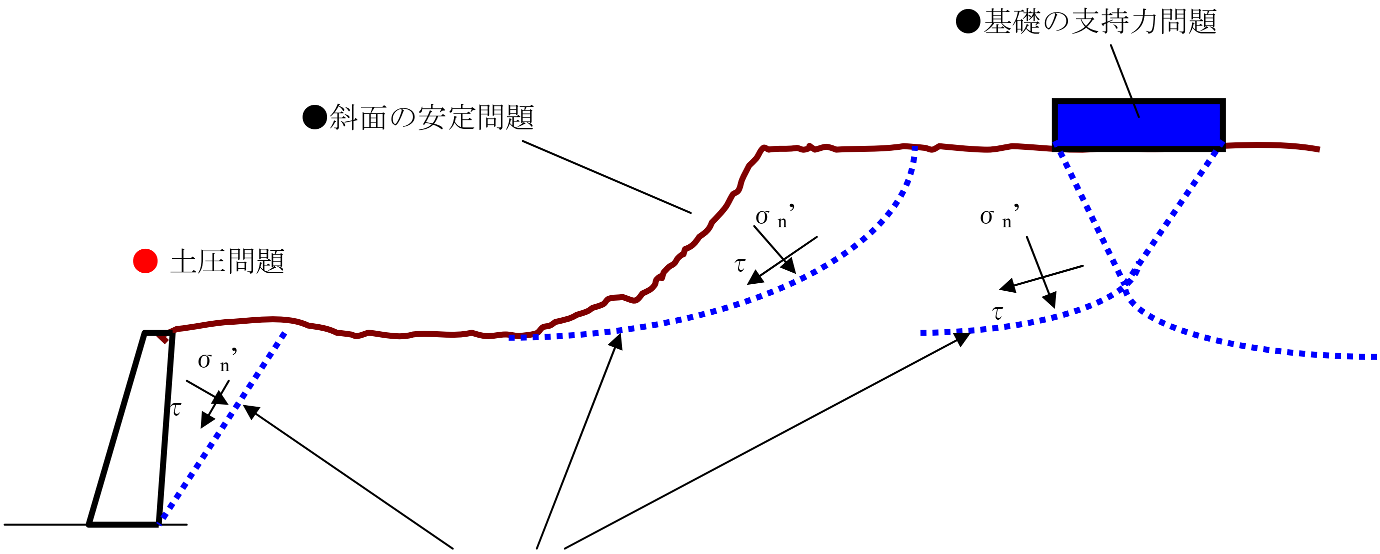
第９章土圧(Earth pressure)

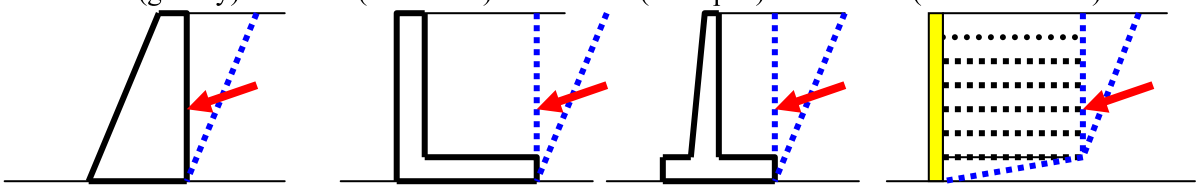
１．これまでは、土質力学の材料力学。これからは、土質力学の構造力学。



すべり面（または、破壊面)、実際は厚さのあるすべり層（**shear band**）

● 土圧問題；　計算された土圧（主働土圧）に抵抗できる安定した擁壁の設計する問題。

例）　重力式　(gravity)　　Ｌ型 RC　(cantilever)　　逆ＴRC　(T-shaped)　　補強土擁壁　(reinforced soil)



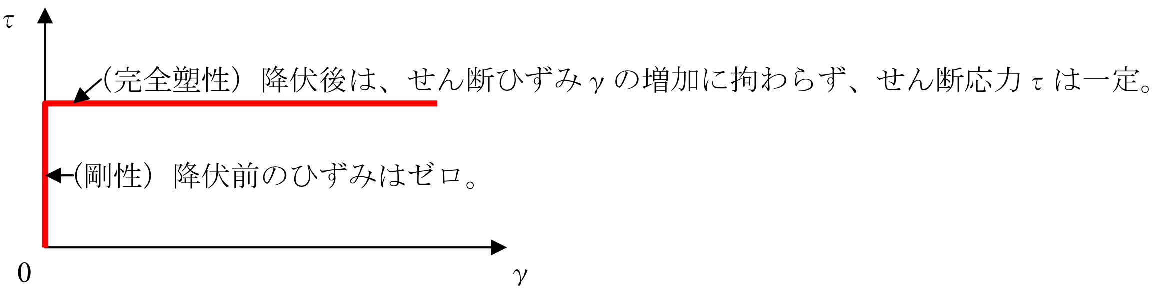
—従来式擁壁：地盤が破壊しないように、擁壁を重くするか基礎を十分広く深くして構造物を建設する問題。

—ジオテキスタイル補強土擁壁：新しい形式、盛土内に水平補強材を配置する。

● 斜面の安定化問題：　例）斜面が滑らないように、斜面勾配を十分緩くして掘削する問題。あるいは、深礎を建設したり、地山補強土工法で補強して安定化する問題。

● 地盤の支持力問題：　地盤が構造物の重量に耐えられるように基礎構造物の大きさや深さを決定する問題。

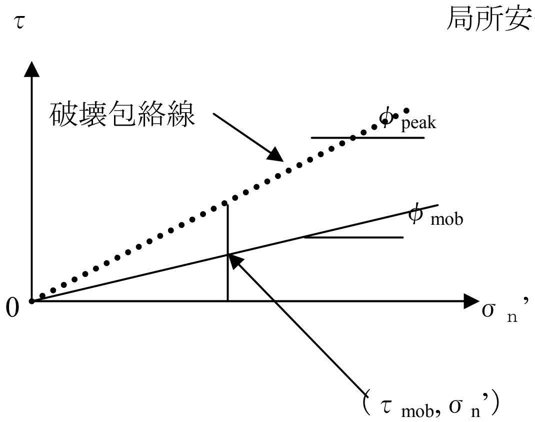
２．地盤の三つの典型的な破壊問題を扱う場合、土の変形・強度特性を等方剛完全塑性と仮定する。

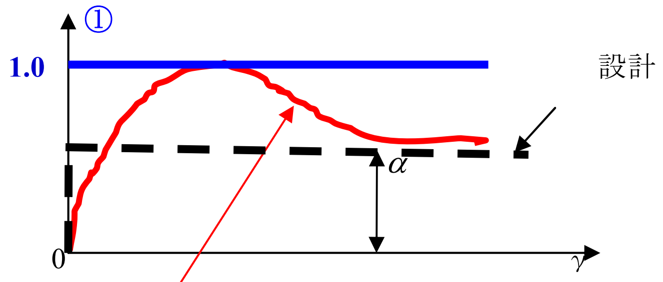


●粘着力のない土の場合での、上記の「仮定と現実の相違」の説明

荷重度＝1/*SF*＝tan ϕ_{mob}（荷重に比例）/tan ϕ_{peak}（抵抗に比例）＝τ_{mob}/τ_{peak}(σ_n’一定の時)

局所安全率 *SF*＝tan ϕ_{peak}/ tan ϕ_{mob}





●実際は、土のせん断応力τ-γ関係は非線形

しかし、ここでは①の様に単純化する。

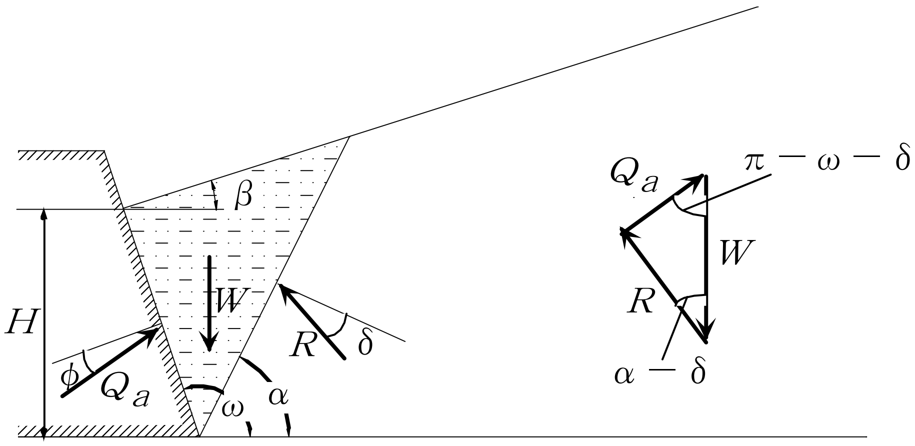
妥当な設計せん断強度αの値はピーク強度と残留強度の間。

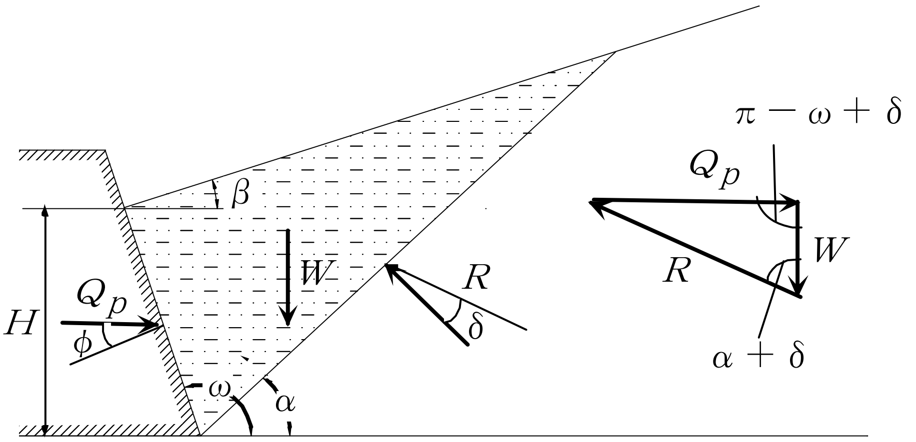
しかし、具体的にどの値にすれば良いのかは、大問題。

現在の設計：設計せん断強度α=残留強度あたり（安全側）

３．三種類の土圧と三種類のすべり面

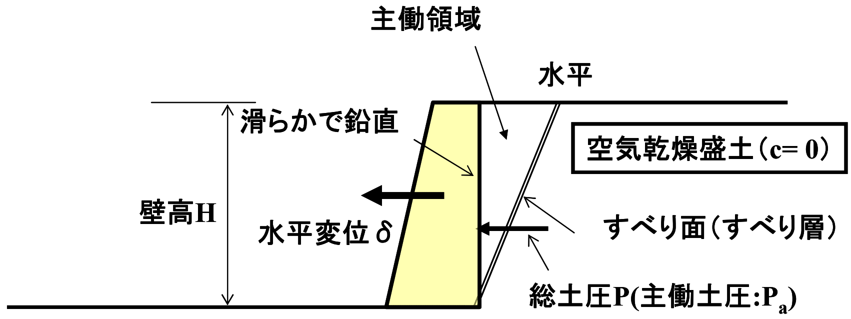
一般の状態



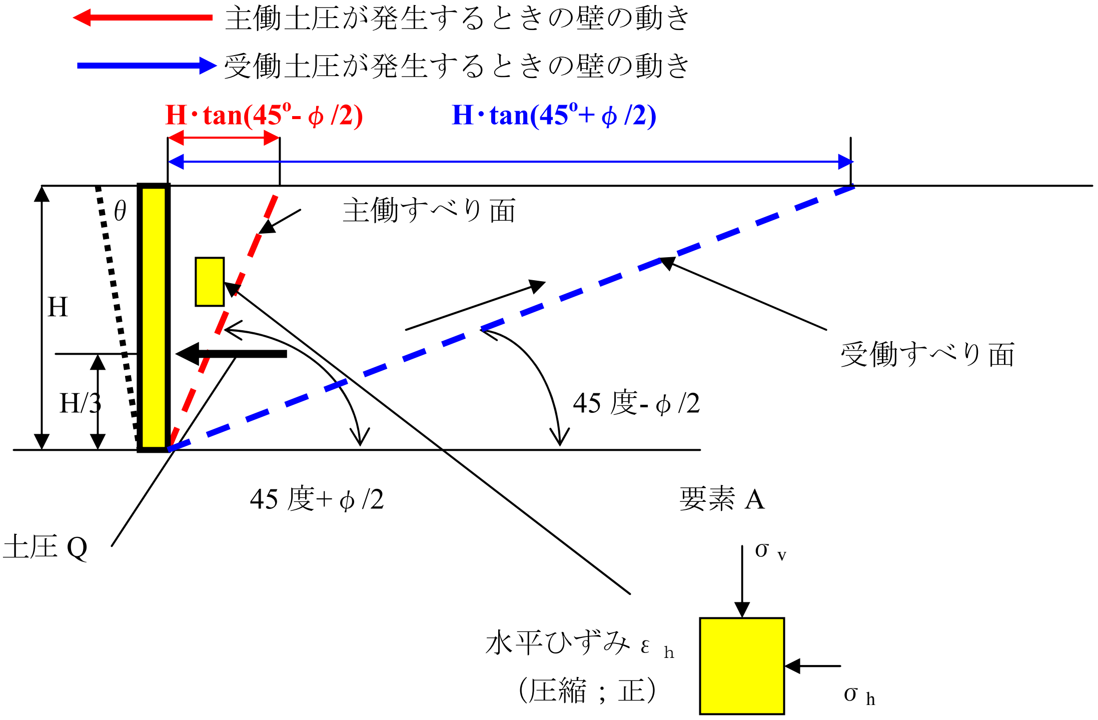


複雑であり、簡単には解けない。

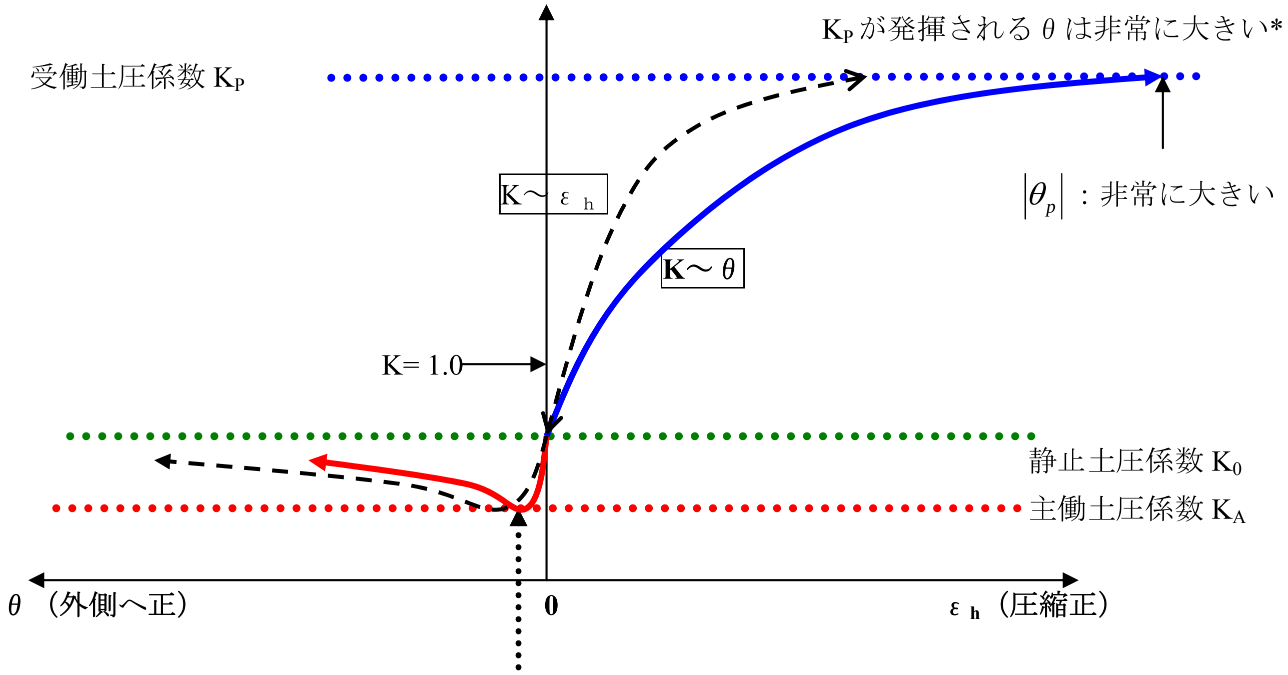
まず、下図のように最も単純な状態での考察して原理を理解する
（下図は主働土圧状態での図）



■本来は、土圧は擁壁の変位の関数である。今、擁壁下端はヒンジ固定であると仮定する。



土圧係数 $K = \dfrac{Q}{\frac{1}{2}\gamma \cdot H^2}$



θ_a : K_A が発揮される $\theta = 0.1 - 0.3$ %程度(非常に小さい*)

● 主働状態

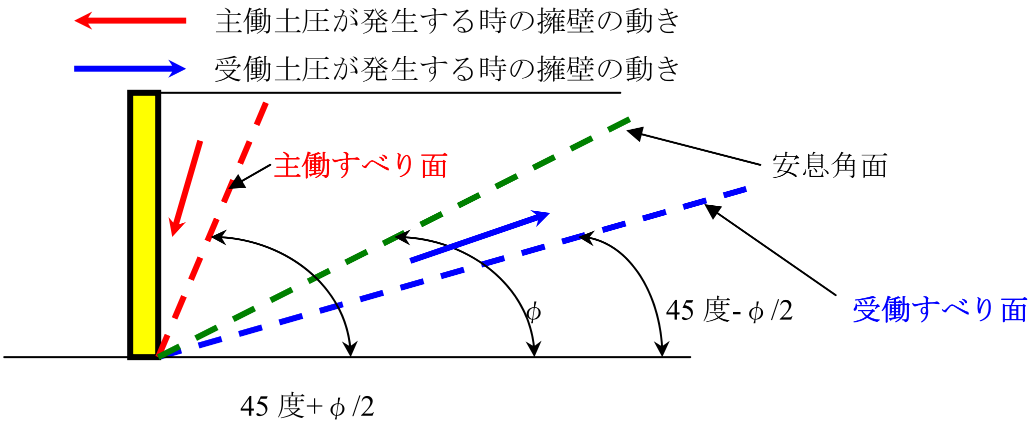
・主働土圧(active earth pressure) Q_A；盛土が破壊しない状態で達成できる土圧の中での最小値。
土圧がこれよりも小さくなろうとすると盛土は主働崩壊する

