サグ比の異なる超長大多径間吊橋の弾塑性挙動と耐荷力特性

東京都建設局	正会員 〇小沢武仁	首都大学東京	正会員	村越 潤
首都大学東京	フェロー会員 野上邦栄	首都大学東京	正会員	岸 祐介
首都大学東京	学生会員 岩下慎吾	大日本コンサルタント(株)	正会員	平山 博
		大日本コンサルタント(株)		石井喜代志

1. 背景と目的

我が国では、本四架橋が終焉後, 長大吊橋を中心とした次世代海峡 横断プロジェクトが計画されたが, 社会経済的必要性などからその調 査は打ち切られており,国内におけ る長大橋建設の機会は非常に少な い状況にある.一方,世界では長大 吊形式橋梁が活発に建設,計画され



ており、チリでは4径間吊橋のチャカオ橋(最大支間 1100m)が建設中である.今後、3000m 級の超長大吊橋や多径 間吊形式橋梁の建設が計画されている中、吊橋などの更なる長大化に向けた構造形式の開発が求められている.し かし、これまで多径間長大吊橋の研究はあるが、耐荷力特性に着目した研究は少ない<sup>1)2)</sup>.本研究では径間数、サグ 比の異なる中央径間 3000m を有する超長大多径間吊橋について耐荷力解析を行い、吊橋全体系の弾塑性挙動と耐荷 力特性を明らかにする.

# 2. 対象橋梁

対象とした吊橋は、図1のような中央径間 3000mの3,4,5 径間の超 長大多径間吊橋である.表1の設計条件(紙面の都合上,4 径間吊橋のみ を示す)のもと、サグ比 1/8,1/10,1/12の解析モデルを本四基準<sup>3)</sup>に基づ き試設計した.図2,図3は、各々サグ比 1/10の一室箱形断面の主桁,6 層ラーメン構造形式の主塔断面を示す.図3の(b),(c)は、側塔および中 央塔の断面であり、塔基部から塔頂部にかけて断面が減少する変断面で ある.

## 3. 解析方法

解析方法は、弾塑性有限変位理論による骨組構造解析である.まず、 死荷重 D が作用する初期状態を作成する.その後、桁の死荷重 D<sub>g</sub>と活荷 重 L を載荷した状態に対して荷重パラメータ  $\alpha$  を乗じて荷重  $\alpha$ (D<sub>g</sub>+L)を 終局時まで漸増させる.したがって、 $\alpha$ に1を加えた荷重パラメータを荷 重倍率として  $\beta$ (= $\alpha$ +1)と定義した.なお、ハンガーおよび主ケーブルが 破断(最大塑性ひずみ  $\epsilon_u$  = 0.04)に至る、または主塔の全断面塑性に至っ た場合を終局限界(終局時)と定義とした.

載荷ケースは、3 径間はサグ比 1/10 に全体載荷(LC1)、4、5 径間はサ グ比 1/8、1/10、1/12 に全体載荷(LC1)、側塔および中央塔に厳しい載荷 (LC2、LC3)を行い、計 19 ケースについて解析を行った. 図 4 に 4 径間 吊橋の載荷ケースを示す.構成部材の材料構成則を図 5 に示す.主桁は 完全弾塑性型およびケーブル、ハンガーはバイリニア型(E<sub>2</sub>/E<sub>1</sub>=0.061、

キーワード 長大橋,多径間,吊橋,弾塑性,耐荷力

連絡先 〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1 首都大学東京大学院都市基盤環境学域 TEL 042-677-2782

表 1 設計条件 支間割 1:2:2:1 1500+3000 × 2+1500m -ブル支間 1480+2980 × 2+1480 桁支間 サグ比 1/8. 1/10. 1/12 桁の高度 50m ブル中心間隔 35.5m ンガー間隔  $30 \times 50 + 2 \times 60 \times 50 + 30 \times 50n$ 車線数 6車線 舗装厚 50mm



 $E_2/E_1=0.062$ )の構成則を仮定した.初期不整は,初期たわみとして 主塔の塔頂部に塔高の 1/2000 の橋軸方向変位を,塔柱断面の引 張側で  $1.0\sigma_y$ , 圧縮側で $-0.4\sigma_y$ の残留応力を導入した.

