

第3章 設計一般
3.3 土質定数

3.3 土質定数

仮設構造物の設計に用いる土質定数は、原則として土質調査および試験の結果を総合的に判断して設定しなければならない。

(解説)

解説表 3.3.2 土の内部摩擦角と粘着力

種類	内部摩擦角(°)	粘着力(kN/m ²)
沖積層	砂質土	15
	粘性土	20(Z < 10m)、2Z (Z > 10m)
関東ローム層	25°	35
凝灰質粘土層	5°	35
東京層	砂質土・礫	25
	粘性土	10°

注) Z: 地表面からの深さ(m)

東京地方の土は解説表3.3.1および3.3.2に示す地質に分類することができる。なお、砂質土に対する粘着力はいわゆる「見かけの粘着力」である。また、粘性土にはシルトを含むが、数値として安全側に粘性土の数値を採用したので、土質が明らかにシルトと判定され、かつ表の数値が不適当な場合には、土質試験により設計に用いる土質定数を定めなければならない。特殊な土留めあるいは大規模な土留めは、標準的な土留めに比べ、一般に検討する項目が多くなり、それに伴って調査項目も増える。また、背面地盤の変状など周辺に対する周辺に対する影響が大きい。したがって、設計に用いる土質定数は解説表3.3.1および3.3.2のように画一的に決めることは安全性、経済性などの点で適切でないこともあり、地質調査結果をもとに決定する。

なお、砂質土の場合は土質試験によりせん断抵抗角を定めることは困難であるので、一般にN値から推定している。この場合推定式は、(解3.3.1)を用いてもよい。

$$f = 4.8 \ln N_1 + 21 (N > 5) \dots \dots \dots \text{(解3.3.1)}$$

ここに、 f : 砂のせん断抵抗角(度)

N_1 : 有効上載圧100kN/m²相当に換算したN値。ただし、原位置の s'_v が 50kN/m²以下の場合 $s'_v=50kN/m^2$ として算出する

$$N_1 = 170N / (s'_v + 70)$$

N : 標準貫入試験値から得られるN値

s'_v : 有効上載圧(kN/m²)

3.3 土質定数

仮設構造物の設計に用いる土質定数は、原則として土質調査および試験の結果を総合的に判断して設定しなければならない。

(解説)

解説表 3.3.2 土のせん断抵抗角と粘着力

種類	せん断抵抗角(°)	粘着力(kN/m ²)
沖積層	砂質土	15
	粘性土	20(Z < 10m), 2Z (Z > 10m)
関東ローム層	15°	35
凝灰質粘土層	5°	35
東京層	砂質土・礫	25
	粘性土	10°

注) Z: 地表面からの深さ(m)

東京地方の土は解説表 3.3.1 および 3.3.2 に示す地質に分類することができる。表の数値は、既往のデータ整理結果に基づき、安全側配慮の元で設計値を定めたものである。

表中の砂質土に対する粘着力はいわゆる「見かけの粘着力」である。また、粘性土にはシルトを含むが、数値として安全側に粘性土の数値を採用したので、土質が明らかにシルトと判定され、かつ表の数値が不適当な場合には、土質試験により設計に用いる土質定数を定めなければならない。

特殊な土留めあるいは大規模な土留めは、標準的な土留めに比べ、一般に検討する項目が多くなり、それに伴って調査項目も増える。また、背面地盤の変状など周辺に対する周辺に対する影響が大きい。したがって、設計に用いる土質定数は解説表 3.3.1 および 3.3.2 のように画一的に決めることは安全性、経済性などの点で適切でないこともあり、地質調査結果をもとに決定する。

東京層(砂質土・礫)や江戸川層砂質土のようなよく締まった砂質土では、粘着力の評価が設計に大きな影響を与える。特に、受働土圧の評価に際しては、粘着力の考慮の有無やその程度の差が大きな土圧の差となって現れるため、三軸圧縮試験によることが望ましい。この際には、対象となる地層の有効土被り圧の範囲に対してモールの包絡線を決定し、粘着力およびせん断抵抗角を求めなければならない。

なお、砂質土の場合で土質試験の実施が困難な場合には(解 3.3.1)を用いてもよい。

$$f = 4.8 \ln N_1 + 21 (N > 5) \dots \dots \dots \text{(解 3.3.1)}$$

ここに f : 砂のせん断抵抗角(度)

