

# 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

中村兵次<sup>1</sup>・平島健一<sup>2</sup>

<sup>1</sup>フェロー 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 工博 山梨大学工学部土木環境工学科教授

著者らは既報の論文において、粘性土地盤を対象として、掘削土留め工の設計に広く使用されている弾塑性法に用いる背面側土圧、掘削面側平衡土圧、掘削面側受働土圧、および掘削面側の水平地盤反力係数の新しい設定方法を提案した。本論文では、それらの論文で提案した水平地盤反力係数の設定方法を、下方に存在する硬い地盤の影響を考慮し得るように拡張するとともに、それらの論文と本論文で提案した土圧および水平地盤反力係数の適用性に関する検討結果を示す。これらの一連の研究成果を踏まえて、粘性土地盤における一般的な掘削土留め工の設計に使用する弾塑性法の入力項目としての土圧および水平地盤反力係数について、合理的でかつ実用的な設定方法を提案する。

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

## 1. まえがき

掘削土留め工の応力と変形の計算には、土留め壁を弾性の梁とし、切ばりを弾性支承、掘削面側地盤の抵抗を弾塑性の分布ばねとしてモデル化した、いわゆる弾塑性法<sup>1)</sup>が広く使用されている<sup>2), 3)</sup>。

この計算モデルにより土留め工の計算をするためには、施工方法を表す各次掘削の深さと切ばりの設置位置、土留め工の構造を表す土留め壁の曲げ剛性と切ばり支点の弾性ばねの値の他に、地盤の条件を表す背面側土圧、掘削面側平衡土圧、掘削面側受働土圧、および掘削面側の水平地盤反力係数を入力する必要がある。

著者らは、粘性土地盤を対象として、上記の地盤に関する4種類の入力項目について、地盤を弾塑性あるいは弾性の有限要素法モデルで表現したシミュレーションにより各入力項目に影響する要因を選定し、それらの要因を含んだ関数で各入力項目を表現する合理的で実用的な方法を提案した<sup>4), 5), 6)</sup>(既報の論文の概要を付録に示した)。

しかし、上記の提案の中の掘削面側の水平地盤反力係数について、下方に硬い地盤が存在する場合には、その影響を加味できるように既報の論文で提案した方法を拡張する必要があることが判明したので、

本論文では最初に掘削面側の水平地盤反力係数に関する詳細な検討を行い、既報の論文<sup>6)</sup>で提案した方法(付録(4)参照)を拡張することにより、粘性土地盤において二次元として扱える掘削を行う場合の土留め工の設計に使用する水平地盤反力係数の設定方法を導く。

次に、既報の論文<sup>4), 5), 6)</sup>(付録(1)(2)(3)参照)と本論文で提案した地盤に関する4種類の入力項目の設定方法について、現場実測結果と計算値を比較することにより、その妥当性ならびに適用性を確認する。

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. 下方に硬い地盤が存在する場合の掘削面側の水平地盤反力係数の設定方法の検討

### (1) 既報の論文で提案した方法の拡張の必要性

既報の論文<sup>6)</sup>(付録(4)参照)で提案した水平地盤反力係数の設定方法は、掘削面側地盤を弾性体とした有限要素法モデルを用いて掘削過程に沿って計算し、各次の掘削時点ごとに背面側から単位の等分布荷重を与えて、その荷重による掘削面側地盤の土留め壁

表-1 弾塑性法の計算条件

項目	採用値
硬い地盤までの深さ	$H_0 = 23\text{m}$
対象とする地盤	
・土質	粘性土
・単位体積重量	$\gamma_t = 15.68 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
・粘着力	$c = 29.4 \text{ (kN/m}^2\text{)} [0\text{m} \leq z \leq 10\text{m}]$ $c = 3.92z \text{ (kN/m}^2\text{)} [10\text{m} \leq z]$
・変形係数 <sup>9)</sup>	$E = 480c \text{ (kN/m}^2\text{)}$
・静止土圧係数	$K_0 = 0.8$
硬い地盤	
・土質	砂礫層(N=50)
・単位体積重量	$\gamma_t = 19.6 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
・内部摩擦角	$\phi = 40^\circ$
・水平地盤反力係数	$k_H = 98000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
・静止土圧係数	$K_0 = 0.5$
掘削幅	$B = 60\text{m}$
最終(各次)掘削深さ	$D_f = 17\text{m}(1\text{m}, 5\text{m}, 9\text{m}, 13\text{m}, 17\text{m})$
土留め壁の曲げ剛性	$EI = 501800 \text{ (kNm}^2\text{)}$
切ばりのばね定数	$K_0 = 150000 \text{ (kN/m/m)}$
土留め壁下端の条件	硬い地盤に入れない

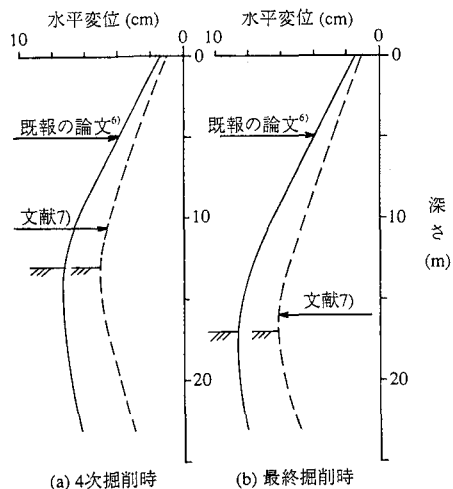


図-1 弾塑性法の計算結果(水平変位)

表面位置での水平反力と土留め壁の水平変位から水平地盤反力係数を算出して、これを平面ひずみ状態の理論式と比較して補正係数を求めて一般式としたものであり、掘削幅と土留め壁表面のせん断抵抗を新たに要因として考えることとした点が、従来から用いられている方法<sup>2), 7)</sup>との主な相違点である。

既報の論文では、水平地盤反力係数の一般的な値を得ることを目的としたことから、有限要素法モデルの下端の影響が計算結果に入らないようにモデルの大きさを大きくし、最終掘削深さ $D_f=17\text{m}$ に対して、下方の硬い地盤の上面とみなしたモデルの下端の位置を地表から $H=50\text{m}$ の位置とした。この結果として、得られた水平地盤反力係数の計算式は、当然ではあるが下方に存在する硬い地盤の影響を含まないものとなっている。

しかし、実際の現場では下方に硬い地盤が存在することも多く、そのような場合に既報の論文で提案した設定方法によって水平地盤反力係数を求めると、計算される水平地盤反力係数は実際の値より小さくなり、硬い地盤の上面付近で実際には生じないと考えられる変位が算出されるなどの不合理な現象が発生することが想定できる。

このような考え方を検証することを目的として、表-1に示した条件に対して、既報の論文(付録参照)で提案した土圧および水平地盤反力係数の設定方法と、現在広く使用されている文献<sup>7)</sup>に示された設定方法とにより地盤に関する入力項目を設定し、弾塑性法により土留め壁の挙動を計算してその結果を図-1に示した。なお表-1に示したように土留め壁の下

端は硬い地盤に根入れしないこととしたが、これは従来の設定方法により得られる水平地盤反力係数の適用性の検証を容易にするための処置である。

この図から、著者らが提案した方法および文献<sup>7)</sup>による方法とも、土留め壁根入れ部に弾性域が残っているのにも関わらず、土留め壁下端が水平に変位していることがわかる。実際の地盤では、硬い地盤の存在によりそれより上方の地盤の変形が拘束されるので、地盤が塑性化しない限り、硬い地盤の上面ですべることはなく、したがって硬い地盤の上面に位置する土留め壁の先端が図-1に示すように数cmも変位することはない。

上記の点を改良し、土留め壁の変位と応力の計算の精度を向上させるためには、既報の論文で提案した水平地盤反力係数の設定方法を、下方に存在する硬い地盤の影響を含み得るように拡張することが必要になる。

## (2) 有限要素法による土留め壁位置での地盤の水平変位の計算

既報の論文<sup>6)</sup>では、掘削面側だけでなく背面側地盤も含めた計算モデルを用いて、掘削過程に沿って計算したが、掘削面側地盤を弾性体と想定していることもあり、ここでは図-2および表-2に示すように、下方の硬い地盤を除いた掘削面側地盤だけを取り出したモデルを用い、掘削過程を無視して検討する。したがって、有限要素法モデルの高さが現場での対象地盤の厚さに等しくなり、モデルの幅が現場での掘削幅となる。なお、有限要素法モデルの下端の境界条件は、この面を実際の現場における下方の硬い

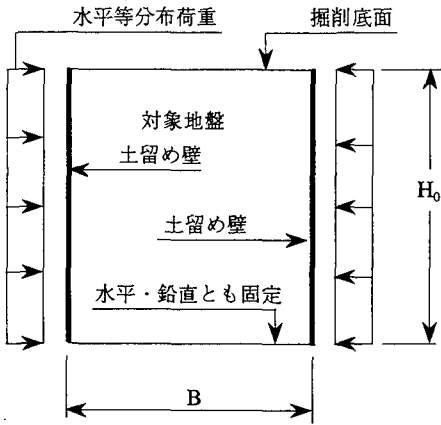


図-2 有限要素法計算モデル

表-3 有限要素法に使用した条件

項 目	採 用 値
地盤のヤング係数	$E=9800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
ポアソン比	$\nu=0.480, 0.444 \text{ (2ケース)}$
土の単位体積重量	$\gamma_t=0.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
作用荷重(水平等分布荷重)	$w=98.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
土留め壁の軸方向剛性	$[EA]_0=1.96 \times 10^7 \text{ (kN)}$
土留め壁と地盤の間の	垂直: $k_n=9.8 \times 10^5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
ジョイント要素	せん断: $k_s=9.8 \times 10^5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

注)ケース[F]では $k_s=9.8 \times 10^2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ とした。

地盤の上面とみなして、水平および鉛直に対して固定とした。

検討には表-3に示す値を使用するが、地盤を弾性体としていることから、地盤に関してはポアソン比のみを変数とした。

また、土留め壁については曲げ剛性がなく軸方向剛性(厚さ $t=1\text{m}$ の地下連続壁を想定)だけを有する状態を考えることにしたが、曲げ剛性がない状態としたのは土留め壁部分に作用させる水平方向の等分布荷重が直接地盤に作用するようにしたものであり、土留め壁の軸方向剛性を有する状態としたのは、土留め壁による地盤の鉛直方向の拘束により、地盤の水平方向の変位が影響を受けることを考慮したものである。

