

高橋脚を有する2主桁複合斜張橋の耐震性向上に関する検討

鈴木 泰之¹・大塚久哲²・高群明美³

¹正会員 工修 (株)建設技術研究所 構造部 (〒103-8430 中央区日本橋本町 4-9-11)

E-mail:y-suzuki@ctie.co.jp

²フェロー 工博 九州大学大学院工学研究院 建設デザイン部門 教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

³正会員 九州大学大学院工学府 建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

本論文は、高橋脚を有するために都市内高架橋と比較して固有周期が長い橋梁形式を対象として、免震支承およびオイルダンパーを用いて耐震性の向上を試みたものである。上部構造形式は、経済性に優れる2主桁複合斜張橋とした。本論文では、地震時の非線形時刻歴応答解析を行うことにより、免震支承が高橋脚を有する橋梁に対しても耐震性向上効果があることを確認した上で、免震支承の設置位置による効果の違いやオイルダンパーを用いた場合の効果についても検討を加えた。検討の結果、免震支承およびオイルダンパーの特性を適切に選定することにより、固有周期の長い構造物に対しても耐震性向上の効果があることが明らかになった。

Key Words: seismic isolation bearing, oil damper, composite cable-stayed bridge, high pier

1. はじめに

都市内高架橋では免震支承が使用されており、経済的で耐震性に優れる橋梁が施工されつつある。固有周期が1.0s~1.5s前後の構造物では、免震支承の適用は、耐震性の向上とともに経済的な設計を可能にするため、施工例が増えつつある。また、これまでPC斜張橋や中路的アーチ橋の耐震性向上策として、免震支承の有効性が議論されてはいるが¹⁾²⁾、高橋脚を有し長周期となる構造物への免震支承適用の可能性については、まだほとんど議論されていない。一方、2主桁複合斜張橋の主桁は、鋼2主桁とPC床版あるいは鋼コンクリート合成床版から成る合成桁であり、ケーブル定着もブラケットを用いずに主桁に直接取り付けのため、構造が極めて簡素となっている。国内における施工実績はないものの米国を中心に施工実績が増えつつある橋梁形式で、PCラーメン橋と同等の経済性を有することが明らかにされている³⁾⁴⁾。今後発展が期待される構造形式である。

本論文では2主桁複合斜張橋を例に取り、高橋脚を有する橋梁形式の基本的な振動特性を明らかにした上で、中間橋脚上や桁端に免震支承やオイルダンパーを用いて、レベル2地震動に対する耐震性の向上を検討するものである。

2. 地震時挙動特性

(1) 構造概要と解析方針

2主桁複合斜張橋の上部構造はPC床版を有する鋼2主桁、橋脚は基部から上方へ断面を縮小させたRC中空断面橋脚、基礎は大口径深礎杭である。図-1に全体一般図、図-2に解析モデルを示す。解析モデルは2主桁を梁要素で再現し、それらを剛な横梁で結合した構造とした。ケーブルは線形棒要素、主桁は線形梁要素、主塔と橋脚は非線形梁要素としてモデル化を行った。非線形梁要素の骨格曲線は鉄筋コンクリートの材料非線形性を考慮したトリリニア型(武田モデル)を使用し、レベル2地震動に対する挙動を最初に把握した。

(2) 2主桁複合斜張橋の地震時挙動特性

固有振動特性を把握するために固有値解析を行った結果、1次の固有周期が2.44secであり、橋脚の曲げ1次振動モードとなった。橋軸方向の振動モードを図-3に示す。

次に、長周期構造物における問題点を把握するために時刻歴応答解析を行い、各部材の変位と最大曲げモーメントに着目し、入力地震動による比較を行った。図-4に各支点における最大応答変位を示す。主桁端部は橋軸方

