

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

中村兵次*・平島健一**

一般に土圧は壁面の移動量と深い関係にあるが、掘削土留め工の場合には壁面の移動量が比較的小さく、しかも形状が曲線となっていることが特徴であり、このことが土留め壁に作用する土圧の決定を難しくしていた。本論文では粘性土地盤を対象として、掘削過程をシミュレートした有限要素法の計算結果から得られる土圧を整理して、設計用の背面側土圧の計算式を提案する。また提案した土圧式の妥当性を提案した土圧式による値と現場の実測値とを照合することにより確認する。

Key Words: earth-retaining wall, earth pressure, clayey soil, finite-element method

1. まえがき

掘削工事に使用する土留め工の設計には、切ばりを支点とする単純ばりあるいは連続ばりに、背面側から見掛けの土圧を作用させる方法が従来から使用されている¹⁾。しかし都市の発展に伴って軟弱地盤での大規模掘削が計画・実施されるにつれて、従来から使用されてきた上記の設計方法の適用性が問題となり、大規模掘削工事での土留め工の設計には、従来の方法に代わって弾塑性法²⁾が広く使用されるようになりつつある^{3)~6)}。

単純ばりや連続ばりを使用する従来の設計方法が適用できる比較的良好な地盤での浅い掘削工事では、土留め壁根入れ部の挙動が問題となることが少ないことから、掘削底面より上部のみを対象として設計計算がなされていたが、軟弱地盤での深い掘削では根入れ部の応力と変形が大きな問題となるので、計算モデルと土圧は土留め壁の上端から根入れ先端までの全区間で定義される必要がある。現在広く使用されている弾塑性法は、この要件を基本的に満足する計算モデルとなっている。

土留め壁に作用する背面側の土圧を設定する際に問題となるのは、掘削に伴って土留め壁が変形すること、その変形がまた、切ばりなどの支保工の存在によって抑制されることである。すなわち土留め壁が変形することにより土圧は静止土圧より小さくなるが、変形が抑制されていることにより主働土圧より大きな値をとるものと考えられる。しかも土留め壁の変形は直線的ではなく、各掘削段階での掘削底面付近で最大となるような曲線形状となるのが一般的であることから、土留め壁に作用する背面側の土圧を数式によって設定することは実質的に困難である。

このような状況を反映して、従来から土留め工の設計に使用されてきた設計用土圧は、現場の実測値を整理したものが中心となっている。最初に使用された土圧は、テルツァギーやチェボタリオフ等^{7)~9)}によって提案された見掛けの土圧であり、これらの土圧は切ばりの軸力を占有面積で除して得られるものであることから、掘削底面より上の部分についてのみ作用するものと考えられ、主として単純ばりあるいは連続ばりモデルで設計が可能で、浅い掘削工事に対して適用されてきた。

深い掘削の設計に広く使用されている弾塑性法の計算においては、掘削底面より上の部分のみでなく根入れ部の土圧も入力する必要がある。弾塑性法が使用され始めた当時は、背面側の設計用土圧としてクーロンやランキン・レザールに代表される極限土圧が使用されたが²⁾、その後数多くの現場実測がなされた結果、掘削に伴って土圧が変化することが確かめられて、土圧計によって測定された土圧を整理した設計用土圧が新しく提案された。柳田・中村(本論文の執筆者の一人)等は、比較的軟弱な粘性土地盤から得られた数多くの実測値を整理して、弾塑性法に代入する土圧の計算式を提案した¹⁰⁾。すなわち実測値は地下連続壁に取りつけた土圧計から得られたものであり、この設計用土圧は、①掘削の進行に伴って背面側土圧も変化すること、②掘削前の土圧からの土圧の減少量は土の粘着力の関数であること、③掘削底面より上の部分では掘削が進行するにつれて土圧が増加することなどが特徴である。このような考え方は、その後制定された各企業体の設計基準に形を変えて採用されている^{3)~5)}。

しかし背面側土圧が土留め壁の変形および背面地盤の変形特性との関係から定義されるべきものであることを考えると、上記の提案に土留め壁の曲げ剛性や地盤の強度と変形特性などがパラメータとして入っていないことに関する疑問もないわけではない。

*正会員 バシフィックコンサルタンツ株式会社総合研究所長
(〒206 東京都多摩市関戸1丁目7番地5)

**正会員 工博 山梨大学工学部土木環境工学科教授

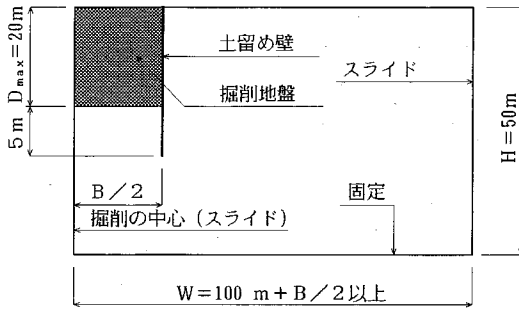


図-1 有限要素法モデルの概要

表-2 計算で想定した土留め壁の種類と曲げ剛性

ケース	土留め壁の種類	曲げ剛性 (I・m ²)
R-1	鋼矢板 (Ⅲ型)	1 5 9 0
N	柱列式地下連続壁	2 3 3 1 0
R-2	地下連続壁	1 8 1 4 0 0

そこで本論文では有限要素法によって掘削過程を計算し、考えられるパラメータの感度を分析して、必要があれば現在使用されている土圧計算式を修正することを検討課題として設定した。

すなわち、本論文は粘性土地盤を対象として、有限要素法を用いた掘削過程の解析から得られる背面側土圧に関する知見と、これを具体化させた設計用背面側土圧の計算方法を示すとともに、この設計用背面側土圧の適用性を確認するための現場実測値との比較を示すものである。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、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. 有限要素法による掘削過程の計算

(1) 有限要素法モデルと計算方法

図-1は、この計算に使用する有限要素法モデルの概要を示したものである。以下に、このモデルの特徴と計算方法を示す。

- ① 左右対称の掘削を考え、その半分を計算の対象とする。
- ② 地盤は面要素 (2次元平面ひずみ) で表現する。この面要素はドラッカー・プラーガーの弾塑性理論を用いた非線形解析が適用できるものとする。
- ③ 地盤は全応力解析とする。
- ④ 土留め壁は弾性体とし、はり部材で表現する。
- ⑤ 切ばりは弾性体とし、トラス部材とする。
- ⑥ 土留め壁と地盤の間にはジョイント要素を入れる。
- ⑦ 掘削前は静止状態となっているとし、それ以降は掘削過程に従って計算する。
- ⑧ 切ばりプレロードは考慮しない。

