

## 連続鋼斜張橋の地震力低減に関する一考察

Seismic Force Reduction of Steel Cable-stayed Bridge under Strong Earthquake Ground Motion

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 安田 絢一 (Junichi Yasuda)  
 北海道大学大学院工学研究科 フェロー 佐藤 浩一 (Koichi Sato)

## 1. まえがき

1995年1月に発生した兵庫県南部地震は、日本の近代的大都市部において発生した直下型大地震であり、交通および物流の重要な社会基盤である都市高速道路などの交通施設が多大な被害を受け<sup>1,2)</sup>、構造物の耐震設計法の見直しを余儀なくされることとなった。

この震災の経験を踏まえ、1996年12月に道路橋示方書Ⅴ耐震設計編<sup>3)</sup>が大幅に改訂され、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。従来のプレート境界型地震に加えて、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記述されている。

一方では近年、大規模の地震動が構造物に作用する場合、構造物の剛性を増すことのみで地震に抵抗することには限界があると思われる。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。このような考えから、橋梁の耐震性能を向上させるための一つの手法として、構造物全体でのエネルギー吸収性能を増すことによって、構造部材が非線形領域に入っても適切な靱性を保ち、構造部材に生じる損傷を最低限度に留め、構造系全体としての損壊を防ぐ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<sup>4,5)</sup>。また、固有周期の伸長による構造物に作用する地震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<sup>6-8)</sup>、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ており、その有用性が検証されつつある<sup>9)</sup>。免震設計を橋梁構造物の耐震設計に導入することにより、効果的な耐震安全性の向上を図ることが可能となる。以上のように耐震設計手法における免震の概念は、これからもより一層重要になるものと考えられる。

そこで本研究では、地震力の低減効果を期待して、主桁の支持方式をオールフリーとした場合と主塔水平梁に低降伏点鋼を採用した場合の斜張橋全体構造系（主塔、ケーブル、補剛桁）を対象とした非線形地震応答解析を実施し、それらの有用性を検討した。なお、動的解析には（株）CRC総合研究所の3次元骨組構造物の非線形動的解析プログラムDYNA2Eを使用した。

## 2. 解析モデル

## 2.1 対象とした鋼斜張橋

本研究で対象としたのは、図-1に示すように全長825m、中央径間284m、側径間265mと276m、主塔の高さ68mの7径間連続補剛桁を有する鋼斜張橋である。主塔の形状はH型を採用し、ケーブルについては、それぞれのタワーにつき片側9本、合計18本の2面吊りとなっている。

## 2.2 立体骨組モデル

解析を行うにあたり、鋼斜張橋を節点数423個、要素数504個の立体骨組構造にモデル化する。補剛桁は1本の梁要素に、ケーブルはトラス要素にそれぞれ置換される。補剛桁と2面吊りケーブルとを連結するために、質量が非常に小さく、剛性が非常に大きい仮想部材を導入している。これは、斜張橋の幾何学的形状を忠実にモデル化し、かつ動的解析における仮想部材の影響を小さくするためである。橋脚の基部は完全に固定されているものとし、ケーブルには初期張力を与えている。主塔は鋼製箱型断面とし、M-φモデルを採用した。また、支承は免震支承とし、橋軸方向の変形に対して、バイリニア型の非線形ばね要素でモデル化を行っている。本研究では、これを基本モデルとし、解析結果の検討を行っている。解析に使用した構造物の物理定数および断面諸元を表-1、表-2に、免震支承の特性を表-3および図-2にそれぞれ示す。

表-1 物理定数

	鋼材	コンクリート	ケーブル
ヤング係数 (GN/m <sup>2</sup> )	206	24.5	199
単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	76.93	23.0	76.93

表-2 断面諸元

	補剛桁	主塔
A(m <sup>2</sup> )	0.548 ~ 1.177	0.4016 ~ 0.4856
I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	0.406 ~ 1.048	0.4050 ~ 0.5680
I <sub>z</sub> (m <sup>4</sup> )	9.884 ~ 20.511	0.6856 ~ 0.7952
J(m <sup>4</sup> )	0.455 ~ 2.344	0.5976 ~ 0.6903
	ケーブル	
A(m <sup>2</sup> )	0.00327 ~ 0.00720	
N(kN)	841.001 ~ 2040.634	

