

今月は論文集第109号(39年9月発行) 登載予定論文としてつぎの3編を紹介いたします。なお、次号では第110号登載予定論文として下記の5編を紹介する予定です。

- 田浦秀春：中型電子計算機による広地域航空三角測量ブロック調整の実用化について
- 島昭治郎：コーン支持力と切削強度について
- 毛利正光：橋井啓一：大阪市の産業構造より見た都市の再開発に関する一考察
- 畑野 正：粘弾性体の振動
- 深沢泰晴：薄肉曲りばりの曲げとねじりに関する理論

### 一柱式橋脚の振動解析と耐震性に関する研究

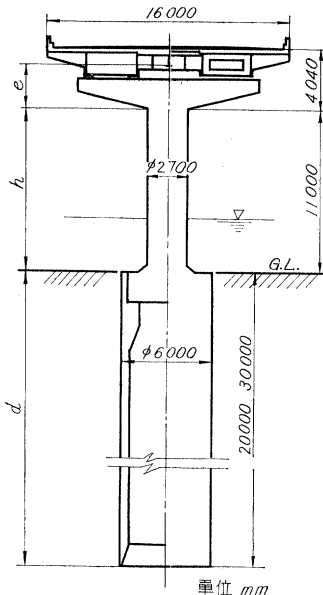
後藤尚男・亀田弘行

本研究は、図-1のようなスレンダーな、いわゆる一柱式橋脚の振動性状を連成振動として解析し、これよりその耐震性を明らかにしようとしたものである。

#### 1. 一柱式橋脚の振動モデル

図-2は、図-1を抽象化した連成振動モデルであって、上部構造および基礎の水平並進と回転の両運動が連成した4自由度系である。ここに、上部構造および基礎工は質量の分布した剛体、橋脚は質量を無視した板バネで表示され、また点Oに取りつけられたバネ群は、基礎地盤の弾性を表わし、かつ点Oの

図-1 一柱式橋脚の一実例  
(阪神高速道路公団大阪1号線)

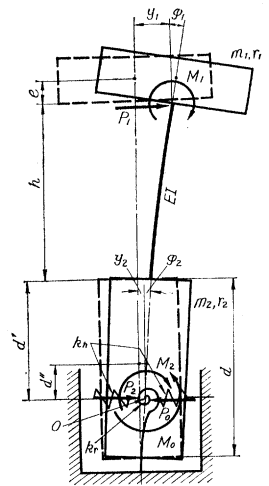


深さ  $d'$  は次式より算出される。

$$d' = \int_0^d p(\xi) \xi d\xi / \int_0^d p(\xi) d\xi = \int_0^d K(\xi) \xi d\xi / \int_0^d K(\xi) d\xi$$

ただし、 $d$  は井筒の全長、 $p(\xi)$   $K(\xi)$  は井筒上端からの深さ  $\xi$  における水平地盤反力および水平地盤係数である。これより水平コイルバネ  $k_h$  と、うずまきバネ  $k_r$  が、それぞれ橋脚基礎の水平・回転の両バネ定数を与えることとなる。

図-2 連成振動モデル



#### 2. 水平連成振動の理論解析

##### (1) 自由振動

図-2において、力のつりあい条件は、

$$P_0 = P_1 + P_2, M_0 = M_1 + M_2 + (h + d')P_1 \dots\dots\dots(1)$$

また変形の条件は、

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= y_2 + (h + d')\varphi_2 + P_1 h^3 / 3EI + M_1 h^2 / 2EI, \\ \varphi_1 &= \varphi_2 + P_1 h^2 / 2EI + M_1 h / EI \\ k_h y_2 &= P_0, k_r \varphi_2 = M_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)$$

さらに、上・下部両構造の運動方程式は、

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= -m_1(\ddot{y}_1 + e\ddot{\varphi}_1), P_2 = -m_2(\ddot{y}_2 + d''\ddot{\varphi}_2), \\ M_1 &= -m_1(e\ddot{y}_1 + (e^2 + r_1^2)\ddot{\varphi}_1), \\ M_2 &= -m_2(d''\ddot{y}_2 + (d''^2 + r_2^2)\ddot{\varphi}_2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 $m_1$  は上部構造1スパン分の質量、 $m_2$  は基礎躯体1基の質量、 $r_1$  および  $r_2$  は、それぞれ上部構造および基礎躯体の、橋軸方向重心軸まわりの回転半径である。