なお、土留め壁と地盤との間には、土留め壁表面のせん断抵抗の影響を調べるため、および土留め壁部分に作用させた水平方向の等分布荷重が直接地盤に作用していることを確認するためにジョイント要素を挿入した。

以下に、表-2に示した各ケースの基本的な考え方を示す。

#### a) 基本(ケース[N])

掘削面側地盤の水平地盤反力係数に影響する形状

表-2 有限要素法計算ケース

ケース	B (m)	H <sub>0</sub> (m)	$\nu$	EA (tf)	関連
N	20	80	0.480	$[EA]_0$	基準
H-1	20	60	0.480	$[EA]_0$	N
H-2	20	40	0.480	$[EA]_0$	N
H-3	20	20	0.480	$[EA]_0$	N
H-4	20	10	0.480	$[EA]_0$	N
H-5	20	5	0.480	$[EA]_0$	N
B-1	40	5	0.480	$[EA]_0$	H-5
B-2	80	5	0.480	$[EA]_0$	H-5
A	20	80	0.480	$[EA]_0/10$	N
M-1	10	40	0.480	$[EA]_0$	N
M-2	80	10	0.480	$[EA]_0$	B-1
P-1	20	80	0.444	$[EA]_0$	N
P-2	40	5	0.444	$[EA]_0$	B-1
F-1	20	80	0.480	$[EA]_0$	N
F-2	40	5	0.480	$[EA]_0$	B-1

に関する要因として、掘削幅の他に、自由面としての地表面からの深さと、拘束面として下端境界面からの距離とが考えられるので、基本ケースとしては対象地盤の厚さをある程度厚く、掘削幅の4倍とした。

#### b) 地盤の厚さの影響(ケース[H])

対象地盤の厚さの変化に伴う水平地盤反力係数の変化を知るために、モデルの幅(20m)を固定し、対象地盤の厚さを変化させた。ケース[N]と合わせて考えると、対象地盤の厚さの掘削幅に対する比の値は、4.0から0.25までを考えることになる。

#### c) 下端の境界面の影響に対する幅の影響(ケース[B])

対象地盤の厚さが薄い場合として、下方の硬い地盤の影響を掘削幅との関係で調べるために、対象地盤の厚さを一定(5m)として掘削幅を変化させた。

#### d) 土留め壁の軸方向剛性の影響(ケース[A])

土留め壁による掘削面側地盤の鉛直方向の拘束条件の影響を見るために、土留め壁の軸方向剛性を基本ケースの1/10の値としたケースを考えた。ただし、設計に弾塑性法が使用される規模の土留め壁では、一般に基本ケースの1/2程度以上の軸方向剛性(直径 $\phi 500$ 以上の柱列壁もしくは厚さ $t=50\text{cm}$ 以上の地下連続壁)を有している。

#### e) モデルの大きさの影響(ケース[M])

モデルの大きさを変化させた場合の影響を見るために、モデルの形状は同じとして、その大きさを比較の対象とするモデルの1/2倍あるいは2倍のケースを設定した。すなわちケース[M-1]は[N]の1/2倍、ケース[M-2]は[B-1]の2倍とした。計算モデルが弾性体であることから、このケースは必要ないとも考えられるが、水平地盤反力係数の計算式への形状効果の取り入れ方の確認を目的として、計算ケースに加える

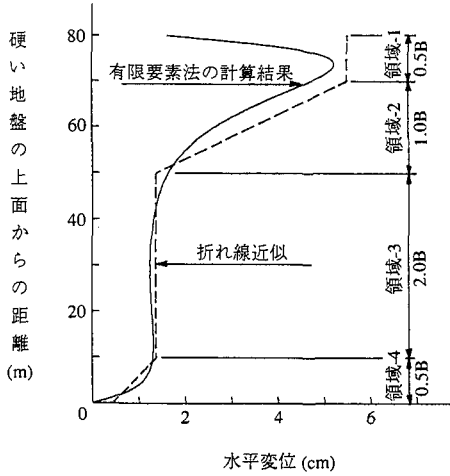


図-3 水平変位(ケース[N]:  $H_0=80\text{m}$ )

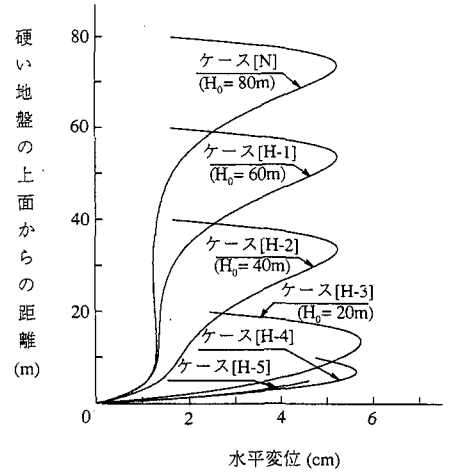


図-4 地盤の厚さの変化に伴う水平変位の変化

ことにした。

f) ポアソン比の影響(ケース[P])

ポアソン比の値としては、粘性土地盤を対象としていることから、非圧縮性を考慮する場合に一般に使用される値( $\nu=0.480$ )、および粘性土地盤の一般的な静止土圧係数( $K_0=0.8$ )から弾性論により逆算される値( $\nu=0.444$ )とを考慮することにした。

g) 土留め壁表面のせん断抵抗の影響(ケース[F])

既報の論文より、土留め壁表面のせん断抵抗の影響は大きく、せん断抵抗が存在する場合には存在しない場合に比較して水平地盤反力係数は大きな値となることが明らかにされている。ここでもその影響を確認し、せん断抵抗が存在しない場合の水平地盤反力係数の設定方法を考えるために、せん断抵抗のない状態として2ケースを設定した。

(3) 土留め壁位置での地盤の水平変位の傾向

a) 基本(ケース[N])

有限要素法の計算結果から、基本ケース[N]の土留め壁位置での地盤の水平変位(以下「水平変位」と呼ぶ)を図-3に示した。この図からわかるように、水平変位は、次の4領域に区分できる。

領域-1: 自由面としての地表面の影響を強く受ける領域

領域-2: [領域-1]から次の[領域-3]への遷移領域

領域-3: 地表の影響も下方の硬い地盤の影響も受けない領域

領域-4: 下方の硬い地盤の影響を強く受ける領域

図-3には各領域の値を代表させた直線を合わせて示したが、これより各領域の範囲を掘削幅Bとの関係で示すと次のようになる。

領域-1: 0.5B

領域-2: 1.0B

領域-3: 2.0B

領域-4: 0.5B

なお、[領域-1]に対する変位の直線は、既報の論文で提案した水平地盤反力係数の設定方法(付録の式(A9a))により水平地盤反力係数を求め、この水平地盤反力係数で有限要素法において作用させた水平等分布荷重の値を除いて求めたものである。有限要素法により得られた水平変位は曲線となっているが、既報の論文で提案した設定方法に基づいて求めた値は有限要素法による[領域-1]の曲線の代表値と見ることができ、このことから、掘削過程に沿って計算する既報の論文での検討方法と掘削過程を無視した本論文での計算方法とは、同じ条件の範囲でほぼ等しい値を与えることがわかる。

b) 地盤の厚さの影響(ケース[H])

対象地盤の厚さの変化に伴う水平変位の変化を知るために、ケース[N]とケース[H]の水平変位の計算結果を図-4に重ねて示した。

この図から以下の事柄がわかる。

①[領域-1]に着目して:

- ・対象地盤の厚さ $H_0$ が20mより大きい場合には、[領域-1]は存在し、その領域の範囲は一定で掘削幅の1/2として扱うことができる。
- ・ $H_0=10\text{m}$ の場合にも[領域-1]は存在するが、領域の範囲は $H_0=20\text{m}$ 以上の場合に比較して狭くなっている。
- ・ $H_0=5\text{m}$ の場合には、[領域-1]は存在しない。
- ・ $H_0=40\text{m}$ 以上の場合の[領域-1]の水平変位の大きさは対象地盤の厚さに関係なく一定である。
- ・ $H_0=20\text{m}$ および $H_0=10\text{m}$ の場合の[領域-1]の水平変位の大きさは、 $H_0=40\text{m}$ 以上の場合に比較してやや

表-4 地盤の厚さが $H_0=5m$ の場合の水平変位量

地表面からの深さ	ケース[H-5] (B=20m)	ケース[B-1] (B=40m)	ケース[B-2] (B=80m)
0.0m	4.62cm	5.15cm	5.20cm
1.0	4.18	4.64	4.67
2.0	3.58	3.93	3.96
3.0	2.68	2.92	2.95
4.0	1.46	1.58	1.59
5.0	0.0	0.0	0.0

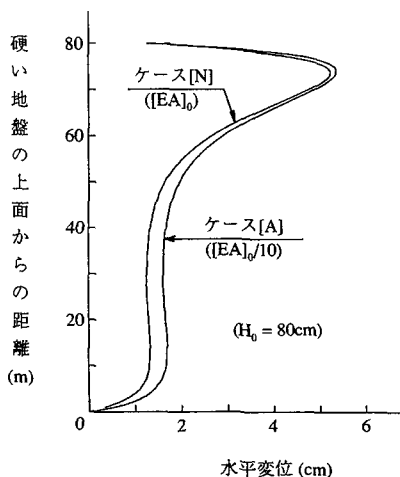


図-5 水平変位と軸方向剛性の関係( $H_0=80m$ )

大きくなっているものの、実用上は等しいと置くことが可能である。なお、 $H_0=20m$ および $10m$ の場合の水平変位が $H_0=40m$ 以上の場合の値よりやや大きくなっていることは、 $H_0=80m$ の場合の水平変位が底面から $20m$ および $10m$ 付近でやや大きくなっていることから肯定できる。

②[領域-2]に着目して：

- ・対象地盤の厚さが $H_0=40m$ 以上の場合には、[領域-2]の範囲は一定で掘削幅にほぼ等しい。
- ・ $H_0=20m$ 以下の場合には、[領域-2]と[領域-4]が合体して一つの領域を形成している。

