

地盤工学会中部支部 初級集中講座

土圧ー土圧なんて難しくない！
土圧の考え方から計算まで

名城大学 小高猛司



本日の講座の流れ

1. 土圧理論のIntroduction
2. ランキンの土圧理論
3. クーロンの土圧理論
4. 擁壁の安定条件
5. 擁壁の事故・被災事例

1. 土圧理論のIntroduction

具体的な構造物： 擁壁



宅地造成の擁壁の例

土圧

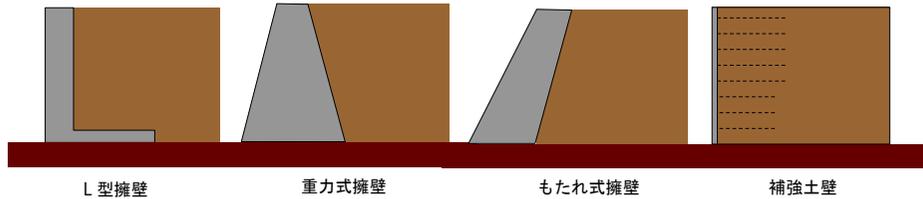
具体的な構造物： 擁壁



擁壁の裏側(L字型擁壁)

土圧

具体的な構造物：擁壁



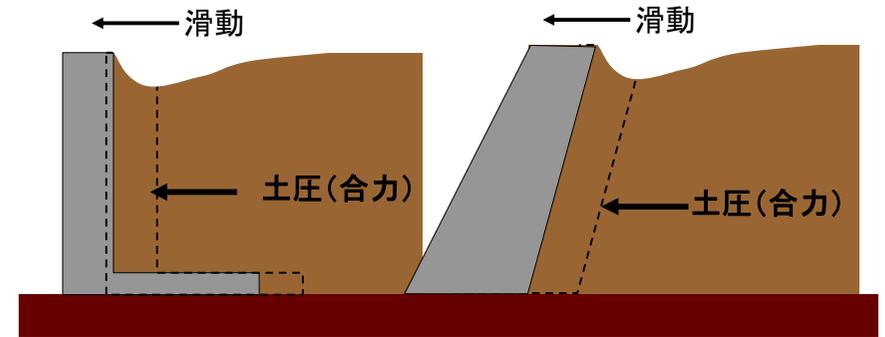
L型擁壁
擁壁に作用する土圧を
土の自重で支える

重力式擁壁
擁壁に作用する土圧を
擁壁(コンクリートの塊)
の自重で支える

もたれ式擁壁
補強材で土圧を軽減する
(壁には大きな土圧が
作用しない)

土圧

具体的な構造物：擁壁

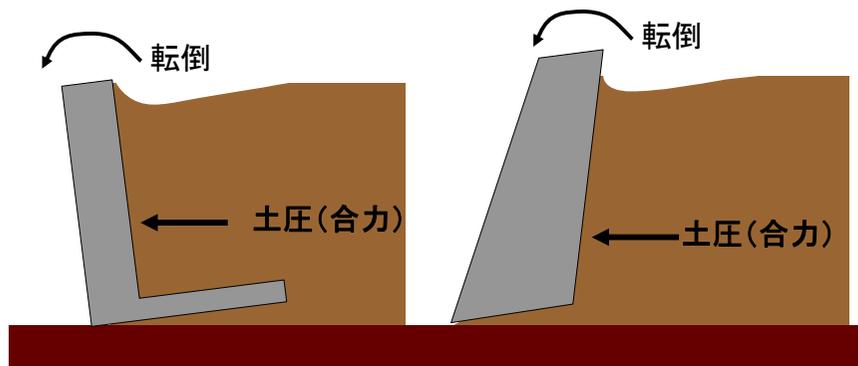


L型擁壁

重力式もたれ擁壁

土圧

具体的な構造物：擁壁



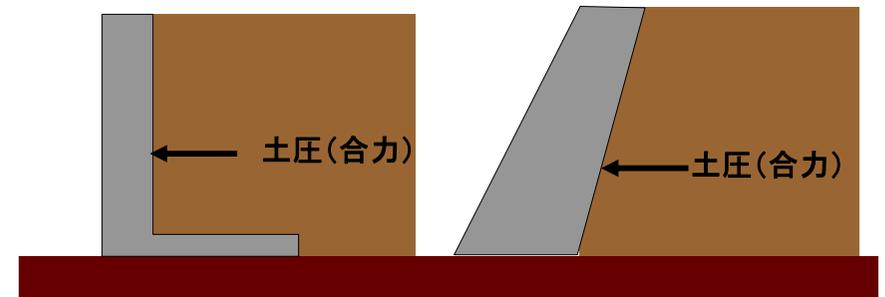
L型擁壁

重力式もたれ擁壁

土圧

具体的な構造物：擁壁

擁壁の設計には、設計外力となる土圧(合力)の算定が一番重要

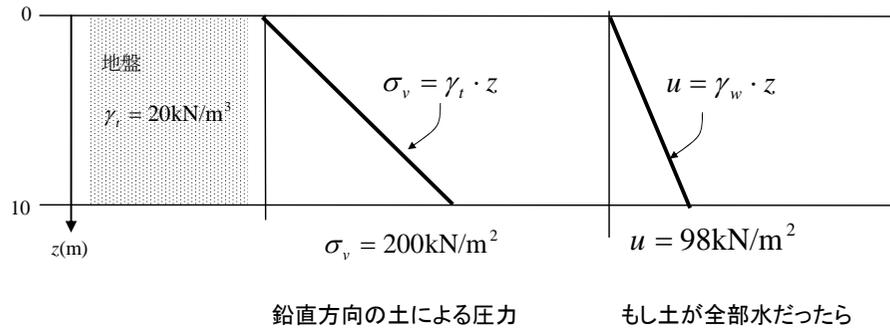


L型擁壁

重力式もたれ擁壁

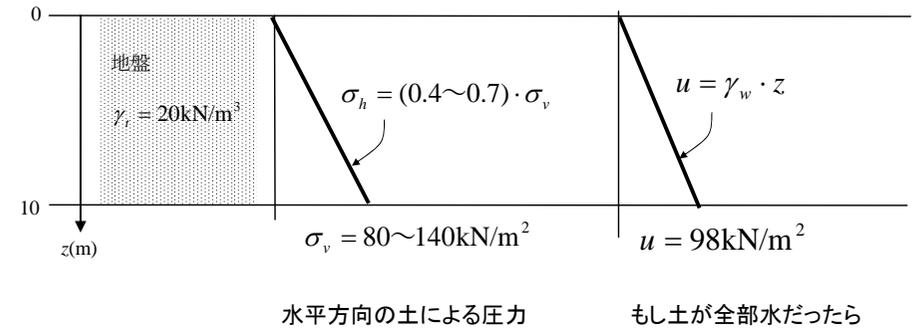
水圧と土圧の違い

鉛直方向の圧力分布



水圧と土圧の違い

水平方向の圧力分布

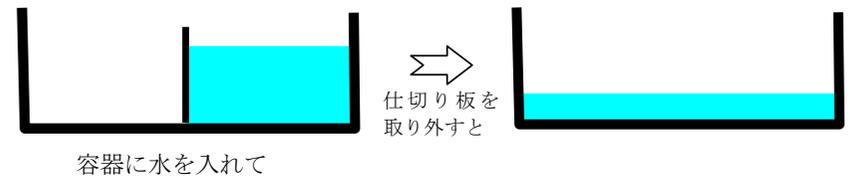


水圧と土圧の違い

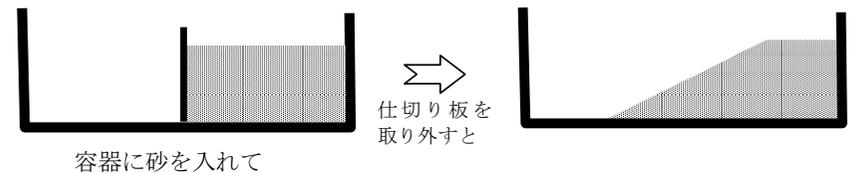
土： 鉛直方向の土圧 \neq 水平方向の土圧

水： 鉛直方向の水圧 $=$ 水平方向の水圧（等方圧）

摩擦力のない水の場合：



摩擦力のある砂の場合

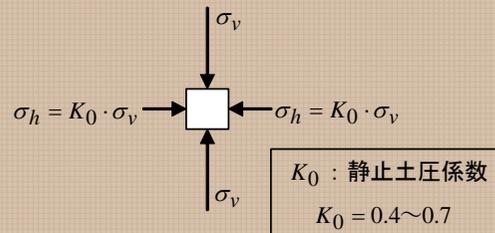


土圧

静止土圧: 水平地盤内で静止しているときの水平応力

静止土圧係数: K_0 (ケーゼロあるいはケーノウトと読む)