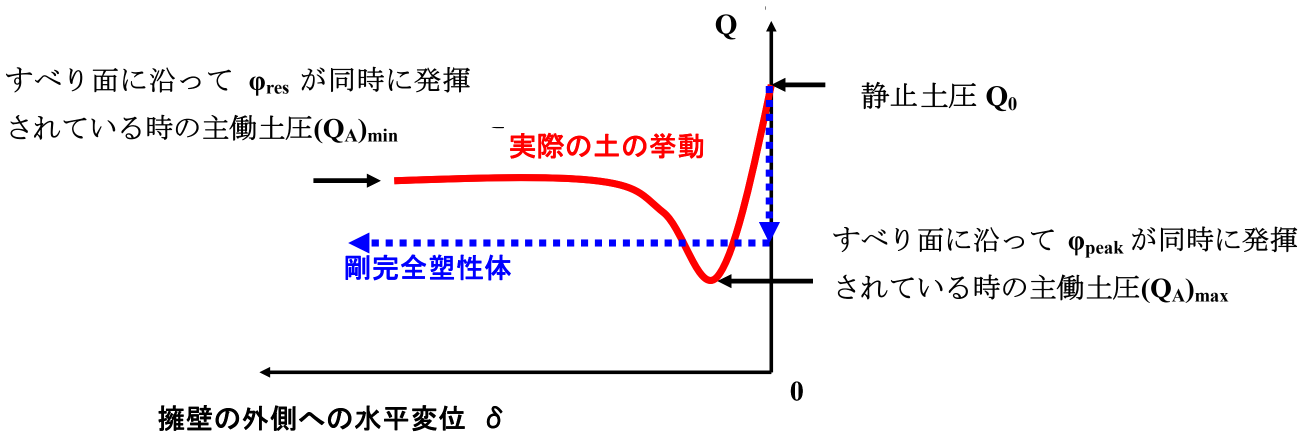
擁壁は、Q_A（×安全率）に抵抗できる能力を持てば良い。

なぜ？→ Q_A に達するまでの擁壁の主働変位量は少ない（壁面高さの 0.1- 0.3 %程度）ので、この変位は許容できる。従って、Q_A に対する抵抗力があれば良い。

・主働すべり面：あり得る破壊面の中で、最も鉛直に近い破壊面。

・盛土内の応力状態：　σ_1 と σ_3 の作用方向は、鉛直と水平方向。





主働土圧状態での「設計で想定されている挙動」と「実際の挙動」の比較

● 静止土圧状態

・静止土圧(earth pressure at rest) Q_0；壁が全く動かない状態（地盤の中の水平ひずみがゼロで、水平地盤内と同じひずみ状態での土圧)。Q_A より大きく、Q_P より小さい。

・盛土内の応力状態：　σ_1 と σ_3 は鉛直と水平方向。

● 受働状態

・受働土圧(passive earth pressure) Q_P；盛土が破壊しない状態で達成できる土圧の中での最大値。これよりも土圧が大きくなろうとすると､盛土は受働崩壊する。

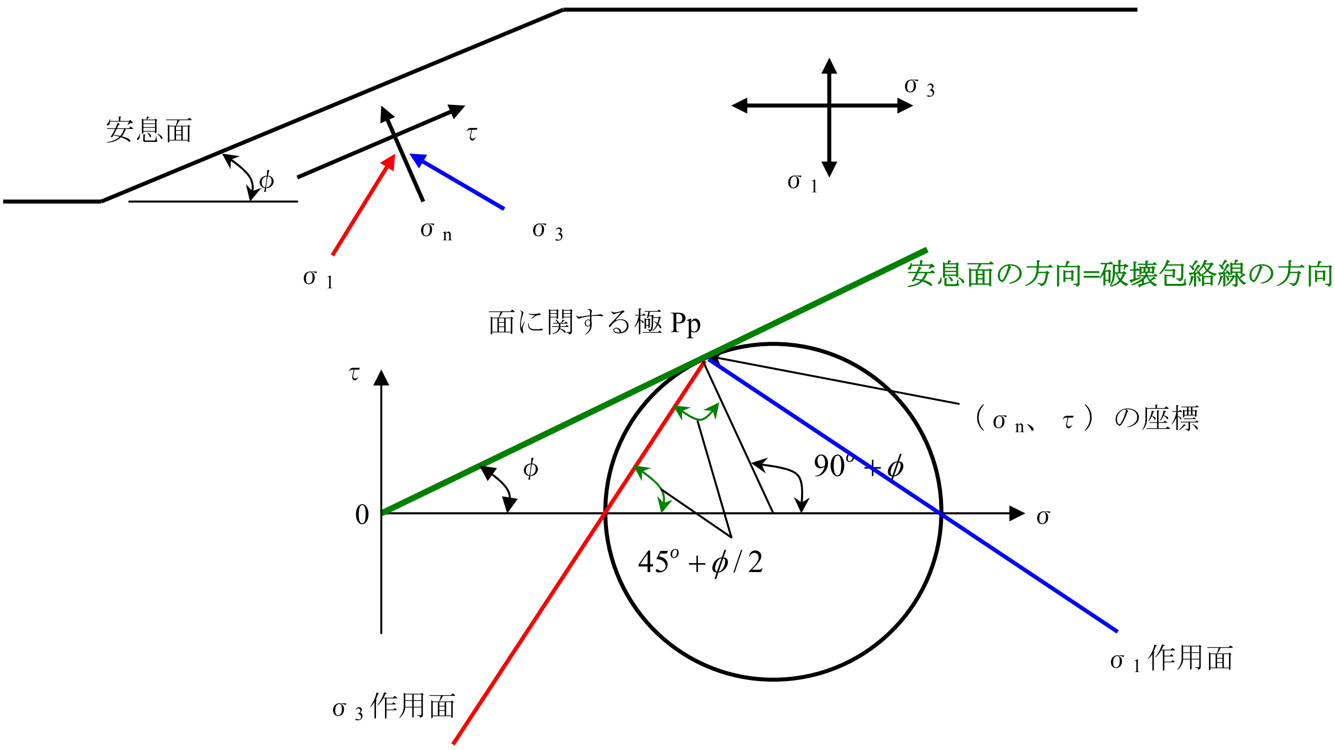
・受働すべり面：あり得る破壊面の中で、最も水平に近い破壊面。

・盛土内の応力状態：　σ_1 と σ_3 は水平・鉛直方向。

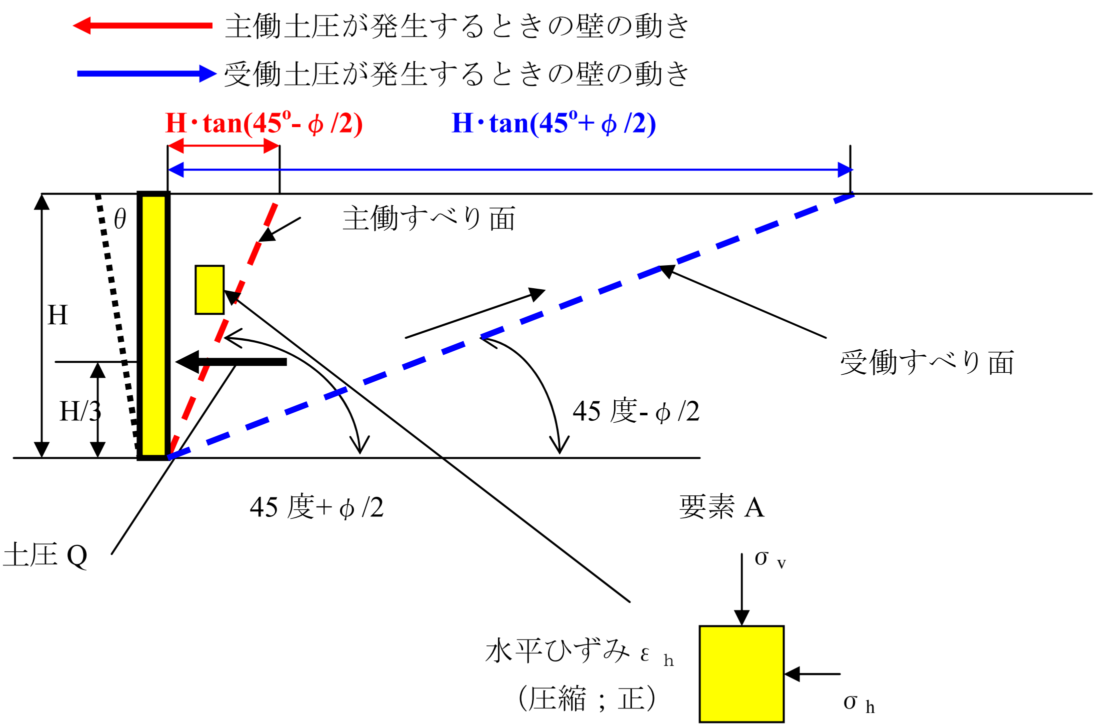
● 安息角面(plane of the angle of repose)

・擁壁が全く消失して、盛土が滑り切って、最終的に安定する面。

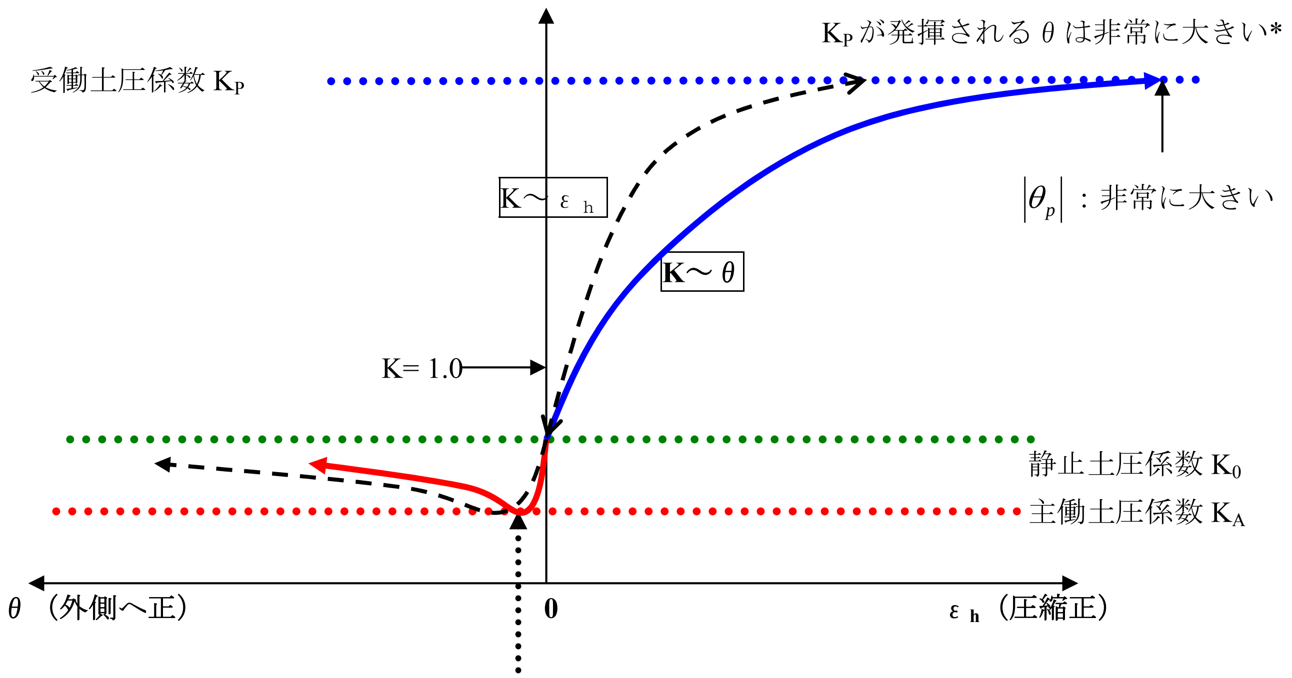
・この時の安息角面直下での応力状態：　σ_1 と σ_3 は鉛直と水平方向ではない。



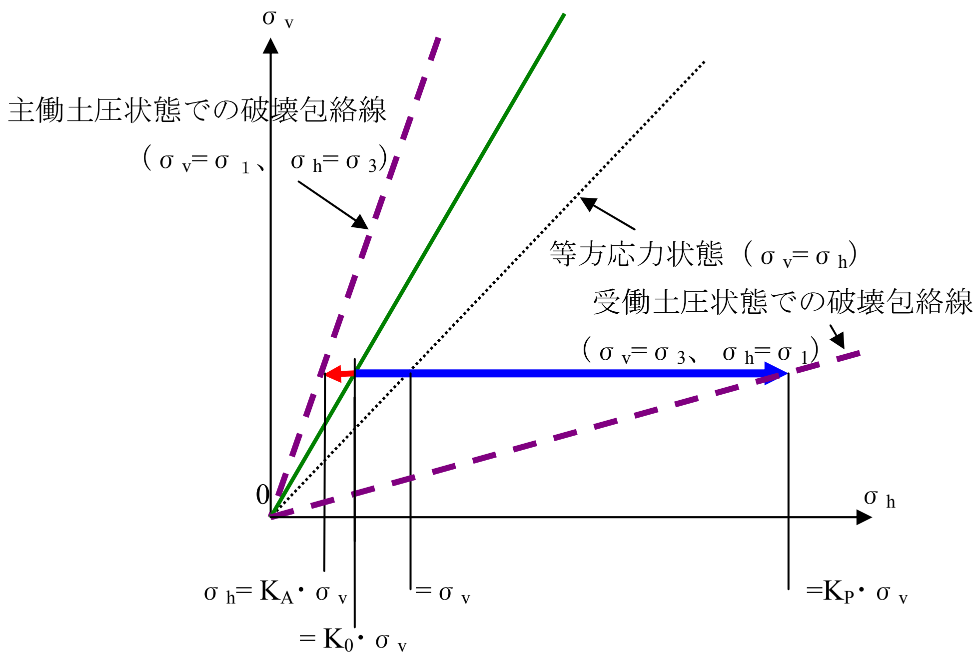
■なぜ、主働土圧が発揮されるまでの擁壁の変位は小さく、受働土圧が発揮されるまでの擁壁の変位は大きいのか？



$$\text{土圧係数}\ K = \frac{Q}{\frac{1}{2}\gamma \cdot H^2}$$



θ_a : K_A が発揮される $\theta = 0.1 - 0.3$ %程度(非常に小さい*)



＊ θ_a : K_A が発揮される $\theta = 0.1 - 0.3$ %程度(非常に小さい）である理由：

a)　　初期静止土圧状態から主働破壊に到るまでの応力σ h の変化量が、大変小さい。
一方、受動土圧状態に至るまでの応力σ h の変化量は、大変大きい。

従って、$\left|(\varepsilon_h)_p\right| >> (\varepsilon_h)_a$

b)　　盛土の破壊領域の大きさが全く異なる。主働破壊領域は受動破壊領域よりも、大変小さい。

従って、

$$\left|\theta_p\right| = \frac{\left|(\varepsilon_h)_p\right| \cdot H \cdot \tan(45^o + \phi/2)}{H} = \left|(\varepsilon_h)_p\right| \cdot \tan(45^o + \phi/2) = \left|(\varepsilon_h)_p\right| \cdot \sqrt{K_p}$$ は

$$\theta_a = \frac{(\varepsilon_h)_a \cdot H \cdot \tan(45^o - \phi/2)}{H} = (\varepsilon_h)_a \cdot \tan(45^o - \phi/2) = \frac{(\varepsilon_h)_a}{\sqrt{K_p}}$$

よりも、はるかに大きくなる。

注：　$K_p = \dfrac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$

●K_P は大きい。 特に、φが大きくなると。

φ (度)	K_P	K_A
30	3.0	0.33
35	3.69	0.27
40	4.6	0.217
45	5.8	0.172
50	7.55	0.132
0（水）	1.0	1.0

$K_A \cdot K_P = 1.0$

4. Rankine 土圧

Rankine: 19C 英国の工学の機械工学教授（初代）:
　英国での大学の工学教育の開始は、日本よりも遅い。
Rankine の弟子 Henry Dyer が日本の工学教育の基礎を作った
（工部大学校: Department of Civil Engineering）

● まず、図１に示すような最も単純な状態での考察をする。

a) 盛土には、粘着力は無いとする。
b) 盛土内が、図２に示すように全て破壊状態にあると仮定する（実際には、盛土の底部に摩擦力があり、それが盛土の変形を拘束するため、擁壁に近い盛土内で破壊状態になっても深部では破壊状態になっていない）。

