

# 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

中村兵次\*・平島健一\*\*

脆性材料で掘削面側地盤を改良した場合の掘削土留め工の挙動を、従来の弾塑性法により推定することは、残留強度がピーク強度に比較して著しく小さいために危険であると考えられる。本論文ではこのような地盤改良の強度特性を反映しうる新たな理論を提案し、その適用性を現場実測値と比較することにより確認した。また改良地盤の厚さに関する検討方法についても提案した。

**Key Words** : ground treatment, earth-retaining wall, ground spring method

## 1. まえがき

掘削に伴う土留め工の応力と変形の計算には、従来から使用されてきた切ばりを支点とする単純ばりに見掛けの土圧<sup>1)~3)</sup>を作用させる方法(慣用計算法)<sup>4)</sup>に代わって、土留め壁を弾性ばりとし、このはりを切ばりを代表するばね支点と掘削面側の地盤の抵抗を代表する弾塑性ばねで支える方法(弾塑性法)<sup>4),5)</sup>が広く使用されるようになった<sup>6),7)</sup>。特に地盤が軟弱な場合や深い掘削をする場合には、ほとんどの場合この弾塑性法によって土留め工の設計をしている。これは弾塑性法が、掘削に伴って荷重と構造モデルが変化する土留め工の状態を、合理的に表現していることによるものであるからだと考えられる。

このように弾塑性法は広く使用されているものの、現在使用されている弾塑性法の仮定から考えて、掘削面側地盤が脆性破壊する場合には適用できないように思われる。すなわち現在使用されている弾塑性法では、掘削面側の抵抗を表現する地盤ばねにパイリニヤの性質を持たせているために、掘削面側の地盤がピーク強度と同程度の残留強度を有する場合には有効であるものの、破壊後の残留強度がピーク強度より著しく小さくなるような場合には、パイリニヤの仮定が実際と異なるために誤差が大きくなり、しかも危険側の結果を与えることになる。

一方で、軟弱地盤での掘削では深層混合攪拌工法や噴射攪拌工法といった高強度の地盤改良工法が広く使用される傾向にあるが、これらの改良工法によって改良された地盤の残留強度はピーク強度より相当に小さいので、従来の弾塑性法で土留め工の応力と変形の計算をすることは誤差が大きく危険であると考えられる。

このような観点から、土留め壁からの水平反力が改良地盤のピーク強度を超えて地盤が破壊した後は、地盤の抵抗としてピーク強度でなく残留強度を考えるように弾塑性法を改良し、この理論の適用性を現場実測値と比較することにより検証する。そしてこの理論を使用して、改良地盤の塑性化に着目した改良厚さの決定方法に関する検討を行う。

本論文は、新しい弾塑性法の考え方と上記の検討の結果を紹介するものである。

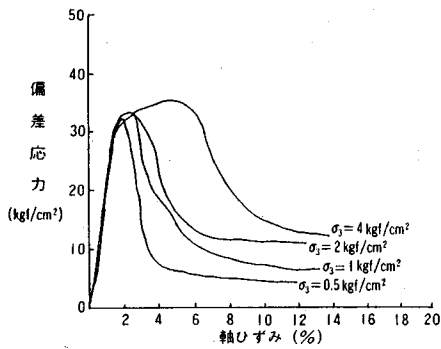
## 2. 脆性材料で改良された地盤の力学特性

軟弱地盤で深い掘削をする場合には地盤を改良することが一般的である。掘削工事の地盤改良は、掘削面側の根入れ部の抵抗土圧を大きくすること、および掘削底面の安定(ボーリング、ヒーピング、盤ぶくれなど)を確保することが主な目的であることから、掘削面側を改良することが合理的であり、一般にそのように施工されている。軟弱地盤における掘削工事に用いられる地盤改良工法には、生石灰杭工法、深層混合攪拌工法、噴射攪拌工法などがある。このうち生石灰杭工法は1960年代前半から使用されているもので、掘削面側地盤に全面的に、かつ深さ方向にもある程度の厚さをもって、生石灰杭を打設することにより、マンデル打設に伴う側方向圧縮と、生石灰が粘性土中の間隙水を吸収・膨張することにより、粘性土地盤の圧密を促進させ、地盤の強度を増加させることを期待した工法である<sup>8)</sup>。生石灰は間隙水を吸収して消石灰に化学変化して安定した材料に変化するので、改良効果は永続すると考えられる。しかし、この工法で得られる改良強度は他の工法に比較して小さいので、比較的浅い掘削か、軟弱地盤であっても極端に軟弱でない場合に限定される。

一方、深層混合攪拌工法と噴射攪拌工法は、1970年代前半から使用されているもので、安定材としてセメン

\*パ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)

\*\*山梨大学工学部土木環境工学科教授



図一 改良体の三軸圧縮試験結果 (CD 試験)

トスラリーを使用する。深層混合攪拌工法では、ロッドから注入される安定材を攪拌翼によって地盤と攪拌混合するのに対して、噴射攪拌工法では安定材を高圧で噴射して地盤を除去し、安定材に置換するものである。いずれも生石灰杭工法よりは大きな改良強度を得ることができるが、両者を比較すると噴射攪拌工法の方が大きい改良強度を得ることができるといわれている。

生石灰杭工法で改良された地盤は、地盤全体が圧密されて強度が増加するので、破壊の後の強度は一般の地盤と同様にピーク強度に近い残留強度を有していると考えられている。他方、深層混合攪拌工法と噴射攪拌工法では、改良体と地盤とは別なものとなっていて、改良体の間に存在する未改良土は改良前の状態と変わらない。したがって、改良の効果は改良体のみの性質によることになる。この改良体はセメントと土の混合物であるので、硬く強度は大きいものの、破壊後は強度が著しく低下する (図一)<sup>9)</sup>。このような改良地盤の力学特性は、他の文献にも紹介されている<sup>10), 11)</sup>。

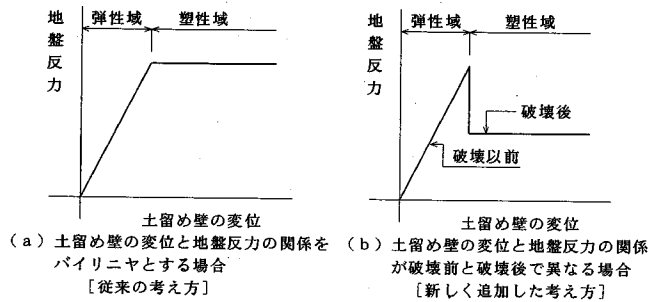
図一によると、ピーク強度は拘束圧力に関係なく一定値となるが、残留強度は拘束圧力の影響を強く受けることが分かる。また、この場合の破壊後の内部摩擦角は46°と大きな値となっている。

