埋立地における大規模土留め壁の埋戻し時挙動について

長岡工業高等専門学校　　正会員　岩波　基
正会員　大澤拓洋

１．はじめに

咲洲と夢洲を海底で結ぶ夢洲トンネルは，全長約2.1㎞の道路・鉄道併用の沈埋トンネルであり，そのうち夢洲トンネル咲洲側アプローチ部築造工事（その６）は，咲洲側の陸上アプローチ約650mの一部を構築するための土留め・掘削工事である．前報[1)]で，原設計においては，道路部の土留め壁と鉄道部の土留め壁との離隔を十分確保しているため，鉄道部の掘削による影響が道路部の土留め壁に無いものとして設計されていたが，鉄道部掘削に伴いさらに変形が増加する現象が発生したことを報告した．このような現象が生じることから鉄道部周辺の地盤が設計時に想定したよりも軟弱であると予想され，本体構造を構築しながら切梁を撤去した際に本体構造に想定以上の側圧が作用し，構造物に悪影響を及ぼすことが懸念された．

本報告では，鉄道部に設けた盛換え梁と鉄道部上床版において軸力を計測した結果を報告するものである．

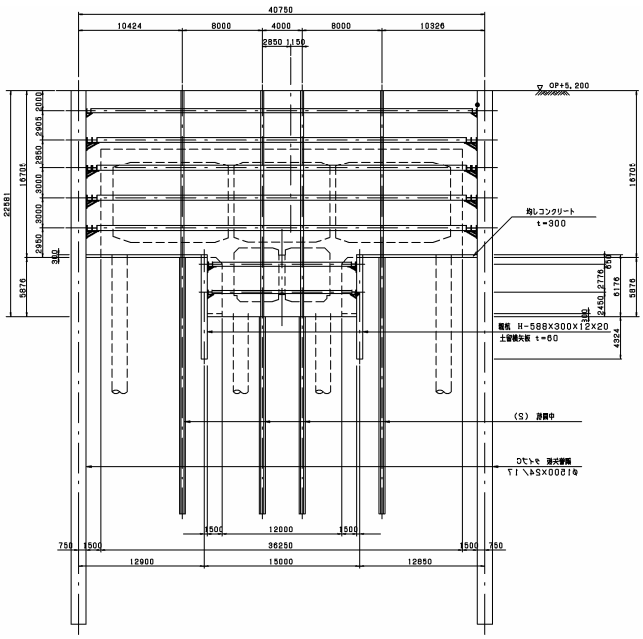
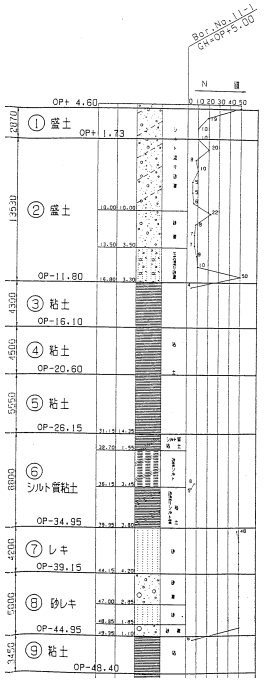


図-1　標準断面図

２．地層構成

本工事の施工場所は大阪湾の埋立によって築造された咲洲内にあり，設計区域の地層は埋立土層，沖積層，洪積層の３層に大別される．そして，深さ17mまで埋立土が分布し，その下，深度40mまでが沖積粘土層であり，両層とも非常に軟弱であったため，床付け付近で根入部の受働土圧不足が予想された．そこで，土留壁変位の計測結果に対して，掘削段階ごとに逆解析と予測解析を実施し，工事の安全を確認しつつ掘削を進め，平成16年2月に道路部床付けから鉄道部床付けまでの施工を終了し，全掘削工程を完了した．

逆解析による物性値は，盛土部掘削側の地盤変形係数のみが設計値の1/2～1/4であったが，それ以外はほぼ設計値に近い値となった．そして，７次掘削時に算定した解析定数を用いて解析した最終掘削時の土留め壁変位と実測値はほぼ一致した．その地盤条件を図-2に示す．



設計定数		
C (kN/m^2)	φ (°)	Kh (kN/m^3)
0.0	33.0	6700
0.0	33.0	6700
31.0	0.0	3280
34.0	0.0	3590
37.0	0.0	3910
98.0	0.0	10360
0.0	35.0	26200
0.0	37.0	33600
145.0	0.0	15330

