

# ヒービング・ボイリング・盤膨れ

## —地下掘削工事での掘削底面破壊現象—

Heaving, Boiling and Heaving Due to Artesian Pressure

西垣 誠 (にしがき まこと)  
岡山大学大学院教授 環境学研究科

高坂 信章 (こうさか のぶあき)  
清水建設㈱技術研究所 主任研究員

### 1. はじめに

地下掘削工事の計画にあたっては、掘削の規模と形状、地盤の状態、および現場周辺の状態を考慮して、安全性、経済性、および周辺影響などに配慮した工法を選定することが重要である。特に、地下掘削工事でトラブルが発生すると、工期・工費・周辺環境など様々な面で波及する影響が大きいため、安全面に関する検討に抜けがあってはならない。

地下工事における大規模トラブルの多くは、本講座でとりあげるヒービング、ボイリング、盤膨れといった掘削底面の破壊現象が引き金となることが多い。このうち、ヒービングは軟弱な粘性土層が厚く堆積する臨海部や埋立地など、現象が発生する地域はかなり限定される。一方、ボイリング、盤膨れは地下水位が高い砂質地盤があれば、どこでも発生する可能性がある現象である。地下工事におけるトラブルの多くが、地下水に起因しており、「地下水を制する者が地下工事を制する」といわれるゆえである。

本講座では、これら掘削底面の破壊現象について、その概要を説明し、これらの現象に対する安定性評価方法、危険と判断された場合の対処方法について事例を交えて紹介する。

### 2. 地下工事における掘削底面の破壊現象

地下掘削工事によって掘削底面の安定性が損なわれる現象としてヒービング、ボイリング、盤膨れ、パイピングなどといった現象がある。これらの概要が土木学会トンネル標準施工方書「開削工法」・同解説<sup>1)</sup> (以下、トンネル標準施工方書と記す) に表一のようにまとめられている。以下にこれらの現象について解説する。

#### 2.1 ヒービング

ヒービングは、掘削底面付近が軟らかい粘性土地盤のとき、特に臨海部などのように含水比が高い沖積粘性土が厚く堆積する地盤において発生しやすい現象である。山留め壁背面の土の重量や、山留め工に近接した地表面の荷重などにより、地盤内にすべり破壊が生じ、掘削底面の隆起、山留め壁のはらみ出し、周辺地盤の沈下などが発生して、最悪の場合は山留めの崩壊に至る。

掘削底面が膨れ上がる（ヒーブする）ことから、このように呼ばれている。後述する盤膨れも掘削底面が膨れ

上がる現象であるためヒービングと呼ばれることがあるが、地盤工学会では軟弱粘性土で発生するすべり破壊をヒービング、掘削底面下の被圧帯水層の水圧による膨れ上がり現象を盤膨れと使い分けている。

掘削の平面規模が大きいとき、また掘削底面から硬質地盤までの深さが深いときほど発生する危険性が高くなる。

#### 2.2 ボイリング

ボイリングは、掘削底面付近が地下水位の高い砂質地盤や砂礫地盤の場合、特に掘削地点周辺に河川や海などの地下水供給源があるときに発生しやすい現象である。このような条件下では、通常、止水性の山留め壁を用いて掘削を行うが、掘削の進行に伴って山留め壁内外の水位差が徐々に大きくなる。山留め壁内側の掘削底面付近の地盤では、鉛直上向きの地下水の流れが発生し、この地下水流による浸透圧が砂の水中での有効重量よりも大きくなると砂粒子が水中で浮遊するクイックサンドと呼ばれる状態となる。クイックサンド状態になると砂質地盤は支持力を失い、湯が沸騰（ボイル）したような状態となってその周辺の地盤が崩壊する。

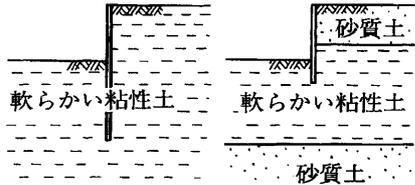
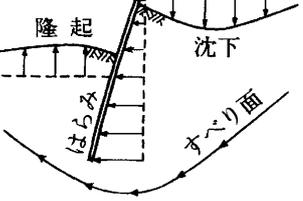
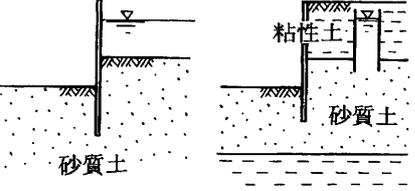
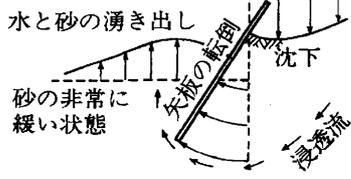
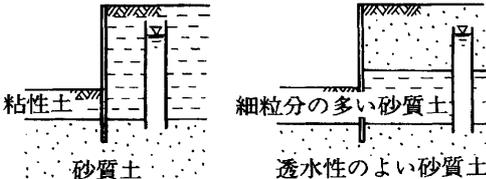
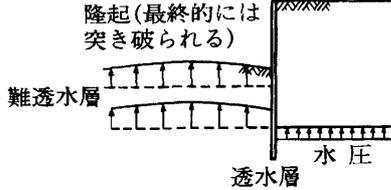
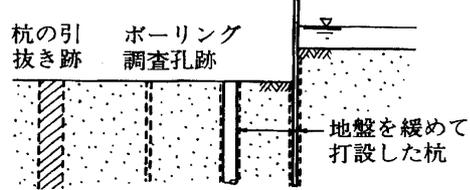
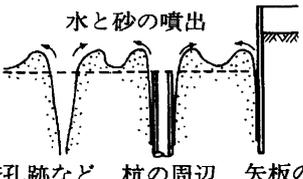
掘削内への大量の湧水と砂の湧き出しが起これ、地盤が緩んで背面地盤の陥没、最終的には山留めの崩壊に至る場合もある。

