

## 木歩道橋の振動使用性評価に対する3次元動的応答解析法の定式化

Three dimensional dynamic response analysis for vibration serviceability of timber pedestrian bridges

○日下真彰\* 本田秀行\*\*

KUSAKA Masaaki and HONDA Hideyuki

\*金沢工業大学大学院工学研究科環境土木工学専攻(〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇が丘 7-1)

\*\*工博 金沢工業大学 環境・建築学部 環境土木工学科(〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇が丘 7-1)

**ABSTRACT** The investigation of vibration serviceability for the timber pedestrian bridges is important problem in maintenance. However, the experimental data on the evaluation of vibration serviceability for timber pedestrian bridges is a few, especially the analytical study for vibration serviceability is not almost carried out in the worldwide. The purpose of this study is to formulate the dynamic response analysis method of timber pedestrian bridges due to walking and running pedestrian to evaluate vibration serviceability. In addition, experimental vibration wave measured by the object bridge (K bridge) was compared with analytic solution in this study in order to verify the validity of dynamic analysis.

**Keyword** : 木歩道橋、振動使用性、3次元動的応答解析法

*timber pedestrian bridge, vibration serviceability, three dimensional dynamic response analytical method*

### 1. まえがき

近年、我が国における近代木橋のほとんどは歩道橋であり、林道や村道あるいは町道にも多く架設されてきている。また、構造用集成材を使用した木橋の建設技術はめざましい発展を遂げており、スパンの長大化と多形式化が進んでいるのが現状である。

我が国の解析技術や現場施工技術の信頼性を大幅に向上させるための積年の研究・開発が必要であると同時に、これらの技術の発展には幾多の実橋での性能検査等の実験や解析的研究によって得られる知見が大きく貢献することも自明の理である。しかしながら、木橋の動的応答解析から振動挙動を把握する検討は少なく、特に木歩道橋の動的応答解析から振動使用性を解析的に検討する研究は世界的にまったく行われていないのが現状である。橋梁の有する役割の重要性を考えると健全度と保全の評価概念は必要不可欠であり、完成直後の事項における各種の実験データは、将来の維持管理上の初期値として貴重な情報となる。

そこで、本研究の目的は、木歩道橋で問題となる振動使用性を解析的に評価するため、歩行者の歩行による木歩道橋の3次元動的応答解析法を世界初の試みとして構築することである。まず、動的応答解析法のシステムと解析内容、歩行者外力の評価、橋梁の動的特性と減衰性能、直接積分法および数値積分法などを定式化する。この3次元動的応答解析法を富山県に架設された木歩道橋であるK橋に適用して、実験より得られた振動特性や振動波形を解析解と比較し、実験と解

析の整合性を検討する。さらに、木歩道橋の振動使用性に対して、解析的に検討する場合の留意点や諸外国の振動使用性の規定などについても検討を加える。

## 2. 振動使用性

### 2.1 日本の振動使用性評価法<sup>1)</sup>

現在に至るまでに日本で約1万橋の横断歩道橋が架設されているようである。1965年には横断歩道橋の設計において「横断歩道橋の技術基準について」が建設省より出され、そのまとめ的な形で1967年に「立体横断施設設置要領」が制定された。以下、「基準」と示す。これは、1964年に行われた東京オリンピックの開催以降の活性化された産業活動により、道路交通は飛躍的に増大し、主要な道路における横断歩道橋の安全確保と交通の停滞防止のために横断歩道橋が多数設置されるきっかけがあった。そして1979年に「基準」が制定された。現在に至るまでの改善された点では、活荷重によるたわみ制限の改訂と振動による規定は道路橋示方書よりも厳しい制限値を採用しており、歩道橋の利用しやすさを考慮した規定となっている。これらの改訂には、実橋の測定も含めた研究や梶川<sup>2)</sup>による研究が大きく貢献している。「基準」では『活荷重による主桁の最大たわみは、支間の1/600を超えてはならない。ただし、従来の1/400程度のたわみは構造物自体に有害な影響を与える恐れは無いと考えられるので、歩行者への影響（不安感など）について配慮したときは1/400のままでもよい。』ことになっている。ここで、歩行者への配慮とは、橋梁の固有振動数が約1.5~2.3Hz前後にならないことを意味している。そして、歩道橋では歩行者に不快感を与えないために「基準」のたわみと振動の項目を順守する設計法が採用されてきた。

