

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

中村兵次¹・平島健一²

¹正会員 パシフィックコンサルタンツ株式会社 取締役総合研究所長 (〒206 東京都多摩市関戸1-7-5)

²正会員 工博 山梨大学工学部土木環境工学科教授

掘削土留め工の応力と変形の計算に使用される弾塑性法では、背面側土圧のほかに、掘削面側地盤の荷重と抵抗を現実の地盤の状態に近似させて表現することが要求される。このためには、平衡土圧、水平地盤反力係数、および受働土圧を入力する必要があるが、このうち平衡土圧と水平地盤反力係数は、掘削面側地盤が弾性的の場合の荷重と抵抗を表現するために用い、受働土圧は塑性状態となった場合に用いる。この論文では、平衡土圧と水平地盤反力係数について弾性の有限要素法を使用して検討し、この検討に基づき影響の大きな要因を含む計算式を提案し、この提案式と既往の研究との比較、および実測値との比較を行い、提案式が実用に供し得ることを確認した。

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

1. まえがき

最近の掘削土留め工の設計では、応力と変形の計算方法として弾塑性法¹⁾が広く使用されている^{2),3)}。この計算方法は掘削面側地盤の抵抗を弾塑性のばねで代表させることにより、現場での施工段階をある程度忠実に再現させることが可能であることが特徴である。

弾塑性法によって土留め壁の応力と変形の計算をするためには、地盤からの荷重と根入れ部地盤の抵抗機構を設定するために、背面側地盤の土圧、掘削面側地盤の平衡土圧、掘削面側地盤の水平地盤反力係数、および掘削面側地盤の受働土圧を、各掘削段階ごとに入力する必要がある。

掘削面側地盤に対して3種類の条件を入力するのは、掘削面側地盤を弾性域と塑性域との2領域に分けて考えていることによるものであって、地盤が弾性的の場合には平衡土圧と水平地盤反力係数を、また塑性の場合には受働土圧を使用する。弾性的の場合に平衡土圧と水平地盤反力係数を必要とするのは、弾性域の掘削面側の土圧を、土留め壁が変位しない状態で掘削面側地盤が土留め壁を押している土圧(この土圧を平衡土圧と呼ぶ)と、土留め壁の変位に比例する抵抗土圧との和として与えていることによる

ものである。

平衡土圧は従来から「静止土圧」とよばれ、土質力学で定義される静止土圧が便宜的に使用されてきたが、掘削工事では土留め壁が存在する状態で応力が解放されるために、上述の静止土圧とは異なると考えて、「平衡土圧」⁴⁾あるいは「変形に寄与しない土圧」⁵⁾などと呼ぶこともある。この論文では一般の静止土圧と区別して平衡土圧と呼ぶ。

土留め壁と地盤との間にせん断抵抗が存在する場合の平衡土圧は、土質力学で定義される静止土圧より大きな値となると考える方法も提案され一部で使用されているが^{6),7)}、未だ設計方法として確立していない。この土留め壁表面のせん断抵抗の影響は、掘削幅が狭い場合には特に大きく現れると考えられ、またこのことは多くの現場で経験されていることではあるが、定量的に扱った研究は少ない。

一方、土留め壁の変位に比例した掘削面側地盤の反力を計算するための水平地盤反力係数は、杭に対する計算式を土留め壁が連続していることを考慮して修正した計算式を一般に使用している。この計算式には掘削幅などの重要な要因が含まれていないために、特に立坑のように狭い掘削では、計算結果は実測値と掛け離れたものとなることが指摘されていた⁸⁾。

土留め工の応力と変形の計算の精度を向上させるためには、掘削面側の抵抗機構を解明することが必要であると考え、この論文では土留め壁の掘削面側根入れ部に作用している平衡土圧と水平地盤反力係数について、弾性有限要素法を使用して検討する。そしてこの有限要素法の計算結果を分析し、平衡土圧と水平地盤反力係数に影響するパラメータを抽出し、必要なパラメータを取り入れた平衡土圧および水平地盤反力係数の計算式を提案する。また、ここで提案した方法の適用性を見るために、従来から使用されてきた計算方法との比較および現場実測値との比較を行う。

なお、ここでの検討は従来から対象として考えられてきた二次元状態だけでなく、立坑のような掘削に対しても適用できるように、平面形状が円形な掘削の場合のような軸対称状態についても対象とする。

また、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している。

2. 二次元状態における平衡土圧

(1) 有限要素法計算モデル

二次元状態での平衡土圧の検討には、図-1に示す有限要素法計算モデルを使用する。鉛直方向の高さを50m、水平方向には土留め壁背面からの幅を100m以上とする大きさとし、この地盤に全長25mから45mの土留め壁を想定して、一次掘削を地表面から2m、それ以深は各次の掘削厚さを3mとして、最終的に地表から17mまで掘削することを考える。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、半断面を対象とする。
- ②地盤は弾性の面要素(二次元平面ひずみ)で表現する。
- ③土留め壁は、弾性のはり要素で表現する。
- ④土留め壁と地盤との間には弾性的な挙動をするジョイント要素を入れる。
- ⑤土留め壁は水平方向に固定されているものとする。
- ⑥掘削前の土圧は静止状態となっているものとする。

水平方向に固定する土留め壁を弾性のはりとして表現したのは、地盤と土留め壁の間にジョイント要素を挿入するために必要であることと、土留め壁の軸方向の剛性が計算結果に影響することを考えたことによる。

また、地盤を弾性体としたのは、ここでの計算が土留め壁が掘削によって水平方向に変位・変形しない状態で土留め壁に作用している土圧を求めること

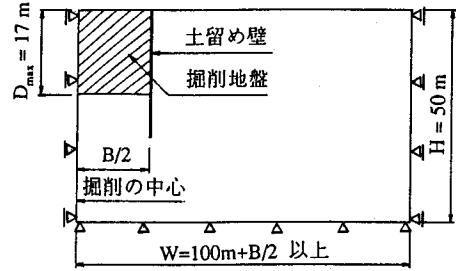


図-1 有限要素法計算モデルの概要

としていることから、地盤には塑性となるような大きな応力がしないことによるものである。

そして、土留め壁を水平方向に固定したのは、掘削面側の土圧を、便宜上、土留め壁が変位しない状態で土留め壁に作用している平衡土圧と、土留め壁の変位に比例する抵抗土圧とに分けて、ここでは前者について検討することにしたことによる。

(2) 有限要素法の計算条件

有限要素法計算モデルの地盤の変形係数Eは地表面からの深さzに比例して増加すると仮定して、各次の掘削底面での安定数が $N_b=5$ 、土の単位体積重量を $\gamma_t=1.6\text{t/m}^3$ 、変形係数Eと粘着力cとの関係を $E=480c$ で表せる⁹⁾ことにし、次式で与える。

$$c = \frac{\gamma_t z}{N_b} = 0.32 z \quad (1a)$$

$$E = \frac{480}{N_b} \gamma_t z = 153.6 z \quad (1b)$$

ここに、c：地盤の粘着力 (tf/m^2)

E：地盤の変形係数 (tf/m^2)

N_b ：各次の掘削底面での安定数

γ_t ：土の単位体積重量 (t/m^3)

z：地表面からの深さ (m)

また、地盤と土留め壁との間に挿入するジョイント要素は、土留め壁に垂直なばねと水平なばねから構成されるが、前者は全ケースで大きな値を採用して地盤と土留め壁の相対変位が生じないようにし、後者は以下に示すケース[F-1]を除いて大きな値を採用して、地盤と土留め壁表面とは滑らないことにする。また、土留め壁は柱列式地下連続壁を考え、軸方向剛性を $EA=2100000\text{tf}$ とする。

平衡土圧に影響するパラメータとして以下のものを考える。

表-1 有限要素法による計算ケース(平衡土圧)

ケース	B	K_0	E/z	γ_t	L_0	K_r
N	20	0.8	153.6	1.6	25.0	無限大
B-1	4	0.8	153.6	1.6	25.0	無限大
B-2	50	0.8	153.6	1.6	25.0	無限大
S-1	20	0.7	153.6	1.6	25.0	無限大
S-2	20	0.9	153.6	1.6	25.0	無限大
G-1	20	0.8	153.6	1.4	25.0	無限大
G-2	20	0.8	153.6	1.8	25.0	無限大
E-1	20	0.8	307.2	1.6	25.0	無限大
L-1	20	0.8	153.6	1.6	35.0	無限大
L-2	20	0.8	153.6	1.6	45.0	無限大
F-1	20	0.8	153.6	1.6	25.0	0

注1)E-1,F-1,G-1は軸対称モデルの検討を省略した。

2) B: 掘削幅, K_0 : 静止土圧係数, L_0 : 土留め壁の全長(m), γ_t : 土の単位体積重量(t/m^3), E: 土の変形係数(tf/m^2), z: 土圧計算点の深さ(m), K_r : 土留め壁と地盤の間とのせん断ばね係数(tf/m^2)

- 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——静止土圧係数, 土の単位体積重量, 地盤の変形係数
- ③土留め壁に関するもの——長さ(根入れ長)
- ④土留め壁と地盤との間に関するもの——土留め壁表面のせん断抵抗

上記のパラメータを変化させて表-1に示す計算ケースを設定した。以下に, 各パラメータの設定に関する基本的な考え方を示す。

a) 基本(ケース[N])

実際の地盤や仮設構造物の諸元を想定して各パラメータの変動幅を設定し, 基本ケース[N]は標準的な値を持たせたモデルとする。すなわち, 掘削幅を20m, 地盤の静止土圧係数を $K_0=0.8$, 土の単位体積重量を $\gamma_t=1.6t/m^3$ とする。

b) 掘削幅の影響(ケース[B])

基本ケース(B=20m)に掘削幅としてB=4mとB=50mの2ケースを追加して, 全部で3ケースとする。

c) 静止土圧係数の影響(ケース[S])

基本ケース($K_0=0.8$)のほかに, 地盤の静止土圧係数として $K_0=0.7$ と $K_0=0.9$ のケースを追加して全部で3ケースとする。

d) 土の単位体積重量の影響(ケース[G])

基本ケース($\gamma_t=1.6t/m^3$)のほかに, 土の単位体積重量として $\gamma_t=1.4t/m^3$ と $\gamma_t=1.8t/m^3$ のケースを考えて, 全部で3ケースとする。なお, いずれの場合も地盤の変形係数はケース[N]と同様に式(1b)の右辺[E=153.6z]で与える。

e) 地盤の変形係数の影響(ケース[E])