## 4. 解析結果

表 3 に終局時の荷重倍率および終局限界を支配した部材を示 す.19 ケース全ての荷重条件において,約 2.1~2.8 の荷重倍率に おいて終局を迎えている.4 径間吊橋の荷重倍率は 2.1~2.7 とば らつきがあるのに対して,5 径間吊橋は 2.51~2.69 の範囲にある. これらの値は常時荷重の 1.7 倍を超えており,耐荷力の点から安 全性が確保されている.さらに,4 径間吊橋では側塔の全断面塑 性で崩壊している.一方5 径間吊橋ではサグ比 1/8 モデルの LC1, LC2 および 1/10 モデルの LC2 で側塔 2 が全断面塑性により,そ れ以外のケースはハンガーの破断により崩壊している.図 6 に 5 径間吊橋における各部材の初期降伏時および終局時の荷重倍率 を示す.サグ比 1/12 モデルでは,LC3 の荷重条件で中央塔,側 塔,ハンガー,主ケーブルの順に初期降伏を起こした.また,サ グ比が小さくなるにしたがって荷重倍率は増加している.一方, サグ比が大きい 1/8 の LC1,LC3 では、主ケーブル剛性が低いた

めケーブルの初期降伏が側塔より低い荷 重倍率で現れた.図7は、サグ比1/10, LC1の3,4,5径間吊橋における荷重~ 第1中央径間桁中央の鉛直方向変位曲線 を示す.図中の曲線の傾きが急激に変化 したのは、主ケーブルの初期降伏が発生 したためである.それぞれの傾きを比べ ると、主ケーブルが降伏するまでは、3径 間吊橋の鉛直変位が大きいが、その後の 荷重増分に伴う変位は5径間吊橋が最も 大きく、塑性後の挙動の違いが確認され た.なお、LC3の偏載荷重ケースでは、主 ケーブルの降伏後に中央塔の変位が引き 戻されるなど、中央塔により桁の変位が 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	SM570	ST1770	ST1570
許容応力度σ a(MPa)	210	255	983.3	628
基準降伏点 g(MPa)	355	450	1380	1160
引張強度σu(MPa)	490	570	1770	1570
降伏ひずみε y	0.0011	0.0022	0.00708	0.00595
最大塑性	-	1	0.04	0.04
ヤング率E1	$2.0 \times 10^{5}$	$2.0 \times 10^{5}$	$1.95 \times 10^{5}$	$1.95 \times 10^{5}$
ひずみ硬化係数E2	0	0	$1.19 \times 10^{4}$	$1.21 \times 10^{4}$
安全率	17	17	18	25



表3 終局時荷重倍率および終局部材



抑制されるといった、多径間吊橋特有の変形特性が現れた.

# 5. 結論

本研究では3,4,5径間超長大吊橋を対象とした耐荷力解析を行った.結果を,以下のようにまとめる.

- (1) 4,5 径間吊橋の崩壊は、各々側塔の全断面塑性により、側塔の全断面塑性あるいはハンガーの破断が支配して いる.また、主ケーブルの降伏後に、桁や主塔の変位に関して、載荷条件に応じて多径間吊橋特有の変形特性が 現れた.
- (2) 全ての径間およびサグ比の解析モデルは、荷重倍率 2.1 から 2.8 で終局を迎えており安全性が確保されている. したがって、耐荷力の面から考えて、多径間超長大橋の建設が可能であると言える.

## 参考文献

1) 吉田・守矢:4径間吊橋の構造特性と実用化へ向けての一考察,構造工学論文集, Vol.43A, 1997.3

- 2) 野上・染谷・山沢:4 径間超長大吊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
- 3) 本州四国連絡橋公団:上部構造設計基準·同解説, 1989

-196