

I-A118

超長大吊橋主塔の橋軸方向耐荷力特性

東京都立大学 学生員 西出 大
 東京都立大学 正 員 野上 邦榮
 東京都立大学 正 員 成田 信之

1. はじめに

明石海峡大橋、多々羅大橋を代表とする長大吊形式橋梁が完成に近づく中で、超長大吊橋を中心とする海峡横断プロジェクトが計画されており、これまでの長大橋の実績を踏まえた超長大吊形式橋梁の設計の在り方、現行設計法の見直しなどについて調査・研究する時期に来ている。このような状況において、超長大吊橋の座屈設計法について再検討するため、本研究では1400m吊橋と3000mの超長大吊橋の主塔に着目し、特にその橋軸方向の耐荷力特性の把握を行った。

2. 解析モデル

対象とした吊橋モデルは、鋼技研¹⁾で試設計された中央径間長1400mと3000mの3径間連続補剛吊橋である。図1、図2に示すように、側径間長は各吊橋の中央径間長の半分、塔高は基部からそれぞれ190m、350m、サグ比は1/10で設計している。ハンガーケーブル間隔は1400m吊橋が20m、3000m吊橋が50mである。桁断面を図3に示す。主塔は4層、6層のラーメン形式であり、その断面諸元を表1に示す。使用鋼材は桁にSS400、塔柱にSM570、塔斜材にSM490Yを用いた。また、考慮した荷重は死荷重と活荷重とし、その大きさを表2に示す。活荷重の載荷方法は全径間満載（以下、満載荷重）と中央径間+片側径間の偏載荷重の2通りとした。

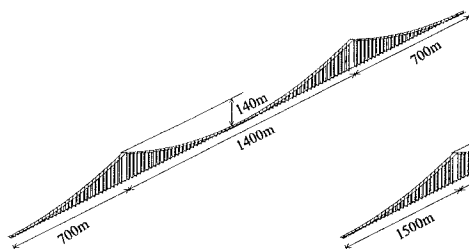


図-1 1400m 吊橋モデル

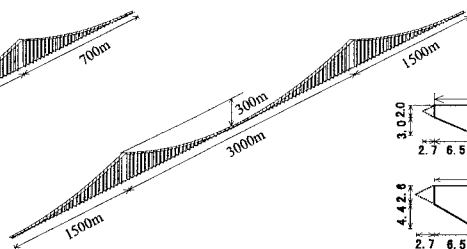


図-2 3000m 吊橋モデル

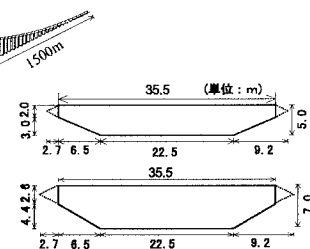


図-3 解析モデルの主桁断面

3. 解析方法

吊橋主塔橋軸方向耐荷力挙動の解析法のながれについて説明する。ここでは解析方法として、まず吊橋全体系を、有限変形理論で解析し、鉛直荷重と水平変位の関係である $P-\delta$ 関係を求める。この算出法は弾性有限変位解析であり、吊橋全体系の挙動に対して主塔の剛性は小さく、塔頂と塔基部の間に相対的な水平変位 δ を有する塔頂ヒンジ、基部固定とみなしてモデル化している²⁾。次に、塔の橋軸方向の力学的挙動は、図4のようにながね系でモデル化し、得られた $P-\delta$ 関係を満足するように吊橋主塔の橋軸方向弾塑性有限変位解析を行い、水平反力と変位の関係である $F-\delta$ 関係などの耐荷力特性を明らかにする。弾塑性有限変位解析の構成則は、塔柱は完全弾塑性体とし、初期不整合は $u_0/h = 10^{-5}$ 、残留応力は溶接型直線分布とし圧縮残留応力度を $0.5\sigma_y$ とした。

主塔は、メインケーブルを介して塔頂部に鉛直荷重 P と水平変位を生じ、同時にケーブルにより水平変位は強制され、水平反力 F を生じ

表-1 吊橋主塔の断面諸元

	1400m		3000m	
	A(m ²)	Ixx(m ⁴)	A(m ²)	Ixx(m ⁴)
塔頂部			3.884	50.700
11段目			4.088	54.082
10段目			4.380	58.120
9段目			4.707	62.813
8段目	1.179	3.664	5.079	68.162
7段目	1.360	4.248	5.496	74.168
6段目	1.520	4.770	5.958	80.828
5段目	1.659	5.226	6.466	88.145
4段目	1.784	5.638	7.020	96.118
3段目	1.889	5.995	7.618	104.746
2段目	1.989	6.272	8.208	113.231
塔基部	2.023	6.471	8.778	121.423

表-2 死荷重と活荷重

	死荷重	活荷重
1400m	21.9	3.1
3000m	22.5	2.7

ることから、塔頂部の力学的挙動は $F = k(\delta_0 - \delta)$ の様にばねを介して水平方向強制変位 δ_0 を受ける関係と与えられる³⁾。ばね定数 k は主塔頂部に水平荷重を作用させた吊橋全体系の弾性有限変位解析により得られる塔頂部の水平変位の関係から求める。図1、2の吊橋モデルに対して解析したばね定数は図4中の表のようになる。

