

大地震動を受ける鋼製斜張橋タワーの免震効果に関する一考察

Isolation Effect on Steel Towers Response of Cable-Stayed Bridges under Great Earthquake

北海道大学大学院工学研究科

フェロー 林川俊郎 (Toshiro Hayashikawa)

北海道大学大学院工学研究科

○学生員 箭原大祐 (Daisuke Yahara)

北海道大学大学院工学研究科

学生員 安田 絢一 (Junichi Yasuda)

1. まえがき

兵庫県南部地震は、日本の近代的都市部において発生した直下型地震であり、人々の生活に深く関わっている数多くの社会基盤施設が被害を受けることとなった¹⁾。この地震を契機として耐震設計に大きな見直しがなされ、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編の大幅な改訂が行われた。平成8年度における示方書の改訂では、吊橋や斜張橋のような地震時の挙動が複雑な橋梁構造物は、動的解析を行い、その結果を設計に反映させることとなった。従来の長周期の地震波に加えて直下型地震による短周期の地震波についても、動的挙動などの照査の必要性が折り込まれた。また、移動方向を自由にしたゴム支承や、ゴムと鋼板の積層構造にすることによりエネルギー吸収性能を付加した免震支承の使用についても取り上げられ、推奨されている。

一方では近年、想定し得る大きな地震動に対し全ての構造部材が損傷することなく健全性を保つような耐震設計は困難となっている。そのため、構造物の強度を向上させることに加え、同時に構造物としての機能を有する範囲内での部分的な損傷を許容することが重要であると考えられる。これらの要求を満たすための手法の一つとして、構造物全体でのエネルギー吸収性能を増すことにより構造部材が非線形領域に入っても、構造物全体の安定性を保つという方法が挙げられる。鋼材の曲げ、せん断、あるいはねじり降伏による履歴エネルギーを利用したパッシブ型制振装置の開発が進められ、実構造物への適用も図られている²⁾³⁾。また、固有周期の伸長による慣性力の低減も耐震設計には重要であると考えられる。このような減衰付加・長周期化という免震の概念を橋梁構造物にも取り入れようとする動きがあり⁴⁾、免震支承を採用している橋梁が増加している。実際の免震橋においても地震応答が観測され、その有用性が検証されつつある⁵⁾。以上のように耐震設計手法における免震の概念は、これからより一層重要になると考えられる。

本研究では、鋼製斜張橋タワーを解析対象とし、構造物の長周期化およびエネルギー吸収性能の向上を目的とした免震装置を用い、時刻歴応答解析を行う。タワーが大地震を受ける際の免震装置の有用性を、エネルギー量・動的応答性状の観点から考察を加える。

2. 解析モデル

解析対象としたのは、鋼製斜張橋タワーであり、タワー形状は図1に示すA型、H型、門型の3種類である。

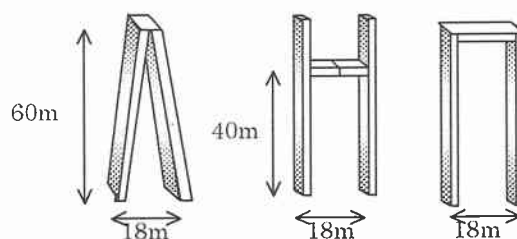


図1 タワー形状

タワーの高さおよび基部の幅はそれぞれ、60m、18mと3種類とも同一寸法とし、タワーの断面は同じ等断面としている。これらのタワーを立体骨組にモデル化し解析を行った。動的解析の際には構造部材は1節点6自由度を持つ梁要素でモデル化を行った。斜張橋のケーブル、補剛桁の影響を考慮するために、ケーブルを水平ばね要素でモデル化し、補剛桁の自重をケーブル定着部に下向きに載荷した。ケーブルは両側合計8本とし、ばね定数は一般的なケーブルの断面、ケーブル応力、サグのある場合の弾性係数などを考慮して概算した。死荷重は全長800mと想定した斜張橋から算定し、荷重2450kNをケーブル定着部8ヶ所にそれぞれ作用させた。

