

高槻駅前北横断歩道橋の振動解析

細見 雅生¹⁾ 金井 光吉²⁾

歩道橋の振動を検討をする場合、標準的な歩道橋については立体横断施設技術基準などで示されている簡易式を利用して照査できる。しかし、複雑な構造形式に対しては簡易式による検討では不十分と考えられる。高槻駅前北横断歩道橋は立体ラーメン形式であり、既設構造物と連結されているなど複雑な構造形式となっているため、振動による影響を検討するには立体モデルによる振動解析が必要である。本文では、振動解析時のモデル化、歩行者に与える振動の影響および地震時の既設構造物に与える影響を中心に報告する。

まえがき

本橋は国鉄高槻駅の北側に位置する横断歩道橋である。架設地点は駅前で人車の通行量が多く、駅前ロータリーの真上にあたる。これらの点を考慮して桁の平面形状および柱の位置が決定された。構造形式は種々の検討の結果3径間連続ラーメン橋(以後BR-1橋という)と単純桁(BR-2橋)を組合わせた形式となった。本文では本橋の振動性状を調べるために行った振動解析について報告する。

1. 設計条件

橋 格：横断歩道橋
 主桁形式：鋼床版箱桁 (BR-1)
 鋼床版箱桁 (BR-2)
 橋 脚：ラーメン型式、鋼管1本支柱
 橋 長：85.174m
 支 間 割：(10.000+17.673+26.754+16.686)+
 13.108m
 幅 員：4.600m(主桁部)、2.000m(階段部)
 震 度：KH=0.20 Kv=0.0
 示 方 書：道路橋示方書(昭55)
 立体横断施設技術基準(昭54)
 工 期：昭和59年9月～60年3月

2. 構造概要

一般図を図-1に示す。

本橋の主な特徴を以下に示す。

- a) 3径間連続ラーメン橋は鋼床版箱桁形式(2主桁)、単純桁は鋼床版板桁形式(3主桁)である。
- b) P₁側端部は国鉄高槻駅前の既設歩道橋に連結している。
- c) P₄側端部は既設建物(西武百貨店)の梁で支持されている。
- d) 柱は箱断面の横梁を介して主桁に剛結されている。
- e) P₂上で51°30′、P₃上で36°50′の平面的な角折れをもっている。

上記のように本橋は複雑な構造となっている。

3. 振動解析の目的

立体横断施設技術基準では「主桁の振動が利用者に不快感を与えないものでなければならない。」と定められている。また既設の歩道橋と建物に連結されていることから、地震時の歩道橋の振動特性および既設構造物に与える影響を検討する必要がある。上記の点について検討するため振動解析を行った。

1) 大阪橋梁技術部設計第2課係長 2) 大阪橋梁技術部設計第1課課長

4. 解析項目

次の項目について解析を行い検討した。

- a) モード解析
 - 歩行者に対して不快感を与えないか検討する。
- b) 最大応答解析
 - 地震時の梁および柱の断面力の検討。
 - 既設構造物に与える影響。

5. 解析方法

(1) モード解析

減衰のない系の自由振動の運動方程式は

$$[M] \{\ddot{y}\} + [K] \{y\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに

- [M]：全体質量マトリックス
- [K]：全体剛性マトリックス
- {y}：変位ベクトル
- { \ddot{y} }：加速度ベクトル

式(1)の解を $\{y\} = \{Y\} e^{i\omega t}$ と仮定して式(1)に代入して整理すると次式ようになる。

$$[K] \{Y\} = \omega^2 [M] \{Y\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに

- ω ：固有円振動数
- {Y}：固有ベクトル (固有モード)

モード解析では式(2)を解いて、 ω 、{Y} を求める。

(2) 最大応答解析

構造物に地震が作用した場合の運動方程式は

$$[M] \{\ddot{y}\} + [C] \{\dot{y}\} + [K] \{y\} = -[M] \{\ddot{\phi}\} \dots\dots (3)$$

ここに

- [C]：全体減衰マトリックス
- { ϕ }：地震の変位
- {y}：相対変位
- {Z}：絶対変位 ($\{y\} = \{Z\} - \{\phi\}$)

