{кН}), \quad (2.23)$$

$$N_c = Q_{v,2} + P_v \frac{t_{n,0}}{2} = 6,14 (\text{кН}). \quad (2.24)$$

Стінку розраховуємо як позацентрово стиснутий елемент на максимальні зусилля від тривалих та короткочасних навантажень по перерізу 2-2 (рис. 2.4):

$$M_l = M_{p,2} = 60,63 \text{ кН/м}; M_c = M_{v,2} = 3,68 \text{ кН/м}; \quad (2.25)$$

$$N_l = Q_{p,4} + q_{p,0} \frac{t_{c,\min}}{2} = 108,23 + 83,25 \cdot \frac{0,2}{2} = 116,56 \quad (\text{кН}), \quad (2.26)$$

$$N_c = Q_{v,4} + q_g \frac{t_{c,\min}}{2} = 20,02 + 15,4 \cdot \frac{0,2}{2} = 21,56 \quad (\text{кН}). \quad (2.27)$$

2.5. Перевірка необхідності влаштування температурно-усадних швів

Необхідність влаштування температурно-усадних швів перевіряється за умовою:

$$\sigma_{b,\max} > R_{bt}, \quad (2.28)$$

де $\sigma_{b,\max}$ – найбільші температурно-усадні розтягувальні напруження в бетоні;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону на розтяг за I-ю групою граничних станів.

Таким чином, при $\sigma_{b,\max} \leq R_{bt}$ влаштування температурно-усадних швів не потрібно.

Найбільші температурно-усадні розтягувальні напруження в бетоні визначають за виразом

$$\sigma_{b,\max} = \frac{(\alpha_{bT} \cdot \Delta t + \varepsilon_y) E_b}{C_b} = \frac{(10^{-5} \cdot 15 + 0,00015) \cdot 23 \cdot 10^3}{1,5} = 4,6 \text{ МПа} \quad (2.29)$$

де α_{bT} – коефіцієнт лінійної температурної деформації бетону (для важкого бетону $\alpha_{bT} = 10^{-5} \text{ град}^{-1}$);

Δt – розрахункова зміна середніх температур конструкцій тунелю в холодну пору року (для України $\Delta t = 15^{\circ}\text{C}$);

ε_y – відносні усадні деформації бетону (для збірних конструкцій $\varepsilon_y = 0$, для монолітних $\varepsilon_y = 0,00015$);

E_b – початковий модуль пружності бетону, МПа;

C_b – коефіцієнт, який враховує повзучість бетону (при середній вологості $\leq 40\%$ $C_b = 2$; при вологості $> 40\%$ $C_b = 1,5$).

Оскільки $\sigma_{b,\max} = 2,3 \text{ МПа} > R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$, то необхідне влаштування температурно-усадних швів.

2.6. Конструктивний розрахунок тунелю

Конструктивний розрахунок елементів тунелю зводиться до підбору площі перерізу поздовжньої й поперечної арматури. Оскільки всі елементи тунелю є плитними (мають значну ширину), то їхнє поперечне армування в більшості випадків виконують лише з конструктивних вимог. Тому в курсовому проєкті рекомендується розрахувати лише поздовжню арматуру.

2.7. Конструювання тунелю

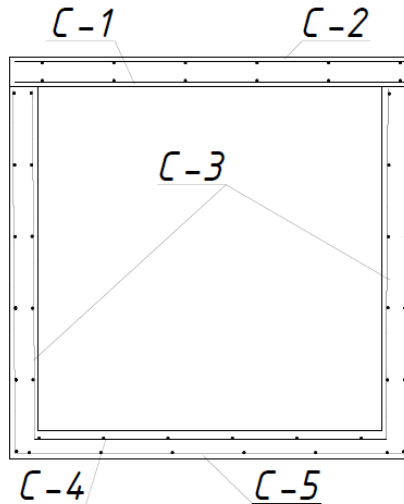


Рис. 2.7. Схема армування тунелю

Армування елементів тунелю виконують, як правило, зварними арматурними сітками або окремими стержнями, об'єднуючи їх у в'язані сітки (рис. 2.7). Стержні робочої арматури розміщують із кроком 100...200 мм, а розподільчу – із кроком 300...350 мм (не менше 3-х стержнів на 1 пог.м перерізу). Для економії сталі всі елементи тунелю армують відповідно до епюри матеріалів з обривом робочих стержнів.

При невеликих розмірах (до 3 м) армування тунелю виконують без обриву стержнів.

Глибина анкерування (защемлення) розтягнених арматурних стержнів, що обривають, повинна бути не меншою 20-ти їхніх діаметрів.

Компонування підпірної стінки

3.1 Вихідні данні

Необхідно запроєктувати кутову підпірну стіну з монолітного залізобетону для утримання ґрунту з висотою підпору $H_{по} = 3,0\text{м}$ та глибиною закладання підосви фундаментної плити $d = 1,3\text{м}$. Величина еквівалентного рівномірно розподіленого характеристичного навантаження на поверхні призми обвалення становить $g_n = 14\text{кН/м}^2$. За результатами інженерно-геологічних та гідрогеологічних вишукувань встановлено, що в основі фундаментів залягають пілуваті піски з наступними характеристичними значеннями основних характеристик: $\gamma^n = 20\text{кН/м}^3$, ($\varphi^n = 35^\circ$, $c^n = 0$). Ці ж ґрунти, з їх належним ущільненням, використовують і для засипки пазух проектованої підпірної стінки. Ґрунтові води виявлені на глибині $H_{гв} = 5,6\text{м}$ від поверхні землі.

Для зведення підпірної стінки слід використати бетон класу В15 та робочу арматуру класу А400.

Попередні габаритні розміри кутової підпірної стінки. їх визначаємо за допомогою графіка на рис. 3.5, б залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту $\varphi^n = 35^\circ$, висоти підпірної стінки

$H = 3,0 + 1,3 = 4,3$ м та характеристичного значення тимчасового навантаження на поверхні ґрунту

$$g_n = 14\text{кН/м}.$$

Характеристики непорушених ґрунтів природного закладання та ґрунтів засипки. Відповідно до діючих норм, розрахункові характеристики непорушених ґрунтів основи будуть наступними:

$$\gamma_I = 1,05 \cdot 20 = 21 \text{кН} / \text{м}^3; \quad \gamma_{II} = 20 \text{кН} / \text{м}^3;$$

$$\varphi_I = 35 / 1,1 = 31,8^\circ; \quad \varphi_{II} = 35^\circ; \quad c_I = 0; \quad c_{II} = 0.$$

Аналогічні характеристики ґрунтів засипки, за умови належного ущільнення останніх, становитимуть: $\gamma' = 0,95 \cdot 21 = 19,95 \text{кН} / \text{м}^3$

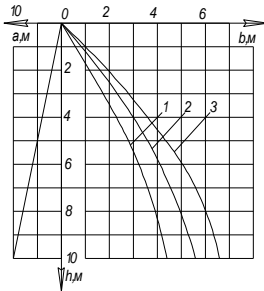
$$\gamma_{II'} = 1,05 \cdot 20 = 21 \text{кН} / \text{м}^3$$

$$\varphi_I = 31,8 \cdot 0,9 = 28,6^\circ; \quad \varphi_{II'} = 35 \cdot 0,9 = 31,5^\circ; \quad c_I = 0; \quad c_{II'} = 0.$$

4. ПРОЕКТУВАННЯ ПІДПІРНОЇ СТІНКИ

4.1. Визначення габаритних розмірів

Попередні розміри кутової підпірної стінки визначаємо за допомогою графіків (рис. 4.1) у залежності від кута внутрішнього тертя ґрунту φ , висоти підпірної стінки h та тимчасового нормативного навантаження на поверхні ґрунту q_n .



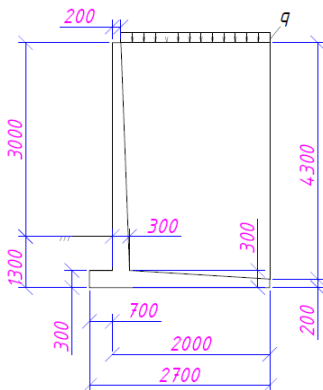


Рис. 4.1. До визначення попередніх габаритних розмірів кутових підірних стін: $\varphi = 35^{\circ}$; $1 - q = 10 \text{ кН/м}^2$;

4.2. Перевірка стійкості стінки проти перекидання

Розрахунок ведемо на 1 м.п. підірної стінки ($I_{н.с.} = 1 \text{ м}$). На кутову підірну стінку діють перекидаючі сили (активний тиск ґрунту P_{ap} , боковий тиск ґрунту від тимчасового навантаження P_g) та утримуючі сили (навантаження від власної маси елементів стінки G_i , навантаження від маси ґрунту на уступах Q_i).

В розрахунках на перекидання пасивним тиском ґрунту нехтуємо (рис.4. 2.).

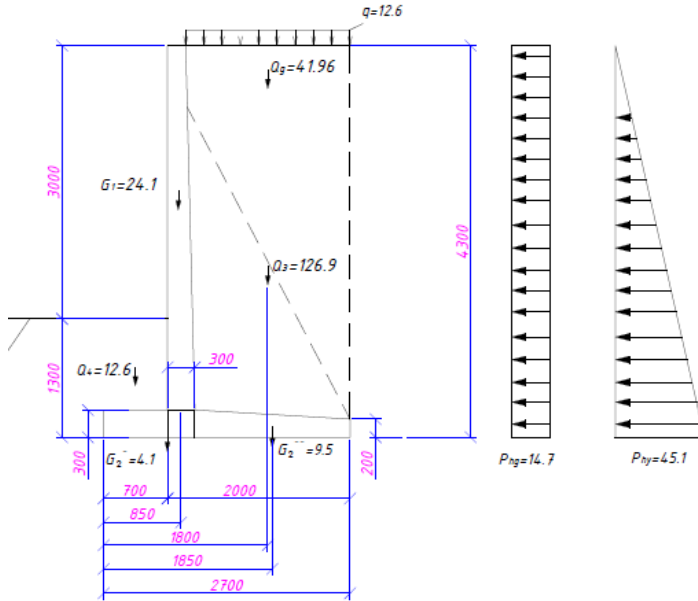


Рис. 4.2. До розрахунку кутової підпірної стінки на перекидання

Рівнодіючу активного тиску ґрунту визначаємо за формулою

$$P_{ep} = \gamma_{ep} \gamma_{f,ep} l_{n.c.} \frac{h^2}{2} \mu = 45,1 \text{ (кН)}, \quad (4.1)$$

де $\gamma_{f,ep}$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для ґрунту (тут його приймають $> 1,0$);

γ_{ep} - питома густина ґрунту, кН/м³;

h - висота підпірної стінки, м;

μ - коефіцієнт бокового тертя ґрунту

$$\mu = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,271. \quad (4.1.1)$$

Рівнодіюча бокового тиску ґрунту від тимчасового навантаження

$$P_g = g_n \gamma_f l_{n.c.} h \mu = 14,7 \text{ (кН)}, \quad (4.2)$$

де γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням для тимчасового навантаження (приймають $> 1,0$);

g_n - тимчасове нормативне навантаження на поверхні ґрунту.

Навантаження від власної маси 1 м.пог. підпірної стінки доцільно визначати поелементно, розбивши її поперечний переріз на прості фігури, за формулою

$$\begin{aligned} G_i &= A_i l_{n.c.} \gamma \gamma_f; \\ G_1 &= 24.1 \text{ (кН)}; \\ G_2' &= 4.1 \text{ (кН)}; \\ G_2'' &= 9.5 \text{ (кН)}, \end{aligned} \quad (4.3)$$

де A_i - площа поперечного перерізу відповідної частини кутової підпірної

стінки, м^2 ;

γ - густина залізобетону, (25 кН/м^3);

γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням від маси стінки ($\gamma_f = 0,9$),

оскільки збільшена маса покращує роботу стінки на перекидання).

Навантаження від власної маси ґрунту на уступах підпірної стінки, довжиною 1м. погонний, визначаємо за формулою

$$\begin{aligned} Q_i &= A_{i,зп} l_{n.c.} \gamma_{зп} \gamma_{f,зп}; \\ Q_3 &= 126.9 \text{ (кН)}; \\ Q_4 &= 12.6 \text{ (кН)}, \end{aligned} \quad (4.4)$$

де $A_{i,зп}$ - площа перерізу ґрунту на відповідних уступах, м^2 ;

$\gamma_{f,ep}$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для ґрунту (для утримуючих сил приймаємо рівним 0,9).

Стійкість кутової підпірної стінки проти перекидання відносно точки O (рис. 4.2.) перевіряємо за умовою

$$M_y \geq 1,5M_{np}; \quad (4.5)$$

$$218.14 \geq 1,5 \cdot 96.25 = 144.375$$

Момент перекидаючих сил відносно точки O обчислюємо за формулою

$$M_{np} = P_{ep} \frac{h}{3} + P_g \frac{h}{2} = 96.25 (\text{кНм}), \quad (4.6)$$

Момент утримуючих сил знаходимо за виразом (кНм)

$$M_y = \sum G_i a_i + \sum Q_i a_i = G_1 a_1 + G_2' a_2' + G_2'' a_2'' + Q_3 a_3 + Q_4 a_4 + Q_g = 218.14 (\text{кНм}),$$

$$Q_g = q(b - t_{cm.1}) a_q = 41.96 (\text{кН}),$$

$$q = q_n \gamma_f l_{nc} = 12.6 (\text{кН/м}).$$

(4.7)

де a_i — відстань від точки O до відповідної утримуючої сили, м.

4.3. Розрахунок стійкості підпірної стінки на зсув

4.3.1. Визначення активного тиску ґрунту

Активний тиск ґрунту для кутових підпірних стін визначають із умови утворення за стіною клиновидної симетричної або несиметричної призми обвалення (рис. 4.3).

