

## 斜張橋鋼製タワーの骨組形状が 地震時応答性状に与える影響に関する基礎的研究

EFFECT OF FRAMEWORKS ON DYNAMIC BEHAVIOR OF STEEL TOWERS  
OF CABLE-STAYED BRIDGE UNDER GREAT EARTHQUAKE GROUND MOTIONS

シエハタ エルラヘーム\* 林川 俊郎\*\* 佐藤 浩一\*\*\*

Shehata E. Abd El-Raheem, Toshiro HAYASHIKAWA and Koichi SATO

- \* 工修 北海道大学大学院博士後期課程 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北13条西9丁目)  
 \*\* 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9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9丁目)

Nonlinear behavior of steel towers of cable-stayed bridge subjected to three-dimensional great earthquake ground motions is studied. Nonlinearities due to geometry changes and material sources of bridge tower elements are considered, and a tangent stiffness iterative procedure is used in the dynamic analysis to obtain the nonlinear seismic response. Numerical examples for three different tower shapes (A-type, H-type and portal frame-type models) are presented. The effects of frameworks of steel towers and design parameters of the cable on the dynamic behavior of cable-stayed bridges are investigated. It is shown that the seismic performance of steel towers with isolation device can be obtained to reduce the reaction forces at the tower basements. The adoption of isolation systems can accomplish a significant reduction in seismic-induced forces, as compared to the case without tower isolation device.

**Keywords :** steel towers, nonlinear analysis, cable-stayed bridges, tower isolation device  
 キーワード : 鋼製タワー, 非線形解析, 斜張橋, 塔頂デバイス

### 1. まえがき

1995年1月に発生した兵庫県南部地震は、橋梁構造物に甚大な被害を与えた。これに対して、道路橋耐震設計法の再検討が余儀なくされ、道路橋示方書・耐震設計編の改訂が平成8年12月になされた<sup>1)</sup>。現在においても、中小規模の高架橋を中心として保有水平耐力照査法・動的解析法の再考がなされており、そのための研究が各方面で精力的に進められている<sup>2-4)</sup>。

一方、斜張橋は補剛桁、ケーブル、塔から構成されており、その支間長が増大するにつれて非常に複雑な振動系を呈することになる。大規模地震動に対する斜張橋の非線形挙動を正確に把握し、耐震性能を向上させることが必要とされている。

斜張橋の補剛桁の支持方式としては、橋軸方向にはすべての橋脚上で水平反力分散支承、免震支承あるいは可動のオールフリー形式を採用することにより、長

周期化が図られ主塔に作用する慣性力を低減することが可能と考えられる。しかし、橋軸直角方向においては固定支承が多用され、たとえ弾性支承を用いたとしても橋軸直角方向の長周期化は難しく、大規模地震動に対する主塔の設計が困難となる状況もあり得る。斜張橋の鋼製タワー基部が塑性化することにより、塔頂では大きな残留変位が生じ、さらに、ケーブル張力が弛緩することにより斜張橋の使用性に問題が生じることも予想される。

兵庫県南部地震以降、鋼製橋脚の耐震性能に関する研究は数多くなされているが<sup>3)</sup>、鋼斜張橋に関する研究は比較的数少ない。その中で、大塚ら<sup>5)</sup>は3径間連続鋼斜張橋(荒津大橋)を対象として橋脚の非線形性を考慮した地震応答解析を実施し、その解析モデルの影響と既存解析プログラムの性能比較を行っている。吉澤・川神<sup>6)</sup>は2径間連続鋼斜張橋を対象として、材料非線形および幾何学的非線形を考慮した動的

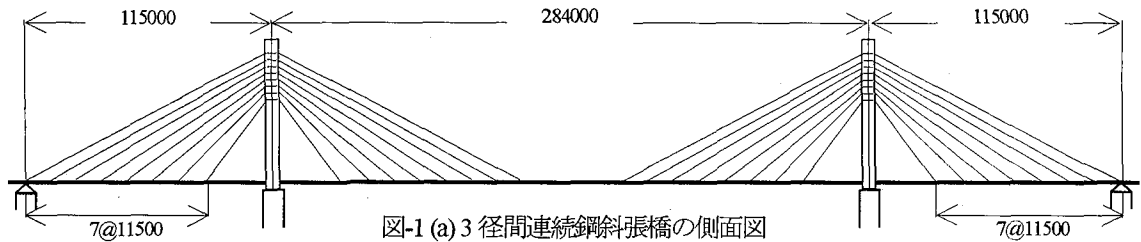


図-1 (a) 3 径間連続鋼斜張橋の側面図

応答解析を行っている。その結果、部材の材料非線形を考慮しても上部構造の応答加速度の低減はあまり期待できないこと、また、主塔の橋軸直角方向の応答変位は大きく、幾何学的非線形の影響を無視できないことを指摘している。石崎ら<sup>7)</sup>は兵庫県南部地震による東神戸大橋（橋長 885m のダブルデッキ斜張橋）の損傷状況について調査し、同橋の地震時挙動と被災メカニズムについて検討している。しかし、水平 2 方向および上下方向の 3 成分を有する大規模地震動に対する鋼斜張橋タワーの動的な非線形応答性状を定性的に評価した研究はまだ数少ないと思われる。

そこで、本研究は 3 成分大規模地震動を受ける鋼斜張橋タワーの非線形応答性状を把握し、耐震性の向上を目指した解析的検討を行うこととする。具体的には鋼斜張橋タワーを立体骨組構造にモデル化し、その骨組形状の差異が動的な非線形応答特性に及ぼす影響について考察する。斜張橋のタワー形状としては、A 型、H 型、門型タワーモデルの 3 通りについて検討する。材料および幾何学的非線形性を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析を採用し、入力地震動は兵庫県南部地震 JR 鷹取駅記録の 3 成分加速度波形を用いる。ケーブルの剛性やタワー形状の変化が鋼斜張橋タワーの動的応答性状に与える影響をパラメータ解析により把握し、定性的な動的な非線形挙動について考察する。さらに、鋼製タワーに作用する地震力を軽減する対策の一つとして、鉛直方向に対する変形のみ許す装置を塔頂部に設置することを提案し、その軽減効果について比較検討する。

