

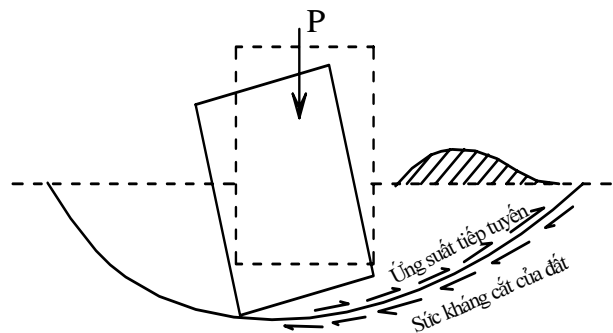
CHƯƠNG IV: CƯỜNG ĐỘ VÀ ỔN ĐỊNH CỦA NỀN ĐẤT

§1. KHÁI NIỆM CHUNG.

Muốn cho các công trình xây dựng sử dụng được bình thường, điều cần thiết là phải đảm bảo cho các công trình đó không làm việc ở trạng thái giới hạn. Theo quan niệm hiện nay, một công trình cùng với nền của nó được gọi là ở trạng thái giới hạn khi công trình bị mất ổn định (bị trượt, lật, đổ...), hoặc khi kết cấu công trình bị hư hỏng toàn bộ hoặc cục bộ ảnh hưởng tới việc sử dụng bình thường và an toàn của công trình. Như vậy khi tính toán và thiết kế công trình, cần phải phân biệt được hai trạng thái giới hạn: Trạng thái giới hạn về biến dạng và trạng thái giới hạn về cường độ và ổn định của nền.

Trong chương III đã nghiên cứu các biến dạng của nền có thể làm cho công trình lún quá mức, nghiêng quá mức, chênh lệch lún giữa các bộ phận của công trình quá mức, dẫn đến công trình không thể sử dụng hoặc khai thác bình thường được. Nhưng đất nền có thể bị phá hoại khi độ lún chưa phải là lớn lắm. Đó là kết quả của biến dạng trượt và trôi xung quanh móng.

Biến dạng trượt: Xuất hiện dưới tác dụng của ứng suất thành phần tiếp tuyến do trọng lượng bản thân của đất cũng như do trọng lượng của công trình gây ra. Biến dạng trượt có thể chỉ là sự chuyển vị ngang do phân bố đất này trượt lên phần đất khác mà không tạo thành mặt trượt. Biến dạng trượt còn có thể là sự chảy lưu biến rất chậm, dưới tác dụng của tải trọng



Hình IV-1

không đổi, trong trường hợp này mặt trượt biến thiên không rõ ràng và biến dạng trượt có thể là sự chuyển vị tương đối nhanh làm cho phần đất nọ trượt lên phần đất kia tạo thành một mặt trượt nhất định, khá rõ rệt. Trường hợp này xảy ra khi ứng suất tiếp tuyến đối với tất cả các mặt phân tử trên mặt trượt lớn hơn sức chống cắt cực đại của đất tại mặt trượt này (Hình IV-1). Vấn đề đặt ra ở đây là nền công trình phải được tính toán như thế nào để trong nền đất không xuất hiện biến dạng trượt và đảm bảo được độ ổn định của nền. Nói rõ hơn là, cần phải xác định sức chịu tải của nền đất, để từ đó khống chế tải trọng giới hạn của công trình được phép tác dụng lên nền đất. "*Cường độ tải trọng ngoài đặt trên nền đất sao cho trạng thái ứng suất trong đất không dẫn đến tình trạng biến dạng trượt phá hỏng nền đất gọi là cường độ chịu tải của đất, hay còn gọi là sức chịu tải của đất*".

Vấn đề nghiên cứu cường độ chịu tải của nền đất có một ý nghĩa thực tế rất lớn. Trong thiết kế công trình xây dựng, cách lựa chọn kiểu móng và độ sâu đặt móng v.v... đều phải dựa trên cơ sở đánh giá đúng đắn sức chịu tải của nền đất. Muốn công trình vừa vững chắc, bền lâu lại vừa tiết kiệm được vật liệu xây dựng và đỡ hao phí nhân công khi thi công, nhất định không thể không dựa vào cường độ chịu tải của đất nền được. Như vậy nội dung chủ yếu của vấn đề cường độ chịu tải là

gì? Như trên đã trình bày, khối đất bị trượt là do tại mặt trượt ứng suất cắt τ đã vượt quá sức chống cắt S của đất, như vậy rõ ràng cần phải xét đến hai yếu tố: sức chống cắt của đất và ứng suất tiếp tuyến của đất do tải trọng ngoài gây ra trong nền đất, và từ đó rút ra cường độ tải trọng ngoài cho phép tác dụng trên nền đất.

Muốn giải quyết đúng đắn vấn đề cường độ chịu tải của nền đất, cần kết hợp chặt chẽ ba biện pháp: Nghiên cứu lý luận, nghiên cứu thực nghiệm và quan trắc thực tế. Cơ sở lý luận khi nghiên cứu biến dạng trượt là lý thuyết đàn hồi - dẻo, hay nói một cách chính xác hơn là lý thuyết cân bằng cực hạn. Theo lý thuyết này, sự phá hủy độ ổn định của khối đất là do sự phát triển các biến dạng trượt trong phạm vi một vùng nhất định gọi là vùng biến dạng dẻo, còn sự mất ổn định của đất tại một điểm là sự xuất hiện biến dạng trượt hay biến dạng dẻo tại điểm đó thôi. Để hiểu biết được quy luật thành tạo và phát triển vùng biến dạng dẻo, trước hết cần xét xem trạng thái ứng suất của đất như thế nào để có thể xảy ra các quá trình biến dạng trượt và sức chống cắt của đất phụ thuộc vào những yếu tố nào?

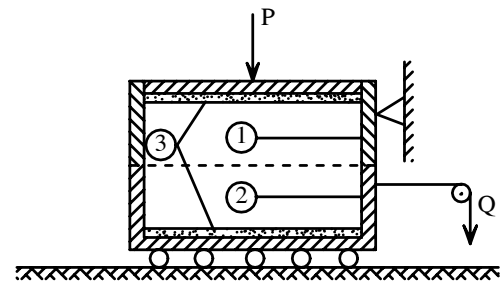
§2. SỨC CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT

Sức chống cắt của đất hay còn gọi là cường độ chống cắt của đất là lực chống trượt lớn nhất trên một đơn vị diện tích tại mặt trượt khi khối đất này trượt lên khối đất kia, nó là yếu tố chủ yếu quyết định đối với sự ổn định của nền và an toàn của công trình. Cường độ chống cắt của đất nó phụ thuộc vào ứng suất pháp do tải trọng ngoài tác dụng tại mặt trượt và vào loại đất, tính chất cơ lý của đất.

2.1. Sức chống cắt cực hạn của đất, định luật cắt của đất.

2.1.1. Thí nghiệm cắt đất trực tiếp:

Thí nghiệm cắt đất trực tiếp được tiến hành trên máy cắt trong phòng thí nghiệm. Các máy cắt trực tiếp cấu tạo trên cơ sở cho mẫu đất trực tiếp chịu tác dụng của một lực, làm cho nó bị cắt theo một mặt phẳng đã định trước. Sơ đồ thiết bị dùng để cắt đất trực tiếp gồm một hộp cắt bằng kim loại, có 2 thớt có thể trượt lên nhau một cách dễ dàng. Trong đó 1 thớt được giữ yên không cho chuyển động, còn thớt kia có thể chuyển động song song với mặt tiếp xúc giữa 2 thớt (Hình IV-2). Ở các kiểu này khác nhau thớt trượt có thể là thớt trên hay thớt dưới của hộp. Tùy theo cách tác dụng lực cắt khác nhau, có thể phân máy cắt trực tiếp thành hai loại: máy cắt ứng biến và máy cắt ứng lực.



Hình IV-2: Dụng cụ thí nghiệm cắt đất
1) Thớt trên; 2) Thớt dưới; 3) Đá thấm và giấy thấm.

Khi thí nghiệm cắt, mẫu đất được đặt trong lòng hộp cắt, với phía trên và phía dưới mẫu đất có lót giấy thấm và đá thấm.

a. Đối với đất rời:

Sau khi nén mẫu đất trên với một tải trọng thẳng đứng P nhất định, đợi cho mẫu đất hoàn toàn ổn định về biến dạng lún. Rồi đem cắt trực tiếp mẫu đất với tải trọng ngang tăng dần đến một vị trí tối đa nào đó (Q), mẫu đất bị cắt hoàn toàn. Trị số ứng suất cắt τ tại mỗi điểm trên mặt trượt, khi đất bị trượt dưới áp lực nén σ được xác định bằng cách lấy lực cắt chia cho diện tích mặt cắt của mẫu đất.

$$\tau = \frac{Q}{F}; \text{ tương tự } \quad \sigma = \frac{P}{F} \quad (\text{IV} - 1)$$

Trong đó: F : diện tích tiết diện ngang của mẫu đất.

Cứ làm như vậy, ta thực hiện nhiều thí nghiệm để xác định sức chống cắt cực đại của đất ứng với mỗi áp lực nén khác nhau (thường là 3 - 4 mẫu). Dựa vào các kết quả thí nghiệm cắt đất, có thể xây dựng đồ thị của sự phụ thuộc giữa ứng suất nén σ và ứng suất cắt τ (Hình IV - 3). Qua nhiều thí nghiệm đã chứng minh rằng thực tế đường sức chống cắt của đất rời không hẳn là một đường thẳng, nhưng nói chung người ta chấp nhận đường sức chống cắt của đất rời là một đường thẳng đi qua gốc tọa độ và nghiêng với trục áp lực σ một góc là φ .

Biểu thức toán học của đồ thị trượt như sau:

$$S = \tau_{gh} = \sigma \cdot \text{tg}\varphi \quad (\text{IV} - 2)$$

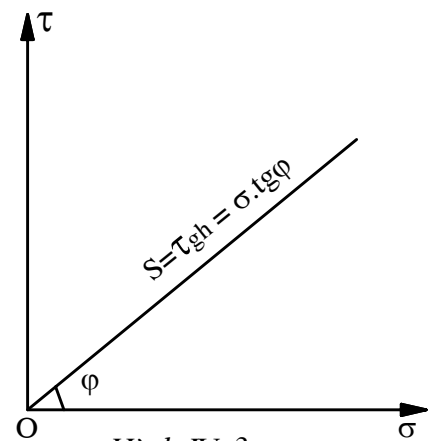
Trong đó: S - sức chống cắt cực đại của đất;

τ_{gh} - ứng suất cắt giới hạn;

σ - áp lực nén ;

φ - góc ma sát trong của đất.

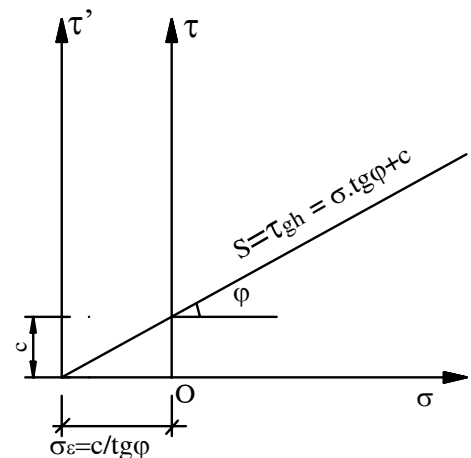
Biểu thức (IV-2) là biểu thức sức chống cắt của đất rời do C.A.Coulomb tìm ra đầu tiên vào năm 1773 và mang tên định luật cắt của đất - Hay thường gọi là định luật Coulomb. Định luật này có thể phát biểu như sau: “*Sức chống cắt cực hạn của đất rời là sức cản ma sát, tỷ lệ thuận với áp lực nén thẳng đứng.*”



Hình IV-3

b. Đối với đất dính:

Như trong chương I đã trình bày, đất dính (sét, á sét, á cát) khác với đất rời ở chỗ là giữa các hạt đất liên kết với nhau bởi màng nước hấp thụ, các vật chất keo dính và các vật chất gắn kết xi măng. Do đó, ngay khi biến dạng trượt còn rất nhỏ, đất dính cũng đã có một cường độ chống cắt nhất định. Vì vậy, đối với đất dính, ngoài thành phần ma sát trong ra còn có thành phần lực dính cũng tham gia vào sức chống cắt của đất.



Hình IV-4

Bằng các thí nghiệm tương tự như đất rời,

người ta được đồ thị sự phụ thuộc giữa ứng suất cắt τ và ứng suất nén thẳng đứng có dạng một đường thẳng cắt qua trục tung một đoạn bằng c (hình IV-4) được xác định theo công thức sau:

$$S = \tau_{gh} = \sigma \operatorname{tg}\varphi + c \quad (\text{IV-3})$$

Trong đó: c - lực dính kết đơn vị của đất

Các ký hiệu khác như công thức (IV-2).

Công thức (IV-3) là công thức toán học của định luật Coulomb viết cho đất dính và có thể phát biểu như sau: “*Sức chống cắt cực đại của đất dính là hàm số bậc nhất đối với áp lực nén thẳng đứng và gồm hai thành phần: lực dính kết c không phụ thuộc vào áp lực nén thẳng đứng và $\sigma \cdot \operatorname{tg}\varphi$ tỷ lệ thuận với lực nén thẳng đứng.*” Nói chung việc phân chia hai thành phần riêng biệt của sức chống cắt đối với đất dính là một việc hết sức khó khăn và phức tạp. Bởi vì bất kỳ một sự thay đổi nào tuy là rất nhỏ của áp lực nén, không những chỉ liên quan tới phần này hay phần kia mà liên quan tới cả hai phần.

Nếu kéo dài đường Coulomb (Hình IV-4) gặp trục hoành $O\sigma$ tại O' và chuyển trục τ thành τ' , ta có hệ trục tọa độ $\tau'O'\sigma$ thì trị số lực dính kết c có thể xác định bằng công thức sau:

$$c = \sigma_{\varepsilon} \cdot \operatorname{tg}\varphi \quad (\text{IV - 4})$$

Trong đó: σ_{ε} : “áp lực dính” nghĩa là áp lực tương đương với tác dụng của lực dính trong đất:

$$\sigma_{\varepsilon} = \frac{c}{\operatorname{tg}\varphi} \quad (\text{IV - 5})$$

Với hệ trục tọa độ này, có thể biểu diễn cường độ chống cắt của đất như sau:

$$S = \tau_{gh} = (\sigma + \sigma_{\varepsilon}) \cdot \operatorname{tg}\varphi \quad (\text{IV - 6})$$

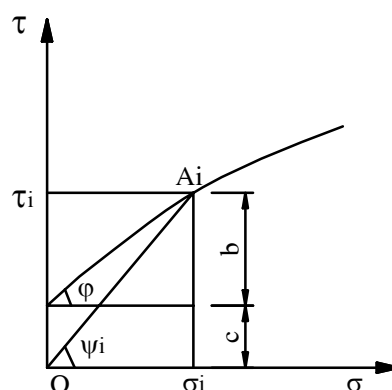
Cần phải chú ý rằng Định luật C.A.Coulomb trình bày ở trên là những quan hệ đường thẳng, chỉ phản ánh gần đúng cường độ chống cắt của đất. Trong thực tế nhiều kết quả nghiên cứu cho thấy quan hệ giữa cường độ chống cắt S của đất và áp lực pháp tuyến σ không phải là đường thẳng mà là dạng đường cong (Hình IV-5).

Vì vậy, một số tác giả kiến nghị xác định cường độ chống cắt của đất dính theo công thức sau:

$$S = \tau_{gh} = \sigma_i \cdot \operatorname{tg}\psi_i \quad (\text{IV - 7})$$

Trong đó: ψ_i - Góc chống cắt, góc nghiêng của đoạn thẳng nối gốc tọa độ với điểm A_i trên đường Coulomb ứng với ứng suất pháp σ_i (Hình IV- 5).

$\operatorname{tg}\psi_i$ - Hệ số chống cắt của đất, có thể suy ra từ (IV-5a) như sau:



Hình IV-5

$$\operatorname{tg}\psi_i = \frac{\tau_i}{\sigma_i} = \frac{b+c}{\sigma_i} = \frac{b}{\sigma_i} + \frac{c}{\sigma_i} = \operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma_i}$$

$$\text{Tức là:} \quad \operatorname{tg}\psi_i = \operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma_i} \quad (\text{IV - 8})$$

Với cách xác định này, cường độ chống cắt của đất dính chỉ dùng một tham số duy nhất là góc ψ_i để gộp chung cả yếu tố ma sát và lực dính lại với nhau.

Trong các công thức (IV-2) và (IV-3) các đại lượng φ và c gọi là các tham số toán học sức chống cắt của đất. Cho đến nay, định luật Coulomb vẫn có giá trị thực tiễn nhất định đối với việc tính toán cường độ chịu tải và ổn định của các khối đất, vẫn còn áp dụng rộng rãi trong thực tế Cơ học đất, mặc dù với những tiến bộ mới trong nghiên cứu vấn đề này, đã thấy rõ những điểm không hợp lý của định luật này. Điều căn bản là, theo Coulomb đối với mỗi trạng thái nhất định của đất, các tham số φ và c là những hằng số, còn theo quan điểm mới ngày nay thì ngay với cùng một loại đất các tham số φ và c thay đổi phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau: như áp lực nén, áp lực nước trong lỗ rỗng, độ chặt, độ ẩm, v.v....

Từ những phân tích trên, có thể nhận ra rằng việc xác định các tham số φ và c bằng phương pháp cắt đất trực tiếp trong phòng thí nghiệm sao cho phù hợp với tình hình làm việc thực tế của nền đất là một việc khó khăn và phức tạp, bởi vì phương pháp này có những nhược điểm sau:

- Việc quy định trước mặt trượt là một sự tùy tiện, không thể xem là hoàn toàn hợp lý được. Trong thực tế, mẫu đất có thể bị cắt theo những mặt trượt khác với mặt trượt quy định. Từ đó dẫn đến kết quả sai lệch đối với những đất không đồng nhất, dị hướng và nứt nẻ, không phản ánh được đúng đắn tình hình làm việc thực tế của đất nền.

- Trong quá trình cắt đất, diện tích mặt cắt càng ngày càng bé đi, do đó ứng suất cắt không phải có một giá trị nhất định mà luôn luôn thay đổi, ứng suất cắt tại mặt cắt tập trung lại ở các mép mẫu là chủ yếu, ngoài ra lại còn không khống chế được sự thoát nước.

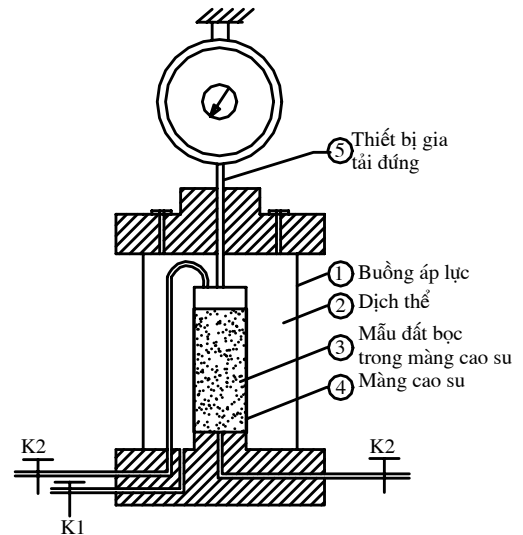
- Khi thí nghiệm đất sét cứng, cát hạt to, đất phân lớp, đất rất yếu v.v... thì không nên dùng thiết bị cắt phẳng thông thường.

Tuy có nhiều nhược điểm như đã kể, nhưng do ưu điểm của phương pháp là thiết bị, thao tác đơn giản. Cho nên phương pháp cắt đất trực tiếp hiện nay vẫn được áp dụng rộng rãi trong các phòng thí nghiệm ở tất cả các nước trên thế giới.

2.1.2. Phương pháp cắt đất gián tiếp bằng máy nén ba trục:

Khác với trong các thiết bị cắt trực tiếp, trong các thiết bị cắt gián tiếp, mẫu đất không chịu một lực cắt trực tiếp tác dụng lên mà được nén bởi một tổ hợp các tải trọng theo chiều các trục X, Y và Z. Cấu tạo của máy nén 3 trục có thể mô tả sơ lược như sau: bao gồm 3 bộ phận chủ yếu là: bộ phận tăng tải, bộ phận đo lường và bộ phận bình chịu áp. Bộ phận bình chịu áp lực là một hộp hình trụ tròn, cấu tạo rất kín, với bề mặt xung quanh làm bằng kính hữu cơ ①, nắp trên và đáy làm bằng kim loại, nhờ khóa K_1 có thể bơm vào trong bình một dịch thể ② (thường là bằng nước hay

glyxêrin), mẫu đất ③ được bọc trong một màng cao su mỏng ④, đặt trong bình chịu áp lực nén theo ba trục. Áp lực nén là áp lực thủy tĩnh của dịch thể nên $\sigma_2 = \sigma_3$; phía trên và dưới mẫu đất đều được lót màng thấm nước. Pistong ⑤ đặt trên mẫu đất, cho phép có thể gia tải áp lực nén σ_1 theo phương thẳng đứng, khóa K_2 có thể đóng hoặc mở tự do đảm bảo điều kiện thoát nước hoặc không thoát trong mẫu đất khi thí nghiệm cắt. Các thiên phân kế biểu thị cho bộ phận đo lường, dùng để đo các áp lực $\sigma_1, \sigma_2 = \sigma_3$, áp lực nước lỗ rỗng của mẫu đất, biến dạng của mẫu đất trong quá trình cắt v.v... (Hình IV-6)



Hình IV-6: Sơ đồ máy nén ba trục

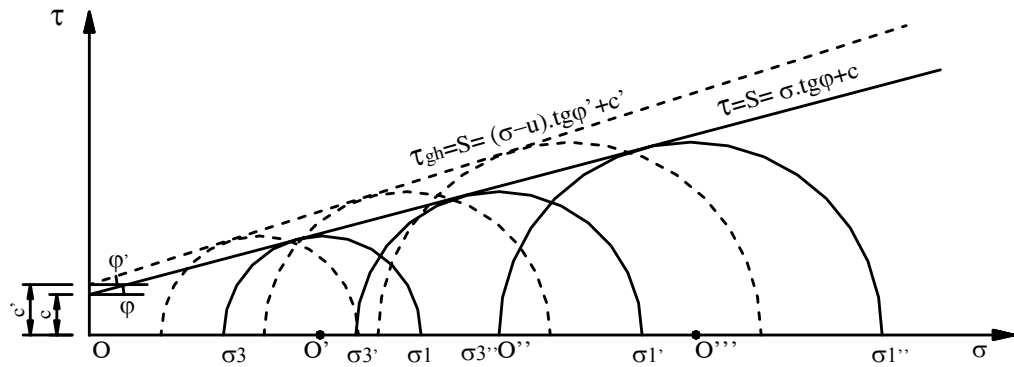
Cách thí nghiệm được tiến hành như sau: Đặt mẫu đất thí nghiệm vào vị trí, sau đó bơm dịch có áp vào bình, lúc này trị số ứng lực tác dụng theo ba trục $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ và bằng áp lực thủy tĩnh của dịch thể. Vòng tròn Mohr biểu diễn trạng thái ứng suất trong trường hợp này thu về một điểm trên trục σ . Nếu gia tải trọng đứng P lên Pistong thì trị số ứng suất chính lớn nhất sẽ là: $\sigma_1 = P/F$, trong đó F là diện tích tiết diện ngang của mẫu đất và $\sigma_2 = \sigma_3$ bằng áp lực thủy tĩnh.

Như trong giáo trình sức bền vật liệu đã cho thấy, khi vật liệu chịu áp lực tác dụng như đã mô tả ở trên thì sự phá hoại của nó không phụ thuộc vào trị số tuyệt đối của các ứng suất chính, mà phụ thuộc chủ yếu vào tỷ số ứng suất chính σ_1 / σ_3 . Như vậy, mẫu đất có thể bị trượt theo một mặt nào đó bằng cách giữ nguyên trị số σ_3 rồi ép pistong để tăng σ_1 cho đến khi mẫu đất bị phá hoại. Với cách thí nghiệm này cần tiến hành ít nhất hai mẫu đối với đất dính, còn đất rời chỉ cần một mẫu, với mẫu thứ nhất giữ nguyên trị số σ_3 không đổi và tăng dần áp lực thẳng đứng σ_1 tới khi mẫu đất phá hoại. Nhờ lý thuyết vòng tròn Mohr, có thể xây dựng được vòng tròn Mohr giới hạn đối với mẫu thứ nhất thông qua ứng suất chính lớn nhất σ_1 và ứng suất chính nhỏ nhất σ_3 (vòng tròn có tâm O' trên hình IV - 7). Mẫu thứ hai tăng trị số áp lực thủy tĩnh lên σ'_3 rồi giữ nguyên không đổi, sau đó tăng trị số áp lực thẳng đứng cho tới khi mẫu đất phá hoại ứng với σ'_1 . Bằng cách làm tương tự xây dựng được vòng tròn Mohr giới hạn cho mẫu thứ hai và thứ ba. Đường bao của các vòng tròn Mohr giới hạn trên là đường biểu diễn định luật Coulomb, vì nó là quỹ tích của những điểm nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn. Đối với đất cát, đường này có dạng như một đường thẳng đi qua gốc tọa độ, còn đối với đất dính thì nó có dạng một đường thẳng cắt tung độ ở một trị số bằng trị số lực dính của đất.

Khi đã có đường biểu diễn định luật Coulomb về sức chống cắt thì việc xác định các tham số ϕ và c giống như thí nghiệm cắt đất trực tiếp.

Như đã trình bày ở trên, có thể nhận thấy rằng, thiết bị nén ba trục có nhiều đặc điểm ưu việt như: Nó không gò ép mẫu đất phải phá hoại theo một hoặc một số

mặt phẳng định trước, mà để cho quá trình biến dạng thể tích phát triển theo tương quan giữa các ứng suất chính, cho phép xác định đồng bộ các chỉ tiêu tính chất của đất, điều phối được quá trình thoát nước đồng thời xác định được áp lực nước lỗ rỗng và cả lượng nước thoát ra, nên hiện nay, thiết bị nén ba trục có khuynh hướng thay thế dần các dụng cụ nén một trục không nở hông và cắt phẳng.



Hình IV-7: Đường bao ứng suất giới hạn khi thí nghiệm cắt đất bằng máy nén ba trục

2.1.3. Thiết bị nén đất một trục:

Về nguyên lý mà nói, thì thí nghiệm nén đất một trục được xây dựng trên cùng những cơ sở lý thuyết với thí nghiệm nén ba trục, chỉ khác là tải trọng nén hông này có giá trị bằng không. Vì vậy thí nghiệm này còn gọi là thí nghiệm nén đất không hạn chế nở hông.

Mẫu đất làm thí nghiệm có dạng hình trụ với chiều cao lớn hơn gấp 1,5 ÷ 2,0 lần đường kính. Khi thí nghiệm, mẫu đất được nén dưới một tải trọng thẳng đứng $P \approx \sigma_1$ với giá trị tăng dần trong điều kiện áp lực hông $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, cho đến khi mẫu đất phá hoại và đo được góc nghiêng giữa mặt phá hủy với mặt phẳng nằm ngang là α .

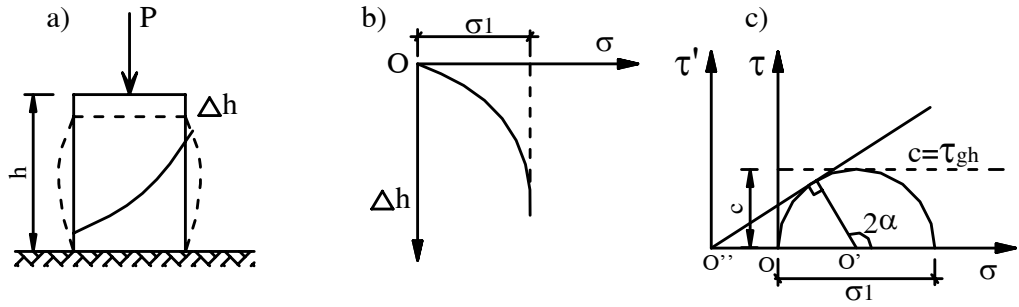
Nếu dùng vòng tròn ứng suất Mohr để biểu diễn kết quả thí nghiệm, thì có thể thấy rằng, trong trường hợp nén một trục, khi $\sigma_3 = 0$ thì chỉ có thể vẽ được một vòng tròn Mohr giới hạn mà thôi, vòng tròn Mohr này có đường kính là trị số σ_1 và tiếp xúc với trục tung. Đường bao của Coulomb là đường tiếp tuyến với vòng tròn tại điểm mà bán kính vectơ hợp với trục hoành một góc 2α (Hình IV - 8). Từ hình (IV - 8- c) có thể viết:

$$\varphi = 2\alpha - 90^\circ \tag{IV-9}$$

$$\text{Và: } \frac{\sigma_1}{2} = \left(\frac{c}{\text{tg}\varphi} + \frac{\sigma_1}{2} \right) \cdot \sin \varphi \tag{IV-10}$$

$$\text{Do đó: } c = \frac{\sigma_1}{2} \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{\sigma_1}{2 \text{tg}(45^\circ - \varphi/2)} \tag{IV-11}$$

Phương pháp thí nghiệm này chỉ thích hợp với loại đất dính mà biến dạng phá hủy khi nén mang tính chất trượt khi tải trọng nén rất bé, khi biến dạng chưa quá 10% chiều cao của mẫu.



