

鋼斜張橋主塔の構造特性と座屈設計 に関する実績調査研究

STRUCTURAL CHARACTERISTICS AND STABILITY DESIGN OF STEEL TOWERS OF CABLE-STAYED BRIDGES

野上 邦栄*・成田 信之**
By Kuniei NOGAMI and Nobuyuki NARITA

For the engineers, it is very significant to understand the design methods and the structural properties of cable-stayed bridges in the world. Then, we should try to research on actual investigation in regard to the structural characteristics and the stability design procedures of towers.

Consequently, we were able to make clear the structural properties, and important design information was obtained through the evaluation of design policies and strength verifications.

1. まえがき

支間長100～350mが最も経済的範囲と言われてきた鋼斜張橋は、近年その長大化が著しく、本州四国連絡橋公団（以後本四公団と呼ぶ）の大型プロジェクトとして動きだした多々羅大橋は支間長890mと世界に類を見ない斜張橋になる。一方、鋼斜張橋に対して工費の面で充分競争力があると言われるコンクリート橋やそれらの複合構造橋も最近架けられるようになり、斜張橋の数は今後鋼橋を中心により一層増加する傾向にある。

斜張橋の構造全体系は、ケーブル、補剛桁および塔の構成要素が種々の構造形式をとり得るため、他の橋梁形式に比べて極めて多様な構造全体系が存在する。これらの要素の中で、塔はケーブル配置などにより多用な構造形式・形状が選択できることになるが、支間長に対する塔高の比が吊橋の場合に比べて大きくなるため、斜張橋全体系の景観に与える影響も大きい。したがって、塔の設計に際しては、応力・変形状に適合した合理的でしかも機能的な設計をするとともに美観およびモニュメント性に対する配慮が重要になる。

ところで、我が国では斜張橋の塔に対する設計基準が確立していないため、各公団および自治体独自の設計法により行っており、その場合でも道路橋示方書（以後道示と呼ぶ）¹⁾の考え方が設計の基本となるよう

* 工博 東京都立大学 助手 〒192-03 東京都八王子市南大沢1-1

** 工博 東京都立大学 教授 〒192-03 東京都八王子市南大沢1-1

に整合をはかっている。しかし、従来の設計法は実際の設計において種々の問題点を残していることも事実である^{5) 8) 8 1) - 8 6)}。したがって、設計者はこの点に充分配慮し全体でバランスのとれた設計をすることが重要になるが、構造形式に対してかなり広い選択の余地があることから、今後より自由な発想による新しい設計法の導入の可能性が期待される。

ここでは、現時点での長大斜張橋の塔に関する国内外の資料を整理し、塔の構造諸元並びにその特性等に関するデータを統計的に処理するとともに、わが国の斜張橋の塔を中心にその設計方針を含めた種々の考察を行うなどの調査研究により、設計上の一資料を提供するものである。

2. 調査対象橋梁および調査内容

表 2 - 1 調査対象とした鋼斜張橋主塔

いま、最大支間長が 2 0 0

m を越える国内外の計画中および工事中の橋梁を含めた鋼

斜張橋を調べると 6 0 数橋に

も及ぶ。しかも最大支間長が

4 0 0 m 以上の長大斜張橋は、

わが国を中心にして 1 3 橋と

その長大化が著しい。ここで

は、表 2 - 1 に示すように鋼

斜張橋および複合斜張橋（工

事中の斜張橋を含む）の 5 8

橋（国内 2 2 橋、外国 3 6 橋）

における鋼製主塔を調査対象

として採り上げ、これらの実

績調査を試みた。

調査方法は、文献 3) ~ 83)

の調査を中心に行い、必要に

応じて補足的な数値計算を行

った。

具体的な調査項目は、

1) 斜張橋全体系〔完成年、

最大支間長、径間数、ケーブ

ル形式、ケーブル面数、上部

構造総鋼重、有効幅員〕、2)

塔構造〔鋼材重量、構造形式、

塔高、桁下空間（航路高）、

塔柱の断面形状・寸法・使用

鋼材・セル数・断面積・曲げ剛性、

腹材の断面形状・寸法・取付位置・使用鋼材・セル数・断面積・曲げ剛

性、構造解析法、有効座屈長、安定照査法〕等である。調査結果をまとめるに当たり、図 2 - 1 に示すよう

な塔の構造形式およびケーブル形式、径間数、ケーブル面数を主なパラメータとして用いることにする。

橋 梁 名	国 名	竣工年	最大 支間長 m	径間割	ケーブル形式	ケーブル 面数	塔の 構造形式
1 多々羅大橋	Japan (本四公団)	計画中	890.0	3	Fan	2	A**
2 名港中央大橋	Japan (道路公団)	工事中	590.0	3	Fan	2	A**
3 鶴見航路橋	Japan (首都公団)	工事中	510.0	3	Fan	2	A
4 生口橋	Japan (本四公団)	工事中	490.0	3	Fan	2	A**
5 東神戸大橋	Japan (阪神公団)	工事中	485.0	3	Harp	2	H*
6 横浜ベイブリッジ	Japan (首都公団)	1989	460.0	3	Fan	2	H*
7 Second-Hooghly	India	工事中	457.2	3	Fan	2	H*
8 Rama - IX (Chao Phraya)	Thailand	1987	450.0	7	Fan	1	Single
9 岩黒島橋	Japan (本四公団)	1988	420.0	3	Fan	2	H**
10 横石島橋	Japan (本四公団)	1988	420.0	3	Fan	2	H**
11 名港東大橋	Japan (道路公団)	計画中	410.0	3	Fan	2	A**
12 名港西大橋	Japan (道路公団)	1985	405.0	3	Fan	2	A*
13 Saint Nazaire	France	1975	404.0	3	Conv.	2	A
14 Mississippi (Luling)	U.S.A.	1982	372.5	5	Conv.	2	A*
15 大和川橋梁	Japan (阪神公団)	1982	355.0	3	Harp	1	Single
16 Sloboda	Yugoslavia	1981	351.0	5	Fan	1	Single
17 Neuenkamp	Germany	1971	350.0	8	Fan	1	Single
18 天保山橋梁	Japan (阪神公団)	1989	350.0	3	Fan	2	A**
19 Jindo	Korea	1984	344.0	3	FanConv.	2	A
20 West-Gate	Australia	1978	336.0	5	Conv.	1	Single
21 Köhlbrand	Germany	1974	325.0	3	Fan	2	A**
22 Karnali River	Nepal	工事中	325.0	2	Fan	2	H
23 Knie	Germany	1969	319.0	2	Harp	2	Twin*
24 Erskine	U.Kingdom	1971	304.9	3	Single	1	Single
25 Bratislava	Czecho Slov.	1972	303.0	3	Conv.	2	A
26 Severin	Germany	1959	301.7	2 (6)	Fan	2	A*
27 Deggenau	Germany	1973	290.0	2	Conv.	1	Single
28 Kurt-Schumacher (Mannheim Nord)	Germany	1971	287.0	2 (4)	Fan	2	A
29 Friedrich-Ebert (Bonn Nord)	Germany	1967	280.0	3	Fan	1	Single
30 Leverkusen	Germany	1964	280.0	5	Harp	1	Single
31 Dolan	Korea	1984	280.0	3	Fan	2	A
32 Speyer	Germany	1975	275.0	2 (4)	FanHarp	2	A
33 Ewijk	Netherlands	1976	270.0	3	Fan	1	Single
34 Willems	Netherlands	1981	270.0	3	Conv.	2	Portal
35 Theodor-Heuss	Germany	1957	260.0	3	Harp	2	Twin
36 Oberkassel	Germany	1976	257.8	2 (7)	Harp	1	Single
37 Rees-Kaikaer	Germany	1967	255.0	3	Harp	2	Twin
38 Save	Yugoslavia	1979	253.7	6	FanStar	2	H
39 末広大橋	Japan (徳島県)	1975	250.0	3	Fan	1	Single
40 Papineau-Leblanc (Montreal)	Canada	1969	240.7	3	Conv.	1	Single
41 かもめ大橋	Japan (大阪府)	1975	240.0	3	Fan	1	Single
42 Kessock	U.Kingdom	1982	240.0	1 (3)	Harp	2	Twin
43 弥栄大橋	Japan (建設省)	1987	240.0	5	Fan	2	A
44 毛見 1 号線	Japan (和歌山県)	工事中	238.8	2	Fan	2	A
45 菅原城北大橋	Japan (大阪府)	1989	238.0	3	Fan	1	Single
46 Raiffeisen (Neuwied)	Germany	1976	235.2	2 (3)	Fan	1	Single
47 Wye	U.Kingdom	1966	234.7	3	Single	1	Single*
48 Hainburg	Austria	1972	228.0	2 (3)	Conv.	2	A
49 New-Luangwa	Zambia	1968	222.5	3	HarpStar	2	Twin*
50 六甲大橋	Japan (神戸市)	1976	220.0	3	Fan	2	H
51 かつしかハーブ橋	Japan (首都公団)	1987	220.0	2 (4)	Fan	1	Single
52 Longscreak	Canada	1969	217.0	3	Conv.	2	Portal
53 豊里大橋	Japan (大阪府)	1970	216.0	3	Fan	1	A
54 尾道大橋	Japan (本四公団)	1968	215.0	3	Conv.	2	Portal
55 Linz	Austria	1972	215.0	2 (4)	Harp	1	Single
56 Godsneide	Belgium	1978	210.2	3	Fan	2	Twin
57 Batnan	Australia	1968	205.7	2 (6)	Conv.	2	A*
58 鳥飼仁和寺大橋	Japan (大阪府)	1987	200.0	2 (3)	Fan	1	Single