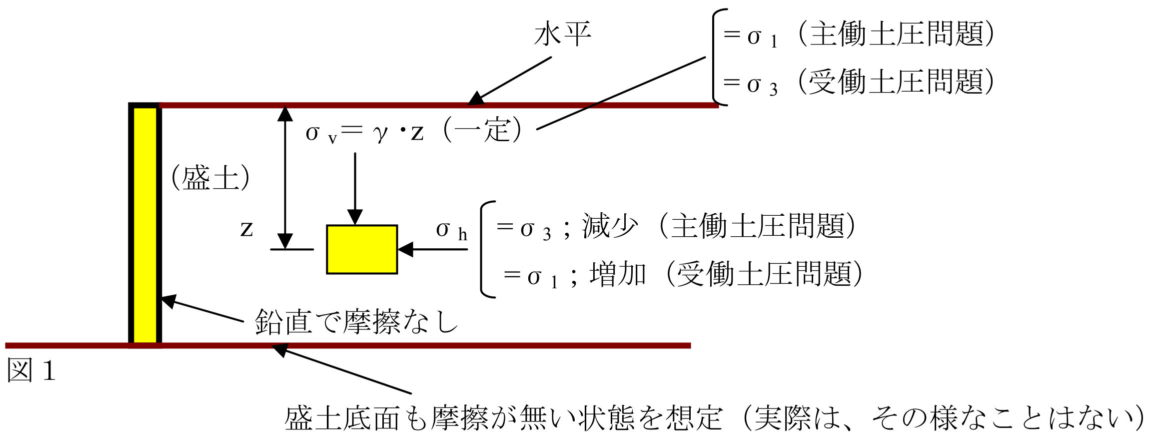


図１

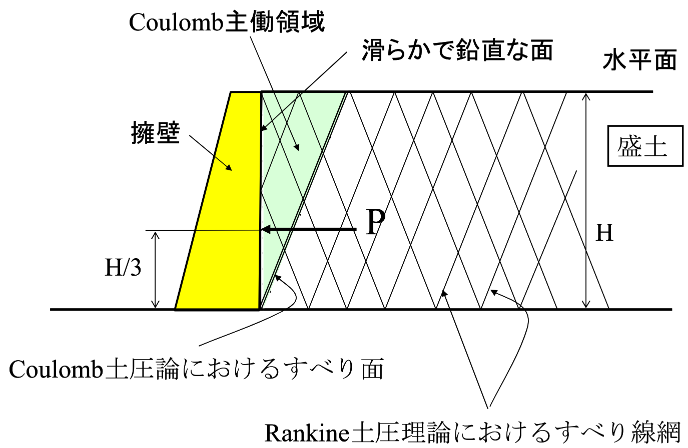
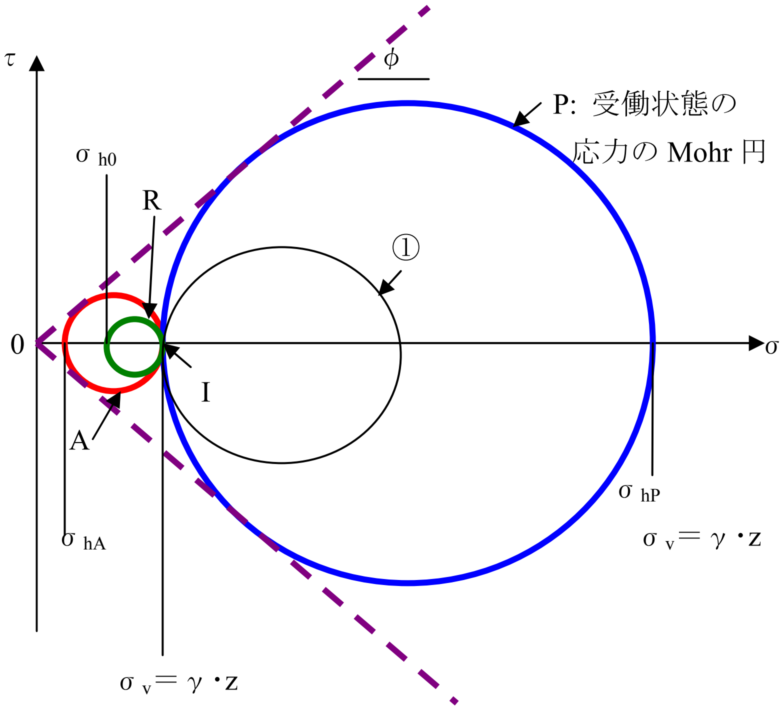
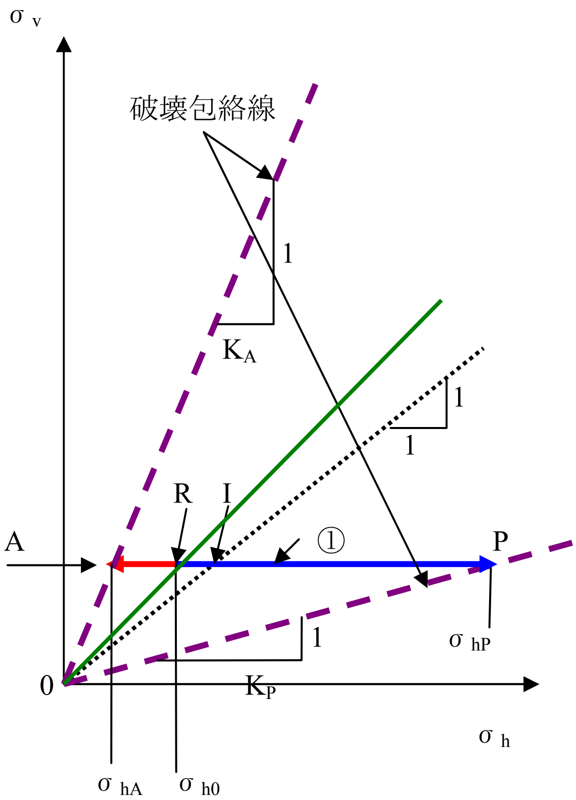


図２　盛土底面に摩擦力がない場合の仮想的な状態での盛土の主働崩壊

● 盛土内のあり得る二つの破壊状態；　主働、受働状態。





● **A**: 主働土圧応力状態；

σ h は σ v よりも小さくなり、$\sigma_h=\sigma_3, \sigma_v=\sigma_1$ となる。

従って、$\sigma_{hA} = \dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}\cdot\sigma_v = \dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}\cdot\gamma\cdot z = K_A\cdot\gamma\cdot z$

主働土圧係数：　$K_A = \dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2(\pi/4-\phi/2)$　<1.0

●**R**: 静止土圧状態：　Jaky の経験式、$K_0 = 1-\sin\phi$

●**P**: 受働土圧応力状態；擁壁が盛土の方へ変位した時。

σ h は σ v よりも大きくなり、$\sigma_h=\sigma_1, \sigma_v=\sigma_3$ となる。

従って、$\sigma_{hP} = \dfrac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}\cdot\sigma_v = \dfrac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}\cdot\gamma\cdot z = K_P\cdot\gamma\cdot z$

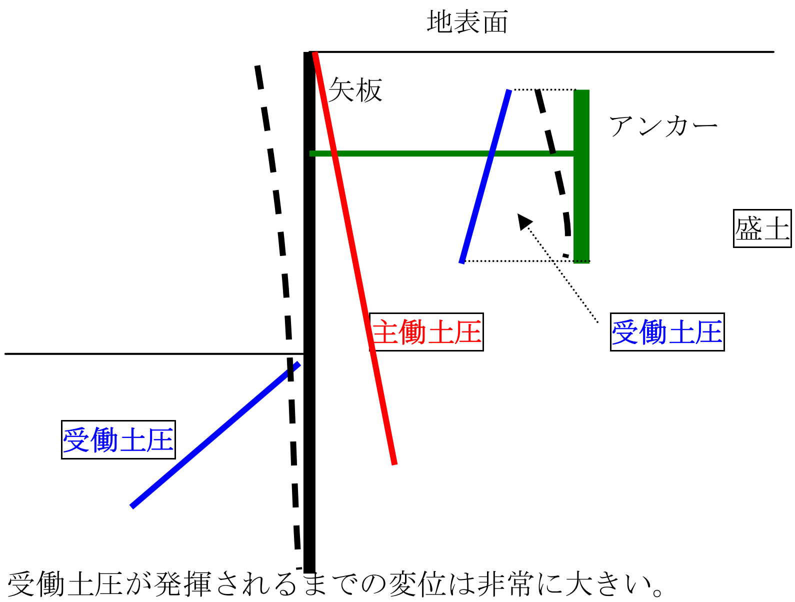
受働土圧係数：$K_P = 1/K_A = \dfrac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = \tan^2(\pi/4+\phi/2)$　>1.0

●K_P は K_A よりも圧倒的に大きい。 特に、φが大きくなると。

φ (度)	K_P	K_A
30	3.0	0.33
35	3.69	0.27
40	4.6	0.217
45	5.8	0.172
50	7.55	0.132
0（水）	1.0	1.0

$K_A\cdot K_P$= 1.0

●主働土圧と受働土圧のバランスの問題



a)　　受働土圧が発揮されるまでの変位は非常に大きい。

b)　　K_Pが完全に発揮されるとして設計すると、機能発揮の面から見ると許容できないほどの大きな矢板の変位、地盤の大変位を許容していることなる。

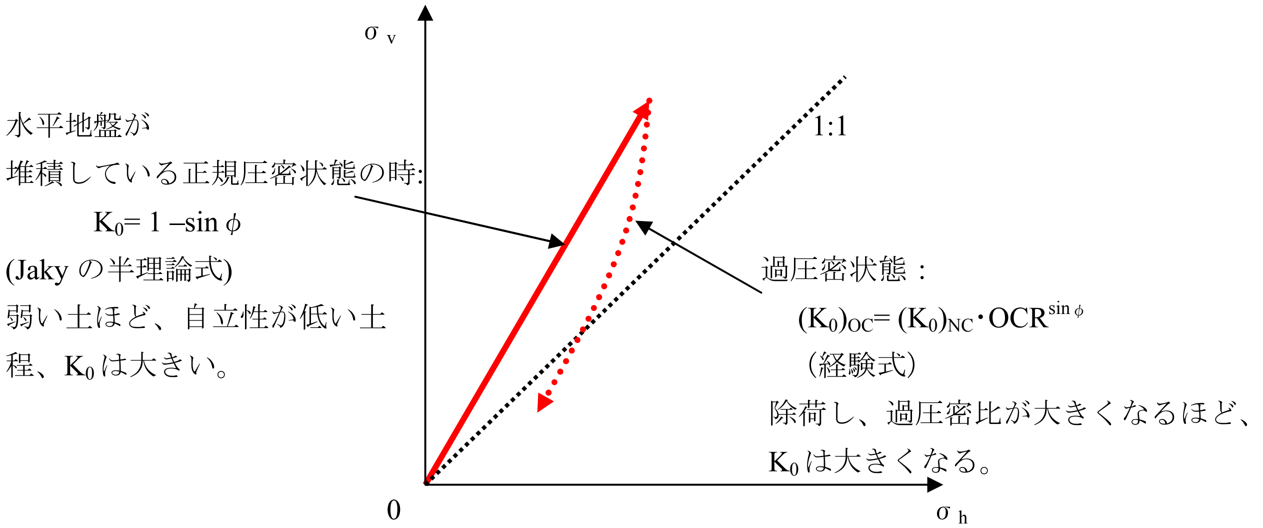
c)　　従って、K_Pの２／３程度しか期待しないで設計するのが妥当。

d)　　A joke: 昔、Kp が全部発揮するとして計算すると、矢板とアンカーは盛土の方に変位することになるが、それで良いのか、と質問を受けたことがある。

●静止土圧

静止土圧係数(the coefficient of earth pressure at rest)：水平ひずみ ε_h= 0.0 の時の土圧係数

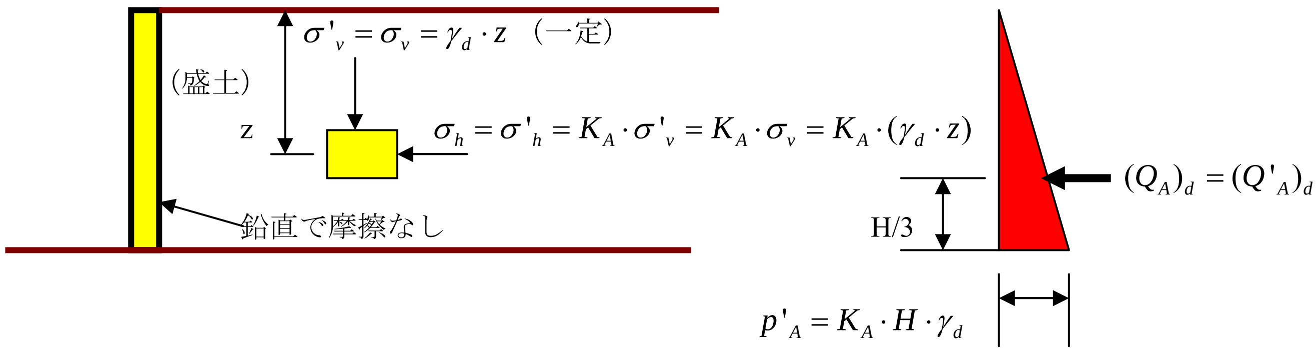
$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$　：　水平地盤内の土圧係数と同一。



■実際は、水平地盤内の横方向の応力を求めるは、ひどく難しい。
　測定しようと、器具をセットすると、地盤内のひずみ状態が変化して、
　応力状態が変化してしまうから。

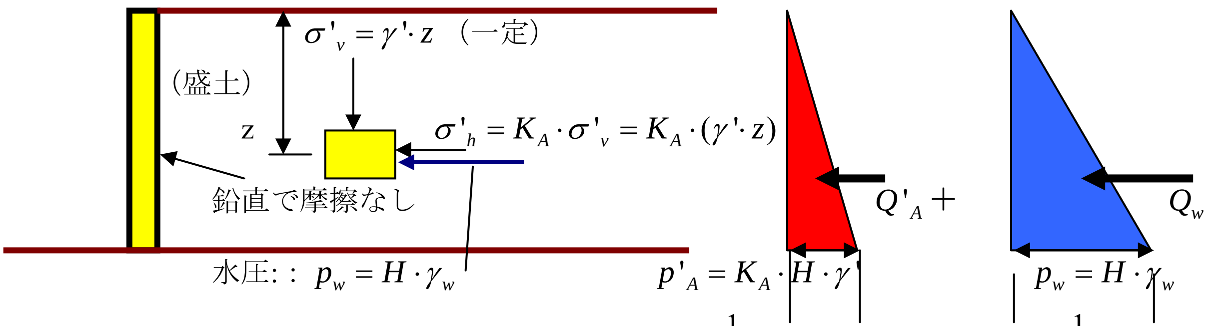
5. 盛土内の水圧の影響

1) 盛土が空気乾燥している砂の場合　$\gamma_d = \dfrac{G_s}{1+e}\cdot\gamma_w$



$$(Q_A)_d = (Q'_A)_d = \frac{1}{2}\cdot K_A\cdot H^2\cdot\gamma_d$$

2) 盛土が飽和している砂の場合　$\gamma' = \dfrac{G_s-1.0}{1+e}\cdot\gamma_w$



$$Q'_A = \frac{1}{2}\cdot K_A\cdot H^2\cdot\gamma' \quad + \quad Q_w = \frac{1}{2}\cdot H^2\cdot\gamma_w$$

両者の土圧＋水圧を比較すると、

$$\frac{Q'_A+Q_w}{(Q_A)_d} = \frac{\frac{1}{2}\cdot K_A\cdot H^2\cdot\gamma' + \frac{1}{2}\cdot H^2\cdot\gamma_w}{\frac{1}{2}\cdot K_A\cdot H^2\cdot\gamma_d} = \frac{K_A\cdot\gamma'+\gamma_w}{K_A\cdot\gamma_d} = \frac{K_A\cdot\frac{G_s-1}{1+e}\cdot\gamma_w+\gamma_w}{K_A\cdot\frac{G_s}{1+e}\cdot\gamma_w} = \frac{K_A\cdot\frac{G_s-1}{1+e}+1}{K_A\cdot\frac{G_s}{1+e}}$$

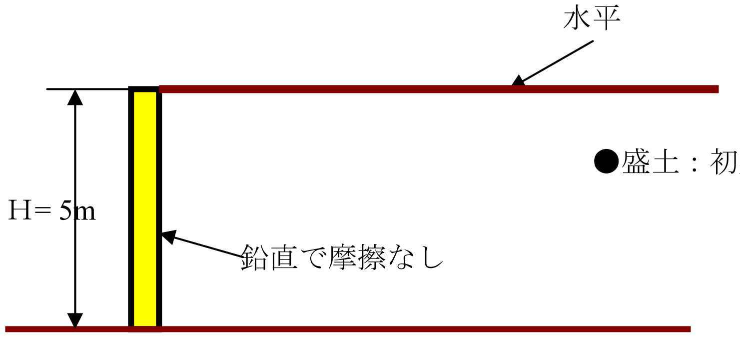
G_s= 2.7, e=0.7, ϕ=40 度, c=0 の時、 $K_A = \dfrac{1-\sin\varphi'}{1+\sin\varphi'} = 0.217$

$$\frac{Q'_A+Q_w}{(Q_A)_d} = \frac{K_A\cdot\frac{G_s-1}{1+e}+1}{K_A\cdot\frac{G_s}{1+e}} = \frac{0.217\cdot\frac{1.7}{1.7}+1}{0.217\cdot\frac{2.7}{1.7}} = \frac{1.217}{0.3446} = \frac{3.53}{1.0} = 3.53$$

裏込め盛土が飽和すると、土圧＋水圧は 3.53 倍も大きくなる。

土圧問題の演習 1

以下の単純な状態を想定する。



●盛土：初期には乾燥した砂

G_s= 2.7, e=0.7, ϕ =40 度, c=0.0

1) 擁壁の幅 1 m あたりの主働土圧 $(Q_A)_d=(1/2)\cdot K_a\cdot\gamma_d\cdot H^2$ (tonf/m)の大きさと、擁壁下端からのその作用高さ(m)を求めよ。
2) H= 5m の場合と H= 15 m の場合での、擁壁構造物内部の水平面に作用する壁幅 1 m あたりのせん断力 S (tf/m)の高さ方向の分布を求めて、両者を比較せよ。
3) “擁壁の下端を中心とした転倒モーメント M_d (tonf-m/m)” 及び “擁壁下端に作用する水平せん断力 S_B(tonf/m)” と擁壁の高さ H (m)との関係を求めよ。それに基づいて、Hが非常に大きくなると擁壁構造物が巨大になる理由を論じろ。
4) 裏込め盛土からの擁壁の排水工が非常にお粗末で、豪雨時に盛土内部での水位が盛土天端まで上昇したとする。
   a) 盛土内の土の骨格がもたらす主働土圧 Q_A’(tonf/m)と水圧 Q_w(tonf/m)を、それぞれ求めよ。ここで、Q_A’は有効応力で求めた主働土圧である。
   b) 1)で求めた$(Q_A)_d$ (tonf/m)と、4a)で求めた Q_A’と Q_w の合計(tonf/m)を比較して、擁壁の排水工の重要性を論ぜよ。

[答]

1) $(Q_A)_d=(1/2)\cdot K_a\cdot\gamma_d\cdot H^2$ (tonf/m)の大きさと、擁壁下端からのその作用高さ(m)を求めると、・・・・・

盛土の単位体積乾燥重量$\gamma_d=\dfrac{G_s}{1+e}\gamma_w=\dfrac{2.7}{1+0.7}\gamma_w=1.59\gamma_w$

主働土圧係数$K_A=\dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}=\tan^2(45-\phi/2)=\tan^2(45-40/2)=0.217$

$(Q_A)_d=(1/2)\cdot K_a\cdot\gamma_d\cdot H^2=(1/2)\cdot 0.217\cdot 1.59\cdot 5^2=4.31$ (tonf/m)；　擁壁下端から H/3=5/3=1.67 (m)

2) H= 5m の場合と H= 15 m の場合での、擁壁構造物内部の水平面に作用する壁幅 1 m あたりのせん断力 S (tf/m)の高さ方向の分布を求めて、両者を比較すると：

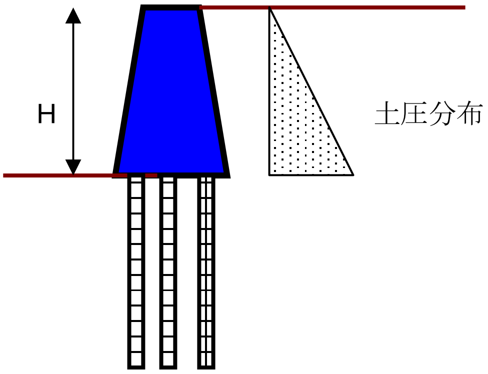
擁壁底面での S_B は総土圧$(Q_A)_d$ に等しい。H= 15 m の場合での$(Q_A)_d$ は H= 5 m の場合での値の$(15/5)^2$= 9 倍大きい。

