夢洲トンネル工事における土留め壁挙動について

(株)熊谷組	正会員	鬟谷	亮太
長岡工業高等専門学校	正会員	岩波	基
(株)熊谷組		茂村	政明

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2.1km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.

本工事は,図-1に示すように掘削幅が約40m,掘削深度が 道路部約18m,鉄道部約22mで,山留め壁に 1500の鋼管矢 板を用い,8段の切梁を設置して掘削するものであった.当 工区は,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, 現場計測を綿密に実施し,各掘削ステップで予測解析を行な って,均しコンクリートの早期打設および鉄道部法掘削部に 切梁を追加する対策を採用することで安全に施工を完了した.

本報告では,現場計測について結果する.

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.柱状図および設計時の地盤条件を図-2に示す.

埋立土層

埋立土層(B₁)は礫質土を主体として地表面より17m程度の 層厚で分布する.N値は表層部で50以上を示す以外は概ね5~ 20(緩い~中位)を示す.

沖積層

沖積層は埋立土層の直下から深度40m付近まで厚く堆積し, 粘性土層はM_{a13}に相当する.上位層は均質で非常に軟弱な粘土 が主体となっており,土留め壁構築時には地盤改良による孔壁 保護が必要であった.下位層はシルトおよび砂が多く上位層よ り低塑性である.

洪積層

洪積層は沖積層の下位から堆積している.洪積層は上位よりD_{g1}(天満砂礫層),D_{c1}(M_{a12})の順で深度120m 付近まで堆積している.

-459-

±	ド 十四め辟	桂却化体工	ス別級な	F			
エーシー	ト 工田の至	月刊しルユ	J′/只J用午午	1			
	市市お新宿区 違り	戸町2_1 (林	ま)能公知	十十重举十部	十十款計郭	雪毛03_3735_8677	EAX03_3266_8525
上泊ル	术小即利伯匹件人	/ mj2-1 (1/		エハチネやゆ		电面05-5255-6022	TAA05-5200-6525



図-1 標準断面図

		BO: NO: 5.00	設計定数		
		6"	C		Kh
	OP+ 4.60	0 10 20 30 40 50	(kN/m²)	(°)	(kN/m³)
2870	① 盛土 _{0P+} 1.73	10	0.0	33.0	6700
13530	2 St.		0.0	33.0	6700
4300	③粘土 0P-15.10		31.0	0.0	3280
4500	④ 粘土 0P-20-60		34.0	0.0	3590
5050	⑤ 粘土 0P-26,15		37.0	0.0	3910
8800	E 20112 川山(月3) A 2011	-2	98.0	0.0	10360
4200	(7) ↓ + 0P-39.15	18	0.0	35.0	26200
5000	(B) ∰U≠ (100 2.45) 0P-44.95 (1.07)		0.0	37.0	33600
3450	③粘土。 0P-48.40 。		145.0	0.0	15330

図-2 地層構成

6-230

3.計測結果

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¹⁾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.

しかし,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.そして,最終掘削完了 後の計測結果で,土留め壁の鋼管矢板に許容ひずみとほぼ同じ約 1400 μという大きな引張ひずみが生じた.

その原因としては以下の2点が複合したものと考えられる.

まず,通常,土留め壁では問題とならない大きな引張軸力がGL-20 ~-25m付近に生じたことである.土留め壁面の掘削側と地山側に設 置したひずみ計の計測値から図-3に示すように発生している軸力と 曲げモーメントを推定した.

推定の結果,図-4に示す曲げモーメントとなり土留め壁の変形挙動 とほぼ一致した.このことから同様に算出した図-5の引張軸力が発生 した可能性が高い.

次に,鉄道部の掘削の影響が大きく,そして,根入れ部分の受働 領域において変形が収束するまでの時間がかかるためであると推測 される.

平成16年2月に,道路部床付けから鉄道部床付けまでの掘削を行っ た.その時点で変形と曲げモーメントの計測値は,予測解析結果と ほぼ一致したが,最終掘削終了後も変形が増加した.この挙動は, 主計測断面だけでなくその他の3計測断面でも同じく生じた.そし て,分離した曲げモーメントによる引張応力度は鉄道部の掘削完了 後も増加し,両者の相関関係を確認すると強い相関を別途,確認し た.これに対して,軸力によるものは安定しており,掘削完了後は 軸力が引張応力度の増加に寄与していなかった.



図-3 軸力と曲げモーメントの推定



図-4 発生曲げモーメントの深度分布



図-5 発生軸力の深度分布

4.おわりに

本工事では,全ての掘削時段階で逆解析と予測解析を実施し,事前に土留め壁挙動の問題を予測して,その 原因を推測することで,有効な対策を講ずることができた.そして,全掘削工程を無事に完了した.

今後は、土留め壁に生じた引張軸力の発生原因と鉄道部を掘削が根入れ部の変位に影響した地盤の挙動について検討行なう予定である.

【参考文献】

1) 国土交通省 近畿地方整備局 大阪港湾・空港整備事務所,計測管理運用マニュアル 仮設構造物編, 2003.3