

CHƯƠNG III : BIẾN DẠNG VÀ ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẤT

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

Một trong những nhiệm vụ chủ yếu của những người làm công tác xây dựng là phải đảm bảo điều kiện ổn định và độ bền vững của công trình với các hao phí vật liệu, biện pháp an toàn và sức lao động ít nhất. Cho nên việc nghiên cứu chất lượng nền đất hay nói một cách khác là vấn đề xác định biến dạng của đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài là một vấn đề phức tạp và rất quan trọng, có ý nghĩa về mặt lý thuyết và thực tiễn lớn trong thiết kế nền móng công trình.

Đất là môi trường rời rạc phân tán và có tính rỗng lớn, do đó khi chịu tác dụng của tải trọng công trình và trọng lượng bản thân đất, đất nền sẽ bị biến dạng, do thể tích lỗ rỗng giảm đi khi nước và không khí trong lỗ rỗng thoát ra ngoài và các hạt rắn sắp xếp lại ở trạng thái chặt hơn làm cho mặt nền hạ thấp xuống, hiện tượng này gọi là lún của nền đất.

Khi xây dựng công trình, người thiết kế luôn luôn quan tâm đến trị số độ lún và đặc biệt là khả năng lún không đều giữa các bộ phận của công trình, bởi vì trị số độ lún tuyệt đối của nền đất dù có lớn nhưng nếu giống nhau ở mọi điểm thì không gây ra sự nguy hiểm mà chỉ dẫn tới những khó khăn cho việc sử dụng công trình. Nhưng độ lún không đều của nền đất sẽ gây ra những ứng suất phụ thêm trong các kết cấu của công trình, đặc biệt là trong các hệ kết cấu siêu tĩnh và do đó có thể làm cho công trình bị hư hỏng. Độ lún không đồng đều xuất hiện trong đất nền dưới móng công trình có thể do nhiều nguyên nhân trực tiếp hoặc gián tiếp. Chẳng hạn như trong đất nền dưới móng công trình có những túi bùn hoặc các lớp đất yếu phân bố không đều, hoặc do tải trọng tác dụng trên các móng khác nhau, hoặc do các móng có kích thước khác nhau đặt liền nhau, hoặc do mực nước ngầm thay đổi v.v... Trong các trường hợp vừa nêu trên, căn cứ vào tình hình địa chất và hình thức kết cấu của mỗi loại công trình cụ thể mà chọn biện pháp xây dựng thích hợp.

Cần chú ý rằng, biến dạng của đất có đặc điểm khác với biến dạng của vật thể liên tục, đó là mối quan hệ giữa biến dạng và thời gian. Đối với các vật liệu liên tục, biến dạng của nó đạt tới trị số ổn định ngay sau khi có tác dụng của tải trọng. Còn đối với đất, thì biến dạng xuất hiện đồng thời với tải trọng tác dụng nhưng phải trải qua một thời gian mới đạt đến trị số ổn định. Do đó vấn đề tính lún theo thời gian của nền đất cũng là vấn đề hết sức quan trọng.

Như vậy nhiệm vụ tính toán và thiết kế nền móng về phương diện độ lún cần phải được đảm bảo các điều kiện chủ yếu sau đây:

$$\left. \begin{aligned} S_{tt} &\leq S_{gh} \\ \Delta S_{tt} &\leq \Delta S_{gh} \\ S_t &\leq S_{tgh} \\ \theta_{tt} &\leq \theta_{gh} \end{aligned} \right\} \quad \text{(III-1)}$$

Trong đó: S_{tt} , ΔS_{tt} , S_t , θ_{tt} : Là độ lún tuyệt đối, độ lún không đồng đều, độ lún theo thời gian và góc nghiêng tính toán của công trình.

S_{gh} , ΔS_{gh} , S_{tgh} , θ_{gh} : Là độ lún tuyệt đối, độ lún không đồng đều, độ lún theo thời gian và góc nghiêng giới hạn của công trình theo quy trình quy định.

Xác định độ lún của công trình trên nền đất thiên nhiên là một vấn đề hết sức phức tạp, vì bản thân đất là một môi trường phức tạp gồm nhiều pha (hạt, nước, khí) cho nên hiện nay cũng có rất nhiều lý thuyết khác nhau để xác định trị số độ lún.

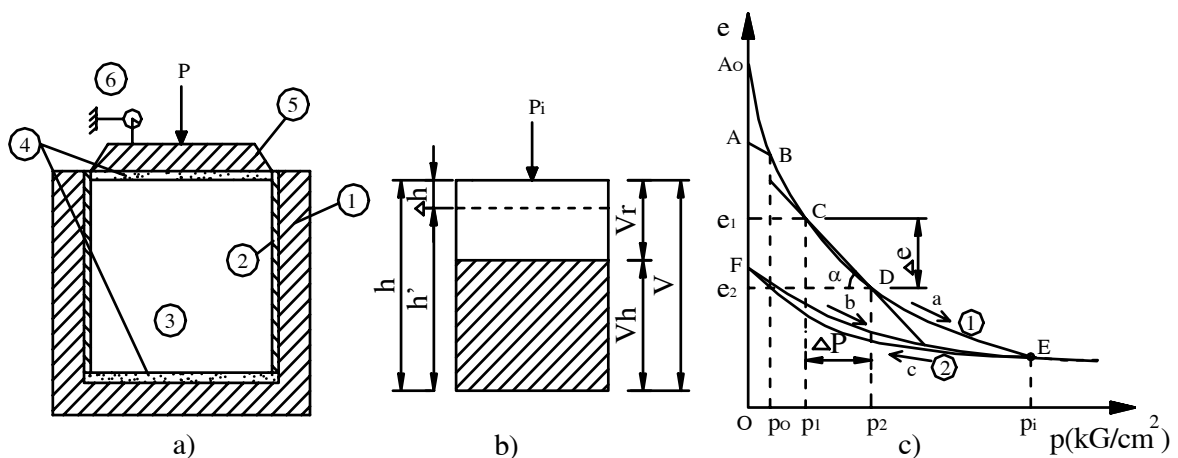
§ 2. TÍNH BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT

Tính biến dạng của đất là sự chuyển vị của các hạt đất, dưới tác dụng của tải trọng nén. Biến dạng của đất thực chất là quá trình sắp xếp lại các hạt rắn kèm theo sự giảm thể tích lỗ rỗng và đồng thời làm tăng độ chặt của đất. Chính sự có mặt của các lỗ rỗng này đã làm cho tính nén chặt của đất gấp hàng trăm hàng nghìn lần tính nén chặt của các vật thể rắn khác. Từ đó ta thấy rằng, nếu xác định được quá trình nén chặt của đất tức là ta đã xác định được biến dạng của đất và giải quyết được vấn đề độ lún của công trình. *Cơ sở lý luận để nghiên cứu biến dạng của đất là nguyên lý quan hệ tuyến tính giữa biến dạng và ứng suất.*

2.1. Các nghiên cứu về tính chất biến dạng của đất:

2.1.1. Thí nghiệm nén lún không nở hông và định luật nén lún của đất:

Thí nghiệm nén lún mẫu đất trong phòng được thực hiện trong thiết bị nén (Hình III-1a). Bộ phận chủ yếu của thiết bị này gồm 1 hộp cứng ①, trong đó có 1 dao vòng ② cùng với mẫu đất ③. Để cho nước trong các lỗ rỗng có thể thoát ra trong quá trình nén đất, mẫu đất được lót ở trên và ở dưới bằng hai tấm đá thấm kèm với giấy thấm hình tròn ④. Khi thí nghiệm tải trọng được truyền lên mẫu đất qua một nắp truyền lực ⑤. Biến dạng của mẫu đất ở từng thời gian được đo bằng một chuyển vị kế ⑥. Quá trình thí nghiệm tải trọng được tăng từng cấp. Ứng với mỗi cấp tải trọng, đợi để mẫu đất ổn định về lún mới tiếp tục tăng cấp khác.



Hình III-1. a) Sơ đồ thiết bị nén; b) Sơ đồ mẫu đất phân tố; c) Đường cong nén lún

Xét một mẫu đất phân tố có chiều cao ban đầu là h và giả sử mẫu đất phân tố này gồm hai phần thể tích hạt rắn và thể tích lỗ rỗng ứng với hệ số rỗng ban đầu là e_0 . Từ giả thiết có ý nghĩa thực tiễn, dưới tác dụng của tải trọng p , biến dạng của mẫu đất phân tố chỉ do sự giảm thể tích lỗ rỗng gây ra, còn thể tích hạt rắn thì không thay đổi, có thể dùng sơ đồ mẫu đất (hình III-1b) để lập quan hệ giữa biến thiên thể tích của mẫu đất và hệ số rỗng:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0} \quad (\text{III-2})$$

Nhưng $\Delta V = \Delta h \cdot F$ và $V = h \cdot F$ (F - diện tích mặt cắt ngang của mẫu đất, Δh : chênh lệch chiều cao trước và sau khi nén lún của mẫu đất).

Do đó từ biểu thức (III-2) suy ra:

$$\Delta h = S = \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0} \cdot h$$

$$\text{Vậy} \quad e_i = e_0 - \frac{S}{h}(1 + e_0) \quad (\text{III-3})$$

Biểu thức (III-3) được dùng để lập quan hệ giữa hệ $e = f(p)$ (hình III-1c). Quan hệ đó biểu diễn khả năng nén chặt của mỗi loại đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài, và trong Cơ học đất thường gọi là đường cong nén. Để nghiên cứu tính nở của đất người ta giảm tải theo từng cấp và tiến hành đo độ nở của đất theo từng cấp cho đến khi hiện tượng nở kết thúc.

Như vậy đường cong nén có hai nhánh: nhánh thứ nhất ①, thu được khi tăng tải trọng gọi là đường cong nén, và nhánh thứ ② thu được khi giảm tải, gọi là đường cong nở (hình III-1c). Nhiều thí nghiệm chứng minh rằng quá trình nén và quá trình nở của đất là những quá trình không hoàn lại. Nghĩa là đường cong nén không trùng với đường cong nở.

Đường cong nén ép đặc trưng cho khả năng nén chặt của đất, có nghĩa là khả năng giảm độ rỗng dưới tác dụng của tải trọng ngoài. Với các đất có tính nén lún lớn, khi tăng tải trọng nén, hệ số rỗng giảm nhanh, đường cong nén hạ thấp đột ngột. Ngược lại với các đất có tính nén lún ít, với cùng áp lực đơn vị như vậy lượng biến thiên của hệ số rỗng rất nhỏ, đường nén ép thoải. Tính nén lún của đất ứng với tải trọng p_1 được đặc trưng bởi độ dốc của đường cong nén ép tại điểm ứng với p_1 ấy (điểm c). Nếu tăng cho p_1 một gia số Δp nào đó thì theo hình (III-1c), hệ số rỗng e giảm đi một lượng Δe với điểm tương ứng với p_1 ta có.

$$\lim_{\Delta p \rightarrow 0} \frac{\Delta e}{\Delta p} = - \operatorname{tg} \alpha = -a \quad (\text{III-4})$$

Trong đó: $a = \operatorname{tg} \alpha$ - hệ số góc của đoạn thẳng CD, đặc trưng cho tính nén lún của đất, gọi là hệ số nén lún.

Hay viết dưới dạng vi phân thì có :

$$\frac{de}{dp} = -a$$

$$\text{suy ra : } de = -adp \quad (\text{III-5})$$

Với lượng biến thiên không lớn lắm của áp lực nén (khoảng 1-3kG/cm²), đoạn cong CD của đường cong nén có thể coi gần đúng là đường thẳng. Do đó phương trình (III-5) có thể viết dưới dạng:

$$e_1 - e_2 = a (p_2 - p_1) \quad (\text{III-6})$$

Quan hệ (III-5) hoặc (III-6) là một trong những quan hệ quan trọng của Cơ học đất, hay nói rõ hơn quan hệ đó chiếm một vị trí chủ đạo trong tất cả mọi vấn đề thực tế xác định độ lún dưới công trình. Quan hệ đó được gọi là định luật nén lún và được phát biểu như sau: "*Với những lượng biến thiên không lớn lắm của áp lực nén, biến thiên của hệ số rỗng tỷ lệ bậc nhất với biến thiên của áp lực ấy*".

Trong thực tế xây dựng thường dựa vào trị số của hệ số nén lún a_{1-2} (hệ số nén lún của đất với biến thiên áp lực trong khoảng từ 1-2kG/cm²) để phân chia tính nén lún của đất như sau:

Đất có tính nén lún nhỏ khi $a \leq 0,001 \text{ cm}^2/\text{kG}$.

Đất có tính nén lún vừa khi $0,001 < a \leq 0,1 \text{ cm}^2/\text{kG}$.

Đất có tính nén lún lớn khi $a > 0,1 \text{ cm}^2/\text{kG}$.

Nếu nén đất cho đến tải trọng p_i ta sẽ được đường cong nén a (Hình III-1c), sau đó dỡ tải hết ta được đường cong nở EF(c) không trùng với đường cong nén ban đầu. Nhánh mới của đường cong nén khi cấp tải trọng lớn hơn cấp tải trọng khi cất tải sẽ lại trùng với đường cong nén ban đầu. Như vậy ở cùng một khoảng áp lực nén, biến dạng của đất phụ thuộc vào chu trình nén của đất. Đường cong nén a gọi là đường cong nén sơ cấp, còn đường cong nén b gọi là đường cong nén thứ cấp. Thực nghiệm đã chứng tỏ rằng đường cong nén là một đường cong logarit, do đó ta có:

$$e_i = e_o - C_c \log \frac{p_i}{p_o} \quad (\text{III-7})$$

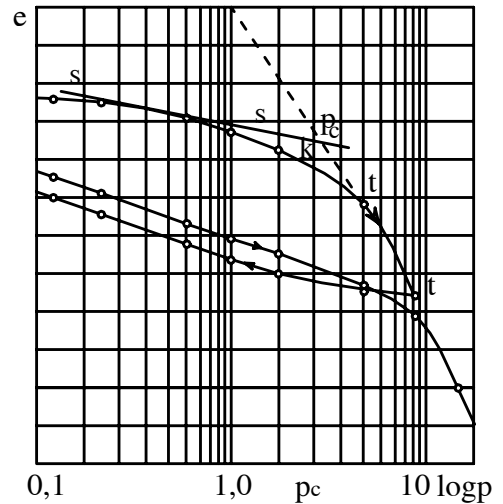
Trong đó: e_o - Hệ số rỗng ứng với áp lực nén p_o (trị số p_o ứng suất bản thân của đất tại vị trí lấy mẫu).

C_c - Thường gọi là chỉ số nén.

$$\text{Do đó: } C_c = \frac{e_o - e_i}{\log \frac{p_i}{p_o}} \quad (\text{III-7'})$$

Ta thấy rằng, chỉ số nén C_c là hằng số đối với một loại đất và không có thứ nguyên, còn hệ số nén lún a không phải là hằng số đối với một loại đất, nó tùy thuộc vào trị số của tải trọng tác dụng và có thứ nguyên: cm²/kG.

Nếu biểu diễn kết quả thí nghiệm nén trên đồ thị $e=f(\log p)$ như hình (III-2), ta sẽ được hai đoạn thẳng: Đoạn đầu ss có độ dốc nhỏ, đoạn sau tt có độ dốc lớn, hai đoạn thẳng này nối nhau bởi một đoạn cong và chúng gặp nhau ở điểm k, điểm này tương ứng với áp lực nén p_c mà ta gọi là áp lực tiền cố kết. Tức là trước đây, trong lịch sử của nó, mẫu đất đã được nén đến p_c . Như vậy đoạn ss có độ dốc nhỏ vì nó ứng với chu trình nén thứ cấp, còn đoạn tt có độ dốc lớn vì nó ứng với chu trình nén sơ cấp. Dựa vào vị trí (độ sâu h) của mẫu đất lấy tại hiện trường về làm thí nghiệm hay



Hình III-2: Biểu đồ quan hệ $e-\log p$

dựa vào hệ số quá cố kết là OCR (Overconsolidation Ratio) (tức là $R_c = p_c/p_0$); p_0 - ứng suất bản thân của đất tại hiện trường, người ta phân biệt thành 3 trường hợp sau:

- $p_c < \gamma h$: Đất dưới cố kết, nghĩa là đất chưa lún xong dưới tác dụng của trọng lượng bản thân các lớp đất đè lên, tức là $OCR < 1$.

- $p_c = \gamma h$: Đất cố kết bình thường, đất đã lún xong dưới tác dụng của các lớp đất đè lên nó, tức là $OCR = 1$.

- $p_c > \gamma h$: Đất quá cố kết, trong lịch sử tồn tại nó đã từng bị nén lún bởi một áp lực lớn hơn áp lực hiện đang đè lên nó, tức là $OCR > 1$. Trên đồ thị $e=f(\log p)$ trên hình (III-2) ta dễ dàng xác định được chỉ số nén:

$$C = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} \tag{III-8}$$

Khi p_1, p_2 nằm trong đoạn ss ta có chỉ số nén tái cố kết C_r , còn khi p_1, p_2 nằm trong đoạn tt ta có chỉ số nén sơ cấp C_c ; e_1, e_2 là các hệ số rỗng ứng với các áp lực nén p_1 và p_2 .

Ngoài hệ số nén lún a trên đây để mô tả biến dạng lún của đất, trong Cơ học đất còn thường dùng một số chỉ tiêu khác nữa là: Môđun biến dạng E_0 , Hệ số nén lún tương đối (a_v hay m_v), Môđun biến dạng không nở hông (M), Môđun thoát nước (E'), Môđun không thoát nước (E_u).

- Môđun biến dạng E_0 khác với môđun đàn hồi E ở chỗ nó xét đến cả biến dạng đàn hồi và biến dạng dư của đất, trong khi môđun đàn hồi E chỉ xét đến các biến dạng thuần túy đàn hồi mà thôi.

Đối với các đất sét cứng, để xác định môđun biến dạng E_0 , không cần nén các mẫu đất này dưới tải trọng trùng phục, mà chỉ cần nén chúng một lần, sau đó tính E_0 theo công thức:

$$E_0 = \frac{\sigma_z}{\lambda_z} \quad (\text{III-9})$$

Trong đó : λ_z là tỷ số giữa biến dạng toàn bộ S và chiều cao ban đầu h của mẫu đất,

tức là:
$$\lambda_z = \frac{S}{h} \quad (\text{III-10})$$

Đối với các đất sét dẻo và đất cát lẫn hạt nhỏ thì để xác định môđun biến dạng E_0 , cần phải thí nghiệm các đất này dưới tải trọng trùng phục trong thiết bị nén không cho nở hông. Lúc này, vì các áp lực hông σ_x và σ_y không phải bằng không, mà có một giá trị nhất định, nên độ lún đàn hồi tương đối λ_z xác định theo biểu thức quen thuộc trong sức bền vật liệu là:

$$\lambda_z = \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (\text{III-11})$$

Trong điều kiện nén đất không cho nở hông, ta có $\sigma_x = \sigma_y = \xi \cdot \sigma_z$ với ξ là hệ số nén hông.

Thay các giá trị σ_x và σ_y này vào (III-11) và giải ra cho giá trị của E_0 như sau:

$$E_0 = \frac{\sigma_z}{\lambda_z} (1 - 2\mu\xi) \quad (\text{III-12})$$

Có thể biến đổi biểu thức này, bằng cách biểu diễn hệ số nén hông ξ quan hệ số poaxong μ của đất. Tương tự như biểu thức (III-11) có thể viết cho λ_x như sau :

$$\lambda_x = \frac{1}{E_0} [(\sigma_x - \mu(\sigma_z + \sigma_y))] \quad (\text{III-13})$$

Vì trong điều kiện nén của đất không cho nở hông nên $\lambda_x = 0$ và như trên đã biết $\sigma_x = \sigma_y = \xi\sigma_z$ nên:

$$\lambda_x = \frac{1}{E_0} [\xi \cdot \sigma_z - \mu(\sigma_z + \xi\sigma_z)] = 0$$

Từ đây rút ra :

$$\mu = \frac{\xi}{1 + \xi} \quad \text{và} \quad \xi = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (\text{III-14})$$

Từ thí nghiệm nén đất không nở hông ta có:

$$\lambda_z = \frac{s}{h} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \quad (\text{III-15})$$

Thay ξ ở (III-14) và λ_z ở (III-15) vào (III-12), sẽ được biểu thức xác định môđun biến dạng E_0 trong thí nghiệm nén đất không cho nở hông:

$$E_0 = \sigma_z \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right) \left(\frac{1+e_0}{e_0 - e_1} \right) = \beta \cdot \frac{1+e_0}{e_0 - e_1} \cdot \sigma_z \quad (III-16)$$

Trong đó: $\beta = \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right)$

Hệ số nở hông μ và hệ số nén hông ξ gắn liền với nó bởi công thức (III-14) là những đại lượng xác định được bằng thí nghiệm. Như nhiều kết quả nghiên cứu cho thấy μ và ξ thay đổi tùy theo loại đất, và trong cùng một loại đất thì phụ thuộc vào hệ số rỗng, lượng chứa nước và điều kiện tăng tải. Khi không có số liệu thí nghiệm μ và ξ có thể lấy theo bảng sau :

Bảng III-1 : Hệ số nén hông và nở hông của đất.

Loại đất	Hệ số nén hông ξ	Hệ số nở hông μ
Đất cát	0,33 ~ 0,43	0,25 ~ 0,30
Đất sét cứng	0,28 ~ 0,40	0,20 ~ 0,30
Đất sét pha	0,49 ~ 0,59	0,33 ~ 0,37
Đất sét dẻo	0,61 ~ 0,82	0,30 ~ 0,45

- Hệ số nén lún tương đối (hay hệ số nén thể tích ký hiệu là a_0 (hay m_v) là:

$$a_0 = \frac{e_1 - e_2}{(p_2 - p_1)(1 - e_1)} = \frac{a}{1 + e_1} \quad (III-17)$$

- Mô đun biến dạng không nở hông là M (hay E_s):

$$M = \frac{1}{a_0} = \frac{1}{m_v} \quad (III-18)$$

- Mô đun thoát nước (E'): thu được bằng cách thí nghiệm trong điều kiện cho thoát nước:

$$E' = \frac{M'(1 + \mu')(1 - 2\mu')}{1 - \mu'} = \left(1 - \frac{2\mu'^2}{1 - \mu'} \right) M' = \beta \cdot M' \quad (III-19)$$

Trong đó: μ' , M' hệ số nở hông, mô đun biến dạng không nở hông thu được trong điều kiện thoát nước.

