



رابطی مقدم

مهندسی پی



# Retaining Walls



فشار جانبی خاک و  
طراحی دیوارهای  
حائل



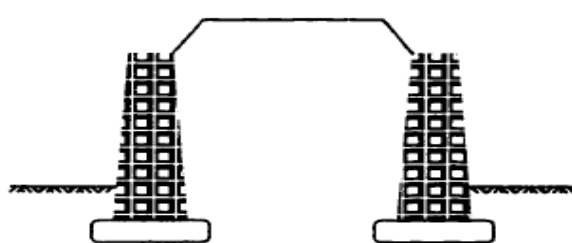


## تعریف دیوار حائل

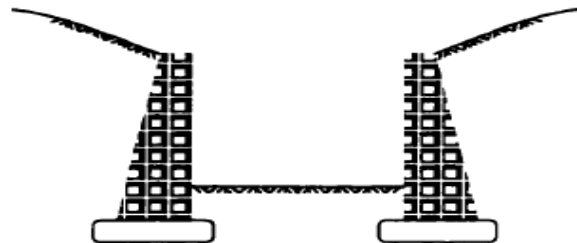
سازه های حائل خاک نظیر دیوارهای حائل، دیوارهای زیرزمین و دیوارهای ساحلی که در مهندسی پی برای حفاظت جداره شیروانی های خاکی مورد استفاده قرار می گیرند، تحت تاثیر فشارهای رانشی خاک قرار دارند. طرح صحیح این دیوارها ایجاب می کند که شناخت دقیقی از فشار جانبی ایجاد شده بین خاک و سازه داشته باشیم.

در این فصل مبانی نظری فشار جانبی خاک ها را معرفی نموده و پایداری دیوارهای حائل را مورد بررسی قرار می دهیم. دیوار حائل، دیواری است که تکیه گاه جانبی برای جداره های قائم و یا نزدیک به قائم خاک بوجود می آورد. از دیوار حائل در بسیاری از پروژه های ساختمانی نظیر راهسازی، پلسازی، محوطه سازی، ساختمان سازی و به طور کلی هر جا که احتیاج به تکیه گاه جانبی برای جدار قائم خاکبرداری باشد، استفاده می شود.

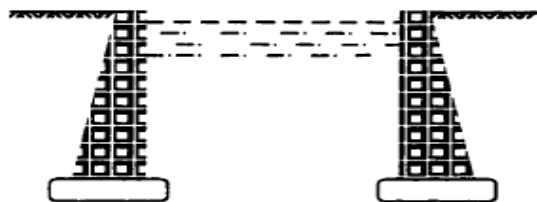
## کاربری دیوار حائل



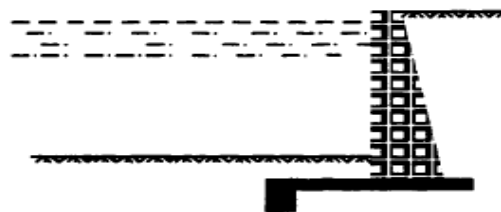
(a) Embankment



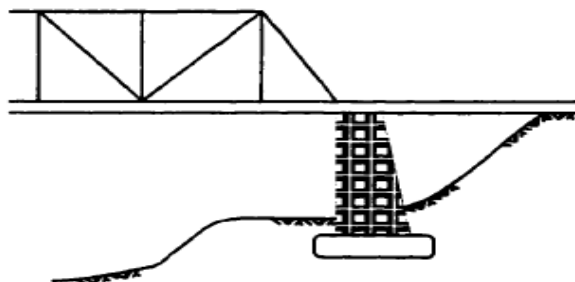
(b) Cut



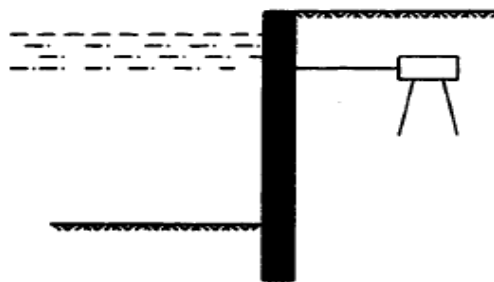
(c) Water Storage



(d) Flood Wall



(e) Bridge Abutment



(f) Sheet Pile Wall

(a) خاکریزها

(b) گودبرداری ها

(c) مخازن آب

(d) سیل بندها

(e) پایه پل ها

(f) سپرهای ساحلی

دیوارها به طور وسیع در بنادر، سیستم های حمل و نقل،  
شاهراه ها و سایر تسهیلات ساختمانی بکار می روند.

## انواع دیوارهای حائل

بر حسب مصالح و هندسه مورد استفاده، دیوار حائل دارای انواع زیر می باشد:

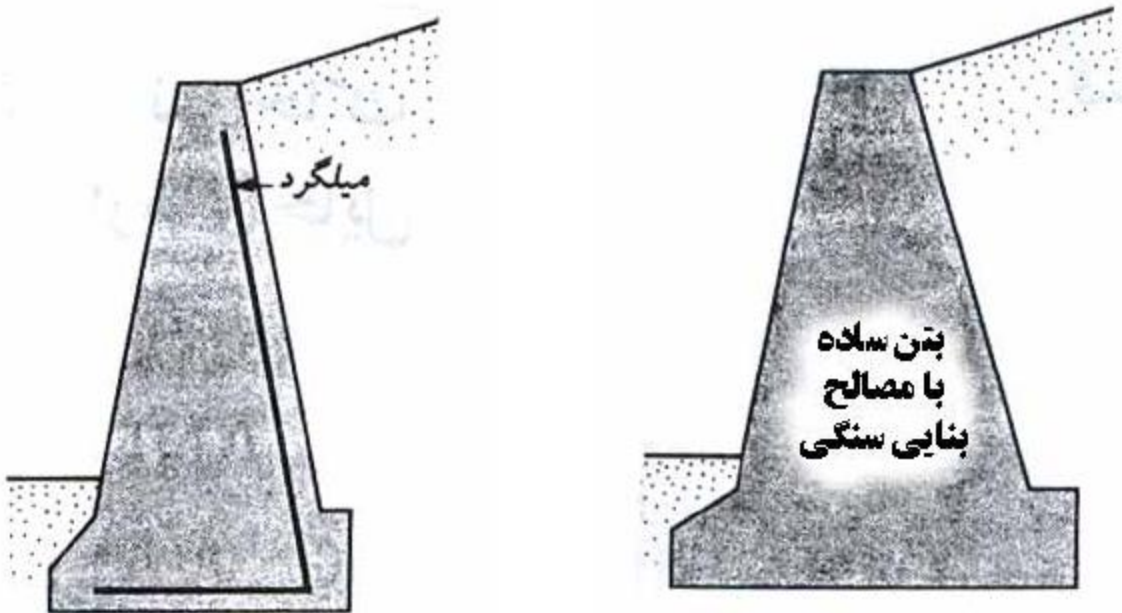
- ۱- دیوار حائل وزنی (Gravity Retaining Walls)
- ۲- دیوار حائل نیمه وزنی (Semi-Gravity Retaining Walls)
- ۳- دیوار حائل طره ای (Cantilever Retaining Walls)
- ۴- دیوار حائل پشت بند دار (Buttressed Retaining Walls)
- ۵- دیوارهای خاک مسلح (MSW Walls)
- ۶- سپرها و ... (Sheet Piles)



## انواع دیوارهای حائل

### ۱- دیوار حائل وزنی و نیمه وزنی

دیوارهای حائل وزنی از بتن ساده (غیر مسلح) و یا مصالح بنایی (بخصوص سنگ با ملات ماسه سیمان) ساخته می شوند. پایداری این دیوارها در مقابل فشار جانبی، در درجه اول بستگی به وزن آن ها دارد. گاهی مواقع با استفاده از مقدار محدودی میلگرد، از عرض دیوار حائل وزنی مقداری کاسته می شود. این میلگردها در خمش با مصالح بنایی مشارکت می کنند. به چنین دیوارهای نیمه وزنی می گویند.

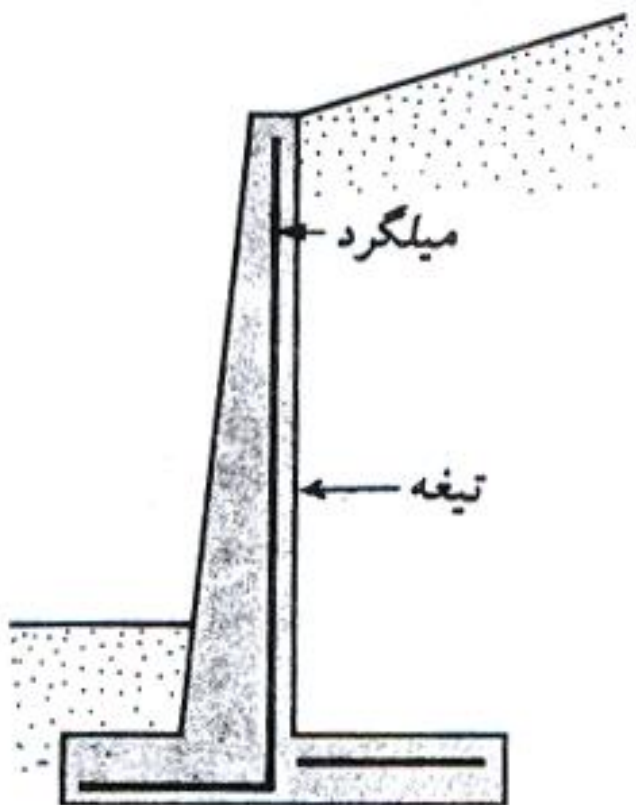


یکی از دیوارهای وزنی معمول می باشد که از بتن یا مصالح بنایی ساخته می شود و پایداری آن از طریق جرم آن و اصطکاک بسیج شده در کف آن تأمین می گردد. این گونه دیوارها مانند یک جسم صلب دارای مدهای خرابی لغزش و یا دوران می باشد.

## انواع دیوارهای حائل

### ۲- دیوارهای حائل طره ای

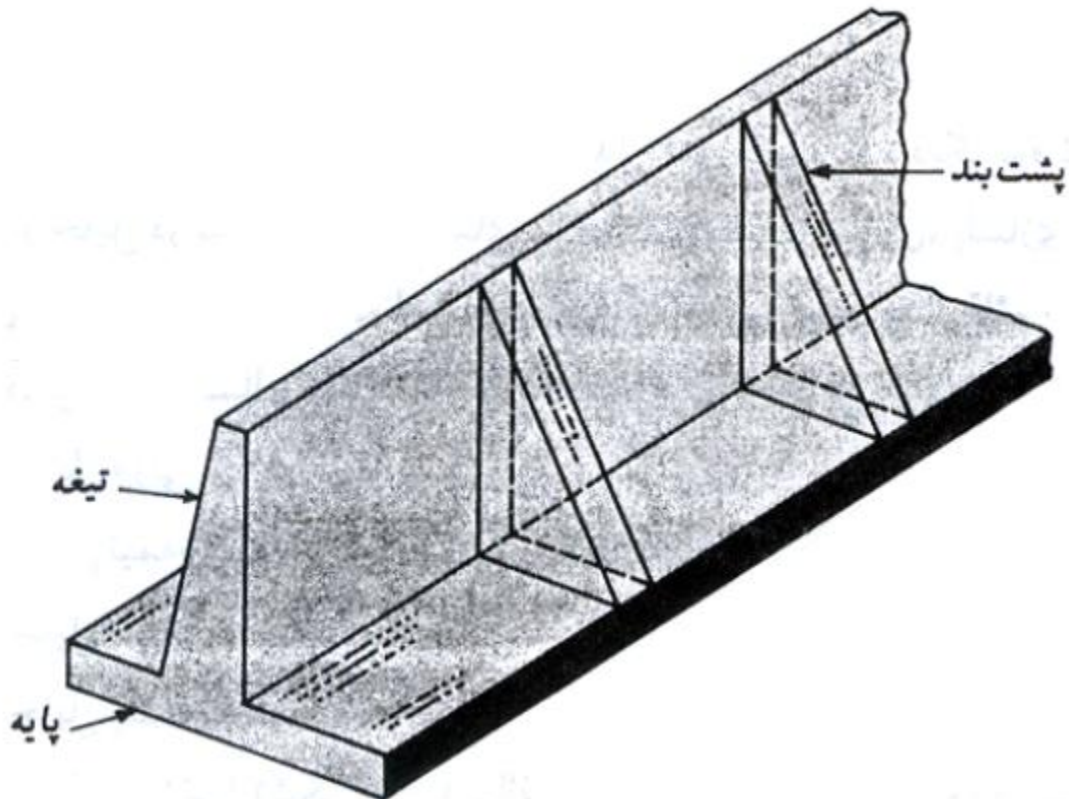
دیوارهای حائل طره ای از بتن مسلح ساخته می شوند و متشکل از دیوار تیغه و دال پایه می باشند. پایداری سازه ای این دیوارها از درجه اول اهمیت نسبت به پایداری ژئوتکنیکی آنها برخوردار است. حداکثر ارتفاع اقتصادی این دیوارها ۶ تا ۸ متر است.





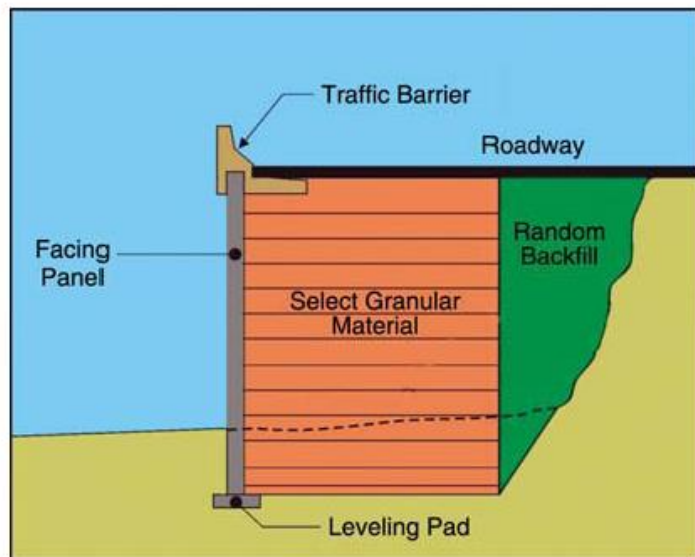
## انواع دیوارهای حائل

۳- دیوارهای حائل پشت بند دار: مشابه دیوارهای حائل طره ای هستند با این اختلاف که در فواصل منظم دارای پشت بند هایی عمود بر دیوار تیغه می باشند. پشت بند ها، تیغه و پایه را به یکدیگر می دوزند و در نتیجه با ایجاد رفتار دو طرفه از مقدار نیروی برشی و لنگر خمشی آنها می کاهند.



## انواع دیوارهای حائل

### ۴- دیوارهای خاک مسلح

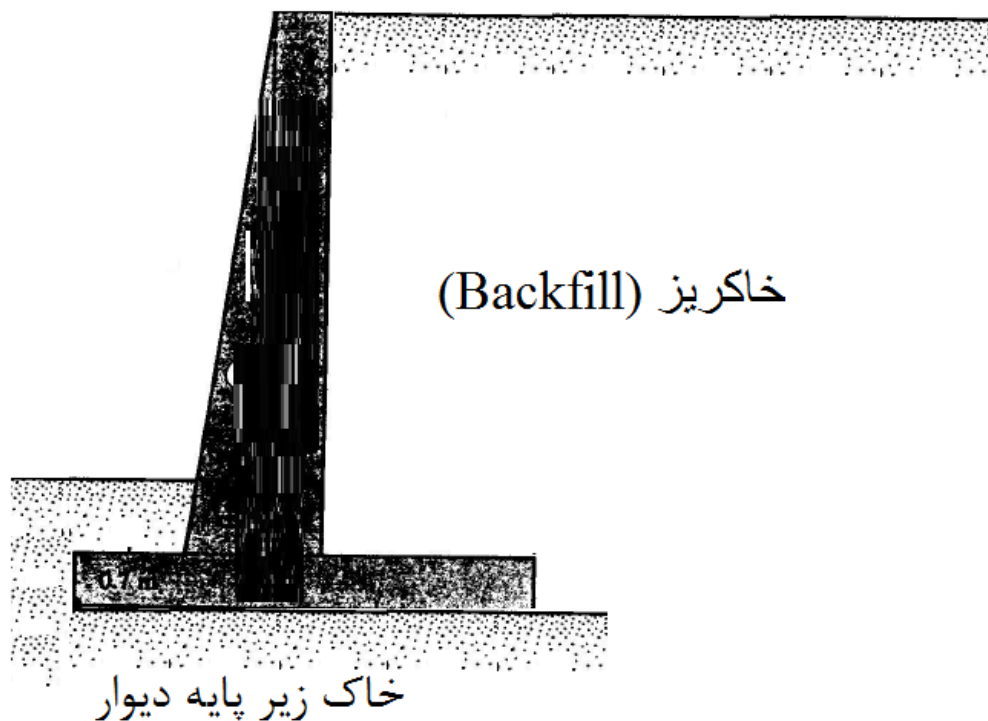






## پارامترهای مورد نیاز طراحی

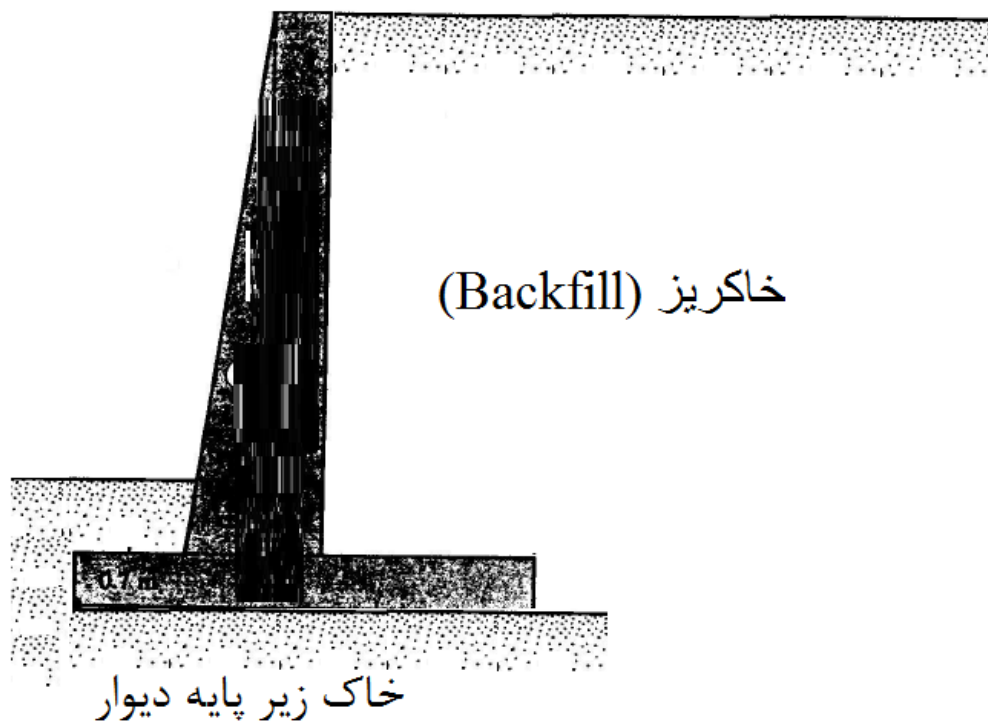
در طراحی دیوار حائل، برای طراحی باید پارامترهای پایه خاک، یعنی وزن مخصوص، زاویه اصطکاک و چسبندگی هم برای خاکریز پشت دیوار و هم برای خاک زیر پایه معلوم باشد. از پارامترهای مربوط به خاکریز پشت، طراحی فشار جانبی و از پارامترهای مربوط به خاک زیر پایه، طراحی ظرفیت باربری مجاز خاک را برای تحمل فشار زیر پایه به دست می آورد.

