

長大斜張橋主桁の塔位置支持条件および面外耐荷力に関する 2, 3 の考察

Study on Effects of Girder Support Conditions on Out-of-plane Ultimate Strength in a Long-Span Cable-Stayed Bridge

中村一史*, 前田研一**

Hitoshi Nakamura and Ken-ichi Maeda

*工修 東京都立大学大学院助手 工学研究科土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)
 **工博 東京都立大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

In this study, out-of-plane elastic supports for main girders at the tower positions were proposed for reduction of the stress resultant under design wind loads. Effects of various support conditions on structural characteristics and economical efficiency were investigated using a trial-design cable-stayed bridge with the center span of 1,500m. Moreover, the elasto-plastic finite displacement analysis was carried out in order to examine not only the out-of-plane ultimate strength but also effects of support conditions. The ultimate limit state under the strong wind was discussed in comparison with the wind velocity converted from load parameter and the critical wind velocity in static and aerodynamic instability.

Key Words: Long-Span Cable-Stayed Bridge, Design Wind Load, Elastic Support, Out-of-plane Ultimate Strength

キーワード: 長大斜張橋, 設計風荷重, 弾性支持, 面外耐荷力

1. 緒言

近年, 斜張橋の長大化は目覚ましく, 中国の南通や, 香港においては, 中央径間長 1,000m を超える長大斜張橋の建設が予定されている。これらのうち, 香港における Stonecutters 橋¹⁾ (中央径間長 1,018m) の橋梁形式と構造デザインは, デザインコンペ形式により, 支間長が 1,000m を超える条件下で提案された数多くの斜張橋案の中から選定されたものである。このように, 着実に適用スパンを延ばし, 吊橋と十分競合できる合理的な長大斜張橋への関心や期待は, 現在, これまで以上に高まっているといえる。したがって, 適用限界スパンといわれる中央径間長 1,500m に迫る長大斜張橋の建設も夢ではなくなっているが, 解決すべき多くの課題が残されている。

既往の研究として, 著者らは, 中央径間長 1,500m の斜張橋, および, 吊橋を対象に, 構造特性と経済性について比較検討を行っている²⁾。その結果, 斜張橋の場合, 連続形式の主桁がウインドシューにより面外方向に固定支持されるため, 塔位置では, 過大な負の面外曲げモーメントが生じ, 支間中央の正の面外曲げモーメントも吊橋より大きく, これらの部位では, 設計風荷重による応力度によって主桁断面が決定された。

特に, 塔位置における主桁断面にはかなりの補強が必要となつて, 経済性が大きく損なわれることが, 吊橋との競合のうで問題となり, 塔位置において主桁をより合理的に支持することによって, 設計風荷重載荷時の過大な負の

面外曲げモーメントを低減できれば, 経済性の向上に大きく寄与するものといえた。しかしながら, 具体的な支持方法の提案や, それによる低減効果に着目した研究は未だ行われていない。

一方, 限界状態設計法への移行を踏まえ, 長大斜張橋の終局挙動が明らかにされてきているが, 設計風荷重による応力度によって主桁断面が決定される場合, 面外の終局挙動や耐荷力も明らかにしておく必要がある。また, 静的, 動的耐風安定性との設計上の位置関係も把握しておかなければならない。しかしながら, これまでの研究は, 主に面内耐荷力を対象としたものに限られており, 風の作用に対する終局挙動, および, 面外耐荷力に関してはほとんど検討されていない。

本研究は, 中央径間長 1,500m の斜張橋の試設計例を対象に, 設計時に支配的な設計風荷重による応力度を低減することを目的として, 塔位置における主桁を面外方向へ弾性的に支持することを提案し, そのばね定数を変化させて, 適切な支持条件を求め, その低減効果を明らかにして, 経済性に及ぼす影響を検討したものである。

さらに, 弾塑性有限変位解析を実施して, 塔位置における主桁の支持条件が, 終局挙動や面外耐荷力に及ぼす影響を検討するとともに, 設計風荷重に対する荷重パラメータを主桁の基準高度における風速に換算した換算風速を用いて, 静的, 動的不安定現象が生じる限界風速と比較することにより, 強風時の終局限界状態の評価における対応関係を明らかにすることを試みたものである。

2. 解析モデルと解析方法

2.1 解析モデル

解析対象は、中央径間長 1,500m, 両側径間長 550m の A 形塔を有する長大斜張橋の試設計例 (図-1) とした。これは、本州四国連絡橋公団の設計基準³⁾を準用して概略設計されたものであり、主桁および主塔の断面形状は図-2, 3 に、主要な断面諸元は表-1 に示す通りである。これらの諸元は、文献2)で試設計されたものと同一のものとした。

主桁断面は、桁高 5.0m の流線型箱桁断面形状とし、フェアリング部分まで抵抗断面としている。また、主塔断面は主桁位置の横梁の上部と下部で断面が変化している。

主桁のモデル化については、箱桁断面を魚骨モデルに置き換え、橋軸方向の支持条件としては、両端で弾性拘束されているものとした。ここに、弾性拘束のための水平ばねの剛度は、線形化座屈固有値解析を予め行って、最低次の逆対称一次モードの固有値が安定し、遊動円木モードが消滅することが確認されたばね定数 58,800kN/m を採用するものとした。塔のモデル化については、忠実に骨組モデルに置き換えた。また、ケーブルのモデル化については、単一の軸力部材 (直線ケーブル部材) とした。