- Mô đun không thoát nước (E_u) thu được bằng cách thí nghiệm trong điều kiện không cho thoát nước:

$$E_u = \frac{M(1 + \mu_u)(1 - 2\mu')}{1 - \mu'} = 1,5M \frac{1 - 2\mu'}{1 - \mu'} \quad (III-20)$$

Trong đó: μ_u - hệ số nở hông trong điều kiện không thoát nước; $\mu_u = 0,5$ (bằng của nước).

Tùy theo từng trường hợp cụ thể, khi tính toán độ lún của nền đất trong thực tế mà ta có thể sử dụng mô đun biến dạng của đất khác nhau cho phù hợp với sơ đồ tính toán. Thông thường khi tính lún không nở hông áp dụng cho trường hợp móng bè, còn tính lún nở hông áp dụng cho tất cả các trường hợp khác. Tuy vậy, ở Việt Nam ta lâu nay vẫn sử dụng bài toán không nở hông cho mọi trường hợp. Kết quả này có sai nhưng cũng có thể chấp nhận được vì hệ số $\beta \approx 0,8$ xấp xỉ với 1.

2.1.2. Tính nén lún của đất:

Độ lún của nền đất gồm ba phần: đó là lún tức thời (S_{tt}), lún cố kết thấm (S_c) và lún từ biến (S_t), nghĩa là:

$$S = S_{tt} + S_c + S_t \tag{III-21}$$

- Độ lún tức thời là khi nước chưa kịp thoát đi, đất biến dạng như vật thể đàn hồi.

- Độ lún cố kết là do sự giảm thể tích lỗ rỗng khi nước thoát dần ra ngoài.

- Độ lún từ biến là do biến dạng của bản thân hạt đất.

Việc phân biệt rõ ràng ba độ lún nêu trên là điều khó khăn, tùy theo loại đất và tính chất của nó mà người ta có thể phân biệt được như sau:

Đối với đất sét: Ba độ lún nêu trên là rõ ràng và có thể tách biệt được. Những nghiên cứu mới nhất cho thấy như sau:

Độ lún tức thời nhỏ, có khi không phải là quá nhỏ mà có thể bỏ qua. Trong một số trường hợp chúng có thể chiếm tới 10% tổng độ lún. Độ lún tức thời được tính qua mô đun đàn hồi không thoát nước (E_u).

Độ lún cố kết (thấm) là phần chủ yếu, thường chiếm trên 90% độ lún tổng. Tuy vậy trong một số trường hợp nó chỉ chiếm khoảng 50% độ lún tổng.

Độ lún từ biến không nhỏ, nhất là đối với đất sét yếu và rất yếu. Đôi khi chúng có thể chiếm tới 40÷50% độ lún tổng.

Đối với đất cát: Do tính thấm quá nhanh, do đó không thể tách rời lún tức thời và lún cố kết được, vì vậy tổng độ lún sẽ là:

$$S = S_{tt+c} + S_t \tag{III-22}$$

Trong đó : S_{tt+c} : Là độ lún tức thời và cố kết, được tính qua mô đun biến dạng E_{tt+c} , thường cũng ký hiệu E_0 , nếu không lấy được mẫu đất nguyên dạng về thí nghiệm, khi đó trị số E_0 sẽ được xác định qua thí nghiệm hiện trường.

Độ lún từ biến là độ lún do biến dạng bản thân của hạt đất được tính từ sau khi kết thúc quá trình cố kết thấm của đất và được tính theo biểu thức lý thuyết sau:

$$S_t = C_{\alpha\varepsilon} \cdot \log \frac{t_2}{t_1} h_i \tag{III-23}$$

Trong đó: t_1 - thời gian của thời điểm kết thúc cố kết thấm.

t_2 - tại thời gian tính toán độ lún từ biến .

$C_{\alpha\varepsilon}$ - chỉ số nén từ biến cải biên và được tính:

$$C_{\alpha\varepsilon} = \frac{C_{\alpha\varepsilon}}{1 + e_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log(t_1/t_2)(1 + e_1)} \tag{III-24}$$

$C_{\alpha\varepsilon}$ - là chỉ số nén từ biến tính từ đồ thị $e = f(p)$.

Thông thường $C_{\alpha\varepsilon} = (0,015 \div 0,032) \cdot C_c$: với đất than bùn và hữu cơ thì $C_{\alpha\varepsilon}$ khoảng $0,065C_c$, thậm chí cao hơn.

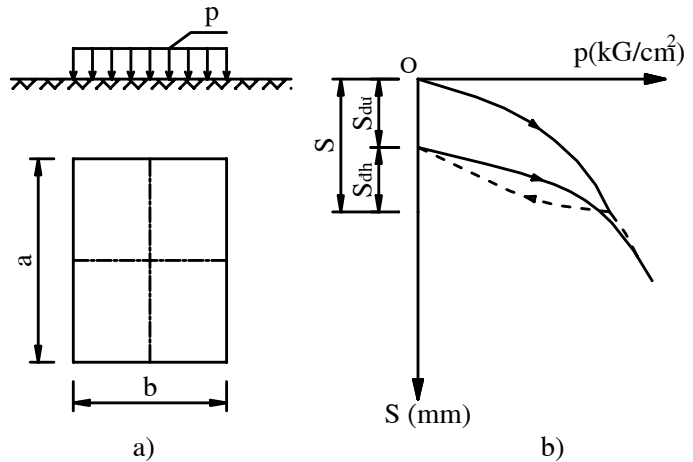
Riêng đối với đất cát theo Schimertmann cho rằng:

$$S_t = S_{tt+c} \cdot 0,2 \log(10t_2) \tag{III-25}$$

2.2. Các đặc điểm biến dạng của đất:

2.2.1. Nguyên lý biến dạng tuyến tính:

Như trong chương I đã trình bày, đất là một vật thể phân tán, vụn rời gồm các hạt khoáng vật riêng biệt không liên kết với nhau, hoặc liên kết với nhau bằng một lực không đáng kể. Dưới tác dụng của tải trọng ngoài cũng như trọng lượng bản thân đất, ứng suất trong đất sẽ truyền từ hạt nọ sang hạt kia qua các điểm tiếp xúc giữa các hạt. Vì vậy mà trong lý thuyết ứng suất và biến dạng áp dụng cho đất có những đặc điểm riêng biệt. Một trong những đặc điểm quan trọng đó là khi gia tải và cất tải trọng, trong đất luôn luôn quan sát thấy biến dạng đàn hồi và biến dạng dư. Nghĩa là đất không tuân theo định luật đàn hồi của Húc.



Hình III-3: Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng trong trường hợp tổng quát tác dụng của tải trọng hữu hạn. a) Sơ đồ tải trọng, b) Sơ đồ biến dạng

Trường hợp tổng quát của sự phụ thuộc giữa biến dạng và ứng suất trong đất là dưới tác dụng của tải trọng cục bộ (hình III-3a) trên mặt đất, biểu đồ quan hệ giữa biến dạng tổng quát của đất dưới bàn nén và giá trị tải trọng ngoài trình bày trên hình (III-3b). Khi phân tích quan hệ giữa biến dạng và ứng suất cần phân biệt đối với loại đất: đất rời và đất dính.

Đối với đất rời: Khi tác dụng tải trọng ngoài lên chúng và sau đó cất tải, đều quan sát thấy cả biến dạng đàn hồi và biến dạng dư, nhưng biến dạng dư quan sát thấy thường xuyên hơn và thậm chí xuất hiện khi tải trọng còn rất nhỏ - đó là sự chuyển vị và sự trượt của các hạt cát một cách tương đối với nhau. Trị số của biến dạng dư bao giờ cũng lớn hơn nhiều so với trị số của biến dạng đàn hồi.

Đối với đất dính: Đặc tính biến dạng của đất dính phụ thuộc căn bản vào cường độ của tải trọng tác dụng. Nếu khi tác dụng tải trọng không lớn lắm, dưới tác dụng của nó mà trong đó lực dính kết của đất không bị phá vỡ thì đất sẽ biến dạng như vật thể rắn, và khi cất tải chỉ cho trị số biến dạng đàn hồi. Tuy nhiên trong thực tế rất ít gặp những loại đất như vậy, trong nhiều trường hợp đất dính có mối liên kết không đều, một phần lực liên kết bị phá hủy ngay với cấp tải trọng rất nhỏ, còn phần khác thì bị phá hủy với những cấp tải trọng lớn hơn, v.v... Do đó trong các loại đất ấy

khi gia tải và cất tải thường quan sát thấy cả biến dạng đàn hồi và biến dạng dư, trong đó biến dạng dư thường lớn hơn biến dạng đàn hồi.

Biến dạng dư của đất chủ yếu do lỗ rỗng của đất giảm nhỏ bởi các hạt đất di chuyển và dịch sát vào nhau sau khi liên kết của đất bị phá hoại, là biến dạng đặc trưng cho vật thể phân tán nói chung, và cho đất nói riêng.

Nguyên nhân gây nên biến dạng dư của đất là:

- Khả năng của đất không thể khôi phục lại kết cấu ban đầu sau khi cất tải.
- Mối liên kết kết cấu của đất và của các hạt khoáng vật bị phá hủy.
- Một phần không khí và nước thoát ra khỏi lỗ rỗng của đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài.

Biến dạng đàn hồi của đất sinh ra do:

- Khả năng khôi phục lại hình dạng ban đầu của cốt đất và bản thân hạt đất.
- Khả năng khôi phục của lớp nước màng mỏng xung quanh hạt đất.
- Khả năng khôi phục lại hình dạng của các bọt khí kín trong đất.

Giáo sư N.M. Gerxevanov (1931) đã chứng minh rằng, sự phụ thuộc giữa tổng biến dạng và ứng suất là sự phụ thuộc tuyến tính thì khi xác định ứng suất trong đất hoàn toàn có cơ sở sử dụng các phương trình của lý thuyết đàn hồi, còn khi xác định tổng biến dạng của đất phải thêm điều kiện sự phụ thuộc của hệ số rỗng đối với áp lực, thay môđun đàn hồi bằng môđun tổng biến dạng và hệ số áp lực hông bằng hệ số nở hông. Cơ sở lý luận ấy trong Cơ học đất gọi là: " Nguyên lý biến dạng tuyến tính " của đất. Nguyên lý trên được suy ra khi nghiên cứu trường hợp nén mẫu đất không có điều kiện nở hông.

2.2.2. Ảnh hưởng của phương pháp gia tải và các điều kiện gia tải đến biến dạng của đất:

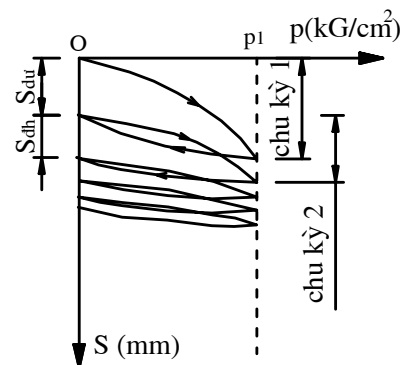
Tải trọng ngoài có thể đặt vào đất nền bằng nhiều phương pháp khác nhau, điều kiện gia tải và thời gian tác động của tải trọng cũng rất khác nhau. Do đó làm ảnh hưởng rất lớn đến biến dạng của đất.

a) Ảnh hưởng của tải trọng tác dụng theo chu kỳ đến biến dạng của đất:

Nếu nén đất với một tải trọng p_1 cho đến khi ổn định về lún rồi cất tải cho đến khi hết nở, sau đó tiếp tục lặp đi lặp lại quá trình đó nhiều lần với tải trọng p_1 không đổi thì tính chất biến dạng của đất có thể biểu diễn như trên hình (III-4).

Từ hình (III-4) có thể nhận thấy rằng :

Phần biến dạng đàn hồi bằng hiệu số giữa biến dạng tổng quát và biến dạng dư thay đổi không đáng kể.



Hình III-4: Quan hệ $p-s$ khi tải trọng tác dụng theo chu kỳ

Biến dạng dư của mỗi chu kỳ đều giảm đi khi số chu kỳ tăng lên, nhưng tổng biến dạng dư của đất vẫn tăng lên theo số chu kỳ tác dụng tăng và khi đất đã đạt tới giới hạn nén chặt, thì dù số chu kỳ có tăng lên nhưng tính chất biến dạng của những chu kỳ tiếp theo đều không thay đổi, nghĩa là chỉ còn biến dạng đàn hồi chứ không còn biến dạng dư.

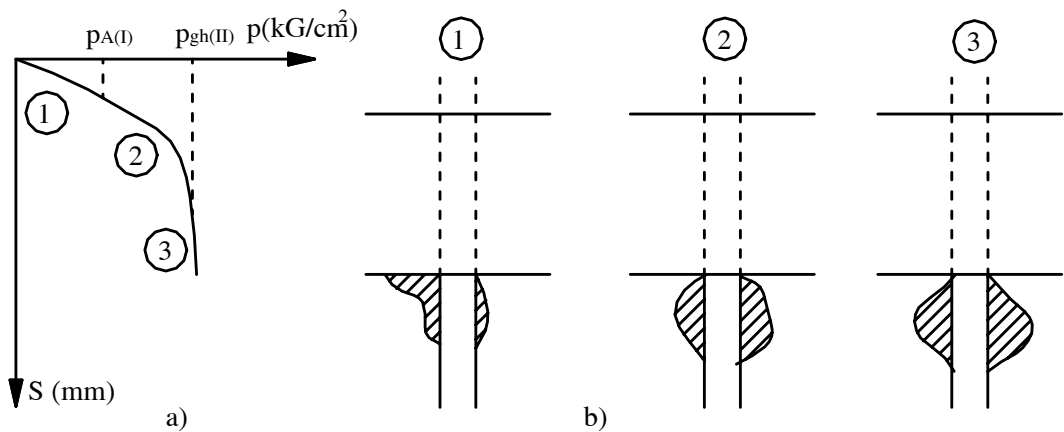
Biến dạng tổng quát của đất (gồm biến dạng đàn hồi và biến dạng dư) tăng dần theo sự tăng của số chu kỳ tác dụng, cho tới một trị số nào đó ứng với trạng thái gọi là trạng thái giới hạn nén chặt thì biến dạng tổng quát sẽ không đổi, nghĩa là lúc bấy giờ chỉ xuất hiện biến dạng đàn hồi mà thôi.

Những vấn đề trình bày ở trên đã được xác minh hoàn toàn phù hợp với các kết quả nghiên cứu đặc điểm đàn hồi của nền đất ở hiện trường, cũng như các thí nghiệm ở trong phòng.

b) Ảnh hưởng của tải trọng tăng liên tục đến biến dạng của đất:

Trong thí nghiệm nén đất bằng bàn nén cứng với tải trọng tăng liên tục, trạng thái ứng suất trong đất sẽ chuyển từ giai đoạn này sang giai đoạn khác. Giai đoạn nén chặt, giai đoạn trượt cục bộ và sau một thời gian tác dụng của tải trọng sẽ chuyển thành trượt mạnh (phá hoại hoàn toàn).

Các kết quả thí nghiệm được phân theo các giai đoạn đặc trưng của trạng thái ứng suất. Trên hình (III-5b) phía trái biểu diễn các chuyển vị đứng trước các lớp đất trên trục chịu tải, còn phía phải biểu diễn chuyển vị ngang (trượt) của những điểm nằm trên trục đứng qua mép bàn nén.



Hình III-5: Sơ đồ chuyển vị của các hạt đất theo chiều sâu.

a) Quan hệ giữa độ lún s và tải trọng p

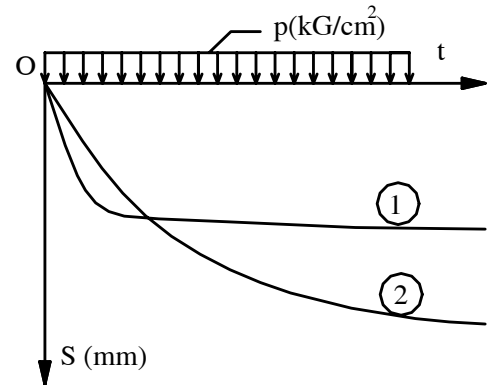
b) Chuyển vị của các hạt (phía trái trục - chuyển vị đứng - phía phải trục chuyển vị ngang).

Trong giai đoạn thứ ① độ lún toàn phần của bàn nén chủ yếu do chuyển vị đứng của đất gây nên, trong giai đoạn hai ② độ lún do chuyển vị đứng và chuyển vị ngang của của đất tạo nên với mức độ như nhau và cuối cùng là khi trượt hoàn toàn ứng với giai đoạn ba ③ giai đoạn này chuyển vị ngang bắt đầu vượt hơn chuyển vị

đúng, mặc dù đặc điểm chung của biến dạng trượt vẫn không có gì thay đổi. Khi thiết kế các công trình, tải trọng được xác định từ điều kiện không cho phép xảy ra giai đoạn trượt, cho nên giai đoạn thứ nhất, giai đoạn nén chặt có ý nghĩa đặc biệt và được chú ý nhiều trong tính toán độ lún của công trình.

c) Ảnh hưởng của tải trọng không đổi đến đặc tính nén lún của đất cát và đất sét.

Nếu trị số của tải trọng tác dụng không đổi mà nhỏ hơn trị số của tải trọng giới hạn ban đầu theo điều kiện cân bằng giới hạn (p_A), thì trong mọi điểm của đất dưới diện chịu tải chỉ xuất hiện sự nén chặt. Sự nén chặt hoàn toàn và sự ổn định độ lún xảy ra trong những khoảng thời gian khác nhau đối với các đất khác nhau. Đây là một đặc điểm làm cho biến dạng của đất khác với biến dạng của các vật thể khác.



Hình III-6: Quan hệ độ lún và thời gian của đất cát (1) và đất sét (2).

Đối với vật thể khác yếu tố thời gian không có tác dụng đáng kể trong biến dạng, với đất thì ngược lại, tuy biến dạng xuất hiện đồng thời với áp lực, nhưng phải trải qua một thời gian nhất định mới đạt tới trị số ổn định cuối cùng.

Với những thí nghiệm đất trực tiếp trong điều kiện tự nhiên và quan trắc độ lún các công trình đều chứng tỏ rằng, với tải trọng không đổi quan hệ giữa thời gian và độ lún có thể biểu diễn theo hình (III-6).

Trường hợp một ① quan sát thấy ở các loại cát, sỏi, cuội và nói chung là ở các loại đất hạt lớn với kích thước của các lỗ rỗng tương đối lớn. Độ lún của các móng công trình đặt trên các loại đất ấy, lúc không bão hòa cũng như khi bão hòa nước, đều xảy ra rất nhanh, bởi vì trong đất hạt lớn, nước và khí được ép thoát ra rất dễ dàng từ các lỗ rỗng, còn lún ổn định xảy ra trong một thời gian rất ngắn.

Trường hợp thứ hai ② xảy ra trong các đất phân tán nhỏ, chủ yếu trong các đất sét và bùn, những lỗ rỗng của chúng (đặc biệt trong các loại đất sét) ở trạng thái tự nhiên thường chứa đầy nước. Tốc độ và độ lún ổn định phụ thuộc vào tốc độ ép thoát nước từ các lỗ rỗng ra và phụ thuộc vào tính từ biến của các hạt cốt liệu đất. Đối với các loại đất sét có tính thấm nước yếu, quá trình nén lún xảy ra một cách hết sức chậm chạp và độ lún đạt đến trị số ổn định trong khoảng thời gian kéo dài.

2.3. Các nhân tố chủ yếu ảnh hưởng đến biến dạng lún của đất

Biến dạng lún của đất phụ thuộc vào nhiều nhân tố mà trong đó chủ yếu là :

1.- Độ chặt ban đầu của đất: Độ chặt ban đầu của đất có quan hệ chặt chẽ với độ bền vững của khung kết cấu. Đất càng chặt thì khung kết cấu càng vững chắc, và tính lún càng bé. Vì thế, đối với các loại đất có độ rỗng lớn, trước khi xây dựng công

trình, có khi người ta dùng phương pháp nén trước để giảm độ rỗng ban đầu của đất, làm cho công trình xây dựng lên sau đó ít bị lún.

2.- *Tình trạng kết cấu của đất:* Kết cấu của đất càng bị xáo trộn, thì cường độ liên kết giữa các hạt càng yếu đi, do đó tính nén lún của đất càng tăng. Thực tế đã cho thấy rằng, cùng một loại đất, nhưng nếu kết cấu bị xáo động hay phá hoại thì đất sẽ lún nhiều hơn so với khi kết cấu còn nguyên dạng. Vì vậy khi đào hố móng công trình cần chú ý hết sức bảo vệ sao cho đất dưới đáy hố khỏi bị phá hoại kết cấu.

3.- *Lịch sử chịu nén:* Có thể nhận thấy trên hình (III-1c) với cùng một tải trọng nén p giống nhau, giá trị của hệ số rỗng sẽ khác nhau, tùy theo chỗ nó được xác định theo đường nén ban đầu hay đường nén lại. Đồng thời, cũng có thể thấy rằng tùy theo lúc ban đầu đất được nén đến tải trọng lớn hay bé bao nhiêu mà sẽ có đường nén lại khác nhau. Các đất mà trong lịch sử chưa từng chịu áp lực lớn hơn tải trọng thiết kế hiện nay, thì gọi là đất nén chặt bình thường. Ngược lại, nếu đã bị nén dưới những tải trọng lớn hơn thế gọi là đất quá nén. Do đó khi tính toán lún của nền đất dưới công trình cần phải biết, so với tải trọng thiết kế, đất nền là thuộc loại đất nén chặt bình thường hay quá nén, để chọn đường cong xác định hệ số rỗng e cho thích hợp.

