

地下鉄停留場の開削工事直下に位置する 通信用トンネルの挙動

－土佐堀ビルとう道(中之島新線玉江橋工区)防護工事－

エヌ・ティ・ティ・インフラネット株式会社 関西支店 事業開発本部 土木技術担当部長 鎌田 敏正
 エヌ・ティ・ティ・インフラネット株式会社 関西支店 事業開発本部 土木技術担当課長 上野 和章
 株式会社協和エクシオ NTT 本部 土木エンジニアリング部 工事長 石本 敦
 銭高組・三井住友建設・浅沼組共同企業体 所長 森岡 周
 銭高組・三井住友建設・浅沼組共同企業体 作業所長 ○應治 義人
 財団法人 地域 地盤 環境 研究所 地盤工学研究部門 地盤解析グループ 主任研究員 譽田 孝宏

1. はじめに

中之島新線建設工事(事業主体：中之島高速鉄道(株))の中之島渡り線部の開削工区において、掘削底面直下に構築されているNTT通信用トンネル(以下、とう道)と超近接した施工が実施された。

本工事は、軟弱な沖積粘土地盤内に構築されたとう道の直上で施工する開削工事であり、とう道下端部に被圧帯水層が介在していることから、被圧帯水層の揚圧力に起因する盤ぶくれ現象による影響と、掘削による上載荷重の除荷に伴うリバウンドによる影響により、とう道覆工の断面方向ならびに縦断方向で応力の増加が予想された。また、とう道直下に幅広い土留め壁欠損部ができることから、遮水性と地盤強度を確保するための対策が必要になった。ここでは、掘削に伴うリバウンドによるとう道への影響を解析により予測し、現場計測を用いて施工中の実挙動からとう道覆工に発生する応力度を予測しつつ施工した事例について報告する。

2. 工事概要

本工事は、GL-19.2m に位置するセグメント外径 $\phi 5700\text{mm}$ のとう道直上を、掘削幅 16m で最終掘削深度 GL-18.6m(最終掘削底面からトンネル天端までの離隔 0.6m)まで、地盤改良工法を併用して掘削するものである。工事区間の平面図および横断面図を図-1に示す。

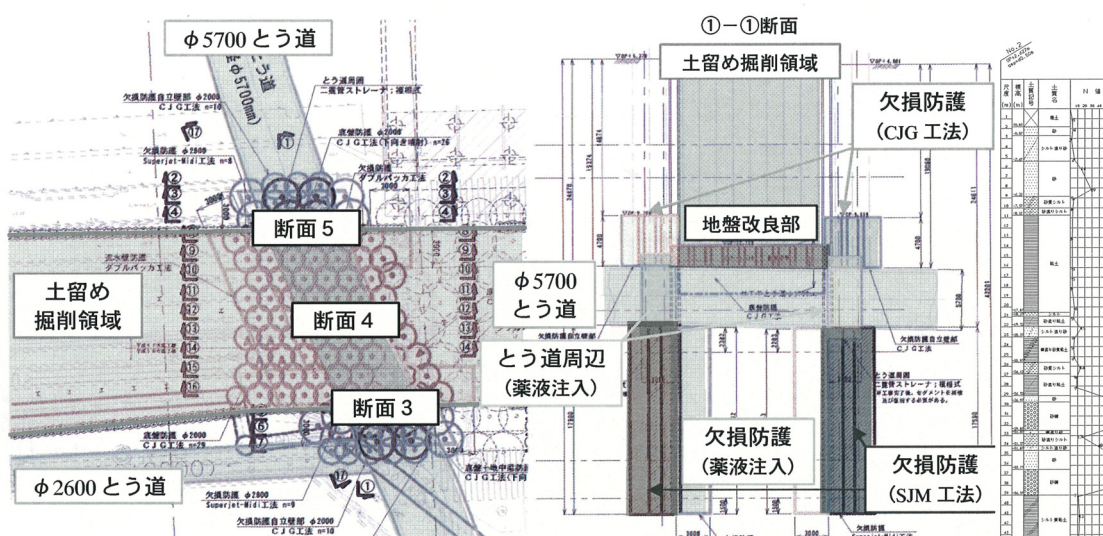


図-1 平面図および横断面図

Toshimasa KAMADA, Kazuaki UENO, Atushi ISHIMOTO, Shu MORIOKA, Yoshito OJI and Takahiro KONDA

地盤構成は、上部からとう道下部付近まで沖積層が堆積しており、特に、軟弱な沖積粘土層である Ma13 層(平均 N 値=1~3, 一軸圧縮強度 $q_u=75\sim145\text{kN/m}^2$, 液性指数 $I_L=0.45\sim0.58$, 層厚 13m 程度)が掘削部の大部分を占めており、とう道もこの軟弱粘土層の下位に位置している。なお、本現場北側に直近して並行に流れている堂島川の影響により、下部被圧帯水層(Asg 層, Tg1 層)における地下水位は約 GL-2m と高く、周期的に 1m 程度の地下水位変動があった。

開削工事は、ビル建築物が密集した市街地での施工になるため、周辺構造物への影響を考慮して、不透水層まで土留め壁を延長する遮水工法を採用した。土留め壁は SMW(=Soil Mixing Wall)工法で施工し、沖積砂礫層(Asg 層, GL-30m)まで H 鋼材を挿入し、それ以深については、不透水層である洪積粘土層(Ma12 層, GL-43m)までモルタル壁を構築した。

3. 工事計画

開削工事により発生するリスクを最小限に抑えるため、影響予測解析の結果から土留め壁欠損部の防護方法について詳細に検討した。なお、今回対象とするとう道付近の欠損防護対策の目的は以下の2点であり、これらの課題に対応するため、図-2および表-1に示す地盤改良工事を計画した。