地盤のみを対象とした土圧の計算であれば, 地盤の変形係数には無関係であると考えられるが, 土留

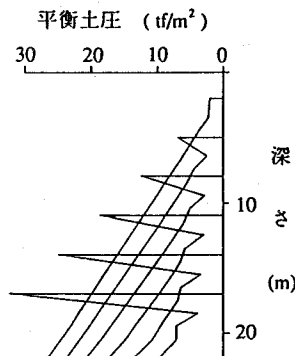


図-2 掘削に伴う平衡土圧の変化(二次元: ケース[N])

め壁が介在していることから, 地盤の変形係数が変化することによって土圧も変化する可能性も考えられるので, 変形係数を基本ケースの変形係数の2倍としたケースを追加する。

f) 土留め壁根入れ長の影響(ケース[L])

土留め壁の根入れ長の影響を見るために, 基本ケース(全長 $L_0=25m$)に, $L_0=35m$ および $L_0=45m$ の2ケースを追加する。

g) 土留め壁表面のせん断抵抗の影響(ケース[F])

以上に示したa)~f)の各ケースでは, 地盤と土留め壁との間のジョイント要素のせん断ばねを大きな値とすることにより, 地盤と土留め壁表面とは滑らないことにしたが, ジョイント要素のせん断ばねを $K_r=0$ とすることにより, 地盤と土留め壁との間にせん断抵抗が発生しない状態を考える。

(3) 有限要素法の計算結果と分析

a) 掘削に伴う平衡土圧の変化(ケース[N])

図-2に, 有限要素法により求められた基本ケース[N]の各掘削段階の平衡土圧を重ねて示した。これによると, 一般の土圧と同様に平衡土圧は各次掘削底面からの深さが増すに従って大きくなること, 掘削に伴って平衡土圧は減少すること, および掘削底面付近(約1mの範囲)では大きな値となることなどがわかる。

掘削底面付近で大きな土圧が発生するのは, 土留め壁表面のせん断抵抗が存在することにより, 掘削に伴うリバウンドが均等でなく, 土留め壁近傍で小さくなることに起因すると思われる。

b) 掘削幅の影響(ケース[B])

図-3に平衡土圧に及ぼす掘削幅の影響を示したが, これより掘削幅の影響は大きく, 掘削幅が狭いと平衡土圧は大きな値となり, 掘削幅が広くなるのに伴って減少することがわかる。

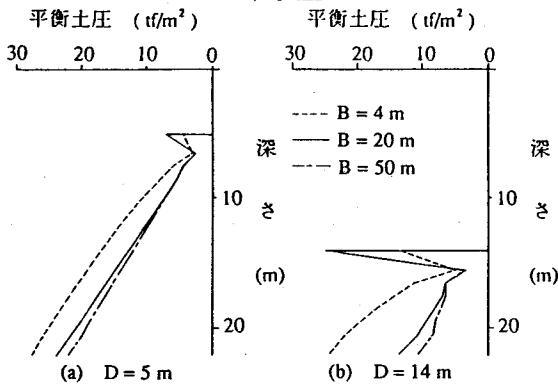


図-3 平衡土圧に及ぼす掘削幅の影響(二次元)

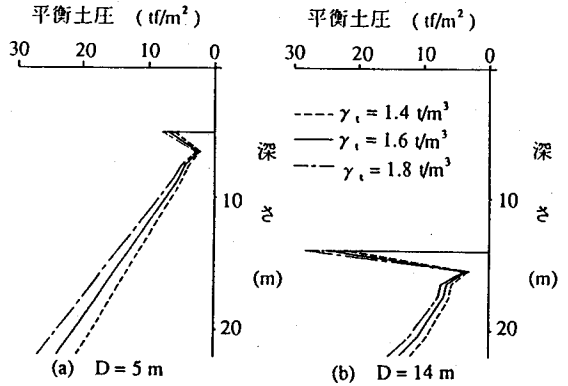


図-5 平衡土圧に及ぼす土の単位体積重量の影響(二次元)

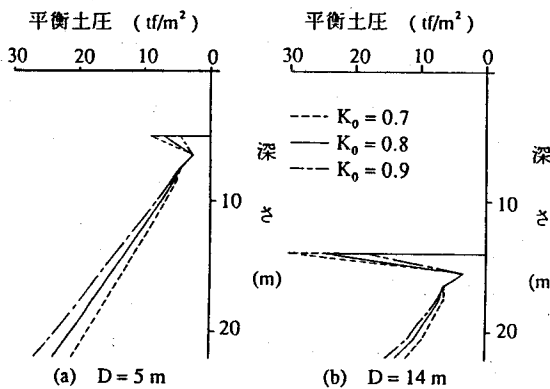


図-4 平衡土圧に及ぼす静止土圧係数の影響(二次元)

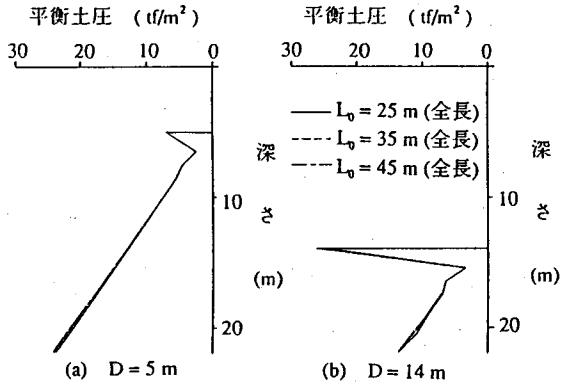


図-6 平衡土圧に及ぼす土留め壁根入れ長の影響(二次元)

掘削により鉛直応力は減少するが、掘削幅が狭い場合には土留め壁表面のせん断抵抗の影響が大きいため、鉛直応力の減少量は少なく、その結果、平衡土圧は掘削幅が広い場合に比較して大きくなるものと考えられる。

c) 静止土圧係数の影響(ケース[S])

図-4に平衡土圧に及ぼす静止土圧係数の影響を示したが、これより静止土圧係数の影響も大きいことがわかる。静止土圧係数が大きいと掘削後の平衡土圧も大きく、その変化は比例に近い関係にある。

掘削前の土圧は静止土圧係数に比例しており、掘削による土圧の減少量も静止土圧係数の関数であると考えられるので、この結果は肯定できる。

d) 土の単位体積重量の影響(ケース[G])

図-5より、土の単位体積重量の影響は大きく、一般の土圧の場合と同様に土の単位体積重量は土圧の勾配に影響を与え、土の単位体積重量が大きくなると平衡土圧の勾配も大きくなるのがわかる。

e) 地盤の変形係数の影響(ケース[E])

表-2より、最初に想定したように、地盤の変形係数の影響は小さく無視できることがわかる。

表-2 地盤の変形係数の影響(二次元)

(掘削深さD=11mの平衡土圧) [tf/m²]

ケース	変形係数 [tf/m ²]	計算点の深さ			
		0.5m	3.5m	6.5m	9.5m
N	153.6z	13.57	6.47	10.51	14.77
E-1	307.2z	13.49	6.47	10.50	14.77

f) 土留め壁根入れ長の影響(ケース[L])

図-6に土留め壁の根入れ長の変化に伴う平衡土圧の変化を示したが、土留め壁の根入れ長が平衡土圧に与える影響は小さいことがわかる。

このことから、土留め壁表面のせん断抵抗が掘削底面の近傍で多く発揮されていることが類推できる。

g) 土留め壁表面のせん断抵抗の影響(ケース[F])

図-7に土留め壁表面のせん断抵抗の影響を示したが、この図から土留め壁表面のせん断抵抗の影響は大きく無視できないことがわかる。

図-7に示した土留め壁表面のせん断抵抗がない場合($K_r=0$)の掘削深さD=14mの計算結果には、土留め

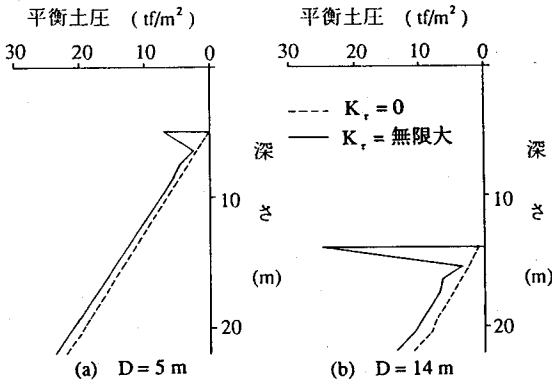


図-7 平衡土圧に及ぼす土留め壁表面のせん断抵抗の影響(二次元)

壁先端付近で若干の平衡土圧の増加が見られるが、これは土留め壁先端より下方の地盤の影響と考えられる。しかし、この値は非常に小さいので、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きた土質力学で考えている静止土圧を平衡土圧と考えることが妥当と言える。

(4) 平衡土圧の計算方法の提案

以上の有限要素法の計算結果から、掘削深さ、掘削幅、静止土圧係数、土の単位体積重量、および土留め壁表面のせん断抵抗が平衡土圧に影響することがわかったので、これらをパラメータとする平衡土圧の計算式を誘導する。

なお、計算結果から明らかのように、土留め壁表面のせん断抵抗の有無は平衡土圧に影響を与えるので、土留め壁と地盤とが抵抗なしに滑る状態と、両者が密着して滑らない状態とに分けて検討する。

a) 土留め壁表面のせん断抵抗がない場合

土留め壁表面のせん断抵抗がなく、土留め壁根入れ先端以下の地盤の影響もない場合を想定すると、掘削面側地盤の主応力の方向は、どの場所でも鉛直と水平になると考えられる。そしてその値は式(2)に示すように、掘削前の静止土圧から掘削による鉛直圧力の減少量に静止土圧係数を乗じた値を差し引いたものとなる。

$$p_0 = p_{0i} - K_0 \Delta \sigma_v = K_0 \gamma_t (z + D) - K_0 \gamma_t D = K_0 \gamma_t z \quad (2)$$

ここに、 p_0 ：平衡土圧(tf/m^2)

p_{0i} ：掘削前の静止土圧(tf/m^2)

$\Delta \sigma_v$ ：掘削に伴う鉛直圧力の減少量(tf/m^2)

γ_t ：土の単位体積重量(t/m^3)

z ：掘削底面から着目点までの深さ(m)

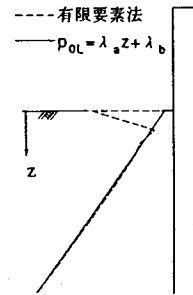


図-8 設計で用いる平衡土圧の形状

表-3 有限要素法と式(2)の計算値との比較(tf/m^2)
(掘削深さ $D=11\text{m}$ の平衡土圧)(二次元:ケース[F-1])

計算方法	計算点の深さ			
	0.5m	3.5m	6.5m	9.5m
有限要素法	0.87	4.63	8.53	12.17
式(2)	0.64	4.48	8.32	12.16

D ：掘削深さ(m)

