

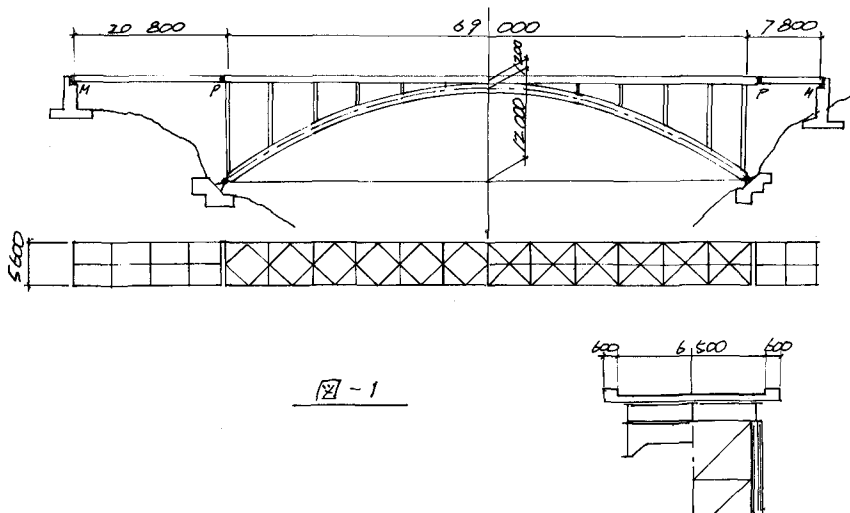
アーチ系橋梁の一考察

函館ドック 正員 小針 賢士
〃 〃 〃 新 友 男

1 まえがき

アーチ系橋梁は架橋位置における条件が満足される場合には、吊橋について長支間の橋梁に適用でき、アーチの曲線の美しさも好まれることもあって、しばしば用いられる形式である。アーチ橋の設計に際しては、その規模及び構造形式を考慮して実情にあった設計々算法を確立することが重要と思われる。こうした観点より、現在、鋼道路橋示方書には2~3の規定、即ちアーチ骨組線形状の変化の影響、及びアーチ面内外の座圧に関して照査式を与えて設計に便ならしめている。しかし以上のほかに設計上の問題として、地震力及び風荷重に対する安全性が考へられる。

構造物の規模が長大化するに伴い、これらの問題点は常に設計々算の段階で考慮し、安全性も充分検討することが必要である。こうした趣旨に沿い、手はじめに著者は図-1に示すような中間に対して用いられる2センターアアーチ橋を例にとり、耐震設計の手法を中心に述べ、従来の方法による断面力の比較及び部材の安全性も検討した。その結果、1部部材断面の不足部分かみられた。次いで弾性範囲内における面内座圧の検討も行ない、示方書の座圧の照査式との両方法により、その安全性も確認した。



2. 耐震設計

橋梁構造物の耐震設計法としては、比較的剛な橋梁に適用される震度法と比較的長周期な橋梁に適用される応答を考えた修正震度法がある。両法適用の目安として耐震設計指針では0.5秒を取り、即ち0.5秒未満では震度法、0.5秒を越える構造は応答を考えた修正震度法によるとし、更に詳細な検討も要すると考えられる場合は、地震応答解析により精査検討を行なうものとしている。

本橋に対する、ある仮定の基での計算結果によると応答を考えた修正震度法によっても良いと思われるが、過去の実測データより比較的減衰力が小さいと、橋体質量の大部分が支柱(耐震構)、アーチを介して

比較的高い空間に位置している為、水平地震力に対し、安定柱にあるとも考えられるため、地震応答解析により検討したものである。

2-1 対象構造物のモデル化

振動解析にあたり以下のモデル化により格点数の減少を計った。(図-2 参照)

- (1) 桁は主桁であるか中桁の断面性能は考慮しない。
- (2) アーチブに取り付く横構の骨組方法は桁の横構の骨組方法と同一とする。
- (3) 対傾構は水平抵抗が等しい2本の斜材に置換る。
- (4) アーチ部対傾構間隔は支間を12等分する。