### 2.2 カナダ・オンタリオ州の振動使用性評価法<sup>3)</sup>

構造物の設計において限界状態設計法を採用している国は幾つか見られるが、その中でもカナダ・オンタリオ州道路橋設計基準とイギリス BS5400 には限界状態を明確にし、その中の使用限界状態の項目において、歩道橋についても振動に関する具体的な照査方法を示している。他の国においてもいろいろな照査方法が提案されているものの、設計段階に安易に利用出来なかったり、照査用数値の根拠が簡単に理解できないものもある。

そこで、カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準とイギリス BS5400 について概説する。これらの基準は Blanchard らによって提案された方法を採用しており、時刻  $t$  における歩行外力は次式となっている。

$$\text{歩行外力 } F=180\sin(2\pi ft) \text{ (N)} \quad \dots\dots (2.1) \quad \text{移動速度 } V=0.9f \text{ (m/s)} \quad \dots\dots (2.2)$$

ここで、 $f$ は橋の固有振動数と同じ歩調 (Hz) である。

このような外力を歩道橋に作用させ、その時の鉛直方向の最大加速度を求めることを提案している。しかも簡単な桁橋については次のような簡易な計算方法が示されている。

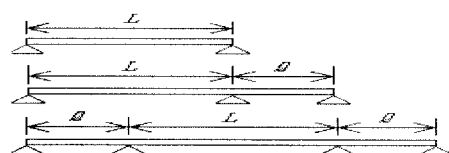
$$A=4\pi^2 f_1^2 w K \psi \quad \dots\dots (2.3)$$

ここに、 $a$ =最大振動加速度 (m/s)、 $f_1$ : 1次固有振動数 (Hz)、 $w$ : 700Nの鉛直集中荷重による上部構造の静的最大たわみ (m)、 $K$ : 表 2.1 より得られる構造形式に関する形状係数、 $\psi$ : 減衰定数  $h$  をパラメータとして図 2.1 より得られる動的応答係数である。

なお、照査するときの減衰定数がない場合は、減衰定数として鋼構造の時 0.5%、合成構造の時 0.6%、コンクリート構造の時 0.8%を用いるものとする。

表 2.1 構造形式による形状係数 (K)

側径間比 $l/L$	2径間連続	3径間連続
1.0	0.70	0.60
0.8	0.92	0.82
0.6	0.96	0.92
0.4	0.96	0.92



(注) 側径間比の  $L$  と  $l$  は右図参照。単純支持は  $K=1$  とする。

以上の方法で計算された最大加速度が、図 2.2 に示すような上部構造の曲げ固有振動数の関数として与えられる制限値を超えないように、設計しなければならないとしている。図 2.2 では制限値が両基準で異なっており、カナダ・オンタリオ州の基準の方が少し厳しい値となっている。

