

第 9 章

吊形式橋梁の長大化に向けての設計・施工技術の開発

9.1 静的安定問題と解析法

9.1.1 長大吊形式橋梁の静的安定問題

長大吊形式橋梁の静的不安定問題として、

- 1) 面内、外荷重による塔、また面内荷重による斜張橋主桁の座屈耐力、
- 2) 風荷重による横ねじれ座屈、ダイバージェンス、

が挙げられ、これらの不安定現象をクリアーできる断面設計を行う必要がある。1) の安定照査にあたり、吊橋では塔、斜張橋では塔、桁に圧縮軸力と曲げモーメントが生じるため、それらの部材は梁・柱部材として、部材を構成する補剛板の局部座屈安定、部材の全体座屈安定および両者の連成座屈安定性を照査する必要がある。補剛板の局部座屈強度は道路橋示方書¹⁾に準じて照査されるが、部材としての安定性を道路橋示方書に準じて照査する場合、有効座屈長を定義する必要がある。しかし、有効座屈長をどのように定義するかは明確でないのが現状である。したがって、より厳密に対応する上では幾何学的非線形性と材料的非線形性を同時に考慮した複合非線形解析が欠かせない。

さて、桁に風荷重が作用すると、横変位とともに、ある風速から回転変位が生じる。この回転に伴い迎角が変化し風力の変化が生じる。そのため、2) の不安定挙動を明らかにするためには、この影響、すなわち変位に依存して変化する風荷重を考慮した解析が欠かせない。この場合も、大きな変位とともに材料の塑性化が予想される。その場合は、塔と桁の弾塑性挙動を考慮した解析が必要となる。

吊形式橋梁の双壁である吊橋、斜張橋を対象とした場合、その主要な構成要素はケーブル、塔、桁である。このうち、ケーブルは引張軸力部材、塔は梁・柱部材、桁は斜張橋では梁・柱部材、吊橋では梁部材となる。ここでは部材を骨組モデルに離散化した解析方法を説明するが、板要素の安定解析については省略している。そのため、梁・柱部材の局部座屈と全体座屈の連成座屈強度については言及していない。本節の最後では、吊橋、斜張橋の塔や斜張橋の桁の安定照査に利用されている有効接線弾性係数法による検討方法と、斜張橋主桁への適用性を紹介する。

9.1.2 有限変位解析

ここでは長大橋を立体骨組構造とした有限変位解析法及び線形化有限変位解析法について説明する。有限変位解析においては、釣り合い式における変形状態の参照基準によって、Total Lagrangian と Updated Lagrangian とに分けることができる。後者の手法は取扱う変位量が小さいため、収束計算が簡単であると考えら

れる。しかし、変形した要素の局所座標の取扱い方が重要となる。一般的な棒要素に対して、両端を繋ぐ弦線を変形後の要素軸線としても特に大きな誤差をもたらさないとえる。ここでは、Updated Lagrangianの手法を用いて有限要素法による定式化を行う。また、増分計算にあたっては Total Lagrangian 手法に用いられる剛体変位除去手法²⁾を導入すれば変位後の部材局所座標を取り扱うことができる。

仮想仕事原理による部材の増分方程式

仮想仕事の原理によると、次の式が成立する。

$$\delta\Delta\Pi = \delta\Delta\bar{U} - \delta\Delta\bar{P}_e = 0 \quad (9.1)$$

ここに、 $\Delta\bar{U}$ 及び $\Delta\bar{P}_e$ はひずみエネルギー増分と外力ポテンシャルエネルギー増分であるが、それぞれの変分 $\delta\Delta\bar{U}$ 、 $\delta\Delta\bar{P}_e$ は次のように表わされる。

$$\begin{cases} \delta\Delta\bar{U} = \int_v (\{\sigma^0\}^T + \{\Delta\sigma\}^T) \delta\{\Delta\varepsilon\} dv = \int_v \{\sigma\}^T \delta\{\Delta\varepsilon\} dv \\ \delta\Delta\bar{P}_e = \int_l (\{p^0\}^T + \{\Delta p\}^T) \delta\{\Delta u\} dz + (\{P^0\}^T + \{\Delta P\}^T) \delta\{\Delta u\}^e \end{cases} \quad (9.2)$$

ただし、 $\{\sigma^0\}$ 、 $\{\Delta\sigma\}$ は初期応力と応力増分、 $\{p^0\}$ 、 $\{\Delta p\}$ は初期分布荷重と分布荷重増分、 $\{P^0\}$ 、 $\{\Delta P\}$ は節点初期集中荷重と集中荷重増分である。

変位増分 $\{\Delta u\}$ により生じるひずみ増分 $\{\Delta\varepsilon\}$ は線形ひずみと非線形ひずみとに分けて、次のように書ける。

$$\{\Delta\varepsilon\} = \{\Delta\varepsilon^L\} + \{\Delta\varepsilon^N\} \quad (9.3)$$

有限要素化を考えるために、形状関数 $[N]$ を導入すれば、要素の変位増分 $\{\Delta u\}$ 、線形ひずみ及び非線形ひずみは節点の変位増分 $\{\Delta u\}^e$ で次のように表示できる³⁾。

$$\begin{cases} \{\Delta u\} = [N] \{\Delta u\}^e \\ \{\Delta\varepsilon^L\} = [B_L] \{\Delta u\}^e \\ \{\Delta\varepsilon^N\} = \frac{1}{2} [A] [G] \{\Delta u\}^e \end{cases} \quad (9.4)$$

ここに、

$$[A] = \begin{bmatrix} \{\Delta u\}_{,1}^T & 0 & 0 \\ 0 & \{\Delta u\}_{,2}^T & 0 \\ 0 & 0 & \{\Delta u\}_{,3}^T \\ \{\Delta u\}_{,2}^T & \{\Delta u\}_{,1}^T & 0 \\ 0 & \{\Delta u\}_{,3}^T & \{\Delta u\}_{,2}^T \\ \{\Delta u\}_{,3}^T & 0 & \{\Delta u\}_{,1}^T \end{bmatrix} \quad [G] = \begin{Bmatrix} N_{,1} \\ N_{,2} \\ N_{,3} \end{Bmatrix} \quad (9.5)$$

式 (9.2)~(9.4) を仮想仕事原理 (9.1) に代入すれば、有限要素の増分方程式が次のように求められる。

$$([K_L] + [K_\sigma]) \{\Delta u\}^e = \{\Delta F\} \quad (9.6)$$

ここで、 $[K_L]$ 及び $[K_\sigma]$ は要素の線形剛性マトリックスと幾何剛性マトリックス、 $\{\Delta F\}$ は等価節点荷重ベクトルの増分であり、それぞれ次のように表せる。

$$[K_L] = \int_v [B_L]^T [D] [B_L] dv \quad (9.7)$$

$$[K_\sigma] = \int_v [G]^T [\sigma] [G] dv \quad (9.8)$$

$$\{\Delta F\} = \int_l [N]^T \{\Delta p\} dz + \{\Delta P\} \quad (9.9)$$

ただし, $[D]$ は材料特性マトリックスを示す.

これらの式に基づき, 各部材に対して有限要素法による定式化を以下にまとめておく.

梁要素の増分形有限変位方程式

偏平な断面形状を有する桁および断面が正方形に近い塔部材を, 各々その影響を考慮した, または考慮しない3次元薄肉梁要素としてモデル化するが, ここで, その影響を考慮した空間梁の定式化のみ説明する.

図9.1に示すような, 一軸対称の桁断面に対して, その変位場は次式で表わせる.

$$\begin{cases} U(x, y, z) = u_s - (y - y_s)\theta \\ V(x, y, z) = v_s + x\theta \\ W(x, y, z) = w_G - xu'_s - yv'_s - \omega_s\theta' \end{cases} \quad (9.10)$$

ここに, u_s, v_s はせん断中心 S の x, y 方向変位, w_G は図心 G の z 軸方向変位, θ と ω_s はねじり変位および単位そり変位である.

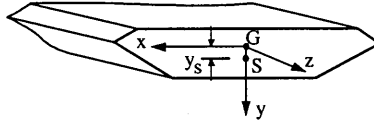


図 9.1: 桁断面

一方, 要素形状関数として Hermite の多項式を用い, 軸方向変位 w_G を z の1次関数で, その他の変位を z の3次関数で近似する. すなわち, 任意点の変位増分を部材両端の増分で次のように表わす.

$$\begin{cases} \Delta w_G = [N_w] [\Delta w_{Gi} \quad \Delta w_{Gj}]^T \\ \Delta u_s = [N_k] [\Delta u_{si} \quad \Delta u'_{si} \quad \Delta u_{sj} \quad \Delta u'_{sj}]^T \\ \Delta v_s = [N_k] [\Delta v_{si} \quad \Delta v'_{si} \quad \Delta v_{sj} \quad \Delta v'_{sj}]^T \\ \Delta \theta = [N_k] [\Delta \theta_i \quad \Delta \theta'_i \quad \Delta \theta_j \quad \Delta \theta'_j]^T \end{cases} \quad (9.11)$$

ここに,

$$[N_w] = [N_{w1} \quad N_{w2}] = [1 - z/l_{ij} \quad z/l_{ij}] \quad (9.12)$$

$$\begin{aligned} [N_k] &= [N_1 \quad N_2 \quad N_3 \quad N_4] \\ &= \begin{bmatrix} 1 - 3(z/l_{ij})^2 + 2(z/l_{ij})^3 & z - 2z^2/l_{ij} + z^3/l_{ij}^2 & 3(z/l_{ij})^2 - 2(z/l_{ij})^3 & -z^2/l_{ij} + z^3/l_{ij}^2 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

変位増分ベクトルを,

$$\{\Delta u\} = [\Delta w_G \quad \Delta v_s \quad -\Delta v'_s \quad \Delta u_s \quad \Delta u'_s \quad \Delta \theta \quad \Delta \theta']^T \quad (9.13)$$

と定義し, また, 変位増分 $\{\Delta u\}$ により生じる非線形ひずみ増分については,

$$\Delta \epsilon_z^N = \frac{1}{2} \{(\partial \Delta U / \partial z)^2 + (\partial \Delta V / \partial z)^2 + (\partial \Delta W / \partial z)^2\} \doteq \frac{1}{2} \{(\partial \Delta U / \partial z)^2 + (\partial \Delta V / \partial z)^2\} \quad (9.14)$$

のように軸方向ひずみのみ考慮すれば, 式(9.8)でのマトリックス $[G]$ は次式のように求められる.

$$[G] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & N'_1 & N'_2 & -(y - y_s)N'_1 & -(y - y_s)N'_2 \\ 0 & N'_1 & N'_2 & 0 & 0 & xN'_1 & xN'_2 \\ 0 & 0 & 0 & N'_3 & N'_4 & -(y - y_s)N'_3 & -(y - y_s)N'_4 \\ 0 & N'_3 & N'_4 & 0 & 0 & xN'_3 & xN'_4 \end{bmatrix} \quad (9.15)$$

式(9.14)では軸方向の非線形ひずみのみ考慮したので、式(9.8)における応力マトリックス $[\sigma]$ は次のように σ_z しか含まない。

$$[\sigma] = \sigma_z = \frac{P_z}{A} + \frac{M_x y}{I_x} - \frac{M_y x}{I_y} + \frac{M_\omega \omega_s}{I_\omega} \quad (9.16)$$

ここに、

$$I_x = \int_A y^2 dA, \quad I_y = \int_A x^2 dA, \quad I_\omega = \int_A \omega_s^2 dA \quad (9.17)$$

であり、 P_z, M_x, M_y, M_ω は断面の軸力、曲げモーメント、およびねじり曲げモーメントである。

閉断面の場合、その影響が小さいため、式(9.16)において $M_\omega \omega_s / I_\omega$ 項の影響を無視すれば、要素の幾何剛性マトリックスは式(9.8)を積分して次のように表示される。

$$[K_\sigma] = [K_{p_z}] + [K_{M_x}] + [K_{M_y}] \quad (9.18)$$

ここに、 $[K_{p_z}], [K_{M_x}], [K_{M_y}]$ はそれぞれ軸力および曲げモーメントによって生じる要素の幾何剛性マトリックスを表す。計算にあたっては、両端の断面力と要素に作用する外力の釣り合い条件から応力を算定し、断面力の分布状態を考慮して、幾何剛性を評価する。

柔ケーブル要素の増分形有限変位方程式

支間の長大化に伴って、橋全体の剛性に対してケーブルの果たす役割が大きくなり、長大斜張橋の解析にあたっては、ケーブルの挙動を正確に取り扱うことが重要となる。ここでは、ケーブルに作用する任意の荷重が取扱える曲線柔ケーブルの増分形有限変位方程式を誘導している⁴⁾。

図9.2に示すように、ケーブルの軸線 s 、曲率平面と直交する法線 n 、及び曲率平面の法線 t から構成された曲線局所座標系の基ベクトル e_s, e_t, e_n は、空間固定デカルト座標の基ベクトル i, j, k を用いて以下のように表示される。

$$\begin{cases} e_s = e_{13}i + e_{23}j + e_{33}k = \frac{\partial \mathbf{r}}{\partial s} / \left| \frac{\partial \mathbf{r}}{\partial s} \right| \\ e_t = e_{12}i + e_{22}j + e_{32}k = \frac{\partial^2 \mathbf{r}}{\partial s^2} / \left| \frac{\partial^2 \mathbf{r}}{\partial s^2} \right| \\ e_n = e_{11}i + e_{21}j + e_{31}k = e_s \times e_t \end{cases} \quad (9.19)$$

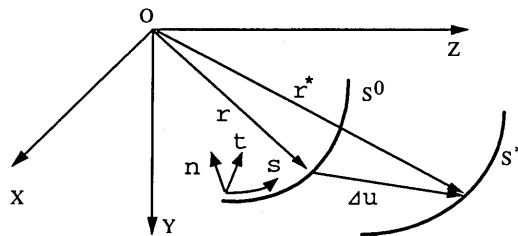


図 9.2: ケーブルの座標系及び変形

また、両座標系間の変換マトリックスは曲線座標の基ベクトルからなるマトリックス $[e]$ で表示できる。

$$[e] = [e_n \quad e_t \quad e_s] = \begin{bmatrix} e_{11} & e_{12} & e_{13} \\ e_{21} & e_{22} & e_{23} \\ e_{31} & e_{32} & e_{33} \end{bmatrix} \quad (9.20)$$

一方、柔ケーブルの断面力は軸力しか生じないから、ひずみエネルギー増分の変分 $\delta\Delta\bar{U}$ は

$$\delta\Delta\bar{U} = \int_l (T^0 + \Delta T) \delta\Delta\varepsilon ds \tag{9.21}$$

と表せる。ここで、 T^0 及び ΔT はケーブルの初期張力と張力増分である。

そこで、図 9.3 に示す 4 節点の曲線ケーブル要素に対して、形状関数を $[N_c(s)]$ とすれば、要素内部の変位増分と空間座標はそれぞれ節点変位、節点座標で以下のように表わされる。

$$\begin{cases} \Delta u(s) = [N_c(s)][\Delta u_1, \Delta u_2, \Delta u_3, \Delta u_4]^T = [N_c(s)]\Delta u^e \\ \mathbf{X}(s) = [N_c(s)][\mathbf{X}_1, \mathbf{X}_2, \mathbf{X}_3, \mathbf{X}_4]^T = [N_c(s)]\mathbf{X}^e \end{cases} \tag{9.22}$$

ここに、 $\mathbf{X}(s)$ と \mathbf{X}^e は要素内部及び節点での空間座標ベクトルである。また、 Δu^e は節点変位ベクトルの増分を示す。

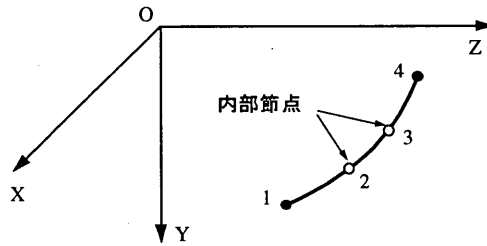


図 9.3: 曲線ケーブル要素

曲率の影響を考慮するものとし、柔ケーブルの線形ひずみ増分 $\Delta\varepsilon^L$ と非線形ひずみ増分 $\Delta\varepsilon^N$ を

$$\Delta\varepsilon^L = \frac{\partial\Delta u_s}{\partial s} - \frac{\Delta u_t}{R} \tag{9.23}$$

$$\Delta\varepsilon^N = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial\Delta u_n}{\partial s} \right)^2 + \left(\frac{\partial\Delta u_t}{\partial s} + \frac{\Delta u_s}{R} \right)^2 + \left(\frac{\partial\Delta u_s}{\partial s} - \frac{\Delta u_t}{R} \right)^2 \right] \tag{9.24}$$

