

長大吊形式橋梁の構造特性と経済性

STRUCTURAL CHARACTERISTIC AND ECONOMY OF CABLE SUPPORTED BRIDGES WITH LONG SPAN

野村國勝*, 中崎俊三**, 成田信之***, 前田研一****, 中村一史*****

Kunikatsu NOMURA, Shunzo NAKAZAKI, Nobuyuki NARITA, Ken-ichi MAEDA and Kazushi NAKAMURA

- * 工修 川田工業株式会社技術本部長 (〒114 東京都北区滝野川1-3-11)
- ** 工修 川田工業株式会社技術本部長大橋部部长 (〒114 東京都北区滝野川1-3-11)
- *** 工博 東京都立大学教授 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢1-1)
- **** 工博 東京都立大学助教授 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢1-1)
- ***** 工修 東京都立大学助手 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢1-1)

The suspension bridge and the cable stayed bridge are known as the typical cable supported bridge. And they have developed its span length. But the critical span length of the cable stayed bridge is assumed to be 1700m. The authors think the Dischinger type bridge is more suitable for long span than the cable stayed bridge. We confirmed that this type bridge was competitive with other types at 900m span in previous study.

This paper deals with comparison study on the above three types with 1500m span where is in the area of the critical span length of the cable stayed bridge. As a result, the superiority among these type bridge depends on the economy of substructures. But, in longer span, the cable stayed bridge is not competitive with other types. And we can get some key-points to develop toward longer span.

Key words: cable supported bridge, Dischinger type bridge, critical span length, structural characteristic, economy

1. 緒 論

現在、吊形式橋梁として考えられる形式は吊橋と斜張橋の2種類であろう。各々の形式の起源は時代の差こそあれ、古代にさかのぼり、各々、独自の発展を遂げてきている^{1), 2)}。特に最近におけるこれらの進歩の度合には目を見張るものがあり、吊橋としての明石海峡大橋（施工中, 1990m）はこれまでの最大のハンパー橋（イギリス, 1410m）の約1.4倍のスパンであり、斜張橋としての多々羅大橋（施工中, 890m）はこれまでの最大の楊浦大橋（中国, 602m）の約1.5倍である。しかし、今までのこれらの形式の発展においては、基本的な構造の変化はほとんどなかったといってよいのではなかろうか。

吊形式橋梁が今後、スパンを延長していく時に、今までの構造形式を継承するのか、それとも大幅な改革を伴うのか、更には今までにないような形式が生まれるのか興味のある所である。しかし、何らかの変化は避けられないと考えられる。例えば、レオンハルト³⁾は斜張橋が吊橋と充分競合し得るスパンを1700mとしているし、長井等⁴⁾は斜張橋のスパンが1400mともなると他の吊形式と競争力を持つためには主桁の拡幅などの構造的工夫を要するとしている。

著者等はDischingerが1938年に提案した斜張吊橋をと

りあげ、900mスパンで吊橋、斜張橋と面内構造特性比較した結果、これらに充分、競合し得る形式であることを確認した⁵⁾。

本研究は、斜張橋の限界スパンと考えられる1500mスパンにおいて斜張橋・斜張吊橋・吊橋の3吊形式橋梁が構造特性と経済性においてどのような差異を示すかを調査したものである。そして、更なる長大化を目指した場合、どのような構造的改善を加えれば良いのか、その判断材料を得るものとした。当然、1500mもの長大スパンになれば、スパンに対して主桁幅の比率が相対的に小さくなるので、面内はもちろん、立体的な構造特性や座屈安定性、耐風安定性などについても着目することにした。

2. 検討条件

2.1 基本スケルトンの設定

3吊形式橋梁の一般図を図-1に示す。これらのスケルトンの設定は次のように行った。

(1) 支間割

中央径間長は、1. で述べた斜張橋の限界スパン領域より1500mに設定した。側径間長 l_1 と中央径間長 l_2 との比 l_1/l_2 は、吊橋ではジョージ・ワシントン橋の0.17が最も小さく、4月25日橋（サラザール橋）の0.48が最も大き

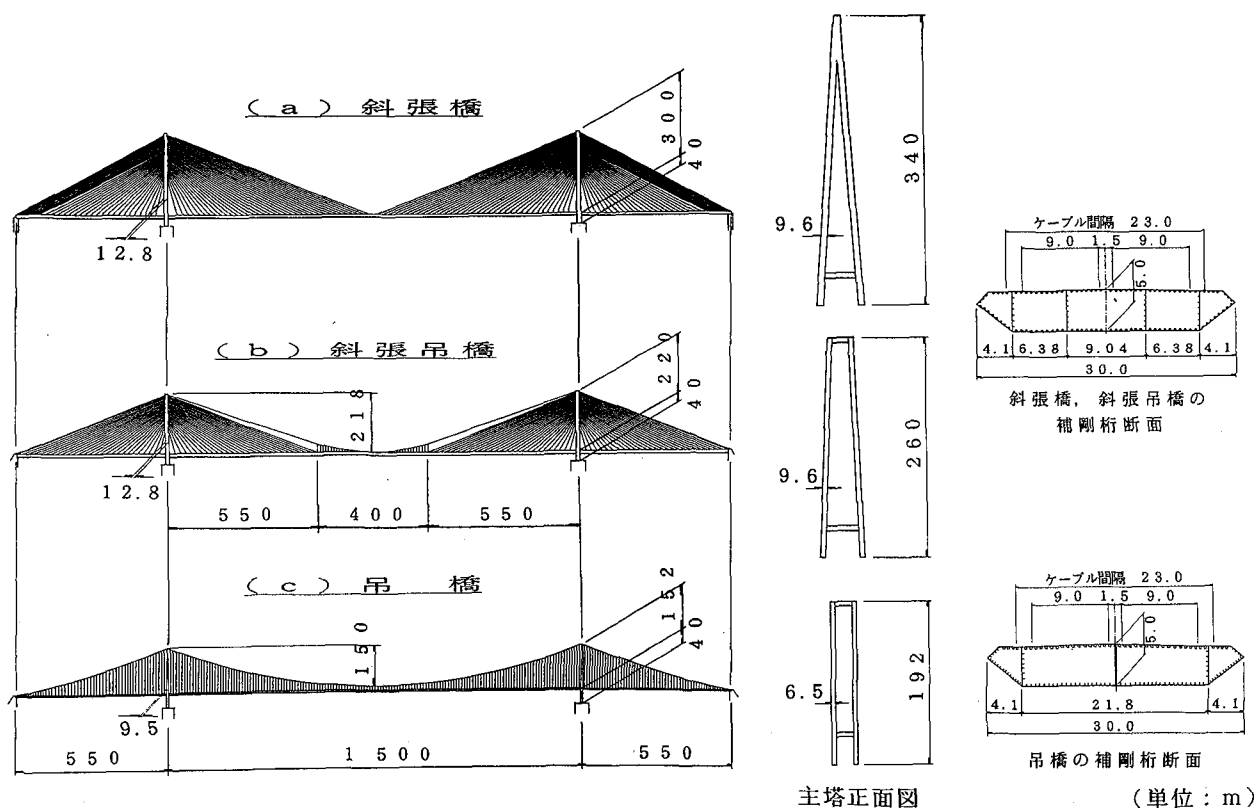


図-1 3吊形式橋梁一般図

いが平均的には、0.30である。一方、斜張橋では0.40～0.45が標準的な支間比である。ここでは、側径間長を550mとして、中央径間長との比を0.37として吊橋と斜張橋の中間的な支間割とした。

