

山手線と道路橋を仮受けした パイプルーフの計測管理

Measuring Management for the Pipe-roofs that temporarily supported Yamanote-Line and Overhead Bridge.

佐藤工業株式会社 近藤 靖 *

佐藤工業株式会社 ○中島 廣 **

By Yasushi KONDOU, and Hiroshi NAKAJIMA

近年の土木工事は、工事の大規模化とともに、営業線、市街地での近接工事などの増加の中で情報化による施工が不可欠となっている。

情報化施工は、品質、工程、出来高、安全、環境という工事管理をするために適切なデータに基づいて、施工への対応を計るとともに、今後の工事に対して有効に利用されることを目的としている。

当社では、これらへの対応の一つとして、汎用計測システムを開発し、利用してきている。このシステムは、施工の各段階での構造物や地盤の状態を測定・分析して、施工にフィードバックするものである。以下に、汎用計測システムを利用して情報化施工を行い、悪条件下の施工を無事完成させた事例を紹介する。

【キーワード】 計測，工事施工管理，情報化施工，パイプルーフ

1. はじめに

都市における鉄道営業線及び市街地での近接工事は、大量輸送機関である鉄道や道路交通の機能や信頼性を損なうことがあってはならない。

当工事において、軌道（山手線）と道路橋（駒込橋）という重要構造物を、しかもパイプルーフ工法では、例の少ない重量物を、仮受けした。

パイプルーフで囲まれた内部の掘削では、地盤の地耐力や、土圧等に不確定要素が多く、設計段階で仮設物（パイプルーフ、支保工）の挙動を完全に予測することが困難である。このため道路橋、軌道、仮設物に計器を設置し、施工に伴うその挙動をリアルタイムに把握してトラブルを未然に察知する情報

化施工を実施した。本論文では、この計測に使われたシステムの解説と、得られたデータが工事の安全管理と品質管理に有効に利用されたことについて報告するものである。

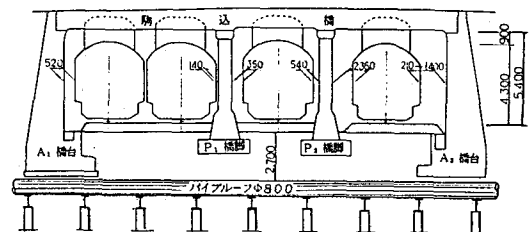


図-1 道路橋と列車の関係図

* 本社 情報システム室技術システム課
(TEL 03-661-1654)

**** 東京支店 駒込作業所**
(TEL 03-949-8121)

2. 工事概要

本工事は、山手線と道路橋直下に地下鉄7号線の駅部トンネルを築造するものである。トンネルは、山手線および山手貨物線とそれに架かる道路橋の8000tを越す荷重をアンダーピニングするパイプルーフ工法により施工された。(図-2, 3)

パイプルーフを施工する地層は、本郷台と呼ばれる洪積台地で、上部は砂礫(φ 2~10mm程度)を含む細砂層、下部はシルト分を混じえた中細砂層からなっている。地下水は、GL-7mで各層とも被圧された帯水層を形成している上に、細砂層は流砂現象(均等係数 2.8~3.8)を生じやすい地層である。そのためパイプルーフの側部に止水を、水平部に地盤強化を目的とした薬液注入を施した。

パイプルーフは、鋼管(φ=812.8, t=9.12, n=47)を圧入し、その規模は水平方向の幅員がL=21.36m、鉛直方向の高さがH=9.79mである。パイプルーフ内部の掘削は鋼管端部より地山を一方の支持点として進めるが、鋼管のたわみによって生ずる沈下の影響を低減させるために

- ① 上面鋼管端部からの掘削は、順次鋼管を場所打ち杭で支持しながら進め、鋼管のたわみを最少限にする。(図-4)
- ② 掘削の終末期にパイプルーフ鋼管を支持する地山の地耐力不足が予想されるため、掘削中央部に導坑(メッセル)を掘進し、場所打ち杭にて鋼管を先行支持する。(図-5)

という工法を採用した。

この施工の主眼点は、鋼管内部の掘削の進行に伴い鋼管を仮受け(支持杭, 受梁, 支保工)しながら、パイプルーフ鋼管の直上の橋台、橋脚と軌道までの土被り約3mの土の荷重を支持して軌道と道路橋の機能を損なわないことである。そのため、既設構造物と仮設物に計器を設置して、施工中に生ずる

