

(38) CFT・鋼・RC主塔を有する多径間連続斜張橋の静的および耐震挙動

中村 俊一¹・岡本 裕²・Ismatullah AMIRI³

¹フェロー会員 東海大学教授 工学部土木工学科 (〒259-1292 神奈川県平塚市4-1-1)

E-mail: snakamu@tsc.u-tokai.ac.jp

²正会員 東海大学 総合理工学研究科 (〒259-1292 神奈川県平塚市4-1-1)

E-mail: yutaka.okamoto@gmail.com

³東海大学 工学研究科土木工学専攻 (〒259-1292 神奈川県平塚市4-1-1)

E-mail: eng_ismat@yahoo.com

多径間連続斜張橋は有望橋梁であるが、構造特性は十分には把握されていない。本論文では、CFT主塔を本形式に適用し、静的および耐震挙動を鋼製およびRC主塔と比較する。CFT主塔は2重鋼殻の内部にコンクリートを充填した主塔である。まず、設計荷重レベルに対して、活荷重載荷パターンに対する静的解析を実施し、活荷重を交互スパンに載荷したケースがクリティカルであること、CFT主塔の曲げモーメントはRC主塔より小さく、変位は大きいことを見出した。

次に、3種類の主塔断面をファイバー要素に分割し、L1およびL2地震に対する弾塑性時刻歴応答解析を実施した。主桁の橋軸方向の支持条件は、可動、弾性バネ支持、弾塑性バネの3ケースを比較した。その結果、CFT主塔は地震時エネルギー吸収能力に優れており、とくに弾塑性バネ支持が効果的であった。

Key Words : multi-span cable-stayed bridge, CFT tower, RC tower, seismic analysis, bi-linear spring

1. はじめに

近年、多径間連続斜張橋は構造的にも景観的にも優れた橋梁形式であり注目を浴びている。フランスのMillau Bridge¹⁾(ミヨー橋)は、7主塔8径間からなる多径間連続斜張橋の代表例である²⁾。本論文では、この多径間連続斜張橋の主塔に、新しいタイプの鋼とコンクリートを用いた合成(CFT)主塔を適用し、その静的および耐震性を検討する。

CFT主塔の基本構造は、矩形の二重鋼殻内部にコンクリートを充填したサンドイッチ構造である。鋼殻内部に充填されたコンクリートは、周囲からの拘束力によるコンファインド効果によって、強度増加が期待できる。また、鋼板の変形は内部に満たされたコンクリートに制限されるので、座屈耐力も向上する。したがって、この合成主塔は、高い曲げ・圧縮耐力を持ち、じん性にも優れた合理的な構造であると期待される。このような合成柱を吊橋や斜張橋などの高主塔に実際に用いられた実績はないが、中村らは構造的にも経済的にも実現可能であることを見出している^{3,4)}。

本論文では、はじめに活荷重の載荷パターンの違いに

よる主塔の挙動について静的解析を実施する。多径間連続斜張橋では、活荷重分布の位置により、主塔の曲げモーメントや変位が影響されるが、これらに関する既往の研究は見当たらない。さらに、CFT主塔の設計荷重レベルでの構造特性を従来より用いられている鋼製主塔およびRC主塔と比較検討する。

次に、多径間連続斜張橋に適用されたCFT主塔の地震時の挙動について鋼製主塔およびRC主塔と比較検討する。Millau Bridge(ミヨー橋)では高いRC主塔が用いられたが、地震国でないため要求耐震性能は低い。一方、地震国である我が国においては耐震設計が不可欠である。本論文では、桁の主塔位置における橋軸方向の支持方法に注目し、自由可動支承、リニア・バネ支承、バイリニア・バネ支承の3つの支持条件を用い、3種類の主塔モデルの曲げモーメントおよび応答変位を比較した。

地震波としては、レベル1およびレベル2設計地震動を用い、主塔の動的解析により検討した。とくに、地震エネルギーは主塔自身または支査部で吸収されると考えられるが、それらが主塔や支査の種類によってどのように分担されるかに注目した。