4. 解析結果および考察

まず、弾性有限変位解析により P - δ 関係を求めた結果図5、6の上図の様に求まり、図中の δ の2次式のように与えることができる。弾塑性有限変位解析による曲線は、塔柱に塑性域が現れるため弾性解析の曲線から離れていくが全体として F - δ 関係としては同一の傾向を示している。また、塔柱の曲げモーメント分布の結果の一例も図7に示す。この耐荷力解析の結果、満載荷重時の耐荷力は1400mが $P_{cr}/P_y = 0.53$ 、3000mは0.5となり、偏載荷重時の耐荷力は1400mが $P_{cr}/P_y = 0.39$ 、3000mは0.34となった。これより耐荷力は偏載荷重のほうが厳しくなり、長大化することにより耐荷力が低下することがわかる。また、 F 値は正から負へ変化している。ここで、 F が正の時は主塔がケーブルにより引っ張られている状態で $F = 0$ の時は塔基部固定、塔頂自由な柱の状態、その時の P の値が弾性座屈荷重に相当し、この値以下の時は曲げモーメントの最大位置は塔基部にある。曲げモーメントの分布を見てみると、その最大位置が塔基部から塔頂方向へ上がってきているのがわかる。 F が負の時は主塔がケーブルにより押されている状態である。

5. まとめ

現在の実橋の F 値を見てみると(図8)⁴⁾ $F=0$ になるように設計されているように見受けられる。しかし、今回の耐荷力解析より、 F 値が負の領域に入っても吊橋主塔の耐荷力に余裕のある事が分かった。したがって今後、吊橋主塔設計の際に $F < 0$ 領域を積極的に利用できる可能性があるといえる。

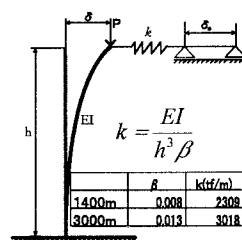


図-4 塔頂挙動モデル

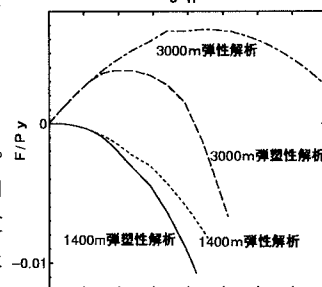
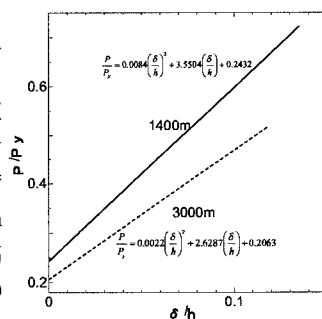


図-5 偏載荷重の P - F - δ 関係

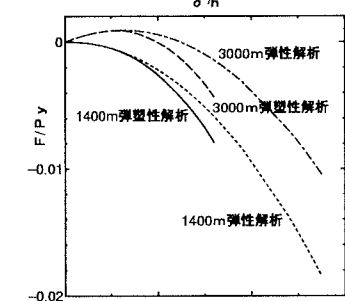
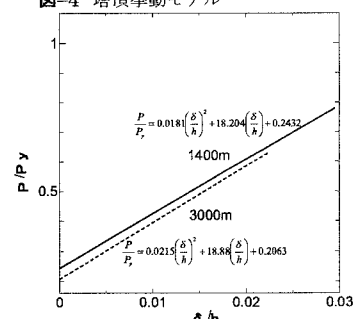


図-6 満載荷重の P - F - δ 関係

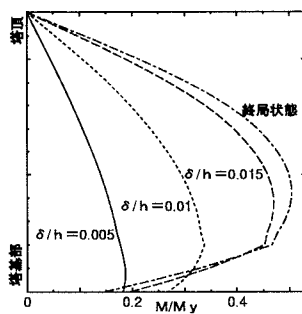


図-7 曲げモーメント分布

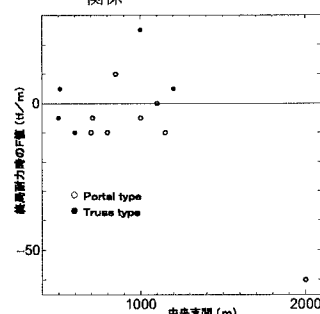


図-8 実橋の F_{cr} 値

参考文献

- 1) 鋼橋技術研究会技術情報部会超長大橋の構造設計 WG, 長大吊形式橋梁の塔の変形特性と設計法に関する研究, 1997
- 2) 本州四国連絡橋公団, 吊橋主塔設計要領(案)同解説, 1985
- 3) 成田信之編, 鋼橋の未来, 技報堂出版, 1998.10 月刊行予定
- 4) 野上邦栄, 成田信之, 吊形式橋梁の塔の座屈設計に関する一考察, 土木学会論文集, 1992.4