モード解析で計算した固有円振動数 (ω)、固有モード (Y)、刺激係数 (F) を使って、最大応答値の計算を行う。

刺激係数 (F) は次式で表わされる。

$$F_{xi} = \{Y_i\}^T [M] [I_x] \dots\dots\dots (4)$$

ここに

- F_{xi}：モード i の x 方向に関する刺激係数
- I_x：x 方向のみが 1 で他は 0 のベクトル

Y、Z 方向も同様にして

$$F_{yi} = \{Y_i\}^T [M] [I_y] \dots\dots\dots (5)$$

$$F_{zi} = \{Y_i\}^T [M] [I_z] \dots\dots\dots (6)$$

このとき

$$\sum_{i=1}^N F_i^2 = \text{全質量}$$

という関係があり、F_i² は i 次モードの相当質量であ

る。また F_i² / 全質量は i 次モードの寄与率となる。
 加速度応答スペクトルの例を図-2に示す。

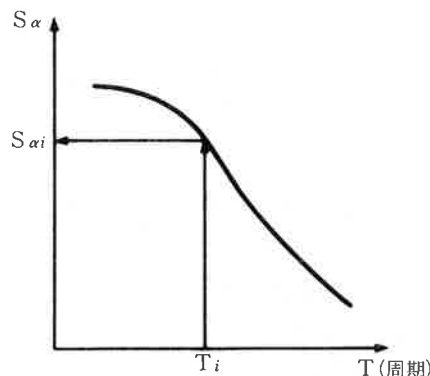


図-2 加速度応答スペクトル

図-2より周期 T_i に対する加速度応答スペクトル S_{αi} が求められる。X 軸方向の最大モード変位は

$$\{\alpha_{xi}\} = \{Y_i\} \cdot |F_{xi}| \cdot \frac{S_x \cdot S_{\alpha i}}{\omega_i^2} \dots\dots\dots (7)$$

ここに

- S_x：スペクトルに対する X 方向成分乗率
- ω_i ：i 次の固有円振動数

Y、Z 方向も同様にして

$$\{\alpha_{yi}\} = \{Y_i\} \cdot |F_{yi}| \cdot \frac{S_y \cdot S_{\alpha i}}{\omega_i^2} \dots\dots\dots (8)$$

$$\{\alpha_{zi}\} = \{Y_i\} \cdot |F_{zi}| \cdot \frac{S_z \cdot S_{\alpha i}}{\omega_i^2} \dots\dots\dots (9)$$

各モードにおける最大応答ベクトル {d_i} は

$$\{d_i\} = \{d_{xi}\} + \{d_{yi}\} + \{d_{zi}\}$$

となる。

各節点における最大変位応答値は各モードの最大変位応答値の自乗和の平方根により計算する。

$$Y(j) = \sqrt{\sum_{i=1}^h d_i(j)^2} \dots\dots\dots (10)$$

最大要素応力応答は、要素ごとの最大節点変位応答 {Y} を用いて計算する。

(3) 解析プログラム

実際の計算には、有限要素法を用いた汎用構造解析プログラムの一つである ISAP を用いる。

ISAP はカリフォルニア大学地震工学センターの E・L・Willson 教授が開発した ISAP-IV をベースに、機能の改良を加えて、利用しやすくしたプログラムである。

6. 解析モデル

(1) 解析骨組

図-3 に解析に用いる骨組を示す。解析骨組の作成にあたっての考え方を以下に示す。

a) 主桁本数は実際にはBR-1橋で2本、BR-2橋で3本であるが、振動解析において、そのままの本数を使用する事は、面外剛度に対する評価が難しく、またモデルが複雑になる事も予想される。よって梁部分は1本の梁に置換したモデルとする。

b) BR-1、BR-2の連結条件

支承部の構造よりy軸回りを自由とし、他はすべて固定とする。(図-4 参照)