Hình IV □8: Sơ đồ thí nghiệm nén đất một trục và vòng tròn Mohr giới hạn tương ứng

Trong công thức (IV - 11) có chứa 2 ẩn số chưa biết φ và c , nên muốn dùng nó để xác định c thì trước hết phải tìm φ bằng cách đo góc α của mặt phá hoại. Tuy vậy, giá trị góc α khó đo được chính xác trên mẫu đất, do đó giá trị của c tính theo công thức (IV - 11) cũng không được chính xác. Riêng trong trường hợp đối với đất sét thuần túy chịu tác dụng cắt nhanh không thoát nước, thì góc ma sát trong có thể xem bằng không và lúc đó công thức (IV - 11) dùng để xác định c của các đất này rút gọn chỉ còn là:

$$c = \frac{\sigma_1}{2} \tag{IV-12}$$

Nếu chú ý tính chất của các đất sét thuần túy, cường độ chống cắt chỉ là do lực dính kết tạo thành thì biểu thức toán học viết cho định luật cắt sẽ là:

$$S = c = \frac{\sigma_1}{2} \tag{IV-13}$$

Và giá trị của nó có thể xác định trên đồ thị của vòng tròn Mohr giới hạn bằng cách vẽ một đường thẳng song song với trục hoành và tiếp xúc với vòng tròn Mohr giới hạn ở đỉnh cao nhất của nó (Hình IV - 8c - đường gạch đứt quãng).

2.2. Các yếu tố ảnh hưởng đến sức chống cắt của đất:

Để tính toán các nền công trình về mặt chịu tải và ổn định, ngoài điều kiện có lý thuyết ứng dụng thích hợp, còn cần phải có các chỉ tiêu chính xác về cường độ chống cắt của đất.

Như trong chương I đã giới thiệu, các loại đất trong thiên nhiên có cấu tạo bản thân phức tạp, nên cường độ chống cắt của đất không phải là một đại lượng cố định, mà sức chống cắt của đất là một đặc trưng có tính chất thay đổi tùy theo ảnh hưởng của nhiều yếu tố khác nhau. Để có được những số liệu tính toán đáng tin cậy, khi thí nghiệm xác định đặc trưng ấy, cần phải cố gắng làm sao cho các điều kiện thí nghiệm phản ánh được đúng đắn tình hình làm việc thực tế của đất ở hiện trường. Thực tế đã cho thấy rằng, cùng một loại đất sét, nhưng khi thí nghiệm trong những điều kiện khác nhau (tình hình thoát nước, tình hình gia tải,...) cho kết quả khác nhau rất xa. Đối với đất cát, khi thí nghiệm trong những điều kiện khác nhau như thế, cũng cho những kết quả không giống nhau, nhưng mức độ chênh lệch không lớn lắm như các loại đất sét.

Sở dĩ có các kết quả khác nhau như vậy là vì, cường độ chống cắt của đất phụ thuộc vào nhiều nhân tố rất phức tạp, sau đây ta xét đến các nhân tố chủ yếu ảnh hưởng đến sức chống cắt của đất.

2.2.1. Ảnh hưởng của áp lực nước lỗ rỗng trong đất:

Một trong những yếu tố quan trọng ảnh hưởng đến sức chống cắt của đất là áp lực nước lỗ rỗng, áp lực nước lỗ rỗng này gắn liền một cách chặt chẽ với tình hình tăng tải, tình hình thoát nước và quá trình cố kết của đất, làm cho các tham số sức chống cắt φ và c không còn là những hằng số theo quan điểm của Coulomb nữa.

Như đã biết, yếu tố làm cho đất chặt lên và do đó cường độ chống cắt của nó ngày càng tăng trong quá trình cố kết là áp lực có hiệu. Xuất phát từ quan điểm đó K. Tezaghi đã kiến nghị bỏ khuyết công thức (IV-3) của Coulomb bằng cách đưa vào đây áp lực có hiệu ($\sigma - U$) thay cho tổng ứng suất σ , đồng thời thay các tham số sức chống cắt φ và c của Coulomb bằng các trị số φ' và c' ứng với trường hợp khi áp lực có hiệu được tách ra khỏi tổng ứng suất, và công thức toán học biểu diễn định luật chống cắt được viết dưới dạng sau:

$$S = \tau_{gh} = (\sigma - U) \operatorname{tg}\varphi' + c' \quad (\text{IV-14})$$

Chính vì thế, nên phương pháp cắt đất này được gọi là phương pháp ứng suất có hiệu. Thiết bị thí nghiệm ở đây là thiết bị nén ba trục. Khi thí nghiệm, bằng bộ phận đo áp, đối với mỗi mẫu thí nghiệm đều xác định được áp lực nước lỗ rỗng U ứng với khi mẫu đất bắt đầu bị cắt. Dựa vào các giá trị ứng suất σ_1 , σ_3 và U thu được, ta tính các giá trị $(\sigma_1 - U)$ và $(\sigma_3 - U)$, trên cơ sở các kết quả tính toán được, vẽ ra các vòng tròn Mohr giới hạn ứng với các ứng suất có hiệu tác dụng trên các mẫu đất (đường nét đứt hình IV-7). Cuối cùng, nối liền các vòng tròn này bởi một đường bao gần đúng như một đường thẳng, dựa vào đường này có thể xác định được các giá trị φ' và c' .

Theo đó A. Cazagrande đề nghị phân biệt sức chống cắt của đất thí nghiệm theo ba sơ đồ: cắt nhanh, cắt chậm và cắt nhanh cố kết.

Nội dung cơ bản của *phương pháp cắt nhanh* [được ký hiệu theo sơ đồ UU]*: là nhằm làm sao cho trong quá trình thí nghiệm, nước lỗ rỗng không thoát được ra ngoài, mẫu đất không được cố kết dưới các tải trọng tác dụng lên nó và độ chặt của đất không tăng lên so với độ chặt ban đầu. Để thực hiện được yêu cầu đó, khi cắt đất với máy nén ba trục, vòi nước ở đáy hộp K2 cần được đóng kín trong suốt quá trình thí nghiệm, còn thí nghiệm trên máy cắt trực tiếp, thì cả tải trọng nén và tải tọng cắt đều phải được tăng lên tức thời để cho mẫu đất bị cắt mà nước lỗ rỗng không thoát ra. Có thể nhận xét rằng, trong thực tế khi cắt nhanh với máy cắt trực tiếp, thì dù thao tác có thành thạo đến đâu cũng khó bảo đảm cho nước lỗ rỗng hoàn toàn không thoát ra ngoài. Các thông số sức chống cắt từ thí nghiệm này ký hiệu φ_u , c_u .

Phương pháp cắt chậm [được ký hiệu là sơ đồ CD]*: Cần bảo đảm cho nước lỗ rỗng thoát ra ngoài, mẫu đất được cố kết đầy đủ dưới các tải trọng tác dụng lên nó và độ chặt của đất tăng lên đến mức độ tối đa mà có thể đạt đến dưới các tải trọng ấy. Muốn vậy, khi thí nghiệm bằng máy nén ba trục, vòi nước K2 cần luôn luôn để

mở trong qua trình cắt đất, còn khi dùng máy cắt trực tiếp, thì cần để cho mẫu đất hoàn toàn được cố kết dưới tải trọng nén thẳng đứng, sau đó tăng tải trọng cắt lên rất chậm. Các thông số sức chống cắt của thí nghiệm này thường ký hiệu φ' , c' .

Phương pháp cắt nhanh cố kết [được ký hiệu là sơ đồ CU]*: là phương pháp trung gian giữa 2 phương pháp nói trên. Khi thí nghiệm cắt đất theo phương pháp này với máy nén 3 trục, vòi thoát nước K2 cần để mở trong quá trình tăng tải trọng hông, còn sau đó, khi tăng tải trọng nén thì đóng vòi lại. Khi dùng máy cắt trực tiếp để thí nghiệm thì cần để cho mẫu đất được hoàn toàn cố kết dưới tác dụng của tải trọng nén, sau đó tăng tải trọng cắt lên thật nhanh. Các thông số sức chống cắt ký hiệu là φ_{cu} , c_{cu} .

Việc phân chia các trường hợp khác nhau của sức chống cắt, có một ý nghĩa thực tế lớn. Khi xác định các tham số φ và c để đánh giá sức chịu tải và ổn định của nền công trình, cần phải chọn phương pháp thí nghiệm nào phản ánh đúng với tình hình làm việc của đất nền trong thực tế.

Rõ ràng là độ bền chống cắt của đất bất kỳ phụ thuộc chủ yếu vào áp lực nước lỗ rỗng tồn tại lúc xảy ra phá hoại. Áp lực lỗ rỗng dư có thể được tạo ra do các ứng suất trực tiếp tác dụng vào đất và có xu hướng thay đổi thể tích đất trong khi cắt. Mặt khác, áp lực lỗ rỗng dư thường bị tiêu tan do thoát nước. Tốc độ tiêu tan áp lực lỗ rỗng dư, và từ đó độ bền chống cắt có thể phát triển ở hiện trường thì phụ thuộc đáng kể vào tính thấm và kích thước của khối đất chịu ảnh hưởng của ứng suất cắt. Chúng cũng phụ thuộc vào tốc độ tác dụng của ứng suất; một sự thay đổi rất chậm của ứng suất tác dụng lên khối đất có tính thấm kém không thể tạo ra các áp lực lỗ rỗng nào lớn hơn so với trường hợp ứng suất tác dụng nhanh trong đất có tính thấm nước cao. Các nhận xét này là cơ sở để đánh giá độ bền chống cắt trong các bài toán thực tế hoặc để lựa chọn phương pháp thí nghiệm cắt phù hợp với bài toán.

Trong phần lớn các trường hợp, cát và cuội sỏi với hệ số thấm lớn hơn khoảng 10^{-4} cm/Sec, có tính thoát nước đủ lớn để làm tiêu tan áp lực lỗ rỗng do tác dụng của tải trọng trên móng, nên người ta bỏ qua ảnh hưởng của áp lực nước lỗ rỗng đến sức chống cắt của đất cát. Tuy nhiên, cũng có những trường hợp phải chú ý đến áp lực nước lỗ rỗng khi xác định sức chống cắt đó là: Khi đánh giá ổn định của một khối cát nằm khá sâu so với mặt nước tự do hoặc khi cát có chứa một lượng hạt nhỏ nào đó, nếu ứng suất tác dụng rất nhanh và khi khối cát có kích thước lớn, thì ứng suất có thể tạo ra áp lực nước lỗ rỗng mà nó không thể tiêu tan đủ nhanh để duy trì độ bền chống cắt. Trong các trường hợp đó, xét đến áp lực nước lỗ rỗng (U), trên cơ sở biểu thức chung của Coulomb cần phải xác định sức chống cắt của cát như kiến nghị của K.Terzaghi:

$$S = \tau' = (\sigma - U).tg\varphi \quad (IV-14')$$

Góc ma sát trong (φ) thì vẫn cần phân biệt (φ') ứng với trường hợp cắt chậm và (φ_{cu}) ứng với trường hợp cắt nhanh cố kết.

Trong tự nhiên, phần lớn đất hạt mịn chứa một lượng nước đáng kể; khá nhiều đất là gần như bão hòa hay bão hoà hoàn toàn. Vì vậy độ bền của đất bão hoà là vấn đề thực tiễn quan trọng cho đến nay, vẫn còn khó khăn trong việc đo lường

*UU: Unconsolidated □ Undrained; CD: Consolidated □ Drained; CU: Consolidated □

xác định áp lực nước lỗ rỗng (U) trong thực hành một cách rộng rãi; mặt khác thực tế thì sự phân phối, sự chuyển hoá giữa áp lực hữu hiệu (hạt) và áp lực nước lỗ rỗng không đơn giản như lý thuyết cố kết thấm của K.Terzaghi mà còn phụ thuộc nhiều yếu tố (áp lực nước ban đầu, độ bền kết cấu, v.v...). Vì vậy hiện nay trong thực hành người ta vẫn sử dụng rộng rãi các biểu thức xác định sức chống cắt giới hạn của đất theo Coulomb (IV-3) và theo lý thuyết (cố kết thấm) K.Terzaghi (IV-14), nhưng chú ý khi lựa chọn các đặc trưng sức chống cắt của đất (φ, c) phù hợp với sơ đồ của bài toán.

- Khi gia tải nhanh và đất hoàn toàn không thoát nước (UU), thì đất sét bão hoà không có ma sát trong ($\varphi_u=0$), sức kháng cắt hoàn toàn do lực dính sinh ra, ta gọi đó là sức kháng cắt không thoát nước ($\tau_{\max} = S_u = c_u = \frac{\sigma_1}{2}$).

- Khi gia tải chậm [CD], với đất sét cố kết thường, sức kháng cắt hoàn toàn do ma sát trong, còn lực dính $c'=0$ (với đất quá cố kết, ta vẫn có $c'>0$, nhưng c' tương đối nhỏ).

- Khi gia tải cố kết chậm, cắt nhanh [CU], sức kháng cắt được xác định $\varphi_{cu}>0$ và $c_{cu}>0$.

2.2.2. Ảnh hưởng của thành phần khoáng, hình dạng và cấp phối hạt đất:

Đối với đất cát, thì hình dạng và cấp phối hạt đất đóng một vai trò quan trọng, hạt càng to đều và hình dạng càng gồ ghề thì cường độ chống cắt càng lớn. Đối với đất sét, thì trong các yếu tố nói trên yếu tố thành phần khoáng có ảnh hưởng lớn hơn cả vì chính thành phần khoáng quyết định chiều dày và độ nhớt của lớp nước màng mỏng bao quanh hạt đất, do đó mà nó ảnh hưởng đến lực dính và cường độ chống cắt của đất sét.

2.2.3. Ảnh hưởng của độ ẩm:

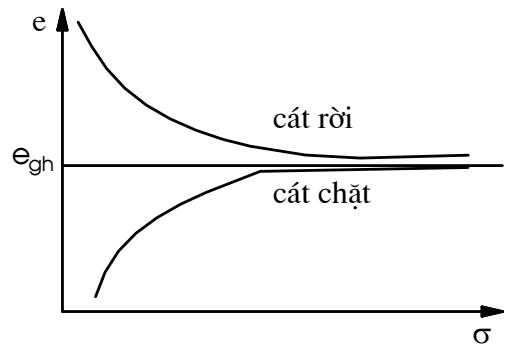
Đối với đất cát, như nhiều thí nghiệm đã cho thấy rằng, góc ma sát trong của đất ở trạng thái khô và khi ẩm ướt khác nhau rất ít (vào khoảng $1^0 - 2^0$), nên ảnh hưởng của độ ẩm đến cường độ chống cắt của đất cát có thể bỏ qua. Còn đối với đất dính (sét), khi độ ẩm càng tăng, thì chiều dày lớp nước màng mỏng sẽ càng lớn, độ chặt cũng như lực dính giữa các hạt giảm xuống và do đó cường độ chống cắt sẽ bé đi. Vai trò của độ ẩm với cường độ chống cắt có một ý nghĩa đặc biệt quan trọng ở các đất sét thuần túy. Như đã trình bày ở phần trên, ở các đất này, cường độ chống cắt hoàn toàn phụ thuộc vào lực dính, chứ không phụ thuộc vào áp lực. Do đó, nếu đất có độ ẩm ở khắp nơi giống nhau, thì có thể xảy ra tình hình cường độ chống cắt không thay đổi theo chiều sâu của lớp đất.

Các kết quả thí nghiệm của Giáo sư N.N.Maslov cho thấy rằng khi độ ẩm tăng lên thì góc ma sát trong φ và lực dính kết c sẽ giảm xuống theo quy luật đường cong. Do đó sức chống cắt của đất cũng yếu đi rất nhiều. Kết luận này một lần nữa được chứng minh bằng các tài liệu thí nghiệm đất của giáo sư Hough. Ông đã khẳng định rằng, đối với tất cả các loại đất sét, sức chống cắt cực hạn giảm khi độ ẩm tăng

lên. Đó là đặc tính thể hiện rất rõ rệt của tất cả các vật thể phân tán nói chung và của đất nói riêng.

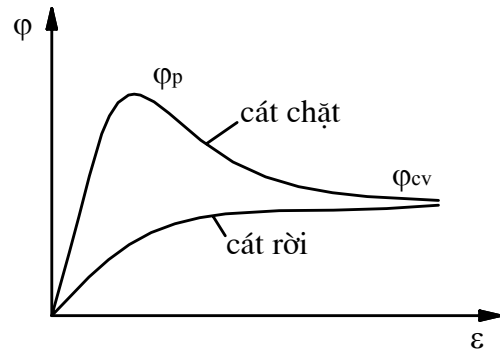
2.2.4. Ảnh hưởng của độ chặt ban đầu :

Độ chặt ban đầu của đất cũng là một yếu tố ảnh hưởng đến sức chống cắt của đất, nhưng vai trò ảnh hưởng của nó chỉ thể hiện ở các đất cát mà thôi. Có thể nhận thấy rằng, với các đất cát chặt thì lực ma sát và lực hóc giữa các hạt với nhau đều lớn. Do đó mà cường độ chống cắt của các đất này lớn. Còn đối với các đất cát rời thì trái lại các lực ma sát và lực hóc giữa các hạt với nhau đều bé và do đó mà cường độ chống cắt của các đất này sẽ bé hơn.



Hình IV-9a

Điều đáng chú ý ở đây là, nếu đất ban đầu ở trạng thái chặt, thì trong quá trình cát, đất ngày càng rời ra, hệ số rỗng ngày càng tăng dần và tiến tới một trị số giới hạn gọi là e_{gh} . Ngược lại, nếu cùng một loại đất ấy, nhưng ban đầu ở trạng thái rời thì trong quá trình cát đất ngày càng chặt dần, hệ số rỗng của nó ngày càng giảm đi và cuối cùng tiến đến trị số e_{gh} nói trên (Hình IV-9a). Điều này cũng được thể hiện trong nghiên cứu mối quan hệ giữa góc ma sát trong và mức độ biến dạng (ϵ) của đất.



Hình IV-9b

Với một loại đất cát nhưng để ở hai mẫu có trạng thái khác nhau, một mẫu cát chặt, một mẫu cát rời. Sau đó đem thí nghiệm nén ba trục ta sẽ xác định được góc ϕ như hình (IV-9.b).

Với cát chặt, ban đầu góc ϕ đạt giá trị cực đại là ϕ_p (nó thường là giá trị báo cáo từ thí nghiệm nén ba trục, do đó thường ký hiệu là ϕ_{tc} với tc là viết tắt của Triaxial compression). Tuy nhiên, cả cát chặt và cát rời (cùng loại cát, chỉ khác về độ chặt) sẽ cùng giá trị ϕ_{cv} (cv có nghĩa là thể tích mẫu đất sau đó không thay đổi - Constant Volume) ở một biến dạng ϵ_{cv} khá lớn. Tuy thuộc độ chặt và áp lực lên mẫu đất ϕ_p có thể lớn hơn ϕ_{cv} từ $0 \div 8^\circ$, thậm chí còn hơn. Với cát rời, $\phi_p = \phi_{cv}$.

Góc ϕ ước tính theo nghiên cứu này không được ghi chép đầy đủ, để an toàn trong thiết kế nên chọn ϕ_{cv}

2.2.5 ảnh hưởng của tải trọng tác dụng:

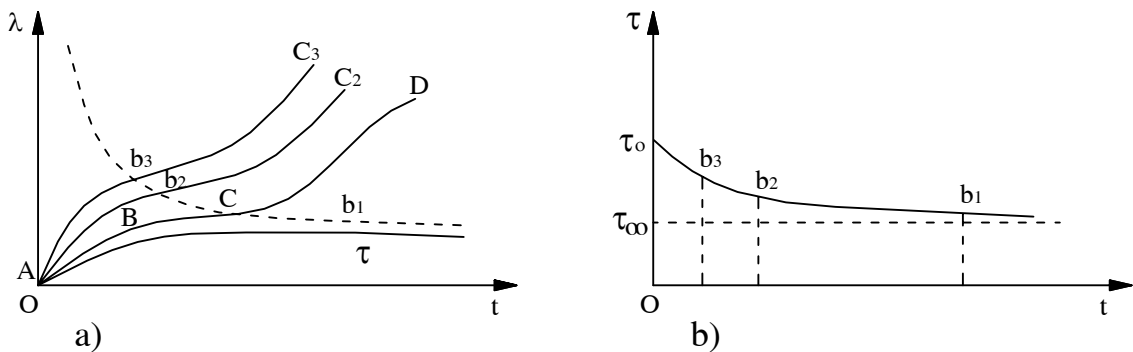
Cường độ chống cắt của đất phụ thuộc vào ứng suất pháp tuyến do tải trọng ngoài gây ra, khi ứng suất pháp càng lớn thì cường độ chống cắt của đất sẽ càng lớn, đây là điều khác biệt quan trọng của đất so với các loại vật liệu xây dựng khác.

2.3. Từ biến của đất sét và sự ảnh hưởng của nó đến cường độ chống cắt:

Từ biến là sự tăng dần các biến dạng thể tích và biến dạng hình dáng của vật liệu theo thời gian trong điều kiện nhiệt độ, tải trọng, v.v... không thay đổi. Khi xét đến vấn đề cố kết của các đất sét, trong chương III đã đề cập đến vấn đề, sự tăng dần biến dạng lún của chúng do ảnh hưởng tính nhớt của khung kết cấu, tức là đã nói đến từ biến của đất ấy trong điều kiện nén lún một chiều. Ở đây, từ biến của các đất sét sẽ được xét đến trong điều kiện khi đất chịu tải trọng cố.

Từ biến của các đất sét khi chịu tải cố gắn với sự tăng dần biến dạng hình dáng của khung kết cấu có tính nhớt theo thời gian. Tuy vậy, như nhiều thí nghiệm đã cho thấy, không phải với bất kỳ độ lớn nào của tải trọng, trong đất sét cũng xuất hiện hiện tượng ấy. Mà chỉ khi nào ứng suất cố vượt quá một giới hạn nhất định, đất sét mới thể hiện tính từ biến.

Nhiều thí nghiệm đã chứng tỏ rằng, quan hệ giữa biến dạng tương đối λ của mẫu đất theo chiều ngang dưới các tải trọng cố khác nhau với thời gian t là một đường cong như hình (IV-10).



Hình IV - 10

Từ hình (IV-10a) có thể nhận thấy rằng, khi τ còn bé thì mẫu đất có một biến dạng tức thời, sau đó tốc độ biến dạng $\frac{d\lambda}{dt} = 0$, tức là tính từ biến lúc này chưa thể hiện được, khi tải trọng cố lớn hơn một giới hạn nhất định, thì sau biến dạng tức thời, đất chuyển sang một giai đoạn đặc trưng với sự giảm dần của tốc độ biến dạng $\frac{d\lambda}{dt}$, và gọi là giai đoạn từ biến không ổn định (đoạn AB trên hình IV-10a). Tiếp đó, đất chuyển sang giai đoạn từ biến ổn định với $\frac{d\lambda}{dt} = \text{const}$ (đoạn BC). Và cuối cùng, khi biến dạng có giá trị quá lớn, thì mẫu đất bị phá hoại (đoạn CD), giới hạn nói trên gọi là thêm từ biến, càng tăng tải trọng cố lên quá trên thêm từ biến, thì sự phá hoại của mẫu đất càng xảy ra sớm.

Căn cứ vào các đường cong quan hệ $\lambda - t$ ở trên có thể thấy, cường độ chống cắt không giữ nguyên một giá trị cố định, trái lại, giảm dần theo thời gian. Dựa vào các điểm b_1, b_2 và b_3 ứng với lúc đất bắt đầu phá hoại dưới các tải trọng τ_1, τ_2 và τ_3 khác nhau, có thể vẽ được biểu đồ quan hệ $\tau - t$ như trên hình (IV-10b). Từ biểu đồ này dễ dàng nhận thấy rằng, ban đầu, ngay lúc mới tăng tải trọng, cường độ chống

cất của đất có giá trị lớn nhất, ký hiệu τ_0 . Tiếp đó, thời gian cất càng kéo dài, thì cường độ chống cất của đất càng giảm đi, cuối cùng tiến đến một giới hạn ổn định, giá trị ổn định đó được gọi là cường độ chống cất lâu dài τ_α của đất, hay còn gọi là giới hạn độ bền vững lâu dài của đất khi trượt.

Theo M.N.Goldstein thì sở dĩ trong đất xuất hiện biến dạng từ biến và độ bền vững lâu dài giảm dần theo thời gian là do tính chất biến dạng và độ bền vững của đất không đồng đều cho nên sự phá hủy các mặt tiếp xúc giữa các hạt không phải cùng một lúc. Nơi nào mà sức chống cất yếu nhất các mặt tiếp xúc sẽ bị phá hủy trước, và cứ như vậy, sự phá hủy này sẽ gây ảnh hưởng đến các hạt bên cạnh và dần dần hình thành ổ trượt, "ổ trượt" phát triển thành mặt trượt. Các kết quả thí nghiệm cho hay rằng, sự giảm sức chống cất của đất gây nên bởi sự phá hủy các mặt tiếp xúc dồn và sự xoay hướng lại các hạt dẹt thường được kết thúc trong giai đoạn từ biến đầu tiên, tức là trong giai đoạn từ biến tắt dần và trong giai đoạn từ biến ổn định, trong khi đó sự phá hủy các mặt tiếp xúc dẻo vẫn tiếp diễn và được bù trừ bằng sự xuất hiện các mặt tiếp xúc mới.

Các giả thuyết giải thích hiện tượng cường độ chống cất giảm dần theo thời gian của các tác giả đều dựa trên cơ sở lý luận về các liên kết trong đất dính. Như đã biết, ngoài yếu tố ma sát, cường độ của đất dính còn phụ thuộc vào các liên kết keo và liên kết cứng giữa các hạt, hơn nữa khi phá hoại thì các liên kết cứng khó hồi phục, còn các liên kết keo thì hồi phục được một phần hoặc toàn bộ. Khi cất đất thì các liên kết cũng bị phá hoại và không hồi phục lại, còn các liên kết keo thì bị phá hoại dần dần. Trong quá trình đó, các hạt đất, ban đầu sắp xếp lung tung, dần dần hướng theo phương cất, do đó làm cho cường độ chống cất ngày càng giảm xuống.

Cũng chính nhờ lý luận về các liên kết trong đất sét này, cho phép giải thích vì sao trên đường quan hệ $\lambda - t$ có hình thành giai đoạn từ biến không ổn định. Lúc này, đồng thời với hiện tượng một số liên kết bị phá hoại, trong đất xảy ra tình hình một số liên kết mới hình thành. Quá trình này càng tiếp diễn thì sẽ đến lúc số liên kết bị phá hoại tương đương với số liên kết hồi phục và đường quan hệ $\lambda - t$ chuyển sang giai đoạn từ biến ổn định. Nếu tải trọng cất lớn hơn thêm từ biến, thì tiếp theo đó, trong đất số liên kết bị mất đi sẽ nhiều hơn so với số liên kết mới hình thành và cuối cùng, đất sẽ bị phá hoại.

Nếu muốn cất đất cho nó bị phá hoại tức thời, thì phải đồng thời khắc phục cả lực ma sát và lực dính bao gồm các liên kết cứng và liên kết keo, do đó cần có tải trọng cất τ_0 lớn. Nếu thời gian cất đất lâu hơn, thì do sự sắp xếp lại của các hạt, nên cường độ chống cất của đất giảm đi và tải trọng τ cần thiết để làm cho mẫu đất bị phá hoại cũng bỏ đi. Thời gian cất đất càng lâu, thì tải trọng cần thiết càng bé và cuối cùng tiến đến giá trị bằng τ_∞ .

Tuy nhiên, không phải bất kỳ đất nào cũng thể hiện tính chất giảm cường độ khi kéo dài thời gian cất như trên, đất cát chẳng hạn, không thể hiện tính từ biến khi cất. Đối với các đất sét có tính từ biến rõ ràng khi chịu nén, với thời gian cất lớn, cường độ chống cất không những không giảm mà còn tăng lên. Một số tác giả cho rằng, từ biến khi cất chỉ thể hiện ở các đất sét yếu, ít thấm và có độ ẩm cao.