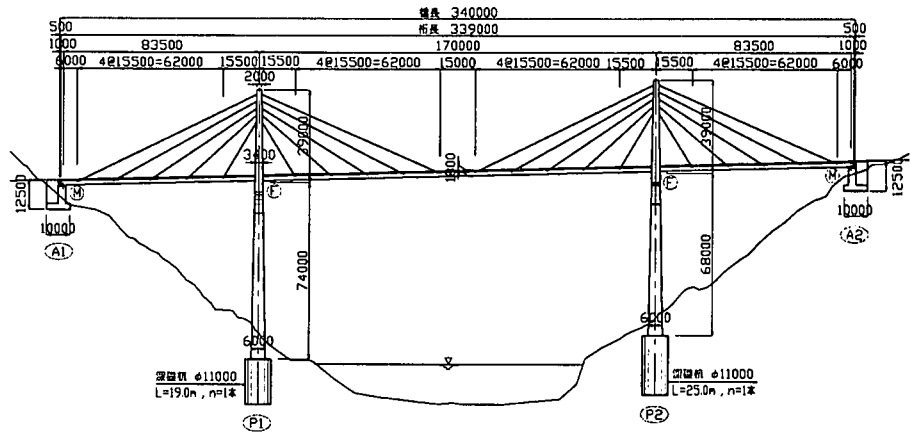


図-1 全体一般図

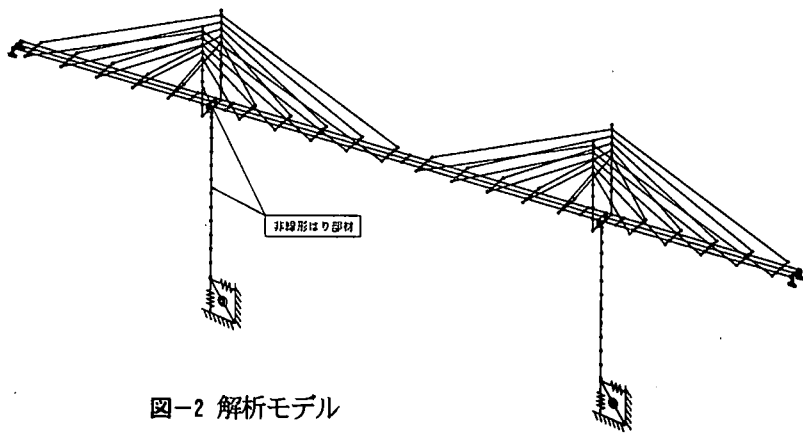


図-2 解析モデル

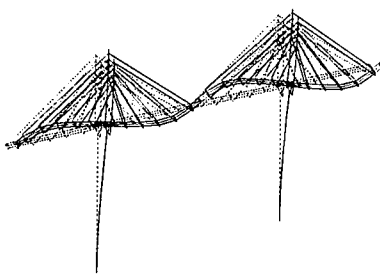


図-3 振動モード図

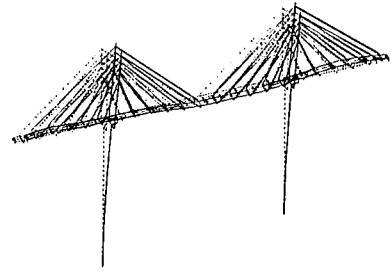


図-10 振動モード図 (免震支承設置)

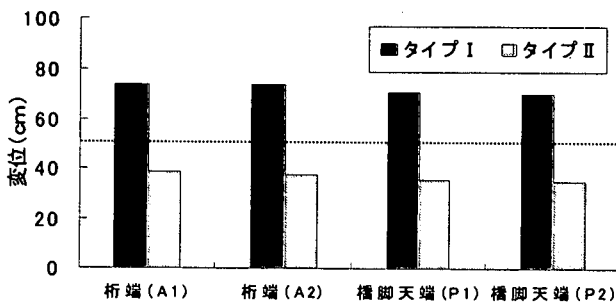


図-4 最大応答変位

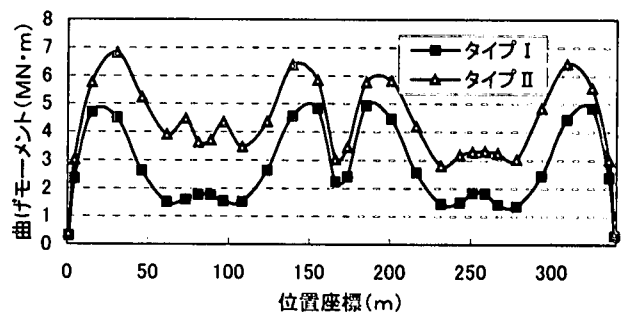


図-5 主桁最大曲げモーメント分布

向に可動であるため、応答変位がタイプⅠ地震動入力時には70cmを超える。したがってレベル2地震動時の変位を吸収するためには大規模な伸縮装置が必要となり、使用性や経済性から好ましくない。図-5の主桁の最大曲げモーメント分布を見ると、タイプⅡ地震動の方が主桁に対して大きな慣性力が働き、応答値が大きい。図-6は主塔の最大曲げモーメント分布である。両地震波に対して降伏値(M_y)以下であり、ひび割れ領域に収まる結果となった。分布の特徴として、一本柱であれば自由端から固定端に向かって曲げモーメントは単調に増加するが、ケーブルの拘束効果により主桁の影響を受けるため、最下段ケーブル位置の曲げモーメントがそれより下側の応答値より大きくなる。図-7は橋脚の最大曲げモーメント分布である。橋脚上部ではタイプⅡの方が応答モーメントは大きくなるが、橋脚下部では応答値が逆転している。