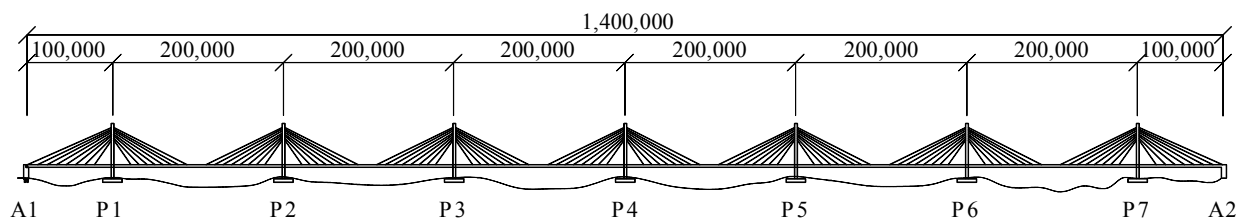


図-1 橋梁側面図

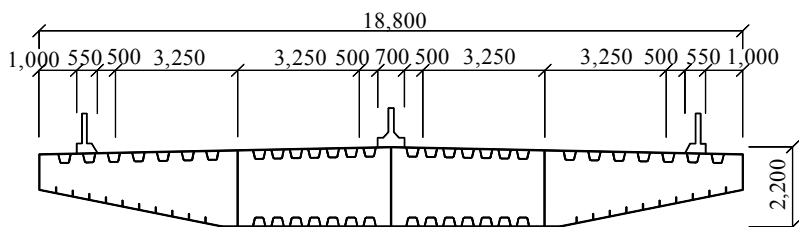


図-2 主桁断面図

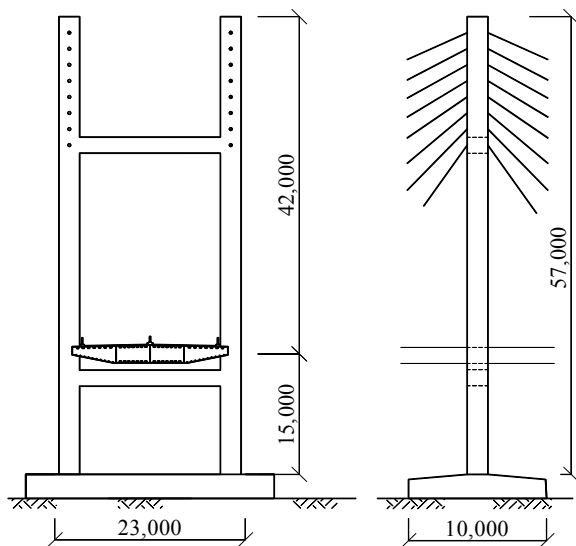


図-3 主塔図

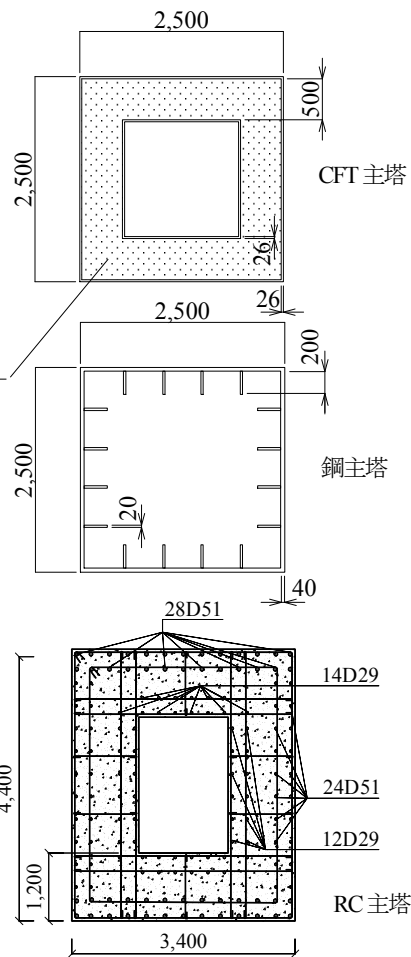


図-4 主塔断面

2. 構造および解析諸元

対象橋梁は、7主塔8径間の多径間連続斜張橋とし、橋長は1,400 m、支間長は $100+6@200+100$ m とした (図-1)。主桁は、片側2車線の全幅員18.8 m、高さ2.2 mの鋼床版箱桁 (材質SM490Y) とした (図-2)。

主塔は、高さ62.0 mの2面吊りH形主塔とし (図-3)、3種類の主塔断面、すなわち鋼製箱断面、二重矩形鋼管内部にコンクリートを充填させたサンドイッチ・タイプのCFT断面および二重矩形RC断面を想定した (図-4)。これらの外形寸法や鋼板厚さは、死荷重および活荷重に対して安全性を満足するように決定した。

解析モデルは主桁・主塔・ケーブルおよび主桁とケーブルを結ぶダミー部材で構成される立体モデルとし、全ての部材は梁要素とした (図-5)。

3. 静的解析

(1) 設計荷重ケース

本章では、死荷重 (D) と活荷重 (L) の組み合わせに対して静的解析を行い、主塔・主桁の断面力と変位を求めた。活荷重は道路橋示方書⁴⁾に基づき、 p_2 を 3.5 kN/m^2 、 p_1 を 10.0 kN/m^2 として10 m幅で作用させた。そして、図-6 に示すような3つの活荷重載荷ケースについて検討した。L1は全載荷、L2は主塔 P1-P2 間のみに載荷したもの、L3は1径間おきに活荷重を載荷したものである。

これ以外にも多くの活荷重載荷パターンは考えられるが、主塔に発生する変位および曲げモーメントに最も影響を及ぼすと考えられる代表的なこれらの3つのケースを選択した。静的解析の橋梁モデルは、桁は主塔上で全て水平方向に可動とした。

