

ІНДИВІДУАЛЬНЕ ЗАВДАННЯ № 2

РОЗРАХУНОК ТРАНСПОРТНОГО ТУНЕЛЮ

У зв'язку з високим коефіцієнтом використання земельних територій у великих містах, однією з актуальних проблем сучасного містобудування є використання підземного простору. Його ефективне використання передбачає в першу чергу влаштування підземних паркінгів для автотранспорту, магазинів, майстерень, інших службових і виробничих приміщень.

Одними з найпоширеніших підземних споруд є тунелі. Це підземні переходи, транспортні тунелі, включаючи метро, підземні транспортні розв'язки, канали для інженерних мереж, в'їзди та виїзди у підземних гаражах і т.д. Розрахунки таких відповідальних споруд повинні виконуватися в суворій відповідності з нормативними вимогами для забезпечення необхідної міцності, жорсткості і стійкості його елементів. Особливо це важливо для територій зі складними інженерно-геологічними умовами (наявність просідаючих ґрунтів, на підроблюваних територіях тощо).

Необхідно розрахувати і запроектувати монолітний залізобетонний транспортний тунель (рис. А.1), який має наступні характеристики (вихідні дані задачі, розміри вказані «у світлі»):

- висота тунелю $H = 5,25$ м;
- ширина тунелю $B = 14,5$ м;
- довжина тунелю $L = 40$ м;
- відстань від поверхні планування до верху тунелю $d = 3,5$ м;
- матеріал стін – бетон марки С20/25;
- армування – сталеві стержні класу А400С.

За методами розрахунку протяжних конструкцій та споруд виділяється ділянка тунелю довжиною 1 м. Результати розрахунку такої ділянки приймаються для тунелю в цілому. Поперечний переріз тунелю являє собою

замкнуту раму із жорсткими вузлами з'єднання ригелів і стійок.

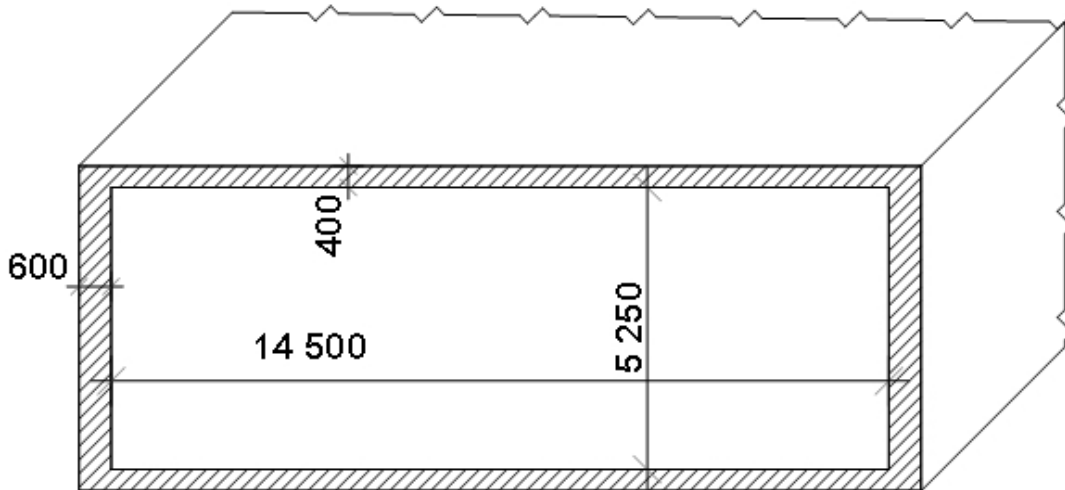


Рисунок А.1 – Схема транспортного тунелю у розрізі

Задача розрахунку замкнутої рами є статично невизначеною, отже для визначення внутрішніх зусиль необхідно задатися попередніми розмірами перерізів елементів конструкції тунелю.

Приймається висота перерізу горизонтальних елементів $h_1 = 60$ см, вертикальних – $h_2 = 40$ см. Ширина перерізів елементів конструкції тунелю дорівнює довжині ділянки, що розраховується, та складає 100 см.

