

4 径間超長大吊橋の終局強度特性と主塔剛性

首都大学東京大学院 ○ 学生会員 大久保亜衣

首都大学東京大学院 正会員 野上邦栄

首都大学東京大学院 正会員 山沢哲也

1. 目的

本四国連絡橋プロジェクトの完了後、次世代海峡横断プロジェクトの検討が進められている。このプロジェクトの実現には、明石海峡大橋を上回る規模の吊橋の上部構造を、自重を軽減し、耐風安定性を確保して、いかに経済的に建設するかが最大の課題である。現在、支間 3000m の吊橋を対象として、ケーブルや補剛桁に新素材を用いた場合、床版にグレーチングを用いた場合¹⁾、多径間を有する場合など、新しい材料や構造形式を用いた長大橋の検討が行われている。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 径間超長大橋吊橋を対象にして²⁾、その構造全体系の弾塑性挙動および終局強度特性を解析的に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行う。

2. 解析モデルおよび解析条件

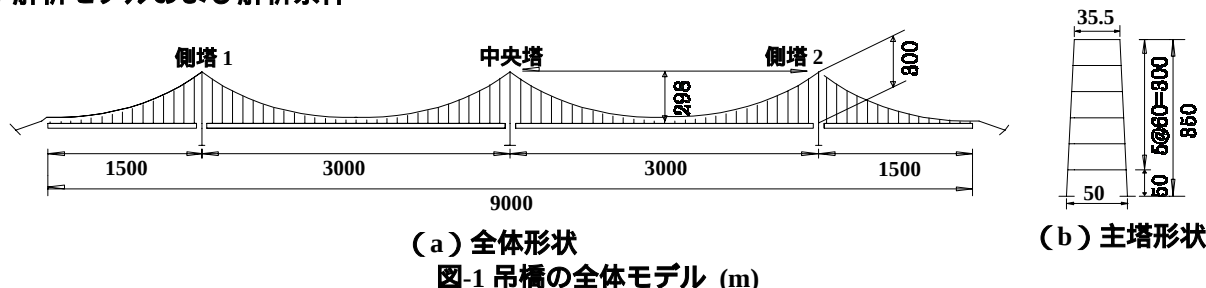


図-1 吊橋の全体モデル (m)

対象とする基本モデルは、図-1 に示す中央径間長 3000m (スパン比 1 : 2 : 2 : 1, サグ比 1/10) の 4 径間補剛桁吊橋である。中央塔および両側塔は、共に塔高 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。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に基づいて、側塔と中央塔の塔剛性比を 1 : 2 : 1 とする。表-1 にその断面緒元を示す。

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する。荷重条件は、図-3 に示す常時荷重の (死荷重 D + 活荷重 L) である。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する。前者については、塔頂部橋軸方向に塔高の 1/2000 の変位を荷重条件に対して最も厳しくなるような方向に導入する。後者については、溶接型断面の理想的線形分布を仮定し、 $\sigma_c/\sigma_y=0.4$ の圧縮残留応力度とする。主ケーブルには、従来のケーブル 1770MPa と高強度ケーブル 2000MPa を採用する。また、補剛桁は図-2 に示すように単室箱桁と 2 箱+グレーチング断面を設定する。以上の条件の基、表-2 に示す type1 ~ 4 に対して主塔の剛性をパラメーターにした弾塑性有限変位解析を行なう。

表-1 断面緒元

構成要素	材質	A(m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	J(m ⁴)	t(mm)
塔頂	SM670	2.95~6.22	36.60~79.40	44.66~198.56	47.70~136.65	30~51
		5.90~12.44	73.19~158.81	89.32~397.11	95.40~273.30	60~102
塔水平材	SM400	1.32	21.32	5.75	10.91	25
		1.50	35.63	6.88	14.29	25
		1.38	31.88	4.24	9.59	25
主ケーブル	ST1770	$\gamma_c=1.8, A_c=0.887\text{m}^2/\text{cable}$				
ハンガー	ST1570	$\gamma_c=2.5, A_c=0.01055\text{m}^2/\text{cable}$				
主桁	単室箱桁	1.46	5.32	175.48	18.95	18~25
	グレーチングモデル	1.07	2.73	172.07	0.98	15.00

