

背後に盛土された擁壁に作用する地震時主働土圧の算定

CALCULATION OF SEISMIC ACTIVE EARTH PRESSURE AGAINST THE
RETAINING WALL WITH THE INCLINED BACKFILL SURFACE

市原松平*・山田公夫**・宇都宮洋一***・服部久義****

By Matsuhei ICHIHARA, Kimio YAMADA, Yoichi UTSUNOMIYA
and Hisayoshi HATTORI

1. まえがき

この研究は重力式または半重力式擁壁の背面に盛土された土砂が水平面に対して、ある角度をなして壁頂から立ち上がり、ある高さになって水平になっているような、きわめて普通の擁壁に作用する地震時主働土圧を全域対数ら線のすべり面¹⁾を用いて算定したものである。

著者の1人は内部摩擦をもつ粘性土に対する地震時主働土圧²⁾と受働土圧の算定を重力式または半重力式擁壁に対して、Sokolovski法(塑性論の応力場)を使用して行ってきた。

Sokolovski法によれば、土の微小要素に作用する力の3つのつり合い条件と強度条件が満足され、壁面の土圧分布が得られる。これは壁面とすべり面で囲まれた土塊のつり合いに、極値法を適用して土圧合力を求める古典的方法よりも厳密な結果が得られると考えられる。

しかるにSokolovski法では、前報³⁾に示したように、応力算定可能な限界線が擁壁背後の盛土斜面に平行に土中に生じ、その線の深さまでの壁面土圧しか求められない。これは盛土斜面の水平面に対する傾角(この研究では β で示している)、また設計震度($k=\tan\theta_0$)が大きいほど、土の粘着力が小さいほど土中の浅い区間に生じ、浅い区間の壁面土圧しか求められず、このような傾向は受働土圧よりも主働土圧の場合に多く現われる。

したがって、著者らはすべり面で囲まれた土塊のつり合いに極値法を用いて土圧合力を算定する古典的方法に戻って、より広範囲な土圧算定を行うことにした。

ここにすべり面として全域対数ら線を用いた理由は、 c, ϕ 材では対数ら線がこの場合最も妥当であると考え

たためである。また盛土と裏込め土の材質は同じと考慮して、地震時にまず盛土が崩壊しないという条件で擁壁土圧を求めるのであるが、盛土と裏込め土に同一のわずかな粘着力 $c=4.9\text{ kN/m}^2(0.5\text{ t/m}^2)$ を与え、さらに一連の算定に一貫した手法を与えるために、盛土の斜面安定にも対数ら線のすべり面を用いた。

従来、このような擁壁に対しては盛土に粘着力を加味して斜面安定を検討し、土圧に対しては $c=0$ と仮定して直線すべり面を用いて物部土圧と同じ方法で土圧を算定してきた。 $c=0$ として物部土圧を使用することは正しく、しかも土圧に関する限り安全側の結果を与えるが、著者らの考えは盛土と裏込め土の同じ粘性土に対して、一様にわずかな粘着力を与えて盛土の安定を検討し、土圧を算定してもよいのではないかということである。しかしながら、この研究で示した土圧係数を使用し、 $c=0$ の場合の土圧も容易に求められる。

この研究では、ここで示した土圧係数が実用上使用できるためには、いかに小なる粘着力を使用するかに重点をおき、また盛土斜面の高さ H_S に対する擁壁の高さ H_W の比 H_S/H_W に対して土圧係数をまとめて示し、実用の便を図った。得たる結果を他の計算法から求めた結果と比較している。

2. 全域対数ら線による地震時主働土圧の算定法

地震力の代わりに浸透水による水圧を土塊に作用させた場合の全域対数ら線による土圧の算定法はすでに述べた。

主働土圧合力 P_{AE} は粘着力 c をゼロとしたときの土圧合力 $P_{AE\gamma}$ と、土の自重をゼロとしたときの土圧合力 P_{AEc} から近似的に構成され、すなわち $P_{AE}=P_{AE\gamma}+P_{AEc}$ とし、これらはいずれも壁面に δ だけ傾斜して作用し、次式で与えられる。

* 正会員 工博 和歌山工業高等専門学校長

** 正会員 工修 中部工業大学講師 工学部土木工学科

*** 正会員 工修 地下工事コンサルタンツ(株)

**** 正会員 工修 中部復建(株)

$$\left. \begin{aligned} P_{AE\tau} &= \frac{1}{2} \tau H^2 W \frac{K_{AE\tau}}{\cos \alpha_1 \cdot \cos \delta} \\ P_{AEc} &= c \cdot H W \frac{K_{AEc}}{\cos \alpha_1 \cdot \cos \delta} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

H_W は図-1 に示す擁壁の高さ、 α_1 は壁の背面の鉛直に対する傾角、 $K_{AE\tau}$ 、 K_{AEc} は地震時主働土圧係数である。 $P_{AE\tau}$ 、 P_{AEc} の作用点は 図-1 に示される。図-1 に示すように 2 つの座標軸、 xy 座標と $x'y'$ 座標をとる。 $x'y'$ 座標の原点 O' は 図-2 に示す対数ら線の極である。

$P_{AE\tau}$ の反力による極 O' のまわりの回転モーメントは土塊の自重と地震力による回転モーメントの和 M_7 とつり合う。また P_{AEc} の反力による極 O' のまわりの回転モーメントは、すべり面に沿う粘着力による回転モーメントと壁面に沿う付着力による回転モーメントの和 M_c とつり合う。すなわち、次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} P_{AE\tau} \cdot l_7 &= M_7 \\ P_{AEc} \cdot l_c &= M_c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 l_7 、 l_c は 図-1 に示すように O' から、それぞれの土圧合力の作用線までの距離であり、壁面に沿う付着力の合力 C_1 は前報²⁾を参照して、次式で与えられる。

$$C_1 = c \cdot \cot \phi \cdot \tan \delta \cdot H_W / \cos \alpha_1 \dots\dots\dots (3)$$

対数ら線の極の位置を変化させ、 $P_{AE\tau} + P_{AEc}$ を最大ならしめるすべり面を求め、これに対応する $P_{AE\tau}$ 、 P_{AEc} を主働土圧として決定すると、2 つの土圧係数は式 (1) より求められる。なお、 M_7 は次式で与えられる。

$$M_7 = M_4 - (M_1 + M_2 + M_3) \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 M_1 、 M_2 、 M_3 はそれぞれ 図-2 の $\triangle O'BA$ 、 $\triangle O'AE$ 、 $\triangle O'EC$ で与えられる土塊の自重および地震力による極 O' のまわりの回転モーメントであり、 M_4 は扇形 $O'BC$ で与えられる土塊の自重および地震力による極 O' のまわりの回転モーメントである。いま主働時のすべり面を次の対数ら線で表わす。

$$r = r_0 \cdot e^{-\omega f} \dots\dots\dots (5)$$

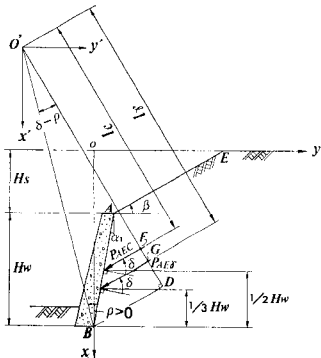


図-1 $P_{AE\tau}$ 、 P_{AEc} と対数ら線の極 O' の説明

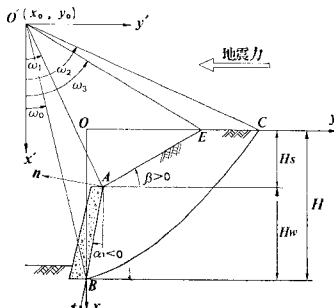


図-2 すべり面の位置と形状を示す ω_0 、 ω_1 の説明

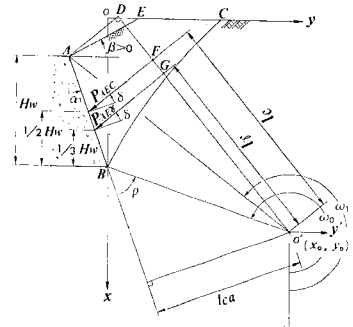


図-3 すべり面が下方に凹な場合の極 O' の説明

ここに、 $f = \tan \phi$ であり、 r_0 は x' 軸に沿う動径の長さ、 ω は x' 軸からはかった動径までの角度である。また x' 軸、 y' 軸方向に向かう力の原点 O' のまわりの回転モーメントをそれぞれ $M_{x'}$ 、 $M_{y'}$ とおけば、 M_4 は次式で表わされる。

$$M_4 = M_{x'} + M_{y'} \dots\dots\dots (6)$$

$M_{x'}$ 、 $M_{y'}$ は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} M_{x'} &= -\frac{\tau}{3} r_0^3 \frac{1}{1+9f^2} \\ &\quad \cdot [e^{-3\omega f} (3f \sin \omega + \cos \omega)]_{\omega_0}^{\omega_2} \\ M_{y'} &= \frac{\tau}{3} r_0^3 \tan \theta_0 \frac{1}{1+9f^2} \\ &\quad \cdot [e^{-3\omega f} (\sin \omega - 3f \cos \omega)]_{\omega_0}^{\omega_2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $\tan \theta_0 = \alpha/g$ 、 α は地震時の水平加速度、 g は重力の加速度である。 ω_0 、 ω_2 は 図-2 に示されている。

