

鋼・コンクリート合成主塔の長大吊橋への適用

Application of Steel Concrete Composite Towers to Long-span Suspension Bridges

中村俊一 *

Shun-ichi NAKAMURA

*Ph.D. 東海大学 工学部 土木工学科 教授 (〒259-1292 平塚市北金目 1117)

A new composite tower was developed and applied to the suspension bridges in this paper. The new tower consists of corner columns and side walls with double steel plate elements, and concrete is poured inside the columns and the steel elements. The columns and steel elements are connected by the composite joints which are usually used for steel sheet piles. Alternative designs were performed for two suspension bridge towers with heights of 300m and 125m. A simplified method using the modified deflection theory was developed for the static analysis. Seismic design was also conducted by the response spectral method. This study shows that this composite tower is feasible and economical with the steel weight of this composite tower about half that of the steel tower.

Key Words : suspension bridges, steel and concrete composite tower, deflection method, seismic design

1. 緒言

我が国においては、これまで長大吊橋には鋼製主塔が用いられてきた。一方、諸外国においては英国の Humber 橋や香港の Lantau 橋などに見られるようにコンクリート主塔も多く用いられている。鋼製主塔の利点としては、施工が早い、軽量であること、設計法が明確であるなどがあげられるが、建設費用が高いという欠点がある。一方、コンクリート主塔は圧縮耐力に優れ、相対的に建設費が低い利点を有しているが、大きな曲げモーメントに対してはひび割れが生じやすく、建設中に塔頂サドルを移動させる必要があるため施工手順は複雑であり、コンクリート打設・養生のため施工工期も長くなりがちである。

近年、鋼製またはコンクリート製とは異なるサンドイッチ形式の合成橋脚が開発され、高さ 50m 程度の実橋脚にも適用されている¹⁾。筆者らは、この形式を発展させた二重鋼板により囲まれた内部をコンクリートで充填する合成主塔を考案した²⁾。構造概念を図-1 に示すが、コーナー部に角鋼管または鋼管を配置し、それらを二枚の鋼板からなるサンドイッチ形式の鋼製エレメントで結合し、内部をコンクリートで充填するものである。鋼製エレメントとコーナー鋼管柱は、鋼矢板で用いられている嵌合継手を用いて結合し、鉛直継手は高力ボルトまたは現場溶接を用いる。ただし、嵌合継手の代わりに高力ボルト結合を用いることも可能である。

吊橋主塔には死荷重作用時には非常に大きな圧縮軸力が作用し、活荷重および地震力作用時には曲げモーメントも作用する。本合成主塔では、圧縮軸力は主としてコンクリートで負担し、曲げモーメントによる引張領域は鋼板が負担する。したがって、従来の鋼製主塔とは異なり、鋼板端部はメタルタッチさせる必要はない。また、鋼板内部に充填したコンクリートはひびわれが生じにくく、クリープや乾燥収縮も小さい利点もある。さらに、鋼板自体が型枠になっており、自己充填コンクリートを用いれば充填作業も容易である。

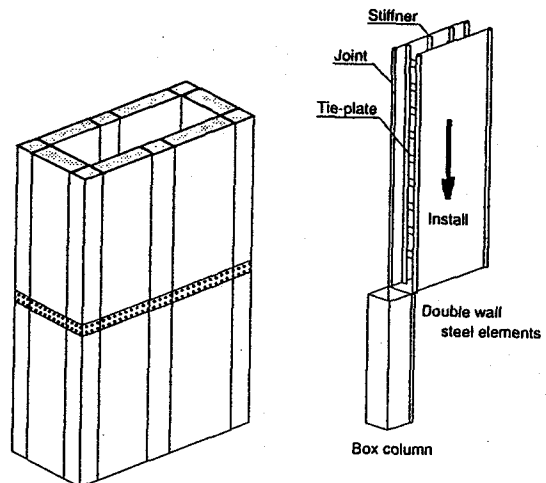


図-1 二重鋼殻を用いた吊橋用合成主塔

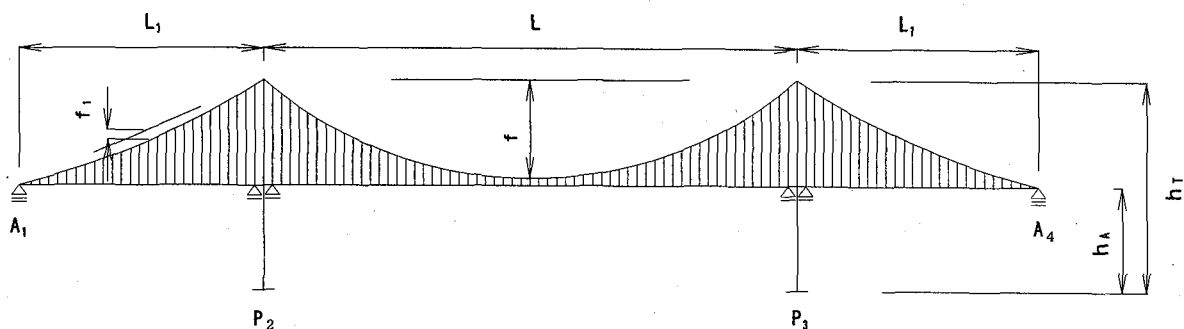


図-2 吊橋モデル

表-1 吊橋モデル諸元

Dimension (per column)	Model-A	Model-B
Main span : L (m)	2,000	720
Side span : L_1 (m)	1,000	330
Cable sag : f (m)	200	72
Anchorage height : h_A (m)	45	45
Tower height : h (m)	300	125
Girder dead load : w_G (tf/m)	13.80	4.80
Cable dead load : w_C (m)	6.63	1.12
Temperature : t (deg)	30	30
Girder stiffness : I_G (m ⁴)	11.0	0.495
Cable tension due to dead loads : Hw (tf)	51,020	5,326

