

I - B 356 副塔を有する超長大斜張吊橋の耐風安定性とその安定化策

東京都立大学大学院 学生員 五丁康成・伊藤太郎

東京都立大学 正会員 中村一史・前田研一

名古屋工業大学 正会員 岩本政巳

1. まえがき 超長大橋梁形式として、既に提案されている斜張吊橋が吊橋・斜張橋の長大化に伴う互いの欠点を補完するという点で注目され、吊橋に対して経済性・耐風安定性において優位であるとして求められた吊区間・斜張区間の比に基づいた中央径間長 2,500m の超長大斜張吊橋の試設計モデルが提案されている¹⁾。一方、斜張吊橋の構造特性上の検討課題として、斜張区間と吊区間の境界部の主ケーブルの二次応力の問題が指摘されており、比較的大きなケーブルバンドでの対応が考えられるが、架設時も含めて、これを支持する構造を検討することが必要とされている。そこで、その一案として、鉛直な柱構造(副塔)を設けることを検討中である。ここでは、副塔が耐風安定性に及ぼす影響を把握するとともに、超長大斜張吊橋が十分な耐風安定性を確保するための安定化策について検討を行った。

2. 解析モデルと解析条件 吊区間と斜張区間が最適な割合で構成される中央径間長 2,500m の超長大斜張吊橋の試設計モデル¹⁾(図-1)に基づき、基本となる解析モデルを作成した。また、主要な断面諸元を表-1 に示す。この斜張吊橋モデルに、上述の二次応力を軽減するための副塔を設置した概念図を図-2 に示す。副塔頂部はケーブルバンドを支持する構造とし、桁との固定端部は橋軸方向に回転可能なヒンジ構造とした。また、副塔頂部の主ケーブル間を梁で連結して、橋軸直角面内ではラーメン構造とした。なお、副塔の断面については、完成時断面力は十分に小さいことから、主に設計風荷重載荷による断面力に着目して検討した。ここでは、設計基本風速 U_{10} を 50m/s とし、副塔を有する斜張吊橋モデルの全体系に設計風荷重²⁾を作用させ、有限変位解析によって副塔に生じる断面力を算定し、図-3 に示すような断面で応力的に十分余裕のあることを確認した。なお、図を略したが、設計風荷重載荷時に副塔の設置が斜張吊橋の全体挙動に与える影響は小さいことも確かめられた。

さらに、耐風安定性を確保するためのリジットハンガーフレーム³⁾を吊区間に設置した場合の概念図を図-4 に示す。この場合、リジットハンガーフレームの最適な設置位置を検討するために、中央径間の吊区間において設置位置を 80m 間隔(4 本分のハンガー間隔)で、中心に向かって変化させた case-1~case-6 の合計 6 ケースについて効果を比較した。

耐風安定性、および、その安定化策の効果については、固有振動解析による固有振動数および固有モードを用い、平板翼理論に基づく非定常空気を主桁に作用させて連成フラッター解析(60 モード)により検討した。

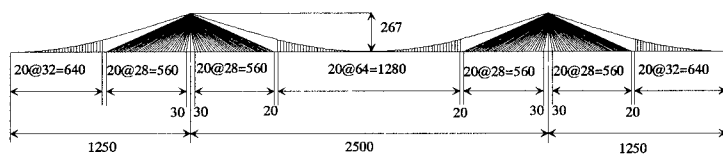


図-1 試設計モデルの一般図

表-1 断面諸元

主桁	$A_G(m^2)$	1.614~2.685
	$I_{G,lin}(m^4)$	13.304~24.659
	$I_{G,rot}(m^4)$	230.576~554.469
	$J_G(m^4)$	26.923~53.415
主ケーブル	$A_{mc,side}(m^2)$	0.584
	$A_{mc,center}(m^2)$	0.575
斜ケーブル	$A_{sc}(m^2)$	0.01577~0.04851
主塔	$A_T(m^2)$	3.000~5.796
	$I_{T,lin}(m^4)$	22.6~45.9
	$I_{T,rot}(m^4)$	42.3~131.0
	$J_T(m^4)$	33.0~46.0

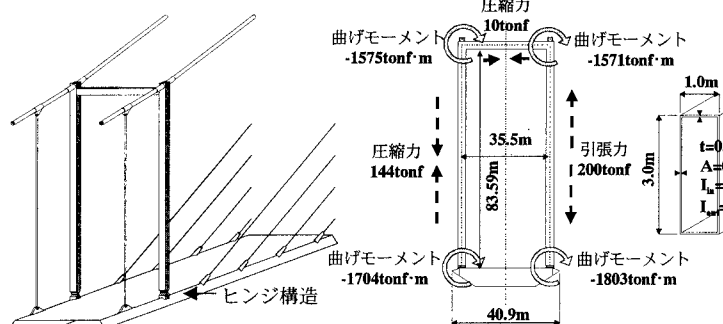


図-2 副塔の概念図

図-3 副塔の作用断面力と断面寸法

図-4 リジットハンガーフレームの概念図

Key Words : 超長大橋, 斜張吊橋, 副塔, 耐風安定性, フラッター限界風速
連絡先 : 〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1 TEL 0426-77-1111 FAX 0426-77-2772