*: 桁下まで伸びた形式, **: 桁下で終り形式

3 構造特性

(1) 構造形式

塔の代表的構造形式は、ケーブルの張り方が橋軸方向から見て1面ケーブル形式と2面ケーブル形式により大別できる。図3-1から明らかなように、1面ケーブル形式の場合は独立1本柱(Single)が大部分の橋梁に用いられており、A型は1橋のみである。一方、2面ケーブル形式の場合、A型の他にH型、独立2本柱(Twin)、門型(Portal)が採用されている。全体として最も多用されている構造形式は、A型であり全体の36%を占めている。続いて独立1本柱の35%、H型および独立2本柱の12%となり、門型が5%と最も少ない。

独立1本柱は、外観が単純で、路面走行時の解放感があり、さらに塔の鋼重の低減に効果がある。また、一般に橋脚の幅は狭くて済むことになるが、路面中央に橋長全体にわたって分離帯をとる必要性から橋面積が増える欠点を有するため、塔幅をできるだけ小さくするよう配慮する必要がある。さらに、ねじり剛性の大きな箱型断面補剛桁を用いる必要があり、2面ケーブル形式には用いられていない。

独立2本柱は、外観構造がシンプルで橋面上で解放感があるが、座屈安定性に劣ると同時に、橋軸直角方向の荷重に対して剛性が低下する問題を有している。門型およびH型は、独立2本柱型に対比して座屈安定性があり、橋軸直角方向の剛性を大きくすることができる。なお、H型の腹材の取付位置は一般にケーブル勾配に支配される。

A型は、ケーブル間の力の伝達が他の構造形式に比べてより直接的であり桁のねじり剛性を高めるのに有利になる。また斜めに塔柱を傾けて一体としているため橋軸直角方向の安定性が高い。その反面、ケーブルが鉛直面から傾くため定着構造が一般に複雑になるばかりでなく、橋脚の幅が大きくなる。また、外観上ケーブル面と塔柱が塔頂部で交差するため走行者に圧迫感を与える可能性がある。

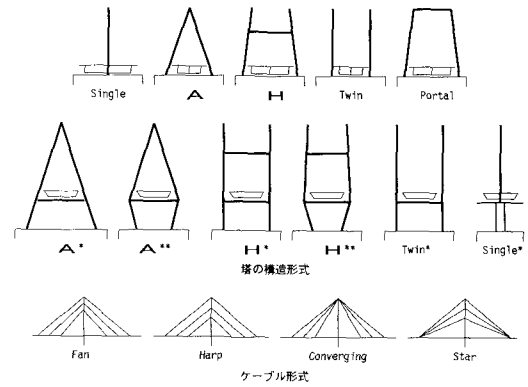


図2-1 塔およびケーブルの構造形式

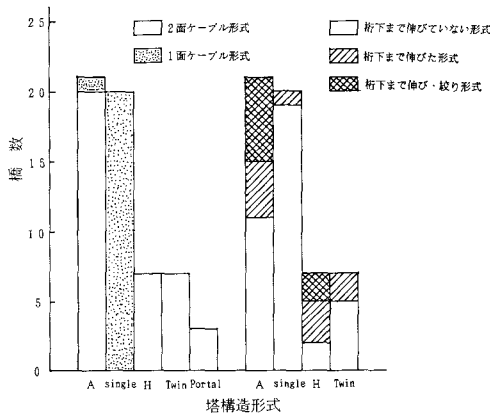


図3-1 塔の構造形式とケーブル面数の関係

また、図2-1のように桁下まで塔が伸びている構造形式も採用されており、その比率は全体の31%を占める。その代表的形式は、採用の多い

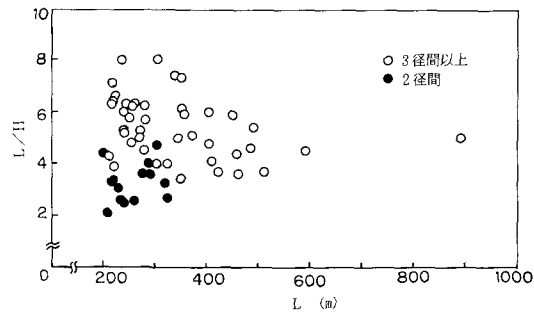


図3-2 塔高と最大径間長の関係

順にA型、H型、独立2本柱、独立1本柱となる。また、支間長が325m以上の橋梁では、橋脚の幅を小さくするため塔柱を補剛桁の下方で内側に絞り込んだ形式も8橋（A型6橋、H型2橋）見られ、桁下まで伸びた形式全体の44%にも達する。この場合、座屈安定性への配慮が重要になる。

ケーブル形式から見た場合、ハープ形式はケーブル定着区間においてほぼ直線的な変形になり、ケーブルが塔を回転拘束する効果があり座屈安定上最も有利となるが、表2-1から明らかなように実際にはファン形式が経済上等から最も多く採用されている。

(2) 塔高

塔の高さについては、桁から下については地形などの自然条件や航路条件などから決まるので、桁より上の高さが問題となる。高くすればケーブルの水平面との傾き角が大きくなり効率が良くなるが、塔の材料は増すことになる。図3-2から明らかなように、塔高Hと最大径間長Lとの関係は径間数を用いて分類することができる。塔高は、2径間の場合最大径間長の $1/4.7 \sim 1/2.1$ の範囲にあり、3径間以上では $1/8 \sim 1/3.4$ の広い範囲に分布している。特に、 $1/8$ と低い値を示した塔は、ケーブル形式が1本ケーブルの場合である。

