

表 4.6.2 主働側圧係数 (粘性土)

土 質	K _{a1}		K _{a2}
	推定式	最小値	
粘性土 (N = 8)	0.5 - 0.01 H	0.3	0.5
" (4 < N < 8)	0.6 - 0.01 H	0.4	0.6
" (2 < N < 4)	0.7 - 0.025 H	0.5	0.7
" (N < 2)	0.8 - 0.025 H	0.6	0.8

2) 掘削面側受働側圧

土留め壁の変位に抵抗する受働側圧は次式により算出する。

$$p_p = K_p (h - p_{w2}) + 2c \sqrt{K_p} + p_{w2} \dots\dots\dots (4.6.5)$$

ここで、 p_p : 受働側圧 (kN/m²)

K_p : 受働側圧係数 (水平成分)

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right\}^2}$$

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

p_{w2} : 掘削面側の間隙水圧 (kN/m²) (ただし粘性土は $p_{w2} = 0$)

H : 各次掘削深さ (m)

h : 掘削底面からの深さ (m)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

δ : 土留め壁と土との摩擦角度 ($= \phi / 2$) (度)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

3) 静止側圧

() 掘削前静止側圧

静止側圧は、次式により算出する。

$$p_0 = K_0 (\gamma h - p_{w1}) + p_{w1} \dots\dots\dots (4.6.6)$$

ここで、 p_0 : 静止側圧 (kN/m²)

K_0 : 静止側圧係数 (表 4.6.3)

γ : 土の湿潤単位堆積重量 (kN/m³)

h : 地表面からの深さ (m)

p_{w1} : 掘削背面側の間隙水圧 (kN/m²)

() 掘削後静止側圧

粘性土の場合 :

$$p_0 = \left\{ \left(\frac{10K_0}{H^2 + 10} \right) + \left(\frac{1.1H^2}{H^2 + 10} \right) \left(\frac{K_0^3 B^2 + 850}{B^2 + 700} \right) \right\} \gamma h \phi + 67(1 - K_0) \sqrt{H} \frac{B^2}{B^2 + 500} \dots\dots\dots (4.6.7)$$

沖積砂質土の場合：

$$p_0 = K_0 (\rho' - p_{w2}) + p_{w2} \dots \dots \dots (4.6.8)$$

洪積砂質土の場合：

$$p_0 = K_0 (\rho' - p_{w2}) + K_0 \left(\frac{fh'}{B'} \right) + p_{w2} \dots \dots \dots (4.6.9)$$

ここで、

- ρ_0 : 静止側圧 (kN/m²)
- K_0 : 静止側圧係数 (表 4.6.3)
- : 土の湿潤単位堆積重量 (kN/m³)
- p_{w2} : 掘削面側の間隙水圧 (kN/m²) (ただし粘性土は $p_{w2}=0$)
- B' : 摩擦力影響幅 (m)
- B : 掘削幅 (m)
- H : 各次掘削深さ (m)
- h' : 掘削底面からの深さ (m)

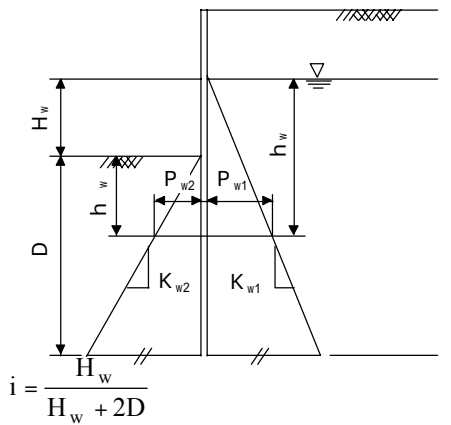
表 4.6.3 静止側圧係数

地盤の土質	K_0 の値
砂質土	1 - sin
粘性土 (N ≥ 8)	0.5
" (4 ≤ N < 8)	0.6
" (2 ≤ N < 4)	0.7
" (N < 2)	0.8

ここで : 砂のせん断抵抗角

(解 説)

- (1) 根入れ長を検討する際のつり合い根入れ長は、慣用法同様極限平衡状態のつり合いから算出し、この際の極限土圧は断面計算用側圧と同じものを用い式 (4.6.3~4.6.5) から仮定する。
- (2) ここで、間隙水圧の取扱いについては、現地の調査に基づき十分検討して設定しなければならない。これは、現場における地盤は複雑な互層となっており、一様に静水圧分布をなす例は少ない。このような状況は大規模掘削となるほど多種多様に存在し、静水圧分布の仮定は危険側にも過大側にもなりうる場合があるため、設計に当っては現地の調査に基づき設定することを原則とする。ただし、基本設計時点で十分な調査結果がない場合などでは、次のように仮定してよい。



