

超長大斜張橋主桁の安全性照査法に関する一考察

STABILITY CHECK OF SUPER LONG-SPAN CABLE-STAYED BRIDGES

野上邦栄*・岩崎秀隆**・成田信之***・長井正嗣****

Kunieo NOGAMI, Hidetaka IWASAKI, Nobuyuki NARITA and Masatsugu NAGAI

*工博 東京都立大学大学院助教授 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)

**工修 日立造船(株) 鉄構事業本部設計統括部橋梁設計部 (〒559-0034 大阪市住之江区南港北 1-7-89)

***工博(社) 日本鋼構造協会専務理事(元東京都立大学教授) (〒100-0005 東京都千代田区丸の内 3-3-1)

****工博 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上福岡町 1603-1)

As for the buckling design in Japan, it confirms global, local and coupled buckling instabilities based on the specification of highway bridge. However a problem is the validity of applying this verification method to the complicated structural system such as a cable-stayed bridge. Hence, we propose a new stability check formula for the super long-span cable-stayed girder. Using 1000-meter, 1200-meter and 1400-meter cable-stayed bridges, we compared with the verification values of the proposed formula, JSHB formula and HSBA formula. As a result, the stability check formula proposed made more economical design of the girder having large axial compressive force than the other formulae.

Key Words : long-span cable-stayed bridge, ultimate strength, stability check, E_f method

1. はじめに

近年、斜張橋の発展は目覚ましく従来吊橋の領域と考えられていた支間長にまで長大化している。現在、支間 800m を超える長大斜張橋には、フランスの Normandie 橋 (856m)、本州四国連絡橋公団による多々羅大橋 (890m) がある。さらに我が国では海峡横断プロジェクトが計画されるなど、橋梁の長大化はこれからも進み斜張橋が支間 1000m を越える日もそう遠くないと思われる。

斜張橋の桁と塔は、ケーブル張力により軸圧縮力を受ける。特に支間が長大化するほど軸圧縮力は大きくなり、断面の大型化が避けられなくなる。そのため、斜張橋が長大橋領域で経済性を発揮し得るためには断面の合理的な設計法の確立が重要となる¹⁾。また、軸圧縮力の増加によって従来の斜張橋とは異なり桁が先に座屈すると考えられ、斜張橋主桁の安全性照査法に関する検討が重要な課題となる。

ところで、我が国における道路橋示方書²⁾(以後、道示と呼ぶ)では、軸圧縮力を受ける部材に対して有効座屈長と基準耐力曲線による許容応力度を用いて、応力度照査と座屈に対する安定照査を行い安全性を確認する手法が用いられている。しかし、斜張橋のような複雑な構造形態に対して適切な有効座屈長を算出することは困難が伴う。また、斜張橋主桁に対して道示に規定される安定照査式を用いることの妥当性については検討の余地が残されている^{3),4)}。

このような背景のもと、本論文では、斜張橋主桁の安全性照査式としてこれまでに提案した新照査式³⁾を中央径間長 1000m、1200m および 1400m の超長大斜張橋⁶⁾⁻⁸⁾に適用し、道示および本州四国連絡橋公団の吊橋主塔設計要領(案)・同解説⁵⁾(以後、本四基準と呼

ぶ)に規定される安全性照査式との比較を行ない、その有効性について検討を行う。

2. 超長大斜張橋モデル

解析対象としたモデルは、支間 1000m、1200m、1400m の鋼斜張橋⁸⁾である。まず各支間に共通する点について述べ、続いて支間ごとに解析モデルの説明をする。

2.1 解析モデル

各解析モデルの側径間は、支間と側径間の比 ($l_c : l_s$) が約 2 : 1 となるように設定する。なお、全てのモデルで縦断勾配は考慮していない。塔は A 形塔とし、高さ(桁より上)は支間の 1/5 とする。ケーブル形式にはマルチファンタイプを用いて 2 面吊とし、ケーブル定着間隔は桁 20m、塔 4m とする。側径間に中間橋脚を 100m 間隔で設置した。これは、中間橋脚を設置することにより、構造全体の剛性が大きく安定した構造となり、中間橋脚がない場合と比較して桁の曲げモーメントが低減されるなど長大斜張橋に適した構造となるからである^{9),10)}。また、主桁端部は橋軸方向にバネ支持とする。

主桁は、図-1 に示す 4 セルの矩形断面を用いる。補剛板については、板厚に換算して評価するものとし、板厚はウェブが 0.015m、フランジが 0.02m とした。桁幅 B は 20 ~ 40m まで 5m 間隔で変化させ、支間によって表-1 に示す 3 ケースを選択する。桁高 H は各桁幅に対して 3.0, 4.0, 5.0m と変化させる。なお、桁断面は全長を等断面とする。

主塔は、箱形断面とし、補剛板については主桁と同様に板厚に換算して評価する。板厚 t は 0.06m として

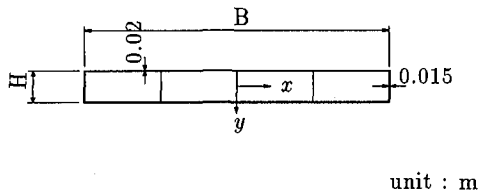


図-1 主桁断面

表-1 支間・桁幅・桁高

支間 ℓ_c (m)	桁幅 B (m)			桁高 H (m)
1000	20	25	30	3.0, 4.0, 5.0
1200	25	30	35	
1400	30	35	40	

いる。なお、塔断面も全高一定断面とする。

塔と桁に用いる鋼材は、支間 1000m、1200m に対して SM490Y を、支間 1400m に対して SM570 を採用し、鋼種の変更は行なわず全て同一の鋼材とする。

2.2 荷重

主桁の死荷重強度 w_G (tf/m) は、 $w_G = 1.4A_G\gamma_s + 7.0$ を用いて算出する。ここに、1.4 は割り増し係数でボルトや軸力に対抗しない補剛材などの部材を考慮する係数である。 γ_s は鋼材の単位体積重量で 7.85 (tf/m³) である。 A_G (m²) は軸力に対抗できる主桁断面積とし、補剛材などを考慮した換算板厚を用いて算出する。7.0 は舗装のアスファルトなどの後死荷重を仮定している。主塔の死荷重強度 w_T (tf/m) は、 $w_T = 1.4A_T\gamma_s$ を用いて算出する。ここに、 A_T (m²) は主塔断面積である。

活荷重は、本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準・同解説¹¹⁾に示される等価 L 荷重を用いて算出する。ただし、活荷重は全長にわたり一定で支間 ℓ_c を用いて算出するものとし、線荷重については考慮せずに等分布荷重のみを用いることにする。解析に用いる活荷重の値を各支間・桁幅ごとに表-2 に示す。

