

## I-81

歩道橋の固有振動解析における曲げ剛性の推定と  
その動的応答特性について

北海道大学工学部	正員	小幡	卓司
北海道大学工学部	学生員	伊藤	公彦
北海道大学工学部	正員	林川	俊郎
北海道大学工学部	正員	佐藤	浩一

## 1. まえがき

一般に歩道橋においては、通学路等に代表されるように直接人間の生活に密着する機会が多いため、使用時における快適性の考慮は、設計段階において重要な項目の一つであると考えられる。交通安全施設としての横断歩道橋の新設は減少したものの、最近では道路橋の側方に平行して架けられる側道橋や、歩行者専用的人道橋、さらに景観のシンボリック要素をも加味した公園等に架けられる遊歩道と称される種々のタイプの歩道橋が数多く建設されている。

近年、構造物の設計法は、従来の許容応力設計法から限界状態設計法に移行しつつある。歩道橋の使用性判定法においても、海外におけるBS 5400<sup>1)</sup>、Ontario code<sup>2)</sup>等に代表されるように照査の対象となる構造物の動的応答量を求め、その結果と許容限界振動量を比較する限界状態設計法的な手法が主に用いられるようになってきた<sup>3)</sup>。我が国においても、昭和54年に立体横断施設技術基準・同解説<sup>4)</sup>(以下、基準と称す)が制定され、この基準の中で、利用者への振動の影響について配慮を加えるように明記された。具体的には歩道橋の低次の固有振動数が人間の平均歩調である1.5~2.3Hzにならないように指示されている。しかしながら、設計段階における固有振動数等の解析値と完成後の実測値とでは、実際の剛性や微少な振幅範囲での支点条件の差異によって一致しない場合が多い。これは歩道橋においては設計荷重が小さく桁剛性が低いために、高欄等の付属物による影響を無視することはできず、また、限界状態設計法的な手法を用いる場合についても、時刻歴応答解析における歩行外力の取り扱いが意外と難しいため、設計段階においてその固有振動数あるいは動的応答量を正確に予測することはかなり困難であると考えられる<sup>5), 6)</sup>。

以上を踏まえて、本研究では歩道橋の設計段階において、ある程度正確に固有振動数等の計算が可能となるような曲げ剛性の推定法の検討を試みた。

本研究は、札幌市内の横断歩道橋12橋について減衰自由振動実験および強制加振実験を実施することによって、歩道橋の動的応答性状を把握し、さらに固有振動解析ならびに時刻歴応答解析を行って、使用性設計に用いる際の曲げ剛性の推定法に関して考察を加えるものである。

## 2. 実橋振動実験

本研究では、横断歩道橋における応答特性の検討を行うために、札幌市内の標準的な横断歩道橋12橋について、人力加振による減衰自由振動実験ならびに強制加振実験を実施した<sup>5), 6)</sup>。

測定方法としては、歩道橋のスパンを6分割して1/6点~5/6点の各点に加速度ピックアップを設置し、A/D変換ボードを介して直接、加速度応答値をパソコンに記録した。また、この際用いたサンプリング周波数は200Hzである。

1次および2次固有値の測定についてはそれぞれの振動モード形状を考慮して、前者はスパンの1/2点、後者は1/4点で跳躍することによって歩道橋を加振し、FFT(高速フーリエ変換)解析を行うことにより各歩道橋における固有値を求めた<sup>7)</sup>。減衰定数については実験により得られた波形より算出した値と、パワースペクトル波形から算出する1/2法(half-power-method)によって、計算を行った。これ

表-1 実験結果

歩道橋	スパン (m)	主桁断面形状		固有振動数		減衰定数 $\zeta$ (%)		備考	
		fig	web (mm)	1次 (Hz)	2次 (Hz)	1次 波形	2次 1/2法		
a橋	15.5	200x12	576x9	5.52	16.50	1.438	1.574	1.683	RC床版
b橋	15.8	200x12	576x9	5.42	15.33	1.643	1.461	0.900	RC床版
c橋	18.8	200x16	768x9	5.42	16.70	1.327	1.234	1.319	RC床版
d橋	20.8	200x16	768x9	4.05	13.53	1.332	1.297	0.648	鋼床版
e橋	21.9	200x16	768x9	3.37	10.84	1.173	1.104	1.174	RC床版
f橋	22.6	200x16	768x9	4.05	13.04	1.237	1.005	0.538	鋼床版
g橋	23.3	200x12	596x9	2.83	9.57	1.176	1.340	0.896	鋼床版
h橋	23.6	200x16	968x9	3.95	13.04	1.177	0.948	1.724	RC床版
i橋	29.3	250x16	768x9	2.44	8.55	1.494	1.817	0.657	鋼床版
j橋	30.4	200x16	968x9	2.93	10.35	1.258	1.121	0.676	鋼床版
k橋	31.6	200x16	968x9	2.55	8.94	1.249	1.424	0.882	鋼床版
l橋	31.8	200x16	968x9	2.54	8.08	1.254	1.971	1.029	鋼床版