また上述した M_c は次式で表わされる。

$$M_c = -(M_{c1} + M_{c2}) \dots\dots\dots (8)$$

M_{c1} はすべり面に沿う粘着力による回転モーメント、 M_{c2} は壁面の付着力による回転モーメントであり、 M_{c1} は次式で与えられる。

$$M_{c1} = -\frac{c}{2 \tan \phi} (r_2^2 - r_1^2) \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $r_1 = O'B$ 、 $r_2 = \overline{OC}$ である。

次に 図-3 に示すように、すべり面の形状が下方に向かって凹なる場合は、 M_{c2} は式 (8) で与えられるが、 M_7 は次式で与えられる。

$$M_7 = M_1 + M_2 + M_3 - M_4 \dots\dots\dots (10)$$

また式 (9) の M_{c1} は次式で与えられる。

$$M_{c1} = -\frac{c}{2 \tan \phi} (r_1^2 - r_2^2) \dots\dots\dots (11)$$

このような記載のもとにおいては M_1 、 M_2 、 M_3 、 M_4 、 M_{c1} は対数ら線の極の位置のいかんにかかわらず正の値を示しているが式 (8) の M_{c2} の符号は極 O' の位置が壁の背面を示す線分 \overline{AB} の延長線の右にあるか左にあるかで異なる。すなわち 図-1、図-3 に示すように、 $\rho > 0$ の場合には $M_{c2} > 0$ である。ここに ρ は線分

AB からはかった線分 OB までの角度で、 $|\rho| < \pi/2$ であり、反時計まわりが正である。

3. 擁壁背後の盛土の斜面安定

図-1 に示すように、擁壁背後の盛土が壁頂から一定の角度で立ち上がり、壁頂から H_s だけの高さになって、水平になっている場合に、この盛土斜面が地震時に崩壊を起こさないための最小の土の粘着力を求める。そのため、次の仮定を設けた。

- a) 擁壁背面の裏込め土と、擁壁背後に盛土された土は同じ種類の均質な土であり、斜面は壁頂を通る全域対数らせんのすべり面に沿って崩壊する。
- b) 擁壁背面で算定される土圧は、壁の微小変位での値であるから、このような変位は斜面破壊に影響を与えない。

上述した仮定 a) により、擁壁背後の盛土は壁頂を通る斜面先破壊を起こすと考えられる。地震時における均質な盛土斜面の斜面先破壊の検討にも使用できるように、ここでは斜面先破壊の地震時安定係数を求める。斜面の安全率を次のように表わす。

$$F_s = \frac{M_c}{M_r} \dots\dots\dots(12)$$

ここに、 M_r は図-4 のすべり土塊の自重および地震力による極 O' のまわりの回転モーメント、 M_c はすべり面に作用する粘着力 c による O' 点のまわりの抵抗モーメントで、 M_r はこの場合は次式によって与えられる。

$$M_r = M_{O'AC} - M_{O'AE} + M_{O'CE} \dots\dots\dots(13)$$

上式右辺の $M_{O'AC}$ は扇形 $O'AC$ 、また $M_{O'AE}$ 、 $M_{O'CE}$ はそれぞれ $\triangle O'AE$ 、 $\triangle O'CE$ が全部土からできているとみなしたときの自重と地震力による回転モーメントである。また、 M_c は式 (9) の M_{c1} で与えられる。ただし、 r_1 、 r_2 はそれぞれ 図-4 に示すように、 $O'A$ 、 $O'C$ である。

極 O' の位置を変化させ、式 (12) から F_s の最小値を求めそれを安全率とする。この安全率 F_s はすでに発表⁵⁾したように、まず c の変化に対して直線関係で与えられ、次に $1/H_s$ と $1/r$ に対して直線の関係で与えら

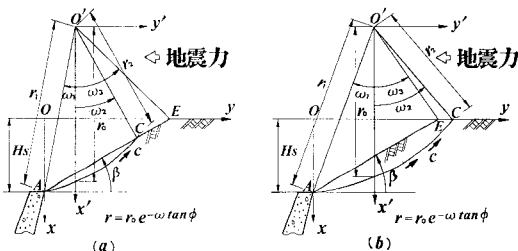


図-4 斜面安定計算に用いる擁壁背後のすべり面の位置

れるから次式で表わすことができる。

$$F_s = N_s \frac{c}{r \cdot H_s} \dots\dots\dots(14)$$

ここに、 N_s は安定係数である。

いま、 $c=10 \text{ kN/m}^2$ 、 $r=10 \text{ kN/m}^3$ 、 $H_s=1 \text{ m}$ とおくと、式 (14) より $F_s=N_s$ となる。すなわち上述の c 、 r 、 H_s による安全率が N_s を表わす。しかるに式 (14) で $F_s=1$ とおくと、 H_s は限界高さ H_{seri} で表現されるから、 N_s は次式で表わされる。

$$N_s = \frac{r}{c} H_{seri} \dots\dots\dots(15)$$

上述の c 、 r 、 H_s の値を使用して、式 (14) から F_s を求めて N_s を決定する。図-5 は $\theta_0=0^\circ$ のとき、 $1/N_s$ の値を Taylor が円弧すべり面で求めた値⁵⁾ (点線) と比較したものである。両者はよく一致している。図-6、図-7、図-8 はそれぞれ $\theta_0=6^\circ$ ($k=0.1$)、 $\theta_0=12^\circ$ ($k=0.2$)、 $\theta_0=17^\circ$ ($k=0.3$) のときの $1/N_s$ を一例として示す。ここに k は設計震度である。 N_s は β 、 ϕ 、 θ_0 の

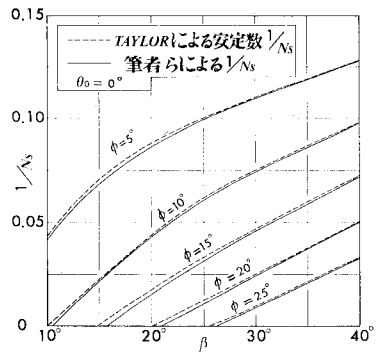


図-5 $\theta_0=0^\circ$ ($k=0$) のときの斜面の傾角 β と $1/N_s$ との関係

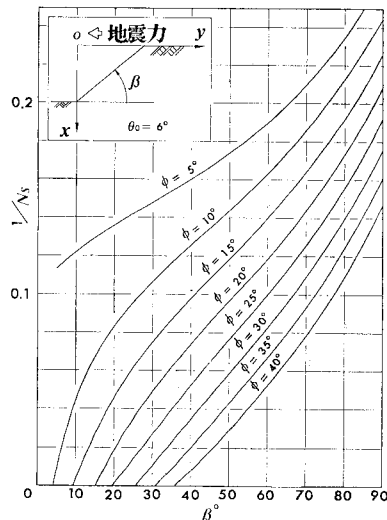


図-6 $\theta_0=6^\circ$ ($k=0.1$) のときの斜面の傾角 β と $1/N_s$ との関係

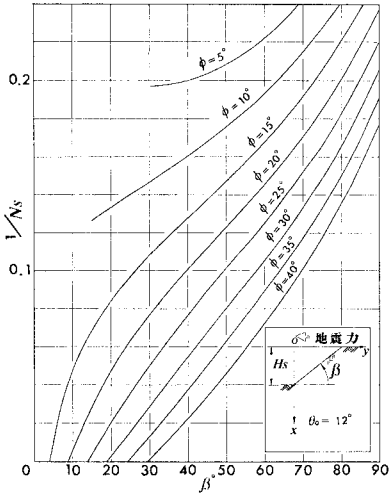


図-7 $\theta_0=12^\circ (k=0.2)$ のときの斜面の傾角 β と $1/N_S$ との関係

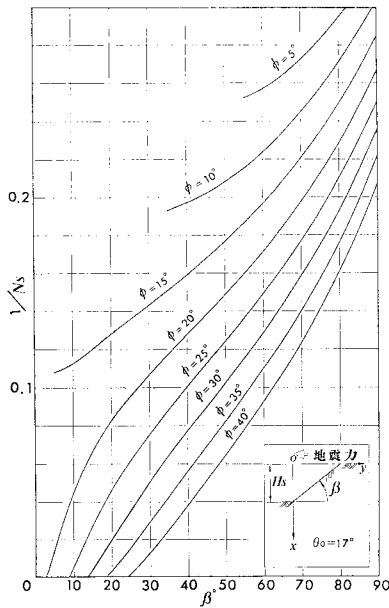


図-8 $\theta_0=17^\circ (k=0.3)$ のときの斜面の傾角 β と $1/N_S$ との関係

値によって変化する。

いま、 $\gamma=15.7 \text{ kN/m}^3 (1.6 \text{ t/m}^3)$ 、 $\beta=30^\circ$ の条件で、 $H_{Scri}=10 \text{ m}$ (実線) と $H_{Scri}=6 \text{ m}$ (点線) のそれぞれの場合、式 (15) から ϕ に応ずる c を求めると 図-9 のようになる。この図は θ_0 をパラメーターとして示しているが、これから以下のことがわかる。