図-2　地盤条件

キーワード　土留め壁　盛換え　計測

連絡先　新潟県長岡市西片貝町888　長岡工業高等専門学校　電話＆FAX 0258-34-92732E-mail：miwanami@nagaoka-ct.ac.jp

３．施工方法

図-3 に道路部の底版と鉄道部の詳細を示す．外側の土留め壁における弾塑性解析の結果から，４，５段目の切梁を撤去する際に盛換梁コンクリートに 2383kN/m が生じると予想された．鉄道部の上床版を構築する前に図-3 の盛替え梁が無い状態で，この荷重が作用することで鉄道部側壁の下端に有害なひび割れが生じる可能性があった．６段目の切梁を残し，盛替え梁を設置しそして鉄道部上床版を構築した上で４段目の切梁を撤去した．また，施工の安全性を確保するために，６段目切梁と盛替え梁，および鉄道部上床版で軸力の計測を行った．

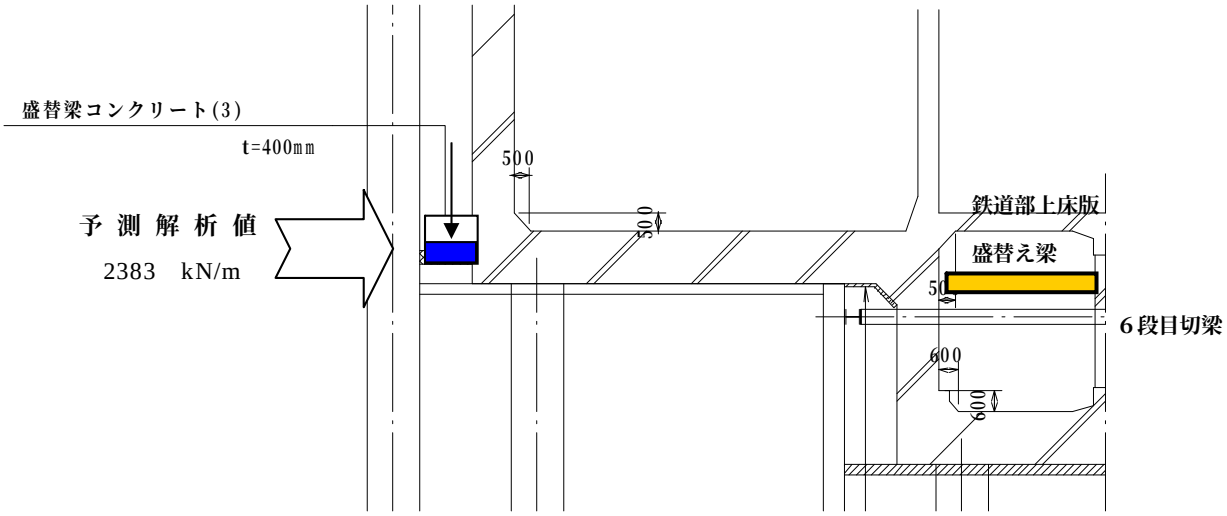


図-3　施工状況の説明

４．計測結果

計測をした結果，６段目切梁に 425kN/m，盛替え梁に 150kN/m そして鉄道部上床版に 2235kN/m の軸力が生じた．６段目切梁の軸力は掘削時に発生した軸力からほとんど変化が無かった．また，盛替え梁の 150kN/m と鉄道部上床版の 2235kN/m との合計は 2385kN/m となり，盛替梁コンクリートに発生すると予想した 2383kN/m と一致した．

鉄道部上床版は厚さが 50cm で，2235kN/m の軸力によって発生する応力は 4.8N/mm^2 である．また，６段目切梁と盛替え梁を撤去して，その軸力の全てを上床版が受け持っても 2810kN/m であり，応力も 5.6N/mm^2 なので問題を生じないと判断した．

５．おわりに

本工事のような軟弱地盤に大規模な開削トンネルを構築する際には掘削の際だけでなく，埋戻しの切梁撤去時にも大きな応力再分配が生じるため，事前に詳細な検討をした上，管理計測を平行して行うことが重要であることが再認識された．

なお，安全性確保のために６段目切梁を残して鉄道部側壁を打設したが，このような大深度では箱抜き部から漏水が起った．そのため，今後は箱抜き無しの切梁計画を立てるべきである．

参考文献

1) 鬟谷ら：夢洲トンネル工事における土留め壁挙動について，第 61 回　土木学会年次学術講演会 ，2006.09