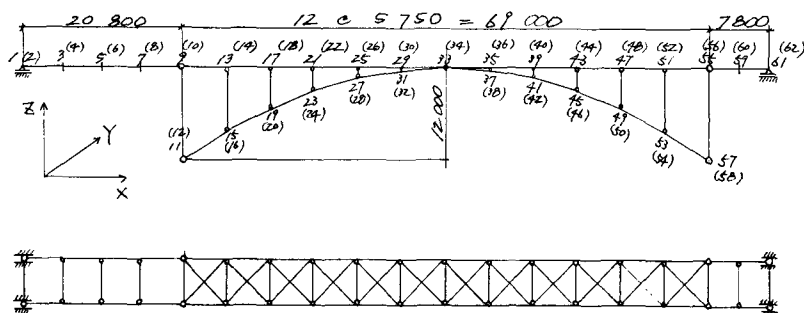
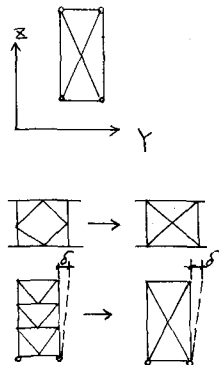


図-2



2-2 運動方程式の仮定

- (1) 同一格点における所アーチブ及び縦桁同士の水平変位は相等しい。
- (2) 質量は各格点ごとの集中質量とする。
- (3) 解析は完全弾性範囲内とする。
- (4) 解析はモード合成法による。
- (5) 減衰タイプは速度に比例する粘性減衰とする。
- (6) 入力はいずれの格点にも同時に作用し、入力位相差は考慮しない。
- (7) 入力波形は HACHINOHE-NS

観測場所 - ハル港湾, 地震名 - 1968. 5. 16 (十勝沖地震)

- (8) 振動のような微小変形に対し、スラブランプはジベルの様に作用する。即ち床版との合成効果を考慮する方が実情に即している事が文献⁽¹⁾で知られているので床版の断面性能についても考慮する。

なお運動方程式の詳細については省略する。

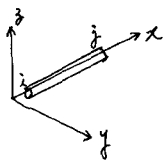
2-3 計算手順

- (1) 骨組構造の剛性マトリックスを作り固有値を求める。

(2) 地震入力波形を主モード合成法より応答加速度を求める。

(3) 応答加速度と各梁の質量より格点外力を求め、剛性マトリックスより応答値を計算する。

2-4 入力データ (断面定数)



A = 断面積 (cm^2)

I_x = x 軸に関する慣性二次モーメント (全部材について0と取る)

I_y = y 軸に " 断面二次モーメント (cm^4)

I_z = z 軸に " " "

(1) 縦桁 $\left. \begin{array}{l} 2\text{-Flg } 200 \times 10 \\ 1\text{-Web } 780 \times 10 \end{array} \right\} A = 118 \quad I_y = 102\,000, \quad I_z = 1330, \quad I_v = 391\,700$

(2) アーチリブ $\left. \begin{array}{l} 2\text{-Flg } 400 \times 25 \\ 1\text{-Web } 1500 \times 10 \\ 4\text{-Rib } 130 \times 10 \end{array} \right\} A = 357 \quad I_y = 1\,483,000, \quad I_z = 38\,420$

(3) 垂直材 $\left\{ \begin{array}{l} \text{端} \quad A = 157.1 \text{ (Pipe } 406.4 \times 12.7) \\ \text{中間} \quad A = 75.4 \text{ (" } 267.4 \times 9.3) \end{array} \right. \quad (4) \text{ 対傾構} \left\{ \begin{array}{l} \text{端} \quad A = 75 \\ \text{中間} \quad A = 26 \end{array} \right.$

(5) 横桁 $\left\{ \begin{array}{l} \text{端} \left\{ \begin{array}{l} 2\text{-Flg } 440 \times 10 \\ 1\text{-Web } 790 \times 12 \end{array} \right. \quad A = 182.8 \\ \text{中間} \left\{ \begin{array}{l} 2\text{-Flg } 210 \times 19 \\ 1\text{-Web } 662 \times 10 \end{array} \right. \quad A = 176 \end{array} \right.$

