

I-101

斜張橋タワーの一耐荷力設計法

住友重機械工業(株) 正員 西村 俊行

大阪市立大学 正員 中井 博

大阪市立大学 正員 北田 俊行

1. まえがき：最近、わが国では吊橋につぐ長支間橋梁として、斜張橋が数多く計画・架設されるようになった。その構造形式も平面的でシンプルなものから立体的で複雑なものに至るまで、多種多様な斜張橋が考えられている。しかしながら、斜張橋のタワーの合理的な設計法については、まだ十分に確立されていないのが現状である。そこで、本研究では、斜張橋を三次元の骨組構造物にモデル化し、有限要素法による弾塑性有限変位解析を行い、タワーの強度特性を調べ、その終局強度に基づいた一設計法の検討を行う。

2. 解析モデル：解析は、以下に示す3つのモデルについて行った。ただし、タワーについては弾塑性を考慮するが、ケーブルおよび主桁については常に弾性挙動を呈する部材とみなして取り扱った。また、解析法については、文献 1) の方法を採用した。

(1) Sモデル；図-1に示す一段および二段のケーブルを持つ斜張橋である。主桁およびケーブルの剛度は一定とし、タワーについては式(1)の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が、それぞれ 0.5, 0.7, 1.0 および 1.5 となるようにその断面寸法を変化させた。

$$\bar{\lambda} = \pi \sqrt{(\sigma_Y / E) \cdot (h / r)} \quad (1)$$

ここに、 σ_Y ；降伏応力、E；ヤング係数、h；タワー高さ、r；回転半径。以下の図表では、S- $\bar{\lambda}$ -(ケーブル本数)という記号でこのモデルを表す。

(2) Eモデル、Cモデル；それぞれ図-2に示す架設途上および完成後の斜張橋である。タワーの細長比は、 $\bar{\lambda}=0.32$ (架設途上) および $\bar{\lambda}=0.43$ (完成後) とした。

(3) Yモデル；図-3に示す四段ケーブルの斜張橋である。タワーの細長比パラメータは、 $\bar{\lambda}=0.67$ (case-1) および $\bar{\lambda}=1.41$ (case-2) の2通りとした。

3. 終局強度解析結果の整理法：一般的に斜張橋のタワーは、曲げと軸力を受ける簡単な梁-柱モデルに置き換えて設計されている。いま、道路橋示方書(JSHB)に準じて、梁-柱の相関曲線を終局状態における断面力で表示すると以下のようになる。

$$P / P_{cu} + M / [M_{cu}(1 - P / P_{cr})] = 1 \quad (2)$$

ここに、 $P = \alpha P_c$, $M = \alpha M_p$, P_c, M_p ；それぞれ JSHB で定める荷重による軸力および曲げモーメント、 P_{cu} ；柱の基本圧縮強度、 M_{cu} ；終局曲げモーメント、 P_{cr} ；オイラーの座屈荷重、 α ；荷重係数。

4. タワーの強度についての考察；タワーの初期降伏状態および終局状態での曲げと軸力との相関図から、タワーの強度特性およびその設計法について考察する。

(1) 初期降伏状態；タワーが初期降伏状態となったときの軸力と曲げモーメントとの相関図を図-4に示す。この場合、タワーの有効座屈長を $\ell_u=0.7h$ および $\ell_u=1.0h$ と仮定した。同図より、初期降伏状態を設計限界状態とみなす設計法では、 $\ell_u=1.0h$ として、式(2)を用いて耐荷力照査を行えば、安全側の設計が行えることがわかる。

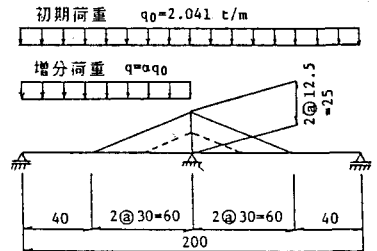


図-1 Sモデル

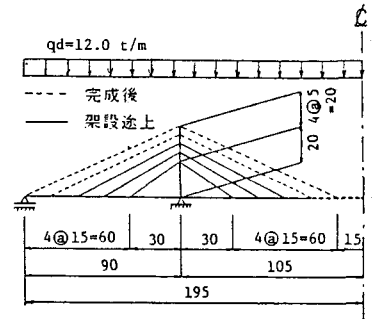


図-2 Eモデル、Cモデル

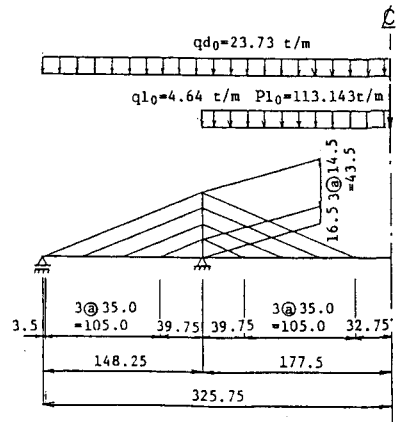


図-3 Yモデル

(2) 終局状態；タワーのある断面が全塑性となる状態を終局状態として、タワーの終局状態における軸力と曲げモーメントの相関図を図-5に示す。ここでは、 $l_e=1.0h$ と仮定している。この図から、終局状態に対しては、 $l_e=1.0h$ とする方法は、かなり安全側の設計法であることがわかる。

