

5 径間長大吊橋の弾塑性挙動と終局強度特性

パシフィックコンサルタンツ(株) 正会員 ○井尾 伸太郎

首都大学東京 フェロー会員 野上 邦榮

長岡技術科学大学 正会員 長井 正嗣

(株)長大 正会員 池田 虎彦

1. 目的

日本では、本州四国連絡橋プロジェクトを始めとして多くの長大吊形式橋梁が建設されてきた。世界では、いまだに超長大橋梁・新吊形式橋梁の計画・建設が進められている。これらの橋梁を建設するためには、これまでの実績を踏まえた超長大橋の実現に向けた地道な技術開発が必要であり、コスト削減の点から耐久性、経済性に富んだ設計・施工が求められる。長大吊橋のより長スパン化に対する構造形式には、これまでの実績から3径間吊橋の重連構造が考えられる。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ることから経済性に劣ることになるため、多径間の長大吊橋が選択肢として考えられる。しかし、多径間長大吊橋の構造全体系の弾塑性挙動および終局強度に着目して検討した研究は見当たらない。以上の背景から、本研究では5径間長大吊橋を対象にして、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検討し、多径間長大吊橋の安全性を明らかにする。

2. 解析モデル

対象とする基本モデルは、図1に示す中央径間長1900m、3000m（スパン比1:2:2:2:1，サグ比1/10）を有する5径間吊橋の2橋である。図2に示すように補剛桁には一室箱桁・オールグレーチング桁・2箱+グレーチング桁を採用した。主塔形状は、図3に示すように1900mモデルでは塔高230mの3層、3000mモデルでは塔高374mの6層のラーメン形式鋼製主塔であり、塔柱は多室箱型を有する変断面（図4）である。断面諸元は表1に示す。なお、図3では、左に1900mモデルを右に3000mモデルを記し、図2・図4では1900mモデルのものを示しているが、（）の値は3000mモデルの値である。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た。荷重条件は、常時荷重（死荷重D+活荷重L）の漸増載荷である。活荷重載荷条件は、9ケースを設定した（図5）。各構成要素の構成則は、主塔と補剛桁は

表 1: 断面諸元

中央径間長			m	1900	3000	
側塔	塔高		m	230	374	
	塔柱中心間		m	24.5~40.0	35.5~50.0	
	塔断面	塔面内	m	8.5	11.9	
	寸法		m	9.95~14.45	12.75~24.65	
	塔柱断面	lx	m ⁴	19.55~34.21	70.21~149.75	
	2次モーメント	ly	m ⁴	25.01~79.06	70.95~476.96	
	塔柱断面積	A	m ²	2.12~3.83	4.64~8.27	
	塔柱材質	SM490Y, SM570			SM570	
	塔壁厚	mm	39~53	51~65		
	中央塔	塔高		m	230	
塔柱中心間		m	24.5~50.0			
塔断面		塔面内	m	8.5	側塔と同じ	
寸法			m	9.95~21.25		
塔柱断面		lx	m ⁴	19.55~49.75		
2次モーメント		ly	m ⁴	25.01~225.03		
塔柱断面積		A	m ²	2.12~5.32		
塔柱材質		SM490Y, SM570				
塔壁厚		mm	39~52			
下部水平材		断面	面内	m		3.5
	寸法	面外	m	7.5		23.07
	断面	lx	m ⁴	1.81		42.45
	2次モーメント	ly	m ⁴	5.54	251.85	
	断面積	A	m ²	0.87	4.63	
	材質	SM490Y			SM570	
	壁厚	mm	30	62		
	中間水平材	断面	面内	m	8.0	15
		寸法	面外	m	3.0	5.95
		断面	lx	m ⁴	5.85	76.78
2次モーメント		ly	m ⁴	1.35	18.74	
断面積		A	m ²	0.84	2.61	
材質		SM490Y			SM570	
壁厚		mm	30	62		
上部水平材		断面	面内	m	3.0	10
		寸法	面外	m	6.0	9.35
		断面	lx	m ⁴	3.11	39.75
	2次モーメント	ly	m ⁴	1.08	35.94	
	断面積	A	m ²	0.72	2.43	
	材質	SM490Y			SM570	
	壁厚	mm	30	63		

