

長大斜張橋の静的安定性に及ぼす桁幅の影響

Effect of Girder Width on Static Instability of Long-Span Cable-Stayed Bridges

謝 旭*・山口宏樹**・長井正嗣***

Xu XIE, Hiroki YAMAGUCHI and Masatsugu NAGAI

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

**工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科(同 上)

***工博 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系(〒940-21新潟県長岡市上富岡町1603-1)

In this paper, the effect of the girder width on static instability of long-span cable-stayed bridges with a main span of 1400m is dealt-with. First, using bridge systems after completion and under construction, static instabilities against wind loading are discussed by 3-D geometrical nonlinear analysis. The drag force, lift force, aerodynamic moment on the girder and distributed wind force on the cables are considered in this analysis. Secondly, the ultimate strength against in-plane loading are examined by 3-D elasto-plastic large displacement analysis. In this study, investigation has been carried out for the girder with wide/span ratios from 1/40 to 1/54. The analytical results show that the safety against in-plane and out-of-plane instabilities can be ensured if the girder width exceeds 1/54 of the main span length.

Keywords: cable-stayed bridges, girder width, instability

1. まえがき

1955年に完成したスウェーデンのStrömsund橋を近代斜張橋の幕開けとして、ここ30年あまりの間に、斜張橋の建設は活発に行われている。支間も200-300mから900m程度に達し、斜張橋の長大化に関する検討は多くの技術者の関心の的となっている。

斜張橋は支間の長大化とともに桁軸力が増大し、面内と面外の耐力を確保するには桁の高さを高くし、その幅を広くする必要がある。このことより、鋼重に着目すれば、支間が長くなるにつれて、別の吊形式長大橋に比べ斜張橋の競争力が低下する。したがって、安全かつ経済的なケーブルシステムや断面の開発は斜張橋の長大化を達成する上で重要な課題であると考えられる。しかし、支間1000mを超える長大斜張橋は実績のない未知領域にあり、その設計法も確立されていない。圧縮力が支配的な長大斜張橋では面内、面外両方向の静的安定性に特に配慮する必要があるが、依然その力学挙動が明らかにされていないのが実情である。

さて、長大斜張橋の桁幅決定の支配要因として、風荷重と活荷重に対する安定性の確保があるが、この内、面外方向の静的安定性を確保するには、桁幅は支間の1/40

以上が必要とされている¹⁾。もし、この程度の桁幅が必要ならば、車線数にもよるが、支間が1200-1400m前後から、桁幅を使用車線数より広くする必要があるが生じ、不経済となる。しかし、必要最小桁幅に関するこれまでの検討は必ずしも十分ではなく、支間の1/40とする根拠は明らかでない。

著者の一人は本州四国連絡橋公団の吊橋主塔の設計基準に示されている有効接線弾性係数法(E_t 法)を拡張した修正 E_t 法と慣用耐風設計法に基づき、軸力と風荷重による応力を設計の支配的な要因とみなし、長大斜張橋の静的安定性を確保するために必要な断面形状について検討を行った。その結果、支間が1000mを超える場合に桁断面を局部的に補強する必要が生じることなどを明らかにしている²⁾。しかし、そこでの検討は近似的手法に基づいたものであり、また、桁幅が静的不安定挙動に対して与える影響は明確にされていない。

本論文では長大斜張橋の必要桁幅やそれを決定する支配的要因を明らかにすることを目的として、面内・面外両方向の静的安定性に及ぼす桁幅の影響を解析的に検討した。風荷重に対する安定性解析については、ケーブルの面外剛性への寄与が小さく、塑性域の広がりによる断

面力の再分配はあまり期待できないため、材料非線形性の影響を無視した弾性有限変位解析法に基づいて行うこととした。一方、活荷重(面内荷重)に対する安定性解析については、断面塑性化の影響を考慮するために弾塑性有限変位解析法を用いた。

なお、2面吊りを採用する長大斜張橋では吊橋に比べて高いねじり剛性が得られ、さらに、流線型箱桁断面を選定するため、長支間の斜張橋でも高いフラッター限界風速を有することから、桁幅の選定に与える動的耐風安定性の影響は小さいといえる。そこで、動的耐風安定性問題は本研究での検討の対象外とした。

2. 計算モデル
2. 1 解析モデル

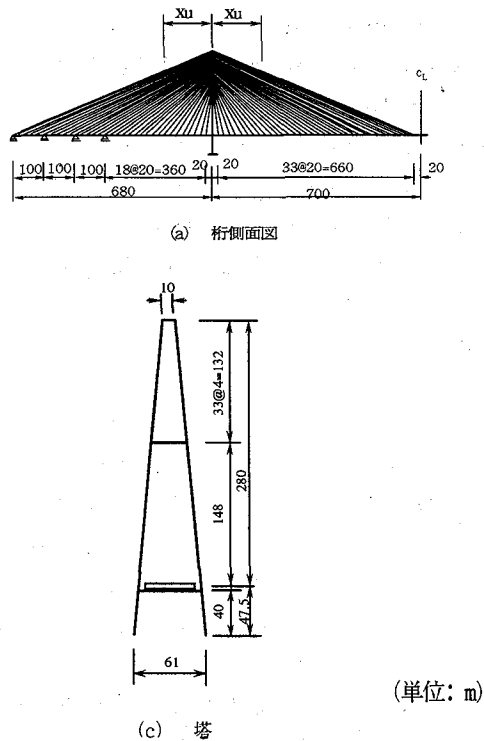


図-1 斜張橋の解析モデル

解析対象とした斜張橋は自定式斜張橋であり、経済限界支間と考えられる1400mを中央支間長とした^{3),4)}。図-1に解析モデルを示す。側径間長は中央径間長のほぼ半分としたが、桁端部から100mの間隔で中間橋脚を設け、構造の面内剛性を高めている。なお、桁位置からの塔の高さは280m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。

