

セミハイテン・タイロッドを有する木造歩道橋のパラメータ同定に関する研究

PARAMETER IDENTIFICATION OF WOODEN PEDESTRIAN BRIDGES
WITH SEMI HIGHTEN TIE RODS

林川俊郎* 須志田健** 小幡卓司*** 北島 勉**** 松井義孝***** 佐藤浩一*****

Toshiro HAYASHIKAWA, Ken SUSHIDA, Takashi OBATA, Tsutomu KITAJIMA,
Yoshitaka MATSUI and Koichi SATO

- * 工博 北海道大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)
- ** 工修 (株)長大 国際事業本部長大橋部 (〒305-0821 つくば市春日 3 丁目 22-6)
- *** 工博 北海道大学大学院助手 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)
- **** 工学士 北海道大学大学院修士課程 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)
- ***** 工学士 北海道大学大学院博士課程 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)
- ***** 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

Two different wooden pedestrian bridges with semi-heighten tie rods have been constructed in Takikawa, Hokkaido, 1993. These bridges are a Nielsen bridge and a cable-stayed bridge constructed from many structural large-size laminated timber beams. Free field vibration tests of these pedestrian bridges have been performed to investigate the dynamic properties in terms of natural frequencies and mode shapes. The numerical models are consisted of a three-dimensional finite element in consideration of effects of the reduced Young's modulus on hangers and lateral bracings. As wooden bridges have an inaccuracy in the nominal structural properties, the calculated natural frequencies are not necessarily the same with measured results. In this study, Genetic Algorithms (GA) coupled with judgements about parameter uncertainty are used to predict improved nominal structural properties that the calculated frequencies conform to the measured modal frequencies.

Key Words: wooden bridges, field vibration test, natural frequency, Genetic Algorithms

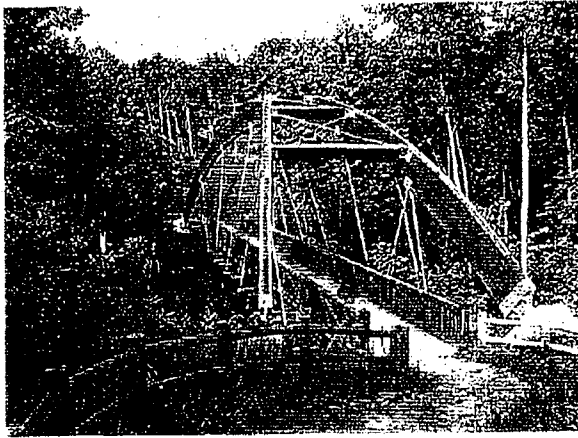
1. まえがき

日本最初の横断歩道橋が 1959 年に愛知県で架設され、その後、交通量の多い交差点の渋滞解消、学童の安全な通学路確保などを目的として全国各地に横断歩道橋が設置され、その数はおおよそ一万橋に達すると言われている^{1), 2)}。しかしながら、社会基盤整備の充実とともに、画一的な横断歩道橋の新設は徐々に減少してきている。その反面、河川や高速道路によって分断された地域を結ぶ人道橋、公園・団地・ゴルフ場などに架けられるシンボル性を強調した歩道橋が設置されるようになってきた。特に、オートキャンプ場や公園内の遊歩道では、自然環境との調和を考慮して木橋が相次いで架設され、注目を集めている^{3), 4)}。

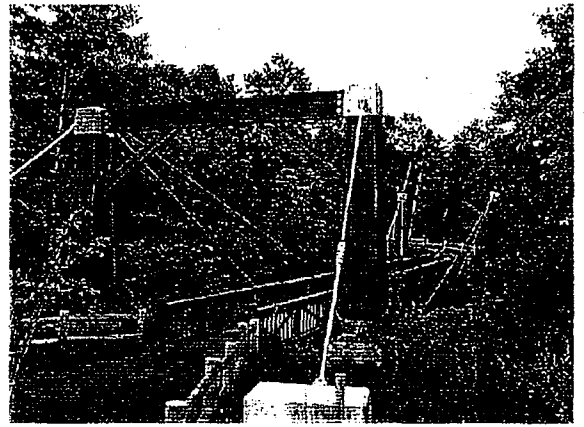
現在、我が国においては木橋の設計基準は十分に整備されておらず、実務設計においては建築の設計基準⁵⁾や

設計マニュアル⁶⁾および諸外国の基準が用いられているのが現状である^{7), 8)}。また、鋼製あるいはコンクリート製の歩道橋に比べて、木構造の歩道橋に関する静的たわみ実験および動的振動実験の実施例が極めて少ないことも事実である。木橋は材料的かつ構造的にも多くの不確定な要素を含んでおり、また、橋梁の安全性や設計値の妥当性を検証するためにも現場実験データの蓄積が重要であると考えられる。

集成材やエッキ材を使用した近代的な木造アーチ橋、斜張橋に関する現場振動実験の実施例は数少ないが、その中で、藤野ら⁹⁾は 1993 年広島県で架設された斜張橋(用倉大橋)の振動実験を実施し、木橋特有の減衰定数が高いことを確認している。出戸ら¹⁰⁾は岩手県に架設されたアーチ形式歩道橋(思惟公園 1 号橋、2 号橋)の振動実験を行い、木造アーチ橋の支承条件、部材の接合条件、連結部のモデル化が固有振動数に与える影響が大



写真—1 ニールセン橋 (やすらか橋)



写真—2 斜張橋 (すこやか橋)

きいことを指摘している。特に、上弦材および下弦材の連結部の剛結度がアーチ橋の固有振動数に与える影響が大きいことから、連結部を半剛結のばね要素にモデル化することを提案している。また、林川ら¹¹⁾はエッキ材を使用した木造アーチ橋(平岡公園歩道橋)の現場振動実験を行い、部材の接合部、ヤング係数、支承条件に関する構造同定を試みている。