これらの各部のモデルを組み合わせ、死荷重とプレストレスが作用した状態で、所定の完成形状となるように初期形状決定を行って、基本となる立体解析モデルを作成した。

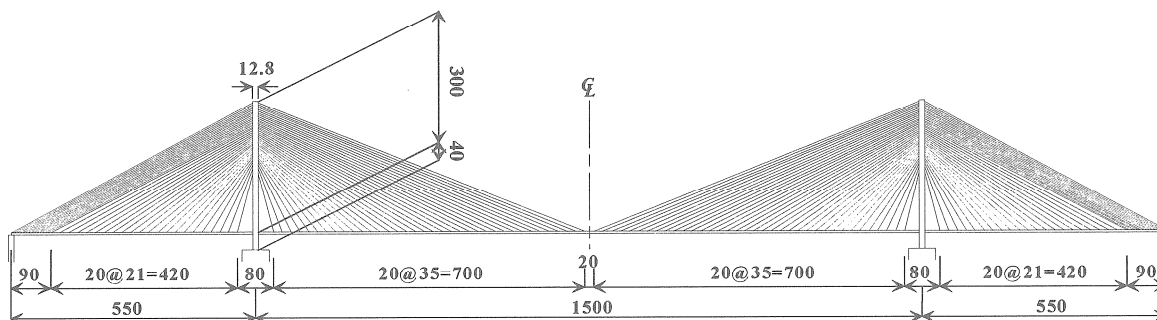


図-1 一般図

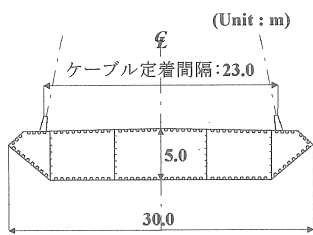


図-2 主桁断面

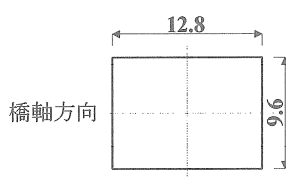


図-3 主塔断面

表-2 設計風荷重の算定条件と風荷重強度

	設計基準 風速 U_z (m/s)	抗力係数 C_D	補正係数 μ_2	投影面積 A_n (m^2)	風荷重強度 p_w (kN/m)
主桁	45.1	1.0	1.9	5.0	11.86
塔	57.6	1.2	1.9	12.8	59.55
ケーブル	56.2	0.7	1.9	0.11~0.17	0.282~0.455

2.2 設計風荷重と載荷方法

設計風荷重については、本州四国連絡橋公団の耐風設計基準⁴⁾を適用し、設計基本風速 U_{10} を 37.0m/sec, 主桁の基準高度を 40m とし、各部材の基準高度 Z (m) に応じた設計基準風速 U_z (m/sec) を、

$$U_z = \mu_1 U_{10}, \quad \mu_1 = \left(\frac{Z}{10} \right)^{1/7} \quad (1)$$

なる式で与え、空気密度を ρ , ガスト応答による補正係数を μ_2 , 抗力係数を C_D , 投影面積を A_n とし、各部材に載荷する風荷重強度 p_w を次式により算出した。

$$p_w = \mu_2 \frac{\rho U_z^2}{2} C_D A_n \quad (2)$$

表-2 には、これらの算定条件と設計風荷重強度を示す。

風荷重の載荷方法については、各部材に分布する風荷重強度 p_w を、各節点に作用する等価な集中荷重に置き換えて作用させた。また、ケーブルに作用する風荷重については、塔側と主桁側の節点に 1/2 づつ振り分けて載荷するものとした。

2.3 解析法と数値計算法

初期形状決定のための反復計算や設計風荷重による固定荷重解析には、幾何学的な非線形性を考慮した弾性有限

表-1 断面諸元

断面	主桁(SM490Y~HT690)				塔(SM570)	
	①	②	③	④	上部	下部
A (m^2)	1.428	1.815	2.104	2.385	1.792	2.240
I_x (m^4)	6.090	7.832	9.095	10.30	45.44	56.80
I_y (m^4)	113.7	144.7	166.7	188.7	29.15	36.86
J (m^4)	12.22	16.72	19.15	22.99	40.45	67.41
ケーブル(ST1770)						
A (m^2)	0.007502~0.018755					

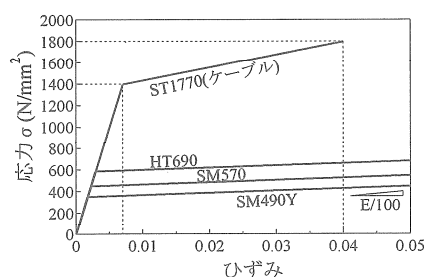


図-4 各鋼種の σ - ϵ 関係

変位解析⁹⁾を適用した。なお、文献2)における試設計例では、初期軸力を考慮した線形化有限変位解析を適用して試設計を行っている。本研究では、より厳密な有限変位解析を適用して検討を行うことから、解析法の相違が解析結果に及ぼす影響についても把握した上で、検討を行った。

さらに、終局挙動を検討する際には、死荷重 D とプレストレス PS を作用させて完成形状とした後、基本となる設計風荷重 W に荷重パラメータ α を乗じて、漸増させるものとした。すなわち、 $D+PS+\alpha W$ として、前述の弾性有限変位解析に加え、より精緻な終局挙動を把握するために弾塑性有限変位解析⁹⁾を適用して、長大斜張橋の面外耐荷力を検討することとした。

終局付近や後座屈の挙動を安定して解析するために、荷重増分法から変位増分法あるいは弧長増分法へ適宜切り替えるとともに、解の収束状況を監視しながら、その増分幅も適切に制御した。解析計算は、各増分段階の Newton-Raphson 法による反復計算が収束しなくなるまで行うことを原則とした。なお、弾塑性有限変位解析では、明確な屈服点を把握することができなかつたため、反復計算が収束しなくなる直前の点において、断面内で塑性化した範囲を確認し、塑性化が十分に進展したことを考慮して、この点を塑性化ピーク点として終局強度の指標とした。

本研究では、塔位置の支持条件が主桁の面外挙動に及ぼす影響について検討することを第一の目的としていることから、主桁を弾塑性部材、塔を弾性部材として取り扱った。弾塑性部材については、塑性化の進展を考慮するために、断面内を細分割して応力評価点を設けたファイバー要素でモデル化した。ここでは、塑性化の判定および降伏後の挙動にはせん断応力の影響は考慮していない。また、主桁断面のファイバー要素分割については、事前検討により適切な要素分割数を求め、一断面あたり 1,280 セルに要素分割したものをを用いた。

図-4には、使用した鋼板およびケーブルにおける各鋼種の σ - ϵ 関係を示す。各鋼種の構成則をバイリニア型でモデル化した。なお、ケーブルについても塑性化の影響を考慮したが、終局に至るまで弾性範囲内の挙動であった。