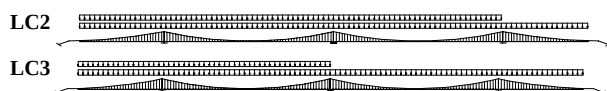


図-3 活荷重条件・載荷条件

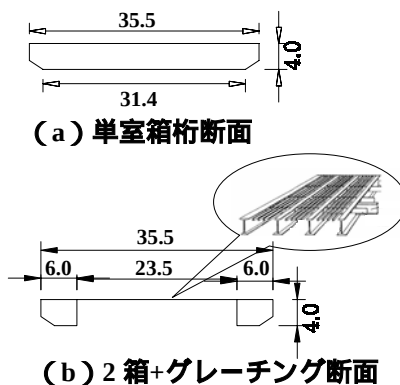


図-2 補剛桁断面

キーワード：4 径間長大吊橋、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

3. 解析結果

図-4 は、活荷重載荷条件 LC2 において、表-2 の type1 ~ 3 のケースにおける各構成要素の初期降伏時と終局時の荷重倍率 β をまとめたものである。補剛桁に 2 箱+グレーチング断面を用いた type2 は type1 と同等の荷重倍率 β がある。また、高強度ケーブルを用いた type3 は type1 より終局時の荷重倍率 β が 4% 増加する。図-5 は、主塔の塔頂部に着目した橋軸方向の荷重変位曲線である。type1 は主ケーブルが荷重倍率 $\beta=2.174$ で初期降伏を起こすと両側塔頂部の水平変位が急増するのに対し、type3 は線形的に増加し、側塔 2 に塑性化が著しくなることにより終局を迎える。

次に、表-2 の type4 において、側塔の剛性(EI_s)と中央塔の剛性(EI_c)の比をパラメータとし、剛性比が耐荷力に与える影響について検討する。図-6 は、活荷重条件 LC2 において側塔の剛性を低下させたケース($EI_s/EI_c=\varphi$)における各構成要素の初期降伏時と終局時の荷重倍率 β をまとめたものである。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。剛性の低下に伴い、両側塔の初期降伏が同じ勾配で低減している。また、 $\varphi=0.47$ において荷重倍率 $\beta=2.246$ となる。 $\varphi=0.47$ は、側塔 2 が塔基部より上部において塑性進展し、終局時の水平変位の発生によって終局状態を迎える。

終局時の荷重倍率 $\beta > 2.2$ を確保する $\varphi=0.47$ (塔剛性比 0.93:2.00:0.93) に対して、図-3 に示すように中央塔に対して最も厳しい活荷重載荷条件 LC3 において、中央塔の剛性を低下させたケース($EI_c/EI_s=\xi$)における各構成要素の初期降伏時と終局時の荷重倍率 β を図-7 にまとめる。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に影響はないことがわかる。 $\xi=1.21$ 以下になると、終局時の荷重倍率 β が急激に低下することがわかる。また、 $\xi=1.14$ (0.93:1.07:0.93) において荷重倍率は $\beta=2.299$ となる。 $\xi=1.14$ は、中央塔が塔基部より上部において塑性進展し、終局時の水平変位の発生によって終局状態を迎える。図-8 に、 $\varphi=0.47$ と $\xi=1.14$ の終局時での変位増分モードを示す。太線部は塑性した要素を示している。