- ①トンネル直上の土留め杭における根入れ不足の解消
- ②トンネル直下の土留め壁欠損部における遮水効果不足の解消

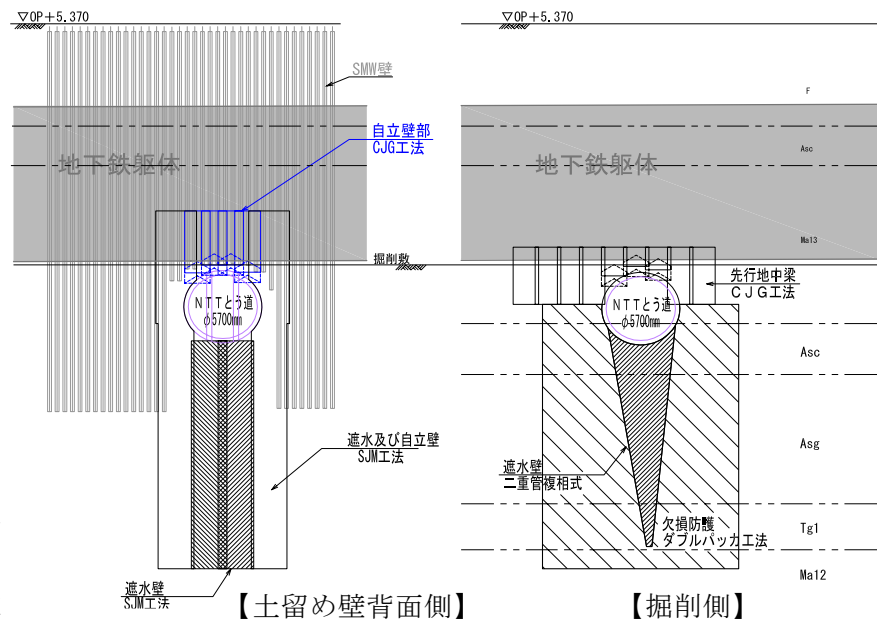


図-2 土留め壁欠損防護用の地盤改良工に関する横断面図

表-1 土留め壁欠損部の地盤改良工事

課題	対象位置	対策工内容
①土留め壁 根入れ不足	背面側	ジェットグラウトによるセメント改良(大口径高圧噴射工; CJG, SJM)により地盤強化を目的とした自立壁を構築。
	掘削側	最終掘削底面付近にジェットグラウトによるセメント改良(大口径高圧噴射工, CJG)により先行地中梁を造成。
②遮水効果 不足	背面側	とう道直下(地上部からとう道を貫通)をジェットグラウトによるセメント改良(大口径高圧噴射工, SJM)により遮水壁を構築。
	掘削側	薬液注入(ダブルパッカー工法および二重管ストレーナ工法)による止水。掘削構内にリリーフウェルを併用して盤ぶくれに備えた。
	とう道周辺	薬液注入(二重管ストレーナ工法)による止水。

* CJG : Column Jet Grout (φ 2000mm), SJM : Superjet-Midi (φ 2800mm)

4. 工事実施

とう道周辺における土留め壁欠損部の防護手順および地上部からとう道を貫通させて実施した地盤改良工の施工手順を図-3に、とう道貫通施工の概念図を図-4に示す。とう道の貫通施工においては、とう道内部への地下水の流入防止対策が重要課題になることから、ケーシングパイプを用いた3重管貫通方式を採用し、二重の安全対策としてとう道内部から防護ケーシングの設置もおこない、安全性を確認しながら施工を進めた

4.1 地盤改良の施工手順

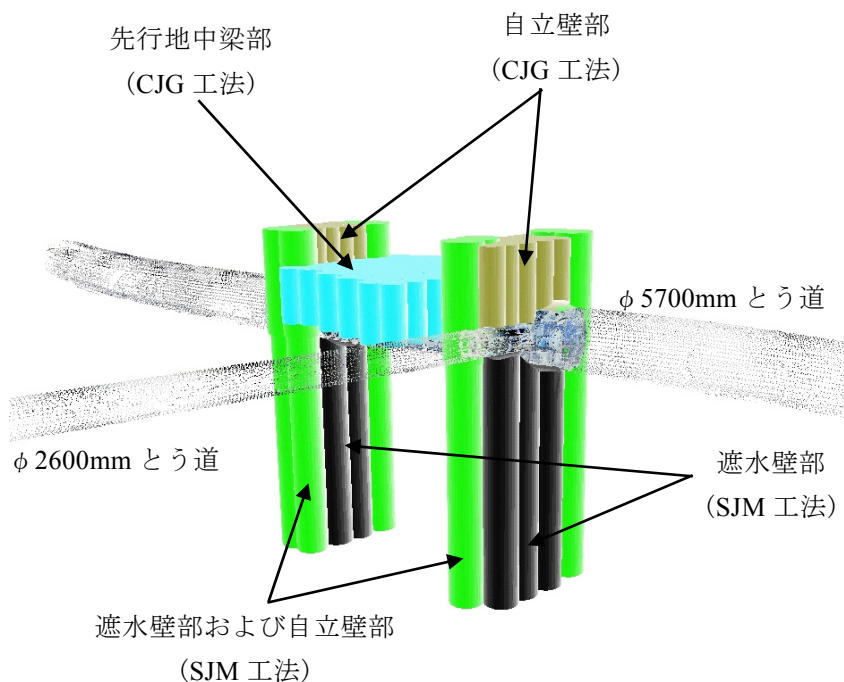
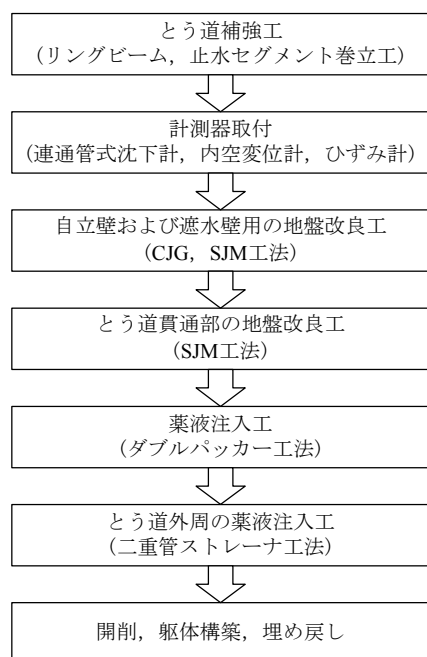