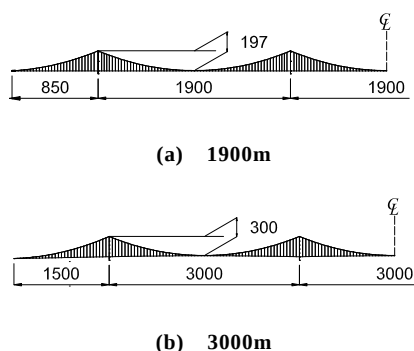


図 1: 全体形状(m)

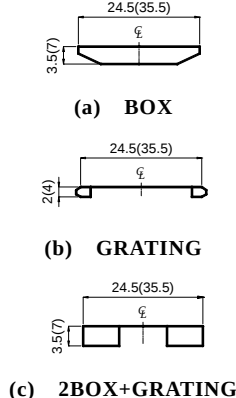


図 2: 主桁断面(m)

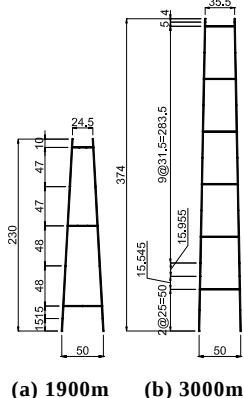


図 3: 主塔形状(m)

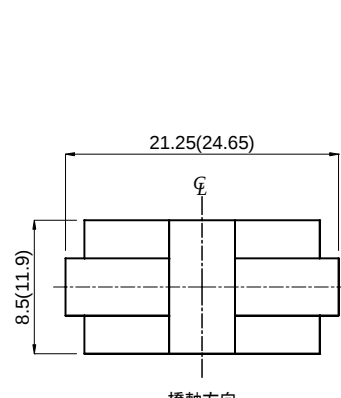


図 4: 塔基部断面(m)

Key Words: 多径間, 吊橋, 終局強度, 弾塑性

連絡先: 〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1 TEL. 042-677-1111 FAX. 042-677-2772 内線(4564)

完全弾塑性型，主ケーブルとハンガーは1
バイリニア型を仮定する．主ケーブルに2
は，従来のケーブル ST1770 に新たに，3
より高強度なケーブル ST2000 を，ハン4
ガーにはST1570を用いる．初期不整は，5
塔に対してのみ初期たわみと残留応力を6
考慮する．初期たわみは，塔頂部橋軸方7
向に塔高の 1/2000 の変位を導入し，残留8
応力は溶接型断面の理想的線形分布を仮9
定し，引張残留応力・圧縮残留応力には
各々降伏応力 $\sigma_y \cdot 0.4\sigma_y$ を適用する．

3. 解析結果

両モデルにおいて荷重倍率に対して最も厳しい結果となった補剛桁（オールグレーチング桁）を採用した場合の解析結果を示す．図 7 には両モデルにおける各構成要素の初期降伏時及び終局時荷重倍率を，図 8 には両モデルの側塔 1 の塔頂部に関する荷重-水平変位曲線をまとめた．活荷重載荷条件の 9 つのケースを比較すると，両モデルともに活荷重条件が終局時荷重倍率に与える影響は最大で 8.26%と小さい．終局強度に対して，活荷重を全径間に載荷したケースが最も厳しい載荷条件(LC1)となった．図 6 は初期不整を導入することにより，終局強度が最も変化したときの荷重条件と荷重倍率に対して最も厳しい初期たわみの方向と初期不整を全く考慮しない場合と比べて，終局強度が初期不整の影響を最も受けた荷重条件を示している．初期不整が終局強度へ与える影響は最大で 5.83%の低下と小さい．3 ケースの桁形式を比較すると，オールグレーチング桁が最も厳しく，一室箱桁と比較して最大で 10.9%低下した．1900m モデルでは，すべての荷重条件において，ハンガー破断後も構造全体系での釣り合いを保ち，主塔断面の塑性進展範囲が広がることにより終局を迎えた．一方，3000m モデルでは，活荷重が載荷された径間の端部のハンガーひずみが最大塑性ひずみに達して終局を迎えた．図 8 に示すように，塔頂部の水平変位の荷重-変位曲線は主ケーブルの初期降伏後に側塔の変位は若干押し戻されていることが確認できる．これは主ケーブルが降伏したことにより主塔にかかる主ケーブルの張力が低くなり，主ケーブルの主塔塔頂部水平変位の増加を防ぐ働きが薄れるためである．このことから，両モデルともに主ケーブルが構造全体系の強度を支配していると言える．