表-2 活荷重

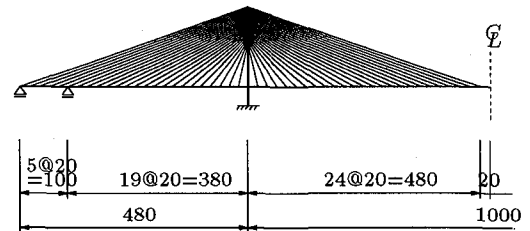
支間 ℓ_c (m)	桁幅 B (m)				
	20	25	30	35	40
1000	3.1365	3.7515	4.3665	-	-
1200	-	3.5881	4.1763	4.7645	-
1400	-	-	4.0337	4.6018	5.1699

unit : tf/m

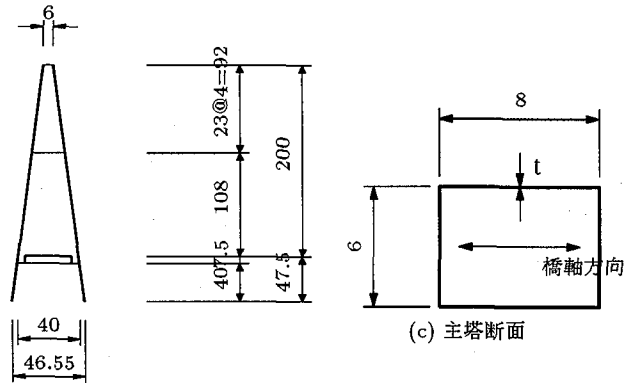
2.3 1000m モデル

1000m モデルは、図-2 に示すような支間 1000m、側径間 480m で、塔の高さ(桁より上)は 200m である。また、側径間には中間橋脚を 1 基設置している。

主桁は図-1 に示す断面で、桁幅 B は 20, 25, 30m である。桁高 H をそれぞれ 3.0, 4.0, 5.0m と変化させた場合の主桁断面諸元および死荷重を表-3 に示す。表中、 I_x , I_y は各々 x, y 軸回りの断面 2 次モーメント (m⁴)、J は St.Venant 定数 (m⁴)、 I_w はそりねじり



(a) 全体形状



(b) 主塔形状

図-2 1000m モデル

表-3 主桁断面諸元と死荷重

B (m)	H (m)	A_G (m ²)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)	J (m ⁴)	I_w (m ⁶)	w_G (tf/m)
20	3	1.025	1.97	37.92	6.10	39.23	18.265
	4	1.100	3.60	41.67	10.35	59.46	19.089
	5	1.175	5.78	45.42	15.48	78.65	19.913
25	3	1.225	2.42	69.66	7.86	84.01	20.463
	4	1.300	4.40	75.52	13.43	132.00	21.287
	5	1.375	7.03	81.38	20.22	181.46	22.111
30	3	1.425	2.87	115.31	9.62	154.13	22.661
	4	1.500	5.20	123.75	16.54	247.80	23.485
	5	1.575	8.28	132.19	25.02	348.99	24.309
35	3	1.625	3.32	177.37	11.39	255.23	24.859
	4	1.700	6.00	188.85	19.66	416.95	25.683
	5	1.775	9.53	200.34	29.87	597.07	26.507
40	3	1.825	3.77	258.33	13.17	392.96	27.057
	4	1.900	6.80	273.33	22.80	649.49	27.881
	5	1.975	10.78	288.33	34.74	941.45	28.705

定数 (m⁶) を表す。活荷重は、表-2 の値を用いる。また、主桁端部はばねを用いて橋軸方向に拘束し、バネ常数は 3000 tf/m (全橋) とする。

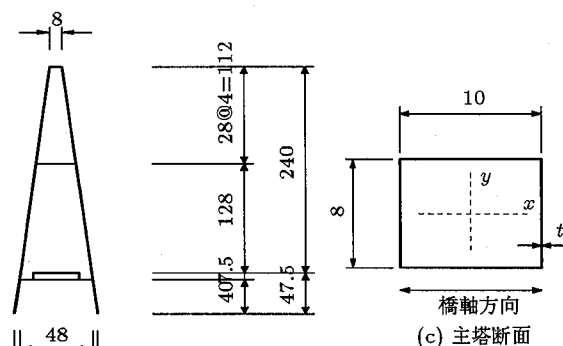
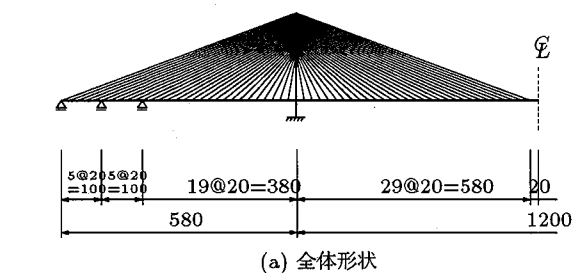
主塔断面は図-2(c) とし、その断面諸元をまとめると表-4 となる。

2.4 1200m モデル・1400m モデル

1200m モデル、および 1400m モデルを各々図-3 と図-4 に示す。1200m モデルは支間 1200m、側径間 580m で、塔の高さ(桁より上)は 240m である。また、側径間には中間橋脚を 2 基設置している。1400m モデルは支間 1400m、側径間 680m で、塔の高さ(桁より

表-4 主塔断面諸元と死荷重

モデル	A_T (m^2)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	J (m^4)	w_T (tf/m)
1000m	1.680	10.800	16.640	19.749	18.463
1200m	2.160	24.320	34.000	42.667	23.738
1400m	2.640	46.000	60.480	78.546	29.014



(b) 主塔形状

図-3 1200m モデル

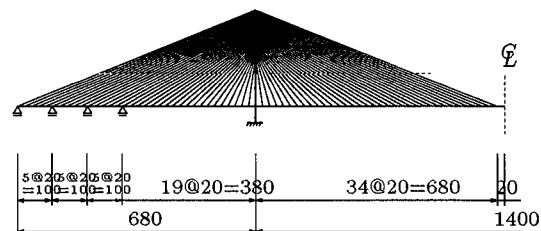
上)は280mである。また、側径間には中間橋脚を3基設置している。

主桁は図-1に示す断面とし、支間1200mの場合、桁幅Bは25, 30, 35m、支間1400mの場合は30, 35, 40m、桁高Hはそれぞれ3.0, 4.0, 5.0mと変化させる。主桁の断面諸元・死荷重を表-3に、活荷重を表-2に示す。なお、主桁端部のバネ拘束は1000mモデルと同様に常数3000tf/m(全橋)とする。

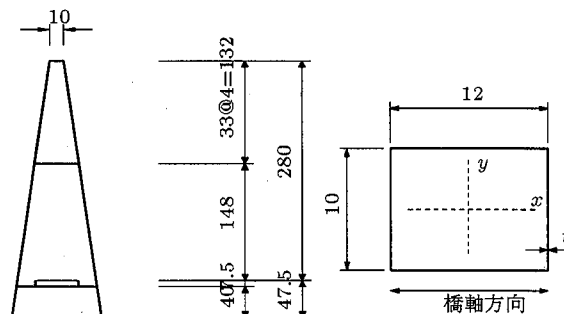
主塔断面は、各々図-3(c)および図-4(c)の断面であり、主塔の断面諸元・死荷重を表-4に示す。

