

**Câu 1 (2 điểm):**

1/ Fill in the blanks with a name of Atterberg limits to complete the sentences: (1.5đ)

Fine – grained soils can exist in one of four states: solid, semisolid, plastic and liquid. Water is the agent that is responsible for changing the states of soils. Three limits are defined based on the water content that causes a change of state. These are the **liquid limit** (a): the water content that caused the soil to change from a liquid to a plastic state; the **plastic limit** (b): the water content that caused the soil to change from a plastic to a semisolid state; and the **shrinkage limit** (c): the water content that caused the soil to change from a semisolid to a solid state.

2/ An embankment for a highway is to be constructed from a soil compacted to a dry unit weight ( $\gamma_d$ ) of  $18\text{kN/m}^3$ . The clay has to be trucked to the site from a borrow pit. The bulk unit weight ( $\gamma_m$ ) of the soil in the borrow pit is  $17\text{kN/m}^3$  and its natural water content ( $w$ ) is 5%. Calculate the volume ( $V$ ) of clay from the borrow pit required for  $1\text{m}^3$  of embankment? Assume  $G_s=2.7$ .

Solution:

The dry unit weight of the borrow pit soil:

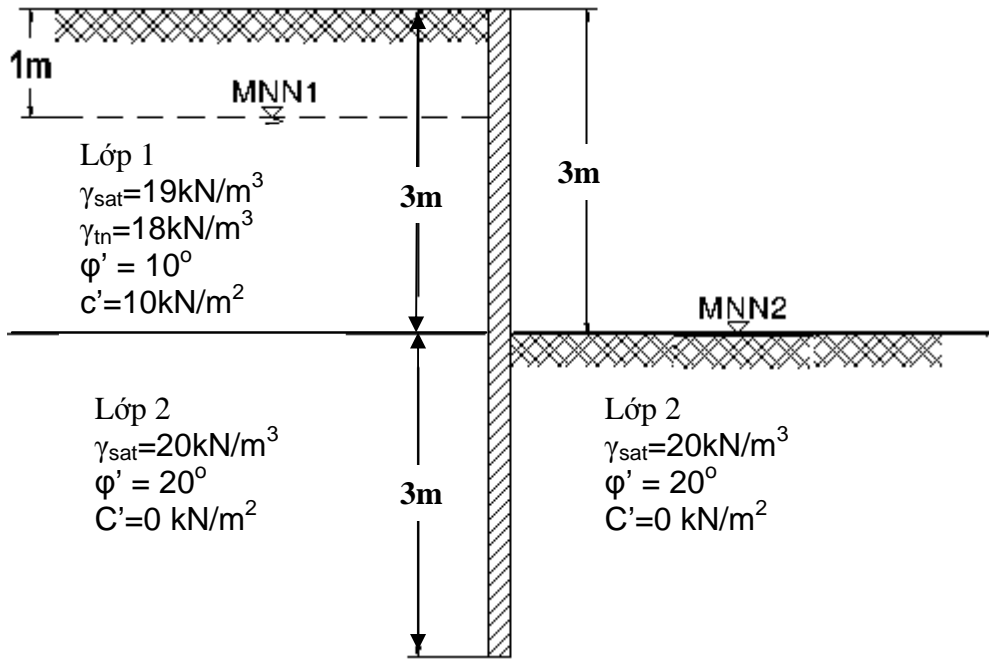
$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1+w} = \frac{17}{1+0.05} = 16.2\text{kN} / \text{m}^3 \quad (0.25\text{đ})$$

The volume of borrow pit soil required for  $1\text{m}^3$  of embankment

$$V_{\text{borrow}} = \frac{M}{\gamma_{d\_borrowsoil}} = \frac{\gamma_{d\_compactedsol} * V_{compactedsol}}{\gamma_{d\_borrowsoil}} = \frac{18*1}{16.2} = 1.11\text{m}^3 \quad (0.25\text{đ})$$