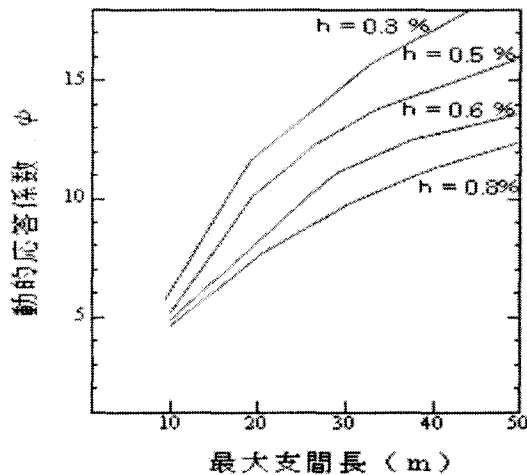


図 2.1 各減衰定数に対する動的応答係数

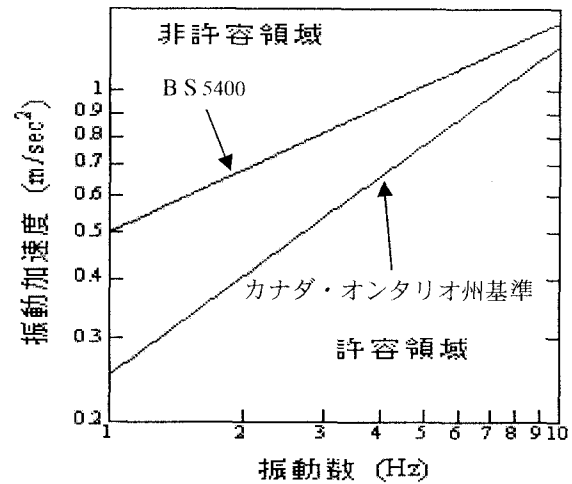


図 2.2 各振動数に対する振動加速度の制限値

### 2.3 ユーロコード 5 の振動使用性評価法<sup>4)</sup>

まずユーロコードとは、1.EU 域内の統一市場形成の一環として域内の統一設計技術基準である。2.この基準は、土木構造物ばかりではなく建築物も含めた構造物全般を対象としたもので、構造種別の視点から見てもコンクリート、鋼、土と木など全構造物を網羅するものである。3.ユーロコードは ISO の規格案として提案され、わが国の設計技術基準に対して直接的な影響を持つ可能性が高いものとなっている。

以上の 3 つのことから、ユーロコードが世界的な情勢として性能規格化が進むことがされるため、使用限界状態の歩行者による鉛直振動について説明する。

まず、鉛直加速度  $a_{vert}$  は、次の条件を満足することが望ましい。

$$a_{vert} \leq [0,7] \text{ m/s}^2 \quad \text{ただし } f_{vert} < 5\text{Hz}$$

基本固有振動数  $f_{vert}$  を計算する場合には、弾性係数  $E_{0,mean}$  と ENV1995-1-1 4.2 (1) に準じた滑り係数  $K_{ser}$  の平均値を使用することが望ましい。

表 2.2 による橋梁の形状に対して、鉛直加速度 ( $\text{m/s}^2$ ) は次式 (2.4) から算出される。

$$a_{vert} = a_{vert,L} k_{vert,f} \quad \dots \dots (2.4)$$

横断歩道橋に対して、鉛直加速度 ( $\text{m/s}^2$ ) は、次式 (2.5) から算出される。

$$a_{vert} = 0.027 L b (a_{vert,L}) (k_{vert,f}) \quad \dots \dots (2.5)$$

$$\text{ただし、} a_{vert,L} = 165 k_a \left( (1 - e^{-2\pi n \xi}) / (M \xi) \right) \quad \dots \dots (2.5) \quad M = m L b \quad \dots \dots (2.6)$$

ここで、 $L$ : 支間長 (m)、 $b$ : 幅員 (m)、 $m$ : 橋の単位面積あたりの質量 ( $\text{kg/m}^2$ )、 $\xi$ : 減衰比、

$n = L/0.9$ : 支間  $L$  を渡るのに必要とする歩数、 $k_a$ : 形式係数 表 2.2 より決定、

$k_{vert,f}$ : 図 2.3 より決定


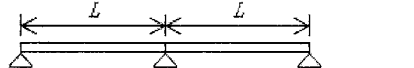
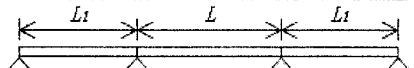
減衰比は以下のように決められるのが望ましい。

機械的継ぎ手のない主構造の場合  $\xi = 0.010$

機械的継ぎ手のある主構造の場合  $\xi = 0.015$

しかしながら、この簡便法は歩行振動数が構造物の基本固有振動数に等しいか、その半分の値になるという仮定に基づいているので注意が必要である。式 (2.4) は多くの橋において普通のケースがあるが、小さな集団の歩行者によって橋が加振される場合に相当する。式 (2.5) は橋全体に歩行者の数が多く、多くの都市地域において起こる歩行者の連続的な流れによって橋が加振される場合に相当する。 $Lb < 37\text{m}^2$  の橋の場合に、式 (2.4) は有効である。

