

# 粘性土地盤における掘削土留め工背面側の水平地盤反力係数と最小土圧の設定方法

中村兵次<sup>1</sup>・鈴木久尚<sup>2</sup>・平島健一<sup>3</sup>

<sup>1</sup>フェロー会員 工博 パシフィックコンサルタンツ(株)取締役 (〒206-8550 東京都多摩市関戸1-7-5)

<sup>2</sup>正会員 パシフィックコンサルタンツ(株)トンネル部次長 (〒163-0370 東京都新宿区2-7-1)

<sup>3</sup>正会員 工博 山梨大学工学部土木環境工学科教授 (〒400-0016 山梨県甲府市武田4丁目)

地盤改良工法や切ばりプレロード工法を採用した掘削土留め工では、一般的な場合に比較して土留め壁の変形が小さく、結果として背面側土圧が一般的な場合より大きくなると考えられることから、背面側土圧を土留め壁の変位に関係なく既知量として与える設計方法を用いることは適切ではない。このような場合には、背面側にも地盤ばねを考える計算法を使用することが考えられるが、そこで必要となる背面側の水平地盤反力係数と最小土圧の設定には確立された方法がない。本論文では、有限要素法を用いた数値計算結果に基づいて、背面側の水平地盤反力係数と最小土圧の設定方法を提案するとともに、その提案を掘削面側地盤を改良した現場と切ばりプレロード工法を採用した現場へ適用した結果についても述べる。

**Key Words :** braced excavation, ground spring method, earth retaining wall, earth pressure, horizontal subgrade reaction coefficient

## 1. まえがき

掘削土留め工の設計には、土留め壁を弾性のはり、切ばり支点を弾性支承、そして地盤の抵抗を弾塑性の分布ばねとしてモデル化する、いわゆる「弾塑性法」が広く使用されている<sup>1), 4)</sup>。この弾塑性法は、背面側土圧の扱い方により、①背面側土圧を土留め壁の変位と関係なく既知量として与える方法<sup>2)</sup>と、②土留め壁背面にも掘削面側と同様に地盤ばねを想定することにより背面側土圧を土留め壁の変位と関係付ける方法<sup>3)</sup>との、2方法に大別できる<sup>1)</sup>。

掘削面側にのみ地盤ばねを有する①の方法の方が先に実用に供せられたが、これは実測値に基づいた背面側土圧に関する研究が精力的に行われたこと、②の方法で使用する背面側ばねの値(水平地盤反力係数)や最小土圧の合理的な設定方法が確立していないこと、および②の方法では背面側地盤の局部変位に対する連続体としての応力再配分作用としてのグラウンドアーチの影響を考慮できることなどが、その主な理由と考えられる。

①の方法に用いる背面側土圧の設定方法として、数多くの現場で得られた土圧の実測値を、設計用に整理した土圧式が広く使用されているが<sup>1), 4)</sup>、これらの土圧の設定式は、土圧計算点の深さ、各掘削時

の掘削深さ、土の単位体積重量および強度の関数として与えられている。

一方、著者らは地盤を弾塑性体とした有限要素法モデルを用いて掘削過程の解析を行い、その結果を整理して、①の方法に用いる新たな背面側土圧の設定方法を提案した<sup>5)</sup>。この提案は、従来から要因として考えられてきた掘削深さ、地盤の単位体積重量と強度の他に、掘削前の静止土圧と、土留め壁の変位に関する要因(掘削幅、土留め壁の曲げ剛性、切ばりのばね定数、および掘削面側地盤の安定数)を含んだものとなった。

著者らの提案した背面側土圧の設定式が、土留め壁の変位に関する要因を含んでいることは、①の方法に比較して②の方法の方が汎用性があることを意味している。特に、地盤改良工法やプレロード工法を採用する場合のように、土留め壁の変位が一般的な場合に比較して著しく小さくなる場合には、著者らの提案した土圧の設定式を使用するとしても、このような場合の土圧を適切に表現しないことから、①の方法より②の方法を使用する方が合理的であると考えられる。なお地盤改良や切ばりプレロードを行わない一般的の場合には、①の方法を使用することとして、これに著者らの提案した背面側土圧を入力することにより、背面側地盤のグラウンドアーチも

考慮することができるので、合理的な設計ができる。

前述のように、土留め壁の変位が一般の場合に比較して著しく小さくなる場合には、②の方法(「背面側に地盤ばねを有する弾塑性法」と呼ぶ)を使用することが合理的であるが、現状ではこの方法に入力する水平地盤反力係数や最小土圧などの設定方法が確立されていないために、この方法を用いても充分な精度で土留め工の挙動を推定することは難しい。

背面側に地盤ばねを有する弾塑性法では、地盤の挙動を表現するために、背面側では、水平地盤反力係数、掘削前の静止土圧、最小土圧、および最大土圧を、また掘削面側では各掘削段階ごとに、水平地盤反力係数、静止土圧(平衡土圧と呼ぶこともある)、および最大土圧を設定する必要がある<sup>3)</sup>。これらの地盤に関する入力値のうち、掘削面側の入力値については①の方法でも必要になることから、現在までに研究が進んでいて<sup>6), 7), 8)</sup>、実用に供し得る状態になっているものの、背面側の入力値については研究が遅れており、特に水平地盤反力係数、最小土圧、および最大土圧に関する研究は皆無に近い。

このような現状を踏まえて、この論文では最初に、背面側に地盤ばねを有する弾塑性法に入力する背面側土圧に関する諸数値の設定方法を提案することとし、既報の研究<sup>5)</sup>で行った地盤を弾塑性体とした有限要素法モデルによる掘削過程の計算結果を分析するとともに、新たな有限要素法モデルを用いた検討も行い、それらを整理して、汎用性のある入力値の設定式を導く。

そして次に、土留め壁の変位が一般の場合に比較して著しく小さくなるために、背面側に地盤ばねを有する弾塑性法を使用することが適当であるケースとして、掘削面側地盤を改良した場合と、切ぱりプレード工法を採用した場合をとり挙げ、提案した背面側の水平地盤反力係数と、背面側土圧の最小値の設定方法の妥当性と適用性について検討する。

なお、本論文は全応力解析が可能な粘性土地盤を対象としており、したがって「土圧」は有効応力と間隙水圧の和を意味する。

## 2. 掘削土留め工の設計に用いられる水平地盤反力係数に関する既往の研究

背面側に地盤ばねを有する弾塑性法に入力する水平地盤反力係数の検討に先立ち、掘削土留め工の計算に用いられる水平地盤反力係数に関する既往の研究を概観する。

地盤を押した場合の地盤の抵抗が互いに独立した

分布ばねで表現できるとする Winkler の仮説<sup>9)</sup>は、杭基礎などの基礎の設計に広く使用されており<sup>10)</sup>、掘削土留め工の一般的な計算法である弾塑性法にも、地盤の抵抗を表現するために使用されている<sup>2)</sup>。

現在、杭の設計における水平地盤反力係数の計算には、地盤の変形係数と載荷幅を関数とする次式が一般に使用されている<sup>10)</sup>。

$$k_h = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \left( \frac{B}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad (1)$$

ここに、 $k_h$  : 水平地盤反力係数( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$\alpha$  :  $E_0$  の算定方法に関する補正係数

$E_0$  : 各種試験により求められる地盤の変形係数( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

B : 載荷幅(m)

掘削土留め工においても掘削面側の水平地盤反力係数の計算に、載荷幅 B を 5~10m 程度として式(1)を用いることが多い<sup>11)</sup>。

著者らは、掘削面側の水平地盤反力係数の計算式には、地盤の変形係数の他に、掘削面側地盤の変形特性を要因として含むべきであると考え、掘削面側地盤を対象として有限要素法による検討を行った。その結果として、掘削幅、土留め壁表面のせん断抵抗、地盤のポアソン比(静止土圧係数)、および土留め壁の根入れ長を、要因として新たに加えるべきであることが判明したので、これらの要因を含んだ水平地盤反力係数の設定法を提案した<sup>7)</sup>。

また、著者らは上記の方法を、実際の現場がそうであることが多い、下方に硬い地盤が存在する場合にも適用し得るように拡張した方法を提案した<sup>8)</sup>。この提案には上記の要因の他に、対象地盤の厚さ、掘削面からの深さ、および下方の硬い地盤から計算点までの距離が新しく要因として含まれている。

掘削面側の水平地盤反力係数に関しては、上記のように詳細な研究が進んで、実用上充分な精度でその値を設定できる状況にある。しかし、背面側の水平地盤反力係数に関する研究の数は非常に少なく、文献 12)に数多くの現場実測値を整理した結果の報告がある程度である。その報告によると、背面側の水平地盤反力係数は、掘削面側のそれに比較して値が小さく、掘削面側の値の 46~91% 程度であるとされる。特に一軸圧縮強度が  $50\text{kN}/\text{m}^2$  以上の粘性土地盤であれば、掘削面側の値のはば 50% 程度と小さくなると報告されている。背面側は地盤が無限に広がっていて、荷重が作用した場合に掘削面側より変形しやすいと考えられることから、この報告で示された傾向は肯定できる。

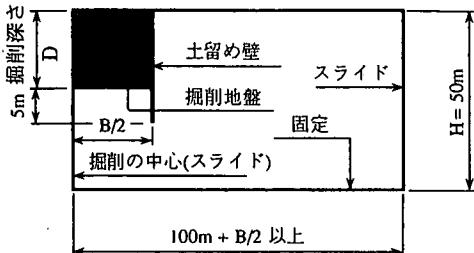


図-1 有限要素法の計算モデル

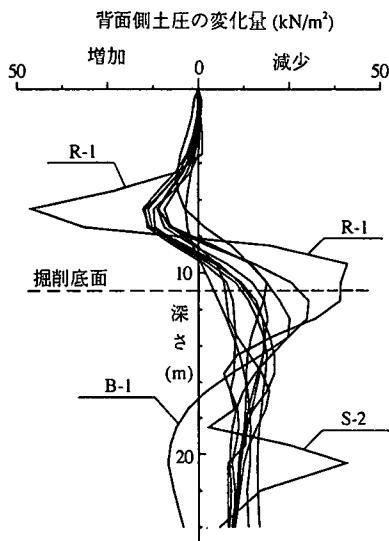


図-2 掘削に伴う背面側土圧の変化( $D=8\text{m} \sim 11\text{m}$ )

### 3. 地盤を弾塑性体とした有限要素法による掘削過程の計算結果の分析

著者らは粘性土地盤を対象として土留め工の挙動に影響を与える要因を種々に変化させた計算ケースを設定し、地盤を弾塑性体とした有限要素法モデルを使用して掘削過程に沿って計算を進め、その計算結果を整理して背面側土圧を定量的に扱うための研究を行った<sup>5)</sup>。以下では、その研究の過程で得られた背面側土圧の変化と土留め壁の変位を分析して、背面側の水平地盤反力係数と背面側土圧の最小値の傾向を把握するとともに、背面側地盤のグラウンドアーチを考慮した補正方法についても検討する。

#### (1) 計算モデルと計算ケースの概要

計算モデルは図-1に示すように、高さを50m、幅を掘削幅の1/2に100mを加えた値以上の長さとし、土留め壁は弾性のはり、切ばりは弾性支承、地盤はDrucker-Pragerの弾塑性理論を用いた非線形解析が適用できる粘性土地盤を2次元平面ひずみの面要素

表-1 土留め壁変位と背面側土圧の検討ケース

ケース	ケースの特徴
N	全計算ケースの標準。表-2 参照。
B-1	掘削幅を $B=4\text{m}$ に変更。
B-2	掘削幅を $B=50\text{m}$ に変更。
R-1	土留め壁を鋼矢板(III型)に変更。
R-2	土留め壁を地下連続壁( $t=1.0\text{m}$ )に変更。
F-2	土留め壁表面のせん断抵抗を無視。
K-1	切ばりばね定数を $1/10$ 倍に変更。
K-2	切ばりばね定数を 10 倍に変更。
P-1	静止土圧係数を $K_0=0.7$ に変更。
S-1	地盤の安定数を $N_b=3$ に変更。
S-2	地盤の安定数を $N_b=8$ に変更。

注 1)地盤の安定数 :  $N_b = \gamma_t z / c$

2)鋼矢板(III型)の曲げ剛性 :  $EI=15580 \text{ kNm}^2$

3)地下連続壁( $t=1\text{m}$ )の曲げ剛性 :  $EI=1777700 \text{ kNm}^2$

表-2 ケース[N]の計算条件

項目	内容
掘削幅	$B=20\text{m}$
土留め壁	柱列式地下連続壁
土留め壁表面のせん断抵抗	$1.0c$ ( $c$ : 土の粘着力)
切ばりばね定数	$K_s=2.25 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$
地盤の安定数	$N_b=5$
静止土圧係数	$K_0=0.8$
土の内部摩擦角	$\phi=0$
土の粘着力(深さに比例)	$c=\gamma_t z / N_b$ ( $z$ : 深さ)