K_0 ：静止土圧係数

表-3に、土留め壁表面のせん断抵抗がない場合の有限要素法の計算結果(ケース[F-1])と、式(2)の計算結果を比較して示したが、これより両者はほぼ等しい値となっていて、土留め壁表面のせん断抵抗のない場合の平衡土圧は式(2)で与えられることがわかる。

b) 土留め壁表面のせん断抵抗がある場合

土留め壁表面のせん断抵抗が存在することにより平衡土圧は式(2)と異なるものとなると考えられる。

また、土留め壁表面のせん断抵抗の影響は掘削時に生じ、掘削による鉛直応力の減少量に比例すると考えられることから、式(2)に補正項を追加した次式をこの場合の基本式とする。

$$p_0 = K_0 \gamma_t z + \gamma_t D (C_a z + C_b) \quad (3)$$

ただし、 $K_0 \gamma_t (D + z) \geq p_0 \geq K_0 \gamma_t z$

ここに、 C_a 、 C_b ：補正係数(C_a : m^{-1} 、 C_b :無次元)

以下に式(3)の補正係数 C_a および C_b を、有限要素法の計算結果を近似するように決定する。

有限要素法から得られる平衡土圧の分布は、掘削底面付近で大きな値を示すが、一般に底面付近の受働抵抗が小さいので、実際にはこのように大きな平衡土圧は発生し得ない。そこで設計での簡便性を考えて平衡土圧を図-8に示す直線形状とし、次式の直線式で代表させる。

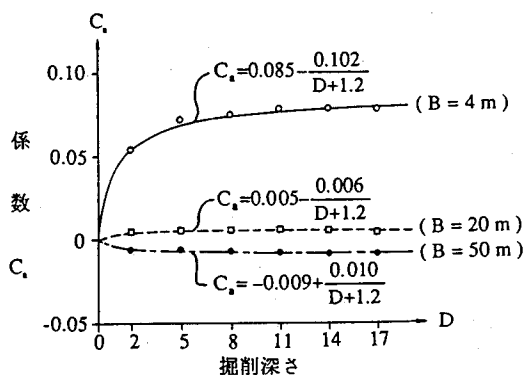


図-9 掘削深さDと係数 C_a との関係(二次元)

表-4 掘削幅Bと係数 C_a , C_b との関係
(二次元) (C_a : m^{-1} , C_b :無次元)

掘削 深さ D(m)	B=4m ケース[B-1]		B=20m ケース[N]		B=50m ケース[B-2]	
	C_a	C_b	C_a	C_b	C_a	C_b
2	0.054	0.06	0.004	0.06	-0.006	0.06
5	0.072	0.07	0.005	0.07	-0.006	0.07
8	0.074	0.07	0.005	0.07	-0.007	0.07
11	0.078	0.07	0.005	0.07	-0.008	0.07
14	0.079	0.07	0.005	0.06	-0.009	0.07
17	0.078	0.07	0.004	0.07	-0.009	0.08

$$p_{0L} = \lambda_a z + \lambda_b \quad (4)$$

ここに、 p_{0L} :有限要素法の計算結果を代表する
平衡土圧(tf/m^2)

λ_a , λ_b :勾配と切片($tf/m^2/m$, tf/m^2)

式(3),(4)において、 $p_0 = p_{0L}$ とおくと、補正係数 C_a
および C_b は次式で求められる。

$$C_a = \frac{\lambda_a - K_0 \gamma_t}{\gamma_t D} \quad (5a)$$

$$C_b = \frac{\lambda_b}{\gamma_t D} \quad (5b)$$

掘削幅の影響を定式化するために、ケース[N],[B]
の計算結果に基づき式(5)より補正係数 C_a および C_b
を求めて、掘削深さとの関係で整理して表-4に示
した。この表から、補正係数 C_a は掘削幅および掘削
深さにより変化することがわかる。補正係数 C_a を数
式で表現するために、掘削深さとの関係で整理して

図-9に示した。図中に示した各掘削幅に対する、補
正係数 C_a と掘削深さDとの関係を表す曲線式を一般
的な表現で示すと次のようになる。

$$C_a = C_{a1} + \frac{C_{a2}}{D + 1.2} \quad (6)$$

ここに、 C_{a1} , C_{a2} :掘削幅をパラメータとする係
数(C_{a1} : m^{-1} , C_{a2} :無次元)

図-9に示した各掘削幅Bに対する曲線式の係数と
掘削幅との関係から係数 C_{a1} および C_{a2} を求めると次
式を得る。

$$C_{a1} = -0.020 + \frac{0.365}{B^{0.9}} \quad (7a)$$

$$C_{a2} = 0.023 - \frac{0.435}{B^{0.9}} \quad (7b)$$

ここに、B:掘削幅(m)

また、表-4より補正係数 C_b は全ケースでほぼ同じ
値となり、掘削深さの増加に伴って若干ではあるが
増加していることがわかる。この計算結果、および
係数 C_b が掘削深さD=0において $C_b=0$ となるべきもの
であることを考えると、係数 C_b は次式で近似できる。

$$C_b = 0.072 - \frac{0.029}{D + 0.40} \quad (8)$$

以上により、掘削幅の変化に伴う平衡土圧を、一
般的な計算式で表現することができた。すなわち、
式(6)と式(7)より補正係数 C_a を、また式(8)から補正係
数 C_b を求めて、式(3)に代入することにより、任意の
掘削幅に対する平衡土圧を計算できる。

次に、土の単位体積重量の影響を定式化する。土
の単位体積重量を変化させた有限要素法の計算結果
から、掘削幅の場合と同様に補正係数 C_a と C_b を求め
ると表-5のようになる。これより、土の単位体積重
量を変化させたケース[G-1],[G-2]の補正係数 C_a と C_b
は、基本ケース[N]のそれと近似していることがわ
かる。したがって土の単位体積重量を変化させた場
合の平衡土圧の計算式は、式(3),(6),(7)および(8)をそ
のまま使用することができる。

また静止土圧係数の影響を定式化するために、表
-5と同様な表を作成した結果、 $K_0=0.7$ および $K_0=0.9$
に対して、表-5の $\gamma_t=1.4t/m^3$, $1.8t/m^3$ の値と同じ値
を得た。このことから、静止土圧係数を変化させた
場合の平衡土圧の計算式も、式(3),(6),(7)および(8)を
そのまま使用することができる。

表-5 土の単位体積重量と係数 C_s , C_b の関係
(二次元) (C_s : m^{-1} , C_b :無次元)

掘削 深さ D(m)	$\gamma_t=1.4t/m^3$ ケース[G-1]		$\gamma_t=1.6t/m^3$ ケース[N]		$\gamma_t=1.8t/m^3$ ケース[G-2]	
	C_s	C_b	C_s	C_b	C_s	C_b
2	0.005	0.06	0.004	0.06	0.005	0.06
5	0.006	0.07	0.005	0.07	0.006	0.07
8	0.006	0.07	0.005	0.07	0.006	0.07
11	0.006	0.07	0.005	0.07	0.006	0.07
14	0.006	0.07	0.005	0.06	0.006	0.07
17	0.006	0.07	0.004	0.07	0.006	0.07

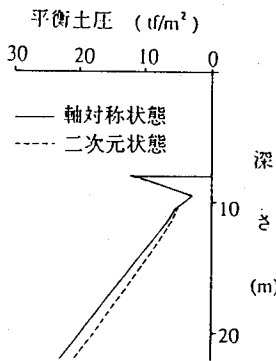


図-10 軸対称状態と二次元状態との
平衡土圧の比較(ケース[N])

以上により、二次元状態で土留め壁表面のせん断抵抗のある場合の平衡土圧は、式(3),(6),(7)および(8)により求められる。

3. 軸対称状態における平衡土圧

(1) 有限要素法計算モデル

軸対称状態に対する有限要素法計算モデルは、その検討結果を二次元状態の検討結果と比較するために、図-1に示した二次元状態に対する有限要素法計算モデルと基本的に同じものとする。すなわち、図-1における掘削幅の中心を軸対称モデルでは対称軸と、また掘削幅を掘削径と読み替えるのみの変更とする。

(2) 有限要素法の計算条件

軸対称状態の計算方法は、二次元状態の計算方法と同じとする。ただし、二次元状態に対する検討を参考にして、土の単位体積重量、地盤の変形係数、

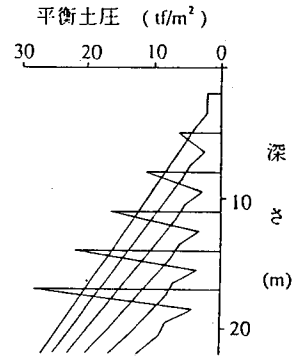


図-11 掘削に伴う平衡土圧の変化(軸対称: ケース[N])

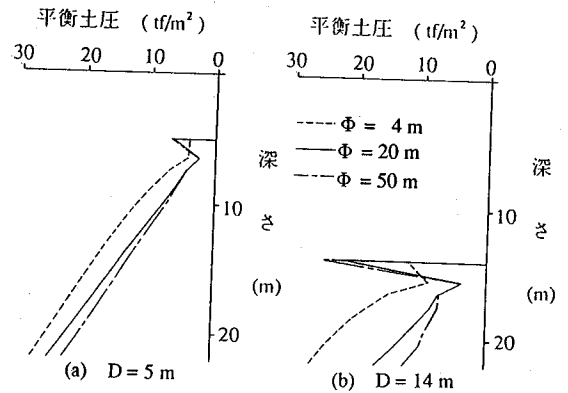


図-12 平衡土圧に及ぼす掘削径の影響(軸対称)

および土留め壁表面のせん断抵抗の影響を検討するケースの一部を省略した(表-1参照)。

(3) 有限要素法の計算結果と分析

図-10は、基本ケース[N]の平衡土圧について、軸対称状態と二次元状態との計算結果を比較して示したものである。これより土留め壁表面のせん断抵抗が存在する場合には、軸対称状態の平衡土圧は二次元状態のそれより大きくなるのがわかる。

また、二次元状態と同様に、掘削に伴う平衡土圧の変化(図-11)、平衡土圧に及ぼす、掘削径の影響(図-12)、静止土圧係数の影響(図-13)、土の単位体積重量の影響(図-14)、土留め壁の根入れ長の影響(図-15)を、それぞれの図に示したが、これらより軸対称状態の平衡土圧の変化は、二次元状態のそれと値は異なるものの傾向は似ているのがわかる。

