

I-A 307 4径間吊橋の構造特性に関する一検討

(財)海洋架橋調査会（現：本州四国連絡橋公団）	正員 岩屋 勝司
(財)海洋架橋調査会	正員 駒田 敬一
大日本コンサルタント(株)	正員 守矢 健生
大日本コンサルタント(株)	正員 平山 博

1. まえがき

通常、吊橋は3径間吊橋または単径間吊橋である。2つ以上の主径間を有する多径間吊橋は本四連絡橋の来島大橋¹⁾等で検討がなされたが、採用までには至らなかった。しかしながら、地形条件等によっては、3径間吊橋を重連するよりも多径間吊橋を適用する方が施工性・経済性において優れるケースが少なくない。本文では、多径間吊橋のうち4径間吊橋を対象に構造特性調査を行い、その結果を踏まえて次期プロジェクトとして計画されている早崎瀬戸架橋(図-1)に4径間吊橋を適用した場合の試設計結果²⁾について報告する。

2. 3径間吊橋との構造特性の比較

4径間吊橋と3径間吊橋の構造特性の違いを調べるために、同一の断面性能および死荷重(表-1)を有する図-2(a)の3径間吊橋と図-2(b)の早崎瀬戸4径間吊橋案のような特定条件の下で比較を行った。なお、全ての塔の断面諸元は同一とした。また、補剛桁の断面形状は図-3に示す半楕円形断面である。

表-2、3に示す計算結果より、4径間吊橋の構造特性の特徴としては、同一諸元を有する3径間吊橋と比べて補剛桁の最大鉛直たわみが約2倍大きい、中央塔の塔頂最大水平変位が約7倍大きい、中央塔塔頂におけるケーブルの最大水平張力差が約6倍大きい、鉛直たわみ振動数が小さい、ことが挙げられる。これらはいずれも4径間吊橋では中央塔の両側に主径間を持っているため、隣接する主径間のケーブルバネ剛度が3径間吊橋に比べて小さく、鉛直たわみ剛性が著しく低下することに起因する。

表-2は図-4に示す影響線載荷($L1, L2$)での値であるが、このような載荷状態は極めて希であると考えられる。そこで、活荷重載荷状態の影響を調べる目的で、図-4の $L1, L2$ のように非載荷径間に強度50%の活荷重を載荷した場合、補剛桁最大たわみおよび中央塔最大変位は表-2の値に対して各々60, 50%に低減される。

3. 4径間吊橋の中央塔剛度の影響

2.では4径間吊橋の中央塔の断面諸元を3径間吊橋の塔と同等としたが、ここでは中央塔の剛性が4径間吊橋の構造特性に及ぼす影響を調べるために、中央塔を曲げに対するバネ(バネ定数 K_b)とねじりに対するバネ(バネ定数 K_n)にモデル化し、バネ定数を変化させて計算を行った。得られた計算結果を図-5~7に示す。

図-5より中央塔の曲げバネ定数が大きくなるに従って、中央塔の塔頂最大水平変位は小さくなり、それに伴って補剛桁の活荷重最大たわみは小さくなることからわかる。一方、図-6より中央塔におけるケーブルの最大水平張力差は大きくなり、それに伴いケーブルと塔頂サドルとの間の滑動安全率は減少する、という傾向が認められる。なお、4径間吊橋の補剛桁の活荷重最大たわみを3径間吊橋と同程度(たわみスパン比1/550)にするためには、図-5より中央塔の曲げバネ定数を7000tf/m/Br程度確保する必要があることがわかる。ところが、この場合には図-6よりケーブルの滑動安全率が1.8程度となるため、滑りを抑制するための構造上の工夫(摩擦サドル等)が必要となる。

また、図-7に示す中央塔のバネ定数とSelberg式による限界風速の関係図より、耐風安定性上は中央塔の断面計画において、曲げ剛性を上げずにねじり剛性のみを向上させることが望ましいと言える。

以上より、中央塔の曲げおよびねじり剛性が4径間吊橋の静的特性および振動性状に大きな影響を与えることがわかる。ただし、中央塔の剛性が大きくなるに従って、構造特性に与える影響は徐々に小さくなる。

4. 早崎瀬戸4径間吊橋案と3径間吊橋2連案の試設計結果

早崎瀬戸に適用した4径間吊橋案と3径間吊橋2連案の側面図を図-8に示す。早崎瀬戸の中央部には浅瀬があるため、4径間吊橋案では中央塔基礎を、3径間吊橋2連案では共用アンカレイジを浅瀬に配置した。概略設計の結果、4径間吊橋の中央塔の塔柱外郭寸法は橋軸方向10m(塔頂部)~16m(塔基部)、橋軸直角方向8mとなり、これは曲げバネ定数860tf/m/Br、ねじりバネ定数12000tf/m/Brに相当する。このとき、補剛桁



