

# 土留め掘削に伴う土留め壁の変形と 背面地盤の変形挙動の関係について

Relation between braced wall deflection and deformation behavior of backside ground  
due to braced excavation

伊藤博幸<sup>1</sup>・柳川知道<sup>2</sup>・譽田孝宏<sup>3</sup>・早川清<sup>4</sup>

Hiroyuki Ito, Tomomichi Yanagawa, Takahiro Konda and Kiyoshi Hayakawa

<sup>1</sup>大阪市交通局 建設技術本部 建設部 土木課 (〒550-8552 大阪市西区九条南1-12-62)

E-mail: itou-h238@kotsu.city.osaka.jp

<sup>2</sup>正会員 財団法人 大阪市交通事業振興公社 技術部 調査課 (〒550-0025 大阪市西区九条2-34-3)

<sup>3</sup>正会員 工修 財団法人 地域地盤環境研究所 地盤工学研究部門 (〒550-0012 大阪市西区立売堀4-3-2)

<sup>4</sup>正会員 財団法人 地域地盤環境研究所 九州地盤環境研究所 (〒810-0074 福岡市中央区大手門3-5-1)

Based on a lot of monitoring data in braced excavation construction sites of Osaka City Subway No.8, the data related to braced wall deflection and backside ground deformation were unified organized with same principle and format. The monitoring backside ground surface settlement were classified and analyzed according to the ground characteristic, and comparison was carried out with the predicted results. As a result, braced wall deflection and backside ground deformation and surface settlement in these data were small compared with past records, and large volume loss was propagated to the backside ground was confirmed. It was considered that it is possible to use this study report effectively as supporting data during neighboring constructions.

**Key Words:** braced excavation, braced wall deflection, backside ground deformation,  
soft clay, loose sand

## 1. はじめに

近年の地下鉄建設工事では、重要構造物および民地に対する近接施工が多く、工事自体を安全に進めることはもちろん、周辺環境に与える影響を最小限にとどめ、それを事前に予測しながら施工する必要がある。たとえば、地下鉄停留場部の建設によく用いられる開削工法については、土留め支保の安全性や掘削底面の安定性を事前検討するだけでなく、土留め背面地盤の変形挙動や地下水変動等についても十分に検討しておく必要がある。

土留め掘削時における土留め背面地盤の変形挙動に関する事前予測については、周辺地盤の変形挙動や周辺構造物の変形や応力も同時に解析する方法として、有限要素法に代表される連続体モデルが用いられることもあるが、ほとんどの場合、これまでの多くの事例分析から得られた沈下予測手法を用いる

のが主流である。ただし、この方法は、背面地盤沈下と影響要因との定性的な関係を示すものであり、絶対値を正確に予測するものではなく、おおまかな目安となるものである。

大阪市交通局では、現在、大阪市地下鉄8号線の整備を進めているが、各停留場(11停留場および車庫)については開削工法を採用しており、全ての現場において施工管理用に各種計測工を実施して情報化施工を進め、これらの施工計測データを統一して整理した。

ここでは、土留め壁の変形に伴う土留め背面地盤の変形挙動について、地盤特性ごとの分析、評価をおこない、すでに提案されている沈下予測手法との比較、検討をおこなったので報告する。

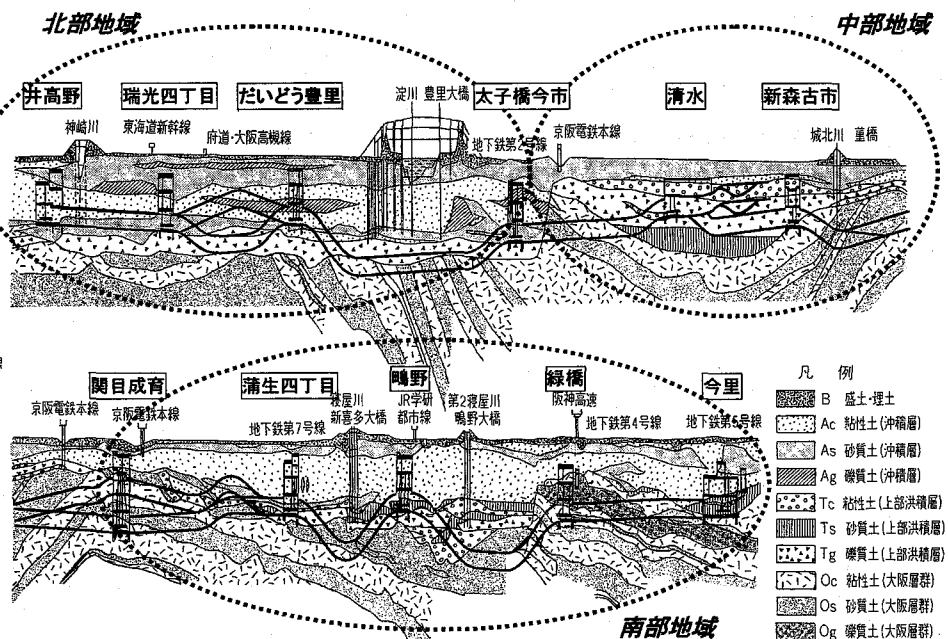
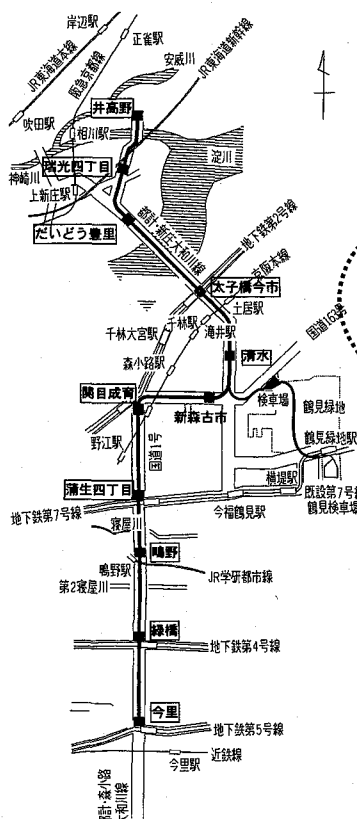
## 2. 大阪市地下鉄8号線工事概要<sup>1)</sup>