(2) 計算条件

土留め壁に作用する背面側土圧を決定するパラメータ

表-1 有限要素法による計算ケース

ケース	掘削幅	曲げ剛性	壁面摩擦	切ばりばね	掘削厚さ	安定数	静止側圧
N	20 m	柱列壁	1.0 c	K _s	3 m	5	0.8
B-1	4 m	柱列壁	1.0 c	K _s	3 m	5	0.8
B-2	50 m	柱列壁	1.0 c	K _s	3 m	5	0.8
T-1	20 m	柱列壁	1.0 c	K _s	2 m	5	0.8
T-2	20 m	柱列壁	1.0 c	K _s	4 m	5	0.8
R-1	20 m	鋼矢板	1.0 c	K _s	3 m	5	0.8
R-2	20 m	連続壁	1.0 c	K _s	3 m	5	0.8
F-1	20 m	柱列壁	0.5 c	K _s	3 m	5	0.8
F-2	20 m	柱列壁	0	K _s	3 m	5	0.8
K-1	20 m	柱列壁	1.0 c	K _s /10	3 m	5	0.8
K-2	20 m	柱列壁	1.0 c	10 K _s	3 m	5	0.8
P-1	20 m	柱列壁	1.0 c	K _s	3 m	5	0.7
S-1	20 m	柱列壁	1.0 c	K _s	3 m	3	0.8
S-2	20 m	柱列壁	1.0 c	K _s	3 m	8	0.8

注1) 「曲げ剛性」の欄の「柱列壁」は柱列式地下連続壁を、また「連続壁」は地下連続壁を表す。曲げ剛性は表-2参照。
 注2) 「切ばりばね」の欄のK_sの値は、K_s=23000t/mである。
 注3) 「静止側圧」の欄は、掘削前の静止側圧係数を表す。
 注4) 「壁面摩擦」の欄のcは、粘着力を表す。

として以下のものを考える。

- ① 掘削に関するもの——掘削深さ、掘削幅、各掘削段階での掘削厚さ
- ② 地盤に関するもの——掘削前の静止側圧、地盤の強度と変形特性
- ③ 土留め壁と切ばりに関するもの——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

上記のパラメータの全部を同時に変動させると、計算ケースが非常に多くなるので、最初に基本ケースを設定して、そのパラメータを表-1示すように1個づつ変えることにした。以下に、基本的な考え方を示す。

a) 基本 (ケース [N])

各パラメータの変動幅を考えて、基本ケース [N] は標準的なモデルとした。すなわち深さとともに強度が増加する地盤 (各掘削段階での掘削底面の安定数が N_s=5 程度) に、掘削幅と掘削深さが共に 20m の掘削をすることを想定する。土留め壁として柱列式地下連続壁を使用し、掘削厚さの影響を計算するケース [T-1]、[T-2] を除いて一次掘削時で 2m 掘削し、以降の掘削厚さを 3m とし、20m まで掘削するものとする。

b) 掘削幅 (ケース [B])

基本ケース [N] と合わせて、掘削幅として 4, 20, 50 m の 3 ケースを設定する。なお掘削幅の変更に伴って切ばりのばねの値も変化するので、切ばりの断面積を調整して切ばりのばねの値が変化しないようにした。

c) 掘削厚さ (ケース [T])

掘削厚さ 2m と 4m のケースを追加して、基本ケース [N] と合わせて、2, 3, 4m の 3 ケースを設定する。ケース [T-1]、[T-2] の一次掘削深さは、それぞれ 2m と 4m とする。なお切ばりを設置する位置は、各ケースとも各掘削段階での掘削底面から 1m 上方とする。

d) 土留め壁の曲げ剛性 (ケース [R])

土留め壁は表-2に示す3種類を想定し、各々に該当

表-3 背面側土圧と土留め壁の変形量
(掘削深さ 20m, 掘削底面位置)

ケース	背面側土圧		土留め壁の変形量	
	土圧	比率	変形量	比率
N	13.2	1.000	5.6	1.000
B-1	14.0	1.066	3.3	0.590
B-2	12.4	0.940	8.1	1.445
T-1	14.0	1.066	5.1	0.910
T-2	12.8	0.970	6.2	1.110
R-1	8.9	0.670	6.9	1.230
R-2	17.1	1.300	4.5	0.800
F-1	13.0	0.980	6.1	1.090
F-2	12.5	0.950	7.9	1.410
K-1	12.3	0.930	7.4	1.320
K-2	13.6	1.030	5.2	0.930
P-1	12.7	0.960	5.2	0.930
S-1	14.2	1.080	2.9	0.520
S-2	12.9	0.980	8.1	1.450

注1)「比率」はケース[N]の値に対する各ケースの値の比を示す。
注2)土圧および変形量の単位は、それぞれ(tf/m²), (cm)である。

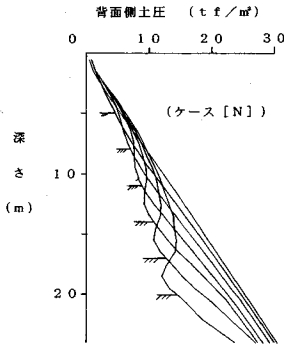


図-2 掘削に伴う背面側土圧の変化

する曲げ剛性を設定する。ここで鋼矢板の曲げ剛性は継手部分のすべりを考慮して、継手部分がすべらないものと仮定した曲げ剛性の45%とし⁹⁾、柱列式地下連続壁ではφ=600の孔内にH-400を挿入することを考えてH鋼のみを有効と考える。また地下連続壁ではコンクリートのひび割れによる剛性の低下を考慮することにして、ひび割れがないと仮定したコンクリート断面に対する曲げ剛性の60%とする^{9),10)}。

e) 土留め壁の壁面摩擦 (ケース [F])

土留め壁の壁面摩擦 (表面のせん断抵抗) を表現するために、土留め壁と地盤の間にジョイント要素を挿入して、その降伏条件として垂直応力によるせん断耐力の変化を考えないで、基本ケース [N] では地盤の粘着力を上限とするせん断抵抗を、ケース [F-1] では地盤の粘着力の半分を上限とするせん断抵抗を考える。またケース [F-2] ではせん断抵抗を考えないことにする。

f) 切ばりのばね (ケース [K])

基本ケース [N] では、水平間隔2mとしてH-400を使用することを想定し、これに相当するばねを考える。追加するケース [K-1] では基本ケース [N] の切ばりばねの1/10の値を、また、[K-2] では基本ケース [N] の切ばりばねの10倍の値を使用する。

g) 掘削前の静止側圧 (ケース [P])

粘性土地盤の掘削前の静止側圧係数は $K_0=0.7\sim 0.8$ 程度と考えられることから¹⁰⁾、基本ケース [N] では $K_0=0.8$ とし、ケース [I-1] では $K_0=0.7$ を考える。なお、後述するように掘削時のポアソン比は粘性土地盤を考えていることから $\nu=0.48$ とするので、掘削前の静止側圧係数を上記のように設定することは、掘削前と掘削中でポアソン比を変えていることを意味している。

h) 地盤の強度および変形特性 (ケース [S])