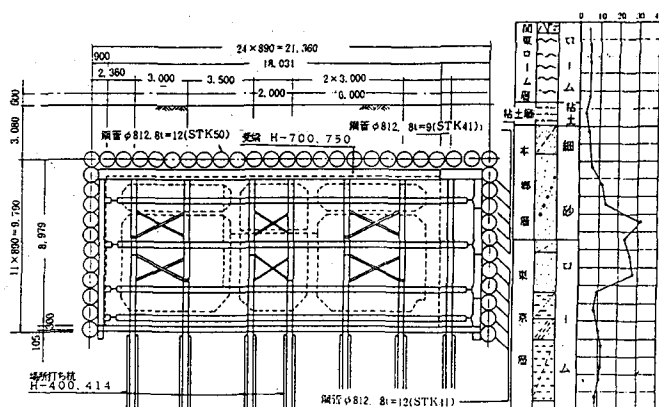


図-2 パイプルーフ断面図および土質柱状図

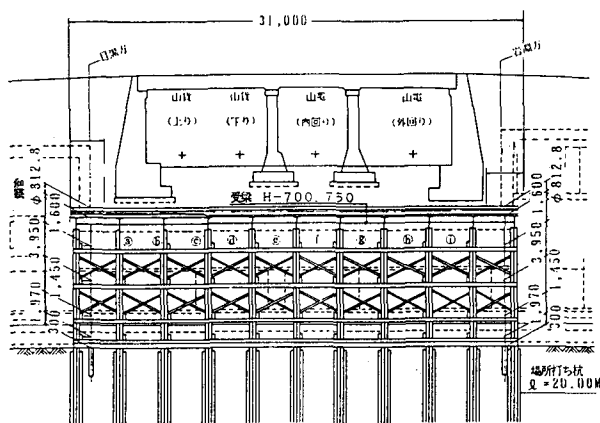


図-3 パイプルーフ縦断面図

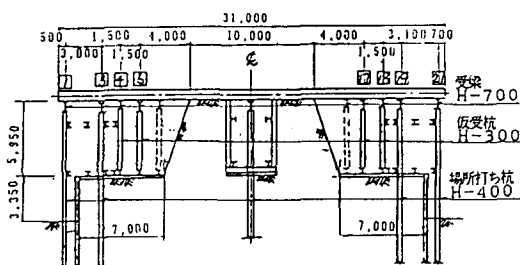


図-4 仮受け施工方法図

挙動を計測して、施工管理を行った。管理に当たり弾塑性法により求められた設計値の80%を基準管理値にした。

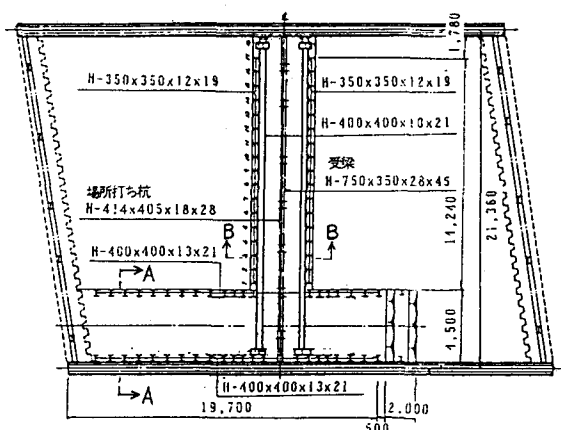
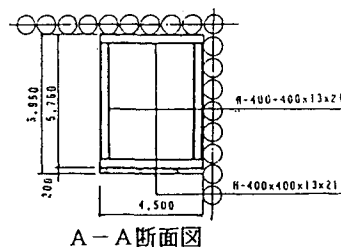
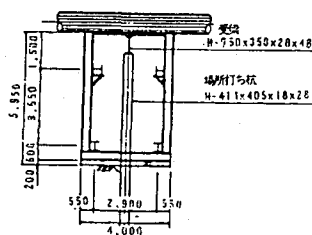


