

I - A 306

長大斜張橋主桁の面外弾性支持による経済性の向上

長大 正会員 阿部 誠
 東京都立大学大学院 学生員 師山 裕
 東京都立大学 正会員 中村一史・前田研一
 長岡技術科学大学 正会員 林 正

1. はじめに 現在世界最大径間を誇る斜張橋は我が国の多々羅大橋で、中央径間 890m である。斜張橋の長大化は目覚ましく、近年、中央径間長 1,000m 級の斜張橋の検討も行われている¹⁾が、適用限界支間は、主桁の軸圧縮力の増大による面内の座屈安定性の問題から、1,500m 程度であると言われている。さらに、スパンの長大化による主桁軸力の増大に加えて、主桁の静的設計において、主塔近傍では一般に主桁がウインドシュューによって面外方向に固定支持されていることから、設計風荷重による面外曲げモーメントが断面決定の際に支配的となり、斜張橋の経済性に影響を及ぼす²⁾。ここでは、支間 1,500m の試設計例を対象に、静的設計時に支配的な断面力を低減するための適切な支持方法を提案し、最適な支持条件を探索するとともに、それが経済性に及ぼす効果を検討した。

2. 解析モデルと解析条件 図-1～2 および表-1 に一般図、主桁断面図、および、断面諸元を示す中央径間長 1,500m の長大斜張橋の試設計例³⁾を参考に、図-3 に示すように主塔形状の異なる 2 種類の立体的有限変位解析モデル(図-4)を作成した。すなわち、従来形式の A 型塔(図-3 a)と、主桁-主塔間の支持条件に柔軟に対応するための主塔構造システムの一例として、塔柱を途中から分岐させた立体 A 型塔(図-3 b)を採用した。この立体 A 型塔は鉛直面内の剛性を高める上で注目されているものであるが、ここでは、その概念図を図-5 に示すように、主桁の面外支持条件に着目した。また、立体 A 型塔の塔柱の分岐部の断面剛性は単純に A 型塔の塔柱の 2 等分とした。

設計風荷重には、設計基本風速を 37m/s として、本州四国連絡橋公団の基準³⁾を準用し、表-2 に示す値を用い、面外風荷重解析には有限変位解析を適用した。

3. 主桁の支持方法と支持条件の最適化 主桁の面外方向の支持方法として弾性的に支持することを考え、まず、A 型塔モデルを用い、空間上に主桁の橋軸直角方向に支点を仮に設置して、その位置を橋軸方向に水平移動させ、最適な弾性支持の位置を検討した。図-6 にバネ定数 2,000tonf/m の弾性支持の場合について、支持位置の塔中心からの偏心量と、その位置に生じる最小面外曲げモーメント、および、中央径間中央部における最大面外変位との関係を示す。参考までに、図中には、塔中心位置でウインドシュューによって固定支持された場合の値も波線で併記している。

図-6 から、弾性支持によって最小面外曲げモーメントの絶対値、及び、最大面外変位ともに減少し、橋の中央寄り

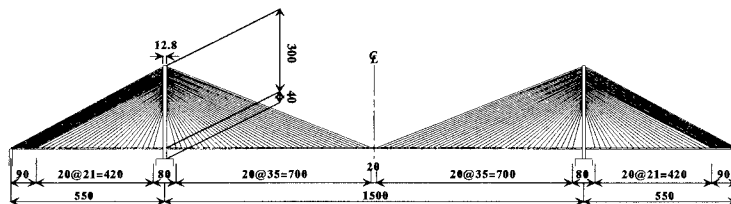


図-1 一般図

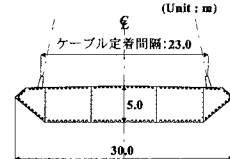


図-2 主桁断面



図-3 主塔形状

図-4 解析モデル

表-2 設計風荷重

構造部	分布荷重強度(tonf/m)
主桁	1.208
主塔	6.047
ケーブル	0.0258～0.0408

表-1 断面諸元

	主桁	主塔(上部,下部)
A(m ²)	1.428～2.385	1.792, 2.24
Iy(m ⁴)	6.09～10.301	45.438, 56.8
Iz(m ⁴)	113.73～188.71	29.149, 36.864
J(m ⁴)	12.22～22.99	40.445, 67.41
ケーブル		
A(m ²)	0.007502～0.018755	

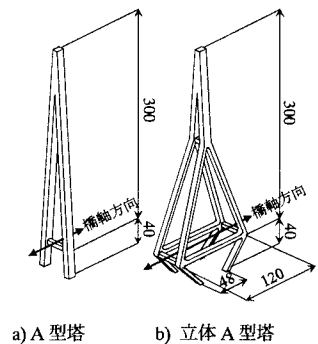


図-5 主桁の面外弾性支持の概念図

Key Words: 長大斜張橋, 設計風荷重, 面外弾性支持

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

に塔の中心線からできるだけ離れた位置で支持すれば、より効果的であることがわかる。なお、解析結果は省略したが、片側塔あたり複数箇所弾性支持することによる効果も比較したが、1箇所のみを支持する場合が最も効果的であった。