地盤の強度と変形係数の影響を見るために、新たにケース [S-1], [S-2] を追加し、各掘削段階での掘削底面の安定数が、それぞれ $N_b=3$ と $N_b=8$ となるような地盤を設定する。しかし $N_b=8$ としたケース [S-2] で

は、ヒービングが生じて掘削底面の安定を確保できないので、最終掘削底面 ($D=20m$) 以下は、基本ケース [N] と同様に $N_b=5$ となるように、地盤条件を設定する。なお地盤に対する定数は各ケースとも以下のように設定した。

土の単位体積重量： $\gamma=1.6$ tf/m³

土の粘着力： $c=\gamma z/N_b$

(z : 地表面からの深さ) tf/m²

内部摩擦角： $\phi=0^\circ$

変形係数¹²⁾： $E=480 \cdot c$ (c : 粘着力)tf/m²

ポアソン比： $\nu=0.48$

(3) 背面側土圧に関する計算結果の分析

a) 土圧の変動と土留め壁の変形

上記のように設定した条件に基づいて得られた計算結果のうち、背面側土圧に関する概要を知るために、土留め壁の応力・変形に最も影響のある掘削底面位置での背面側土圧に着目し、掘削深さ20mの場合の計算結果を比較して表-3に示した。この表によると、土留め壁として鋼矢板を使用したケース [R-1] のように、基本ケース [N] の67%の側圧となったケースもあり、従来のように背面側土圧を地盤条件と掘削深さのみの関数で考えることには問題があることが分かる。

b) 掘削深さの影響

図-2にケース [N] の各掘削段階の背面側土圧を示したが、これより背面側土圧は掘削の進行に伴って変化することが分かる。すなわち根入れ部で減少し、掘削底面より上の部分では減少から増加に転じる傾向がうかがえる。こうした現象は掘削によって土留め壁の根入れ部は掘削面側へ変位するものの、掘削底面より上の部分では切ばりの支保効果によって土留め壁の変位が抑制されることに起因しているものと考えられる。

このように背面側土圧は掘削の進行に伴って変化するので、従来から一部で行われているように、設計用背面側土圧として極限土圧を使用することは、正確さを欠くことが分かる。

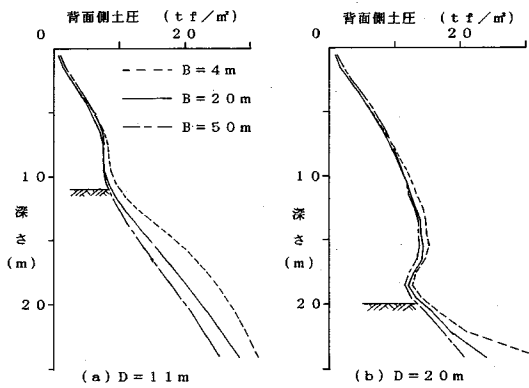


図-3 掘削幅の影響

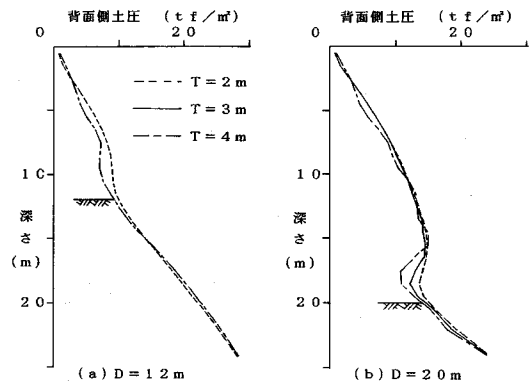


図-4 掘削厚さの影響

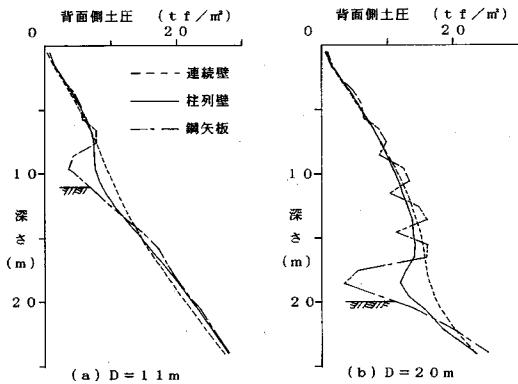


図-5 土留め壁の曲げ剛性の影響

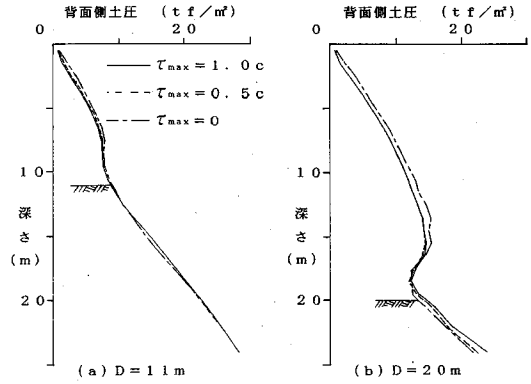


図-6 土留め壁の壁面摩擦の影響

c) 掘削幅の影響

図-3に背面側土圧に及ぼす掘削幅の影響を示したが、この図から掘削幅の影響は掘削面より上部では顕著ではないものの、掘削底面より下方では大きいことが分かる。すなわち掘削幅が狭い場合には背面側土圧が大きく、掘削幅が広い場合には背面側土圧は小さい。このような差異は土留め壁の変形と深い関係があり、掘削幅が広がると土留め壁の変形が大きくなるので、結果として背面側土圧の減少量は大きくなるものと考えられる。

d) 掘削厚さの影響

図-4は背面側土圧に及ぼす掘削厚さの影響を示したものであるが、この図から掘削厚さの影響は掘削底面付近に限定して存在するものの、全体としては影響が小さいことが分かる。

e) 土留め壁の曲げ剛性の影響

図-5に土留め壁の曲げ剛性の影響を示したが、これより土留め壁の曲げ剛性の影響は非常に大きいことが分かる。すなわち土留め壁の曲げ剛性が小さいと背面側土圧の変化は掘削底面付近に限定され、しかもその変化量が大きいのにに対して、土留め壁の曲げ剛性が大きくなると土圧の変化量は小さく形状も滑らかになる。

f) 土留め壁の壁面摩擦の影響

図-6に土留め壁の壁面摩擦（壁面のせん断抵抗）の影響を示したが、これより土留め壁の壁面摩擦の影響は非常に小さく無視できることが分かる。このことは背面側の土圧を、土留め壁表面の状態を考慮せずに決定できることを意味している。

g) 切ばりのばねの影響

切ばりのばねの影響を図-7に示した。これによると切ばりのばねを基本ケース [N] の10倍としたケース [K-2] では、基本ケース [N] に近似した土圧となったが、切ばりのばねを基本ケースの1/10としたケース [K-1] では、掘削底面より上部でやや大きい土圧の減少が見られる。

h) 掘削前の静止側圧の影響

掘削前の静止側圧の影響を図-8に示したように際立って大きいものではないが、特に根入れ部での土圧には差異があり無視することはできない。

i) 地盤の強度および変形特性の影響

地盤の強度による背面側土圧の変化を図-9に示したが、掘削底面より上方の部分で無視できない差異がある。なお、深さ18m付近より下方で、ケース [S-2] の値が変動しているのは、深さ20mの位置で地盤の強度と変形特性を急激に増加させたことによるものである。