3. 主桁の安全性照査式

斜張橋の主桁は軸圧縮力と曲げを同時に受ける部材であり、道示²⁾に従うならば、軸圧縮力と曲げを同時に受ける部材の設計法を準用することになる。しかし、許容軸圧縮応力度を算出する際に必要となる有効座屈長の定義が明確にされておらず、問題点が多いのも事実である^{12), 13)}。また、道示の適用範囲は支間200m以下の橋梁であり、支間200mを越えるような斜張橋では各公団や自治体独自の設計基準に基づいて設計が行われる。各公団や自治体の設計基準は道示と基本概念の整合性を取るように規定されているが、より統一



(a) 全体形状



(b) 主塔形状

(c) 主塔断面

図-4 1400m モデル

的な斜張橋主桁に対する設計法の確立が望まれている。

ここでは、道示における軸圧縮力と曲げを同時に受ける部材の応力度照査式と安定照査式に対して、新しく照査式を提案する。また、道示の照査式と比較を行ない、その有効性について検討を行なう。

3.1 道路橋示方書の照査式

道示では、構造物の安全性に対する照査を構造物全体に対する照査ではなく、構成する各部材における照査という形で行い、構造物全体の安全性の確保は個々の部材の安全性を確保することにより可能であるという設計思想に基づいている。それゆえ、道示には軸圧縮力と曲げを受ける部材に対して以下の応力度照査と安定照査を行なうことが定められている。

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcx}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eax})} + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{cal} \quad (1)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcx}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eax})} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1 \quad (2)$$

ここに、 σ_c は作用軸圧縮応力度、 σ_{bcx} , σ_{bcy} はx, y軸まわりの作用曲げ圧縮応力度、 σ_{caz} は許容軸圧縮応力度、 σ_{bao} , σ_{bagy} は局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値、および局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度、 σ_{cal} は局部座屈に対する許容応力度、 σ_{eax} , σ_{eay} はx, y軸まわりの許容オイラー応力度である。

ところで、作用軸圧縮応力度 σ_c 、作用曲げ圧縮応力度 σ_{bcx} , σ_{bcy} は、微小変位解析から求まる断面力を用い

ることになる。ただし、作用曲げ圧縮応力度 $\sigma_{bcx}, \sigma_{bcy}$ については等価換算曲げモーメントのうち大きい方を用いる。

また、許容軸圧縮応力度 σ_{caz} は、弾性座屈解析より求まる固有値から有効座屈長 ℓ_e を算出し、次式

$$\sigma_{caz} = \sigma_{cag} \cdot \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{cao}} \quad (3)$$

により求める。ここに、 σ_{cag} は局部座屈を考慮しない許容軸圧縮応力度、 σ_{cao} は局部座屈を考慮しない許容軸圧縮応力度の上限値である。なお、対象とする主桁断面は、局部座屈を起こさないことを前提としていることから、 $\sigma_{cal} = \sigma_{cao}$ であり、許容軸圧縮応力度 σ_{caz} は $\sigma_{caz} = \sigma_{cag}$ となる。なお、式 (1) および式 (2) を以後各々道示応力式および道示安定式と呼ぶことにする。

3.2 本四基準の照査式

式 (1) や式 (2) では、解析法に微小変位理論を用いることを前提に、幾何学的非線形性の影響を照査式側で $1 - \sigma_c / \sigma_{eaz}$, $1 - \sigma_c / \sigma_{eay}$ の付加曲げモーメントの影響項として考慮している。これに対して、現在では幾何学的非線形性を考慮した有限変位理論の充実や解析環境の整備も進み、長大橋においては有限変位理論を用いた解析も一般的に利用されるようになってきている。そこで、解析法として有限変位理論を前提とするならば、照査式での幾何学的非線形性は $\sigma_c, \sigma_{bcx}, \sigma_{bcy}$ の作用応力度に考慮されることから付加曲げモーメントの影響項を省略可能であり、照査式をより単純化することが可能である。

本四基準では、解析法として有限変位理論を用いることが規定されており、応力度照査式である式 (4) は、付加曲げモーメントの影響項が省略された形となっている。一方、安定照査式の式 (5) では依然として付加曲げモーメントの影響項が考慮されたままであり、有限変位解析を前提とするならば付加曲げモーメントの影響項は省略可能である。

$$\sigma_c + \sigma_{bcx} + \sigma_{bcy} \leq \sigma_{cal} \quad (4)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcx}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eaz})} \leq 1 \quad (5)$$

なお、式 (5) における許容軸圧縮応力度 σ_{caz} は、柱の基準耐力曲線により評価される見かけの弾性係数を用いた有効接線弾性係数法 (以後、 E_f 法と呼ぶ) による非弾性固有値解析から有効座屈長を算出し、式 (3) により算出している。

3.3 新照査式

本四基準は、吊橋主塔の設計基準であるが、斜張橋主桁および塔に対する照査法が明確にされていないことから、この基準が準用される場合が多い。さらに、各公団独自に橋梁ごとに照査法を検討して決定している。以上の点を考慮し、本論文ではこれまでに提案している式 (6)～式 (8) の照査式を用いる^{3),14)}。

式 (6) は、本四基準で規定されている応力度照査式であり、式 (7) は、有限変位解析を用いて断面力を算出

することを考慮し、式 (2) から付加曲げモーメントの影響項を省略した安定照査式である。式 (8) は、 E_f 法の固有値を斜張橋全体系の耐力を表す指標と考え、各断面の局部座屈の影響を固有値に $\sigma_{cal} / \sigma_{cao}$ を乗ずることにより考慮し、その値が安全率 ν を満足するかによって照査する安定照査式である。

$$\sigma_c + \sigma_{bcx} + \sigma_{bcy} \leq \sigma_{cal} \quad (6)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcx}}{\sigma_{bao}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}} \leq 1 \quad (7)$$

$$\kappa \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{cao}} \geq \nu \quad (8)$$

ここに、 κ は E_f 法により算出される固有値、許容軸圧縮応力度 σ_{caz} は E_f 法から算出される値である。なお、式 (6)、式 (7) および式 (8) を以後各々提案応力式、提案安定式および提案固有値式と呼ぶ。

なお、3.1 で述べたように主桁断面は、局部座屈を起こさないことを前提に設計している。したがって、 $\sigma_{cal} / \sigma_{cao} = 1$ であり、式 (8) は式 (9) となる。

$$\kappa \geq \nu \quad (9)$$

ところで、これまでの研究成果¹⁵⁾により E_f 法を用いることにより得られる固有値は、初期不整などの影響を近似的に考慮した上で算出されるため、構造物の耐力を表す指標となり得ることが明らかにされていることから、この式 (9) は、構造全体系の安全性照査式と解釈することもできる。

4. 現行法と提案法の比較

4.1 解析条件と照査結果

桁の剛性変化は表-1の桁高・桁幅の増減で実行している。荷重については、死荷重+プレストレス+活荷重 (D+PS+L) を載荷し解析を行なう。なお、活荷重 L については全径間満載とする。