#### 2.3 盤膨れ

掘削底面以深に粘性土層や細粒分の多い砂質土層など透水性の低い層（難透水層）があり、さらにその下部に水頭が高く透水性も良好な被圧帯水層がある場合、盤膨れ発生の可能性がある。掘削が進行して被圧帯水層の上端（難透水層の下端）にかかる土の重量（土被り圧）が徐々に減り、被圧帯水層が有する間隙水圧より小さくなると盤膨れ発生の可能性が高くなる。

盤膨れは、掘削底面が膨れ上がり、地盤に曲げあるいはせん断破壊が起これ、最終的に山留め全体の崩壊にいたる現象と説明されている。しかし、実際にはこのような現象が起こることはまれで、難透水層から局所的に地下水と砂分が湧出し、これが拡大してボイリング的な現象につながるが多い。盤膨れによく似た現象で頻繁に起こるトラブルとして、均しコンクリートや底盤コンクリートを打設したとき、その下部の減圧が十分に行われていないと、コンクリート重量よりも大きな水圧がかかって、コンクリートが膨れ上がった状態で硬化することがある。これも盤膨れの一形態といえよう。

表—1 掘削底面の破壊現象<sup>1)</sup>

分類	地盤の状態	現象
ヒービング	 <p>掘削底面付近に軟らかい粘性土がある場合、主として沖積粘性土地盤で、塑性・含水比の高い粘性土が厚く堆積する場合。</p>	 <p>土留め壁背面の土の重量や土留め工に近接した地表面荷重等により、すべり面が生じ、掘削底面の隆起工、土留め壁のはらみ、周辺地盤の沈下が生じ、最終的には土留めの崩壊に至る。</p>
ポイリング	 <p>地下水位の高い砂質土の場合、土留め工付近に河川、海等地下水の供給源がある場合。</p>	 <p>遮水性の土留め壁を用いた場合、水位差により上向き浸透流が生じる。この浸透圧が土の有効重量を超えると、沸騰したように湧き上がり、掘削底面の土がせん断抵抗を失い、土留め工の安定性が損なわれる。</p>
盤ぶくれ	 <p>掘削底面付近が難透水層、水頭の高い透水層の順で構成されている場合、難透水層には粘土だけでなく、細粒分の多い砂質土も含まれる。</p>	 <p>難透水層のため上向き浸透流は生じないが、難透水層下面に上向き水圧が作用し、これが上方の土の重さ以上となる場合は掘削底面が浮き上がり、最終的には難透水層が突き破られ、ポイリング状の破壊に至る。</p>
パイピング	 <p>パイピング、盤ぶくれと同じ地盤で、水みちがしやすい状態がある場合、人工的な水みちとして上図に示すものがある。</p>	 <p>地盤の弱い個所の細かい土粒子が浸透液によって洗い流され、土中に水みちが形成され、それが順次上流側に及び、粗い粒子をも洗い出し、水みちが拡大する。最終的にはポイリング状の破壊に至る。</p>

2.4 パイピング

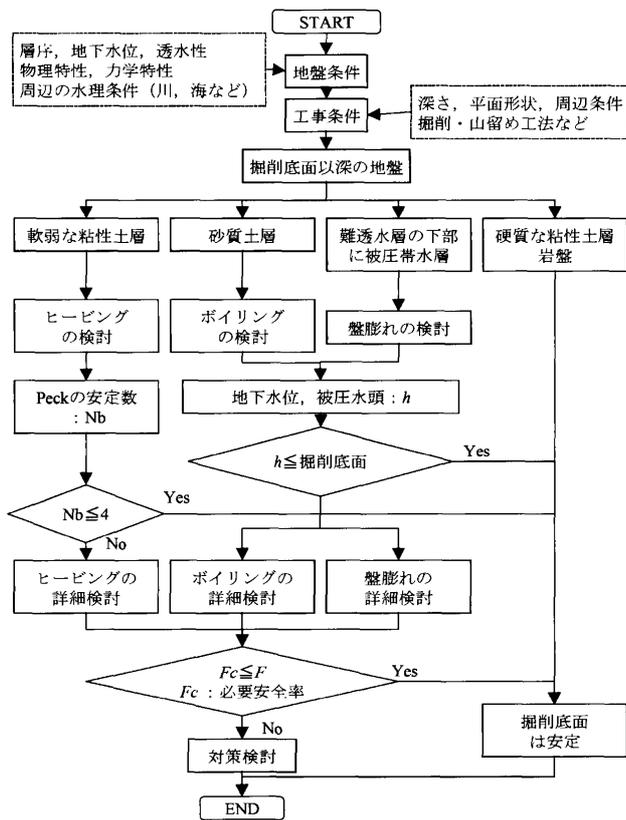
パイピングは、ポイリングや盤膨れに至る過程で発生する現象である。地盤内に自然に形成された水みちがある場合、あるいは杭の引抜き跡、ボーリング調査孔の跡、杭や山留め壁の際など人工的な弱所がある場合などに、この部分に集中的に水が流れて局所的なクイックサンド状態となる。クイックサンドが一度発生して砂分が洗い流されると、その部分は水の流れる経路が短くなるために地下水の流れが一層集中しやすくなり、破壊が拡大する。このように下流側から徐々にパイプ状に破壊が進行することからパイピングと呼ばれている。