(2) 支点条件

斜張橋と斜張吊橋は塔部で連続であるが、吊橋では通常、連続とはしないので単純吊橋とした。

(3) 斜張吊橋の鉛直吊り区間

斜張吊橋は中央径間の中央部分を鉛直ハンガーを介して主ケーブルで吊り、それを塔頂を通じてアンカレッジに定着し、塔を挟む残りの部分は斜張ケーブルで吊るのを基本とする。文献5)では中央径間の斜吊り区間長を側径間長に等しく、残りを鉛直吊り区間長としているが、ここでもそれに習い、中央径間の鉛直吊り区間長は400mとした。なお、斜張吊橋の鉛直吊り区間長の設定については中央径間の鉛直吊り区間長を更に長くし、中央・側径間の斜吊り区間長を短くする(その際、側径間端部に鉛直吊り区間を設ける)方法も考えられ、その場合には先端部の斜張ケーブルが短くなるが主ケーブル張力が大きくなり、主ケーブル断面が増すことになる。斜張吊橋の鉛直吊り区間長と斜吊り区間長の比率については今後の課題とする。

(4) 塔高

路面からの塔の高さは斜張橋は300mとし、中央径間長との比を0.2として既往斜張橋の標準値0.17～0.2の上限

とした。吊橋は標準的なサグ比1/10よりサグを150mとし、それにケーブルと主桁間の高さ2mを加えて152mとした。

斜張吊橋は斜張橋と吊橋の比率の中間値0.15より、220mとした。路面から塔基部までの高さは既往の海峡部の斜張橋を参考に40mとした。

(5) 塔形状

斜張橋は構造特性の優位性からA型塔形式を採用した。一方、斜張吊橋は最上段の主ケーブルの架設上の容易性を重視し、吊橋と同様に門型塔形式とした。ただし、検討計算においては、A型塔も追加した。なお、斜張橋と斜張吊橋は主桁を塔部で連続としているので、主塔基部の幅を塔頂よりも拡げている。

(6) ケーブル配置

斜張橋と斜張吊橋の斜張ケーブルの定着間隔は塔柱に対しては定着構造の関係から4m、主桁に対しては張り出し架設を想定して20mとした。ただし、斜張橋の橋端付近では、中央径間と側径間の死荷重バランスの関係でカウンターウェイトを設けてあり、その関係で約6.4mピッチに定着させた。吊橋および斜張吊橋の鉛直ハンガーは既往例を参考に10mとした。また、主桁への橋軸直角方向のケーブル定着間隔は3吊形式橋梁とも23mとした。

(7) 主桁

主桁は4車線の巾員構成とした。主桁の全幅を30mとし、桁高は5mとした。桁高は文献6, 7)を参考に決定した。斜張橋の腹板は、設計上支配的な断面力の一つである軸力

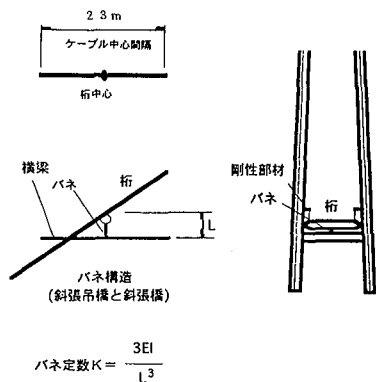
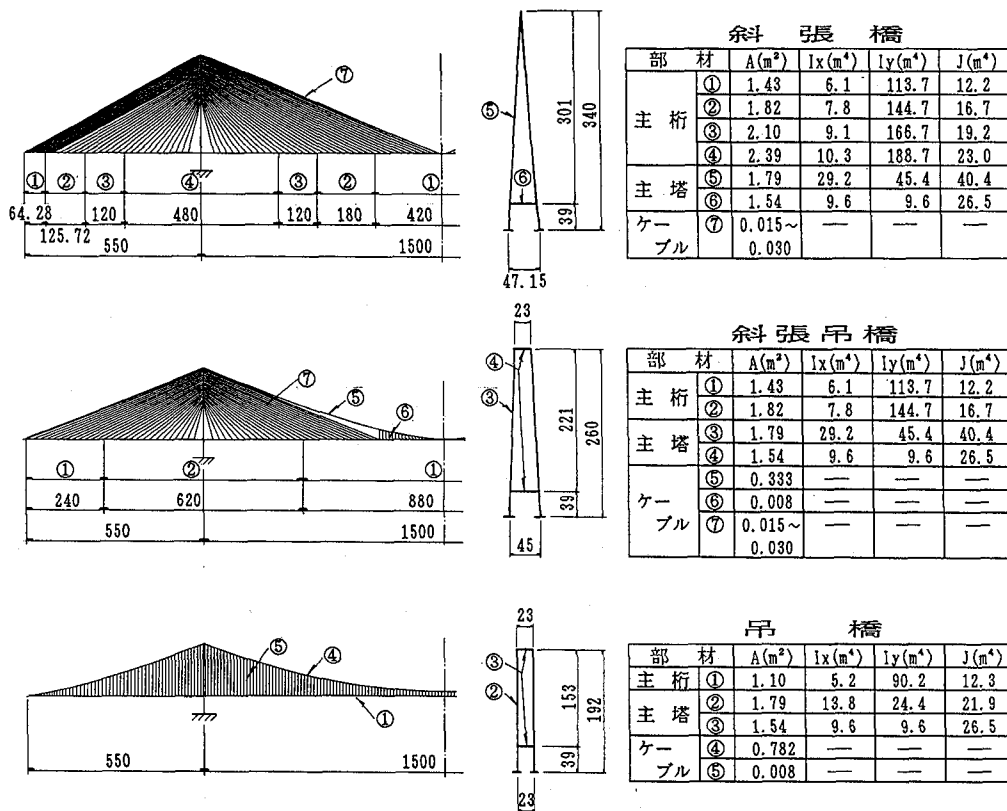


図-2 主桁のモデル化と主桁と主塔の連結バネ

表-1 荷重

荷重	形式	斜張橋	斜張吊橋	吊橋
活荷重	線荷重 (tf/Br)	133.9	133.9	133.9
	等分布荷重 (tf/m/Br)	3.01	3.01	3.01
風荷重	温度変化 (t)	± 30	± 30	± 30
	主桁 (tf/m/Br)	1.344	1.344	1.344
	ケーブル (tf/m/Br)	0.783(0.947)	0.571(0.514)	0.566(0.566)
	塔 (tf/m/Br)	14.950	13.674	7.400

- (注) 1) ケーブルに作用する風荷重の内、() 外は中央径間、() 内は側径間の値である。
 2) 表中に示す斜張橋と斜張吊橋のケーブルに作用する風荷重は全荷重を単純に支間長で割ったものである。この内、斜張ケーブルに作用する風荷重は主桁に作用する分(風荷重の1/2)だけである。
 3) 塔への風荷重には、斜張ケーブルに作用する風荷重の1/2を含んでいる。



- (注) 1) 主塔のデータは部材当り、その他は一橋当りのデータである。
 2) A: 断面積 Ix: 面内断面二次モーメント
 Iy: 面外断面二次モーメント J: ねじり定数

図-3 3吊形式橋梁の仮定剛度

に対し有効であるが、吊橋の場合、支配的な断面力が曲げモーメントであるため腹板の力学的有効性は斜張橋よりも乏しい。既往例をも参考に斜張橋と斜張吊橋の腹板数は4枚、吊橋は箱桁断面の両側と中央の3枚とした。

2.2 解析条件

主要な解析条件は以下の通りである。

(1) 解析モデルおよび解析方法

斜張橋と斜張吊橋の解析モデルは主桁を魚骨とする立体モデルとした。そしてケーブル初期軸力を考慮した線形化有限変位理論を適用した。振動解析の際の主桁の質

量と極慣性モーメントは中央の梁に、主桁に作用するケーブル質量は仮想横梁の両端に作用させた。

吊橋の場合は面内静的解析と振動解析は撓度理論を、面外解析はモイセイフの弾性分配理論によった。そして、主塔面外解析は有限変位理論を、面内解析は微小変位理論を適用した。

