

# 自定, 一部他定式長大斜張橋の静的対風挙動

## STATIC BEHAVIORS OF SELF-ANCHORED AND PARTIALLY EARTH-ANCHORED CABLE-STAYED BRIDGES UNDER WIND LOAD

謝 旭\* 長井正嗣\*\* 山口宏樹\*\*\* 伊藤 學\*\*\*

Xu XIE, Masatsugu NAGAI, Hiroki YAMAGUCHI and Manabu ITO

\* 工修 埼玉大学大学院理工学研究科 生物環境科学専攻(〒338 埼玉県浦和市下大久保 255)

\*\* 工博 長岡技術科学大学助教授 建設系(〒940-21 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

\*\*\* 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科(〒338 埼玉県浦和市下大久保 255)

This paper presents the static behaviors of partially earth-anchored and self-anchored long span cable-stayed bridges under wind loads. The static behaviors of bridges with main span length of 1400m are investigated both during erection and on completion under displacement-dependent wind loads by three-dimension geometrical nonlinear analysis. The drag force, lift force, pitching moment on girder and distributed wind force on cables are considered in this paper. The analytical results show that the displacements and cross section forces of partially earth-anchored cable-stayed bridge are about 10% lower than those of self-anchored cable-stayed bridges. The effect of the partially earth-anchored cable system is not significant for the behaviors of bridges under erection.

**Keywords:** partially earth-anchored, self-anchored, cable-stayed bridge, wind load

### 1. まえがき

近年, 斜張橋は益々長大化の傾向にあり, 1000m を超える長大斜張橋の特性やその限界スパンに関する検討が行われている<sup>1)-5)</sup>。自定式斜張橋では, スパンの長大化とともに桁の圧縮軸力が増大することが知られている。また, 桁自身の曲げ剛性でもって風荷重に抵抗する必要がある。そのため, スパンが 1000m を超える斜張橋では, 構造系の面内, 外の安定性を確保するために, 主桁高さを高くし, また車線数に関係なく桁幅を意図的に拡幅させた大型の断面が必要になり<sup>2), 3)</sup>, 他の吊形式橋梁に比べて競争力が低下する。つまり適用限界が生じることになり, このスパンが車線数にもよるが 1200~1400m と考えられる。

さて, 主桁に生じる軸力の低減対策として, 自定式と別のケーブルシステムが提案されている<sup>4)-7)</sup>。この内, Gimsing により提案された一部他定式を用いれば, 塔位置の桁軸力(圧縮)と支間中央位置の桁軸力(引張)の絶対値を等しくする条件から, ラジアルタイプを前提として, 理論上は自定式の $\sqrt{2}$ 倍の長大化が達成できることになる。文献<sup>8)</sup>では, 簡易法を用いて, この一部他定式による一層の長大化の可能性が検討されている。つまり, 張出架設を前提として, 架設系の安定性や閉合条

件を考慮した検討が行われ,  $\sqrt{2}$ 倍の長大化は困難となるものの, このシステムによる一層の長大化の可能性が示唆されている。しかしながら, 風荷重に対する検討では, 桁幅を張出支間の 1/20 以上とする簡易的な対応であって, 一部他定式の対風挙動が明らかにされていない。

一般に, 一部のケーブルに他定式を導入すると, 主桁軸力が低減できるとともに, ケーブルの効果により対風安定性が向上すると考えられている<sup>9)</sup>。これは, 桁中央部に引張軸力が生じるためで, 他定ケーブル, 桁(引張軸力)系で横荷重に対して復元力が期待できるためである。しかしながら, どの程度の効果が期待できるかが明らかでない。また, 架設系を考えると, もし実際的と考えられる自定式と同じ張出架設を前提とすれば, 以上の効果は期待できない可能性がある。特に, 長大斜張橋の桁幅は架設時の安定性で決定され则认为られており, もしそうであれば, 一部他定式のメリットが失われることになるが, この点が明らかでない。以上のように, 主桁軸力が低減できる一部他定式は斜張橋の長大化を計る上で魅力的であるが, 一方, 長大橋の重要な検討課題である対風挙動については不明な点があり, この点を明らかにしておくことは, 各種ケーブルシステムの導入による斜張橋の長大化を検討する上で重要と考える。

そこで、本論文では、同じスパンをもつ自定式、一部他定式を対象に、架設、完成の両系について、有限変位解析<sup>10)</sup>による静的対風特性の検討を行い、両システムの特性を明らかにする。その際、スパンは先に説明した自定式の限界スパンと考えられる 1400m を対象に検討を行う。あわせて、断面は特定の 1 断面に限定されるものの、1400m クラスの長大斜張橋の対風特性について考察を加える。

## 2. 計算モデルと解析法

### 2. 1 自定、一部他定式長大斜張橋モデル

図 1 に中央スパン 1400m の自定式斜張橋と一部他定式斜張橋の解析モデルを示す。側径間に二つの中間支点を設け、構造の全体剛性を高める。また、自定式の場合、桁端部のケーブルを密に配置している。

表 1 に主桁と塔の断面諸元を示すが、修正  $E_f$  法、すなわち、部材ごとに、初期曲げや残留応力が考慮されている基準耐荷力曲線を準用することにより見かけの接線弾性係数  $E_f$  を変化させる座屈解析法を用いて、面内安定性が確保できることを確認している<sup>3)</sup>。表中、桁断面②は塔の両側 100m 範囲の桁に適用している。図 2 に表中の桁断面諸元を求めた外形寸法を示す。桁幅は 34m