4.- *Tình hình tăng tải:* Tình hình tăng tải bao gồm độ lớn của cấp tải trọng, loại tải trọng và khoảng thời gian giữa hai lần tăng tải. Cấp gia tải càng lớn và tốc độ gia tải càng nhanh thì kết cấu của đất càng bị phá hoại, và khả năng lún của đất càng lớn. Đồng thời với cùng giá trị cấp gia tải, tốc độ gia tải càng lớn thì khả năng biến dạng sẽ càng lớn. Vì vậy, để đánh giá được đúng đắn các số liệu thí nghiệm, cần nén các mẫu đất theo đúng các quy định về độ lớn cấp tải trọng và tốc độ tăng tải có ghi trong các quy trình về thí nghiệm đất. Tải trọng động làm cho đất cát nén chặt nhanh hơn so với đất dính và ngược lại dưới tác dụng của tải trọng tĩnh tính nén lún của đất cát rất yếu so với đất sét.

§ 3. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CUỐI CÙNG CỦA NỀN ĐẤT

Trong thực tế hiện tượng lún của nền không xảy ra tức thời, mà lại xảy ra trong một thời gian sau đó mới kết thúc. Độ lún của nền đất đạt đến trị số lớn nhất trong một khoảng thời gian nào đó ứng với một cấp tải trọng nhất định gọi là: *Độ lún cuối cùng của nền đất*.

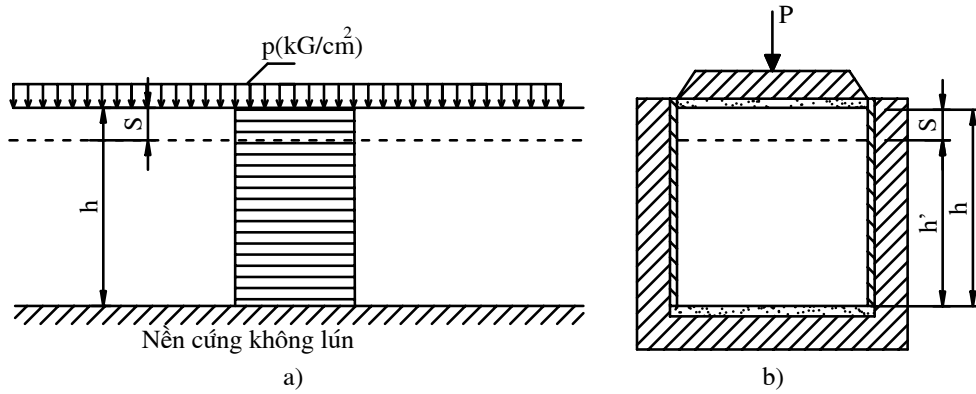
Hiện nay dùng hai phương pháp tính toán độ lún cuối cùng của nền đất đó là: Phương pháp Cộng lún từng lớp và phương pháp Lý thuyết đàn hồi. Cả hai phương pháp này đều dựa trên cơ sở giả thiết đất nền là bán không gian biến dạng tuyến tính, giả thiết này được xem là thỏa mãn điều kiện cho phép áp dụng định luật nén lún và lý thuyết đàn hồi để tính toán độ lún cuối cùng của nền đất.

3.1 Trường hợp cơ bản: Độ lún của đất trong các trường hợp thí nghiệm nén:

3.1.1. Bài toán một chiều:

Giả sử có một lớp đất chịu nén chiều dày là h (nằm trên một nền cứng không nén lún) đang ở trạng thái chịu tải trọng phân bố đều kín khắp trên bề mặt với cường

độ là p_1 , cần xác định độ lún cuối cùng của lớp đất đó khi nó chuyển sang chịu tải trọng phân bố đều p_2 kín khắp trên mặt. Bài toán này được gọi là bài toán một chiều cơ bản. Trong trường hợp này, với sự phân bố của tải trọng như vậy, thì lớp đất đó chỉ có khả năng biến dạng theo chiều thẳng đứng mà không có khả năng nở hông. Vì thế bài toán này cũng chính là bài toán xác định biến dạng của mẫu đất thí nghiệm nén không nở hông (hình III-7b).



Hình III-7: a) Sơ đồ nén lớp đất khi có tải trọng kín khắp
b) Sơ đồ nén mẫu đất trong hộp nén

Để xác định độ lún của đất trong trường hợp này, có thể tính bằng hai cách như sau:

Cách I: Nếu xét một mẫu đất phân tố có diện tích mặt cắt là F và chiều cao trước khi nén lún là h . Sau khi nén lún chiều cao của mẫu đất còn lại là h' (hình III-7b). Vậy lượng lún tương ứng là S được tính như sau :

$$S = \lambda_z \cdot h \tag{III-26}$$

Trong đó: λ_z : là biến dạng tương đối của mẫu đất mà ta có thể tính được theo biểu thức (III-12) và thay $\sigma_z = p$:

$$\lambda_z = \frac{p}{E_0} \cdot \beta \tag{III-27}$$

Do đó độ lún cuối cùng của mẫu đất sẽ là :

$$S = \frac{p \cdot \beta \cdot h}{E_0} \tag{III-28}$$

Cách II: Ở cách tính này với giả thiết, bỏ qua biến dạng đàn hồi của bản thân hạt đất, và xem sự nén lún của mẫu đất chỉ là do sự giảm thể tích lỗ rỗng gây ra, nghĩa là thể tích các hạt đất không thay đổi trước và sau khi nén. Nên có thể viết phương trình sau:

$$F \cdot h \cdot m_1 = F \cdot h' \cdot m_2 \tag{III-29}$$

Trong đó: m_1 và m_2 là thể tích hạt đất trong một đơn vị thể tích ở trạng thái ban đầu và sau khi nén và được xác định theo công thức :

$$m_1 = 1/(1+e_1) \quad , \quad m_2 = 1/(1+e_2)$$

Ở đây e_1 và e_2 là hệ số rỗng của đất trước và sau khi nén lún. Thay m_1 và m_2 vào công thức (III-29) sẽ có :

$$F \cdot h \cdot \frac{1}{1+e_1} = F \cdot h' \cdot \frac{1}{1+e_2} \Rightarrow h' = h \cdot \frac{1+e_2}{1+e_1} \quad (III-30)$$

Từ hình (III-7b) có thể nhận thấy rằng độ lún toàn phần S của đất sẽ bằng hiệu số giữa chiều cao ban đầu của mẫu đất và chiều cao cuối cùng sau khi lún, nghĩa là :

$$S = h - h' \quad (III-31)$$

Từ công thức (III-30) và (III-31) có thể rút ra:

$$S = \frac{e_1 - e_2}{1+e_1} \cdot h \quad (III-32)$$

Nếu chú ý đến định luật nén lún, từ công thức (III-6) có thể viết dưới dạng sau: $e_1 - e_2 = a(p_2 - p_1) = a.p$. Do đó, công thức (III-32) được xác định như sau:

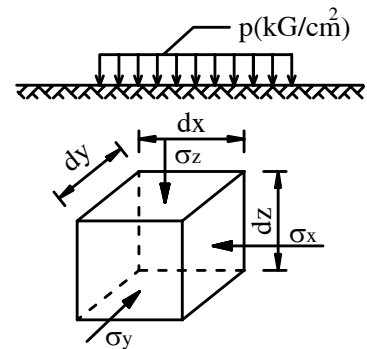
$$S = \frac{a \cdot p}{1+e_1} \cdot h \quad (III-33)$$

Đại lượng $\frac{a}{1+e_1}$ chính là hệ số nén tương đối a_0 của đất, thay hệ số a_0 vào (III-33) thì sẽ có:

$$S = a_0 \cdot p \cdot h \quad (III-34)$$

3.1.2.- Trường hợp bài toán không gian

Phương pháp tính lún, khi áp dụng trong điều kiện bài toán một chiều, do không xét đến biến dạng nở hông của đất nên thường cho kết quả bé hơn thực tế, nhất là khi đất nền thuộc các loại đất sét yếu hoặc các đất sét dẻo, có khả năng nở hông rất nhiều trong khi lún. Thật vậy, khi mặt nền chịu tác dụng của tải trọng công trình, một điểm bất kỳ trong nền sẽ chịu ba thành phần ứng suất phụ thêm pháp tuyến $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ có tác dụng gây ra biến dạng theo ba hướng đó là biến dạng thẳng đứng và biến dạng nở hông. Vì vậy đối với các công trình xây dựng trên các loại đất này, trong nhiều trường hợp, cần tính lún có xét đến biến dạng nở hông của đất.



Hình III-8: Sơ đồ khối đất phân tố khi biến dạng

Để tính lún có xét đến biến dạng nở hông của đất nền, thường xuất phát từ các biểu thức sau đây của lý thuyết đàn hồi, trong đó môđun đàn hồi E được thay bằng môđun tổng biến dạng của đất E_0 .

$$\left. \begin{aligned} \lambda_z &= \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (a) \\ \lambda_y &= \frac{1}{E_0} [\sigma_y - \mu(\sigma_z + \sigma_x)] \quad (b) \\ \lambda_x &= \frac{1}{E_0} [\sigma_x - \mu(\sigma_z + \sigma_y)] \quad (c) \end{aligned} \right\} \quad (III-35)$$

Xét biến dạng thể tích tương đối $\frac{\Delta V}{V}$ của một khối đất phân tố có các cạnh bằng dx, dy, dz (hình III-8):

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{dx(1 + \lambda_x).dy(1 + \lambda_y).dz(1 + \lambda_z) - dx.dy.dz}{dx.dy.dz} \quad (III-36)$$

Giải ra và bỏ qua các đại lượng vô cùng bé bậc cao sẽ có:

$$\frac{\Delta V}{V} = \lambda_x + \lambda_y + \lambda_z \quad (III-37)$$

Mặt khác khi xem biến dạng mẫu đất chỉ do sự giảm thể tích lỗ rỗng gây ra ta có:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad (III-38)$$

Cần chú ý rằng giá trị e_2 ở đây cần phải được xác định trong điều kiện nén lún có nở hông của đất.

Thay phương trình (III-35) vào (III-37) và giải chung với (III-38) sẽ được:

$$E_0 = \frac{1 + e_1}{e_1 - e_2} (1 - 2\mu)(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (III-39)$$

Thay E_0 vào (III-35a) sẽ được công thức tính biến dạng tương đối của đất theo trục z trong điều kiện bài toán ba chiều (không gian):

$$\lambda_z = \frac{1}{1 - 2\mu} \left[\frac{\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)}{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z} \right] \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad (III-40)$$

Vì vậy độ lún của một lớp đất có chiều dày h trong điều kiện bài toán ba chiều là :

$$S = \lambda_z.h = \frac{1}{1 - 2\mu} \left[\frac{\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)}{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z} \right] \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} .h \quad (III-41)$$

3.1.3 - Trường hợp bài toán phẳng

Đối với trường hợp này, vì $\lambda_y = 0$, nên từ công thức (III-35b) có thể rút ra: $\sigma_y = \mu (\sigma_x + \sigma_z)$ thay σ_y vào công thức (III-41) sẽ được công thức tính độ lún của một lớp đất có chiều dày h trong điều kiện bài toán hai chiều (bài toán phẳng):

$$S = \frac{1}{1-2\mu} \left[\frac{\sigma_z - \mu(\sigma_z + \sigma_x)}{\sigma_z + \sigma_x} \right] \cdot \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot h \tag{III-42}$$

Để tính lún theo các công thức (III-41) và (III-42) thì, như trên đã nói, cần có giá trị e_2 được xác định trong điều kiện nén có nở hông. Nhưng vì thí nghiệm khá phức tạp, nên thông thường vẫn áp dụng kết quả của thí nghiệm nén không nở hông để xác định e_2 nhưng lúc này cần chú ý rằng: Nếu chú ý đến điều kiện nén không nở hông thì :

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z \tag{III-43}$$

Nếu gọi Θ là tổng ứng suất thì :

$$\Theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_z + 2 \cdot \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \sigma_z = \frac{1+\mu}{1-\mu} \sigma_z \tag{III-44}$$

Tương tự đối với bài toán phẳng:

$$\Theta' = \sigma_x + \sigma_z = \frac{1}{1-\mu} \sigma_z \tag{III-45}$$

Vì vậy, khi dùng đường cong nén lún $e - p$ để xác định e_2 dùng trong tính lún có xét đến nở hông thì trên đường cong này phải lấy giá trị của hệ số rỗng e_2 ứng với áp lực p bằng :

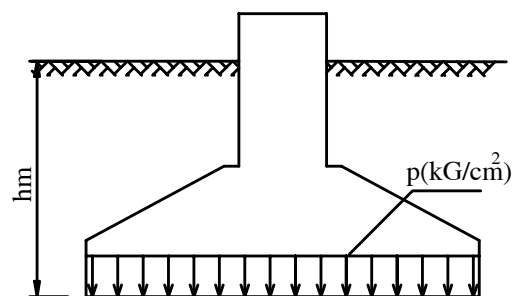
Đối với bài toán không gian : $p = \frac{1-\mu}{1+\mu} \cdot \Theta$

Đối với bài toán phẳng : $p = (1-\mu) \cdot \Theta'$

3.2. Tính toán độ lún cuối cùng của nền đất dưới móng công trình.

3.2.1. Khái niệm về áp lực gây lún:

Áp lực gây lún là áp lực phụ thêm do tải trọng của công trình truyền qua móng xuống đất nền gây ra lún. Trong thực tế, khi xây dựng các công trình thì bao giờ cũng đặt móng của công trình thấp hơn mặt đất, hay nói rõ hơn là đặt móng ở một chiều sâu nhất



Hình III-9

định nào đó trong đất (hình III-9). Vì thế không phải toàn bộ tải trọng do công trình tác dụng trên đáy móng p gây ra lún, mà phần tải trọng gây ra lún được xác định theo công thức sau:

$$\sigma_{gl} = p - \gamma \cdot h_m \quad (III-46)$$

Trong đó: σ_{gl} : gọi là áp lực gây lún;

γ : dung trọng của đất từ đáy móng trở lên;

h_m : độ sâu đặt móng.

Sở dĩ áp lực gây lún được xác định theo công thức (III-46) là vì: Khi xây móng do việc đào hố móng, đất nền được giảm tải một phần. Do đó, khi bắt đầu xây móng cho đến khi trọng lượng của phần móng bằng trọng lượng của phần đất đào đi, thì trạng thái ứng suất của nền đất từ đáy móng trở xuống hoàn toàn không thay đổi và do đó nền đất sẽ không bị lún. Nền đất chỉ bị lún khi trọng lượng của móng và công trình lớn hơn trọng lượng khối đất đã bị đào đi, vì thế gọi là: *áp lực gây lún*.

3.2.2. Tính toán độ lún cuối cùng theo phương pháp cộng lún từng lớp:

Nếu lớp đất chịu nén có chiều dày lớn, thì biểu đồ phân bố ứng suất nén σ_z do tải trọng của công trình gây ra, có dạng giảm dần theo chiều sâu một cách rõ rệt và việc sử dụng trực tiếp các công thức của bài toán một chiều sẽ dẫn đến những sai số lớn. Để xác định độ lún trong trường hợp này, có thể áp dụng phương pháp cộng lún từng lớp để tính. Nội dung cơ bản của phương pháp này là đem chia nền đất thành những lớp nhỏ phân tố có chung một tính chất bởi những mặt phẳng nằm ngang, sao cho biểu đồ phân bố ứng suất nén do tải trọng của công trình gây nên trong phạm vi mỗi lớp nhỏ thay đổi không đáng kể và độ lún toàn bộ của nền đất sẽ bằng tổng cộng độ lún của từng lớp nhỏ đã được chia, tức là :

$$S = \sum_{i=1}^n S_i \quad (III-47)$$

Trong đó : S - độ lún toàn bộ của nền đất;

S_i - độ lún của lớp phân tố thứ i .

Trong trường hợp bài toán không gian, trị số S_i được tính toán theo công thức sau:

$$S_i = \lambda_{z_i} \cdot h_i = \frac{1}{1 - 2\mu_i} \left[\frac{\bar{\sigma}_{z_i} - \mu_i (\bar{\sigma}_{x_i} + \bar{\sigma}_{y_i})}{\bar{\sigma}_{z_i} + \bar{\sigma}_{x_i} + \bar{\sigma}_{y_i}} \right] \frac{e_{1i} + e_{2i}}{1 + e_{1i}} \cdot h_i \quad (III-48)$$

Trong trường hợp bài toán phẳng trị số S_i được tính theo công thức sau:

$$S_i = \frac{1}{1 - 2\mu_i} \left[\frac{\bar{\sigma}_{z_i} - \mu_i (\bar{\sigma}_{z_i} + \bar{\sigma}_{x_i})}{\bar{\sigma}_{z_i} + \bar{\sigma}_{x_i}} \right] \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} \cdot h_i \quad (III-49)$$

Trong đó: $\bar{\sigma}_{x_i}, \bar{\sigma}_{y_i}, \bar{\sigma}_{z_i}$ - Thành phần ứng suất pháp trung hình của lớp đất phân tố thứ i , theo chiều x, y, z ;

μ_i - Hệ số nở hông của lớp đất phân tố thứ i ;

h_i - Chiều dày của lớp đất phân tố thứ i .

Trong trường hợp bài toán một chiều (Hình III-10), do không xét đến hiện tượng nở hông của đất, nên trị số S_i được tính toán theo biểu thức đơn giản sau đây:

$$S_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} \cdot h_i \tag{III-50}$$

Hoặc biểu thức (III-50) còn có thể viết dưới dạng sau:

$$S_i = \frac{\beta_i}{E_{oi}} \cdot p_i \cdot h_i \tag{III-51}$$

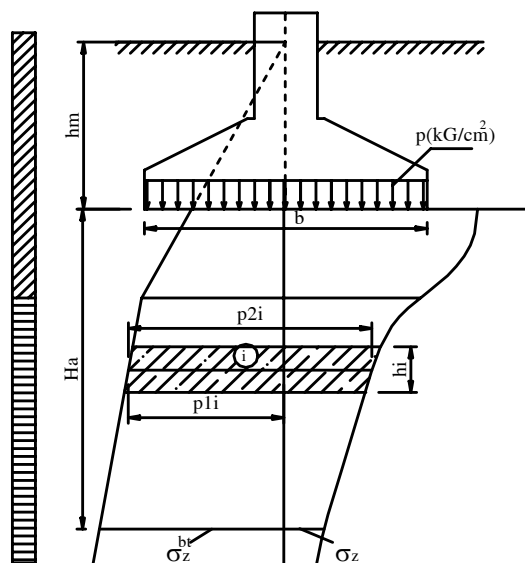
$$S_i = a_{oi} \cdot p_i \cdot h_i \tag{III-52}$$

Trong đó: $p_i = \frac{\sigma_{zi-1} + \sigma_{zi}}{2}$

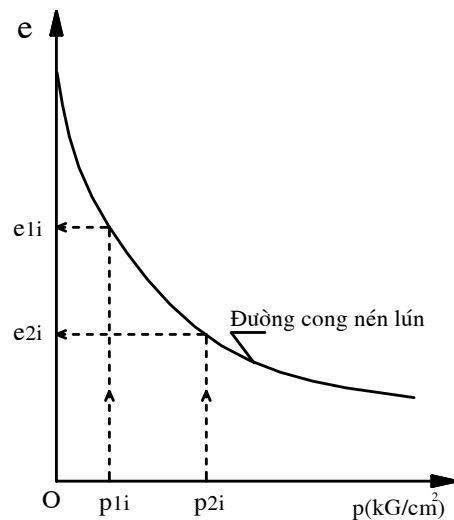
σ_{zi-1} và σ_{zi} - Ứng suất nén ở mặt trên và mặt dưới lớp đất thứ i (hình III-10) của ký hiệu khác như các phần trên đã trình bày.

- Khi tính toán độ lún theo các công thức (III-48), (III-49) và (III-50) các trị số $\bar{\sigma}_{zi}, \bar{\sigma}_{xi}, \bar{\sigma}_{yi}$ được xác định theo như chương II đã trình bày, còn các trị số $\mu_i; e_{1i}; e_{2i}$ thì được xác định bằng thí nghiệm.

Dựa vào kết quả thí nghiệm nền đất, có thể xác định được các trị số e_{1i} và e_{2i} (hình III-11). Trị số e_{1i} ứng với trị số áp lực ban đầu p_{1i} được lấy bằng áp lực trung bình của mỗi lớp đất do trọng lượng bản thân của đất, ứng với trạng thái đất nền khi chưa có công trình, còn e_{2i} ứng với trị số áp lực p_{2i} , được lấy bằng tổng áp lực trung bình của mỗi lớp đất do trọng lượng bản thân của đất và do tải trọng ngoài gây ra, ứng với trạng thái đất nền sau khi đã xây dựng công trình.



Hình III-10: Sơ đồ tính toán lún theo phương pháp cộng lún từng lớp



Hình III-11: Biểu đồ thí nghiệm nén lún của đất.

Trị số áp lực p_{li} được xác định theo công thức

$$p_{li} = \sigma_{zi}^{-bt} \tag{III-53}$$

Trong đó
$$\sigma_{zi}^{-bt} = \frac{\sigma_{zi-1}^{-bt} + \sigma_{zi}^{-bt}}{2} \tag{III-54}$$

$$\sigma_{zi}^{-bt} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \tag{III-55}$$

σ_{zi-1}^{-bt} và σ_{zi}^{-bt} - ứng suất ở mặt trên và mặt dưới lớp đất phân tố thứ i , do trọng lượng bản thân của các lớp đất phía trên gây ra;

γ_i - Trọng lượng thể tích (dung trọng) của lớp đất thứ i ;

Khi đất không bão hoà nước thì γ_i là trọng lượng thể tích ứng với độ ẩm tự nhiên. Nhưng nếu đất nằm dưới mực nước ngầm thì biểu thức (III-55) tính γ_i ứng với trọng lượng thể tích của đất đầy nổi ký hiệu là $\gamma_{đn}$. Trị số này được tính theo công thức:

$$\gamma_{đn} = \frac{(\Delta_i - \Delta_{0i}) \gamma_0}{1 + e_i} \tag{III-56}$$

Trong đó: Δ_i và Δ_0 và γ_0 - Tỷ trọng của đất, của nước và dung trọng của nước.

e_i - Hệ số rỗng của đất tại lớp phân tố thứ i .