大阪市では、都市機能の維持発展を目的に、総延長118.0kmにわたる地下鉄7路線、中量輸送機関であるニュートラム1路線7.9kmを営業している。これらの路線は、市域中心部では格子状に、周辺部に向かっては放射状に延びるネットワークを構成している。一方、市域東部には、鉄道利用の不便な地域が広がり、道路混雑も厳しい状況にあることから、東部地域を南北に横断しながら放射状のネットワークと相互接続する鉄道が求められていた。

大阪市地下鉄8号線(以下、8号線)は、上記のニーズに答えるため、大阪市域東部の井高野～今里を南北に結ぶ路線であり、平成18年度の開業を目指して整備中である。8号線は、全線地下式であり、駅部を開削工法で、線路部を主にシールド工法で施工した。

開削工法では、地表面沈下を抑制し、周辺地盤環境に与える影響を極力抑えることを目的に、全停留場において土留め壁を被圧帯水層下の洪積粘性土層に根入れする遮水工法を採用した。土留め壁については、一部地下連続壁工法を併用している箇所もあるが、大部分はソイルセメント壁である。

8号線井高野～今里間の平面図および土質縦断面図を図-1に示す。本路線沿いの地盤は、その特性の違いから3つのエリアに大別できるが、どの区間も上町台地の東側に位置しており、古代に内海であった部分を南北に通過している。



### (1) 北部地域(井高野～太子橋今市)

淀川を挟んだ当区間は、上部より沖積層～上部洪積層～大阪層群から構成されている。沖積層は、均等係数の小さい細砂を含む砂層と軟弱鋭敏粘土層( $q_u=40\sim100\text{kN/m}^2$ )から成り立っている。上部洪積層は、高透水性の天満礫層がほぼ一様の厚さで連続的に堆積している。大阪層群は、硬質粘土層( $c_{uu}=300\sim600\text{kN/m}^2$ )と良く締まった砂層(N値 $>60$ )の互層状態にあって、淀川付近で南東方向に傾斜している。

### (2) 中部地域(太子橋今市～関目成育)

当区間は、太子橋今市停留場南側で不連続状態にあり、以南は薄い沖積層(砂層主体)～上部洪積層～大阪層群で構成されている。上部洪積層は、粘土層(N値 $=5\sim10$ )と透水性の良い砂礫層とよく締まった細砂層で構成されている。大阪層群は、硬質粘土層( $c_{uu}=200\sim400\text{kN/m}^2$ )と細粒分を含んだ自立性の高い砂層(N値 $>60$ )から構成されており、他地域に比べて比較的硬質なエリアである。

### (3) 南部地域(関目成育～今里)

当区間は、寝屋川低地と呼ばれる沖積低地内にある。東大阪特有の軟弱な超鋭敏沖積粘土(N $=0$ ,  $q_u=40\sim100\text{kN/m}^2$ , 液性指数 $I_L=1.0$ 程度)が約15m堆積しているのが特徴的である。沖積層下部には、透水性の良い上部洪積層(N値 $=22\sim60$ 以上)と、大阪層群( $c_{uu}=200\sim400\text{kN/m}^2$ の粘土層と、N値 $=30\sim60$ 以上の細粒分を含んだ高自立性砂層)が存在し、上町台地に対して平行して東側に位置していることから南東方向に傾斜している。

### 3. 土留め掘削に伴う周辺地盤の変形挙動例

ここでは、A現場(北)における土留め壁の変形、背面地表面沈下および土留め背面地盤内変形に関する現場計測結果について述べ、土留め壁の変形挙動が土留め背面地盤内を伝播して地表面に達する過程の分析結果について示す。なお、覆工掘削終了後に計測断面北側約4mの付近において、土留め欠損防護注入がGL-3m~-23mにて実施されたため、ここでは1次掘削終了後を初期値とした。

土留め壁変形～地盤内変位ベクトル～背面地表面沈下分布図を図-2に示す。

2次～3次掘削終了時における土留め壁変形は、掘削深度よりも下部のAmc層中央付近で最大変形量1.3～2.0cmが発生する腹みだしモードを示した。一方、土留め壁芯材から背面へ約2m離れたNo.1では、土留め壁と類似した変形モードを示しており、Amc層中央付近において最大変形量が約1.7cmであった。また、土留め壁芯材から背面へ約9m離れたNo.2についてはほとんど変形しておらず、土留め掘削に伴う影響度は小さいことが確認できた。

4掘削終了時において、土留め壁最大変形量は、掘削底面やや下部GL-11.5m付近(Amc層中央部)で約3.3cm程度まで進行した。それに伴いNo.1ではGL-10.5m付近(Amc層中央部)で約2.0cm程度の腹みだしが見られ、最大変形発生深度は、2m離れ背面

で約1m上部に移行した。またNo.2においては、1.0cm程度の最大変形量がAuc層～Aus層で発生しており、掘削に伴う影響がここまでおよんでいることが確認できた。このように土留め壁の変形に引き寄せられる形で、背面地盤が円弧すべり的に斜め下方へ落ち込み、その影響が地表面までに達していることが確認できた。また地表面では、土留め壁から背面へ約9mの地点で沈下量が最大となり、土留め壁近傍と土留め壁から約20m離れて沈下量がほとんどゼロになるようなU字型変形を示した。これは、土留め壁近傍において土留め壁～地盤間の摩擦抵抗が作用して、沈下量が抑制されていることが考えられる。