3. 副塔が及ぼす影響 解析結果の一部として、図-5 に各モデルにおける風速-減衰曲線を示す。この図より、比較のために用いた吊橋モデルおよび副塔のない基本となる斜張吊橋モデルの場合、それぞれ 63.5m/s、72.2m/s で限界風速となり、斜張吊橋の方が吊橋よりも耐風安定性に優れていることが確かめられる。一方、副塔を設置した斜張吊橋モデルの場合は 76.9m/s となっており、副塔を設置していないモデルの場合と比較すると、副塔の設置が耐風安定性に悪影響を及ぼさないことばかりか、若干のアップを望めることが解る。

4. 耐風安定性の確保 さらに、副塔を有する斜張吊橋モデルに上述したリジットハンガーフレームを併設して十分な耐風安定性の確保を図った。前出の図-5 には、解析結果の一部として、限界風速を最も高めることのできるリジットハンガー設置の最適位置である case-3 の場合の風速-減衰曲線も併記している。この図から、フラッター限界風速は 88.2m/s となり、目標とする風速を大きく上回ることが出来ることが解る。

一方、図-6 には、副塔とリジットハンガーフレームを併用した斜張吊橋モデルを対象に、リジットハンガーフレームの最適な設置位置を検討した case-1～case-6 について、フラッター限界風速を折れ線で、各固有振動モードの運動エネルギー寄与率を棒グラフでそれぞれ示している。図中、対称たわみ対称 1～2 次モードを D1～D2 と、面外たわみ対称 2 次モードを L2 と、ねじり対称 1 次モードを T1 とそれぞれ略称した。参考までに、これらを設置していない基本となる斜張吊橋モデル(基本モデル)の場合も付記している。

図-6 より、リジットハンガーフレームをどの位置に設置してもフラッター限界風速は 80m/s を上回ること、および、case-3 の位置に設置すれば前述したように最も耐風安定性を高められることが解る。なお、この最適な設置位置は中央径間長 $L=2,500\text{m}$ に対して 0.34L、0.66L に相当している。これに対して、文献 2)における同スパンの吊橋モデルでは 0.36L、

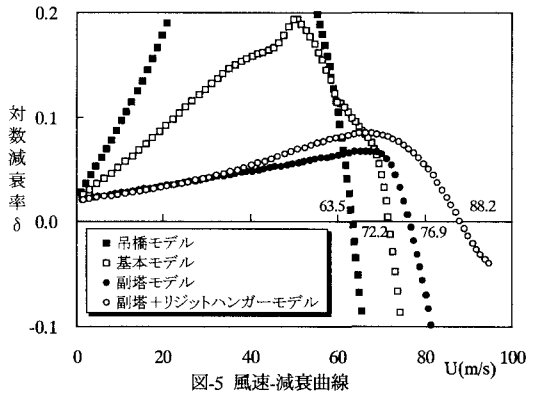


図-5 風速-減衰曲線

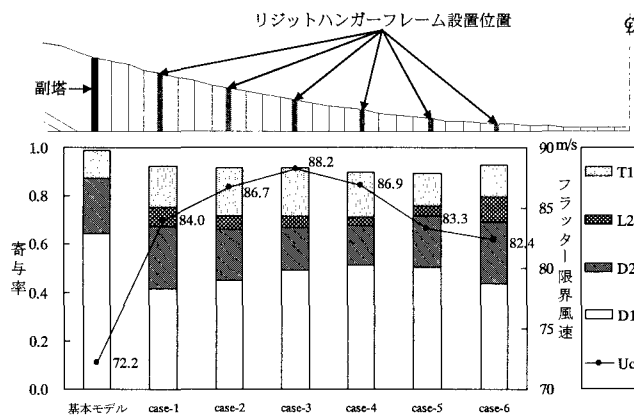


図-6 フラッター限界風速と運動エネルギー寄与率

0.64L となっており、斜張区間の有無にかかわらずリジットハンガーフレームの最適な設置位置はほぼ同じ位置であることが確かめられた。

また、case-1～case-6 では、運動エネルギーの寄与率に支配的な固有モードは図中に示す 4 つの固有モードであり、合計でほぼ 9 割近くを占めることが解る。一方、基本モデルでは、D1 が大きく寄与し、D2、T1 の寄与率を合わせればほぼ 100% 近くを占めることが解る。さらに、フラッター限界風速の推移と各モードの運動エネルギー寄与率の変化には相関関係があること、および、L2 の連成が耐フラッター性の向上に影響を及ぼしていることなども解る。

5. あとがき 以上のことから、副塔の設置が耐風安定性には悪影響を与えないこと、および、リジットハンガーフレームの併用によって十分な耐風安定性を確保できることが解った。

参考文献

- 1) K. Maeda, H. Nakamura, N. Narita and K. Nomura: Applicability of Dischinger-Type to Ultra Long-Span Bridges, IABSE Report, Vol.79, Symposium Report on Long-Span and High-Rise Structures, September 1998.
- 2) 前田・岩本・森園・田平・長井・藤野: MONO-DUO 形式化とリジットハンガーによる超長大吊橋の耐風安定化策の実現性, 構造工学論文集, Vol.44A, 1998.3.
- 3) 本州四国連絡橋公団: 尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説, 本州四国連絡橋公団, 1994.11.