

米国で建設された2主桁複合斜張橋の国内における適用性に関する検討

Application of composite cable-stayed bridge with 2 edge girders constructed in U.S. to Japan

大塚 篤生*, 鈴木 泰之*, 大塚 久哲**
 Atsuo Otsuka, Yasuyuki Suzuki, Hisanori Otsuka

* 工修, (株)建設技術研究所 東京本社 構造部 (〒103-8430 中央区日本橋本町 4-9-11)
 ** 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)

The cost of composite cable-stayed bridge with 2 edge girders is superior to any other types of cable-stayed bridges. So many bridges of this type were constructed in overseas. This paper reports seismic resistance of composite cable-stayed bridge. As the model of composite cable-stayed bridges, Owensboro Bridge which was actually constructed in the U.S in 2002, was used. To investigate the seismic behavior, 3-dimensional dynamic analysis and inspection was carried out. Using Japanese Specification for Highway-bridges Part IV (Seismic Design). As the result of the analysis, it was clear that Owensboro Bridge has not the required seismic resistance by Japanese Specification, but seismic resistance of this bridge was improved by using isolation bearing, dumper and changing bearing layout without losing cost benefit.

Key Words: seismic resistance, composite cable-stayed bridge, Owensboro Bridge
 キーワード: 耐震性, 2主桁複合斜張橋, オーウェンスボロー橋, 免震支承

1. はじめに

2主桁複合斜張橋は、国内での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おり¹⁾、今後国内でも発展が期待される構造形式である。筆者らはこれまで、2主桁複合斜張橋の経済性、耐震性等を検討してきた³⁾⁴⁾。今回、米国で実際に建設された2主桁複合斜張橋の詳細図面と設計概要を入手する機会を得た。本論文は、これらの資料から米国で建設された2主桁複合斜張橋の耐震性を明らかにするとともに、日本の耐震基準に照らして照査を行い、その結果から、日本における2主桁複合斜張橋の適用性と耐震性向上策を検討することを目的とするものである。

2. 構造概要

対象とした橋梁は、米国 Kentucky 州の Ohio 川に架かる Owensboro 橋 (以下、実橋とする) である (2002 年完成)。橋長 1,373m、両サイドのアプローチ部が RC 床版鋼鈑桁、中央の本橋が2主桁複合斜張橋 (橋長 1031m) から構成されている。

図1に斜張橋部分の橋梁一般図を示す。図2,3におもな構造図を示す。

本橋の構造 (斜張橋部分) を以下に示す。

- ・支間: 中央スパン 366m, サイドスパン 152m
- ・ケーブル形式: ファンタイプ (12 段)
- ・主桁構造: 鋼2主鈑桁 (桁高 1.52m)
- ・床版形式: プレキャスト PC 床版

主構造は図2に示すようにプレキャスト PC 床版 (厚さ 240mm) と鋼2主鈑の合成断面で構成されている。両端の主桁は橋軸方向に 4.6m ピッチで配置された横桁で連結されている。RC 主塔は中空構造で、高さは 83m。支間・主塔高比で 4.4 は一般的な斜張橋の部類である。主桁の支承条件は、2本の主塔のうち一方を固定、もう一方の主塔および他の橋脚では分散支承を採用している。

設計は AASHTO に基づいて行われているが、Kentucky 州の架橋地点の地震力は比較的小さな地域であるため、橋脚・主塔基部の断面は地震時では決定されていない。AASHTO に記載される Type I Soil に定義されている応答スペクトルを用いて照査されているのみである。なお Type I Soil は岩に分類され、地盤条件は良好と考えられる。

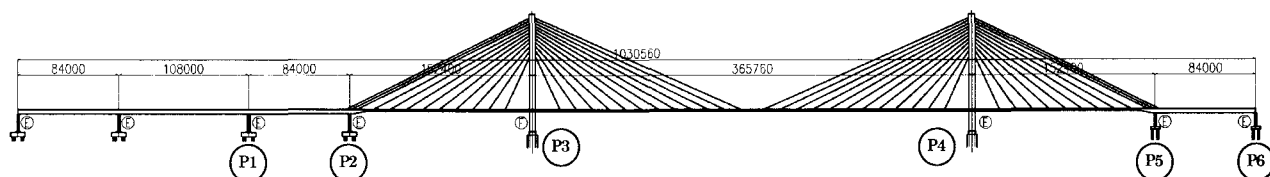


図1 橋梁一般図

耐震性に影響を及ぼす支承条件については、全分散や1点固定等について検討が実施されており、結果として橋軸方向に対しては図4に示すブラケットにて1点固定としている。また、橋軸直角方向に対しては図5に示す要領で固定している。

