市街地における RC アーチ橋の設計・施工

——横浜市道高速 2 号線清水ヶ丘高架橋（仮称）——

一 桝 久 允^{*1}・佐 藤 栄 作^{*2}

概 要 横浜市道高速 2 号線・清水ヶ丘高架橋（仮称）は、横浜の市街地に近い丘陵部の住宅地に計画された コンクリートアーチ橋である。橋長 75 m、アーチスパン 50 m と規模は小さいが、平面曲線区間（ $R=250\text{ m}$ ）に設けられている点、住宅地の中に架設される点等から、計画・設計・施工に際して細かい配慮が必要とされた。本橋は、そのような環境の中に建設されたコンクリートアーチ橋の計画・設計・施工の一部を報告するものである。

キーワード・コンクリートアーチ、曲線橋、土丹、全支保工架設、上越し量

1. はじめに

本橋の位置する横浜市道高速 2 号線は、起点を横浜市中区元町に終点を保土ヶ谷区狩場町におき、石川町のインターチェンジで横羽線（Ⅱ期）と接続し、中村川上を高架で、途中から丘陵地帯を主として掘割構造で通過し、狩場町のインターチェンジで横浜横須賀道路に連絡する延長約 7.7 km のルートである。また、この路線は、横浜市幹線道路網の一部として、保土ヶ谷バイパス、横浜新道、横浜横須賀道路、横羽線（Ⅱ期）、さらには横浜高速湾岸線と接続し、横浜市の大動脈を形成する重要路線である。

本橋は、横浜市道高速 2 号線の横浜市区太田町の U 型地形に架橋した橋長 75 m の鉄筋コンクリート（RC）アーチ橋である。中央部には道路があり、橋りょう位置周辺には住宅が隣接しており、両側の斜面は、かなりの急勾配となっている。また、自然美との調和をはかるため、各部材の決定に際しては、経済性とともに関景を重視して選定した。

このたびの報告は、清水ヶ丘高架橋（仮称）の設計と施工の概要について述べるものである。

写真—1 清水ヶ丘高架橋

2. 橋りょう形式の選定

橋りょう形式の選定にあたっては、架橋地点の地形が U 字溪谷となっており、また両岸に土丹層があるという地質条件のほか、住居地域の中に架設される橋であるという点を考慮した。

表—1 に示すように、地形および地質条件から選定した RC 固定アーチ橋、PC π 型ラーメン橋および RC 4 径間連続中空床版橋の 3 型式について比較検討を行った。その結果、現地条件との調和にすくれ、市街地における大型構造物としての橋りょう美を発揮できる形式として、RC 固定アーチ橋を採用した。

^{*1} いちます・ひさのぶ／首都高速道路公団神奈川建設局南太田工事事務所工事第二課長（正会員）

^{*2} さとう・えいさく／同上 工務部工事管理課工事実行班長

表―1 比較案検討結果

	構 造 図	構 造 概 要	施 工 概 要	特 記 事 項
① RC 固定アーチ橋		<ul style="list-style-type: none"> アーチリブはスプリングングでフーチングに剛結された中実矩形断面のRC構造、上床版はRCホローけた、鉛直材は2柱式とし、上床版とアーチリブは鉛直材により剛結されている。 クラウン部において上床版とアーチリブを分離した構造とする。 曲線 $R=250\text{m}$ に位置するが、上床版、アーチリブともに曲線なりに配置する。 	<ul style="list-style-type: none"> けた下高さが $H=15\text{m}$ 程度であり、土地上の制約条件もないため、全支保工施工とする。 支柱部はベコサポート、はり部はベコガードを使用してアーチリブを場所打ちコンクリートで施工し、完成後、鉛直材、上床版を施工するものとする。 	<ul style="list-style-type: none"> 景観および維持管理上で優れている。
② PC 形ラーメン橋		<ul style="list-style-type: none"> 上床版はホロースラブ型式のPC構造、斜橋脚はRC構造とした2ヒンジ方杖ラーメン橋とする。 	<ul style="list-style-type: none"> 上部工の施工は最初に斜橋脚を施工し、主げた部は支保工上で施工するものとする。 	<ul style="list-style-type: none"> クリアランスも高く、景観上優れている。 2ヒンジ構造としているためシユの維持管理が必要となる。 曲線けたとなっているため上床版のPC鋼材の配置がむずかしい。
③ RC 4径間連続中空床版橋		<ul style="list-style-type: none"> 4径間連続けた橋でRCホローけたとする。 橋脚形状は2柱式の円柱橋脚とする。 	<ul style="list-style-type: none"> 上部工は支保工上で施工するものとする。 現道上は特殊サポート鋼けた方式を採用する。 	<ul style="list-style-type: none"> 道路の切回しが必要である。 橋脚が多数並び、圧迫感ある。 曲線けたとしているため、橋りょう全体として、ねじり剛性が低い。