パイピングは、最終的にはポイリングあるいは盤膨れ

状の破壊につながる可能性があり、早期に発見して手を打つことが重要である。評価方法や対策はポイリング、盤膨れの項に準じる。

3. 掘削底面の安定性評価と対策検討の流れ

掘削底面の安定性評価と対策検討のフローを図—1に示す。調査段階において、地盤の層序、地下水位、帯水層の透水性、土の単位体積重量や比重などの物理的特性、粘性土のせん断強さなどの力学的特性などに関する情報を得る。また、周辺の水理条件として川や海の水位とその関連性を知る。特に、地下水位は様々な要因で変化しているため継続的な水位観測データを入手して正確に評



図一 掘削底面の安定性評価, 対策検討フロー

価することが必要である。また、工事の条件として掘削深さ、平面的な大きさ、さらに、どのような工法で地下工事を行う計画かを把握する。同時に、隣接する構造物の情報を入手する。

これらの情報をもとに、地盤と掘削深さ、山留め計画の関係を図示し、掘削底面付近およびそれ以深にどのような地盤が存在するかを把握する。この地盤と山留め計画の関係図により、どのような掘削底面の破壊現象が起こる可能性があるかを評価することが第1段階である。軟弱粘性土層が厚く堆積する場合は、ヒービングの検討、砂層が存在する場合はボイリングの検討、難透水層がありさらにその下部に被圧帯水層がある場合は盤膨れの検討、といった具合である。掘削底面付近が硬質の粘性土層や岩盤であれば、掘削底面の破壊現象が発生する可能性は低いと判断する。

掘削底面の破壊現象が発生する可能性がある場合には、簡便な手法で概略検討を行う。例えば、ヒービングが懸念される場合には Peck (ペック) の安定数 (後述) により、その危険性を概略チェックできる。ボイリングや盤膨れが懸念される地盤条件の場合、地下水位や被圧水頭が掘削底面より低ければその危険性はないと判断できる。

これらの条件が満足されない場合は、各現象について詳細検討を行う。この方法については、4章にて説明する。詳細検討においては、計算された安全率  $F$  が必要安全率  $F_c$  と比べて大きいか、小さいかによりその危険度を評価する。必要安全率は現象ごとに異なる値が設定されている。各現象に対する調査の不確実性や、地下水

位の変動の有無、現象の複雑さなどを総合的に考慮して必要安全率は設定されている。

詳細検討の結果、掘削底面の破壊現象が起こる可能性が高いと判断されればそれぞれに応じた対策を検討し、実施する。各現象に対していくつかの対策が考えられる。この詳細は5章で説明するが、信頼性、工費、工期、周辺環境への影響など多角的な視点から対策工法を比較検討し、最適なものを選定する。

#### 4. 計算方法と評価方法

掘削底面の安定性に関する評価法については、事業者ごとに対象構造物の実状を考慮した計算方法があり、これを基準・指針として定めている。以下では、代表的な評価法としてトンネル標準示方書<sup>1)</sup>および日本建築学会山留め設計施工指針<sup>2)</sup> (以下、山留め設計施工指針と記す) に定められた評価法を中心に紹介する。

##### 4.1 ヒービング

トンネル標準示方書においても山留め設計施工指針においても詳細検討の前にペックの安定数を計算して詳細検討の必要性を検討することが記されている。ペックの安定数は式(1)により計算される。

$$N_b = \frac{\gamma_t H}{S_u} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $N_b$ : ペックの安定数、 $\gamma_t$ : 土の湿潤単位体積重量、 $H$ : 掘削深さ、 $S_u$ : 掘削底面以深の粘土の非排水せん断強さ。トンネル標準示方書では計算結果に対して以下の判定を行う。

- ①  $N_b \leq 3$ : ヒービングに対して安定
- ②  $N_b \geq 5$ : ヒービングの危険性が高い

山留め設計施工指針においては、ヒービング判定の目安として  $N_b \leq 4$  程度を定めている。ペックの安定数は、深さ方向に十分な厚さの粘性土層があり、掘削長、掘削幅が無限、かつ背面地盤のせん断強さを無視した場合の検討結果から導いたものであり、概略的な検討を行うための目安に過ぎない。 $N_b$  が上記の値よりも大きい場合は、詳細検討を行う。

詳細検討はトンネル標準示方書も山留め設計施工指針も式(2)による。

$$F = \frac{M_r}{M_d} = \frac{x \int_0^{\pi/2 + \alpha} c(z) x d\theta}{W \frac{x}{2}} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $F$ : ヒービングに対する安全率、 $M_r$ : 単位奥行きあたりのすべり面に沿う地盤のせん断抵抗モーメント、 $M_d$ : 単位奥行きあたりの背面土塊などによる滑動モーメント、 $x$ : 最下段切梁を中心としたすべり円の任意の半径 (ただし、掘削幅以下)、 $c(z)$ : 深さ  $z$  の関数で表した土の粘着力、 $W$ : 単位奥行きあたりの滑動力  $W = x(\gamma_t H + q)$ 、 $q$ : 地表面での土載圧、 $\gamma_t$ : 土の湿潤単位体積重量、 $H$ : 掘削深さ、 $\alpha$ : 最下段切梁から掘削底面までの高さとするべり円弧の半径で決まる角度 (図-2 参照)。

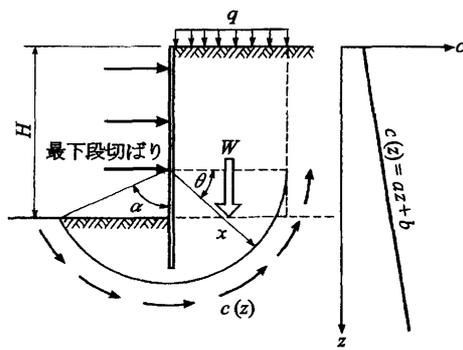


図-2 ヒーピングの検討<sup>1)</sup>

また、掘削底面以深の粘着力が一定と考えられる場合は、土の粘着力を  $c$  とし、安全率  $F$  が式(3)により計算できる。

$$F = \frac{(\pi + 2\alpha)c}{\gamma_s H + q} \dots\dots\dots (3)$$

トンネル標準示方書、山留め設計施工指針とも必要安全率として、 $F_c = 1.2$  を定めている。

4.2 ボイリング

ボイリングの検討方法としては、Terzaghi (テルツァーギ) の方法、限界動水勾配による方法がある。トンネル標準示方書では限界動水勾配による方法、山留め設計施工指針ではテルツァーギの方法を採用している。