3) “擁壁の下端を中心とした転倒モーメント M_d (tonf-m/m)” 及び “擁壁下端に作用する水平せん断力 S_B (tonf/m)” と擁壁の高さ H (m)との関係は、・・・

$S_B = Q_A = (1/2)\cdot K_a\cdot \gamma_d\cdot H^2$

$M_B = Q_A(H/3) = (1/6)\cdot K_a\cdot \gamma_d\cdot H^3$

何れの値も、H が大きくなると急速に大きくなる。従って、仮に重力式擁壁で抵抗するとすると、その高さ H に比例して幅を大きくする必要があり、そうすると、a)擁壁の体積は H^2 に比例し、b)内部応力は H に比例するため鉄筋量が増加し、c)擁壁底面の応力も H に比例するため、地盤の耐力が不足して、杭基礎の必要性が高まる。



3)豪雨時に盛土内部での水位が盛土天端まで上昇した場合。

主働土圧 $Q_A' = (1/2)\cdot K_a\cdot \gamma'\cdot H^2 = (1/2)\cdot 0.217\cdot 1.0\cdot 5^2 = 2.71$ (tonf/m)

盛土の水中単位体積重量$\gamma' = \dfrac{G_s - 1.0}{1+e}\gamma_w = \dfrac{1.7}{1+0.7}\gamma_w = 1.0\gamma_w$

水圧 Q_w(tonf/m) $= (1/2)\cdot \gamma_w\cdot H^2 = (1/2)\cdot 1.0\cdot 5^2 = 12.5$ (tonf/m)

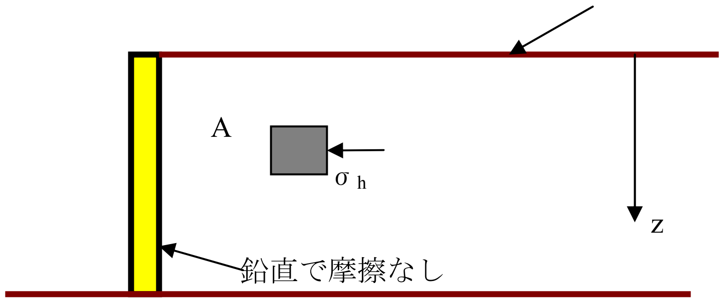
$$\frac{Q_A' + Q_w}{(Q_A)_d} = \frac{2.71+12.5}{4.31} = 3.52$$、または、

$$\frac{Q_A' + Q_w}{(Q_A)_d} = \frac{\frac{1}{2}\cdot K_A\cdot\gamma'\cdot H^2 + \frac{1}{2}\cdot\gamma_w\cdot H^2}{\frac{1}{2}\cdot K_A\cdot\gamma_d\cdot H^2} = \frac{K_A\cdot\gamma' + \gamma_w}{K_A\cdot\gamma_d}$$

$$= \frac{K_A\cdot\frac{G_s-1}{1+e} + 1.0}{K_A\cdot\frac{G_s}{1+e}} = \frac{K_A\cdot(G_s-1) + 1.0 + e}{K_A\cdot G_s} = \frac{0.217\cdot 1.7 + 1.0 + 0.7}{0.217\cdot 2.7} = 3.53$$

盛土に粘着力がある場合の土圧

● 最も単純な状態での考察



この場合、土圧（全応力）$\sigma_h = \sigma_h'$（有効応力）＋u（水圧）を、 a)有効応力で考察する場合と、b)全応力で考察する場合がある。

a)有効応力で考察する場合は、有効応力に基づいて土圧を求めると同時に水圧も求める。

土水分離型土圧、と俗称されている。

b) しかし、盛土が地下水面上より上にあり不飽和である場合は、間隙水圧は負であり、測定が難しい。従って、土塊 A の強度特性を土塊Aに作用する全応力 σ の関数として求め、全応力で考察する場合がある。この場合、間隙水圧（あるいは suction）を陽には考慮しない。土水一体型土圧、と俗称されている。

<u>全応力に基づく土圧</u>は、下図のモール・クーロンの破壊基準に基づいて求める。

全応力 σ = 有効応力 σ' ＋間隙水圧 u = 有効応力 σ' － suction S (=－ u)　(1a)

$$\sigma' = \sigma - u = \sigma + S \qquad (1b)$$

c'を有効応力に基づく真の粘着力とし、φ'を有効応力に基づく内部摩擦角とすると、

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan\phi' = c' + (\sigma - u)\tan\phi' = c' + (\sigma + S)\tan\phi' \qquad (2)$$

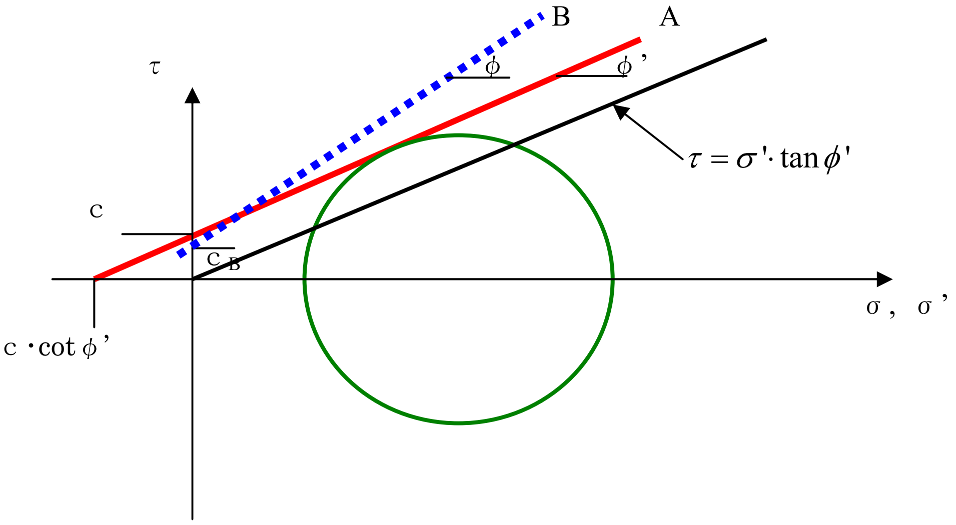
A) c'=０で、Ｓが盛土の深さに依存しないで（σ に依存しないで）一定の場合は、

c を全応力に基づく見掛けの粘着力として、

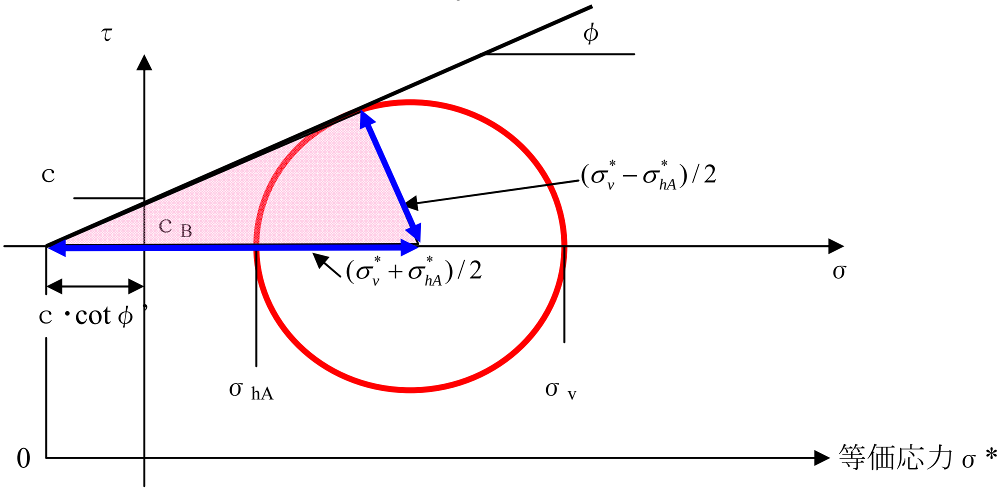
$$\tau = S \cdot \tan\phi' + \sigma\tan\phi' = c + \sigma\tan\phi' \quad \text{（下図 A）} \qquad \textbf{(3a)}$$

B) Ｓが σ に依存する場合は、φ を全応力に基づく見かけの内部摩擦角として、

$\tau = c_B + \sigma \tan\phi$　（下図Ｂでは、Ｓは深いほど大きい）　**(3b)**



■粘着力のある場合の土圧を全応力で記述する。



原点の水平移動により、

$\sigma^*{}_{hA} = \sigma_{hA} + c \cdot \cot\phi;\ \ \sigma^*{}_v = \sigma_v + c \cdot \cot\phi$

三角形の幾何学から、　$\sigma^*{}_{hA} = \dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} \cdot \sigma^*{}_v$

従って、$\sigma^*{}_{hA} = \dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} \cdot (\sigma_v + c \cdot \cot\phi) = K_A \cdot (\sigma_v + c \cdot \cot\phi)$ ；

　ここで、$K_A = \dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2(\pi/4 - \phi/2)$（主働土圧係数）　<1.0

従って、$\sigma_{hA} = \sigma^*{}_{hA} - c \cdot \cot\phi = K_A \cdot (\sigma_v + c \cdot \cot\phi) - c \cdot \dfrac{1}{\tan\phi} = K_A \cdot \sigma_v - (1-K_A) \cdot \dfrac{c}{\tan\phi}$

ここで、　$(1-K_A) \cdot \dfrac{c}{\tan\phi} = c \cdot (1 - \dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}) \cdot \dfrac{\cos\phi}{\sin\phi} = c \cdot \dfrac{2 \cdot \sin\phi}{1+\sin\phi} \cdot \dfrac{\cos\phi}{\sin\phi} = c \cdot \dfrac{2\cos\phi}{1+\sin\phi} = 2c\sqrt{K_A}$

注：　$K_A = \dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \dfrac{1-\sin^2\phi}{(1+\sin\phi)^2} = \dfrac{\cos^2\phi}{(1+\sin\phi)^2}$

従って、　$\sigma_{hA} = K_A \cdot \sigma_v - 2c\sqrt{K_A} = K_A \cdot \gamma \cdot z - 2c\sqrt{K_A}$　(9.6)

（**c** によって主動土圧は減少する）

[受働土圧]

$\sigma^*{}_{hP} = \sigma_{hP} + c \cdot \cot\phi;\ \ \sigma^*{}_v = \sigma_v + c \cdot \cot\phi$

$\sigma^*{}_{hP} = \dfrac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \cdot \sigma^*{}_v$

$\sigma^*{}_{hP} = \dfrac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \cdot \sigma^*{}_v = K_P \cdot (\sigma_v + c \cdot \cot\phi)$ ；　$K_P = \dfrac{1}{K_A} = \dfrac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$（受働土圧係数）＞ 1.0

従って、$\sigma_{hP} = \sigma^*{}_{hP} - c \cdot \cot\phi = K_P \cdot \sigma_v + (K_P - 1) \cdot \dfrac{c}{\tan\phi} = K_P \cdot \sigma_v + 2c\sqrt{K_P} = K_P \cdot \gamma \cdot z + 2c\sqrt{K_P}$

(9.6)　（**c** によって受働土圧は増加する）

しかし、**(9.6)** 式を使用する際には注意が必要（後ほど述べる）。

粘着力がある場合の総土圧　（$\sigma_v = \gamma \cdot z$ を用いて求める）

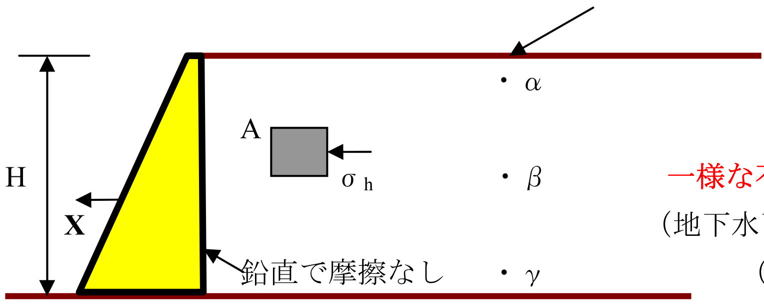
$$Q_A = \int_{z=0}^{H} \sigma_{hA} \cdot dz = \int_{z=0}^{H} (K_A \cdot \sigma_v - 2c\sqrt{K_A}) \cdot dz = \int_{z=0}^{H} (K_A \cdot \gamma \cdot z - 2c\sqrt{K_A}) \cdot dz = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_A} \quad (9.7)$$

$$Q_P = \int_{z=0}^{H} \sigma_{hP} \cdot dz = \int_{z=0}^{H} (K_P \cdot \sigma_v + 2c\sqrt{K_P}) \cdot dz = \int_{z=0}^{H} (K_P \cdot \gamma \cdot z + 2c\sqrt{K_P}) \cdot dz = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_P + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_P} \quad (9.7)$$

■有効応力で記述して、土圧を求める場合は、c，φ，σの替わりに c’，φ’，σ’を用いて式を書き直して、別途水圧を求めて、足し合わせる。

土圧問題の演習 2

● 最も単純な状態での考察



一様な不飽和盛土

（地下水面は、擁壁の下の支持地盤内とする）

（図１）

・盛土内に一様な suction が作用しているとする。

・ ϕ (= ϕ ')= 35 度、真の粘着力 c'= 0、サクションによる見かけの粘着力 c = 0.15kgf/cm^2 (1.5 tonf/m^2)、

・単位体積重量 γ_t = 1.6 gf/cm^3 (1.6 tonf/m^3)、間隙比　e= 0.8, G_s= 2.7

・**<u>H= 5 m の場合、擁壁は、どの大きさの土圧に抵抗できるように設計したら良いか？</u>**

ただし、水平方向の力の釣り合いだけを検討して、擁壁の転倒の可能性は検討しないとする。

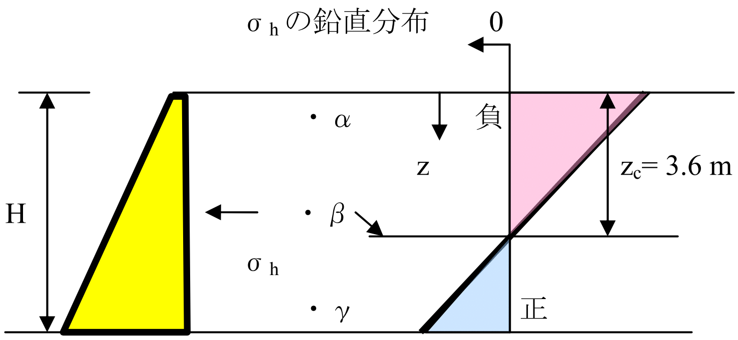
（答案１）　全応力で考察して、擁壁単位幅当たりの主働土圧 Q_A(ton/m)の大きさを求めると、

$K_A = \dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2(\pi/4-\phi/2)$ =0.271 を用いて、

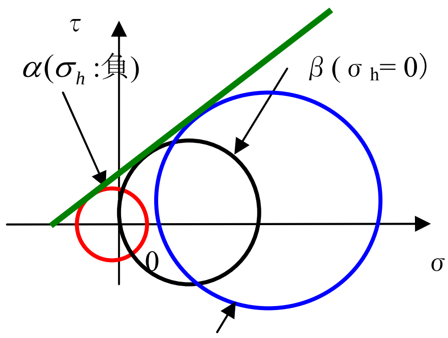
$p_A = \gamma \cdot z \cdot K_A - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A}$　(p_A= 0　となるのは、　z= 3.6 m)

$Q_A = \dfrac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \cdot K_A - 2cH\sqrt{K_A}$ =5.42－7.8=－2.38 (tonf/m)。

今、主働状態を想定している。しかし、擁壁は後方に引っ張られる？　→　何が、おかしいのか？



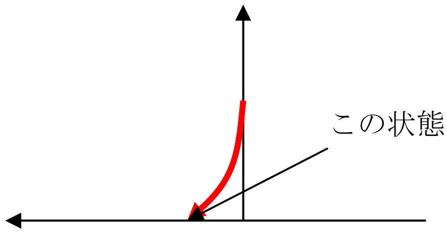
（図２）



（図３）　γ (σ h> 0)

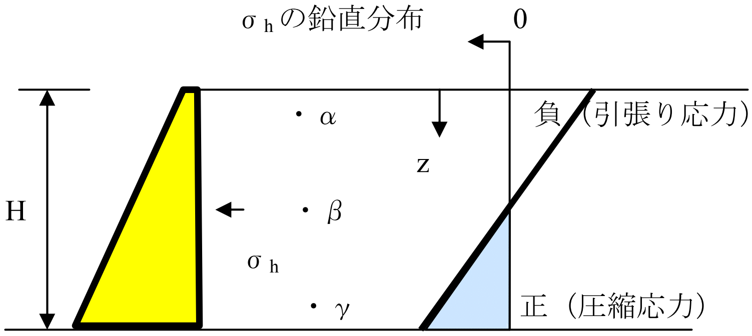
（答案２）盛土が全高さに亘って主働破壊状態である状態では、図１で擁壁は **X** のように主働方向に変位している。それにも拘わらず、図-3 の応力状態では擁壁上部の背面は盛土によって受働側に水平に引張っられている。これは矛盾である。また、そもそも擁壁と盛土の間で盛土内部と同様なサクションは発揮されない。従って、図３の状態は非現実的である。

実際には、土圧 Q= 0.0 の状態となって盛土は自立した状態で釣り合うと考えることが出来る。その時は、盛土は全ての高さに亘って主働破壊状態に至っていないと考える（図 5, 6）。

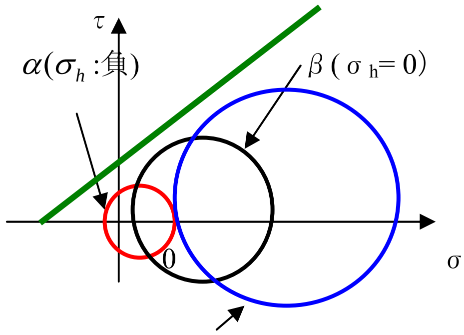


答え：$Q_A = 0$

（図 4）



（図 5）



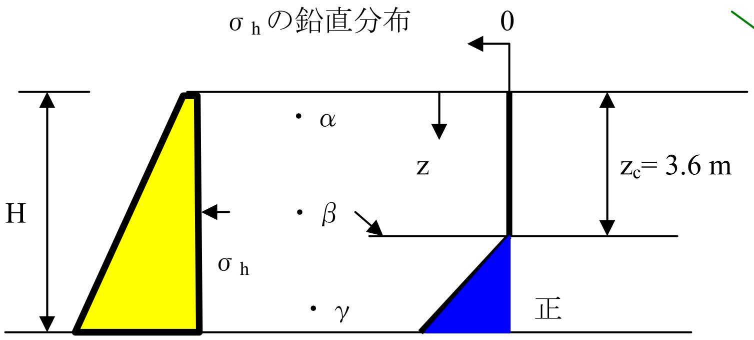
（図 6）　γ (σ h> 0)