図-3 土留め壁欠損部の補強手順および地盤改良部の位置関係

4.2 とう道貫通孔の施工手順

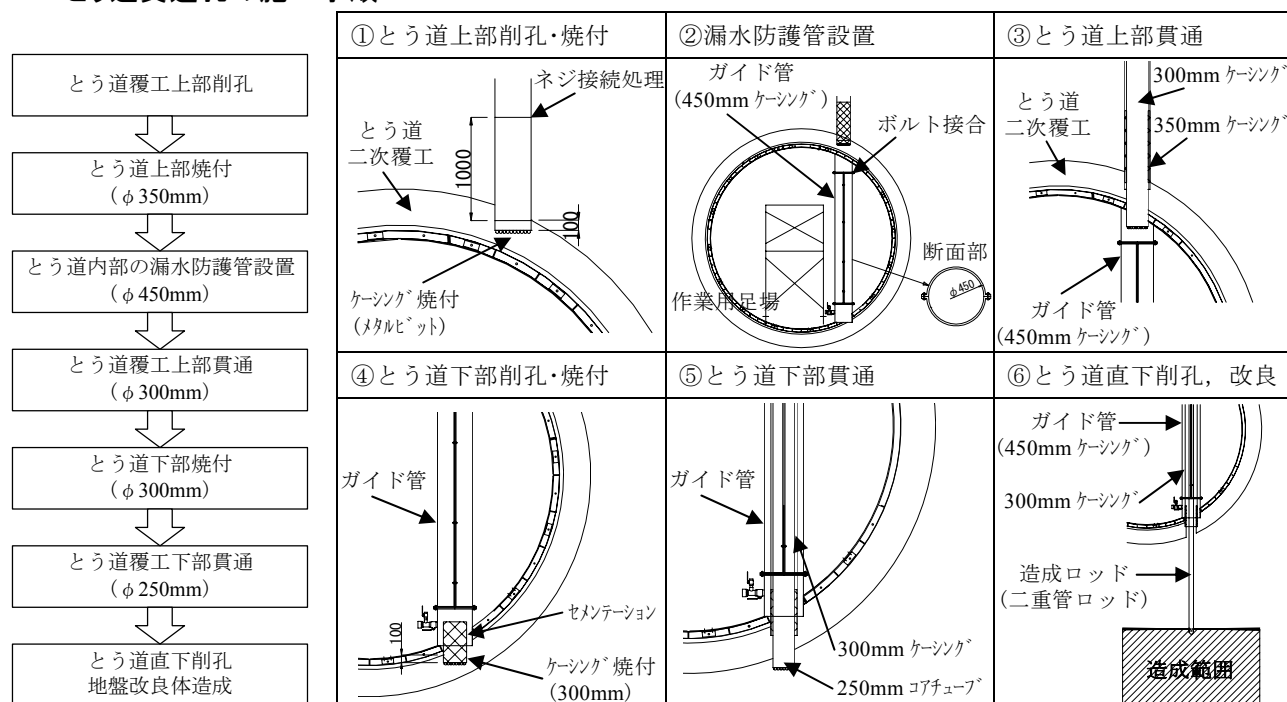


図-4 とう道貫通孔に関する施工手順の概念図

4.3 品質管理

土留め壁根入れ不足の対策として、造成した自立壁からコア採取した供試体を用いて一軸圧縮試験(JIS A 1216, JGS 0511)を実施し、強度確認をおこなった。試験結果一覧表を表-2に示す。サンプリング時に発生したクラックの影響などにより強度が低い供試体も見受けられたが、平均強度 2.2 (MN/m²)を確保しており、目標強度 1.0 (MN/m²)を満足していることを確認した。

表-2 一軸圧縮試験結果一覧表

供試体番号	SJM No.1									SJM No.2	
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	①	②
一軸圧縮強さ q_u (MN/m ²)	2.81	3.62	2.48	1.10	2.02	3.05	2.71	3.00	1.06	1.42	1.06
平均強度：2.2 (MN/m ²)											

また、地盤改良工事施工後において、欠損部における遮水効果の確認を実施した。南側欠損部における遮水効果確認箇所を図-5に示す。掘削側の薬液注入部分に対してとう道内部から鉛直方向下向きにボーリング削孔し、現場透水試験(湧水法：削孔にロッドを引き抜いた後、自噴(湧水)する水量を測定する方法)を実施して透水係数を算定した。