### 3. 応力と変形の計算方法

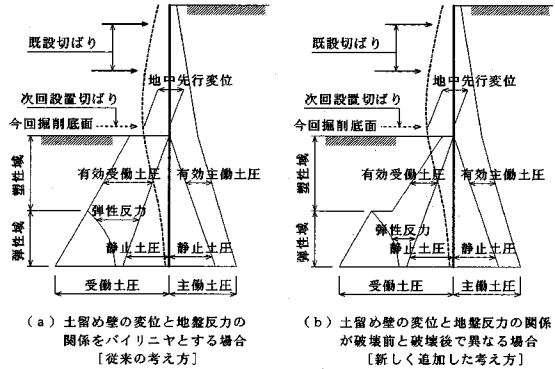
#### (1) 構造モデルおよび荷重に関する仮定

以下の仮定に基づいて、従来の弾塑性法に機能を追加して計算する。

- ① 施工順序を考慮して計算を進める。
- ② 土留め壁は弾性のはり部材とする。
- ③ 切ばりは弾性支承 (水平と回転に対して弾性) とし、入力により引張抵抗を考えないことも選択できるようにする。
- ④ 掘削に伴い切ばり架設時に、既に発生している地中先行変位を考慮する。
- ⑤ 切ばり支点のセット量 (切ばりばねが有効に働くまでの余裕量) を入力できるようにする。



図二 土留め壁の変位と地盤反力の関係



図三 構造モデルと荷重

- ⑥ 掘削面側の地盤の抵抗は、弾性域では土留め壁の変形に比例した地盤反力が作用するものとし、塑性域では入力により以下の2種類の状態のどちらかを考え得るようにする (図二)。
  - 土留め壁の変位の増大に関係なくピーク強度に相当する有効受働土圧が作用する (従来から採用されてきた考え方で、一般の地盤に使用する)。
  - 破壊以降は土留め壁の変位に関係なく破壊後の低下した強度に相当する有効受働土圧が作用する (新しく追加した考え方で脆性材料で改良した地盤に使用する)。
- ⑦ 施工の途中で地盤改良することも考えて、地盤ばねや土質条件も施工途中において変更できるようにする。
- ⑧ 背面側に作用する荷重は、掘削段階ごとに変えることができるようにし、入力によって設定する。
- ⑨ 掘削面側に作用する荷重としては、土留め壁が変形しない状態で作用している土圧 (静止土圧あるいは平衡土圧) と土留め壁の変形に関する土圧とを考え、前者を掘削段階ごとに入力によって設定できるものにして、後者を⑥によって設定される弾塑性の地盤ばねで表現する (図三)。

#### (2) 計算方法

掘削土留め工の計算が一般の構造物と比較して難しい

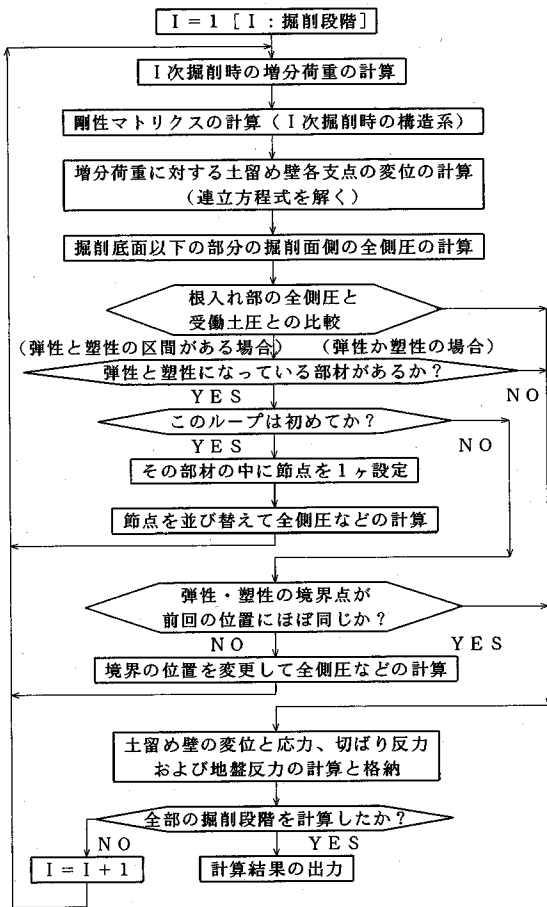


図-4 計算の概略な流れ

のは、掘削に伴って構造系と荷重が変化することに原因がある。すなわち、掘削することによって掘削面側の抵抗地盤が除去され、代わりに切ばりが挿入される。それと同時に、背面側の土圧も掘削面側の静止土圧も変化する。こうした状態を考えると、単に任意の掘削時点のみを考えるのでは問題を解くことができず、施工順序を考慮に入れた解析方法が必要であることが分かる。

施工順序を考慮に入れた解析方法には、次の2種類の方法が考えられる。

[全荷重法] 任意の掘削段階を想定して、その時点で土留め壁に作用している荷重を、その時点での構造系に作用させる方法。ただし各切ばり支点には、その切ばりが設置される時点で既に発生している土留め壁の変位量(地中先行変位)をセット量として入力する。

[荷重増分法] 任意の掘削段階を想定して、その時点での構造系に前段階からの荷重の増分量を作用させて得られる各部の応力と変位の増分を、前段階の応力と変位に加算してその時点での応力と変位とする方法。この場合には地中先行変位は考慮しない。

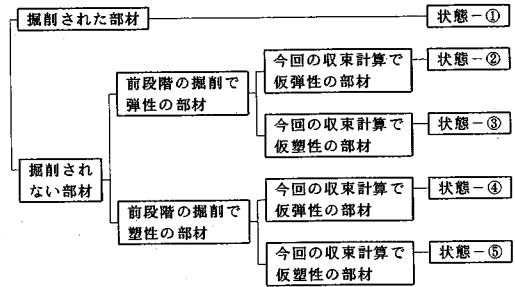


図-5 取束計算中の部材の状態

表-1 取束計算中の掘削面側地盤の条件

今回の状態	弾性と塑性の判定に使用する強度	水平地盤反力係数	掘削面側の荷重
状態-①	必要としない	必要としない	必要としない
状態-②	破壊前のピーク強度	$K_0$ (破壊前)	静止土圧
状態-③	破壊前のピーク強度	必要としない	破壊前のピーク強度
状態-④	破壊後の強度	$K_0$ (破壊後)	静止土圧
状態-⑤	破壊後の強度	必要としない	破壊後の強度

著者らが以前に提案した弾塑性法<sup>5)</sup>は前者の全荷重法によっていたが、本論文では掘削の途中で掘削面側の地盤を改良することを考えているので、全荷重法の採用は適当でないことから、後者の荷重増分法を採用することにする。

上述の荷重増分法を採用し、しかも掘削面側地盤の抵抗を表現する地盤ばねの特性が複雑であることを考えると、構造モデルとして以下の2種類が考えられる。

○土留め壁に数多くの節点を持たせて、地盤ばねの反力も土留め壁に作用する荷重もその節点のみで伝達させる方法。

○土留め壁の節点の数は、切ばり支点、各次掘削の掘削底面、地層の境界点などの必要最少限にして、地盤のばねと土留め壁に作用する荷重は節点と節点を結ぶ部材に作用すると考える方法。

