

4 径間吊橋の主塔の座屈特性に関する検討

大日本コンサルタント(株) 正会員 ○モハメド アンサール
 " 正会員 守矢 健生
 " 正会員 中崎 俊三

1. はじめに

4 径間吊橋は水深が深く橋長の長い海峡横断橋梁に有利な橋梁形式と考えられている。しかし、空気力的に優れた軽量化補剛桁を採用するとスパンの長大化により主塔が高くなる一方、作用する軸力が低減するため塔高に対し相対的に塔柱の剛度が小さくなり従来の主塔より座屈に対する危険性が増すことになる。

4 径間吊橋の場合、三つの主塔があるが両側にある主塔を側主塔、中央の主塔を中央主塔と名づける。活荷重による主塔の曲げモーメントを比較すると側主塔は中央主塔に比べかなり小さい。これは側主塔の塔頂変位が側径間のケーブルにより押さえられていることによる。通常の強度設計をすると側主塔の方が中央主塔より大きい細長比を有するため相対的に座屈しやすくなり吊橋全体の耐荷力を支配する可能性がある。本検討では側主塔の剛度が吊橋全体の弾性座屈特性に及ぼす影響を調べることにする。

2. 解析条件

文献¹⁾の中央径間3000mと側径間1200mの4 径間吊橋を基本モデルとして検討した。解析モデルを図—1に

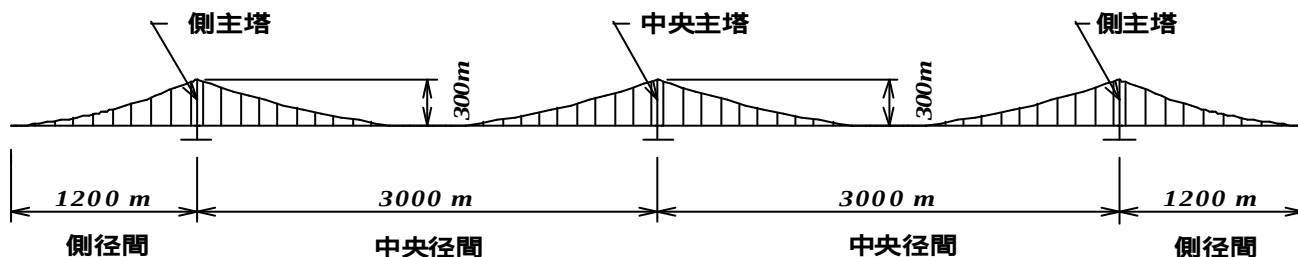
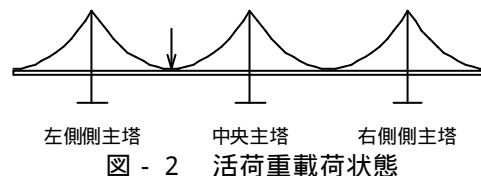


図 - 1 解析モデル

示す。側主塔の断面定数を設計値に対して半分、等倍、1.5 倍、2 倍及び中央主塔の剛度と同じ（約 3 倍）場合に対して主塔の軸力が最大になる活荷重満載荷状態（図—2）である全径間等分布荷重及び左側中央径間集中荷重載荷状態での座屈荷重を座屈固有値解析より求め、有限変位解析より求めた挙動と比較することにする。



3. 解析結果

側主塔の断面定数の変化が主塔の最小座屈固有値に与える影響を表—1に示す。断面定数が半分の場合は側主塔の最小座屈荷重（ λ_b ）は0.306になり強度設計上成り立たないことを示している。荷重倍率による側主塔の橋軸方向変位を有限変位解析により求めたものを図—3に示す。この結果、座屈荷重の3倍以上の荷重倍率でも側主塔の変形は小さく押さえられていることが分かる。そして、荷重倍率 $\lambda = 1$ の場合に側主塔の変位分布は座屈形状に似ていることを示している。図—4により中央主塔は荷重倍率によって大きく変形していないことが見とれる。

キーワード：4 径間吊橋，長大橋，側主塔，中央主塔，座屈固有値解析、有限変位解析

連絡先：〒343-0851 埼玉県越谷市七左町 5-1, Tel : 0489-88-8111, Fax : 0489-88-3115

表— 1 主塔に対する座屈固有値

側主塔断面定数	左側側主塔	右側側主塔	中央主塔	備考
半分	0.320	0.306	6.345	右側側主塔が最初に座屈する
等倍（設計値）	1.565	1.666	6.350	左側側主塔が最初に座屈する
1.5 倍	2.792	2.891	6.350	最小座屈荷重は等倍の約 2 倍になる
2 倍	4.017	4.126	6.352	中央主塔座屈荷重の方がまだ大きい
中央主塔と等しい	6.138	6.266	6.356	側主塔の方が最初に座屈する