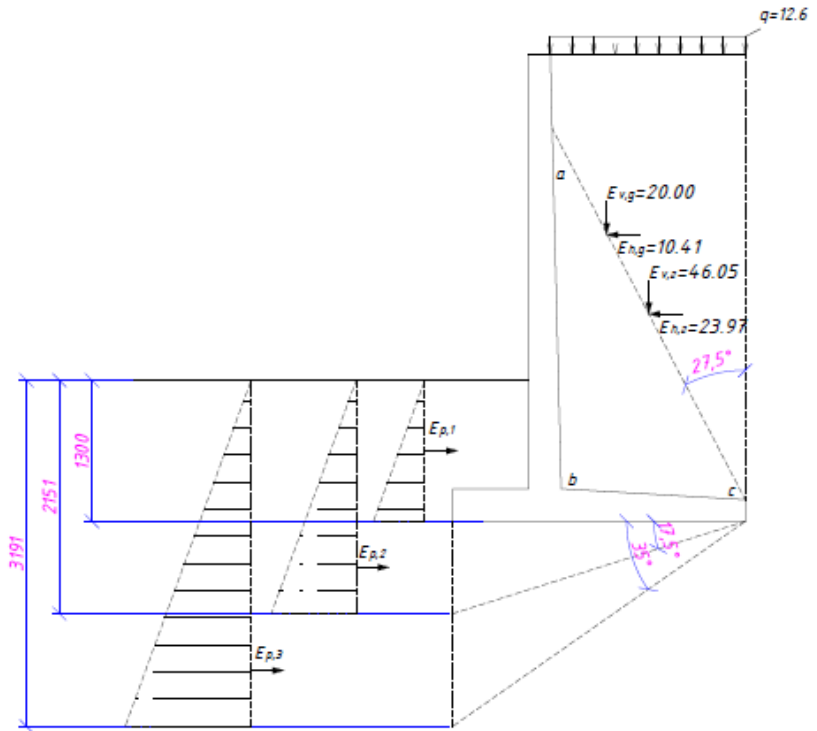


Рис.4.3. До визначення активного тиску в кутових підпірних стінах за симетричної призми обвалення;

Для випадку утворення симетричної призми обвалення (рис. 3.1) активний тиск ґрунту приймають діючим на площину, нахилену до вертикалі під кутом

$$\theta_o = 45^\circ - \frac{\varphi}{2} = 45^\circ - \frac{35^\circ}{2} = 27.5^\circ$$

Для короткої задньої консолі, коли площина призми обвалення перетинає задню грань стіни, тиск ґрунту визначають як для симетричної призми обвалення, якщо

відстань від верху стіни до перетину з площиною обвалення не перевищує 0,25 висоти стіни;

При розрахунку кутових підпірних стін приймають: кут нахилу (E) задньої грані стіни до вертикалі рівним куту обвалення θ_o ,

$$\xi = \theta_o = 45^\circ - \frac{\varphi}{2} = 27.5^\circ; \quad (4.8)$$

кут тертя (δ) ґрунту на контакті з стіною рівним $\delta = \varphi$;

кут нахилу (ρ) поверхні ґрунту до горизонту рівним $\rho = 0$.

Горизонтальну ($\sigma_{h,z}$) та вертикальну ($\sigma_{v,z}$) складові активного тиску ґрунту на глибині h визначаємо за формулами, відповідно,

$$\sigma_{h,z} = \gamma_{zp} \gamma_{f,zp} h \lambda_2 l_{n.c.} = 11.15 \text{ (кН/м)}, \quad (4.9)$$

$$\sigma_{v,z} = \sigma_{h,z} \operatorname{tg}(\xi + \delta) = 21.42 \text{ (кН/м)}, \quad (4.10)$$

де $\gamma_{f,zp}$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для ґрунту ($\gamma_{f,zp} > 1$);

λ_2 - коефіцієнт горизонтальної складової активного тиску ґрунту

обчислюють за формулою

$$\lambda_2 = \left[\frac{\cos(\varphi - \xi)}{\cos \xi \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\xi + \delta) \cos(\xi - \rho)}} \right)} \right]^2 = \left[\frac{\cos(35^\circ - 27.5^\circ)}{\cos 27.5^\circ \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 35^\circ) \sin(35^\circ - 0^\circ)}{\cos(27.5^\circ + 35^\circ) \cos(27.5^\circ - 0^\circ)}} \right)} \right]^2 = 0.144 \quad (4.11)$$

Горизонтальну $E_{h,z}$ та вертикальну $E_{v,z}$ складові рівнодіючої активного тиску ґрунту для незв'язних ґрунтів ($c=0$) визначаємо за виразами, відповідно,

$$E_{h,z} = \frac{1}{2} \sigma_{h,z} h = 23.97 \text{ (кН)}, \quad (4.12)$$

$$E_{v,z} = \frac{1}{2} \sigma_{v,z} h = \frac{1}{2} \cdot 21.42 \cdot 4.3 = 46.05 \text{ (кН)}. \quad (4.13)$$

Горизонтальну $\sigma_{h,g}$ та вертикальну $\sigma_{v,g}$ складові активного тиску від тимчасового навантаження обчислюємо за формулами, відповідно,

$$\sigma_{h,g} = g_n \gamma_f \lambda_z l_{n,c} = 14 \cdot 1,2 \cdot 0,144 \cdot 1,0 = 2.42 \text{ (кН/м)}, \quad (4.14)$$

$$\sigma_{v,g} = \sigma_{h,g} \operatorname{tg}(\xi + \delta) = 4.65 \text{ (кН/м)}. \quad (4.15)$$

де γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням для тимчасового

навантаження ($\gamma_f > 1$).

Горизонтальну $E_{h,g}$ та вертикальну $E_{v,g}$ складові рівнодіючої активного тиску від тимчасового навантаження знаходимо за виразами

$$E_{h,g} = \sigma_{h,g} h = 10.41 \text{ (кН)}, \quad (4.16)$$

$$E_{v,g} = \sigma_{v,g} h = 20.00 \text{ (кН)}. \quad (4.17)$$

4.3.2. Перевірка умови стійкості стінки на зсув

Стійкість підірної стінки на зсув при нескільних ґрунтах перевіряють за умовою

$$T_y \geq 1,2T_z; \quad (4.18)$$

$$172.88(\text{кН}) \geq 1,2 \cdot 76,53 = 91,84(\text{кН})$$

де T_y - утримуюча сила, рівна сумі проєкцій всіх утримуючих сил на горизонтальну площину;

T_z - зсуваюча сила, рівна сумі проєкцій всіх зсуваючих сил на горизонтальну площину

$$T_y = E_{h,z} + E_{h,g} = 23.97 + 10.41 = 34.38 \text{ (кН)}. \quad (4.19)$$

Утримуючу силу обчислюємо за формулою

$$T_y = N_i \operatorname{tg}(\varphi - \beta) + B \cdot c + E_{p,i};$$

$$T_{y,1} = 172.88(\text{кН}), \quad (4.20)$$

$$T_{y,2} = 212.74(\text{кН}),$$

$$T_{y,3} = 338.15(\text{кН}),$$

де N -сума проєкцій всіх сил на вертикальну площину

$$\begin{aligned}
 N &= \sum G_i + \sum Q_i + E_{v,2} + E_{v,g} + Q_{ep,i} = \\
 &= G_1 + G'_2 + G''_2 + Q'_3 + Q_4 + E_{v,2} + E_{v,g} + Q_{ep,i}; \\
 N_1 &= 166,75(\kappa H); \\
 N_2 &= 166,75 + 20,67 = 187,42(\kappa H); \\
 N_3 &= 166,75 + 45,93 = 212,68(\kappa H),
 \end{aligned}
 \tag{4.21}$$

де Q'_3 - маса ґрунту поза призмою обвалення (в контурі abc)

$$Q'_3 = A_{abc} l_{n,c} \gamma_{ep} \gamma_{f,ep} = 50,4 \text{ (кН)}; \tag{4.22}$$

де A_{abc} - площа перерізу ґрунту в контурі abc (рис. 3.2), m^2 ;

$\gamma_{f,ep}$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для ґрунту ($\gamma_{f,ep} > 1$);

B - ширина підшви підпірної стінки, м;

c - питоме зчеплення ґрунту, що залежить від його типу (для незв'язних ґрунтів $c = 0$);

$Q_{ep,i}$ - маса ґрунту між підшовою підпірної стінки і площиною її зсуву, що обчислюється при $\gamma_{f,ep} < 1$ за формулою

$$\begin{aligned}
 Q_{ep,i} &= 0,5B^2 \operatorname{tg}\beta_i l_{n,c} \gamma_{ep} \gamma_{f,ep}; \\
 Q_{ep,1} &= 0,5 \cdot 2,7^2 \cdot \operatorname{tg}0^\circ \cdot 1,0 \cdot 20 \cdot 0,9 = 0 \\
 Q_{ep,2} &= 20,67(\kappa H), \\
 Q_{ep,3} &= 45,93(\kappa H).
 \end{aligned}
 \tag{4.23}$$

де β_i - кут нахилу площини зсуву до горизонтальної площини.

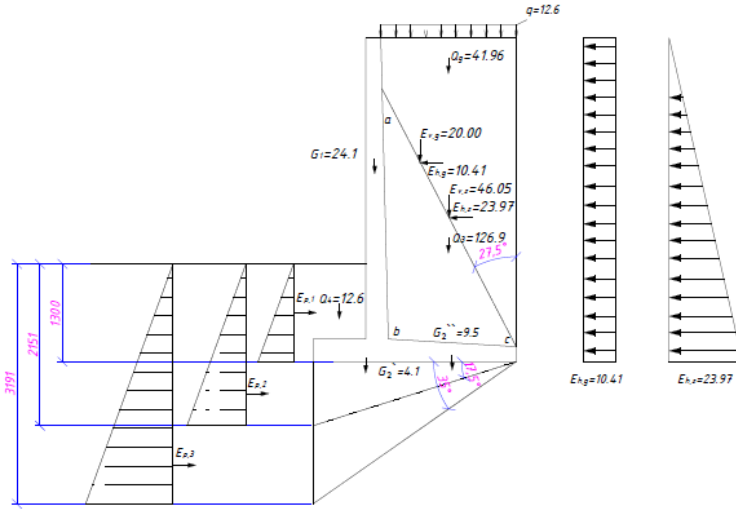


Рис.4.4. До розрахунку кутових підпірних стін на зсув

Пасивний тиск ґрунту визначаємо за виразом

$$E_{p,i} = \frac{1}{2} \gamma_{zp} \gamma_{f,zp} h_i^2 l_{n,c} \lambda_p + \frac{c \cdot h_i l_{n,c}}{\operatorname{tg} \varphi} (\lambda_p - 1);$$

$$E_{p,1} = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 0,9 \cdot 1,3^2 \cdot 1,0 \cdot 3,69 + 0 = 56,12 (\text{кН}), \quad (4.24)$$

$$E_{p,2} = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 0,9 \cdot 2,151^2 \cdot 1,0 \cdot 3,69 + 0 = 153,65 (\text{кН}),$$

$$E_{p,3} = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 0,9 \cdot 3,191^2 \cdot 1,1 + 3,69 = 338,15 (\text{кН}).$$

де λ_p - коефіцієнт пасивного тиску ґрунту приймаємо за формулою

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) = 3,69; \quad (4.25)$$

h_i - глибина зсуву підпірної стінки;

$\gamma_{f,sp}$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для ґрунту ($\gamma_{f,sp} < 1$).

Для випадку плоского зсуву ($\beta = 0$) коефіцієнт пасивного тиску ґрунту приймаємо $\lambda_p = 1$.

В курсовому проєкті умову стійкості на зсув (3.11) перевіряємо послідовно для трьох наступних випадків (рис. 3.2):

- а) плоский зсув при $\beta_1 = 0$;
- б) глибинний зсув при $\beta_2 = \frac{\varphi}{2}$;
- в) глибинний зсув при $\beta_3 = \varphi$.

Умова виконується.

4.4. Визначення зусиль в елементах підпірної стінки

4.4.1. Розрахункові навантаження на підпірну стінку

Горизонтальні складові рівнодіючої активного тиску ґрунту $E_{h,z}$ та рівнодіючої активного тиску від тимчасового навантаження $E_{h,g}$ знаходимо за виразами (4.12) та (4.16) відповідно. Зазначимо, що горизонтальні складові активного тиску ґрунту $\sigma_{h,z}$ та активного тиску від тимчасового навантаження $\sigma_{h,g}$ теж обчислюємо за формулами (4.9) і 4.14) при $\gamma_{f,sp} > 1,0$ та $\gamma_f > 1,0$. Однак, тут коефіцієнт горизонтальної складової активного тиску (при $\delta = E = \rho = 0$) слід визначати за формулою

$$\lambda_z = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = 0,271 \quad (4.26)$$

Суму моментів всіх горизонтальних сил відносно горизонтальної осі, що проходить через центр підшови підпірної стінки (т. O , рис. 4.1) обчислюємо за формулою (пасивним тиском E_p нехтуємо)

$$\sum E_i \cdot z_i = E_{h,c} \frac{h}{3} + E_{h,g} \frac{h}{2} = 56,74 \text{ (кНм)}. \quad (4.27)$$

Суму проєкцій всіх сил на вертикальну площину знаходимо за формулою

$$N = \sum V_i = \sum G_i + \sum Q_i = G_1 + G_2' + G_2'' + Q_3 + Q_4 + Q_g = 219,16 \text{ (кН)}, \quad (4.28)$$

де G_1, G_2', G_2'' - обчислюють за формулою (4.3) при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_f > 1,0$;

Q_3, Q_4 - обчислюють за формулою (4.4) при коефіцієнті надійності за навантаженням для ґрунту $\gamma_{f,ep} > 1,0$;

Q_g - рівнодіюча тимчасового навантаження на поверхні ґрунту, яку обчислюють за формулою

$$Q_g = g_n \gamma_f (b - t_{cm,1}) l_{n,c} = 41,96 \text{ (кН)}, \quad (4.29)$$

$$Q_i = A_{i,ep} \cdot l_{n,c} \cdot \gamma_{ep} \cdot \gamma_{f,ep}; Q_3 = 126,9 \text{ (кН)}, Q_4 = 12,6 \text{ (кН)},$$

де γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням для тимчасового навантаження ($\gamma_f > 1,0$).