N_1 : 有効上載圧 100kN/m²相当に換算した N 値。ただし、原位置の s'_v が 50kN/m² 以下の場合 $s'_v=50kN/m^2$ として算出する

$$N_1 = \frac{170 N}{s'_v + 70}$$

N : 標準貫入試験値から得られる N

s'_v : 有効上載圧 (kN / m²)

$$s'_v = g_{t1} h_w + g'_{t2} (x - h_w)$$

g_{t1} : 地下水面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN / m³)

g'_{t2} : 地下水面より深い位置での土の有効単位体積重量 (kN / m³)

x : 地表面からの深さ (m)

h_w : 地表面から地下水面までの深さ(m)

(解 3.3.1) は、粘着力とせん断抵抗角の両者を考慮して定めた数多くの三軸試験結果から、せん断抵抗角のみを取り出してN値との相関関係を整理して定めたものである。このため、この式による f のみを用いると、せん断強度を過小評価する可能性のあることに留意する必要がある。

	平成 19 . 9	改定 (今回改定は網掛け)	備考
<p>第 4 章 荷重 4.6 土圧および水圧</p>	<p>4.6.3切ばり式大規模土留めの設計に用いる土圧および水圧</p> <p>(1)つり合い根入れ長計算側圧 大規模土留めにおける根入れ長を算定する場合に用いる側圧は、断面計算用側圧における背面側主導側圧と掘削面側受動側圧により計算する。 ~ 中 略 ~</p> <p>3)静止側圧 静止側圧は、次式により算出する。 砂質土の場合： $p_0 = K_0 (\gamma h' - p_{w2}) + p_{w2} \dots \dots \dots (4.6.6)$ ここで、p_0 : 静止側圧(kN/m²) K_0 : 静止側圧係数(表 4.6.3) : 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)</p> <p>粘性土の場合： $p_0 = \left\{ \left(\frac{10K_0}{H^2 + 10} \right) + \left(\frac{1.1H^2}{H^2 + 10} \right) \left(\frac{K_0^3 B^2 + 850}{B^2 + 700} \right) \right\} \gamma h' + 67(1 - K_0) \sqrt{H} \frac{B^2}{B^2 + 500} \dots \dots \dots (4.6.7)$ ここで、p_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 : 掘削幅(m) H : 各次掘削深さ(m) h : 掘削底面からの深さ(m)</p> <p>(解 説)</p> <p>3)掘削に伴い掘削面以下の地盤の先行応力は、全域に渡って完全に開放されるわけではない。したがって、静止側圧はこの影響を加味して推定する必要がある。特に粘性土地盤の場合には残留応力が大きいため、ここではこれを考慮した静止側圧を F E M から推定し、簡便な推定式を提案した。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。 なお、砂質土地盤の場合には、粘着力の小さい場合に掘削に伴う応力開放の影響が大きいことから、最低限作用する側圧として掘削面を地表面とした静止側圧を仮定し、ヤークーの式により推定することとした。</p>	<p>4.6.3切ばり式大規模土留めの設計に用いる土圧および水圧</p> <p>(1)つり合い根入れ長計算側圧 大規模土留めにおける根入れ長を算定する場合に用いる側圧は、断面計算用側圧における背面側主導側圧と掘削面側受動側圧により計算する。 ~ 中 略 ~</p> <p>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) : 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)</p> <p>()掘削後静止側圧 粘性土の場合： $p_0 = \left\{ \left(\frac{10K_0}{H^2 + 10} \right) + \left(\frac{1.1H^2}{H^2 + 10} \right) \left(\frac{K_0^3 B^2 + 850}{B^2 + 700} \right) \right\} \gamma h' + 67(1 - K_0) \sqrt{H} \frac{B^2}{B^2 + 500} \dots \dots \dots (4.6.7)$ 沖積砂質土の場合： $p_0 = K_0 (\gamma h' - p_{w2}) + p_{w2} \dots \dots \dots (4.6.8)$ 洪積砂質土の場合： $p_0 = K_0 (\gamma h' - p_{w2}) + K_0 \left(\frac{fh'}{B'} \right) + p_{w2} \dots \dots \dots (4.6.9)$ ここで、 p_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)</p> <p>(解 説)</p> <p>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</p>	