3. 清水ヶ丘高架橋の概要

3.1 構造概要

清水ヶ丘高架橋は、図―2 に示すようなRC固定アーチ橋である。構造上の特色としては、アーチリブは、スプリングングでフーチングに剛結された中実矩形断面のRC構造として、道路線形どおりの曲線に配置するものとした。また、上床版はRC中空床版、鉛直材は2柱式とし、鉛直材は上床版とアーチリブに剛結させた。また、アーチクラウン部の構造は、上床版とアーチリブを一体とせず、クラウン部に鉛直材を設け分離させた。各部材の決定経緯は以下のとおりである。

(1) 上 床 版

鉛直材間隔が 9.5m であり、RC中空床版と4主Tげたが考えられたが、4主Tげたとしても、それほど自

図―1 架橋位置図

重の軽減ははかれず、けた高も 1.0m となる。また、鉛直材の形状が壁式となり不経済となるため、RC中空

Design and Construction of a Reinforced Concrete Arch Bridge in Urban Area

By H. Ichimasu and E. Satoh

Concrete Journal, Vol. 26, No. 6, pp. 32~41, June 1988

Synopsis Shimizugaoka bridge of the Yokohama city expressway route 2 is located in an urban area near the central business district of Yokohama city. The bridge is designed in reinforced concrete arch with a bridge length of 75m and an arch span of 50m . It needs delicate considerations in planning, design, and construction, because the bridge is constructed in a residential district. This report gives outlines of the planning, design, and construction of the arch bridge.

Keywords : concrete arch bridge, curved bridge, hardened silt, full-staging construction, camber

図-2 一般図

床版橋とした。

(2) 鉛直材

鉛直材の形式としては壁式と柱式が考えられるが、自重の軽減および温度変化、乾燥収縮の影響が少なくなる

よう、2柱式とした。ただし、アーチクラウン部の鉛直材は、地震時に大きなせん断力が発生するため、壁式とした。

図—3 アーチリブの位置比較図

写真—2

(3) アーチリブ

一般に、アーチスパンが非常に大きくなると、必然的に断面が大きくなり、これがまた温度変化、乾燥収縮などによる応力を倍加する結果となる。このため、できるだけ断面を小さくして、断面二次モーメントを大きくしたほうがよいと考えられるが、本橋の場合はアーチスパンもそれほど大きくないため、施工性に優れ、従来慣用している中実矩形断面を採用した。

(4) 景観上の配慮

前述のように、本橋は民家に隣接した狭あいな場所に計画されているため、とくに近距離からの景観に心を配った。そのため、構造および構造細目の決定にあたり、

1) アーチリブの軸線を道路線形と同じ曲線とした。
これにより、アーチリブ軸線を直線とし床版だけを道路線形に合わせる方法とした場合に生ずる、上床版がアーチリブからずれることによる違和感を避けた(図—3 参照)。

