

$\varphi_u=0, c_u \neq 0$ で与えられる土の地震時受働土圧の算定CALCULATION OF SEISMIC PASSIVE EARTH PRESSURE
IN THE CASE OF $\varphi_u=0, c_u \neq 0$ FOR THE SOILS

市原松平*・河 邑 真**・千田正孝***

By Matsuhei ICHIHARA, Makoto KAWAMURA and Masataka SENDA

1. ま え が き

飽和または不飽和の粘性土で、その強さが実用上 $\varphi_u=0, c_u \neq 0$ で与えられる土の地震時受働土圧の算定は耐震工学上きわめて重要である。

筆者らは Sokolovski の示した塑性論の解法¹⁾に従って、土の要素に地震時の慣性力を作用させて、 $\varphi_u=0, c_u \neq 0$ の土による地震時受働土圧を算定した。その強さが粘着力のみに依存している土による地震時受働土圧を算定した例はまだない。

地震力を考えない静的の状態に対して、このような土による受働土圧はかなり古い時代から算定が行われている。たとえば、Fellenius (1927年)、Krey (1936年)、Ohde (1938年)²⁾の研究がそれである。1954年に Sokolovski は $\varphi_u=0, c_u \neq 0$ の場合の計算法を土圧、支持力、斜面安定の広範囲にわたって示した。いずれも土のつり合い条件と強度条件を満足させている。しかしながら、土圧に関して静的の場合、地表面が水平な場合のみであって、これは後述するように、特性線に沿って積分が可能であって簡単に解が得られる。地震時における慣性力が作用する場合は、一般に地表面が水平な静的の土圧とは異なって、特性線に沿って、応力の積分が不可能である。それゆえ、電子計算機を使用して差分式の解を求めなければならない。

筆者の一人は以前 $c=0, \varphi \neq 0$ の場合の壁面に作用する地震時受働土圧を求めた²⁾。また $c \neq 0, \varphi \neq 0$ の場合の壁面に作用する地震時受働土圧も求めた³⁾。これらはいずれも土のつり合い条件と強度条件を満足させるすべり面に沿って壁面土圧を求めている。この後者の手法、すなわち、土圧を求める漸化式において、 $\varphi=0$ として、ここに示す $\varphi_u=0, c_u \neq 0$ の土圧を求めることは理論上

できない。

筆者らの研究の内容を示すと次のようになる。筆者らは壁面の傾角と、地盤面の傾角また土の粘着力に起因する壁面に発揮されるせん断応力の大きさ、土体に作用する地震力の大きさを種々変化させて受働土圧を算定した。これら一連の算定において特異点の解を用いる場合と不連続線の解を用いる場合があった。不連続解は前報³⁾と同じく、原点近傍の近似値を求め、第4境界値問題の解法を適用して、不連続線と壁面土圧を求める方法をとった。このようにして求めた結果を Lee の方法⁴⁾による結果と比較した。また、筆者らは上記不連続解で得た壁面土圧を特異点の解を強行して求めた結果と比較した。このような比較は特異点の解によったほうが土圧の算定が容易であるためである。

一連の算定で得られた土圧分布は一般に曲線の分布となり、簡単な直線分布におきかえることができない。筆者らは壁面への垂直土圧分布を無次元量で表し示し、種々の c_u と r_t の大きさに対して受働土圧分布を容易に求められるようにした。さらに実用上のことを考え、粘着力 c_u が深さ方向に変化する場合などの土圧算定法を示した。また、壁面に作用するせん断応力が土の粘着力に等しい場合には土圧算定が不可能になる場合が多いが、その算定法を詳述した。

以下、本文では c_u, r_t または r_{sat} を単に c, r と略記する。また、前報³⁾に示した内部摩擦をもつ粘性土を c, φ 材と称するのに対し、ここで対象とする土を c 材と称する。

2. 受働土圧算定法の説明

(1) 土圧算定のための基本式

図—1 のように $u-v$ 座標、 $x-y$ 座標、 $n-t$ 座標をとったとき、重量のある土体に作用する力のつり合い式は

* 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部土圧研究施設

** 学生会員 工修 名古屋大学大学院

*** 正会員 工修 鹿島建設(株)名古屋支店

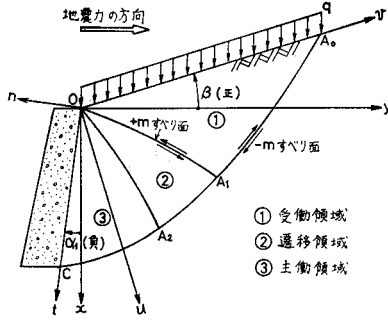


図-1 受働土圧算定のための3つの領域

$u-v$ 座標に基づいて次式であらわされる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_u}{\partial u} + \frac{\partial \tau_{uv}}{\partial v} &= r_0 \cos \beta_0 \\ \frac{\partial \sigma_v}{\partial v} + \frac{\partial \tau_{uv}}{\partial u} &= -r_0 \sin \beta_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $r_0 = r/\cos \theta_0$ 、 $\beta_0 = \beta - \theta_0$ 、 $\theta_0 = \tan^{-1} \alpha/g$ で、 α は地震時の水平加速度、 g は重力の加速度である。 β は前報に示したように地表面の傾角で、図-1 のように地表面が水平面の上にある場合が $\beta > 0$ である。

極限応力状態における応力は次式であらわされる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u &= \bar{\sigma} + c \cos 2\phi \\ \sigma_v &= \bar{\sigma} - c \cos 2\phi \\ \tau_{uv} &= -c \sin 2\phi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $\bar{\sigma}$ は図-2 (a) に示すように、 $\sigma-\tau$ 座標の原点からはかった Mohr の円の中心までの距離、 ϕ は最大主応力面からはかった u 面までの角度で、反時計まわりが正である。 ϕ の符号は Sokolovski の ϕ の符号と異なる³⁾。

次に、Sokolovski¹⁾ にならって、式 (3) に示す関数 x を応力の式に導入する。

$$x = \frac{\bar{\sigma} - r_0 u \cos \beta_0}{2c} \dots\dots\dots (3)$$

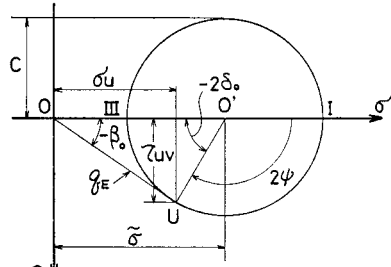
応力式は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u &= c(2x + \cos 2\phi) + r_0 u \cos \beta_0 \\ \sigma_v &= c(2x - \cos 2\phi) + r_0 u \cos \beta_0 \\ \tau_{uv} &= -c \sin 2\phi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

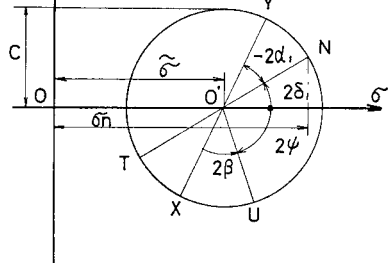
式 (1)、(4) から次に示す Sokolovski の塑性基本式が誘導される。この式で $\phi = -\phi$ 、 $\theta_0 = 0$ とおくと Sokolovski の式¹⁾ と一致する。

$$\left. \begin{aligned} &+m \text{ すべり面}^3) \text{ に沿って,} \\ &\left. \begin{aligned} \frac{\partial \eta}{\partial u} - \frac{\partial \eta}{\partial v} \tan\left(\phi + \frac{\pi}{4}\right) &= \frac{r_0}{2c} \sin \beta_0 \tan\left(\phi + \frac{\pi}{4}\right) \\ -m \text{ すべり面}^3) \text{ に沿って,} \\ \frac{\partial \xi}{\partial u} - \frac{\partial \xi}{\partial v} \tan\left(\phi - \frac{\pi}{4}\right) &= \frac{r_0}{2c} \sin \beta_0 \tan\left(\phi - \frac{\pi}{4}\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

ここに、 η 、 ξ は次式であらわされる。



(a) 地表面



(b) 壁面

図-2 地表面ならびに壁面の応力状態

$$\left. \begin{aligned} x + \phi &= \eta \\ x - \phi &= \xi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

すべり面に沿って、 u 、 v が変化するとき、 ξ 、 η に関して一箇の条件式が成立するので、この条件式と式 (5) からすべり面に関する次の微分方程式が求められる。

$$\left. \begin{aligned} &+m \text{ すべり面に沿って,} \\ &\left. \begin{aligned} dv &= -du \tan(\phi + \pi/4) \\ dx + d\phi &= -r_0 \sin \beta_0 dv / 2c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} &-m \text{ すべり面に沿って,} \\ &\left. \begin{aligned} dv &= -du \tan(\phi - \pi/4) \\ dx - d\phi &= -r_0 \sin \beta_0 dv / 2c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8) \end{aligned}$$

ϕ 、ならびに x は r_0 、 c および位置 u 、 v の関数である。これらの式で $\phi = -\phi$ 、 $\theta_0 = 0$ とおくと Sokolovski の式¹⁾ と一致する。

受働土圧を求めるために、図-1 に示した地表面 (v 軸) の境界値 (u 、 v 、 x 、 ϕ) から出発して、壁面に向い、領域 ①、②、③ の各点の4値 (u 、 v 、 x 、 ϕ) を逐次求めなければならない。各節点の4値を求める漸化式、すなわち、Cauchy 問題、Goursat 問題、混合境界値問題をとくための漸化式は式 (7)、(8) から容易に決定される。なお、壁面の受働土圧を求める場合、上記各領域のうち、①は受働領域、②は遷移領域、③は主働領域である。

(2) 地表面の境界条件

地表面の応力は次式であらわされる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u &= q_E \cos \beta_0 \\ \tau_{uv} &= -q_E \sin \beta_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $q_E = q/\cos \theta_0$ で q は地表面載荷重 (t/m^2) である。いま、 $\tau_{uv} = -c \sin 2\delta_0, |\delta_0| \leq \pi/4$ とおくと、 δ_0 と β_0 は同一符号となり、 δ_0 の角度は 図-2 (a) に示された値をとる。また、この図から、 $\psi = -\pi/2 - \delta_0$ であることがわかる。地表面の x は式 (3) で $u=0$ とおくと、 $x = \delta/2c$ で与えられ、図-2 (a) の $\triangle O U O'$ から、次式の値をとる。

$$\left. \begin{aligned} \psi &= -\pi/2 - \delta_0 \\ x &= \frac{\sin(\beta_0 + 2\delta_0)}{2 \sin \beta_0} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

上式の x は次のようにかかれる。

$$x = \frac{1}{2} \left[\cos 2\delta_0 + \frac{q_E}{c} \cos \beta_0 \right]$$

(3) 壁面の境界条件

壁面に作用する応力を σ_n, τ_{nt} とする。 $\tau_{nt} = -c \sin 2\delta_1$ とおくと、 $\sin 2\delta_1$ は壁面におけるせん断応力の粘着力に対する比である。図-2 (b) の Mohr の円に示された σ_n は式 (3) の x を用いて次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n &= c(2x + \cos 2\delta_1) + r_0 u \cos \beta_0 \\ 2\delta_1 &= \pi + 2\psi + 2\alpha_1 - 2\beta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 α_1 は 図-1 に示すように、壁面の鉛直線に対する傾角で、鉛直線からはかって反時計まわりが正である。壁面に作用する応力は次式で表現される。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n &= c\{2x - \cos(\psi - \beta + \alpha_1)\} + r_0 u \cos \beta_0 \\ \tau_{nt} &= c \sin 2(\psi - \beta + \alpha_1) \end{aligned} \right\} \dots\dots (12)$$

(4) 原点における条件

原点 O は特異点であり、これは $-m$ すべり面で置き換えることができる。原点では $r=0$ の条件が成立するから、 $\xi = \xi_0 = x - \psi = \text{一定}$ と表示される。図-1 の各領域を λ - ν 座標³⁾に写像したものが 図-3 である。 O_1 点は原点における地表面の点をあらわし、 O_2 は同じく原点における壁面の点をあらわす。地表面における x と ψ は前述したように既知である。壁面の ψ もまた既知である。したがって、原点における壁面の x は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} 2x &= 2\psi + \cos 2\delta_0 \\ &+ q_E \cos \beta_0/c \\ &+ \pi + 2\delta_0 \\ \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