第4章 荷重
4.6 土圧および水圧

- 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

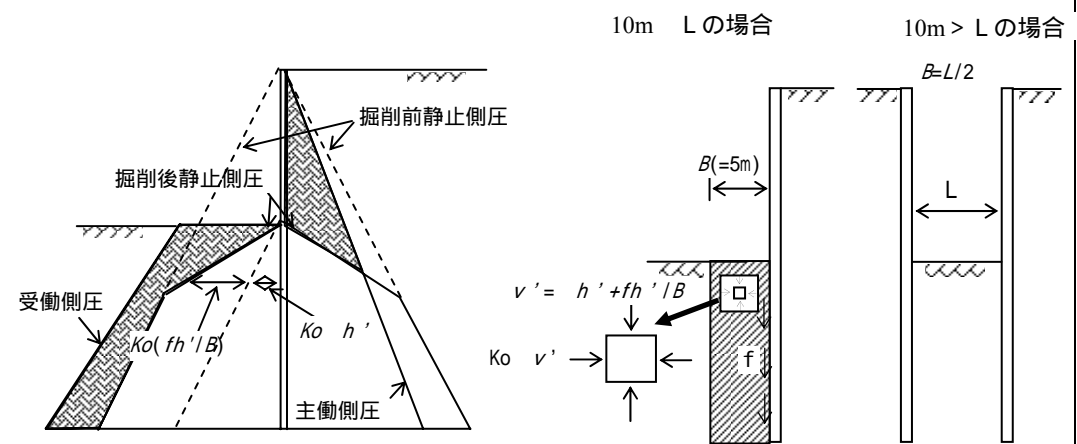
粘性土の静止側圧の残留の程度については、FEMにより静止側圧を推定し、簡便な推定式を提案した（参考資料-7に、「仮設構造物設計基準」（平成2年10月）制定時の検討資料を添付する）。この提案式を用いた弾塑性法による計算結果は、土留め壁の種類にかかわらず、実測値と良好な一致を示した。ただし、超軟弱地盤においては、静止側圧係数 K_0 が表4.6.3に示す値（ $N < 2$: $K_0 = 0.8$ ）よりも大きくなることも考えられるので、 K_0 の値の決定にあたっては十分に検討する必要がある。

洪積砂質土の場合

従来、砂質土地盤ではヤーク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⁾

平成19.9

改定(今回改定は網掛け)

備考

第4章 荷重
4.6 土圧および水圧

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)

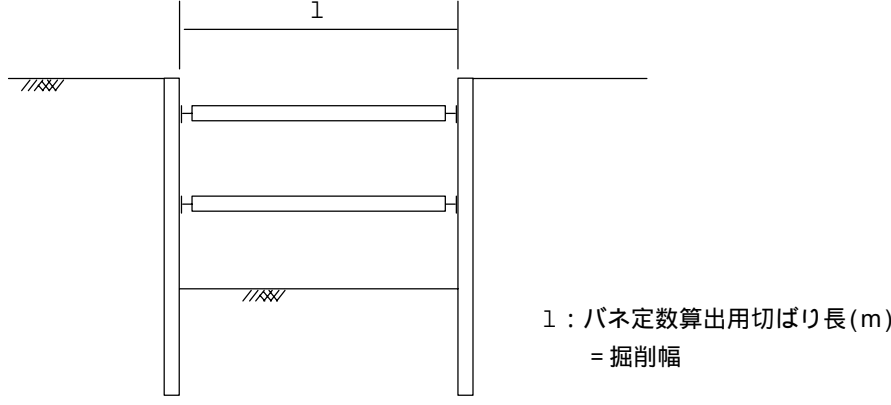
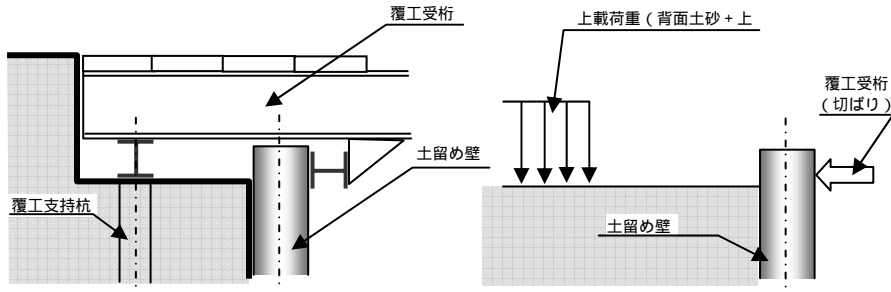
ここで、土留め壁の摩擦力に起因する鉛直応力の残留の大きさについては、解説図 4.6.5 に示すように土留め壁と掘削底面地盤との間の摩擦力をその影響幅 B によって除して評価するものとした。この影響幅については、当面、先端建設技術センターの試算結果を参照し、実測に対して最も適合性の高い 5 m を用いるものとする。ただし、掘削幅 B が 10 m 未満の場合は、影響幅 B は掘削幅の 1 / 2 とする。