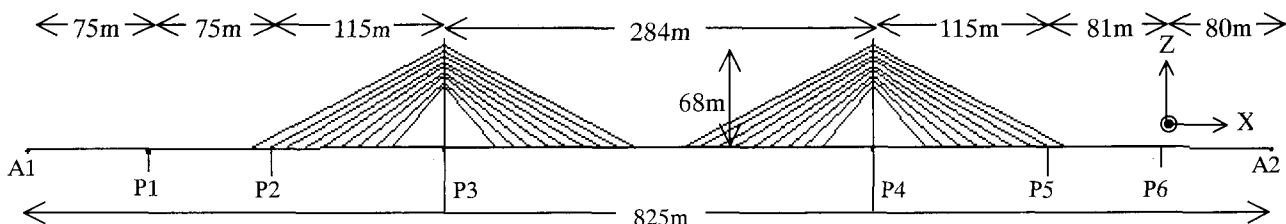


図-1 連続鋼斜張橋

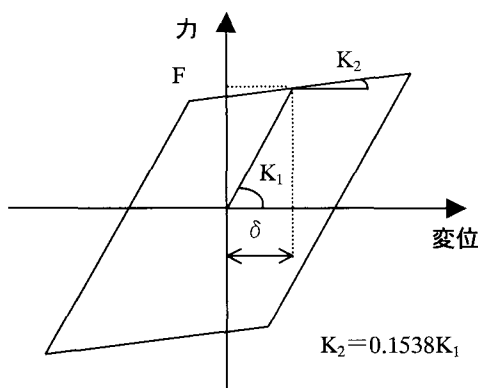


図-2 免震支承の履歴

表-3 免震支承の特性

	初期剛性(kN/m)	$\delta$ (m)	F(kN)
橋台部	20632	0.0263	543
側橋脚部	10780	—	—
主塔部	43471	0.0271	1178

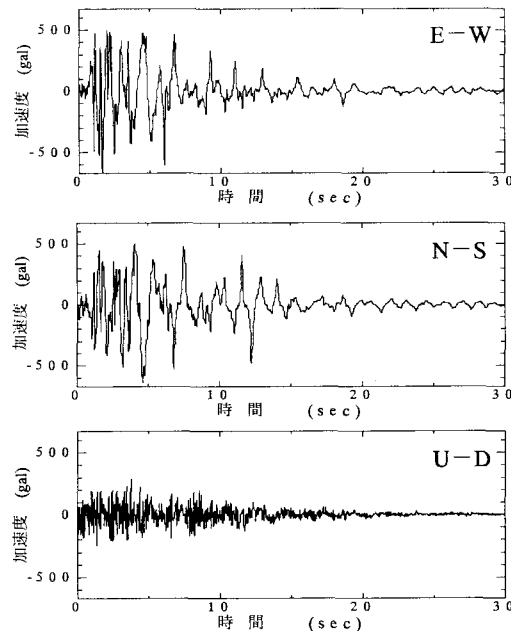


図-3 入力地震動

### 2.3 解析条件

本研究では固有値を求める解析手法として、実対称マトリックスの標準的な固有値問題の非常に優れた解法の一つである Householder 法を用いる。また、地震応答解析の解析手法は Newmark- $\beta$  法による直接積分法を採用し、 $\beta=0.25$  を用いた。積分時間間隔は 0.01 秒とし、応答計算時間は 30 秒とした。また、構造減衰としては Rayleigh 減衰を用いた。入力地震動は兵庫県南部地震 JR 鷹取駅観測の 3 成分波形および鷹取駅観測の地震波を 1.5 倍に振幅調整を加えたものを用い、橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向より同時入力とした。JR 鷹取駅観測の地震波の時刻歴波形を図-3 に示す。なお、解析は初期状態として死荷重およびケーブル張力を考慮した静的解析を行い、その後、時刻歴応答解析を実施した。

## 3. 数値解析結果

### 3.1 主桁の支持方式をオールフリーとした場合

#### (1) 固有周期と剛性比の関係

時刻歴応答解析に先立ち、斜張橋の橋軸方向の地震応答に与える影響が大きいと考えられる遊動円木振動 1 次モードの固有周期と剛性比の関係を把握するため、固有振動解析を行った。解析結果を図-4 に示す。ここで、剛性比は支承の橋軸方向ばねの初期剛性に対する比で表される。対象とした基本モデルの遊動円木振動 1 次の固有周期は  $T_0=1.580(\text{sec})$  であった。時刻歴応答解析では、 $T=4.096(\text{sec})$  となる剛性比 0.1 の場合と  $T=5.721(\text{sec})$  とな

