

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

Trong đó:  $\varphi_1$  - góc ma sát trong của đất trong phạm vi cung trượt  $\Delta l_i$  tương ứng với mảnh thứ  $i$ ;

$c_i$  - lực dính đơn vị của đất trong phạm vi cung trượt  $\Delta l_i$ ;

$\Delta l_i$  - chiều dài cung trượt tương ứng với mảnh thứ  $i$ ;

$\alpha_i$  - góc tạo bởi đường thẳng đi qua điểm giữa của cung trượt  $\Delta l_i$  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.

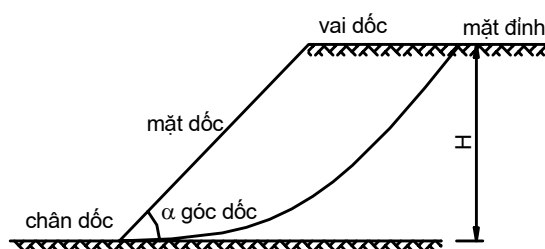
Từ đó, có thể nhận thấy rằng, phương pháp tính toán cung trượt hình trụ tròn, đã trình bày ở trên không xác định được tải trọng giới hạn, cũng không xác định được mặt trượt tương ứng với trạng thái giới hạn, tức là không thể cho biết được vị trí của mặt trượt có thể xảy ra. Cho nên, cả phương pháp tính 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 thuần túy 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.

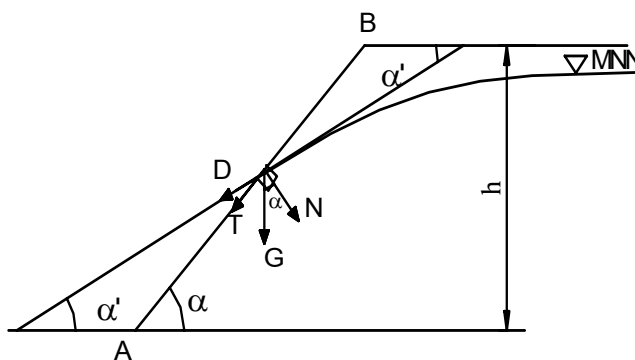
Nhóm phương pháp dùng mặt trượt giả định cho trước có các nhược điểm nêu trên. Nhưng tùy theo tình hình cụ thể của từng công trình mà giả định trước các mặt trượt cho phù hợp, đồng thời phương pháp tính toán này đơn giản hơn và thiên về mặt an toàn hơn so với phương pháp dựa vào lý thuyết cân bằng giới 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  $S = N.tg\varphi$  chống lại lực gây trượt T.

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

$$T = S \quad (IV-89)$$

hay  $G.\sin\alpha = G.\cos\alpha.tg\varphi$

do đó  $tg\alpha = tg\varphi$  ; 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:

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

$$D = \gamma_0.i = \gamma_0.\sin\alpha_t \quad (IV-92)$$

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

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

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

$\gamma_{dn}, \gamma_0$  - 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:

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

$\alpha_t$  - 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:

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

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

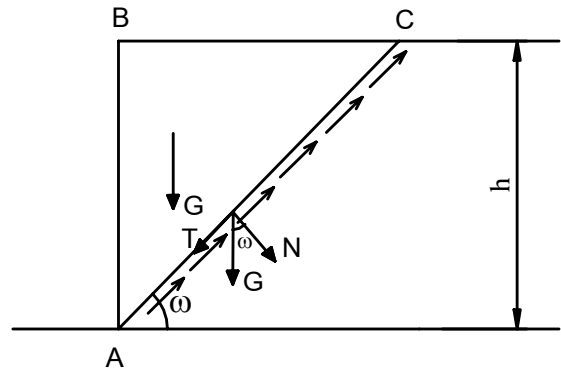
$$tg\alpha_t = \frac{\gamma_{dn}}{\gamma_{dn} + \gamma_0} .tg\varphi \quad (IV-95)$$

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  $\omega$  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:  $S = N \cdot \tan \varphi + \overline{AC} \cdot c$ ; 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:

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

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

Chiều cao  $h_{90^\circ}$  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:

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

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)

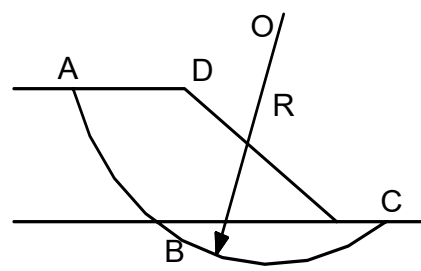
Nói tóm lại, ở các đất dính, tùy theo dung trọng và lực dính của đất, mái dốc có thể giữ thẳng đứng tới một chiều cao xác định theo công thức (IV-101'.b).