なお、本四基準の安定照査式 (5) は、1軸曲げの照査式であり、より厳密には2軸曲げの照査式が正しく、また有限変位解析による作用応力は微小変位解析による値と大きな相違がないことが確認されていることから、ここでは式 (2) の安定照査式と新照査式を比較する。

図-5～図-16に式 (1)、式 (2) の道示における応力度照査式と安定照査式、式 (6)～式 (8) の提案式を用いて算出した照査式の値を示す。図中の横軸は主桁断面の位置を、縦軸は各照査式を 1.0 を満たすように変形して示してある。また図中、上図が道示の照査式、下図が提案式である。

支間 $\ell_e = 1000\text{m}$ の結果を示したのが図-5～図-8である。桁幅 $B=20\text{m}$ 、桁高 $H=3\text{m}$ の場合、式 (2) の道示安定式が式 (1) の道示応力式よりも全ての区間で大きい値を示している。また、道示安定式は塔付近で 1.0 を越えており道示の照査式を用いる場合、断面の拡張や断面の補強などの対策が必要となる。式 (7) の提案安定式は、式 (6) の提案応力式よりも全ての区間で大きい値を示している。式 (8) の提案固有値式は、式 (7) の提案安定式と比較して、中間橋脚や塔付近の曲げモーメ

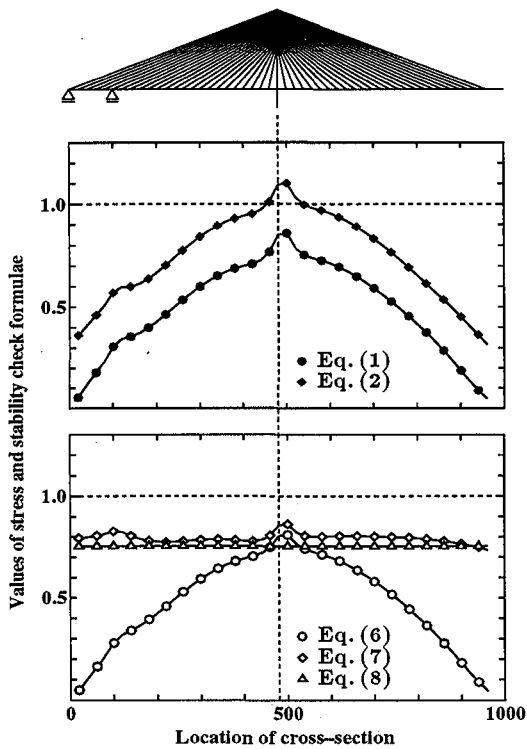


図-5 主桁の安全性照査 ($\ell_c=1000\text{m}$, $B=20\text{m}$, $H=3\text{m}$)

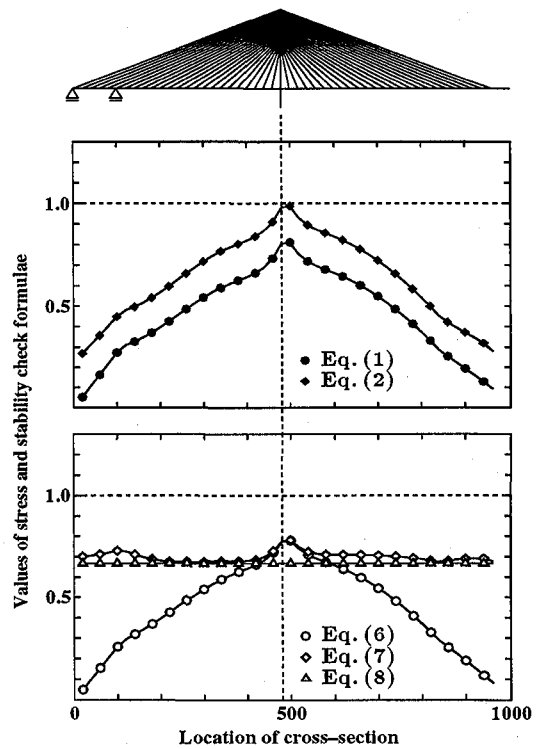


図-7 主桁の安全性照査 ($\ell_c=1000\text{m}$, $B=20\text{m}$, $H=5\text{m}$)

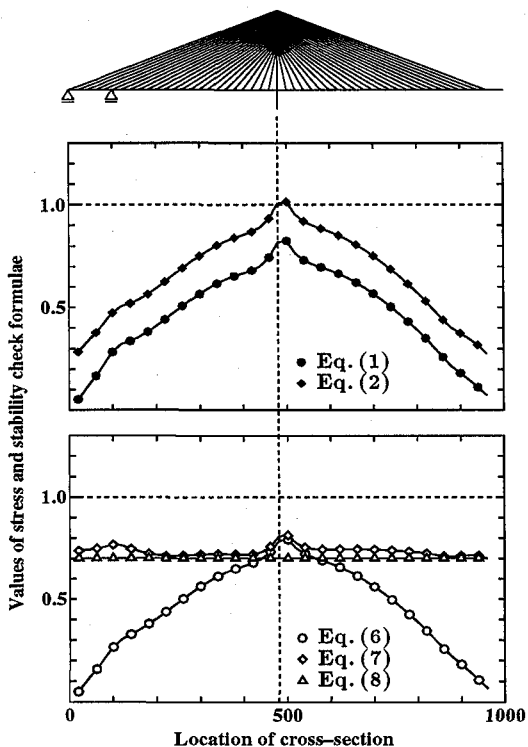


図-6 主桁の安全性照査 ($\ell_c=1000\text{m}$, $B=20\text{m}$, $H=4\text{m}$)

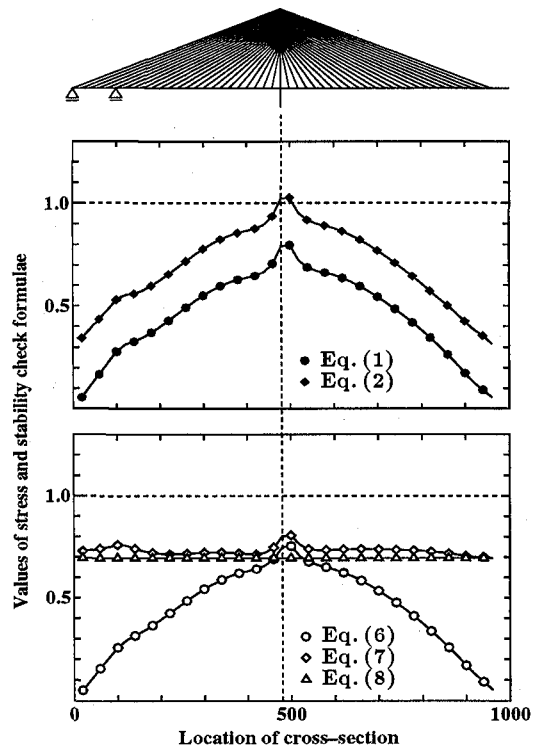


図-8 主桁の安全性照査 ($\ell_c=1000\text{m}$, $B=30\text{m}$, $H=3\text{m}$)