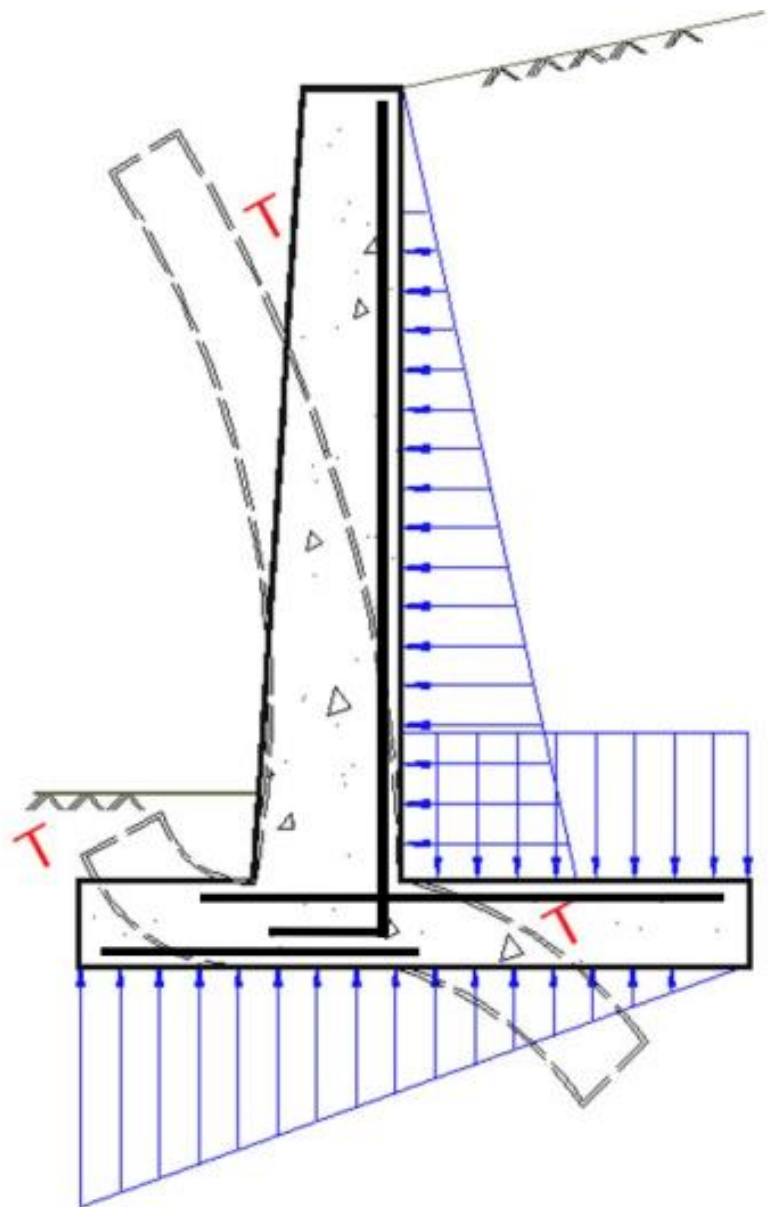




## پارامترهای مورد نیاز طراحی

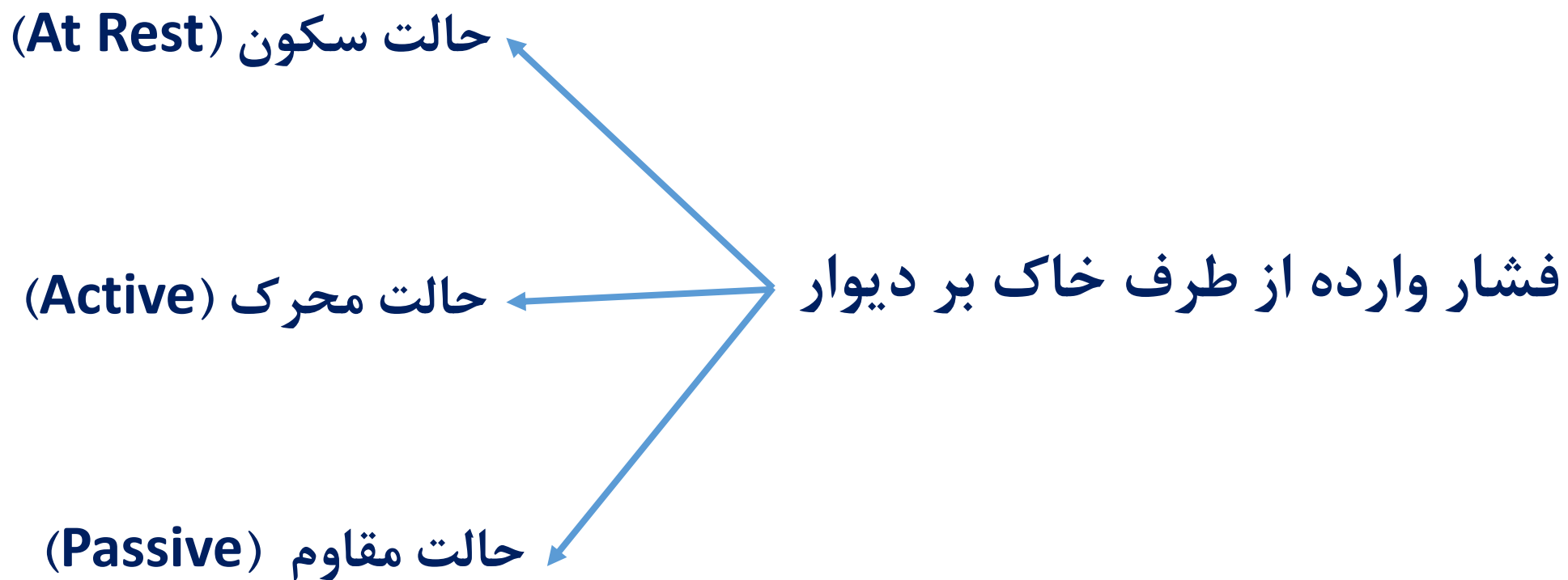
در طراحی دیوار حائل دو مرحله وجود دارد. اول با معلوم شدن فشار جانبی، پایداری کل سازه کنترل می شود. کنترل پایداری شامل کنترل در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری خاک زیر شالوده می باشد. در مرحله دوم طراحی سازه ای اجزاء مختلف دیوار در مقابل نیروهای وارده انجام می شود. نتیجه این مرحله تعیین ضخامت دیوارها و مقادیر میلگردها می باشد.

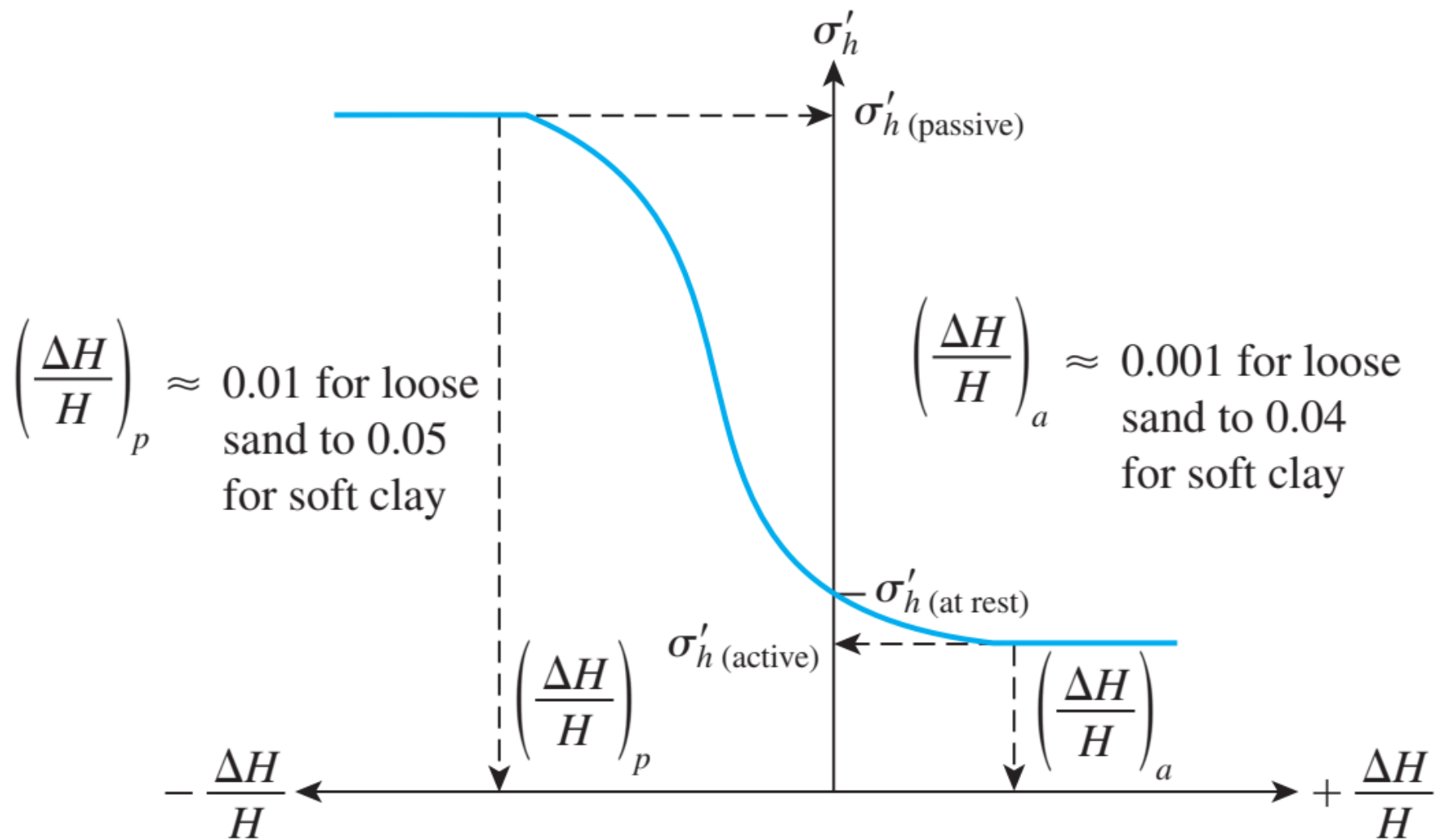






فشار وارده از طرف خاک بر دیوار  
بسته به حرکت نسبی بین دیوار و خاک، سه حالت برای فشار بین آنها اتفاق می افتد:



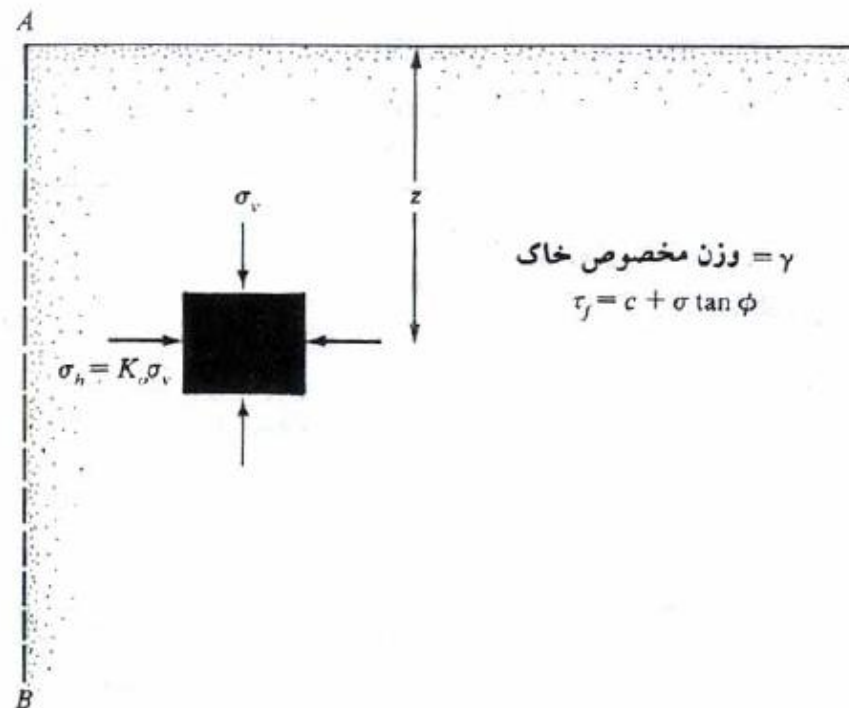


**Figure 12.2** Nature of variation of lateral earth pressure at a certain depth



## فشار خاک در حالت سکون

توده خاکی مطابق شکل در نظر گرفته می شود. سمت چپ این توده خاک، محدود به دیوار بدون اصطکاک **AB** می باشد که تا عمق بینهایت ادامه دارد. یک جزء کوچک در عمق  $z$ ، تحت فشار قائم  $\sigma_v$  و فشار افقی  $\sigma_h$  قرار دارد. برای حالت تحت مطالعه،  $\sigma_h$  و  $\sigma_v$  هم می توانند فشار موثر و هم می توانند فشار کل باشند. هیچگونه تنش برشی در صفحات قائم و افقی وجود ندارد.



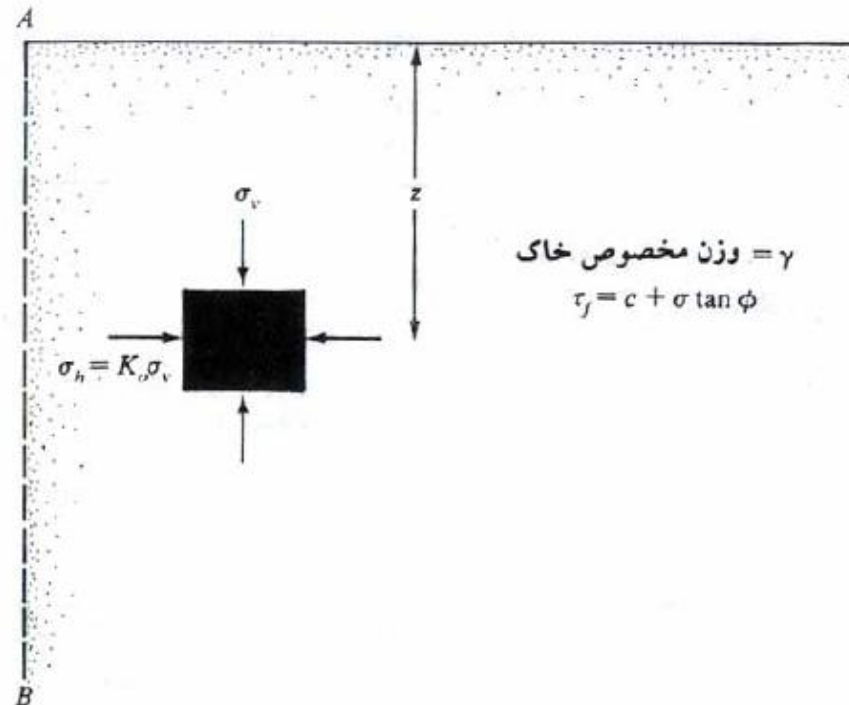
## فشار خاک در حالت سکون

اگر دیوار **AB** ساکن باشد، یعنی هیچگونه حرکتی به سمت چپ یا راست نسبت به وضعیت اولیه نداشته باشند، توده خاک در حالت تعادل الاستیک خواهد بود. در چنین حالتی، نسبت تنش افقی به تنش قائم، ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون نامیده شده و با  $K_o$  نشان داده می شود:

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

چون  $\sigma_v = \gamma \cdot z$  است، می توان نوشت:

$$\sigma_h = K_o(\gamma \cdot z)$$



## فشار خاک در حالت سکون

ضریب فشار جانبی  $K_o$  به صورت زیر بدست می آید:

|  |                          |             |         |
|--|--------------------------|-------------|---------|
| $K_o = 0.95 - \sin \phi$   | خاک رسی عادی تحکیم یافته | خاک چسبنده  | } = K_o |
| $K_o = (0.95 - \sin \phi) \times \sqrt{OCR}$   | خاک رس پیش تحکیم یافته   |             |         |
| $K_o = 1 - \sin \phi$  | ماسه شل و معمولی         | خاک دانه ای |         |
| $K_o = 1 - \sin \phi + \left( \frac{\gamma_d}{\gamma_{dmin}} - 1 \right) \times 5.5$ | ماسه متراکم              |             |         |

$\gamma_d$  = وزن مخصوص خشک ماسه

$\gamma_{dmin}$  = حداقل وزن مخصوص خشک ماسه

$\phi$  = زاویه اصطکاک داخلی خاک

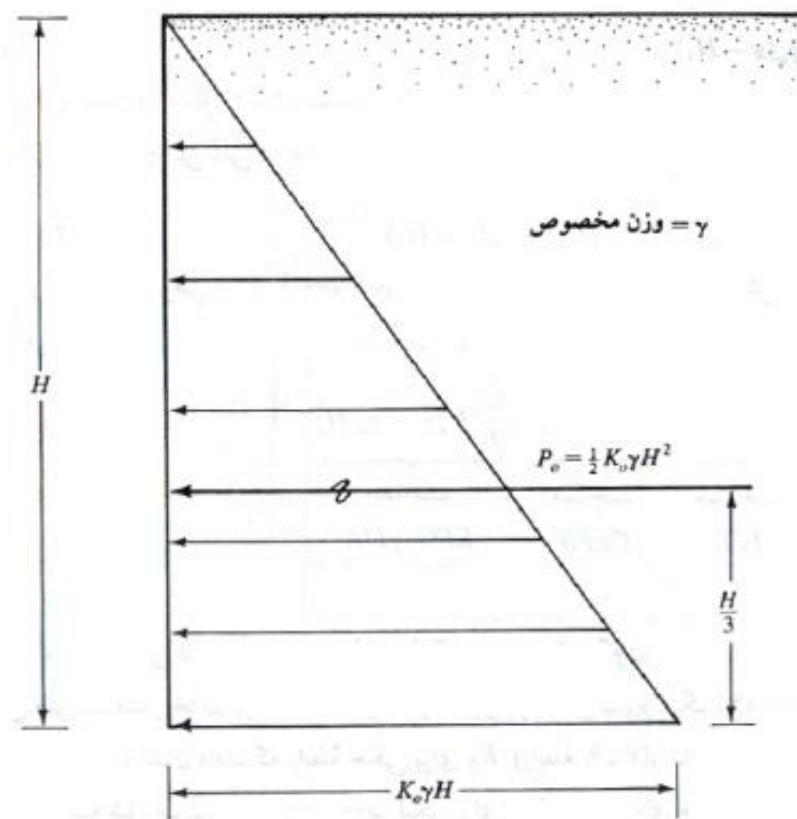
$OCR$  = نسبت پیش تحکیم



## فشار جانبی در حالت سکون برای خاک خشک

شکل زیر توزیع فشار خاک در حالت سکون بر روی دیواری به ارتفاع  $H$  را نشان می دهد. نیروی کل بر واحد عرض دیوار  $P_o$ ، مساوی سطح زیر نمودار فشار می باشد. بنابراین:

