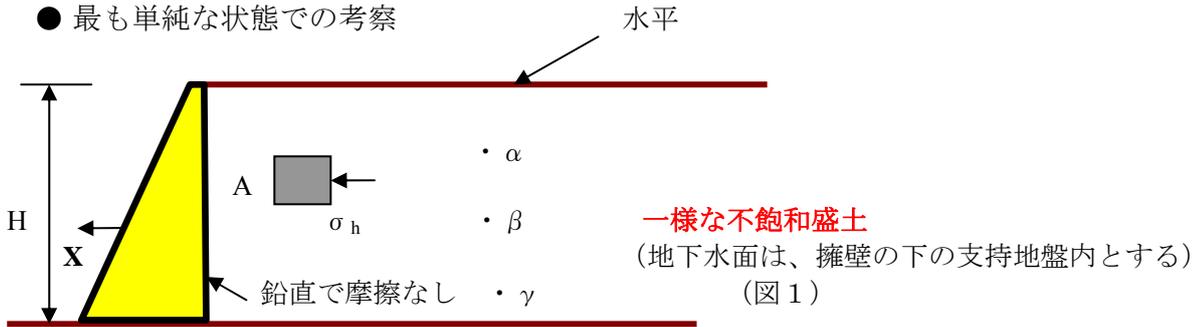


土圧問題の演習

● 最も単純な状態での考察



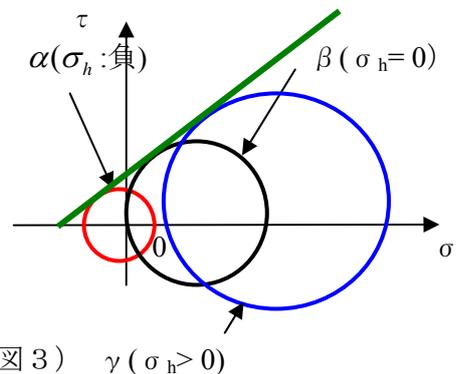
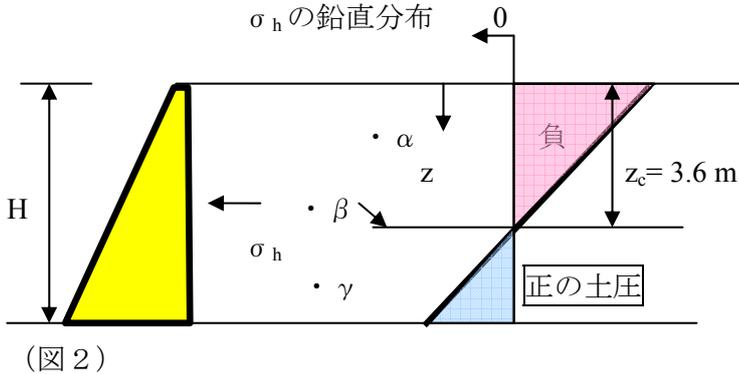
- ・ 盛土内に一様な suction が作用しているとする。
- ・ $\phi (= \phi') = 35$ 度、 $c = 0.15 \text{ kgf/cm}^2 (1.5 \text{ tonf/m}^2)$ 、単位体積重量 $\gamma_t = 1.6 \text{ gf/cm}^3 (1.6 \text{ tonf/m}^3)$ 、間隙比 $e = 0.8$, $G_s = 2.7$
- ・ $H = 5 \text{ m}$ の場合、擁壁をどのような土圧に対して設計したら良いか？
ただし、水平方向の力の釣り合いだけを考察し、擁壁の転倒の可能性は考慮しないとする。

(答案1) 全応力で考察して、擁壁単位幅当たりの主働土圧 $Q_A(\text{ton/m})$ の大きさを求めると、
 $K_A = (1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi) = 0.271$ を用いて、