(1) 限界動水勾配による方法

限界動水勾配の基本的考え方を図-3 に示す。この図の ab 面において供試体に上向きに働く水圧  $u$  は、

$$u = (h + L)\gamma_w \dots\dots\dots (4)$$

供試体の重量による下向きの全圧力  $w$  は、

$$w = \gamma L = \frac{G_s + e}{1 + e} \gamma_w L \dots\dots\dots (5)$$

により表される。ここに、 $h$  : 供試体の上下の水位差、 $L$  : 供試体の長さ、 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量、 $\gamma$  : 土の単位体積重量、 $G_s$  : 土粒子の比重、 $e$  : 間隙比。水位差  $h$  を徐々に大きくしていくと、水圧と全圧力がバランスして土粒子が重さを失い (有効応力が 0 となり)、容器の外へ押し流されるようになる。これがボイリングである。このときの水位差を限界水位差  $h_c$  とすると、 $u = w$  という関係より、式(6)が導かれる。

$$h_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} L \dots\dots\dots (6)$$

両辺を供試体の長さ  $L$  (浸透経路の長さ) で割って動水勾配の形に書き改めたものが限界動水勾配  $i_c$  である。

$$i_c = \frac{h_c}{L} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \dots\dots\dots (7)$$

この式より、限界動水勾配が土粒子の比重や間隙比といった砂層の物理的性質のみで決定されることがわかる。 $G_s \approx 2.7$ ,  $e = 0.5 \sim 0.9$  とすると、 $i_c = 0.9 \sim 1.1$  程度となり大まかには限界動水勾配は  $i_c \approx 1.0$  と考えてよい。

トンネル標準示方書による方法<sup>1)</sup>は、上記の考え方にしたが、山留め壁根入れ先端での単位面積当たりの土の有効重量  $w'$  と平均過剰間隙水圧  $u_e$  のバランスによりボイリングに対する安定性を評価するものである。平均

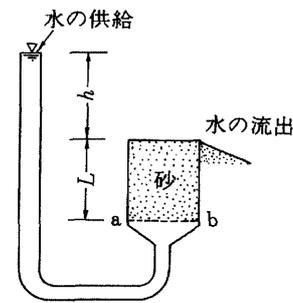


図-3 限界動水勾配の考え方<sup>3)</sup>

過剰間隙水圧を計算する際に掘削形状に関する補正係数  $\lambda$  を導入していることが特徴的である。

$$F = \frac{w'}{u_e} \dots\dots\dots (8)$$

$$w' = \gamma' l_d \dots\dots\dots (9)$$

$$u_e = \lambda \frac{1.57 \gamma_w h_w}{4} \quad (\text{ただし, } u_e \leq \gamma_w h_w) \dots\dots\dots (10)$$

矩形掘削の場合 :

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \dots\dots\dots (11)$$

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7 \left( \frac{B}{l_d} \right)^{-0.45} \quad (\lambda_1 < 1.5 \text{ のとき } \lambda_1 = 1.5) \dots\dots\dots (12)$$

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09 \left( \frac{L}{B} + 0.37 \right)^{-2} \dots\dots\dots (13)$$

円形掘削の場合 :

$$\lambda = -0.2 + 2.2 \left( \frac{D}{l_d} \right)^{-0.2} \quad (\lambda < 1.6 \text{ のとき } \lambda = 1.6) \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 $F$  : ボイリングに対する安全率、 $w'$  : 単位面積当たりの土の有効重量、 $u_e$  : 山留め壁先端位置に作用する平均過剰間隙水圧、 $\gamma'$  : 土の水中単位体積重量、 $l_d$  : 設計根入れ長、 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量、 $h_w$  : 掘削底面から山留め背面地下水位までの高さ、 $B$  : 掘削幅 (短辺長)、 $L$  : 掘削の長辺長、 $D$  : 円形掘削の直径 (図-4 参照)。

必要安全率として  $F_c = 1.2$  を定めている。

(2) テルツァーギの方法

テルツァーギの方法は掘削底面より上の山留め背面地盤内における水頭損失はない、ボイリングにより破壊する幅は山留め壁根入れ長さ  $l_d$  の半分とする、などを過去の経験より仮定し導いた式である。単位面積当たりの土の有効重量  $w' = \gamma' l_d$  と図-5 の ab 面の平均過剰間隙水圧  $u_e = \gamma_w h_a$  の比をボイリングの安全率とするもので