3. 解析方法

過去の研究によれば、斜張橋鋼製タワーを立体骨組構造にモデル化した際の3次元応答性状をファイバーモデルを用いて精度よく評価できることが確認されている⁶⁾。しかし、節点数が非常に多くなる骨組構造では数値計算に多大な時間を要することが明らかとなっている。本研究では時刻歴応答解析の簡略化を目的としてM-φモデルを採用した。地震応答解析では、直接積分法を採用し、Newmark-β法(β=0.25)を採用した。応答計算の際の積分時間間隔はΔt=0.01(sec)とした。材料特性として、鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニア型にモデル化を行い、ヤング率はE=206GPa、塑性領域のひずみ硬化を0.01としている。構造減衰としてはRayleigh減衰を用いた。本解析では3次元骨組構造物の非線形応答解析プログラムであるDYNA2Eを用いている。入力地震動としては兵庫県南部地震時のJR 鷹取駅観測地震動のNS成分(鷹取波)、およびDYNA2Eで用意されている2種地盤標準波を用い、タワー面内方向への入力を行った。なお標準波に関しては、最大加速度が鷹取駅観測の地震波とほぼ同じとなるように振幅調整を加えたものを用いた。

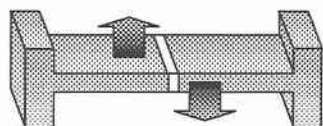


図2 免震デバイスの結合条件

表1 面内固有周期 (sec)

	A型	H型	門型
基本タワー	0.678	1.138	1.996
Case1	0.821	1.392	2.399
Case2	0.937	1.611	2.875
Case3	1.099	1.814	3.133
Case4	1.489	2.053	3.622

表2 免震デバイスの特性

A型	初期剛性 (kN/m)	δ (m)	F(kN)
Case1	2.00E+05	0.01473	300
Case2	1.00E+05	0.0339	346
Case3	4.90E+04	0.0669	334
Case4	3.40E+03	0.0876	30

H型	初期剛性 (kN/m)	δ (m)	F(kN)
Case1	4.90E+04	0.0513	256
Case2	2.00E+04	0.0759	155
Case3	1.00E+04	0.1014	103
Case4	4.00E+03	0.1509	62

門型	初期剛性 (kN/m)	δ (m)	F(kN)
Case1	3.00E+04	0.0579	177
Case2	1.00E+04	0.075	76
Case3	5.00E+03	0.0855	44
Case4	1.00E+03	0.1149	12

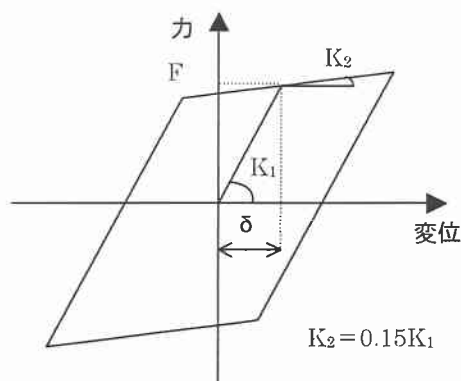


図3 免震デバイスの履歴

4. 免震装置のモデル化

本研究では、大地震動を受けるタワーの耐震対策として、水平梁中央部に免震性能を持つ部材を用いた（これ以降免震デバイスと呼ぶ）。免震デバイスは構造物の部分的な剛性を低下させることによる長周期化、および免震デバイスにエネルギー吸収性能を付加させることによる構造全体でのじん性の向上を目的とした装置である。動

