

PHỤ LỤC

A. MỘT SỐ KHÁI NIỆM MỞ ĐẦU	2
<i>I. PHÂN LOẠI TƯỜNG CHẮN ĐẤT</i>	<i>7</i>
1. Phân loại theo độ cứng	7
2. Phân loại theo nguyên tắc làm việc:	8
3. Phân loại theo chiều cao	8
4. Phân loại theo góc nghiêng của lưng tường.....	8
5. Phân loại theo kết cấu.....	9
<i>II. THOÁT NƯỚC CHO KHỐI ĐẤT ĐÁP SAU TƯỜNG CHẮN.....</i>	<i>9</i>
<i>III. ĐIỀU KIỆN SỬ DỤNG CỦA CÁC LOẠI TƯỜNG CHẮN</i>	<i>10</i>
<i>IV. SƠ LƯỢC VỀ LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN.....</i>	<i>10</i>
1. Nhóm lý thuyết cân bằng giới hạn của khối rắn	10
2. Nhóm theo thuyết cân bằng giới hạn phân tố (điểm).....	11
B. TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT TÁC DỤNG LÊN TƯỜNG CHẮN	11
<i>I. CÁC GIẢ THIẾT VÀ NHỮNG LIÊN HỆ CƠ BẢN</i>	<i>11</i>
1. Các giả thiết cơ bản và sơ đồ lực.....	11
2. Nguyên lý tính toán	12
Bảng việc sử dụng phương pháp giải tích mà hệ phương trình trên được giải được và thu được kết quả như sau:13	
<i>II. TÍNH TOÁN ÁP LỰC CHỦ ĐỘNG TÁC DỤNG LÊN TƯỜNG CHẮN.....</i>	<i>13</i>
1. Áp lực chủ động của đất lên tường chắn trong trường hợp đất rời ($\alpha, \beta, \varphi \neq 0, c_0 = c = 0$)	13
2. Áp lực chủ động của đất lên tường chắn trong trường hợp đất dính, mái đất phẳng, bỏ qua góc ma sát giữa đất và tường chắn ($\beta = \varphi = 0, c \neq 0$).	14
3. Áp lực chủ động của đất lên tường chắn trong trường hợp tổng quát ($\beta, f_0, \alpha, c_0, c \neq 0$).	16
C. THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN ĐẤT	25
D. THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN ĐẤT TRỌNG LỰC	26
<i>I. CHỌN MẶT CẮT TÍNH TOÁN.....</i>	<i>26</i>
<i>II. XÁC ĐỊNH NGOẠI LỰC TÁC DỤNG LÊN TƯỜNG CHẮN.....</i>	<i>27</i>
<i>III. KIỂM TRA ĐIỀU KIỆN ỔN ĐỊNH CỦA TƯỜNG CHẮN</i>	<i>27</i>
1.1 Kiểm toán điều kiện ổn định trượt của tường chắn đất.....	27
1.2 Kiểm toán điều kiện ổn định lật của tường chắn đất.....	28
1.3 Kiểm toán điều kiện đảm bảo sức chịu tải của đất nền (TCXD 45-78).	28
1.4 Kiểm tra lún của tường chắn (TCXD 45-78).....	29
<i>E. KIỂM TOÁN SỰ ỔN ĐỊNH CỦA MÁI TA LUY ĐẤT.....</i>	<i>33</i>
*. Phương pháp phân mảnh Fellenius:.....	34

CHUYÊN ĐỀ: ÁP LỰC ĐẤT, THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN ĐẤT

A. MỘT SỐ KHÁI NIỆM MỞ ĐẦU

- Tường chắn đất là công trình giữ cho mái đất đắp hoặc mái hố đào khỏi bị sạt trượt. Tường chắn đất được sử dụng rộng rãi trong các ngành xây dựng, giao thông, thủy lợi... Khi làm việc tường chắn đất tiếp xúc với khối đất sau tường và chịu tác dụng của áp lực đất.

- Khi thiết kế tường chắn đất cần tính toán chính xác cẩn thận và đầy đủ tải trọng tác dụng lên tường chắn đặc biệt là áp lực chủ động của đất lên tường chắn không những đảm bảo được an toàn cho công trình mà còn tiết kiệm được nhiều chi phí xây dựng.

- Một số sự cố xảy ra với công trình tường chắn:













I. PHÂN LOẠI TƯỜNG CHẮN ĐẤT

1. Phân loại theo độ cứng

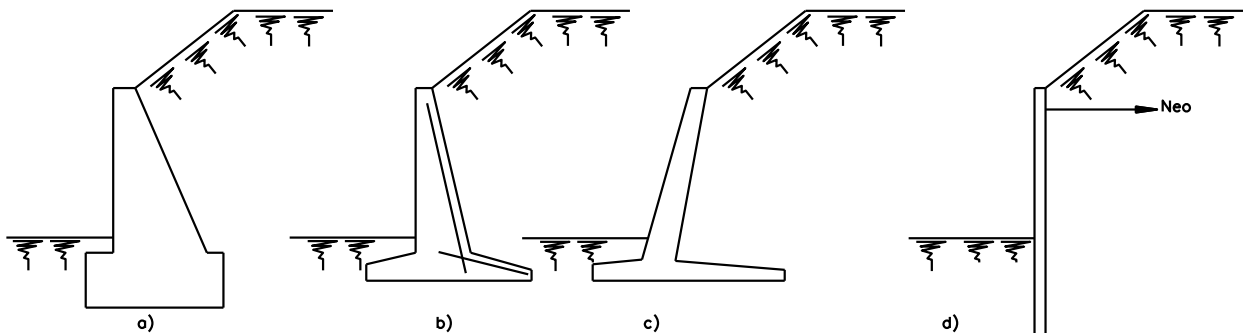
Chia làm 2 loại: Tường cứng và tường mềm

- Tường cứng: Không có biến dạng uốn khi chịu áp lực đất mà chỉ có chuyển vị tính tiến và chuyển vị xoay. Một số tường cứng thường gặp: Tường bê tông, đá hộc, tường xây gạch...

- Tường mềm: Có biến dạng uốn khi chịu áp lực đất. Một số thường gặp: Tường làm bằng tấm gỗ, thép, tường cừ...

2. Phân loại theo nguyên tắc làm việc:

- Tường trọng lực (Hình I-1a): độ ổn định được đảm bảo chủ yếu do trọng lượng bản thân tường. Các loại tường cứng thuộc loại tường trọng lực.
- Tường nửa trọng lực (Hình I-1b): Độ ổn định được đảm bảo không chỉ do trọng lượng bản thân tường và bản móng mà còn do trọng lượng của khối đất đắp nằm trên bản móng. Loại tường này làm bằng BTCT nhưng chiều dày của tường khá lớn (do đó còn được gọi là tường dày).
- Tường bản góc (Hình I-1c): độ ổn định được đảm bảo chủ yếu do trọng lượng khối đất đắp đè lên bản móng. Tường và móng là những bản, tấm bê tông cốt thép mỏng nên trọng lượng của bản thân tường và móng không lớn. Tường bản mỏng có dạng chữ L nên còn được gọi là tường chữ L.
- Tường mỏng (Hình I-1d): sự ổn định của loại tường này được đảm bảo bằng cách chôn tường vào trong nền. Do đó loại tường này còn gọi là tường cọc và tường cừ. Để giảm bớt độ chôn sâu trong đất của tường và để tăng độ cứng của tường người ta thường dùng dây neo.



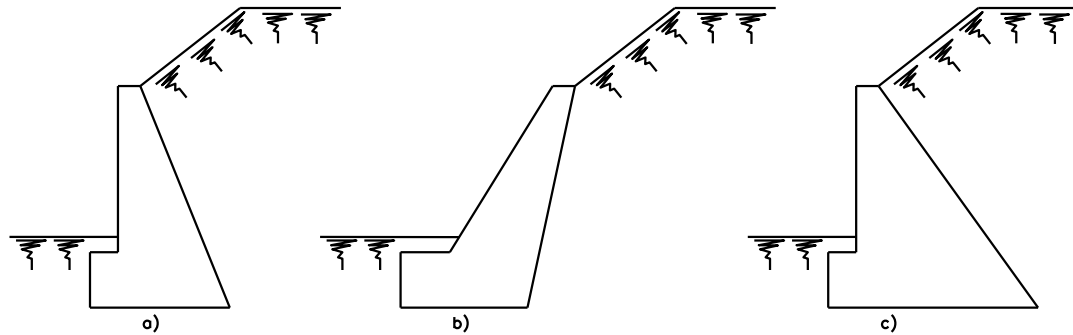
HÌNH I-1

3. Phân loại theo chiều cao

- Tường thấp: có chiều cao nhỏ hơn 10m
- Tường trung bình: chiều cao $H=10-20m$.
- Tường cao: có chiều cao $H>20m$.

4. Phân loại theo góc nghiêng của lưng tường.

- Tường dốc (Hình I-2a,b): lại được phân thành 2 loại dốc thuận và dốc nghịch.
- Tường thoải (Hình I-2c): góc nghiêng α của lưng tường lớn.



HÌNH 1-2

5. Phân loại theo kết cấu.

- Tường liền khối: làm bằng BT, xây đá, gạch xây,
- Tường lắp ghép.
- Tường rọ đá
- Tường đất có cốt.

II. THOÁT NƯỚC CHO KHỐI ĐẤT ĐẮP SAU TƯỜNG CHẮN

Dù đất đắp sau tường chắn là loại đất rời hoặc đất dính, nước trong khối đất đắp là thay đổi tính chất cơ lý, cơ học của đất làm cho tường chắn đạt trạng thái nguy hiểm do áp lực đất tăng lên và có áp lực thủy tĩnh phụ thêm.

Việc thoát nước cho khối đất đắp sau tường có hai mục đích chủ yếu như sau:

- + Tạo điều kiện cho nước tích chứa trong lỗ rỗng của đất thoát nước ra nhanh chóng hoặc ngăn ngừa nước thấm vào khối đất đắp.
- + Ngăn ngừa nước tiếp xúc với lưng tường để trừ khử áp lực nước tác dụng lên tường.

Nước thấm vào khối đất đắp sau tường do một số nguồn sau:

- + Nước mưa rơi ngấm xuống.
- + Nước mặt ở các vùng lân cận ngấm vào.
- + Nước ngấm ở các vùng khác tới.

Để thoát nước cho khối đất đắp sau tường thường phải dùng thiết bị thoát nước gồm 4 bộ phận:

- + Thoát nước mặt: dùng rãnh đỉnh thoát nước
- + Giảm nhỏ lượng thấm vào khối đất đắp: xây ốp mái đất bằng gạch, đá, láng vừa xi măng.
- + Thoát nước trong khối đất đắp: Làm rãnh thoát nước trong đất sau kê
- + Thoát nước ra ngoài phạm vi tường bằng đặt ống nhựa hoặc lỗ hở.