§3. TRẠNG THÁI CÂN BẰNG GIỚI HẠN TẠI MỘT ĐIỂM TRONG NỀN ĐẤT VÀ ĐIỀU KIỆN CÂN BẰNG GIỚI HẠN MOHR - COULOMB

3.1 Trạng thái cân bằng bên và trạng thái cân bằng giới hạn tại một điểm bất kỳ trong nền đất:

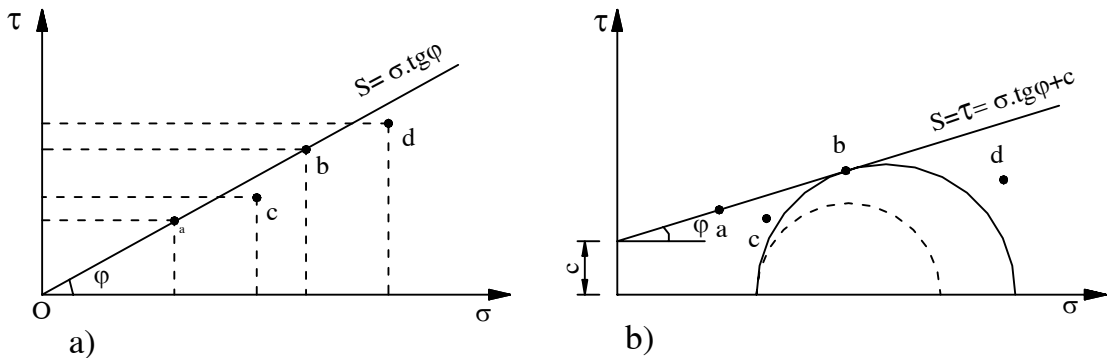
Cường độ chống cắt S của đất xác định theo công thức (IV-2) và (IV-3) của Coulomb là cường độ mà đất có thể phát huy trên một mặt phẳng đang xét. Nếu điểm M nằm ở trạng thái cân bằng bên (ổn định) khi:

$$\tau < S = \sigma \tan \varphi \quad \text{và} \quad \tau < S = \sigma \tan \varphi + c \quad \text{(IV-15)}$$

Còn điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn khi :

$$\tau = S = \sigma \tan \varphi \quad \text{và} \quad \tau = S = \sigma \tan \varphi + c \quad \text{(IV-16)}$$

Trên biểu đồ vẽ theo hệ trục tọa độ $\tau - \sigma$, các điều kiện (IV-15) và (IV-16) được biểu diễn bởi vị trí của điểm có tọa độ σ và τ ứng với các ứng suất tác dụng trên mặt phẳng đang xét. Nếu điểm ấy nằm thấp hơn đường biểu diễn cường độ chống cắt của Coulomb, thì đất trên mặt phẳng ấy ở trạng thái cân bằng bên, chẳng hạn như điểm c và d trên hình (IV - 11). Trạng thái cân bằng giới hạn sẽ ứng với vị trí của những điểm nằm trên đường biểu diễn cường độ chống cắt của Coulomb, ví dụ điểm a và b trên hình (IV-11).

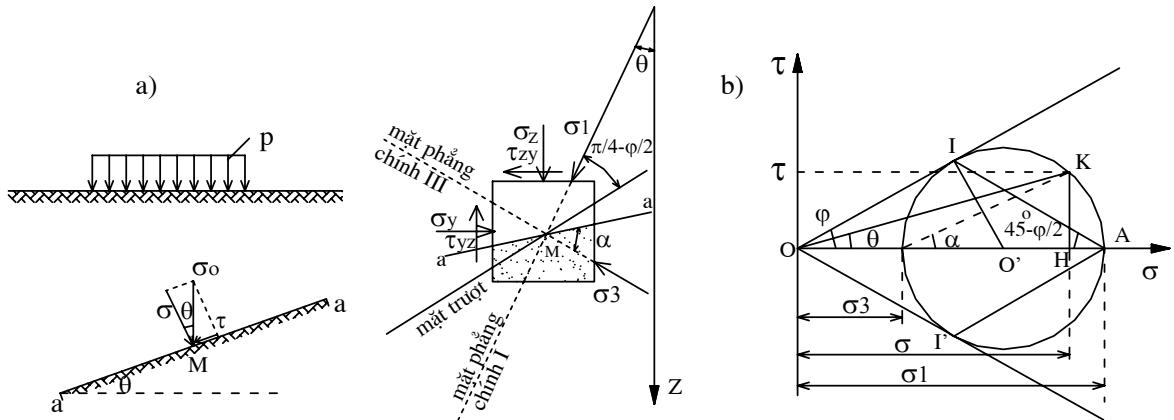


Hình IV-11: a) Đối với đất rời; b) Đối với đất dính

Để xác định điều kiện ổn định chống cắt của đất tại một điểm, cần chú ý rằng, qua điểm ấy có thể vẽ vô số mặt phẳng và trạng thái ứng suất tại điểm đó được biểu diễn bằng một vòng tròn ứng suất Mohr. Căn cứ vào những điều vừa nhận xét trên, có thể thấy rằng, tại điểm đang xét, đất chỉ có thể ở trạng thái cân bằng bên khi vòng tròn ứng suất Mohr tương ứng với điểm đó nằm thấp hơn đường biểu diễn cường độ chống cắt của Coulomb (hình IV - 11b, nét đứt quãng). Nếu đất tại điểm đó ở trạng thái cân bằng giới hạn và bắt đầu bị phá hoại, thì vòng tròn ứng suất Mohr sẽ tiếp xúc với đường biểu diễn cường độ chống cắt của Culomb tại một điểm (Hình IV - 11b nét liền). Vòng tròn ứng suất Mohr biểu diễn trạng thái ứng suất của điểm M , lúc này được gọi là vòng tròn Mohr ứng suất giới hạn.

3.2 Điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb.

Xét một nền đất cát chịu tải trọng trên bề mặt và một mặt phẳng ab đi qua điểm M bất kỳ trong nền đất ấy (hình IV-12), gọi tổng ứng suất tác dụng tại điểm M là σ_0 , σ_0 có thể phân tích thành ứng suất pháp σ và ứng suất tiếp τ .



Hình IV - 12

Như trên đã trình bày, tại một điểm M bất kỳ khi diện chịu lực thay đổi thì σ và τ cũng thay đổi, và theo Mohr - coulomb khi σ thay đổi thì sức chống cắt S của đất tại điểm đó cũng thay đổi. Nếu gọi góc giữa ứng suất tổng cộng σ_0 và ứng suất pháp σ tác dụng tại điểm M là góc lệch θ , thì có thể đánh giá trạng thái ổn định chống cắt của đất tại điểm M đang xét thông qua góc lệch θ này.

Chọn hệ trục tọa độ $\tau - \sigma$ song song với phương của ứng suất chính σ_1, σ_3 tác dụng tại điểm M. Vẽ lên trên biểu đồ này đường biểu diễn sức chống cắt của đất theo Coulomb trạng thái ứng suất tại điểm M trong trường hợp bài toán phẳng, có thể biểu thị bằng vòng tròn ứng suất Mohr vẽ với các ứng suất chính σ_1 và σ_3 của nó (hình IV-12b). Mặt phẳng ab đi qua điểm M và làm với phương của ứng suất chính nhỏ nhất σ_3 một góc bằng α , nếu không phải là mặt trượt thì điểm K trên vòng tròn Mohr ứng với mặt phẳng ấy sẽ nằm thấp hơn đường chống cắt của Coulomb, Đoạn thẳng OH sẽ biểu diễn ứng suất pháp σ tác dụng trên mặt phẳng ab, còn đoạn HK thì biểu diễn ứng suất tiếp τ trên mặt phẳng ấy (hình IV - 12.b), và từ hình (IV-12.b) ta có:

$$\widehat{\text{HOK}} = \frac{\overline{\text{HK}}}{\overline{\text{OH}}} = \frac{\tau}{\sigma} \tag{IV-17}$$

Tỷ số $\frac{\tau}{\sigma}$ đồng thời cũng là tang của góc lệch trên hình (IV-12a), nên có thể nói rằng góc HOK biểu diễn góc lệch giữa ứng suất pháp σ và ứng suất σ_0 . Mặt khác, cũng có thể thấy rằng, với các điểm trên vòng tròn Mohr ứng với các mặt phẳng không phải là mặt trượt, góc lệch θ bé hơn góc φ của đường biểu diễn chống cắt của Coulomb ($\theta < \varphi$).

Từ những điểm trình bày ở trên, có thể đi đến kết luận rằng, để đánh giá trạng thái ổn định chống cắt của đất tại một điểm bất kỳ, có thể dùng khái niệm góc lệch giữa ứng suất pháp σ tác dụng trên các mặt phẳng đi qua điểm đang xét và tổng ứng

suất σ_0 tác dụng trên điểm ấy. Đất ở tại điểm ấy đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn khi góc lệch lớn nhất θ_{max} bằng góc ma sát trong φ của đất, khi đó điểm K trên (hình IV-12b) sẽ trùng với điểm I và góc $2\alpha = \pi/2 + \varphi$. Ta có:

$$\theta_{max} = \varphi \tag{IV-18}$$

Điều kiện (IV-18) có thể viết dưới một dạng khác, trong đó θ_{max} được biểu diễn qua các ứng suất chính σ_1 và σ_3 trên vòng tròn Mohr:

$$\sin \theta_{max} = \frac{\overline{O'I}}{\overline{OO'}} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \tag{IV-19}$$

Vì vậy, điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm của các loại đất rời (thường được gọi là điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb) có thể biểu diễn bằng công thức sau:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \tag{IV-20}$$

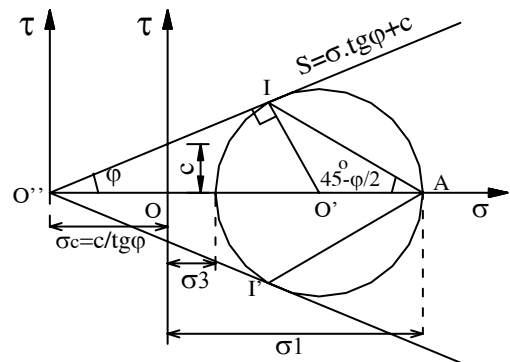
+ Trường hợp đất dính:

Đối với trường hợp đất dính, kéo dài đường Coulomb $S = \sigma \cdot \text{tg} \varphi + c$ gặp trục hoành $O\sigma$ tại O'' đồng thời thay lực dính bằng áp lực dính tứ phía σ_c và áp dụng hoàn toàn như đối với đất rời.

Lúc này:

$$\sin \theta_{max} = \frac{\overline{IO'}}{\overline{O''O} + \overline{OO'}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\sigma_c} \tag{IV-21}$$

$$\text{Hay } \sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \frac{c}{\text{tg} \varphi}} \tag{IV-22}$$



Hình IV-13

Công thức (IV-22) là điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb viết cho đất dính. Sau khi biến đổi, công thức (IV - 22) có thể viết dưới dạng tổng quát như sau:

$$\frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \text{tg} \varphi \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = c \tag{IV - 23}$$

Công thức (IV - 23) là công thức tổng quát, nói lên điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm bất kỳ trong nền đất. Đối với đất rời $c = 0$.

Từ công thức (IV - 22), sau một số biến đổi đơn giản, công thức này trở thành

$$\sigma_1 \cdot (1 - \sin \varphi) = \sigma_3 \cdot (1 + \sin \varphi) + 2 \cdot c \cdot \cos \varphi$$

Chia hai vế cho $(1 - \sin \varphi)$ ta được:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 2c \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

và chú ý rằng: $\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ và $\frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$

Do đó: $\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)$

Từ công thức (IV - 20) của đất rời: $\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$

Ta có: $\sigma_1 \sin \varphi + \sigma_3 \sin \varphi = \sigma_1 - \sigma_3$

$$\sigma_1(1 - \sin \varphi) = \sigma_3(1 + \sin \varphi)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Do đó: $\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$

Như vậy, các điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm bất kỳ trong nền đất ở các điều kiện (IV - 20) và (IV - 22) có thể viết dưới dạng sau:

Đối với đất rời:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \tag{IV - 24}$$

Đối với đất dính:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \tag{IV - 25}$$

Dựa vào các biểu đồ vòng tròn Mohr kết hợp với đường biểu diễn cường độ chống cắt của Coulomb trên các hình (IV - 12 và IV - 13), có thể xác định được vị trí của các mặt trượt đi qua điểm M đang xét từ các quan hệ hình học trên có thể kết luận rằng, tại mỗi điểm trong nền đất đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn, thì có một mặt trượt đi qua làm với phương ứng suất chính lớn một nhất góc $(45 - \varphi/2)$, đồng thời có một mặt trượt thứ hai đi qua và làm với mặt trượt thứ nhất góc $(90 - \varphi)$.

Mặt khác theo lý thuyết sức bền vật liệu ta có các quan hệ sau:

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \tag{IV - 26}$$

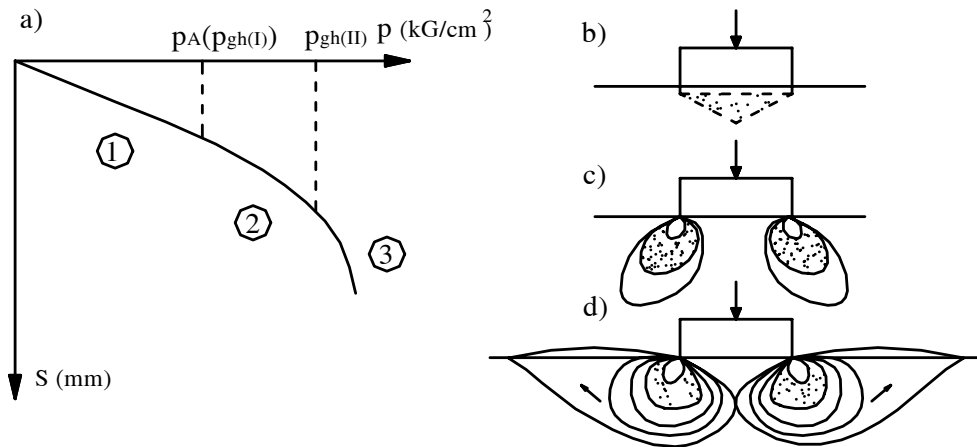
$$\tau_{\max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \tag{IV - 27}$$

Trong đó σ_z, σ_y và $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ là các ứng suất thành phần pháp tuyến và tiếp tuyến thuộc bài toán phẳng.

§4. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN ĐẤT

Như ở mục (2.3.2.2) trong chương III đã trình bày ba giai đoạn làm việc của nền đất dưới tác dụng của tải trọng tăng dần (Hình IV - 14)

Đặc điểm của giai đoạn thứ nhất là giữa độ lún S của đất nền và tải trọng P có quan hệ gần như đường thẳng. Lúc này biến dạng của đất chủ yếu là biến dạng lún theo chiều thẳng đứng, do kết quả của sự giảm thể tích lỗ rỗng giữa các hạt đất. Giai đoạn này được gọi là giai đoạn nén chặt của đất.



Hình IV-14

Đặc điểm của giai đoạn thứ hai là, độ lún S tăng nhanh dần, giữa S và p không còn quan hệ đường thẳng nữa. Đất không những bị nén chặt mà còn xuất hiện hiện tượng trượt lên nhau giữa các hạt đất, sự trượt ban đầu thường xảy ra đối với những điểm ở mép móng, tại những nơi đó đất đã đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn, nghĩa là ứng suất pháp và ứng suất tiếp (ứng suất cắt) thỏa mãn điều kiện.

$$S = \tau_{gh} = \sigma \cdot \text{tg}\varphi + c \tag{IV -28}$$

Trong đó: φ, c - là góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất

τ_{gh}, σ - ứng suất tiếp và ứng suất pháp trên mặt phẳng được xét.

Nếu tiếp tục tăng p , sự trượt đó sẽ phát triển ra nhiều điểm rồi hình thành một vùng trượt. Vì vậy, giai đoạn thứ hai gọi là giai đoạn hình thành các vùng trượt cục bộ (Hình IV-14c).

Theo V.G.Berézantev, ở đầu giai đoạn này dưới đáy móng bắt đầu hình thành một lõi đất hình nêm. Độ chặt của đất trong nêm lớn hơn ở vùng đất xung quanh.

Nếu tải trọng p tiếp tục tăng thì các vùng biến dạng dẻo sẽ lan rộng ra rồi nối liền với nhau, tạo nên một khu vực trong đó đất đã bị phá hoại (Hình IV-11d). Khu vực này được giới hạn bởi mặt trượt.

Khi tải trọng P bắt đầu lớn hơn trị số p_{gh}^{II} thì độ lún của móng tăng nhanh đột ngột. Nêm đất dính liền với đáy móng coi như một chỉnh thể và cùng với móng di chuyển xuống phía dưới. Cuối cùng đất trượt theo mặt trượt và trôi lên trên mặt, nền đất hoàn toàn bị phá hoại và mất khả năng chịu tải. Giai đoạn thứ ba xảy ra nhanh chóng và gọi là giai đoạn phá hoại nền.

Hiện tượng đất trôi chỉ xảy ra đối với trường hợp móng nông đặt trên nền đất tương đối chặt. Còn đối với những trường hợp khác, như móng nông đặt trên nền đất dẻo mềm, đất xốp, móng sâu, v.v... thì lúc nền bị phá hoại, đất không trôi lên. Sự phá hoại của nền đất được thể hiện bằng những độ lún rất lớn.

Tải trọng giới hạn thứ nhất p_{gh}^I là tải trọng tương ứng với sự kết thúc của giai đoạn nén chặt và sự xuất hiện của vùng biến dạng dẻo. Còn tải trọng giới hạn thứ hai p_{gh}^{II} là tải trọng tương ứng với ranh giới giữa giai đoạn trượt cục bộ và giai đoạn phá hoại nền.

Có thể nhận xét rằng, về mặt cường độ thì tải trọng giới hạn thứ nhất p_{gh}^I là an toàn, vì cho tới khi p đạt tới giá trị số đó, đất nền vẫn ở trạng thái nén chặt, chưa chỗ nào bị phá hoại, độ lún của móng cũng tương đối nhỏ. Còn tính chất của tải trọng giới hạn thứ hai p_{gh}^{II} thì khác hẳn. Chỉ cần p lớn hơn trị số đó là nền đất sẽ nhanh chóng bị phá hoại, khả năng chịu tải của nó sẽ mất đi. Vì vậy p_{gh}^{II} chính là tải trọng phá hoại của nền đất hay còn gọi là tải trọng cực hạn.

Vì vậy, khi thiết kế các công trình, cần phải tính toán sao cho tải trọng của công trình truyền lên nền có một trị số nào đó phải nhỏ hơn trị số tải trọng cực hạn p_{gh}^{II} và lớn hơn một ít trị số của tải trọng giới hạn ban đầu (p_{gh}^I). Một tải trọng công trình như vậy thì nền có thể chịu được, có thể đảm bảo công trình hoạt động bình thường và lâu dài. *Tải trọng đó gọi là khả năng mang tải của nền đất hay còn gọi là sức chịu tải của nền.*

Về lý luận, có rất nhiều phương pháp khác nhau để xác định sức chịu tải của nền đất. Tuy vậy, tất cả các phương pháp đó có thể phân thành ba hướng giải quyết như sau:

- Hướng thứ nhất, bao gồm các phương pháp gần đúng, bằng cách giả thiết trước mặt trượt rồi từ đó xác định tải trọng cực hạn.

- Hướng thứ hai, là hướng dựa vào lý luận cân bằng giới hạn thuần túy để giải quyết vấn đề. Các phương pháp theo hướng này cũng xác định trị số tải trọng cực hạn.

- Hướng thứ ba, áp dụng lý thuyết của vật thể biến dạng tuyến tính kết hợp với điều kiện cân bằng giới hạn để xác định tải trọng giới hạn ban đầu của nền đất. Sau đây, sẽ giới thiệu các phương pháp tính toán theo các hướng trên mà trong thực tế thường áp dụng.

4.1. Phương pháp tính toán dựa vào lý luận nền biến dạng tuyến tính kết hợp với điều kiện cân bằng giới hạn (dựa vào sự phát triển của vùng biến dạng dẻo).

Như phần trên đã nói, sự biến dạng của nền đất chia làm ba giai đoạn; giai đoạn nén chặt, giai đoạn biến dạng trượt và giai đoạn phá hoại hoàn toàn. Trong giai đoạn trượt liên hệ giữa biến dạng và tải trọng không còn là tuyến tính nữa. Vì thế phương pháp tính toán này chỉ đúng khi đất nền còn nằm trong giai đoạn thứ nhất.

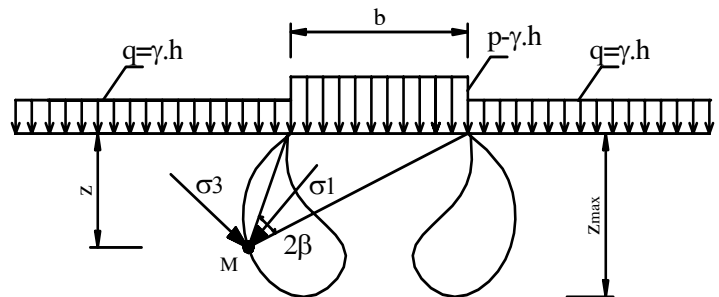
Và phương pháp tính toán này chỉ xác định được trị số tải trọng giới hạn ban đầu, rồi từ đó suy ra sức chịu tải của nền. Khi dùng phương pháp tính toán này cần chú ý tới hai giả thiết sau: Lực dính của đất được thay thế bằng áp lực tứ phía (gọi là áp lực dính) với cường độ $\sigma_c \approx \frac{c}{\text{tg}\varphi}$ và hệ số áp lực hông ξ của đất bằng nhau theo mọi

hướng và bằng 1 (vì trạng thái cân bằng giới hạn của đất tương ứng với trạng thái dẻo của vật rắn, cho nên hệ số nở hông μ thường lấy bằng 0,5 và như vậy hệ số áp lực hông $\xi = \frac{\mu}{1-\mu} = 1$).

4.1.1. Xác định ranh giới vùng biến dạng dẻo.

Nếu tại một điểm trong nền đất, ứng suất cắt vượt quá sức chống cắt của đất, thì đất tại điểm đó sẽ bị trượt và mất sức bền, nghĩa là điểm đó đã rơi vào trạng thái biến dạng dẻo. Nếu có nhiều điểm nằm trong trạng thái biến dạng dẻo, thì sẽ hình thành thành một vùng biến dạng dẻo. Vùng biến dạng dẻo thường xuất hiện đầu tiên dưới mép đáy móng, và phát triển rộng ra, cũng như xuống theo chiều sâu khi tải trọng p tăng dần. Có thể nhận xét rằng, những điểm nằm ngoài vùng này thì hoàn toàn ổn định, những điểm nằm trong vùng này thì hoàn toàn mất ổn định, còn những điểm nằm trên đường biên giới của vùng biến dạng dẻo thì ở trạng thái cân bằng giới hạn. Như vậy, chiều sâu của vùng biến dạng dẻo có liên quan đến tải trọng ngoài tác dụng.

Xét trường hợp tải trọng phân bố đều p tác dụng trên hình băng có chiều rộng b (hình IV-15). Tải trọng q = γh là tải trọng quy đổi của lớp đất từ đáy móng trở lên (h là độ sâu đặt móng, γ là dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất).



Hình IV-15: Sơ đồ tác dụng của tải trọng hình băng

Tại một điểm M ở độ sâu z kể từ đáy móng, ứng suất thẳng đứng σ_z^{bt} do trọng lượng bản thân đất gây nên tính theo công thức:

$$\sigma_z^{bt} = \gamma (h + z) \tag{IV - 29}$$

Như trong chương II đã biết, ứng suất chính do tải trọng ngoài gây ra tại điểm M xác định theo công thức:

$$\sigma_{1,3} = \frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta) \tag{IV - 30}$$

Trong đó: 2β - Góc nhìn đáy móng từ M.

Như vậy kể cả trọng lượng bản thân của đất, thì các ứng suất chính tại M được xác định theo công thức sau đây:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi} \cdot (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma \cdot (h + z) \\ \sigma_3 &= \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi} \cdot (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma \cdot (h + z) \end{aligned} \right\} \quad (IV - 31)$$

Nếu điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn thì σ_1 và σ_3 phải thoả mãn điều kiện (IV - 23) tức là:

$$\frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = c \quad (IV - 32)$$

Thay trị số σ_1 và σ_3 ở công thức (IV - 31) vào điều kiện cân bằng giới hạn (IV - 32) ta được:

$$\frac{p - \gamma h}{\pi} \sin 2\beta - \sin \varphi \left(\frac{p - \gamma h}{\pi} 2\beta + \gamma \cdot h + \gamma \cdot z \right) = c \cdot \cos \varphi \quad (IV - 33)$$

$$\text{hoặc: } z = \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi \cdot \gamma} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \quad (IV - 34)$$

Phương trình (IV - 34) cho trị số độ sâu z của điểm M bất kỳ nằm trên đường ranh giới của vùng biến dạng dẻo. Độ sâu z là hàm số của góc nhìn 2β . Muốn tìm chiều sâu lớn nhất của vùng biến dạng dẻo thì phải dựa theo phương pháp tìm cực trị của hàm số xuất phát từ điều kiện $\frac{dz}{d\beta} = 0$, ta có:

$$\frac{dz}{d\beta} = \frac{p - \gamma h}{\pi \cdot \gamma} \cdot 2 \left(\frac{\cos 2\beta}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0 \quad (IV - 35)$$

$$\text{Từ đó ta giải được: } 2\beta = \frac{\pi}{2} - \varphi \quad (IV - 36)$$

Do vậy, chiều sâu lớn nhất của vùng biến dạng dẻo được xác định theo công thức :

$$z_{\max} = \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi \gamma} \cdot \left(\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \quad (IV - 37)$$

Giải phương trình (IV - 37) theo p sẽ được công thức xác định tải trọng p_{\max} tương ứng sự phát triển của vùng biến dạng dẻo tới độ sâu z_{\max} :

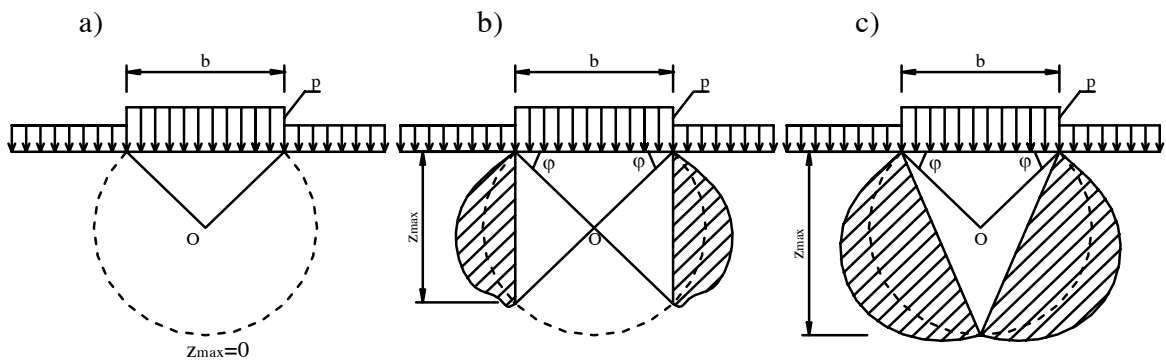
$$p_{Z_{\max}} = \frac{\pi \cdot \gamma}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \left(z_{\max} + h + \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \right) + h \gamma \quad (IV - 38)$$

4.1.2 Xác định tải trọng giới hạn ban đầu (p_A):

N.P.Puzureski (năm 1929) là người đầu tiên giải bài toán nêu trên và đã áp dụng để tính tải trọng p_A tương ứng với $z_{\max} = 0$, tức là khi vùng biến dạng dẻo chỉ vừa mới bắt đầu xuất hiện ở hai mép đáy móng:

$$p_A = \gamma \cdot h \cdot \frac{\cot g\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi \cdot c \cdot \text{ctg}\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (\text{IV - 39})$$

Tải trọng P_A tính theo công thức (IV - 39) là tải trọng rất an toàn, vì vùng biến dạng dẻo vừa mới bắt đầu phát sinh, nền đất hoàn toàn có khả năng chịu tải. Thực tế cho thấy rằng, nếu lấy tải trọng giới hạn ban đầu p_{gh}^I ứng với p_A thì quá thiên về an toàn, cho nên một số tác giả khác đề nghị "nới" thêm phạm vi phát triển của vùng biến dạng dẻo.



Hình IV-16: Các quy định khác nhau về mức độ phát triển của vùng biến dạng dẻo:
 a) theo N. P. Puzitrévski; b) theo N. N. Maslov ; c) theo I. V. Yaropolxki

Từ lời giải tìm ra z_{max} có thể thấy rằng, khi các vùng biến dạng dẻo dần dần phát triển, thì điểm đáy của vùng biến dạng dẻo đó (tương ứng với z_{max}) chạy trên một vòng tròn quỹ tích đi qua 2 mép của đáy móng với một góc nhìn $2\beta = \frac{\pi}{2} - \varphi$ Hình (IV-16a).