のように表すと、式 (9.7), (9.8) でのマトリックス $[B_L]$, $[G]$ は次のように書かれる。

$$[B_L] = \frac{\partial^2 \mathbf{X}^T}{\partial s^2} [N] + \frac{1}{J} \mathbf{e}_s^T \frac{\partial [N_c(s)]}{\partial \xi} - \sqrt{\left(\frac{\partial^2 X}{\partial s^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 Y}{\partial s^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 Z}{\partial s^2} \right)^2} \mathbf{e}_t^T [N_c(s)] \tag{9.25}$$

$$[G] = \left[\frac{1}{J} \frac{\partial N_{c1}}{\partial \xi} [e]^T + N_{c1} \frac{\partial [e]^T}{\partial s} + \frac{N_{c1}}{R} [e^*], \dots, \frac{1}{J} \frac{\partial N_{c4}}{\partial \xi} [e]^T + N_{c4} \frac{\partial [e]^T}{\partial s} + \frac{N_{c4}}{R} [e^*] \right] \tag{9.26}$$

ここに、 R は増分変形前のケーブル形状の曲率半径である。また、 J は Jacobian を表わし、マトリックス $[e^*]$ は次式で定義している。

$$[e^*] = \begin{bmatrix} e_{13} & e_{23} & e_{33} \\ 0 & 0 & 0 \\ -e_{11} & -e_{21} & -e_{31} \end{bmatrix} \tag{9.27}$$

Gauss 積分法を用いて式 (9.7), (9.8) の積分を評価すれば、柔ケーブル要素の剛性マトリックスが算出される。

ここでは、以上のように定式化された要素の剛性方程式を用いた立体有限変位解析プログラムを用いて、図 9.4 に示している中央スパン 1400m の斜張橋モデルに対して有限変位解析、初期状態の接線剛性を用いる線形化有限変位解析で面内活荷重による静的挙動を計算した。表 9.1 に桁及び塔の断面諸元を示す。図中の X_u は死荷重と活荷重による応力を許容値以下とするために桁断面を補強 (9.4(b) 参照) した区間で、本モデルで

は $X_u=140\text{m}$ である。また、桁死荷重の倍率を荷重パラメータとして増加させる (図 9.5)。なお荷重 d パラメータ $\alpha = 0$ は死荷重 (W_G) が作用した状態に対応する。図 9.6 に桁端部の橋軸方向変位の比較結果を示す。作用荷重が死荷重の 3 倍 ($\alpha = 2$) 程度まで両者の結果は良い一致を示す。この他に桁中央の鉛直変位、塔の水平変位も同様の傾向を示す。なお、9.1.4 で説明する弾塑性有限変位解析では $\alpha = 1.74$ で橋モデルは終局状態となる。

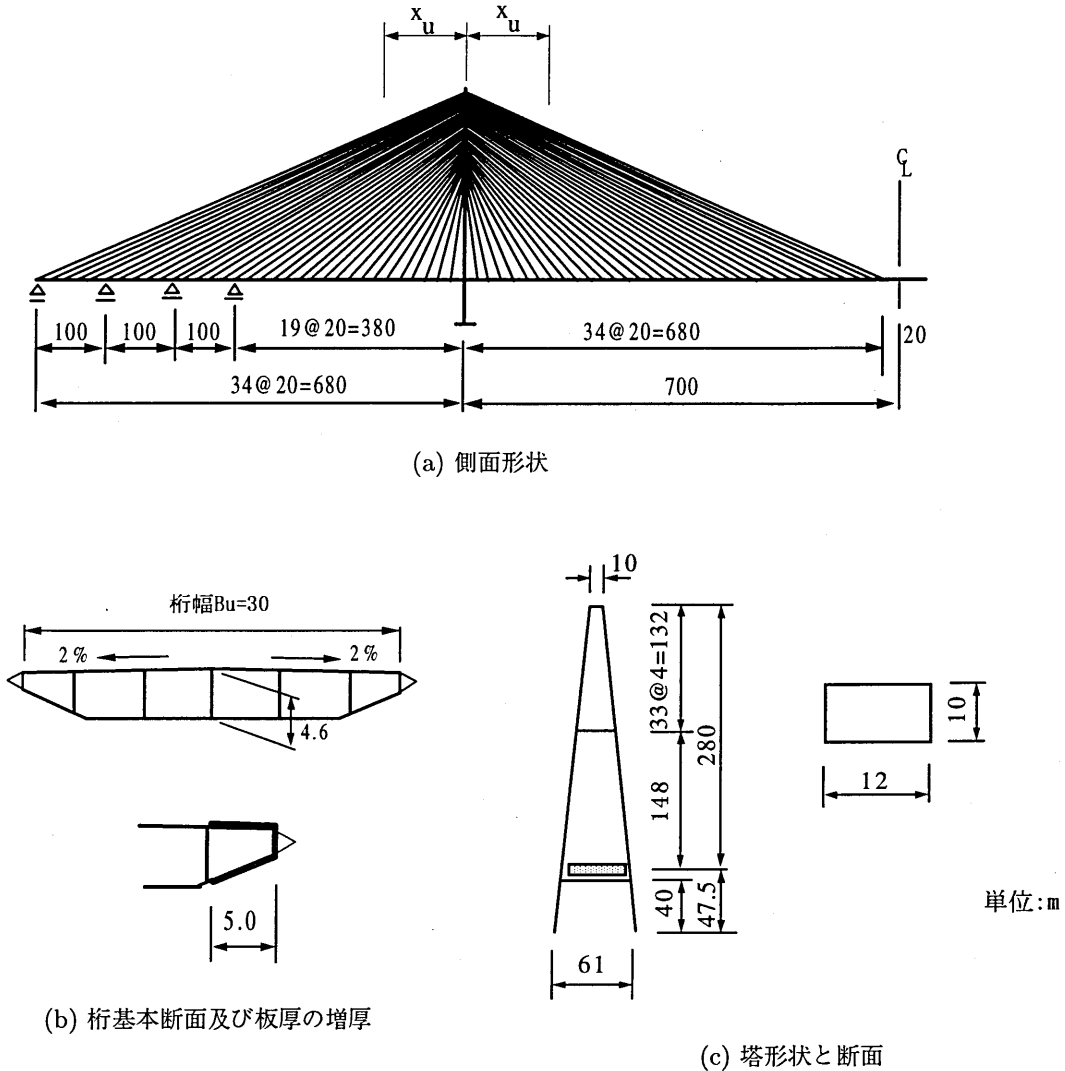


図 9.4: 斜張橋解析モデル (単位:m)

表 9.1: 桁および塔の断面諸元

断面	断面積	面内 I_x	面外 I_y	ねじり定数 [†]
桁 (基本)	1.647	5.759	131.575	11.145
桁 (増厚)	2.299	7.182	240.355	14.489
塔 / 本	1.760	30.667	40.320	39.273
ケーブル	0.0070411 - 0.028202			

[†] リブを無視した

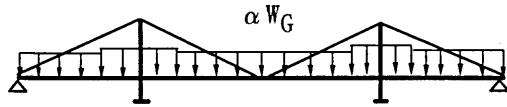


図 9.5: 荷重の載荷状態

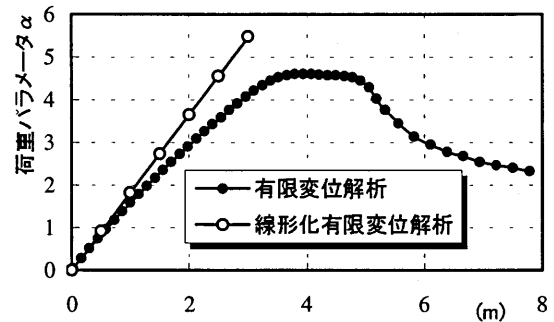


図 9.6: 桁端部軸方向変位

9.1.3 変位依存型の風荷重を考慮した有限変位解析

スパンの長大化に伴い、耐風安定性の照査は設計において最も重要な検討課題となり、より厳密に検討する必要がある。以下に桁断面に作用する変位依存型の風荷重及び分布風荷重によるケーブルの面外たわみを考慮した長大橋の有限変位解析法について説明する。

図 9.7に示すように、桁断面が受ける桁単位長あたりの空気力成分、抗力 D 、揚力 L 及び空力モーメント M は次のように表示される。

$$\begin{cases} D(\alpha) = 0.5\rho U^2 A_n C_D(\alpha) \\ L(\alpha) = 0.5\rho U^2 B C_L(\alpha) \\ M(\alpha) = 0.5\rho U^2 B^2 C_M(\alpha) \end{cases} \quad (9.28)$$

ここで、 B は桁幅、 A_n は風向方向投影高さ (単位長あたり投影面積)、 α は風向が桁の軸となす迎角、 ρ は空気密度、 U は風速である。式 (9.28) に示されているような、桁への風荷重は変位 α に依存することが分かる。このため、解析にあたっては、変位のみならず風荷重をも非線形項として取扱い、収束計算が必要となる。

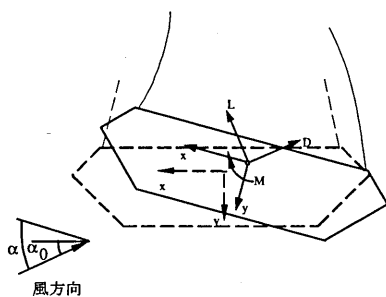


図 9.7: 風荷重を受ける桁断面

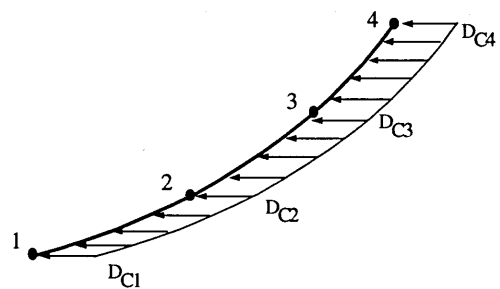


図 9.8: ケーブルへ作用する風荷重

図 9.8にケーブルが受ける分布風荷重を示す。図に示すように、ケーブルに直接に作用する風荷重によりケーブルが風向方向にたわみ、桁及び塔への作用張力と作用方向の変化を招き、橋内の挙動及びねじれに対して影響を及ぼすことになる。

先に定式化した柔ケーブル要素を用いれば、ケーブルへの風荷重 (分布抗力) は次のように書ける。

$$D_c = N_{c1} D_{c1} + N_{c2} D_{c2} + N_{c3} D_{c3} + N_{c4} D_{c4} \quad (9.29)$$

ここに、 $N_{ci}(i = 1, \dots, 4)$ は形状関数、 D_{ci} は各節点高さでの単位長さの抗力であり、次のように求められる。

$$D_{ci} = 0.5\rho U_i^2 \phi C_{DC} \tag{9.30}$$

但し、 ϕ はケーブルの直径、 C_{DC} はケーブルの抗力係数である。

桁及びケーブルへの風荷重の取扱い方が長大斜張橋の対風挙動に及ぼす影響の度合いについて既に検討されている^{6),7)}。ここで、この方法により得られた図 9.4 の長大斜張橋モデルの結果を説明する。計算の際、文献⁵⁾に示された桁の風荷重三分力係数 C_D 、 C_L 、 C_M (図 9.9) を用い、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 $U_z = (\frac{Z_0}{10})^{1/2} U_{10}$ より決定している。ここに、高度 Z_0 は鉛直プロファイルを考慮する節点の高さ (ケーブル部材)、或いは要素の平均高さ (他の部材) である。

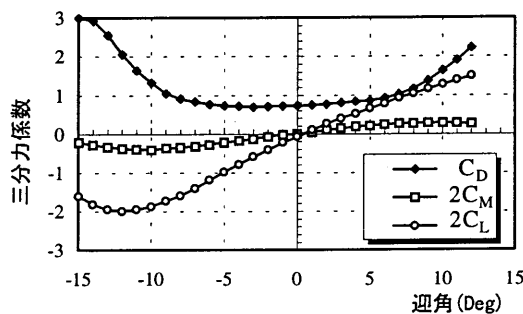


図 9.9: 風荷重の三分力係数

図 9.10 及び図 9.11 に完成系及び架設系 (桁半分の張出し架設状態) の桁中央点のたわみとねじれ角の結果を示す。桁への三分力及びケーブルへの分布抗力を考慮したため、図に示すように、橋面外の風荷重を作用させているが、面内鉛直変位とねじれ角が急増する不安定現象がみられた。

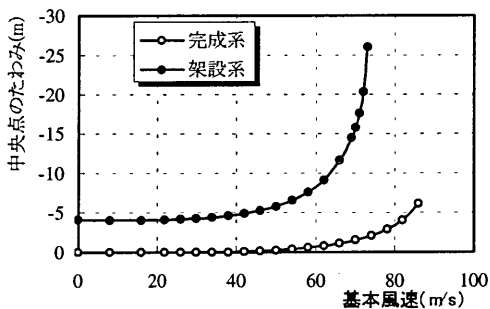


図 9.10: 桁中央点のたわみ

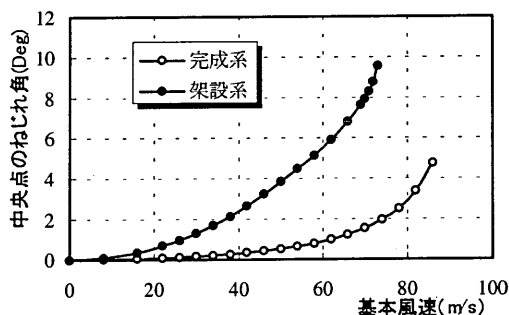


図 9.11: 桁中央点のねじれ角

9.1.4 弾塑性有限変位解析

単室閉断面を有する三次元はりの弾塑性有限変位解析法は小松等⁸⁾によって提案されている。つまり、梁要素端部節点での断面をセグメントに分割し、各セグメントのひずみ増分は断面形状が変化しないなどの仮定により基準軸の変位増分から算出して、両端節点での弾塑性状態によって要素の剛性を評価する手法である。ここでは、この方法を拡張し、長大橋の三次元弾塑性有限変位解析に適用できるように定式化する。すなわち、単室箱断面はりを多室箱断面はりに拡張するとともに、はり要素内の弾塑性状態を、要素内部を多数の微小要素に分割して評価する⁹⁾。ただし、多数の微小要素の弾塑性状態から要素剛性を評価するにあたっては、計算時間を短縮するため、弾性状態の剛性から塑性の広がりによる剛性低下を部分的に差引く方法を採用している。

基本仮定とひずみ増分式

本研究では、閉断面はりの弾塑性有限変位解析において一般的に用いられる以下の仮定を設ける。

- (1) 板厚方向の応力は 0 で、断面の形状は変化しない。
- (2) 弾塑性状態でも断面の変位場は変わらない。すなわち、局部座屈などの影響は本研究の対象外とする。
- (3) そり変位による断面の直応力、曲げによるせん断ひずみの影響は無視する。
- (4) 材料は完全弾塑性体とする。
- (5) 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。
- (6) 弾塑性状態でも断面各室のせん断流は一定とする。

なお、仮定 (6) については、特に斜張橋の場合、部材に生じる断面力は軸力と曲げモーメントが卓越するために、せん断応力の割合が小さく、したがってこの仮定が長大斜張橋の弾塑性終局挙動に対して与える影響は小さいと考えられることによる。

仮定 (1) ~ (3)、および高次非線形ひずみ増分項を無視するなどにより、一軸対称閉断面はり (図 9.1) のひずみ増分は、Updated Lagrangian formulation に基づき、次のように表せる。

$$\Delta \varepsilon_z^L = \Delta w'_G - x \Delta u_s'' - y \Delta v_s'' \quad (9.31)$$

$$\Delta \varepsilon_z^N = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \Delta U}{\partial z} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \Delta V}{\partial z} \right)^2 = \frac{1}{2} [\Delta u_s' - (y - y_s) \Delta \theta']^2 + \frac{1}{2} [\Delta v_s' + x \Delta \theta']^2 \quad (9.32)$$

$$\Delta \gamma = r_s \Delta \theta' + \frac{\partial \Delta \omega}{\partial \xi} \quad (9.33)$$

ここに、 $\Delta \gamma$ はせん断ひずみ増分、 ξ は板厚中心線に沿ってとった座標、 r_s はせん断中心から板厚中心線までの距離である。他の記号は 9.1.2 を参照されたい。また、弾塑性解析において断面の図心とせん断中心を断面の基準点として取り扱う。

Prandtl-Reuss のひずみ増分理論により、完全弾塑性体の増分形構成則は

$$\begin{Bmatrix} \Delta \sigma \\ \Delta \tau \end{Bmatrix} = [D_{ep}] \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_z^L \\ \Delta \gamma \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_1 & -D_3 \\ -D_3 & D_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_z^L \\ \Delta \gamma \end{Bmatrix} \quad (9.34)$$

となる。ただし、弾性領域では、

$$D_1 = E, \quad D_2 = G, \quad D_3 = 0 \quad (9.35)$$

塑性領域では、

$$D_1 = 9EG\tau^2/B, \quad D_2 = EG\sigma^2/B, \quad D_3 = 3EG\tau\sigma/B, \quad B = E\sigma^2 + 9G\tau^2 \quad (9.36)$$

