

粘性土地盤における掘削土留め壁根入れ部の受働土圧に関する研究

中村兵次¹・平島健一²

¹正会員 パシフィックコンサルタンツ株式会社 取締役総合研究所長 (〒206 東京都多摩市関戸1-7-5)

²正会員 工博 山梨大学工学部土木環境工学科教授

掘削土留め工の応力と変形に大きな影響を与える受働土圧の計算には、古典的な極限土圧であるランキン・レザールの式、あるいはクーロンの式を、それぞれ粘性土地盤と砂質土地盤に使用しているのが現状である。これらの古典的な受働土圧の計算式は、掘削工事での掘削幅の影響などを適切に考慮することはできない。この論文では二次元状態の粘性土地盤に限定して、掘削幅や土留め壁表面のせん断抵抗を考慮し得る受働土圧の計算式を誘導し、その計算式に含まれる係数を弾塑性有限要素法の計算結果を用いて決定する。また得られた受働土圧の計算式の適用性を見るために模型実験との比較を行う。結果として実用に供し得る受働土圧の計算式を提案する。

Key Words : braced excavation, earth retaining wall, passive earth pressure

1. まえがき

掘削土留め工の応力と変形の計算方法には、切ばり軸力の実測値に基づく見掛けの土圧を単純ぱりあるいは連続ぱりに作用させる慣用法¹⁾と、掘削面側地盤を弾塑性のばねで表現する弾塑性法²⁾がある。現場での掘削工事の施工段階をある程度忠実に表現している点で弾塑性法が合理的であり、実際の設計でも多くの場合、弾塑性法を使用しているのが現状である^{1),3)}。

この弾塑性法では、荷重として背面側の土圧、水圧、および掘削面側の平衡土圧を、また地盤の抵抗機構を表現するための掘削面側地盤の水平地盤反力係数と受働土圧を、それぞれ各掘削段階毎に入力する必要がある。このうち、土留め壁の応力と変形に、特に大きな影響を与える要因は、背面側の土圧と掘削面側の受働土圧である。

設計に使用する背面側土圧については、従来から多くの研究があり、比較的小規模の掘削に使用される見掛けの土圧^{4)~6)}や、大規模の掘削に使用される弾塑性法に対する土圧^{1),7)~10)}などが提案されている。

しかし掘削面側の受働土圧については研究の数が少なく、各企業体で制定している設計基準^{1),3),7),8),11)}

でも、古典的な受働土圧式を使用しているのが現状である。すなわち、粘性土地盤ではランキン・レザールの式が、また砂質土地盤ではクーロンの式が、ほとんどの場合に使用されている。

掘削工事における受働土圧は、深さとともに地盤の強度が増加すること、掘削幅が狭い場合には対面の土留め壁の存在を考慮する必要があることなどが、古典的な極限土圧と異なる点であるが、このような要因を考えた受働土圧の計算式は提案されていない。

この論文では、二次元状態の粘性土地盤での掘削を対象として、まず直線すべり面を仮定して受働土圧を計算するための基本式を誘導する。この基本式には、掘削の形状として掘削幅を、また地盤と土留め壁の条件として土の粘着力、土の単位体積重量および土留め壁表面のせん断抵抗を、それぞれ考えることにする。さらに土の粘着力が深さの増加に伴って増加することも考える。

この受働土圧の基本式には、土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率を未定係数として含んでいるので、この未定係数を決定するために、地盤を弾塑性体とした有限要素法解析を行い、誘導した土圧の基本式による計算結果が、有限要素法の計算結果に近似するように未定係数を決定する。

そして、ここでの検討の妥当性を見るために、既往の研究成果との比較を行う。

なお、本論文では全応力解析が可能な粘性土地盤を対象としており、「土圧」は有効応力と間隙水圧の和を意味している。

2. 受働土圧の基本式

粘性土地盤を対象とした掘削土留め工の設計には、掘削面側の受働土圧として古典的な極限土圧であるランキン・レザールの計算式が広く使用された。しかし、掘削土留め工の受働土圧は、次の点で一般的の受働土圧と異なると考えられる。

- ①掘削により鉛直応力が減少する状態で、土留め壁が水平に変位して受働状態となる。
- ②土留め壁表面には、一般にせん断抵抗が存在する。
- ③実際の地盤は、粘着力が深さに伴って増加することが多い。
- ④特に掘削幅が狭い場合には、対面の土留め壁の影響を受ける。

以上の要因を考慮できる受働土圧の計算式を提案することが本論文のテーマであるが、理論的検討だけで土圧式を誘導できないので、ここでは受働土圧の基本式を理論的検討によって誘導し、基本式の妥当性の検討と未定係数の決定を有限要素法によって行うこととする。

なお、上記の要因のうち①については、後述する有限要素法の計算によって受働土圧には影響がないことが明かとなっているので、基本式に考慮しなくてよいことになる。

また④の掘削幅は、土圧計算点の掘削底面からの深さとの関係で考える必要があり、たとえば掘削幅が狭くても土圧計算点の掘削底面からの深さが極端に浅い場合には、対面の土留め壁の影響を考える必要がない。したがって、ここでの検討は土圧計算点の深さと掘削幅の関係で以下の2状態に分けて扱う。

(1) 土圧計算点の深さが掘削幅に比較して浅い場合

掘削幅に比較して土圧計算点の深さが浅い場合は、受働土圧が必要となる一般的の場合と条件がほぼ一致するので、従来から用いられてきたランキン・レザールの計算式を使用することも考えられる。

しかし、ランキン・レザールの受働土圧式には、土留め壁表面のせん断抵抗の影響と粘着力の深さ方向の変化が考慮されていないので、ここではこれらを考慮した基本式を誘導する。

a) 基本的な仮定

- 以下の仮定の下で、受働土圧の基本式を誘導する。
- ①粘性土地盤を対象とする。
 - ②单一の地層を考える。
 - ③土の単位体積重量は一定とする。
 - ④土の内部摩擦角は、 $\phi=0$ とする。
 - ⑤土の粘着力は地表面からの深さの増加に伴って増加するものとする。すなわち次式が成立する。

$$c = c_a z + c_b \quad (1)$$

ここに、
c:土の粘着力(tf/m^2)

c_a :粘着力の增加勾配($tf/m^2/m$)

c_b :掘削底面(上端)における粘着力(tf/m^2)

z:掘削底面からの深さ(m)

- ⑥土留め壁表面のせん断抵抗は、土の粘着力に比例した値とする。すなわち次式を考える。

$$\tau_{max} = \alpha c = \alpha (c_a z + c_b) \quad (2)$$

ここに、
 τ_{max} :土留め壁表面のせん断抵抗(tf/m^2)

α :土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率
(未定係数)

- ⑦土留め壁は鉛直に構築されているものとする。
- ⑧土留め壁は鉛直方向に変位しないものとする。
- ⑨地盤は直線すべり面ですべるものとする。

ここで、直線すべり面を仮定するのは、計算の簡便化と、後述する土圧計算点の深さが掘削幅に比較して深い場合の検討との関連をもたらせるための仮定であるが、この仮定に基づく計算結果は近似解であって正解値ではないとも考えられる¹²⁾。この補正是未定係数の決定の過程で考慮することとする。

b) 受働土圧の基本式の誘導

掘削幅が十分広く、すべり面が対面の土留め壁にかかる状態を考えることにして、土留め壁とすべり面で区切られた土塊に作用する力の釣り合いを考える(図-1)。

図-1を参照して、各部分の寸法と作用力は次式によって表される。ただし、奥行きは単位長さとする。

$$B = z \cdot \cot \theta \quad (3a)$$

$$L = z \cdot \operatorname{cosec} \theta \quad (3b)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma_z z^2 \cot \theta \quad (3c)$$

$$F = \alpha z (\frac{1}{2} c_a z + c_b) \quad (3d)$$

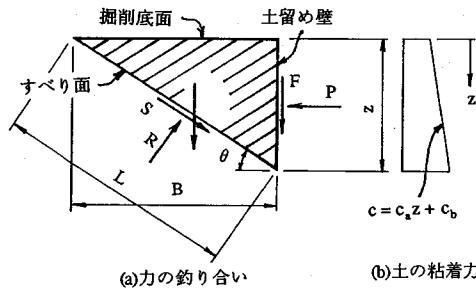


図-1 土塊の安定(土圧計算点の深さが
掘削幅に比較して浅い場合)

$$S = z \left(\frac{1}{2} c_a z + c_b \right) \operatorname{cosec} \theta \quad (3e)$$

