

川田工業(株) 正員 ○勝俣 盛

東京都立大学 正員 前田 研一

長岡技術科学大学 正員 林 正

川田テクノシステム(株) 正員 山野 長弘・川田工業(株) 内海 靖

1. まえがき 明石海峡大橋の主塔工事も本格化し、世界最大規模の長径間吊橋の完成に向け、技術の結果が図られている。このような状況の下、著者らは、立体解析特有の主塔の形状決定計算法や、有限回転を考慮した解式をより一般的な形で誘導し直したものなどを組み込んだ解析プログラムを独自に開発して、吊橋独特の設計条件を完全に満足し、かつ、極めて安定な収束性を有する解析計算の実行を可能にした<sup>1), 2)</sup>。

文献2)においては、明石海峡大橋の計画段階での諸元<sup>3)</sup>を参考にした各種モデルを対象に、主塔の橋軸方向座屈変形に着目した全橋モデルの完成系の解析計算を実行し、本解析プログラムの主塔耐荷力解析への適用の可能性、および、計算が発散状態に至るまでの収束性に関して2, 3の考察を加えた。しかしながら、耐荷力解析への適用の可能性については、十分検討できたとはいえない。そこで、本報告では、実橋の計画および設計段階における解析例を参照して、種々の検討を試みた結果について報告する。

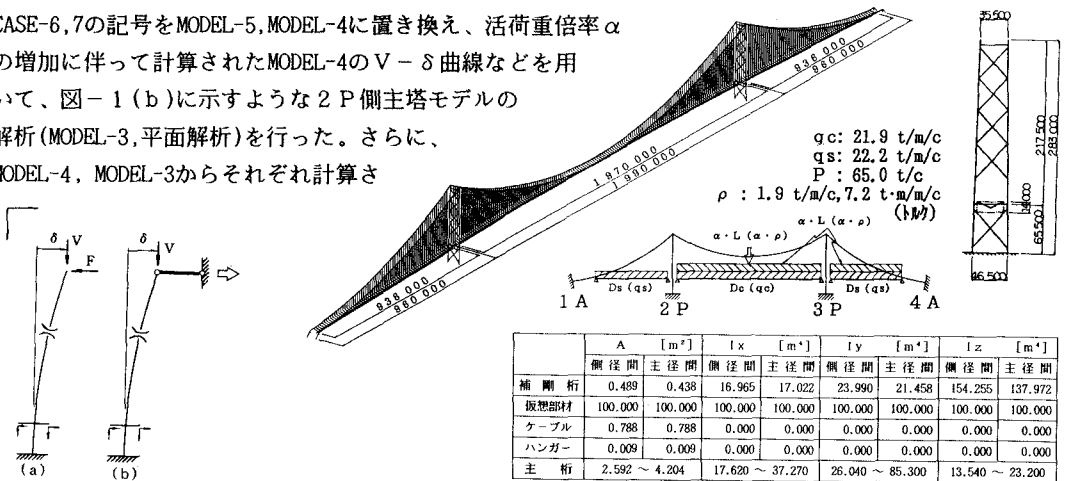
2. 解析目的と計算方法 本州四国連絡橋公団の「吊橋主塔設計要領・同解説(1989年4月版)」<sup>4)</sup>では、橋軸方向の全体座屈の照査に関する規準はないが、巻末の付属資料には多くの実橋に対する解析例が示されている。長径間吊橋の場合には、規準の有無にかかわらず、全橋モデルを対象とした弾性有限変位解析を行い、荷重倍率を増加させて得られる各々の状態での塔頂の鉛直反力(V)と橋軸方向変位( $\delta$ )の関係を求めて、主塔のみの部分構造モデルを対象に弾塑性解析を崩壊に至るまで実施するのが一般的である。これは、過去における解析法上、および、コンピュータ利用上の制約によるものであり、今日では、全橋モデルを対象とした弾塑性有限変位解析法による耐荷力解析も不可能ではなくなっているが、初期不整、残留応力、および、塑性化の影響を適切な手法で初期たわみ量、および、曲げ剛性の低減量に換算して評価し、弾性解析によっても実用上支障のない解析結果が得られるならば、本解析法は検討に値するものと言える。