$\phi \geq 30^\circ$ では、盛土の強度として、 $c=4.9 \text{ kN/m}^2 (0.5 \text{ t/m}^2)$ を採用すれば、 $\theta_0 \leq 12^\circ$ の場合、盛土高 H_S は 10 m まではまず安全である。この理由は図の $H_{Scri}=10 \text{ m}$ 、 $\theta_0=12^\circ$ の実線の示す c の値は、 $\phi \geq 30^\circ$ の範囲

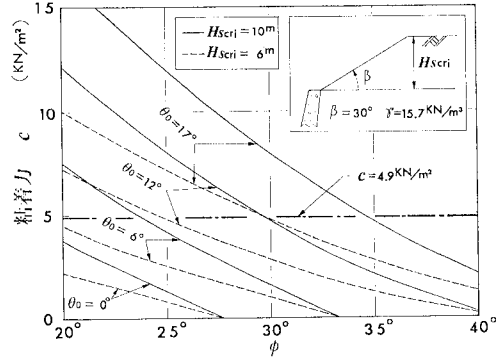


図-9 内部摩擦角 ϕ と粘着力 c との関係

では $c=4.9 \text{ kN/m}^2$ よりもいずれも小であるためである。また、 $\phi < 30^\circ$ の盛土に対しては $c=4.9 \text{ kN/m}^2$ 、 $\theta_0=12^\circ$ で破壊しないためには、 H_S の値として 10 m を採用できないことが明瞭である。さらにまた、 $\theta_0=17^\circ$ のような大きな地震に対しては、 $\phi \geq 30^\circ$ 、 $c=4.9 \text{ kN/m}^2$ の盛土でも H_S は必ずしも 10 m までは採用できないこともわかる。

4. 土圧合力の相似性の検討

粘着力を考慮した土圧が直線分布をすると仮定すれば、壁面に作用する垂直土圧とせん断応力は次式で与えられる²⁾。図-2 に $n-t$ 座標を示す。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n &= \gamma x K_{AE\tau} + c \cdot K_{AEC} \\ \tau_{nt} &= (\sigma_n + c \cot \phi) \tan \delta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (16)$$

σ_n を表わす上式の右辺第1項は $c=0$ のときの土圧、右辺第2項は $\tau=0$ のときの土圧で $K_{AE\tau}$ 、 K_{AEC} は土圧係数である。 K_{AEC} は主動土圧では負の値となる。

壁体上部で引張り応力が作用する最大の深さ x_0 は次式で与えられる。

$$x_0 = -\frac{c}{\gamma} \frac{K_{AEC}}{K_{AE\tau}} \dots\dots\dots (17)$$

壁体上部の引張り応力を無視すると、垂直土圧合力は次式で与えられる²⁾。

$$P_{An} = \frac{1}{2} \gamma (H_W - x_0)^2 K_{AE\tau} \frac{1}{\cos \alpha_1} \dots\dots\dots (18)$$

この土圧合力は壁の下端からはかって $1/3 \cdot (H_W - x_0)$ の高さ作用する。

また、壁面に作用するせん断力 T は式 (16) の τ_{nt} を壁面に沿って積分して、次式で与えられる²⁾。

$$T = \left(P_{An} + \frac{1}{2} c \frac{x_0}{\cos \alpha_1} K_{AEC} \right) \tan \delta + C_1 \dots\dots\dots (19)$$

P_{An} と T の大きさとその作用点を決定できれば、壁体の安定計算を行うことができる。

このような古典的方法で土の粘着力を考慮して式 (1)

に基づいて土圧係数を決定すると、 H_W , r , c のいずれかが変化した場合、次に示すように異なった土圧係数が得られる。このことは幾何学的に相似な擁壁でも、土圧においては相似性がないことを意味する。この原因は粘着力 c に起因する。したがって、いま土圧係数や土圧合力が壁高 H_W , 土の単位体積重量 r , 粘着力 c によってどのように変化するかを検討する。

(1) H_W と土圧係数の関係

図-10 は $\alpha_1 = -10^\circ$, $\beta = 30^\circ$, $\theta_0 = 12^\circ$, $\phi = 35^\circ$, $\delta = 2/3\phi$, $c = 4.9 \text{ kN/m}^2$, $r = 15.7 \text{ kN/m}^3$ の条件で H_W をパラメーターとして、 $K_{AE\gamma}$, K_{AEc} の両係数を H_S/H_W に対して示したものである。土圧係数 $K_{AE\gamma}$ を実線で、 K_{AEc} を点線で示しているが、横軸の示す同一の H_S/H_W に対して H_W が異なると、これら係数の値が異なることに注意を要する。いま $H_W = 10 \text{ m}$ の場合に求めた土圧係数を用いて、 $H_W = 4 \text{ m}$ の場合の P_{An} と T を求めると、図-11 に実線で示した値が得られる。同じ図に点線で併記した値は $H_W = 4 \text{ m}$ として、全域対数ら線の方法を使用して求めた P_{An} と T の値である。したがって高さ 4 m の擁壁としては、この点線の値の方が正しいのであるが点線の値を実線で代用させても、 $H_S/H_W = 1.2$ で P_{An} は 0.5%, T の値は 1.0% 小さな値を与えるにすぎない。 $H_W = 3 \text{ m}$ で検査しても、上記の P_{An} と T の差は 3% 以下である。 ϕ が小さい場合、すなわち盛土の条件が $\beta = 20^\circ$, $\phi = 20^\circ$ でしかも $\theta_0 = 12^\circ$ の場合でも、盛土の粘着力として $c = 4.9 \text{ kN/m}^2$ を与えれば、 $H_W = 10 \text{ m}$ で求めた土圧係数を使用して

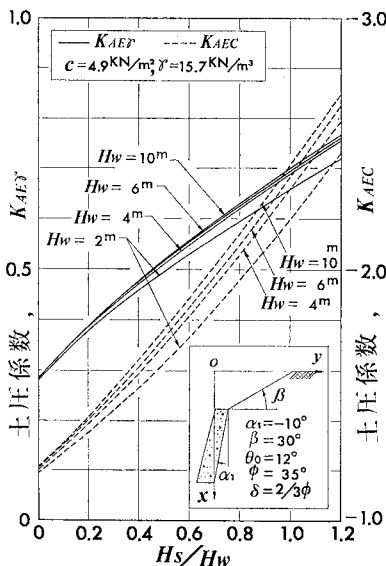


図-10 H_W を変化させたときの H_S/H_W に対する土圧係数

$H_W = 4 \text{ m}$ の擁壁土圧が実用上求められることもわかった。なお、この場合 $\theta_0 = 17^\circ$ ($k = 0.3$) になると、図-8 より $\phi = 20^\circ$, $\beta = 20^\circ$ に対して $1/N_S$ は 0.083 が得られ、これと $r = 15.7 \text{ kN/m}^3$, $c = 4.9 \text{ kN/m}^2$ を式 (15) に代入すると、 $H_{Seri} = 3.74 \text{ m}$ となり、 H_S は 3.7 m 以下にしなければならない。

なお、図-12 は擁壁の高さ H_W を変化させたとき、全域対数ら線法で求めた 2 つの土圧係数 $K_{AE\gamma}$, K_{AEc} がどんな変化をするかを ϕ と θ_0 をパラメーターとして示している。 ϕ が減少し、 θ_0 が増加すると、 K_{AEc} の絶対量が増すが、 θ_0 , ϕ の値のいかんにかかわらず、 H_W