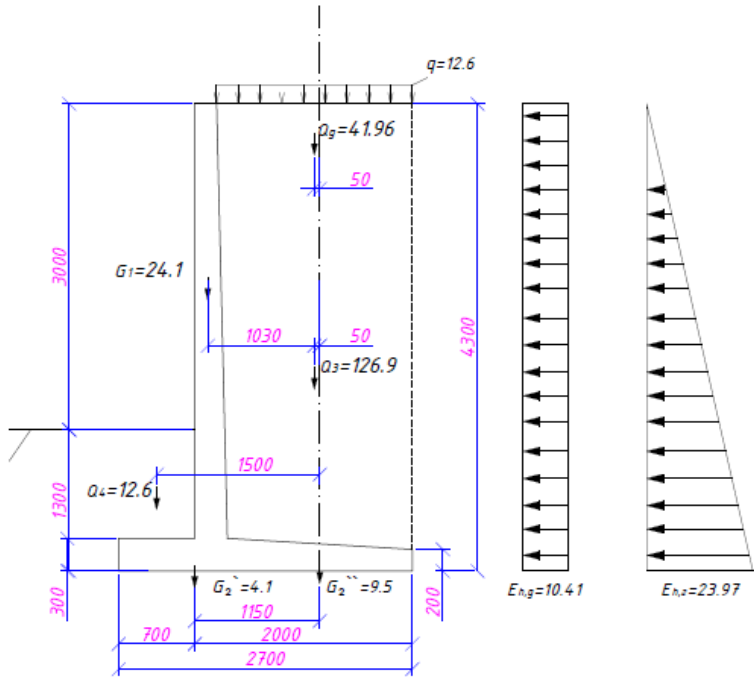


Рис. 4.5. До визначення розрахункових зусиль в елементах підпірної стінки

Суму моментів всіх вертикальних сил відносно осі, що проходить через центр підшви підпірної стінки (т. O , рис. 4.1)

$$\sum V_i a_i = G_1 a_1 + G_2' a_2' + Q_4 a_4 - G_2'' a_2'' - Q_3 a_3 - Q_g a_g = -293,67 (\text{кНм}), \quad (4.30)$$

Тут знак (+) прийнятий для сил, розміщених зліва від осі, що проходить через центр підшви (т. O), знак (-) – для сил, розміщених справа.

Величину ексцентриситету прикладання рівнодіючої всіх сил визначаємо за формулою

$$e = \frac{M}{N} = \frac{\sum V_i a_i + \sum E_i Z_i}{\sum V_i} = -1,60(\text{м}), \quad (4.31)$$

Якщо ексцентриситет $e < \frac{B}{6}$ (рис. 4.2, а), то крайові напруги під підшовою стіни визначаємо за формулою

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_{\phi}} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{\sum V_i}{Bl_{n,c}} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right),$$

$$P_{\max} = 370,14(\text{кПа}),$$

$$P_{\min} = 207,80(\text{кПа}), \quad (4.8)$$

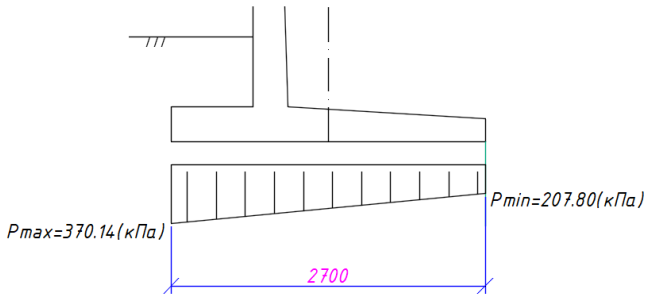


Рис. 4.6 До визначення тиску ґрунту під підшовою підірної стіни при $e < \frac{B}{6}$

Середній тиск на ґрунт під підшовою стінки перевищує розрахункового тиску на основу

$$R_0 \left(\frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} \leq R_0 \right), \frac{370,14 + 207,80}{2} = 288,97 \geq 220, \quad \text{а}$$

максимальний перевищує $1,2R_0$ ($P_{\max} \leq 1,2R_0$), ($370,14 \geq 264$).

Розподілене навантаження на передню консоль:

- від маси ґрунту

$$q_1 = \gamma_{ep} \gamma_f (h_1 - \frac{t_{\phi,2} + t_{\phi,3}}{2}) l_{n,c} = 88 \text{ (кН/м)}, \quad (4.33)$$

- від власної маси плити

$$q_2 = \gamma \gamma_f \frac{t_{\phi,2} + t_{\phi,3}}{2} l_{n,c} = 26,5 \cdot 1,1 \frac{0,3 + 0,3}{2} \cdot 1 = 8,75 \text{ (кН/м)}, \quad (4.34)$$

Розподілене навантаження на задню консоль:

- від тимчасового навантаження

$$q_3 = g_n \gamma_f l_{n,c} = 14 \cdot 1,2 \cdot 1 = 16,8 \text{ (кН/м)}, \quad (4.35)$$

- від маси ґрунту

$$q_4 = \gamma_{ep} \gamma_f (h - \frac{t_{\phi,1} + t_{\phi,2}}{2}) l_{n,c} = 88 \text{ (кН/м)}, \quad (4.36)$$

- від власної маси плити

$$q_5 = \gamma \gamma_f \frac{t_{\phi,1} + t_{\phi,2}}{2} l_{n,c} = 7,29 \text{ (кН/м)}, \quad (4.37)$$

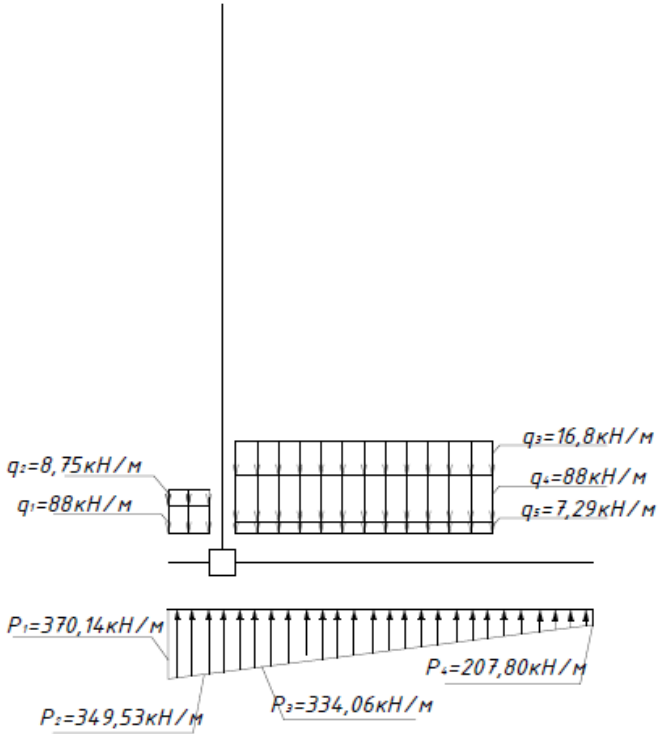


Рис. 4.7. Розрахункова схема підпійної стінки

4.4.2. Згинаючі моменти та поперечні сили в елементах кутової підпійної стінки

Згинаючі моменти та поперечні сили визначаємо за формулами:

- для перерізу 1-1

$$E_{h,e} = \sigma_{h,e} (h - t_{\phi,2}) / 2 = \gamma_{ep} \gamma_{f,ep} \frac{(h - t_{\phi,2})^2}{2} \lambda_c l_{n,c} = (4.38)$$

$$= 23,97 (\text{кН}),$$

$$E_{h,g} = \sigma_{h,g} (h - t_{\phi,2}) = g_n \gamma_f (h - t_{\phi,2}) \lambda_2 I_{n,c} = \quad (4.39)$$

$$= 10,41(\kappa H),$$

$$M_{1-1} = E_{h,e} y_2 + E_{h,g} y_1 = E_{h,e} \frac{h - t_{\phi,2}}{3} + E_{h,g} \frac{h - t_{\phi,2}}{2} = \quad (4.40)$$

$$= 23,97 \cdot \frac{4,3 - 0,3}{3} + 10,41 \frac{4,3 - 0,3}{2} = 52,78(\kappa H M),$$

$$Q_{1-1} = E_{h,e} + E_{h,g} = 23,97 + 10,41 = 34,38 (\kappa H), \quad (4.41)$$

- для перерізу 2-2

$$M_{2-2} = \frac{a^2}{3} (P_1 + \frac{1}{2} P_2) - \frac{(q_1 + q_2) a^2}{2} = \frac{0,7^2}{3} \left(370,14 + \frac{1}{2} 349,53 \right) - \quad (4.42)$$

$$- \frac{(88 + 8,75) 0,4^2}{2} = 81,08(\kappa H M),$$

$$Q_{2-2} = 0,5a(P_1 + P_2) - (q_1 + q_2)a = 115,09(\kappa H), \quad (4.43)$$

- для перерізу 3-3

$$M_{3-3} = \frac{b_1^2}{3} \left(\frac{1}{2} P_3 + P_4 \right) - \frac{(q_3 + q_4 + q_5) b_1^2}{2} = 274,34(\kappa H M), \quad (4.44)$$

$$Q_{3-3} = (q_3 + q_4 + q_5) b_1 - 0,5b_1(P_3 + P_4) = (16,18 + 88 + 7,29) \cdot 2 - \quad (4.45)$$

$$0,5 \cdot 2 \cdot (334,06 + 207,80) = 318,92(\kappa H).$$

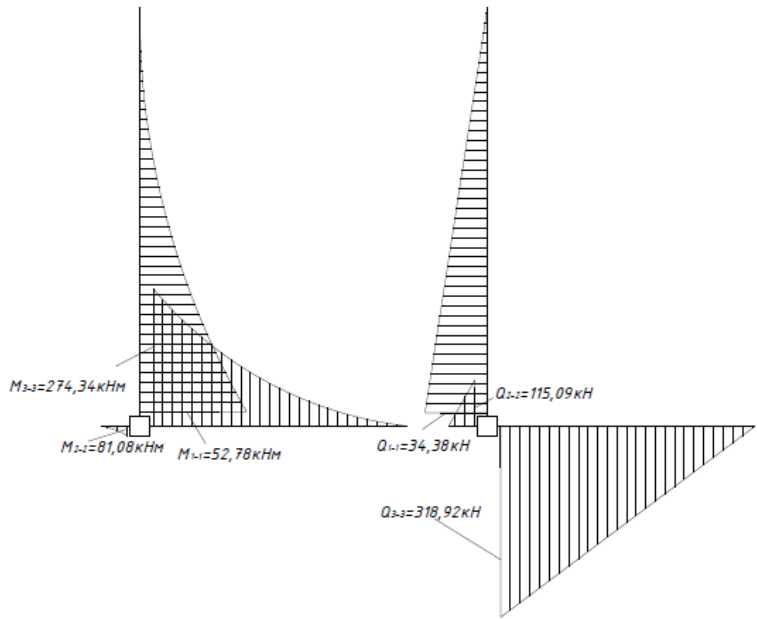


Рис. 4.8. Епюри зусиль в підпірній стінці: а – згинаючих моментів; б – поперечних сил

4.5. Розрахунок площі перерізу робочої арматури

Площу перерізу робочої арматури підбираємо для кожного з елементів підпірної стінки:

- лицевої стінки (переріз 1-1);
- передньої консолі (переріз 2-2);
- задньої консолі (переріз 3-3).
- Розрахунок поздовжньої арматури здійснюємо з умови міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів прямокутного профілю ($t_i \times I_{n,c}$). Підбір перерізу арматури виконуємо в наступному порядку.

1. За табл. норм [3] визначаємо основні розрахункові характеристики бетону і арматури:

$$B10; R_b = 6,0 \text{ МПа}; R_{b,t} = 0,57 \text{ МПа}; R_{b,ser} = 7,5 \text{ МПа};$$

$$R_{bt,ser} = 0,85 \text{ МПа};$$

$$E_b = 18 \cdot 10^3 \text{ МПа}; \gamma_{b2} = 0,9 ;$$

$$A500; R_s = 510 \text{ МПа}; R_{s,ser} = 590 \text{ МПа}; E_s = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

2. Визначаємо робочу висоту перерізу за формулою

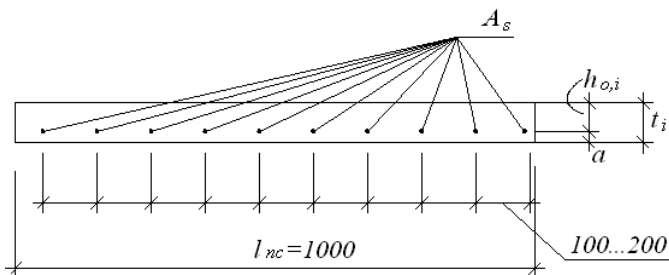


Рис. 4.9. Розрахунковий переріз елементів підпірної стінки

$$h_{0,i} = t_i - a = 30 - 4,25 = 25,75 \text{ (см)},$$

(4.46)

де t_i - товщина відповідного елемента підпірної стінки в характерному перерізі, см;

a - відстань від розтягнутої грані до центр ваги розтягнутої арматури, обчислюється за формулою

$$a = a_{з.ш} + d_s / 2 = 3,5 + \frac{1,5}{2} = 4,25 \text{ (см)},$$

(4.47)

де $a_{з.ш}$ - захисний шар бетону розтягнутої арматури (см), приймається за [3];

d_s - діаметр робочої арматури (см), попередньо задається в межах

$$1,0 \dots 2,0 \text{ см.}$$

3. Обчислюємо характеристику стиснутої зони бетону для характерного перерізу

$$\alpha_{m,i} = \frac{M_i}{\gamma_{b2} R_b h_{0,i}^2}; \alpha_{m,1} = \frac{109,84 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 6,0 \cdot 10^6 \cdot 0,2575^2 \cdot 1} = 0,307; \quad (4.48)$$

$$\alpha_{m,2} = \frac{9,66 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 6,0 \cdot 10^6 \cdot 0,2575^2 \cdot 1} = 0,027; \alpha_{m,3} = \frac{141,31 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 6,0 \cdot 10^6 \cdot 0,2575^2 \cdot 1} = 0,395$$

4. За табл. [6,8] визначаємо граничне значення характеристики стиснутої зони бетону $\alpha_R = 0,427$;

5. Оскільки для перерізів із значною шириною стиснутої зони бетону характерно виконання умови $\alpha_{m,1} = 0,307 \leq \alpha_R = 0,427$;

$\alpha_{m,2} = 0,027 \leq \alpha_R = 0,427$; $\alpha_{m,3} = 0,395 \leq \alpha_R = 0,427$, то стиснута арматура за розрахунком не потрібна.