注)柱列式地下連続壁の曲げ剛性 :  $EI=228400 \text{ kNm}^2$

で、それぞれ表現したものである。

背面側土圧に関する本分析では、背面側土圧に影響を与えることが考えられる要因(掘削幅、土留め壁の曲げ剛性、土留め壁表面のせん断抵抗、切ばりのばね定数、地盤の安定数、および静止土圧係数)を、一般の掘削工事で想定される範囲で変化させた表-1に示す 11 ケースを対象とする。ケース[N]は、各要因に対して想定される範囲の中央値を与えるケースであり、中央値として採用する値を表-2 に示した。ケース[N]を除く各ケースは ケース[N]を基準として、表-1 に記した要因のみを変更したものである。

#### (2) 背面側土圧の変化

まず、掘削に伴う背面側土圧の変化の傾向を調べる。図-2 は、表-1 に示した全計算ケースの、掘削深度が  $D=8\text{m}$  から  $D=11\text{m}$  へと変化する際に生じた背面側土圧の変化量を示したものである。この図から、全体として背面側土圧の変化量にはばらつきがあるものの、掘削底面より約 2m 上方の点を境として、それより上方では背面側土圧は増加するのに対して、その点より下方では減少することがわかる。

掘削底面より下方の土圧の減少量に着目して、土留め壁表面のせん断抵抗を無視し、静止土圧係数を  $K_0=0.8$ 、土の単位体積重量を  $\gamma_t=15.6 \text{ kN/m}^3$ 、掘削厚さ

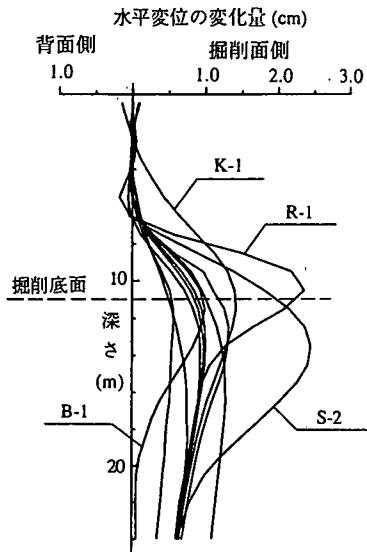


図-3 掘削に伴う土留め壁の水平変位の変化( $D=8\text{m} \sim 11\text{m}$ )

を  $d=3\text{m}$  とすると、掘削による掘削面側の平衡土圧の減少量は  $\Delta p=37.63\text{kN/m}^2$  となる。一方、図-2 によると背面側土圧の減少量は概ね  $\Delta p'=8 \sim 15\text{kN/m}^2$  となっていて、平衡土圧の減少量のおよそ  $1/3$  である。したがって掘削面側で受け持つ平衡土圧の減少量は約  $2/3$  となり、背面側の水平地盤反力係数は掘削面側のそれの約  $1/2$  となることがわかる。この傾向は文献 12)で示された傾向と一致する。

### (3) 背面側土圧の変化と土留め壁変位との関係

上記の背面側土圧の変化量を土留め壁の変位量との関係で表すために、掘削深さが  $D=8\text{m}$  から  $D=11\text{m}$  へと変化する際に生じた土留め壁の水平変位の変化量を図-3 に示した。この図から、最下段切ばり設置位置より上方ではケース [K-1] を除いて水平変位の値は小さいこと、最下段切ばり設置位置より下方では土留め壁は掘削面側に変位することがわかる。

この土留め壁の変位を図-2 に示した背面側土圧の変化との関係で見ると、掘削底面以下では土留め壁が掘削面側へ変位して土圧が減少しているのに対して、最下段切ばり設置位置より上方では土留め壁が背面側へ変位しないのにもかかわらず、背面側地盤のグラウンドアーチの影響により土圧は増加していることがわかる。このことより、掘削底面以下では、背面側の土圧を水平地盤反力係数を用いて土留め壁の変位と関係付けることが妥当であると判断できるが、最下段切ばり設置位置より上方(以下では少し範囲を広げて「掘削底面より上方」とする)の部分では、上記の方法をそのまま適用することは適切でなく、何らかの補正が必要であることがわかる。

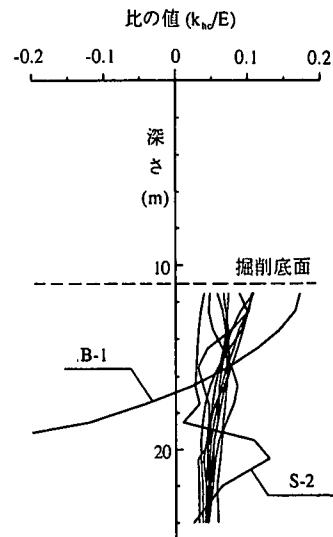


図-4 背面側の水平地盤反力係数の変形係数に対する比の値 ( $D=8\text{m} \sim 11\text{m}$ )

### (4) 水平地盤反力係数(掘削底面より下方)

ここでは掘削底面より下方の地盤に对象を限定して、背面側の水平地盤反力係数について検討する。

有限要素法の計算結果より、掘削深さが  $D=8\text{m}$  から  $D=11\text{m}$  へと変化する際の背面側地盤の水平地盤反力係数は次式により求められる。

$$k_{hc} = \frac{\Delta p}{\Delta \delta} \quad (2)$$

ここに、  $k_{hc}$  : 有限要素法の計算結果から得られる背面側の水平地盤反力係数( $\text{kN/m}^3$ )

$\Delta p$  : 有限要素法から得られる背面側土圧の  $D=8\text{m}$  から  $D=11\text{m}$  までの減少量( $\text{kN/m}^2$ )

$\Delta \delta$  : 有限要素法から得られる土留め壁変位の  $D=8\text{m}$  から  $D=11\text{m}$  までの増分( $\text{m}$ )

検討の対象としている地盤は、地表面からの距離に比例して変形係数が増加することとしている(表 1, 2 参照)ので、式(2)で得られる値を地盤の変形係数で除した値( $k_{hc}/E$ )で整理し、結果を図-4 に示した。

この図から、ばらつきの大きい[B-1]および[S-2]の 2 ケースを除く各ケースの水平地盤反力係数の変形係数に対する比の値( $k_{hc}/E$ )はほぼ一定となり、深度方向にも大きな変化をしないこと、およびこの計算モデルに限定されるが、背面側地盤の水平地盤反力係数は次式で与えられることがわかる。

$$k_{hc} = (0.03 \sim 0.10)E \quad (3)$$

ここに、  $E$  : 地盤の変形係数(実用上は式(1)を参照して  $E=\alpha E_0$  で与える)( $\text{kN/m}^2$ )

ばらつきの大きいケース[B-1]は極端に掘削幅を狭くしたケースであるが、図-4によると掘削底面からほぼ掘削幅に等しい距離だけ下方の点を境として、それより下方では負の値となっているのに対して、その点より上方では他のケースに近い値を与えており、土留め壁の曲げモーメントや変位の最大値が掘削底面付近に発生することを考えると、誤差が少し大きくなることを許せば、このケースでも背面側にはねを有する弾塑性法が適用できそうである。なお、このケースの値が複雑なものとなったのは、掘削面側の水平地盤反力係数が掘削底面より少し下方で急激に変化していることが原因である<sup>8)</sup>。

また図-4によると、地盤の安定数を  $N_b=8$  としたケース[S-2]の計算結果もばらつきが大きくなっているが、平均してみると他のケースと近似した値を与えるので、このケースもケース[B-1]と同様に誤差が少し大きくなることを許せば、背面側にはねを有する弾塑性法が適用できそうである。なお、このケースの値がばらついているのは、地表からの深さが 20m を超える部分の地盤の安定数をヒービングが発生しないように  $N_b=5$  としたことに起因している。

### (5) 背面側土圧の最小値

背面側に地盤ばねを有する弾塑性法での背面側土圧は、掘削前の静止土圧から掘削に伴う土留め壁の変位量(掘削面側への変位を正とする)に水平地盤反力係数を乗じて得られる土圧を減じたものとなることから、条件によっては土留め壁が掘削面側へ大きく変位し、背面側土圧として著しく小さな値(場合によっては負の値)が計算されることもあり得る。

現実には背面側地盤が塑性化することにより、土留め壁の変位が大きくなってしまっても、ある値(「最小土圧」と呼ぶ)より小さな値とならないと考えられるので、弾塑性法の計算では最小土圧を下回らないようにする必要がある。この最小土圧は、前述のように背面側地盤が塑性状態となった場合の土圧であると考えられることから、従来は主働土圧が用いられてきた<sup>3)</sup>。しかし、土留め壁の変位が掘削底面付近で最大となる曲線となるのが一般的であるために、背面側地盤がある程度以上の強度を有する場合には、掘削底面付近だけが局部的に塑性化するものの、背面側地盤全体が主働状態とはならないと考えられるので、最小土圧として主働土圧を用いることには疑問がある。

そこで、表-1に示した有限要素法の計算結果を分析するために表-3を作成した。表-3には、掘削深さ D が 11m および 20m の段階で掘削前土圧からの減少量が最も大きい計算点(「土圧最大減少点」と呼ぶ)の深さ  $z_c$  と、土圧最大減少点における、掘削後の背面

表-3 土圧最大減少点における背面側土圧と補正係数

ケース	掘削深さ D=11m				掘削深さ D=20m			
	$z_c$	$p_c$	$\eta$	$\beta$	$z_c$	$p_c$	$\eta$	$\beta$
N	10.5	81.4	0.62	0.89	18.5	117.5	0.51	0.81
B-1	10.5	91.2	0.69	0.95	18.5	124.3	0.54	0.83
B-2	10.5	76.6	0.58	0.87	18.5	112.4	0.48	0.79
R-1	9.5	36.4	0.31	0.64	18.5	33.6	0.15	0.52
R-2	12.5	119.4	0.76	1.01	19.5	167.8	0.69	0.95
F-2	10.5	84.4	0.64	0.91	19.5	122.2	0.50	0.80
K-1	8.5	59.2	0.56	0.84	17.5	93.0	0.42	0.74
K-2	10.5	84.8	0.64	0.91	19.5	133.1	0.54	0.84
P-1	10.5	75.8	0.66	0.86	18.5	111.5	0.55	0.78
S-1	9.5	71.2	0.50	0.88	18.5	115.3	0.50	0.80
S-2	10.5	97.6	0.74	0.99	20.5	104.8	0.41	---

注 1)  $z_c$ : 土圧最大減少点の深さ(m),  $p_c$ : 土圧最大減少点における掘削後の背面側土圧(kN/m<sup>2</sup>),  $\eta$ : 掘削後の背面側土圧の静止土圧に対する比,  $\beta$ : 補正係数

2) ケース[S-2]は 20m 以下の地盤を  $N_b=5$  としている。

側土圧  $p_c$ , 掘削後の背面側土圧の静止土圧に対する比  $\eta$ , および次式を満足する  $\beta$  を示した。

$$p_c = \beta \sigma_{v0} - 2c = \beta \gamma_z z_c - 2c \quad (4)$$

ここに,  $p_c$ : 有限要素法により得られた土圧最大減少点における掘削後の背面側土圧(kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma_{v0}$ : 土圧最大減少点での掘削前の鉛直圧力(kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_z$ : 土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$z_c$ : 土圧最大減少点の深さ(m)

c: 土の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

$\beta$ : 補正係数(有限要素法の結果から逆算)

なお式(4)は、土の内部摩擦角が  $\phi=0$  である場合の、Rankine-RéSal の主働土圧式を基本として、第1項に補正係数を乗じたものである。土の内部摩擦角が  $\phi=0$  である場合の Rankine-RéSal の主働土圧式の第1項は計算点の鉛直圧力に相当するが、掘削に伴って土留め壁が土圧最大減少点付近で大きく変位することにより、背面側地盤はその部分で局部的に水平方向に伸び、その結果、局部的に鉛直圧力が減少すると考え、第1項に補正係数を乗じることとした。

この表から、土圧最大減少点の位置は各掘削段階の掘削底面付近であること、および有限要素法により得られた土圧最大減少点における掘削後の背面側土圧は相当小さな値となっているものもあることがわかる(ケース[R-1]の D=20m では掘削後の背面側土圧の静止土圧に対する比は  $\eta=0.15$  である)。

表-3に示した計算ケースは、一般に考えられる状況を想定して各要因を変化させているので、土留め壁の変位の大きなケースと小さなケースが混在していて、背面側地盤に局部的な塑性域が発生するために充分な変位を発生させていないケースも含まれていると考えられる(例えば、D=11m のケース[R-2])が、