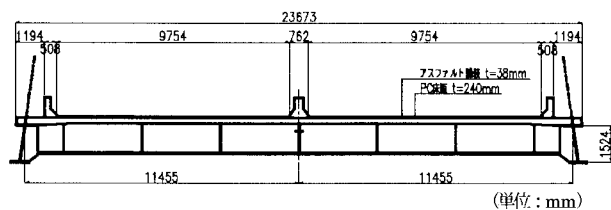


図2 主桁断面図（斜張橋部分）

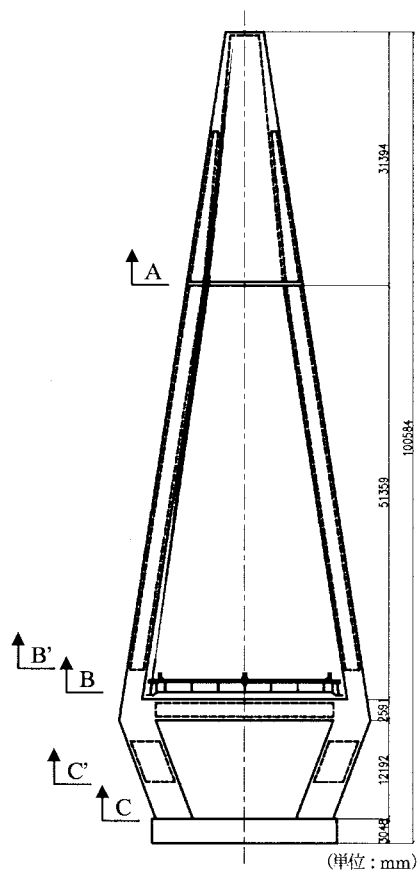


図3 主塔正面図（点線内は中空）

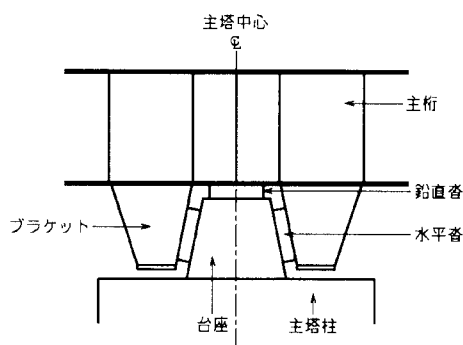


図4 橋軸方向の拘束構造（固定側主塔）

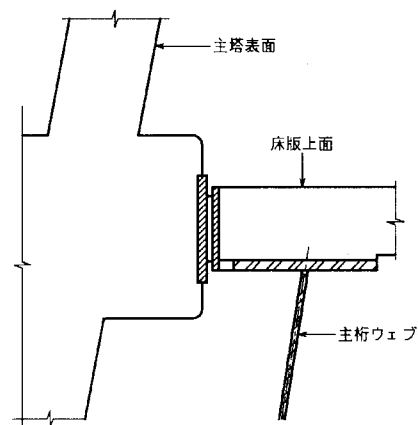


図5 直角方向の拘束構造（主塔）

3. 実橋の地震時挙動特性

3.1 概要

対象とした斜張橋に対し、道路橋示方書Ⅴ（耐震設計編）に規定されている地震動（レベル2地震動）により解析した場合、各構造部材がどのような挙動を示すかを確認した。

3.2 モデル化

解析モデルは斜張橋部の2主桁をそれぞれ独立した梁モデルで再現し、それらを剛な横梁で結合した構造とした。ただし、計算の簡略化のため、アプローチ部の桁は1本の梁モデルで表現した。なお、本来は図1に示すようにアプローチ部を含めて7径間連続の構造であるが、斜張橋部に着目した検討を目的としたため、モデル化は斜張橋部3径間およびその隣接径間の計5径間の連続モデルとして扱った。ケーブルは線形棒要素、主桁および横梁は線形梁要素、RC主塔とRC橋脚は非線形梁要素としてモデル化を行い、RC部材の材料非線形特性は骨格曲線としてトリリニア型、復元力特性として武田モデルを用いた。また、本橋は合成桁として設計されているため、主桁の剛性は床版剛性を含めるものとして扱った。

基礎と地盤の結合条件は、実橋が杭基礎であるため、本来はバネ評価すべきであるが、今回はⅠ種地盤を対象として解析を行ったため、地盤バネを無限大（固定条件）として扱った。支承は、分散支承の箇所を線形バネでモデル化した。図6に解析モデル図を示す。

入力地震動は、Ⅰ種地盤に対する標準地震波を用い、タイプⅠ地震動として開北橋周辺LG成分、タイプⅡ地震動として神戸海洋気象台NS成分を採用した。なお、検討は橋軸方向を対象とし、地震入力は一様同時入力とした。

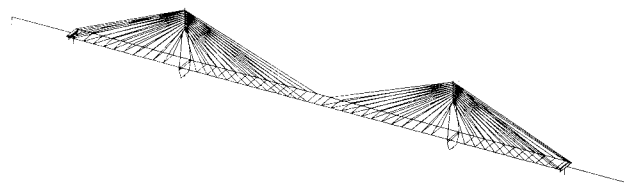


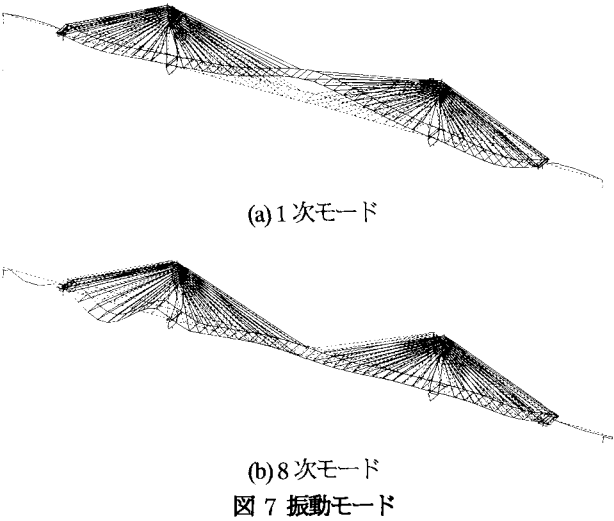
図6 解析モデル図

3. 3 固有値解析

1 次の固有周期は 3.82sec であり、桁の鉛直たわみ振動である。表 1 に固有値解析結果とともに 10 次までの有効質量比を示すが、低次のモードでは有効質量が小さい。これは、主塔部で固定条件にしているため、全分散構造のように卓越した振動モードが低次に出現せず、高次になるにしたがって徐々に有効質量が増える結果となっている。代表的なモード図を図 7 に示す。