以上をまとめると、タイプⅠ地震動入力時に主桁端部の水平変位が70cm以上と過大になること、また橋脚基部の最大曲げモーメントが降伏を超えること、この2点が耐震性向上策を検討する上での課題となる。

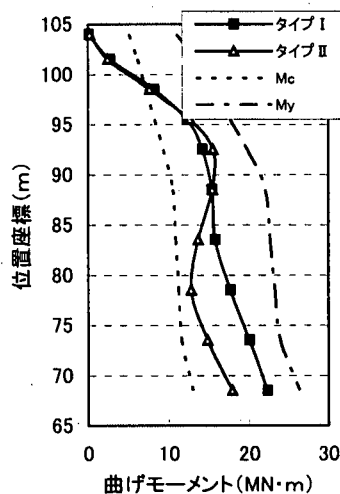


図-6 主塔の最大曲げモーメント分布

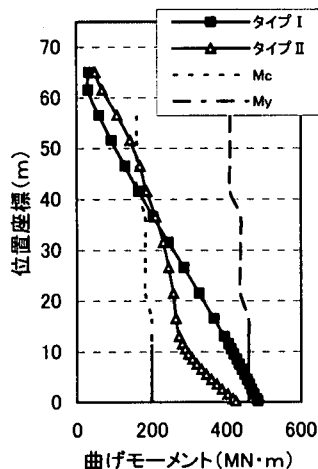


図-7 橋脚の最大曲げモーメント分布

3. 免震支承を用いた耐震性向上策の検討

(1) 免震支承の選定と基本特性

1) 免震支承の選定

長周期構造物に対する免震支承の採用の可能性を探るために、支承のQd, 1次剛性, 2次剛性をパラメータとした検討を行なった。想定した免震支承はLRB(鉛プラグ入り積層ゴム)であり、支承条件は橋脚と主桁とを橋軸方向に固定(ピン結合)とした場合、自由(リンク支承)とした場合、さらに免震支承を使用した場合を設定した。免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承とし、パラメータとして、Qd(降伏荷重)、K1(1次剛性)とK2(2次剛性)を用いた。各々のパラメータは相互に関連づけられており、免震支承の寸法とゴムのせん断弾性係数を仮定すれば、Qd, K1, K2は自ずと決定されることになる⁷⁾。1主桁1支承とし、1支承あたりのゴム面積を1.0, 1.5, 2.0(m²)、ゴムのせん断弾性係数Gを0.8, 1.0, 1.2(N/mm²)と想定し、鉛の面積を支承ゴム面積の6%とした場合に導き出されるQd, K1, K2を用いた。なお、ここでは、免震支承の適用は橋脚天端のみとし、橋台の支承条件は、全ての解析ケースにおいて橋軸方向に自由とした。支承条件を表-1に示す。

表-1 支承条件

	G (N/mm ²)	Qd (kN)	K1 (kN/m)	K2 (kN/m)
CASE1	固定(ピン)		—	—
CASE2	自由(リンク査)		—	—
CASE3-1	0.8	510	11943	1837
CASE3-2	"	765	13652	2100
CASE3-3	"	1020	25076	3858
CASE4-1	1.0	510	15658	2409
CASE4-2	"	765	18201	2800
CASE4-3	"	1020	30329	4666
CASE5-1	1.2	510	18489	2845
CASE5-2	"	765	27136	4175
CASE5-3	"	1020	95558	14701

2) 基本特性

表-1に示すパラメータを用いた計算結果を図-8, 図-9に示す。振動モード図を図-10に示す。本橋梁の固有周期は概ね3秒弱と長い為、橋脚基部の曲げモーメントは、タイプⅡ地震動よりもタイプⅠの地震動で最大曲げモーメントが生じるが、免震支承の特性にかかわらず固定条件の場合より概ね15~20%小さくなる事が明らかになった。一方、主塔基部に生じる最大曲げモー

メントはタイプ2地震動で大きな応答値を示すが、せん断弾性係数と Q_d を適切に設定すれば、大幅に減少されることが明らかになった。支承の最大変位は、タイプ2の地震動に対して Q_d が大きくなるほど小さくなり、その影響を受け桁全体の変位も若干小さくなるが、橋脚天端の最大変位は、 Q_d にかかわらず一定となった。