c) 柱下端はすべての方向および回転に対して固定とする。

d) 既設歩道橋側の支持条件

詳細構造を図-5 に示す。橋軸方向の移動に対しては多少の余裕があるが既設歩道橋に与える影響が大きくなるように、x、y、z方向に対して固定とする。

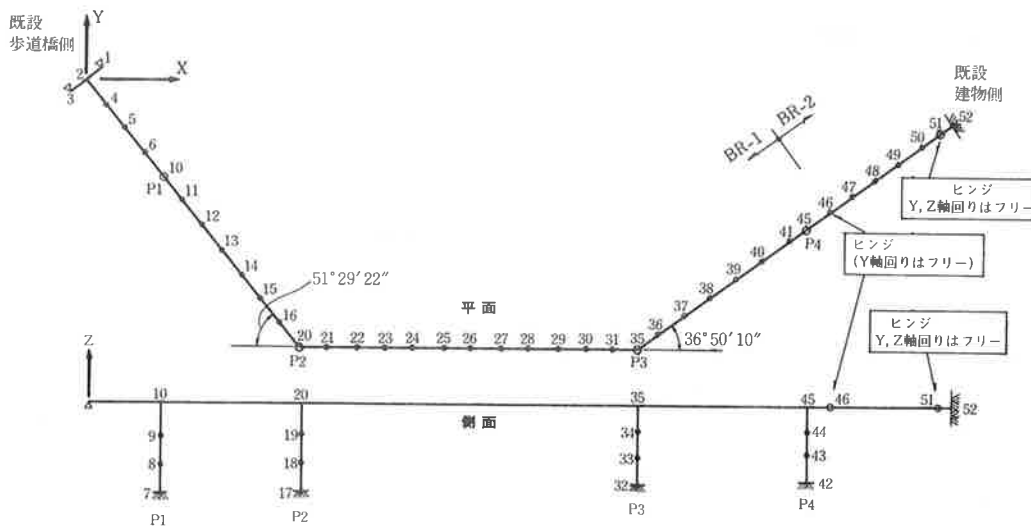


図-3 骨組図

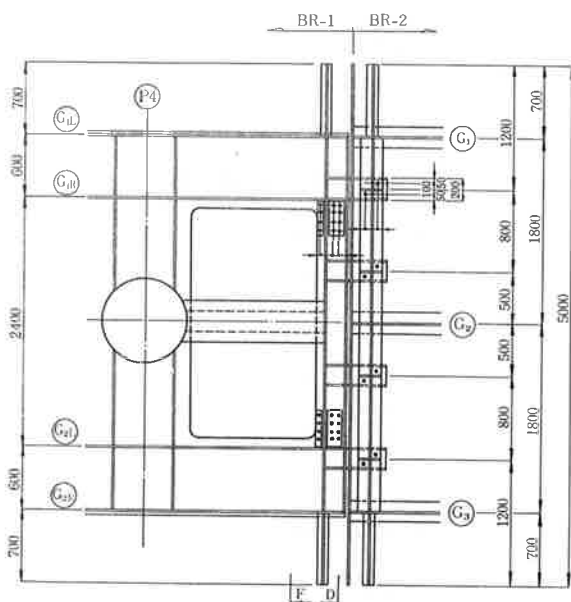


図-4 BR-1・BR-2 連結部の構造

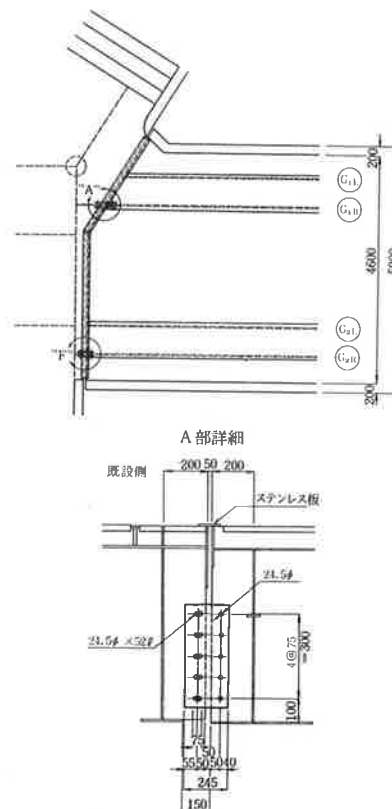


図-5 既設歩道橋との取合構造

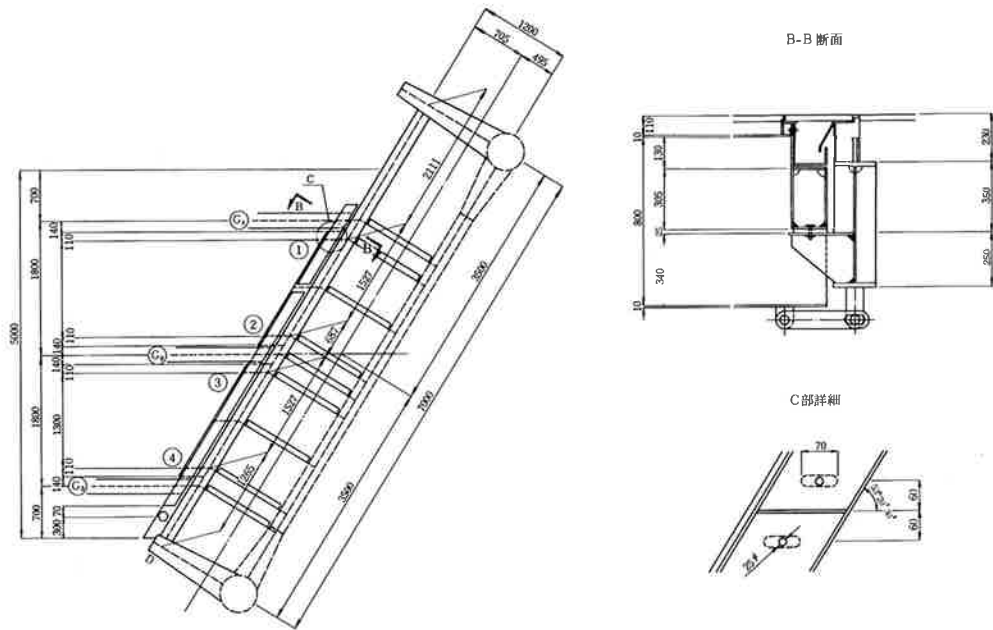


図-6 既設建物との連結構造

e) 既設建物との連結条件

詳細構造を図-6に示す。支持条件は全体座標に関して与えるようになっている事から橋梁外に仮想部材(A部材)を設けて対処する。

連結部のモデルを図-7に示す。支持条件より橋軸直角方向軸(y軸)回りの回転、および鉛直軸(z軸)回りの回転を自由とする。

A部材の条件

○断面積(A) = 0

○断面2次モーメント(Ix, Iy) および純ねじり定数(JE) = ∞とする。

よって梁の軸方向の移動に対しても自由となっている。

上記の連結条件により実構造物の条件にあったモデル化が行える。

