

浅いトンネルの覆工に作用する土圧の 合理的算定法 (その2)

いち はら まつ へい*
市 原 松 平*

4. 覆工施工後に地盤の応力状態が回復した場合の土圧

筆者の実験室で乾燥砂を用いた土圧実験を行なっているが、壁変位中に裏込め砂の塑性平衡状態を確認した後壁の変位を停止すると、壁に作用する土圧は次第に増大してくる。その増大量は鉛直壁 ($\alpha = \pi/2$)、裏込めてんば面が水平 ($\beta = 0$) な場合に 15%~20% であった。またトンネル頂部を通る水平面に作用する鉛直方向の土圧 p_v はあとから 15% の増加を引き起こすことが報告されている^{9), 10)}。上記2つの場合の土圧の増加は剛性のある覆工の建造により土砂の変位が阻止され、スベリ面内の土砂はより安定な位置に落付き、セン断応力を減少させたものと考えられる。

このような土圧の増大を土体内の応力回復ということばであらわしている。この応力回復による土圧算定を簡単化するために、覆工土圧に影響を及ぼす次の2つの要素が変化すると考える。

まず第一に覆工外周面の頂部を通る z 面 (x 軸) に作用する鉛直土圧 p_v の変化であって、応力回復時の p_v を p_v' であらわし、次式で求める。

$$p_v' = 1.15 p_v \dots\dots\dots (11)$$

次に覆工周囲の塑性平衡状態の土体内に発揮される摩擦角は、内部摩擦角 ϕ よりも小さい摩擦抵抗角度 ϕ_{fr} の値をとると考える。

鉛直土圧 p_v ならびに覆工周囲の土圧の増加は同時に起こると考えられるが、覆工に加わる土圧はまず z 面に作用する載荷重であるが p_v 増大し、次に覆工を取り巻く土砂に発揮される摩擦角が減少して、主働土圧よりも土圧を増加させると考える。

以下、前述した実験に基づいて地表面が水平な土中の鉛直面に作用する土圧が主働状態よりも 20% 増加したとして、摩擦抵抗角度を求めてみる。

図-19 には中心がいずれも σ 軸上にある3つの円が描かれている。いずれの円も水平な地表面をもつ土中の応力状態を示すモールの円である。このうち中心が C で

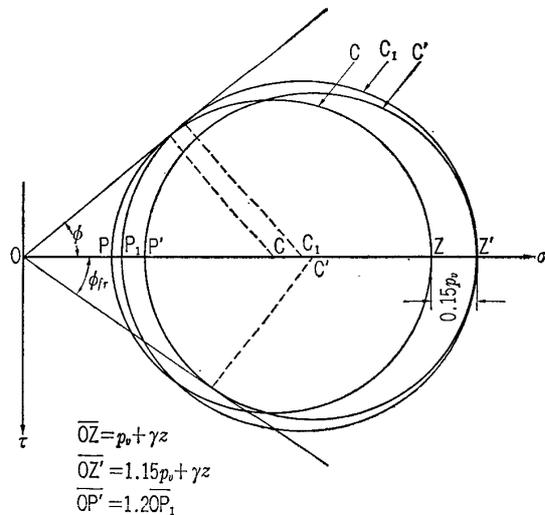


図-19 応力回復状態におけるモールの円の求め方
(C : 最初のモールの円の中心,)
(C' : 回復時のモールの円の中心)

ある円は $OZ = p_v + r z$ で示される点 Z を通りクーロンの破壊包絡線に接している。これは前節までに述べた応力回復以前の土中の応力状態を示すモールの円である。次に覆工に作用する鉛直土圧が 15% 増加し、しかも覆工周囲の土砂が塑性平衡状態であったとすると、この場合の応力状態を示すモールの円は OZ 線 (σ 軸) の延長上に $OZ' = 1.15 p_v + r z$ なるような Z' をとり、この点を通して、同じくクーロンの破壊包絡線に接する円 C_1 で与えられる。その場合の pole は P_1 となる。ところが、応力回復により、土中の鉛直面土圧が 20% 増加したとすると、その場合の応力状態を示すモールの円は線分 OZ' 上 (σ 軸上) に $\overline{OP'} = 1.2 \overline{OP_1}$ になるように、 P' をとり、中心が σ 軸上の C' 点にあって、 P', Z' を通る円と与えられる。その理由は以下に示す通りである。すなわち P' が新しいモールの円 (中心が C') の pole であると同時に鉛直面の応力点 V' となり、また前述の P_1 はモールの円 C_1 の pole であると同時に鉛直面の応力点をあらわしている。しかも $\overline{OV'}/\overline{OV_1} = \overline{OP'}/\overline{OP_1} = 1.2$ なる関係があるために鉛直面の土圧は 20% 増加したことになる。

次に原点 O からこの新しい円 C' に接線を引くと、そ

*名古屋大学教授 工学部付属土圧研究施設 工博

の応力状態における最大摩擦角すなわち摩擦抵抗角度 ϕ_{fr} が求められる。摩擦抵抗角度を求めるには上述したように3つの円を描かずに、円 C_1 と円 C' の2つを描くことによって決定できる。なお、円 C_1 を描くときに $OZ' = 1$ として描けばよいことはすでに述べた。地表面が傾斜している場合にも摩擦抵抗角度は容易に求められる。

しかしながら、土圧の増加率（前述の20%）あるいは ϕ_{fr} の値をどのようにとるかは前述の実験値以外に手がない。そこで応力回復時の土圧に対して次の2つの仮定をする。すなわち、

(1) 応力回復に基づく土中の鉛直面に作用する土圧の増加率は β に関係なく、 $\beta=0$ の場合の増加率に等しい。

(2) 応力回復前後において土中に発揮される摩擦角の変化量は β の値に関係なく、 $\beta=0$ における変化量に等しい。

(1) は β によって ϕ_{fr} が異なる。(2) は β によって土中の鉛直面に作用する土圧の増加率が異なる。

(1) の仮定に基づき鉛直面に作用する土圧が β のいかにかわらず 20% 増加するとして、各 β と ϕ に応ずる ϕ_{fr} を上述した方法にならって求めると表-1 のよ

表-1 土中の鉛直面土圧（ランキン土圧）を 20% 増加させるための摩擦抵抗角 ϕ_{fr}

ϕ (度)	$\beta=0^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=20^\circ$	$\beta=30^\circ$
30°	25.5°	25.6°	26.7°	—
35°	30.6°	30.9°	31.5°	32.8°
40°	36.0°	36.0°	36.5°	37.3°

うになる。この場合 $\phi - \phi_{fr}$ は $2^\circ \sim 5^\circ$ である。この値は同一 ϕ のときに β が増大するほど小になる。すなわち β が大なときは ϕ からわずかに減少した ϕ_{fr} の値で所定の応力回復が引き起こされることになる。換言すると β が大であるほど大きな応力回復を起こしやすいことになる。