(総幅 36.6m)、桁高さ 4.6m である。なお、内腹板を 4 枚配置している。桁の、特に架設系の面外安定性を確保するために、桁幅はスパン 1/40 以上とするのが良いとされている。そこで、本モデルでは総幅で 1/38、腹板間で 1/41 とほぼ 1/40 に対応桁幅を選び計算を行うこととした。また、抗力を減らし、空気流の剥離、再付着によって急な勾配のモーメント係数曲線を避けるために、流線形箱桁を採用している。ケーブルの断面積は、活荷重による張力を死荷重時張力の 20% と仮定し、また許容応力を  $60000\text{tf}/\text{m}^2$  として計算している。なお、死荷重時のケーブル張力は、ケーブル定着点を支点とする連続桁に死荷重が作用した場合の反力(張力の鉛直成分)から求めている。本モデルのケーブルサイズは  $0.00411\text{m}^2/\text{本} \sim 0.027817\text{m}^2/\text{本}$  である。

表 1 断面諸元

単位: ( $\text{m}^2, \text{m}^4$ )

| 断面 | 断面積   | 面内 2 次<br>モーメント | 面外 2 次<br>モーメント | ねじり<br>常数 |
|----|-------|-----------------|-----------------|-----------|
| 桁① | 1.847 | 6.169           | 197.058         | 13.831    |
| 桁② | 2.226 | 7.113           | 282.59          | 16.755    |
| 塔軸 | 1.760 | 40.32           | 30.67           | 52.36     |

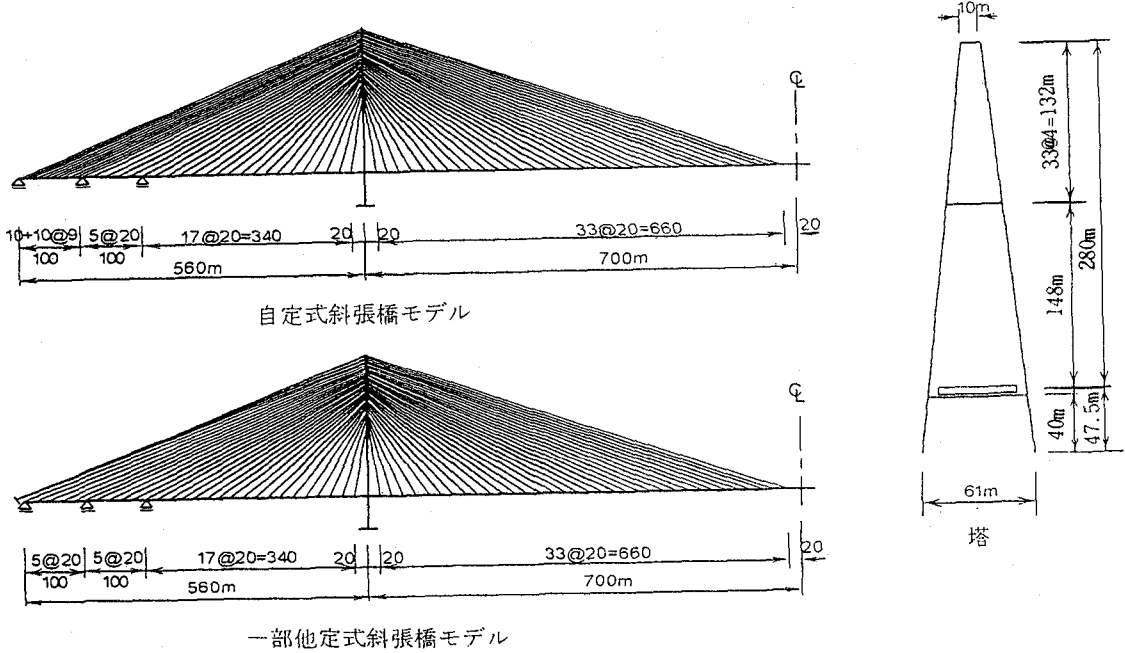


図 1 斜張橋モデル

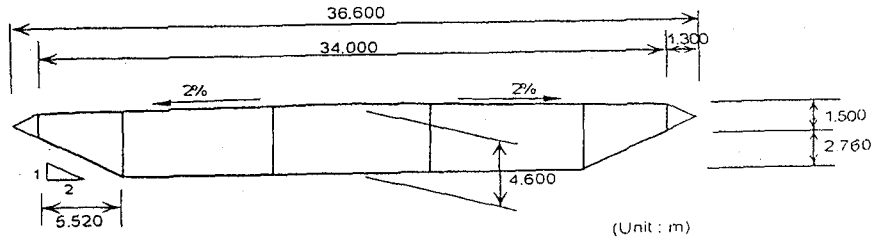


図 2 桁断面

## 2. 2 解析手順

自定式および一部他定式斜張橋の対風挙動解析は有限変位法を用いて行った<sup>10)</sup>が、架設系での閉合条件を満足するように前述の連続桁の反力から求めたケーブルの死荷重時張力を調整した。なお、本計算では、閉合モーメントを 1000tf・m 以下と設定している。図3に架設系の対風解析手順を示す。完成系の計算手順は架設系と同じであるが、閉合条件を満足するケーブルの死荷重時張力を求めた後対風解析を行う。