上記の2種類の方法のうち、前者は近似解法であって厳密解を得ることはできないが、計算プログラムを作成するには便利な方法である。後者は弾性と塑性の境界を取束計算によって求める際にやや複雑な手法が必要になるため計算プログラムが煩雑になるものの、計算時間を短くすることができ、かつ厳密解を得ることができることから、ここでは後者を採用する。

各掘削時点の応力と変位の増分の計算は、土留め壁に設置した各節点の変位(水平変位と回転角)を未知数とした変形法によって求める。

ここで作成した計算プログラムの概略的な流れを図-4に示した。この図に示したように、掘削面側の抵抗を表す地盤ばねの状態(弾性か塑性のいずれか)を決定するために取束計算が必要である。取束計算には、土留め壁の各部材を図-5に示すように定義して、それぞれの部材を表-1に示したような弾性と塑性の判定基準およ

表-2 部材の位置・地盤の状況と荷重の関係

今の状態 部材位置状態	前の状態		考える増分荷重		備考	
	部材位置	地盤状態	背面側	掘削面側		
掘削面以上	掘削面なし	掘削面より上方	地盤がない	等変分布荷重	荷重なし	I
		掘削面より下方	弾性地盤	等変分布荷重	前回までの弾性反力と前回の静止側圧の和を打ち消す荷重	II
			塑性地盤	等変分布荷重	等変分布荷重	III
掘削面以下	弾性地盤	掘削面より下方	弾性地盤	等変分布荷重	静止側圧と弾性反力の変化分	IV
		塑性地盤	等変分布荷重	前回の受働側圧から今回の静止土圧までの変化分と弾性反力の和	V	
	塑性地盤	掘削面より下方	弾性地盤	等変分布荷重	前回までの弾性反力と前回の静止側圧の和と今回の受働側圧の差	VI
塑性地盤			等変分布荷重	等変分布荷重	VII	

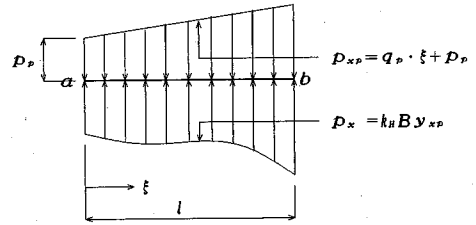


図-6 一般の部材に作用する弾性反力を含む曲線分布荷重

掘削面側の荷重を使用することにした。

(3) 基本式

荷重増分法で構造解析をする場合には、各計算ステップにおける構造モデルと荷重の増分量を設定しておくことが必要になるので、施工段階を考慮して整理すると、土留め工の場合には表-2に示すようになる。この表-2に示した部材の状態と荷重の状態を整理し直すと、部材については一般の部材と弾性床上的のりの2種類となり、荷重としては等変(直線変化の)分布荷重と弾性反力を含む曲線分布荷重の2種類になる。そして、それぞれを組合せると次のようになる。

- ① 一般の部材で等変分布荷重を受けるケース ..... I, III, VII
- ② 一般の部材で弾性反力を受けるケース ..... II, VI
- ③ 弾性床上的のりだけで等変分布荷重を受けるケース ..... IV, V

上記の部材と荷重の組合せのうち、①と③の状態については既往の文献<sup>12)</sup>などに示されているので省略し、ここでは②に対する基本式を以下に示すことにする。

着目している掘削段階の直前の掘削段階で弾性であった部分を掘削する場合、または直前の掘削段階で弾性であった部分が今回の掘削によって塑性となる場合については、掘削面側の今回の掘削に対する増分荷重は、弾性反力を含む曲線分布荷重となる。この荷重は、弾性反力と等変分布荷重とで成り立っているが、等変分布荷重に対しては上記①と同様に扱うことができるので、ここでは弾性反力のみを扱う。

図-6を参照して、この場合のはりのたわみの一般式は次のようになる。

$$EI \frac{d^4 y_x}{dx^4} = p_x = (k_H B y_{xp}) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $EI$ : 部材の曲げ剛性  
 $y_x$ : 着目点のたわみ  
 $x$ : 部材の左端から着目点までの距離  
 $p_x$ : はりに作用する荷重強度

$k_H$ : 水平地盤反力係数

$B$ : 載荷幅

$y_{xp}$ : 前段階までの土留め壁の変位

前段階までに弾性床上的のりに作用していた等変分布荷重  $p_{xp}(\xi)$  を次式で表すことにする。

$$p_{xp}(\xi) = p_p + q_p \cdot \xi \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $\xi$ : 部材の左端から着目点までの距離

$p_p$ : 等変分布荷重の左端の荷重強度

$q_p$ : 等変分布荷重の荷重の増加度

このように仮定し、三角関数と双曲線関数を次式:

$$\sin \beta x = S_x, \cos \beta x = C_x, \sinh \beta x = S_{hx}, \cosh \beta x = C_{hx}$$

のように簡略化して表現すると、微分方程式(1)の解は次のように求めることができる。

$$y_x = C_{hx} C_x y_{ap} + \frac{C_{hx} S_x + S_{hx} C_x}{2\beta} \theta_{ap} - \frac{S_{hx} S_x}{2\beta^2 EI} M_{ap} - \frac{C_{hx} S_x - S_{hx} C_x}{4\beta^3 EI} S_{ap} + \frac{1 - C_{hx} C_x}{4\beta^4 EI} p_p + \frac{2\beta x - S_{hx} C_x - C_{hx} S_x}{8\beta^5 EI} q_p \dots \dots (3)$$

ここに、 $y_{ap}$ ,  $\theta_{ap}$ ,  $M_{ap}$  および  $S_{ap}$  は、それぞれ前段階までの土留め壁  $a$  端のそれぞれ変位、回転角、曲げモーメントおよびせん断力である。また、 $\beta$  は土留め壁の曲げ剛性と掘削面側地盤の水平地盤反力係数から次式によって得られる係数である。

$$\beta = \sqrt[4]{k_H B / 4EI} \dots \dots \dots (4)$$

変形法を使用して構造解析を行うために、部材の両端での曲げモーメントとせん断力を、次式のように部材両端での変位と回転角(たわみ角)および部材に作用する荷重で表すことにする。

$$\begin{bmatrix} S_a \\ M_a \\ S_b \\ M_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_1 & C_2 & -C_1 & C_2 \\ C_2 & C_3 & -C_2 & C_4 \\ -C_1 & -C_2 & C_1 & -C_2 \\ C_2 & C_4 & -C_2 & C_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_a \\ \theta_a \\ y_b \\ \theta_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} S_{fa} \\ M_{fa} \\ S_{fb} \\ M_{fb} \end{bmatrix} \dots \dots \dots (5)$$