最近、離散的な設計変数を含む組合せ最適化問題の有力な解析手法の一つとして、遺伝的アルゴリズム(以下 GA と称す)が注目され、工学的分野で広く応用されている¹²⁻¹⁴⁾。GA はダーウィンの自然淘汰説を基本概念とし、繁殖・淘汰・交叉および突然変異等のプロセスをシミュレーションし、最適解を求める手法である。GA は最適解の探索過程において、問題の種類を問わずその処理手順は非常に簡単であり、解の評価が可能であれば有為な解を検索する特徴を有している。そのため、GA は幅広い設計問題にそのまま応用することが可能であり、適用実績も数多く報告されている。

そこで、本研究は木造歩道橋が有する部材の剛性、接合部等の不確定さを組合せ最適化手法の一つである GA を用い、構造特性の同定を試みるものである。対象とした木造歩道橋は構造用大断面集成材を使用したニールセン橋と斜張橋である。両橋とも吊材にはセミハイテン・タイロッドが用いられており、張力管理はターンバックルを使用し人為的に締め付けを行っている。したがって、吊材の取り扱い方(解析的なモデル化)が固有振動性状に多大な影響を与えるものと考えられ、その剛性評価が重要な問題となることが予想された。本研究は吊材や横構の剛性の低減率、接合部の剛度比を離散的な変数パラメータとし、現場振動実験により得られた固有振動数を確定値として、木造ニールセン橋、斜張橋の不確定な構造特性をパラメータ同定するものである。両橋とも比較的良好な解析結果が得られたので、ここに報告するものである。

2. 対象とした木造歩道橋

本研究で対象とする橋梁は、平成5年に北海道滝川市丸加高原内に建設されたニールセン橋¹⁵⁾(やすらか橋)と斜張橋(すこやか橋)の2橋である(写真—1, 2)。両橋ともべいまつを主材料とする集成材により構成された木造歩道橋である。ニールセン橋は橋長 30m、幅員 1.5 m と比較的規模の小さな木橋であるが、上弦材がアーチ頂部で交差する珍しい構造形式を有している。図—1 にニールセン橋の一般図を示す。アーチ主構には $200 \times 1,000\text{mm}$ の構造用大断面集成材を使用し、吊材には $\phi 25$ のセミハイテン・タイロッド(SS400 材)を片側 12 本、合計 24 本を用いている。さらに、歩道橋の主桁には 3 本の構造用大断面集成材($200 \times 450\text{mm}$)を用い、横桁($150 \times 200\text{mm}$)とは L 形板を介してボルト締めされている。横構には $\phi 24$ のブレース材(セミハイテン・タイロッド)が用いられている。なお、上弦材から斜めに張り出されたセミハイテン・タイロッドは主桁下部に用意された H 形鋼($200 \times 200 \times 8 \times 12\text{mm}$)に固定されている。

一方、斜張橋は橋長 30m、幅員 1.5m とニールセン橋と同規模の木橋である。その一般図を図—2 に示す。吊材としては側径間に $\phi 42$ (4 本)、主径間に $\phi 32$ (8 本)のセミハイテン・タイロッドを用いている。主桁には 3 本の構造用大断面集成材($200 \times 500\text{mm}$)が用いられており、斜張橋タワーにも同様の変断面集成材($500 \times 500\text{mm} \sim 750 \times 750\text{mm}$)が使用されている。タワー頂部から張り出されたセミハイテン・タイロッドは歩道部の床組下部に用意された H 形鋼($200 \times 200 \times 8 \times 12\text{mm}$)に直接定着されている。つまり、床組下部で接合された H 形鋼をセミハイテン・タイロッドで斜吊りした構造形式になっている。さらに、横構には $\phi 27$ のセミハイテン・タイロッドをターンバックル(TB-400)で締め付けることにより剛性を得る構造を採用している。