このような観点から、全橋モデルを対象に図-1に示す解析条件で弾性座屈変形解析を実行した。解析ケースは、初期たわみ量と曲げ剛性の低減量の異なる組み合わせ、および、トルク荷重の有無に対応した7ケース(表-1参照)である。次に、

CASE-6, 7の記号をMODEL-5, MODEL-4に置き換え、活荷重倍率 $\alpha$ の増加に伴って計算されたMODEL-4のV- $\delta$ 曲線などを用いて、図-1(b)に示すような2P側主塔モデルの

解析(MODEL-3, 平面解析)を行った。さらに、

MODEL-4, MODEL-3からそれぞれ計算さ



	A [m <sup>2</sup> ]		I <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ]		I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]		I <sub>z</sub> [m <sup>4</sup> ]	
	側径間	主径間	側径間	主径間	側径間	主径間	側径間	主径間
補剛桁	0.489	0.438	16.965	17.022	23.990	21.458	154.255	137.972
板型部材	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000
ケーブル	0.788	0.788	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
ハンガー	0.009	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
主 桁	2.592 ~ 4.204		17.620 ~ 37.270		28.040 ~ 85.300		13.540 ~ 23.200	

図-1 解析条件(解析モデル・スケルトン、荷重、断面諸元)

れたV-F(塔頂水平反力)曲線などを用いて図-1(a)に示すようなモデルの解析(MODEL-2, MODEL-1, 平面解析)を行った。なお、計算にはNEC-EWS4800/30Aを用い、許容収束誤差は $10^{-3}m$ ,  $10^{-2}ton$ とした。

**3. 計算結果と考察** 計算結果の一部を表-1、および、図-2~図-7に示す。表-1からは、トルク荷重が作用する場合にのみ、曲げ剛性の変化の影響が顕著であることがわかる。図-2、および、図-3からは、主塔モデルによる場合、全橋モデルによる場合に比較してかなり小さな荷重倍率で計算が発散し、最大、最小曲げモーメントの値も大きく異なっていることがわかる。また、図-4~図-7からは、主塔モデルによる計算の発散時直前の荷重倍率で、塔柱変位( $\delta$ ,  $\delta_{1/2}$ : 塔頂、塔中間点の水平変位、 $\delta_v$ : 塔頂の鉛直変位)に急激な変化を生ずることがわかる。上述の両モデルにおける差異の原因は、全橋モデルのV- $\delta$ 曲線などを用いて主塔モデルの計算を行う際に境界条件を完全には満足しておらず、塔頂の水平反力F、および、鉛直変位 $\delta_v$ が荷重倍率の増加に伴って大きく異なっていることによるものと考えられる。

今回はMODEL-3の塔頂水平方向支持部材の断面を剛として計算したが、鉛直方向の支持条件も含めた再検討が必要であるといえる。しかしこの問題は、全橋モデルの弾性解析による耐荷力照査が可能になれば解決されることはいうまでもない。

表-1 発散時の荷重倍率

	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5	CASE-6	CASE-7
スティ	有り	有り	有り	有り	有り	無し	無し
トルク成分	有り	有り	有り	有り	有り	無し	無し
初期たわみ	0.0 0m	0.7 5m	0.0 0m	0.0 0m	0.7 5m	0.0 0m	0.7 5m
2P剛性	1.0 E1	1.0 E1	0.5 E1	0.5 E1	0.5 E1	1.0 E1	0.5 E1
3P剛性	1.0 E1	1.0 E1	0.5 E1	1.0 E1	1.0 E1	1.0 E1	1.0 E1
荷重倍率	5.4倍	5.4倍	2.8倍	4.5倍	4.6倍	5.4倍	5.3倍

