

3 径間超長大吊橋の弾塑性挙動と耐荷力

首都大学東京 学生会員 ○岩下 慎吾
首都大学東京 フェロー会員 野上 邦榮
Hyundai E&C KIM GI NAM
Hyundai E&C KIM HEE SUNG

1. 研究の背景と目的

1962年に若戸大橋が完成したのを皮切りに、日本では高度経済成長期、本州四国連絡橋を初めとする多くの長大橋が建設された。1998年の明石海峡大橋の完成により、日本の長大橋の建設技術力は世界一といわれるまでに成長した。しかし、2008年に海峡横断6事業が凍結されると、国内の新規長大橋建設の可能性は薄れ、以降は維持管理に重点が置かれることになった。ところが海外に目を向けると、21世紀に入ってから世界各地で長大橋の建設需要が高まっている。計画案には明石海峡大橋より支間が長い長大橋の建設計画も幾つか存在する¹⁾。このような現状において、海外市場での日本企業の参入の可能性を高めるためにも、更に、既存の長大橋が寿命を迎えたときに備え、長大橋の研究を継続する意義は十分にある。このような背景において、本研究では、中央支間長3000mの超長大吊橋の耐荷力特性について解析的検討を行う。

2. 対象橋梁

本研究では海峡や島嶼間に架橋する吊橋を想定し、図1のような中央支間長3000m、全長5400m、径間比1:2.5:1の3径間2ヒンジ吊橋の耐荷力特性を明らかにする。主ケーブルは高強度ケーブル2100MPaを採用し、中央径間のサグ比は1/9である。補剛桁の断面は2箱+グレーチングであり、耐風安定性を考慮して箱部は5角形になっている。図2のように補剛桁の断面は母材板厚 t_w と補剛材の換算板厚 t_r をモデル化し、グレーチングは等価板厚の鋼板にモデル化した²⁾。さらに、主塔断面は7セル箱断面であり、図3に示す残留応力を導入した。

3. 解析方法

研究室開発の弾塑性有限変位解析プログラムを用い、耐荷力解析を行う。耐荷力解析は、弾塑性有限変位理論に基づく骨組構造解析である。非線形解析は、変位増分法により行う。死荷重状態を荷重倍率1.0とし、 $\alpha \times (\text{桁死荷重 } D + \text{活荷重 } L)$ のように、荷重係数 α を漸増させることにより終局強度を求める。 $\alpha + 1$ を荷重倍率 β とし、これを構造全体の耐荷力の指標とする。構成部材の応力とひずみの関係を表1および図4のようにモデル化した。補剛桁と主塔は完全弾塑性型(図4(a))、ケーブル系はバイリニア型(図4(b))である。安全率は主ケーブルが2.2、ハンガーは2.5である。

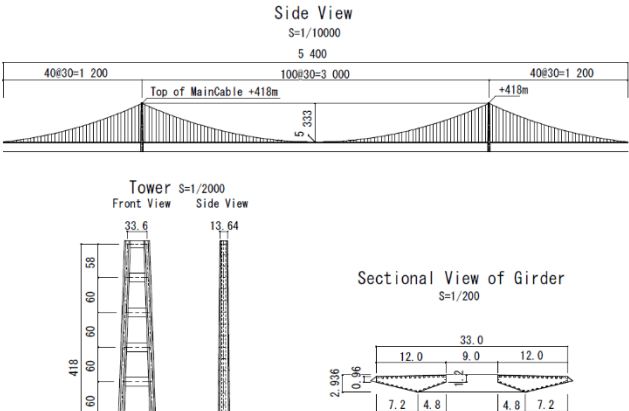


図1 対象橋梁

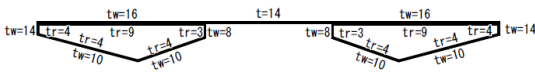


図2 補剛桁断面モデル 単位: [mm]

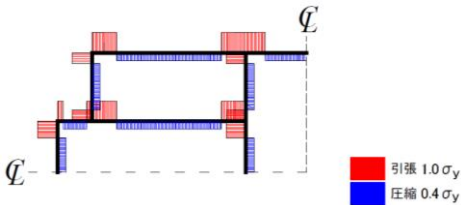


図3 主塔の残留応力

表1 材料諸元

	Girder	Tower	Main cable	Hanger
	SM490	SM570	2100	1748
σ_u (MPa)	490	570	2100	1748
σ_y (MPa)	315	450	1907	1561
E (GPa)	210	210	212	195
E/E	0	0	0.0294	0.0228
ϵ_y	0.0015	0.0021	0.009	0.008
ϵ_u	-	-	0.04	0.05
Safety Factor	-	-	2.2	2.5

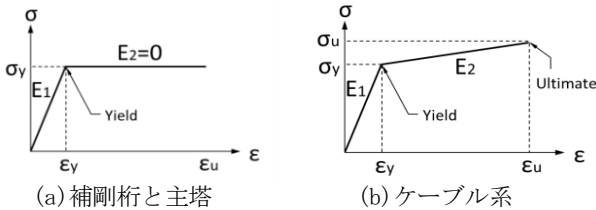


図4 構成則

キーワード 長大橋 吊橋 耐荷力

連絡先 〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1 首都大学東京 TEL 042-677-1111