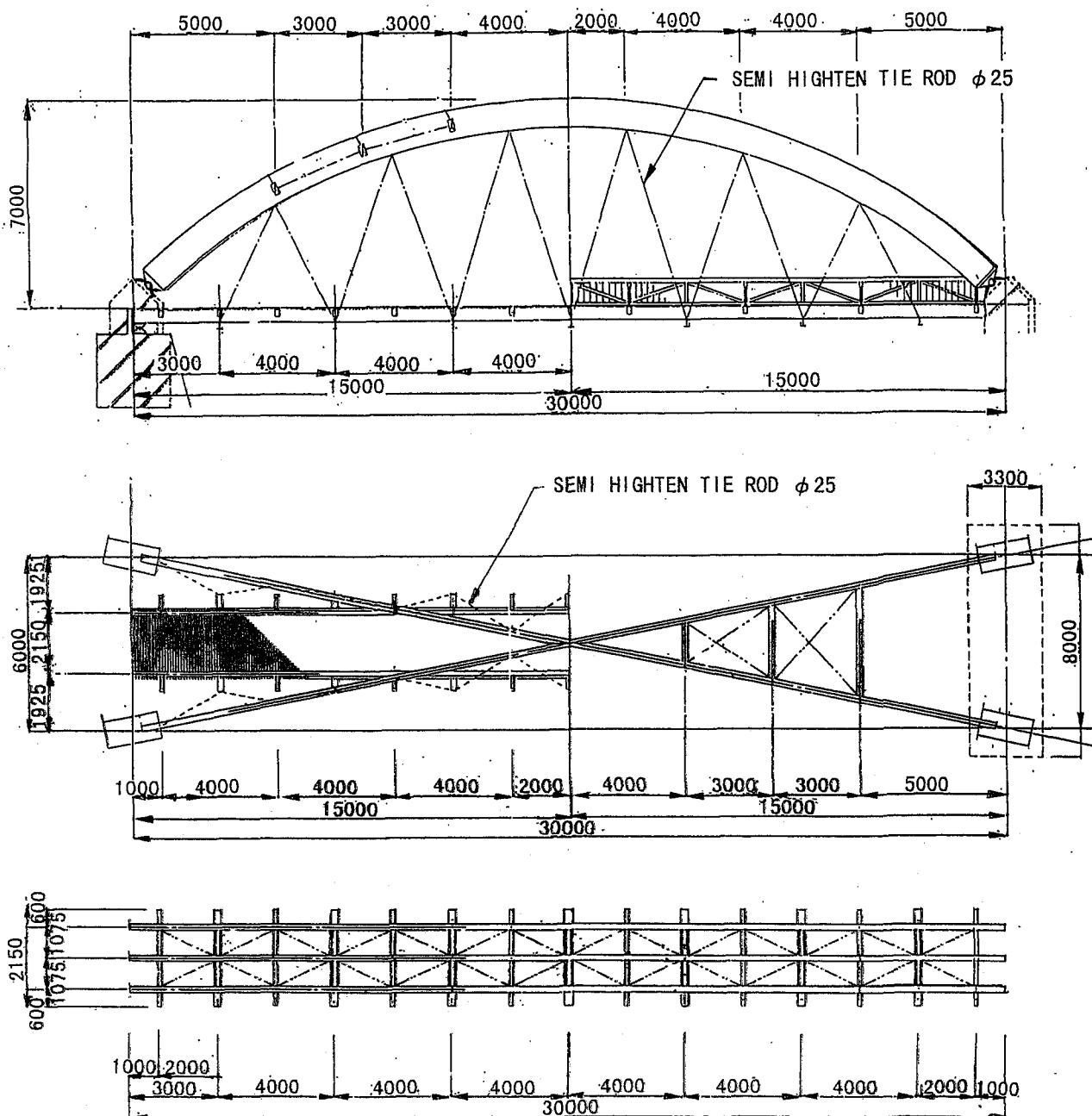


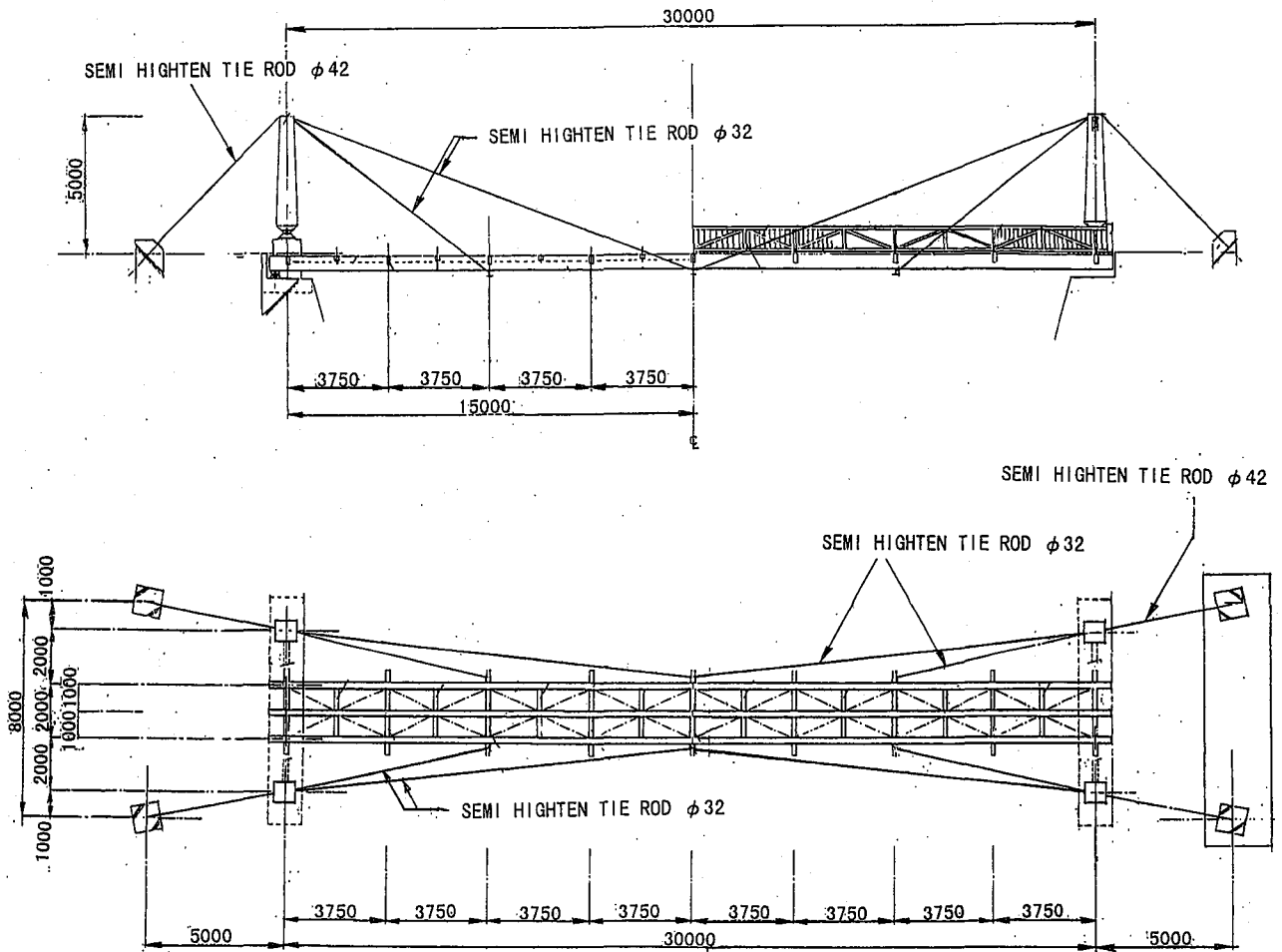
図-1 ニールセン橋（やすらか橋）の一般図（単位：mm）

3. 現場振動実験

歩道橋の固有振動特性（固有振動数、固有振動モード）を把握するために、人力加振による減衰自由振動実験を行った。ニールセン橋および斜張橋ともに3次元的な広がりを持つ橋梁であることから、減衰自由振動実験は鉛直振動と水平振動を対象とすることとした。加速度計の配置と加振位置を図-3に示す。加速度計は支間長を6等分した点（測点1～5）と支間中央の幅員端部（測点6）に配置した。測点6はねじり振動モードとの連成の有無を確認するために配置したものである。加振位置は支間長の1/2点と1/4点とし、それぞれ対称モード