また、すべての有限変位解析の際、不平衡力が <0.01 を繰返し計算の収束判断とする。

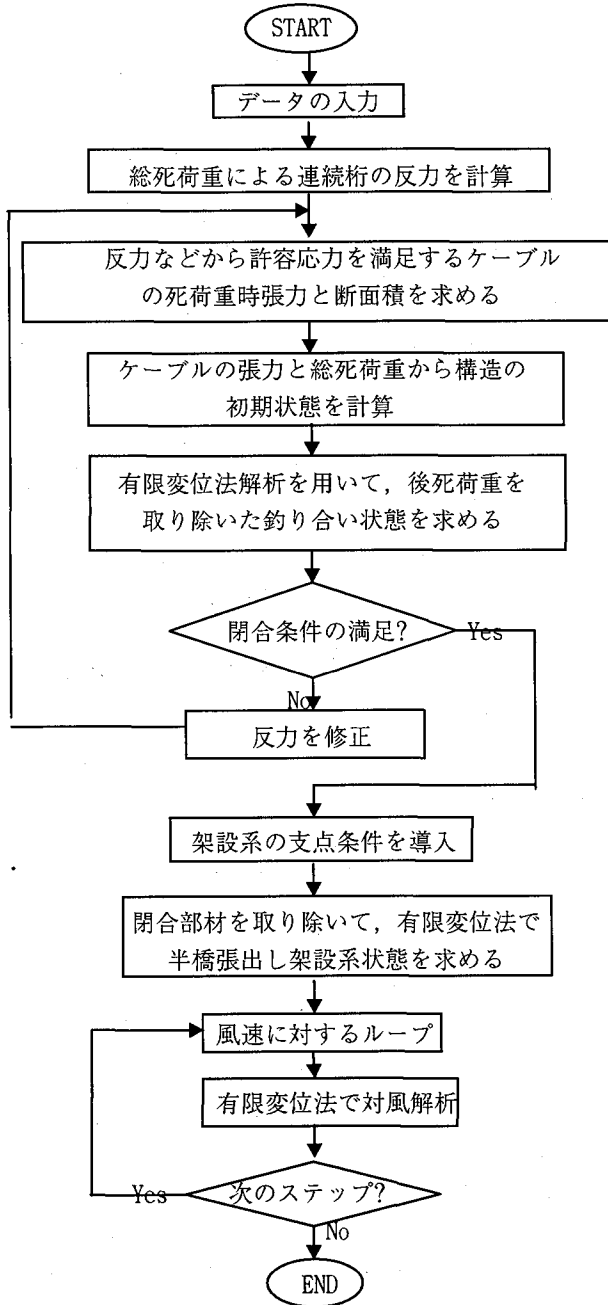


図3 架設系の対風解析手順

なお、側径間内のケーブルの死荷重時張力を決定する際、塔には完成時曲げモーメントは発生しない条件を用いた。また、自定式では、橋端側のケーブルを塔を挟んで非対称配置としているため、それらのケーブル張力の鉛直成分は連続桁から求めた反力と一致せず大きな値となる。そのため、側径間にカウンタウェイトを設置して釣り合い条件を満足させている。

## 2. 3 風荷重条件

風荷重により桁には変位が生じ、その変位が荷重状態の変化をもたらす。つまり、風速の増加に従って、桁断面のねじり変位が生じ、風の構造物への作用角度である迎角が変化するため、抗力、揚力と空気力モーメントが変化して、構造の対風挙動に影響を与える。また、風速が高くなると、ケーブルが風向方向にたわんで、張力及びその作用方向が変化して、これもまた斜張橋の対風特性に影響を与える<sup>10)</sup>。そこで、より厳密に構造の対風挙動を考察するために、本論文では桁の三分力を変位依存とし、桁断面が受ける空気力成分、抗力D、揚力L及び空気力モーメントMを次のように表わす。

$$\begin{cases} D(\alpha) = 0.5 \rho V^2 A_n C_D(\alpha) \\ L(\alpha) = 0.5 \rho V^2 B C_L(\alpha) \\ M(\alpha) = 0.5 \rho V^2 B^2 C_M(\alpha) \end{cases} \quad (1)$$

ここで、Bは桁幅、 $\alpha$ は風向が変位した桁の軸となす迎角、 $\rho$ は気流の密度、 $A_n$ は桁単位長さあたりの投影面積、 $C_D$ 、 $C_L$ 、 $C_M$ は三分力係数である。なお、ケーブルへの風荷重は分布抗力として取り扱う。

桁に作用する三分力係数は同様の流線形箱桁を採用する名港大橋の風洞実験結果<sup>11)</sup>(図4)が流用することとし、ケーブルと塔の抗力係数はそれぞれ 0.7、1.2 としている。また各部材の設計風速は  $U_z = (Z_0/10)^{1/7} U_{10}$  を用いて決めた。ここに、高度  $Z_0$  は鉛直プロファイルを考慮する高さであるが、ケーブルの場合は各節点の高さ<sup>12)</sup>とし、他の部材は要素の平均高さとした。なお、箱桁のねじり中心と重心の差は小さいため、計算の際、これを無視し、風荷重の作用位置は部材の重心としている。