表 2.2 形式係数  $k_a$

Bridge configuration	形式係数 $k_a$
	1.0
	0.7
	for $L_1/L=1.0$ 0.6 for $L_1/L=0.8$ 0.8 for $L_1/L=0.6$ 0.9

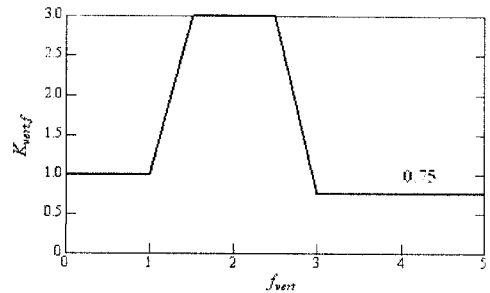


図 2.3 係数  $k_{vert,f}$  と基本固有振動数  $f_{vert}$

### 3. 歩行者による 3次元動的応答解析法

#### 3.1 本解析の目的と流れ

本章での有限要素法を用いた直接積分法による本解析の流れを図 3.1 に示す。本研究では対象橋梁の剛性を確認するために、静的実験による静たわみから解析モデルの妥当性を確認する。しかしながら、実験現場の状況に応じて静的載荷実験ができない場合には、固有値解析から行う。この固有値解析では、固有振動数や振動モードを対象として、それぞれを実験値と比較することで質量マトリックスや境界条件の確認をする。この段階で固有振動数や振動モードが実験値に近い値が得られたとき、質量マトリックスと境界条件が確定されたことになる。また、静的解析と近似した結果となっても、境界条件の僅かな差で固有値が異なる場合がある。その場合には剛性を見直しが必要である。

次に、動的応答解析を行うために、減衰マトリックスを作成する。ここで、モード減衰定数が必要であるため、実測された減衰定数を用いることが原則である。最後に動的応答解析を行うが、この段階までで剛性、質量、減衰の各マトリックスが確定したことになる。あとは外力の設定だけとなる。歩行外力を評価する場合には、歩行者の質量や人数、それらの衝撃力比および歩調の設定を行わなければならない。

動的応答解析により得られた結果と実験値との比較においては、歩行などによる外乱が作用している場合には、振動数、振動モードの比較、速度・加速度の各応答波形形状の比較、振動使用性に用いられる応答速度の最大値や実効値の比較などが考えられる。上述した流れに沿って本解析法の具体的な説明および本解析における主な定義を以下に列挙する。

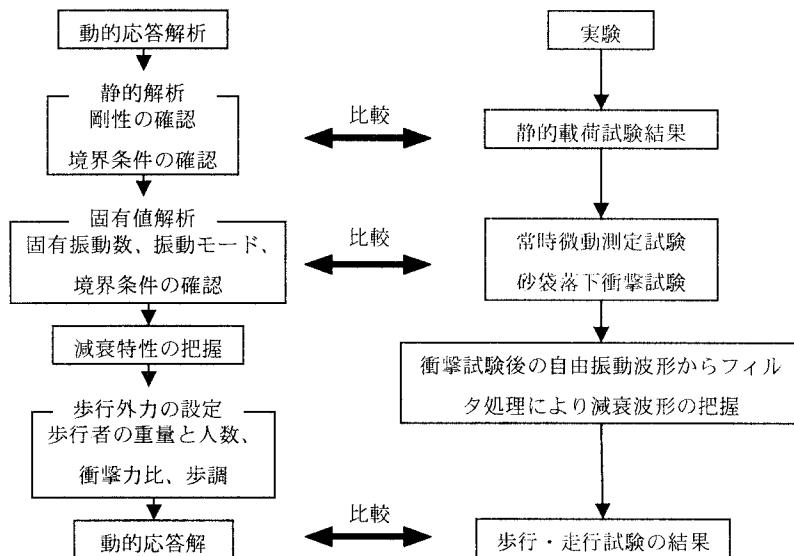


図 3.1 解析の流れ

### 3. 2 3次元動的応答解析法

#### (1) 解析の定義<sup>5)</sup>

解析の定義として本解析で仮定した座標軸について述べる。本解析では立体構造解析モデルのため、各要素部材の座標系を図 3.2 に示すように定める。部材軸方向に部材座標系の x 軸を定め、これに右手系をなすように y、z 軸を決める。ここで、y、z 軸は節点 i を通り断面の主軸にする。この要素の 2 つの節点 i、j の変位、節点力を部材座標系に関して以下のように表す。