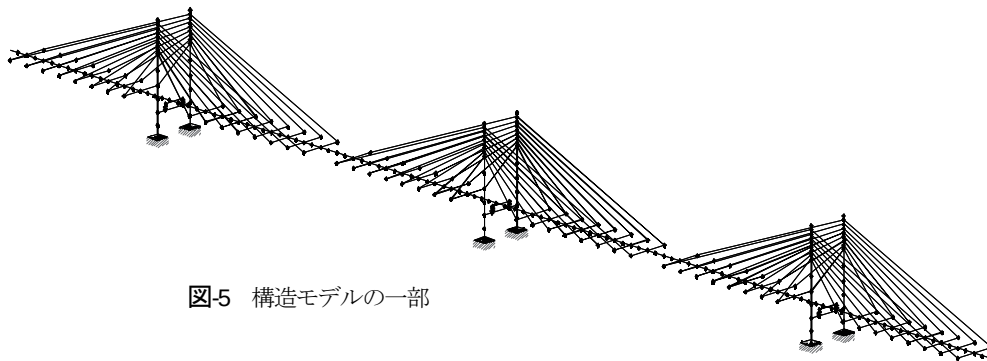


図-5 構造モデルの一部

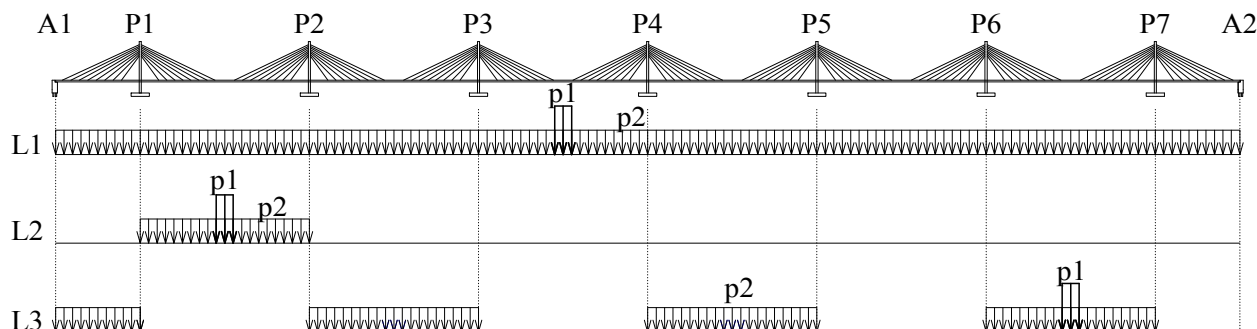


図-6 活荷重ケース

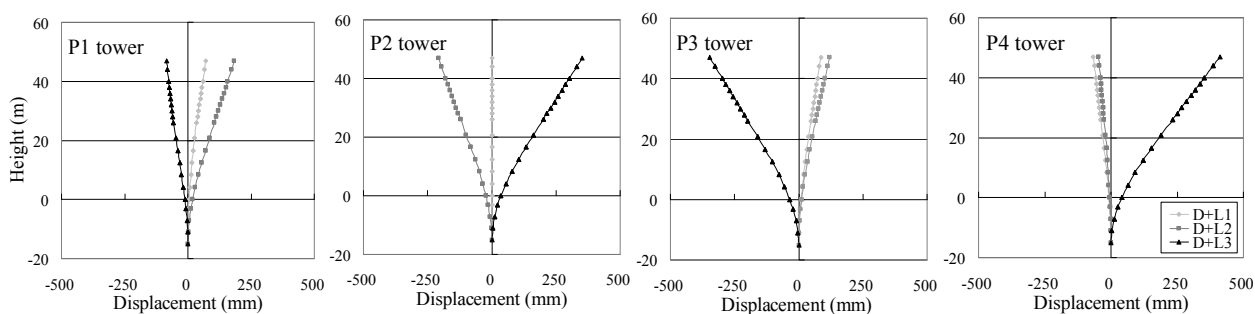


図-7 主塔の変位

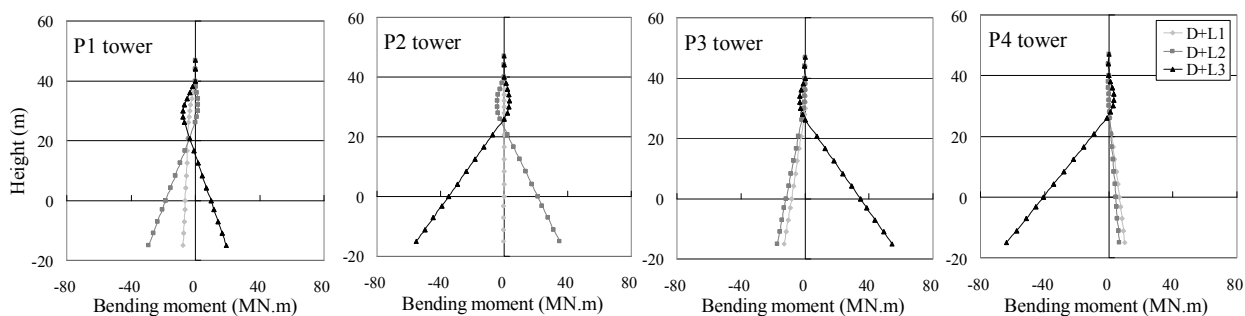


図-8 主塔の曲げモーメント

(2) 解析結果

4つの主塔の変位を図-7に、曲げモーメントを図-8に示す。活荷重載荷ケース D+L3 が、3つのケースで最も大きな塔頂変位および曲げモーメントを示す。これらより、交互スパンに活荷重を載荷するケースが全スパン載荷ケースより厳しい状態であることがわかる。これは、交互スパンに載荷されると、スパン両側の主塔が対称方向に曲げられるからである。また、P1主塔は塔頂変位および基部曲げモーメントとも他の主塔より小さい。

活荷重載荷ケース D+L3 における3種類の主塔モデルの全体変形を図-9に示す。これより、主塔および主桁ともにRC主塔モデルが最も小さく、CFT主塔および鋼製主塔の順に大きくなる。一方、同一荷重による主塔の曲げモーメントを図-10に示すが、変位の傾向とは逆にRC主塔が最も大きく、CFT主塔および鋼製主塔の順に大きくなる。主桁の曲げモーメントを図-11に示すが、CFT主塔および鋼製主塔は同一の挙動を示す。

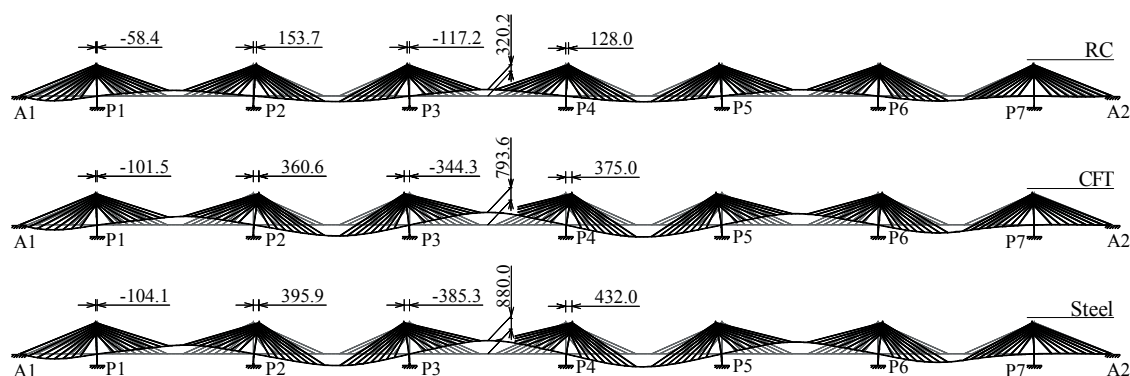


図-9 全体変形図(D+L3)

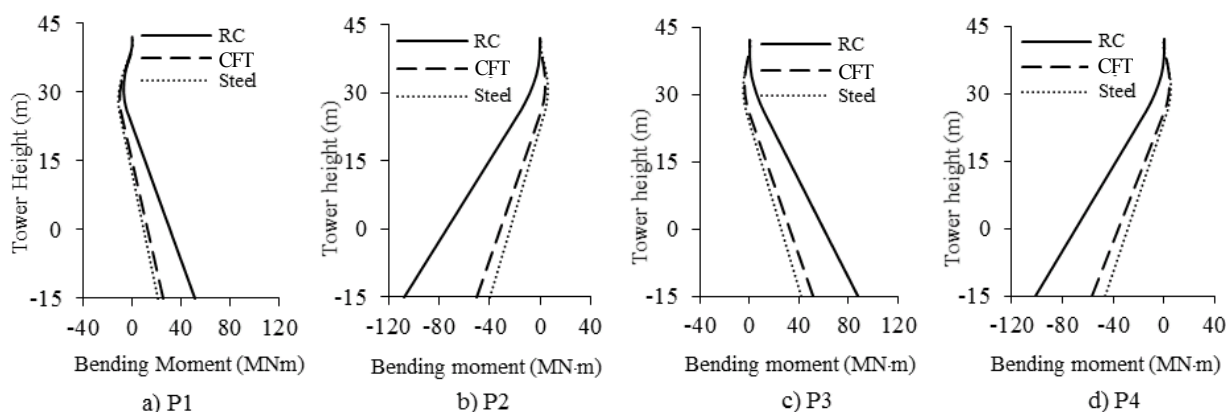


図-10 主塔の曲げモーメント (D+L3)

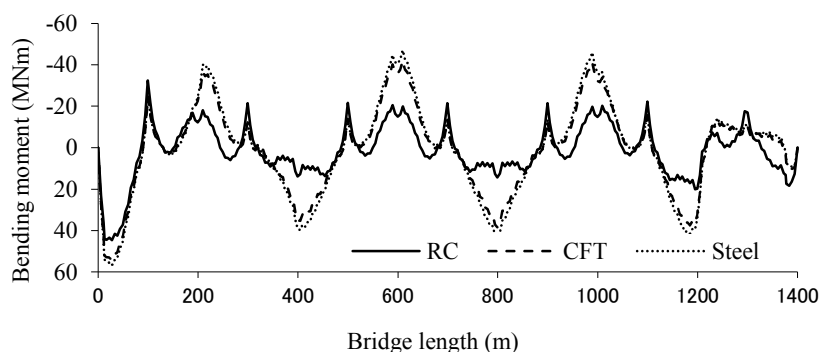


図-11 主桁の曲げモーメント(D+L3)

