

5 径間長大吊橋の弾塑性挙動と終局強度特性

首都大学東京 学生会員 ○井尾 伸太郎
首都大学東京 フェロー会員 野上 邦栄

1. 研究背景と目的

本州四国連絡橋プロジェクトの完了後、国内外で計画されている超長大橋梁および新吊形式橋梁計画に対応するためには、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は必要である。長大橋は、コスト削減の点から耐久性、経済性に富んだ施工・設計が求められている。その中でも多径間吊橋はこれまで実績が多い3径間吊橋の重連構造と比べ塔基礎を減らすことができ、経済性に優れている。現在、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、床版の一部にグレーチングを用いた場合、多径間を有する場合など、新材料や新構造形式を用いた長大橋の研究開発が行われてきた¹⁾²⁾。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着目し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 1900mを有する5径間長大吊橋²⁾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（スパン比 1：2：2：2：1，サグ比 1/10）の5径間吊橋である。中央塔および側塔は、図-2 に示すように共に塔高 230m のラーメン形式鋼製主塔であり、塔柱は多室箱型（図-3）を有する変断面である。ケーブル中心間隔を 24.5m，ハンガーケーブルの定着間隔を 30m，支間中央での桁とケーブルの離れは 3m とする。図-4 に示すように補剛桁断面の中央部 20.5m においてグレーチング桁を適用した 2 箱＋グレーチング断面である。グレーチングは格子構造であり、路面・補剛桁に作用する空気力を小さくするため耐風安定性の確保に効果があり、軽量の桁である。桁高は 2m と設定し、両側の箱断面は縦リブを考慮した換算板厚として板厚を計算した。

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、死荷重(D)が作用する初期状態に対し常時荷重の（死荷重 D+活荷重 L）を漸増载荷させる $D + \alpha (D+L)$ とし、初期状態からの全荷重倍率は $\beta = \alpha + 1$ と定義する。活荷重载荷条件および初期たわみは、荷重倍率に対して最も厳しくなるように設定した（図-5）。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。

表-1 断面諸元

	層数	材質	A(m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	J(m ⁴)	t(mm)
中央塔	⑦	SM490Y	2.095	19.33	24.73	27.17	40
	⑥		2.323	22.82	38.60	36.12	40
	⑤		3.517	32.10	78.37	53.94	46
	④		4.124	38.05	120.08	69.19	48
	③	SM570	4.913	45.73	181.45	88.83	52
	②		5.296	49.48	218.16	98.92	53
	①		5.345	49.98	226.09	100.62	53
	①	SM570	3.896	34.80	80.44	56.59	53
側塔	⑦	SM490Y	2.095	19.33	24.73	27.17	40
	⑥		2.208	20.74	29.74	30.46	40
	⑤		2.978	26.45	45.29	39.36	46
	④		3.273	29.14	56.18	44.93	48
	③		3.691	32.93	71.11	52.51	52
	②		3.882	34.67	79.08	56.16	53
	①		3.896	34.80	80.44	56.59	53
	①	SM570	3.896	34.80	80.44	56.59	53
下部水平材			0.870	1.81	5.54	3.23	25
中間水平材		SM490Y	0.840	5.85	1.35	2.68	25
上部水平材			0.720	3.11	1.08	1.89	25
桁		SM490Y	0.272～0.389	0.18～0.26	34.59～50.31	0.35～0.51	14.0～20.6



図-1 全体形状(m)

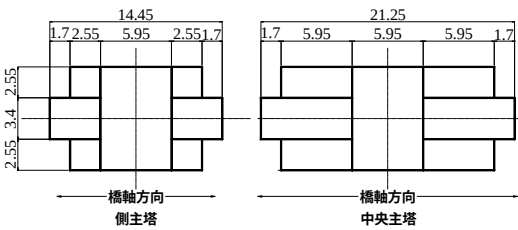


図-3 主塔断面(m)

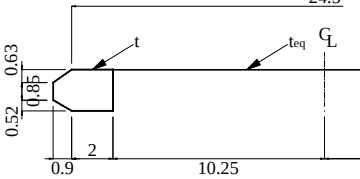


図-4 桁断面(m)

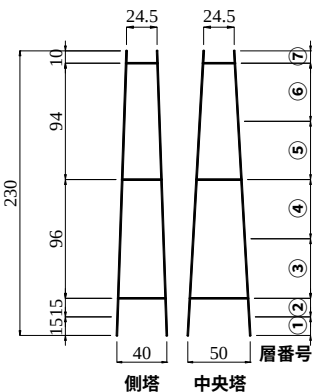


図-2 主塔形状(m)

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

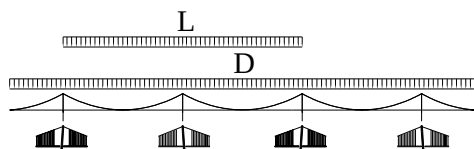


図-5 活荷重載荷条件と初期たわみ

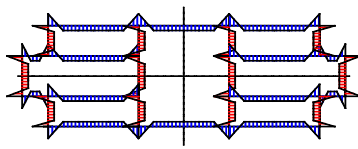


図-6 残留応力分布

表-2 材料特性

使用箇所	主桁	主塔	主ケーブル	ハンガー
鋼種	SM490Y	SM490Y	SM570	ST1770
許容応力度	210	210	245	980
基準降伏点	355	355	451	1372
引張強度	490	490	568	1764
降伏ひずみ	0.0011	0.0011	0.0022	0.007
最大塑性ひずみ	-	-	-	0.009
ヤング係数	205800	205800	199000	199000
ひずみ硬化係数	0	0	0.0358	0.0268