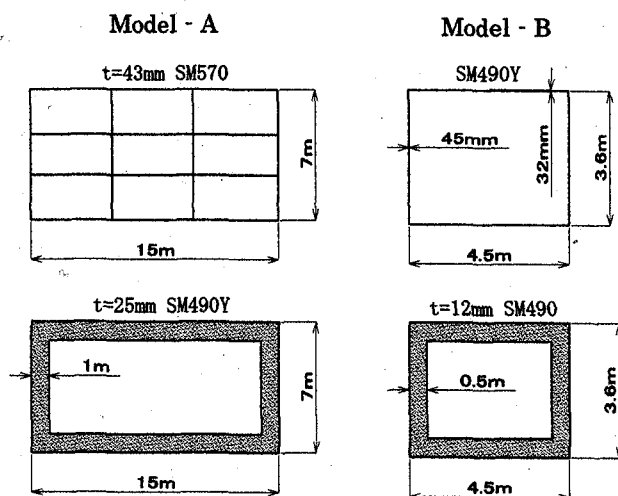


図-3 鋼製および合成主塔断面

本論文では、本合成橋脚の長大吊橋への適用性を種々の角度から検討した。対象橋梁は、明石大橋および白鳥大橋と同規模の長大吊橋とし、死荷重および活荷重載荷時に発生する断面力を求め、断面の耐荷力照査を実施した。さらに、応答スペクトル法により、耐震性能の照査も実施した。また、詳細構造、施工法、建設材料費の比較による経済性についても考察した。

2. 静的設計

2.1 吊橋モデル

本章では、死荷重・活荷重・ケーブル温度変化による主塔断面力を算定する。

本研究では、異なったスパンを有する2種類の3径間2ヒンジ吊橋モデルを検討に用いた。Model-Aは主スパン2000m、Model-Bは主スパン720mを有するモデルであり、それぞれ明石海峡大橋と白鳥大橋を参考

にして諸元を定めた(図-2、表-1)。主塔の種類は合成主塔と鋼製主塔の2種類としたが、検討の簡略化のため高さ方向には一定断面とした(図-3)。

考慮した荷重ケースを図-4に示す。ここで、 w_C はケーブル重量、 w_G は補剛桁重量であり、両者の合計値をModel-Aで20.43 tf/m、Model-Bで5.92 tf/mとした。ケーブルの温度荷重は、本四基準に基づき30℃とした³⁾。活荷重に関しては、国内および諸外国で用いられている長大スパン橋に対する平均的な値として710 kgf/m/laneを仮定し⁴⁾、Model-Aでは片側3車線の2.13 tf/m、Model-Bでは片側2車線の1.42 tf/mとした。なお、主塔は完成時に鉛直となるように施工されるため、死荷重作用時には曲げモーメントは0とし、鉛直軸力のみが発生するとした。また、活荷重の載荷方法は、主塔に発生する曲げモーメントが最大となるよう主径間と片側径間のみに載荷した(図-4)。

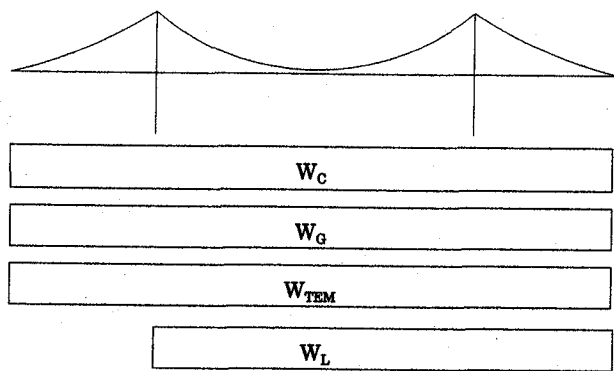


図-4 設計荷重

2.2 主塔断面力の算定手法

活荷重およびケーブル温度変化による主塔断面力は、主塔の水平バネを考慮に入れたとう度理論を用いた。ただし、本研究では長大吊橋を対象としているため線形化とう度理論とした。中央径間に対する基本式は次式となる³⁾。

$$EI_G d^4v/dx^4 - Hw d^2v/dx^2 - Hp d^2y/dx^2 = p \quad (1)$$

ここで、 v ：鉛直方向たわみ、 EI_G ：補剛桁の曲げ剛さ、 Hw ：死荷重作用時のケーブル水平張力、 Hp ：活荷重によるケーブル増分水平張力、 p ：活荷重強度、 y ：死荷重作用時のケーブル鉛直方向位置である。この微分方程式は線形であるため容易に解くことができ、 v は Hp であらわすことができる。同様に、2つの側径間についても、たわみ v_1 と v_2 は、活荷重作用時のケーブル水平張力増分 Hp_1 と Hp_2 であらわすことができる。これらの式では Hp と Hp_1 と Hp_2 が未知数である。

一方、ケーブル長に関する適合条件式としては、いわゆる次のケーブル方程式が成立する。

$$\begin{aligned} & Hp Le / Ec Ac + \gamma t L_T - 8f / L^2 \int v dx \\ & + Hp_1 Le_1 / Ec Ac + \gamma t L_{T1} - 8f_1 / L_1^2 \int v_1 dx \\ & + Hp_2 Le_2 / Ec Ac + \gamma t L_{T2} - 8f_2 / L_2^2 \int v_2 dx = 0 \end{aligned} \quad (2)$$

ここで、 t ：ケーブル温度、 f ：ケーブルサグ、 f_1, f_2 ：側径間のケーブルサグ、 L ：中央スパン長、 L_1, L_2 ：側径間スパン長、である。また、 Le および L_T は、 ϕ をケーブル角とすると、

$$Le = \int \sec^3 \phi dx, \quad L_T = \int \sec^2 \phi dx \quad (3)$$

である。2つの主塔の塔頂水平変位 u_1 と u_2 は、次式となる。

$$u_1 = Hp_1 Le_1 / Ec Ac + \gamma t L_{T1} - 8f_1 / L_1^2 \int v_1 dx \quad (4a)$$

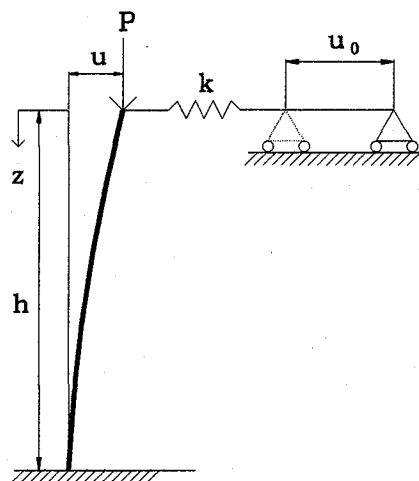


図-5 主塔解析用の簡易モデル

$$u_2 = Hp_2 Le_2 / Ec Ac + \gamma t L_{T2} - 8f_2 / L_2^2 \int v_2 dx \quad (4b)$$