また、線分 $\overline{O_1 O_2}$ 上の分割点の x はその分割点における ψ を上式に与えることにより決定される。

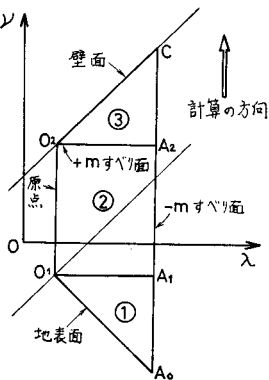


図-3 領域の写像

(5) 特異点の解の成立条件

上述した (4) の条件は原点を特異点として、 O_1, O_2 の値を求めたもので、前報³⁾で述べたように、この解の成立する条件は 図-1 の領域 ①, ③ が重ならないということである。したがって、特異点の解が使用される条件は次式で示される。

$$\alpha_1 \leq \delta_1 + \delta_0 + \beta \dots\dots\dots (14)$$

(6) 特異点の解における特殊な場合

a) $\beta_0=0$ の場合

この場合は $-m$ すべり面に沿って、式 (8) より $x - \psi = \text{const.}$ という条件が成立する。また、式 (11) の第 2 式に示す壁面の ψ は一定であるので、壁面における x は一定となり、その値は式 (13) で与えられる。したがって、壁面の σ_n と τ_{nt} は電子計算機を使用することなく式 (12) に x と ψ を代入して容易に決定される。ただし、すべり線網の決定は電子計算機によらなければならない。また、地表面が水平で地震力がない場合、すなわち、 $\beta=0^\circ, \theta_0=0^\circ$ の場合には $\beta_0=0^\circ$ となり、壁面土圧は式 (12) から容易に求められる。

$\beta_0=0$ の場合の壁面土圧 σ_n は、i) $r=0, c \neq 0$ として求めた壁面土圧 σ_{nc} と、ii) $c=0, r \neq 0$ として求めた壁面土圧 $r_0 u$ の和として表わすことができる。

b) $\sin 2\delta_1=1$ の場合

この場合は $\tau_{nt} = -c$ となる。すなわち、壁面が $+m$ すべり面の包絡線となる。このような場合に、壁面に沿う薄層部分の極限応力式は前報³⁾に示した c, φ 材の場合のように、簡単な積分値であらわされる。図-4 (a) に示すように壁面に沿って u 軸をとり、これに直角に v 軸をとる。図-1 の u - v 座標に基づくつり合い方程式 (1) 中に含まれる応力と位置の座標 (u, v) を壁面に u 軸をとった新座標によるそれらに変換することによって次式が容易に得られる。

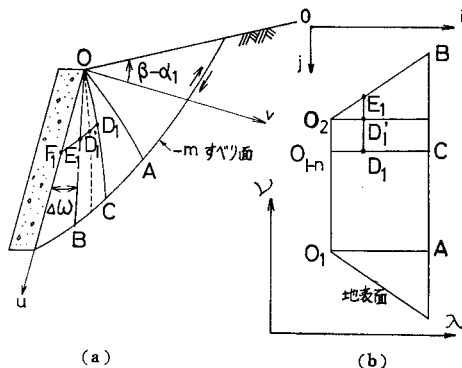


図-4 $\sin 2\delta_1=1$ の場合、壁面の受働土圧の計算法

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_u}{\partial u} + \frac{\partial \tau_{uv}}{\partial v} &= r_0 \cos \alpha_0 \\ \frac{\partial \tau_{uv}}{\partial u} + \frac{\partial \sigma_v}{\partial v} &= -r_0 \sin \alpha_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

ここに、

$$\alpha_0 = \alpha_i \pm \theta_0 \dots\dots\dots (16)$$

上式で複号の上号が主働土圧に、下号が受働土圧に適用される。

いま、

$$x = \frac{\bar{\sigma} - r_0 u \cos \alpha_0}{2c} \dots\dots\dots (17)$$

とおくと、塑性基本式は式 (5) の β_0 の代りに α_0 として次のようにかくことができる。

$$\begin{aligned} & \left[\frac{\partial x}{\partial u} \pm \frac{\partial \phi}{\partial u} \right] \cos \left(\phi \pm \frac{\pi}{4} \right) \\ & - \left[\frac{\partial x}{\partial v} \pm \frac{\partial \phi}{\partial v} \right] \sin \left(\phi \pm \frac{\pi}{4} \right) \\ & = \frac{r_0}{2c} \sin \alpha_0 \sin \left(\phi \pm \frac{\pi}{4} \right) \dots\dots\dots (18) \end{aligned}$$

複号の上号が +m すべり面に、下号が -m すべり面に適用される。また、 ϕ は最大主応力面からはかった新しい座標による u 面までの角度である。新しい座標では壁面が v 面で、受働土圧ではこれが +m すべり面の包絡線となるために、 ϕ は Mohr の円から $\phi = -\pi/4$ であることがわかる。

したがって、いま +m すべり面に対して、壁の近傍では、次に示す簡略化を行う。

$$\cos(\phi + \pi/4) = 1, \sin(\phi + \pi/4) = \phi + \pi/4$$

また、この +m すべり面に対して、 $\partial x/\partial u, \partial \phi/\partial u$ はともに x と ϕ の壁面に沿う変化と考えると、 $\partial \phi/\partial u = 0, \partial x/\partial u = dx(u)/du$ とかくことができる。ここに、 $x(u)$ は壁面に沿う x をあらわす。

したがって、+m すべり面は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} & \left[\frac{\partial x}{\partial v} + \frac{\partial \phi}{\partial v} \right] \left(\phi + \frac{\pi}{4} \right) - \frac{dx(u)}{du} \\ & = -\frac{r_0}{2c} \sin \alpha_0 \left(\phi + \frac{\pi}{4} \right) \dots\dots\dots (19) \end{aligned}$$

次に、-m すべり面は壁の近傍で $\phi = -\pi/4$ とおくと次式であらわすことができる。

$$\frac{\partial x}{\partial v} - \frac{\partial \phi}{\partial v} + \frac{r_0}{2c} \sin \alpha_0 = 0 \dots\dots\dots (20)$$

この -m すべり面に沿って、壁面から近傍点まで積分すると、

$$x = x(u) + \left(\phi + \frac{\pi}{4} \right) - \frac{r_0}{2c} v \sin \alpha_0 \dots\dots\dots (21)$$

式 (19) と式 (20) から、

$$2 \frac{\partial \phi}{\partial v} \left(\phi + \frac{\pi}{4} \right) - \frac{dx(u)}{du} = 0$$

これより、

$$\left(\phi + \frac{\pi}{4} \right)^2 = \frac{dx(u)}{du} \cdot v \dots\dots\dots (22)$$

すなわち、 $v > 0$ のとき $dx(u)/du > 0$ でなければならない。壁近傍のすべり面の方程式は次式であらわされる。

$$\left. \begin{aligned} +m \text{ すべり面 } \frac{dv}{du} &= -\left(\phi + \frac{\pi}{4} \right) \\ -m \text{ すべり面 } \frac{dv}{du} &= \frac{1}{\phi + \pi/4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (23)$$

新しい座標軸による ϕ は図-1 に示す旧座標による ϕ (これを ϕ_1 と記す) に対して次の関係がある。

$$\phi = \phi_1 - (\beta - \alpha_1) \dots\dots\dots (24)$$

したがって、新座標では、 O_1, O_2 の ϕ はそれぞれ次式であらわされる。

$$\left. \begin{aligned} \phi &= -\pi/2 - \delta_0 - (\beta - \alpha_1) \\ \phi &= -\pi/4 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (25)$$

また、新座標 (u, v) と旧座標 (u_1, v_1) の間には次の関係がある。

$$\begin{aligned} u_1 &= u \cos(\beta - \alpha_1) + v \sin(\beta - \alpha_1) \\ v_1 &= v \cos(\beta - \alpha_1) - u \sin(\beta - \alpha_1) \end{aligned}$$

したがって、地表面は新座標では次式で表わされる。

$$u/v = -\tan(\beta - \alpha_1) \dots\dots\dots (26)$$

また、式 (2) に地表面の境界条件の式 (9), (10) を代入すると、 $\bar{\sigma} = q_E \cos \beta_0 + c \cos 2 \delta_0$ という関係が得られる。したがって、地表面の x は式 (17) より次式で与えられる。

$$x = \frac{1}{2} \left(\cos 2 \delta_0 + \frac{q_E}{c} \cos \beta_0 - \frac{r_0}{c} u \cos \alpha_0 \right) \dots\dots\dots (27)$$

地表面の ϕ は式 (25) の第 1 式で与えられる。

いま、地表面から計算をはじめ、Cauchy 問題、Goursat 問題を解くと、図-4 (b) の O_2 に接近した O_{1-n} を通る +m すべり面上の各節点 D_1, D_2, \dots, D の v 値を容易に求めることができる。

しかしながら、地表面から計算して、壁面にこれ以上接近させて計算を進めることはできない。したがって、次のような方法をとる。すなわち、図-4 (a) に示すように壁面に微小角 $d\omega$ だけ傾斜した直線 OB を引く。次に壁面上に第一の点 $F_1(\bar{u}, 0)$ をとり、この点を通る -m すべり面の OB 線、OC 線との交点をそれぞれ、 E_1, D_1 とする。-m すべり面は式 (23) に示すように壁面に直交しているので、 F_1 の位置が与えられれば、 E_1 の座標は次式に示すように容易に決定される。すなわち、 $u = \bar{u}, v = \bar{u} \cdot d\omega$ 、また、壁面上の F_1 点の $x(u)$ を仮定すれば、 $dx(u)/du$ は次式で与えられるので、 E_1 点の ϕ と x は上述した式 (22) と式 (21) から、それぞれ決定される。

$$\frac{dx(u)}{du} = \frac{x(\bar{u}) - x(0)}{\bar{u}} \dots\dots\dots (28)$$

ここに、 $x(0)$ は原点における x の値で、原点が特異点である条件 ($x - \phi = \text{一定}$) を使用すると、新しい座標で

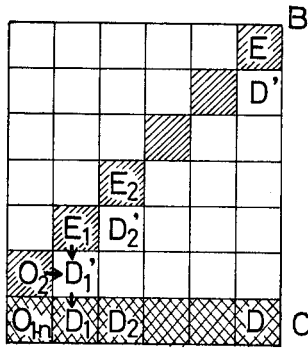


図-5 OB 線上の 4 値から出発して OC 線上の 4 値を求める方法

は次式で表現される。

$$\chi(0) = \frac{1}{2} \left(\cos 2\delta_0 + \frac{qE}{c} \cos \beta_0 \right) + \frac{\pi}{4} + \delta_0 + (\beta - \alpha_1) \dots (29)$$

以上のように $\chi(\bar{u})$ を仮定すると OB 線上の E_1 の 4 値が決定される。図-5 に示すように、 E_1 と O_2 の 4 値から D_1' の値が決定し、 D_1' と O_{1-n} の 4 値から D_1 の 4 値が決定される。すなわち、壁面から求めた OC 線上の χ の値が地表面側から求めた χ の値に収束するかどうかを判定し、壁面の $\chi(\bar{u})$ を決定する。壁面上の F_1 点の $\chi(\bar{u})$ が決定されると、逐次深いところの壁面上の $\chi(\bar{u})$ を求めることができる。

壁面に作用する土圧 σ_v と τ_{vu} は次式から求められる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_v &= 2c\chi(u) + \gamma_0 u \cos \alpha_0 \\ \tau_{vu} &= -c \end{aligned} \right\} \dots (30)$$

3. 不連続線による解法

(1) 不連続線上で成立する条件

次の条件が満足される場合に、不連続線によって土圧を求める。

$$\pi/2 - \delta_1 + \delta_0 + \beta \geq \alpha_1 > \delta_1 + \delta_0 + \beta \dots (31)$$