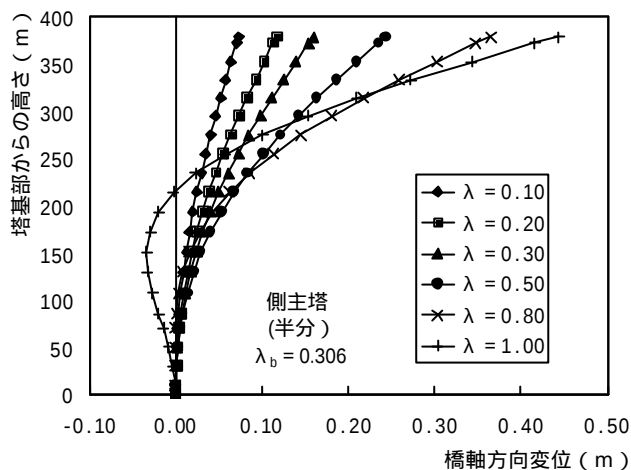


図 - 3 側主塔の橋軸方向変位（半分）

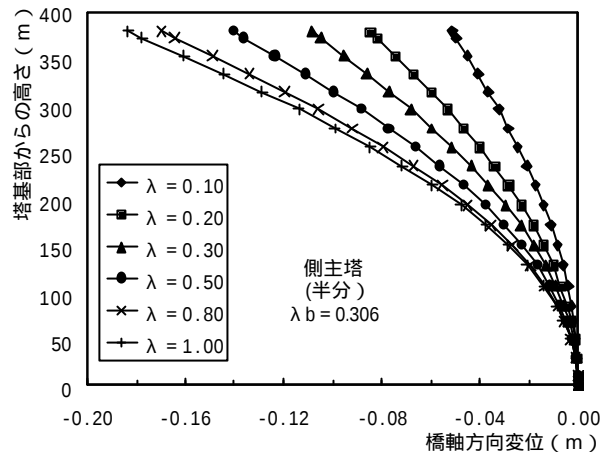


図 - 4 中央主塔の橋軸方向変位（半分）

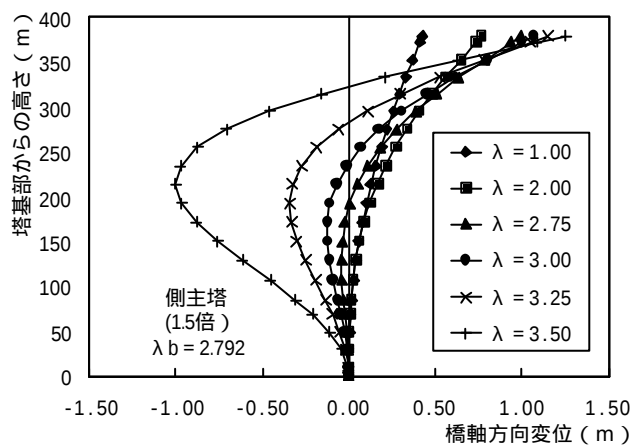


図 - 5 側主塔の橋軸方向変位（1.5 倍）

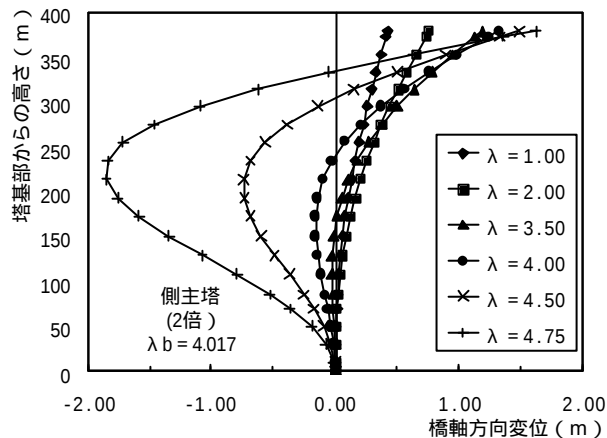


図 - 6 側主塔の橋軸方向変位（2 倍）

図—5 と図—6 に側主塔の断面定数を 1.5 倍及び 2 倍にした場合の側主塔の橋軸方向変位を示す。これを図—3 と比較すると断面定数が比較的剛な場合はほぼ座屈荷重に相当する荷重倍率から座屈形状に似た変形状態に変形していることが分かる。いずれのケースも座屈荷重倍率越えてそれぞれ $\lambda = 1.00$ 、3.50 及び 4.75 までは変形量は比較的小さく漸増していることが分かるが側主塔の剛度が大きいほど座屈荷重を越えた時点から大きく変形する特性を示す。

4. おわりに

4 径間吊橋の座屈特性を支配する側主塔について検討をしたが中央主塔の強度設計に 800MPa 級の高張力鋼を適用すると断面が小さくなり座屈特性が大きく変わる可能性もある。

参考文献 1) Kitagawa, Kashima, Fukunaga, Anzar, Moriya: Stability studies of ultra-long four span suspension bridge, IABSE, Korea, 2001.6