③[領域-3]に着目して：

- ・[領域-3]は、対象地盤の厚さが $H_0=40m$ 以上の場合にのみ存在する。
- ・[領域-3]の水平変位の大きさは一定と見なせる。
- ・対象地盤の厚さが薄くなるのに伴って[領域-3]の範囲のみが減少し、他の3領域は変位の値も領域の範囲も変化しないと見ることができる。

④[領域-4]に着目して：

- ・ $H_0=40m$ 以上の場合には、[領域-4]の範囲はほぼ一定で掘削幅の1/2として扱うことができる。
- ・ $H_0=20m$ と $H_0=10m$ の場合には[領域-2]と[領域-4]が

合体して一つの領域を形成している。

・ $H_0=5m$ の場合には[領域-4]のみが存在する。

c) 下端の境界面の影響に対する幅の影響(ケース[B])

対象地盤の厚さが $H_0=5m$ であるケース[H-5]、[B-1]、[B-2]の3ケースの水平変位量を表-4に比較して示した。これよりケース[H-5]の変位量がやや小さいものの、全体としては、ほぼ等しいと見ることができる。このことから、掘削幅が対象地盤の厚さの4倍程度以上となると、下端の境界面の影響は掘削幅に関係なく一定となることがわかる。

d) 土留め壁の軸方向剛性の影響(ケース[A])

土留め壁の軸方向剛性を変化させたケースの比較を図-5に示した。ケース[N]は厚さ $t=1.0m$ の地下連続壁を想定したものであり、ケース[A]はケース[N]の軸方向剛性を1/10としたものである。実際の土留め壁の軸方向剛性の最小値はケース[N]の1/2程度であることを考えると、土留め壁の軸方向剛性の影響は無視できることがわかる。

e) モデルの大きさの影響(ケース[M])

モデルの大きさを変えて計算した結果を比較する。まず[領域-1]から[領域-4]までを対象に検討することとし、ケース[N]を基準として大きさを縦も横も1/2としたケース[M-1]の水平変位量とケース[N]の水平変位量を比較し表-5に示した。これより、水平変位量の比の値( $\delta_{M-1}/\delta_N$ )は地表面付近で少し大きな値となっているものの、全体としては0.5に極めて近似していることがわかる。幅が1/2であることから水平変位は掘削幅に比例することが確かめられた。

同様に、[領域-4]のみが存在する場合について検討するために、ケース[M-2]と[B-1]の水平変位量を比較して表-6に示した。この表から、特に硬い地盤上面に近い部分で誤差が大きくなるものの、全体としては両者の比の値( $\delta_{M-2}/\delta_{B-1}$ )はモデルの高さの比の値である2.0に近い値となっていて、この場合の水平変位は対象地盤の高さに比例することが確認できた。

f) ポアソン比の影響(ケース[P])

他の条件は同じとしてポアソン比のみを変化させた場合の水平変位を、対象地盤の厚さが $H_0=80m$ の場合で比較して図-6に示した。この図からポアソン比の影響は大きく無視できないことがわかる(特に[領域-3]で顕著である)。

g) 土留め壁表面のせん断抵抗の影響(ケース[F])

土留め壁表面のせん断抵抗の影響を、 $H_0=80m$ のモデルで比較して図-7に示した。この図から、地盤の水平変位は土留め壁表面のせん断抵抗の影響を強く受けて、せん断抵抗がない場合には地盤の水平変

表-5 水平変位の比較(ケース[M-1]と[N])

$z/B$	$z_{M-1}$	$z_N$	$\delta_{M-1}$	$\delta_N$	$\frac{\delta_{M-1}}{\delta_N}$
0.0	0.0m	0.0m	1.23cm	1.63cm	0.75
0.5	5.0	10.0	2.33	4.74	0.49
1.0	10.0	20.0	1.33	2.65	0.50
1.5	15.0	30.0	0.80	1.64	0.49
2.0	20.0	40.0	0.65	1.32	0.49
2.5	25.0	50.0	0.62	1.25	0.50
3.0	30.0	60.0	0.65	1.28	0.51
3.5	35.0	70.0	0.66	1.30	0.51
4.0	40.0	80.0	0.0	0.0	--

注1)  $z_{M-1}$ ,  $z_N$ : ケース[M-1], [N]の地表の深さ(m)

2)  $\delta_{M-1}$ ,  $\delta_N$ : ケース[M-1], [N]の水平変位量

表-6 水平変量の比較(ケース[M-2]と[B-1])

$z/H_0$	$z_{M-2}$	$z_{B-1}$	$\delta_{M-2}$	$\delta_{B-1}$	$\frac{\delta_{M-2}}{\delta_{B-1}}$
0.0	0.0m	0.0m	9.17cm	5.15cm	1.78
0.2	2.0	1.0	9.39	4.64	2.02
0.4	4.0	2.0	8.73	3.93	2.22
0.6	6.0	3.0	6.94	2.92	2.38
0.8	8.0	4.0	3.96	1.58	2.51
1.0	10.0	5.0	0.0	0.0	--

注1)  $z_{M-2}$ ,  $z_{B-1}$ : ケース[M-2], [B-1]の地表の深さ(m)

2)  $\delta_{M-2}$ ,  $\delta_{B-1}$ : ケース[M-2], [B-1]の水平変位量

位は大きくなることわかる。

また、地盤の水平変位の分布はせん断抵抗のある場合に比較して単純な形状を示し、次の2領域に区分できることもわかる。

領域-1': 自由面としての地表面の影響を強く受ける領域(せん断抵抗のある場合の[領域-1]に相当)。

領域-2': 下方の硬い地盤の影響を強く受ける領域(せん断抵抗のある場合の[領域-4]に相当)。  
この領域の範囲は掘削幅Bの1/2とみなすことができる。

#### (4) 土留め壁位置での地盤の水平変位の定式化(土留め壁表面のせん断抵抗のある場合)

上記の有限要素法の計算結果から、土留め壁面に水平方向の等分布荷重を作用させた場合の地盤の水平変位は、等分布荷重の大きさと地盤の変形係数の他に、対象地盤の厚さ、掘削幅、着目点の地表面からの深さ、下方の硬い地盤からの距離、地盤のポアソン比、および土留め壁表面のせん断抵抗の関数として扱われるべきものであることがわかった。

そこでまず、土留め壁表面のせん断抵抗が存在する場合を対象として水平地盤反力係数の設定式を導

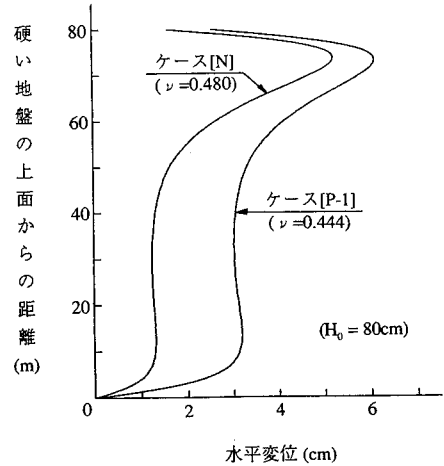


図-6 水平変位に対するポアソン比の影響( $H_0=80\text{m}$ )

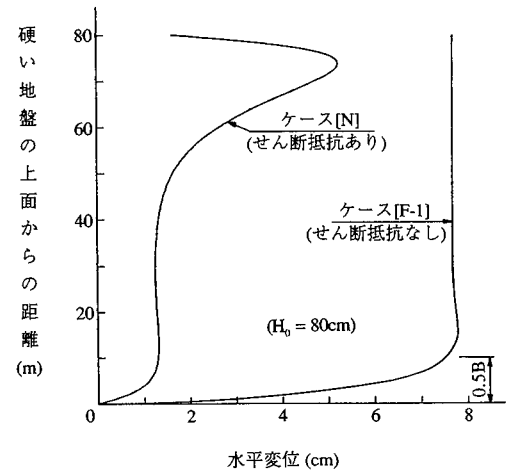


図-7 土留め壁表面のせん断抵抗の影響( $H_0=80\text{m}$ )

くこととし、そのために有限要素法の計算結果から、上記(3)に示した考察に基づいて地盤の水平変位を定式化する。

最初に、水平変位の分布と対象地盤の厚さ $H_0$ および掘削幅Bとの関係を調べることにし、上記(3)b)に示した考察を分析すると次のようになる。

①  $H_0$ がBに比較して充分大きな場合には[領域-1]から[領域-4]までが存在する。その場合、 $H_0$ が変化すると[領域-3]の範囲のみが変化し、他の領域の範囲と全領域の水平変位の値は変化しない。

②  $H_0$ が減少して[領域-3]が消滅すると、[領域-2]と[領域-4]は合体して[領域-2・4]を形成して、[領域-1]と合わせて2領域となる。この状態での[領域-1]の水平変位の値は①の場合と同じ値である。さらに $H_0$ が減少すると、[領域-1]の範囲と変位の値は変

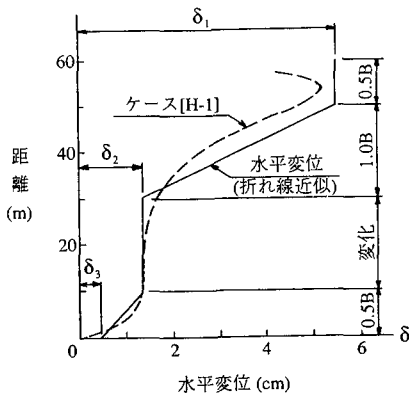


図-8 水平変位の定式化(2B ≤ H<sub>0</sub> の場合)

化しないで[領域-2・4]の範囲のみが変化する。

③上記の状態よりさらにH<sub>0</sub>が減少すると[領域-2・4]の範囲が限界値となり、[領域-1]の範囲が減少する。この場合でも[領域-1]の水平変位の値は変化しない。

④さらにH<sub>0</sub>が減少すると[領域-1]が消滅し、水平変位の分布は[領域-2・4]の限界曲線で定義される。

以下では、上記の4状態に区分して水平変位の計算式を求める。その際、水平地盤反力係数を設定する数式を提案することが目的であることから、水平変位を図-3に示したように折れ線で近似させることとし、水平変位の値は、水平等分布荷重、地盤の変形係数、地盤のポアソン比、掘削幅、対象地盤の厚さ、および下方の硬い地盤からの距離の関数として与える。

a) 対象地盤の厚さが十分に厚い場合(図-8)