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、道路土工仮設構造土工指針、平成 11 年 3 月
- 2) 日本建築学会、土留め設計施工指針、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

	平成 1 9 . 9	改定 (今回改定は網掛け)	備考
第 10 章 支保工式大規模土留めの設計 10.3 土留め壁	<p>10.3.4 設計定数の設定</p> <p>(解 説)</p> <p>(2) 切りばりのバネ定数は以下により定める。</p> <p>(a) 切りばりに鋼材を用いる場合 切りばりのバネ定数は、次式により求められる。</p> $K_s = \frac{2 EA}{1 S} \dots \dots \dots (\text{解}10.3.1)$ <p>ここに、K_s : 切りばりのバネ定数 (kN/m/m) : 低減係数 (通常 1.0 とする) E : 切りばりの男性係数 (kN/m²) A : 切りばりの断面積 (m²) : 切りばりの長さ (m) S : 切りばりの水平間隔 (m)</p> <p>切りばりは一般に H 型鋼が用いられるが、切りばり設置の確実性については、継ぎ手の構造、腹起しの変形などによる低減を考慮する場合は、既往の資料に基づいて実状に応じて低減させるものとし、$=1.0 \sim 0.5$ を乗じるが、の変動による土留め壁の応力・変形の影響は小さいので、$=1.0$ で良いことにした。</p> <p>切りばりの長さは解説図 10.3.5 のように掘削幅とする。</p> <p>なお、覆工受桁の切りばり効果を考慮する場合には、軸剛性の 10% 程度を考慮して設計してもよい¹⁾。ただし、その場合には接合部の安全性について確認するものとする。</p>	<p>10.3.4 設計定数の設定</p> <p>(解 説)</p> <p>(2) 切りばりのバネ定数は以下により定める。</p> <p>(a) 切りばりに鋼材を用いる場合 切りばりのバネ定数は、次式により求められる。</p> $K_s = \frac{2 EA}{1 S} \dots \dots \dots (\text{解}10.3.1)$ <p>ここに、K_s : 切りばりのバネ定数 (kN/m/m) : 低減係数 (通常 1.0 とする) E : 切りばりの男性係数 (kN/m²) A : 切りばりの断面積 (m²) : 切りばりの長さ (m) S : 切りばりの水平間隔 (m)</p> <p>切りばりは一般に H 型鋼が用いられるが、切りばり設置の確実性については、継ぎ手の構造、腹起しの変形などによる低減を考慮する場合は、既往の資料に基づいて実状に応じて低減させるものとし、$=1.0 \sim 0.5$ を乗じるが、の変動による土留め壁の応力・変形の影響は小さいので、$=1.0$ で良いことにした。</p> <p>切りばりの長さは解説図 10.3.5 のように掘削幅とする。</p> <p>なお、覆工受桁の切りばり効果を考慮する場合には、軸剛性の 10% 程度を考慮して設計してもよい¹⁾。ただし、その場合には接合部の安全性について確認するものとする。</p> <p>この際、覆工受け桁の切りばり効果を精度良く評価するためには、覆工受け桁周辺の掘削状況を解析モデルに適切に反映することが重要である。解説図 10.3.6 に、土留め壁頭部付近の解析モデルの例を示す。</p> <p>覆工受桁を切りばりとして用いる場合の構造の例を参考資料 - 8 に示す。</p> <div style="text-align: center;">  <p>1 : バネ定数算出用切りばり長 (m) = 掘削幅</p> </div> <p>解説図 10.3.5 バネ定数算出用切りばり長</p> <div style="text-align: center;">  <p>(a) 覆工設置状況 (b) 解析モデル</p> </div> <p>解説図 10.3.6 覆工受桁のモデル化の例</p>	

