

4.5.4 軟弱地盤における地盤改良を用いた山留め壁の変位防止

～東京日本橋 水天宮～

1. はじめに

東京日本橋の神社水天宮（写真1）は、安産・子授け・水難除けなどのご利益で知られている。江戸鎮座200年記念事業として境内全体を一新、免震建替を行った。日本の神社の宮大工の技術が活かされた伝統木造様式の社殿と、現代的な表現による待合や參集殿が、融和するデザインとしている。



写真1 水天宮

2. 地盤改良の概要

軟弱地盤の根切りにおいて、山留め壁の変位を抑止するため、掘削側地盤を向かい合う山留め壁まで連続して梁状に改良するストラット工法、および改良体先端を支持地盤に根入れするバットレス工法が用いられている。梁状改良は掘削平面が大きくなるにつれ、またバットレス工法は支持地盤が深くなるほど改良量が多くなる問題がある。軟弱地盤において平面の長辺が長く、支持層が比較的深い工事において向かい合う山留め壁まで連続しない地盤改良を用いた山留めが計画された。

3. 工事の概要

本工事は、平面規模 $70m \times 28m$ 、根切り深度 $7.0m \sim 8.8m$ の軟弱地盤における大規模掘削工事である。地下工事の平面図および断面図を図1、2に示す。敷地における北側の約1/3（ $28m \times 28m$ ）を逆打ち工法で、残りを順打ち工法にて根切りを行った。根切りはGL-2.4mまでの1次根切り、GL-1.0m～1.5mに逆打ち躯体の構築もしくは鋼製切梁の架設、GL-7.0m～8.8mまでの最終根切りの順で行った。

山留め壁の芯材は GL-8.8m の掘削部は H500×200 (長さ 14m)、GL-7.0m の掘削部は H400×200 (長さ 12m) である。山留め壁の変位を抑止するため 2 軸の機械式深層混合処理機により梁状またはバットレス状に地盤改良を行った。地盤改良の仕様を表 1 に示す。

地盤改良は、北面は改良体が GL-17.6m 以深の細砂層に根入れするようにバットレス状に GL-19.3m まで、東、西面は根切り底から GL-13.5m までを梁状に、南面は梁状改良を途中で止める改良（以後、格子状改良と呼ぶ）を GL-13.5m まで行った。また、改良体の設計基準強度 F_c は根切り底以浅では 500kN/m^2 、根切り底以深では、 1500kN/m^2 であり、コアボーリングにより確認した実際の平均一軸圧縮強さは、それぞれ 1392kN/m^2 、 5110kN/m^2 であった。

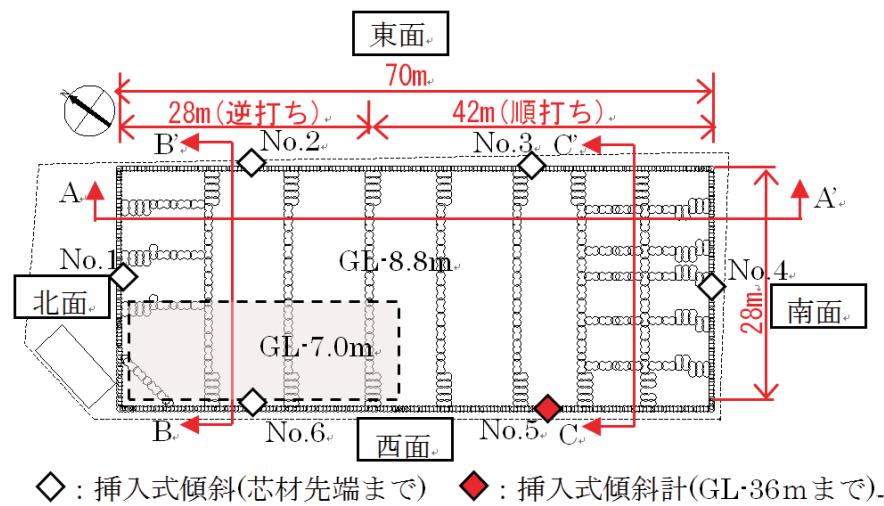


図 1 地下工事平面図および計測概要

表 1 地盤改良の仕様

項目	仕様				
	北面(No.1)	東面(No.2,3)	西面(No.5)	西面(No.6)	南面(No.4)
工法	深層混合処理工法				
形状	バットレス状	梁状			格子状
改良径 (mm)	$\Phi 1000 \times 2$ 軸				
改良本数 (本)	24	117	35	55	
掘削深さ (m)	19.3	13.5			
改良深さ (m)	10.5	4.7	6.5	4.7	
設計基準強度 (kN/m^2)	1500				
固化材の種類	汎用固化材				
固化材添加量 (kg/m^3)	300				
添加方法	スラリー添加 (W/C=80%)				