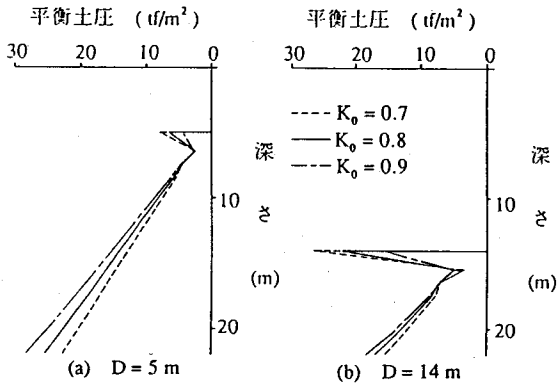


図-13 平衡土圧に及ぼす静止土圧係数の影響(軸対称)

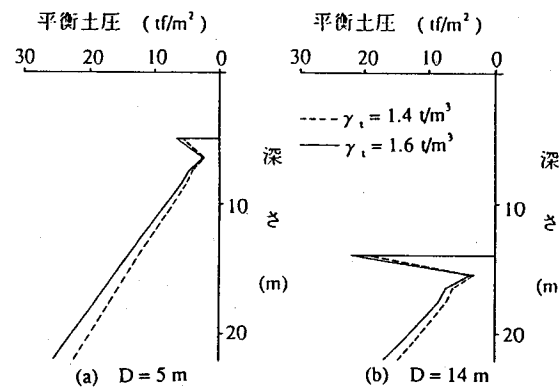


図-14 平衡土圧に及ぼす土の単位体積重量の影響(軸対称)

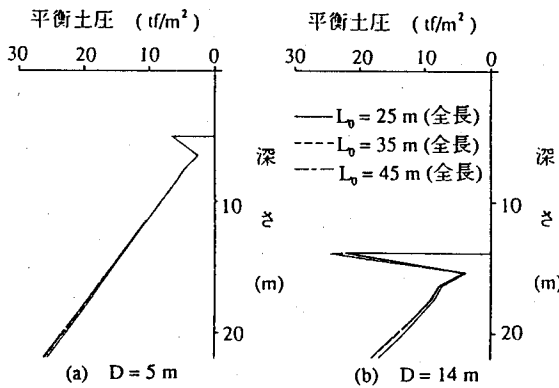


図-15 平衡土圧に及ぼす土留め壁根入れ長の影響(軸対称)

(4) 平衡土圧の計算方法の提案

二次元状態に対する検討から、土留め壁表面のせん断抵抗のない場合の平衡土圧は、式(2)により与えられることがわかったが、この考え方は二次元状態に特有な考え方を含まないで、軸対称状態にも適用できるものである。

一方、土留め壁表面のせん断抵抗が存在する場合には、有限要素法の計算結果から、土留め壁表面の

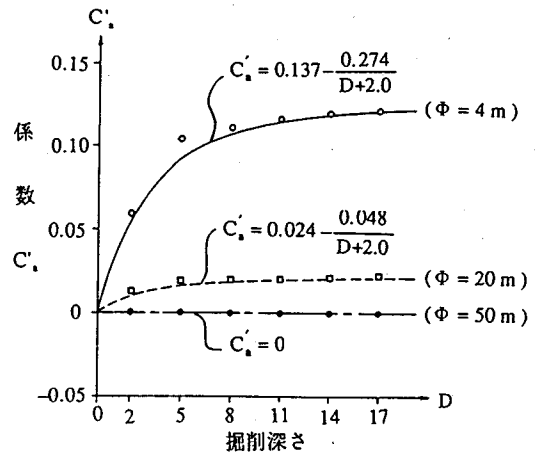


図-16 掘削深さDと係数C'ₐとの関係(軸対称)

せん断抵抗のほか、掘削深さ、掘削径、静止土圧係数、土の単位体積重量が、平衡土圧に影響することがわかった。そこで、二次元状態と同様に、これらをパラメータとする平衡土圧の計算式を導いた結果、二次元状態の計算式(6),(7a),(7b)のかわりに次に示す式(9a),(9b),(9c)を、また式(8)のかわりに式(9d)が得られた(図-16参照)。

$$C'_a = C'_{a1} + \frac{C'_{a2}}{D + 2.0} \quad (9a)$$

$$C'_{a1} = -0.021 + \frac{0.478}{\Phi^{0.8}} \quad (9b)$$

$$C'_{a2} = 0.042 - \frac{0.958}{\Phi^{0.8}} \quad (9c)$$

$$C'_b = 0.102 - \frac{0.027}{D + 0.26} \quad (9d)$$

ここに、 C'_a 、 C'_b ：土留め壁表面のせん断抵抗の存在による平衡土圧の補正係数 (C'_a : m^{-1} 、 C'_b :無次元)

C'_{a1} 、 C'_{a2} ：掘削円をパラメータとする係数 (C'_{a1} : m^{-1} 、 C'_{a2} :無次元)

D：掘削深さ(m)

Φ ：掘削径(掘削円の直径)(m)

したがって、軸対称状態で土留め壁表面のせん断抵抗のある場合の平衡土圧は、式(3)の C_a および C_b のかわりに式(9a)および(9d)を用いることにより求められる。

表-6 有限要素法の計算ケース(水平地盤反力係数)

ケース	B	K_0	L_0	K_r
N	20	0.8	25	無限大
B-1	4	0.8	25	無限大
B-2	8	0.8	25	無限大
B-3	50	0.8	25	無限大
S-1	20	0.7	25	無限大
S-2	20	0.9	25	無限大
L-1	20	0.8	35	無限大
L-2	20	0.8	45	無限大
F-1	20	0.8	25	0

注) B: 掘削幅(m), K_0 : 静止土圧係数, L_0 : 土留め壁の全長(m), K_r : ジョイント要素のせん断ばね定数(tf/m²)

4. 二次元状態における水平地盤反力係数

(1) 有限要素法計算モデル

二次元状態での水平地盤反力係数の検討にも、図-1に示す有限要素法計算モデルを使用する。

掘削過程を考慮した有限要素法によって掘削工事をシミュレーションすることにより、土留め壁根入れ部に作用している掘削面側の土圧を計算することができる。しかしこのようにして求められる土圧は、土留め壁の水平変位に関係する地盤反力と、土留め壁の水平変位に関係しない平衡土圧との和として求められるので、このようにして得られた掘削面側の土圧から、水平地盤反力係数を求めることはできない。そこでここでは次の手順により、二次元弾性の有限要素法計算から水平地盤反力係数を求める。

- ①初期応力の計算をする(地盤に掘削前の応力を導入する)。
- ②一次掘削の計算をする。
- ③掘削底面以下の土留め壁に、背面側から任意の等分布荷重(ここでは $w=10\text{tf/m}^2$ とした)を作用させた計算をする。
- ④掘削底面以下の土留め壁に、掘削面側から等分布荷重($w=10\text{tf/m}^2$)を作用させた計算をする。
- ⑤一段切ばりを挿入して、二次掘削の計算をする。
- ⑥上記(③、④)と同様に、土留め壁の根入れ部に等分布荷重を背面側から作用させた計算と、等分布荷重を掘削面側から作用させた計算をする。
- ⑦二段切ばりを挿入して、三次掘削の計算をする。

⑧以下同様に掘削を行い、等分布荷重の背面側からの載荷と掘削面側からの載荷を繰り返して、最終掘削まで計算する。

上記の手順③で土留め壁の根入れ部に背面側から等分布荷重を作用させたのは、その掘削段階で土留め壁を強制的に変位させることにより、追加変位と追加土圧を求めて、この両者から水平地盤反力係数を求めるためであり、また手順④で等分布荷重を掘削面側から作用させたのは、背面側から等分布荷重を作用させる前の状態を再現するためである。

(2) 有限要素法の計算条件

計算で想定する地盤は、平衡土圧の計算で使用した地盤と同様な地盤を考える。また、土留め壁と切ばりについても平衡土圧の計算と同じ条件とする。

水平地盤反力係数を決定するためのパラメータとして以下のもの考える。

- 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 --- 地盤の変形係数、静止土圧係数
- ③土留め壁に関するもの --- 長さ(根入れ長)
- ④土留め壁と地盤との間に関するもの --- 土留め壁表面のせん断抵抗

土留め壁の応力および変形に影響する地盤の条件としては、上記のほかに土の単位体積重量も考えられるが、掘削面側の水平地盤反力係数のみを考える場合には影響を与えないと考えられるので、標準的な値として土の単位体積重量を $\gamma_t=1.6\text{t/m}^3$ とする。

また、この検討では地盤を弾性体としているので、水平地盤反力係数は変形係数に比例することが明らかであることから、変形係数は変化させないで一定とし、二次元状態における平衡土圧の検討と同様に、地表面からの深さに比例して増加すると仮定して、各掘削底面での安定数を $N_b=5$ 、変形係数Eと粘着力cとの関係を $E=480c$ で表し、式(1b)で与える。

上記の地盤の変形係数を除く各パラメータを変化させて、表-6に示す計算ケースを設定した。以下に各パラメータの設定に関する基本的な考え方を示す。

a) 基本ケース(ケース[N])

基本ケース[N]は一般的な掘削工事を考えて、平衡土圧の計算と同様な標準的なモデルとする。

b) 掘削幅の影響(ケース[B])

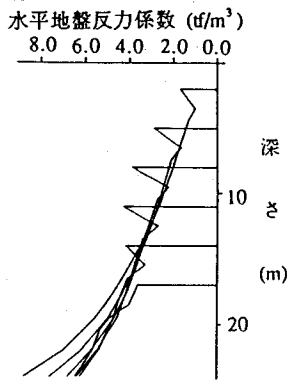


図-17 掘削に伴う水平地盤反力係数の変化
(二次元: ケース[N])

水平地盤反力係数は掘削側面地盤に作用する水平方向の圧力と圧縮変形との関係から求められるものであることから、水平地盤反力係数に与える掘削幅の影響は大きいと考えられるので、基本ケース(B=20m)に加えて掘削幅として、B=4, 8, 50mの3ケースを追加して、全部で4ケースとする。

c) 静止土圧係数の影響(ケース[S])

基本ケース($K_0=0.8$)に加えて、 $K_0=0.7$ および $K_0=0.9$ の2ケースを加えて、全部で3ケースとする。

d) 土留め壁の根入れ長の影響(ケース[L])

平衡土圧の検討と同様に、基本ケース($L_0=25m$)のほかに $L_0=35m$ および $L_0=45m$ のケースを追加して、全部で3ケースとする。

e) 土留め壁表面のせん断抵抗の影響(ケース[F])

土留め壁と地盤との間に挿入したジョイント要素を $K_s=0$ として、土留め壁表面のせん断抵抗が全く存在しない状態を表現する。

(3) 有限要素法の計算結果と分析

a) 水平地盤反力係数の計算

一般に、水平地盤反力係数は地盤中の水平応力の増加量を、その点での水平変位の増加量で除して得られる。

$$k_H = \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \delta_x} \quad (10)$$

ここに、 k_H : 水平地盤反力係数(tf/m^3)
 $\Delta \sigma_x$: 水平応力の増加量 (tf/m^2)
 $\Delta \delta_x$: 水平変位の増加量(m)