ここに、B:土塊の幅

z:土塊の深さ

θ :すべり面の水平とのなす角

L:すべり面の長さ

W:土塊の重量

γ_t :土の単位体積重量

F:土留め壁表面のせん断抵抗の合力

α :土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率

c_a :土の粘着力の深さ方向の増加勾配

c_b :土塊上面(掘削底面)位置の土の粘着力

S:土塊底部のすべり抵抗力の合力

ここで、土塊に作用する水平方向と鉛直方向の力の釣り合いを考えると次式を得る。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } S \cos \theta + R \sin \theta - P = 0 \quad (4a)$$

$$\Sigma V = 0 \text{ より } S \sin \theta - R \cos \theta + W + F = 0 \quad (4b)$$

ここに、P:土留め壁面の受働土圧の合力

R:すべり面に垂直な地盤反力

式(4)は土留め壁面の受働土圧の合力Pと、すべり面に垂直な地盤反力Rを未知数とする連立方程式であり、これを解くことにより、受働土圧の合力Pは次式により得られる。

$$P = \frac{1}{2} \gamma_t z^2 + z(1+\alpha) \left(\frac{1}{2} c_a z + c_b \right) \tan \theta \\ + z \left(\frac{1}{2} c_a z + c_b \right) \cot \theta \quad (5)$$

式(5)は、すべり面の水平とのなす角 θ の関数となっているので、次式によりPが極値となる条件を求めることができる。

$$\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0 \quad (6)$$

式(5)を式(6)へ代入して整理することにより、最終的にPが極値を持つ条件として次式を得る。

$$\theta_0 = \tan^{-1} \frac{1}{\sqrt{1+\alpha}} \quad (7)$$

一方、土留め壁に作用する受働土圧は、合力Pを地表面からの深さzで偏微分することにより、次式で与えられる。

$$p_p = \frac{\partial P}{\partial z} \quad (8)$$

ここに、 p_p :土留め壁表面の受働土圧

式(8)へ式(5),(7)($\theta = \theta_0$ として)を代入することにより、受働土圧 p_p の基本式として次式が得られる。

$$p_p = (\gamma_t + 2c_a \sqrt{1+\alpha}) z + 2c_b \sqrt{1+\alpha} \quad (9)$$

c) 基本式の吟味

土留め壁表面のせん断抵抗と粘着力の、深さに伴う変化を考慮した受働土圧の基本式(9)の吟味をする。

まず、従来から使用してきたランキン・レザールの受働土圧の条件と合わせて次式を仮定する。すなわち、土留め壁表面のせん断抵抗がなく、土の粘着力は掘削底面からの深さに関係なく一定であると仮定する。

$$\alpha = 0 \quad (10a)$$

$$c_a = 0 \quad (10b)$$

式(10)を式(9)へ代入すると次式を得る。

$$p_p = \gamma_t z + 2c_b \quad (11)$$

式(11)はランキン・レザールの受働土圧式そのものであり、先に誘導した式(9)はランキン・レザールの土圧式を包含する、一般的なものであることがわかる。

次に、土留め壁表面のせん断抵抗はないものの、土の粘着力が深さとともに増加する場合を考える。

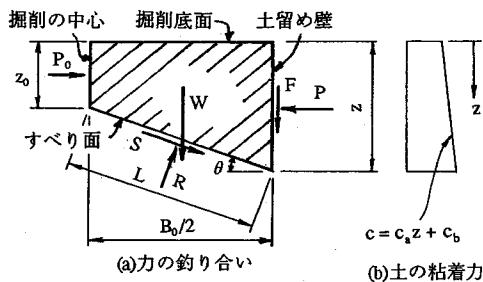


図-2 土塊の安定(土圧計算点の深さが掘削幅に比較して深い場合)

すなわち、式(9)において $\alpha=0$ とおくと次式を得る。

$$P_p = (\gamma_i + 2c_a)z + 2c_b \quad (12)$$

上式から明らかなように、土の粘着力の深さ方向の増加勾配 c_a は、土の単位体積重量が増加した場合と同じ効果があることがわかる。

(2) 土圧計算点の深さが掘削幅に比較して深い場合

土圧計算点の掘削底面からの深さが、掘削幅に比較して深い場合には、すべり面が対面の土留め壁にかかるので、上記の方法や従来の方法では、受働土圧を計算できない。

a) 基本的な仮定

上記の土圧計算点の深さが掘削幅に比較して浅い場合の検討で使用した仮定のうち、①から⑧は全く同じとし、すべり面に関する仮定を以下のように修正するとともに、掘削の中心線での応力状態を以下のように仮定する。

⑨ 安定を考える土塊は、土留め壁、底部のすべり面、および掘削の中心線からなる部分を考える(図-2参照)。

⑩ 掘削の中心線では、ランキン・レザールの受働土圧式を修正した、次式で計算できる受働土圧が水平に作用しているものとする。

$$P_0 = \gamma_i z + \sigma_v + 2c_z \quad (13a)$$

$$\sigma_v = \frac{2}{B_0} \alpha z \left(\frac{1}{2} c_a z + c_b \right) \quad (13b)$$

$$c_z = c_a z + c_b \quad (13c)$$

ここに、 z : 掘削底面(上端)からの深さ

σ_v : 土留め壁表面のせん断抵抗による掘削の中心線での鉛直応力の増分

c_z : 深さ z における土の粘着力

上記⑩の仮定は、掘削の中心線は左右対称でせん断応力の発生が考えられないことから、主応力方向は水平と鉛直となり、ランキン・レザールの受働土圧と同様な仮定が成り立つと考え、式(13a)は一般的ランキン・レザールの式に土留め壁表面のせん断抵抗の影響を第2項として付け加えたものである。

第2項は、地表からの深さ z までの両側の土留め壁表面の全せん断抵抗力を掘削幅で除したもので、やや過大な値を与えることになるが、計算の簡単のためにこの仮定を採用し、未定係数 α の決定でこのことを考慮する。

b) 受働土圧の基本式の誘導

図-2を参照して、各部分の寸法と作用力は次式によって表される。

$$L = \frac{B_0}{2} \sec \theta \quad (14a)$$

$$z_0 = z - \frac{B_0}{2} \tan \theta \quad (14b)$$

$$W = \frac{\gamma_i B_0}{8} (4z - B_0 \tan \theta) \quad (14c)$$

$$F = \alpha z \left(\frac{z}{2} c_a + c_b \right) \quad (14d)$$

$$S = \frac{1}{2} L \{ c_a (z + z_0) + 2c_b \} \quad (14e)$$

$$P_0 = \frac{\alpha c_a}{3B_0} z_0^3 + \frac{1}{2} (\gamma_i + 2c_a + \frac{2}{B_0} \alpha c_b) z_0^2 + 2c_b z_0 \quad (14f)$$