2) 橋脚と上床版の接続部に曲面のハンチを配して、なめらかにすり付ける(写真—2 参照)。

等の配慮を行った。

3.2 主要資材

本橋に用いられた主な資材は次のとおりである。

〔上部工〕	コンクリート	2 113 m ³
	鉄筋 (SD 30 D 13~D 32)	347 t
	型わく	4 649 m ²
	※ (円筒型わく φ 400)	1 112 m ²
〔下部工〕	掘削	11 300 m ³
	コンクリート	2 046 m ³
	鉄筋 (SD 30 D 13~D 35)	106 t
	型わく	1 645 m ²

4. 地質概要

この地域は清水ヶ丘と呼ばれる洪積台地で、台地上の標高は +40 m~+60 m 程度となっている。台地端部は全般的に急傾斜ないし崖状となっており、とくに +20 m~+30 m 間に崖状斜面が連続してみられ、その周辺部は浸食を受け、小枝谷が複雑に入り組んでいる。地層構造は、地表面から、新期ローム、古期ローム(下末吉ローム)、砂泥層(下末吉層)、礫層(保土ヶ谷礫層)、土丹層(三浦層群)となっている。なお、表—2 に土丹層の土質試験結果を示す。

表—2 軟岩(上丹)試験結果

番号	深度 (GL-m)	真比重 G_s	含水比 (%)	単位体積重量 (g/cm ³)	粘着力 C (kg/cm ²)	内部摩擦角 (度)
1	10.5	2.717	34.1	1.92	25.2	0
2	15.0	2.711	28.9	1.942	19.6	11°30'
3	26.4	2.712	28.1	1.940	27.0	6°30'

5. 施工法の概要

本橋の施工順序は、アーチリブ完成後、支保工を撤去し、アーチリブ上から鉛直材、上床版の施工を行った。コンクリートアーチ橋の架橋工法を大別すると、全支保工架設、セントル工法、メラン工法、ピロン工法、トラス工法等があるが、本橋の場合、けた下高が最大 15 m 程度で支保工の設置が可能なため、また、載荷荷重強度が $W=3.0 \text{ t/m}^2$ 程度と小さいため、全支保工架設を採用した。

施工に際しては、周辺の居住者に対する工事による騒音・振動による影響をできるだけ少なくするよう配慮した。とくに、工事機橋用の H ぐいは、パイプロハンマーによる打込みを避け、アースオーガにより穿孔して H ぐいを建て込み、モルタル注入により所定の支持力を確保する方法を採用した。また撤去についても、地中部分は埋殺しとした。さらに、建設資機材の現場への搬入についても、大型車両は地先の細街路を通過させないように配慮し、県道に接続して設けた専用の工事用道路のみを使用して行った。

図—4 設計フローチャート

6. 設 計

6.1 設計条件

- 1) 構造形式：鉄筋コンクリート固定アーチ
- 2) 橋 長：75 m
- 3) 支 間 長：3@9.5 m + 2@8.5 m + 3@9.5 m
アーチ支間 50 m
アーチライズ 12 m
- 4) 標準幅員：9.1 m (2連)
- 5) 縦断勾配：4.0%
- 6) 横断勾配：8.0% (片勾配)
- 7) 平面線形：R=250 m
- 8) 荷 重：
活 荷 重：TL-20
温度変化：床版 $\pm 15^{\circ}\text{C}$
鉛直材、アーチリブ $\pm 10^{\circ}\text{C}$
乾燥収縮： -20°C
クリープ係数： $\phi=2.6$
設計震度：上部工 $K_H=0.20$ (一種地盤)
下部工 $K_H=0.18$ (一種地盤)
- 9) 使用材料：
コンクリート：上部工 $\sigma_{CK}=300 \text{ kgf/cm}^2$
下部工 $\sigma_{CK}=210 \text{ kgf/cm}^2$
鉄 筋：SD 30
- 10) 許容支持力：
土 丹 層： $q_a=60 \text{ tf/m}^2$ (常時)，