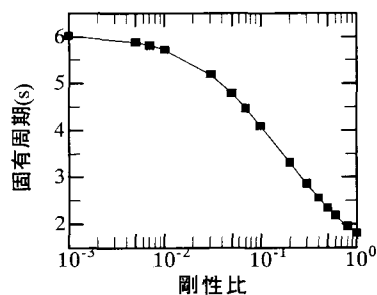


図-4 固有周期と剛性比の関係

る剛性比 0.01 の場合の値を用いて解析を実施し、橋軸方向の応答について基本モデルとの比較を行った。

#### (2) 主塔頂部の時刻歴応答変位 (橋軸方向)

主塔頂部橋軸方向の時刻歴応答変位を図-5 に示す。当然のことながら、剛性を下げることによって長周期化していることが応答波形図から確認できる。また、最大応答変位を比較すると、剛性が低下するにつれ、最大応答変位も小さくなっていることが確認できる。

#### (3) 主塔基部 (面外変形) の曲げモーメント-曲率

主塔基部 (面外変形) の曲げモーメント-曲率関係を図-6 に示す。鷹取波を入力した場合、基本モデルにおいても基部の面外変形を弾性範囲内に収めることができている。一方、鷹取波を 1.5 倍に振幅調整した地震波を入力した場合では、基本モデルにおいて、大きく塑性化していることが確認できる。しかし、剛性を下げることにより、基部の損傷を軽減できていることが確認でき、