## 2. 対象とした鋼斜張橋と解析モデル

本研究で対象とした橋梁は、北海道内のトラス橋の架け換え工事として、現在架設されている 3 径間連続鋼斜張橋を取り上げる。斜張橋の主径間支間長は図-1(a)に示すように 284m、側径間は 115m、全長 514m である。塔は A 型タワー（予備設計時）であり、図-1(b)に示すように直接橋脚に固定されている。また、補剛桁は鋼製箱形断面であり、補剛桁の中央部に水平反力支承および両側に鉛直反力支承が 2 個設置され

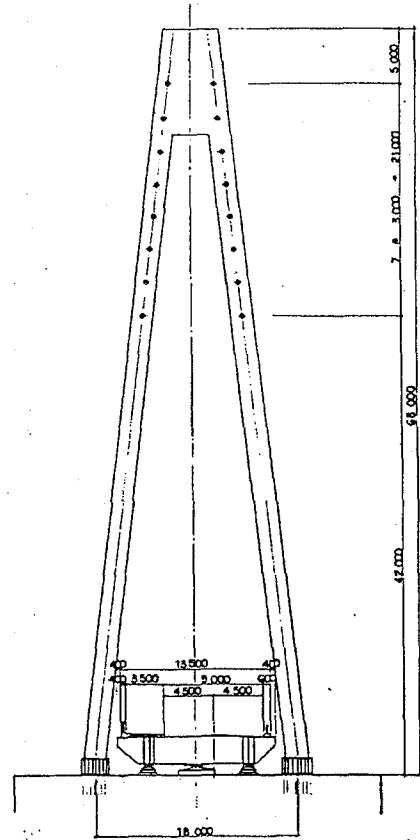


図-1 (b) タワー形状

ている。

本研究は鋼斜張橋タワーの骨組形状が地震時応答性状に与える影響に着目して非線形時刻歴応答解析を行うこととしているため、斜張橋全体構造系から主塔のみを取り出し、図-2 に示すような立体骨組構造にモデル化することを考える。一般的に主塔には補剛桁による慣性力が作用すると考えられるが、ここでは図-1(b)に示すように、補剛桁が支承により直接橋脚に支持されていることから、この影響は小さいものと考えられる。新岩見沢大橋の実施設計で算出されたタワー形状寸法と断面諸元を参考値として、本研究における解析モデルの基本寸法は、タワーの高さ 60m、タワー基部の塔柱間隔 18m とし、タワー基部は固定とした。

斜張橋の補剛桁の重量、ケーブルの剛性の影響を

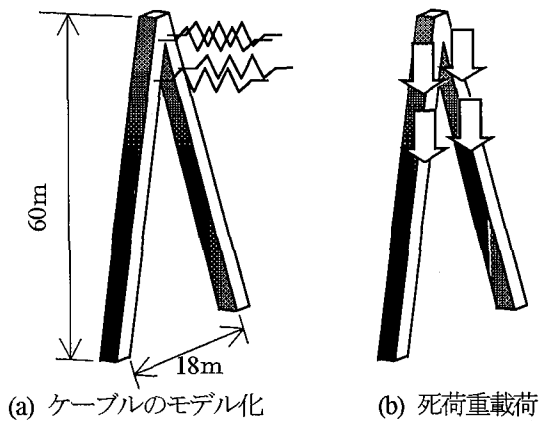


図-2 A型タワー

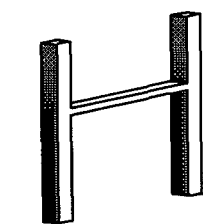


図-3 H型タワー

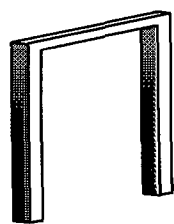


図-4 門型タワー

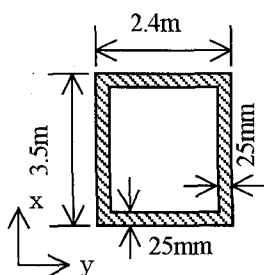


図-5 タワーの横断面

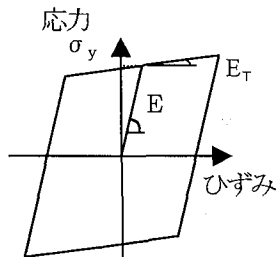


図-6 応力-ひずみ関係

考慮するため、図-2(a)のように水平ばね要素でケーブルをモデル化し、図-2(b)のようにケーブル定着部に補剛桁の自重を鉛直下向きに作用させた。ケーブルは両側合計8本とし、ばね定数はケーブルの断面積、ケーブルの応力、サグのある場合のErnstの等価ヤング係数などを考慮して概算した<sup>8)</sup>。死荷重は全長514mとした斜張橋から算定し、荷重2.5MNをケーブル定着部8ヶ所に作用させた。動的解析においてはケーブル1本あたりのばね定数として30MN/mを基準としている。

また、斜張橋のタワー形状としては図-2に示すA型タワーの他に、図-3、4に示すようなH型タワーおよび門型タワーについて検討する。H型タワーの水平梁は塔基部よりも40mの位置に、門型タワーの水平梁は塔頂部にあるものとする。当然のことながら、各タワー形状が異なれば実施設計において塔の断面寸法が異なるものと考えられる。しかし、本研究では鋼斜張橋タワーの骨組形状が地震時応答性状に与える影

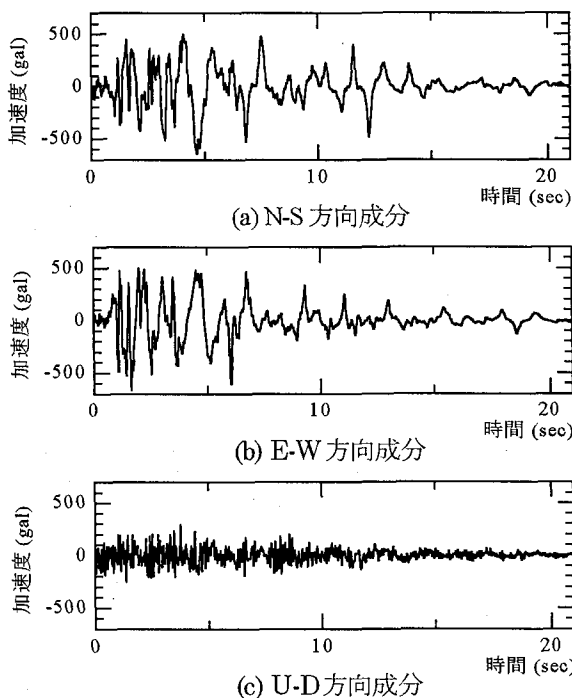


図-7 入力地震加速度波形




響に着目し、その基礎的な応答特性を調べることにしていることから、ケーブルのばね定数、タワーの高さ・幅、断面等は比較のためA型タワーと同じ構造諸元を用いる。タワーおよび水平梁の断面は図-5に示すような3.5×2.4m、板厚25mmの長方形断面とし、タワーの基部から頂部まで平均化された等断面とする。