なお、いずれの吊形式橋梁においても主桁死荷重は全てケーブルで支持されるものとし、死荷重による曲げモーメントは発生しないものとした。

(2) 主桁と主塔の連結バネの設定法

斜張橋と斜張吊橋の解析の場合、図-2のように主桁と

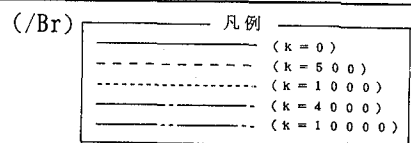
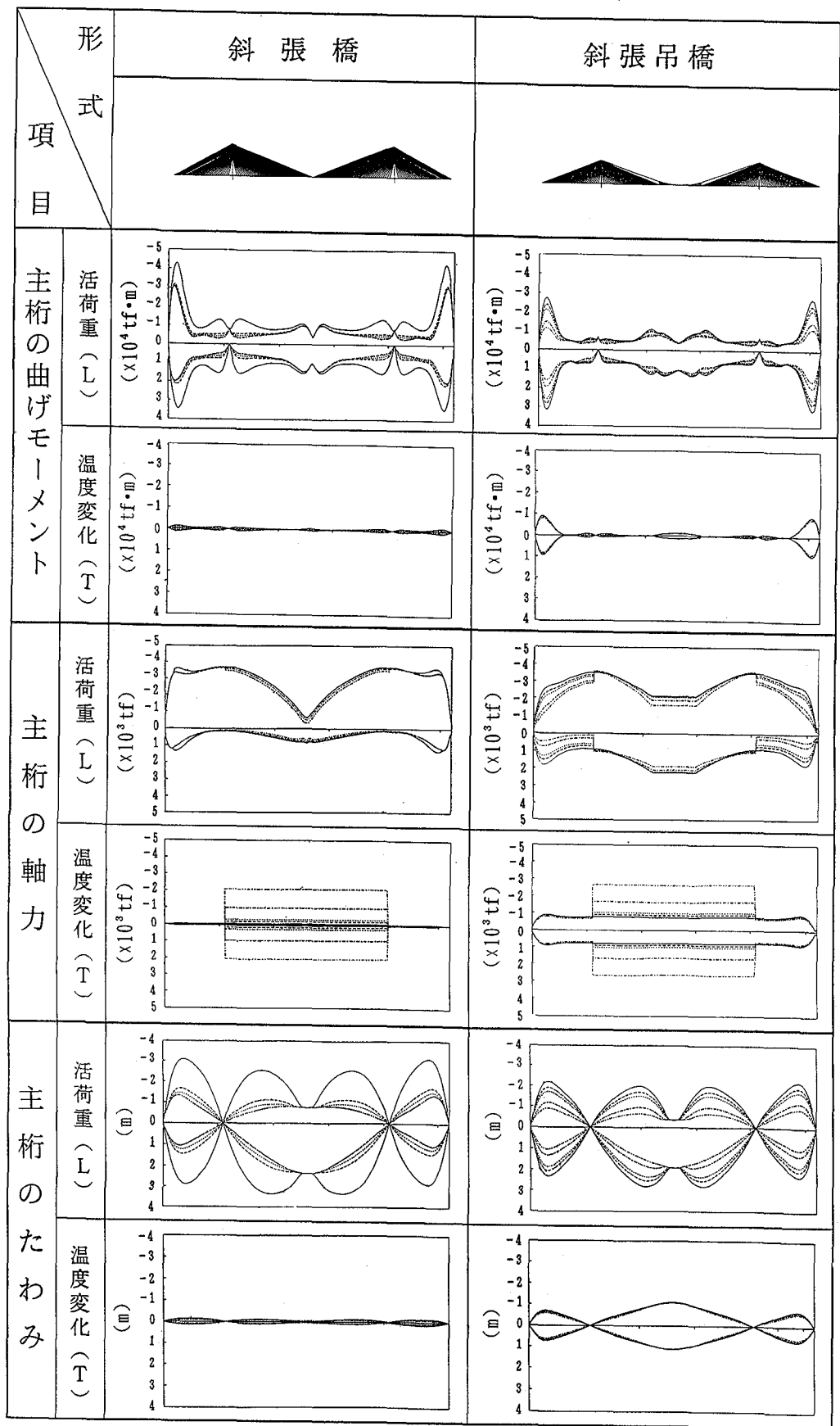


図 - 4.1 バネ定数と静的面内特性 (その1)

主塔の横梁間に下端固定・上端ヒンジとする片持梁を設けた。この片持梁は橋軸方向には任意のバネ定数 K を与えるためのものであり、橋軸直角方向には剛なバネとし、ウィンド晝の役割をするものである。なお、鉛直方向にはフリーの条件を与え、鉛直反力を作用させないものとした。

(3) 仮定剛度の設定方法

図-3に示す仮定剛度は次のようにして決められた。3吊形式橋梁に対して、まず、主桁の標準断面を仮定し、それが全橋に亘って一様に分布するものとして各部材断面を仮定した。

斜張橋を例にとれば、まず、主桁標準断面に対応した主桁等分布死荷重 W を仮定し、それに活荷重およびケーブル自重の影響を加味した等分布荷重 W' にて各ケーブル断面 A_i と重量 C_i を求める。次に、個々のケーブル重量 C_i がわかれば、それに活荷重 P と主桁等分布死荷重 W より次のケーブル平均張力 T_i を求め、それより、主桁・主塔の軸力を求めて、断面を仮定した。

$$T_i = (P + C_i/2 + W \cdot \lambda) / \sin \theta$$

ここに λ : ケーブル定着間隔

θ : 主桁とケーブルのなす角度

なお、ケーブル断面を仮定する際のケーブルの許容応力は、主ケーブル・斜張ケーブル・ハンガーロープ全て 72 kgf/mm^2 とした。

(4) 活荷重・風荷重

これらの値を表-1に示す。これらは本州四国連絡橋公団の基準⁹⁾に拠った。なお、基本風速は 37 m/s とした。

3. 斜張橋・斜張吊橋の構造特性調査

斜張橋の限界スパンと考えられるスパン1500mでは、まだ斜張橋と斜張吊橋の構造特性が明確にされていないので、この2形式を調査することにした。

3.1 主桁と主塔間の連結バネ定数と構造特性

橋軸方向水平変位の拘束の面から3吊形式橋梁をみた場合、図-1からわかるように、吊橋はケーブルがアンカレッジで橋軸方向に拘束されているので塔頂も拘束され、吊橋全体系は橋軸方向に安定している。斜張吊橋も吊橋と類似な傾向が予想される。

一方、斜張橋は主桁の左端或いは右端の支点で水平方向に拘束しなければ塔の橋軸方向のバネ剛度のみで拘束されるいわゆる“オールフリー方式”と呼ばれる外的拘束の非常に小さい構造形式となる。従って、斜張橋は主桁と主塔間の連結バネの大きさを変えることにより、橋軸方向水平変位を伴う構造特性が大きく異なることになる。ここでは、斜張橋と斜張吊橋にバネを設けてそれが構造特性には及ぼす影響を調査する。バネ定数 K は、0, 50, 1000, 4000, 10000 tf/m/塔 の5種類とした。

(1) 面内構造特性に及ぼす影響

図-4.1に主桁、図-4.2に主塔の構造特性を示す。これらは全て最大値・最小値を示すもので影響線値から求

めたものである。これらにより、次のことがうかがえる。

①主桁の曲げモーメント：活荷重による主桁の曲げモーメントは2形式とも、非常に良く似ており、橋端付近が最も大きく、塔付近が小さいのが特徴である。これは連続吊橋と趣が異なる。橋端付近で、曲げモーメント大きくなるのはこの付近の鉛直変位拘束に係わる中央径間側の主桁とケーブルが長く、剛性が小さいためと考えられる。逆に、塔付近はケーブルが短いことにより、相対的に大きい伸び剛性で支持されるためと考えられる。