2つの主塔塔頂には水平力 F_1, F_2 が作用しており、それらは次式のごとくケーブル水平張力増分とつりあっている。

$$Hp - Hp_1 - F_1 = 0, \quad Hp - Hp_2 - F_2 = 0 \quad (5)$$

主塔塔頂の水平力の算定には、図-5に示すケーブルを水平バネで置換した従来から用いられている簡易モデルを用いた⁴⁾。この図において、 u_0 はロッキングタワーを仮定した水平変位であり、フレキシブルタワーの場合には変位を拘束するため水平荷重 F が生じ、これは水平変位 u およびバネ定数 k を用いて、

$$F = k(u_0 - u) \quad (6)$$

とあらわされる。主塔上端から距離 z における曲げモーメント $M(z)$ は、その点の変位を u_0 とすると、

$$M(z) = -Pu + Pu_0 - kz(u_0 - u) \quad (7)$$

で与えられる。ここで、主塔の断面性能に関して2つのパラメーターを導入する。

$$\alpha = (V/EI)^{0.5} \quad (8)$$

$$\beta_T = EI / (kh^3) \quad (9)$$

これらのパラメーターを用いると、 F および $M(z)$ は次式であらわされる³⁾。

$$\begin{aligned} F = EI u_0 (\alpha h)^3 / [h^3 \{ \beta (\alpha h)^3 \\ + \tan(\alpha h) - \alpha h \}] \end{aligned} \quad (10)$$

$$M(z) = EI u_0 (\alpha h)^2 \sin(\alpha z) /$$

$$[h^2 \{ \beta_T (\alpha h)^3 + \sin(\alpha h) - \alpha h \cos(\alpha h) \}] \quad (11)$$

具体的な計算手順は以下とした。まず、ロッキング主塔と仮定した場合の塔頂水平変位 u_0 を式(1)-(5)で $F=0$ として求める。次に、フレキシブル主塔の場合については、 F を仮定して u を式(1)-(5)により求める。最初の F は $\beta_T=0$ と仮定して式(10)から求める。そして、これらを式(6)に代入し、バネ定数 k を求め、水平ばねパラメーター β_T を式(9)から求め、さらに式(10)により F を計算する。そして、この値が仮定した F に一致するまで、この操作を繰り返す。長大吊橋の場合は水平ばねパラメーター β_T は小さいため、 F は容易に収束する。なお、式(6)から式(11)までについては、それぞれの式は両側主塔に成立するため、それぞれ2つの式になる。したがって、各変数に主塔に対して1, 2の添え字をつける必要がある。

2.3 静的解析結果

得られた結果を表-2 に示す。塔頂には主ケーブルか

ら鉛直力 P が伝達されるが、Model-A の主スパン長が Model-B の 2.7 倍であるため、Model-A の鉛直力が 9.2 倍大きい。塔頂反力は鋼製と合成主塔の値は各モデルで同一であるが、単位長さあたりの主塔自重は合成主塔が鋼製主塔の 3 倍以上あるため、主塔基部での圧縮軸力は合成主塔が大きい。

主塔の断面 2 次モーメントも合成主塔が鋼製主塔より、Model-A では 2.2 倍、Model-B では 1.4 倍大きい。このため、水平ばねパラメーター β_T は、合成主塔の方がやや大きく、主塔の水平変位も合成主塔の変位の方がやや小さい。塔頂水平力 F も合成主塔が大きく、Model-A では鋼製主塔の約 15 倍にもなっている。

Model-A および Model-B に関する主塔に発生する曲げモーメントを図-6,7 に示す。曲げモーメントの高さ方向分布は、塔頂での鉛直力、水平力、剛性、高さにより違いがあるが、本形式のように $\alpha h/\pi$ が 0.5 以下の場合は、曲げモーメントは基部で最大となる片持ち梁的な分布をし、主塔基部で最大となる。基部のモーメントは合成主塔が鋼製主塔より、Model-A では 2.52 倍、Model-B では 1.85 倍大きい。

表-2 静的解析結果 (D+L+T)

Calculation results (per column)	Model A		Model B	
	Steel	Composite	Steel	Composite
Vertical force at top: P_T (tf)	47,709	47,709	5,180	5,180
Tower dead load: w_T (tf/m)	31.1	110	5.8	19.0
Vertical force at bottom: P (tf)	57,039	79,449	5,905	7,555
Tower stiffness: I (m ⁴)	90.0	197.0	2.35	3.32
Flexible parameter: $\alpha h/\pi$	0.48	0.32	0.44	0.34
Spring parameter: β_T	0.0336	0.0457	0.0212	0.0263
Tower top displacement: u (m)	1.610	1.503	0.866	0.843
Rocking Tower top displacement: u_0 (m)	1.623	1.623	0.878	0.878
Horizontal force at top: F (tf)	27.1	402.0	12.1	48.1
Max bending moment: M_L (tf.m)	93,215	234,623	6,398	11,854

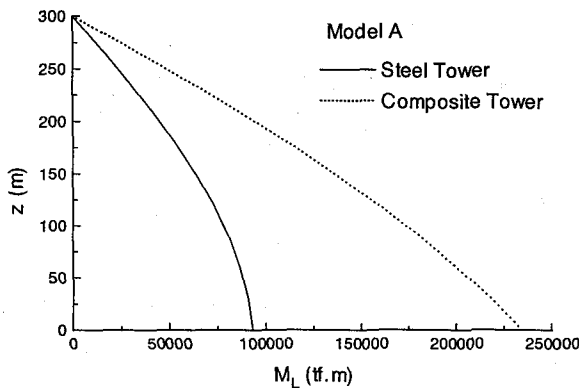


図-6 主塔の曲げモーメント(Model-A)

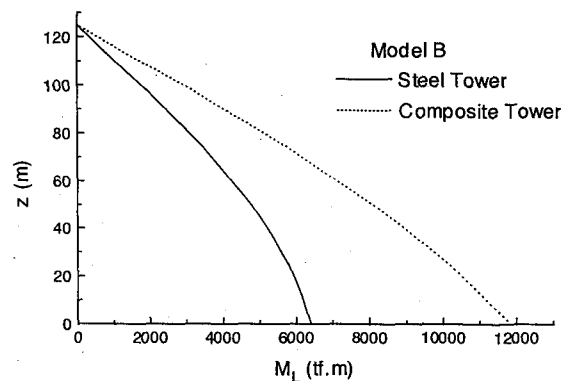


図-7 主塔の曲げモーメント(Model-B)