6. Для відповідного значення характеристики $\alpha_{m,i}$ за табл.

[6,8] знаходимо коефіцієнти ξ і η .

$$\alpha_{m,1} = 0,307, \eta_1 = 0,811;$$

$$\alpha_{m,2} = 0,027, \eta_2 = 0,987;$$

$$\alpha_{m,3} = 0,395, \eta_3 = 0,729$$

7. Площу перерізу арматури на 1п.м. підпірної стінки визначаємо за формулою

$$A_{s,i} = \frac{M_i}{\eta_i R_s h_{o,i}}; \quad (4.49)$$

$$A_{s,1} = \frac{108,84 \cdot 10^3}{0,811 \cdot 510 \cdot 10^6 \cdot 25,75 \cdot 10^{-2}} = 10,31 (\text{см}^2);$$

$$A_{s,2} = \frac{9,66 \cdot 10^4}{0,987 \cdot 510 \cdot 10^6 \cdot 25,75 \cdot 10^{-2}} = 7,45 (\text{см}^2);$$

$$A_{s,3} = \frac{141,31 \cdot 10^3}{0,729 \cdot 510 \cdot 10^6 \cdot 25,75 \cdot 10^{-2}} = 14,76 (\text{см}^2).$$

8. Обчислюємо процент армування перерізу підпірної стінки за виразом

$$\mu_{s,i} = \frac{A_{s,i}}{l_{n,c} h_{o,i}} \cdot 100\% ; (4.50)$$

$$\mu_{s,1} = \frac{10,31}{100 \cdot 25,75} \cdot 100\% = 0,4\% ;$$

$$\mu_{s,2} = \frac{7,45}{100 \cdot 25,75} \cdot 100\% = 0,289\% ;$$

$$\mu_{s,3} = \frac{14,76}{100 \cdot 25,75} \cdot 100\% = 0,573\%$$

9. За сортаментом [6,8] підбираємо:

7 стержнів діаметру $d=14\text{мм}$ з площею арматури
 $A_{s,1} = 10,77\text{см}^2 \geq A_{s,1} = 10,31\text{см}^2$.

5 стержнів діаметру $d=14\text{мм}$ з площею арматури
 $A_{s,2} = 7,69\text{см}^2 \geq A_{s,2} = 7,45\text{см}^2$.

6 стержнів діаметру $d=18\text{мм}$ з площею арматури

Монолітні підпірні стіни виконують із бетону класів В10...В15, а збірні елементи із бетону класів В15...В30. Марка бетону за морозостійкістю обумовлюється розрахунковою температурою зовнішнього повітря і повинна бути в межах F50...F150.

Армування кутових підпірних стін виконують, як правило, зварними арматурними сітками або окремими стержнями, що об'єднуються у в'язані сітки. Стержні робочої арматури розміщують з кроком 100...200 мм, а розподільчу – з кроком 300-350 мм (не менше 3-х стержнів на 1м.п. перерізу підпірної стінки). З метою економії арматурної сталі вертикальні елементи (лицеві плити) підпірних стін армують за епюрою матеріалів з обривом стержнів робочої арматури. При невеликих розмірах підпірних стін горизонтальні елементи (фундаментні плити) армують, як правило, без обриву стержнів.

Для армування залізобетонних підпірних стін використовують: в якості робочої – стержневу гарячекатану сталь періодичного профілю класів А 300(II) і

А 400(III); в якості розподільчої та конструктивної - сталь класу А200(I) та арматурна проволочка класу Вр- I.

Армування елементів кутових (рис. 6.1) та ребристих (рис. 6.2) підпірних стін виконують відповідно до епюри згинаючих моментів.

Товщину захисного шару бетону для робочої арматури монолітних стін необхідно приймати не менше 35 мм (в збірних не менше 30 мм) і не менше діаметра робочих стержнів. В монолітних стінках за відсутності бетонної підготовки захисний шар бетону для арматури фундаментної плити слід приймати не менше 70 мм.

Глибина анкерування (защемлення) розтягнутих арматурних стержнів лицевої плити у фундаментній повинна бути не меншою 20 їх діаметрів.

Під подошвою монолітних підпірних стін необхідно влаштовувати бетонну підготовку товщиною не менше 100 мм, яка повинна виступати за грані подошви не менше як на 100 мм. Для збірних залізобетонних підпірних стін допускається влаштування піщано-щебеневої підготовки.

Конструкція підпірних стін повинна бути розділена на всю висоту температурно-осадочними швами, відстань між якими повинна бути не більше 25м. Ширина швів приймається рівною 30 мм (по товщині просмоленої дошки).

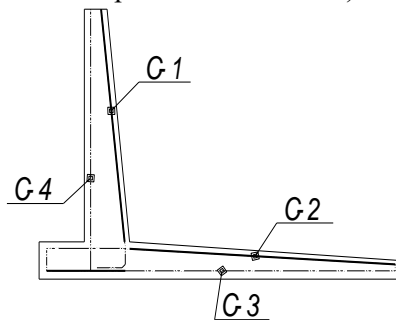


Рис. 6.1. Схема армування кутової підпірної стінки зварними (в'язаними) сітками

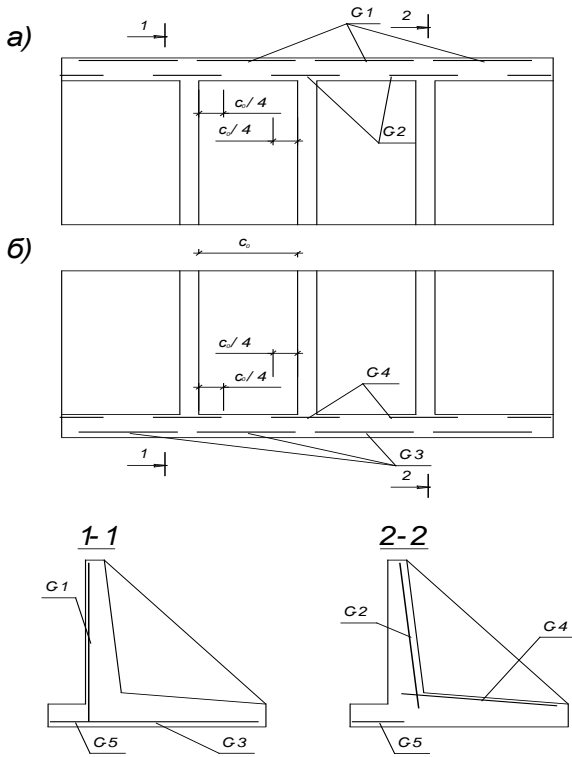


Рис. 6.2. Схема армування ребристої підпірної стінки зварними сітками: а) лицевої плити; б) задньої частини фундаментної плити

Поверхню підпірних стін зі сторони засипки захищають гідроізоляцією. За відсутності агресивного середовища дозволяється застосовувати обмазочну гідроізоляцію гарячим бітумом за два проходи.

В підпірних стінах, розміщених за межами будівель, необхідно влаштовувати пристінний дренаж зі сторони підпору (засипки) ґрунту.

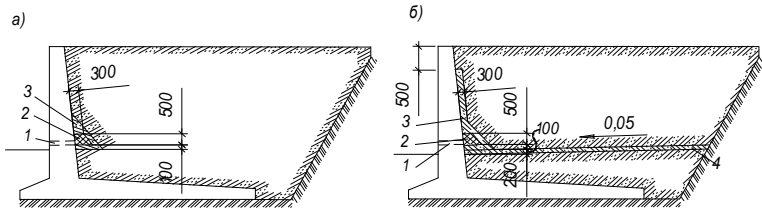


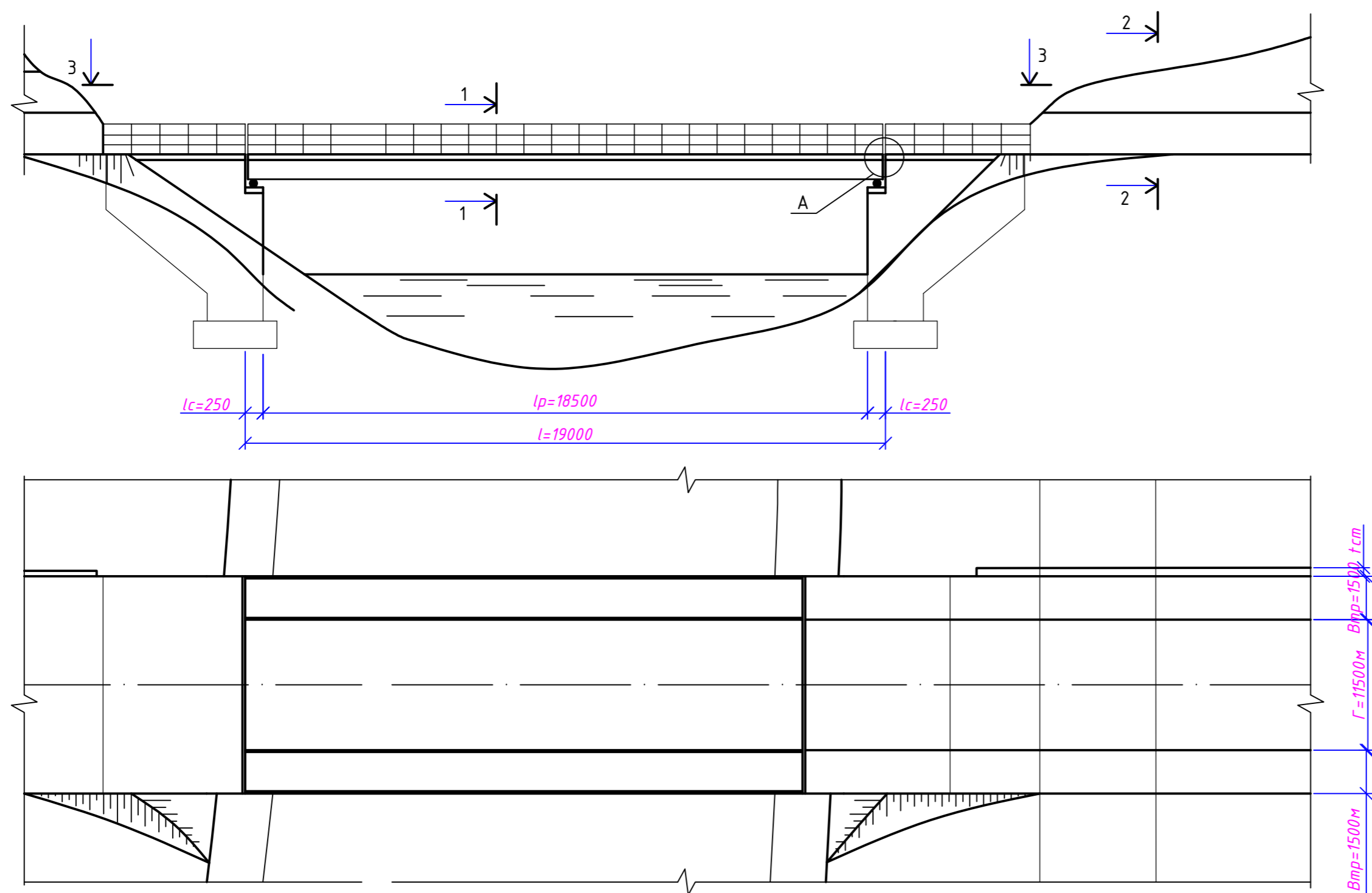
Рис 6.3. Дренаж стінки при грунтах засипки: а) піщаних; б) глинистих; 1-отвори діаметром 50 мм; 2 –щебінь або гравій крупністю 3...25 мм; 3 –пісок середньої крупності; 4- шар жирної глини 200 мм