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2$$

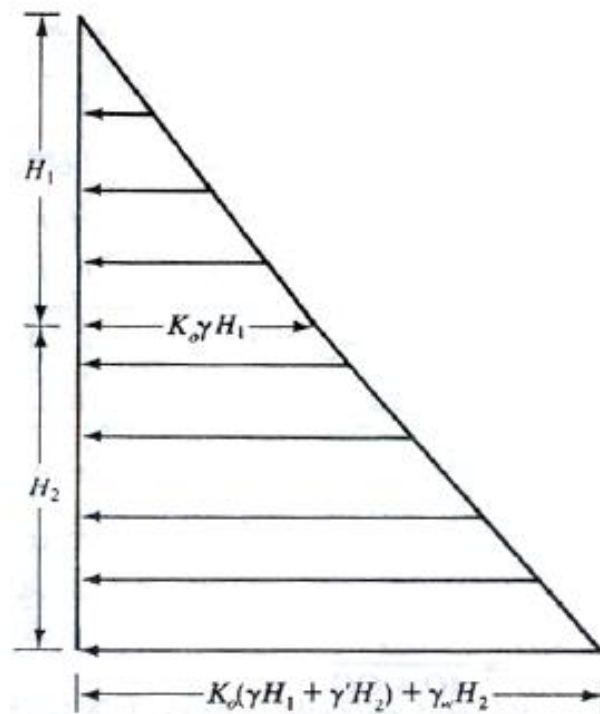
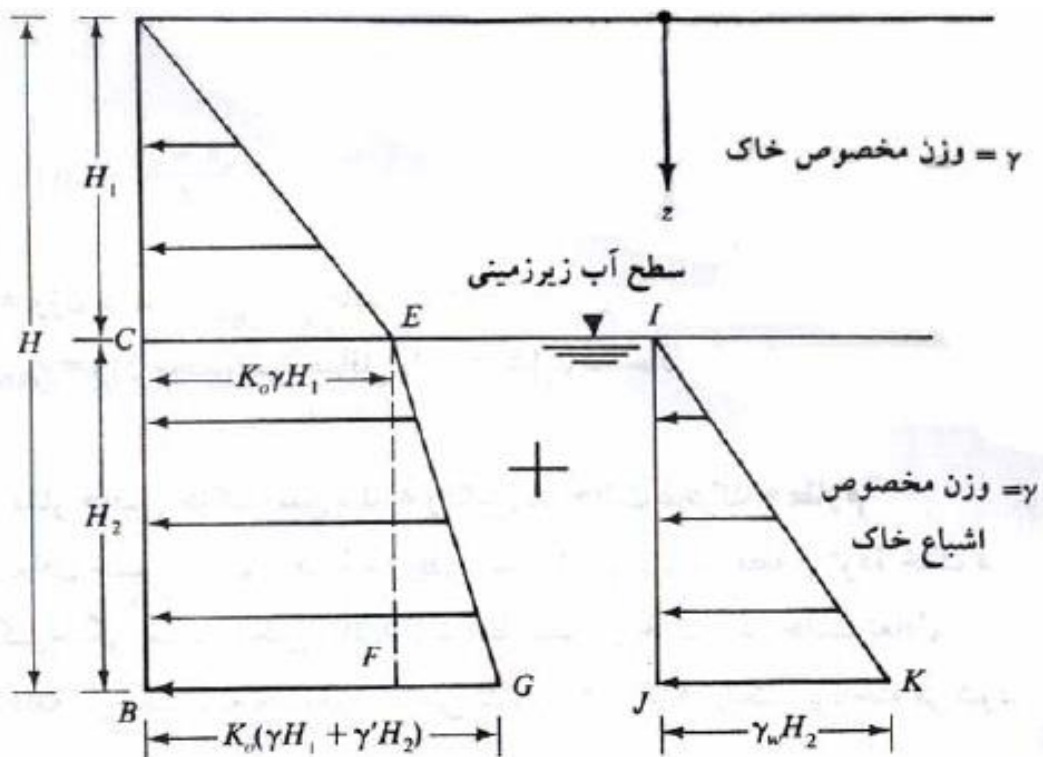


## فشار جانبی در حالت سکون برای خاک غوطه ور یا نیمه غوطه ور

شکل زیر یک دیوار به ارتفاع  $H$  را نشان می دهد. سطح آب زیرزمینی در عمق  $H_1$  از سطح زمین قرار دارد. برای

$z \leq H_1$  فشار جانبی خاک در حالت سکون از رابطه  $\sigma_h = K_o \gamma z$  به دست می آید. تغییرات  $\sigma_h$  با عمق توسط مثلث ACE

در شکل نشان داده شده است. لیکن برای  $z \geq H_1$  (یعنی زیر سطح آب زیرزمینی)، فشار جانبی وارد بر دیوار، با استفاده از مولفه های تنش موثر و فشار آب حفره ای به صورت زیر محاسبه می شود:



## فشار جانبی در حالت سکون برای خاک غوطه ور یا نیمه غوطه ور

$$\sigma'_v = \gamma H_1 + \gamma'(z - H_1) = \text{فشار قائم موثر}$$

که در آن  $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ ، وزن مخصوص غوطه ور (موثر) خاک است. بنابراین فشار جانبی موثر در حالت سکون برابر است با:

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v = K_o [\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)]$$

تغییرات  $\sigma'_h$  با عمق در شکل توسط دوزنقه **CEGB** نشان داده شده است. با استفاده از اصول استاتیک سیالات، فشار جانبی به علت فشار آب حفره ای برابر است با:

$$u = \gamma_w (z - H_1)$$

تغییرات  $u$  با عمق در شکل نشان داده شده است.  
بنابراین فشار جانبی کلی در عمق  $z \geq H_1$  برابر است با:

$$\sigma_h = \sigma'_h + u = K_o [\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] + \gamma_w (z - H_1)$$



## رانکین (Rankine) ۱۸۵۷

William J. Rankine was a Scottish civil engineer, physicist, and mathematician

## کولمب (Coulomb) ۱۷۷۶

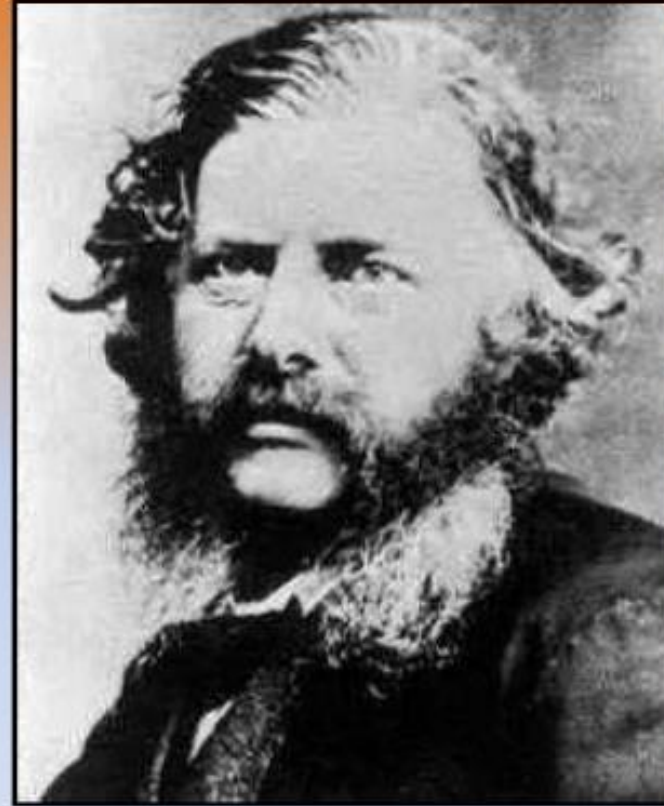
Charles Augustin de Coulomb was a French physicist who worked on this topic just before the French Revolution who in the late 1700s.

نظریه های فشار جانبی خاک

A diagram consisting of two blue arrows pointing towards a central point. One arrow originates from the Rankine section header and points towards the center. The other arrow originates from the Coulomb section header and points towards the same center. The central point is located to the left of the Persian text 'نظریه های فشار جانبی خاک'.



**C.A. Coulomb**  
1736-1806



**W. J. M. Rankine**  
1820-1872

فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت محرک (Active)

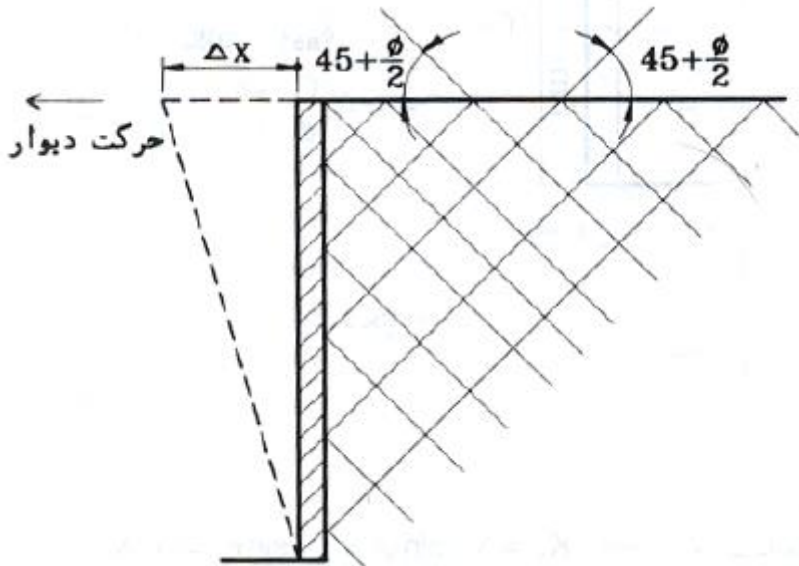
فرضیات رانکین:

1. The problem is a plane strain problem
2. The soil has friction ( $\phi'$ ) but no cohesion ( $c' = 0$ )
3. The soil has no water
4. The soil mass is in a state of plastic failure
5. The failure surface and the ground surface are planes
6. There is no friction between the soil and the wall



## فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت محرک (Active)

چنانچه مطابق شکل دیوار حرکتی در جهت نیروی وارد از طرف خاک پشت آن داشته باشد، فشار محرک ایجاد می گردد. در این حالت دیوار از خاک پشتش دور شده و فشار در پشت دیوار نسبت به حالت سکون کاهش می یابد. برای دیوار با سطح تماس بدون اصطکاک (طبق تئوری رانکین) در صورتی که  $\Delta x = 0$  (میزان حرکت رو به جلوی دیوار) باشد، فشار افقی  $\sigma_h$  در عمق  $z$  مساوی  $K_o \sigma_v$  خواهد بود لیکن اگر  $\Delta x > 0$  باشد  $\sigma_h$  کوچکتر از  $K_o \sigma_v$  خواهد شد و سرانجام در فشار جانبی  $\sigma_a$  توده خاک گسیخته خواهد شد بطوریکه سطوح لغزش در خاک زاویه  $\pm(45 + \phi/2)$  با افق می سازد.  $\sigma_a$  را فشار محرک رانکین می نامند و طبق رابطه زیر محاسبه می شود:



$$\sigma_a = K_a \sigma_v - 2c\sqrt{K_a}$$

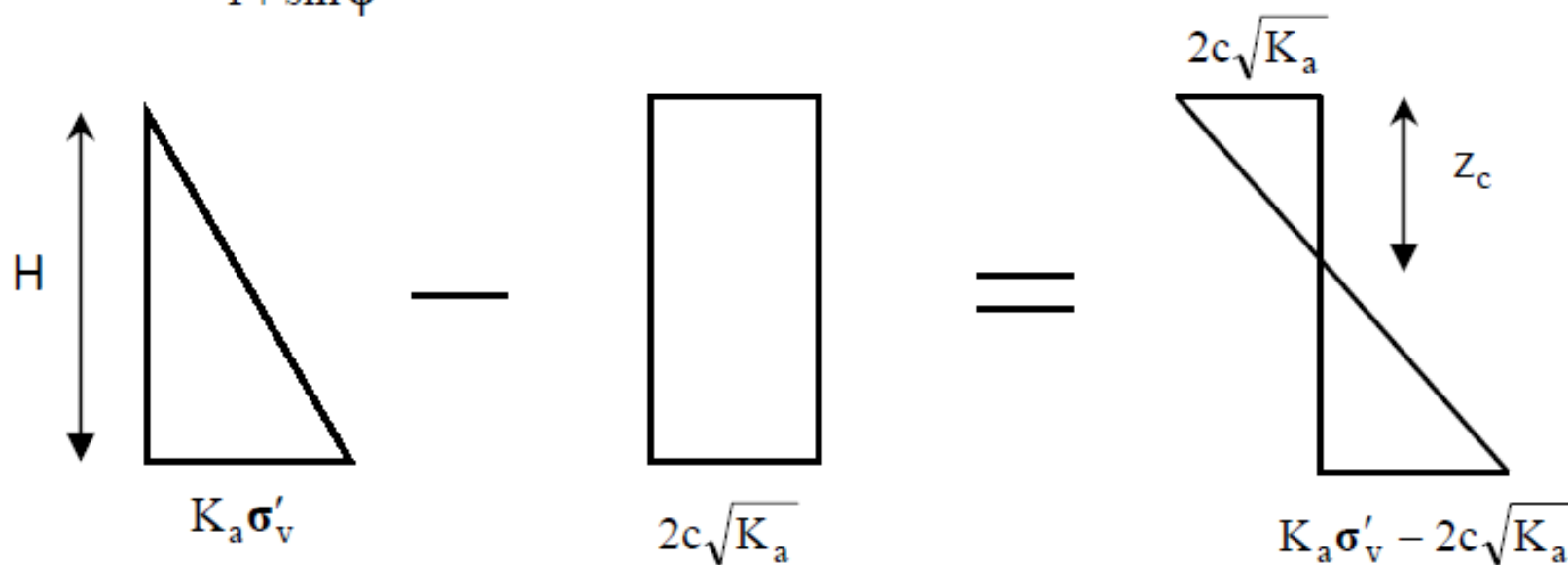
## فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت محرک (Active)

در این رابطه

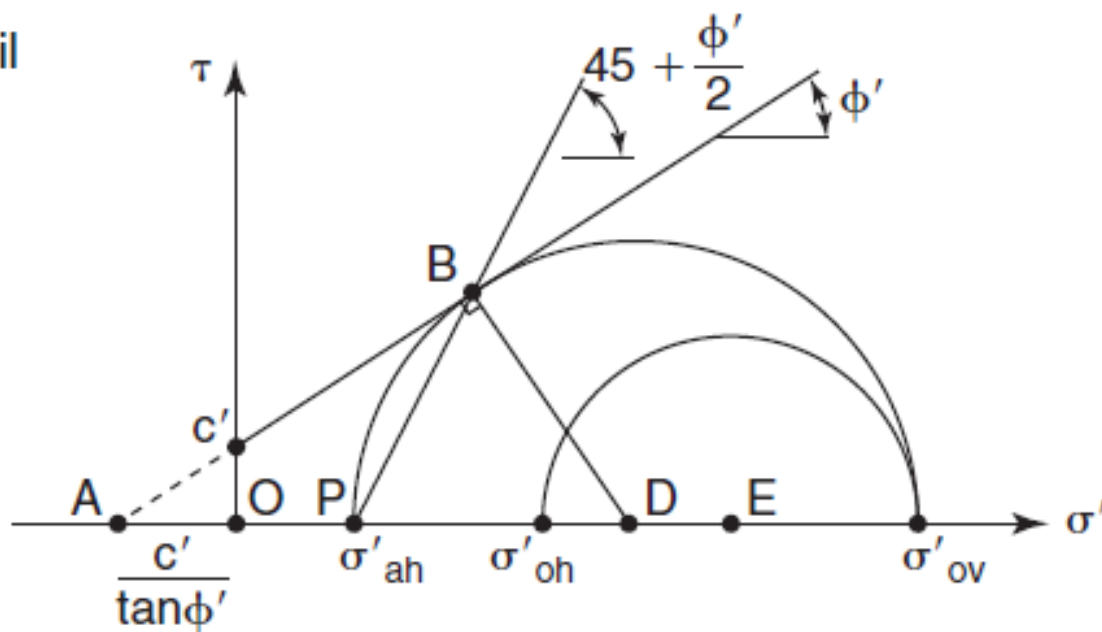
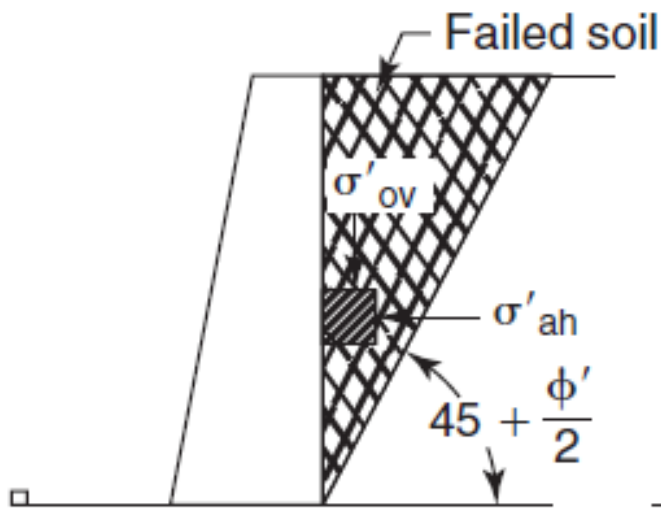
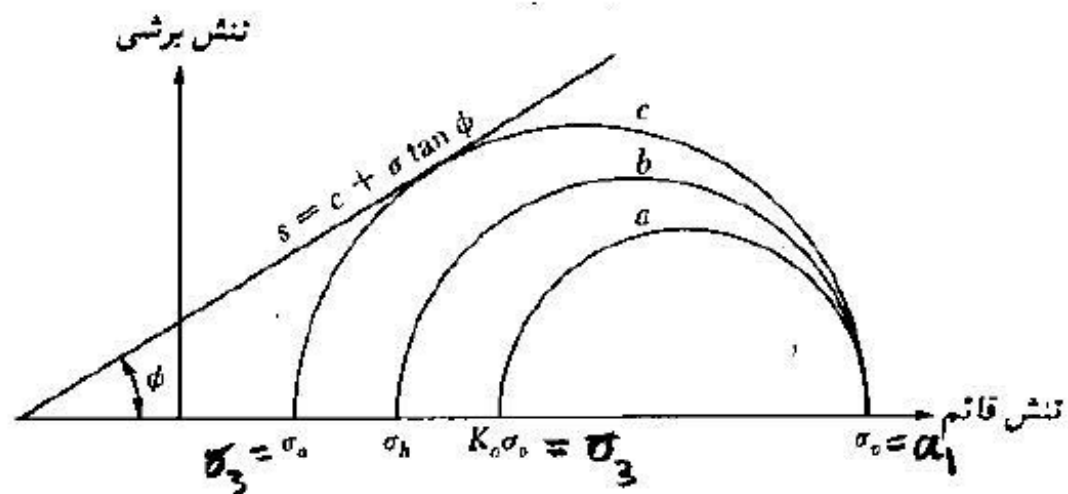
$\sigma_v$  = فشار قائم در نقطه مورد نظر که در صورت وجود آب به  $\sigma'_v$  (تنش موثر) تبدیل خواهد شد.