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$



静止土圧状態

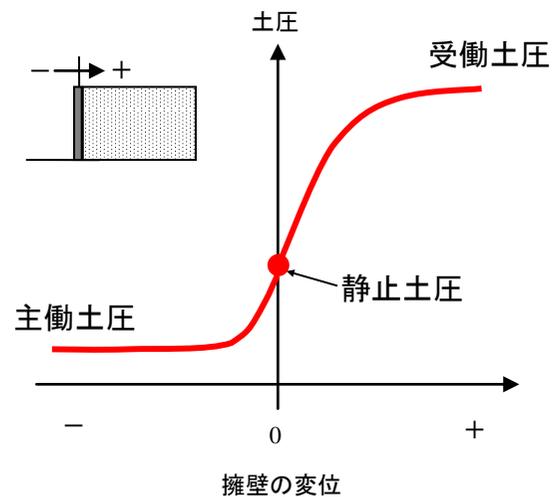
K_0 値は土の種類・状態によって異なるが、具体的に推定する方法は？

経験式であるJaky(ヤーキー)の式

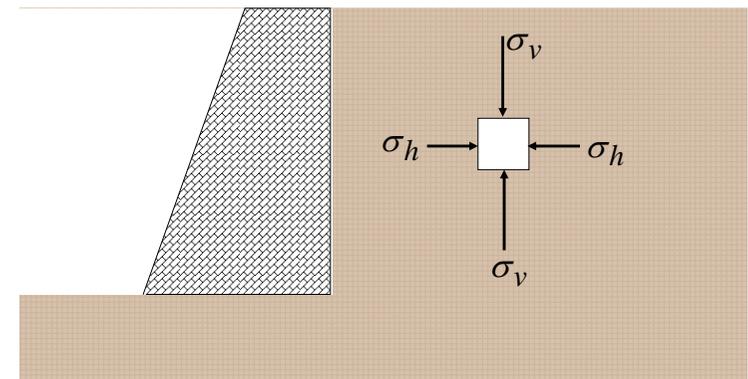
$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

例: $\phi = 30^\circ$ の時 $K_0 = 0.5$

土圧 擁壁の変位と土圧の関係

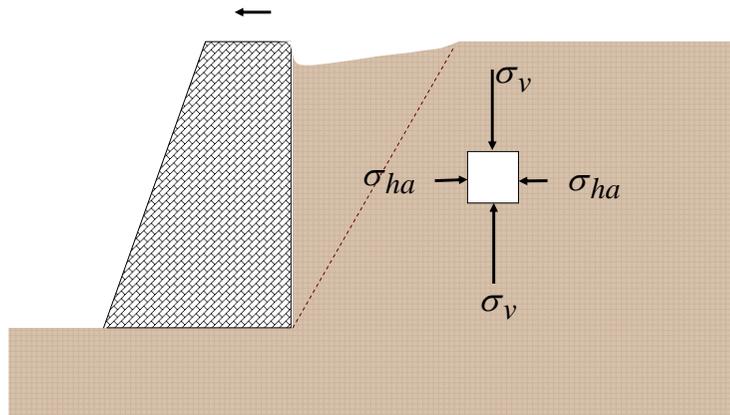


土圧



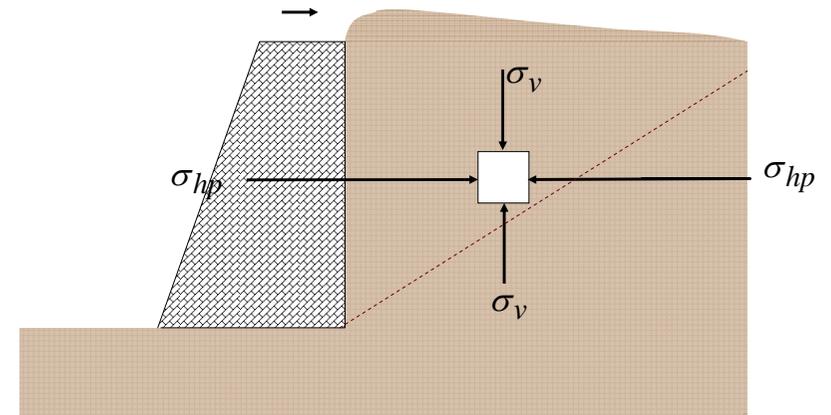
静止土圧状態を維持するには、元の地盤と同等な強固な擁壁が必要

土圧



やがて破壊する→主動土圧状態

土圧



やがて破壊する→受働土圧状態

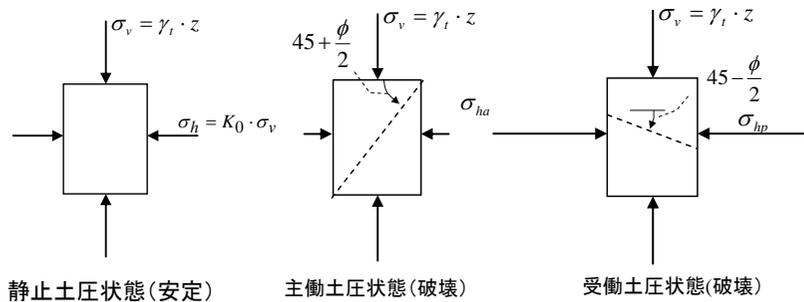
土圧

主動土圧(active earth pressure) :

鉛直応力が卓越して土が破壊するときの水平応力

受働土圧(passive earth pressure) :

水平応力が卓越して土が破壊するときの水平応力

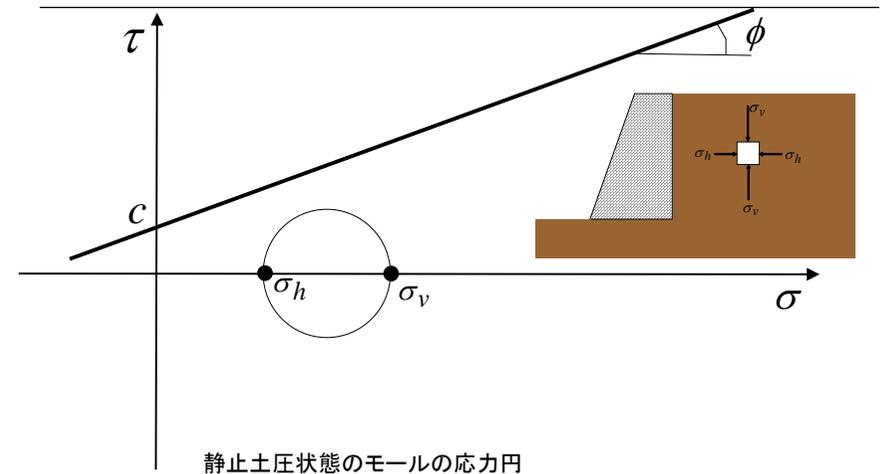


静止土圧状態 (安定)

主動土圧状態 (破壊)

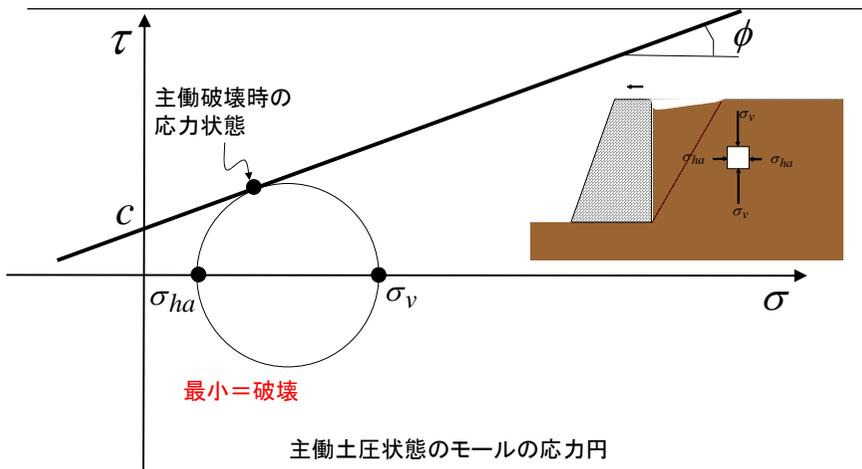
受働土圧状態 (破壊)