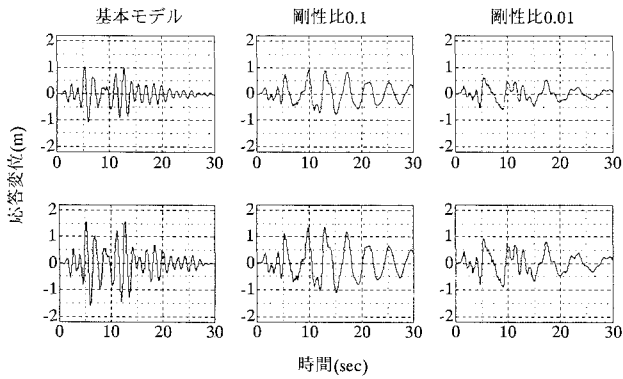


図-5 主塔頂部の時刻歴応答変位（橋軸方向）

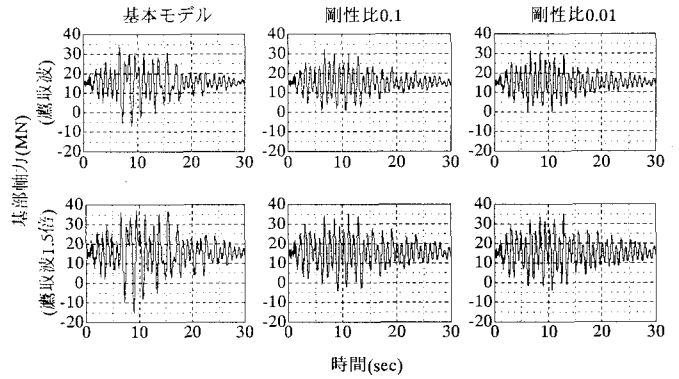


図-7 主塔基部軸力

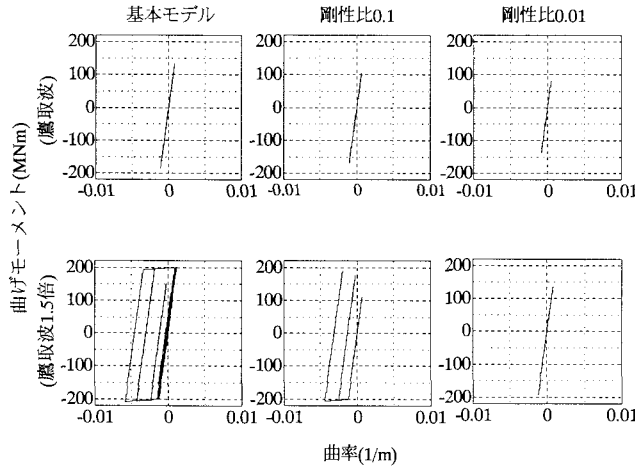


図-6 主塔基部（面外変形）のM-φ履歴

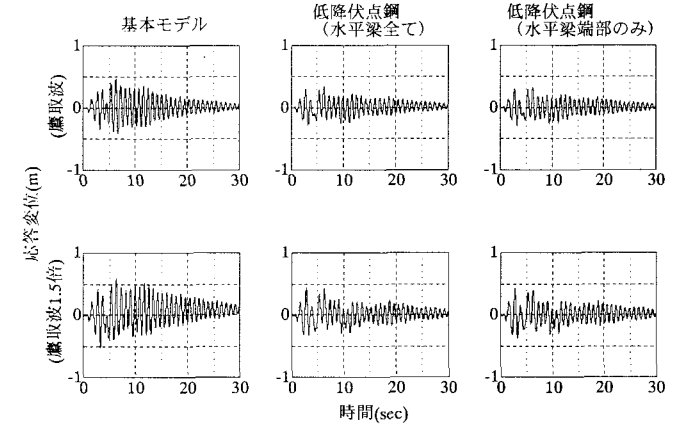


図-8 主塔頂部の時刻歴応答変位（橋軸直角方向）

剛性比を0.01とした場合には変形を弾性範囲内に抑えることが可能となっている。

#### (4) 主塔基部軸力

図-7に主塔基部の時刻歴応答軸力を示す。それぞれのモデルで15MNの死荷重が作用しており、これを中心として軸力が変動していることが認められる。また、基本モデルでは、鷹取波および鷹取波1.5倍それぞれの場合で負反力が生じている。しかし、剛性を下げることにより、軸力の変動量が軽減されていることが確認でき、鷹取波を入力した場合には、負反力の発生を防ぐことが可能となっている。軸力の変動量を軽減することは、過度の圧縮力が作用した場合の鋼材の座屈や負反力が生じた場合のアンカーボルトの浮き上がりなど耐震設計においても重要であると考えられる。

以上のように、支承の橋軸方向ばね剛性を小さくすることにより、固有周期と地震波の卓越周期の近接を避けることができるため、橋軸方向において、地震力の軽減を図ることが可能となることが確認された。

### 3.2 主塔水平梁に低降伏点鋼を用いた場合

#### (1) 低降伏点鋼

本研究では、地震時に修復が比較的容易であると考えられる水平梁を早期に塑性化させ、エネルギー吸収性能を増すことにより、主塔基部の面内変形による損傷を軽減させることを目的として、主塔水平梁に低降伏点鋼を用いる。低降伏点鋼には降伏応力が100N/mm<sup>2</sup>級の鋼材

を使用した。低降伏点鋼を水平梁全ておよび端部のみ（水平梁の長さ14.5mに対して両端部0.5m）に用いて時刻歴応答解析を行い、低降伏点鋼を用いない場合（基本モデル）と比較を行った。なお、橋軸方向の応答については、低降伏点鋼による効果は小さいと考えられるため、ここでは結果を省略した。

#### (2) 主塔頂部の応答変位（橋軸直角方向）

主塔頂部橋軸直角方向の時刻歴応答変位を図-8に示す。水平梁全てあるいは水平梁端部だけに低降伏点鋼を使用した場合には、基本モデルと比較して若干変位が抑制されていることが確認できる。低降伏点鋼を水平梁全てに用いた場合と端部だけに用いた場合では、特に大きな変化は見られなかった。

#### (3) 主塔基部（面内変形）の曲げモーメント-曲率

主塔基部（面内変形）の曲げモーメント-曲率関係を図-9に示す。基本モデルでは、損傷の受けやすい基部に塑性化が発生していることが確認できる。しかし、低降伏点鋼を用いることにより、主塔基部の損傷を大きく軽減することができており、鷹取波1.5倍を入力した場合においても弾性範囲内に収めることが可能となっている。また、低降伏点鋼を水平梁端部だけに用いた場合においても、水平梁全てに用いた場合とほぼ同様の効果が得られることが確認できる。