Xác định trị số e_{2i} thường phức tạp hơn so với e_{1i} vì e_{2i} phụ thuộc vào điều kiện làm việc của đất nền (có nở hông hay không nở hông).

Nếu đất nền có hiện tượng nở hông (ứng với bài toán phẳng và bài toán không gian) thì trị số e_{2i} được xác định như ở mục (3.1.2) và (3.1.3) đã giới thiệu.

Đối với bài toán một chiều (ứng với đất nền không nở hông) trị số p_{2i} được xác định theo công thức sau:

$$p_{2i} = p_i + p_{li} \tag{III-57}$$

Sau khi đã tính toán được các trị số p_{1i} và p_{2i} ứng với từng trường hợp cụ thể thì có thể dễ dàng xác định được các hệ số e_{1i} và e_{2i} trên biểu đồ thí nghiệm nén lún .

Đối với các nước Tây Âu - Bắc Mỹ, khi tính độ lún họ rất ít dùng các biểu thức (III-50), (III-51), (III-52), thay vào đó họ sử dụng công thức sau:

$$S_i = \left[C_1 \log \frac{p}{p_c} + C_2 \log \frac{p_c}{p_0} \right] \frac{h_i}{1 + e_0} \tag{III-58}$$

Nếu $p > p_c \geq p_0$: thì $C_1 = C_c$ và $C_2 = C_r$

Nếu $p_c > p > p_0$: thì $C_1 = C_2 = C_r$

Nếu $p > p_o = p_c$: thì $C_1 = C_2 = C_c$

Lý do họ thường dùng công thức (III-58) là vì, họ cho rằng đường cong nén ở hình (III-1c) và đường cong (1) ở hình (III-2) là không đúng thực tế, cần được hiệu chỉnh lại.

Khi áp dụng phương pháp cộng lún từng lớp để tính độ lún ổn định cuối cùng của toàn bộ nền đất thì cần phải biết các yếu tố liên quan như áp lực gây lún, chiều dày lớp đất cần chia và chiều sâu vùng ảnh hưởng (chịu nén).

- Áp lực gây lún được tính theo công thức (III-46) đã giới thiệu.

- Khi chia nền đất thành những lớp đất nhỏ phân tố, thì cần chú ý đến tính chất không đồng nhất của chúng. Theo lý thuyết thì cần chia sao cho trong phạm vi mỗi lớp đất phân tố, ứng suất σ_z xem như thay đổi không đáng kể. Trong thực tế, chiều dày lớp đất phân tố thường lấy nhỏ hơn hoặc bằng 4/10 chiều rộng đế móng ($h_i \leq 0,4b$). Khi chia lớp cần chú ý rằng, vì biểu đồ phân bố ứng suất ở các chiều sâu gần đáy móng có dạng thay đổi nhiều nên các lớp phân tố ở đây lấy mỏng hơn, còn ở dưới có thể lấy dày hơn.

Một trong những yếu tố quan trọng có ảnh hưởng trực tiếp đến kết quả tính toán độ lún là việc xác định chiều sâu vùng chịu nén H_a . Nếu trong nền đất dưới đế móng ở một độ sâu trong vùng chịu nén có một tầng cứng (đá) thì trị số H_a lấy bằng toàn bộ chiều dày lớp đất, kể từ đáy móng đến tầng cứng ấy. Còn các trường hợp khác, chiều sâu vùng hoạt động chịu nén được chọn theo điều kiện sau:

$$\sigma_z \leq 0.2\sigma_z^{bt} \quad (III-59)$$

Trong đó σ_z - ứng suất phụ thêm ở độ sâu H_a kể từ đáy móng.

Ví dụ III-1: Xác định độ lún ổn định trong trường hợp không xét đến biến dạng nở hông của móng hình vuông có kích thước $a = b = 400$ cm. Móng đặt ở độ sâu $h = 200$ cm. Áp lực trung bình dưới đế móng $\sigma_0 = 2,36$ kG/cm². Móng được đặt trên lớp á sét dày 320 cm và lớp sét dày hơn 120 cm. Đặc tính cơ lý của đất như sau:

- Đối với á sét: $\gamma = 1,8$ t/m³; $a_{01} = 0,02$ cm²/kG và $\mu_{01} = 0,25$

- Đối với lớp sét; $\gamma = 2,0$ t/m³, $a_{02} = 0,01$ cm²/kG và $\mu_{02} = 0,30$

- Trình tự tính toán như sau:

1/ Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân của đất. Áp dụng công thức (III-55) sẽ có:

- Ở độ sâu đế móng $z = 0$:

$$\sigma_{z=0}^{bt} = 0,0018 \times 200 = 0,36 \text{ kG/m}^2$$

- Ở độ sâu đế móng $z = 320$ cm (kể từ đế móng):

$$\sigma_{z=320}^{bt} = 0,018 \times 200 + 0,018 \times 320 = 0,936 \text{ kG/cm}^2$$

- Ở độ sâu đế móng $z = 640$ cm (kể từ đế móng):

$$\sigma_{z=640}^{bt} = 0,936 + 0,002 \times 320 = 1,576 \text{ kG/cm}^2$$

2/ Xác định áp lực gây lún theo công thức (III-46):

$$\sigma_{gl} = 2,36 - 0,018 \cdot 200 = 2,0 \text{ kG/cm}^2$$

3/ Chia chiều sâu vùng chịu nén ở dưới đáy móng thành các lớp đất nhỏ có chiều dày h_i . Dựa vào quy phạm trị số h_i sẽ lấy bằng $0,2b$ hoặc $0,4b$ ở đây chọn $h_i = 0,2b = 0,2 \cdot 400 = 80$ cm.

4/ Xác định trị số ứng suất nén phụ thêm σ_{zi} ở các độ sâu khác nhau (kể từ đáy móng). Khi diện chịu tải là hình vuông hoặc hình chữ nhật, trị số σ_{zi} được tính toán theo công thức: $\sigma_{zi} = K_0 \cdot \sigma_{gl}$.

Hệ số K_0 phụ thuộc vào các tỷ số $\frac{a}{b}$ và $\frac{z_i}{b}$, tra theo bảng (II-2). Kết quả tính toán trị số σ_{zi} ở các độ sâu khác nhau được giới thiệu trong bảng (III-2)

Bảng (III-2) Trị số σ_{zi} ở các độ sâu khác nhau ứng với ví dụ (III-1).

Lớp đất	z_i (cm)	$\frac{z_i}{b}$	$\frac{a}{b}$	K_0	σ_{zi} (kG/cm ²)	σ_{zi}^{bt} (kG/cm ²)	E_{oi} (kG/cm ²)	S_i (cm)
Á sét	0	0	1,00	1,000	2,00	0,36	41,50	9,6
	80	0,2	1,00	0,960	1,92			
	160	0,4	1,00	0,800	1,60			
	240	0,6	1,00	0,606	1,212			
	320	0,8	1,00	0,449	0,898	0,936		
Sét	400	1,0	1,00	0,396	0,672		74	1,9
	480	1,2	1,00	0,257	0,514			
	560	1,4	1,00	0,201	0,402			
	640	1,6	1,00	0,160	0,320	1,576		

5/ Xác định chiều sâu vùng chịu nén, dựa vào điều kiện (III-59) tại độ sâu $z = 640$ cm thấy điều kiện này thoả mãn.

$$0,320 \leq 0,2 \cdot 1,576 = 0,315 \text{ kG/cm}^2$$

6/ Xác định trị số mô đun biến dạng E_{oi} của lớp đất nằm trong vùng chịu nén, theo biểu thức (III-28), (III-33), (III-34) trong đó trị số β lấy như sau: đối với lớp á sét $\beta = 0,83$ còn với sét $\beta = 0,74$.

- Đối với lớp á sét:

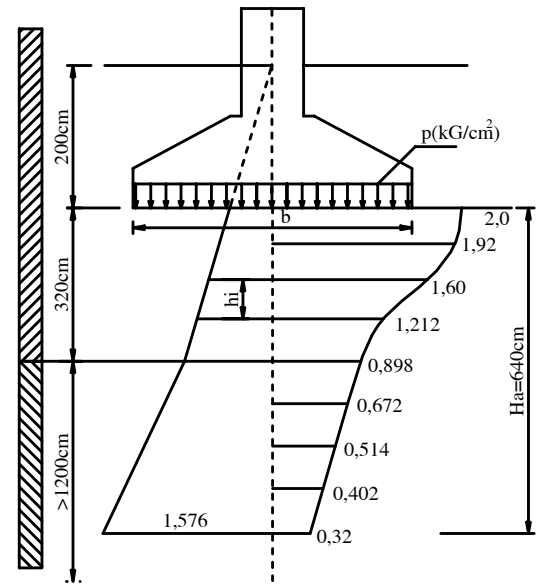
$$E_{01} = \frac{\beta_1}{a_{01}} = \frac{0,83}{0,02} = 41,50 \text{ kG/cm}^2$$

Đối với lớp sét:

$$E_{02} = \frac{\beta_2}{a_{02}} = \frac{0,74}{0,01} = 74 \text{ kG/cm}^2$$

7/ Tính độ lún ổn định theo công thức (III-51)

Độ lún toàn bộ của nền đất bao gồm độ lún lớp á sét và lớp sét nằm trong vùng chịu nén.



Hình III-12: Sơ đồ tính toán độ lún

Độ lún trong phạm vi lớp á sét:

$$S_1 = \frac{0,83}{41,5} \cdot 80 \left[\frac{2,0}{2} + 1,92 + 1,60 + 1,212 + \frac{0,898}{2} \right] = 9,6 \text{ cm}$$

Độ lún trong phạm vi lớp sét:

$$S_2 = \frac{0,74}{74} \cdot 80 \left[\frac{0,898}{2} + 0,672 + 0,514 + 0,402 + \frac{0,32}{2} \right] = 1,9 \text{ cm}$$

Độ lún của toàn bộ nền đất:

$$S = S_1 + S_2 = 9,6 + 1,9 = 11,5 \text{ cm.}$$

3.2.3 Tính toán độ lún cuối cùng bằng cách sử dụng các kết quả của lý thuyết đàn hồi

Như đã trình bày ở trên, mặc dù đất nền không phải là vật thể đàn hồi, ngoài biến dạng đàn hồi, còn có cả biến dạng dư, nhưng lý thuyết đàn hồi vẫn còn có hiệu quả đối với môi trường đất khi tải trọng của công trình tác dụng lên đất nền không lớn lắm. Do đó, khi tính toán độ lún cuối cùng, có thể trực tiếp sử dụng những thành quả đã đạt được trong lý thuyết đàn hồi. Tuy nhiên, để xét đến đặc tính của đất, thì trong tất cả các biểu thức có chứa trị số E (môđun đàn hồi) sẽ được thay bằng trị số môđun biến dạng của đất E_0 .

Như trong chương II đã trình bày, khi nền đất có chiều dày vô hạn, độ lún (chuyển vị thẳng đứng) của những điểm trên mặt đất ($z=0$) nằm cách điểm đặt lực tập trung P một đoạn R, được xác định theo biểu thức của J.Bussinesq:

$$W(x,y,0) = s(x,y,0) = \frac{P(1-\mu_0^2)}{\pi \cdot E_0 \cdot R} \quad \text{(III-60)}$$

Công thức (III-60) là cơ sở để lập các công thức tính toán độ lún ổn định cuối cùng của nền đất cho các dạng của tải trọng bất kỳ.

Trong đó: $S(x,y,0)$ - độ lún của một điểm bất kỳ trên mặt đất có toạ độ x,y .

μ_0, E_0 - Hệ số nở hông, mô đun biến dạng của đất.

3.2.3.1 Tính toán độ lún ổn định của nền đất đồng nhất có chiều dày vô hạn.

Trong trường hợp tải trọng phân bố có cường độ là $p(\xi, \eta)$ trên diện tích F (hình III-13) thì trị số độ lún tại một điểm bất kỳ nằm trên mặt đất, dựa vào biểu thức (III-60) được xác định như sau:

$$S_{(x,y,0)} = \frac{(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0} \iint_F \frac{p(\xi, \eta) \cdot d\xi \cdot d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} \quad (III-61)$$

Dựa vào công thức (III-61), ứng với mỗi loại diện chịu tải cụ thể (hình chữ nhật, hình tròn, v.v..), có thể tìm được các công thức tính toán độ lún như sau :

Đối với diện chịu tải hình chữ nhật chịu tải trọng thẳng đứng và phân bố đều: độ lún tại tâm hình chữ nhật $M(0,0,0)$ sẽ là :

$$S_M^0 = \frac{p(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0} \int_{-\frac{a}{2}}^{+\frac{a}{2}} \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{\xi^2 + \eta^2}} = \frac{2p(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0} \left[a \ln \frac{\sqrt{a^2 + b^2} + b}{\sqrt{a^2 + b^2} - b} + b \ln \frac{\sqrt{a^2 + b^2} + a}{\sqrt{a^2 + b^2} - a} \right] \quad (III-62)$$

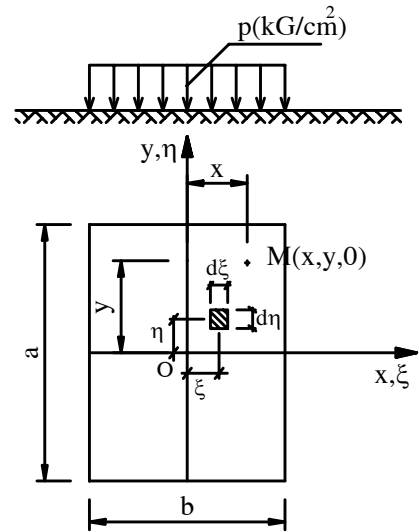
Độ lún trung bình của hình chữ nhật sẽ là:

$$S_m = \frac{2p(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0} \left[a \ln \frac{\sqrt{a_1^2 + b_1^2} + b_1}{\sqrt{a_1^2 + b_1^2} - b_1} + b \ln \frac{\sqrt{a_1^2 + b_1^2} + a_1}{\sqrt{a_1^2 + b_1^2} - a_1} - \frac{2}{3} \cdot \frac{(a_1^2 + b_1^2)^{\frac{3}{2}} - (a_1^3 + b_1^3)}{b_1 \cdot a_1} \right] \quad (III - 63)$$

Trong đó : a và b - cạnh dài và cạnh ngắn của diện chịu tải, a_1 và b_1 - nửa cạnh dài và cạnh ngắn của diện chịu tải.

Phân tích các công thức đã tìm được ở trên, đồng thời kết hợp với những nhận xét trong thực tế qua những thí nghiệm bần nén có kích thước, hình dáng và độ cứng khác nhau ở trong mô hình cũng như ở hiện trường, người ta đưa ra công thức xác định trị số độ lún ổn định đối với diện chịu tải hình chữ nhật như sau:

$$S = \frac{p(1 - \mu_0^2) \cdot b \cdot \omega}{E_0} \quad (III - 64)$$



Hình III-13: Sơ đồ tính toán độ lún khi tải trọng phân bố

độ lún khi tải trọng phân bố

độ lún khi tải trọng phân bố

ω - Hệ số đặc trưng cho độ cứng và hình dạng của móng tra bảng (III-3)

Hệ số ω_0 ứng với độ lún lớn nhất tại tâm đối với móng mềm, hệ số ω_c ứng với độ lún ở điểm góc, hệ số ω_m ứng với độ lún trung bình của móng và hệ số ω_{const} ứng với độ lún của móng tuyệt đối cứng.

Bảng (III - 3): Trị số của hệ số ω

Hình dạng móng	ω_c	ω_0	ω_m	ω_{const}
Tròn	0,64	1,00	0,85	0,75
Vuông $\alpha = a/b = 1$	$1/2 \omega_0$	1,12	0,95	0,88
Chữ nhật : $\alpha = a/b$				
1,5		1,36	1,15	1,88
2,0		1,53	1,30	1,22
3,0		1,78	1,53	1,44
4,0		1,96	1,70	1,61
5,0		2,10	1,83	1,52
6,0	$1/2\omega_c$	2,23	1,96	—
7,0		2,33	2,04	—
8,0		2,42	0,12	—
9,0		2,49	2,19	—
10,0		2,53	2,25	2,12
20,0		2,95	2,64	—
30,0		3,23	2,88	—
40,0		3,42	3,07	—
50,0		3,54	3,22	—
100,0		4,00	3,69	—

3.2.3.2. Tính toán độ lún ổn định khi nền đất gồm nhiều lớp.

Trong thực tế nền đất thường gồm nhiều lớp đất có tính chất cơ lý khác nhau, do đó, công thức tính toán độ lún sẽ phức tạp hơn nhiều, để giải quyết vấn đề này, K.E.Egorov đã đề nghị phương pháp tính toán gần đúng bằng cách đổi nền đất gồm nhiều lớp thành nền đất đồng nhất, trong đó mỗi một lớp đất trong nền được coi như kéo dài theo cả hai phía : phía trên đến tận đáy móng còn phía dưới đất vô tận, độ lún của mỗi lớp có thể tính toán theo công thức (III - 64) với hệ số ω được thay bằng hệ số K (theo đề nghị của K.E.Egorov). Độ lún toàn bộ của nền đất chính bằng tổng độ lún của các lớp đất đó.

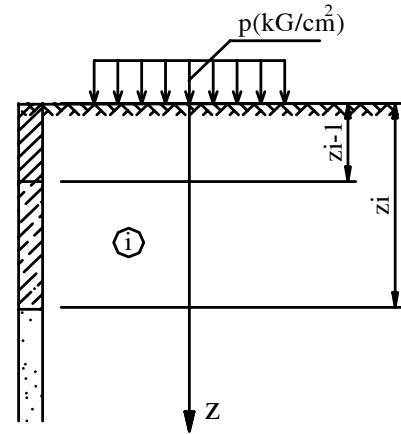
Nếu xét một lớp thứ i trong nền đất, có mặt trên của lớp ở độ sâu z_{i-1} và đáy ở độ sâu z_i (hình III - 14)

Độ lún của lớp đất có chiều dày z_{i-1} là :

$$S_{z_{i-1}} = \frac{p \cdot b (1 - \mu_0^2)}{E_0} K_{i-1} \quad (\text{III - 65})$$

Tương tự, độ lún của lớp đất có chiều dày z_i là :

$$S_{z_i} = \frac{p \cdot b (1 - \mu_0^2)}{E_0} K_i \quad (\text{III - 66})$$



Hình III-14: Sơ đồ tính toán độ lún trong trường hợp nền đất nhiều lớp

Như vậy độ lún của lớp đất đang xét sẽ là :

$$S_i = S_{z_i} - S_{z_{i-1}} = \frac{p \cdot b (1 - \mu_0^2)}{E_0} (K_i - K_{i-1}) \quad (\text{III - 67})$$

Và độ lún của toàn bộ nền đất sẽ là :

$$S = p \cdot b \sum_{i=1}^n \frac{1 - \mu_{0i}^2}{E_{0i}} (K_i - K_{i-1}) \quad (\text{III - 68})$$

Khi trong nền đất có tầng cứng không lún nằm gần mặt đất, để xét đến ảnh hưởng của sự tập trung ứng suất, K.E.Egorov đã đề nghị nhân biểu thức (III - 68) với hệ số hiệu chỉnh M:

$$S = M \cdot p \cdot b \sum_{i=1}^n \frac{1 - \mu_{0i}^2}{E_{0i}} (K_i - K_{i-1}) \quad (\text{III - 69})$$

Hệ số K_i phụ thuộc vào tỷ số a/b , z/b , và M có thể tra trong bảng (III - 4).

Khi xác định độ lún toàn bộ bằng cách cộng từng lớp này, giới hạn của vùng chịu nén cũng lấy theo điều kiện (III -59) như đã trình bày ở phần trên.

Phương pháp tính lún này của K.E.Egorov đã xét đến ảnh hưởng của nhiều yếu tố như biến dạng nở hông, tính không đồng nhất giữa các lớp đất, chiều dày giới hạn của nền cũng như hiện tượng tập trung ứng suất. Theo kết quả quan trắc thực tế một số công trình, có thể sơ bộ nhận xét rằng phương pháp này cho những kết quả tương đối phù hợp với thực tế.

Dựa vào sở các nguyên lý trên, hiện nay tiêu chuẩn xây dựng TCXD - 45 - 78 đã nêu công thức tính độ lún của nền móng riêng theo sơ đồ tính nền dưới dạng lớp đàn hồi biến dạng tuyến tính có chiều dày hữu hạn như sau :

$$S = p.b.M \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_{0i}} \tag{III - 70}$$

Các ký hiệu như trên đã trình bày, hệ số K_i phụ thuộc vào a/b , h/b tra theo bảng (III - 4), còn hệ số $M = f(h/b)$ tra theo bảng (III - 5).

Cũng tương tự, trong quy phạm tính toán nên các công trình thuỷ lợi đã nêu công thức tính độ lún tại điểm góc của móng trong nền đất đồng nhất có dạng như sau :

$$S = \frac{b.p}{E_0} . K_z \tag{III - 71}$$

Trong đó : K_z hệ số phụ thuộc vào tỷ số: a/b , z/b và μ_0 , các trị số K_z ứng với $\mu_0 = 0,1 - 0,4$ được tra theo bảng (III - 6). Trong quy phạm này cũng đã nêu công thức tính và bảng tính sẵn độ lún trung bình của móng khi trong nền đất xuất hiện tầng đá cứng.