(3) 断面照査

想定した3種類の主塔断面の安全性は、死荷重および活荷重（D+L3）作用時に曲げモーメントが最大となる主塔P4において、限界状態設計法により照査した。

CFT主塔および鋼製主塔用の鋼板はSM490Yを用い、降伏強度 f_y は 355.0 N/mm^2 とした。CFT主塔の充填コンクリートの圧縮強度は f_c は 30.0 N/mm^2 とした。RC主塔のコンクリートの圧縮強度は f_c は 40.0 N/mm^2 と、鉄筋はSD345を用いた。ケーブルは引張強度 $1,570 \text{ N/mm}^2$ とした。具体的な部分安全係数は複合構造物標準示方書⁵⁾、複合構造物の性能照査例⁶⁾ および鋼合成構造物標準示方書⁷⁾に示されている値を用いた。

3種類の主塔モデルの照査値は、限界値の0.8から1.0の範囲にあり、安全かつ経済的にも適切であることを確認した。なお、静的設計荷重で決定されたこの主塔断面を耐震解析に用いた。

4. 耐震解析

(1) 耐震解析方法

材料の構成則を図-12に示す。鋼はバイリニア、充填コンクリートは放物線、RC主塔用のコンクリートは軟化領域を考慮した構成則とした⁹⁾。

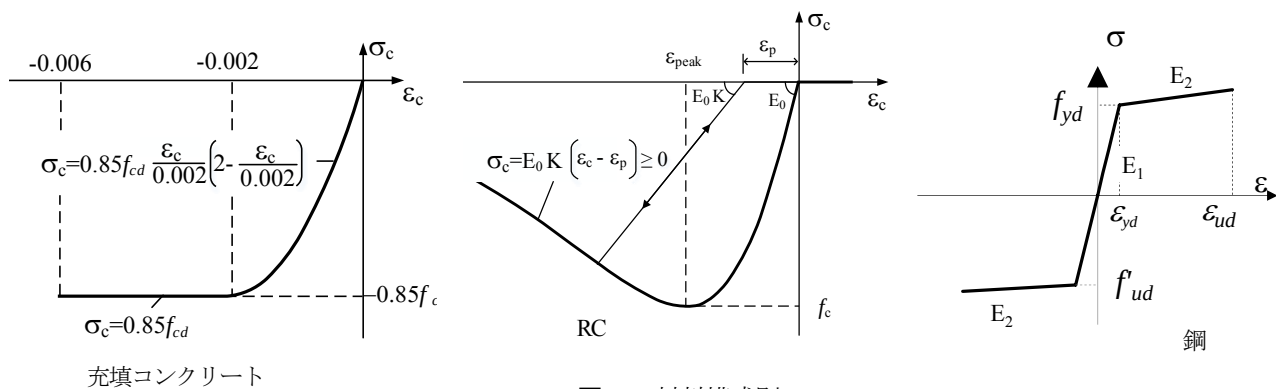


図-12 材料構成則

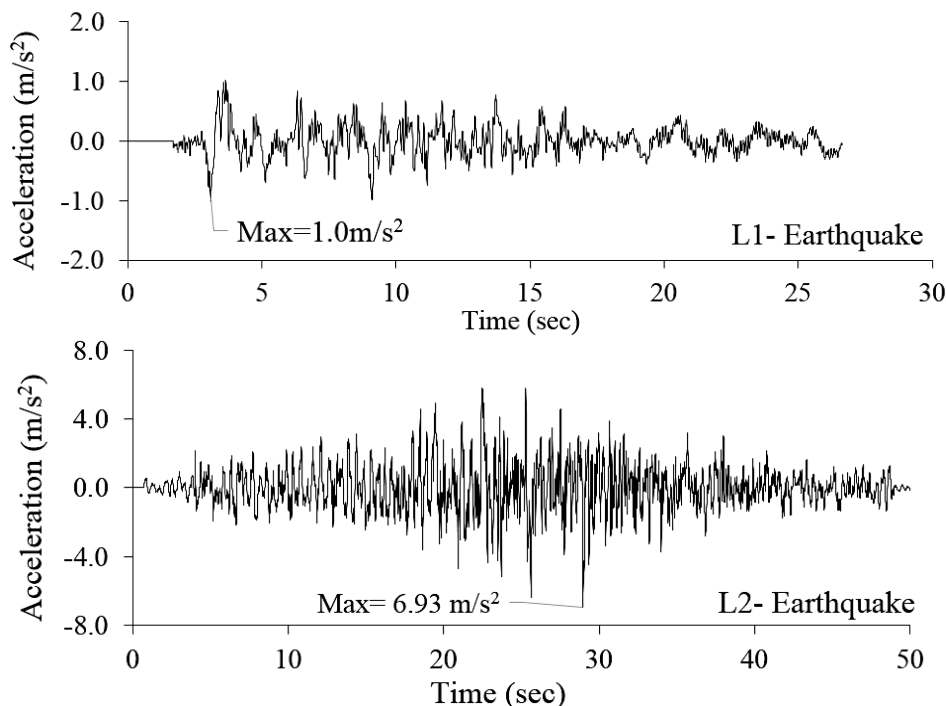


図-13 入力地震動波形

基礎を支える地盤はⅠ種地盤を想定した。動的解析には道路橋示方書に基づく2つの地震波形を使用した(図-13)。中規模地震を示すレベル1地震動と、大規模地震を示すレベル2地震動である。ここでは、レベル1地震動にkaihoku地震、レベル2地震動には海洋型のI-I-2タイプを採用した。

主塔位置における主桁と主塔の結合方法として、3つの橋軸方向支持条件を仮定した(表-1)。すなわち、全可動支承(MOV)、リニア・バネ支承(LS)、バイリニア・バネ支承(BLS)の3つである。全可動支承(MOV)は、鉛直方向のみを支持し、水平方向および回転方向は拘束しない。また、リニア・バネ(LB)は積層ゴム支承を、バイリニア・バネ(BLS)は減衰機構付き積層ゴム支承を想定した。このバイリニア・バネ支承(BLS)はヒステリシス特性のエネルギー吸収性能を示し、振動を速やかに減衰させる効果と変形量を抑えることができる。なお、本表にはバネ定数も示したが、こ