図—5 ライズ・スパン比の比較 (死荷重モーメント)

図—6 アーチ軸線による死荷重モーメントの違い

90 tf/m^2 (地震時)

砂 礫 層： $q_a=30 \text{ tf/m}^2$ (常時)，

45 tf/m^2 (地震時)

6.2 設計内容

本橋設計についてのフローチャートを図—4に示し、設計内容についての主要点を以下に述べる。

(1) ライズ・スパン比の検討

ライズ・スパン比の決定条件としては、現地条件、経済条件、または美観に重要な役割を果たすことから景観条件等を考慮する必要があるが、最も重要なことは、アーチアバット位置を設定する付近の地盤が強硬で、大きな水平力に耐えられることである。アーチアバットとアーチクラウン部の位置の取り方によっては何通りかが考えられるため、本橋の場合、道路の位置、地形、地質条件と過去の実績を勘案して選定した3通りのライズ・スパン比について、死荷重作用時の応力状態等について比較検討を行った。その結果、ライズ・スパン比 12 m/50 m=0.24 を採用した (図—5 参照)。

(2) アーチ軸線の検討

アーチ軸線の形状は、一般に指数曲線 (ハイパボリック曲線)、二次放物線、四次曲線、単円などが用いられているが、歴史的な橋りょうに応用されたものは、外観の美しいこと、建設しやすいことから決定されており、最近においては、構造的な根拠により決定されるようになってきている。図—6 は、アーチ軸線の選定にあたっ

施工項目		施工要領図
①	アーチ部 コンクリート打設
②	アーチ部 支保工撤去
③	鉛直材, 床版部 コンクリート打設
④	鉛直材, 床版部 支保工撤去
⑤	舗装, 高欄, 地覆 その他, 施工

図-7 施工段階図

て3種類の軸線についてアーチリブに生ずる死荷重による曲げモーメントを比較した結果であるが、この橋の場合は、正負の曲げモーメントが小さく、軸力主体の構造となる単円曲線を採用した。

(3) 上部工の設計

本橋は全支保工施工としたが、構造物全体を一度に施工せず、アーチリブ完成後、支保工を撤去するため、図-7のように段階施工となり、クリープ進行に伴う断面力の変化を考慮して設計を行った。ただし、コンクリートのクリープについてはアーチ閉合後から生ずるものとし、完成系の設計にあたっては、クリープが完全に進行していない場合とクリープ進行が終了した場合の2種類の状態に対して、活荷重載荷で照査を行った。載荷状態

図-8 クリープの進行に伴う断面力の変化

が複雑となるため、影響線解析を行い断面力を求めた。

a. クリープの進行に伴う断面力の変化

上床版打設時における最も新しい部材と最も古い部材の残クリープ係数 ϕ_n および ϕ_a を求めた。全部材の材令は同じと仮定し、全支保工状態の断面力 M_L と施工完了時の断面力 M_B から、図-8のように最終状態の M_e を次式

$$M_e = M_L + (M_B - M_L) \times e^{-\phi}$$

で求めた。

b. 活荷重による断面力算定

活荷重による断面力の算定にあたっては、任意形平面骨組構造物の影響線解析を用い、L荷重を載荷させて断面力を求めた。図-9に、アーチクラウン部およびスプリング部の最大曲げモーメントが生ずる荷重載荷状態を示す。

c. アーチリブの断面力

完成系で大きい引張応力の発生するのは、スプリング部とクラウン部の2箇所であり、他の部材は、ほとんど引張応力が生じていない。荷重ケースはスプリング部では地震時+温度変化時、アーチクラウン部では活荷重作用時となっている。また、アーチリブには、面外地震作用時において直角2方向の断面力が同時に作用するため、2軸曲げ応力度の照査も行った。