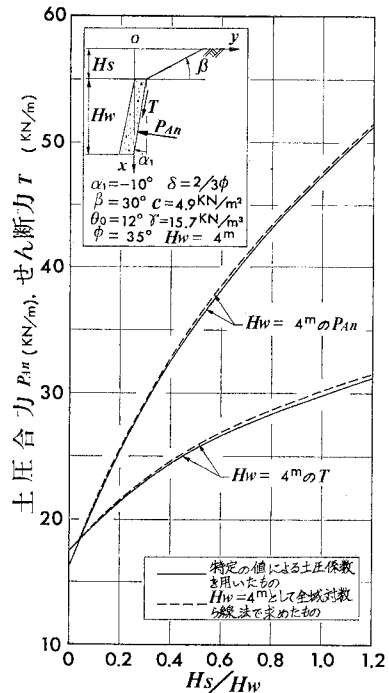


図-11 特定の値で求めた土圧係数の妥当性を $H_W = 4 \text{ m}$ の土圧合力で検討したもの

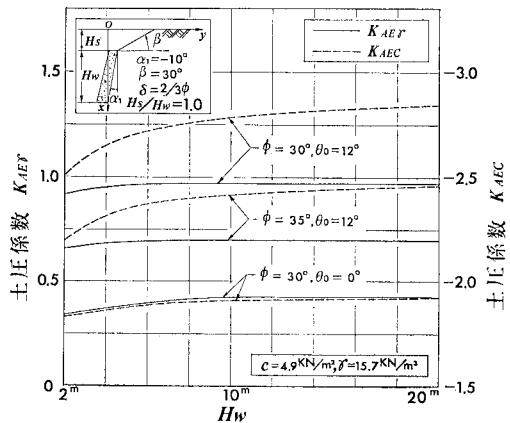


図-12 H_W に対する土圧係数の変化

=10m で $K_{AE\gamma}$ の値がほとんど一定の最大値に達していることがわかる。それゆえ、著者らは $H_W=10m$ で土圧係数を求めることにし、 K_{AEc} については設計時に小なる値を採用し、その土圧に及ぼす影響を削減させるようにした。

(2) γ と土圧係数の関係

$H_W=10m$ として、図-10 と同じ擁壁に対して、 $\gamma=9.8 \text{ kN/m}^3 (1 \text{ t/m}^3)$ と $\gamma=19.6 \text{ kN/m}^3 (2 \text{ t/m}^3)$ の場合の土圧係数をともに $c=4.9 \text{ kN/m}^2$ の条件のもとで比較したものが図-13 に示されている。これによると γ が変化しても係数の差は比較的小さく、 γ の値による $K_{AE\gamma}$ の差は特に小である。したがって、前述した $\gamma=15.7 \text{ kN/m}^3$ で求めた土圧係数は γ が変化しても実用上使用できる。

しかしながら、 γ が変化すると式 (17) に示される x_0 の値に影響を与える。そしてこの x_0 の値は壁高が小さな場合に、特に土圧合力に影響を与えることが考えられる。それゆえ前項 (1) に示したように、特定の値 ($H_W=10m$, $\gamma=15.7 \text{ kN/m}^3$, $c=4.9 \text{ kN/m}^2$) で求めた土圧係数を使用して、壁高 $H_W=4m$, $\gamma=19.6 \text{ kN/m}^3$ の土圧合力を求め、これを $H_W=4m$, $\gamma=19.6 \text{ kN/m}^3$, $c=4.9 \text{ kN/m}^2$ に対して、直接に対数線法で求めた土圧合力と比較した。その結果、 γ の特定の値から求めた土圧係数は c が小さい限り、たとえ γ が特定の値と異なっても

いる場合でも実用上使用できることがわかった。

(3) c と土圧係数の関係

$H_W=10m$ として、同じく図-10 と同じ形状の擁壁 ($\phi=35^\circ$) に対して c を変化させて土圧係数を求めると、図-14 のようになる。実線が $K_{AE\gamma}$ 、点線が K_{AEc} であり、 c の値によって K_{AEc} にはかなりの差が生じるが $K_{AE\gamma}$ にはそれほど差がない。いま、 $K_{AE\gamma}$ に着目すると、 $c=4.9 \text{ kN/m}^2$ で求めたこの係数の値は $c=0.098 \text{ kN/m}^2 (0.01 \text{ t/m}^2)$ で求めた値とまったく等しく、また $c=9.8 \text{ kN/m}^2 (1 \text{ t/m}^2)$ で求めた値ともかなりに接近した値を示している。

それゆえ、特定の値 $c=4.9 \text{ kN/m}^2$ で求めた土圧係数は上述の考察からもわかるように c が小さい場合、すなわち $c=4.9 \text{ kN/m}^2$ 以下ならば使用できる。もちろん $c=0$ でも使用できる。しかしながら、 $c=9.8 \text{ kN/m}^2 (1 \text{ t/m}^2)$ として使用すれば、前項 (1) で示したように擁壁の高さ H_W が小さい場合に、土圧合力に対して比較的過小に評価することになる。

(4) すべり面に対する検討

対数線法の極の位置は図-2 に示す ω_0, ω_1 で決定され、これはまた、すべり面の形状を決定するものである。上述した土圧係数は $H_W=10m$, $\gamma=15.7 \text{ kN/m}^3$, $c=4.9 \text{ kN/m}^2$ の特定の値で決定されたが、このような

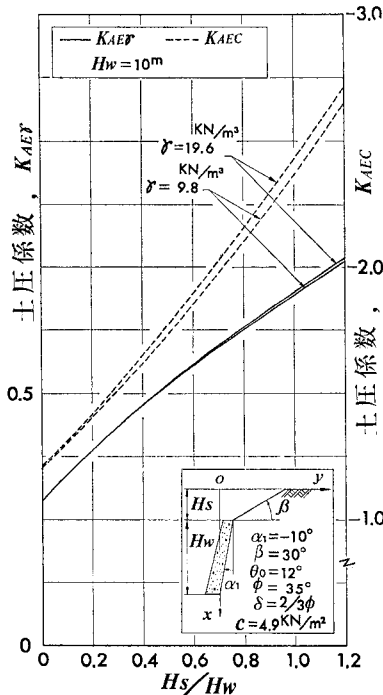


図-13 γ を変化させたときの H_s/H_W に対する土圧係数

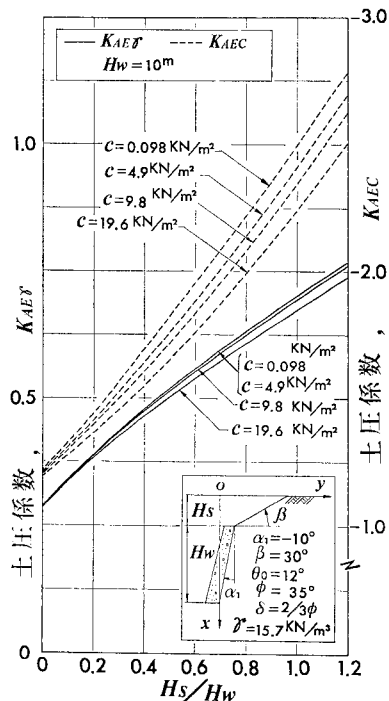


図-14 c を変化させたときの H_s/H_W に対する土圧係数

特定の値で求めたすべり面が特定の値と異なった条件に対して実用上適用されるかを検討する。

図-15 は特定の条件, H_W, r, c を満足させる ω_0, ω_1 を用いて, $H_W=4\text{m}$ の擁壁のすべり面を実線で示し, 実際に $H_W=4\text{m}$ の擁壁の土圧を全域対数ら線法で求めたときのすべり面を点線で示している. この2つのすべり面のうち点線の方が $H_W=4\text{m}$ では正しいのであるが, すべり面の位置の確認を目的とする場合であれば, 点線を実線で置き換えても実用上差し支えない. む

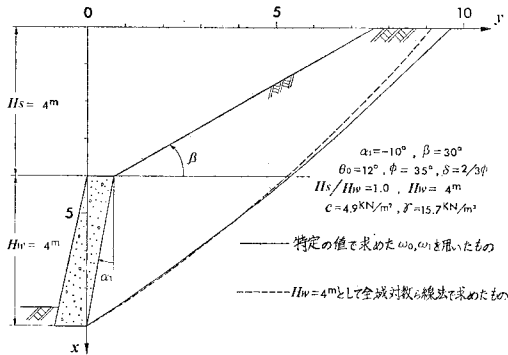


図-15 特定の値で求めた ω_0, ω_1 の妥当性を $H_W=4\text{m}$ のすべり面で検討したもの

しろの方がすべり面は盛土でんば面上, 擁壁からはかって遠方に到達するので, 盛土でんば面の使用から考えると安全側の結果を与えてくれることになる. なお, 一般に土の粘着力を考慮した土圧のすべり面は他の条件が同じ場合, c が小さいほど, または r が大きいほど壁頂からはかって裏込めてんば面上遠方に到達するが, $c=4.9\text{kN/m}^2$ 以下であれば c と r が特定の値と異なっても, 特定の値から求めた ω_0, ω_1 によるすべり面は実用上使用できることがわかった.

5. 土圧係数

前述したように, $H_W=10\text{m}, r=15.7\text{kN/m}^2, c=4.9\text{kN/m}^2, \beta=30^\circ, \delta=2/3 \cdot \phi$ で求めた土圧係数を一例として表-1 ($\phi=30^\circ$), 表-2 ($\phi=35^\circ$) にそれぞれ示した. また, (ω_0, ω_1) は $\phi=30^\circ, 35^\circ$ の場合のみを表-3 に一括して示した. 紙面の関係で, この表-3 には α_1 は $-10^\circ, 0^\circ, 10^\circ$ の場合しか掲載されていない.