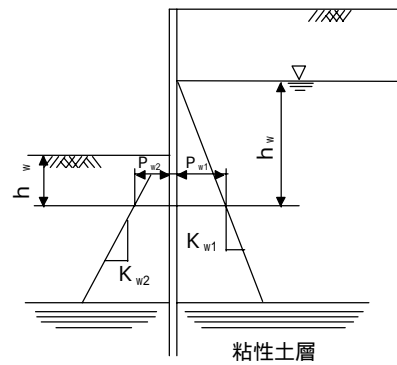
$$K_{w1} = 1 - i$$

$$P_{w1} = K_{w1} h_w$$

$$K_{w2} = 1 + i$$

$$P_{w2} = K_{w2} h_w$$

解説図 4.6.1 砂質土地盤の水圧

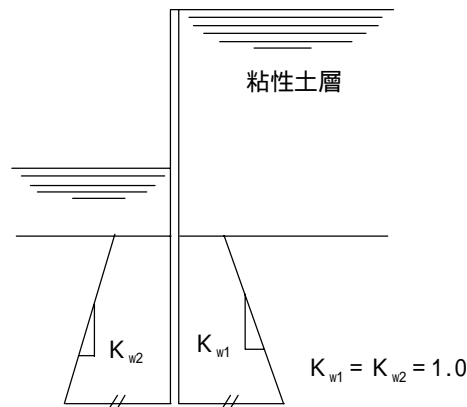


$$P_{w1} = K_{w1} h_w$$

$$K_{w1} = K_{w2} = 1.0$$

$$P_{w1} = K_{w1} h_w$$

解説図 4.6.2 下層地盤に粘性土がある場合



$$K_{w1} = K_{w2} = 1.0$$

解説図 4.6.3 上層地盤に粘性土がある場合

- 1) 弾塑性法に用いる側圧は、実際に土留め壁に作用する側圧に近いものでなければならない。萩原らは、数多くの現場実測値を収集・整理して、弾塑性法の計算に用いる粘性土地盤における背面側の側圧を提案した。この背面側の側圧は、掘削により土留め壁が変形するのに伴い、掘削の進行につれて減少するのが特徴である。日本道路協会「道路土工-仮設構造物指針」(平成 11 年 3 月)では、萩原らの提案を実用上の便宜を考慮して修正した粘性土地盤における背面側の設計側圧を示しているが、本要領においてもこの側圧を用いることにした。なお、埋め立て直後の軟弱地盤での測定結果によると、背面側主働側圧が側圧係数で 1.0 程度となった例も報告されており、このような超軟弱地盤においては掘削に伴って側圧係数が減少しない場合が多く、このような場合には別途検討して側圧係数を定めなければならない。
- 2) 砂質土地盤においては、弾塑性法による計算値と現場計測結果との比較を行った結果、

土留め壁と地盤との摩擦($\mu = 1/2$)を考慮した受働側圧を用いることが妥当であることがわかったので、クーロンの側圧によることとした。

粘性土地盤においては、弾塑性有限要素法(FEM)による解析を行った結果、せん断抵抗角を考慮しない場合でも大きな側圧が得られるものと考えられたが、安全に配慮し砂質土地盤と同じ式を用いることとした。

3) () 掘削後静止側圧

土留めの計算に用いる静止側圧とは、土留め壁が変位しないと仮定した場合の、土留め掘削面側根入れ部に作用する側圧を示す。静止側圧は土留め壁に作用する複雑な側圧および掘削に伴う側圧の変化を厳密に再現することが困難なことから、便宜上これを考慮するものであり、その詳細は文献2)等に詳しい。

静止側圧は土留め壁に作用する側圧の一部を便宜的に定義したものであり、これだけを取り出して計測することは出来ないものである。このため、静止側圧の設定はこれまでの土留め計測事例などから工学的に判断して決めざるを得ない。解析で考慮する静止側圧の考え方の代表的なものとしては以下の3つがあげられる。

- a. 床付け面からの有効土被り圧に対して静止側圧を考える方法
- b. 掘削後も掘削前の静止側圧が残留することを考慮して設定する方法
- c. 静止側圧は掘削の前後で一切変化しないと考える方法