対象地盤の厚さが掘削幅に比較して十分に厚く、[領域-3]が存在する場合を考える(前記の①の状態)。

[領域-3]が存在するための条件、換言するとa)の状態が成立するための条件は、(3b)③の考察より次のようになる。

$$2.0B \leq H_0 \quad (1)$$

ここに、B: 掘削幅(m)

H<sub>0</sub>: 対象地盤の厚さ(m)

各領域の水平変位の計算式を導くこととし、最初に[領域-1]の場合について考える。この領域は、自由面としての地表面の影響を強く受ける領域であることから、次に示す既報の論文<sup>6)</sup>で提案した水平地盤反力係数の設定方法が適用できる(付録(4)の式(A9a))。

$$k_{H_{TP}} = E \alpha_B \alpha_K \frac{2}{(1-\nu^2)B} \quad (2)$$

ここに、k<sub>H<sub>TP</sub></sub>: 土留め壁表面のせん断抵抗がある場合の水平地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

E: 地盤の変形係数(kN/m<sup>2</sup>)

α<sub>B</sub>: 掘削幅に関する補正係数

α<sub>K</sub>: 静止土圧係数に関する補正係数

ν: 地盤のポアソン比

式(2)のα<sub>B</sub>について考える。式(2)で与えられる水平地盤反力係数は[領域-1]と[領域-2]の1/2の範囲に対して考えるべきものであると考え、図-3に示したように[領域-1]の範囲は0.5Bであり、それに続く[領域-2]の範囲は1.0Bであることから、式(1)は1.0Bの範囲が対象となる。付録(4)に示した式(A9b)において、L=1.0Bと置くことによりα<sub>B</sub>の値は以下のように計算できる。

$$\alpha_B = 3.45 - \frac{13.03}{L/B + 5.32} = 1.4 \quad (3)$$

ここに、L: 土留め壁の根入れ長(m)

次に、α<sub>K</sub>について考えることにする。既報の論文によると、α<sub>K</sub>の値は静止土圧係数K<sub>0</sub>によって変化するが、粘性土地盤の静止土圧係数の一般的な値(0.75 ≤ K<sub>0</sub> ≤ 0.85)の範囲では0.95 ~ 1.06の変動であることからα<sub>K</sub>=1.0とみなすことができる。

以上のα<sub>B</sub>とα<sub>K</sub>に関する考察の結果を式(2)に代入し、作用する水平等分布荷重を与えて水平変位量を求めると次式を得る。

$$\delta_1 = \frac{(1-\nu^2)Bw}{2.8E} \quad (4)$$

ここに、δ<sub>1</sub>: [領域-1]の水平変位量(m)

w: 水平等分布荷重(kN/m<sup>2</sup>)

次に、[領域-3]の水平変位について考える。この領域は、地表面の影響も下方の硬い地盤の影響も受けず、土留め壁表面のせん断抵抗に伴う拘束効果のみが影響する領域である。このことから2対の面が拘束されていて、残りの1対の面(間隔:B)に大きさ等しく向きが反対の荷重wがその面に垂直に作用する直方体の荷重作用面の変位を考えることにより、この領域の水平変位量が次式のように求められる。

$$\delta_F = \frac{0.5(1-\nu-2\nu^2)Bw}{(1-\nu)E} \quad (5)$$

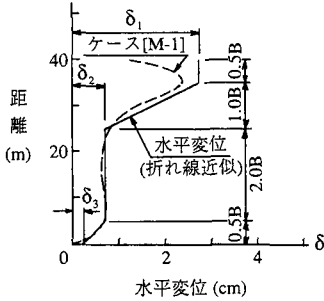
ここに、δ<sub>F</sub>: 直方体の荷重作用面の変位(m)

式(5)は土留め壁で地盤が完全に固定された状態を想定しているが、土留め壁は弾性体であり軸方向に伸縮し、また土留め壁表面で地盤と土留め壁が若干ずれることも考えられるので、この式をそのまま設計に使用することは適当でない。そこで式(5)に補正

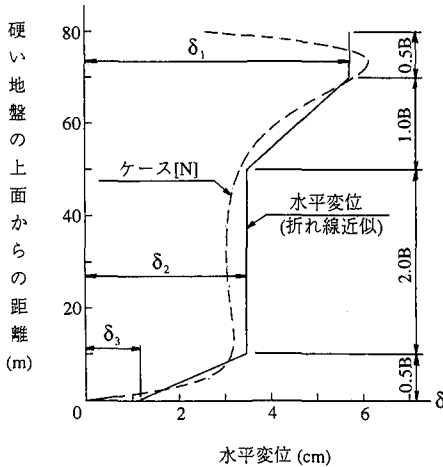
表-7 下端部での仮想水平変位の値

ケース名	ポアソン比	仮想水平変位量	$\delta_3/\delta_2$
[N]	0.480	0.0044m	0.32
[P-1]	0.444	0.0106m	0.30

注)  $w=100\text{kN/m}^2$ ,  $E=10000\text{kN/m}^2$  の場合の値



(a) ケース[M-1]



(b) ケース[P-1]

図-9 水平変位の検証

係数  $\beta$  (理論上は  $\beta=1.0$ ) を乗じた式(6)を設計に使用することとし、この補正係数  $\beta$  をケース[N]の計算結果が、硬い地盤の上面から10~20m付近で少し大きな値となっていることを考慮して、理論式に若干の余裕をもたせて  $\beta=1.2$  とすると、[領域-3]の水平変位は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{0.5 \beta (1-\nu-2\nu^2) B w}{(1-\nu) E} \\ &= \frac{0.6 (1-\nu-2\nu^2) B w}{(1-\nu) E} \end{aligned} \quad (6)$$

ここに、 $\beta$ : 補正係数( $\beta=1.2$ )

$\delta_2$ : [領域-3]の水平変位量(m)

最後に、[領域-4]の下方の硬い地盤付近の水平変

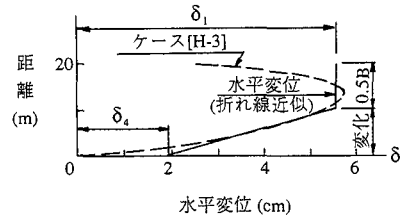


図-10 水平変位の定式化( $0.70B \leq H_0 \leq 2.0B$  の場合)

位について考える。この領域では硬い地盤の影響を強く受けて、有限要素法の計算で得られる地盤の水平変位は曲線となって、最下端では水平変位が発生していない。この曲線を直線で近似するために、下端から  $0.5B$  の位置で式(6)の値をとり、かつケース[N]および[P-1]の下端から  $0.5B$  の区間の水平変位の値を代表する直線を最小自乗法により求めて、その直線の下端での値(仮想水平変位)を求めると表-7に示す値となった。

同表には各ケースの下端部での仮想水平変位の値とともに、下端部での仮想水平変位の[領域-3]の水平変位に対する比の値( $\delta_3/\delta_2$ )を示したが、後者は両ケースではほぼ等しく約  $0.33(=1/3)$  となったことから、計算に使用した地盤の変形係数  $E$ 、水平等分布荷重  $w$ 、およびポアソン比を用いて下端部での仮想水平変位を表現すると次式のようにになる。

$$\delta_3 = \frac{\delta_2}{3} = \frac{0.2(1-\nu-2\nu^2) B w}{(1-\nu) E} \quad (7)$$

ここに、 $\delta_3$ : 下端部での仮想水平変位量(m)

以上により、対象地盤の厚さが充分厚い場合の各領域での水平変位を定義する一般式が誘導できたので、有限要素法の計算結果と誘導した一般式から求められる水平変位とを比較する。まず高さを変化させたケースとして、図-3にケース[N]、図-8にケース[H-1]を示したが両者とも誘導した一般式は有限要素法の計算結果を近似していることがわかる。また、モデルの大きさを変化させたケース[M-1]とポアソン比を変化させたケース[P-1]についても比較して図-9に示したが、一般式は有限要素法の計算結果の近似式として妥当であることがわかる。

b) 対象地盤の厚さが厚い場合(図-10)

対象地盤の厚さがa)より薄くなって[領域-3]が消滅し、遷移領域である[領域-2]と[領域-4]が一体となって[領域-2・4]を構成する場合で、[領域-1]の範囲が  $0.5B$  の場合を考える(前記の②の状態)。

この場合、[領域-1]の範囲は  $0.5B$  と一定であり、[領域-2・4]の範囲が変化する。b)の状態が成立するための条件は、最大値はa)の状態の下限との連続性から、また最小値は後述するc)の状態の上限との連



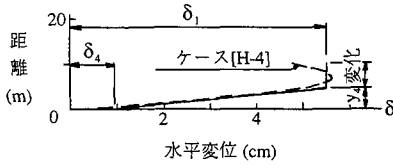


図-11 水平変位の定式化( $0.25B \leq H_0 \leq 0.70B$  の場合)

表-8 硬い地盤の影響が卓越する場合の変位係数

ケース名	ポアソン比	仮想水平変位量(m)
[B-1]	0.480	$\delta_0 = 1.036y_0 + 0.094$
[P-2]	0.444	$\delta_0 = 1.083y_0 + 0.097$

続性から決定され、以下のようになる。

$$0.70B \leq H_0 \leq 2.0B \quad (8)$$

この状態の変位分布は、上部の水平変位 $\delta_1$ と下方の硬い地盤上面での水平変位 $\delta_4$ が必要となるが、 $\delta_1$ は式(4)により、また $\delta_4$ は後述の式(11)により求められる。

c) 対象地盤の厚さが薄い場合(図-11)

対象地盤の厚さが $b$ より薄くなり、遷移領域である[領域-2]と[領域-4]が一体となって[領域-2・4]を構成する場合で、[領域-1]は存在するものの、その範囲が $0.5B$ より狭くなる場合を考える(前記③の状態)。

この場合、対象地盤の厚さが変化しても、[領域-2・4]の範囲は下端の硬い地盤の影響と[領域-1]の水平変位量から決定される値で一定であり、[領域-1]の範囲のみが変化する。