透水試験結果を表-3に示すが、排水性はごくわずかであり、所定の透水係数(1.0×10^{-4} (cm/s)以下)を確保していることを確認した。

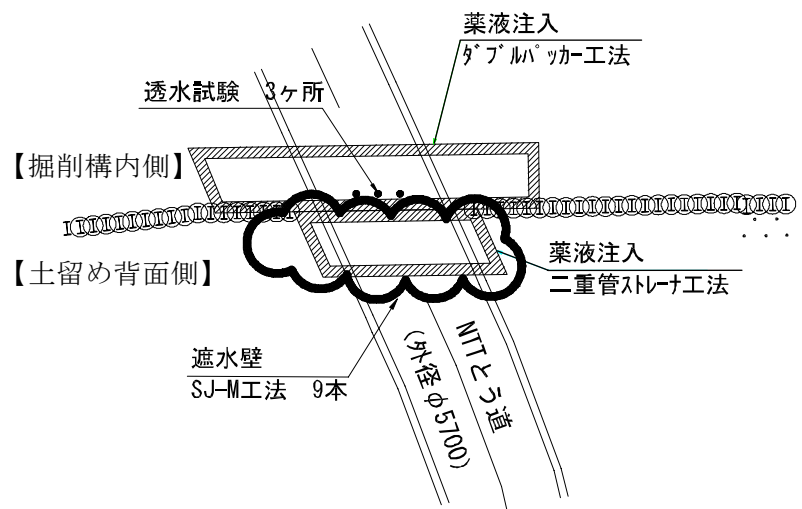


図-5 遮水効果確認箇所平面図(南側土留め壁欠損部)

表-3 現場透水試験結果一覧表

南側 欠損部	試験深度 (GL-m)	24.97~26.37			26.37~36.37			36.37~39.37		
	試験番号	①	②	③	①	②	③	①	②	③
	透水係数 k ($\times 10^{-6}$ cm/sec)	7.98	不透水	8.24	3.01	17.3	8.58	5.43	1.65	1.39
北側 欠損部	試験深度 (GL-m)	25.37			32.37			39.37		
	透水係数 k ($\times 10^{-6}$ cm/sec)	7.87			9.94			7.91		

工事は、2005年8月から覆工掘削および路面覆工を実施し、GL-3mまで掘削した後、2005年12月～2006年8月の約9ヶ月をかけて土留め壁欠損防護用の地盤改良工事を実施した。その後、2006年9月より掘削を再開して、2006年12月に最終掘削(最終掘削深度：GL-18.6m)までを完了させ、2007年8月末までに本体構造物を築造した。

以下に、掘削によるとう道への影響を定量的に評価するために実施した事前予測解析と施工過程におけるとう道に発生した増加応力度等について述べる。

5. 事前予測および対策工の検討

南北方向に構築されているφ5700mmとう道と東西方向に構築されているφ2600mmとう道は、開削部近傍でT字型に接続する構造になっている。開削工事に伴って周辺地盤が変形し、これら既設構造物に対する影響が懸念されたことから、工事に伴って発生すると思われる影響を解析によって予測し、各種構造物の健全度を評価して、必要に応じてリスク回避に向けた対応策を立案して実施した。

既設通信用構造物に発生する影響内容を表-4に示すが、ここでは、事前解析と実施工の両方において影響度が最も大きかったφ5700mmとう道に対する検討結果について以下に示す。

表-4 対象構造物および影響内容

対象構造物	影響内容
φ5700mmとう道	土留め壁打設に伴う影響
	地盤改良工に伴う影響
	掘削に伴うリバウンドによる影響
φ2600mmとう道	土留め壁打設に伴う影響
	掘削に伴う土留め壁の変形による影響
φ5700mmとう道～φ2600mmとう道 ジョイント部	掘削に伴う土留め壁の変形およびリバウンドによる影響
立坑部	掘削に伴う土留め壁の変形による影響

5.1 とう道横断方向の検討

とう道横断方向の解析手順を以下に、解析手順の概念図を図-6に示す。

- ①初期応力状態は、慣用計算法を用いて設計された原設計値を採用する。
- ②設計条件に基づいて、とう道横断方向に対してとう道覆工を梁に、地盤をばねでモデル化する。
- ③短期的な施工時荷重による影響(土留め壁構築に伴う影響、地盤改良工に伴う影響)については、鉛直方向の増加荷重の予測が困難であることから、既往事例を参考にして 100kN/m^2 および 150kN/m^2 の作用圧力を仮定してとう道覆工に作用させ、とう道覆工発生応力の変化量を求める。
- ④掘削に伴うリバウンドによる影響については、掘削に伴う除荷荷重をとう道覆工に作用させて、とう道覆工発生応力の変化量を求める。
- ⑤③および④で求めた応力変化をそれぞれ①に足し合わせて、とう道覆工発生応力を算出し、応力度照査をおこなう。

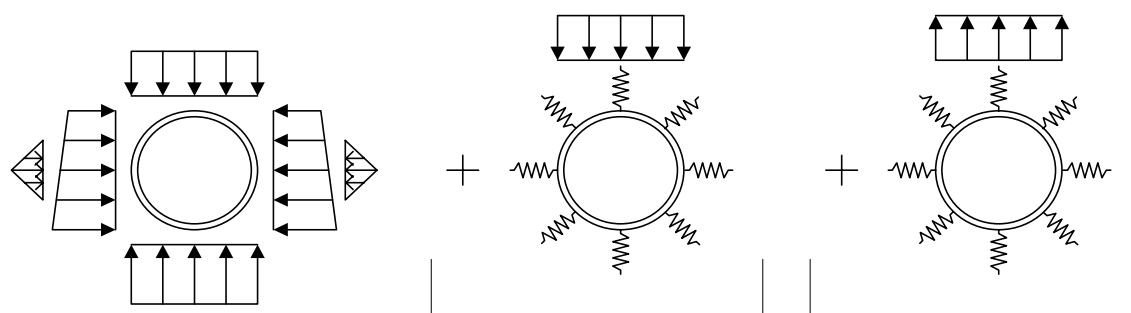


図-6 とう道横断方向に関する解析手順の概念図

③で考慮した鉛直方向増加荷重は、施工時に発生する短期的な荷重であることから、短期許容応力度(=長期許容応力度×1.5)に対する応力度照査をおこなった。一方、④で考慮した除荷荷重は、掘削後に本体構造物を構築することから、除荷後に再載荷される施工条件にある。しかし、リバウンド