表 1 固有周期および有効質量比

	固有周期 (sec)	有効質量 (%)	備考
1次	3.816	3.1	鉛直たわみ対称1次
2次	2.665	3.8	鉛直たわみ逆対称1次
3次	1.905	4.3	—
4次	1.796	4.3	—
5次	1.613	7.4	鉛直たわみ対称2次
6次	1.397	9.8	鉛直たわみ逆対称2次
7次	1.298	18.8	鉛直たわみ対称3次
8次	1.207	37.8	橋軸方向スウェイ
9次	1.122	38.3	—
10次	1.112	41.2	ねじれ1次



3. 4 各部に発生する断面力

時刻歴応答解析を行い、各部材の応答値（断面力・変位）を求め、これらの応答値に対し、道路橋示方書の許容値を用いて照査した。着目した部位は、主塔（ケーブル定着部、主塔基部、橋脚基部）、アプローチ部の橋脚（橋脚基部）、支承とした。解析法は直接積分法（Newmark のβ法）とし、積分間隔は 0.002 秒とした。また、減衰定数は主要な振動モードに着目した Rayleigh 減衰を用いた。

固定側（P3）の主塔の各断面に生じる曲げモーメントを図 8～10 に示す。各グラフは、主塔のひび割れ～降伏～終局の非線形性を表す骨格曲線となっており、主塔の最大応答値はこの曲線上にプロットされる。

この結果より、固定側の主塔では橋脚基部（C-C 断面）に断面力が集中し、照査を満足しない。特にタイプ I 地震動に対しては、終局曲げモーメントを大きく超える曲げモーメントが発生していることが分かる。また、橋脚基部以

外のケーブル定着部基部（A-A 断面）や主塔基部（B-B 断面）の曲げモーメントは降伏曲げモーメント以下であった。これに対し、可動側（P4）主塔については、すべての部位で降伏曲げモーメント以下の応答値であった。

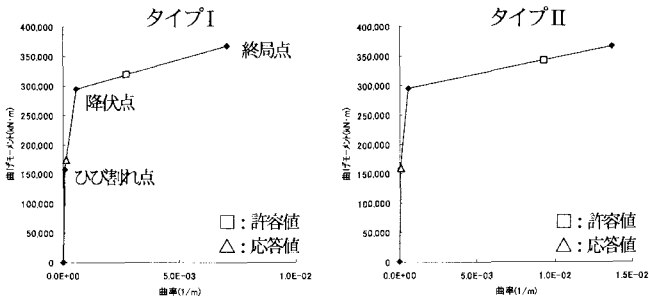


図 8 P3 側ケーブル定着部（A-A 断面）

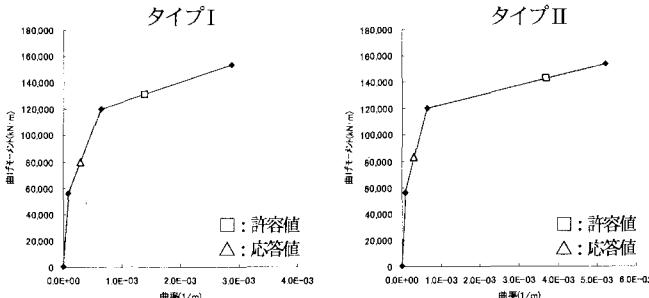


図 9 P3 側主塔付根（B-B 断面）

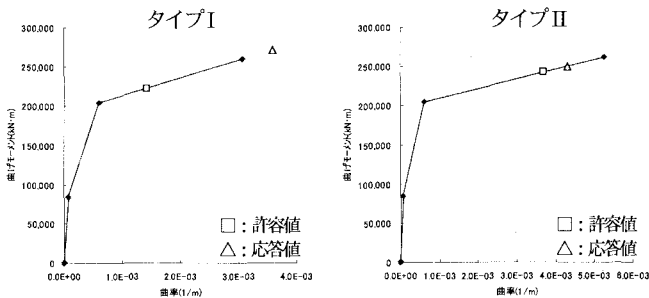


図 10 P3 側橋脚基部（C-C 断面）

また、せん断力については表 2 に示すように、固定側の橋脚基部でせん断耐力を大きく上回るせん断力が発生する。

表 2 せん断耐力の照査

		タイプ1地震動		タイプ2地震動	
		せん断力 kN	せん断耐力 kN	せん断力 kN	せん断耐力 kN
固定側 P 3	A-A断面	6902	20147 ○	8128	20620 ○
	B-B断面	2715	15468 ○	3868	16073 ○
	C'-C'断面	32244	11932 ×	31774	12215 ×
	C-C断面	27771	26025 ×	25450	27105 ○
可動側 P 4	A-A断面	3536	20147 ○	3940	20620 ○
	B-B断面	2905	15468 ○	3912	16073 ○
	C'-C'断面	4107	11932 ○	4752	12215 ○
	C-C断面	4500	26025 ○	5900	27105 ○