（答案３）「盛土内部でのサクションによる引張り強度は長期的には期待できない（特に豪雨時に盛土が濡れた時）。従って、この引張り強度を期待して土圧計算をするのは危険である。」と考える。即ち、引張り力が作用しようとする深度 z= 0 ～ z_c の間では盛土内にクラックが生じるか擁壁と盛土の間が分離して土圧 σ_h は zero となるが、その下方では主働土圧状態になっていると考える。

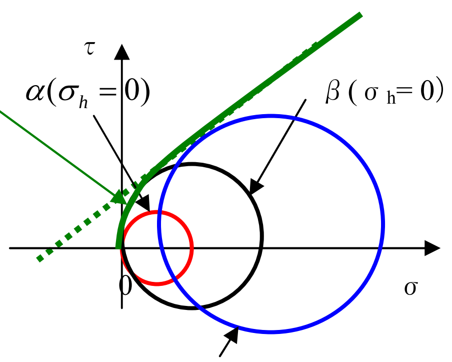
ここで、$\sigma_{hA} = \gamma \cdot z_c \cdot K_A - 2c\sqrt{K_A} = 0$ から、　$z_c = 2c / \{\gamma \cdot \sqrt{K_A}\} = 3.6$ m

従って、z= z_c ～H の間の圧縮力の主働土圧を積分すると、$Q_A{}^* = 0.4$ tonf/m が得られる。

引っ張り強度がないとした時の破壊包絡線

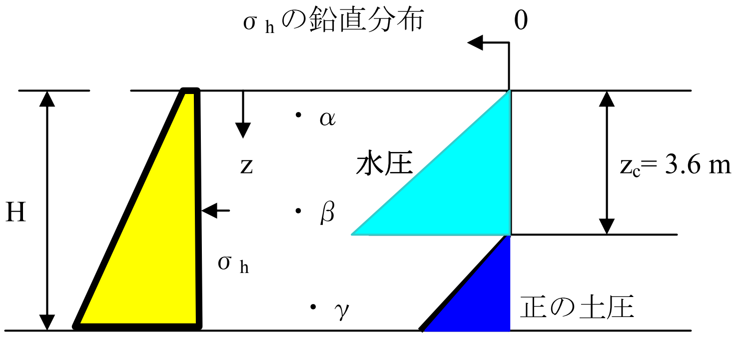


（図 7）

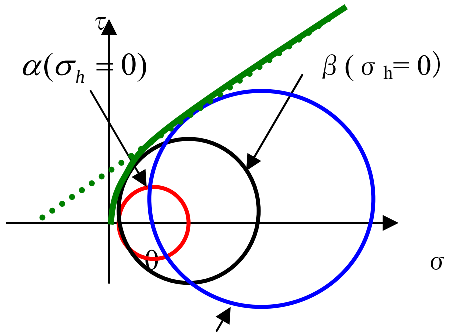


（図 8）　γ (σ h> 0)

（答案４）引張り力が作用しようとする深度 z= 0 ～ z_c の間では盛土内にクラックが生じるか擁壁と盛土の間が分離して土圧 σ_h は zero となるが、降雨時には、ここに水が溜まり、水圧が発生するとする（工学的配慮）。すると、Q_w= (1/2) γ_w・(z_c= 3.6 m)^2= 6.48 tonf/m、 Q_A*= 0.4 tonf/m、 両者併せて、6.9 tonf/m。



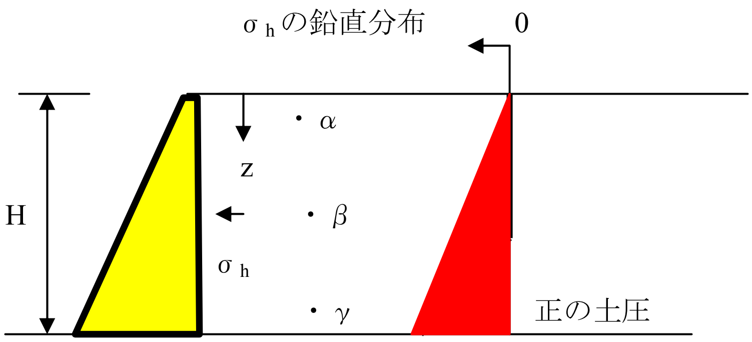
（図 9）



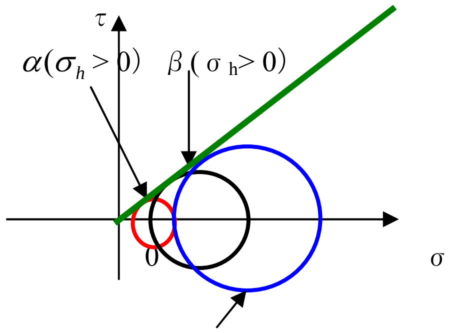
（図 10）　γ (σ h> 0)

（答案５）豪雨時には盛土内全体で suction はゼロになるとする。盛土の有効応力で考えた真の粘着力は zero であることを考えて土圧を計算する。工学的に妥当な解

a) 擁壁の背面での排水工事が十分であり、水圧を考えないで良い場合。盛土は完全には飽和していないであろうが、安全側として飽和単位重量$\gamma_t = \dfrac{G_s + e}{1+e}\gamma_w = \dfrac{2.7+0.8}{1+0.8} = 1.944$ (tonf/m^3)を用いて土圧を計算する。　　　Q_A= (1/2) γ_t・H^2・K_A= 6.59 tonf/m



（図 11）

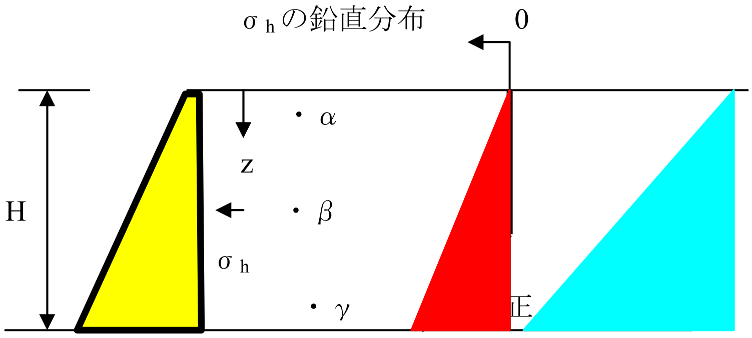


（図 12）　γ (σ h> 0)

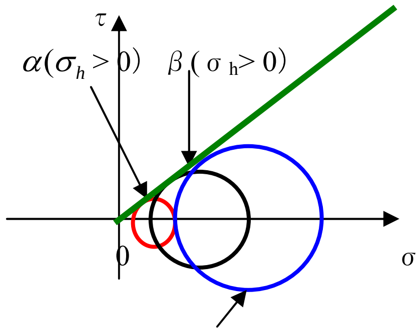
c)　擁壁背面の排水工が不十分であり、水中単位重量$\gamma' = \dfrac{G_s - 1}{1+e}\gamma_w = \dfrac{2.7-1}{1+0.8} = 0.944$　(tonf/m^3)を用いて計算して土圧を計算して、また水圧を考慮する必要がある場合。

Q_A= (1/2) γ '・H^2・K_A= 3.19 tonf/m;　Q_w= (1/2)・H^2= 12.5 tonf/m

併せて、15.7 tonf/m。



（図 13）　土圧　水圧



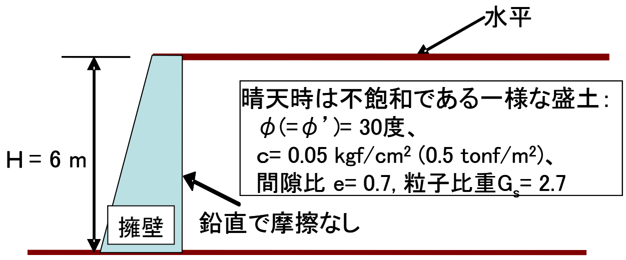
（図 14）　γ (σ h> 0)

[土圧問題の演習 3]

下図に示す擁壁の盛土内には晴天時には一様なサクション負の間隙水圧）が作用していて、その状態での盛土のせん断強度は$\tau_f = c + \sigma \cdot \tan\varphi$ である（c と φ の値は図中に示す）。この擁壁が豪雨時でも安定であるためには、どのような水平荷重(tonf/m)に対して設計したら良いのかを示せ。ただし、

a)擁壁と盛土の排水工事は不十分であり、豪雨時には盛土内に雨水が浸入して盛土は飽和して地下水位は盛土の天端まで達し、擁壁背面には水圧が作用する。

b)粘着力係数 c はサクションによるものであり、盛土内に雨水が浸入するとゼロになる。



【答】水中単位重量$\gamma' = \dfrac{G_s - 1}{1+e}\gamma_w = \dfrac{2.7-1}{1+0.7} = 1.0$　(tonf/m^3)と$\tau_f = \sigma \cdot \tan\varphi$　(c= 0,　$\varphi = 30$ 度)を用いて土圧を計算し、水圧との合計を求める。$K_A = \dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \dfrac{0.5}{1.5} = \dfrac{1}{3}$

Q_A= (1/2) γ '・H^2・K_A= (1/2)(1.0)(36)(1/3)=6.0 tonf/m

Q_w= (1/2)・H^2= 18.0 tonf/m

併せて、24.0 tonf/m。

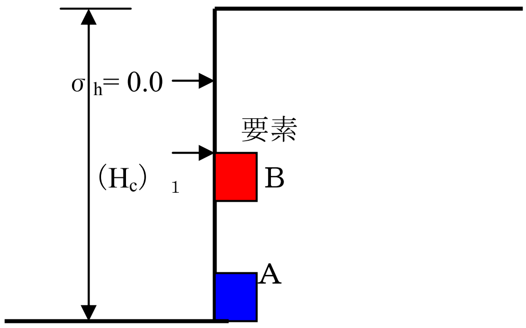
９．２　鉛直自立高さ

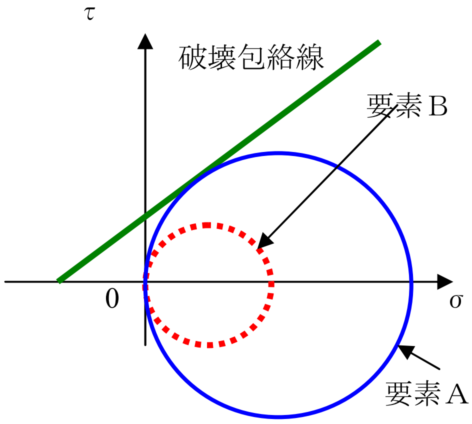
二つの考え方。

１）剛な壁面が全く存在しない場合。

２）回転抵抗があり転倒しない剛な壁面が存在する場合（教科書で想定してあるケース）。

１）剛な壁面が全く存在しない場合。





最下端の要素Ａが、破壊状態（主働応力状態）にあるとする。

すると、<u>それより上方にある土の要素は、破壊状態ではない</u>。

<u>要素 A における応力状態：</u>

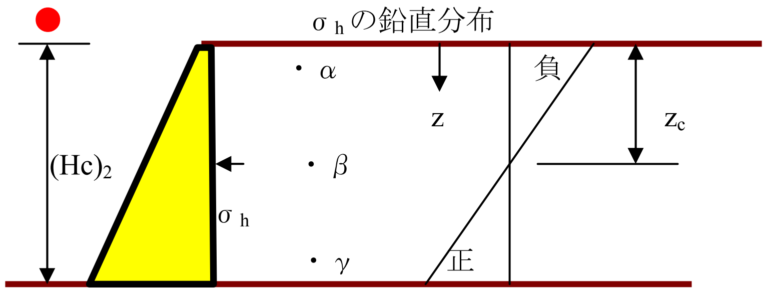
$\sigma_{hA} = \gamma \cdot z_c \cdot K_A - 2c\sqrt{K_A} = 0$ から，　自立高さ $(H_c)_1 = \dfrac{2c}{\gamma_t\sqrt{K_A}}$

仮に、全高さで強度が一定として、$\phi=0$ とすると、$(H_c)_1 = \dfrac{2c}{\gamma_t}$ （一軸圧縮試験の状態）

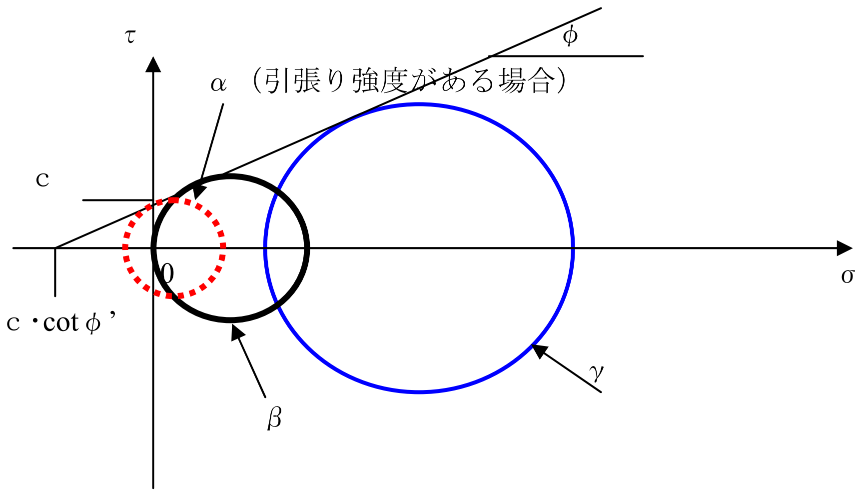
例）自然の状態で見られる自立している鉛直崖。

全応力で表した粘着力ｃは、実際の粒子間の粘着力あるいは suction、あるいは両方に起因している。

２）回転抵抗があり転倒しない剛な壁面が存在する場合（教科書で想定してあるケース）。
水平応力が引張りになることを許容し、<u>全壁高において盛土が破壊主働応力状態あり</u>、合計主働土圧がゼロになっているとする。



要素α、β、γ全てが破壊状態にあるので、以下の Mohr 円が得られる。



$$Q_A = \int_{z=0}^{(H_c)_2} (K_A - 2c\sqrt{K_A}) \cdot dz = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H_c)_2^{\ 2} \cdot K_A - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_A} \ = 0.0$$ から、

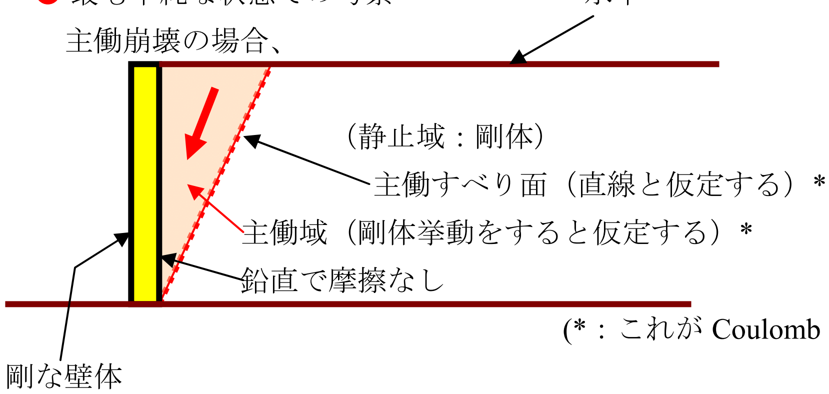
自立高さ $(H_c)_2 = \dfrac{4c}{\gamma\sqrt{K_A}} = 2(H_c)_1$　　(9.9）式

しかし、実際現場で擁壁と盛土（自然地山）の間に引っ張り力が作用すると仮定するのは危険。
通常は、(Hc）$_1$ を用いるのが安全側（特に、壁面のない状態では)。

９．１．４　Coulomb 土圧

● 最も単純な状態での考察

主働崩壊の場合、



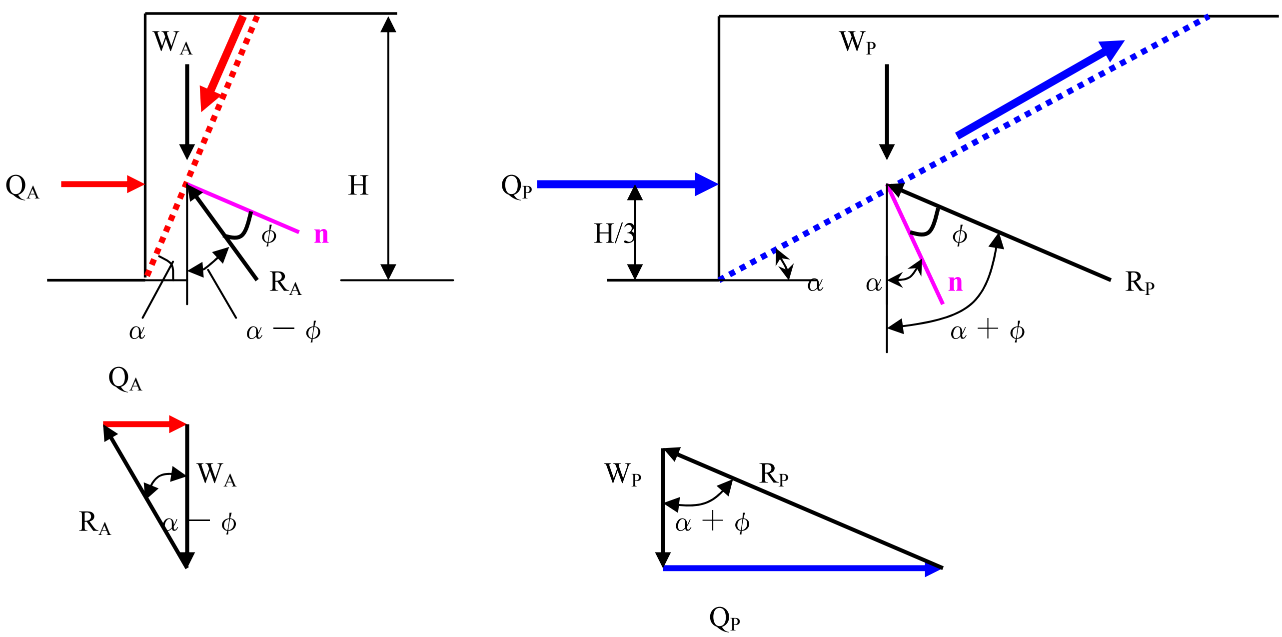
(*：これが Coulomb 土圧理論の特徴の一つ)