上式の剛性マトリクスの各要素は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{12EI}{l^3}, \quad C_2 = \frac{6EI}{l^2} \\ C_3 &= \frac{4EI}{l}, \quad C_4 = \frac{2EI}{l} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

また、式(5)の右辺の荷重項は次のようになる。

$$\begin{aligned} S_{fa} &= -\frac{6EI}{l^3} g_{sa1} y_{ap} + \frac{6EI}{l^3} g_{sa2} \theta_{ap} \\ &+ \frac{1}{\beta l^3} g_{sa3} M_{ap} + \frac{1}{\beta l^3} g_{sa4} S_{ap} \\ &+ \frac{1}{2l^2} g_{sa5} p_p + \frac{3}{2l^3} g_{sa6} q_p \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{fa} &= \frac{6EI}{l^2} g_{ma1} y_{ap} + \frac{6EI}{l^2} g_{ma2} \theta_{ap} \\ &+ \frac{3}{l^2} g_{ma3} M_{ap} + \frac{1}{l^2} g_{ma4} S_{ap} \\ &+ \frac{1}{2l^2} g_{ma5} p_p + \frac{1}{4l^2} g_{ma6} q_p \dots\dots\dots (8) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{fb} &= \frac{6EI}{l^3} g_{sb1} y_{ap} + \frac{6EI}{l^3} g_{sb2} \theta_{ap} \\ &+ \frac{1}{\beta l^3} g_{sb3} M_{ap} + \frac{1}{\beta l^3} g_{sb4} S_{ap} \\ &+ \frac{1}{2l^2} g_{sb5} p_p + \frac{3}{2l^3} g_{sb6} q_p \dots\dots\dots (9) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{fb} &= \frac{6EI}{l^2} g_{mb1} y_{ap} + \frac{6EI}{l^2} g_{mb2} \theta_{ap} \\ &+ \frac{3}{l^2} g_{mb3} M_{ap} + \frac{1}{l^2} g_{mb4} S_{ap} \\ &+ \frac{1}{2l^2} g_{mb5} p_p + \frac{1}{4l^2} g_{mb6} q_p \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

ここに、 $g_{saj}$ ,  $g_{maj}$ ,  $g_{sbj}$  および  $g_{mbj}$  ( $j=1, 2, \dots, 6$ ) は付録に示した計算式によつて与えられる係数である。

変形法によつて各節点の変位と回転角が求められればその結果を式(5)に代入することにより部材左端の曲げモーメントとせん断力を求めることができる。

その結果、部材の任意点の水平変位、曲げモーメントおよびせん断力が次式により求められる。

$$\begin{aligned} y_x &= y_a + x\theta_a - \frac{x^2}{2EI} M_a - \frac{x^3}{6EI} S_a \\ &+ \frac{1}{6EI} \left[ -6EI(C_{hx}C_x - 1)y_a \right. \\ &+ 3EI \left\{ 2x - \frac{1}{\beta} (C_{hx}S_x + S_{hx}C_x) \right\} \theta_a \\ &- 3 \left( x^2 - \frac{1}{\beta^2} S_{hx}S_x \right) M_a \\ &- \left. \left\{ x^3 - \frac{3}{2\beta^3} (C_{hx}S_x - S_{hx}C_x) \right\} S_a \right. \\ &+ \left. \left\{ \frac{x^4}{4} + \frac{3}{2\beta^4} (C_{hx}C_x - 1) \right\} p_p \right] \end{aligned}$$

表-3 検証に使用した現場

	地盤の概要	地盤改良の概要	掘削の概要
A 現場	上部：砂質土(5<N<40) 中間部：軟弱粘性土 下部：砂質土(5<N<10)	最終掘削底面より4m上方から14mの厚さを噴射攪拌工法により改良	平面規模44×49m, 掘削深さ30.6m, 1.2段掘削, 順巻
B 現場	全体に軟弱なシルト層と緩い砂層の互層	最終掘削底面以下を厚さ5.2mにわたって噴射攪拌工法によって改良	掘削幅 約6m, 掘削深さ22.6m, 1.0段掘削, 立坑

$$+ \left[ \frac{x^5}{20} + \frac{3}{4\beta^5} (S_{hx}C_x + C_{hx}S_x) - \frac{3}{2\beta^4} x \right] q_p \dots (11)$$

$$\begin{aligned} M_x &= M_a + xS_a + 2EI\beta^2 S_{hx}S_x y_a \\ &+ EI\beta (C_{hx}S_x - S_{hx}C_x) \theta_a + (C_{hx}C_x - 1) M_a \\ &+ \left\{ \frac{1}{2\beta} (C_{hx}S_x + S_{hx}C_x) - x \right\} S_a \\ &+ \frac{1}{2} \left( x^2 - \frac{1}{\beta^2} S_{hx}S_x \right) p_p \\ &+ \left\{ \frac{1}{4\beta^3} (S_{hx}C_x - C_{hx}S_x) + \frac{1}{6} x^3 \right\} q_p \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_x &= S_a + 2EI\beta^3 (C_{hx}S_x + S_{hx}C_x) y_a + 2EI\beta^2 S_{hx}S_x \theta_a \\ &+ \beta (S_{hx}C_x - C_{hx}S_x) M_a + (C_{hx}C_x - 1) S_a \\ &+ \left\{ x - \frac{1}{2\beta} (C_{hx}S_x + S_{hx}C_x) \right\} p_p \\ &+ \frac{1}{2} \left( x^2 - \frac{1}{\beta^2} S_{hx}S_x \right) q_p \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

#### 4. 現場実測値と計算値の比較

前節では、脆性材料で地盤改良した場合にも使用できるように修正した弾塑性法の理論式を示したが、この方法の適用性をみるために、表-3に示す現場を対象として現場実測値と計算値との比較を試みる。以下にその概要を示す。

##### (1) 比較現場-A<sup>13)</sup>

高速湾岸線川崎航路部東扇島立坑の建設現場で得られた実測値と比較する。当該現場は全体として軟弱な地盤で、上部に緩い砂層があり、その下に中程度の砂層が続いている。この層の下に軟弱なシルトが続き、その下部に緩い砂層が堆積している。このような地盤を  $\phi=1800$  mmの鋼管矢板を使用して、GL-31.1 mまで掘削するものである。根入れ部が軟弱なシルト層であることから噴射攪拌工法によって、最終掘削底面から上方4mの深さを上端とし、その位置から14m下方の位置を下端とする地盤改良がなされている(図-7(a))、改良地盤の強度は、シルト層で  $q_u=30$  kgf/cm<sup>2</sup>であり、下部の砂層で  $q_u=50$  kgf/cm<sup>2</sup>であった。

土圧を「共同溝設計指針<sup>14)</sup>」に示された方法によつて計算し、この土圧をここで提案した方法に入力して得られた変位の計算値と、現場で得られた測定結果とを比較して図-7(b)に示した。この図によると、土留め壁の上部で実測値と計算値に差が見られるものの、全体と