次に、仮定(2)に基づき傾斜した地盤においても、応力回復によって $\beta=0$ の土中の鉛直面土圧を 20% 増加させるような摩擦抵抗角度を地盤がとるものとする。この摩擦抵抗角度で傾斜地盤の土圧を求めると鉛直面土圧は表-1 からわかるように、主働土圧からの所定の増加量 20% を越えて増加することになる。また表-1 から $\beta=0$ の場合、内部摩擦角が変化しても内部摩擦角 ϕ と摩擦抵抗角度 ϕ_{fr} との差に大差はなく、 $\phi - \phi_{fr}$ は $4^\circ \sim 4.5^\circ$ である。

以下の計算は仮定(2)に基づいて行なうことにする。 z 軸の右側の覆工では各面の土圧は ϕ の代りに ϕ_{fr} を用いたモールの円を描くことによって決定される。図-20 がその方法を示す。ただし OZ の長さは $1.15 p_0 + \gamma z$ に相当していることを銘記しなくてはならない。 z 軸の左側の覆工において、応力回復後の土圧は依然としてク

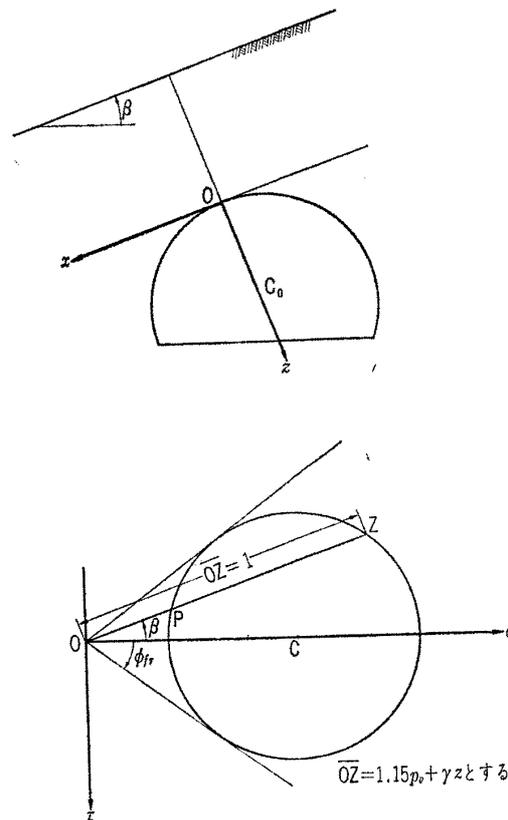


図-20 応力回復状態における各面の応力を求めるモールの円

ーロンの土圧式による土圧を適用する。この区間における摩擦抵抗角は z 軸の右側のランキン領域と同じ値を適用すると考えるのが妥当である。すなわち、式(10)においてクーロン土圧係数を ϕ_{fr} に対して求め、また p_0 の代わりに式(11)で示した $1.15 p_0$ を代入して土圧を決定すればよい。

いまクーロン区間における応力回復後の土圧係数を K_C 、塑性平衡状態のクーロンの主働土圧係数をここでは K_{AC} としてあらわし、両者の関係を次式で示すことにする。

$$K_C = m K_{AC} \dots \dots \dots (12)$$

一例として、 $\phi=40^\circ$ 、 $\phi_{fr}=36^\circ$ （表-1）とすると図-21

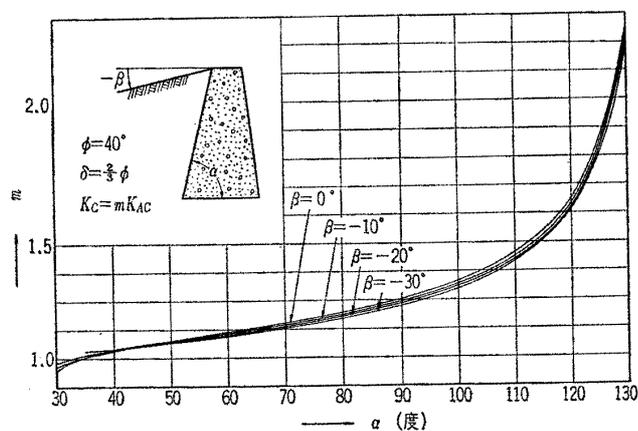


図-21 応力回復状態における z 軸の左半分の覆工土圧算定に必要な係数の一例 ($\phi=40^\circ$)

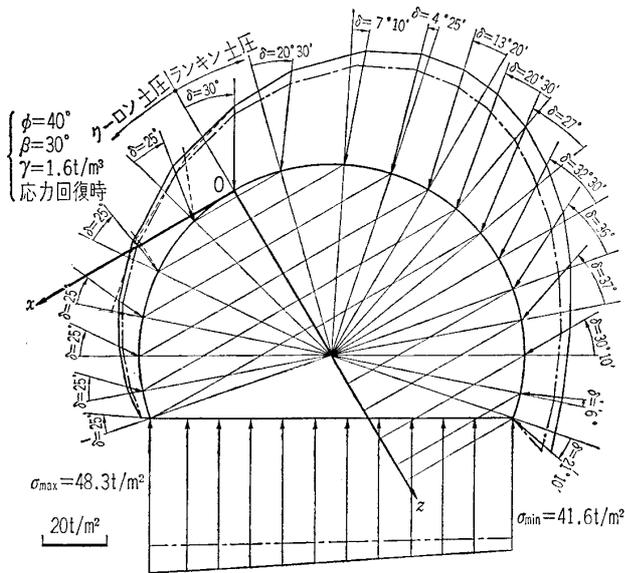


図-22 応力回復状態における土圧ならびに底面反力分布の一例、一点鎖線で示す分布は回復前の値 ($\phi=40^\circ, \beta=30^\circ$)

に示すように、 m の値は α と β (ただし $\beta < 0$) によって異なり、 $\alpha = \pi/2, \beta = 0$ の場合のみ $m = 1.2$ となり、実用上土中の鉛直面に作用する土圧 (ランキン土圧) の増加と同じ割合で応力回復後の壁面土圧 (クーロン土圧) が増加することがわかる。計算による覆工土圧の一例を図-22 に示した。この土圧は $\phi = 40^\circ, \beta = 30^\circ$ の場合であるが、同じ ϕ と β による応力回復以前 (塑性平衡状態) の土圧 (図-13) と比較すると、土圧は覆工外周面で一様に増加していることがわかる。図-22 には応力回復以前の分布を鎖線で示している。このように応力回復では覆工全周にわたって土圧が一様に増加することが後述する地震時土圧と異なる。