土圧

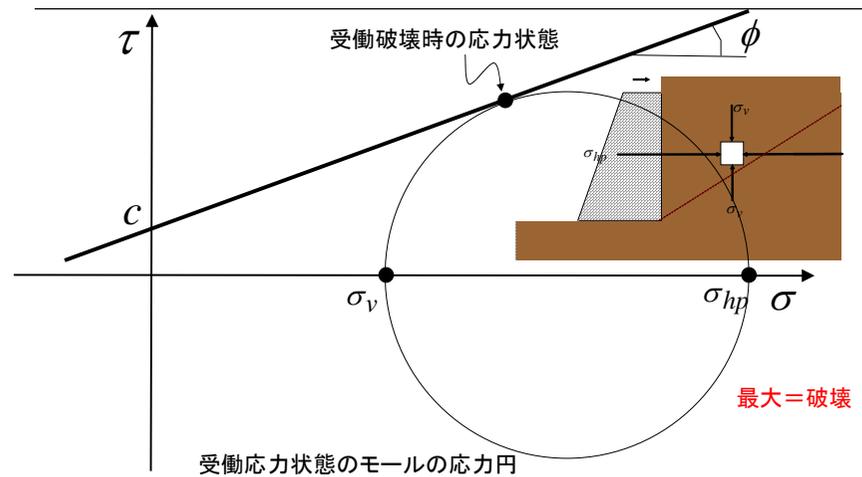


静止土圧状態のモールの応力円

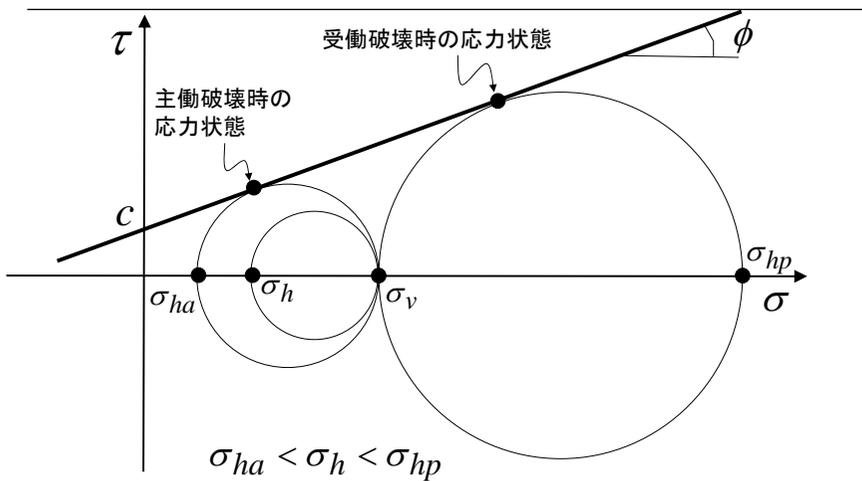
土圧



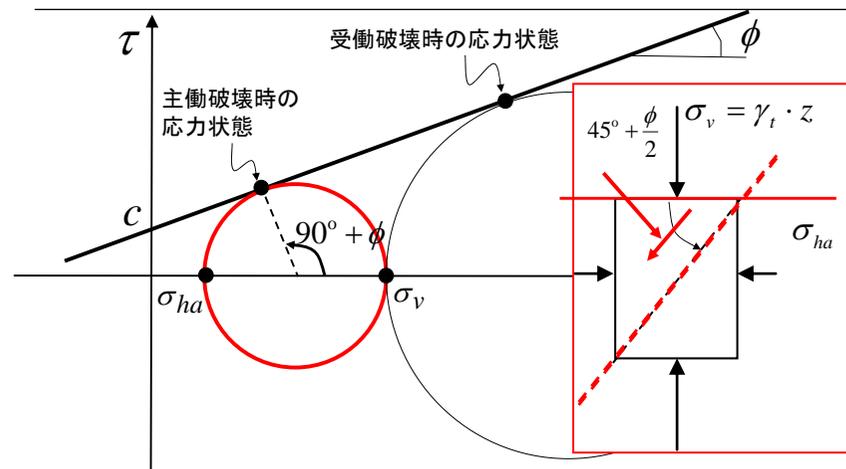
土圧



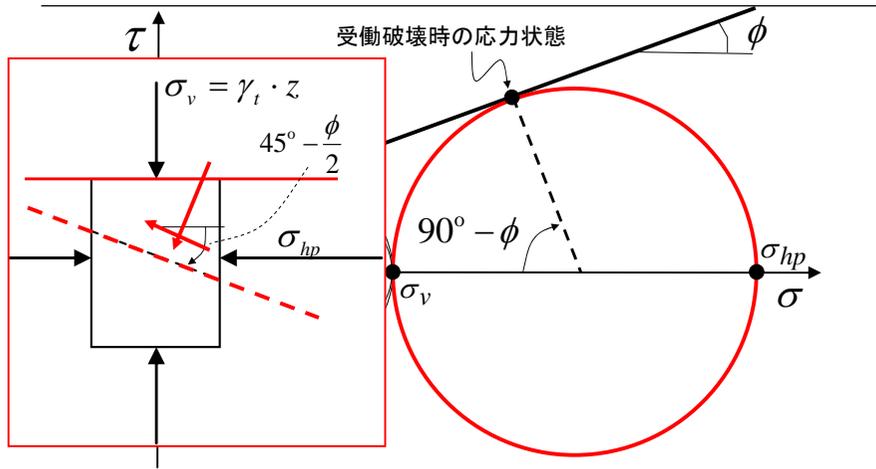
土圧



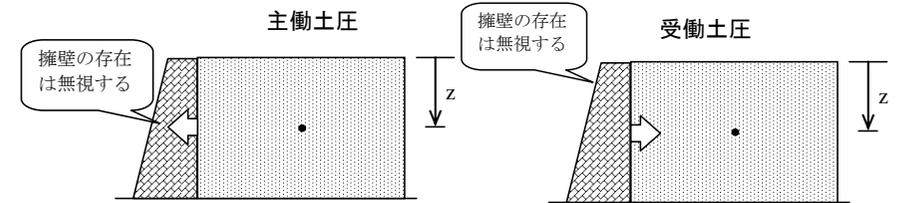
土圧



土圧



2. ランキン(Rankine)の土圧理論

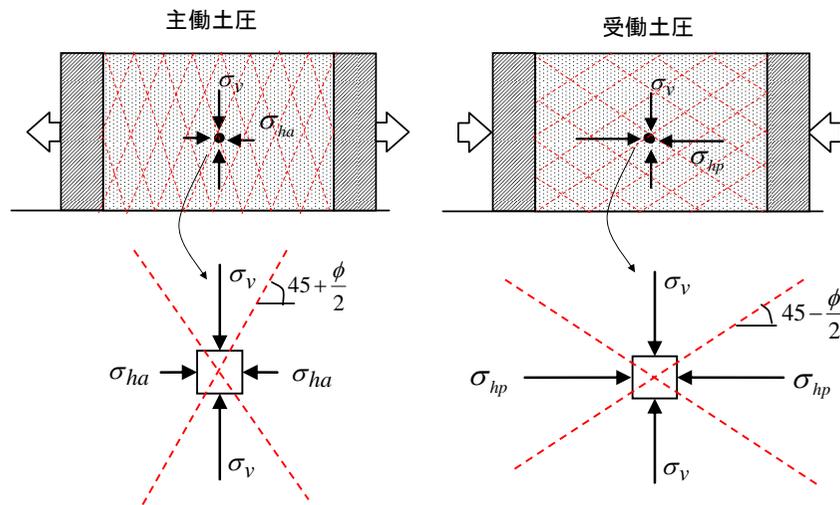


〈Point 1〉 擁壁の裏込め土の内部の応力状態のみを考える。

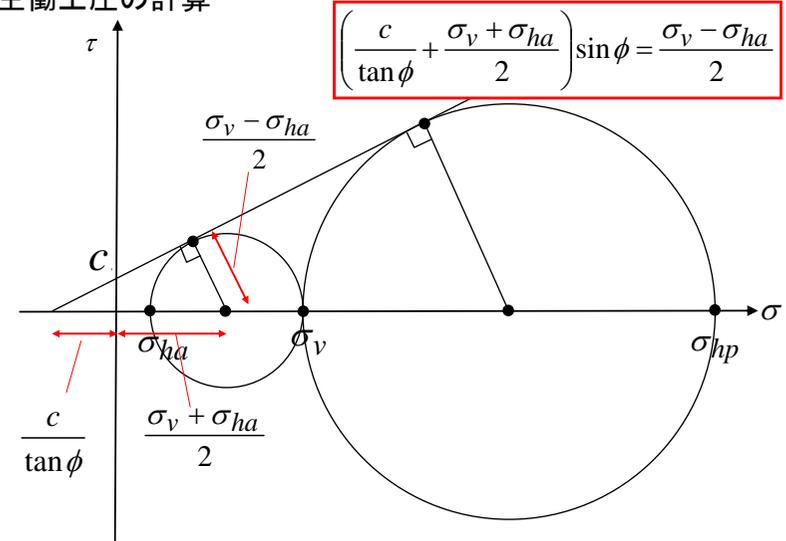
〈Point 2〉 同一の深度では)裏込め土の内部の応力状態はどこでも同一と考える。

〈Point 3〉 裏込め土全域が破壊状態にあると考える。

ランキン(Rankine)の土圧理論



主働土圧の計算



$$\text{主働土圧 : } \left(\frac{c}{\tan \phi} + \frac{\sigma_v + \sigma_{ha}}{2} \right) \sin \phi = \frac{\sigma_v - \sigma_{ha}}{2}$$

$$2c \cos \phi + (\sigma_v + \sigma_{ha}) \sin \phi = \sigma_v - \sigma_{ha}$$

$$\sigma_{ha}(1 + \sin \phi) = \sigma_v(1 - \sin \phi) - 2c \cos \phi$$

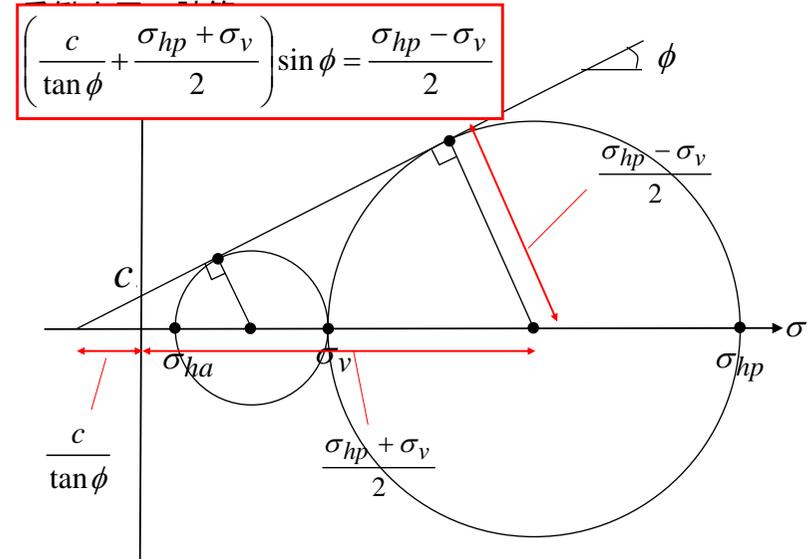
$$\sigma_{ha} = \sigma_v \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} - 2c \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\therefore \sigma_{ha} = \sigma_v K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

