

日本道路公団静岡建設局静岡工事事務所

株式会社間組・戸田建設株式会社・株式会社フジタ J V

大窪 克己

所長 長沢 績

豊田 和彦

小林 雄二

南原 晃隆

Ap_pass 工法研究会

正員○音田 奨

1. はじめに

第二東名高速道路静岡第二トンネル(その2)工事において、本線横断函渠工にプレキャストアーチカルバート工(Ap_pass 工法)を採用し、その施工(上り線側延長 53m, 下り線側延長 40m)が無事完了した。

Ap_pass 工法の基本的構造は、クラウン部(PC鋼棒による接合)と左右脚部(後埋コンクリートによる接合)を剛結合とした3剛接構造であり、縦断方向には各プレキャスト部材同士をPC鋼棒を用いて一体化した構造(ブロック化)となっている。底版の構造は一体化された上部工と延長が等しく、各ブロックの延長は6m～15mの現場打ち鉄筋コンクリート構造となっている。

今回このAp_pass 工法を採用するに当たり、その施工実績が少なかった点および本線のトンネル坑口に接近しているため図-1に示した傾斜した地山線上に位置する点を考慮し、埋戻し施工段階～施工完了までの構造物の挙動を計測して偏載荷とならないよう施工管理の指標とした。また、計測結果を用いて各位置での応力状態の解析を行い、本工法の構造上の妥当性について検証した。

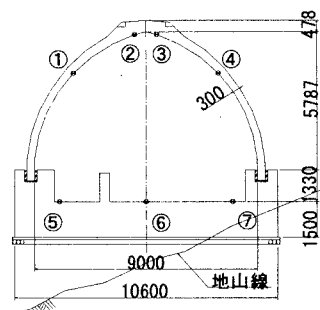


図-1 Ap_pass 断面図

2. 計測工の概要

計測工は、図-1に示す①点～④点についてターゲットを設置して三次元計測器(TRI-M、Nikon 社製)で上部工の変形を計測し、底版の⑤点～⑦点については水準器(レベル)で沈下/隆起計測を行った。

なお、このような変位計測は、上り線の各ブロックについては2測線ずつ行い(1a～5bの合計10測線)、下り線の各ブロックについては2測線ずつと中央ブロックの中間部の合計7測線(6a～8b、7s)について行った。

底版には、図-2に示すA点～F点(主筋と同位置)に鉄筋ゲージを埋設してひずみ計測も行った。なお、このひずみ計測は7s測線(下り線ブロック2の中央部)についてのみ行った(図-3参照)。

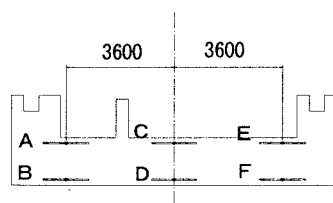
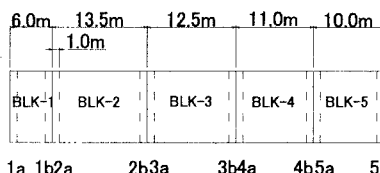


図-2 鉄筋ゲージ配置図

上り線平面図



下り線平面図

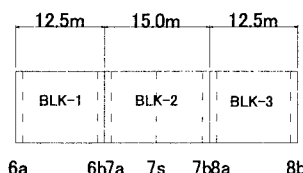


図-3 測線配置図

3. 計測結果および施工管理方法

上り線のAp_pass 工法に対する施工管理は、下記のように2段階で行うこととした。
第1段階は、測線4 a (土被り約 2.0m)について①点～⑦点について変位計測を行い、その変位置に近似する理論変位置を、試行錯誤的に決定した鉛直バネで基礎地盤をモデル化したフレーム解析で求めた。次に、その時の断面力を用いてAp_pass 工法の各断面が設計時の許容応力度に達していないことを確認した。なお、表－1には、盛土工終了後約6ヶ月経過した測線4 aの計測変位置と理論変位置を示す。