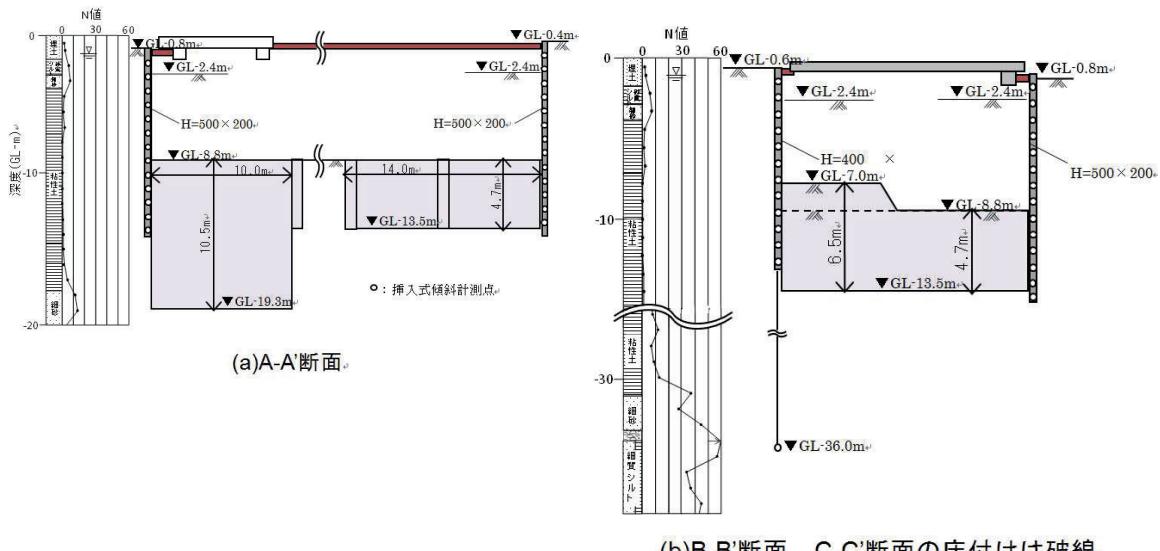


図 2 地下工事断面図および地盤概要

4. 地盤概要および計測概要

計測位置図および地盤概要を図 1 および図 2 に、地盤改良の状況を写真 2 に示す。土層は上から、表層部の埋土層および砂質シルト層、沖積細砂層、沖積粘性土層が GL-17.6m まであり、その下の洪積細砂層により構成されている。沖積粘土層の N 値は 0~2、一軸圧縮強さ q_u は $75.5\text{kN/m}^2 \sim 84.8\text{kN/m}^2$ であった。地表面の自由水位は GL-1.4m 程度、GL-17.6m ~ 19.8m の洪積細砂層の被圧水位は GL-3.9m 程度であった。また、根切り工事においては、挿入式傾斜計による山留め壁変位および、軸力計による切梁軸力を計測した。また、トランシットにより山留め壁の頭部の水平変位も計測した。



写真 2 地盤改良の状況

5. 計測結果

(1) 山留め壁の変位

A-A'断面 (No.1、No.4)、B-B'断面 (No.2、No.6) および C-C'断面 (No.3、No.5) の山留め壁変位の深度分布を図3に示す。山留め壁の変位は傾斜計による頭部変位が、トランシットによる頭部変位の計測結果と等しくなるように補正した。山留め壁変位の最大値は No.1～No.5 では 20mm～30mm 程度、No.6においては 44mm であった。軟弱地盤における1段の支保工を用いた8.8mの根切りにおいて、変位は比較的小さく、地盤改良による変位抑止効果が確認できた。また、No.5において傾斜計を GL-36m の固い層に根入れしていしたもののが変位していることが分かる。なお、No.6のみ変位が大きくなつたのは、No.6のみ芯材種類が H400×200 であり、他の山留め壁よりも剛性が低いことが要因だと推測できる。