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

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

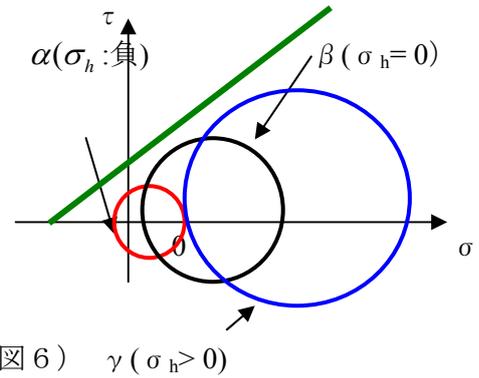
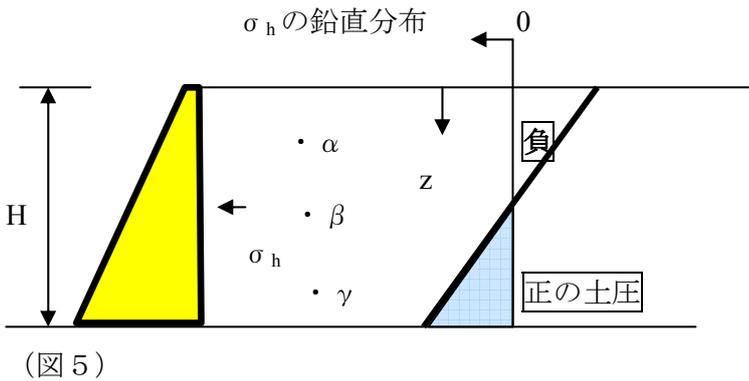
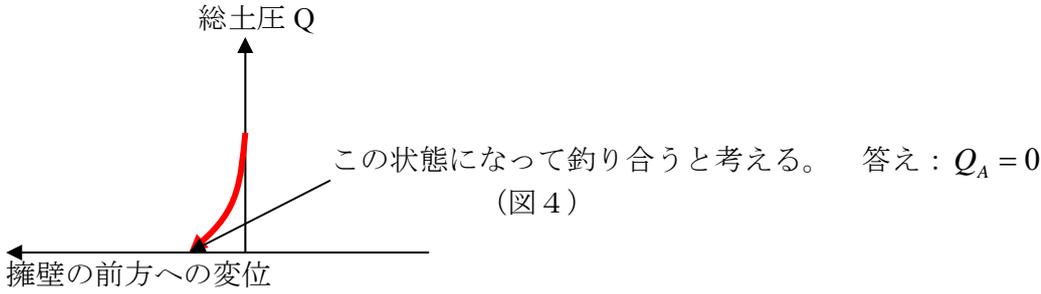
主働状態を想定しているのに、擁壁は後方に引っ張られる？何がおかしいのか？



(図2)

(図3) $\gamma (\sigma_h > 0)$

(答案2) 盛土が全高さに亘って主働破壊状態であるためには、図1で擁壁をXのように引っ張らなくてはならない。しかし、それは非現実的状態である。実際は、土圧 $Q=0.0$ となって、盛土は自立して土圧がゼロの状態となって釣り合うと考えることも出来る。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)。

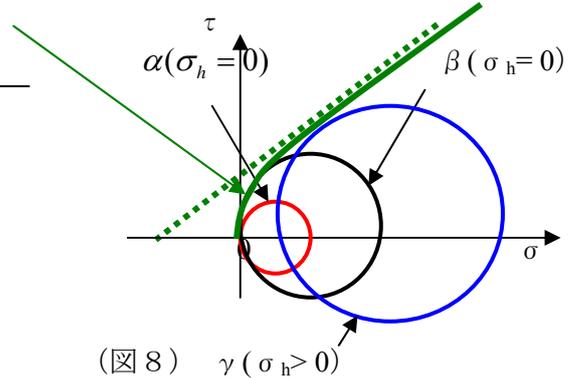
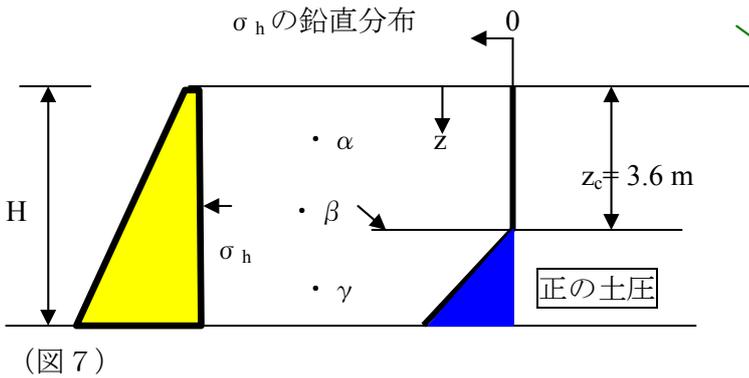


(答案3) 土の引張り強度は長期的には期待できないので、引張り強度を期待して土圧計算をするのは危険である、と考える。引張り力が作用しようとする深度 $z=0 \sim z_c$ の間ではクラックが生じて、土圧 σ_h は zero となるが、その下方では主働土圧状態になっていると考える。