III. ĐIỀU KIỆN SỬ DỤNG CỦA CÁC LOẠI TƯỜNG CHẮN

Hiện nay tường chắn có nhiều loại hình khác nhau; mỗi loại chỉ nên sử dụng trong một số điều kiện cụ thể mới đem lại hiệu quả kinh tế cao

So với loại tường thì tường mỏng bằng BTCT cho hiệu quả kinh tế cao hơn so với tường trọng lực; xi măng dùng cho tường bản mỏng ít hơn 2 lần cốt thép nhiều hơn một khối lượng không đáng kể. ưu điểm nổi bật của loại tường làm bằng BTCT là có thể sử dụng phương pháp lắp ghép và yêu cầu về nền không cao nên ít phải xử lý nền.

Khi chiều cao tường chắn $H \leq 6\text{m}$, tường bản góc (kiểu công xôn) bằng BTCT có khối lượng ít hơn tường có bản sườn. Khi $H = 6-8\text{m}$ thì khối lượng của hai loại này ngang nhau. Nếu $H > 8\text{m}$ thì tường bản sườn có khối lượng BTCT nhỏ hơn tường kiểu công xôn.

Tường chắn đất bằng BT chỉ nên dùng khi cốt thép quá đắt hoặc khan hiếm, bởi vì BT của tường chắn trọng lực chỉ phát huy một phần nhỏ khả năng chịu lực mà thôi. Vì vậy không nên dùng BT cường độ cao để làm tường. Để giảm bớt khối lượng có thể làm thêm trụ chống, bề giảm tải đặt ở khoảng $1/4$ chiều cao tường. Tường có lưng nghiêng về phía đất đắp.

Tường xây đá cần ít xi măng hơn, thời gian thi công nhanh, đơn giản. Áp dụng ở nơi sẵn có đá.

Tường gạch xây cao không quá 3-4m nên dùng có trụ chống.

IV. SƠ LƯỢC VỀ LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

Đến nay có khá nhiều thuyết về áp lực đất theo những quan điểm khác nhau

Tuỳ theo lý thuyết có xét đến độ cứng (biến dạng) của tường, có thể phân thành 2 loại: loại không xét đến độ cứng của tường và loại có xét đến độ cứng của tường.

Loại không xét đến biến dạng của tường giả thuyết tường tuyệt đối cứng chỉ xét đến các trị số áp lực đất ở trạng thái giới hạn: áp lực đất bị động và áp lực chủ động.

Thuộc loại này chia làm 3 nhóm chính sau:

1. Nhóm lý thuyết cân bằng giới hạn của khối rắn

Các thuyết theo nhóm này đều giả thiết khối đất trượt sau tường chắn, giới hạn bởi mặt trượt có dạng định trước, như một khối rắn ở trạng thái cân bằng giới hạn. Tuỳ theo hình dáng mặt trượt giả thiết, nhóm này hiện nay phát triển theo hai xu hướng:

- Xu hướng giả thiết mặt trượt phẳng: đại diện có thuyết C.A. Culông (1773), sau đó được I.V Pôngxolê, K. Culman,

- Xu hướng giả thiết mặt trượt cong: W, Fêlêniut, L, Răndulic...

2. Nhóm theo thuyết cân bằng giới hạn phân tố (điểm)

Tính các trị số áp lực đất với giả thiết các điểm của môi trường đất đắp đạt trạng thái cân bằng giới hạn cùng một lúc, đại diện cho thuyết này có W,J,M Răng kin sau đó được một số nhà nghiên cứu phát triển thêm và được phát triển theo 2 xu hướng:

- Xu hướng giải tích: địa diện có lý thuyết của V.V. Xôcôlôpxki.
- Xu hướng đồ giải: giải các bài toán lý thuyết cân bằng giới hạn theo phương pháp độ giải bằng hệ vòng tròn đặc trưng.

Đến nay lý thuyết tính áp lực đất lên tường mềm chưa được nghiên cứu đầy đủ bằng lý thuyết áp lực đất lên tường cứng.

B. TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT TÁC DỤNG LÊN TƯỜNG CHẮN

Sử dụng **thuyết áp lực đất Culông** được xây dựng từ năm 1773, Sau đó được nhiều nhà khoa học phát triển mở rộng cho đất dính.

Thuyết này đơn giản, có khả năng giải được nhiều bài toán thực tế. Trước đây, ảnh hưởng của lực dính không được xét đến khi tính toán áp lực đất tác dụng lên tường chắn. Hiện nay lực dính của các loại đất đã được tiêu chuẩn hoá và được xét đến khi tính toán áp lực chủ động của đất.

Việc lựa chọn giá trị lực dính của đất đưa vào tính toán ảnh hưởng rất nhiều đến trị số áp lực của đất lên tường chắn. Khi tính toán áp lực đất tác dụng lên tường chắn có xét đến lực dính và khi không có lực dính sai khác nhau rất lớn ảnh hưởng đến giá trị của công trình. Vì vậy khi tính toán người thiết kế nên cân nhắc lựa chọn giá trị lực dính cho phù hợp với thực tế và giá trị kinh tế cho công trình.

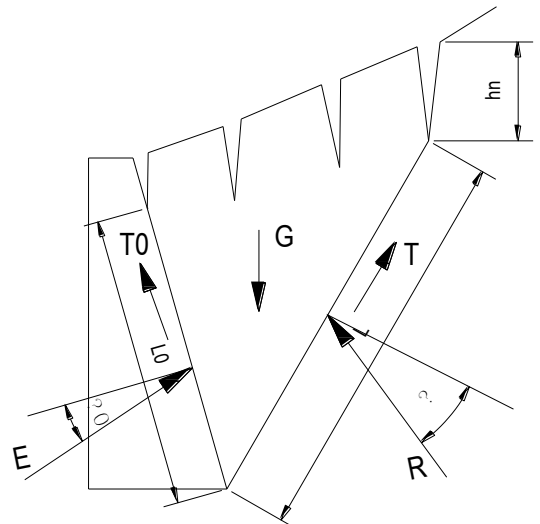
I. CÁC GIẢ THIẾT VÀ NHỮNG LIÊN HỆ CƠ BẢN

1. Các giả thiết cơ bản và sơ đồ lực

Thuyết áp lực đất của Cu Lông dựa trên mấy giả thiết cơ bản như sau:

1.1 Trạng thái giới hạn của trường chắn cứng và khối đất đắp sau tường được xác định bằng sự dịch chuyển (trượt hoặc lật) của tường đủ gây cho một khối đất sau tường có xu thế tách ra và trượt theo một mặt phẳng nào đó. Mặt lưng tường cũng là một mặt trượt (qui ước là mặt trượt thứ 2)

1.2 Khối đất trượt xem như một khối rắn tuyệt đối được giới hạn bằng hai mặt trượt: mặt trượt phát sinh trong khối đất đắp và mặt lưng



tường

1.3 Trị số áp lực chủ động lên tường chắn được xác định tương ứng với lực đẩy của khối đất trượt “rắn tuyệt đối” lên tường chắn ứng với trạng thái cân bằng giới hạn của nó lên hai mặt trượt.

1.4 Lực dính của đất đắp được xem như tác dụng theo phương của mặt trượt và phân bố đều trên mặt trượt:

$$T=c.L$$

$$T_0=c_0.L_0$$

Trong đó:

c- Lực dính đơn vị của đất đắp.

c_0 - Lực dính đơn vị của đất đắp với lưng tường.

L- Chiều dài mặt trượt thứ nhất

L_0 - Chiều dài mặt trượt thứ hai

2. Nguyên lý tính toán

α - Góc giữa lưng tường với mặt thẳng đứng.

θ_0 - Góc giữa mặt nằm ngang và mặt trượt giả định.

$$\Psi=90^\circ - \alpha - \varphi_0$$

G trọng lượng khối đất trượt

Chiếu các lực theo phương U vuông góc với phản lực R từ đó ta tính được

Áp lực của đất tác dụng lên tường

$$E = \frac{G \sin(\theta_0 - \varphi) - T \cos \varphi - T_0 \sin(\theta_0 - \varphi - \alpha)}{\sin(\psi + \theta_0 - \varphi)} \quad (I-2.1)$$

Trong phương trình trên các ẩn số là E và góc θ_0 . Các đại lượng G, T được biểu thị qua góc θ_0 , trị số T_0 xem như đại lượng đã biết.

Để giải bài toán tìm áp lực $E_{\max}$ coi E là hàm số với ẩn là θ_0 bằng các giải hệ phương trình:

$$\left\{ \begin{array}{l} E = \frac{G \sin(\theta_0 - \varphi) - T \cos \varphi - T_0 \sin(\theta_0 - \varphi - \alpha)}{\sin(\psi + \theta_0 - \varphi)} \\ \frac{dE}{d\theta_0} = 0 \end{array} \right\} \quad (I-2.2)$$

Bằng việc sử dụng phương pháp giải tích mà hệ phương trình trên được giải được và thu được kết quả như sau:

II. TÍNH TOÁN ÁP LỰC CHỦ ĐỘNG TÁC DỤNG LÊN TƯỜNG CHẮN

1. Áp lực chủ động của đất lên tường chắn trong trường hợp đất rời ($\alpha, \beta, \varphi_0 \neq 0, c=0$)

Công thức tính áp lực chủ động là:

$$E_{cd} = \frac{1}{2} K_{cd} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Trong đó:

γ - Trọng lượng riêng của đất

K_{cd} - Hệ số áp lực chủ động:

$$K_{cd} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\varphi_0 + \alpha) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_0) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\varphi_0 + \alpha) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (I-3.1)$$

φ - Góc ma sát trong của đất.

φ_0 - Góc ma sát giữa đất và tường

β - Góc nghiêng của mái đất sau tường chắn.

*** Trong trường hợp đơn giản : $\alpha = \beta = \varphi_0 = 0$ ta có:**

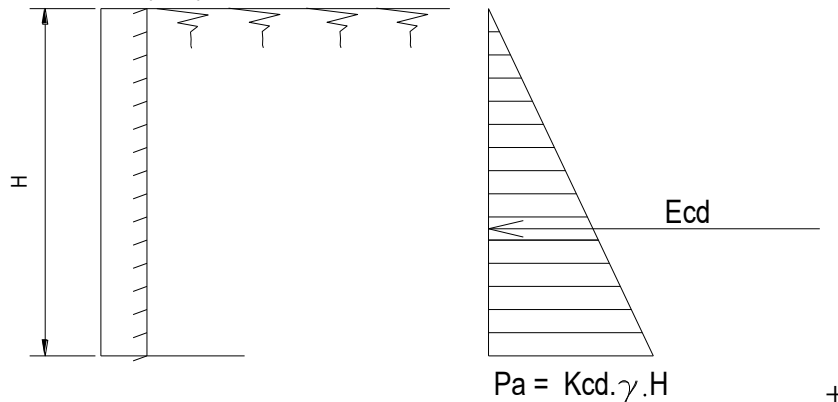
$$K_{cd} = \tan^2(45^\circ - \varphi / 2) \quad (I-3.2)$$

Trên chiều cao H của tường chắn, áp lực đất phân bố theo luật bậc nhất với cường độ:

$$p_a = K_{cd} \cdot \gamma \cdot z$$

z - độ sâu của điểm xác định cường độ áp lực đất.