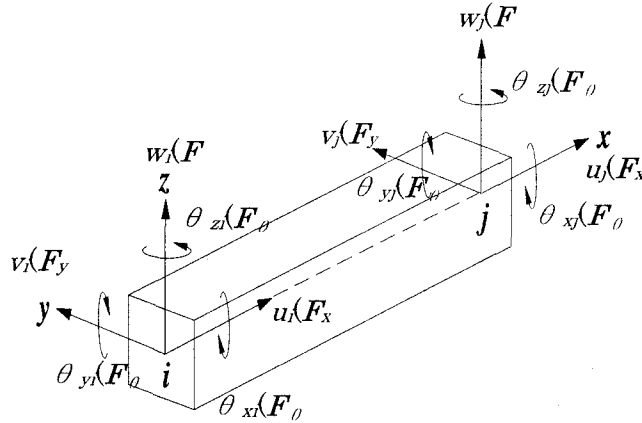


図 3.2 要素部材の節点変位と節点力

<変位>	{	$u_i$ 、 $u_j$ : 節点 i、j の部材軸方向への変位
		$v_i$ 、 $v_j$ : 節点 i、j の y 方向への変位
		$w_i$ 、 $w_j$ : 節点 i、j の z 方向への変位
		$\theta_{xi}$ 、 $\theta_{xj}$ : ねじれ角
		$\theta_{yi}$ 、 $\theta_{yj}$ : y 軸まわりの回転角
		$\theta_{zi}$ 、 $\theta_{zj}$ : z 軸まわりの回転角
<節点力>	{	$M_{xi}$ 、 $M_{xj}$ : 部材軸方向への変位
		$M_{yi}$ 、 $M_{yj}$ : y 方向への変位
		$M_{zi}$ 、 $M_{zj}$ : z 方向への変位
		$M_{\theta xi}$ 、 $M_{\theta xj}$ : ねじれモーメント
		$M_{\theta yi}$ 、 $M_{\theta yj}$ : y 軸まわりの曲げモーメント
		$M_{\theta zi}$ 、 $M_{\theta zj}$ : z 軸まわりの曲げモーメント

#### (2) 直接積分法

動的応答解析法は、事前に計算した固有振動数と固有振動モードを用いるモーダルアナリシス法と運動方程式を直接積分していく直接積分法に大別される。直接積分法は、モーダル解析法に比べて考慮するモード次数に対する配慮が必要ないため高次モードまで解析できるが、減衰マトリックスの設定上で不明確さや離散化した節点数が増加した大規模な橋梁を対象とする場合、マトリックスの項数が大きくなり、計算機に対して膨大な時間を要することになる。そのため従来はモーダル解析を用いることが多かったが、近年の電子計算機能の向上により自由度の大きなマトリックスにおいても安易に計算できるようになり、直接積分法による解法も見直されている。本研究での動的応答解析は直接積分法を用いているため、この解析法について以下に述べる。

橋梁の各節点の変位ベクトルを  $Z$  とすると歩行者—橋梁系の運動方程式はダ・ランベールの原理に基づいて式 (3.1) のように表される。

$$[M]\{\ddot{Z}\} + [C]\{\dot{Z}\} + [K]\{Z\} = \{F\} \quad \dots \dots (3.1)$$

ここに、 $[M]$  は橋梁の全体質量マトリックス、 $[C]$  は全体減衰マトリックス、 $[K]$  は全体剛性マトリックスである。 $\{F\}$  は歩行によって橋梁に加わる外力ベクトルである。

### (3) 数値積分法

本研究では式 (3.1) の運動方程式を解くために、Newmark's  $\beta$  法を用いた。なお、積分時間間隔を  $\Delta t=0.01$  秒、 $\gamma=1/2$ 、 $\beta=1/4$ 、加速度の収束精度を  $1/1000$  として解析を行った。