3. 耐震解析

3.1 耐震設計の前提および解析モデル

吊橋主塔の設計において、耐震性の照査は必要不可欠である。とくに、合成主塔は鋼製主塔に比較して質量が大きく、作用地震力も大きくなると予想され、とくに耐力照査は重要である。本論文では、震度法レベルを対象とし、応答スペクトル解析により合成主塔の耐震性能を検討する。

Model-A および Model-B の耐震解析モデルを図-8 に示す。ケーブルとハンガーは引張力のみに抵抗するケーブル要素とし、桁と主塔は梁要素とした。質量はすべて節点に集中させた。

主塔基礎に関しては、Model-A は明石海峡大橋を参考し基礎で直接支持し、Model-B は白鳥大橋を参考にケーソン基礎とした。支持地盤についても実橋を参考にし、Model-A はⅠ種地盤、Model-B はⅢ種地盤とした。地盤と基礎はバネで結合し、バネ定数は道路橋示方書下部工編に基づいて設定した。

設計地震入力は、道路橋示方書耐震編に示される Model-A にはⅠ種地盤用の、Model-B にはⅢ種地盤用

の加速度応答スペクトルを用いた。実際の地域別補正係数およびはいずれも 1.0 とした。なお、明石海峡大橋に関しては、これとほぼ同様の設計スペクトルが実際の設計に用いられている⁷⁾。

部材の減衰定数に関しては、構造物は 2%、杭・地盤バネは 20% とし、固有値解析よりひずみエネルギー比例減衰形のモーダル減衰を算出した。そして、道路橋示方書に規定される式により減衰定数補正係数 C_D を算出した。

主塔の塔頂水平変位によって生ずる付加曲げモーメント、すなわち P- δ 効果による影響は、主塔に作用する死荷重による初期軸力を幾何剛性マトリックスとして考慮した。

3.2 応答スペクトル法による計算結果

Model-B の鋼製主塔の曲げモーメントに大きな影響を及ぼす代表的な 2 つの自由振動モードを図-9 に示す。Mode-T1 は地盤バネが卓越するモードで、地盤バネおよび主塔が変形しており、固有周期は 2.46 秒である。Mode-T2 は主塔の 1 次振動モードであり、固有周期は 0.97 秒である。

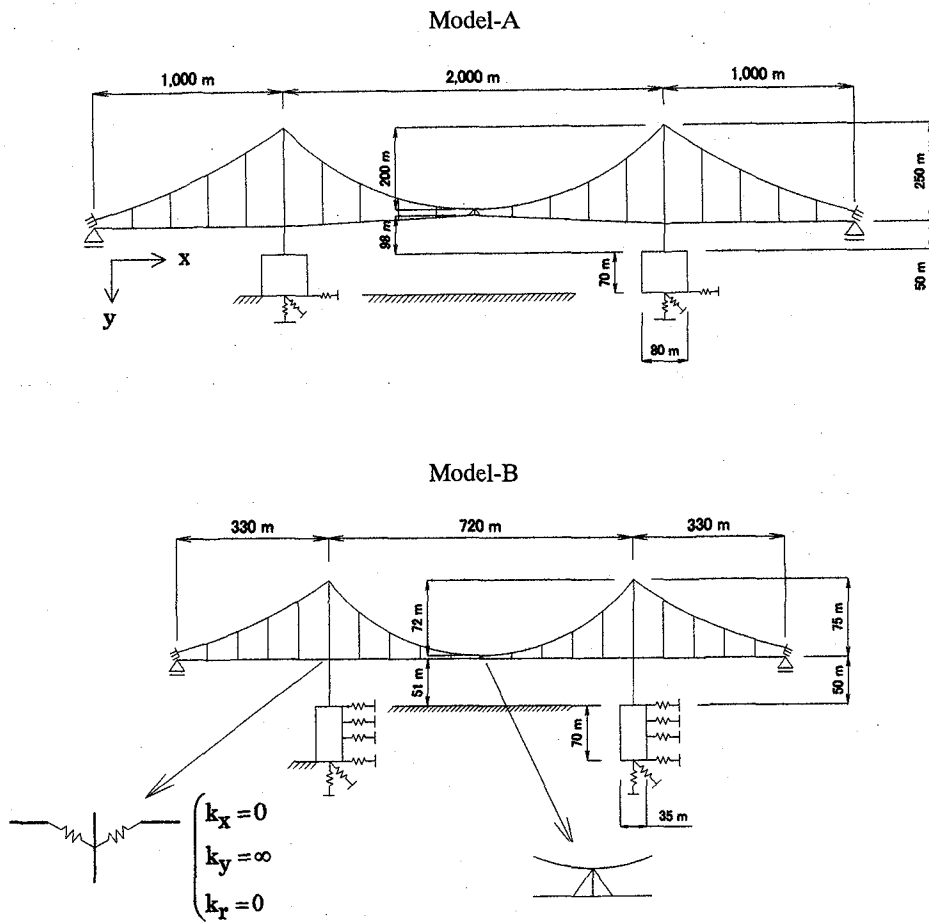


図-8 耐震計算用の橋梁モデル

Model-B の合成主塔の曲げモーメントに大きな影響を及ぼす代表的な2つの自由振動モードを図-10 に示す。Mode-T1 は地盤バネが卓越するモードで、地盤バネおよび主塔が変形しており、固有周期は2.49秒である。Mode-T2 は主塔の1次振動モードであり、固有周期は1.23秒である。モード形状に関しては、鋼製と合成主塔の差は無いが、固有周期は合成主塔が長くなっている。なお、Model-A に関しても、Model-B と同様の傾向が見られた

Model-A の鋼製主塔に発生した最大曲げモーメントを図-11 に示す。Mode-T1 による曲げモーメント形状は単純梁的な曲げモーメント形状をしている。一方、Mode-T2 は、主塔下端を固定とする片持ち梁的な形状を示しており、いずれもモード形状から推定される状況と一致している。さらに、この2つのモードをRMSした値の和が全モードを考慮した応答スペクトル値にほぼ等しく、この2つのモードが卓越していることがわかる。Model-A の合成主塔の曲げモーメントを図-12 に、Model-B の鋼製主塔の曲げモーメントを図-13 に、Model-B の合成主塔の曲げモーメントを図-14 に示

すが、いずれも同様の傾向を示している。

また、Model-A および Model-B とも、基部の曲げモーメントは合成主塔が鋼製主塔より約3倍大きくなっている。これは、これは合成主塔の方が質量および剛性が大きいと考えられる。