図-5 メッセル導坑平面図



A-A断面図



B-B断面図

3. 計測工

(1) 計測項目

計測の対象と項目を表-1に示す。

表-1 変状測定 計測対象項目

計測対象	計 測 項 目
橋 台 , 橋 脚	沈下, 傾斜
パイプルーフ	鋼管の変形 (沈下) 受梁の応力
支 保 工	軸力
軌 道	高低, 通り, 水準

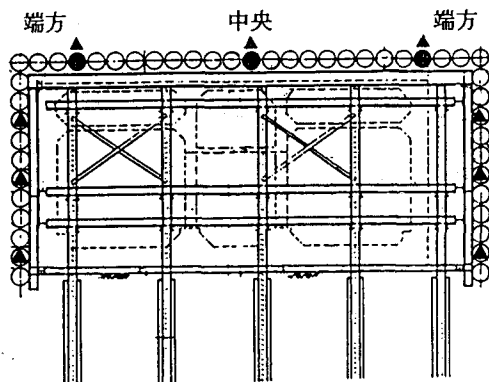


図-6 鋼管内ひずみ計・沈下計取り付け断面図

(2) 計測位置

橋台, 橋脚の沈下計, 傾斜計, 軌道のカント計, 鋼管内部の沈下計, ひずみ計の設置位置を図-6, 7, 8に示す。鋼管内部の沈下計, ひずみ計はそれぞれ3m間隔に設置した。