5～6次掘削終了時において、土留め壁最大変形量が掘削底面付近～少し上部のGL-14m付近(Amc層下部)において3.8cm～5.1cm程度まで増加しており、最大変形発生深度が、これまでの傾向とは異なる状況にあった。それに伴いNo.1もAmc層下部において1.8cm～2.7cm程度の腹みだしが、No.2については、Auc層～Aus層付近で1.2cm程度の最大変形量が発生した。

6次掘削終了時以降ほとんど変形が進行していないが、これは、Tsg層やOc3層による地盤反力が大きいことと、プレロード工法を用いたことにより、土留め壁の変形が抑制されたことが原因として考えられる。

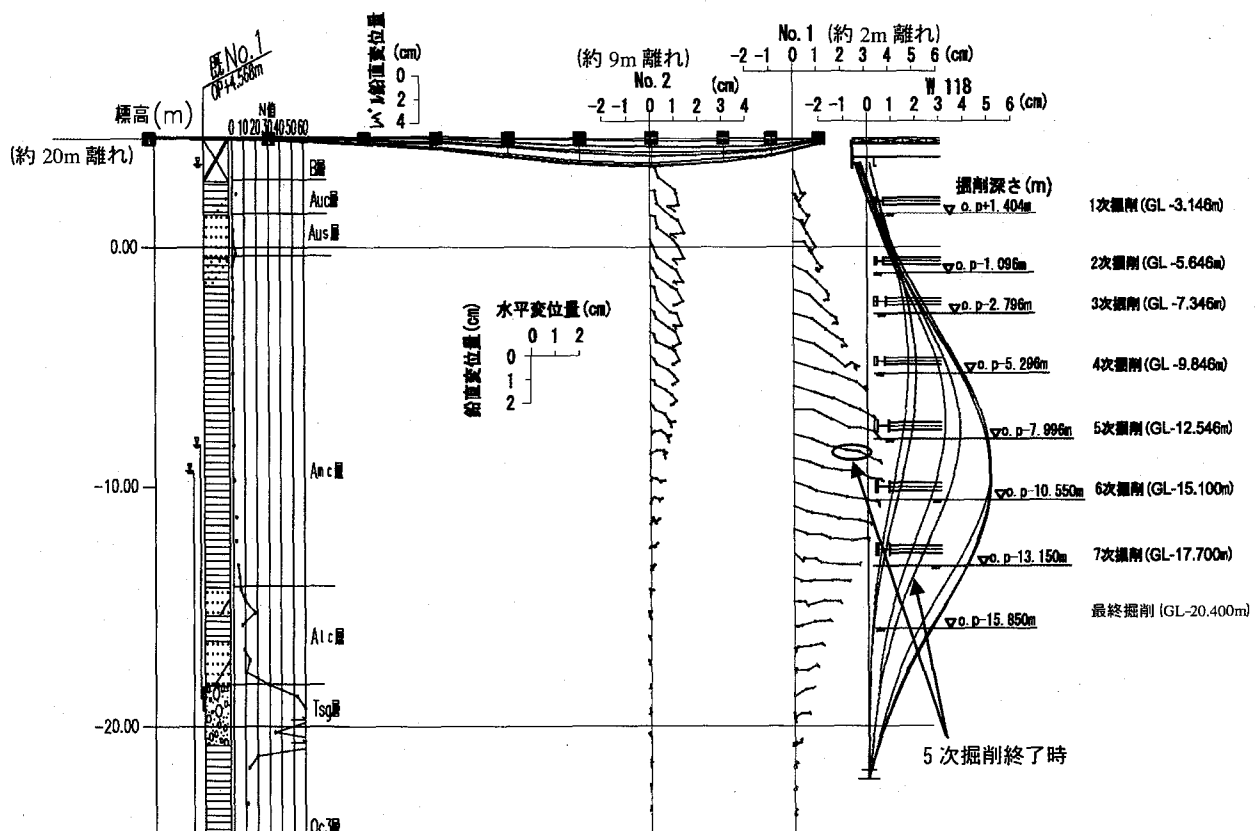


図-2 A現場(北)における土留め壁変形～地盤内変位ベクトル～背面地表面沈下分布図

土留め壁から背面側への離隔～土留め壁変形面積  $A_{\delta}$  および背面地盤変形面積  $A_{\delta 1}$  および  $A_{\delta 2}$  関係の関係を図-3 に示す。なお、それぞれの変形面積の説明を図-4 に示す。

破線は、プロットされた3点を基にした最小二乗法による近似曲線(指数関数)である。6次掘削終了時までは等高線的に土留め壁から離れるにしたがって変形土量が減衰しているのに対して、7次掘削終了時以降については、土留め壁変位量の増加量が少なくなったことから等高線モードも抑制された。土留め壁変形面積に対する背面地盤変形面積の減衰率については、掘削進行に伴ってほぼ一定しており、土留め壁から約2m背面側(No.1)で約70%、約9m背面側(No.2)で約25%であった。