式(1)、式(2)から  $P_0, M_0$  を消去し、 $P_1, P_2, M_1, M_2$  を求めて式(3)に代入すれば、自由振動の微分方程式がつぎの形で得られる。

$$M\ddot{y} + Ky = 0 \dots\dots\dots(4)$$

ここに、

$$M = \begin{pmatrix} m_1 & 0 & m_1 e & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & m_2 d'' \\ m_1 e & 0 & m_1 (e^2 + r_1^2) & 0 \\ 0 & m_2 d'' & 0 & m_2 (d''^2 + r_2^2) \end{pmatrix} \dots\dots\dots(5)$$

$$K = \begin{pmatrix} k_{hp} & -k_{hp} & -k_{hp} h/2 & -k_{hp} l/2 \\ -k_{hp} & (k_{hp} + k_h) & k_{hp} h/2 & k_{hp} l/2 \\ -k_{hp} h/2 & k_{hp} h/2 & k_{rp} & (3l/h - 1)k_{rp}/4 \\ -k_{hp} l/2 & k_{hp} l/2 & (3l/h - 1)k_{rp}/4 & \{(1 + 3l^2/h^2)k_{rp}/4 + k_r\} \end{pmatrix} \dots\dots\dots(6)$$

$$y = \begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \varphi_1 \\ \varphi_2 \end{pmatrix}, \quad \ddot{y} = \begin{pmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{\varphi}_1 \\ \ddot{\varphi}_2 \end{pmatrix} \dots\dots\dots(7)$$

ただし、 $l = 2d' + h, k_{hp} = 12EI/h^3, k_{rp} = 4EI/h$

ここで、この系の固有振動数を  $n$  として、式(4)の解を

$$y = y_0 \cos nt = \begin{pmatrix} y_{10} \\ y_{20} \\ \varphi_{10} \\ \varphi_{20} \end{pmatrix} \cos nt \dots\dots\dots (8)$$

としてこれを式(4)に代入し、 $y_{10}$ 、 $y_{20}$ 、 $\varphi_{10}$ 、 $\varphi_{20}$  を消去すると、結局つぎの振動数方程式が得られる。

$$\det(Mn^2 - K) = 0 \dots\dots\dots (9)$$

(2) 強制振動

図-2 の振動モデルに、簡単のため単弦地動として

$$x = a_0 \cos pt \dots\dots\dots (10)$$

が作用する場合を考えると、つりあい条件式(1)、変形の条件式(2)がそのまま成り立つ。一方運動方程式(3)においては、 $y_1$  を  $y_1 + x$  で、 $y_2$  を  $y_2 + x$  で置きかえれば、自由振動の場合と同様にして、つぎの強制振動の微分方程式をうる。

$$M\ddot{y} + Ky = -M\ddot{x} \dots\dots\dots (11)$$

ただし、

$$x = \begin{pmatrix} x \\ x \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_0 \\ a_0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \cos pt = x_0 \cos pt \dots\dots\dots (12)$$

式(11)の解を、前と同様に

$$y = y_0 \cos pt \dots\dots\dots (13)$$

として、式(12)と式(13)を式(11)に代入すると、式(8)の4個の定常振幅を求める連立方程式として次式をうる。

$$(p^2 M - K)y_0 = -p^2 Mx_0 \dots\dots\dots (14)$$

式(14)から4個の定常振幅を求めれば、橋脚に生ずる断面力の定常振幅として次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} P_{10} &= m_1 a_0 p^2 (1 + y_{10}/a_0 + e \varphi_{10}/a_0), \\ M_{10} &= m_1 a_0 p^2 \{e(1 + y_{10}/a_0) + (e^2 + r_1^2) \varphi_{10}/a_0\} \dots\dots (15) \\ M_{30} &= M_{10} + P_{10} h \end{aligned} \right\}$$