鋼管受梁のひずみ計設置位置は, 大きな応力が発生すると予想される中央および両端とした。

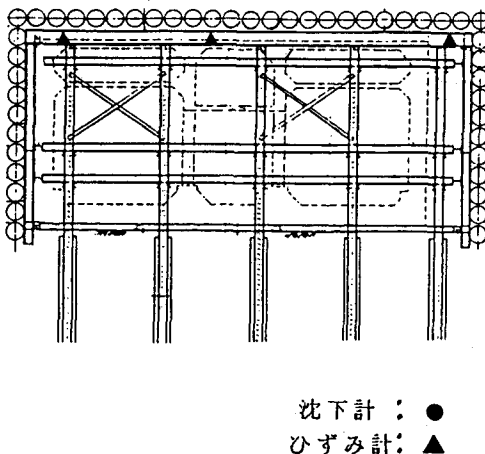


図-7 受梁ひずみ計取り付け断面図

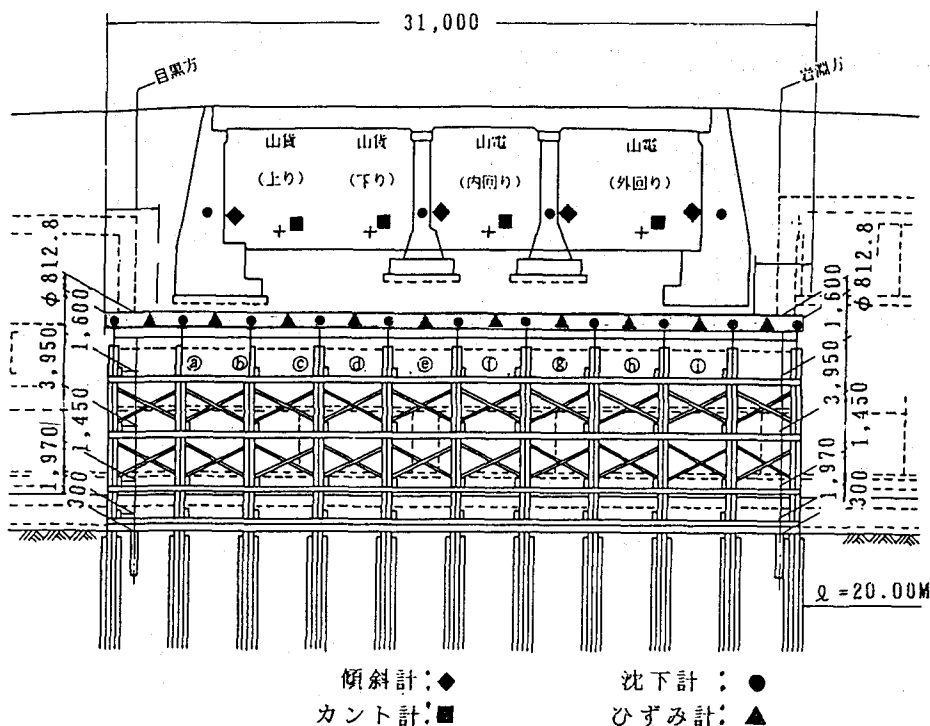


図-8 計測器取り付け縦断面図

(3) 計測システム

本工事は、パイプルーフの挙動を素早かつ的確に把握して既設構造物への影響を最少限に抑えけるとともに、異常発生時に迅速な対応が要求されるため、自動計測を採用した。

このシステムは以下の条件を満足するよう設計した。

- a) リアルタイムな管理が可能であること。
- b) 異常発生時は事務所及び現場で警報を鳴らすことができるとともに、パソコンの画面上にその場所を明示できること。
- c) 測点が多いが、日報・月報の報告書作成が迅速に行えること。
- d) 膨大な量の観測データを短時間で処理し、施工管理に必要な情報を迅速かつ的確に得られること。
- e) 計測点の増減に柔軟に対応できること。
- f) 基準管理値の設定が施工に応じて段階的に任意にできること。

システムの流れは概略以下の様である。

既設構造物と仮設物のセンサー群それぞれ約30点ずつグループを作り、ローカスキャナに接続した。シグナルプロセッサ-ELA-100は、パソコンN5200からの指示でローカスキャナを切り替え、検出器からの信号をAD変換し光モデムまで送信する。光信号になったデータは、光ケーブル(約200m)を通過、事務所の光モデムに到達する。光モデムによりデジタル化された測定値は、RS232Cケーブルを介してパソコンに呼び込まれる。

データは順次ディスクに蓄積されるが、ディスクの容量には制限があるので、空き領域を逐次知らせ適宜にフロッピーディスクにデータを吸い上げる事ができるようにもした。

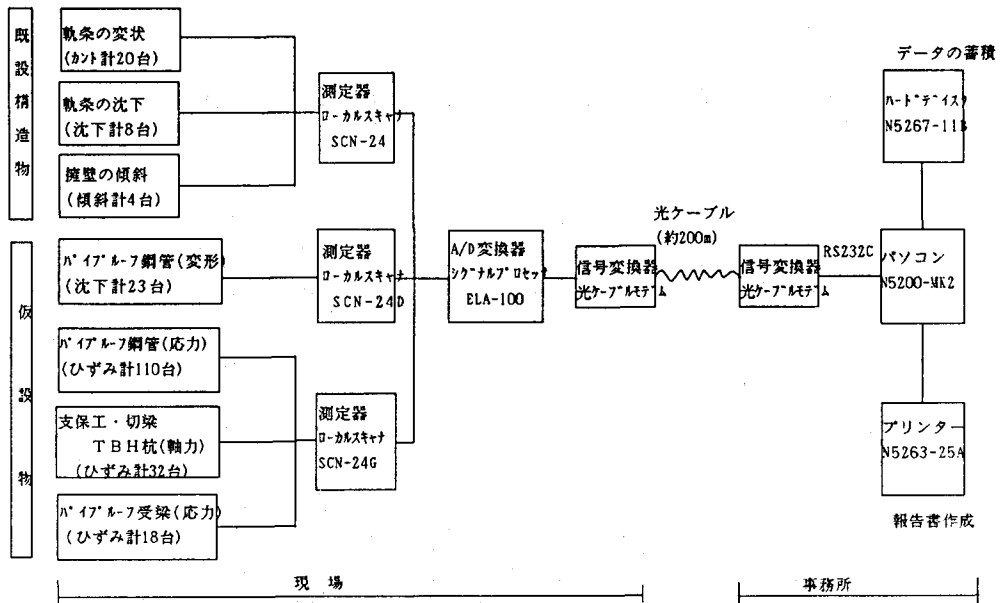


図-9 計測システム図

(4) 計測管理フロー

画面は常に定時観測待ちの状態であるが、今時点の観測が出来る手動計測も可能にした。定時の計測頻度は5分ごととし、あらかじめ設定されている基準値をオーバーしていないかその都度チェックする

また、30分ごとのデータはディスクに蓄積し、報告書作成に備えた。チェックして異常がなければもとの画面に戻るが、異常があるとパソコンは警報を鳴らしその場所を明示する。直ちに施工を中断、原因の究明にあたる。対策にあたっては、得られたデータを逆解析、予測解析などの手法で分析、計画の見直しを行う。安全を確認後工事を再開する。

計測結果は、数値表(昼間2回・夜間2回)および経時変化図(1回/1日)を毎日提出し、週報2回、月報1回、数値表および経時変化図グラフを後日取りまとめ報告した。また、計測器の保守点検は毎日2回行うことを原則とした。