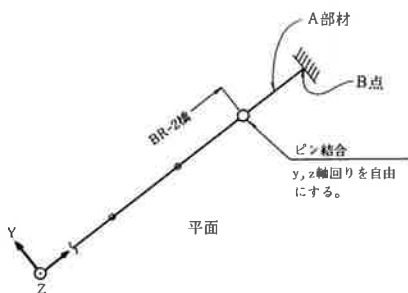


図-7 連結部のモデル

(2) 質量

地震による慣性力は死荷重だけでなく、活荷重(100kg/m²)に対しても考慮する。また死荷重が鋼床版面に広く分布しているにもかかわらず、桁を1本の梁に置換している事から、回転慣性質量を使用し

て、ねじれ振動に対する効果も考慮する。

回転慣性質量の計算は式(11)による。

$$m_T = 2 \cdot P \cdot r^2 \dots\dots\dots (11)$$

記号の説明は図-8による。

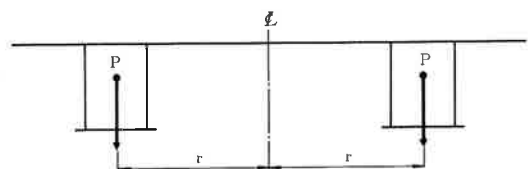


図-8 回転慣性質量

(3) 断面定数

a) 柱の断面形状

柱の断面形状を図-9に示す。

A : 断面積

I_x } : x, y軸に関する断面2次モーメント
 I_y }

JE : 純ねじり定数

上記の4個の定数を使用する。

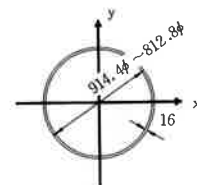


図-9 柱の断面形状

b) 梁の断面定数

梁の代表的な断面形状を図-10に示す。

A : 断面積

I_x : X軸に関する断面2次モーメント
 (面内解析時(設計計算書より引用した。)
 の値をそのまま使用する。)