塔は一定断面としたが、本研究でのパラメータである桁幅(Bu)はそれぞれ26m, 28m, 30m, 32m, 34mと変化させている。これらの桁幅は支間の約1/40~1/54である。また、主桁断面は耐風性に優れる流線型箱桁を採用して

おり、図-2(a)に基本断面の外形寸法を示す。桁高さはいずれも4.6mであるが、桁幅が30m以上では腹板を7枚、30mより狭い場合は6枚として等間隔に配置した。板厚はデッキ、下フランジともに12mmとし、縦方向リブを考慮して軸力に抵抗できる等価板厚として20mmを仮定した。また、腹板の板厚は15mmとした。これらの断面は、文献2)の手法に基づき、面内荷重を対象に材料の降伏点、座屈安定条件に対して所要の安全率⁵⁾が確保できるように決定されている。

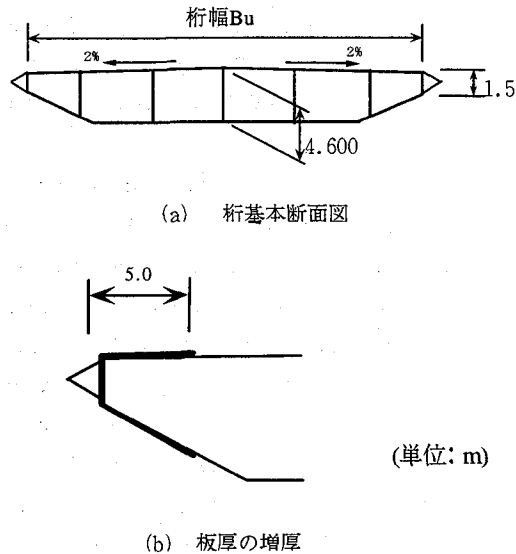


図-2 桁基本断面と板厚の増厚

また、塔位置の大きな圧縮力とともに、主に風荷重(完成系設計風速60m/s、架設系設計風速40m/s設定)による曲げモーメントに対して効率的に抵抗するために、図-2(b)に示すように桁の断面の両端において局部的な増厚を行

表-1 桁の断面諸元

(単位: m, m² または m⁴)

桁幅	断面積	面内二次 モーメント	面外二次 モーメント	ねじり 定数*	増厚 区間長
26m	1.422 (2.438)	4.874 (7.050)	86.583 (207.815)	9.232 (13.624)	200
28m	1.508 (2.379)	5.302 (7.184)	106.115 (229.721)	10.146 (14.039)	180
30m	1.647 (2.299)	5.759 (7.182)	131.575 (240.355)	11.145 (14.489)	140
32m	1.731 (2.312)	6.168 (7.441)	157.148 (269.291)	12.049 (15.083)	120
34m	1.814 (2.249)	6.563 (7.524)	185.517 (282.082)	12.943 (15.422)	100

※リブを無視した。

※括弧の数値は増厚した諸元である。

い、補強している。橋軸方向の増厚区間長さ X_u (図-1(a))と増厚は、同じく文献2)に示されている手法を用いて、死荷重と風荷重による応力照査⁶⁾を行い決定した。また、材質はSM570材としている。得られた桁の断面諸元を表-1に示す。

なお、塔軸一本の断面積は 1.76m^2 、塔面内の二次モーメントは 30.667m^4 、塔面外の二次モーメントは 40.320m^4 、ねじり定数は 39.273m^4 である。

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 600000KN/m^2 として設計した。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。桁死荷重強度は次の式で計算する。

$$W_G = (1.4A_s) \times \gamma_s + 70.0 \quad (1)$$

ここで、 A_s は軸力に抵抗できる単位長あたりの鋼断面積(m^2)、1.4は横方向補剛材などを考慮する係数、 γ_s は鋼材の単位体積重量(78.5KN/m^3)、70.0は仮定した後死荷重(KN/m)である。

3. 静的対風安定性に及ぼす桁幅の影響

斜張橋の面外の耐風安定性は桁幅と密接に関係していることを説明した。特に、架設系は張出部先端が拘束されていないため、大きな軸力を受ける桁が低風速でも面内、面外の不安定挙動を発生しやすい。そこで、完成系とともに架設系を対象に安定性の照査を行う。