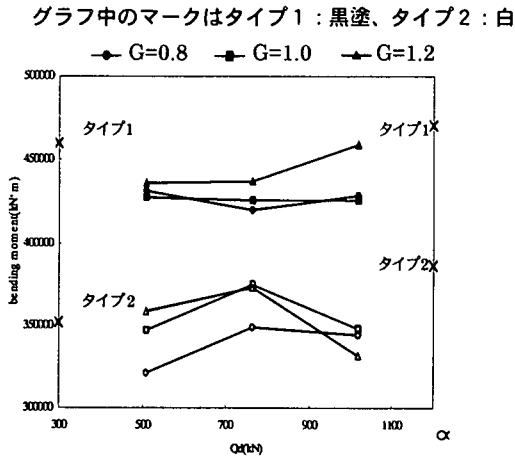


図-8 橋脚基部の曲げモーメント

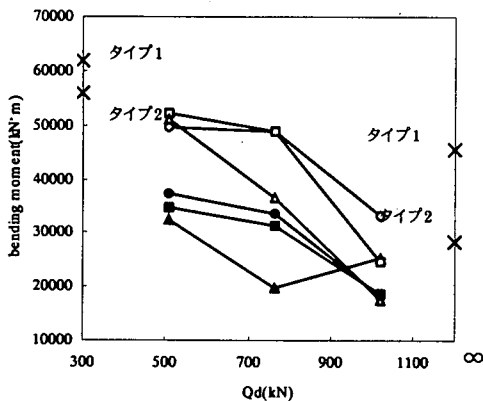


図-9 主塔基部の曲げモーメント

(2) 免震支承を用いた耐震性向上策

中間橋脚の天端に設置した免震支承は、主塔や橋脚基部に発生させる曲げモーメントを低減させる効果があることが明らかになった。ここでは、比較的剛性が低い支承、逆に剛性が高い支承の2種類(CASE3-1とCASE5-3)を選定し、対象橋梁の耐震性を向上させるための効果的な配置について検討を行った。表-2に免震支承の特性、表-3に支承配置および基本固有周期を示す。免震支承のモデル化は、図-11に示すように降伏後の剛性が低下するバイリニアモデルとした。図-12に支承の配置位置を示す。免震支承の効果を知るための比較対象モデルとして、基本モデルを用いた。基本モデルは、桁端を自由、橋脚天端をピンとしたモデルであり、表-1に示す

CASE1と同じ条件である。基本モデルの橋脚天端ピン支承を免震支承Aに置き換えた場合をモデル1、全支承部に免震支承Aを設置した場合をモデル2、モデル2の免震支承を全て免震支承Bに置き換えた場合をモデル3とする。固有周期を比較すると、モデル1は橋脚上のピン支承を免震支承に換えたため長周期化しており、モデル2は桁端のローラー支承を免震支承に換えたため基本固有周期は短くなる。モデル3は、モデル2の免震支承の剛性が大きくなったのでさらに短周期化している。

表-2 免震支承の特性

		免震支承A	免震支承B
降伏荷重	Q_d (kN)	510	1020
初期剛性	K_1 (kN/m)	11943	95558
2次剛性	K_2 (kN/m)	1837	14701
免震支承面積	A_R (m ²)	1.0	2.0
鉛プラグ面積	A_P (m ²)	0.06	0.12
せん断弾性係数	G (N/mm ²)	0.8	1.2

表-3 支承配置および基本固有周期

	CASE1	モデル1	モデル2	モデル3
桁端	自由	自由	免震A	免震B
橋脚天端	ピン	免震A	免震A	免震B
固有周期	2.44 sec	2.97 sec	1.87 sec	1.04 sec