温度変化の影響をみると、斜張橋は全体的に非常に小さく、斜張吊橋は橋端付近のみ大きいのが特徴である。

バネ定数との関連でみると、斜張橋はバネ定数が零の時に特に大きい値を示すが500程度のバネで急激に減少し、その後ほとんど変化がない。一方、斜張吊橋はバネ定数の変化に応じて徐々に変化しているのが特徴である。

②主桁の軸力：活荷重による軸力は2形式とも、ほぼ同一傾向にあるが斜張吊橋の方が全般的に変化が少ない。温度変化によるものは斜張橋では中央径間のみに大きな軸力が生じているが斜張吊橋では側径間にもある程度の軸力が生じている。中央径間の軸力は左右主塔にあるバネ拘束によるものである。一方、斜張吊橋において側径間にも軸力が生じているのは温度変化により、斜張橋の場合は、塔の水平変位と橋端の水平変位が同一方向であるのに対し、斜張吊橋は、例えば、温度上昇により、塔頂は側径間側主ケーブルにより中央径間側に倒れるのに対し、橋端は逆にアンカレッジ側に水平変位して斜張ケーブルに拘束力が生じるためである。

バネ定数との関連からみた場合、2形式とも、活荷重軸力への影響に比べ、温度軸力への影響が大きいのが特徴である。

③主桁のたわみ：活荷重によるたわみは2形式ともよく似ているが温度変化によるたわみは大きく異なる。これは、斜張吊橋は吊橋と同様に主ケーブルが両端にアンカーされているため、温度変化による主ケーブルの伸縮がサグ変化となって現れるためである。

バネ定数との関連でみると、斜張橋はバネ定数・零の時は変形が特に大きい500程度のバネ定数を与えると急激に変形が小さくなり、その後の変化も少ないが、斜張吊橋はバネ定数の変化とともに、徐々に変化している。温度変化に対するバネ定数の影響は、2形式とも小さい。

④主塔の曲げモーメントと軸力：活荷重による曲げモーメントの大きさについてみると斜張吊橋は斜張橋よりかなり小さい。これは斜張吊橋の塔頂水平変位が主ケーブルにより拘束されるためと考えられる。一方、活荷重による軸力は2形式ほとんど等しい。温度変化による断面力は2形式とも、活荷重によるものと比べ、か

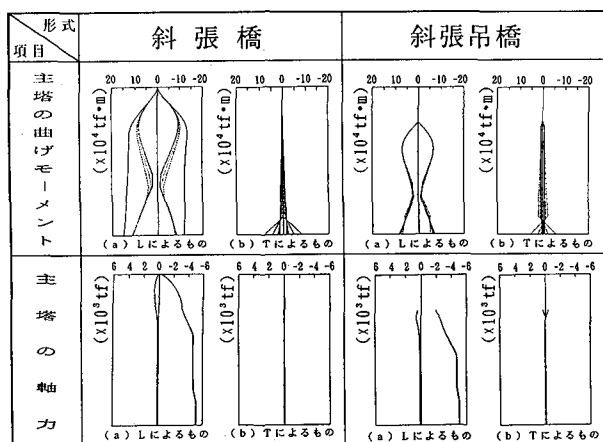


図-4.2 バネ定数と静的面内特性 (その2)

なり小さい。

バネ定数との関連からみると、斜張橋ではバネ定数・零の場合、活荷重曲げモーメントは全塔高に亘って一様に大きい、バネ定数を与えるとモーメント形状は大きく変わるが、バネ定数の大きさによる変化は小さい。軸力に対するバネ定数の影響は2形式ともほとんどない。

(2) 座屈特性

次に、2形式についてバネ定数と座屈特性の関係を調べた。

座屈固有値 λ は死荷重 D とプレストレス P_s と活荷重 L の合計値 $(D+P_s+L)$ に対する倍率である。ただし、活荷重は左側の塔部の主桁軸力が最大となる状態である。

図-5にバネ定数 K と座屈固有値 λ (一次、二次)との関係を示すが斜張橋では $K=0$ から500までの変化が大きい、その後の変化はほとんどない。一方、斜張吊橋はバネ定数の上昇とともに座屈固有値がわずかに上昇している。

図-5により、斜張橋の座屈倍率は4前後であるのに対し、斜張吊橋は7前後と斜張橋の約1.6倍以上と座屈に対し有利である。これは斜張吊橋の中央径間主桁の圧縮区間長が斜張橋の73%と小さいためと考えられる。

図-6に $K=0$ と4000における一次と二次の座屈モード図を示す。この図で $K=0$ の時の斜張橋の一次モードは塔が座屈しているが、その他は全て主桁座屈モードである。斜張橋は $K=0$ の場合、主塔に対する水平方向の拘束度が小さいため、主塔の座屈安定性が低下したためと考えられる。斜張吊橋の場合、塔頂が主ケーブルで水平方向に拘束されているので主塔の座屈安定性が高い。

図-5で斜張橋の場合、 $K=0$ から500まで変化が大きくその後の変化が小さいのは、 $K=0$ の時のみ主塔座屈で、その他は主桁座屈のために、このような結果になったと考えられる。

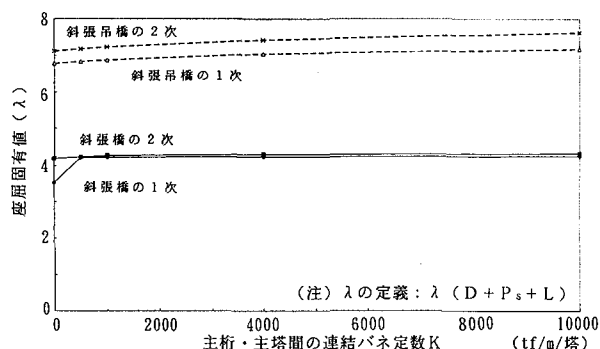


図-5 バネ定数と座屈固有値

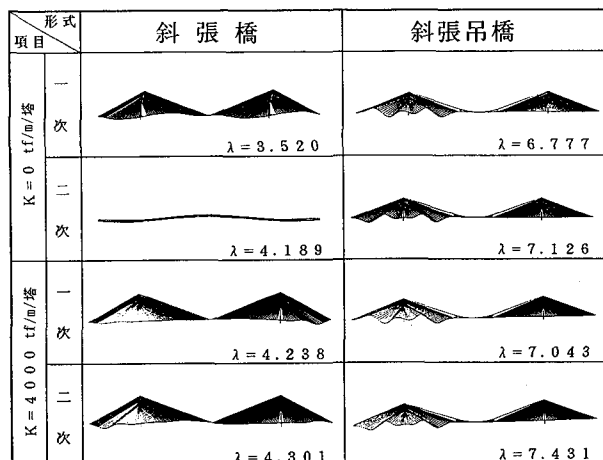


図-6 バネ定数と座屈モード

図-6の中で $K=0$ の時に斜張橋の二次モードに面外座屈モードが発生している。このモードは $K=500$ と1000の二次モードでも発生していた。斜張橋の場合、長大橋になると面外座屈にも配慮する必要があるが、中央径間長に対する主桁幅の比率が問題になると考えられる。

(3) 固有振動特性

図-7にバネ定数と固有振動数の関係を示す。この図の中でバネ定数に応じて変化しているものは橋全体がスウェイする遊動円木振動である。

一方、耐風安定性に大きく関係する鉛直対称一次振動およびねじり対称一次振動の場合はバネ定数による変化はほとんどない。これは対称振動モードの場合、主桁と主塔間の相対変位が小さいためと考えられる。図-8に示すようにバネ定数を変えてもモードには変化がない。