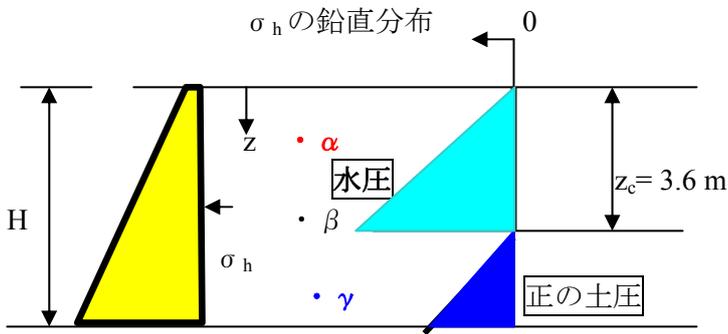
$$\sigma_{hA} = \gamma \cdot z_c \cdot K_A - 2c\sqrt{K_A} = 0 \text{ から, } z_c = 2c / \{\gamma \cdot \sqrt{K_A}\} = 3.6 \text{ m}$$

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

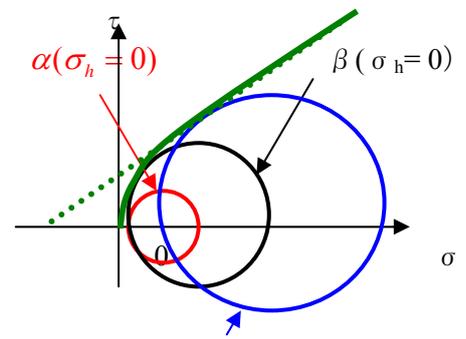
引張り強度がないとした時の破壊包絡線



(答案4) 引張力が作用しようとする深度 $z=0 \sim z_c$ の間ではクラックが生じて、土圧 σ_h は zero となると考えるが、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、 $Q_w = (1/2)\gamma_w \cdot (z_c = 3.6 \text{ m})^2 = 6.48 \text{ tonf/m}$ 、 $Q_A^* = 0.4 \text{ tonf/m}$ 、両者併せて、 6.9 tonf/m 。



(図9)

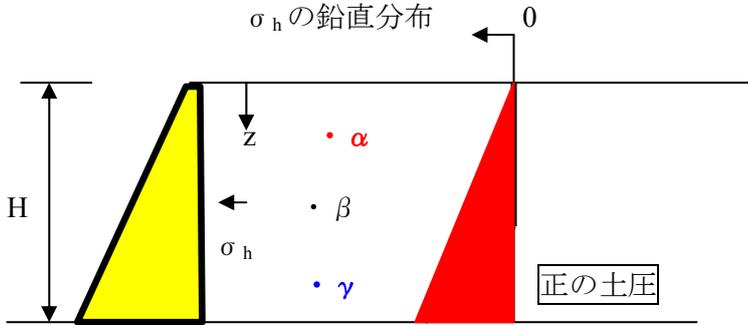


(図10) $\gamma (\sigma_h > 0)$

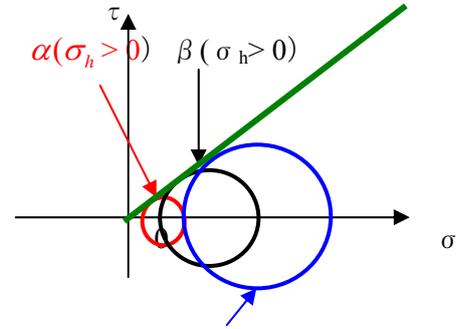
(答案5) 豪雨時には盛土内全体で suction はゼロになり、盛土には有効応力で考えた真の粘着力は zero であるとする。安全側として、飽和単位重量 $\gamma_t = \frac{G_s + e}{1 + e} \gamma_w = \frac{2.7 + 0.8}{1 + 0.8} = 1.944 \text{ (tonf/m}^3\text{)}$ を用いて土圧を計算する。

a) 擁壁の背面での排水工事が十分にあり、水圧を考えないで良い場合。

$$Q_A = (1/2) \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_A = 6.59 \text{ tonf/m}$$



(図 1 1)