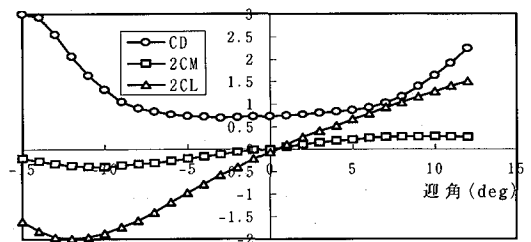
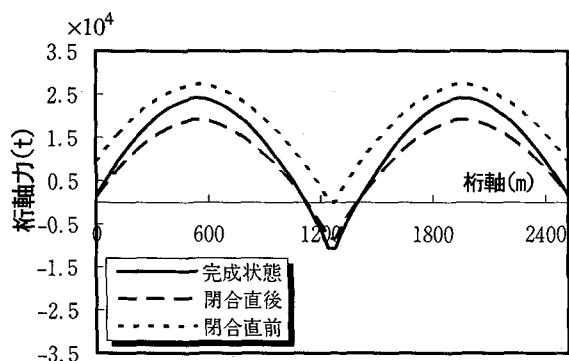


図4 風荷重の三分力係数<sup>11)</sup>

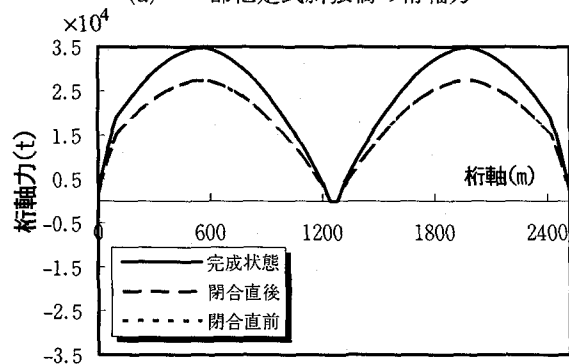
## 3. 初期状態

図5は前述の解析手順で得られた桁の初期軸力である。図に示すように、閉合直前の半橋張出し状態での両ケ

ケーブルシステムの桁軸力はほぼ同じである。これは、本計算では、両ケーブルシステムとも張出架設を前提としたためである。ちなみに、一部他定式の閉合時の引込み

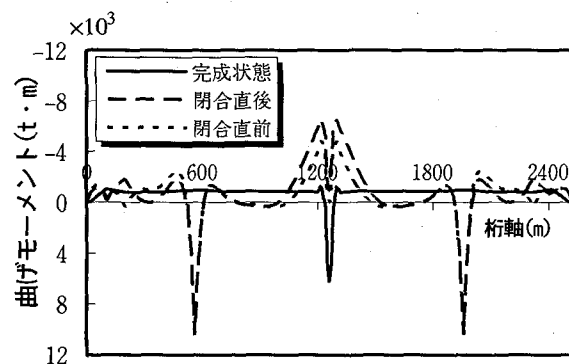


(a) 一部他定式斜張橋の桁軸力

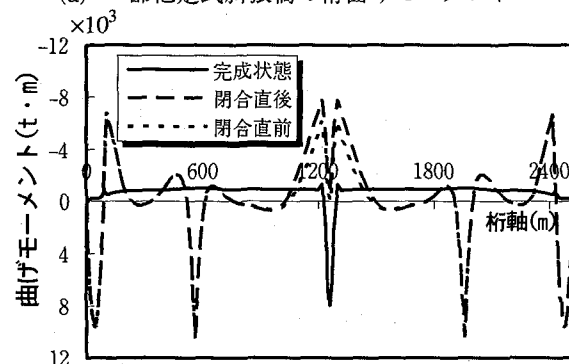


(b) 自定式斜張橋の桁軸力

図5 桁の軸力



(a) 一部他定式斜張橋の桁曲げモーメント



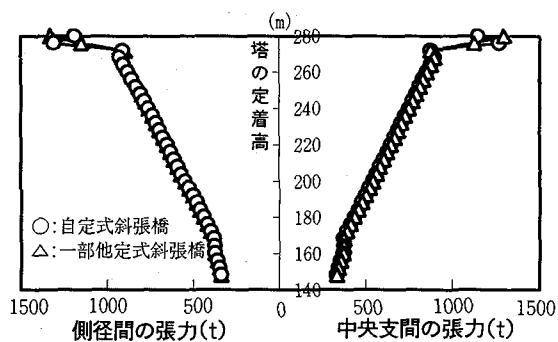
(b) 自定式斜張橋の桁曲げモーメント

図6 桁の初期曲げモーメント

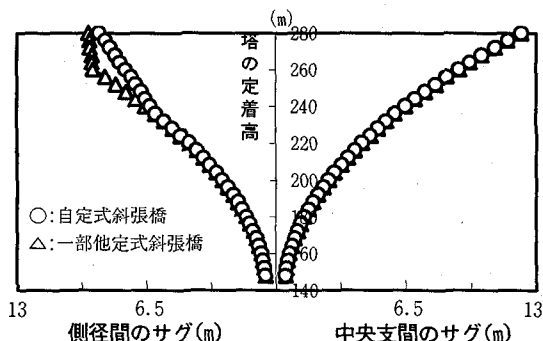
張力は 8444tf である。なお、自定式では閉合時の引込み張力が不要のため、図に示すような、閉合前後の桁軸力が重なっている。また、一部他定式では、桁端部に架設用支点を設けて橋軸方向に支持している。