**Câu 2 (4 điểm)**

Cho tường chắn đất được thi công trong nền đất có thông số như hình 1. Lớp đất 1 có trọng lượng riêng trên mực nước ngầm  $\gamma_m=18\text{kN/m}^3$ , trọng lượng riêng bão hòa  $\gamma_{sat}=19\text{kN/m}^3$ , các giá trị  $c'=10\text{kN/m}^2$  và  $\phi'=10^\circ$  cho cả trên và dưới mực nước ngầm. Lớp đất 2 có trọng lượng riêng bão hòa  $\gamma_{sat}=20\text{kN/m}^3$ , các giá trị  $c'=0\text{kN/m}^2$  và  $\phi'=20^\circ$ . Tường có bề dày  $b=0.6\text{m}$ , trọng lượng riêng của bê tông  $\gamma_b=25\text{kN/m}^3$ , trọng lượng riêng của nước  $\gamma_w=10\text{kN/m}^3$ . Bỏ qua ma sát giữa tường và đất. Mực nước ngầm 2 bên thân tường như hình 1 (MNN1 và MNN2).



Hình 1

a. Tính và vẽ biểu đồ áp lực ngang tới hạn tác dụng hai bên lưng tường?

Bài làm:

➤ Áp lực chủ động phía lưng tường

$$K_{a1} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{10^\circ}{2} \right) = 0.704 \quad (0.35đ)$$

$$K_{a2} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) = 0.49$$

$$\text{Tại đỉnh tường } \sigma_a^A = -2c\sqrt{K_{a1}} = -2 * 10 * \sqrt{0.704} = -16.84 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (0.175đ)$$

Tại vị trí mực nước ngầm (-1m)

$$\sigma_a^B = \gamma_m * 1 * K_{a1} - 2c\sqrt{K_{a1}} = 18 * 1 * 0.709 - 2 * 10 * \sqrt{0.704} = -4.08 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (0.175đ)$$

$$\begin{aligned} \text{Tại đáy lớp 1: } \sigma_a^{C1} &= (\gamma_m * 1 + (\gamma_{sat1} - \gamma_w) * 2) * K_{a1} - 2c\sqrt{K_{a1}} + \gamma_w * 2 = \\ &= ((18 * 1 + (19 - 10) * 2) * 0.709 - 2 * 10 * \sqrt{0.709} + 10 * 2) = 28.68 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{aligned} \quad (0.175đ)$$

$$\begin{aligned} \text{Tại đầu lớp đất 2: } \sigma_a^{C2} &= (\gamma_m * 1 + (\gamma_{sat1} - \gamma_w) * 2) * K_{a2} + \gamma_w * 2 = \\ &= ((18 * 1 + (19 - 10) * 2) * 0.49 + 10 * 2) = 37.64 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{aligned} \quad (0.175đ)$$

$$\begin{aligned} \text{Tại chân tường: } \sigma_a^D &= (\gamma_m * 1 + (\gamma_{sat1} - \gamma_w) * 2 + (\gamma_{sat2} - \gamma_w) * 3) * K_{a2} + \gamma_w * 5 = \\ &= ((18 * 1 + (19 - 10) * 2 + (20 - 10) * 3) * 0.49 + 10 * 5) = 82.34 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{aligned} \quad (0.175đ)$$

Vị trí áp lực chủ động = 0

$$\begin{aligned} \sigma_a^0 &= (\gamma_m * 1 + (\gamma_{sat1} - \gamma_w) * z) * K_{a1} - 2c\sqrt{K_{a1}} + \gamma_w * z = 0 \\ \Leftrightarrow &((18 * 1 + (19 - 10) * z) * 0.709 - 16.84 + 10 * z) = 0 \end{aligned} \quad (0.175đ)$$

$$\Leftrightarrow 16.381z = 4.078 \Rightarrow z = 0.249 \text{ m}$$

Vậy vị trí áp lực chủ động = 0 cách đỉnh tường 1.249m

$$E_{a1} = \frac{1}{2} * (3 - 1.249) * 28.68 = 25.11 \text{ kN/m} \text{ đặt cách chân tường } x_{a1} = 3.584 \text{ m}$$

$$E_{a2} = 3 * 37.64 = 112.92 \text{ kN/m} \text{ đặt cách chân tường } x_{a2} = 1.5 \text{ m}$$

$$E_{a3} = \frac{1}{2} * 3 * (82.34 - 37.64) = 67.05 \text{ kN/m} \text{ đặt cách chân tường } x_{a3} = 1.0 \text{ m}$$

(0.175đ)

Tổng áp lực chủ động

$$E_a = E_{a1} + E_{a2} + E_{a3} = 25.11 + 112.92 + 67.05 = 205.08 \text{ kN/m}$$

(0.175đ)