図-7において斜張橋と斜張吊橋の振動数の大きさに違いがみられる。鉛直対称一次振動では斜張吊橋の方がかなり高い。これは斜張吊橋の場合、側径間のアンカーされた主ケーブルが、塔頂に対し外的にバネとして働くので、鉛直振動数を高めたと考えられる。ちなみに、側径間の主ケーブル断面積のみを変化させた時の鉛直・ねじり対称一次振動数の変化を図-9に示す。この図より、鉛直対称一次振動が大きく変化しており、この振動における側径間主ケーブルの役割がわかる。一方、ねじり対称

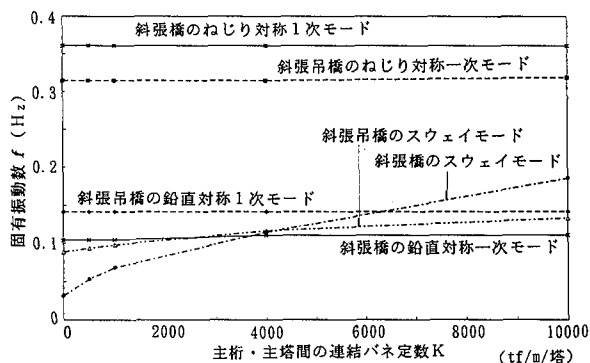


図-7 バネ定数と振動数

形式	斜張橋	斜張吊橋
鉛直対称	 $f = 0.104$	 $f = 0.142$
ねじり対称	 $f = 0.361$	 $f = 0.314$
鉛直対称	 $f = 0.104$	 $f = 0.142$
ねじり対称	 $f = 0.361$	 $f = 0.314$

図-8 バネ定数と振動モード

一次振動で変化が小さいのは本振動における側径間主ケーブルの役割が鉛直振動に比べ小さいためと考えられる。

図-7において、ねじり対称一次振動数は斜張橋の方が高い。これは後述するように、斜張橋がA型塔、斜張吊橋が門型塔を適用したことが影響したと考えられる。

3.2 塔形状と構造特性

図-1に示したように斜張橋においてはA型塔、斜張吊橋は門型塔を適用したが、これは斜張吊橋においても構造特性上、A型塔を適用するのが有利であるが、主ケーブル架設の困難が予想されたため、門型塔としたものである。しかし、塔形式を変えることにより、構造特性を大きく改善できるのであれば、検討の余地がある。そこで、斜張橋・斜張吊橋の2形式について塔形式が構造特性や振動特性にどのような影響を与えるか検討した。塔形式はA型塔と門型塔である。

(1) 風荷重による面外特性への影響

図-10に風荷重による2形式の主桁の面外たわみと面外曲げモーメントを示す。これより、斜張橋の場合、たわみで10%、曲げモーメントで8%、斜張吊橋の場合、たわみで6%、曲げモーメントで7%と、いずれも、A型塔の方が有利である。なお、図中、斜張吊橋は斜張橋よりもたわみ・曲げモーメントともに小さい値を示しているが、

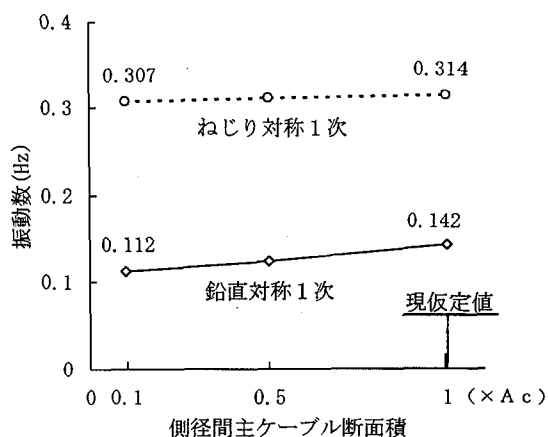


図-9 斜張吊橋の側径間主ケーブル断面積と振動数

形式	斜張橋 (K = 4000 tf/m/塔)	斜張吊橋 (K = 0 tf/m/塔)
項目		
面外たわみ	 (m)	 (m)
面外曲げモーメント	 (x10^4 tf・m)	 (x10^4 tf・m)

図-10 塔形状と主桁の面外構造特性

これについては後述する。

(2) 振動特性への影響

表-2に、塔形状が振動数に及ぼす影響を示す。これより、当然ながら鉛直振動数には変化がないが、ねじり振動数には大きな影響がみられる。いずれもA型塔の方が高く、斜張橋で11%、斜張吊橋で13%の増加である。

3.3 ケーブルシステムと構造特性

図-10において、斜張吊橋は斜張橋よりも面外たわみ・面外曲げモーメントとも、かなり小さいことがわかった。これは、ケーブルシステムの違いと風荷重の大きさが影響していると思われる。そこで以下の検討を行った。

(1) ケーブルシステムとしての比較

図-11は塔形式別に斜張橋と斜張吊橋を比較したものである。比較条件として主桁の剛性を同一（どちらも斜張吊橋のもの）とし、風荷重も主桁のみに同一荷重をかけ、ケーブル断面・初期張力を変えずにケーブルシステムのみの影響を調べるものとした。その結果、斜張吊橋が斜張橋の81~92%と小さく、斜張吊橋のケーブルシステムが風荷重による変形に有利であることがわかる。なお、斜張橋の場合、塔高が斜張吊橋の約1.3倍であるため、塔頂の橋軸直角方向変位が大きくなり、それが主桁の構造特性の低下に影響してくることも考えられたので、塔

表-2 塔形状と振動特性

振動モード	斜張橋 ($K=4000 \text{ t/m/塔}$)		斜張吊橋 ($K=0 \text{ t/m/塔}$)	
	A型塔	門型塔	A型塔	門型塔
鉛直対称一次振動数	0.104Hz	0.104Hz	0.142Hz	0.142Hz
ねじり対称一次振動数	0.361Hz	0.326Hz	0.356Hz	0.314Hz

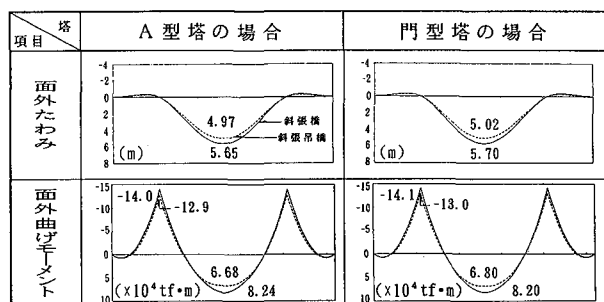


図-1 1 ケーブルシステムと主桁の面外構造特性

頂の橋軸直角方向変位を拘束して計算したが、それでも斜張吊橋は斜張橋の82~93%となり変位を拘束しない場合とほとんど同じ結果となった。

(2) ケーブル風荷重の比較

次に、風荷重の大きさの影響をみるために図-12に桁だけに風荷重をかけた場合と全てに風荷重をかけた場合を示す(ただし、このときの全体モデルは各々、当初の状態に戻している)。この両者の差が、ケーブル風荷重によるものであるが、明らかに斜張橋の方が、ケーブル風荷重の影響が大きい。これは、表-1に示すようにケーブル風荷重そのものが大きいこと、構造特性への影響が大きい中央径間中央付近のケーブル風荷重強度がケーブルが長いために大きいことが起因している。また、表-1より、吊橋と斜張吊橋のケーブル風荷重は、ほぼ同等である。

斜張ケーブルの風荷重を減少させる方法としては、ケーブル断面を大きくして、ケーブル本数を少なくするとか、1本のケーブルを2本にして横並びにして、受風面積を減少させる方法が考えられるが、横並びの場合は、ケーブル振動および抗力係数の検討が必要となろう。