(6) 横構 $\left. \begin{array}{l} 1\text{-R } 220 \times 10 \\ 1\text{-R } 140 \times 12 \end{array} \right\} A = 38.8 \quad (7) \text{ 床版} \quad A = 1\,870 \quad I_z = 92,393 \times 10^6$
 $I_y = 45\,000$

(8) 左岸部主桁 $\left. \begin{array}{l} 1\text{-Flg } 240 \times 12 \\ 1\text{-Web } 900 \times 9 \\ 1\text{-Flg } 260 \times 26 \end{array} \right\} A = 177.4$
 $I_y = 240\,810 \quad I_z = 5190 \quad I_v = 927\,600$

(9) 右岸部主桁 $H = 792 \times 300 \times 14 \times 22 \quad A = 240.2 \quad I_y = 254\,000 \quad I_z = 9930$
 $I_v = 802\,600$

2-5 応答値計算結果

作用力の計算は支間中央の加速度最大の時と全格点に同時に夫々の最大加速度が作用した時の各ケースに分けて計算した。

Case-1 : 支間中央附近 橋軸直角方向 加速度最大時 $T = 8.9 \text{ 秒} \quad h = 0.02$

Case-2 : 全格点同時に 橋軸直角方向 最大加速度入力 $h = 0.02$

Case-3 : 支間中央附近 橋軸直角方向 加速度最大時 $T = 6.6 \text{ 秒} \quad h = 0.05$

Case-4 : 全格点同時に 橋軸直角方向 最大加速度入力 $h = 0.05$

Case-5 : 橋軸方向 最大加速度入力 $T = 8.9 \text{ 秒} \quad h = 0.02$

Case-6 : " $T = 6.6 \text{ 秒} \quad h = 0.05$

(a) 応答断面力

図-3 縦桁の応答断面力図

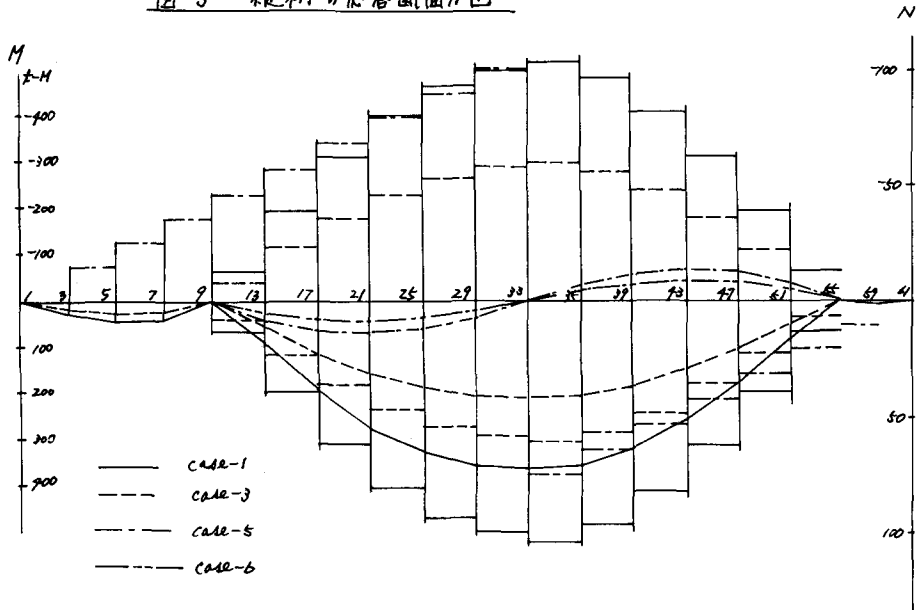
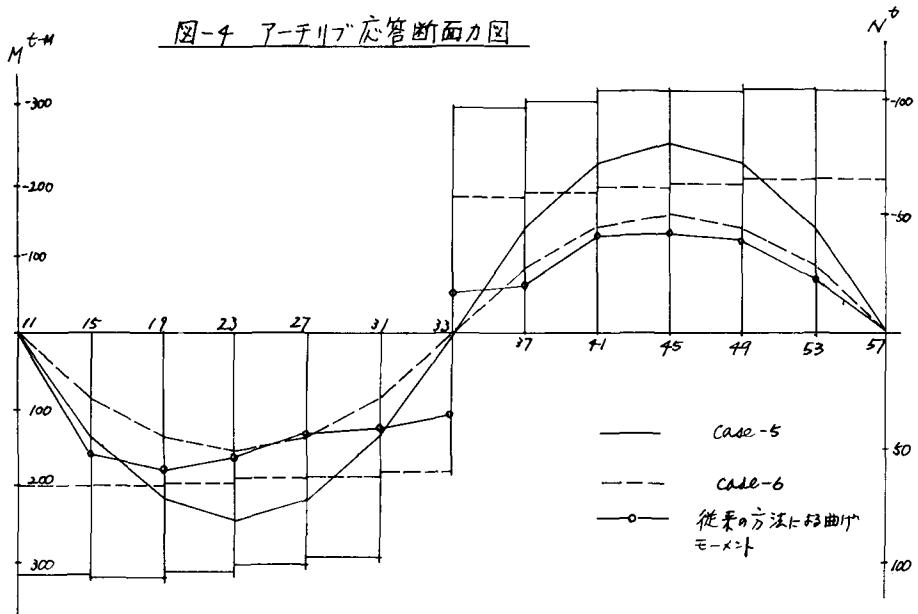