I_y : Y軸に対する断面2次モーメント
 [全断面有効として計算する。]

J_E : 換算純ねじり定数
 (そり拘束がねじれに及ぼす影響を考慮し換算純ねじり定数を計算する。計算方法は次節で述べる。)

上記の4個の定数を使用する。

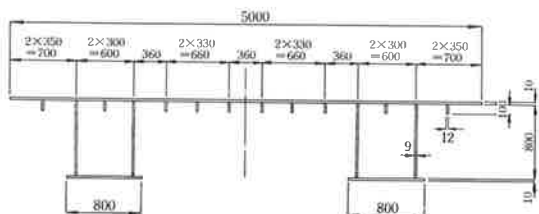


図-10 梁の断面形状

図-12、A部のX軸に関する断面2次モーメントを I_x としたとき C_w は次式によって計算出来る。

$$C_w = \frac{I_x}{2} \cdot h^2 \dots\dots\dots (13)$$

片持梁のねじり角は

$$\psi_B = \frac{m^t}{G_s \cdot J_E} \cdot \left(\frac{\ell}{2}\right)^2 \dots\dots\dots (14)$$

ここに

J_E : 求める換算純ねじり定数

$\psi_A = \psi_B$ より換算純ねじり定数(J_E)を求める。

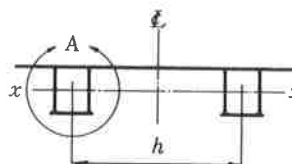


図-12 断面形状

c) 換算純ねじり定数

換算純ねじり定数の求め方について説明する。

図-11(a)に示すねじれ荷重 m_t を受ける単純梁が曲げねじれ変形する時の中央のねじれ角と、図-11(b)に示すねじれ荷重 m_t を受ける片持梁の梁先端の純ねじりによるねじり角が等しいとした時の片持梁の純ねじり定数が換算純ねじり定数となる。

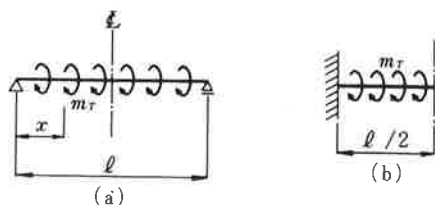


図-11 (a) 単純梁

(b) 片持梁

単純梁のねじり角は

$$\psi_A = \frac{m_t}{G_s J \alpha^2} \left\{ \frac{\text{Sinh} \alpha x + \text{Sinh} \alpha (\ell - x)}{\text{Sinh} \alpha \ell} - 1 + \frac{\alpha^2}{2} x(\ell - x) \right\} \dots\dots\dots (12)$$