3. 主桁の塔位置での支持方法の提案とその効果

3.1 面外方向の支持方法の提案

設計時に支配的な風荷重による面外曲げモーメントを

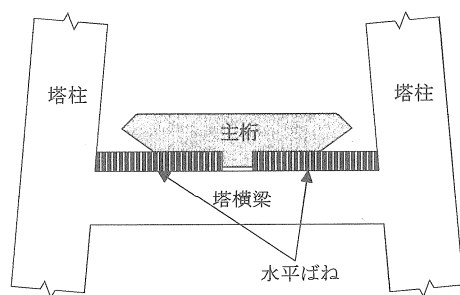


図-5 弾性支持の概念図

低減することを目的として、塔位置で、主桁を面外方向へ弾性的に支持することを提案する。この弾性支持の概念図を図-5に示す。図に示すように、水平方向のばねとして機能する緩衝材については、主桁と塔柱の間に、圧縮力のみに対して抵抗するゴムを想定しており、主桁中心部から塔柱内面までの間隔を利用すれば、所定のばね定数を確保できるゴム支承の設計が十分に可能である。ここでは、この水平ばねについては、ばね要素でモデル化するものとした。

さらに、適切な水平ばねの剛度を決定するために、ばね定数をパラメータとして変化させて、検討することとした。すなわち、ばね定数を、980~980,000(kN/m)まで、対数的に変化させ、着目する断面力や、変位量が急変する範囲については、より細かくばね定数を設定して、検討を行った。

なお、主桁を面外方向に固定支持するために、従来から用いられているウインドシューについては、設置された水平ばねに、十分な剛度を付与すれば、固定支持と同じ挙動を示すことから、ばね定数を 980,000(kN/m)とした場合を、ウインドシューによる固定支持と見なして、検討を行うこととした。

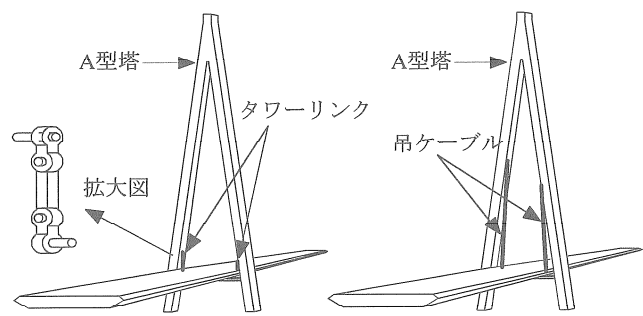
3.2 面内の鉛直方向支持条件

塔位置における主桁の支持構造については、従来形式のタワーリンクで支持する場合、および、最下段の斜ケーブルの定着点より 3m 低い位置から吊ケーブルで支持する場合の2つのケースについて検討することとした。

この吊ケーブルは、東神戸大橋⁷⁾などで、ケーブルの弾性支持の効果により、主桁の面内曲げモーメントの平滑化を図るために採用された実績があるものである。

本研究で適用した吊ケーブルの所要の断面積については、ケーブル軸力の影響線に基づいた活荷重載荷により、試設計を行った。その結果、最も断面積の大きい最上段ケーブルと同断面積の $0.018755\text{m}^2/\text{cable}$ となった。この吊ケーブルにより主桁は塔面内で鉛直に支持されるものとし、ケーブル長は 160m となった。

一方、タワーリンクは、主桁を鉛直支持し、橋軸方向へ移動可能な中間支点として機能しているが、通常、ウインドシューによって主桁は固定支持されることから、橋軸直角方向への変形を許容しない構造となっている。ここでは、面外方向への弾性支持方法について検討するために、橋軸および橋軸直角方向の変形に対応可能なように、2方向に回転できるものとした。解析上は、このタワーリンクの構



a) タワーリンクモデル b) 吊ケーブルモデル

図-6 塔位置における主桁の鉛直支持構造

造を、両端をピン結合された剛体（部材長 10m）としてモデル化した。

図-6 に示すように、タワーリンク、および、吊ケーブルを組み込んだ解析モデルを、タワーリンクモデル、および、吊ケーブルモデルと呼ぶこととする。

3.3 設計風荷重載荷時の断面力と変形挙動

本節では、線形化有限変位解析法と有限変位解析法の相違による設計風荷重載荷時の解析結果の差異を明らかにした上で、塔位置支持条件が断面力や変形挙動に及ぼす影響について論じる。

図-7 に、解析法の相違による主桁の面外曲げモーメント、および、面外変位を比較して示す。これらの図より、最大、最小曲げモーメントの絶対値が、約 65%、52%それぞれ増加していること、および、面外変位も最大で 75%程度大きくなること解る。これは、斜ケーブルより導入された主桁の圧縮軸力による一種の P- δ 効果によるものと考えられる。ここでは、図を省略したが、解析法の相違が、面内の断面力や、変形挙動に及ぼす影響はほとんどなかった。したがって、面外挙動に関しては、幾何学的な非線形性を無視できないことが確かめられた。

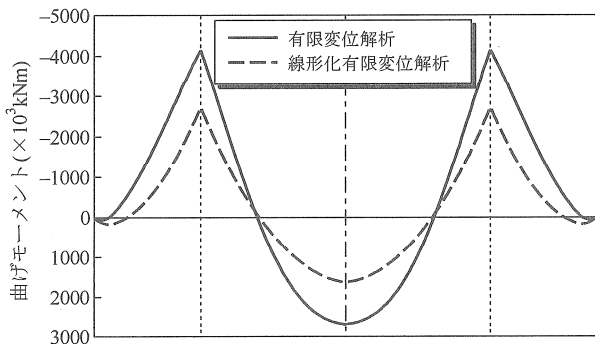
次に、設計風荷重載荷時において、塔位置に設置された水平ばねのばね定数を変化させて検討した解析結果について、図-8、9 に示す。図-8 は、ばね定数と、支持位置における主桁の最小面外曲げモーメント、および、面外変位の関係を示したものである。図より、タワーリンクモデル