ここに、 E, G はヤング係数とせん断弾性係数、 σ, τ は垂直応力とせん断応力である。

また、Von Mises の降伏条件は相当応力

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \quad (9.37)$$

を用いて次のように表せる。

$$\bar{\sigma} - \sigma_y = 0 \quad (9.38)$$

ただし、 σ_y は単軸引張降伏応力である。

一方、図9.12に示すような閉断面は変形後も食い違いが生じないため、第*i*室のそり変位増分は次式を満足する。

$$\oint_i \frac{\partial \Delta \omega}{\partial \xi} d\xi = 0 \quad (9.39)$$

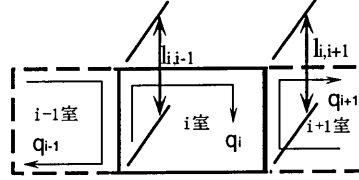


図9.12: *i*室のせん断流

式(9.34)を代入して仮定(6)を考慮すれば、式(9.39)から断面の塑性域を考慮した各室のせん断流増分 Δq に対する連立方程式が次のように求められる。

$$\begin{aligned} & \Delta q_{i-1} \int_{l_{i,i-1}} \frac{1}{t_{i,i-1} D_2} d\xi - \Delta q_i \int_i \frac{1}{t_i D_2} d\xi + \Delta q_{i+1} \int_{l_{i,i+1}} \frac{1}{t_{i,i+1} D_2} d\xi \\ & = \Delta w'_G \int_i \frac{D_3}{D_2} d\xi - \Delta u''_s \int_i x \frac{D_3}{D_2} d\xi - \Delta v''_s \int_i y \frac{D_3}{D_2} d\xi - \Delta \theta' \int_i r_s d\xi \end{aligned} \quad (9.40)$$

ここに、 t は板厚、 $l_{i,i-1}$ 、 $l_{i,i+1}$ は図9.12に示す*i*-1室、*i*+1室と*i*室と共通辺の辺長である。

式(9.40)は、せん断流増分に関する連立方程式であって、これを解けば

$$\Delta q_i = K_{wi} \Delta w'_G + K_{ui} \Delta u''_s + K_{vi} \Delta v''_s + K_{\theta i} \Delta \theta' \quad (9.41)$$

となる。ただし、 $K_{wi}, K_{ui}, K_{vi}, K_{\theta i}$ は連立方程式(9.47)の解であり、それぞれ $w'_G, u''_s, v''_s, \theta'$ の単位増分による*i*室のせん断流増分を表わす。

したがって、せん断ひずみ増分は、次のように、基準軸の変位増分で表せる。

$$\Delta \gamma = \left(\frac{\Sigma K_w}{D_2 t} - \frac{D_3}{D_2} \right) \Delta w'_G + \left(\frac{\Sigma K_u}{D_2 t} + \frac{D_3}{D_2} x \right) \Delta u''_s + \left(\frac{\Sigma K_v}{D_2 t} + \frac{D_3}{D_2} y \right) \Delta v''_s + \frac{\Sigma K_{\theta}}{D_2 t} \Delta \theta' \quad (9.42)$$

ここに、 Σ は各室のせん断流を重ね合わせることを意味する。

有限要素法による増分方程式の定式化

弾性解析と同じように、はり要素に対して形状関数を導入し、変位増分は節点の変位増分で次のように表す。

$$\Delta w_G = N_{w1} \Delta w_{Gi} + N_{w2} \Delta w_{Gj} \quad (9.43)$$

$$\Delta \theta = N_{w1} \Delta \theta_i + N_{w2} \Delta \theta_j \quad (9.44)$$

$$\Delta u_s = N_1 \Delta u_{si} + N_2 \Delta u'_{si} + N_3 \Delta u_{sj} + N_4 \Delta u'_{sj} \quad (9.45)$$

$$\Delta v_s = N_1 \Delta v_{si} + N_2 \Delta v'_{si} + N_3 \Delta v_{sj} + N_4 \Delta v'_{sj} \quad (9.46)$$

この形状関数は式(9.12)と同じである。

このとき、仮想仕事原理の式(9.1)を用いて、要素の増分方程式を定式化することができる。

$$([K_{ep}]^e + [K_G]^e) \{\Delta u\}^e = \{\Delta P\}^e \quad (9.47)$$

ただし,

$$\{\Delta u\}^e = [\Delta w_{Gi}, \Delta u_{si}, \Delta u'_{si}, \Delta v_{si}, -\Delta v'_{si}, \Delta \theta_i, \Delta w_{Gj}, \Delta u_{sj}, \Delta u'_{sj}, \Delta v_{sj}, -\Delta v'_{sj}, \Delta \theta_j]^T \quad (9.48)$$

式(9.47)において, $[K_{ep}]^e$ と $[K_G]^e$ は塑性域の影響を考慮した弾塑性剛性マトリックス, および幾何剛性マトリックスを表わし, 次式で定義される.

$$[K_{ep}]^e = \int_v [B_L]^T [D_{ep}] [B_L] dv \quad (9.49)$$

$$[K_G]^e = \int_v [G]^T [\sigma] [G] dv \quad (9.50)$$

なお, マトリックス $[B_L]$ と $[G]$ は次のように表わせる.

$$[B_L]_{2 \times 12} = \begin{bmatrix} N'_{w1} & -yN''_1 & yN''_2 & -xN''_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \left(\frac{\Sigma K_v}{D_2 t} - \frac{D_3}{D_2}\right) N'_{w1} & \left(\frac{\Sigma K_v}{D_2 t} + \frac{D_3 y}{D_2}\right) N''_1 & -\left(\frac{\Sigma K_v}{D_2 t} + \frac{D_3 y}{D_2}\right) N''_2 & \left(\frac{\Sigma K_v}{D_2 t} + \frac{D_3 x}{D_2}\right) N''_1 & -xN''_2 & 0 & N''_{w2} & -yN''_3 & \left(\frac{\Sigma K_v}{D_2 t} + \frac{D_3 x}{D_2}\right) N''_2 & \frac{\Sigma K_e}{D_2 t} N'_{w1} & \left(\frac{\Sigma K_v}{D_2 t} - \frac{D_3}{D_2}\right) N'_{w2} & \left(\frac{\Sigma K_v}{D_2 t} + \frac{D_3 y}{D_2}\right) N'_3 \\ \left(\frac{\Sigma K_v}{D_2 t} + \frac{D_3 x}{D_2}\right) N''_2 & \frac{\Sigma K_e}{D_2 t} N'_{w1} & \left(\frac{\Sigma K_v}{D_2 t} - \frac{D_3}{D_2}\right) N'_{w2} & \left(\frac{\Sigma K_v}{D_2 t} + \frac{D_3 y}{D_2}\right) N'_3 & yN''_4 & -xN''_3 & -xN''_4 & 0 & -\left(\frac{\Sigma K_v}{D_2 t} + \frac{D_3 y}{D_2}\right) N''_4 & \left(\frac{\Sigma K_v}{D_2 t} + \frac{D_3 x}{D_2}\right) N'_3 & \left(\frac{\Sigma K_v}{D_2 t} + \frac{D_3 x}{D_2}\right) N'_4 & \frac{\Sigma K_e}{D_2 t} N'_{w2} \end{bmatrix} \quad (9.51)$$

$$[G] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & N'_1 & N'_2 & -(y - y_s) N'_{w1} & 0 & 0 & 0 & N'_3 & N'_4 & -(y - y_s) N'_{w2} \\ 0 & N'_1 & N'_2 & 0 & 0 & x N'_{w1} & 0 & N'_3 & N'_4 & 0 & 0 & x N'_{w2} \end{bmatrix} \quad (9.52)$$

剛性マトリックス $[K_{ep}]^e$ に塑性域分布の影響を考慮するため, 式(9.49)の積分は要素に分割して行う. つまり, 図9.13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 (Gauss点) の弾塑性性状により要素の剛性を算出した. ただし, 計算時間を短縮するために, 全ての微小要素ごとに積分をせず, 次のように塑性に入った微小要素だけを積分して, 弾性状態の剛性から塑性域の広がりによる剛性低下の部分差引いて要素剛性を求めている.

$$[K_{ep}]^e = [K_e]^e - [\Delta K]^e \quad (9.53)$$

ここに, $[K_e]^e$ と $[\Delta K]^e$ ははり要素の弾性剛性および塑性域の広がりにより低下した剛性である. なお, $[K_e]^e$ は弾性理論式から直接求められる.

ここでは, 以上のように定式化された弾塑性有限変位解析の要素剛性方程式を用いた斜張橋の3次元解析プログラムを用いて, 図9.4に示している中央スパン1400mの斜張橋モデルに対して終局挙動の計算を行った. 荷重の作用方法は弾性有限解析と同じく, 桁死荷重の倍率を荷重パラメータとして増加させる(図9.5). 図9.14に桁端部の橋軸方向の変位及び側径間内の断面変化位置の鉛直変位を示す. これより, 荷重パラメータ $\alpha = 1.74$ で両者の変位が急増し終局状態となる. このとき, 桁中央の鉛直変位, また塔頂の水平変位も同様に急増している. なお, これらの変位は終局状態に至るまで荷重に比例して増加しており, 幾何学的非線形の影響は小さいといえる. 図9.15は終局状態での変位の増分モード形である. 側径間内の断面変化位置で座屈モード形がみられる. 図9.16は桁端部の橋軸方向変位に着目した弾性有限変位解析と弾塑性有限変位解析結果の比較である. 弾性有限変位解析では $\alpha = 4.7$ で変位の急増し, 終局状態となる. 当然のことながら, 弾性解析では終局状態が正しく評価できないことがわかる.

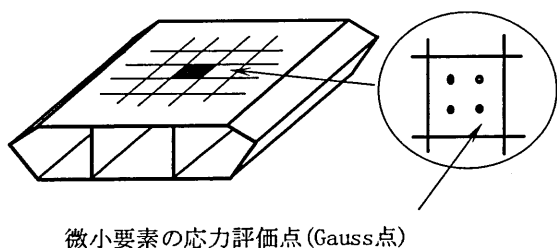


図 9.13: 要素の剛性評価

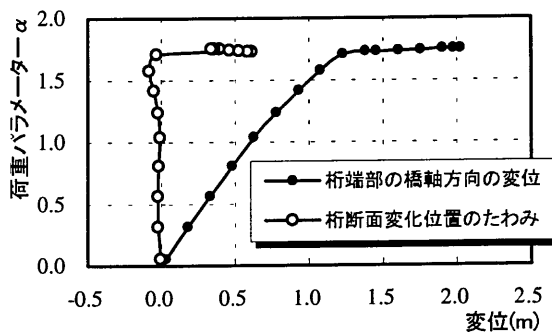


図 9.14: 着目点の終局挙動



図 9.15: 終局モード形

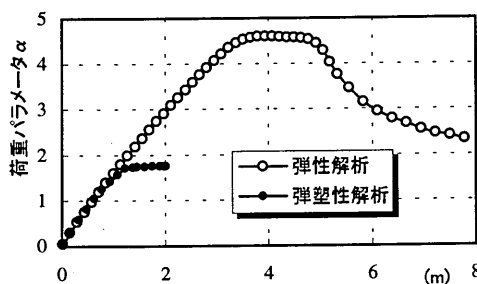


図 9.16: 桁端部軸方向変位

9.1.5 有効接線弾性係数 (E_f) 法

斜張橋の設計において、主桁部材の安定照査法が確立されていないのが現状である。これまで、弾性固有値解析を行い、固有値 (座屈軸力) または座屈モード形から有効座屈長を定義する対応が取られている。また、有効座屈長に基づく照査方法は合理的でないという立場から、設計された断面を対象に、係数倍した荷重作用下での弾性有限変位解析や弾塑性有限変位解析¹⁰⁾¹¹⁾を行い、安定性を照査する例がみられる。ここでは、 E_f 法 (有効接線弾性係数法) に基づく照査方法を紹介する。

E_f 法は本四公団の塔の設計¹²⁾に用いられている方法で、部材の弾性係数を変更しつつ、弾性係数値が収束するまで座屈固有値解析を繰り返す。その基本的な手順を紹介すると以下のようなになる。

- a) 骨組モデルの座屈解析から座屈軸力 (N_e) を求め、座屈応力 (σ_e) を計算する。最初の計算では、有効接線弾性係数 (E_f) として材料の弾性係数 (E) を用いる。ステップ d) からこのステップにもどる場合は、d) で定義された弾性係数 (E_f^*) を用いる。
- b) 有効座屈長 (L_e) を次式で計算する。

$$L_e = \pi \sqrt{\frac{E_f I}{N_e}} \tag{9.54}$$

ここで、 $E_f I$ は曲げ剛性。

- c) 道路橋示方書¹⁾の柱の耐力力曲線を用いて限界応力 (σ_{CR}) を計算する。
- d) 有効接線弾性係数 (E_f^*) を次式で計算する。

$$E_f^* = \frac{\sigma_{CR}}{\sigma_e} E_f \tag{9.55}$$

E_f^* が E_f に等しくない場合、計算ステップ a) にもどる。 $E_f^* = E_f$ まで繰返し計算を行う。 E_f 値を部材 (要素) 毎に変更する手法を修正 E_f 法と呼んでいる。

この方法を用いて主桁の部材耐力を評価する試みが文献 13) に示されている。主桁は曲げと圧縮軸力が作用する梁・柱部材として安定性の照査が行われる。次式の線形相関強度式、

$$\frac{\gamma N}{N_{CR}} + \frac{\gamma M}{M_{CR}} < 1.0 \tag{9.56}$$

で安定性の照査を行うが、 $N_{CR} (< N_y$: 降伏軸力) の評価に上記の修正 E_f 法を用いる。ここで、 $\gamma (=1.7)$ は安全率、 M_{CR} は限界モーメントで降伏モーメントを用いる。また、 N, M は作用軸力、曲げモーメントで、曲げモーメントの計算には有限変位の影響が考慮される。さて、この方法では、橋スパン方向のどの位置で照査するかが問題となる。計算結果¹³⁾からは各要素の N/N_{CR} はスパン方向に同じ値となる。その場合、作用圧縮軸力の大きさに関係なく曲げモーメントの大きい位置で耐力が支配される矛盾が生じる。実務上は、塔位置の桁で照査することが推奨されている。

長大斜張橋を対象に、修正 E_f 法によって終局強度を評価することの妥当性が文献 14) に示されている。図 9.4 に示すスパン 1400m の斜張橋を用い、弾塑性有限変位解析を行い、比較検討が行われている。なお、この解析では、板の局部座屈は生じないものとしている。図中、 X_u は桁の板厚を増厚した区間である。長大橋では、桁の圧縮軸力による応力とともに風荷重による応力が大きくなる。両者の合計応力を許容値以下とするために、断面の端部を増厚し (図 9.4(b) 参照)、断面 2 次モーメントを効率的に大きくして対応している。表 9.2 に桁の断面諸元を示す。

死荷重が作用した状態 (この状態では、塔、桁の曲げモーメントがほぼ 0 になるようケーブル張力が調整されている) から、死荷重分布に比例した荷重を漸増させる。この荷重状態では、主桁の塔位置近傍に大きな曲げモーメントが作用する。荷重の漸増に伴い、まず、塔位置の桁で初期降伏が始まる。さらに荷重を増加させると、塔位置の桁の曲げモーメントの再配分が生じ、桁の軸力が比例的に増加する。そして、断面変化位置の桁軸力が降伏軸力に近い状態で終局状態となる。表 9.3 に、限界軸力並びに、その降伏軸力に対する比を示す

表 9.2: 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 (X_u)
26 m	1.422 (2.438)	4.874 (7.050)	86.583 (207.815)	9.232 (13.624)	200
30 m	1.647 (2.299)	5.759 (7.182)	131.575 (240.355)	11.145 (14.489)	140
34 m	1.814 (2.249)	6.563 (7.524)	185.517 (282.082)	12.943 (15.422)	100

* リブを無視した

() 内は増厚区間の諸元

表 9.3: 限界軸力の比較 (単位: MN)

桁幅	塔位置			断面変化位置		
	弾塑性有限変位	E_f 法	誤差 (%)	弾塑性有限変位	E_f 法	誤差 (%)
26 m	722 (0.65)	673	7.2	624 (0.97)	618	0.9
30 m	748 (0.72)	714	4.8	704 (0.95)	685	2.8
34 m	784 (0.77)	759	3.3	764 (0.93)	744	2.7