Đặt cách chân tường:

$$x_a = \frac{E_{a1} * x_{a1} + E_{a2} * x_{a2} + E_{a3} * x_{a3}}{E_a} = \frac{25.11 * 3.584 + 112.92 * 1.5 + 67.05 * 1}{205.08} = 1.59 \text{ m}$$

(0.175đ)

➤ Áp lực bị động phía trước tường

$$K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi_2}{2} \right) = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{20^\circ}{2} \right) = 2.04$$

(0.175đ)

$$\text{Tại đầu lớp 2: } \sigma_p^C = 0 \text{ kN/m}^2$$

(0.175đ)

$$\begin{aligned} \text{Tại chân tường: } \sigma_p^D &= (\gamma_{sat2} - \gamma_w) * 3 * K_p + \gamma_w * 3 = \\ &= (20 - 10) * 3 * 2.04 + 10 * 3 = 91.2 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

(0.175đ)

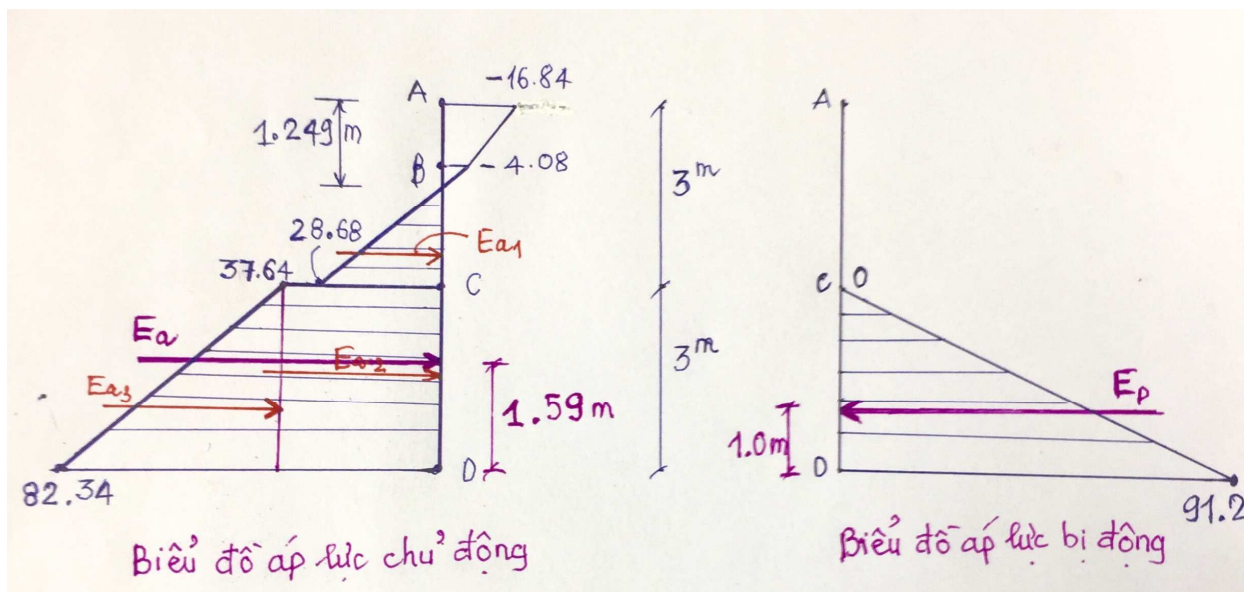
Tổng áp lực bị động

$$E_p = \frac{1}{2} * 3 * 91.2 = 136.8 \text{ kN/m}$$

(0.175đ)

Đặt cách chân tường  $x_p = 1 \text{ m}$

(0.175đ)



(0.5đ)

b. Kiểm tra điều kiện ổn định chống lật của tường?

$$\text{Trọng lượng của tường } W = 0.6 * 6 * 25 = 90 \text{ kN}$$

(0.175đ)

Mô men gây lật

$$M_{gl}=E_a \cdot x_a=205.08 \cdot 1.59=326.08 \text{ kNm/m} \quad (0.175 \text{ đ})$$

Mô men chống lật

$$M_{cl}=W \cdot 0.3 + E_p \cdot x_p=90 \cdot 0.3 + 136.8 \cdot 1=163.8 \text{ kNm/m} \quad (0.175 \text{ đ})$$

