

山留め工における数値解析

Numerical Analysis for Braced Excavation

田 中 洋 行 (たなか ひろゆき)

運輸省港湾技術研究所土質部地盤調査研究室 室長

1. はじめに

ほかの分野と違って、地盤工学は理論より経験が先行する世界である。古代エジプト人は砂地盤の支持力を理解していたから、あの巨大なピラミッドを建設することができたわけではない。現在使われている地盤に関する設計方法は、必ずしも共通の思想の基に整備されているわけではなく、舗装、杭、盛土などの設計方法はそれぞれの分野のみにしか適用できない場合が多い。このため、専門がますます細分化している現在では、地盤技術者といえども種々の分野の設計方法を容易に理解することができなくなっている。例えば、地盤の変形を扱う場合に、要素試験を専門に行っている人間にとって、ヤング率や剛性率といった量は理解しやすいが、舗装でよく用いられる CBR 値や杭の分野の地盤反力係数 k 値の概念はなかなか理解しにくい。

ここで取り上げる山留め工の分野でも、ほかの分野とは違った設計思想が用いられている。本報告では大規模な山留め工における標準的な設計方法となっている“弾塑性法”を取り上げ、今までとは違った角度でこの設計方法を考えてみる。また、実際の設計に多用されつつある有限要素法 (FEM) から求められた計算結果との関連についても触れる。

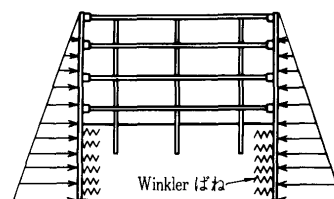
2. 弾塑性法

山留め工の設計では、山留め壁に働く曲げモーメントと切梁軸力の大きさが重要となる。我が国では、大規模な掘削工事の場合には、弾塑性法と呼ばれる手法によって上記の値を求めている。この方法は、図一1に示すように山留め工を一種の地中構造物と考えている。ここで特徴的なのは、山留め壁で囲まれている掘削側の地盤もこの構造物の一部と考えていることである。この根入れ部の地盤は winker (ウインクラー) ばねとしている。このばねは式(1)に示すように、外力である土圧が小さい間には、山留め壁の変位 δ と地盤反力 p とは線形関係にある。その比例定数は k で表され、地盤反力係数と呼ばれている。

$$p = k\delta \quad (1)$$

しかし p が掘削側の地盤の受働土圧を越えると、 δ が無限に増加する非線形ばねとなる。このため、この計算モデルは、 p の大きさに関係なく(1)式が成り立つとしたモデル(弾性法)と区別するために、弾塑性法と呼ばれている。

この計算モデルで問題となるのは以下の3項目である。



図一1 弾塑性法における山留め工の考え方

外力である土圧、次に k 、それと平衡土圧と呼ばれる土圧である。

現在用いられている土圧の設定方法は2種類ある。一つはランキン・レザール式と呼ばれる理論的に導かれた主働土圧式を用いる方法であり、もう一つは実測値を基にした土圧係数 K によるものである。表一1に共同溝設計指針¹⁾(以下共同溝とする)で用いられている K を示す。 K の値は表に示すように N 値で分類された地盤の強さごとに示されている。また、掘削底面より上と下で K が異なるのが特徴である(表で K_{a1} は掘削底面より上、 K_{a2} は下の土圧係数)。 H は m で表される掘削深さである。

表一1 共同溝設計指針の粘性土地盤の土圧係数 K

粘性土の N 値	K_{a1}		K_{a2}
	推 定 式	最小値	
$N \geq 8$	$0.5 - 0.01 H$	0.3	0.5
$4 \leq N < 8$	$0.6 - 0.01 H$	0.4	0.6
$2 \leq N < 4$	$0.7 - 0.025 H$	0.5	0.7
$N < 2$	$0.8 - 0.025 H$	0.6	0.8