ントが大きい領域を除けば、ほぼ同等の値を示している。また、道示安定式と提案安定式を比較すると、塔付近の軸力の大きい部分ほど、明らかに提案安定式が小さい値となっている。提案式は道示と異なり、全ての照査式の値が 1.0 を満たしており、桁幅 20m、桁高

3m で安全性が確保されている。

図-6 および図-7 のように桁高を 4, 5m と高くなった場合、道示、提案式ともに照査式の値は小さくなる。桁高を高くすることで、提案応力式と提案安定式が塔付近ではほぼ同一の値を示し、提案安定式と E_f 法の固有

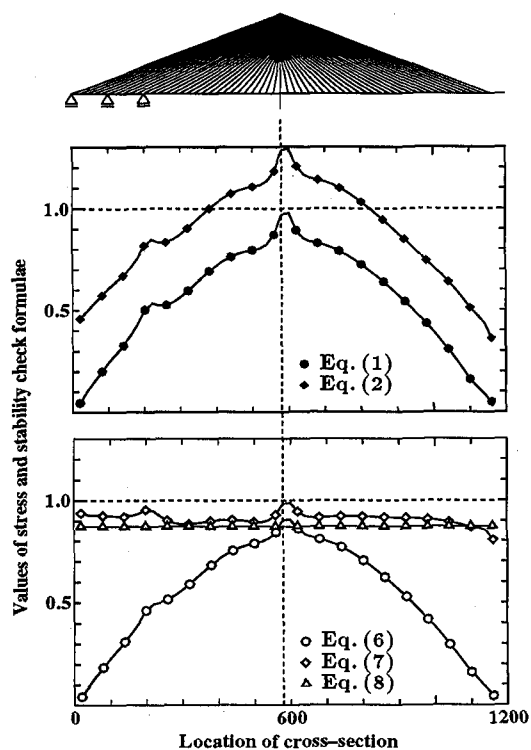


図-9 主桁の安全性照査 ($\ell_c=1200\text{m}$, $B=25\text{m}$, $H=3\text{m}$)

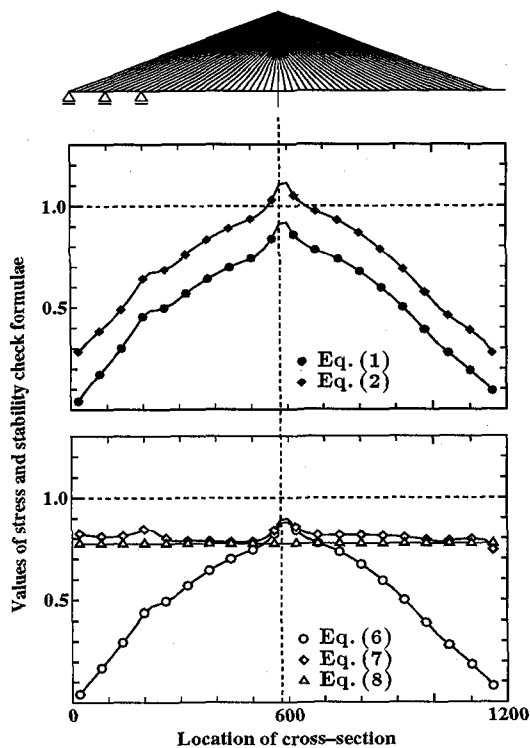


図-11 主桁の安全性照査 ($\ell_c=1200\text{m}$, $B=25\text{m}$, $H=5\text{m}$)

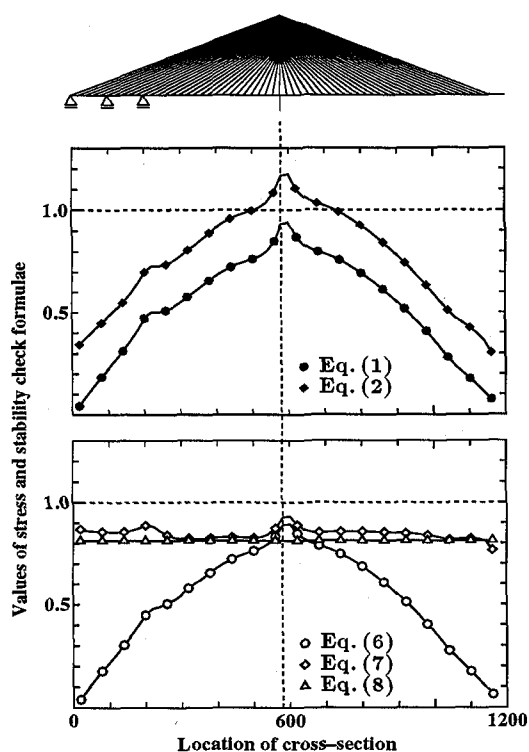


図-10 主桁の安全性照査 ($\ell_c=1200\text{m}$, $B=25\text{m}$, $H=4\text{m}$)

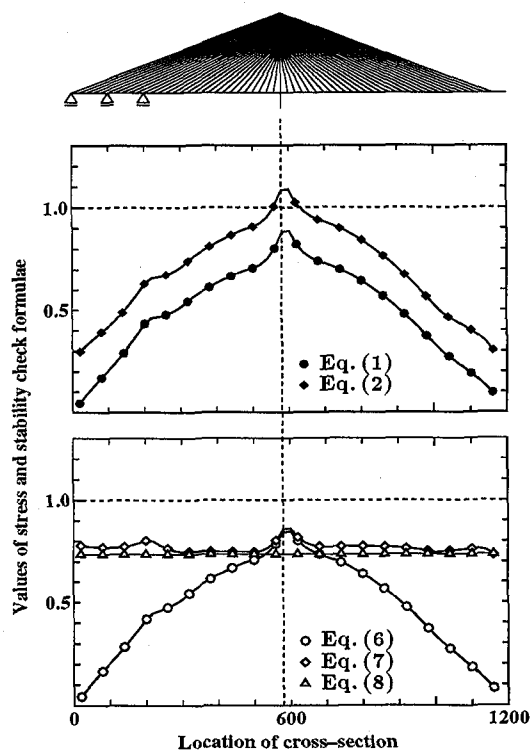


図-12 主桁の安全性照査 ($\ell_c=1200\text{m}$, $B=35\text{m}$, $H=5\text{m}$)

値による提案固有値式は、桁高 3m の場合よりも近い値を示している。これは、桁高を高くすることで死荷重が増加し、提案応力式の値は大きくなり、桁の剛性が増加することで固有値や許容軸圧縮応力度は増大するため提案安定式の値が小さくなり、両者の値が近づ

くのである。ただし、道示は道示安定式に、提案式は提案安定式に、照査値が支配される傾向は桁高を高くしても変わっていない。なお、道示安定式が満足されるのは、図-7 の桁高 5m の場合である。また、図-8 から明らかなように桁幅を 25, 30m にした場合も、桁幅