この検討では、背面側から土留め壁に等分布荷

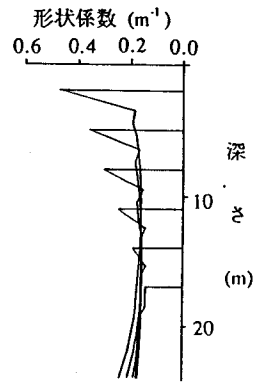


図-18 掘削に伴う形状係数の変化(二次元: ケース[N])

重を作用させた状態(一次掘削時は①の③、二次掘削時は⑥、三次掘削時は⑧)に示した状態の有限要素法の計算結果に着目して、 $\Delta \sigma_x$ および $\Delta \delta_x$ として、背面側に等分布荷重を作用させた際の掘削側面土圧の増加量および土留め壁水平変位の増加量をそれぞれ採用して、水平地盤反力係数を求める。

b) 掘削深さと水平地盤反力係数の関係

基本ケース[N]の各掘削段階の水平地盤反力係数を式(10)により求めて図-17に示した。これによると、掘削底面付近を除いて、水平地盤反力係数は深さと共に増加していること、各掘削段階の水平地盤反力係数には大きな差異がないことがわかる。

このように有限要素法の計算結果から求められる水平地盤反力係数は深さと共に増加しているが、この計算で使用した地盤は、各掘削底面の安定数が $N_b=5$ となるように、深さと共に変形係数が増加することとしたので、次式で与えられる量(k_0 : 形状係数と呼ぶ)は、掘削底面からの深さには依存しないことが推定できる。

なお、係数 k_0 を形状係数と呼ぶのは、後述するように、この係数が掘削幅、土留め壁の根入れ長、および掘削深さなどの、主として形状の関数として与えられることによる。

$$k_0 = \frac{k_H}{E} \quad (11)$$

ここに、 k_0 : 形状係数(m^{-1})
 k_H : 水平地盤反力係数(tf/m^3)
 E : 地盤の変形係数(tf/m^2)

こうした観点から、ケース[N]について、形状係数 k_0 を求めて図-18に示した。この図には各掘削

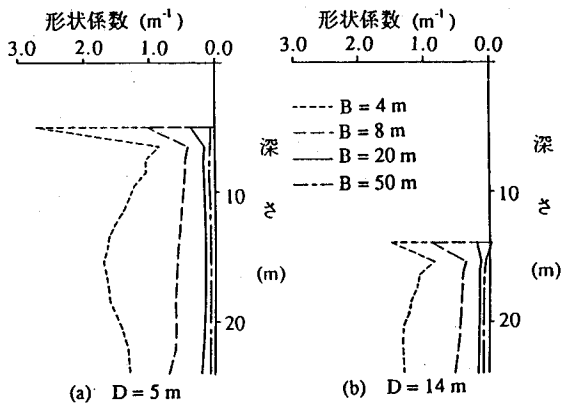


図-19 形状係数に及ぼす掘削幅の影響(二次元)

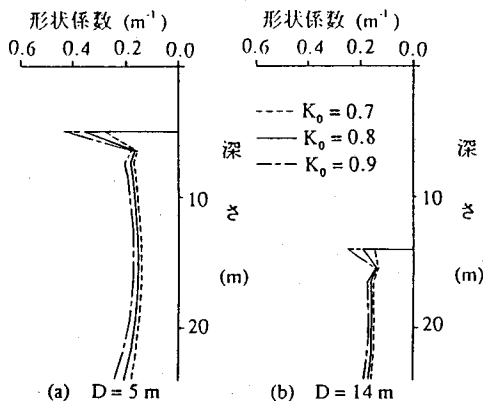


図-20 形状係数に及ぼす静止土圧係数の影響(二次元)

段階での形状係数を重ねて示してあるが、形状係数は各掘削段階とも掘削底面付近で値が大きくなっていること、掘削底面付近を除いてほぼ等しい値となっていて、掘削底面からの深さに依存しないことがわかる。

c) 掘削幅の影響(ケース[B])

ケース[N]と同様に、掘削幅を変化させた各ケースの水平地盤反力係数から式(11)により形状係数を求めて図-19に示した。これより掘削幅が形状係数に及ぼす影響は非常に大きいことがわかる。すなわち、掘削幅が狭いと水平地盤反力係数は大きく、掘削幅が広くなると小さくなる。土留め壁の変位が掘削面側地盤の水平方向の圧縮量と一致すべきものであることを考えると、このような結果は肯定できる。

同図から、掘削幅が狭いケース[B-1]の形状係数は、掘削底面付近で大きな値となること、各掘削段階での形状係数は土留め壁全長の間で大きくなる曲線状となること、各掘削段階で同じ形状係

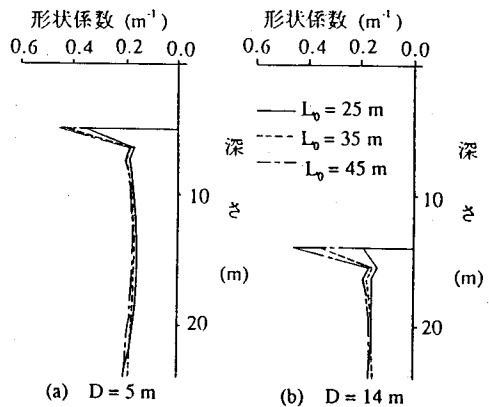


図-21 形状係数に及ぼす土留め壁根入れ長の影響(二次元)

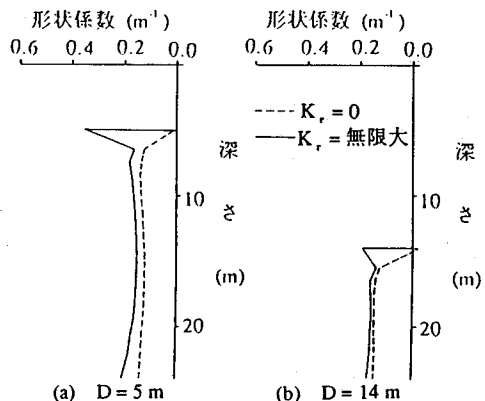


図-22 形状係数に及ぼす土留め壁表面のせん断抵抗の影響(二次元)

数とはならないことなどがわかる。

また掘削幅が広いケース[B-3]では、掘削底面付近の値はケース[N]とは傾向が異なり深い点の値より小さくなること、各掘削段階での形状係数はほぼ一致していることがわかる。

d) 静止土圧係数の影響(ケース[S])

静止土圧係数を変化させて求めた形状係数を比較して図-20に示したが、形状係数に及ぼす静止土圧係数の影響はあまり大きくはないものの、静止土圧係数が大きくなるのに伴って形状係数も大きくなる傾向がうかがえる。

有限要素法に用いるポアソン比を静止土圧係数との関連で設定しているの、形状係数が静止土圧係数の関数となっているものと考えられる。

e) 土留め壁根入れ長の影響(ケース[L])

土留め壁の長さを変えた各ケースの形状係数を比較して図-21に示したが、これより、3ケースと

表-7 ケース[F-1]の形状係数 k_0 と η

k_0 と η	1次	2次	3次	4次	5次	6次
	D: 3m	D: 5m	D: 8m	D: 11m	D: 14m	D: 17m
k_0	0.128	0.125	0.125	0.126	0.127	0.128
η	1.02	1.00	1.00	1.01	1.02	1.02

注) k_0 : 有限要素法から得られる形状係数 (m^{-1}), η : 有限要素法により得られる形状係数の単純モデルによる形状係数に対する比

表-8 各ケースの形状係数 [m^{-1}] (K_0 : 無限大)

ケース	1次	2次	3次	4次	5次	6次
	D: 3m	D: 5m	D: 8m	D: 11m	D: 14m	D: 17m
N	0.186	0.174	0.167	0.161	0.159	0.158
B-1	1.453	1.437	1.339	1.258	1.172	1.040
B-2	0.605	0.568	0.535	0.498	0.463	0.427
B-3	0.081	0.074	0.072	0.072	0.076	0.081
S-1	0.167	0.157	0.151	0.148	0.146	0.147
S-2	0.216	0.196	0.187	0.179	0.174	0.171
L-1	0.194	0.184	0.180	0.176	0.176	0.175
L-2	0.201	0.194	0.192	0.191	0.194	0.201

もあまり変わらない値となっているものの、根入れ長の短い $L_0=25m$ のケースは他のケースと若干異なった値となっていて、下端付近で少し大きな値となっている。このような傾向は図-18にも示されていて、掘削による根入れ長の変化に伴って形状係数も変化することがわかる。

f) 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がない場合(ケース[F-1])の形状係数を、土留め壁表面のせん断抵抗がある場合(ケース[N])と比較して図-22に示したが、この図より、土留め壁のせん断抵抗の存在により形状係数は大きくなっていて、土留め壁のせん断抵抗を無視することができないことがわかる。

このことは、土留め壁表面のせん断抵抗が存在することにより、掘削面側地盤が変形しにくくなっていることを意味している。

(4) 水平地盤反力係数の計算方法の提案

以上の検討結果と実用上の簡便さを考えて、水平地盤反力係数を、土留め壁表面のせん断抵抗、掘削幅、静止土圧係数、土留め壁の根入れ長、および地盤の変形係数の関数として与えることにする。すなわち、掘削底面付近での特別な値を無視し、また掘削底面からの深さに依存しないものとする。

a) 土留め壁表面のせん断抵抗がない場合

まず、土留め壁表面のせん断抵抗がない場合について考えることとし、有限要素法の結果を用いて式(10),(11)により求めた各掘削段階での形状係数 k_0 を表-7に示した。なお、ここに示した形状係数は、土留め壁根入れ部の平均値である。

一方、水平方向と鉛直方向を主軸とする弾性体が平面ひずみ状態で両側から押された場合(単純モデルと呼ぶ)を考えると、土留め壁表面のせん断抵抗が存在しない場合の形状係数 k_{00} は次式で表せる。

$$k_{00} = \frac{k_{H0}}{E} = \frac{2}{(1-\nu^2)B} = \frac{2(1+K_0)^2}{(1+2K_0)B} \quad (12)$$

ここに、 k_{00} : 土留め壁表面のせん断抵抗のない場合の単純モデルによる形状係数 (m^{-1})

k_{H0} : 土留め壁表面のせん断抵抗のない場合の単純モデルによる水平地盤反力係数 (tf/m^3)

B : 掘削幅 (m)