Khi đó E_{cd} có điểm đặt tại chiều cao $H/3$.



2. Áp lực chủ động của đất lên tường chắn trong trường hợp đất dính, mái đất phẳng, bỏ quả góc ma sát giữa đất và tường chắn .($\beta = \varphi_0 = 0$, $c \neq 0$).

*** Trường hợp $\beta = \varphi_0 = c_0 = 0$; $\alpha \neq 0$**

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \cdot K_{cd} \cdot \gamma \cdot H^2 - C \cdot c \cdot H + D \frac{c^2}{\gamma}$$

$$P_a = K_{cd} \cdot \gamma \cdot z - C \cdot c$$

Trong đó:

$$C = \frac{\cos \varphi}{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2} \right)}$$

$$D = \frac{C^2}{2 \cdot K_{cd}}$$

c- Lực dính của đất.

Biểu đồ cường độ áp lực đất trên chiều cao H có một đoạn bằng 0 đến chiều sâu

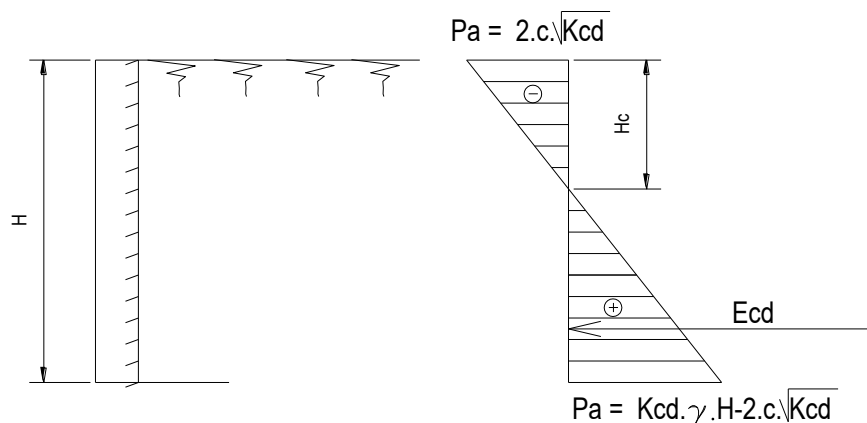
$H_c = \frac{C \cdot c}{\gamma \cdot K_{cd}}$. E_{cd} có điểm đặt là trọng tâm của biểu đồ áp lực.

*** Trường hợp $\beta = \varphi_0 = c_0 = \alpha = 0$**

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \cdot K_{cd} \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + 2 \frac{c^2}{\gamma}$$

$$P_a = K_{cd} \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

K_{cd} xác định theo công thức (3.2)



Ví dụ I-1: Tính áp lực chủ động tác dụng lên tường chắn có chiều cao $H=6m$, $\gamma=2T/m^3$, $\varphi=20^\circ$, góc nghiêng $\beta=0^\circ$; $\alpha=0^\circ$. trong hai trường hợp lực dính $c=0 T/m^2$ và $c=2T/m^2$

Giải:

TH1: TÍNH TOÁN ÁP LỰC CHỦ ĐỘNG CỦA ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN ($C=C_0=\beta=\alpha=\varphi_0=0$)		
Góc nghiêng của mái đất sau tường chắn β	0 (độ)	0.000 (rad)
Góc nghiêng lưng tường α	0 (độ)	0.000 (rad)
Dung trọng tự nhiên của đất đắp sau kè γ	2.000 (T/m ³)	2000 (kg/m ³)
Góc ma sát trong của đất φ	20 (độ)	0.349 (rad)
Lực dính của đất đắp sau tường c	0.000 (T/m ²)	0 (kg/m ²)
Lực dính của giữa đất đắp và lưng tường c_0	0.000 (T/m ²)	0 (kg/m ²)
Góc ma sát giữa đất và lưng tường φ_0	10 (độ)	0.175 (rad)
Chiều cao tường chắn H =	6.000 (m)	
K_{cd} =	$\text{tg}(45-\varphi/2)^2$	0.490
Áp lực chủ động E_{cd} =	$1/2 \cdot K_{cd} \cdot \gamma \cdot H$	17.650 (T)
Điểm đặt E_{cd} so với chân tường chắn, H_a =	$H/3$	2.000 (m)
Mô men gây lật tại chân tường chắn do E_{cd} gây ra M =	$E_{cd} \cdot H_a$ =	35.301 (T.m)

TH2: TÍNH TOÁN ÁP LỰC CHỦ ĐỘNG CỦA ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN ($C_0=\beta=\alpha=\varphi_0=0$; $C \neq 0$)		
Góc nghiêng của mái đất sau tường chắn β	0 (độ)	0.000 (rad)
Góc nghiêng lưng tường α	0 (độ)	0.000 (rad)
Dung trọng tự nhiên của đất đắp sau kè γ	2.000 (T/m ³)	2000 (kg/m ³)
Góc ma sát trong của đất φ	20 (độ)	0.349 (rad)
Lực dính của đất đắp sau tường c	2.000 (T/m ²)	2000 (kg/m ²)
Lực dính của giữa đất đắp và lưng tường c_0	0.000 (T/m ²)	0 (kg/m ²)
Góc ma sát giữa đất và lưng tường φ_0	0 (độ)	0.000 (rad)
Chiều cao tường chắn H =	6.000 (m)	
K_{cd} =	$\text{tg}(45-\varphi/2)^2$	0.490
Áp lực chủ động $E_{cd} = \frac{1}{2} \cdot K_{cd} \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + 2 \frac{c^2}{\gamma}$	=	4.845 (T)
Điểm đặt E_{cd} so với chân tường chắn, H_a =	$1/3 \cdot (H - 2 \cdot c \cdot \text{tg}(45 + \varphi/2))$	1.066 (m)
Mô men gây lật tại chân tường chắn do E_{cd} gây ra M =	$E_{cd} \cdot H_a$ =	5.167 (T.m)

Nhận xét: So sánh Áp lực đất và mô men do áp lực đất gây ra lên tường chắn phụ thuộc rất lớn vào lực dính của đất. Vì vậy trong quá trình tính toán khi đưa lực dính vào tính toán người thiết kế cần xem xét lựa chọn giá trị lực dính cho phù hợp để đảm bảo tiết kiệm và an toàn cho công trình. Trong tính toán nên lấy giá trị lực dính đưa vào tính toán $C_{tt}=C/2$, $\varphi_{tt}=\varphi-5^\circ$

Trong ví dụ trên lấy $C_{tt}=C/2=1\text{ T/m}^2$ ta có giá trị tính toán áp lực đất và mômen do áp lực đất gây ra như sau:

TH2: TÍNH TOÁN ÁP LỰC CHỦ ĐỘNG CỦA ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN ($\beta=\alpha=\varphi_0=0$; $c\neq 0$)		
Góc nghiêng của mái đất sau tường chắn β	0 (độ)	0.000 (rad)
Góc nghiêng lưng tường α	0 (độ)	0.000 (rad)
Dung trọng tự nhiên của đất đắp sau kè γ	2.000 (T/m ³)	2000 (kg/m ³)
Góc ma sát trong của đất φ	15 (độ)	0.262 (rad)
Lực dính của đất đắp sau tường c	1.000 (T/m ²)	1000 (kg/m ²)
Lực dính của giữa đất đắp và lưng tường c_0	0.000 (T/m ²)	0 (kg/m ²)
Góc ma sát giữa đất và lưng tường φ_0	10 (độ)	0.175 (rad)
Chiều cao tường chắn H =	6.000 (m)	
K_{cd} =	$\text{tg}(45-\varphi/2)^2$	0.589
Áp lực chủ động $E_{cd} = \frac{1}{2} \cdot K_{cd} \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + 2 \frac{c^2}{\gamma}$	=	12.989 (T)
Điểm đặt E_{cd} so với chân tường chắn, H_a =	$1/3 \cdot (H - 2 \cdot c \cdot \text{tg}(45 + \varphi/2))$	1.488 (m)
Mô men gây lật tại chân tường chắn do E_{cd} gây ra M =	$E_{cd} \cdot H_a$ =	19.333 (T.m)

3. Áp lực chủ động của đất lên tường chắn trong trường hợp tổng quát ($\beta, \alpha, \varphi_0, c_0, c \neq 0$).

Xuất phát từ việc giải hệ phương trình (I-2.2):

$$\left\{ \begin{array}{l} E = \frac{G \sin(\theta_0 - \varphi) - T \cos \varphi - T_0 \sin(\theta_0 - \varphi - \alpha)}{\sin(\psi + \theta_0 - \varphi)} \\ \frac{dE}{d\theta_0} = 0 \end{array} \right\}$$

3.1 Biểu thức xác định áp lực chủ động của đất dính:



H_a - Chiều cao chịu áp lực của tường chắn (m) ($H_a = H - H_0$)

A_0, B_0 - Chỉ số về kích thước hình học của khối đất đắp:

A, B là các hệ số không thứ nguyên:

$$A = \sin\psi - \cos\psi \operatorname{tg}\varphi$$

$$B = \cos\psi + \sin\psi \operatorname{tg}\varphi; \quad (\psi = 90^\circ - \alpha - \varphi_0)$$

D_0 - Chỉ số về lực dính tác dụng lên lưng tường: $D_0 = c_0 H_a / \gamma$

D_n - Chỉ số về lực dính tác dụng lên lưng tường: $D_n = c_0 (H_n + d) / \gamma$

Trong đó:

$$H_n = H - h_n$$

$$d = H \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\beta$$

*** Tính áp lực đất chủ động E bằng phương pháp giải tích với:**

$G = \gamma$ [diện tích (ABC')-diện tích (CC'D)]

$T_0 = c_0 \cdot A_0 B$

$T = c \cdot BC$

Sau các phép biến đổi giải tích ta được công thức xác định E như sau:

$$E = \frac{K_0 + K_1 \operatorname{tg}\theta + K_2 \operatorname{tg}^2\theta}{(1 - \operatorname{tg}\beta \operatorname{tg}\theta)(A \operatorname{tg}\theta + B)} \cdot \gamma \quad (\text{I-3.3})$$