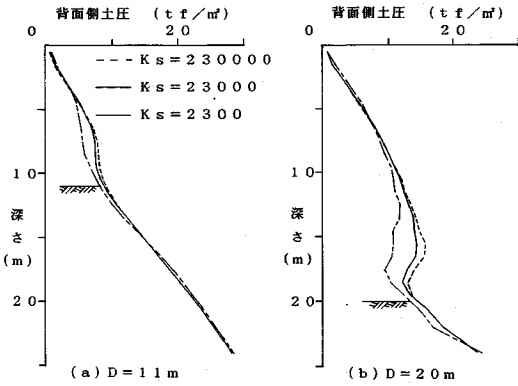


図-7 切ばりのばねの影響

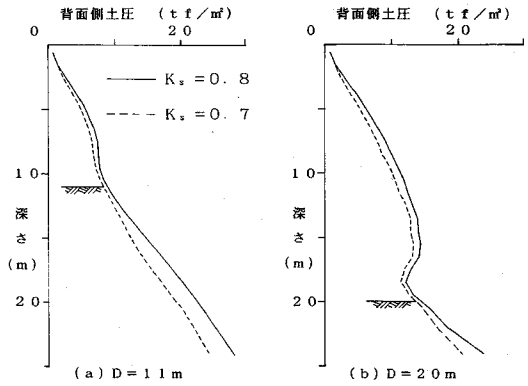


図-8 掘削前の静止土圧の影響

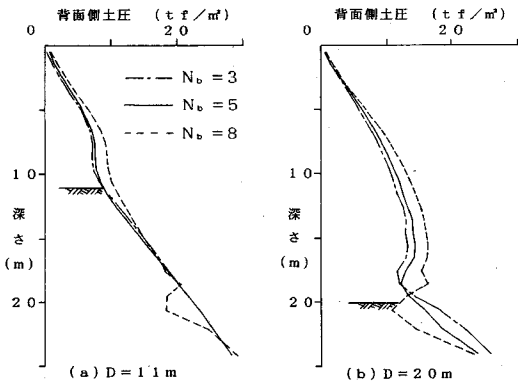


図-9 地盤の強度および変形特性の影響

表-4 上・下部の屈折点の位置

ケース	z_1/D	z_2/D	ケース	z_1/D	z_2/D
N	0.59	0.95	F-1	0.59	0.96
B-1	0.68	0.94	F-2	0.60	0.96
B-2	0.49	0.93	K-1	0.39	0.94
T-1	0.64	0.98	K-2	0.68	0.96
T-2	0.56	0.87	P-1	0.61	0.96
R-1	0.73	0.86	S-1	0.64	0.97
R-2	0.59	1.07	S-2	0.59	0.92
			平均	0.60	0.95

を多くすることにより曲線を精度よく近似することができるが、一方で計算が煩雑になる欠点もある。このような観点から、ここでは各掘削時点での掘削底面付近と、それより上部の1点の合計2点を屈折点とする3本の直線によって近似することにする。

(2) 土圧の計算式

背面側の土圧を誘導するために、各ケースの全掘削段階ごとに土圧分布図を描き(図-3~図-9参照)、その土圧分布図の各々を3本の直線で近似させた(図-10参照)。

上部および下部屈折点の深さは、全ケースの全掘削段階に対して検討した結果、若干の誤差を含むものの、次のように表すことができた(表-4参照)。

$$\left. \begin{array}{l} \text{上部の屈折点 } z_1=0.60D \\ \text{下部の屈折点 } z_2=0.95D \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 D :各掘削段階での掘削深さ(m)

各ケースごとに上部屈折点での土圧(p_1)、下部屈折点での土圧(p_2)、および下部屈折点以下の土圧の増加率(K)を掘削深さに関してプロットして、それぞれを代表する計算式を作ったところ、 p_1 および p_2 は直線で、また K は掘削深さ D の自乗の式で表すことができた(図-11参照)。なお図-11には一次掘削時の p_1 、 p_2 の値をプロットしてないが、一次掘削時には切ばりが設置されないことから、二次掘削以降とは異なる挙動を示すことが想定されるので、一次掘削は別に扱うことにして、ここでは省略した。

ここで考えている全計算ケースに対する計算式を表-5に示すが、基本ケース[N]の場合には、次式で表すことができる。

1) まとめ(土圧に大きく影響する要因)
以上の計算より、背面側土圧に大きな影響を与える要因として次のものを考えれば、精度のよい土圧の計算式が得られる見通しがついた。

- ① 掘削に関するもの——掘削深さ、掘削幅
- ② 地盤に関するもの——掘削前の静止土圧、地盤の強度および変形特性
- ③ 土留め壁と切ばりに関するもの——土留め壁の曲げ剛性、切ばりのばね

これらの6個の要因のうち、掘削深さ、掘削前の静止土圧、地盤の強度を除く、他の要因(掘削幅、土留め壁の曲げ剛性、切ばりのばね)は、従来から使用されてきた背面側土圧の計算式では考慮されていない。

3. 背面側土圧の計算方法の提案

(1) 土圧の表現方法

以下に、有限要素法を使用した上述の検討により得られた知見を表現し得る計算式を誘導する。

有限要素法で計算された土圧は曲線状になっているが、設計用土圧を求めることがここでの主題であることから、設計計算の簡便性を考えて、数本の直線で近似させることを考える。直線で近似する場合には、直線の数

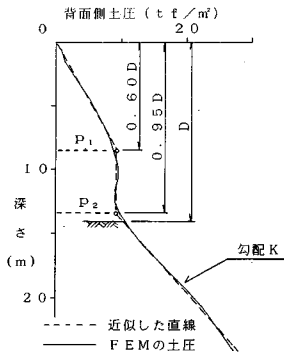


図-10 3本の直線による近似例

表-5 各ケースの直線要素

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= a_1 D + b_1 \\ p_2 &= a_2 D + b_2 \\ K &= K_0 \gamma_1 + c_1 D^2 \end{aligned} \right\} \text{に対する係数}$$

ケース	a ₁	b ₁	a ₂	b ₂	c ₁
N	0.70	-0.40	0.55	1.60	0.0026
B-1	0.76	-0.50	0.54	3.00	0.0044
B-2	0.74	-0.40	0.52	1.60	0.0014
T-1	0.76	-0.40	0.60	1.50	0.0015
T-2	0.89	-3.50	0.50	2.00	0.0028
R-1	0.93	-2.70	0.23	2.50	0.0050
R-2	0.70	-0.10	0.77	1.20	0.0052
F-1	0.74	-0.60	0.57	1.20	0.0020
F-2	0.85	-1.00	0.54	1.80	0.0017
K-1	0.57	-0.20	0.45	2.00	0.0030
K-2	0.80	-1.00	0.61	1.30	0.0017
P-1	0.67	-0.90	0.60	0.40	0.0014
S-1	0.89	-0.80	0.63	1.20	0.0018
S-2	0.62	-0.20	0.54	1.60	0.0030