れは標準的な値を設定した。

構造減衰は、主塔5%、主桁2%、地盤10%とした。地盤バネは、道路橋示方書⁸⁾の直接基礎の設計方法に基づき、硬岩で亀裂の少ない岩盤を想定して設計を行い、鉛直ばね定数を 7.67×10^{10} kN/m³、水平ばね定数を 1.92×10^{10} kN/m³、回転ばね定数を 2.07×10^{12} kN・m/radとした。上記条件をもとに、汎用の弾塑性解析プログラム(Engineers Studio, FORUM8)による時刻歴応答解析を実施した。なお、計算時刻刻みは0.01秒とした。

(2) 耐震解析結果

レベル2設計地震動におけるCFT主塔モデルのP4塔頂変位の時刻歴応答値を図-14に示す。これより、全可動支持(MOV)で最も大きな変位を生じ、バイリニア・バネ(BLS)では非常に小さい変位に抑えられていることが理解できる。図-15は、スパン中央での主桁橋軸方向変位の時刻歴応答値であるが、これもバイリニア・バ

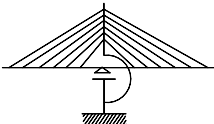
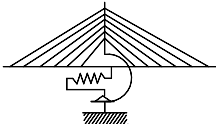
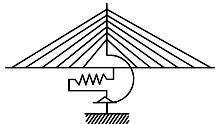
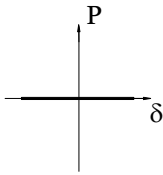
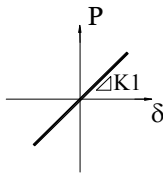
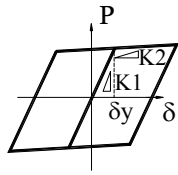
ネ（BLS）が他の2つの支持条件と比較して小さい。

3種類の主塔モデルに関し、全可動支持（MOV）の場合の P4 塔頂部の時刻歴応答変位の結果を図-16に示す。これよりRC主塔の変位はCFTおよび鋼製主塔より小さく、CFTおよび鋼製主塔は同様な挙動を示す。

全可動支持（MOV）の場合の P4 主塔基部の曲げモー

メントの時刻歴応答を図-17に示す。変位の傾向とは異なり、RC主塔の曲げモーメントはCFTおよび鋼製主塔より3倍以上大きい。バイリニア・バネ（BLS）の場合の P4 主塔基部の曲げモーメントの時刻歴応答を図-18に示すが、図-17と同様、RC主塔はCFT主塔および鋼製主塔より大きい。図-17より全体的に応答値は小さい。

表-1 主桁と主塔の結合条件

	Movable (MOV)	Linear Spring (LS)	Bilinear Spring (BLS)
Spring model			
P- δ			
K1	-	11,000 kN/m	33,000 kN/m
K2	-	-	4,950 kN/m

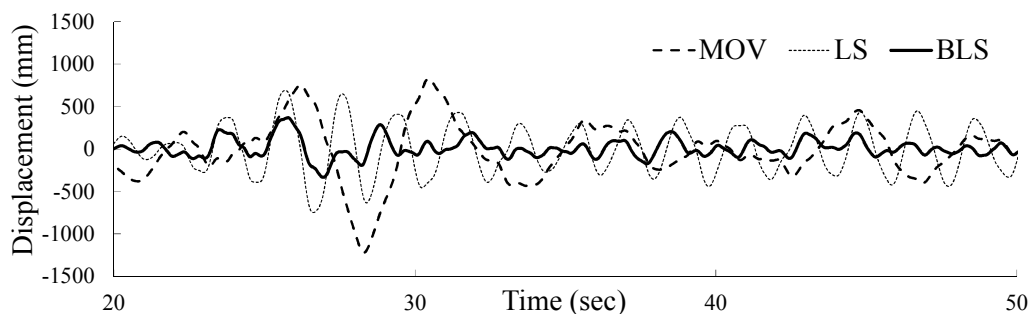


図-14 主塔水平変位(CFT主塔)

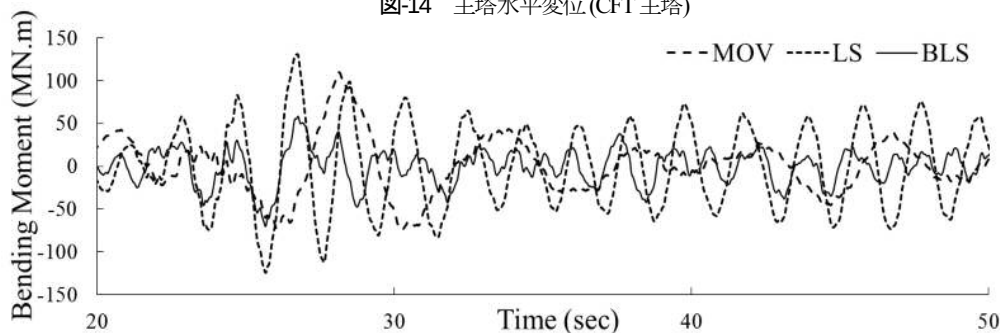


図-15 主塔基部曲げモーメント(CFT主塔)

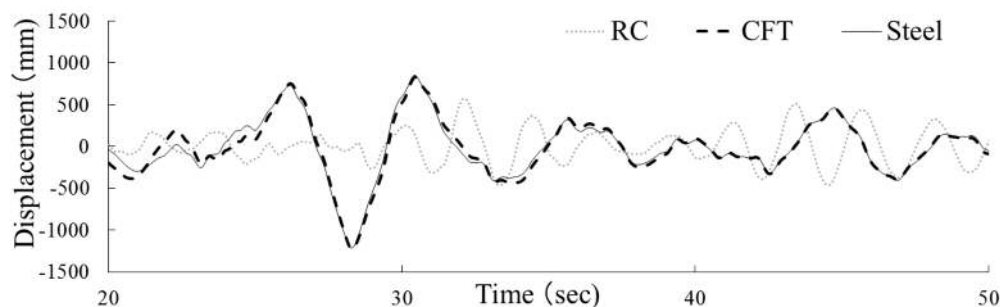


図-16 主塔水平変位(MOV)

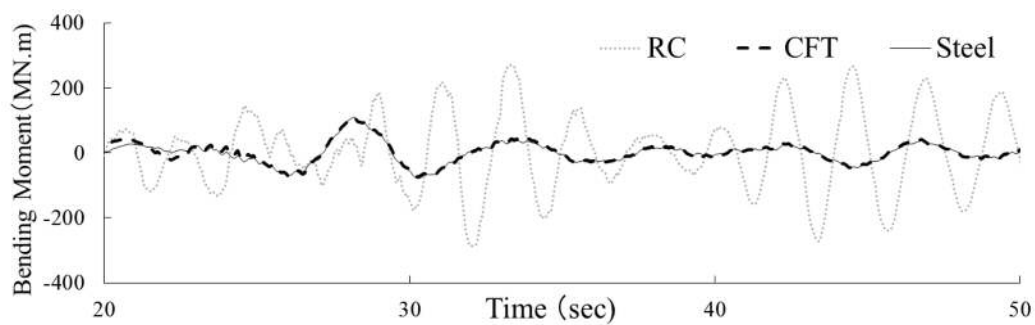


図-17 主塔基部曲げモーメント (MOV)