3.1 風荷重の載荷

本研究では、式(2)に示すように、桁への風荷重は迎角に依存する三分力、ケーブルへの風荷重は式(3)に示す分布抗力として、立体有限変位解析法⁷⁾によって、斜張橋の完成系、架設系の両系の対風挙動を解析した。

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

$$D_C = N_1 D_{C1} + N_2 D_{C2} + N_3 D_{C3} + N_4 D_{C4} \quad (3)$$

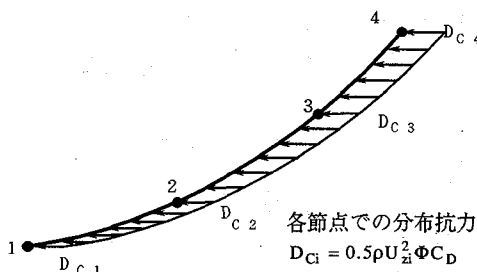


図-3 ケーブルへ作用する風荷重

ここで、 D 、 L と M はそれぞれ桁単位長あたりの抗力、揚力及び空力モーメント、 U_z は設計風速、 B は桁総幅、 A_n は風向方向投影高さ、 α は風向が桁の軸となす迎角、 ρ は空気密度である。 C_D 、 C_L 、 C_M は迎角と関わる風荷重の三分力係数である。 D_c はケーブル単位長あたりの抗力、 N_i は形状関数⁸⁾、 D_{Ci} はケーブル素線の空隙率を考慮し、外径 Φ を用いて計算した各節点での抗力(単位長あたり)を表す(図-3)。

また、架設系の対風挙動を正確に評価するために、ケーブルの初期張力の設定にあたっては、架設系での閉合条件を満足するように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⁷⁾。なお、半橋張出の架設系は、設定した完成系の初期状態から橋面舗装などの後死荷重を逆載荷した後に、反対側の半橋を除去したつり合い構造系である。

一方、桁に作用する風荷重の三分力は桁幅などに関わるものの、迎角の小さい範囲における三分力曲線の桁幅依存性はそれほど顕著ではない。そこで、ここでは、桁幅に関わらず、同様の流線型箱桁を採用している名港大橋の風洞実験結果(図-4)⁹⁾を流用することとした。また、ケーブルと塔の抗力係数はそれぞれ0.7、1.2とした。各部材の設計風速は鉛直プロファイルを考慮して、 $U_z = (Z_0/10)^{1/7} U_{10}$ を用いて高度補正を行った。ここに、 Z_0 は各部材の高度、 U_{10} は基本風速である。

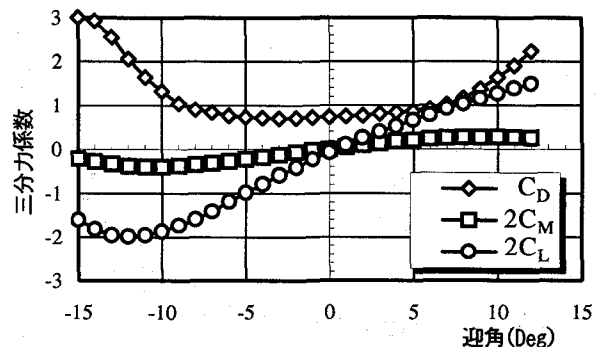


図-4 桁の三分力係数曲線⁹⁾

3.2 解析結果および考察

図-5~7に完成系の対風挙動に関する解析結果を示す。図-5は桁中央点の面外水平変位であるが、表-1に示した面外二次モーメントに応じて変位に差異が生じるものの、風速 $U_{10}=80\text{m/s}$ まではいずれの桁幅に対しても不安定挙動がみられない。

これに対して、図-6、7に示すように、風速 80m/s 前後からねじりと面内変位が急速に増加し、不安定となった。この不安定挙動は桁幅に関係なくほぼ同じ風速で発生している。これは、表-1に示したように、桁幅を狭くしたモデルでは、面内曲げとねじれ剛性が低下しているが、

塔に近い領域ではそれらの差異は小さく、また桁幅が狭い程、広い区間で増厚されていること、さらに桁幅を狭くすることにより揚力Lと空力モーメントMが小さくなる(式(2))ためと考えられる。これより、長大斜張橋の静的耐風性を検討する際、面外の応答のみではなく、構造物の全体挙動に着目する必要があるといえる。

図-8は塔位置桁断面の最大圧縮応力の照査結果(フェアリングの端部点)である。図に示すように、塔位置桁断面の最大垂直応力は桁幅にほとんど依存していないことがわかる。これは本モデルで採用したいずれの桁断面も、死荷重と風荷重による合計応力が同じ許容値(降伏点/1.13; $1.13=1.7/1.5$)を満足するように設計されているためである。