上式において左側の不等号は 図-6 に示した原点 O から発生する領域 ① の最下端のすべり面 OA_1 が擁壁内に

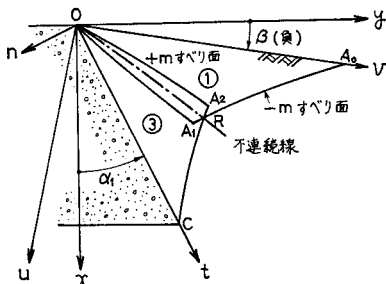


図-6 受働土圧を求めるための不連続線の説明

入らないという条件から決定される。

以下、不連続線に接した領域 ① の ψ と χ を ψ', χ' とおき、不連続線を含めて、領域 ③ のそれらを ψ, χ とおく。不連続線を境にして次式が成立する。

$$\psi' > \psi \dots (32)$$

不連続線を横切って ① と ③ のそれぞれの領域における垂直応力とせん断応力は、いずれも相等しいという関係を使用すると、不連続線上で次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} 2\chi - \cos 2(\psi + \omega) &= 2\chi' - \cos 2(\psi' + \omega) \\ \sin 2(\psi + \omega) &= \sin 2(\psi' + \omega) \end{aligned} \right\} \dots (33)$$

ここに、 ω は不連続線上の接線が u 軸となす角度である。式 (32)、(33) は主働、受働土圧に対して成立するが、主働では $\chi > \chi'$ 、受働では $\chi < \chi'$ である。この関係を満足させる ω は式 (33) の第 2 式から、受働土圧の場合に次式で与えられる。

$$2\omega = -(\psi + \psi') - \pi/2 \dots (34)$$

それゆえ、不連続線の勾配は次式で与えられる。

$$\frac{dv}{du} = \tan \omega = -\frac{1 + \sin(\psi + \psi')}{\cos(\psi + \psi')} \dots (35)$$

(2) 不連続線による解法の概略

不連続線を用いて、壁面土圧を求める方法として、Sokolovski は第 4 境界値問題を解く方法を示した。この方法は前報³⁾に説明したが、次のようにして行う。まず、不連続線に沿う u と v, χ と ψ の間の微分比ならびに壁面に沿う u と v の微分比を後述のように決定し、それに基づいて差分式を作る。これらの差分式とすべり面の方程式 (7)、(8) から導いた差分式のいずれかを連立させて、不連続線上と壁面の各点の 4 値 (u, v, χ, ψ) を逐次求める。

この解法では計算の出発点として原点の 4 値と、原点近傍の 4 値が明確でなければならない。前者は容易にわかるが、後者に関しては Sokolovski もその求め方を示していない。筆者らは前報で示したように原点近傍の近似値を決定するために高木の方法⁵⁾を用いた。

(3) 不連続線上における $d\chi/d\psi$

不連続線上における dv/du は式 (35) に与えられる。壁面における dv/du は壁面をあらわす直線 $v = u \tan(\alpha_1 - \beta)$ から容易に決定される。したがって、ここでは不連続線上の $d\chi/d\psi$ のみを示す。式 (34) の両辺を ψ で微分し、式 (33) の第 1 式を ψ で微分し、これら両式から $d\omega/d\psi$ を消去すると受働土圧の場合に次式をうる。

$$d\chi = d\chi' + \cos(\psi - \psi')(d\psi - d\psi') \dots (36)$$

(4) 原点における $\psi, \chi, \psi', \chi', \omega$

原点におけるこれらの値をそれぞれ $\psi_0, \chi_0, \psi'_0, \chi'_0, \omega_0$

で表わす。不連続線上の原点の値は壁面の条件を満足させるために、 ϕ_0 は式 (11) より x_0 は式 (13) から決定される。また、 ϕ_0', x_0' は v 軸上の値であるから式 (10) から決定される。

(5) $x, \phi, v, \omega, \phi', x'$ の原点近傍における近似解

不連続線と壁面で囲まれた領域内の x, ϕ ならびに不連続線の傾角 ω は原点近傍でべき級数に展開が可能であるので前報³⁾に示したように次のようにおく。

$$\left. \begin{aligned} \phi &= \phi_0 + a_1 u + a_2 v \\ x &= x_0 + b_1 u + b_2 v \\ v &= c_1 u + c_2 u^2 \\ \omega &= \omega_0 + \omega_1 u \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (37)$$

また、領域①の ϕ', x' に関して原点近傍で次のようにおく。

$$\left. \begin{aligned} \phi' &= \phi_0' + fu \\ x' &= x_0' + gu \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (38)$$

上記 a から g に至る 9 個の未定係数は前報³⁾と同じように次式で与えられる。

$$c_1 = \tan \omega_0 \dots\dots\dots (39.1)$$

$$f = \frac{(qE + r_0 u) \sin \beta_0 - c \sin 2\phi_0'}{2cu \cos 2\phi_0'}$$

$$g = \frac{1}{2cu} \left[qE \cos \beta_0 + (qE + r_0 u) \sin \beta_0 \sin 2\phi_0' - c \left(\frac{1}{\cos 2\phi_0'} + 2x_0' \right) \right] \dots\dots\dots (39.2)$$

$$b_1 = \frac{1}{d_0} \begin{vmatrix} I_1 & -\tan(\phi_0 + \pi/4) & -G_1 \\ K_1 & -\tan(\phi_0 - \pi/4) & J_1 \\ F_1 & \tan \omega_0 & -E_1 \end{vmatrix}$$

$$b_2 = \frac{1}{d_0} \begin{vmatrix} 1 & I_1 & -G_1 \\ 1 & K_1 & J_1 \\ 1 & F_1 & -E_1 \end{vmatrix} \dots\dots (39.4)$$

$$a_2 = \frac{1}{d_0} \begin{vmatrix} 1 & -\tan(\phi_0 + \pi/4) & I_1 \\ 1 & -\tan(\phi_0 - \pi/4) & K_1 \\ 1 & \tan \omega_0 & F_1 \end{vmatrix}$$

ここに、

$$d_0 = \begin{vmatrix} 1 & -\tan(\phi_0 + \pi/4) & -G_1 \\ 1 & -\tan(\phi_0 - \pi/4) & J_1 \\ 1 & \tan \omega_0 & -E_1 \end{vmatrix}$$

$$\left. \begin{aligned} E_1 &= \cos(\phi_0 - \phi_0') \{ \tan \omega_0 - \tan(\alpha_1 - \beta) \} \\ F_1 &= g - f \cos(\phi_0 - \phi_0') \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (39.5)$$

$$\left. \begin{aligned} G_1 &= \tan(\alpha_1 - \beta) + \tan(\phi_0 + \pi/4) \\ J_1 &= \tan(\alpha_1 - \beta) + \tan(\phi_0 - \pi/4) \\ I_1 &= r_0 \sin \beta_0 \tan(\phi_0 + \pi/4) / 2c \\ K_1 &= r_0 \sin \beta_0 \tan(\phi_0 - \pi/4) / 2c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (39.6)$$

また、

$$a_1 = -a_2 \tan(\alpha_1 - \beta) \dots\dots\dots (39.7)$$

$$\omega_1 = (a_2 - B_1) / A_1 \dots\dots\dots (39.8)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= 2 / \{ \tan(\alpha_1 - \beta) - \tan \omega_0 \} \\ B_1 &= f / \{ \tan(\alpha_1 - \beta) - \tan \omega_0 \} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (39.9)$$

$$c_2 = \omega_1 \sec^2 \omega_0 / 2 \dots\dots\dots (39.10)$$

図-7 は一例として、 $\sin 2\delta_1 = 1/2, \beta = -20^\circ, \alpha_1 = 0^\circ, c = 1 \text{ t/m}^2, r = 1 \text{ t/m}^3, q/c = 0$ の場合に式 (37), (38) の各係数と f, g を一括して示したものである。これらの係数の値は、いずれも壁面の条件と不連続線上の条件式 (33) を満足させることによって正しいことがわかる。

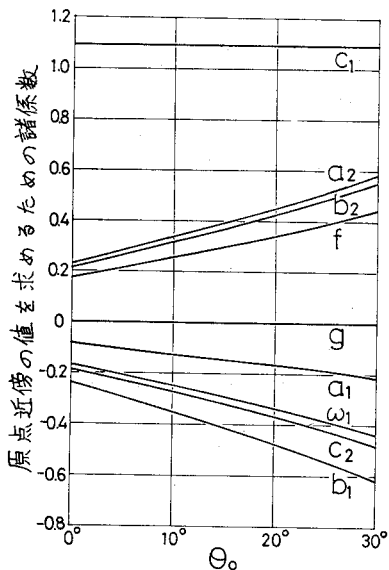


図-7 原点近傍の値を求めるための諸係数の一例

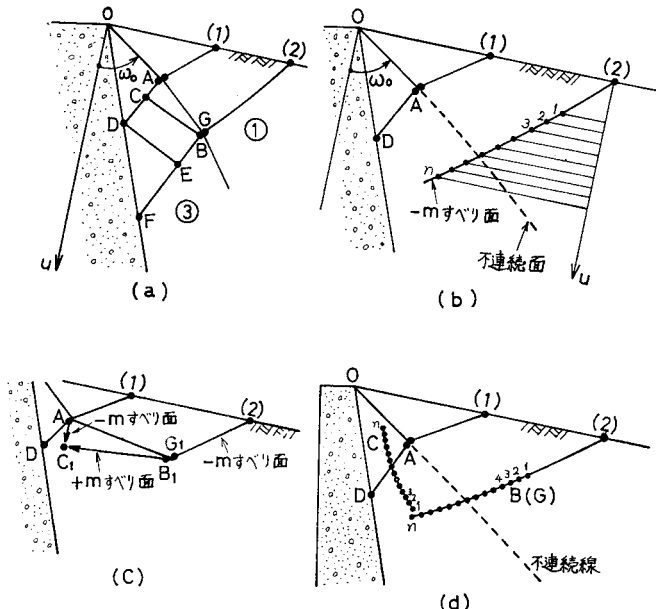


図-8 不連続線と壁面土圧を求めるための Lee の方法の説明 (文献 4) より

(6) Lee の方法による不連続線解⁴⁾

Lee らは原点近傍では $r=0$, すなわち, 図-8 (a) に示す領域①のすべり面 (1) と領域③のすべり面 AD はともに平面 (以下これを直線と称す) であると考えて, 原点における不連続線の勾配 ω_0 を求めた. 点 A はこの不連続線に接した領域③側の点で, 不連続線上で成立する式 (33) から, A 点の 4 値 (u, v, λ, ψ) が決定され, D 点の 4 値も $r=0$ ならば容易に決定される.

より深い場所では $r=0$ でないので, 点 A から出発する不連続線は容易に決定できない. いま, 図-8 (a) に示す G 点を不連続線に接した領域①の点と仮定すれば, この 4 値は半無限地盤のすべり面上の 4 値であるから容易に決定でき, さらに式 (33) を使用して, 不連続線上の B 点の 4 値も求められる. 次に A 点と B 点の 4 値からそれぞれ出発するすべり面の漸化式を用いて, 点 C の 4 値が決定される. さらにすべり面の漸化式によって, D, B の既知の点から E 点の 4 値, 続いて F 点の 4 値が決定され, 壁面土圧が求められる.

しかしながら, 最初に仮定した G 点の位置が, 不連続線に接した領域①の正しい点であるかどうかはわからないので, 次のような試行法で, その位置が正しいかどうかを確かめなければならない. すなわち, 図-8 (b) に示す領域①の半無限地盤内の $-m$ すべり面 (2) を選んで, そのすべり面上に節点 1, 2, ..., n をとり, 各節点が G 点 (これを G_1, G_2, \dots, G_n とする) であると仮定する. これらの節点の 4 値 (u, v, λ', ψ') はいずれも深さ u の関数である. 点 A とこれらの節点のそれぞれを結ぶ直線が不連続線かどうかを検討するために, まず最初に節点 G_1 について検討する. 仮定した不連続線 AG_1 の勾配は次式で与えられる.

$$\tan \omega = (v_G - v_A) / (u_G - u_A) \dots \dots \dots (40)$$

ここに, u_A, v_A と u_G, v_G はそれぞれ A 点, G_1 点の u, v 座標である. 図-8 (c) に示すように G_1 点に隣接した B_1 点の 4 値は ω の決定により式 (33) から容易に決定される. 次に, B_1 点から出発する $+m$ すべり面と, 点 A から出発する $-m$ すべり面によって, 点 C_1 の 4 値を決定する. 同様にして, G_2 点に対して計算を行い, 点 C_2 の 4 値を決定する. 同じ方法で, G_n 点まで計算を進める. このようにして求めた点 C の $u-v$ 座標面上の軌跡は, 一例が図-8 (d) のようになる. 点 C の 4 値が AD 線上の 4 値といずれも一致する点を補間法で求める. このようにして, 点 A から出る不連続線 AB が決定されれば, 上述した方法で壁面土圧が求められる. 以下, この方法を繰り返して深い位置の不連続線と壁面土圧を求める.