主働土圧係数 :

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



$$\left(\frac{c}{\tan \phi} + \frac{\sigma_{hp} + \sigma_v}{2} \right) \sin \phi = \frac{\sigma_{hp} - \sigma_v}{2}$$

$$\text{受働土圧 : } \left(\frac{c}{\tan \phi} + \frac{\sigma_{hp} + \sigma_v}{2} \right) \sin \phi = \frac{\sigma_{hp} - \sigma_v}{2}$$

$$2c \cos \phi + (\sigma_{hp} + \sigma_v) \sin \phi = \sigma_{hp} - \sigma_v$$

$$\sigma_{hp}(1 - \sin \phi) = \sigma_v(1 + \sin \phi) + 2c \cos \phi$$

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

受働土圧係数 :

$$\therefore \sigma_{hp} = \sigma_v K_p + 2c \sqrt{K_p}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

主働土圧係数 :

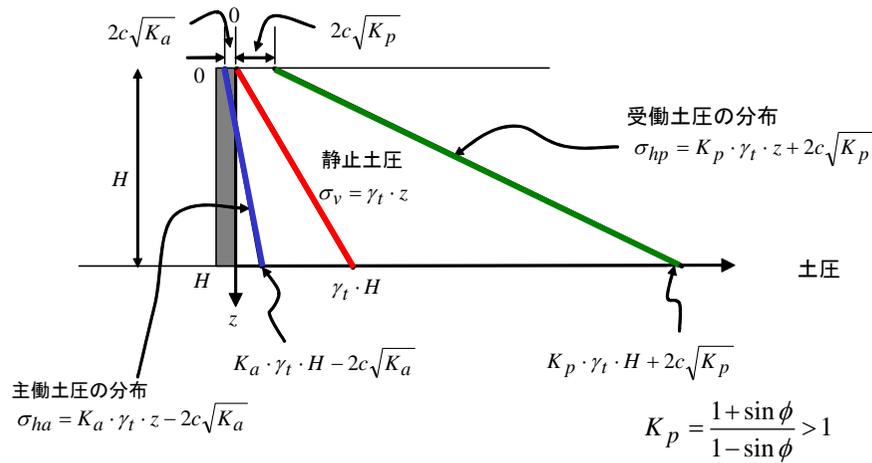
受働土圧係数 :

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

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

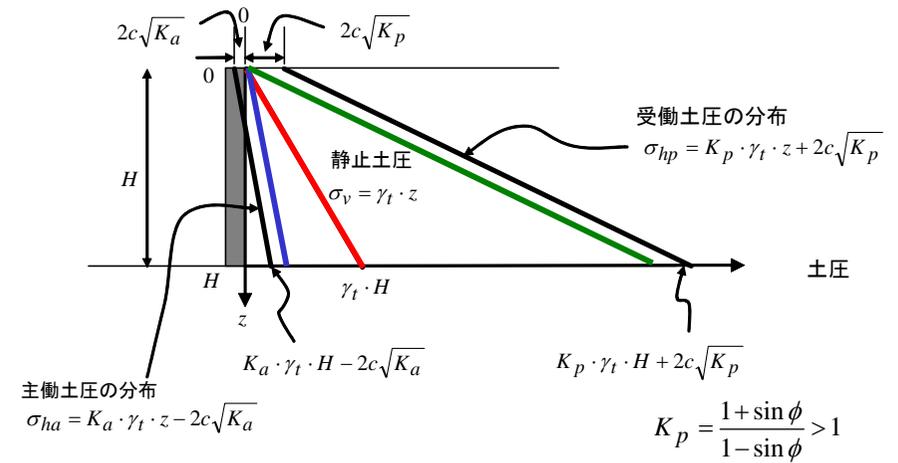
$$K_a \cdot K_p = 1$$

土圧 土圧分布



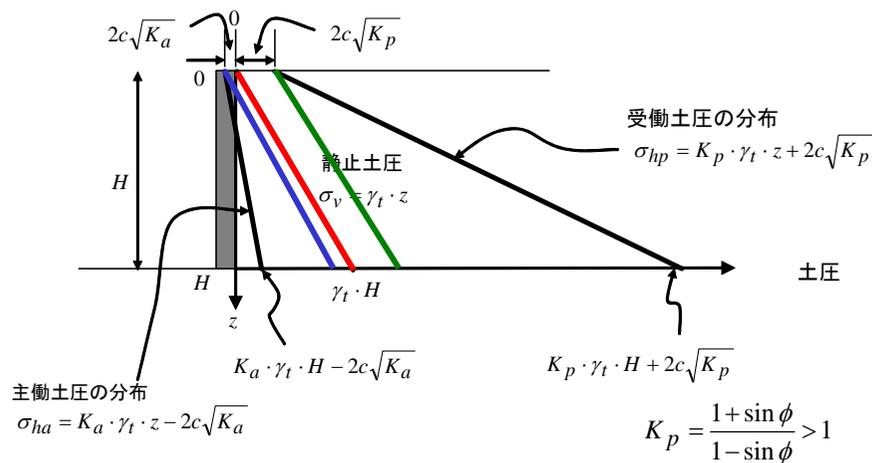
土圧 土圧分布

$c=0, \phi=\phi$ の時(砂のような材料)

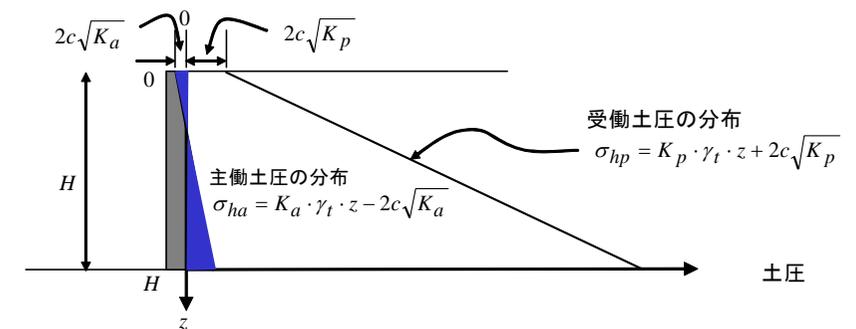


土圧 土圧分布

$c=c, \phi=0$ の時(粘土のような材料)



主働土圧合力の算定



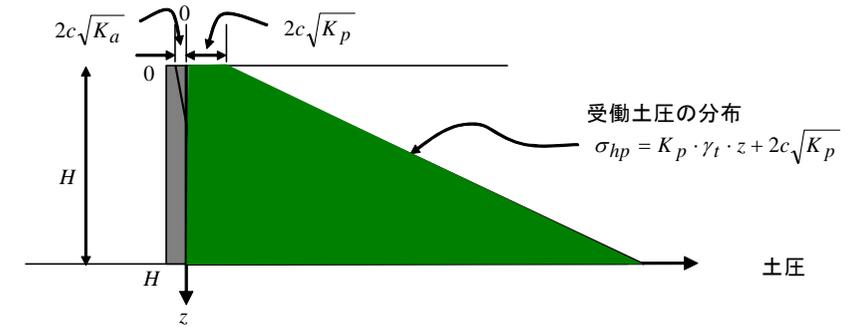
主働土圧合力の算定: 主働土圧の分布形を深さ方向に積分する=青色の面積

$$Q_a = \int_0^H \sigma_{ha} dz = \int_0^H (K_a \cdot \gamma_t \cdot z - 2c\sqrt{K_a}) dz$$

主働土圧合力の算定

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \int_0^H \sigma_{ha} dz = \int_0^H (K_a \cdot \gamma_t \cdot z - 2c\sqrt{K_a}) dz \\
 &= \int_0^H K_a \cdot \gamma_t \cdot z dz - 2c\sqrt{K_a} \int_0^H dz \\
 &= K_a \cdot \gamma_t \cdot \int_0^H z dz - 2c\sqrt{K_a} \int_0^H dz \\
 \therefore Q_a &= K_a \cdot \gamma_t \cdot \frac{H^2}{2} - 2c\sqrt{K_a} H
 \end{aligned}$$

受働土圧合力の算定



受働土圧合力の算定: 受働土圧の分布形を深さ方向に積分する=緑色の面積

$$Q_p = \int_0^H \sigma_{hp} dz = \int_0^H (K_p \cdot \gamma_t \cdot z + 2c\sqrt{K_p}) dz$$

受働土圧合力の算定

$$\begin{aligned}
 Q_p &= \int_0^H \sigma_{hp} dz = \int_0^H (K_p \cdot \gamma_t \cdot z + 2c\sqrt{K_p}) dz \\
 &= \int_0^H K_p \cdot \gamma_t \cdot z dz + 2c\sqrt{K_p} \int_0^H dz \\
 \therefore Q_p &= K_p \cdot \gamma_t \cdot \frac{H^2}{2} + 2c\sqrt{K_p} H
 \end{aligned}$$