Виходячи з попередньо заданих розмірів перерізів елементів конструкцій, знаходяться моменти інерції I_b і I_h . Перерізи прямокутні, отже моменти інерції обчислюються за стандартними формулами:

$$I_h = \frac{h^3 \cdot l}{12} = \frac{60^3 \cdot 100}{12} = 1800000 \text{ см}^4 ;$$
$$I_b = \frac{b^3 \cdot l}{12} = \frac{40^3 \cdot 100}{12} = 533333,33 \text{ см}^4 .$$

Визначається коефіцієнт жорсткості перерізу, який залежить від жорсткостей та довжин окремих елементів конструкції тунелю:

$$k = \frac{I_b}{I_h} \cdot \frac{H}{B} = \frac{533333.33}{1800000} \cdot \frac{525}{1450} = 0.11$$

Елементи конструкції тунелю працюють на згин під дією тиску шару ґрунту і зовнішніх навантажень зверху, реактивного тиску ґрунту знизу, а також горизонтального тиску ґрунту з боків. Таким чином, головними зусиллями для горизонтальних елементів конструкції тунелю є згинальні моменти M , для вертикальних – згинальні моменти M та подовжні сили N . Визначення внутрішніх зусиль в елементах конструкції тунелю проводиться за наближеними формулами, викладеними у [16].

Схема завантаження елементів конструкції тунелю наведена на рис. А.2.

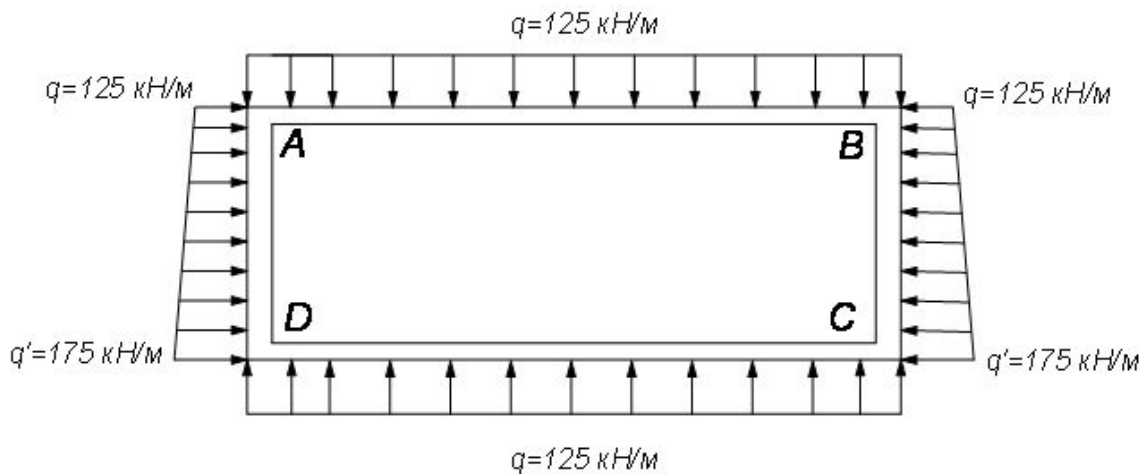


Рисунок А.2 – Схема завантаження тунелю

Загальна розрахункова схема завантаження конструкції тунелю розкладається на три прості складові – в залежності від виду зовнішнього навантаження, за кожною схемою з простим навантаженням обчислюються згинальні моменти M і подовжні сили N та будуються епюри зусиль. Потім епюри за завантаженнями складаються, в результаті чого виходять сумарні епюри зусиль. Простими є рівномірно розподілені навантаження – окремо вертикальне (схема 1), окремо горизонтальне (схема 2), а також горизонтальне навантаження, розподілене за трикутником (схема 3).

Схема завантаження вертикальним навантаженням (схема 1) і відповідна еюра згинальних моментів представлена на рис. А.3, схема завантаження рівномірною складовою горизонтального навантаження (схема 2) і відповідна еюра згинальних моментів представлена на рис. А.4, схема завантаження нерівномірною складовою горизонтального навантаження (схема 3) і відповідна еюра згинальних моментів представлена на рис. А.5.