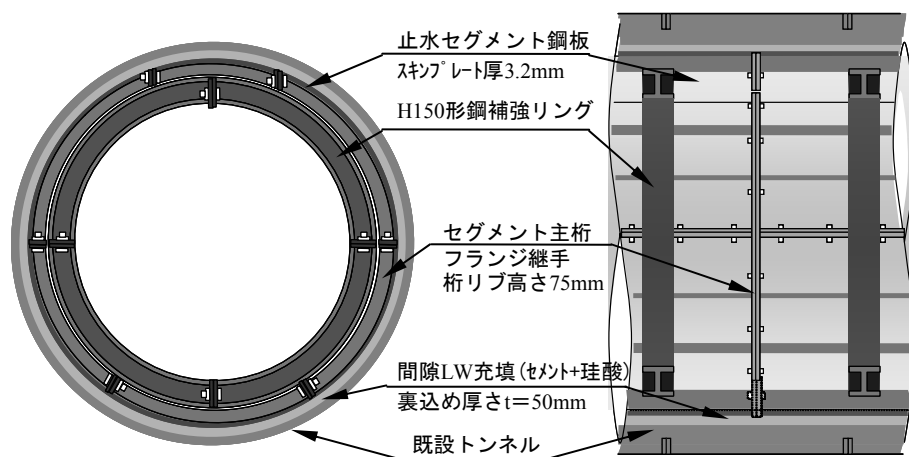
による影響は、本体構造物が完成した際に完全に初期状態には戻らず、ある程度残留する傾向にあることが一般的に知られていることから、ここでは、長期許容応力度に対する応力度照査をおこなった。

150kN/m²の施工時荷重載荷時における応力度照査結果を表－5に示す。①初期応力状態ではとう道覆工は横たまご型に変形しており、③施工時荷重による影響でさらにその形状が進行して最も危険側になる。とう道覆工発生応力は、100kN/m²載荷時に短期許容応力度に接近し、150 kN/m²載荷時に短期許容応力度を超える結果になった。その後、④リバウンドによる影響で縦たまご型変形に転じて真円状態に近づき、本体構造物構築に伴って初期状態に戻る傾向を示し、長期許容応力度内に収束した。

表－5 応力度照査結果一覧表（150kN/m²の施工時荷重載荷時）

照査項目	曲げ		判定	せん断		判定
初期断面力	M (kN・m)	66.0		S (kN)	50.0	
	N (kN)	705.6				
増加断面力	M (kN・m)	80.1		S (kN)	70.2	
	N (kN)	177.7				
合計断面力	M (kN・m)	146.1		S (kN)	120.2	
	N (kN)	883.2				
発生応力度	$\sigma_{\max.}$ (N/mm ²)	243.5	NG	τ (N/mm ²)	6.9	OK
	$\sigma_{\min.}$ (N/mm ²)	-168.7	OK			
許容応力度	σ_a (N/mm ²)	205.8		τ_a (N/mm ²)	117.6	

短期的な施工時荷重の影響によって、とう道覆工に発生する横断方向の応力は、短期許容応力度を超える可能性が示されたことから、対策工を検討した。なお、本施工終了時には、とう道覆工発生応力は長期許容度内に収束することから、補強部材を本施工終了後に撤去することを念頭に入れて、仮設補強による対策工とした。これまでの実績を踏まえて、とう道覆工を補強すること（短期許容応力度を超える分を別部材で負担すること）、断面縮小を極力抑えることを考慮して、リングビーム（H-150×150×7×10、1m（＝とう道覆工1ring）ピッチ）による補強を考案した。この結果、とう道覆工作用圧を既存のとう道覆工と新設のリングビームの両方で負担できることから、両者とも短期許容応力度内に収束させることができる。ただし、とう道変形に伴ってクラックが発生する（漏水発生も含む）可能性があることから、止水対策として止水セグメント鋼板をとう道内側に圧着させる対策工も同時に実施することにした。対策工の概念図を図－7に示す。



図－7 対策工の概念図

5.2 とう道縦断方向の検討¹⁾

とう道縦断方向の解析手順を以下に示す。

①2次元線形弾性FEM解析(表-6, 図-8 参照)により, 掘削に伴うリバウンド量(とう道スプリングラインにおける地盤の隆起量) δ を求める。なお, 変形係数については, リバウンドのひずみレベルを考慮して, $E=2.5N \times 3 (MN/m^2)$ を用いた。

② δ から地盤反力係数 k を用いてとう道作用荷重 p の分布を算出する。
($p=k \times \delta$)

③ とう道を剛性一様の梁(一次覆工のみを考慮, リング継手部における曲げ剛性の低下を考慮した等価剛性置換梁), 周辺地盤をばねでモデル化したフレーム解析を実施し, とう道覆工に発生する応力に対して照査をおこなった。

表-6 各土層の土質パラメータ

土層名	土層 下端深度	平均 N値	単位体積重量 $\gamma (kN/m^3)$	変形係数 $E (MN/m^2)$	ポアソン比 ν
F	4.33	7	17.0	51	0.35
Asc1	9.40	15	18.0	116	0.35
Ma13	22.50	3	16.7	27	0.45
(地盤改良部: 層厚0.9m)			16.7	1200	0.45
Asc2	23.55	12	18.0	90	0.35
Ac	32.13	9	16.0	68	0.40
Asg	35.33	51	19.0	381	0.30