Ta có  $M_{cl} < M_{gl} \rightarrow$  tường không ổn định (0.175 đ)

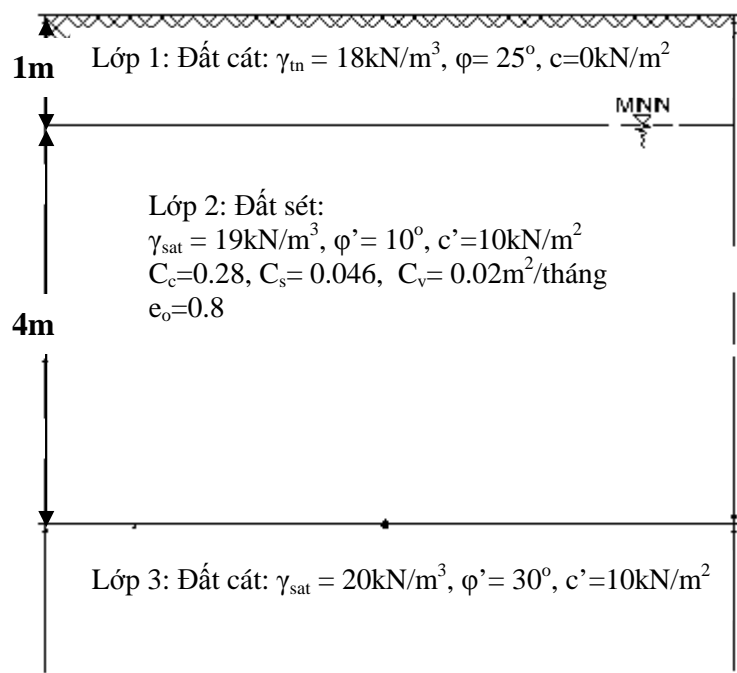
**Câu 3 (4 điểm):**

Cho mặt cắt địa chất gồm 3 lớp đất như hình 2:

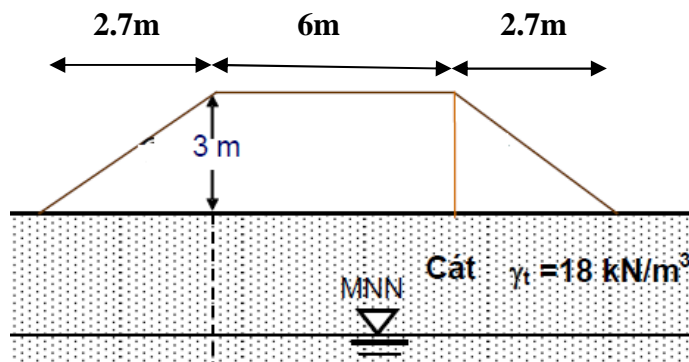
- Lớp 1: đất cát dày 1m, có  $\gamma_{tn} = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $c=0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\varphi=25^\circ$ . Mực nước ngầm nằm ở đáy lớp 1 (-1m), cho trọng lượng riêng của nước  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

- Lớp 2: đất sét dày 4m, có  $\gamma_{sat}=19 \text{ kN/m}^3$ ,  $c'=10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\varphi'=10^\circ$ , chỉ số nén  $C_c=0.28$ , chỉ số nở  $C_s=0.046$ , hệ số cố kết  $C_v=0.02 \text{ m}^2/\text{tháng}$ , hệ số rỗng tự nhiên  $e_o=0.8$ .

- Lớp 3: đất cát dày vô hạn, có  $\gamma_{sat}=20 \text{ kN/m}^3$ ,  $c'=10 \text{ kN/m}^2$ ,  $\varphi'=30^\circ$ .



Hình 2



Hình 3 : Mặt cắt nền đường

a. Theo tiêu chuẩn TCVN 9362-2012, trên diện tích  $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$  bề mặt lớp đất sét số 2 có thể chịu được áp lực tối đa là bao nhiêu ? Cho  $m_1=m_2=k_{tc}=1$  và giả sử các thông số đất nền cho trên ở trạng thái giới hạn II. (1.5 đ)

Bài làm :

Với  $\varphi=10^\circ \rightarrow A=0.1837, B=1.7349, D=4.1677$  (0.25đ)

$$R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (Ab\gamma_{II} + BD_f \gamma_{II}^* + Dc) \quad (0.5đ)$$

$$R_{II} = \frac{1 \cdot 1}{1} (0.1837 \cdot 1 \cdot (19-10) + 1.7349 \cdot 1 \cdot 18 + 4.1677 \cdot 10) = 74.56 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Vậy lớp đất sét có thể chịu được áp lực tối đa là  $74.56 \text{ kN/m}^2$  (0.25đ)