ν : 地盤のポアソン比

K_0 : 静止土圧係数

有限要素法から得られたケース[F-1]の形状係数と、式(12)で与えられる形状係数の比較をするために、次式で求められる係数を表-7に形状係数 k_0 と合わせて示した。

$$\eta = \frac{k_{0F}}{k_{00}} \quad (13)$$

ここに、 η : 有限要素法により得られる形状係数の単純モデルによる形状係数に対する比

k_{0F} : 有限要素法から得られる形状係数 (m^{-1})

k_{00} : 単純モデルによる形状係数 (m^{-1})

有限要素法と単純モデルによる形状係数の比の値 η は両者が等しい場合に $\eta=1.00$ となるが、この表からほぼ $\eta=1.00$ となっており、土留め壁表面のせん断抵抗がない場合の形状係数は、式(12)で近似できることがわかる。

したがって、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計算式として次式を提案する。

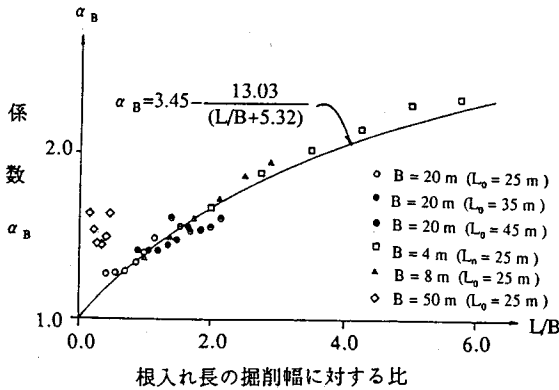


図-23 係数 α_B と L/B との関係(二次元)

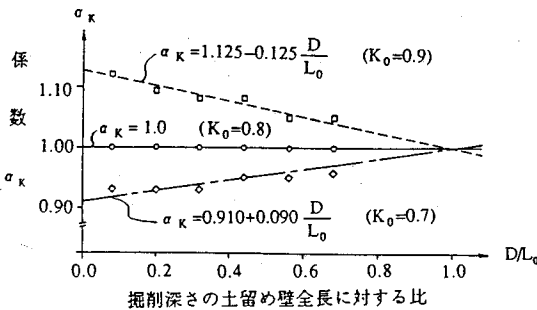


図-24 係数 α_k と D/L_0 との関係(二次元)

$$k_{HOP} = E k_{00} \quad (14)$$

ここに、 k_{HOP} ：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(tf/m^3)

b) 土留め壁表面のせん断抵抗がある場合

形状係数を定式化するために、まず掘削幅の影響を定式化することにして、土留め壁表面のせん断抵抗がない場合の形状係数を基準として、せん断抵抗のある場合の形状係数を次式で表す。

$$k_{0r} = \alpha_B k_{00} \quad (15)$$

ここに、 k_{0r} ：土留め壁表面にせん断抵抗が存在する場合の形状係数(m^{-1})

α_B ：掘削幅に関する補正係数

k_{00} ：式(12)から求められるせん断抵抗がない場合の形状係数(m^{-1})

土留め壁表面のせん断抵抗がない場合と同様に、有限要素法の計算結果から求められる形状係数(表-8)に基づき、式(12)、(15)から掘削幅に関する補正

係数 α_B を求めて、根入れ長 L の掘削幅 B に対する比 L/B との関係で表すと、図-23 のようになる。この図を参考にして、設計に用いる値として下限値付近の値を採用するものとする、掘削幅に関する補正係数 α_B は、掘削幅 $B=50\text{m}$ の場合には誤差がやや大きいものの、全体として次式で表すことができる。

$$\alpha_B = 3.45 - \frac{13.03}{L/B + 5.32} \quad (16)$$

ここに、 L ：各掘削時点の土留め壁の根入れ長(m)

B ：掘削幅(m)

次に、静止土圧係数の影響を定式化するために、掘削幅と静止土圧係数の両方の影響を考慮した次式を考える。

$$k_{0r} = \alpha_B \alpha_k k_{00} \quad (17)$$

ここに、 α_k ：静止土圧係数に関する補正係数

表-8 に示したせん断抵抗が存在する場合の形状係数と、式(12)、(16)および(17)から静止土圧係数に関する補正係数 α_k を求めて、掘削深さ D の土留め壁全長 L_0 に対する比 D/L_0 との関係で表すと、図-24 のようになる。

この図から、各静止土圧係数に対する α_k は D/L_0 に関する一次式で表され、各直線とも $D/L_0=1.0$ で $\alpha_k=1.0$ となることからわかる。そこで、 α_k を一般的な表現で示すと次のようになる。

$$\alpha_k = \alpha_0 + \left(1 - \alpha_0\right) \frac{D}{L_0} \quad (18)$$

ここに、 α_0 ：静止土圧係数を含むパラメータ

D ：掘削深さ(m)

L_0 ：土留め壁の全長(m)

図-24 に示した各静止土圧係数 K_0 に対する直線式の係数と静止土圧係数 K_0 との関係を定式化すると次式のようなになる。

$$\alpha_0 = 0.357 + \frac{0.395}{1.414 - K_0} \quad (19)$$

ここに、 K_0 ：静止土圧係数

以上により、二次元状態で土留め壁表面のせん断抵抗がある場合の形状係数は、式(17)に式(16)、(18)および(19)を代入することにより求められる。

したがって、この場合の水平地盤反力係数の計

算式として次式を提案する。

$$k_{HrP} = E k_0 \quad (20)$$

ここに、 k_{HrP} ：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(tf/m³)

5. 軸対称状態における水平地盤反力係数

(1) 有限要素法モデル、計算手順および計算条件

軸対称状態での水平地盤反力係数の検討も、平衡土圧の場合と同様に、図-1に示す有限要素法モデルを使用し、掘削幅の中心を軸対称モデルでは対称軸と、また掘削幅を掘削径と読み替えるのみの変更をする。

また計算手順および計算条件は、二次元状態における水平地盤反力係数の検討と同じとする。

(2) 有限要素法の計算結果と分析

図-25は、基本ケース[N]について軸対称状態と二次元状態との形状係数を比較したものである。これより土留め壁表面のせん断抵抗が存在する場合には、軸対称状態での形状係数は二次元状態のそれより大きいことがわかる。

また二次元状態と同様に、掘削に伴う形状係数の変化(図-26)、形状係数に及ぼす、掘削径の影響(図-27)、静止土圧係数の影響(図-28)、および土留め壁根入れ長の影響(図-29)をそれぞれ示したが、これらより軸対称状態での形状係数は、二次元状態の場合と値は異なるものの、傾向は似ていることがわかる。

(3) 水平地盤反力係数の計算方法の提案

二次元状態と同様に、水平地盤反力係数を、土留め壁表面のせん断抵抗、掘削径、静止土圧係数、土留め壁根入れ長、および地盤の変形係数の関数として与える。

a) 土留め壁表面のせん断抵抗がない場合

二次元状態に対する検討結果から、有限要素法の計算から求められる形状係数は、単純モデルによる形状係数に近似していることがわかったので、軸対称状態の場合は両者の比較を省略し、単純モデルによる形状係数を採用することとし、その計算式を以下に示す。

水平方向と鉛直方向を主軸とする弾性体が軸対称

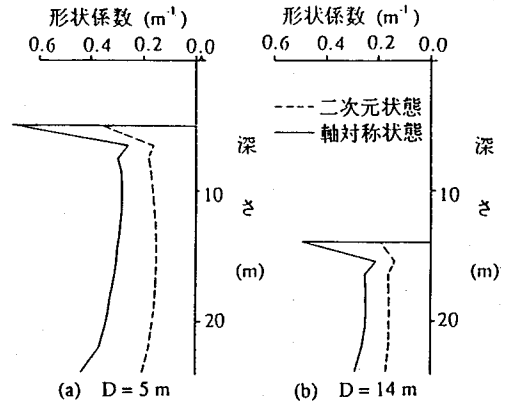


図-25 軸対称状態と二次元状態との形状係数の比較(ケース[N])

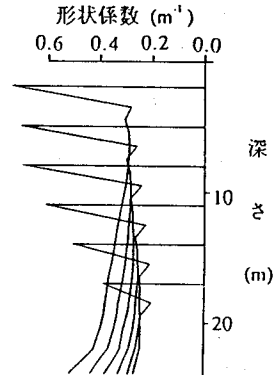


図-26 掘削に伴う形状係数の変化(軸対称:ケース[N])

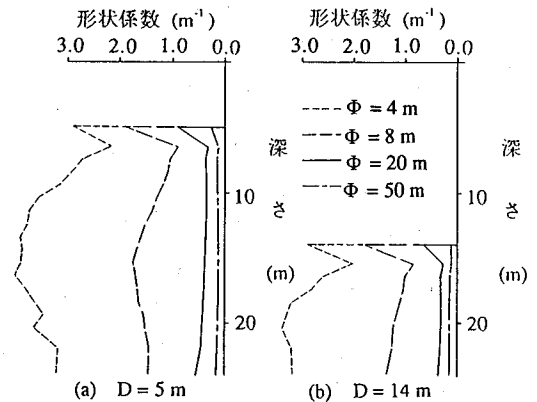


図-27 形状係数に及ぼす掘削径の影響(軸対称)

状態で周囲から押された場合(単純モデル)を考えると、土留め壁表面のせん断抵抗がない場合の形状係数は次のように表せる。

$$k'_{00} = \frac{k'_H}{E} = \frac{1}{(1-\nu)R} = \frac{2(1+K_0)}{\Phi} \quad (21)$$

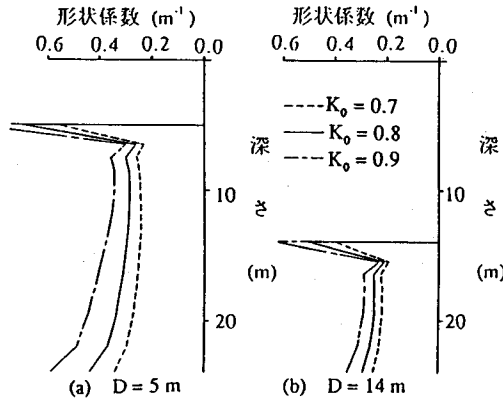


図-28 形状係数に及ぼす静止土圧係数の影響(軸対称)

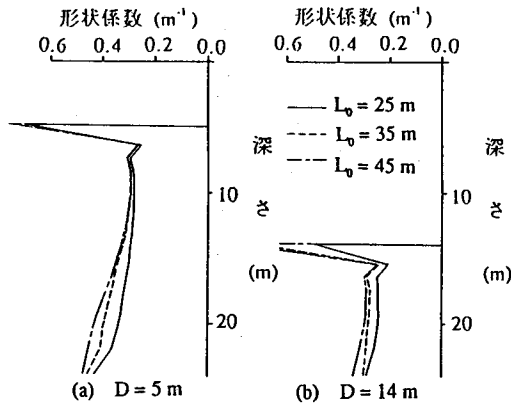


図-29 形状係数に及ぼす根入れ長の影響(軸対称)