ここに、 $L, \theta, z, W, \gamma_i, \alpha, F, c_a, c_b, S$: 式(3)参照。

B_0 : 掘削幅(全幅)

z_0 : 掘削の中心線での土塊の高さ

P_0 : 掘削の中心線での受働土圧の合力

土塊に作用する水平方向と鉛直方向の力の釣り合いを考える。

$$\sum H = 0 \text{ より } P_0 + S \cos \theta + R \sin \theta - P = 0 \quad (15a)$$

$$\sum V = 0 \text{ より } S \sin \theta - R \cos \theta + F + W = 0 \quad (15b)$$

ここに、 P : 土留め壁面の受働土圧の合力

R : すべり面に垂直な地盤反力

表-1 $\tan \theta_0$ の計算条件(計算点の深さの影響)

| 変 数 | 採 用 値 |
|---------------|--------------------------------------|
| 計算点の深さ | $z = 10, 15, 20 \text{ m}$ |
| 掘削幅 | $B_0 = 5, 10 \text{ m}$ |
| 土の粘着力の増加勾配 | $c_a = 0.20 \text{ tf/m}^2/\text{m}$ |
| 掘削底面における土の粘着力 | $c_b = 8.0 \text{ tf/m}^2$ |
| 土の単位体積重量 | $\gamma_i = 1.6 \text{ t/m}^3$ |

表-2 $\tan \theta_0$ の計算結果(計算点の深さの影響)

| z (m) | $\tan \theta_0$ | |
|-------|---------------------|----------------------|
| | $B_0 = 5 \text{ m}$ | $B_0 = 10 \text{ m}$ |
| 10 | 0.6676 | 0.6686 |
| 15 | 0.6675 | 0.6684 |
| 20 | 0.6674 | 0.6682 |

式(15)は土留め壁面の受働土圧の合力Pと、すべり面に垂直な地盤反力Rを未知数とする連立方程式である。これよりRを消去すると次式が得られる。

$$P = (S \sin \theta + F + W) \tan \theta + P_0 + S \cos \theta \quad (16)$$

式(16)の各項に、各数式を代入して整理すると、最終的に次式が得られる。

$$\begin{aligned} P = & -\frac{c_a B_0^2}{24} (3 + \alpha) \tan^3 \theta + \left(\frac{1}{2} c_a B_0 z + \frac{1}{2} B_0 c_b \right. \\ & + \frac{1}{4} \alpha c_a B_0 z + \frac{1}{4} \alpha c_b B_0 + \frac{1}{4} c_a B_0^2 \left. \right) \tan^2 \theta \\ & + (-c_a B_0 z - c_b B_0 - \frac{1}{8} c_a B_0^2) \tan \theta + \left(\frac{1}{3B_0} - \alpha c_a z^3 \right. \\ & + \frac{1}{2} \gamma_i z^2 + \frac{1}{B_0} \alpha c_b z^2 + c_a z^2 + 2c_b z + \frac{1}{2} c_a B_0 z \\ & \left. + \frac{1}{2} c_b B_0 \right) \end{aligned} \quad (17)$$

式(17)はすべり面の水平とのなす角 θ の関数となっているので、式(6)によりPが極値となる条件を求めることができる。式(17)を式(6)へ代入することにより次式が得られる。

$$\tan \theta_0 = \frac{C_2 - \sqrt{C_3}}{C_1} \quad (18a)$$

$$C_1 = \frac{c_a}{4} B_0^2 (3 + \alpha) \quad (18b)$$

表-3 $\tan \theta_0$ の計算条件($z=10 \text{ m}$)

| 変 数 | 採 用 値 |
|------------------|---|
| 計算点の深さ | $z = 10 \text{ m}$ |
| 掘削幅 | $B_0 = 5, 10, 15 \text{ m}$ |
| 土の粘着力の増加勾配 | $c_a = 0.0, 0.2, 0.4 \text{ tf/m}^2/\text{m}$ |
| 掘削底面における土の粘着力 | $c_b = 2.0, 8.0, 14.0 \text{ tf/m}^2$ |
| 土の単位体積重量 | $\gamma_i = 1.6 \text{ t/m}^3$ |
| 土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率 | $\alpha = 0.0, 0.5, 0.8, 1.0$ |

表-4 $\tan \theta_0$ の計算結果($\alpha = 0.5$)

| c_a (tf/m ² /m) | c_b (tf/m ²) | $\tan \theta_0$ | | |
|---------------------------------|-------------------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| | | $B_0 = 5 \text{ m}$ | $B_0 = 10 \text{ m}$ | $B_0 = 15 \text{ m}$ |
| 0.0 | 2.0 | 0.8000 | 0.8000 | 0.8000 |
| | 8.0 | 0.8000 | 0.8000 | 0.8000 |
| | 14.0 | 0.8000 | 0.8000 | 0.8000 |
| 0.2 | 2.0 | 0.8010 | 0.8022 | 0.8034 |
| | 8.0 | 0.8004 | 0.8008 | 0.8013 |
| | 14.0 | 0.8003 | 0.8005 | 0.8008 |
| 0.4 | 2.0 | 0.8014 | 0.8030 | 0.8060 |
| | 8.0 | 0.8007 | 0.8014 | 0.8022 |
| | 14.0 | 0.8005 | 0.8009 | 0.8014 |

$$C_2 = \frac{1}{2} B_0 (2c_a z + 2c_b + \alpha c_a z + \alpha c_b + c_a B_0) \quad (18c)$$

$$C_3 = C_2^2 - \frac{1}{2} c_a B_0^3 (3 + \alpha) (c_a z + c_b + \frac{1}{8} c_a B_0) \quad (18d)$$

式(18a)により求められるすべり面の水平とのなす角 θ_0 の変動幅を知るために、表-1に示す条件に対して $\tan \theta_0$ 計算を実行し、その結果を表-2示した。これによると、すべり面の水平とのなす角 θ_0 は、計算点の深さ z に関係なくほぼ一定であることがわかる。

表-2によると、掘削幅を変えてもすべり面の水平とのなす角 θ_0 はほとんど同じ値となるので、他の変数に対する感度も低いことが類推できることから、表-3に示した条件で $\tan \theta_0$ を計算して表-4, 5, 6に示した。なお、 $\alpha = 0$ の場合は全ケースで $\tan \theta_0 = 1$ となる。

以上の計算結果から、土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率 α の変化に伴って $\tan \theta_0$ も変化し、 α が大きくなると $\tan \theta_0$ は小さくなるものの、粘着力に関する定数 c_a, c_b 、および掘削幅 B の変化にはほとんど関係しないことがわかる。

表-5 θ_0 の計算結果 ($\alpha = 0.8$)

| c_a (tf/m ² /m) | c_b (tf/m ²) | tan θ_0 | | |
|---------------------------------|-------------------------------|--------------------|---------------------|---------------------|
| | | $B_0 = 5\text{ m}$ | $B_0 = 10\text{ m}$ | $B_0 = 15\text{ m}$ |
| 0.0 | 2.0 | 0.7134 | 0.7134 | 0.7134 |
| | 8.0 | 0.7134 | 0.7134 | 0.7134 |
| | 14.0 | 0.7134 | 0.7134 | 0.7134 |
| 0.2 | 2.0 | 0.7162 | 0.7182 | 0.7203 |
| | 8.0 | 0.7150 | 0.7158 | 0.7166 |
| | 14.0 | 0.7147 | 0.7152 | 0.7157 |
| 0.4 | 2.0 | 0.7168 | 0.7196 | 0.7227 |
| | 8.0 | 0.7155 | 0.7168 | 0.7182 |
| | 14.0 | 0.7151 | 0.7160 | 0.7168 |

