

薄層先行地中切梁を用いた山留め架構の挙動

Behavior of Earth Retaining Structure Reinforced by Soil Improvement

田中俊平 (たなか しゅんぺい)
鹿島建設(株)技術研究所第四研究部 主管研究員

三浦徹也 (みうら てつや)
鹿島建設(株)技術研究所第三研究部 主任研究員

村山 智 (むらやま さとし)
鹿島建設(株)横浜支店建築部

1. はじめに

近年、都市部の過密化、地価高騰の影響を受け地下有効利用の機運が高まり、軟弱地盤での深い掘削工事が増えている。このような工事では、近隣への影響に対する配慮が重要である。そのため、周辺構造物や地中埋設物などとの近接工事になる場合の山留め架構の設計は強度から変形重視へ移行してきており、周辺の地盤や構造物の変状を抑えるため、掘削開始前に床付け面下に地盤改良を行う方法(以下、先行地中切梁工法と呼ぶ)が採用されている。このような事例について発表された過去の文献をみると、改良厚さは3~10m程度のもが多いようである。筆者らは、工期短縮、施工費の低減を目的に、改良厚さを1.0~1.5mと薄くした先行地中切梁工法(以下、薄層先行地中切梁工法と呼ぶ)を三つの掘削工事(表-1)に適用してきた。本報告では、この中から掘削が最も深いA工事の掘削工事の概要と施工結果を中心に紹介する。

2. 薄層先行地中切梁工法の変状抑止効果

丸岡²⁾は、掘削工事に伴う周辺地盤の変状に最も影響を及ぼす要因の一つとして、山留め壁の変形を挙げている。このことより、薄層先行地中切梁工法の適用によって期待される周辺地盤の変形低減効果は、山留め壁の変形計算により評価することが可能と考えられる。そこで、軟弱地盤における深さ9mの掘削工事を例に、改良厚さ1mの薄層先行地中切梁工法を適用した場合

表-1 薄層先行地中切梁工法の適用例

		A 工事	B 工事 ¹⁾	C 工事
掘削規模	平面	34×13 (m)	80×18 (m)	27×52 (m)
	深さ	12.7 (m)	9 (m)	12 (m), 8 (m)
地盤改良設計仕様	径	4.5 (m)	4 (m)	4.5 (m)
	厚さ	1.5 (m)	1 (m)	1.5 (m)
	強度	10 (kgf/cm ²)	10 (kgf/cm ²)	10 (kgf/cm ²)
掘削方法	逆打ち工法	逆打ち工法	切梁オープンカット工法	
地下階数	地下2階	地下1階	地下2階, 地下1階	
山留め支保工段数	2段	1段	3段, 2段	
山留め壁応力材長さ	19 m	20 m	18.5 m, 12 m	

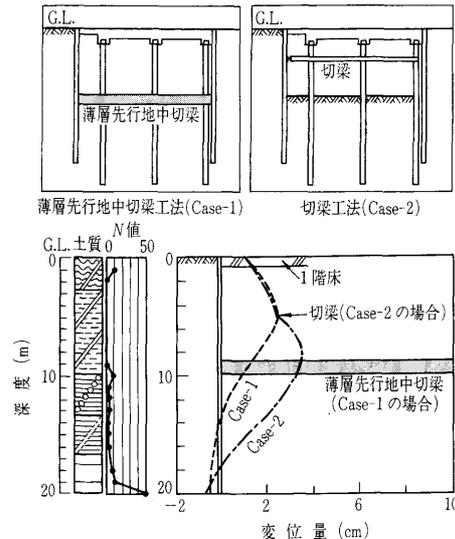


図-1 薄層先行地中切梁工法の変形低減効果

(Case-1)と切梁工法による場合(case-2)の二つの条件を想定して山留め壁の変形計算を行い適用の効果を示した(図-1)。Case-1では、先行地中切梁部で山留め壁の変形が抑え込まれ、Case-2に比べて全体的に変形を小さくする効果が認められる。両者に違いが生じる理由としては、図-1に示すように、切梁工法では通常切梁位置で変形が抑えられ、切梁位置で深では床付け位置付近で最大変形が発生する傾向を示す一方、先行地中切梁を床付け位置に設けると、掘削に先行し床付け位置に切梁が存在している状態となり、床付け位置付近の変形を抑えるためと考えられる。