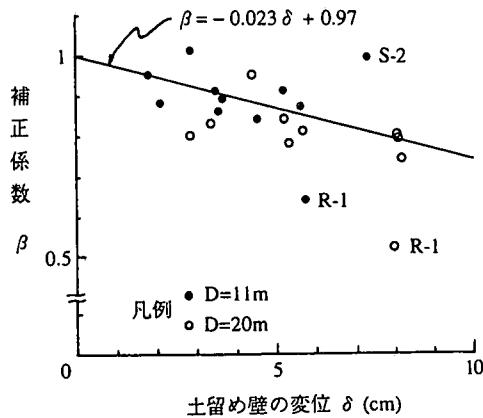


図-5 補正係数  $\beta$  と土留め壁の変位との関係

表-4 最下段切ばりより上方の土圧の増分 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

ケース	3次掘削 (D=8m)	4次掘削 (D=11m)	5次掘削 (D=14m)	6次掘削 (D=17m)	7次掘削 (D=20m)
N	4.8	9.3	14.5	21.4	29.6
B-1	3.9	8.8	15.2	22.0	28.9
B-2	7.7	11.9	16.2	22.4	28.6
R-1	16.1	32.9	51.5	70.7	89.0
R-2	1.5	3.1	4.8	8.0	12.4
F-2	8.2	12.9	20.8	29.5	32.5
K-1	3.1	5.4	9.5	16.0	23.5
K-2	5.8	10.2	16.7	25.4	34.3
P-1	3.9	7.6	11.5	17.9	26.0
S-1	4.5	8.6	12.8	18.3	24.6
S-2	5.9	12.5	18.1	22.1	23.4

計算により得られた補正係数  $\beta$  と土圧最大減少点の土留め壁の変位との関係をそのまま図-5に示した。

この図によると、掘削深さが  $D=11\text{m}$  の場合では、土留め壁を剛性の大きい地下連続壁としたケース [R-2] と、軟弱地盤 ( $N_b=8$ ) を想定したケース [S-2] の補正係数は  $\beta \approx 1.0$  となるが、これらの 2 ケースを除く他のケースの補正係数は 1.0 より小さくなること、および土留め壁の変位が大きくなるのに伴って補正係数  $\beta$  は減少することがわかる。

ケース [S-2]において補正係数が  $\beta \approx 1.0$  となったのは、背面側地盤の強度が小さいために、掘削により背面側地盤の広い範囲が塑性状態となることが原因であり、この場合には最小土圧として Rankine-Réseal の主働土圧式を使用することが妥当である。

また、この図から曲げ剛性の小さな鋼矢板 III 型を使用したケース [R-1]では、他のケースに比較して  $\beta$  の値が著しく小さくなっていることもわかる。

#### (6) 最下段切ばり位置より上方の土圧

前述[3. (3)]のように、各掘削段階での最下段切ばりより上方では、グラウンドアーチの影響により背面側土圧が増加するが、背面側に地盤ばねを有する

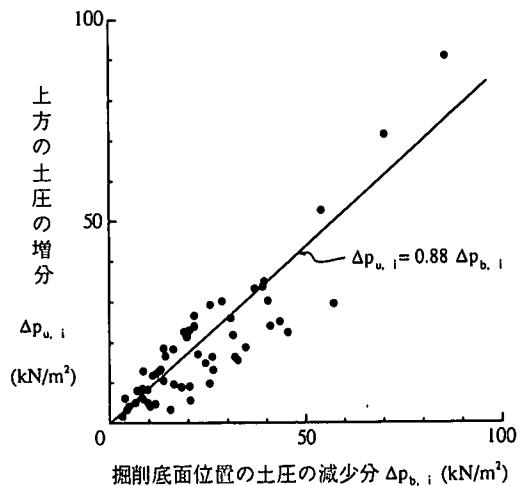


図-6 最下段切ばりより上方の土圧の増分と掘削底面位置の背側土圧の減少分との関係

弾塑性法ではグラウンドアーチの影響を表現することができないので、この方法を使用する場合には、何らかの補正を施す必要がある。

補正は、弾塑性法からのアウトプットである、土留め壁の応力と変位、および切ばり軸力が対象とされるべきであるが、一般の土留め壁での応力と変位の最大値は、各掘削時点での掘削底面付近かそれ以深に発生し、ここで対象としている最下段切ばり位置より上方で発生することはほとんどないと考えられることから、補正是切ばり軸力のみを対象に行う。

表-4 は、グラウンドアーチによる切ばり軸力の増加量について検討するために作成したもので、表-1 に示した計算ケースの各掘削段階での最下段切ばりより上方の土圧の増分を示したものである。ここで、土圧の増分は着目している掘削段階の 1 段階前の時点から着目している掘削時までの増分で、最大値を含む 3m 間の平均値である。

この最下段切ばりより上方の土圧の増分は、掘削に伴う背面側地盤のグラウンドアーチの影響によるものであることから、これを掘削底面位置での背面側土圧の減少分との関係で定義することとし、表-4 に示した全ケースに対して図-6 を作成した。

この図から両者には強い相関関係が見られたので、最小自乗法により両者を関係付ける直線式を作成し、次式を得た。なお、直線式は原点を通ることとし、背面側土圧の減少分に 1 次比例する重みをつけた。

$$\Delta p_{u,i} = 0.88 \Delta p_{b,i} = 0.88(p_{b,i-1} - p_{b,i}) \quad (5)$$

ここに、 $\Delta p_{u,i}$  :  $i$  次掘削時の最下段切ばりより上方の土圧の増分 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )  
 $\Delta p_{b,i}$  :  $i$  次掘削時の掘削底面位置での背面側土圧の減少量 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

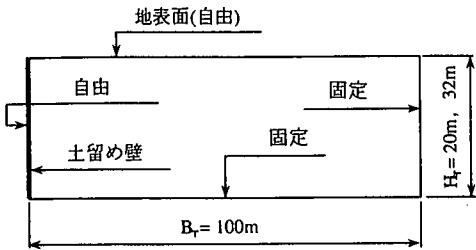


図-7 挖削底面より下方の水平地盤反力係数の検討に用いる計算モデル

$p_{b,i-1}$  : i 次掘削時の掘削底面位置における  
i-1 次掘削時の背面側土圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$p_{b,i}$  : i 次掘削時の掘削底面位置の背面側土  
圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

式(5)の直線を図-6 に合わせて示したが、この式は計算結果を代表していることがわかる。

実際の設計では、式(5)の土圧の増分を用いて、土圧による設計用の切ばり軸力を次式で求める。

$$N_{d,j} = N_{d0,j} + \Delta p_{u,i} B_{s,j} \Delta H_j \quad (6)$$

ここに、 $N_{d,j}$  : 土圧による j 段切ばり(i 次掘削時の最下段切ばり)の設計用軸力 ( $\text{kN}$ )

$N_{d0,j}$  : 背面側にばねを有する弾塑性法により得られた全掘削段階を通しての j 段切ばりの最大軸力 ( $\text{kN}$ )

$B_{s,j}$  : j 段切ばりの水平方向の間隔 ( $\text{m}$ )

$\Delta H_j$  : j 段切ばり上下の切ばり鉛直間隔 ( $\text{m}$ )

#### 4. 挖削底面より下方の水平地盤反力係数の設定方法に関する検討

上記 3. の分析から、背面側にばねを有する弾塑性法は、水平地盤反力係数を適切に定め得れば実用に供し得る見通しがついたので、背面側の水平地盤反力係数の設定方法について検討を行うこととし、まず上記 3. (4) の分析においてある程度の傾向を把握した掘削底面より下方の部分について検討する。

##### (1) 検討方法

掘削面側の水平地盤反力係数に関する著者らの研究<sup>7), 8)</sup>より、背面側地盤の掘削底面以下の水平地盤反力係数の設定式は、地盤の変形係数、ポアソン比、および対象地盤の厚さを、その要因として含むべきであることが類推できる。また背面側地盤は支保工により支えられているという背面側地盤の特性を考えると、支保工の設置の影響(掘削段階で表現する)も要因に含むことが必要となる。

こうした観点から、掘削底面以下の背面側の水平

表-5 有限要素法の計算条件(掘削底面より下方)

ケース	$H_r$	$v$	$K_0$
LF-1	20	0.480	$9.8 \times 10^5$
LF-2	20	0.444	$9.8 \times 10^5$
LF-3	32	0.480	$9.8 \times 10^5$
LF-4	32	0.444	$9.8 \times 10^5$
LS-1	20	0.480	$9.8 \times 10^{-2}$
LS-2	20	0.444	$9.8 \times 10^{-2}$
LS-3	32	0.480	$9.8 \times 10^{-2}$
LS-4	32	0.444	$9.8 \times 10^{-2}$

注)  $H_r$ : モデルの高さ ( $\text{m}$ ),  $v$ : 地盤のポアソン比,  
 $K_0$ : 土留め壁と地盤のせん断ばね定数 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

地盤反力係数の検討には、図-7 および表-5 に示した計算モデルを用いることとする。

すなわち地盤の弾性挙動を表現する水平地盤反力係数の検討を目的としているので、地盤を弾性の有限要素法モデル(2 次元平面ひずみ状態)で表現することとし、全体の幅を  $B_r=100\text{m}$ 、高さを  $H_r=20\text{m}$  と  $32\text{m}$  の 2 ケースとし、モデルの下面は背面側地盤の下方に存在する硬い地盤の上面と考えて固定とした。

モデルの幅を高さの 3 倍以上としたのは、掘削面側の水平地盤反力係数に関する著者らの研究<sup>8)</sup>を参考にして、モデルの幅の影響を受けないようにしたものである。

地盤の変形係数は  $E=9800\text{kN}/\text{m}^2$  とし、ポアソン比は非排水条件で一般に使用される  $v=0.480$  と、静止土圧係数を  $K_0=0.80$  とした場合に相当する  $v=0.444$  の 2 ケースを想定する。

土留め壁は、曲げ剛性を無視し軸方向剛性のみを考慮するが、曲げ剛性を無視するのは背面地盤のみに着目することにしたことによるものであり、軸方向剛性を考慮するのは、土留め壁表面のせん断抵抗による背面側地盤の拘束を表現するために必要であることによる。ここで土留め壁の軸方向剛性は、厚さ  $1\text{m}$  の地下連続壁を想定して  $EA=1.96 \times 10^7\text{kN}$  とした。

土留め壁表面のせん断抵抗について、それが存在する場合と存在しない場合とについて検討するために土留め壁と地盤の間にジョイント要素を挿入し、ジョイント要素のせん断ばね定数の値を、それぞれ  $K_0=9.8 \times 10^5 \text{ kN}/\text{m}^3$ ,  $9.8 \times 10^{-2} \text{ kN}/\text{m}^3$  とした。

表-5 に示した各ケースについて掘削過程を想定して細分化し、 $B_r=20\text{m}$  のモデルで 7 ケース、 $B_r=32\text{m}$  のモデルで 11 ケースの計算を行うこととし、その際の荷重と支保工の設置位置を図-8 のように設定した。

すなわち、1 次掘削深さを  $D=3\text{m}$ 、2 次掘削以降の掘削厚さを  $d=3\text{m}$  とし、 $H_r=20\text{m}$  のモデルでは  $D=17\text{m}$  まで、 $H_r=32\text{m}$  のモデルでは  $D=29\text{m}$  まで掘削することとした。また支保工は前掘削時掘削底面の上方  $1\text{m}$  の位置に設置することとし、その点を水平方向に固定と

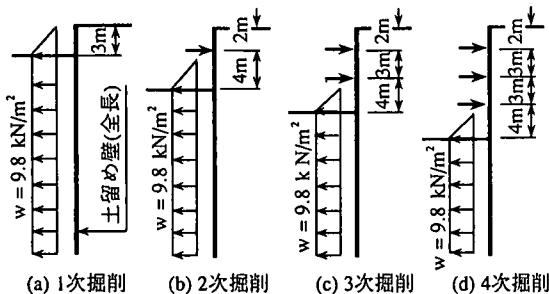


図-8 有限要素法の荷重と支保工設置位置の例(1~4 次)

した。また、荷重は弾性解析であることを考慮して、単位の荷重  $w=9.8 \text{ kN/m}^2 (=1.0 \text{ t f/m}^2)$  を、全てのケースに対して作用させることとした。

## (2) 地盤の水平変位と水平地盤反力係数

有限要素法の計算結果のうち、各掘削段階での掘削底面より下方の土留め壁位置での地盤の水平変位の一例を図-9に示した。この図から、土留め壁の水平変位は、曲線状となっていること、掘削底面から下部の硬い地盤の上面(このモデルでは下端境界)までの厚さ(「対象地盤の厚さ」と呼ぶ)が薄くなると土留め壁の水平変位も小さくなること、1次掘削時の水平変位は他の掘削時の変位と傾向が少し異なる(各掘削時の掘削底面での水平変位を結ぶと理解できる)ことなどがわかる。

次にポアソン比の影響を見るためにケース[LF-1]と[LF-2]の水平変位を比較して図-10に示したが、これよりポアソン比の影響は無視できることがわかる。このような傾向は、 $H_t=32\text{m}$  のモデルでも、また土留め壁表面のせん断抵抗のないケースでも同様に確認できた。