(3) 鋼重

上部構造総鋼重 w_a に占める塔の鋼重 w_t の割合は、図3-3から明らかなように8%~43%の広い範囲に分布している。1面ケーブル形式の場合4%~15%であり、その平均は10%となり、2面ケーブル形式の場合バラツキが大きい。従来、斜張橋の塔の鋼重は吊橋に比してその割合が小さいと言われてきたが、長大化にともない30%を越える塔も増大している。したがって、設計を合理化し塔鋼重を低減することが経済性の上から重要になる。

次に、塔鋼重の床面積A(=有効幅員×橋長)に対する比は、1面ケーブル形式の場合 $0.02\text{tf/m}^2 \sim 0.1\text{tf/m}^2$ にあり、その平均単位面積当たりの鋼重は、 0.05tf/m^2 となる。一方2面ケーブル形式では塔高が100m程度までは一面ケーブルと同様な分布値を示しているが、より高層になると $0.3 \sim 0.5\text{tf/m}^2$ に分布していることがわかる(図3-4)。

なお、鋼重には径間数およびケーブル形式(ケーブル配置)との相関関係は見当たらなかった。

(4) 塔柱の断面形状

塔の断面形状は、景観への配慮、構造特性の要求および横荷重に対応するため、一般に塔頂に行くほど小さくなる変断面としている。図3-5および図3-6は各々橋軸方向および橋軸直角方向の塔基部フランジ幅に対する塔頂部フランジ幅の比を表している。橋軸方向の比率は $1 \sim 0.6$ とかなり変断面に成っており、それに比べて橋軸直角方向は等断面が多い。また、塔柱の断面形状を模式図にまとめると表3-1のように

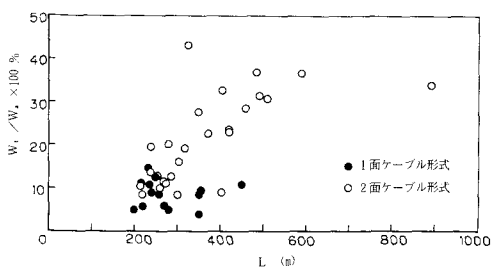


図3-3 上部構造総重量に対する塔鋼重の比と最大最大径間長の関係

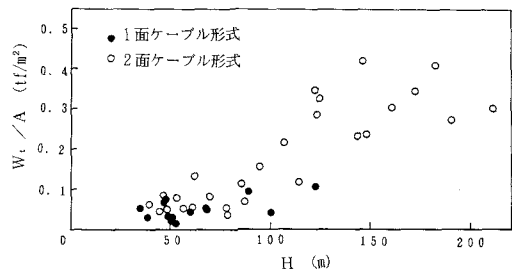


図3-4 単位床面積当たりの塔鋼重と塔高の関係

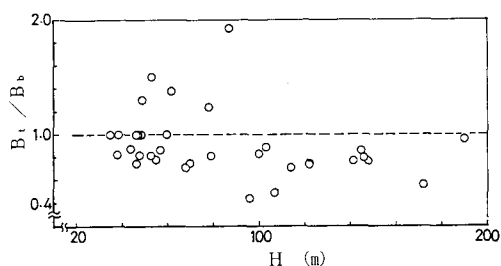


図3-5 塔柱の変断面率（橋軸方向）

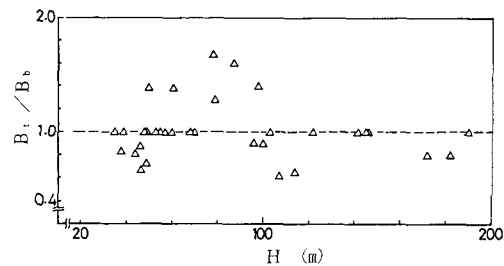


図3-6 塔柱の変断面率（橋軸直角方向）

なる。

全体的には1セル箱型断面が多い。わが国の場合塔基部の断面は3セル構造が多く、一般部の断面は1セル構造が中心であるが、2セル構造も数橋ある。

また、塔はかなり大きな荷重に耐える必要があり、ねじり変形を含めた座屈への配慮、材料最小化の面さらには動的特性への配慮から箱型断面が多用される傾向にある。もちろん、これらの断面の決定は、強度の他に、製作、施工、維持管理の面からも充分検討して決定することになる。

斜張橋の塔では、座屈安定性の他に耐風安定性を含む振動対策にも注意が必要になる。その照査を行う上で橋桁の空気力学的特性に対する対策が重要であることは周知のとおりであるが、その他に塔柱の矩形断面による振動対策も重要になる。わが国の場合、独立1本柱の長方形断面にスリットを設けたり、矩形断面に隅切りを行ったり、孔を空けた柱構造にするなどの対策により、渦励振およびギャロッピングを防いでいる。さらに、必要に応じて制振装置が設置されることも増えている。

4. 座屈設計

斜張橋の塔は、ケーブルを介して補剛桁を支持する構造であり、その基本的役割は、(1)ケーブルを支持する、(2)ケーブル張力等による軸圧縮力を直接基礎部へ伝達することである。塔の構造形式は、この役割を十分に配慮し、さらに機能性、経済性、施工性、および景観等を総合的に考慮して決定することになる。

表3-1 塔柱断面形状（中間断面）

 名港中央大橋	 名港西大橋	 Schmachter	 かもめ大橋
 観見航路橋	 Luling	 Ebert	 弥栄大橋
 生口橋	 大和川橋梁	 Leverkusen	 菅原城北大橋
 東神戸大橋	 Sloboda	 Speyer	 六甲大橋
 横浜ベイブリッジ	 Neuen Kamp	 Willems	 かつしかハープ橋
 Chao Phraya	 天保山大橋	 Theodor-Houss	 豊里大橋
 礪石島橋	 Knje	 Overkassel	 尾道大橋
 岩黒島橋	 Bratislava	 Save	
 名港東大橋	 Severin	 未広大橋	

→ 橋軸方向

塔に作用する荷重は、自重の他に上述したケーブルを介しての鉛直力および不平衡ケーブル力、さらに風荷重および地震荷重に対する反力が作用する。そのため、塔を構成する部材は2軸曲げモーメントと軸圧縮力を受け、複雑な断面力性状を示すことになる。したがって、塔は構造物および部材の座屈・安定性、補剛板の安定性を確保し、さらにはケーブル定着部の応力集中等にも充分配慮する必要がある。

諸外国の塔の座屈設計法に関する調査では、調査資料が不充分のため対象とした塔に対してドイツ、フランスおよびオランダの一部の塔しか調査できなかった。その数少ないデータにおいて、まず設計に用いる構造解析モデルはそれらの全てが平面骨組構造である。また、塔あるいは橋梁全体系の構造解析に2次弾性解析および有限変位理論による非線形解析を導入しているのがフランスのSt. Nazaire、ドイツのNeunkamp、Leverkusen、およびKnie橋である。さらにドイツのBonn-Nord、およびOverkassel橋では、2次効果の耐荷力への影響について2次弾性理論による非線形解析と線形解析結果とを比較し、その影響が小さいことを確認している。

次に、安全性の照査は、ドイツのNeunkamp、Knie、およびTheodor-heuss 橋では、塔の2次弾性理論による照査法、つまり設計荷重に対して荷重係数倍した荷重に対して2次弾性理論により断面力を求め、その値が材料の降伏荷重を越えないことを満足させる方法により行っている。

一方、わが国の塔の座屈設計は、道示の許容応力度設計法がその基本となっており、斜張橋の塔としての設計法が確立している訳ではない。そのため、道示の適用外となる最大支間長が200mを越えるような橋梁に対しては、各公団および自治体が各橋梁の塔ごとに試算設計を実施して設計法の検討を行い、斜張橋の塔に関する独自の設計基準を設けているのが現状である。