下端部での仮想水平変位 $\delta_4$ を求めるために、まず下方の硬い地盤の影響が卓越しているケース[B-1]および[P-2]の水平変位の計算値から、次式で無次元化した変位係数 $\delta_0$ を求める。

$$\delta_0 = \frac{\delta E}{H_0 w} \quad (9)$$

ここに、 $\delta_0$ : 変位係数

$\delta$ : 有限要素法の水平変位の計算値(m)

この変位係数をその発生位置の位置係数 $y_0$ を関数とする一次式で表すことにし、最小自乗法によりこれを求めると表-8のようになる。この表の両者はほぼ等しいことから、ケース[B-1]の値を採用する。

$$\delta_0 = 1.036y_0 + 0.094 \quad (10a)$$

$$y_0 = \frac{y}{H_0} \quad (10b)$$

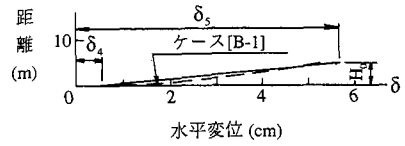


図-12 水平変位の定式化( $H_0 \leq 0.25B$  の場合)

ここに、 $y_0$ : 変位係数の発生位置を表す位置係数

$y$ : 下方の硬い地盤の上面から計った有限要素法の水平変位の計算点までの距離(m)

式(10a)において $y_0=0$ と置き、その値を式(9)に代入して整理すると、下端部での仮想水平変位 $\delta_4$ は次式により求められる。

$$\delta_4 = 0.094 \frac{H_0 w}{E} \quad (11)$$

ここに、 $\delta_4$ : 下端部での仮想水平変位(m)

図-11の[領域-2・4]の範囲は、式(9)および(10)で規定される[領域-2・4]の変位が式(4)で与えられる[領域-1]の変位 $\delta_1$ に等しくなった点の下端部からの高さ $y_4$ として与えられる。ケース[B-1]と[P-2]に対して $y_4$ を求めると両者は全く同じ値となり、次式のようになった。

$$y_4 = 0.265B - 0.090H_0 \quad (12)$$

ここに、 $y_4$ : [領域-2・4]の範囲(m)

図-11の状態の生起する条件は次のようになる。

$$\text{上限} \quad H_0 = 0.5B + y_4 \quad (13a)$$

$$\text{下限} \quad H_0 = y_4 \quad (13b)$$

したがって、式(12)と式(13)から、c)の状態が生起する条件は以下のようになる。

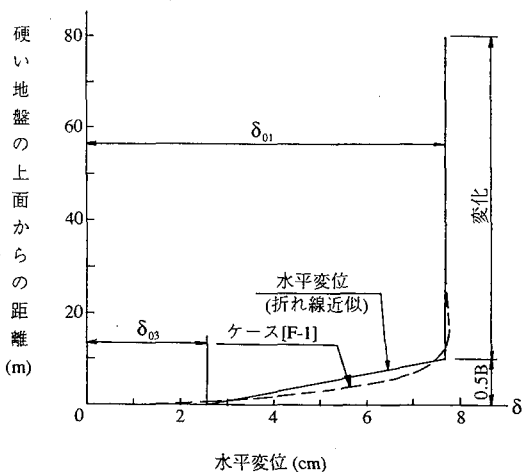
$$0.25B \leq H_0 \leq 0.70B \quad (14)$$

d) 対象地盤の厚さが充分に薄い場合(図-12)

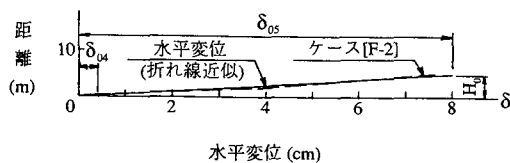
対象地盤の厚さがさらに薄くなり、[領域-1]が消滅して、下端の硬い地盤の影響を強く受ける[領域-4]のみが存在する状態を考える(前記④の状態)。この状態が生起する条件は、上記c)の検討から明らかのように次式で与えられる。

$$H_0 \leq 0.25B \quad (15)$$

この状態の変位分布の下端は、式(11)で与えられる下端部での仮想水平変位 $\delta_4$ である。また図-12の上端の水平変位 $\delta_5$ は、式(9)および(10)において $y=H_0$



(a) 対象地盤の厚さが厚い場合



(b) 対象地盤の厚さが薄い場合

図-13 土留め壁表面のせん断抵抗のない場合の水平変位の定式化

と置いて整理すれば、次式が求められる。

$$\delta_5 = 1.13 \frac{H_0 w}{E} \quad (16)$$

ここに、 $\delta_5$ : 上端での水平変位(m)

(5) 土留め壁位置での地盤の水平変位の定式化(土留め壁表面のせん断抵抗のない場合)

a) 対象地盤の厚さが厚い場合(図-13(a))

有限要素法の計算結果の考察で述べたように、対象地盤の厚さが充分に厚い場合には自由面としての地表面の影響を強く受ける[領域-1']と、下方の硬い地盤の影響を強く受ける[領域-2']の2領域からなっている。a)の状態が成立するための条件は、後述のb)の状態との関係から次式により与えられる。

$$0.22B \leq H_0 \quad (17)$$

対象地盤の厚さが変化すると[領域-1']の範囲は変化するが、[領域-1']の水平変位の値は変化しない。この値は付録(4)の式(A10a)で与えられる水平地盤反力係数を使用して、次式のように求められる。

$$\delta_{01} = \frac{w}{k_{HOP}} = \frac{(1-\nu^2)Bw}{2E} \quad (18)$$

ここに、 $\delta_{01}$ : [領域-1']の水平変位量(m)

$w$ : 有限要素法の水平等分布荷重(kN/m<sup>2</sup>)

次に、[領域-2']の部分直線を近似することとし、土留め壁表面のせん断抵抗がある場合と同様に、ケース[F-1]の下端部分の0.5Bの範囲のデータを使用して、最小自乗法により下端から0.5Bの位置で式(18)となる直線を求めて、その直線の下端での値を求めると $\delta_{01}$ の0.31(約1/3)倍となった。したがって、土留め壁表面のせん断抵抗がある場合と同様に、硬い地盤の上端での仮想水平変位 $\delta_{03}$ は次式で与えられる。

$$\delta_{03} = \frac{\delta_{01}}{3} = \frac{(1-\nu^2)Bw}{6E} \quad (19)$$

ここに、 $\delta_{03}$ : 下端部での仮想水平変位量(m)

b) 対象地盤の厚さが薄い場合(図-13(b))

土留め壁表面のせん断抵抗のある場合と同様に、ケース[F-2]の計算結果を代表する直線式を求め、その結果と式(9)および式(10b)により、変位係数 $\delta_0$ は次式のように求められる。

$$\delta_0 = 1.508y_0 + 0.089 \quad (20)$$

式(20)で $y_0 = 0$ と置き、その値を式(9)に代入して整理すると、下端部での仮想水平変位 $\delta_{04}$ は次式により求められる。

$$\delta_{04} = 0.089 \frac{H_0 w}{E} \quad (21)$$

ここに、 $\delta_{04}$ : 下端部での仮想水平変位(m)

式(9)、(10b)および式(20)で規定される水平変位が、式(18)で規定される[領域-1]の水平変位 $\delta_{01}$ に等しくなる点の下面からの高さ $y_4$ は次式により与えられる。

$$y_4 = 0.237B - 0.059H_0 \quad (22)$$

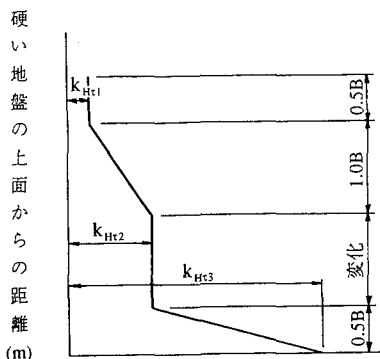
式(22)において $y_4 = H_0$ として得られる条件が、a)とb)を分ける境界である。したがってb)の範囲としては次式のようになる。

$$H_0 \leq 0.22B \quad (23)$$

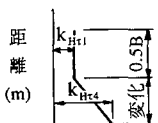
図-13(b)に示す上端の水平変位 $\delta_{05}$ は、式(20)で $y_0 = 1$ として、その値を式(9)に代入し、 $\delta$ について整理することにより次式のように得られる。

$$\delta_{05} = 1.60 \frac{H_0 w}{E} \quad (24)$$

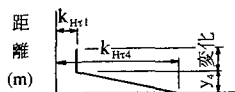
ここに、 $\delta_{05}$ : 上端での水平変位(m)



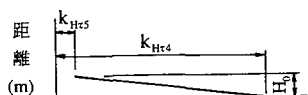
水平地盤反力係数  
(a)  $2.0B \leq H_0$  の場合



水平地盤反力係数  
(b)  $0.70B \leq H_0 \leq 2.0B$  の場合



水平地盤反力係数  
(c)  $0.25B \leq H_0 \leq 0.70B$  の場合



水平地盤反力係数  
(d)  $H_0 \leq 0.25B$  の場合

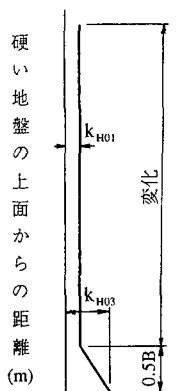
図-14 土留め壁表面のせん断抵抗がある場合の  
水平地盤反力係数の設定方法

### (6) 水平地盤反力係数の設定方法の提案

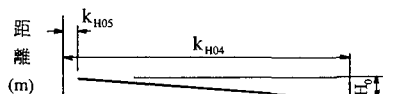
以上の検討から、土留め壁表面のせん断抵抗がある場合とない場合に対して、水平等分布荷重を受ける場合の地盤の水平変位の計算式が求められた。この計算式を用いて水平地盤反力係数 $k_H$ の計算式(提案式)を次式により算定する。

$$k_H = \frac{w}{\delta} \quad (25)$$

ここに、 $k_H$ : 水平地盤反力係数( $\text{kN/m}^3$ )  
 $w$ : 水平等分布荷重( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\delta$ : 対象地盤の水平変位(m)