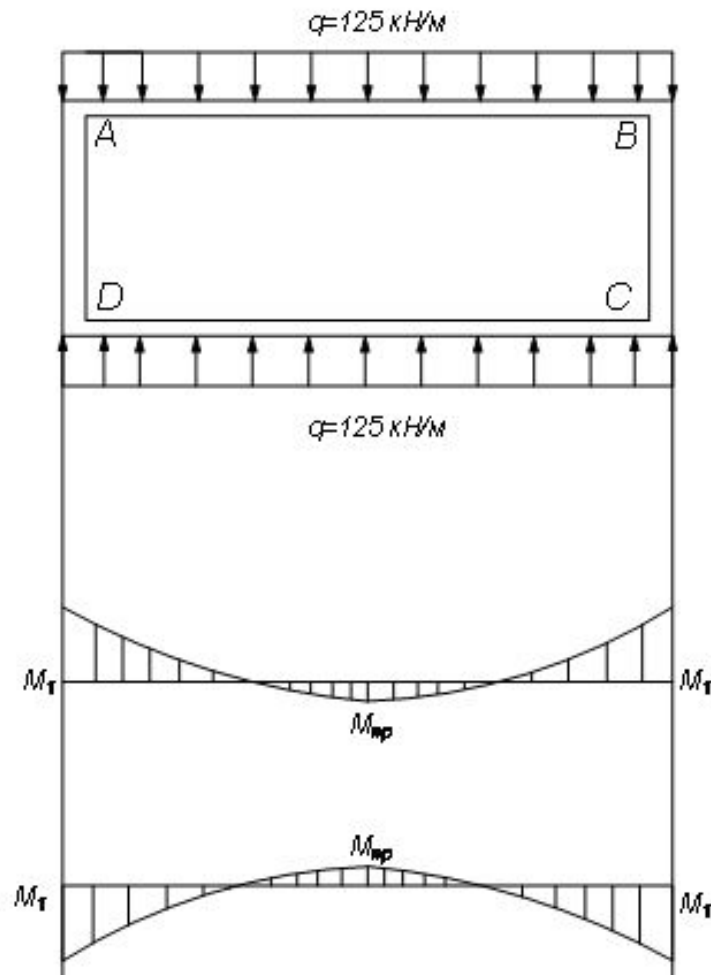


Рисунок А.3 – Схема завантаження вертикальним рівномірно розподіленим навантаженням (схема 1) і відповідна еюра згинальних моментів

Опорні від'ємні та прольотний додатний моменти за схемою 1, враховуючи симетричність конструкції, що розраховується, та діючого зовнішнього навантаження, дорівнюють:

$$M_1 = M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{q \cdot B^2}{12} \cdot \frac{0.11 + 3}{0.11^2 + 4 \cdot 0.11 + 3} = \frac{125 \cdot 14,5^2}{12} \cdot 0.89 = -194,9 \text{ Т} \cdot \text{М} ;$$

$$M_1^{np} = \frac{q \cdot \frac{B}{2}}{12} \cdot 0.89 = \frac{125 \cdot \left(\frac{14,5}{2}\right)^2}{12} \cdot 0.89 = 48,71 \text{ Т} \cdot \text{М}$$