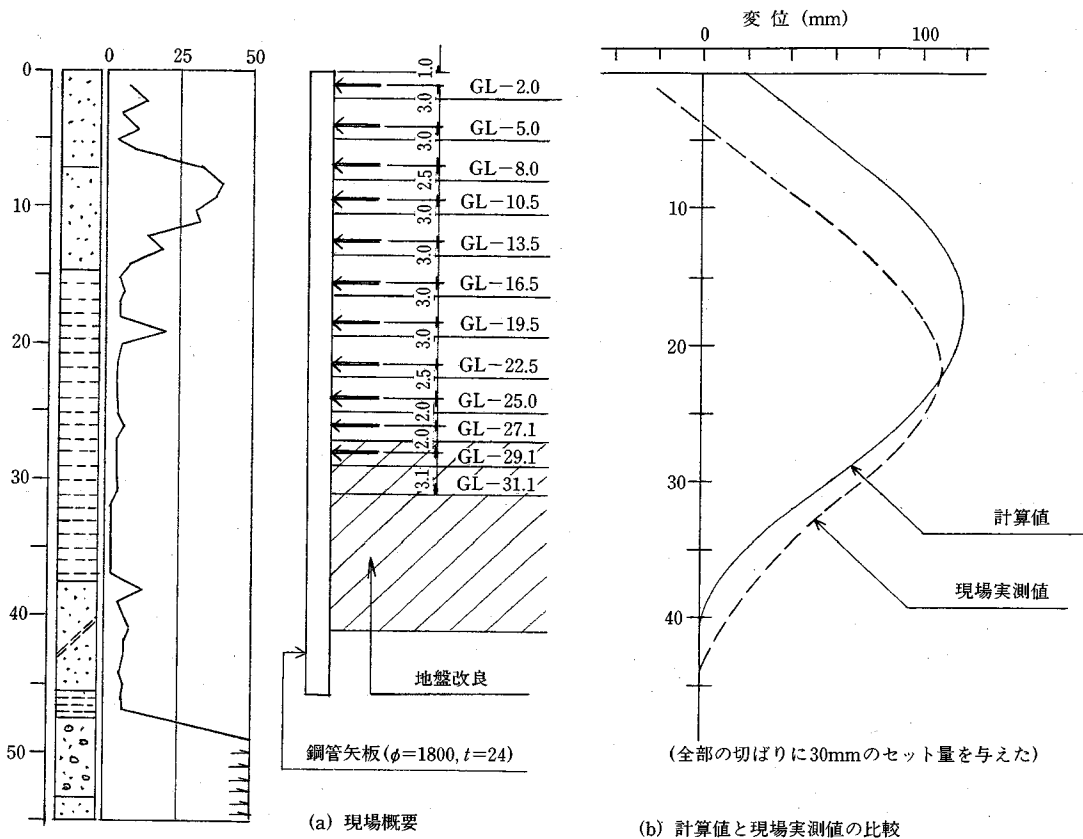


図-7 施工概要および計算値と現場実測値の比較(比較現場-A)

しては相似した計算結果が得られたことが分かる。土留め壁の上部で差が生じた理由として、土留め架構全体が左側へ傾いたこと、および文献<sup>14)</sup>に示されている土圧の計算式が一次掘削時に対して一般に大きな土圧を与えることなどが考えられる。

なお脆性を考えない従来の方法によっても計算をしたが、土留め壁の変形には大差がなかった。これは改良地盤の破壊後の内部摩擦角を $\phi=45^\circ$ と大きな値としたことによって、受働土圧に大きな差が生じなかったことによるものと考えられる。また最終掘削時点での塑性域の計算値は、脆性を考えた場合で根入れ長の91%、脆性を考えない場合で68%との結果を得た。

## (2) 比較現場-B<sup>15)</sup>

東京の軟弱地盤を22.6m掘削するもので、最終掘削底面以下の地盤は根入れ部全長にわたって噴射攪拌工法により改良されている。土留め壁として鋼管矢板を使用し、9段の切ばりを使用している。

ここでも比較現場-Aと同様な基準によって土圧を計算し、ここで提案した方法によって土留め壁の変位を求めて、実測値と合わせて図-8に示した。その際計算には文献<sup>15)</sup>に示されている土質定数をそのまま使用した。この図から当該現場でも比較現場-Aと同様に、

実測値に相似した計算結果が得られたことが分かる。

図-8には脆性を考えない従来の方法による計算結果も示したが、土留め壁の最大変位は脆性を考えた場合と大差のないものとなった。しかし地盤改良部では形状が異なっていて、脆性を考えない従来の方法では大きな曲率となっている。このことから推定できるように、地盤改良部の土留め壁の曲げモーメントは脆性を考えた場合に約61 tfm/mであるのに対して、脆性を考えない場合には約104 tfm/mと非常に大きな値となった。

また最終掘削時点での塑性域の計算値は次のようになった。

脆性を考えた場合……………根入れ長の79%

脆性を考えない場合……………根入れ長の21%

このように計算方法によって塑性域が大きく異なることは、設計上大きな問題であると考えられる。すなわち脆性を考えない従来の方法によって塑性域を計算しても、実際の塑性域はその計算結果より相当に大きくなり、場合によっては根入れ部が全体にわたって塑性域となることも考えられる。

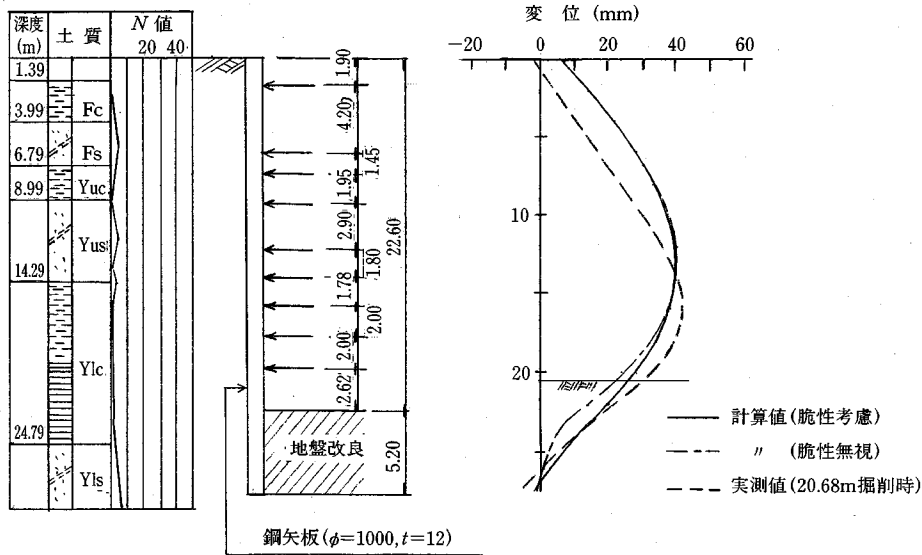


図-8 施工概要および計算値と現場実測値の比較 (比較現場-B)