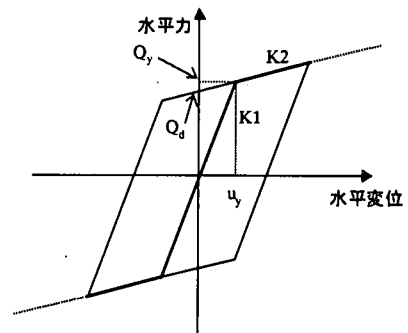


図-11 免震支承の履歴特性

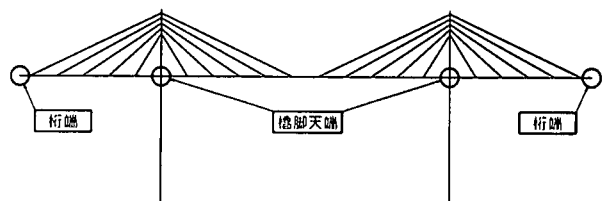


図-12 免震支承の配置位置

(3) 解析結果

図-13 と図-14 に主桁端部と橋脚天端の橋軸方向最大変位の比較を示す。入力地震動による比較を行うと、タイプI地震動の方が応答変位が大きくなるため、タイプI地震時のモデル比較を行う。桁端の応答変位は、最も固有周期が長いモデル1の変位が最大となり95cmを超える。橋脚天端では、桁端に免震支承をおいたモデル2、モデル3では橋脚天端の応答変位を効果的に抑えることができるが、剛性の小さい免震支承Aを用いた場合、モデル2で、桁端の応答変位が50cm以上生じる。

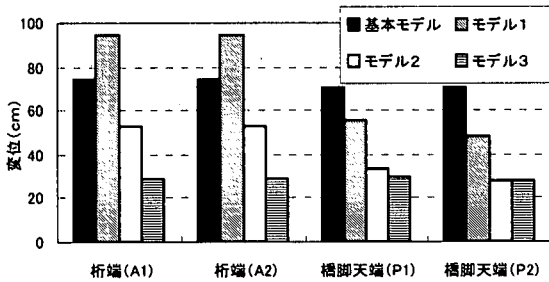


図-13 最大変位 (タイプI)

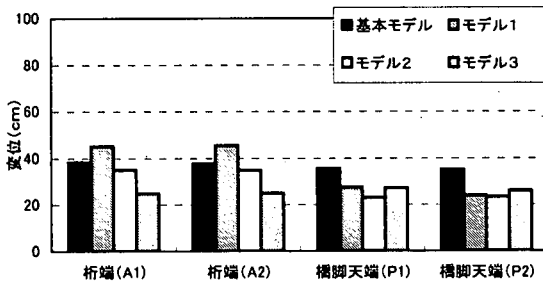


図-14 最大変位 (タイプII)

図-14 と図-15 に橋脚基部と主塔基部の最大曲率を示す。橋脚基部に着目すると、基本モデルではP2橋脚で降伏曲率の3.4倍の応答倍率となるが、モデル1ではほぼ降伏値まで低減し、モデル2とモデル3では降伏曲率の半分程度に減少する。次に主塔基部の最大曲率に着目すると、基本モデルでも降伏曲率以内ではあるが、モデル3ではタイプI地震動に対して基本モデルの応答曲率を下回ることができる。タイプII地震動入力時では、ピン支承を配置した基本モデルが応答が最小となった。

以上の結果をまとめると、今回検討したモデルの中では、最大曲率の低減効果が見られ主桁の衝突を回避できるモデル3が最適な対策であると言える。

免震支承による効果を、全支点到免震支承を設置することにより、基本モデルに対して変位・曲率とも大幅な低減を図ることができた。

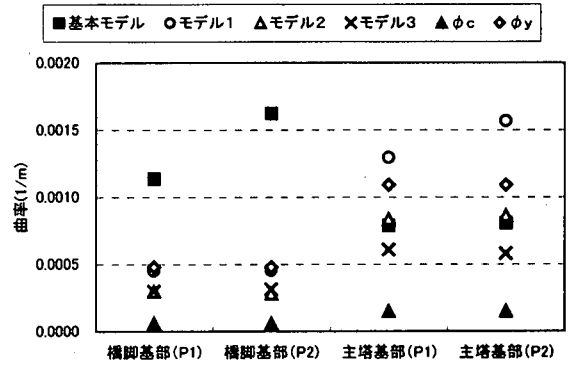


図-15 最大応答曲率 (タイプI)

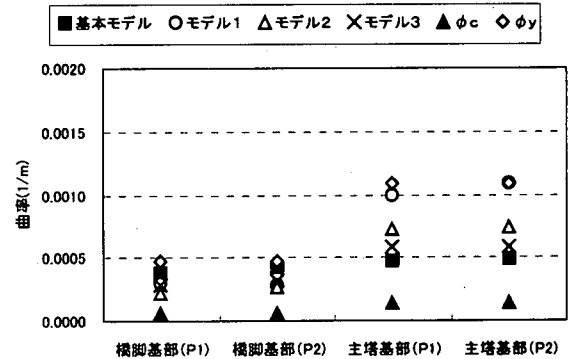


図-16 最大応答曲率 (タイプII)