図-8から明らかなような、今回設定した設計風速 $U_{10}=$

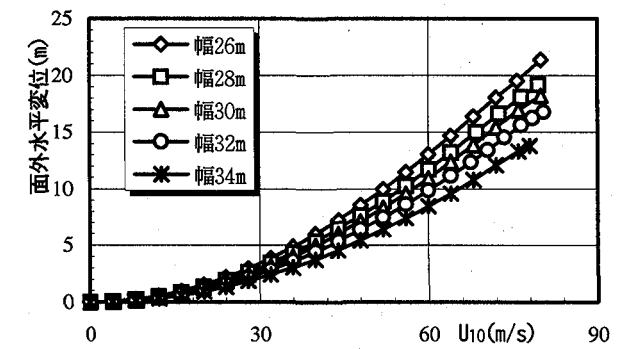


図-5 完成系の桁中央点面外対風挙動

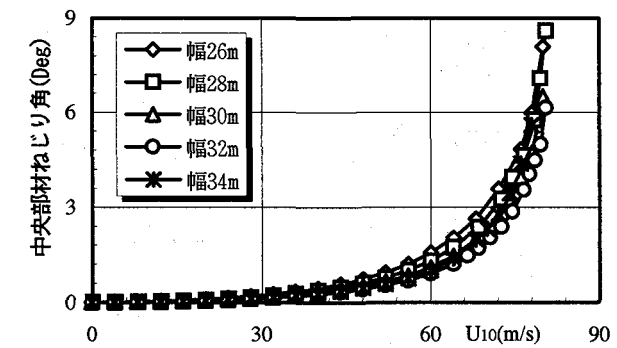


図-6 完成系の桁中央部材ねじり対風挙動

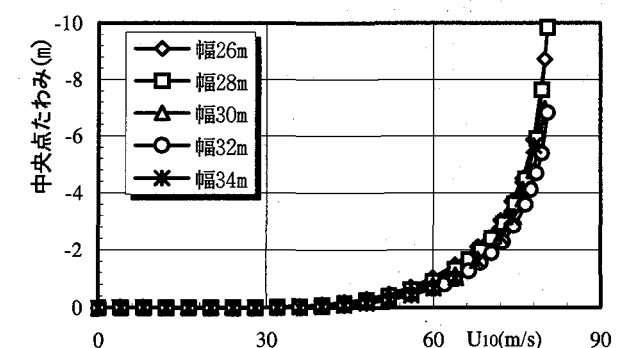


図-7 完成系の桁中央点面内対風挙動

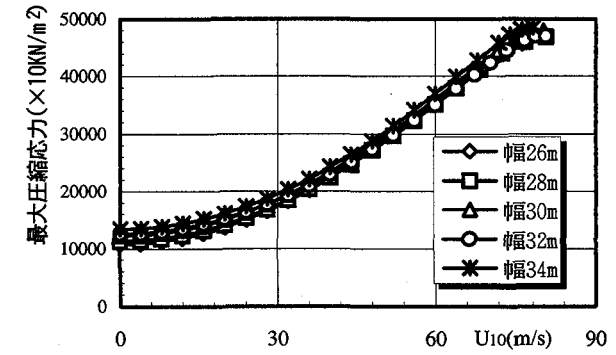


図-8 桁断面の最大圧縮応力(完成系)

60m/sでは、ほぼ設計値に近い応力値となっており、また、設計風速に近い風荷重に対していずれの断面でも抵抗できるといえる。

以上のように斜張橋の完成系に着目すれば、桁幅が支間の1/40~1/54の範囲で対風挙動は大きく変化せず、しかも風速80m/sまで不安定な挙動はみられない。つまり、通常の設計風速範囲では、十分な静的耐風安定性を有するといえる。また、桁幅を増加することによって、当然のことながら面外剛性を高めることができるが、今回のモデルでは、桁幅そのものの効果は静的安定性、および塔位置桁断面の最大圧縮応力に対してそれほど顕著でない。

図-9~11には半橋張出状態の架設系対風挙動を示した。各ケースとも風速が66m/s~70m/sの範囲で不安定挙動が生じ、計算を中止している。完成系に比べて架設系が不安