ここに  $P_{10}$  は橋脚に生ずるせん断力、 $M_{10}$ 、 $M_{30}$  は、それぞれ橋脚上・下端に生ずる曲げモーメントである。

3. 模型振動実験

前節の理論解析の妥当性を検討するために、図-3 のような一柱式橋脚の模型を作製して、その振動実験を行なった(杭打基礎の場合の基礎地盤のバネ定数については 後藤・渡部: 高架橋一柱式橋脚の耐震性に関する研究, 地震工学シンポジウム講演集(1962), p. 141~146 を参照のこと)。かくして、表-1 の4種類の状態に対して定常加振および自由振動によって模型の共振振動数および固有振動数を求め、それらの実験値を式(9)に

図-3 一柱式模型概略図

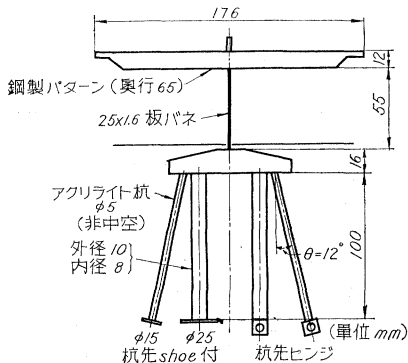


表-1 模型の固有振動数 (c/s)

	実験値		理論値	
	強制振動	自由振動	連成1次	慣用質点バネ系
フーチング下面完全固定	14.4	14.1	15.4	28.8
杭先 Shoe 付	13.5	—	—	—
杭先ヒンジ (砂あり)	13.5	—	—	—
杭先ヒンジ (砂なし)	13.0	13.1	14.3	—

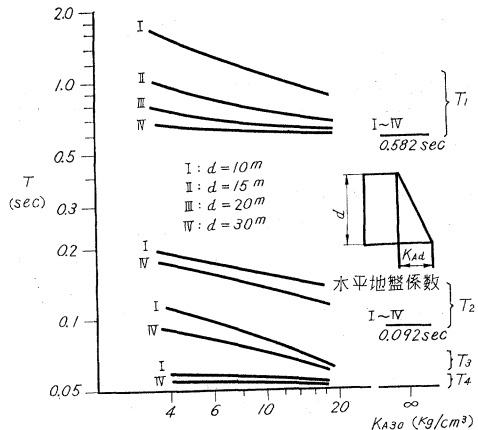
よる理論値と比較した。

表-1 は、固有振動数(連成1次)の実験値を、理論値と比較したもので、連成固有振動数の計算値は、実験値より若干大きいのみで、両者はよく近似している。一方、フーチング下面完全固定の場合の質点  $m$ -バネ  $k$  なる1自由度系としての慣用計算値は、実験値や、連成1次の計算値の2倍にも達する値が算出される。以上のことから、一柱式橋脚の振動は、本文のように連成振動として取り扱うべきであることがわかった。

4. 実橋脚に対する数値計算の適用例

図-4 は、図-1 の場合に対し、式(5)を適用して得られた

図-4 連成固有周期の計算値 (図-1 の場合)



固有周期を示したもので、 $T_1 \sim T_4$  はそれぞれ1次~4次の固有振動周期である。同図からわかるように、この場合の1次固有周期がかなり大きく、これは耐震設計上注目すべきことである。(1964. 2. 3・受付)

〔後藤: 正会員 工博 京都大学教授 工学部〕  
〔亀田: 学生員 京都大学院学生〕

細骨材の粒度分布とアスファルト混合物について

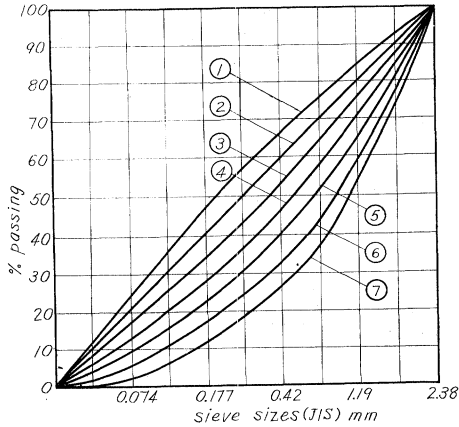
秋山 政 敬

よいアスファルト混合物を設計、製造するには、連続粒度の場合、骨材はスムーズな粒度曲線をもつことが必要である。このことについてはさきに最大骨材寸法ごとにすぐれた粒度方程式があることを提案した。また粒度分布のわずかの差が混合物の性状に大きな影響を与えることを示したが、ここではよいアスファルト混合物の品質に細骨材の粒度分布が大きな影響をもつことに着目し、細骨材の粒度分布を第1群、第2群に分け、どのように差異を生ずるかを調査し、どのような粒度分布が必要