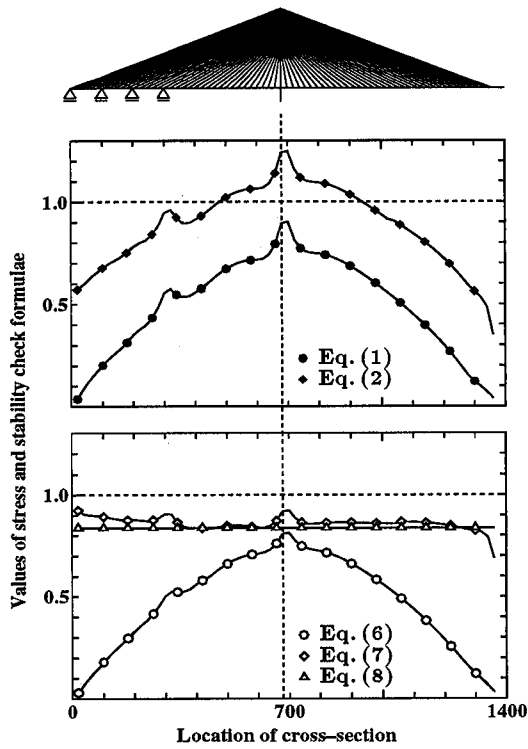


図-13 主桁の安全性照査 ($\ell_c=1400\text{m}$, $B=30\text{m}$, $H=3\text{m}$)

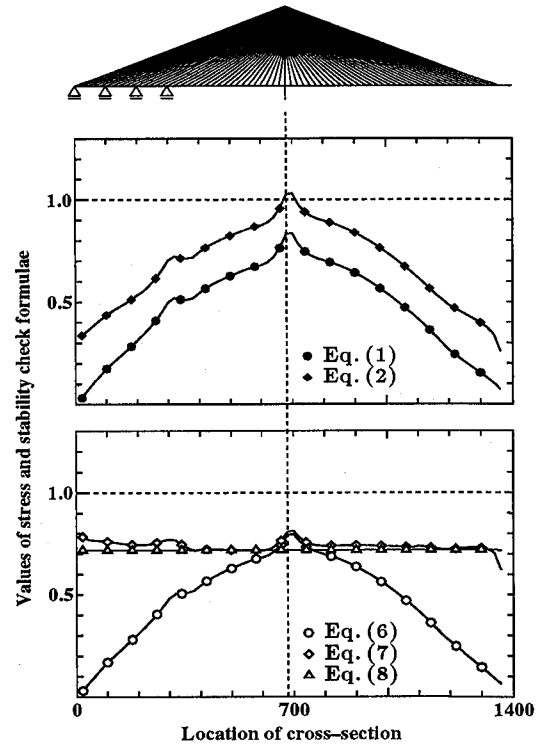


図-15 主桁の安全性照査 ($\ell_c=1400\text{m}$, $B=30\text{m}$, $H=5\text{m}$)

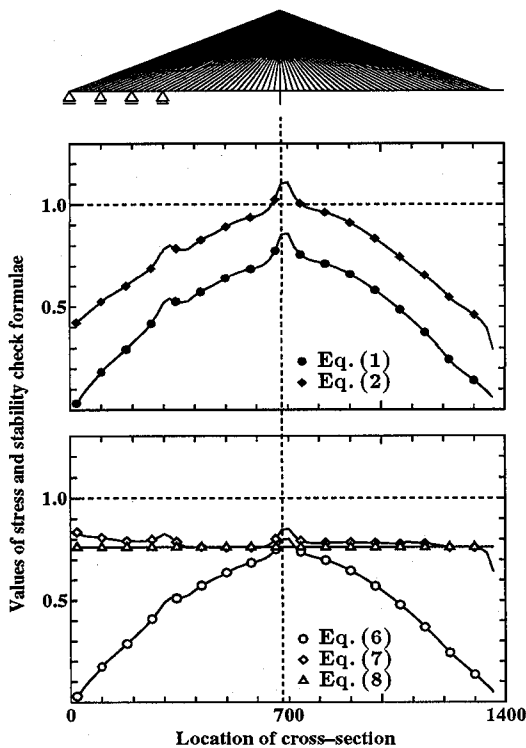


図-14 主桁の安全性照査 ($\ell_c=1400\text{m}$, $B=30\text{m}$, $H=4\text{m}$)

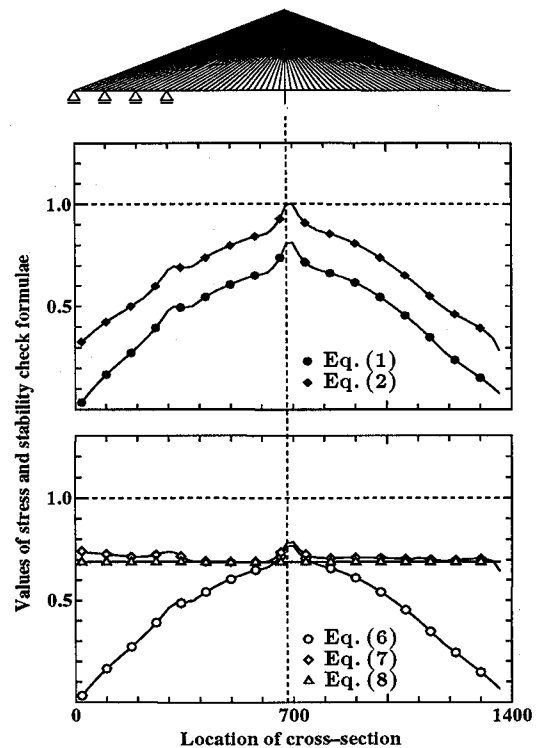


図-16 主桁の安全性照査 ($\ell_c=1400\text{m}$, $B=40\text{m}$, $H=5\text{m}$)

20m とほぼ同様の結果となる。

次に、支間 $\ell_c = 1200\text{m}$ の結果を図-9～図-12 に示す。桁幅 $B=25\text{m}$ 、桁高 $H=3\text{m}$ の場合、支間 1000m の場合と同様に、道示は、式 (2) の道示安定式が式 (1) の道示応力式よりも全ての区間で大きい値を示してい

る。また、道示安定式は塔付近からかなり広い範囲で値が 1.0 を越え照査式を満足していない。桁高を高くすることで照査式の値が 1.0 を越える範囲は塔付近に狭まるが、図-12 のように対象とした断面で最も大きい剛性を持つ桁幅 35m 、桁高 5m としても照査式を満

足しない結果となった。

提案式では、式(7)の提案安定式が式(6)の提案応力式よりも全ての区間で大きい値を示し、道示は式(2)の道示安定式、提案式は式(7)の提案安定式に支配されている。なお、提案式では、最も剛性の小さい桁幅25m、桁高3mの場合でも照査式を満足している。