d. 設計震度

設計震度は修正震度法により決定したが、多質点系モデルによる固有値解析の結果は、一次モードで橋軸方向 $T=0.35$ sec, 直角方向 $T=0.19$ sec となった。

e. 曲線げたに関する検討

本橋は、平面線形が曲線半径 $R=250$ mの円曲線から緩和曲線に移行する区間に位置している。このため、曲線拡幅、視距確保のためのセットバックにより幅員が変化しており、構造的に複雑な形状となっている。しかしながら、前述のように景観を重視して、アーチリブを道路線形に合わせた曲線配置とした。このため、アーチリブに生ずるねじりモーメントの照査が必要となった。

図-9 曲げモーメントの影響

表—3 アーチリブのねじりモーメントとせん断応力度

(単位: kgf/cm²)

断面位置		④スプリング		
		⑤中間点		
ねじりモーメント	死 荷 重 M_{ld}	50.83	48.10	14.53
	活 荷 重 M_{ll}	4.04	23.44	-16.96
	面 外 地 震 M_{te}	108.30	175.53	-4.20
設計荷重時	ねじりモーメントによるせん断応力度 M_t	106.09	149.09	14.53
	τ_t	3.31	5.22	0.78
	せん断力による平均せん断応力度 S	168.91	131.63	72.62
	τ_m	2.05	1.70	1.21
	合 成 応 力 度 τ	5.36	6.92	1.99
終局荷重時	許 容 値 τ_a	4.5		
	ねじりモーメントによるせん断応力度 M_t	206.87	290.72	24.35
	τ_t	6.46	10.19	1.33
	せん断力による平均せん断応力度 S	329.20	256.55	140.66
	τ_m	3.99	3.32	2.34
終局荷重時	合 成 応 力 度 τ	10.45	13.51	3.65
	許 容 値 τ_a	40 (τ_t), 48 ($\tau_t + \tau_m$)

断面力の算定は、立体骨組解析により行った。また、地震時のねじりモーメントについても同時に検討を行った。ねじりモーメントに対する設計は、「道路橋示方書・同解説」コンクリート橋編2.6.5により、ねじりモーメントに対する横方向鉄筋および軸方向鉄筋の必要量の算定を行った。その結果、横方向鉄筋については腹鉄筋の最小鉄筋量で、軸方向鉄筋についても、アーチリブのけたとしての必要量で十分であった。

f. 弾性支点とした場合の影響

上部工の設計にあたり、アーチアバットを固定とした構造系で解析を行っているが、構造形式がアーチ橋であることから、支点的沈下に対しては部材応力に敏感に影響

響するため、基礎地盤の変形を考慮して基礎のモデル化を行い、弾性支点をもつ構造系として解析を行い、部材の応力度照査を行った。アーチアバットを固定支点または弾性支点とした場合の断面力の比較を表—3に示す。なお、ばね係数については、土丹の高圧三軸試験結果の変形係数から推定した。表—4 から分かるように、基礎の変形を考慮した場合、固定支点とした場合と比べて各部材とも一割程度の断面力の増加となるが、応力上問題とはならない。また、弾性支点とした場合のアーチアバットのアーチリブ軸線との交点位置での変位量は、常時で水平方向 2.2 mm、鉛直方向 1.5 mm、地震時で水平方向 2.7 mm、鉛直方向 1.7 mm となる。

(4) 下部工の設計

アーチアバットの安定計算法は、アーチアバットの地盤反力が底面と背面に生ずるため、その算出方法は、アーチアバットを剛体と考え、支承条件として水平方向および鉛直方向のばねを仮定し、ばねのせん断抵抗を無視して、力の釣合い方程式 ($\Sigma N=0$, $\Sigma H=0$, $\Sigma M=0$) を満足させて地盤反力を求めた。なお、横方向ばね係数と縦方向ばね係数の比が 1:2 の場合と 1:1 の場合の 2 通りについて設計を行った。また、底面および側面のせん断抵抗を考慮した場合についても検討を行い、極限支持力内に入っているかどうかの照査を行い、安全性の確認を行った。また、アーチアバットが段差フーチングとなっており、かつ、アーチリブ、柱より大きな断面力が作用するため、有限要素法解析を行うことにより、局部的な応力度の照査についても行った。