Theo N.N. Maslov đề nghị lấy $z_{max} = b \cdot \text{tg}\varphi$ và quy định này có nghĩa là không cho phép vùng biến dạng dẻo lan vào phạm vi bao gồm giữa hai đường thẳng đứng đi qua mép đáy móng (Hình IV-16b), và tải trọng $p_{Z_{max}}$ lúc này sẽ xác định theo công thức:

$$p_{Z_{max}} = \frac{\pi\gamma(b \cdot \text{tg}\varphi + h + \frac{c}{\gamma \cdot \text{tg}\varphi})}{\cot g\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma \cdot h \quad (\text{IV-40})$$

I.V.Yaropolxki cho vùng biến dạng dẻo phát triển tới độ sâu lớn nhất với

$$z_{max} = \frac{b}{2} \cdot \cot g\varphi \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ và tải trọng } p_{Z_{max}} \text{ tương ứng:}$$

$$p_{Z_{max}} = \frac{\pi\gamma \left[\frac{b}{2} \cdot \cot g\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + h + \frac{c}{\gamma \cdot \text{tg}\varphi} \right]}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma \cdot h \quad (\text{IV-41})$$

Lúc này các vùng biến dạng dẻo đã nối liền với nhau, vì vậy tải trọng xác định theo công thức của Yaropolxki tương ứng với với trạng thái của nền đất bắt đầu mất ổn định. Có thể coi đó là tải trọng giới hạn p_{gh}^{II} , tức là tải trọng giới hạn của nền. Còn tải trọng xác định theo công thức N.N.Maslov có thể coi là tải trọng cho phép.

Nhìn chung, các phương pháp dựa vào lý luận nền biến dạng tuyến tính kết hợp với điều kiện cân bằng giới hạn, đều có một khuyết điểm chung, vì bản thân chứa đựng mâu thuẫn: Khi đã hình thành vùng biến dạng dẻo thì nền không còn là môi trường biến dạng tuyến tính nữa và việc dùng các công thức của lý thuyết đàn hồi để tính ứng suất trở nên không hợp lý. Do đó kết quả tính toán chỉ gần đúng. Sự chênh lệch càng lớn nếu các vùng biến dạng dẻo càng phát triển rộng.

Ngoài ra, cũng còn nhiều ý kiến phê phán giả thiết hệ số áp lực hông $\xi=1$ là không hợp lý. Một số tác giả như: V.A.Florin, M.V.Malusev, v.v... đã xét trường hợp $\xi \leq 1$. Gorbunov - Poxadov còn xét tới cả ảnh hưởng của tính nhám của đáy móng đối với hình dạng các vùng biến dạng dẻo.

Tuy vậy, nếu các vùng biến dạng dẻo đó rất nhỏ, có thể coi như không đáng kể, và căn cứ vào mức độ chính xác yêu cầu của công trình thực tế, thì điều giả định rằng, đất là nửa không gian biến dạng tuyến tính có thể chấp nhận được.

Như vậy trong tính toán thiết kế công trình, tùy thuộc vào quy mô, tầm quan trọng của công trình mà người thiết kế sẽ chọn một trị số z_{max} thích hợp.

Theo tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình TCXD 45-78 ở nước ta, việc tính toán nền đất theo trạng thái giới hạn thứ hai chỉ thực hiện được khi trong đất chưa xuất hiện biến dạng dẻo, hoặc các khu vực biến dạng dẻo còn rất nhỏ. Người ta qui định rằng nếu độ sâu phát triển của khu vực biến dạng dẻo không quá $1/4$ chiều rộng b của đáy móng băng, thì biến dạng của nền có thể kiểm tra theo công thức tính lún của lý thuyết nền biến dạng tuyến tính. Có nghĩa là, khi tính toán biến dạng của nền theo công thức tính lún của lý thuyết nền biến dạng tuyến tính, khi áp lực trung bình tác dụng lên nền ở dưới đáy móng do tải trọng ngoài gây ra, không được vượt quá áp lực tiêu chuẩn $R_{tc}(t/m^2)$ tác dụng lên nền tính theo công thức:

$$R_{tc} = \frac{m_1 \cdot m_2}{K_{tc}} \cdot P_{b/4} = \frac{m_1 \cdot m_2}{K_{tc}} \left[\frac{\pi \cdot \gamma}{\cot g\varphi + \varphi - \pi/2} \left(b/4 + h + \frac{c}{\gamma} \cot g\varphi \right) + \gamma h \right] \quad (\text{IV-42})$$

Để tiện việc sử dụng và xét đến ảnh hưởng của tầng hầm, R_{tc} được viết dưới dạng sau:

$$R_{tc} = \frac{m_1 m_2}{K_{tc}} \cdot (A \cdot b \cdot \gamma + B \cdot h \cdot \gamma' + D \cdot c^{tc} - \gamma' \cdot h_0) \quad (\text{IV-43})$$

Trong đó:

m_1, m_2 - lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của nền đất và hệ số điều kiện làm việc của nhà hoặc công trình có tác dụng qua lại với nền lấy theo bảng (IV-1).

K_{tc} - hệ số tin cậy, tùy thuộc vào phương pháp xác định các đặc trưng tính toán của đất.

- Khi dựa vào các kết quả thí nghiệm trực tiếp các mẫu đất tại nơi xây dựng thì $K_{tc} = 1$, nếu theo tài liệu gián tiếp, dùng các bảng dựa vào kết quả thống kê thì $K_{tc} = 1,1$.

b - cạnh bé (bề rộng) của đáy móng (m);

h - chiều sâu đặt móng;

γ', γ - trọng lượng thể tích đất nằm phía trên và dưới chiều sâu đặt móng (t/m^3)

c_{tc} - trị tính toán của lực dính đơn vị của đất nằm trực tiếp dưới đáy móng (t/m^2);

$h_0 = h - h_{td}$: chiều sâu đến nền tầng hầm (m), khi không có tầng hầm lấy bằng không.

h_{td} - chiều sâu đặt móng tính đối kể từ nền tầng hầm bên trong nhà có tầng hầm, tính theo công thức:

$$h_{td} = h_1 - h_2 \cdot \frac{\gamma_{kc}}{\gamma} \tag{IV-44}$$

h_1 - chiều dày lớp đất ở phía trên đáy móng (m)

h_2 - chiều dày của kết cấu sàn tầng hầm

γ_{kc} - Trị tính toán trung bình của trọng lượng thể tích của kết cấu sàn tầng hầm (t/m^3).

Bảng IV- 1: Trị số của m_1, m_2

Loại đất	Hệ số	Hệ số m_2 đối với nhà và công trình có sơ đồ kết cấu cứng với tỷ số giữa chiều dài của	
		≥ 4	$\leq 1,5$
Đất hòn lớn có chất nhót là cát và đất sét, không kể đất phấn và bụi	1,4	≥ 4	$\leq 1,5$
		1,2	1,4
Cát mịn : - Khô và ít ẩm	1,3	1,1	1,3
	- No nước	1,2	1,3
Cát bụi : - Khô và ít ẩm	1,2	1,0	1,2
	- No nước	1,1	1,2
Đất hòn lớn có chất nhót là sét và đất sét có độ sệt $B \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Như trên có độ sệt $B > 0,5$	1,1	1,0	1,0

$$A = \frac{0,25 \pi}{\cot g \varphi^{tc} + \varphi^{tc} - \pi / 2} \quad (\text{IV - 45a})$$

$$B = 1 + \frac{\pi}{\cot g \varphi^{tc} + \varphi^{tc} - \pi / 2} \quad (\text{IV - 45b})$$

$$D = \frac{\pi \cot g \varphi^{tc}}{\cot g \varphi^{tc} + \varphi^{tc} - \pi / 2} \quad (\text{IV - 45c})$$

Trong đó: φ^{tc} : góc ma sát trong tiêu chuẩn của đất nền tại đáy móng.
 Các trị số A, B và D là hàm phụ thuộc vào góc φ^{tc} , tra bảng (IV-2).

Bảng IV - 2: Trị số A, B và D

Trị số tiêu chuẩn của góc (góc ma sát trong $\varphi^{tc (o)}$)	A	B	D
0	0,00	1,00	3,14
2	0,03	1,12	3,32
4	0,06	1,25	3,51
6	0,10	1,39	3,71
8	0,14	1,55	3,93
10	0,18	1,73	4,17
12	0,23	1,94	4,42
14	0,29	2,17	4,69
16	0,36	2,43	5,00
18	0,43	2,72	5,31
20	0,51	3,05	5,66
22	0,61	3,44	6,04
24	0,72	3,87	6,45
26	0,84	4,37	6,90
28	0,98	4,93	7,40
30	1,15	5,59	7,95
32	1,34	6,35	8,55
34	1,55	7,21	9,21
36	1,81	8,25	9,98
38	2,11	9,44	10,80
40	2,46	10,84	11,73
42	2,87	12,50	12,77
44	3,37	14,48	13,96
45	3,66	15,64	14,64

Ví dụ IV - 1: xác định áp lực tiêu chuẩn dưới đáy móng hình băng rộng 1,6m; đặt sâu 1,2m trên nền đất á sét có $\gamma = 1,98 \text{ t/m}^3$; $\varphi^{tc} = 24^0$ và $C^{tc} = 0,16 \text{ kG/cm}^2$; độ sệt B = 0,3?

Trình tự tính toán như sau: Căn cứ vào loại đất tra bảng (IV-1) ta được $m_1=1,2$ và $m_2=1,1$

Căn cứ vào trị số của $\varphi^{tc} = 24^0$ có thể tra trong bảng (IV - 2) để tìm A, B và D; A = 0,72; B = 3,87; D = 6,45 và $K_{tc}=1,1$.

Theo công thức (IV - 43) có thể tính được R^{tc} :

$$R^{tc} = \frac{1,2 \times 1,1}{1,1} [(0,72 \cdot 1,6 + 3,87 \cdot 1,2) \cdot 1,98 + 6,45 \cdot 1,6] = 26,068 \text{ T/m}^2$$

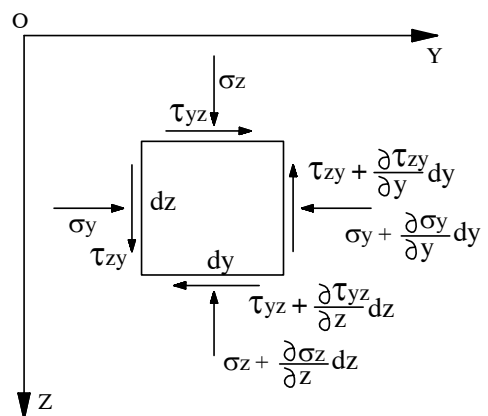
4.2 Phương pháp tính toán dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn:

Tính toán sức chịu tải của nền đất dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn là nhằm đảm bảo độ bền và tính ổn định của nền đất. Việc tính toán này trước hết dùng lý thuyết cân bằng giới hạn, để xác định tải trọng giới hạn (p_{gh}) gây phá hoại nền hoàn toàn, rồi sau đó chia tải trọng giới hạn cho hệ số an toàn $K > 1$, ta sẽ nhận được trị số sức chịu tải của nền:

$$[p] = \frac{p_{gh}}{K} \tag{IV-46}$$

Như đã biết, khi đất tại một điểm đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn thì ở đó sẽ xảy ra hiện tượng trượt cục bộ. Nếu tải trọng tác dụng tăng lên dần thì hiện tượng trượt cục bộ cũng phát triển, các mặt trượt cục bộ sẽ nối tiếp nhau, dần dần tạo thành những mặt trượt liên tục trong vùng đất ở trạng thái cân bằng giới hạn. Khi phân tích tình hình trạng thái ứng suất tại một điểm trong đất, đã đi đến một nhận xét rằng các mặt trượt hợp với phương của ứng suất chính lớn nhất một góc bằng $\pm(45^0 - \varphi / 2)$. Mặt khác cần chú ý rằng, phương của ứng suất chính tại mỗi điểm trong đất cũng thay đổi tùy theo vị trí của điểm đó. Như vậy với những điều kiện biên khác nhau, mặt trượt cũng sẽ có hình dạng khác nhau. Nghĩa là vị trí và hình dáng của mặt trượt là do điều kiện của mỗi bài toán cụ thể quyết định mà không thể tự giả thiết trước mặt trượt. Hơn nữa, khi tải trọng đã vượt quá tải trọng giới hạn ban đầu thì giữa ứng suất và biến dạng không còn tuân theo liên hệ bậc nhất nữa, cho nên đến lúc này không thể dùng các công thức của lý thuyết nền biến dạng tuyến tính để giải quyết bài toán được.

Nguyên lý của phương pháp tính toán dựa theo lý thuyết cân bằng giới hạn là, xét trạng thái cân bằng tĩnh và cân bằng giới hạn của một phân tố đất, dựa vào việc giải hệ các phương trình vi phân cân bằng tĩnh và điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm, xét trạng thái



Hình IV-17: Sơ đồ ứng suất tác dụng đối với phân tố đất trong trường hợp bài toán phẳng.

ứng suất tại các điểm trong vùng trượt. Do đó có thể xác định hình dạng mặt trượt một cách chặt chẽ và tìm ra tải trọng giới hạn.

Trong trường hợp bài toán phẳng, hãy xét một phân tố đất có chứa điểm M trong hệ trục tọa độ vuông góc y,z, chiều phương của Oz hướng theo chiều tác dụng của trọng lượng (Hình IV-17). Phân tố đất có cạnh dy và dz, chịu tác dụng của σ_y , σ_z , τ_{yz} và trọng lượng bản thân.

Trạng thái cân bằng của phân tố đất được biểu thị bởi hai phương trình cân bằng tĩnh và một phương trình cân bằng giới hạn sau đây:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = \gamma \tag{IV - 47a}$$

$$\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0 \tag{IV - 47b}$$

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4 \cdot \tau_{yz}^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \cdot \cot \varphi)^2} = \sin^2 \varphi \tag{IV - 47c}$$

Với các điều kiện biên cụ thể, giải hệ phương trình trên với ẩn số cho phép xác định được tải trọng giới hạn và dạng đường trượt.

Hệ phương trình cân bằng trên đây do F.Kotter đề ra lần đầu tiên, từ năm 1903, nhưng chưa có phương pháp chung để giải.

4.2.1 Phương pháp của Prandtl - Rankine - Reissner:

Với quan điểm, tải trọng công trình truyền xuống nền đất rất lớn mà kích thước của móng lại bé. Do đó sự ảnh hưởng của trọng lượng bản thân đất đến hình dạng đường trượt và trị số của tải trọng giới hạn là không đáng kể, khi đó có thể bỏ qua ảnh hưởng của trọng lượng bản thân đất ($\gamma=0$) để đơn giản hoá bài toán.

H. Reissner (1925) đã dùng lời giải của W.Rankine và L.Prandtl để giải bài toán sau đây (Hình IV-18). Trên đoạn AB chịu tác dụng tải trọng thẳng đứng với cường độ p, yêu cầu dựng mạng lưới đường trượt, xác định trạng thái ứng suất của nền và tải trọng hông thẳng đứng q để thoả mãn điều kiện nền nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn. Kết quả của lời giải có thể chia nền đất thành ba vùng (Hình IV-18). Vùng I nằm ngay dưới đoạn AB, theo lời giải của W.Rankine thì khi nền đất bị mất ổn định, đất bị đẩy từ trên xuống vùng này được gọi là vùng áp lực chủ động. Kết quả thu được hai họ đường trượt làm với đường thẳng đứng một góc $(\pi/4-\varphi/2)$. Tại vùng III, khi nền bị mất ổn định, đất trong vùng bị đẩy từ dưới lên trên do $\sigma_y > \sigma_z$ (vùng áp lực bị động), theo lời giải của của W.Rankine thu được hai họ đường trượt làm với đường thẳng đứng một góc $(\pi/4+\varphi/2)$.

Tại vùng II: Năm 1920 L.Prandtl đã giải bài toán này với điều kiện $\gamma = 0$, tức là coi đất như không có trọng lượng. Tải trọng giới hạn thẳng đứng xác định theo công thức của L. Prandtl có dạng:

$$p_{gh} = (q + c \cdot \cot \varphi) \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi} - c \cdot \cot \varphi \tag{IV - 48}$$

Trong đó: φ, c - Là góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất;
 q - là tải trọng hông;
 e - cơ số logarit tự nhiên.

Công thức trên có thể viết gọn là:

$$P_{gh} = N_q \cdot q + N_c \cdot c \tag{IV - 49}$$

Trong đó: $N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi}$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

Theo lời giải của L.Prandtl, đường trượt có dạng như hình (IV - 18). Trong vùng II họ đường trượt bao gồm, họ đường trượt thứ I là những đường xoắn Logarit có điểm cực tại mép móng và xác định theo phương trình:

$r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \varphi}$, Còn họ đường trượt thứ II là những đoạn thẳng xuất phát từ điểm A.

Năm 1938, Novôtvxev đã phát triển cách giải của L.Prandtl để giải quyết trường hợp tải trọng nghiêng.

4.2.2. Phương pháp V.V.Xôcôlovski:

Năm 1942, V.V.Xôcôlovski là người đầu tiên ứng dụng phương pháp số để giải gần đúng hệ phương trình vi phân trên của F.Kotter cho bài toán phẳng có xét đến trọng lượng bản thân của đất ($\gamma \neq 0$). Đây là sự đóng góp vô cùng to lớn trong việc phát triển và vận dụng lý thuyết cân bằng giới hạn, để nghiên cứu, đánh giá sự ổn định của nền đất, của các mái dốc và tính toán áp lực đất lên tường chắn.

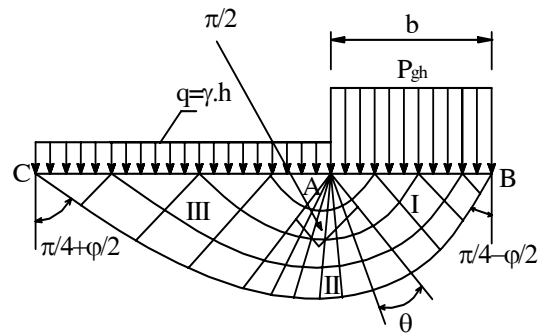
Để tiện sử dụng V.V.Xôcôlovski đã tính cho các trường hợp khác nhau và trình bày kết quả dưới dạng các bảng tính sẵn.

Công thức của V.V.Xôcôlovski chỉ dùng được cho các móng đặt nông ($\frac{h}{b} < 0,5$) vì lúc đó có thể thay lớp đất trong phạm vi độ sâu đặt móng h bằng tải

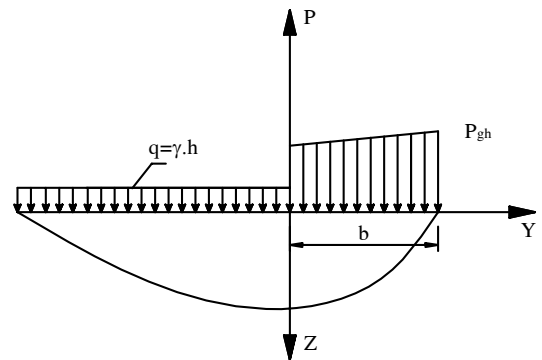
trọng bên $q = \gamma h$. Sau đây là các trường hợp thường gặp:

a: nền đất chịu tải trọng thẳng đứng, lệch tâm (Hình IV - 19)

Tải trọng giới hạn trong trường hợp này được tính theo công thức sau:



Hình IV-18



Hình IV-19

$$p_{gh} = p_T \cdot (c + q \cdot \text{tg}\varphi) + q \tag{IV - 50}$$

Trong đó:

p_T : hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào Y_T và φ , tra bảng (IV-3)

$$Y_T = \frac{\gamma}{q \cdot \text{tg}\varphi + c} \cdot y \quad \text{Với: } 0 \leq y \leq b \tag{IV - 51}$$

Từ công thức (IV-50), ta suy ra các trường hợp đặc biệt sau:

+ Khi móng đặt trên mặt đất dính ($h=0, c \neq 0$) thì:

$$p_{gh} = p_t \cdot c \tag{IV — 52}$$

Trong đó: p_T phụ thuộc vào $Y_T = \frac{\gamma}{c} \cdot y$

Khi móng đặt trên đất cát ($c=0, q \neq 0, h/b < 0.5$)

$$p_{gh} = q(p_T \cdot \text{tg}\varphi + 1) \tag{IV - 53}$$

Trong đó: $p_T = \frac{\gamma}{q \cdot \text{tg}\varphi} \cdot y$

Bảng IV- 3: Trị số của p_T

φ (độ) \ / Y_T	5	10	15	20	25	30	35	40
0	6,49	8,34	11,0	14,8	20,7	30,1	46,1	75,3
0,5	7,73	0,02	12,5	17,9	27,0	43,0	73,8	139
1,0	6,95	9,64	13,8	20,6	32,3	53,9	97,1	193
1,5	7,17	10,20	15,1	20,1	37,3	64,0	119	243
2,0	7,38	10,80	16,2	25,4	41,9	73,6	140	292
2,5	7,56	11,30	17,3	27,7	46,4	82,9	160	339
3,0	7,77	11,80	18,4	29,8	50,8	91,8	179	386
3,5	7,96	12,30	19,4	31,9	55,0	101,0	199	432
4,0	8,15	12,80	20,5	34,0	59,2	109	218	478
4,5	8,33	13,20	21,4	36,0	63,8	118	237	523
5,0	8,50	13,70	22,4	38,0	67,3	127	256	568
5,5	8,67	14,10	23,3	39,9	71,3	135	275	613
6,0	8,84	14,50	24,3	41,8	75,3	143	293	658

Ví dụ IV - 2: Xác định biểu đồ tải trọng giới hạn đối với trường hợp đất nền có $\gamma = 1,9\text{t/m}^3$; $\varphi = 25^\circ$ và $c = 5 \text{ T/m}^2$; móng rộng 4m, đặt sâu 1,8 m?

Trình tự tính toán như sau:

Vì tải trọng giới hạn có biểu đồ hình thang nên chỉ cần tính trị số của cường độ tải trọng đó tại hai mép móng, tức là khi $y = 0$ và $y = 4m$.

Trong trường hợp này:

$$q = \gamma \cdot h = 1,9 \cdot 1,8 = 3,42 \text{ T/m}^2$$

Với: $y = 0$ và $Y_T = 0$; tra bảng (IV - 3) được $p_T = 20,7$; do đó:

$$p_{gh} = 20,7 \cdot (5 + 3,42 \cdot 0,465) + 3,42 = 139,6 \text{ T/m}^2$$

Với $y = 4$ ta có: và $Y_T = \frac{1,9}{3,42 \cdot 0,465 + 5} \cdot 4 = 1,15$; tra bảng (IV - 3) và dùng

phép nội suy, ta được: $p_T = 33,8$

Do đó:

$$p_{gh} = 33,8 \cdot (5 + 3,42 \cdot 0,465) + 3,42 = 225,8 \text{ T/m}^2$$

b. *Nền đất chịu tải trọng nghiêng, lệch tâm (hình IV - 20):*

Thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn (p_{gh}) trong trường hợp này được xác định như sau:

$$p_{gh} = N_\gamma \cdot \gamma \cdot y + N_q \cdot \gamma \cdot h + N_c \cdot c$$

Trong đó: N_γ, N_q, N_c - các hệ số sức chịu tải của đất phụ thuộc vào góc ma sát trong φ của đất và góc nghiêng δ của tải trọng, lấy theo bảng (IV - 4).

Thành phần nằm ngang τ_{gh} của tải trọng giới hạn xác định theo công thức:

$$\tau_{gh} = p_{gh} \cdot \text{tg}\delta \quad \text{(IV - 55)}$$

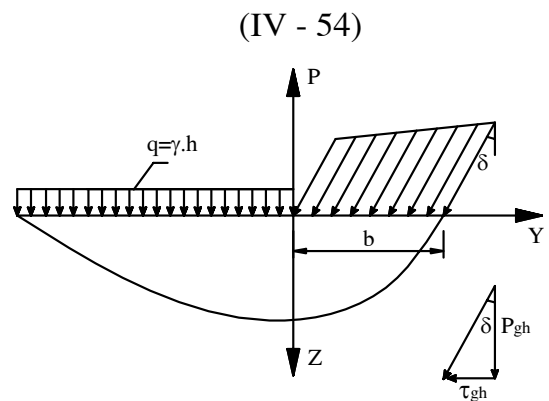
Biểu đồ tải trọng tính theo công thức (IV - 54) có dạng hình thang, các trị số của p_{gh} tại điểm $y = 0$ và $y = b$ được tính như sau (b: chiều rộng của móng hình băng)

$$\left. \begin{aligned} p_{gh(y=0)} &= N_q \cdot \gamma \cdot h + N_c \cdot c \\ p_{gh(y=b)} &= p_{gh(y=0)} + N_\gamma \cdot \gamma \cdot b \end{aligned} \right\} \text{IV - 56}$$

Hai thành phần thẳng đứng và nằm ngang của tổng hợp lực tải trọng giới hạn xác định theo các công thức sau đây:

$$\left. \begin{aligned} p_{gh} &= \frac{1}{2} \cdot (p_{gh(y=0)} + p_{gh(y=b)}) \cdot b \\ \tau_{gh} &= p_{gh} \cdot \text{tg}\delta \end{aligned} \right\} \text{IV - 57}$$

Đối với trường hợp tải trọng lệch tâm như ở trên (cả hai trường hợp a và b) thực ra nếu muốn tính toán sức chịu tải của nền cho chặt chẽ thì không những chỉ kiểm tra trị số p_{gh} và p , mà còn phải kiểm tra cả điểm đặt của tải trọng nữa (điểm đặt của p_{gh} phải trùng với điểm đặt của p do tải trọng ngoài tác dụng. Nhưng theo lời



Hình IV-20

giải của V.V.Xôcolovxki thì tải trọng giới hạn p_{gh} chỉ có một điểm đặt nhất định với độ lệch tâm e_{gh} :

$$e_{gh} = \frac{b}{3} \cdot \left[\frac{2 \cdot p_{gh(y=b)} + p_{gh(y=0)}}{p_{gh(y=b)} + p_{gh(y=0)}} - \frac{3}{2} \right] \quad (IV-58)$$

Thực tế thì điểm đặt của p và p_{gh} rất có thể không trùng nhau, như vậy việc kiểm toán theo công thức (IV - 46) cũng không chính xác lắm. Trong trường hợp đó có thể dùng phương pháp có tính quy ước để giải quyết.

Ví dụ IV - 3: Kiểm tra ổn định của nền đất cát có $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$; $\varphi = 30^\circ$ dưới một móng hình băng có chiều rộng bằng 6m, đặt sâu 1,5. Tải trọng tính toán có điểm đặt cách trung điểm đáy móng một đoạn $e = 0,5\text{m}$ và gồm hai thành phần: Thành phần thẳng đứng $P = 150 \text{ T/m}$, thành phần nằm ngang $T = 26,5 \text{ T/m}$.

Trình tự tính toán như sau:

- Tính góc nghiêng của tải trọng tính toán:

$$\delta = \arctg \frac{T}{P} = \frac{26,5}{150} = 0,176 = 10^\circ$$

- Xác định tải trọng giới hạn theo góc nghiêng δ , Căn cứ vào trị số φ và δ , có thể xác định trị số của các hệ số tính toán theo bảng (IV-4):

$$N_q = 12,90 \quad ; \quad N_\gamma = 7,64$$

- Dùng công thức (IV-58) để tính trị số thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn $p_{gh(y=0)}$ và $p_{gh(y=b)}$ tại hai mép cạnh đáy móng.

$$p_{gh(y=0)} = 12,90 \times 1,8 \times 1,5 = 34,8 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$p_{gh(y=b)} = 12,90 \times 1,8 \times 1,5 + 7,64 \times 1,80 \times 6 = 117,3 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Hợp lực p_{gh} của hai thành phần thẳng đứng xác định như sau:

$$P_{gh} = \frac{34,8 + 117,3}{2} \cdot 6 = 456,3 \text{ (T/m)}$$

- Tính độ lệch tâm của tải trọng giới hạn theo công thức (IV-60)

$$e_{gh} = \frac{6}{3} \left(\frac{2 \cdot 117,3 + 34,8}{117,3 + 34,8} - \frac{3}{2} \right) = 0,54\text{m}$$

Như vậy, độ lệch tâm tính toán và độ lệch tâm giới hạn gần bằng nhau, có thể so sánh P_{gh} và P theo K:

$$K = \frac{P_{gh}}{P} = \frac{456,3}{150} = 3,04$$

Bảng IV-4: Trị số của N_q , N_c và N_γ

$\varphi \backslash \delta$		5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	N_q	1,57	2,47	3,94	6,40	10,70	18,4	33,30	64,20	134,50

	N_c	6,49	8,34	11,0	14,90	20,7	30,2	46,20	75,30	133,50
	N_γ	0,17	0,56	1,4	3,16	6,92	15,32	35,16	86,46	236,30
5	N_q	1,24	2,46	3,44	5,56	9,17	15,60	27,90	52,70	96,40
	N_c	2,72	6,56	9,12	12,52	17,50	25,40	38,40	61,60	95,40
	N_γ	0,09	0,38	0,99	2,31	5,02	11,10	24,38	61,38	163,30
10	N_q		1,50	2,84	4,65	7,65	12,90	22,80	42,40	85,10
	N_c		2,84	6,88	10,00	14,30	20,60	31,10	49,30	84,10
	N_γ		0,17	0,62	1,51	3,42	7,64	17,40	41,78	109,50
15	N_q			1,77	3,64	6,13	10,40	18,10	33,30	65,40
	N_c			2,94	7,27	11,00	16,20	24,50	38,50	64,40
	N_γ			0,25	0,89	2,15	4,93	11,34	27,61	70,58
20	N_q				2,09	4,58	7,97	13,90	25,40	49,20
	N_c				3,00	7,68	21,10	18,50	29,10	48,20
	N_γ				0,32	1,19	2,92	6,91	16,41	43,00
25	N_q					2,41	5,67	10,20	18,70	26,75
	N_c					3,03	8,09	13,20	21,10	35,75
	N_γ					0,38	1,50	3,84	9,58	24,86
30	N_q						2,75	8,94	13,10	25,40
	N_c						3,02	8,49	14,40	24,40
	N_γ						0,43	1,84	4,96	13,31
35	N_q							3,08	8,43	16,72
	N_c							2,97	8,86	15,72
	N_γ							0,47	2,21	6,41
40	N_q								3,42	10,15
	N_c								2,88	9,15
	N_γ								0,49	2,60
45	N_q									3,78
	N_c									2,70
	N_γ									0,50

4.2.3. Phương pháp Bêrêzantxev.

V.G.Bêrêzantxev áp dụng phương pháp của V.V.Xôcôlovski để xác định tải trọng giới hạn phân bố đều (thực chất là trị số trung bình cường độ tải trọng giới hạn) khi lực tác dụng đúng tâm, đối với cả trường hợp bài toán phẳng và bài toán không gian.