と逆対称モードを得ることを目的として人力加振を実施した。鉛直加振は4名の人間が同時に屈伸あるいはジャンプすることにより実施した。水平加振は4名の人間がピッチ音に合わせて、右・左と交互にジャンプすることにより行い、少なくとも目視により動きが確認できる程度まで励起してから加振を止め、減衰自由振動実験を行った。各加速度計よりその応答値を動ひずみ計で増幅し、AD変換ボードを介してパソコンに直接デジタルデータとして入力することとした。サンプリング周波数は500Hzを用いている。

図-4はニールセン橋の補剛桁支間1/4点で鉛直加振した時の各加速度計の配置箇所において記録された減



図一2 斜張橋（すこやか橋）の一般図（単位：mm）

衰自由振動波形である。測点 2、3、4 において測定された加速度波形をフーリエスペクトル解析した結果を図一5に示す。得られた減衰自由振動波形およびスペクトル曲線は非常に複雑になり、明確に固有振動モードを推定することは極めて困難であることがわかる。

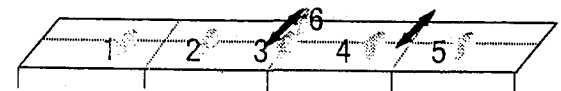
一般的に、ノイズ等を含んだ信号を処理し必要な情報を取り出す手法の一つとして、バンドパスフィルタが有効であることが知られている^{16), 17)}。本研究においてはフーリエ級数に基づいた FIR 型バンドパスフィルタを用いて、複雑な応答加速度波形の中から特定幅の振動数成分を有する波形のみを取り出すこととした。本研究ではフィルタ次数を 600 とし、窓関数としてハニングウィンドウを用いている。

図一5のフーリエスペクトル解析結果より、低次固有振動数では測点 2 および測点 4 において 6.958 Hz が卓越していることがわかる。しかし、支間中央に位置する測点 3 においては 6.958 Hz 近傍に顕著なピークは見あたらぬ。このことより、測点 3 を節とする逆対称固有振動モードが現れていることが推察される。そこで、測点 1~5 の実測加速度応答波形に対して 6.0Hz~8.0Hz の振動数幅でバンドパスフィルタをかけ、6.958 Hz 近傍の

- : 加速度計 (鉛直方向)
 - : 加速度計 (水平方向)
- a) 鉛直加振



- b) 水平加振



図一3 加速度計の配置と加振位置

波形を取り出した結果を図一6に示す。支間中央の測点 3 を節として、支間左側の測点 1、2 と右側の測点 4、5 が逆位相で振動し、さらに測点 1、2 および測点 4、5 がそれぞれ同位相で振動していることがわかる。以上より、鉛直逆対称 1 次モードの固有振動数は 6.958 Hz

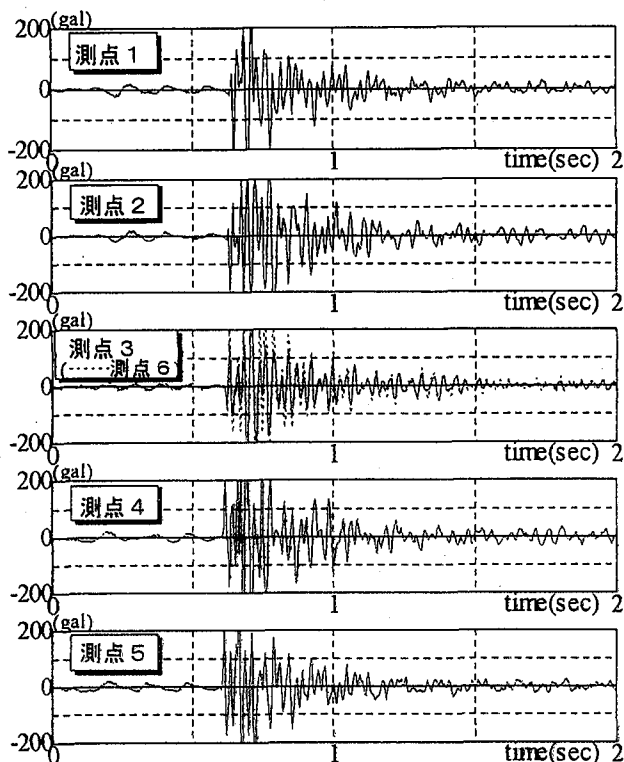


図-4 鉛直加振による減衰自由振動波形
(加振位置：1/4点)

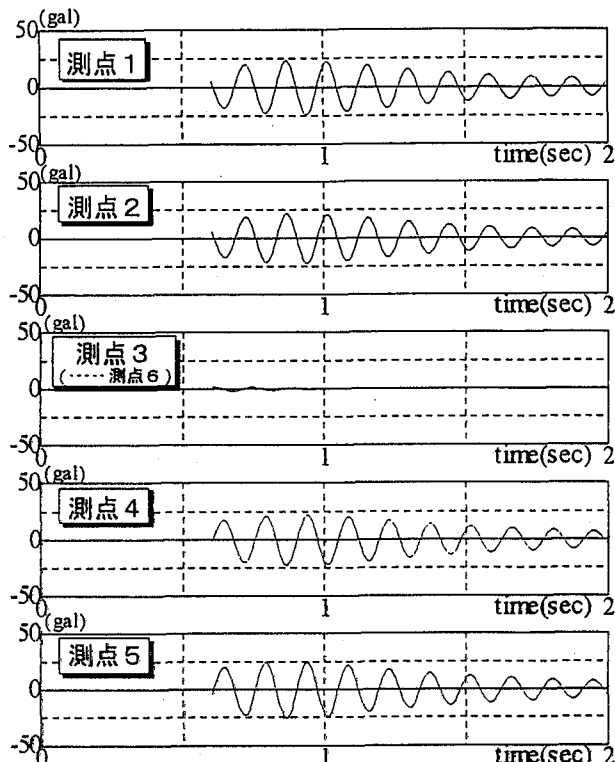


図-6 バンドパスフィルタ処理した加速度波形
(加振位置：1/4点)