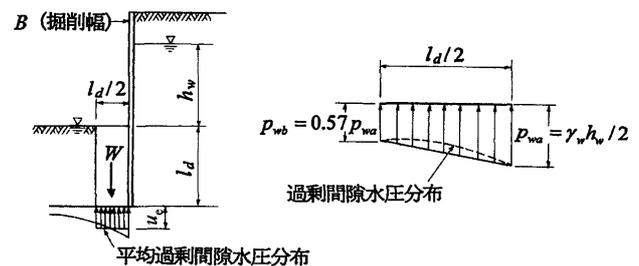


図-4 トンネル標準示方書によるボイリング検討法<sup>1)</sup>

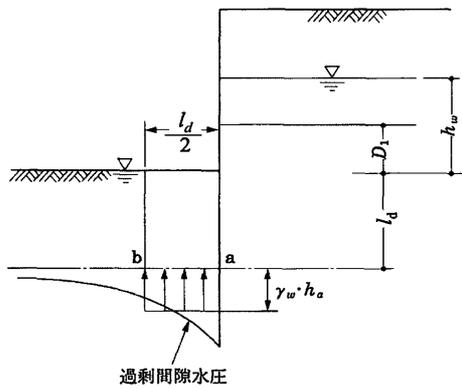


図-5 テルツァーギの検討方法<sup>2)</sup>

ある。ここで、山留め壁根入れ先端における平均的な過剰水頭  $h_a$  を求める必要があるが、テルツァーギの方法では経験的に以下の関係を用いる。

$$h_a = \frac{h_w}{2} \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 $h_w$ ：掘削底面から山留め背面地下水位までの高さ。したがって、ボーリングに対する安全率は式(16)により計算できる。

$$F = \frac{w'}{u_e} = \frac{2\gamma' l_d}{\gamma_w h_w} \dots\dots\dots (16)$$

山留め設計施工指針においては必要安全率を  $F_c = 1.2$  と定めている。

(3) 設計計算結果の比較

テルツァーギの方法と、限界動水勾配法による必要根入れ長さ計算結果を比較する。計算モデルは、山留め設計施工指針に計算例として示されているもの<sup>2)</sup>で、その概要を図-6に示す。テルツァーギの方法で必要根入れ長さを計算すると、 $l_d = 6.4$  m となる。トンネル標準示方書に示される限界動水勾配法では掘削の大きさが必要となる。ここでは短辺  $B$  と長辺  $L$  の等しい正方形を仮定して、辺長  $B$  を変化させたときの必要根入れ長さを求めた。結果を図-7に示す。トンネル標準示方書の方法で求めた必要根入れ長さは、テルツァーギの方法に比べて長く、その差は掘削辺長が小さいときほど大きい。

過去の報文<sup>4)</sup>でも、平面規模の小さな掘削の場合、三次元的に地下水の流れが集中するため、式(16)で計算される平均過剰間隙水圧は過小評価となる可能性が高いことが指摘されている。トンネル標準示方書の評価式は、これを加味したもので、テルツァーギの方法では危険側の結果になることに配慮した。

また、これらの検討式は均質な透水性を有する地盤を想定したものであるが、実地盤は不均質な材料で構成されており、過剰間隙水圧が鉛直方向に複雑な分布を示すことがある<sup>4)</sup>。施工管理の面からは、山留め根入れ先端付近の間隙水圧を計測すべきである。

4.3 盤膨れ

盤膨れの基本的検討方法は、トンネル標準示方書、山留め設計指針とも図-8および以下に示す荷重バランス法である。この方法は難透水層下面に作用する水圧(揚圧力)  $u$  と、難透水層下面より上方の土の重量による下

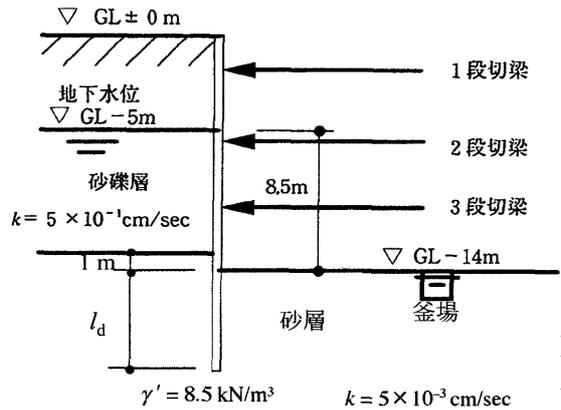


図-6 ボーリングの計算モデル<sup>2)</sup>

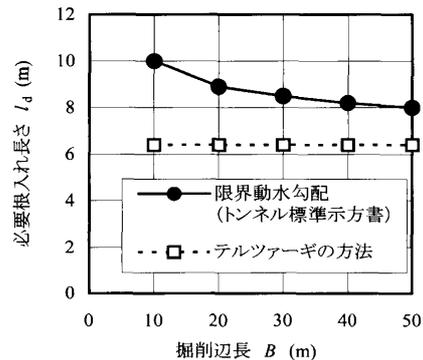


図-7 モデルケースでの計算結果の比較

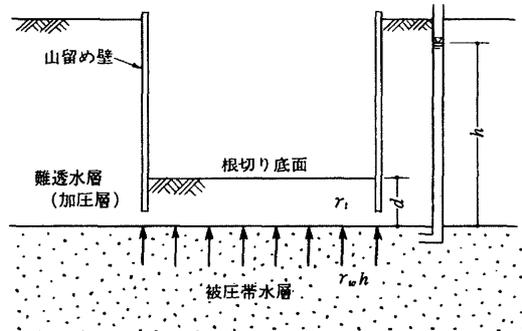


図-8 荷重バランス法による盤膨れの検討方法<sup>2)</sup>

向きの全圧力  $w$  (土被り圧) の釣合いにより盤膨れの安定性を評価するものである。

$$F = \frac{w}{u} = \frac{\gamma_s d}{\gamma_w h} \dots\dots\dots (17)$$

ここに、 $F$ ：盤膨れに対する安全率、 $\gamma_s$ ：土の湿潤単位体積重量、 $d$ ：掘削底面から難透水層下端までの厚さ、 $\gamma_w$ ：水の単位体積重量、 $h$ ：被圧帯水層の水頭。