4. ダンパーを用いた耐震性向上策の検討

(1) 解析概要

想定したダンパーは図-16に示すLED (橋梁用鉛押し型ダンパー) で、鉛の塑性化を利用した履歴型ダンパーである。降伏荷重に達する変位が小さく、2次剛性はほぼ横ばいとなるため矩形に近い履歴を示し、減衰効果が期待できる。降伏荷重に達する変位が小さいため、水平変位制御効果がある。

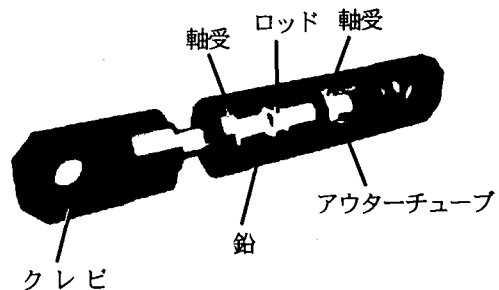


図-17 橋梁用鉛押し型ダンパー

また、一般的な粘性ダンパーと異なり速度依存性がなく、大変形に対して対応できるという特徴を持つ。解析モデルは、図-17のようにバイリニアで履歴特性を与えた。

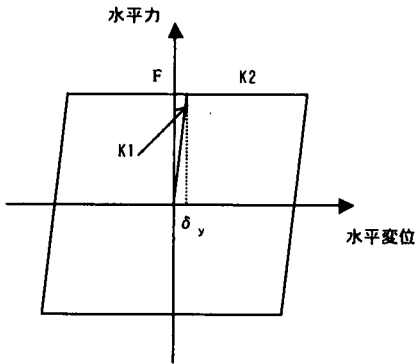


図-17 ダンパーの履歴特性

(3) ダンパー配置位置の検討

効果的なダンパーの配置方法を調べるために、全体の抵抗力を 2000kN に統一して比較を行った。表-4 に検討を行うモデルのダンパーの配置及び基本固有周期を示す。前述の基本モデルの桁端にダンパー2000kN を配置した場合をモデル A、橋脚天端のピン支承をローラー支承とダンパー2000kN に置き換えた場合をモデル B、全支承部にローラー支承とダンパー1000kN を配置した場合をモデル C とする。基本固有周期を比較すると、モデル A は桁端のローラー支承にダンパーを配置したため橋軸方向の拘束力が増大し、基本モデルと比較して基本固有周期は 1/3 程度に短くなる。モデル B は橋脚天端のピン支承をローラー支承とダンパーに置き換えた配置であるが、ダンパーの 1 次剛性が大きいため（自由+ダンパー）はピン条件とほぼ同じ拘束条件となるため、基本モデルとの差異はほとんどない。同様にモデル C は、モデル A と同程度の固有周期となる。

各モデルの桁端と橋脚天端の最大変位を図-18 と図-19 に示す。桁端の最大変位は、タイプ I・II ともに桁端にダンパーを配置したモデル A の応答が最小となる。基本モデルとほぼ固有周期が同じであったモデル B は、基本モデルよりも最大変位が大きくなり、ダンパーの抵抗力を増やしても効果が小さいと予測できる。ダンパーのストロークが過剰に必要となるため有効な配置とは言えない。モデル C の最大変位をモデル A と比較すると、橋脚天端については同程度の応答を示しているが、桁端での低減効果は小さいことが分かる。これは橋台の変位拘束に比べ、橋脚の変位拘束が小さいため、ダンパーを分散して配置したことにより主桁の変位制御効果が小さくなったためである。

図-20 と図-21 は橋脚基部と主塔基部の最大曲率である。これを見ると、モデル A,B,C はすべて降伏以下となる。また、モデル間の応答値の差は小さいものの、主塔基部に着目するとモデル A が最大応答曲率を小さくすることができることが分かる。

表-4 ダンパーの配置および基本固有周期

	基本モデル	モデル A	モデル B	モデル C
桁端 (A1, A2)	自由	自由 + ダンパー 1000(kN)	自由	自由 + ダンパー 500(kN)
橋脚天端 (P1, P2)	ピン	ピン	自由 + ダンパー 1000(kN)	自由 + ダンパー 500(kN)
固有周期	2.44 sec	0.77 sec	2.45 sec	0.85 sec

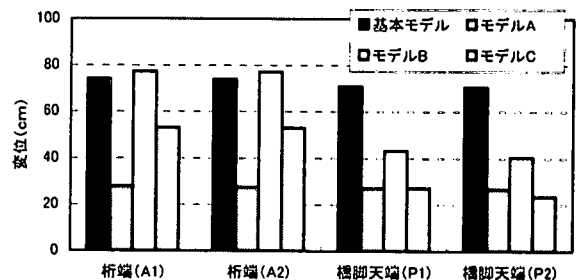


図-18 最大変位 (タイプ I)