ここで重要なことは, 擁壁設計時に盛土斜面の崩壊を防止するように, 所定の安全率と $c=4.9\text{kN/m}^2$ のもとで, H_S をまず決定し, 次に所定の H_S+H_W を満足させるように H_W を決定し, H_S/H_W に対応する土圧係

表-1 $H_W=10\text{m}, r=15.7\text{kN/m}^2, c=4.9\text{kN/m}^2, \delta=2/3 \cdot \phi$ として求めた土圧係数 K_{AEr}, K_{AEc} ($\phi=30^\circ, \beta=30^\circ$)

θ_0	α_1	-20.0°		-10.0°		0.0°		10.0°		20.0°	
		K_{AEr}	K_{AEc}	K_{AEr}	K_{AEc}	K_{AEr}	K_{AEc}	K_{AEr}	K_{AEc}	K_{AEr}	K_{AEc}
0°	0.0	0.170	-1.432	0.223	-1.343	0.282	-1.243	0.349	-1.128	(0.425)	(-0.996)
	0.2	0.222	-1.572	0.294	-1.503	0.376	-1.420	0.468	-1.315	0.570	-1.177
	0.4	0.257	-1.745	0.345	-1.690	0.443	-1.615	0.554	-1.516	0.679	-1.371
	0.6	0.282	-1.952	0.380	-1.907	0.491	-1.836	0.617	-1.737	0.760	-1.593
	0.8	0.300	-2.183	0.406	-2.148	0.527	-2.083	0.665	-1.989	0.823	-1.840
	1.0	*0.301	*-2.223	0.426	-2.407	0.554	-2.350	0.701	-2.251	0.873	-2.109
	1.2	*0.301	*-2.223	*0.428	*-2.480	0.576	-2.630	0.730	-2.538	0.912	-2.397
6°	0.0	0.220	-1.419	0.280	-1.340	0.348	-1.252	(0.423)	(-1.148)	(0.509)	(-1.027)
	0.2	0.295	-1.593	0.378	-1.538	0.472	-1.466	0.574	-1.352	0.686	-1.219
	0.4	0.359	-1.796	0.460	-1.756	0.572	-1.694	0.698	-1.592	0.837	-1.453
	0.6	0.414	-2.025	0.530	-1.998	0.658	-1.944	0.802	-1.858	0.965	-1.723
	0.8	0.465	-2.271	0.593	-2.259	0.734	-2.212	0.895	-2.144	1.079	-2.021
	1.0	0.514	-2.530	0.652	-2.535	0.805	-2.501	0.980	-2.449	1.184	-2.337
	1.2	0.562	-2.797	0.709	-2.819	0.873	-2.803	1.062	-2.776	1.285	-2.679
12°	0.0	0.289	-1.445	0.359	-1.386	(0.438)	(-1.316)	(0.526)	(-1.229)	(0.623)	(-1.121)
	0.2	0.396	-1.667	0.494	-1.633	0.603	-1.566	0.719	-1.456	0.849	-1.346
	0.4	0.497	-1.912	0.617	-1.894	0.750	-1.850	0.896	-1.756	1.060	-1.650
	0.6	0.596	-2.176	0.735	-2.176	0.888	-2.149	1.059	-2.082	1.258	-2.000
	0.8	0.694	-2.455	0.851	-2.472	1.023	-2.463	1.218	-2.425	1.448	-2.373
	1.0	0.795	-2.742	0.968	-2.782	1.160	-2.797	1.378	-2.783	1.642	-2.779
	1.2	0.900	-3.036	1.089	-3.105	1.300	-3.146	1.544	-3.203	1.842	-3.215
17°	0.0	0.370	-1.528	0.453	-1.494	(0.545)	(-1.452)	(0.647)	(-1.407)	(0.760)	(-1.298)
	0.2	0.516	-1.808	0.631	-1.795	0.755	-1.729	0.890	-1.656	1.050	-1.606
	0.4	0.661	-2.104	0.804	-2.121	0.960	-2.085	1.131	-2.025	1.338	-2.011
	0.6	0.811	-2.419	0.979	-2.459	1.163	-2.472	1.371	-2.446	1.623	-2.468
	0.8	0.967	-2.746	1.159	-2.812	1.371	-2.849	1.616	-2.890	1.919	-2.969
	1.0	1.132	-3.081	1.348	-3.173	1.590	-3.252	1.873	-3.342	2.234	-3.519
	1.2	1.307	-3.419	1.550	-3.552	1.822	-3.673	2.146	-3.824	2.575	-4.119

* すべり面が盛土斜面に出る場合, () すべり面が下に向かって凹なる場合

数を決定することである。そのように考えると、ここで決定された土圧係数の値は大きい。また表に示された土圧係数、または (ω_0, ω_1) の値はいずれも $\beta=0^\circ (H_S/H_W=0)$ の場合と、 $H_S/H_W \approx 0$ では $\beta=30^\circ$ における値である。土圧係数が地震力を表わすパラメーター θ_0 、土の内部摩擦角、壁摩擦角、擁壁の形状などによって、どのように変化するかを以下に示す。

(1) θ_0 の変化による土圧係数

表-1、表-2 は $\theta_0=0^\circ, 6^\circ, 12^\circ, 17^\circ$ に対して示されているが、 θ_0 の値が大きくなるにつれて、また H_S/H_W が大きくなるにつれて土圧係数 $K_{AE\gamma}$ 、 K_{AEc} はともに絶対値が大きくなっている。ただし、 $\phi=30^\circ, 35^\circ$ の両者とも $\theta_0=0^\circ$ の場合、 H_S/H_W によって両土圧係数 $K_{AE\gamma}$ 、 K_{AEc} が変化しないことがある。これはすべり面が盛土斜面上に出るためである。このような場合、表には * 印が付されている。

(2) 内部摩擦角 ϕ の変化による土圧係数

図-16 は $\alpha_1=-10^\circ, \beta=30^\circ, \theta_0=12^\circ, \delta=2/3 \cdot \phi$ で γ, c, H_W の前述した特定の値をもつ擁壁に作用する土圧の係数を $\phi=30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ で示している。 H_S/H_W が大

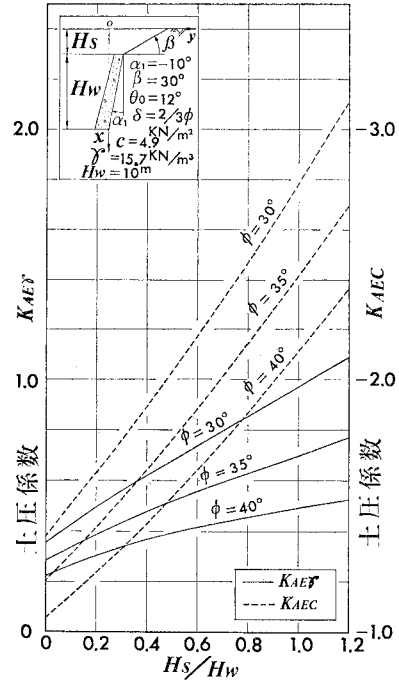


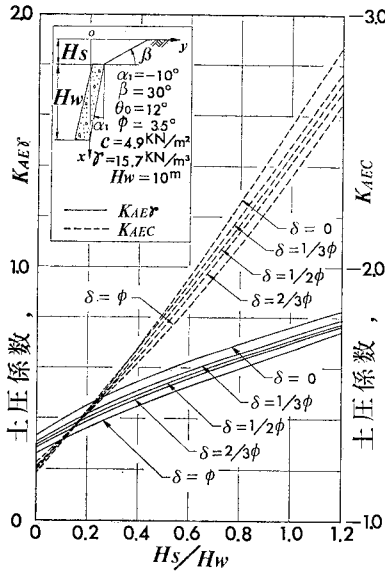
図-16 ϕ の変化による土圧係数の変化 ($\alpha_1=-10^\circ, \beta=30^\circ, \theta_0=12^\circ$)

表-2 $H_W=10\text{ m}, \gamma=15.7\text{ kN/m}^3, c=4.9\text{ kN/m}^2, \delta=2/3 \cdot \phi$ として求めた土圧係数 $K_{AE\gamma}, K_{AEc}$ ($\phi=35^\circ, \beta=30^\circ$)