必要安全率はトンネル標準示方書では  $F_c = 1.1$ 、山留め設計施工指針では  $F_c = 1.0$  と定められている。

また、トンネル標準示方書においては、山留め壁の根入れ長さに対して平面規模が小さい場合には、山留め壁の根入れ部と地盤との摩擦抵抗や、難透水層のせん断抵抗を期待した盤膨れ評価式についても定めている<sup>1)</sup>。立坑など平面規模が小さく、深い掘削においてはこの方法で検討することができるが、摩擦抵抗やせん断抵抗に関

講座

しては大きめの安全率を設定している。

5. 対策方法

5.1 ヒービングの対策

ヒービングの対策としては、すべりに対するせん断抵抗モーメントを大きくする方法と、すべりを起こそうとする滑動モーメントを小さくする方法が考えられる。

せん断抵抗モーメントを大きくする方法としては、

- ① 剛性の高い山留め壁の根入れ長を増す
- ② 剛性の高い山留め壁を良質地盤に根入れする
- ③ 掘削底面以深の軟弱地盤を改良してせん断強さを増す

などの方法が考えられる。山留め壁の根入れ長さを増す対策が一般的であるが、山留め壁が十分な強度や剛性を持たない場合は、山留め壁の折れや大変形が起こる可能性があるため注意が必要である。

滑動モーメントを小さくする方法としては、

- ① 大平面を一度に掘削しないでブロックに分割して施工する
- ② 山留め壁背面の地盤を盤下げして、荷重を減じるなどの方法が考えられる。山留め壁背面の盤下げによる対策は、敷地に余裕がある場合には有効な対策である。逆に、山留め壁背面に重機などが近寄り、想定外の上載荷重がかかるような状況は避けなければならない。

5.2 ボイリングの対策

ボイリング対策の例を図-9に示す<sup>5)</sup>。基本的な考え方は、

- ① 山留め壁の根入れを伸ばし、浸透経路長を伸ばし上向き流れの動水勾配を小さくする
- ② ディープウェルやウェルポイントにより地下水位を低下させて上向き流れが発生しないようにする
- ③ 山留め壁を下方の難透水層まで伸ばし、掘削内への地下水の流れを止める
- ④ 薬液注入工法などの地盤改良により地盤を固めるなどである。

①の根入れ長を伸ばす方法は有効な方法であるが、地盤の透水性が不均質で、深部の透水性が浅部に比べて大きいときはその効果が小さい。②の地下水位低下工法を用いる場合は、民家の井戸枯れや地盤沈下など周辺への影響、揚水した水の放流方法などを併せて検討しなければならない。①や③の山留め壁を伸ばす対策の場合は、

山留め壁の施工時に地盤を緩めてボイリングを誘発するような工法を採用してはならない。④の地盤改良により透水性の低い層を造成する場合は、改良体の下部が被圧状態になるので盤膨れの検討が必要である。つまり、盤膨れに対する安定性が保てる深さまで地盤改良を行う。

5.3 盤膨れの対策

盤膨れの対策は、式(17)からも明らかのように揚圧力を減じる方法と、

土被り圧を増やす方法が考えられる。具体的には、図-10および以下に示すように、

- ① ディープウェルなどにより被圧帯水層の地下水位を低下させる
- ② 止水性の山留め壁を伸ばして下方の難透水層まで根入れする(内部の減圧併用)
- ③ 掘削域全体に地盤改良を行って土被り圧を増加させる

などの方法がある。

①の地下水位低下工法は盤膨れ対策として、最も一般的な方法である。採用にあたっては、ボイリングの場合と同様、周辺への影響や揚水した地下水の放流方法について検討しなければならない。②や③の方法は、周辺への影響や地下水の放流先などの問題で、地下水位低下工法が採用できない場合に検討すべき工法である。②の難透水層まで山留め壁を伸ばす方法は、適当な深度に難透水層があれば確実な方法である。この工法を採用する場合、山留め壁を伸ばして根入れをした難透水層の下端についても盤膨れの検討をすることを忘れてはいけない。また、山留め壁を伸ばして帯水層を遮断することにより地下水の流動が阻害され様々な環境影響が誘発されることが問題となる場合がある<sup>6)</sup>。特に、地下鉄や地下高速