(2) アプローチ部橋脚

アプローチ部の橋脚基部の応答値を図 11～12 に示す。アプローチ部の橋脚では、降伏曲げモーメント以上の応答

値は発生していない。また、せん断力についても各橋脚の発生せん断力はせん断耐力以下である。

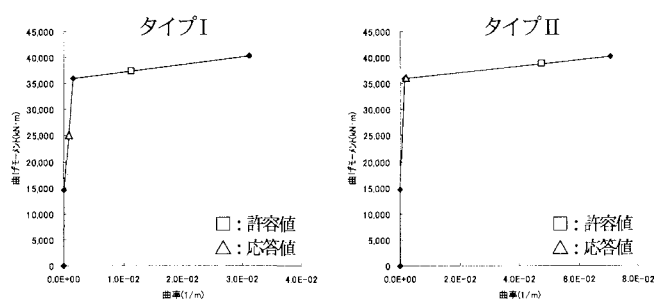


図 11 P1 橋脚基部

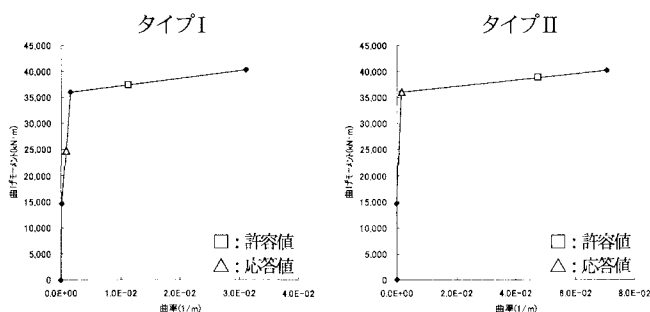


図 12 P2 橋脚基部

(3) 変位

表 3 に各部位における変位を示す。

ゴム支承厚の 250% ひずみを許容変位と考えると、可動側の主塔の支承変位が許容値を超過している。

表 3 最大応答変位 (単位: m)

		タイプ1	タイプ2	許容値 2.5Σte
P1 橋脚 (可動)	橋脚天端	0.037	0.083	—
	支承	0.226	0.166	0.476
	上部工	0.198	0.198	—
P2 橋脚 (可動)	橋脚天端	0.034	0.080	—
	支承	0.165	0.159	0.476
	上部工	0.197	0.197	—
P3 主塔 (固定)	橋脚天端	0.138	0.147	—
	上部工	0.188	0.186	—
P4 主塔 (可動)	橋脚天端	0.025	0.016	—
	支承	0.230	0.247	0.195
	上部工	0.229	0.250	—

3. 5 考察

実橋のモデルに対し、レベル1地震動およびレベル2地震動の波形を用いて時刻歴応答解析を行ったが、固定側(P3)の主塔部に断面力が集中する結果となり、道路橋示方書 V 編の照査方法に従えば許容値を大幅に超過する結果となった。また、可動側の主塔の支承変位が許容変位を超過した。これらの結果は、主に AASHTO と道路橋示方書の設計地震力の大きさの違いが要因であることは明らかであり、相対的に小さな地震力により設計された実橋の構造寸法・配筋細目や支承条件では、わが国の設計においては成り立たない部位が存在することが分かった。

4. 耐震性向上策

4. 1 鉄筋量の変更による耐震性の向上

実橋の解析結果と部位毎の耐力を比較した結果、固定側の主塔に対しては曲げモーメントおよびせん断力の照査を満足しないことが明らかとなった。これに対して主塔断面を変更することにより耐震性を満足させることを検討した。

実橋の主塔基部 (C-C 断面) を図 13 に示す。

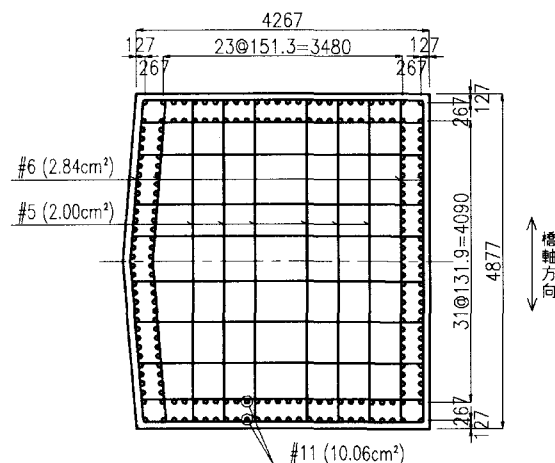


図 13 主塔基部 (C-C 断面: 実橋)