4. 計算結果と考察

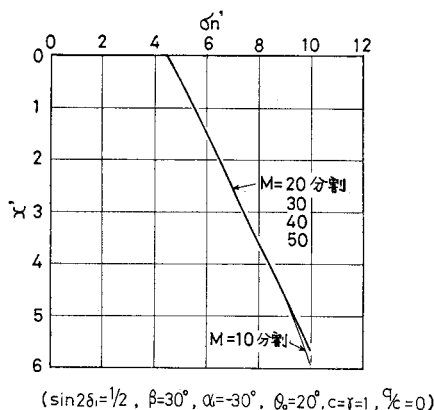
以下に示す土圧の算定結果は無次元量で示している. 土圧算定の無次元化にあたっては特性線長 l , 特性線応力 s をそれぞれ $l=c/r, s=c$ とおき, $u'=u/l, v'=v/l, \sigma'=s/s, \tau'=\tau/s$ で表わし, さらに $c=1 \text{ t/m}^2, r=1 \text{ t/m}^2$ とした. この無次元量から実際の c と r に対応する寸法と応力を求めるには, $u=lu', v=lv', \sigma=sa', \tau=sr'$ とする. ただし, s と l はたとえば, $c=2 \text{ t/m}^2, r=1.6 \text{ t/m}^2$ の場合には, $l=2/1.6=1.25 \text{ m}, s=2 \text{ t/m}^2$ とする.

(1) 特異点の解法における分割数と精度

特異点による解法では, 地表面から計算をはじめ, 壁面に向かって逐次漸化式を解き壁面の土圧を求める. 地表面上の (u, v) の値は図-1 の OA_0 の長さを適当に分割して決める. この分割数は計算機の容量および計算時間の都合上あまり大きな分割数は使用できない. そこで, 筆者らは分割数を種々に変えて計算し, 分割数により土圧分布がどう変化するかを比較した.

図-9 は $\sin 2\delta_1=1/2, \alpha_1=-30^\circ, \beta=30^\circ, \theta_0=20^\circ, q/c=0$ の条件で分割数を 10, 20, 30, 40, 50 の 5 通りに変えて計算した. 計算誤差は $\alpha_2 - \alpha_1$ が大きくなると大きくなるので, ここに示した例は誤差の大きい場合である²⁾. ここに, α_2 は図-1 のすべり面 OA_1 の原点における接線が x 軸となす角である. この図に示すように, 分割数を変化させても σ_n' に及ぼす影響は実用上ない.

分割数を変えたとき $x'=5 \text{ m}$ における σ_n' の値が 50 分割における σ_n' に対して, どれだけ変化するかを図-9 に併記した. これによると 20 分割の σ_n' は 50 分割の



分割数 M	10	20	30	40	50
$\sigma_n' (x'=5)$	9.3066	9.3427	9.3545	9.3606	9.3642
$\frac{\sigma_n' (M=10) - \sigma_n' (M=50)}{\sigma_n' (M=50)}$	0.615	0.230	0.104	0.039	0.0

図-9 分割数による σ_n' の比較

値に対して 0.23% 小であるにすぎない．このように c 材の σ_n' が分割数によって大きく影響されないことは前報³⁾に示した c, φ 材と異なる点である．以下に示す特異点の解では 20 分割で計算を行った．

(2) 受働土圧 σ_n' ならびにすべり線網の算定結果の一例

図-10 は $\sin 2\delta_1=2/3, \beta=0^\circ, \theta_0=10^\circ, q/c=0$ のとき種々の傾角をもつ壁面に作用する垂直応力 σ_n' の分布を示している． $\alpha_1=-30^\circ\sim 20^\circ$ の土圧分布は，特異点に

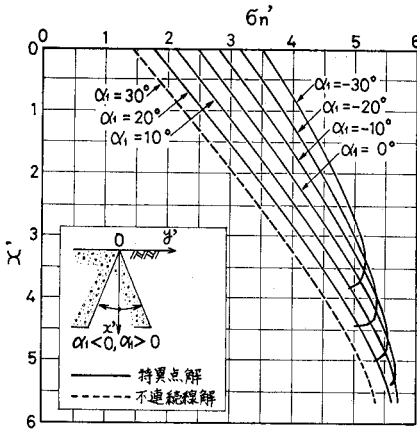
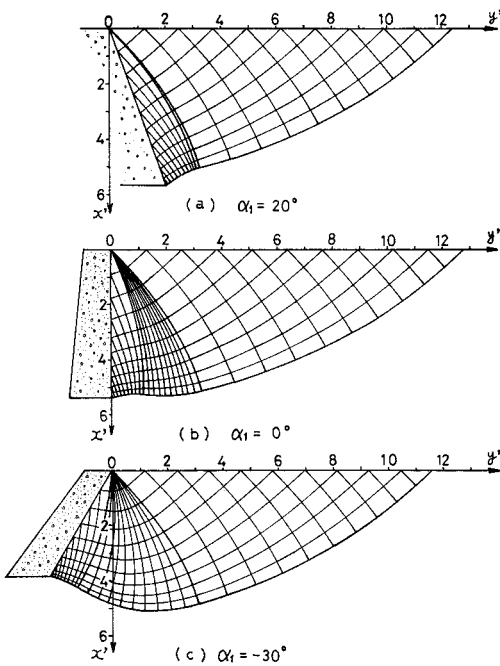


図-10 $\beta=0^\circ$ のとき， α_1 による σ_n' の変化
($\sin 2\delta_1=2/3, \theta_0=10^\circ, c=1\text{ t/m}^2, \gamma=1\text{ t/m}^3, q/c=0$)



$\sin 2\delta_1=2/3, \theta_0=10^\circ, c=1\text{ t/m}^2, \gamma=1\text{ t/m}^3, q/c=0$

図-11 $\beta=0^\circ, \alpha_1$ が変化したときのすべり線網

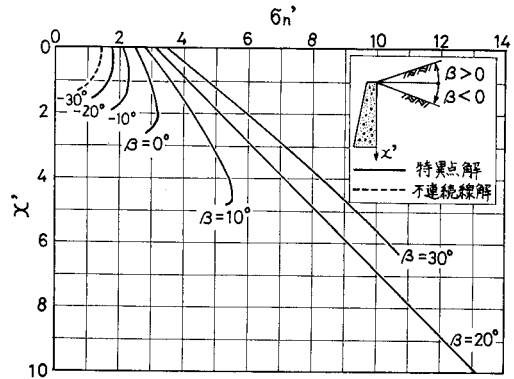
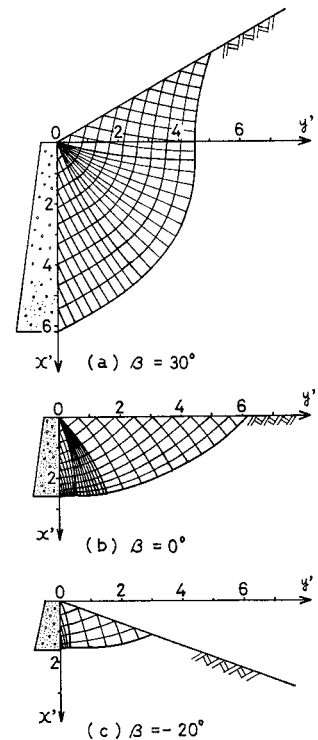


図-12 $\alpha_1=0^\circ, \beta$ による σ_n' の変化
($\sin 2\delta_1=2/3, \theta_0=20^\circ, c=1\text{ t/m}^2, \gamma=1\text{ t/m}^3, q/c=0$)

よる解法で求めたもので実線で示した．また， $\alpha_1=30^\circ$ の場合は不連続線による解法（以下，断りのない場合は第 4 境界値問題の解法による）で求めたもので点線で示した．壁面上部では α_1 の値が小であるほど， σ_n' の値は大である．壁面に沿うせん断応力の分布は示していないが， $\tau_{nt}'=-\sin 2\delta_1$ で求められ，この値は壁面に沿って一定である．上述した図-10 の $\alpha_1=20^\circ, \alpha_1=0^\circ, \alpha_1=-30^\circ$ の 3 つの場合におけるすべり線網を図-11 に示した．

次に，鉛直壁 ($\alpha_1=0^\circ$) で，地表面傾角 β を変化させたときの土圧分布の比較を図-12 に示した． β の値が大きいかほど σ_n' の値は大である．また， $\beta=30^\circ, \beta=0^\circ, \beta=-20^\circ$ の場合のすべり線網は図-13 のようになる．

地震力をあらかずパラメーター θ_0 を変化させた場合の土圧分布の比較を図-14 に示した．これは鉛直壁 ($\alpha_1=0^\circ$) で，地表面が水平な ($\beta=0^\circ$) 場合である． θ_0 の値が大きいかほど σ_n' の値が小であり，また， θ_0 の絶対値が大きいかほど後述する応力算定が可能な限界深さ u_* が小にな



$\sin 2\delta_1=2/3, \theta_0=20^\circ, c=1\text{ t/m}^2, \gamma=1\text{ t/m}^3, q/c=0$

図-13 $\alpha_1=0^\circ, \beta$ が変化したときのすべり線網

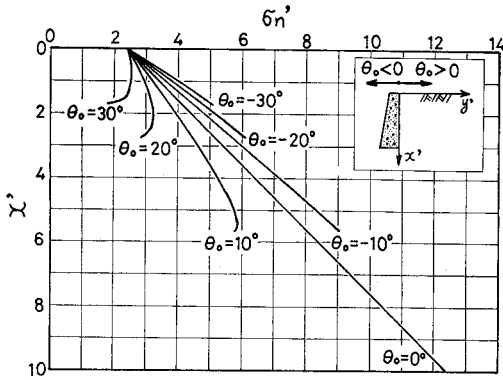


図-14 $\alpha_1=\beta=0^\circ$ のとき θ_0 による σ'_n' の変化
($\sin 2\delta_1=1/2, c=1\text{t/m}^2, \gamma=1\text{t/m}^3, q/c=0$)

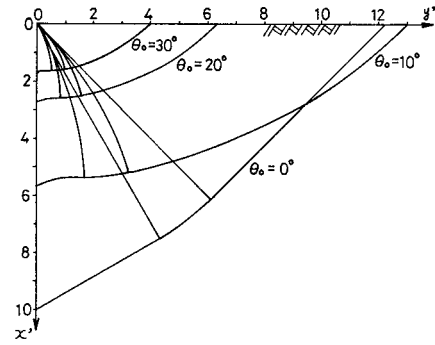


図-15 $\alpha_1=\beta=0^\circ$ のとき θ_0 によるすべり線網の外枠

る。設計には $\theta_0 \geq 0$ を考えればよい。また、図-14 の場合におけるすべり線網の外枠の形を図-15に示した。

図-16 は鉛直壁、 $\beta=20^\circ, \theta_0=10^\circ$ で $\sin 2\delta_1$ が変化した場合の σ'_n' の変化を示している。 $\sin 2\delta_1$ の値が大きいほど σ'_n' の値は大である。また、この場合のすべり線網の外枠の形を図-17に示した。 $\sin 2\delta_1$ の値が大きいほどすべり面は壁より遠方に達する。