3.4 検討結果のまとめ

(1) パネ定数の影響

主桁と主塔間の連結パネ定数が静的面内特性に及ぼす影響は文献5)によるスパン900mの場合と同様な傾向にあった。すなわち、斜張橋ではパネ定数が零では主桁たわみ・主桁曲げモーメントの構造特性はかなり低下するが、ある程度以上のパネ定数があれば、安定し、パネ定数の上昇による変化が小さいことである。

一方、斜張吊橋はパネ定数が零の時でも構造特性は特に悪くなく、その後のパネ定数の上昇に対し、構造特性は緩やかに向上する。

つぎに、パネ定数と座屈との関係であるが、斜張橋の場合、 $K=0$ のとき、主塔が座屈し、座屈固有値はかなり低下するが、 $K=500$ では、主桁が座屈するモードとなり、パネ定数による座屈固有値の変化は小さい。

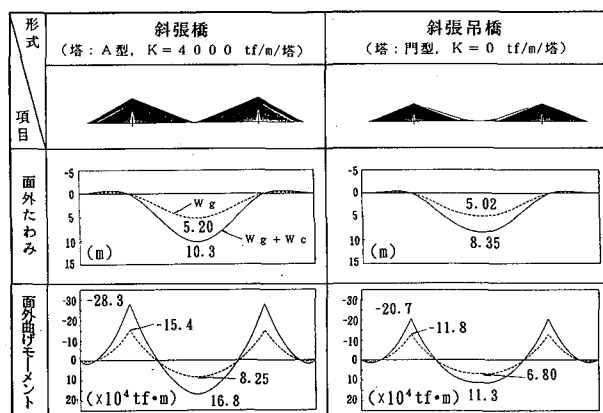


図-1 2 風荷重の影響

パネ定数が振動数に影響を及ぼすのは、遊動円木振動と呼ばれるもので、耐風安定性に関連する鉛直・ねじり一次対称振動には、ほとんど影響を及ぼさなかった。

(2) 塔形状の影響

A型塔と門型塔を比較した場合、A型塔が門型塔より風荷重による面外特性で6~10%、ねじり振動数で11~13%、有利であることが判明した。

(3) ケーブルシステムの影響

斜張橋と斜張吊橋について風荷重による応答特性を比較すると、斜張橋が斜張吊橋よりも不利であった。

これは、ケーブルシステムとケーブルへの風荷重の大きさに起因するものであることが判明した。斜張橋の場合、ケーブル風荷重の低減策も今後の課題の一つである。

4. 試算設計

図-1に示すスケルトンと図-3に示す仮定剛度を適用して、3吊形式橋梁の試設計を行い、構造特性および経済性に関する定量的な比較を行うものとした。

4.1 基本方針

試設計に当たっての要点を以下に述べる。

(1) パネ定数

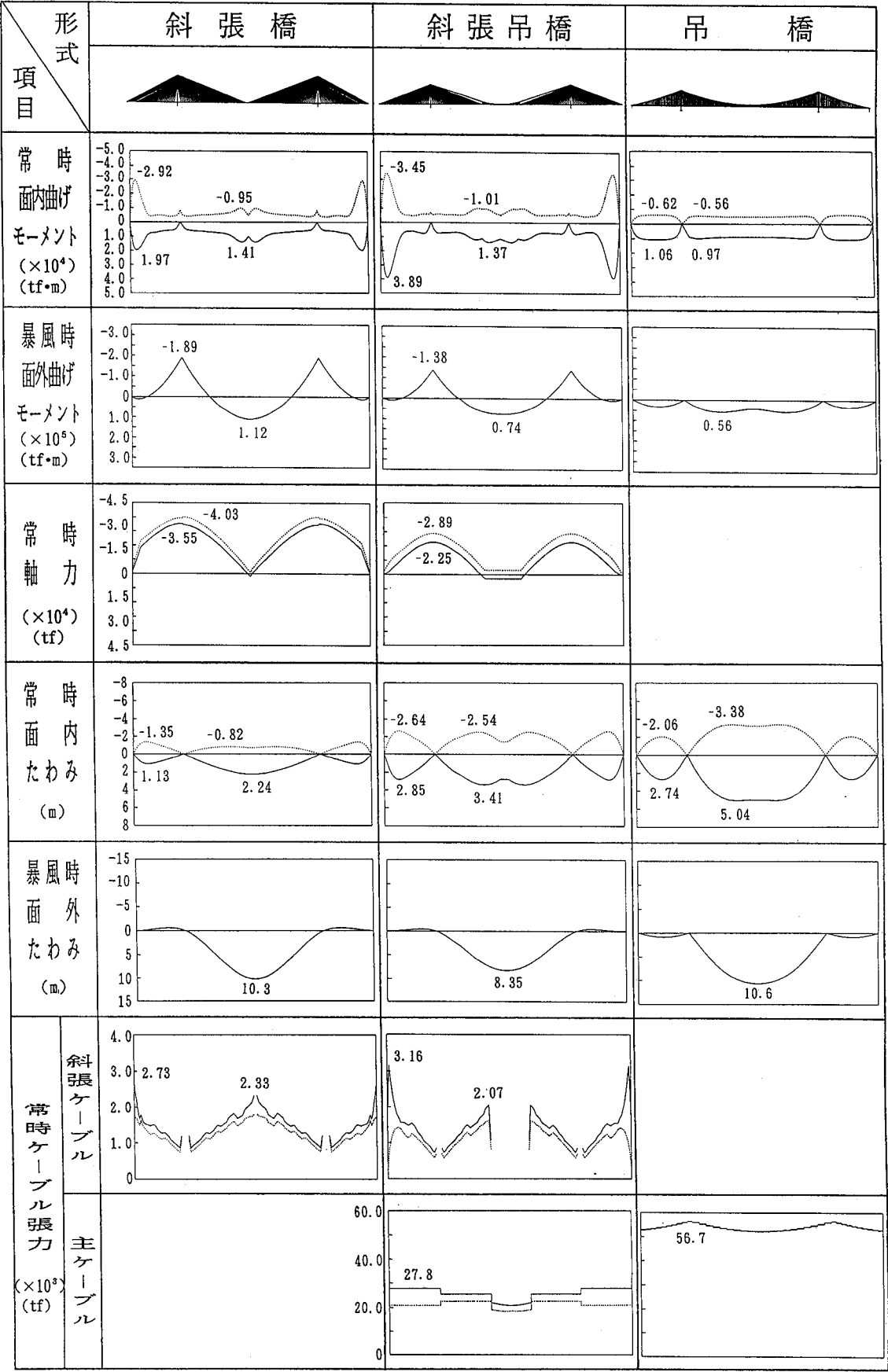
斜張橋と斜張吊橋における主桁と主塔の連結パネ定数は、斜張吊橋はパネ定数がなくても安定しているので $K=0$ とし、斜張橋は $K=0$ では安定性が悪く、 $K=500$ 以上あれば安定するが、とりあえず4000で設計を行うものとした。

(2) 許容応力度

ケーブル関係の許容応力度は、2.で述べたように一律、 72 kgf/mm^2 とした。主桁・主塔の許容応力度は局部座屈による低減がないものとし、許容圧縮応力度の上限値とした。ただし、塔部主桁については、全体座屈を考慮した部材安定照査を行った。

(3) 部材重量

主桁・主塔の重量は主桁系応力に対し直接、有効となる断面を求め、それにダイヤフラム・補剛材・添接材などの重量補正を行った。なお、ケーブル定着部の有無により補正值を変えた。



(/Br)