第8章掘削底面の安定

8.4 盤ぶくれの検討

盤ぶくれの検討は、式(8.4.1)を満足することを照査する。

$$d_0 \quad F_s p \dots\dots\dots (8.4.1)$$

ここに、

- ：掘削面側の被圧地下水層上部地盤の湿潤単位体積重量(kN/m²)
- d₀：掘削面側の被圧地下水層上部地盤の厚さ(m)
- p：地下水の圧力(kN/m²)
- F_s：安全率(1.1)

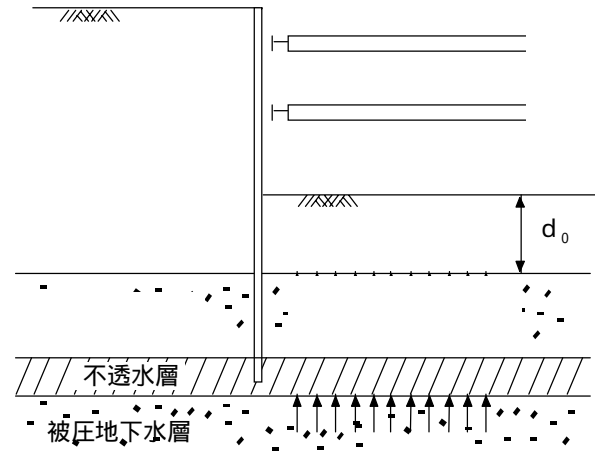


図8.4.1 被圧地下水による盤ぶくれ

(解説)

掘削底面に不透水層があり、その不透水層下に被圧を持った帯水層が存在する場合、盤ぶくれに対する安全性を検討する必要がある。特に大深度掘削の場合には被圧水圧が大きくなるため、検討方法によっては根入れ長が非常に長くなる場合もあり、従来にも増して慎重な検討を行わなければならない。

盤ぶくれの検討は、現行指針類ごとに検討方法ならびに安全率の評価に多少差異がみられるが、これまで首都高においても実施してきたように被圧水圧と土被り圧との比で評価する自重バランス法で検討している場合が多い。そこで、これらの実績を考慮し、本要領においても以前までの手法を継承することとした。

しかしながら、盤ぶくれに対し自重バランスが保たれることが望ましいことはもちろんであるが、一般的に盤ぶくれで被害が発生する場合には、土留めと地盤との付着や底面地盤のせん断抵抗が問題となる場合が多く、盤ぶくれに対する底盤の安全性を単純に自重のバランスのみで評価することは合理的でない場合がある。

そこで本要領では、近年の研究成果²⁾をとり入れ、土留め壁と地盤との摩擦抵抗を考慮して行う盤ぶくれの検討方法についても以下に示すので、特に立坑など掘削底面の閉塞効果の大きい場合に対し参考とされたい。ここで、掘削底面の閉塞効果の大きい場合の目安は、立坑の場合で掘削幅と掘削底面から不透水層下面までの厚さが掘削幅の1/3以上とする³⁾。

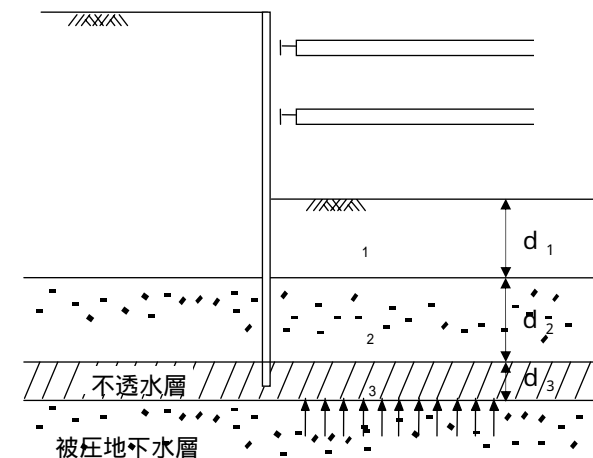
8.4 盤ぶくれの検討

盤ぶくれの検討は、式(8.4.1)を満足することを照査する。

$$\sum_{i=1}^n (g_i d_i) \quad F_s p \dots\dots\dots (8.4.1)$$

ここに、

- i：掘削面側のi層目の被圧地下水層上部地盤の湿潤単位体積重量(kN/m²)
- d_i：掘削面側のi層目の被圧地下水層上部地盤の厚さ(m)
- p：地下水の圧力(kN/m²)
- F_s：安全率(1.1)