3. 薄層先行地中切梁工法の適用事例

3.1 地下工事の概要

(1) 敷地周辺と地盤の状況

敷地状況を図-2に示す。敷地は川崎駅東側に位置し、付近は建物が密集する狭隘な市街地で、敷地南側および東側には建物が近接している。敷地内の地盤想定断面図を図-3に示す。埋土層の下にN値が1~2程度の軟弱なシルト層が厚く堆積し、G.L.-26m付近より本建物の支持地盤であるN値60以上の土丹層が出現する。G.L.-23m付近に堆積する細砂層・砂礫層は被圧帯水層となっており、その被圧水頭はG.L.-2.3mに達する。

(2) 山留め架構

事例報告

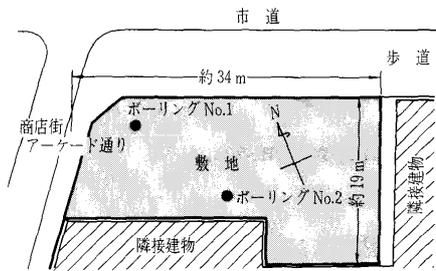


図-2 敷地周辺状況および地盤調査位置

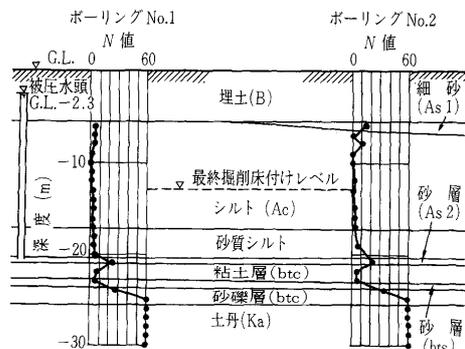


図-3 地盤想定断面図

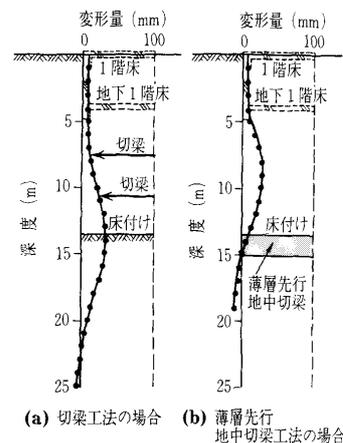


図-4 山留め壁変形計算結果 (山留め壁の最大変形量を30 mm に抑えた場合)

本工事では、上記施工条件から剛性の高い山留め架構を計画する必要があり、合わせて、工期短縮、施工費の低減を図ることが望まれた。そこで、本工事では逆打ち工法を採用し、床付け面直下に地盤改良体を構築し、それを山留め架構における先行地中切梁（設計改良厚さ1.5 m）として利用することとした。薄層先行地中切梁工法と逆打ち工法を併用することで、以下の理由から周辺地盤・周辺構造物の変状抑止と工期短縮、施工費の低減が可能である。

- ① 掘削に先行し、床付け面直下に支点が設置されるため、山留め壁の変形を低減できる（図-1）。
- ② 山留め壁の最大変形量を30 mm 程度に抑えようとした場合、地下2階の階高が高いため、地下1階スラブと床付けレベルの間に切梁などの山留め支保工が2段必要となり、さらに山留め壁の応力材をG.L.-25 m 以深に出現する硬質地盤に根入れする必要がある（図-4 (a)）。薄層先行地中切梁工法を採用した場合、山留め壁を短くすることができ、さらに口絵写真-12に示すような山留め支保工のない大空間を確保することができ（図-4 (b)）、作業効率が向上する。
- ③ ヒービングの検討方法として日本建築学会修正式³⁾などの方法があり、同方法によると最下段切梁と山留め壁の交点をすべり中心としているが、薄層先行地中切梁工法を採用した場合、すべり中心が改良体が構築された深さに下がると考えられるため、山留め壁の長さを短くすることができる。