また、それぞれに用いた鋼材の材料特性を表-2に示す。主ケーブルには、従来のケーブル1770MPaに新たに、より高強度なケーブル2000MPaを用いる。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。初期たわみは、塔頂部橋軸方向に塔高の1/2000の変位を導入し、残留応力は溶接型断面の理想的線形分布(図-6)を仮定し、引張応力には降伏応力 σ_y を適用し、 $\sigma_c/\sigma_y=0.4$ の圧縮残留応力度とする。

3. 解析結果

ここでは荷重倍率に対して最も厳しい結果となった初期たわみ(図-5)を導入した場合の解析結果を示す。つまり、側塔1・中央塔2は右側に、中央塔1・側塔2は左側に発生した場合である。図-7は残留応力を考慮した場合の支間中央部主桁の鉛直変位に着目した荷重-変位曲線を表している。中央径間1の変位が最も大きく62.1mで、 $\beta=2.0$ 付近つまり主ケーブルの初期降伏発生後に非線形性が増し、主ケーブルが終局強度を支配していることがわかる。図-8は残留応力を考慮した場合の主塔の終局時応力分布を、図-9は4主塔の終局時の橋軸方向の変位を示したものである。両側塔において塑性の進展が著しく、側塔1では塔高の4/5が降伏している。また、両側塔の塔頂部の変位も3.5~5.5mと大きいことがわかる。なお、中央塔において塑性の進展は見られない。

残留応力を考慮した場合は、側塔1の降伏→ハンガーの降伏→主ケーブル・側塔2の降伏→主桁の降伏の順に、残留応力を無視した場合は、ハンガーの降伏→主ケーブルの降伏→主桁の降伏→側塔1の降伏の順に終局を向かえる。ハンガー・主ケーブル・主桁の降伏時および終局時の荷重倍率は、残留応力による影響はほとんど受けないが、側塔1の初期降伏は早まり、側塔2にも塑性の進展が見られた。初期不整を考慮しないときの終局時荷重倍率は $\beta=2.670$ 、今回解析を行った中で最も厳しい結果となった荷重倍率は $\beta=2.669$ である。このことから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0.03%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。

4. 結論

- 1) 5径間吊橋の終局時荷重倍率への初期不整の影響は、小さい
 - 2) 主ケーブルが構造全体の強度を支配している
 - 3) 全ての解析パターンで終局時倍率2.669以上を有している
- したがって、強度の面からは5径間長大吊橋の建設実現の可能性が期待できる。今後は、「活荷重載荷条件や風荷重が耐荷力に及ぼす影響」「より詳細な設計で試設計を行ったモデルに対する検討」を行っていく。

参考文献

- 1) 社団法人 日本橋梁建設協会：虹橋 No.69, 2005.1
- 2) 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

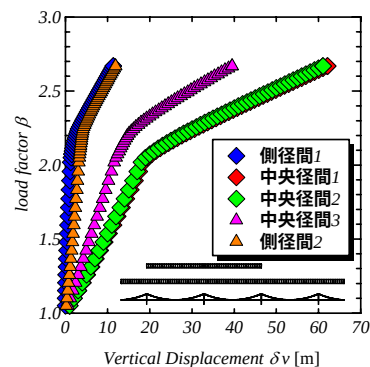


図-7 桁中央部の荷重-変位曲線

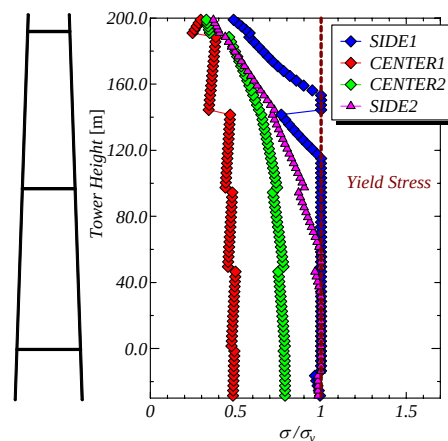


図-8 主塔の応力分布

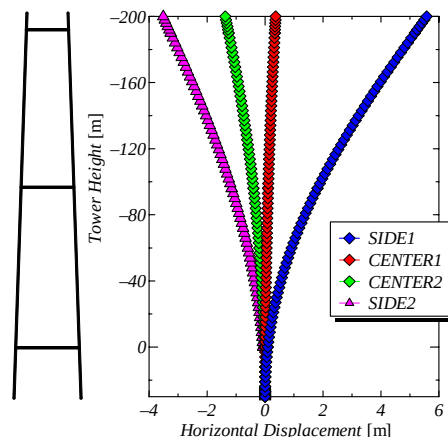


図-9 主塔の橋軸方向変位