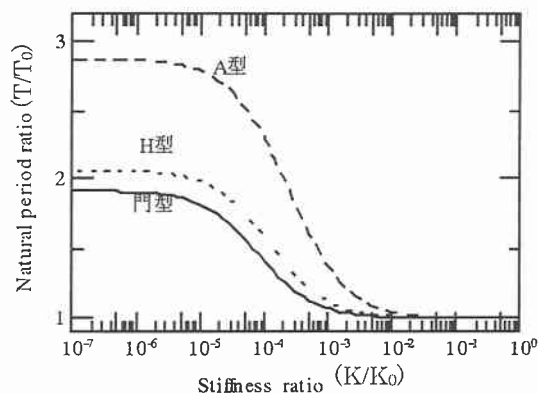


図4 剛性-固有周期の関係

的解析の際のモデル化についてはバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化を行い、図2に示すように鉛直方向にのみ変形を許し、他の水平2方向、回転3方向については剛結となるような境界条件を設定した。

バイリニア型のモデル化に関しては、事前に初期剛性 K_1 、二次剛性 K_2 、降伏変位 δ 、作用力 F をパラメータとして行った予備的な解析の結果より算出した。各タワー形状において免震デバイスを用いない場合を基本モデルとする。基本タワーモデルの面内1次固有周期の値が1.2, 1.4, 1.6, 1.8倍となるようにそれぞれCase1~4の初期剛性の値を設定した(表1)。また、二次剛性については、初期剛性の15%となるように値を定めた。免震デバイスの特性について表2および図3に示す。

5. 固有値解析結果

免震デバイスを用いた際の固有周期の伸長について図4に示す。この図において、横軸は固有周期の値が基本モデルと同じ値(T_0)となるように初期剛性を非常に大きく($K_0=1.0E+9$ kN/m)設定した場合とのばね定数の比である。また縦軸は基本モデルのタワー面内1次固有周期の値との比である。

初期剛性の低下に伴い、固有周期の伸長がなされていることが確認できる。そのため免震デバイスを用いることにより長周期となりタワーに働く慣性力の低減が期待できると考えられる。A型、H型、門型すべてのタワー形状に共通した特性として初期剛性を低下させると、タワー形状に固有の一定の値に収束することが確認できる。A型タワーでは、初期剛性を低下させた際の固有周期の比の値(T/T_0)が約3倍と他の2つのタワー形状と比較して大きな値となっているが、これはA型基本タワーの固有周期がもともと小さな値であるためと考えられる。

なお、免震デバイスの結合条件は鉛直方向に限り変形を許す境界条件を設定しているため、タワー面外の振動モードおよび固有周期は免震デバイスの有無に関係なく各タワー形状で同様となることを確認した。

6. エネルギー量の計算

免震デバイスの効果を定量的に評価する指標として、式(1)~(3)に示す各種エネルギー量を算出した。ここで、式(1)~(3)はそれぞれ、入力エネルギー(E_I)、構造部材により吸収されるひずみエネルギー(E_B)、免震デバイスに