粘性土地盤の限界鉛直自立高さの計算

$\phi = 0^\circ$ の場合の主働土圧合力

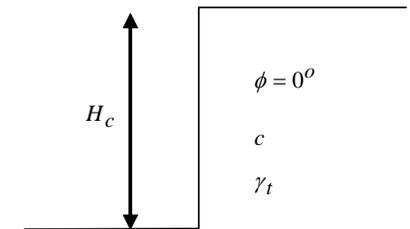
$$Q_a = \gamma_t \cdot \frac{H^2}{2} - 2cH$$

$Q_a = 0$ ならば擁壁無しでも
壁面は自立する

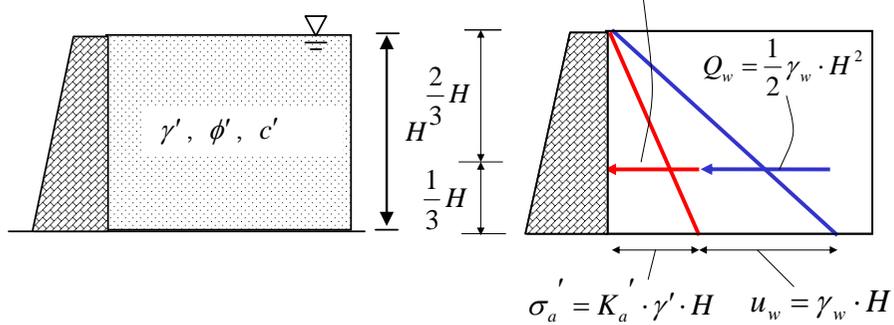
したがって

$$Q_a = \gamma_t \cdot \frac{H_c^2}{2} - 2cH_c = 0 \rightarrow \gamma_t \cdot \frac{H_c^2}{2} = 2cH_c$$

$$\therefore H_c = \frac{4c}{\gamma_t}$$



地下水面下の地盤のランキン土圧 $Q_a' = \frac{1}{2} K_a' \cdot \gamma' \cdot H^2$



$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ (水中単位体積重量は, 湿潤単位体積重量の
おおよそ半分 →土圧も半分)

クーロン(Coulomb)の土圧理論

(1)クーロン土圧の仮定(主動土圧)

土の壊れ方(破壊メカニズム)に着目する。
主動土圧について考える。

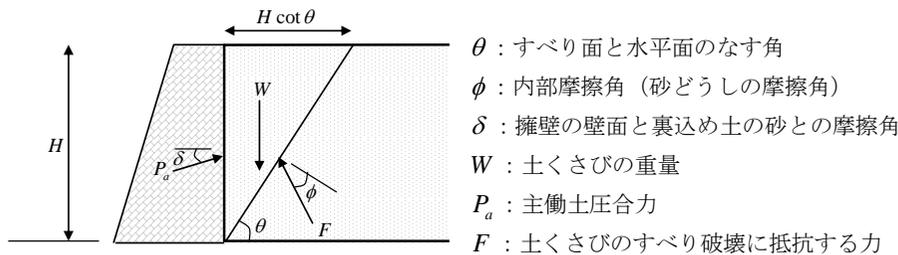
粘着力 $c = 0$ の砂質土に適用する。

擁壁で支持された裏込め土が主動破壊する。

地盤内に「直線すべり面」を仮定して, 想定される力を用いて「力のつり合い」を考える。

クーロン(Coulomb)の土圧理論

(1)クーロン土圧の仮定(主動土圧)

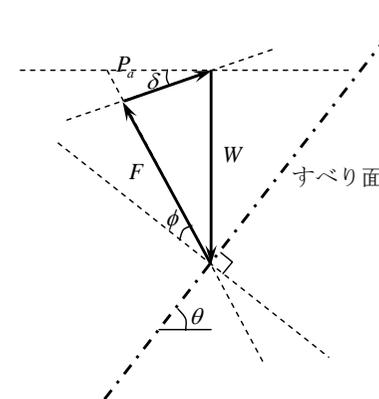


土くさびの体積: $\frac{1}{2} H^2 \cot \theta$

裏込め土の単位体積重量: γ_t 土くさびの重量: $W = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \cot \theta$

クーロン(Coulomb)の土圧理論

(2)連力図(力の多角形)の作図



連力図の作図法:

- ①土くさびの重量 W を表す矢印を描く
- ② W の矢印の下端を通るように, 水平面から θ 傾いたすべり面を描く
- ③ W の矢印の下端を通り, すべり面と垂直な線から ϕ だけ傾いた線が F の方向となる
- ④ W の矢印の上端を通り, 水平面から δ だけ傾いた線が P_a の方向となる
- ⑤ W, F, P_a が閉じた三角形となるように, F と P_a の大きさを決める

クーロン(Coulomb)の土圧理論

(3)主働土圧の計算

最終的に,

$$\frac{dP_a}{d\theta} = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \frac{\cos \theta \sin \theta - \cos(\theta - \phi) \sin(\theta - \phi)}{\sin^2 \theta \cos^2(\theta - \phi)}$$

$\frac{dP_a}{d\theta} = 0$ となる θ を求める $\sin^2 \theta \cos^2(\theta - \phi) > 0$ より

$$\cos \theta \sin \theta - \cos(\theta - \phi) \sin(\theta - \phi) = 0$$

となる時の θ を求めれば良い

クーロン(Coulomb)の土圧理論

(3)主働土圧の計算

$$\begin{aligned} & \cos \theta \sin \theta - \cos(\theta - \phi) \sin(\theta - \phi) \\ &= \sin \phi \cos(2\theta - \phi) = 0 \end{aligned}$$

$$\cos(2\theta - \phi) = 0 \quad \text{より} \quad 2\theta - \phi = \frac{\pi}{2} \quad \therefore \theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

クーロン(Coulomb)の土圧理論

(3)主働土圧の計算

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \cot \theta \tan(\theta - \phi) \quad \theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

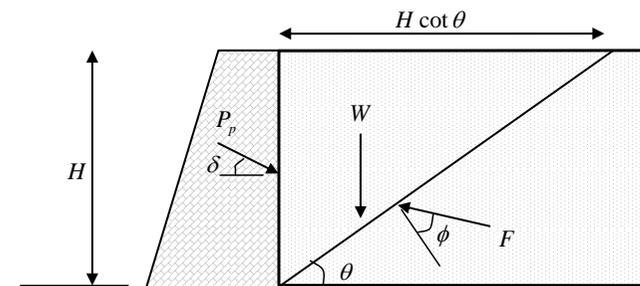
$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \cot\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \phi\right) \\ &= \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \end{aligned}$$

$$\therefore P_a = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

ランキンの主働土圧合力と等しい

クーロン(Coulomb)の土圧理論

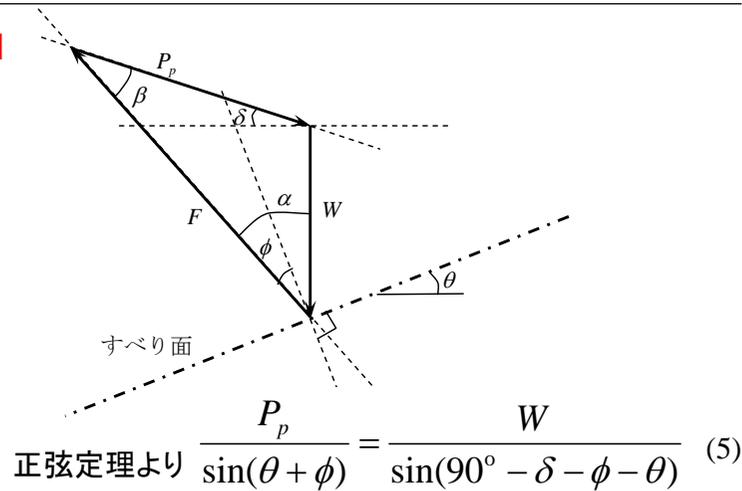
(1)クーロン土圧の仮定(受働土圧)



クーロン (Coulomb) の土圧理論

(2) 連力図 (力の多角形) の作図

連力図



クーロン (Coulomb) の土圧理論

(3) 受働土圧合力の計算

受働土圧合力は

$$P_p = \frac{W \sin(\theta + \phi)}{\sin(90^\circ - \delta - \phi - \theta)}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \cot \theta \frac{\sin(\theta + \phi)}{\sin(90^\circ - \delta - \phi - \theta)}$$

$$\frac{dP_p}{d\theta} = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \frac{\cos \theta \sin \theta - \cos(\theta + \phi) \sin(\theta + \phi)}{\sin^2 \theta \cos^2(\theta + \phi)}$$

クーロン (Coulomb) の土圧理論

(3) 受働土圧合力の計算

受働土圧合力は

$$\frac{dP_p}{d\theta} = 0 \text{ となる } \theta \text{ を求める。}$$

$$\cos \theta \sin \theta - \cos(\theta + \phi) \sin(\theta + \phi) = 0$$

$$\cos(2\theta + \phi) = 0 \longrightarrow 2\theta + \phi = \frac{\pi}{2} \quad \therefore \theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$$