Điểm tiến bộ trong phương pháp này là việc xét tới hiện tượng thực tế tồn tại nêđ đất dưới đáy móng. Trong nhiều công trình nghiên cứu bằng thí nghiệm nêđ đất tác giả đã quan sát thấy sự hình thành của nêđ đất này. Đó là một bộ phận của đất nền dính liền với đáy móng như một thể thống nhất. Sự hình thành của nêđ đất có thể giải thích như sau: Khi móng lún, nó có khuynh hướng làm chuyển dịch đất sang hai bên. Nhưng vì giữa đáy móng và đất có ma sát, cũng như trong đất có ma sát và lực dính nên có một phần đất không di chuyển được. Cho nên khối đất đó dính liền với móng và ngày càng bị ép chặt vào thành nêđ đất. Nêđ đất hình thành do nhiều yếu tố như: độ nhám của móng, độ sâu của móng, độ chặt của đất, tính chất của tải trọng, v.v... trong đó chủ yếu là do sự ma sát giữa đáy móng và đất nền, cũng như tính ma sát và dính kết giữa các hạt đất. Hình dạng của nêđ đất gần giống như hình tam giác cân với cạnh đáy là chiều rộng đáy móng, góc ở đỉnh thường có trị số khoảng 60^0-90^0 . Trong phạm vi của nêđ, đất bị nén chặt hơn đất ở xung quanh.

Nhiều công trình nghiên cứu chứng tỏ rằng, nê-m đất có tác dụng làm tăng sức chịu tải của nền đất.

V.G.Bêrêzantxev đã dựa trên nhiều nghiên cứu thực nghiệm kết hợp phương pháp của V.V.Xôcôlovski để tính toán và đã đưa ra được những đường trượt tương đối đơn giản nhưng xấp xỉ như những đường trượt xác định bằng tính toán đồng thời đưa ra lời giải thực dụng để xác định được tải trọng giới hạn của nền đất cho cả bài toán phẳng và bài toán không gian.

a) Trường hợp móng nông:

Qua thí nghiệm thấy rằng đối với móng nông ($\frac{h}{b} < 0,5$), đất nền bị phá hoại theo kiểu đất bị trượt và trôi lên mặt.

* *Bài toán phẳng:* các đường trượt có dạng như hình (IV-21)

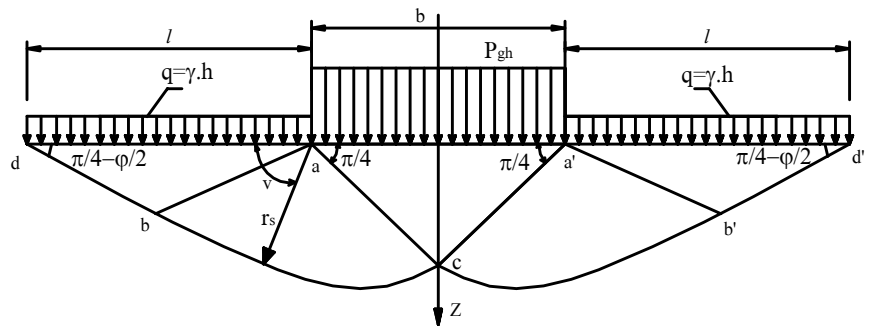
Nê-m đất có dạng hình tam giác cân, hai góc ở đáy bằng $\frac{\pi}{4}$ trong khu vực abc và a'b'c', họ đường trượt thứ nhất bao gồm các đường thẳng xuất phát từ a và a', họ đường trượt thứ hai là những cung của đường xoắn lôgarít có phương trình:

$$r_s = \frac{b}{\sqrt{2}} \cdot e^{(\frac{3\pi}{4}-\nu) \cdot \text{tg} \frac{3}{4}\varphi} \tag{IV-59}$$

Trong đó: ν - góc quét của r_s so với ad.

Đoạn db và d'b' hợp với đường nằm ngang một góc bằng $(45^\circ - \varphi/2)$

Sau khi giải hệ phương trình vì phân cân bằng giới hạn đối với từng đoạn, sẽ xác định được trạng thái ứng suất lần lượt tại d, b, a và c (cũng như vậy, đối với d', b' và a') do đó tính được trị số ứng suất



Hình IV-21: Sơ đồ tính toán đối với trường hợp bài toán phẳng, móng nông.

pháp và tiếp tại a, c và a'. Giả thiết rằng ứng suất giữa các điểm a, c và a', c phân bố theo đường thẳng và coi nê-m đất như một vật rắn ở trạng thái cân bằng tĩnh học dưới tác dụng của tải trọng giới hạn $p_{gh} \cdot b$, trọng lượng nê-m đất và các ứng suất trên hai cạnh ac và a'c, V.G.Bêrêzantxev đã tìm được công thức xác định tải trọng giới hạn trung bình p_{gh} :

$$p_{gh} = A_0 \cdot \gamma \cdot b + B_0 \cdot q + C_0 \cdot c \tag{IV-60}$$

trong đó: $q = \gamma \cdot h$

A_0, B_0, C_0 - các hệ số của sức chịu tải, tra ở bảng (IV-5) phụ thuộc vào φ .

Bảng (IV-5): Trị số của A_0, B_0 và C_0

φ (độ) Hệ số	16	18	20	22	24	26	30	32	34	36	38	40	42	44	46
A_0	1,7	2,3	3,0	3,8	4,9	6,8	10,8	14,3	39,8	26,2	37,4	50,1	77,3	10,3	159,6
B_0	4,4	5,3	6,5	8	9,8	12,3	19,3	24,7	32,6	32,6	54,8	72	98,7	137,2	195
C_0	11,7	13,2	15,1	17,2	19,8	23,2	31,5	38	47	47	70	84,7	108,8	141,2	187,5

Ví dụ IV-4. Xác định tải trọng giới hạn của nền đất dưới đáy móng cứng hình băng rộng 4m, đặt sâu 1,5m, nền đất là á sét có $\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$, $\varphi = 22^\circ$, $c = 1 \text{ T/m}^2$.

Trình tự tính toán:

Với $\varphi = 22^\circ$, tra bảng (IV-5) được các trị số $A_0 = 3,8$; $B_0 = 8,0$ và $C_0 = 17,2$.

Theo công thức (IV-62)

$$p_{gh} = 3,8.1,8.4 + 8.1,8.1,5 + 17,2.1 = 66,1 \text{ T/m}^2$$

**Bài toán không gian:* Đối với móng tròn đặt nông, sơ đồ tính toán có dạng như hình (IV-22).

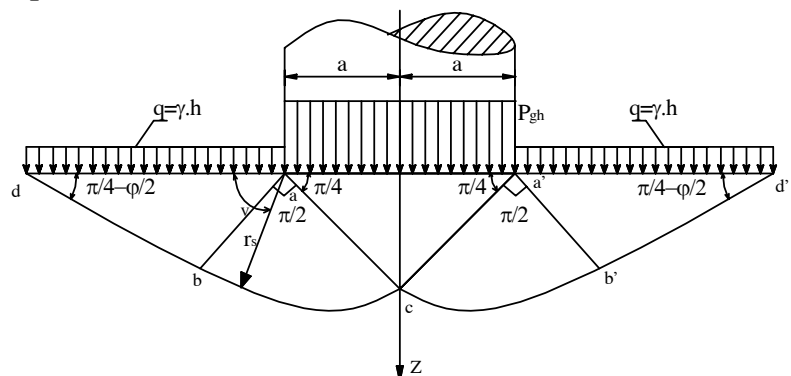
Nếu cắt móng bằng một mặt phẳng thẳng đứng đi qua tâm đáy móng thì thấy nê đất có hình tam giác cân với góc đáy bằng 45° . Đường trượt cũng chia làm hai đoạn khác nhau. Đoạn db và d'b' là các đoạn thẳng nghiêng một góc bằng $(\pi/4 - \varphi/2)$ so với đường nằm ngang. Các góc bac và b'dc đều là góc vuông. Đoạn bc và b'c là những đường xoắn lôgarít có phương trình:

$$r_s = \frac{a\sqrt{2}}{\cos \frac{\varphi}{2}} e^{\left(\frac{3}{4}\pi - \frac{\varphi}{2} - \nu\right) \cdot \text{tg} \frac{\varphi}{2}} \tag{IV-61}$$

trong đó: a - bán kính mặt đáy móng

ν - góc quét của r_s so với ab

Sau khi giải hệ phương trình vi phân cân bằng giới hạn đối với từng đoạn và giải phương trình cân bằng tĩnh của nê đất như đối với bài toán phẳng, sẽ tìm được công thức tính toán tải trọng giới hạn trung bình của nền đất dưới đáy móng tròn đặt nông.



Hình IV-22: Sơ đồ tính toán đối với trường hợp bài toán không gian, móng tròn đặt nông.

$$p_{gh} = A_k \cdot \gamma \cdot a + B_k \cdot q + C_k \cdot c \tag{IV-62}$$

Trong đó: A_k , B_k và C_k - các hệ số sức chịu tải, tra ở bảng (IV-6) phụ thuộc vào φ .

Đối với móng có đáy là hình vuông V.G.Bêrêzantxev đề nghị áp dụng công thức (IV-62) một cách gần đúng như sau:

$$p_{gh} = A_k \cdot \gamma \cdot \frac{b}{2} + B_k \cdot q + C_k \cdot c \tag{IV-63}$$

Trong đó: b - là cạnh của đáy móng

Bảng IV-6: Trị số của A_k , B_k và C_k

φ (độ) Hệ số	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
A_k	4,1	5,7	7,3	9,9	14	18,9	25,3	34,6	48,8	69,2	97,2	142,5	126
B_k	5,5	6,5	8,5	10,8	14,1	18,6	24,8	32,8	45,5	64	87,6	127	185
C_k	12,8	16,8	20,9	24,6	29,9	36,4	45	55,4	71,5	93,6	120	161	219

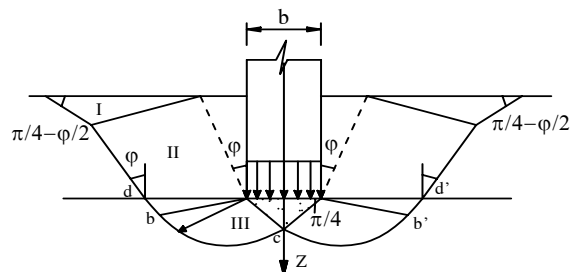
b. Trường hợp móng sâu vừa ($0,5 < h/b < 2$)

Đối với nền đất tương đối chặt (đủ để cho khi nền bị phá hoại thì đất trồi lên mặt) những thí nghiệm đã chứng tỏ rằng, nếu độ sâu đặt móng tương ứng h/b tăng dần thì hình dạng của đường trượt cũng thay đổi, đường trượt là những đường cong đi lên phía mặt đất theo độ dốc lớn, chứ không thoải như trường hợp móng nông. Chỉ tới khi gần mặt đất thì mới có một đoạn thoải và cuối cùng gặp mặt đất dưới một góc bằng $(\pi/4 - \varphi/2)$ (trường hợp bài toán phẳng, hình IV-23a). Lớp đất trong phạm vi đặt móng tương đối dày, cho nên không thể dùng phương pháp đơn giản thay tác dụng của nó bằng một tải trọng phân bố đều $q = \gamma \cdot h$ như trước được. Qua nghiên cứu các tác giả đều thấy rằng, ứng suất tác dụng trên mặt Oy không phải là thẳng đứng mà là nghiêng. Đó là tác dụng qua lại giữa các lớp đất phía trên và phía dưới đáy móng. Chính vì vậy mà hình dạng đường trượt phía dưới đáy móng cũng thay đổi so với trường hợp móng nông (V.G.Bêrêzantxev và V.A.Iarotsenco)

* *Bài toán phẳng*: Sơ đồ tính toán như hình (IV-23a). Công thức tính toán có dạng:

$$p_{gh} = A \cdot \gamma \cdot b \tag{IV-64}$$

Trong đó: A - hệ số tải trọng, phụ thuộc vào φ và h/b , tra trong bảng (IV-7).



Hình IV-23a

Bảng IV-7: Trị số của A

φ (độ) \ h/b	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46
0,5	14	17,5	22,5	29,2	41,7	52,7	72	98,5	137	200	285
1,0	21,3	29,4	34,8	45,2	59	79,5	105,3	146,2	204	295	412
2,0	36,3	48,5	58,9	76,2	99	138	177	242	331	472	667

* Bài toán không gian: Cùng với phương pháp trên, V.G.Bêrêzantxev đã giải quyết trường hợp móng tròn có đường kính đáy móng bằng 2a. Tải trọng giới hạn tính theo công thức sau:

$$p_{gh} = A'_k \cdot \gamma \cdot a \quad (IV-65)$$

Trong đó: A'_k - hệ số sức chịu tải lấy theo biểu đồ (hình IV-23b)

Ví dụ IV-5:

Cũng với nền đất á sét như ví dụ IV-5, tính tải trọng giới hạn đối với trường hợp một móng có đáy là hình vuông, có cạnh bằng 4m, đặt sâu 1,5m.

Trình tự tính toán như sau:

Với $\varphi = 22^\circ$ theo bảng (IV-6), $A_k = 9,9$; $B_k = 10,8$; $C_k = 24,6$.

Theo công thức (IV-63):

$$p_{gh} = 9,9 \cdot 1,8 \cdot \frac{4}{2} + 10,8 \cdot 1,8 \cdot 1,5 + 24,6 \cdot 2$$

$$p_{gh} = 89,6 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Ví dụ IV-6 : Đất nền là cát mịn có $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$ và $\varphi = 30^\circ$

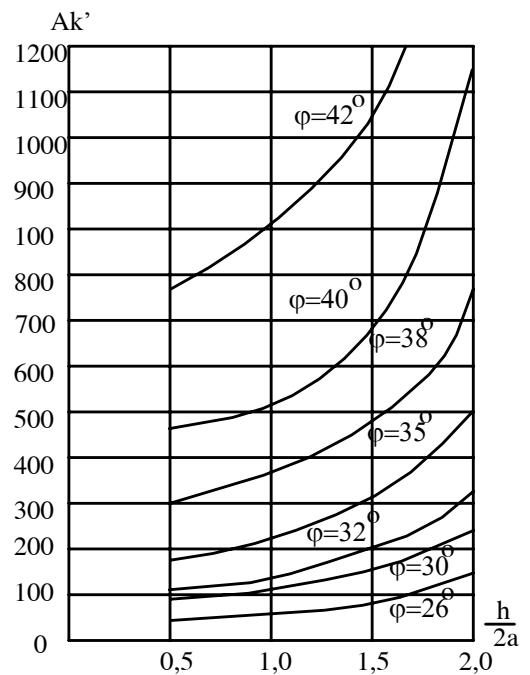
Tính sức chịu tải giới hạn của nền đất dưới đáy móng băng rộng 6m, đặt sâu 12m.

Trình tự tính toán như sau:

- Đây là trường hợp bài toán phẳng với $\frac{h}{b} = \frac{12}{6} = 2$; Tra bảng (IV-7) với $\varphi = 30^\circ$

được $A = 58,9$, do đó: $p_{gh} = A \cdot \gamma \cdot b = 58,9 \cdot 1,9 \cdot 6 = 672 \text{ (T/m}^2\text{)}$

Ví dụ IV-7: Với điều kiện địa chất như ví dụ (IV-6). Tính sức chịu tải giới hạn của nền đất dưới một móng tròn có đường kính bằng 6m, đặt sâu 12m.



Hình IV-23b: Biểu đồ xác định

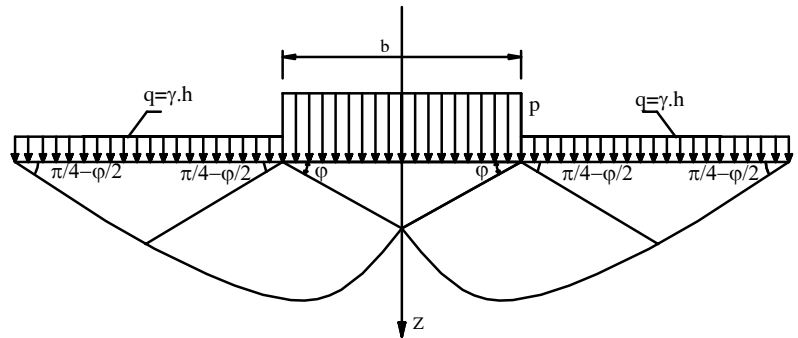
Trình tự tính toán như sau:

Đây là trường hợp bài toán không gian. Trị số của độ sâu đặt móng tương đối $\frac{h}{2a} = 2$; Tra biểu đồ (IV-23) được $A'_k = 240$.

Theo công thức (IV-65): $p_{gh} = 240.1,9.\frac{6}{2} = 1.370 \text{ (T/m}^2\text{)}$

4.2.4. Phương pháp K.Terzaghi:

Sơ đồ tính toán của K.Terzaghi là vẫn dùng những đường trượt như ở trường hợp $\gamma = 0$, đồng thời có chú ý đến sự tồn tại của nê-m đất mà K.Terzaghi giả thiết là hình tam giác cân với góc ở đáy bằng φ cho phù hợp với các kết quả của thí nghiệm nén (hình IV-25). Nê-m đất phải khắc phục áp lực bị động của đất trong khu vực cân bằng giới hạn ở hai bên và dính kết chặt với đáy móng, các mặt trượt trong vùng (II) và (III) được xác định tương tự như trong phương pháp của Reisner.



Hình IV-24: Sơ đồ tính toán đối với bài toán phẳng của K.Terzaghi

Trên cơ sở nhận định như vậy, K.Terzaghi đã đưa ra công thức tính tải trọng giới hạn ở trường hợp bài toán phẳng như sau:

$$p_{gh} = N_{\gamma} \cdot \frac{\gamma \cdot b}{2} + N_q \cdot \gamma \cdot h + N_c \cdot c \tag{IV-66}$$

Trong đó: N_{γ} , N_q và N_c - Các hệ số sức chịu tải, phụ thuộc vào góc ma sát φ và tính theo biểu đồ(hình IV-25).

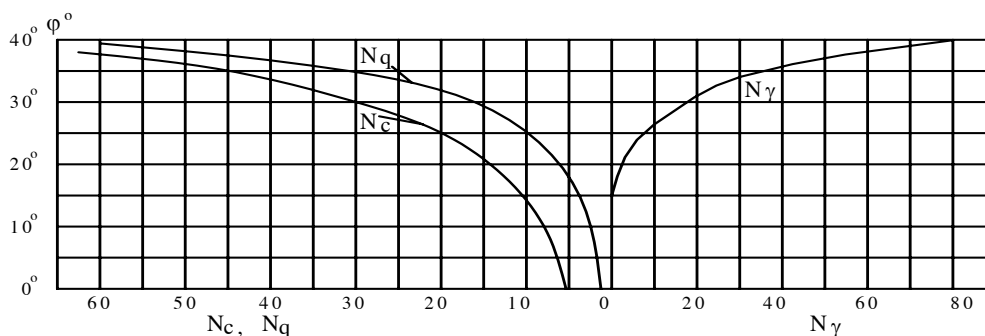
Ngoài ra K.Terzaghi còn đưa ra các hệ số kinh nghiệm vào công thức (IV-66) để tính tải trọng giới hạn trong trường hợp bài toán không gian.

- Đối với móng vuông có cạnh là b:

$$p_{gh} = 0,4.N_{\gamma}.\gamma.b + N_q.\gamma.h + 1,3N_c.c \tag{IV-67}$$

- Đối với móng tròn có bán kính R:

$$p_{gh} = 0,6.N_{\gamma}.\gamma.R + N_q.\gamma.h + 1,3.N_c.c \tag{IV-68}$$



Hình IV-25: Biểu đồ để tra N_γ , N_q và N_c

Ví dụ IV-8 : Tính sức chịu tải của nền đất á sét có $\gamma = 1,8 \text{ (t/m}^3\text{)}$, $\varphi = 22^\circ$, $c = 1 \text{ (T/m}^2\text{)}$ dưới tác dụng của móng hình băng có bề rộng là 4m, đặt sâu 1,5m.

Trình tự tính toán như sau:

Với $\varphi = 22^\circ$ tra đồ thị (IV-25) được: $N_\gamma = 6$; $N_q = 8$ và $N_c = 19$.

Theo công thức (IV-66):

$$p_{gh} = 6 \cdot \frac{1,8 \cdot 4}{2} + 8 \cdot 1,8 \cdot 1,5 + 19 \cdot 1 = 62,2 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

4.2.5. Phương pháp P.Đ.Evdôkimov - C.C. Goluskevit:

P.Đ.Evdôkimov và Goluskevit đã dùng phương pháp vẽ để tính tải trọng giới hạn hình băng tác dụng trên nền đất đồng nhất. Phương pháp này thường được dùng trong các công trình thủy lợi. Nội dung của phương pháp P.Đ.Evdôkimov là để xác định tải trọng giới hạn, P.Đ.Evdôkimov cũng dùng các đường trượt của trường hợp $\gamma = 0$, nhưng trong quá trình tính toán thì vẫn xét tới trọng lượng của đất ở các khu vực trượt (tức là chỉ tính đến tổng hợp lực của trọng lượng đất ở từng khu vực, chứ không xét đến trọng lượng đất như là những lực thể tích). Khi đất nền ở trạng thái giới hạn, phạm vi vùng trượt bao gồm 3 khu vực (hình IV-26), trong đó khu vực I, tức là khu vực chủ động, biểu thị bởi tam giác ABE. Đoạn mặt trượt AB phẳng nghiêng với mặt nền một góc là ν , trị số góc nghiêng ν này phụ thuộc vào góc ma sát trong φ của đất nền và góc lệch δ của hợp lực tổng tải trọng công trình (R_{gh}) so với phương thẳng đứng.

Trị số của góc ν có thể xác định theo công thức sau:

$$\nu = 0,5 \left[\arccos\left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi}\right) + \varphi - \delta \right] \tag{IV-69}$$

Trị số của góc ABE bằng $\frac{\pi}{2} - \varphi$. Biết được góc này sẽ vẽ được khu vực I. Nếu biết bề rộng đáy móng là b thì sẽ tính được độ dài của AB và EB.

Khu vực II, tức là khu vực quá độ, có dạng hình quạt EBC, trong đó đường BC là đường xoắn lôgarit với phương trình:

$$\overline{EC} = r = r_0 \cdot e^{\theta \cdot \text{tg} \varphi} = \overline{EB} \cdot e^{\theta \cdot \text{tg} \varphi} \tag{IV-70}$$

Trong đó : $\theta = 45^\circ - \varphi/2 + \nu$ (IV-71)

Từ E kẻ EC làm với mặt phẳng ED một góc $\mu=(45^\circ-\varphi/2)$, như vậy điểm C được xác định, tương tự từ C kẻ đường thẳng làm với mặt phẳng nằm ngang tại đáy móng một góc $\mu=(45^\circ-\varphi/2)$, điểm giao cắt đó là điểm D, như vậy kích thước khu vực III đã xác định.

Khu vực III, tức là khi vực bị động, biểu thị bởi tam giác cân CDE, có hai góc đáy là $CDE = CED = (45^\circ-\varphi/2)=\mu$.

Từ đó, sẽ có góc BEA được ký hiệu là α và tính theo biểu thức sau:

$$\alpha = \frac{\pi}{2} + \varphi - \nu \quad (IV-72)$$

Lực dính của đất được xét bằng cách cho một áp lực phụ thêm tác dụng vuông góc với nền và có trị số bằng $\sigma_\varepsilon = c/tg\varphi$

Trọng lượng đất trong các khu vực I, II và III được ký hiệu là P_1 , P_2 và P_3 và tính theo các công thức sau đây:

$$p_1 = 0,5 \cdot \gamma \cdot b \cdot r_0 \cdot \sin \alpha \quad (IV-111a)$$

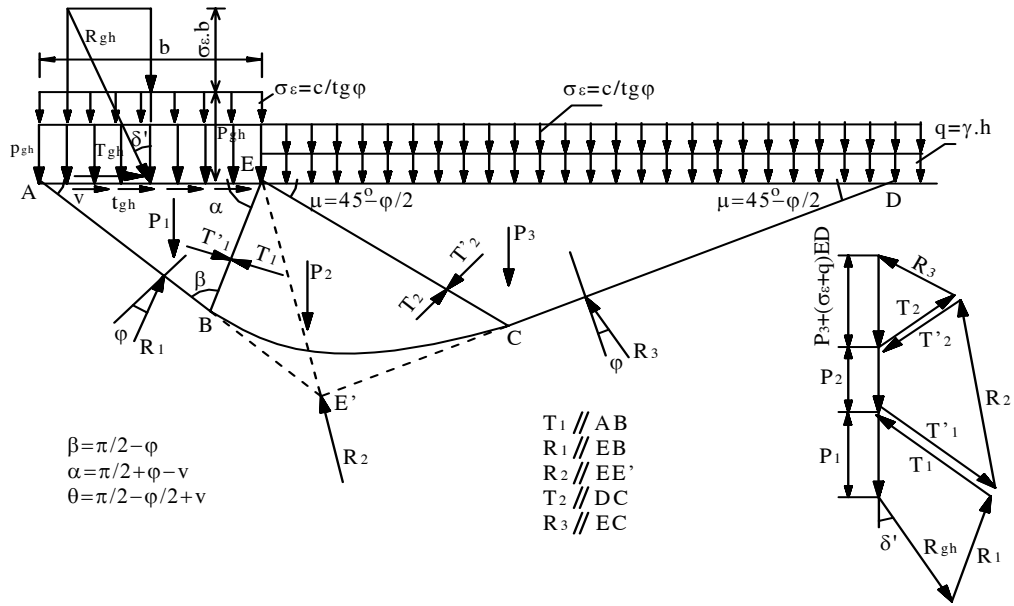
$$p_2 = \frac{r^2 - r_0^2}{4 \cdot tg\varphi} \cdot \gamma \quad (IV-111b)$$

$$p_3 = 0,5 \cdot \gamma \cdot r^2 \cdot \cos\varphi \quad (IV-111c)$$

Các đại lượng có dạng e^x , trong các công thức trên được tính theo bảng (IV-8).

Các lực tác dụng lên khối đất trượt bao gồm tải trọng giới hạn p_{gh} , tải trọng tương đương σ_ε , trọng lượng đất P_1 , P_2 , P_3 các phản lực R_1 , R_2 , R_3 và khi xét từng khối đất riêng biệt, thì còn các phản lực T_1 , T_2 . Khi đất ở trạng thái cân bằng giới hạn, các lực R_1 , R_3 và T_1 , T_2 làm với pháp tuyến của mặt tác dụng một góc bằng φ . Phản lực R_2 được xem như tác dụng trên đoạn EE' , trong đó EE' là giao điểm của AB và DC. Các vùng đất trượt được coi như những khối vật thể rắn.

Vẽ đa giác lực, điều kiện để khối trượt ABCDE cân bằng là đa giác lực phải khép kín. Việc xét sự cân bằng của toàn khối và vẽ đa giác lực cho toàn hệ được thực hiện bằng cách lần lượt xét cân bằng và vẽ đa giác lực cho từng khu I, II, III nối tiếp nhau bắt đầu từ khu III đến khu II và khu I. Kết quả thể hiện trên hình (IV-26).



Hình IV-26 : Sơ đồ tính toán theo phương pháp P.Đ.Evdôkimov-C.C.Goluskevít

Phương pháp này có thể được sử dụng theo hai trường hợp khác nhau:

- Nếu tải trọng thiết kế p đã biết trước, tức là góc nghiêng δ đã biết, từ đó có thể tính được tải trọng giới hạn p_{gh} , rồi kiểm tra hệ số an toàn theo điều kiện (IV-46).