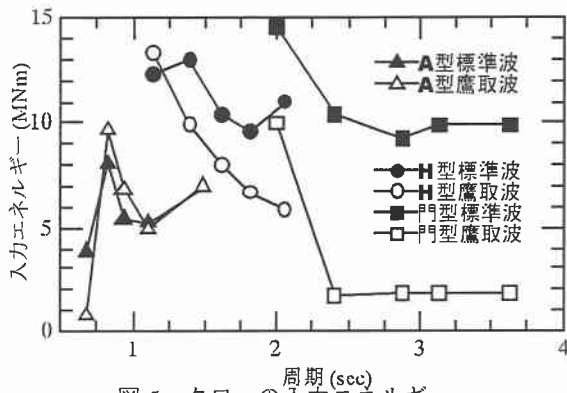


図5 タワーの入力エネルギー

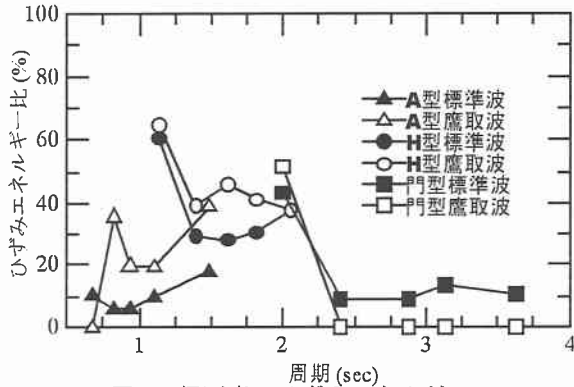


図6 梁要素のひずみエネルギー

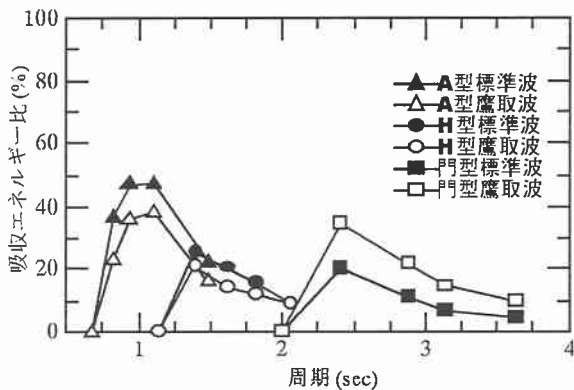


図7 免震デバイスの吸収エネルギー

より吸収されるひずみエネルギー(E_s)を表している。構造部材はすべて梁要素でモデル化を行っており、梁要素に塑性化が生じるとひずみエネルギーが増加するため、構造部材の損傷程度を推定するための一指標として有効

$$E_I = \int_0^t \dot{\mathbf{x}}^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}}_0 dt \cdots (1)$$

$$E_B = \int_0^t \dot{\mathbf{x}}^T \mathbf{K}_B \mathbf{x} dt \cdots (2)$$

$$E_S = \int_0^t \dot{\mathbf{x}}^T \mathbf{K}_S \mathbf{x} dt \cdots (3)$$

ここで

$\mathbf{M}$:質量マトリックス

$\mathbf{K}_B$:梁要素の接線剛性マトリックス

$\mathbf{K}_S$:ばね要素の剛性マトリックス

$\dot{\mathbf{x}}_0$:入力地震加速度

$\dot{\mathbf{x}}$:応答速度ベクトル

である。

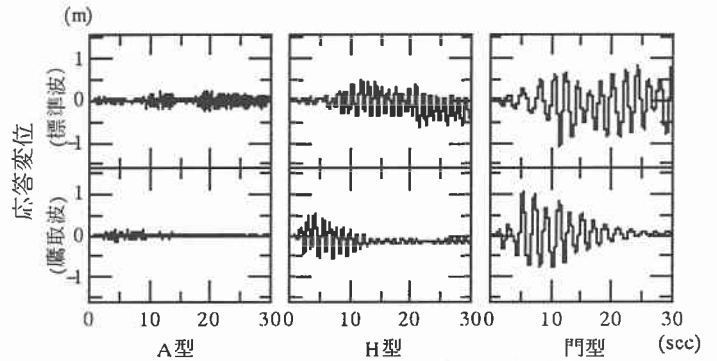


図8 基本タワー時刻歴応答変位

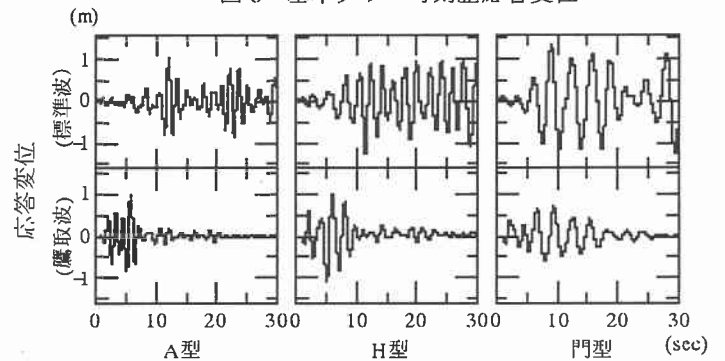


図9 免震デバイス使用したタワー時刻歴応答変位

であると考えられる。また、免震デバイスはばね要素でモデル化をしているため構造部材のひずみエネルギーと免震デバイスのひずみエネルギーはそれぞれ区別して算出することが可能である。