4. 結論

従来の吊橋モデルの補剛桁を単室箱桁断面から 2 箱+グレーチング断面に、主ケーブルを高強度材に変えて主塔の剛性比を低減させていく解析を行った結果、補剛桁を 2 箱+グレーチング断面にしても構造全体系の弾塑性挙動に影響はないこと、また、高強度ケーブルの使用により、終局時の荷重倍率 β が 4% 増加することを明らかにした。終局強度に着目した場合、荷重倍率 $\beta > 2.2$ を確保できる主塔の合理的剛性比は 0.93:1.07:0.93 となる。

表-2 主桁断面の type

	主桁	主ケーブル
type1	T	180
type2	G	180
type3	T	200
type4	G	200

T : 単室型箱桁

G : 2 箱+グレーチング箱桁

180 : 引張強度 1800MP

200 : 引張強度 2000MP

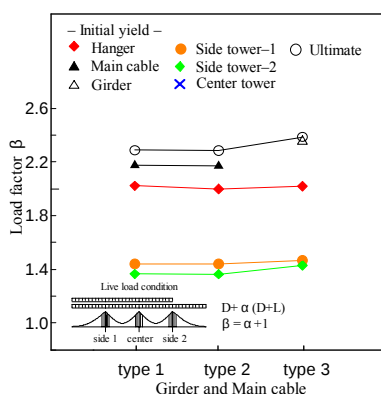


図-4 主塔断面の違いと荷重変位倍率

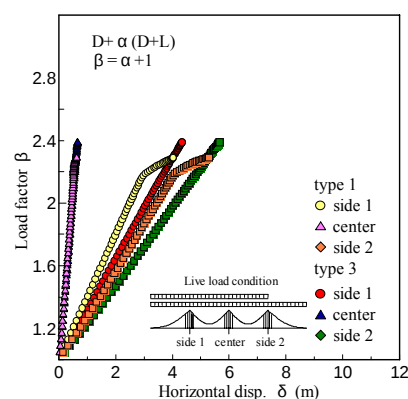


図-5 荷重-変位曲線

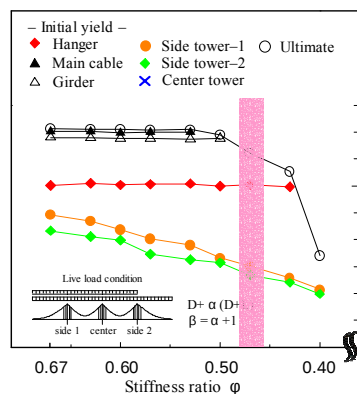


図-6 側塔剛性の低減

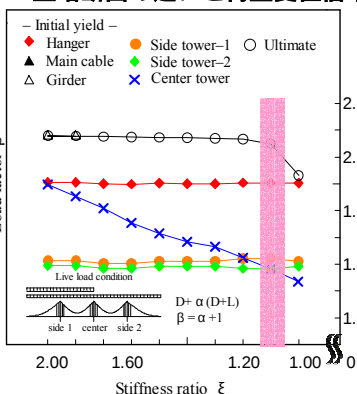


図-7 中央塔剛性の低減

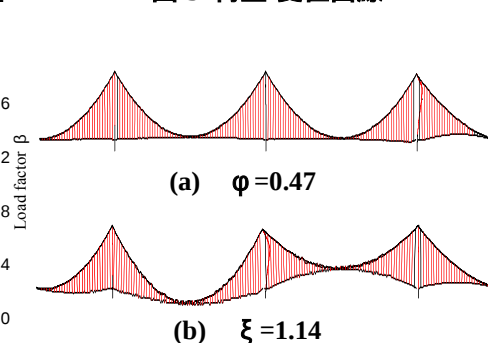


図-8 終局時の変位モード

参考文献 1) 藤原稔：超長大橋の新しい構造形式調査の概要：海峡横断，vol.17,2001・7

2) 野上邦栄・染谷厚徳・山沢哲也：4 径間超長大橋の弾塑性挙動と合理的主塔剛性比：構造工学論文集，vol.52A,2006・3