Bảng III - 4: Trị số của hệ số K_i và M

z/b	Hình tròn	Trị số của hệ số K_i khi tỷ số $\alpha = a / b$						Hệ số M
		$\alpha = 1$	$\alpha = 1,5$	$\alpha = 2,0$	$\alpha = 3$	$\alpha = 5$	M. bảng $\alpha = \infty$	
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,5
0,2	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104	
0,4	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208	1,4
0,6	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311	
0,8	0,348	0,381	0,395	0,397	0,397	0,412	0,412	1,3
1,0	0,411	0,446	0,476	0,484	0,484	0,484	0,511	
1,2	0,461	0,499	0,543	0,561	0,666	0,566	0,605	1,2
1,4	0,501	0,524	0,601	0,626	0,640	0,640	0,687	
1,6	0,532	0,577	0,647	0,682	0,706	0,708	0,763	1,1
1,8	0,558	0,606	0,688	0,730	0,764	0,772	0,831	
2,0	0,579	0,630	0,722	0,773	0,816	0,830	0,812	
2,2	0,596	0,651	0,751	0,809	0,861	0,885	0,949	
2,4	0,611	0,668	0,776	0,841	0,902	0,932	1,001	
2,6	0,624	0,683	0,798	0,868	0,939	0,977	0,050	
2,8	0,635	0,697	0,818	0,893	0,971	1,018	1,095	
3,0	0,645	0,709	0,836	0,913	1,000	1,057	1,138	
3,5	0,664	0,732	0,869	0,959	1,062	1,138	1,233	

4,0	0,679	0,751	0,879	0,995	1,111	1,205	1,316
4,5	0,691	0,766	0,918	1,022	1,151	1,262	1,390
5,0	0,700	0,777	0,935	1,045	1,183	1,309	1,450

Bảng III - 5: Hệ số M

Các giới hạn của tỷ số $m' = h/b$ hoặc $m' = h/r$	Hệ số M
$0 < m' \leq 0,5$	1,0
$0,5 < m' \leq 1$	0,95
$1 < m' \leq 2$	0,90
$2 < m' \leq 3$	0,80
$3 < m' \leq 5$	0,75

Ví dụ III - 2: Xác định độ lún ổn định theo phương pháp của K.E.Egorov của móng có kích thước $a \times b = 300 \times 300$ cm, áp lực trung bình dưới đế móng $P = 2,36 \text{ kG/cm}^2$. Móng đặt ở độ sâu $h = 200$ cm. Đất nền dưới đế móng gồm hai lớp: lớp trên là lớp á sét có $\gamma_1 = 1,8 \text{ t/m}^3$ và $E_{01} = 100 \text{ kG/cm}^2$, lớp dưới là lớp sét có $\gamma_2 = 2,0 \text{ t/m}^3$ và $E_{02} = 50 \text{ kG/cm}^2$. Lớp trên có chiều dày 2,4m, lớp dưới dày vô tận. Hệ số nở hông chung $\mu_0 = 0,30$.

Giải: Trình tự tính toán như sau:

1. Xác định áp lực gây lún theo công thức (III - 46):

$$\sigma_{gl} = 2,36 - 0,0018 \times 200 = 2,0 \text{ kG/cm}^2$$

2. Xác định vùng chiều sâu chịu nén, ở độ sâu $Z = 540$ cm (kể từ đáy móng) ta có:

$$\sigma_{Z=540}^{br} = 1,39 \text{ kG/cm}^2 \quad ; \quad \text{và} \quad \sigma_{Z=540} = 0,26 \text{ kG/cm}^2$$

Như vậy điều kiện $\sigma_Z \leq 0,2 \cdot \sigma_{Z}^{br}$ được thoả mãn vì:

$$0,26 < 0,2 \times 1,39 = 0,278 \text{ kG/cm}^2$$

Do đó chiều sâu vùng chịu nén $H_a = 540$ cm.

3. Xác định độ lún ổn định theo biểu thức (III-69):

a. Xác định các hệ số K_i theo bảng (III-4), với $\frac{a}{b} = \frac{300}{300} = 1$

$$\text{và} \quad \frac{h}{b} = \frac{240}{300} = 0,80, \quad \text{do đó} \quad K_1 = 0,381.$$

$$\text{Với} \quad \frac{a}{b} = 1 \quad \text{và} \quad \frac{H_a}{b} = \frac{540}{300} = 1,8 \Rightarrow K_2 = 0,606$$

b. Xác định hệ số M. Hệ số M ở đây được lấy bằng 1,0

c. Độ lún ổn định của móng sẽ là :

$$S = 300 \times 2,0(1-0,3^2) \left(\frac{0,381}{100} + \frac{0,606 - 0,381}{50} \right) = 5,0 \text{ cm}$$

Bảng III-6a: Bảng giá trị hệ số K_z trong công thức (III-71)

a/b \ z/b	1,0	1,25	1,5	2,0	3,00	5,00	10,00
$\mu_0 = 0,1$							
0,00	0	0	0	0	0	0	0
0,40	0,090	0,091	0,091	0,091	0,091	0,089	0,095
0,80	0,176	0,177	0,179	0,179	0,178	0,178	0,181
1,20	0,246	0,252	0,255	0,257	0,258	0,275	0,258
1,60	0,299	0,311	0,317	0,323	0,326	0,324	0,324
2,00	0,338	0,358	0,366	0,376	0,383	0,385	0,383
2,40	0,368	0,391	0,404	0,420	0,431	0,433	0,436
2,80	0,391	0,417	0,435	0,456	0,473	0,477	0,478
3,20	0,410	0,440	0,460	0,486	0,507	0,515	0,517
3,60	0,424	0,458	0,481	0,510	0,536	0,550	0,552
4,00	0,436	0,473	0,498	0,532	0,563	0,581	0,583
5,00	0,459	0,500	0,529	0,575	0,616	0,642	0,653
6,00	0,474	0,519	0,552	0,601	0,655	0,691	0,709
8,00	0,494	0,543	0,581	0,634	0,707	0,763	0,794
10,00	0,555	0,619	0,672	0,758	0882	1,040	1,259

Bảng III-6b: Bảng giá trị hệ số K_z trong công thức (III-71)

a/b \ z/b	1,0	1,25	1,50	2,00	3,00	5,00	10,0
$\mu_0 = 0,2$							
0	0	0	0	0	0	0	0
0,40	0,079	0,079	0,081	0,079	0,076	0,077	0,077
0,80,	0,159	0,159	0,161	0,160	0,158	0,156	0,160
1,20	0,227	0,231	0,234	0,234	0,233	0,231	0,232

1,60	0,280	0,289	0,295	0,98	0,398	0,296	0,295
2,00	0,319	0,334	0,343	0,351	0,354	0,355	0,352
2,40	0,349	0,369	0,381	0,394	0,401	0,401	0,401
2,80	0,372	0,396	0,413	0,430	0,442	0,445	0,444
3,20	0,390	0,418	0,337	0,460	0,477	0,482	0,482
3,60	0,405	0,436	0,458	0,484	0,505	0,515	0,515
4,0	0,417	0,451	0,475	0,506	0,532	0,546	0,545
5,00	0,440	0,479	0,507	0,549	0,585	0,670	0,613
6,00	0,456	0,498	0,530	0,575	0,624	0,655	0,668
8,00	0,475	0,522	0,559	0,613	0,676	0,728	0,752
10,00	0,485	0,536	0,576	0,635	0,708	0,780	0,814
∞	0,537	0,599	0,651	0,734	0,854	0,007	0,219

Bảng III-6c: Bảng giá trị hệ số K_z trong công thức (III-71) , $\mu_0 = 0,3$

a/b \ z/b	1,0	1,25	1,50	2,00	3,00	5,00	10,0
0,4	0,064	0,064	0,064	0,063	0,062	0,061	0,061
0,8	0,138	0,137	0,138	0,135	0,133	0,131	0,133
1,2	0,203	0,206	0,206	0,205	0,201	0,201	0,199
1,6	0,255	0,258	0,265	0,266	0,2640	0,260	0,258
2,0	0,293	0,305	0,312	0,317	0,317	0,316	0,311
2,4	0,322	0,340	0,350	0,359	0,362	0,360	0,357
2,8	0,345	0,367	0,381	0,394	0,402	0,401	0,398
3,2	0,364	0,389	0,405	0,424	0,436	0,439	0,434
3,6	0,379	0,407	0,426	0,448	0,464	0,472	0,466
4,0	0,391	0,421	0,443	0,470	0,491	0,500	0,495
5,0	0,414	0,450	0,475	0,512	0,543	0,559	0,560
6,0	0,429	0,469	0,498	0,539	0,582	0,608	0,614
8,00	0,449	0,493	0,527	0,577	0,634	0,680	0,695
10,00	0,459	0,506	0,514	0,599	0,666	0,731	0,756
∞	0,511	0,570	0,619	0,698	0,812	0,958	0,159

Bảng III-6d giá trị số K_z trong công thức (III-71)

a/b \ z/b	1,00	1,25	1,50	2,00	3,00	5,00	10,00
$\mu_0 = 0,4$							
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,4	0,046	0,045	0,044	0,043	0,041	0,040	0,041
0,8	0,111	0,108	0,106	0,104	0,101	0,199	0,099
1,2	0,172	0,169	0,170	0,166	0,162	0,158	0,155
1,6	0,220	0,224	0,225	0,223	0,218	0,213	0,209
2,4	0,287	0,299	0,306	0,312	0,312	0,305	0,300
2,8	0,310	0,326	0,336	0,346	0,349	0,343	0,340
3,2	0,324	0,350	0,332	0,374	0,380	0,376	0,368
3,6	0,340	0,371	0,380	0,398	0,410	0,408	0,401
4,0	0,353	0,379	0,392	0,419	0,435	0,458	0,429
5,0	0,376	0,406	0,429	0,458	0,484	0,494	0,489
6,0	0,387	0,425	0,451	0,487	0,522	0,539	0,538
8,0	0,410	0,450	0,480	0,524	0,572	0,610	0,616
10,0	0,423	0,464	0,498	0,547	0,613	0,659	0,677
∞	0,471	0,525	0,570	0,643	0,749	0,888	0,069

3.2.4. Tính toán độ lún có xét đến ảnh hưởng của các móng xung quanh:

Nếu ở bên cạnh hoặc xung quanh móng đang xét có các móng khác thì khi tính toán độ lún, cần phải xét đến ảnh hưởng của các móng đó gây nên.

Để tính lún có xét đến ảnh hưởng của các móng xung quanh, hiện nay thường dùng phương pháp cộng biểu đồ ứng suất.

Nội dung phương pháp cộng biểu đồ ứng suất: Do ảnh hưởng của các móng xung quanh làm cho ứng suất gây lún trong nền đất dưới móng đang xét tăng lên và do đó, độ lún cũng tăng lên. Sau khi đã vẽ được biểu đồ ứng suất gây lún tổng cộng do các móng xung quanh gây ra thì có thể vận dụng phương pháp cộng lún từng lớp để tính độ lún ổn định của móng đang xét (hình III-15).

Phương pháp tính lún có xét đến ảnh hưởng của các móng xung quanh bằng cách cộng biểu đồ ứng suất có ưu điểm là dùng được trong mọi trường hợp tải trọng khác nhau và diện chịu tải bất kỳ.

Theo quy phạm QPXD 45-70, nếu điều kiện sau đây được thoả mãn thì cần thiết phải tính toán độ lún ảnh hưởng của các móng xung quanh.

$$K_a \cdot L_t \leq L_a \tag{III - 72}$$

Trong đó :
$$K_a = \frac{0,60}{b} (E_0 - 100) + 1$$

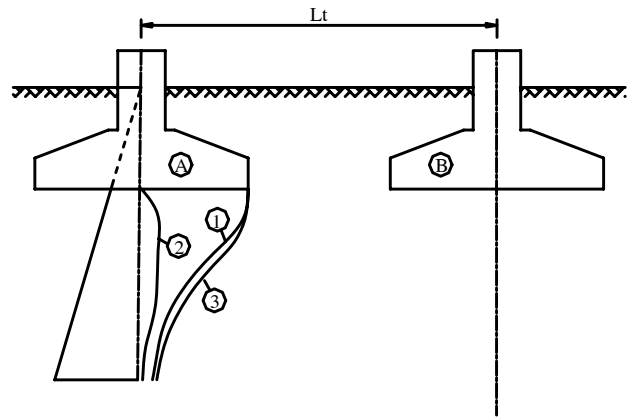
Ở đây : 0,60 - Hệ số có thứ nguyên (cm³/kg);

b - Chiều rộng đế móng gây ra ảnh hưởng (cm);

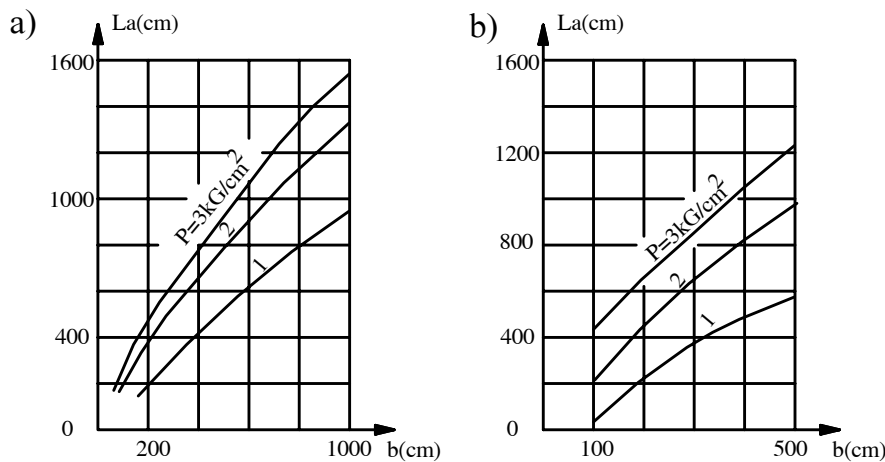
E₀ - Môđun biến dạng trung bình của đất trong phạm vi chiều dày vùng chịu nén (kg/cm²);

L_t - Khoảng cách thực tế giữa các trục móng (cm);

L_a - Khoảng cách được xác định theo biểu đồ (hình III-16).



Hình III-15: Biểu đồ ứng suất gây lún do ảnh hưởng của các móng xung quanh: 1/ Do móng A, 2/Do móng B gây ra ở móng A, 3/Biểu đồ tổng cộng



Hình III-16: Biểu đồ xác định trị số L_a

a. Đối với móng hình vuông b, đối với móng hình chữ nhật khi a/b ≥ 7,5

Khi 1 < a/b < 5 thì trị số L_a có thể xác định bằng cách nội suy giữa hai biểu đồ ở hình (III - 16).

Ví dụ III-3: Xác định độ lún của móng băng A có xét đến ảnh hưởng của móng băng B theo phương pháp cộng biểu đồ ứng suất, kích thước và khoảng cách giữa hai móng A và B được chỉ rõ ở hình (III-17).

Đặc điểm và địa chất của đất nền như sau : trên cùng là lớp đất đắp có trọng lượng thể tích $\gamma = 1,7 \text{ T/m}^3$, lớp thứ hai là lớp cát bụi có chiều dày hơn 25m. Tính chất cơ lý của lớp cát bụi như sau: $\Delta = 2,66$, $\gamma = 1,80 \text{ T/m}^3$, $W = 23 \%$, $e_0 = 0,68$, $E_0 = 100 \text{ kG/cm}^2$. ở chiều sâu 4,5 m (kể từ mặt đất) xuất hiện mực nước ngầm. áp lực trung bình dưới đế móng A là $p_A = 1,85 \text{ kG/cm}^2$ và đế móng B là $p_B = 1,95 \text{ kG/cm}^2$.

Trình tự tính toán như sau :

1/ Xác định áp lực gây lún theo công thức (III-46):

- Đối với móng A : $\sigma_{glA} = 1,85 - (0,0017 \times 100 + 0,0018 \times 100) = 1,5 \text{ kG/cm}^2$.

- Đối với móng B : $\sigma_{glB} = 1,95 - (0,0017 \times 100 + 0,0018 \times 100) = 1,6 \text{ kG/cm}^2$.

2/ Xác định chiều dày của mỗi lớp đất phân tố để vẽ biểu đồ ứng suất nén trong phạm vi vùng chịu nén:

$$h_i = 0,4 b = 0,4 \times 280 = 112 \text{ cm}$$

3/ Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất nén do bản thân móng A và biểu đồ ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây ra. Kết quả tính toán được trình bày ở bảng (III-7)

4/ Kiểm tra điều kiện để tính toán độ lún ảnh hưởng. ứng với $p_B = 1,95 \text{ kG/cm}^2$ và $b = 400 \text{ cm}$, tra biểu đồ (hình III - 16) ta có : $L_a = 810 \text{ cm}$. Từ hình (III-17) ta có : $L_t = 600 \text{ cm}$. Dựa vào các số liệu đã có ta tính được:

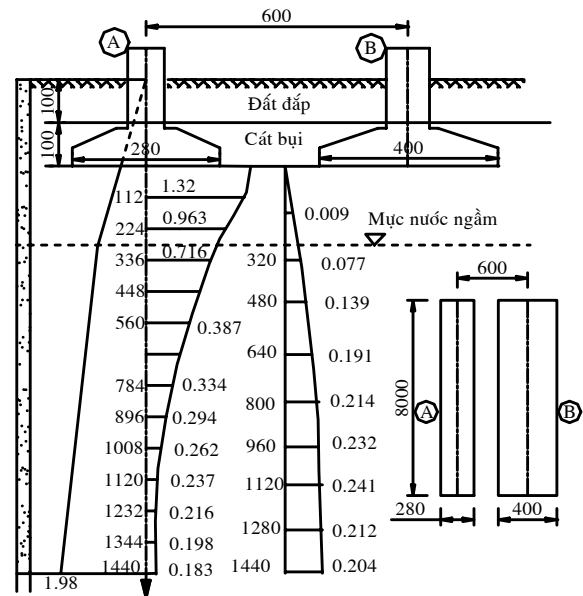
$$K_a = \frac{0,60}{400} (100 - 100) + 1 = 1,0$$

Thay tất cả các trị số đã biết vào điều kiện (III-72) ta thấy thoả mãn :

$$1,00.600 = 600 < 810 \text{ cm}$$

Do đó cần phải tính toán độ lún ảnh hưởng của máy B lên móng A.

5/ Áp dụng phương pháp điểm góc, xác định ứng suất trên trục đi qua trọng tâm của móng A do tải trọng tác dụng trên móng B gây ra. Kết quả tính toán được trình bày trong bảng (III-8).



Hình III-17: Sơ đồ tính toán độ lún ứng với ví dụ III-3

Trị số σ_z và σ_z^{bt} của móng A

Trị số σ_z của móng B gây ra đối ứng với A.

z (m)	σ_z (kG/cm ²)	σ_z^{bt} (kG/cm ²)
0,00	1,500	0,35
1,12	1,322	
2,24	0,963	
2,5	0,885	0,80
3,36	0,716	
4,48	0,561	
5,60	0,459	
6,72	0,387	
7,84	0,334	
8,96	0,291	
10,08	0,262	
11,20	0,237	
12,32	0,216	
13,44	0,189	1,98
14,40	0,183	

z (m)	σ_z (kG/cm ²)
0,00	0,00
1,60	0,009
3,2	0,077
4,80	0,139
6,40	0,090
8,00	0,214
9,60	0,222
11,20	0,221
12,80	0,212
14,40	0,204

Bảng III-8

Bảng III-7

6/ Xác định phạm vi vùng chịu nén. Kiểm tra điều kiện khi z = 14,40 m thấy hoàn toàn thỏa mãn. Thực vậy ở độ sâu z = 14.40 m ta có:

$$\sigma_z = 0,183 + 0,204 = 0,387 \text{ kG/cm}^2$$

Như vậy $0,387 < 0,396$ và do đó chiều sâu vùng chịu nén $H_a = 14,40 \text{ m}$.

7/ Tính toán độ lún ổn định do bản thân móng A và do móng B gây ra đối với móng A.

Do bản thân móng A: áp dụng công thức III - 51 ta có, ở đây lấy $\beta = 0,8$:

$$S_1 = \frac{0,8}{100} \cdot 112 \left(\frac{1,5}{2} + 1,322 + \dots + 0,216 + \frac{0,198}{2} \right) + \frac{0,8}{100} \cdot 160 \cdot \frac{0,198 + 0,183}{2} = 5,91 + 0,15 = 6,06 \text{ cm.}$$

Do móng B gây ra cho móng A:

$$S_2 = \frac{0,8}{100} \cdot 160 \cdot (0,009 + 0,077 + \dots + 0,212 + \frac{0,204}{2}) = 1,77 \text{ cm}$$

Vậy độ lún của móng A thực tế là:

$$S = S_1 + S_2 = 6,06 + 1,77 = 7,83 \text{ cm}$$

§4. LÝ THUYẾT CỐ KẾT THẨM VÀ TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN THEO THỜI GIAN

Khi thiết kế các công trình, biết độ lún ổn định cuối cùng của nền đất cũng chưa đủ để làm sáng tỏ điều kiện làm việc bình thường của công trình mà còn phải biết quá trình lún của công trình, nghĩa là phải biết độ lún ứng với một thời điểm nào đó trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình. Sở dĩ như vậy là biến dạng lún của đất, nhất là đất loại sét không xảy ra ngay và kết thúc ngay sau khi tải trọng công trình tác dụng mà còn tăng thêm trong một thời gian nhất định, có khi rất dài hàng chục năm hoặc trăm năm mới đạt đến giới hạn ổn định.

Thực tế xây dựng trong những năm qua đã chứng minh rằng, sự an toàn của công trình không những chỉ phụ thuộc vào trị số tuyệt đối về độ lún, mức độ lún không đều của nền đất, mà còn phụ thuộc vào tốc độ lún theo thời gian. Trong nhiều trường hợp mặc dù độ lún cuối cùng giữa các bộ phận của công trình không chênh lệch nhau lớn lắm, nhưng trong quá trình cố kết (nén chặt) của đất, nếu tốc độ lún lớn hơn giới hạn quy định thì có thể làm cho độ lún không đều vượt quá giới hạn cho phép làm cho công trình bị hư hỏng.

Để xác định độ lún của nền đất theo thời gian dưới tác dụng của tải trọng, hiện nay có nhiều phương pháp tính toán khác nhau, xây dựng trên cơ sở những lý thuyết khác nhau về sự cố kết của đất. Tuy nhiên tất cả những lý thuyết nêu ra chỉ gần đúng so với thực tế, bởi vì các giả thiết tính toán cũng như các điều kiện ban đầu và các điều kiện để giải các bài toán cố kết của đất chưa thỏa mãn được đầy đủ các vấn đề phức tạp xảy ra trong môi trường đất.