Trong đó:

$$K_0 = B_0 - D_n - D_0(1 - \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\varphi)$$

$$K_1 = A_0 - B \operatorname{tg}\alpha + D_n(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\varphi - \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\beta \operatorname{tg}\varphi)$$

$$K_2 = -A_0 \operatorname{tg}\alpha - D_n - D_0(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\varphi) \operatorname{tg}\beta$$

$$D_0 = \frac{c_0 H_a}{\gamma}$$

$$D_n = \frac{c(H_n + d)}{\gamma}$$

$$d = H \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\beta$$

$$A_0 = \frac{H(H + d) - h_n^2}{2}$$

$$B_0 = \frac{H(H + d)}{2} \operatorname{tg}\alpha$$

$$A = \sin\psi - \cos\psi \operatorname{tg}\varphi$$

$$B = \cos\psi + \sin\psi \operatorname{tg}\varphi; \quad (\psi = 90^\circ - \alpha - \varphi_0)$$

$$h_0 = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi + \alpha}{2}\right) \frac{1}{1 - \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\varphi}$$

$$h_n = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

3.2 Xác định vị trí mặt trượt θ :

Mặt trượt được xác định khi biết $x = \tan \theta$ tính theo phương trình:

$$\frac{dE}{dx} = 0 (x = \tan \theta)$$

Hay

$$\frac{d}{dx} \left[\frac{K_0 + K_1 \tan \theta + K_2 \tan^2 \theta}{(1 - \tan \beta \tan \theta)(A \tan \theta + B)} \right] = 0$$

Bằng phép biến đổi cuối cùng ta tính được giá trị $\tan \theta$ là nghiệm của phương trình bậc 2 sau:

$$\tan^2 \theta + M_1 \tan \theta + M_2 = 0$$

$$M_1 = 2 \frac{1 + \frac{A}{B} \frac{K_0}{K_1} \tan \beta}{\frac{A}{B} (1 + \frac{K_1}{K_1} \tan \beta) - \tan \beta}$$

$$M_2 = \frac{\frac{K_1}{K_2} - \frac{K_0}{K_2} (\frac{A}{B} - \tan \beta)}{\frac{A}{B} (1 + \frac{K_1}{K_1} \tan \beta) - \tan \beta}$$

Tìm được góc trượt θ thay giá trị $\tan \theta$ vào phương trình (I-3.3) ta tìm được áp lực chủ động của đất lên tường chắn. Công thức (I-3.3) là công thức tổng quát tính áp lực đất lên tường chắn cho cả trường hợp mái đất sau tường có nghiêng hoặc phẳng ($\beta < 0, > 0, = 0$), lưng tường chắn α ($< 0, > 0, = 0$). Lực dính c ($< 0, > 0, = 0$), có hay không có lực dính giữa đất và tường chắn ($c_0 = 0, \neq 0$) và góc ma sát giữa đất và tường chắn ($\varphi_0 = 0, \neq 0$)

Khi cho các giá trị $c=0, c_0=0, \beta=0, \alpha=0, \varphi_0=0$ ta tính được E như trong các trường ở mục 3.1 và 3.2 ở trên.

3.3 Biểu đồ xác định áp lực chủ động của đất dính lên lưng tường:

Biểu đồ áp lực chủ động của đất tác dụng lên tường có dạng tam giác như hình vẽ I-3

tại $z=h_0, P_{cd} = 0$

tại $z=H, P_{cd} = \frac{2E_{cd}}{H_a} \quad (H_a = H - h_0)$

Trọng tâm của biểu đồ áp lực đất tại vị trí điểm đặt các chân tường một đoạn bằng $1/3 H_a$.

Ví dụ I-2: Tính áp lực chủ động tác dụng lên tường chắn có chiều cao $H=6m$, $\gamma=2T/m^3$, $\varphi=20^\circ$, Xét các trường hợp góc nghiêng $\beta=0, (20^\circ)$; $\alpha=0, (10^\circ)$ lực dính $c=0, (2) T/m^2$ và $c_0=0, (1) T/m^2, \varphi_0=0, (2/3 \varphi)$.

Giải:

TH1: TÍNH TOÁN ÁP LỰC CHỦ ĐỘNG CỦA ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN			
Góc nghiêng β	20 (độ)	0.349 (rad)	
Góc nghiêng α	10 (độ)	0.175 (rad)	
γ_w	2.000 (T/m3)	2000 (kg/m3)	
φ	20.000 (độ)	0.349 (rad)	
Lực dính của đất đắp sau tường C	2.000 (T/m2)	2000 (kg/m2)	
Lực dính giữa đất và tường C0	1.000 (T/m2)	1000 (kg/m2)	
Góc ma sát giữa đất và tường φ_0	13.333 (độ)	0.233 (rad)	
Chiều cao tường chắn H=	6.000 (m)		
* Trị số áp lực chủ động:			
	$E = \frac{K_0 + K_1 \tan \theta + K_2 \tan^2 \theta}{(1 - \tan \beta \tan \theta)(A \tan \theta + B)} \cdot \gamma$		
* Tính các hằng số tính toán			
$h_0 = z_0 =$	$2 \cdot c \cdot \tan(45 + (\varphi - \alpha)/2) / \gamma \cdot 1 / (1 + \tan \alpha \tan \varphi)$	=	2.240
$h_n = z_n =$	$2 \cdot c \cdot \tan(45 + \varphi/2) / \gamma$	=	2.856
$H_a =$	$H - h_0$	=	3.760
$H_n =$	$H - h_n$	=	3.144
$d =$	$H \cdot \tan \alpha \cdot \tan \beta$	=	0.385
$D_0 =$	$c \cdot H_a / \gamma$	=	1.880
$D_n =$	$c \cdot (H_n + d) / \gamma$	=	3.529
$A_0 =$	$H \cdot (H + d) / 2 - h_n^2 / 2$	=	15.076
$B_0 =$	$H \cdot (H + d) \cdot \tan \alpha / 2$	=	3.378
$\psi =$	$90 - \alpha - \varphi_0$	=	1.164
$\sin \psi =$		=	0.918
$\cos \psi =$		=	0.396
$A = \sin \psi - \cos \psi \cdot \tan \varphi =$		=	0.774
$B = \cos \psi + \sin \psi \cdot \tan \varphi =$		=	0.730
$A/B =$		=	1.060
* Xác định vị trí mặt trượt			
$K_0 =$	$B_0 - D_n - D_0 \cdot (1 - \tan \alpha \cdot \tan \varphi)$	=	-1.911
$K_1 =$	$A_0 - B_0 \cdot \tan \varphi + D_0 \cdot (\tan \alpha + \tan \varphi + \tan \beta - \tan \alpha \tan \beta \cdot \tan \varphi)$	=	15.503
$K_2 =$	$(-1) \cdot A_0 \cdot \tan \varphi - D_n - D_0 \cdot (\tan \alpha + \tan \varphi) \cdot \tan \beta$	=	-9.386
$K_0/K_2 =$		=	0.204
$K_1/K_2 =$		=	-1.652

Hội thảo chuyên đề: Áp lực đất, thiết kế tường chắn đất

M1=	$M_1 = 2 \frac{1 + \frac{A}{B} \frac{K_0}{K_1} \operatorname{tg} \beta}{\frac{A}{B} (1 + \frac{K_1}{K_1} \operatorname{tg} \beta) - \operatorname{tg} \beta}$	=	36.719
M2=	$M_2 = \frac{\frac{K_1}{K_2} - \frac{K_0}{K_2} (\frac{A}{B} - \operatorname{tg} \beta)}{\frac{A}{B} (1 + \frac{K_1}{K_1} \operatorname{tg} \beta) - \operatorname{tg} \beta}$	=	-30.529
Tg $\ominus$ được xác định theo PT:			
tg²$\ominus$ + M1*tg$\ominus$ + M2 = 0 (*)			
giải bài toán ta có nghiệm:	$\Delta = M1^2 - 4 * 1 * M2$	=	1470.396
Nếu $\Delta > 0$	PT (*) có hai nghiệm:		
Tg $\ominus 1$ =	$((-1) * M1 + \Delta^{0,5}) / 2$	=	0.813
Tg $\ominus 2$ =	$((-1) * M1 - \Delta^{0,5}) / 2$	=	-37.532
Chọn nghiệm dương hoặc nghiệm < 1/tg β =			
Tg $\ominus$ =	Tg $\ominus 1$ =	=	0.813
$\ominus$ =		=	0.683
		=	39.145
Từ đó ta có:			
-	$E = \frac{K_0 + K_1 \operatorname{tg} \theta + K_2 \operatorname{tg}^2 \theta}{(1 - \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \theta) (A \operatorname{tg} \theta + B)} \cdot \gamma$	=	9379.767 (kg)

TH2: TÍNH TOÁN ÁP LỰC CHỦ ĐỘNG CỦA ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN			
Góc nghiêng β	0 (độ)	0.000 (rad)	
Góc nghiêng α	0 (độ)	0.000 (rad)	
γ_w	2.000 (T/m3)	2000 (kg/m3)	
φ	20.000 (độ)	0.349 (rad)	
Lực dính của đất đắp sau tường C	0.000 (T/m2)	0 (kg/m2)	
Lực dính giữa đất và tường C0	0.000 (T/m2)	0 (kg/m2)	
Góc ma sát giữa đất và tường φ_0	0.000 (độ)	0.000 (rad)	

Hội thảo chuyên đề: Áp lực đất, thiết kế tường chắn đất

Chiều cao tổng chấn H=	6.000 (m)		
* Trị số áp lực chủ động:			
	$E = \frac{K_0 + K_1 \operatorname{tg} \theta + K_2 \operatorname{tg}^2 \theta}{(1 - \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \theta)(A \operatorname{tg} \theta + B)} \cdot \gamma$		
* Tính các hằng số tính toán			
h0 = z0 =	$2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}(45 + (\varphi - \alpha)/2) / \gamma \cdot 1 / (1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi)$	=	0.000
hn = zn =	$2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}(45 + \varphi/2) / \gamma$	=	0.000
Ha=	H-h0	=	6.000
Hn=	H-hn	=	6.000
d=	$H \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta$	=	0.000
D0=	$c \cdot \operatorname{tg} \alpha / \gamma$	=	0.000
Dn=	$c \cdot (Hn + d) / \gamma$	=	0.000
Ao=	$H \cdot (H + d) / 2 - hn^2 / 2$	=	18.000
Bo=	$H \cdot (H + d) \cdot \operatorname{tg} \alpha / 2$	=	0.000
$\psi =$	$90 - \alpha - \varphi$	=	1.571
$\sin \psi =$		=	1.000
$\cos \psi =$		=	0.000
$A = \sin \psi - \cos \psi \cdot \operatorname{tg} \varphi =$		=	1.000
$B = \cos \psi + \sin \psi \cdot \operatorname{tg} \varphi =$		=	0.364
A/B=		=	2.747
* Xác định vị trí mặt trượt			
Ko=	$Bo - Dn - Do \cdot (1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi)$	=	0.000
K1=	$Ao - Bo \cdot \operatorname{tg} \varphi + Do \cdot (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi + \operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{tg} \varphi)$	=	18.000
K2=	$(-1) \cdot Ao \cdot \operatorname{tg} \varphi - Dn - Do \cdot (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi) \cdot \operatorname{tg} \beta$	=	-6.551
Ko/K2=		=	0.000
K1/K2=		=	-2.747
M1=	$M_1 = 2 \frac{1 + \frac{A}{B} \frac{K_0}{K_1} \operatorname{tg} \beta}{\frac{A}{B} (1 + \frac{K_1}{K_1} \operatorname{tg} \beta) - \operatorname{tg} \beta}$	=	0.728
M2=	$M_2 = \frac{\frac{K_1}{K_2} - \frac{K_0}{K_2} (\frac{A}{B} - \operatorname{tg} \beta)}{\frac{A}{B} (1 + \frac{K_1}{K_1} \operatorname{tg} \beta) - \operatorname{tg} \beta}$	=	-1.000
Tg $\ominus$ được xác định theo PT:			
$\operatorname{tg}^2 \ominus + M1 \cdot \operatorname{tg} \ominus + M2 = 0 (*)$			
giải bài toán ta có nghiệm:	$\Delta = M1^2 - 4 \cdot 1 \cdot M2$	=	4.530
Nếu $\Delta > 0$	PT (*) có hai nghiệm:		