**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).

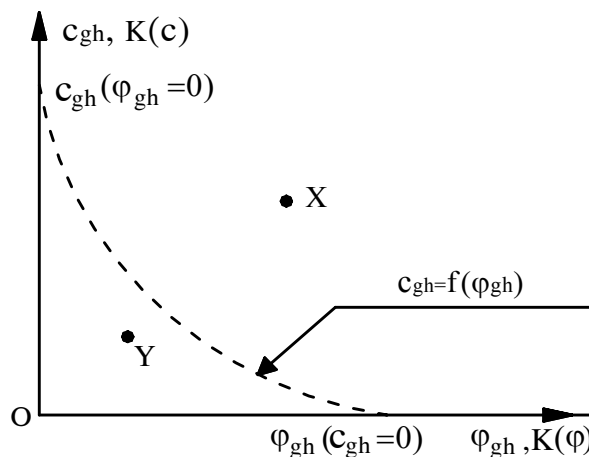


Hình IV-35

**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  $\varphi_{gh}$  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  $\varphi_{gh}$  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  $\varphi_{gh}$  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  $\varphi$  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  $\varphi$  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  $\varphi$  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  $\varphi$  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:  $\tau_{gh}$  - ứng suất tiếp giới hạn tại điểm bất kỳ trên mặt trượt ở trạng thái cân bằng giới hạn;

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

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

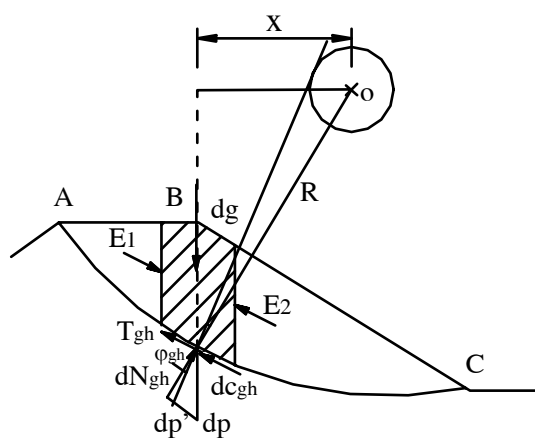
Để lập phương trình cân bằng giới hạn, hiện nay các tác giả thường dựa vào hai loại mô hình tính toán sau đây:

\* 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  
 $\gamma$  - 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.

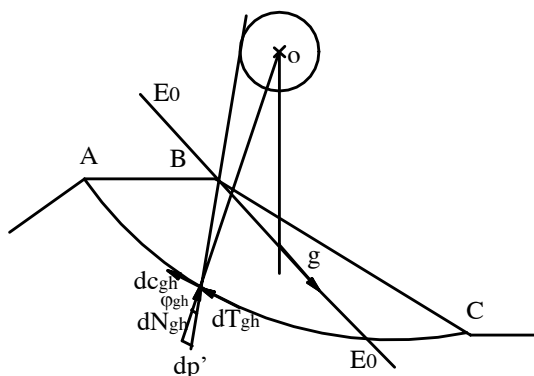
+ Phản lực  $dp$  là tổng hợp của ba thành phần: thành phần pháp tuyến  $dN_{gh}$ , lực dính kết  $dc_{gh}$ , tiếp tuyến với cung trượt, lực ma sát  $dT_{gh}$  tiếp tuyến với cung trượt. Nếu không tính đến lực dính  $dc_{gh}$  thì hợp lực của  $dN_{gh}$ , và  $dT_{gh}$  là  $dp'$ , ở trạng thái cân bằng giới hạn  $dp'$  có phương tạo với pháp tuyến  $OM$  một góc  $\phi_{gh}$ . 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  $r_0 = R \cdot \sin \phi_{gh}$ , 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  $\tau$  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.