### 5. 改良地盤の塑性化に着目した地盤改良の厚さの決め方

ここで対象としている深層混合攪拌工法や噴射攪拌工法などの地盤改良工法は、従来の地盤改良工法に比較して大きな改良強度が得られるものの、工事費用も高額であるので、改良厚さは慎重に検討する必要がある。

改良厚さの決定に際しては、掘削底面の安定 (ボーリング、ヒーピング、盤ぶくれなど) を確保すること、および土留め壁の応力と変位が許容値以下となることを満足させる必要がある<sup>16)</sup>。以下では、後者の前提となる改良地盤の破壊についてのみ考察する。

土留め壁の根入れ部から掘削面側の地盤に伝達される水平方向の地盤反力が改良地盤の強度を超えて、改良地盤が完全に破壊するようであれば、土留め壁に発生する変位と応力は極端に大きなものとなる。これはこの種の地盤改良の特性として、前述したようにピーク強度に比較して残留強度が極端に小さいことによるものである。したがって設計の手順としては、土留め壁の応力と変位の照査を行う前に、改良地盤がその強度より大きな水平方向の地盤反力を受けて改良範囲の全域が破壊しないことを確認する必要がある。

ここでは、このような観点に立って、新しく提案した土留め壁の応力と変形の計算方法を使用して、改良地盤の塑性化に着目した地盤改良の厚さの決め方について検討する。

#### (1) 考えられる改良厚さの決め方

脆性破壊をする材料で地盤改良した場合の地盤改良の厚さの検討方法としては、次の2とおりの方法が考えら

表-4 数値比較の条件

項目	条件
自然地盤の強度	$c = 0.2h$ ( $h$ : 地表面からの深さ), $\phi = 5^\circ$
単位体積重量	$\gamma_s = 1.6 \text{ tf/m}^3$ (自然盤), $\gamma_r = 1.7 \text{ tf/m}^3$ (改良盤)
地盤改良の厚さ	土留め壁の根入れ長と同じ
土圧の計算方法	トンネル標準示方書「閉閉編」土木学会 <sup>1)</sup> ただし静止土圧係数は $K_0 = 0.6$ とした。
土留め壁の種類	地下連続壁 ( $t = 1.2\text{m}$ ) と鋼矢板Ⅲ型
根入れ長	1m~6mまで1mピッチ (低強度は10mまで)
支保工	H-400x400x13x21を2mピッチ
最終掘削深さ	D = 26m
各次掘削厚さ	2m (1次掘削), 3m (2次掘削以降)

表-5 計算ケースと改良地盤・背面側土圧の条件

	ピーク強度		破壊後の強度		背面側土圧
	$\phi$	c	$\phi$	c	
Aシリーズ	0	7.2	4.6	0	正規の土圧
Bシリーズ	0	1.2	3.5	0	正規の土圧
Cシリーズ	0	7.2	4.6	0	正規の土圧の50%増し
Dシリーズ	0	1.2	3.5	0	正規の土圧の50%増し

注)  $\phi$ : 内部摩擦角 (度), c: 粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)

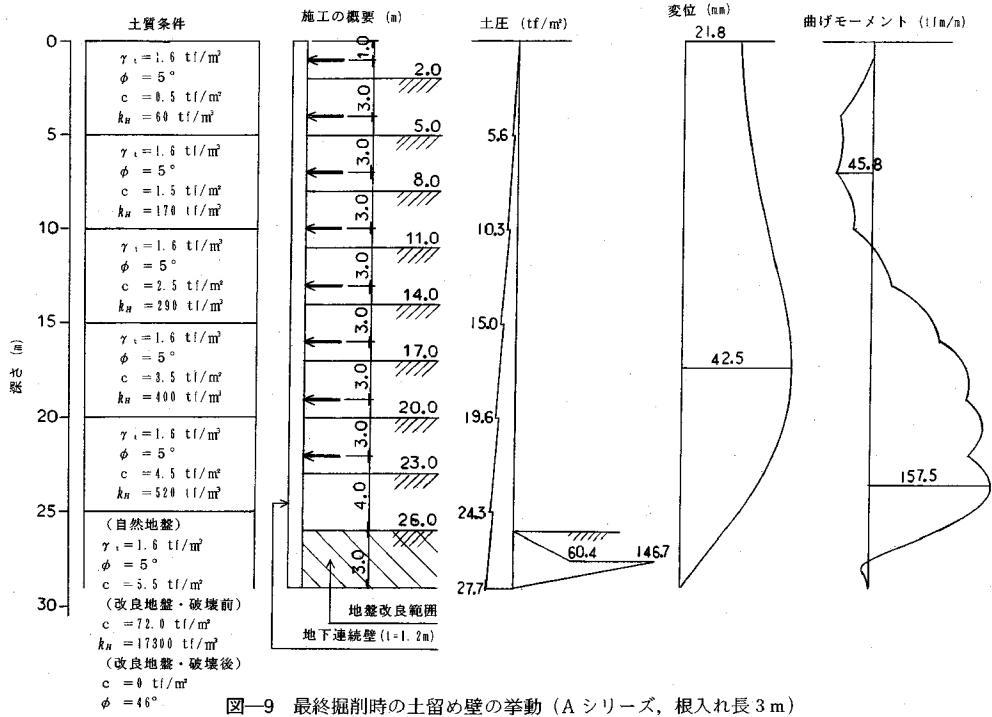
れる。

[方法-1] 改良体の強度を安全率で除して許容水平支持力度を設定し、従来から使用されている弾塑性法で求められる根入れ部の地盤反力度が、この許容反力度以下となるように改良厚さあるいは改良強度を決定する方法。

[方法-2] 背面側の土圧として、正規の土圧に安全率を乗じた土圧を、また掘削面側の改良体の強度としてピーク強度と破壊後の残留強度を入力して、ここで提案した計算方法によって土留め壁の挙動を計算し、その結果として改良地盤にある程度の弾性域が残るように改良厚さあるいは改良強度を決定する方法。

#### (2) 数値的な比較

上記の検討方法の特徴を具体的に知るために、数値的な比較をすることとし、表-4, 5 に示した条件を設定して、提案した方法によって計算した。



ここで土留め壁の曲げ剛性は、一般に使用されている土留め壁の最小と最大を考慮することとし、最小として鋼矢板Ⅲ型を、最大として地下連続壁  $t=120 \text{ cm}$  とした。

改良地盤の破壊前の強度（一軸圧縮強度）は次式で与えられるものとした<sup>9)</sup>。

$$q_u = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot q_{ul} = 0.48 q_{ul} \dots \dots \dots (14)$$