Hội thảo chuyên đề: Áp lực đất, thiết kế tường chắn đất

Tg Θ 1=	$((-1)*M1+\Delta^{0,5})/2$	=	0.700
Tg Θ 2=	$((-1)*M1-\Delta^{0,5})/2$	=	-1.428
	Chọn nghiệm dương hoặc nghiệm $<1/tg \beta =$		
Tg Θ =	Tg Θ 1=	=	0.700
Θ =		=	0.611
		=	35.018
Từ đó ta có:			
-	$E = \frac{K_0 + K_1 tg \theta + K_2 tg^2 \theta}{(1 - tg \beta tg \theta)(Atg \theta + B)} \cdot \gamma$	=	17650 (kg)

Trường hợp này cho kết quả giống Ecd trong trường hợp **Ví dụ I-1** cho trường hợp $C=C0=\beta=\alpha=\varphi0=0$

TH3: TÍNH TOÁN ÁP LỰC CHỦ ĐỘNG CỦA ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN			
Góc nghiêng β	0 (độ)	0.000 (rad)	
Góc nghiêng α	0 (độ)	0.000 (rad)	
γ_w	2.000 (T/m3)	2000 (kg/m3)	
φ	20.000 (độ)	0.349 (rad)	
Lực dính của đất đắp sau tường C	2.000 (T/m2)	2000 (kg/m2)	
Lực dính giữa đất và tường C0	0.000 (T/m2)	0 (kg/m2)	
Góc ma sát giữa đất và tường $\varphi0$	0.000 (độ)	0.000 (rad)	
Chiều cao tường chắn H=	6.000 (m)		
* Trị số áp lực chủ động:			
	$E = \frac{K_0 + K_1 tg \theta + K_2 tg^2 \theta}{(1 - tg \beta tg \theta)(Atg \theta + B)} \cdot \gamma$		
* Tính các hằng số tính toán			
$h0 = z0 =$	$2*c*tg(45+(\varphi-\alpha)/2)/\gamma*1/(1+tg\alpha tg\varphi)$	=	2.856
$hn = zn =$	$2*c*tg(45+\varphi/2)/\gamma$	=	2.856
$Ha=$	H-h0	=	3.144
$Hn=$	H-hn	=	3.144
$d=$	$H*tg\alpha*tg\beta$	=	0.000
$D0=$	$co*Ha/\gamma$	=	0.000
$Dn=$	$c*(Hn+d)/\gamma$	=	3.144

Hội thảo chuyên đề: Áp lực đất, thiết kế tường chắn đất

Ao=	$H^*(H+d)/2 - h_n^2/2$	=	13.921
Bo=	$H^*(H+d)*\operatorname{tg}\alpha/2$	=	0.000
$\psi=$	$90-\alpha-\varphi_0$	=	1.571
$\sin\psi=$		=	1.000
$\cos\psi=$		=	0.000
$A = \sin\psi - \cos\psi*\operatorname{tg}\varphi=$		=	1.000
$B = \cos\psi + \sin\psi*\operatorname{tg}\varphi=$		=	0.364
A/B=		=	2.747
* Xác định vị trí mặt trượt			
Ko=	$Bo-Dn-Do*(1-\operatorname{tg}\alpha*\operatorname{tg}\varphi)$	=	-3.144
K1=	$Ao-Bo*\operatorname{tg}\varphi+Do*(\operatorname{tg}\alpha+\operatorname{tg}\varphi+\operatorname{tg}\beta-\operatorname{tg}\alpha\operatorname{tg}\beta*\operatorname{tg}\varphi)$	=	13.921
K2=	$(-1)*Ao*\operatorname{tg}\varphi-Dn-Do*(\operatorname{tg}\alpha+\operatorname{tg}\varphi)*\operatorname{tg}\beta$	=	-8.210
Ko/K2=		=	0.383
K1/K2=		=	-1.695
M1=	$M_1 = 2 \frac{1 + \frac{A}{B} \frac{K_0}{K_1} \operatorname{tg}\beta}{\frac{A}{B} (1 + \frac{K_1}{K_1} \operatorname{tg}\beta) - \operatorname{tg}\beta}$	=	0.728
M2=	$M_2 = \frac{\frac{K_1}{K_2} - \frac{K_0}{K_2} (\frac{A}{B} - \operatorname{tg}\beta)}{\frac{A}{B} (1 + \frac{K_1}{K_1} \operatorname{tg}\beta) - \operatorname{tg}\beta}$	=	-1.000
Tg $\ominus$ được xác định theo PT:			
$\operatorname{tg}^2\ominus + M1*\operatorname{tg}\ominus + M2=0 (*)$			
giải bài toán ta có nghiệm:	$\Delta=M1^2-4*1*M2$	=	4.530
Nếu $\Delta>0$	PT (*) có hai nghiệm:		
Tg $\ominus 1=$	$((-1)*M1+\Delta^{0,5})/2$	=	0.700
Tg $\ominus 2=$	$((-1)*M1-\Delta^{0,5})/2$	=	-1.428
	Chọn nghiệm dương hoặc nghiệm $<1/\operatorname{tg}\beta=$		
Tg $\ominus=$	Tg $\ominus 1=$	=	0.700
$\ominus=$		=	0.611
		=	35.018
Từ đó ta có:			
-	$E = \frac{K_0 + K_1 \operatorname{tg}\theta + K_2 \operatorname{tg}^2\theta}{(1 - \operatorname{tg}\beta \operatorname{tg}\theta)(A \operatorname{tg}\theta + B)} \cdot \gamma$	=	4845 (kg)

Trường hợp này cho kết quả giống Ecd trong trường hợp *Ví dụ I-1* cho trường hợp $c_0 = \beta = \alpha = \varphi_0 = 0, c \neq 0$

Qua so sánh các ví dụ trong các trường hợp trên ta nhận thấy rằng:

- Giá trị lực dính $c, c_0, \varphi, \varphi_0$ có ảnh hưởng rất lớn đến áp lực chủ động của đất lên tường chắn.
- Góc nghiêng mái đất sau tường chắn β cũng góp phần làm tăng giá trị của áp lực chủ động.
- $Ecd (\alpha > 0) > Ecd (\alpha = 0) > Ecd (\alpha < 0)$

Vì vậy khi thiết kế tường chắn ngoài việc lựa chọn loại tường chắn, chiều cao tường chắn, cần lưu ý lựa chọn các giá trị chỉ tiêu cơ lý của đất đắp sau kè (γ, c, φ) trong trường hợp bất lợi nhất để tăng hệ số an toàn cho công trình đồng thời lựa chọn các kích thước hình học của tường chắn (α) để sao cho áp lực chủ động của đất tác dụng lên tường chắn sẽ nhỏ nhất tăng khả năng tiết kiệm được vật liệu và hạ giá thành công trình.

C. THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN ĐẤT

Trong thiết kế tường chắn đất thì việc tính toán áp lực đất tác dụng lên tường chắn là tương đối phức tạp. Khi đã tính toán được áp lực đất thì việc giải bài toán thiết kế tường chắn sẽ trở nên đơn giản hơn nhiều, trở thành một bài toán kết cấu đơn thuần. Việc giải bài toán được thực hiện một số bước như sau:

1.1 Chọn mặt cắt cho tường chắn: Chiều cao tường chắn, cao móng, rộng móng, bề rộng đỉnh tường chắn, góc nghiêng lưng tường.

1.2 Xác định những tải trọng tác dụng lên tường chắn và tổ hợp tải trọng tác dụng lên tường chắn. Khi tính toán, cần tiến hành đối với ba tổ hợp tải trọng và tác động

- a. Tổ hợp cơ bản.
- b. Tổ hợp đặc biệt.
- c. Tổ hợp tải trọng trong thời kỳ thi công

1.3 Tính toán tường chắn theo trạng thái giới hạn thứ nhất nhằm đảm bảo cho kết cấu:

– Không bị phá hoại giòn, dẻo, hoặc theo dạng phá hoại khác. đất nền đảm bảo cường độ...

– Không bị mất ổn định về hình dạng (tính toán ổn định các kết cấu thành mỏng) hoặc về vị trí (tính toán chống lật và trượt cho tường chắn đất, v.v...);

+ Đối với những tường chắn đất có nền đất thì cần tính toán ổn định tường chắn theo sơ đồ tính toán về trượt: Trượt phẳng, trượt hỗn hợp, trượt sâu.

+ Đối với những tường chắn đất có nền là đá thì cần tính với sơ đồ trượt phẳng và sơ đồ lật của tường quanh chân tường trước.

1.4 Tính toán tường chắn theo trạng thái giới hạn thứ hai nhằm đảm bảo cho sự làm việc bình thường của kết cấu sao cho:

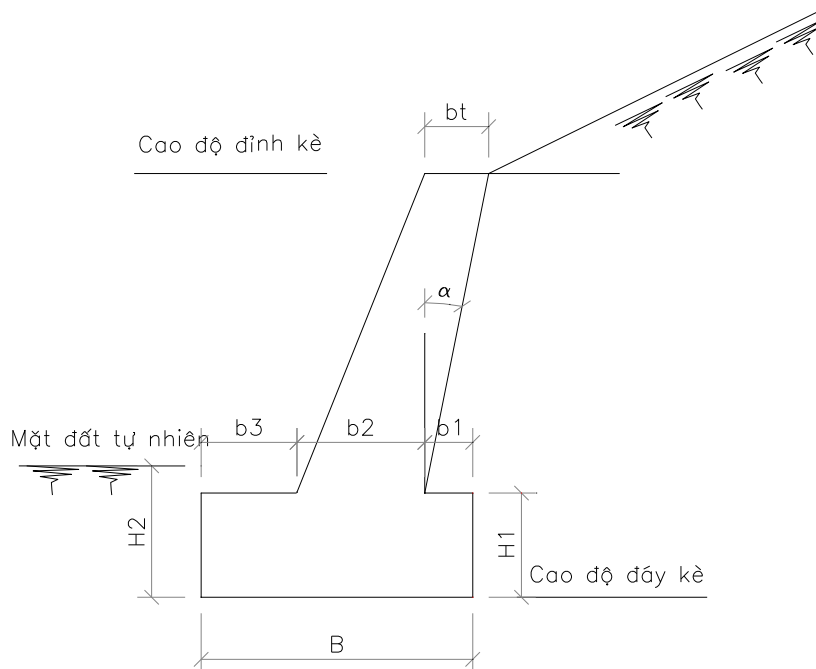
– Không cho hình thành cũng như mở rộng vết nứt quá mức hoặc vết nứt dài hạn nếu điều kiện sử dụng không cho phép hình thành hoặc mở rộng vết nứt dài hạn.

