

セメント混合土を先行削孔の埋戻しに利用して土留め壁の変位増大を抑制

鴻池組東北支店 正会員 ○大沢 恭弘
 鴻池組・東北重機工事 JV 江下慶太郎
 鴻池組・東北重機工事 JV 尾濱 太一

鴻池組土木事業本部技術部 正会員 國富 和眞
 鴻池組・東北重機工事 JV 福嶋 涉
 鴻池組・東北重機工事 JV 阿部 敏也

1. はじめに

塩竈市中央第2ポンプ場築造工事は宮城県塩竈市の発注で、東日本大震災に伴って地盤沈下した周辺地域の内水排除機能を強化するためにポンプ場を新設する工事である。ポンプ場の地下部は深さ20m超の土留め掘削にて構築する計画で、施工区域の地盤に岩盤が出現するため土留め壁の施工では先行削孔が必要になった。土留め壁は先行削孔部を埋戻した後の施工であり、埋戻し部が緩い状態にあると土留め壁(芯材)の変位増大や土留め芯材の応力不足、変位増大に伴う本体壁の出来形不足などが懸念された。ここでは、先行削孔の埋戻しにセメント混合土を利用した土留め壁の変位抑制方法、およびその対策効果の検証結果について報告する。

2. 工事概要および施工上の問題点

ポンプ場は地上2階、地下3層のRC構造物で、地下部は平面形状が $28.4\text{m} \times 22.6\text{m}$ 、深さ20.8m、切梁段数6段の土留め掘削を行って構築する。図-1に示すように、地盤は上位より埋土を含む粘性土(Bs1, Bc, Ac1)、砂質土(As1)、凝灰角礫岩を主とするN値50以上の軟岩(Aj)である。土留め壁はECO-MW($\phi 650@450$)とし、地盤条件から全周回転掘削機によるオールケーシング工法($\phi 1200@540$)による先行削孔を併用するものである。

土留め壁の平面詳細を図-2に示す。先行削孔の外周と土留め壁(ECO-MW)端面の離隔は最大275mmと大きい。土留め壁下方は堅固な軟岩層であるが、先行削孔跡の埋戻し土が緩い状態(強度および変形係数が小さい状態)になる場合、埋戻し範囲内で土留め変位が大きくなり、土留め壁の許容変位量(100mm)を越える危険性がある。

埋戻し土の材料特性を考慮して行った土留め計算(弾塑性解析)の結果を図-3に示す。標準的な土質(砂質土: $\gamma = 19\text{kN/m}^3$, $\phi = 30^\circ$)