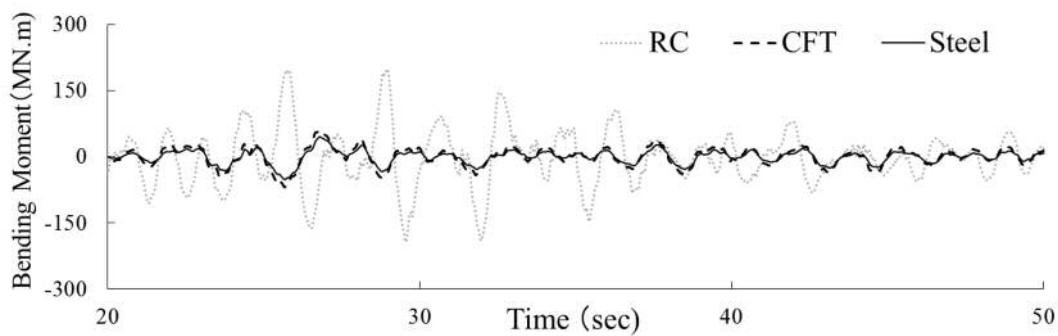


図-18 主塔基部曲げモーメント (BLS)

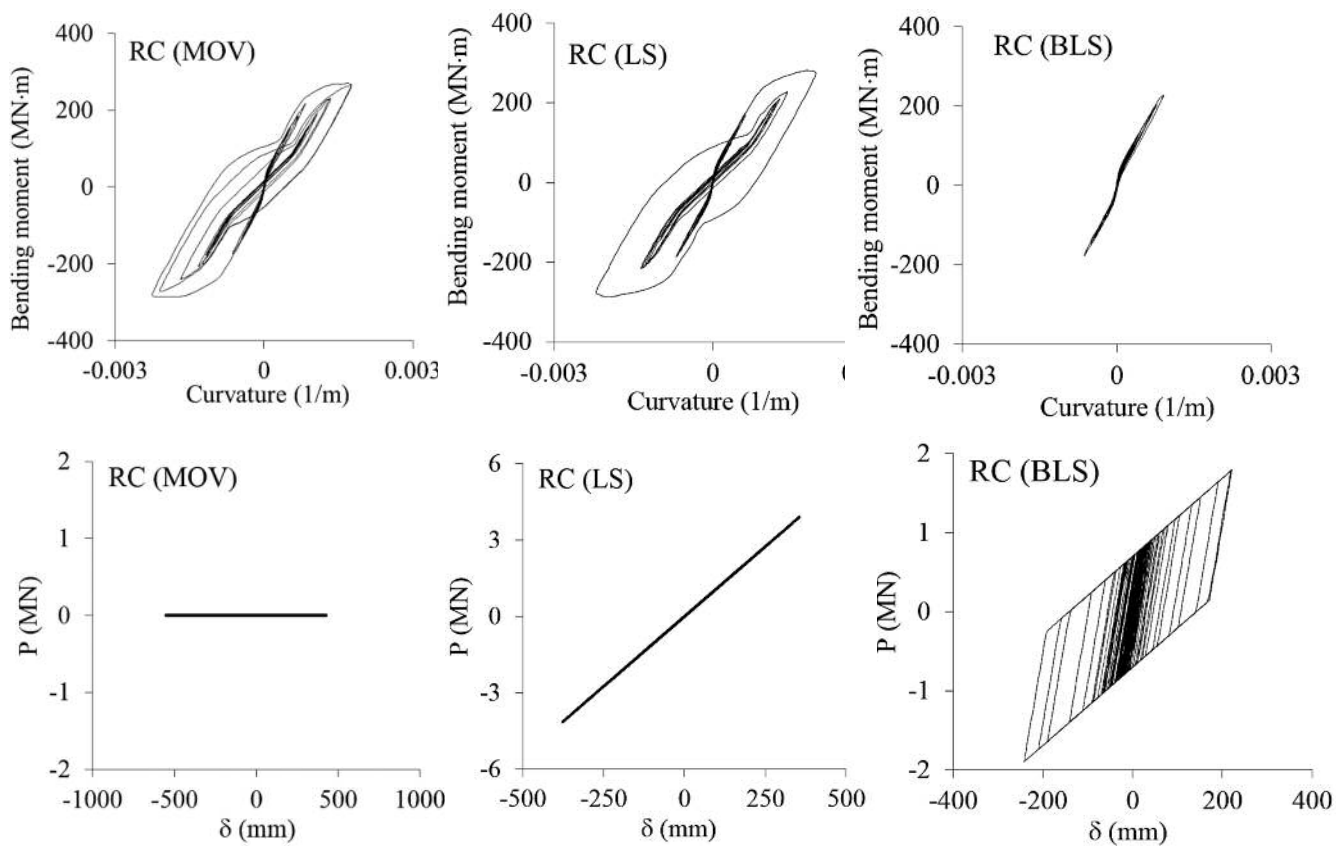


図-19 RC主塔のヒステリシス曲線 (P4)

次に、RC 主塔モデルにおける P4 主塔基部での曲げモーメントと曲率に関するヒステリシス曲線を図-19 に示す。全可動 (MOV) およびリニア・バネ支承 (LS) においては紡錘形のエネルギー逸散を示すヒステリシス曲線が