以上示したように、 $c=c_u, \varphi=\varphi_u=0$ の場合における受働土圧 σ'_n' の $\alpha_1, \beta, \theta_0, \sin 2\delta_1$ のそれぞれによる変化の様相は、土の強度が φ のみであらわされる場合の受働土圧²⁾、 c, φ であらわされる場合の受働土圧の特性³⁾ と同じである。

上述した受働土圧分布曲線が条件によって異なった深さまでしか与えられないのは、前述した応力算定が可能な限界深さが次式で与えられるためである。

$$u_* = \frac{\cos \theta_0}{r} \left(\frac{c}{\sin |\beta_0|} - qE \right) = \frac{c \cos \theta_0}{r \sin |\beta_0|} - \frac{q}{r} \dots (41)$$

すなわち、 u_* は $|\beta_0|, \theta_0, q$ の値が小さいほど、また、粘着力 c が大きいほど大になる。 $\beta_0=0$ では土圧は無限の深さまで求められるが、無次元量で示した壁の鉛直深さ $x'=x/l=10$ まで計算を行った。ここに、 $x'=u'/\cos \beta$ なる関係があるので、 $x_*'=u_*/\cos \beta$ とおき、 $x_* \leq 10$ の場合は x_* に接

近した値まで計算を行った。

(3) 壁面の土圧分布の表示

土圧分布を示した図からわかるように、土の強さが $c=c_u$ で表わされる場合の受働土圧は曲線分布となり、土圧を土圧係数で表示できない。そこで、筆者らは土圧 σ'_n' を x' に対して数表であらわした。表-1 は鉛直壁

表-1 $\alpha_1=\beta=0^\circ, \sin 2\delta_1$ を変化させたときの土圧分布

θ_0	$\theta_0=0^\circ$		$\theta_0=10^\circ$		$\theta_0=20^\circ$		$\theta_0=30^\circ$	
	x'	σ'_n'	x'	σ'_n'	x'	σ'_n'	x'	σ'_n'
$\sin 2\delta_1=0$	0.0	2.000	0.0	2.000	0.0	2.000	0.0	2.000
	1.0	3.000	0.820	2.670	0.397	2.247	0.251	2.100
	2.0	4.000	1.579	3.279	0.765	2.465	0.482	2.182
	3.0	5.000	2.279	3.829	1.104	2.654	0.696	2.246
	4.0	6.000	2.922	4.322	1.416	2.815	0.893	2.292
	5.0	7.000	3.510	4.759	1.700	2.950	1.072	2.321
	6.0	8.000	4.044	5.143	1.959	3.058	1.235	2.334
	7.0	9.000	4.526	5.475	2.193	3.142	1.382	2.331
	8.0	10.000	4.957	5.756	2.401	3.200	1.514	2.313
	9.0	11.000	5.338	5.987	2.586	3.235	1.630	2.279
10.0	12.000	5.671	6.170	2.748	3.246	1.732	2.231	
$\sin 2\delta_1=1/2$	0.0	2.390	0.0	2.390	0.0	2.390	0.0	2.390
	1.0	3.390	1.012	3.172	0.491	2.650	0.309	2.469
	2.0	4.390	1.918	3.847	0.929	2.859	0.586	2.515
	3.0	5.390	2.720	4.419	1.318	3.017	0.831	2.530
	4.0	6.390	3.422	4.891	1.658	3.127	1.045	2.514
	5.0	7.390	4.027	5.266	1.951	3.190	1.230	2.469
	6.0	8.390	4.537	5.546	2.198	3.207	1.386	2.395
	7.0	9.390	4.956	5.734	2.401	3.180	1.514	2.292
	8.0	10.390	5.283	5.832	2.559	3.108	1.614	2.162
	9.0	11.390	5.521	5.840	2.675	2.994	1.686	2.005
10.0	12.390	5.671	5.760	2.747	2.836	1.732	1.821	
$\sin 2\delta_1=2/3$	0.0	2.475	0.0	2.475	0.0	2.475	0.0	2.475
	1.0	3.475	0.942	3.192	0.457	2.706	0.288	2.538
	2.0	4.475	1.788	3.813	0.866	2.891	0.546	2.571
	3.0	5.475	2.541	4.341	1.231	3.031	0.776	2.576
	4.0	6.475	3.204	4.778	1.552	3.127	0.978	2.553
	5.0	7.475	3.778	5.127	1.830	3.180	1.154	2.503
	6.0	8.475	4.266	5.390	2.067	3.191	1.303	2.427
	7.0	9.475	4.670	5.569	2.262	3.161	1.426	2.325
	8.0	10.475	4.990	5.665	2.418	3.092	1.524	2.198
	9.0	11.475	5.230	5.678	2.534	2.982	1.597	2.046
10.0	12.475	5.388	5.612	2.610	2.834	1.645	1.869	

($\alpha_1=0^\circ$) で地表面が水平な ($\beta=0^\circ$) 条件で, $\sin 2\delta_1$ を変化させたときの土圧分布である。地震力をあらわすパラメーター θ_0 は $0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$ の場合について示した。表-2 は, $\sin 2\delta_1=2/3, \alpha_1=0$ で β を変化させた場合の土圧分布で, 表-3 は $\sin 2\delta_1=2/3, \beta=0^\circ$ で α_1 を

変化させた場合の土圧分布である。

表-4, 5 はいずれも $\sin 2\delta_1=1$ の場合である。この場合は後述するように土圧算定が不可能な場合が多い。

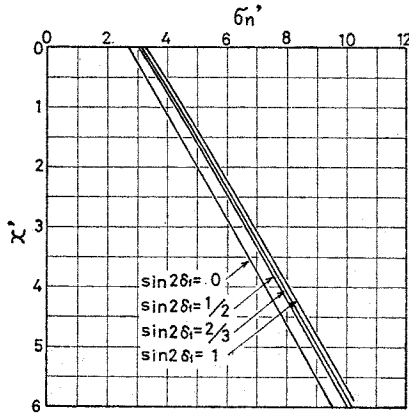


図-16 $\alpha_1=0^\circ, \beta=20^\circ$ のとき $\sin 2\delta_1$ による σ_n' の変化 ($\theta_0=10^\circ, c=1\text{ t/m}^2, \gamma=1\text{ t/m}^3, q/c=0$)

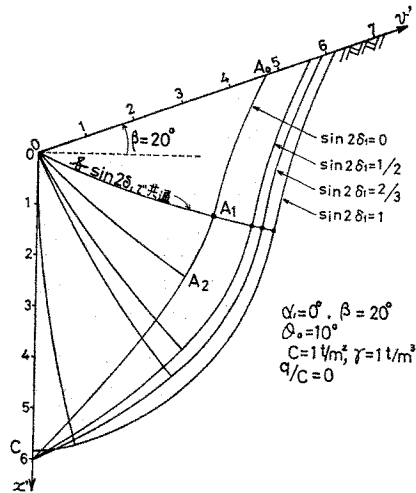


図-17 $\alpha_1=0^\circ, \beta=20^\circ$ のとき $\sin 2\delta_1$ によるすべり線網の外枠 ($\alpha_1=0^\circ, \beta=20^\circ, \theta_0=10^\circ, c=1\text{ t/m}^2, \gamma=1\text{ t/m}^3, q/c=0$)

表-2 $\sin 2\delta_1=2/3, \alpha_1=0^\circ$ で β を変化させた場合の土圧分布

(* 不連続線解)

β	$\beta=-30^\circ$		$\beta=-20^\circ$		$\beta=-10^\circ$		$\beta=10^\circ$		$\beta=20^\circ$		$\beta=30^\circ$	
	x'	σ_n'	x'	σ_n'	x'	σ_n'	x'	σ_n'	x'	σ_n'	x'	σ_n'
$\theta_0=0^\circ$	*0.0	1.429	0.0	1.777	0.0	2.126	0.0	2.824	0.0	3.173	0.0	3.522
	0.075	1.460	0.477	2.036	0.971	2.869	0.470	3.397	0.245	3.522	0.175	3.805
	0.250	1.525	0.916	2.256	1.851	3.522	0.965	3.994	0.503	3.885	0.361	4.097
	0.443	1.582	1.317	2.439	2.643	4.087	1.483	4.615	0.776	4.262	0.558	4.402
	0.820	1.693	1.681	2.585	3.348	4.565	2.027	5.261	1.063	4.653	0.767	4.718
	1.196	1.749	2.009	2.694	3.970	4.959	2.596	5.932	1.365	5.059	0.988	5.046
	1.410	1.760	2.301	2.768	4.508	5.270	3.192	6.630	1.682	5.481	1.221	5.386
	1.576	1.753	2.557	2.806	4.964	5.499	3.814	7.355	2.015	5.918	1.467	5.739
	1.713	1.738	2.778	2.808	5.339	5.647	4.463	8.107	2.364	6.371	1.727	6.105
	2.016	1.674	2.962	2.775	5.634	5.714	5.141	8.887	2.729	6.841	1.999	6.485
2.236	1.528	3.111	2.705	5.848	5.701	5.848	9.696	3.111	7.328	2.286	6.878	
$\theta_0=10^\circ$	*0.0	1.429	0.0	1.777	0.0	2.126	0.0	2.824	0.0	3.173	0.0	3.522
	0.075	1.446	0.321	1.880	0.485	2.384	1.0	3.824	0.475	3.752	0.252	3.882
	0.197	1.470	0.617	1.957	0.925	2.597	2.0	4.824	0.976	4.358	0.520	4.256
	0.344	1.483	0.887	2.009	1.321	2.765	3.0	5.824	1.505	4.991	0.804	4.647
	0.476	1.488	1.132	2.036	1.674	2.891	4.0	6.824	2.061	5.652	1.105	5.055
	0.777	1.498	1.353	2.039	1.985	2.974	5.0	7.824	2.647	6.342	1.423	5.480
	1.035	1.454	1.550	2.017	2.254	3.016	6.0	8.824	3.262	7.061	1.758	5.923
	1.223	1.385	1.723	1.971	2.482	3.017	7.0	9.824	3.908	7.811	2.113	6.384
	1.364	1.315	1.871	1.902	2.670	2.977	8.0	10.824	4.585	8.592	2.486	6.864
	1.468	1.243	1.996	1.808	2.817	2.897	9.0	11.824	5.293	9.405	2.878	7.364
1.654	1.098	2.096	1.690	2.924	2.777	10.0	12.824	6.035	10.251	3.291	7.883	
$\theta_0=20^\circ$	*0.0	1.429	0.0	1.777	0.0	2.126	0.0	2.824	0.0	3.173	0.0	3.522
	0.057	1.433	0.238	1.797	0.317	2.216	0.922	3.514	1.0	4.173	0.473	4.103
	0.145	1.433	0.458	1.798	0.604	2.275	1.738	4.097	2.0	5.173	0.975	4.714
	0.295	1.416	0.658	1.780	0.862	2.307	2.451	4.578	3.0	6.173	1.508	5.355
	0.423	1.386	0.840	1.744	1.093	2.310	3.065	4.960	4.0	7.173	2.073	6.028
	0.649	1.339	1.004	1.690	1.296	2.285	3.584	5.247	5.0	8.173	2.670	6.733
	0.891	1.214	1.150	1.618	1.471	2.233	4.010	5.441	6.0	9.173	3.301	7.472
	1.073	1.074	1.279	1.527	1.620	2.155	4.347	5.545	7.0	10.173	3.966	8.245
	1.188	0.943	1.389	1.419	1.742	2.050	4.595	5.561	8.0	11.173	4.667	9.054
	1.274	0.822	1.481	1.294	1.839	1.919	4.758	5.491	9.0	12.173	5.404	9.899
1.320	0.745	1.556	1.150	1.908	1.761	4.835	5.337	10.0	13.173	6.180	10.782	

表-3 $\sin 2\delta_1=2/3, \beta=0^\circ$ で α_1 を変化させた場合の土圧分布

(* 不連続線解)