#### (4) 水平梁端部（面内変形）の曲げモーメント-曲率

水平梁端部の曲げモーメント-曲率関係を図-10に示す。低降伏点鋼を用いた場合には、水平梁端部で大きく塑性化しており、この部分においてエネルギー吸収が

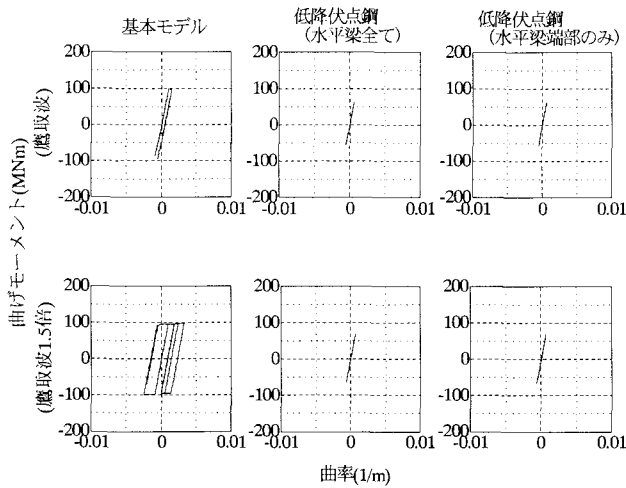


図-9 主塔基部（面内変形）の M-φ 履歴

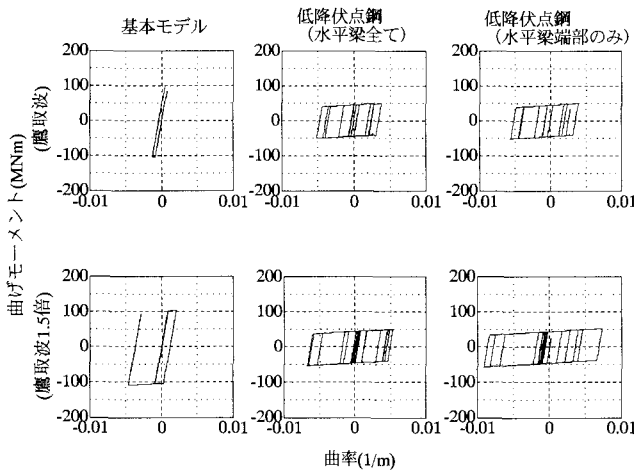


図-10 水平梁端部（面内変形）の M-φ 履歴

効果的になされているものと考えられる。また、地震波が大きくなるほど、塑性履歴ループも大きくなっており、低降伏点鋼を用いることによる効果が顕著に現れることが確認できる。

#### (5) 主塔基部軸力

図-11 に主塔基部の時刻歴応答軸力を示す。図から確認できるように、基本モデルと比較して、低降伏点鋼を水平梁に使用することにより、軸力の変動量を若干ではあるが軽減する効果が期待できるものと考えられる。

以上のことから、水平梁に低降伏点鋼を使用し、早期に塑性化させることによって、主塔基部の損傷を軽減させることが可能であると思われる。この要因としては、水平梁を介して伝達される塔の間の面内曲げモーメントやせん断力が軽減するためと考えられる。すなわち、主塔と水平梁との動的相互作用が低下し、2つの塔がそれぞれ独立して地震動を受ける状態に近づいたことによるものと考えられる。

#### 4. あとがき

本研究では、地震力低減対策として主桁の支持方式をオールフリーとした場合、主塔水平梁に低降伏点鋼を用いた場合について斜張橋全体系を対象とした非線形地震応答解析を実施し、それぞれの効果を検討した。結論を

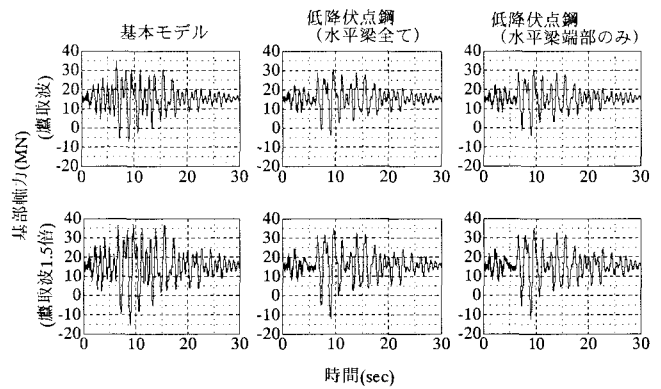


図-11 主塔基部軸力

以下にまとめる。

- (1) 主桁の支持方式をオールフリーとした場合、橋軸方向の振動に対して長周期化が認められ、塔基部面外変形による損傷を大幅に低減させる効果を発揮することが確認できた。
- (2) 支承の橋軸方向のばね剛性を下げるにつれ、地震波の卓越周期との共振を避けることができ、損傷を軽減する割合が大きくなる。
- (3) 水平梁に低降伏点鋼を使用した場合、早期に水平梁端部が塑性化するため、その部分において地震エネルギーの吸収がなされ、主塔基部に掛かる負担を軽減させることが可能となる。
- (4) 水平梁端部だけに低降伏点鋼を使用した場合においても、水平梁全てに用いた場合とほぼ同様の効果を期待することができる。

#### 〈参考文献〉

- 1) Report on Highway Bridge Damage Caused by the Hyogo-ken Nanbu Earthquake of 1995, pp.137-140, 1995.
- 2) 日経 BP 社：土木が遭遇した阪神大震災、1995.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996.
- 4) 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
- 5) 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、pp.2353-2358、1998.
- 6) 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) 大塚久哲・山平喜一郎・楠田広和：鋼斜張橋の非線形地震応答解析による耐震補強策の検討、構造工学論文集 Vol.47A、pp.883-894、2001.
- 8) 中島大輔：免震支承を有する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験、第25回地震工学研究発表会講演論文集、pp.741-748、1999.
- 9) 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緑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.