図6は桁の初期曲げモーメントである。中央径間中央部のケーブル間隔が大きく、また、閉合条件を満足するにはケーブルの張力を調整したため、桁中央部に大きな初期曲げモーメントを生じている。

図7に半橋片面のケーブル死荷重時張力とサグを示す。図に示すように、両ケーブルシステムで特に大きな差を生じないことが分かる。桁端部のケーブルは水平投影長が異なるため、サグにある程度の差が見られる。



(a) ケーブルの死荷重時張力(塔に定着端の張力)



(b) ケーブルの完成状態サグ

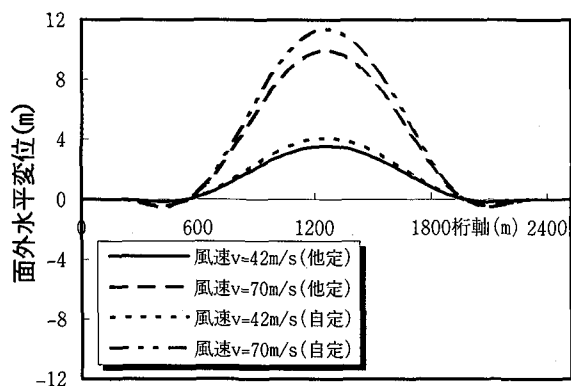
図7 ケーブルの死荷重張力とサグ

#### 4. 完成系の対風挙動

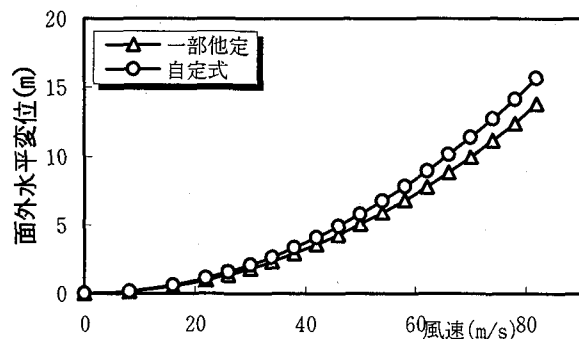
一部他定式では他定部の桁に引張軸力が作用しているため、桁面外の剛性が大きくなり、自定式斜張橋より対風応答が小さくなると考えられているが、これまで具体的な検討が少なく、影響の度合いも不明のままである。ここでは、それぞれ桁面外、面内およびねじり挙動を考察し、一部他定式の効果を検討する。

##### 4.1 完成系の面外対風挙動

図8は風速 42m/s、70m/s 場合の桁面外水平変位と中央径間中央の面外水平変位である。両ケーブルシステムの対風挙動はよく似ているものの、一部他定式を用いれば、桁面外の水平変位が風速に関わらず 87%程度に抑え

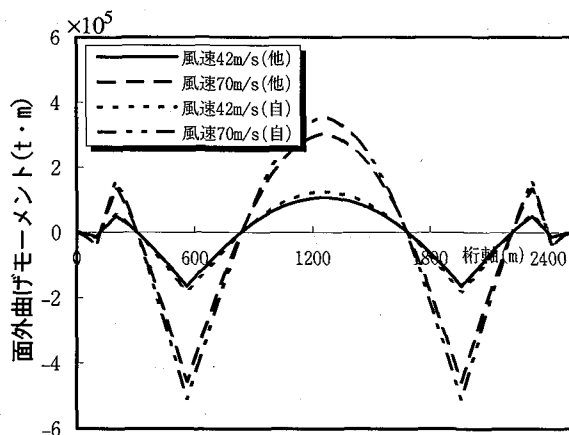


(a) 桁面外水平変位

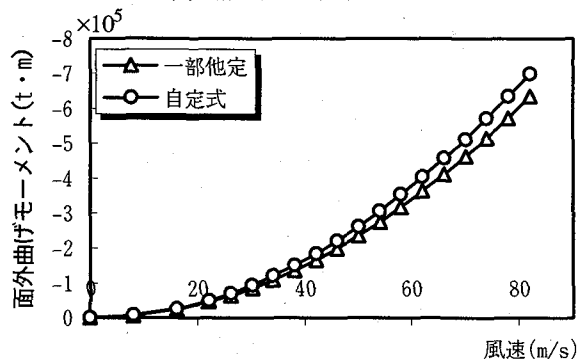


(b) 桁中央点の面外水平変位

図8 桁面外水平変位の対風挙動



(a) 桁面外曲げモーメント



(b) 塔位置桁の面外曲げモーメント挙動

図9 桁面外曲げモーメントの対風挙動

られている。

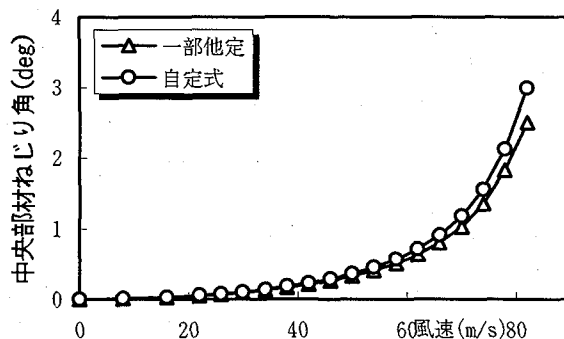
図9に桁面外曲げモーメントの対風応答を示す。面外変位と同様、一部他定式ケーブルを用いれば、桁の面外曲げモーメントは小さくなり、自定式の90%となる。