### (4) 減衰の考慮

本研究において減衰マトリックスは Rayleigh 減衰を仮定している。Rayleigh 減衰は減衰が質量と剛性の 1 次結合であり、式 (3.2) で表される。ただし、これらのパラメータ  $\eta$ 、 $\alpha$  は定数であり、実験等により定められることが多い。また、これらの減衰を用いる場合には、各次のモードは直交することが前提条件とされている。これにより運動方程式は非連成化されている以下の  $f$  は振動数(Hz)、 $h$  は減衰定数を示す。

$$[C] = \alpha [K] + \eta [M] \quad \dots \dots (3.2)$$

$$\alpha = (hf_1 - hf_2) / (\pi(f_1^2 - f_2^2)) \quad \dots \dots (3.3)$$

$$\eta = 4\pi f_2 (h_2 - \pi f_2 \alpha) \quad \dots \dots (3.4)$$

$\eta$ 、 $\alpha$  のいずれか一方のみを考える場合には、特定の 1 つのモードでの減衰定数と振動数が実験値から与えられれば減衰マトリックスが決定できる。また、 $\eta$  と  $\alpha$  の両方を考慮する場合は、2 つ以上のモードの減衰定数と振動数が実験値から与えられれば定数  $\eta$  と  $\alpha$  を決定することができ、減衰マトリックスが求められる。各種の橋梁での減衰定数の実測値に基づいて、減衰定数が振動数に比例する場合の係数である  $\alpha$  は、 $\alpha=3 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-4}$  の範囲であり、これに対して振動数に逆比例する係数  $\eta$  は、 $\eta=1.0 \sim 0.01$  の範囲の値が一般的である。

## 3.3 歩行外力モデル

本研究では直接積分法を用いているため、歩行外力は歩行者の自重を考慮した式 (3.5) を用いた。

$$\{F\} = P \phi(t) = \{mg + mg \xi \sin(2\pi ft)\} \phi \quad \dots \dots (3.5)$$

ここに  $mg$  は歩行者の体重 (kg)、 $f$  は歩調 (Hz)、 $\phi(t)$  は歩行者が載荷している要素の両節点に比例分配する係数ベクトル、 $\xi$  は衝撃力比で一般的には図 3.3 から決定される。実際の橋梁実験での歩行者の歩行試験及び走行試験では 2.0~2.5Hz の内のある一定の間隔で歩行・走行を行う場合が多いため、外力としては場合に応じて  $\xi$  の値を変えて解析を行う必要がある。

歩行外力を求める文献はいくつかあるが、本研究における歩行外力は梶川<sup>3)</sup>らが提案した正弦波を用いる方法に若干の改良を加え、入力余弦波の負の荷重部分 (床版の下から上への荷重) を除去して、半余弦波として入力する方法もある。これを図 3.4 に示す。