上述した応力回復では地表面が水平な土中の鉛直面に作用する土圧の増加係数をまず与えて、それに相当する摩擦抵抗角度を適用した。いま、この増加係数を n とし式 (12) にならって応力回復後の鉛直面の土圧係数を表現すると次式であらわすことができる。

$$\left. \begin{aligned} K_R &= n K_{AR} \\ K_{AR} &= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\ K_R &= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_{fr}}{2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

ここに n : 地表面が水平な土中の鉛直面土圧の増加係数、覆工土圧を求める場合に、ランキン区間で地表面 (x 軸) の傾角 β (ただし $\beta > 0$)、土中の覆工面の水平面に対する傾角 α の値によって異なった土圧が考えられるが、それは ϕ_{fr} と β に基づいて描いたモールの円から求められる。またクーロン区間の土圧は、ランキン区間と同じ ϕ_{fr} を用いて、地表面傾角 β (ただし $\beta < 0$) と壁面の傾角 α を用いて、 $\delta = 2/3 \phi_{fr}$ としてクーロン土圧式から得られる。

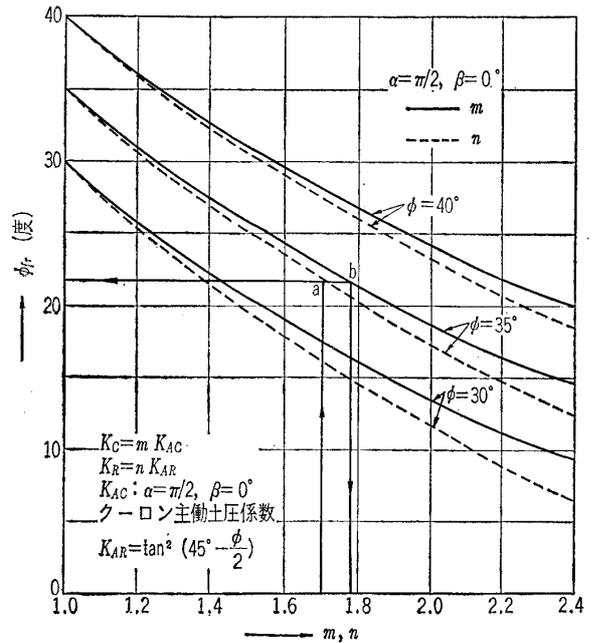


図-23 式 (12), (13) の係数, m, n と ϕ_{fr} との関係

しかしながら、ここで幾分気にかかる問題が取り残されている。それは n の決定である。前述したように n の値は、裏込めてんば面が水平な密な砂から壁面に作用する土圧の増加量に基づいて決定し、土中の鉛直面土圧の増加量から決定したのではない。

同一 ϕ_{fr} に対する m, n の値は図-23 にそれぞれ実線と点線で示した。これら実線と点線からなる曲線の組が3つあるのは $\phi = 40^\circ, 35^\circ, 30^\circ$ の各値に対してであって、原点を通る縦軸上の値がこれら ϕ の値をあらわしている。また、クーロン土圧式から求めた m の値は $\alpha = 90^\circ, \beta = 0^\circ, \delta = 2/3 \phi_{fr}$ として式 (12) から求めたものである。

図-23 から、 ϕ の値にかかわらず、 $m = 1.2$ に対応する ϕ_{fr} では近似的に $n = 1.2$ となり、鉛直壁の土圧の増加量とほとんど同じ程度に、土中の鉛直面土圧を増加させることがわかり、上述の疑問が解決されたことになる。

n の値が大になり、たとえば $\phi = 35^\circ, n = 1.70$ の場合には図の点線で示した曲線上の点 a に相当する ϕ_{fr} は $21^\circ 45'$ となり、地表面が水平な鉛直壁に作用する土圧はその主働土圧の 1.78 倍に増大させられることが b 点の示す m の座標からわかる。 α, β がここに示した値より変化している土中の面、または壁面ではこの n に対応する点線の示す ϕ_{fr} によってモールの円またはクーロン土圧式からそれぞれ覆工土圧を求めることは前述した通りである。

5. 地震時の覆工土圧

本節においては鉛直設計震度をゼロとし、水平設計震

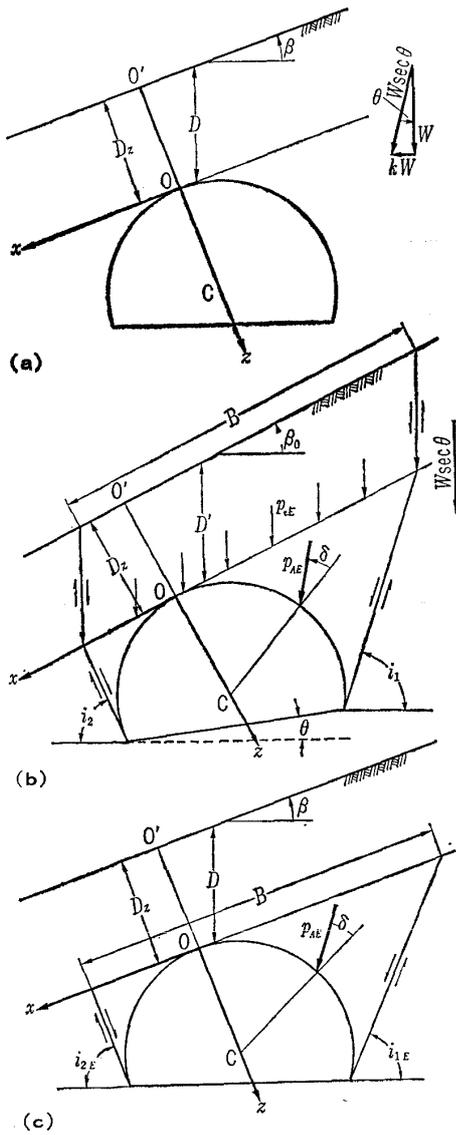


図-24 地震時土圧算定の説明

度に対して土圧を算定する。すなわち、地震力は図-24 (a) に示すように傾斜した地盤面の下方に向かって水平方向に作用するとして、そのときの覆工外周面の土圧を求める。以下、土圧算定に必要な事項を述べる。

地震合成角 θ (図-24 参照) は次式であらわされる。

$$\theta = \tan^{-1} k \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 k : 水平設計震度

地震時には、地上、地下にある物体は重力と地震力の作用を同時にうけ合力の方向は鉛直線から θ だけ傾く。このために図-24(a) の地盤ならびにトンネルをいっしょにして反時計まわりに θ だけ回転させ、重力と地震力の合力が鉛直下方に向くようにする。図-24(b) がこの状態をあらわす。その場合、土の単位体積重量 r 、地表面載荷重 q はいずれも鉛直下方に向き、それぞれの大きさは次式であらわされる。

$$\left. \begin{aligned} r_0 &= r / \cos \theta \\ q_0 &= q / \cos \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