の場合、ばね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、10,000kN/m を下回るあたりから、吊ケーブルモデルよりも低減効果は小さくなること、また、吊ケーブルモデルの場合、ばね定数を小さくすれば、さらに最小面外曲げモーメントの絶対値は小さくなるが、支持位置で過大な面外変位を生じることが解る。

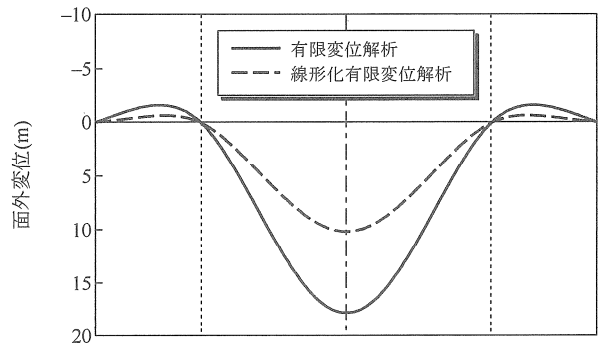
ここに、主桁の面外方向への変位量の制約条件は、塔柱内面と主桁端面との間隔（遊間）であり、対象とした試験例では 2.7m であった。したがって、図-8 に併記したように、支持位置における面外変位量の制限値を考慮して、ばね定数を 9,800kN/m (1,000tf/m) と決定した。

また、図-9 は、ばね定数と、タワーリンク、および、吊ケーブルの張力差の関係を示したものである。ここに、タワーリンク、および、吊ケーブルの常時張力は、約 7,000kN であった。図より、吊ケーブルの場合には、ばね定数にほとんど関係なく、張力差が極めて小さいこと、また、タワーリンクの場合には、ばね定数の減少に伴って、張力差が増大することが解る。これは、タワーリンクの傾斜による復元力の影響が、顕著になることを意味しており、タワーリンクモデルの場合、主桁の面外曲げモーメントの低減には限界があるといえる。

さらに、図-8 からは、面外変位量が 2.7m 程度までであれば、タワーリンクを用いる場合であっても、タワーリンクの傾斜による復元力の影響は、比較的小さいため、ケーブルで支持された場合とほぼ同程度の面外曲げモーメントの低減効果が期待できるが、図-9 で示したように、風荷



a) 主桁の面外曲げモーメント



b) 主桁の面外変位

図-7 解析法の相違による解析結果の比較

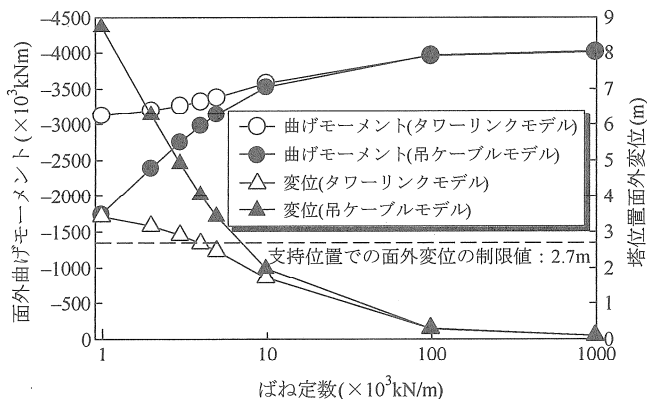


図-8 ばね定数と最小面外曲げモーメント・面外変位の関係

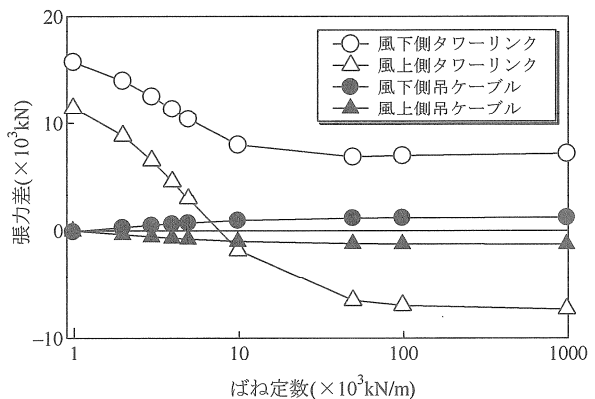


図-9 ばね定数と支持部材の張力差の関係

重により生じる張力差が増大することを考慮すると、吊ケーブルを用いた場合の方が合理的であるといえる。

以上のことを踏まえ、これ以降の検討の際には、吊ケーブルを用いて検討することを基本とした。また、面外方向の支持方法の異なる解析モデルを、弾性支持モデル、および、ウインドシューモデルと呼ぶこととし、これらと比較、検討することとした。なお、弾性支持モデルのばね定数については、9,800(kN/m)を採用することとした。

3.4 主桁の応力度照査と経済性

前述のように、解析法の相違により断面力の差異が大きかったことを踏まえ、また、弾性支持による作用応力度の低減効果を、より具体的に検討するために、本節では、改めて主桁の応力度照査を精査することとした。

まず、図-10、11に、ウインドシューモデルと弾性支持モデルにおける設計風荷重載荷時の主桁の面外曲げモーメントおよび面外変位を示す。図-10より、弾性支持モデルでは、ウインドシューモデルに比べ、最大、最小面外曲げモーメントの絶対値が3.4%、12%それぞれ低減されること、また、図-11より、弾性支持により、面外変位が若干大きくなるが、問題となるような増加量ではないことが解る。

次に、これらの解析結果に基づいて主桁の応力度を算出した結果を図-12に示す。ここに、設計風荷重を作用させて、桁の断面を照査する際の許容応力度の割増を考慮して、面外の応力度については、算出された最外縁の垂直応力を1.5で除して示している。参考までに、図中には面内の応力度も併記している。

図より、両モデルとも、側径間端部および中央径間1/4点付近を除く、広い範囲にわたり、設計風荷重による作用応力度が支配的であることが解る。特に、塔付近の主桁断面では、増厚により補強するだけでなく、HT690材を使用する必要があった。これは、当初、SM570材のみで試設計されていたものに対し、断面の板厚構成を変更することなく、鋼種のみを変更することで対処したことによるものである。

図-13は、これらの照査結果に基づき、主桁の断面変化と鋼種配置を示したものである。弾性支持した場合、固定支持した場合に比べて、塔付近における、HT690材、および、SM570材の使用領域を減らすことができ、その費用効果について試算した結果、主桁の材料費のみで約3%のコスト削減に相当することが解った。