実橋の帯鉄筋は主筋を取り囲んでいる帯鉄筋が #6 (2.84cm²)、中間帯鉄筋が #5 (2.00cm²) で構成されている。帯鉄筋径としては細径の部類であるが、中間帯鉄筋のピッチは 450mm~750mm で配置され、道路橋示方書の規定 1m ピッチと比較しかなり密な配置となっている。しかし実橋の解析でせん断力がせん断耐力を超過していることから、帯鉄筋量を増やす必要がある。ここではわが国で一般的に用いられている帯鉄筋を想定し、鉄筋径を D25 相当 (5.067cm²) に、ピッチを 1m に変更する。また、曲げ耐力の増加を目的とし主鉄筋径を D41 相当 (13.40cm²) に変更して補強の照査を行った。この配筋はこの断面寸法を変えない範囲で可能なほぼ最大の鉄筋量である。

断面変更後の曲げモーメント照査結果を図 14 に示す。実橋の照査ではタイプ I 地震動時に終局曲げモーメントを超えていた応答値 (図 10 参照) が終局曲げモーメント以内の応答まで低減したが、許容値を満足することは出来なかった。

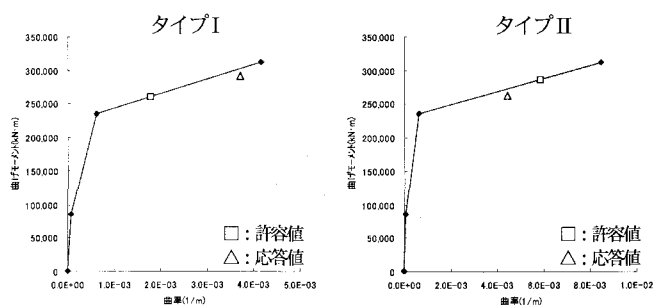


図 14 橋脚基部 (C-C 断面) [配筋変更後]

また、実橋の照査で満足しなかった固定側の主塔基部のせん断力についても、中間帯鉄筋量を増加しせん断耐力を増加させてもせん断耐力以内とすることができなかった。したがって実橋は断面寸法そのものが小さいと考えられる。

表 4 せん断耐力の照査 (配筋変更後)

		タイプ1地震動		タイプ2地震動	
		せん断力 kN	せん断耐力 kN	せん断力 kN	せん断耐力 kN
P	C'-C'	33287	20621	32918	20904
3	C-C	28758	52954	26091	54131

4. 2 支承変更による耐震性の向上

(1) 全分散構造

一点固定で集中していた断面力を各下部工へ分散させることを目的とし、P3 主塔の固定条件を可動側主塔の支承と同じ条件にして、全支点分散構造としての解析を行った。なお、その際配筋については実橋と同様の断面とした。支承条件変更後の主塔基部の曲げモーメント照査結果を図 15 に示す。

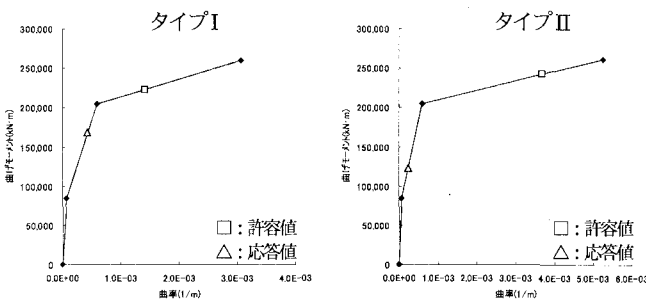


図 15 橋脚基部 (C-C 断面) [全分散構造]

実橋の照査で終局曲げモーメントを超えていたタイプ I の応答値 (図 10 参照) が降伏曲げモーメント以下に低減した。しかし、地震力を分散させた結果、図 16 に示すようにアプローチ部橋脚の曲げモーメントが増加し、タイプ I では許容値を超過してしまう結果となった。ただし、この程度の超過度合いであれば、橋脚断面諸元を変更することにより耐震性を満足させることが可能である。図 17 に実橋の P1 橋脚断面を示す。詳細は省略するが、断面寸法を変更せず主鉄筋 #10 (8.19cm²) を、D41 (11.40cm²) 相当に変更することにより照査を満足することを確認している。

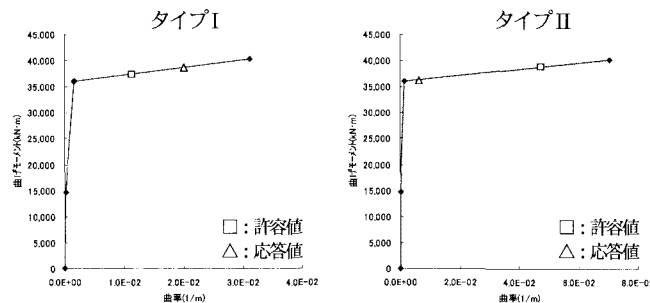


図 16 P1 橋脚基部

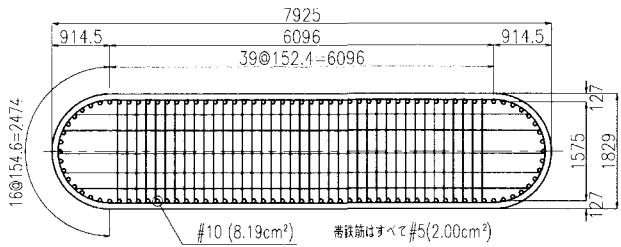


図 17 P1 橋脚基部断面図 (実橋)

表 5 せん断耐力の照査 (全分散構造)