表-6 θ_0 の計算結果 ($\alpha = 1.0$)

| c_a (tf/m ² /m) | c_b (tf/m ²) | tan θ_0 | | |
|---------------------------------|-------------------------------|--------------------|---------------------|---------------------|
| | | $B_0 = 5\text{ m}$ | $B_0 = 10\text{ m}$ | $B_0 = 15\text{ m}$ |
| 0.0 | 2.0 | 0.6667 | 0.6667 | 0.6667 |
| | 8.0 | 0.6667 | 0.6667 | 0.6667 |
| | 14.0 | 0.6667 | 0.6667 | 0.6667 |
| 0.2 | 2.0 | 0.6690 | 0.6716 | 0.6743 |
| | 8.0 | 0.6676 | 0.6686 | 0.6695 |
| | 14.0 | 0.6672 | 0.6678 | 0.6684 |
| 0.4 | 2.0 | 0.6699 | 0.6733 | 0.6771 |
| | 8.0 | 0.6682 | 0.6699 | 0.6716 |
| | 14.0 | 0.6678 | 0.6688 | 0.6699 |

表-7 α と tan θ_0 との関係

| α | 0.0 | 0.5 | 0.8 | 1.0 |
|----------------|--------|--------|--------|--------|
| tan θ_0 | 1.0000 | 0.8011 | 0.7161 | 0.6689 |

したがって、すべり面の水平とのなす角 θ_0 を土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率 α のみの関数として与えることにし、各 α に対する tan θ_0 の平均値と α の関係を表-7に示した。

両者の関係を直線で近似すると次式を得る。

$$\tan \theta_0 = 1 - 0.35 \alpha \quad (19)$$

式(19)を式(17)へ代入して受働土圧の合力 P を求め、 P を z で微分することにより、受働土圧は次式で与えられる。

$$P_P = \frac{\alpha c_a}{B_0} z^2 + \left(\gamma_t + \frac{2 \alpha c_b}{B_0} + 2c_a \right) z + B_0 \alpha c_a (0.031 \alpha^2 - 0.114 \alpha + 0.25) + 2c_b \quad (20)$$

得られた受働土圧の計算式は、掘削底面からの深さ z の2次式となっているが、掘削土留め工の応力と変形の計算に広く使用されている弾塑性法では、受働土圧を z の1次式で与えるのが一般的であることから、式(20)を1次式で近似することを考える。

式(20)は z^2 の係数が正となっていて、深くなれば1次式に比較して大きな値となるので、1次式で近似することは安全側となること、また実際の掘削工事の設計では、掘削底面から極端に深い点での受働土圧を必要とすることは稀であることなどを考えて、 $z = B_0$ の場合に式(20)と、求める近似式とが一致するように1次式の係数を決定する。また式(20)の第3項は影響が小さいので省略することとする。このような簡単化を図ると次式を得る。

以上により、受働土圧の基本式として式(20)およびその近似式(21)が得られた。以下の検討では、近似基本式として式(21)を採用する。

c) 基本式の吟味

受働土圧の基本式(21)において $\alpha = 0$ 、 $C_a = 0$ とおくと、式(11)と全く同じ結果が得られる。すなわち、式(21)はランキン・レザールの受働土圧式を包含する一般的なものであることがわかる。両側の土留め壁表面のせん断抵抗がない場合には、地盤内の主応力は鉛直と水平となり、受働土圧はランキン・レザールの受働土圧に等しくなることが知られているが、上述のように式(21)で $\alpha = 0$ の条件を設定すると、そのことが達成されている。

(3) 基本式の使い分け

以上の検討により、土留め壁表面のせん断抵抗が存在する状態の受働土圧の基本式を、土圧計算点の深さが浅い場合と深い場合に分けて誘導した。実際の問題では、土圧計算点は浅い点から深い点まで連続しているので、式(9)と式(21)の使い分けを決める必要がある。

掘削幅に比較して土圧の計算点が浅く、すべり面が対面の土留め壁表面にかからない場合には式(9)が、また計算点が深い場合には式(21)が成立するので、式(9)と式(21)の使い分けは図-3に示すように、式(9)と式(21)の大きな方を採用することが適切である。

表-8 有限要素法による計算ケース

| ケース | 条件 |
|-----|---|
| N | 基本的なケース(表-9に示す条件). |
| B-1 | ケース[N]の B_0 を $B_0=5\text{m}$ に変更. |
| B-2 | ケース[N]の B_0 を $B_0=10\text{m}$ に変更. |
| C-1 | ケース[N]の c_a, c_b を $c_a=0.0, c_b=10.0$ に変更. |
| G-1 | ケース[N]の γ_i を $\gamma_i=1.4$ に変更. |
| G-2 | ケース[N]の γ_i を $\gamma_i=1.8$ に変更. |
| W-1 | 掘削底面に初期荷重($w=16.0$)を載荷. |
| F-1 | 土留め壁表面のせん断抵抗を削除. |
| D-1 | 土留め壁の水平変位を逆三角形に変更. |

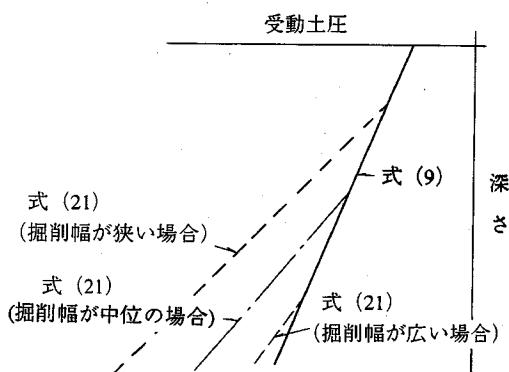


図-3 受動土圧の基本式の使い分け

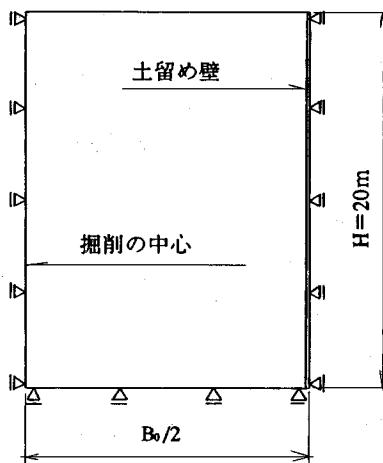


図-4 有限要素法計算モデルの概要

3. 有限要素法による受動土圧の計算

(1) 有限要素法計算モデルと計算方法

受動土圧の基本式の妥当性の確認と、基本式に含まれている未定係数である土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率 α の値を特定するために、有限要素法により受動土圧の計算をする。

計算には図-4に示す有限要素法計算モデルを使用するが、これは解析の対象を土留め壁根入れ部の掘削面側地盤としたもので、鉛直方向の高さを 20m とし、水平方向は 2.5m から 20m まで変化させる。また土留め壁はモデルの全高さにわたって存在するものとする。