次に地盤反力係数 k について考えてみる。都市では周囲に既設構造物があるため、部材の許容応力によって山留め壁や切梁の諸元が決まることはまれで、掘削によって生じる地盤の変形量によって決まることが多い。このため、 k をいかに精度よく設定するかが重要となる。 k の算定方法は実施機関によって異なるが、共同溝と土木学会で定めたトンネル標準示方書²⁾(以下土木学会とする)の方法を以下に示す。

共同溝；

$$k = k_0 / \sqrt{y} \quad (2)$$

$$k_0 = \alpha E_0 / 125 \quad (3)$$

ここに、 k_0 ：基準水平方向地盤反力係数(kgf/cm³)

y ：山留め壁の変位量(cm)

E_0 ：地盤の変形係数(kgf/cm²)

α ：変形係数の算出方法によって決まる係数

(0.2~0.8)

事例報告

土木学会；

$$k = (1/30) E_0 (B/30)^{-3/4} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 B ：載荷幅(cm)

(通常500から1000 cm とする)

ここで注意したいのが、(2)から(4)式では左右のディメンションが一致していないことである。これらの式は、単位が kgf と cm である場合にのみ成立し、tf・m や SI 単位を用いると成立しない。すなわち、これらの式は理論的な裏付けがなく、経験的に求められたことに注意する必要がある。したがって、これまでとは違った最新の原位置あるいは室内試験によって精度の高い変形係数を求めたとしても、この値を直接弾塑性法の設計に用いることはできない。これは、山留め工に限らず、杭の水平抵抗の設計に対しても同様であり、 k による設計方法が地盤工学の発展、特に変形問題を解く上で大きな妨げになっていると筆者は考えている。

平衡土圧は、初めて山留め工の設計に携わる技術者にとって最も理解しにくい概念の一つである。山留め工に作用している土圧をそのまま作用させると、掘削底面より下の変位が過大に計算されるため、平衡土圧はこれを防ぐために考え出された仮定の土圧である。図一2は掘削を開始する前の山留め壁に作用している土圧を示している。この土圧を弾塑性のモデルにそのまま作用させると、掘削を行っていないのに、山留め壁は掘削側に変形することになる。しかし、掘削側にも背面と同様な土圧が作用しているので、実際には山留め壁は変形しない。これと同様なことが、掘削の途中段階にもいえる。弾塑性法では、掘削面より下の地盤の変形を計算する場合に、山留め壁の変形に有効に働く土圧と、そうでない土圧とに分けて考えた。そして、後者の土圧を平衡土圧と呼んでいる。この土圧の設定方法が、現在でも大きな研究テーマとなっている。中村・中沢³⁾はこの平衡土圧を掘削底面を原点とした静止土圧に等しいと考えた。すなわち、図一3に示すように山留め工の工事を掘削ではなく載荷

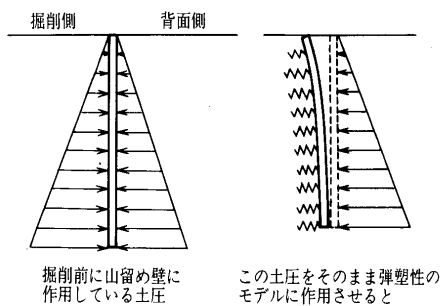
と考え、また掘削幅が無限、すなわち相対する山留め壁に作用する土圧の影響を考慮しない状態を考えた。このように考えると、山留め壁の変形に有効となるのは、掘削底面より上の載荷(地盤の重さ)によって生じた“土圧増分”となる。すなわち、掘削途中の平衡土圧は静止土圧と考えることができる。このため、多くの指針や解説書は、この土圧を静止土圧と呼んでいる。