これらの設計基準を調べてみると、現在、

①一般骨組構造設計法、②修正骨組構造設計法、③斜張橋主塔の特殊設計法の3方式による設計法に分類でき、これらの設計手順を示すと表4-1のようになる。

表4-1 塔の設計法

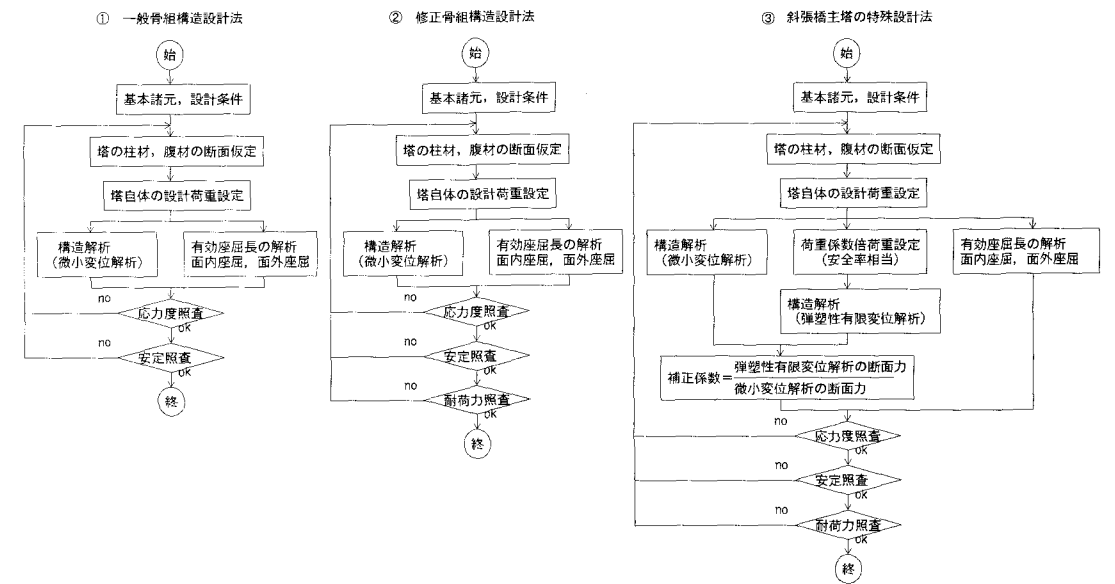
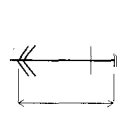
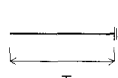
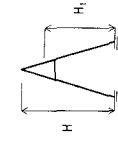
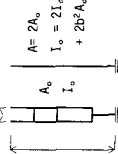
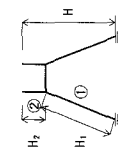
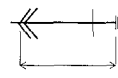
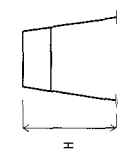
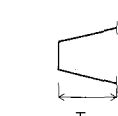


表 4-2 わが国の鋼斜張橋主塔の設計因子比較 (その1)

橋梁名	生口橋 (工事中)	東神戸大橋 (工事中)	横浜ベイブリッジ (1989)	磐石島・岩黒島橋 (1986)	名港西大橋 (1985)	大和川橋梁 (1982)	天保山大橋 (1980)
構造形式	A型, 2面, Fan, 490m	H型, 2面, Harp, 485m	H型, 2面, Fan, 460m	H型, 2面, Fan, 420m	A型, 2面, Fan, 405m	Singile型, 1面, Harp, 355m	A型, 2面, Fan, 350m
構造解析	平面モデル 有有限変位理論	全体系・立体モデル 微小変位理論	全体系・立体モデル 微小変位理論	平面モデル 有有限変位理論	全体系・立体モデル 微小変位理論	平面モデル 微小変位理論	全体系・立体モデル 微小変位理論
応力度照査 安定照査	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cal}$ $\alpha_{cx} + \alpha_{bx} \leq 1$ $\alpha_{cy} + \alpha_{by} \leq 1$	$\gamma_{\sigma c} + \gamma_{\sigma_{bx}} + \gamma_{\sigma_{by}} \leq \sigma_{cal}$ $\gamma_{\sigma c} + \gamma_{\sigma_{bx}} + \gamma_{\sigma_{by}} \leq 1$ $\sigma_{bxx}, \sigma_{bxy}$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cal}$ $\alpha_{cx} + \alpha_{bx} + \alpha_{cy} \leq 1$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cal}$ $\alpha_{cx} + \alpha_{bx} \leq 1$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cal}$ $\alpha_{cx} + \alpha_{bx} + \alpha_{by} \leq 1$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cal}$ $\alpha_{cx} + \alpha_{bx} + \alpha_{by} \leq 1$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cal}$ $\alpha_{cx} + \alpha_{bx} + \alpha_{by} \leq 1$
有効座屈長	面外座屈 面内座屈 E法により算出。 ただし、 $\sigma_{bxx}, \sigma_{bxy}$ は部材長。	面外座屈 全体平面モデル弾性固有値解析 ①: 2.00H ₁ 面内座屈 E法により算出。 ①: 1.49H ₁ ②: 1.13H ₂ ③: 1.67H ₃	面外座屈 ①: 2.10H ₁ ②: 固有値 ③: 0 面内座屈 ①: 1.20H ₁ ②: 1.20H ₂ ③: 2.10H ₃	面外座屈 面内座屈 E法により算出。 ただし、 σ_{bxx} は部材長。	面外座屈 ①: 2.00H ₁ ②: 1.00H ₂ 面内座屈 耐荷力実験結果を参考に して決定。	面外座屈 1.00H 面内座屈 0.70H	面外座屈 ①: 1.08H ₁ ②: 1.05H ₂ ③: 2.00H ₃ 面内座屈 ①: 1.08H ₁ ④: 0.70H ₄ ②: 0.80H ₂ ⑤: 2.00H ₅ ③: 0.85H ₃
耐力照査	全体系・立体モデル 弾塑性有有限変位解析 $\alpha < \alpha_{res}$	全体系・立体モデル 弾塑性有有限変位解析 $\alpha < \alpha_{res}$	全体系・平面モデル 有有限変位解析により安全性確認。	全体系・立体モデル 有有限変位解析により確認。	全体系・立体モデル 有有限変位解析	全体系・立体モデル 弾塑性有有限変位解析 $\alpha > \alpha_{res}$	全体系・立体モデル 弾塑性有有限変位解析 $\alpha > \alpha_{res}$
備考	σ : 軸方向応力度 σ_y : 降伏応力度 $\alpha_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_{cal}}$ $\alpha_{bx} = \frac{C_{\sigma_{bx}}}{\sigma_{bxx} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{bxx}} \right)}$ $\alpha_{by} = \frac{C_{\sigma_{by}}}{\sigma_{bxy} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{bxy}} \right)}$	弾塑性有有限変位解析における 解析条件: 残留応力 初期たわみ: H/1500 局部座屈考慮。 H ₁ : 塔基部と変形モードの変曲点 間距離 弾塑性有有限変位解析の断面力 $\gamma = \frac{\sigma_c}{\sigma_{cal}}$ 微小変位解析の断面力 α : 荷重係数 α_{bxx} : 所要荷重係数	$\sigma_{bx} = \frac{\sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{bxx}} \right)}$ $\sigma_{by} = \frac{\sigma_{by}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{bxy}} \right)}$ 有有限座屈長は、死荷重による弾性 固有値解析結果を参考に、道路 橋示方書により決定。	構造解析は、最悪ケースに ついて有有限変位解析により 確認。 有効座屈長は、弾性固有値 解析を行い確認。	構造解析は、最悪ケースに ついて有有限変位解析により 確認。 有効座屈長は、弾性固有値 解析を行い確認。	有効座屈長は、台形分布する 軸力に対する道路橋示方書の 表により決定。 有有限座屈長は、弾性固有値 解析により決定。 弾塑性有有限変位解析条件: 完全弾塑性、単純ねじり、 Von Mises Plandie-Reuss, 残留応力および初期たわみ: SM41 0.9 σ_y , 0.4 σ_y SM58 0.9 σ_y , 0.2 σ_y 面外 塔頂10cm 面内 H/1000 正弦波	有効座屈長は、 Dr α L 面内座屈 α (Dr α -PS) の高重たわみに対して弾性固 有値解析により決定。 弾塑性有有限変位解析条件: 完全弾塑性、単純ねじり、 Von Mises Plandie-Reuss, 残留応力および初期たわみ: SM41 0.9 σ_y , 0.4 σ_y SM58 0.9 σ_y , 0.2 σ_y 面外 塔頂10cm 面内 H/1000 正弦波