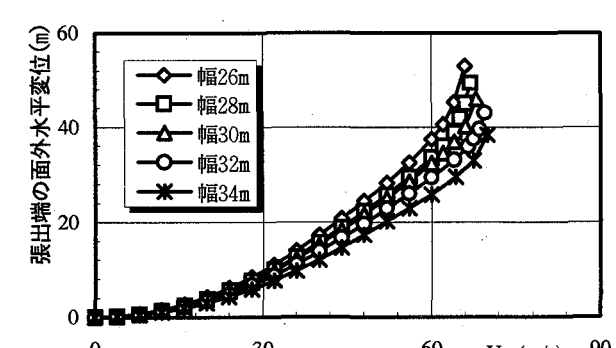


図-9 桁直角方向変位の対風挙動

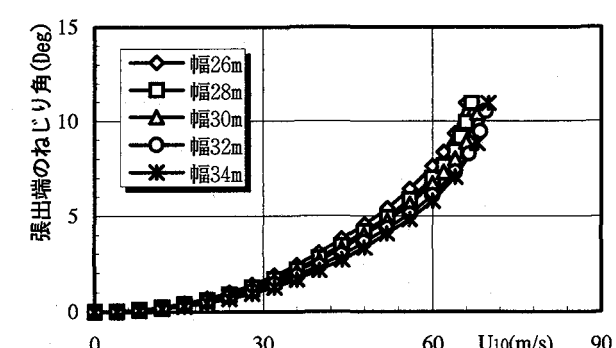


図-10 桁ねじりの対風挙動

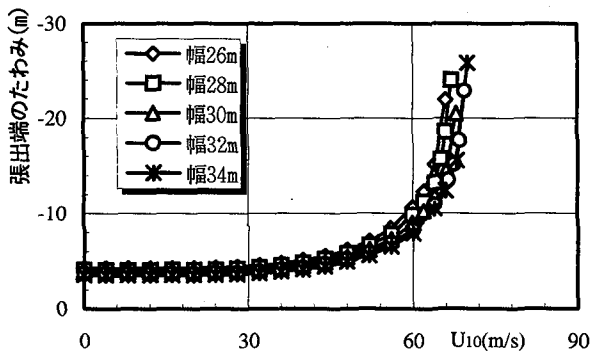


図-11 桁たわみの対風挙動

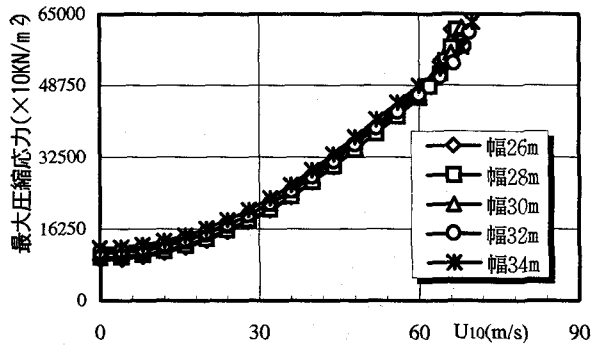


図-12 桁断面の最大圧縮応力(架設系)

定となる風速は低いものの、架設系の設計風速40m/s程度までの風荷重によって不安定な挙動が発生しないことが分かる。また、完成系の耐風性と同じように、本研究のモデルでは桁幅そのものの影響を受けないことが分かる。

図-12は塔位置の桁断面最大応力である。図に示すように、いずれもほぼ同程度の最大圧縮応力を生じている。これは完成系で説明したのと同様の理由による。

以上より、解析対象とした風速範囲では、桁幅に応じて塔近傍で増厚したモデルを用いれば、桁幅そのものは完成・架設両系の対風挙動に対して大きな影響を与えないことが明らかとなった。また、本モデルでは死、風荷重による合計応力が許容値以内となる条件から桁断面を採用したため、各ケースではほぼ同様の応力挙動を示した。したがって、長大斜張橋は桁幅が支間長の1/50より小さくても、断面の補強によって十分な静的耐風性が得られるといえる。

4. 面内荷重による静的安定性

4.1 弾塑性有限変位解析法

桁幅が面内荷重による面外座屈に対して影響を及ぼすため、桁幅の選定にあたっては、面内荷重による安定性にも注意すべきである。一方、斜張橋の面内において、構造物の座屈強度を正確に得るためには、断面の塑性化の影響を考慮することが重要である。長大斜張橋の耐荷力評価法が確立されていない現状では、弾塑性有限変位

解析を用いて構造物の安定性の検討を行う必要があるが、自由度や計算量が膨大になることから、現実には容易ではない。

著作らは、斜張橋を立体骨組にモデル化し、構造物の全体的な終局挙動に着目して、次の基本仮定およびより理論に基づき、桁と塔部材の弾塑性有限変位解析法を開発した¹⁰⁾。

(1)桁と塔要素は一軸対称単室または多室薄肉箱形断面部材からなる完全弾塑性体とし、弾塑性状態でも断面の変位場は変わらない。

(2)そり変位により生ずる断面の垂直応力と曲げによるせん断ひずみを無視する。

(3)弾塑性状態でも断面各室のせん断流は一定とする。

(4)塑性域においては、Prandtl-Reussのひずみ増分理論とvon Misesの降伏条件が成り立つ。

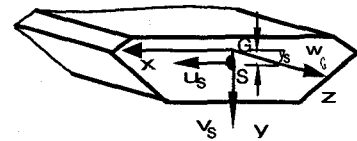


図-13 閉断面図

上述の仮定より、一軸対称閉断面はり(図-13)の変位場は次のように表せる。

$$\begin{cases} \Delta U(x, y, z) = \Delta u_s - (y - y_s) \Delta \theta \\ \Delta V(x, y, z) = \Delta v_s + x \Delta \theta \\ \Delta W(x, y, z) = \Delta w_G - x \Delta u'_s - y \Delta v'_s \end{cases} \quad (4)$$

高次非線形ひずみ増分項を無視することにより、ひずみ増分はUpdated Lagrangian Formulation に基づいて、次のように表示することができる。

$$\Delta \epsilon_z^L = \Delta w'_G - x \Delta u''_s - y \Delta v''_s \quad (5)$$

$$\begin{aligned} \Delta \epsilon_z^N &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \Delta U}{\partial z} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \Delta V}{\partial z} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} [\Delta u'_s - (y - y_s) \Delta \theta']^2 + \frac{1}{2} [\Delta v'_s + x \Delta \theta']^2 \end{aligned} \quad (6)$$

$$\Delta \gamma = r_s \Delta \theta' + \frac{\partial \Delta \omega}{\partial \xi} \quad (7)$$