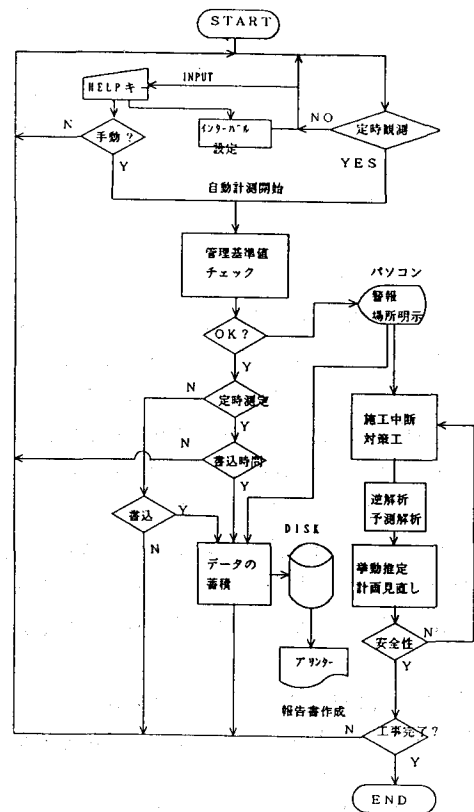
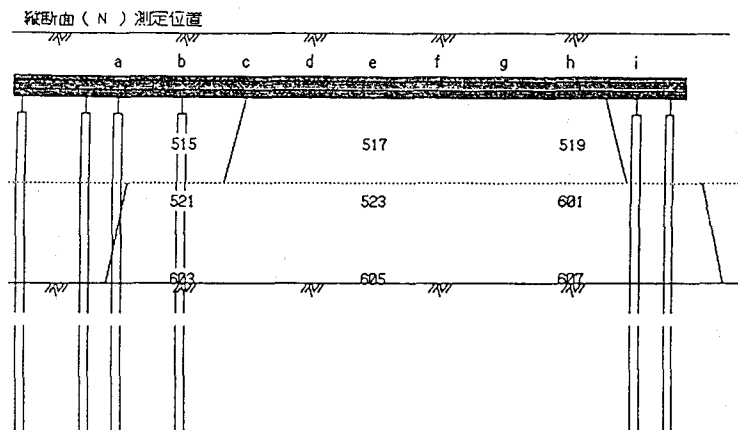


図-10 計測管理フロー図



89年04月21日00時00分									
CH NO	516	518	520	522	524	602	604	606	608
初期値	-1054.2	-79.6	-5.8	7.7	86.5	-137.9	-257.2	89.6	-267.8
計測値	-875.7	-259.7	0	-270.3	-309.2	-108.1	367.5	13.4	-108.2
計算値	-1310	-719.8	250	-132.6	297.8	-266.2	-237.6	67.2	-213.1
管理値	-255.8	-640.2	255.8	-140.3	211.3	-128.3	19.6	-22.4	54.7
%	37	71	40	24	31	21	2	3	6

掘削切羽位置	目黒方	岩淵方
	右上 14K 384.3M	左上 14K 401.4M
	右下 14K 378.8M	左下 14K 405.9M

図-11 計測管理画面表示

4. 計測結果

(1) 上面鋼管（水平）の沈下及び応力

図-12, 13に上面鋼管の沈下及び応力を示す。

これによれば中央部の鋼管で最大沈下量 $\delta_{max} = 16\text{mm}$ 、最大モーメント $M_{max} = \pm 40\text{tm}$ となっている。一方、側部鋼管に近いメッセル部の鋼管では $\delta_{max} = 14\text{mm}$ 、 $M_{max} = \pm 15\text{tm}$ であり、いずれも中央部鋼管に比べて小さい値となっている。

上面鋼管端部は支保工の盛替えが多く、上載荷重が同じであれば設計値が示す通り、この部分の沈下・応力は、中央部より大きくなることが予想された。

しかし、計測結果は、これと逆の結果を示しており、これは側部鋼管がある程度の支保耐力を有していたためと考えられる。

図-14に上面鋼管の沈下量を示したが、概ね計測値は設計値の1/2程度となっており、これより逆に

地盤のバネ係数 k_v は設計値の2倍程度と推定される。

地盤のバネ係数 k_v

$$k_v = 0.2 \times \alpha \times E_0 \times B_v^{-1/2}$$

α : 補正係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数 (kg/cm)