表 4-2 わが国の鋼斜張橋主塔の設計因子比較 (その 2)

橋梁名	本庄大橋 (1975)	かもめ橋梁 (1975)	新栄大橋 (1987)	高岡城北大橋 (1989)	六甲大橋 (1976)	かつしかハープ橋 (1987)	豊里大橋 (1970)	尾道大橋 (1968)
構造形式	Single型, 1面, Fan, 250m	Single型, 1面, Fan, 240m	A型, 2面, Fan, 240m	Single型, 1面, Fan, 238m	H型, 2面, Fan, 220m	Single型, 1面, Fan, 220m	Portal型, 1面, Fan, 216m	Portal型, 2面, Conv., 215m
構造解析	平面モデル 微小変位理論	平面モデル 微小変位理論	平面モデル 微小変位理論	平面モデル 微小変位理論	平面モデル 微小変位理論	全体系・立体モデル 微小変位理論	平面モデル 微小変位理論	平面モデル 微小変位理論
応力度照査 安定照査	$\frac{\sigma_c + \sigma_{br}}{\sigma_{cs} + \sigma_{bs}} \leq 1$ $\sigma_c < \sigma_{cs}, \sigma_b < \sigma_{bs}$ $\frac{\sigma_{cs} + \sigma_{bs} + \sigma_{br}}{\sigma_{cs} + \sigma_{bs}} \leq 1$	$\sigma_c < \sigma_{cs}, \sigma_b < \sigma_{bs}$ $\frac{\sigma_{cs} + \sigma_{bs} + \sigma_{br}}{\sigma_{cs} + \sigma_{bs}} \leq 1$	$\sigma_c + \bar{\sigma}_{br} + \bar{\sigma}_{bs} \leq \sigma_{cs}$ $\sigma_{cs} + \alpha_{cs} + \alpha_{br} \leq 1$	$\sigma_c + \bar{\sigma}_{br} + \bar{\sigma}_{bs} \leq \sigma_{cs}$ $\sigma_{cs} + \alpha_{cs} + \alpha_{br} \leq 1$	$\sigma_{cs} + \sigma_{br} < \sigma_{cs}$ (虚頂部) $\frac{\sigma_c}{\sigma_{cs}} + \frac{\sigma_{br} + \sigma_{br}}{\sigma_{cs}} \leq 1$	$\sigma_c + \bar{\sigma}_{br} + \bar{\sigma}_{bs} \leq \sigma_{cs}$ $\sigma_{cs} + \alpha_{cs} + \alpha_{br} \leq 1$	$\sigma_c + \sigma_{br} \leq \sigma_{cs}$ $\sigma_{cs} + \sigma_{br} \leq \sigma_{cs}$	$\sigma_c + \sigma_{br} \leq \sigma_{cs}$
有効座屈長	面外座屈 面内座屈 2.00H	面外座屈 面内座屈 1.00H 2.00H	面外座屈 面内座屈 1.00H ₁ 1.00H	面外座屈 面内座屈 1.00H 全体座屈と各骨組断材の座屈長を考慮。	面外座屈 面内座屈 1.00H ①: 1.50H ₁ ②: 2.20H ₂	面外座屈 面内座屈 1.00H	面外座屈 面内座屈 1.00H	面外座屈 面内座屈 1.00H
耐荷力照査						全体系・立体モデル 有効変位解析 $\sigma < 1.7\sigma_{cs}$		
備考	H: 主桁と塔柱の交点と第1ケーブリング間距離。		H ₁ : 主桁と塔柱の交点とケーブリング重心点間距離。 H: 主桁と塔柱の交点と塔柱中心線交点間距離。	骨組断材の有効座屈長は通路橋示方書により算出。 全体座屈の有効座屈長は、1本柱モデルとラーメンモデルの固有値計算を行い、次式により算出。 $\alpha = \frac{\text{ラーメンモデルの固有値}}{\text{1本柱モデルの固有値}}$ $\alpha' \cdot \ell' = 1$ 本柱モデルの固有値、座屈長。 $\ell = \frac{1}{\alpha} \cdot \ell'$	σ_{cs} : 初期軸力 σ_{br} : 格点軸力 構造解析は、2次理論により確認。 有効座屈長は、弾性固有値解析により確認。	面内座屈に関しては弾性座屈解析により確認。 H: 主桁と塔柱の交点と第1ケーブリング間距離。	橋軸垂直方向の平面構造解析は、塔基部ヒンジの場合と固定の場合について行い、断面力の大さい方を採用。	H: 主桁と塔柱の交点とケーブリング取付点間の軸道距離。



①の設計法を採用している橋梁には、櫃石島橋、岩黒島橋、名港西大橋、末広大橋、かもめ大橋、弥栄大橋、菅原城北大橋、六甲大橋、豊里大橋および尾道大橋がある。しかし、近年では、生口橋、横浜ベイブリッジ、大和川橋梁、天保山大橋およびかつしかハープ橋のように断面決定後に構造全体系に対する耐荷力照査を行う②の設計法が多くなっている。さらに、将来の限界状態設計法への移行を念頭においた新しい設計法として③の方法が提案されており、現在工事中の東神戸大橋に適用されている。この設計法は、他の設計法と異なり積極的に弾塑性有限変位解析を導入している。

いま、これらの設計法における重要な要因である構造解析、応力度・安定照査、有効座屈長および耐荷力照査法についてより詳細に整理してみると表4-2のようになる。

(1) 構造解析

部材の断面力および変位を求める構造解析には、変形前のつりあい状態に基づく微小変位理論による線形解析と、変形後の状態を厳密に考慮した有限変位理論に基づく解析がある。実際の設計荷重に対する塔の解析では、橋軸方向および橋軸直角方向の各平面骨組構造としての線形解析が主体である。これは、いままでの斜張橋では非線形性の影響があまり大きくないこと、および道示との整合性を図ることに起因している。

しかし、近年の斜張橋である東神戸大橋、横浜ベイブリッジ、名港西大橋、天保山大橋およびかつしかハープ橋における詳細設計では、上部工全体を立体骨組構造として扱うことも行われている。これは、解析プログラムの整備が進み、2面ケーブル形式やA型塔のように立体的構造の力学挙動を把握する必要が出てきたためであろう。

さらに、横浜ベイブリッジ、名港西大橋および六甲大橋の塔では、構造解析を線形解析で行うことを基本にしながらも、別途ケーブルのサグの影響を考慮した平面有限変位解析あるいは立体有限変位解析により断面力を算出し非線形性の影響に関する精度確認をしている。