クーロン (Coulomb) の土圧理論

(3) 受働土圧合力の計算

受働土圧合力は,

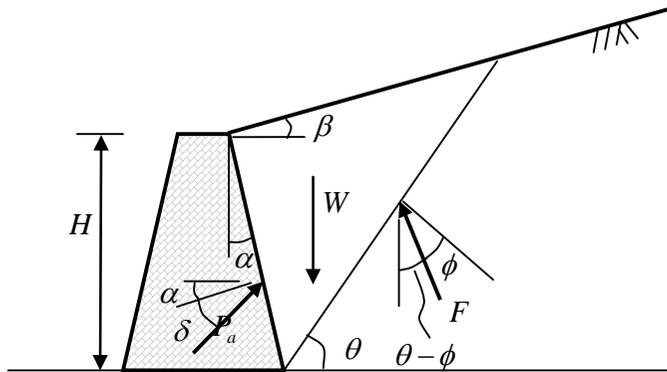
$$\begin{aligned} P_p &= \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \cot\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} + \phi\right) \\ &= \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \end{aligned}$$

最終的に,

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

クーロン (Coulomb) の土圧理論

(5) 一般的な形のクーロンの主働土圧合力



クーロン (Coulomb) の土圧理論

(5) 一般的な形のクーロンの主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{W \sin(\theta - \phi)}{\cos(\theta - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{P_a}{\sin(\theta - \phi)} \cdot \frac{W}{\sin(90^\circ - (\theta - \phi - \alpha - \delta))} \\
 &= \frac{W}{\cos(\theta - \phi - \alpha - \delta)} \\
 P_a &= \frac{W \sin(\theta - \phi)}{\cos(\theta - \phi - \alpha - \delta)}
 \end{aligned}$$

クーロン (Coulomb) の土圧理論

(5) 一般的な形のクーロンの主働土圧合力

土くさびABCの(単位奥行きあたりの)体積V

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{2} AB \cdot BC \cdot \sin(90^\circ - (\theta - \alpha)) \\
 &= \frac{1}{2} AB \cdot BC \cdot \cos(\theta - \alpha)
 \end{aligned}$$

正弦定理より,

$$\frac{AB}{\sin(\theta - \beta)} = \frac{BC}{\sin(90^\circ - \alpha + \beta)} = \frac{BC}{\cos(\alpha - \beta)}$$

クーロン (Coulomb) の土圧理論

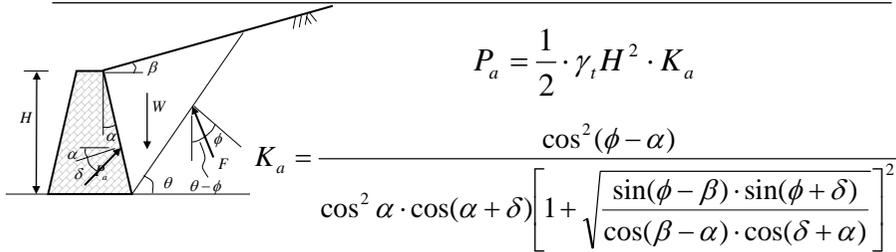
(5) 一般的な形のクーロンの主働土圧合力

土くさびABCの(単位奥行きあたりの)体積V

$$\begin{aligned}
 BC &= \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\sin(\theta - \beta)} AB \quad AB = \frac{H}{\cos \alpha} \\
 V &= \frac{1}{2} \cdot \frac{H^2}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos(\theta - \alpha)}{\sin(\theta - \beta)} \\
 W &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_t H^2 \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos(\theta - \alpha)}{\sin(\theta - \beta)} \\
 P_a &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_t H^2 \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{\cos(\theta - \alpha)}{\sin(\theta - \beta)} \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\cos(\theta - \phi - \alpha - \delta)}
 \end{aligned}$$

クーロン(Coulomb)の土圧理論

(5)一般的な形のクーロンの主働土圧合力



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

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

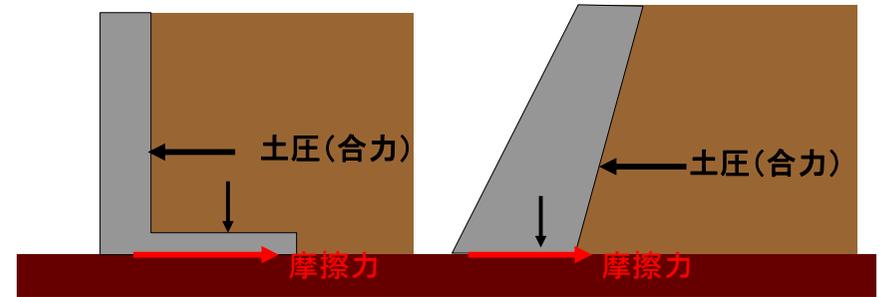
裏込め土が水平 ($\beta = 0$) で、擁壁が鉛直 ($\alpha = 0$) かつ摩擦が無い ($\delta = 0$) と仮定すれば、

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{[1 + \sin^2 \phi]^2} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

土圧

具体的な構造物：擁壁

滑動に対する抵抗



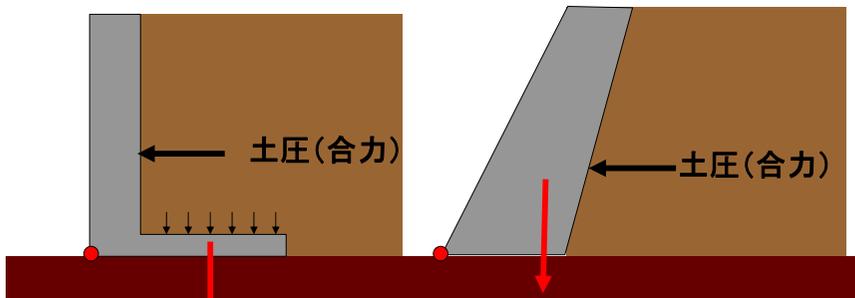
L型擁壁

重力式もたれ擁壁

土圧

具体的な構造物：擁壁

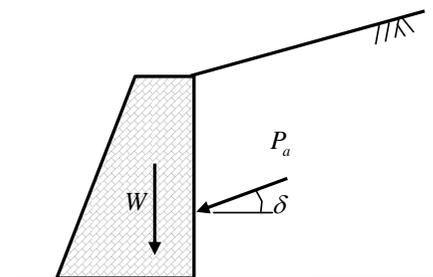
転倒に対する抵抗



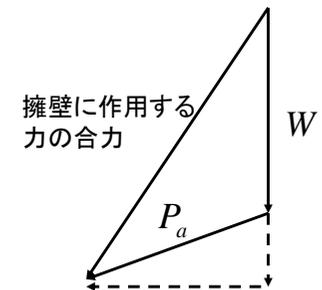
L型擁壁

重力式もたれ擁壁

擁壁の安定条件

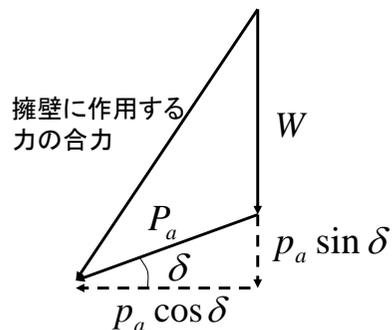


擁壁に作用する力



擁壁に作用する力の連力図

擁壁の安定条件 検討①: 滑動



擁壁に作用する力の連力图

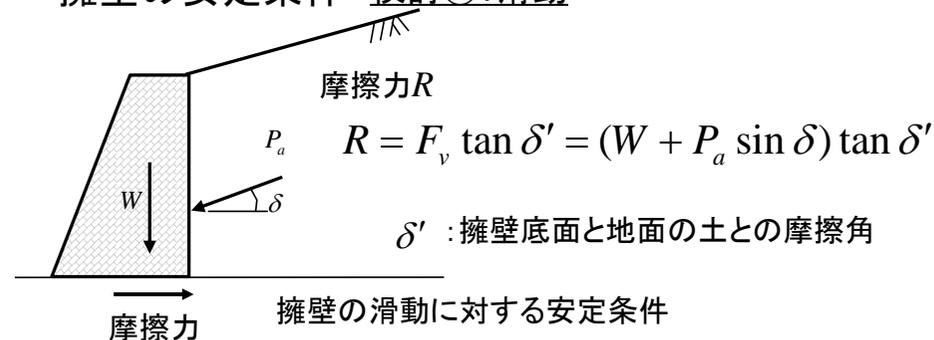
擁壁に作用する力の鉛直成分:

$$F_v = W + P_a \sin \delta$$

擁壁に作用する力の水平成分:

$$F_h = P_a \cos \delta$$

擁壁の安定条件 検討①: 滑動



摩擦力 R

$$R = F_v \tan \delta' = (W + P_a \sin \delta) \tan \delta'$$

δ' : 擁壁底面と地面の土との摩擦角

擁壁の滑動に対する安定条件

$$(W + P_a \sin \delta) \tan \delta' > P_a \cos \delta$$

※ 擁壁の自重 W が大きいほど有利

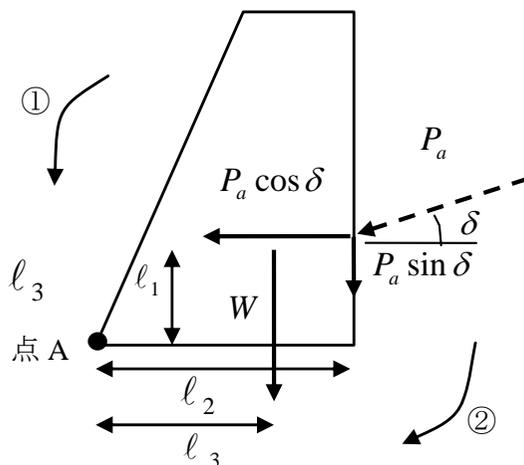
擁壁の安定条件 検討②: 転倒

①方向のモーメント:

$$P_a \cos \delta \times l_1$$

②方向のモーメント:

$$P_a \sin \delta \times l_2 + W \times l_3$$



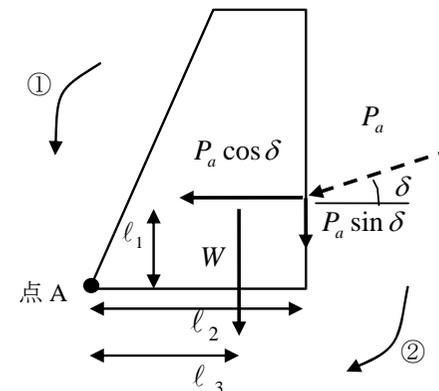
擁壁の安定条件 検討②: 転倒

擁壁の転倒に関する安定条件

$$P_a \cos \delta \times l_1 < P_a \sin \delta \times l_2 + W \times l_3$$

※ W が大きいほど,

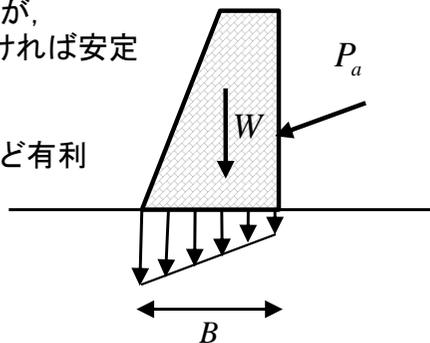
l_3 が長いほど有利



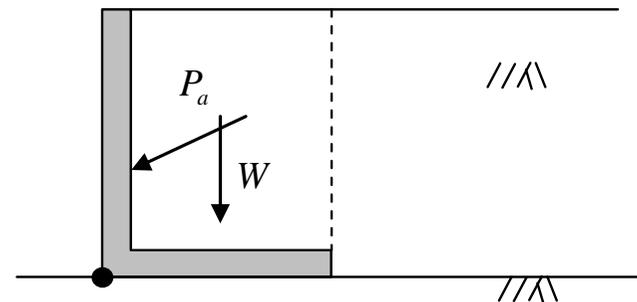
擁壁の安定条件 検討③: 支持力

擁壁底面から地盤に伝わる圧力が、
地盤の有する「支持力」より小さければ安定

※ W が小さいほど、 B が長いほど有利

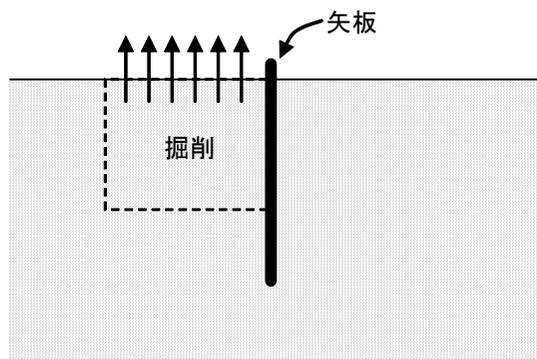


擁壁の安定条件 L型擁壁

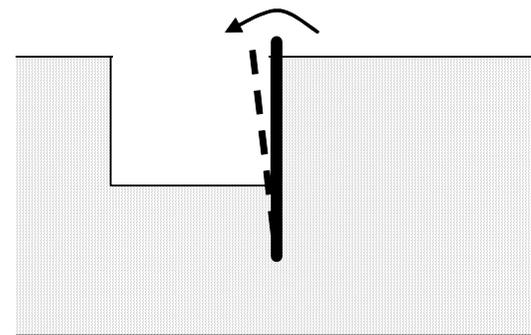


滑動に対しても、転倒に対しても裏込め土の自重を
利用して土圧に抵抗する
擁壁の中身が土なので、重力式擁壁のようにコンク
リートの塊ではなく軽いので、支持力に対しても有利

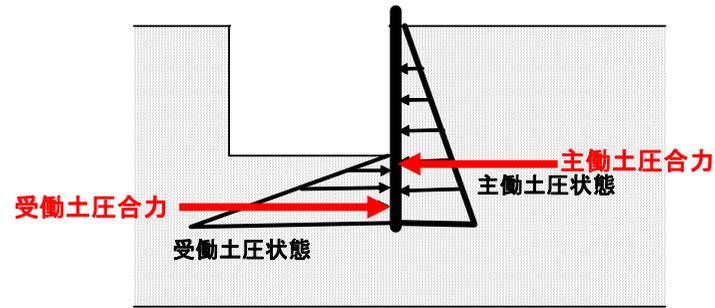
土圧 掘削時の矢板の安定性の検討



土圧 掘削時の矢板の安定性の検討



土圧 掘削時の矢板の安定性の検討



土圧 掘削時の矢板の安定性の検討

モーメントのつり合い式：

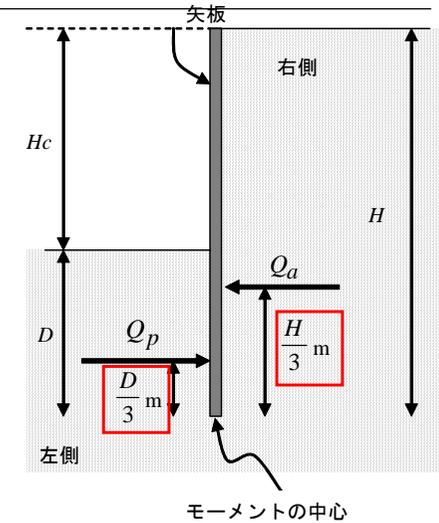
$$Q_a \times \frac{H}{3} = Q_p \times \frac{D}{3}$$

c=0の砂質地盤の時

$$K_a \cdot \gamma_t \cdot \frac{H^2}{2} \times \frac{H}{3} = K_p \cdot \gamma_t \cdot \frac{D^2}{2} \times \frac{D}{3}$$

$$K_a \cdot H^3 = K_p \cdot D^3$$

$$\therefore D = \left(\frac{K_a}{K_p} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot H$$



土圧 掘削時の矢板の安定性の検討

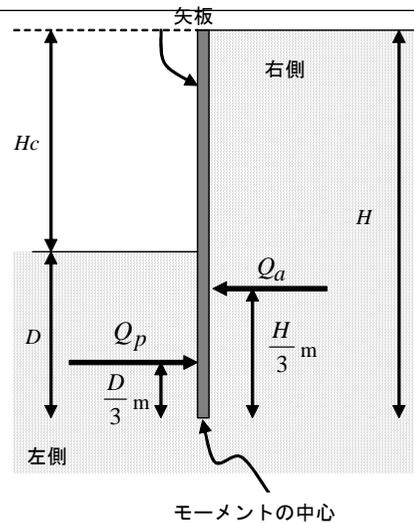
モーメントのつり合い式：

$$Q_a \times \frac{H}{3} = Q_p \times \frac{D}{3}$$

c=0の砂質地盤の時

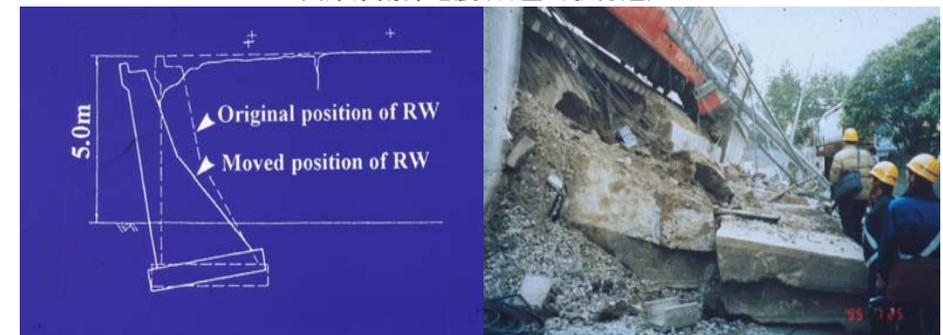
限界掘削深さHcは

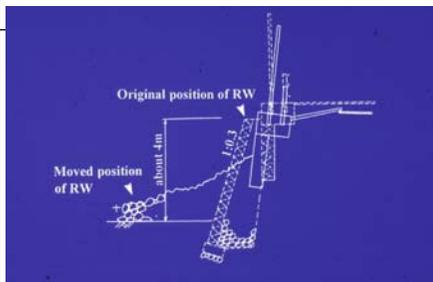
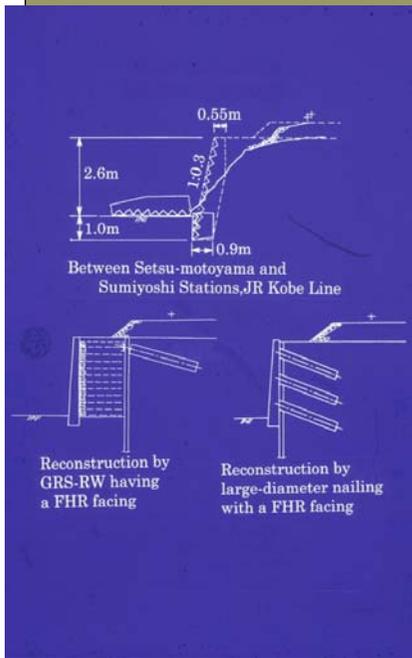
$$\therefore H_c = H - D = \left[1 - \left(\frac{K_a}{K_p} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot H$$