4. 面外の終局挙動と耐荷力の評価

前章で示したように、設計風荷重による作用応力度によって主桁断面が決定されたことを踏まえ、弾塑性有限変位解析を実施して、面外の終局挙動や耐荷力を明らかにするとともに、塔位置における主桁の支持方法についても着目して、比較、検討を行うこととした。そこで、解析対象を、ウインドシューモデル、および、弾性支持モデルとし、弾性支持モデルでは、比較のために、主桁断面の応力度照査

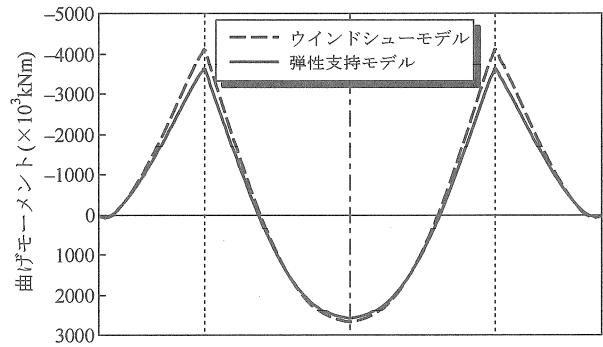


図-10 主桁の面外曲げモーメント

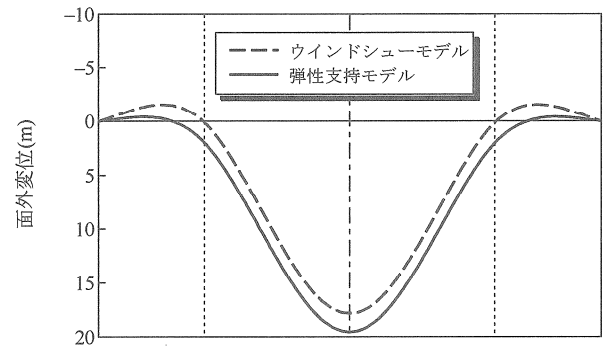


図-11 主桁の面外変位

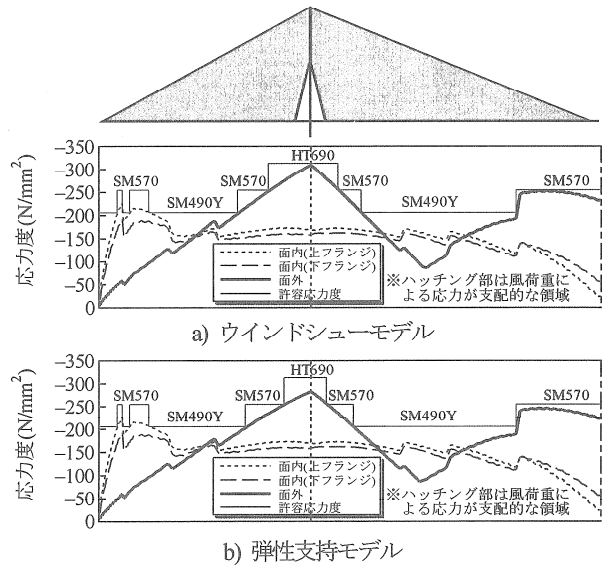


図-12 主桁の応力度照査結果

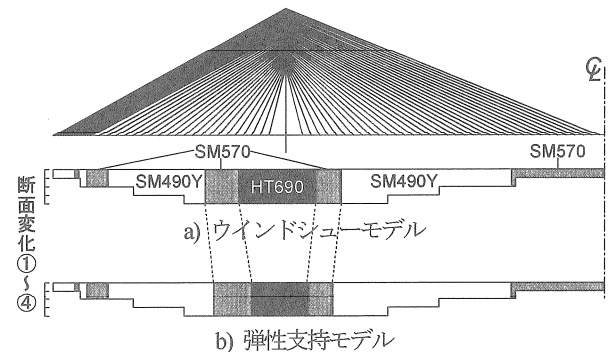


図-13 主桁の断面変化と鋼種配置

結果に基づいて鋼種の配置を変更したものと、変更前のウインドシューモデルと同じ鋼種配置のものについて検討を行った。

なお、設計風荷重を漸増させて載荷する際、弾性支持モデルでは、支持位置の主桁の面外変位が、制限値 2.7m に達した場合には、主桁を面外方向に固定支持するようにモデル化する必要がある。数値計算上は、風下側の塔柱内面と主桁端面との遊間を制御できる間隙 (ギャップ) 要素を、解析モデルに組み込んで検討を行った。

4.1 弾塑性有限変位解析結果

解析の結果の一部として、図-14 に支間中央部における主桁の面外変位に着目した荷重-変位曲線を、また、図-15 にその弾塑性挙動の拡大図を示す。さらに、表-3 には各指標点における荷重パラメータを各モデルで比較した結果を示す。

これらの図表より、まず、弾性解析結果から、ウインドシューモデルの方が、弾性支持モデルに比べて耐荷力が若

干高くなるが、いずれも十分な耐荷力であることが解る。また、弾塑性解析結果からは、主桁の塑性化開始直後から、非線形性が強くなること、また、終局強度の差異は小さいが、鋼種を変更しない弾性支持モデルが最も高く、鋼種を変更した弾性支持モデルが最も低くなること解る。

また、表に示したように、塑性化開始点の荷重パラメータの値は、1.24~1.29 であった。許容応力度の割増から逆算した場合、降伏点に対する安全率は、1.1~1.2 程度となることを踏まえれば、ほぼ予測通りの結果といえた。また、面内で確保されている安全率 1.7 に比べ、早い段階で塑性化が開始されるが、塑性化ピーク点での荷重パラメータの値は、2.2~2.5 であり、塑性化開始から終局までの保有耐力については、比較的余裕があるといえる。

図-16 には、塔位置における主桁の面外変位に着目した荷重-変位曲線を示す。図中には、支間中央部および塔位置における主桁の塑性化開始点も併記している。図より、弾性支持による効果として、支間中央部付近への影響は小さいが、塔位置では塑性化開始点の荷重パラメータの値が