Như ta đã biết, lún của nền đất là chỉ do đất giảm thể tích lỗ rỗng, nếu đất bão hòa nước, hiện tượng lún của đất chỉ xảy ra khi nước trong các lỗ rỗng phải đồng thời được thoát ra ngoài nền đất và người ta gọi đó là *quá trình cố kết thẩm*. Tùy theo nước thẩm theo mấy phương mà người ta gọi đất cố kết theo một chiều hay hai chiều và ba chiều.

Thực tế thì hầu hết các nền đất cố kết theo hai hoặc ba chiều, nhưng do khó khăn trong việc xác định các điều kiện biên thực tế nên thông thường người ta vẫn dùng lời giải của bài toán cố kết thẩm một chiều. Do vậy, ở đây chỉ giới thiệu chủ yếu phương pháp tính toán độ lún chưa ổn định theo lý thuyết cố kết của Terzaghi-Gerxevanov. Phương pháp này tuy có một số thiếu sót nhất định nhưng tương đối đơn giản dễ dàng và đủ chính xác đối với nền bão hòa nước.

Trong thực tế, khi tính toán độ lún theo thời gian người ta thường dùng một khái niệm gọi là *độ cố kết*. Theo định nghĩa độ cố kết U_t là tỷ số giữa độ lún S_t của nền đất ở thời điểm (gian) t đang xét và độ lún ổn định cuối cùng S ứng với thời gian $t=\infty$, tức là:

$$U_t = \frac{S_t}{S} \quad (\text{III} - 73)$$

Dựa vào công thức trên, có thể tính toán được trị số độ lún S_t ở thời gian t bất kỳ nếu biết được U_t như sau:

$$S_t = U_t \cdot S \quad (\text{III} - 74)$$

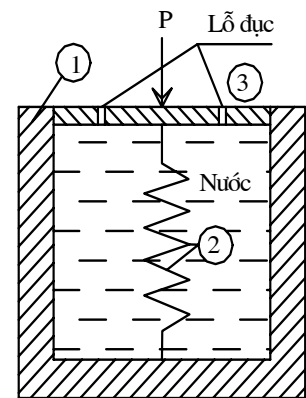
Ở đây ta có nhận xét rằng: ở thời điểm $t = 0$ thì có độ cố kết $U_t = 0$ thì $S_t = 0$ và khi $t = \infty$ thì độ cố kết $U_t = 1$ và $S_t = S$

Trong thời gian $0 < t < \infty$ thì $0 < U_t < 1$ và $S_t < S$

4.1. Lý thuyết cố kết thấm của K.Terzaghi và phương trình vi phân cố kết thấm

Khi nghiên cứu vấn đề biến dạng các mẫu đất trong phòng thí nghiệm, cũng như ngoài hiện trường đã đề cập đến vai trò của cố kết như một tính chất cơ học đặc thù của đất, làm cho biến dạng của đất phụ thuộc vào thời gian, chứ không xảy ra tức thời như các vật thể liên tục khác. Ảnh hưởng của quá trình cố kết đối với biến dạng của đất chỉ thể hiện rõ rệt, mạnh mẽ ở các đất dính như đất sét, còn đối với các đất rời thì nó ít có ý nghĩa thực tế.

Hiện tượng cố kết của các đất sét no nước đã được K.Terzaghi giải thích dựa trên cơ sở lý thuyết cố kết thấm. Theo lý thuyết này, thì yếu tố quyết định quá trình cố kết là sự thoát nước tự do trong các lỗ rỗng ra ngoài, do đất sét có tính thấm bé, nước lỗ rỗng không thể thoát ra nhanh được, nên biến dạng lún của đất cũng không thể xảy ra tức thời, mà phải có thời gian để hoàn thành.



Hình III-18

Để mô tả quá trình nén lún (quá trình cố kết) của đất. K. Terzaghi đã kiến nghị một mô hình cố kết, gồm một bình chứa đầy nước 1 với một lò xo 2, gắn liền với một nắp pistông có đục lỗ (Hình III-18). Khi cho tác dụng trên nắp bình một

tải trọng với cường độ p , thì ngay lúc bắt đầu tăng tải, toàn bộ tải trọng ấy đều do nước trong bình tiếp thu, và lò xo chưa bị biến dạng. Tiếp đó, dưới tác dụng của gradien thủy lực tăng lên, nước trong bình bắt đầu thoát ra qua lỗ đục trên nắp, áp lực trong nước giảm dần, phần tải trọng truyền lên lò xo tăng lên dần và lò xo ngày càng bị nén, làm cho nắp bình dần dần lún xuống, quá trình đó cứ tiếp tục mãi cho đến lúc gradien thủy lực giảm xuống bằng không và nước trong bình không thoát ra ngoài nữa. Lúc đó, lò xo bị nén đến mức tối đa và nắp bình ngừng lún. Như vậy, tại thời điểm bất kỳ khi $0 < t < \infty$ ứng suất do tải trọng ngoài gây ra gồm hai phần, ứng suất hữu hiệu p_h (do lò xo tiếp thu) và ứng suất trung tính p_w (do nước tiếp thu), tức là:

$$p = p_h + p_w \quad (\text{III} - 75)$$

Ở đây, nếu coi nước trong bình như là mô hình hóa của nước trong đất, các lò xo coi như là cốt đất và các lỗ của nắp pistông coi như lỗ rỗng trong đất. Thì rõ ràng là hoạt động của mô hình trên đây nói lên tương tự quá trình cố kết của đất sét bão hòa nước trong thực tế của nền công trình.

Theo mô hình này có thể nhận thấy rằng, khi có tải trọng công trình tác dụng, trong nền đất có xảy ra sự phân bố lại ứng suất, sức chống kháng của cốt đất tăng lên dần theo thời gian cùng với sự tăng của ứng suất do cốt đất tiếp thu tải trọng

ngoài, chính phân tải trọng p_h mới làm cho các hạt đất xích lại gần nhau tức là làm cho nền đất lún xuống, cho nên muốn biết quan hệ giữa độ lún và thời gian, thì cần phải biết quan hệ giữa p_h và thời gian. Tuy vậy cũng có thể tìm quan hệ giữa p_w và thời gian đơn giản và dễ hơn.

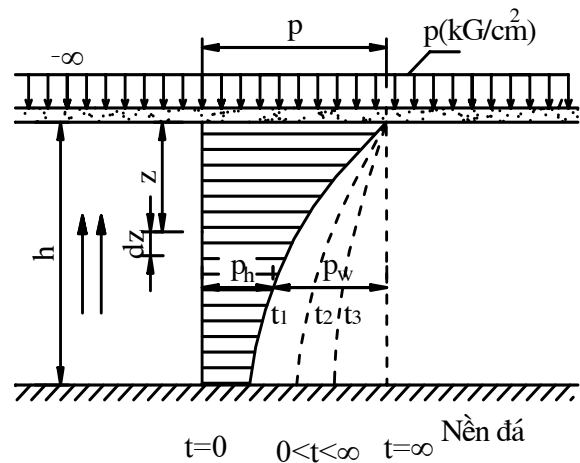
Thực tế đã cho thấy rằng, giữa các kết quả tính toán ra theo lý thuyết cổ kết thấm này và các số liệu thực đo ở hiện trường, đôi khi có những khác biệt lớn. Sở dĩ, như vậy là vì trong lý thuyết này chưa xét đến ảnh hưởng của một số nhân tố quan trọng (như: chưa xét đến sự thay đổi tính nén, trị số gradient thủy lực ban đầu, biến dạng từ biến của hạt đất, biến dạng của các thành phần trong đất và biến dạng tương hỗ giữa chúng với nhau v.v...) trong đó trước hết phải kể đến vai trò quan trọng của từ biến do tính nhớt các khung kết cấu gây ra.

Ngày nay, qua nhiều công trình nghiên cứu của nhiều tác giả trong và ngoài nước đã xác nhận rằng hiện tượng cổ kết của các đất dính no nước không chỉ phụ thuộc vào sự thoát nước tự do trong các lỗ rỗng, mà bao gồm hai quá trình chính: cổ kết thấm và biến dạng từ biến của các hạt đất. Theo phương hướng đó, nhiều tác giả như: V.A.Florin, V.G.Korotkin, N.NVcrigin, L.Renchilic, Ganillo, Trần Tống Cơ, R.E.Gibson v.v... đã tiến hành nghiên cứu và đã kiến nghị những lý thuyết hoặc công thức thực nghiệm, nhằm làm cho các kết quả lý luận phù hợp với thực tế hơn.

Để thành lập phương trình cơ bản của bài toán cổ kết thấm một chiều, làm cơ sở cho việc rút ra các công thức tính lún của nền đất theo thời gian sau này, đều xuất phát từ các giả thiết cơ bản sau đây:

- Đất ở trạng thái hoàn toàn bão hòa nước, trong đất không có khí kín hoặc nếu có thì cũng chỉ chiếm một thể tích khá nhỏ, có thể bỏ qua được.
- Nước trong lỗ rỗng và hạt đất xem như không nén được
- Quá trình thoát nước lỗ rỗng chỉ xảy ra theo chiều thẳng đứng.
- Tốc độ lún của đất chỉ phụ thuộc vào tốc độ thoát nước lỗ rỗng, không phụ thuộc vào các yếu tố khác.
- Tốc độ thấm của nước trong lỗ rỗng rất nhỏ, do đó có thể áp dụng được định luật Darcy trong tính toán quá trình cổ kết của đất.
- Hệ số thấm K và hệ số nén lún a của đất không thay đổi trong quá trình cổ kết.

Khi xét quá trình nén lún của một lớp đất sét bão hòa nước, có chiều dày là h , dưới tác dụng tải trọng phân bố đều kín khắp (tương tự bài toán nén lún một chiều - khi nén mẫu đất sét no nước trong thiết bị không cho cho nở hông, trong thiết bị này tấm đá thấm lót dưới mẫu được thay bằng một tấm kim loại. Do đó, nước chỉ



Hình III-19: Sơ đồ tính toán trong trường hợp bài toán cổ kết thấm một chiều

thoát ra theo chiều đi lên mà thôi) thì tại các thời điểm khác nhau biểu đồ phân bố áp lực hữu hiệu p_h [hoặc áp lực trung tính p_w có dạng đường cong như hình (III - 19)].

Để xác định trị số của các áp lực này, một số tác giả như K.Terzaghi, N.M.Gerxovanov và V.A.Florin đã dựa vào giả thiết cơ bản là: *lượng tăng lưu lượng nước bằng lượng giảm độ rỗng của đất*. Nếu xét lớp đất phân tố có chiều dày dz và diện tích tiết diện ngang bằng một đơn vị, nằm trong khối đất ở độ sâu z , theo giả thiết trên có thể viết:

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{\partial n}{\partial t} \quad (III - 76)$$

Trong đó: q và n - là lưu lượng nước và độ rỗng của đất.

Công thức (III - 76) là phương trình cơ bản của lý thuyết cố kết thấm đồng thời cũng là trường hợp đặc biệt của phương trình vi phân liên tục trong bài toán không gian về chuyển động của nước ngầm do viện sĩ N.N.Pavlovski đưa ra (1922).

Theo định luật thấm của Darcy thì lưu lượng nước q thấm qua khối đất phân tố tỷ lệ thuận với tốc độ thấm V và tiết diện F mà dòng thấm đi qua, tức là:

$$q = v \cdot F = K_z \cdot \frac{\partial H}{\partial z} ; \quad (\text{do } F = 1 \times 1) \quad (III - 77)$$

Trong đó: K_z : hệ số thấm theo trục z

H : cột nước áp tác dụng ở mặt cắt đang xét, chính bằng chiều cao của cột nước trên mặt cắt ấy.

$$H = \frac{p_w}{\gamma_0} \quad \text{hay} \quad \frac{\partial H}{\partial z} = \frac{1}{\gamma_0} \cdot \frac{\partial p_w}{\partial z} \quad (III - 78)$$

Trong đó: γ_0 : trọng lượng riêng của nước.

Thay công thức (III - 78) vào (III - 77) sau đó lấy vi phân q theo z sẽ được:

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{K_z}{\gamma_0} \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \quad (III - 79)$$

Mặt khác theo định nghĩa của độ rỗng là:

$$n = \frac{V_r}{V} = \frac{e}{1 + e} \quad (III - 80)$$

Trong quá trình nén đất hệ số rỗng e thay đổi (giảm đi) nhưng vì trị số $(1 + e)$ về tỷ lệ mà xét, thì thay đổi ít hơn so với bản thân e và để đơn giản trong việc lấy đạo hàm cho nên có thể coi mẫu số trong công thức (III - 80) là không đổi và bằng $(1 + e_{tb})$, trong đó e_{tb} là hệ số rỗng trung bình tính theo hệ số rỗng trước và sau khi chịu tải trọng. Từ đó có thể viết phương trình (III - 80) dưới dạng gần đúng như sau:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{1}{1 + e_{tb}} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (III - 81)$$

Từ định luật nén lún của đất (công thức III - 5) có thể viết :

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -a \cdot \frac{\partial p_h}{\partial t} \quad (\text{III - 82})$$

Theo công thức (III - 75) có thể viết:

$$p_h = p - p_w \text{ hay } \frac{\partial p_h}{\partial t} = - \frac{\partial p_w}{\partial t} \quad (\text{III - 83})$$

Thay công thức (III - 83) và (III - 82) vào (III - 81) sẽ được:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{a}{1 + e_{tb}} \cdot \frac{\partial p_w}{\partial t} \quad (\text{III - 84})$$

Thay công thức (III - 84) và (III - 79) vào phương trình cơ bản của lý thuyết thấm (III - 76) ta có:

$$- \frac{K_z}{\gamma_0} \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} = - \frac{a}{1 + e_{tb}} \cdot \frac{\partial p_w}{\partial t} \quad (\text{III - 85})$$

$$\text{hay: } \frac{\partial p_w}{\partial t} = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb})}{\gamma_0 \cdot a} \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \quad (\text{III - 86})$$

Nếu ký hiệu: $C_v = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb})}{\gamma_0 \cdot a}$: Hệ số cố kết thì công thức (III - 86) được viết

gọn dưới dạng sau:

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = C_v \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \quad (\text{III - 87})$$

Phương trình (III - 87) hoặc phương trình (III - 86) là phương trình vi phân cố kết thấm đối với đất sét bão hòa nước trong điều kiện bài toán một chiều, phương trình này cho phép xác định áp lực trung tính p_w (hay áp lực hữu hiệu p_h) của những điểm ở độ sâu z bất kỳ, tại thời điểm bất kỳ t , khi nền đất chịu tác dụng tải trọng không đổi.

4.2. Tính toán độ lún của nền đất theo thời gian trong điều kiện bài toán một chiều:

4.2.1. Trường hợp nền đồng nhất:

4.2.1.1. Trường hợp cơ bản:

Xét trường hợp đơn giản nhất, khi lớp đất có chiều dày h nằm trên một tầng cứng không thấm nước và chịu tác dụng của một tải trọng phân bố đều kín khắp trên mặt như hình (III - 19). Lúc này công thức tính toán áp lực trung tính p_w , được rút ra trên cơ sở của phương trình vi phân cố kết thấm (III - 87). Phương trình này là phương trình vi phân đạo hàm riêng loại Parabolic với các hệ số không đổi, tương tự như phương trình của bài toán truyền nhiệt. Nghiệm của nó có thể tìm được bằng cách tìm các nghiệm riêng, thỏa mãn các điều kiện biên và từ các nghiệm riêng đó tìm ra nghiệm tổng quát bằng những phương pháp toán học.

Trong trường hợp này các điều kiện ban đầu và điều kiện biên được thỏa mãn một cách dễ dàng, nếu dựa vào sự phân tích quá trình cố kết xảy ra trong lớp đất ấy.

Ở thời gian ban đầu, ngay khi gia tải thì toàn bộ tải trọng đều do nước trong các lỗ rỗng tiếp thu. Do đó, ở mọi điểm trong đất áp lực trung tính p_w có giá trị bằng cường độ P của tải tọng ngoài, ở các thời gian trung gian, ở ngay trên mặt đất là nơi thoát nước ra ngoài, áp lực trung tính của nước lỗ rỗng giảm xuống bằng không ($p_w = 0$), còn ở mặt tiếp xúc với tầng không thấm nước thì $\frac{\partial p_w}{\partial z}$ bằng không. Cuối cùng ở thời điểm $t = \infty$, thì mọi điểm trong nền đất áp lực trung tính của nước lỗ rỗng hoàn toàn tiêu tán và bằng không. Các điều kiện ban đầu và điều kiện biên có thể viết gọn như sau:

$$\left. \begin{aligned} \text{Khi } t = 0 \text{ và } 0 \leq z \leq h & \text{ thì } p_w = p \\ 0 < t < \infty \text{ và } z = 0 & \text{ thì } p_w = 0 \\ 0 < t < \infty \text{ và } z = h & \text{ thì } \frac{\partial p_w}{\partial z} = 0 \\ t = \infty \text{ và } 0 \leq z \leq h & \text{ thì } p_w = 0 \end{aligned} \right\} \quad \text{(III - 88)}$$

Nếu áp dụng phương pháp tách biến số để tìm các nghiệm riêng thỏa mãn các điều kiện (III - 88) và vận dụng lý thuyết chuỗi Fourier để từ các nghiệm riêng đó tìm ra nghiệm tổng quát, thì kết quả sau khi giải phương trình (III - 87) là:

$$p_w(z,t) = \frac{4P}{\pi} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i} \cdot e^{-i^2 \cdot N} \cdot \sin\left(\frac{i\pi \cdot z}{2 \cdot h}\right) \quad \text{(III - 89)}$$

Trong đó: $N = \frac{\pi^2 \cdot C_v}{4 \cdot h^2} \cdot t$ - Nhân tố thời gian

$p_w(z,t)$ - áp lực trung tính trong lỗ rỗng ở độ sâu z tại thời điểm t đang xét;

e - cơ số logarit tự nhiên

i - số nguyên lẻ.

Sau khi đã xác định được trị số áp lực trung tính thì có thể tìm được độ cố kết và độ lún của nền đất theo thời gian.

Thực vậy, độ lún của toàn bộ lớp đất có chiều dày h ở thời gian t sẽ là:

$$S_t = \int_0^h a_o \cdot p_h(z,t) dz \quad \text{(III - 90)}$$

hoặc: $S_t = a_o \int_0^h [p - p_w(z,t)] dz \quad \text{(III - 91)}$

Tương tự như trên, độ lún cuối cùng ứng với thời gian ổn định ($t = \infty$) sẽ là:

$$S_t = a_o \int_0^h p \cdot dz \quad \text{(III - 92)}$$

Từ đó công thức tính độ cố kết có thể xác định như sau:

$$U_t = \frac{S_t}{S_{t=\infty}} = 1 - \frac{\int_0^h p_w(z,t) dz}{\int_0^h p \cdot dz} \quad \text{(III - 93)}$$

Nếu thay $p_w(z,t)$ từ công thức (III-89) vào công thức (III-93) ta được:

$$U_{0,t} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} e^{-i^2 \cdot N} \tag{III - 94}$$

Vì chuỗi hội tụ nhanh nên chỉ cần lấy một số hạng đầu tiên cũng đủ chính xác, tức là:

$$U_{0,t} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot e^{-N} \tag{III - 94a}$$

Công thức (III - 94) là công thức dùng để xác định độ cố kết U_t trong trường hợp trên mặt đất tác dụng tải trọng phân bố đều kín khắp, mà trong cơ học đất quy ước gọi là trường hợp 0.

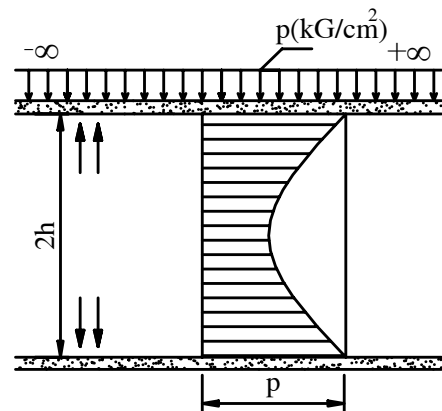
Trị số độ lún trong trường hợp này sẽ là:

$$S_t = a_o \cdot h \cdot p \cdot \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} \cdot e^{-i^2 \cdot N} \right] \tag{III - 95}$$

Cũng cần chú ý rằng, bài toán cố kết thấm đang xét (Hình III - 19) hoàn toàn tương đương với bài toán cố kết thấm khi lớp đất có chiều dày $2h$ nằm ở giữa hai lớp thoát nước và chịu tác dụng tải trọng phân bố đều kín khắp trên mặt đất (Hình III - 20).

Trong trường hợp này nước tự do trong các lỗ rỗng sẽ thấm theo cả hai chiều lên trên và xuống dưới.

Để tính toán áp lực nước lỗ rỗng vẫn có thể dùng công thức (III - 89) nhưng với sự chú ý rằng, trị số h ở đây là một nửa chiều dày của lớp đất cố kết chứ không phải là toàn bộ chiều dày lớp đất như trong trường hợp 0 trên.



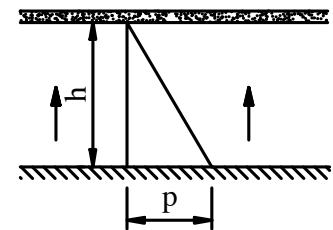
Hình III-20

4.2.1.2. Các trường hợp tải trọng khác:

Ngoài sơ đồ cố kết (trường hợp 0) đã trình bày ở trên, trong thực tế khi tính lún của nền đất theo thời gian còn gặp một số sơ đồ khác nữa, được quy ước là trường hợp I, trường hợp II, trường hợp 0 - I và trường hợp 0 -II.