凡例

(D+T+L) Max (死荷重+温度変化+活荷重) : ———
 (D+T+L) Min (死荷重+温度変化+活荷重) : - - - - -

図-13.1 試設計結果(その1); 主桁・ケーブル

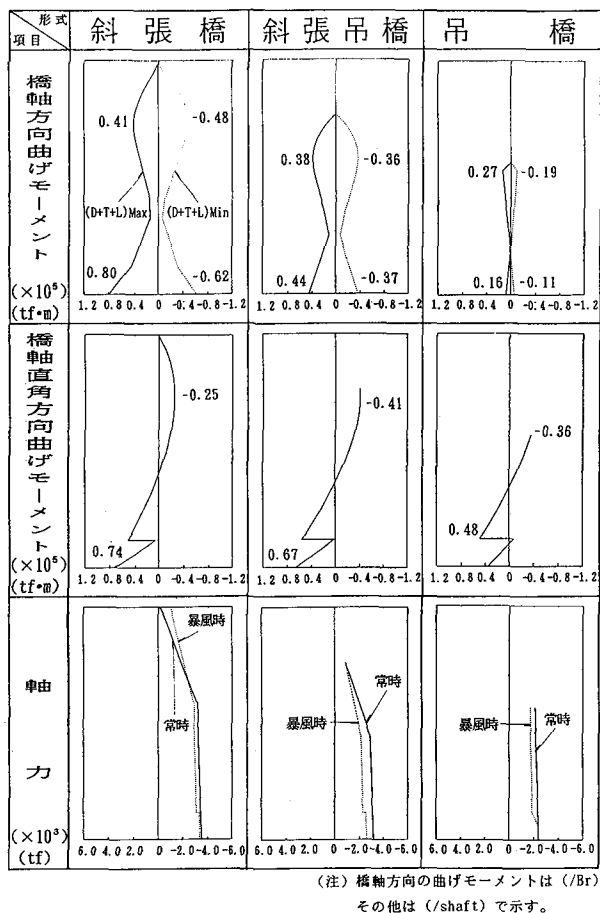


図-13.2 試設計結果(その2);主塔

4.2 設計結果

図-13に断面力と変形, 図-14に主桁の応力照査結果を示す。以下, これらの結果について考察する。

(1) 主桁の断面力と変形(図-13.1)

①面内曲げモーメントは斜張吊橋が最も大きく, 次に斜

張橋・吊橋の順である。しかし, 斜張橋と斜張吊橋は橋端付近で大きいのみで, その他は3形式とも大差ない。吊橋は単純支持吊橋としたので全径間一様に小さい値である。

②面外曲げモーメントは3形式で大きく異なり, 斜張橋・斜張吊橋・吊橋の順で斜張橋は面外に対し, 厳しい状態におかれる。

③主桁軸力についてみると, 斜張橋は斜張吊橋の1.38倍で, 圧縮区間長の比1.36にほぼ等しい。

④面内たわみは, 吊橋が最も大きく, 次に斜張吊橋・斜張橋と続く。吊橋・斜張吊橋が大きいのは, 温度変化による主ケーブルのたわみが大きく影響している。ちなみに, 斜張橋・斜張吊橋・吊橋の温度変化による中央径間の最大たわみは各々, 0.10m, 1.09m, 1.57mである。

⑤面外たわみは斜張吊橋が最も小さい。斜張橋が大きいのはケーブルシステムとしての面外剛性が小さいこと, ケーブル風荷重が大きいことがあげられる。吊橋は, 主桁の単純支持の条件が変形を大きくしたと考えられる。

⑥斜張ケーブルの張力は斜張吊橋の方が橋端で大きくなっている。これは, 温度変化による拘束が影響したためである。主ケーブル張力では, 斜張吊橋が吊橋の49%である。

(2) 主塔の断面力(図-13.2)

①橋軸方向曲げモーメントは斜張橋が最も大きく, 斜張吊橋・吊橋の順である。吊橋・斜張吊橋が小さいのは主ケーブルによる塔頂水平変位の拘束効果のためと考えられる。

②橋軸直角方向曲げモーメントは塔基部において斜張橋と斜張吊橋が同程度に大きい。斜張橋・斜張吊橋とも, 塔柱全体の受風面積が大きいこと, 斜張橋においてはケーブル風荷重が大きいこと, 斜張吊橋においては,

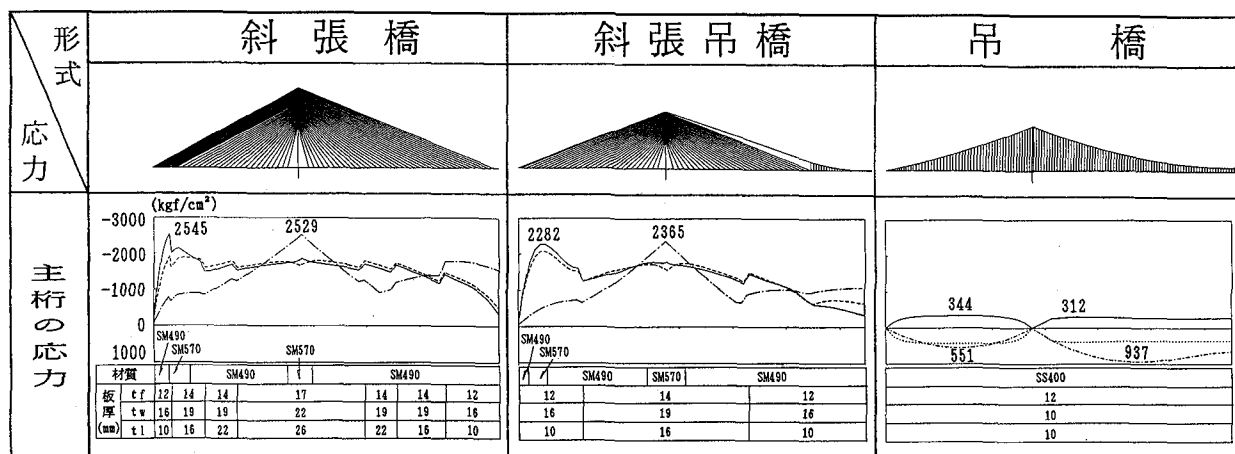
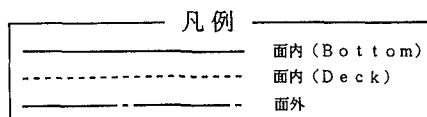


図-14 主桁応力照査結果



表－3 斜張橋と斜張吊橋の部材安定照査

項 目	斜張橋	斜張吊橋
最低次座屈固有値 λ	4.24	6.78
常時軸力 (tf)	40 606	26 536
曲げモーメント (tf・m)	6 497	7 169
断面二次モーメント (m ⁴)	10.301	7.832
断面積 (m ²)	2.385	1.815
材質	SM570	SM570
有効座屈長 (m)	111.4	95.0
部材安定照査結果	1.03 ≒ 1.0	0.86

表－4 3吊形式橋梁の振動数と耐風安定性

項 目	斜張橋		斜張吊橋		吊橋
	A型塔		門型塔		
鉛直対称一次振動数	0.104Hz	0.142Hz	0.142Hz	0.092Hz	
ねじり対称一次振動数	0.361Hz	0.356Hz	0.314Hz	0.275Hz	
Selbergの限界風速 (m/s)	109	96	80	85	

主ケーブルへの風荷重が塔頂に作用することが要因と考えられる。吊橋は塔高が低いために小さいのである。塔頂付近で斜張吊橋が大きいのは、塔頂水平材と塔柱のラーメン構造のためである。

③軸力において、どの吊形式も常時が支配的であるが暴風時との差は小さい。常時の軸力は、斜張橋が最も大きく、斜張吊橋・吊橋の順である。

(3) 応力照査の結果

①主桁の応力照査結果を図－14に示す。これより、吊橋の発生応力度が最も小さく、斜張橋・斜張吊橋は同じ程度の大きさである。斜張橋・斜張吊橋とも、塔付近は暴風時が、橋端付近は常時が支配的である。材質は吊橋の場合、全てSS400、斜張橋と斜張吊橋の場合、塔付近と橋端付近がSM570、その他はSM490である。最大板厚は、吊橋で12mm、斜張吊橋で19mm、斜張橋で26mmである。