4. 結論

今回対象とした 5 径間吊橋は，終局強度に着目した場合，表 2 に示すようにすべてのケースで終局時荷重倍率を 2.29 以上有していることから，十分な安全性を有している．

参考文献

1) 財団法人 海洋架橋調査会：海に架ける海峡横断プロジェクトを支えた 20 年—そして明日へ—，1998.10

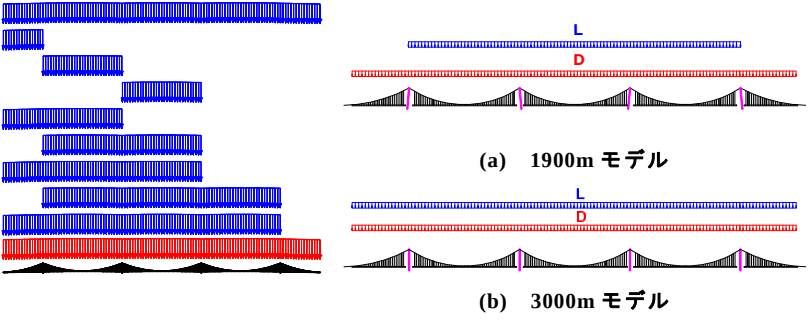
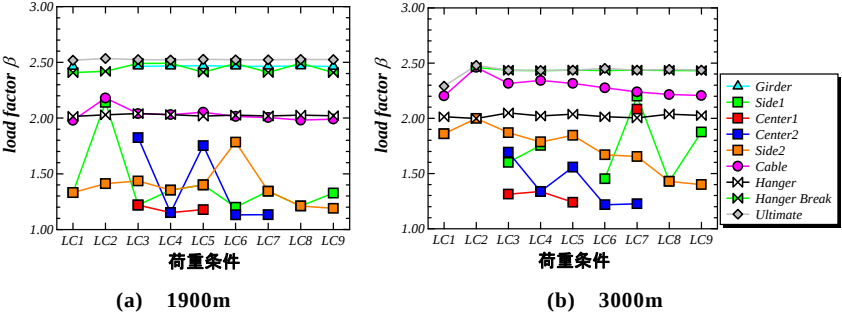


図 5: 活荷重載荷条件

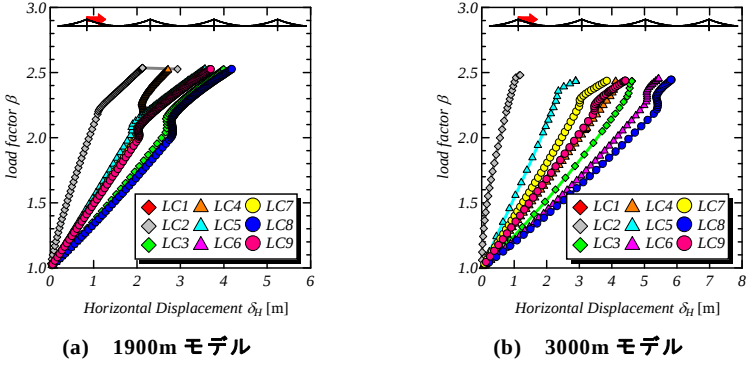
図 6: 活荷重載荷条件



(a) 1900m

(b) 3000m

図 7: 初期降伏・終局時荷重倍率



(a) 1900m モデル

(b) 3000m モデル

図 8: 荷重-変位曲線

表 2: 両モデルの終局時荷重倍率

桁形式	BOX		GRATING		2BOX+GRATING	
中央径間長(m)	1900m	3000m	1900m	3000m	1900m	3000m
終局時荷重倍率	2.59	2.40	2.52	2.29	2.57	2.38