図-24(b) に示すようにスベリ面を考えたとき、鉛直

土柱の高さ D' は次式であらわされる。

$$D' = \frac{Dz}{\cos \beta_0} \dots\dots\dots (16)$$

ここに $\beta_0 = \beta + \theta \dots\dots\dots (17)$

図-24(b) の状態で土圧を静的に求めてから、上述と逆方向に地盤とトンネルを θ だけ回転させて、図-24(c) のようにトンネルを元の位置に戻して、土圧を表示する。図-24(b), (c) に示した土柱の底幅 B の長さはまったく同じである。図-24(c) のスベリ面から底幅 B を決定する。スベリ面の傾角は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} i_{1E} &= \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \frac{1}{2} \left(\beta_0 - \sin^{-1} \frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi} \right) - \theta \\ i_{2E} &= \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} - \frac{1}{2} \left(\beta_0 - \sin^{-1} \frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi} \right) + \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18)$$

$\beta = 0$ のとき

$$\left. \begin{aligned} i_{1E} &= \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} - \frac{1}{2} \left(\theta + \sin^{-1} \frac{\sin \theta}{\sin \varphi} \right) \\ i_{2E} &= \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \frac{1}{2} \left(\theta + \sin^{-1} \frac{\sin \theta}{\sin \varphi} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (19)$$

地震時における鉛直土圧 p_{vE} は式 (1) で求める。ただし K, φ_{fr} は常時と同じものを使用する ($\beta = 0$ ならば $K = 1.0$)。 r と q は式 (15) の r_0, q_0 を、 D は式 (16) の D' を、 β は式 (16) の β_0 を用いる。 B は式 (18) に示したスベリ面をトンネル基部から発生させて求める。

次に z 軸の右側の覆工土圧は 図-25 を参考にして、

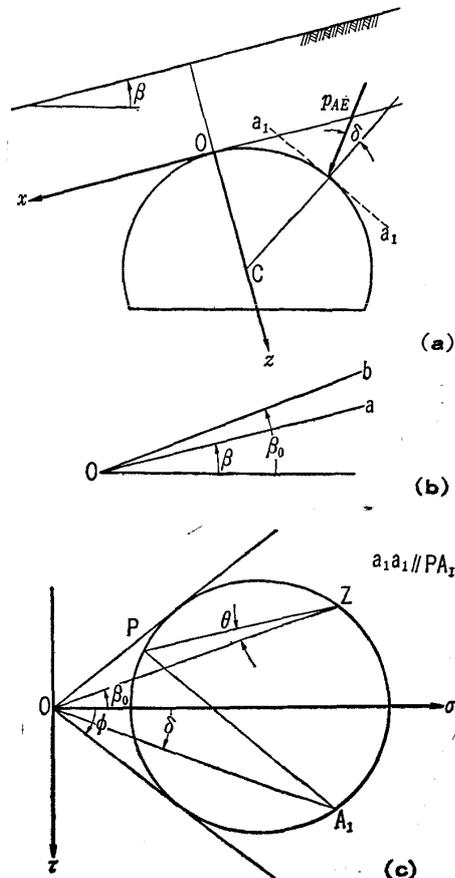


図-25 地震時モールの円とそれによる土圧の決定法

地震時モールの円^{2),6)}から決定する。すなわち、
 図-25(b)に示すように水平面に β_0 をなす直線 ob を引く。(c) 図で σ, τ 軸の原点 O から直線 Ob に平行線を引き、その上に $OZ=r_0z$ になるような点 Z を求める。 Z 点を通り、クーロンの破壊包絡線に接する円を描く。 Z を通り (a) 図の z 面 (x 軸) に平行な直線、すなわち x 軸に平行な直線を引き、円との交点を P とすると、 P が pole となる。図 (a) の面 $a-a$ の応力点は P より面 $a-a$ に平行線を引き、円との交点 A_1 であらわされることは常時と同じである。

クーロン区間に相当する部分の覆工土圧は、物部地震時土圧式を使用して覆工上の各点で求める。この式は次式で与えられる⁸⁾。

$$p_{AE} = (r z_1 + qN) \frac{K_{AE}}{\cos \delta} \dots \dots \dots (20)$$

この式では地震の影響はすべて、土圧係数 K_{AE} の中に入れてある。 z_1 は壁頂からの鉛直深さであるので、これを 図-25 のような座標で示すと

$$p_{AE} = \left(\frac{r z}{\cos \beta} + qN \right) \frac{K_{AE}}{\cos \delta} \dots \dots \dots (21)$$

N は式 (6) に示されている。ただし、前述したように β は負である。 q は常時における地表面載荷重強度であって、次式で求めることが肝要である。

$$q = p_{vE} \cdot \cos \theta \dots \dots \dots (22)$$

地震時に覆工の左側では覆工土圧は常時土圧よりも減少するので、物部地震時主働土圧係数 K_{AE} に代入する θ の値は式 (14) で決定された値に負号をつけたものを用いる。また、 β の値は常時土圧と同じように負の値を用いる。 $\delta = 1/2 \cdot \phi$ として K_{AE} を求めると、図-26~図-29 のようになる。設計震度 k が大になるに従って、また地盤の傾角が大になるに従って、 K_{AE} は減少する。地震時の場合には $\beta = 0$ でも z 軸の左側の覆工土圧はこの物部土圧で算定するのが妥当である。なお、 $\alpha > \delta + \theta$, $\alpha \geq |\beta + \theta|$ (ただし、 $\beta < 0, \theta < \theta$) の場合のみ K_{AE} が求められ、式 (21) は成立する。以下、物部土圧式を適用する区間をクーロン系の区間、他をランキン系の区間と略称する。

6. 地震時土圧の算定に対する考察

6.1 地震時のスベリ面に対する考察

スベリ面は前述したように、土柱の底幅 B の決定、結局は鉛直土圧 p_{vE} の決定のために必要である。常時の場合と比較して、 i_{1E} は減少し、 i_{2E} は増加するので、常時と異なった計算上の問題が起こる。したがって、その対策を述べる。