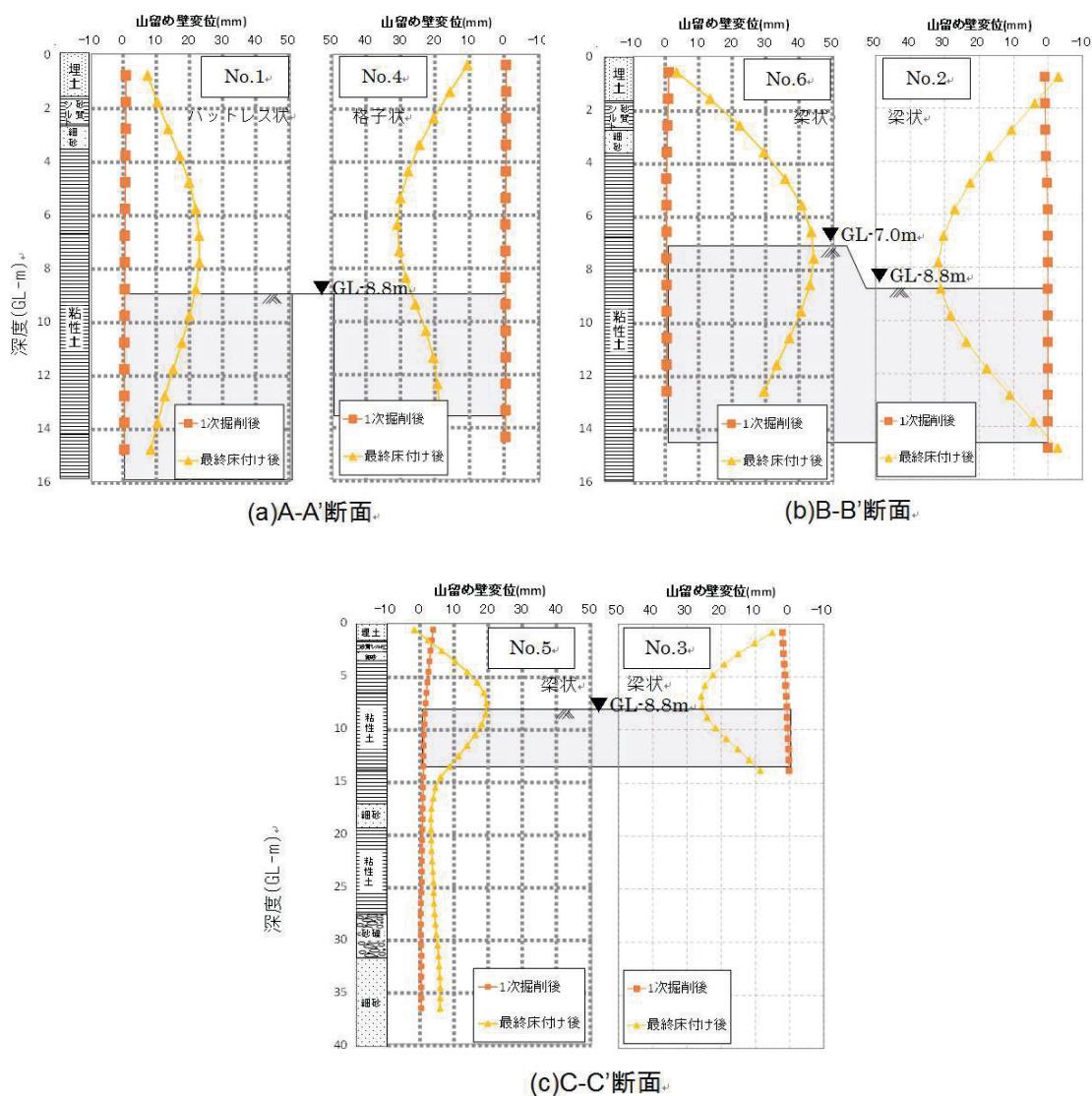


図3 山留め壁変位の深度分布

(2)改良形状の違いによる変位の差

改良形状の違いによる変位抑止効果の比較を行った。同じ根切り深さでバットレス改良を用いた No.1、梁状改良を用いた No.3 および格子状改良を用いた No.4 の 1 次掘削後と最終根切りにおける山留め壁の最大変位を図 4 に示す。改良量の最も大きいバットレス状の No.1（表 1 参照）の変位が最も小さく 23mm となった。また、改良量の最も小さな梁状改良の No.3 の変位は 26mm となり、向かい合う山留め壁まで連続していない工法である格子状の No.4 の変位は 31mm となった。向かい合う山留め壁まで連続していない格子状改良でも十分な変位抑止効果があることが確認できた。

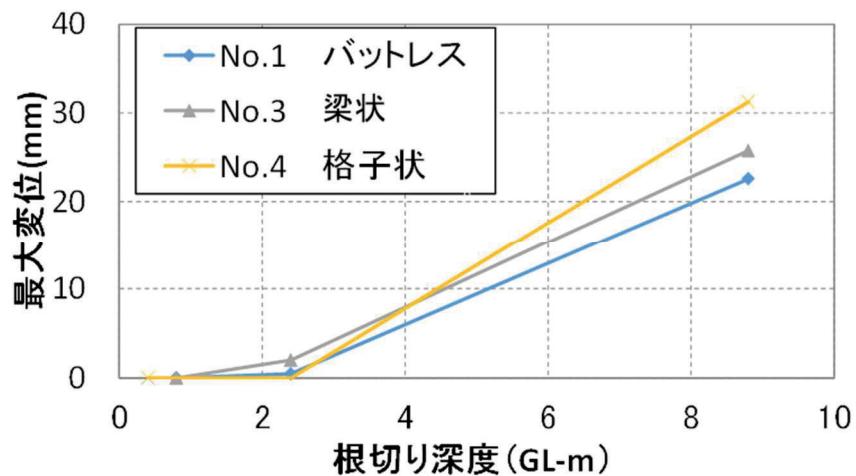


図 4 山留め壁変位の比較

6. まとめ

軟弱地盤における地盤改良を用いた山留め壁変位の計測結果を示し、地盤改良による変位抑止効果を確認できた。また、向かい合う山留め壁まで連続していない格子状改良でも十分な変位抑止効果があることを示した。