– Không có những biến dạng vượt quá giới hạn cho phép (độ võng, góc xoay, góc trượt, dao động, lún)...

D. THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN ĐẤT TRỌNG LỰC

I. CHỌN MẶT CẮT TÍNH TOÁN

Nội dung của việc chọn mặt cắt tường chắn đất trọng lực là xác định các kích thước hợp lý của mặt cắt thân tường và mặt cắt móng. Móng tường chắn đất trọng lực, dù liền khối hoặc tách rời với thân tường, đều thuộc loại móng cứng.



- Chiều rộng đỉnh tường bt được chọn theo kinh nghiệm và điều kiện thực tế thi công:

+ Tường bê tông: $bt=40-50\text{cm}$ (min $20-30\text{cm}$ đối với tường bản góc, tường nửa trọng lực BTCT)

+ Tường bằng đá xây : $bt=40-50\text{cm}$.

+ Tường xây bằng gạch: $bt=45\text{cm}$.

+ Mặt ngoài (ngực) và lưng tường chắn thường thẳng đứng hoặc nghiêng. Nếu không có yêu cầu đặc biệt, lưng tường chắn nên chọn thẳng đứng hoặc nghiêng về phía đất đắp càng nhiều càng tốt tùy theo kỹ thuật thi công để tăng tính ổn định của tường (-15° đến $+15^{\circ}$).

+ Bề rộng móng tường chắn thường chọn trong khoảng $(0.35 - 0.45)H$. và đảm bảo khả năng chịu lực hợp lý của đất nền.

*** Mặt cắt tường nên chọn sao cho tiết kiệm được vật liệu, làm việc tốt (độ lệch tâm $e < b/6$), ứng suất phân bố đáy móng phân bố càng đều càng tốt, đơn giản để thi công.**

II. XÁC ĐỊNH NGOẠI LỰC TÁC DỤNG LÊN TƯỜNG CHẮN

1. Áp lực chủ động của đất lên tường chắn E_{cd}

2. Áp lực bị động của đất đắp trước tường chắn E_{bd}

3. Trọng lượng bản thân tường chắn G

4. Tải trọng trong quá trình thi công (tải trọng đầm nền, thiết bị thi công...).

- Tiến hành tổ hợp các tải trọng tác động (có sử dụng các hệ số tin cậy, hệ số tin cậy có thể >1 hoặc nhỏ hơn <1 để làm sao dẫn đến sự làm việc của kết cấu bất lợi hơn)

a. Tổ hợp cơ bản:

b. Tổ hợp đặc biệt:

III. KIỂM TRA ĐIỀU KIỆN ỔN ĐỊNH CỦA TƯỜNG CHẮN

- Do đặc điểm của tường trọng lực là độ ổn định được đảm bảo chủ yếu do trọng lượng bản thân tường, tường có kích thước lớn. Vì vậy khi kiểm toán tường thường chỉ cần kiểm tra chủ yếu điều kiện ổn định (trượt, lật) mà có thể bỏ qua việc kiểm toán điều kiện bền về cường độ của vật liệu làm tường chắn.

1.1 Kiểm toán điều kiện ổn định trượt của tường chắn đất.

Mặt trượt phẳng của tường chắn đất lấy theo mặt cắt đáy móng hoặc theo một mặt nào đó (do chân khay của đáy móng quyết định).

Điều kiện đảm bảo an toàn trượt phẳng:

$$\frac{T_{tr}}{T_g} = K_{tp} \geq 1.5$$

Điều kiện đảm bảo an toàn trượt sâu:

$$\frac{T_{gh}}{T_{tt}} = K_{ts} \geq 1.5$$

Điều kiện đảm bảo an toàn trượt hỗn hợp:

$$\frac{T_{gh}}{T_{tt}} = K_{thh} \geq 1.5$$

1.2 Kiểm toán điều kiện ổn định lật của tường chắn đất.

- Đối với trường hợp đáy móng kê đặt lên trên nền đất, điều kiện đảm bảo chống lật là:

$$\frac{M}{N} = e < \frac{b}{6}$$

Trong đó:

M- Tổng mô men tại trọng tâm mặt đáy móng

N- Tổng lực thẳng đứng tại trọng tâm mặt cắt đáy móng

- Đối với trường hợp tường chắn đặt trên nền đá, điều kiện đảm bảo chống lật là:

$$K_l = \frac{\sum M_g}{\sum M_l} > 1.5$$

$\sum M_g$ - Tổng mô men các lực chống lật quanh mép trước móng của tường chắn đất;

$\sum M_l$ - Tổng mô men các lực đẩy lật quanh điểm mép trước móng của tường chắn đất.

1.3 Kiểm toán điều kiện đảm bảo sức chịu tải của đất nền (TCXD 45-78).

$$N \leq \frac{\phi}{K_{tc}}$$

N- Tải trọng tính toán trên nền

ϕ - Sức chịu tải của nền

Ktc- Hệ số tin cậy $K_{tc} \geq 1.2$

1.4 Kiểm tra lún của tường chắn (TCXD 45-78).

$$S < S_{gh}$$

Lưu ý: Trong trường hợp móng tường chắn đặt lên trên nền là đất, đá có cường độ lớn ít có nguy cơ hư hỏng do mất ổn định trượt sâu, trượt hỗn hợp. Do đó thường chỉ phải kiểm tra ổn định về hai mặt: Trượt phẳng và lật.

- Dưới tác dụng của lực ngang, sự trượt hỗn hợp là có thật. Tuy nhiên, nếu không xảy ra trượt phẳng và trượt sâu- là hai trạng thái giới hạn thì trượt hỗn hợp không thể xảy ra. Vì vậy khi kiểm toán có thể bỏ qua trường hợp kiểm toán trượt hỗn hợp.

Ví dụ III-1: Thiết kế tường chắn đất cho mái đất cao 5m góc nghiêng mái đất $\beta=20^\circ$. Lớp địa chất có chỉ tiêu cơ lý như sau $\gamma=2T/m^3$, $\varphi=20^\circ$, trong hai trường hợp có tính đến lực dính của đất $c=2 T/m^2$ và trường hợp không tính lực dính của đất

Giải:

Trường hợp 1: Có xét đến lực dính của đất

TÍNH TOÁN ÁP LỰC CHỦ ĐỘNG CỦA ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN			
Góc nghiêng β	20 (độ)	0,349 (rad)	
Góc nghiêng α	-5 (độ)	-0,087 (rad)	
γ_w	2,000 (T/m ³)	2000 (kg/m ³)	
φ	20,000 (độ)	0,349 (rad)	
Lực dính của đất đắp sau tường C	1,500 (T/m ²)	1500 (kg/m ²)	
Lực dính giữa đất và tường C ₀	0,750 (T/m ²)	750 (kg/m ²)	
Góc ma sát giữa đất và tường φ_0	13,333 (độ)	0,233 (rad)	
Chiều cao tường chắn H=	6,000 (m)		
* Trị số áp lực chủ động:			
	$E = \frac{K_0 + K_1 \tan \theta + K_2 \tan^2 \theta}{(1 - \tan \beta \tan \theta)(A \tan \theta + B)} \cdot \gamma$		
* Tính các hằng số tính toán			
$h_0 = z_0 =$	$2 \cdot c \cdot \tan(45 + (\varphi - \alpha)/2) / \gamma \cdot 1 / (1 + \tan \alpha \tan \varphi)$	=	2,432
$h_n = z_n =$	$2 \cdot c \cdot \tan(45 + \varphi/2) / \gamma$	=	2,142
$H_a =$	$H - h_0$	=	3,568
$H_n =$	$H - h_n$	=	3,858
$d =$	$H \cdot \tan \alpha \cdot \tan \beta$	=	-0,191

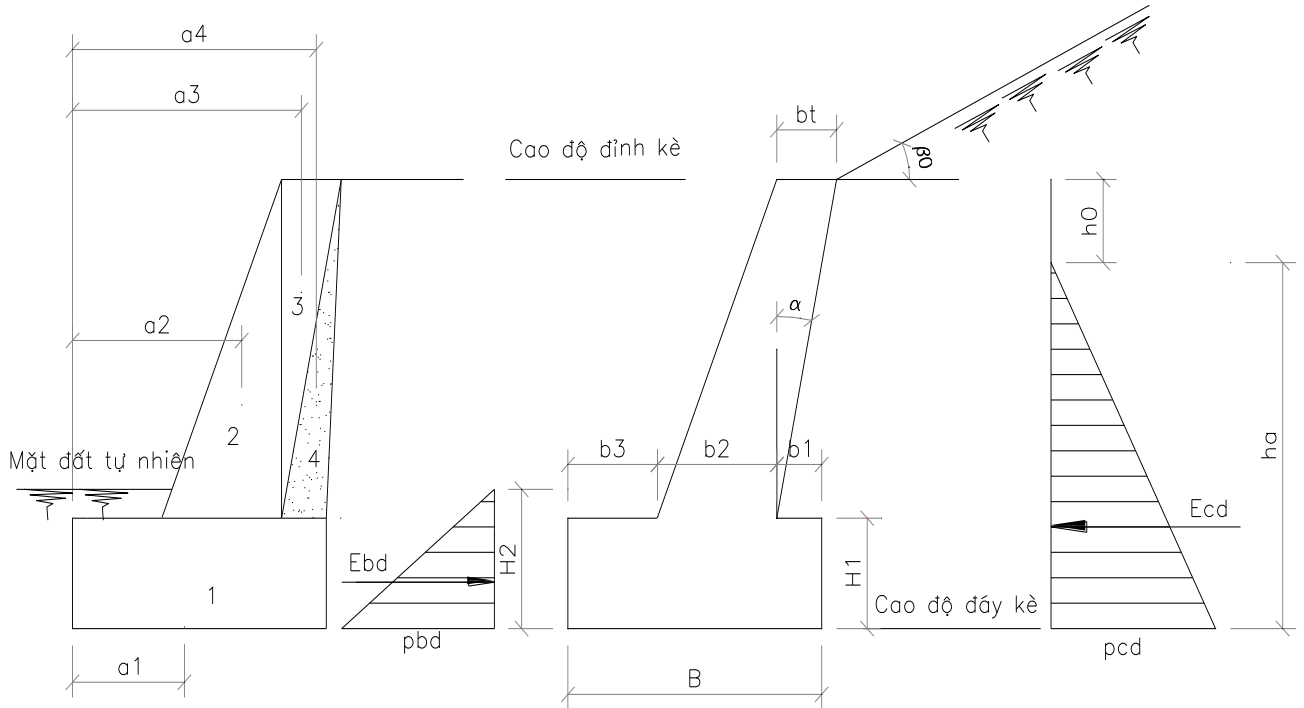
Hội thảo chuyên đề: Áp lực đất, thiết kế tường chắn đất