3.3 大地震時の検討

本論文においては、大地震力に対する耐震性は検討範囲外とした。西海らは本論文で提案した構造とほぼ同一の構造である合成構造中空断面橋脚に関する水平力による繰り返し載荷実験を実施しており⁸⁾、内側と外側鋼板を結ぶタイプレートで規定間隔で配置すれば、本構造の塑性率は6以上となることを示している。タイプレートは終局状態においても鋼製エレメントに局部座屈が生じないような間隔で配置するよう規定されており⁸⁾、これにより鋼板の座屈および内部コンクリートの圧壊が抑制されるため変形性能が向上する。したがって、本構造は大地震に対しても優れた耐震性能を有すると推定される。

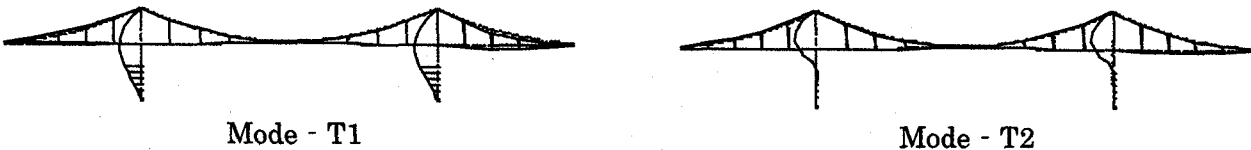


図-9 鋼製主塔の卓越モード (Model-B)

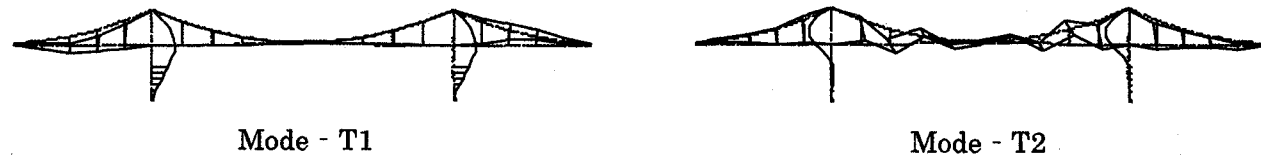


図-10 合成主塔の卓越モード (Model-B)

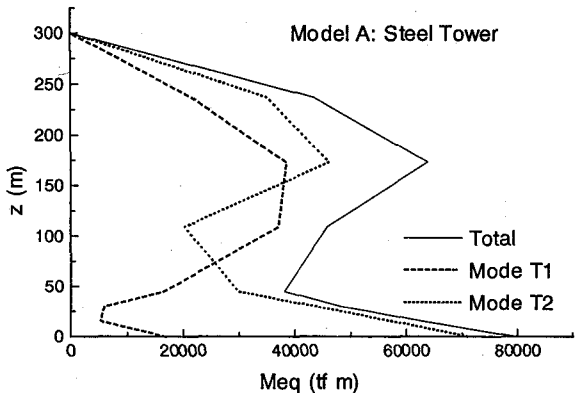


図-11 応答スペクトル解析による鋼製主塔の曲げモーメント (Model-A)

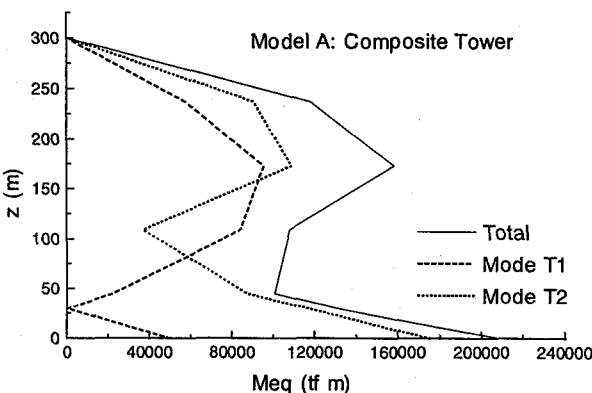


図-12 応答スペクトル解析による合成主塔の曲げモーメント (Model-A)

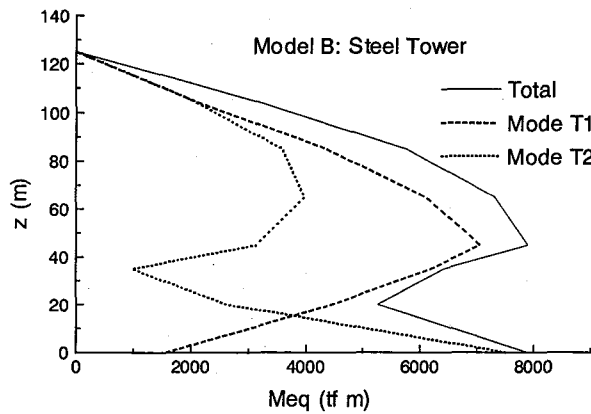


図-13 応答スペクトル解析による鋼製主塔の
曲げモーメント (Model-B)

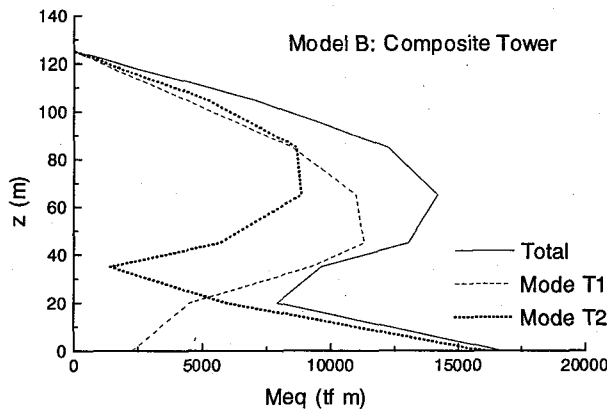


図-14 応答スペクトル解析による合成主塔の
曲げモーメント (Model-B)

4. 耐力照査

4.1 耐力照査式

ここでは、2章および3章で得られた主塔に作用する断面力に対して、鋼製および合成主塔断面の耐力を照査する。

鋼製主塔に関しては、鋼板は降伏以前には局部座屈を生じないように十分補剛されていると仮定し、耐力照査は断面の降伏曲げモーメントに基づいた次式とした。

$$\gamma = vP/Pcr + vM/My \leq 1.0 \quad (13)$$

ここで、 γ : 安全指数、 v : 安全率、 P : 作用軸圧縮力、 Pcr : 軸圧縮強度、 M : 作用曲げモーメント、 My : 降伏曲げモーメントである。なお、本解析では主塔の水平変位を考慮した解析を実施しているため、野上らの提案に基づき付加曲げモーメントの影響は本式中には入れなかった⁹⁾。軸圧縮強度の算定には全体座屈の影響を考慮する必要があるが、有効座屈長は本四基準³⁾にしたがい0.7hとし、全体座屈係数は道路橋示方書¹⁰⁾に規定される低減係数によった。