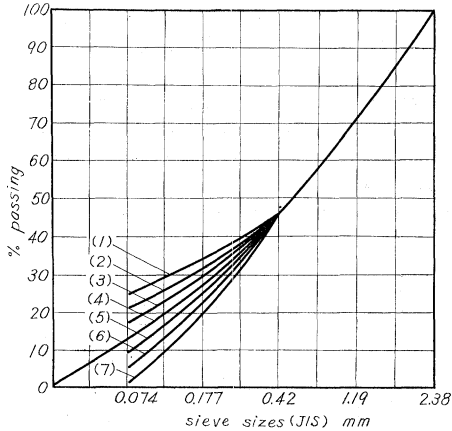
であるかを見出した。また材料の差異が混合物の安定性などにおよぼす影響について論じた。

### 1. 使用した細骨材粒度群

図-1 粒度曲線図  
(a) 第1群粒度曲線



(b) 第2群粒度曲線



### 2. 細骨材アスファルト混合物と諸性状

#### (1) 第1群アスファルト混合物 (A群)

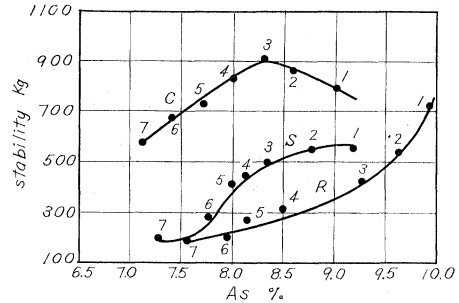
川砂、海砂とも A-1 が最も安定度が大きく A-2 から A-7 に漸次安定度が減ずる。砕石のクラッシャーランでは A-3 が最も大きく A-1、A-2 はほぼ同じ程度の安定度があり、A-4 から A-7 に至って漸次減少する。3つの材種のうちで砕石クラッシャーランが安定度が大きい。また空げき率および骨材間げき率に対する影響はアスファルト量より粒度の方が大きい。

#### (2) 第2群アスファルト混合物 (B群)

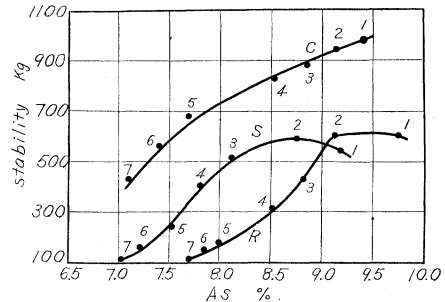
川砂、海砂、砕石クラッシャーランとも B-1 が最も安定度が大きく、0.42 mm 以下が少なくなるにしたがって小さくなり、B-7 に至って最小となる。やはり砕石クラッシャーランが最も安定度が大きい。これは形状の影響が主であって真比重の大きさも影響する。空げき率および骨材間げき率とも粒度の影響が大きく、アスファルト量の増加よりも決定的な要素である。

図-2

(a) 第1群粒度



(b) 第2群粒度



注: R: 川砂, S: 海砂, C: 砕石クラッシャーラン

### 3. 諸外国のアスファルト混合物の細骨材粒度分布

主要諸外国のアスファルト混合物を調べた結果、細骨材粒度分布が種々異なり、特に興味深い点はカリフォルニアの標準粒度が1935年から1939年、そして1960年と年度によって大きく変わっていることである。すなわち細骨材粒度分布において2.38~0.42 mmの粒度の重量%が増大していることである。これは重交通に耐えるよう安定性増加のためと考えられ、このことについて実験的に確認した。

諸外国の組骨材粒度分布の集中性はおよそつぎのようである。

(2.38~0.42)mm	45~60%
(0.42~0.177)mm	15~25%
(0.177~0)mm	20~35%

ただし、ソ連は寒冷地の特異性のためこの集中傾向からはずれており、英国の場合は産地によって産出の砂をそのまま使用しているため多少はずれているものと考えられる。

(1963. 2. 3 受付)