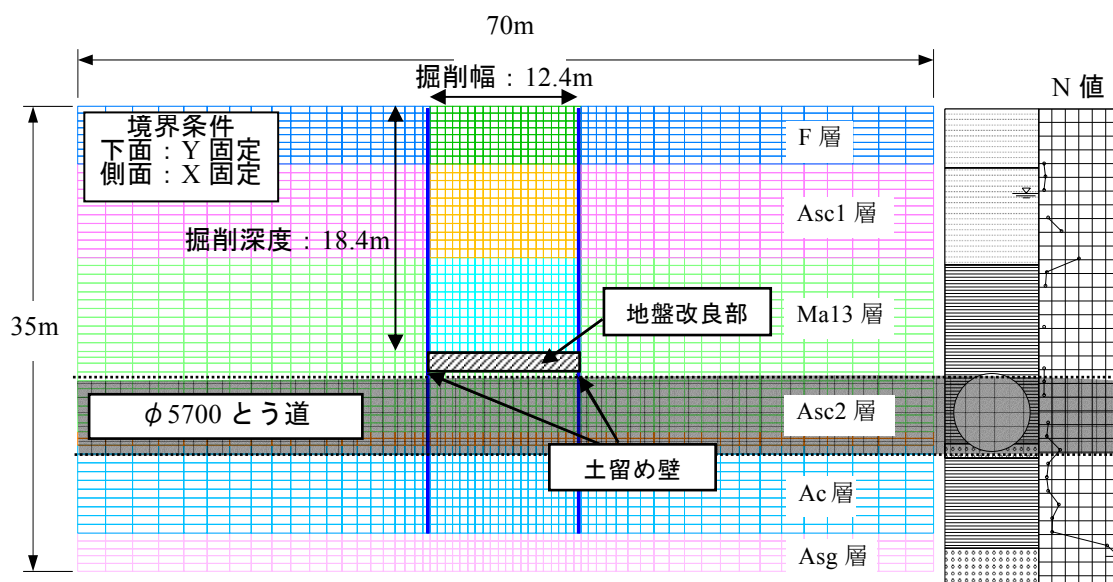


図-8 FEM解析用のメッシュ図

なお, $\phi 5700mm$ とう道付近の土留め壁は, とう道上部までしか土留め壁は構築できず, 欠損部になることから, 実工事では地盤改良によって欠損防護している。FEM 解析では, 地盤改良部(先行地中梁)と欠損部以外の土留め壁の拘束効果を考慮して, 解析上, 土留め壁下端部を周辺土留め壁と同じ深度まで延長することを仮定した。

事前予測解析の結果, 最終掘削時において, とう道覆工継手ボルトに発生する応力は, 短期許容応力度(長期許容応力度の1.5倍)内に収束し, 本体構造物完成時には, 長期許容応力度内に収束するという結果を得た。以上のことから, 縦断方向の対策工は検討しないこととした。ただし, 土留め壁打設に伴う影響および各種地盤改良工に伴う影響については, 実施工に依存する割合が大きく, 的確な事前予測は困難である。よって, 現場計測工法を用いた情報化施工をおこない, リアルタイム計測結果から次段階施工に伴う挙動およびとう道の健全度を予測し, その結果を施工管理に反映させることで, 安全を十分に確保しながら施工を進める計測管理システムを採用した。

6. 現場計測工法を利用した施工管理

φ5700mm とう道には、一時的な施工時荷重(土留め壁打設に伴う荷重、地盤改良工に伴う局所荷重)が作用することによる影響が懸念されたことから、この施工区間に対しては短期許容応力度に基づいた計測管理値を設定した。また、掘削に伴うリバウンドの影響も懸念されたが、これは本体構造物の構築に伴ってある程度沈下に転じるものの残留する可能性があるため、本体構造物完成後の供用時における構造物の健全性を確保することを目的に、長期許容応力度内に発生応力度を収束させる必要があった。計測管理値の設定方針を表-7に示す。

表-7 計測管理値の設定方針

【短期的荷重(一時的な施工時荷重)を考慮する際の計測管理値設定方針】	
一次管理値：	発生応力度が長期許容応力度状態
二次管理値：	発生応力度が長期許容応力度～短期許容応力度の中間値
限界管理値：	発生応力度＝長期許容応力度＋0.8×(短期許容応力度－長期許容応力度)
【長期的荷重を考慮する際の計測管理値設定方針】	
一次管理値：	発生応力度が長期許容応力度状態の6割
二次管理値：	発生応力度が長期許容応力度状態の8割
限界管理値：	発生応力度が長期許容応力度状態

自動計測によるリアルタイム監視をおこなうことから、計測頻度(サンプリングタイム)については、表-8に示すように30分ピッチを基本とし、状況に応じて調整することにした。随時計測が必要な場合としては、①重要な施工段階、②計測値が急激に増大や減少した場合、③計測値が収束しない場合、④計測値の経時的な傾向が変化した場合、などが挙げられる。

表-8 計測頻度

計測内容	計測頻度
事前計測	30分に1回
本計測	30分に1回
事後計測	1時間に1回
随意計測	随意時間に1回 (最大頻度：10分に1回)

6.1 とう道横断方向に関する現場計測結果¹⁾

断面4(開削部中央部)におけるとう道横断方向の内空変位量に関する経時変化図を図-9に示す。とう道内空変位については、地盤改良工の影響により初期状態から水平方向が収縮し、鉛直方向が伸張する「縦たまご型変形」が見受けられた。その後の掘削工の影響により、その変形モードはさらに進行したが、最終掘削終了後～本体構築工になってからは横ばいに転じた。このような変形挙動の傾向は、断面3と断面5においても同様に確認された。なお、内空変位量については、原設計状態(横たまご形状)から真円状態に戻る挙動であることから、すべて一次管理値内に収束した。