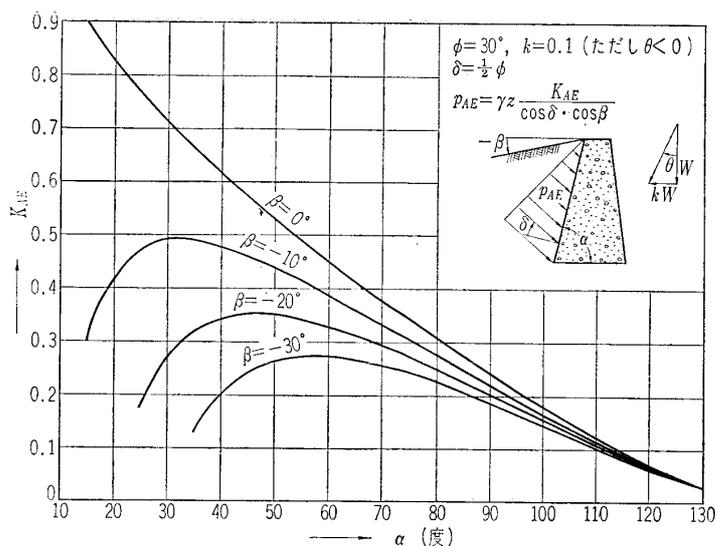


図-26 地震時物部の主働土圧係数 (その 1, $\phi=30^\circ, k=0.1$)

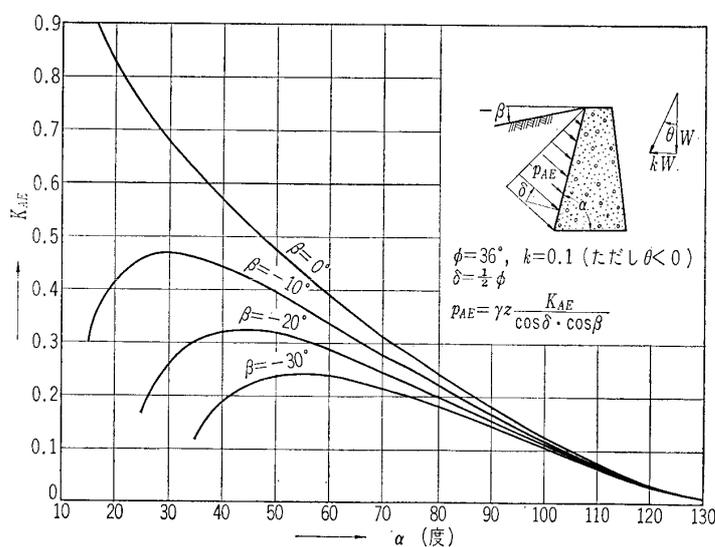


図-27 地震時物部の主働土圧係数 (その 2, $\phi=36^\circ, k=0.1$)

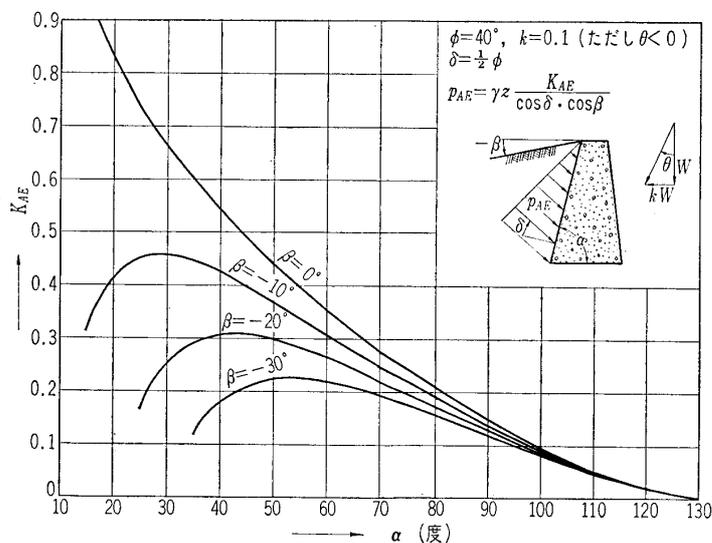


図-28 地震時物部の主働土圧係数 (その 3, $\phi=40^\circ, k=0.1$)

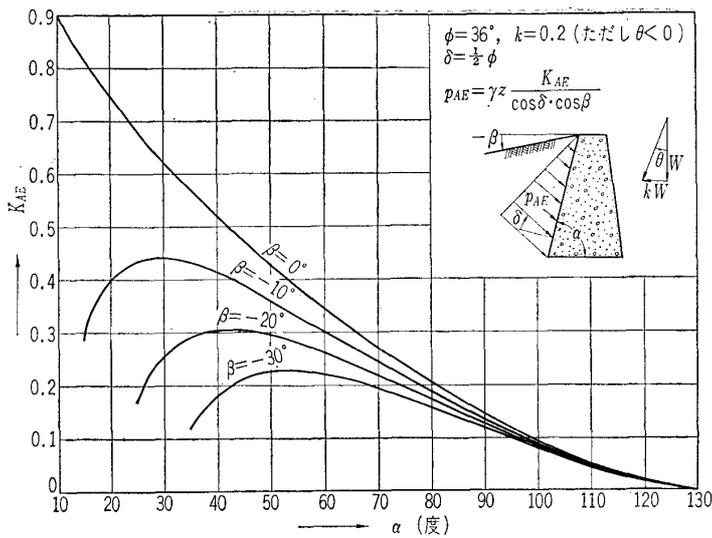


図-29 地震時物部の主動土圧係数 (その4, $\phi=36^\circ, k=0.2$)

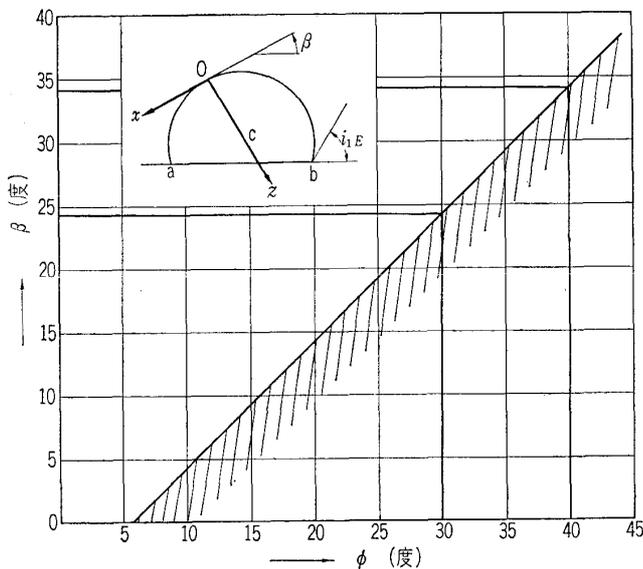


図-30 覆工基部を通るスベリ面がx軸と交わるための ϕ と β ($k=0.1$) との関係 (図の斜線の部分)