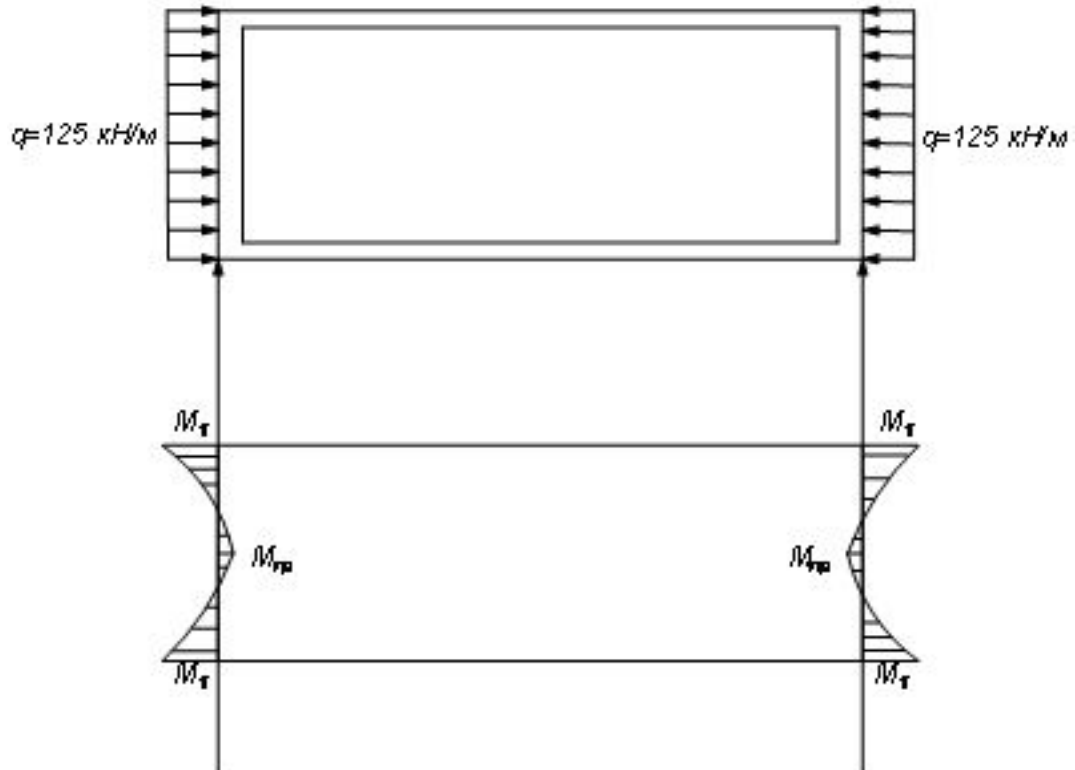


Рисунок А.4 – Схема завантаження рівномірною складовою горизонтального навантаження (схема 2) і відповідна епюра згинальних моментів

Опорні та прольотні моменти за схемою 2, враховуючи симетричність конструкції та діючого зовнішнього навантаження, дорівнюють:

$$M_2 = M_{A2} = M_{B2} = M_{C2} = M_{D2} = -\frac{q \cdot H^2}{12} \cdot \frac{0.89}{0.89 + 1} = \frac{12,5 \cdot 5,25^2}{12} \cdot 0,47 = -13,49 \text{ Т} \cdot \text{М} ;$$

$$M_2^{np} = -M_2^{np} = \frac{q \cdot \frac{H^2}{2}}{12} \cdot \frac{0.89}{0.89 + 1} = \frac{12,5 \cdot 2,625^2}{12} \cdot 0,47 = 3,37 \text{ Т} \cdot \text{М}$$

Опорні та прольотні моменти за схемою 3, що завантажена несиметричним зовнішнім навантаженням, дорівнюють:

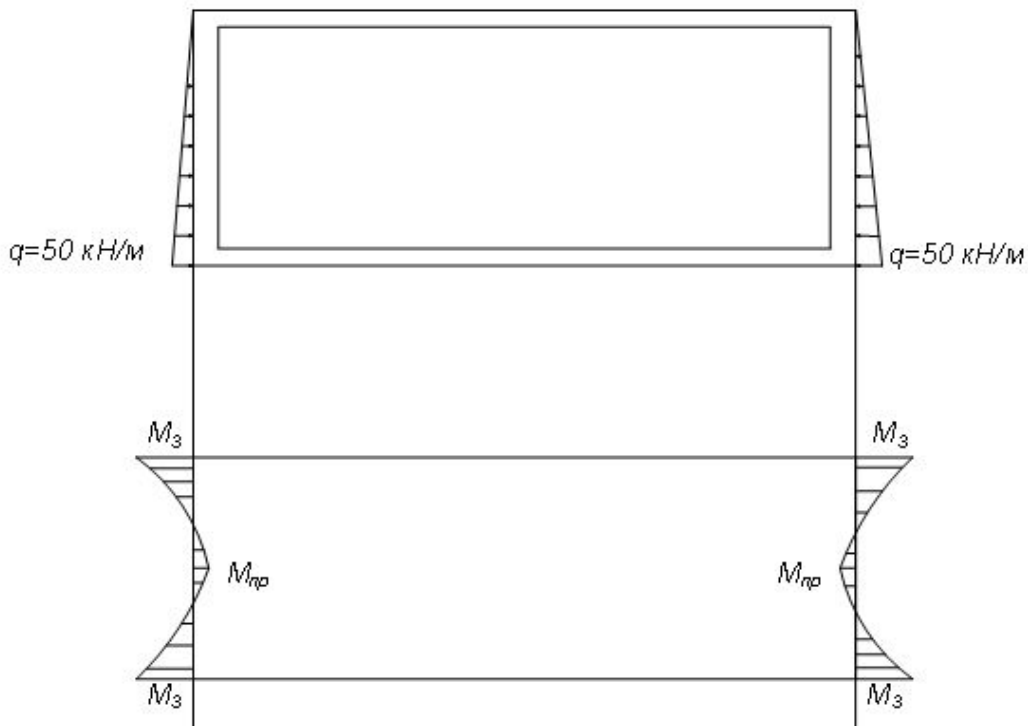


Рисунок А.5 – Схема завантаження нерівномірною складовою горизонтального навантаження (схема 3) і відповідна епюра згинальних моментів