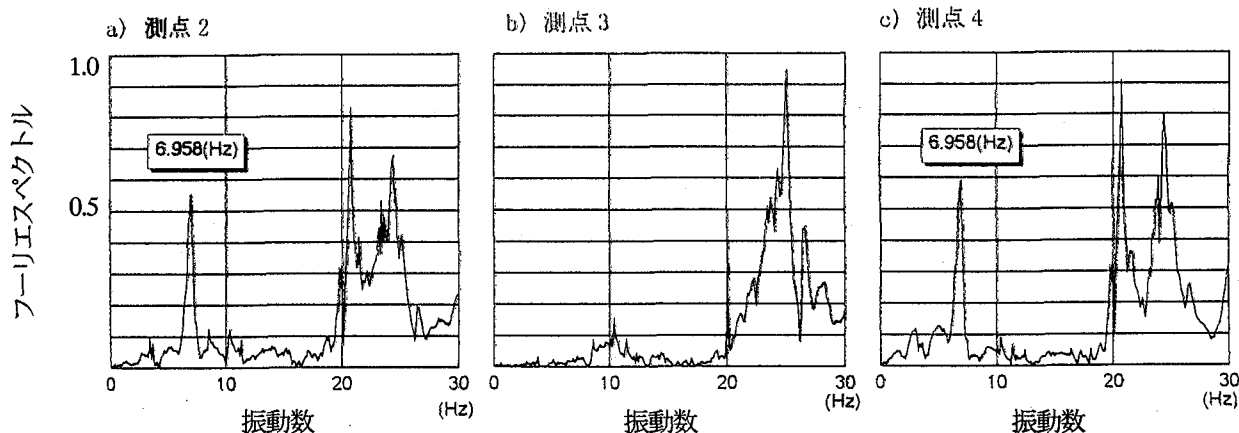


図-5 フーリエスペクトル解析結果

であると考えられる。同様にバンドパスフィルタを適用して、現場振動実験より得られたニールセン橋と斜張橋の固有振動数の値を表-1にまとめて示す。

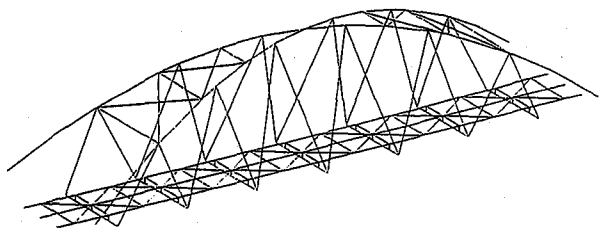
4. 解析モデル

対象とする木造歩道橋はアーチ主構造が3次元的に交差し、かつ斜張橋の吊材のタイロッドが3次元的に傾斜していることから、固有振動解析のための骨組解析モデルは立体骨組構造とした。人力加振による加振力は比較的小さいことから、解析モデルは上部構造のみを対象とする。補剛桁のモデル化に関しては床版や高欄の剛性を含め、質量については補剛桁自身の質量に床版や高欄の質量も考慮することとした。具体的に高欄の剛性評価と

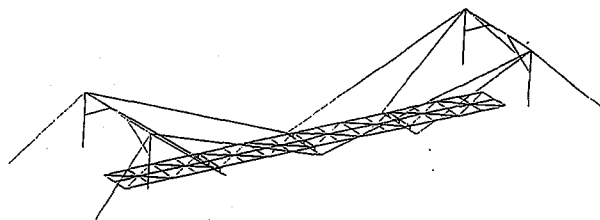
表-1 固有振動数(Hz)の実験結果

振動モード	ニールセン橋	斜張橋
鉛直対称1次	10.132	5.249
鉛直対称2次	14.526	12.939
鉛直対称3次	24.048	23.071
鉛直逆対称1次	6.958	8.545
鉛直逆対称2次	20.752	—
水平対称1次	2.808	3.052
水平逆対称1次	5.859	7.202
水平逆対称2次	12.451	—

(a) ニールセン橋



(b) 斜張橋



図一 7 立体骨組解析モデル

表一 2 ニールセン橋の断面諸元

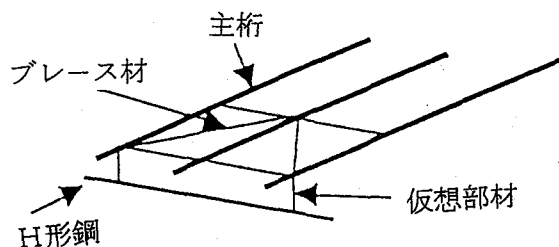
骨組部材	A (m ²)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	J (m ⁴)
アーチ主構	0.2200	0.1833×10^{-1}	0.8873×10^{-3}	0.3046×10^{-2}
主桁	0.0900	0.1519×10^{-2}	0.3000×10^{-3}	8.6058×10^{-4}
横桁	0.0375	1.9531×10^{-4}	7.0312×10^{-5}	1.7786×10^{-4}
仮想部材	1.0000×10^{-3}	1.0000×10^{-3}	1.0000×10^{-3}	1.0000×10^{-3}
H 形鋼	0.5624×10^{-2}	0.6120×10^{-4}	0.9840×10^{-5}	0.2085×10^{-6}
吊材	0.4909×10^{-3}	0.1917×10^{-7}	0.1917×10^{-7}	3.8349×10^{-8}
横構	0.4523×10^{-3}	0.1629×10^{-7}	0.1629×10^{-7}	3.2572×10^{-8}

表一 3 斜張橋の断面諸元

骨組部材	A (m ²)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	J (m ⁴)
タワー	0.3906	1.2716×10^{-2}	1.2716×10^{-2}	2.1454×10^{-2}
主桁	0.1000	2.0833×10^{-2}	3.3333×10^{-4}	0.9976×10^{-3}
横桁	0.0450	0.3750×10^{-3}	0.8437×10^{-4}	2.3155×10^{-4}
仮想部材	1.0000×10^{-3}	1.0000×10^{-3}	1.0000×10^{-3}	1.0000×10^{-3}
H 形鋼	0.6353×10^{-2}	0.4720×10^{-4}	0.1600×10^{-4}	1.1526×10^{-4}
吊材 (側径間)	1.3854×10^{-3}	1.5274×10^{-7}	1.5274×10^{-7}	3.0549×10^{-7}
吊材 (主径間)	0.8043×10^{-3}	0.5147×10^{-7}	0.5147×10^{-7}	0.1029×10^{-8}
横構	0.5726×10^{-3}	2.6087×10^{-8}	2.6087×10^{-8}	5.2174×10^{-8}