B_v : 基礎底面の換算幅 (cm)

$$B_v = A_v^{1/2}$$

地盤のバネ係数 k_v を設計値の2倍とするためには、 E_0 又は B_v を下表のように設定する必要がある。

表-2 係数換算表

	k_v	E_0	A_v	B_v
設計	2.24 kg/cm	250 kg/cm	89*2800	499 cm
推定1	4.48 kg/cm	500 kg/cm	89*2800	499 cm
推定2	4.48 kg/cm	250 kg/cm	89*175	125 cm

変形係数 E_0 については、現位置の平板載荷試験データによれば $k_{v30}=10\sim15\text{kg/cm}^3$ の値が得られており、これより変形係数 $E_0=216\sim324\text{kg/cm}$ となるため設計値 $E_0=250\text{kg/cm}$ は妥当な設定と判断される

一方、基礎底面積については、設計値 $B_v=499\text{cm}$ はかなり安全側の設定と考えられる。

今回の沈下量については、地盤のバネ以外にも掘削による地山のゆるみ範囲も影響するため、これら数値の設定に際しては、本来これも含めて考える必要があろう。

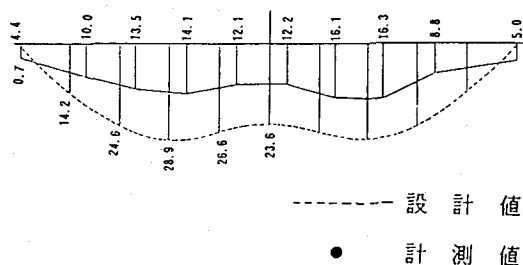


図-12 中央上面鋼管沈下図

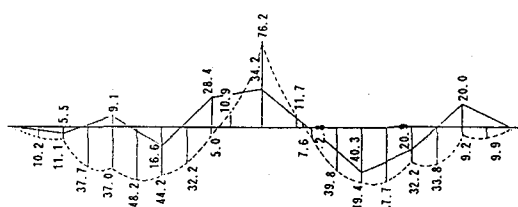


図-13 中央上面鋼管応力図

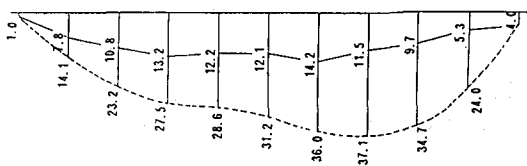


図-14 端方上面鋼管沈下図

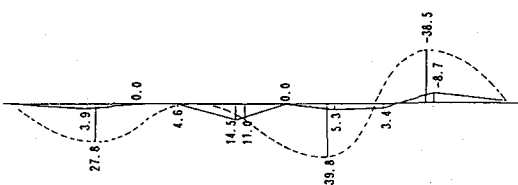


図-15 端方上面鋼管応力図

(2) 杭軸力

杭頭部の軸力を表-3に示す。

表-3 杭頭部軸力

位置	使用部材	実測値	設計値
③列	H-400*400	53.4t	161.8t
⑤列	H-400*400	122.7t	124.6t
④列	H-400*400	54.7t	73.9t
⑥列	H-414*405	207.4t	305.8t
⑦列	H-400*400	65.6t	74.8t
⑧列	H-400*400	98.4t	127.4t
①列	H-400*400	98.6t	162.9t
Total		700.8t	1031.2t

施工上、杭と受梁との“遊び”は、各杭間で多少の差が出ているものと予想される。これらの差は、各杭間の軸力差となって現れる。従って各杭での実測値には多少のバラツキを含んでいるものと考えられるが、全体としては、設計値よりも小さめの値を示しており、これも前項で述べたように側部鋼管の支保耐力がかなり影響したのと考えられる。