■この条件の下で求めた主働土圧(Coulomb の主働土圧)は、Rankine 主働土圧と同一になる。しかし、壁面に摩擦があったり、盛土上面が水平でなかったりすると、Rankine 土圧理論と Coulomb 土圧理論では異なる解が得られる。即ち、Rankine 土圧→下解値； Coulomb 土圧→上解値となる。下界値である Rankine 土圧の方が上界値である Coulomb 土圧よりも、主動土圧では大きくなり、受働土圧では小さくなる。この一般的場合（後述）は、Coulomb 土圧ではすべり面を直線と仮定することによって陽な解が得られる（教科書 234 頁 9.11 式、この式の誘導は大学院で教える）。しかし、Rankine 土圧理論では複雑な数値計算が必要となり、陽な解が得られず、実用的ではなくなる。

■粘着力のない状態での Coulomb 土圧

主働崩壊状態　　　　受働崩壊状態

(主働土圧 Q_A；active earth pressure)　　（受働土圧 Q_P; passive earth pressure）



＊二次元状態で考える。

$$W_A = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 / \tan\alpha$$ ：主働域の土塊の重量。　(1a)

$$W_P = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 / \tan\alpha$$ ：受働域の土塊の重量。　(1b)

角度αは不明である。以下、この値を求める(この方法に、Coulomb の天才がある)。

鉛直方向の力の釣り合い：　$W = R \cdot \cos(\alpha \pm \phi)$　(2)　（＋は受働、－は主働状態）

水平方向の力の釣り合い：　$Q = R \cdot \sin(\alpha \pm \phi)$　(3)　（＋は受働、－は主働状態）

注）W、R、Q は、何れも同じ高さ H/3 に集まっているので、鉛直方向・水平方向の力の釣り合いが満足されると、モーメントの釣り合いも同時に満足される。

式(1), (2), (3)からＲを消去すると、

$$Q = W \cdot \tan(\alpha \pm \phi) = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\tan(\alpha \pm \phi)}{\tan\alpha} \qquad (4)$$

ここで、

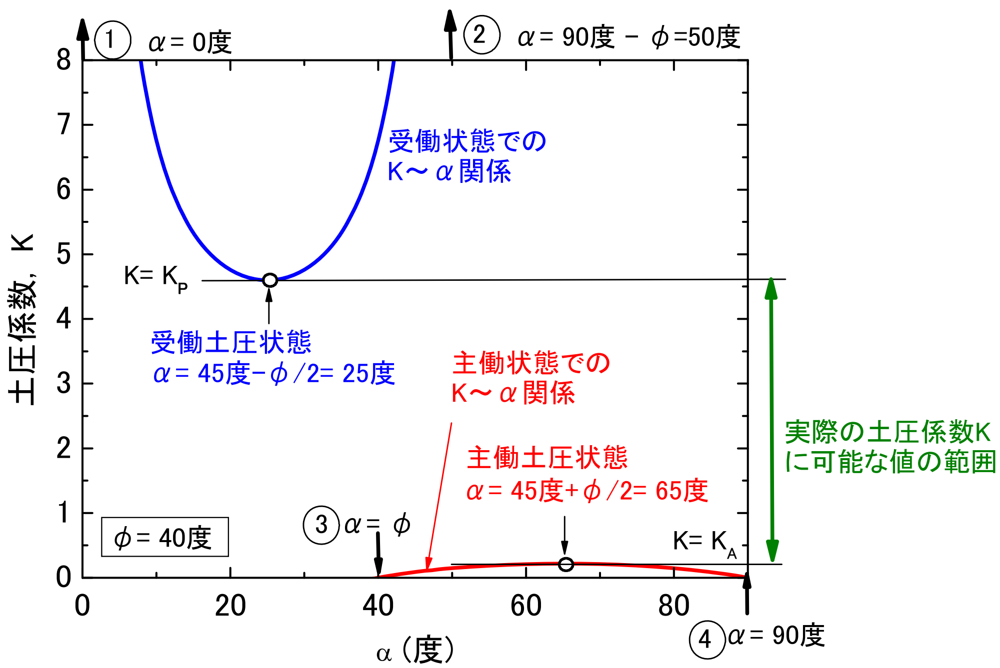
a) 主働状態に対する Q の極大値が、主働土圧（総土圧）Q_A であり、

b) 受働状態に対する Q の極小値が、受働土圧（総土圧）Q_P である、

として、極値の条件（$\frac{\partial Q}{\partial \alpha} = 0$）の解を求める。

$$K = \frac{Q}{\frac{1}{2}\gamma \cdot H^2} = \frac{\tan(\alpha \pm \phi)}{\tan\alpha} \qquad (4a)$$

ϕ = 40 度の時、主働、受働状態のそれぞれに対して、土圧係数 K とα(度)の関係を下図に示す。主働土圧状態での係数 K が、極大値 $K_A = \frac{Q_A}{0.5 \cdot \gamma \cdot H^2}$ と受働土圧状態での係数 K の極小値 $K_P = \frac{Q_P}{0.5 \cdot \gamma \cdot H^2}$ の値を発揮する時の角度αを示す。



[4 式を解く]

$E=\dfrac{\tan(\alpha\pm\phi)}{\tan\alpha}$ として、$\dfrac{\partial E}{\partial\alpha}=0$ から、$E=\dfrac{\tan(\alpha-\phi)}{\tan\alpha}$（主働土圧）の時は、以下の式が成り立つ。

$$\frac{1}{\cos^2(\alpha-\phi)\cdot\tan\alpha}-\frac{\tan(\alpha-\phi)}{\tan^2\alpha\cdot\cos^2\alpha}=0$$

$$\sin\alpha\cdot\cos\alpha-\sin(\alpha-\varphi)\cdot\cos(\alpha-\varphi)=0$$

$$\sin 2\alpha-\sin 2(\alpha-\varphi)=0$$

ここで、$\{\sin(x+y)-\sin(x-y)\}=2\cos x\cdot\sin y$

即ち、$\sin(A)-\sin(B)=2\cos\dfrac{A+B}{2}\cdot\sin\dfrac{A-B}{2}$ を用いると、

$$\cos(2\alpha-\varphi)\cdot\sin\varphi=0$$

この解は、$\sin\varphi\neq 0$ であるから、$2\alpha-\varphi=90^o$、$\alpha=45^o+\varphi/2$

従って、極大値として、以下の値が求まる。

$$Q_A=\frac{1}{2}\gamma\cdot H^2\cdot\frac{\tan(45^o+\varphi/2-\varphi)}{\tan(45^o+\varphi/2)}=\frac{1}{2}\gamma\cdot H^2\cdot\frac{\tan(45^o-\varphi/2)}{\tan(45^o+\varphi/2)}$$

$$=\frac{1}{2}\gamma\cdot H^2\cdot\frac{\sin(45^o-\varphi/2)\cdot\cos(45^o+\varphi/2)}{\sin(45^o+\varphi/2)\cdot\cos(45^o-\varphi/2)}=\frac{1}{2}\gamma\cdot H^2\cdot\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$$

ここで、$\sin x\cdot\cos y=\dfrac{1}{2}\{\sin(x+y)+\sin(x-y)\}$ を用いた。

まとめて、

$$Q_A=\frac{1}{2}\gamma\cdot H^2\cdot\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}\qquad(5)$$

又は　土圧係数 $K_A=\dfrac{Q_A}{0.5\cdot\gamma\cdot H^2}$ で表現すると、$K_A=\dfrac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}=\tan^2(\pi/4-\phi/2)$

同様に受働土圧の解も求まる。

まとめて、

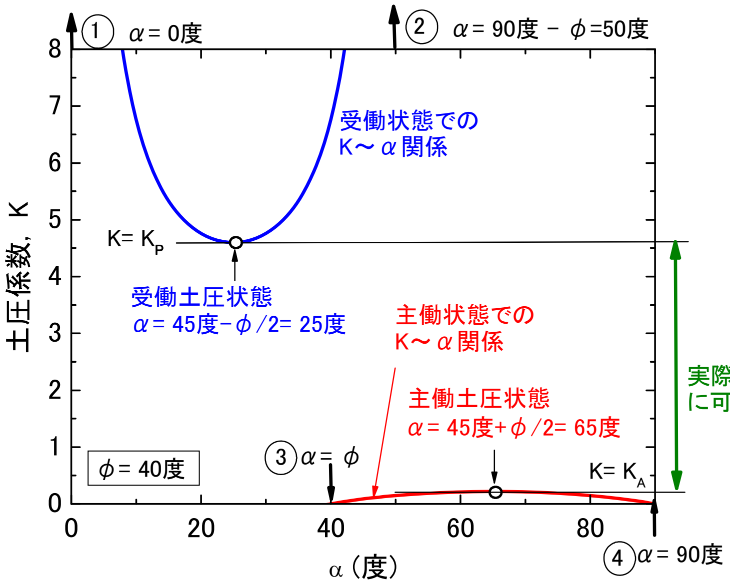
$$\frac{Q_A}{Q_P}=\frac{1}{2}\gamma\cdot H^2\cdot\frac{1\mp\sin\varphi}{1\pm\sin\varphi}\qquad(5)$$

土圧係数 $K=\dfrac{Q}{0.5\cdot\gamma\cdot H^2}$ で表現すると、$\dfrac{K_A}{K_P}=\dfrac{1\mp\sin\varphi}{1\pm\sin\varphi}=\tan^2(\pi/4\mp\phi/2)$

[土圧問題の演習 4]

$\phi=$ 40 度の時、主働、受働状態のそれぞれに対して、土圧係数 K=$\dfrac{Q}{0.5\cdot\gamma\cdot H^2}$ と α (度)の関係を図に示し、主働土圧状態での係数…の極大値 $K_A=\dfrac{Q_A}{0.5\cdot\gamma\cdot H^2}$ と受働土圧状態での係数…の極小値 $K_P=\dfrac{Q_P}{0.5\cdot\gamma\cdot H^2}$ の値とその時の角度 α を求めよ。

[答]



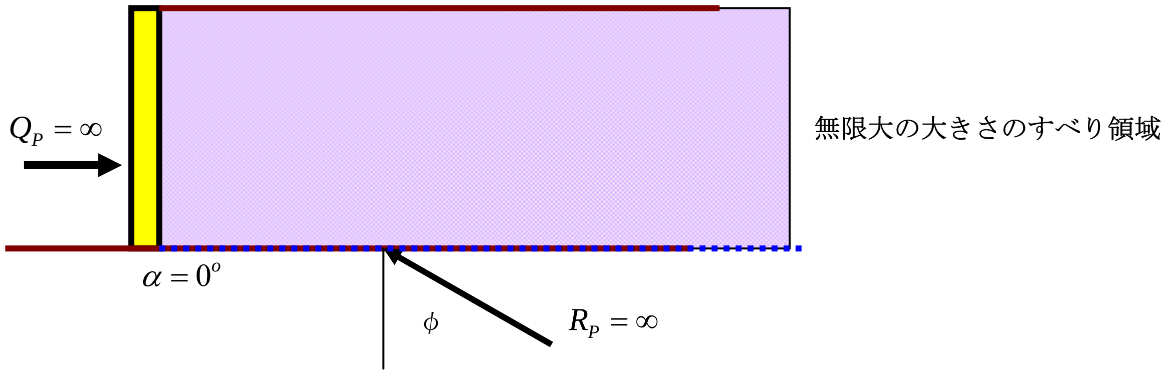
（①〜④の状態は次頁に図示してある）

注）

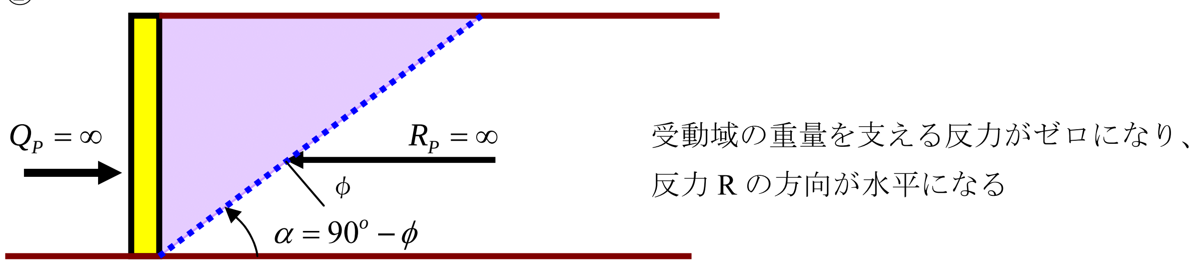
主働崩壊状態とは、静止状態から土圧を減少させていった時、最も早く破壊状態になる破壊面（主働崩壊面）で破壊が生じている状態である。他の角度の面では、土圧がもっと小さくならないと破壊状態には至らない。従って、主働土圧とは、盛土が崩壊しない状態での、あり得る最小の土圧である（極大値が最小値：鞍部状態の解）。

受働崩壊状態とは、静止状態から土圧を増加させていった時、最も早く破壊状態になる破壊面（受働崩壊面）で破壊が生じている状態である。他の角度の面では、土圧がもっと大きくならないと破壊状態には至らない。従って、受働土圧とは、盛土が崩壊しない状態での、あり得る最大の土圧である（極小値が最大値：鞍部状態の解）。

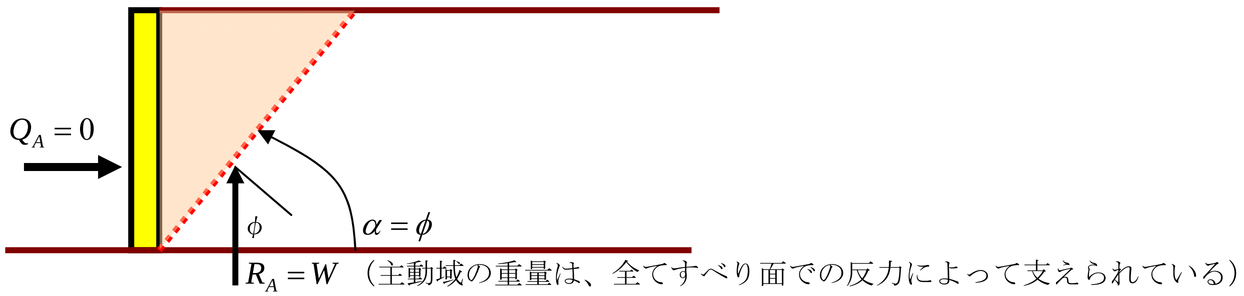
①


$Q_P = \infty$
無限大の大きさのすべり領域
$\alpha = 0^o$
ϕ
$R_P = \infty$

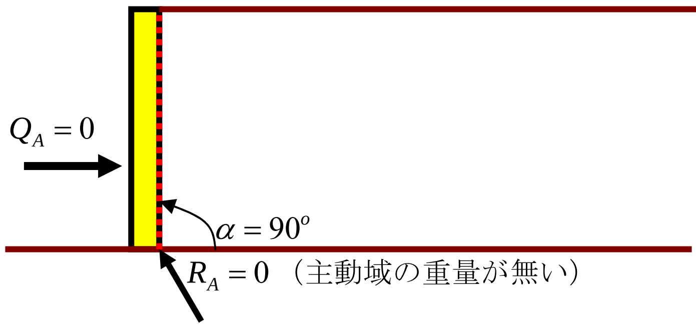
②


$Q_P = \infty$
$R_P = \infty$
受動域の重量を支える反力がゼロになり、
反力 R の方向が水平になる
ϕ
$\alpha = 90^o - \phi$

③

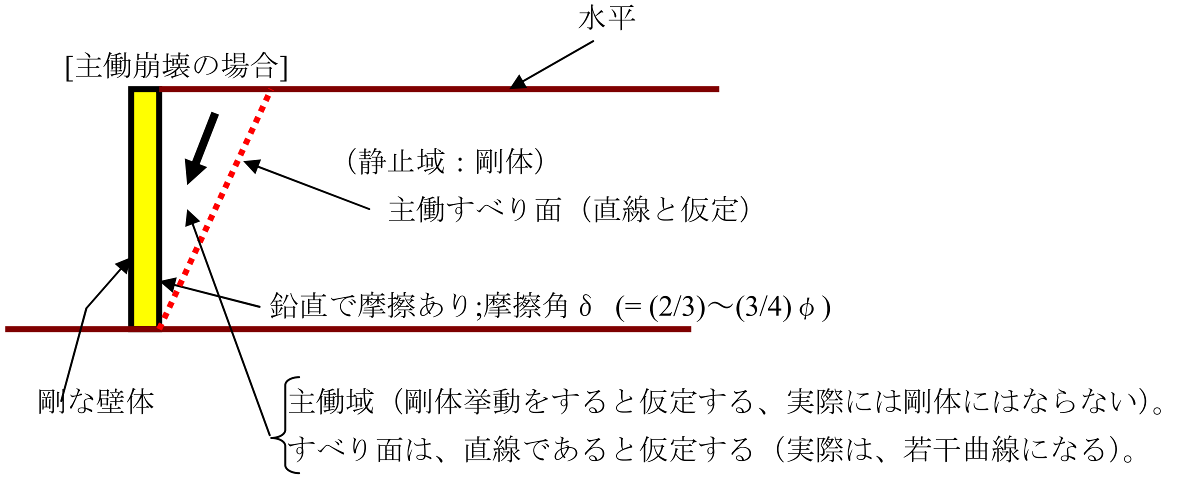

$Q_A = 0$
ϕ
$\alpha = \phi$
$R_A = W$ （主動域の重量は、全てすべり面での反力によって支えられている）

④


$Q_A = 0$
$\alpha = 90^o$
$R_A = 0$ （主動域の重量が無い）

■壁の摩擦の影響

Coulomb 土圧だと、解きやすい。

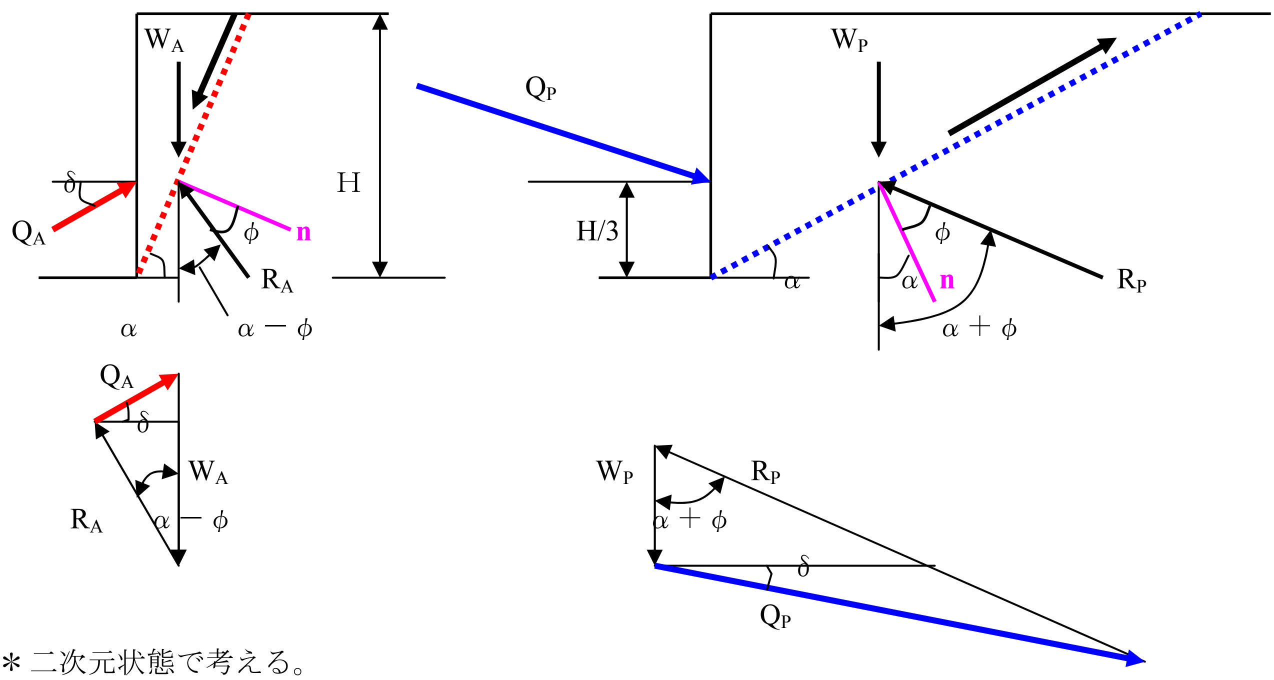


この二つの単純化によって、解が得られるようになる。

・Rankine 土圧理論だと、すべり面が曲線になり、差分式を解かなくてはならなくなり、非常に難しくなる。

■粘着力のない状態での Coulomb 土圧

(主働土圧 Q_A ; active earth pressure)　　（受働土圧 Qp; passive earth pressure）



＊二次元状態で考える。

$$W_A = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 / \tan\alpha$$ ：主働域の土塊の重量。　(1a)

$$W_P = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 / \tan\alpha$$ ：受働域の土塊の重量。　(1b)