らの結果を表-1に、1次および2次固有値のFFT解析の結果を図-1に示す。なお、2次減衰定数に関しては、ノイズや衝撃等の影響により減衰自由振動波形が得られず、したがって1/2法の結果のみを示してある。

表-1における結果に着目すると、上述の基準で示されている人間の平均歩調1.5~2.3Hzに含まれる歩道橋は存在しなかったものの、人間の平均歩調のほぼ2倍程度にあたる4Hz前後の固有振動数を持つ歩道橋が3橋確認された。また歩道橋の構造は比較的単純であると言われているにも関わらず、同じ断面形状の主桁を有する橋梁においてもその固有振動数にはかなり差が現れた。なお減衰定数に関しては、1次に関して約1.0~1.5%、2次では0.6~1.5%程度となっており、従来の他の研究同様、一般の橋梁に比べてかなり小さめの値となっている<sup>6,7)</sup>。

次に、強制加振実験については、人間1名が1.5Hz~3.5Hzおよび共振振動数で歩行あるいは走行した際の動的応答値を記録することにより行った。なお、本研究では各歩道橋の1次固有振動数で歩行した場合を共振時、1次振動数の半分の振動数で歩行した際を半共振時、それ以外の場合を非共振時と称することとする。実験結果の一例として図-2にd歩道橋の応答波形、および図-3に非共振時のスパン1/4点付近におけるフーリエスペクトルを示す。実験結果に着目すると、共振時においてかなり大きい応答が得られるのは当然であるが、半共振時においても比較的大きな応答が得られることが確認された。共振時の応答波形における応答性状は、波形から1次の共振状態になっており、実効値を考慮すれば歩行者に与える影響はかなり大きいものであると思われる。また、非共振時では30~50gal程度の応答加速度が得られているケースが存在するが、応答波形に着目するとこのような例の多くが歩行の衝撃に

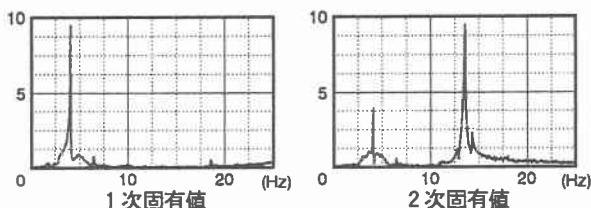


図-1 1次および2次固有値のフーリエスペクトル

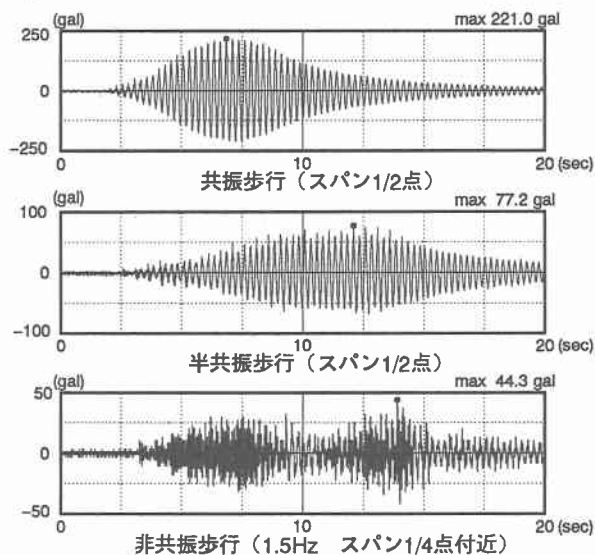


図-2 d歩道橋の応答波形

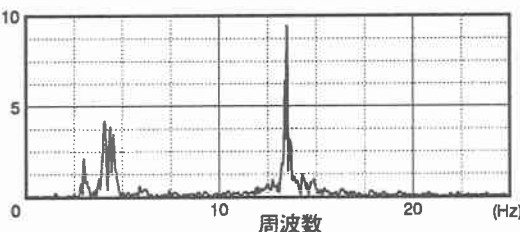


図-3 非共振時におけるフーリエスペクトル

よる応答であると推定され、実行値を考慮すれば、歩行者への影響は少ないものであろう。また、F F T解析の結果から、非共振時に2次固有振動が卓越するケースが比較的多いことが確認された。