しかし、実際には山留め工は載荷ではなく地盤に作用する荷重が減少する掘削であり、また有限の掘削幅を有するため、相対する壁に作用する土圧も平衡土圧の値に大きな影響を与える。ここで強調したいのは、平衡土圧という概念は、山留め工を図一1に示したような地中構造物と考えた結果生じたものであり、このモデルを使って根入れ部の山留め壁の変位を求めるために必要な値である。平衡土圧は主動土圧や受動土圧とは異なり、実際に存在する(地盤定数によって特定できる)値ではないことに留意する必要がある。したがって、平衡土圧を単独に設定しても意味がなく、山留め壁に作用する土圧や地盤反力係数と密接に関係づける必要がある。

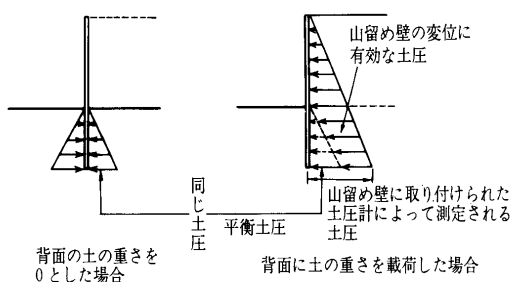
3. 有限要素法

2.で述べた弾塑性法とともに山留め工の計算に有限要素法(FEM)が用いられるようになってきた。この理由は、上に述べたように弾塑性法に必要な定数は極めて経験的に決められているため、経験の少ない特殊な地盤や地盤改良を併用した場合に、別の計算方法で検証する必要があるためと思われる。また、弾塑性法では、山留め工と地盤条件は左右対称であることを前提としている。しかし、実際の設計においては、非対称の場合も多い。もちろん、このような条件下でも計算可能な弾塑性法が提案されているが、FEMによる計算が行われることが多い。ここで問題となるのは、FEMと弾塑性法では必要とする地盤の定数も異なるので、計算結果をどのように解釈したらよいか迷う場合が多い。ここでは、二つの山留め工を対象として、FEMと弾塑性法による計算結果について述べる^{4),5)}。

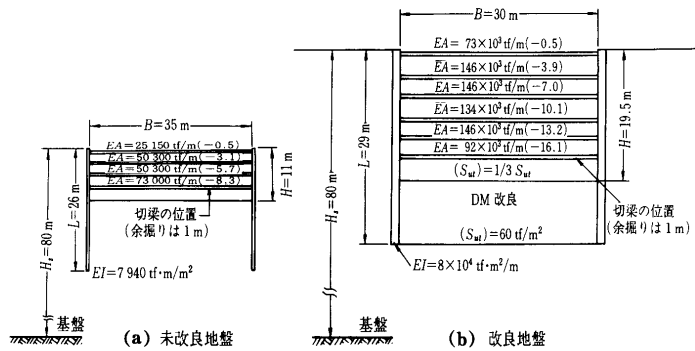
深度とともにせん断強度 c_u が増加する軟弱な粘性土地盤を考えてみる。深度に対する強度増加率 λ は強度増加率 c_u/p を 0.3 として設定している。FEMの地盤のモデルはモール・クーロンの破壊基準を有する弾塑性体とし、弾性状態における土のヤング率 E 、ポアソン比 ν および静止土圧係数 K_0 は表一2に示すとおりである。ただし、 K_0 は全応力で定義された値であり、有効応力に直すと 0.5 に相当する。対象とした山留め工は掘削深さ H が 11 m と比較的浅い場合図一4(a)と、 H が 19.5 m と掘削深さが大きい場合掘削側の地盤を DM (深層混合処理) 工法によって改良した山留め工図一4(b)とする。山留め壁の剛性、切梁の寸法、間隔は共同溝設計指針に従って所定の安全率を確保するように決めた。そのほかの詳細な計算条件は文献5)を参照されたい。ちなみに、未改良タイプの Peck (ペック) の安定係数 N_e 、根入れの土圧の釣合いの安全率 F_{es} 、また建築学会修正式に