杭軸方向の軸力分布は、⑥列での実測値より図-16のように推定される。

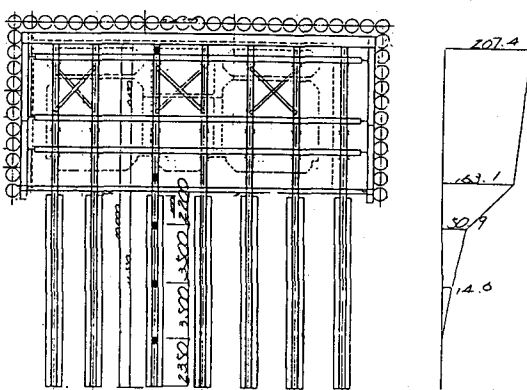


図-15 支持杭ひずみ計配置及び軸力図

これを見る限り、杭先端までの軸力が伝達されておらず殆んど杭の周囲摩擦力で支持されていると思われる。

(3) 受梁の曲げ応力

受梁の曲げ応力は、図-8の③、⑤、⑧の各列で

計測されているが、いずれの位置でも応力は小さく最大でも $\sigma_{max} = \pm 500 \text{ kg/cm}^2$ 程度となっている。

今、最大応力を示したb列端部について、杭軸力から計算される荷重を等分布と仮定して計算上予想される応力 σ の試算を行うと、

使用部材 H-700x300x13x24

Z = 5760 cm

杭軸力より計算される荷重強度（等分布）

$w = 122.7/4.4 = 30.7 \text{ t/m}$

端部発生曲げモーメント

$M = 30.7 \times 2.0^2 \times 1/2 = 61.4 \text{ tm}$

発生応力度 $\sigma_b = 61.4 \times 10^5 / 5760$

$= 1065 \text{ kg/cm}^2$

$> \sigma_{max} = 500 \text{ kg/cm}^2$

上記となり、計測値との差が大きい結果となった今回の場合、上載荷重は上載土荷重と橋梁下部土荷重とに大別される。橋台・橋脚は重力式のマスコンクリート構造物であり、剛体と考えるのが妥当であるため、上面鋼管がこの荷重により破壊しない限り、支持点となる杭位置に集中的に作用するものと考えられ、受梁の曲げ応力には、ほとんど影響を与えていないと判断される。

今回の計測結果でも受梁には、大きな曲げ応力は発生しておらず、上載構造物と支持構造物との剛性比較により荷重の載荷方法を変えることも可能であると考えられる。

（４）側部鋼管（鉛直）の応力及び切梁軸力

図-17に側部鋼管の応力度を示す。

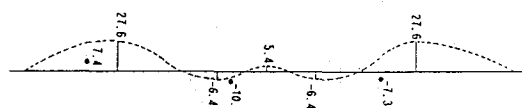


図-17 側部鋼管応力図

側部鋼管の曲げモーメントは最大10tmと小さく、設計値を大きく下回っている。

一方、切梁の発生軸力は、各段とも最大15t程度となり、これも設計値（35t）に対して大きな開きが確認された。

これらの項目に関する計測点は少ないため、上記値から最大値は推定できないが、当初考慮した側圧よりかなり小さいものと判断される。一般に今回の

ような線路下掘削の場合、線路を挟んで両側に立坑が先行施工される。周辺の地下水位は、この段階である程度低下することも考えられる。

又、設計上考慮した土圧は $\phi = 30^\circ$ の砂質土として算定したものであるが、鋼管の周囲に行った地盤改良の効果により、地山の強度が増加したことも一因と考えられる。

（５）橋台・橋脚の沈下と傾斜

橋台の沈下量は、 A_1 、 A_2 橋台共 6mm程度で、上面鋼管の沈下量にほぼ等しい。橋脚の沈下量は、 P_1 、 P_2 橋脚共12mm程度であり上面鋼管の沈下量に比べ少ない。

橋台と上面鋼管の沈下量は、双方のクリアランスが少ないため、ほぼ等しい沈下量となったと考えられる。橋脚の沈下は、橋脚と上面鋼管のクリアランスが2m程度有り、橋脚が剛体となっていると考えられることから、杭等により部分的に支持されたため双方の沈下量の差が発生したものと考えられる。

傾斜については、橋台、橋脚共ほぼ等沈下し、橋桁により橋台、橋脚上部が連結されて変位が見られなかった。

（６）軌道

カント計による計測は、変位が見られず、軌道を支える路盤が等沈下したために変位が発生しなかったと考えられる。

５．おわりに

本工事は、道路橋と軌道という重要構造物をバイブルフにて仮受けしたもので、特に安全管理、品質管理を最重点目標とした。

関係各位の御指導、御協力の基に予想以上の成果で、平成元年6月に無事工事を完了出来たが、その要因として情報化施工によりリアルタイムに施工の状況を確認し、挙動を予想しながら随時対策を講じてきたことをあげることができる。

今後は、此度のシステムを安全管理と品質管理だけを重点としたものではなく、工程・原価管理にも応用出来るものへと発展させ、合理的な施工管理に役立たせたいと考えている。