一方、構造解析に平面骨組構造としての有限変位解析を採用している橋梁には、生口橋、櫃石島橋および岩黒島橋がある。これは、長大橋としての非線形性の影響を考慮すること、および吊橋主塔の設計法との整合性を図ることに起因している。なお、これらの橋梁は、別途ケーブルのサグの影響を考慮した立体有限変位解析を行うことにより平面解析結果の精度確認を行っている。

また、構造解析の基本は微小変位解析であるが、構造物の非線形性の影響に関する補正係数 γ を求めるため、さらに弾塑性有限変位解析を実施しているのが東神戸大橋である。この補正係数は、弾塑性有限変位解析を荷重倍率1.7まで行って得られる断面力と微小変位解析により得られる断面力の比から算出している。

(2) 応力度・安定照査

塔は、2軸曲げを受けるはり一柱となるため、その構造物および部材としての安全性を照査することが重要になる。表4-2から明らかなように、これまでの多くの橋梁は設計荷重のもとで道示の軸力と曲げを受ける部材としての応力度照査式にしたがって行ってきた。これは、塔の非線形性の影響が小さいこと、照査方法が比較的簡単であることおよび他の構造物との設計思想の整合が図れることに起因している。

一方、本四公団の橋梁は構造解析による断面力は有限変位解析により算出するため、照査式において付加曲げモーメントの影響を表す項を省略した吊橋主塔設計要領の照査式を準用している。さらに、上式に補正係数 γ を考慮した照査式を用いているのが、東神戸大橋である。

次に、安定照査式について調査してみると、各設計時期における道示の照査式を用いている橋梁が多い。しかし、本四架橋は吊橋主塔の照査法と同様に橋軸直角方向のみの安定照査式や、橋軸方向および橋軸直角方向の各面内の1軸曲げに関する照査を行っている。さらに、東神戸大橋では付加曲げモーメントの影響を省略した2軸曲げに関する線形式に補正係数を考慮した照査式を用いている。

(3) 有効座屈長

応力度・安定照査では、有効座屈長の評価が重要な問題となる。いま、塔に関する有効座屈長の具体的数値を実績調査してみると、1本柱形式の塔は、橋軸直角方向（面内座屈）で基礎固定・塔頂部自由の2.0Hから基礎固定・塔頂部ヒンジの0.7Hまでの広い範囲の柱モデルとして決定している。また橋軸方向（面外座屈）に対してはケーブルのひき戻し効果を考慮して1.0Hの基部・塔頂部ヒンジの柱モデルを採用するケースが多い。門型形式では面内座屈および面外座屈ともに1.0Hを用いている。

また、A型およびH型形式塔の場合、多種の決定方法が用いられている。面内座屈および面外座屈に対する有効座屈長をとともに道示の表値を採用している橋梁や本四架橋のように面内および面外座屈に対する有効座屈長は、塔柱の非弾性を考慮した有効接線弾性係数法を用いて決定している橋梁もある。また、面外座屈に対する有効座屈長は道示の表値を採用し、面内座屈に対する有効座屈長は、耐荷力実験結果を参考にして決定している橋梁、さらに、面外座屈を弾性固有値解析、面内座屈を有効接線弾性係数法により決定している橋梁も見受けられる。

実際にはケーブル形式により軸圧縮力分布が複雑な分布状態になるため、荷重状態を考慮した算出法も採用されている。さらに、最近の塔では、構造全体系の弾性固有値解析を行い道示の表値の精度確認をしている。

(4) 耐荷力照査

長大斜張橋の塔は、その構造系が単純でなく、応力状態も複雑になるため、従来の①の設計法に対して、断面決定後構造全体系の有限変位解析による耐荷力照査を実施し、構造全体系としての崩壊に対する安全性を確保する設計が行われる傾向にある。この耐荷力照査が実際の設計に規定されたのは、1980年代に入ってからであり、構造全体系の立体モデルとしての非線形解析を実施している。しかし、詳しく調べてみると、各橋梁ごとに異なった照査方法が採用されている。具体的には、

(a)有限変位解析による限界応力 σ が断面を形成する板の局部座屈を考慮した許容応力度 $1.7\sigma_{ca1}$ を満足する。

(b)弾塑性有限変位解析による終局時の部材応力 σ が降伏応力 σ_y を満足する。

(c)弾塑性有限変位解析による終局時の荷重係数 α が所要荷重係数 α_{req} を満足する。

のような照査法が用いられている。

(a)の照査は、死荷重および活荷重を荷重係数倍した荷重の基での有限変位解析による照査である。また、(b)や(c)の照査は荷重係数倍した荷重の基、柱の初期不整（初期たわみ、残留応力）を考慮した、あるいはそれと局部座屈の影響を考慮した弾塑性有

限変位解析により照査するものである。これらの設計思想は、構造物に対して危険と考えられる最悪荷重ケースを想定し、荷重係数倍の考えにより所要の安全率を確保しようとするものである。

これらの照査に用いる荷重の組み合わせおよび荷重係数については、各橋梁によって異っているのが現状であり、具体的には表4-3のような組み合わせおよび係数値が用いられている。

表4-3 荷重の組み合わせと荷重係数値

橋梁名	荷重の組み合わせおよび荷重係数	所要荷重係数
生口橋	$1.3(D+PS+T+SD)+\alpha(i+1)L$	$\alpha_{req}=2.2$
東神戸大橋	$1.1(D+PS)+1.00(SD+E+T)+\alpha W$	$\alpha_{req}=1.54$
	$1.1(D+PS)+1.00(SD+E+T+L)+\alpha EQ$	$\alpha_{req}=1.54$
大和川橋梁	$1.70(D+PS)+\alpha(i+L)$	$\alpha_{req}=1.70$
	$1.00(D+PS+T)+\alpha((i+L)/2+EQ)$	$\alpha_{req}=1.26$
	$1.26(D+PS)+\alpha W$	$\alpha_{req}=1.26$
天保山大橋	$1.30(D+PS)+\alpha(i+L)$	$\alpha_{req}=2.17$
	$1.30(D+PS+T)+\alpha(i+L)$	$\alpha_{req}=1.30$
	$1.25(D+PS+T)+\alpha W$	$\alpha_{req}=1.25$
かつしかーづ橋	$1.30(D+PS+T)+\alpha(EQ+L)$	$\alpha_{req}=1.30$
	$1.70(D+PS+E)+\alpha(i+L)$, $\alpha=1.7/\sigma_{ca1}$ の割増率	$\sigma_{cr}=1.7\sigma_{ca1}$
	$1.36(D+PS+E)+\alpha(i+L+W)$, $\alpha=1.7/\sigma_{ca1}$ の割増率	$\sigma_{cr}=1.7\sigma_{ca1}$
D:死荷重, L:活荷重, T:温度の影響, W:風荷重, i:衝撃 E:架設・製作誤差, PS:プラスト力, SD:支点移動の影響, EQ:地震荷重		

5. 座屈設計法に関する考察

前章までにおいて、実績調査結果を基にそれらの分布状況や構造特性の相関関係を明らかにするとともに種々の考察を行った。しかし、現在のわが国の塔の設計法には、幾つかの検討すべき問題点が残されていることも明らかになった。その問題点についてまとめると次のようになる。