また、土留め壁表面のせん断抵抗の影響を見るために、ケース[LF-1]と[LS-1]の水平変位を比較して図-11に示した。この図から、水平変位の分布形状は近似していること、および土留め壁表面のせん断抵抗がある場合には、ない場合に比較して地盤の水平変位が少し大きくなることがわかる。

以上の検討から、地盤の水平変位に影響する要因は、荷重の大きさと地盤の変形係数の他に、支保工の有無(1次掘削時か2次掘削以降か)、対象地盤の厚さ、土留め壁表面のせん断抵抗の有無であることがわかったので、これらを含んだ地盤の水平変位の計算式を導く。

地盤の水平変位は、取り扱いの簡便さを考えて折れ線で定義し、折れ点は対象地盤の厚さの中央として、折れ点より上方(折れ点から掘削底面まで)では、

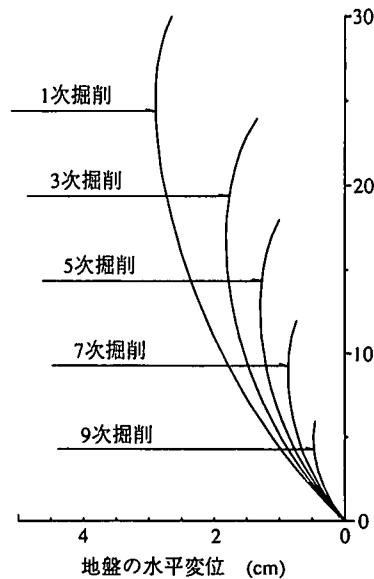


図-9 地盤の水平変位の例(ケース[LF-3])

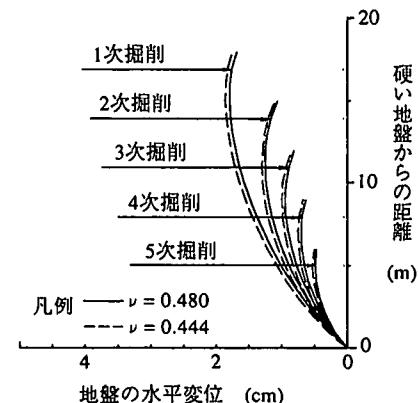


図-10 ポアソン比の影響

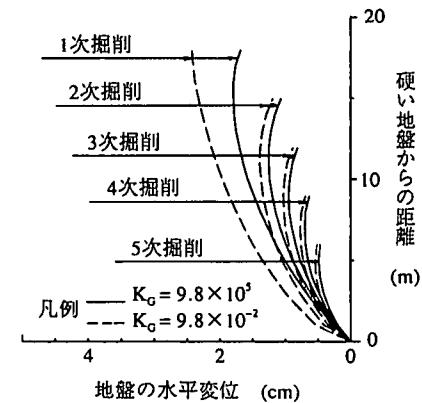


図-11 土留め壁表面のせん断抵抗の影響

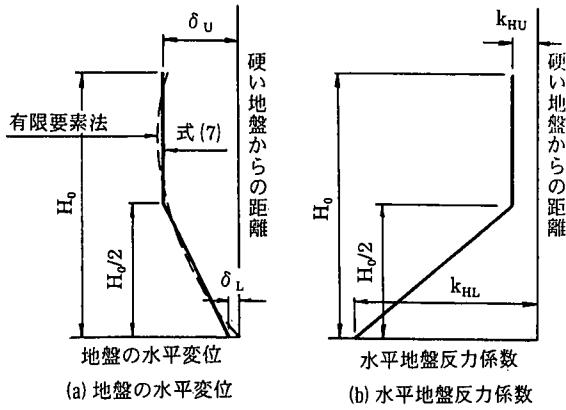
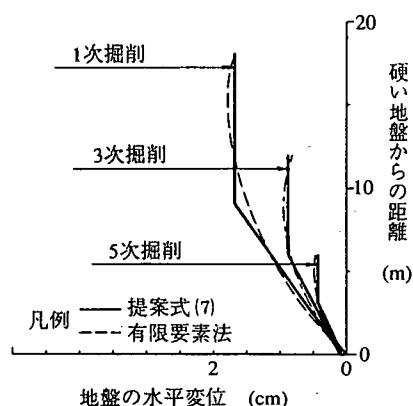
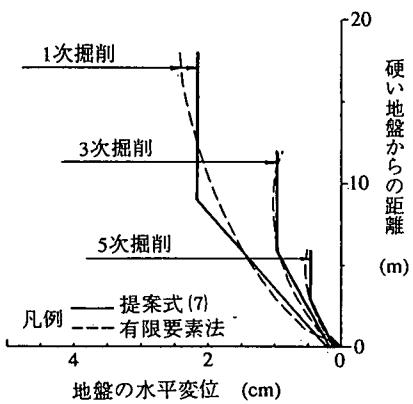


図-12 地盤の水平変位と水平地盤反力係数



(a) 土留め壁表面のせん断抵抗のある場合



(b) 土留め壁表面のせん断抵抗のない場合

図-13 提案式と有限要素法の計算結果の比較

有限要素法の計算結果を代表する一定値とした。また折れ点より下方(折れ点から下方の硬い地盤の上面まで)では、折れ点で上方の値をとり、それより下方では有限要素法の計算結果に近似する直線とし、最小自乗法によりこの直線式を求めたところ、次式

表-6 係数  $\alpha_u$ ,  $\alpha_L$  の値

掘削段階	係数	土留め壁表面のせん断抵抗	
		ある場合	ない場合
1 次掘削	$\alpha_u$	1.08	0.83
	$\alpha_L$	20.00	7.70
2 次掘削以降	$\alpha_u$	1.39	1.25
	$\alpha_L$	14.30	7.10

を得た(図-12 参照)。

$$\text{上部の変位} \quad \delta_U = \frac{wH_0}{\alpha_u E} \quad (7a)$$

$$\text{下部の変位} \quad \delta_L = \frac{wH_0}{\alpha_L E} \quad (7b)$$

ここに、 $\delta_u$ ,  $\delta_L$ : 地盤の上部と下端の水平変位(m)

w: 地盤に作用する水平方向の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$H_0$ : 対象地盤の厚さ[掘削底面から下部の硬い地盤の上面までの厚さ](m)

$\alpha_u$ ,  $\alpha_L$ : 係数(表-6 参照)

E: 地盤の変形係数(kN/m<sup>2</sup>)

式(7)により得られる水平変位と、有限要素法の計算結果を比較して図-13 に示したが、式(7)は近似式として使用できることがわかる。

上記の検討により等分布荷重を作成させた際の背面側地盤の水平変位量が計算できたので、背面側地盤の水平方向地盤反力係数は、等分布荷重を変位で除すことにより次式のように求められる(図-12)。

$$\text{上部の水平地盤反力係数} \quad k_{HU} = \alpha_u \frac{E}{H_0} \quad (8a)$$

$$\text{下部の水平地盤反力係数} \quad k_{HL} = \alpha_L \frac{E}{H_0} \quad (8b)$$

### (3) 既往の知見との照合

上記のようにして得られた背面側の水平地盤反力係数の設定式を既往の知見と照合する。

まず地盤を弾塑性体とした掘削過程の計算の分析結果と照合することとし、係数  $\alpha_u$  を 1.39 と 1.25、対象とする地盤の厚さを  $H_0=37.5$ m(2 次掘削時から 7 次掘削時までの対象地盤の平均高さ)として、式(8a)から  $k_{HU}$  を求めると、 $k_{HU}=0.037E$  と  $k_{HU}=0.033E$  となる。これは式(3)の範囲内の値であり、前記の分析結果と整合するものである。

次に、掘削の一般的な規模を想定して、掘削幅を  $B=20$ m、対象地盤の厚さを  $H_0=20$ m、ポアソン比を  $\nu=0.480$  として、文献 8)から掘削面側の掘削底面付近の水平地盤反力係数を求める  $k_{HU}=0.18E$  となる。

一方、対象とする地盤の厚さを  $H_0=20$ m とし、係数を  $\alpha_u=1.39$  とすると、式(8a)から背面側の掘削底面付近の水平地盤反力係数は  $k_{HU}=0.07E$  となる。すなわち

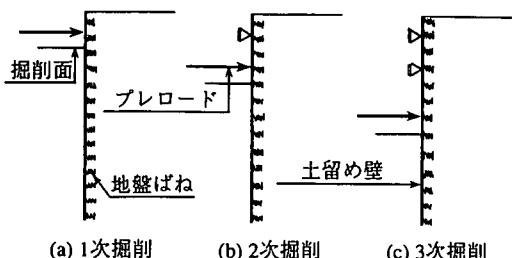


図-14 掘削底面より上方の水平地盤反力係数の検討に用いる計算モデル(弾性床上のはり)

ち背面側の水平地盤反力係数は掘削面側のそれの約1/2.5となっていて文献12)の知見とほぼ一致する。

## 5. 掘削底面より上方の水平地盤反力係数の設定方法に関する検討

掘削底面より上方の地盤は支保工で支持されているために、プレロードを作用させる場合を除いて、水平方向の変位は発生しないか、発生しても非常に小さな値である。このような状態では、土留め壁の挙動は水平地盤反力係数とは無関係となるので、掘削底面より上方の水平地盤反力係数はプレロード作用時のみに着目して設定することにする。

ただし、このように設定された水平地盤反力係数を、プレロードが作用しない場合に使用しても切ばり支点での土留め壁の変位は小さいので問題はない。

### (1) 検討方法

検討には計算モデルとして、弾性の有限要素法モデルと弾性床上のはりモデルを用いる。

有限要素法モデルの計算は、掘削底面より下方の水平地盤反力係数の検討で使用した、図-7、表-5の $H_T=20m$ に対するケース[LF-1]のモデルを使用することとし、土留め壁の曲げ剛性と軸方向剛性を与えて、プレロード作用時のプレロード作用位置での土留め壁の水平変位量を計算する。

次に、図-14に示した弾性床上のはりモデルにより、プレロード作用位置の土留め壁の水平変位量を計算する。その際、プレロードの値、土留め壁の曲げ剛性、および支保工の設置位置は、有限要素法モデルと同じとする。

そしてプレロード作用位置の土留め壁変位量に着目し、有限要素法モデルと弾性床上のはりモデルの計算値を等しいと置くことにより、弾性床上のはりモデルでの水平地盤反力係数と、有限要素法モデルでの地盤の変形係数との関係式を導く。これを基に

表-7 計算に使用する諸数値

項目	設定方法
(共通)	
・掘削段階	1次(D=2m), 2次(D=5m), 3次(D=8m)
・土留め壁曲げ剛性	$EI=15580$ (鋼矢板III型), $228400$ (柱列壁), $1777700kNm^2$ (地下連続壁)
・プレロード	$P_0=98kN$
(有限要素法)	
・地盤変形係数	$E_1=1960$ , $E_2=9800$ , $E_3=49000kN/m^2$
・ポアソン比	$\nu=0.480$
(弾性床上のはり)	
・水平地盤反力係数	$k_{H1}=98$ , $k_{H2}=980$ , $k_{H3}=9800kN/m^3$

表-8 プレロード作用位置の土留め壁の水平変位量(cm)

壁種	掘削段階	有限要素法			弾性床上のはり		
		$E_1$	$E_2$	$E_3$	$k_{H1}$	$k_{H2}$	$k_{H3}$
鋼板	1次	11.26	2.46	0.57	18.87	2.27	0.33
	2次	3.21	1.03	0.30	5.96	1.59	0.31
	3次	2.26	0.92	0.28	3.37	1.31	0.31
柱	1次	10.32	2.18	0.47	15.33	1.82	0.22
列	2次	0.94	0.43	0.15	1.30	0.49	0.14
壁	3次	0.34	0.24	0.12	0.45	0.26	0.11
連続壁	1次	9.82	2.04	0.43	14.70	1.55	0.19
	2次	0.19	0.14	0.07	0.58	0.15	0.06
	3次	0.05	0.05	0.03	0.09	0.05	0.03

注)  $E_i$  および  $k_{Hi}$  は表-7を参照のこと。

設計に用いる水平地盤反力係数の設定式を提案する。

計算に使用する諸数値を表-7に示したが、有限要素法モデルでは、掘削段階、地盤の弾性係数、土留め壁の曲げ剛性をそれぞれ3ケースづつ計算することから、全部で27ケースの計算を行う。同様に弾性床上のはりモデルでも、掘削段階、水平地盤反力係数、土留め壁の曲げ剛性をそれぞれ3ケースづつ想定し、全部で27ケースの計算を行う。

なお、地盤のポアソン比を固定値( $\nu=0.48$ )としたのは、上記4.の検討にから、その影響が小さいことが明らかとなったことによる。

### (2) 水平地盤反力係数

有限要素法により得られたプレロード作用位置での土留め壁の水平変位の値を表-8に、土留め壁の水平変位と地盤の変形係数との関係の一例を図-15に示した。表-8、図-15から、変形係数および土留め壁の曲げ剛性の増加に伴って土留め壁の変位が減少していること、1次掘削時の変位は他のケースに比較して大きいこと、2次掘削と3次掘削ではほぼ等しい変位となることなどがわかる。