ただし、図は i=1~3 の場合を示す

図8.4.1 被圧地下水による盤ぶくれ

(解説)

変更なし

第 8 章 掘削底面の安定 解説

72 頁

掘削底面から不透水層下面までの厚さが掘削幅の 1/3 以上とする³⁾。
 また、最近の報告⁴⁾によると、この方法で帯状掘削での盤ぶくれも評価できることが実験などで確認されている。ただし、この手法で設計された土留めの安全性を現地で確認した事例はまだ少ないため、採用に当たっては事前に詳細な検討を行うとともに、計測を伴う安全管理を併用することが望ましい。

(土留め壁と地盤との摩擦抵抗を考慮して行う盤ぶくれの検討方法)

盤ぶくれの検討は、式(解 8.4.1)を満足することを照査する。

$$U \leq \frac{W}{1.1} + \frac{f_1 l H_1}{6} + \frac{f_2 l H_2}{3} \dots\dots\dots (解 8.4.1)$$

ここに、U : 楊圧力(kN)

$$U = w \cdot h_w \cdot A$$

h_w : 被圧水頭(m)

w : 水の単位体積重量(kN/m³)

A : 掘削面内底面積(m²)

W : 土の重量(kN)

$$W = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) A$$

γ_1, γ_2 : 土の湿潤重量(kN/m³)

h_1, h_2 : 地層の厚さ(m)

f_1 : H_1 間の摩擦抵抗(kN/m²)

H_1 間の摩擦抵抗については粘性土のみ考慮するものとし表 8.4.1 に示す値を用い、砂質土については基本的に考慮しないものとする。

解説表 8.4.1 土留め壁と地盤との摩擦抵抗 単位; kN/m²

地盤の種類 \ 土留め壁	地下連続壁	鋼管矢板土留め壁
粘性土	cまたは 10N (15)	0.5cまたは 5N (10)
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。		

f_2 : H_2 間の摩擦抵抗(kN/m²)

$$f_2 = h \tan \phi + c$$

h : 着目点における水平圧力(kN/m²)

$$h = v \cdot K_0$$

v : 着目点における有効上載圧(kN/m²)

(v 5.0 kN/m² の場合考慮する)

掘削底面から不透水層下面までの厚さが掘削幅の 1/3 以上とする³⁾。
 また、最近の報告⁴⁾によると、この方法で帯状掘削での盤ぶくれも評価できることが実験などで確認されている。ただし、この手法で設計された土留めの安全性を現地で確認した事例はまだ少ないため、採用に当たっては事前に詳細な検討を行うとともに、計測を伴う安全管理を併用することが望ましい。

(土留め壁と地盤との摩擦抵抗を考慮して行う盤ぶくれの検討方法)

盤ぶくれの検討は、式(解 8.4.1)を満足することを照査する。

$$U \leq \frac{W}{1.1} + \frac{f_1 l H_1}{6} + \frac{f_2 l H_2}{3} \dots\dots\dots (解 8.4.1)$$

ここに、U : 楊圧力(kN)

$$U = w \cdot h_w \cdot A$$

h_w : 被圧水頭(m)

w : 水の単位体積重量(kN/m³)

A : 掘削面内底面積(m²)

W : 土の重量(kN)

$$W = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) A$$

γ_1, γ_2 : 土の湿潤重量(kN/m³)

h_1, h_2 : 地層の厚さ(m)

f_1 : H_1 間の摩擦抵抗(kN/m²)

H_1 間の摩擦抵抗については粘性土のみ考慮するものとし表 8.4.1 に示す値を用い、砂質土については基本的に考慮しないものとする。

解説表 8.4.1 土留め壁と地盤との摩擦抵抗 単位; kN/m²

地盤の種類 \ 土留め壁	地下連続壁	鋼管矢板土留め壁
粘性土	cまたは 10N (150)	0.5cまたは 5N (100)
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。		

f_2 : H_2 間の摩擦抵抗(kN/m²)

$$f_2 = h \tan \phi + c$$

h : 着目点における水平圧力(kN/m²)

$$h = v \cdot K_0$$

v : 着目点における有効上載圧(kN/m²)

(v 5.0 kN/m² の場合考慮する)