図-1 位置図

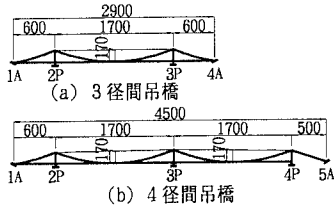


図-2 解析モデル

表-2 補剛桁および主塔の最大変位、ケーブル最大水平張力差の比較

項目	状態量	荷重状態	4径間吊橋		3径間吊橋	
			L1	L1+T	3P中央塔	2P副塔
補剛桁 (中央径間)	最大鉛直たわみ $\delta v, \max$ (m)		6.926	8.213	3.090	4.503
主塔 (塔頂部)	最大水平変位 $\delta h, \max$ (m)	L2	3.010	0.444	0.439	
	最大水平張力差 $\Delta H_p, \max$ (tf/C)	L2	480	93	80	
主ケーブル (塔頂部)	主ケーブル張力 T_L (tf/C)	D+L2	32562	34795	33828	
	T_R (tf/C)	D+L2	33080	33765	34977	
	滑動安全率 S.F.	D+L2	7.31	4.03	3.73	

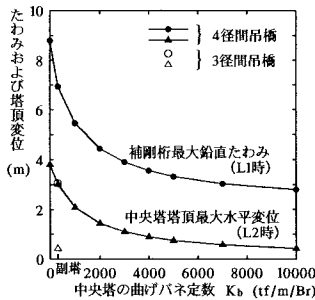


図-5 中央塔剛度と最大変位の関係

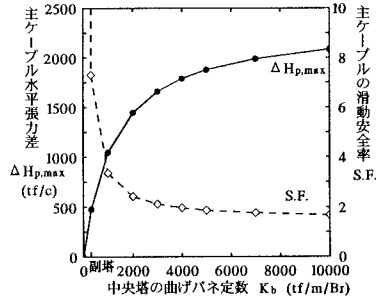


図-6 中央塔剛度と滑動安全率の関係

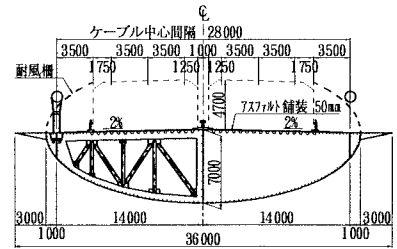
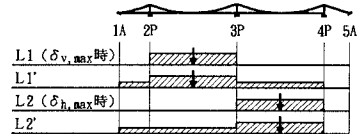


図-3 半円形断面補剛桁



注) 活荷重は車道にのみ載荷

図-4 活荷重載荷状態

表-3 振動数および限界風速 (Selberg 式) の比較

項目 (対称1次モード)	4径間吊橋	3径間吊橋
鉛直たわみ振動数 f_n (Hz)	0.0489	0.0886
ねじり振動数 f_θ (Hz)	0.2556	0.2689
振動数比 f_θ / f_n	5.23	3.03
Selberg 限界風速 V_{cr} (m/s)	83.7	84.7

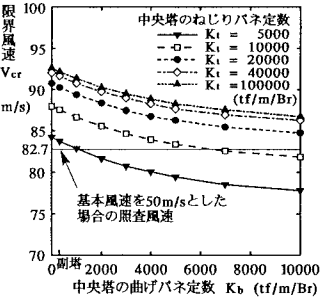


図-7 中央塔剛度と限界風速の関係

の活荷重最大たわみは 5.7m, 中央塔塔頂最大変位は 2.2m, ケーブル滑動安全率は 3.7, Selberg 式による限界風速は 83m/s であった。概算工費は, 4 径間吊橋の方が中央径間長が長いからケーブル関係鋼重が約 55% 増え, 中央塔の鋼重が副塔の約 2 倍となることから上部工工費は約 20% 高となるが, 下部工工費は共用アンカレイジと塔基礎が 1 つ減るため約 45% 減となり, 全体工費としては 3 径間吊橋 2 連案より 15% 程度経済的となった。

5. あとがき

以上, 4 径間吊橋の構造特性を調べ試設計を行った結果から, 4 径間吊橋について以下のことが言える。

- ① 4 径間吊橋の設計においては, 中央塔の剛性を適切に決定することが重要である。
- ② 地形条件等によっては, 4 径間吊橋を適用することで経済化を図ることが可能になる。

今後, 4 径間吊橋の構造特性および中央塔の断面設計に大きな影響を及ぼす設計活荷重の載荷状態, 3 径間吊橋の主塔とは異なる曲げ応力支配の中央塔の座屈設計手法, 等について検討する必要があると思われる。

【参考文献】 1) 小川・岩屋・阿部: 来島大橋 (二径間吊橋) の設計について, 第 16 回四国地建技術研究会, 1973.8.

2) (財) 海洋架橋調査会・大日本コンサルタント (株): 多径間吊橋及び新吊橋構造形式の検討, 1995.3.

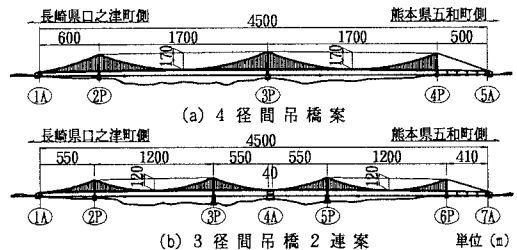


図-8 早崎瀬戸 4 径間吊橋案と 3 径間吊橋 2 連案の側面図