θ_0	H_S/H_W	$\alpha_1 = -20.0^\circ$		$\alpha_1 = -10.0^\circ$		$\alpha_1 = 0.0^\circ$		$\alpha_1 = 10.0^\circ$		$\alpha_1 = 20.0^\circ$	
		$K_{AE\gamma}$	K_{AEc}	$K_{AE\gamma}$	K_{AEc}	$K_{AE\gamma}$	K_{AEc}	$K_{AE\gamma}$	K_{AEc}	$K_{AE\gamma}$	K_{AEc}
0°	0.0	0.122	-1.250	0.171	-1.183	0.227	-1.104	0.293	-1.010	(0.370)	(-0.899)
	0.2	0.157	-1.372	0.222	-1.324	0.299	-1.263	0.390	-1.181	0.493	-1.065
	0.4	0.174	-1.526	0.253	-1.491	0.345	-1.438	0.454	-1.364	0.580	-1.243
	0.6	*0.175	*-1.552	0.269	-1.689	0.372	-1.642	0.494	-1.566	0.638	-1.443
	0.8	*0.175	*-1.552	*0.266	*-1.660	*0.380	*-1.780	0.518	-1.792	0.676	-1.667
	1.0	*0.175	*-1.552	*0.266	*-1.660	*0.380	*-1.780	*0.523	*-1.902	0.699	-1.912
	1.2	*0.175	*-1.552	*0.266	*-1.660	*0.380	*-1.780	*0.523	*-1.902	0.711	-2.180
6°	0.0	0.163	-1.240	0.219	-1.181	0.284	-1.111	(0.361)	(-1.029)	(0.450)	(-0.925)
	0.2	0.216	-1.388	0.293	-1.351	0.383	-1.300	0.486	-1.210	0.601	-1.099
	0.4	0.255	-1.563	0.348	-1.542	0.456	-1.502	0.581	-1.423	0.724	-1.308
	0.6	0.285	-1.766	0.390	-1.756	0.513	-1.725	0.656	-1.662	0.823	-1.551
	0.8	0.309	-1.986	0.423	-1.992	0.557	-1.962	0.715	-1.915	0.902	-1.819
	1.0	0.328	-2.221	0.450	-2.242	0.592	-2.216	0.763	-2.186	0.968	-2.107
	1.2	0.344	-2.464	0.473	-2.504	0.624	-2.509	0.804	-2.477	1.025	-2.409
12°	0.0	0.219	-1.255	0.285	-1.211	(0.364)	(-1.164)	(0.453)	(-1.089)	(0.557)	(-1.007)
	0.2	0.297	-1.439	0.389	-1.421	0.495	-1.370	0.613	-1.285	0.749	-1.191
	0.4	0.365	-1.645	0.478	-1.646	0.607	-1.617	0.754	-1.540	0.925	-1.460
	0.6	0.427	-1.870	0.556	-1.886	0.704	-1.871	0.877	-1.826	1.081	-1.761
	0.8	0.485	-2.109	0.629	-2.144	0.794	-2.152	0.988	-2.133	1.223	-2.092
	1.0	0.541	-2.359	0.698	-2.415	0.879	-2.444	1.098	-2.446	1.358	-2.441
	1.2	0.597	-2.615	0.766	-2.696	0.961	-2.749	1.195	-2.783	1.490	-2.824
17°	0.0	0.283	-1.307	0.362	-1.285	(0.454)	(-1.257)	(0.558)	(-1.195)	(0.680)	(-1.137)
	0.2	0.390	-1.531	0.501	-1.533	0.622	-1.474	0.761	-1.418	0.927	-1.376
	0.4	0.492	-1.773	0.627	-1.800	0.779	-1.766	0.953	-1.729	1.166	-1.716
	0.6	0.591	-2.030	0.748	-2.078	0.927	-2.086	1.136	-2.082	1.394	-2.104
	0.8	0.690	-2.298	0.868	-2.369	1.072	-2.419	1.313	-2.449	1.617	-2.519
	1.0	0.792	-2.575	0.990	-2.675	1.217	-2.755	1.491	-2.831	1.846	-2.975
	1.2	0.897	-2.858	1.115	-2.989	1.367	-3.106	1.674	-3.237	2.086	-3.476

* すべり面が盛土斜面上に出る場合、() すべり面が下に向かって凹る場合

きくなると、また ϕ が小になると両土圧係数ともに絶対値が増加している。



図—17 δ の変化による土圧係数の変化 ($\alpha_1 = -10^\circ$, $\beta = 30^\circ$, $\theta_0 = 12^\circ$, $\phi = 35^\circ$)

(3) 壁摩擦角 δ の変化による土圧係数

図—17 は 図—16 と同じ形状の擁壁で、 $\theta_0 = 12^\circ$, $\phi = 35^\circ$ としたとき、 H_S/H_W の変化に対する土圧係数を δ をパラメーターとして示している。図より土圧係数 $K_{AE\gamma}$, $K_{AE\delta}$ の絶対値は δ が大きくなるに従って減少することがわかる。

(4) 壁面の傾角 α_1 と盛土斜面の傾角 β の変化による土圧係数

表—1, 表—2 からわかるように、 α_1 が大きくなると H_S/H_W の値にかかわらず $K_{AE\gamma}$ は増大する。一方、 $K_{AE\delta}$ の絶対値は H_S/H_W が大きくなるにつれて増大するが、 α_1 の増大によって必ずしも増大するとは限らない。

図—18 は $\alpha_1 = -10^\circ$, $\theta_0 = 12^\circ$, $\phi = 30^\circ$, $\delta = 2/3 \cdot \phi$ で H_W , γ , c の特定の値の擁壁で β を変化させたときの土圧係数を H_S/H_W に対して図示したものである。これによると β が大きいほど土圧係数の値は大である。ここで注意すべきことは $\phi = 30^\circ$, $\theta_0 = 12^\circ$ に対して 図—7 より $\beta = 32.5^\circ$ で $1/N_S = 0.035$, $\beta = 40^\circ$ で $1/N_S = 0.055$

表—3 $H_W = 10 \text{ m}$, $\gamma = 15.7 \text{ kN/m}^3$, $c = 4.9 \text{ kN/m}^2$, $\delta = 2/3 \cdot \phi$ として求めた ω_0 , ω_1 の値 ($\beta = 30^\circ$)

θ_0	H_S/H_W	$\phi = 30^\circ$						$\phi = 35^\circ$					
		$\alpha_1 = -10^\circ$		$\alpha_1 = 0.0^\circ$		$\alpha_1 = 10.0^\circ$		$\alpha_1 = -10.0^\circ$		$\alpha_1 = 0.0^\circ$		$\alpha_1 = 10.0^\circ$	
		ω_0	ω_1	ω_0	ω_1	ω_0	ω_1	ω_0	ω_1	ω_0	ω_1	ω_0	ω_1
0°	0.0	13.04	26.13	20.96	26.92	29.12	29.47	11.65	24.17	19.53	24.84	27.36	27.44
	0.2	12.68	21.38	20.38	24.21	27.61	27.99	11.19	19.61	18.72	22.23	26.01	26.14
	0.4	11.19	16.91	17.85	20.56	24.40	24.91	9.97	15.30	16.57	18.96	23.09	23.33
	0.6	9.69	13.54	15.38	17.25	20.83	21.37	9.05	12.37	14.70	16.15	20.15	20.38
	0.8	8.43	11.13	13.33	14.62	17.63	18.02	*8.95	*12.98	*13.64	*14.98	17.61	17.78
	1.0	7.39	9.36	11.68	12.58	15.57	15.83	*8.95	*12.98	*13.64	*14.98	*17.11	*17.30
	1.2	*6.90	*8.96	10.34	10.99	13.70	13.85	*8.95	*12.98	*13.64	*14.98	*17.11	*17.30
6°	0.0	11.34	18.35	18.72	20.60	(205.58)	(204.26)	10.01	16.81	17.46	18.95	(205.07)	(202.96)
	0.2	10.99	15.59	18.14	19.14	21.99	22.14	9.54	14.12	16.76	17.61	20.62	20.66
	0.4	8.90	12.23	15.01	16.07	19.48	19.58	7.67	10.89	13.89	14.78	18.13	18.17
	0.6	6.68	9.15	11.78	12.73	16.29	16.43	5.85	8.10	11.12	11.86	15.43	15.48
	0.8	4.67	6.55	8.92	9.68	12.37	12.49	4.29	5.90	8.22	8.84	12.62	12.68
	1.0	2.87	4.33	6.53	7.08	9.03	8.96	2.94	4.13	5.99	6.44	10.14	10.14
	1.2	1.31	2.48	4.43	4.79	6.58	6.34	1.83	2.74	5.23	5.50	8.06	7.99
12°	0.0	8.79	11.50	(195.06)	(194.83)	(200.23)	(198.86)	7.67	10.45	(194.79)	(193.97)	(199.89)	(198.16)
	0.2	8.43	10.08	13.33	13.39	15.25	15.25	7.33	9.01	12.20	12.30	14.16	14.18
	0.4	5.99	7.41	10.89	11.02	12.79	12.80	5.00	6.40	9.88	10.02	12.01	12.01
	0.6	3.26	4.49	7.38	7.69	9.59	9.58	2.65	3.81	6.72	6.99	9.58	9.58
	0.8	0.81	1.83	4.12	4.37	6.48	6.33	0.44	1.38	4.14	4.34	6.97	6.91
	1.0	-1.39	-0.58	1.32	1.41	3.14	2.70	-1.47	-0.73	1.65	1.75	3.91	3.65
	1.2	-3.23	-2.60	-1.07	-1.15	0.25	-0.52	-3.12	-2.55	-0.47	-0.50	1.50	1.36
17°	0.0	5.37	6.09	(190.28)	(189.67)	(194.78)	(194.03)	5.07	5.66	(190.54)	(189.55)	(194.09)	(193.38)
	0.2	4.80	5.15	7.12	7.15	7.88	7.87	4.40	4.70	6.82	6.87	7.94	7.93
	0.4	2.41	2.84	5.11	5.14	5.67	5.62	2.13	2.53	4.56	4.62	5.78	5.75
	0.6	-0.42	0.07	2.40	2.45	3.12	2.98	-0.54	-0.06	2.27	2.32	3.49	3.41
	0.8	-3.00	-2.57	-0.84	-0.88	0.13	-0.26	-2.97	-2.53	-0.20	-0.21	1.29	1.10
	1.0	-5.28	-4.96	-3.63	-3.84	-3.07	-3.85	-5.10	-4.76	-2.85	-3.00	-1.82	-2.37
	1.2	-7.19	-6.99	-5.98	-6.38	-5.80	-6.93	-6.94	-6.72	-5.13	-5.43	-4.43	-5.32

