

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 邦栄
 首都大学東京 学生会員 藤岡 健佑
 首都大学東京 正会員 岸 祐介

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絶たれ、以降は維持管理に重点が置かれることになった。しかし、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⁾。このような状況において、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の連続桁吊橋の耐荷力特性を明らかにする。補剛桁の鋼材は基本的にSM490であるが、主塔付近は曲げ応力が発生するため、SBHS700とする(図2)。補剛桁の断面は、2箱+グレーチングであり、グレーチングは等価板厚の鋼板にモデル化した²⁾。図3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 をモデル化した。さらに、主ケーブルには高強度ケーブル2100MPaを採用している。

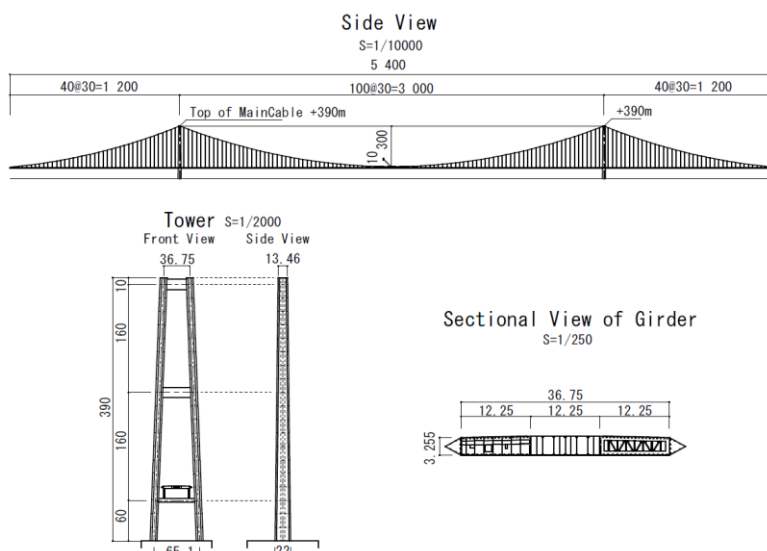


図1 対象橋梁

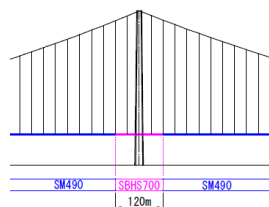


図2 SBHS700 導入箇所

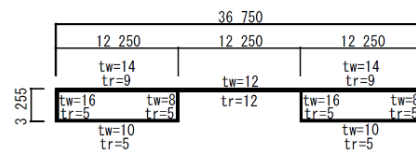


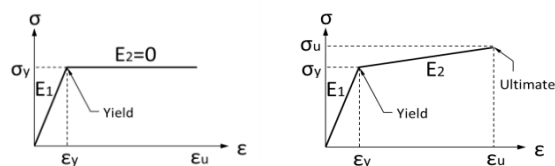
図3 補剛桁モデル

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だけの状態に対して、 $\alpha \times (\text{死荷重} + \text{活荷重})$ 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、これを全体系の耐荷力とする。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。

表1 材料諸元

	補剛桁		主塔	主ケーブル	ハンガー
	SM490	SBHS700	SM570	2100	1748
σ_u (MPa)	490	780	568	2100	1748
σ_y (MPa)	315	700	450	1907	1561
E/E_0	0	0	0	0.0294	0.0228
ε_y	0.0016	0.0035	0.0023	0.009	0.008
ε_u	-	-	-	0.04	0.05



(a)補剛桁と主塔

(b)ケーブル系

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。なお、風荷重は考慮していない。

4. 耐荷力特性

活荷重載荷条件4ケースに対する荷重-変位曲線を示したのが図6である。縦軸は荷重倍率 β 、横軸は左側径間の主塔近傍における補剛桁の鉛直変位 v である。LC1, 2, 3については、まず荷重倍率 $\beta=2.41$ で、ハンガーが降伏する $\beta=2.7$ を超えると、主塔付近の補剛桁が降伏する。これは主塔付近でタワーリンクによって支持された補剛桁に、荷重増加に伴って曲げ応力が集中する為で、この位置でLC4以外すべての荷重ケースにおいて降伏した。荷重倍率 $\beta=2.4$ を超えると、ハンガーの降伏・塑性化の進展により、変位の増加が急になる。終局時には全長にわたってほとんどのハンガーが破断し、終局状態に至る。LC2とLC3は着目点付近の荷重条件が似ているため、同等の変位となった。LC4は補剛桁が降伏しなかった為、ほとんど変位が出なかった。主塔と主ケーブルは降伏に至らなかった。