同様に、弾性床上のはりの計算により得られたプレロード作用位置での土留め壁の水平変位の値を表-8に、土留め壁の水平変位と地盤の水平地盤反力係数との関係を図-16に示したが、有限要素法の計算結果と同様な傾向が確認できる。

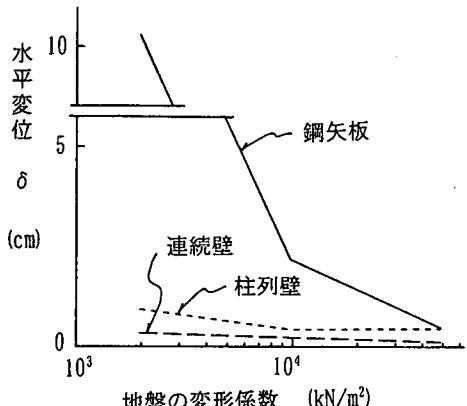


図-15 土留め壁の水平変位と地盤の変形係数との関係  
(有限要素法, 柱列壁)

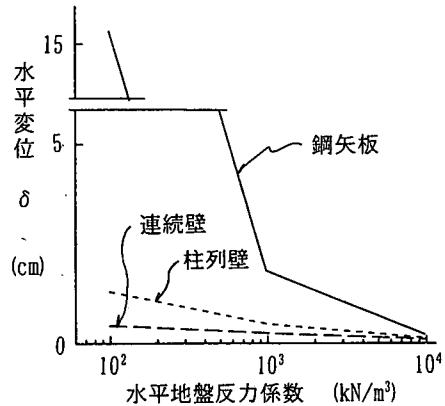


図-16 土留め壁の水平変位と水平地盤反力係数との関係  
(弾性床上のはりモデル, 柱列壁)

弾性床上のはりモデルによる計算結果のうちの、プレロード作用位置での土留め壁の水平変位量を次式で表すこととし、水平地盤反力係数の相違による3個の計算値から、3個の係数  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  を各壁種の各掘削段階ごとに決定する。なお、式(9)は種々の函数を用いた試算の中から有限要素法の結果との整合のよいものを選定したものである。

$$\delta = \frac{C_1}{(\log k_H)^{C_2} + C_3} P_0 \quad (9)$$

ここに、 $\delta$  : プレロード作用位置での土留め壁の水平変位(弾性床上のはりモデル)(m)  
 $P_0$  : プレロード(kN)

$k_H$  : 水平地盤反力係数(kN/m²)

$C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  : 係数

弾性床上のはりの計算結果から式(9)の係数が決定され、したがって表-7に示した掘削段階と土留め壁の曲げ剛性に対して、プレロード作用位置での土留め壁の水平変位量が任意の水平地盤反力係数  $k_H$  の関数として計算できるようになった。そこでこの式を用いて、表-7に示した条件の下で有限要素法により得られたプレロード作用位置での土留め壁の水平変位量と同じ変位量を与える、弾性床上のはりモデルでの水平地盤反力係数を逆算することができる。

そして、逆算により得られた水平地盤反力係数を、次式により有限要素法での地盤の変形係数と関係付け、得られた係数  $\alpha_k$  を表-9に示した。なお、表-9の平均値は有限要素法の水平変位量に1次比例する重みをつけて求めたものである。

$$k_H = \alpha_k E \quad (10)$$

ここに、 $k_H$  : 水平地盤反力係数(kN/m²)

$\alpha_k$  : 係数(m⁻¹)

$E$  : 有限要素法での地盤の変形係数(kN/m²)

表-9 各計算ケースでの係数  $\alpha_k$  の値(m⁻¹)

掘削	土留め壁	係数 $\alpha_k$ の値			
		E=1960	E=9800	E=49000	平均
1次 (D=2m)	鋼矢板	0.102	0.092	0.095	0.091
	柱列壁	0.082	0.082	0.111	
	地下連続壁	0.090	0.078	0.073	
2次 (D=5m)	鋼矢板	0.188	0.178	0.218	0.178
	柱列壁	0.142	0.127	0.163	
	地下連続壁	0.327	0.116	0.108	
3次 (D=8m)	鋼矢板	0.186	0.176	0.243	0.190
	柱列壁	0.203	0.129	0.151	
	地下連続壁	0.688	0.194	0.132	

注)E(地盤の変形係数)の単位 : kN/m²

表-9より、係数  $\alpha_k$  の値は2次および3次掘削時のE=1960kN/m²の場合を除いて各掘削時でほぼ等しくなること、地盤の変形係数および土留め壁の曲げ剛性の変化との間には明確な関係がないこと、1次掘削時に対する値と2, 3次掘削時に対する値とは異なっていることなどがわかる。

上記の考察から実用上の簡便さを考えて係数  $\alpha_k$  を次式のように扱うことを提案する。

$$1\text{次掘削} \quad \alpha_k = 0.090 \quad (11a)$$

$$2\text{次掘削以降} \quad \alpha_k = 0.180 \quad (11b)$$

## 6. 最小土圧の設定方法に関する検討

上記3.(5)の分析から、 $N_b=8.0$ とした軟弱地盤での背面側土圧の最小値は一般に考えられている主働土圧に近似したものとなるが、地盤の強度が大きくなる( $N_b \leq 5.0$ )と、背面側土圧の最小値は一般に考えられている主働土圧より小さくなることがわかったので、 $N_b \leq 5.0$ の地盤を対象として、最小土圧の設定方法を検討する。

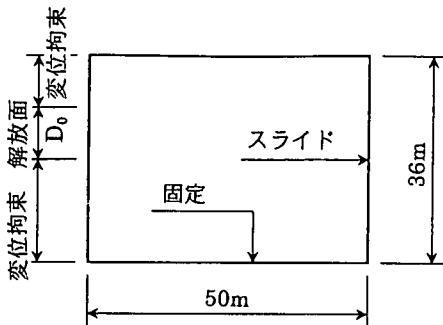


図-17 最小土圧計算モデル

表-10 最小土圧の検討の計算ケース

ケース	土留め壁部の支持条件	解放面中心の深さ(z <sub>0</sub> )	解放高さ(D <sub>0</sub> )	ポアソン比(ν)
MF-1	粗	7m	8m	0.480
MF-2	粗	14	8	0.480
MF-3	粗	24	8	0.480
MF-4	粗	7	4	0.480
MF-5	粗	14	4	0.480
MF-6	粗	24	4	0.480
MF-7	粗	14	8	0.444
MS-1	滑	7	8	0.480
MS-2	滑	14	8	0.480
MS-3	滑	24	8	0.480
MS-5	滑	14	4	0.480
MS-7	滑	14	8	0.444

注) 土留め壁部の支持条件：「粗」は水平と鉛直を固定、「滑」は水平のみを固定

### (1) 検討方法

最小土圧の検討には、図-17に示す有限要素法モデルを使用する。このモデルは、背面側地盤だけに着目したもので、地盤はDrucker-Pragerの弾塑性理論を用いた非線形解析が適用できる粘性土地盤とし(2次元平面ひずみ状態)，モデルの大きさは、高さを36m、幅を50mとする。

モデルの左側面を土留め壁に接している面としているが、この面を図-17に示すように部分的に高さD<sub>0</sub>だけ解放面とし、残りの部分は水平方向を、あるいは水平方向と鉛直方向の両方を固定する。解放面は、土留め壁が局部的に掘削面側へ変形する部分を想定したもので、解放高さとしてD<sub>0</sub>=4mとD<sub>0</sub>=8mの2ケースを考えることとし、解放面中心位置の地表からの深さz<sub>0</sub>として、7、14、24mの3ケースを考える。

地盤は均質な粘性土地盤を想定して、土の単位体積重量はγ<sub>t</sub>=16kN/m<sup>3</sup>、ポアソン比νは0.480と0.444の2ケースとする(表-10)。地盤の粘着力は、解放面で応力が解放されない状態での塑性化に対する安全率を深さに関係なく一定とするために、深さに比例して増加するものとし、次式で与える。

表-11 水平方向荷重がRankine-RéSalの主働土圧となつたときの静止土圧に対する比の値

ケース	ν	K <sub>0</sub>	N <sub>b</sub>	p <sub>H</sub> /p <sub>0</sub>
MF-1～6, MS-1～5	0.480	0.923	10.0	0.867
MF-7, MS-7	0.444	0.800	8.33	0.951

注) ν：ポアソン比、K<sub>0</sub>：静止土圧係数、N<sub>b</sub>：地盤の安定数、p<sub>H</sub>：水平方向荷重、p<sub>0</sub>：静止土圧

$$c = \frac{\gamma_t z}{N_b} \quad (12)$$

ここに、c：地盤の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

γ<sub>t</sub>：土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

z：着目点の深さ(m)

N<sub>b</sub>：地盤の安定数

なお、地盤の安定数は塑性状態を再現することが目的であることから、ν=0.480の場合にはN<sub>b</sub>=10とし、ν=0.444の場合にはN<sub>b</sub>=8.33とする。また、地盤の変形係数は粘着力との関係で次式で与える<sup>13)</sup>。

$$E=480 c \quad (13)$$

ここに、E：土の変形係数(kN/m<sup>2</sup>)

最初に地盤全体に自重を、また解放面に静止土圧を作用させた、初期応力状態の計算を行う。この場合の土留め壁部および右側面の支持条件は図-17とは関係なく、全範囲で水平方向のみを固定とする。

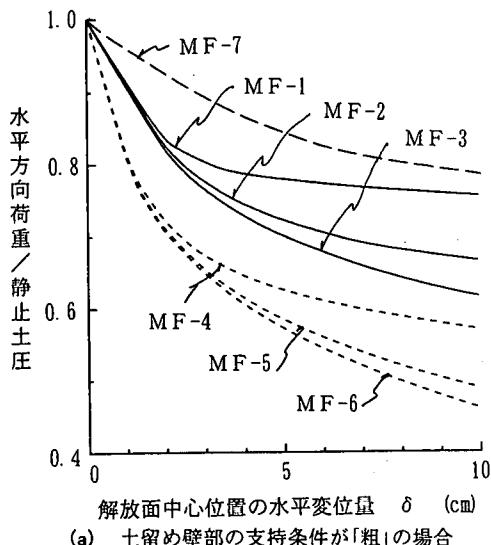
その後に、左右の側面の支持条件を図-17に示すように変更し、解放面での水平方向の荷重を徐々に減少させるステップ解析を行う。すなわち、解放面での静止土圧を200等分し、200ステップでゼロとなるように減少させる。

### (2) 最小土圧

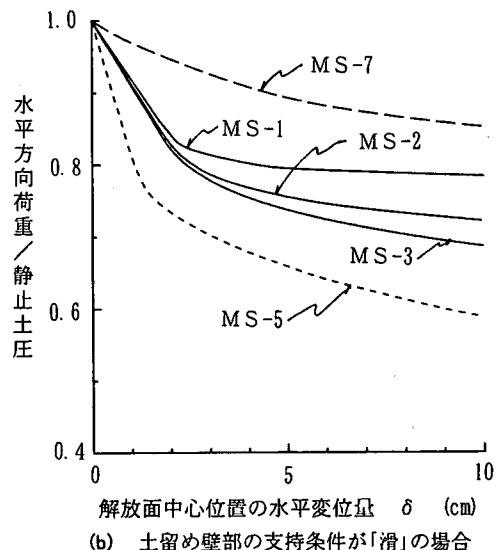
上記の計算により得られた解放面の中心位置での水平変位量を横軸に、そのときの解放面に作用している水平方向荷重の静止土圧に対する比の値を縦軸にとって、両者の関係を図-18に示した。

この図から、ケースによるばらつきが大きいこと、荷重の解放に伴い解放面中心位置の水平変位量は増加するがδ=1cmを超える付近から変位は急激に増加すること、また土留め壁部を「粗」としたケースより「滑」としたケースの方が、解放高さをD<sub>0</sub>=4mとしたケースよりD<sub>0</sub>=8mとしたケースの方が、ポアソン比をν=0.480としたケースよりν=0.444としたケースの方が、それぞれ応力解放が少ない状態で変位が大きくなることがわかる。

水平方向荷重がRankine-RéSalの主働土圧に等しくなった場合の、水平方向荷重の静止土圧に対する比の値を表-11に示すが、この表と図-18より最小土圧はRankine-RéSalの主働土圧より小さいことがわ