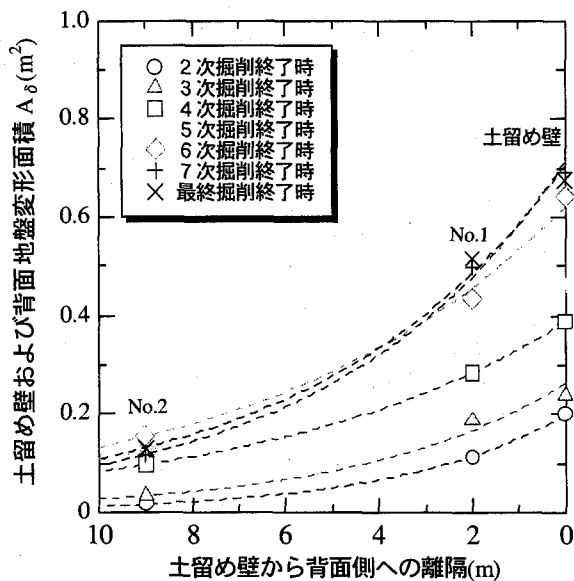
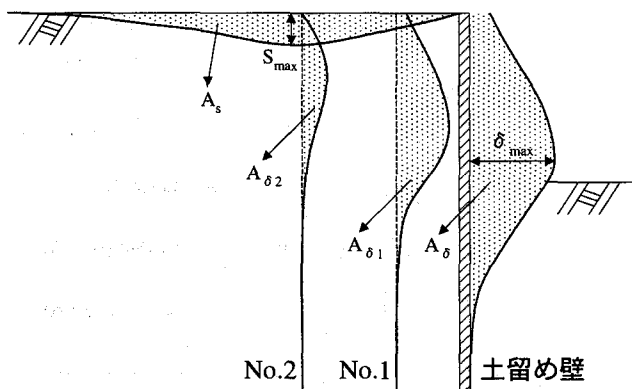


図-3 土留め壁の変形に伴う背面地盤への影響伝播状況



背面側の地表面沈下面積  $A_s$  および土留め壁変形面積  $A_{\delta}$  は、台形公式より算出した。

図-4 記号の定義

#### 4. 全工区における土留め壁変形と背面地表面沈下の関係

全工区における掘削開始から切梁撤去時までの土留め壁変形面積  $A_{\delta}$ ～背面地表面沈下面積  $A_s$  関係について、掘削地盤特性ごとに整理した関係図を図-5～図-6 に示す。なお破線矢印は、破線元が最終掘削終了時における実測値を示し、破線先が1段目切梁撤去時における実測値を示している。

##### (1) 軟弱な沖積鋭敏粘土層卓越現場(図-5 参照)

たとえばA現場(北)では、最終掘削終了時において、東西ともに  $A_s \approx 0.2 \times A_{\delta}$  の関係にあったが、切梁撤去に伴って  $A_{\delta}$  および  $A_s$  がともに増加傾向を示し、東西ともに  $A_s \approx 0.3 \times A_{\delta}$  程度に移行した。一貫して、西側の方が東側よりも変形挙動が大きい傾向にあった。一方、A現場(南)では、最終掘削終了時において、東側は  $A_s \approx 0.2 \times A_{\delta}$ 、西側は  $A_s \approx 0.4 \times A_{\delta}$  にあって、A現場(北)とは異なり西側で変形挙動が大きい傾向にあった。その後、切梁撤去に伴って変形はさらに進行し、東側は  $A_s \approx 0.4 \times A_{\delta}$  程度、西側は  $A_s \approx 0.6 \times A_{\delta}$  程度に移行した。

このように軟弱な沖積鋭敏粘土卓越地盤では、同一停留場内の東側と西側とで、変形挙動の傾向が異なるなど、施工状況に左右される部分もあったが、おおむね  $A_s \approx (0.2 \sim 0.3) \times A_{\delta}$  を中心にした変形挙動を示した。また、最終掘削終了時以降も切梁撤去に伴って変形土量は増加した。なお、他の卓越地盤に比べて、 $A_{\delta}$  と  $A_s$  は相対的に大きかった。

##### (2) 沖積砂層卓越現場(図-6 参照)

たとえばB現場(南)では、最終掘削終了時において、東側は  $A_s \approx 0.7 \times A_{\delta}$ 、西側は  $A_s \approx 0.4 \times A_{\delta}$  の関係にあって、 $A_{\delta}$  は東西で大差はないものの、 $A_s$  については東側の方が西側よりも大きい傾向にあった。その後、切梁撤去に伴って  $A_{\delta}$  は進行したものの、 $A_s$  は抑制される方向に推移し、最終的には東西ともに  $A_s \approx 0.3 \times A_{\delta}$  の関係に移行した。

このように、バラツキが大きかったものの、おおむね  $A_s \approx (0.1 \sim 0.4) \times A_{\delta}$  を中心に変形挙動を示した。また、最終掘削終了時以降も切梁撤去に伴って変形土量は増加した。なお、軟弱沖積鋭敏粘土卓越地盤に比べて、 $A_{\delta}$  と  $A_s$  は相対的に小さかった。

なお、段丘砂層および粘土層(洪積層)が卓越した現場については、他の卓越地盤に比べて  $A_{\delta}$  や  $A_s$  は極々微量であり、定性的な傾向を見出すことは出来なかった。