### 3. 解析方法

ここで採用した弾塑性有限変位動的応答解析法は、鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮したはり柱要素の有限要素法(変位法)とNewmark  $\beta$ 法( $\beta=0.25$ )および修正Newton-Raphson法を併用した方法である。ここで、部材の面内と面外曲げ変形については材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した接線剛性マトリックスを用い、ねじり変形は線形であるとした立体骨組構造としての時刻歴応答解析を行った<sup>9), 10)</sup>。弾塑性有限変位解析に際しては、鋼材の応力-ひずみ関係を図-6のようにバイリニア型にモデル化し、降伏応力度を235MN/m<sup>2</sup>、弾性係数を200GN/m<sup>2</sup>、塑性域のひずみ硬化を0.01とする。構造減衰としては質量比例型を仮定し、1次の固有振動モードに対する減衰定数 $h=5\%$ を基準とした。

動的解析に用いた立体骨組モデルは1要素あたりの節点数2のはり柱要素より構成され、鋼製タワーの要素分割数は36とした。このはり柱要素の断面方向の塑性化については、断面分割されたファイバー要

表-1 基本固有周期(sec)の解析結果

mode			
H1	1.0355	1.2535	1.7832
L1	0.3229	0.3228	0.3719
T1	0.3023	0.2868	0.2895

素で表現する。断面の降伏はせん断応力による影響は小さいものとして、部材軸方向の応力とひずみで評価する。さらに、面内および面外の2軸曲げモーメントと軸力との相関関係は断面を2次的にファイバー要素分割することにより考慮する。また、入力地震波は兵庫県南部地震 JR 鷹取駅記録の3成分加速度波形を用い、橋軸方向に N-S 成分、橋軸直角方向に E-W 成分、鉛直方向に U-D 成分として時刻歴応答解析を行った。入力地震加速度波形を図-7 に示す。

#### 4. 数値解析結果

##### 4.1 基本応答性状

本研究は、鋼斜張橋タワーの動的非線形挙動を定性的な観点から明らかにすることとしているため、対象とした解析モデルの基本的な固有周期および動的応答性状について以下に示す。

##### (1) 基本固有周期

地震応答解析に先立って、各タワーモデルの立体固有振動解析を行った。計算された各タワーモデルの基本固有振動モードに関する固有周期の値を表-1 にまとめて示す。表中の記号 H1, L1 および T1 はそれぞれ橋軸直角方向、橋軸方向およびねじり振動に対する1次固有振動モードを意味している。橋軸方向の1次固有周期(L1)はケーブルによるばね効果により、橋軸直角方向の1次固有周期(H1)よりも小さい値となっている。門型タワーの固有周期は A 型タワー、H 型タワーに比較して両方向とも大きくなる傾向にある。これは質量の大きい水平梁が塔頂部に位置することにより、長周期化したものと考えられる。ねじり1次固有周期はいずれのタワーモデルにおいても、ほぼ同じ値となることからわかる。

##### (2) タワー頂部の応答変位の軌跡

弾塑性有限変位時刻歴応答解析により得られた各タワーモデルの塔頂中央部における水平2方向の応答変位の軌跡を図-8 に示す。ただし、H 型タワーモデルは左側塔頂部に着目した場合である。縦軸は橋軸直角方向(y軸方向)変位、横軸は橋軸方向(x軸方向)変位である。A 型タワーは固有振動解析結果からも理解できるように、橋軸方向に比べて橋軸直角方向の応答変位が大きく現れている。これはケーブルがタワー

の橋軸方向の変形を拘束しているためである。H 型タワーは橋軸方向変位が小さく、橋軸直角方向変位は A 型タワーよりも大きいことがわかる。これは水平梁より上の鉛直骨組部材が、水平梁を節とした橋軸直角方向2次の固有振動モードが卓越することにより、大きな水平変位が生じたものと考えられる。さらに、門型タワーの応答変位は橋軸、橋軸直角方向ともにもっとも大きな値を示している。特に、橋軸直角方向変位が大きくなるのは、基本固有周期の長いタワーの面内曲げ振動(y-z平面)によるものと考えられる。橋軸方向の応答変位が A 型タワーや H 型タワーに比較してやや大きくなる原因としては、水平梁が塔頂に位置することから、ねじり振動が影響しているものと考えられる。A 型タワーの応答変位が各タワーモデルの中でもっとも小さいことがわかる。

##### (3) 塔基部の曲げモーメントと曲率関係

橋軸直角方向における塔基部の曲げモーメント M と曲率  $\phi$  との関係を図-9 に示す。図-9(a)に示す A 型タワーの M- $\phi$  関係は弾性領域を越えてわずかに塑性化しているものの、他のタワーモデルに比較してもっとも履歴応答が小さい。H 型タワーの M- $\phi$  関係は、塔の面内曲げ振動によりもっとも大きな履歴ループを描いている。これは H 型タワーの面内曲げ基本固有周期(1.2535sec)が入力地震波のフーリエスペクトル解析により得られた卓越周期(1.205sec)に非常に近いことから、大きな慣性力が H 型タワーに作用したためと考えられる。図-9(c)に示す門型タワーの M- $\phi$  関係は H 型タワーに比べてやや小さな履歴ループとなっていることがわかる。水平梁の位置によって、得られる塔基部の M- $\phi$  関係が異なることが理解できる。検討対象とした地震動については、各タワーモデルの中で A 型タワーの損傷がもっとも小さいものと考えられる。