以下にこのモデルの特徴と計算方法を示す。

- ① 対称性を考え、そのうちの半断面を対象とする。
- ② 地盤は弾塑性の面要素(平面ひずみ)で表現する

表-9 基本ケース[N]の計算条件

| 項目 | 考え方、設定値 |
|-----------------|-----------------------------------|
| モデルの幅 | $B_0/2=10\text{m}$ |
| モデルの高さ | $H=20\text{m}$ |
| 土の粘着力の増加勾配 | $c_a=0.32\text{ tf/m}^2/\text{m}$ |
| 掘削底面(上端)での土の粘着力 | $c_b=6.4\text{ tf/m}^2$ |
| 土の内部摩擦角 | $\phi=0$ |
| 土の変形係数 | $E=153.6z+3072\text{ tf/m}^2$ |
| 土のボアソン比 | $\nu=0.48$ |
| 土の単位体積重量 | $\gamma_i=1.6\text{ t/m}^3$ |
| 土留め壁の軸方向剛性 | $EA=2100000\text{ tf}$ |
| せん断ばね(ジョイント) | $K_r=1000\text{ tf/m}^3$ |
| 垂直ばね(ジョイント) | $K_n=1000\text{ tf/m}^3$ |
| 土留め壁表面の最大せん断抵抗 | $\tau_{max}=c_a z+c_b$ |
| 土留め壁の水平変位の形状 | 平行(深さに無関係) |

こととし、深さ方向に 20 等分、水平方向は最小寸法が 1m 以下で、かつ 5 等分以上の分割となる要素分割とする。また弾塑性の計算はドラッカー・ブーラーガーの方法による。

- ③ 土留め壁は弾性のはり要素で表現する。
- ④ 土留め壁と地盤との間にはせん断に対して弾塑性の挙動をするジョイント要素を入れる。なお垂直方向(土留め壁直交方向)には弾性とする。
- ⑤ 土留め壁の下端は鉛直方向に固定されていて、上下に動かないものとする。
- ⑥ 計算は初期状態の計算、土留め壁の挿入、土留め壁の強制変位の導入(20ステップに分割)の手順により、全部で22ステップの計算を行う。なお、掘削底面に初期荷重を載荷するケースでは、掘削底面荷重を含む初期状態の計算、土留め壁の挿入、掘削底面荷重の除荷、土留め壁の強制変位の導入の手順により、全部で23ステップの計算を行う。
- ⑦ 計算は荷重増分法により行う。
- ⑧ 地盤の初期状態は、土留め壁とジョイント要素が挿入されない状態で、静止土圧が作用しているも

のとする。そして初期状態の計算の完了後に、ジョイント要素と土留め壁を代表するはり要素を追加する。

⑨土留め壁の水平変位は全体が平行に変位するものおよび頭部が大きい逆三角形状のものを考える。なお、強制変位を与える土留め壁を弾性のはりとして表現したのは、地盤と土留め壁の間にジョイント要素を挿入するために必要であることと、土留め壁の軸方向剛性が計算結果に影響することを想定したことによる。

(2)有限要素法の計算条件

受働土圧に影響する要因として、以下のものを考える。

a)掘削形状に関するもの……掘削幅

b)地盤に関するもの……土の粘着力、土の単位体積重量、初期の掘削底面荷重による応力

c)土留め壁と地盤との間に関するもの……土留め壁表面のせん断抵抗、土留め壁水平変位の形状

上記のパラメータを変化させて表-8に示す計算ケースを設定した。すなわち、基本的なケースを設定して、そのケースのパラメータを一個ずつ変化させる。

以下に、各パラメータの設定に関する基本的な考え方を示す。

a)基本ケース[N]

掘削形状と地盤について標準的な値を考えることとし、その具体的な考え方と設定値を表-9に示した。

b)掘削幅の影響[B]

B_0 の値として基本ケース($B_0=20m$)に加えて、 $B_0=5, 10m$ の2ケースを追加する。

c)土の粘着力の影響[C]

基本ケースでは、一般的地盤と同様に土の粘着力は深さとともに増加することとしたが、土の粘着力が深さとは無関係に一定な場合の検討をするために、粘着力の増加勾配を $c_s = 0.0$ とし、地表面での粘着力を $c_b = 10.0 \text{ tf/m}^2$ とするケースを追加する。

d)土の単位体積重量の影響[G]

基本ケース($\gamma_s = 1.6t/m^3$)のほかに、土の単位体積重量として $\gamma_s = 1.4t/m^3$ と $\gamma_s = 1.8t/m^3$ の2ケースを加えて全部で3ケースとする。

e)初期応力の影響[W]

実際の掘削工事では、掘削面側地盤は掘削による鉛直方向応力の減少と、土留め壁の変位に伴う水平方向の応力増加が組み合わされた状態で発生し、単に土留め壁が変位する状態より、鉛直応力の減少により土留め壁表面には大きなせん断応力が発生するとも考えられる。

こうした状態を再現するために、最初に掘削底面

表-10 受働土圧の比較(初期応力、変形形状の影響)[tf/m²]

| 計算点の深さ | ケース[N] | ケース[W-1] | ケース[D-1] |
|----------------------|--------|----------|----------|
| $z = 3.5 \text{ m}$ | 24.94 | 25.01 | 25.33 |
| $z = 8.5 \text{ m}$ | 37.02 | 37.01 | 37.49 |
| $z = 13.5 \text{ m}$ | 51.51 | 51.56 | 51.43 |

上に $w=16.0 \text{ tf/m}^2$ の等分布荷重が作用している状態で土留め壁を挿入し、その後に掘削底面上の荷重を除去し、次に土留め壁を強制的に水平に変位させる。

f)土留め壁の表面のせん断抵抗の影響[F]

基本ケースでは、土留め壁表面のせん断抵抗として地盤の粘着力と同じ値を考えたが、受働土圧に及ぼす土留め壁表面のせん断抵抗の影響を見るために、土留め壁表面のせん断抵抗がなく、土留め壁と地盤とが抵抗なしにすべる状態を考える。

g)土留め壁の水平変位の形状の影響[D]

掘削底面地盤が安定した状態での土留め壁の変形は、掘削底面付近で最大で、掘削底面から深くなるのに従って小さくなるのが一般的である。しかし、土留め壁の受働土圧が特に問題となる掘削底面が不安定となる直前の状態では、土留め壁の変位は深くなるのに従って大きくなることがある。

このようなことから、基本ケースでは土留め壁の水平変位を平行としたが、ここでは一般的な変位を想定して、地表で最大となる逆三角形の変位を考える。

(3)有限要素法の計算結果と分析

以上のように設定した各ケースの計算結果から、以下の条件を全て満足する地盤反力を受働土圧と見做して各要因の影響を分析する。

○土留め壁各点の水平変位に関係なく、ほぼ一定の値となっていること。

○土留め壁と地盤との間に挿入したジョイント要素は、着目している点より上方の全ての要素で、せん断成分が塑性状態となっていること。

○土留め壁に隣接する地盤要素は、着目している深さより上方の全ての要素で塑性状態となっていること。

a)初期応力の影響(ケース[W])

初期応力の影響を見るために、基本ケース[N]とケース[W-1]の受働土圧の計算結果を表-10に示した。この表から、両ケースの計算結果はほぼ一致していることがわかる。すなわち、地盤が塑性化することによって、初期応力の影響は消散することを示していて、このような現象は塑性状態では当然の現象で

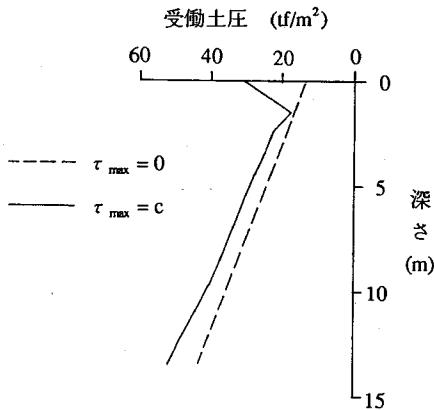


図-5 受働土圧の比較(土留め壁表面のせん断抵抗の影響)