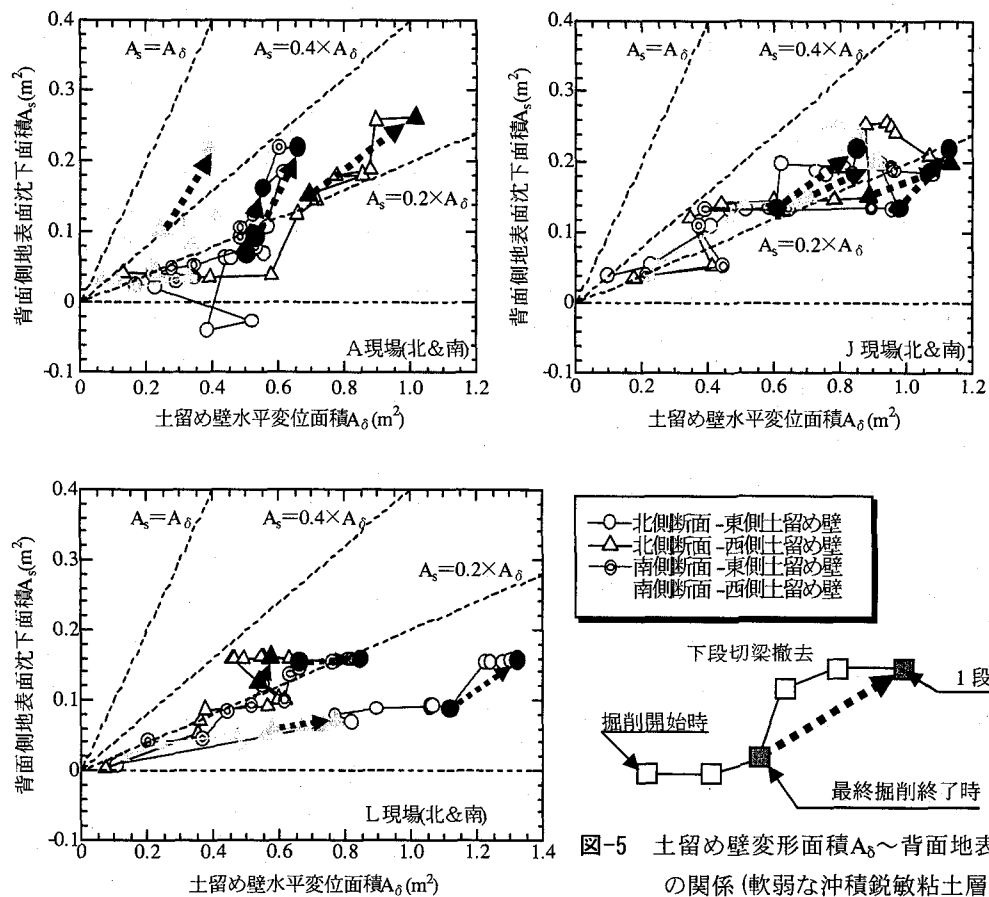


図-5 土留め壁変形面積 $A_\delta$ ～背面地表面沈下面積 $A_s$ の関係(軟弱な沖積鋭敏粘土層卓越現場)

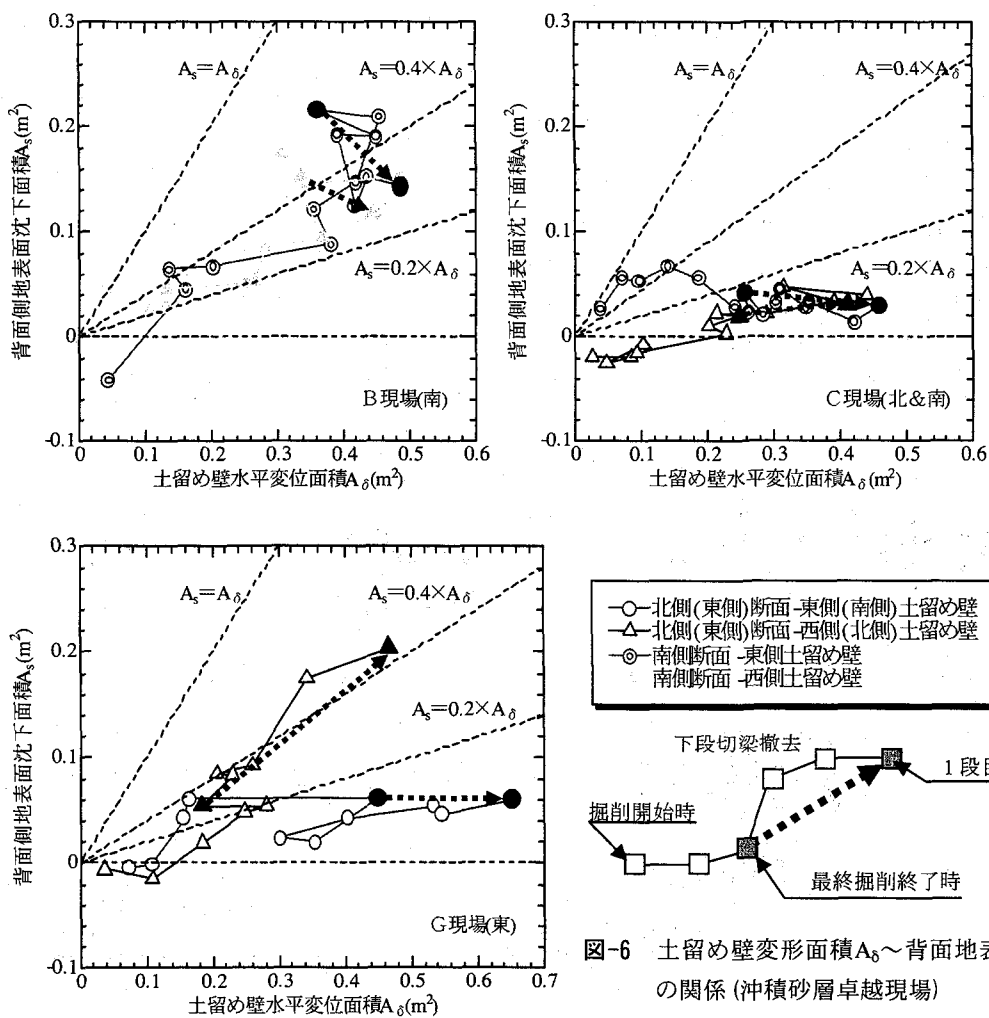


図-6 土留め壁変形面積 $A_\delta$ ～背面地表面沈下面積 $A_s$ の関係(沖積砂層卓越現場)

## 5. 土留め背面地表面沈下の予測

既設構造物と土留め掘削位置の近接程度が「要注意範囲」と判定された場合、背面地盤や近接構造物の変形挙動について事前予測をしなければならない。土留め掘削に伴う背面地表面沈下量およびその沈下範囲におよぼす主たる影響要因としては、①地盤特性、②土留め壁の種類、③掘削規模(掘削深度や掘削幅など)、④根入れ部の地盤強度、⑤地下水変動に伴う圧密沈下の有無、などが挙げられる<sup>2)</sup>。しかし、実際の土留め掘削現場では、これらの要因が複数かつ複雑に絡みあって背面地盤の沈下が発生することが多いのが実状である。