【筆者: 正会員 東京都道路建設本部】

### 廻戸川鉄道橋(2スパン 52 m の鉄筋コンクリート ラーメン型アーチ橋)の設計・施工

松本嘉司・杉田秀夫  
大浦 勲・森重龍馬

廻戸川鉄道橋は国鉄横黒線に建設されたスパン 52 m の鉄筋コンクリート ラーメン型アーチ橋である(図-1 参照)。

この橋梁は、① 曲線半径 300 m の曲線橋であること、② 橋梁下部は年間約 130 日間水没するので、水位の変形にとまなびびしい気象作用をうけること、③ 冬季に  $-20^{\circ}\text{C}$  まで気温が下ること、などの設計条件と、基礎地盤が凝灰質頁岩で地耐力があることを考慮して、その構造を定めたものである。この形式は、水没部分に細い部材がないので気象作用に対して有利であること、左右の単桁を平面的に折って架けることによって曲線橋として経済的な構造であること、などの点において、従来用いられていた開腹アーチよりすぐれており、他の形式の橋梁より工費の点では経済的であった。このラーメン型アーチのクラウンおよびスプリングの断面を薄くしたのは、ライズの低い無ヒンジアーチであるので、温度変化およびコンクリートの乾燥収縮の影響を軽減するためである。

### 設計

設計には後述する応力調整の影響、P C 鋼線による補強プレストレスの影響およびコンクリートのクリープによる応力緩和の影響とを考慮して、死荷重、活荷重、衝撃、温度変化、コンクリートの乾燥収縮、湛水による浮力、地震力などに対して弾性理論によってその応力を求め、これに対して鉄筋コンクリートの慣用理論によって部材断面を定めた。軸力が大きい部材で

図-1 中央径間一般図

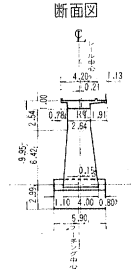
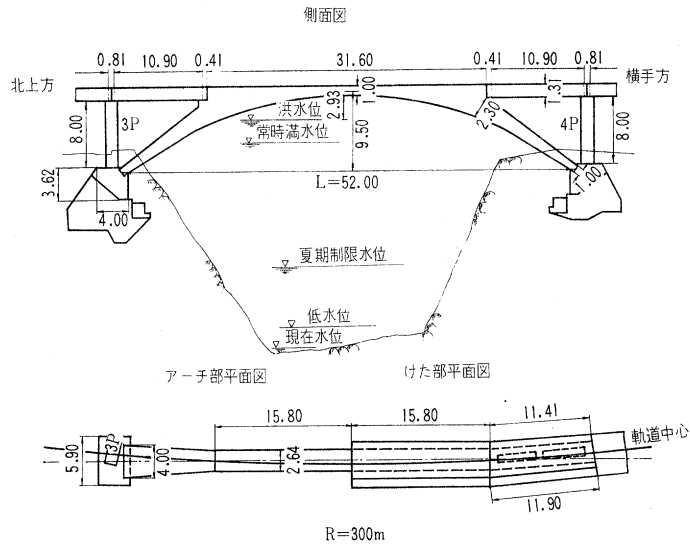
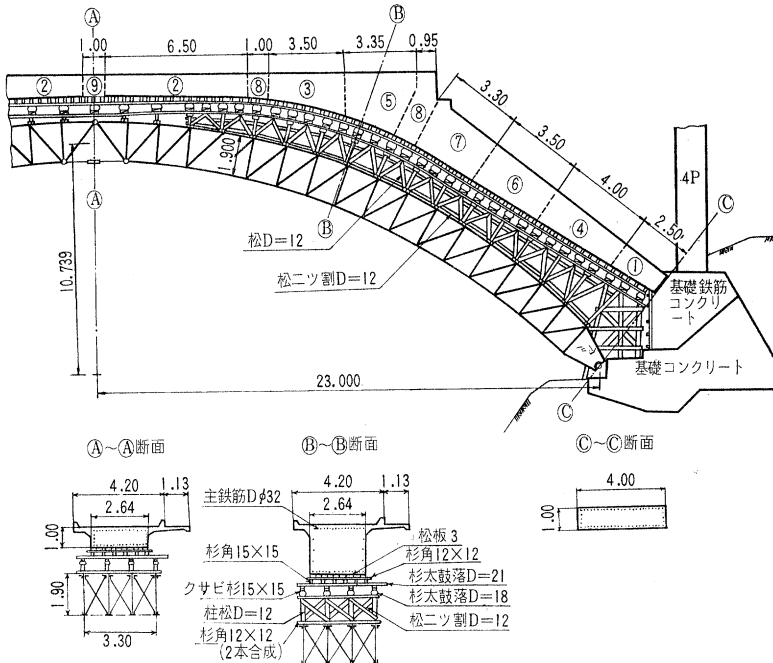