水平地盤反力係数  
(a)  $0.22B \leq H_0$  の場合



水平地盤反力係数  
(b)  $H_0 \leq 0.22B$  の場合

図-15 土留め壁表面のせん断抵抗のない場合の  
水平地盤反力係数の設定方法

以下では、各場合に区分したものの結果をまとめて提示する。

#### a) 土留め壁表面のせん断抵抗がある場合(図-14)

$$k_{Ht1} = \frac{2.8E}{(1-\nu^2)B} \quad (26a)$$

$$k_{Ht2} = \frac{(1-\nu)E}{0.6(1-\nu-2\nu^2)B} \quad (26b)$$

$$k_{Ht3} = \frac{(1-\nu)E}{0.2(1-\nu-2\nu^2)B} \quad (26c)$$

$$k_{Ht4} = \frac{E}{0.094H_0} = 10.6 \frac{E}{H_0} \quad (26d)$$

$$k_{Ht5} = \frac{E}{1.13 H_0} = 0.88 \frac{E}{H_0} \quad (26e)$$

ここに、 $k_{Hti}$  ( $i=1 \sim 5$ ): 図-14に示す各部分の水平地盤反力係数( $\text{kN/m}^3$ )

#### b) 土留め壁表面のせん断抵抗のない場合(図-15)

$$k_{H01} = \frac{2E}{(1-\nu^2)B} \quad (27a)$$

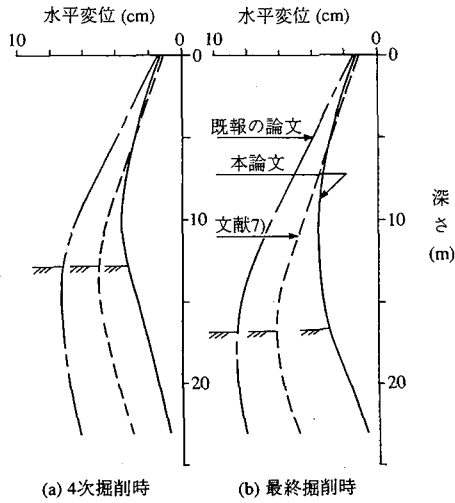


図-16 水平地盤反力係数の検証

$$k_{H03} = \frac{6E}{(1-\nu^2)B} \quad (27b)$$

$$k_{H04} = \frac{E}{0.089H_0} = 11.2 \frac{E}{H_0} \quad (27c)$$

$$k_{H05} = \frac{E}{1.60H_0} = 0.63 \frac{E}{H_0} \quad (27d)$$

ここに、 $k_{H0i}$  ( $i=1, 3, 4, 5$ ): 図-15に示す各部分の水平地盤反力係数( $kN/m^3$ )

### (7) 提案した水平地盤反力係数の設定方法の検証 (土留め壁表面のせん断抵抗のある場合)

ここでは、誘導した水平地盤反力係数の設定式が当初想定したものとなっていることを確かめるために、誘導した提案式に表-1に示した条件を入力して水平地盤反力係数を求め、これを使用して弾塑性法により土留め壁の変位を計算した結果を図-16に示した。この図から、提案した水平地盤反力係数の設定方法は、当初想定したように下方に存在する硬い地盤の影響を合理的に表現していて、結果としてこのような地盤での土留め壁の挙動を旨く説明できるものとなっていることがわかる。

なお、上記の検証は土留め壁の変位を対象として行ったので、意識的に硬い地盤に根入れしなかったが、このような現場では硬い地盤に根入れすることが一般的であることから、表-1に示した条件のうち、土留め壁の下端の条件だけを硬い地盤に3m根入れするように変更して土留め壁に発生する曲げモーメントを計算し、各掘削時点での最大値を表-9にまと

表-9 最大曲げモーメントの比較

掘削段階	掘削深さ	最大曲げモーメント( $kNm/m$ )		
		本論文	既報の論文	文献7)
1次掘削時	1m	28	66	52
2次掘削時	5	368	417	401
3次掘削時	9	476	569	573
4次掘削時	13	521	786	825
5次掘削時	17	479	953	1100

めて示した。この表から、本論文で提案した水平地盤反力係数を使用することにより、土留め壁に発生する曲げモーメントは文献7)の方法により得られる値の約1/2となっていること、最大曲げモーメントが発生するのは最終掘削時ではなく4次掘削時となることわかる。

### 3. 地盤に関する入力項目の設定方法の適用性の検討

#### (1) 提案した入力項目の設定方法の概要

適用性の検討に先立ち、既報の論文および本論文で提案した、弾塑性法の計算で使用する背面側および掘削面側の土圧と、掘削面側の水平地盤反力係数の設定方法の概要を以下に示す。

背面側土圧<sup>4)</sup>に影響する要因は、掘削深さ、掘削幅、掘削前の静止土圧係数、地盤の強度および変形特性、土の単位体積重量、土留め壁の曲げ剛性、切ばりのばね定数であり、これらの要因を含んだ背面土圧の設定方法を提案した(付録(1)参照)。この設定方法は、従来から採用されてきた背面側土圧の計算式に比較して、掘削幅、地盤変形特性、土留め壁の曲げ剛性、切ばりのばね定数を新しい要因として含んだものとなっており、土留め壁の変位との関係で土圧が求められることを意味している。提案式は土留め壁の変位が大きいと背面側土圧は小さくなるようになっており、土留め壁の変形に伴って形成される背面側のグラウンドアーチの影響を表現したものと解釈できる。

掘削面側の平衡土圧<sup>6)</sup>に影響する要因は、土留め壁表面のせん断抵抗、掘削深さ、掘削幅、掘削前の静止土圧係数、および土の単位体積重量であり、これらの要因を含んだ平衡土圧の設定方法を提案した(付録(2)参照)。土留め壁表面のせん断抵抗がない場合には従来から用いられている掘削前の静止土圧係数をそのまま使用する方法が適用できるのに対し、土留め壁表面のせん断抵抗がある場合には、せん断

抵抗がない場合に比較して大きな値を与える。

掘削面側の受働土圧<sup>5)</sup>に影響する要因は、土留め壁表面のせん断抵抗、掘削幅、地盤の粘着力、および土の単位体積重量であり、これらの要因を含んだ受働土圧の設定方法を提案した(付録(3)参照)。この提案式は、土留め壁表面のせん断抵抗がない場合には従来から使用されてきたランキン・レザールの土圧式と一致する。せん断抵抗がある場合にはランキン・レザールの土圧式に比較して大きな値を算出し、掘削幅の狭い場合にはさらに大きな値を与える。

既報の論文<sup>6)</sup>において、掘削面側の水平地盤反力係数の設定方法として、土留め壁表面のせん断抵抗、掘削幅、掘削前の静止土圧係数、土留め壁の根入れ長、および掘削面側地盤の変形係数を要因として含んだ方法を提案した(付録(4)参照)が、下方に硬い地盤が存在する場合には、その影響を考慮できるように、提案した方法を拡張する必要があることが判明したので、本論文において拡張した理論を提案した。この設定方法は、従来から一般に採用されてきた方法に比較して、土留め壁表面のせん断抵抗、掘削幅、対象地盤の厚さ、地表面からの深さ、下方の硬い地盤からの距離、および地盤のポアソン比を新しく要因として含んだものとなっている。

以上に記したように、著者らが提案した地盤に関する各入力項目の設定方法は、従来から一般に使用されてきた設定方法に比較して数多くの要因を適切に考慮できるものとなっている。

## (2) 適用性の検討方法と比較対象現場の概要

既報の論文および本論文で提案した、弾塑性法に inputsする地盤に関する入力項目の設定方法の適用性の検討は、現場実測結果と計算値を比較することにより行う。

比較の対象として表-10に示した2現場を選定した。

選定の基準は、粘性土地盤を対象としていること、下方に硬い地盤が存在すること、地盤の力学的条件と計測結果が明確になっていること、切ばりプレロード工法などの特殊工法を採用していないこととした。ここで、下方に硬い地盤が存在することを条件としたのは、本論文で提案した水平地盤反力係数の検証に重点をおいたことによる。

土留め壁は、表面のせん断抵抗が存在する柱列式地下連続壁と地下連続壁であり、A現場は土留め壁が下方の硬い地盤に根入れされていないのに対し、B現場では下方の硬い地盤に根入れされている。

表-10 比較の対象とする現場の概要

	地盤の概要	掘削の概要
A 現場	G.L. 0~-4m: 埋め土 -4~-32m: シルト(N=0~4) -32~: 砂礫(N=50以上)	掘削幅: 70m 掘削深さ: 13.75m 掘削次数: 3段階 土留め壁: 柱列壁
B 現場	G.L. 0~-2.4m: 埋め土 -2.4~-24m: シルト質砂 -24~: 砂礫(N=40以上)	掘削幅: 53m 掘削深さ: 14.4m 掘削次数: 4段階 土留め壁: 連続壁

表-11 計算に使用した常数(A現場)

	項目	採用した値
地盤の 常数	粘着力	$c = q_u/2$ (kN/m <sup>2</sup> )
	ヤング係数	$E = 480c$ (kN/m <sup>2</sup> )
	ポアソン比	$\nu = 0.480$
	単位堆積重量	$\gamma_t = 15.68$ (kN/m <sup>3</sup> )
構造の 常数	土留め壁の曲げ剛性	$EI = 373000$ (kNm <sup>2</sup> /m)
	切ばりのばね定数	$K_s = 73500$ (kN/m/m)

注) 一軸圧縮強度 $q_u$ は図-17に示した値を用いた。

表-12 計算に使用した常数(B現場)

	項目	採用した値
地盤の 常数	粘着力	$c' = \sigma_0 \tan \phi + c$ (kN/m <sup>2</sup> )
	ヤング係数	$E = 480 c'$ (kN/m <sup>2</sup> )
	ポアソン比	$\nu = 0.480$
	単位堆積重量	$\gamma_t = 15.68$ (kN/m <sup>3</sup> )
構造の 常数	土留め壁の曲げ剛性	$EI = 526800$ (kNm <sup>2</sup> /m)
	切ばりのばね定数	$K_s = 29400(1,2段),$ $36900(3段)$ (kN/m/m)

## (3) 比較結果(A現場)

当現場<sup>9)</sup>は東京下町の軟弱地盤を、2段の切ばりを使用してGL-13.75mまで掘削するものであり、一般の掘削現場に比較して、各掘削時での掘削厚さが厚いことが特徴である。

土留め壁は、 $\phi 800$ の柱列式連続壁(芯材H-588×300, @650)であり、その下端は硬い地盤の上面から8m上方の位置で止められていて、したがって下方の硬い地盤に根入れされていない。