7. 施 工

本橋は、往復分離構造の一对の橋から成っており、施工は、橋をはさんで両側に設けた幅 6 m の仮設栈橋を作業足場として行った。

一对の橋のうち、上り線用の橋は、上り線の外側に設

表—4 断面力比較表

			④スプリング	⑤アーチクラウン	⑥上 床 版	⑦鉛 直 材
断 面 力	固定支点	常 時	$M(t \cdot m)$ 666.4 $N(t)$ 1635.0	409.9 945.1	-399.9 22.7	391.5 233.2
		地 震 時	$M(t \cdot m)$ 1147.6 $N(t)$ 1801.4	479.5 1046.8	— —	314.5 223.7
	弾性支点	常 時	$M(t \cdot m)$ 250.5 $N(t)$ 1620.3	440.6 897.4	-423.7 23.4	430.2 230.2
		地 震 時	$M(t \cdot m)$ 669.1 $N(t)$ 1805.8	522.4 1007.7	— —	352.2 220.3
応 力 度	断面形状 (m)		B 7.5 H 1.2	7.5 0.9	8.0 0.65	1.8×2 0.8
	鉄 筋 量		A_s D 22 etc 125	D 16 etc 125	D 32 etc 150 二段	D 32 etc 125 二段
	応 力 度 (kgf/cm ²)		σ_c 98.9<150 σ_s 1683<2700	79.7<100 1676<1800	84.1<100 1350<1400	97.7<100 1749<1800

図—10 平板載荷試験位置

図—11 軸荷パターン

けた栈橋を利用し、下り線側の栈橋は奥の工区への工事用道路として使用して架設した。

7.1 アーチアバットの施工

(1) 平板載荷試験

本橋のアーチアバットは土丹を支持地盤としている。丘陵部の土丹は、一部風化の進んだものもあり、特性に相当な差異が見られるため、現位置において載荷試験を行い、支持力、地盤反力係数、変形係数等の諸特性値の確認を行った。

a. 試験方法

試験は、図—10 に示す A₂、A₃ アバットの基礎部で実施した。加圧板は直径 30 cm の鋼製円形剛板を使用した。載荷パターンは、図—11 に示す載荷パターンでの繰返し載荷で実施した。

b. 試験結果

平板載荷試験から得られた処女載荷域および履歴荷重域での地盤反力係数 K_{vs} 、 R_{kv} 、地盤の変形係数 E_s 、極限支持力 P_u は表—5 のとおりである。

この結果から判断して、設計で考えている変形係数

表—5 平板載荷試験結果

試験地点	A-2	A-3
k_{vs}		
応力レベル (kgf/cm ²)	0~7.0	0~7.0
k_{vs} (kgf/cm ³)	91.7	137.8
E_{s1} (kgf/cm ²)	1978	2972
R_{kv2}		
応力レベル (kgf/cm ²)	0~3.54	0~3.54
R_{kv2} (kgf/cm ³)	168.6	196.7
E_{s2} (kgf/cm ²)	3636	4242
R_{kv3}		
応力レベル (kgf/cm ²)	0~3.54	0~3.54
R_{kv3} (kgf/cm ³)	221.3	249.3
E_{s3} (kgf/cm ²)	4773	5377
R_{kv4}		
応力レベル (kgf/cm ²)	0~7.0	0~14.0
R_{kv4} (kgf/cm ³)	252.7	243.5
E_{s4} (kgf/cm ²)	5450	5252
極限支持力 P_u (kgf/cm ²)	28 以上	28 以上