- (1) 構造解析に用いる解析モデルは、平面構造と立体構造あるいは全体系構造と部分系構造とを橋梁によって種々組み合わせて導入しているようである。特に、立体解析は平面解析に比べて各部材の断面力を直接的に求められる利点を有しているが、その反面、出力が多く煩雑となるため、力学的な性状を把握する場合には平面解析の方が良い場合もある。したがって、構造解析は解析の目的と構造系および荷重状態に応じた構造の実際の力学挙動を正確に反映できることが重要であり、解析モデルに対して適切な判断が必要になる。
- (2) 構造解析や耐荷力照査では非線形解析を導入し始めているが、有限変位理論による定式化における非線形性レベルについて何ら規定されていないため、用いる非線形解析の信頼性が不明確である。特に、弾塑性有限変位解析については、基本因子〔材料非線形性（接線係数、残留応力、材片の後座屈挙動と強さおよび荷重履歴）、初期たわみ（初期曲がり、荷重の偏心）、端（境界）の拘束条件、荷重の性質、継手の特性等〕の影響、2軸曲げの影響および局部座屈との連成の影響等、が耐荷力に影響することになるため、これらの影響評価に関する数値解析上の検討および実験による確認検証が必要になる。同時に、我が国では上記因子を考慮した非線形解析はまだ十分に汎用化されているとは言えず、汎用プログラムの整備が重要になる。
- (3) 道示の安定照査式は、本来有限変位および非弾性を考慮して設計計算を行う代わりに、微小変位理論による構造解析を用いて行うために提案された経験的な線形公式である。したがって、現行の線形照査式あるいはその修正式は微小変位解析により断面力を求める場合には有効であるが、非線形解析により断面力等を求める場合に適用することの妥当性については検討の余地がある。
- (4) 有効座屈長は荷重条件や支持条件によって異なるため、変断面を持つ複雑な塔構造の有効座屈長を一義的に決定することはかなり困難である。さらに、近年有効座屈長を求める方法として採用されている弾性固有値解析や有効接線弾性係数法は、軸力の小さい領域において有効座屈長がかなり大きくなるという矛盾があり、この点の改良法が研究されてはいるものの⁸⁴⁻⁸⁶⁾、実際には種々の固有値計算により得られる解を比較評価したり、座屈モードと塔に作用するケーブル力の状態とを考慮して有効座屈長を設定するなど、現状ではその評価は設計者の判断に委ねられている。したがって、部材としての安全性を照査する積み上げ方式により構造全体系の安全性を確保する設計では、合理的な有効座屈長の決定法の確立が重要となる。
- (5) 構造全体の耐荷力照査を行う場合、どのような荷重を組み合わせるか、そのときの荷重係数を幾らにとるかが現状では明確でなく、多くの場合各橋梁ごとに異なった値を用いており、統一的なものが得られていない。
- (6) マルチケーブル形式（ファン形式やハープ形式）斜張橋は、一般に橋軸方向面内構造の剛性が大きくなる。また、塔は吊橋主塔に比べて、より変断面な塔柱に設計され、ケーブルからの鉛直力は分布荷重として作用するため軸力がより漸変し複雑な応力分布を示す。その結果、構造全体系の面外座屈荷重が面内座屈荷重より大きくなり、吊橋主塔と逆の構造特性を示すことが考えられる。さらに、両座屈荷重が近い場合には連成座屈問題にも配慮する必要がある、このような場合に対する塔の設計法について検討する必要がある。

6. おわりに

世界の主要な長大斜張橋を対象にして、その重要な構成要素である塔の構造系および断面形について、さらにわが国を中心にして有効座屈長等の座屈設計法の内容について実績調査を行った。得られたデータの基、それらの分布状況や構造特性の相関関係を明らかにするとともにその設計方針および照査法等について考察を行い、現在の座屈設計法の問題点を明確にする等設計上の有益な結果を得ることができた。

現在、長い実績を持つ許容応力度設計法から限界状態設計法へ移行することは世界的趨勢となっており、わが国の鋼構造物の設計基準も見直しが進められている現状において、吊形式橋梁の塔の安全性が有効座屈長法と荷重係数倍した終局荷重状態による有限変位解析法のいずれの方法により照査されるべきかは実用的観点から議論する必要があると考えられる。

最後に、本研究の調査にあたり、建設省、本州四国連絡橋公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、長崎県、神戸市、大阪市の皆様には多大な御協力を得た。また、(株)長大森田泰生氏、日立造船(株)田中洋氏および(株)東京鐵骨橋梁製作所入部孝夫・井上寛の両氏には種々の御配慮をいただいた。さらに(株)横河橋梁製作所鈴木克弥氏にはデータのとりまとめに御協力を得た。ここに記して感謝する次第である。なお、本研究の一部は本州四国連絡橋公団の受託研究費の補助を受けたことを付記する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1985
- 2) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説，1988
- 3) 土木学会：土木工学ハンドブック，中巻，技報堂，1974
- 4) 土木学会：斜張橋資料集成，1976.2
- 5) 土木学会：鋼斜張橋—技術とその変遷—，1990
- 6) 小松定夫：鋼構造の補剛設計，森北出版，1986
- 7) 田島二郎：斜張橋の設計と施工，本州四国連絡橋開通特別連続記念講義集，土木学会，1988.10
- 8) 斜張橋特集号（斜張橋の構造特性），橋梁と基礎，1985.8
- 9) N. J. Gimsing：Cable supported Bridges Concept and Design, John Wiley & Sons, 1983
- 10) M. S. Troisky：Cable-Stayed Bridges Theory and Design, Crosby Lookwood Staples, 1977
- 11) W. Podolny and J. B. Scalzi：Construction and Design of Cable-stayed Bridges, second ed., John Wiley & Sons, 1986
- 12) 本州四国連絡橋公団：長大斜張橋技術資料調査報告書，1988
- 13) 本州四国連絡橋公団：長大斜張橋技術資料調査報告書（文献集），1988
- 14) 本州四国連絡橋公団・海洋架橋調査会：世界の長大橋，1989.4
- 15) 長大鋼橋研究委員会：斜張橋の実績調査報告，建設コンサルタンツ協会近畿支部，1982.5
- 16) 本州四国連絡橋公団：多々羅大橋の橋梁計画について，1989.11
- 17) 日本道路協会・名港大橋調査特別委員会：名港大橋の設計施工に関する調査研究報告，1990.3
- 18) 和田克哉：鶴見航路橋（仮称）の計画，橋梁，1988.1
- 19) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書，1986.3
- 20) 山岸一彦：生口橋，橋梁と基礎，1988.8
- 21) 多田和夫他3名：生口橋上部工の設計（上），橋梁と基礎，1990.7
- 22) 北沢正彦・三浦龍太郎・金治英実：東神戸大橋の荷重係数設定と耐荷力解析，阪神高速道路公団技報，No. 9, 1989
- 23) 崎元達郎・小松定夫・北沢正彦：曲げが支配的な主塔を有する長径間斜張橋の耐荷力に関する研究，構造工学論文集，Vol. 36A, 1990.3
- 24) 小村敏他4名：横浜港横断橋上部工の設計（上，下），橋梁と基礎，1988.12, 1989.1
- 25) 首都高速道路技術センター：横浜港横断橋の設計施工に関する調査研究報告書，1985.3