以上のように、ケーブルシステムとして一部他定を用いれば、中央径間中央部に引張軸力が生じるため、構造面外の剛性が大きくなり、完成系の面外変位や曲げモーメントが小さくなる。また、その程度は、本モデルで約10%の低下であった。

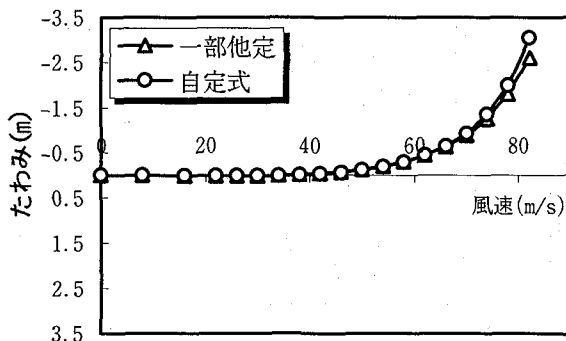
#### 4. 2 桁のねじりおよび面内たわみの対風挙動

前述したように、風荷重の変位依存性やケーブルの張力値及びその作用方向の変化により、橋直角方向の風荷重でも面内変位とねじり変位が生じ、風速の増加とスパンの長大化に伴い、面内とねじりの応答が著しくなる<sup>10)</sup>。ここでは桁中央点のたわみとねじり角に着目して、ケーブルを一部他定にする影響について考察する。

図10は桁中央点のねじり角とたわみの対風挙動である。図に示すように、桁のねじり角と面内変位応答は風速が小さい範囲では小さいが、風速が60m/sを超えるあたりから非線形性が顕著となり、80m/sを超えると、ねじり角とたわみ変位が急増する不安定的現象が現われる。ケーブルを一部他定にすると、自定式に比べて面内変位、ねじり角とも多少小さいが、不安定性がみられる風速を向上するには至っていない。これは、不安定の発生するまでは、ケーブルシステムの違いによりねじり変位の差は小さく、図4から分かるように、この程度の



(a) 桁中央部材のねじり角



(b) 桁中央点のたわみ

図10 桁のねじり角およびたわみの対風挙動

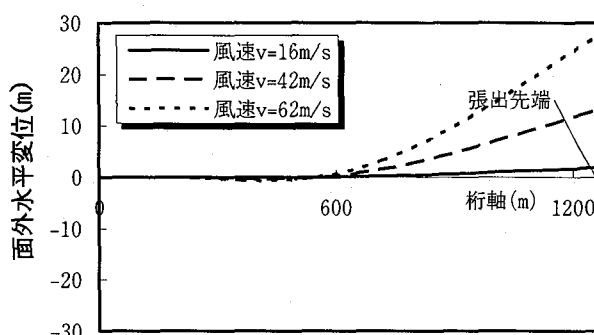
差は空気力にほとんど影響を与えないためである。また、図10(b)に示すように、ケーブルを一部他定にしても、面内の剛性に大きな差は生じない。

## 5. 架設系の対風挙動

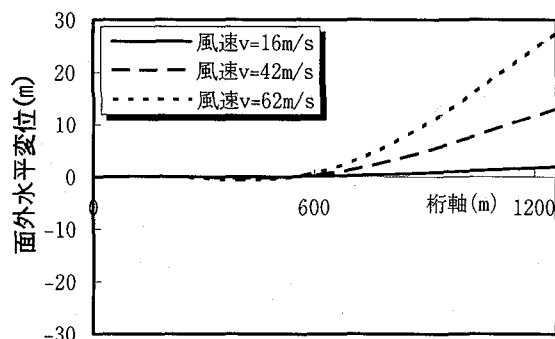
閉合前の架設系は張出端が自由のため、構造系の剛性がかなり低下している。架設系の耐風安定性は架設中の安全や桁断面の選定に関して極めて重要ファクターとなる。特に、長大橋になる程、主桁断面がこの系で決定される可能性が大きく精緻な検討が必要となる<sup>13)</sup>。ここでは、半橋張出の架設系について、面外、面内およびねじりの対風挙動から他定式ケーブルの役割を検討する。

