

芝浦工業大学 学生員 田中智昭
 芝浦工業大学 正 員 山本一之
 東京都立大学 正 員 野上邦榮

1. まえがき 近年、環境に適合した美しい外観を備える橋梁が望まれるという風潮から、より自由な発想のもとで吊橋主塔の形状が議論されることが多くなっている。しかし、これまで吊橋の重要な構成要素である主塔に関する調査報告は少なく、その構造特性を把握することは今後の主塔の合理的さらには信頼性に富んだ設計法を確立する上で重要である。ここでは、長大吊橋主塔に関する国内外の資料を整理し、設計上の一資料を提供することを目的にしている。

2. 調査対象吊橋 今回、調査の対象とした吊橋は表-1に示す中央径間長が450mを超える鋼製主塔を持つ吊橋39橋（工事中を含む）である。これらの吊橋の構造全体系及び主塔に関して参考文献2)~7)を用いて調査を行なった。なお、工事中である橋は試算設計時の断面諸元の値を用いた。

3. 調査結果 図-1は、スパン L と塔高 h の関係を骨組形式（ラーメン・トラス・複合）をパラメータににしてまとめたものである。塔高はスパンに比例して高くなる傾向にあり最小2乗法より求めた直線相関式は、 $h=29.4+0.13L$ と近似できる。塔基部中心間隔

No	Identification	Span	No	Identification	Span
1	Akashi-Kaikyo *	1990	21	Angostura	712
2	Verrazano Narrows	1298	22	S. F. Oakland-Bay	704
3	Golden Gate	1280	23	Bronx-Whitestone	701
4	Mackinac Straits	1158	24	Pierre-La-porte	668
5	Minami-Bisan-Seto	1100	25	Delaware-Memorial-II	655
6	Bosphorus-II	1090	26	Kurushima-I *	610
7	Bosphorus-I	1074	27	Walt-whitsan	610
8	George Washington	1067	28	Tokyo-Ko *	570
9	Kurushima-III *	1030	29	Ambassador	564
10	Salazar	1013	30	Ohshima	560
11	Kurushima-II *	1010	31	Throgs-Neck	548
12	Forth Road	1006	32	Benjamin Franklin	538
13	Kita-Bisan-Seto	990	33	Matadi	520
14	Severn	988	34	Kleve-Emmerich	500
15	Shimotsui-Seto	940	35	Chesapeake-Bay	488
16	Ohnaruto	876	36	New port	488
17	Tacoma Narrows-II	855	37	Hirado	485
18	In-no-shima	770	38	Vincent Thomas	457
19	Hakucho *	720	39	Mid-Hudson	457
20	Kannon	712			

表-1 (単位: m * : 工事中)

関係を図-2に示した。直塔が全体の57%の割合を占めている。これに対して斜塔は、一般に構造が複雑になりかつ基礎が不経済になるなどの欠点を有する。しかし、技術の進歩にともない構造美や力学的安定性の観点から斜塔形式も増大する傾向にある。ケーブルを介して塔頂部に鉛直反力 V と水平変位 δ を受ける主塔の橋軸方向の必要曲げ剛性を考える場合、その水平変位 δ を維持するに要するケーブル水平反力 F の値が重要な意味を持つ。その F 値について調査したのが、図-3である。データ不足のため F 値が明確に示された吊橋は少ないが、その中では、 $F < 0$ の領域で必要剛性を決めている吊橋が近年多いことに注目したい。

次に、塔基部の橋軸方向フランジ幅 D_{xb} と橋軸直角方向フランジ幅 D_{yb} の関係を示したのが図-4である。殆どの主塔は $D_{xb}/D_{yb} > 1$ の範囲にあり、橋軸方向に長い断面構造を採用している。また、ラーメン・複合形式とトラス形式ではその領域が2分される。調査データは少ないが塔基部と塔頂部の断面2次モーメントの関係を(a)橋軸直角方向及び(b)橋軸方向について調べたのが図-5(a)、(b)である。(a)の場合の多くは、塔頂部の断面2次モーメント I_{xu} を塔基部の I_{xb} より低減した変断面を採用しており、(b)の場合は、(a)の場合に比べてその変化が大きい。また、トラス形式はラーメン形式に比べてその剛性変化が大きい。

最後に、有効座屈長について数値計算を試みた。橋軸方向塔柱の限界座屈荷重を表わす有効座屈長として、 $F = \infty$ とした時の一端固定多端ヒンジ塔柱の有効座屈長 $0.7h$ を見掛けの有効座屈長とみなし、その細長比 $0.7h/r_y$ と塔高の関係を示したのが図-6である。ここに、 r_y は塔柱全高の平均断面2次半径をとっている。図より、トラス形式とラーメン形式の違いによる差は見られず、その平均細長比は $0.7h/r_y = 45$ となった。さらに、橋軸直角方向の全体座屈荷重を表わす有効座屈長 l_e を設計公式¹⁾²⁾、有効接線弾性係数法²⁾及び全体系の弾性固有値解法⁷⁾により算出し、得られた細長比 l_e/r_x と塔高の関係をまとめたのが図-7である。なお、断面2次半径 r_x は塔柱全高の平均値である。図から明らかなように、有効接線弾性係数法によ