ここに、 $q_u$ ：設計に使用する見掛けの一軸圧縮強度

$\alpha$ ：断面有効係数（一般に  $\alpha=0.6$ ）

$\beta$ ：オーバーラップ部の信頼係数（一般に  $\beta=0.8$ ）

$\gamma$ ：現場施工に関する係数 ( $\gamma=1.0$  に設定)

$\lambda$ ：現場強度の室内強度に対する比 ( $\lambda=1.0$  に設定)

$q_{ul}$ ：室内強度

改良体の破壊前の粘着力および変形係数は次式で与えられるものとした。

$$\text{粘着力} : c = q_u / 2$$

$$\text{変形係数} : E = 500 q_u$$

室内強度については深層混合攪拌工法を対象として最大値と最小値を考慮することにして次の 2 種類とした。

$$\text{最大値} : q_{ul} = 30 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{最小値} : q_{ul} = 5 \text{ kgf/cm}^2$$

破壊後の改良体は砂地盤に似た性質を示すので、砂質土地盤として扱うこととした。

計算によって得られた最終掘削時の塑性域の長さを表—6 のようにまとめた。この表から次の事柄がわかる。

表—6 計算結果（塑性域の長さ）

計算	ケース	根入れ長	塑性域の長さ (m)									
			2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m	10 m	
A	連壁	全域	1.27	1.48	1.43	1.11	—	—	—	—	—	
	鋼矢板	全域	2.76	3.28	3.07	3.07	—	—	—	—	—	
B	連壁	全域	4.54	4.59	4.70	4.79	4.82	—	—	—	—	
	鋼矢板	全域	4.85	5.63	6.28	6.27	6.13	6.13	—	—	—	
C	連壁	全域	2.93	3.30	3.57	—	—	—	—	—	—	
	鋼矢板	全域	3.81	4.53	4.38	—	—	—	—	—	—	
D	連壁	全域	6.92	7.09	7.34	—	—	—	—	—	—	
	鋼矢板	全域	6.93	7.88	6.39	3.2	—	—	—	—	—	

注) D (鋼矢板) の根入れ長 1 m の場合の塑性域は 9.85 m であった。

- ① この条件では、全てのケースにおいて根入れの長さに関係なく塑性域が生じることが分かる。したがって、このような地盤と改良強度を想定する場合、改良強度を最大の値とし、かつ安全率を 1.0 としても [方法—1] では設計できないことになる。
- ② [方法—2] で改良厚さを決定することにして、弾性域が少なくとも 1 m 以上残るようにすると、最小改良厚さは次のようになった。

改良強度 (大)	地下連続壁	4 m
	鋼矢板	6 m
改良強度 (小)	地下連続壁	8 m
	鋼矢板	11 m

すなわち、改良強度が大きいく、また土留め壁の曲げ剛性が高い方が、改良厚さは小さな値となること分かる。

図—9 は A シリーズの根入れ長 3 m の場合の土留め



壁の変形を描いたものであるが、この図から土留め壁の変形は地盤改良の範囲の中で一定でなく、上端部で大きく下端部で小さくなっていることが分かる。このことにより、鋼矢板（曲げ剛性が小さな土留め壁）を使用した場合の改良厚さが、地下連続壁（曲げ剛性が大きな土留め壁）の場合より厚く計算されたものと推察できる。すなわち、鋼矢板を使用した場合の土留め壁の変形は、地下連続壁を使用した場合より大きいために、鋼矢板の場合には改良地盤の上端部から塑性化が逐次に進行し、塑性域が大きくなり、結果として改良厚さが厚くなったものと考えられる。

(3) まとめ

以上の検討の結果から地盤改良の厚さを〔方法-1〕で決定することは不可能で、〔方法-2〕による必要があることが分かる。また図-9に示したように、改良地盤に発生する反力が改良地盤の上部で大きくなっているため、破壊後の残留強度が小さいと、破壊が徐々に下方に進行して行くことも想定される。すなわち、地盤改良の強度特性として、ピーク強度ばかりでなく破壊後の残留強度の大きさも重要であることが判明した。

6. むすび

掘削面側を深層混合攪拌工法や噴射攪拌工法のような脆性材料で地盤改良した場合の、土留め工の応力と変形を推定する新たな理論を提案した。この理論は従来から広く使用されている弾塑性法を、地盤の破壊後の脆性的な挙動を反映できるように修正したものである。

提案した理論の適用性を見るために、2現場の実測値と提案した理論により得られる計算値とを比較したが、いずれも実測値を十分説明できることが分かり、この理論の妥当性が証明できたと考える。

提案した理論を使用して、改良地盤の破壊に対する安全性の観点から、改良厚さあるいは改良強度を決定する方法についても検討した。この結果、背面側の土圧として正規の土圧に安全率を乗じた土圧を、また掘削面側の改良体の強度としてピーク強度と破壊後の残留強度を入力して、ここで提案した計算方法によって土留め壁の挙動を計算し、改良地盤にある程度の弾性域が残るように改良厚さあるいは改良強度を決定する方法が適当であることが分かった。

提案した理論により改良地盤の破壊後の挙動を考えた土留め壁の挙動が推定できることになったことに伴い、改良地盤の強度特性として新たな情報が必要になる。すなわち、従来は地盤改良の強度特性としてピーク強度に重点が置かれていたが、本理論を使用するには破壊後の残留強度が重要であり、今後はこの方面での研究が必要になるものと考えられる。

付録 式(6)~(10)の係数

ここでも、三角関数と双曲線関数を次式：

$$\sin\beta l = S_l, \cos\beta l = C_l, \sinh\beta l = S_{hl}, \cosh\beta l = C_{hl}$$

のように簡略化して示す。

$$\begin{aligned} g_{sa1} &= 2(C_{hl}C_l - 1) - \beta l(S_{hl}C_l - C_{hl}S_l) \\ g_{sa2} &= l(C_{hl}C_l + 1) - \frac{C_{hl}S_l + S_{hl}C_l}{\beta} \\ g_{sa3} &= \frac{6S_{hl}S_l}{\beta} - \frac{6l(C_{hl}S_l + S_{hl}C_l)}{2} \\ g_{sa4} &= l^3 + \frac{3(C_{hl}S_l - S_{hl}C_l)}{\beta^3} - \frac{3lS_{hl}S_l}{\beta^2} \\ g_{sa5} &= \frac{6(C_{hl}C_l - 1)}{\beta^4 l} - \frac{3(S_{hl}C_l - C_{hl}S_l)}{\beta^3} - l^3 \\ g_{sa6} &= \frac{S_{hl}C_l + C_{hl}S_l}{\beta^5} - \frac{l(C_{hl}C_l + 1)}{\beta^4} - \frac{l^5}{10} \end{aligned} \dots\dots\dots (A \cdot 1)$$