() 内は N_{CR}/N_y

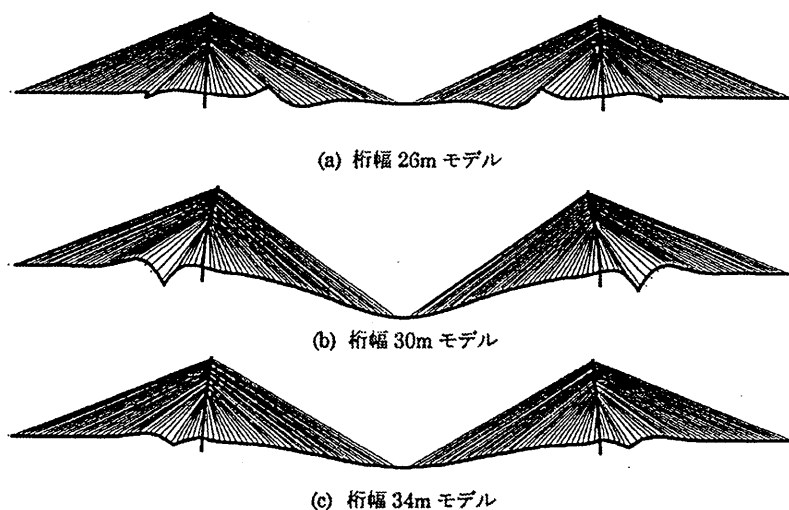


図 9.17: 終局状態での変位増分モード形

が、 E_f 法による結果は弾塑性有限変位解析の結果と良い一致を示すことがわかる。また、図 9.17 に終局状態での変位の増分モード形を示す。それぞれ、桁断面変化位置での鉛直変位が急増していることがわかる。この時、断面変化位置近傍での橋軸方向の変位が急増しており、主桁に弾塑性座屈が生じたものと考えられる。なお、修正 E_f 法では、いずれの桁幅モデルも片側の側径間内が波打つ座屈モード形が得られ、図 9.17 の結果とは必ずしも一致しない。

9.2 動的空気問題と解析法

9.2.1 風による発散振動

(1) はじめに

本節では、長大吊形式橋梁の動的安定問題を照査するための解析手法を紹介する。

長大橋の動的安定問題は、風による発散振動問題といってもいいほど風による振動問題の重要性は長大橋の設計において大きい。風による振動問題の内、いわゆる発散振動は自励振動として扱うことができるため、風速に応じた振動問題としての系の安定性、不安定性の議論がおこなわれる。この理由で動的不安定問題として扱われている。

風による振動問題は、基本的には風洞実験により照査が行われている。構造的な不確定性よりも、部材の形状と振動の状況に強く依存する自励空気力（部材の振動を起こす空気力を特に非定常空気力と呼ぶ）を調べるのが、照査精度の向上の要件となっていることがその理由である。したがって、解析の手順によってのみ風による振動問題を照査し、設計の手法とすることは、現在であっても大きな問題は残る。しかし、超長大橋では振動モード（構造+空気力系の）が複雑であり、また風速に応じて変化するために、最近では解析を併用し設計精度を高める方策が採られることが多くなった。風による発散振動については、異なるいくつかの用語が同じ様な意味で使われることが多いので、問題をわかりにくくしている。詳細は専門書¹⁵⁾に譲り、ここでは、基本的なものをまとめておく。

- 発散振動：設計基準の中で発生により機能的な障害が即座に生じるような大きな振動に発達するものを総称する。風速増加と振動発生との関係は様々であり、風速増加に伴い徐々に振動が大きくなるもの、急に大きくな

るもの、など発達の数合いも含めると極めて多様である。

- フラッター：もともとは航空機翼のたわみ-ねじれ振動をいうが、同じ原理で発生するものすべてに用いられるようになった。通常はたわみとねじれが連成することで発達する発散振動のみをいう。しかし、拡張して、空力弾性振動すべてをフラッターと呼ぶ場合もある。
- ギャロッピング：送電線の振動から来ているが、たわみの発散振動をいう。ねじれは連成しない。
- ねじれフラッター：古くは失速(ストール)フラッターともいい、ねじれ1自由度の発散振動をいう。Torsional Instability といった場合にはねじれフラッターを指す。
- 1自由度フラッター：ねじれ、たわみ1自由度でも発生する発散振動をいう。
- 多自由度フラッター：ねじれ、たわみなど複数の自由度の運動が連成して発生する発散振動。
- 多モードフラッター解析：古く曲げとねじれの2モードで2自由度を代表させたフラッター解析を複数のモードに拡張したもの。文字の並びから感じるモード間の連成ではなく、発生するフラッターモード形を複数の固有モード形で表わす解析との見方が正しい。

(2) 非定常空気力モデル

風による振動の動的解析をする場合、単純に言えば非定常空気力を右辺においた運動方程式を解けばいい。このときの構造側のモデリングと非定常空気力の特性は、照査方法と照査すべき対象に依存する。

たとえば、桁の例を含む線状の部材が、水平、鉛直の並進、回転を含む3自由度運動をする場合、非定常空気力は、風に対する迎角(α)、無次元振動数($U_r = U/B/\omega$)と無次元振幅(A_0/B)の関数となる係数(非定常空気力係数)を用いて次のように定式化される。ただし、以下の例のように自由度間で連成する非定常空気力では安定問題は複素固有値解析で扱う都合上、また測定の事情で無次元振幅に依存しない、迎角と無次元振動数が決まれば定係数の線形の定式化を行わざるを得ない。

$$\begin{Bmatrix} L \\ M \\ D \end{Bmatrix} = \pi \rho \omega^2 \begin{bmatrix} B^3 & 0 & 0 \\ 0 & B^4 & 0 \\ 0 & 0 & B^3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} L_{yI} & L_{\theta I} & L_{zI} \\ M_{yI} & M_{\theta I} & M_{zI} \\ D_{yI} & D_{\theta I} & D_{zI} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{y}{\omega B} \\ \frac{\theta}{\omega} \\ \frac{z}{\omega B} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} L_{yR} & L_{\theta R} & L_{zR} \\ M_{yR} & M_{\theta R} & M_{zR} \\ D_{yR} & D_{\theta R} & D_{zR} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{y}{B} \\ \theta \\ \frac{z}{B} \end{Bmatrix} \quad (9.57)$$

Scanlan は係数をフラッターデリバティブと称して次のような非定常空気力の定式化を、鉛直方向の並進とねじれ2自由度振動について提案している。

● 2自由度の場合

$$\begin{Bmatrix} L \\ M \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \rho U^2 \begin{bmatrix} B & 0 \\ 0 & B^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} kH_1^* & kH_2^* \\ kA_1^* & kA_2^* \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{y}{U} \\ \frac{B\dot{\theta}}{U} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k^2 H_4^* & k^2 H_3^* \\ k^2 A_4^* & k^2 A_3^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{y}{B} \\ \theta \end{Bmatrix} \quad (9.58)$$

● 3自由度の場合

$$\begin{Bmatrix} L \\ M \\ D \end{Bmatrix} = \frac{\pi U^2}{2} \begin{bmatrix} B & 0 & 0 \\ 0 & B^2 & 0 \\ 0 & 0 & B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} kP_1^* & kP_2^* & kP_5^* \\ kH_1^* & kH_2^* & kH_5^* \\ kA_1^* & kA_2^* & kA_5^* \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{y}{U} \\ \frac{B\dot{\theta}}{U} \\ \frac{z}{U} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k^2 P_4^* & k^2 P_3^* & k^2 P_6^* \\ k^2 H_4^* & k^2 H_3^* & k^2 H_6^* \\ k^2 A_4^* & k^2 A_3^* & k^2 A_6^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{y}{B} \\ \theta \\ \frac{z}{B} \end{Bmatrix} \quad (9.59)$$

ここで、 B :全幅、 U :風速、 ρ :空気密度、 ω :運動の振動数、 y :鉛直変位、 z :水平変位、 θ :ねじれ変位、 D, L, M :非定常抗力、揚力、空力モーメントである。

振動自由度に違いがあるが、解析対象自由度を同じくした場合には上の二種の定式化は単純に相互に変換することができ、風速による重みが係数精度に若干違いを及ぼすものの、基本的に同じ定式化であることは明らかである。さて、上の式は柔軟な吊形式橋梁の複雑な振動を考えると自然な定式化ではあるが、非定常抗力の

寄与が発散振動に対し大きいことが明らかになったのは明石海峡大橋全橋模型試験の大きな成果である。しかし、これは明石海峡大橋が長大トラス補剛吊橋であり、水平方向振動の連成が大きいことの影響が大きいための特殊例であり、非定常揚力と非定常モーメントを考慮すれば概ね振動照査ができると考えられている。

揚力のたわみ速度同相成分が振動発生に支配的である場合、風速直角方向の発散振動が発生することになり、この場合ギャロッピングと呼ばれる。一方、非定常モーメントのねじれ速度同相成分が振動発生に支配的である場合、ねじれ方向の発散振動が発生することになり、この場合ねじれフラッターないし Torsional Instability と呼ばれる。さらに、すべての係数が有為な一般の場合では、振動変位に連成がきわめて強く発生することになり、連成フラッターあるいは単にフラッターと呼ばれる。非定常空気力は風洞実験による測定が必要になるが、ギャロッピングに対し準解析的な準定常理論を適用する例と平板翼のフラッターの調和解析解である平板翼空気力を適用する例は研究レベルの議論ではよく行われる。また、平板翼空気力は長大吊橋の補剛桁が流線型で平板状と近似しても定性的な議論は可能であると考えられることから、フラッター解析に用いられることも多い。準定常理論を適用した場合、振動に伴う相対迎角を導入して非定常空気力は次のようになる。

$$L = \frac{1}{2}\rho U^2 A \left(\frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right) \left(-\frac{\dot{y}}{U} \right) \quad (9.60)$$

ここで、 C_L は揚力係数、 α は迎角、 A は投影面積である。

準定常理論は非定常空気力のうち、測定データが得られにくい流れ方向の振動に関与する係数に適用される例もある。

$$\begin{Bmatrix} L \\ M \\ D \end{Bmatrix} = -\pi\rho b^2 \begin{bmatrix} 1 & & \\ & b^2 & \\ & & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\frac{2iC_L}{\pi k} \\ -\frac{iC_M}{\pi kb} \\ -A_n \frac{iC_D}{\pi kb} \end{Bmatrix} \ddot{z} \quad (9.61)$$

ここで、 k :換算波数、 b は半幅である。

平板翼空気力はセオドルセン (Theodorsen) 関数を用いて次のように提案されている。セオドルセン関数は複雑な関数であるが、ワーグナー関数の近似式を準用した近似式の提案もある¹⁶⁾。

$$L = \pi\rho b^2 (\dot{y} + U\dot{\theta} - ba\ddot{\theta}) + 2\pi\rho U b C(k) \left[\dot{y} + U\theta + b \left(\frac{1}{2} - a \right) \dot{\theta} \right] \quad (9.62)$$

$$M = \pi\rho b^3 \left[a\ddot{y} - U \left(\frac{1}{2} - a \right) \dot{\theta} - b \left(\frac{1}{8} + a^2 \right) \ddot{\theta} \right] + 2\pi\rho U b^2 \left(\frac{1}{2} + a \right) C(k) \left[\dot{y} + U\theta + b \left(\frac{1}{2} - a \right) \dot{\theta} \right] \quad (9.63)$$

$$C(k) = \frac{H_1^{(2)}(k)}{H_1^{(2)}(k) + iH_0^{(2)}(k)} = 1 - \frac{0.165}{1 - \frac{0.0455}{k}i} - \frac{0.335}{1 - \frac{0.3}{k}i} \quad (\text{by } R.T.Jones)$$

$$= 1 - \frac{0.165}{1 - \frac{0.041}{k}i} - \frac{0.335}{1 - \frac{0.32}{k}i} \quad (\text{by } W.P.Jones) \quad (9.64)$$

ここで、 C はセオドルセン関数、 H はハンケル関数、 a は剛性中心と桁中心との距離と半幅の比(通常の橋梁の場合は0でいい)である。準定常空気力は換算振度数に依存しないが、平板翼空気力は換算振度数の関数となる。一方、静的空気力係数を迎角に対応するものを用いることで部材のねじれに対応できるが、平板翼空気力は定義から迎角0度のものであり、静的ねじれ変形には対応できない。

(3) フラッター方程式と発生する現象の関係

非定常空気が何らかの方法で定式化できたとして、構造物の運動方程式の外力項を前項の非定常空気で置き換えたものをフラッター方程式と呼ぶ。加速度を含めて書き下すと以下ようになる。

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K]u = [F_A]\ddot{u} + [F_V]\dot{u} + [F_D]u \tag{9.65}$$

非定常空力は風向すなわち風軸と線状構造物の構造軸との関係で定義されているため、例えば骨組を用いて構造をモデル化(図 9.18)する場合でも、全体座標系での定式化が必須である。また、非定常空力係数は換算風速(逆数の換算波数)が変数となっているため、時間領域で直接フラッター方程式を解くことは簡単ではない。つまり、換算風速と風速の領域間の変換が必要になる。

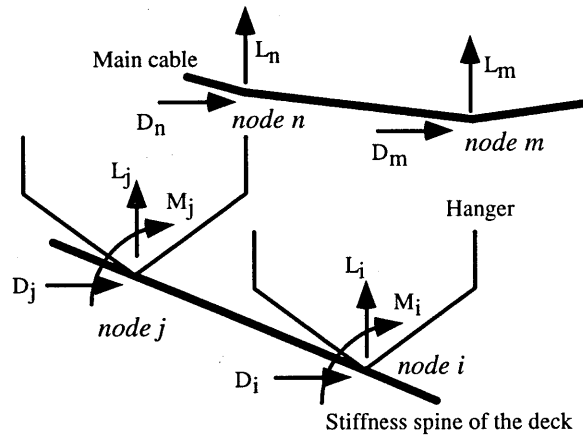


図 9.18: フラッター解析での骨組モデル

さて、フラッター方程式をある換算風速では定係数の線形方程式としてみると次のように変換ができ、齊次方程式として解けそうであることが分かる。

$$([M] - [F_A])\ddot{u} + ([C] - [F_V])\dot{u} + ([K] - [F_D])u = 0 \tag{9.66}$$

つまり、非定常空気が実係数であっても、いわゆる複素固有値問題として扱えばいい。

非定常空気に連成がない場合、フラッター方程式は卓越する振動自由度について独立した方程式として簡単に扱うことができる。つまり、この場合では減衰項の構造減衰と空力減衰(速度同相項)の大小で振動発生が決まることになる。いわゆる1自由度フラッターがこれにあたり、ギャロッピング、ねじれフラッターについては固有振動モードを用いてモード毎に振動発生の有無を議論することができる。

非定常空気に連成がある場合には、複素固有値問題としての扱いをさけることはできない。この場合では、フラッター方程式をそのまま複素固有値問題として解く場合と、次のようにして解く場合とがあり、この時にはマトリックスのサイズは倍になるが、解法自体はより一般的であるといえる。但し、解は共役なものも同時に得られるので注意が必要である。 $x = \{\dot{u} \ u\}^T$ として、

$$\begin{bmatrix} ([M] - [F_A]) & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \dot{x} + \begin{bmatrix} ([C] - [F_V]) & ([K] - [F_D]) \\ I & 0 \end{bmatrix} x = 0 \tag{9.67}$$

(4) フラッター解析手法と解析手順

長大吊橋のフラッター方程式を複素固有値解析する場合、構造モデルの自由度は通常大きく、複素固有値解析も換算風速毎あるいは風速毎の繰り返しが必要となり、計算量は極めて多い。したがって、フラッター方程

式を直接解くいわゆる直接法の解析実施例は限られており、限られた数の固有モード形をモード座標に使ったサブスペース法、いわゆるモード法が通常行われる。この時、フラッターモードの精度は選択したモード座標数の依存するが、長大橋でのフラッター発生は比較的素直なモード形で発生することは分かっており、解析例によれば50から100次程度までの固有モード形でモード座標を組めば十分な解析精度が得られる場合がほとんどのである。フラッター解析を実施する場合、非定常空気力係数が換算風速(その逆数として換算振動数)の関数であり、振動の観測する状況のイメージは風速毎のものである、差に悩む場合が多い。この差を反映して、解析手順としては

1. 換算風速で統一した場合の解法
2. 風速と換算風速を併用した場合の解法

の2つの流れがある。

先に示した非定常空気力の定式化に戻り注意すると、調和振動を仮定することにより、無次元化した風速、あるいは振動数のみをパラメータとして運動方程式を書き直すことができる。この運動方程式について固有値解析を実施すると、ある換算風速に対する解を一括して求めることができ、固有値として求まる固有振動数との組み合わせで、実風速への換算もできる(図9.19)。これが前者の解析法となる。しかし、調和振動を仮定しているために減衰、発散の状況が解に微妙に影響する事が分かっている。非定常空気力の定式化自体が調和振動を前提にしていることもあり、その際を重視するの評価は注意すべきであるという指摘もある。解を一括して求められるメリットはあるものの、風速ベースで発生する静的な構造の変形を取り込むことは難しく、特に長大橋でも抗力の小さい箱桁を補剛桁に用いた場合のような風によるねじれ(迎角に効く)が少ない場合に適用できる解析法である。