Tải trọng p_{gh} tìm được bằng cách vẽ đa giác lực (hình IV-26), thành phần thẳng đứng và thành phần nằm ngang của tải trọng giới hạn xác định theo công thức:

$$p_{gh} = \frac{R_{gh}}{b} \cos \delta - \sigma_c \tag{IV-74.a}$$

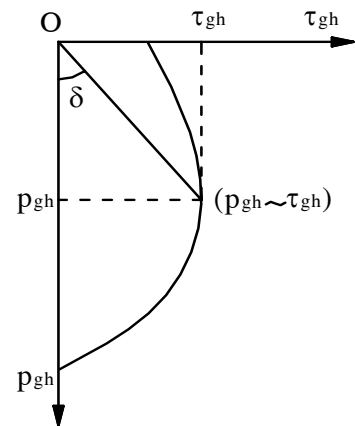
$$\tau_{gh} = \frac{R_{gh}}{b} \cdot \sin \delta \tag{IV-74.b}$$

Trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm thì dùng bề rộng móng hữu hiệu (b') thay cho bề rộng toàn bộ móng (b):

$$b' = b - 2e \tag{IV-75}$$

Trong đó e là độ lệch tâm của tải trọng.

- Nếu tải trọng chưa biết, tức là góc δ cũng chưa biết thì không thể làm như cách trên được. Lúc này giả định một loạt các trị số δ , rồi dùng phương pháp nói trên để tìm p_{gh} và τ_{gh} , sau đó dựng đường cong quan hệ $\tau_{gh} = f(p_{gh})$ như hình (IV-27). Sau khi thiết kế công trình và đã có trị số của tải trọng thiết kế p và τ sẽ xác định được điểm M trên đồ thị đó. Nếu M nằm đúng trên đường cong $\tau = f(p)$ thì đất nền ở trạng thái cân bằng giới hạn (hệ số an toàn $K_t = 1$), điểm M ở phía trong đường cong thì đất nền ổn định. Ngoài ra nếu có trị số của tải trọng thẳng đứng p thì có thể dùng đường cong đó để tìm tải trọng giới hạn nằm ngang τ_{gh} lúc đó coi $p = p_{gh}$. Cũng có thể làm ngược lại, bằng cách xuất



Hình IV-27

phát từ tải trọng nằm ngang τ để tìm tải trọng giới hạn thẳng đứng p_{gh} lúc đó tải trọng τ được coi như tải trọng giới hạn.

Để thuận tiện trong tính toán sức chịu tải của nền khi thiết kế công trình thủy, tải trọng giới hạn có thể xác định dựa vào công thức giải tích tính p_{gh} , được thành lập trên cơ sở đa giác lực ở hình (IV-26).

Thành phần thẳng đứng của tải trọng được xác định theo công thức sau:

$$p_{gh(y)} = N_\gamma \cdot \gamma \cdot y + N_q \cdot q + N_c \cdot c \tag{IV-76}$$

Thành phần tiếp tuyến với đáy móng:

$$\tau_{(x)gh} = p_{gh(y)} \cdot \text{tg} \delta \tag{IV-77}$$

Trong đó: $q = \gamma h$ - Tải trọng hông

$0 \leq y \leq b$ toạ độ của điểm cần tính

N_γ, N_q, N_c - Các hệ số tải trọng giới hạn phụ thuộc vào góc φ và δ tra theo bảng (IV - 9).

γ, φ, c - là dung trọng, góc ma sát trong và lực dính của đất nền

b - bề rộng móng

Khi gặp trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm thì bề rộng móng được chọn là bề rộng móng hữu hiệu (b'): $b' = b - 2e$; trong đó e là độ lệch tâm của tải trọng.

Như vậy, để xác định được sức chịu tải của nền đất đối với các công trình thủy, cần phải tiến hành các bước sau đây:

- Giả sử nhiều giá trị của góc δ : ($\delta = 0; \delta = 0,14; \delta = 0,34; \delta = 0,94$).
- Với mỗi trị số δ , tính các cặp trị số p_{gh}, τ_{gh} , theo công thức (IV- 76, IV-77).
- Vẽ đường cong quan hệ $p_{gh} - \tau_{gh}$ như hình (IV - 27).
- -Cặp giá trị p_{gh} và τ_{gh} của điểm nào đó trên đường cong với góc δ đúng bằng với góc nghiêng của tải trọng thực tế công trình, thì cặp giá trị đó chính là tải trọng giới hạn cần tìm.
- Dựa vào điều kiện (IV - 46) sẽ nhận được trị số sức chịu tải hoặc kiểm tra độ bền vững và tính ổn định của nền đất.

Bảng IV-8: Trị số e^x với $x = \theta.tg\varphi$

X	e^x	x	e^x	x	e^x	x	e^x
0,00	1,0000	0,40	1,4918	0,75	2,1170	1,10	3,0042
01	1,0101	41	1,5068	76	2,1383	11	3,0344
02	1,0202	42	1,5220	77	2,1598	12	3,0649
03	1,0305	43	1,5373	78	2,1815	13	3,0957
04	1,0408	44	1,5527	79	2,2034	14	3,1268
0,05	1,0513	0,45	1,5683	0,80	2,2255	1,15	3,1582
06	1,0618	46	1,5841	81	2,2479	16	3,1899
07	1,0725	47	1,6000	82	2,2705	17	3,2220
08	1,0833	48	1,6161	83	2,2933	18	3,2544
09	1,0942	49	1,6323	84	2,3164	19	3,2871

0,10	1,1052	0,50	1,6487	0,85	2,3396	1,20	3,3201
11	1,1163	51	1,6653	86	2,3632	21	2,3535
12	1,1275	52	1,6820	87	2,3869	22	3,3872
13	1,1388	53	1,6989	88	2,4109	23	3,4212
14	1,1503	54	1,7160	89	2,4351	24	3,4556
0,15	1,1618	0,55	1,7333	0,90	2,4596	1,25	3,4903
16	1,1735	56	1,7507	91	2,4843	26	3,5254
17	1,1853	57	1,7683	92	2,5093	27	3,5609
18	1,1972	58	1,7860	93	2,5345	28	3,5966
19	1,2092	59	1,8040	94	2,5600	29	3,6328
0,20	1,2214	0,60	1,8221	0,95	2,5857	1,30	3,6693
21	1,2337	61	1,8404	96	2,6117	31	3,7062
22	1,2461	62	1,8589	97	2,6379	32	3,7434
23	1,2586	63	1,8776	98	2,6645	33	3,7810
24	1,2712	64	1,8965	99	2,6912	34	3,8190
0,25	1,2840	0,65	1,9155	1,00	2,7183	1,35	3,8574
26	1,2969	66	1,9348	01	2,7456	36	3,8962
27	1,3100	67	1,9542	02	2,7732	37	3,9354
28	1,3231	68	1,9739	03	2,8011	38	3,9749
29	1,3364	69	1,9937	04	2,8292	39	4,0149
0,30	1,3499	0,70	2,0138	1,05	2,8577	1,40	4,0552
31	1,3634	71	2,0340	06	2,8864	41	4,0960
32	1,3771	72	2,0544	07	2,9154	42	4,1371
33	1,3910	73	2,0751	08	2,9447	43	4,1787
34	1,4049	74	2,0959	09	2,9743	44	4,2207
0,35	1,4191	0,75	2,1170	1,10	3,0042	1,45	4,2631
36	1,4333					46	4,3060
37	1,4477					47	4,3492
38	1,4623					48	4,3929
39	1,4770					49	4,4371
0,40	1,4918					1,50	4,4817

Bảng IV-9. Hệ số tải trọng giới hạn N_γ , N_C , N_q theo phương pháp Evđokimov-Goluskevít

$\varphi(^{\circ})$	Hệ số	δ (tính theo φ)					
		0	0,1 φ	0,3 φ	0,5 φ	0,7 φ	0,9 φ
8	N_γ	0,4089	0,3984	0,3598	0,3037	0,2340	0,1485
	N_C	14,643	14,399	13,855	13,218	12,440	11,356
	N_q	2,0580	2,0237	1,9473	1,8577	1,7484	1,5960
10	N_γ	0,5968	0,5742	0,5070	0,4184	0,3145	0,1929
	N_C	14,016	13,715	13,052	12,288	11,374	10,133
	N_q	2,4714	2,4184	2,3014	2,1667	2,0056	1,7866
12	N_γ	0,8407	0,8001	0,6914	0,5578	0,4084	0,2417
	N_C	13,989	13,617	12,807	11,891	10,818	9,3988
	N_q	2,7935	2,8945	2,7223	2,5276	2,2995	1,9978

14	N_γ	1,1584	1,0908	0,9227	0,7274	0,5182	0,2951
	N_C	14,381	13,921	12,930	11,831	10,571	8,9502
	N_q	3,5857	3,4708	3,2240	2,9500	2,6357	2,2316
16	N_γ	1,5732	1,4660	1,2136	0,9340	0,6465	0,3537
	N_C	15,118	14,547	13,335	12,016	10,536	8,6856
	N_q	4,3351	4,1713	3,8238	3,4458	3,0210	2,4905
18	N_γ	2,1179	1,9527	1,5809	1,1867	0,7971	0,4181
	N_C	16,182	15,471	13,985	12,398	10,660	8,5492
	N_q	5,2577	5,0269	4,5440	4,0285	3,4635	2,7778
20	N_γ	2,8368	2,5872	2,0465	1,4965	0,9740	0,4889
	N_C	17,583	16,697	18,870	12,959	10,915	8,5081
	N_q	6,3996	6,0772	5,4122	4,7169	3,9728	3,0967
22	N_γ	3,7915	3,4188	2,6395	1,8779	1,1826	0,5669
	N_C	19,358	18,250	15,998	13,693	11,287	8,5420
	N_q	7,8211	7,3773	6,4634	5,5323	4,5602	3,4512
24	N_γ	5,0700	4,5173	3,3998	2,3499	1,4293	0,6530
	N_C	21,570	20,178	17,392	14,605	11,769	8,6381
	N_q	9,6036	8,9836	7,7435	6,5026	5,2401	3,8459
26	N_γ	6,7963	5,9796	4,3805	2,9368	1,7224	0,7483
	N_C	24,305	22,548	19,090	15,709	12,362	8,7881
	N_q	11,855	10,998	9,3107	7,6621	6,0295	4,2863
28	N_γ	9,1494	7,9429	5,6548	3,6709	2,0720	0,8541
	N_C	27,684	25,455	21,141	17,029	13,069	8,9870
	N_q	14,720	13,538	11,241	9,0545	6,9490	4,7785
30	N_γ	12,394	10,608	7,3255	4,5958	2,4911	0,7919
	N_C	31,872	29,027	23,619	18,596	13,900	9,2321
	N_q	18,402	16,754	13,637	10,738	8,0253	5,3302
32	N_γ	16,922	14,264	9,5362	5,7696	2,9966	1,1034
	N_C	37,092	33,435	26,616	20,454	14,868	9,5222
	N_q	23,178	20,893	16,632	12,781	9,2906	5,9502
36	N_γ	32,530	26,507	16,492	9,2122	4,3588	1,4170
	N_C	51,963	45,776	34,706	25,281	17,290	10,240
	N_q	37,754	33,258	25,215	18,367	12,562	7,4400
40	N_γ	66,014	51,714	29,605	15,093	6,4272	1,8186
	N_C	76,506	65,611	47,007	32,200	20,552	11,159
	N_q	61,196	55,504	39,444	27,019	17,245	9,3633

Ví dụ IV-9: Cho một móng công trình có chiều rộng $b = 10\text{m}$, đặt trên nền đất dính đồng nhất, có góc ma sát trong $\varphi = 10^\circ$, lực dính đơn vị $c = 0,1 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$, trọng lượng thể tích đẩy nổi $\gamma_{\text{đn}} = 1 \text{ (t/m}^3\text{)}$. Móng chịu tải trọng đứng tâm, thẳng đứng $P = 120 \text{ T/m}$. Xác định hệ số an toàn ổn định, cho biết mực nước trong nền ngang mực nước đáy móng.

Trình tự tính toán như sau:

Dùng phương pháp đồ giải mặt trượt của P.Đ.Evdôkimov - Goluskevít để tính P_{gh} một đơn vị chiều dài để tính.

- Tính các góc của mặt trượt trong trường hợp tải trọng đứng giới hạn ($\delta = 0$):

$$\nu = \alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} = 45^\circ + \frac{10^\circ}{2} = 50^\circ$$

$$\theta = 45^\circ - \varphi/2 + \nu = 45^\circ - 10^\circ/2 + 50^\circ = 90^\circ = 1,57 \text{ (radian)}$$

- Tính các cạnh của khối trượt:

$$r_0 = \overline{EB} = b \cdot \frac{\sin \nu}{\cos \varphi} = 10 \cdot \frac{\sin 50^\circ}{\cos 10^\circ} = 10 \cdot \frac{0,766}{0,984} = 7,8\text{m}$$

$$r = r_0 \cdot e^{\theta \text{tg}\varphi} = 7,8 \cdot e^{1,57 \cdot \text{tg}10^\circ} = 7,8 \cdot e^{1,57 \cdot 0,176} = 7,8 \cdot 1,31 = 10,25\text{m}$$

$$\overline{ED} = 2 \cdot r \cdot \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 2 \cdot 10,25 \cdot \cos 40^\circ = 2 \cdot 10,25 \cdot 0,766 = 15,7\text{m}$$

Dựa vào các số liệu nêu trên, có thể xây dựng được hệ thống mặt trượt như hình (IV-28).

Tính các lực: $P_1 = 0,5 \cdot \gamma_{\text{đn}} \cdot b \cdot r_0 \cdot \sin \alpha = 0,5 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 7,8 \cdot \sin 50^\circ = 29,87 \text{ (T/m)}$

$$P_2 = \gamma_{\text{đn}} \cdot \frac{r^2 - r_0^2}{4 \cdot \text{tg}\varphi} = 1 \cdot \frac{10,25^2 - 7,8^2}{4 \cdot \text{tg}10^\circ} = 62,8 \text{ (T/m)}$$

$$P_3 = 0,5 \cdot \gamma_{\text{đn}} \cdot r^2 \cdot \cos \varphi = 0,5 \cdot 1 \cdot 10,25^2 \cdot \cos 10^\circ = 51,7 \text{ (T/m)}$$

$$P_3 \cdot \sigma_\varepsilon = P_3 + \overline{\sigma_\varepsilon} \cdot \overline{ED} = 51,7 \pm \frac{1}{\text{tg}10^\circ} \cdot 15,7 = 141 \text{ (T/m)}$$

Tính đại lượng phụ:

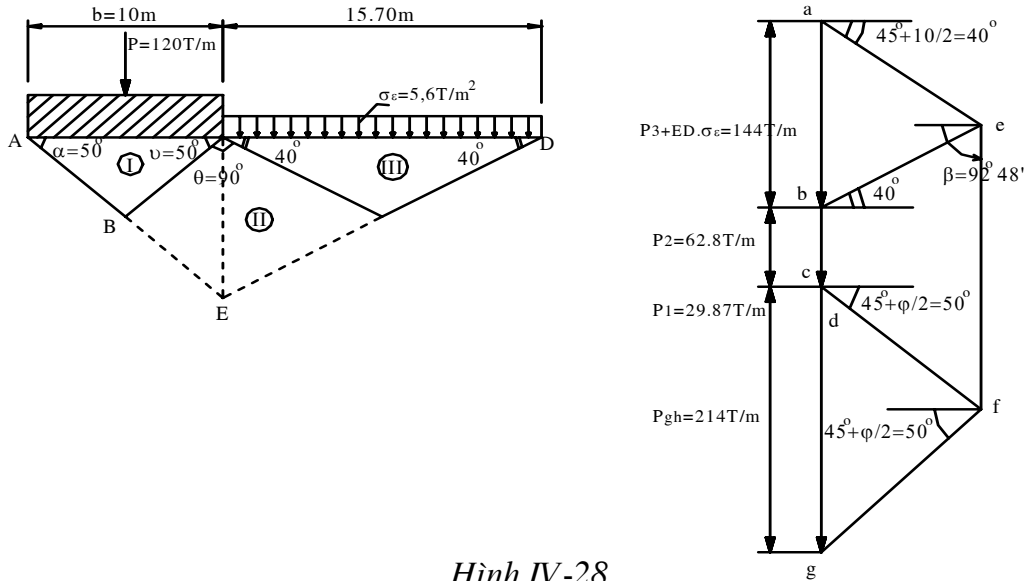
$$\beta = \arctg \frac{e^{\theta \text{tg}\varphi - \cos \theta}}{\sin \theta} + \alpha - \varphi = \arctg \frac{e^{0,276 - \cos 90^\circ}}{\sin 90^\circ} + 50^\circ - 10^\circ = 92^\circ,48'$$

Dựa vào các đại lượng trên để vẽ đa giác lực như hình (IV-28) ta tìm được $P_{\text{gh}} = \overline{dg} = 214 \text{ (T/m)}$.

$$\text{Suy ra : } P_{\text{gh}} = \overline{dg} - \sigma_\varepsilon \cdot b = 214 - \frac{1}{\text{tg}10^\circ} \cdot 10 = 214 - 56,7 = 157,3 \text{ (T/m)}$$

Hệ số an toàn ổn định K_t là:

$$K_t = \frac{P_{gh}}{P} = \frac{157,3}{120} = 1,31$$



Hình IV-28

4.2.6 Phương pháp của J.Brinch Hansen:

Trường hợp nền đất đồng nhất, ở trạng thái ổn định, móng có đáy phẳng, trị số phụ tải ở các phía của móng không khác nhau nhiều quá 25%, thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn được tính theo công thức bán kinh nghiệm của J.Brinch Hansen mà TCXD45-78 giới thiệu là:

$$p_{gh} = A_1 \cdot b \cdot \gamma_I + B_1 \cdot \gamma'_I \cdot h + D_1 \cdot c \tag{IV-78}$$

Tải trọng giới hạn ngang:

$$\tau_{gh} = p_{gh} \cdot \text{tg}\delta \tag{IV-79}$$

Trong đó: A_1, B_1, D_1 - các hệ số không thứ nguyên, xác định theo công thức:

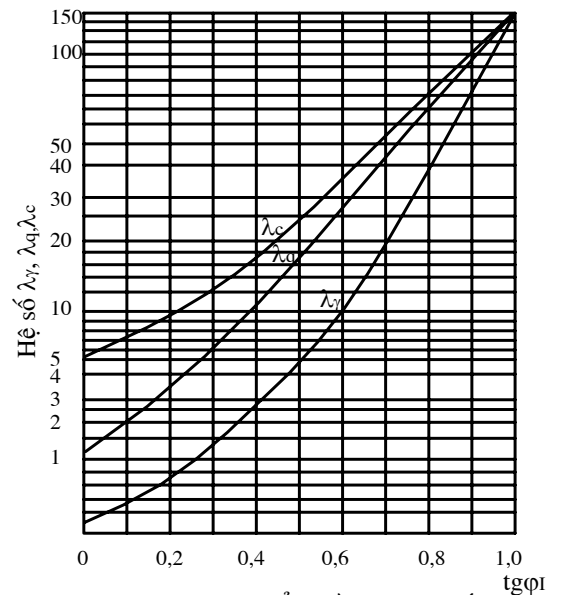
$$A_1 = \lambda_\gamma \cdot i_\gamma \cdot n_\gamma \tag{IV-80}$$

$$B_1 = \lambda_q \cdot i_q \cdot n_q \tag{IV-81}$$

$$D_1 = \lambda_c \cdot i_c \cdot n_c \tag{IV-82}$$

$\lambda_\gamma, \lambda_q$ và λ_c : Các hệ số sức chịu tải, phụ thuộc góc ma sát trong φ_1 của đất nền; tra theo biểu đồ hình (IV-29).

i_γ, i_q và i_c - Các hệ số ảnh hưởng góc



Hình IV-29: Biểu đồ các hệ số sức chịu tải.

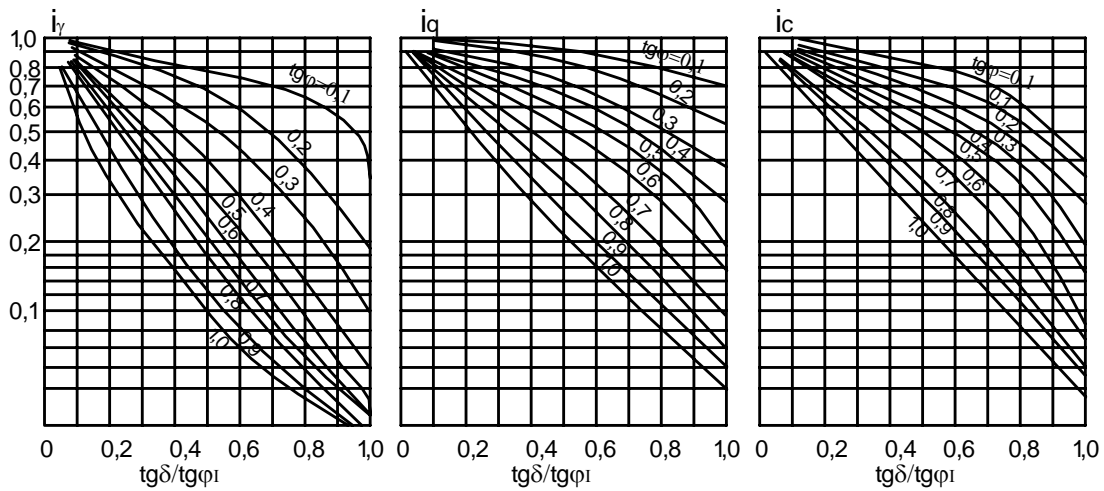
ngiêng của tải trọng phụ thuộc vào góc ma sát trong φ , của đất nền và góc nghiêng δ của tổng hợp lực các tải trọng tại mức đáy móng tra theo biểu đồ (hình IV-30).

n_γ, n_q và n_c - Các hệ số ảnh hưởng của tỷ số cạnh đáy móng hình chữ nhật:
 $n_\gamma = 1 + 0,25/n; \quad n_q = 1 + 1,5/n; \quad n_c = 1 + 0,3/n; \quad n = l/b$ (IV-83)

l, b - chiều dài và chiều rộng của móng, trường hợp tải trọng tác dụng lệch tâm lấy l'/b' với l', b , tính theo công thức (IV-75).

γ_1, γ'_1 - trọng lượng thể tích của đất ở dưới và ở trên mặt đáy móng.

c, h - lực dính đơn vị của đất và chiều sâu đặt móng.



Hình IV-30: Biểu đồ các hệ số góc nghiêng tải trọng

Đối với các công trình cầu cống: Theo quy phạm CH-200-62 của Liên Xô (nay là cộng hoà Liên bang Nga). Khi kiểm tra cường độ của nền theo trạng thái giới hạn thứ nhất thì dùng các công thức của Berzanxev cho các nền đất cát khi góc nghiêng giữa tổng hợp các tải trọng và đường thẳng đứng nhỏ hơn 5° ($\delta < 5^\circ$), còn khi góc nghiêng đó lớn hơn 5° thì dùng công thức tính toán của V.V Xôcolovski.

Song song với việc dùng các công thức của lý thuyết cân bằng giới hạn nói trên, khi chưa có đủ các đặc trưng tính toán của đất (γ và φ), hoặc đối với đất dính, thường dùng công thức kinh nghiệm để xác định sức chịu tải tính toán R (chống nén) của đất nền (T/m^2) như sau:

$$R = 1,2\{R'.[1+K_1(b-2)] + K_2.\gamma'(h-3)\} \quad (IV-84)$$

Trong đó: R' - sức chịu tải quy ước của đất lấy theo bảng (IV-10, IV-11 và IV-12);

b - chiều rộng hoặc đường kính của đáy móng (m); khi $b > 6$ thì vẫn lấy $b = 6m$;

h - độ sâu đặt móng (m);

γ' - trọng lượng thể tích trung bình của đất ở phía trên đáy móng (t/m^3);

γ_1 - trọng lượng thể tích (t/m^3) của lớp đất có chiều dày h_1 (m) trong phạm vi độ sâu đặt móng.

K_1 và K_2 - các hệ số lấy ở bảng (IV-13)

Bảng IV-10: Trị số R' (kG/cm^2) của đất sét.

Tên loại đất	Hệ số rỗng	Độ sét B						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Á cát, với $A < 5$	0,5	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-
	0,7	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-	-
Á sét, với $10 \leq A \leq 15$	0,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0
	0,7	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-
Sét với $A > 20$	0,5	6,0	4,5	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5
	0,6	5,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,5

Ở đây: A - chỉ số dẻo : khi trị số A nằm trong khoảng 5-10 và 15-20 thì lấy trị số R' trung bình giữa Á cát và Á sét, cũng như giữa Á sét và sét. Đối với sét cứng ($B < 0$), trị số R' được xác định theo kết quả thí nghiệm [$R' = 1,5R_n$]

R_n - cường độ phá hoại của mẫu đất khi bị nén theo một trục.

Bảng IV-11 :Trị số R' (kG/cm^2) của đất cát trong nền đất.

Tên đất và độ ẩm	Trạng thái của đất		
	Chặt	Chặt vừa	
- Cát sỏi và cát thô (không phụ thuộc độ ẩm)	4,5	3,5	
- Cát vừa + hơi ẩm	4,0	3,0	
	+ rất ẩm, bão hòa nước	3,5	2,5
- Cát mịn + hơi ẩm	3,0	2,0	
	+ rất ẩm, bão hòa nước	2,5	1,5
- Cát bụi + hơi ẩm	2,5	2,0	
	+ rất ẩm	2,0	1,5
	+ bão hòa nước	1,5	1,0

Bảng IV-12: Trị số R' (kG/cm^2) của đất vụn thô.

Tên đất	R'
- Đá dăm (cuội) có cát lấp đầy các lỗ rỗng	6,0-10,0
- Đá dăm (sỏi) từ những mảnh vụn của đá kết tinh	5,0-8,0
- Đá dăm (sỏi) từ những mảnh vụn của đá trầm tích	3,0-5,0

Bảng IV-13: Trị số K_1 và K_2 .

Tên loại đất	K_1 (m^{-1})	K_2
- Cuội, sỏi, cát sỏi, cát thô, cát vừa	0,10	0,30
- Cát mịn	0,08	0,25
- Cát bụi, á cát	0,06	0,20
- Á sét, sét cứng và nửa cứng	0,04	0,20
- Á sét, sét dẻo và dẻo mềm	0,02	0,15

Nếu móng đặt tại nơi có nước mặt thì trị số của R được cộng thêm với số hạng $0,1H_1$ (kG/cm^2), trong đó H_1 là chiều sâu kể từ mực nước thấp nhất tới đáy sông.

4.3. Phương pháp tính toán dựa vào giả thiết trước mặt trượt .

Khi nền đất phá hoại, đất trượt theo một mặt trượt nhất định. Hiện tượng này đã được nhiều người nhận thấy từ lâu. Nhưng vấn đề xác định mặt trượt một cách chính xác, là một vấn đề hết sức khó khăn và phức tạp, cho nên trước đây một số tác giả đã giả định trước mặt trượt là những mặt gãy khúc (phương pháp của X.I.Belzetxki, N.M Gerxêvanov, Packer, v.v...), rồi từ điều kiện cân bằng tĩnh của khối đất nằm trong phạm vi giới hạn bởi mặt trượt để tìm ra tải trọng giới hạn của đất nền, và xác định sự ổn định của công trình .

Tất nhiên, điều giả định đó không phù hợp với thực tế, cho nên sau này có nhiều tác giả đã đề ra phương pháp tính toán dựa vào giả thiết trước mặt trượt là mặt hình trụ tròn (phương pháp của Petecxon; H.Kreg W.Fellenius, v.v...) được thừa nhận là đáng tin cậy hơn và được dùng chính thức trong các quy trình, quy phạm thiết kế nền móng công trình.

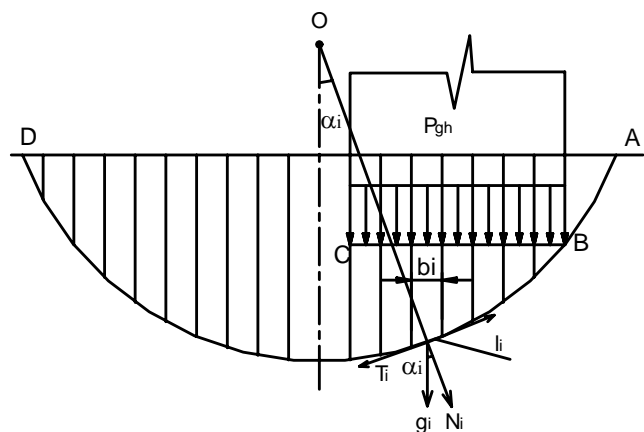
Nội dung chủ yếu của các phương pháp mặt trượt hình trụ tròn là dùng cách "mò dần" xác định được mặt trượt nguy hiểm nhất, tức là tìm hệ số ổn định trượt của khối đất dưới đáy móng có hệ số ổn định nhỏ nhất.