* すべり面が盛土斜面に出る場合、() すべり面が下に向かって凹る場合

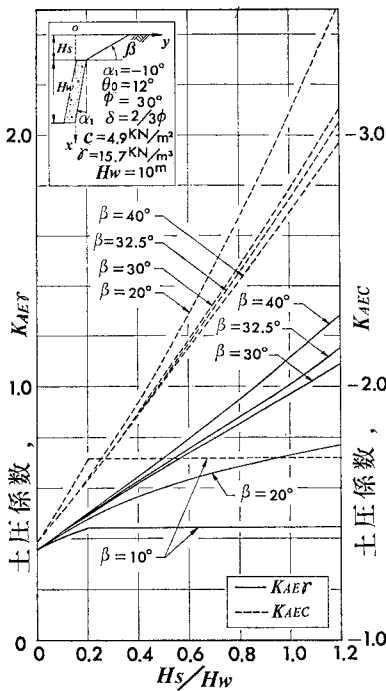


図-18 β の変化による土圧係数の変化 ($\alpha_1 = -10^\circ, \theta_0 = 12^\circ, \phi = 30^\circ$)

が得られ、これと r と c の特定の値を用いて式 (15) より盛土の限界高さ H_{Scri} を求めた結果、 $\beta = 32.5^\circ$ では $H_S = 8.8\text{ m}$ 、 $\beta = 40^\circ$ では $H_S = 5.6\text{ m}$ 以下でなくては盛土斜面が破壊することである。

(5) すべり面の形状

前述したように、表-3 は対数ら線の中心の位置を示す ω_0, ω_1 の値を示しているが、この表で ω_0, ω_1 が括弧内に示された場合は対数ら線が下方に凹なる場合である。表-3 から $\beta = 0^\circ (H_S/H_W = 0)$ で、 θ_0 と α_1 の値がともに大きいほど対数ら線の形状が下方に向かって凹になることがわかる。また、図-19 は $\beta = 0^\circ, \alpha_1 = 0^\circ$ の場合、 θ_0 に対応する土圧係数を示す。両係数とも実線は対数ら線が下方に凸なる場合、点線は下方に向かって凹なる場合であるが、この図から $\alpha_1 = 0^\circ, \beta = 0^\circ$ では ϕ が大きいほど、小なる θ_0 ですべり面が下方に向かって凹になることがわかる。さらにまたこの図から、すべり面の形状が変化しても、求めた土圧係数に一連の関係があり、計算が間違いなく行われていることがわかる。

(6) 計算例

$\alpha_1 = -10^\circ, \beta = 30^\circ, \phi = 30^\circ, r = 19.6\text{ kN/m}^3, c = 4.9\text{ kN/m}^2$ の擁壁で $\theta_0 = 6^\circ, \delta = 2/3 \cdot \phi, H_S + H_W = 10\text{ m}$ の場合の土圧合力を求める。

a) $H_S = 5\text{ m}$ のとき、 $H_W = 5\text{ m}$ となる。図-6 よ

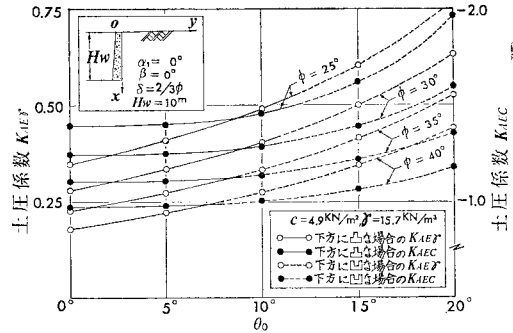


図-19 θ_0 の変化による土圧係数の変化 ($\alpha_1 = 0^\circ, \beta = 0^\circ$)

り $1/N_S = 0.01, H_S = 5\text{ m}$ のとき式 (14) より安全率は 5 となる。また擁壁の土圧合力は次のように求める。

表-1 より、 $H_S/H_W = 1.0$ に対して $K_{AE\gamma} = 0.652, K_{AEc} = -2.54, x_0$ は式 (17) より $x_0 = 0.97\text{ m}$ 、垂直土圧合力 P_{Ah} と壁の背面のせん断力 T はそれぞれ式 (18), (19) より、

$$P_{Ah} = 105.3\text{ kN/m} \quad (10.7\text{ t/m}),$$

$$T = 51.8\text{ kN/m} \quad (5.29\text{ t/m})$$

せん断力 T は擁壁の背面に沿って下方に向かって作用する。

b) $H_S = 3.7\text{ m}, H_W = 6.3\text{ m}$ のとき $H_S/H_W = 0.59 \approx 0.6, K_{AE\gamma} = 0.530, K_{AEc} = -2.00, x_0 = 0.94\text{ m}$ となり、

$$P_{Ah} = 151.5\text{ kN/m} \quad (15.5\text{ t/m}),$$

$$T = 73.2\text{ kN/m} \quad (7.47\text{ t/m})$$

6. 他の計算値との比較

(1) Terzaghi, Peck との比較

前章までに述べた土圧係数を使用して求めた土圧を Terzaghi, Peck³⁾ によるそれと比較することができる。静的的土圧のみを取り扱っている Terzaghi, Peck の擁壁土圧では、擁壁の種類を重力式、鉄筋コンクリートの 2 種類に分け、また裏込め土の種類を表-4 に示す 5 種類に分けて土圧係数を示している。土圧係数の決定にあたっては、浸透水の土圧に及ぼす影響と土の強度の経時的変化を考慮したと書かれているだけで、土の定数の具体的な値に対しては何も示されていない。表-4 に示さ

表-4 Terzaghi, Peck の裏込め材料の種類³⁾

記号	裏込め材料の種類
①	きれいな砂または砂利
②	シルトを含む透水性の低い粗粒土
③	石や細かいシルト質砂を含む残積土ならびに粘土を多量に含む粒状土
④	軟弱な粘土、有機質シルトあるいはシルト質粘土
⑤	硬質粘土

れる裏込め土のうち、内部摩擦が明確に発揮されるものは表に示された記号①、②、③に相当する土である。このうち①は裏込め土が砂または砂利であるために、土圧は浸透水の影響を受ける。これについてはすでに検討しているので、ここでは省略する。それゆえ、土質記号②、③の裏込め土に対して、重力式擁壁または半重力式擁壁に作用する土圧合力を、著者らの $\theta_0=0^\circ$ の条件における土圧係数から求めたものと Terzaghi, Peck の係数から求めたものとを比較する。

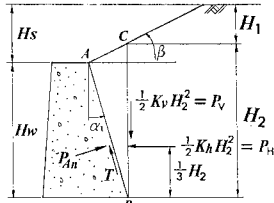


図-20 著者らの土圧合力の反力と Terzaghi, Peck の土圧との比較

Terzaghi, Peck では図-20に示すように、擁壁の下端点 B を通る土中の鉛直面に水平土圧合力 P_H と鉛直土圧合力 P_V を作用させ、水平土圧合力の作用点を鉛直面下端点 B から $1/3 \cdot H_2$ の高さにした。ここで $H_2=BC$ で P_H, P_V は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} P_H &= \frac{1}{2} K_h H_2^2 \\ P_V &= \frac{1}{2} K_v H_2^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (20)$$

ここに K_h, K_v はそれぞれ水平ならびに鉛直方向の土圧係数 (t/m^3) で、これを図に示している。

前述したように著者らの研究では、壁面に作用する P_{An} と T が H_s/H_W に対して容易に求められるので、これらと P_H, P_V の関係を図-20の土の三角形 ABC のつり合いから求めると次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} P_H &= P_{An} \cos \alpha_1 - T \sin \alpha_1 \\ P_V &= P_{An} \sin \alpha_1 + T \cos \alpha_1 - W \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (21)$$

ここに W は土の三角形 ABC の奥行単位長当たりの重量である。また H_s/H_W と Terzaghi, Peck の H_1/H_2 の間には次の関係がある。

$$\frac{H_1}{H_2} = \frac{H_s/H_W - \tan \alpha_1 \tan \beta}{1 + \tan \alpha_1 \tan \beta} \dots\dots\dots (22)$$