荷重条件は、死荷重Dと活荷重Lの組合せとし、活荷重載荷条件は各部材に対して最も厳しい状態となる図5の4ケースとする。

4. 耐力特性

活荷重載荷条件4ケースに対する荷重-変位曲線の一例を図7に示す。着目点の位置は左側径間中央（図6）。縦軸は荷重倍率 β 、横軸は鉛直下向き変位 v である。LC1とLC2は、左側径間に対して載荷条件が似ているため、ほぼ同じ荷重変位関係となった。LC3は左側径間のみに載荷しているため、他の荷重条件より変位が大きく出ている。LC4は中央径間のみに載荷しているため、側径間の変位は小さくなる。いずれの荷重条件においても、荷重倍率 $\beta=2.4$ 以上になるとハンガーの塑性化進展により、荷重増分に対して変位が大きくなる。終局時にはすべてのハンガーが塑性化し、 $\beta=2.70$ 前後にて終局状態に至る。なお、主ケーブルの最大発生応力はLC1荷重時の1616[MPa]であり、降伏応力まで15%の余裕があった。

橋梁全体の塑性化状況と変形の様子を、LC1を一例として図8に示す。赤線は塑性化箇所を示している。最初の降伏は $\beta=2.247$ で主塔の高さ280mの位置から降伏が始まり、次に $\beta=2.36$ でハンガーが降伏する。 $\beta=2.70$ で、主塔の高さ100mから頂部まで広い範囲が塑性化し、終局状態となる。終局時にはすべてのハンガーが塑性化するが、破断応力には至らなかった。また、終局状態に至る直前に、主塔近傍の桁が降伏した。主塔断面の塑性化状況を図9に示す。最も塑性化が進展した塔頂部では、図に示すように圧縮残留応力を導入したセグメントがすべて塑性化している。主ケーブル・ハンガー・桁は破断や全断面塑性には至っておらず、即ちこの位置の塔柱断面強度が終局強度を決定しているものと考えられる。

5. 結論

今回の耐力解析結果のうち、各部材の塑性化状況と荷重倍率の関係を表2に示す。LC1～4の終局時荷重倍率は全て2.70となり、2.2を超える十分な値が得られた。この値は既往の研究結果より、常時荷重に対する耐力の観点からは建設が実現可能であることを示している。

表2 耐力結果表

荷重条件	LC1	LC2	LC3	LC4
初期降伏時の荷重倍率	2.247	2.144	2.355	2.152
初期降伏した部材	両主塔	右主塔	ハンガー	両主塔
終局時の荷重倍率	2.701	2.701	2.697	2.704
終局時の塑性状況	主塔, ハンガー, 桁			

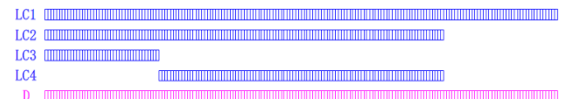


図5 荷重条件



図6 着目点位置

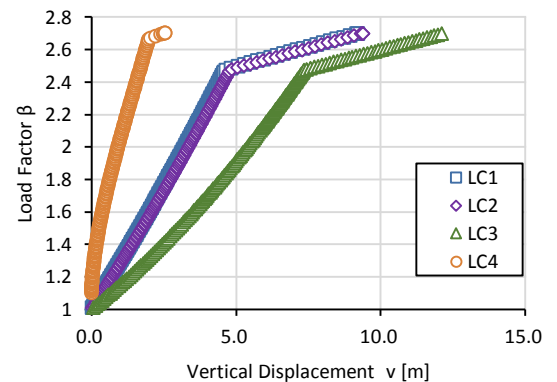


図7 荷重変位曲線

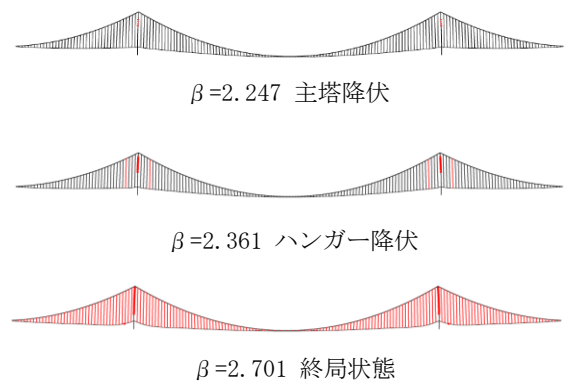


図8 LC1 塑性化状況と変形

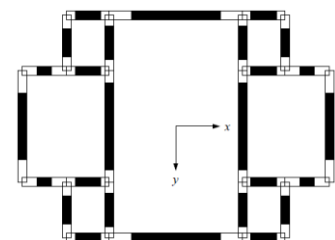


図9 終局時 主塔断面の塑性化状況
(黒色部が塑性化箇所)

参考文献

- 1) C.M.Park : Long-span bridge technology, Hyundai E&C International Seminar, 2012,
- 2) 日本橋梁建設協会 : デザインデータブック, p80, 2006