$K_a$  = ضریب فشار محرک رانکین که از رابطه زیر تعیین می شود:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$



## فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت محرک (Active)



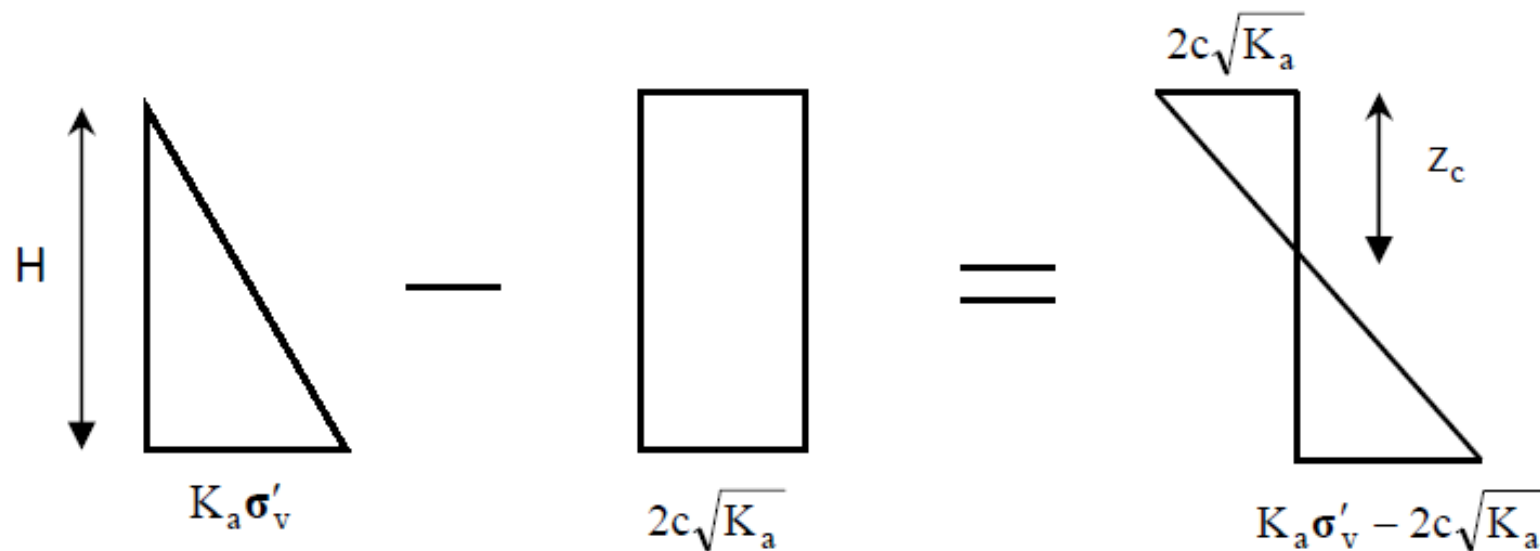


## فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت محرک (Active)

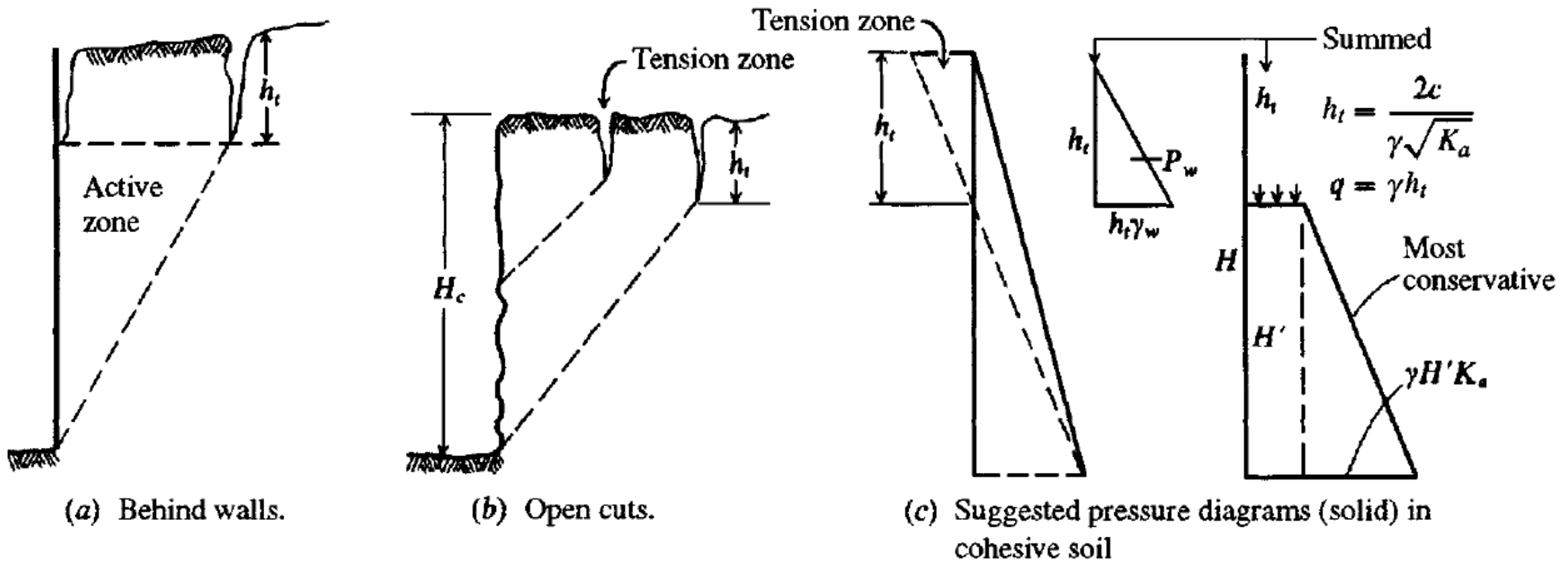
همانطور که در نمودار شکل زیر مشاهده می شود در  $z=0$  فشار محرک مساوی  $-2c\sqrt{K_a}$  می باشد که یک تنش کششی است و این تنش کششی با عمق کاهش یافته در  $z=z_c$  مساوی صفر می شود.  $z_c$  را عمق ترک کششی می گویند و به صورت زیر بدست می آید:

$$\sigma_a = 0 \rightarrow \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a} = 0 \rightarrow z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

وقتی خاک خشک است

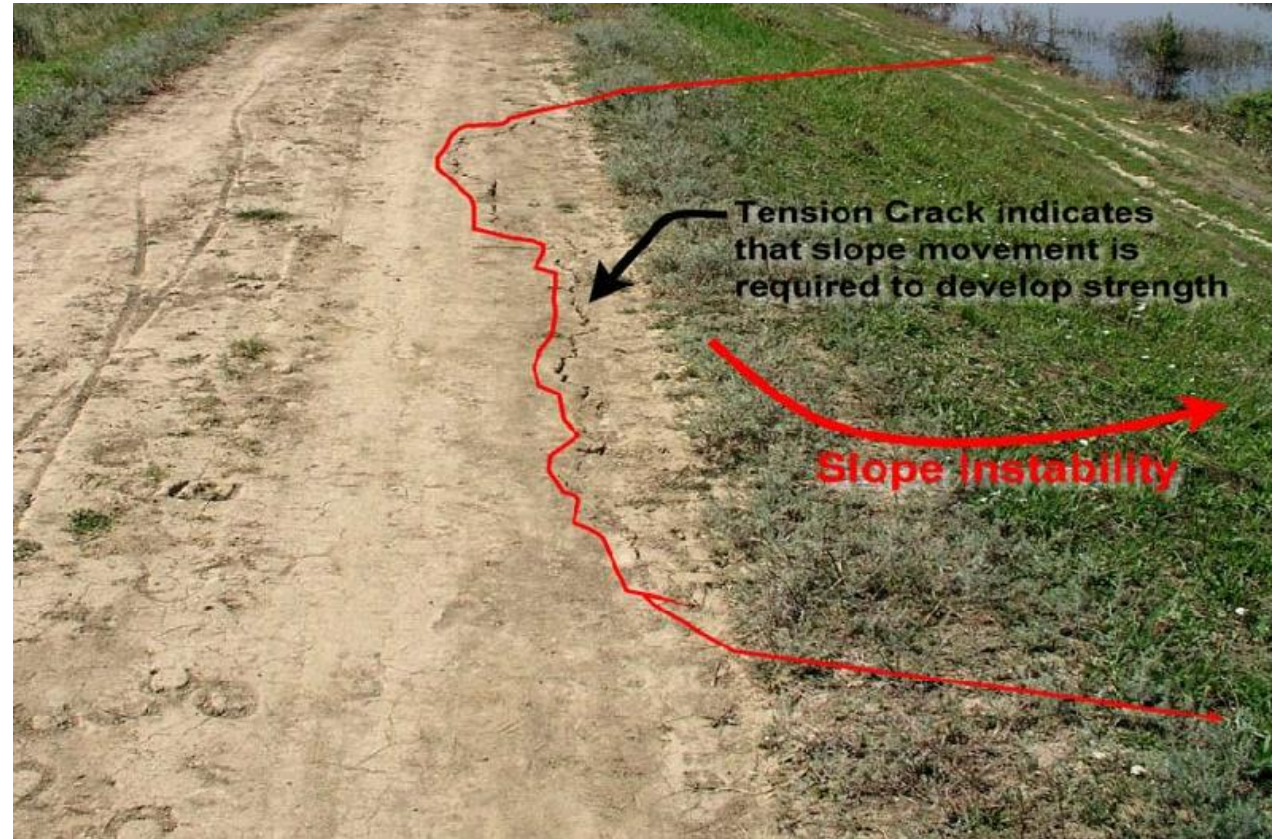


## فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت محرک (Active)



**Figure 11-11** Tension crack and critical depth of an unbraced excavation. Tension cracks are often readily visible adjacent to excavations.

## فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت محرک (Active)



## فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت محرک (Active)

حال اگر بخواهیم نیروی محرک رانکین وارد بر واحد طول دیوار را بدست آوریم، دو حالت قابل تشخیص است:

۱. قبل از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2} \sigma_v K_a H - 2cH\sqrt{K_a}$$


۲. بعد از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2} (H - z_c) (\sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a})$$


لازم به توضیح است که در هر دو حالت فوق لایه خاک خشک در نظر گرفته شده است.



## فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت محرک (Active)

نکته: 

در تئوری رانکین علاوه بر اینکه اصطکاک بین دیوار و سطح تماس در نظر گرفته نمی شود، قائم بودن دیوار و افقی بودن سطح خاک نیز جزء مفروضات می باشد.

نکته: 

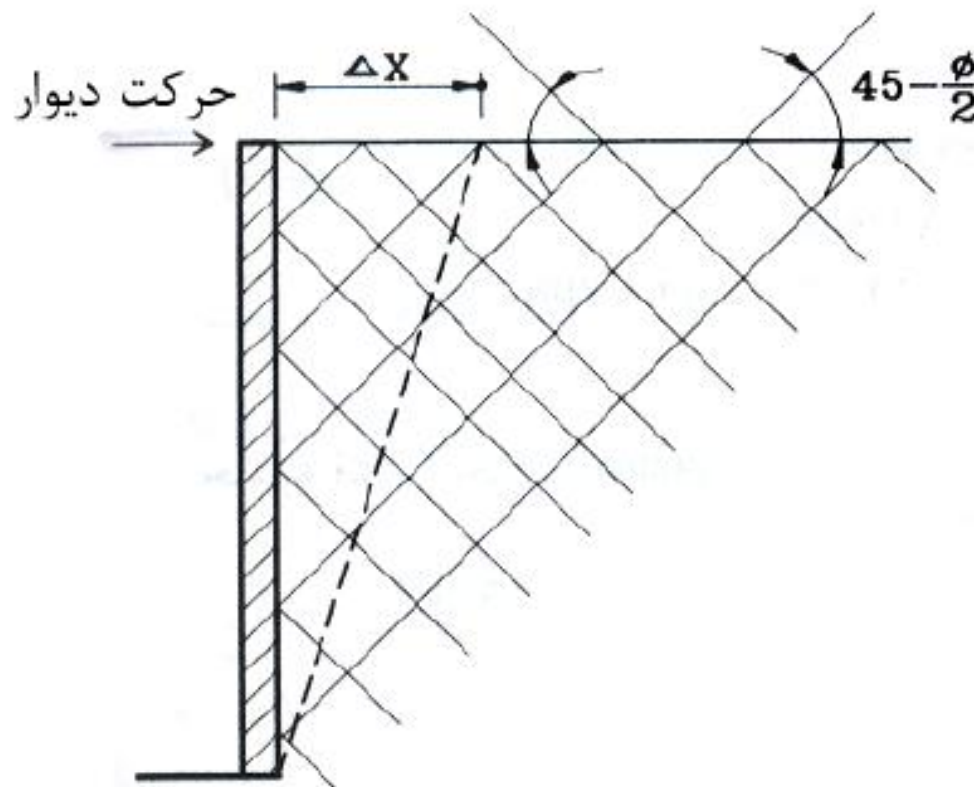
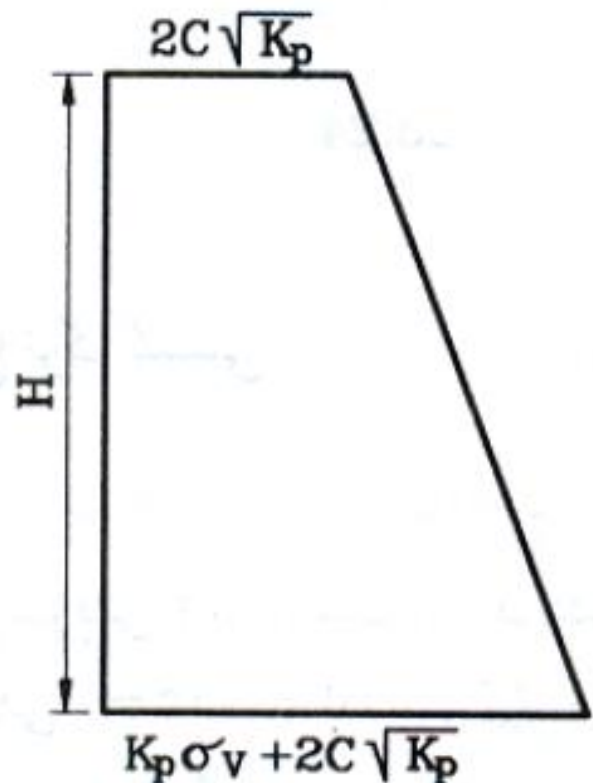
برای ایجاد فشار محرک دیوار باید تغییر مکان جانبی کافی به سمت خارج داشته باشد. مقدار این تغییر مکان لازم، برای خاکریز دانه ای بین  $0/001$  تا  $0/004$  و برای خاک چسبنده بین  $0/01$  تا  $0/04$  ارتفاع دیوار می باشد.

## فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت مقاوم (Passive)

چنانچه دیوار بر عکس حالت محرک، به سمت توده خاکی حرکت کند، فشار مقاوم در خاک ایجاد می شود. در این حالت با نزدیک شدن دیوار به توده خاک، فشار خاک در پشت دیوار نسبت به حالت سکون افزایش می یابد و بیشتر از  $K_0 \sigma_v$  خواهد شد. با افزایش  $\Delta x$  (میزان حرکت دیواره به سمت توده خاک) فشار افقی  $\sigma_h$  همچنان افزایش می یابد تا بالاخره در  $\sigma_p$  خاک گسیخته شود به طوری که سطوح لغزش در خاک زاویه  $\pm(45 - \phi/2)$  با افق می سازد.  $\sigma_p$  را فشار مقاوم رانکین می نامند و طبق رابطه زیر محاسبه می شود:

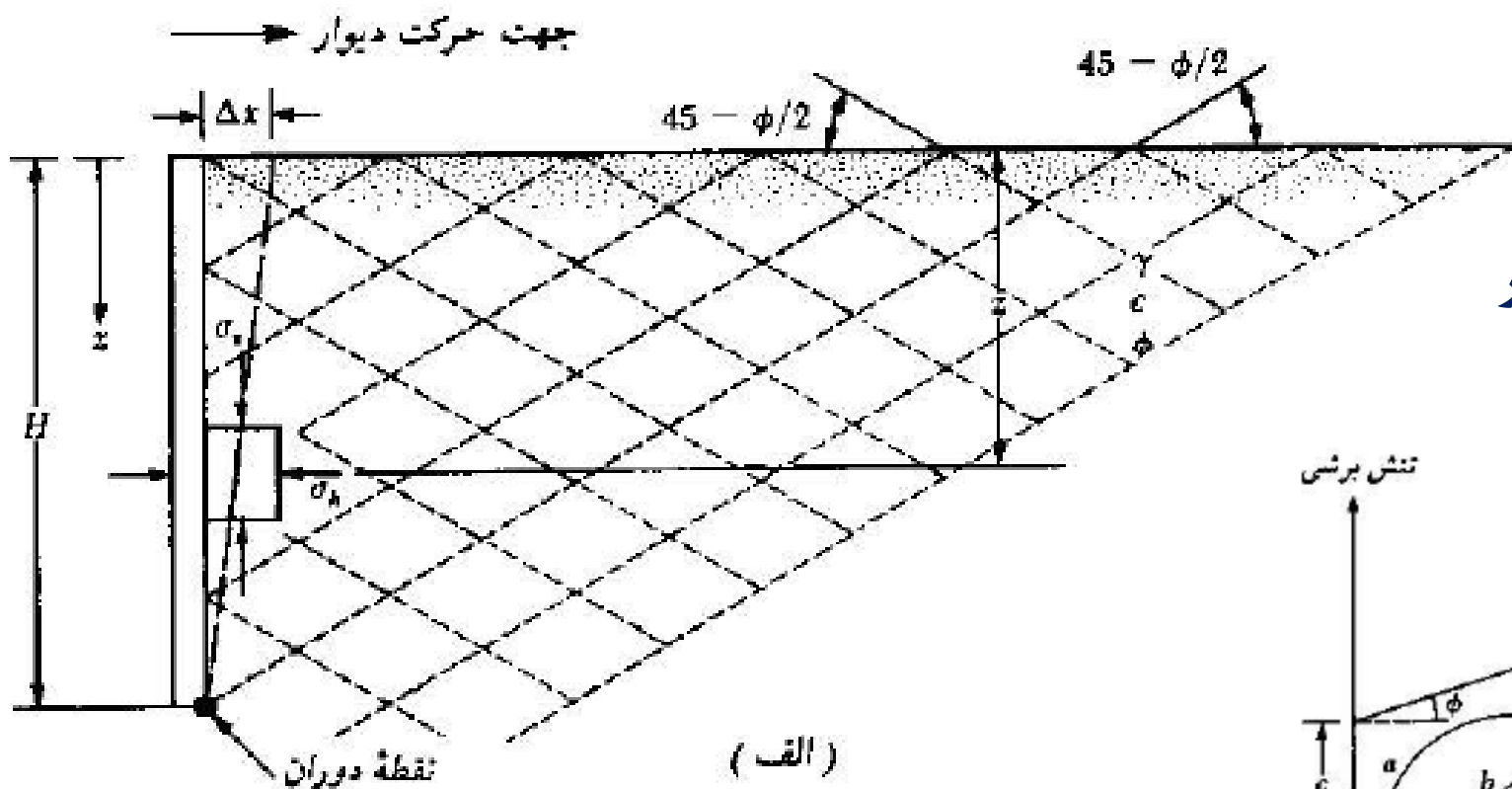
$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

## فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت مقاوم (Passive)

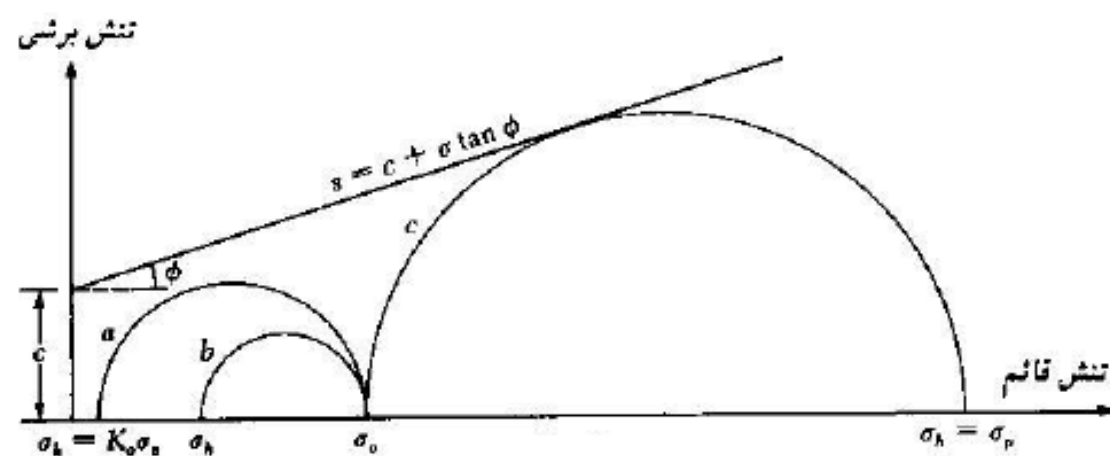


$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

## فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت مقاوم (Passive)



گوه مقاوم تحت تراز گوه محرک: فشار بیشتر



(ب)



## فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت مقاوم (Passive)

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

که در این رابطه:

$\sigma_v$  = فشار قائم در نقطه مورد نظر که در صورت وجود آب به  $\sigma'_v$  (تنش موثر) تبدیل خواهد شد.

$K_p$  = ضریب فشار مقاوم رانکین که از رابطه زیر تعیین می گردد:

$$K_p = \tan^2(45 + \phi / 2)$$

برای بدست آوردن نیروی مقاوم رانکین وارد بر واحد طول دیوار با محاسبه سطح زیر نمودار ارتفاع-فشار خواهیم داشت:

$$P_p = \frac{1}{2} \sigma_v K_p H + 2cH\sqrt{K_p}$$

## فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت مقاوم (Passive)



نکته:

مقدار تغییر مکان جانبی کافی برای ایجاد فشار مقاوم رانکین به شرح زیر می باشد:

ماسه متراکم  $0.005H$  ماسه شل  $0.01H$

رس سفت  $0.01H$  رس نرم  $0.05H$

در این روابط  $H$  ارتفاع دیوار حائل می باشد.

## فشار محرک و مقاوم رانکین برای خاکریز با سطح شیبدار

اگر خاکریز یک دیوار حائل بدون اصطکاک، خاک دانه ای باشد (  $c = 0$  ) و سطح خاکریز زاویه  $\alpha$  با افق بسازد ضریب فشار محرک خاک،  $K_a$  به شکل زیر تعریف می شود:

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

که در آن  $\phi$  زاویه اصطکاک داخلی خاک است.

در عمق مشخص  $z$ ، فشار محرک رانکین به صورت زیر تعریف می شود:

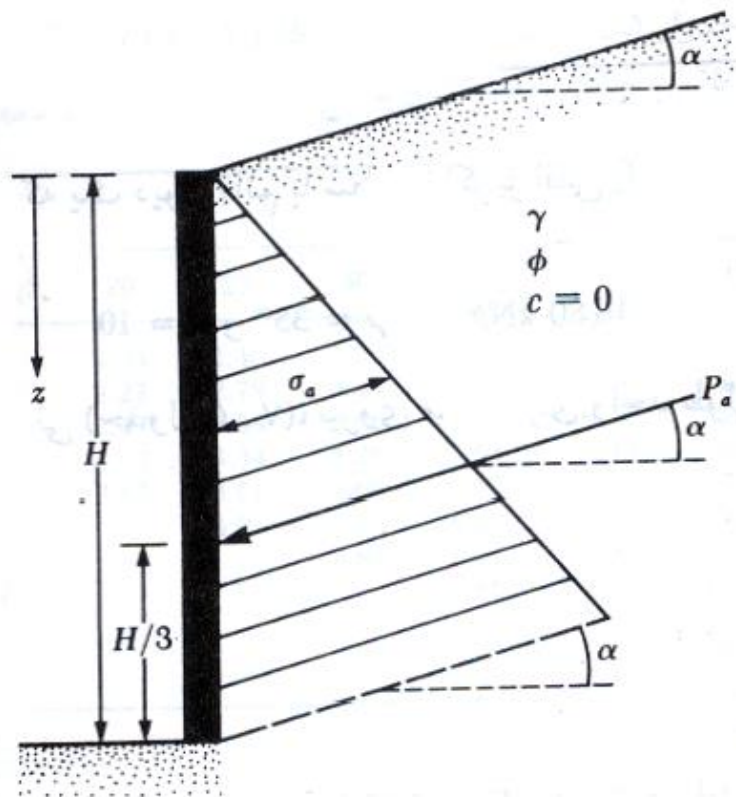
$$\sigma_a = \gamma z K_a$$

که با توجه به آن نیروی وارد بر واحد طول دیوار برابر می شود با:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

## فشار محرک و مقاوم رانکین برای خاکریز با سطح شیبدار

مطابق شکل امتداد نیروی برآیند  $P_a$  زاویه  $\alpha$  با افق می سازد و نقطه اثر آن، به فاصله  $H/3$  از پای دیوار قرار دارد. در جدول مقادیر ضریب فشار محرک  $K_a$  برای مقادیر مختلف  $\alpha$  و  $\phi$  ارائه شده است.



فشار محرک رانکین (دیوار بدون اصطکاک و خاکریز دانه ای با سطح شیبدار)



## فشار محرک و مقاوم رانکین برای خاکریز با سطح شیبدار

### ضریب فشار محرک رانکین

| $\downarrow \alpha$ (deg) | $\phi$ (deg) $\rightarrow$ |       |       |       |       |       |       |
|---------------------------|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                           | 28                         | 30    | 32    | 34    | 36    | 38    | 40    |
| 0                         | 0.361                      | 0.333 | 0.307 | 0.283 | 0.260 | 0.238 | 0.217 |
| 5                         | 0.366                      | 0.337 | 0.311 | 0.286 | 0.262 | 0.240 | 0.219 |
| 10                        | 0.380                      | 0.350 | 0.321 | 0.294 | 0.270 | 0.246 | 0.225 |
| 15                        | 0.409                      | 0.373 | 0.341 | 0.311 | 0.283 | 0.258 | 0.235 |
| 20                        | 0.461                      | 0.414 | 0.374 | 0.338 | 0.306 | 0.277 | 0.250 |
| 25                        | 0.573                      | 0.494 | 0.434 | 0.385 | 0.343 | 0.307 | 0.275 |

## فشار محرک و مقاوم رانکین برای خاکریز با سطح شیبدار

به روشی مشابه نیروی مقاوم رانکین برای دیواری بدون اصطکاک با ارتفاع  $H$  و خاکریز دانه ای با سطح شیبدار، طبق رابطه زیر تعریف می شود:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

که در آن  $K_p$  ضریب فشار مقاوم رانکین بوده و طبق رابطه زیر تعریف می شود:

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

همانند حالت نیروی محرک، امتداد نیروی برآیند  $P_p$  با خط افق زاویه  $\alpha$  می سازد و نقطه اثر آن به فاصله  $H/3$  از پای دیوار قرار داد. در جدول مقادیر ضریب فشار مقاوم  $K_p$  برای مقادیر مختلف  $\alpha$  و  $\phi$  ارائه شده است.

## فشار محرک و مقاوم رانکین برای خاکریز با سطح شیبدار

### ضریب فشار مقاوم رانکین

| $\downarrow \alpha \text{ (deg)}$ | $\phi \text{ (deg)} \rightarrow$ |       |       |       |       |       |       |
|-----------------------------------|----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                                   | 28                               | 30    | 32    | 34    | 36    | 38    | 40    |
| 0                                 | 2.770                            | 3.000 | 3.255 | 3.537 | 3.852 | 4.204 | 4.599 |
| 5                                 | 2.715                            | 2.943 | 3.196 | 3.467 | 3.788 | 4.136 | 4.527 |
| 10                                | 2.551                            | 2.775 | 3.022 | 3.295 | 3.598 | 3.937 | 4.316 |
| 15                                | 2.284                            | 2.502 | 2.740 | 3.003 | 3.293 | 3.615 | 3.977 |
| 20                                | 1.918                            | 2.132 | 2.362 | 2.612 | 2.886 | 3.189 | 3.526 |
| 25                                | 1.434                            | 1.664 | 1.894 | 2.135 | 2.394 | 2.676 | 2.987 |

هنگامی که  $\alpha > 0$  است نباید از روش رانکین برای تعیین  $K_p$  استفاده کرد

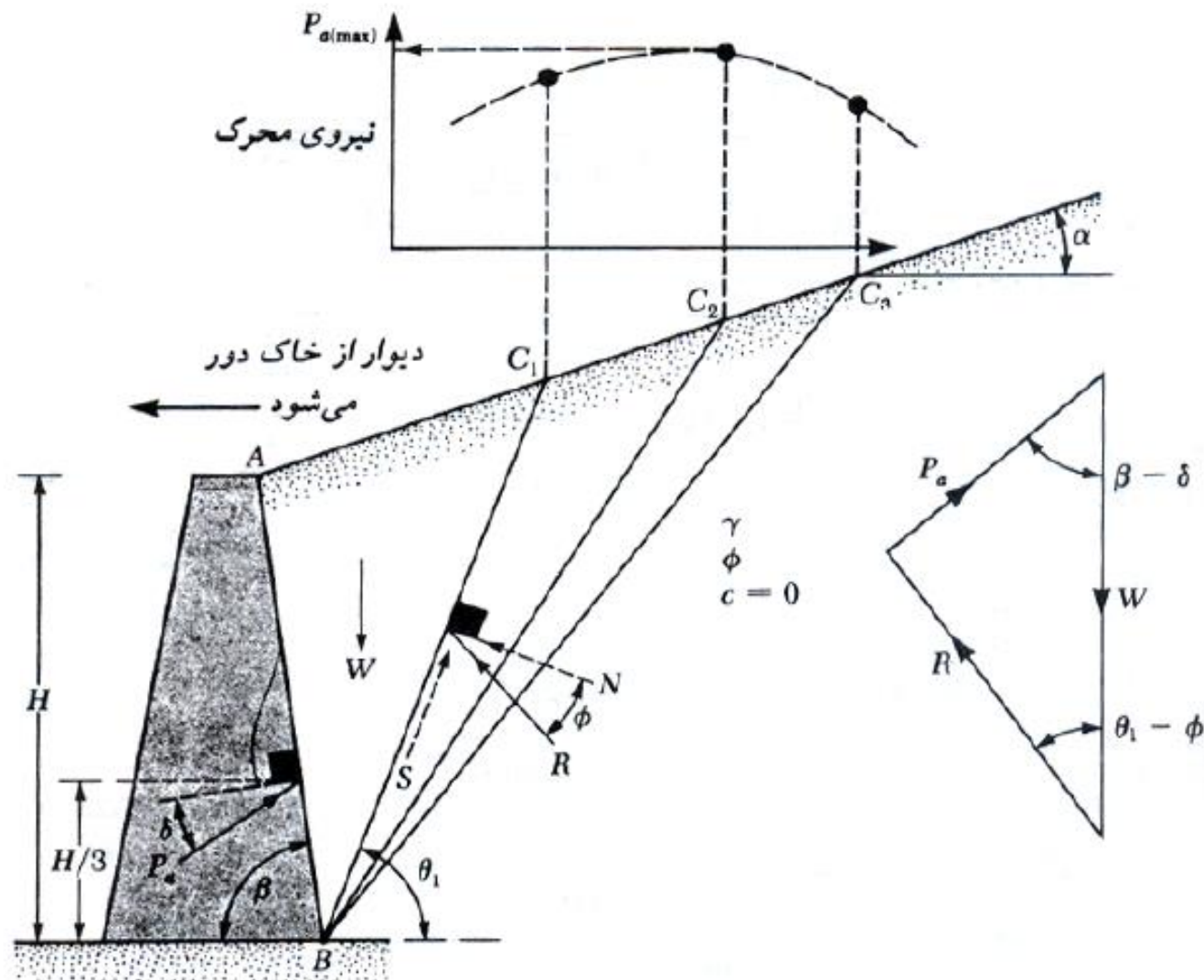
## فشار جانبی خاک طبق نظریه کولمب در حالت محرک

در محاسبات فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین از اصطکاک بین خاک و دیوار طرف نظر می شود. در سال ۱۷۷۶ کولمب نظریه ای برای محاسبات فشار جانبی خاک های دانه ای ارائه داد که در آن اصطکاک بین دیوار و خاک منظور می گردد.

پارامترهای به کار رفته در این نظریه در شکل نشان داده شده اند. وجه پستی دیوار حائل نشان داده شده در این شکل زاویه  $\beta$  با افق می سازد. خاکریز این دیوار دانه ای (غیر چسبنده) بوده و سطح آن زاویه  $\alpha$  با افق می سازد. زاویه اصطکاک خاک و دیوار نیز  $\delta$  در نظر گرفته شده است.



## فشار جانبی خاک طبق نظریه کولمب در حالت محرک



## فشار جانبی خاک طبق نظریه کولمب در حالت محرک

با توجه به این شکل:

$W$  = وزن گوه گسیختگی

$R$  = برآیند نیروی قائم و نیروی برشی مقاوم در امتداد سطح لغزش است که زاویه  $\phi$  با امتداد قائم بر سطح لغزش می سازد.

$P_a$  = نیروی محرک برای واحد طول دیوار که زاویه  $\delta$  با قائم بر وجه پشتی دیوار می سازد.

مقدار حداکثر  $P_a$  طبق نظریه محرک کولمب را با استفاده از رابطه زیر می توان بدست آورد:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

## فشار جانبی خاک طبق نظریه کولمب در حالت محرک

که در این رابطه  $K_a$  ضریب فشار محرک کولمب بوده و به صورت زیر بدست می آید:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

در این رابطه  $H$  ارتفاع دیوار است.

## فشار جانبی خاک طبق نظریه کولمب در حالت محرک

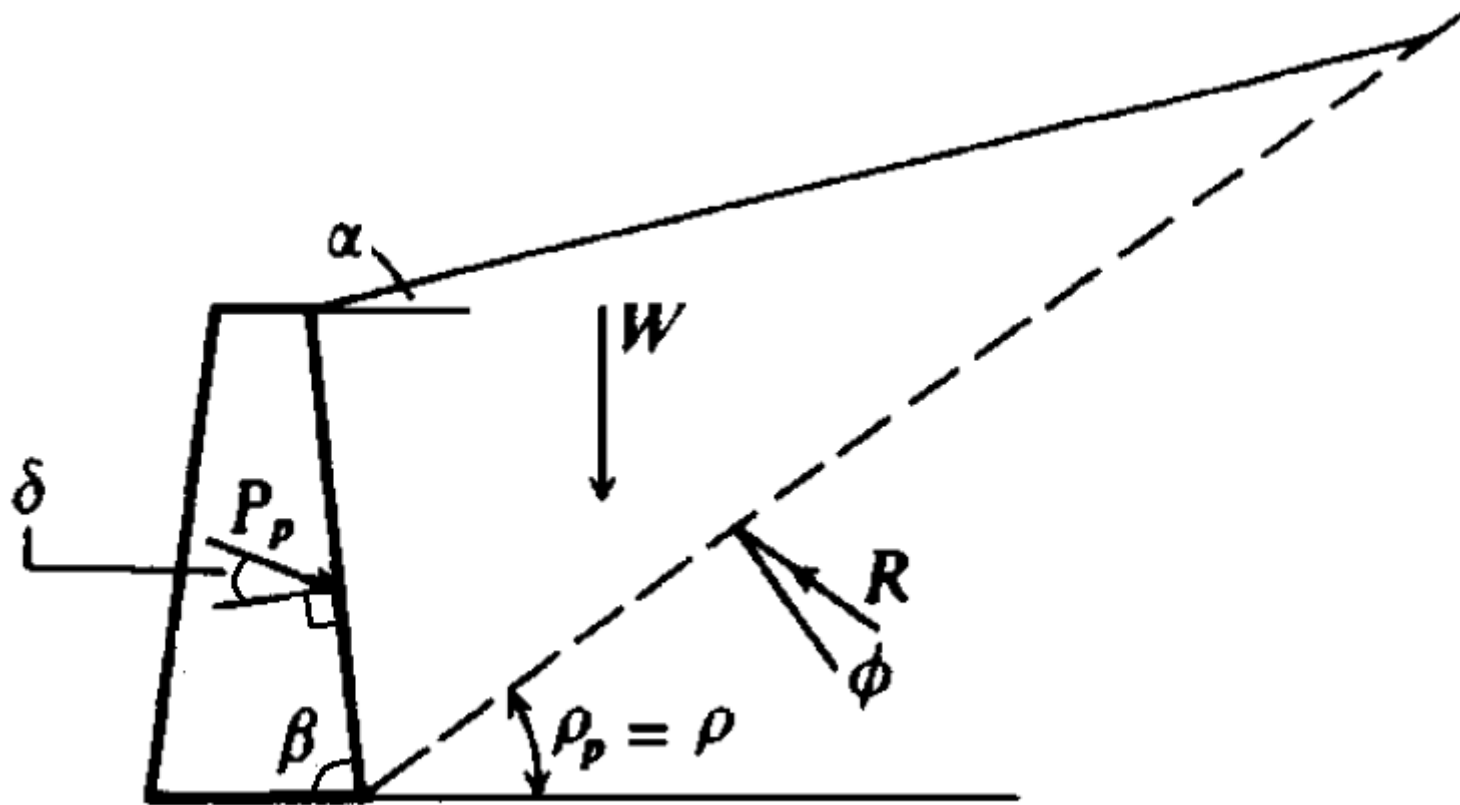
(توجه:  $\delta = \frac{2}{3}\phi$  فرض شده است)