ここに、 Δw_G は重心の軸方向変位増分、 Δu_s 、 Δv_s はせん断中心のXとY方向変位増分、 $\Delta \omega$ 、 $\Delta \theta$ はそり変位増分とねじり角増分、 ξ は板厚中心線にそってとった座標、 r_s は板厚中心線の曲率半径である。また、図-13におけるG、Sはそれぞれ断面の重心とせん断中心を示すが、ともに弾塑性解析において断面の基準点として取り扱う。

各室断面のそり変形連続条件および各室のせん断流は一定とする仮定によって、式(7)のせん断ひずみ増分も基

準軸の変位増分で表わせる。

以上のような変位場とともに、はり要素に対して形状関数[N]を導入し、仮想仕事の原理を適用すれば、増分方程式が以下のように求められる。

$$([K_{ep}] + [K_o])(\Delta u)^e = \{\Delta F\}^e \quad (8)$$

式(8)において、 $[K_{ep}]$ と $[K_o]$ は塑性域の広がりを考慮した剛性マトリックス、および幾何剛性マトリックスを表わす。

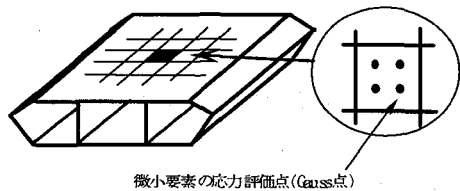


図-14 要素の剛性評価

剛性マトリックス $[K_{ep}]$ に塑性域進展の影響を考慮するために、図-14に示すように、はり要素を多数の微小要素に分割し、各微小要素の応力評価点の弾塑性性状により要素の剛性を算出した。計算時間を短縮するために、次のように弾性状態の剛性から塑性域の進展による剛性低下の部分を差引いて要素の剛性を求めている。

$$[K_{ep}] = [K_e] - [\Delta K] \quad (9)$$

ここに、 $[K_e]$ と $[\Delta K]$ ははり要素の弾性剛性および塑性域の進展による低下部分の剛性である。 $[K_e]$ は直接弾性理論式から求められるため、 $[\Delta K]$ を塑性域範囲のみに対する積分で求めれば、要素の剛性 $[K_{ep}]$ を評価できる。

4. 2 面内荷重と解析条件

上述の解析法に基づいて、各ケースの終局強度解析を行った。ただし、ケーブルは弾性部材として取り扱い、ケーブルでの塑性の影響を無視している。

本研究は桁幅が座屈安定性に及ぼす影響に着目したものであるため、図-16に示すように橋全体にわたって荷重を載荷させることとした。荷重の載荷方法として、式(10)に示すような、死荷重時の初期状態から活荷重を増加させている。

$$1.0(D_1 + P_s + D_2) + L \quad (10)$$

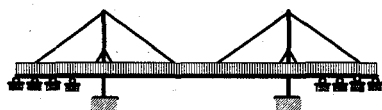


図-16 面内活荷重

ここに、 D_1 と D_2 は前期死荷重および後死荷重、 P_s はプレストレス力、 L は載荷する活荷重の強度である。

弾塑性有限変位解析に基づいた解析法においては、残留応力と初期変位を導入することが必要であるが、ここでは、残留応力と面内の初期変位を無視した。これは、長大斜張橋の極限強度に与える残留応力の影響が小さく^{10,11)}、また、活荷重によって面内の変位が卓越するためであり、計算の効率からこれらの影響は考慮していない。一方、面外の初期変位としてピークが支間の1/1000の正弦半波曲線を導入した。

4. 3 解析結果および考察

図-1(a)に示した本解析モデルでは塔を対称軸として中央径間と側径間のケーブルが対称に配置されており、しかも側径間に三つの中間橋脚を設置している。そのため、今回の荷重ケース(図-16)による幾何学的非線形性は強いことが予想される。

本研究では、除荷までの終局挙動を追跡するために、弧長増分法と変位増分法(桁端部の軸方向変位量を増分制御変数とする)を適用したが、非線形収束計算法と関係なく、いずれも一定荷重強度に至って断面力の乱れが生じ、収束不能となった。これは、本モデルが図-16に示している荷重を受ける場合、軸力が卓越し、部材が座屈点を超えて、耐荷力が急速に失われ、構造物が不安定となったためと考えられる。本論文では収束不能となった時点の載荷強度を終局強度とした。

狭い桁幅の場合も含み、いずれのケースも面外の座屈挙動はみられなかった。各ケースの終局活荷重強度はそれぞれ393.0KN/m、416.5KN/m、448.6KN/m、458.9KN/mと472.3KN/mである。荷重条件を次の式

$$1.0(D_1 + P_s + D_2) + 0.7(\overline{D}_1 + D_2) + \alpha L_0 \quad (11)$$

ように換算すると、終局状態での活荷重パラメータ α はそれぞれ5.582、6.068、6.695、6.820および7.034である。式(11)において、 $\overline{D}_1$ は桁平均前期死荷重強度、 L_0 は活荷重強度(本研究では40.0KN/mと仮定した)である。このように、計算は座屈点を超えてはいないものの、弾塑性有限変位解析によって本モデルの面内活荷重による座屈安定性が確認できた。