図-13～図-16に、支間 $l_c = 1400\text{m}$ 、桁幅 $B=30\text{m}$ 、40mの結果を示す。支間1400mの場合も同様に、照査値は式(2)の道示安定式、式(7)の提案安定式に支配される。また、提案安定式と式(8)の提案固有値式は、かなり近い値を示し、支間の長大化に伴い軸力支配が強まっていることがうかがえる。

4.2 照査値分布の相違

図-5～図-16に見られるように、全般に式(2)の道示安定式は、桁端部や支間中央付近で小さい値、塔に近くなるほど大きい値を示し、上に凸の照査値分布となるのに対して、式(7)の提案安定式は、ほぼ直線状の一定値で中間橋脚や塔付近で局所的に値が大きくなる照査値となり、両者の違いは大きい。したがって、ここでは道示安定式と提案安定式の照査値とその分布の違いについて考察を加える。表-5に道示安定式と提案安定式の相違点を示す。なお、付加曲げモーメントの影響項とは、式(2)の $1 - \sigma_c / \sigma_{caz}$ 、 $1 - \sigma_c / \sigma_{eay}$ の項を示す。

表-5 式(2)の道示式と式(7)の提案式での相違点

	現行法	提案法
解析理論	微小変位理論	有限変位理論
付加曲げモーメントの影響項	考慮	なし (解析理論側で考慮)
有効座屈長	弾性座屈解析	E_f 法

対象とした超長大斜張橋では、曲げモーメントに比べて軸圧縮力が非常に大きく、完全な軸圧縮力支配の構造であり、照査式では軸圧縮力に関する項が支配的となる。式(2)の道示安定式や式(7)の提案安定式の場合、軸圧縮力に関する項は第一項の σ_c / σ_{caz} である。そこで、作用軸圧縮応力度 σ_c 、許容軸圧縮応力度 σ_{caz} の値を道示安定式と提案安定式で比較を行い、照査式の挙動について明らかにする。

図-17に、支間 $l_c = 1000\text{m}$ 、桁幅 $B=20\text{m}$ 、桁高 $H=3\text{m}$ における作用軸圧縮応力度 σ_c 、許容軸圧縮応力度 σ_{caz} を示す。図は、横軸に主桁断面の位置を、縦軸には、式(2)の道示安定式と式(7)の提案安定式で用いる許容軸圧縮応力度 σ_{caz} を降伏応力 σ_y で無次元化した σ_{caz} / σ_y 、作用軸圧縮応力度 σ_c を降伏応力で無次元化した σ_c / σ_y 、提案安定式の第一項 $\sigma_c / \sigma_{caz} (= \Delta / \Diamond)$ を示した。また、図中黒塗り記号(◆, ▲)は道示安定式、白抜き記号(◇, △)は提案安定式に用いる値であることを意味している。

まず、作用軸圧縮応力度 σ_c を見ると、道示安定式に用いる微小変位解析により算出された値▲と提案安定式に用いる線形化有限変位解析により算出された値△は、図上一致し▲は見えない。つまり、道示安定

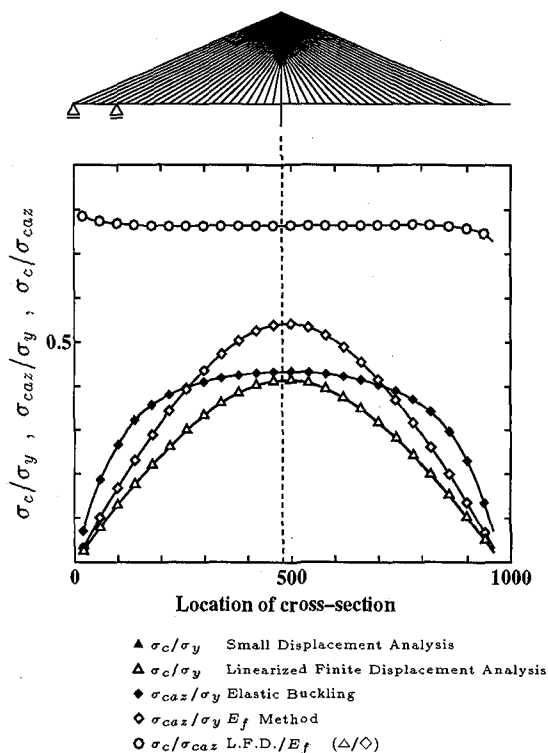


図-17 許容軸圧縮応力度および作用軸圧縮応力度

式と提案安定式で作用軸圧縮応力度にほとんど差が無いことがわかる。

次に、許容軸圧縮応力度 σ_{caz} では、道示安定式で用いる弾性座屈解析による有効座屈長から算出された値◆と提案安定式で用いる E_f 法による有効座屈長から算出された値◇では、かなり挙動が異なっており、◆は▲に対して、桁端部では差が小さく、塔に近づくにつれて差が広がり、更に塔付近では差が縮まるという挙動を描く。それに対して、◇と△は、きれいな相似形をなし、◇と△は、両者の比を取った○はほぼ一定値であることから、比例関係にあると見て良い。

ここで道示安定式について考えると、▲と△の値に差がなく、◇と△は比例関係にあることから◇と▲も比例関係にあると見てよく、照査値に対して照査式第一項 σ_c / σ_{caz} の影響が大きいことを考慮すれば、◆が◇より大きい領域では、 σ_{caz} の影響が大きく照査式の値は小さくなり、塔付近の◆が◇より小さい領域では、 σ_{caz} の影響が小さく照査式の値は大きくなり、照査値の形状は上に凸になる。提案安定式では、○が一定値であることから照査値の形状は、ほぼ一定値の直線状になることがわかる。

また、 E_f 法で算出した許容軸圧縮応力度 σ_{caz} である◇は、弾性座屈解析から算出した◆よりも、塔付近の軸圧縮力の大きい領域で、大きい値を示しており、 E_f 法と式(7)の提案安定式を用いることで、現行より厳しい設計となるが、経済性は期待できることになる。

式(8)の提案固有値式は、中間橋脚や塔付近など曲げモーメントが大きい領域を除けば、式(7)とはほぼ同等の値を示している。また、支間1400mの場合など、軸圧縮力支配が強まるほどより近い値を示すようになる。