ここに

$$\alpha = \sqrt{\frac{G_s \cdot J}{E \cdot C_w}}$$

G_s : せん断弾性係数

E : 弾性係数

J : 純ねじり定数

図-12、A部のねじり定数を J_0 とした時

$J = 2 \cdot J_0$ となる。

C_w : そり定数

(4) 減衰定数

「道路橋示方書・同解説、V耐震設計編」によれば、固有周期(T)がほぼ1secより短い比較的短周期の橋では減衰定数 $h = 0.02/T$ となる。

モード解析結果によれば固有周期(T)の最大が、0.26 secなので

$$h = 0.02/T = 0.02/0.26 = 0.077$$

解析に用いる減衰定数(h)は安全を考慮し

$$h = 0.05/T$$

とする。

(5) 地震荷重

a) 作用方向

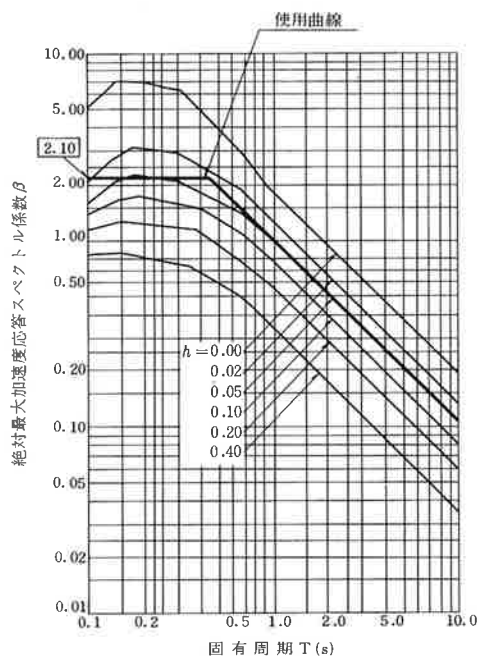
XY方向($Q = 45^\circ$)とする。X方向およびY方向地震についても計算を行ったが、XY方向地震が断面力、反力共に最大になるので、検討はXY方向地震について行った。

b) 地震の加速度

$\alpha = 180 \text{ gal}$ とする。

c) 絶対最大加速度応答スペクトル係数

建設省土木研究所「地震種別平均応答スペクトル曲線(1970)」の近似曲線を使用した。地盤の種別はボーリング結果より3種地盤とした。図-13に使用した平均応答スペクトル曲線を示す。図-13より図-14に示すフローに従い使用曲線を決定する。



(c) 3種地盤(硬い沖積層)

図-13 平均応答スペクトル曲線

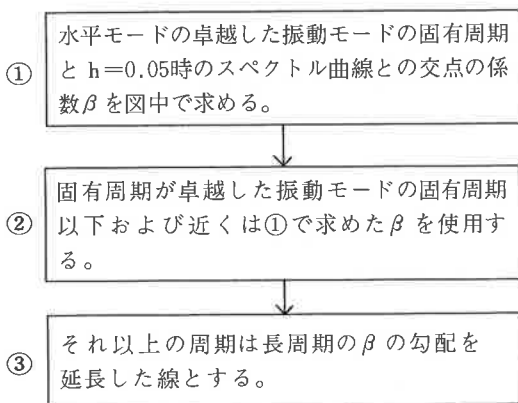


図-14 スペクトル選択フローチャート

7. 解析結果

表-1、表-2に1~10次までの振動数および刺激係数を示す。刺激係数より1、5、8次は鉛直振動が、2、3、4、7、9、10次は水平振動が卓越していることがわかる。図-15に1~5次までのモード図を示す。図-16に最大要素応力応答図を示す。

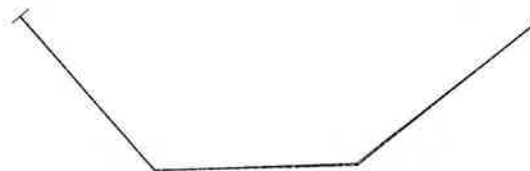
表-1 固有振動数

モード番号	角振動数 (RAD/SEC)	振動数 (CYCLES/SEC)	固有周期 (SEC)
1	0.2406E+02	0.3829E+01	0.2612E+00
2	0.2888E+02	0.4596E+01	0.2176E+00
3	0.3706E+02	0.5898E+01	0.1695E+00
4	0.4275E+02	0.6805E+01	0.1470E+00
5	0.5128E+02	0.8162E+01	0.1225E+00
6	0.5771E+02	0.9185E+01	0.1089E+00
7	0.5956E+02	0.9479E+01	0.1055E+00
8	0.6156E+02	0.9797E+01	0.1021E+00
9	0.6684E+02	0.1064E+02	0.9401E-01
10	0.7769E+02	0.1236E+02	0.8087E-01