図一2 掘削を開始する前の土圧



図一3 平衡土圧を求めるための図



図—4 解析対象となった山留め工

表—2 対象とした軟弱粘性土地盤

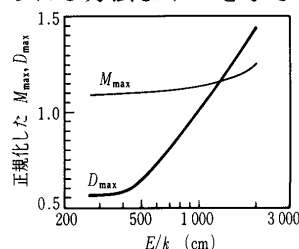
せん断強度	$c_u = c_{u0} + \lambda z$ $\lambda = 0.1125$ z : 深さ
c_{u0} (tf/m²)	1.38 (未改良地盤) 2.5 (改良地盤)
γ (tf/m³)	1.6
E	$200 c_u$
K_0	0.8
ν	0.45

表—3 解析対象となった山留め工の検討結果
(未改良地盤の場合)

N_b	5.24
F_{es}	1.17
F_{bs}	1.87

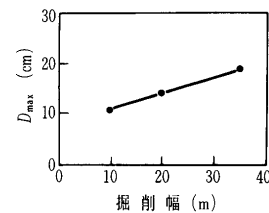
よるヒービング（底部破壊） F_{bs} に対する安全率を表—3に示す。

すでに示したように、弾塑性法では k が必要となる。共同溝に従って、基準変位 y を10cm, α を0.8とすると E/k は(2)と(3)式から494cmとなる。一方、土木学会に従えば、示方書で推奨されている B を1000cmとすると E/k は333cmとなる((4)式)。弾塑性法による解析で k を変化させて、山留め壁の最大変位 D_{max} と最大曲げモーメント M_{max} がどのように変化するかをしてみた。図—5はその結果を示したもので、 D_{max} , M_{max} はFEM解析で求められた値で正規化している。 M_{max} は E/k によらず1.0より大きな値、すなわち常に弾塑性法で求められる M_{max} はFEMより大きな値が計算される。一方、 D_{max} については E/k が1000cm当たりで両者の方法で計算される値が等しくなる。この結果をみると、FEMの結果と同じにするためには共同溝や土木学会で求められる方法より k を小さくする必要がある。

図—5 k を変化させた場合の山留め壁の変位と曲げモーメント

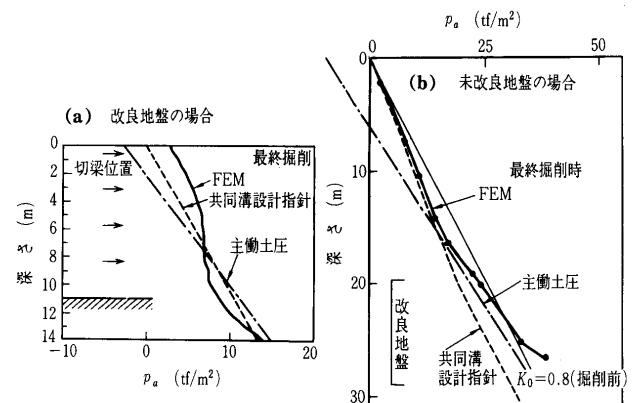
ある。

図—6はFEMによって求められた掘削幅と D_{max} の関係を示したものであるが、同じ地盤でも掘削幅が小さくなると D_{max} も小さくなる。すなわち、掘削幅が小さい場合には、同じ地盤でも k を大きくする必要がある。したがって、図—5に示した関係も対象とする山留め工の掘削幅によって異なり、掘削幅が小さくなるとFEMと弾塑性法から求めた計算結果が同じとなる E/k も小さくなり、共同溝や土木学会で述べられている方法で求められる値に近づくものと思われる。なお、以下の解析においては $E/k=666\text{cm}$ として、弾塑性法とFEMの結果を比較する。