各ケースは同様な崩壊状態を示したため、図-17に桁幅30mの場合の終局状態変形図を示す。図からわかるように、中間橋脚を設置していること、および荷重は塔両側でつり合い状態にあることのため、側径間の変形はほとんどみられない。

図-18に終局状態での塑性域が現われた断面位置を示すが、桁断面の塑性域は塔近傍と変断面の箇所であることが明らかとなった。また、桁幅の増加に従って、塔の

塑性域が広がっている。これは、本研究では桁幅のみを変えているため、塔断面の相対耐荷力が桁幅の増加にともなって小さくなるためである。

図-19は桁端部軸方向変位と橋中央点の鉛直方向変位に着目した荷重-変位曲線である。終局状態までは大きな非線形性が現われておらず、桁幅の増加に従って長大

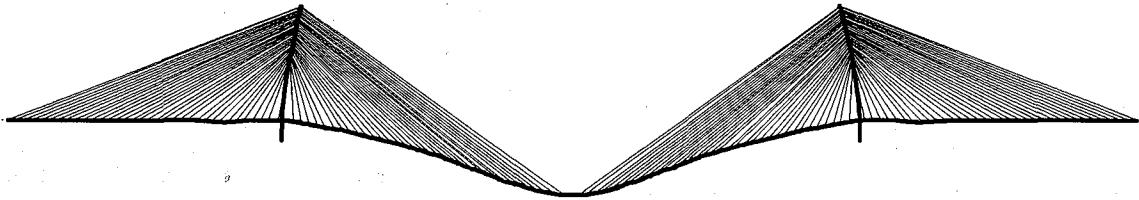


図-17 崩壊時の変形図(Bu=30m)

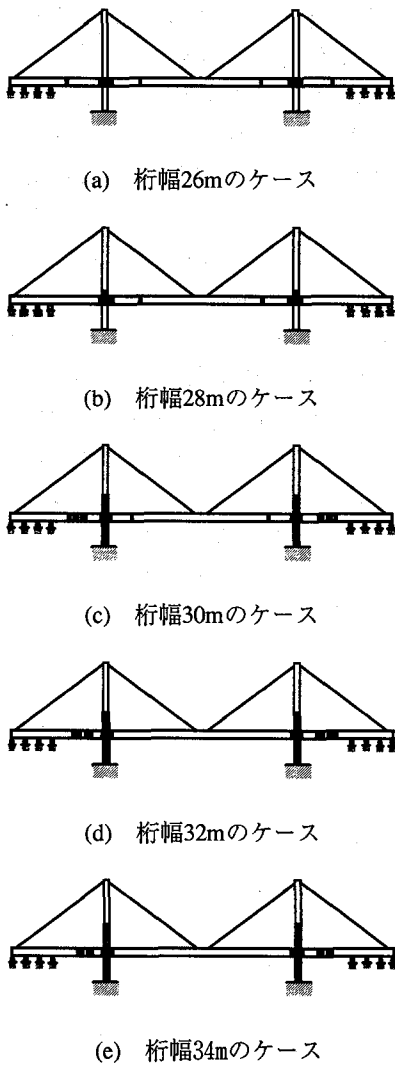


図-18 弾塑性域に進展した断面の範囲
(■ --弾塑性域に進展した断面)

斜張橋の軸方向剛性と鉛直剛性は高くなるが、差異はそれ程顕著でない。

図-20に塔位置桁断面の面内曲げモーメントと軸力に着

目した荷重-断面力曲線を示す。図に示されるように、初期の曲げモーメントは荷重の増加に従ってほぼ線形的に増加するが、それ以降、塑性域の広がりに伴い、断面力再分配の挙動を示す。また、桁幅の違いは断面力にあまり影響を与えず、軸力については塑性域の広がりに関係なく、終局まではほぼ線形的に増加している。なお、各ケースの終局状態時の軸力はそれぞれ初期状態の約2.55倍である。

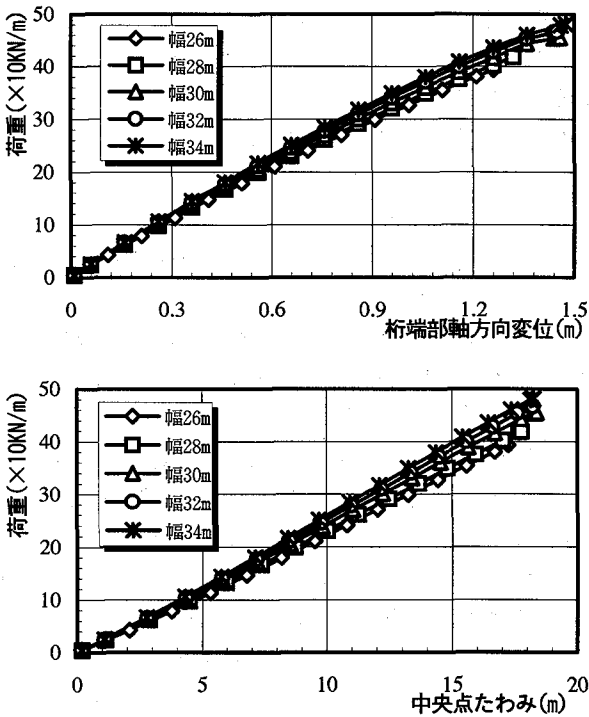


図-19 荷重-変位曲線

以上より、面内荷重による安定性についても、本モデルはいずれも十分な安全率を有することが確認され、桁幅の変動は面内挙動に対して大きな影響を与えないことが明らかとなった。