さらに、実験時における加振者の各振動数における歩行性状について言及すると、2.3Hz~2.7Hz程度の歩行、あるいは走行状態は、現実ではあり得ない状態であるため、この範囲に固有振動数を有するような歩道橋では、人間の歩行振動数と共振するケースは極めて希であると思われる。

### 3. 解析ならびにその結果

#### 3-1. 固有振動解析

骨組構造物の固有値解析を行うに際して、その手法は種々知られているが、本研究ではハウスホルダー法 (householder Method) を用いて解析を行った。また、質量マトリックスには整合質量法 (Consistent Mass Method) を用いている。

解析ケースに関しては、前述のように高欄等の付属物が固有値に大きく寄与しているため、実験値に相当する実剛性の評価を行う際に表-2に示すような5ケースの剛性評価を行って解析を試みた。ここでCase3における高欄の剛性50%とは、高欄は一般にパネルごとに離散的に接合されているため、その剛性が100%橋梁の曲げ剛性に寄与するとは考えにくく、したがって高欄の断面積が50%有効であると仮定して計算を行ったものである。解析モデルに関しては、図-4に示すような床版を仮想トラス部材とした3次元骨組構造を採用した。この仮想トラス部材とは、床版の曲げ剛性は主桁に加味されているが、水平方向およびねじりに関する剛性は考慮されていないため、床版のせん断変形を考慮してその変形量が等価となるような断面積を設定し、また重量は持たない部材を付加したものである。

以上のようにして得られた剛性評価曲線の一例を図-5に示す。図-5における結果に着目すると、実験により得られた固有周期に相当する歩道橋の剛性は、解析を行った5ケースによる剛性評価曲線のほぼ中間的な値となっており、高欄の剛性を考慮して固有振動解析を行う場合には、高欄自身の剛性を半分程度に評価するのが望ましいと思われる。

また、解析で得られた5ケースの固有周期とその際の曲げ剛性を実験値で無次元化した結果、それらはほぼ一定の傾向を有することが判明した。その結果を図-6に示す。しかしながら実際に曲げ剛性の推定を行う際に、この無次元化曲線からは各横断歩道橋における固有周期の実験結果がなければ剛性の算定は不可能である。したがって本研究では、固有振動数の理論式 ( $f = n^2 \pi / 2L^2 \times (EI/M)^{1/2}$ ) を参考にすることにより、曲げ剛性および単位体積重量、あるいはスパン等に関する以下に示すような

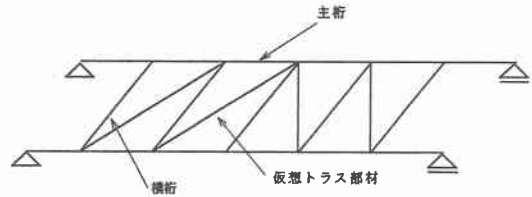


図-4 解析モデル

表-2 解析ケース

Case1	主桁の剛性のみ
Case2	主桁+床版の剛性
Case3	主桁+床版+高欄50%の剛性
Case4	主桁+高欄の剛性
Case5	主桁+床版+高欄の剛性

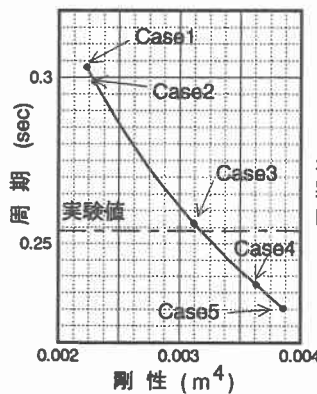


図-5 剛性評価曲線

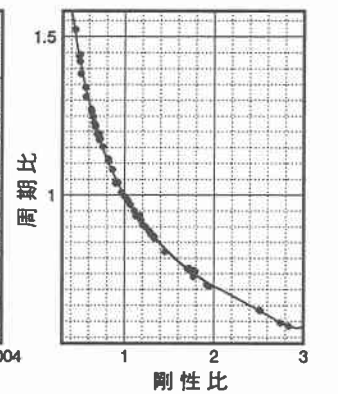


図-6 無次元化曲線

$$Y = 0.05x^5 - 0.56x^4 + 2.46x^3 - 5.69x^2 + 7.49x - 2.99$$

ラメーターを導入して検討を行うこととする。

- ①応力比：許容応力度（1400kg/cm<sup>2</sup>）に対する設計時における主桁の最大応力との比を計算することによって、各歩道橋における主桁の余裕度を算出した。
- ②重量比：橋梁全体の重量に対する主桁の重量の比により、橋梁全体の構造に対する主桁の影響度を評価した。
- ③スパン長：スパンの平方根をパラメータに導入することにより、各歩道橋におけるスパンの影響を軽減した。