| $\alpha$ (deg) | $\phi$ (deg) | $\beta$ (deg) |        |        |        |        |        |
|----------------|--------------|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|
|                |              | 90            | 85     | 80     | 75     | 70     | 65     |
| 0              | 28           | 0.3213        | 0.3588 | 0.4007 | 0.4481 | 0.5026 | 0.5662 |
|                | 30           | 0.2973        | 0.3349 | 0.3769 | 0.4245 | 0.4794 | 0.5435 |
|                | 32           | 0.2750        | 0.3125 | 0.3545 | 0.4023 | 0.4574 | 0.5220 |
|                | 34           | 0.2543        | 0.2916 | 0.3335 | 0.3813 | 0.4367 | 0.5017 |
|                | 36           | 0.2349        | 0.2719 | 0.3137 | 0.3615 | 0.4170 | 0.4825 |
|                | 38           | 0.2168        | 0.2535 | 0.2950 | 0.3428 | 0.3984 | 0.4642 |
|                | 40           | 0.1999        | 0.2361 | 0.2774 | 0.3250 | 0.3806 | 0.4468 |
|                | 42           | 0.1840        | 0.2197 | 0.2607 | 0.3081 | 0.3638 | 0.4303 |
| 5              | 28           | 0.3431        | 0.3845 | 0.4311 | 0.4843 | 0.5461 | 0.6191 |
|                | 30           | 0.3165        | 0.3578 | 0.4043 | 0.4575 | 0.5194 | 0.5926 |
|                | 32           | 0.2919        | 0.3329 | 0.3793 | 0.4324 | 0.4943 | 0.5678 |
|                | 34           | 0.2691        | 0.3097 | 0.3558 | 0.4088 | 0.4707 | 0.5443 |
|                | 36           | 0.2479        | 0.2881 | 0.3338 | 0.3866 | 0.4484 | 0.5222 |
|                | 38           | 0.2282        | 0.2679 | 0.3132 | 0.3656 | 0.4273 | 0.5012 |
|                | 40           | 0.2098        | 0.2489 | 0.2937 | 0.3458 | 0.4074 | 0.4814 |
|                | 42           | 0.1927        | 0.2311 | 0.2753 | 0.3271 | 0.3885 | 0.4626 |
| 10             | 28           | 0.3702        | 0.4164 | 0.4686 | 0.5287 | 0.5992 | 0.6834 |
|                | 30           | 0.3400        | 0.3857 | 0.4376 | 0.4974 | 0.5676 | 0.6516 |
|                | 32           | 0.3123        | 0.3575 | 0.4089 | 0.4683 | 0.5382 | 0.6220 |
|                | 34           | 0.2868        | 0.3314 | 0.3822 | 0.4412 | 0.5107 | 0.5942 |
|                | 36           | 0.2633        | 0.3072 | 0.3574 | 0.4158 | 0.4849 | 0.5682 |
|                | 38           | 0.2415        | 0.2846 | 0.3342 | 0.3921 | 0.4607 | 0.5438 |
|                | 40           | 0.2214        | 0.2637 | 0.3125 | 0.3697 | 0.4379 | 0.5208 |
|                | 42           | 0.2027        | 0.2441 | 0.2921 | 0.3487 | 0.4164 | 0.4990 |

مقادیر ضریب فشار محرک کولمب



فشار جانبی خاک طبق نظریه کولمب در حالت مقاوم



فشار جانبی خاک طبق نظریه **کولمب** در حالت **مقاوم**

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\sin(\beta + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

## فشار جانبی خاک طبق نظریه کولمب در حالت مقاوم

ALPHA = -5      BETA = 90

| $\delta$ | $\phi = 26$ | 28    | 30    | 32    | 34    | 36    | 38    | 40    | 42    |
|----------|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0        | 0.371       | 0.343 | 0.318 | 0.293 | 0.270 | 0.249 | 0.228 | 0.209 | 0.191 |
| 16       | 0.328       | 0.306 | 0.284 | 0.264 | 0.245 | 0.226 | 0.209 | 0.192 | 0.176 |
| 17       | 0.327       | 0.305 | 0.283 | 0.263 | 0.244 | 0.226 | 0.208 | 0.192 | 0.176 |
| 20       | 0.324       | 0.302 | 0.281 | 0.261 | 0.242 | 0.224 | 0.207 | 0.191 | 0.175 |
| 22       | 0.322       | 0.301 | 0.280 | 0.260 | 0.242 | 0.224 | 0.207 | 0.191 | 0.175 |

ALPHA = 0      BETA = 90

| $\delta$ | $\phi = 26$ | 28    | 30    | 32    | 34    | 36    | 38    | 40    | 42    |
|----------|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0        | 0.390       | 0.361 | 0.333 | 0.307 | 0.283 | 0.260 | 0.238 | 0.217 | 0.198 |
| 16       | 0.349       | 0.324 | 0.300 | 0.278 | 0.257 | 0.237 | 0.218 | 0.201 | 0.184 |
| 17       | 0.348       | 0.323 | 0.299 | 0.277 | 0.256 | 0.237 | 0.218 | 0.200 | 0.183 |
| 20       | 0.345       | 0.320 | 0.297 | 0.276 | 0.255 | 0.235 | 0.217 | 0.199 | 0.183 |
| 22       | 0.343       | 0.319 | 0.296 | 0.275 | 0.254 | 0.235 | 0.217 | 0.199 | 0.183 |

ALPHA = 5      BETA = 90

| $\delta$ | $\phi = 26$ | 28    | 30    | 32    | 34    | 36    | 38    | 40    | 42    |
|----------|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0        | 0.414       | 0.382 | 0.352 | 0.323 | 0.297 | 0.272 | 0.249 | 0.227 | 0.206 |
| 16       | 0.373       | 0.345 | 0.319 | 0.295 | 0.272 | 0.250 | 0.229 | 0.210 | 0.192 |
| 17       | 0.372       | 0.344 | 0.318 | 0.294 | 0.271 | 0.249 | 0.229 | 0.210 | 0.192 |
| 20       | 0.370       | 0.342 | 0.316 | 0.292 | 0.270 | 0.248 | 0.228 | 0.209 | 0.191 |
| 22       | 0.369       | 0.341 | 0.316 | 0.292 | 0.269 | 0.248 | 0.228 | 0.209 | 0.191 |

## تذکرات کلی در مورد هر دو روش رانکین و کولمب

**Ka**

همه روش ها جواب نزدیک به هم دارند و فرقی نمی کند از کدام روش استفاده شود

**Kp**

رانکین مقادیر محافظه کارانه به دست می دهد ولی کولمب غیرمحافظه کارانه است. بنابراین از کولمب نباید در محاسبه  $K_p$  استفاده کرد.

## تذکرات کلی در مورد هر دو روش رانکین و کولمب

### رانکین

هنگامی که  $\alpha > 0$  است نباید از روش رانکین برای تعیین  $K_p$  استفاده کرد. مثبت یا منفی بودن زاویه شیب ( $\alpha$ ) در رابطه رانکین تاثیری برای ضرایب به دست آمده ندارد.

### کولمب

در حالیکه معادلات کولمب برای هر دو  $\alpha$  مثبت و منفی معتبر بوده و با افزایش  $\alpha$  ضرایب  $K_p$  افزایش می یابد.

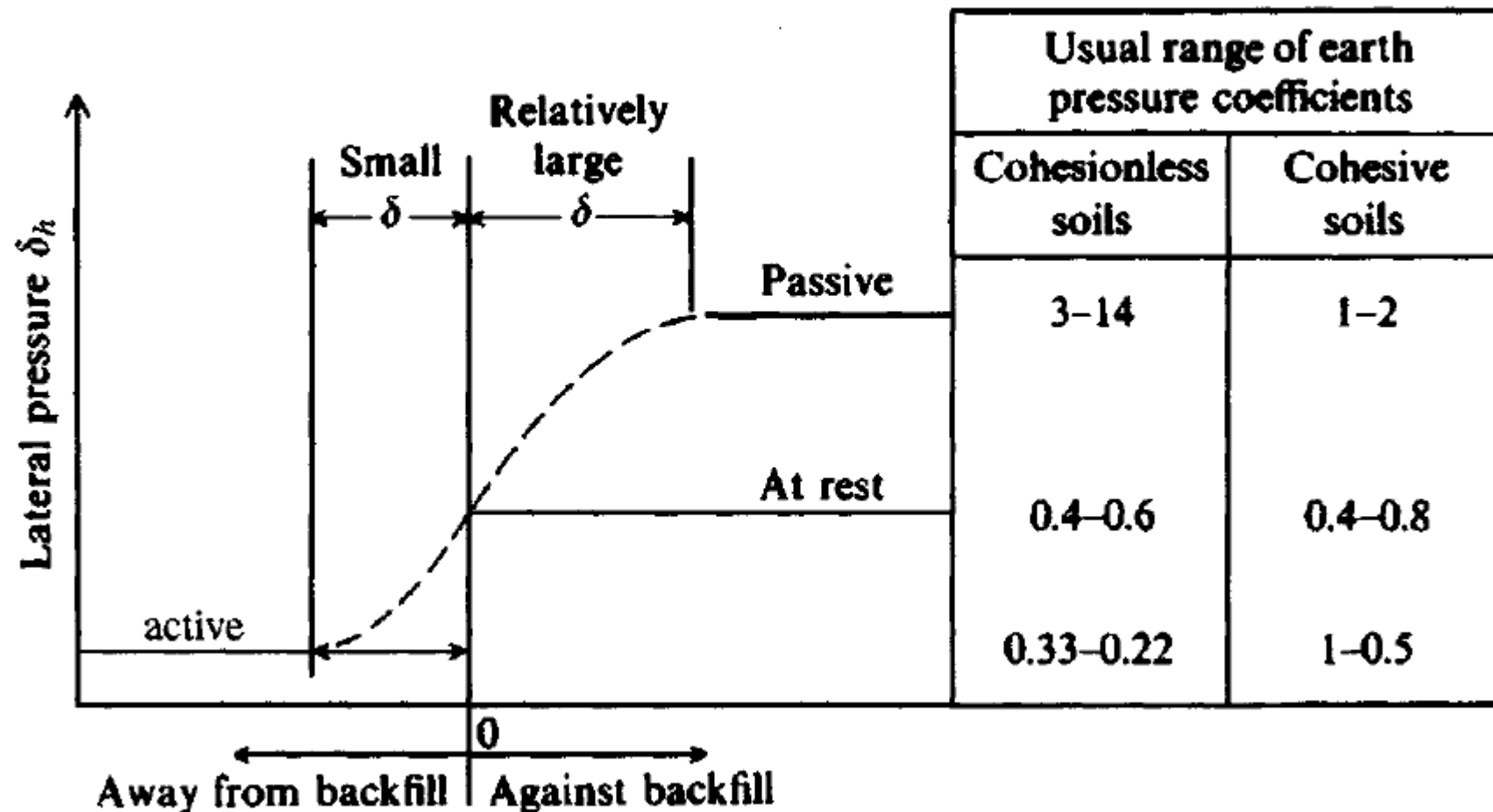


## تذکرات کلی در مورد هر دو روش رانکین و کولمب

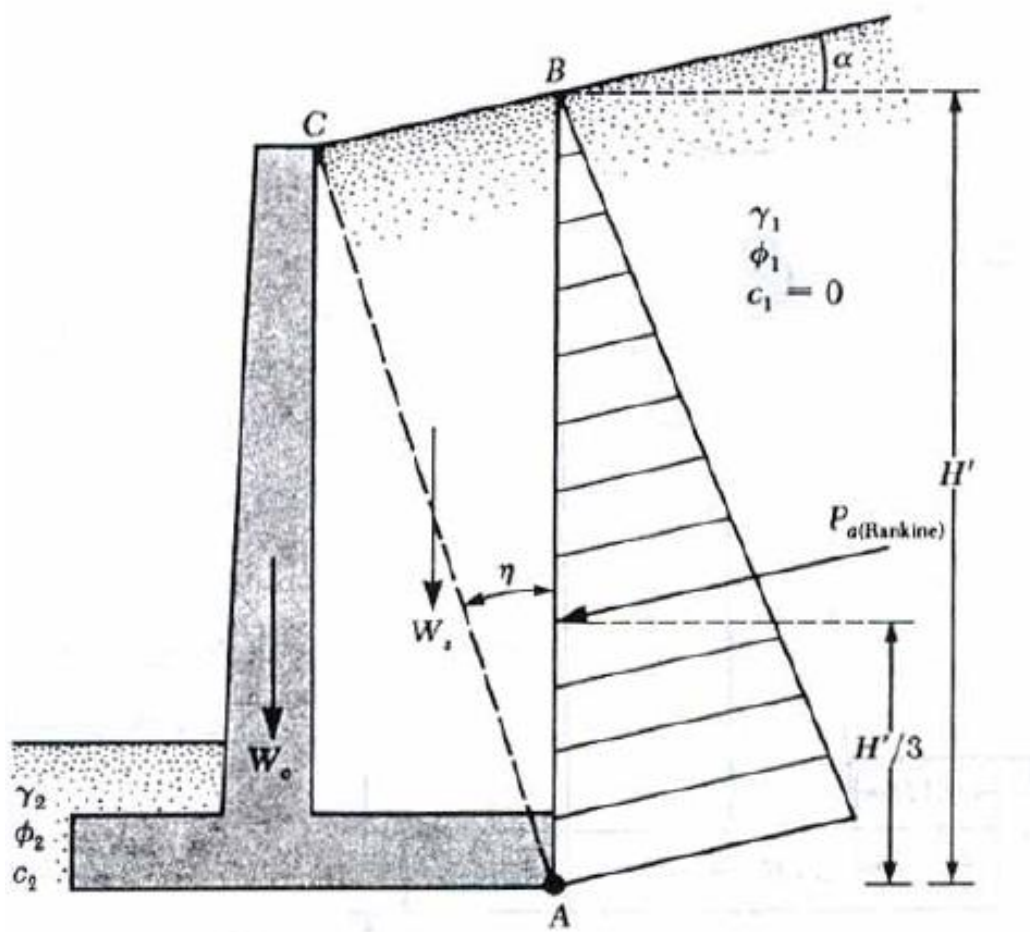
هر دو روش رانکین و کولمب به طور وسیعی در محاسبه فشار جانبی وارد بر دیوارهای حائل مورد استفاده قرار می گیرند. البته بیشتر روش رانکین استفاده می شود زیرا معادلات رانکین ساده بوده و قدری محتاطانه تر از معادلات کولمب است یعنی فشار جانبی بزرگتری به دست می دهد.

معمولاً برای طراحی دیوارهای با ارتفاع کمتر از ۷ متر از فشار محرک رانکین استفاده می شود. برای دیوارهای با ارتفاع بیش از ۷ متر اقتصادی تر است که از روش کولمب استفاده شود.

تذکرات کلی در مورد هر دو روش رانکین و کولمب



## استفاده از تئوری های فشار خاک در حالات خاص هندسه دیوار

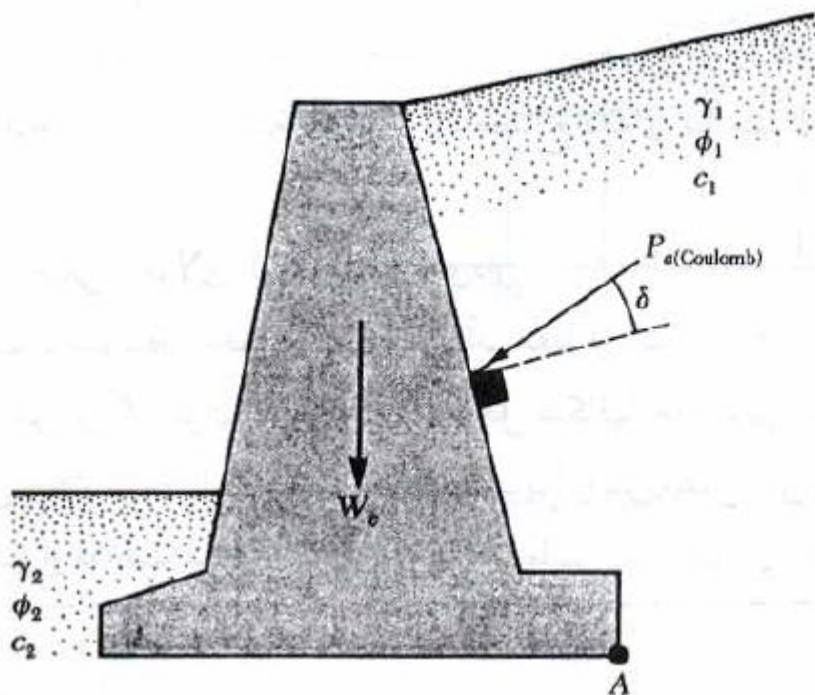


در حالت دیوارهای حائل طره ای، اگر برای کنترل پایداری از نظریه رانکین استفاده شود، لازم است مطابق شکل خط قائم  $AB$  از نقطه  $A$  واقع در لبه خارجی پاشنه رسم شود. فرض می شود که شرایط محرک رانکین در امتداد صفحه  $AB$  برقرار است. در نتیجه به کمک رابطه رانکین می توان فشار جانبی را در وجه  $AB$  محاسبه نمود.

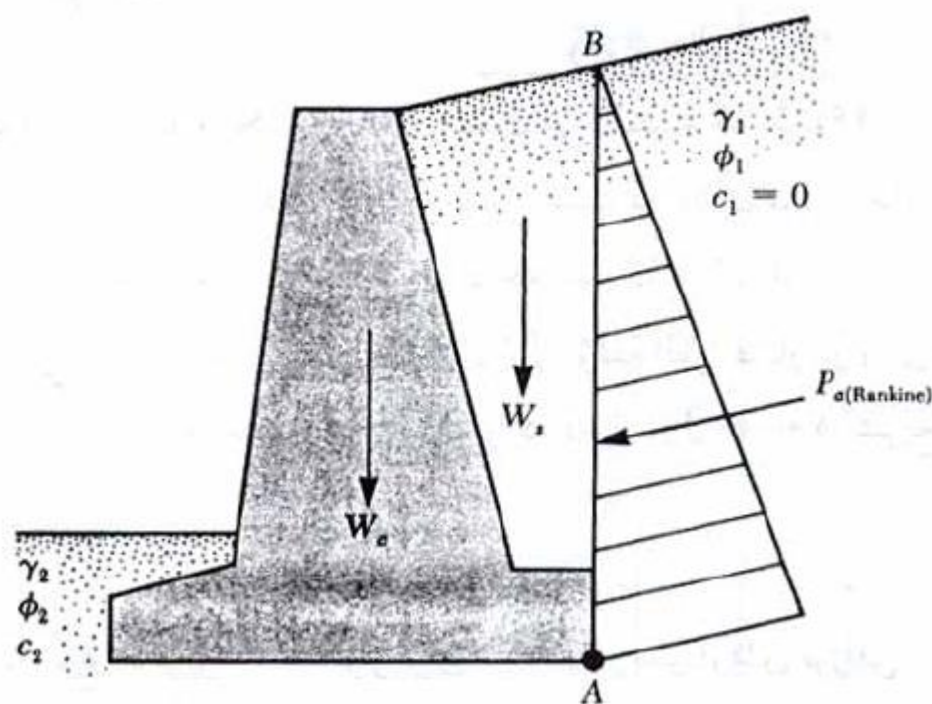
در محاسبات پایداری باید نیروی  $P_{a(Rankine)}$ ، وزن خاک بالای پاشنه  $W_s$  و وزن بتن  $W_c$  در نظر گرفته شوند.