表-2 刺激係数

モード番号	X 方向	Y 方向	Z 方向
1	0.6202E-01	-0.3432E+00	0.2258E+01
2	0.2258E+01	-0.2073E+01	-0.1270E+00
3	-0.2717E+01	-0.2517E+01	0.2739E+00
4	-0.9853E+00	-0.1580E+01	-0.7993E+00
5	-0.3550E-02	-0.5225E+00	0.1526E+01
6	0.8980E-02	-0.5182E+00	-0.8660E+00
7	0.8562E+00	0.3095E+00	0.1107E+00
8	-0.2041E+00	0.2874E-01	-0.2130E+01
9	-0.1153E+01	-0.1295E+00	0.2218E+00
10	-0.5260E+00	-0.5603E+00	0.1007E+00

平面図



側面図



図-15 (1) モード 1



図-15 (2) モード 2

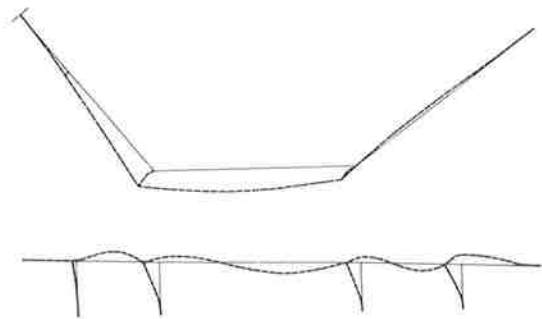


図-15 (3) モード 3

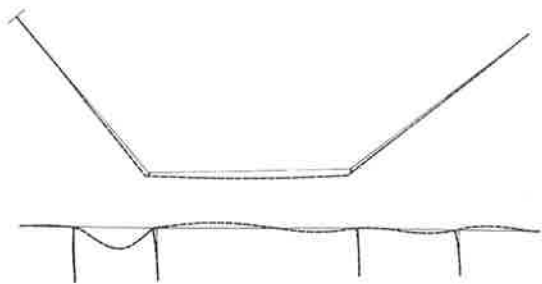


図-15 (4) モード 4

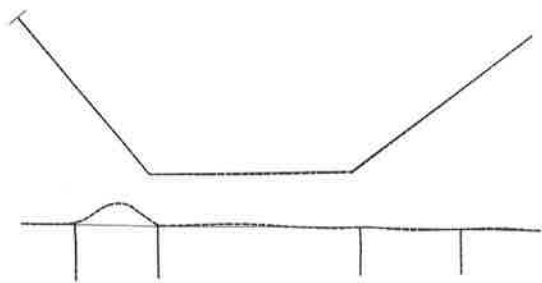


図-15 (5) モード 5

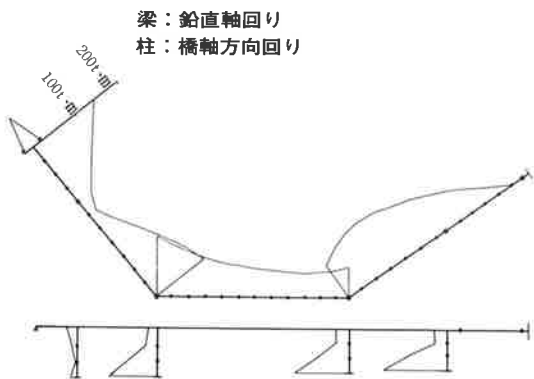


図-16 (1) MZ図(面外曲げモーメント)

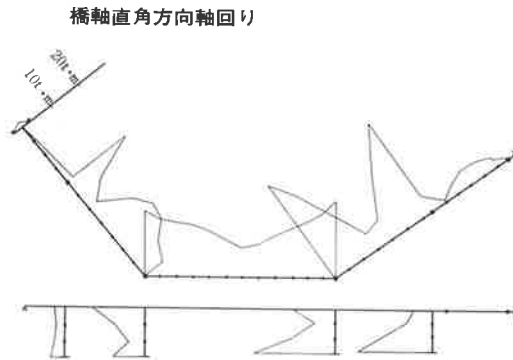


図-16 (2) MY図(面内曲げモーメント)