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= 0.70D - 0.4 \\ p_2 &= 0.55D + 1.6 \\ K &= 1.28 + 0.0026D^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 p_1 ：上部屈折点での土圧 (tf/m²)

p_2 ：下部屈折点での土圧 (tf/m²)

K ：下部屈折点以下の土圧の増加率 (tf/m²/m)

これらの値は、掘削前の静止側圧と比例に近い関係があると考えられるので、このケースの掘削前の静止側圧係数が $K_0=0.8$ 、土の単位体積重量が $\gamma_1=1.6\text{tf/m}^3$ であることから、式(2)を次のように書き改める。

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= K_0 \gamma_1 (0.547D - 0.30) \\ p_2 &= K_0 \gamma_1 (0.430D + 1.25) \\ K &= K_0 \gamma_1 (1.0 + 0.0020D^2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 K_0 ：掘削前の静止側圧係数

γ_1 ：土の単位体積重量 (tf/m³)

他の計算ケースも同様な表現ができるので、各ケースの p_1 、 p_2 、 K を式(3)を基本として次式で表すことにする。

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= K_0 \gamma_1 (0.547D - 0.30) \alpha \\ p_2 &= K_0 \gamma_1 (0.430D + 1.25) \beta \\ K &= K_0 \gamma_1 (1.0 + 0.0020D^2 \gamma) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 α ：上部屈折点での土圧の補正係数

β ：下部屈折点での土圧の補正係数

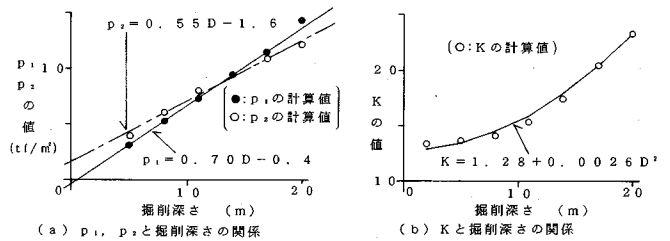


図-11 直線要素の決定(ケース[N])

表-6 各ケースに対する補正係数

ケース	α				β				γ
	D=10	D=15	D=20	D=30	D=10	D=15	D=20	D=30	
N	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.02
B-1	1.07	1.08	1.08	1.08	1.18	1.13	1.09	1.06	1.72
B-2	1.06	1.06	1.06	1.06	0.96	0.95	0.95	0.95	0.55
T-1	1.09	1.09	1.09	1.09	1.06	1.07	1.07	1.08	0.59
T-2	0.82	0.97	1.05	1.13	0.99	0.96	0.95	0.94	1.09
R-1	1.00	1.11	1.17	1.22	0.68	0.60	0.56	0.52	1.95
R-2	1.04	1.03	1.02	1.01	1.25	1.29	1.32	1.34	2.03
F-1	1.03	1.04	1.04	1.05	0.97	0.99	1.00	1.01	0.78
F-2	1.13	1.16	1.17	1.19	1.01	1.00	1.00	0.99	0.66
K-1	0.83	0.83	0.82	0.82	0.91	0.89	0.87	0.86	1.17
K-2	1.06	1.09	1.10	1.12	1.04	1.05	1.07	1.08	0.66
P-1	1.00	1.03	1.05	1.06	1.03	1.03	1.12	1.16	0.63
S-1	1.22	1.24	1.25	1.26	1.06	1.08	1.09	1.11	0.70
S-2	0.91	0.90	0.90	0.89	0.99	0.98	0.98	0.98	1.17

γ ：下部屈折点以下の土圧の増加率を求めするための補正係数

表-5に示した各計算ケースの p_1 、 p_2 、 K に等しくなるように式(4)の補正係数 α 、 β 、 γ を求めると、表-6のようになる。 α および β は掘削深さによって異なるが、ここでは掘削深さ15mに対する値を代表値と考えて、全ての掘削深さに対して使用する。このように仮定することによる誤差は、ケース [T-2] および [R-1] を除いて表-6の範囲内で6%以下となる。しかしケース [T-2] および [R-1] では、それぞれ15%と13%の誤差を含むので、掘削厚さが厚い場合や土留め壁の曲げ剛性が小さい場合には、計算精度がやや劣ることになる。

土留め壁の応力・変形の計算に大きな影響を与えるのは掘削底面付近の土圧であり、その次に影響するのは根入れ部の土圧であることから、 p_2 に対して10%、 K に対して15% (γ に換算すると0.52~1.48) の誤差を許すと、ケース [T] [F] および [P] が該当し、これらのケースは補正する必要がなく、式(3)で計算できることになる。

残されたケースについて、表-6に示した補正係数をそれぞれのパラメータを含んだ計算式で書き表すことにする。これらの補正係数は各パラメータに対して急激な変化を示すことはないと考えられるので、各パラメータあるいはパラメータの常用対数に関する一次式で近似させることを考えて、グラフにプロットして検討した結果、次式に示すようにケース [S] については N_0 に関する一次式、他は各パラメータの常用対数に関する一次式で近

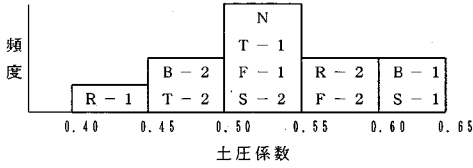


図-12 掘削底面位置での背面側土圧の土圧係数（一次掘削時）

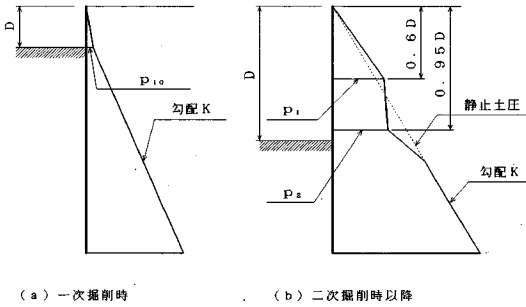


図-13 提案する設計用土圧（背面側）

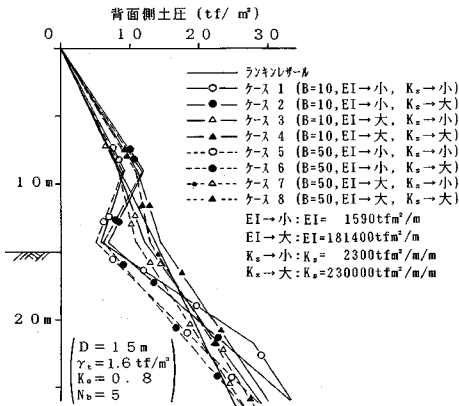


図-14 パラメータの変動に伴う背面土圧の変化

似できることが分かった。なお次式の勾配はパラメータの最大変動幅から求め、切片は基本ケースの値を採るよう決定した。

◎掘削幅の影響：ケース [B]

$$\begin{aligned} \alpha_B &= 1.02 - 0.018 \log B \\ \beta_B &= 1.21 - 0.164 \log B \\ \gamma_B &= 2.36 - 1.045 \log B \end{aligned}$$