### 5.1 架設系の面外対風挙動

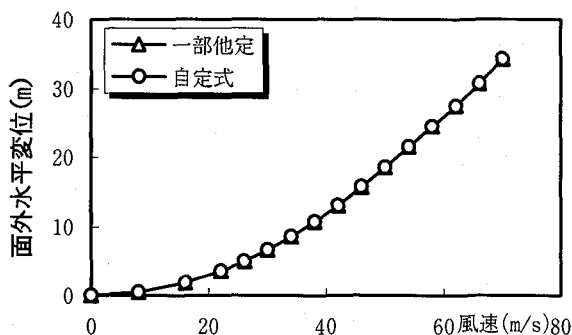
図11に一部他定式および自定式斜張橋の面外水平



(a) 一部他定式斜張橋の面外水平変位



(b) 自定式斜張橋の面外水平変位

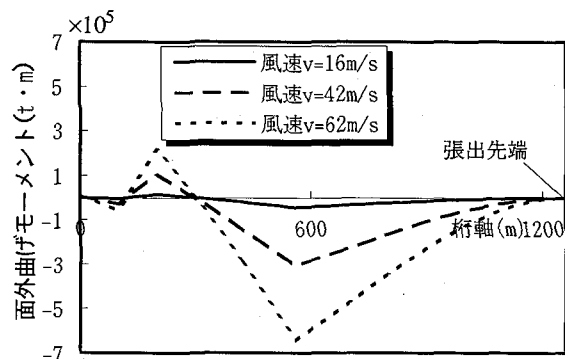


(c) 桁中央点の面外水平変位

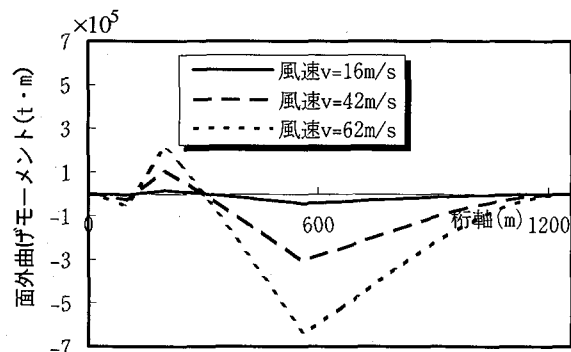
図11 桁面外の水平変位

変位(橋半分)を示す。図に示すように、架設系の面外変位挙動については、他定式ケーブルは効果がないということがあきらかになった。

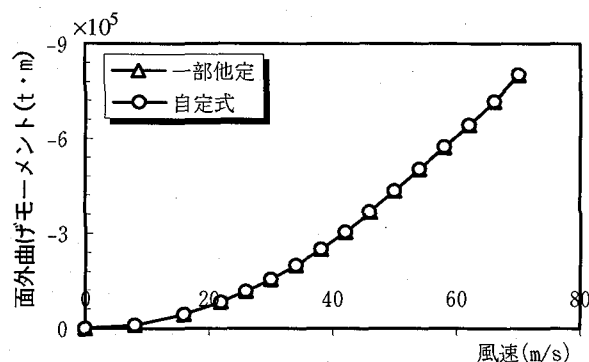
面外変位と同様、図12に示すように、架設系の桁面外曲げモーメント応答についても、ケーブルシステムの差による影響はみられない。



(a) 一部他定式の桁面外曲げモーメント



(b) 自定式の桁面外曲げモーメント



(c) 塔部の桁面外曲げモーメント対風挙動

図12 架設系の面外曲げモーメント対風挙動

以上、架設系では、橋面外の耐風性について一部のケーブルを他定する効果が得られないことが分かる。

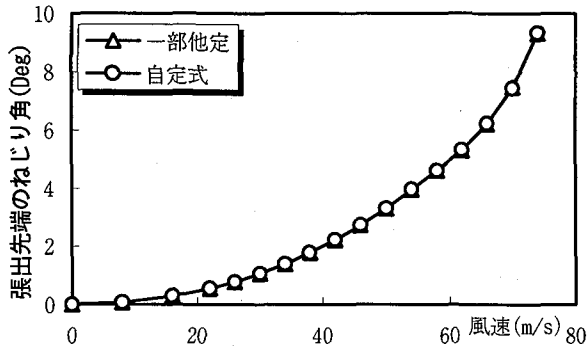
### 5.2 架設系のねじり及び面内たわみの対風挙動

架設系の剛性は小さいため、風荷重による桁の面内およびねじり応答が完成系より大きくなり、比較的低風速で、不安定状態が生じる可能性が懸念される。

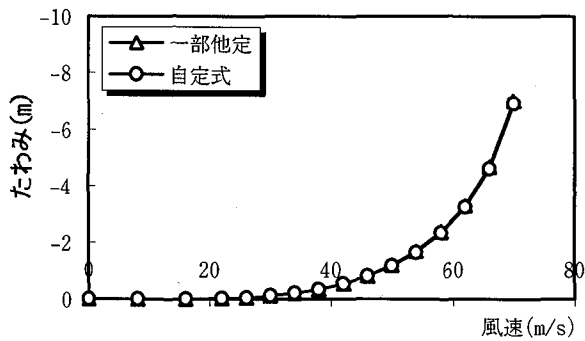
図13に桁の張出先端のねじり角と面内たわみを示

す。図より、一部他定式斜張橋の架設系でのねじり角および面内たわみは自定式斜張橋架設系の応答と同じであり、架設系では、面内変位、ねじり角についてもケーブルシステムの差異が表れないことが明らかとなった。

また、図 13 に示すように、長大斜張橋の架設系では、風速が 40m/s-50m/s を超えるあたりから変位が顕著となる。完成系ではねじり角とたわみが風速 80m/s で急増したが、架設系ではそれぞれ風速 75m/s と 70m/s で急増した。



(a) 張出先端のねじり角



(b) 張出先端のたわみ

図 13 張出先端のねじり角及びたわみの対風挙動

このように、長大斜張橋では面外荷重によってねじりや面内方向の不安定状態が生じる可能性が大きいことが明らかになった。したがって、対風挙動の検討では、面外変位や曲げモーメントのみに着目するのではなく、本文で示した立体的挙動を慎重に検討する必要があると考える。