しては、その断面積の 50% を有効として補剛桁の曲げ剛性に付加することを考えた。また、床版の水平方向の曲げ剛性は床版のせん断変形を考慮し、その変形量が等価となる断面積を考えて、補剛桁の剛性に加算することとした。アーチ主構支持部およびタワー基部には鋼製ヒンジ支承が設置されており、境界条件としては部材軸の面内方向に単純支持、面外方向に固定支持として取り扱うこととする。また、ねじり変形に対しては固定支持とする。さらに、補剛桁の両端部には鋼製ヒンジ支承が使用されており、同様の境界条件として取り扱う。

構造用大断面集成材の弾性係数は、木質構造設計基準・同解説⁵⁾より $1.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ とする。大きな断面を有する構造用大断面集成材は接着剤の発達とともに品質管理が十分行われており、その弾性係数のばらつきは比較的小さいものと考えられ、ここでは確定値として取り扱うこととする。図一 7 にニールセン橋と斜張橋の立体骨組モデルを示すとともに、固有振動解析に必要な断面諸元をそれぞれ表一 2、表一 3 に示す。表中の記号



図一 8 床組の骨組モデルと仮想部材

A は断面積、I_y と I_z はそれぞれ y 軸と z 軸まわりの断面 2 次モーメント、J はねじり定数である。なお、ニールセン橋の節点数は 115、部材数は 221、斜張橋の節点数は 86、部材数は 165 とした。また、補剛桁 (主桁) の下部に H 型鋼が直接連結されていることから、それぞれの部材軸の幾何学的なずれを考慮するために、図一 8 に示す仮想部材を挿入することとした。

ニールセン橋は交差する上弦材からセミハイテン・タイロッドを張り出し、H 形鋼を介して補剛桁・床組を吊

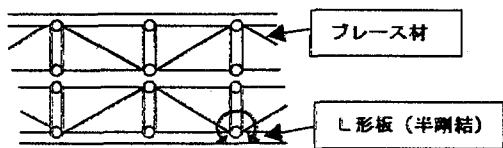


図-9 プレース材とL形板

り上げる構造である。同じく、斜張橋はタワー頂部から張り出したセミハイテン・タイロッドをH形鋼に定着させて、補剛桁・床組を斜吊りする構造形式である。従来、斜張橋で用いられるケーブルは内部応力が高い状態で使用するため、ケーブル架設時に必ず張力管理されている。しかし、本橋は公園内に架設された木造歩道橋であり、補剛桁・床組の重量も比較的軽いことから架設時にセミハイテン・タイロッドの張力管理は行われていない。セミハイテン・タイロッドはターンバックルを用いて人為的に締め付けられており、吊材としてはやや弛緩した状態になっている。したがって、斜めに張り渡された吊材（ケーブル部材）は自重によりサグを生じ、かつ部材内部に発生する引張応力はかなり低いものと考えられる。サグのあるケーブルのヤング係数はケーブル張力に応じて見かけ上ヤング係数が低下することが知られている^{18), 19)}。サグのあるケーブルの等価ヤング係数 Ee は次式によって与えられる。

$$Ee = \frac{E_0}{1 + \frac{\gamma^2 L^2}{12 \sigma^3} E_0} \quad (1)$$

ここで、 E_0 は直線ケーブルのヤング係数、 γ はケーブルの単位体積あたりの重量、 L はケーブルの水平投影長、 σ はケーブルの引張応力である。これよりケーブルの水平投影長 L が長くなるほど、またケーブルの引張応力 σ が小さいほどヤング係数の低下が大きいことがわかる。したがって、吊材（ケーブル部材）を直線部材（軸力部材）として取り扱う場合には伸び剛性が低下することになる。

主桁と横桁との接合部はL形板を継手として、ボルトで締め付けた状態となっている。本研究では主桁と横桁との接合部は部材端部に作用する水平面内方向の曲げモーメントに対して線形な回転ばねにモデル化し、半剛結（semi-rigid connection）として定式化することにする^{11), 20)}。半剛結はヒンジ結合と剛結合との中間的な結合状態を表す。その剛結度は剛度比パラメータによって表され、剛度比が0.0でヒンジ結合、剛度比1.0で剛結合に対応している。また、床組の横構にはセミハイテン・タイロッドとターンバックルからなるプレース材が使用されている。吊材のセミハイテン・タイロッドと同様に、この横構のプレース材も張力管理がなされていない。そこで、固有振動解析では横構を直線部材（軸力部材）と

して取り扱い、伸び剛性の低下を考慮することとする。床組の解析モデルを図-9に示す。

5. GAによるパラメータ同定

最近、遺伝的アルゴリズム（GA）は組合わせ最適化問題の解析手法として、種々の工学分野で注目されている。GAは自然界における生物の遺伝・進化の過程を繁殖・淘汰、遺伝子の交叉、および突然変異等のプロセスを簡単な数理モデルに置き換え、それを最適化手法として用いようとするものである。また、GAは得られた解の評価が可能であれば最適解を求めることができ、従来の最適化手法のように連続関数の微係数を求める、あるいは感度解析をする必要がないのが特徴の一つである。工学的問題には最適解が必ずしも明確ではないが、評価は可能であるという問題は多数存在する。数多くの離散値を有する組合わせ最適化問題にGAを適用することは非常に有効であると考えられている^{12)~14)}。

一般的に、木橋はその特有な性質として材料的および構造的に不確定な要素を有している。これらの不確定な性質は木橋の固有振動性状や動的応答特性に大きな影響を与える。本研究で対象とするニールセン橋と斜張橋には、吊材として用いるセミハイテン・タイロッドの伸び剛性、横構として用いるプレース材のヤング係数、および主桁と横桁の接合部（半剛結）に不確定な部分を有している。そこで、本研究は木橋特有の材料的・構造的な不確定な部分に着目し、GAによる木橋のパラメータ同定を試みるものである。具体的には、現場振動実験により得られたニールセン橋と斜張橋の固有振動数を確定値とし、木橋の不確定な部分を離散的パラメータとして取り扱いGAによる数値計算を行う。