◎土留め壁の曲げ剛性の影響：ケース [R]

$$\begin{aligned} \alpha_R &= 1.17 - 0.039 \log EI \\ \beta_R &= -0.44 + 0.33 \log EI \\ \gamma_R &= 4.71 - 0.85 \log EI \end{aligned}$$

◎切ばりのばねの影響：ケース [K]

$$\begin{aligned} \alpha_K &= 0.43 + 0.130 \log K_s \\ \beta_K &= 0.63 + 0.085 \log K_s \\ \gamma_K &= 2.09 - 0.25 \log K_s \end{aligned}$$

◎地盤の強度および変形特性の影響：[S]

$$\alpha_S = 0.66 + 0.068 N_b$$

…(5)

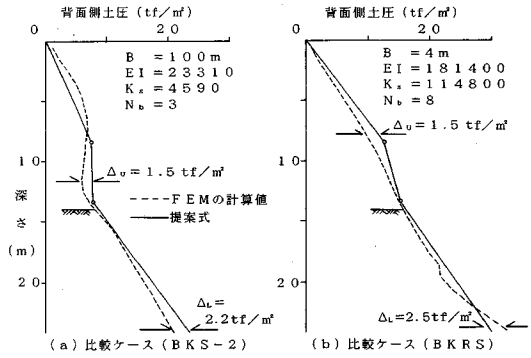


図-15 複合パラメータの照査

表-7 計算条件（パラメータの変動）

パラメータ	計算で採用する値
掘削前の静止側圧係数	$K_0 = 0.8$
土の単位体積重量	$\gamma_s = 1.6 \text{ tf/m}^3$
地盤の強度・変形特性	$N_b = 5$ ($c = 0.32z$, $E = 153.6z$)
一次掘削G L - 2 m, 以降は厚さ3mで15mまで。	
掘削幅	$B = 10 \text{ m}$, $B = 5.0 \text{ m}$
土留め壁の曲げ剛性	$EI = 1590 \text{ tf/m}^2$, 181400 tf/m^2
切ばりのばね定数	$K_s = 2300 \text{ tf/m/m}$, 23000 tf/m/m

表-8 有限要素法と提案式の計算値の差 (D=14m)

ケース名	計算条件				計算値の差 (tf/m²)					
	掘削幅	曲げ剛性	切ばりばね	地盤の強度	掘削面以上		掘削面以下			
	m	tf/m²	tf/m/m		FEM	提案式	FEM	提案式		
基本 [N]	2.0	23310	23000	5	9.4	8.9	0.5	28.4	27.5	0.9
BK-1	4	23310	114800	5	5.9	6.8	-0.9	25.5	28.0	-2.5
BK-2	5.0	23310	9190	5	5.4	6.2	-0.8	23.8	25.7	-1.9
BK R-1	4	181400	114800	5	14.3	14.8	-0.5	29.9	32.1	-2.2
BK R-2	1.0	1590	4590	5	6.1	3.5	2.6	9.8	12.6	-2.8
BK S-1	4	23310	114800	8	12.5	10.9	1.6	30.8	34.3	-3.5
BK S-2	1.0	23310	4590	3	7.3	5.8	1.5	23.1	20.9	2.2
BKRS	4	181400	114800	8	12.0	10.5	1.5	30.0	32.5	-2.5

注) 地盤の強度は掘削底面の安定数 N_b を示す。

$$\beta_S = 0.90 + 0.020 N_b$$

$$\gamma_S = 1.45 - 0.090 N_b$$

ここに、添字 (B, R, K, S): 掘削幅, 土留め壁の曲げ剛性, 切ばりのばね, 地盤の強度および変形特性に関する補正係数

B : 掘削幅 (m)

EI : 土留め壁の曲げ剛性 (tf・m²/m)

K_s : 切ばりのばね定数 (tf/m/m)

N_b : 掘削底面での安定数 ($N_b = \gamma_s D/c$)

c : 地盤の粘着力 (tf/m²)

以上のようにして求められた背面側土圧の計算式 (4) および (5) は、切ばりの支保効果を考慮したものであることから、一次掘削時の土圧の計算に使用することは妥当でない。そこで一次掘削時の土圧の計算式を求めるために、有限要素法の計算結果から、一次掘削時の掘削底面位置での背面側土圧を抽出し、この土圧から掘削底面位置での土圧係数を求めて、頻度分布図にまとめた結果を図-12に示した。

この図から、掘削底面位置での一次掘削の土圧係数は $K_1 = 0.6$ 程度を考えれば、少し安全側の土圧を計算できることが分かる。なお掘削底面以下の土圧については、二次掘削以降と考え方を変える必要性が無いので、式 (4) の K を用いて計算することにする (ただし K に

表-9 比較の対象とする現場の概要

名称	場所	地盤の概要	掘削幅	掘削深	土留め壁
A-壁 ^{1,2,3}	東京(田路・B)	シルト [c=2.7] (0~15m)	53.8m	24.9m	連続壁 (t=100)
B-壁 ^{1,4,5}	東京(田路・A)	シルト [c=6.9] (15~22m) 砂 [N>50] (22m~)	52.6m	22.2m	連続壁 (t=80)
C-壁 ^{1,4,5}	-----	シルト [Nb=4程度] (0~28m)	18.0m	21.0m	鋼管矢板 (φ588)
D-壁 ^{1,6,7}	-----	シルト [Nb=4程度] (0~44m)	6.2m	37.5m	連続壁 (t=90)
E-壁 ^{1,7,8}	東京(羽田)	砂質シルト	24.5m	12.8m	鋼管矢板 (V型)
F-壁 ^{1,8,9}	横浜(B ^{1,2,3,4})	シルト [N=5] (0m~15m)	26.2m	19.1m	連続壁 (t=80)
G-壁 ^{1,8,9}	横浜(A ^{1,2,3,4})	砂 [N=20] (15m~25m) 土層 [N=50以上] (25m以降)	63.5m	19.1m	連続壁 (t=60)

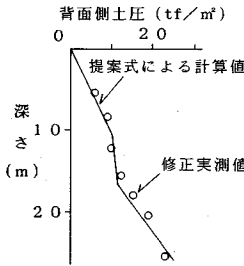


図-17 実際レベルでの実測値と計算値の比較 (A壁, 5次掘削時, D=17.7m)