		タイプ1地震動		タイプ2地震動	
		せん断力 kN	せん断耐力 kN	せん断力 kN	せん断耐力 kN
P	C'-C'	7262	11932	5628	12215
3	C-C	7443	26025	6813	27105
P	C'-C'	7425	11932	5526	12215
4	C-C	7483	26025	6840	27105

また、実橋の照査で許容値を超過していた P3 主塔基部のせん断力についても、表 5 に示すようにせん断耐力を下回る結果となった。

以上のように、支承条件を変えることにより主塔の断面力は低減する。また、アプローチ部の橋脚についても主鉄筋の径を太くすることによって照査を満足することが確認できた。

しかしながら、支承に着目すると、表 6 に示すように、全分散構造とすることによって過大な上部工変位が生じ、主塔部の支承が許容変位を大きく超過する結果となった。このような大きな変位は耐震上好ましくなく、変位を抑えるための手段として鉛プラグ入り積層ゴム支承 (以下、免震支承) を用いて、支承のもつ履歴減衰効果により断面力・変位の低減が期待できるか確認した。

表 6 支承変位の照査 (全分散)

		タイプ1 mm	タイプ2 mm	許容値 2.5Σte
P1 橋脚	橋脚天端	0.477	0.157	—
	支承	0.429	0.350	0.476
	上部工	0.797	0.458	—
P2 橋脚	橋脚天端	0.449	0.155	—
	支承	0.424	0.340	0.476
	上部工	0.797	0.459	—
P3 主塔	橋脚天端	0.037	0.019	—
	支承	0.777	0.452	0.195
	上部工	0.798	0.460	—
P4 主塔	橋脚天端	0.040	0.023	—
	支承	0.772	0.450	0.195
	上部工	0.797	0.460	—

(2) 全免震構造

免震支承の大きさとしては、実橋の支承サイズに合わせ、P1, 2, 5, 6 橋脚は 1000×750×厚さ 190.5mm, P3, P4 主塔部は 750×750×厚さ 190.5mm (実橋での主塔部支承の厚さは 76mm であるが、全分散構造時の変位が大きく免

震支承としても高さを変えずに許容値を満足させることは不可能であることが明らかであった。また、鉛プラグは一般的なゴム-鉛面積比 6%~10%を用いて形状を求めた。

全免震構造とした場合の主塔橋脚基部の曲げモーメント照査を図 18 に示す。

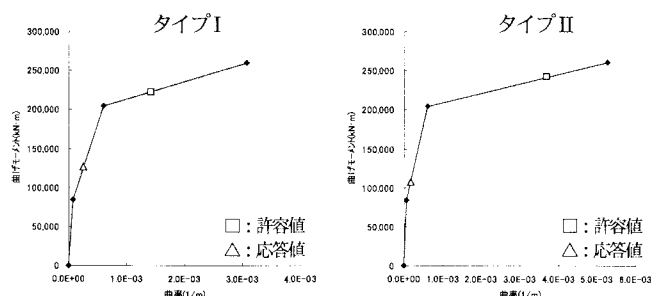


図 18 橋脚基部 (C-C 断面) [全免震構造]

全分散のケースと比較し (図 15 参照), 主塔橋脚基部の曲げモーメントはさらに低減されている。また、アプローチ部の P1 橋脚基部の曲げモーメントも免震支承の減衰効果により低減している。ただし、許容値は超過している (図 19)。

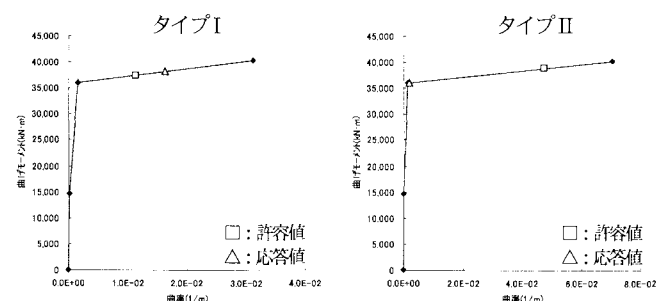


図 19 P1 橋脚基部

表 7 支承変位の照査 (全免震)

		タイプ1 mm	タイプ2 mm	許容値 2.5Σte
P1 橋脚	橋脚天端	0.383	0.094	—
	支承	0.274	0.233	0.476
	上部工	0.649	0.296	—
P2 橋脚	橋脚天端	0.376	0.093	—
	支承	0.274	0.234	0.476
	上部工	0.649	0.296	—
P3 主塔	橋脚天端	0.023	0.015	—
	支承	0.644	0.295	0.476
	上部工	0.651	0.297	—
P4 主塔	橋脚天端	0.022	0.013	—
	支承	0.646	0.293	0.476
	上部工	0.651	0.295	—

表 7 に変位の集計結果を示すが、全分散構造と比較し、全体的に変位が低減する結果となったが、主塔部の支承変位は許容値を満足するまでには至らなかった。そこで、支承寸法を大きくし、鉛プラグ面積を標準的な割合よりも多

少大きく (ゴム-鉛面積比 12%) し、減衰効果を高めたうえで再度照査を行った。図 20 および表 9 にその結果を示すが、当初の支承寸法では満足しなかったアプローチ部の橋脚に発生する曲げモーメントおよび、主塔部の支承変位ともに照査を満足する結果となった。