主働土圧に対して、

鉛直方向の力の釣り合い：$W_A = Q_A \cdot \sin\delta + R_A \cdot \cos(\alpha - \phi)$ (2)

水平方向の力の釣り合い：$Q_A \cdot \cos\delta = R_A \cdot \sin(\alpha - \phi)$ (3a)

or $R_A = Q_A \cdot \dfrac{\cos\delta}{\sin(\alpha-\phi)}$ (3b)

R_A を消去して、 $W_A = Q_A \cdot \left[\sin\delta + \dfrac{\cos\delta}{\tan(\alpha-\phi)}\right]$ (4)

$$Q_A = \frac{W_A}{\sin\delta + \dfrac{\cos\delta}{\tan(\alpha-\phi)}} = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\tan(\alpha-\phi)}{\{\sin\delta\cdot\tan(\alpha-\phi)+\cos\delta\}\tan\alpha} \qquad (5)$$

x=cotα とおいて（５）式を書き換え、それを x で偏分して、$\dfrac{\partial Q_A}{\partial x}=0$ の条件を満たす x の値を求め、それを（５）式に代入すると、極大値として壁に摩擦がある場合の主働土圧 Q_A が求まる。

$$Q_A = \frac{1}{2}\gamma\cdot H^2\cdot(K_A)_\delta \qquad (K_A)_\delta = \left(\frac{\cos\phi}{\sqrt{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin\phi}+\sqrt{\cos\delta}}\right)^2 \qquad (6)$$

δ→0 にすると、

$$K_A(\delta=0) = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2(\pi/4-\phi/2)$$

● δが有るときの方が、土圧が小さくなる。

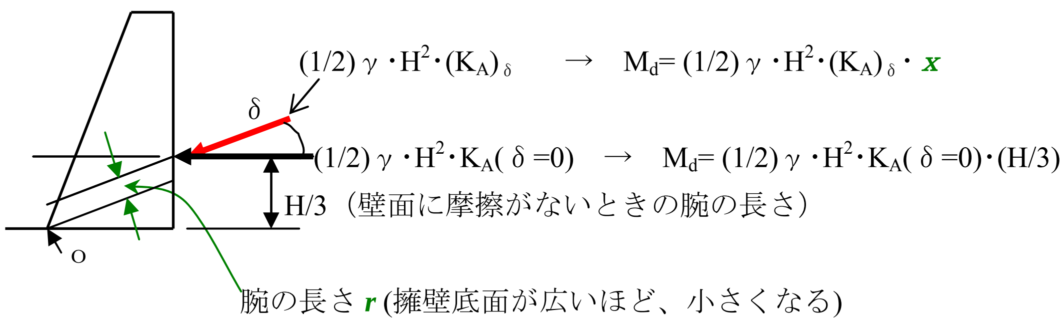
● しかし、φ＝40 度の時、 $K_A(\delta=0)=0.217$,
　　δ＝(2/3)φ＝27 度として、$(K_A)_\delta=0.200$;　92 % of $K_A(\delta=0)$
　であり、差は非常に小さい。

● また、$(K_A)_\delta$ の水平成分は、

$$(K_A)_\delta\cdot\cos\delta = \left(\frac{\cos\phi}{\sqrt{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin\phi}+\sqrt{\cos\delta}}\right)^2\cdot\cos\delta \qquad (7)$$

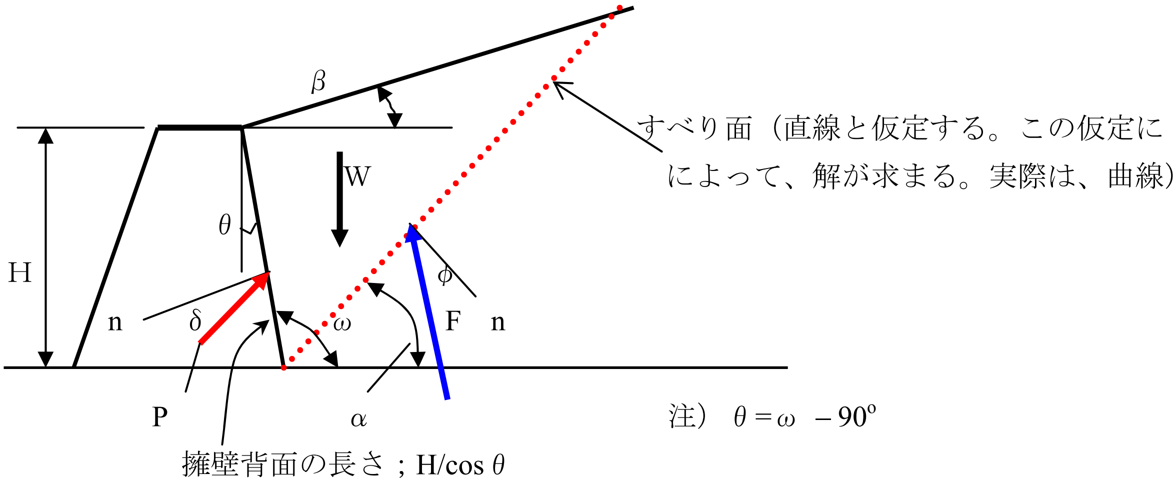
　となり、差は拡大する（82 % of $K_A(\delta=0)$となる)。

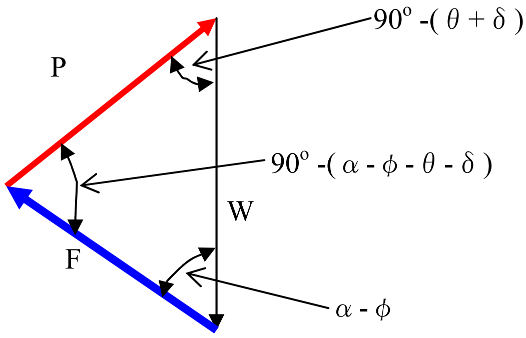
● 同様に、擁壁の底面積が大きいほど、δの増加により点Ｏの周りの転倒モーメント M_d は急激に小さくなる。従って、擁壁背面に摩擦が有った方が、擁壁は転倒に対して非常に安定する。



■　一般的状態

Coulomb 土圧だと解ける。以下、主働土圧解だけ求める。





P_A=[P]$_{max}$　(1)

$$P = \frac{W \cdot \sin(\alpha - \phi)}{\sin\{90^o - (\alpha - \phi - \theta - \delta)\}} \tag{2}$$

$$W = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\cos^2(\theta - \beta)\cdot\{\tan(\theta - \beta) + \cot(\alpha - \beta)\}}{\cos^2\theta} \tag{3}$$

● 解は、次のようにして得られる。

１）　（３）式を（２）式に代入する（式４）。

２）　x=cot α　とおいて（４）式を書き換える。

３）　（４）式を x で偏分して、$\frac{\partial P}{\partial x} = 0$　の条件を満たす x の値を求める。

４）　それを（４）式に代入すると、極大値として主働土圧　P_A が求まる。

★　この解を求めるのは、結構大変ですよ。

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

(5：教科書 234 頁 9.11 式)

９．１．６　壁の変位パターンと土圧分布

主に地盤掘削問題に関連した土圧問題の歴史

Peck の論文[1)]を参考にして、最近の知見を追加して纏めた。

１）１８世紀まで：経験主義の時代

経験主義：専ら自分の（あるいは、限定された集団の）経験だけに基づいて擁壁を設計する。土圧を数値として、理論的に求めない。

工学：経験を理論で体系化し、あるいは理論を経験で裏付けて、一般の異なる条件の下での擁壁を同一の基準で設計する。

２）１８世紀から１９世紀：土圧理論の誕生と数学的深化

Coulomb 理論と Rankine 理論を源にして、非常に数理的に発展。

３）１９世紀から２０世紀初頭：技術者の土圧理論への不信感の誕生
（理論と実際の見かけ上の相違Ｉ）

熟練した実務家である Baker は 1881 年の論文で、Coulomb 土圧理論によれば倒壊するはずの多数の大型擁壁が実際には倒壊していないことを示した。

a)　今日の目から見た原因：　安息角を用いて主働土圧を計算していた。そうすると、主働土圧を過大評価する。

b)　これは、過去の問題か？

今日でも、通常の擁壁の主働土圧の設計計算において、例えば「砂の内部摩擦角 ϕ は 30 度」のように一律でピーク強度よりも小さい強度を用いている。

その第一の理由は、盛土の締固め度を別途規定しておけば上記のような低い強度を用いた設計は安全側であり、またそれでも十分経済的に見合う擁壁構造物が設計できるし、個々の擁壁の裏込め盛土のせん断強度を原位置試験や室内試験で実測する手間を掛けるほどのこともない、と言う実務的な暗黙の判断である（多くの技術者は、この点を明確には意識していない)。

もう一つの理由は、理論的でありかつこれも暗黙的なものである。即ち、図１に示す単純化した状態に対して説明すると、最小の土圧$(P_A)_{min}$は内部摩擦角 ϕ_{peak} がすべり面（実際はすべり層）に沿って同時に発揮された[Ｐの状態]で実現する。擁壁の抵抗力が$(P_A)_{min}$よりも大きければ、Ｐの状態には至らないが、何らかの理由でＰの状態を越えると、すべり層が進展する。すべり層は直線的であり全体的に同時に進展しやすいため、小さな擁壁変位ですべり層が完成する（これと対照的なのが、基礎荷重による地盤の極めて進行的な破壊である)。すると、すべり層内の強度は残留摩擦角 ϕ_{res} に容易に低下して、主働土圧は$(P_A)_{res}$に増加する（$\boldsymbol{R}$の状態）したがって、擁壁を$(P_A)_{res}$に対して設計するのが合理的な程度に安全側であると言うことになる。実際、通常の設計で用いられている ϕ の値は ϕ

res と見なせる。

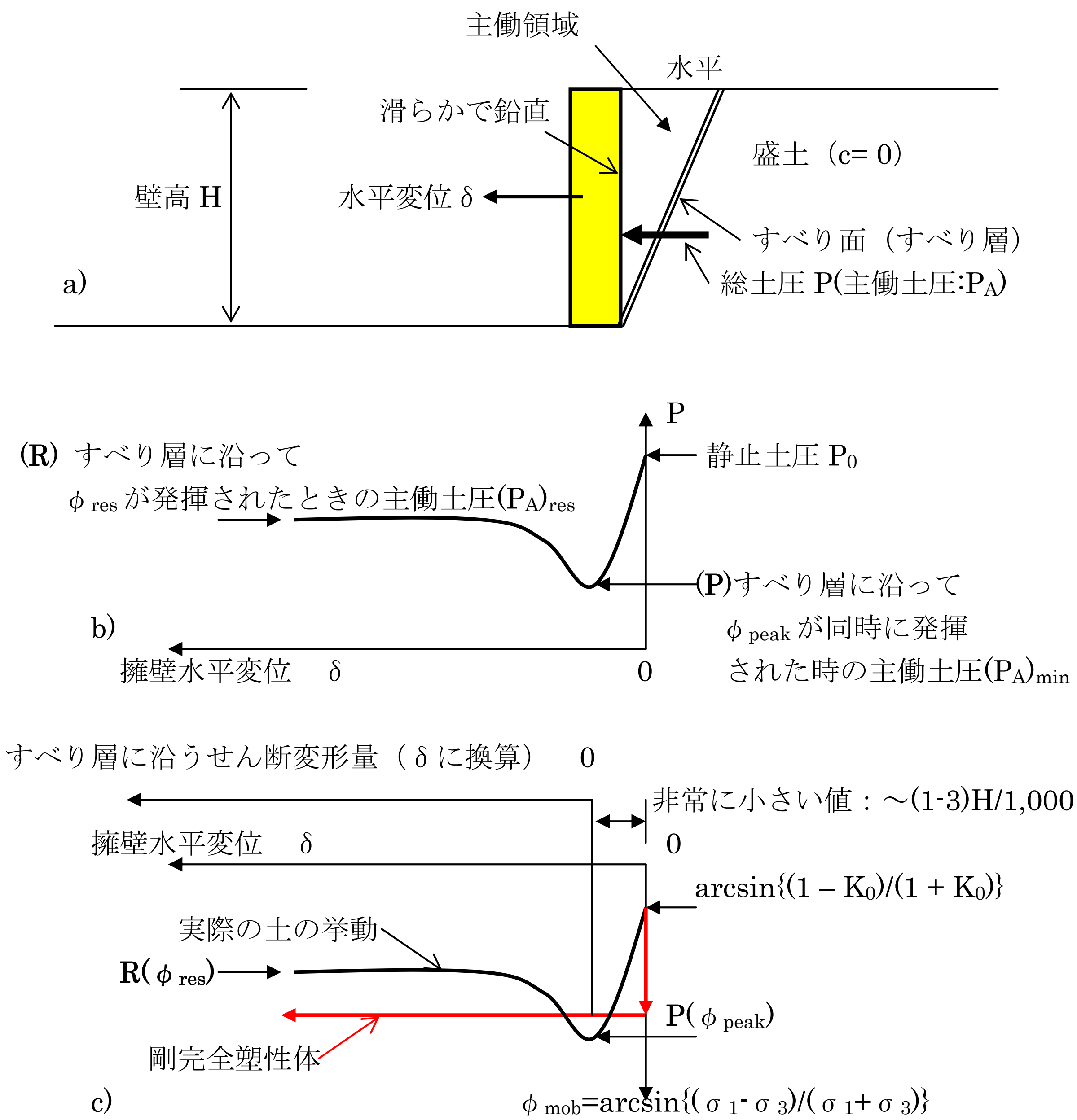


図１　常時での主働土圧 P、土のせん断強度、擁壁の水平変位の関係

c) しかし、土木構造物を非常に大きな地震荷重（いわゆるレベルⅡ）に対して設計するようになった今日の我が国の状況では、これらの前提を再考する必要がある。

すなわち、このような相当高めの設計地震荷重を採用するのならば、従来の設計法の中で貯金していた安全代（しろ）を設計計算に取り入れる必要がある。まず、盛土の材料が良く（即ち粒度分布と粒径がある程度大きく）と締固め度が良ければ、従来より大きくて実際的なφの設計値を採用して、強い盛土と弱い盛土は差別する必要がある（従来の設計法は、良い盛土材料を用いて良く締固めた盛土に対して悪平等である)。

同時に、動土圧理論も再考する必要がある[2,3]。すなわち、関東大地震以前に提案された物部・岡部理論では、土は等方剛完全塑性体と仮定されている。そのため、水平震度 k_h の増加に応じて安全率が最小になる臨界直線すべり層はより水平で深くなり、どのすべり層でも同じ内部摩擦角 ϕ が発揮される。しかし、実際はある震度 $(k_h)_1$ で盛土内にすべり層 No. 1 が生じると、その内部の ϕ_{mob} は残留値 ϕ_{res} に低下する（図１ｃ）。すると、より大きな震度 $(k_h)_2$ に対して盛土内に新たなより深いすべり層が生じるとは限らない。それは、すべり層 No.1 以外の盛土部分では依然としてピーク値 ϕ_{peak} が発揮できるからである。k_h が $(k_h)_1$ よりもかなり大きくなると、より深いすべり層 No. 2 が生じることになるが、このことは最近の模型振動台実験で確認された[4]。このような「地震荷重が増加する過程では、すべり層が進行的に発生する」と言う考えに従うと、物部・岡部理論と同様な極限釣り合い法により、ϕ_{peak} と ϕ_{res} を用いた新しい動土圧理論が組み立てられる[2,3]。物部・岡部理論では、例えば ϕ=30 度を用いると「k_h= tan30 度= 0.577 ですべり面は盛土底面と一致して動土圧が無限大になる」と言う不自然な結果となるが、新しい動土圧理論では、そうはならない。これは一歩前進ではあるが、ϕ_{peak} が発揮されるまでの盛土の変形過程や、ϕ_{mob}～すべり層のせん断変形関係が粒子径で異なること等が考慮できていない。

４）２０世紀初頭：理論と実際の見かけ上の相違Ⅱ

Coulomb 土圧理論ではすべり面以外は剛体であるので、図２ような擁壁は水平移動する。Rankine 土圧理論でも、盛土底面の摩擦がなく盛土内のひずみが一様ならば擁壁は水平移動する。何れの場合も土が完全塑性体（図１ｃ）なので、現実的な土圧～壁面変位関係は得られない。なお、主働領域内だけで一様なひずみが生じれば壁面は下端を中心に回転するが、その条件を満たす解は古典土圧理論では得られない。何れにせよ、主働土圧合力 P_a の作用点は壁下端から(擁壁高さ H)/3 にあり、壁の変位モードの関数ではない。