背面地盤の変形挙動を精度良く求める方法としては、有限要素法などの数値解析が有効であるが、解析方法に複雑な部分があり、土質パラメータの設定には専門的な知識を要することから、設計実務における一般的な予測手法として用いられるまでには至っていない。そこでここでは、過去の土留め掘削工事における背面地表面沈下に関する実測データに基づいて、影響要因との関係について考察した結果を示す。ただし、いずれの整理方法についても、土留め背面地盤の沈下と影響要因との定性的な関係を示すのみであり、絶対値を予測するものではなく、大まかな目安を示すに過ぎないことに注意を要する。

### (1) Peck による分類<sup>3)</sup>

土留め掘削に伴う背面地表面沈下に関する代表的な研究として、Peck による分類がある。この整理方法は、土留め壁の変形量やその変位モードとは関係なく、背面地表面最大沈下量とその発生位置に注目して、地盤の硬さや施工状況に応じて分類をおこなっている。欧米における多くの土留め掘削工事での

実測データに基づいて、背面地表面沈下分布を掘削深さで無次元化したものを縦軸に、最大沈下量発生位置を掘削深さで無次元化したものを横軸に取り、地盤種別ごとに図-7のように3領域に区分している。つまり、この図から対象土層特性に応じて、背面地表面沈下量の分布を概略的に把握することが可能となる。ただし、文献3)のデータは、土留め壁剛性が小さい鋼矢板や親杭横矢板の事例も含まれており、背面沈下量には土留め掘削による影響以外に圧密沈下も含んだ値になっている。

図中には8号線データをプロットしているが、すべて領域Ⅰ内に分布しており、「最大沈下量/掘削深さ」の値は、約0.2%以下に収束していることが確認できた。文献3)によると、領域Ⅰの範囲は、掘削対象地盤が比較的硬質( $N$  値 $>10$ )な場合の実測値を網羅したエリアとしているが、8号線のデータについては、軟弱な沖積鋭敏粘土(モンケン自沈)地盤でのデータも含まれており、傾向が異なっている。このような軟弱地盤における土留め掘削工事において、昔に比べて背面地表面沈下量が小さくなっているのは、最近の土留め掘削工事では、剛性の大きい土留め壁を用いたり、プレロード工法を採用したりして、極力沈下量を抑制する努力がなされていることに起因していると思われる。

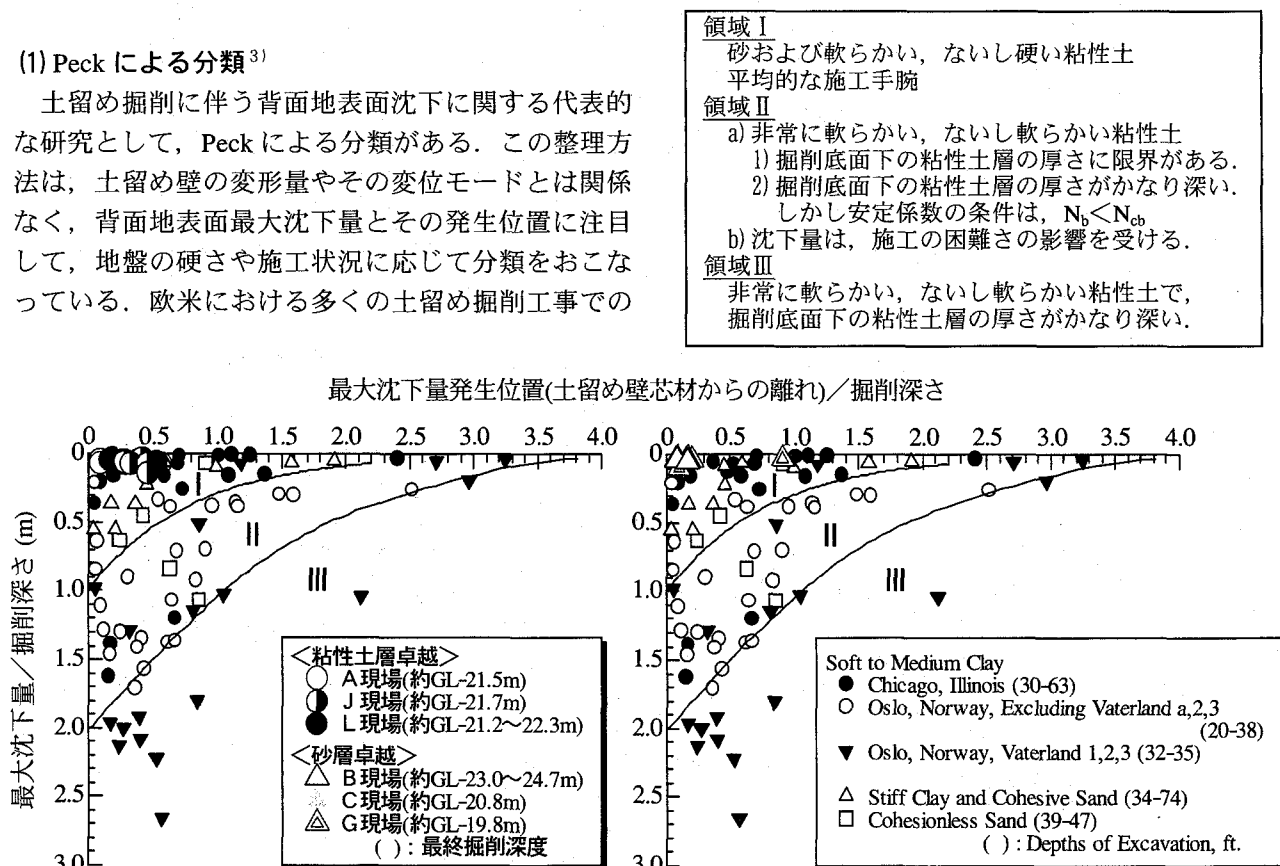


図-7 Peck による分類(文献3)に加筆)