計算に用いる地盤および構造の常数は表-11に示した値を使用し、土圧および水平地盤反力係数の設定方法は、土圧は既報の論文<sup>4), 5), 6)</sup>で提案した方法を、また水平地盤反力係数は本論文で提案した方法を用いて、土留め壁の存在する部分に対する値を求めた。なお当現場の土留め壁の先端は、下方の硬い地盤の上面から8m上方でとまっているが、掘削に

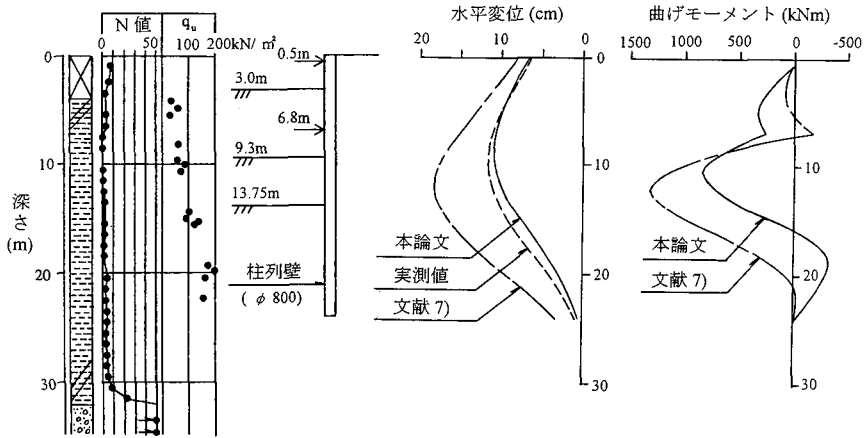


図-17 計算値と現場実測結果との比較(A現場)

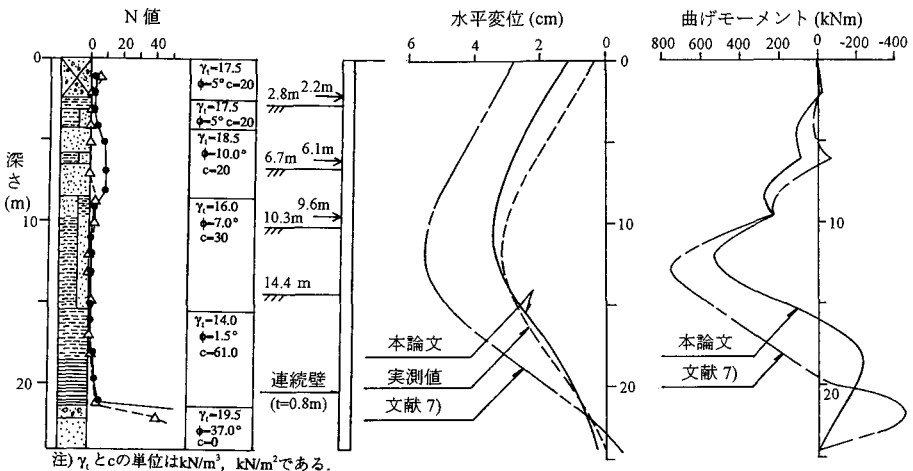


図-18 計算値と現場実測結果との比較(B現場)

よる掘削面側の平衡土圧の減少は硬い地盤の上面まで達し、したがって土留め壁の存在と関係なく地盤は水平に変位するので、水平地盤反力係数の設定式も土留め壁の存在と関係なく成立する。また、ポアソン比については地盤を非排水状態と考えて $\nu = 0.480$ とした。

計算結果と現場実測結果との比較を図-17に示した。これより、土留め壁の変形の計算値は実測結果と近似しており、土留め壁の下端部の水平変位は掘削底面付近より小さくなっていて、図-1に示したような不自然な変位をしていないことがわかる。

曲げモーメントの計算値も特に異状と思われるものとはなっていない。

図-17には、現在一般に使用されている文献7)に

示された方法により求められる土留め壁の変位と曲げモーメントを示したが、本論文で提案した方法による計算結果は、従来の方法の約65%となった。

#### (4) 比較結果(B現場)

当現場<sup>10)</sup>も東京下町の軟弱地盤を対象としているが、軟弱地盤の厚さが21.4mであり、A現場に比較して薄くなっている。この地盤を3段の切ばりを使用してGL-14.4mまで掘削するものである。

土留め壁は、 $t=80\text{cm}$ の地下連続壁であり、その下端は硬い地盤に2.6m根入れされている。

計算に用いる地盤および構造の常数は、表-12に示した値を使用し、土圧および水平地盤反力係数の設定方法はA現場と同様とした。ここで、粘着力を

掘削前の鉛直圧力  $\sigma_0$  と土質試験結果の  $\phi$  と  $c$  から、表中に示した計算式により求めたが、これは既報の論文で提案した受働土圧の計算式において内部摩擦角を含んでいないことによるものであり、また鉛直圧力として掘削前の値を使用したのは、計算の簡便さのためと土留め壁表面のせん断抵抗の存在により掘削に伴う除荷の効果が緩和されることを考慮したことによる。また、ポアソン比についてはA現場と同様に地盤を非排水状態と考えて  $\nu=0.480$  とした。

計算結果と現場実測値との比較を図-18に示したが、土留め壁の変形の計算値は実測値と近似していて、特に不自然な変位も見受けられない。

なお、図-18にはA現場と同様に、文献<sup>4)</sup>に示された方法により求められる土留め壁の変位と曲げモーメントを示したが、本論文で提案した方法による計算結果は従来の方法の約65%となった。

#### 4. まとめ

著者らは、掘削土留め工の応力と変形の計算に広く使用されている弾塑性法にすべき項目の、背面側土圧、掘削面側平衡土圧、掘削面側受働土圧、および掘削面側の水平地盤反力係数について研究を行い、粘性土地盤に対して、それらの設定方法を既報の論文<sup>4), 5), 6)</sup>で提案した。

本論文では、掘削面側の水平地盤反力係数について、下方に存在する硬い地盤の影響を考慮できるように既報の論文の考え方を拡張するとともに、既報の論文および本論文で提案した弾塑性法の地盤に関する項目の設定方法の妥当生ならびに適用性を、計算値と現場計測値とを比較することにより検討した。その結果、以下の事柄がわかった。

- ①水平地盤反力係数を設定する際に、下方に存在する硬い地盤の影響を考慮しないで計算すると、土留め壁には不自然な変形が発生する。換言すると下方に存在する硬い地盤の影響を無視した従来から使用されている設定方法を使用すると、土留め壁の応力と変形は実際のものとは大幅に異なる計算結果を与えることになる。
- ②既報の論文では背面側地盤も含めたモデルを使用し掘削過程に沿って水平地盤反力係数を求めた。一方本論文では掘削面側地盤のみを対象としたモデルを使用し掘削過程を無視して水平地盤反力係数を求めたが、同じ条件(自由面としての地表面の影響を強く受ける場合)では、両者はほぼ同じ値を与えた。
- ③下方に硬い地盤が存在する場合の水平地盤反力係

数に影響する要因は、地盤の変形係数、ポアソン比、対象地盤の厚さ、掘削幅、掘削面からの深さ、下方の硬い地盤の上面からの位置、および土留め壁表面のせん断抵抗である。

- ④土留め壁表面のせん断抵抗がある場合で対象地盤の厚さが十分に厚い場合には、水平地盤反力係数は全範囲を通して一定とはならず、掘削面および下方の硬い地盤の上面からの距離により、4領域に分けて定義される。

対象地盤の厚さが薄くなるのに伴い、その4領域が変化し、最初に掘削面の影響も硬い地盤の影響も受けない領域が消滅して2領域となり、さらに対象地盤の厚さが薄くなると最終的には硬い地盤の影響を受ける領域のみが存在することになる。

- ⑤土留め壁表面のせん断抵抗のない場合で対象地盤の厚さが厚い場合には、土留め壁表面のせん断抵抗がある場合と同様に、水平地盤反力係数は全範囲を通して一定とはならず、掘削面および下方の硬い地盤の上面からの距離により、2領域に分けて定義される。

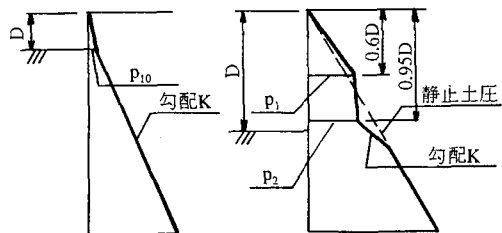
対象地盤の厚さが薄くなると、硬い地盤の影響を受ける領域のみが存在することになる。

- ⑥土留め壁表面のせん断抵抗がある場合に対して、対象地盤の厚さ  $H_0$  と掘削幅  $B$  との関連で4段階に区分して、水平地盤反力係数の設定式を与えることができた。
- ⑦土留め壁表面のせん断抵抗のない場合に対して、対象地盤の厚さ  $H_0$  と掘削幅  $B$  との関連で2段階に区分して、水平地盤反力係数の設定式を与えることができた。
- ⑧地盤に関する項目(背面側土圧、掘削面側平衡土圧、掘削面側受働土圧、および掘削面側の水平地盤反力係数)の設定方法の適用性を見るために、土留め壁表面のせん断抵抗がある場合を対象として、既報の論文および本論文で提案した方法によって項目を設定し、それを弾塑性法にして得られる計算値と、現場計測結果とを比較した結果、両者は良い一致を示し、提案した地盤に関する項目の設定方法の妥当生ならびに適用性が確認できた。
- ⑨計測結果との照合に使用した現場を対象として、従来の方法と本論文で提案した方法とにより、土留め壁の変位と曲げモーメント求めたところ、本論文で提案した方法による計算値は、従来の方法による計算値の約65%程度となった。

以上により、粘性土地盤を対象とした二次元状態と考えられる一般的な現場において、表面のせん断

抵抗を考慮し得る土留め壁を使用する際の、掘削土留め工の設計に使用する背面側土圧、掘削面側平衡土圧、掘削面側働土圧、および掘削面側の水平地盤反力係数の設定方法として、合理的でかつ実用的な設定方法が提案できた。

