

4.7 東京モノレール既設橋脚の耐震補強工事

4.7.1 はじめに

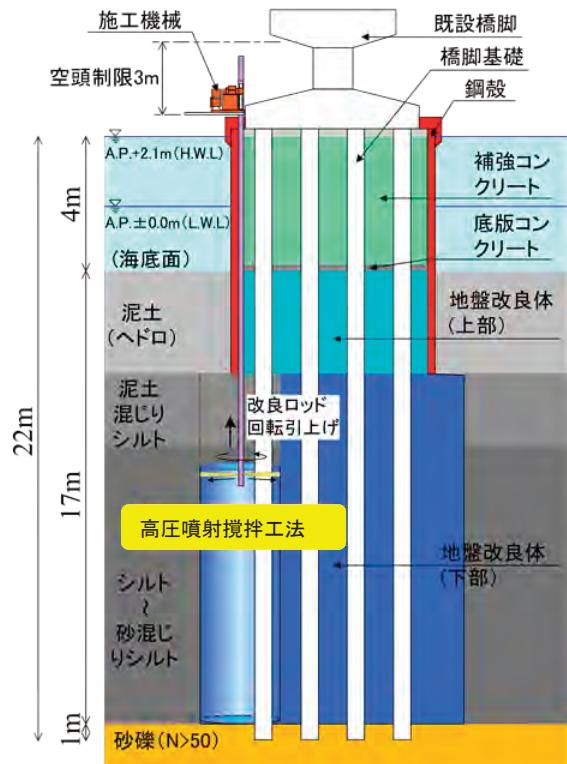
東京モノレール(東京都)は、2014年に開業50周年を迎えた。現在、阪神・淡路大震災後の新耐震基準に則り2006年より順次構造物の耐震化が進められている。海上部に位置する支柱については、基礎部から補強する必要のあることが判明し、最終的に「鋼殻補強コンクリート地盤改良工法」^{1)~3)}を採用することとした。2011年から試験施工を開始し、2013年までの3年間で12基の耐震補強が完了した。



写真 4.7.1 対象構造物

4.7.2 施工条件

本耐震補強工事で対象とする東京モノレール既設橋脚（鉄筋コンクリート多柱式橋脚、写真4.7.1）は京浜運河に位置する。鋼殻補強コンクリート地盤改良工法の構造一般図を図4.7.1に、改良体（下部）の配置平面図を図4.7.2に、土質柱状図を図4.7.3に示す。当該地点の水深は約4m、海底面から支持層までの深度が約17mである（図4.7.1）、フーチングを支持するPC群杭の根入れ部を含めた杭全長は約22mである。また、営業線軌道直下で施工を行うため空頭制限は3mであった。改良対象層はシルト～粘性土を主体とした軟弱地盤（N値=0~2）であり、このうち海底面付近には特に軟弱な泥土層（N値=0）が堆積している。