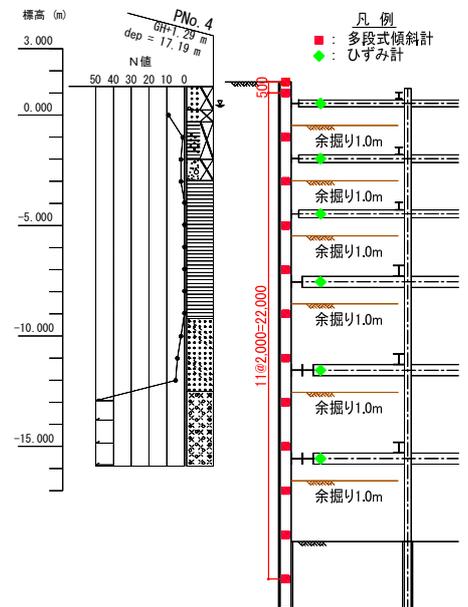


図-1 地盤条件および代表断面

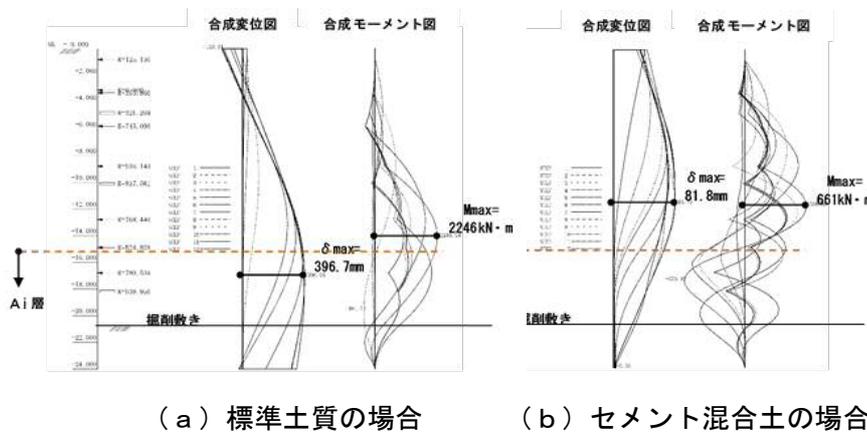


図-3 土留め計算(弾塑性解析)結果

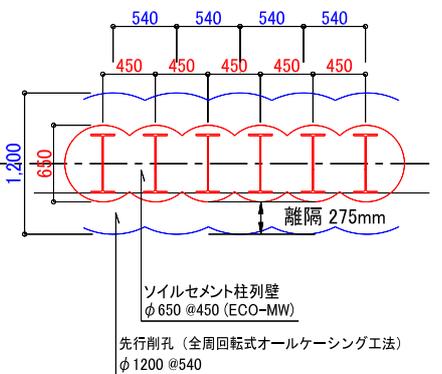


図-2 土留め壁平面図

キーワード 土留め掘削, 先行削孔, 土留め壁変位, 埋戻し, セメント混合土

連絡先 〒136-8880 東京都江東区南砂 2-7-5 (株) 鴻池組 土木事業本部技術部 TEL 03-5617-7791

では土留め変位が計算上 $\delta_{max}=396.7\text{mm}$ となり許容変位量を大きく越える結果になった。一方、セメント混合土 ($q_u=300\text{kN/m}^2$ 程度の強度を想定) の場合は、土留め変位は許容値以下 ($\delta_{max}=81.8\text{mm}$) である。以上より、埋戻し部がゆるい状態であると許容値を越える土留め壁変位や芯材応力不足の発生が十分に予想されることから、埋戻し土の強度確保が課題となった。

3. 埋戻し材 (セメント混合土) の適用性検討

締めやすい良質な埋戻し材料の入手が困難であったため、埋戻し土には $q_u=300\text{kN/m}^2$ の強度が確保できるセメント混合土の適用を検討することにした。具体的には、実施工を模して、セメント混合土を水中に直接投入し、攪拌を行わない状態での室内配合試験を行った。写真-1 に試験状況を、表-1 に試験結果 (強度確認結果) を示す。強度確認では低強度改良であることを考慮し、6~12m深度相当の拘束圧条件下での三軸圧縮試験による軸差応力を一軸圧縮強度 (q_u) 相当とみなした。



写真-1 配合試験 (水中投下)

表-1 より、水中投下材料の強度は、標準配合試験による強度と比べて低強度となるが、材齢7日、セメント添加量 50kg/m^3 で目標強度 (300kN/m^2) を確保できることがわかった。

表-1 配合試験結果 (圧縮強度)

材齢 (日)	供試体作成方法	添加量 (kg/m^3)	試験条件	拘束圧 (kN/m^2)	軸差応力 (kN/m^2)
7	標準	50	一軸	-	1,514
			三軸	30	312
	水中投下	50	三軸	60	406
	標準	100	一軸	-	3,333
			三軸	30	469
	水中投下	100	三軸	60	618

4. セメント混合土適用による効果の確認

実施工では陸上で混合したセメント混合土をバックホウにて先行削孔内に直接投下した。土留め壁施工までの期間にチェックボーリングを行い、採取コアで供試体を作成して一軸圧縮強度 (材齢28日) の確認を行った。採取コアに空洞は見られず、図-4 に示すとおり、すべての供試体で必要強度を満足した。写真-2 は土留め掘削中に確認した先行削孔部の埋戻し土の表面である。先行削孔部は空洞のない埋戻し土で充填されている状態が確認できた。図-5 は最終掘削時の土留め変位 (実測値) である。図中には、比較のため、先行削孔による緩みを考慮しない場合の土留め壁の変位分布 (計算値) を示した。これより、実測変位は計算値と比べて相当量の変位抑制効果が得られていることがわかる。なお、このような大きな変位抑制効果が得られたのは、GL-14m以深の岩盤層内における先行削孔部の緩み防止効果が想定以上に大きかったことが要因の一つと思われる。

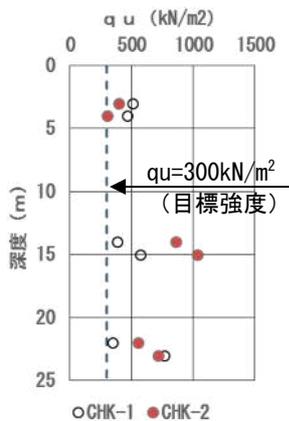


図-4 採取試料の強度



写真-2 先行削孔部の硬化状況

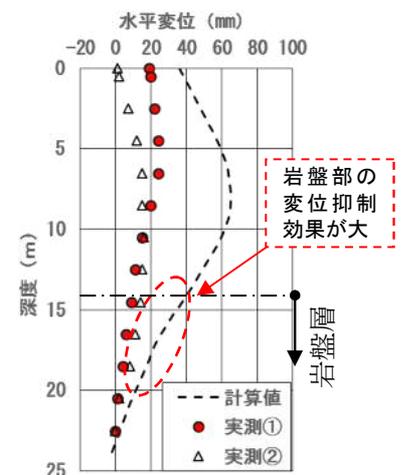


図-5 土留め壁の変位

5. おわりに

セメント混合土を水中に投下するだけで、ある程度の強度発現が期待できることがわかった。当初地盤と埋戻し土の強度・変形特性の違いが大きい場合には、埋戻しにセメント混合土を利用し、その強度を有効に活用する手法の有効性が確認できた。本事例が今後の類似工事の参考になれば幸いである。