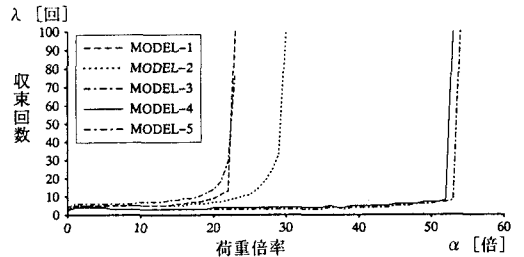


図-2 荷重倍率と収束回数

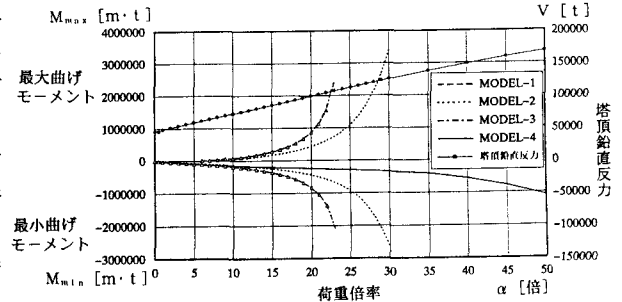


図-3 荷重倍率と軸力、曲げモーメント

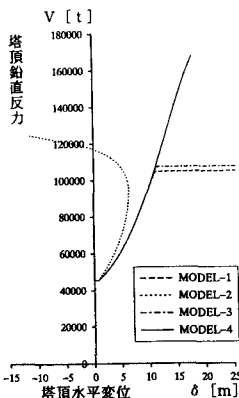


図-4 V-delta曲線

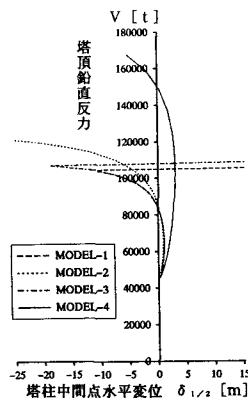


図-5 V-delta\_1/2曲線

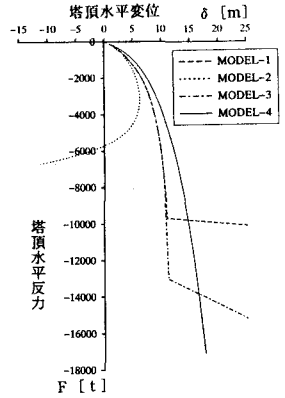


図-6 F-delta曲線

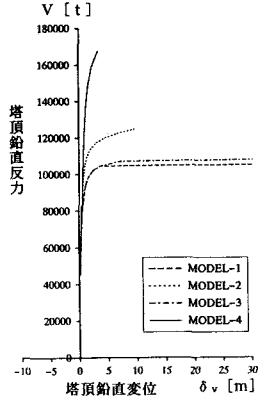


図-7 V-delta\_v曲線

**4. あとがき** 今後、主塔の初期たわみ量、および、曲げ剛性の低減量をさらに変化させ、弾塑性解析を弾性解析に置き換える上での基礎的なデータを蓄積していきたい。本研究が、長径間吊橋主塔の橋軸方向座屈変形に対する安全性の照査を実務的なレベルで行う際の参考になれば幸いである。

[参考文献] 1) 林 正・前田研一・増井由春・内海 靖・山野長弘: 長径間吊橋の立体有限変位解析、構造工学論文集, Vol. 37A 1991. 2) 山野長弘・林 正・前田研一・内海 靖・勝俣 盛: 主塔の座屈変形に着目した長径間吊橋の立体有限変位解析に関する2, 3の考察、土木学会第46回年次学術講演会講演概要集, 1991. 3) 保田雅彦・平原伸幸: 明石海峡大橋補剛性の耐風性(中間報告)、本四技報, Vol. 13, No. 52, 1989. 4) 本州四国連絡橋公団: 吊橋主塔設計要領・同解説、海洋架橋調査会、1989年4月。