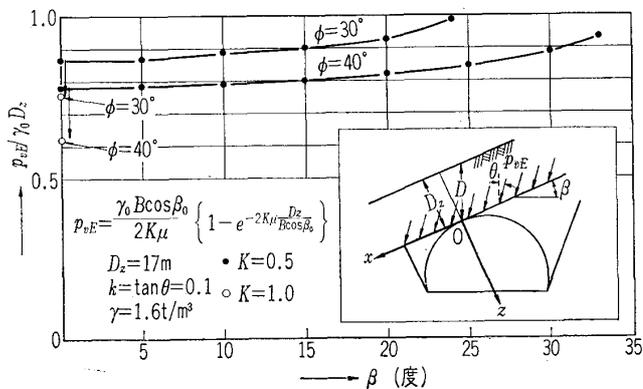


図-31 地震時の p_{vE} と $\gamma_0 D_z$ の比

スベリ面の傾角 i_{1E} がx軸と交わるための限界値は式(18)の i_{1E} に対して、 $\beta=i_{1E}$ とおいて求められる。図-30は $k=0.1$ の場合、スベリ面とx軸が交さするために必要な ϕ と β の関係を示している。 ϕ と β との関係

は図に示した直線の右側すなわち斜線を付した側にあれば、両線は交さることになる。すなわち $k=0.1$ の場合 $\phi=30^\circ$ では $\beta=24^\circ$ 以下、 $\phi=40^\circ$ では $\beta=34^\circ$ 以下であることが必要である。両線が交わるかどうかは k, ϕ, β によって支配されるが、交さなときは p_{vE} として前述した塑性平衡状態の次に示す値を用いればよい。

$$p_{vE} = \tau_0 D' \cos \beta_0 = \tau_0 D_z \dots (23)$$

しかしながら交さしても実際上の問題として、 $p_{vE}/\tau_0 D_z$ が0.9付近の値以上であれば $p_{vE} = \tau_0 D_z$ を使用しても、過大な土圧算定をしたことにはならない。 $k=0.1$ の場合、 β の値の変化による $p_{vE}/\tau_0 D_z$ を求めると、図-31のようになる。これによると $\phi=40^\circ, \beta=30^\circ$ でこの比は0.89である。したがって後述する算定例では $\beta=30^\circ$ のとき、塑性平衡状態の $p_{vE} = \tau_0 D_z$ を用いた。

次に覆工に対して反対側にあるスベリ面の傾角 i_{2E} について考えよう。 i_{2E} が大きくなると図-32で覆工基部点aより発生するスベリ面は覆工を

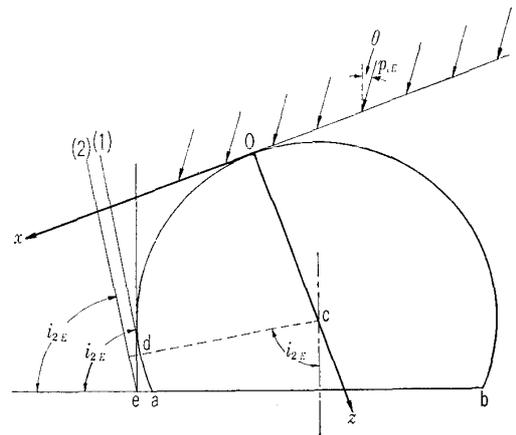


図-32 覆工基部を通るスベリ面が覆工と交わる場合のスベリ面出発点の決定

横切ることになる。この場合は図のd点からスベリ面を発生させるか、あるいは覆工に接する鉛直面の基部e点から発生させるかは掘削の状態から決定しなくてはならない。

6.2 算定結果の一例

いずれも $k=0.1, \phi=40^\circ$ で行なった。図-33は $\beta=0$ 、図-34は $\beta=30^\circ$ の場合である。図-33の $\beta=0$ の場合には常時土圧と異なり、z軸の左側の覆工は物部地震時土圧式で求めている。図-34は $\beta=30^\circ$ の場合で p_{vE} を塑性平衡状態として計算している。前述した常時の土圧と、これらの地震時土圧との比較が図-15に一括して示されている。 p_{min} は常時土圧よりも減少し、 p_{max} は常時土圧よりも増大している。特に β が大になると p_{max} は常時のそれよりも極度に大になる。この理由は塑性平衡状態で p_{vE} を計算したためでもある。 $\beta=0$ では

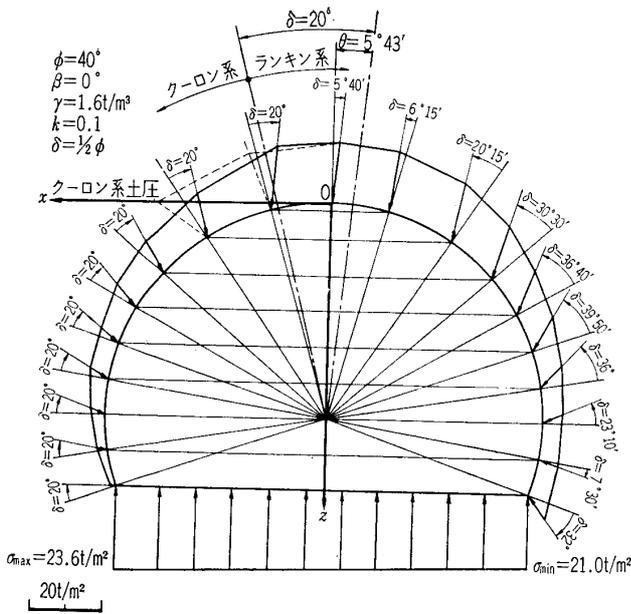


図-33 地震時における土圧ならびに底面反力分布の一例 ($\phi=40^\circ, \beta=0^\circ, k=0.1$)

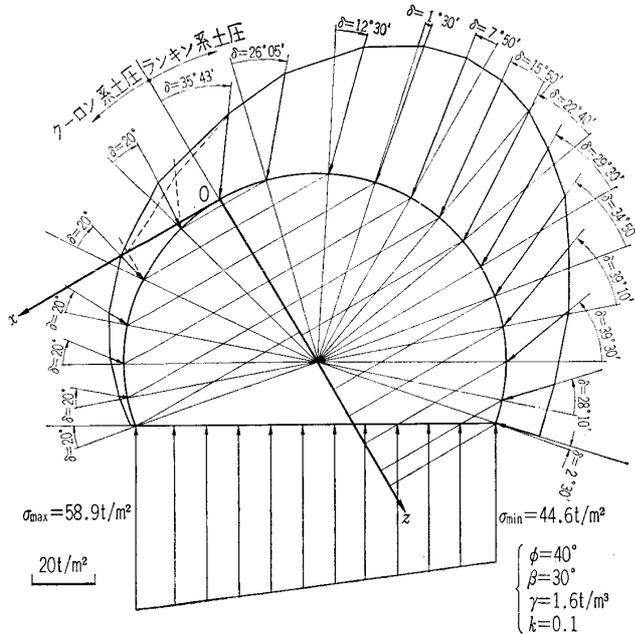


図-34 地震時における土圧ならびに底面反力分布の一例 ($\phi=40^\circ, \beta=30^\circ, k=0.1$)

p_{max}, p_{vE} は常時のそれと大差がないのは $k=0.1$ のため、 k が増大した場合には、ここでも p_{max}, p_{vE} は増大する。