得られている。これは、RC 構造の弾塑性挙動が反映されているためである。一方、バイリニア・バネ支承 (BLS) の主塔基部でのヒステリシス曲線は小さい。

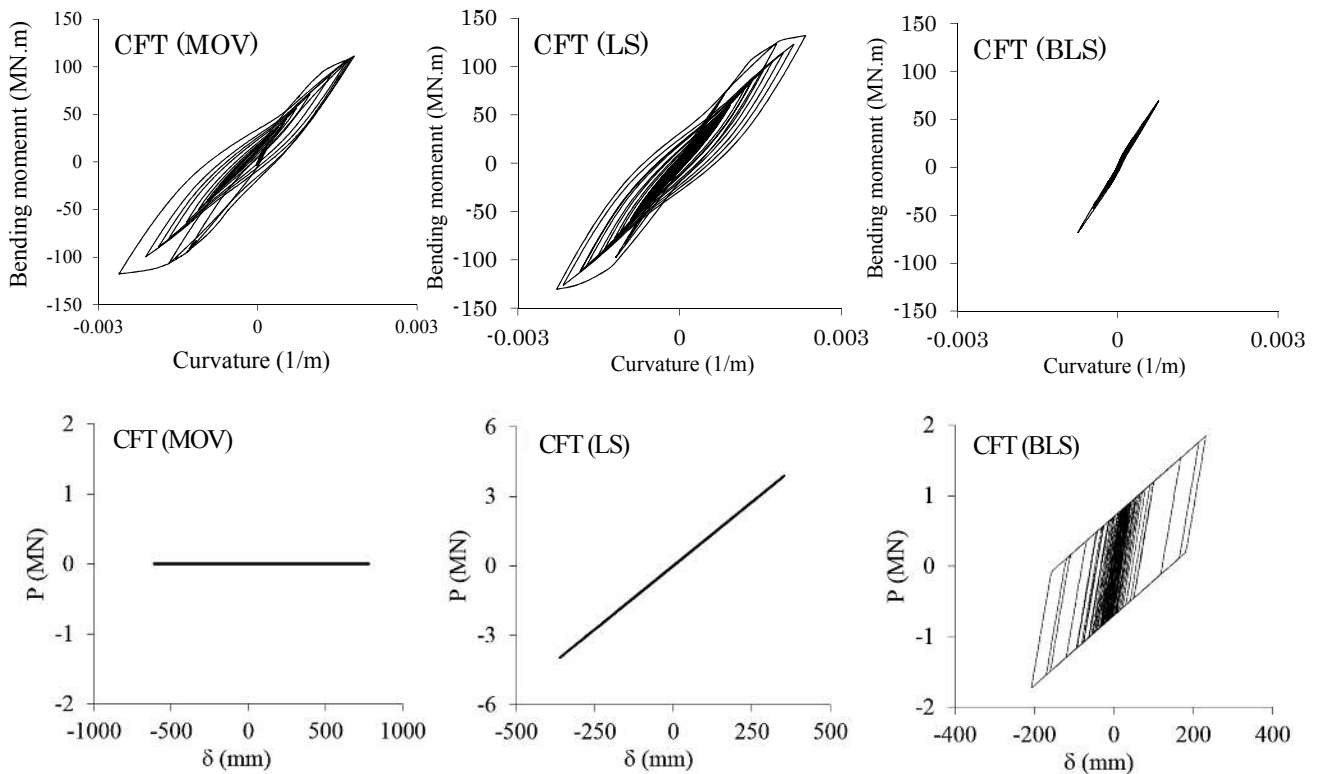


図-20 CFT 主塔のヒステリシス曲線 (P4)

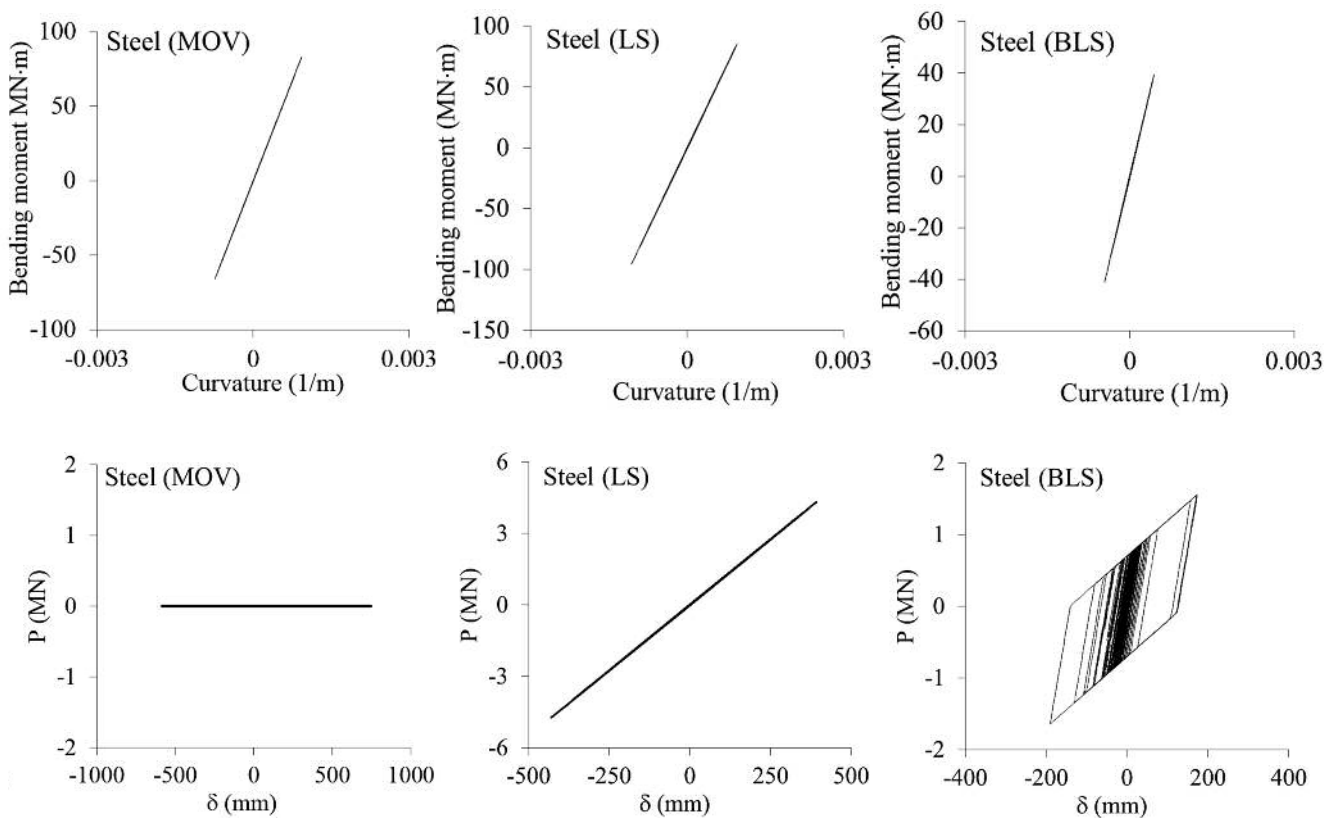


図-21 鋼主塔のヒステリシス曲線 (P4)

表-2 3種類の主塔の最大変位と最大曲げモーメントの比較

地震レベル		L1-EQ			L2-EQ		
	主塔	MOV	LS	BLS	MOV	LS	BLS
最大変位 (mm)	RC	120	96	86	568	463	277
	CFT	215	192	66	1,223	749	369
	鋼	221	148	73	1,214	719	392
最大曲げ モーメント (MN.m)	RC	89	84	81	286	286	199
	CFT	27	45	26	110	131	70
	鋼	22	28	18	109	123	52