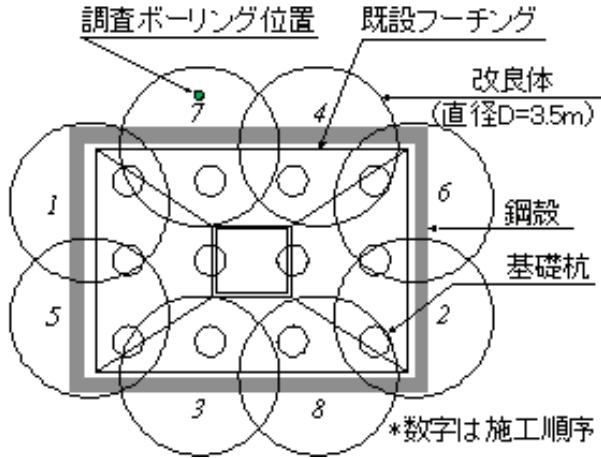


図 4.7.2 改良体（下部）の配置平面図

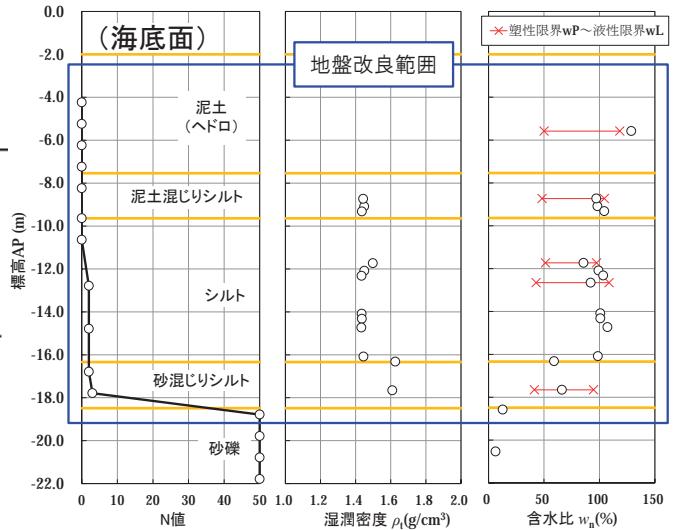


図 4.7.3 土質柱状図

4.7.3 施工方法

地盤改良の仕様を表 4.7.1 に示す。また、施工フローを図 4.7.4 に示す。

1 鋼殼設置

鋼殼は 1 ピースの最大高さを 700mm に分割し、全 16 段を現場で組みながら自重で沈設された。設置深度は、杭頭部の補強および地盤改良工で噴射された改良材の流出防止のために泥土層下端とされた。泥土層の貫入抵抗が大きく沈設が困難な場合は、補助工法としてウォータージェット工法が併用された。鋼殼内側には、地盤改良工のモニター管の挿入および排泥回収のためのガイド管が設置されている。当該管の直径は 200mm とし、排泥が閉塞を起こさないことを事前に別所で実施された実規模試験で確認した。

表 4.7.1 地盤改良の仕様

項目	仕 様
工法	高压噴射搅拌工法
対象土	シルト～粘性土
改良面積 (m ²)	約 77(橋脚 1 力所あたり)
改良深さ (m)	17
改良径 (m)	3.5
改良本数 (本)	8(橋脚 1 力所あたり)
設計基準強度 (N/mm ²)	1.3
固化材の種類	工法専用固化材

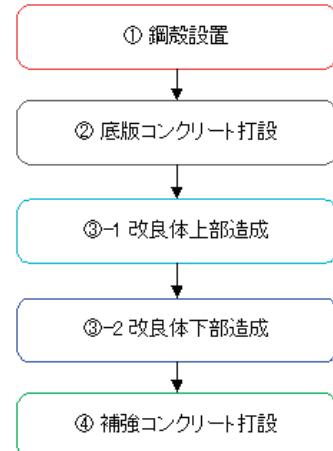


図 4.7.4 施工フロー

()底版コンクリート打設

改良体上部造成時の排泥の噴発を防ぎ、かつ確実にガイド管に導くため、鋼殻内の海底面(泥土層上端)に厚さ **500mm** の底版コンクリート(軽量水中不分離モルタル)が水中打設された。

(3)改良体（上部、下部）造成

地盤改良工には高圧噴射攪拌工法が採用された。本工法では $\phi 45\text{mm}$ のボーリングロッドに取付け可能な小型モニター管が用いられており、従来の高圧噴射攪拌工法より施工機械が小型であり、本工事のような狭隘空間においても施工に支障はなかった(写真 4.7.)。

地盤改良体は、施工中に発生する排泥の回収効率を考慮して、鋼殻内の泥土が先行して改良された(改良体上部造成)。また、施工による PC 杭への影響を配慮し、隣接する改良体の連続施工を避けるように図 4.7.2 に示す順序で 8 本の改良体が造成された。粘性土地盤へ高圧噴射攪拌工法を適用した場合、粘性の高い排泥が閉塞し、周辺地盤へ噴発することが懸念されたが、今回はガイド管を設置することで排泥をスムーズに回収することができた。土中で噴射された空気の浮力が排泥に上向きの流れを生じさせ、排泥管を経た排泥をボックスバージに貯め、処分場に運搬された。

4 補強コンクリート打設

底版コンクリート上部の鋼殻内をドライアップしてコンクリートを打設した。当該コンクリートには PC 杭への荷重増加と鋼殻内での人力作業を回避するため、軽量の高流動コンクリート(密度 1.75g/cm^3)を採用した。



写真 4.7. 地盤改良状況および施工

4.7.4 改良体の品質評価

改良体造成から 28 日後以降に改良効果確認調査が実施された。コアボーリングは改良体中心から半径方向に $0.3D$ (D は計画改良径 3.5m) 離れた位置で実施された。採取したコアの例を写真 4.7.3 に示す。コア採取率は平均で 95% 以上となり、深層混合処理工法での品質検査の目安⁴⁾となるコア採取率 90% を上回る良好な状況であった。

図 4.7.5 にコアの一軸圧縮試験結果を示す。設計基準強度 1.3N/mm^2 に対して、一軸圧縮強さの平均値 q_u は 5.3N/mm^2 (最小値 1.9N/mm^2) であった。また、改良体のコア強度と実大強度 Q_u に関する深層混合処理工法の技術指針⁴⁾によれば、 $Q_u = q_u - 1.3\sigma$ (σ は正規分布を仮定した場合の標準偏差) とされており、試験結果から推定した実大強度 Q_u は 2.4N/mm^2 となる。コア強度の変動係数は 42% であり、上式の適用範囲内であることから、実大強度は設計基準強度を上回っていると判断できる。なお、設計基準強度を下回るコア強度の発生確率 (不良率) は 5% 以下となった。ばらつきが大きいことを考慮すれば、改良全体系の強度特性に及ぼす強度のばらつきの影響を定量的に評価することは重要と考えられる。