6.3 地下水の影響

水で飽和した土による地震時土圧に対してはけい(繫)船岸と同じように算定することが可能である。すなわち、水中震度 k' と r' を用いて算定する。その場合動水圧は土圧の中に含まれる。しかしながら、トンネルの土は地山であって、けい船岸のように埋め込んだ土砂ではない。

土砂の結合が一般に強く、地震時に地下水と一緒に土が動くとは極度に安全側の設計をすることになる。むしろ、空中震度を用いて r' で土圧を算定し、前

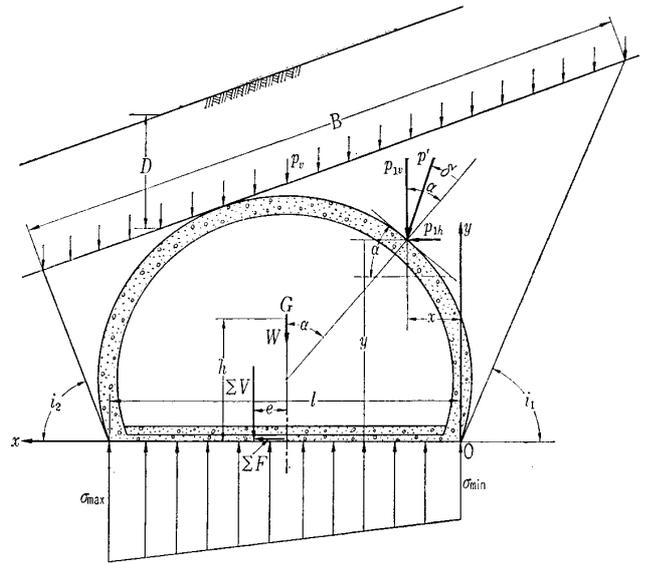


図-35 底面反力分布の求め方

述した静水圧を土圧に付加する程度でよいように考えられる。

7. トンネルの底面反力の算定

以上のようにして、覆工に作用する主働土圧、応力回復時の土圧が決定されるが、この土圧で覆工が変形すると、覆工外周面の一部が地山で支持され、支持された覆工外周の地山が局部的に受働領域に移行すると考えられる。しかしながら、ここでは覆工周縁に局部的に発生すると考えられる抵抗土圧を無視して、外周の主働土圧、応力回復時の土圧、水圧、覆工の自重、覆工に作用する地震力はトンネル基部の底面反力で受けもたれるとして次の方法で底面反力を計算する。まず、次のように定義する。

p_{1v}, p_{1h} : 土圧と水圧の合応力 p' の鉛直ならびに水平分力。

$4s$: 図-5のように覆工外周面を分割した線分の長さで、この中点に計算した土圧と水圧の合応力が作用すると考える。

α : 線分 $4s$ の水平面からの傾角。

V, F : それぞれ覆工に作用する自重、外力の鉛直ならびに水平合力。

W : 覆工の自重、覆工に水圧を作用させる関係で、覆工が取り囲む容積に対して浮力を考えない。

M : V, F による原点 O のまわり(図-35)の回転モーメント。

l : 図-35に示すトンネルの底幅。

e : 鉛直合力 V の作用点の原点 O からの距離。

h : 原点から覆工重心までの高さ

図-35を参照して

$$\left. \begin{aligned} p_{1v} &= p' \sin \alpha \\ p_{1h} &= p' \cos \alpha \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (24)$$

No. 647

$$\left. \begin{aligned} V &= \sum \Delta s \cdot p_{1v} + W \\ F &= \sum \Delta s \cdot p_{1h} + kW \\ M &= \sum \Delta s \cdot p_{1h} \cdot y + \sum \Delta s \cdot p_{1v} \cdot x \\ &\quad + \frac{1}{2} W \cdot l + kW \cdot h \\ b &= \frac{M}{V} \\ e &= b - \frac{1}{2} l \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (25)$$

ここに kW は覆工に作用する地震力で図に示されていないが、覆工の重心 G を通って土圧の場合に考えた地震力の作用方向に作用する。

e, V を用いて覆工基部の底面反力を算定する方法は擁壁の場合と同じである。

$|e| \leq l/6$ のとき

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{V}{l} \left(1 + 6 \frac{|e|}{l} \right) \\ \sigma_{\min} &= \frac{V}{l} \left(1 - 6 \frac{|e|}{l} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (26)$$

擁壁と異なり、 $|e| > l/6$ となることはほとんどない。

トンネルの場合に底面反力は覆工の安定に対してよりも断面の決定に重要である。地下水がある場合に水圧を覆工に作用させる。土圧は前述したように土の有効単位体積重量 r' で求める。土圧と水圧の合応力 p' から求めた底面反力は全応力で示され、この中にはトンネルの底面に垂直に作用する水圧が含まれる。したがって、断面の算定にはこの全応力で表示される底面反力を使用する。トンネル底面の土砂を圧縮する有効底面反力（これで支持力、沈下を論ずる）はこの全応力から底面に作用する水圧を均等に差し引いて求められる。

以下の計算例では地下水位はトンネル基部の下方にあるものとして求め、すでにその分布は土圧分布と一緒に示した。それらの分布を比較するために一括して示したのが図-36, 37 である。

図-36 は $\beta=0$ で、常時と地震時の比較であるが、地震時では計算による底面反力合力が必ずしも増加すると

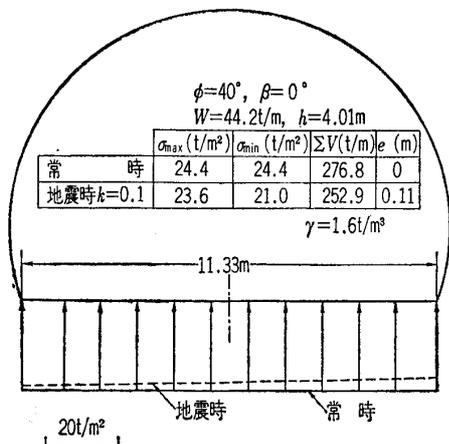


図-36 底面反力分布の比較, その1 ($\phi=40^\circ, \beta=0$, 常時, 地震時 $k=0.1$)

