4径間超長大吊橋の終局強度特性と主塔剛比

(株) オリエンタルコンサルタンツ ○正会員 染谷 厚徳 首都大学東京 正会員 野上 邦栄 首都大学東京 正会員 山沢 哲也

1. 目的

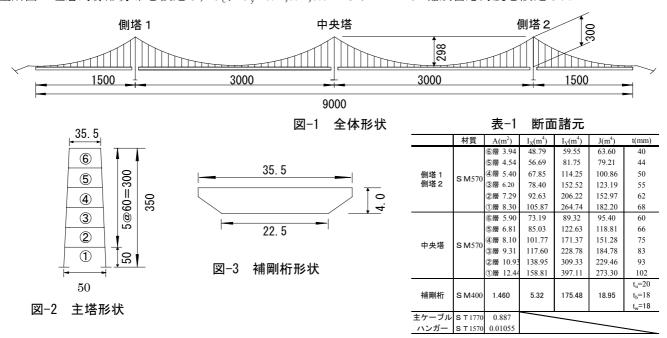
本州四国連絡橋プロジェクトの終焉後,次世代海峡横断橋プロジェクトの検討が進められている。しかし、このプロジェクトを実現させるためには、超長大橋に対する新材料、新構造形式の開発が必要になるとともに、経済性、耐久性に富んだ合理的な設計・施工が要求される。このような背景のもと、これまでの実績から3径間吊橋の重連構造形式が考えられる。しかし、この形式は中間アンカレイジを設置する必要があり、塔基礎も増えることから経済性に劣ることになる。そこで、多径間吊橋が選択肢として注目されている。これまで日本の多径間吊橋の実績としては、小鳴門橋(70.6m+160.0m+50.8m)の4径間吊橋があるが多径間吊橋の長大橋への適用例はない。

現在,海峡横断プロジェクト計画では、4 径間および5 径間吊橋を対象にして、その構造特性 ¹⁾,経済性、活荷重の載荷方法 ²⁾,中央塔の座屈特性などに着目した幅広い研究が報告されている。しかし、多径間吊橋の構造全体系の弾塑性挙動および終局強度について検討した研究は見当たらない。そこで、本研究では中央径間長 3000m を有する 4 径間超長大吊橋を対象にして、その構造全体系の弾塑性挙動および終局強度特性を明らかにするとともに、主塔の終局強度に着目した主塔構造の合理化に向けた提案を目的として解析的研究を実施した。

2. 解析モデルおよび解析条件

解析モデルは、図-1 に示す中央径間長 3000mを有する 4 径間単純補剛吊橋である。中央塔および両側塔は、図-2 に示す塔高 350m の 6 層ラーメン形式であり、塔柱は多室箱型を有する変断面である。そして、補剛桁は、図-3 に示す流線型単室箱桁である。さらに、側径間と中央径間のスパン比を 1:2:2:1,サグ比を 1/10,ケーブル中心間隔を 35.5m,ハンガーケーブルの定着間隔を 50mとする。この基本条件のもと、主塔および主桁断面は本州四国連絡橋設計基準 3/4 に基づいて、応力度照査ならびに座屈安定照査を満足するように試設計し、主塔剛性比を 1:1.5:1 と決定した。表-1 にその断面諸元を示す。

解析方法は,弾塑性有限変位理論による骨組構造解析法を用い,各構成要素の構成則は,主塔と補剛桁は完全弾塑性型,主ケーブルとハンガーはバイリニア型を仮定している.荷重条件は,常時荷重(死荷重D+活荷重L)であり,図-4 に示す 6 ケースの活荷重載荷パターンを設定した.初期不整は,塔に対してのみ初期たわみと残留応力を考慮し,前者については,塔頂部橋軸方向に塔高の 1/2000 を直線形状で導入した.また,後者については,溶接型断面の理想的線形分布を仮定し, $\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm v}=0.4$,0.2 ,0.0 の 3 ケースの圧縮残留応力度を設定した.