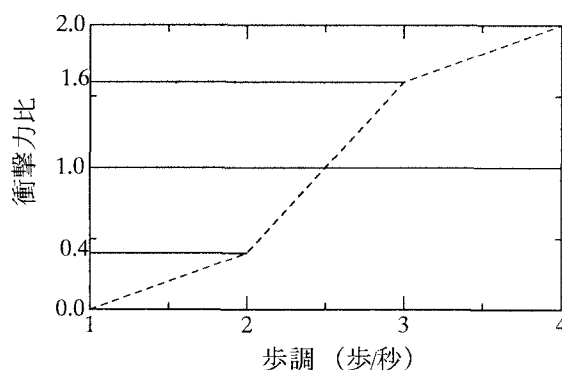


図 3.3 歩行外力で用いる衝撃力比

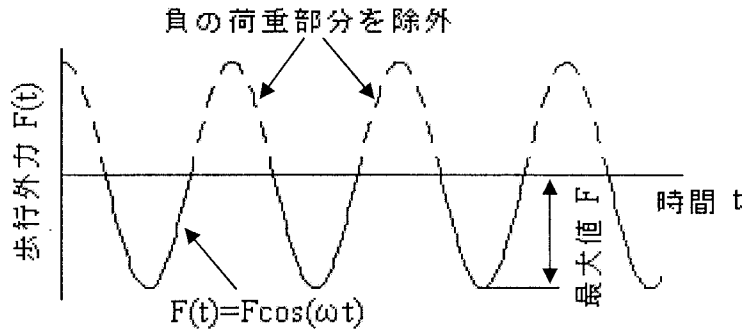


図 3.4 半余弦波による歩行外力

### 3.4 橋梁モデル

本解析は対象橋梁の K 橋に対して行った。動的応答解析に用いる作成した K 橋の 3 次元有限要素モデルの妥当性を確認するために、固有値解析を行った。本研究において FORTRAN プログラムによるサブスペース法により固有値解析を実施した。サブスペース法は実対称行列 A の固有値と固有ベクトルを同時に求める反復法である。その特徴は n 個の固有値を求めるのではなく、一部の m 個 ( $m \ll n$ ) を求める場合に適していることである。

### 4. 解析事例

対象橋梁は、富山県射水市に架設されている K 橋である。K 橋は、市街地および病院などと隣接するため、周辺環境との調和や地元産材の活用による周辺施設からへの展示効果、地域のシンボリック効果を意識したデザインが工夫されている。本橋は全て富山産のベイまつ、イペで構成されている。K 橋の設計概要を表 4.1 に一般図を図 4.1 に示す。主要部材としては、我が国での木アーチ橋で初の構造形式となる橋軸方向の荷重分配効果をもたらす縦桁の設置、部材断面の設計法、雨水対策に基づく耐久設計などが用いられている。

表 4.1 設計概要

橋種	歩道橋
アーチ形式	木製下路式アーチ
アーチ種類	ローゼタイプ
橋長	18.8m
支間長	18.2m
幅員	3.0m
衝撃係数	無
雪荷重	10kN/m <sup>2</sup>
主構造	主にベイまつ集成材

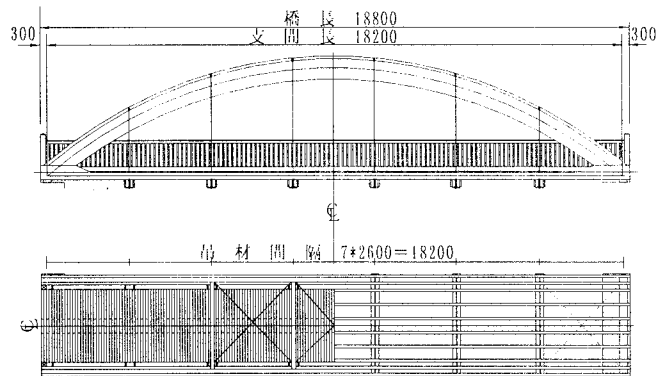


図 4.1 K 橋の一般図

表 4.2 固有値解析結果

表 4.2 に動的応答解析に用いた 3 次元有限要素モデルによる固有値解析結果を示す。これを実験で得られた固有振動数と比較すると、若干の差異は見られるが、振動モード・固有振動数共にほぼ一致していることが確認できる。このことから、作成した本解析モデルは妥当であると考えられる。

Modes	振動モード	固有振動数 (Hz)	
		実験値	解析値
1	アーチ水平1次振動	—	2.54
2	床版水平曲げ1次振動	—	4.44
3	橋軸水平1次振動	—	4.82
4	鉛直曲げ1次振動	6.64	6.67
5	ねじれ1次振動	6.93	6.77
6	—	—	7.48
7	ねじれ2次振動	—	10.28
8	床版水平曲げ2次振動	—	10.56
9	鉛直曲げ2次振動	—	10.83

次に、妥当性の確認された本解析モデルを用いて 3次元動的応答解析を行った。その解析速度波形を図 4.2 に示す。また、実験速度波形を図 4.3 に示し比較した。

本解析で用いた値は以下のとおりである。

減衰の考慮に用いた値  $\eta$ 、 $\alpha$  : 減衰パラメータ  $\eta = 8.202 \times 10^{-1}$   $\alpha = 3.118 \times 10^{-4}$