GAの適用方法に関しては、交叉率60%、突然変異率10%、初期集団個体数を40個体とした単純GAを用いている。本研究において交叉率はやや低めであるが、突然変異率を少し高めに設定することで数値計算の初期段階における収束性の向上と局所解に陥る危険性のある程度防止することを考えた。このことを確認するために数種類の初期集団の遺伝子列の組み合わせによる予備計算を行い、設定値の妥当性を検討している。設計変数としては、吊材および横構に用いたタイロッドの伸び剛性の低減率、主桁と横構の接合部における剛度比を離散値パラメータとして取り扱い、それぞれ3ビットの遺伝子列によってコード化し構造同定を行うこととした。各設計変数とその離散値を表-4に示す。ここで、斜張橋の側径間と主径間におけるセミハイテン・タイロッドの径が異なることから、設計変数としてはそれぞれ独立したパラメータとして取り扱うこととした。

GAの適用に際しては目的関数の設定が重要となる。本研究では木造歩道橋の固有振動数の実験値と解析値との残差が最小となる、以下に示す目的関数（OBJ）を用いて適応度を評価することとした。

表一4 設計変数とパラメータ離散値

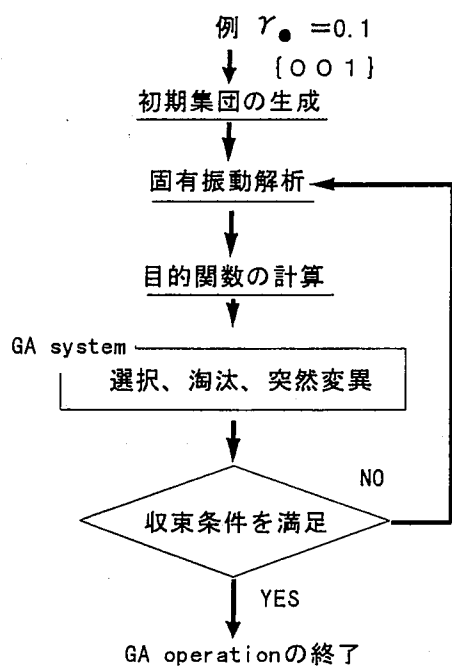
a) ニールセン橋

yr1 (吊材)	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.7,0.9,1.0
yr2 (横構)	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.7,0.9,1.0
gm (横桁剛度比)	0.0,0.1,0.2,0.3,0.5,0.7,0.9,1.0

b) 斜張橋

yr1 (吊材:側径間側)	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.7,0.9,1.0
yr2 (吊材:主径間側)	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.7,0.9,1.0
yr3 (横構)	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.7,0.9,1.0
gm (横桁剛度比)	0.0,0.1,0.2,0.3,0.5,0.7,0.9,1.0

パラメータの読み込み (コード化)



図一10 単純GAによる解析の流れ図

$$OBJ = \sum_{i=1}^3 \left| 1 - \omega_{vi} / \omega_{vi}^* \right| + \sum_{i=1}^2 \left| 1 - \omega_{hi} / \omega_{hi}^* \right| \quad (2)$$

ここで、 ω^* は現場振動実験により得られた木橋の固有円振動数(確定値)であり、 ω はGAにともなう固有振動解析によって得られる固有円振動数(解析値)である。なお、添字 vi は鉛直曲げ1次、2次、3次固有振動モードを表し、添字 hi は水平曲げ1次、2次固有振動モードを示している。収束判定の方法としては、ある世代における最良線列がその個体数の1割となったところで収束したものと判断した。本研究におけるGAの解析処理手順と固有振動解析との関係を図一10に示す。

以上のようなGAによる数値計算を行ったところ、ニールセン橋と斜張橋のパラメータの同定値はそれぞれ表

	mode shape	実験値 (Hz)	解析値 (Hz)
v 1		6.958	6.771
v 2		10.132	11.863
v 3		14.526	13.141
h 1		2.808	2.975
h 2		5.859	5.902

図一11 固有振動モードと固有振動数 (ニールセン橋)

	mode shape	実験値 (Hz)	解析値 (Hz)
v 1		5.249	5.323
v 2		8.545	8.381
v 3		12.939	11.119
h 1		3.052	3.053
h 2		7.202	6.309

図一12 固有振動モードと固有振動数 (斜張橋)

一5(a)、(b)のように得られた。逆に、これらのパラメータの値を用いたニールセン橋と斜張橋の固有振動解析した結果をそれぞれ図一11、12に示す。図中の記号 $v1$ 、 $v2$ 、 $v3$ は鉛直曲げ1次、2次、3次モードを、 $h1$ と $h2$ は水平曲げ1次、2次モードを意味している。ニールセン橋、斜張橋ともに比較的实验値に近い解析結果が得られたものと考えられる。斜張橋の鉛直曲げ1次固有振動モードは対称モードであるが、ニールセン橋の鉛直曲げ1次固有振動モードはアーチ橋特有の逆対称モード

表—5 パラメータの同定値

a) ニールセン橋

yr1 (吊材)	0.1
yr2 (横構)	0.1
gm (横桁剛度比)	0.1

b) 斜張橋

yr1 (吊材:側径間側)	0.4
yr2 (吊材:主径間側)	0.4
yr3 (横構)	0.1
gm (横桁剛度比)	0.2

であることが確認できる。

表—5 のパラメータの同定結果より、吊材に用いられているタイロッドの伸び剛性の低減率は、ニールセン橋では 0.1、斜張橋では側径間、主径間ともに 0.4 となった。斜張橋のタイロッドはニールセン橋のタイロッドに比べて内部応力がやや高いことから、この同定結果は妥当なものと思われる。したがって、セミハイテン・タイロッドの内部応力の違いにより伸び剛性を低減する方法は有効であると考えられる。また、床組の横構として用いられているブレース材のヤング係数の低減率はニールセン橋、斜張橋ともに 0.1 となった。横構に用いられているブレース材はほとんど張力管理がされておらず、その内部応力が低いことから、吊材のタイロッドと同様に伸び剛性を低減するモデル化は妥当なものであると考えられる。さらに、主桁と横桁との接合部における剛度比は、ニールセン橋では 0.1、斜張橋では 0.2 となった。両橋ともに剛結合というよりはむしろヒンジ結合に近い半剛結合状態にあることがわかる。つまり、主桁と横桁との接合は L 形板を用いてボルト締めされており、横桁の両端部における水平曲げ回転は完全な自由というよりは、やや回転を拘束する接合状態にあるものと考えられる。