$E_s = 2000$ kgf/cm²、地盤反力係数 100 kgf/cm³ は妥当な値であると言える。

また、極限支持力については、 $P = 28$ kgf/cm² でも P_u に達しておらず、許容支持力に対して十分な安全率をもっていることが確認された。

(2) 掘削

掘削は、表土およびローム層、礫層についてはバックホーで、土丹層についてはピックを使用して人力で行い、栈橋上からクラムシェルで揚土し、工事用道路から搬出した。

なお、A₂ アバットについては、調査の結果、支持地盤である土丹層の位置が急変しており、一部アバットの位置から外れることが判明したため、諸案検討の結果、基礎幅を広くして、根入れを土丹層までとることとした。このため、A₂ アバットは、A₃ アバットに比較して大きなものとなった。

7.2 アーチリブの施工

(1) コンクリートの打込み順序

アーチリブのコンクリート打込み順序は、若材令時にコンクリートに対する影響をできるだけ少なくするよう以下の事項を考慮して決定した。

- 1) 支保工に偏載荷重が作用しないようにする。
- 2) 死荷重モーメントが大きい部分を先に施工する。
- 3) 前に打ち込んだコンクリートが、後から打ち込んだコンクリートの荷重により悪影響を受けないようにする。
- 4) 打継目はなるべく少なくする。

検討は、図—12 に示すように、支保工をモデル化した二次元骨組構造で、図中に示す 2 ケースについて弾性解析を行い、支保工上端の変位量の比較をすることで行った。この結果、全体的な変位量が小さくなるケース 2 を採用した。

この方法は、コンクリートの打込み順序が一つおきになるため、打込みの際に、コンクリートを打ち込んでい

図-12 支保工構造解析モデル

ない隣のブロックにコンクリートノロが入り、コンクリート表面の仕上りを悪くするおそれがあるため、ブロック端の妻型わくは入念に組み立て、さらにウレタンフォームでシールしてノロの流出を防いだ。

(2) 上越し量

支保工は、四角支柱を使用した全支保工を採用した。支保工の支持地盤は、大部分が沼地であった所で軟弱層となっていたため、セメント系地盤改良材を投入し、所定の支持力を確保した。その後、地表の整形を行い、敷砂をした後、厚さ 22 mm の鋼板を敷き、その上に支保工を順次組み立てた。

支保工の先端高さは、以下の予測される沈下の種類を考慮した上越し量を求めて決定した。

- 1) 地盤沈下
- 2) 支保工の弾性沈下
- 3) 支保工の接合部の沈下
- 4) 死荷重によるアーチリブの弾性沈下
- 5) 静荷重によるアーチリブの弾性沈下
- 6) 乾燥収縮、クリープによる沈下

このうち地盤沈下については、地盤改良後に平板載荷試験を行い、その結果に基づいて決定した。また 2)、4)、5)、6) については、先にコンクリート打込み順序の決定の際に使用したものと同一骨組構造モデルを使用して弾性解析を行って求めた。

解析結果および上越し量の値を表-6 に示す。

アーチリブの沈下量の測定は、コンクリート打込み開始から、型わく・支保工撤去後、沈下の進行が止まるまでの間（支保工撤去から約 2 週間）に実施した。その結

表-6 上越し量

(単位: mm)