図—6 掘削幅によって異なる山留め壁の最大変位

図—7に最終掘削時の山留め壁に作用した土圧分布を示す。同じ図に共同溝による土圧とランキン・レザールによる主動土圧を比較してみた。ただし、地盤は表—1に示す $N < 2$ の地盤に相当すると考えた。どちらのケースも浅い深度では共同溝に定める土圧の方が主動土圧より大きくなる。これは、実際の山留め掘削では背面の土圧は主動状態に至ってはいないので、静止土圧と極限の状態である主動土圧の中間に位置するためと思われる。しかし、深度が大きくなると主動土圧の方が大きくなる。これは、深さとともに地盤の強度が大きくなって、もはや地盤が表—1に示す $N < 2$ に相当しなくなったためと考えられる。



図—7 最終掘削時に作用した土圧

次に、FEMで計算された土圧をみる。掘削底面を改良していないケースでは、切梁で山留め壁の変形が固定されている上の部分に土圧が集中し、変形が大きくなる掘削底面下の土圧は低下している。一方、掘削底面下をDM改良している場合には、改良地盤によって山

事例報告

留め壁の変形が抑えられるため、未改良の場合と比べて、土圧の大幅な低下は認められない。FEM 解析によって得られたこれらの傾向は、実際の山留め掘削でも計測されている⁵⁾。これは、同じ地盤でも山留め壁の変形の状態によって、土圧の大きさが異なることを示している。

4. おわりに

ここ数10年間に地盤工学は目ざましい発展を遂げた。しかし残念ながら、地盤の挙動を十分な精度で予測するまで至っていない。ましてや、すべての分野の設計方法が、ある統一された思想のもとに設定されることは不可能である。しかし、同じ地盤条件を有する対象物に対して、違う設計法を用いて計算された結果が大きく異なった場合に、クライアントである第3者に対してどのように説明したらよいか困ることが多い。ここでは、軟弱な粘性土地盤における山留め工に対して弾塑性法とFEMによる計算結果を示した。この結果の普遍性については、

大いに議論があると思われるが、現場で苦勞している技術者に少しでも役に立てばと思い、限られた誌面でまとめてみた。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：共同溝設計指針，1986.
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書（開削編）・同仮設解説，1986.
- 3) 中村兵次・中沢 章：掘削工事における山留壁応力解析，土質工学会論文報告集，Vol.12, No. 4, pp.95～104, 1972.
- 4) 田中洋行・田中政典・山本良一：山留掘削における数値解析，第35回土質工学シンポジウム，pp.139～144, 1990.
- 5) 田中洋行：軟弱地盤における山留め工の挙動に関する研究，港湾技研資料，No. 734, 1992.

(原稿受理 1995.2.2)

土質工学会事務職員の募集

社団法人 土質工学会

土質工学会では事務職員を募集いたします。土質工学会の職員として就職を希望する方法は、下記をご参照の

うえご応募下さい。

記

1. 募 集 人 員：2名。英語が堪能な者が簿記の知識を有する者が望ましい。性別は問いません。平成7年3月以前に大学あるいは短大を卒業した者。
2. 勤 務 時 間：土質工学会職員就業規則による（国家公務員に準じて、午前8時30分～午後5時）。
3. 休 日：土質工学会職員就業規則による（国家公務員に準じて、土曜日、日曜日、祝日、年末年始を休日とするほか、土質工学会が指定する日を休日とする）。
4. 待 遇：土質工学会職員給与規程による（国家公務員に準ずる）。
5. 勤 務 地：土質工学会事務局所在地（東京都千代田区）。
6. 応 募 締 切：平成7年7月31日
7. 応 募 方 法：応募者は下記に履歴書を送付して下さい。

8. 採 用：職員採用試験に合格し、試用員として6か月間の試用期間を経て採用基準を満たした者を職員として採用する。
9. 試用員採用予定日：平成7年9月1日
10. そ の 他：①応募者には職員採用試験の日時、場所等を通知します。
②応募者多数の場合は、あらかじめ書類選考を行うことがあります。
③提出された履歴書等は一切返却しません。
11. 応 募 申 込 先：〒101 東京都千代田区神田淡路町2-23 菅山ビル
社団法人土質工学会事務局 総務・企画課
電話 03-3251-7661