山留め架構は、弾塑性法による山留め計算を行い、図-4 (b)に示したように山留め壁の最大変形量が30 mm

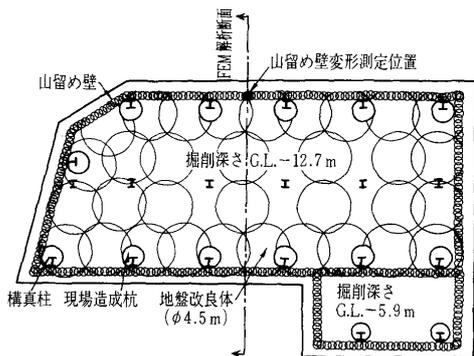


図-5 山留め架構平面図

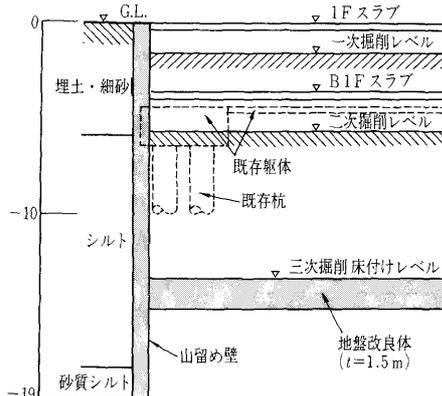


図-6 山留め架構断面図

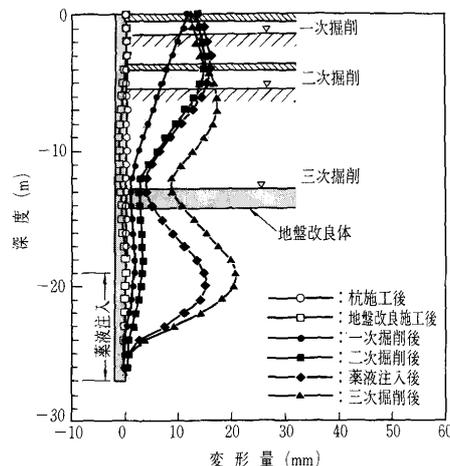


図-7 山留め壁変形計測結果

以下になるよう設計した。計算に用いた地盤改良体の定数は、湿潤密度1.7 t/m³、粘着力30 tf/m²、内部摩擦角0度、弾性係数10 000 tf/m²である。山留め架構の平面および断面を図-5、6に示す。掘削規模は、平面的に約34 m×13 m、深さは12.7 m（一部5.8 m）である。山留め壁は、ソイルモルタル柱列壁で、応力材はH-596×199×10×15（単位：mm）、長さ19 m、ピッチ0.45 mである。ソイルモルタル壁は、盤ぶくれ対策として被圧帯水層の遮水を目的にG.L.-26 m 以深に分布する難透水層（土丹層）に1 m 根入れしている。

薄層先行地中切梁としての地盤改良体は、予定掘削深さ12.7 m の部分を対象に、設計改良厚さ1.5 m (G.L.-12.7~14.2 m)、設計改良径4.5 m であり、配置は図-5に示すように切梁・腹起こし状とし、総本数は33本である。設計改良強度は、改良体に作用すると想定される外力（軸力）をもとに、切梁状部分においては圧縮応力ならびに座屈に対する検討、腹起こし状部分においてはせん断応力に対する検討を行い、設計一軸圧縮強さを100 tf/m²とした。採用した改良工法は、噴射攪拌系の固化工法である。この工法は地上から所定の深さまで外径約15 cm のグラウト管を建て込み、管の先端からセメント系スラリーを噴射することにより、地中の任意の深さに直径4~5 m 程度の地盤改良体を造成するもので、

大変効率よく先行地中切梁を構築できる。

(3) 施工手順

山留め壁施工から掘削終了（三次掘削）までの主な施工手順を以下に示す。なお、下記⑨の作業は、二次掘削の段階において山留め壁の遮水性能が十分確保されておらず、盤ぶくれが生じる可能性があることが確認されたため実施したものである。注入の平面的な位置は山留め壁背面側で、注入深さは細砂層・砂礫層を中心に G.L. -19 ~ 27 m である。①山留め壁施工→② CD 工法による既存地下躯体の穿孔作業による解体（現場造成杭施工部分）→③現場造成杭施工および構真柱建て込み→④地盤改良体施工→⑤一次掘削および既存地下躯体解体→⑥1階床構築→⑦二次掘削および既存地下躯体解体→⑧地下1階床構築→⑨薬液注入→⑩三次掘削

3.2 施工結果

(1) 計測結果

各施工段階において、挿入式傾斜計により図-5に示す位置で計測された山留め壁の変形量（山留め壁設置直後を初期値としたもの）を図-7に示す。各施工段階における変形の傾向を以下に示す。