合成主塔の照査は、西海らの実験⁹⁾により本形式合成主塔は十分なじん性を有することが確認されているため、終局強度に基づいた次式を採用した¹¹⁾¹²⁾。

$$\gamma = (1+\beta)(vP/Pu)^2 - \beta(vP/Pu) + vM/Mu \leq 1 \quad (14)$$

ここで、 Pu : 軸圧縮耐力、 Mu : 曲げ耐力である。 Pu は、ECCSの耐荷力曲線のb曲線により算出される全体座屈係数を全耐力に乗じた。 β は圧縮軸力と曲げモーメントの相関関係に関する係数であり、鋼部材の軸力が全断面の軸力に占める割合 δ の関数であらわされる¹¹⁾¹²⁾。

$$\beta = 9.17\delta^2 - 13.75\delta + 4.63 \quad (15)$$

西海らの実験⁹⁾により、本形式合成主塔では降伏モーメント My に至るまでは、鋼およびコンクリートは一体として挙動することが確認されているため、 My および Mu の算定には平面保持の原則が成り立つものとした。仮定した材料の応力・ひずみ関係を図-15に示すが、鋼に関してはバイリニアの理想化弾塑性曲線とした。一方、充填コンクリートの応力・ひずみ曲線は放物線とし、コンファインド効果を考慮して最終ひずみは0.007とした。 My および Mu となる想定応力分布を図-16に示すが、鋼板の引張または圧縮側縁端が降伏応力に達した時を My とした。また、充填コンクリートひずみが0.007に達したとき耐力が最大となるため、これを Mu とした。

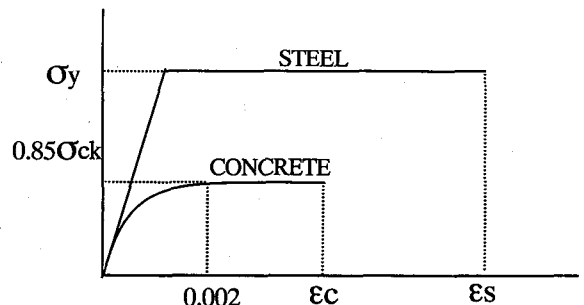


図-15 応力・ひずみ曲線

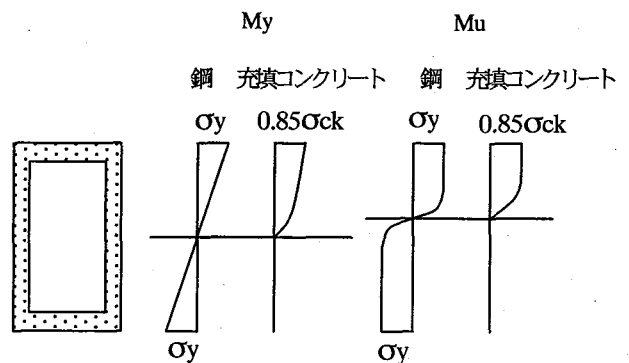


図-16 My および Mu に対する応力分布

4.2 照査結果

鋼製主塔に関する照査結果を表-3 に示す。なお、安全率 ν は、死荷重(D)+活荷重(L)+温度荷重(T)の組み合わせに対しては 1.5、死荷重(D)+地震荷重(E)の組み合わせに対しては 1.15 とした¹¹⁾。Model-A の D+L+T に関しては、安全指数は 0.95 である。ただし、式(13) 第1項の軸圧縮力の比率は 0.68 であり、第2項の曲げモーメントの成分 0.28 に比べ大きく、軸圧縮力が卓越していることがわかる。D+E の安全指数 γ は 0.67 であり、D+L+T の安全指数に比べ小さく、D+L+T の常時荷重が設計のクリティカルとなっている。

Model-B に関しては、D+L+T に対する安全指数は 0.86 である。式(13)第1項の軸圧縮力の比率は 0.56 であり、第2項の曲げモーメントの成分 0.30 に比べ大きく、やはり軸圧縮力が卓越していることがわかる。D+E の安全指数 γ は 0.64 であり、D+L+T の安全指数に比べ小さく、D+L+T の常時荷重が設計のクリティカルとなっている。

合成主塔に関する照査結果を表-4 に示す。Model-A については、鋼断面積の全断面積に対する比率 δ は 0.346 であり、座屈低減係数 κ は 0.88 である。D+L+T に対する安全指数 γ は 0.95 となるが、D+E に対しては 0.50 であり、常時荷重が卓越していることが理解できる。一方、Model-B の鋼断面積の全断面積に対する比率 δ は 0.298 であり、Model-A に比較してコンクリートの占める割合がやや高い。D+L+T に対する安全指数 γ は 0.69 となるが、D+E に対しては 0.73 となり、地震荷重が設計のクリティカルとなる。これは、Model-B は III 種地盤に支持されており、またスパン長が短いため周期も短くなり、設計応答スペクトル値が Model-A より大きくなるためである。

今回検討した諸元の鋼製主塔および合成主塔の曲げモーメントと軸圧縮力の設計相関曲線を図-17,18 に示す。設計計算値も図中に示してある。鋼製主塔に関しては、直線になるが、合成主塔に関しては放物線となる。したがって、吊橋主塔のように、圧縮軸力と曲げモーメントが同時に作用する場合には、合成主塔のような放物線形状の耐荷力特性が有利となることが理解される。

吊橋主塔では圧縮軸力と曲げモーメントが支配的であり、常時はもちろん地震時においても、一般的にはせん断力は問題にならない。合成主塔のせん断耐力に関しては不明の点も多いが、土木学会・複合構造物設計指針¹³⁾では、サンドイッチ構造に対してコンクリートと鋼断面のせん断耐力を累積する方法が、土木学会・鋼構造物設計指針¹²⁾では合成橋脚に対してコンクリートを無視し鋼断面ウェブのせん断耐力のみを評価する方法がある。本検討においては、合成主塔に発生する地震時のせん断力は、鋼断面のみのせん断耐力に対して、Model-A では 18%、Model-B では 27%であり、