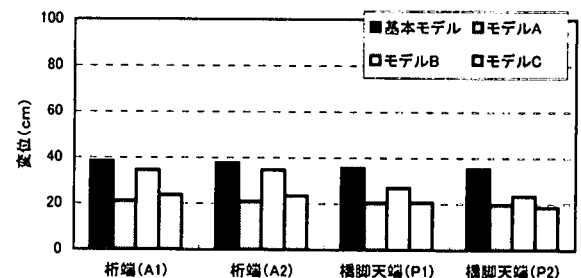


図-19 最大変位 (タイプ II)

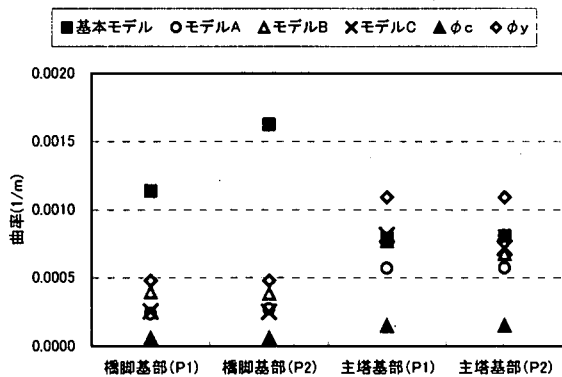


図-20 最大応答曲率 (タイプ I)

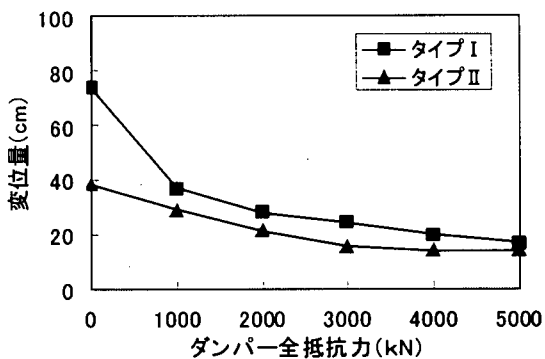


図-22 最大応答変位 (桁端)

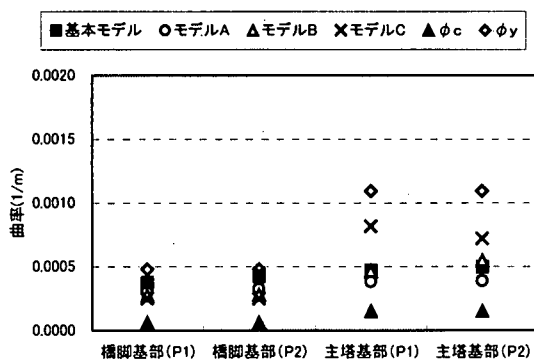


図-21 最大応答曲率 (タイプ II)

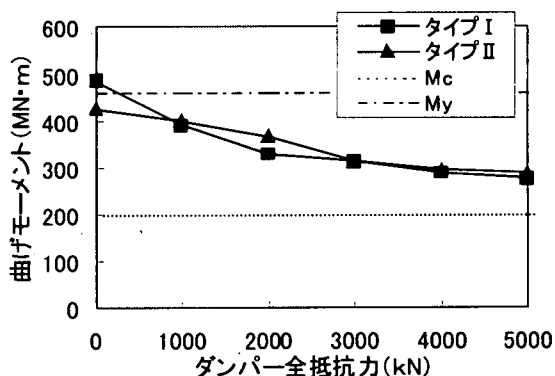


図-23 最大曲げモーメント (橋脚基部)

(2) ダンパーの最適抵抗力の検討

ダンパーの配置位置の検討を行った結果、基本モデルに対して、変位・曲率ともに顕著な低減効果がみられたモデル A が有効な配置であった。このモデルに対してダンパーの全抵抗力を変化させ、最適なダンパーの抵抗力を検討する。これまでと同様に桁端の橋軸方向最大変位と主塔基部、橋脚基部の最大曲げモーメントに着目し、P1 と P2、A1 と A2 のうち大きい方の応答値を選択して比較を行う。