第2段階は、築堤盛土工により土被り高が増大するブロックの測線2 aと2 b (土被りが約1.8mから約5.2mに増加)に対して、底版の⑤点～⑦点の変位計測結果から変位置を算出し、盛土工中は常に以下のように定めた管理基準値に達しないことを確認することとした。なお、⑤～⑦点を施工管理の対象とした理由は、当初の設計では底版の不同沈下を考慮していなかったこと、および、底版の剛性(=EI)が上部工プレキャスト部材の約100倍あり、わずかな不同沈下でも大きな曲げモーメントが生じる可能性があったためである。また、その基準値を越える可能性がある場合には、盛土材料を他の軽い材料に変更することなども想定しておいた。最大土被り時の変位置(図－4参照)は、第1段階で使用したバネモデルを用いて算出した底版の断面力分布と、底版の引張縁の鉄筋が降伏点に達したものとして算出した曲率から平均的な曲率φavを求め、この曲率から幾何学的に底版の変位置を算出した。なお、管理基準値はこの変位置の80%とした。

築堤盛土工にの各段階において施工管理を行った結果、最終土被り高に達するまでのいずれの段階においてもこの管理基準値(6.7mm)を下回っていること(最終土被り時：1.0mm)が確認された。

下り線のAp_pass 工法に対しては、測線7 sの底版に埋設した鉄筋ゲージのひずみ計測と①点～⑦点の変位計測を行った。その結果、ほぼ理論値に近い値が得られた(表－2参照)。但し、C点(底版中央上面)の引張ひずみ量は理論値の200%を越えており、応力度に換算すると256N/mm²であった。この値は許容応力度の140%を越えてはいるが、C点と同じく底版中央部の下面側D点の圧縮ひずみ量は理論値を若干下回っている程度であった。また、当該箇所には1本のヘアークラックが確認されたが、他の変状は確認されなかったことなどから、ひずみゲージの絶縁性の低下など計測上のトラブルにより異常なひずみが生じたのではないかと推測した。なお、A、B、E、F点の付近は、曲げモーメントが正值から負値へ移行する区域である。また、参考文献1)によれば、

部材厚さを考慮していないワイヤーフレームモデルによる隅角部付近の解析には誤差が伴うこともあるという知見もあることから、計測ひずみと理論値に差異が生じる可能性もある。従って、計測された引張ひずみが理論ひずみより小さめの値でもあったため問題はないと判断した。

4. まとめ

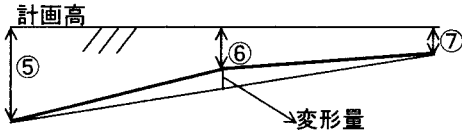
Ap_pass 工法に対して変位及びひずみ計測を行い、地盤をバネモデル化した3剛接構造として解析した結果を用いて施工管理を行った。その結果、不同沈下を生じながらも大きな変状もなく施工が完了した。

参考文献

1) 中村 正人他：高盛土下のアーチカルバートの設計法について、土木学会年次学術講演会講演概要集、pp. 267-268、1985

表－1 測線4 aの計測変位と理論変位 (単位：mm)

測定点 方向	①		②		③		④		⑤	⑥	⑦
	X	Z	X	Z	X	Z	X	Z	Z	Z	Z
計測変位	-5.5	-15.8	-7.9	-6.8	-11.1	-6.0	-12.3	-7.2	-11.0	-3.0	-3.0
理論変位	-5.8	-10.8	-7.2	-8.7	-7.2	-7.8	-5.5	-5.3	-9.8	-5.3	-3.3



図－4 底版の変位置

表－2 底版のひずみ量 (単位：μ)

測定点	A	B	C	D	E	F
計測ひずみ	-28	-49	1282	-217	69	-86
理論ひずみ	158	-68	634	-243	158	-68