6.2 とう道縦断方向に関する現場計測結果¹⁾

断面3～5(断面3と断面5の上部には土留め壁が存在)における鉛直変位量の経時変化図を図-10に示す。地盤改良工と掘削工の影響により、絶対変位量は事前予測値を上回った。これは、解析では掘削に伴う地盤のリバウンドによる影響だけを対象にしていたのに対して、実際には予測困難な地盤改良工による影響が含まれていることが原因として考えられる。地盤改良工に伴う隆起は不規則であることから、その影響を現場計測結果に基づいて解析データにフィードバックさせながら、最も変形曲率が厳しい断面3～5における断面4の相対鉛直変位量を中心に施工管理を続けた。実工事で

は、とう道縦断方向の鉛直変位は、本現場北側に並行して流れている堂島川の河川水位変化(1m 程度の日変動)の影響を受けて、2mm 程度の日変動が発生していることを事前計測段階で把握していたことから、注入施工時間帯をとう道が最も沈下している時間帯に合わせることで、隆起挙動の抑制に努めた。

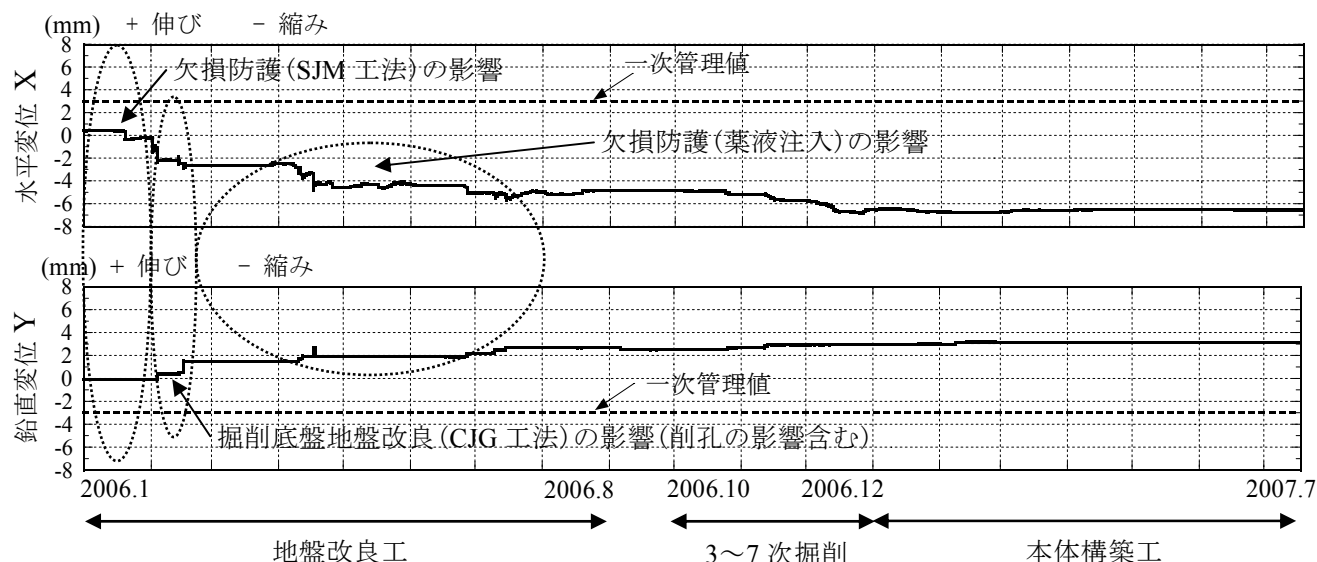


図-9 とう道横断方向の内空変位量に関する経時変化図(断面4)