$$\begin{aligned} g_{ma1} &= \frac{\beta l(S_{hl}C_l - C_{hl}S_l)}{3} - (C_{hl}C_l - 1) \\ g_{ma2} &= \frac{2l}{3} - \frac{C_{hl}S_l + S_{hl}C_l}{2\beta} + \frac{lC_{hl}C_l}{3} \\ g_{ma3} &= \frac{S_{hl}S_l}{\beta^2} - \frac{l(C_{hl}S_l + S_{hl}C_l)}{3\beta} - \frac{l^2}{3} \\ g_{ma4} &= \frac{3(C_{hl}S_l - S_{hl}C_l)}{2\beta^3} - \frac{lS_{hl}S_l}{\beta^2} \\ g_{ma5} &= \frac{3(C_{hl}C_l - 1)}{\beta^4} - \frac{l(S_{hl}C_l - C_{hl}S_l)}{\beta^3} - \frac{l^4}{6} \\ g_{ma6} &= \frac{3(S_{hl}C_l + C_{hl}S_l)}{\beta^5} - \frac{2l(C_{hl}C_l + 1)}{\beta^4} - \frac{2l^5}{15} \end{aligned} \dots\dots\dots (A \cdot 2)$$

$$\begin{aligned} g_{sb1} &= 2(C_{hl}C_l - 1) - \beta l(S_{hl}C_l - C_{hl}S_l) \\ &\quad - \frac{\beta^3 l^3 (C_{hl}S_l + S_{hl}C_l)}{3} \\ g_{sb2} &= \frac{C_{hl}S_l + S_{hl}C_l}{\beta} - lC_{hl}C_l - l - \frac{\beta^2 l^3}{3} S_{hl}S_l \\ g_{sb3} &= \frac{3l(C_{hl}S_l + S_{hl}C_l)}{\beta} - \frac{6S_{hl}S_l}{\beta^2} \\ &\quad - \beta l^3 (S_{hl}C_l - C_{hl}S_l) \\ g_{sb4} &= \frac{3(S_{hl}C_l - C_{hl}S_l)}{\beta^3} + \frac{3lS_{hl}S_l}{\beta^2} - l^3 C_{hl}C_l \\ g_{sb5} &= -l^3 - \frac{3(C_{hl}S_l - S_{hl}C_l)}{\beta^3} \\ &\quad - \frac{6(C_{hl}C_l - 1)}{\beta^4 l} + \frac{l^2 (C_{hl}S_l + S_{hl}C_l)}{\beta} \\ g_{sb6} &= -\frac{7l^5}{30} - \frac{S_{hl}C_l + C_{hl}S_l}{\beta^5} + \frac{l(C_{hl}C_l + 1)}{\beta^4} + \frac{l^3 S_{hl}S_l}{3\beta^2} \end{aligned} \dots\dots\dots (A \cdot 3)$$

$$g_{mb1} = \frac{2\beta l(S_{hi}C_l - C_{hi}S_l)}{3} - (C_{hi}C_l - 1) + \frac{\beta^2 l^2}{3} S_{hi}S_l$$

$$g_{mb2} = \frac{l}{3} - \frac{C_{hi}S_l + S_{hi}C_l}{2\beta} + \frac{2lC_{hi}C_l}{3} + \frac{\beta l^2(C_{hi}S_l - S_{hi}C_l)}{6}$$

$$g_{mb3} = \frac{S_{hi}S_l}{\beta^2} - \frac{2l(C_{hi}S_l + S_{hi}C_l)}{3\beta} + \frac{l^2 C_{hi}C_l}{3}$$

$$g_{mb4} = \frac{3(C_{hi}S_l - S_{hi}C_l)}{2\beta^3} - \frac{2lS_{hi}S_l}{\beta^2} + \frac{l^2(C_{hi}S_l + S_{hi}C_l)}{2\beta}$$

$$g_{mb5} = \frac{3(C_{hi}C_l - 1)}{\beta^4} - \frac{2l(S_{hi}C_l - C_{hi}S_l)}{\beta^3} + \frac{l^4}{6} - \frac{l^2 S_{hi}S_l}{\beta^2}$$

$$g_{mb6} = \frac{3(S_{hi}C_l + C_{hi}S_l)}{\beta^5} - \frac{4lC_{hi}C_l}{\beta^4} - \frac{2l}{\beta^4} + \frac{l^5}{5} + \frac{l^2(S_{hi}C_l - C_{hi}S_l)}{\beta^3}$$

..... (A・4)

#### 参考文献

- 1) Peck, Ralph B : Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago Subway, Trans. ASCE, pp.1008~1036, 1943.
- 2) Terzaghi, Karl and R.B.Peck : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Song, Inc. 1948.
- 3) Tschebotarioff, Gregory P : Soil Mechanics, Foundations,

and Earth Structures, McGraw-Hill, 1951.

- 4) 土木学会：トンネル標準示方書（開削編）・同解説，1986. 6.
- 5) 中村兵次・中沢 章：掘削工事における山留め壁応力解析，土質工学会論文報告集，Vol.12, No. 4, pp. 96~103, 1972.
- 6) 日本建築学会：山留め設計施工指針，1988. 1.
- 7) 土質工学会：山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム発表論文集，pp. 1~65, 1992. 5.
- 8) 土質工学会：地盤改良の調査・設計から施工まで，1986. 2.
- 9) CDM 研究会：設計と施工マニュアル（設計・施工編），1991.
- 10) 八嶽 昇・栗原宏武・深沢栄造：ソイルモルタルの三軸圧縮せん断特性，第23回土質工学研究発表会，pp. 2315~2316, 1988. 6.
- 11) 馬場崎亮一・斉藤 總・奥村良介：セメント系硬化材による砂地盤の改良に関する研究（その3），第23回土質工学研究発表会，pp. 2307~2308, 1988. 6.
- 12) 土木学会：構造力学公式集，1986.
- 13) 山内靖範・村田憲嗣・清水 徹：鋼管矢板を用いた深い掘削の事例，基礎工，pp. 98~107, 1990. 7.
- 14) 道路協会：共同溝設計指針，1986. 3.
- 15) 石塚 信・柴田照雄・江村和明：根入れ部を地盤改良した鋼管矢板土留めの挙動について，土木学会第47年会次学術講演会，pp. 946~947, 1992.
- 16) 田中洋行：Behavior of Braced Excavations Stabilized by Deep Mixing Method, 土質工学会論文報告集，Vol.33, No.2, pp.105~115, 1993.6.

(1993. 8. 17 受付)

## DESIGN METHOD OF THE EARTH-RETAINING STRUCTURES ON THE GROUND TREATED WITH BRITTLE MATERIALS

Hyoji NAKAMURA and Kenichi HIRASHIMA

For excavated ground which has been treated with brittle materials, an analysis of the behavior of the earth-retaining structures according to the conventional ground spring method may result in underestimation and the result should be treated with caution as the residual strength is substantially smaller than the peak strength.

This paper proposes a new approach which is able to reflect the strength characteristics of the treated ground, and confirms its applicability through a comparison with the field measured value. Also proposed in this paper is a method to check the thickness of the treated ground