Nguyên tắc chung để giải bài toán cố kết thấm ứng với các sơ đồ cố kết giới thiệu ở trên, là dựa vào phương trình vi phân cố kết thấm (III - 86) và căn cứ vào các điều kiện biên ứng với mỗi trường hợp trên ta có:

Trường hợp I: ứng với khi đất lún dưới tác dụng của trọng lượng bản thân. Biểu đồ phân bố ứng suất cuối cùng lúc này không có dạng hình chữ nhật- trường hợp 0, mà có dạng hình tam giác đỉnh quay lên trên (Hình III - 21) cũng bằng cách



Hình III-21: Trường hợp I

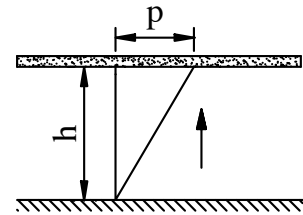
tương tự như trường hợp 0, người ta đã tìm được công thức tính toán trị số áp lực trung tính $p_w(z,t)$ độ cố kết $U_{1,t}$:

$$p_w(z,t) = \frac{8}{\pi^2} \cdot p \cdot \sum_{i=1,3,5,\dots}^{i=\infty} \frac{1}{i^2} \cdot \sin\left(\frac{i\pi}{2}\right) \cdot \sin\left(\frac{i\pi \cdot z}{2h}\right) \cdot e^{-i^2 N} \quad (III-96)$$

Độ cố kết :

$$U_{1,t} = 1 - \frac{32}{\pi^3} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{i=\infty} \frac{1}{i^3} \cdot \sin\left(\frac{i\pi}{2}\right) \cdot e^{-i^2 \cdot N} = 1 - \frac{32}{\pi^3} \cdot e^{-N} \quad (III-97)$$

- Trường hợp II: Trong thực tế, ứng với trường hợp khi 1 lớp đất lún dưới ảnh hưởng của tải trọng cục bộ tác dụng trên bề mặt, lúc này biểu đồ ứng suất do tải trọng ngoài gây ra có dạng hình tam giác đỉnh quay xuống dưới (Hình III - 22). Tương tự như trên, các trị số cần thiết để tính toán có thể viết dưới dạng sau:



Hình III-22: Trường hợp II

Trị số áp lực trung tính:

$$p_w(z,t) = \frac{4p}{\pi} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{i=\infty} \frac{1}{i^2} \cdot \left[1 - \frac{2}{i\pi} \sin\left(\frac{i\pi}{2}\right) \right] \cdot \sin\left(\frac{i\pi z}{2h}\right) \cdot e^{-i^2 N} \quad (III - 98)$$

Độ cố kết:

$$U_{2,t} = 1 - \frac{16}{\pi^2} \cdot \sum_{i=1,3,5,\dots}^{i=\infty} \frac{1}{i^2} \cdot \left[1 - \frac{2 \sin\left(\frac{i\pi}{2}\right)}{i\pi} \right] \cdot e^{-i^2 N} = 1 - \frac{16}{\pi^2} \left(1 - \frac{2}{\pi}\right) \cdot e^{-N} \quad (III - 99)$$

So sánh các công thức (III - 94), (III - 97) và (III - 99), có thể thấy rằng độ cố kết giữa các trường hợp 0, trường hợp I và trường hợp II có sự liên hệ với nhau và được biểu thị qua công thức đơn giản sau đây:

$$U_{2,t} = 2 \cdot U_{0t} - U_{1,t} \quad (III - 100)$$

Dựa vào công thức (III - 100), cho phép có thể xác định trực tiếp độ cố kết trường hợp II qua độ cố kết của trường hợp 0 và trường hợp I, các trị số U_{0t} và $U_{1,t}$ có thể tra ở bảng (III - 9).

Trong thực tế, để tiện cho việc tính toán theo các trường hợp cụ thể, có thể dùng bảng (III - 10), trong đó trị số của N phụ thuộc vào độ cố kết U_t . Nếu đã biết trước được trị số của U_t thì có thể tìm ngay được trị số của N tương ứng với trường hợp khảo sát và ngược lại.

Bảng III - 9: Trị số của U_{0t} và U_{1t}

N	U_t		N	U_t	
	$U_{0,t}$	$U_{1,t}$		$U_{0,t}$	$U_{1,t}$
0,01	0,115	0,013	0,70	0,597	0,488
0,10	0,230	0,082	0,80	0,636	0,536

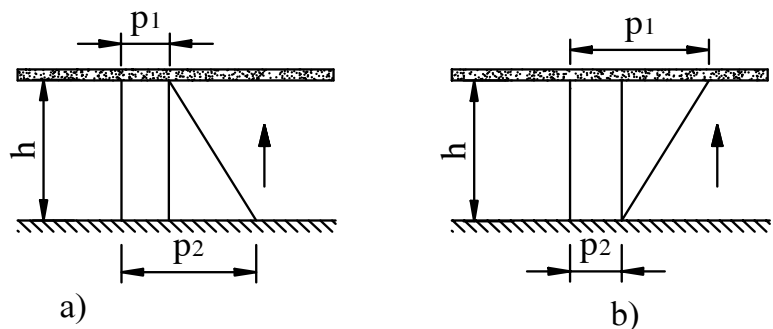
0,20	0,321	0,161	1,00	0,702	0,620
0,30	0,393	0,238	1,50	0,819	0,770
0,40	0,454	0,303	2,00	0,890	0,860
0,50	0,507	0,374	2,50	0,933	0,915
0,60	0,555	0,434	3,00	0,960	0,949

Bảng III - 10: Trị số của N để tính lún theo thời gian

U _t	Trị số của N ứng với sơ đồ			U _t	Trị số của N ứng với sơ đồ			U _t	Trị số của N ứng với sơ đồ		
	0	1	2		0	1	2		0	1	2
0,05	0,05	0,06	0,002	0,40	0,31	0,55	0,13	0,75	1,18	1,42	0,88
0,10	0,02	0,12	0,005	0,45	0,39	0,63	0,18	0,80	1,40	1,64	1,08
0,15	0,04	0,18	0,010	0,50	0,49	0,73	0,24	0,85	1,69	1,93	1,36
0,20	0,08	0,25	0,020	0,55	0,59	0,84	0,32	0,90	2,65	2,35	1,77
0,25	0,12	0,31	0,04	0,60	0,71	0,95	0,42	0,95	2,80	3,17	2,54
0,30	0,17	0,39	0,06	0,65	0,84	1,10	0,54	1,00			
0,35	0,24	0,47	0,090	0,70	1,00	1,24	0,69				

- Trường hợp 0-I và 0-II:

Nếu tải trọng tác dụng trên nền đất là một tổ hợp của các tải trọng ứng với trường hợp 0 và I hoặc II thì biểu đồ phân bố ứng suất sẽ có dạng hình thang.



Hình III-23: a) Trường hợp 0-I; b) Trường hợp 0-II

- Trường hợp 0-I: tương ứng với khi nền đất lún, dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều kín khắp và do trọng lượng bản thân (Hình III - 23a)

- Trường hợp 0-II: tương ứng với khi nền đất lún dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều kín khắp và tải trọng cục bộ trên mặt đất (Hình III - 23.b)

Độ cố kết U_t đối với các trường hợp 0-I và 0-II thì có thể tính được dựa vào bảng (III-11) và dựa vào các liên hệ sau:

$$\text{Trường hợp 0-I: } N_{0-I} = N_0 + (N_1 - N_0) \cdot J \quad \text{(III - 101)}$$

$$\text{Trường hợp 0-II: } N_{0-II} = N_2 + (N_0 - N_2) \cdot J' \quad \text{(III - 102)}$$

Các hệ số J và J' trong các công thức trên phụ thuộc vào tỷ số $v = \frac{p_1}{p_2}$. Trong đó p_1 áp lực nén ở mặt trên; p_2 : áp lực nén ở mặt dưới và có thể tra trong bảng (III - 11).

Bảng III - 11: Trị số của J và J'

Đối với sơ đồ 0-1				Đối với sơ đồ 0-2			
V	J	v	J	v	J'	v	J'
0,0	1,00	0,5	0,36	1,0	1,00	7,0	0,30
0,1	0,84	0,6	0,27	1,5	0,83	9,0	0,25
0,2	0,69	0,7	0,19	2,0	0,71	12,0	0,20
0,3	0,56	0,8	0,12	3,0	0,55	15,0	0,15
0,4	0,45	0,9	0,06	4,0	0,45	20,0	0,13
0		1,0	0,00	5,0	0,39		

Nhìn chung khi tính toán độ lún của đất nền theo thời gian, trong thực tế thường gặp hai trường hợp sau đây:

- Yêu cầu xác định độ cố kết U_t và độ lún S_t của đất nền nếu đã biết thời gian cố kết t. Trong trường hợp này, dựa vào các số liệu đã cho (như các đặc trưng a, K_z , e, h) có thể xác định được hệ số cố kết C_v theo công thức (III - 86) và trị số N. Sau khi đã xác định được N, dựa vào sơ đồ cố kết tương ứng với trường hợp bài toán cụ thể và dùng bảng (III - 9) hoặc bảng (III - 10) có thể tính toán được độ cố kết U_t và do đó xác định được độ lún theo thời gian S_t .

- Trường hợp ngược lại so với trên nếu thời gian t cố kết chưa biết, nhưng độ cố kết U_t đã được xác định thì có thể tìm được trị số tương ứng với sơ đồ cố kết thông qua U_t và dựa vào bảng (III - 9) và (III - 10). Sau khi đã biết trị số N, có thể tìm được thời gian cố kết t.

Ví dụ III - 4: Xác định độ lún của một lớp đất sét đồng nhất trên nền đá cứng không thấm ứng với thời gian 1 năm và 5 năm sau, cho biết tải trọng tác dụng lên lớp đất phân bố đều kín khắp với cường độ $p = 2\text{kG/cm}^2$. Lớp đất dày 5m, hệ số nén tương đối $a_0 = \frac{a}{1+e} = 0,01 \text{ cm}^2/\text{kG}$, hệ số thấm $K_z = 1 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$

Trình tự tính toán như sau:

- Trước tiên cần xác định sơ đồ cố kết, ở đây là sơ đồ "0"

- Xác định trị số: $N = \frac{\pi^2 \cdot C_v}{4 \cdot h^2} \cdot t$

$$C_v = \frac{K_z \cdot (1+e_1)}{a \cdot \gamma_0} = \frac{K_z}{a_0 \cdot \gamma_0} = \frac{1 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^7}{0,01 \cdot 0,001} = 30000 \text{ cm}^2/\text{năm}$$

$$(1 \text{ cm/s} = 3 \cdot 10^7 \text{ cm/năm})$$

Nên: $N = \frac{3,14^2 \cdot 30000}{4.500^2} \cdot t = 0,3t$

- Tính U_t ứng với $t = 1$ năm

Biết $N = 0,3 \cdot 1 = 0,3$, từ bảng (III - 9) tra ra được $U_{ot} = 0,393$

- Tính U_t ứng với $t = 5$ năm

Biết $N = 0,3 \cdot 5 = 1,5$; từ bảng (III - 9) tra ra được $U_{ot} \approx 0,819$

- Tính độ lún ổn định của lớp đất

$$S = a_o \cdot h \cdot p = 500 \cdot 0,01 \cdot 2,0 = 10\text{cm}$$

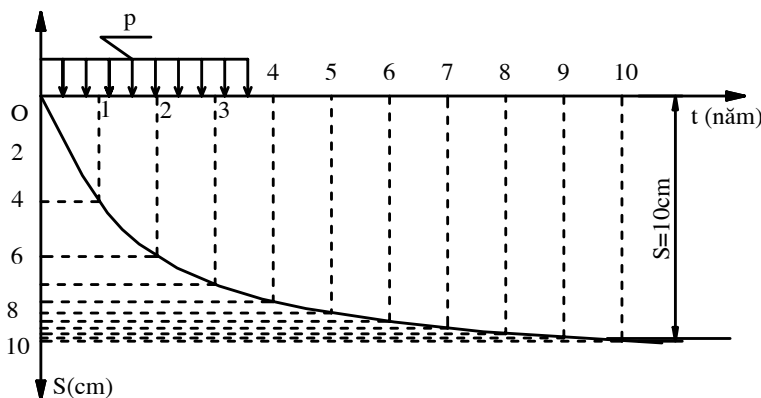
- Tính độ lún S_t ứng với $t = 1$ năm và $t = 5$ năm theo công thức (III - 95)

$$S_t = U_t \cdot S$$

Để vẽ được đường quá trình lún $S_t \sim t$ (Hình III-24) có thể tính thêm các thời gian tương ứng và kết quả như bảng (III - 12)

Bảng (III - 12)

t	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10 năm
N	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5	1,8	2,1	2,4	2,3	3,0
U_t	0,393	0,555	0,76	0,819	0,87	0,89	0,80	0,93	0,95	0,960
S_t	3,93	5,55	6,7	7,6	8,19	6,7	8,9	9,0	9,5	9,6 (cm)



Hình III-24: Biểu đồ quan hệ S-t trong ví dụ III-4

Ví dụ III - 5: Tính độ lún theo thời gian của một lớp đất sét đồng nhất dày 8m, nằm trên lớp đá không thấm nước. Ứng suất phân bố theo dạng hình thang từ $p_1 = 2,4 \text{ kG/cm}^2$ ở mặt trên đến $p_2 = 1,6 \text{ kG/cm}^2$ ở độ sâu $z = 8\text{m}$. Cho biết hệ số rỗng trung bình của đất ứng với lúc ban đầu là $e_1 = 0,88$ và ứng với áp lực $p = 2 \text{ kG/cm}^2$ là $e_2 = 0,83$ hệ số thấm của đất $K = 0,6 \cdot 10^{-10} \text{ cm/s}$

+ Trình tự cách giải như sau:

- Trước tiên cần xác định sơ đồ cố kết ở đây thuộc sơ đồ 0-II

- Xác định trị số $N_{0-II} = \frac{\pi^2 \cdot K(1 + e_{tb})}{4h^2 \cdot \gamma_0 \cdot a} \cdot t$

Trong đó: $a = \frac{e_1 - e_2}{P} = \frac{0,88 - 0,83}{2,0} = 0,025 \text{ cm}^2/\text{kG}$

$$K = 0,6 \cdot 10^{-8} \text{ cm/S} = 0,6 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^7 \text{ cm/năm} = 1,8 \cdot 10^{-1} \text{ cm/năm}$$

Vậy:

$$N_{0-II} = \frac{3,14^2 \cdot 1,8 \cdot 10^{-1} \cdot (1 + 0,855)}{4.800^2 \cdot 0,025 \cdot 0,001} = \frac{1}{19} \cdot t \Rightarrow t = 19 \cdot N_{0-II}$$

- Tỷ số : $v = \frac{p_1}{p_2} = \frac{2,4}{1,6} = 1,5$ - từ bảng (III - 11) tra ra ta được $J' = 0,83$

- Tính độ lún ổn định của lớp đất:

$$S = h \cdot \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} = 800 \cdot \frac{0,88 - 0,83}{1 + 0,88} = 21,3 \text{ cm}$$

Ta tự cho: $U_t = 0,25$. Vậy $S_t = S \cdot U_t = 21,3 \cdot 0,25 = 5,3 \text{ cm}$

Ứng với $U_t = 0,25$ tra bảng (III - 10) được $N_0 = 0,12$ và $N_2 = 0,04$

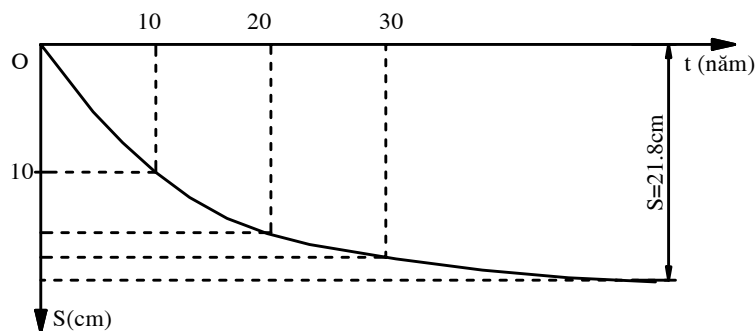
$$N_{0-II} = N_{II} + (N_0 - N_{II}) \cdot J' = 0,04 + (0,12 - 0,04) \cdot 0,83 = 0,105$$

Do đó: $t_{0,25} = 19 \cdot N_{0-II} = 19 \cdot 0,105 = 2 \text{ năm}$

Bằng cách tính tương tự ta có:

$U_t = 0,5$;	$S_t = 10,7 \text{ cm}$;	$t_{0,5} = 8,5 \text{ năm}$
$U_t = 0,75$;	$S_t = 16,0 \text{ cm}$;	$t_{0,75} = 21,5 \text{ năm}$
$U_t = 0,85$;	$S_t = 18,1 \text{ cm}$;	$t_{0,85} = 31,0 \text{ năm}$

Trên cơ sở các kết quả tính toán, có thể xây dựng đường cong của sự phụ thuộc giữa độ lún và thời gian (Hình III - 25)

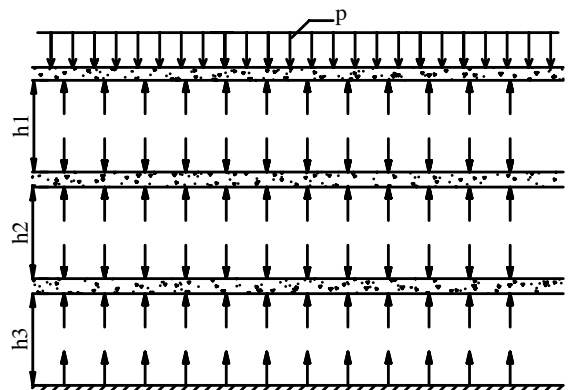


Hình III-25: Cho ví dụ III-5

4.2.2. Trường hợp nền đất gồm nhiều lớp:

Khi nền đất gồm nhiều lớp đất có tính chất khác nhau việc xác định độ lún theo thời gian trở thành vấn đề rất phức tạp so với nền đất đồng nhất.

Trong trường hợp đơn giản, khi giữa các lớp đất sét có xen kẽ các lớp đất cát (Hình III - 26) thì quá trình cố kết của toàn bộ nền đất sẽ bao gồm quá trình cố kết của từng lớp đất riêng rẽ nằm trong phạm vi chịu nén.



Hình III-26: Trường hợp nền nhiều lớp

Để tính toán độ lún theo thời gian của từng lớp đất, có thể sử dụng các công thức đã giới thiệu ở phần trên. Đối với các trường hợp khác, người ta có thể dùng phương pháp sai phân hoặc phương pháp lớp tương đương để giải bài toán cố kết. Tất cả các phương án nêu ra trên chỉ là các phương pháp gần đúng, trong đó phương pháp sai phân được dùng rộng rãi hơn vì có thể lập chương trình cho máy tính điện tử, còn phương pháp lớp tương đương tuy đơn giản nhưng kém chính xác.

Phương pháp sai phân:

Nội dung cơ bản của phương pháp sai phân là thay thế các đại lượng vi phân vô hạn bằng các đại lượng sai phân hữu hạn và biến đổi phương trình vi phân thành phương trình sai phân rồi sau đó dùng các phương pháp toán giải tích thông thường để tìm ra nghiệm tổng quát.

Trước tiên hãy khảo sát trường hợp đơn giản nhất là trường hợp bài toán một chiều trong nền đồng nhất.

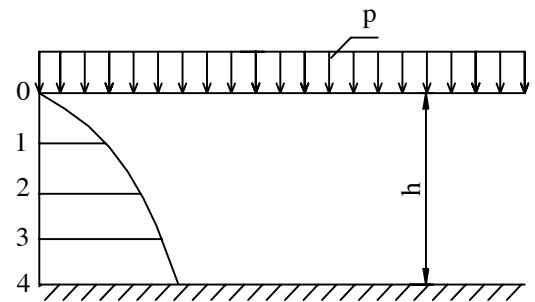
Để giải bài toán cố kết theo phương pháp sai phân, cần thực hiện theo các bước như sau:

- Khi dùng phương pháp này, cần phải biến đổi phương trình vi phân cố kết thấm (III-86) biểu diễn dưới áp lực nước lỗ rỗng p_w , thành phương trình cố kết biểu diễn dưới dạng cột nước áp H . Phương trình (III-86) khi đó sẽ là:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = C_v \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \tag{III - 103}$$

Trong đó: $H = \frac{p_w}{\gamma_0}$

- Chia lớp đất chịu nén thành nhiều lớp nhỏ có chiều dày bằng nhau bởi những mặt cắt ngang tại các độ sâu: $z_0 = 0$; $z_1 = \Delta z$; $z_2 = 2\Delta z$ v.v..... Các điểm cần xác định trị số cột nước áp là giao điểm giữa các mặt cắt ngang với trục z . ở mỗi điểm, trị số cột nước áp được tính toán với các thời gian khác nhau. $t_0 = 0$; $t_1 = \Delta t$; $t_2 = 2\Delta t$; v.v... (Hình III - 27).



Hình III-27

- Ký hiệu cột nước áp tại điểm K ở thời gian t là $H_{t,k}$; cột nước áp tại điểm đó ở thời gian tiếp theo sau đó là $H_{t+1,k}$. Các cột nước áp tại hai điểm lân cận ở thời gian t ký hiệu là $H_{t, k-1}$ và $H_{t,k+1}$.