表-9 各ケースの形状係数[m⁻¹](K_r:無限大)

ケース	1次	2次	3次	4次	5次	6次
	D: 3m	D: 5m	D: 8m	D: 11m	D: 14m	D: 17m
N	0.335	0.326	0.305	0.285	0.267	0.255
B-1	2.755	2.712	2.606	2.471	2.330	2.151
B-2	1.214	1.155	1.087	1.015	0.926	0.830
B-3	0.121	0.112	0.108	0.107	0.107	0.110
S-1	0.287	0.269	0.264	0.242	0.233	0.224
S-2	0.464	0.414	0.378	0.344	0.315	0.289
L-1	0.376	0.357	0.339	0.323	0.313	0.310
L-2	0.395	0.370	0.353	0.340	0.334	0.341

ここに、 k_{00} : 土留め壁表面のせん断抵抗がない場合の単純モデルによる形状係数(m⁻¹)

k_H : 単純モデルによる水平地盤反力係数(tf/m³)

E : 地盤の変形係数(tf/m²)

ν : 地盤のポアソン比

R, Φ : 掘削円の半径と掘削径(m)

K_0 : 静止土圧係数

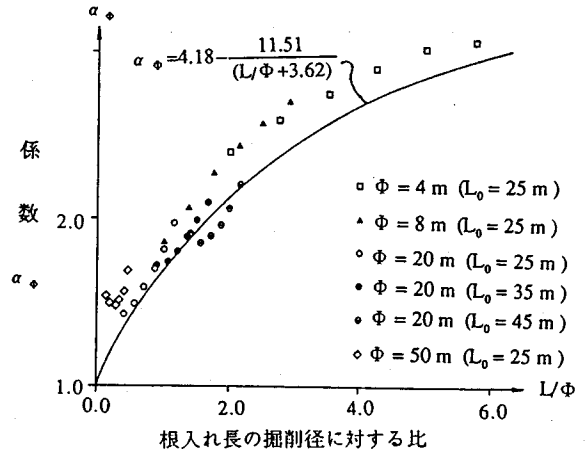


図-30 係数 α_ϕ とL/ Φ との関係(軸対称)

したがって、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計算式として次式を提案する。

$$k_{HOP} = E k'_{00} \quad (22)$$

ここに、 k'_{HOP} : 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(tf/m³)

b) 土留め壁表面のせん断抵抗がある場合

有限要素法の計算結果から、形状係数を求めて表-9に示したが、この表より値は異なるものの傾向は二次元状態のそれと同様であることがわかる。

二次元状態と同様に、まず掘削幅の影響を定式化することにし、土留め壁表面のせん断抵抗がない場合の形状係数を基準として、せん断抵抗のある場合の形状係数を次式で表す。

$$k'_{0r} = \alpha_\phi k_{00} \quad (23)$$

ここに、 k'_{0r} : 土留め壁表面にせん断抵抗が存在する場合の形状係数(m⁻¹)

α_ϕ : 掘削径に関する補正係数

k_{00} : 式(21)から求められるせん断抵抗がない場合の単純モデルによる形状係数(m⁻¹)

表-9のせん断抵抗が存在する場合の有限要素法から求めた形状係数と、式(21),(23)から、掘削径に関する補正係数 α_ϕ を求めて、根入れ長Lの掘削径 Φ に対する比L/ Φ との関係で表すと、図-30のようになる。この図から、設計に用いる値として下限値付近の値を採用すると、掘削径に関する補正係

$$\alpha'_0 = 0.133 + \frac{0.383}{1.242 - K_0} \quad (27)$$

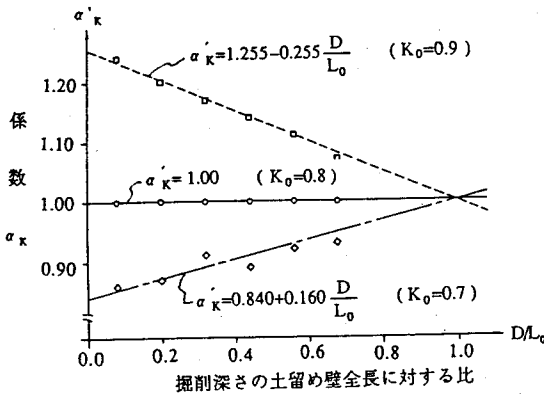


図-31 係数 α'_k と D/L_0 との関係(軸対称)

数 α_ϕ は次式で表すことができる。

$$\alpha_\phi = 4.18 - \frac{11.51}{(L/\Phi + 3.62)} \quad (24)$$

ここに、L：各掘削段階での根入れ長(m)
 Φ ：掘削径(m)

次に静止土圧係数の影響を定式化するために、
 次式を考える。

$$k'_{0r} = \alpha_\phi \alpha'_k k'_{00} \quad (25)$$

ここに、 α'_k ：静止土圧係数に関する補正係数
 表-9の形状係数と、式(21),(24)および(25)から静止土圧係数に関する補正係数 α'_k を求めて、掘削深さDの土留め壁全長 L_0 に対する比 D/L_0 の関係で表すと、図-31のようになる。

この図から、二次元状態と同様に、 α'_k は D/L_0 に関する一次式で表され、各直線とも $D/L_0 = 1.0$ で $\alpha'_k = 1.0$ となる。すなわち α'_k は次式で表せる。

$$\alpha'_k = \alpha'_0 + (1 - \alpha'_0) \frac{D}{L_0} \quad (26)$$

ここに、 α'_k ：静止土圧係数を含むパラメータ
 D：掘削深さ(m)
 L_0 ：土留め壁の全長(m)

図-31に示した各静止土圧係数 K_0 に対する直線式の係数と静止土圧係数 K_0 との関係を定式化すると次式のようになる。

ここに、 K_0 ：静止土圧係数

以上により、土留め壁表面のせん断抵抗のある場合の形状係数は、式(25)へ式(21),(24)および(26)を代入することにより求められる。

したがって、土留め壁表面のせん断抵抗のある場合の水平地盤反力係数の計算式として次式を提案する。

$$k'_{HrP} = E k'_{0r} \quad (28)$$

ここに、 k'_{HrP} ：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(tf/m^3)

6. 既往の研究との比較

(1) 平衡土圧係数

以上に提案した平衡土圧の計算式と既往の研究との関係を調べる。既往の研究として、文献⁶⁾に示された方法と、土質力学で考えられている静止土圧係数をそのまま使用する方法の2方法を考える。比較検討は表-10に示す検討条件で行うが、掘削幅、掘削深さ、着目点の掘削底面からの深さについては、複数のデータで検討する。

検討結果を表-11に示した。土質力学で考えている静止土圧をそのまま使用する方法は、土留め壁表面のせん断抵抗を考えない場合に相当し、この方法により求められる平衡土圧が、土留め壁表面のせん断抵抗があるとして提案した方法により求められる平衡土圧、および文献⁶⁾の方法により求められる平衡土圧より小さいのは当然である。

提案した方法と文献⁶⁾の方法では、基本的な仮定に相違があり、これが計算結果に現れている。すなわち、提案した方法は地盤を弾性体としているので掘削幅の変化に敏感であるが、文献⁶⁾の方法は地盤を弾塑性体としているので感度が低い。また提案した方法と文献⁶⁾の方法では、掘削幅が20m程度で近似した値となる。

(2) 水平地盤反力係数

従来から掘削土留め工の計算に使用されてきた水平地盤反力係数の計算式は、水平力を受ける杭の設計に使用される計算式の載荷幅を修正したものと²⁾と、掘削面側の土圧の実測値から水平地盤反力

表-10 比較計算の条件(平衡土圧)

項目	条件
モデル	二次元
土留め壁表面の抵抗	K_r :無限大
掘削前の静止土圧係数	$K_0 = 0.8$
土の単位体積重量	$\gamma_s = 1.6 \text{ tf/m}^3$
掘削幅	$B = 10, 20, 50\text{m}$
掘削深さ	$D = 10, 20, 30\text{m}$
計算点の深さ	$z = 0, 10\text{m}$

表-11 平衡土圧の比較結果 [tf/m²]

D	B	z=0m			z=10m		
		提案式	方法-1	方法-2	提案式	方法-1	方法-2
10m	10m	1.19	0.71	0.0	18.06	19.91	12.80
	20m	1.19	1.88	0.0	14.64	18.39	12.80
	50m	1.19	3.53	0.0	12.80	15.35	12.80
20m	10m	2.24	1.00	0.0	23.56	20.67	12.80
	20m	2.24	2.66	0.0	16.71	19.44	12.80
	50m	2.24	4.99	0.0	12.80	16.70	12.80
30m	10m	3.36	1.13	0.0	29.06	20.89	12.80
	20m	3.36	3.26	0.0	18.77	20.10	12.80
	50m	3.36	6.12	0.0	12.80	17.86	12.80

注) [方法-1]:文献⁹⁾に示された方法, [方法-2]:土質力学で考
えている静止土圧をそのまま使用する方法.

表-12 比較計算の条件(水平地盤反力係数)

項目	条件
地盤の拘束条件	二次元状態
変形係数	$E = 1000 \text{ tf/m}^2$
掘削幅	$B = 10\text{m}, 20\text{m}, 50\text{m}$
土留め壁の全長	$L_0 = 20\text{m}, 30\text{m}, 40\text{m}$
静止土圧係	$K_0 = 0.7, 0.8, 0.9$
掘削深さ	$D = 15\text{m}, 25\text{m}, 35\text{m}$

表-13 水平地盤反力係数の計算値
(提案した方法) [tf/m²]

K ₀	B	L ₀ =20		L ₀ =30m		L ₀ =40m	
		D=15	D=15	D=25	D=15	D=25	D=35
0.7	10m	285	354	287	406	358	288
	20m	131	150	132	167	152	132
	30m	47	52	47	55	53	48
0.8	10m	302	384	302	445	384	302
	20m	139	162	138	183	162	138
	30m	50	56	50	60	56	50
0.9	10m	322	422	319	496	416	317
	20m	148	179	146	204	176	146
	30m	53	62	53	67	61	52

表-14 水平地盤反力係数の計算値
(既往の研究) [tf/m²]

既往の研究		水平地盤反力係数
文献 ⁹⁾ の方法	$B_H = 500\text{m}$	$k_H = 404 \text{ tf/m}^2$
	$B_H = 1000\text{m}$	$k_H = 240 \text{ tf/m}^2$
文献 ¹⁰⁾ の方法	E=480c	$k_H = 480 \text{ tf/m}^2$
	E=210c	$k_H = 210 \text{ tf/m}^2$