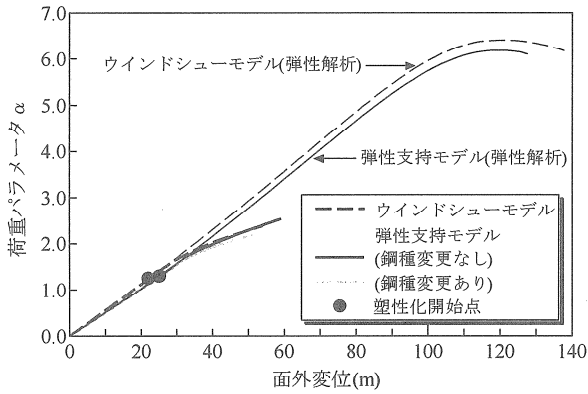


図-14 中央径間中央部における荷重-変位曲線

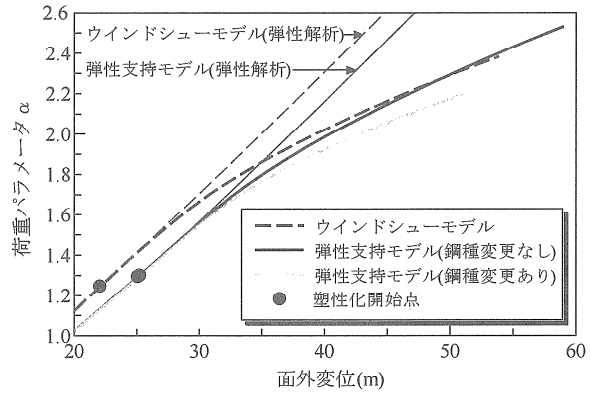


図-15 中央径間中央部における荷重-変位曲線 (拡大図)

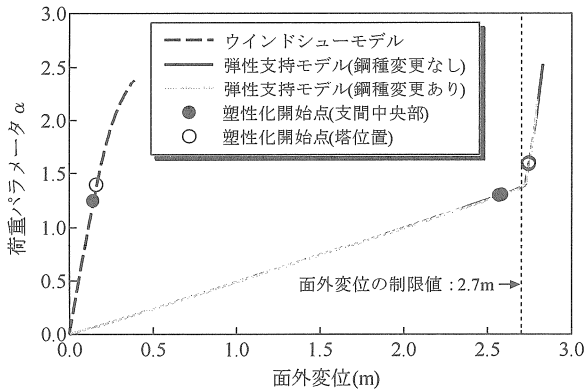


図-16 主塔位置における荷重-変位曲線

表-3 各指標点における荷重パラメータの比較

解析モデル	荷重パラメータ α		
	塑性化開始点	塑性化ピーク点	屈服点(弾性)
ウインドシューモデル	1.24	2.38	6.41
弾性支持モデル	鋼種変更なし	2.53	6.19
	鋼種変更あり	2.20	

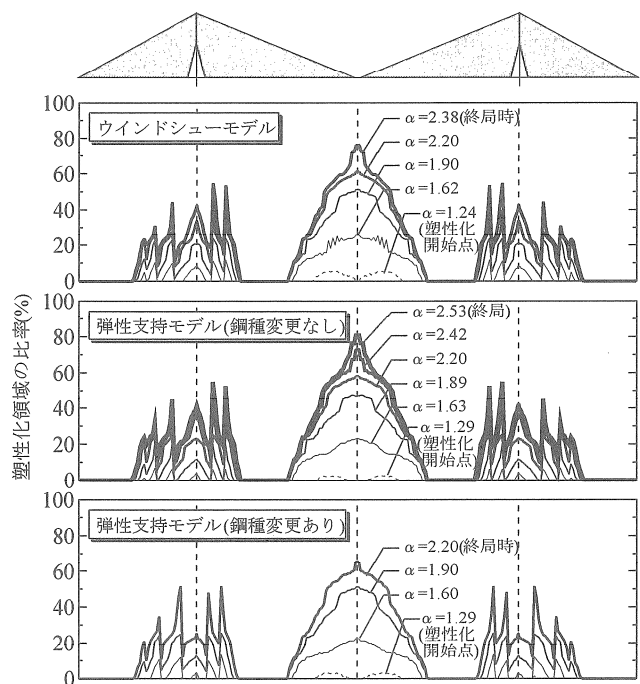


図-17 主桁断面の塑性化の進展状況

高くなること解る。ただし、面外変位が、制限値の2.7mに達した後は、固定支持されることから、耐荷力の観点からは、弾性支持による効果は比較的小さいといえる。

次に、各荷重ステップにおける主桁断面の塑性化の進展状況を図-17に示す。全てのモデルにおいて、支間中央部から、正曲げの作用により塑性化が始まり、塔付近では、負曲げと軸圧縮力の作用により、断面および鋼種変化点から徐々に塑性化が進展し、終局時には広い範囲で主桁断面が塑性化することが解る。また、弾性支持モデルでは、弾性支持の効果により、ウインドシューモデルに比べ、塔位置付近で、始めのうちは塑性化の進展が抑制されているが、終局時には、前述の理由により、ウインドシューモデルと同程度まで塑性化が進展することも解る。さらに、終局時に支配的な部位は、全てのモデルで支間中央部であるといえるが、弾性支持モデルにおいて、鋼種のグレードを下げ

た塔近傍の鋼種変更点での塑性化が終局付近で著しく進展して、支間中央部の塑性化が十分に進展する前に終局を迎えていることも解る。これらの部位では、曲げと軸圧縮力による作用を同時に受け、複雑な連成挙動を示していることから、収束計算の安定性が悪化したものと思われる。

また、荷重と塔位置および支間中央部に着目した主桁の面外曲げモーメントの関係を全塑性モーメントで無次元化して図-18に示す。図より、弾性支持により塔位置での曲げモーメントが低減されること、また、支間中央部ではその効果は小さいことが解る。図-19に示した荷重と水平ばねの定着位置での塔面内曲げモーメントの関係からは、弾性支持により塔への悪影響はほとんどないことも確かめられる。