5. タワーの設計法の検討：まず、極端な場合として、 $l_e=0$ と仮定して、タワーの終局状態での軸力と曲げモーメントとの相関図を求めたものを、図-6に示す。ここに、 P_Y は全塑性軸力、 M_Y は塑性曲げモーメントである。この図から、式(2)は曲げが卓越する場合、安全側であるが、軸力が卓越する場合、危険側となることがわかる。つぎに、図-7に示すように、軸力のみが作用する場合の l_e を 0.7h とし、また曲げモーメントのみが作用する場合の l_e を 0 とし、その間を線形補間して有効座屈長を評価してみた。この有効座屈長を用いて、タワーの終局状態における軸力と曲げモーメントとの相関図を描くと、図-8のようになる。軸力が卓越する場合、図-6では危険側に位置していたものが、ここでは有効座屈長を考慮しているため、安全側に位置するようになった。また、解析データの下限值をおさえる意味で、次のような耐荷力相関式を検討してみた。

$$P/P_{cu} + M/[1.5M_{cu}(1-P/P_{cr})] = 1 \quad (3)$$

6. 荷重係数の比較：Sモデルの二段ケーブル斜張橋について、弾塑性有限変位解析より求めたタワーの終局状態における荷重係数 α を、以下の2通りの方法で求めた荷重係数と比較する。(a) タワーを両端ピンの柱モデルとして、式(2)から求めた荷重係数 α_1 (JSHBの方法)、(b) 式(3)から求めた荷重係数 α_2 (本法)。表-1にこれらの結果を示す。この表からわかるように、JSHBの方法が、かなり安全側の設計法であるのに対し、本法では妥当な値を得ている。

7. まとめ：式(3)の推定耐荷力は安全側であるが、かなりばらつきが大きく、まだ改良しなければならない点も多い。また、今後は構成板要素の局部座屈のことも考慮する必要がある。

参考文献：1) Memoirs of the Fac. of Eng., Osaka City Univ., Vol. 26, pp. 251-271, 1985

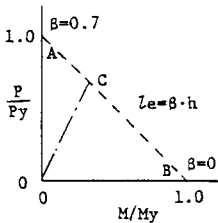


図-7 有効座屈長の評価法

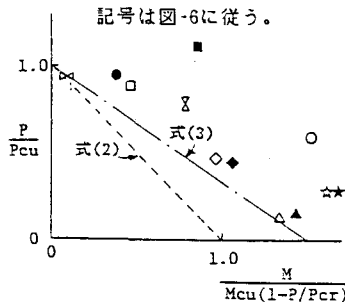


図-8 耐荷力照査法の提案

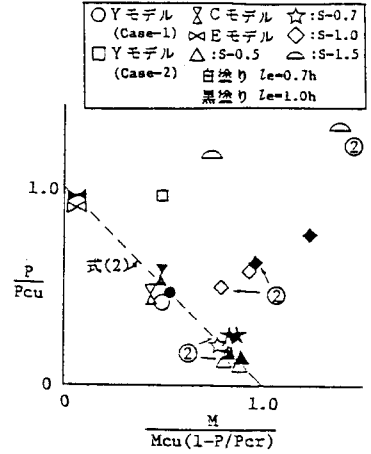


図-4 初期降伏状態での曲げと軸力の相関図

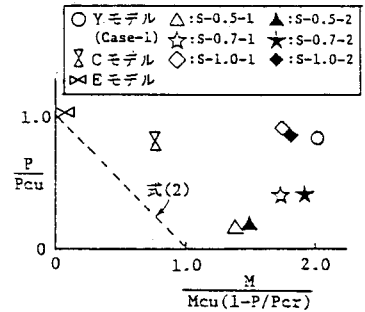


図-5 タワーの耐荷力とJSHBとの比較

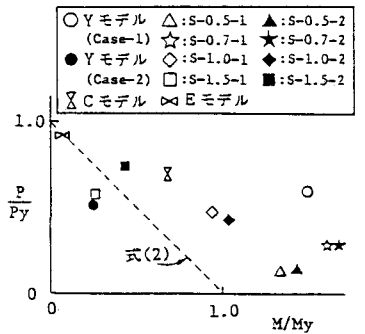


図-6 終局状態での曲げと軸力との相関図

表-1 荷重係数の比較

モデル	S-0.5-2	S-0.7-2	S-1.0-2	S-1.5-2
α_1 (弾性)	7.8	7.2	5.7	3.8
α_1 (JSHB)	4.77	3.47	2.28	0.26
α_2 (本法)	7.21	5.61	4.91	2.00
α_0/α_1	1.64	2.07	2.50	14.6
α_0/α_2	1.08	1.28	1.16	1.90