

Ⅲ - B185

地盤改良による地中梁造成の効果分析

—— 常磐新線西綾瀬トンネルの設計・計測結果の報告 ——

日本鉄道建設公団東京支社 正会員 加藤新一郎
 日本鉄道建設公団東京支社 正会員 ○奥原 祐治
 日本鉄道建設公団東京支社 立石 和秀

1. はじめに

常磐新線(秋葉原～つくば 58.3 km)の約9 km300mに位置する西綾瀬トンネル(延長:160m)は、都営住宅に近接(1.5 m)し、急勾配(33%)・曲線(R=350m)・深さ約10m～20mの開削トンネルである。(図-1参照)地質が軟弱なため、土留壁の変形抑制対策として掘削に先立ち、底盤部および掘削中間部に地盤改良を行っている。本報告は、設計と計測値との対比により掘削中間部の地盤改良(以下、先行地中梁と言う。)の効果分析について述べるものである。

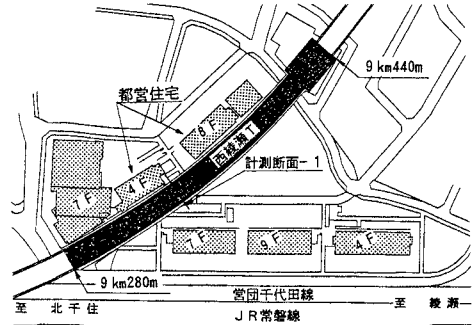


図-1 西綾瀬トンネル位置平面図

2. 地盤改良工法の検討

(1) 地質状況と地盤改良の必要性

施工現場は、東京低地と呼ばれる沖積低地地域にあり、地層の構成は、上位より埋土(Ts)、上部有楽町層(As1)、下部有楽町層(Ac1)、七号地層(As2)、以下洪積層である。この内、掘削(層位置6m～19m)部の粘性土(Ac1)は表-1に示す様に、N値1程度・高含水比(70%)であり、地盤改良を行わなければ、仮土留の所定内変位(30mm以内)と安全な施工の確保が難しいと判断された。

表-1 解析用地盤定数

名称	土質種別	N 値	層位置(m)	ρ (tf/m ³)	Φ (度)	C(tf/m ²)	Kh(tf/m ³)
Ts	粘性土	1	0.0～2.25	1.4	0.0	1.0	50
As1	砂質土	3	2.25～6.45	1.7	35.0	0.0	200
Ac1u	粘性土	1	6.45～15.00	1.6	0.0	5.0	200
Ac1l	粘性土	1	15.00～16.60	1.65	0.0	8.0	750
As1f(改良体)	改良・砂質土	30	5.60～6.45	1.7	35.0	30.0	3300
Ac1uf(改良体)	改良・粘性土	30	6.45～7.10	1.6	0.0	30.0	3300
Ac1lf(改良体)	改良・粘性土	30	12.90～15.00	1.6	0.0	30.0	3300
Ac1ul(改良体)	改良・粘性土	30	15.00～15.90	1.65	0.0	30.0	7000

(2) 地盤改良の選定条件

選定にあたっては、①改良後の地盤粘着力が $C=30$ (tf/m²)確保できること、②改良地盤が山留め壁に密着できること、③介在する $C=8$ (tf/m²)の高粘着力粘性土および $N=10\sim20$ 程度の砂質土に対しても安定した改良地盤の造成が可能であること、④改良後の地盤は、一様な梁としての評価が可能であることが必要である。また、市街地施工における環境面への配慮も必要である。

(3) 工法の選定・改良厚さ

固結工法の中で高粘着力粘性土での施工実績とSMW壁との密着性確保の観点から、①高圧ジェット攪拌工法、②ジェットグラウト工法、③RJP工法を比較検討した結果、③が経済性・信頼性で有利と判断した。底盤部の改良厚さは、①掘削底面の盤ぶくれ、②仮土留壁の発生変位抑制、③改良体としての信頼性の面から検討を行い、3.0mとした。また、掘削中間部は、仮土留壁の変位抑制を目的として厚さ1.5mとし、改良面積は、全面改良の70%相当になる格子形状とした。

3. 仮土留の設計

許容変位量は、都営住宅への影響を極力小さくするため、30mmと設定した。解析における地山及び地盤改良体の物性値は、表-1の通りである。なお、先行地中梁の位置は、変位抑制効果を考慮して決定している。