6. まとめ

本論文では、自定式斜張橋の限界スパンと考えられている 1400m を対象に、自定式、他定式斜張橋の完成、架設系の静的対風挙動について検討を行った。特に、一部他定式の対風特性に着目した検討を行っている。あわせて、このクラスの長大斜張橋の対風挙動を検討した。得られた知見を要約すると以下ようになる。

(1) 一部のケーブルを他定にすることで、完成系では自定式に比べて面外剛性の向上が期待できる。本モデルでは、一部他定式を導入することにより、面外変位、モ

ーメントが 10% 程度減少した。

(2) このクラスの斜張橋で、今回の構造諸元を用いると、完成系の面外挙動については風速 80m/s まで不安定な挙動は見られない。80m/s で計算を打ち切ったのは、桁のねじれ変位が急増したためである。一部他定式の変位は自定式に比べて小さくできるものの、両システムともに風速 80m/s で変位が急増した。これより、設計荷重レベルの範囲で不安定挙動が生じないとすれば、一部他定式の有効性が言えるが、安定問題に対しては効果が得られないことになる。

(3) 架設系に着目すると、両システムともに張出架設を前提にすれば、一部他定式による挙動は自定式と差異が生じない。

(4) 架設系では、面外挙動については風速 70m/s まで変位は大きくなるものの不安定な挙動が見られなかった。しかし、ねじれ変位とたわみの挙動が風速 50~60m/s あたりから顕著となり、70m/s を超えると急増した。

(5) 今回の検討から、風荷重作用時、面外変位が安定な状態でも、架設、完成系また自定、一部他定に関係なくいずれもねじれや面内の変位が急増する挙動が見られた。これより、桁の三分力試験に基づく変位依存型の有限変位を考慮した解析の重要性が指摘できる。

以上、スパンと断面諸量は限定されているが、一部他定式の長大斜張橋の対風挙動を明らかにした。一部他定システムは、主桁軸力を低減する点では確かに魅力的であるが、経済的に長大化を達成するための重要な課題である対風挙動に関しては、完成系で 10% 程度の有効性があるのみで、張出架設を前提とすれば、架設系ではその効果はないことが明らかとなった。また、高風速下で、横荷重によって面内やねじれ変位が急増するといった不安定問題についても、一部他定式では完成系での変位が相対的に小さくなるのみで、不安定となる風速を向上させる効果が期待できないことが明らかとなった。

不安定が生じる高風速での挙動を検討する場合にはケースバイケースで実験による三分力実験データが必要と考える。今回は桁の三分力を仮定したため、高風速下での挙動が確実にフォローできていない可能性もある。しかし、本解析から長大橋の対風安定問題についてはより精緻な検討の重要性が指摘できたと考える。

参考文献

1) 長井正嗣・佐野信一郎・遠藤秋主・奥井義昭：長大斜張橋に発生する垂直応力の予測と適用支間に関する検討，土木学会構造工学論文集，Vol. 35A，1989. 3.， pp. 1031-1043

- 2) 長井正嗣・藤野陽三：1000mを超える自定式斜張橋の構造形態に関する主に静的挙動からの一考察，土木学会構造工学論文集， Vol.38A， 1992.3.， pp.1161-1174
- 3) 長井正嗣・浅野浩一・渡辺幸治：斜張橋の主桁耐力評価に着目したEf法の適用性と設計法に関する一検討，土木学会構造工学論文集， Vol.41A， 1995.3.， pp.1075-1088
- 4) N. J. Gimsing (大塚久哲訳)：超長大支間の斜張橋，橋梁と基礎，Vol. 23, No.6, 1989.， pp.34-40
- 5) 野村国勝・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，土木学会構造工学論文集，Vol. 41A, 1995.3. pp.1003-1014
- 6) 成田信之・宮田利雄・藤野陽三・長井正嗣：斜張橋の国際セミナー報告，—パネルディスカッションを中心として—，橋梁と基礎， Vol. 26, No.6, 1992. pp.24-28
- 7) J.Muller: The bi-stayed bridge concept: Overview of wind engineering problems, Proc. of the 1st International Symposium on Aerodynamics of Large Bridges, A.A.Balkema (ed. by A.Larsen), 1992.
- 9) N.J.Gimsing : Cable-Supported Bridges, John Willey & Sons, 1993.
- 8) 長井正嗣・水上義彦・森園康之・藤野陽三：自定，一部他定式を用いた斜張橋の長大化の可能性に関する一考察，鋼構造年次論文報告集, Vol.2, 1994.11.，pp.1-8
- 10) 謝旭・山口宏樹・伊藤學：長大斜張橋の静的挙動に関する考察(土木学会論文集投稿中)
- 11) V. Boonyapinyo, H. Yamada, T. Miyata : Nonlinear Buckling Instability Analysis of Long-Span Cable-Stayed Bridges Under Displacement-Dependent Wind Load, Journal of Structural Engineering, JSCE, Vol.39A, 1993.3. pp.923-936
- 12) 謝旭・伊藤學・山口宏樹：Updated Lagrangian 手法による柔ケーブルの非線形解析，土木学会構造工学論文集，Vol.41A, 1995.3. pp.427-434
- 13) A. Petersen, A. Larsen & W. Eilzer : Outline Design and Special Studies for a 1200m Cable-Stayed Bridge, Proc. of Innovation Cable-Stayed Bridge, 1991.4.，pp.367-377

(1995年9月18日 受付)