α_1 x', σ_n'	$\alpha_1=-30^\circ$		$\alpha_1=-20^\circ$		$\alpha_1=-10^\circ$		$\alpha_1=10^\circ$		$\alpha_1=20^\circ$		$\alpha_1=30^\circ$	
	x'	σ_n'	x'	σ_n'	x'	σ_n'	x'	σ_n'	x'	σ_n'	x'	σ_n'
$\theta_0=0^\circ$	0.0	3.522	0.0	3.173	0.0	2.824	0.0	2.126	0.0	1.777	*0.0	1.429
	1.0	4.522	1.0	4.173	1.0	3.824	1.0	3.126	1.0	2.777	1.0	2.429
	2.0	5.522	2.0	5.173	2.0	4.824	2.0	4.126	2.0	3.777	2.0	3.429
	3.0	6.522	3.0	6.173	3.0	5.824	3.0	5.126	3.0	4.777	3.0	4.429
	4.0	7.522	4.0	7.173	4.0	6.824	4.0	6.126	4.0	5.777	4.0	5.429
	5.0	8.522	5.0	8.173	5.0	7.824	5.0	7.126	5.0	6.777	5.0	6.429
	6.0	9.522	6.0	9.173	6.0	8.824	6.0	8.126	6.0	7.777	6.0	7.429
	7.0	10.522	7.0	10.173	7.0	9.824	7.0	9.126	7.0	8.777	7.0	8.429
	8.0	11.522	8.0	11.173	8.0	10.824	8.0	10.126	8.0	9.777	8.0	9.429
	9.0	12.522	9.0	12.173	9.0	11.824	9.0	11.126	9.0	10.777	9.0	10.429
10.0	13.522	10.0	13.173	10.0	12.824	10.0	12.126	10.0	11.777	10.0	11.429	
$\theta_0=10^\circ$	0.0	3.522	0.0	3.173	0.0	2.824	0.0	2.126	0.0	1.777	*0.0	1.429
	0.738	3.981	0.903	3.787	0.952	3.514	0.941	2.869	0.869	2.484	0.185	1.589
	1.388	4.360	1.694	4.294	1.793	4.097	1.795	3.522	1.669	3.116	0.573	1.912
	1.954	4.664	2.375	4.700	2.529	4.578	2.563	4.087	2.400	3.676	1.428	2.616
	2.439	4.895	2.953	5.009	3.163	4.960	3.247	5.565	3.064	4.164	2.100	3.145
	2.847	5.057	3.432	5.225	3.699	5.247	3.850	6.062	3.662	4.582	2.640	3.556
	3.181	5.152	3.814	5.351	4.139	5.441	4.372	6.570	4.194	4.930	3.676	4.322
	3.444	5.184	4.104	5.390	4.486	5.545	4.814	7.089	4.661	5.209	4.491	4.840
	3.638	5.153	4.304	5.345	4.743	5.561	5.178	7.607	5.063	5.418	5.026	5.130
	3.765	5.063	4.417	5.219	4.910	5.491	5.464	8.126	5.400	5.558	5.393	5.283
3.828	4.915	4.444	5.013	4.991	5.337	5.671	8.645	5.671	5.629	5.666	5.357	
$\theta_0=20^\circ$	0.0	3.522	0.0	3.173	0.0	2.824	0.0	2.126	0.0	1.777	*0.0	1.429
	0.358	3.600	0.438	3.321	0.461	3.023	0.456	2.384	0.421	2.036	0.082	1.487
	0.673	3.644	0.821	3.421	0.869	3.173	0.870	2.597	0.808	2.256	0.264	1.611
	0.947	3.656	1.151	3.476	1.225	3.274	1.242	2.765	1.163	2.439	0.432	1.716
	1.182	3.638	1.431	3.487	1.533	3.329	1.573	2.891	1.484	2.585	0.848	1.977
	1.379	3.589	1.663	3.456	1.792	3.340	1.865	2.974	1.774	2.694	1.200	2.163
	1.541	3.512	1.848	3.384	2.005	3.307	2.118	3.016	2.032	2.768	1.474	2.291
	1.668	3.408	1.988	3.274	2.173	3.232	2.332	3.017	2.258	2.806	1.692	2.379
	1.762	3.278	2.085	3.126	2.298	3.116	2.509	2.977	2.453	2.808	2.170	2.539
	1.824	3.122	2.140	2.942	2.379	2.960	2.647	2.897	2.616	2.775	2.490	2.546
1.855	2.942	2.153	2.721	2.418	2.764	2.747	2.777	2.748	2.705	2.692	2.481	
$\theta_0=30^\circ$	0.0	3.522	0.0	3.173	0.0	2.824	0.0	2.126	0.0	1.777	*0.0	1.429
	0.225	3.468	0.276	3.159	0.291	2.853	0.288	2.216	0.265	1.880	0.065	1.464
	0.424	3.396	0.517	3.118	0.548	2.852	0.548	2.275	0.510	1.957	0.216	1.539
	0.597	3.307	0.726	3.050	0.773	2.821	0.783	2.307	0.733	2.009	0.379	1.601
	0.745	3.201	0.902	2.958	0.966	2.763	0.992	2.310	0.936	2.036	0.603	1.693
	0.870	3.079	1.048	2.841	1.130	2.677	1.176	2.285	1.118	2.039	0.854	1.748
	0.972	2.943	1.165	2.702	1.264	2.566	1.335	2.233	1.281	2.017	1.058	1.766
	1.052	2.792	1.253	2.539	1.370	2.429	1.470	2.155	1.423	1.971	1.203	1.754
	1.111	2.627	1.315	2.356	1.448	2.267	1.581	2.050	1.546	1.902	1.320	1.732
	1.150	2.448	1.349	2.151	1.500	2.081	1.669	1.919	1.649	1.808	1.463	1.697
1.169	2.256	1.357	1.926	1.524	1.870	1.732	1.761	1.732	1.690	1.668	1.549	

表-4 は $\alpha_1=0^\circ$ で β を変化させている。解法を進めるためには式 (22) に関して、 $v' > 0, x'(u) > 0$ でなければならない。しかるに、土圧の算定を行うと、 $v' < 0, x'(u) < 0$ という結果が得られる。これは壁の近傍のすべり線が擁壁の内部に入るとことを意味し、不合理な結果となる。表-4 ではこのような場合を**印で示し、土圧算定が不可能であるとした。 $\alpha_1=0, \beta < 0$ の場合もこの算定不可能の範囲に入る。

表-5 は電子計算機を使用せずに求められる場合のみを示した。 $\sin 2\delta_1=1, \alpha_1 \neq 0, \beta_0 > 0$ の場合には、土圧算定が可能である。

(4) 不連続線による解法の考察

a) 第4境界値問題を解いて求める方法と Lee の方法の比較

Sokolovski によって示された第4境界値問題を解きながら、逐次不連続線と壁面土圧を決定する場合に、原点近傍の u' の値は次に示す値を採用した。

$$1.0 \times 10^{-4} \leq u' \leq 1.0 \times 10^{-1}$$

u' の値は小さいほど、すべり線網の間隔が短くなり、正確な特性線が得られるが、計算に時間を要することになる。そこで、筆者らは壁面上で得られる節点数が 20 以上 60 以下になるように計算を行った。

第4境界値問題を解いて求めたすべり線網と不連続線の一例は 図-18 に示した。一点鎖線で示した不連続線と地表面との間のすべり線網は Mohr の円を用いて描いた。

第4境界値問題を解いて求める方法と Lee の方法による不連続線とすべり線網の比較を 図-19 に示した。(a) 図は第4境界値問題を解いて求めたもの、(b) 図は

Lee の方法から求めたもので、いずれも条件は $\sin 2\delta_1 = 1/2$, $\alpha_1 = 20^\circ$, $\beta = 0^\circ$, $\theta_0 = 10^\circ$, $q/c = 0$ の場合である。両者の不連続線を比較するために (b) 図に点線で (a) 図の不連続線を示した。両方法による不連続線の位置にわずかな差があるが、壁面の土圧 σ_n' は 図-20 に示したようによく一致している。両方法による土圧の求め方を比較すると次のようになる。

(i) Lee の方法では不連続線上の節点を等間隔に求めることができるが、第4境界値問題の解法では $\phi' - \psi$ の値が零に接近するほど、不連続線上の節点の間隔が大になり、したがって合力においてある程度の誤差を生ずる。

(ii) Lee の方法は不連続線を逐次試行法で求めることにより、第4境界値問題を解くよりも計算が複雑であり、計算に時間を要する。

b) 特異点の解を強行して求めた土圧と不連続解による土圧の比較

式 (31) または式 (32) を満足させるために不連続解を行わなければならないのであるが、原点における壁面の ψ と地表面の ϕ' がきわめて接近しているとき、すなわち、 $\psi_0' \approx \psi_0$ の場合は第4境界値問題の解法を適用することによって、前項 (i) に示したように、受働土圧に誤差を生ずる。したがって、このような場合には特異点の解を強行して求めた受働土圧と上述した不連続解で求めた受働土圧の値を比較する必要があ

表-4 $\sin 2\delta_1 = 1$, $\alpha_1 = 0^\circ$ で β を変化させたときの土圧分布 (** 算定不可能)

θ_0	β	$\beta = 0^\circ$		$\beta = 10^\circ$		$\beta = 20^\circ$		$\beta = 30^\circ$	
		x'	σ_n'	x'	σ_n'	x'	σ_n'	x'	σ_n'
$\theta_0 = 0^\circ$	0.0	0.0	2.571	0.0	2.920	0.0	3.269	0.0	3.618
	1.0	3.571	0.464	3.493	0.237	3.615	0.163	3.890	
	2.0	4.571	0.953	4.092	0.487	3.974	0.336	4.172	
	3.0	5.571	1.467	4.715	0.751	4.348	0.520	4.465	
	4.0	6.571	2.007	5.365	1.030	4.736	0.714	4.768	
	5.0	7.571	2.573	6.041	1.324	5.139	0.920	5.083	
	6.0	8.571	3.167	6.745	1.633	5.557	1.137	5.409	
	7.0	9.571	3.789	7.476	1.957	5.991	1.366	5.747	
	8.0	10.571	4.439	8.236	2.298	6.441	1.606	6.097	
	9.0	11.571	5.119	9.025	2.655	6.907	1.860	6.460	
10.0	12.571	5.828	9.844	3.029	7.391	2.126	6.835		
$\theta_0 = 10^\circ$	**			0.0	2.920	0.0	3.269	0.0	3.618
				1.0	3.920	0.459	3.837	0.235	3.962
				2.0	4.920	0.944	4.432	0.484	4.320
				3.0	5.920	1.457	5.054	0.748	4.693
				4.0	6.920	1.998	5.704	1.028	5.082
				5.0	7.920	2.568	6.383	1.324	5.488
				6.0	8.920	3.167	7.092	1.637	5.909
				7.0	9.920	3.797	7.830	1.966	6.348
				8.0	10.920	4.457	8.600	2.313	6.804
				9.0	11.920	5.150	9.402	2.678	7.278
			10.0	12.920	5.875	10.237	3.061	7.770	
$\theta_0 = 20^\circ$	**		**			0.0	3.269	0.0	3.618
						1.0	4.269	0.441	4.168
						2.0	5.269	0.909	4.745
						3.0	6.269	1.406	5.351
						4.0	7.269	1.932	5.987
						5.0	8.269	2.488	6.652
						6.0	9.269	3.076	7.348
						7.0	10.269	3.695	8.076
						8.0	11.269	4.347	8.837
						9.0	12.269	5.033	9.632
					10.0	13.269	5.753	10.462	

表-5 $\sin 2\delta_1 = 1$, $\beta = 0^\circ$, $\theta_0 = 0^\circ$ で α_1 を変化させたときの土圧分布