図-20には、終局時における主桁断面内の塑性化の進展状況を示す。支間中央では、曲げの作用のみにより両端が

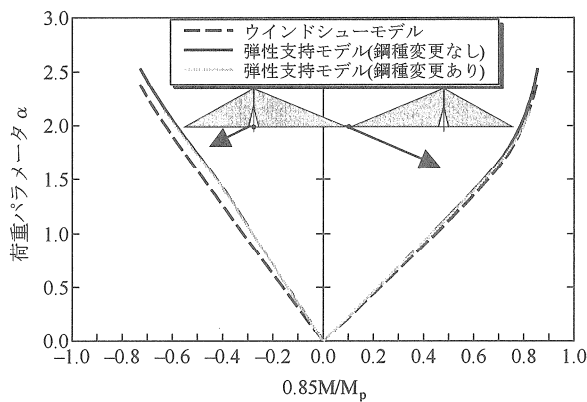


図-18 荷重-面外曲げモーメント関係

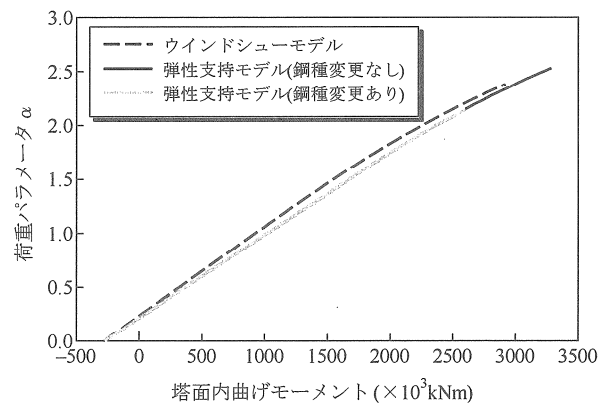


図-19 荷重-塔面内曲げモーメント関係

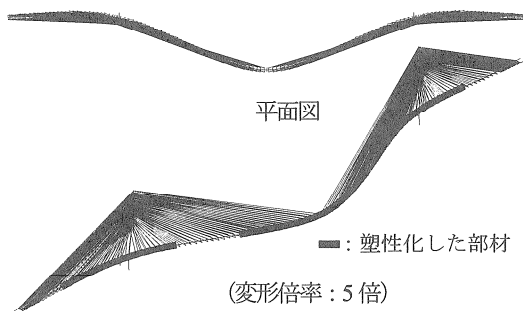


図-21 弾性支持モデル(鋼種変更なし)における終局変形図

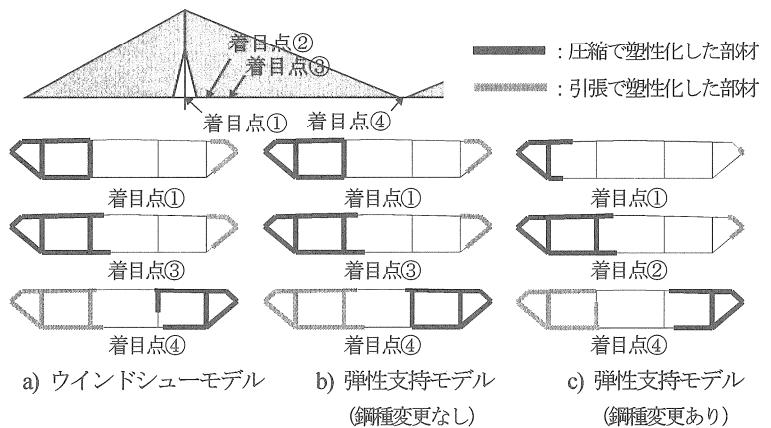


図-20 終局時における主桁断面内の塑性化の進展状況

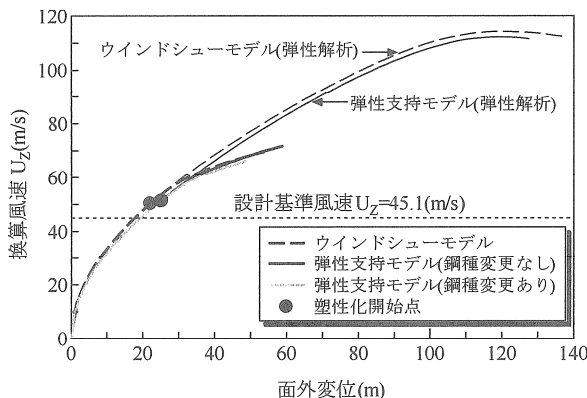


図-22 換算風速と面外変位の関係

表-4 各指標点における換算風速の比較

解析モデル	換算風速: U_z (m/sec)		
	塑性化開始点	塑性化ピーク点	屈服点(弾性)
ウインドシューモデル	50.3	69.7	114.3
弾性支持モデル	鋼種変更なし	51.3	71.8
	鋼種変更あり	51.3	66.2

らほぼ均等に塑性化が進行していること、および、塔近傍では、圧縮側の塑性化が支配的であることが解り、全ケースで、ねじりによる影響はほとんど見られなかった。

最後に、鋼種変更なしの弾性支持モデルの終局変形図を図-21に示す。中央径間中央部が大きく横たわみして、広い範囲で主桁の塑性化が進展している様子が解る。

4.2 換算風速による評価

本節では、設計風荷重に対する荷重パラメータ α を、主桁の基準高度40mにおける風速に換算した時の風速(以下、換算風速と呼ぶ)を用いて評価し、静的、動的不安定現象が生じる限界風速と比較することにより、強風時の終局限界状態の評価における対応関係を明らかにすることを試みた。

図-22に、換算風速と支間中央部における主桁の面外変位の関係を示す。また、各指標点における換算風速を表-4に示す。これらの図表より、設計基準風速45.1m/secに対し、弾性解析における屈服点は112~114m/sec程度であり、高い風速を示していること、また、弾塑性解析では、約50m/secで塑性化が始まり、70m/sec前後で塑性化ピーク点となることが解る。