- 26) 下瀬健雄 : Second Hooghly River橋, 橋梁と基礎, 1990.2
- 27) M. Ishizaki, A. Siriakorn, S. Hasegawa : Dao Khamong Cable Stayed Bridge Investigation of Aerodynamic Stability, Proc. Int. Conf. on Cable Stayed Bridges, 1987
- 28) 土木学会・本州四国連絡橋綱上部構造研究小委員会 : 櫃石島・岩黒島斜張橋に関する検討, 本州四国連絡橋綱上部構造に関する調査研究報告書, 1980.10
- 29) 保田雅彦・日里正夫・大広始 : 岩黒島橋上部工の詳細設計, 本四技報, 1985.10
- 30) 野中幸治・川人達男 : 名港西大橋の施工(上), 橋梁と基礎, 1985.4
- 31) 加藤信夫・飯岡豊・川人達男 : 名港西大橋(上部工)の設計, 橋梁と基礎, 1983.12
- 32) 森国夫・渡辺信夫・藤沢伸光 : 長大斜張橋(St. Nazaire)の設計と施工, 橋梁と基礎, 1976.12
- 33) 土木学会 : ヘイルボーク橋(ルーリング橋), 橋, 1980
- 34) 笹戸松二・江見晋・石崎浩 : 大和川橋梁(長大斜張橋)の構造について, 橋梁と基礎, 1978.4
- 35) 松本忠夫・江見晋・石崎浩 : 大和川橋梁上部工の設計, 橋梁と基礎, 1979.7
- 36) N. Hajdin : Straßenbrücke "SLOBODA" über die Gonau in Novi Sad, Der Stahlbau, 1983.4
- 37) F. Tschemmerneegg : Zur Berechnung der pylonen der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp, Der Stahlbau, 1971.11
- 38) 田井戸米好・福岡悟・林秀 : 長大斜張橋・安治川橋梁の設計, 土木学会誌, 1984.6
- 39) 阪神高速道路公団大阪第3建設局 : 安治川橋梁設計指針(案), 1982
- 40) 大田孝二 : ついに開通したウェストゲート橋, 橋梁と基礎, 1979.6
- 41) Zwei neue stählerne Hochbrücken in Norddeutschland, Der Stahlbau, 1970.10
- 42) G. Schreier : Bridge over the Rhine at Düsseldorf -Design, Calculation, Fabrication and Erection-, acier stahl steel, 1972.5
- 43) Die Kniebrücke in Düsseldorf, Der Stahlbau, 1970.6
- 44) O. Kerensky, W. Henderson, W. Bonn : The Ersknie Bridge, The Structural Engineer, 1972
- 45) Arpad Tesar : Das Projekt der neuen Straßenbrücke über die Donau in Bratislava/CSSR, Der Bauingenieur, 1968.6
- 46) Site Conditions Turn Bridge Tower Upside Down, ENR, 1973
- 47) Schriftleitung : Die Severinsbrücke Köln-Entwurf und Fertigung der Strombrücke, Der Stahlbau, 1960.8
- 48) E. Volke : Die Strombrücke im Zuge der Nordbrücke Mannheim-Ludwigshafen Teil 1, Konstruktion und Statik, Der Stahlbau, 1973.4, 1973.5
- 49) C. H. Rademacher : Die Strombrücke im Zuge der Nordbrücke Mannheim-Ludwigschafen, Teil 2, Werkstattfertigung und Montage, Der Stahlbau, 1973.6
- 50) Wolfgang Borelly : Nordbrücke Mannheim-Ludwigshafen Teill, Der Bauingenieur, 1972.8
- 51) H. Thul : Die Friedrich-Ebert-Brücke über den Rhein in Bonn, Der Bauingenieur, 1971.9
- 52) H. Daniel and H. Schumann : Die Bundesautobahnbrücke über den Rhein bei Leverkusen Stählerner Überbau der Strombrücke, Der Stahlbau, 1967.9
- 53) H. Schumann and A. Fahlbusch : Die Bundesautobahnbrücke über den Rhein bei Leverkusen Stählerner Überbaues, Der Stahlbau, 1970.4
- 54) 海外ニュース速報(韓国の斜張橋), 土木技術, Vol.37, No.11, 1982.11
- 55) 海外ニュース速報(韓国の斜張橋の課題), 土木技術, Vol.39, No.4, 1984.4
- 56) G. Epple, E. Rössing, E. Schaber and L. Wintergerst : Die Neue Rheinbrücke für die Bundesautobahn bei Speyer, Der Stahlbau, 1977.10
- 57) 水上義彦 : ロッテルダムの新しい斜張橋「Willemes橋」, 橋梁と基礎, 1981.11
- 58) E. Beyer : Nordbrücke Düsseldorf Teil1 Gesamtlage und Montage der Rheinbrücke, Der Stahlbau, 1958.1
- 59) L. Wintergerst : Nordbrücke Düsseldorf Teil3 Statik und Konstruktion der Strombrücke, Der Stahlbau, 1958.7
- 60) Bibliography and Data on Cable Stayed Bridges, Proc. ASCE. ST, 1977
- 61) 海外ニュース速報(西ドイツの新しい斜張橋), 土木技術, Vol.40, No.10, 1985.10
- 62) 田島二郎・成瀬輝男・高橋健 : Beograd の橋, 橋梁と基礎, 1980.1

- 63) 波多野義孝・鈴谷岩一・河島献一：末広大橋上部工の設計と施工，橋梁と基礎，1975.9
- 64) J.G.Demers and F.Simonsen：Montreal boasts cable-stayed bridge, Civil Engineering ASCE, 1971.8
- 65) 石岡英男・田辺肅郎・西島勝臣：かもめ大橋，三菱重工技報，Vol.14, No.3, 1977.5
- 66) 大阪市港湾局：完成間近いかもめ大橋，土木技術，Vol.30, No.8, 1975.8
- 67) L.Clements：Design and Construction of Kessock Bridge, Proc. Inst. of Civil Engineers, 1986
- 68) 田中・林・橋本：弥栄大橋の設計と施工，橋梁，1985
- 69) 大阪市建設局：菅原城北大橋工事誌，1990.3
- 70) 山本崇史・北川信：欧州橋梁技術調査団報告（その5），橋梁と基礎，1977.7
- 71) K.Indelberger：Die Schrägeibrücke mit A-pylon über den Rein Neuwied, Der Stahlbau, 1978
- 72) Continuing the Severn Crossing-the Wye Viaduct, Engineering, 1966.9
- 73) F.Allemand：Stahlfertigteile für eine Brücke in Südafrike, Der Bauingenier, 1968.12
- 74) Luangwa Bridge, The Engineer, 1967
- 75) 災害科学研究所・神戸市港湾局：六甲アイランド連絡橋の構造解析に関する研究報告書，1975
- 76) 松浦勢一・横山顕二・田外吉則：六甲大橋上部工の設計と架設，土木学会誌，1976.9
- 77) 高橋敏介・安藤憲一・山崎和夫：S字型曲線斜張橋上部工の設計（上），橋梁と基礎，1985.4
- 78) 近藤和夫他5名：豊里大橋，三菱重工技報，Vol.7, No.7, 1970
- 79) 近藤和夫他3名：豊里大橋（斜張橋）の設計と架設，1970.12
- 80) 鈴木周一：尾道大橋，橋梁と基礎，1988.8
- 81) Amonymons：Leaning Tower Supports Stayed Truss Span, ENR, 1967
- 82) L.Burgborzer, E.Graw：Die 2 Donaubrücke, Der Stahlbau, 1973.11
- 83) L.Nobels：Cable Stayed Bridge, Acier Stahl Steel, 1978
- 84) 長谷川彰夫他3名：有効座屈長を用いた部材設計の全体骨組耐力に関する精度，構造工学論文集，Vol.33A, 1987.3
- 85) 中井博・北田俊行・西村俊行：斜張橋タワーの耐力と設計法について，構造工学論文集，Vol.33A, 1987.3
- 86) 長谷川彰夫・堀井秀之：固有値解析に基づく有効座屈長を用いた骨組構造物の設計の精度と実務に対する応用，文部省科学研究費成果報告書，1988.3
- 87) 宇佐美勉・垣内辰雄・水野克彦：鋼ラーメン構造物の合理的設計式の一提案，土木学会論文集，第404号，1989.4
- 88) 野上邦栄・安部大志：吊橋主塔の安定照査に関する一考察，構造工学論文集，Vol.35A, 1989.3
- 89) 長谷川彰夫・西野文雄：線形化有限変位理論による構造物の設計法の提案，土木学会第44回年学術講演会講演概要集，1989.10

（1991年9月30日受付）