$$M_{A3} = M_{B3} = -\frac{(q' - q)H^2}{60} \cdot \frac{0.89 \cdot (2 \cdot 0.89 + 7)}{0.89^2 + 4 \cdot 0.89 + 3} = -\frac{5 \cdot 5.25^2}{60} \cdot 1.06 = 2.43 \text{ Т} \cdot \text{м} ;$$

$$M_{C3} = M_{D3} = -\frac{(q' - q)H^2}{60} \cdot \frac{0.89 \cdot (3 \cdot 0.89 + 8)}{0.89^2 + 4 \cdot 0.89 + 3} = -\frac{5 \cdot 5.25^2}{60} \cdot 1.29 = 2.96 \text{ Т} \cdot \text{м} ;$$

$$M_3^{np} = \frac{5 \cdot 2.625^2}{60} \cdot 1.29 = 0.74 \text{ Т} \cdot \text{м} .$$

Значення сумарних моментів знаходяться алгебраїчним складенням відповідних значень моментів за всіма схемами завантажень у характерних точках перерізу тунелю. Сумарну епюру моментів наведено на рис. А.6:

$$M_A^\Sigma = M_B^\Sigma = -(M_1 + M_2 + M_{A3}) = -(2,43 + 13,49 + 194,9) = -210,82 \text{ Т} \cdot \text{М}$$

$$M_C^\Sigma = M_D^\Sigma = -(M_1 + M_2 + M_{C3}) = -(194,9 + 13,49 + 2,96) = 211,35 \text{ Т} \cdot \text{М}$$

$$M_{np} = M_1^{np} + M_2 + M_{C3} = 48,71 + 13,49 + 2,96 = 65,16 \text{ Т} \cdot \text{М}$$

$$M_{np}' = M_1 + M_2^{np} + M_3^{np} = 194,9 + 3,37 + 0,74 = 199,01 \text{ Т} \cdot \text{М}$$