表 8 支承寸法

① P1,P2,P5,P6 橋脚

	支承サイズ		鉛プラグ	ゴム-鉛	
	幅		直径	面積比	
	mm	mm	mm	%	
初期	1000	750	190.5	140	8.21
修正後	1000	750	200	170	12.11

② P3,P4 橋脚

	支承サイズ		鉛プラグ 直径	ゴム-鉛 面積比	
	幅				厚さ
	mm	mm	mm	mm	%
初期	750	750	190.5	125	8.73
修正後	1000	1000	240	200	12.57

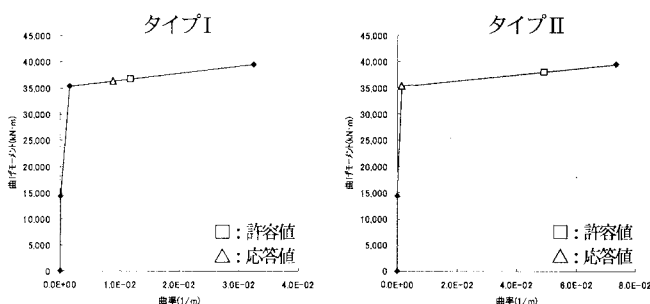


図 20 P1 橋脚基部

表 9 支承変位の照査 (全免震)

		タイプ1 mm	タイプ2 mm	許容値 2.5Σte
P1 橋脚	橋脚天端	0.300	0.108	—
	支承	0.266	0.182	0.500
	上部工	0.520	0.259	—
P2 橋脚	橋脚天端	0.284	0.107	—
	支承	0.253	0.190	0.500
	上部工	0.521	0.259	—
P3 主塔	橋脚天端	0.019	0.015	—
	支承	0.515	0.256	0.600
	上部工	0.523	0.259	—
P4 主塔	橋脚天端	0.020	0.014	—
	支承	0.515	0.252	0.600
	上部工	0.523	0.257	—

(3) 全分散構造+ダンパー設置

支承は全分散構造とし、さらに橋脚-上部工間に図 21 に示す橋梁用鉛押出し型ダンパーを設置した。本ダンパーは鉛の塑性化を利用した履歴型ダンパーであり、解析モデルは、図 22 に示すようにバイリニアの履歴特性を持つ。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。抵抗力 500kN (1 ダンパーあたり) のダンパーを各橋脚・主塔位置に 4 つずつ配置し、合計 2000kN の抵抗力を持たせた。

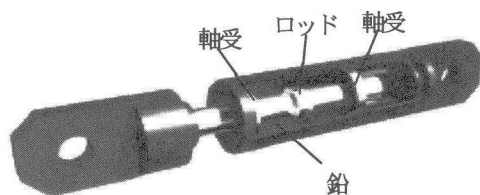


図 21 鉛押し型ダンパー

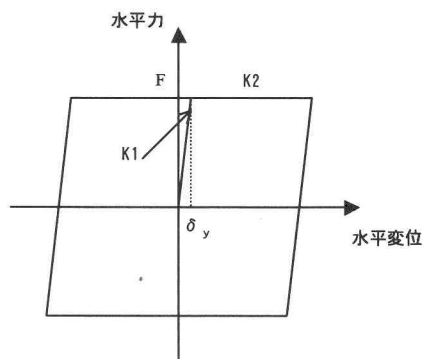


図 22 ダンパーの履歴特性

ダンパーを設置した場合の主塔橋脚基部の曲げモーメント照査を図 23 に示す。

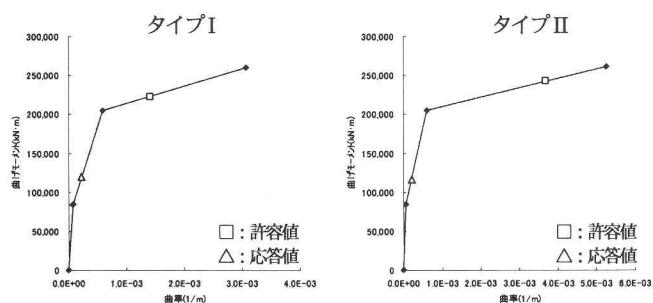


図 23 橋脚基部（C-C 断面）[ダンパー設置]

全分散のケースと比較し（図 15 参照），免震支承と同様に履歴減衰効果が発揮され，主塔橋脚基部の曲げモーメントはさらに低減されている。また，全分散構造，全免震構造では許容値を超過していたアプローチ部の P1 橋脚基部の曲げモーメントも許容値以内の応答に低減した。（図 24）。

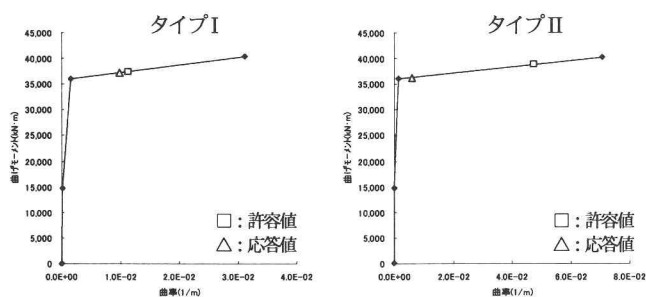


図 24 P1 橋脚基部

表 10 支承変位の照査（ダンパー）

		タイプ1 m	タイプ2 m	許容値 $2.5 \sum te$
P1 橋脚	橋脚天端	0.232	0.177	—
	支承	0.051	0.038	0.476
	上部工	0.280	0.218	—
P2 橋脚	橋脚天端	0.228	0.189	—
	支承	0.053	0.041	0.476
	上部工	0.280	0.219	—
P3 主塔	橋脚天端	0.018	0.017	—
	支承	0.271	0.206	0.195
	上部工	0.281	0.218	—
P4 主塔	橋脚天端	0.017	0.017	—
	支承	0.269	0.210	0.195
	上部工	0.279	0.215	—