歩行外力に用いた値  $f$  : 歩調 = 2.4 (Hz)  $mg$  : 歩行者の体重 = 70 (kg)  $\xi$  : 衝撃力比 = 1.0

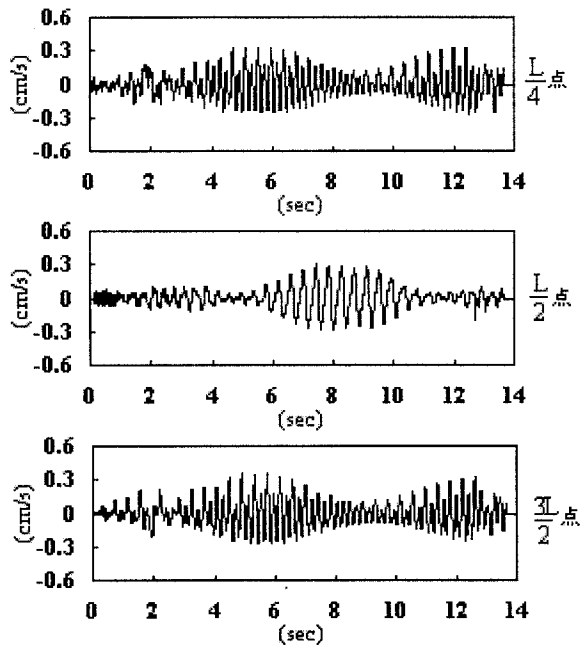


図 4.2 解析で求められた速度波形

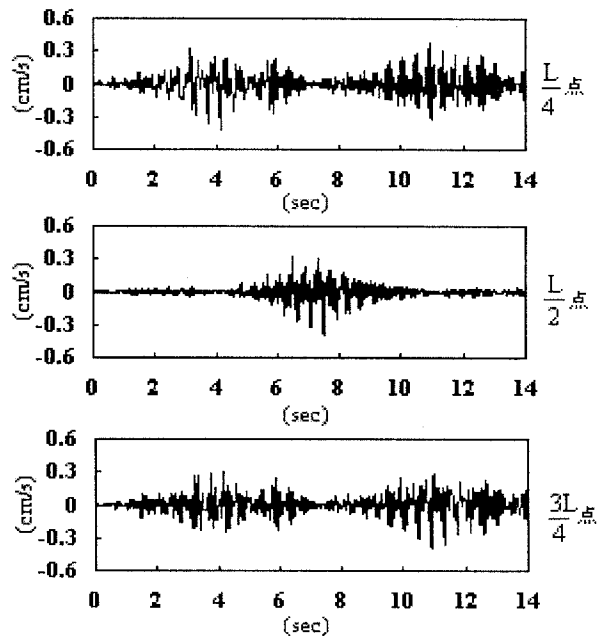


図 4.3 実験で得られた速度波形

## 5. あとがき

本研究では、解析の流れや歩行者—橋梁系の運動方程式、数値積分法、減衰の考慮および外力モデルなど 3次元動的応答解析に必要な事項について記述した。また、歩道橋に対する振動使用性の評価法についても記述した。

本研究では、歩行者による木歩道橋の 3次元動的応答解析を定式化することが目的であるが、解析事例を見る限り、解析波形と実験波形とでは差異が見られることから、今後さらに検討していく必要がある。

なお、本研究での 3次元動的応答解析法の定式化にあたり、御協力を賜りました金沢大学の深田宰史助教授に感謝致します。

## 参考文献

- 1) 山田基司：近代木歩道橋の構造特性と振動使用性に関する研究、修士論文、2004.
- 2) 小堀為雄・梶川康男・城戸隆良：振動感覚を考慮した歩道橋の設計、橋梁と基礎、Vol.8,No.12, pp23-29,1974.
- 3) 土木学会：橋梁振動モニタリングのガイドライン、pp121-125,165-167,2000.
- 4) ユーロコード 5：木構造物の設計 パート 2：橋、ENV1995-2,pp23-25,1997.
- 5) 小堀為雄・吉田雅史：歩道橋の固有振動数の測定と解析による検討、構造工学論文集、Vol.36A, pp.671-678,1990.