6. あとがき

本研究は GA を用いて構造形式が異なる 2 つの木造歩道橋の固有振動特性に影響を与える吊材としてのセミハイテン・タイロッド、床組の横構としてのブレース材、および主桁と横桁との接合部に関する構造同定を行ったものである。GA によりパラメータ同定した値を用いて固有振動解析した結果は固有振動数および固有振動モードともに実験結果に近いことが確認できた。本論文により得られた結果をまとめると以下ようになる。

人力加振法による減衰自由振動実験により、鉛直および水平曲げ固有振動数と固有振動モードを求めることができた。ニールセン橋においてはアーチ橋特有の逆対称モードが鉛直曲げ 1 次固有振動モードとして現れることを確認した。固有振動モードの判定は、減衰自由振動実

験により得られた応答加速度波形をフーリエスペクトル解析し、FIR 型バンドパスフィルタを用いることにより行った。低次モードから比較的高次モードまで固有振動モードを確認することができることから、固有振動モードの判定にはバンドパスフィルタによる波形処理が有用であると考えられる。

吊材として用いられるセミハイテン・タイロッドおよび床組の横構として用いられるブレース材などの比較的内部応力が低い部材を直線部材（軸力部材）としてモデル化する場合には、その内部応力の差違によって伸び剛性を低減する方法は有効と考えられる。また、主桁と横桁との接合部は剛結合というよりはヒンジ結合に近い半剛結合状態にあり、横桁の両端部における水平曲げ回転をやや拘束する接合状態にあることがわかった。

GA を用いてパラメータ同定した値より数値計算した解析結果は、振動実験結果をほぼ再現することができた。したがって、本研究で検討したようにセミハイテン・タイロッドやブレース材の伸び剛性の低減率、主桁と横桁との剛度比を離散的パラメータとして取り扱う最適化問題に GA の適用は極めて有効な方法であると思われる。

最後に、現場振動実験に協力をいただいた滝川市農業構造改善対策室江上充明氏、北海道大学大学院及川昭夫技官に謝意を表します。また、GA による解析プログラムの提供と貴重なる意見をいただいた北海学園大学大学院工学研究科杉本博之教授に深謝します。

参考文献

- 1) 田中信治・加藤雅史：設計時における歩道橋の振動使用性照査法，土木学会論文集，No.471，I-24，pp.77-84，1993.
- 2) 田中信治・加藤雅史・鈴木森晶：支間 40m を超える歩道橋の実振動特性，構造工学論文集，Vol.38A，pp.773-780，1992.
- 3) 三品吉彦・薄木征三・本田秀行：木道路橋の現状と振動実験データから見た構造特性，土木学会第 52 回年次学術講演会概要集，I-B，pp.486-487，1997.
- 4) 林野庁監修：近代木橋の時代，林道の新しい可能性を求めて，龍源社，1995.
- 5) 日本建築学会：木質構造設計基準・同解説，技報堂，1996.
- 6) 日本住宅・木材技術センター：木橋設計施工の手引—木橋づくり新時代—，ぎょうせい，1995.
- 7) DIN 1052：Structural Use of Timber-Design and Construction，1988.
- 8) BS 5268：Structural Use of Timber-Code of Practice for Permissible Stress Design，Materials and Workmanship，1991.
- 9) 藤野陽三（他 8 名）：集成材を補剛桁に用いた斜張橋（用倉大橋）の振動実験，橋梁，Vol.29，No.6，pp.19-21，1993.

- 10) 出戸秀明・五郎丸英博・岩崎正二・宮本裕・土田貴之：集成材を用いたアーチ形式歩道橋の振動実測と解析，構造工学論文集，Vol.40A，pp.1321-1330，1994.
- 11) 林川俊郎・須志田健・小幡卓司・佐藤浩一：GAを用いた木造アーチ形式歩道橋の構造同定に関する研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1211-1218，1998.
- 12) 杉本博之・鹿汴麗・山本洋敬：離散的構造最適設計のためのGAの信頼性向上に関する研究，土木学会論文集，No. 471 / I-24，pp.67-76，1993.
- 13) 鹿汴麗・杉本博之：GAにおけるパラメータの効果に関する研究，構造工学論文集，Vol. 41A，pp.619-626，1995.
- 14) 須藤敦史・星谷勝・宮沢和樹：遺伝的要素を考慮したインポートランス・サンプリングによる離散型変数を有するシステムの最適化，土木学会論文集，No. 519 / I-32，pp.223-232，1995.
- 15) 江上充明：滝川市の峡谷木造歩道橋「やすらか橋」の計画・施工，橋梁，pp.40-44，1994.
- 16) 中村尚五：ビギナーズデジタルフィルタ，東京電機大学出版局，1995.
- 17) 小幡卓司・亀井与志・伊藤公彦・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の実態調査に基づいた応答特性と歩行外力の同定について，橋梁振動コロキウム '97 論文集，pp.293-299，1997.
- 18) 土木学会：鋼斜張橋—技術とその変遷—，鋼構造シリーズ5，1990.
- 19) 長井正嗣・井澤衛・中村宏：斜張橋の基本計画設計法，森北出版，1997.
- 20) Monforton, G. R. and Wu, T. S. : Matrix Analysis of Semi-Rigidly Connected Frames, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST6, Dec., pp.13-42, 1963.
(1998年9月18日 受付)