主ケーブルの最大応力はLC1荷重時の主塔付近で1588[MPa]であり、降伏まで17%余裕があった。主塔は、コンクリート主塔を鋼製³⁾に換算したものであるため、その換算板厚は通常の鋼製主塔より厚く、剛性も非常に高い。この為すべての荷重ケースにおいて降伏しなかった。

橋梁全体の塑性化状況と変形の様子を、LC1を代表として図7に示す。赤太線は塑性化箇所を示している。上段はハンガーの初期降伏、中段は補剛桁の初期降伏、下段は終局時の様子である。LC2, 3はLC1同じような結果となった。一方LC4は補剛桁が降伏することなく、終局状態となった。(図8)

5. まとめ

今回対象とした3000m超長大吊橋の耐荷力解析結果を各構成要素の初期降伏および終局状態と荷重倍率の関係をまとめたのが表2である。LC1, 2, 3, 4の荷重倍率は約2.79となり、どの荷重条件に対してもほぼ同じ終局強度となった。終局時荷重倍率は2.7を超える十分な値が得られており、常時荷重に対する耐荷

力の観点からは、建設は実現可能である。今後は、よりフレキシブルな断面設計をした鋼製主塔の耐荷力特性を明らかにする予定である。さらに、耐風、耐震性能の面から検討する必要がある。

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, 3) 鋼橋技術研究会技術情報部会 : 「超長大橋の構造設計WG」 - 超長大吊形式橋梁の塔の変形特性と設計法に関する研究, 1997

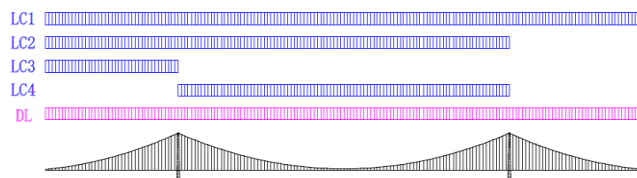


図5 荷重条件

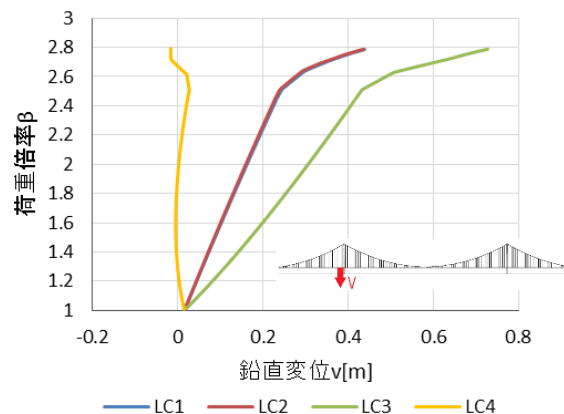


図6 荷重変位曲線

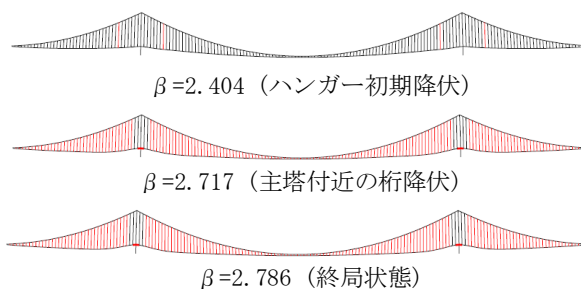


図7 LC1 塑性化の状況と変形

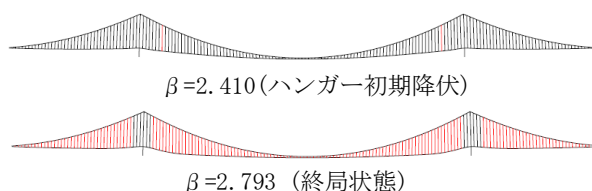


図8 LC4 塑性化の状況と変形

表2 構成要素の初期降伏時および終局時荷重倍率

	LC1	LC2	LC3	LC4
ハンガー降伏時の荷重倍率	2.404	2.408	2.418	2.41
補剛桁降伏時の荷重倍率	2.717	2.704	2.755	降伏せず
終局時の荷重倍率	2.786	2.788	2.789	2.793
終局時の塑性状況	桁, ハンガー	桁, ハンガー	桁, ハンガー	ハンガーのみ
終局時 備考	一部ハンガー破断 LC4以外、主塔付近の桁の底板が塑性化			