図5に各タワーに入力されるエネルギー量について示す。横軸にはタワーの面内1次固有周期をとり、縦軸にはエネルギー量の累積値をとっている。各系列のプロットの左から基本タワー、Case1、Case2、Case3、Case4のエネルギー値となっている。入力エネルギーはタワー形状、免震デバイスの特性や入力地震動の卓越周期に大きく左右されるため、ひずみエネルギーの評価は入力エネルギーに占める割合を採用することが適当であると考えられる。

図6に各タワーの梁要素ひずみエネルギーの割合を示す。縦軸は入力エネルギーに対するひずみエネルギーの割合(E_B/E_I)を表している。H型、門型タワーは免震デバイスを用いることにより、基本タワーよりもひずみエネルギーの割合が低下する傾向が確認できる。A型タワーに鷹取波を入力した場合、基本タワーではひずみエネルギーの割合はほぼ0%となっており、構造部材の損傷は生じないと考えられるが、免震デバイスを用いたCase1~4においては、ひずみエネルギーの割合が20%~40%となり、損傷の程度が悪化しているものと推測できる。この原因としては、そもそもA型基本タワーの固有周期が短周期のため入力地震動の影響を受けにくい状態になっており、免震デバイスを用いた結果、長周期化し入力地震動の卓越周期に接近するためと考えられる。

一方で図7に示す免震デバイスに吸収されるエネルギーの割合(E_S/E_I)に関しては、H型、門型ではCase1の時にエネルギー吸収の割合が最も大きく、Case2,3,4と順に低下していくことが確認できる。A型ではCase3が最も効果的に免震デバイスが働いていると考えられるが、初

表3 タワー頂部の残留変位

	A型		H型		門型	
	基本	Case3	基本	Case1	基本	Case1
標準波	0.021	0.058	0.211	0.070	0.151	0.020
鷹取波	0.000	0.163	0.205	0.022	0.162	0.095

単位 (m)