図-4 アーチリブの応答断面力図



(b) 応答変位

Case Point	Case-5	Case-6
1	5.08	3.18
61	5.02	5.02

Case Point	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
9	4.36	4.46	2.58	2.83
55	3.34	3.45	1.93	2.19

単位: cm

2-6 応答値による各部材断面の検討結果

計算の詳細は省略し検討結果による概要は次のようである。

- (1) 床版 …… 水平地震力による曲げモーメントに対しアーテ部支間長の7割近くに亘り床版鉄筋の補強と橋軸方向水平力に対しスラブアンカーの補強を要する。
- (2) 縦桁 …… フランジ断面が不足
- (3) 上横構 …… 端部2パネルが断面アップとなる。
- (4) 対傾構 …… 支枕、斜材の断面アップと支柱の材質変更 (STK41 → STK50)
- (5) 査 …… 固定査については取付けボルト、アンカーボルトの材質、寸法の変更。可動査については移動可能容量をアップする。

なお、アーテリブ、横桁、アーテ部横構、アーテフランジ、連結ポイントについては問題なかった。

3 弾性座屈

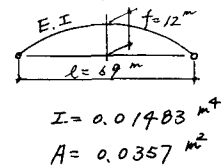
アーテの面内弾性座屈の解析は古くから行われ、トリックス変形法や伝達トリックス法などがある。又現行の鋼道路橋示方書ではアーテ橋の面内外座屈について照査式を規定している。本橋における座屈の検討にあたり「鋼道示」による検討、次に変形トリックスと文献⁽⁶⁾による伝達トリックスによる検討を行った。

3-1 鋼道路橋示方書による座屈の検討

(1) 変形の影響

$$\begin{aligned} w &= \alpha \frac{EI}{L^3} \cdot \frac{f}{L} \\ &= 30.1 \times \frac{2.1 \times 10^7 \times 0.01483}{69^3} \times \frac{12}{69} = 4.97\% > 3.9\% \end{aligned}$$

(実橋の死荷重)

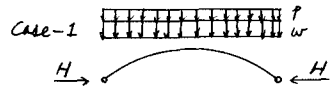


よって変形の影響は無視出来る。

(2) 面内座屈

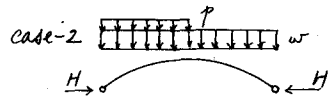
a) case-1

$$\begin{aligned} w &= 3.9\% \quad p = 0.93\% \quad H = 238.2 \text{ t} \\ \frac{H}{A_g} &\leq \sigma_{ca} \quad \therefore \frac{H}{A_g} = \frac{238.2 \times 10^3}{357} = 667 \text{ kg/cm}^2 \\ &< \sigma_{ca} = 1373 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



b) case-2

$$\begin{aligned} H &= 215.3 \text{ t} \quad \therefore \frac{H}{A_g} = \frac{215.3 \times 10^3}{357} = 603 \text{ kg/cm}^2 \\ &< \sigma_{ca} = 1060 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