## استفاده از تئوری های فشار خاک در حالات خاص هندسه دیوار

مطابق شکل برای دیوارهای حائل وزنی نیز می توان تحلیل مشابهی انجام داد. در این حالت مطابق شکل از نظریه کولمب هم می توان استفاده کرد. اگر از نظریه فشار محرک کولمب استفاده شود، فقط لازم است نیروهای  $P_{a(\text{Coulomb})}$  و وزن  $W_c$  دیوار در محاسبات پایداری در نظر گرفته شوند.



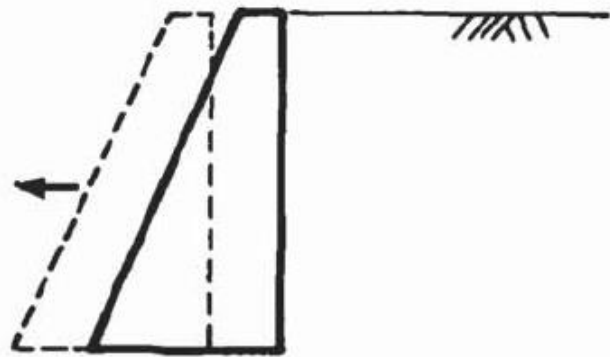
کولمب



رانکین

## پایداری دیوارهای حائل

برای کنترل پایداری دیوارهای حائل، انجام گام های زیر ضروری است:



(a) Outward Translation



(b) Rotation about the Base

۱. کنترل در مقابل واژگونی در حول پنجه

۲. کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه

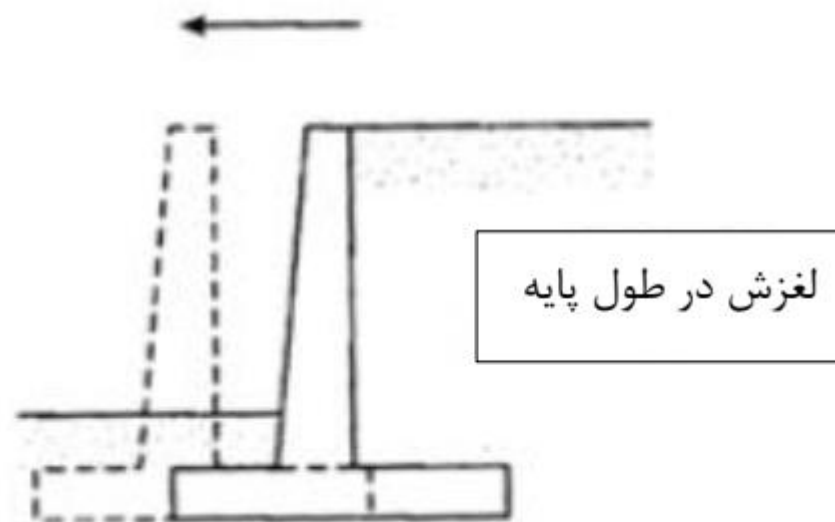
۳. کنترل برای ظرفیت باربری پایه

۴. کنترل برای نشست

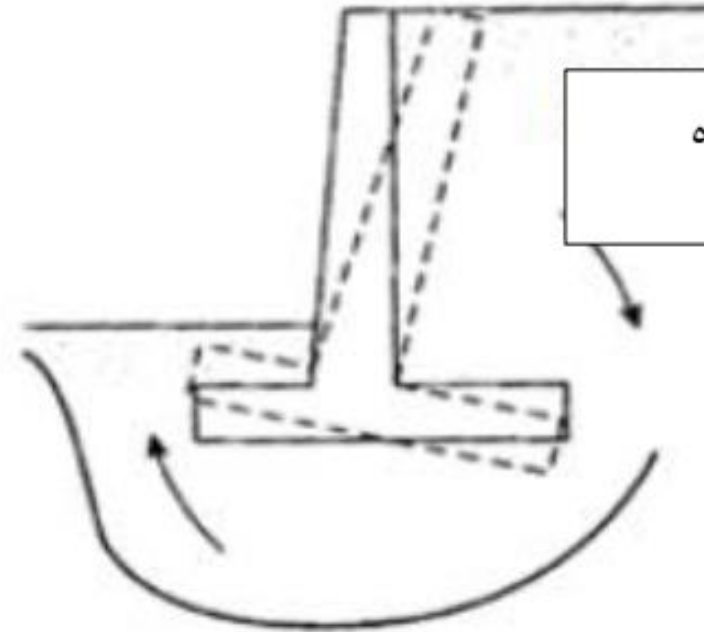
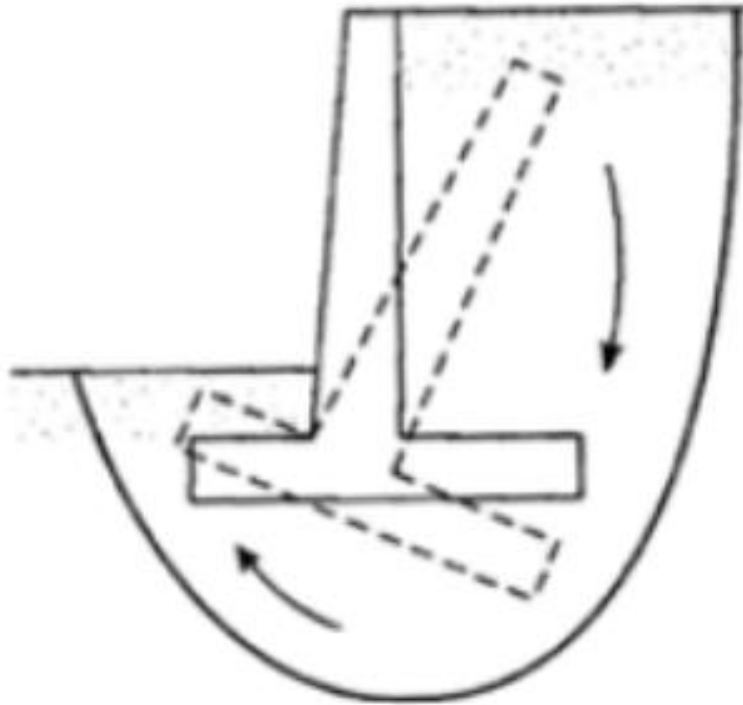
۵. کنترل برای پایداری کلی



## پایداری دیوارهای حائل



## پایداری دیوارهای حائل



گسيختگی بستر تکیه گاه

## پایداری دیوارهای حائل







## کنترل برای واژگونی (Overturning)

در شکل نیروهای وارد بر یک دیوار حائل طره ای و دیوار حائل وزنی با فرض فشار محرک رانکین موثر بر سطح قائم مار بر انتهای پاشنه دیوار نشان داده شده است.  $P_p$  فشار مقاوم در جلوی پنجه می باشد که مقدار آن از رابطه زیر بدست می آید:

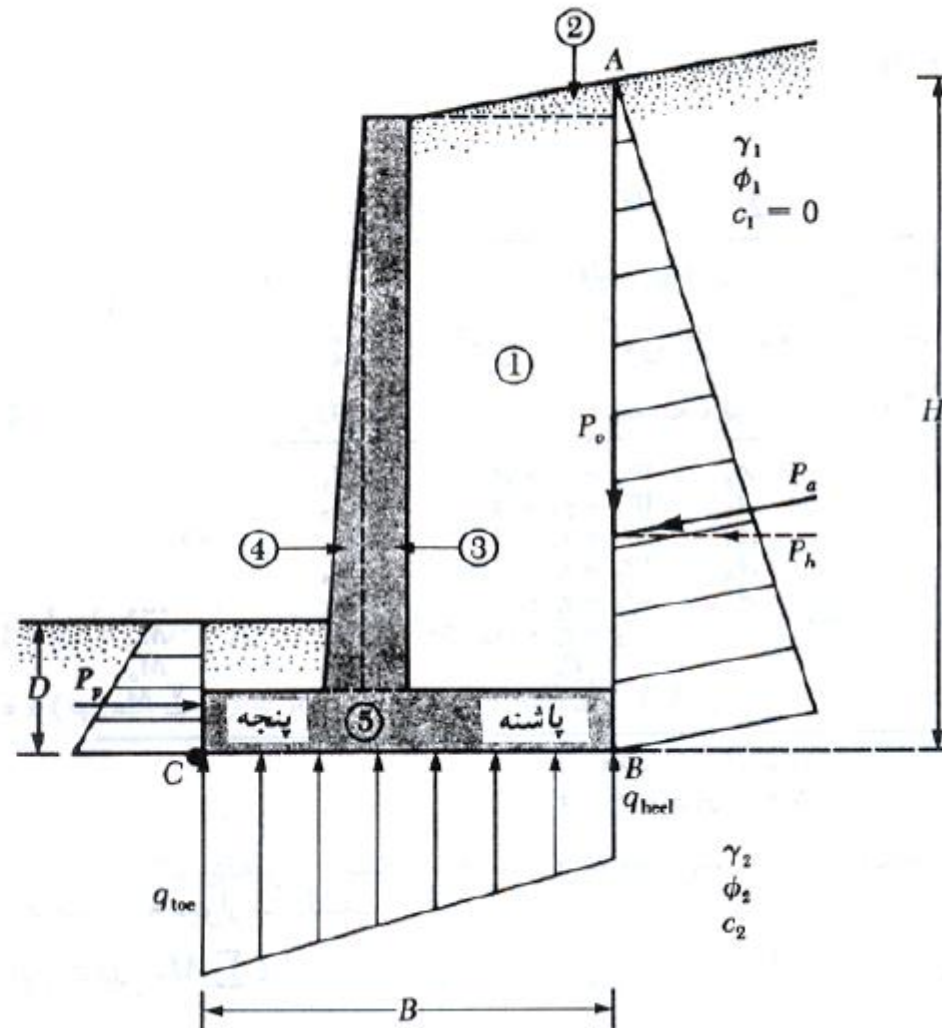
$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D$$

$\gamma_2$  = وزن مخصوص خاک واقع در جلوی پنجه

$K_p$  = ضریب فشار مقاوم رانکین  $\tan^2(45 + \phi/2)$

$c_2, \phi_2$  = به ترتیب زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک جلوی پنجه





## کنترل برای واژگونی

ضریب اطمینان در مقابل واژگونی در حول نقطه C واقع در نوک پنجه، به صورت زیر تعریف می شود:

$$FS_{\text{overturning}} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o}$$

که در آن:

$\Sigma M_o$  = مجموع لنگرهای واژگونی در حول نقطه C

$\Sigma M_R$  = مجموع لنگرهای مقاوم در حول نقطه C

## کنترل برای واژگونی

لنگر واژگونی از رابطه زیر بدست می آید:

$$\Sigma M_o = P_h \left( \frac{H'}{3} \right)$$

که در آن  $P_h = P_a \cos \alpha$  می باشد.

## کنترل برای واژگونی

برای محاسبه لنگر مقاوم  $\Sigma M_R$  (با صرفنظر کردن از  $P_p$ )، جدولی مطابق جدول زیر می توان تهیه نمود. وزن خاک بالای پاشنه و وزن دیوار و پایه هر دو در لنگر مقاوم شرکت می کنند. نیروی  $P_v$  یعنی مولفه قائم نیروی محرک  $P_a$  نیز جزء نیروهای شرکت کننده در لنگر مقاوم است. مقدار نیروی  $P_v$  برابر است با:

$$P_v = P_a \sin \alpha$$

لنگر نیروی  $P_v$  در حول  $C$  برابر است با:

$$M_v = P_v B = P_a \sin \alpha \cdot B$$

که در آن  $B$  عرض پایه دیوار می باشد.

## کنترل برای واژگونی

| لنگر در حول C | بازوی لنگر نسبت<br>به نقطه C | وزن (بر واحد طول<br>دیوار)  | مساحت | مقطع |
|---------------|------------------------------|-----------------------------|-------|------|
| (۵)           | (۴)                          | (۳)                         | (۲)   | (۱)  |
| $M_1$         | $X_1$                        | $W_1 = \gamma_1 \times A_1$ | $A_1$ | 1    |
| $M_2$         | $X_2$                        | $W_2 = \gamma_2 \times A_2$ | $A_2$ | 2    |
| $M_3$         | $X_3$                        | $W_2 = \gamma_c \times A_3$ | $A_3$ | 3    |
| $M_4$         | $X_4$                        | $W_2 = \gamma_c \times A_4$ | $A_4$ | 4    |
| $M_5$         | $X_5$                        | $W_2 = \gamma_c \times A_5$ | $A_5$ | 5    |
| $M_6$         | $X_6$                        | $W_2 = \gamma_c \times A_6$ | $A_6$ | 6    |
| $M_v$         | B                            | $P_v$                       |       |      |
| $\Sigma M_R$  |                              | $\Sigma V$                  |       |      |

$\gamma_1 =$  وزن مخصوص خاکریز

$\gamma_c =$  وزن مخصوص بتن



## کنترل برای واژگونی

با معلوم شدن  $\Sigma M_R$ ، ضریب اطمینان در مقابل واژگونی را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$FS_{\text{overturning}} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos \alpha \frac{H'}{3}}$$

حداقل ضریب اطمینان معمول در مقابل واژگونی بین ۱/۵ تا ۲ می باشد.

## کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه (Sliding)

ضریب اطمینان در مقابل لغزش از رابطه زیر تعیین می شود:

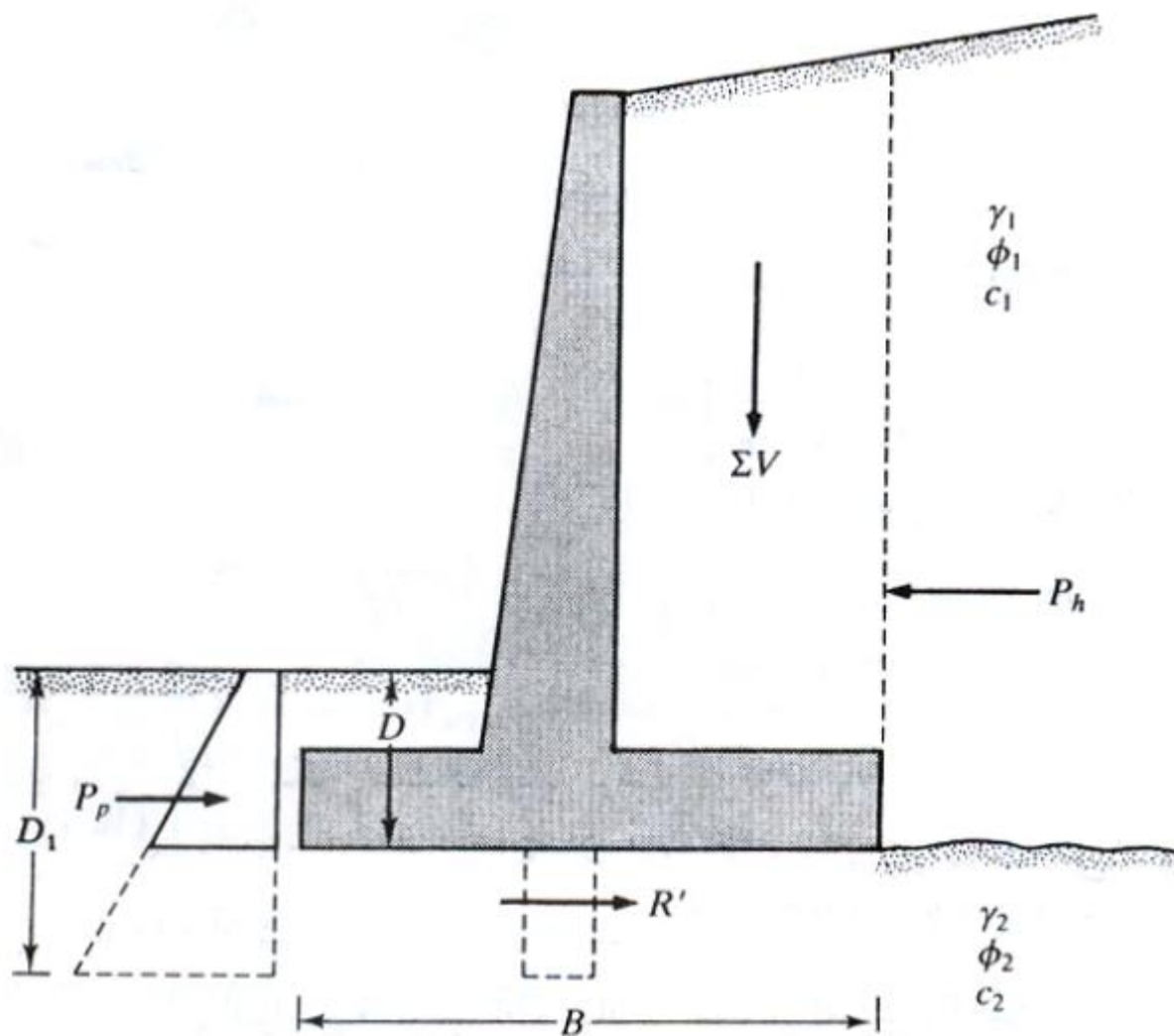
$$FS_{\text{sliding}} = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d}$$

که در آن:

$\Sigma F_{R'}$  = مجموع نیروهای افقی مقاوم

$\Sigma F_d$  = مجموع نیروهای افقی رانشی

## کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه (Sliding)



## کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه (Sliding)

با مراجعه به شکل مشاهده می شود که مقاومت برشی در زیر پایه را می توان طبق رابطه زیر نشان داد:

$$s = \sigma \tan \varphi_2 + c_2$$

بنابراین حداکثر نیروی مقاوم قابل حصول از خاک برای واحد طول دیوار در امتداد پایه برابر است با:

$$R' = s \times (\text{مساحت پایه}) = s(B \times 1) = B\sigma \tan \varphi_2 + Bc_2$$

$$B\sigma = \Sigma V = \text{مجموع نیروهای قائم}$$

$$R' = (\Sigma V) \tan \varphi_2 + Bc_2$$

## کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه (Sliding)

نیروی مقاوم  $P_p$  نیز یک نیروی مقاوم افقی است.

$$\Sigma F_{R'} = (\Sigma V) \tan \phi_2 + Bc_2 + P_p$$

تنها نیروی رانش افقی، مولفه افقی نیروی محرک  $P_a$  می باشد. بنابراین:

$$\Sigma F_d = P_a \cos \alpha$$



## کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه (Sliding)

ضریب اطمینان در برابر لغزش در امتداد پایه از رابطه زیر به دست می آید

$$FS_{\text{sliding}} = \frac{(\Sigma V) \tan \phi_1 + Bc_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

حداقل ضریب اطمینان در مقابل لغزش ۱/۵ است.

## کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه (Sliding)

در اغلب موارد از نیروی مقاوم  $P_p$  در محاسبات مربوط به ضریب اطمینان در مقابل لغزش صرفنظر می گردد. برای ایمنی بیشتر، از زاویه اصطکاک  $\phi_2$  نیز کاسته می شود. مقدار زاویه اصطکاک کاهش یافته در حدود نصف تا دو سوم زاویه  $\phi_2$  می باشد. به روشی مشابه، چسبندگی  $c_2$  به حدود  $0.67c_2$  تا  $0.5$  کاهش می یابد. بنابراین:

$$FS_{\text{sliding}} = \frac{(\Sigma V) \tan(k_1 \phi_1) + Bk_2 c_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

مقادیر ضرایب کاهش دهنده  $k_1$  و  $k_2$  در حدود  $0.5$  تا  $0.67$  می باشند. در صورتی که نتوان به ضریب اطمینان  $1.5$  در مقابل لغزش دست یافت، از یک زبانه برشی در زیر پایه استفاده می شود

## کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه (Sliding)

نیروی مقاوم در نوک پنجه بدون استفاده از زبانه برابر است با:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D^2 K_p + 2c_2 D \sqrt{K_p}$$

در صورت تعبیه زبانه برشی، نیروی مقاوم برای واحد طول دیوار برابر است با:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D_1^2 K_p + 2c_2 D_1 \sqrt{K_p}$$

چون  $D_1 > D$  می باشد، آشکار است که زبانه برشی می تواند باعث افزایش ضریب اطمینان در مقابل لغزش شود. در صورت استفاده، زبانه برشی در زیر تیغه دیوار ساخته می شود، به طوری که آرماتورهای دیوار وارد آن شده و در آن مهار می شوند.

## کنترل برای ظرفیت باربری (Bearing Capacity)

فشارهای قائم انتقال یافته از طرف پایه دیوار به خاک، باید برای ظرفیت باربری خاک کنترل شوند. با فرض تغییرات خطی، توزیع فشار در شکل نشان داده شده است. فشار حداکثر در پنجه و فشار حداقل در پاشنه پایه دیوار به وجود می آید. مقادیر این فشارها را می توان به طریق زیر محاسبه نمود.

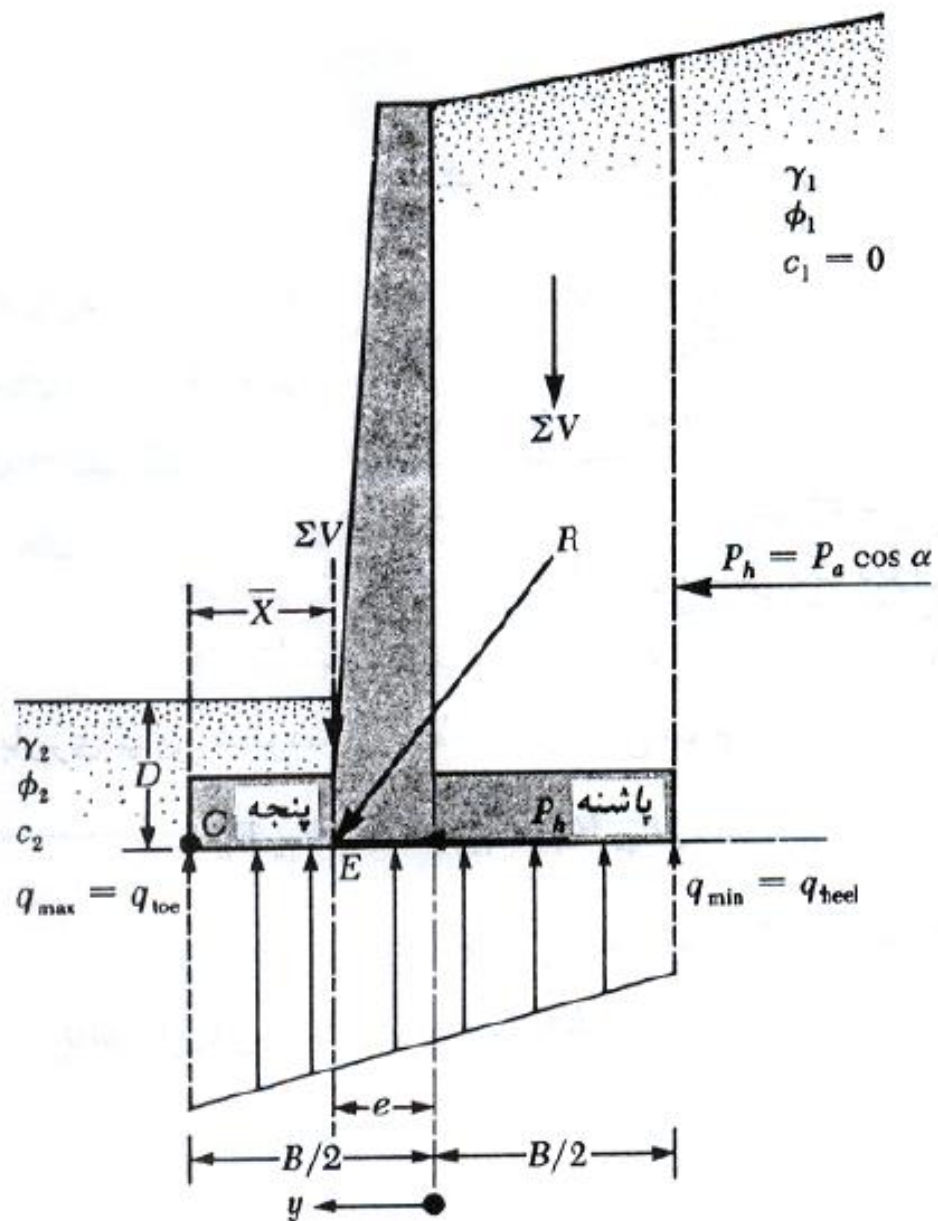
مجموع نیروهای قائم موثر بر پایه دیوار مساوی  $\Sigma V$  و نیروی افقی کل مساوی  $P_a \cos \alpha$  می باشد. اگر  $R$  نیروی برآیند باشد:

$$\vec{R} = \overrightarrow{\Sigma V} + \overrightarrow{(P_a \cos \alpha)}$$

لنگر خالص این نیروها در حول نقطه  $C$  برابر است با:

$$M_{\text{net}} = \Sigma M_R - \Sigma M_o$$

## کنترل برای ظرفیت باربری





## کنترل برای ظرفیت باربری

توجه شود که مقادیر  $\Sigma M_o$  و  $\Sigma M_R$  قبلاً تعیین شده اند اگر امتداد برآیند  $R$ ، قاعده دیوار را در  $E$  قطع کند، فاصله  $CE$  را می توان به صورت زیر تعیین نمود

$$\overline{CE} = \overline{X} - \frac{M_{net}}{\Sigma V}$$

بنابراین برون محوری نیروی  $R$  به صورت زیر بیان می شود:

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE}$$

## کنترل برای ظرفیت باربری

با استفاده از رابطه ترکیب تنش ها در مقاومت مصالح، توزیع تنش در زیر پایه به طریق زیر محاسبه می شود:

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{net} Y}{I}$$

که در آن:

$$M_{net} = \text{لنگر} = (\Sigma V)e$$

$$I = \frac{(1)(B^3)}{12}$$

$I$  = ممان اینرسی پایه دیوار برای واحد طول دیوار که مقدار آن برابرست با :

## کنترل برای ظرفیت باربری

برای تعیین فشار حداکثر و حداقل، مقدار  $y$  در رابطه  $q$  مساوی  $B/2$  قرار داده می شود:

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{\text{net}} Y}{I}$$

$$q_{\text{max}} = q_{\text{toe}} = \frac{\Sigma V}{B \times 1} + \frac{e(\Sigma V) \frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right) B^3} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\text{min}} = q_{\text{heel}} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

## کنترل برای ظرفیت باربری

توجه شود که  $\Sigma V$  شامل وزن خاک می باشد. وقتی که مقدار برون محوری  $e$  از  $B/6$  بزرگتر شود، مقدار  $q_{min}$  منفی می گردد. این بدان معناست که مقداری تنش کششی در انتهای پاشنه بوجود می آید. از آنجایی که در سطح تماس، مقاومت در مقابل کشش وجود ندارد، این تنش کششی عملاً وجود خارجی ندارد. اگر در تحلیل یک دیوار  $e > B/6$  بدست آید، ابعاد دیوار باید اصلاح شده و محاسبات باید تجدید شود.

## کنترل برای ظرفیت باربری

ضریب اطمینان در برابر ظرفیت باربری طبق رابطه زیر تعیین می شود:

$$FS \text{ (ظرفیت باربری)} = \frac{q_u}{q_{\max}}$$

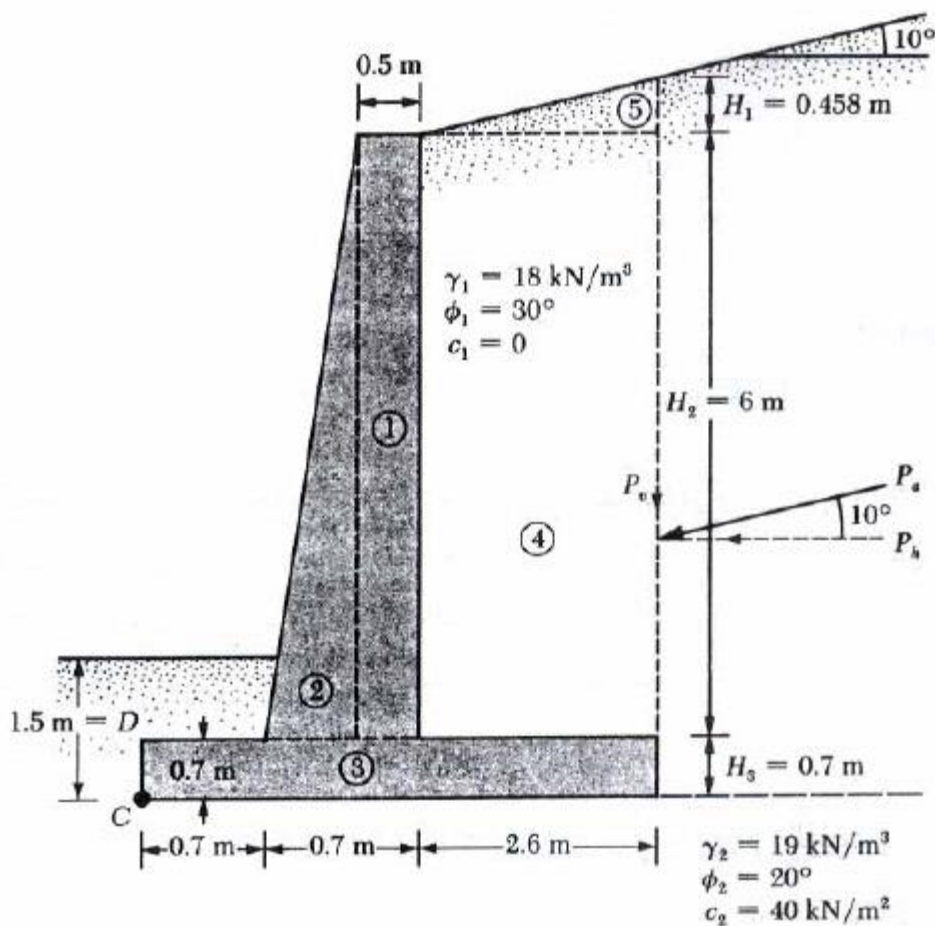
$q_u$ : با فرض پایه دیوار به عنوان یک پی نواری (به دلیل طول زیاد دیوار) از روابط فصل ظرفیت باربری، ظرفیت باربری یک پی سطحی (پایه دیوار) تحت بار مایل و برون محور تعیین می شود.

معمولاً ضریب اطمینانی در حدود ۳ لازم است.



## مثال از پایداری دیوار:

مطلوب است محاسبه ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری برای این دیوار حائل.



$$H' = H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10^\circ + 6 + 0.7 = 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158 \text{ m}$$

$$P_a = 0.5 \gamma_1 K_a H'^2 = \text{نیروی محرک رانکین برای واحد طول دیوار}$$

$$\phi = 30^\circ, \alpha = 10^\circ \rightarrow K_a = 0.35$$

$$P_a = 0.5 \times 18 \times 7.158^2 \times 0.35 = 161.4 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \sin 10^\circ = 161.4 (\sin 10^\circ) = 28.03 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos 10^\circ = 161.4 (\cos 10^\circ) = 158.95 \text{ kN/m}$$

توجه: سطح آب زیرزمینی ۴ متر زیر سطح تحتانی شالوده است.

## مثال از پایداری دیوار:

### ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

محاسبه لنگر مقاوم:

| شماره<br>قسمت | مساحت<br>(m <sup>2</sup> )            | وزن واحد طول<br>(kN/m)     | لنگر نسبت به C<br>(m)         | لنگر<br>(kN.m) |
|---------------|---------------------------------------|----------------------------|-------------------------------|----------------|
| 1             | $6 \times 0.5 = 3$                    | 70.74                      | 1.15                          | 81.35          |
| 2             | $0.5 \times 0.2 \times 6$             | 15.15                      | 0.833                         | 11.79          |
| 3             | $4 \times 0.7 = 2.8$                  | 66.02                      | 2.0                           | 132.4          |
| 4             | $6 \times 2.6 = 15.6$                 | 280.80                     | 2.7                           | 758.16         |
| 5             | $0.5 \times 2.6 \times 0.458 = 0.595$ | 10.71                      | 3.13                          | 33.52          |
|               |                                       | $P_v = 28.03 \text{ kN/m}$ | 4.0                           | 112.12         |
|               |                                       | $\Sigma V = 470.45$        | $\Sigma 1128.98 = \Sigma M_R$ |                |

مثال از پایداری دیوار:

**ضریب اطمینان در مقابل واژگونی**

$$M_o = P_h \left( \frac{H'}{3} \right) = 158.95 \left( \frac{7.158}{3} \right) = 379.25 \text{ kN.m}$$

لنگر واژگونی:

$$FS = \frac{\sum M_R}{M_o} = \frac{1128.98}{379.25} = 2.98 > 2 \quad \text{OK}$$

(واژگونی)

مثال از پایداری دیوار:

**ضریب اطمینان در مقابل لغزش**

$$\text{FS (لغزش)} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi_1) + Bk_2 c_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

$$k_1 = k_2 = 2/3$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi_2}{2} \right) = \tan^2 (45 + 10) = 2.04$$

$$D = 1.5 \text{ m}$$

$$P_p = \frac{1}{2} (2.04)(19)(1.5^2) + 2(40)(\sqrt{2.04})(1.5) = 43.61 + 171.39 = 215 \text{ kN/m}$$

$$\text{FS (لغزش)} = \frac{(470.45) \tan \left( \frac{2 \times 20}{3} \right) + 4 \left( \frac{2}{3} \right) (40) + 215}{158.95} = \frac{111.5 + 106.67 + 215}{158.95} = 2.73 > 1.5 \text{ OK}$$

## مثال از پایداری دیوار:

**ضرب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری**

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.98 - 379.25}{470.45} = 0.406\text{m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666\text{m}$$

$$q = \frac{\sum V}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{470.45}{4} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.406}{4} \right) \rightarrow \begin{cases} q_{\max} = 189.2 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} = 45.99 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

## مثال از پایداری دیوار:

### ضرب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری

$$q_{ult} = CN_c S_c d_c i_c + q N_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

$$\text{ضرایب عمق} \left\{ \begin{array}{ll} d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B} & \text{Any } \phi \\ d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B} & \phi \geq 10^\circ \\ d_q = d_\gamma = 1 & \phi = 0 \end{array} \right.$$

$$\text{ضرایب میل بار} \left\{ \begin{array}{ll} i_c = i_q = \left( 1 - \frac{\theta}{90} \right)^2 & \text{Any } \phi \\ i_\gamma = \left( 1 - \frac{\theta}{\phi} \right)^2 & \phi > 0 \\ i_\gamma = 0 \quad (\theta > 0) & \phi = 0 \end{array} \right.$$



## مثال از پایداری دیوار:

### ضرب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری

$$q_{ult} = CN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

چون پی نواری است ضرایب شکل ۱ خواهند بود.

در روش مایرهورف چون بار برون محور داریم در محاسبه ضرایب شکل و عمق و هم چنین معادله کلی ظرفیت باربری از  $B'$  به جای  $B$  استفاده می کنیم.

$$B' = B - 2e = 4 - 2 \times 0.406 = 3.188\text{m}$$

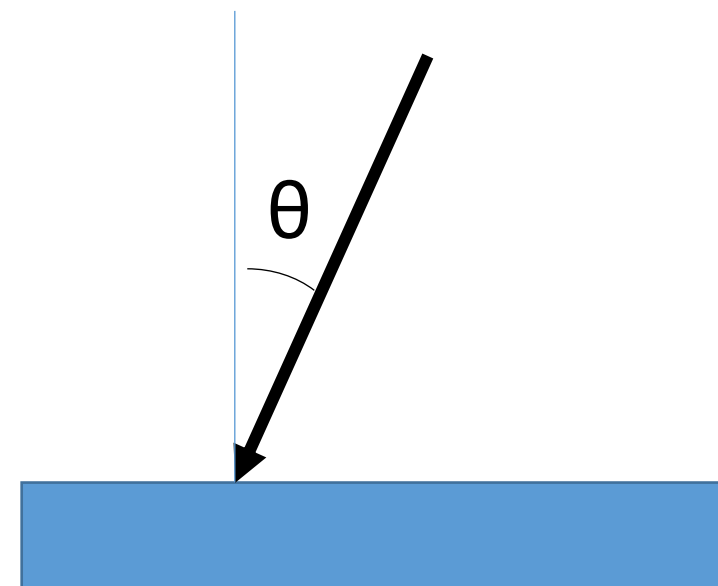
مثال از پایداری دیوار:

ضرب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری

$$q_{ult} = CN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$\varphi = 20 \quad N_c = 14.83 \quad N_q = 6.4 \quad N_\gamma = 2.9$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{P_a \cos \alpha}{\sum V} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{158.95}{470.45} \right) = 18.67^\circ$$



مثال از پایداری دیوار:

**ضرب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری**

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{18.67}{90}\right)^2 = 0.628$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{18.67}{20}\right)^2 = 0.0044$$

$$q = \gamma_2 D = 19 \times 1.5 = 28.5 \text{ kN / m}^2$$

$$dc = 1.13 \quad dq = d\gamma = 1.07$$

مثال از پایداری دیوار:

**ضرب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری**

$$q_{ult} = cN_c d_c i_c + qN_q d_q i_q + 0.5\gamma B' N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{ult} = 40 * 14.83 * 0.628 * 1.13 + 28.5 * 6.4 * 0.628 * 1.07 + 0.5 * 19 * 3.188 * 2.9 * 0.0044$$

$$q_{ult} = 544 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{FS (ظرفیت باربری)} = \frac{q_u}{q_{\text{toe}}} = \frac{544}{189.2} = 2.875 < 3 \quad \text{NOT OK}$$