Література

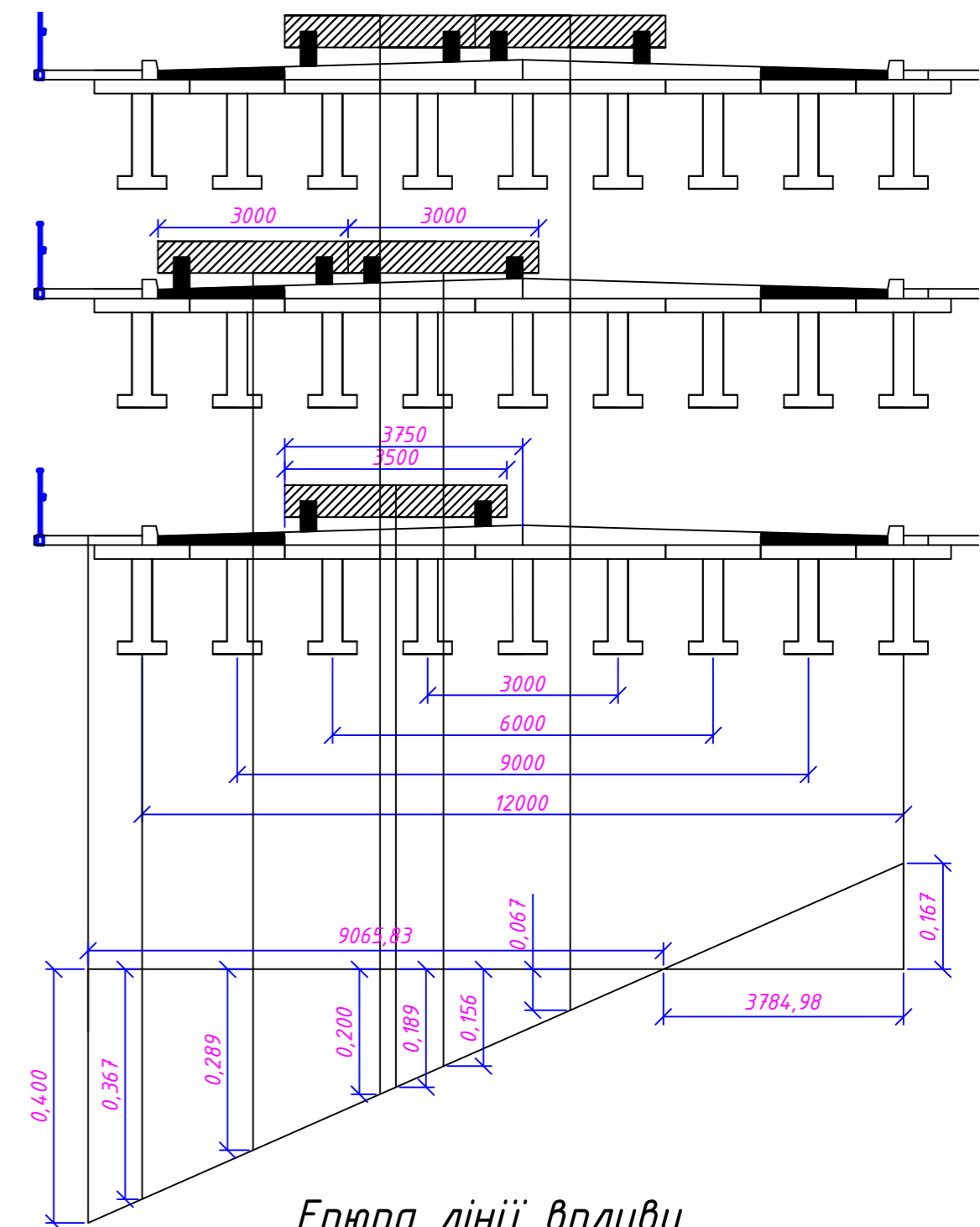
1. ДБН В.1.2-2 2006. Навантаження і впливи. К., Мінбуд України, 2006 .
2. СНиП 2.02.02-85. Основания гидротехнических сооружений. М. : ЦИИТП, 1986. 86 с.
3. Бабич В. І., Огороднік В. І., Романюк В. В. Таблиці для проектування будівельних конструкцій : довідник. Рівне : РДТУ, 1999. 506 с.
4. Залізобетонні конструкції : підручник / А. Я. Барашиков та ін. ; за ред. А. Я. Барашикова. К. : Вища шк., 1995. 591 с.
5. Косоверов О. С. Расчёт и конструирование инженерных сооружений водопроводно-канализационного хозяйства : учеб. пособие / 2-е изд., перераб. доп. К. : Будивельник, 1990. 184 с.
6. Лившиц Я. Д., Онищенко М. М., Шкуратовский А. А. Примеры расчёта железобетонных мостов : учеб. пособие. К. : Вища шк. Головное изд-во, 1986. 263 с.
7. Ромашко В. М. Міські інженерні споруди. Практикум : навч. посібник. Рівне : НУВГП, 2012. 396 с.
8. Справочник проектировщика инженерных сооружений / В. Ш. Козлов и др. ; под ред. Д. А. Коршунова; 2-е изд., перераб. и доп. К. : Будівельник, 1988. 352 с.
9. Шаповал И. П. Проектирование мостов и путепроводов на автомобильных дорогах : справ. пособие. К. : Будівельник, 1978. 192 с.
10. Масюк Г. Х. Залізобетонні конструкції інженерних споруд промислових підприємств : навчальний посібник. Рівне : НУВГП, 2010. 212 с.
11. Справочник проектировщика инженерных сооружений / В. Ш. Козлов и др.; Под ред. Д. А. Коршунова ; 2-е изд., перераб. и доп. К. : Будівельник, 1988. 352 с.
12. Примеры расчета железобетонных мостов / Я. Д. Лившиц и др. К. : Выща шк. Головное изд-во, 1986. 263 с.
13. ДБН А.2.2-3:2014. Склад та зміст проектної документації на будівництво. [Чинні від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 33 с. (Державні будівельні норми України).

- 14.ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинні від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 77 с. (Державні будівельні норми України).
- 15.ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. [Чинні від 2010-03-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 83 с. (Державні будівельні норми України).
- 16.ДБН В.2.1-10:2018. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення. [Чинні від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 40 с. (Державні будівельні норми України).
- 17.ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Чинні від 2007.02.01]. Вид. офіц. К. : Мінбуд України, 2006. 368с. (Державні будівельні норми України).
- 18.ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування. [Чинні від 2010.03.01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 73 с. (Державні будівельні норми України).
- 19.ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинні від 2011-06-01]. Вид. офіц. К. :Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с. (Державні будівельні норми України).