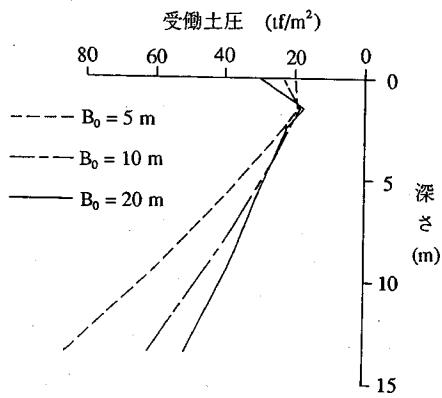


図-6 受働土圧の比較(掘削幅の影響)

ある。したがって、受働土圧の計算には初期応力の影響を考える必要がない。

b) 土留め壁水平変位の形状の影響(ケース[D])

土留め壁水平変位の形状の相違による受働土圧の計算結果を表-10に合わせて示した。土留め壁を平行に強制変位させたケース[N]と、上端の水平変位を大きくした逆三角形の水平変位を強制させたケース[D-1]との受働土圧の計算結果は、ほぼ一致した。したがって、初期応力の影響と同様に、受働土圧の計算には土留め壁の変形形状を考慮する必要がない。

c) 土留め壁表面のせん断抵抗の影響(ケース[F])

土留め壁表面のせん断抵抗の影響を調べるために、図-5に基本ケース[N]とケース[F-1]の計算結果を比較して示した。

この図によると、土留め壁表面のせん断抵抗が存在する基本ケース[N]の受働土圧は、土留め壁表面のせん断抵抗がないケース[F-1]の受働土圧に比較して大きくなっていることがわかる。これは土留め壁

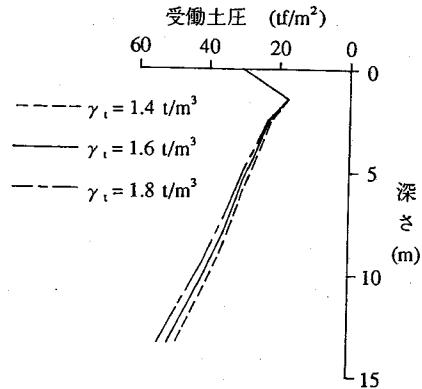


図-7 受働土圧の比較(土の単位体積重量の影響)

表面のせん断抵抗によって、地盤中の鉛直応力が大きくなっていることによると考えられる。

またケース[F-1]の受働土圧の分布は直線となっているのに対して、基本ケース[N]の受働土圧の分布は、地表面付近で複雑な形状となっていることと、それ以下でも直線とはなっていないことが特徴である。

以上の計算結果から、受働土圧に及ぼす土留め壁表面のせん断抵抗の影響は大きく、無視できないものであることがわかる。

d) 掘削幅の影響(ケース[B])

受働土圧に及ぼす掘削幅の影響を見るために、ケース[N]とケース[B-1],[B-2]の受働土圧の計算結果を比較して図-6に示した。

この図から、受働土圧に及ぼす掘削幅の影響は非常に大きいことがわかる。掘削幅の影響は、主として受働土圧の勾配に影響を与え、掘削幅が狭いケース[B-1]の受働土圧の勾配は、基本ケース[N]のそれのほぼ2倍となっている。

掘削幅が狭いケース[B-1]の受働土圧分布は直線ではなく曲線となっていて、前述の基本式(20)の考え方と一致するものである。また比較的掘削幅が広いケース[N]では、 $z=9\text{m}$ 付近で折れ曲がる直線分布となっていて、折れ点より上方では式(9)が適用でき、それ以下では式(21)が適用できることが推定できる。すなわち図-3の土圧分布が示されていると考えられる。

e) 土の単位体積重量の影響(ケース[G])

土の単位体積重量が受働土圧に及ぼす影響を見るために、図-7に計算結果を比較して示した。

一般に、土の単位体積重量の増加とともに受働土圧も増加する。また前述の受働土圧の基本式(21)でも同様な関係が成り立っている。図-7を見ると、有限要素法の結果でも、このような関係が成立するこ

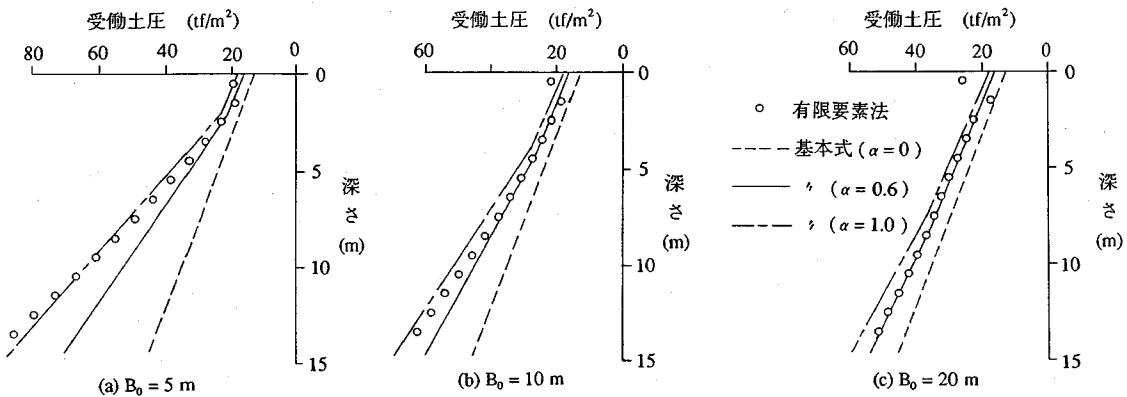


図-8 土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率の決定

とが確認できる。

4. 受働土圧の計算式の提案

以上の有限要素法の結果から、受働土圧の計算式に取り入れる必要のあるパラメータは、土圧計算点の深さ、掘削幅、土留め壁表面のせん断抵抗、土の単位体積重量であることがわかった。

また、上記の有限要素法の計算結果と分析の項では扱わなかったが、受働土圧が地盤の強度と関係があることは明白であり、土の粘着力もパラメータに含める必要がある。

一方、直線すべり面を仮定した土塊の安定から、土圧計算点の深さが掘削幅に比較して浅い場合には式(9)が、また土圧計算点が深い場合には式(21)が基本式として誘導されたが、これらの式には上記のパラメータの全部が考慮されている。したがって、基本式(9),(21)に含まれている未定係数である土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率 α を適切に設定することにより、有限要素法から得られた受働土圧を近似できる計算式が提案できることになる。

このような観点で、土留め壁表面の最大せん断抵抗が地盤の粘着力に等しいと仮定した有限要素法から求められる受働土圧と、 $\alpha=0, 0.6, 1.0$ として式(9),(21)から得られる計算値を比較して図-8に示した。

(a)図は、 $B_0=5\text{m}$ に対する比較結果を示しているが、これより有限要素法の計算結果と基本式の計算結果とは、土圧計算点が浅い場合には $\alpha=0.6$ とした計算が、また深い場合には $\alpha=1.0$ とした計算が近似することがわかる。掘削幅が狭いこのケースでは、有限要素法の計算結果は式(20)の第1項の影響が大きく曲

線性が強いので、受働土圧を基本式(21)のように直線式とすると、土圧計算点が深くなるのにしたがって、基本式の計算結果と有限要素法の計算結果とは一致しなくなる。

$B_0=20\text{m}$ に対する比較結果を示した(c)図では、有限要素法の計算結果と基本式の計算結果とは、基本式の未定係数として $\alpha=0.6$ とした計算が近いことがわかる。この場合には浅い点も深い点も基本式の値と有限要素法の値とはほぼ等しい値となった。また(b)図の $B_0=10\text{m}$ に対する比較結果は、(a)図と(c)図の中間の状態にある。