以上のパラメーターから本研究では以下に示す判定式を用いて剛性の推定を試みる。

$$\frac{T}{\sqrt{L}} \times \sqrt{\frac{H}{MH}} \quad (1)$$

T：固有周期(sec) L：スパン長(m)  
H：応力比 MH：重量比

上記のパラメーターを実験値に適用することにより得られた結果を、図-7に示す。図中の波線および一点鎖線は、床版の構造形式（RC床版、鋼床版）によって分類した場合の剛性推定曲線を表している。

剛性評価曲線（最小二乗法近似）

$$\text{RC床版 } \ln(Y) = -2.6467 - 0.4983 \ln(X) \quad (2)$$

$$\text{鋼床版 } \ln(Y) = -2.2288 - 0.4933 \ln(X) \quad (3)$$

$$Y : T/\sqrt{L} \times \sqrt{H}/\sqrt{MH} \quad X : \text{剛性比}$$

ここで剛性比とは、解析を行った5ケースの剛性を、図-5における実剛性で無次元化したものである。

これらの結果から、床版の構造形式（RC床版、鋼床版）によりある程度分類することが可能である。ここで、誤差の大きい歩道橋について考察を加えると、例えば表-3におけるRC床版を有するc, e橋では舗装部分にコンクリートが使用されており全体の重量が標準的な歩道橋と比べてかなり重くなっていることが挙げられる。また鋼床版を有するj, k, l橋は3橋の歩道橋によって構成されているため、振動実験を行った際にその振動が互いに連成することが主な原因であると考えられる。さらにd橋とf橋は鋼床版を用いているが、縦リブとして角パイプを用いており、このため橋軸方向の曲げ剛性は通常の鋼床版を用いた場合よりかなり増大していると考えられ、その結果誤差が大きくなっていると思われる。

また、剛性評価曲線から各歩道橋について固有周期を算出して実験値と比較した結果を表-3に示す。この結果に着目すると、標準的な構造を有するものとして扱った歩道橋に関して、その誤差はRC床版では約1%程度、鋼床版では約2%程度という結果を得た。また最も推定値から離れているもので2.5%であった。以上より、標準的な構造を有する歩道橋に対しては比較的正確に固有周期の算定が可能であり、これらの剛性推定曲線から実剛性の推定もでき得るものと思われる<sup>3)</sup>。

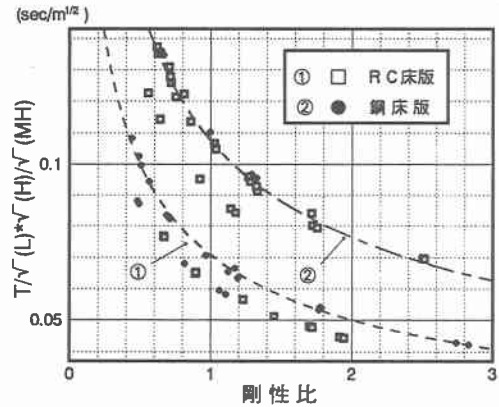


図-7 剛性推定曲線

表-3 解析結果

歩道橋	スパン (m)	固有周期			備考
		実験値 (sec)	解析値 (sec)	誤差 (%)	
a橋	15.5	0.181	0.178	1.7	RC床版
b橋	15.8	0.185	0.184	0.5	RC床版
c橋	18.8	0.184	0.212	15.4	RC床版、舗装部分にコンクリート使用
d橋	20.8	0.247	0.426	72.3	鋼床版、縦リブとして角パイプ使用
e橋	21.9	0.298	0.191	36.0	RC床版、舗装部分にコンクリート使用
f橋	22.6	0.248	0.424	71.3	鋼床版、縦リブとして角パイプ使用
g橋	23.3	0.353	0.347	1.8	鋼床版
h橋	23.6	0.254	0.257	1.1	RC床版
i橋	29.3	0.409	0.419	2.5	鋼床版
j橋	30.4	0.342	0.402	17.6	
k橋	31.6	0.392	0.394	0.7	
l橋	31.8	0.394	0.393	0.3	鋼床版、3橋により構成