次に、これらの結果を踏まえて、立体 A 型塔モデルを用い、立体 A 型塔の橋の中央寄りの塔柱に主桁を弾性支持させた場合について、バネ定数を変え、その最適な値を検討した。その際、面外変位にともなってタワーリンクが及ぼす影響をみるために、タワーリンクを取り除き、主桁が桁下の塔の横梁に直接鉛直に支持された状態での検討も行った。図-7 に、弾性支持のバネ定数と、最小面外曲げモーメント、中央径間中央部での最大面外変位、および、支持位置での面外変位の関係を、タワーリンクの有無の別に示す。

図-7 から、バネ定数が小さいほど最小面外曲げモーメントの絶対値は小さくなるが、1,000tonf/m を下回るあたりから、弾性支持位置での面外変位が大きくなり、タワーリンクの傾斜による復元力の影響が顕著になることがわかる。したがって、過大な面外変位と、タワーリンクへの過度の負担を避けるためには、1,000tonf/m 程度のバネ定数が適切であるといえる。

4. 構造的対策による経済性への効果 図-8、および、図-9 に、ウインドシュによって固定支持、あるいは、バネ定数 1,000tonf/m で弾性支持された両解析モデルの設計風荷重による主桁の面外曲げモーメント図、および、面外変位を示す。ここに各々の支持位置は、図-4 に示した矢印の位置である。

図-8 から、主桁を塔中心位置で弾性的に支持するだけでも、あるいは、塔中心から偏心した位置に支持位置を移動させるだけでも、ある程度の効果を期待でき、両者を組み合わせることによって、最小面外曲げモーメントの絶対値をかなり低減できることがわかる。また、図-9 からは、塔付近で過大な面外変位を生じることなく、中央径間中央での最大面外変位は、ウインドシュによって固定支持された A 型塔モデルの場合に最も大きいことがわかる。

したがって、立体 A 型塔にすることによる工費の増加は大きくなく、主桁を塔の中心線から偏心した位置で橋軸直角方向に弾性的に支持することによる構造的な対策は、静的設計時に支配的となる設計風荷重で生じる主桁の面外曲げモーメントの低減化に大きく寄与し、経済性を高める上で非常に効果的、かつ、有用であるといえる。

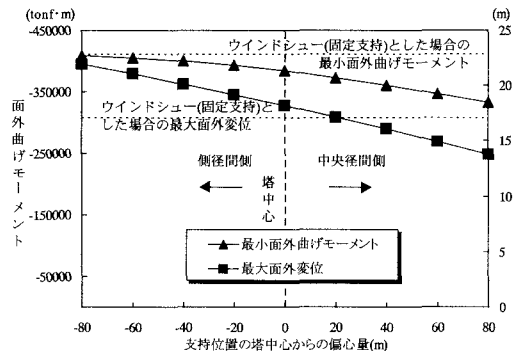


図-6 主桁の面外支持位置の最適条件探索

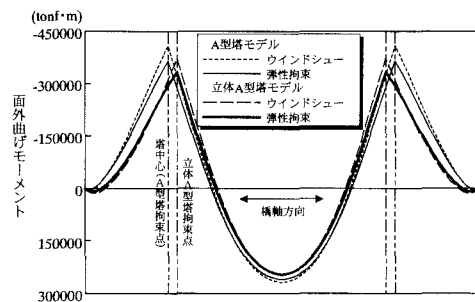


図-8 主桁の面外曲げモーメント

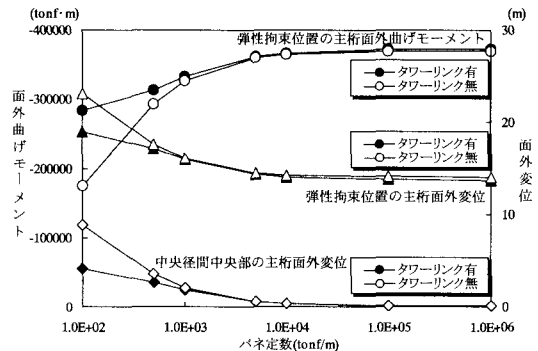


図-7 バネ定数の最適条件探索

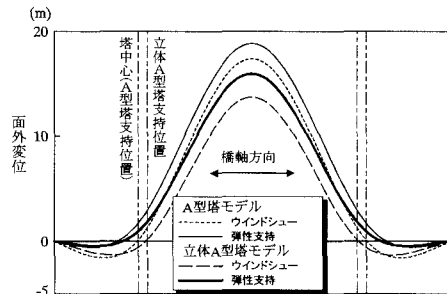


図-9 主桁の面外変位

5. あとがき 強風時における静的および動的耐風安定性については別途検討⁴⁾を行って、問題のないことを確かめている。今後はさらなる実用化へ向けて、提案した面外弾性支持システムの耐震性について検討する必要があると思われる。

参考文献

- 1) J. M. Muller: Very Long Span Bridge - Concepts, Materials and Methods, Proc. of IABSE Symposium on Long-Span and High-Rise Structures, Kobe, 1998.
- 2) 野村・中崎・成田・前田・中村：長大吊形式橋梁の構造特性と経済性，構造工学論文集，Vol.44A, 1995.3.
- 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，1994.11.
- 4) K. Maeda, H. Nakamura, M. Konno, Y. Moroyama and M. Abe: Structural Countermeasures for Design of a Very Long-Span Cable-Stayed Bridge under Wind Loads, Proc. of IABSE Conference on Cable-Stayed Bridge, Malmo, 1999.6.