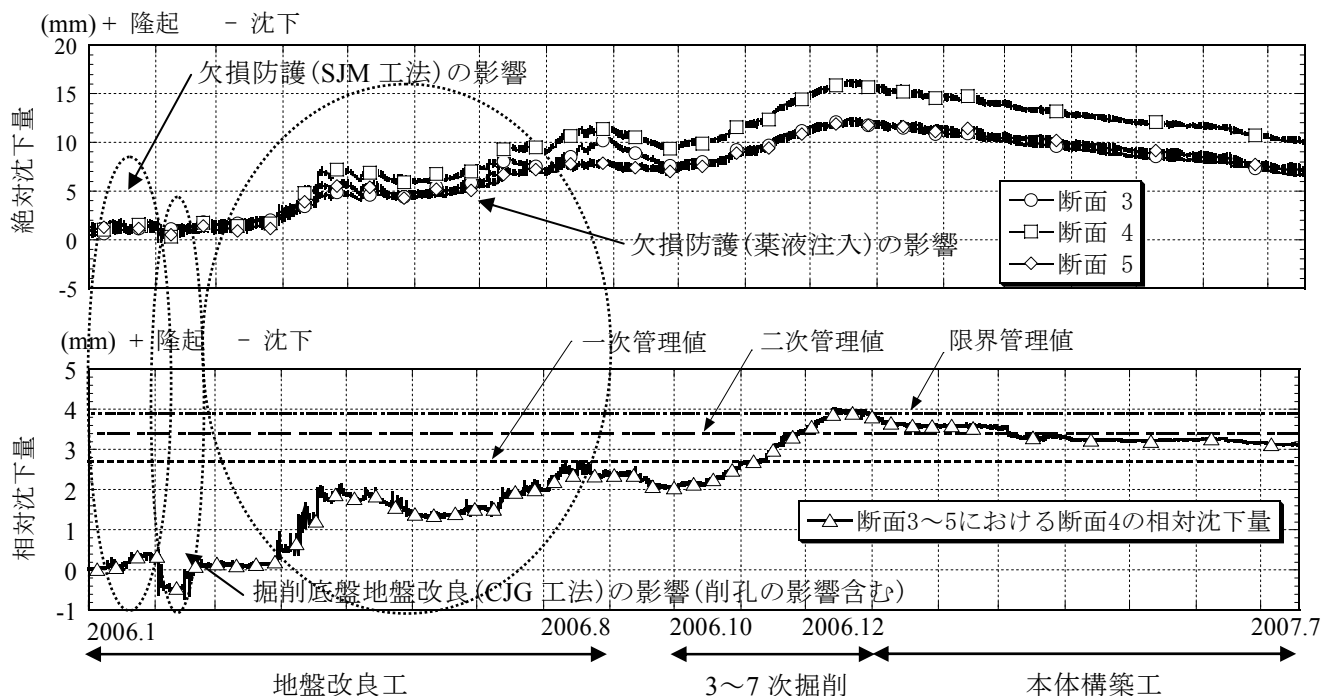


図-10 とう道縦断方向の鉛直変位量に関する経時変化図(上段:絶対変位量, 下段:相対変位量)

地盤改良工終了時(2006 年 8 月末)において、最終掘削終了時および本体構造物完成時における相対鉛直変位量を予測したが、前者については短期許容応力度内に、後者については長許容応力度内に収束すると予測された。

φ5700mm とう道縦断方向の鉛直変位分布を図-11に示す。最終掘削終了時における鉛直変位量の分布は、断面6や断面7で実測値と次段階施工予測値が少し異なっているものの、最も曲率が厳しくなる断面3～5については、実測モードと予測モードが類似しており、最大値もほぼ一致し、次段階予測範囲内に収まる結果になった。一方、本体構造物完成時における鉛直変位量の分布は、断面1～3で次段階施工予測値以上の沈下が発生しているものの、実測値から想定される鉛直変位分布に基づいて、断面3～5での発生応力度を算定した結果、長期許容応力度内に収束する状況にあった。

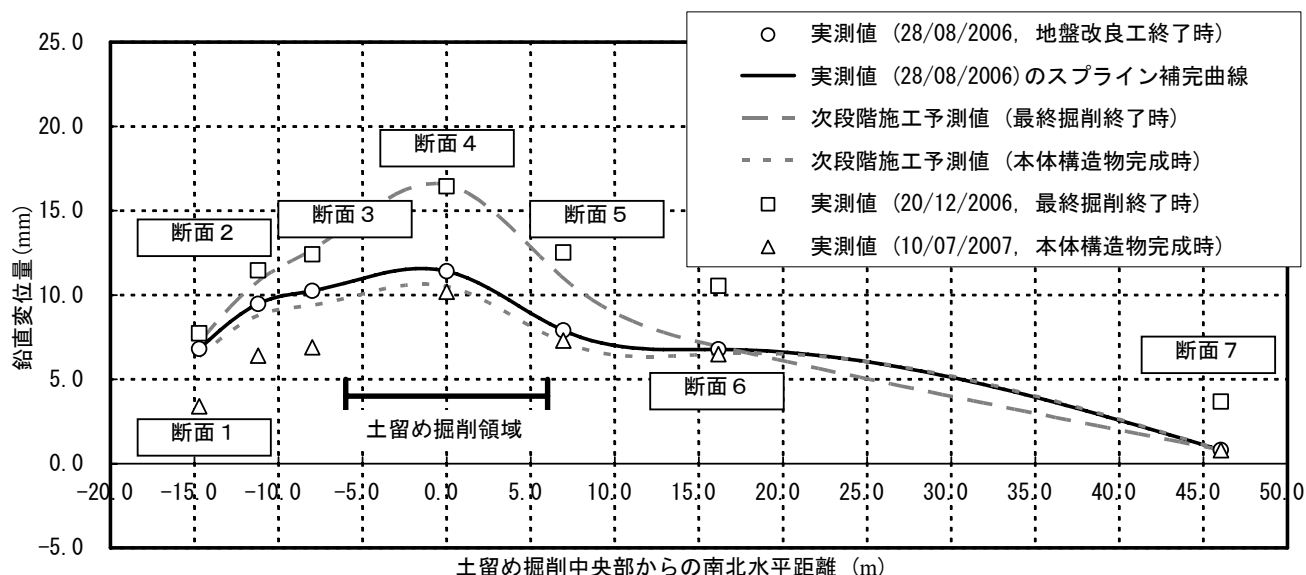


図-11 とう道縦断方向の鉛直変位量分布図

7. おわりに

ここでは、軟弱な沖積粘土地盤内に構築されているとう道に超近接する開削工事において、土留め壁欠損部における大規模な防護工事と、掘削に伴うリバウンドによる影響の事前予測と、現場計測による情報化施工を用いた施工管理の事例を示した。

予測解析では、影響度合いを把握するのが困難な地盤改良に伴う影響が大きく発生し、事前予測を超える挙動が計測された。そこで、工事途中段階で現場計測結果に基づいて次段階施工の予測をおこない、現場計測を活用して最も危険側となる最終掘削段階での挙動を把握しつつ慎重に施工をおこなった。その結果、2007年8月末の本体構造物完成時において、最終的なとう道に発生している応力状態を変形量から解析した結果、とう道の安全性が確認でき、無事工事を終了することができた。

最後に、本論文の作成にあたり、御尽力を賜った中之島高速鉄道(株)と京阪電鉄(株)の関係者様にお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 上野和章，大久保弘芳，石本敦，森岡周，應治義人，譽田孝宏，叶冠林：掘削底面直下の通信用トンネルの挙動に関する事前予測と現場計測結果の比較，土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集，3-438，pp.873-874，2007.