注 1)文献⁹⁾は杭に対する計算方法を修正した方法
2)文献¹⁰⁾は実測値を整理して作られた方法
3) B_H は載荷幅
4)E=480c, E=210c は変形係数と粘着力の関係

係数を求めたもの¹⁰⁾とがある。既往の研究では、い
ずれも水平地盤反力係数を地盤の変形係数のみで表
現していて、この論文で明らかにした掘削幅、根入
れ長、および静止土圧係数などの影響を含んでいな
い。

こうした状況ではあるが、既往の研究成果は実績
も多く、現実の状況と大幅に異なった結果を与える
ものでもないと考えられるから、ここで提案した水
平地盤反力係数の計算方法の適用性を見るために、
提案した方法による値と既往の研究成果から得られ
る値とを比較する。

表-12に比較条件を示したが、地盤の変形係数を
変数と扱わなかったのは、既往の研究も、ここで
の提案も、水平地盤反力係数が地盤の変形係数に比例
することになっていることによる。

以上の条件に基づいて計算した結果を表-13と表
-14に示した。提案した方法により計算した結果を
示した表-13と、既往の研究による方法の計算結果
を示した表-14の値を比較すると、ここで提案した
方法は、掘削幅が10mから20m程度で、既往の提案
値と近似することがわかる。従来の実測現場は、掘
削幅が10mから20m程度のもが多く、この範囲で
従来の方と近似した値を得ることができたことは、
提案した方法が実用に供することができることを示
している。

7. 現場実測値との比較

(1) 比較の対象とする掘削現場

この論文で対象としている掘削面側の平衡土圧と
水平地盤反力係数は、掘削面側地盤が弾性な場合に
用いる定数であることを考えると、一般の掘削現場
を比較の対象とすることは適当でない。なぜならば、
一般の掘削現場では土留め壁の変形が大きく、掘削

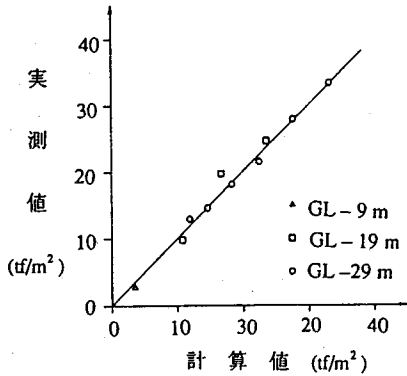


図-32 計算値と実測値との比較(A現場)

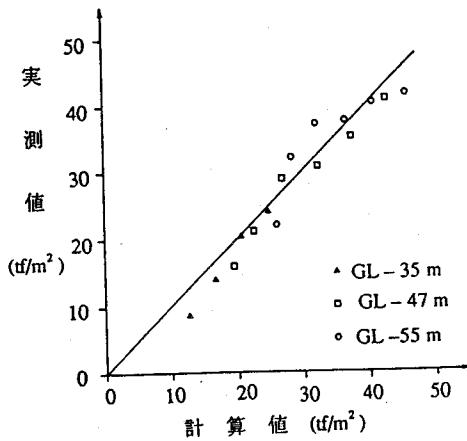


図-33 計算値と実測値との比較(B現場)

面側地盤が塑性化していることが考えられるからである。

そこで、比較の対象現場として表-15に示す2現場を選定した。両現場ともLNG地下タンクの掘削現場で、掘削平面形状は円形をしていて、切ばりを使用していない軸対称状態の現場である。

(2) 計算上の仮定

実測値と計算値の比較は掘削面側の土圧で行うものとし、掘削面側の土圧の計算は以下の仮定に基づいて行う。

- ①土留め壁の水平変位は、土留め壁の水平方向の鉄筋応力の測定値を用いて次式により求める。

表-15 比較に用いる掘削現場の概要

現場名	現場の概要
A現場 ¹⁾	<ul style="list-style-type: none"> ・場所:千葉県袖ヶ浦(東京瓦斯袖ヶ浦工場) ・地盤:GL-15mまで埋め土層(N値:0~10) GL-42mまで洪積層(N値:10~40) GL-42m以深は洪積層(N値50以上) ・土留め壁:地下連続壁(t=1.2m, L₀=97m) ・掘削径:φ=70m ・掘削深さ:D_{max}=44m ・測定項目:土圧(背面側, 掘削面側), 土留め壁の水平方向鉄筋応力
B現場 ²⁾	<ul style="list-style-type: none"> ・場所:東京都東扇島(東京電力LNG基地) ・地盤:GL-63mまで沖積層(N値:5~20) GL-63m以深は洪積層(N値50以上) ・土留め壁:地下連続壁(t=1.1m, L₀=90m) ・掘削径:φ=56m ・掘削深さ:D_{max}=40m ・測定項目:土圧(背面側, 掘削面側), 土留め壁の水平方向鉄筋応力

$$\delta_H = R \varepsilon_s = \frac{\Phi \sigma_s}{2 E_s} \quad (29)$$

ここに、 δ_H :土留め壁の水平変位(m)

R, Φ :掘削円の半径と掘削径(m)

$\varepsilon_s, \sigma_s, E_s$:土留め壁水平方向鉄筋のひずみ, 応力(tf/m²), ヤング係数(tf/m²)

- ②地盤の変形係数Eは、 $E=28N$ (Nは標準貫入試験のN値)として求める。

- ③土の単位体積重量は、 $\gamma_t=1.7t/m^3$ とする。

- ④静止土圧係数は実測された土圧の初期値から逆算して求める。

- ⑤掘削面側土圧の計算値は、④により求められる平衡土圧と、①の土留め壁の水平変位と②を仮定してえられる水平地盤反力係数との積として求められる地盤反力の和とする。

(3) 比較結果

両現場での比較結果を、図-32, 33に示した。これらの図から、両現場とも少しの誤差を含むものの、この種の測定としては実測値と計算値は近似しているといえる。

なお、最終掘削時での計算で求められた土圧の内訳は、各土圧計によって異なるものの、平均値で見ると、平衡土圧の計算式(3)の第1項(土留め壁表面のせん断抵抗のない場合の掘削面側の土圧)、第2項(土

留め壁表面のせん断抵抗の存在による掘削面側土圧の増分), および土留め壁の変位による地盤反力の3成分が, 各々およそ1/3づつとなっている。

8. まとめ

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使用する掘削面側の平衡土圧と水平地盤反力係数について, 有限要素法を使用して検討を行い, 感度の高いパラメーターを抽出し, それらを含む計算式を提案した。そして提案した方法と従来から使用されてきた計算方法との比較検討, および現場実測値との比較を行った。これらから以下の事柄が判明した。

- ①平衡土圧に影響する要因は, 掘削深さ, 掘削幅(掘削径), 静止土圧係数, 土の単位体積重量および土留め壁表面のせん断抵抗である。
- ②土留め壁表面のせん断抵抗がある場合において, 提案した平衡土圧の計算式と従来から使用されてきた計算方法との比較をした結果, 提案した方法は, 土質力学で考えられている静止土圧係数をそのまま使用する方法とは異なるものの, 文献⁶⁾に示された方法とは, 掘削幅が20m程度の場合に近似した値となった。
- ③水平地盤反力係数に影響する要因は, 掘削幅(掘削径), 静止土圧係数, 土留め壁の根入れ長, および地盤の変形係数である。
- ④土留め壁表面のせん断抵抗がある場合において, 提案した水平地盤反力係数の計算式と従来の方法とを比較したが, 掘削幅が10mから20mで両者は近い値となることがわかった。
- ⑤土留め壁の水平変位が比較的小さいLNG地下貯槽の建設現場で得られた現場実測値と, 平衡土圧および水平地盤反力係数の提案式による計算結果とを比較したが, 両者は少しの誤差を含むものこの種の測定としては十分良好な近似となっている。

以上により, 掘削土留め工の設計に用いる平衡土圧と水平地盤反力係数に対して, 汎用性があり, 実用的な計算方法が提案できた。

なお, ここで提案した平衡土圧と水平地盤反力係数は, 掘削幅(掘削径)を50mまでとして求めていることを付記する。

参考文献

- 1) 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
- 2) 土木学会:トンネル標準示方書(開削編)・同解説, 1986.6
- 3) 日本建築学会:山留め設計施工指針, 1988.1
- 4) 日本鉄道建設公団:深い掘削土留め工設計指針(案), 1992.3
- 5) 坂本佳一, 深田和志:土留め壁の変形に寄与しない土中土圧(その1), 第21回土質工学会研究発表会, pp.1383~1386, 1986.6
- 6) 首都高速道路公団:仮設構造物設計基準, 1990.10
- 7) 先端建設技術センター:深い掘削土留め工設計施工指針(案), 1994
- 8) 土木学会:トンネルライブラリー第4号, トンネル標準示方書(開削編)に基づいた仮設構造物の設計計算例, pp.123~138, 1993.6
- 9) 西垣好彦:粘土のヤング率の歪レベルによる変化, 第26回土木学会年次講演会, 1971
- 10) 柳田真司, 渡部留雄, 山口伊佐雄, 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2:掘削面側の側圧及び水平地盤反力係数), 第16回土質工学会研究発表会, pp.1449~1452, 1981
- 11) 高橋行茂, 内藤和章, 中村靖, 太田孝, 上野孝之:大型LNG地下貯槽の施工管理計測について, 第17回土質工学会研究発表会, pp.861~874, 1982
- 12) 大坪正博, 河原忠弘, 加藤讓嗣, 加藤木洋幸, 崎本純治:LNG地下貯槽施工時における施工管理, 第21回土質工学会研究発表会, pp.1327~1328, 1986

(1995.5.22 受付)

A STUDY ON EARTH PRESSURE AT EQUILIBRIUM AND HORIZONTAL SUBGRADE
REACTION COEFFICIENT OF AN EARTH WALL EMBEDMENT IN BRACED
EXCAVATION WORK ON CLAYEY SOIL

Hyoji NAKAMURA and Kenichi HIRASHIMA

The ground spring method used for calculation the stress and deformation of the earth-retaining wall for braced excavation must express the load and resistance on the ground of the excavated side while simulating them in accordance with the actual ground condition, in addition to expressing the earth pressure on the back side. To express the load and resistance of the excavated side it is necessary to enter the earth pressure at equilibrium, the horizontal subgrade reaction coefficient, and the passive earth pressure. The earth pressure at equilibrium and horizontal subgrade reaction coefficient are used to express the load and resistance when the ground of the excavated side is in elastic state while the passive earth pressure is used when the above described soil is in plastic state.

This paper studies the earth pressure at equilibrium and horizontal subgrade reaction coefficient while using the elastic finite element method. The calculation equation, which includes factors with substantial influence, are proposed on the basis of the above study. Then, through comparison of the proposed equation with existing studies and with measured value it was confirmed that the proposed equation are practically applicable.