##### (4) 塔基部の軸力

次に、塔基部に発生する軸力に着目し、各タワーモデルの応答性状について比較検討する。図-10 は左右の塔基部固定端に発生する軸力の軌跡を示す。縦軸はタワーの右側に生じる軸力、横軸は左側に生じる軸力を表している。タワーにはケーブルを介して左右ともに 10MN の自重が作用している。計算された軸力の軌跡は軸圧縮力 10MN を中心にしてほぼ対称な形で得られており、左右の塔基部には同等の軸力が発生しているものと考えられる。図-10(a)に示す A 型タワーはもっとも大きな軸力が発生しており、その最大軸圧縮力はおおよそ 28MN にも達している。一方、最大圧縮力が発生する反対側の塔基部では負反力(引張力)が生じ、その最大値は約 8MN である。このことはアンカーボルトの引き抜き現象が懸念され、タワー基部の安全性が問題となり得る。H 型タワーは A

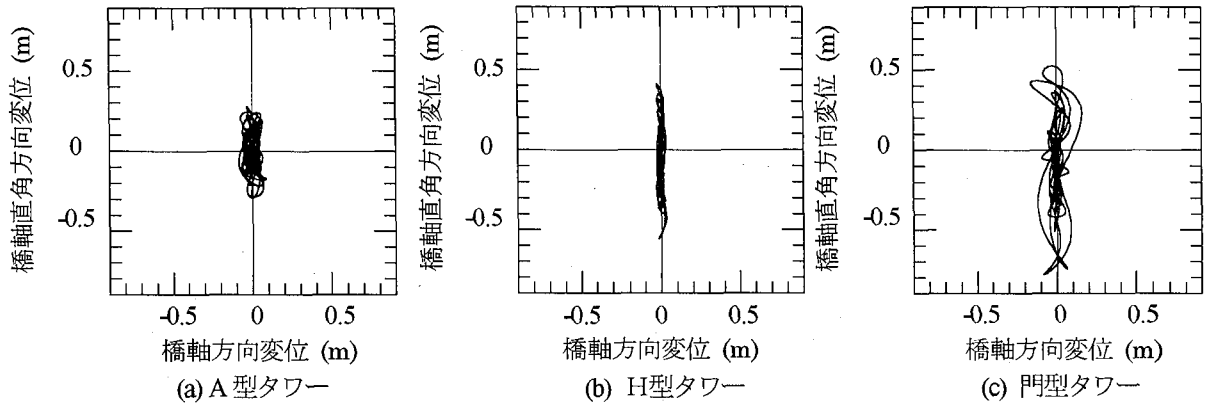


図-8 タワー頂部の応答変位の軌跡

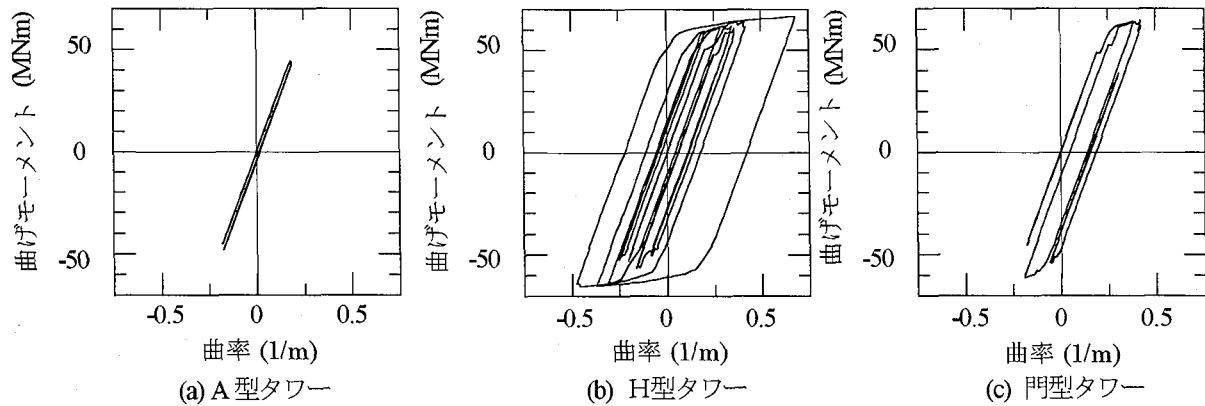


図-9 塔基部における曲げモーメントと曲率の関係

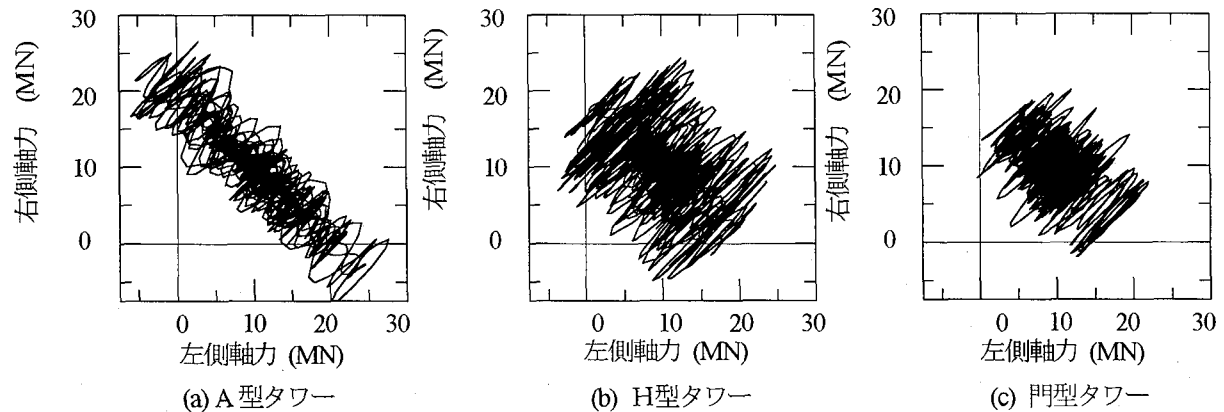


図-10 左右の塔基部固定端に発生する軸力の軌跡

型タワーよりも発生する軸力の値は小さくなるものの、負反力が生じており、アンカーボルトの浮き上がりが懸念される。最後に、門型タワーの軸力は左側、右側ともに自重 10MN を中心にして振動し、その軸力の変動は他のタワー形状に比べてもっとも小さいことがわかる。また、負反力もほとんど発生していない。タワー基部の軸力の観点から各タワーモデルを比較すると、A型タワーが大きな軸圧縮力を発生し、かつ大きな負反力が生じることから、A型タワーを設計する場