図-2 支保工およびコンクリート打設順序



あるので極限強度設計法による断面の検討も行なった。なお橋軸直角方向に作用する水平力に対しては、クラウンの応力を不静定量として最小仕事の式を導き、これを解いて横方向曲げモーメント、ねじりモーメントを求めて設計を行なった。

### 施工

本橋梁の施工順序はつぎのとおりである(図-2 参照)。

① 基礎フーチングの施工後これを支点として鋼製アーチ センタルをケーブル エレクションで架設し、この上に、木製支保工、型枠を組立てる。

② クラウン部のみを除いて鉄筋(主鉄筋は異形鉄筋 SS D 49  $-\phi 32$  mm)を連続して配置する。

③ クラウン部に 1 m の間げきを残して左右のアーチ リブのコンクリートを区分に分割施工する。

④ コンクリートの硬化後にクラウンの間げきに油圧ジャッキを水平に挿入して加圧する(応力調整)。

⑤ クラウンの間げきの鉄筋を連結してコンクリートを施工し、さらにこのクラウン部の約 10 m 区間に放物線状に配置した P C 鋼線 (12-12  $\phi 7$  mm) を緊張してプレストレスを導入してクラウン部の補強をする。

⑥ 本体完成後に斜材部上に支保工を立てて、側スパンのコンクリート T 形桁を施工する。

基礎岩盤は根掘の結果ひびわれが多いので、セメント注入によって補強を行なった。

支保工はコンクリート施工による沈下を考慮して上げ越しを行なった。施工時の支保工沈下を測定した結果によればコンクリート施工後の支保工の沈下量は最大 6.6 m であった。

コンクリートの打設順序はあとから打設するコンクリートによるセントルの変形ができるだけ少なくなるように、また各ブロックが乾燥収縮するための時間をできるだけ長くとれるように考慮して定めた。斜材部に目地のブロックを設けなかったのはそのコンクリートと上方のすでに打設したコンクリートとの密着に不安があったからである。このため支保工の沈下にもなって斜材部は施工中一時的に片持ばりの状態になって固定端付近に負の曲げモーメントを生じた。コンクリートに埋込んだカールソンひずみ計による測定結果によれば、この施工時の応力は応力調節で除去できることが認められた。

硬化温度の影響をできるだけ小さくするために、セメントは中熱熟セメントを使用した。カールソンひずみ計による測定結果によれば、1/4 点付近の断面内部のコンクリートの最高温度は 45°C であったが、各部分とも大体 10~20 日間でコンクリート温度は気温近くまで下り、以後気温の変化にしたがって変動している。

#### 応力調節

本橋梁の施工上の特色はアーチ クラウンを加圧して応力調節を行なったことにある。これはつぎの事項を目的として行なわれたものである。

- ① スプリングングに作用する正負不均衡の曲げモーメントを調整し平均化する。
- ② アーチ軸線の短縮(肋縮)の影響を補正する。
- ③ コンクリート打設時の支保工沈下による初期応力を除去する。
- ④ 基礎の移動および回転の影響を軽減する。
- ⑤ 支保工の撤去を容易にする。

この応力調節によってアーチ リブに導入される応力は、コンクリートのクリープによって大幅に減少する。したがって所期の目的に対して有効に 応力調節を行なうためには、加圧力を許容される範囲内でできるだけ大きくとることが必要である。このため加圧時のスプリングングの下側の鉄筋の応力度が許容値に達するまで加圧力を高めた。加圧量は 485 t で 300 t の油圧ジャッキを 2 台使用した。この加圧量は油圧ポンプのマノメー