支保工位置	δ_{01}	δ_{02}	δ_{d1}	δ_{d2}	δ_p	δ	$\Sigma\delta$	上越し量
1	0.84	3.80	-0.36	-0.06	1.28	10	15.50	16
2	1.53	5.10	-0.47	-0.08	2.50	10	18.58	19
3	2.34	6.30	-0.36	-0.07	3.86	10	22.07	22
4	2.65	6.40	-0.37	-0.05	5.25	10	23.88	24
5	2.70	6.60	-0.01	0.03	6.60	10	25.92	26
6	2.92	5.10	0.89	0.18	7.85	10	26.94	27
7	4.20	5.10	2.19	0.37	8.95	10	30.81	31
8	3.11	6.30	3.57	0.56	9.88	10	33.42	33
9	2.91	6.60	4.70	0.72	10.65	10	35.58	36
10	2.98	7.10	5.83	0.86	11.25	10	38.02	38
11	2.93	7.10	6.95	0.99	11.64	10	39.61	40
12	2.86	6.60	7.67	1.05	11.79	10	39.97	40
13	2.92	7.10	7.37	0.99	11.66	10	40.04	40
14	2.98	7.10	6.63	0.86	11.28	10	38.85	39
15	3.00	7.10	5.84	0.71	10.69	10	37.34	37
16	2.99	6.60	4.97	0.56	9.93	10	35.05	35
17	2.96	6.60	3.73	0.37	9.00	10	32.66	33
18	2.92	6.40	2.45	0.17	7.90	10	29.84	30
19	2.74	6.40	1.46	0.02	6.66	10	27.28	27
20	2.15	6.30	0.92	-0.05	5.30	10	24.62	25
21	1.82	5.19	0.66	-0.07	3.90	10	21.41	21
22	1.51	5.10	0.19	-0.09	2.53	10	19.24	19
23	0.85	2.50	-0.07	-0.04	1.29	10	14.53	15

(注) δ_{01} : 支保工の弾性沈下量……………電算による値
 δ_{02} : 支保工接合部の沈下量……………四角支柱組合せの値
 δ_{d1} : 死荷重によるアーチリブの弾性沈下量……………電算による値
 δ_{d2} : 静荷重によるアーチリブの弾性沈下量……………電算による値
 δ_p : 乾燥収縮、クリープによる沈下量……………電算による値
 δ : 支保工の地盤沈下量……………平板載荷試験による値
 $\Sigma\delta$: 沈下量の合計=上越し量

果、ここで定めた上越し量は、ほぼ実際の値と等しいことが確認された。

7.3 鉛直材および床版の施工

鉛直材は、最大高さは約 14 m となっている。コンクリートの打込みは、各鉛直材ごとに、高さに応じて最高 3 回に分けて行った。

写真—3 組立て中のアーチリブ用支保工

写真—4 床版底型わくの組立て

床版の施工は、各鉛直材の天端付近にけた受けのブラケットを設け、ここにペコガーダーを取り付けて支保工とした。

型わくは、一般部についてはメタルフォームを使用した。しかし、鉛直材と床版の接合部は曲面になっており、また、各鉛直材ごとにその形状が異なっている。そのため、この部分については木製型わくを使用し、十分な精度で製作・組立てを行った。

8. おわりに

本橋は、写真—5 に示すように、民家に隣接した場所にその姿を現し、舗装、照明施設、標識類、防音壁等の工事のあと、昭和64年度中に供用される予定である。

現在、このアーチ橋の下に生じた路下の空間について近隣住民に役立つよう利用すべく、関係機関と協議を進めている。

写真—5 架橋位置付近

最後に、首都高速道路における最初のアーチ橋となる本橋の設計および施工に関係された各位に対し、感謝の意を表す。

＜図書案内＞

「コンクリート工学」総目録

Vol. 13~22 (1975~84)

B5判・40ページ/頒価1000円(送料とも)

本目録は、(社)日本コンクリート工学協会の創立20周年を記念して作成されたもので、本誌Vol. 13~22の10年間の解説、工事記録、論文、テクニカルレポート、特集、講座、教室、文献紹介等、全48項目にわたるすべての記事が項目別にリストアップされている。座右に置かれれば、必ずや文献検索に威力を発揮するであろう。

●申込先:(社)日本コンクリート工学協会「書籍販売係」

〒102 千代田区麹町 5-7 TBRビル 708号/電話 (03) 263-1571

＜申込方法＞ 書籍名、送付先を明記のうえ、前金(現金書留)にてお申込みください。