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

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

Với  $\sigma_{gh}$  - 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  $\varphi_{gh}$ . 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:

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

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  $\beta$ . 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:  $dg$ ,  $dc_{gh}$ ,  $E_1$ ,  $E_2$ , 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  $dg$ ,  $dc_{gh}$ ,  $E_1$ ,  $E_2$  đều đi qua điểm M. Từ sự phân tích như vậy ta xác định được:

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

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

$$\sum Xdg = R \sum dg \cdot \cos \alpha \cdot \text{tg} \varphi_{gh} + Rc_{gh} \cdot \sum ds \quad (IV-108)$$

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  $\alpha$  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:

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

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

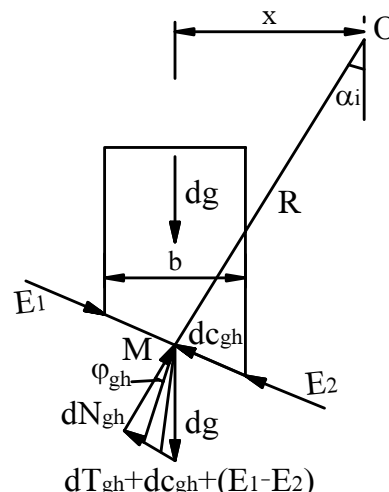
$c_i$ ,  $\varphi_i$  - góc ma sát trong và lực dính đơn vị tại mảnh i;

$\Delta l_i$  - 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  $\beta$  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:



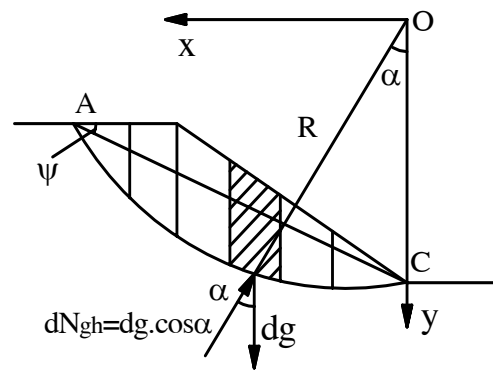
Hình IV-39: Sơ đồ tính toán theo phương pháp của K.Terzaghi

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

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  $\beta$  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  $\psi$  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  $\psi$  thay cho  $\alpha$  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;

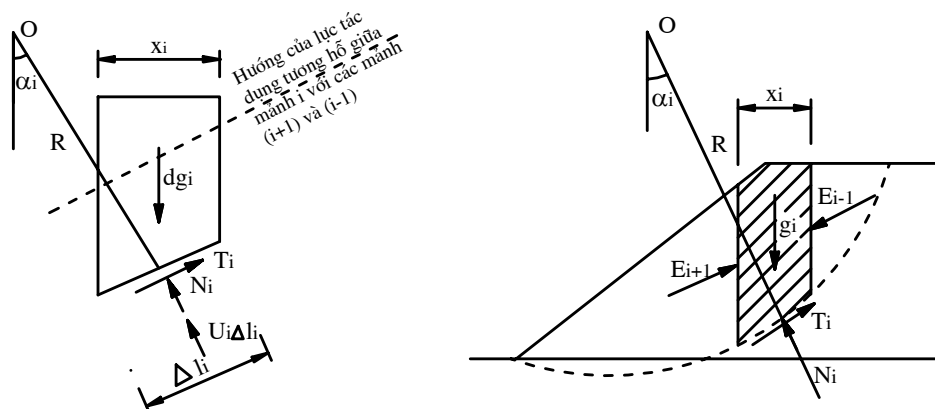
$ds_n$  - Chiều dài đoạn cung trượt thuộc mảnh i đang xét;

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

$\varphi_i, c_i$  - 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:

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

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:

$$N_i + U_i - g_i \cos \alpha_i = 0 \quad (IV-114)$$

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

$u_i$  - áp lực nước lỗ rỗng tại mảnh thứ  $i$

$\Delta l_i$  - Chiều dài cung trượt của mảnh thứ  $i$

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

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

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

Mô men gây trượt của lăng thể đất :

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

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

$$K = \frac{c \cdot \sum_{i=1}^n \Delta l_i + \operatorname{tg} \varphi \sum_{i=1}^n (g_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i)}{\sum_{i=1}^n g_i \sin \alpha_i} \quad (\text{IV-118})$$

118)

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

$\alpha_i$  - 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:

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

Với :  $\Delta X_i$  - Bề rộng của mảnh thứ i;

$h_i$  - Chiều cao trung bình của mảnh thứ i;

$\gamma$  - 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:

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

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

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

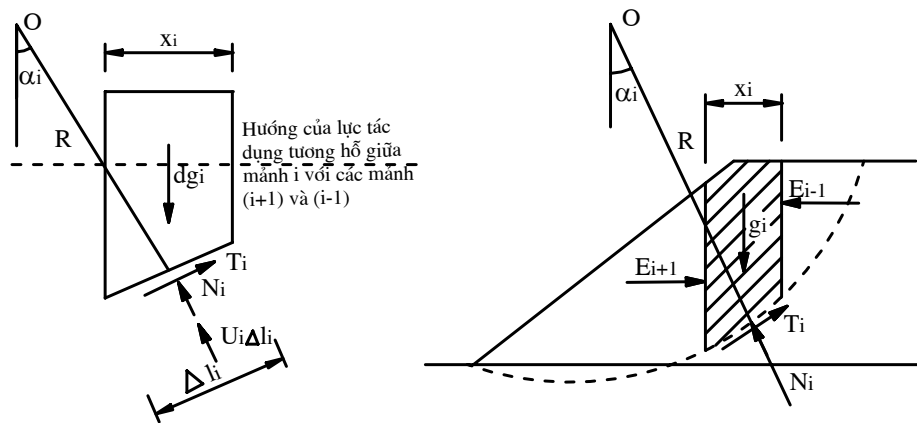
$$\gamma_i = \frac{\sum_{j=1}^n \gamma_j Z_j}{h_i} \quad (\text{IV-121})$$

Với: n - số lớp đất;

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

$\varphi_i, c_i$  - 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;

$u_i, \gamma_i$  - 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

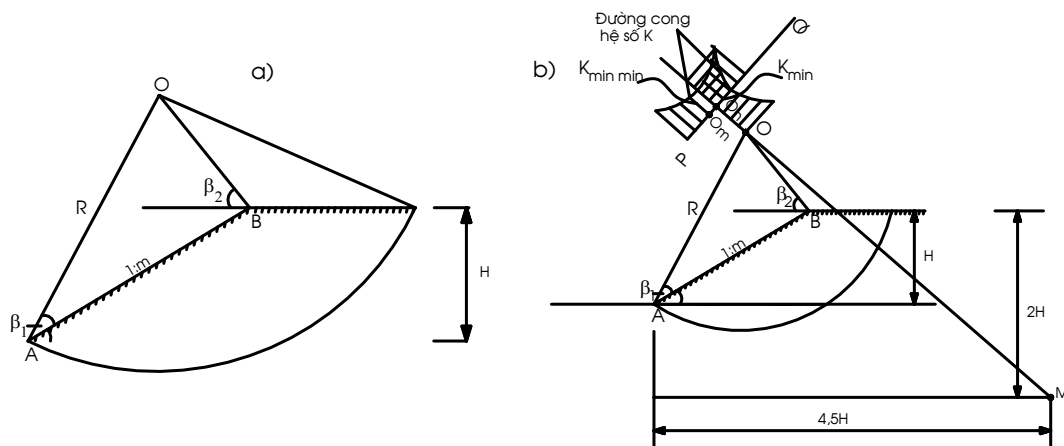
$K_{\min} = 1$  thì mái đất ở trạng thái cân bằng cực hạn

$K_{\min} > 1$  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  $\beta_1$  và  $\beta_2$  (hình IV-43a) trị số của các góc  $\beta_1$  và  $\beta_2$  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  $\beta_1$  và  $\beta_2$

Hệ số mái dốc : m	1	2	3	4	5	6
$\beta_1$ (độ)	28	25	25	25	25	25
$\beta_2$ (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  $O_1, O_2, O_3, O_4, \dots$  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  $K_1, K_2, K_3, K_4, \dots$ . 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  $O'_1, O'_2, O'_3, O'_4, \dots$  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  $K'_1, K'_2, K'_3, K'_4, \dots$

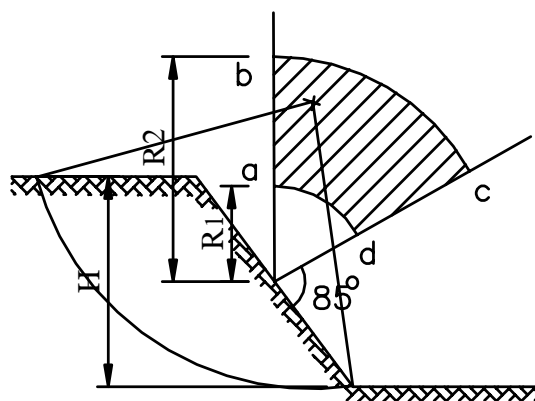
Từ biểu đồ hệ số ổn định này có thể xác định được hệ số ổn định nhỏ nhất  $K_{min}$  hay còn ký hiệu là  $K_{min}$ .

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  $85^\circ$  (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  $K_{min, min}$  so sánh với hệ số ổn định cho phép để đánh giá mức độ ổn định của mái dốc đang xét.