ターの読みから求めたものである。また同時に測定したアーチ各部のひずみおよび変形量は加圧力より計算して求めた値と比較的によく一致している。この応力調節によるクラウンの開口量、上昇量はいずれも約 7 cm であった。

#### 完成後の測定および載荷試験

**形状寸法の測定** 本橋梁は施工時の支保工の沈下および応力調節によるこう上によって、完成後の形状寸法は設計におけるものと若干異なったので、地上写真測量によりこの形状寸法の測定を行なった。その結果、軸線で最大 21 cm、断面積で最大 10% の誤差があることが認められた。この施工誤差が応力および影響は比較的小さいことがわかった。

**温度変化の測定** コンクリートに埋め込んだカールソンひずみ計によって、完成後約 2 年間温度測定を行なった。これによれば、年間の温度変化差は約 30°C であった。この値はこの地点の最高最低温度差の約 55% に相当している。またコンクリートの温度は気温の日変化の影響をほとんど受けないことが認められた。

**載荷試験** 完成後、機関車による載荷試験、走行試験および起振機による振動試験を行なった。機関車載荷によるアーチ リブ各部のひずみ測定値は計算値よりかなり小さく、アーチの安全度が十分高いことが認められた。衝撃率は部材の測定位置によっても異なるが、20~40% であって設計に用いた衝撃率にほぼ一致している。また走行機関車による遠心力は機関車重量の約 5% で、設計に用いた値よりもかなり小さい。上下方向と前後方向の固有振動周期はいずれも約 0.2 秒で、剛性の高いことを示している。しかし横方向の固有振動周期は 0.3~0.4 秒で、縦方向より剛性が低下している。なおこれらの固有振動周期は起振器によって測定した値と比較的によく一致している。

(1964. 2. 5・受付)

松本：正会員 国鉄構造物設計事務所  
 杉田：正会員 鉄道建設公団計画部  
 大浦：正会員 国鉄盛岡工事局  
 森重：正会員 国鉄構造物設計事務所

### 正 誤 表

第 49 巻第 7 号登載の論文紹介「円弧部材をもつラーメンの立体解析」に誤りがありましたのでつぎのように訂正します。

ページ	行	誤	正
142	右上から 19	$M_{AB}^r = EK(d_A^r \theta_A^r + \beta_A^r \theta_B^r + \gamma_A^r \theta_A^t - \epsilon_1 R) + C_{AB}^r$	$M_{AB}^r = EK(\alpha_A^r \theta_A^r + \beta_A^r \theta_B^r + \gamma_A^r \theta_A^t + \delta_A^r \theta_B^t - \epsilon_1 R) + C_{AB}^r$
"	右下から 9	$L^X = \frac{1}{2\alpha} \int_{-\alpha}^{\alpha} M_0^r \sin \varphi d\varphi + K_1/2 \alpha \int_{-\alpha}^{\alpha} M_0^t \cos \varphi d\varphi$	$L^X = \frac{1}{2\alpha} \int_{-\alpha}^{\alpha} M_0^r \sin \varphi d\varphi + \frac{K_1}{2\alpha} \int_{-\alpha}^{\alpha} M_0^t \cos \varphi d\varphi$
"	右下から 8	$L^Y = \frac{1}{2\alpha} \int_{-\alpha}^{\alpha} M_0^r \cos \varphi d\varphi - K_1/2 \alpha \int_{-\alpha}^{\alpha} M_0^t \sin \varphi d\varphi$	$L^Y = \frac{1}{2\alpha} \int_{-\alpha}^{\alpha} M_0^r \cos \varphi d\varphi - \frac{K_1}{2\alpha} \int_{-\alpha}^{\alpha} M_0^t \sin \varphi d\varphi$
"	右下から 7	$L^Z = \sin \alpha / \alpha L^X - K_1/2 \alpha \int_{-\alpha}^{\alpha} M_0^t d\varphi$	$L^Z = \frac{\sin \alpha}{\alpha} L^X - \frac{K_1}{2\alpha} \int_{-\alpha}^{\alpha} M_0^t d\varphi$
143	図表-1 ~5	$K_1$	$\kappa_1$
144	図表-6	$K_1$	$\kappa_1$
"	"	$\beta_A^t = \beta_B^t$	$-\beta_A^t = -\beta_B^t$