なお、土留め壁表面のせん断抵抗については、地下連続壁と柱列壁の場合には「せん断抵抗がある」としてよいが、表面が滑らかな鋼管矢板や鋼矢板の表面せん断抵抗の扱い方については、実験および現場実測による検証が必要であり、今後の研究課題である。



(a) 1次掘削時 (b) 2次掘削時  
付図-1 背面側土圧

## 付録 既提案の概要

### (1) 背面側土圧<sup>4)</sup> (付図-1参照)

#### 1次掘削時

$$p = 0.6 \gamma_t z \quad (z \leq D) \quad (A1a)$$

$$p = p_{10} + K(z - D) \quad (z > D) \quad (A1b)$$

ただし、 $p \leq K_0 \gamma_t z$

ここに、 $p$ ：1次掘削時の背面側土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

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

$z$ ：土圧計算点の地表面からの深さ(m)

$D$ ：各掘削段階での掘削深さ (m)

$p_{10}$ ：1次掘削時の掘削底面位置での背面側土圧 ( $p_{10} = 0.6 \gamma_t D$ )

$K$ ：下部屈折点以下の土圧の増加率 (kN/m<sup>2</sup>/m)(式(A3c)を用いる)

#### 2次掘削時以降

##### ・屈折点の位置

$$\text{上部の屈折点} \quad z_1 = 0.60 D \quad (A2a)$$

$$\text{下部の屈折点} \quad z_2 = 0.95 D \quad (A2b)$$

##### ・土圧の強度

$$p_1 = K_0 \gamma_t (0.547D - 0.30) \alpha \quad (A3a)$$

$$p_2 = K_0 \gamma_t (0.430D + 1.25) \beta \quad (A3b)$$

$$K = K_0 \gamma_t (1.0 + 0.0020 D^2 \gamma) \quad (A3c)$$

ただし、 $p_2 + K(z - 0.95D) \leq K_0 \gamma_t z$

##### ・係数

$$\alpha = \alpha_B \alpha_R \alpha_K \alpha_S \quad (A4a)$$

$$\beta = \beta_B \beta_R \beta_K \beta_S \quad (A4b)$$

$$\gamma = \gamma_B \gamma_R \gamma_K \gamma_S \quad (A4c)$$

$$\alpha_B = 1.02 - 0.018 \log B \quad (A4d)$$

$$\beta_B = 1.21 - 0.164 \log B \quad (A4e)$$

$$\gamma_B = 2.36 - 1.045 \log B \quad (A4f)$$

$$\alpha_R = 1.17 - 0.039 \log EI \quad (A4g)$$

$$\beta_R = -0.44 + 0.33 \log EI \quad (A4h)$$

$$\gamma_R = 4.71 - 0.85 \log EI \quad (A4i)$$

$$\alpha_K = 0.43 + 0.130 \log K_S \quad (A4j)$$

$$\beta_K = 0.63 + 0.085 \log K_S \quad (A4k)$$

$$\gamma_K = 2.09 - 0.25 \log K_S \quad (A4l)$$

$$\alpha_S = 0.66 + 0.068 N_b \quad (A4m)$$

$$\beta_S = 0.90 + 0.020 N_b \quad (A4n)$$

$$\gamma_S = 1.45 - 0.090 N_b \quad (A4o)$$

ここに、 $p_1$ ：上部屈折点での土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_2$ ：下部屈折点での土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$K$ ：下部屈折点以下の土圧の増加率 (kN/m<sup>2</sup>/m)

$K_0$ ：掘削前の静止側圧係数

$\alpha$ ：上部屈折点での土圧の補正係数

$\beta$ ：下部屈折点での土圧の補正係数

$\gamma$ ：下部屈折点以下の土圧の増加率を求めるための補正係数

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 (kN/m<sup>2</sup>/m)

$K_S$ ：切ばりのばね定数 (kN/m/m)

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

$c$ ：地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

### (2) 掘削面側の平衡土圧<sup>6)</sup>

土留め壁表面のせん断抵抗がない場合

$$p_0 = K_0 \gamma_t z' \quad (A5)$$

ここに、 $p_0$ ：平衡土圧(kN/m<sup>2</sup>)

$z'$ ：掘削底面からの深さ(m)



土留め壁表面のせん断抵抗がある場合

$$p_0 = K_0 \gamma_t z' + \gamma_t D (C_a z' + C_b) \quad (A6a)$$

ただし,

$$K_0 \gamma_t (D + z') \geq p_0 \geq K_0 \gamma_t z'$$

$$C_a = C_{a1} + \frac{C_{a2}}{D + 1.2} \quad (A6b)$$

$$C_{a1} = -0.020 + \frac{0.365}{B^{0.9}} \quad (A6c)$$

$$C_{a2} = 0.023 - \frac{0.435}{B^{0.9}} \quad (A6d)$$

$$C_b = 0.072 - \frac{0.029}{D + 0.40} \quad (A6e)$$

ここに, D: 掘削深さ(m)

$C_a, C_b$ : 補正係数

( $C_a$ :  $m^{-1}$ ,  $C_b$ : 無次元)

$C_{a1}, C_{a2}$ : 掘削幅をパラメータとする係数( $C_a$ :  $m^{-1}$ ,  $C_b$ : 無次元)

(3) 掘削面側の受働土圧(二次元状態)<sup>5)</sup>

土留め壁表面のせん断抵抗がない場合

$$p_p = (\gamma_t + 2 c_a) z' + 2 c_b \quad (A7)$$

ここに,  $p_p$ : 受働土圧( $kN/m^2$ )

$c_a$ : 土の粘着力の深さ方向の増加勾配( $kN/m^2/m$ )

$c_b$ : 掘削底面位置の土の粘着力( $kN/m^2$ )

土留め壁表面のせん断抵抗がある場合

以下の土圧式のうちの大きな値を採用する.

$$p_p = (\gamma_t + 2 c_a \sqrt{1 + \alpha}) z' + 2 c_b \sqrt{1 + \alpha} \quad (A8a)$$

$$p_p = \left( \gamma_t + 2 c_a + \alpha c_a + \frac{2}{B} \alpha c_b \right) z' + 2 c_b \quad (A8b)$$

ここに,  $\alpha$ : 土留め壁表面のせん断抵抗の稼働率(一般に $\alpha=0.6$ )

(4) 掘削面側の水平地盤反力係数(二次元状態)<sup>6)</sup>

土留め壁表面のせん断抵抗のある場合

$$k_{Htp} = Ek_{\alpha} = E\alpha_B \alpha_K k_{00} = E\alpha_B \alpha_K \frac{2}{(1-\nu^2)B}$$

$$= E\alpha_B \alpha_K \frac{2(1+K_0)^2}{(1+2K_0)B} \quad (A9a)$$

$$\alpha_B = 3.45 - \frac{13.03}{L/B+5.32} \quad (A9b)$$

$$\alpha_K = \alpha_0 + (1-\alpha_0) \frac{D}{L_0} \quad (A9c)$$

$$\alpha_0 = 0.357 + \frac{0.395}{1.414K_0} \quad (A9d)$$

ここに,  $k_{Htp}$ : 土留め壁表面のせん断抵抗がある場合の水平地盤反力係数( $kN/m^3$ )

E: 地盤の変形係数( $kN/m^2$ )

$k_{\alpha}$ : 土留め壁表面のせん断抵抗がある場合の形状係数( $m^{-1}$ )

$\alpha_B$ : 掘削幅に関する補正係数

$\alpha_K$ : 静止土圧係数に関する補正係数

$k_{00}$ : 土留め壁表面のせん断抵抗がない場合の形状係数( $m^{-1}$ )

$\nu$ : 地盤のポアソン比

L: 各掘削時点の土留め壁の根入れ長(m)

$\alpha_0$ : 静止土圧係数を含むパラメータ

$L_0$ : 土留め壁の全長(m)

土留め壁表面のせん断抵抗のない場合

$$k_{H0p} = Ek_{00} = E \frac{2}{(1-\nu^2)B} = E \frac{2(1+K_0)^2}{(1+2K_0)B} \quad (A10a)$$

ここに,  $k_{H0p}$ : 土留め壁表面のせん断抵抗がない場合の水平地盤反力係数( $kN/m^3$ )

参考文献

- 1) 中村兵次, 中沢 章: 掘削工事における土留め壁力解析, 土質工学会論文報告集, Vol.12, No.4, pp.95~103, 1972.12.
- 2) 土木学会: トンネル標準示方書(開削編)・同解説, 1996.7.
- 3) 日本建築学会: 山留め設計施工指針, 1988.1.
- 4) 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, pp.147~156, 1994.12.
- 5) 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, pp.191~202, 1995.12.
- 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平衡土圧と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, pp.153~172, 1996.3.
- 7) 道路協会: 共同溝設計指針, 1986.3.

- 8) 西垣好彦: 粘土のヤング率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.
- 9) 青木雅路, 丸岡正夫, 幾田悠康, 高橋八郎: 根切りに伴う周辺地盤の挙動-実測から見た地盤内変位の検討-, 第24回土質工学研究発表会, pp.1461~1462, 1989.6.
- 10) 黒柳正得, 井上嘉信, 川西秀次郎: 軟弱地盤におけるRC山止め壁の変形と側圧の測定結果と検討, 第12回土質工学研究発表会, pp.1149~1152, 1977.6.

(1997. 8. 21 受付)

**DETERMINATION OF COEFFICIENT FOR SUBGRADE REACTIONS OF AN  
EARTH-RETAINING STRUCTURE WITH CONSIDERATION OF EFFECTS  
OF HARD GROUND BELOW THE EXCAVATED BOTTOM**

**Hyoji NAKAMURA and Ken-ichi HIRASHIMA**

In a previous paper, we proposed a new method for setting the earth pressure on the back side and equilibrium and passive earth pressures on the excavated side, and the coefficient of subgrade reaction on the excavated side in regard to clayey soil. These are the elements for the ground spring method employed widely in the design of earth-retaining structures.

This paper proposes extending the above-mentioned method to cover the case in which hard ground exists below the excavated bottom. This paper also demonstrates the result of a study on applicability of the earth pressures and the coefficient of subgrade reaction derived in this and previous papers. On the basis of these studies, we propose a rational and practical method to set earth pressures and the coefficient of subgrade reaction for use as input items in the ground spring method for ordinary earth-retaining structures in clayey soil.