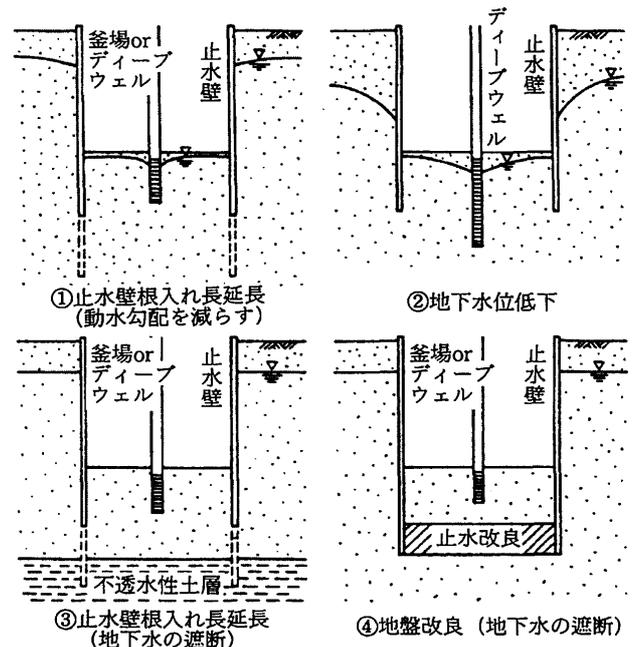


図-9 ボイリングの対策の例<sup>5)</sup>

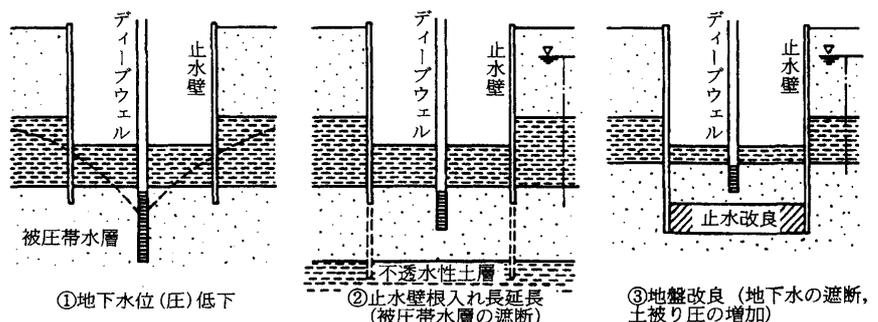


図-10 盤膨れ対策の例<sup>5)</sup>

道路のような延長の長い構造物を地下に建設する場合には、その影響が大きいので注意が必要である。③の掘削域全体を地盤改良する方法は、②の工法を採用しようとしても被圧帯水層が厚く、適当な深さに自然の難透水層がない場合に、人工的に難透水層を造成する工法といえる。立坑など比較的平面規模が小さい掘削においては有効な方法である。

## 6. 事例

### 6.1 ボイリングの事例

シールド立坑工事において発生したボイリングの事例<sup>7)</sup>とその対策を紹介する。

#### (1) 工事と地盤の概要

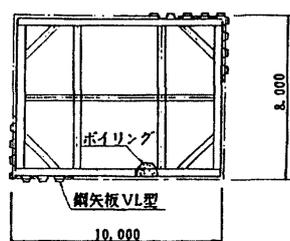
平面規模 8 m × 10 m、掘削深さ 11 m の立坑工事で、山留め壁は長さ 19 m の鋼矢板、鋼製支保工を 4 段架設する計画となっていた (図-11 参照)。地盤は地表から 1 m 程度が表土、それ以深は  $N$  値 20 程度以下の沖積砂層が堆積している。この砂層の地下水位は GL-1 m 程度である。

#### (2) ボイリング発生状況

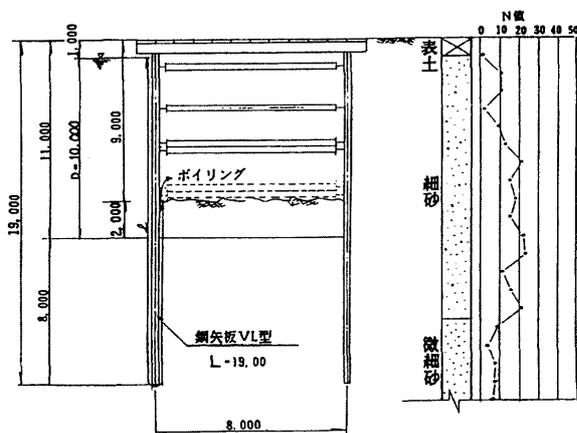
深さ 9 m までの第 4 次掘削が終了し、第 4 段支保工を架設しようとしていたときに、鋼矢板に沿って掘削面から砂を伴って水が噴出してきた。

#### (3) 応急対策

直ちに掘削を中止し、ボイリング発生箇所土のうを積んだうえで薬液注入工法により水みちを止めた。掘削を再開したところ、他の箇所から同様のボイリングが発生したため、山留め内に注水してバランスをとり対策工の検討を行った。



(a) 山留め平面図



(b) 施工断面と地盤の概要

図-11 ボイリングの事例<sup>7)</sup>

#### (4) 本対策

ボイリング対策として、地下水位低下工法と薬液注入工法による地盤改良工法について比較検討を行った。経済性を考慮して、ディープウェルによる地下水位低下工法を採用することにした。ディープウェルの採用にあたっては周辺の地盤沈下の影響を検討したが、軟弱粘性土層などが存在しないため、その影響は小さいと判断した。

対策の手順としては、応急対策として山留め内に注水を行った後、一時的に土の有効重量を増すことを目的として、鋼矢板内側に沿って押さえ盛土を行った。その後、掘削内部の水を排水し、掘削底面からディープウェルを施工した。ディープウェルの施工は大口径ロータリーボーリング機により  $\phi 450$  mm の削孔を行い、 $\phi 300$  mm のスクリーン加工をしたケーシングを挿入、フィルター材の充填を行った。

この現場のように、施工盤よりも高い地下水位を有する地盤条件のもとで、ディープウェル設置や薬液注入工法のための削孔を行う際には、地下水が噴出する可能性があり、施工上の工夫と細心の注意が必要である。その部分が、新たなパイピング経路となってさらに被害が拡大することもある。

#### (5) 原因究明

最終掘削段階におけるボイリングに対する安定性をテルツァーギの方法で確認する。式(16)に  $\gamma' = 8 \text{ kN/m}^3$ ,  $l_d = 8.0 \text{ m}$ ,  $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$ ,  $h_w = 10 \text{ m}$  を代入すると、安全率  $F = 1.3$  となり安全との結果になる。ボイリング発生の原因としては、鋼矢板打設時に地盤を乱し、その部分が水みちとなったことが主原因と考えられる。土の緩みのために、この部分の土の単位体積重量がかなり小さくなり、十分な押さえ効果が期待できない状態であったと推定される。

平面形状が小さいため、三次元的に地下水が集中してきたことも原因の一つと考えられる。トンネル標準示方書の限界動水勾配法で最終掘削段階の安全率を計算すると  $F = 0.83$  となる。必要安全率  $F_s = 1.2$  を確保するための根入れ長は  $l_d = 12.6 \text{ m}$  である。ただし、ボイリング発生時点の掘削深度では、この方法で計算しても  $F = 1.25$  が確保されており、これが主原因とはいえない。