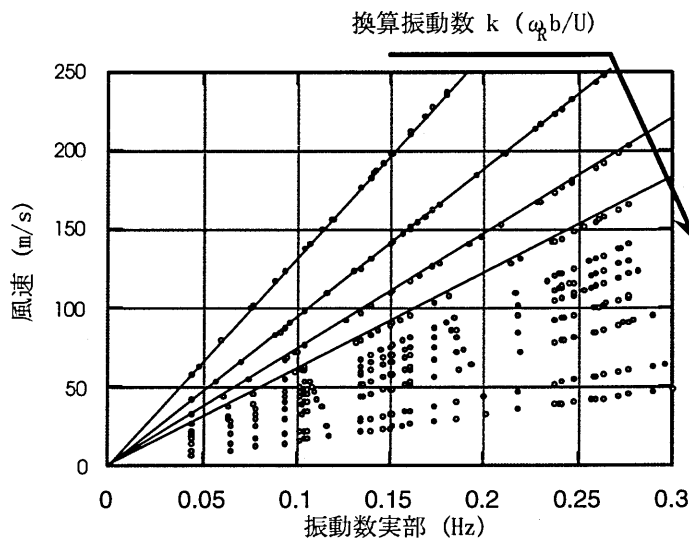


図 9.19: 一括解析の解析手順

一方、後者では、実風速と実風速を含んだ無次元量である換算風速(あるいは結果的に得られる振動数)を独立に仮定して解析を実施するために、ある特定の解をトレースする解法となる。したがって、複数のモードを求めようとする場合にはそれぞれ解を追跡する必要があり、一括して求められることはない。解析上では、手順は次のようになる。

- ① 風速をまず設定
- ② 換算風速を仮定

- ③ 仮定した換算風速の非定常空気を決定
- ④ 複素固有値解析を実施し、固有振動数と固有モード形を求める
- ⑤ 追跡している固有振動数と設定した風速から換算風速を求める

つまり、②から⑤の間で収束計算を行い、設定した風速での解を求めることになる。この方法の場合、①の段階で風による変形を取り込むことには無理がなく、自然な拡張ができる。

(5) 経験的応答推定式

発散振動に関する応答推定式はいくつか存在する。特徴をまとめると以下のようになる。

- 多くの場合2次元部分模型風洞試験結果をとりまとめたものである。
- 発生するフラッターモード形はまげとねじれの基本モード形の組み合わせで代表できる。

1) 1自由度フラッターの推定式

1自由度フラッターはいわゆるフラッター解析のグループからはずれるが、耐風設計便覧では以下のようない提案式がある。

－ギャロッピングに対する耐風設計便覧の推定式

$$\text{水平な風が吹く場合} \quad U_{cr} = 8f_y B \quad (9.68)$$

$$\text{吹き上げの風が吹く場合} \quad U_{cr} = 4f_y B \quad (9.69)$$

－ねじれフラッターに対する耐風設計便覧の推定式

$$U_{cr} = 2.5f_\theta B \quad (9.70)$$

2) 連成フラッターに関する推定式

U-g法として、翼の曲げねじれフラッターを解く解法はよく知られているが、吊橋の連成フラッターに対するアプローチはタコマ橋の事故に関連したBleichの扱いが有名である¹⁶⁾。また、実験結果に基づく半経験的な以下のSelbergの式は設計初期の検討のごく概略的な判断を与えるものとして用いられることは多い。

$$U_F = 0.44\omega_F B \sqrt{\left\{1 - \left(\frac{\omega_y}{\omega_\theta}\right)^2\right\} \frac{\sqrt{v}}{\mu}} \quad (\text{Selbergの式}) \quad (9.71)$$

$$\mu = \frac{\pi\rho B^2}{2m}, \quad v = \frac{8r^2}{B^2}, \quad r^2 = \frac{\Theta}{m}$$

9.2.2 ガスト応答解析

ガスト応答 (gust response. 英語ではほぼ同様の意味で、buffeting または buffeting response と呼ばれることが多い) とは、自然風の乱れにともなう風速変動により生じる、構造物の不規則な対風応答のことである。一般構造物の設計に用いる風荷重には、ガスト応答の風方向応答成分による影響分が簡易に含めた形で考慮されている¹⁸⁾。一方長大橋梁など、耐風安定性が大きく影響する構造物に対しては、水平 (= 風方向) だけでなく、鉛直およびねじれ成分のガスト応答に対する安全性も設計において確認する必要がある。ガスト応答は、ガスト応答解析により予測されることが多いが、長大橋梁などにおいては、最終的な確認として、さらに自然風を模擬した境界層乱流中において全橋模型風洞実験を行うこともある。

ここでは、長大橋梁を対象としたガスト応答解析法の考え方と、その定式化における課題について記述する。

(1) 空気力の定式化

ガスト応答する構造物に作用する(広い意味での)変動空気力は、一般に、構造物が風の中で振動することによって作用する非定常空気力(=自励空気力)と風速変動によって作用する(狭い意味での)変動空気力(以下、「ガスト空気力」と呼ぶ)の線形和として表現される。すなわち、

$$\text{自然風中で構造物に作用する変動空気力} = \text{非定常空気力} + \text{ガスト空気力} \quad (9.72)$$

線形の解析解として空気力が得られる薄翼に対する場合を除いては、非定常空気力とガスト空気力の重ね合わせがこのように成り立つかどうかということについては、検証は必ずしも十分には行われていない。しかし現状においては、これ以外に適当な形がないということもあり、式(9.72)の定式化が広く受け入れられている。

非定常空気力については、基本的には9.2.2の記述と同様の定式化を用いることができる。ただし、非定常空気力係数は一様流中と乱流中では必ずしも同じ値は取らないと考えられており、ガスト応答に対しては現地の自然風を模擬した乱流中における値を使うのが望ましい。しかし、一様流中と乱流中でどのように非定常空気力係数が変化するかについての研究は十分には行われておらず、近似的に一様流中の値を用いることも多い。

以下、ガスト空気力の定式化について、ある構造断面に作用するガスト空気力と、位置の異なる2つの断面に作用するガスト空気力の間の相関に分けて述べる。

(a) ある断面に作用するガスト空気力

長大橋梁のある構造断面に作用するガスト空気力に対しては、一般的に準定常空気力をベースとした定式化が行われる¹⁹⁾²⁰⁾。準定常空気力とは、変動風速の変動が十分「ゆっくり」している場合に、時々刻々作用するガスト空気力を、その瞬間の相対風速 U_r (図9.20)が定常的に物体にあたっている時に作用する空気力と等しいと仮定して得られるものである。風速変動の周波数を f 、物体の代表長を b 、風速を U とした場合、無次元風速 U/fb が概ね10~40よりも大きい場合に準定常空気力は実際に作用するガスト空気力を良く近似するとされている。一方無次元風速が小さくなる、すなわち風速変動の周波数が大きくなるに従い、風速変動に対するガスト空気力の変動の位相が遅れるとともに、変動幅も小さくなる。極限として風速変動がきわめて速く生じる場合には、ガスト空気力の変動はついに生じないこととなる。このように、実際に作用するガスト空気力を準定常空気力をベースにして表す場合には、無次元風速(またはその逆数の無次元周波数)の関数として表される補正係数が必要となる。ガスト空気力をパワースペクトルの形で表した時の、この補正係数のことを、空力アドミッタンスと呼ぶ。すなわち、

ガスト空気力のパワースペクトル =

$$\text{空力アドミッタンス} \times \text{準定常空気力で表されたガスト空気力のパワースペクトル} \quad (9.73)$$

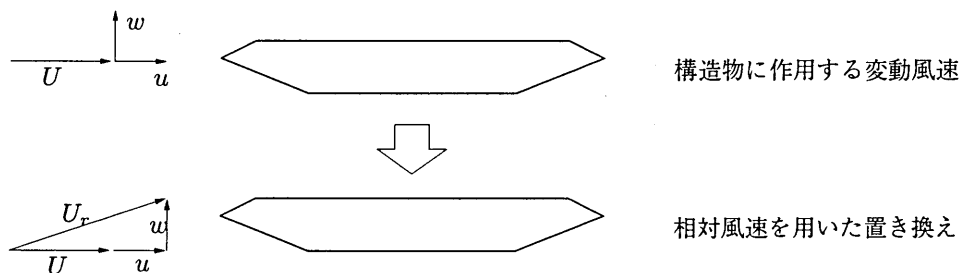


図9.20: 相対風速の考え方 (U : 平均風速, u : 変動風速主流方向成分, w : 変動風速鉛直方向成分, U_r : 相対風速)

以上述べたことより、空力アドミッタンスは、無次元周波数が0の時に1の値を取り、無次元周波数が大きくなるにつれて値が小さくなってやがては0となる、という形を通常とると考えられる。空力アドミッタンスの具体的な関数形は、薄翼に対しては解析的に得られているが(鉛直およびねじれ振動に対する Sears 関数²⁰⁾など)、一般の構造断面形に対しては、比較的単純な推論によるもの、または実験式がいくつかあるのみで(水平振動に対する Davenport 型²¹⁾²²⁾や、Holmes²³⁾によるものなど²⁴⁾、特性はあまり明らかとはなっていない。なお、ガスト空気力には、構造断面の後流域に発生する渦により作用する不規則な空気力成分も含まれるため、その影響が大きい構造断面においては、ある無次元周波数域では、無次元周波数の増加にともなって空力アドミッタンスが大きくなり、時には1以上の値をとることもあるようである²⁵⁾。

(b) 2断面に作用するガスト空気力間の相関

橋桁のある断面に作用するガスト空気力の値は、他の位置の橋桁断面に作用するガスト空気力とは異なる。橋梁のスパン全体にわたって考えるとガスト空気力の相関は小さいので、ガスト空気力の相関を無視して1とするとガスト応答を過大に見積もることになる。こうしたことから、橋梁のガスト応答を予測する際には、ガスト空気力の相関の正確な定式化も重要であることがわかる。一般的には、ガスト空気力の相関は、ガスト空気力を生じさせる変動風速の相関と等しいと近似することが多い。すなわち、

$$\text{ガスト空気力の空間相関} = \text{変動風速の空間相関} \quad (9.74)$$

変動風速の空間相関は、(周波数×2点間の距離/風速)に-8程度の係数を乗じたものの指数関数として表現されることが多い²⁰⁾²²⁾。しかし、明石海峡大橋の全橋模型試験においては、ガスト応答解析結果は観測された水平応答と比べて大幅に大きなものとなったが、その大きな要因の一つとして、空間相関を指数関数型で表現したために、明石海峡大橋などの長大橋において応答に及ぼす影響の大きい低周波数領域において、離れた2点間に作用するガスト空気力の相関が過大に評価されてしまったことが考えられた²⁶⁾。これが一つの契機となり、空間相関の表現については検討が行われているが、比較的最近の実測結果をみても、自然風の空間相関は、低周波数領域においては1よりも小さな値をとる、いわゆるカルマン型の空間相関に近い特性が得られることが多いようである^{27)–31)}。こうした空間相関の特性を考慮したガスト応答解析も行われ、実験結果との整合性が高くなる結果が得られている^{32)–34)}。しかし耐風設計においてクリティカルとなる台風時の自然風の特性に関する測定例は多くないため、空間相関の特性やその定式化、また設計に際して用いるべきパラメータについては今後さらに検討が必要と考えられる。

(2) 周波数領域の解析

ガスト応答は不規則応答であることから、その時刻歴応答を一つ一つ求めることよりも応答の平均値や最大値の期待値など統計的な値を求めることが最終的な目的となるため、ガスト応答解析は応答の統計量を扱うという意味で便利な周波数領域において行われるのが一般的である¹⁹⁾。長大橋梁のガスト応答解析手法として標準的なものの一つである、明石海峡大橋耐風設計要領²²⁾において記述されている手法の概要は以下のとおりである(図9.21参照)。

- 構造の骨組みモデルに対する固有振動解析を行い固有振動数、固有モードを求める。
- 部材の高度に応じた変動風速のパワースペクトルを定義する。さらに2つの部材位置間の変動風速のクロススペクトルを、それぞれの位置におけるパワースペクトルの積の平方根に指数型の空間相関関数を乗じたもので表現する。
- 桁・ケーブルといった部材の各要素ごとに、変動風速から部材断面に作用する変動空気力への伝達関数である空力アドミッタンスを求める。

- モード解析法を適用し，固有モード，変動風速のクロススペクトル，および空力アドミッタンスを用いて一般化ガスト空気力のパワースペクトルを求める．なおこの際，異なるモード間のクロスタームについては無視している．
- 一般化ガスト空気力のパワースペクトルにメカニカルアドミッタンスを乗じて，ガスト応答のパワースペクトルを求める．その際必要となる空力減衰は，準定常空気力に基づいて求める．
- 応答のパワースペクトルから発生部材力の標準偏差ならびに最大発生部材力の期待値を求める．
- 水平，鉛直，ねじれの各方向のガスト応答解析結果を組み合わせ，静的風荷重解析による解析結果との比であるガスト応答倍率の形で設計に反映する．

上記の標準的な手法に対しては，先に述べた空気力の定式化に関する諸点を別にしても，異なるモード間に空気力を介して生じる相互作用を考慮していないことや³⁵⁾³⁶⁾，複数のモードにより生じる応答の重ね合わせにおける相関を無視することによる影響³⁴⁾，また，ねじれの空力減衰が考慮されていないこと(ただし対象断面に対して非定常空気力が測定されていない場合にはやむを得ないともいえる)，などの点が指摘されており，これらを考慮した解析も行われている．精度の高い予測を行うためには，こうした解析における仮定が適当なものであるかを確認しておく必要があるといえよう．

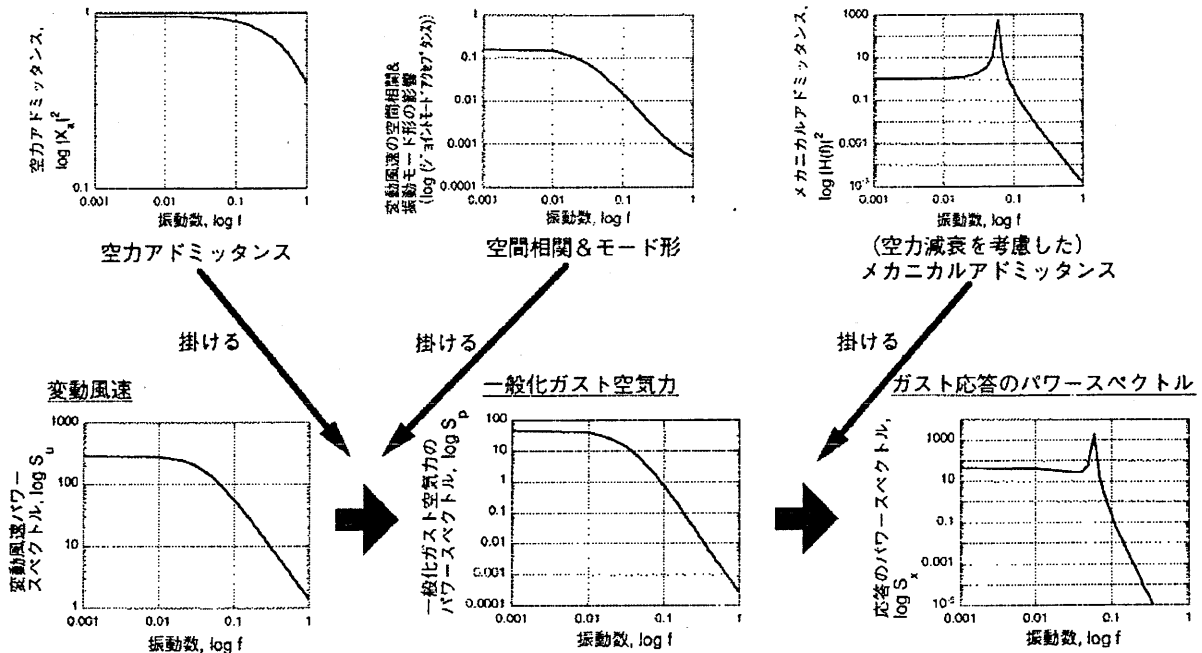


図 9.21: 周波数領域におけるガスト応答計算の模式的説明

(3) 時間領域の解析

上記の周波数領域の解析に対して，時間領域の解析においては，解析に用いる変動風速の時系列を時間的・空間的な変動特性を満足するようにシミュレートして与える必要がある分手間がかかり，また，無次元周波数・振動数の関数として表現される空力アドミッタンスや非定常空気力を時間領域で表現する工夫が必要となる．一方，周波数領域の解析においては困難であった，空気力や構造の非線形性をも考慮した解析を時間領域では行うことが可能であり，こうしたことから時間領域の解析も行われている^{37)~42)}．

時間領域の解析においては、非線形性を考慮することによってより精度の高い解析が行える可能性があるが、変動風速のシミュレーションや空気力特性の表現法によっては逆に誤差が増す可能性もある。したがってその実施にあたっては、全体としての予測の精度がどの程度あるかということについて、周波数領域の解析結果との比較することなどにより確認しておく必要があると考えられる。