本要領では従来、実測データの検証や数値解析の結果を総合的に判断し、砂質土地盤に対してはa.の方法を、粘性土地盤ではb.の方法を採用してきた。

掘削後も掘削前の静止側圧が残留するという考え方は、掘削に伴う掘削面以下の地盤の先行応力が主として土留め壁と地盤との摩擦力の存在により全域に渡って完全に開放されるわけではないことを考慮したものである。

粘性土の場合

粘性土の静止側圧の残留の程度については、FEMにより静止側圧を推定し、簡便な推定式を提案した(参考資料-7に、「仮設構造物設計基準」(平成2年10月)制定時の検討資料を添付する)。この提案式を用いた弾塑性法による計算結果は、土留め壁の種類にかかわらず、実測値と良好な一致を示した。ただし、超軟弱地盤においては、静止側圧係数 K_0 が表4.6.3に示す値($N < 2$; $K_0 = 0.8$)よりも大きくなることも考えられるので、 K_0 の値の決定にあたっては十分に検討する必要がある。

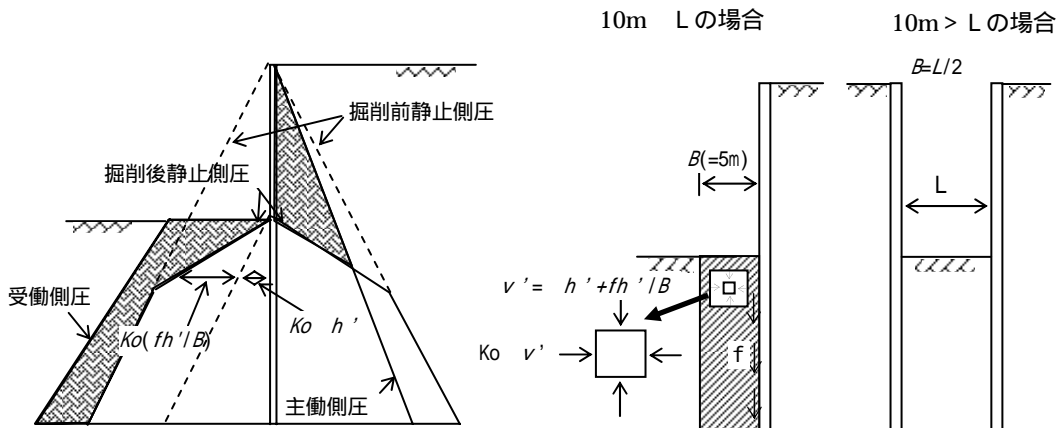
洪積砂質土の場合

従来、砂質土地盤ではヤーキーの式による静止側圧係数を用い、掘削に伴う応力開放の影響が大きいとの判断から、a.の方法を採用して静止側圧を推定してきた。しかしながら、東京層や江戸川層のような比較的良く締まった洪積砂質土の場合には、粘性土と同様に静止側圧の残留の影響を考慮しないと土留めの変形を過大に評価する可能性が確認

された。

このため、FEM解析により粘着力の比較的大きな地盤では静止側圧が残留する可能性が高いこと、また、静止側圧の残留を考慮すると従来の首都高要領よりも実測値に近い結果が得られることから、これを考慮することとした。この際の残留の程度を評価する方法については、現時点では十分な検討データが無いため、当面、国土交通省（当時建設省）が実施した官民共同研究「地下空間の利用技術の開発」の研究の一部である「大規模土留め、立坑の設計・施工技術に関する研究」の成果を受けとりまとめられた「大深度土留め設計・施工指針（案）平成6年10月 先端建設技術センター」における砂質土の静止側圧の考え方を準用する。

解説図 4.6.4、4.6.5 および解説表 4.6.1 にその詳細を示す。



解説図 4.6.4 設計で考慮する側圧の概念³⁾

解説図 4.6.5 摩擦力影響幅の概要³⁾

解説表 4.6.1 土留め壁と地盤との摩擦力

土留め壁 地盤の種類	柱列式連続壁 地中連続壁	鋼管矢板壁 鋼矢板壁
砂質土	5N(200)	1N(50)
粘性土	cまたは10N	0.5cまたは5N

1 : N 2の軟弱層では信頼性が乏しいので摩擦力を考慮してはならない

2 : N : N値、c : 土の粘着力 (kN/m²)

ここで、土留め壁の摩擦力に起因する鉛直応力の残留の大きさについては、解説図 4.6.5 に示すように土留め壁と掘削底面地盤との間の摩擦力をその影響幅 B' によって除して評価するものとした。この影響幅については、当面、先端建設技術センターの試算結果