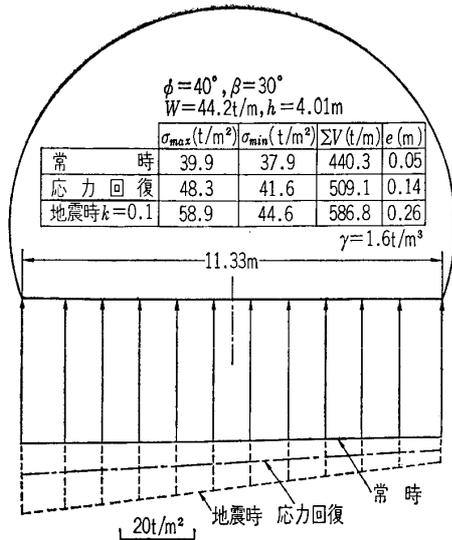


図-37 底面反力分布の比較, その2 ($\phi=40^\circ, \beta=30^\circ$, 常時, 応力回復後, 地震時 $k=0.1$)

は限らない。この理由は地震時土圧が x 軸の左側の覆工で、常時土圧よりも減少したためである。 $\beta=30^\circ$ になると、 $k=0.1$ であっても、地震時における底面反力の合力は常時ならびに応力回復時よりも大になる。図-36, 37 の両図に示されたすべての底面反力では鉛直合力の作用点の偏心距離 e はきわめて小であり、底面反力分布は底面で比較的均一に近い。 e/l の値は $\beta=30^\circ$ でも 0.023 という小なる値である。このことは擁壁の底面反力分布と異なる点である。

8. あとがき

地山に粘着力がある場合に、覆工土圧は軽減されるが、この場合の算定は、覆工頂部に作用する鉛直土圧 p_v の軽減にとどめたい。要するに p_v の算定には発揮される粘着抵抗として適当な値を取り入れて、 p_v を軽減させ⁴⁾、覆工周辺の土圧算定には、粘着力を無視して行った方が安全である。

比較的浅いトンネルでは地震時の地盤変動による覆工の破壊が考えられる。この破壊は地震時におけるトンネルの挙動、すなわち長手方向、断面方向の変形と関連しており、その解析はむずかしい。いまのところ地震時には一応地盤が塑性平衡状態、すなわち p_v は式 (23) が満足される状態に移行したという条件のもとで断面決定を行なう以外に方法がない。

この報文の要点をまとめると次のようになる。

(1) 地盤の表面の傾斜と地震力の作用によって、覆工外周面に作用している偏圧の状態を示した。

(2) 鉛直土圧 p_v の算定のための K の値は地盤が水平なとき、常時、地震時を問わず $K=1.0$ 、地盤が傾斜しているときは $K=0.5$ を採用し、 φ_{fr} はいずれも $2/3 \cdot \varphi$ を使用する。

(3) 地盤の表面が傾斜している場合、または表面が水平でも地震力が作用している場合、クーロン系の土圧式を満足させる覆工上の限界点の右側と左側の覆工面でモールの円による土圧とクーロン系土圧式による土圧を明確に区別して作用させなければならない。

(4) 地表面が水平な土中の鉛直面に作用する主働土圧が、その後の応力回復によって増加した場合、土中の応力状態をあらわすモールの円を示した。地表面が傾斜している場合でも、このようなモールの円を容易に求めることができる。

(5) 応力回復による土圧の増加量を決定するために2つの仮定を設けた。ここでは第2の仮定、すなわち地表面が水平な場合 ($\beta=0$) の土中の鉛直面に作用する主働土圧を20%増加させるような φ_{fr} をもって β のいかにかわらず、土圧算定をすることにした。これは $\beta \neq 0$ のとき、仮定(1)によるよりも安全側の結果が得られるためである。仮定(2)によると、 β ならびに φ の値のいかにかわらず、摩擦抵抗角度は内部摩擦角よりも 4° 減少させた値を採用すればよい。

(6) 応力回復によって土圧は覆工全周にわたって、一様に増加するとみなしてよい。計算によると $\beta=30^\circ$, $\varphi=40^\circ$ の場合、覆工面における最大土圧 p_{max} は約24%も増加した。

(7) 設計震度 $k=0.1$ で地震時土圧を求めた。これによると z 軸の右側では土圧は常時土圧よりも増加し、 z 軸の左側の覆工面では常時土圧よりも減少した。 z 軸の左側のクーロン土圧ならびにクーロン系の地震時土圧算定のために K_A , ならびに K_{AE} の表を図に示した。

(8) 地盤の内部摩擦角が小で、かつ β が大であるか、あるいは設計震度が大なるとき、地震時の覆工に作用する鉛直土圧 p_{ve} は $r_0 D_z$ に接近する。この場合の覆工土圧の最大値 p_{max} は常時の土圧の140%にも達することを、 $\varphi=40^\circ$, $\beta=30^\circ$, $k=0.1$ の状態で示した。

(9) 計算から求めた覆工の底面反力の合力の偏心距

離は $\beta=30^\circ$, $\varphi=40^\circ$, $k=0.1$ のときでさえわずか、 $e/l=0.023$ という値が得られた。このような小なる偏心は普通の擁壁と異なる。

(10) 地下水圧が覆工に作用するとき、その断面を決定するには全応力(有効土圧+水圧)を覆工に作用させる。このように全応力から求めた底面反力は全応力の形で与えられ、断面の算定に用いられる。覆工底面で土砂を圧縮する有効底面反力は全応力の底面反力から底面に作用する水圧を均等に差し引いて求められる。

筆者は、この研究のとりまとめに当って次の各位に感謝する。すなわち、トンネルの問題に関してご指導をいただいた名大土木工学教室の川本脩万氏、土圧係数表を京大の大型電子計算機で求めた名大土圧研究施設の松沢宏助手、モールの円の作図を行なった島田雅吉技官にここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 粕谷逸男：トンネル工学（共立出版），pp. 63~65 昭和45年。
- 2) 最上武雄編著：土質力学，pp. 621~743。
- 3) 市原松平，松沢 宏：“壁変位中の土圧特性と裏込め砂のせん断特性との関連”，土木学会論文報告集176号，pp. 61~74，昭和45年4月。
- 4) Terzaghi, K.: "Theoretical Soil Mechanics", p. 196, 1943年。
- 5) 市原松平，土橋宣夫：“門司港小森江L型物揚場に作用する土圧ならびに壁体底面の接地圧に対する考察”，土と基礎，7巻5号，pp. 43~51，昭和34年10月。
- 6) 市原松平：“地震時モール円とその擁壁土圧への適用について”，土木学会論文集，136号，pp. 25~34，昭和41年12月。
- 7) 星 埜 和，佐藤健吉訳：“土のような粒状体の力学” pp. 135~143。
- 8) 市原松平：“第7章土圧”，土と基礎実用数式・図表の解説（土質工学会），昭和46年11月。
- 9) 村山朔郎：“トンネル土圧”，第3回トンネル工学シンポジウム，土木学会，pp. 1~16，昭和45年。
- 10) Proctor, Q.V. and T.L. White: "Rock Tunneling with steel supports," Commercial Shearing and Stamping Co., Yungstown, Ohio, 1946, pp. 61~64.

(1971.9.16)

※ ※ ※ ※