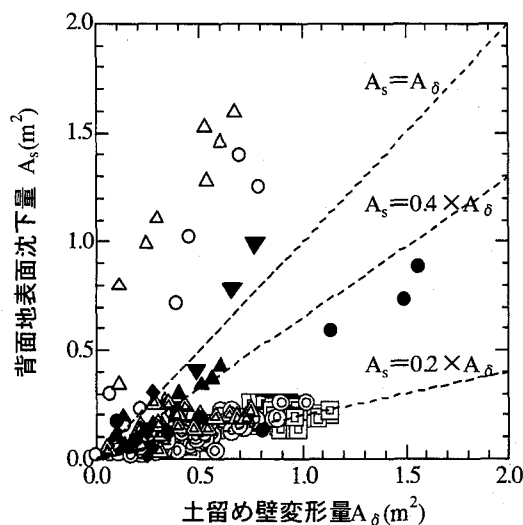
## (2) 土留め壁変形面積 $A_\delta$ ～ 背面地表面沈下面積 $A_s$ 関係を用いる方法<sup>4)</sup>

土留め掘削に伴う土留め壁変形面積  $A_\delta$  と背面地表面沈下面積  $A_s$  との関係に注目して、背面地表面沈下量を推定する方法を図-8に示す。ここで  $A_s = A_\delta$  の関係は、土留め壁の変形土量分がそのまま体積変化せずに (volume loss=0%)、土留め壁背面地表面に伝播していることを示している。

文献4)によると、圧密沈下の影響が大きいと思われる事例では  $A_s > A_\delta$  の傾向にあるが、それ以外の事例では  $A_s < A_\delta$  の傾向にあった。

8号線データのうち、軟弱な沖積粘性土が卓越した地盤でのデータをピックアップして、図-8に追加プロットした。本工事では遮水工法を採用しており、土留め掘削に伴い背面側帯水層の地下水位はほとんど変動していないことが計測結果から確認されていることから、実測値に地下水低下に伴う圧密沈下量はほとんど含まれていないと考えられる。

文献4)データと8号線データを比較すると、前者は  $A_s = A_\delta$  の関係を中心にばらついているのに対して、後者の大部分は  $A_s = (0.2 \sim 0.3) \times A_\delta$  を中心に  $A_s = 0.4 \times A_\delta$  以下の関係にあった。過去の事例に対して本工事は小さい地表面沈下量に収束する結果になり、volume loss=70～80%であった。原因の一つとしては、土留め壁変形に伴う背面地盤内のひずみ量が比較的微量で、初期剛性の低下量が小さかったため、背面地盤が土留め壁変形に追随しなかったと考えられる。



＜文献例＞  
 ○ 粘性土層卓越(圧密沈下あり) △ シルト層卓越(圧密沈下あり)  
 ● 粘性土層卓越(圧密沈下なし) ▲ シルト層卓越(圧密沈下なし)  
 ◆ 互層(圧密沈下なし)  
 ＜8号線事例(粘性土卓越地盤)＞  
 ◎ A現場 □ J現場 ▼ L現場

図-8 土留め壁変形面積  $A_\delta$  ～ 背面地表面沈下面積  $A_s$  関係図 (文献4)に加筆)

## (3) 土留め壁最大変形量 $\delta_{max}$ ～ 背面地表面最大沈下量 $S_{max}$ の関係を用いる方法<sup>5)</sup>

文献5)の実測データから、土留め掘削に伴う土留め壁最大変形量  $\delta_{max}$  と背面地表面最大沈下量  $S_{max}$  との関係を調べた結果を図-9に示す。(2)では変形土量変化に注目した分析であったが、ここではより実務的に、それぞれの変形量のピーク値に注目した概略的な比較、検討をおこなった。圧密沈下が大きい事例を除くと、背面地表面における最大沈下量は、土留め壁の最大水平変位量の0.5～1.0倍であった。

8号線データのうち、沖積砂層が卓越している3現場と沖積粘性土層が卓越している4現場について、各施工ステップ段階における土留め壁水平変位量と土留め背面地表面沈下量の最大値をプロットした。図からもわかるように、8号線データは、図-9(a)の左下隅に集中しているのが確認できたが、これらを拡大したのが図-9(b)である。これからもわかるように、8号線データは、 $S_{max} = (0.1 \sim 0.5) \times \delta_{max}$  を中心に分布していることが確認できた。つまり、文献5)のデータと8号線データを比較すると、後者に関する背面地表面最大沈下量は、土留め壁最大変形量のおおむね0.1～0.5倍にあり、前者に比べて小さい地表面沈下量に収束する結果になった。この理由は、(2)で示したのと同じ抑制要因が考えられる。

## 6. おわりに

本報告では、8号線工事の内、開削現場で得られたデータに基づいて、土留め壁の変形に伴う土留め背面地盤の変形挙動について整理し、地盤特性ごとの分析、評価をおこない、すでに提案されている沈下予測手法との比較、検討をおこなった。得られた知見を以下に列記する。

- (1) A現場(北)では、土留め壁の変形に引き寄せられる形で、背面地盤が円弧すべり的に斜め下方へ落ち込み、その影響が地表面までに達していることが確認できた。
- (2) また、地表面沈下については、土留め壁から少し離れた地点で沈下量が最大となり、土留め壁近傍と土留め壁から約20m離れて沈下量がほとんどゼロになるようなU字型変形を示した。これは、土留め壁近傍において土留め壁～地盤間の摩擦抵抗が作用して、沈下量が抑制されていることが考えられる。
- (3) 土留め壁変形面積に対する背面地盤変形面積の減衰率については、土留め壁から約2m背面側で約70%、約9m背面側で約25%であった。