(4) 今後の課題

空力アドミッタンスや空間相関の定式化などについては、解析の精度に関わるものとしてすでに述べてきた。これら以外にも、空気力の定式化に関連しては、ガスト空気力の相関は変動風速の相関とは一般に異なることが定式化の問題点として挙げられる⁴³⁾⁴⁴⁾。ガスト空気力は、変動風速の影響が積分されたような形で生じることから、薄翼に作用する鉛直ガスト空気力の理論式による定式化をみても、ガスト空気力の相関は変動風速の相関よりも大きなものとなる。したがって、式(9.74)を用いる解析には誤差が含まれることになる。しかしながら、同じ理由により、ある断面に作用するガスト空気力については、2次元変動風速場のもとで作用するよりも小さいガスト空気力が実際は作用していることになり、大きな相関と小さな断面力の影響が相互に打ち消し合う傾向にあるため、こうした定式化の違いが橋梁の応答に及ぼす影響については定量的には明らかとはされていない。既往の解析結果が実験結果等をほぼ説明していることから、こうした定式化の違いにより予測される応答の大きさが顕著に異なるとは考えにくい。超長大橋などにおいては、発現するモード形の予測に影響を及ぼす可能性などが考えられる。

ところで、通常ガスト応答解析においては一様な風の特徴が仮定されることが多いが、橋梁が複雑地形中に位置する場合には、地形の影響を考慮する必要がある。地形の影響を考慮した場合には、応答が大きくなるなどの実験結果などが示されており³²⁾³³⁾⁴⁵⁾⁴⁶⁾、そうした場合に橋梁に作用する風の非一様性を考慮した解析も行われており、ある程度予測精度の向上に成功している³²⁾³⁴⁾。こうした場合には、風向の影響をガスト応答の評価に際して取り込む必要も指摘されている⁴⁷⁾。また、多々羅大橋の地形模型実験においては、近傍の山の影響により、スパイク状の鉛直応答が見られるなど、特異な応答が観測されたが³³⁾、その原因については山の周辺で形成される大きな流れの構造に起因する可能性が指摘されている⁴⁸⁾。こうした特異な現象に対しては、通常解析では予測することができないため注意が必要であり、現象のメカニズムの解明をさらに行っていくなどの検討が望まれる。

9.3 振動制御技術

9.3.1 吊形式橋梁における振動制御技術

地震による振動は比較的重量のある構造物一般で問題となるのに対し、風による振動は、軽くそしてフレキシブルな構造物で問題となる。吊橋や斜張橋などの吊形式橋梁はケーブルを用いた効率的な構造であり、一般にスパンも長く、軽く、フレキシブルである。したがって、固有振動数も低くかつ減衰も小さい。上部工ではこのため、風によるさまざまな振動が発生しやすく、事実、振動事例も多い。当然、設計では、完成系ならびに架設時の風による振動をいかに抑えるかが重要なポイントの一つとなる。吊形式橋梁の発展は、橋梁における風に対する振動制御技術の発展の歴史と重なる部分が多いとさえいえる。ランダムな外力を相手にした地震に対する振動制御と大きく異なり、風の場合には渦励振やフラッターなどの自励的かつ調和的な振動が対象となる。

吊形式橋梁の上部工を構成するケーブル、塔、桁はいずれも風による振動の問題を抱えているが、その対処

法は構造要素の特徴により異なる面があり、ここでは分けて議論することとする。

9.3.2 ケーブルの振動制御

(1) はじめに

ロングスパン構造では吊形式橋梁をはじめケーブルを構造部材として用いることが多い。そのスパンは、斜張橋のステイや吊橋のハンガーのように100メートルを越し、世界最長の斜張橋である多々羅大橋では400メートルを優に超える。当然、固有振動数が低くかつ、減衰比も対数減衰率にして0.01を軽く下回る場合が多く、著しく低い。このため、風などの外乱による振動が生じやすく、もっとも振動しやすい橋梁部材といえることができる。振動は破断や疲労破壊につながるが、ケーブルの場合、かなり小さい振幅でも振動の頻度が高いと視的不安感を与えるため、制振の必要性が出てくる。当然、振動を抑えるための種々の対策が考案され、実際に用いられている⁴⁹⁾⁵⁰⁾。

(2) ケーブルの振動

ケーブルにおける有意な振動の中では、風によるものももっとも事例が多い⁵¹⁾。カルマン渦による渦励振、雨水による水路が作る空力不安定メカニズムによるレインバイブレーションが代表的なものである。これらは一本ケーブルでも起る、風の流れにほぼ直交した、面内を中心とした振動である。並列ケーブルでは、それに加えて風上側ケーブルの後流域に置かれたケーブルのウェイクギャロッピング⁵²⁾や、ケーブル間隔が直径の数倍以上離れたときにおこるウェイクフラッター⁵³⁾がある。前者は面内振動的であるのに対し、後者は面内運動と面外運動とが連成した振動である。現在わが国で橋梁において使用するケーブルはポリエチレン管により被覆された円形断面であるが、六角形断面ケーブルなど断面形状によっては発散的なギャロッピング振動なども発現しうる。なお、風の乱れによるガスト応答は通常その振幅レベルは低く、これまで制振の対象になった例はない。

4.4.4で記述されているように、ケーブル振動は、ケーブルに外力が直接に作用しなくとも、支点（定着点）が動くことにより引き起こされる。斜張橋の桁や塔が風や交通荷重により振動するとケーブルの支点が動く。ケーブル軸に直交方向の支点の動きの周期とケーブルの固有周期が一致すれば、ケーブルには大きな振動が発生しうる。これを線形内部共振という。また、ケーブルの支点が軸方向に動くとケーブル張力に変動が生じ、パラメータ励振によりケーブルに大きな振幅の横振動が起こりうる。これをオートパラメトリック励振と呼ぶ(4.4.3参照)。このオートパラメトリック励振は、支点の動きの周期とケーブルの固有周期との比が2:1のときにもっとも起こりやすい。これらの振動はいずれもケーブルとそれを支持する構造との連成により生ずるものであるが、ケーブルの減衰が通常極めて低いために、ケーブルと橋梁構造との線形連成は勿論のこと、後者の非線形連成も問題となり得るので、注意が必要である。事実、樞石島橋や多々羅大橋などの長大斜張橋の振動実験において、オートパラメトリック励振が生じ、ケーブルに非常に大きな振動が発生した⁵⁴⁾⁵⁵⁾。

(3) 空力振動制御

ケーブル表面に工夫を凝らすことで風による励振力を減じ、振動を抑える空力振動制御がある。ケーブルの場合、橋桁のような断面形状の変化に対する自由度は多くないが、近年いくつかの開発が行われ、実際に用いられている。

渦励振では、煙突で行われているようなヘリカルワイヤ⁵³⁾を取り付けて、渦のスパン方向の放出の同期性を壊す方法が良く知られているが、見えの点から橋梁のケーブルでは一般には用いられない。渦励振を抑えるに

必要な付加減衰は小さくてよく、あとで述べるダンパーで十分抑えることができるのも、ヘリカルワイヤを用いない理由である。

レインバイブレーションは、1985年に完成した名港西大橋の架設中においてはじめて発見された⁵⁶⁾⁵⁷⁾。以後、内外の斜張橋においてこのレインバイブレーションの発現が報告され、現在ではケーブルの風による振動の一つとして定着しており、その発生メカニズムに関する研究も多い(たとえば文献58))。既往の事例のよれば、レインバイブレーションはいずれも表面がなめらかなPE管被覆によるケーブルのみで発生し、また比較的乱れの少ない気流でのみ発現すると言われている。風速がだいたい10m/sと15m/sの間で、ある特定の風向範囲の風が吹き、かつ雨による水の供給があるときのみ発生する振幅限定型の振動である。

ケーブルのPE管表面に突起や凹凸をつけて水路形成を妨げ、空力不安定を避ける方法が考案され、東神戸大橋⁵⁹⁾や多々羅大橋⁶⁰⁾(図9.22)のステイケーブルで用いられている。なお、表面の形状によってはレイノルズ数効果で風による抗力の減少も期待できるが、この方法は通常、渦励振には効果がほとんどないと言われている。

平行ケーブルで問題になるウェイクギャロッピングやウェイクフラッターの防止に有効なケーブル表面の形状はこれまでのところわかっていない。ケーブル間隔を変えることは励振空気を減らす一つの方法である。しかし、明石海峡大橋のハンガーで見られたように、ケーブル直径の10倍近いケーブル間隔でもウェイクフラッターが発生し得ることがわかっており、実用的な制振策とは言えない。逆に間隔を小さくする方法も検討されているが、汎用的な解決法には至っていない。明石海峡大橋のハンガーのウェイクフラッターの制振では、ヘリカルワイヤの有効性が風洞実験で確認されており、その実施が計画されている。平行ケーブルの空力的制御は今後の課題の一つといえる。

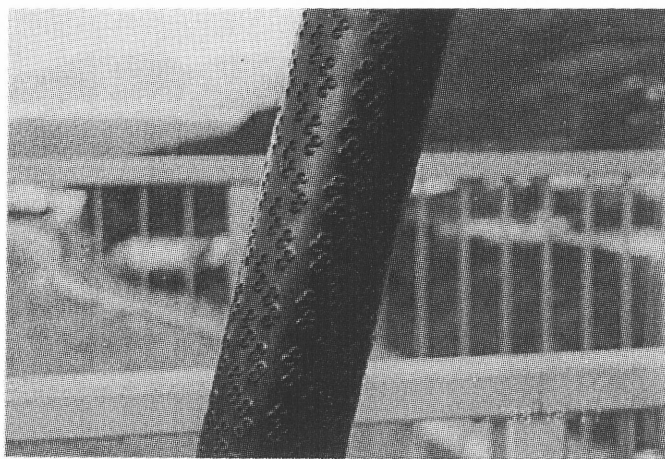


図 9.22: 多々羅大橋で用いられたディンプル突起のあるケーブル

(4) 構造的振動制御

ケーブルの有意な空力振動に対して、これまでとられてきた既往の構造的対策は大きく分けて a) ケーブル間をつなぐ連結方式、b) ダンパーによる減衰付加方式、c) その他の方式に分けられる。各々について以下に説明する。

a) 連結方式

斜張橋を構成するマルチステイケーブルをワイヤで結ぶ方式(図9.23)のことであり、名港西大橋、岩黒島橋・櫃石島橋、ファロー橋など内外の数多くの橋梁で採用されている。ワイヤ連結方式の効果としては、(i) 質量

効果, (ii) 減衰効果, (iii) 振動数向上が挙げられ, 4.5.2 に記述されているように解析的・実験的検討が加えられているが, まだ定量的評価が行える段階には至っていない。なお, ワイヤ連結方式では, 振動時にワイヤならびにワイヤとケーブルとの連結部に大きな力が作用する。ワイヤ連結方式を採用した例の中にはワイヤ自身が損傷したり, 連結部が緩んだり, PE 管に損傷が起きたケースが生じており, 後述のダンパーに置き換えられつつあるのが現状である。

なお, PC 斜張橋では 2 本あるいは 3 本のケーブルをケーブル直径の 3 倍程度の間隔で近接して配置する例が多く, この場合にはウェイクギャロッピングの発生が避けられない。ケーブルどうしをスパン途中の何カ所かで繋ぐスペーサ連結方式が広く用いられているが, 2 本ケーブルの場合は動特性に対する影響はあまりなく, その効果については不明な点が多い。一方, 3 本以上の並行ケーブルにおけるスペーサは, 一種の立体トラスを形成し, 後流ケーブル単独の振動モードを全面的に防止することになり, 有効である。

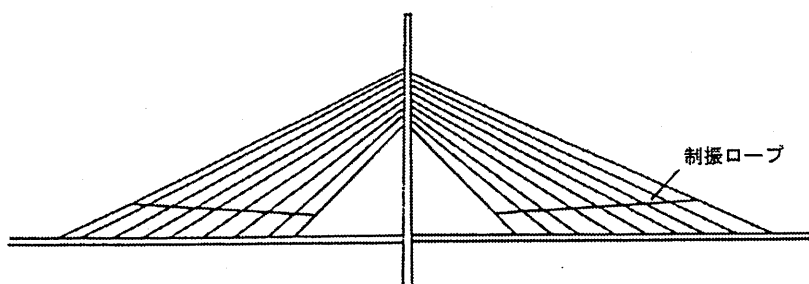


図 9.23: ワイヤーによるケーブルの連結

b) 減衰付加方式

レインバイブレーションでは対数減衰率にして 0.03, ウェイクに起因する振動では不確かなところもあるが 0.1 から 0.15 程度の減衰 (対数減衰率) をケーブルにもたすことができれば制振できると言われている。減衰付加方式とは, 減衰装置, いわゆるダンパーを用いてケーブルの減衰を所要レベル以上に積極的に押し上げるやり方のことであり, 最近の内外の斜張橋では用いることが非常に増えている。前項のワイヤ連結方式にも消極的な減衰効果が期待できるが, その定量的予測には不明なところが多い。それに対し減衰付加方式はかなりの精度で効果予測が可能であり, 減衰装置の設計を行うことができる。このことと美観上の問題が少ないこととかなって, ダンパー方式が好まれて使われている。

減衰付加方式のなかで, 最も一般化なのが, 桁を支点とするダッシュポット (以下ダンパーと呼ぶ) を定着点に近いところに取り付ける方式である。欧州では 1970 年代から使われており, その歴史は古いものと思われるが, 我が国では 1980 年代末に, 荒津大橋でオイルダンパーを用いた減衰装置がはじめて採用され, 幸魂橋では粘性せん断型ダンパー⁶¹⁾がはじめて採用された (図 9.24)。なお, ケーブルの場合, 風速レベルにより発現する振動モードが変わるので, TMD のような同調系のダンパーは一般的には不向きである。

ダッシュポットをつけたケーブルのモード減衰は, ケーブルにサグがなく, ダンパーが完全速度比例型とすると⁶²⁾, 図 4.23(4.5 節) に示すような無次元化曲線として表すことができる。ダンパーの減衰値には最適値が存在すること, モード減衰の最大値はダンパー取り付け位置で決まることなどが理解できる。

図 4.23 を導く過程では, ダンパーの減衰 C を定数として扱っているが, オイルダンパーには振幅依存性があり, せん断粘性型ダンパーには温度依存性がある。高減衰ゴムを用いた場合には剛性効果もある。また長いケーブルではサグの影響も若干あるので, ダンパーの設計の際はこれらのことを考慮しておく必要がある。

なお図 4.23 からわかるように、スパンの長いケーブルでは、所要の減衰を達成するためにはダンパーの取り付け点 X_c の値を大きくする必要がある。このときダンパーの支持装置が大型化し、景観上の問題が生じる。多々羅大橋の最長ケーブルは 400 m を超え、これらの問題が顕在化する。ケーブルの表面加工による空力制御が真剣に検討されたのはこの理由による。

横浜ベイブリッジでは平行線ケーブルにスペーサーを入れ、そのスペーサーのなかにダンパーを仕込んでいる。これは後流ケーブルが振動した際に生じるダンパーによる減衰力を利用したものである⁶³⁾(図 9.25)。

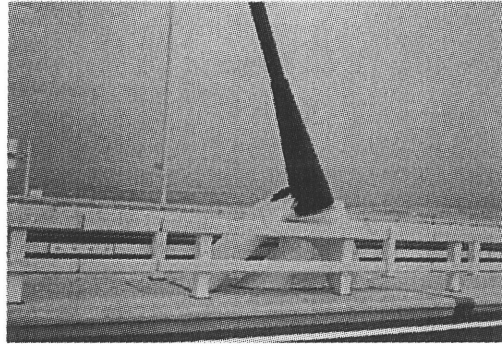
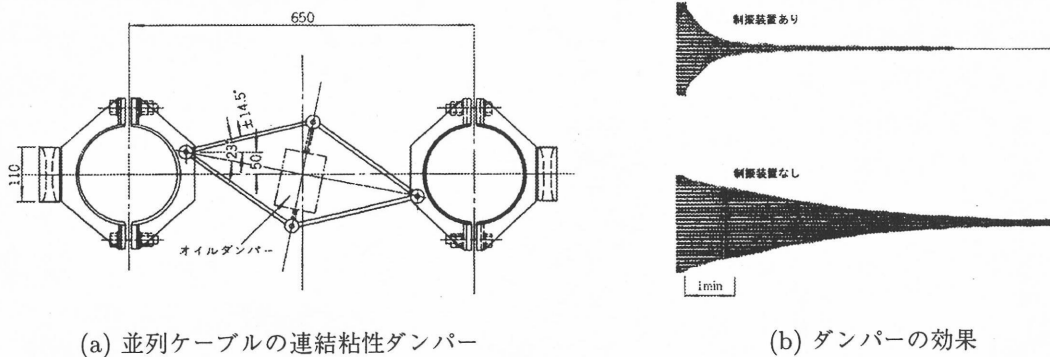


図 9.24: つるみつばさ橋のケーブルダンパー



(a) 並列ケーブルの連結粘性ダンパー

(b) ダンパーの効果

図 9.25: 横浜ベイブリッジの連結粘性ダンパーとその効果

c) その他の振動制御方式

前述の方法はいずれもケーブルのどこかにダッシュポットを取り付け、振動エネルギーを吸収するやり方である。最近、新しい振動制御の方式として磁石によるケーブルダンパーが提案、検討されている⁶⁴⁾⁶⁵⁾。これは、振動するケーブルが磁石にあるときには拘束され、次に解放されることを繰り返すことを利用している。すなわちケーブルが磁石から解放されるときにその振動エネルギーが低次モードから高次モードに移行することを利用したものである。ある風速でケーブルが低次モードで自励的振動(渦励振を含めて)をしている時、通常、高次モードの空力減衰はプラスでありしかも高い。ケーブルが磁石から解放されるのに伴い低次モードから移行した高次モードのエネルギーは空力減衰により消費され、系全体の振動エネルギーが減少するというものである。