擁壁の背面の傾角は $\alpha_1=20^\circ$ 、盛土てんば面の傾角は $\beta=30^\circ$ 、また $H_W=10$ m として、Terzaghi, Peck の係数を用いて P_H と P_V を H_1/H_2 に対して図示すると図-21に、いずれも点線で示した曲線が土質記号②、③に対して求められる。これに対して図に併記された実線の値は著者らの土圧係数から求めた水平土圧合力と鉛直土圧合力の値で、上述した②、③の土質のいずれに対しても、 $r=19.6$ kN/m³ (2.0 t/m³) かつ $c=0$ とし、内部摩擦角は土質②に対しては $\phi=35^\circ$ 、土質③に対しては $\phi=30^\circ$ とし、いずれも $\delta=3/4 \cdot \phi$ とし求めた値である。このような土の定数で求めると、著者ら

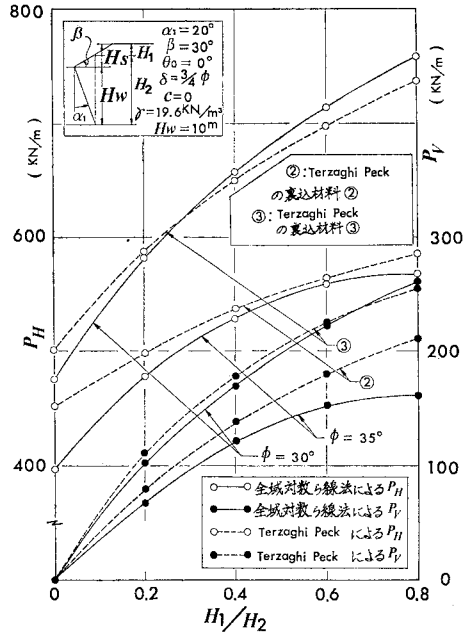


図-21 Terzaghi, Peck の P_H, P_V を著者らの計算法で検討したもの

の手法による土圧の値は Terzaghi, Peck が示した土圧の値に接近することがわかる。両者の比較のために使用した土の定数は妥当な値であることから判断して、表には $\delta=2/3 \cdot \phi$ しか示されていないが表の土圧係数は少なくとも静的な場合には正しいことがわかる。

なお、Terzaghi, Peck には α_1 の値が示されていないために著者らは上述したようにまず $\alpha_1=20^\circ$ として土圧を比較した。 $\alpha_1=10^\circ$ の場合も比較したが、この場合も両係数から求めた P_H, P_V は $\delta=3/4 \cdot \phi$ の場合によく一致した。

(2) Sokolovski 法で求めた土圧係数との比較

前述した全域対数ら線法による土圧は土圧合力の形で求められるものであるが、Sokolovski 法による土圧は応力 (σ_n, τ_{nt}) として求められるものである。Sokolovski 法では無次元量で決定される土圧分布が直線分布またはそれに近い分布の場合に、次式の第1式から土圧係数が決定される²⁾。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n' &= x' K_{AEr} + K_{AEC} \\ \tau_{nt}' &= (\sigma_n' + \cot \phi) \tan \delta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (23)$$

ここに $\sigma_n', \tau_{nt}', x'$ はいずれも σ_n, τ_{nt}, x の無次元量で、 x は図-22に併記された座標の x 軸の値である。土圧分布が完全な直線分布でないときには x' の値のとり方によって K_{AEr} に異なった値が得られる。しかしながら、 K_{AEC} の値は分布に関係なく一定である。土圧係数が決定されれば任意の r, c, x に対して土圧は式(16)によって決定される。

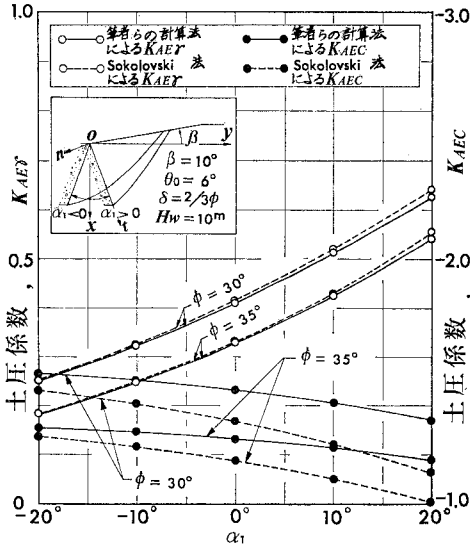


図-22 著者らが求めた土圧係数をソコロフスキー法で求めたそれらと比較したもの

図-22 は $\beta=10^\circ$ の半無限の盛土斜面を例にとって、全域対数ら線法から求めた土圧係数(実線)と Sokolovski 法から求めた土圧係数(点線)とを $\phi=30^\circ$ と 35° において比較している。この図によると、両計算法による $K_{AE\gamma}$ は非常によく一致している。これに対して K_{AEc} の絶対値は Sokolovski 法による値が著者らの値よりも小さく、その差は α_1 が大なるほど、また ϕ が小なるほど大きい。両者の差を求めると $\alpha_1=-20^\circ$ で 3~5%, $\alpha_1=20^\circ$ で 17~19% である。しかしながら前述したように $c=4.9 \text{ kN/m}^2$ の小なる値に対しては両計算法による K_{AEc} の差は実用上の問題を起こさないことがわかる。

7. 結 語

重力式または半重力式擁壁背後に盛土されている場合の土圧を土にわずかの粘着力を与えて、全域対数ら線法で求め、土圧係数とすべり面の形状を表わす対数ら線の極の位置を示した。ここで示した方法は H_S, H_W の大きさをどのように決定するかという点で有益である。

(1) 土圧係数を決定するにあたり、特定の擁壁 $H_W=10 \text{ m}$, $r=15.7 \text{ kN/m}^3$, $c=4.9 \text{ kN/m}^2$ の条件で土圧合力を求めたが、この特定の値で求めた土圧係数が一般的な H_W, r, c の値をもつ擁壁でも実用上使用できるためには $c=4.9 \text{ kN/m}^2 (0.5 \text{ t/m}^2)$ 以下の粘着力しか適用で

きないことの検討をした。

(2) 地震時に安定な H_S の大きさを調べるために、地震時の盛土斜面の安定係数 N_S を求め、 N_S を 4 枚の図に示した。

(3) 土圧係数 $K_{AE\gamma}$ と K_{AEc} はともに H_S/H_W に対して示されているので、 H_S+H_W が与えられた場合に H_S, H_W に対応する土圧を容易に決定でき、合理的な H_S と H_W を選ぶことができる。

(4) 地震力を変化させた一連の土圧算定において、すべり面の形状が下方に向かって凸または凹であっても、求めた土圧係数に一連の関係があり、計算が間違いなく行われたことがわかる。

(5) 著者らの計算法で Terzaghi, Peck の静的土圧を表現するには、シルトを含む透水性の低い粗粒土に対しては $\phi=35^\circ$, 粘土を多量に含む粒状土に対しては $\phi=30^\circ$ とし、いずれも $r=19.6 \text{ kN/m}^3 (2.0 \text{ t/m}^3)$, $\delta=3/4 \cdot \phi$, $c=0$ として土圧を求めればよいことがわかった。

(6) 著者らが求めた土圧係数を Sokolovski 法で求めた土圧係数と比較すると、 $K_{AE\gamma}$ はよく一致する。 K_{AEc} は $\alpha_1=20^\circ$ で最大の差 17~19% を引き起こし、結果として土圧を小に見積ることになるが、 $c=4.9 \text{ kN/m}^2$ ないし、それ以下の小なる粘着力を採用することにより、全域対数ら線法で求めた土圧は工学的に妥当であると考えられる。なお、この方法で求めた土圧係数は盛土斜面が地震時に崩壊しない限り、 $c=0$ の場合にも当然使用できる。

この研究の計算は中部工業大学情報処理センターの FACOM-M 160 AD によった。

参 考 文 献

- 1) 市原松平・河邑 真：豪雨時の主働土圧の算定，土木学会論文報告集，No. 295，pp. 65~79，1980。
- 2) 市原松平・山田公夫・梶井源一郎：裏込め土が内部摩擦をもつ粘性土の地震時主働土圧の算定，土木学会論文報告集，No. 302，pp. 89~101，1980。
- 3) Terzaghi, K. and R.B. Peck: Soil Mechanics in Engineering Practice, Second Edition, p. 364, John Wiley & Sons, Inc., 1967。
- 4) 市原松平・山田公夫・服部久義：盛土斜面における地震時安定係数の算定，土木学会中部支部昭和 55 年度研究発表会講演概要集，pp. 180~181，1981。
- 5) Taylor, D.W.: Fundamental of Soil Mechanics, pp. 455~462, John Wiley & Sons, Inc., 1948。
- 6) Ichihara, M., H. Matsuzawa, M. Kawamura and T. Takeuchi: Influence of Seepage Flow on Earth Pressure against Retaining Wall, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 2, pp. 15~28, 1982。

(1982.5.13・受付)