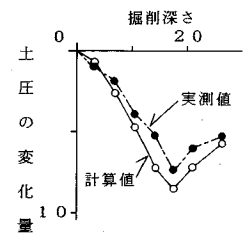


図-18 実測値と計算値の掘削深さとの関係 (A壁, z=15.6mに設置された土圧計)

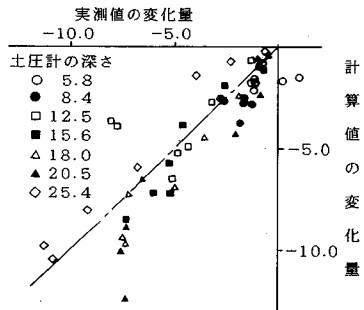


図-16 実測値と計算値の比較 (A壁) (掘削前の土圧からの変化量: tf/m²)

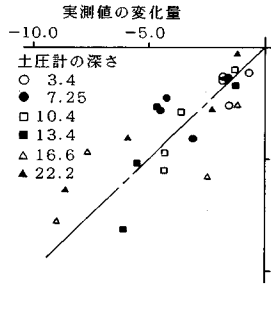


図-19 実測値と計算値の比較 (B壁) (掘削前の土圧からの変化量: tf/m²)

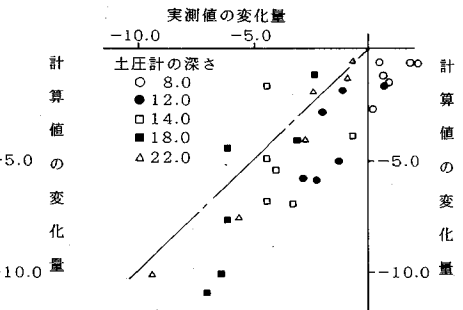


図-20 実測値と計算値の比較 (C壁) (一次掘削時の土圧からの変化量: tf/m²)

関する補正係数 γ の計算では切ばりのばねに関する補正係数は $\gamma_K=1.0$ とする). すなわち一次掘削時の背面側土圧は, 次式で計算できるものとする.

$$\left. \begin{aligned} p &= 0.6\gamma z \quad (z \leq D) \\ p &= p_{10} + K(z - D) \quad (z > D) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

ここに, p : 一次掘削時の背面側土圧 (tf/m²)
 z : 土圧計算点の地表面からの深さ (m)
 p_{10} : 一次掘削時の掘削底面位置での背面側土圧 [$p_{10}=0.6\gamma D$] (tf/m²)
 K : 下部屈折点以下の土圧の増加率 (tf/m²/m)

以上に提案した背面側土圧の分布形状の概要を, 図-13に示した.

(3) パラメータの複合した場合の計算方法

有限要素法の計算では基本ケースを設定しておき, パラメータを1個づつ変化させたが, 実際にはパラメータが複合した状態を考える必要がある. 有限要素法で計算したパラメータを1個づつ変化させたことは, 全体の関係式を当該するパラメータで偏微分したものと考えることができることから, パラメータが複合した場合の補正係数を, 次式で与えることにする.

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \alpha_B \alpha_R \alpha_K \alpha_S \\ \beta &= \beta_B \beta_R \beta_K \beta_S \\ \gamma &= \gamma_B \gamma_R \gamma_K \gamma_S \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

各パラメータが一般に考えられる範囲で変動した場合

の背面側土圧の変動を調べるために, 表-7に示す条件で式(4), (5), (7)により背面側土圧を計算して図-14に示した. 図には次式によって求められるランキン・レザールの主動土圧も合わせて示した. これより, パラメータの変動に伴う土圧の変動は大きく, 無視できないことが分かる.

$$p = \gamma z - 2c = \gamma z - 2\gamma z / N_b = 0.96z \dots\dots\dots (8)$$

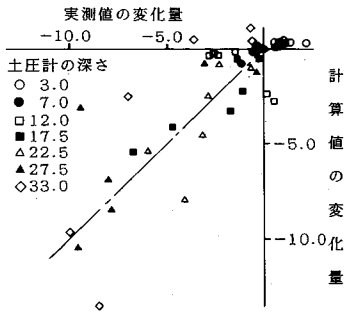
なお, 式(7)のような扱い方の妥当性を見るために, 計算結果が大きく変動するようにパラメータを複合させて演算した有限要素法の計算結果と, 式(4), (5), (7)によって計算した値を比較して, その誤差を表-8に示した. これによると掘削面以上で2tf/m²程度, 掘削面以下で3tf/m²以下の誤差となっている.

また図-15はこの比較検討結果の一部で, 各パラメータとも基本ケース [N] に比較して極端な値を採った場合の結果であるが, 有限要素法の計算結果と式(7)のそれは良い一致を示しており, 式(7)の適用性が確認できた.

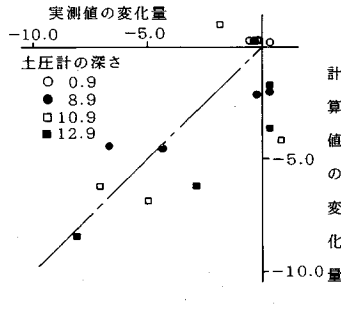
4. 現場実測値と計算値との比較

(1) 比較の対象とする現場の概要

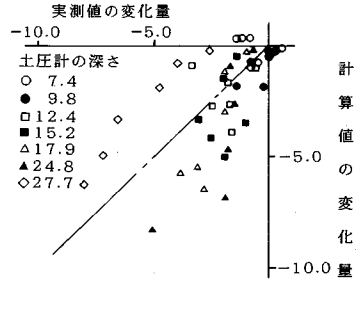
上記の設計用土圧の計算式の適用性を見るために, 表-9に示す現場を対象として実測値との比較を試みる.



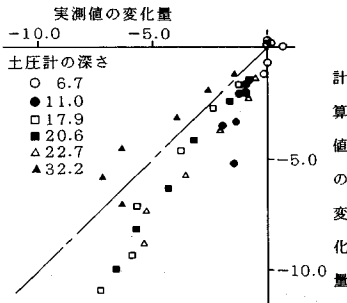
図一21 実測値と計算値の比較 (D壁)
(一次掘削時の土圧からの変化値 : tf/m^2)



図一22 実測値と計算値の比較 (E壁)
(一次掘削時の土圧からの変化量 : tf/m^2)



図一23 実測値と計算値の比較 (F壁)
(一次掘削時の土圧からの変化量 : tf/m^2)



図一24 実測値と計算値の比較 (G壁) (一次掘削時の土圧からの変化量 : tf/m^2)

ここで比較の対象として使用する現場は比較的軟弱な粘性土地盤であって、使用している土留め壁は鋼矢板、鋼管矢板および地下連続壁である。また掘削幅は6.2mから63.5mまでとなっている。