同図には、支承の P- δ 関係（支承に作用する水平力と水平変位）も示している。これによれば、全可動（MOV）およびリニア・バネ支承（LS）は線形挙動を示すが、バイリニア・バネ支承（BLS）は菱形のヒステリシス曲線を示す。以上より、全可動（MOV）およびリニア・バネ支承（LS）は主塔の弾塑性挙動が、バイリニア・バネ支承（BLS）の非線形挙動が地震エネルギーを吸収すると考えられる。CFT 主塔モデルに関する同様のヒステリシス挙動を図-20に示す。これらは、RC 主塔モデルに関する上記の結果とほぼ同じであり、鋼とコンクリートの弾塑性挙動が活かされており、これが提案した合成主塔の利点のひとつであると言える。

鋼製主塔モデルに関するヒステリシス挙動を図-21に示す。鋼製主塔そのものは全て線形挙動を示し、バイリニア・バネ支承（BLS）のみ菱形のヒステリシス曲線を示す。すなわち、バイリニア・バネ支承（BLS）のみが地震エネルギーを吸収すると考えられる。

(3) 考察

P4 主塔の塔頂変位および主塔基部での曲げモーメントの最大応答値のまとめを表-2に示す。

塔頂変位に関しては、L2による最大値はL1より6倍以上大きい。L2に対する最大応答値に着目すると、全ての主塔モデルで、MOV、LS、BLSの順で小さくなる。また、全ての支持条件で、鋼主塔とCFT主塔の変位はほぼ同一の値を示し、RC主塔はこれらより小さい。ただし、その差はBLSでは少なくなる。すなわち、BLSは鋼製およびCFT主塔に特に有効であると言える。

一方、塔基部曲げモーメントに関しては、L2による最大値はL1より3倍以上大きい。L2に対する最大応答値に着目すると、全ての主塔モデルで、MOVとLSはほぼ同一であるが、BLSは小さい。また、全ての支持条件で、鋼主塔とCFT主塔の変位はほぼ同一の値を示し、RC主塔はこれらより大きい。

5. まとめ

コンクリート充填した鋼箱断面を有するCFT主塔を提案し、多径間連続斜張橋に適用した。CFT主塔は、二重矩形鋼管内部にコンクリートを充填したサンドイッチ構造となっており、鋼板の座屈の抑制や、外側鋼管の拘束によるコンクリート強度の増加（コンファインド効果）により優れたエネルギー減衰性能を有する合理的な構造である。本論文では、CFT主塔の静的および耐震解析を実施し、鋼製およびRC主塔と比較検討した。

静的解析結果によれば、交互スパンに活荷重を載荷した方が、全スパンに活荷重を載荷したものに比べ、塔頂変位および主塔基部の曲げモーメントともに大きく、クリティカルな荷重ケースと考えられた。また、RC主塔モデルの主桁鉛直変位および主塔頂水平変位は鋼製およびCFT主塔モデルより小さい。一方、RC主塔モデルの主塔基部での曲げモーメントは鋼製およびCFT主塔モデルより大きかった。これは、RC主塔の曲げ剛性が高いためである。

3つの主塔モデルの耐震特性をレベル2およびレベル1地震動で評価した。とくに桁と主塔の水平支持に着目し、全可動支承（MOV）、リニア・バネ支承（LS）、バイリニア（BLS）の3種類の方式を比較検討した。

塔頂変位に関しては、L2による最大値はL1より6倍以上大きい。L2に対する最大応答値に着目すると、全ての主塔モデルで、MOV、LS、BLSの順で小さくなる。また、全ての支持条件で、鋼主塔とCFT主塔の変位はほぼ同一の値を示し、RC主塔はこれらより小さい。ただし、その差はBLSでは少なくなり、BLSは鋼製およびCFT主塔に特に有効であると言える。

一方、塔基部曲げモーメントに関しても、L2による最大値はL1より3倍以上大きい。L2に対する最大応答値に着目すると、全ての主塔モデルで、MOVとLSはほぼ同一であるが、BLSは小さい。また、全ての支持条件で、鋼主塔とCFT主塔の変位はほぼ同一の値を示し、RC主塔はこれらより大きかった。

CFT主塔およびRC主塔に関しては、全可動（MOV）

およびリニア・バネ支承 (LS) では主塔の弾塑性挙動が、バイリニア・バネ支承 (BLS) では支承の非線形挙動が、主に地震エネルギーを吸収すると考えられた。

以上の検討により、提案したコンクリート充填鋼箱断面を用いたCFT主塔は多径間連続斜張橋に適用可能であり、その静的および耐震特性は鋼製主塔およびRC主塔の中間的な挙動をする。さらに、バイリニア・バネ支承と組み合わせれば地震に対する抵抗力も高まることを明らかにした。

参考文献

- 1) M. Virlogeux.: Bridges with multi-span cable-stayed spans, Structural Engineering International, Journal of IABSE, Vol.11, No.1, 61-81 (2001).
- 2) 中村俊一：鋼・コンクリートの合成主塔の長大吊橋への適用，構造工学論文集，Vol.46A, pp.1315-1324 (2000).
- 3) 中村俊一，加藤孝志：鋼・コンクリートの合成主塔の斜張橋への適用，構造工学論文集，Vol.48A, pp.1131-1138 (2002).
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ 共通編，Ⅱ 鋼橋編 (2002).
- 5) 土木学会：複合構造物標準示方書 (2010).
- 6) 土木学会：複合構造物の性能照査例 (2006).
- 7) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 (2007).
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅳ 下部構造編，pp.110-119, 1996.

STATIC AND SEISMIC BEHAVIOURS OF MULTI-SPAN CABLE-STAYED BRIDGES WITH CFT, STEEL AND RC TOWERS

Shunichi NAKAMURA, Yutaka OKAMOTO and Ismatulah AMIRI

The multi-span cable-stayed bridge is a new and attractive structure. The tower plays an important role to improve the seismic resistance. Three types of towers were studied in this paper: the steel tower, the RC tower and the concrete filled steel tower (CFT tower) which consists of a steel double box section filled with concrete. First, static analysis was conducted to clarify how different pattern of live load distributions affect the multi-span cable-stayed bridge. The live loads applied on alternate spans give the critical bending moments and displacements. Second, seismic analysis was conducted with the three types of towers due to the ultra-strong earthquake. Three longitudinal support conditions of the girder at the tower positions are considered: movable supports, linear spring supports and bi-linear spring supports. The dynamic displacement at the tower top of the RC tower model is much smaller than those of the CFT and steel tower models. On the other hand, the dynamic bending moment at the tower base of the RC tower is much larger than those of the CFT and steel towers. The response and bending moments of the towers are lower with the bi-linear support than the movable and linear support. It is because seismic energy is dissipated by the bi-linear support.