図 4.7.6 に q_u と変形係数 E_{50} の関係を示す。 E_{50} は q_u の概ね 200~400 倍の範囲にあり、セメント改良土の一般的な関係と同様な傾向を示している。また、 E_{50} は平均 1602N/mm^2 ($\sigma = 664$) であり、設計値¹⁾である 700N/mm^2 を十分に満足している。以上のように、高圧噴射搅拌工法で要求性能を満足する高品質の改良体が造成できることを確認した。

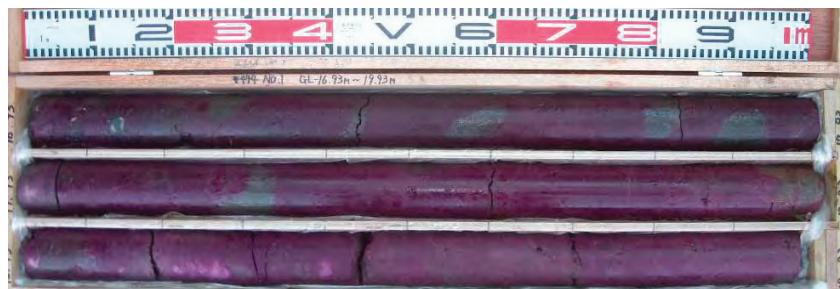


写真 4.7.3 採取した改良体のコアの例

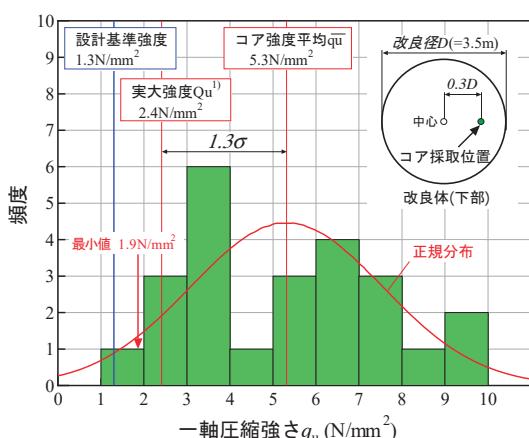


図 4.7.5 一軸圧縮試験結果 (ヒストグラム)

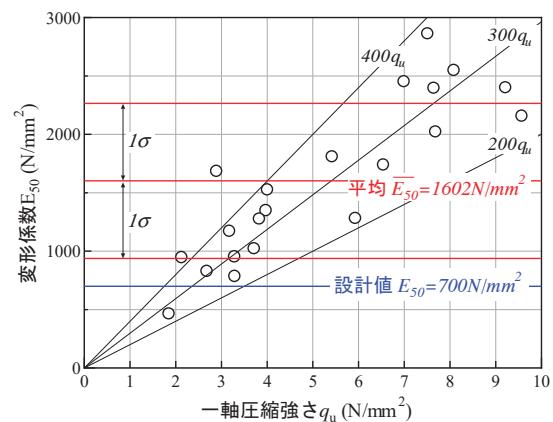


図 4.7.6 $E_{50} \sim q_u$ 関係

4.7. おわりに

既設鉄道橋脚の耐震補強に鋼殻補強コンクリート地盤改良工法が採用され、12 橋脚の耐震補強工事が実施された。施工中は常時、軌道の変位が監視されたが、施工による変位は生じず、営業線の運行に影響を及ぼすことはなかった。また、大型機械を必要としない高圧噴射攪拌工法の採用により、営業線直下の施工性と高品質な改良体の造成が可能であることが確認された。

【参考資料】

- 1) 松木ら : 杭基礎を対象とした鋼殻補強コンクリート地盤改良工法の設計・施工 (その 1 : 設計・解析)、 第 48 回地盤工学研究発表会、 pp.1641-1642、 2013 年 7 月
- 2) 新井ら : 杭基礎を対象とした鋼殻補強コンクリート地盤改良工法の設計・施工 (その 2 : 実験検討編)、 第 48 回地盤工学研究発表会、 pp.1643-1644、 2013 年 7 月
- 3) 小原ら : 杭基礎を対象とした鋼殻補強コンクリート地盤改良工法の設計・施工 (その 3 : 施工実績編)、 第 48 回地盤工学研究発表会、 pp.1645-1646、 2013 年 7 月
- 4) 日本建築センター : 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針-セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法-、 pp.238-246、 2002 年