キーワード: 開削トンネル・地盤改良・計測

㊤ 120東京都足立区西綾瀬2-12 TEL 03-3880-9151, FAX 03-3880-9154

計測断面の切梁は、350Hを2.5mピッチで設置し、変位抑制のために設計最大反力の50%をプレロードとして与えた。

4. 計測結果

（1）計測器の設置・比較値の抽出

図-2の様に、SMW 壁内に変位測定のための傾斜計（深度：1.6m～16.0m @1.8m）と、各切梁にひずみ計を設置したほか、隣接住宅・鉄道高架橋に沈下計と傾斜計を設置した。設計値との比較は、先行地中梁撤去時の土留壁の変形と2段切梁の軸力について行った。なお、隣接構造の計測値は、有意な値を示していない。

（2）計測の結果と分析

a) 山留め変位量

図-3に掘削開始から、床付掘削までの山留変形を示す。0次掘削(1.5m 程度)は、設計値に比較し計測値が約6mmと大きい値を示している。この原因は、覆工桁架設後、地盤改良用のピット掘削が計画よりも深かったためと思われる。

2段切梁には、先行地中梁掘削前に設計最大反力の50% (60t)をプレロードしていたが、掘削後仮土留壁が約2mm変位している。この事により、先行地中梁は、2次掘削時に最大軸力が生じた後、2段切梁設置により分担軸力が減少したが、その後も軸力の一部を負担していた事が明らかになった。

b) 2段切梁の軸力変化量

図-4は、切梁設置からプレロード・3次掘削にかけての計測結果であり、3次掘削段階における切梁軸力(約76t)は計算値(約122t)の約6割であった。この理由として、「実際の側圧が設計値より小さかった」とことと併せ、先行地中梁の実際の強度は、設計強度の数倍であり、さらに、改良厚・幅供に設計値より大きめであったことから、「実際の先行地中梁の切梁バネ値は、設計に用いた値よりかなり大きかった」とためと考える。

図-5に地中梁撤去日における2段切梁の軸力の経時変化を示す。撤去開始してから、一部撤去終了時に10t程度の軸力増加が認められ、最終的には14tの増加があった。これは、先行地中梁が、切梁バネとして働いていたことを示している。また、撤去は掘削横断面のほぼ中央部より開始したが、中央部の撤去終了時に2段切梁の軸力が急激に増加しており、今回の場合、地盤改良体全長にわたり、圧縮軸力が働いていたと推定される。以上より、当現場の様な軟弱地盤における先行地中梁の施工は、土留壁の変形抑制に有効だったと考えられる。

5. おわりに

今回は、掘削中間部の先行地中梁撤去に伴う計測結果について報告した。今後、設計と計測結果を詳細に分析し、常磐新線の経済的かつ効率的な工事の進捗に役立たせるとともに、より効果的な先行地中梁の設計方法について検討したいと考えている。

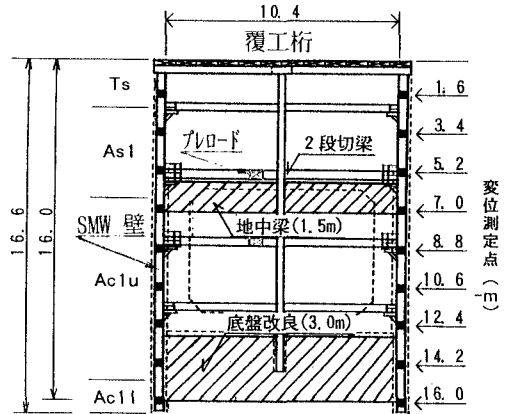


図-2 計測断面図

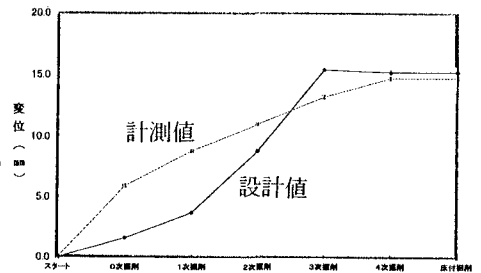


図-3 山留め壁の変位

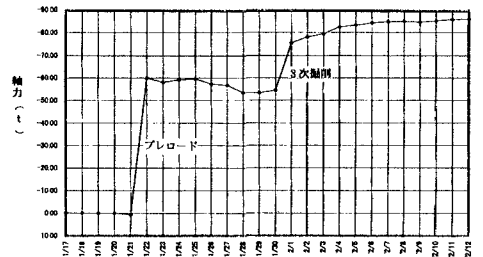


図-4 2段切梁の軸力変化 (プレロード、3次掘削)

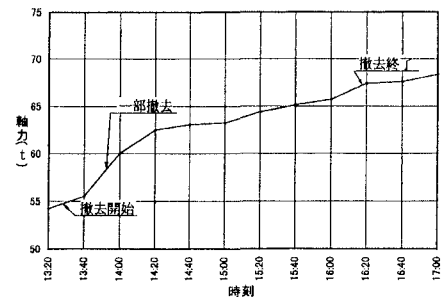


図-5 2段切梁の軸力変化 (地中梁撤去時)