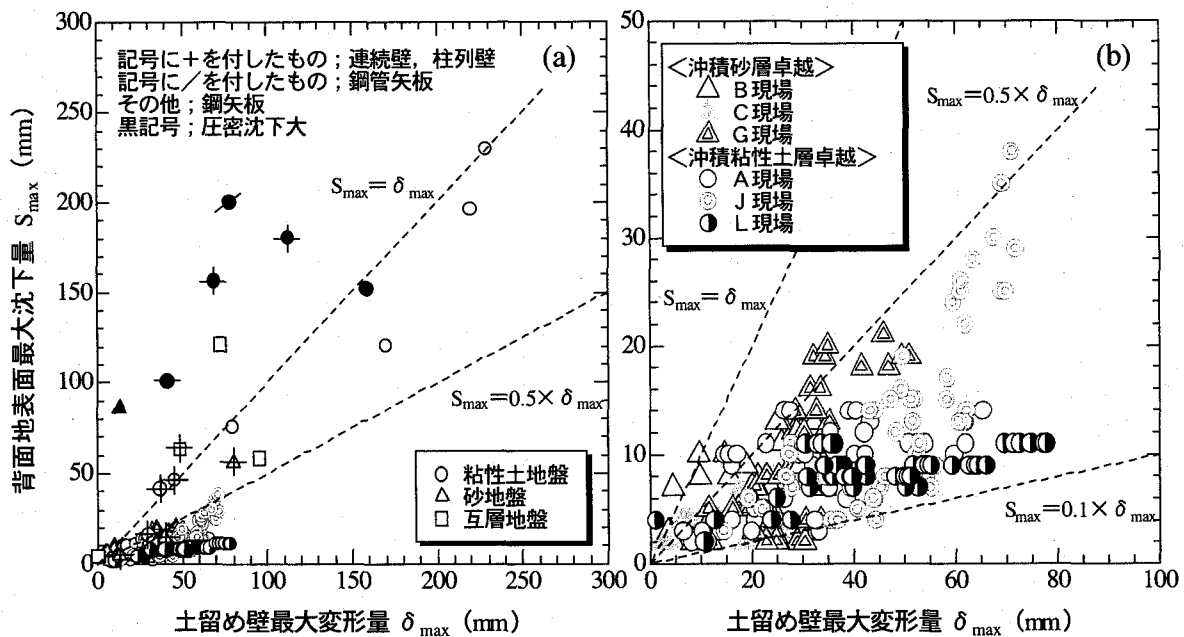


図-9 土留め壁最大変形量  $\delta_{max}$  ～背面地表面最大沈下量  $S_{max}$  の関係図 (文献 5) に加筆

- (4) 土留め掘削に伴う土留め壁変形面積  $A_\delta$  と背面地表面沈下面積  $A_s$  との関係については、軟弱な沖積鋭敏粘土卓越地盤では  $A_s \approx (0.2 \sim 0.3) \times A_\delta$ 、沖積砂層卓越地盤では  $A_s \approx (0.1 \sim 0.4) \times A_\delta$  の関係にあった。沖積粘性土地盤における変形土量は、沖積砂地盤よりも大きく、施工条件に大きく依存する状態にあった。
- (5) 8号線データをPeckの分類に照らし合わせた結果、「最大沈下量／掘削深さ」の値は、約0.2%以下に収束した。軟弱な鋭敏沖積粘土地盤における土留め掘削工事での背面地表面沈下量が、昔に比べて小さくなっているのは、最近の土留め掘削工事では、遮水工法を主体に、剛性の大きい土留め壁や、プレロード工法を用いることで、極力沈下量を抑制する工法を採用していることに起因すると思われる。
- (6) 土留め掘削に伴う土留め壁変形面積  $A_\delta$  と背面地表面沈下面積  $A_s$  の関係に8号線データを重ね合わせた結果、大部分が  $A_s = 0.4 \times A_\delta$  以下であった。この結果は、過去の事例に対して小さい地表面沈下量に収束する傾向にあり、volume loss = 70～80%であったが、原因の一つとしては、土留め壁の変形に伴う背面地盤内のひずみ量が比較的微量で、初期剛性の低下量が小さかったため、背面地盤が土留め壁変形に追随しなかったと考えられる。
- (7) 土留め掘削に伴う土留め壁最大変形量  $\delta_{max}$  と背面地表面最大沈下量  $S_{max}$  との関係に8号線データを比較させた結果、 $S_{max} = (0.1 \sim 0.5) \times \delta_{max}$  を中心に分布しており、背面地表面最大沈下量は、

土留め壁最大変形量の0.1～0.5倍の関係にあった。過去データに比べて小さい地表面沈下量に収束する結果になったが、この理由は、(6)で示したのと同じ抑制要因が考えられる。

以上のことから、8号線での実績は、土留め壁の変形による背面地表面沈下量の大きさが、過去の実績に比べて小さく、大きいvolume lossを経て背面地盤を伝播していることが確認できた。これは、施工精度が向上したことによって土留め壁変位の絶対値が小さくなったことに起因すると思われる。今後の都市土木における近接施工の影響予測において、今回の計測データは有効活用できるものである。

#### 参考文献

- 1) 采井信雄, 坂口由弘, 山口博章: 新幹線などの重要構造物の近接・交差に挑む 大阪市営地下鉄8号線駅部の施工計画, トンネルと地下, Vol.33, No.12, pp.31-40, 2002.
- 2) 杉本隆男, 玉野富雄: 土留め工の力学理論とその実証, 技報堂出版, pp.188-196, 2003.
- 3) Peck, R. B.: Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, Proc. 7th ICSMFE, State of the Art Report 1, pp.225-290, 1969.
- 4) 土木学会: 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, トンネルライブラリー4, pp.107, 1993.
- 5) 杉本隆男, 佐々木俊平: 土留め壁の変形と地表面沈下量の関係, 第22回土質工学研究発表会, pp.1261-1262, 1987.