桁端に配置したダンパーの全抵抗力を 1000kN ずつ増加させた時の桁端の最大変位量を図-22 に示す。全体の抵抗力が小さくても、桁端の橋軸方向の最大変位は効果的に抑制できる。図-23 と図-24 に橋脚基部と主塔基部の最大曲げモーメントを示す。橋脚基部の最大曲げモーメントは、ダンパーの全抵抗力を増加させると応答は単調に減少する。1000kN を配置するとタイプ I 地震時でも降伏値を下回る応答となるため、十分な性能を持つと言える。主塔基部の最大曲げモーメントは、タイプ I 地震時は橋脚基部と同じ傾向で減少するが、タイプ II 地震時に対してダンパーの抵抗力にかかわらずほぼ一定の応答を示す。モデル A においては、1000kN でも最大変位

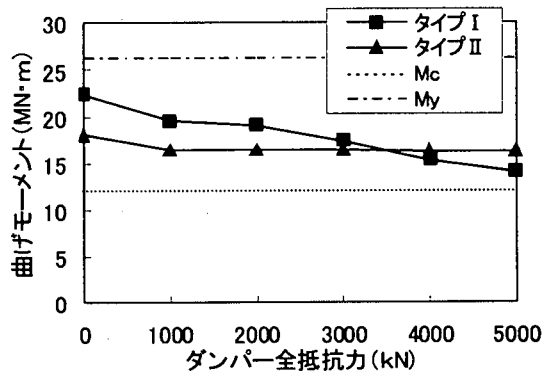


図-24 最大曲げモーメント (主塔基部)

や最大曲げモーメントを十分抑えることが可能であるが、ストローク 40cm を有する大型のダンパーが必要となり、スペースの制約を考慮して選定する必要がある。

(4) 考察

ダンパーによる効果を検討した結果、端支点到ダンパーを設置することにより、基本モデルに対して変位・断面

力とも低減を図ることができた。また、ダンパーの抵抗力は、ダンパーが受ける上部構造の質量に依存するが、本橋梁の場合は、1000kNを配置すれば、耐震性は向上される。

5. 結果（耐震性向上の効果について）

以上、高橋脚を有する2主桁複合斜張橋を対象として、免震支承とダンパーによる耐震性向上策を検討した。一連の検討結果を以下に要約する。

(1) 免震支承について

比較的剛性の高い免震支承を桁端および橋脚天端に設置することで、桁の応答変位および橋脚基部の応答曲率を有効に低減できることが分かった。また、全ての支点到に免震支承を設置することにより、免震効果は一層向上する。

(2) ダンパーについて

ダンパーについては、変位あるいは断面力を効果的に低減する効果がある。ダンパーは支承と比較し、比較的自由に必要とされる性能を設定することが可能であるため、効果的な耐震性向上策であると考えられる。過度なダンパーの設置は効果が少なく、コストが割高になるため、この点に留意する必要がある。

(3) 他の橋梁形式への対応

本検討により、免震支承あるいはダンパーを設置することで、長周期構造物においても効果的な耐震性向上を計ることが明らかになった。本論文では2主桁複合斜張橋について検討を加えたが、この形式は橋台・橋脚各々に支承を有するため、連続桁橋においても同様な手法により、耐震性の向上を計ることが可能である。一方、高橋脚を必要とする架橋地点において施工実績の多い3径間PCラーメン橋に対しては、支承の設置が端支点のみとなる。そのため、免震支承設置による効果は期待できないものと予想されるが、桁端にダンパーを取り付けることにより、耐震性向上が計られるものと考えられる。

参考文献

- 1)水取・山花・大塚：橋脚・橋台と主桁間に弾塑性せん断ばねを有するPC斜張橋の弾塑性地震応答特性，構造工学論文集，Vol.41A，pp.1051-1061,1995.3
- 2)水取・大塚・浜崎：中路式RCアーチ橋の耐震性向上に対する弾塑性ばねの効果，構造工学論文集，Vol.45A，pp.975-984,1999.3

3)鈴木・田中他：少数主桁を用いた複合3径間連続斜張橋の提案，土木学会第55回年次学術講演会I-A218,p436~437,2000.9

4)鈴木・土田他：少数主桁を用いた複合斜張橋の構造特性ならびに経済性，鋼構造年次論文報告集第8巻,p587~594,2000.11

5)大塚・鈴木他：高橋脚を有する2主桁複合斜張橋の地震応答解析，土木学会第56回年次学術講演会I-A299,p598~599,2001.10

6)Y.Suzuki,H.Otsuka,A.Otsuka：Investigation of earthquake resistance and cost effect on hybrid cable-stayed bridge with two girders, Earthquake Resistant Engineering Structures III ,p651 ~ 660,2001.9

7)道路橋の耐震設計に関する資料（社）日本道路協会

平成9年3月