を参照し、実測に対して最も適合性の高い5 mを用いるものとする。ただし、掘削幅 B が10 m未満の場合は、影響幅 B' は掘削幅の1/2とする。

沖積砂質土の場合

掘削後静止側圧の残留は、FEM解析および実測値に対する検証により妥当性を検証した洪積砂質土層のみを対象とし、相対的に強度の小さい沖積砂質土層については、従来どおり、床付け面を地表面とした a.の方法によるものとする。

参考文献

- 1) 日本道路協会、道路土工仮設構造物指針、平成 11 年 3 月
- 2) 日本建築学会、山留め設計施工指針、2002 改定 (第 2 次)
- 3) (財)先端建設技術センター、大深度土留め設計・施工指針(案)、平成 6 年 12 月

4.6.4 自立式土留めの設計に用いる土圧および水圧

(1) 土 圧

ランキン・レザールの土圧を用いるものとする。

$$\text{主働土圧 } p_a = (q + \gamma h) \tan^2(45^\circ - \phi/2) - 2c \tan(45^\circ - \phi/2) \dots\dots\dots (4.6.1)$$

ここで、q : 地表面での上載荷重(kN/m²)

γ : 土の湿潤単位体積重量(kN/m³) (地下水位以下では水中単位体積重量)

h : 地表面からの深さ (m)

φ : 土のせん断抵抗角 (度)

c : 土の粘着力(kN/m²)

ただし、最小土圧は $p_a = 0.3 \gamma h$ とし、ランキン・レザールの土圧 (水位がある場合には土圧と水圧の合計) と比較して大きい方を用いるものとする。

(2) 水 圧

水圧分布は、掘削面まで静水圧分布を仮定する。この際の設計水位は、水中の工事で T.P + 1.0m を標準とし、陸上の工事では地質調査により求められた地下水位とする。

(解 説)

自立式土留めを設計する際の土圧及び水圧は、計測された変位を比較的よく再現できること、設計される部材がこれまでと大きく異ならないことなどから、最小土圧を仮定したランキン・レザールにより仮定することとした。

4.7 その他の荷重

仮設構造物の設計に用いる荷重は，4.1～4.6の荷重の他に，以下のものを必要に応じて考慮する。

- (1)切ばりのプレロード
- (2)温度変化の影響
- (3)波圧，流水圧，船舶衝突荷重
- (4)切ばり軸力の鉛直分力
- (5)切ばりに作用する鉛直荷重
- (6)地震による影響

(解説)

- (1) 切ばりにプレロードを導入する場合には土留め壁の応力・変形計算にプレロードを考慮する。
- (2) 切ばりは，温度変化の影響を受けて軸力が変化するので，この温度変化による軸力の増加分として120kN/本程度を考える。

これは“気温1°C上昇に対する切ばり反力の増加量は平均値で，11kN/°C～12.5kN/°Cである。”との報告に基づいて1日の温度差を $t = 10^\circ\text{C}$ (夏でも冬でもその最高と最低の温度差は10°C程度である)とすれば，軸力の増加量 $N(\text{kN})$ は，次のようになることによる。

$$N = 12 \times t = 12 \times 10 = 120 (\text{kN/本})$$

なお夏と冬の年間の温度差による軸力の変化は土のクリープによって減少すると考えられるので，設計には考慮しなくともよい。

- (3) 港湾および河川などにおける止水性を有する土留めの場合には必要に応じて波圧，流水圧，船舶の衝突荷重等を考慮する。
- (4) 切ばり軸力の1/50に相当する力で側方に拘束されると，切ばりは座屈しないとされているので，中間杭の支持力，断面の計算においてはこれを考慮する。すなわち，一本あたりの切ばり設計軸力を N とすると，切ばり一本あたりの鉛直分力を $\pm N/50$ として中間杭に作用させる。
- (5) 切ばりに上載荷重が作用する場合は，その鉛直荷重を考慮する。上載荷重が不明の場合は，鋼材自重共で5kN/m程度を考えておけばよい。
- (6) 一般的には地震時の影響を考慮しなくて良い。ただし，工期の長い仮設構造物や重要構造物に近接する場合，その他必要と思われる場合には地震による影響を考慮しなければならない。

地震の影響を考慮する場合には，道路土工指針¹⁾等を参照すると良い。

参考文献

- 1) 日本道路協会，道路土工仮設構造物工指針，平成 11 年 3 月