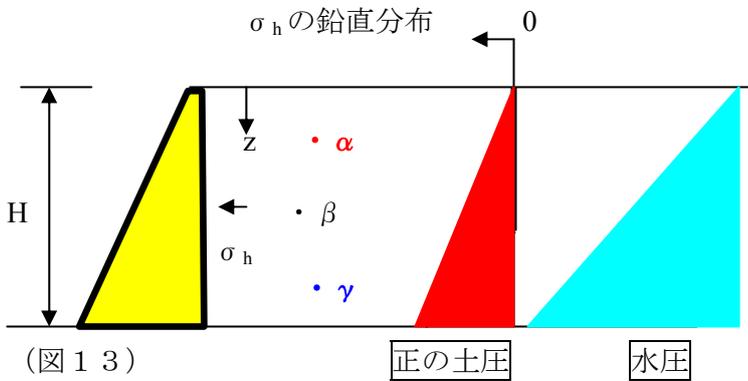
(図 1 2) $\gamma(\sigma_h > 0)$

b) 擁壁の背面に排水工が全くなく、水中単位重量 $\gamma' = \frac{G_s - 1}{1 + e} \gamma_w = \frac{2.7 - 1}{1 + 0.8} = 0.944 \text{ (tonf/m}^3\text{)}$ を用いて計算した土圧と水圧を考慮する必要がある場合。

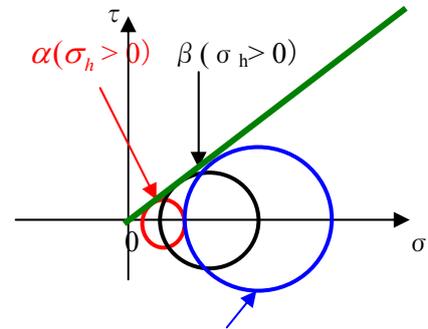
$$Q_A = (1/2) \gamma' \cdot H^2 \cdot K_A = 3.19 \text{ tonf/m}$$

$$Q_w = (1/2) \cdot H^2 = 12.5 \text{ tonf/m}$$

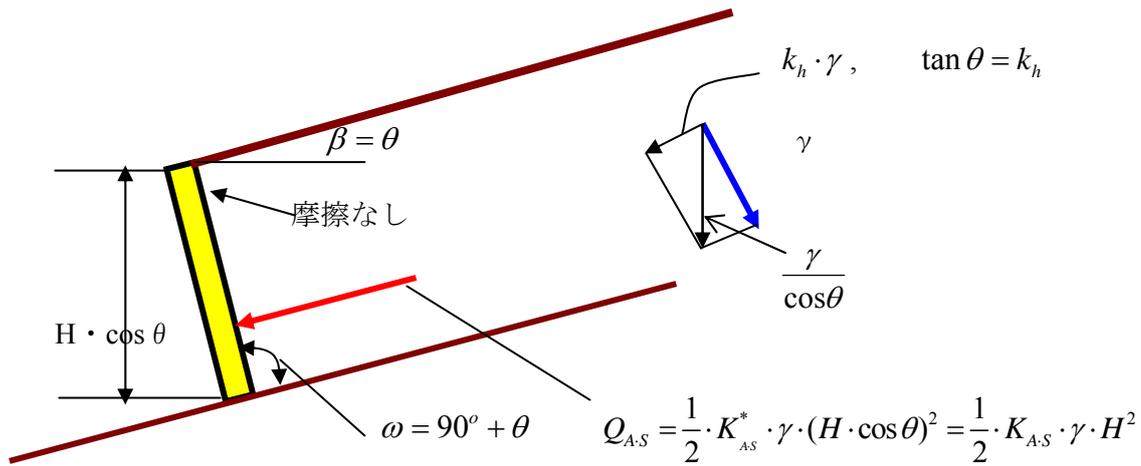
併せて、15.7 tonf/m。



(図 1 3)



(図 1 4) $\gamma(\sigma_h > 0)$



上図の単純な状態では、

$$K_{A.S} = \cos \theta \cdot K_A(\omega = 90 + \theta; \beta = \theta; \delta = 0) = \frac{1}{\cos^2 \theta} \left[\frac{\cos(\phi - \theta)}{1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta}}} \right]^2$$

$$K_{A.S}(\theta = 0) = K_A$$

$$\phi = 40^\circ, k_h = 0.3, \quad \theta = 16.7^\circ:$$

$$K_A = 0.217$$

$$K_{A.S} = 0.418$$

$$\phi = 40^\circ, k_h = 0.84, \quad \theta = 40^\circ:$$

$$K_A = 0.217$$

$$K_{A.S} = 1.09$$

k_h がこれ以上大きくなると、 $K_{A.S}$ は計算できない。