Muốn thế, từ một điểm O bất kỳ lấy làm tâm, vẽ một cung tròn đi qua mép đáy móng (hình IV-31). Chia khối đất trượt thành nhiều mảnh nhỏ thẳng đứng có chiều rộng là b. Tải trọng đáy móng được quy ra trọng lượng đất tương ứng.

Tất cả các lực tác dụng trên một mảnh đất đều truyền xuống mặt trượt như trên hình (IV-31) đã biểu thị.

Lực $T_i = G_i \cdot \sin\alpha_i$ làm cho mảnh đất trượt trên mặt trượt (G_i là lực tác dụng trên mảnh đất thứ i)

Lực chống trượt xác định theo công thức:



Hình IV-31: Sơ đồ tính toán theo phương pháp mặt trượt hình trụ tròn.

$$S_i = N_i \cdot \text{tg}\varphi_1 + c_i \Delta l_i = G_i \cos \alpha_i \cdot \text{tg}\varphi_1 + c_i \Delta l_i \quad (\text{IV-85})$$

Trong đó: φ_1 - góc ma sát trong của đất trong phạm vi cung trượt Δl_i tương ứng với mảnh thứ i ;

c_i - lực dính đơn vị của đất trong phạm vi cung trượt Δl_i ;

Δl_i - chiều dài cung trượt tương ứng với mảnh thứ i ;

α_i - góc tạo bởi đường thẳng đi qua điểm giữa của cung trượt Δl_i tới tâm O và đường thẳng đứng.

Như vậy, hệ số ổn định của nền là tỷ số giữa mô men chống trượt và mô men gây trượt, được xác định như sau:

$$K = \frac{M_g}{M_t} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} G_i \cos \alpha_i \cdot \text{tg}\varphi_1 + \sum_{i=1}^{i=n} c_i \cdot \Delta l_i}{\sum_{i=1}^{i=n} G_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{IV-86})$$

Bằng phương pháp "mò dần" tính toán nhiều cung trượt để tìm được mặt trượt nguy hiểm nhất, tức là lúc ấy K có trị số nhỏ nhất (K_{\min}). Sau đó so sánh K_{\min} với hệ số cho phép (thường lấy từ 1,2-1,5). Nếu K_{\min} nhỏ hơn trị số cho phép tức là trường hợp không an toàn, cần thiết kế lại.

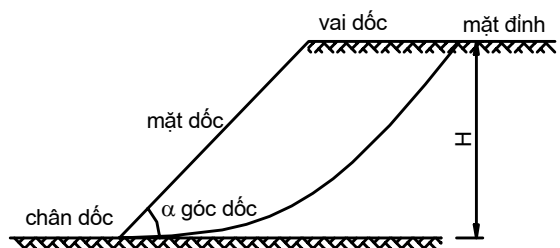
Từ đó, có thể nhận thấy rằng, phương pháp tính toán cung trượt hình trụ tròn, đã trình bày ở trên không xác định được tải trọng giới hạn, cũng không xác định được mặt trượt tương ứng với trạng thái giới hạn, tức là không thể cho biết được vị trí của mặt trượt có thể xảy ra. Cho nên, cả phương pháp tính toán và hệ số ổn định K cũng chỉ có tính qui ước mà thôi. Muốn xác định được tải trọng giới hạn thì phải tìm được hệ số ổn định trượt $K_{\min} = 1$, để thực hiện được việc này cũng rất phức tạp.

§5 ỔN ĐỊNH CỦA MÁI DỐC

Mái dốc là một khối đất có một mặt giới hạn là mặt dốc (hình IV-32). Mái dốc được hình thành hoặc do tác dụng tự nhiên (sườn núi, bờ sông, bờ hồ v.v...) hoặc do tác dụng nhân tạo (ta luy nền đường đất đào, đất đắp, hố móng, kênh đào, thân đập đất, đê, v.v...)

Một trong những dạng phá hoại ổn định mái dốc là hiện tượng đất trượt (gọi tắt là hiện tượng trượt) Trượt là sự chuyển động của khối đất trên sườn dốc dưới tác dụng của trọng lực. Đó chính là một hiện tượng địa chất công trình động lực gây nhiều tổn thất và nguy hại cho tất cả các công trình xây dựng trên sườn dốc.

Các yếu tố gây mất ổn định cho mái dốc thường là do tải trọng ngoài, trọng lượng bản thân của đất, áp lực nước lỗ rỗng, lực động đất và các yếu tố khác. Tham gia giữ cho mái dốc ổn định là lực dính và ma sát trong của đất. Cũng cần lưu



Hình IV-32

ý rằng trong một số trường hợp, yếu tố chống trượt có thể là trọng lượng bản thân của đất, ví dụ đất dùng làm bề phản áp. Các đặc trưng cường độ chống cắt của đất ở mái dốc thường thay đổi lớn do ảnh hưởng của mưa, nắng theo mùa, do đó khi tính toán kiểm tra ổn định của mái dốc cần chọn các giá trị của các đặc trưng này trong mùa bất lợi nhất.

Thực tế chống trượt đã chứng tỏ rằng nhiều khi rất khó đạt được kết quả mong muốn do chưa xét đến đầy đủ các nhân tố gây ra hiện tượng trượt. Chính vì vậy mà ngày càng xuất hiện nhiều phương pháp mới để tính toán ổn định mái dốc. Tuy nhiên khi đề ra phương pháp tính toán, các tác giả đã cố gắng bảo đảm tính chất lý thuyết "đơn thuần" và điều đó đã dẫn đến sự phức tạp thêm của bản thân các phương pháp, thêm vào đó, do việc nghiên cứu chưa đầy đủ các nhân tố ảnh hưởng đến ổn định của mái dốc, nên tất cả các phương pháp và sơ đồ tính toán đều phải dựa trên một số giả thiết nhất định, cho nên giá trị thực tế của phương pháp đó chưa được rõ ràng và chưa đáng tin cậy hoàn toàn.

Về cơ sở lý luận mà nói thì bài toán ổn định của mái đất thuộc cùng một loại với các bài toán sức chịu tải của nền đất và áp lực đất lên tường chắn. Vì vậy, để xét sự ổn định của các mái dốc, các tác giả cũng dùng những phương pháp tương tự như các phương pháp được dùng để giải quyết hai bài toán trên, các phương pháp này bao gồm hai nhóm:

+ *Nhóm phương pháp theo lý thuyết cân bằng giới hạn của khối rắn* (giả thiết trước hình dạng của mặt trượt). Đặc điểm của nhóm phương pháp dùng mặt trượt giả định là không căn cứ trực tiếp vào tình hình cụ thể của tải trọng và tính chất cơ lý của đất đắp để quy định mặt trượt cho mái dốc, mà xuất phát từ kết quả quan trắc lâu dài các mặt trượt của mái dốc trong thực tế để đưa ra giả thiết đơn giản hoá về hình dạng mặt trượt rồi từ đó nêu lên phương pháp tính toán, đồng thời xem khối trượt như là một vật thể rắn ở trạng thái cân bằng giới hạn.

Phương pháp tính toán dựa vào giả thiết mặt trượt là mặt hình trụ tròn do K.E.Pettecxon đề nghị từ năm 1916, về sau được nhiều nhà nghiên cứu về ổn định mái dốc xác nhận, giả thiết này là phù hợp với thực tế, nhất là đối với những mái dốc đồng nhất. Đáng kể nhất đối với các phương pháp tính toán theo giả thiết này là phương pháp của W.Fellenius, H. Krey-Bishop, O.Frelix, K.Terzaghi, R.R.TSugaev v.v...

Phương pháp tính toán dựa vào giả thiết mặt trượt là mặt phẳng gãy khúc, chỉ thích hợp cho một số trường hợp như: mái dốc gồm nhiều lớp đất có tính chất cơ lý khác nhau, hoặc khi trong nền có lớp đất yếu, hoặc mái đất tựa trên mặt đá gốc.

Nhược điểm chủ yếu của các phương pháp nêu trên là coi khối đất bị phá hoại như một cố thể, giới hạn bởi mặt trượt và mặt mái dốc, đồng thời xem trạng thái ứng suất giới hạn chỉ xảy ra trên mặt trượt mà thôi.

+ *Nhóm phương pháp dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn thuần túy:*

Nhóm lý thuyết này dựa trên giả thiết chính cho rằng, tại mỗi điểm trong khối đất đắp đều thoả mãn điều kiện cân bằng giới hạn. Việc một điểm bị mất ổn

định được giải thích là do sự xuất hiện biến dạng trượt tại điểm đó, còn mái đất mất ổn định là do sự phát triển của biến dạng trượt trong một vùng rộng lớn giới hạn của khối đất đắp. Công lao lớn đóng góp cho trường phái lý luận này phải kể đến W.J.W Rankine, F.kotter và sau này không ngừng được hoàn thiện thêm của L.Prandlt, H. Reissner, và V.V Xocolovxki...

Nhìn chung, nhóm phương pháp dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn thuận tuy vẫn mô phỏng được gần đúng trạng thái ứng suất trong khối đất bị phá hoại, về mặt toán học mang tính logic cao, nhưng vẫn còn hạn chế là vẫn chưa kể được biến dạng thể tích của khối đất. Do lời giải bài toán ổn định của mái dốc theo phương pháp này rất phức tạp, tốn nhiều công sức, cho nên phương pháp tính toán này chưa được áp dụng rộng rãi trong thực tế và kiểm định ổn định mái dốc.

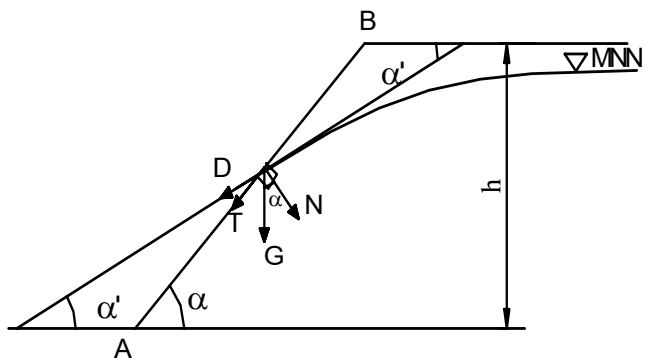
Nhóm phương pháp dùng mặt trượt giả định cho trước có các nhược điểm nêu trên. Nhưng tùy theo tình hình cụ thể của từng công trình mà giả định trước các mặt trượt cho phù hợp, đồng thời phương pháp tính toán này đơn giản hơn và thiên về mặt an toàn hơn so với phương pháp dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn, đó chính là ưu thế của phương pháp này mà trong thực tế hiện nay đang được áp dụng rộng rãi hơn.

Việc tính toán ổn định mái đất là một nhiệm vụ cần thiết để xác định hình dáng, kích thước của mái đất một cách hợp lý nhất. Khi vận dụng các phương pháp tính toán để phân tích ổn định của mái đất cần phải xét đến tình hình làm việc của cả khối đất nền, vì các yếu tố ảnh hưởng đến sự ổn định của mái đất không chỉ bao gồm hình dạng mái đất cũng như cường độ và tải trọng bên ngoài tác dụng lên nó, mà còn cả tình hình biến dạng của nền đất nữa.

5.1. Điều kiện ổn định của đất trên mái dốc.

5.1.1. Điều kiện ổn định của đất rời lý tưởng khô hoặc ngập nước:

Đất rời lý tưởng là loại đất chỉ có lực ma sát mà không có lực dính kết ($c=0, \phi \neq 0$). Mái dốc được cấu tạo bởi đất rời nằm trong trạng thái cân bằng, nếu mỗi phân tố đất nằm trên bề mặt mái dốc cũng ở trong trạng thái cân bằng. Xét điều kiện cân bằng của phân tố đất tại điểm M (hình IV-33). Trọng lượng G của phân tố có thể phân tích thành hai thành phần lực tác dụng.



Hình IV-33: Sơ đồ phân tích ổn định mái đất rời lý tưởng khi khô hoặc ngập nước

Lực pháp tuyến N và lực tiếp tuyến T:

$$N = G \cdot \cos\alpha \tag{IV-87}$$

$$T = G \cdot \sin\alpha \tag{IV-88}$$

Lực T có xu hướng làm cho phân tố đất chuyển dịch xuống phía dưới chân dốc. Còn lực pháp tuyến N kết hợp với ma sát của đất trên mặt mái dốc tạo thành lực $S = N \cdot \operatorname{tg} \varphi$ chống lại lực gây trượt T.

Ở điều kiện cân bằng các lực tác dụng lên phân tố phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$T = S \quad (\text{IV-89})$$

hay $G \cdot \sin \alpha = G \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi$

do đó $\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi$; hay $\alpha = \varphi$ (IV-90)

Công thức (IV-90) nói lên rằng: góc nghiêng giới hạn của mái dốc cấu tạo bởi đất rời bằng góc ma sát trong của đất.

Mái dốc sẽ ổn định nếu góc hợp bởi mặt nghiêng của mái dốc với phương nằm ngang không vượt quá góc ma sát trong của đất và độ ổn định của mái dốc không phụ thuộc vào chiều cao của nó.

Trong trường hợp đất bão hòa nước và có dòng thấm (hình IV-50) thì áp lực thủy động của nước thấm qua sườn dốc sẽ ảnh hưởng đến trị số góc dốc tự nhiên.

Xét một phân tố đất với thể tích bằng một đơn vị tại điểm M trên mặt mái, nơi dòng nước thấm chảy thoát ra ngoài (hình IV-33). Thì lực gây trượt tác dụng lên khối đất phân tố này gồm:

$$T = G' \cdot \sin \alpha_t = \gamma_{dn} \cdot \sin \alpha_t \quad (\text{IV-91})$$

$$D = \gamma_0 \cdot i = \gamma_0 \cdot \sin \alpha_t \quad (\text{IV-92})$$

Lực chống trượt tác dụng lên khối đất phân tố đó là:

$$S = N \cdot \operatorname{tg} \varphi = G' \cdot \cos \alpha_t \cdot \operatorname{tg} \varphi = \gamma_{dn} \cdot \cos \alpha_t \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{IV-93})$$

Trong đó: D - áp lực thủy động tác dụng lên khối đất phân tố

γ_{dn}, γ_0 - dung trọng đầy nổi, và dung trọng của nước

i - độ dốc thủy lực tại điểm chảy ra của dòng thấm và dòng thấm chảy men theo mặt mái dốc thì i được tính theo công thức:

$$i = \frac{\Delta h}{l} = \sin \alpha_t$$

α_t - góc mái dốc ổn định khi có xét đến ảnh hưởng của dòng thấm.

Như vậy khi phân tố đất ở trạng thái cân bằng thì phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$T + D = S \quad (\text{IV-94})$$

hay $\gamma_{dn} \cdot \sin \alpha_t + \gamma_0 \cdot \sin \alpha_t = \gamma_{dn} \cdot \cos \alpha_t \cdot \operatorname{tg} \varphi$ (IV-94')

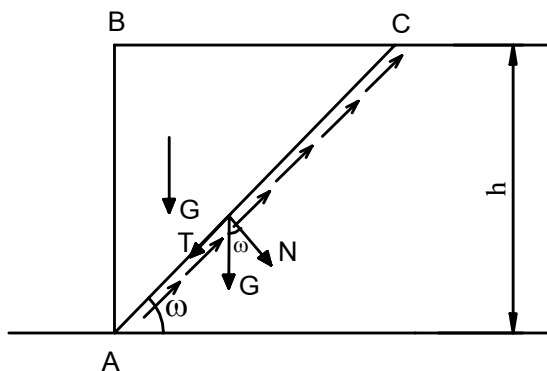
$$\operatorname{tg} \alpha_t = \frac{\gamma_{dn}}{\gamma_{dn} + \gamma_0} \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{IV-95})$$

Như vậy, từ công thức (IV-95) có thể thấy rằng, áp lực thủy động có tác dụng làm giảm nhỏ gần gấp đôi góc mái dốc ổn định so với trường hợp không có áp lực thủy động. Tức là khi không có dòng thấm chỉ cần $\alpha \leq \varphi$ là mái dốc ổn định, còn khi có dòng thấm thì yêu cầu mái dốc phải có góc dốc $\alpha' \leq 1/2\varphi$ mới đảm bảo ổn định.

5.1.2. Điều kiện ổn định của đất dính lý tưởng:

Đất dính lý tưởng là loại đất chỉ có lực dính kết chứ không có lực ma sát ($\varphi=0$, $c \neq 0$).

Xét mái đất thẳng đứng AB trên hình (IV-34), và giả thiết rằng khi trượt khối đất sẽ trượt theo mặt phẳng AC làm với mặt phẳng nằm ngang một góc ω và tạo ra lăng thể trượt ABC.



Hình IV-34: Sơ đồ phân tích ổn định của mái đất dính lý tưởng

Ở đây, lực tác dụng để gây trượt chính là trọng lượng G của lăng thể trượt ABC được tính bằng tích số của dung trọng đất và thể tích của lăng thể trượt (tính theo một mét dài), tức là;

$$G = \gamma \cdot \frac{h \cdot \overline{BC}}{2} \cdot 1 = \frac{1}{2} \gamma \cdot h \cdot \cot g \omega \quad (IV-96)$$

Trọng lượng G của lăng thể trượt ABC phân thành hai thành phần đó là lực pháp tuyến N và lực tiếp tuyến T.

- Lực chống trượt S được xác định là: $S = N \cdot \text{tg} \varphi + \overline{AC} \cdot c$; vì đất dính dính lý tưởng có $\varphi=0$, và $AC = h/\sin \omega$ nên ta có:

$$S = \frac{c \cdot h}{\sin \omega} \quad (IV-97)$$

Trong đó: c là lực dính kết đơn vị của đất.

Lực gây trượt của lăng thể trượt ABC là:

$$T = G \cdot \sin \omega = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \cot g \omega \cdot \sin \omega \quad (IV-98)$$

Như vậy, khi lăng thể trượt ABC ở trạng thái cân bằng phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$S = T \Rightarrow \frac{c \cdot h}{\sin \omega} = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \cot g \omega \cdot \sin \omega \quad (IV-99)$$

$$h = \frac{2c}{\gamma \cdot \sin \omega \cdot \cos \omega} = \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot \sin 2\omega} \quad (IV-100)$$

Chiều cao h_{90° ứng với khi sử dụng tối đa tất cả các lực dính của đất, (nghĩa là chiều cao mà khi đó chưa xảy ra mặt trượt) được xác định khi $\sin 2\omega$ lớn nhất bằng một hoặc $2\omega = 90^\circ$; $\omega = 45^\circ$. Điều đó chứng tỏ rằng dù có trượt theo một mặt trượt bất lợi nhất thì mái dốc cũng đạt được một trị số tối thiểu ở trạng thái cân bằng là:

$$h_{90} = \frac{4c}{\gamma} \quad (IV-101)$$

Tuy nhiên, xét về mặt ảnh hưởng của mưa nắng đến lực dính kết đơn vị và sự huy động của lực dính trên mặt trượt từ $O \rightarrow O_{max}$ nên giá trị $h_{90} = 2c/\gamma$.

Như vậy khi $h_{90^\circ} > 2c/\gamma$ thì mái đất bị trượt (IV-101'.a)

và $h_{90^\circ} < 2c/\gamma$ thì mái đất ổn định (IV-101'.b)

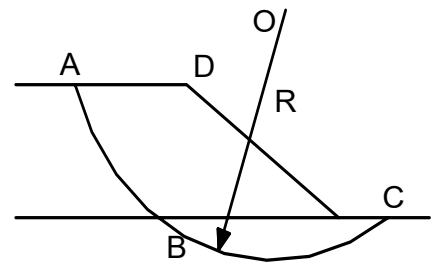
Nói tóm lại, ở các đất dính, tùy theo dung trọng và lực dính của đất, mái dốc có thể giữ thẳng đứng tới một chiều cao xác định theo công thức (IV-101'.b).

5.1.3. Trường hợp đất có cả lực ma sát và lực dính kết ($\varphi \neq 0$ và $c \neq 0$):

Trong trường hợp này, việc xác định độ ổn định của mái đất sẽ rất khó khăn và phức tạp, thậm chí khi khối đất đồng nhất và sức kháng cắt của đất được xem như không thay đổi theo thời gian. Hiện nay có nhiều phương pháp tính ổn định mái dốc cho trường hợp này, đồng thời với sự trợ giúp của máy tính điện tử và các phần mềm tính toán, do đó vấn đề tính ổn định mái dốc đã trở nên thuận lợi và dễ dàng hơn rất nhiều. Trong phạm vi giáo trình Cơ học đất này, chỉ giới thiệu một số phương pháp mà trong thực tế hiện nay thường áp dụng.

5.2 Phân tích ổn định mái dốc theo phương pháp mặt trượt cung tròn hình trụ.

Phương pháp mặt trượt cung tròn hình trụ là phương pháp gần đúng được áp dụng rộng rãi trong thực tế để tính ổn định mái dốc. Bản chất của phương pháp là xác định hệ số ổn định của mái dốc đối với mặt trượt nguy hiểm nhất. Hệ số ổn định trượt là tỷ số mômen của tất cả các lực chống trượt và mômen của tất cả các lực gây trượt đối với tâm trượt cho trước, còn mặt trượt được giả thiết là cung tròn có bán kính R (Hình IV-35).

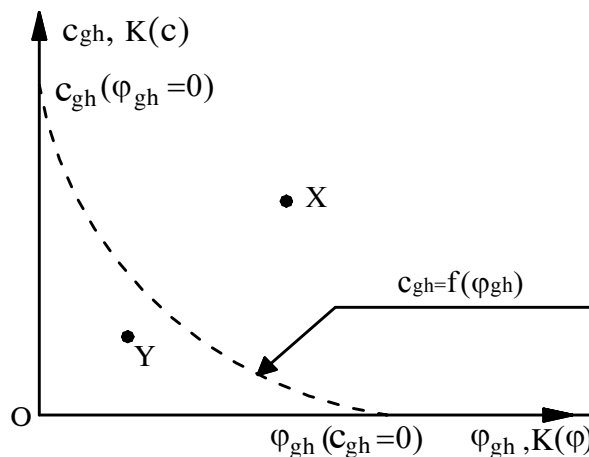


Hình IV-35

5.2.1 Trạng thái cân bằng giới hạn của mái dốc:

Xét khối đất trượt ABCDA giới hạn bởi mặt trượt (theo hình IV-35). Khi khối đất nằm ở trạng thái cân bằng giới hạn, tính chất của đất được đặc trưng bằng góc ma sát trong giới hạn φ_{gh} và lực dính kết đơn vị giới hạn c_{gh} . Như vậy với một khối trượt nhất định nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn có thể tìm được nhiều cặp trị số φ_{gh} và c_{gh} khác nhau thoã mãn điều kiện cân bằng giới hạn. Tức là có thể lập được đường cong $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ với một khối đất bất kỳ (hình IV-36).

Mỗi điểm nằm trên đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ cho ta một cặp trị số φ_{gh} và c_{gh} tương ứng với trạng thái cân bằng giới hạn của khối đất trượt. Nếu mái dốc đang xét có cặp trị số φ và c thực mà toạ độ của nó nằm trên đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ (ví dụ điểm X) thì mái dốc ở trạng thái ổn định, còn trường hợp ngược lại khi toạ độ của cặp φ và c nằm ở phía dưới đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ (ví dụ điểm Y) thì mái dốc bị trượt.



Hình IV-36: Đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$

Nếu gọi K là hệ số ổn định hay hệ số an toàn của khối đất đắp, thì hệ số này chính là tỷ số so sánh toạ độ cặp trị số φ và c thực của vật liệu đắp với toạ độ các điểm nằm trên đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$. Nếu toạ độ cặp trị số φ và c thực của vật liệu đắp nằm phía trên đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ thì $K > 1$ và ngược lại, nằm phía dưới thì $K < 1$.

Như vậy việc tính toán ổn định của một mái dốc bất kỳ là đi lập đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$. Phương trình biểu thị đường cong này gọi là phương trình cân bằng giới hạn của khối đất trượt.

Để lập phương trình này, các tác giả nghiên cứu về ổn định của mái dốc đều dựa vào công thức nổi tiếng của C.A.Coulomb:

$$\tau_{gh} = c_{gh} + \sigma_{gh} \cdot \text{tg} \varphi_{gh} \tag{IV-102}$$

Trong đó: τ_{gh} - ứng suất tiếp giới hạn tại điểm bất kỳ trên mặt trượt ở trạng thái cân bằng giới hạn;

σ_{gh} - ứng suất pháp giới hạn (vuông góc với mặt trượt) ở trạng thái cân bằng giới hạn;

φ_{gh} - Góc ma sát trong của đất ứng với trạng thái giới hạn của đất.

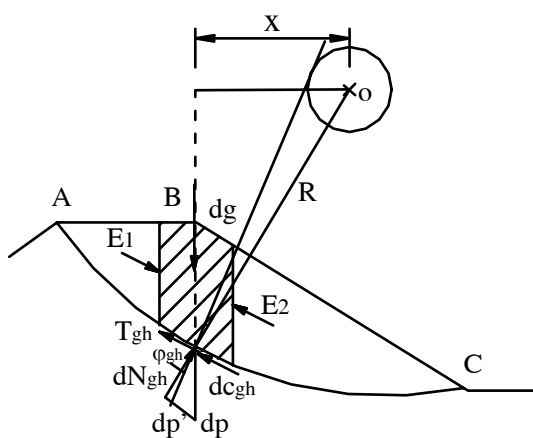
Để lập phương trình cân bằng giới hạn, hiện nay các tác giả thường dựa vào hai loại mô hình tính toán sau đây:

* Mô hình tính toán thứ nhất:

Chia khối đất trượt ra thành nhiều cột thẳng đứng, mỗi cột đất được giới hạn bởi hai mặt phẳng thẳng đứng và được xem như một vật rắn nguyên khối tựa trên cung trượt, các tác giả nghiên cứu trên cơ sở mô hình này gồm G.Corây, K. Terzaghi.

Xét một cột đất phân tố bất kỳ i trong khối đất trượt (Hình IV-37), trong trường hợp tổng quát và khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn, các lực tác dụng lên cột đất này gồm:

+ Trọng lượng bản thân của cột đất phân tố $dg = b \cdot h \cdot \gamma$ đi qua điểm M trung



Hình IV-37: Sơ đồ tính toán ổn định theo phương pháp phân mảnh

tâm đáy cột đất.

- Trong đó: b - Bề rộng của cột đất;
 h - Chiều cao trung bình của cột đất
 γ - Dung trọng tự nhiên của đất

- + Lực E_1 tác dụng bên trái cột đất
- + Lực E_2 tác dụng bên phải cột đất

Lực E_1, E_2 là ngoại lực đối với cột đất đang xét thứ i và trong trường hợp tổng quát có trị số và phương chưa biết.

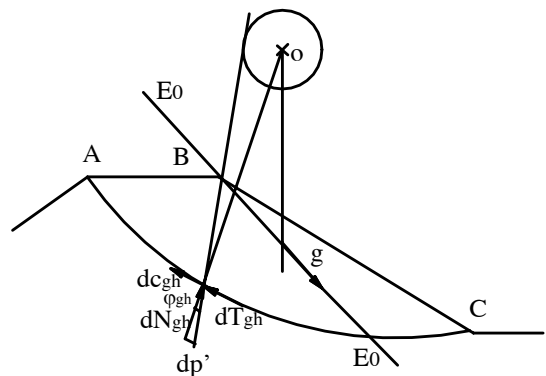
+ Phản lực dp là tổng hợp của ba thành phần: thành phần pháp tuyến dN_{gh} , lực dính kết dc_{gh} , tiếp tuyến với cung trượt, lực ma sát dT_{gh} tiếp tuyến với cung trượt. Nếu không tính đến lực dính dc_{gh} thì hợp lực của dN_{gh} , và dT_{gh} là dp' , ở trạng thái cân bằng giới hạn dp' có phương tạo với pháp tuyến OM một góc φ_{gh} . Như vậy phương tác dụng của phản lực dp' của cột đất bất kỳ đều phải tiếp tuyến với vòng tròn tâm O có bán kính $r_0 = R \cdot \sin\varphi_{gh}$, vòng tròn này gọi là vòng tròn ma sát.

- Trong đó: O - Tâm của bán kính cung trượt;
 R - Bán kính của cung trượt.

Do mỗi cột đất đều ở trạng thái cân bằng giới hạn, nên các lực nêu trên tạo thành đa giác lực khép kín, chú ý rằng hai lực tương hỗ E_1 và E_2 có thể xem như là những nội lực của khối đất trượt cho nên khi xét tổng quát toàn khối đất trượt thì không cần xét đến nó.

* Mô hình tính toán thứ 2:

Mô hình này do D.Taylor, A.I.Ivanov ... kiến nghị. Theo các tác giả này, khối đất trượt được xem như một vật rắn nguyên khối và tại mỗi điểm trên mặt trượt chịu tác dụng của ứng suất tiếp τ thỏa mãn công thức của C.A.Coulomb (IV-102) khi ở trạng thái cân bằng giới hạn. Khi khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn thì khối đất này chịu tác dụng của các lực sau đây (Hình IV-38):



Hình IV-38: Sơ đồ tính toán ổn định khi xem khối đất như vật rắn nguyên khối.