### 3-2. 時刻歴応答解析

本研究では、得られた実験結果との比較を行うために、ニューマークβ法を用いた動的応答解析を行った。多自由度系の運動方程式は、

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = f(t) \quad (4)$$

として表される。ここで減衰マトリックスCはレーレー減衰を用いている。またニューマークβ法の係数βは0.25、時間間隔は0.01secとした。この種の動的応答解析を行う場合、歩行外力f(t)の取り扱いがしばしば問題となる。そこで、本研究では以下の3種類の方法について検討を行った。

- 1) オーストラリアのWheelerが提案する方法<sup>9)</sup> (以下、Wheelerの方法と称す)。
- 2) 金沢大学の梶川が提案する方法<sup>10, 11)</sup> (以下、梶川の方法と称す)。
- 3) 梶川の方法における、入力余弦波の負の荷重部分(床版の下から上への荷重)を除外して、半余弦波として入力する方法(以下、本研究の方法と称す)。

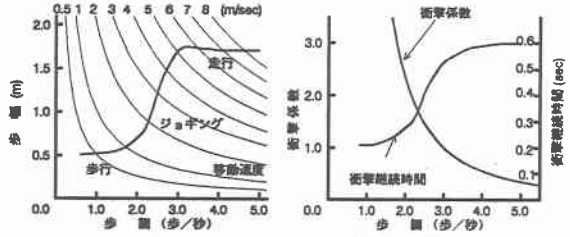


図-8 wheelerの歩行外力

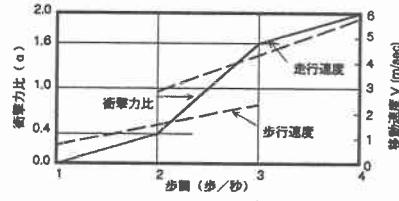


図-9 梶川の歩行外力

Wheelerは、1980年代になって人間の歩・走行時の衝撃力や歩幅等について詳細な検討を加え、図-8に示すような歩行外力を用いた有限要素法による動的応答の計算手法を提案した。また、梶川は歩道橋の振動を考えた場合、その構造が比較的単純であることから、応答計算は、いわゆるモード解析法で十分であるとして、図-9に示すような歩調、移動速度および衝撃係数の歩行外力のパラメータをグラフによって提示している。本研究においては、梶川の歩行外力を基準として、これまでの解析結果と実験結果の比を用いることによって、衝撃係数の再検討を実施して解析を行った。

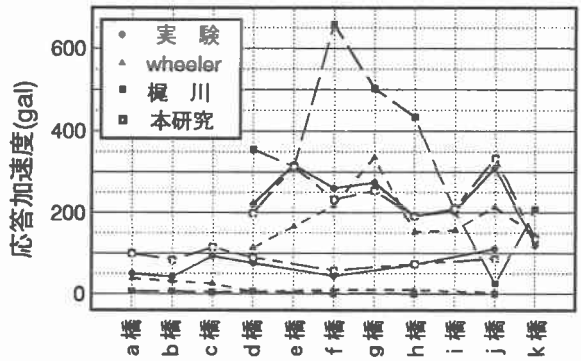


図-10 動的応答解析結果

表-4 解析結果の一覧

歩道橋	実験		wheeler		梶川		本研究		荷重倍率
	共	半共振時	共	半共振時	共	半共振時	共	半共振時	
a	-	51.0	-	39.1	-	7.6	-	101.2	0.8** (2.76Hz)
b	-	42.0	-	31.4	-	7.2	-	85.2	0.8** (2.71Hz)
c	-	95.0	-	25.9	-	5.0	-	116.4	1.3** (2.71Hz)
d	221.0	77.0	115.3	6.0	355.9	6.9	200.2	91.3	1.1 (4.05Hz)
e	318.0	-	166.3	-	312.4	-	314.0	-	2.0 (3.37Hz)
f	260.0	44.0	218.6	10.8	660.4	2.1	232.7	59.0	0.8 (4.05Hz)
g	274.0	-	335.9	-	503.2	-	253.8	-	1.0 (2.83Hz)
h	182.0	73.0	152.3	10.3	434.0	1.2	191.9	75.1	0.9 (3.95Hz)
i	205.0	-	157.5	-	204.5	-	210.8	-	1.8 (2.44Hz)
j	310.0	112.0	214.9	4.1	26.4	0.5	334.1	87.8	2.1 (2.93Hz)
k	121.0	-	143.2	-	208.7	-	137.0	-	1.3 (2.54Hz)