ケース[F-1]を除く有限要素法の計算では、土留め壁表面のせん断抵抗を地盤の粘着力と等しい値としているので、土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率は $\alpha=1$ となるべきものであるが、式(13a)での仮定およびすべり面を直線としたことによる誤差のために、土圧計算点が浅い部分では α は1より小さな値となつた。すなわち、土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率 α は理論式に含まれる若干の誤差を補正する意味も含んだ係数となっている。

以上の検討から、土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率は、掘削幅が狭い場合には少し安全側の値を与えるが、次式の値を採用することが適切であると判断される。

$$\alpha = 0.6 \quad (22)$$

以上により、掘削土留め工の設計に使用する掘削面側の受働土圧としては式(9),(21)を図-3のように使い分けて使用することを提案したい。なお、両式に含まれる土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率は式(22)により求める。

以上に述べた受働土圧の計算式は、土の粘着力と

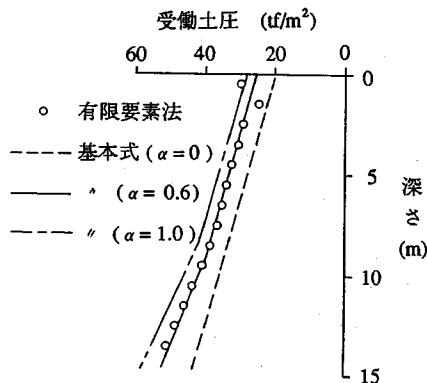


図-9 基本式の検証(土の粘着力が一定の場合)

変形係数が深さとともに増加する地盤を対象として導いたが、粘着力と変形係数が深さに関係なく一定な状態に対するこの式の適用性を検討するために、有限要素法の計算ケース[C-1]の結果と、提案式(21)、(22)の計算値を比較して図-9に示した。この図より、両者はほぼ近似していて、受働土圧の計算式(21)、(22)が土の粘着力の変化に対しても有効であることがわかる。

5. 既往の研究との比較

ここで提案した受働土圧の計算式の適用性を見るために、既往の研究との比較を行う。

古典的な受働土圧の計算式であるランキン・レザールの計算式との照合は、基本式の誘導の際に既に行っているので、ここでは杉本ら¹³⁾の行った粘性土に対する模型実験の結果と照合する。

杉本らは、掘削幅の広い粘性土を対象として受働土圧の模型実験を行い、以下の結論を得ている。

①土留め壁を水平(形状は逆三角形)に押した場合、

地盤の破壊は地表面から生じ、土留め壁の水平変位の増加に伴って上端部から徐々に深くなっていく。

②受働土圧の大きさは、一軸圧縮強度かそれより少し大きい。

そして図-10に示すような受働土圧を報告している。図-10の実験値は、土留め壁に強制変位を与えた際の土圧の増分のみを示したものであり、ここで提案した受働土圧の計算式(9)から、土留め壁変位以前の土圧を差し引いたものと比較する必要がある。この実験が軟弱な飽和粘性土を対象としたものであ

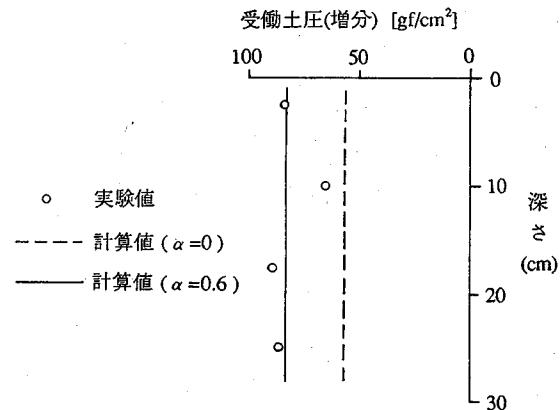


図-10 実験値と計算値の比較

ることから、土留め壁変位以前の土圧を全土かぶり圧力と等しいと仮定して、式(9)よりそれを差し引いて求められる計算値を図-10に比較して示した。

これより、土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率を $\alpha=0.6$ とした計算値と実験値は近似したものとなっていることがわかる。また、実験値は地表面付近で変動しているが、この傾向はここで検討に使用した有限要素法の計算結果においても確認できる事柄である(たとえば図-8(c)参照)。

6. まとめ

本論文では、二次元状態の粘性土地盤に限定して、土留め工の設計に使用する受働土圧について、直線すべり面を仮定して基本式を誘導し、この基本式の妥当性の確認と基本式に含まれる未定係数を決定する目的で有限要素法による検討を行った。このようにして得られた受働土圧の計算式の妥当性を、有限要素法の数値計算ならびに既往の実験結果との対比等により検討した。この結果、以下の事柄が明かとなった。

- ①受働土圧に影響を及ぼす要因は、土圧計算点の深度、掘削幅、土留め壁表面のせん断抵抗、土の単位体積重量である。
- ②受働土圧は、土留め壁の水平変位の形状や初期応力の影響をほとんど受けない。
- ③土留め壁表面のせん断抵抗がない場合の受働土圧は、掘削幅に関係なくランキン・レザールの受働土圧式が使用できる。
- ④土留め壁表面のせん断抵抗がある場合の受働土圧は、従来から使用してきたランキン・レザール

の受働土圧より大きくなる。

- ⑤土留め壁表面のせん断抵抗がある場合の受働土圧は、土圧計算点が浅い場合と深い場合とでは、力学的機構が異なる。その結果、土圧計算点が浅い場合の土圧は深さの1次式であるのに対し、深い場合の厳密解は2次式となる。なお、ここで「浅い」「深い」の区分は絶対値ではなく掘削幅との関係である。
- ⑥土留め壁表面のせん断抵抗が地盤の粘着力に等しい場合の、基本式による受働土圧と、有限要素法により求められる受働土圧とは、土留め壁のせん断抵抗の稼働率を、 $\alpha=0.6$ とするとほぼ近似する。ただし、土留め壁表面のせん断抵抗は土留め壁の種類により異なるものであり、地盤の粘着力より小さい場合には $\alpha=0.6$ とすることは危険である。

- ⑦以上の検討結果を踏まえて、土留め壁表面のせん断抵抗がある場合の受働土圧の計算式を提案したが、この受働土圧の計算式は、模型実験の結果を合理的に説明できる。

以上により、二次元状態の粘性土地盤に対する土留め工の設計に使用する受働土圧の計算式を提案できた。なお、この受働土圧の計算式は掘削工事の土留め壁以外にも使用できるものである。

参考文献

- 1) 土木学会:トンネル標準示方書(開削編)・同解説, 1986.6.

- 2) 中村兵次,中沢章:掘削工事における土留め壁応力解析,土質工学会論文報Vol.12,No.4,pp.96-103,1972.
- 3) 日本建築学会:山留め設計施工指針,1988.1.
- 4) Peck: Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago Subway , Trans. ASCE, pp.1008-1036, 1943.
- 5) Terzaghi, Peck: Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc. 1948.
- 6) Tschebotarioff: Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, McGraw-Hill,1951.
- 7) 日本道路協会:共同溝設計指針, 1986.
- 8) 首都高速道路公団:仮設構造物設計基準,1990.10.
- 9) 柳田真司,渡部留雄,山口伊佐雄,中村兵次,水谷 進:掘削土留め工の設計用側圧に関する研究(その1:掘削前の側圧及び背面側圧), 第16回土質工学研究発表会, pp.1445-1448, 1981.
- 10) 中村兵次,平島健一:粘性土地盤における掘削土留め工の設計用背面側土圧に関する研究,土木学会論文集No.504/6-25,pp.147-156,1994.12.
- 11) 日本鉄道建設公団:深い掘削土留め工設計指針(案), 1992.3.
- 12) 土質工学会:土の強さと地盤の破壊入門, 1987.7.
- 13) 杉本隆男,佐々木俊平:粘性土地盤の受働破壊に関する土槽実験, 第21回 土質工学研究発表会, pp.1413-1416, 1985.6.