+ Nếu xét cả ngoại lực trên bề mặt, thì khối đất có trọng lực g theo phương E_0-E_0 bất kỳ, còn nếu không có ngoại lực tác dụng trên bề mặt thì lực này chỉ gồm có trọng lượng bản thân và có phương thẳng đứng đi qua tâm của khối trượt, đây là yếu tố chủ yếu gây ra trượt của khối đất và có trị số bằng diện tích mặt cắt ngang nhân với dung trọng tự nhiên của đất.

+ Lực dính phân tố $dc_{gh} = c_{gh} \cdot ds$ tác dụng trên một phân tố diện tích mặt trượt, có phương tiếp tuyến cung trượt.

- Trong đó: c_{gh} - Lực dính kết đơn vị ứng với khi đất đạt trạng thái giới hạn;
 ds - Chiều dài phân tố cung trượt.

+ Phản lực phân tố dp' gồm tổng hai lực: lực pháp tuyến dN_{gh} và lực ma sát dT_{gh} tác dụng tiếp tuyến với cung trượt.

$$dN_{gh} = \sigma_{gh} \cdot ds \tag{IV-103}$$

$$dT_{gh} = dN_{gh} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{gh} \quad (\text{IV-103})$$

Với σ_{gh} - là ứng suất pháp giới hạn tại điểm đang xét. Phản lực phân tố dp' đi qua trọng tâm của phân tố diện tích và tạo với đường pháp tuyến một góc bằng φ_{gh} . Do đó mọi phản lực phân tố dp' trên mặt trượt đều tiếp tuyến với vòng tròn ma sát.

Vấn đề tính toán ổn định mái dốc là căn cứ vào sự phân tích lực tác dụng đối với hai loại mô hình tính toán nêu trên, để trên cơ sở đó, lập biểu thức tính hệ số ổn định.

Phân tích hai loại mô hình tính toán nêu trên cho ta thấy rằng: Với loại mô hình thứ nhất (chia khối đất trượt thành nhiều cột đất thẳng đứng) tuy tính toán có phức tạp, nhưng được ứng dụng rộng rãi trong thực tế. Bởi nó có thể dễ dàng tính toán với các mái dốc không đồng nhất. Loại mô hình tính toán thứ 2 không thể áp dụng cho mái dốc không đồng nhất nên ít được dùng trong thực tế.

5.2.2 Phương trình cân bằng giới hạn:

Xét khối đất trượt ABC trên hình (IV-37), khi khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn thì tổng momen của các lực tác dụng đối với tâm O phải bằng không:

$$\sum M_o = 0 \text{ Hoặc } \sum M_{gt} = \sum M_{ct} \quad (\text{IV-105})$$

Trong đó: $\sum M_{gt}$: Tổng momen gây trượt lấy đối với tâm O;

$\sum M_{ct}$: Tổng momen chống trượt lấy đối với tâm O;

Từ đó có thể viết được phương trình cân bằng giới hạn dưới dạng tổng quát:

$$\sum X \cdot dg = R \cdot \operatorname{tg} \varphi_{gh} \cdot \sum dN_{gh} + R \cdot c_{gh} \cdot \sum ds \quad (\text{IV-106})$$

Trong đó: $\sum dN_{gh} = \sum (\sigma_{gh} \cdot ds)$: Với ds là độ dài đoạn cung trượt giới hạn trong cột đất đang xét. Các ký hiệu khác biểu thị trên hình (IV-37).

Vấn đề cơ bản ở đây là xác định được trị số dN_{gh} trong công thức (IV-106). Trước hết thấy rằng trọng lượng bản thân dg là nguyên nhân chủ yếu phát sinh ra phản lực dN_{gh} . Do đó muốn xác định dN_{gh} các nhà nghiên cứu đều đi tìm sự liên hệ giữa phản lực dN_{gh} với dg thể hiện dưới dạng:

$$\beta = \frac{dN_{gh}}{dg} \quad (\text{IV-107})$$

Hiện nay có nhiều phương pháp xác định β . Sau đây chỉ trình bày phương pháp chính có liên quan đến việc lập công thức tính hệ số ổn định của mái dốc.

5.2.3 Phương pháp tính ổn định mái dốc:

5.2.3.1 Phương pháp của K.Terzaghi

Bằng cách chia khối đất trượt ra thành những cột đất thẳng đứng, K.Terzaghi

Phân tích lực tác dụng đối với mỗi cột đất gồm 4 lực cơ bản: d_g , $d_{c_{gh}}$, E_1 , E_2 , với sơ đồ tính toán như hình (IV-39).

K.Terzaghi giả thiết rằng các lực E_1 , E_2 có phương tiếp tuyến với điểm M trung tâm đáy cung trượt của cột đất đang xét. Như vậy đối với một cột đất bất kỳ cả 4 lực d_g , $d_{c_{gh}}$, E_1 , E_2 đều đi qua điểm M. Từ sự phân tích như vậy ta xác định được:

$$\beta = \frac{dN_{gh}}{d_g} = \cos \alpha \quad (V-107')$$

Cuối cùng phương trình cân bằng giới hạn có thể viết dưới dạng:

$$\sum X d_g = R \sum d_g \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_{gh} + R c_{gh} \cdot \sum ds \quad (IV-108)$$

Phân tích phương pháp của K.Terzaghi thấy rằng tổng số các lực E trong toàn khối đất trượt không bằng không, vì những lực E của các cột đất có góc nghiêng α khác nhau mà trị số của lực E lên hai cột đất kề nhau lại bằng nhau. Như vậy sơ đồ tính toán của K.Terzaghi không thoả mãn phương trình cân bằng tĩnh học (phương trình hình chiếu các lực theo phương ngang và phương đứng), để đơn giản hoá tác giả không xét đến thành phần E_1 , E_2 và Terzaghi đưa ra công thức tính ổn định mái dốc như sau:

$$K = \frac{\sum (g_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \cdot \Delta l_i)}{\sum g_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (IV-109)$$

Trong đó: g_i - Trọng lượng của mảnh thứ i;

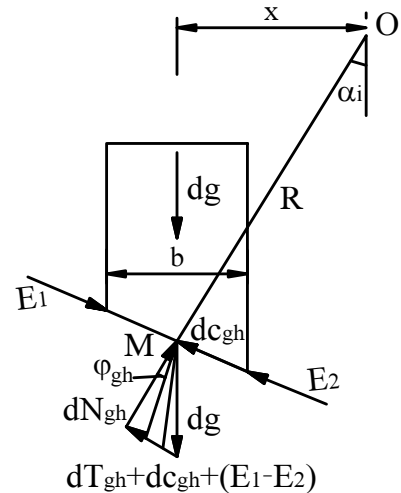
c_i , φ_i - góc ma sát trong và lực dính đơn vị tại mảnh i;

Δl_i - Chiều dài cung trượt thuộc mảnh thứ i.

5.2.3.2 Phương pháp áp lực trọng lượng của R.R.Tsugaev

Sau khi phân tích các phương pháp tính toán theo cân bằng giới hạn của Coray và Terzaghi, Giáo sư Tsugaev đã tính toán với nhiều mái dốc khác nhau và rút ra hai kết luận:

- Với những mái dốc tương đối thoải: $m > 2 \div 2,5$, mặt trượt thường ăn sâu xuống nền. Lúc đó hệ số β có thể lấy bằng 1. Mái dốc các đê, đập đất trong thủy lợi thường là thoải hơn nên có thể dùng $\beta=1$ để tính toán. Lúc đó phương trình cân bằng giới hạn của mái dốc tương đối thoải có dạng:



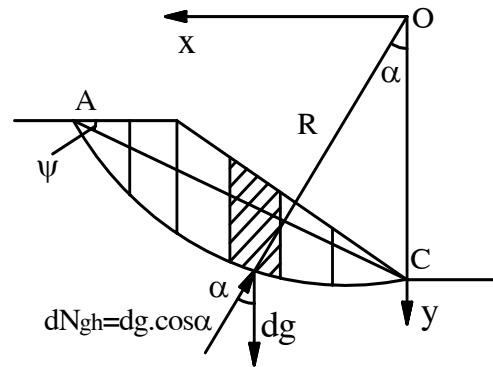
Hình IV-39: Sơ đồ tính toán theo phương pháp của K.Terzaghi

$$\sum Xdg = R \sum dg \cdot \text{tg} \varphi_{gh} + R c_{gh} \sum ds \quad (\text{IV-110})$$

Phương pháp này gọi là phương pháp áp lực trọng lượng vì trị số áp lực pháp tuyến phân tố N_{gh} xác định trực tiếp bằng trọng lượng của cột đất đang xét.

- Với những mái dốc $m < 2 \div 2,5$, mặt trượt không ăn sâu xuống nền và có dạng gần giống mặt phẳng.

Trị số β có thể tính bằng: $\beta = \cos \psi$. Lúc đó phương trình cân bằng có dạng giống phương trình (IV-108) của Terzaghi. Để đơn giản khi tính toán có thể lấy $\beta = \cos \psi = \text{Const}$. Trong đó ψ là góc hợp bởi dây cung AC với phương ngang. (Hình IV-40).



Hình IV-40: Sơ đồ tính toán theo phương pháp áp lực trọng lượng

Phương trình cân bằng giới hạn trong trường hợp này có dạng:

$$\sum Xdg = R \cdot 1,05 \cdot \cos \psi \sum dgtg \varphi_{gh} + R \cdot c_{gh} \sum ds \quad (\text{IV-111})$$

Trong đó: 1,05 - Hệ số điều chỉnh do lấy góc ψ thay cho α của Terzaghi.

Công thức tính ổn định mái dốc được R.R Tsugaev đưa ra như sau:

$$K = R \frac{\sum (Z_n \cdot \text{tg} \varphi_i)}{\sum (Z_n \cdot X_n)} + \frac{R \cdot \sum (ds_n \cdot c_i)}{b \cdot \sum (Z_n \cdot X_n)} \quad (\text{IV-112})$$

Trong đó: R - Bán kính cung trượt;

b - bề rộng mảnh thứ i;

X_n - Khoảng cách từ trục OY đến trung tâm đáy mảnh i đang xét;

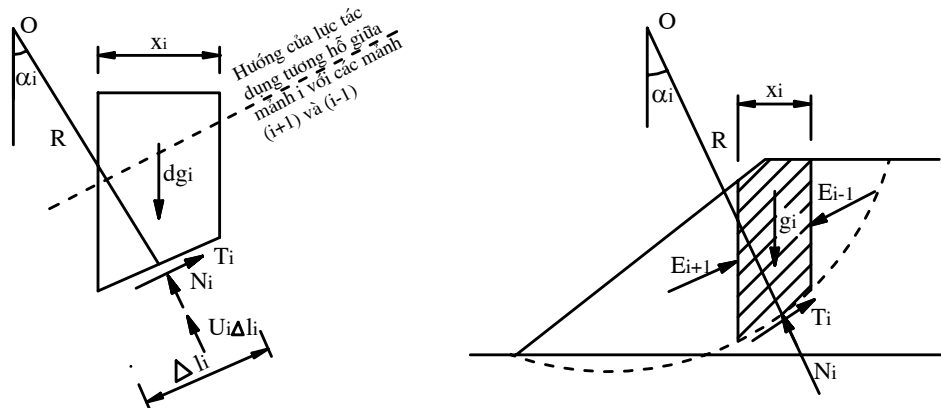
ds_n - Chiều dài đoạn cung trượt thuộc mảnh i đang xét;

$Z_n = \sum \gamma_i \cdot h_i$ - Với γ_i là dung trọng các lớp đất có chiều cao tương ứng z_i thuộc mảnh thứ i đang xét;

φ_i, c_i - góc ma sát trong và lực dính đơn vị tại đáy mảnh thứ i đang xét.

5.2.3.3. Phương pháp của W.Fellenius:

Cũng bằng cách chia khối đất thành những cột thẳng đứng như Terzaghi: Xét một mảnh i bất kỳ (hình IV-41), các lực tác dụng lên mảnh phân tố này gồm: trọng lượng mảnh g_i ; tổng các lực pháp tuyến T_i ; tổng các lực pháp tuyến N_i và tổng các lực thuỷ động U_i trên phương tiếp tuyến với đáy mảnh; tổng các lực tương tác giữa các mảnh i với mảnh $i-1$ và mảnh $i+1$; E_{i-1} và E_{i+1} . Theo Fellenius đề nghị chấp nhận là " Tổng hình chiếu của tất cả các lực tương tác giữa các mảnh thứ i với $i-1$ và $i+1$ trên phương pháp tuyến bằng 0", do đó lực pháp tuyến N_i chỉ do g_i gây ra. Cho nên phương trình cân bằng giới hạn xác định trong điều kiện này trùng với công thức (IV-108) của K. Terzaghi.



Hình IV-41: Sơ đồ tính toán theo phương pháp phân mảnh của Fellenius

Hệ số ổn định của mái dốc trong trường hợp không có tải trọng ngoài tác dụng xác định theo quy ước như sau:

$$K = \frac{\text{Mô men sức chống trượt giới hạn}}{\text{Mô men trượt do trọng lượng bản thân đất}} \tag{IV-113}$$

Từ điều kiện hình chiếu của tất cả các lực tương tác giữa các mảnh lên phương pháp tuyến là bằng 0, do đó hình chiếu của tất cả các lực tác dụng lên mảnh i trên phương pháp tuyến sẽ là:

$$N_i + U_i - g_i \cos \alpha_i = 0 \tag{IV-114}$$

Trong đó: $U_i = u_i \cdot \Delta l_i$

u_i - áp lực nước lỗ rỗng tại mảnh thứ i

Δl_i - Chiều dài cung trượt của mảnh thứ i

Do đó ta có: $N_i = g_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i$ (IV-115)

Mô men chống trượt của lăng thể đất trượt tính như sau:

$$M_{ct} = R [tg \varphi \sum_{i=1}^n (g_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i) + c \sum_{i=1}^n \Delta l_i] \tag{IV-116}$$

Mô men gây trượt của lăng thể đất :

$$M_t = \sum_{i=1}^n R \cdot g_i \sin \alpha_i \quad (IV-117)$$

Vậy có thể đánh giá mức độ ổn định của mái dốc qua hệ số K, trị số của nó là:

$$K = \frac{c \cdot \sum_{i=1}^n \Delta l_i + \operatorname{tg} \varphi \sum_{i=1}^n (g_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i)}{\sum_{i=1}^n g_i \sin \alpha_i} \quad (IV-$$

118)

Trong đó: c, φ - Lực dính kết đơn vị và góc ma sát trong của đất;

α_i - Góc hợp bởi đường nối từ điểm giữa đáy cung trượt của mảnh thứ i với tâm O so với đường thẳng đứng;

g_i - Trọng lượng của mảnh đất thứ i được tính:

$$g_i = \Delta X_i \cdot h_i \gamma \quad (IV-119)$$

Với : ΔX_i - Bề rộng của mảnh thứ i;

h_i - Chiều cao trung bình của mảnh thứ i;

γ - Dung trọng tự nhiên của đất.

Nếu mái dốc được cấu tạo gồm nhiều lớp đất có tính chất khác nhau, thì công thức tính hệ số ổn định của mái dốc sẽ là:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n c_i \Delta l_i + \sum_{i=1}^n \operatorname{tg} \varphi_i (\Delta X_i h_i \gamma_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i)}{\sum_{i=1}^n \Delta X_i h_i \gamma_i \sin \alpha_i} \quad (IV-120)$$

Trong đó: φ_i, c_i - góc ma sát trong và lực dính đơn vị của lớp đất mà đáy cung trượt đi qua;

γ - Dung trọng tự nhiên trung bình của các lớp đất ở mảnh thứ i;

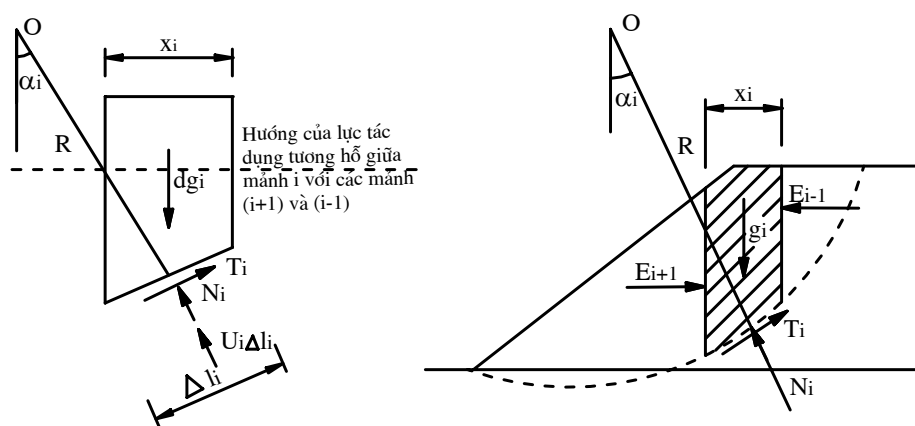
$$\gamma_i = \frac{\sum_{j=1}^n \gamma_j Z_j}{h_i} \quad (IV-121)$$

Với: n - số lớp đất;

γ_j - Dung trọng tự nhiên của lớp đất j trong mảnh i có chiều cao tương ứng là Z_j .

5.2.3.4. Phương pháp phân mảnh của W.Bishop:

Phương pháp này của Bishop cũng dựa trên cơ sở chịu khối đất trượt ra thành những cột thẳng đứng, phân tích những lực tác dụng đối với mỗi cột đất gồm các lực cơ bản: Trọng lượng mảnh g_i , tổng các lực tiếp tuyến T_i , tổng các lực pháp tuyến N_i , và tổng các lực thủy động u_i trên phương pháp tuyến với đáy mảnh i , tổng các lực tương tác giữa các mảnh i với mảnh $i-1$ và mảnh $i+1$ là E_{i-1} và E_{i+1} như hình (IV-42). Nhưng ở đây Bishop giả thiết là tổng hợp lực bằng không (vì cân bằng) trên phương nằm ngang. Do đó để tìm được dN_{gh} ta phải chiếu các lực lên phương thẳng đứng, lúc đó tổng hình chiếu của các lực tương tác giữa các mảnh (E_{i-1} , E_{i+1}) trên phương thẳng đứng sẽ bằng không và lực pháp tuyến dN_{gh} bây giờ cũng chỉ do g_i gây ra. Từ phân tích trên, hệ số β xác định trong trường hợp này là $\beta = \cos \alpha$ và phương trình cân bằng giới hạn xác định trong trường hợp này trùng với công thức (IV-108) của K.Terzaghi.



Hình IV-42: Sơ đồ tính toán theo phương pháp phân mảnh của Bishop

Từ điều kiện hình chiếu tất cả các lực tác dụng lên mảnh i trên trục thẳng đứng bằng không ta có:

$$(N_i + U_i) \cos \alpha_i - g_i + T_i \sin \alpha_i = 0 \tag{IV-122}$$

Trong đó : $T_i = \frac{N_i \tan \phi + c \cdot \Delta l_i}{K}$; $U_i = u_i \cdot \Delta l_i$; và $\Delta l_i = \frac{\Delta X_i}{\cos \alpha_i}$

K - là hệ số ổn định

Thay các giá trị trên vào công thức (IV-122) ta được trị số N_i là:

$$N_i = \frac{g_i - u_i \Delta X_i - \frac{1}{K} \cdot c \cdot \Delta X_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\cos \alpha_i \left[1 + \frac{1}{K} \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha_i \right]} \quad (\text{IV-123})$$

Tương tự như trên, lấy mô men của các lực chống trượt và lực gây trượt với tâm O ta có công thức tính hệ số ổn định là:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n [c \cdot \Delta X_i + (g_i - u_i \Delta X_i) \operatorname{tg} \varphi] / M_i(\alpha_i)}{\sum_{i=1}^n g_i \sin \alpha_i} \quad (\text{IV-124})$$

Trong đó: $M_i(\alpha_i) = \cos \alpha_i \left[1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha_i}{K} \right]$

φ_i, c_i - góc ma sát trong và lực dính đơn vị của lớp đất mà đáy cung trượt đi qua;

$\Delta X_i, h_i$ - Bề rộng của mảnh thứ i và chiều cao trung bình của mảnh thứ i;

u_i, γ_i - áp lực nước lỗ rỗng và dung trọng tự nhiên trung bình tự nhiên của đất tại mảnh thứ i.

Rõ ràng, ở phương pháp này, hệ số ổn định K có mặt ở cả hai công thức (IV-123) và (IV-124) nên phải dùng phương pháp thử đúng dần để có trị số đúng K. Nghĩa là trước hết phải giả thiết hệ số ổn định $K=1$ ở vế phải, sau đó thay vào các biểu thức (IV-123) và (IV-124) tính lặp nhiều vòng cho đến khi trị số giả thiết và trị số tính ra xấp xỉ nhau thì thôi.

Do vậy, vấn đề đặt ra là phải tìm được một cung trượt nào (hay tâm trượt nào) nguy hiểm nhất, nghĩa là cung trượt có hệ số ổn định nhỏ nhất (K_{\min}), để từ đó có thể đánh giá sự ổn định của mái dốc.

Nếu $K_{\min} < 1$ thì mái đất mất ổn định

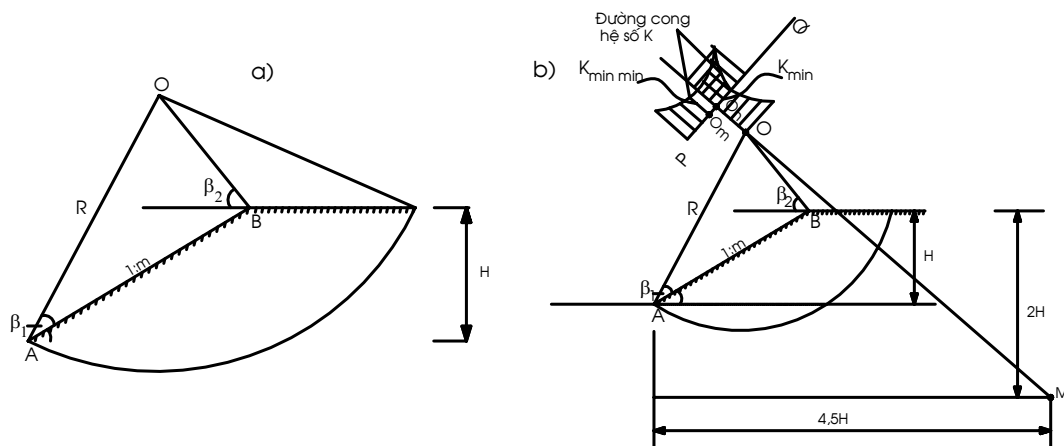
$K_{\min} = 1$ thì mái đất ở trạng thái cân bằng cực hạn

$K_{\min} > 1$ thì mái đất ổn định

Tùy theo tầm quan trọng và tình hình chịu tải khác nhau của mái dốc, đồng thời để nhằm đảm bảo an toàn cho mái dốc, hệ số ổn định nhỏ nhất này phải lớn hơn hệ số ổn định cho phép $[K_{at}]$ được nêu trong quy phạm. Do vị trí tâm trượt nguy hiểm nhất phụ thuộc vào biến số là lực dính kết và góc ma sát trong của đất, hai biến số này được liên hệ với nhau bằng một phương trình, cho nên giải bài toán loại này chỉ có thể tiến hành bằng cách "tìm dần"

Để giảm nhẹ khối lượng tính toán, năm 1927 W.Fellenius dựa vào kết quả của các công trình nghiên cứu của mình đã đưa ra phương pháp xác định vị trí mặt trượt nguy hiểm như sau:

Trước hết, ông tìm tâm của cung trượt nguy hiểm nhất với giả thiết đất chỉ có lực dính kết ($\varphi = 0, c \neq 0$), bằng cách xây dựng điểm giao nhau giữa hai đường thẳng kẻ từ mép dưới và trên (A và B) của mái dốc hợp với mặt mái dốc và mặt phẳng nằm ngang đỉnh dốc dưới góc β_1 và β_2 (hình IV-43a) trị số của các góc β_1 và β_2 phụ thuộc vào kích thước mái dốc và lấy theo bảng (IV-14) và cung trượt nguy hiểm nhất đi qua chân mái dốc.



Hình IV-43

Bảng IV-14: Trị số của β_1 và β_2

Hệ số mái dốc : m	1	2	3	4	5	6
β_1 (độ)	28	25	25	25	25	25
β_2 (độ)	34	35	35	36	37	37

Nếu xét đến cả lực dính kết và lực ma sát trong của đất thì tâm cung trượt nguy hiểm sẽ chuyển dịch lên phía trên hay xuống phía dưới đường OM theo một đường cong rất thoải, có thể xem như một đường thẳng. Vị trí của điểm M được xác định là từ phía dưới chân mái dốc lấy một đoạn bằng chiều cao mái dốc H, và kéo dài theo phương nằm ngang (về phía mái dốc) lấy một đoạn bằng 4,5H được điểm M. Nối O với M sẽ được đường thẳng OM và kéo dài thêm ra một đoạn. Giả thiết một số tâm trượt $O_1, O_2, O_3, O_4...$ nằm trên đoạn kéo dài và vẽ những cung trượt tương ứng đi qua A, đồng thời xác định được những hệ số tương ứng $K_1, K_2, K_3, K_4 ...$. Dựa vào biểu đồ của những hệ số ổn định này (hình IV-43.b) có thể xác định được trị số ổn định nhỏ nhất K_{min} , ứng với tâm trượt nguy hiểm nhất trên đường kéo dài (tâm O_{min}). Vẽ đường PQ vuông góc với đường kéo dài từ đường thẳng OM đi qua O_{min} và chọn các tâm trượt $O'_1, O'_2, O'_3, O'_4, ...$ trên đường PQ và vẽ các cung trượt của những tâm O' này và cũng đi qua A. Đồng thời tính được các hệ số ổn định tương ứng $K'_1, K'_2, K'_3, K'_4...$

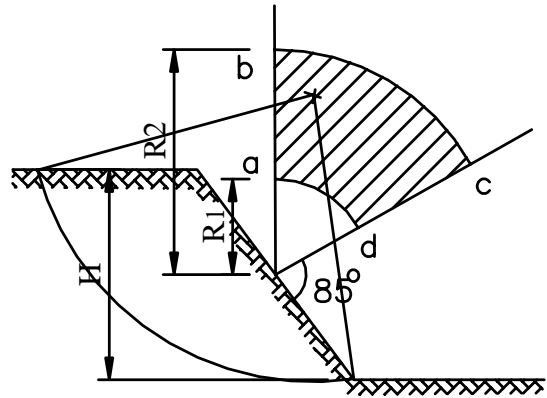
Từ biểu đồ hệ số ổn định này có thể xác định được hệ số ổn định nhỏ nhất K_{min} hay còn ký hiệu là K_{min} .

Theo nghiên cứu của V.V.Fandev, tâm trượt nguy hiểm của mái dốc thường nằm trong giới hạn của một cung hình quạt được tạo bởi hai đường thẳng đi qua trung điểm của mái dốc: một đường thẳng đứng và một đường làm với đoạn dưới của mái dốc một góc 85^0 (hình IV-44). Cung của hình quạt này có bán kính R_1 và cung ngoài có bán kính R_2 . Trị số R_1 và R_2 xác định theo bảng (IV-15).

Bảng IV-15: Trị số của R_1/H và R_2/H

Hệ số mái dốc m	1	2	3	4	5	6
R_1/H	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
R_2/H	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

Theo bảng (IV-15), H - là chiều cao của mái dốc. Theo phương pháp này, sau khi xác định được vùng tâm trượt nguy hiểm nhất abcd (Hình IV-44), có thể giả thiết nhiều tâm trượt nằm trong đó, mỗi tâm trượt sẽ xác định được một bội số của hệ số ổn định K tương ứng, cuối cùng sẽ vẽ được những đường đồng mức của K (có cùng trị số K). Sau đó chọn một tâm trượt trong phạm vi đường đồng mức K có trị số nhỏ nhất để xác định K_{min} rồi xét sự ổn định của mái dốc.



Hình I-44: Phạm vi xác định tâm cung trượt theo V.V. Fandev.

Thực tế tính toán đã cho thấy rằng, trường hợp nền đất đồng nhất, không có tải trọng tác dụng và không có dòng thấm thì vị trí mặt trượt thường đi qua chân mái dốc. Còn những trường hợp khác mặt trượt có thể đi vào phía trong hoặc đi ra phía ngoài chân mái dốc. Do đó khi kiểm tra ổn định của mái dốc cần phải giả định thêm các mặt trượt có điểm ra trên mái dốc và nằm ngoài chân mái dốc.

Khi xác định được hệ số ổn định nhỏ nhất $K_{min>min}$ tương ứng với tâm trượt nguy hiểm nhất, như thế bài toán đã giải quyết xong, lấy trị số của hệ số K_{minmin} so sánh với hệ số ổn định cho phép để đánh giá mức độ ổn định của mái dốc đang xét.