合は注意を要する。

#### 4.2 ケーブルのばね定数による影響

ここでは、ケーブルのばね定数がタワーの動的応答性状に与える影響について考察する。図-11 は各タワーモデルの橋軸方向の 1 次固有周期とケーブルのばね定数との関係を示す。ばね定数が大きくなると、固有周期は単調に減少する傾向がある。ばね定数が小さい場合には、固有周期の値は A 型、H 型、門型の順

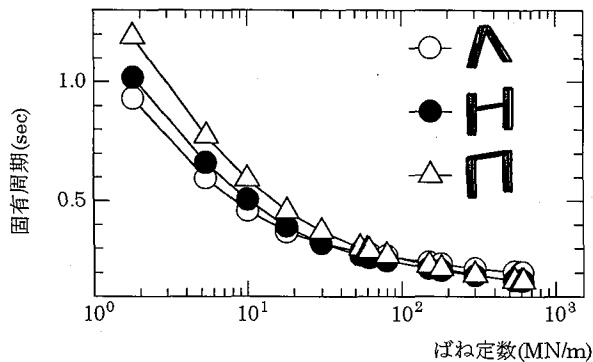


図-11 ばね定数と固有周期(L1)の関係

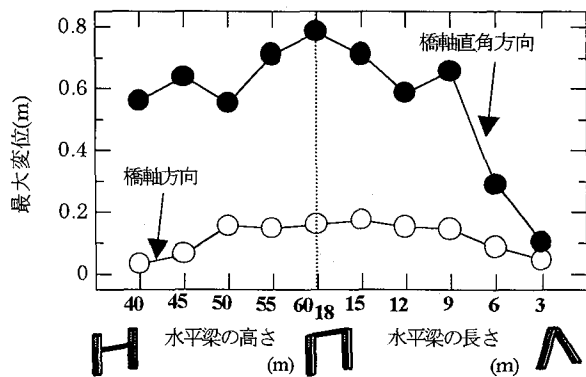


図-14 タワー形状と最大変位の関係

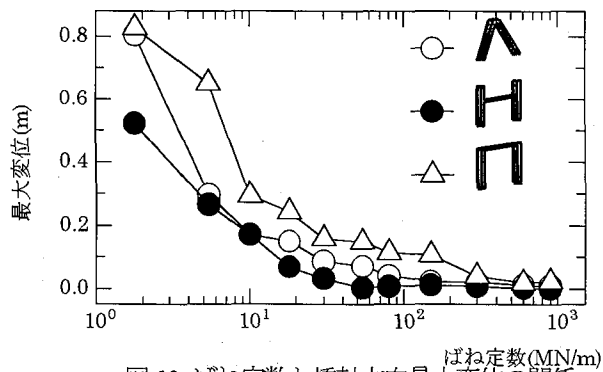


図-12 ばね定数と橋軸方向最大変位の関係

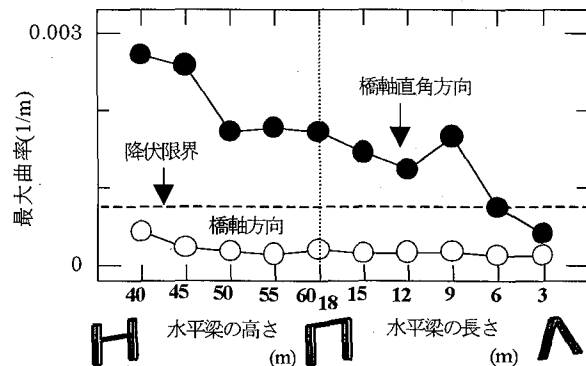


図-15 タワー形状と最大曲率の関係

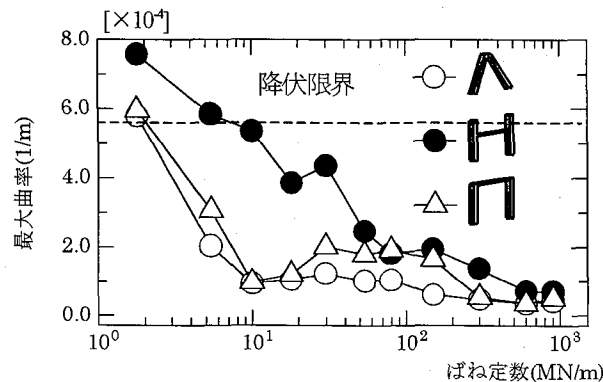


図-13 ばね定数と塔基部橋軸方向最大曲率の関係

に大きくなり、門型タワーがもっとも固有周期が長いことがわかる。ばね定数が 50MN/m を越えるあたりで固有周期がもっとも近接し、100MN/m を越えると A 型タワーの固有周期が若干長くなる。解析モデルではケーブルのばね定数として 30MN/m を基準としている。この値は各タワーモデルの固有周期が近接する部分に位置することがわかる。

次に、ばね定数とタワー頂部の橋軸方向最大変位との関係を図-12 に示す。ばね定数を 30MN/m とした基本応答性状と同様に、門型タワーの応答変位がもっとも大きい。続いて、A 型タワーの応答変位が大きく、H 型タワーの橋軸方向の最大応答変位がもっとも小さいことがわかる。ばね定数が 30MN/m より大きくなると、いずれのタワーモデルも最大応答変位は 0.2m

以下になる。

さらに、ばね定数とタワー基部の橋軸方向最大曲率との関係を図-13 に示す。A 型、門型タワーに比べて、H 型タワーの最大曲率をもっとも大きいことがわかる。特に、ばね定数が小さい場合には、H 型タイプの最大曲率が他のタワーモデルに比較して非常に大きいことがわかる。図中にはタワーの長方形断面の橋軸方向に関する降伏限界を点線で示す。ばね定数が 10MN/m より大きくなると、いずれのタワーモデルも弾性範囲内にあり、耐震設計上は問題にならないと考えられる。

#### 4.3 タワーの骨組形状による影響

本研究で対象とした 3 つのタワーモデルの相互的な位置関係を確認するために、タワーの骨組形状を 2 段階に分けてその影響について検討する。具体的には水平梁の高さの位置を徐々に上げて、H 型タワーから門型タワーとし、水平梁の長さを徐々に短くして門型タワーから A 型タワーとした。つまり、H 型タワーの水平梁を塔基部から 40、45、50、55、60m と高くして門型タイプとした場合と、門型タワーの水平梁を 18、15、12、9、6、3m と短くして A 型タイプとした場合について考察する。

