

I - A267

3000m 吊橋の耐荷力特性に関する一考察

東京都立大学	学生員	仲西 竜伸
東京都立大学	学生員	斎藤 一則
東京都立大学	正 員	野上 邦栄
長岡技術科学大学	正 員	長井 正嗣

1. はじめに

近年、明石海峡大橋をはじめとして橋梁の長大化の発展には目覚ましいものがあり、現在新しい海峡横断プロジェクトの検討も進められている。しかし、同時にこのような技術の発展と背反する社会情勢も否めない。今後計画されている超長大吊橋を実現する為には既存の長大橋の実績を踏まえた上で、より合理的で、経済性の高い、さらに耐久性に富んだ設計・施工が必要である。吊橋の長大化達成には、重要な構成要素であるメインケーブル、ハンガー、主塔および主桁の新たな設計思想の確立、さらには正確な終局強度評価の確立が重要になる。ここでは試設計された 3000m の超長大吊橋¹⁾を対象にして、荷重条件および初期不整を考慮した弾塑性有限変位解析²⁾により各構成要素の非弾性挙動、終局強度および全体系の耐荷力について検討する。

2. 解析モデル

解析対象とした吊橋は、図-1 に示すような中央径間 3000m の 3 径間連続補剛吊橋である。この試設計は、側径間と中央径間のスパン比を 1:2:1、サグ比を 1/10、さらにメインケーブル中心間隔を 35.5m、ハンガーケーブル間隔を 50m と設定して本州四国連絡橋設計基準³⁾に基づいて行っている。桁断面は桁高 7m の単室箱桁である。補剛桁の断面諸元は補剛材を考慮した等価板厚 (デッキプレート 20mm、その他 18mm) により計算している。主塔は、塔高が基部から $h=350$ m の 6 層ラーメン形式、多室箱型を有する変断面塔柱である。使用鋼材は桁が SS400、塔が SM570 である。さらに、メインケーブルの許容応力度は 82kgf/mm^2 、ハンガーケーブルのそれは 53kgf/mm^2 である。

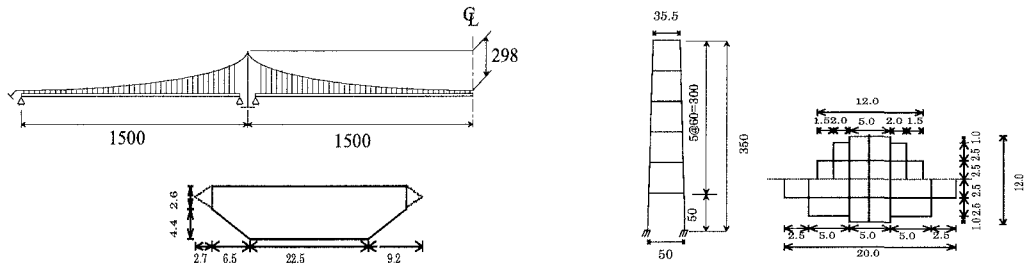


図-1 解析モデル

3. 解析方法

弾塑性有限変位解析は、塔頂の鉛直変位を強制変位として与える変位増分法により計算している。各構成要素の構成則は、図-2 に示すようにに桁と塔において完全弾塑性型、メインケーブルとハンガーにおいてバイリニア型 (各々 $E'/E = 0.0364, 0.0383$) と仮定している。荷重条件は、図-3 のように活荷重が全径間載荷 (以下、満載)、片側径間+中央径間 (以下、偏載) の 2 ケースとした。載荷方法は $\alpha(D+L)$ により荷重倍率 α を求めている。なお、桁とケーブルの死荷重および活荷重は、各々 $w_g=22.5\text{ tf/m}$ 、 $w_c=14.1\text{ tf/m}$ 、 2.7 tf/m である。初期不整は、塔にのみ橋軸方向に塔頂部で $h/2000$ (h : 塔高) のたわみを持つ 1/4 正弦波形状を導入している。なお、残留応力は考慮していない。

4. 解析結果及び考察

ここでは、初期不整あり、満載荷重の場合を中心にその解析結果を述べる。図-4 は、荷重倍率と桁中央の鉛直変位の関係を示している。荷重が増加するにつれて変位も比例的に増加しており、 $\alpha = 2.31$ で終局に達している。図-5 は荷重倍率と降伏応力 σ_y に対する各構成要素の最大応力比の関係を表している。なお、最大応力の発生位置は、桁においてスパン中央部、塔において終局時の最大モーメント位置 (塔中央部)、メインケーブルとハンガーで塔近傍位置であ