Ситуаційна схема мостового переходу

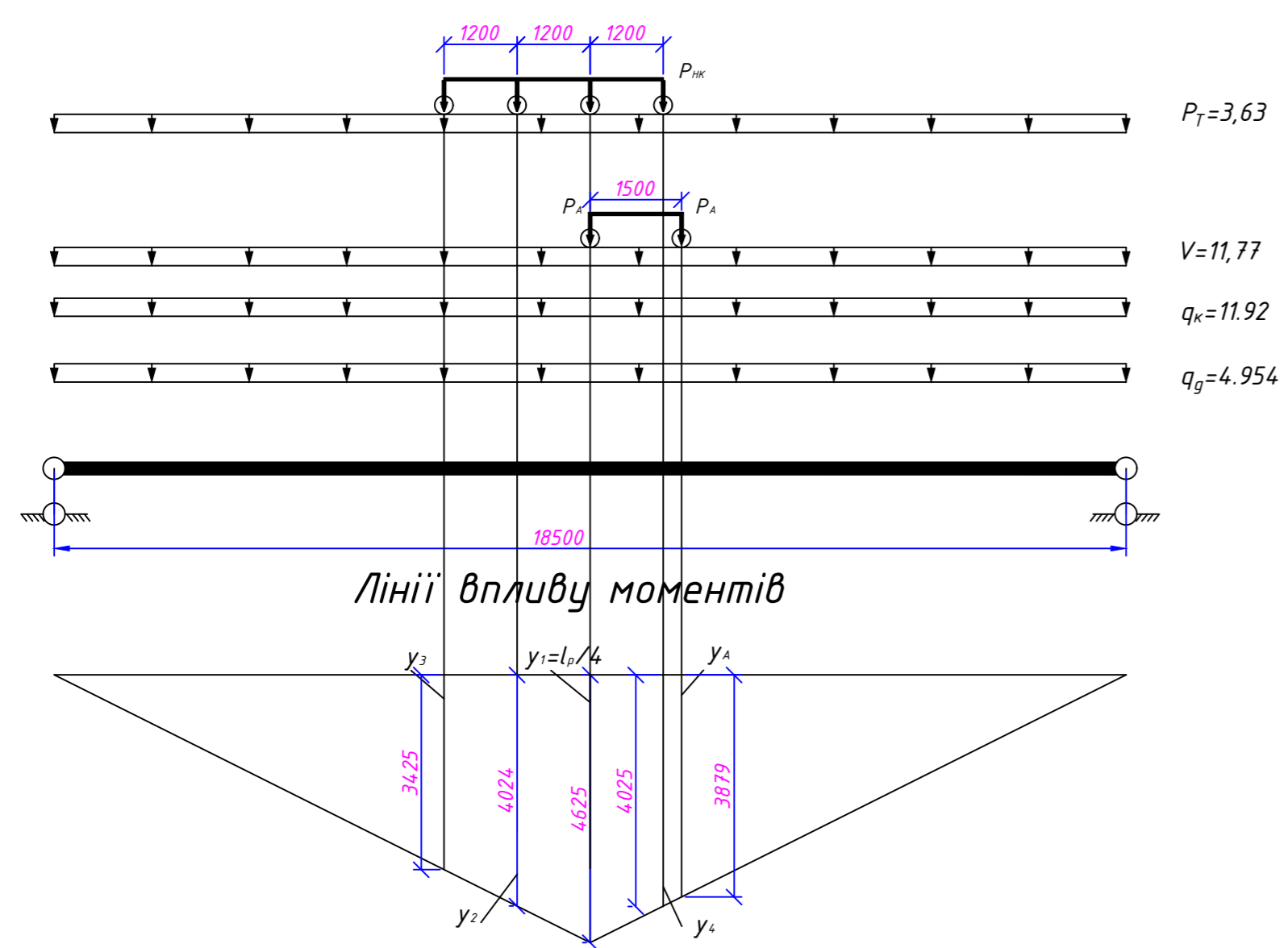


Схеми завантаження для визначення КПУ

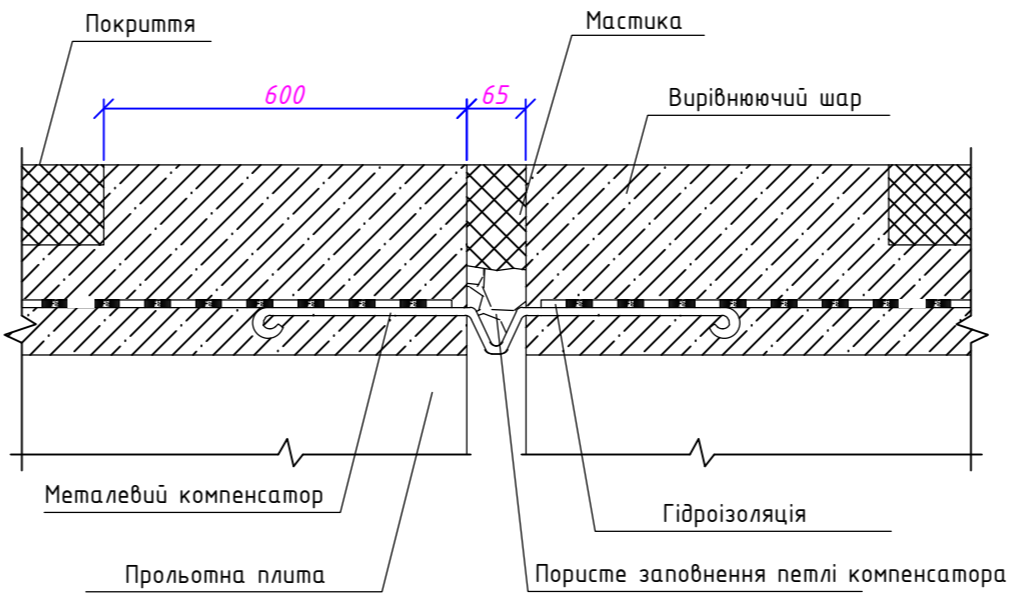


Еюра лінії впливу

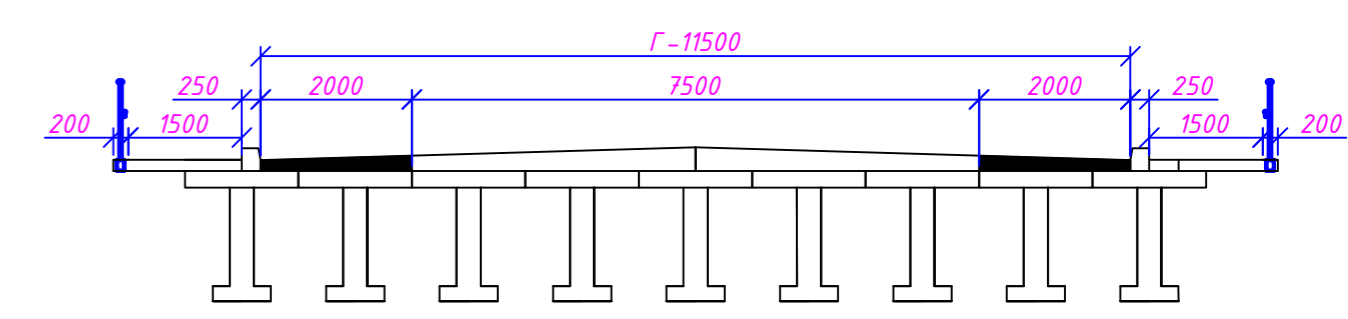
Розрахункова схема прольотного елемента



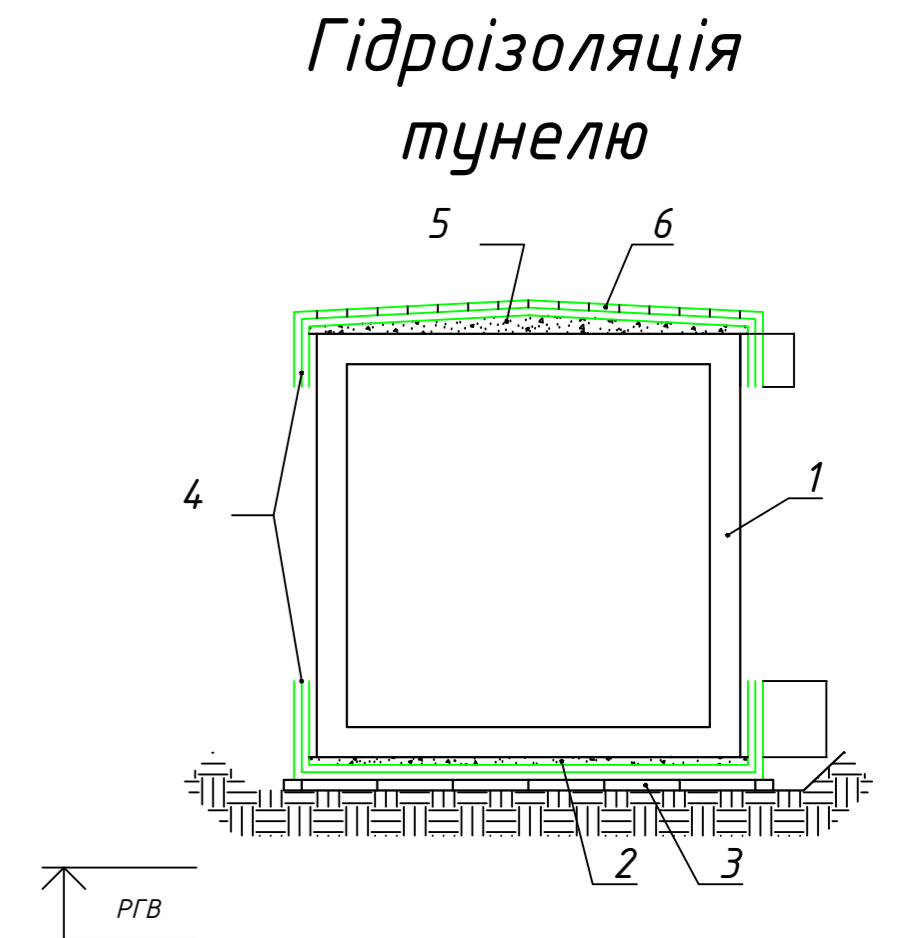
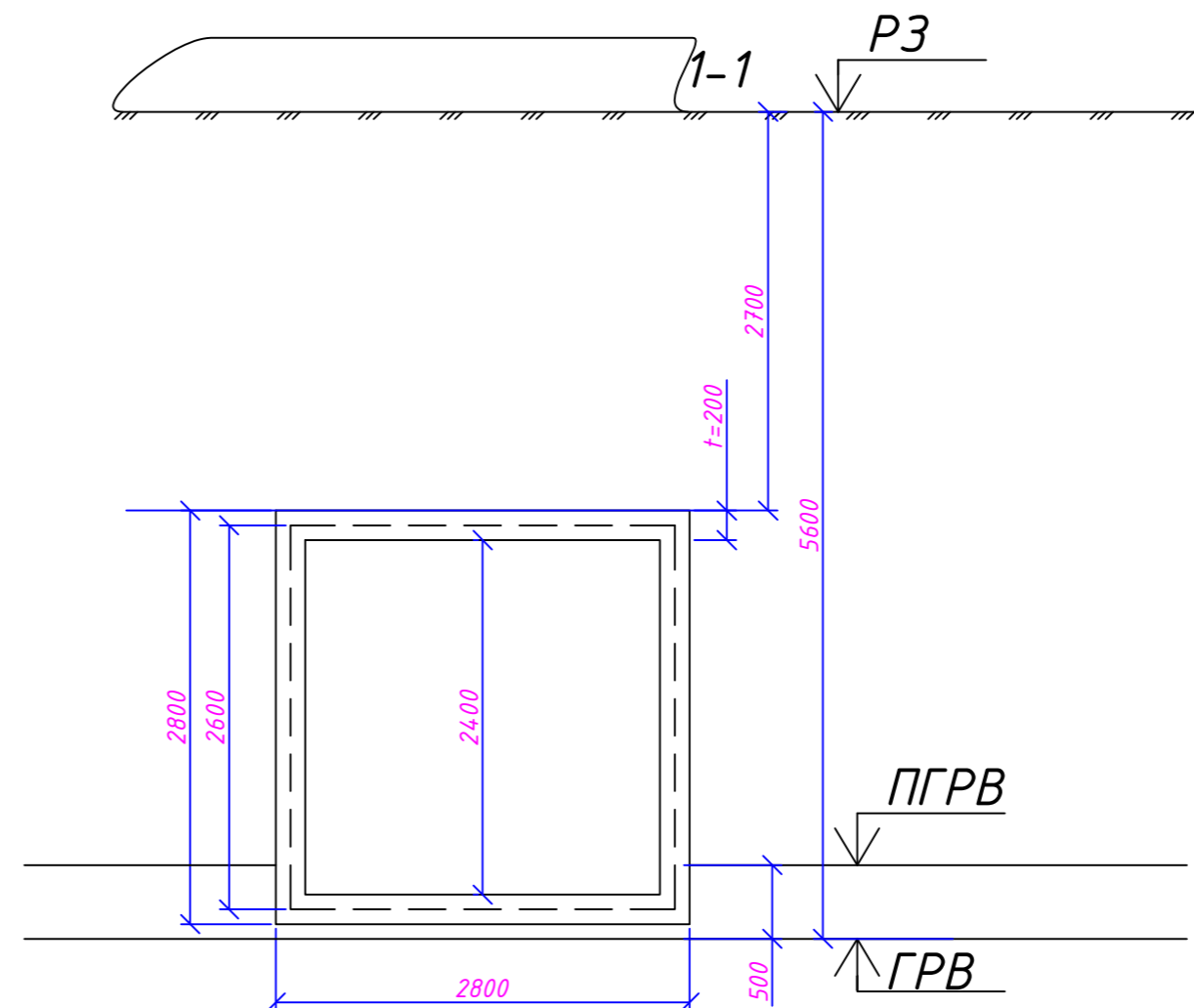
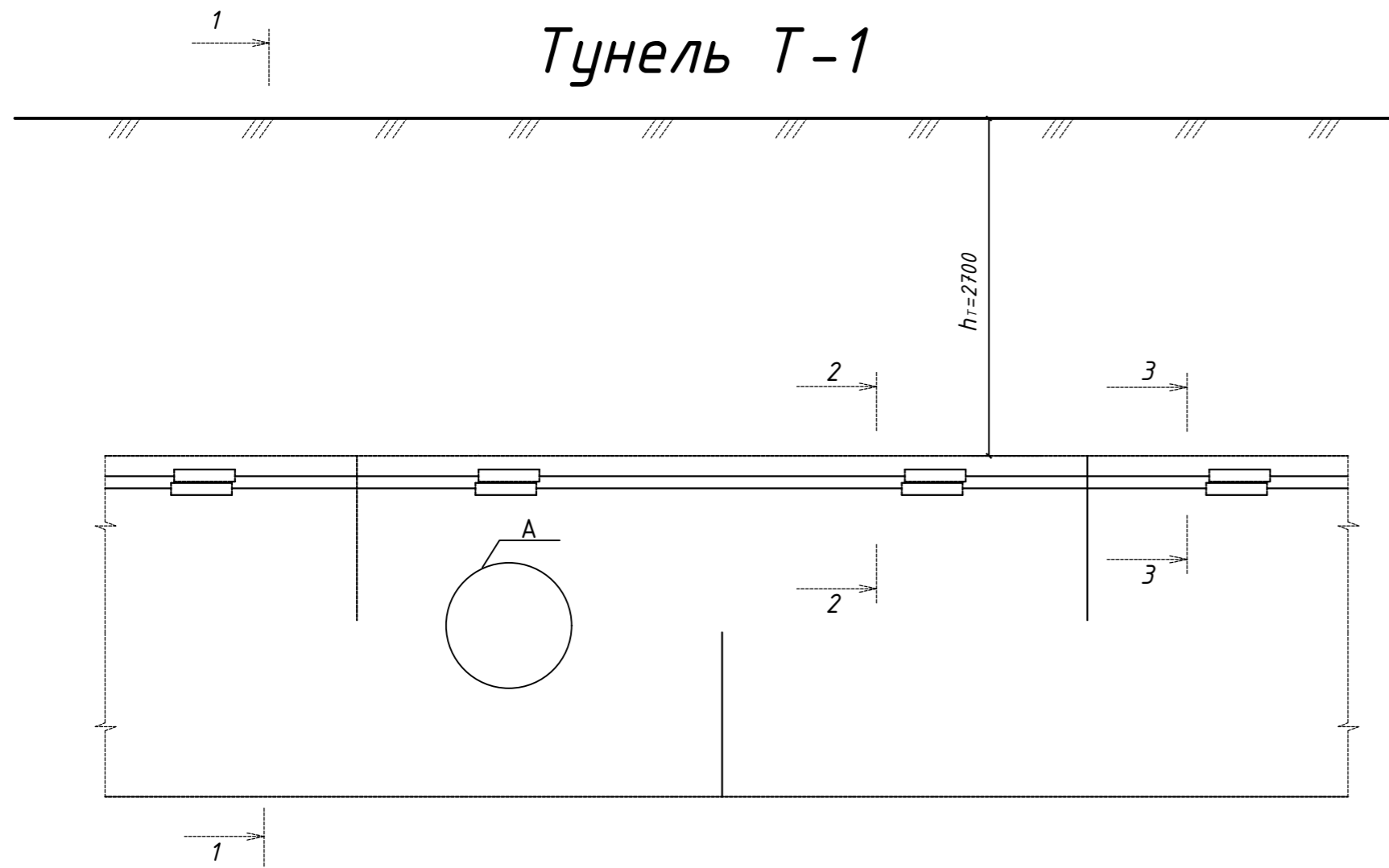
Вузол А (деформаційний шов)



Поперечний переріз прольотної будови мосту

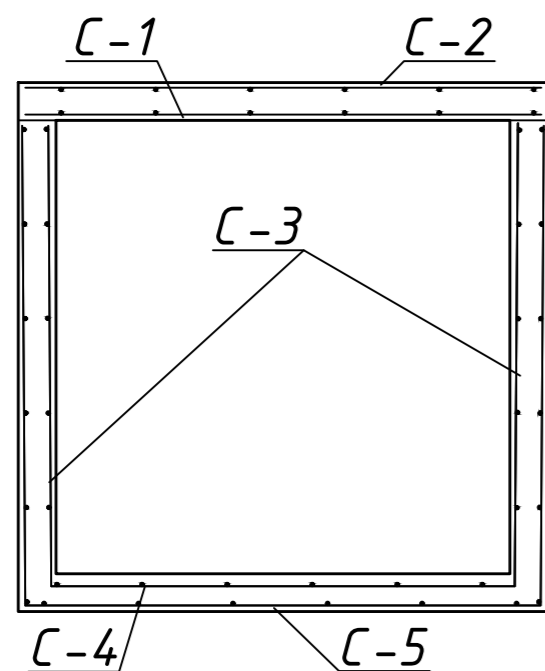


Проектування інженерних споруд на автомобільних дорогах					
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата
Розробив		Рибалкін Ю.С.			01.23
Перевірів		Павлюк А.П.			01.23
				Проектування мостового переходу	Стадія
					Аркуш
					Аркушів
				Ситуаційна схема мостового переходу. Схеми завантажень для визначення КПУ. Розрахункова схема прольотного елемента.	КП
					1
					3
				НУВГП ННІБА	
				АДІА-52М	

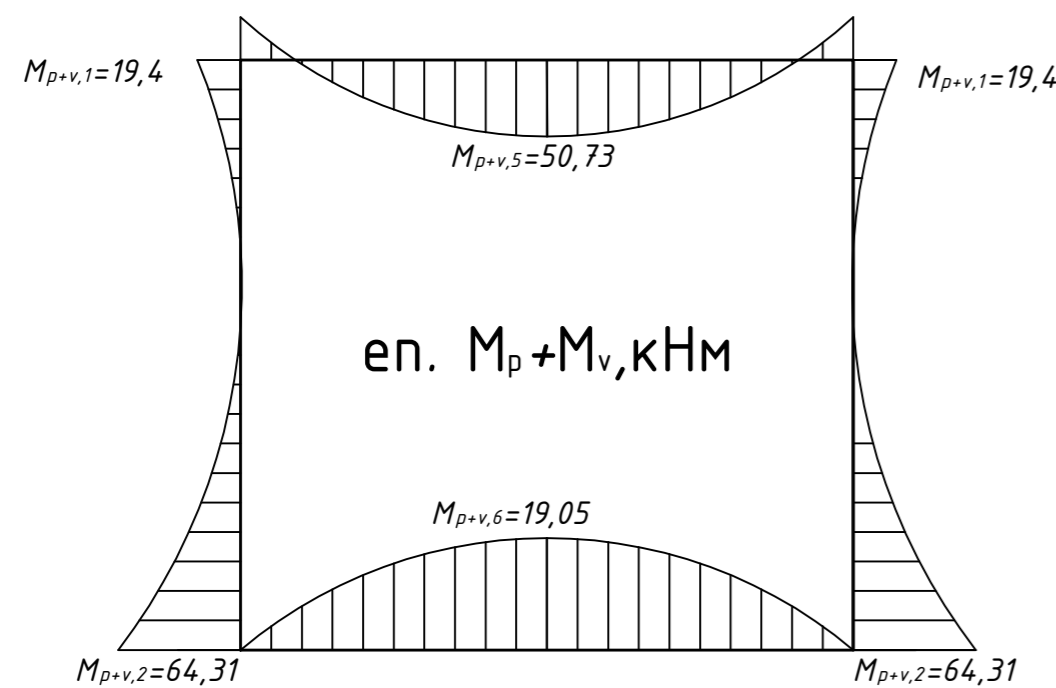


1. залізобетонна (збірна або монолітна) конструкція споруди;
2. вирівнюючий шар із цементного розчину М 50 (t=20мм);
3. бетонна підготовка з В10 (t=100мм);
4. гідроізоляція із двох шарів ізолю;
5. вирівнюючий шар із цементного розчину М50 (t=20..50мм);
6. захисний шар із цементного розчину М50 (t=30мм).