ケーブル支点を軸方向に変動させパラメトリック振動を逆に利用して面内、面外振動を抑えるアクティブスティフネスコントロール、サグに起因するテンドン力を利用するアクティブサグコントロール^{66)~69)}や波動制御⁷⁰⁾⁷¹⁾も提案され、実験的にも有効であることが示されているが、いろいろな制約の中で今のところ現実的な策にはなっていない。また、いわゆる支点付近のケーブルに制御力を加えるアクティブ制御あるいはセ

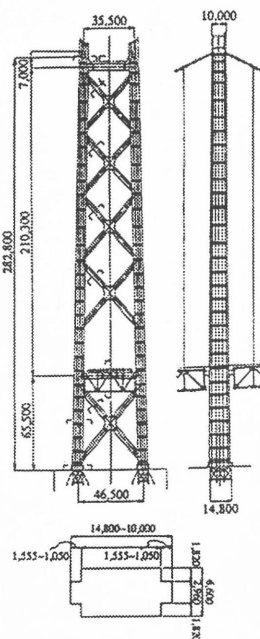
ミアクティブ制御の研究も行われ、パッシブ方式に比べ、その効率が格段に高いことが示されている⁷²⁾。ケーブルにアクティブ制御、セミアクティブ制御がすぐに応用されるとは予想されないが、将来的な方法として、またより効率的なパッシブ制御方式を考える上で、有用と思われる。

9.3.3 塔の振動制御

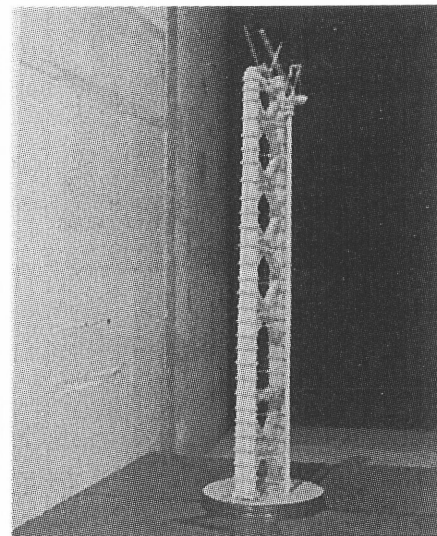
吊形式橋梁の主塔は、その断面形状が正方形に近い矩形であることが多い。このような、いわゆる「鈍い(Bluff)」断面を有する柱は、一本柱であれ、吊橋の主塔のように頂部において横梁により連結された二本柱であれ、風に対して基本的には不安定であり、空力振動が起りやすいと言える。

振動が実際に問題となるかどうかは剛性と減衰による。塔は一般に基礎に固定されたシンプルな構造であり、摩擦の発生する要素がなく、減衰は低い。したがって、固有振動数が低いと渦励振、断面形状によってはギャロピングが設計風速以下の風速において発生する。事実、橋梁ではケーブルについて振動事例が多いのが塔であると言える。

吊形式橋梁の主塔では、完成系においてはケーブルが橋軸方向の塔の動きを拘束するが、架設時にはケーブルに支持されない独立状態におかれる期間がある。このときの固有振動数はかなり低くなり、したがって、完成系に比べ風に対してさらに振動しやすい状態に置かれる。事実、風速10m以下で振幅が1mを超える、塔面外方向の渦励振の発生が予測されることも稀ではない。一例として、明石海峡大橋の主塔(高さ287m)の独立状態での橋軸直角方向の風による振動を風洞実験(図9.26)により調べた結果を示したのが図9.27である⁷³⁾。図9.27では橋軸直角方向の風(一様流)と5度の偏角をもった風に対する振幅を示しているが、減衰が小さいとかなり大きな振幅の振動が低い風速で発生することがわかる。なお、架設系の特徴は、ステップに応じて塔の高さが変わり、系の固有振動数が変化すること、そして制振対策が必要なのは数カ月から高々数年のオーダーであることである。



(a) 諸元



(b) 縮尺100分の1の風洞実験模型(架設時独立状態)

図9.26: 明石海峡大橋主塔⁷³⁾

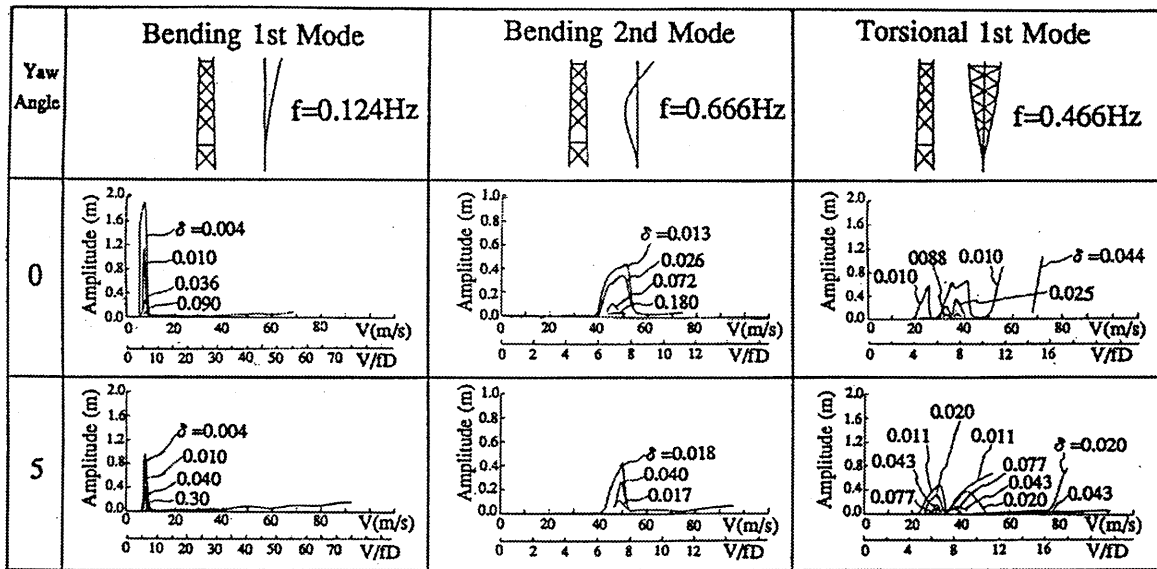


図 9.27: 架設時独立状態における明石海峡大橋主塔の面外空力振動 (一様流による風洞実験)⁷³⁾

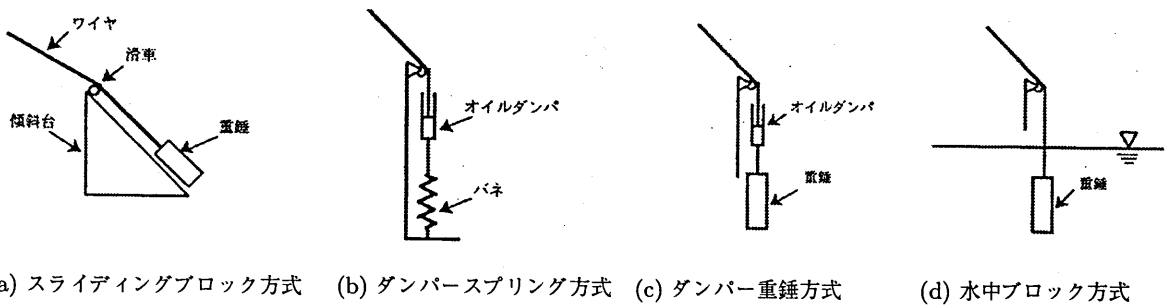


図 9.28: スライディングブロックなどの非同調型制振装置

海外では、フォース道路吊橋の主塔架設時に初めて風による有意な振動が認められ、制振装置が設置された。我国で大規模な制振装置がとりつけられたのは今から 20 余年前、関門橋 (吊橋) の架設時主塔であり、そのときはフォース橋のと同じように、渦励振防止のためのスライディングブロック方式 (図 9.28) が用いられた。これは塔頂と地上に置かれたブロックをケーブルで結び、塔の振動とともにブロックが支持台を滑るとき摩擦により減衰性を高めるものである。その約 10 年後には因島大橋 (吊橋) の架設時主塔においては、渦励振防止のためのダンパーブロック方式 (図 9.28) が用いられた。これは摩擦で減衰を高めるかわりにオイルダンパーを用いたものであるが、スライディングブロック方式と同様、装置は大掛かりになる。これらの方式は瀬戸大橋の建設時にも用いられたが、この頃より、コンパクトで取り外しが容易な TMD 方式に徐々に取って変わられるようになった。

風による自励振動の場合、断面形状の変更や空力安定化のための付加物 (フラップやフェアリングなど) による制振が可能であることが多い。完成系において風による空力不安定振動が懸念される場合にはこのような空力安定化対策が風洞実験により徹底的に追求される。しかし、架設時のように短期間のみ制振策が必要な場合に大幅な断面形状の変更は好ましくなく、取りはずしが可能な機械的減衰装置が積極的に使われる理由はこのにある。1985 年完成の名港西大橋の主塔の架設時に TMD が使われたのを皮切りに、TLD、TLCD などのパッシブな装置も用いられた⁷⁴⁾⁷⁵⁾ (図 9.29)。風に対する機械的振動制御の研究・開発が盛んな時代を迎え、急速な進歩を遂げた^{75)~78)}。

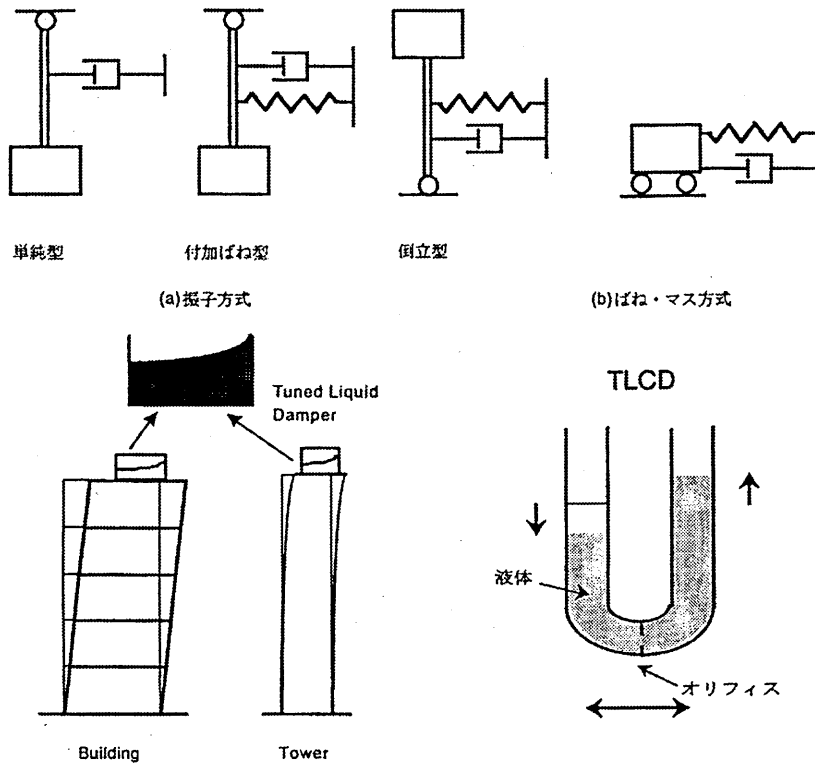


図 9.29: TMD などの同調型パッシブ制振装置

塔の固有振動数はその高さによって変わる。したがって TMD など同調系の制振装置では固有振動数の調整が架設段階に応じて必要となる。それに対し、アクティブ方式ではさらに小型になるというだけでなく、制御則の変更だけで塔の固有振動数の変化に対処できるという利点がある⁷⁹⁾。東京のレインボーブリッジ (1990 年完成、吊橋) では、架設時主塔の制振として初めてアクティブ制御が用いられた。以後、白鳥大橋などでも使われ、10 橋近い実施例という状況に至っている。なお、完成系においては明石海峡大橋主塔のように TMD などのパッシブ装置がとりつけられた例はあるが、アクティブ制御が採用された例はない。これは、長期間の使用に対する信頼性や維持管理の問題が理由である。

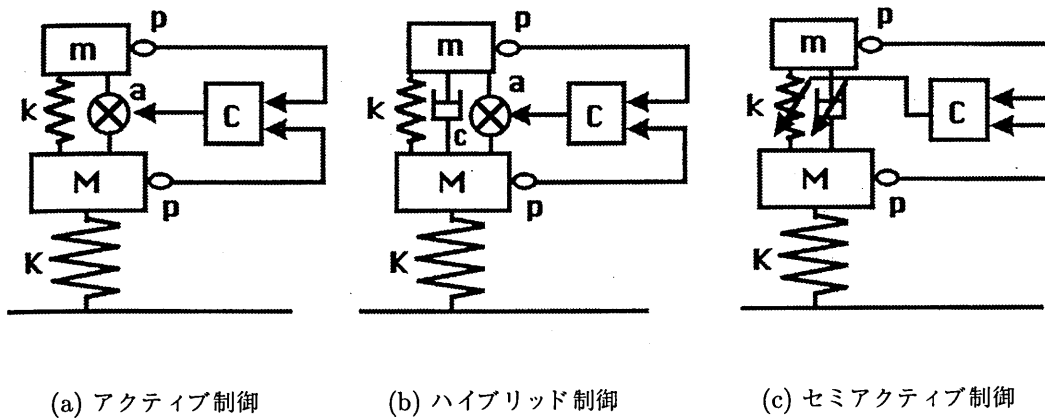


図 9.30: アクティブ制振装置

表 9.4: 吊形式橋梁主塔の架設時過励振に対するアクティブ振動制御実施例

吊形式橋梁名 制振装置設置期間	装置台数	可動部質量 等質量比	制振対象モード	固有振動数 (Hz)	制御則	参考文献 番号
レインボーブリッジ(芝浦側) 1991.1-1992.3	AMD 2台	6 ton/台 0.6%	面外1次, 面内1次, ねじれ1次	0.26, 0.61, 0.95	フィードバック制御 (重錘の周期, 振幅, 位相を調整)	83)
レインボーブリッジ(台場側) 1991.2-1992.4	HMD 1台	2 ton 0.14%	面外1次	0.26-0.55	直接速度フィードバック制御 (DVFB)	84)
鶴見つばさ橋(P2) 1992.7-1993.7	ATMD 2台	10 ton/台 0.16%	面外1次	0.27-0.99	最適レギュレータ制御 (DVFB)	85)
明石海峡大橋(2,3P) 1993.6-ケープル架設	AMD 2台	28 ton/台 0.8%	面外1次	0.127- (主塔独立時)	最適レギュレータ制御 (DVFB)	81) 82)
白鳥大橋(3P) 1992.9-1994.10	AMD 1台	9 ton 0.4%	面外1次	0.13-0.68 独立塔 0.24	最適レギュレータ制御 (DVFB)	86)
白鳥大橋(4P) 1992.9-1994.10	AMD 2台	4 ton/台 0.36%	面外1次	0.13-0.68 独立塔 0.23	直接速度フィードバック制御 (DVFB)	87)
名港中央大橋(西塔) 1994.8-1995.11	AMD 2台	8 ton/台 0.98-1.15%	面外1次	0.18-0.42	H ∞ フィードバック制御	88)
名港中央大橋(東塔) 1994.8-1995.7	HMD 1台	14 ton 0.17-0.38%	面外1次	0.16-0.25	H ∞ 出力フィードバック制御	89)
来島第1大橋(2P) 1994.11-1997	AMD 2台	4.5 ton/台 0.15-2.05%	面外1次, ねじれ1次	0.26-1.67	準最適レギュレータ制御	90) 91)
来島第1大橋(3P) 1994.11-1997	AMD 2台	10 ton/台 0.3-2.6%	面外1次, 2次, ねじれ1次	0.17-1.70	最適 H ∞ フィードバック制御	92)
来島第2大橋(5P) 1994.10-1998	AMD 2台	10 ton/台 -0.41 - %	面外1,2次, ねじれ1次, クレーン面外1次	0.14-1.10	DVFB 制御と H ∞ フィードバック制御	87)
来島第2大橋(6P) 1995.8-1997.10	AMD 2台	10 ton/台 0.54-1.01%	面外1次, 面内1次, ねじれ1次, クレーン面内外1次	0.20-1.44	ファイビ制御	93)
来島第3大橋(8P) 1995.5-1997	AMD 2台	11 ton/台 0.3-2.4%	面外1次, クレーン面外1次	0.13-0.75	可変ゲイン DVFB 制御	94)
来島第3大橋(9P) 1994.10-1997	AMD 2台	12.5 ton 0.3-2.4%	面外1次, クレーン面外1次	0.14-0.77	H ∞ 制御	
中島新橋 1995.10-1996.8	HMD 2台	3.5 ton/台 1.0-10.6%	面外1次, 2次, 桁たわみ1次	0.21-1.87	ファイビ制御	93)