十分余裕があった。

表-3 鋼製主塔の断面照査

	Mode-A Steel		Model-B Steel	
	D+L+T	D+E	D+L+T	D+E
P (tf)	57,039	53,730	5,905	5,045
Pcr (tf)	126,400	126,400	15,856	15,856
M (tf.m)	93,215	79,787	6,398	7,901
My (tf.m)	504,500	504,500	32,126	32,126
ν	1.5	1.15	1.5	1.15
γ	0.95	0.67	0.86	0.64

表-4 合成主塔の断面照査

	Model-A Composite		Model-B Composite	
	D+L+T	D+E	D+L+T	D+E
P (tf)	79,449	77,400	7,555	6,695
Pu (tf)	182,986	182,986	27,891	27,891
β	0.969	0.969	1.351	1.351
δ	0.346	0.346	0.298	0.298
κ	0.880	0.880	0.812	0.812
M (tf.m)	234,623	209,547	11,854	16,730
Mu (tf.m)	473,488	473,488	20,898	20,898
ν	1.5	1.15	1.5	1.15
γ	0.95	0.50	0.69	0.73

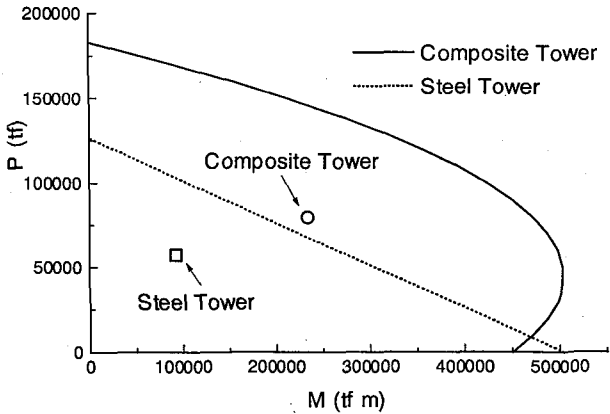


図-17 M-P 曲線 (Model-A)

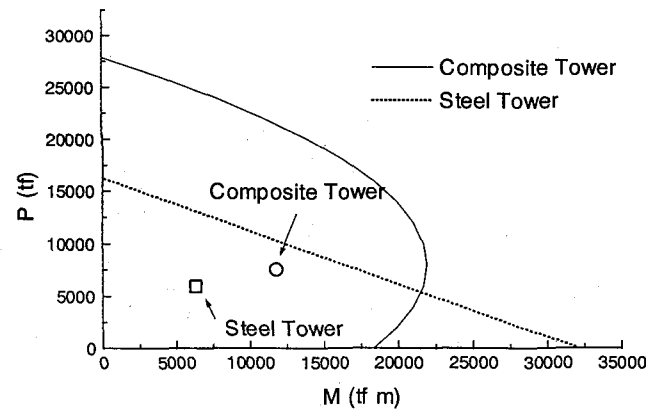


図-18 M-P 曲線 (Model-B)

4.3 構造詳細および建設費に関する考察

Model-A を対象にした詳細構造を図-19 に示す。4つのコーナーおよび長辺中央に6本のコラムを配置する。コラムは、幅 1200mm、厚さ 25mm、材質 SM490Y の鋼板を用いた角形鋼管とした。これらのコラムをサンドイッチ形式の鋼製エレメントにより結合する。鋼製エレメントは厚さ 19mm、材質 SM490Y の鋼板で製作し、2枚の鋼板の間隔は 900mm とし、タイプレートでその間隔を保持する。鋼製エレメントとコラムは、鋼矢板で用いられる嵌合継手方式、すなわちそれぞれの鋼板の端に付いたつめどうしをかみ合わせ、その中にコンクリートを注入して結合する方式である。上下の鋼製エレメントどうしは高力ボルトにより接合した後、コラムおよび鋼製エレメントの内部にコンクリートを充填する。また、西海らの実験により鋼板内面は自然付着としても平面保持が成り立つことが判明しているため、スタッド等は用いなかった。

合成主塔の架設は、鋼製主塔と同様のタワークレーンを用いて行うことが可能であり、とくに問題は考えられない。ただし、コンクリート充填作業があるため架設期間は若干長くなると予想される。

Model-A および Model-B に使用される鋼材重量およびコンクリート量を表-5 に示す。合成主塔に用いられる鋼材重量は鋼製主塔の鋼材重量に比較して、Model-A では 60%、Model-B では 46%と、いずれも大幅に削減できる。さらに、合成主塔では鋼管を用いているため製作コストは鋼製主塔より大幅に低いため、充填コンクリート量を考慮しても、合成主塔の建設費の方が有利であると推定された。

表-5 鋼およびコンクリート重量 (1主塔あたり)

	Model A		Model B	
	Steel Tower	Composite Tower	Steel Tower	Composite Tower
Steel	18,660	11,280	1,450	668
Concrete	-	24,000	-	1,776