(2) 土圧の比較の方法

現場での土圧の測定は土留め壁に土圧計を取付けて行すが、土圧計を土留め壁に取付ける際に種々の問題があって、正確な土圧を得ることは難しい。しかし、これらの問題は取付け時の問題であって、掘削前の土圧が正しく測定できない原因となっているものの、その後の土圧の変化は掘削前の土圧に比較して精度良く測定できるものと仮定する。このような観点から、ここでは測定された土圧の絶対量を対象としなくて、掘削前(掘削前の土圧が示されていない場合には一次掘削時)からの土圧の変化量に着目して比較するものとする。

(3) 比較結果

上記のようにして得られた実測値と計算値の比較のうち、A壁に対する結果を図一16に示した。この図では各ポイントにはバラツキがあるようにも見えるので、掘削前の静止側圧($K_0=0.8$, $\gamma_1=1.6tf/m^3$ として計算)に測定値の変化分を加えて得られる土圧と、提案土圧式から計算される土圧を比較し図一17に示した。また深さ15.6mに設置された土圧計の測定値と提案式から計算される土圧の、掘削深さとの関係を図一18に示した。こ

れらの図から、提案した土圧式と実測された土圧とは良い一致をしていることが分かる。このように図一16では実際に使用する土圧から静止側圧を除いた値を比較しているために、誤差を拡大して示しているが、この図に表れたバラツキでも実用上は充分であることが分かる。

他の現場での実測値について、図一16と同様な整理をして図一19から図一24に示した。いずれの現場も図一16と同様な傾向を示していて、掘削による土圧の変化に対して提案した土圧の計算式が概ね実測値と一致していることが分かった。

5. まとめ

粘性土地盤での掘削土留め工の設計に使用する背面側土圧を求めるために、有限要素法を使用してパラメータの感度分析を行い、感度の高いパラメータを含む土圧式を提案した。そして提案した土圧式の適用性を見るために、現場実測値との比較を行った。これらから以下の事柄が分かった。

- ① 土留め壁に作用する背面側土圧は、掘削の進行に伴って変化する。これには土留め壁の変形が大きな影響を与えているが、大きな変形を前提とする極限土圧とは異なるものである。
- ② 土留め壁に作用する背面側土圧に大きな影響を与える要因は、掘削深さ、掘削幅、土留め壁の曲げ剛性、切ばりのばね、掘削前の静止側圧、および地盤の強度と変形特性であって、従来から設計に使用されている要因(掘削深さ、掘削前の静止側圧および地盤の強度)のみでは不足している。
- ③ 掘削幅が広い場合、土留め壁の曲げ剛性が小さい場合、切ばりのばねが小さい場合、および地盤の強度が高い場合には、いずれも背面側土圧は小さくなる。
- ⑤ 上記の各パラメータを含めた設計用土圧の計算式を提案し、現場実測値と比較した結果、提案式により掘削による土圧の変化を実用上十分な精度で説明できることが判明した。

また、本論文では、弾塑性法によって土留め壁の応力と変形を計算する際に必要になる背面側土圧に関する新しい提案をしたが、この提案式によって土圧を求める際には、以下の注意が必要である。

- ① ここで提案した背面側土圧は掘削面側の抵抗機構が掘削幅の効果などを取り入れて適切に表現された場合⁹⁾にのみ使用できる土圧である。
- ② 本論文では一般の切ばりで支保される土留め工を対象としていてプレロードを導入することを考えていないので、切ばりの代わりにグラウンドアンカーを用いる場合に、ここで提案した土圧をそのまま用いることには問題がある。
- ③ 本論文には掘削前の静止側圧係数に関する検討を含んでいないが、文献^{10),19)}が参考になる。
- ④ 掘削厚さが4mを越える場合や土留め壁の曲げ剛性が $EI=1500\text{tfm}^2/\text{m}$ 以下の場合には、誤差が大きくなる。

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，土質工学会論文報告集，Vol. 12, No. 4, pp. 96～103, 1972.
- 3) 道路協会：共同溝設計指針，1986.3.
- 4) 首都高速道路公団：仮設構造物設計基準，1990.2.
- 5) 鉄道建設公団：深い掘削土留工設計指針（案），1992.3.
- 6) 日本建築学会：山留め設計施工指針，1981.1.
- 7) Peck, Ralph B: Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago Subway, Trans. ASCE, pp. 1008～1036, 1943
- 8) Terzaghi Karl and R. B. Peck: Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc. 1948
- 9) Tschebotarioff, Gregory P: Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, McGraw-Hill, 1951
- 10) 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，第16回土質工学会研究発表会（その1：掘削前側圧及び背面側側圧），pp. 1445～1448, 1981. 5.
- 11) 柳田真司・渡部留雄・山口伊佐雄・久杉和雄・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3：設計用側圧の適用性），第16回土質工学会研究発表会，pp. 1453～1456, 1981. 5.
- 12) 西垣好彦：粘土のヤング率り歪みレベルによる変化，第26回土木学会年次学術講演会，1971.
- 13) 桂豊・井上嘉信：軟弱地盤におけるRC山留め壁の側圧と変形（その2），第16回土質工学会研究発表会，pp. 1497～1500, 1981. 5.
- 14) 桂豊・井上嘉信：軟弱地盤におけるRC山留め壁の側圧と変形，第15回土質工学会研究発表会，pp. 1481～1484, 1980.
- 15) 鉄道建設公団：深い掘削土留工設計指針（案），pp. 204～205, 1992. 3.
- 16) 鉄道建設公団：深い掘削土留工設計指針（案），pp. 206～207, 1992. 3.
- 17) 杉本隆男・宮尾新治・田中幹彦・石黒健：環状8号線羽田空港トンネル工事におけるヒービング計測管理（その4），第23回土質工学会研究発表会，pp. 1593～1596, 1988. 6.
- 18) 古藤田喜久雄・藤田努・坪倉久・中山繁・秋田親男・森脇登美夫：山留めの計測管理（軟弱粘性土の場合），第15回土質工学会研究発表会，pp. 1469～1472, 1980.
- 19) 古藤田喜久雄・青木雄二郎・新海淳一：土質による側圧係数の分類，第10回土質工学会研究発表会，pp. 859～862, 1975.

(1994.4.20 受付)

STUDY ON EARTH PRESSURE BEHIND A WALL IN THE DESIGN OF AN EARTH-RETAINING STRUCTURE IN CLAYEY SOIL

Hyoji NAKAMURA and Kenichi HIRASHIMA

The behavior of an earth-retaining structure is affected to a great degree by the magnitude of the earth pressure behind the wall. In other words, determining the above earth pressure is of particular importance in the design of the earth-retaining structure. Generally, the earth pressure is closely related to the displacement of the wall surface. In the case of an earth-retaining structure, however, the earth pressure acting on the earth-retaining wall has been difficult to determine because of the characteristics of the above wall, for example, the relatively small wall displacement and its curved shape.

This paper analyzes the earth pressure determined from calculations by using the finite-element method which simulates the excavation work for clayey soil and proposes a new design approach for modeling the earth pressure behind the wall. The accuracy of this method is also verified by comparing the estimated earth pressure and the measured value obtained in the field.