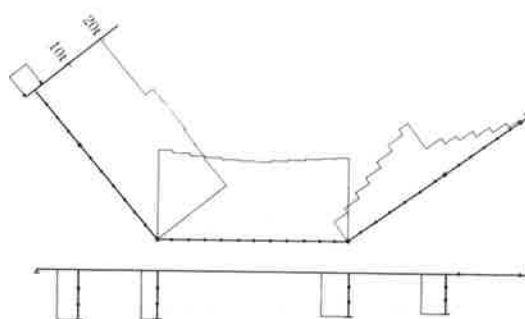


図-16 (3) N図(軸力)

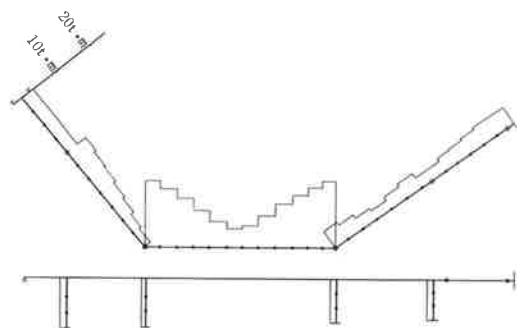


図-16 (4) T図(ねじりモーメント)

8. 問題点に関する検討

(1) 歩行者に与える振動の影響

立体横断施設技術基準には「主構造系のたわみ振動の固有振動数が2Hz前後(15~2.3Hz)にならないようにすることが必要である」と述べられている。振動解析結果より本橋のもっとも低いたわみ振動の周波数は3.8Hzである。

よって歩行者に与える振動の影響については問題ないと考えられる。

(2) 既設構造物に与える影響

図-17に示すA、B、C点の反力および移動量を表-3に示す。

これらの反力は既設構造物の余剰耐力内にあり、安全性が確認された。また既設建物側で歩道橋が斜角を持っているため、鉛直軸曲りの回転変形に対して、支承位置で橋軸方向の移動の他に、橋軸直角方向の移動が生じる。

図-18に変形状態の概略図を示す。支承部はボルトで連結する構造で、移動に対してはボルト連結部のボルト孔を長孔にする事で対処している。上記移動量に対して長孔の余裕量を超えず、建物と衝突が生じない事が確認された。



図-17 モデル概略図

表-3 支点の反力及び移動量

支点	反力(T)			変形量(mm/rad)		
	R _x	R _y	R _Q	δ _x	δ _y	θ _z
A	47.8	6.0	—	—	—	—
B	51.7	6.0	—	—	—	—
C	—	8.8	—	2.0	—	0.35×10 ⁻³

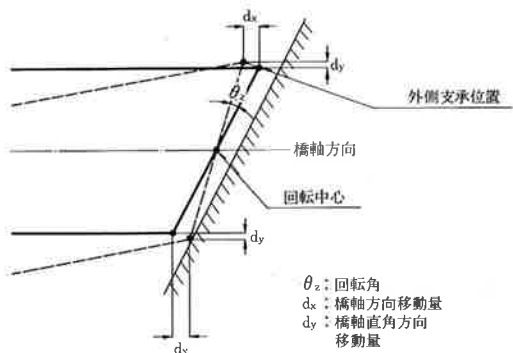


図-18 建物側の変形状態

(3) 地震時の断面照査

地震時の最大要素応力および死荷重断面力を使用して梁および柱断面の照査をし、安全性が確認された。

あとがき

歩道橋の歩行者に対する振動の影響を考慮しなければならぬ事は基準で定められているが、本橋のような複雑な構造形式の場合どのような性状になるか単純に予測できない。このような場合、振動解析による検討が必要である。しかし本橋のような立体構造に対してモデル化を行う時、骨組・剛性・連結条件を実構造物の特性に合うように十分注意して決定する必要がある。本検討においても、何度もモデルの修正を行ったという経緯があり、もっとも難かしい点であった。本検討が今後の同様な問題に対する参考となれば幸いである。最後に本検討を進めるに当たり、ご指導・ご助言をいただいた小松定夫大阪大学名誉教授(現大阪産業大学教授)ならびに西村宜男大阪大学助教授に、心から感謝の意を表します。

参考文献

小松定夫：薄肉構造物の理論と計算 I 山海堂 (昭44)
 日本電気(株)：複合構造解析システム説明書(昭51)
 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編(昭55)
 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説 (昭54)