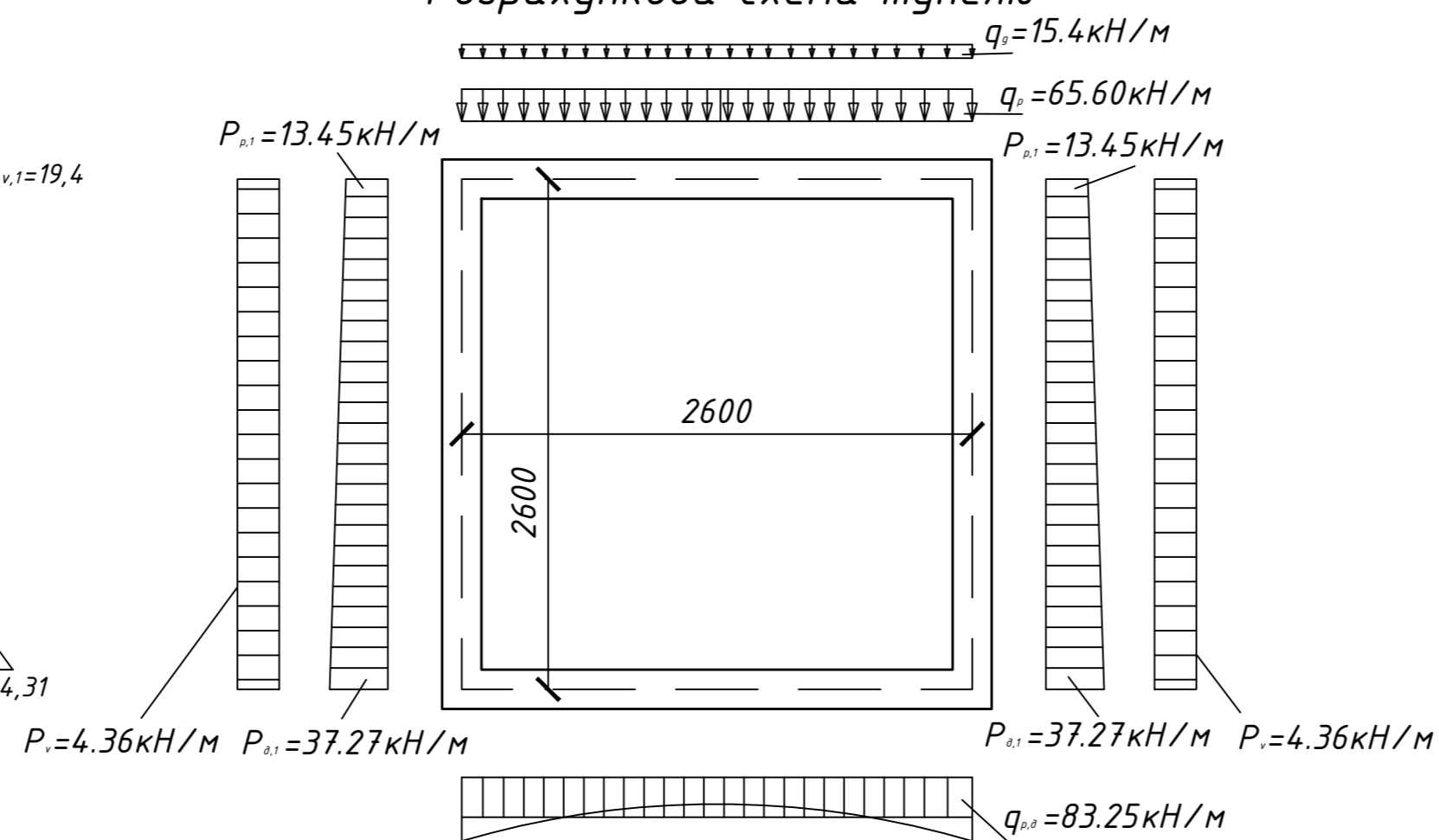
Схема армування тунелю



Епюра моментів



Розрахункова схема тунелю

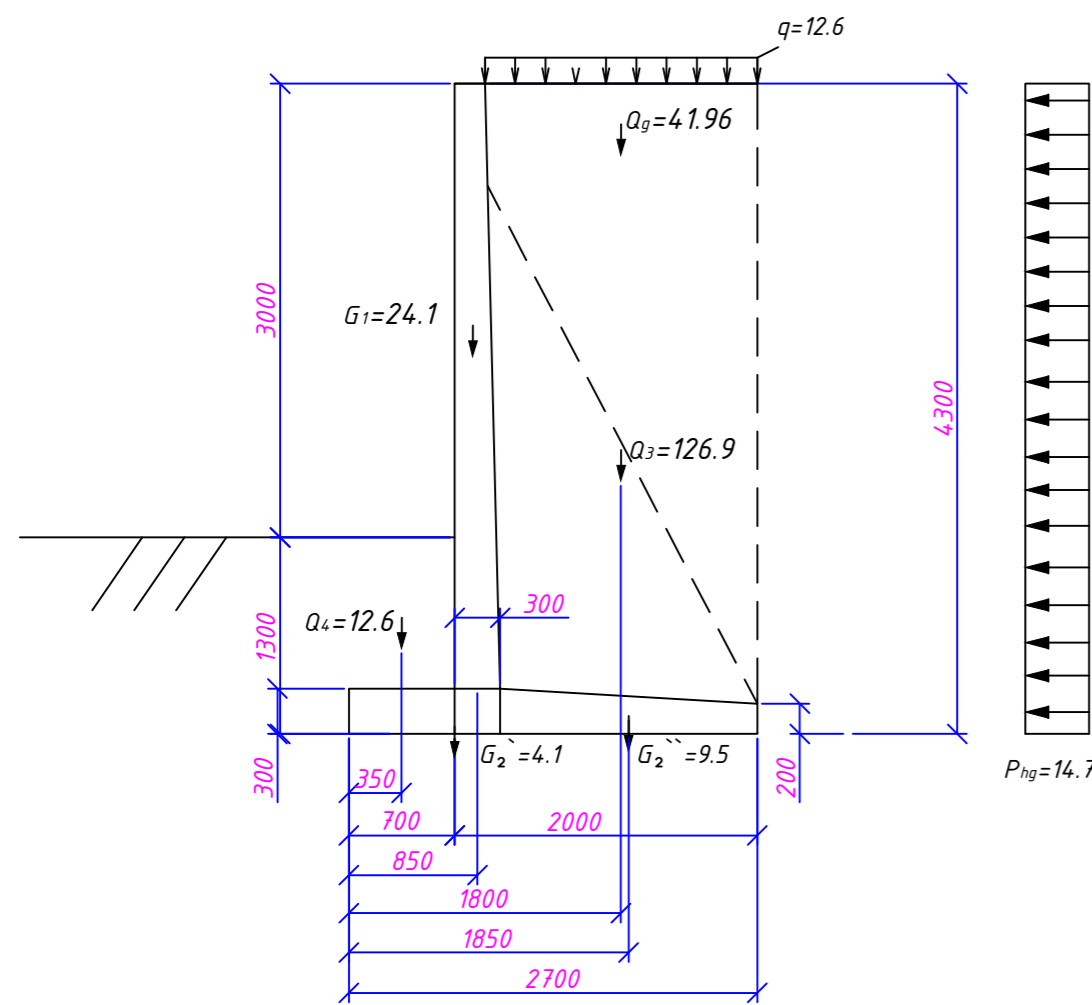


Специфікація арматури

Формат	Зона	Позиція	Позначення	Назва	Кільк.	Примітка
A-2			КЗЗ - Т28 - СК	Збірний тунель		
				Складальні одиниці		
			КЗЗ - Т28 -10	Сітка С-1	1	
			-20	С-2	2	
			-30	С-3	1	
				Складальні елементи		
		1	КЗЗ-Т28-10-001	φ10 А500 L=5500	40	135,74
		2	-002	φ10 А500 L=5950	19	69,75
		3	-20-001	φ4 Вр-1 L=5950	5	2,74
		4	-002	φ4 Вр-1 L=1250	19	2,19
		5	-30-001	φ10 А500 L=2500	40	61,7
		6	-002	φ10 А500 L=5950	9	33,04
				Матеріали		
				Бетон класу В10	5,52	м³

Зм.	Кільк.	Арк.	№док.	Підпис	Дата	Стадія	Аркуш	Аркушів
						Проектування інженерних споруд на автомобільних дорогах		
Розробив		Ридалкін Ю.С.			01.23	Проектування тунелю	2	3
Перевірив		Павлюк А.П.			01.23			
Тунель Т-1 Гідроізоляція тунелю. Схема армування тунелю. Розрахункова схема тунелю.						НУВГП ННІБА АДІА-52М		

Кутова підпірна стінка КПС-1



Розрахункова схема підпірної стінки

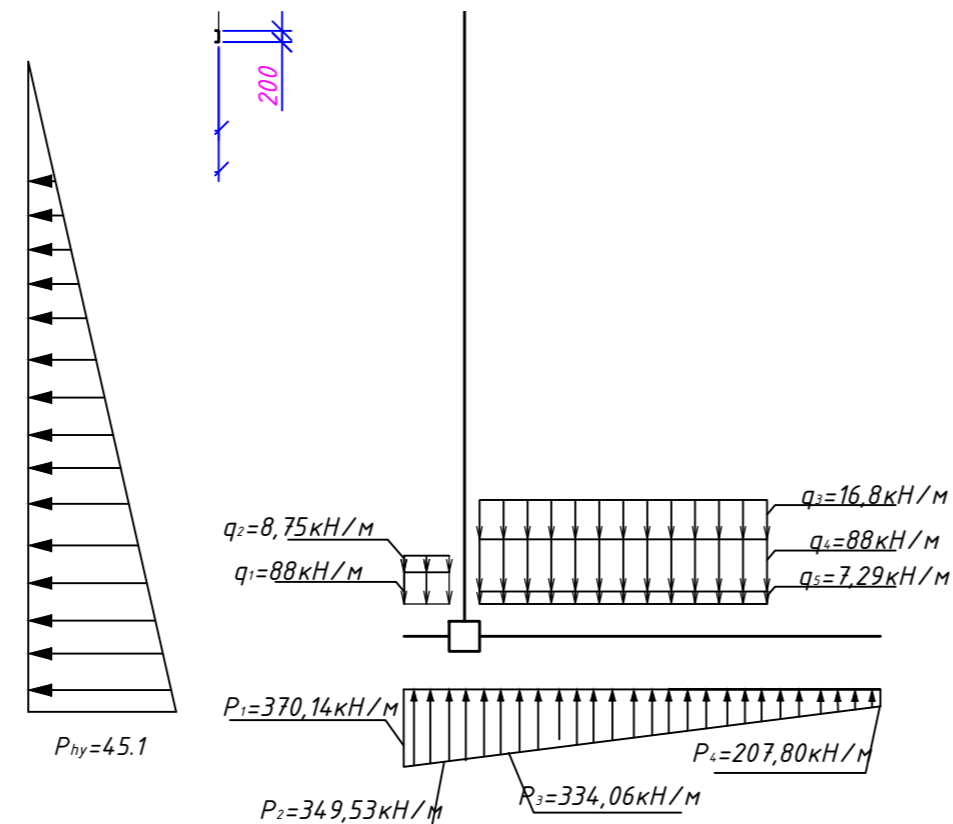
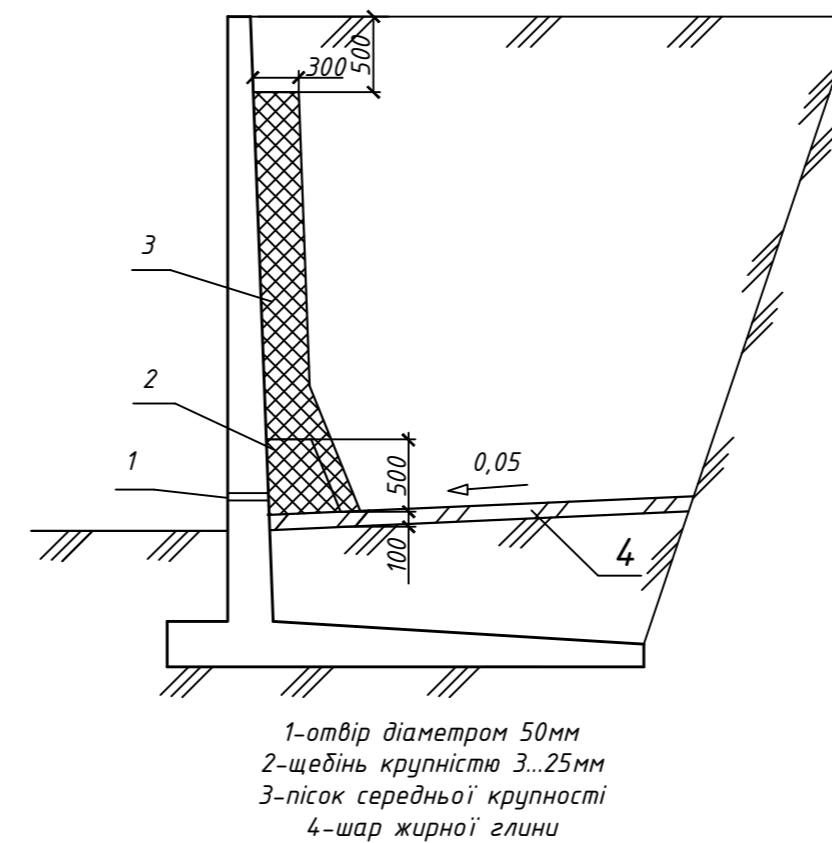