- ① 現場造成杭および地盤改良施工による変形はほとんど生じていない。
- ② 一次掘削後は、自立山留めの際の一般的な傾向である片持ち梁的な挙動を示し、最大変形は山留め壁頭部で生じており、その値は10 mm 程度である。変形形状をみると、薄層先行地中切梁部で変形が抑えられた形状となっている。
- ③ 二次掘削後は、1階床と先行地中切梁の間で変形が進んでいるが、一次掘削時同様、薄層先行地中切梁部で変形が抑えられた形状となっている。最大変形は、二次掘削深さよりやや浅い位置で生じており、その値は15 mm 程度となっている。
- ④ 薬液注入後は、山留め壁の応力材の下端レベルである G.L. -19 m 付近で最大の変形が生じ、その値は掘削側に15 mm 程度である。薬液注入の際も、薄層先行地中切梁により変形が抑えられ、同部より浅い部分では変形は進行していない。
- ⑤ 三次掘削時は、地下1階床レベル以深で変形が進んでいるが、薄層先行地中切梁部で変形が抑え込まれた形状はそのまま維持されている。同部より上部での最大変形は17 mm、下部では20 mm 程度となっている。

周辺地盤で測定した鉛直変位については、掘削の際に沈下はほとんど生じておらず、隣接建物に対する影響も問題なかったことを確認している。以上のように、山留め壁の変形量および薄層先行地中切梁部で変形が抑えられた変形形状から判断して、薄層先行地中切梁の変状抑止効果は高いことが確認できた。なお、地盤改良体の一軸圧縮強さは、改良体からコアボーリングにより供試体を採取し確認した結果、平均で27.4 kgf/cm²であった。

(2) FEM 解析値と計測値の比較

山留め壁の変形計測結果から、薄層先行地中切梁工法

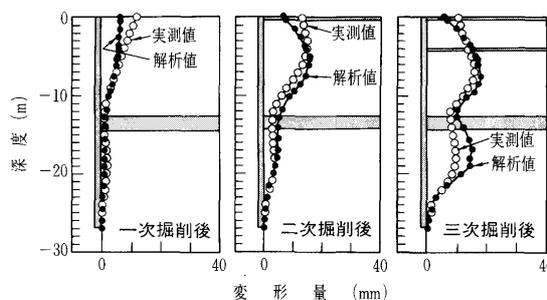


図-8 FEM 解析値と計測値

は、山留め壁の剛性を高め、山留め壁の変形や周辺地盤の変状を抑える効果が高いことを確認した。これらの効果を解析的に表現できれば、本工法の設計がより合理的に行える可能性があるため、二次元 FEM（弾性計算）によるシミュレーション解析を行った。

解析条件を以下に示す。解析は図-5に示す切断位置の断面について行った。解析範囲は、水平方向は山留め壁より外側に各々66 m 確保し、深さ方向は地表面より27 m までとした。解析モデルの境界条件は、側面は鉛直方向に移動可能なローラーとし、底面はピンとしている。地盤の弾性係数は、砂質土は N 値の70倍 (tf/m²)、粘性土は粘着力の200倍とし、地盤改良体は前述の一軸圧縮試験結果の E_{50} の平均値 (57 000 tf/m²) で評価した。なお、地盤や山留め架構などの実際の部材構成は三次元的な配置となっているため、解析ではそれらを二次元的にモデル化し計算を行っている。各掘削段階の山留め壁の変形量に関する計測・解析結果の比較を図-8に示す。なお、三次掘削後の計測・解析の結果では、薬液注入の際の影響による変形量を加えず示している。各掘削段階ごとに両者を比較するとよく一致しており、本工法の山留め壁の変形状態を解析的におおむね評価することが可能であることがわかった。

4. おわりに

厚さ1.5 m の薄層先行地中切梁工法を適用した工事事例を紹介した。同工法の採用により、周辺地盤・周辺構造物の変状抑止という目的を十分満足し、工期短縮、施工費の低減も可能であることを三つの事例から確認した。また、計測により確認した薄層先行地中切梁工法による山留め架構の挙動を、二次元 FEM による解析によりおおむね評価することが可能であることがわかった。本工法をより合理的なものにしていくため、今後同種工事のデータをさらに蓄積し、その挙動予測精度を向上させていく予定である。

参考文献

- 1) 笹尾 光・吉田 宏・浅野利三郎・神保俊次・上沢進：大口径地盤改良工法の開発（その7）—山留め壁変形防止を目的とした適用事例—，第29回土質工学研究発表会講演集，pp. 2165~2166, 1994.
- 2) 丸岡正夫・幾田悠康・田口石男・免出 泰：根切り山留め工法に伴う周辺地盤沈下量の推定，第12回土質工学研究発表会講演集，pp. 1157~1160, 1977.
- 3) 日本建築学会編：山留め設計施工指針，pp. 46~47, 1988. (原稿受理 1997.6.13)