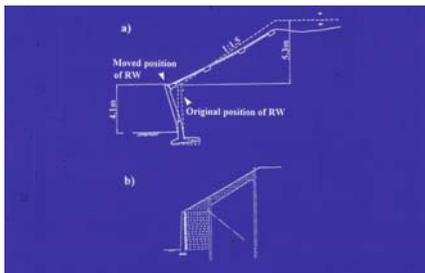
擁壁の被害・事故事例

擁壁の被災状況
兵庫県南部地震(石屋川駅付近)





擁壁の被災状況
兵庫県南部地震(石積擁壁)



擁壁の被災状況
兵庫県南部地震(L型RC擁壁)



JR神戸線, 東灘区(完成状況)



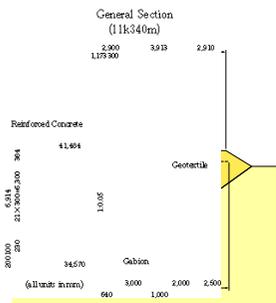
JR神戸線, 東灘区(震災直後)

補強土擁壁構造物

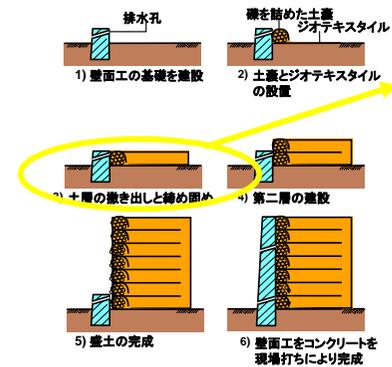
東京・山手線・新宿駅付近



補強土擁壁構造物



補強土擁壁構造物



2004年台風23号によるテールアルメ補強盛土の被害



被災地の全景

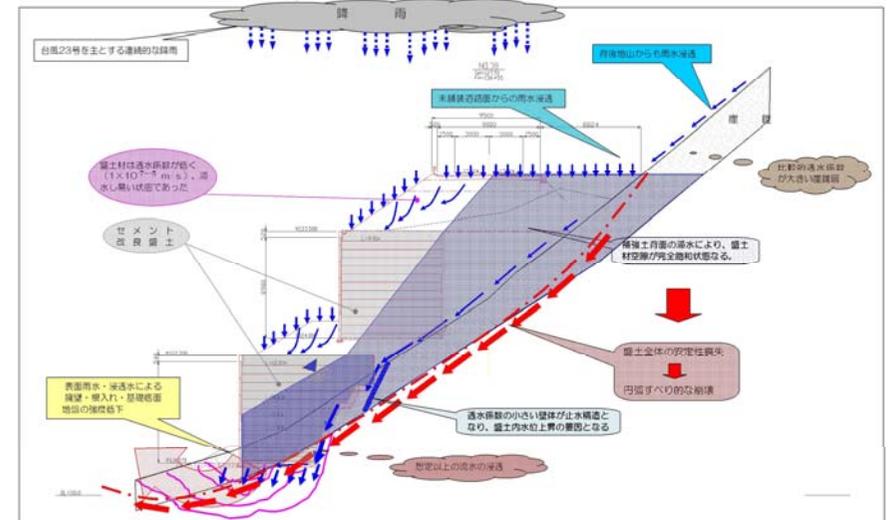


崩壊土砂上のコンクリートスキンの散乱状況

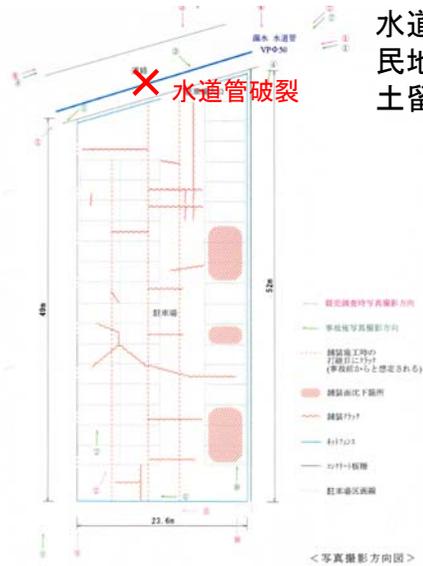


崩壊盛土の西側の破断面の詳細；破断面においてもストリップ自体に破断の形跡はない。また、全体的にストリップの根元付近が斜め下を向いている

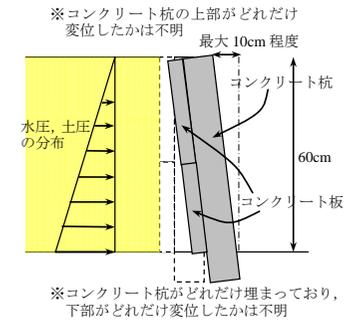
崩壊盛土の西側の破断面付近の状況；未舗装の道路の縦断方向の側溝を伝った雨水が崩壊地内に流入している



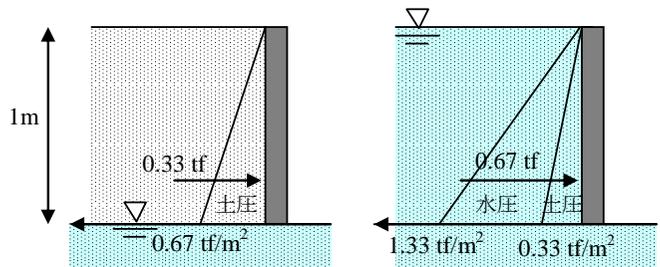
推定されるテールアルメ補強盛土の崩壊メカニズム



水道管損傷に起因する
民地内の地下水上昇による
土留め壁の損壊事例

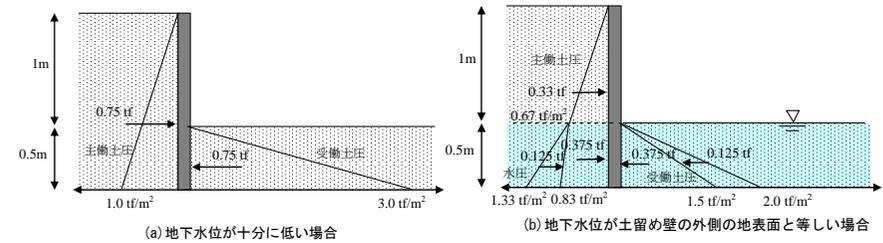


土留め壁に作用する力の増分のイメージ

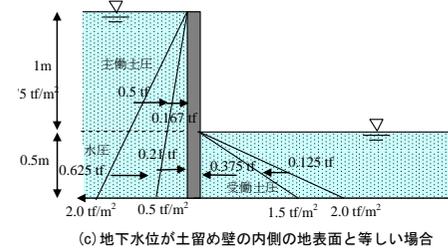


(a) 土留め壁で支える土が地下水位より上にある場合
(b) 地下水位が土留め壁上端まで上昇してきた場合

水没によって土圧は半分程度になるが、その分
水圧が新たに作用するために、土圧と水圧を合
わせた合力は、元の土圧の約2倍になる



(a) 地下水位が十分に低い場合
(b) 地下水位が土留め壁の外側の地表面と等しい場合



(c) 地下水位が土留め壁の内側の地表面と等しい場合

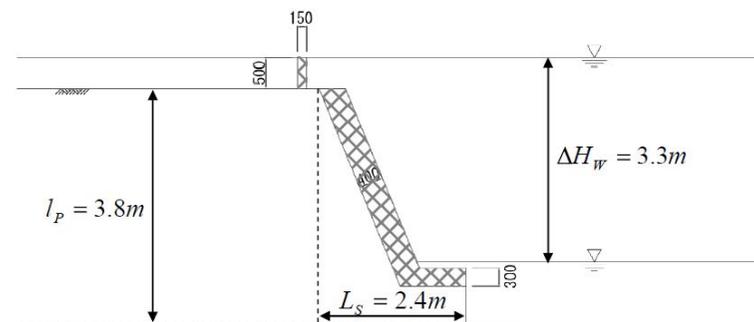
地中に埋まっている根入れ
部分まで考慮して、受働土圧
まで考えると、水没に伴う荷
重増加分はさらに大きくなる



鯖江市川島町での鞍谷川右岸堤防での越水（福井県提供）



鯖江市落井町での擁壁護岸の損壊



地表面よりも高く水位上昇したことによる想定外の残留水圧が、長時間作用し続けたことにより、擁壁護岸損壊に至った事例

終わり

ご清聴ありがとうございました。

kodaka@meijo-u.ac.jp

<http://civil.meijo-u.ac.jp/lab/kodaka/index.htm>

小高猛司

検索