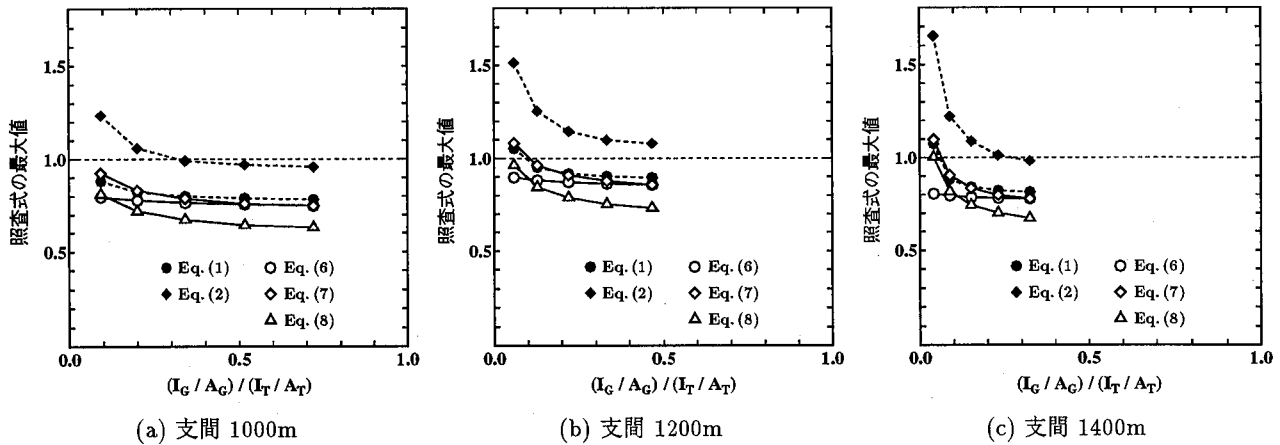


図-18 照査式の最大値と剛性パラメータの関係

4.3 主桁と塔の剛性比の影響

最後に、図-5～図-16の解析結果に対して、塔と桁の剛性が照査値に及ぼす影響について検討した。ここでは、塔と桁の剛性を表すパラメータとして次式を導入する。

$$\alpha = \frac{I_G/A_G}{I_T/A_T} \quad (10)$$

ここに、 I_G, I_T は各々桁、塔の断面2次モーメントである。なお、断面2次モーメントは桁は面内、塔は面外の値を用いるものとする。

図-18は、各斜張橋モデルに対する照査式を計算した最大値と剛性パラメータの関係をまとめたものである。図中の黒塗り記号は道示の照査式を白抜き記号は提案式を表している。

まず、剛性パラメータと照査式の値の変化を見ると、剛性パラメータが大きくなるほど照査式の値は小さくなり、照査式は右下がりの傾向を示す。また、支間が長くなるほどその減少量は大きく、照査式は式(2)が最も顕著である。道示の安全性照査法である式(1)の道示応力式と式(2)の道示安定式を比較すると剛性パラメータに関係なく道示安定式の方が大きい値を示し、斜張橋主桁の安全性は式(2)の道示安定式に支配されていることがわかる。

提案式である式(6)の提案応力式と式(7)の提案安定式を比較すると剛性パラメータの小さい領域で提案安定式が提案応力式よりも大きな値を示すが剛性パラメータが増加すると両者の差は小さくなり、ほぼ同じ値となる。式(8)の提案固有値式の値の変化は、式(7)の提案安定式と同様の傾向を示すが、常に小さい値を示している。このことから、提案式における斜張橋主桁の安全性は、式(7)の提案安定式に支配されていることがわかる。次に、道示と提案式で比較すると、剛性パラメータに関わりなく式(2)の道示安定式よりも式(7)の提案安定式が小さい値を示している。

5. 結論

支間 1000, 1200, 1400m の超長大斜張橋を対象に、これらの安全性照査法に関する解析的検討を行なった。

本研究で得られた結果を以下にまとめる。

1. 対象とした超長大斜張橋主桁の安全性は、道示、提案式ともに安定照査に支配され、提案する安定照査式である式(7)は、道示の安定照査式である式(2)に比べて軸力の卓越する領域においてより小さい照査値を示す。
2. 対象とした主桁断面は、現行法による照査を満足しないことから、主桁断面の拡張、塔近傍での主桁断面の増厚などによる補強、および高強度材質の採用などによる対策が必要になるが、提案法による安全性照査の場合、すべての領域において照査式を満足している。
3. 桁の剛性を大きくすると、当然ではあるが照査値は小さくなる。さらに支間が長くなるほど照査式の最大値の減少量は大きくなる。また、剛性パラメータの小さい領域では安定照査式である式(7)が式(6)の応力度照査式より大きな値を示すが剛性パラメータが増大すると両者はほぼ同等となる。
4. 解析法として有限変位理論を前提とし、有効座屈長を E_f 法により算出する式(6)の応力度照査式、安定照査式である式(7)や式(8)を用いることにより、現行設計の安全性照査法である道示の照査式を用いるよりも、構造解析レベルとの整合性の採れた、適切な安全性評価ができるようになり、より経済的な設計を可能にできることを明らかにした。なお、この新照査式による設計は現行設計と比べてより厳しい設計となる可能性があるため、新照査式の適用には現状で最も厳密な耐荷力算出法だと考えられる弾塑性有限変位解析との比較などにより安全性の確保の面から検討する予定である。

参考文献

- 1) 藤野陽三・長井正嗣：吊形式橋梁の現状と将来，鋼構造論文集，Vol.1, No.3, pp.17-35, 1994.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，II 鋼橋編，1996.
- 3) 野上邦栄・長井正嗣・木下博道・山本一之・藤野陽三：複数耐荷力曲線を用いた斜張橋主桁の終局強度特性と座屈安全性照査法，構造工学論文集，Vol.43A,

- pp.253-261, 1997.
- 4) 大橋治一・依田昭彦・樋口康三：長大斜張橋鋼床版の初期不整の実測データとその圧縮強度評価，土木学会論文集，No.549/I-37, pp.55-64, 1996.
 - 5) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領（案）・同解説，1989.
 - 6) 岩崎秀隆・野上邦栄・成田信之・長井正嗣：1200m斜張橋への E_f 法の適用と主桁の安全性照査法について，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，I-A, pp.62-63, 1996.
 - 7) 岩崎秀隆・野上邦栄・長井正嗣：超長大斜張橋主桁の安全性照査法に関する検討，土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集，I-A, pp.234-235, 1998.
 - 8) 岩崎秀隆：超長大斜張橋主桁の終局強度特性と安全性照査法に関する研究，東京都立大学修士論文，1998.
 - 9) 星埜正明・宮田利男：長大斜張橋（支間 1000m）の試設計，橋梁と基礎，Vol.24, No.2, 1990.
 - 10) 奥川淳志・高城信彦・山口和範：中間橋脚を有する斜張橋の構造特性，本四技報，Vol.17, No.65, 1993.
 - 11) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1989.
 - 12) 野上邦栄・山本一之：構造全体系の固有値解析による骨組部材の合理的な有効座屈長の評価，土木学会論文集，No.489/I-27, pp.157-166, 1994.
 - 13) 野上邦栄：ラーメン柱の有効座屈長算出法に関する一考察，構造工学論文集，Vol.39A, pp.199-210, 1993.
 - 14) 長井正嗣・浅野浩一・渡邊幸治：斜張橋の主桁耐荷力に着目した E_f 法の適用性と設計法に関する一検討，構造工学論文集，Vol.41A, pp.221-228, 1995.
 - 15) 長井正嗣・謝 旭・山口宏樹：長大斜張橋の主桁耐荷力評価に着目した有効接線弾性係数法の適用性，鋼構造年次論文報告集，第 5 巻，pp.23-30, 1997.

(1998 年 9 月 18 日 受付)