- Chuyển các đại lượng vi phân vô hạn thành các đại lượng sai phân hữu hạn. Khi đó có thể viết như sau:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{H_{t+1,k} - H_{t,k}}{\Delta t} \tag{III-104}$$

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \frac{\frac{H_{t,k+1} - H_{t,k}}{\Delta z} - \frac{H_{t,k} - H_{t,k-1}}{\Delta z}}{\Delta z} = \frac{1}{\Delta z^2} \cdot (H_{t,k+1} + H_{t,k-1} - 2H_{t,k}) \tag{III-105}$$

Thay các công thức (III-104) và (III-105) vào công thức (III-103) sau khi biến đổi được là:

$$H_{t+1,k} = (1 - 2\alpha) \cdot H_{t,k} + \alpha(H_{t,k+1} + H_{t,k-1}) \quad (\text{III} - 106)$$

Trong đó:

$$\alpha = C_v \cdot \frac{\Delta t}{\Delta z^2} \quad (\text{III} - 107)$$

Trong tính toán cụ thể, theo V.A.Florin, đối với bài toán một chiều, trị số α nên lấy bằng 0,5. Khi đó công thức (III - 106) sẽ là:

$$H_{t+1,k} = \frac{H_{t,k+1} + H_{t,k-1}}{2} \quad (\text{III} - 108)$$

Tức là giá trị cột nước áp H tại một số điểm nút K và ở một thời gian $t + 1$ bất kỳ bằng trị số trung bình số học của các giá trị cột nước áp ứng với thời gian $t = 0$. Sau đó áp dụng công thức (III - 108) để lập bảng tính toán trị số cột nước áp ứng với thời gian $t_1 = \Delta t$. Tiếp theo, với các kết quả tính lại lập bảng cho thời gian $t_2 = 2\Delta t$ v.v... Căn cứ vào các trị số H đã tìm được, có thể vẽ được biểu đồ phân bố áp lực nước lỗ rỗng ở thời gian bất kỳ.

Khi nền đất gồm hai lớp hoặc ba lớp, cách giải quyết căn bản không có gì khác. Chẳng hạn, khảo sát nền đất gồm hai lớp và giả thiết rằng đáy của lớp thứ hai không thấm nước.

Nếu gọi, $K_{1,z}$ là hệ số thấm lớp thứ nhất và $K_{2,z}$ là hệ số thấm của lớp thứ hai và nếu chọn $\alpha = 0,5$ thì từ công thức (III - 107) có thể viết:

Đối với lớp thứ nhất:

$$\frac{K_{1z} \cdot (1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\Delta t_1}{\Delta z^2} = 0,5 \quad (\text{III} - 109)$$

Đối với lớp thứ hai:

$$\frac{K_{2z} (1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\Delta t_2}{\Delta z^2} = 0,5 \quad (\text{III} - 110)$$

Từ các công thức (III - 109) và (III - 110) rút ra:

$$\Delta t_1 = \Delta t_2 \cdot \frac{K_{2z}}{K_{1z}} \quad (\text{III} - 111)$$

Công thức (III - 111) dùng để xác định các khoảng thời gian cần thiết khi tính toán cột nước áp.

Dựa vào công thức (III - 108) có thể tính toán cột nước áp ở một thời điểm bất kỳ, trừ ở mặt phân giới giữa hai lớp. Để xác định cột nước áp ở mặt phân giới giữa hai lớp, có thể dựa vào điều kiện liên tục của dòng nước thấm, tức là:

$$K_{1z} \cdot \left(\frac{\partial H}{\partial z} \right)_1 = K_{2z} \cdot \left(\frac{\partial H}{\partial z} \right)_2 \quad (\text{III} - 112)$$

Nếu viết điều kiện (III - 112) dưới dạng sai phân thì ta có:

$$K_{1z} \cdot (H_{t,k} - H_{t,k-1}) = K_{2z} \cdot (H_{t,k-1} - H_{t,k}) \quad (III - 113)$$

Hoặc:

$$H_{t,k} = \frac{K_{1z} H_{t,k-1} + K_{2z} \cdot H_{t,k+1}}{K_{1z} + K_{2z}} \quad (III - 114)$$

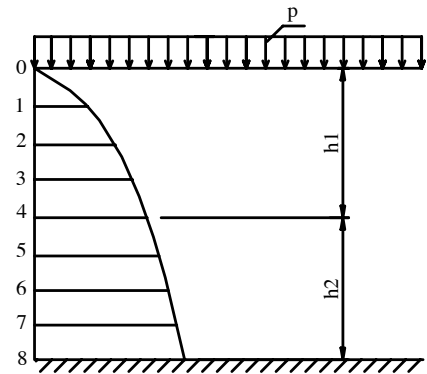
Nếu thay $K_{1z} = n \cdot K_{2z}$ thì công thức (III - 114) trở thành

$$H_{t,k} = H_{t,k+1} - \frac{H_{t,k+1} - H_{t,k-1}}{1 + \frac{1}{n}} \quad (III - 115)$$

Nếu trường hợp đang khảo sát ở đây như hình (III - 28) khi mặt phẳng phân giới trùng với điểm nút số 4 và $K_{1z} = 4 \cdot K_{2z}$, lúc đó công thức (III - 115) được viết như sau:

$$H_{t,4} = H_{t,5} - \frac{H_{t,5} - H_{t,3}}{1,25} \quad (III-116)$$

Công thức (III - 115) dùng để tính cột nước áp đối với các nút ở mặt phẳng phân giới giữa hai lớp đất. Kết quả áp dụng phương pháp sai phân cho phép có thể xác định và vẽ được biểu đồ áp lực nước lỗ rỗng ở thời gian bất kỳ đối với nền đất gồm hai lớp đất.



Hình III-28

4.3. Tính toán độ lún của nền đất theo thời gian trong điều kiện bài toán phẳng và bài toán không gian

Tính toán độ lún theo thời gian trong điều kiện bài toán phẳng và bài toán không gian thì phức tạp hơn nhiều so với bài toán một chiều.

Với chú ý tổng quát trong quá trình nén chặt các đất bão hòa, không những chỉ xảy ra chuyển động (thấm) của nước, mà còn xảy ra chuyển động ngược chiều của các hạt rắn, chuyển động đó cũng tuân theo định luật đường thấm của tính thấm (theo định luật gọi là định luật thấm tổng hợp) và căn cứ vào kết quả thực nghiệm giả thiết rằng với hình dạng bất kỳ của đường cong nén, lượng biến thiên hệ số rỗng chỉ phụ thuộc vào tổng ứng suất chính Θ' , và dựa vào cơ sở phương trình vi phân liên tục chuyển động của nước ngầm do N.N.Paviovxki lập ra V.A.Florin đã rút ra phương trình vi phân cố kết thấm đối với đất sét bão hòa nước trong bài toán phẳng và bài toán không gian như sau:

- Đối với bài toán phẳng:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{2 \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\partial \Theta'}{\partial t} + C'_z \nabla^2 H \quad (III - 117)$$

Trong đó: $C'_z = \frac{K_z \cdot (1 + \xi_0)}{2a_0 \cdot \gamma_0} \quad (III - 118)$

ξ_0 : hệ số áp lực hông của đất ở trạng thái tĩnh

Θ' : tổng ứng suất chính ở điểm khảo sát tải trọng ngoài gây ra;

$\nabla^2 H$: toán tử Laplace đối với hàm số của cột nước áp H

$$\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \quad (\text{III - 119})$$

- Đối với bài toán không gian:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{3 \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\partial \Theta'}{\partial t} + C''_z \nabla^2 H \quad (\text{III - 120})$$

Trong đó:

$$C''_z = \frac{K_z \cdot (1 + 2 \cdot \xi_0)}{3 a_0 \cdot \gamma_0} \quad (\text{III - 121})$$

$$\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \quad (\text{III - 122})$$

$$a_0 = \frac{a}{1 + e_{tb}}$$

Để giải các bài toán phẳng và bài toán không gian trong lý thuyết cổ kết thấm hiện nay có thể dùng phương pháp tích phân bằng số hoặc phương pháp sai phân. Nếu dùng phương pháp sai phân thì trị số α lúc đó được chọn như sau:

- Đối với bài toán không gian:

$$\alpha = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb}) \cdot (1 + 2 \cdot \xi_0)}{3 a_0 \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta z^2} = \frac{1}{6} \quad (\text{III - 123})$$

- Đối với bài toán phẳng:

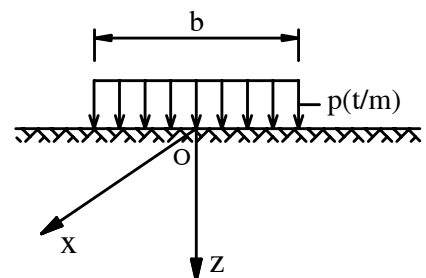
$$\alpha = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb}) \cdot (1 + \xi_0)}{2 \cdot a_0 \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta z^2} = \frac{1}{4} \quad (\text{III - 124})$$

Sau đây chỉ giới thiệu tóm tắt một số kết quả giải trong một số trường hợp cụ thể hay dùng trong thực tế:

4.3.1. Trường hợp tải trọng phân bố đều trên hình băng (bài toán phẳng):

Để tiến hành giải bài toán cổ kết trong trường hợp này, một số tác giả đã kiến nghị các phương pháp tính toán khác nhau theo V.A.Flovin, thì dùng phương pháp sai phân để tìm lời giải, còn N.N.Verigin đã cho kết quả dưới dạng giải tích (dạng chuỗi số). Trị số áp lực nước lỗ rỗng p_w trong trường hợp này đã được N.N.Verigin tìm ra bằng phương pháp dòng xoáy tuyến tính (được ông nghiên cứu ra cho bài toán thấm không ổn định quanh vai đập) và

được viết dưới dạng đơn giản sau đây (Hình III - 29):



Hình III - 29

$$P_w = \frac{P}{\pi b} \cdot W \left[\frac{W}{\sqrt{1+W^2}} \cdot \text{erf}(V \cdot \sqrt{1+W^2}) - \text{erf}(V, W) \exp(-V^2) \right] \quad (\text{III} - 125)$$

Hoặc:

$$\frac{p_w \cdot b}{p} = \frac{W}{\pi} \cdot \left[\frac{W}{\sqrt{1+W^2}} \cdot \text{erf}(V \cdot \sqrt{1+W^2}) - \text{erf}(V, W) \exp(-V^2) \right] \quad (\text{III} - 126)$$

Trong đó:

$$V = \frac{z}{2 \cdot \sqrt{C_z \cdot t}}; \quad W = \frac{b}{2} \quad (\text{III} - 127)$$

Tỷ số $\frac{p_w \cdot b}{p} \cdot 10^5$ phụ thuộc vào các tham số V và W có thể tra ở bảng (III-13)

Khi xác định cột nước cho bài toán cụ thể đầu tiên dựa vào những số liệu đã cho tính ra hệ số cố kết C_z của đất, sau đó xác định các đại lượng V và W, dựa vào các đại lượng V, W theo bảng (III-13) tìm được tỷ số $\frac{p_w \cdot b}{p} \cdot 10^5$ và bài toán đã được giải quyết.

Bảng III - 13: Trị số: $10^5 \cdot p_w \cdot b / p$

W \ V	0,10	0,20	0,50	1,00	2,00	5,00
α	317	1250	7120	22.500	90.600	156.000
1,00	136	541	3260	11.600	57.800	97.800
0,75	72,8	290	2300	6.600	36.200	65.400
0,50	25,7	103	63	246	16400	32.400
0,30	3,25	24,5	152	512	4.760	10.800
0,200	1,53	7,47	46	18,9	1.600	3.910
0,10	0,386	0,947	5,43	21,7	184	50
0,05	0,031	0,122	0,765	3,24	26,5	749

4.3.2. Trường hợp tải trọng phân bố đều trên diện chịu tải hình chữ nhật:

Đối với trường hợp lực phân bố đều trên diện chịu tải hình chữ nhật này, đã được R.E.Gibson và G.M.Namee tiến hành giải và đã cho công thức xác định độ cố kết U_c ở điểm góc diện chịu tải trong trường hợp nền đồng nhất:

$$U_c = \frac{\int_0^N \frac{1}{\sqrt{t}} \cdot \text{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} \cdot \text{erf} \frac{\lambda}{2\sqrt{t}} dt}{\int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{t}} \cdot \text{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} \cdot \text{erf} \frac{\lambda}{2\sqrt{t}} dt} \quad (\text{III} - 128)$$

Trong đó:

N : nhân tố thời gian $N = \frac{C''_z \cdot t}{L^2}$

L : chiều dài diện chịu tải

λ : tỷ số cạnh của diện chịu tải

t : thời gian kể từ thời điểm đặt tải trọng

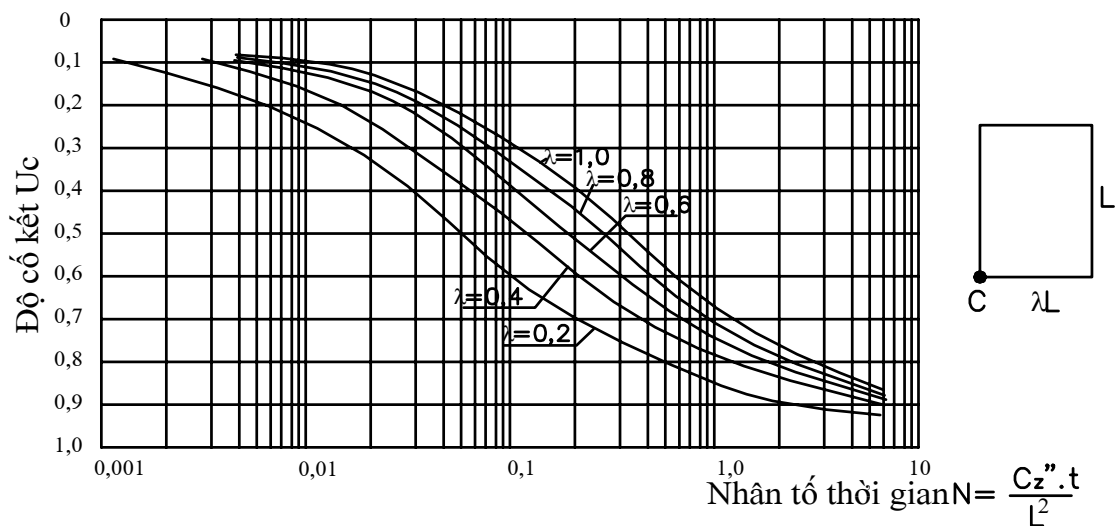
C''_z : hệ số cố kết tính theo công thức (III - 121)

Để tiện cho việc tính toán, các tác giả trên đã lập biểu đồ xác định độ cố kết U_c phụ thuộc vào nhân tố thời gian N đối với các trị số λ khác nhau (Hình III - 30).

Sau khi đã xác định được độ cố kết U_c thì có thể tính toán độ lún S_t tại điểm góc ở thời điểm bất kỳ:

$S_t = S_c \cdot U_c$ (III - 129)

S_c : độ lún tại góc của diện chịu tải tính theo công thức (III-64)



Hình III - 30: Biểu đồ xác định độ cố kết U_c ở điểm góc diện chịu tải

4.3.3. Trường hợp lực phân bố đều trên diện chịu tải hình tròn:

Đối với trường hợp này (Hình III - 31) N.N.Verigin đã cho lời giải có dạng đơn giản sau đây:

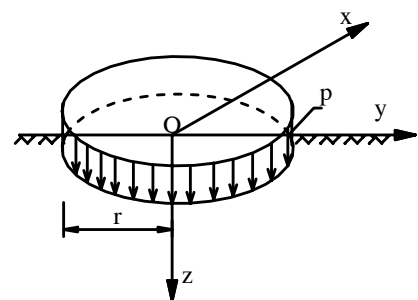
$p_w = p \cdot \left[\text{erf } V - \frac{1}{(\sqrt{1+W^2})} \cdot \text{erf} \left(V \sqrt{1+W^2} \right) \right]$ (III - 130)

Hoặc:

$\frac{p_w}{p} = \text{erf } V - \frac{1}{(\sqrt{1+W^2})} \cdot \text{erf} \left(V \sqrt{1+W^2} \right)$ (III - 131)

Trong đó:

$V = \frac{z}{2 \cdot (\sqrt{C_z \cdot t})}$, $W = \frac{r}{z}$



Hình III-31

r- bán kính hình tròn.

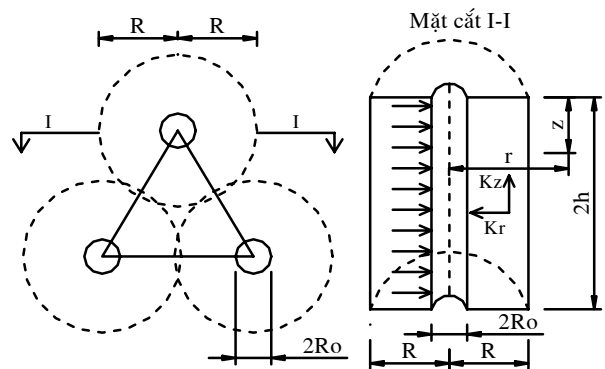
Tỷ số $p_w \cdot 10^5 / p$ phụ thuộc vào V và W có thể tra bảng (III - 14)

Bảng III - 14: Trị số $p_w \cdot 10^5 / p$

W \ V	0,10	0,20	0,50	1,00	2,00	5,00
∞	4,98	1940	10600	29.300	68.400	80.400
1,00	216	846	5020	16.800	52.600	63.700
0,75	117	456	2750	9850	39500	5.500
0,50	41,4	162	797	3780	21.200	32.400
0,30	10,4	39,2	240	938	6920	13.800
0,20	3,14	12,3	75,4	238	2390	5.500
0,10	0,403	1,67	9,52	43,7	332	873
0,05	0,0648	0,228	1,23	4,72	42,1	115

4.3.4. Trường hợp bài toán cố kết đối xứng:

Bài toán cố kết đối xứng trục được áp dụng để tính toán độ lún theo thời gian trong trường hợp nền đất có giếng cát bố trí theo phương thẳng đứng. Trong trường hợp này, nước lỗ rỗng sẽ thoát ra ngoài không những theo hướng thẳng đứng mà còn theo cả hướng bán kính của giếng cát. Do đó quá trình cố kết của nền đất được tiến hành nhanh hơn và đất mau chóng đạt đến giới hạn ổn định hơn.



Hình vẽ III-32

Trong trường hợp đơn giản, khi giả thiết rằng các đặc trưng của đất nền và tải trọng của công trình là không thay đổi theo thời gian ($a = \text{const}; K = \text{const}; p = \text{const}$). L.Rendulic đã kiến nghị phương trình vi phân cố kết đối xứng trục có dạng như sau : (Hình III-32).

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = C_z \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} + C_r \left(\frac{\partial^2 p_w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial p_w}{\partial r} \right) \tag{III - 132}$$

Trong đó: r - khoảng cách từ điểm đang xét đến trục z;

$$C_z = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_0} : \text{hệ số cố kết theo hướng trục.}$$

$$C_r = \frac{K_r \cdot (1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_0} : \text{hệ số cố kết theo hướng xuyên tâm.}$$

K_z và K_r : hệ số thấm của đất theo hướng thẳng đứng và theo hướng xuyên tâm.

Giáo sư N.Carillo đã giải phương trình (III - 132) với quan niệm rằng dòng chảy không gian hướng tâm có thể phân thành dòng chảy phẳng hướng tâm và dòng chảy tuyến tính. Sau khi giải phương trình trên N.Carillo đã đề nghị công thức xác định độ cố kết toàn phần có dạng như sau:

$$1 - U_t = (1 - U_r) \cdot (1 - U_z) \tag{III - 133}$$

Trong đó:

U_t : độ cố kết toàn phần của đất;

U_r và U_z : độ cố kết theo phương hướng tâm và phương thẳng đứng.

Các đại lượng U_r và U_z lấy bằng

$$U_r = F(N_r) \text{ và } U_z = F_1(N_z) \tag{III - 134}$$

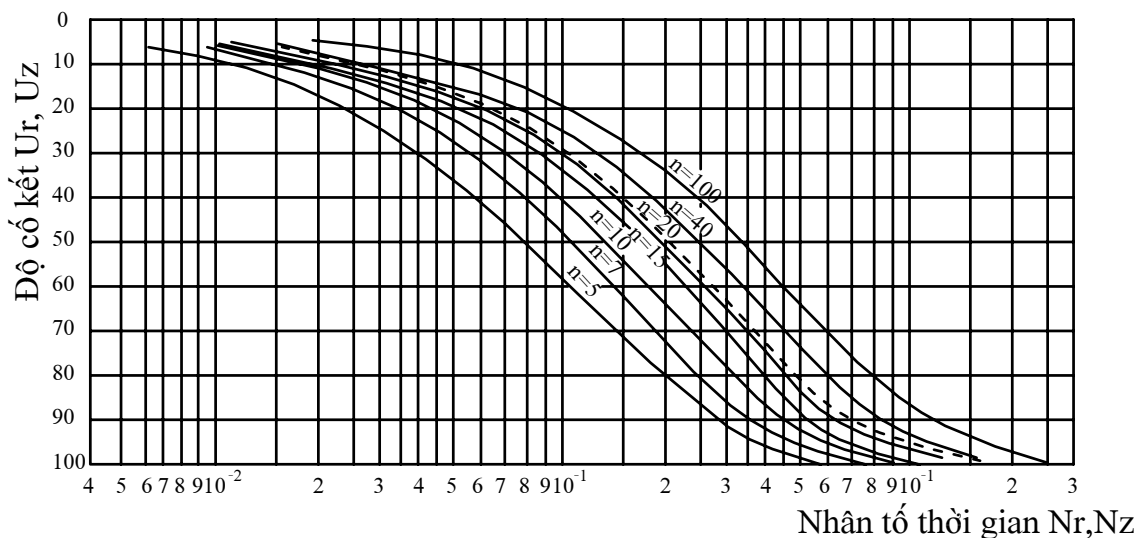
Trong đó: N_r và N_z : các thừa số thời gian tương ứng:

$$N_r = \frac{C_r}{4R^2} \cdot t ; \quad N_z = \frac{C_z}{h^2} \cdot t \tag{III - 135}$$

R : khoảng cách giữa các giếng cát thoát nước

h : chiều sâu lớp nén chặt

Để xác định các hàm số F và F_1 trong công thức (III - 134), K.Terzaghi đã đưa ra biểu đồ liên hệ giữa độ cố kết U_r và U_z với thừa số thời gian N (Hình III - 32) ở đó đường cong trung bình (chấm gạch) tương ứng với trị số U_r (với tỷ số $\frac{R}{R_0} = n = 10$ và với $n = 100$). Xác định được độ cố kết U_z và U_r rồi thì dễ dàng tính ra độ cố kết toàn phần của đất theo công thức (III - 133).



Hình III-33: Toán đồ xác định cố kết U_r , U_z theo N_r , N_z và $n=R/R_0$