3. 終局強度特性と主塔剛比

図-5は、活荷重載荷条件の違いにおける各構成要素の初期降伏と終局時の荷重倍率βをまとめたものである。活

キーワード:4径間超長大吊橋,多径間超長大吊橋,弾塑性有限変位解析

連絡先: 〒192-097 東京都八王子市南大沢 1-1 TEL: 0426-77-1111 FAX: 0426-77-2772

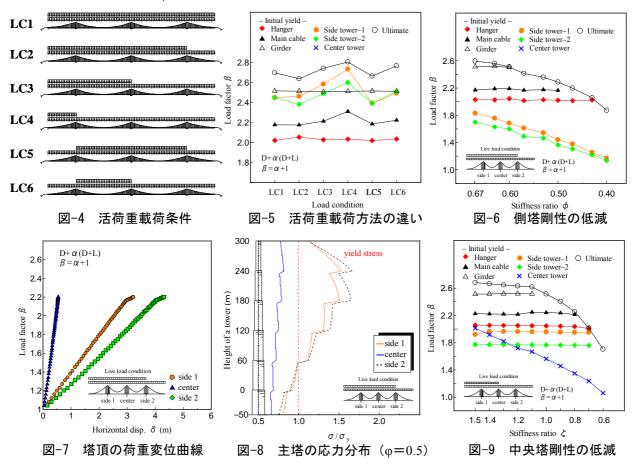
荷重条件 LC2 において荷重倍率 β =2.636 となり最も終局強度が低下することがわかる。また、LC4 では、ハンガーケーブルの塑性が進展して終局を迎えるのに対し、それ以外の活荷重条件下では、主塔の塑性が進展して終局を迎える。

次に,主塔の剛性が耐荷力に与える影響について検討した. 図-6 は、活荷重載荷条件 LC2 において側塔の剛性をパラメータとして低下させたケース ϕ における各構成要素の初期降伏と終局時の荷重倍率 β をまとめたものである. 剛性の低下に伴い両側塔の初期降伏が早まり、それと同じ勾配で終局時の荷重倍率も低減する. また、側塔の剛性を低下させても主桁、ハンガー、主ケーブルの初期降伏に影響はないことがわかる. さらに、中央塔の剛性 (EI $_{c}$) に対する側塔の剛性 (EI $_{s}$) 比である EI $_{s}$ /EI $_{c}$ = ϕ =0.50 において荷重倍率は β =2.288 となる. 図-7 は、 ϕ =0.5 における塔頂部の橋軸方向変位の絶対値と荷重倍率 β の関係を表している. 側塔 2 の変位が最も大きく、最大で 4.32m となる. また、主ケーブルの初期降伏後に急激に変位が伸びて終局を迎えている. 図-8 は ϕ =0.5 における主塔の応力分布である. 両側塔において塑性の進展が著しいことがわかる. また桁上高 4/5 の位置に最大応力が発生している. また中央塔において塑性の進展は見られない.

同様に、活荷重載荷条件 LC3 において中央塔の剛性をパラメータとして低下させたケース ζ における各構成要素の初期降伏と終局時の荷重倍率 β をまとめたのが**図-9** である。 $\mathrm{EI}_{c}/\mathrm{EI}_{s}=\zeta\leq1.1$ において終局時の荷重倍率が急激に低下している。また、中央塔の剛性を低下させても主桁、ハンガー、主ケーブルの初期降伏時荷重倍率に影響はない。さらに、 $\zeta=0.8$ において荷重倍率 $\beta=2.254$ となる。以上の結果、主塔剛性比 $\phi=0.5$ (0.75: 1.50: 0.75) および $\zeta=0.8$ (1.00: 0.80: 1.00) において、荷重倍率 $\beta>2.2$ を確保している。

4. 結論

- 1)最も厳しい載荷条件は、4径間吊橋の終局強度に対して活荷重載荷条件LC2である.
- 2) 初期不整を考慮したときの吊橋の終局強度は、無視したときのそれに対して 2.5%の低下であることから、塔の初期不整が吊橋の終局強度へ与える影響は小さい.
- 3) 耐荷力,終局時の崩壊モードおよび景観性を考慮する時の側塔および中央塔の合理的な剛性比として、0.75:1.50:0.75 (ϕ =0.5) を提示した.



参考文献 1) 吉田修・守矢健夫:4 径間吊橋の構造特性と実用化へ向けての一考察,構造工学論文集,vol.43A,1997

- 2) 岡田淳・西川和廣・村越潤:四径間吊橋の活荷重載荷方法の検討,土木学会第51回年次学術講演会講演概要集,I-A308,1996
- 3) 本州四国連絡橋公団: 吊橋主塔設計要領·同解説, 1989. 4) 同上部構造設計基準·同解説, 1989.