②主桁の座屈を考慮した部材の安定照査（道示、3.3.4）を行った。

有効座屈長 le は次式で求めた。

$$le = \pi \sqrt{EI / \lambda N}$$

ここに I : 塔部主桁の断面二次モーメント

λ : 最低次座屈固有値

N : 塔部主桁の常時の軸力

結果を表－3に示す。これより、斜張橋の方は座屈に対して余裕がなく、斜張吊橋はまだ十分余裕があることがわかる。

③図－2に示した仮定断面に対し、応力照査の結果、補強を要したのは、斜張橋の塔下部水平材から塔基部までのみであった。

(4) 耐風安定性

基本風速37m/s、設計風速45m/sより、所要自励振動の限界風速は54m/sである。3形式のSelbergの限界風速を表－4に示すが、いずれも所要値をクリアーしている。斜

表－5 試設計の結果（鋼重）

() : ケーブル重量×1.75

項目	形式	斜張橋	斜張吊橋	吊橋
主 桁		(21.9tf/m) 57,067	(17.5tf/m) 45,629	(12.2tf/m) 31,800
主 塔		27,466	21,710	14,400
主ケーブル (鉛直吊材を含む)	-----		9,970 (17,448)	19,500 (34,125)
斜張ケーブル		13,356 (23,373)	7,277 (12,735)	-----
計		97,889 (107,906)	84,586 (97,522)	65,700 (80,325)
比 率		149 (134)	129 (121)	100 (100)

張吊橋の場合、門型塔からA型塔にすることにより、20%耐風安定性が増す。斜張橋の耐風安定性の良いのがケーブルシステムに起因するかどうかは、3形式の主桁のねじり定数、極慣性モーメントが異なるので明確でない。

(5) 経済性

表－5に今回の設計結果の上部工鋼重を示す。表中、括弧内はケーブル重量に1.75倍したものであるが、これは主桁・主塔などを構成する鋼板部材に対する工費比率を示すもので、文献9)を参考にした。この表より、上部工の工費比率は斜張橋・斜張吊橋・吊橋の順に134:121:100となる。一方、著者等の調査によれば既往吊橋のアンカレッジの工費は比較的地盤条件の良い所で上部工工費の12~34%であった。また、図－13.1によれば斜張吊橋の主ケーブル張力は吊橋の約50%であるので、斜張吊橋のアンカレッジの工費は吊橋の1/2の6~17%とみなせる。以上から、アンカレッジを含む全工費はアンカレッジの工費を多く見積もると上記比率は134:138:135とほぼ同等となり、少なく見積もると134:127:112と斜張橋が不利となる。いづれにしても下部工の工費は、経済性の順位に大きく影響することになるが、このスパン領域で斜張橋が優位になるのは難しくなってくる。

5. 結 論

斜張橋の経済性の限界スパンと考えられる1500mで斜張橋・斜張吊橋・吊橋の3吊形式橋梁の構造特性の検討と試設計を行った。その結果、次のことが言える。

(1) 主桁と主塔間の連結バネの効果

- ①静的面内特性に対しては、斜張橋の場合、バネ剛性がないと特性がよくないが、バネの設置により急激に安定する。一方、斜張吊橋はバネがなくても安定する。
- ②全体座屈に対しては、斜張橋はバネ剛性がないと主塔座屈モードが生じ、安定性に欠けるが、バネの設置により主桁座屈モードとなり急激に安定する。一方、斜張吊橋はバネがなくても安定する。
- ③固有振動特性に対しては、遊動円木振動の場合、バネ剛性が影響するが、耐風安定性に関係する鉛直・ねじり対称一次振動にはバネ剛性はほとんど影響しない。

(2) 塔形状の影響

斜張橋も斜張吊橋も、塔をA型とすることにより、門型よりもねじり振動数で10%程度上昇し、静的風荷重による主桁の面外たわみ・面外曲げモーメントは10%程度減少する。

(3) 全体座屈について

斜張吊橋の常時荷重に対する座屈固有値は斜張橋の1.6倍以上あり、座屈に対して斜張吊橋が斜張橋よりかなり有利である。また、斜張橋の場合、面外座屈モードが低次に表れるので、スパンの長大化に伴い主桁幅に対する適切な配慮が必要になる。

(4) 風荷重による面外の構造特性

斜張橋は斜張吊橋よりも、主桁の面外たわみ・面外曲げモーメントとも大きい、これはケーブルシステムの相違とケーブルへの風荷重の大きさの差異によるものである。

(5) 応力照査の結果

斜張橋・斜張吊橋の主桁は、橋端付近は常時が、塔付近は暴風時が支配的であり、これらの付近では、材質SM570を必要とする。吊橋の発生応力は小さく全てSS400でよい。主桁部材の座屈安定照査では斜張橋は余裕がないが、斜張吊橋は十分余裕がみられる。

(6) 耐風安定性の照査結果

耐風安定性の照査の結果、斜張橋の限界風速は109m/s、斜張吊橋は門型塔で80m/s、A型塔で96m/s、吊橋は85m/sであり、A型塔が耐風安定性にかかなり有効なことがわかる

(7) 経済性比較

上部工のみの経済性では、吊橋・斜張吊橋・斜張橋の順であり、下部工を含めても、3吊形式同等もしくは上記順位と同じで斜張橋の優位性は認められなかった。

ところで、斜張橋が吊橋よりも経済的とされる限界スパンは最初に述べたようにレオンハルト³⁾は1700mとし、長井等⁴⁾は1400mともなると吊橋との競争力を維持するために、面外からの風荷重に対して塔付近の主桁に拡幅などの構造検討が必要であるとして、斜張橋はこの付近で経済的に問題になってくることを示唆している。

本研究によると中央径間長1500mの場合の上・下部工合わせた経済性は、吊橋が有利であり、文献5)の中央径間

長900mの場合は逆に斜張橋が有利であったがこれらの結果より斜張橋の限界スパンを推測すると1100~1500mである。限界スパンは荷重条件・主桁幅などの構造条件で異なるがレオンハルトが示した1700mは上限値に近いと考えられる。

今後、スパンを延長させた場合には、耐風安定性の確保が経済性を左右することになり、これが吊形式橋梁の比較上のキーポイントになると考えられる。同時に、比較形式としての斜張吊橋の経済性追求には鉛直吊り区間長の検討が重要となろう。また、斜張吊橋のA型塔の場合の主ケーブル・主桁の架設も検討課題となろう。

参考文献

- 1) 川田忠樹：吊橋の文化史、技報堂、PP. 2, 1981.
- 2) 土木学会編：鋼斜張橋 一技術とその変遷一、PP. 1, 1990. 9.
- 3) F. Leonhardt and W. Zellner (成井信訳)：斜張橋 一近年の発達について一 (その1), 土木施工, 第21巻11号, 1980年10月.
- 4) 長井・藤野：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, 構造工学論文集, Vol. 38A, 1992. 3.
- 5) 野村・中崎・吉村・前田・成田：斜張吊橋の構造特性に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol. 40A, 1994. 3.
- 6) 長井・浅野・岸本・水上：長大斜張橋の主桁断面選定に関する検討, 構造工学論文集, Vol. 39A, 1993. 3.
- 7) 奥川・高城・山口：中間橋脚を有する鋼斜張橋の中央支間の変化による構造特性, 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集, 1991. 9.
- 8) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説, 1989年4月.
- 9) Niels J. Gimsing: Cable Supported Bridges, John Wiley & Sons, 1983.

(1994年9月14日受付)