### 6.2 盤膨れ対策の事例<sup>8)</sup>

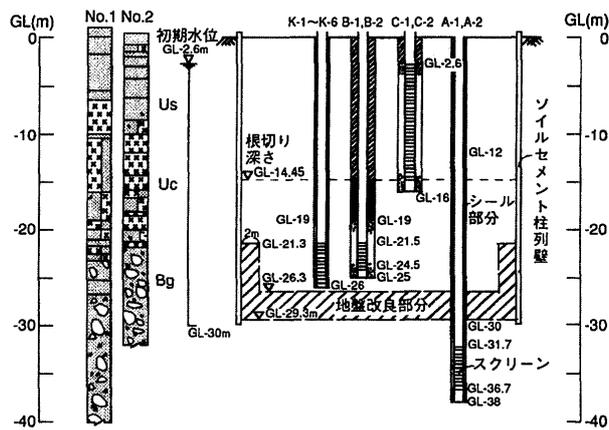
#### (1) 工事と地盤の概要

平面規模 36 m × 25 m、掘削深さ 14.45 m のビル地下工事である。地盤と掘削深さ、山留め計画の概要を図-12に示す。掘削底面付近は粘性土 (Uc) に相当し、その下方に GL-2.6 m の被圧水頭を有する砂礫層 (Bg) が存在する。

#### (2) 盤膨れの評価とその対策

Bg 層の上端 (GL-23 m) での盤膨れに対する安定性を評価する。式(17)に、 $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ ,  $l_d = \text{GL} - 14.45 \text{ m} \sim \text{GL} - 23 \text{ m} = 8.55 \text{ m}$ ,  $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$ ,  $h_w = \text{GL} - 2.6 \text{ m} \sim \text{GL} - 23 \text{ m} = 21.4 \text{ m}$  を代入すると、安全率は  $F = 0.7$  となり安定性が確保できない。この対策としてディープウェルによる地下水位低下工法を検討すると、被圧水頭を

## 講座

図一12 底盤地盤改良による盤膨れ対策の事例<sup>8)</sup>

6.0 m 低下させる必要がある。Bg 層は非常に透水性が高く、その層厚も大きいので、この水頭低下を得るためには、ディープウェル13本を設置して25 m<sup>3</sup>/min の揚水を行うことが必要との検討結果になった。現場周辺には、これだけの排水に対応できる下水管路がないこと、周辺の杭なし建物の沈下への影響が懸念されたこと、などから地下水位低下による盤膨れ対策は断念した。

これを受け、盤膨れに対する安定性が確保できる深さ (GL-29.3 m) を下端とする地盤改良 (薬液注入工法) を施工し、土被り重量を増加させて水圧に対抗する盤膨れ対策を採用した。山留め壁はソールセメント壁とし、改良深度より深い GL-30 m まで根入れした。地盤改良の目標透水系数を  $1 \times 10^{-7}$  m/s、改良厚さを 3 m とした。また、山留め壁と地盤改良に囲まれた領域の地下水を揚水し、ドライワークを可能にするために深さ 25 m のディープウェルを設置した。この他に、地盤改良体内外の地下水位を計測するための観測井を設置した。

## (3) 施工結果

掘削開始前に確認揚水を行い、設置したディープウェルからの揚水量と地盤改良体内外の水位差から、改良体の透水系数をマクロ的に評価した。その結果、平均的な透水系数は  $4.3 \times 10^{-8}$  m/s 程度であり、目標値が満足さ

れていることを確認した。掘削の進行とともに揚水量は徐々に増加し、最終的には当初の 7 倍程度まで透水系数が大きくなった。この原因は、改良体の経時的な透水性の変化、掘削に伴うリバウンドによる改良体の部分的な開口の発生などが考えられる。工事自体は盤膨れ等の発生はなく、順調に終了した。

## 7. おわりに

ヒーピング、ポイリング、盤膨れについて現象、評価法、対策、事例を示した。実際の現場の状況は、ここで示したような単純なものではないことが多い。地盤の傾斜や地下水位の変動、思いもかけない挟み層の存在や地盤の不均質性などが、掘削底面破壊現象の要因となる。十分な調査、計測管理などによる慎重な計画・施工を行い、トラブルを未然に防ぐことが必要である。特に、掘削域内の間隙水頭の計測は、掘削底面の安定性に大きく影響するものであり、常に計測するように心がけたいものである。

## 参考文献

- 1) 土木学会トンネル工学委員会：トンネル標準示方書 [開削工法]・同解説、丸善、pp. 145～150、2006。
- 2) 日本建築学会：山留め設計施工指針、技報堂、pp. 196～210、2002。
- 3) 根切り工事と地下水編集委員会：根切り工事と地下水一調査・設計から施工まで一、地盤工学会、pp. 143～157、1991。
- 4) 西垣 誠・梅田美彦・上山一彦：地盤掘削地におけるポイリング、パイピング現象の 2, 3 の考察、土と基礎、Vol. 37, No. 6, pp. 69～74、1989。
- 5) 三宅紀治・高坂信章：地下水に係わる掘削のトラブル要因と対策、基礎工、Vol. 22, No. 2, pp. 53～60、1994。
- 6) 地下水流動保全工法編集委員会：地下水流動保全のための環境影響評価と対策、地盤工学会、375p.、2004。
- 7) 土木学会土木施工研究委員会：建設工事における施工上の問題発生事例とその対策の実際 事例集、土木学会、pp. 41～44、1990。
- 8) 加藤康治・三宅紀治・明石輝男：社会保険広島市民病院中央棟新築その他工事での薬液注入による被圧地下水盤ぶくれ対策、基礎工、Vol. 19, No. 3, pp. 106～112、1991。