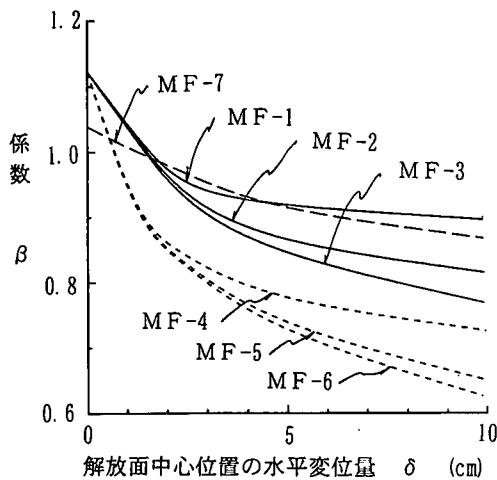


(a) 土留め壁部の支持条件が「粗」の場合

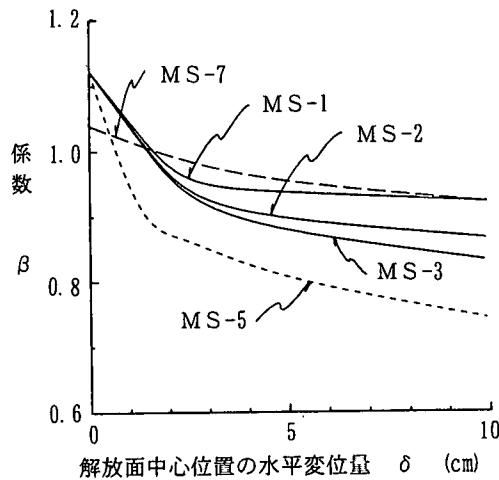


(b) 土留め壁部の支持条件が「滑」の場合

図-18 除荷に伴う水平変位量の変化



(a) 土留め壁部の支持条件が「粗」の場合



(b) 土留め壁部の支持条件が「滑」の場合

図-19 解放面の中心位置での水平変位量と係数 β の関係

かるので、3.(5)と同様に最小土圧を式(4)で与えることとし、解放面の中心位置での水平変位量が  $\delta_c=0 \sim 10.0\text{cm}$  の範囲にある場合に着目し、解放面の水平荷重が式(4)の  $p_c$  であるとして係数  $\beta$  を求めて図-19に示した。

この図から、係数  $\beta$  の値はケースによるばらつきが大きいこと、水平変位の増加に伴って減少すること、その減少の割合は変位が大きくなるほど小さくなること、また土留め壁部を「滑」としたケースより「粗」としたケースの方が、解放高さを  $D_0=4\text{m}$  としたケースより  $D_0=8\text{m}$  としたケースの方が、ポアソン比を  $\nu=0.480$  としたケースより  $\nu=0.444$  としたケースの方が、それぞれ大きな値となることがわかる。中でも、解放高さの影響が最も大きくなっている。

背面側土圧の最小値を考える場合に、この解放高さの設定方法が重要であるが、このような研究は過去に行われていないので、ここでは著者らが文献5)で報告した背面側土圧の分布形状を参考にして解放高さを設定することにする。文献5)によると、背面側土圧に最も大きな影響を与える要因は土留め壁の曲げ剛性であることから、解放高さを土留め壁の曲げ剛性で定義することを考える。

図-20は文献5)に示した種々の条件の下で計算した背面側土圧の分布のうち、土留め壁の曲げ剛性を、鋼矢板、柱列式地下連続壁、地下連続壁とした場合の掘削深さ  $D=11\text{m}$  の値を示したものである。いずれも掘削底面付近で土圧が減少しているが、土圧の減少範囲は土留め壁の曲げ剛性により異なり土留め壁

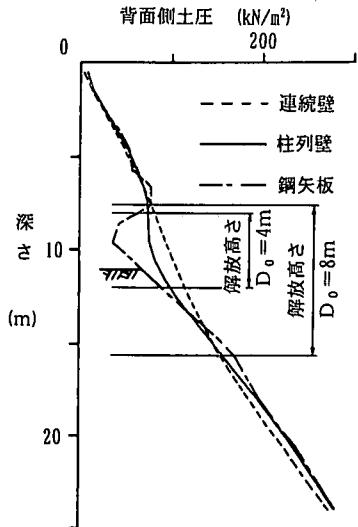


図-20 背面側土圧の分布( $D=11\text{m}$ )<sup>5)</sup>

の曲げ剛性が小さいと減少範囲が狭いことがわかる。

図-20 には土圧の減少位置に合わせて、解放高さ( $D_0=4\text{m}$  および  $D_0=8\text{m}$ )を示したが、少し狭く考えると、鋼矢板と柱列式地下連続壁では  $D_0=4\text{m}$  を、また地下連続壁では  $D_0=8\text{m}$  を解放高さとすることができる。解放高さを少し狭く考えたのは、実際の土留め壁では、解放高さ全域で土圧が減少するのではなく、その中央で大きく減少することを考えたことによる。

このように解放高さを定義して、また少し安全側となるように考えて図-19 より係数  $\beta$  を読み取り、設計に用いる値を以下のように設定する。

$$\text{鋼矢板, 柱列式地下連続壁} \quad \beta=0.8 \quad (14a)$$

$$\text{地下連続壁} \quad \beta=0.9 \quad (14b)$$

なお、背面側地盤全体が塑性域となるような軟弱地盤の場合には  $\beta=1.0$  とする必要がある。

### (3) 既往の知見との照合

上記の最小土圧に関する検討結果と、3.(5)に示した有限要素法による計算結果との照合を行う。

$\beta$  は土留め壁の曲げ剛性の関数であり、その最大値は  $\beta=1.0$  であると考えられることにより、 $\beta$  を次式で表す。

$$\beta=1-\frac{B_2}{\log EI+B_1} \quad (15)$$

ここに、 $EI$  : 土留め壁の曲げ剛性( $\text{kNm}^2$ )

$B_1$ ,  $B_2$  : 係数

有限要素法により得られた係数  $\beta$  の値(表-3 参照)は、掘削深さ  $D=20\text{m}$  の場合、鋼矢板で  $\beta=0.52$ 、柱列

式地下連続壁で  $\beta=0.81$ 、地下連続壁で  $\beta=0.95$  となっている。このうちの、鋼矢板と柱列式地下連続壁の値から式(15)の係数を求めるとき、次式が得られる。

$$\beta=1-\frac{0.366}{\log EI-3.43} \quad (16)$$

式(16)から地下連続壁に対する  $\beta$  の値を求めるとき  $\beta=0.87$  となり、有限要素法の値( $\beta=0.95$ )より少し小さな値となる。この相違は土留め壁の曲げ剛性が大きいために、有限要素法では背面側地盤が主働状態となっていないことによるものと考えられる。

式(16)から、 $\beta$  の値は土留め壁の曲げ剛性の関数ではあるが曲げ剛性が小さい範囲が特に敏感であり、曲げ剛性が大きくなると鈍感になることがわかる。

したがって、 $\beta$  を式(14)で与えることは、特に鋼矢板では誤差をもち、大きな土圧を与えることになる。しかし、現状では鋼矢板に対する現場実測値との照合ができていないので、安全側に式(14)とする。

## 7. 背面側に地盤ばねを有する弾塑性法の背面側地盤に関する入力値の設定方法の提案

上記の検討結果および既往の知見を踏まえ、背面側に地盤ばねを有する弾塑性法を粘性土地盤に用いる場合の背面側地盤に関する入力値の設定方法を以下に提案する。なお、弾塑性法の計算では掘削前の静止土圧から、その時点の背面側地盤の引張り抵抗(土留め壁の変位と水平地盤反力係数の積)を減じた土圧が、最小土圧と最大土圧の範囲内で作用することとなるが、一般にこの部分の計算はプログラムにより自動的に行われる。

### (1) 掘削前の静止土圧

掘削前に土留め壁に作用している土圧は、土留め壁が変位しない状態の土圧とも考えられることから、土質力学で定義される静止土圧(狭義の静止土圧と呼ぶ)を採用すべきであるとの考え方もあるが、土留め壁を構築する過程で地盤の水平方向の応力が変化することも考えられないので、狭義の静止土圧をそのまま用いることは適当ではない。

このような観点から、著者の一人を含むグループにより行われた研究成果<sup>14)</sup>を、設計用の掘削前の土圧として用いることを提案する。文献 14)では、粘性土地盤での数多くの現場実測値を整理し、掘削前の静止土圧の計算式として次式を与えた。

$$p_0=K_0 \gamma_z z = (0.75 \sim 0.82) \gamma_z z \quad (17)$$

ここに、 $p_0$  : 掘削前の静止土圧( $\text{kN/m}^2$ )

表-12 最小土圧の計算に用いる  $\beta$  の値

掘削次数	背面側地盤の強度	$\beta$ の値
1 次掘削	(強度に関係なく)	1.0
2 次掘削 以降	$N'_b > 5$	1.0
	$N'_b \leq 5$	鋼矢板、柱列壁 0.8 地下連続壁 0.9

注)  $N'_b$  = (掘削底面位置の背面地盤の鉛直圧)/(粘着力)

$K_0$  : 静止土圧係数( $K_0=0.75\sim 0.82$ )

$\gamma_s$  : 土の単位体積重量( $kN/m^3$ )

$z$  : 土圧計算点の深さ(m)

## (2) 水平地盤反力係数

本論文で検討した結果を設計に用いる。すなわち、掘削底面より上方の水平地盤反力係数は式(11)に示した係数  $\alpha_k$  を式(10)へ代入して求め、掘削底面より下方の水平地盤反力係数は、表-6 に示した係数  $\alpha_u$  と  $\alpha_l$  を式(8)に代入して求める。なお、土留め壁表面のせん断抵抗に関しては確立された評価法が存在しないので、壁の表面が比較的滑らかな鋼矢板や鋼管矢板ではせん断抵抗を考えないことにする。

## (3) 最小土圧

掘削次数、背面側地盤の強度、および土留め壁の曲げ剛性により、表-12 に示した  $\beta$  の値を式(4)に代入して最小土圧を求める。なお、1 次掘削時および軟弱地盤では 2 次掘削以降も  $\beta=1$  としたのは、1 次掘削時では切ばりが設置されていないことを、また軟弱地盤では 2 次掘削以降も背面側地盤のアーチ効果が見込めないことを考慮したものである。

## (4) 最大土圧

切ばりやグラウンドアンカーへのプレロードの反力は、背面側地盤には局部的にしか作用しないので、前記 6. の最小土圧に対する検討から類推すると、背面側地盤が掘削前の状態で受働状態とならない一般的の場合には、Rankine-Résal の受働土圧式で代表される極限土圧より大きな土圧まで抵抗できると考えられるが、一般的の設計実務ではそのような大きな土圧を期待する必要性がないので、最大土圧として Rankine-Résal の受働土圧式を用いることにする。

## (5) グラウンドアーチによる増加土圧

この土圧は、弾塑性法の計算に使用するのではなく、弾塑性法により計算された切ばり軸力を補正するために用いる。すなわち、弾塑性法による切ばり軸力とグラウンドアーチに起因する増加土圧による軸力の和(式(5)と式(6))を設計用切ばり軸力とする。

表-13 比較対象現場の概要(地盤を改良した現場)

A 現 場	土 質	GL0～GL-2.85m : 埋土(N=10) GL-2.85～GL-5.85m : 砂質土(N=10) GL-5.85～GL-20.0m : 粘性土(N=2～10) GL-20.0m～ : 砂礫(N=30～50) ○掘削面側地盤の、GL-7.68から下方10mの厚さを生石灰杭工法により改良
		掘削幅 : 17m 掘削次数 : 9段階 土留め壁 : 柱列式地下連続壁
B 現 場	土 質	GL0～GL-1.7m : 埋土 GL-1.7～GL-3.8m : 軟弱シルト(N=3) GL-3.8～GL-6.7m : 砂質土(N=8) GL-6.7～GL-16.0m : シルト(N=0～4) GL-16.0～GL-39.5m : 粘性土(N=3～11) GL-39.5m～ : 洪積層(N=20～40) ○掘削面側地盤の、以下の部分を深層搅拌工法により改良 ・ GL-10.85m, GL-13.75m, GL-16.29m を上面とする厚さ1.5mの範囲 ・ GL-21.94m を上面とする厚さ3.0mの範囲
		掘削幅 : 5.85m 掘削次数 : 9段階 土留め壁 : 地下連続壁

## 8. 現場実測値と計算値の比較

前節までに、背面側に地盤ばねを有する弾塑性法に適用するための、背面側地盤の水平地盤反力係数および最小土圧の設定方法の検討結果を示した。

ここでは、その適用性をみるために、掘削面側地盤を改良した掘削現場、および切ばりプレロード工法を採用した掘削現場の、それぞれ 2 現場を対象として、ここで提案した方法による計算結果と、現場実測値との比較を試みる。

### (1) 地盤改良工法を採用した掘削現場での比較

#### a) 比較対象現場の概要

比較の対象として表-13 に示す 2 現場を選定した。

A 現場<sup>15)</sup>は東京下町の軟弱地盤を GL-19.6m まで掘削する地下鉄工事現場である。地層構成は地表より 20m 程度までは沖積層で、その下は N 値が 30 以上の砂礫層(洪積層)となっていて、掘削面側は GL-7.68m から最終掘削底面位置までの 10m の範囲を生石灰杭(1.5m ピッチの正方形)により改良されている。