Схема дренажу



В межах розташування підпірної стінки ґрунтової води не виявлено

Епюра моментів та поперечних сил

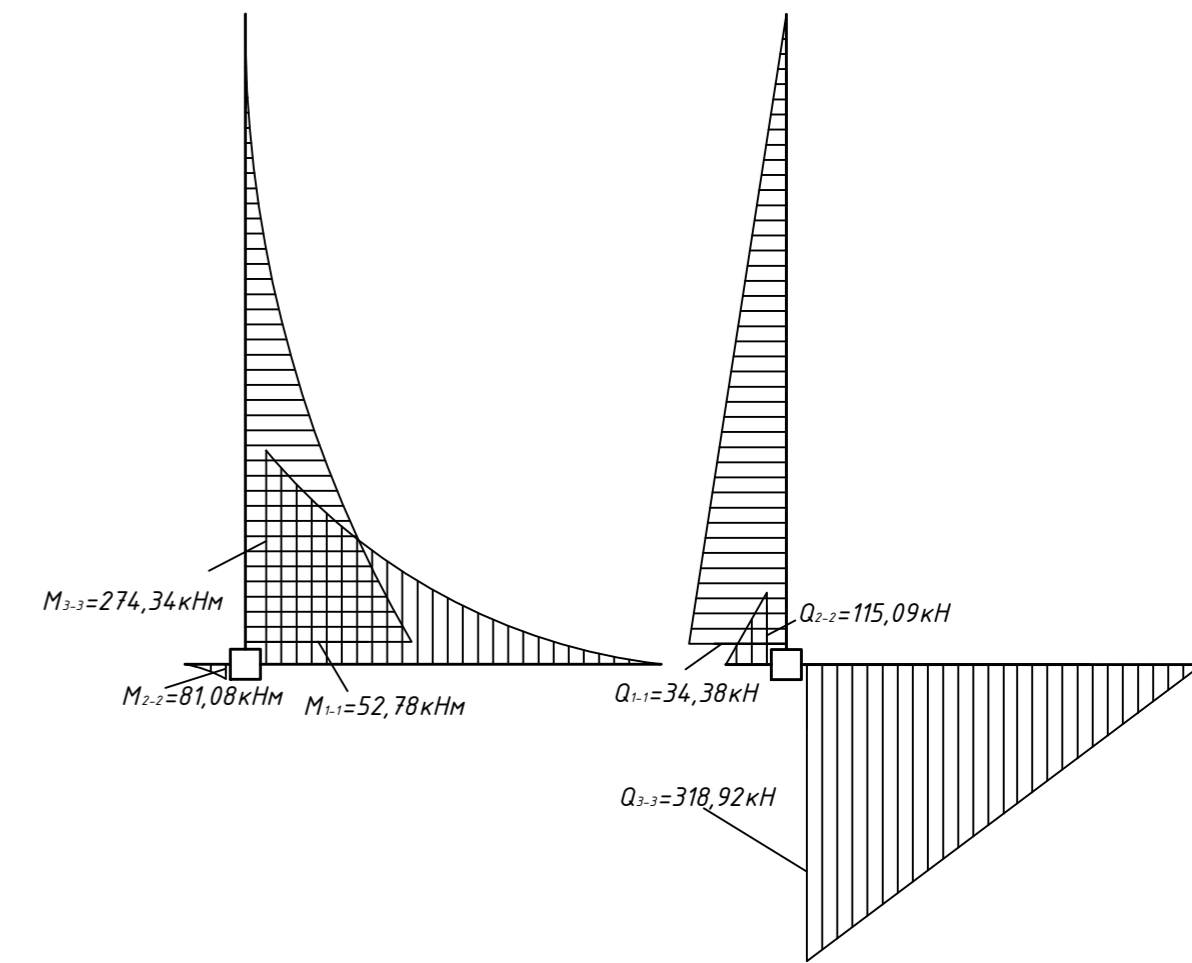
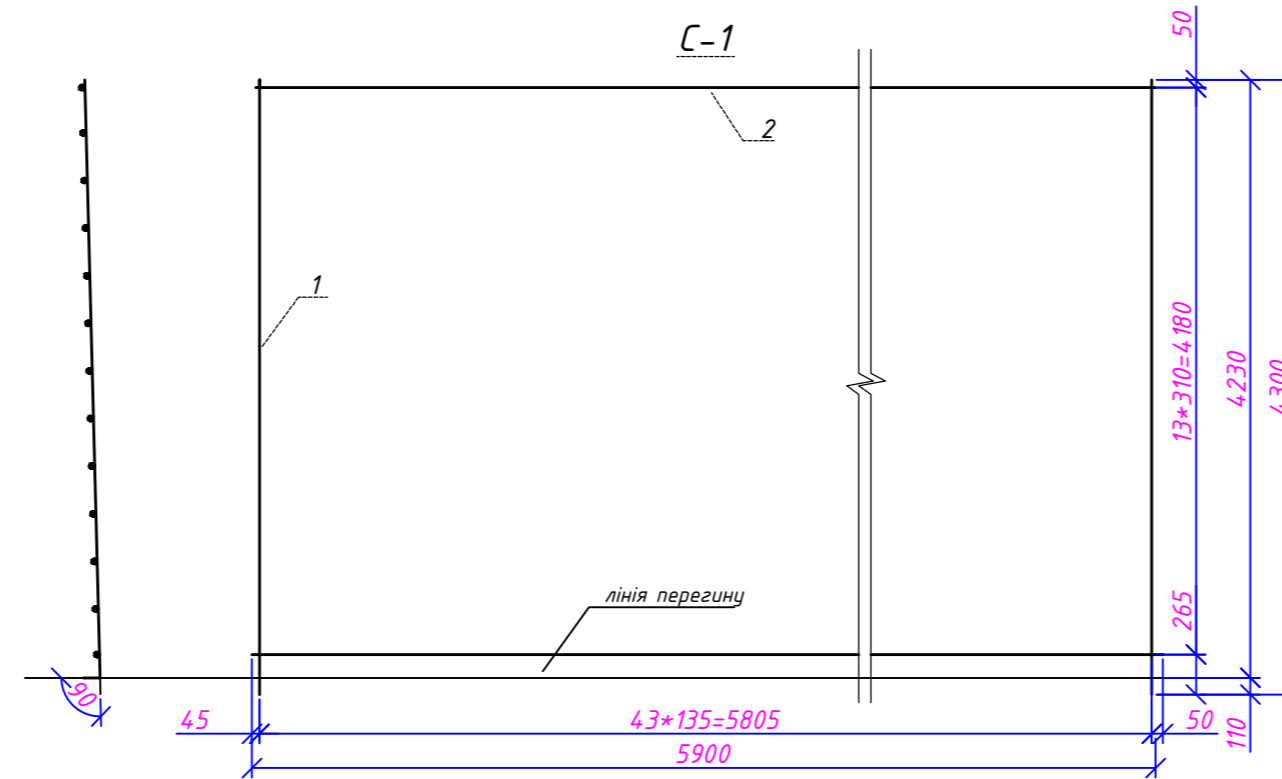
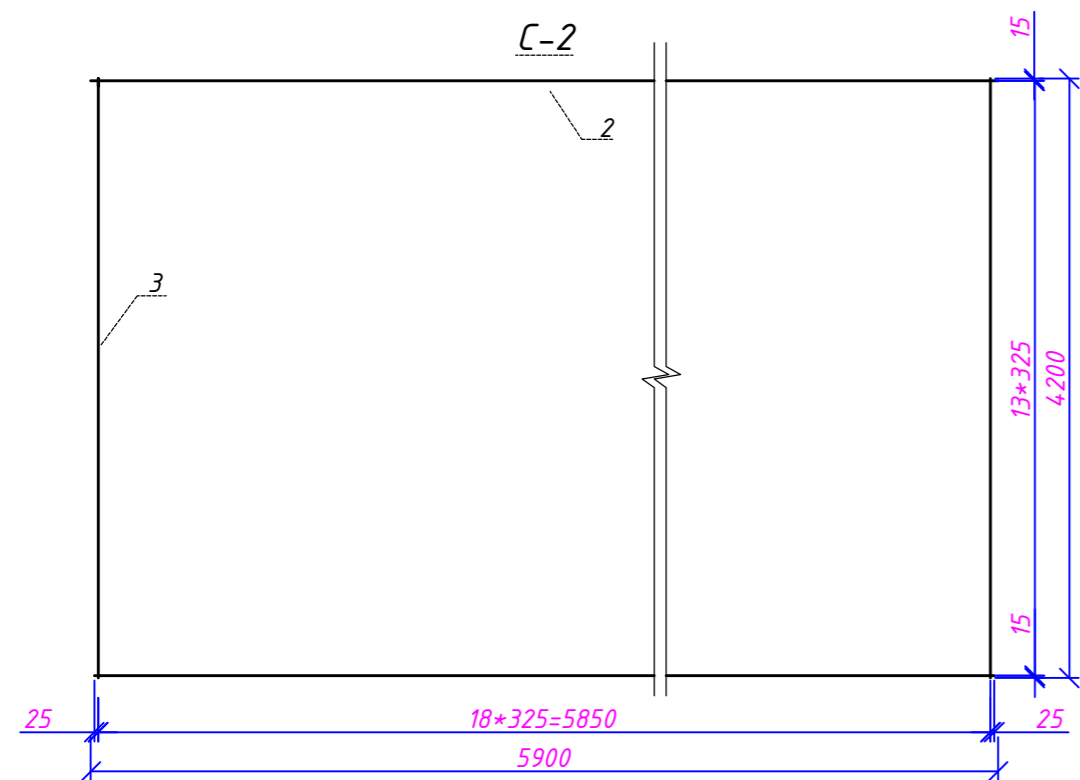
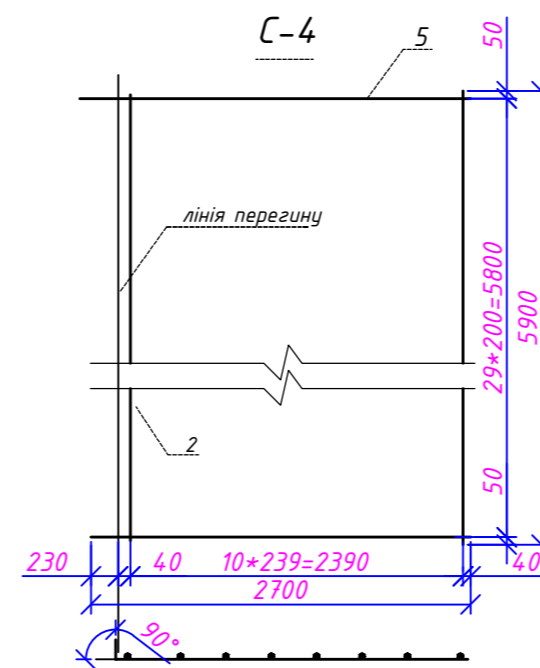
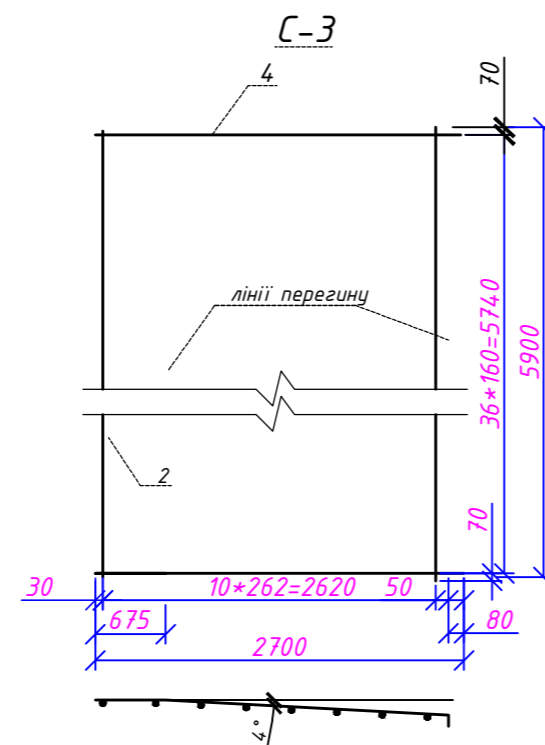
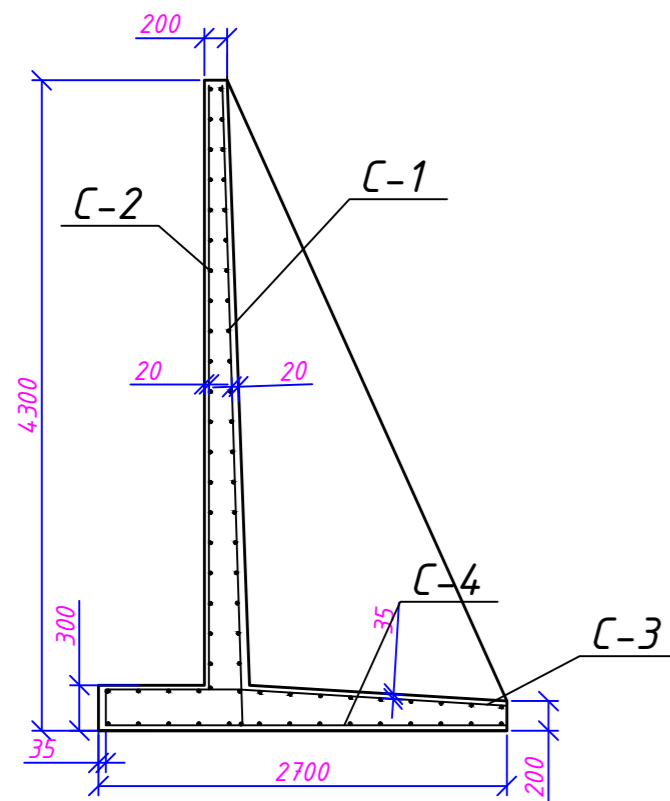


Схема армування підпірної стінки



Специфікація арматури

Формат	Зона	Позиція	Позначення	Назва	Кільк.	Примітка
A-2				Кутова підпірна стінка		
				Складальні одиниці		
				Сітка С-1	1	
				С-2	1	
				С-3	1	
				С-4	1	
				Складальні елементи		
		1		φ14 А500 L=4345	44	230,95
		2		φ4 Вр-1 L=5900	14	7,60
		2		φ4 Вр-1 L=5900	14	7,60
		3		φ4 Вр-1 L=4255	19	7,44
		4		φ18 А500 L=3180	37	235,09
		2		φ4 Вр-1 L=5900	11	5,97
		5		φ14 А500 L=3310	30	119,95
		2		φ4 Вр-1 L=5900	11	5,97
				Матеріали		
				Бетон класу В10	9,97	м ³

Відомість витрат сталі, кг

Марка елемента	Вироби арматурні					Разом
	арматура класу					
	А-500			Вр-1		
	ГОСТ 5781 - 82			ГОСТ 6727 - 80		
	φ14	φ18	Всього	φ4	Всього	
КПС-1	350,9	235,09	585,99	35,33	35,33	621,32

Зм.	Кільк.	Арк.	№док.	Підпис	Дата	Стадія	Аркуш	Аркушів	
Розробив				Ридалкін Ю.С.	01.23	Проектування підпірної стінки	КП	3	
Перевірив				Павлюк А.П.	01.23				
Кутова підпірна стінка. Розрахункова схема підпірної стінки. Схема дренажу. Епюра моментів та поперечних сил.							НУВГП ННІБА АДІА-52М		