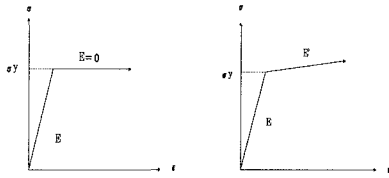


図-2 構成則

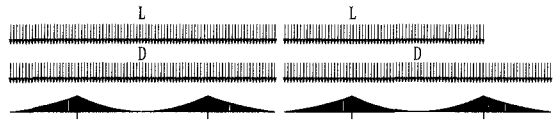


図-3 荷重条件

る。初期降伏は、 $\alpha \approx 1.4$ の荷重倍率でハンガーが始めに降伏し、次にメインケーブル、塔の順番で発生している。また、ハンガー、メインケーブルの塑性領域が進展し、塔の中央部が降伏した時点で崩壊（計算不能）に達した。桁にはほとんど応力が生じていない。なお、偏載の場合については満載と同様の弾塑性挙動を示した。

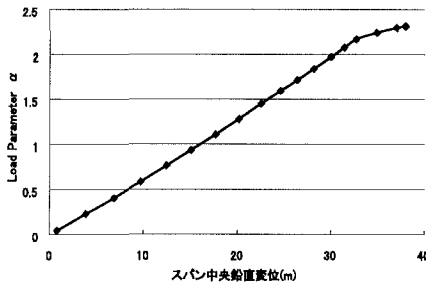


図-4 荷重倍率 α と鉛直変位（桁中央）の関係

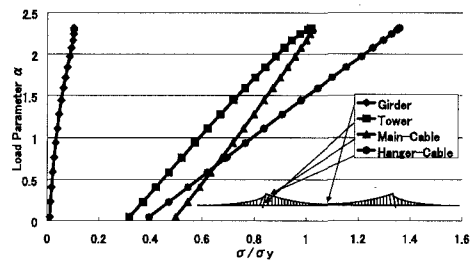


図-5 荷重倍率と最大応力の関係

次に、荷重の増加に伴う塔の強度相関関係を示したのが図-6である。図中の縦軸および横軸は各々降伏軸力に対する軸力の無次元量、降伏モーメント M_y に対する曲げモーメントの無次元量を意味する。塔基部から182mの位置（ $\approx 1/2h$ ）では、荷重の増加に伴い線形的に軸力および曲げモーメントが増加して弾性限界曲線に達している。塔頂部では曲げモーメントはほとんど現れず、軸力のみが増加しており、軸力支配となっている。一方、塔基部は、 $M/M_y = 0.15$ を過ぎると曲げモーメントが減少するとともに軸力は変化していない。これは、荷重が増加するに連れて曲げモーメントが塔基部から塔中央部へ推移し、塔基部の曲げモーメントが減少するためである。

最後に、荷重条件と初期不整が終局強度に及ぼす影響についてまとめたのが表-1である。全てのケースで初期降伏は荷重倍率 $\alpha \approx 1.4$ で発生している。終局強度は初期降伏の有無による違いは現れていないが、載荷方法の影響は多少あり偏載の方が満載より厳しいことがわかる。現行設計基準における安全率の基で試設計した吊橋は、2.2~2.3の荷重倍率を有しており、充分安全性が確保されていることがわかる。

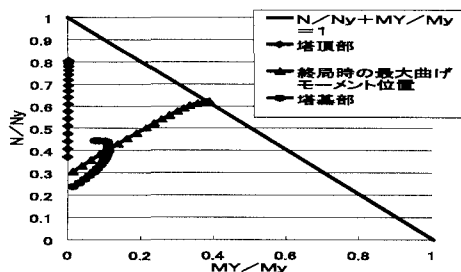


図-6 塔の強度相関関係

表-1 終局強度比較

荷重条件	満載		偏載	
	有	無	有	無
初期降伏	1.40	1.41	1.42	1.39
終局強度	2.31	2.31	2.21	2.22

参考文献

- 1) 長井・野上・他：超長大吊形式橋梁の塔の変形特性と設計法に関する研究，鋼技術情報部会，1997
- 2) X. Xie, H. Yamaguchi, M. Nagai and K. Nogami：Effect of safety factor of main cable on ultimate behavior and strength of long-span suspension bridges, Structural steel PSSC, 1998
- 3) 本州四国連絡橋公団：鋼上部構造設計基準・同解説，1990