土留め壁は、Φ450 の柱列式地下連続壁(親杭間隔 0.9m)であり、根入れ長は 2m で硬い地盤に根入れされている。土留め支保工は 6 段の鋼製支保工(他に路面覆工受杭)と、仮設構造物全体の安全性を増すために逆巻きした地下 1 階の床版である。

B 現場<sup>16)</sup>も東京下町の現場で、超高圧地中送電線路の立坑を築造するために、地表面から 21.54m の掘

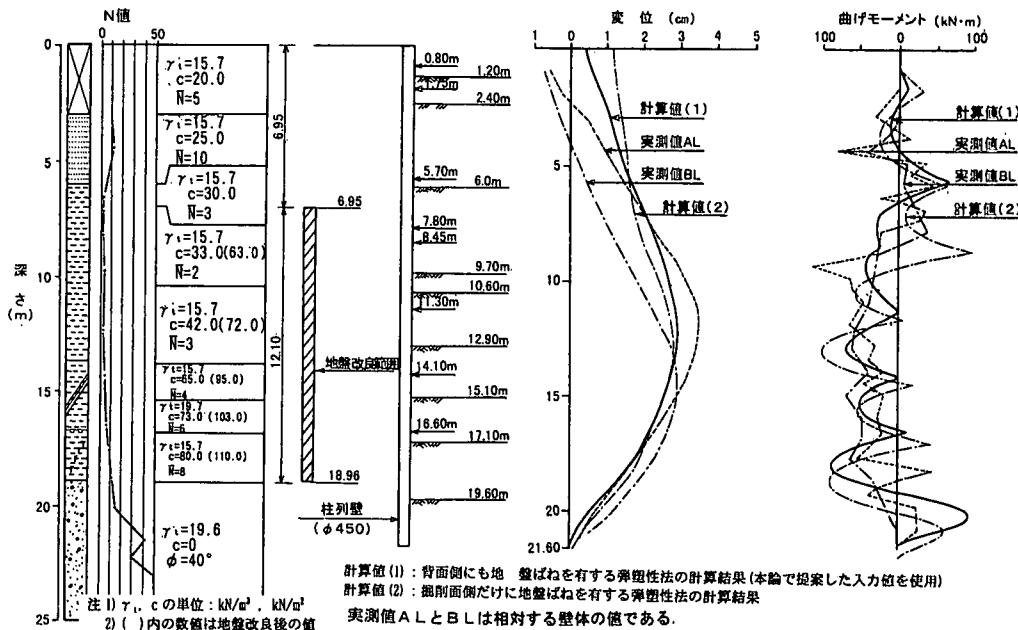


図-21 計算値と現場実測値との比較(A現場)

削をするものである。概略な地層構成は、地表から GL-29.5m は軟弱な沖積粘性土であり、それ以深は N 値 20~40 程度の洪積層(東京層)となっている。地盤が軟弱であることから掘削面側に先行地中ばりを施工することとし、表-13 に示したように、GL-10.85m, GL-13.75m, GL-16.29m を上面とする厚さ 1.5m の範囲、および GL-21.94m を上面とする厚さ 3.0m の範囲を、深層搅拌工法により地盤改良を施した。

土留め壁は、厚さ  $t=0.8$ m の地下連続壁であり、土留め壁の先端は硬い地盤に根入れされることなく、軟弱地盤中に浮いた状態にある。また、土留め支保工は鋼製切ばりとなっている。

#### b) 入力値の設定方法

背面側に地盤ばねを有する弾塑性法に入力する背面側地盤に関する入力値は、前記7.で提案した方法により求め、掘削面側地盤に関する入力値である、受働土圧、平衡土圧および水平地盤反力係数は、著者らの既報の提案<sup>6), 7), 8)</sup>に基づいて算定する。

掘削前の静止土圧係数は、軟弱な粘性土地盤であることを考えると  $K_0=0.8$  とするべきであるが、掘削面側を地盤改良する場合には、地盤改良の施工により水平方向の圧力が増加するを考慮する必要がある。A 現場では生石灰杭の施工時に、土留め壁近傍に圧力解放孔を設けて、土留め壁の変位を制御したと報告されているので、掘削前の静止土圧は  $K_0=0.8$  とする。また、B 現場では文献16)に掘削前の土圧の測定値が示されていて、この土圧分布を土圧係数に換算するとほぼ  $K_0=1.2$  となるので、この値を用いる。

水平地盤反力係数の算定に用いる地盤の変形係数は、報告に記載がないので次式により算定する。

$$\text{粘性土層}^{13)} \quad E = 480c \quad (18a)$$

$$\text{砂質土層}^{10)} \quad E = 2800N \quad (18b)$$

ここに、E : 地盤の変形係数(kN/m<sup>2</sup>)

c : 地盤の粘着力(改良地盤や砂質土地盤では  $c'$  を用いる)(kN/m<sup>2</sup>)

N : 標準貫入試験のN値

A 現場での生石灰杭工法による地盤改良の効果は、次式で与えられる値のいずれか小さい値とする<sup>17)</sup>。

$$c' = 2c_0 \quad (19a)$$

$$c' = c_0 + 50 \quad (19b)$$

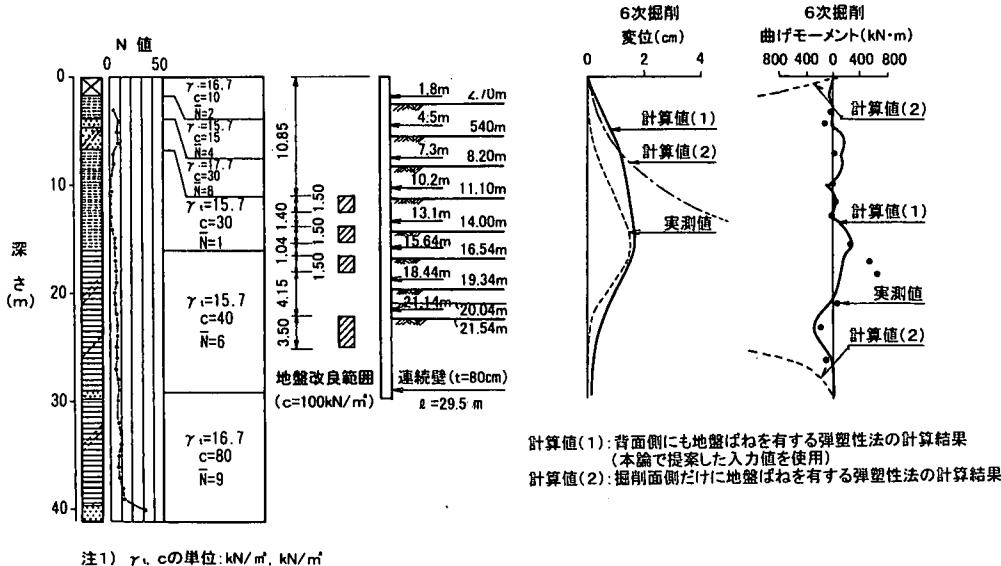
$$c' = 150 \quad (19c)$$

ここに、  $c'$  : 改良後の見掛けの粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

$c_0$  : 自然地盤の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

また、B 現場での先行地中ばりは脆性的な挙動をすると考えられるので、この部分を文献18)により脆性材料として扱う。すなわち、破壊強度は  $\phi=0$  で粘着力を文献16)に示された値( $c=10tf/m^2=98kN/m^2$ )とし、破壊後の残留強度は有効応力に対して  $\phi=35^\circ$  の砂質土( $c=0$ )として、いずれも Rankine-Resal の受働土圧式により求める。

なお、本論文での提案が粘性土地盤を対象としているために、埋土と砂質土層を粘性土地盤とみなし、その見掛けの粘着力を、掘削前の鉛直圧力  $\sigma_0$ 、および内部摩擦角  $\phi$  と粘着力  $c$  から、  $c'=c_0\tan\phi+c$  として算定する。



注1)  $\gamma$ ,  $c$ の単位:  $\text{kN}/\text{m}^2$ ,  $\text{kN}/\text{m}$

図-22 計算値と現場実測値との比較(B現場)

### c) 比較結果

掘削面側に地盤改良を施すと、地盤改良時の膨張圧によって土留め壁は背面側に変位する。しかし、ここで比較の対象とした両現場での測定値は、地盤改良を施工した後の掘削直前の状態を初期状態としたものであることから、比較のための計算も地盤改良後の挙動のみを求める。

A現場の最終掘削時の計算結果と現場実測値の比較を図-21に示す。図中に示した計算値(1)は本論文で提案した方法により背面側地盤の入力値を算定し、その入力値を背面側に地盤ばねを有する弾塑性法に入力した計算結果である。また、計算値(2)は一般に広く用いられている掘削面側だけに地盤ばねを有する弾塑性法による計算結果を示している。

この図から、土留め壁の変形は土留め壁の上部で実測値と計算値(1)に差がみられるものの、全体として実測値と近似しているといえる。なお、この現場では計算値(1)と計算値(2)とはほぼ等しい値を与えていて、背面側に地盤ばねを有する弾塑性法を用いるのではなく、掘削面側だけに地盤ばねを有する方法でも、著者らの既報の提案<sup>6), 7), 8)</sup>に基づいて掘削面側の入力値を算定すれば、比較的精度の高い予測ができるといえる。

B現場の6次掘削時の計算結果と現場実測値の比較を図-22に示した(計算値(1)と計算値(2)の定義はA現場と同様)。この図から、計算値(1)の土留め壁の変形が土留め壁の上部で実測値より少し大きくなっているものの、全体として実測値と近似しているといえる。また、計算値(2)は、根入れ部の受働破壊

表-14 比較対象現場の概要(プレロードをした現場)

C 現 場	土質	GL0～GL-2m : 埋土 GL-2～GL-24m : シルト(N=0～1) GL-24～GL-30m : 砂質土(N=3) GL-30m～ : 土丹と砂層の互層(N>50)
	荷重	1段 : 227kN/m 2段 : 390kN/m 3段 : 609kN/m
	掘削	掘削幅 : 65m 掘削深さ : 13.95m 掘削次数 : 4段階 土留め壁 : 地下連続壁(t=80cm) 切ばり : 1段/2H-350, 2段/2H-400, 3段/3H-350
D 現 場	土質	GL0～GL-5.8m : 埋土 GL-5.8～GL-14.8m : 砂質シルト(N=1～3) GL-14.8～GL-17.8m : 細砂(N=15) GL-17.8～GL-23.5m : 粘土質シルト(N=10) GL-23.5m～ : 細砂(N>50)
	荷重	1段 : 235kN/m 2段 : 520kN/m 3段 : 571kN/m
	掘削	掘削幅 : 36m 掘削深さ : 19.45m 掘削次数 : 4段階 土留め壁 : 地下連続壁(t=80cm) 切ばり : 1段/2H-350, 2段/3H-400, 3段/3H-350

を生じて大きく変形しているが、これは掘削面側だけに地盤ばねを有する方法での背面側土圧が、特に根入れ部で過大であることを意味している。この比較から、地盤改良を施す現場に対して、ここでの提案が有効であることが確認できた。

### (2) 切ばりプレロード工法を採用した掘削現場での比較

#### a) 比較対象現場の概要

比較の対象として表-14に示す2現場を選定した。

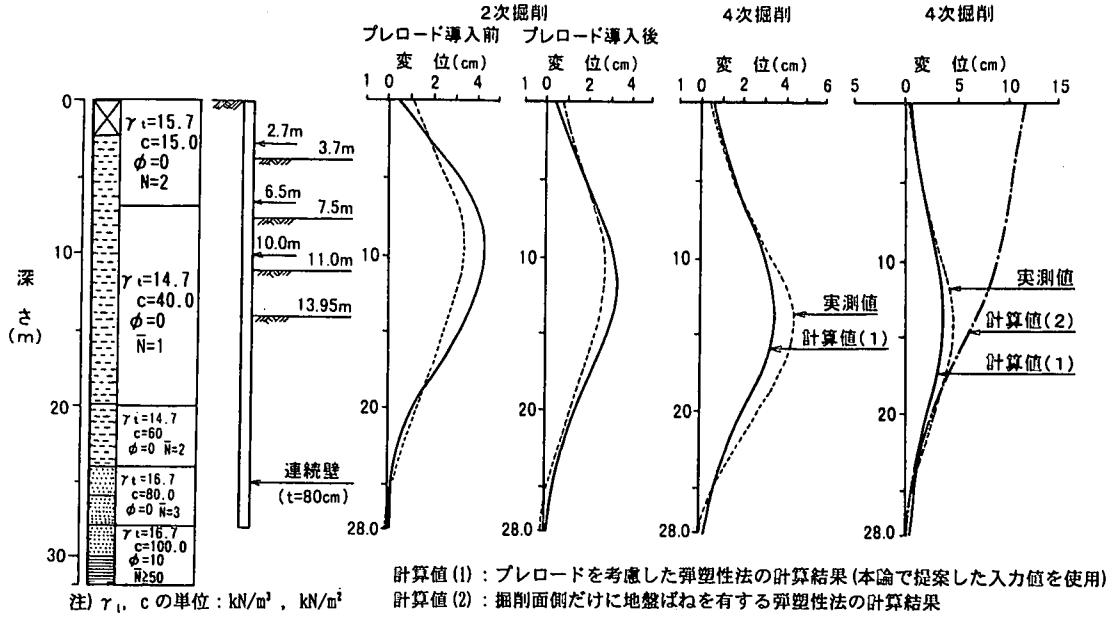


図-23 計算値と現場実測値との比較(C現場)