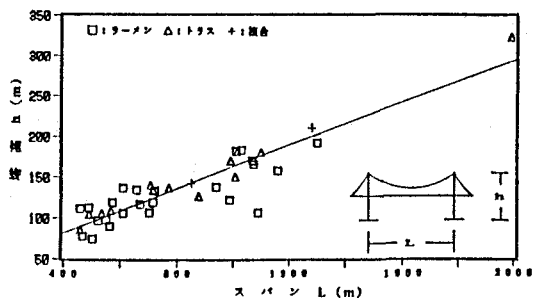


図-1 スパンと塔高の関係

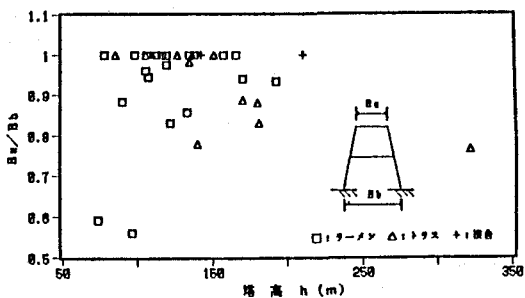


図-2 塔柱の傾斜と塔高の関係

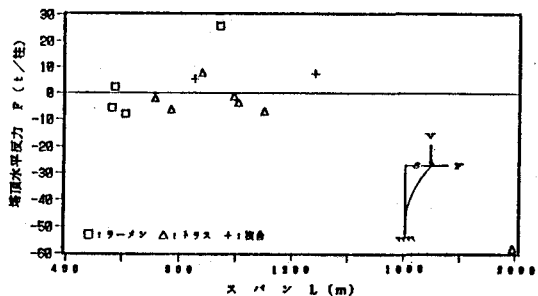


図-3 塔頂水平反力とスパンの関係

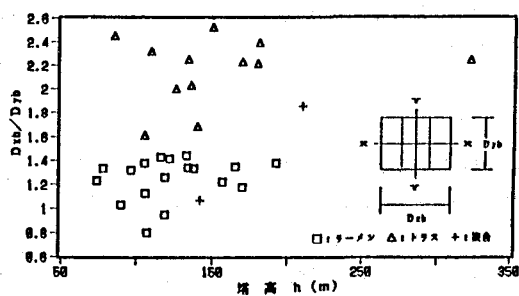
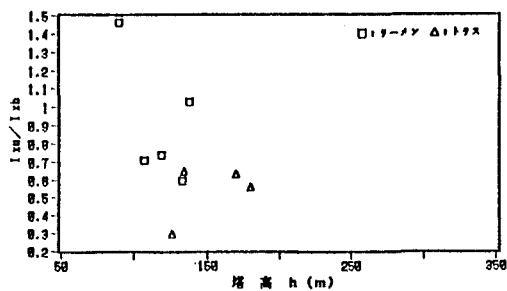
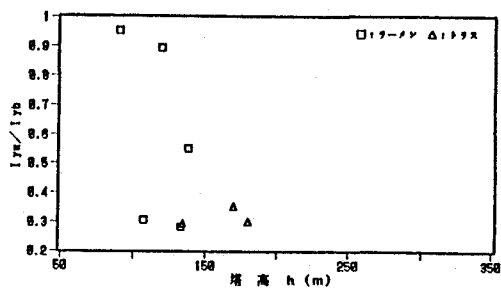


図-4 (Dxb/Dyb) と塔高の関係



(a) 橋軸直方向



(b) 橋軸方向

図-5 塔頂部と塔基部の断面2次モーメントの比と塔高の関係

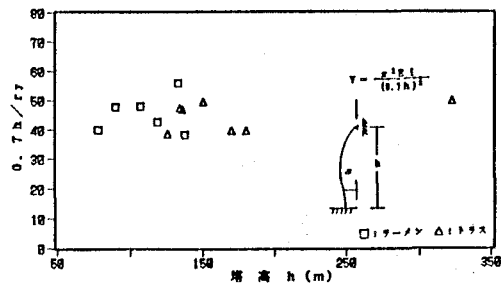


図-6 橋軸方向細長比と塔高の関係

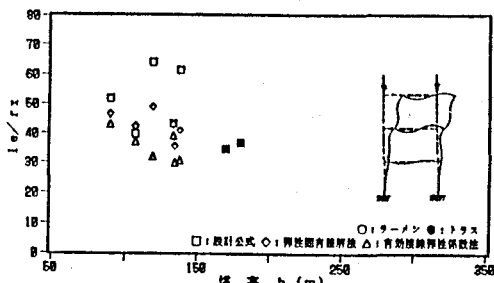


図-7 橋軸直角方向細長比と塔高の関係

り得られた $1e$ は最も短い値を示しており、その主要な要因は腹材の弾性剛性に対して塔柱剛性の非弾性を考慮したことによる影響である。

〔参考文献〕 1) 日本道路協会：道路示方書・同解説，1985 2) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説，1988 3) 神戸市企画局：調査月報 4) 長大橋技術研究会：長大橋の架設，1976 5) 本州四国連絡橋公団：吊橋文献集 6) 瀬戸大橋開通記念特集，橋梁と基礎，1988.8 7) 伊藤文人・野上邦榮・田中充夫：ラーメン形式吊橋主塔の耐荷力解析，構造工学論文集，Vol. 34A，1988.3