**b.** Một nền đường có kích thước như hình 3 được thi công trên nền đất trên, đáy nền đường là mặt đất tự nhiên, trọng lượng riêng của đất đắp nền đường  $\gamma_d=20 \text{ kN/m}^3$ . Tính độ lún ổn định của lớp đất sét số 2 dưới tải trọng nền đường (được xác định ở đường trục đi qua tâm đường) trong trường hợp lớp này là đất cố kết thường.

Bài làm :

Tải trọng nền đường :  $q=\gamma_d \cdot h_d=20 \cdot 3=60 \text{ kN/m}^2$  (0.3đ)

Ứng suất do trọng lượng bản thân ở giữa lớp đất sét

$$\sigma'_{bt} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot \frac{h_2}{2} = 18 \cdot 1 + (19-10) \cdot \frac{4}{2} = 36 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (0.3đ)$$

Ứng suất do tải trọng nền đường gây ra tại giữa lớp đất sét trên đường trục của nền đường

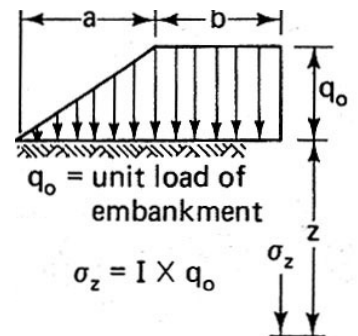
$$\begin{cases} a = 2.7 \text{ m} \Rightarrow \frac{a}{z} = \frac{2.7}{3} = 0.9 \\ b = 3 \text{ m} \Rightarrow \frac{b}{z} = \frac{3}{3} = 1 \\ z = 3 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow I = 0.45 \quad (0.3đ)$$

$$\sigma_z = 2 \cdot I \cdot q = 2 \cdot 0.45 \cdot 60 = 54 \text{ kN/m}^2 \quad (0.3đ)$$

Độ lún ổn định của lớp đất sét do tải nền đường :

$$S = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_{bt} + \sigma_z}{\sigma'_{bt}} \right) \quad (0.3đ)$$

$$S = \frac{0.28 \cdot 4}{1 + 0.8} \log \left( \frac{36 + 54}{36} \right) = 0.247 \text{ m}$$



**c.** Tính độ lún ổn định của lớp sét số 2 dưới tải trọng nền đường (được xác định ở đường trục đi qua tâm đường) trong trường hợp lớp đất sét có ứng suất tiền cố kết  $\sigma'_p=60 \text{ kN/m}^2$  ?

$$\text{Do } \sigma'_{bt} < \sigma'_p < \sigma'_{bt} + \sigma_z \quad (0.3đ)$$

$$\begin{aligned} \text{Nên } S &= \frac{C_s * H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{bt}}\right) + \frac{C_c * H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{bt} + \sigma'_z}{\sigma'_p}\right) \\ S &= \frac{0.046 * 4}{1 + 0.8} \log\left(\frac{60}{36}\right) + \frac{0.28 * 4}{1 + 0.8} \log\left(\frac{36 + 54}{60}\right) = 0.132m \end{aligned} \quad (0.3đ)$$

d. Tính độ lún của lớp đất sét số 2 sau khi đắp nền đường 6 tháng với các giả thuyết : lớp đất sét là đất cố kết thường, thoát nước 2 biên và ứng suất do tải nền đường gây ra trong lớp đất sét giảm tuyến tính theo độ sâu ?

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{0.02 * 6}{2^2} = 0.03 \quad (0.3đ)$$

Dựa vào bảng tra với trường hợp 1, ta có

$$\left. \begin{aligned} T_v = 0.028 &\implies U = 18.89\% \\ T_v = 0.036 &\implies U = 21.41\% \end{aligned} \right\} \implies T_v = 0.03 \implies U = 18.94\% \quad (0.3đ)$$

$$\text{Vậy độ lún sau 6 tháng : } S_t = U * S = 0.1894 * 0.247 = 0.047m \quad (0.3đ)$$

Thông qua bộ môn

Trần Văn Tiếng