(1995.6.15 受付)

A STUDY ON PASSIVE EARTH PRESSURE ACTING ON THE EMBEDMENT OF AN EARTH RETAINING WALL FOR BRACED EXCAVATION WORK IN COHESIVE SOIL

Hyoji NAKAMURA and Kenichi HIRASHIMA

Passive earth pressure exerts a great influence on the stress and deformation of earth retaining walls in braced excavation. To calculate this pressure, conventional ultimate earth pressure equation, or Rankine-Resal's and Coulomb's equation, are currently applied respectively to cohesive and sandy soil. However, these conventional equation to determine passive earth pressure do not adequately take into account the excavation width during work and the shearing resistance on the earth retaining wall surface.

This paper deals with cohesive soil only, deriving a calculation equation for passive earth pressure, which takes into account excavation width and the shearing resistance of the earth retaining wall surface. Then, constants in this equation are determined using the calculation results obtained from the finite element method with elasto-plastic elements. The calculation results are also compared with measured values in the model test in order to check the applicability of the calculation equation for passive earth pressure thus obtained. Finally, this paper proposes a practicable calculation equation for passive earth pressure.

PC/UNISSF

Ver.3.0 for Windows

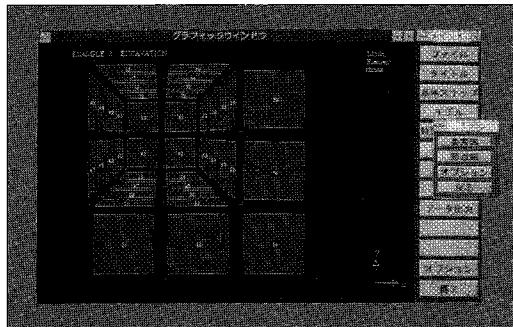
“PC/UNISSF Ver.3.0”は、すでに汎用機やEWSで実績のある準3次元広域地下水変動解析プログラム、UNISSF(V-2)に強力なプリ・ポスト処理プログラムを付加し、Windows版として新登場しました。このプリ・ポストプログラムは、マウスを使ったメニュー形式の導入、画面上での入出力等の機能により、すぐれた操作性をもたらします。

新登場!

プログラムの特徴 (☆印は新機能)

■プリ処理

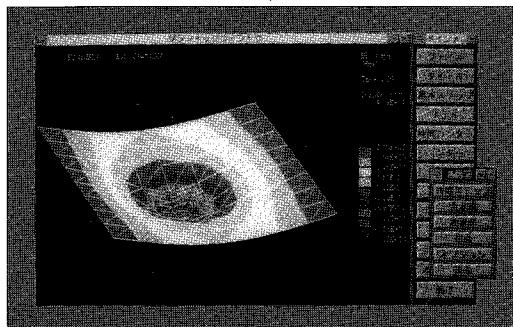
- ☆モデル作成のためのメッシュジェネレート機能
- ★地層データ、初期水位データ等の自動発生機能
- ☆モデル図を参照しながら、境界条件等各種データの入力、修正が可能
- ☆マウス入力とメニュー形式による操作性の向上



【モデル図】

■解析機能

- ☆汎用機、EWS版と同一機能(順解析)、同一データフォーマット
- ☆約3000~10000節点までのモデルが解析可能
- ★降雨・揚水井・浸出面の取り扱いが可能
- ★水位・流量の経時変化
- ★境界条件の変更、材質の変更
- ★掘削機能・簡易漏水機能
- ★初期定常計算・非定常計算・最終定常計算



【全水頭コンター】

■ポスト処理

- ☆線画に加えて画面塗りつぶし処理が可能
- ☆水位の時間変化が簡単にグラフ化可能
- ☆マウス入力とメニュー形式による操作性の大幅な向上

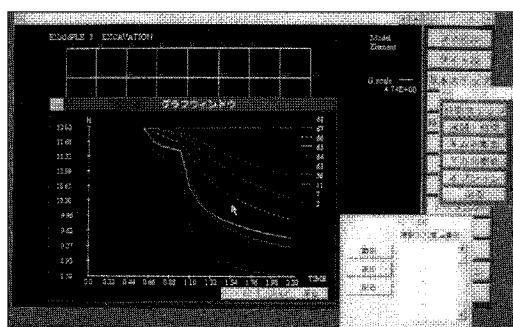
動作環境

Windows Ver.3.1

CPU : 80386 以上 (推奨 80486DX 33MHz以上)

RAM : 8MB 以上

ハードディスク空容量 : 10MB以上



【水位変化グラフ】

- ・UNISSFは情報処理振興事業会の委託を受けて当社で開発したプログラムです。
- ・Windowsは米国マイクロソフト社の商標です。

日本技術開発院資料室

問い合わせ先

株式会社CRC総合研究所

西日本事業部 科学システム営業部

〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3

TEL.06-241-4730 (担当/岩崎)



* 8 0 1 1 9 6 4 *

認可法人

里振興事業協会 (IPA)

芝公園3丁目1番38

1

FEM Analysis CAE Seminar

土木設計技術者のためのFEM解析セミナー

次の日から
即戦力!

参加費用
無料

最近のCAEニーズの高まりにより、土木建設分野においても、解析専門家でなくともFEM解析を利用しなければならないケースが増えています。しかしFEM解析には、まだまだ専門的知識や利用経験で蓄積されるノウハウを必要とするのも事実です。

そこで、このようなニーズに答えるべく、CRCでは長年の解析業務、ソフト開発を通して得た豊富な実績を基に「パソコンによるFEM解析セミナー」を開催いたします。

本セミナーでは、具体的な例題を用いて解析初心者が悩まされる問題に対する注意点を整理し、解析基礎知識の習得を目的としています。

是非、本セミナーを貴社における業務にお役立て下さい。

セミナー内容

1時限目

地盤安定解析 使用プログラム [Mr. SOIL]

例：近接施工による地盤安定解析
トンネル掘削による地盤安定解析 他

2時限目

浸透流解析 使用プログラム [PC/UNISSF]

例：掘削による周辺地盤の地下水変動解析 他

3時限目

地盤動的解析 使用プログラム [FLAC]

例：有効応力法による防波堤の液状化解析 他

セミナー開催日と開催会場

大阪会場
(定員50名)

平成8年1月31日(水) 13:00~16:30

大阪市中央区久太郎町4-1-3

株式会社CRC総合研究所 西日本事業部
伊藤忠ビル B4-01Bセミナールーム

東京会場
(定員50名)

平成8年2月7日(水) 13:00~16:30

東京都江東区南砂2-7-5

株式会社CRC総合研究所 科学システム事業部
CRC本社ビル 1F研修ルーム

●お申し込みいただいたお客様には、「セミナー詳細ご案内」をお送り致します。

お申し込みはFAXで。必要事項をご記入のうえ、今すぐお送り下さい。

本セミナーに参加します。

東京会場／大阪会場

株式会社 CRC総合研究所

FAX to CRC 東京! 03-5634-7337

科学システム事業部
建設エンジニアリング部
担当／大島 TEL 03-5634-5789

FAX to CRC 大阪! 06-241-4136

西日本事業部 科学システム営業部
担当／村中 TEL 06-241-4730

なお、定員になり次第受付を締切させていただきますのでご了承下さい。