図-14 はタワーの骨組形状を変化させた場合のタワ

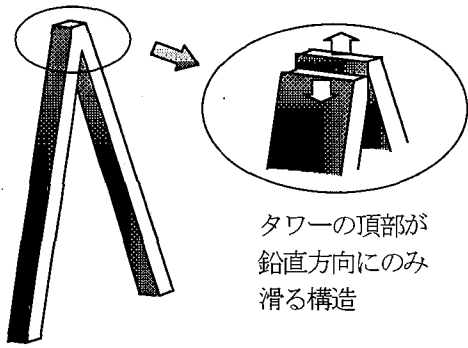


図-16 塔頂デバイスのイメージ図

表-2 基本固有周期(sec)の解析結果  
(塔頂デバイスあり)

mode	A	H	門
H1	2.6191	2.5192	2.9818
L1	0.3196	0.3806	0.4820
T1	0.2829	0.2900	0.2916

一頂部における橋軸および橋軸直角方向最大変位を示す。横軸は水平梁の高さと長さの変化を表す。橋軸方向の最大変位に関しては、タワーの形状変化による影響はあまり見られない。しかし、橋軸直角方向の最大変位に関してはタワー形状の変化による影響が顕著に現れている。水平梁の位置が高くなるほど、また、水平梁の長さが長いほど最大応答変位が大きくなる傾向がある。水平梁の長さが短く A 型に近いタワー形状が橋軸および橋軸直角方向とも応答変位がもっとも小さいことがわかる。

図-15 はタワー形状とタワー基部における橋軸方向および橋軸直角方向最大曲率との関係を示す。図-14 に示した橋軸方向の最大変位と同様に、橋軸方向の最大曲率についてはタワーの骨組形状の変化による影響はほとんど見られず弾性範囲内にある。しかしながら、橋軸直角方向の最大曲率に関しては、H 型に近いタワーモデルほど最大曲率が大きくなる傾向が認められる。一方、水平梁を短くした A 型に近いタワーモデルは橋軸および橋軸直角方向ともに最大曲率が小さくなることを確認できる。

以上の鋼製タワーの骨組形状によるパラメトリック解析結果から、A 型タワーモデルは最大変位および最大曲率ともに、他のタワー形状よりも小さいことが認められた。

## 5. 地震力の軽減対策

前章において、地震時における各タワーモデルの基本的な応答性状が明らかとなった。ここでは斜張橋鋼製タワーに作用する地震力を軽減する対策とその効果について検討する。

斜張橋鋼製タワーに作用する地震力を軽減する対策としては、塔頂部で左右の塔柱を一体化せず、つまり、塔頂部の水平梁に発生するせん断力を柔らかく支持する、あるいはせん断力の伝達をなくするアイソレーターを挿入する方法が考えられる。具体的には、鋼製タワーの塔頂部に鉛直方向の変形を許すゴム支承あるいはすべり支承を設置することが想定される。もう一方、塔頂部の水平梁に免震ゴム支承あるいは低降伏点鋼を用いたエネルギー吸収機能を有する構造部材の挿入が考えられる。

本研究では、前者の斜張橋鋼製タワーの塔頂部に鉛直方向の変形を許す装置(以下、塔頂デバイスと称す)を挿入することにより、タワーに作用する地震力を軽減する対策について検討する。塔頂部で鉛直方向のみ変形を許す塔頂デバイスのイメージを図-16 に示す。塔頂デバイスの解析モデルとしては、タワー頂部に水平 2 方向、鉛直方向、回転 3 方向のばね要素を取り入れ、鉛直方向には十分小さなばね定数 (10kN/m) を設定し、その他は剛な結合条件を表すように十分大きなばね定数 (10GN/m) を設定した。なお、H 型、門型タワーモデルの場合には塔頂デバイスを水平梁の中央点に挿入した。

### (1)基本固有周期

塔頂デバイスを設置した各タワーモデルの固有振動解析を行った結果を表-2 にまとめて示す。各タワーモデルのねじり 1 次固有周期 (T1) は、表-1 に示した塔頂デバイスを取り入れない場合とほぼ同じ値である。A 型タワーよりも長い水平梁を有する H 型、門型タワーモデルの橋軸方向 1 次固有周期 (L1) は塔頂デバイスのない場合と比較してやや長周期化していることがわかる。一方、橋軸直角方向 1 次固有周期 (H1) はいずれのタワーモデルにおいても約 2 倍程度、長周期化することが確認できる。このことは、塔頂部において鉛直方向の変形を許すことにより、橋軸直角方向の 1 次固有振動モードが長周期化し、地震力の軽減効果が期待できるものと考えられる。

### (2)タワー頂部の応答変位の軌跡

図-17(a), (b), (c)にそれぞれ A 型、H 型、門型タワーモデルの塔頂部における応答変位の軌跡を示す。縦軸は橋軸直角方向変位、横軸は橋軸方向変位である。ただし、A 型と門型タワーモデルの着目点は塔頂部水平梁の中央であり、H 型タワーモデルの場合には左側塔の頂部とした。図-17(a)に示す A 型タワーの応答変位は図-8(a)の結果と比較すると、橋軸直角方向の応答変位が大きくなることがわかる。この原因は塔頂デ

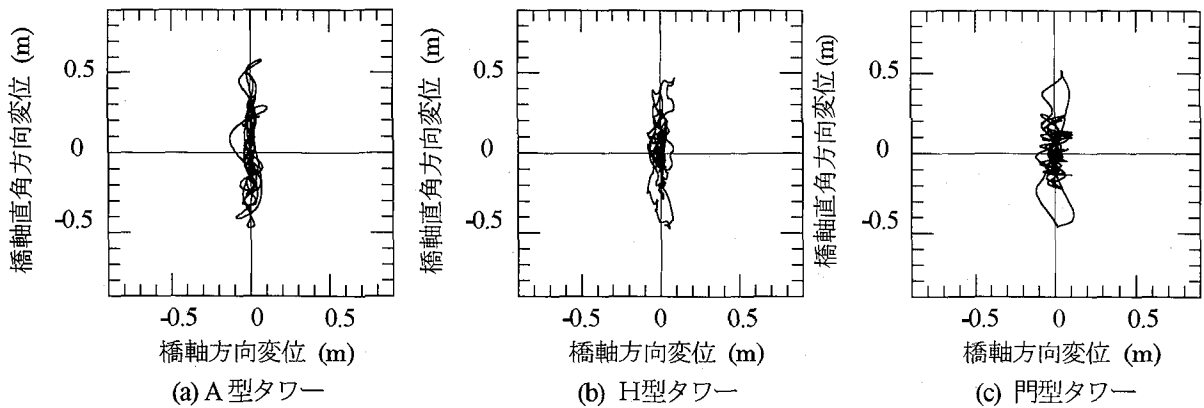


図-17 タワー頂部の応答変位の軌跡 (塔頂デバイスあり)