表 10 に変位の集計結果を示すが，全分散構造や全免震構造と比較し，上部工の変位を大幅に低減することができた。ただし，主塔部においては許容値を若干超過するが，これについては，支承サイズの多少の変更で許容値を満足させることが可能である。ダンパーは支承とは別構造となるため，設置の際の制約条件が少なく，免震支承と比べて，期待する履歴減衰効果を得ることが比較的容易であることから有効な対策であると考えられる。

5. まとめ

地震力が支配的でない地域で建設された複合斜張橋を道示（耐震設計編）で照査した。主桁が鋼床版とは異なりコンクリート床版を持つ複合斜張橋は，主桁自重が重いため，日本のように地震力が支配的な場合は，橋脚や主塔に過度な地震力が作用し，その経済的有利性が失われることが懸念される。本論文では，4つの耐震性向上策を米国で建設された実橋に適用し，橋脚・主塔の寸法を変更することなく耐震性を向上させることを試みた。解析結果を以下にまとめる。

(1) 実橋の照査結果

固定側（P3）の主塔橋脚基部に断面力が集中し，発生断面力（曲げモーメント，せん断力）が耐力を上回ること，可動側の支承変位が，供用変位を上回ることから，実橋諸元のままでは，わが国の耐震基準を満足することはできない。

(2) 鉄筋量の変更による耐震性の向上策

P3 主塔について，支承条件（固定）および主塔断面寸法を変えずに，その断面で可能な最大鉄筋量を配置したが，曲げモーメント，せん断力ともに許容値を満足することは出来なかった。主塔寸法そのものを大きくする必要がある。

(3) 分散支承設置による耐震性の向上策

1) 断面力が分散され，固定側の主塔の断面力は大幅に低減される。ただし，支承変位が増大（最大 777mm）し，主塔部で許容値を超過する。支承寸法的大型化が必要

になる。

- 2) アプローチ部の橋脚の断面力が増加し、発生曲げモーメントが耐力を超過するが、橋脚寸法を変更せず、鉄筋径を太くする範囲で許容値内とすることができる。

(4) 免震支承設置による耐震性の向上策

- 1) 免震支承の履歴減衰効果により、全分散構造に比較し、断面力がより低減される。
- 2) アプローチ部の橋脚に発生する曲げモーメントも低減するが、許容値を満足するまでには至らない。ただし、鉄筋径を太くすることで、許容値を満足させることが可能である。
- 3) 支承変位は、全分散より少なくすることが可能である（最大 646mm）。主塔部で許容値超過するが、支承サイズを大きくし、さらに鉛プラグ面積を増加させ、減衰効果を高めることにより変位を更に低減させることが可能と考えられる。

(5) ダンパー設置による耐震性の向上策

- 1) ダンパーの履歴減衰効果により、全分散構造に比較し、より断面力が低減される。
- 2) アプローチ部の橋脚に発生する曲げモーメントも許容値を満足するまで低減した。
- 3) 支承変位については、全分散・全免震と比較し大幅に低減することが可能（最大 271mm）となった。主塔部で許容値を若干超過するが、支承サイズの多少の変更で許容値を満足させることが可能である。

本論文では、従来の斜張橋に比較して経済的であると報告されている 2 主桁複合斜張橋が国内で建設された場合を想定し、有効な耐震性向上策を知るために実際に設計・施工された橋梁をモデルとして使用して非線形動的解析を実施した。解析結果から 2 主桁複合斜張橋の地震時挙動が明らかにされるとともに、免震支承およびダンパーの使用は、2 主桁複合斜張橋の耐震性向上を図る有効な手段の一つであることが確認された。特にダンパーの設置により、大幅な耐震性の向上が図られ、地震の影響が小さな地域で設計された 2 主桁複合斜張橋に対して、橋脚寸法、配筋要領を変更せず、道示で規定される耐震性を確保することが可能となった。以上より、2 主桁複合斜張橋が日本の耐震基準で設計された場合においても、耐震性を確保するために橋脚・主塔が大幅に大きくなることや、経済性が著しく損なうことはないものと考えられる。また、免震支承やダンパーを取り入れることにより、2 主桁複合斜張橋の耐震性がより一層向上されるものと考えられる。

なお、本解析で使用した橋梁の諸元は米国コンサルタント PB の広報誌「NETWORK SUMMER 1994」より引用した。

参考文献

- 1) 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,

pp436~437, 2000.9.

- 2) 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, pp587~594, 2000.11.
- 3) 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, pp598~599, 2001.10.
- 4) 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, pp651~660, 2001.9.
- 5) 大塚・鈴木他：高橋脚を有する 2 主桁複合斜張橋および PC ラーメン橋の耐震性向上に関する提案, 構造工学論文集 Vol.49A, 2003.3

(2003 年 9 月 12 日受付)