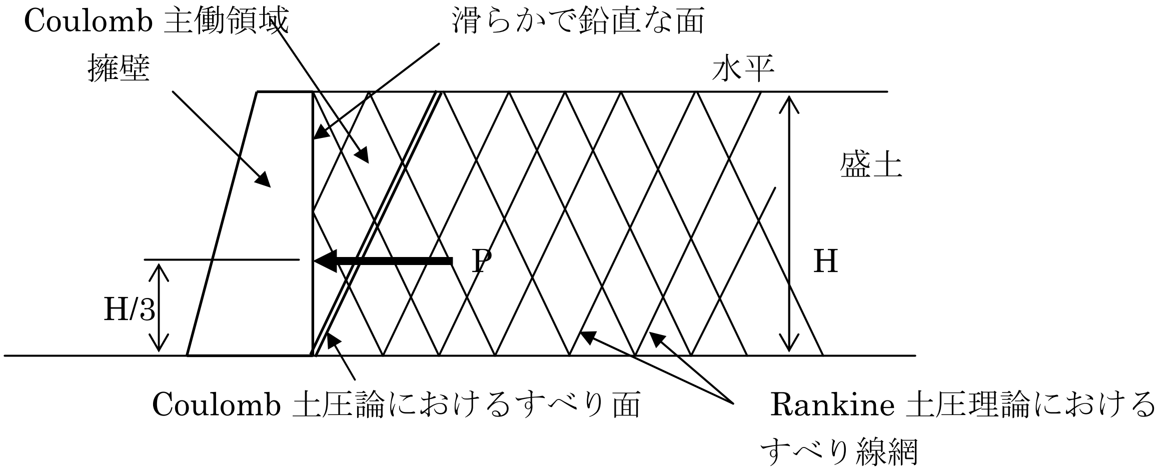


図２　古典土圧理論での盛土の破壊状態

New York 市で地下鉄工事などで多くの掘削工事に携わってきた技術者の Meem は 1908 の論文で、切り梁に作用する土圧の実測によると土圧の最大値は掘削底面から掘削深さの 1/3 ではなく上から 1/3 である、と報告した。この主張は古典土圧理論と異なるため、当時数多くの鋭い批判を浴びた。

今日の目から見ると、土圧分布は壁面変位モードにより異なるため、Meem の主張が合理的である。

５）　２０世紀中盤：掘削壁面土圧と周辺地盤の変形（理論と実際の見かけ上の相違Ⅲ）

1970 年～1990 年の間、大都市での地下鉄やビル建設での掘削工事において近接構造物の変位を抑制することが、支保工の設計に関連した土圧の大きさと分布形状の問題よりも、より重要な工学的課題になった[5,6]。今日では、この課題はより重要である。近接地盤の変形を抑制するには掘削壁面の水平変位を抑制する必要があり、このためには切り梁の剛性の増加・鉛直間隔の減少、切り梁挿入の間の掘削深さの制限、鉛直壁の剛性の増加等が有効である。この他、切り梁にプレストレスを導入するのも有効である。

すなわち、図３a においてこれから掘削する土層の水平土圧 p_h と壁面位置での水平変位 δ が、図３b での０の状態であるとする。切り梁にプレストレスを入れないで掘削を行うと、掘削層の受働土圧と重量の消失により切り梁が圧縮し矢板が変形し、大きな水平変位 δ１が生じる。一方、切り梁にプレストレスを入れると２の状態になり、この状態から掘削をしても３の状態になり、水平変位は δp のように著しく減少する[7]。なお土が弾性体と仮定すると、プレストレスの効果が小さく評価される。

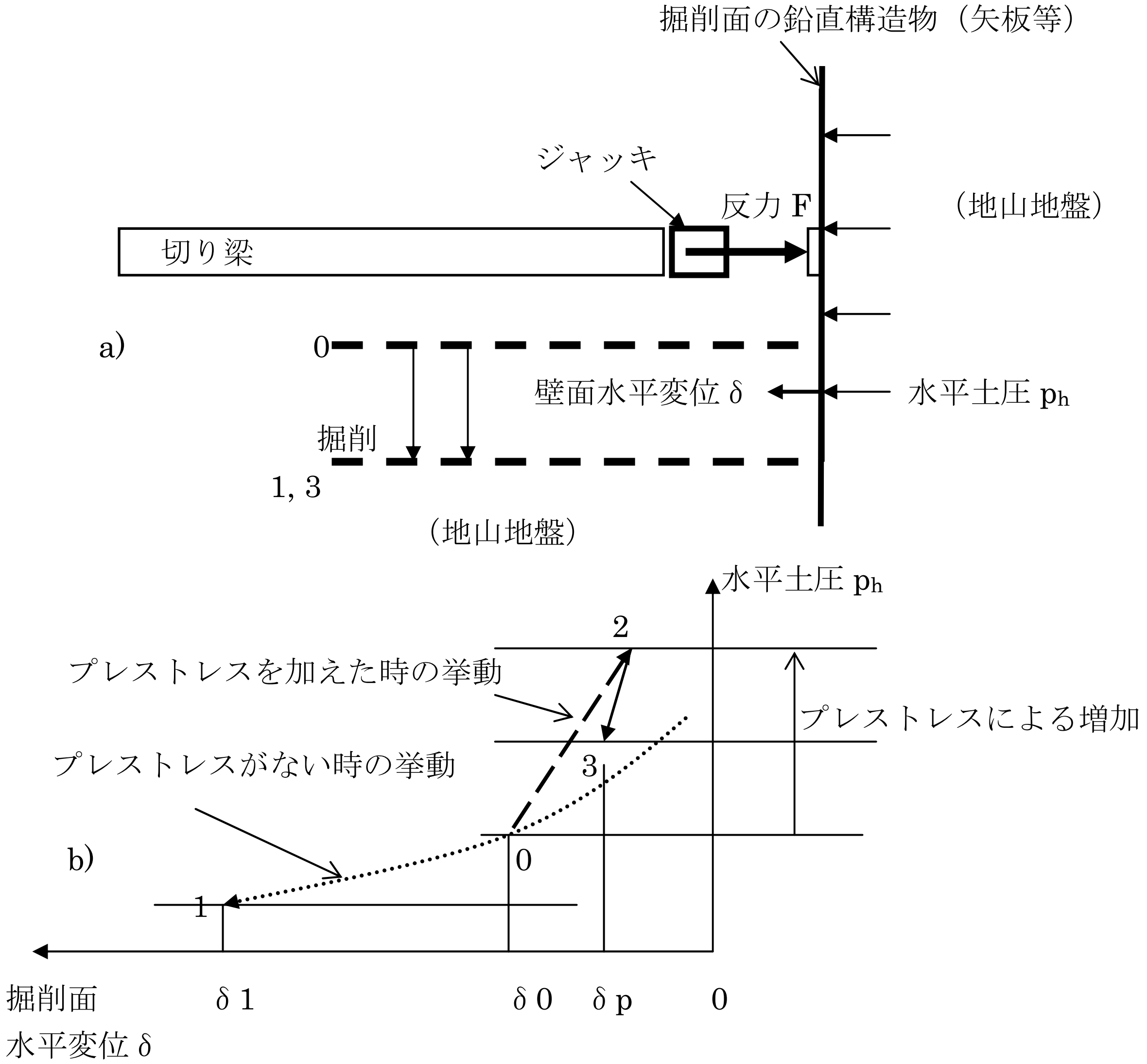


図３　掘削工事における切り梁プレストレス工法

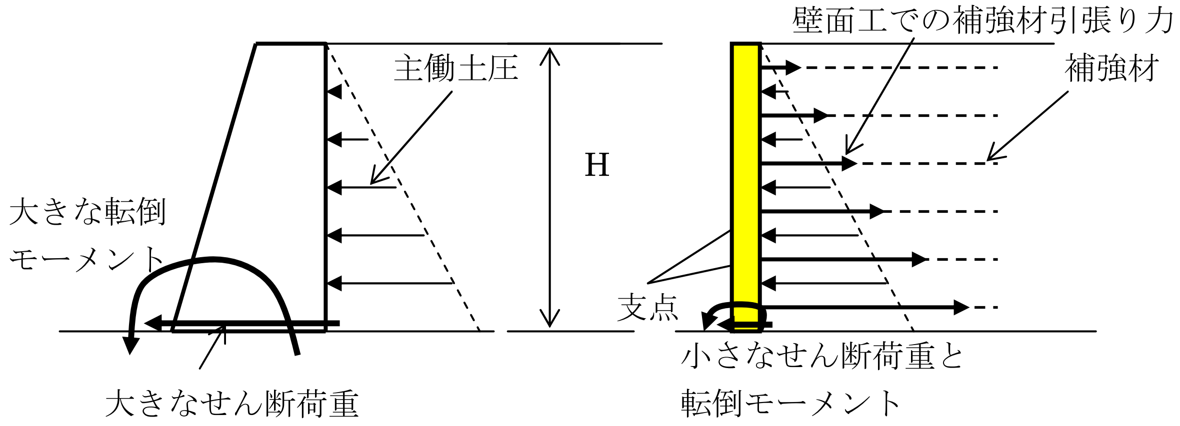
土圧分布、掘削底部地盤の破壊、掘削地盤周辺の地盤変形の予測は 1960 年代まで経験的でありお互いに独立であった。1970 年代に登場した FEM 解析法で、はじめて統一的に取り扱えるようになってきた。現場での経験で検証された FEM 数値解析法による設計が将来重要になると展望できる。

都市部の多くの近接問題等では小さな地盤変形しか許容されず、またその予測精度を上げることが重要である。この場合、土の 0.5％ 程度以下の小ひずみでの非線形変形特性が重要になる。地下鉄等近接掘削工事に関連した London clay 地盤の非線形解析が、その代表である。我が国でも、軟弱地盤から堆積軟岩地盤の掘削問題で同様な経験があり、また弾性変形特性・小ひずみでの変形特性等に関する研究が進んできている。しかし、掘削等の圧力減少問題の他に基礎載荷・盛土建設等の圧力増加問題があり、また変形特性の圧力依存非線形性も重要である。小ひずみレベルでのひずみ・圧力依存非線形性のより合理的モデルが、必要となっている[8)]。

6）　２０世紀後半：抗土圧構造形式の発展

地盤掘削での自由作業空間の確保と掘削幅の増大に対処するため、木材支保工から鋼鉄製支保工への転換、アンカー工法、支保工が不要で最終構造物の一部にもなる剛な地下連続壁、さらには地山補強土工法の採用と進展してきている。

掘削地盤が軟弱な場合にアンカー工法を用いると、アンカー力の確保のためにアンカーが長くなる。また、鉛直から 45 度程度の角度に設置したアンカーにプレストレスを導入すると、アンカー頭部を支持している H 鋼等鉛直壁面工にも軸力が導入されて沈下し、プレストレスが減少する。このような状況では、プレストレスを入れず補強筋が短い地山補強工法が有利となる場合がある。しかし、引き抜け抵抗力を確保するために高剛性芯材の周りに太径のセメント改良円筒を形成するなどの工夫が必要となる。しかしプレストレスを導入しないので、掘削時の地盤変形の抑制に対して決定的には有効ではない。あるいは、深層混合工法による改良地盤を土留め壁とし、曲げ抵抗を鉄筋挿入なので増加する工法もありえよう。さらに、地盤のセメント混合を水平方向に連続施工できれば効率は飛躍的に上昇する。



a）従来形式の擁壁構造物　　b）剛な一体壁面工を持つ補強土擁壁

図４　従来形式の擁壁と剛な一体壁面工を持つ補強土擁壁の力学的原理の相違

（補強土）[9,10] 補強土の歴史において、テールアルメ壁工法と nailing（地山補強土工法）の導入が最大のインパクトであった。我が国ではかっては、補強土工法はテールアルメ壁工法の代名詞であった。現在は、ジオテキスタイル補強土擁壁も多くなってきて、テールアルメ壁工法は選択肢の一つになってきた。

従来形式の擁壁構造物は下端支持の片持ち梁であり、下端に作用するせん断荷重は主働土圧 P_a に等して（壁高 H）^{2} に比例し、転倒モーメントは H^3 に比例し、壁体内部応力もそれに応じて大きくなる（図４ａ）。このため、10m を越えるような擁壁は経済的ではなくなる（特に、設計地震時土圧が大きい我が国では）。このことから、盛土の自立性が高い補強土擁壁の合理性は高い。

補強土壁工法の力学原理の初期における説明は、「補強土壁工法の壁面工には、従来形式の擁壁作用する主働土圧が作用せず、引張り補強材がその土圧は抵抗している。従って、壁面工は土のこぼれだしを防ぐ役割しかない。従って、擁壁の安定解析に擁壁は登場しない。このことから、土圧軽減工法とも呼べる。一方、壁面工には基礎地盤と盛土の変形に追従できるように柔軟性が必要である」である。この説明は、補強土擁壁の革命的側面と際立たせるために有効であるが、理論的に見て一般性がない。このことが、補強土工法のその後の技術的発展に尾を引いた。まず上記の説明では、主働領域（図１a）に対する議論がない。主働領域の安定性と剛性を確保するためには、補強材が連結して主働土圧程度の大きな土圧が作用する剛な壁面工が必要である。また、壁面工が一体で剛な場合は補強土の安定が更に増す。盛土を建設してから剛な一体壁面工を建設すれば、建設中の基礎地盤と盛土の変形と壁面工の間の相互作用の問題が避けられる。図４ｂに示すように、剛な一体壁面工は小さい間隔の多数の支点で支持された連続梁であり、その下端には大きなせん断荷重と転倒モーメントは作用しない。このような自立性が、従来形式の擁壁に対して補強土擁壁の耐震性が高い理由の一つである。

「金属製補強材は非延伸的であるが石油高分子化合物のジオテキスタイルは延伸的であり、後者で補強された擁壁構造物は変形性が大きい」。この説明も、耳に入り易い。実際は、材料のヤング率が相対的に低くても、補強材が面状で鉛直方向には小さい間隔で配置されていて盛土との接触面積が大きければ、補強された盛土の変形性を効率的に抑制できる。一方素材としての剛性が大きくても、空間的に粗に配置されていて盛土との接触面積が小さければ、補強材よりも遙かに弱く柔らかい盛土の変形と破壊を抑制するのに効率的ではなくなる。さらに、実際に問題となるのは建設中の盛土変形ではなく、盛土完成後の載荷による変形やクリープ変形である。実際に補強盛土のクリープ変形が生じた場合の主因は、殆どの場合補強材のクリープ変形ではない。むしろ、盛土の締固めが十分でなく補強材の配置が十分でない場合や壁面工が不十分な場合、土自身のクリープ変形を原因として補強土のクリープ変形が生じる。一方、永久構造物として建設されて盛土の締固めが十分であり耐震設計されていれば、常時での補強材の破断に対する安全率は非常に高く、ジオテキスタイルでもクリープ変形性は非常に低い。また補強土盛土に鉛直荷重が作用した場合、補強材の引張り力が増加するが、そのために盛土が水平方向に圧縮クリープ変形することがある。これは、通常問題にする盛土のクリープ変形とは逆方向の変形である。これらの補強土盛土のクリープ変形に関する研究と設計法は、全く不十分である。

補強土構造物は単に抗土圧構造物ではなく、それ自体が土構造物である。典型的なのは、補強土橋台である。通常の橋台では、杭の打設後ＲＣ橋台を建設し、その後に盛土をする。このため、盛土荷重による土圧や基礎地盤の変形が生じ、それに抵抗するために更に杭が必要となる。桁荷重を直接支

持する橋台を､補強土盛土で建設できれば杭基礎を省略できて非常に経済的なる場合が多い｡しかし､供用開始後の交通荷重に対する短期・長期に亘る盛土の変形が極小である必要がある。プレローディド・プレストレスト工法 [11,12]は、この問題を解決できる。この工法は、実用化されている。同様に、セメント改良土盛土で橋台を建設することも利点が多い。

では、補強土構造物が RC 擁壁・橋台よりも経済性に優れていると言う点だけではなく、耐震性にも優れている [2]と言う理由で、今後より広く普及するであろうか。最近の研究では、十分高い鉛直プレストレスが維持できればレベルⅡの地震荷重に対しても補強土構造物は十分機能を維持できる可能性が高い。プレストレスで盛土に拘束圧を与えることで、土は粒状体であり元々クラックだらけであるから若干変形しても損傷したことにならないこと、本質的に減衰性が大きく靭性が高いこと、と言う利点が最大限に活用できる。

参考文献

1) Peck, Ralph B.: Fifty years of lateral earth support, Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication 25, ASCE, pp.1-7, 1990.

2) Tatsuoka,F., Koseki,J., Tateyama,M., Munaf,Y. and Horii,N.: Seismic Stability Against High Seismic Loads of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Structures, Keynote Lecture, Proc. 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta, Vol.1, pp.103-142, 1998.

3) Koseki,J., Tatsuoka,F., Munaf,Y., Tateyama,M. and Kojima,K.: A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads, Soils and Foundations, Special Issue, pp.209-216, 1997.

4) 渡辺健治: JR 総研での実験、私信, 1999。

5) Tatsuoka,F., Jardine,R.J., Lo Presti,D., Di Benedetto,H. and Kodaka,T.: Characterising the Pre-Failure Deformation Properties of Geomaterials", Theme Lecture for the Plenary Session No.1, XIV IC on SMFE, Hamburg, September 1997, Volume 4, pp.2129-2164, 1999.

6) England,G.L. and Dunstan.T.: Shakedown solutions for soil containing structures as influenced by cyclic temperatures – Integrated bridge and biological filter, Proc. of the 3rd Int. Conf. on Structural Engineering, pp.1-11, 1994.

7) 増田達・龍岡文夫・山田眞一：平面ひずみ模型実験による掘削土留め工のプレロード効果、土木学会第 52 回年次学術講演会第Ⅲ部 A, pp426-427.

8) 講座｢地盤材料の小ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用｣､1997 年１月号～1998 年３月号。

9) 地盤工学会、地山補強土工法に関するシンポシウム発表論文集、1996.

10) 地盤工学会：補強土入門、入門シリーズ２４，1999.

11) 龍岡文夫・内村太郎・舘山勝・小島謙一：鉄道橋のプレローディド・プレストレスト補強土橋脚の挙動、　土と基礎、46-8, pp13-15, 1998.

12) 内村太郎・龍岡文夫・杉村佳寿・篠田昌弘・菊池達哉：小型模型による PL･PS 補強土橋脚の振動台実験、34 回地盤工学研究発表会、東京, 1999.