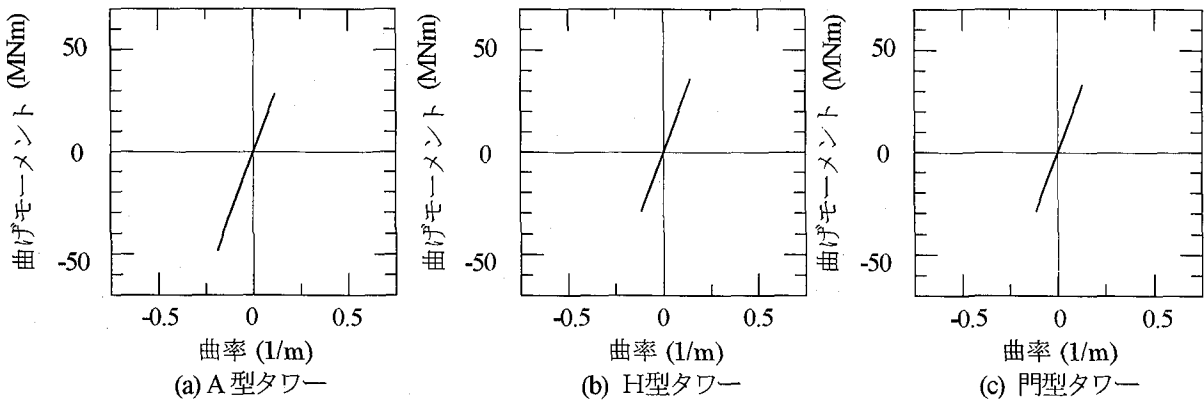


図-18 塔基部における曲げモーメントと曲率の関係 (塔頂デバイスあり)

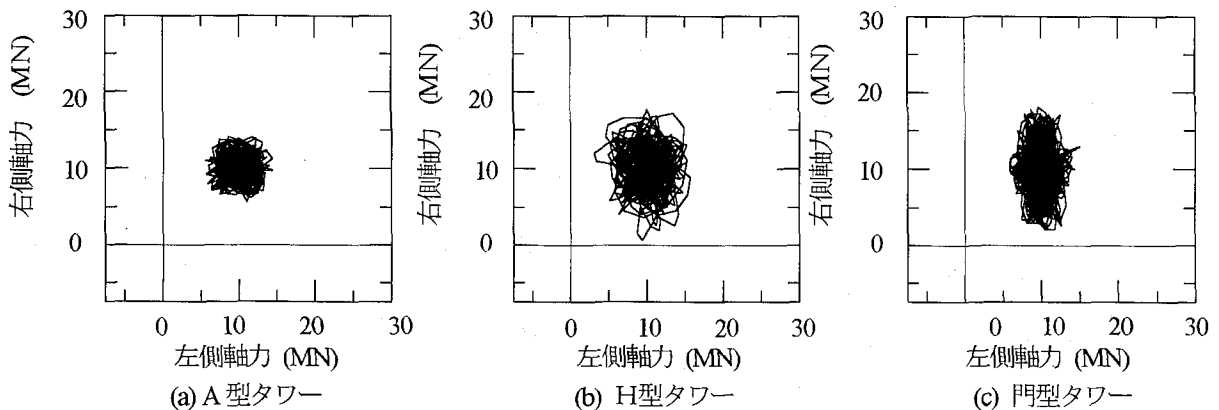


図-19 左右の塔基部固定端に発生する軸力の軌跡 (塔頂デバイスあり)

バイスを設置したことにより、橋軸直角方向の固有周期が長周期化したためと考えられる。H型、門型タワーモデルの応答変位は同程度か、やや小さくなる傾向がみられる。特に、門型タワーモデルの橋軸直角方向の応答変位はかなり小さくなることを確認できる。

### (3) 塔基部の曲げモーメントと曲率関係

次に、各タワーモデルの塔基部における橋軸直角方

向における曲げモーメントと曲率の関係を図-18に示す。縦軸は曲げモーメント、横軸は曲率を表す。いずれのタワーモデルにおいても、得られた曲げモーメントは弾性範囲内にあり地震力の軽減効果が発揮されているものと考えられる。特に、大きな履歴ループを描いていたH型タワーモデルは、この塔頂デバイスを取り入れることで降伏曲げモーメント以内に納まり、