$\alpha_1 = -30^\circ$		$\alpha_1 = -20^\circ$		$\alpha_1 = -10^\circ$		$\alpha_1 = 10^\circ$		$\alpha_1 = 20^\circ$		$\alpha_1 = 30^\circ$	
x'	σ_n'	x'	σ_n'	x'	σ_n'	x'	σ_n'	x'	σ_n'	x'	σ_n'
0.0	3.618	0.0	3.269	0.0	2.920	0.0	2.222	0.0	1.873	0.0	1.524
1.0	4.618	1.0	4.269	1.0	3.920	1.0	3.222	1.0	2.873	1.0	2.524
2.0	5.618	2.0	5.269	2.0	4.920	2.0	4.222	2.0	3.873	2.0	3.524
3.0	6.618	3.0	6.269	3.0	5.920	3.0	5.222	3.0	4.873	3.0	4.524
4.0	7.618	4.0	7.269	4.0	6.920	4.0	6.222	4.0	5.873	4.0	5.524
5.0	8.618	5.0	8.269	5.0	7.920	5.0	7.222	5.0	6.873	5.0	6.524
6.0	9.618	6.0	9.269	6.0	8.920	6.0	8.222	6.0	7.873	6.0	7.524
7.0	10.618	7.0	10.269	7.0	9.920	7.0	9.222	7.0	8.873	7.0	8.524
8.0	11.618	8.0	11.269	8.0	10.920	8.0	10.222	8.0	9.873	8.0	9.524
9.0	12.618	9.0	12.269	9.0	11.920	9.0	11.222	9.0	10.873	9.0	10.524
10.0	13.618	10.0	13.269	10.0	12.920	10.0	12.222	10.0	11.873	10.0	11.524

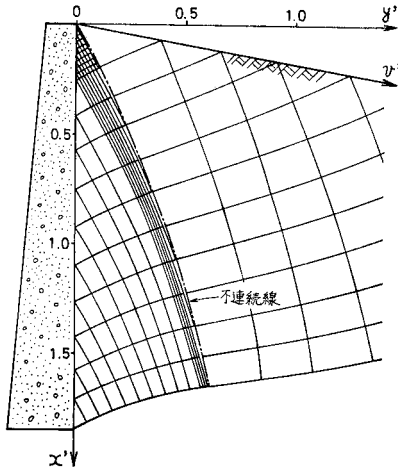


図-18 第4境界値問題の解法による不連続線の一例
($\sin 2\delta_1=1/2, \alpha_1=0^\circ, \beta=-10^\circ, \theta_0=10^\circ$)

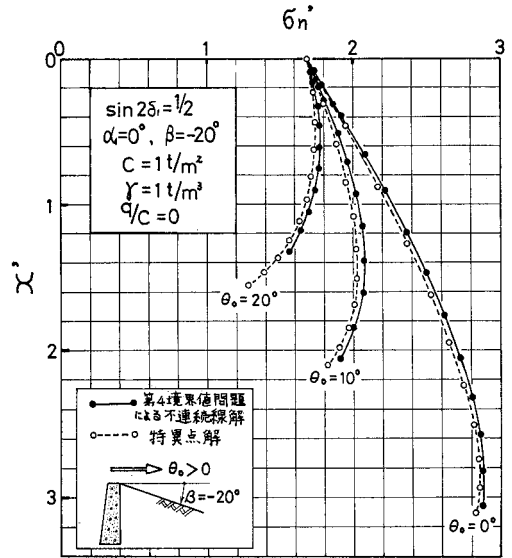
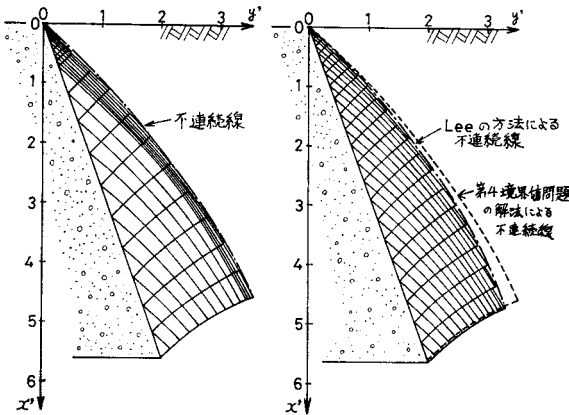


図-21 第4境界値問題の解法によってえられた σ_n' と特異点の解の強行による σ_n' の比較



(a) 第4境界値問題の解法 (b) Leeの方法

図-19 すべり線網と不連続線の比較
($\sin 2\delta_1=1/2, \alpha_1=20^\circ, \beta=0^\circ, \theta_0=10^\circ, q/c=0$)

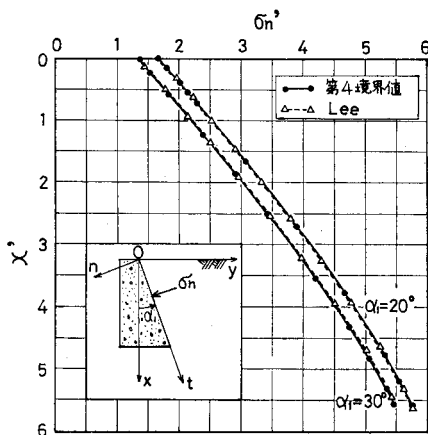


図-20 第4境界値問題の解法と Leeの方法による σ_n' の比較
($\sin 2\delta_1=1/2, \beta=0^\circ, \theta_0=10^\circ, q/c=0$)

る。

一例として、 $\sin 2\delta_1=1/2, \beta=-20^\circ, \alpha_1=0^\circ, q/c=0$ の擁壁を考え、不連続解と特異点の解を強行して求めた受働土圧分布 σ_n' を比較すると図-21 のようになる。

$\phi_0' - \phi_0$ の値は $q/c=0$ のとき、式 (10), (11) から次式であらわされ、地震力をあらわすパラメーター θ_0 に無関係である。

$$\phi_0' - \phi_0 = \alpha_1 - \beta - \delta_1 \dots \dots \dots (42)$$

図-21 の擁壁の場合、 $\phi_0' - \phi_0 = 5^\circ$ となる。この場合、特異点の解を強行したほうが不連続解よりも最大 2.5% 小なる結果、すなわち、安全側の受働土圧を算定していることになる。

図-22 は不連続線解(第4境界値問題の解法と Leeの方法)と特異点の解の強行から求められた受働土圧を壁面に作用する垂直土圧合力の形で比較している。この合力は図-21 のように土圧分布が求められる深さまでの合力である。計算の条件は $\alpha_1=20^\circ, \beta=-10^\circ, \theta_0=10^\circ, q/c=0$ である。また、図-22 の横軸には式 (42) を満足する $\phi_0' - \phi_0$ と δ_1 を示している。この図から $\phi_0' - \phi_0$ の値が小になるほど、特異点の解を強行して求めた受働土圧合力の相対誤差は小になることがわかる。 $\phi_0' - \phi_0 = 10^\circ$ でも差は 1.5% にすぎない。擁壁が $\alpha_1=0^\circ, \beta=-20^\circ$ で $\phi_0' - \phi_0 = 5^\circ$ の場合には、この誤差は約 2.0% ある。したがって、 $\phi_0' - \phi_0 \leq 5^\circ$ の場合には特異点の解を強行しても実用上差しつかえない。

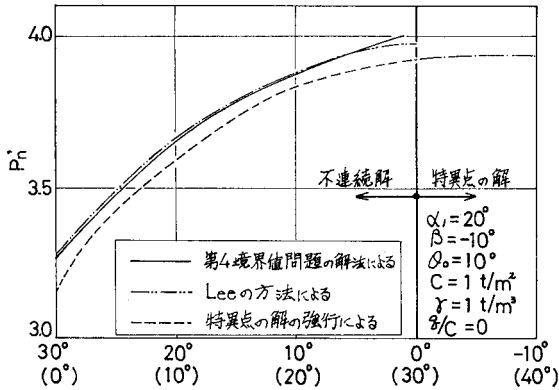


図-22 受働土圧力の垂直成分を特異点の解の強行と不連続線の解と比較したもの

(5) $c=c_u$ が深さ方向に変化する場合の受働土圧の算定

地盤土の粘着力が次式に示すように深さ方向に連続的に変化する場合には、前項までの計算に用いた漸化式を使用することができない。

$$c=c_u=c_0+c_1u \dots\dots\dots(43)$$

ここに、 c_0 (t/m²) は $u=0$ における粘着力で、 c_1 (t/m³) は u 軸方向の単位深さ当りの粘着力の増分をあらわす。

Cauchy 問題、Goursat 問題を解くための漸化式は次式であらわされる。

$$\left. \begin{aligned} u_{i,j} &= \{v_{i-1,j} - v_{i,j-1} + u_{i-1,j} \tan(\psi_{i-1,j} + \pi/4) \\ &\quad - u_{i,j-1} \tan(\psi_{i,j-1} - \pi/4)\} / \{\tan(\psi_{i-1,j} + \pi/4) \\ &\quad - \tan(\psi_{i,j-1} - \pi/4)\} \\ v_{i,j} &= v_{i-1,j} - (u_{i,j} \\ &\quad - u_{i-1,j}) \tan(\psi_{i-1,j} + \pi/4) \\ x_{i,j} &= (x_{i-1,j} + x_{i,j-1} + \psi_{i-1,j} \\ &\quad - \psi_{i,j-1} + A + B) / 2 \\ \psi_{i,j} &= (x_{i-1,j} - x_{i,j-1} + \psi_{i-1,j} \\ &\quad + \psi_{i,j-1} + A - B) / 2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(44)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{(c_1 - \gamma_0 \sin \beta_0)(v_{i,j} - v_{i-1,j})}{2(c_0 + c_1)} * \\ &\quad * \frac{-2c_1 x_{i-1,j}(u_{i,j} - u_{i-1,j})}{u_{i-1,j}} \\ B &= \frac{-(c_1 + \gamma_0 \sin \beta_0)(v_{i,j} - v_{i,j-1})}{2(c_0 + c_1)} * \\ &\quad * \frac{-2c_1 x_{i,j-1}(u_{i,j} - u_{i,j-1})}{u_{i,j-1}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(45)$$

混合境界値問題を解くための漸化式は次式であらわされる。

$$\left. \begin{aligned} u_{i,j} &= \frac{v_{i,j-1} + u_{i,j-1} \tan(\psi_{i,j-1} - \pi/4)}{\tan(\psi_{i,j-1} - \pi/4) - \tan(\beta - \alpha_i)} \\ v_{i,j} &= -u_{i,j} \tan(\beta - \alpha_i) \\ x_{i,j} &= x_{i,j-1} + \psi_{i,j} - \psi_{i,j-1} + B \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(46)$$

上式で $c_1=0$ とおくと、地盤土の粘着力が深さ方向に均一である場合、すなわち、前項までに討議してきた各場合に用いられた漸化式が得られる。

深さ方向に粘着力が異なる場合には、応力を無次元化してあらわすことができない。したがって、この場合は実際の寸法と実際の c と γ に対して土圧を求めなくてはならない。

$$\varphi_0' - \varphi_0 \quad (5)$$

図-23 は根入れの鉛直深さ $H=10$ m, $\alpha_i=-10^\circ$, $\beta=15^\circ$, $\theta_0=10^\circ$, $\gamma=1.6$ t/m³, $c=0.5+0.25u$ (t/m²), $q=0$ t/m² の条件に対して、上述の漸化式を用いて、すべり線網と壁面に作用する垂直受働土圧 σ_n の分布を描いたものである。垂直受働土圧合力 P_n は土圧分布図の面積から決定され、受働土圧合力の壁面に沿う成分は $-c \sin 2\delta_i \cdot H / \cos \alpha_i$ より決定され、この成分は壁面に沿って上方に向かって作用する。

式 (41) から求められる応力算定の限界線が擁壁の底面よりも上にあると受働土圧の算定ができない。式 (43) を使用すれば、応力算定の限界線は地盤の下方に移り、したがって、擁壁の根入れ部全部にわたって作用する受働土圧を求めることができる。