tf, m³

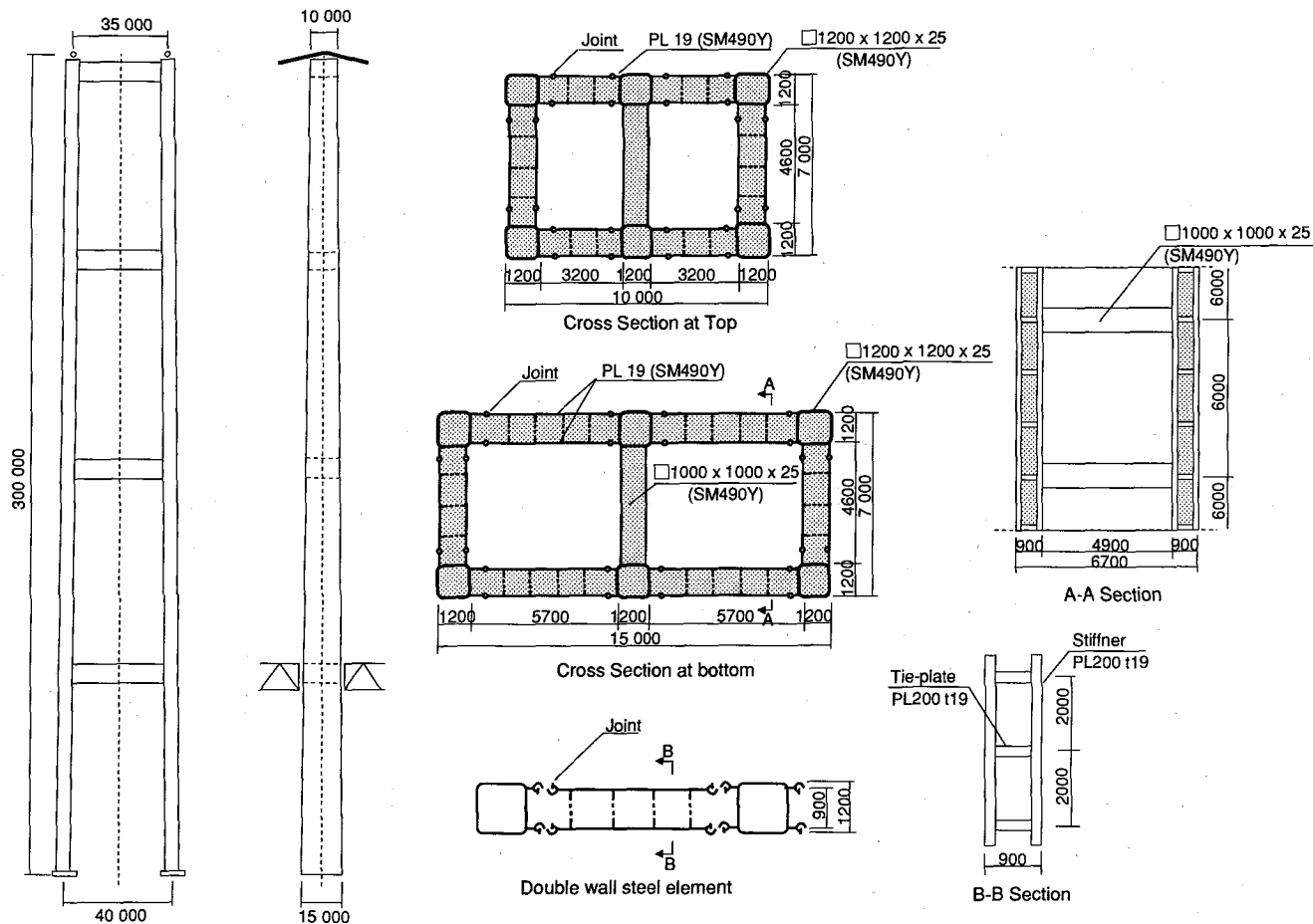


図-19 詳細構造図

5. 結論

二重鋼板により囲まれた内部をコンクリートで充填するサンドイッチ形式の合成主塔を考案し、明石大橋および白鳥大橋と同規模の Model-A と Model-B の2つの長大吊橋を対象とし、常時荷重および地震荷重に対する検討を実施した。本研究で得られた、主な知見を以下に示す。

- 1) 活荷重およびケーブル温度変化による主塔断面力は、主塔の水平バネを考慮に入れた線形とう度理論を用いた方法により算出した。合成主塔の断面2次モーメントは鋼製主塔より Model-A では2.2倍、Model-B では1.4倍大きく、水平ばねパラメーター β_r および塔頂の水平変位は合成主塔の方が小さかった。したがって、塔頂水平力 F も合成主塔が大きく、とくに Model-A では約15倍になった。
- 2) Model-A および Model-B とともに主塔に発生する曲げモーメントは、基部で最大となる片持ち梁的な分布をした。主塔基部の曲げモーメントは、合成主塔が鋼製主塔より大きく、Model-A では2.52倍、Model-B では1.85倍となった。
- 3) 震度法レベルを対象とし、応答スペクトル解析により主塔の耐震性能を検討した。Model-A および Model-B とともに、合成主塔の方が質量および剛性が大きいため、鋼製主塔の曲げモーメントより約3倍大きくなった。
- 4) Model A の断面照査結果に関しては、合成主塔および鋼製主塔とも、D+E に対する安全指数は D+L+T の安全指数に比べ小さく、D+L+T に対する常時荷重が設計のクリティカルとなった。一方、Model-B に関しては、鋼製主塔では D+L+T の常時荷重が設計のクリティカルとなるが、合成主塔では地震荷重が設計のクリティカルとなった。これは、Model-B は III 種地盤に支持されており、またスパン長が短いため周期も短くなり、設計応答スペクトル値が Model-A より大きくなるためである。
- 5) 鋼製主塔の曲げモーメントと軸圧縮力の設計耐力曲線は直線になるが、合成主塔では放物線となる。したがって、圧縮軸力と曲げモーメントが同時に作用する吊橋主塔では、合成主塔のような放物線形状の耐力特性が有利となる。
- 6) Model-A を対象にした詳細構造を示した。合成主塔に用いられる鋼材重量は鋼製主塔に比較して、Model-A では60%、Model-B では46%と、いずれも大幅に削減できると推定された。

謝辞：新日本製鐵株式会社の西海健二氏には合成主塔の構造詳細について、タケル技術コンサルタンツの白井太郎氏には耐震解析についてそれぞれ助言をいただいた。また、前東海大学大学院生の横地英樹氏（現・北海道開発局）には、耐震計算に協力いただいた。ここに、謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 村山陽，林泰三，西海健二：鋼製エレメントを用いた橋脚施工法の開発，土木施工，Vol.36, No.1, pp.57-63, 1995.1.
- 2) Nakamura S. & Nishiumi K: Composite suspension bridge tower with concrete-filled double steel walls, IABSE Symposium in Kobe, 1998.9.
- 3) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説，1989.4.
- 4) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，pp.20, 1989.4.
- 5) 平井敦：鋼橋Ⅲ，技報堂，pp.382-407.
- 6) 道路協会：道路橋示方書，耐震編，1996.12.
- 7) 保田雅彦，藤田和郎，池末泰輔：明石海峡大橋上部工耐震設計法の検討，本四技報，Vol.14, No.56, pp.16-25, 1990.10.
- 8) 西海健二，沖本真之，川端規之，緒方紀夫：鋼製エレメントを用いた合成構造中空断面橋脚における実験的研究，鋼構造論文集，第3巻，第9号，pp.57-66, 1996.3.
- 9) 野上邦栄，長井正嗣，木下博道，山本一之，藤野陽三：複数耐力曲線を用いた斜張橋主桁の終局強度特性と座屈照査法，構造工学論文集，Vol.43A, pp.253-261, 1997.3.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書，鋼橋編，pp.122-123, 1996.12.
- 11) 合成柱研究会：合成橋脚とその計算例・解説，現代理工学出版，1991.7.
- 12) 土木学会：鋼構造物設計指針，PART B 合成構造物，1997.
- 13) 土木学会：複合構造物設計・施工指針（案），1997.

(1999年9月17日受付)