C現場<sup>19)</sup>は鶴見川流域に沿った沖積低地を、深さ13.95mまで掘削する工事である。地質はN値が0~1のシルト層がGL-24mまで続き、その下の砂質土層の上部はシルト混じりで、下部は礫を含んでいる。GL-30m以深は土丹と細砂の互層となっている。

土留め壁はt=80cmの地下連続壁であり、土丹と細砂の硬い互層地盤に根入れされ、支保工は3段の鋼製切替りによる集中切替り方式が採用されている。

D現場<sup>20)</sup>は、東京下町の砂質シルト層を3段切替りを用いてGL-19.45mまで掘削する建築工事現場である。地質は、GL-18m付近までが沖積層の砂質シルトと細砂であり、それ以深は東京層(洪積層)の粘土質シルトと細砂から構成されている。

土留め壁は本体の一部として利用するt=80cmの地下連続壁であり、東京層砂層の硬い地盤に根入れされている。支保工は2本ないし3本のラチス材で組み立てられた、3段の鋼製切替りによる集中切替り方式が採用されている。

#### b) 入力値の設定方法

前記(1)と同様に、背面側地盤に関する入力値は前記7.で提案した方法により求め、静止土圧係数は $K_0=0.8$ とし、掘削面側地盤に関する入力値は、土留め壁の変位に関する要因を含んだ著者らの既報の提案<sup>6), 7), 8)</sup>に基づいて算定する。また、地盤の変形係数などの土質定数の設定方法は(1)と同様とする。プレロードの入力は、各掘削段階にプレロード導入のためのステップを設けて表-14に示した値を導入する。

#### c) 比較結果

C現場の土留め壁の変形に着目して、計算値と実測値を比較して図-23に示した。図中の計算値(1)が本論文で提案した方法による計算結果であるが、計算値は実測値に近似していることがわかる。

これより、プレロードを導入する場合には、ここで提案する方法により背面側の入力値を算定し、これを背面側に地盤ばねを有する弾塑性法に入力することにより、プレロードを導入する土留め工の挙動を精度良く推定することができるといえる。

なお図-23の右端には、プレロードを行わない場合を想定して、掘削面側だけに地盤ばねを有する弾塑性法による計算結果を計算値(2)として示した。この図によると、計算値(2)は特に掘削底面より上方の部分において、実測値より相当大きな値となっていて、プレロードを導入する現場に対して、プレロードを無視した従来の方法で土留め工の挙動を推定することは難しいことがわかる。

D現場の各掘削段階における土留め壁の変形の計算値と現場実測値を比較して図-24に示した。これより、計算値は全体として実測値と近似していることがわかる。また、C現場と同様にプレロードを与えない場合の背面側土圧による結果を計算値(2)として示したが、計算値(1)が実測値と良い一致を示しているのに対して、計算値(2)は実測値より相当大きな値となっていて、実用に供することは難しいことがわかった。

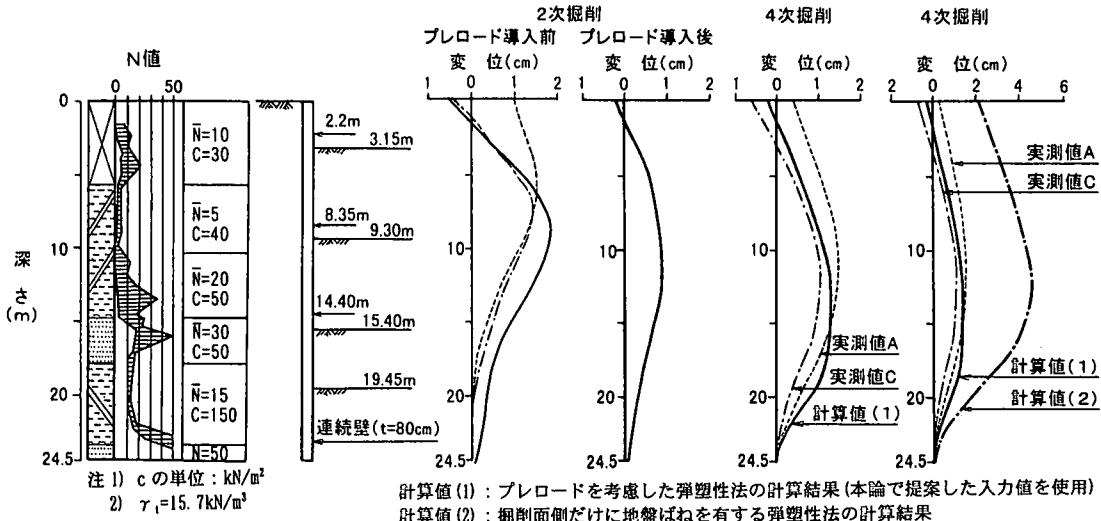


図-24 計算値と現場実測値との比較(D現場)

## 9. まとめ

以上に、背面側に地盤ばねを有する弾塑性法に入力する背面側地盤に関する入力値の設定方法について検討したが、以下に検討手順に従って結論を示す。

- ①掘削に伴って背面側土圧は変化する。その変化は、掘削底面より約2m上方の点を境として、それより上方では土圧は増加し、その点より下方では土圧は減少する。
- ②掘削底面より下方に着目すると、土留め壁は掘削面側へ変位し、土圧は減少するので、この関係を地盤ばねで表現することは妥当である。また土留め壁の変位量と土圧の減少量から種々の条件に対して水平地盤反力係数を算出したところ、ほぼ一定の関係を見出すことができた。
- ③掘削底面より上方では、土留め壁はほとんど変位しないのにもかかわらず、土圧は増加している。これは背面側地盤のグラウンドアーチによると考えられるが、この関係は地盤ばねでは表現できないので、補正が必要になる。本論文では切ばり軸力を補正する方法を提案した。
- ④背面側土圧の最小値を整理したところ、地盤の強度が大きい場合には、土圧の最小値はRankine-Résalの主働土圧より小さな値となり、地盤の強度が小さい場合には、Rankine-Résalの主働土圧に等しくなることがわかった。
- ⑤地盤を弾性体とした有限要素法モデルを用いて、土留め壁部分に解放荷重を作らせた計算を行い、その計算結果を整理することにより、水平地盤反力係数の設定式を誘導することができた。設定式

は、地盤の変形係数、対象地盤の厚さ、および土留め壁表面のせん断抵抗と掘削次数に依存する係数の関数となっている。

- ⑥地盤を弾性体とした有限要素法の計算結果と、弹性床上のはりモデルの計算結果とは傾向は似ているとから、両者を関係付けることが可能である。
- ⑦地盤を弾性体とした有限要素法と、弹性床上のはりの計算を行い、その計算結果を整理することにより、水平地盤反力係数の設定式を誘導することができた。設定式は、地盤の変形係数と掘削次数に依存する係数の関数となっている。
- ⑧地盤を弾塑性体とした有限要素法の計算結果を整理し、良好な地盤の2次以降の掘削に対して最小土圧の設定式を誘導することができた。設定式は、Rankine-Résalの主働土圧より少し小さな土圧となった。なお全ての地盤の1次掘削時と軟弱な地盤ではRankine-Résalの主働土圧とする必要がある。
- ⑨生石灰杭工法により、掘削面側地盤を改良した現場で得られた実測値と、ここで提案した方法による計算値とを比較したところ、計算値は実測値に近似していて、実用に供し得ることがわかった。なお、掘削面側にのみ地盤ばねを有する弾塑性法による計算も行ったが、この現場ではここでの提案による計算と同程度の結果となった。
- ⑩深層搅拌工法により掘削面側地盤に先行地中ばかりを施工した現場で得られた実測値と、計算値とを比較したところ、計算値は実測値と近似していて、ここでの提案が実用に供し得ることがわかった。なお、ここでも掘削面側にのみ地盤ばねを有する弾塑性法による計算も行ったが、掘削面側地盤が

- 受働破壊をして、土留め壁下端が大きく変位をする結果となった。
- ⑪プレロードを導入した現場での実測値と計算値を照合したところ、両者は良い一致をみたことから、ここでの提案は実用に供し得るものと判断できる。
- ⑫掘削面側にのみ地盤ばねを有する弾塑性法によりプレロードを導入しない場合の計算をしたが、プレロードを無視すると、実用上必要な精度の計算ができないことがわかった。

以上に示したように、背面側地盤に関する入力値の設定方法として、ここで提案した方法は実用に供し得るものと考える。

## 参考文献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書(開削編)・同解説, 1996. 12.
- 2) 中村兵次, 中沢章：掘削工事における土留め壁応力解析, 土質工学会論文報告集, Vol. 1. 12, No. 4, 1972. 12.
- 3) 大志万和也, 中谷昌一, 川越裕, 北村敬司：プレロードを考慮した土留め解析, 土木技術資料, 28-5, pp. 9~14, 1986.
- 4) 道路協会：共同構設計指針, 1986. 3.
- 5) 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/VI-25, 1994. 12.
- 6) 中村兵次, 平島健一：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, 土木学会論文集, No. 528/VI-29, 1995. 12.
- 7) 中村兵次, 平島健一：粘性土地盤における掘削土留め壁根入れ部の水平地盤反力係数に関する研究, 土木学会論文集, No. 534/VI-30, 1996. 3.
- 8) 中村兵次, 平島健一：下方に存在する硬い地盤の影響を考慮した掘削土留め工の水平地盤反力係数の設定方法の研究, 土木学会論文集, No. 595/VI-39, 1998. 6.
- 9) Winkler, E. : Die Lehre v. d. Elastizität u. Festigkeit, Prag, pp. 182, 1867.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書(IV下部構造編), 1996. 12.
- 11) 土木学会：トンネル標準示方書(開削編)・同解説, pp. 86, 1986. 6.
- 12) 日本国鉄道東京第一工事局：掘削土留め工の設計に関する検討報告書, I 編仮土留め工, pp. 93~110, 1981. 4.
- 13) 西垣好彦：粘土のヤング係数の歪レベルによる変化, 第26回土木学会年次学術講演会, 1971.
- 14) 柳田真司, 渡部留雄, 山口伊佐雄, 中村兵次, 福島進, 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側圧), 第16回土質工学研究発表会, pp. 1445~1448, 1981. 5.
- 15) 新井時夫, 岸研司：軟弱地盤における立坑の計測事例, 基礎工, Vol. 13, No. 7, pp. 75~81, 1985. 7.
- 16) 増田義孝, 入江平門, 渡辺吉教：軟弱地盤における掘削土留め工の現場計測と設計方法について(8号線湾岸辰巳停車場), 土木学会第41回年次学術講演会, pp. 451~452, 1986.
- 17) 中村兵次, 平島健一：掘削面側地盤を脆性材料で改良した掘削土留め工の応力・変形解析法の提案, 土木学会論文集, No. 492/VI-23, 1994. 6.
- 18) 間瀬淳平, 菅澤昭夫, 金井隆夫, 伊藤勝教：横浜銀行事務センター新築工事における山止設計及計測管理, 第19回土質工学研究発表会, pp. 1125~1128, 1984.
- 19) 蛇川昌義, 中村乙丙, 間瀬淳平, 沢田一郎：東京証券取引所改築工事における山留の設計と施工(その1:新市場館新築工事), 第23回土質工学研究発表会, pp. 1563~1564, 1988.

(1999. 10. 6 受付)

## DETERMINATION OF HORIZONTAL SUBGRADE REACTION COEFFICIENT AND MINIMUM EARTH-PRESSURE FOR BACKSIDE OF AN EARTH-RETAINING STRUCTURE IN CLAYEY SOIL

Hyoji NAKAMURA, Hisanao SUZUKI and Ken-ichi HIRASHIMA

Deformation of earth-retaining walls used in excavations in clayey soil is less when the walls are constructed through ground improvement and strut preloading. At the same time, earth pressure on the backside of the walls is greater than it is when the above methods are not employed. In such cases, the design method cannot incorporate the assumption that the earth pressure on the backside is a known value independent of the displacement of the wall. The use of a calculation method which assumes a ground spring on the backside may be considered, but no method of determining the horizontal subgrade reaction coefficient and minimum earth pressure on the back side has been established. This paper proposes a method to determine the horizontal subgrade reaction coefficient and minimum earth pressure on the basis of a numerical calculation result according to the finite element method. This paper goes on to discuss the results of applying this proposition to two sites: a site with improved ground on the excavation side and one in which the strut preload method was used