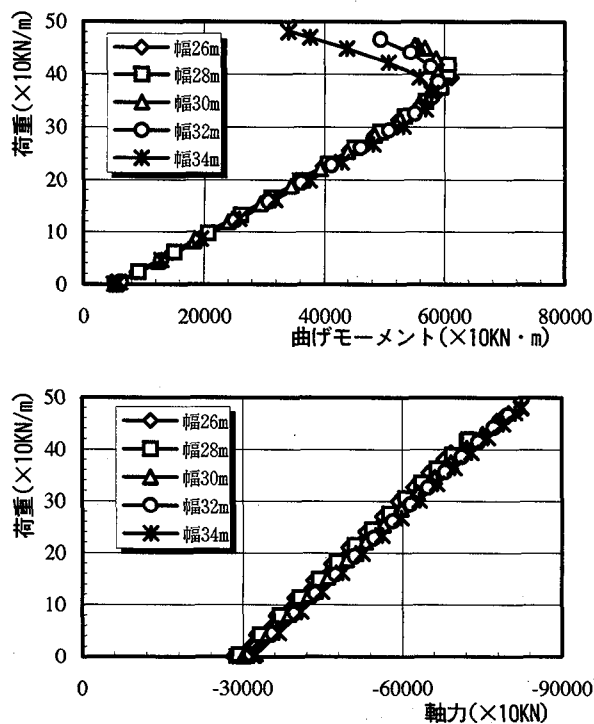


図-20 塔位置桁断面の荷重-断面力曲線

5. まとめ

長大斜張橋完成系と架設系の静的安定性を確保するには、その桁幅は支間の1/40以上が必要とされている。しかしながら、この必要桁幅がどういう要因で決まるかは明確にされていたわけではない。

本研究では斜張橋の経済的な限界支間と考えられている中央支間1400mの長大斜張橋モデルを対象として、面内・面外両方向の安定性に着目して、桁幅の影響について検討を行った。本研究から得られた知見を要約すると、以下ようになる。

(1) 今回の計算モデルでは、いずれの桁幅も完成系で風速80m/s程度、架設系で70m/s程度で不安定現象が生じた。また、面内耐力についての安全性も確保できている。

(2) 静的設計より、塔位置で補強し、補強区間ではほぼ同程度の断面諸元をもつ桁では、桁幅に関係なく同程度の耐風安定性を有することが明らかになった。

(3) 今回の計算では、支間/桁幅≈55程度の桁断面で安定性が得られた。従来の40は必ずしも妥当ではなく、適切に断面補強することにより安定性が確保できる。

桁重量は、桁幅の狭いモデルの方が小さい値となることから、桁幅の制約に対する今回の結果は、今後の長大斜張橋の基本計画に有益な知見と言える。また、本モデルの面内耐力に関する安全率は高く、更に断面の小型化(桁高さを低くする)の可能性が得られた。しかしながら、この点に関する検討は今後の課題となった。

参考文献：

- 1) F.Leonhardt and W.Zellner: Past,present and future of cable-stayed bridges, CABLE-STATED BRIDGES, Elsevier, pp.1-33,1991
- 2) 長井正嗣, 浅野浩一, 岸本節二, 水上義彦: 長大斜張橋の主桁断面選定に関する検討, 土木学会構造工学論文集, Vol.39A,pp.1075-1088,1993.3.
- 3) 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, pp.1161-1174,1992.3.
- 4) A.Petersen A.Larsen and W.Eilzer: Outline design and special studies for a 1200m cable-stayed bridges, Proc. of Innovation in Cable-Stayed Bridges, pp. pp.367-377,1991.4.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1990.2.
- 6) 本州四国連絡橋公団: 耐風設計基準・同解説, 1976.
- 7) 謝 旭, 長井正嗣, 山口宏樹, 伊藤 学: 自定, 一部他定式長大斜張橋の静的対風挙動, 土木学会構造工学論文集, Vol.42A, pp.1005-1012, 1996.3.
- 8) 謝 旭, 伊藤 学, 山口宏樹: Updated Lagrangian 手法に基づく柔ケーブルの非線形解析, 土木学会構造工学論文集, Vol.41A, pp.427-434, 1995.3.
- 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, pp.923-936, 1993.3.
- 10) 謝 旭: 長大斜張橋の複合非線形性と安定性に関する解析的研究, 埼玉大学博士学位論文, 1996.9.
- 11) 中井 博, 北田俊行, 西村俊行: 斜張橋タワーの耐荷力と設計法について, 土木学会構造工学論文集, Vol.33A, pp.341-349, 1987.3.

(1996年9月6日受付)