D0=	$co \cdot Ha / \gamma$	=	1,338
Dn=	$c \cdot (Hn+d) / \gamma$	=	2,750
Ao=	$H^*(H+d)/2 - hn^2/2$	=	15,132
Bo=	$H^*(H+d) \cdot \operatorname{tg} \alpha / 2$	=	-1,525
$\psi =$	$90 - \alpha - \varphi_0$	=	1,425
$\sin \psi =$		=	0,989
$\cos \psi =$		=	0,145
$A = \sin \psi - \cos \psi \cdot \operatorname{tg} \varphi =$		=	0,937
$B = \cos \psi + \sin \psi \cdot \operatorname{tg} \varphi =$		=	0,505
A/B=		=	1,855
* Xác định vị trí mặt trượt			
Ko=	$Bo - Dn - Do \cdot (1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi)$	=	-5,655
K1=	$Ao - Bo \cdot \operatorname{tg} \varphi + Do \cdot (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi + \operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{tg} \varphi)$	=	16,560
K2=	$(-1) \cdot Ao \cdot \operatorname{tg} \varphi - Dn - Do \cdot (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi) \cdot \operatorname{tg} \beta$	=	-8,392
Ko/K2=		=	0,674
K1/K2=		=	-1,973
M1=	$M_1 = 2 \frac{1 + \frac{A}{B} \frac{K_0}{K_1} \operatorname{tg} \beta}{\frac{A}{B} (1 + \frac{K_1}{K_1} \operatorname{tg} \beta) - \operatorname{tg} \beta}$	=	18,335
M2=	$M_2 = \frac{\frac{K_1}{K_2} - \frac{K_0}{K_2} (\frac{A}{B} - \operatorname{tg} \beta)}{\frac{A}{B} (1 + \frac{K_1}{K_1} \operatorname{tg} \beta) - \operatorname{tg} \beta}$	=	-18,762
Tg $\ominus$ được xác định theo PT:			
$\operatorname{tg}^2 \ominus + M1 \cdot \operatorname{tg} \ominus + M2 = 0 (*)$			
giải bài toán ta có nghiệm:	$\Delta = M1^2 - 4 \cdot 1 \cdot M2$	=	411,204
Nếu $\Delta > 0$	PT (*) có hai nghiệm:		
Tg $\ominus 1 =$	$((-1) \cdot M1 + \Delta^{0,5}) / 2$	=	0,972
Tg $\ominus 2 =$	$((-1) \cdot M1 - \Delta^{0,5}) / 2$	=	-19,306
	Chọn nghiệm dương hoặc nghiệm $< 1 / \operatorname{tg} \beta =$		
Tg $\ominus =$	Tg $\ominus 1 =$	=	0,972
$\ominus =$		=	0,771
		=	44,204
Từ đó ta có:			
-		=	5492 (kg)

Hội thảo chuyên đề: Áp lực đất, thiết kế tường chắn đất

	$E = \frac{K_0 + K_1 \tan \theta + K_2 \tan^2 \theta}{(1 - \tan \beta \tan \theta)(A \tan \theta + B)} \cdot \gamma$		
--	--	--	--

TÍNH TOÁN - KIỂM TRA TỒNG CHẮN ĐẤT TRỌNG LỰC BẰNG BÊ TÔNG



Mác BT	M150
Rn	65 (kg/cm ²)
Rk	6,0 (kg/cm ²)
γ	2500 (kg/m ³)
Cao độ đỉnh tồng	6,00 (m)
Cao độ đáy tồng	0,00 (m)
Chiều dài tồng L	1,00 (m)

Chỉ tiêu cơ lí của đất móng kè						
Lớp đất	γ _w (kg/m ³)	Δ (kg/m ³)	W (%)	W _{nh} (%)	c (kg/m ²)	φ (độ)
1	2000	2680	18,2	39,2	2	20
2						

Hội thảo chuyên đề: Áp lực đất, thiết kế tường chắn đất

Dùng đất đào hố móng làm đất đắp sau tầng kê. Chỉ tiêu cơ lý của đất đã đầm chặt với $k = 0,9$ là:

γ_w	2000 (kg/m ³)	
φ	20	0,3491 (rad)
c	2,000 (kg/m ²)	

Chọn kích thước tầng chắn nh sau:

Chiều cao tầng	H	6,00 (m)
Bề rộng móng tầng	$B = (0,35 - 0,45)H$	2,50 (m)
Bề rộng đỉnh tầng	bt	0,50 (m)
Bề rộng đáy tầng	b2	1,50 (m)
Chiều cao móng	H1=	1,00 (m)
Bề rộng trong tầng	b1	0,50 (m)
Bề rộng ngoài tầng	b3	0,50 (m)

Áp lực bị động của đất phía trước tầng:

H2=	1,00 (m)	
pbđ=	4079,21 (kg/m ²)	4079,21 (kg/m ²)
Ebđ=	2039,61 (kg.m)	2039,61 (kg.m)
hobđ=	0,33 (m)	

Trọng lượng bản thân của tầng chắn và lớp đất đắp lên móng kê:

Khối Gi của tầng	Trọng lượng bản thân Gi	Cánh tay đòn ai
Khối 1	6250,00 (kg)	1,25 (m)
Khối 2	9375,00 (kg)	1,50 (m)
Khối 3	3125,00 (kg)	2,17 (m)
Khối 4 (đất đắp lên kê)	5000,00 (kg)	2,25 (m)

Áp lực chủ động của đất:

Trị số áp lực đất	Ecd	5491,55 (kg)
Điểm đặt của Ecd	hcd	1,19 (m)

Kiểm tra lật:

Với móng đặt trên nền đá: **kiểm tra điều kiện lật quanh mép kê**

Mg	$(\sum Gi \cdot ai + Ebđ \cdot hobđ) \cdot 0,9$	36518,13 (kgm)
Mlat	$(Ecd \cdot hcd) \cdot 1,1$	7184,47 (kgm)
$k = Mg / Ml$		5,08

$K > 1,5$ tầng ổn định, không bị lật, tiến hành kiểm tra trượt

Với móng đặt trên nền đất: **kiểm tra điều kiện $e < B/6$**

Độ lệch tâm $e = M/N$

ΣM tâm đáy	$1.1 \cdot (\Sigma G_i \cdot x_i) - 0.9 \cdot (E_{cd} \cdot h_a)$	6098,82 (kgm)
ΣN tâm đáy	$0.9 \cdot \Sigma G_i$	21375,00 (kgm)
$e =$		0,29

(x_i - khoảng cách từ trọng tâm các khối G_i đến trọng tâm mặt cắt đáy móng tổng chắn)

$e < B/6$ Tờng chắn đảm bảo điều kiện lật

Kiểm tra trượt phẳng

T_g	$(E_{bd} + \Sigma G_i \cdot f_i) \cdot 0.9$	10385,65 (kg)
$T_{trượt}$	$E_{cd} \cdot 1.1$	6040,70 (kg)
$K = T_g / T_{trượt}$		1,72

(f_i - Hệ số ma sát giữa đất và móng kê $f_i = 0,25 - 0,6$ tùy từng loại đất)

$K > 1.5$ tờng ổn định, không bị trượt

Trường hợp 2: Không xét đến lực dính của đất

E. KIỂM TOÁN SỰ ỔN ĐỊNH CỦA MÁI TA LUY ĐẤT

Bài toán về ổn định của mái đất cùng cùng mtj loại với bài toán về ổn định nền đất dưới tác dụng của đế móng công trình.

Một phương pháp đơn giản để giải bài toán này là chọn trước mặt trượt của mái đất khảo sát sự cân bằng của lăng thể trượt.

Dạng của mặt trượt có thể chọn rất khác nhau: phẳng, cong theo nhiều quy luật khác nhau. Nhưng đạt mức gần đúng cần thiết và tiện lợi hơn cả là chọn mặt trượt trụ tròn. Hiện nay trong tính toán thiết kế nền của các công trình và các công trình bằng đất người ta vẫn sử dụng rộng rãi phương pháp mặt trượt trụ tròn để đánh giá ổn định của mái đất (hoặc nền đất).

Mái đất (hoặc nền đất) có ổn định hay không được đánh giá bằng hệ số ổn định (hay hệ số an toàn) F_s :

$$F_s = \frac{\text{Sức kháng cắt tiềm năng}}{\text{Sức kháng cắt cần cho cân bằng}}$$

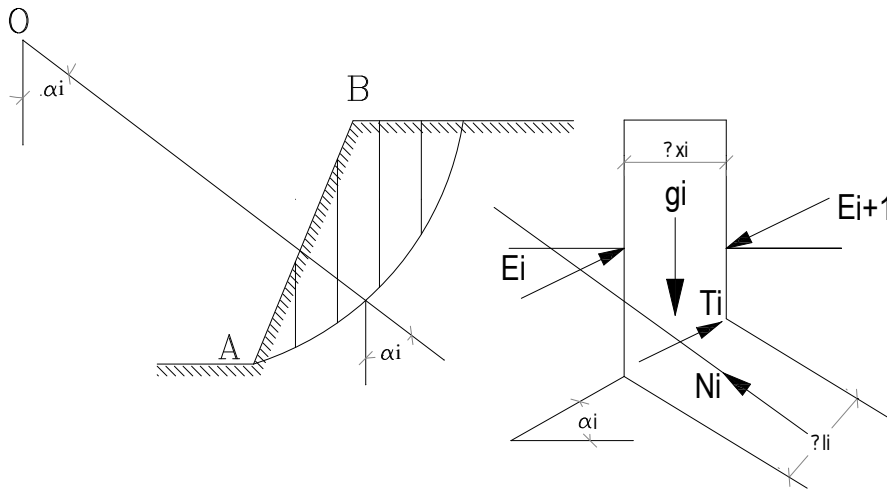
Có nhiều phương pháp tính toán khác nhau:

- Phương pháp vòm tròn ma sát:
- Phương pháp phân mảnh Fellenius
- Phương pháp phân mảnh Bishop giản đơn

***. Phương pháp phân mảnh Fellenius:**

Xét mái đất AB. Giả sử mặt trượt là cung tròn BC tâm O bán kính r. Cắt bằng những mặt thẳng đứng, chia lăng thể ABC ra một số mảnh n tùy ý

Xét một mảnh i bất kỳ. Các lực tác dụng lên phân tố này gồm: Trọng lượng mảnh g_i ; tổng các lực tiếp tuyến T_i ; tổng các lực pháp tuyến N_i ; tổng các lực tương tác giữa các mảnh i với mảnh i-1 và mảnh i+1, E_i và E_{i+1} . Nếu tính cho tất cả n mảnh thì thấy có tất cả đến $5n-2$ ẩn số. Việc giải quyết trọn vẹn một bài toán như vậy là phức tạp.