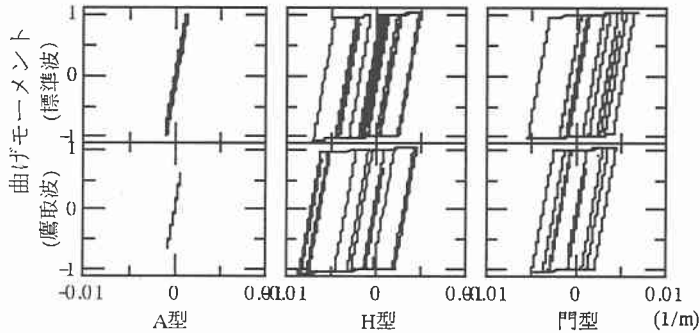


図10 基本タワー基部の曲げモーメントー曲率関係

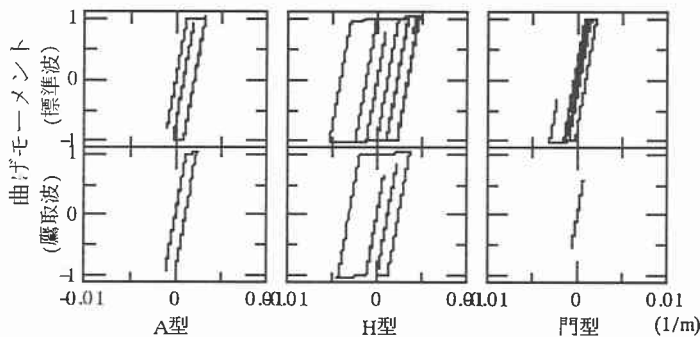


図11 免震デバイス使用した
タワー基部の曲げモーメントー曲率関係

期剛性を低下させていくに伴い、H型、門型と同様にエネルギー吸収の割合は低下していくものと考えられる。

7. 各タワー形状の動的応答性状

7.1 時刻歴応答変位

図8に各基本モデルの標準波と鷹取波を入力した場合のタワー頂部時刻歴応答変位波形を示す。A型タワーの応答変位は非常に小さなものとなっている。残留変位については、H型、門型タワーに標準波、鷹取波の両方で15~20cm程度の残留変位が確認できる。A型タワーでは5cm以下の残留変位が生じた。また、図7において免震デバイスの吸収エネルギーの割合が最大となっている各Caseでの時刻歴応答変位波形を図9に示す。A型タワーではCase3、H型、門型タワーでは共にCase1の場合での応答波形である。すべての場合において免震デバイスを用いることにより、長周期化していることが応答波形図より確認できる。またタワーの剛性が低下したため最大応答変位も大きな値となっている。タワー頂部の残留変位はA型タワーで16cmと比較的大きな値を示したが、タワー高さが60mであるため致命的な問題とはならないものと考えられる。その他の場合では、残留変位は基本モデルよりも低下もしくはほぼ同じ値となることが確認できる(表3)。

7.2 曲げモーメントー曲率関係

図10に標準波と鷹取波を入力した場合の基本タワーの面内基部曲げモーメントー曲率関係を示す。縦軸は降伏曲げモーメントの値で除して正規化している。図6で理解できるように、鷹取波を受けるA型では基部の塑性化がほとんど生じていないことが確認できる。入力エネルギーの半分以上が構造部材の塑性ひずみエネルギーとなるH型および門型タワーでは、損傷を受けやすい基部に大きく塑性化が発生している。

次に図11に免震デバイスを用いた場合の面内基部曲げモーメントー曲率関係を示す。7.1と同様に免震デバイスの効果が最も現れていると思われる各Caseの応答を示す。エネルギー量から推測されたように、A型タワーでは軽微ではあるが弾性変形範囲内に収まっていた基部が塑性化を起こしていることが認められる。またエネルギー吸収量の割合が減少していたH型、門型タワーにおいては完全に変形を弾性範囲内に収めることはできなかったものの、損傷を軽減できている。

8. まとめ

本研究では鋼製斜張橋タワーに用いた免震装置の効果についてエネルギー、および動的応答性状から考察を加えた。3種類の形状のタワーに免震デバイスを用い、地震波は2種類入力した。免震デバイスを用いることによりタワーは長周期化するため、もともと短周期で地震の影響を受けにくい形状のA型タワーは、変形量も大きくなり損傷の発生が認められた。その一方で固有周期と地震波の卓越周期が比較的近接しているタワーにおいては免震デバイスを用いて長周期化およびエネルギー吸収性能を向上させることにより損傷を軽減することが可能であると考えられる。また、異なる地震波を用いた場合でもエネルギー量および動的応答性状から確認できるように地震力の低減は可能であるといえる。

参考文献

- 1) Report on Highway Bridge Damage Caused by the Hyogo-ken Nanbu Earthquake of 1995, pp.137-140, 1995.12.
- 2) 阿部雅人・藤野陽三・賀川義昭：低降伏点鋼の履歴吸収エネルギーを基準とした損傷指標、鋼構造年次論文報告集 第7巻, pp.331-336, 1999.11.
- 3) 吉澤努・川神雅秀・池谷正幸：大規模地震動に対する鋼斜張橋の非線形動的解析、第10回日本地震工学シンポジウム, 1998.
- 4) 道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書, 1991.7.
- 5) 吉田純司・阿部雅人・藤野陽三：1995年兵庫県南部地震における阪神高速湾岸線松の浜免震橋の地震時挙動と免震効果の検証、土木学会論文集, No.626, pp.37-50, 1999.
- 6) Hayashikawa, T. Sano, M. and Matsui, Y. : Seismic isolation on steel towers of cable-stayed bridges under great earthquakes, Advances in Structural Dynamics, Vol. II, pp.1295-1302, 2000.12