(3) 面外座屈

$$\begin{aligned} \frac{H}{A_g} &\leq 0.85 \sigma_{ca} \quad \therefore \frac{H}{A_g} = 667 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.85 \times 1979 \\ &= 1682 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

3-2 変形トリックス法による座屈の検討

(1) 解析上の仮定

- 1). 各要素間の部材は全て直線としその区間で断面性能(断面積、断面2次モーメント)は一定とする。

- ロ) セン断変形及び材軸方向の変形に伴う節点回転角の影響は無視する。
 ハ) 各部材の弾性係数は一定とする。
 ニ) 部材端の変形と外力との間には線形の関係が成り立つものとする。
 ホ) アーチの格点は二次放物線上に位置する

(2) 計算手順

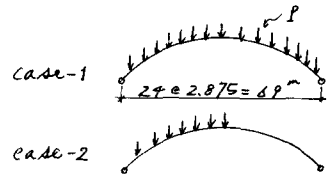
1) 剛性マトリックス $[K] \begin{Bmatrix} u \\ v \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_u \\ P_v \\ M_e \end{Bmatrix}$ を作り節点荷重による節点の変形量を求め各断面力を求める。

ロ) 釣合状態にある構造物に微小変位を与え座屈マトリックス $[K] \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \\ \Delta \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P'_u \\ P'_v \\ M'_e \end{Bmatrix}$ より $[K] = 0$ として座屈荷重を求める。

(3) 計算結果

<入力データ>

分割数 $n = 24$ スパン $l = 69\text{m}$ ライス $f = 12\text{m}$
 断面積 $A = 0.0357\text{m}^2$ 断面二次モーメント $I = 0.01483\text{m}^4$



Case-1 $P_{cr} = 120\text{t}$ $\therefore f_{cr} = \frac{120}{2.875} = 41.7\text{t/m}$

安全率 $n = \frac{41.7}{4.03} = 8.6$

Case-2 $P_{cr} = 80\text{t}$ $\therefore f_{cr} = \frac{80}{2.875} = 27.8\text{t/m}$

3-3 伝達マトリックス法による検討

文献⁽⁶⁾ page 7 図(a) $f/w = 0.93/3.8 = 0.245$ $f/l = 12/69 = 0.174$ より $\lambda_{cr} = 32$

$\therefore w_{cr} = \lambda_{cr} \frac{EI}{l^3} = 32 \times \frac{2.1 \times 10^7 \times 0.01483}{69^3} = 30.3\text{t/m}$ 安全率 $n = \frac{30.3}{3.9} = 7.8$

4. 結言

2次元リアーチ橋を例にとり地震力による弾性応答解析の手法を述べ、過去の地震波(十勝沖地震)を入力として応答値を求め、従来の設計法による部材断面の変更となる箇所を指摘した。耐震設計の必要性は、構造物の規模、形式、構造特性、重要度などの観点より考慮されるべきであり、設計者の判断によるとは言ってもない。一方座屈に関しては、本橋程度の規模では特に問題とならなかったが長支間になるにつれ、変形の影響を考慮すると、構造形式によっては設計上充分な配慮が必要であると思われる。本論文がアーチ橋梁の設計に際し、参考となれば幸いである。

参考文献

1. 道路橋耐震設計指針・解説 : 日本道路協会.
2. 天草五橋工事報告書 : 日本道路公団編集.
3. 瀬谷, 浅野 : 3径間連続逆ラッカー橋の振動について ; 土木学会道支部研究発表会論文集, 昭和42年度.
4. 小坂, 堀川 : 道路橋(鋼橋)の振動測定法とその特性 ; 道路-1974-7.
5. 伊藤他 : 橋梁構造の振動減衰 ; 土木学会論文報告集 No.117, 昭和40.5.
6. 渡田他 : 伝達マトリックス法によるアーチ面内弾性座屈及び2次応力問題の解析 ; 土木学会論文報告集 No.224, 1974-4.
7. 能町, 新石 : 立体トラスの硬倒れ座屈について ; 土木学会道支部論文報告集, 昭和49年度.