\*梶川の歩行外力に対する倍率 \*\* 半共振時 (gal)

また、動的応答性状に関して考察を加えれば、共振時および半共振時において

はWheelerの方法と本研究は比較的よく動的性状を表していると思われる。梶川の方法においては、長支間の歩道橋の共振時に対する解析結果は実験値に比較的よく一致するが、半共振時、あるいはスパン

が短く固有振動数が高い場合にはかなり大きめの解析結果となっている。これは、梶川の方法においてはモード解析法における歩行外力をそのまま直接数値積分法に用いているという矛盾があり、また余弦波をそのまま用いているために、床版の下から上への荷重が大きく影響を与えている事等が原因であると考えられる。

加えて、半共振の場合について考察すると、梶川の方法においては入力した振動数が卓越した結果となり実験のように1次の共振状態にはならず、余弦波をそのまま用いた歩行外力では半共振時の解析はほぼ不可能であると考えられる。半正弦波を用いているWheelerの方法、半余弦波を用いている本研究においては、半共振時においても上記のような傾向はみられず、解析結果は1次の共振状態となっている。したがって応答性状そのものは一致しているため、歩行外力のパラメーター等の見直しによって比較的よい結果が得られるものと思われる。

#### 4. あとがき

以上のように本研究では、実橋実験ならびに固有振動解析、時刻歴応答解析の結果を踏まえて、横断歩道橋の固有値解析における曲げ剛性の推定を実施し、また動的応答特性に関する検討を加えたものである。

その結果、横断歩道橋における固有振動解析を行う際には、高欄などの付属物を考慮することによって、ほぼ実測値に近い固有振動数を得ることが可能である。この場合、高欄の断面積は50%程度有効であると考えるのが望ましいと思われる。また設計段階において横断歩道橋における固有振動数を求めるための剛性の推定に関しては、主桁の応力余裕や主桁の重量と全自重の比、スパン等をパラメーターとし、さらに床版の構造形式によって分類することで、ある程度正確に求められることが判明した。しかしながら、前述のような側道橋および人道橋、遊歩道橋等の長支間の歩道橋に対しての照査は十分ではなく、今後これらの歩道橋に関して検証を行う必要があると思われる。

動的応答性状に関しては、まず実験結果からは、非共振時に2次モードが卓越する場合が比較的多く確認され、また固有振動数の1/2の振動数で加振した場合も比較的大きい応答値が得られることが判明した。次に、時刻歴応答解析の結果については、その解析結果は実験値と必ずしも一致せず、今後課題を残す結果となっている。ただし、共振については応答性状そのものは一致するため、複数の手法を用いて解析を行えば、設計段階での使用性の判定に、ある程度用いることも可能であると思われる。

#### 参 考 文 献

- 1) BSI : Steel, Concrete and Composite Bridges, Part2. Specification for loads. 7.1.5 Vibration serviceability, BS 5400, 1978.
- 2) 九州橋梁・構造工学研究会 : カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準1983年版 ( 共通編・鋼橋編 ) , 2-6, 限界状態照査基準, 2-6, 2 使用限界状態・同解説, pp. 40-45, 1985.
- 3) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一 : 歩道橋の使用限界状態に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 41A, pp. 669-676, 1995.
- 4) 日本道路協会 : 立体横断施設技術基準・同解説, 丸善, 1979.
- 5) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一・及川昭夫 : 歩道橋の動的応答特性とその使用性について, 土木学会北海道支部論文報告集, 第51号(A), pp. 300-305, 1995.
- 6) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一・伊藤公彦・及川昭夫 : 歩道橋の動的応答特性に関する解析および実験について, 土木学会第50回年次学術講演会概要集, pp1022-1023, 1995.
- 7) 大崎順彦 : 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版, 1994.
- 8) 小幡卓司・伊藤公彦・林川俊郎・佐藤浩一・及川昭夫 : 歩道橋の固有値解析における曲げ剛性の推定法について, 橋梁交通振動コロキウム論文集PART. B, pp. 215-220, 1995.
- 9) Wheeler J.E. : Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Proc. of ASCE, No. ST9, pp. 2045-2065, 1982.
- 10) 梶川康男 : 振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察, 土木学会論文報告集, 第325号, pp693-695, 1982.
- 11) 梶川康男・津村直直・角本周 : P C 吊床版歩道橋の振動とその使用性, 構造工学論文集, Vol. 36A, pp. 685-695, 1990.