(6) 地表面の傾角が途中で変化する場合の受働土圧

これまで述べた土圧の算定はすべて地表面の傾角 β が一定な一つの平面で与えられた場合である。この項では地表面の傾角 β が途中で変化する場合の土圧算定につい

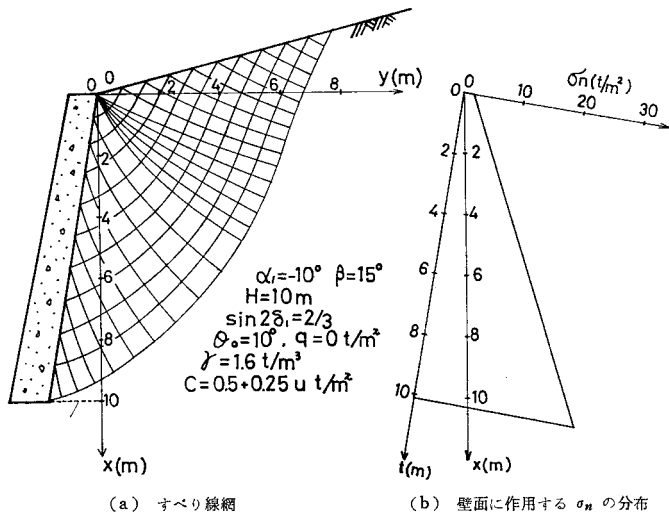
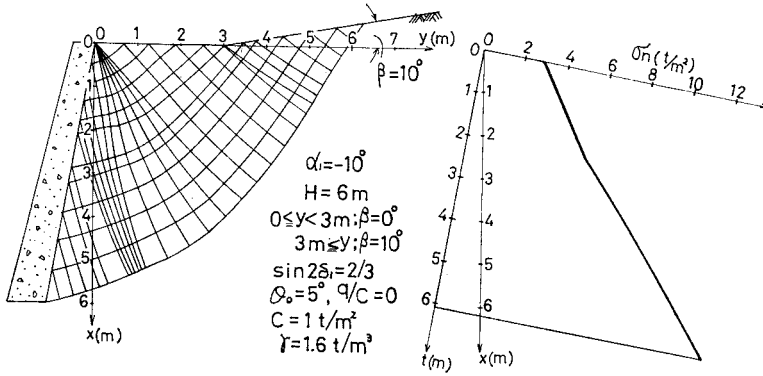


図-23 粘着力が深さとともに増加する場合のすべり線網と σ_n 分布の一例



(a) すべり線網 (b) 壁面に作用する σ_n の分布
 図-24 地表面の傾角 β が途中で変化する場合のすべり線網と σ_n 分布の一例

て述べる。

図-24 (a) に示した擁壁前面の地表面は水平 ($\beta=0^\circ$) で、 $y=3\text{m}$ の A_0 点から $\beta=10^\circ$ の角度で、図のように傾斜している。この擁壁の前面の鉛直線に対する傾角を $\alpha_i=-10^\circ$ とし、かつ $\sin 2\delta_1=2/3$ 、 $\theta_0=5^\circ$ とし、擁壁の根入れ部の鉛直深さ 6m 区間に作用する受働土圧の垂直分力 σ_n の分布を求める。

図-25 の $-m$ すべり面 $A_0A_1A_2C$ より上部の領域①~③は前項までに用いた方法、すなわち、座標の原点 O を特異点と考へて、すべり線網と応力を決定できる。このすべり線の下領域④~⑨は点 A_0 を特異点として計算を行う。ここに、地表面上の A_0 点は地表面の境界条件が変化する点である。すなわち、領域④は Cauchy 問題、領域⑤~⑧は Goursat 問題、領域⑨は混合境界値問題を解くことによって、逐次すべり線網と応力を求めることができる。無次元ではなくて、実際の寸法と c, r によって求めたすべり線網と壁面の土圧分布はそれぞれ 図-24 (a), (b) のようになる。これによる

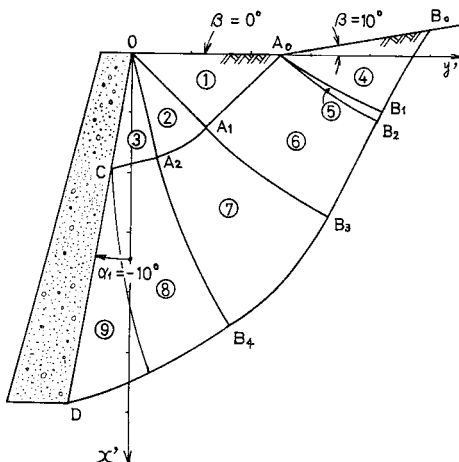


図-25 地表面の傾角 β が A_0 点で変化する場合の各領域

と、土圧の分布は深さ約 2.5m を境に異なることがわかる。

(7) c, φ 材の土圧算定法を用いて求めた受働土圧との比較

前項までに示した土圧算定結果を前報に示した c, φ 材の土圧算定結果と比較できると、算定結果の正しさを実証できる。その意味において以下の考察は必要である。

前報に示した c, φ 材の受働土圧の算定では、その基本を

なすものは、 c, φ 材に関する Sokolovski の塑性基本式であり、この塑性基本式の誘導には次の関数 χ が使用された。

$$\chi = \frac{1}{2} \cot \varphi \log \frac{\bar{\sigma}}{c} \dots \dots \dots (47)$$

上式で $\varphi=0$ とおいて χ を決定することはできないので、 c, φ 材の漸化式で $\varphi_u=0, c_u \neq 0$ の場合の土圧を求めることはできない。しかしながら、 φ を 0 に接近させて小なる値をとることは可能である。そこで、筆者らは前報²⁾に示した c, φ の漸化式で φ を徐々に減少させて求めた受働土圧分布と、本報文中で考察している c 材の受働土圧分布と比較した。この比較において両者の粘着力は同じであるとともに、 c, φ 材の ∂/φ は c 材の $\sin 2\delta_1$ と同値でなければならない。図-26 は $\beta=20^\circ, \alpha_i=0^\circ, \theta_0=10^\circ, q=0, c=1\text{ t/m}^2, r=1\text{ t/m}^3, \partial/\varphi=2/3$ の条件で φ を次第に減少させて σ_n' の分布を求め、これを基礎地盤土の強さが c のみで与えられる同一の擁壁で $\sin 2\delta_1=2/3$ における受働土圧と比較したものである。これによると、 φ を減少させるほど σ_n' は徐々に小になり、 φ が 0.1° より小になると c, φ 材の計算結果と c 材の計算結果は比較的よく一致し、本報文中で述べた c

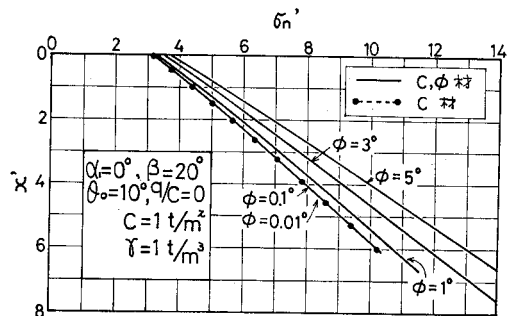


図-26 c, φ 材の漸化式で φ を次第に減少させて求めた σ_n' を c 材の漸化式で求めた σ_n' と比較したもの (c, φ 材は $\partial/\varphi=2/3$ 、 c 材は $\sin 2\delta_1=2/3$)

材による土圧算定結果が正しいことがわかる。

5. 結 語

内部摩擦のない粘性土の地震時受働土圧を算定するにあたって、地震力をあらわす角度 θ_0 をパラメーターとして、Sokolovski の静的土圧の算定法を拡張させることができた。地震時土圧算定の実用を考えて、代表的擁壁の形状と壁面に発揮されるせん断応力の各値 ($c \sin 2\delta_1$) に対して、無次元量の土圧を表に示した。得られた結果の要旨を示すと次のようになる。

(1) 地震力の作用下において、その強さが $\varphi_u=0$, $c=c_u$ で表わされる土による地震時の土圧分布は一般に曲線で与えられる。表は無次元量 x' に対して、壁面に作用する垂直土圧の無次元量 σ_n' を示している。これらの無次元化に際しては、 $c=1 \text{ t/m}^2$, $r=1 \text{ t/m}^3$ としているので、特性線応力 $s (\text{t/m}^2)$ と特性線長 $l (\text{m})$ を用いて、表の無次元量を換算すれば、任意の c および r をもつ土による地震時受働土圧分布が求められる。

(2) 特異点の解法では差分法において分割数を変化させて、 σ_n' の分布を求め、50 分割による σ_n' と比較した。 c 材の場合には c, φ 材に比較して分割数による誤差は少なく、 $\alpha_1=-30^\circ$, $\beta=30^\circ$, $\theta_0=20^\circ$, $\sin 2\delta_1=1/2$ で $x'=5$ における 20 分割の値は 50 分割に比して 0.23% 小さい値が得られたにすぎない。それゆえ、計算は 20 分割で行った。

(3) 土の強さが $\varphi_u=0$, $c=c_u$ であらわされる場合の受働土圧分布およびすべり線網を、壁面の傾角 α_1 , 地表面の傾角 β , 地震力をあらわす角度 θ_0 , 壁面のせん断応力 $c \sin 2\delta_1$ をそれぞれ変化させて、比較すると、その強さが φ のみによる土の受働土圧分布、および c, φ であらわされる土の受働土圧分布ならびにすべり線網と同じ性質があることがわかった。

(4) 不連続線による解法では、原点近傍の値を合理的に求めて、Sokolovski によって示された第 4 境界値問題によって不連続線と壁面土圧を求めた。また、得られた結果を Lee の方法で求めたものと比較したが、不連続線の位置にわずかな差があるにもかかわらず、壁面土圧分布はよく一致した。Lee の方法はすべり線の間隔を自由に定めることができるので、きれいなすべり線網と土圧分布を描くことができるが、不連続線の位置を逐次試行法で求める関係で、計算が煩雑で計算時間が長くなる。

(5) 第 4 境界値問題を解く場合に、 $\psi_0=\psi_0'$ になると、不連続線の決定が困難になる。このような場合に、

特異点の解を強行しても土圧は近似的に決定される。すなわち、 $\psi_0'-\psi_0 \leq 5^\circ$ の場合、特異点の解を強行すると、土圧合力は不連続線の解によるよりも約 2% 小さい値が得られた。

(6) 土の強さが $\varphi_u=0$, $c=c_u$ であらわされる地盤では、 $\beta_0 \neq 0$ の場合に地表面に平行な応力算定の限界線が地盤中に生ずる。この限界線の位置は $|\beta_0|, \theta_0, q$ の値が小さいほど、また粘着力 c が大きいほど深くなる。擁壁の基礎地盤中への根入れの深さが、応力算定の限界深さよりも大きい場合には、受働土圧が求められない。

(7) 深さ方向に粘着力の値が増加する場合の受働土圧は、無次元化による計算ではなくて、実際の寸法と実際の粘着力 c , 土の単位体積重量 r を用いて容易に求められるようにした。粘着力を地盤内下方に行くにしたがって増加させることにより、応力算定の限界線が擁壁根入れ部よりも下方に移り、受働土圧の算定を可能にする場合がある。

(8) 地表面の境界条件が途中で変化するような複雑な条件でも、その変化する地表面上の点を特異点と考えると、土圧分布とすべり線網を求めることができる。この場合も、実際の寸法と実際の c と r を用いて計算し、無次元化によらずに土圧を求める。

(9) 前報に示した c, φ 材の土圧算定法において、 ϕ を 0.1° 程度まで減少させ、かつ $\delta/\varphi=\sin 2\delta_1$ とすると、本報文に示した $\varphi_u=0$, $c_u \neq 0$ の土の土圧算定結果とほぼ等しい結果が得られた。このことは本報文に示した計算結果の正しいことを示すのみであって、 c, φ 材の漸化式で $\varphi=0$ とおき、 c 材の漸化式とすることは理論上できない。

この研究をまとめるにあたって、補足計算を行った名古屋大学大学院学生 大島 博君に感謝する。数値計算は名古屋大学の大型計算機センター FACOM 230-60, 230-75 によった。

参 考 文 献

- 1) Sokolovski, V.V.: Statics of soil media, 1954.
- 2) 市原松平・森 信夫: 地震時受働土圧係数, 土木学会論文報告集, No. 215, pp. 27~42, 1973.
- 3) 市原松平・中根 進: 内部摩擦をもつ粘性土の地震時受働土圧の算定, 土木学会論文報告集, No. 253, pp. 69~84, 1976.
- 4) Lee, I.K. and Herington, J.R.: A theoretical study of the pressures acting on a rigid wall by a sloping earth or rock fill, Géotechnique 22, No. 1, pp. 1~26, 1972.
- 5) 高木俊介: 土質力学の考え方 (8), 農業土木研究, 第 27 巻第 6 号, p. 422, 1960.

(1977.8.27・受付)