一方、タワーリンクとウインドシューを組み合わせたケースであるが、同じ諸元の試設計例を対象に、静的、動的耐風安定性について、著者らが過去に検討した解析結果⁸⁾によれば、静的不安定現象である横座屈の発現風速は120.7m/sec、また、動的不安定現象であるフラッターの限界風速は139.9m/secであった。なお、横座屈については、変位依存型の風荷重を載荷させる解析法⁹⁾を用いて、また、フラッターについては、モード解析法による連成フラッター解析¹⁰⁾を適用して、求められたものである。これらの耐風安定性の検討にあたっては、桁断面の空力安定性や必要剛度の検証を主な目的としていることから、全ての構成部材を弾性体と仮定している。

いま、耐風設計基準⁴⁾に基づき、発散振動の限界風速 U_F が次式を満足するとして、右辺の照査風速を算定する。

$$U_F \geq 1.2 \cdot \mu_F \cdot U_Z \quad (3)$$

ここに、 μ_F は風速変動による補正係数、 U_Z は前出の設計基準風速である。多々羅大橋の場合を参考に、 $\mu_F=1.1$ として、試算すれば、照査風速は59.5m/secとなる。

したがって、対象とした試設計例では、静的、動的耐風安定性は十分に確保されていること、また、初期降伏時における換算風速は照査風速を下回るが、終局時ではそれを上回ることが解る。

なお、弾性解析では屈服点の換算風速が112~114m/sec程度であるのに対し、横座屈の発現風速は120.7m/secと高くなっている。これは横座屈を検討した際、ガスト応答による補正係数 μ_2 を考慮していないためである。ちなみに、補正係数 μ_2 を考慮して横座屈の発現風速を求めた場合、87.6m/secであった。

以上のことから、耐荷力から算出された換算風速、および、静的、動的不安定現象の限界風速を対比させて、強風

時における終局限界状態について総合的に検討した結果、いずれも照査風速を満足したが、耐荷力から算出された換算風速が最も低いことが解った。

5. 結言

中央径間1,500mの長大斜張橋の試設計例を対象に、風の作用に着目して、塔位置における主桁の面外方向への支持方法の提案とその効果の検討、および、弾塑性解析による面外の終局挙動の検討と耐荷力の評価などを行った結果からは、次のことがいえた。

- (1) 提案したように、塔位置で主桁を面外方向に弾性的に支持すれば、設計風荷重載荷時における主桁の支間中央部の最大、塔位置の最小面外曲げモーメントをともに低減することができ、その低減効果は、ばね定数が小さいほど、より大きくなることが解った。
- (2) 面外の弾性支持による主桁の曲げモーメントの低減は、面内の鉛直方向支持として、タワーリンクよりも吊ケーブルを用いた方がより効果的であるとともに、塔には悪影響をほとんど及ぼさないことが確かめられた。
- (3) 弾性支持における適切なばね定数は、塔柱内面と主桁端面の間隔(遊間)で決定され、対象とした試設計例では9,800kN/mの値となり、設計風荷重による最大、最小面外曲げモーメントの絶対値が、固定支持に比べ、それぞれ3.4%、12%低減されることから、主桁の材料費のみで約3%のコスト削減が可能になることが解った。
- (4) 面外方向の終局挙動においては、設計風荷重に対して1.2~1.3倍程度で、予測されたように早期に支間中央部の塑性化が開始され、終局時にも同じ箇所の塑性化が支配的となるが、対象とした試設計例の場合、設計風荷重に対して2.2~2.5倍程度の耐荷力を有していることが解った。
- (5) 面外の支持条件が終局挙動に及ぼす影響については、固定支持の場合よりも弾性的に支持した場合の方が耐荷力は若干高くなること、また、弾性支持した上で、鋼種のグレードを部分的に落としたより経済的な断面であっても、面外耐荷力の低下は僅かであることが確かめられた。
- (6) 設計風荷重に対する荷重パラメータを風速に換算し、終局挙動、および、静的、動的不安定現象を対比させて、強風時における終局限界状態について総合的に評価した結果、対象とした試設計例では、いずれも照査風速を満足したが、耐荷力から算出された換算風速が、不安定現象の限界風速に比べ最も低く、耐荷力が終局限界状態に対して支配的となることが解った。

本研究は、強風時の終局限界状態について、主として主桁に着目し、相対的な評価を行ったものである。今後は、

提案した支持方法の実用化へ向けて、耐震性等を含めた具体的な検討が不可欠である。また、強風時におけるケーブルの弛緩による影響を把握しておくことも必要であり、これらについては今後の課題としたい。

謝辞

当時東京都立大学の卒業研究生であった吉田 但守 氏（現 三井住友建設）による解析データの作成・整理等への協力に対して、心より謝意を表したい。

参考文献

- 1) N. Hussain, L. Hauge, K. Falbe-Hansen and A. S. K. Kong: Design of the Stonecutters Cable-Stayed Bridge in Hong Kong, IABSE Symposium, Vol.86, 2002.
- 2) 野村國勝, 中崎俊三, 成田信之, 前田研一, 中村一史, 長大吊形式橋梁の構造特性と経済性, 構造工学論文集, Vol.41A, 1995.
- 3) 海洋架橋調査会: 上部構造設計基準, 本州四国連絡橋公団, 1989.
- 4) 海洋架橋調査会: 本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)・同解説, 本州四国連絡橋公団, 2001.
- 5) 前田幸雄, 林 正: 立体骨組構造物の有限変位解析, 土木学会論文報告集, No.253, 1976.
- 6) ヤマト設計: Y-FIBER3D 3次元ファイバーモデルによる鋼構造物の耐震解析システム, 2001.
- 7) 北沢正彦, 田中敏男, 野口二郎, 山上哲示: 東神戸大橋の構造設計, 橋梁と基礎, Vol.25, No.3, 1991.
- 8) 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, IABSE Conference, Vol.82, pp.225-234, 1999.
- 9) V. Boonyapinyo, H. Yamada and T. Miyata: Nonlinear Buckling Instability Analysis of Long-Span Cable-Stayed Bridges under Displacement-Dependent Wind Load, Journal of Structural Engineering, Vol.39A, 1993.
- 10) 岩本政巳: 吊形式橋梁に関するフラッターを中心とした空力振動予測, 東京大学博士学位論文, 1995.

(2003年9月12日受付)