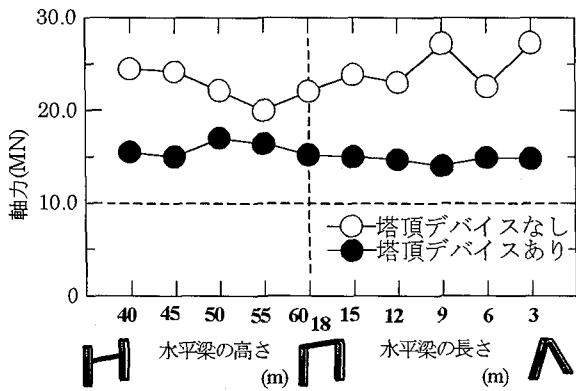


図-20 タワー形状と最大軸力の関係

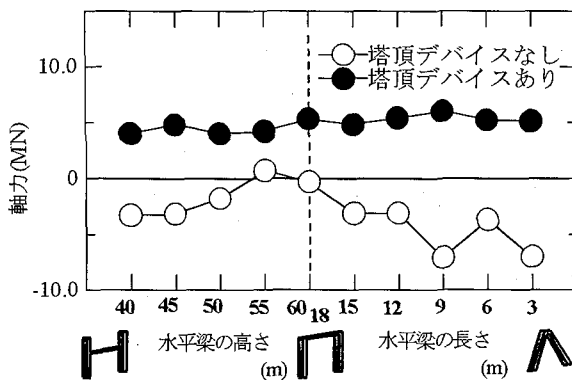


図-21 タワー形状と最小軸力の関係

有効であることがわかる。

#### (4)塔基部の軸力

基本応答性状において問題となった塔基部に発生する軸力について解析した結果を図-19に示す。図-19(a)に示すA型タワーモデルの軸力は左側、右側ともに、自重の10MNを中心にして高々5MN程度の軸力変動しか現れていない。他のタワーモデルと比較して、発生する軸力がもっとも減少していることがわかる。また、塔頂デバイスを用いることにより、負反力が生じる可能性がなくなるものと考えられる。H型、門型タワーモデルも同様に、ケーブルから伝達される自重に対する反力を中心として、軸力の変動が小さくなる傾向が見られる。また、いずれのタワー形状とも負反力を生じる問題点が解決されることがわかる。

さらに、タワー形状と塔基部に発生する最大軸力(圧縮力)および最小軸力(引張力)との関係をそれぞれ図-20と図-21に示す。塔頂デバイスを水平梁に挿入することにより、いずれのタワー形状においても発生する最大軸力および最小軸力が軽減され、その軸力変動の値が小さくなることが認められる。したがって、斜張橋鋼製タワーに作用する地震力を軽減する対策の一つとして、塔頂デバイスの適用の可能性があるものと考えられる。

## 6. まとめ

本研究は斜張橋鋼製タワーを対象として、材料および幾何学的非線形性を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析を行い、主に定性的な観点からタワー形状が動的挙動に与える影響について比較検討した。ここで得られた結果をまとめると以下ようになる。

- (1)タワー形状によって塔頂部の応答変位が大きく異なることがわかった。A型タワーは橋軸方向、橋軸直角方向ともに応答変位は小さく、A型タワーよりも長い水平梁を有するH型、門型タワーの応答変位は大きくなる傾向がある。橋軸方向のケーブルによるばね効果が同一であっても、得られる応答変位はタワー形状によって立体的に大きく異なることがわかった。
- (2)塔基部の曲げモーメントと曲率関係からはA型タワーがもっとも最大曲率が小さいことが認められた。骨組形状が異なるH型、門型タワーにおいては塔面内方向に大きな地震力を受け、水平梁の位置により塔基部に発生する履歴ループの大きさが大きく異なることがわかった。
- (3)一方、塔基部に発生する軸力からはA型タワーがもっとも大きな軸圧縮力と負反力が発生することが確認された。大きな負反力が生じることはアンカーボルトの浮き上がりが懸念され、設計に十分注意が必要と思われる。
- (4)次に、タワー形状を徐々に変化させたパメトリック解析結果では、橋軸方向の最大変位、最大曲率ともにタワー形状による差異はあまり見られなかった。しかし、橋軸直角方向に関しては、門型に近いタワー形状の応答変位がもっとも大きく、H型に近いタワー形状に対する最大曲率が大きくなる傾向が見られた。塔基部に発生する大きな軸力および曲げモーメントを軽減する対策の一つとして、塔頂部の水平梁に鉛直方向の変形を許す塔頂デバイスを設置することを提案し、その効果について比較検討した。
- (5)A型タワーの橋軸直角方向の応答変位は大きくなるものの、H型、門型タワーの応答変位は同程度か、やや小さくなる傾向が見られた。また、塔頂部に塔頂デバイスを取り込むことにより、橋軸直角方向の曲げモーメントと最大曲率関係はほぼ弾性範囲内にあり、地震力の軽減効果を発揮していることが確認された。特に、大きな履歴ループを描いていたH型タワーでは、その軽減効果が大きく現れ、塔面内方向に作用する地震力がかなり低減されたものと考えられる。
- (6)一方、塔基部に生じる軸力は塔頂デバイスにより、A型、H型、門型のいずれのタワーモデルとも減少することが認められた。特に、大きな軸力が発生したA型タワーでは、その効果が大きく現れ、負反力を生

じる問題点も解決できる可能性があるものと考えられる。

以上のように、斜張橋鋼製タワーはその骨組形状によって、応答変位、曲率、軸力が複雑に変化することがわかった。タワーの耐震性を向上させるためには、ケーブルの配置やタワー形状の選択が重要であり、本研究で用いた立体骨組構造の動的非線形応答解析が有用であると考えられる。

#### 謝辞

本研究は、(財)北海道建設技術センターに設置された岩見沢大橋技術検討委員会で議論された内容を参考にして発展、整理したものである。また、研究の一部には、(社)鋼材倶楽部・平成10年度土木鋼構造研究助成金の援助を受けたことを付記し、ここに謝意を表する次第である。さらに、本研究の数値計算には大嶽敦郎氏、芳賀康司氏、箭原大祐氏に多大なる協力を得たことに謝意を表する。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，1996.12.
- 2) 土木学会地震工学委員会：第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，1998.1.
- 3) 土木学会構造工学委員会構造工学震災調査特別小委員会：鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する

る論文集，1997.5.

- 4) 土木学会耐震工学委員会：第1回免震・制震コロキウム講演論文集，1996.11.
- 5) 大塚久哲・堂上幸男・山平喜一郎・加藤 一郎・藤野明義：鋼斜張橋（荒津大橋）の非線形地震応答解析とモデル化の検討，第2地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.155-162，1998.12.
- 6) 吉澤努・川神雅秀：大規模地震動に対する鋼斜張橋全体系の非線形動的解析，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.257-260，1998.1.
- 7) 石崎浩・北沢正彦・西森孝三・野口二郎：東神戸大橋の兵庫県南部地震による損傷についての解析検討，橋梁と基礎，pp.39-46，1998.2.
- 8) 土木学会：鋼斜張橋—技術とその変遷—，鋼構造シリーズ5，1990.9.
- 9) 中島章典・大嶽敦郎・安波博道：上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震時挙動に関する研究，鋼構造年次論文報告集，第4巻，pp.9-16，1996.11.
- 10) Hayashikawa, T., Sano, M., and Matsui, Y.: Study on nonlinear behavior on steel towers of cable-stayed bridges under great earthquakes, Proceedings of International Conference on Advanced Problems in Vibration Theory and Applications, pp.416-422, 2001.6.

(2001年9月14日受付)