Người ta đi đến thực hành một cách đơn giản hơn. Chấp nhận định nghĩa hệ số an toàn (hay hệ số ổn định) quy ước là:

$$F = \frac{\text{Mô men giữ (đối với tâm trượt O)}}{\text{Mô men đẩy (đối với tâm trượt O)}}$$

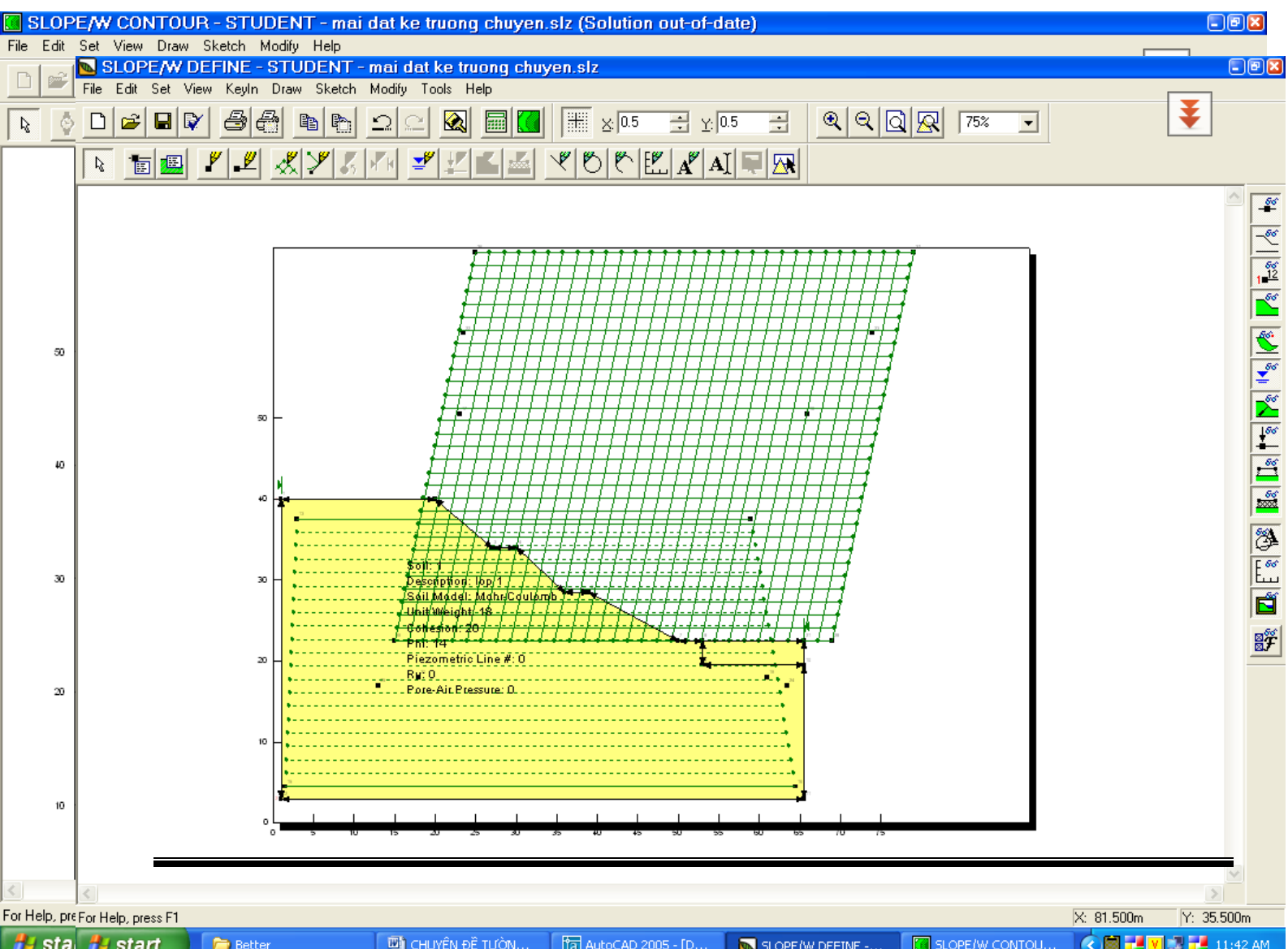
Hệ số ổn định này chỉ là qui ước vì thực ra tất cả các điều kiện cân bằng tĩnh học đã không được xét đến đầy đủ.

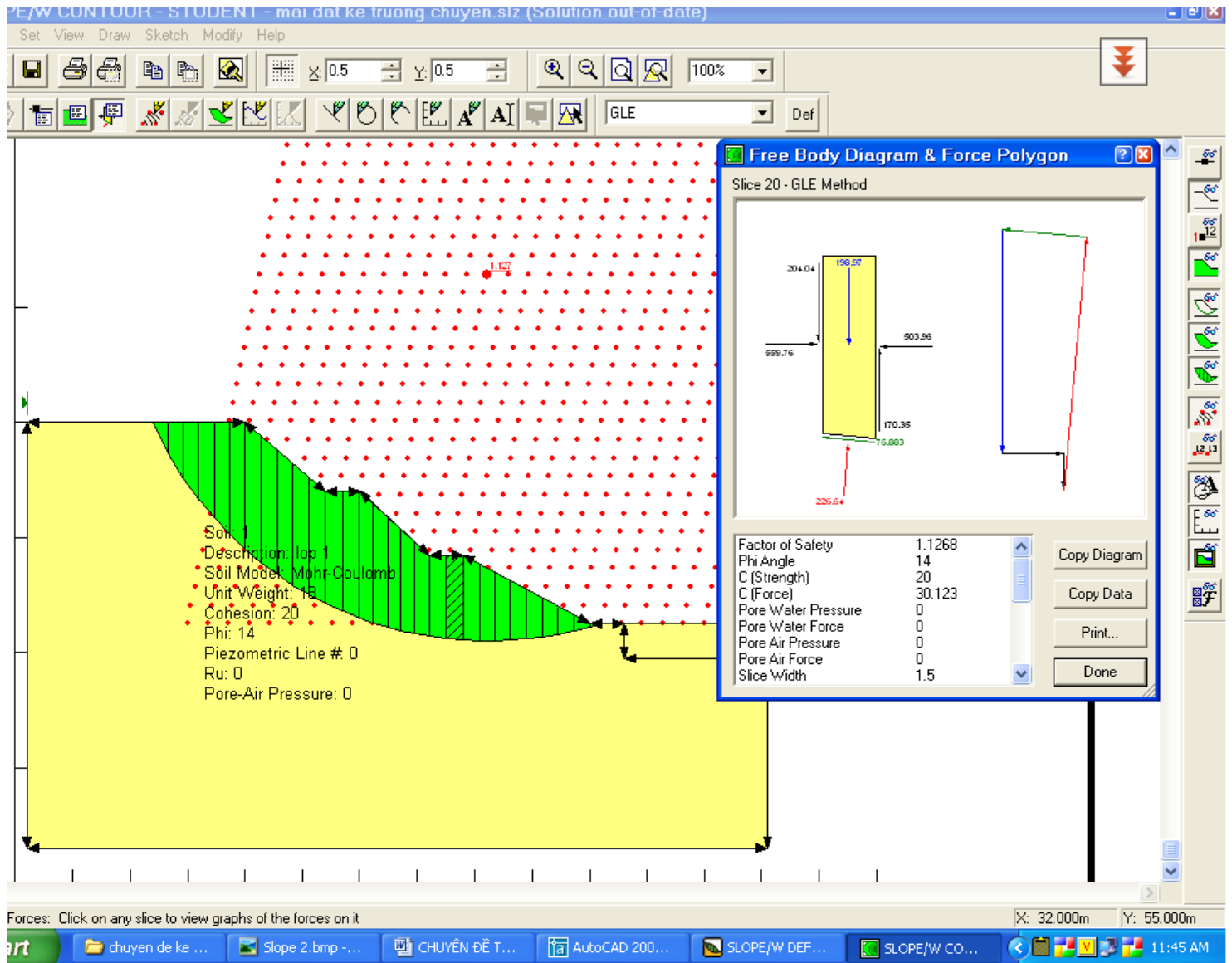
Đơn giản hơn nữa, Fellenius đề nghị chấp nhận là: Tổng hình chiếu của tất cả các lực tương tác giữa các mảnh trên phương pháp tuyến (đường nối tâm O với điểm giữa đáy cung trượt Δli) là bằng 0 và lực N_i chỉ do g_i gây ra, nghĩa là $N_i = g_i \cos \alpha_i$. tách T_i ra ta có lực $g_i \sin \alpha_i$ đẩy trượt mảnh đó, lực $g_i \cos \alpha_i$ gây ma sát $g_i \cos \alpha_i \tan \alpha_i$ giữ lại

Hội thảo chuyên đề: Áp lực đất, thiết kế tường chắn đất

Trên đường OC, về bên trái điểm O, chọn một số tâm trượt O1, O2, O3 ... On, ứng với nó ta xác định các hệ số ổn định F1, F2, F3 ... Fn. Vẽ đường cong F, từ đó có thể tìm được tâm trượt nguy hiểm nhất và trị số min F.

Hiện nay để kiểm toán ổn định mái dốc phần mềm địa kỹ thuật **GEOSLOPE** được sử dụng phổ biến.





*** Một số tiêu chuẩn thiết kế được áp dụng trong quá trình thiết kế tường chắn đất:**

- Tài liệu khảo sát địa chất, địa hình.

- TCVN 2737 : 1995 Tải trọng tác dụng - Tiêu chuẩn thiết kế;

- TCXD 45-78 Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình

- TCXD 205: 1998 Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế.

- TCXDVN 356:2005 Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - tiêu chuẩn thiết kế

- TCXDVN 375:2006 Thiết kế công trình chịu động đất.

-TCXDVN 305-2004 Tiêu chuẩn thi công nghiệm thu bê tông khối lớn.

- TCVN 4085-1987- Quy phạm thi công nghiệm thu kết cấu gạch đá

* Một số tài liệu tham khảo;

- Áp lực đất và tường chắn – Nhà xuất bản Xây dựng– GS. Phan Trường Phiệt

- Sách cơ học đất- Nhà xuất bản Xây dựng – Vũ Công Ngữ - Nguyễn Văn Thông