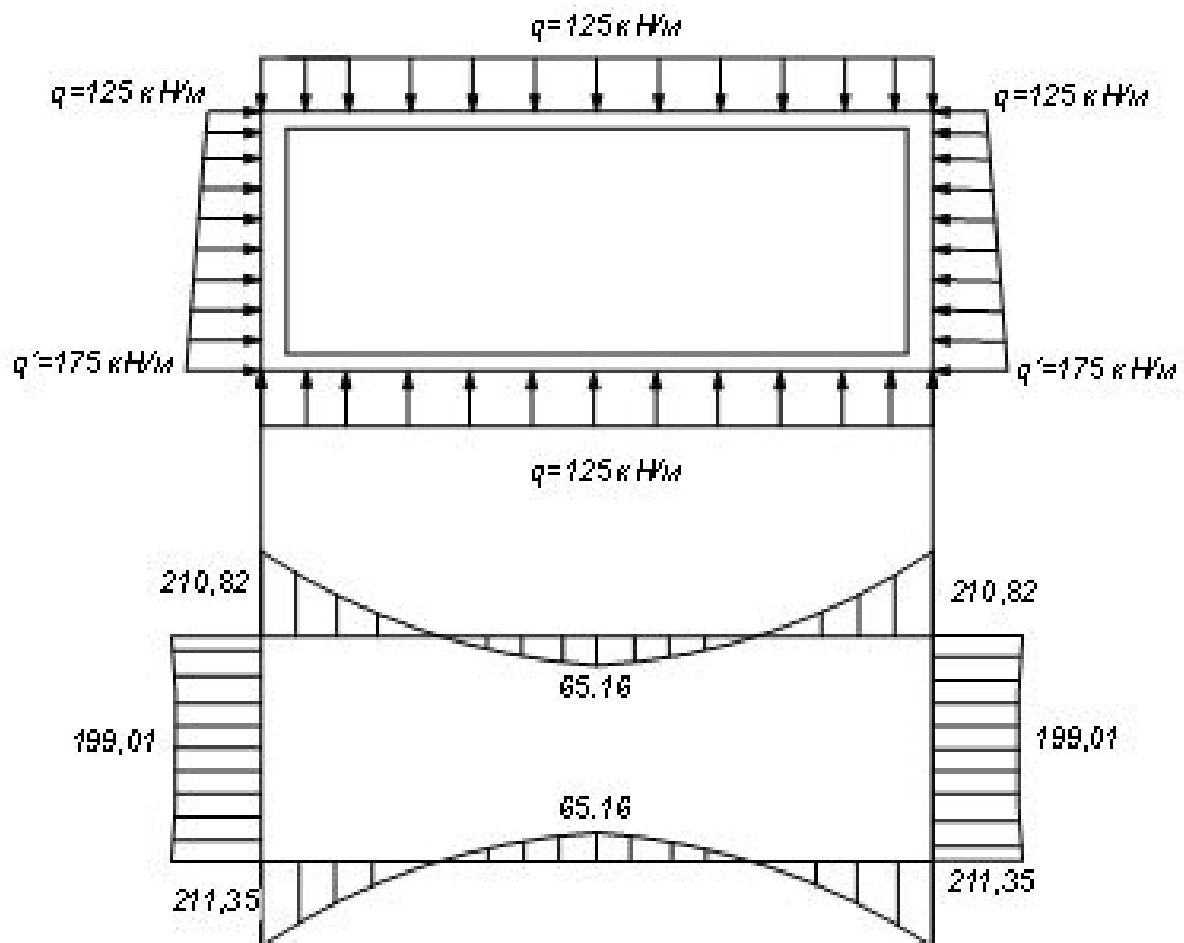


Рисунок А.6 – Сумарна епюра згинальних моментів

Для визначення необхідного армування перекриття та підлоги тунелю з умови міцності визначаються потрібні розміри поперечного перерізу:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq f_{cd}$$

$$W = \frac{h^2 \cdot b}{2}$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{f_{cd}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 211.35}{36.5}} = 590 \text{ мм} ,$$

де M_{\max} – максимальне значення згинального моменту;

W – момент опору перерізу елементів тунелю;

f_{cd} – міцність бетону на стискання.

Розміри поперечного перерізу округлюються в більшу сторону кратно 50 мм – в даному випадку до 600 мм ($h = 600$ мм). Висота перекриття тунелю підбирається по максимальному моменту, а оскільки згинальний момент, що діє в перекритті M_A^Σ , приблизно дорівнює згинальному моменту, що діє в опорному елементі конструкції тунелю (у підлозі) M_D^Σ , то приймаємо їх висоту однаковою.

Робоча висота перерізу перекриття та підлоги тунелю:

$$d = h - (a_s + a_s') = 600 - 60 = 540 ,$$

де a_s – захисний шар нижньої арматури;

a_s' – захисний шар верхньої арматури.

Потрібна площа перерізу поздовжньої робочої арматури із розрахунку на 1 м довжини тунелю:

$$A_s = \frac{M_c^\Sigma}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{211350}{0.9 \cdot 540 \cdot 36.5} = 119.1 \text{ см}^2 ,$$

де f_{yd} – міцність сталі вздовж стержня на стискання.

За сортаментом сталевї арматури приймається 10 Ø 40 А400С з $A_s = 125,6 \text{ см}^2$, де 10 – кількість стержнів із розрахунку на 1 м довжини тунелю.

Крок поздовжніх стержнів s дорівнює:

$$s = \frac{100}{10} = 10 \text{ см}$$

Підбір арматури для стінок тунелю здійснюється із умови міцності на осьове стискання, виходячи із значення поздовжньої сили N :

$$N = \frac{q \cdot b}{2} = \frac{125 \cdot 14.5}{2} = 906,25 \text{ кН};$$

$$A_s^{cm} = \frac{\frac{906,25}{0,98} - 1,7 \cdot 60 \cdot 100}{36,5} < 0$$

Арматура за розрахунком не потрібна, конструктивно приймається 7 Ø12 А400С з кроком стержнів $s = 14 \text{ см}$.

У торцевих частинах перерізу тунелю також конструктивно встановлюється арматура для сприйняття навантажень від згинальних моментів, з улаштуванням відгинів на відстань 1,2 м 7 Ø45 А400С.

У прольотних частинах вертикальних елементів тунелю встановлюється арматура для сприйняття прольотного моменту:

$$A_s^{np} = \frac{199010}{0,9 \cdot 54 \cdot 36.5} = 112,18 \text{ см}^2$$

Приймається 10 Ø40 А400С з площею $A_s = 125,6 \text{ см}^2$ і кроком стержнів $s = 10 \text{ см}$.