表 9.4は、近年進展が著しいアクティブ制御方式(図 9.30参照)の橋梁での実施例を表にまとめたものである^{78)~80)}。なお、いずれもが吊形式橋梁主塔の架設時における渦励振を対象とし、重錘(マス)に動力装置をとりつけ、慣性力を制御力として利用するアクティブマスダンパー(AMD)方式か、重錘を1自由度系の振動子とするハイブリットマスダンパー(HMD)方式のいずれかである。ただし、ハイブリット方式としているものの、塔の架設状況に応じて振動子の固有振動数を同調し直すわけではなく、いわゆるハイブリット方式の利点をフルには使っていない。制振に必要な構造減衰の付加の量は大きくないため、最も厳しい制振条件のときの塔の固有振動数に振動子で同調させておけば他のときは事が足りるからである。重錘を振動子としない直動型の制御装置(AMD)が多いのは、1自由度をもつTMDがない分だけ制御がしやすいためと考えられる。塔面外曲げ1次モードだけを制御対象とし、そのため制御設計においては構造物を1自由度系でモデル化し、制御則としては振動速度応答に比例した制御力を作用させる直接速度フィードバック制御(DVFB)を用いるのが初期の段階では多かったが、最近のは多モード制御であり、制御則もより高度なものを用いている。

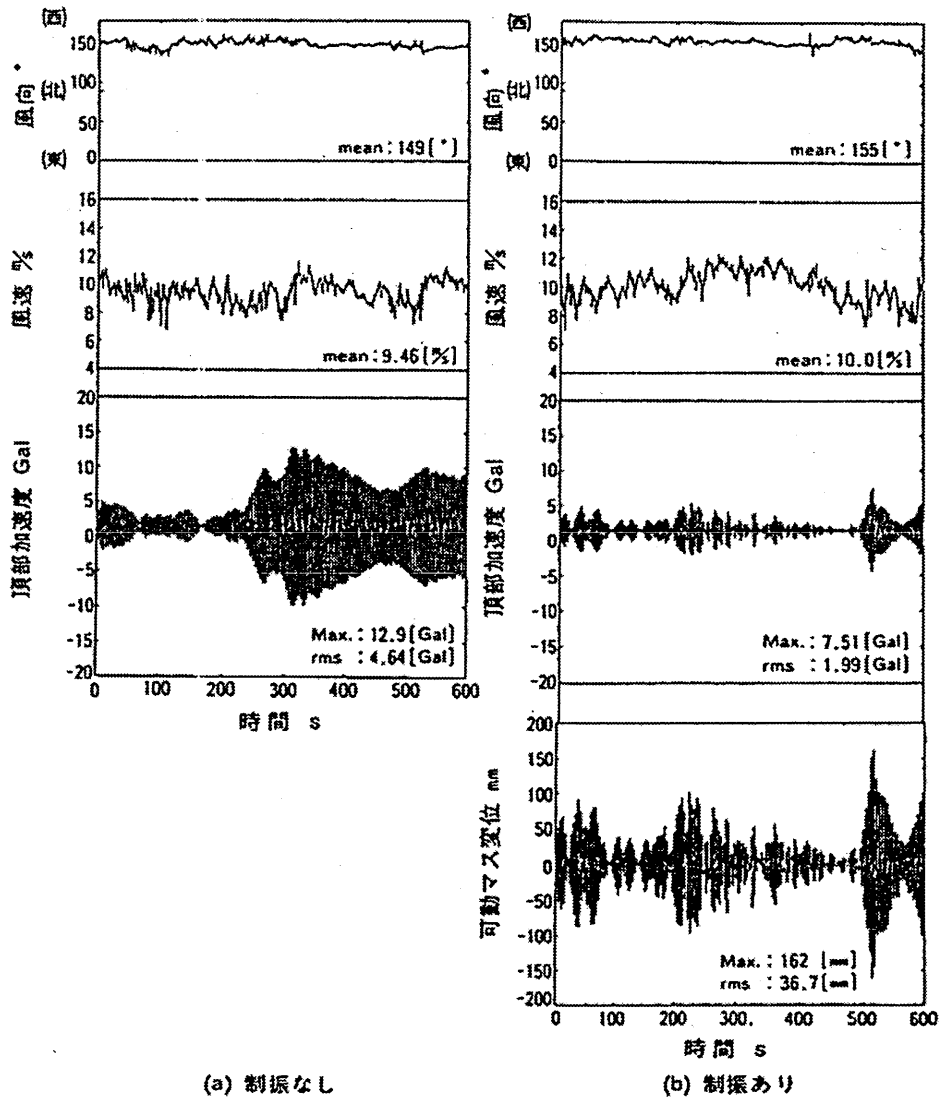


図 9.31: 白鳥大橋主塔架設時におけるアクティブ制御による制振効果⁸⁶⁾

アクティブ制御では、必要な重錘の質量はパッシブ TMD に比べてかなり小さくてよく、最大で 0.4%、小さいものでは 0.14% の等価質量比となっている。また、構造物を 1 つのモードに限定した 1 自由度モデルとして制御設計をすることから、系が不安定になることのない、いわゆるロバスト安定性も配慮されている。具体的には、アクチュエータとセンサーとを同位置に配置する DVFB 制御や適切なフィルタが使われている。最近の実施例では、低次元化された構造物モデルに対する準最適フィードバック制御や最適フィードバック制御などに対し、ロバスト制御を積極的に意識した高度な制御則も使われるようになりつつある。また、単一モードの制御にとどまらず、面外曲げ、面内曲げ、ねじれといった多数モードに対する制御要求も生じ、これに対してアクティブ制御が用いられつつある。この場合には DVFB 制御の適用は問題も多く、比較的新しい制御理論である H 無限大制御やファジィ制御が積極的に用いられた。

これらはすべて架設系の風に対する力学的安全性の確保を意図としてとりつけられたものであるが、風による振動をかなり抑えることが出来るため (図 9.31)、架設時の作業性もあわせて向上したとのことである。

なお、吊形式橋梁の主塔では完成系においても風による渦励振が、場合によっては発散型振動であるギャロッピングも設計風速以下で起こりうる。特に、橋軸直角方向の振動ではケーブルの張り方にも依るが、ケーブルによる拘束効果が期待できないケースが多く、事実、橋軸方向の風による塔の振動が風洞実験で問題となることが多い。

完成系で振動が懸念される場合は、断面形状の工夫で対処するのが原則である。東神戸大橋ではじめて用いられた、角柱断面の隅切りによる流れの剥離制御の有効性⁹⁵⁾はよく知られており (図 9.32)、その後いろいろな橋梁主塔の空力制御として使われてきている。斜張橋の A 形塔では、横梁の位置により流れが 3 次元的に変化するために面内空力弾性振動特性が大きく変化することが知られており、断面形状だけではなく部材配置による制振も行われている⁹⁶⁾⁹⁷⁾。明石海峡大橋の主塔では隅切りによる空力制御だけでは完成系での渦励振の振幅を所定のレベルにまで下げることが出来ず、前述のように TMD による制振も併用された⁹⁸⁾。

次世代の超長大橋では主塔の高さが 400m 近くに達する場合も想定される。この時には、渦励振などの自励振の制御だけではなく、これまでは問題となることがほとんどなかった風の乱れによるガスト応答の低減も大きな課題になると思われる。

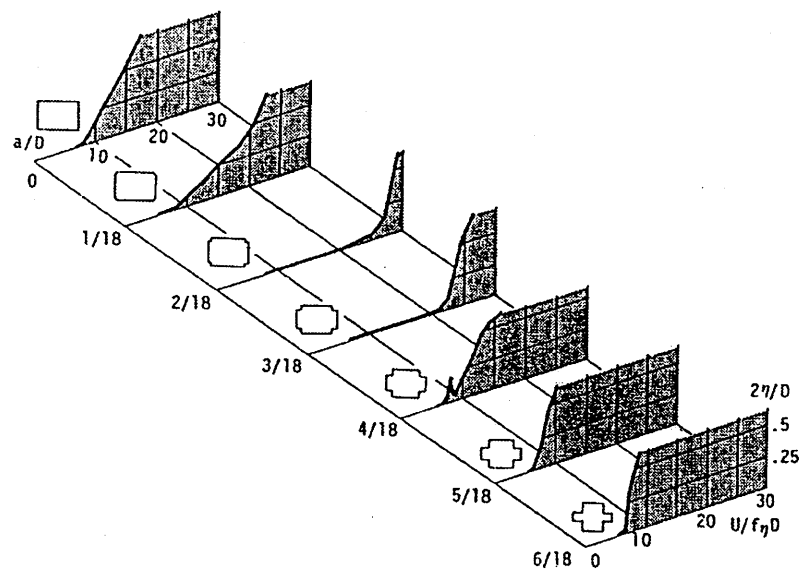


図 9.32: 隅切りによる空力弾性振動への制振効果⁹⁵⁾

9.3.4 全体系の振動制御

風により吊形式橋梁上部構造全体系に生じる振動、すなわち桁の振動が支配的である振動においては、主に桁に作用する空気力と、全体系の動的構造特性の2つの要素によって振動発生の有無が決まる。したがって全体系の振動に対する制御は、桁の形状を工夫して空気力特性を改善する空力的制御と、構造の動的特性を好ましいものにする構造的制御によって行われることになる。

例えば、構造物の空力振動現象の重要性が認知されるきっかけとなった1940年の旧タコマ橋のねじれフラッターによる落橋は、桁の形状がH型断面であり振動時に作用する空気力がさらに振動を増大させるように自動的に作用する空力的な特性を持っていたということと、補剛桁の剛性が小さかったことが原因となって生じた。再建された新タコマ橋はトラス桁を採用しており、桁に作用する空気力特性の改善および桁をより剛性の高いものにするといった両面から、耐風安定性が改善されたものとなっている⁹⁹⁾。

一般的にロングスパン吊形式橋梁においては、構造的な工夫や制振装置の設置によりその質量、剛性や減衰を大きくするには限度があるのに対して、桁に作用する空気力特性は桁の形状の変化にきわめて敏感であり、空気力特性が対風振動の発現に大きく影響する。したがって、桁の形状が空力的に悪いものであればそれを構造的制御によってカバーすることは難しくなるため、空力的制御の観点から桁形状を慎重に決定する必要がある。しかし実際には、桁の断面形状は耐風性の検討以前に他の要請から概略決定されることが少なくないため¹⁰⁰⁾、空力的制御というと、費用や景観に及ぼす影響といった制約条件のもとで、付加的な部材の設置や既存の部材の設置位置の変更により与えられた桁断面形状を変化させることにより、作用する空気力特性が向上するように工夫することを指すことが多い。以下、空力的制御、構造的制御の順で、吊形式橋梁の全体系に対して行われてきた空力振動制御法について概述し、続いてスパン2000mを超えるような超長大スパン橋梁に対する制御法についてコメントする。

(1) 空力振動制御

種々の空力的制御法を図9.33に示す^{100)~104)}。桁の渦励振に対する空力的対策としては、振動を生じさせる流れの剥離を抑えたり、その再付着をコントロールするフェアリング、フラップ、デフレクターといった付加物を設置したり、渦の巻込みを防ぐために開断面部にバッフルプレートを設置する、渦の再付着を促進するために開断面部をソフィットプレートでカバーするといったものがある。また、桁端部の形状を工夫することにより空気特性を改善したり、フェアリングと同様の効果を持つウィンドノーズを桁端部に設置することもある。

フラッターに対しては、1960年代に建設されたセバーン橋において、桁形状を流線型に近付けて耐風安定性を高くするという考えが新しく出され、スポイラーを設置した偏平箱桁が用いられ、その後、偏平箱桁をもつ吊形式橋梁が多く作られるようになった。前段落で述べた対策のうち、ウィンドノーズやデフレクターなどは、箱桁の耐フラッター性向上を目的として設置されることもある。また、耐フラッター性の向上のためには、開口部付き2箱桁とすることにより、フラッターを生じさせる空気力の原因となる桁の上下面の圧力差を減少させることも効果的である。同様の考えにより、フラッター時に作用する空気力を低減するために、トラス桁においては、床版に一部グレーティングを設けて風抜きとすることが効果的である。さらにトラス桁においては、中央分離帯部に設けた風抜きの効率を高める鉛直スタビライザーや、センターバリアが空力的対策として用いられている。なお空力的対策の検討は、少しの桁形状の変化が応答に大きく影響することがあることから、風洞実験において模型形状を試行錯誤的に変えて実験を繰り返すことによって決定することが多い。ただし、振動発現の有無は流れのパターンによってある程度予想することもできるので、より少ない労力で行える流れの可視化実験や、数値流体解析によるシミュレーション結果により得られる流れ場の様子を参照して対策断面を一次的に絞り込むことも行われる。

(2) 構造的振動制御

旧タコマ橋がねじれフラッターによって落橋した後、ゴールデンゲート橋、ブロンクスホワイトストーン橋、サウザンドアイランド橋、ディアイル橋などでは、桁を補強したり、桁と主ケーブルをフレームでつないだり、クロスハンガーなどの設置により、ねじれ剛性を高めることによって耐風安定性を増す対策が取られた。ねじれの固有振動数が増すことによって、フラッター現象の発現風速は高くなるが、桁の補強による対策は、必要となる費用に対して効果が必ずしも高くないために現在では用いられることは少ないようである。一方、来島大橋の架設時には完成時と比べてフラッター発現風速が低くなるため、強風時の耐フラッター安定性を確保するために、強風が予測される場合にはクロスハンガーが設置できるように準備された(実際にはクロスハンガーが必要となるような強風が吹かなかったため使用されず)。なお、TMDを設置して減衰を増加させることによって、連成フラッターの発現風速が有意に高くなるのが風洞実験と解析により示されているが¹⁰⁵⁾、風速とともに振動数に変化する連成フラッターに対してTMDをどのように同調させるかなどの問題点があり、実用化はされていない。

渦励振に対しては、TMDの設置による減衰の増加が効果的となることがある。適用例として、Kessock橋¹⁰⁶⁾(π 型桁断面、3スパン鋼斜張橋、中央スパン240m;ただしTMDは必ずしも十分に機能していないという報告もある¹⁰⁷⁾)や、吊形式橋梁ではないが東京湾アクアライン橋梁部¹⁰⁸⁾(10径間連続鋼箱桁橋、最大スパン240m)などがある。

ガスト応答は、自然風の風速変動によって作用する強制的な変動外力により生じるため、空力的対策によってはその発現を抑えることは不可能であり、設計においては静的風荷重の一部として考慮される。ただし、構造系が特にフレキシブルとなる架設時においてガスト応答が大きくなるため、架設時を対象として、支保工を設置することにより剛性を高くする、またはTMDを設置して減衰を増加させる(ノルマンディ橋¹⁰⁹⁾)などの構造的対策を行い、応答振幅を小さくすることがある。

(3) 超長大スパン吊形式橋梁の空力振動に対する制御

スパンが2000mを超えるような超長大スパン橋梁においては、フラッター発現風速を設計風速より高くすることがより難しくなり、桁幅を大きく取るとともに斬新な桁断面形状を用いたメッシナ海峡吊橋案(中央スパン3300m, 図9.33)¹⁰⁴⁾のように作用する空気力特性を最適化するか、空力的制御と構造的制御を併用することによって、耐フラッター性能を確保することになる。同じ構造特性をもつ偏平箱桁吊橋を並列に並べることによって、ねじれと鉛直の振動数を等しくし、フラッター風速を高くする案¹¹⁰⁾や、明石海峡大橋の箱桁案として検討された、スパン中央部では空力特性の良い桁高の低い偏平箱桁を用い、主塔・橋台付近では空力特性が全体系の空力振動に及ぼす影響は少ないので空力特性は悪くなるがねじれ剛性増加に寄与する桁高の高い箱桁を用いた、桁高の異なる箱桁を組み合わせたハイブリッド箱桁案¹¹¹⁾(9.5.1, 図9.43のNo.61参照)などは、空力特性と構造特性の両者を考慮したものといえる。

現在、超長大スパン橋梁に対する技術的検討が活発に進められており、空力的制御の観点からは、付加物形状のさらなる工夫や2箱桁・オールグレーチング床版の採用、さらには空力アクティブ制御の可能性などが検討されている。また構造的制御としては、クロスハンガーの設置や斜張吊橋などのケーブルシステム、暴風時の質量偏載やアクティブ・マス・コントロールなどが検討されており、さらにはこれらの構造的制御と空力的制御を組み合わせたり、変断面箱桁形式のようにもともと空力的制御と構造的制御の両方を同時に考慮したものもある。これらの検討の詳細については9.5節の記述に譲ることとする。

超長大スパンにおいては、発生するフラッター性状も種々のモードが混在した連成フラッターとなることなどから、その制御法の検討は現象の特性を十分に把握できるよう詳細に行う必要があるが、空力的制御と構造的制御をうまく組み合わせることによって、経済的かつ耐フラッター性能に優れた新しい超長大スパン構造を

開発できる可能性もあり、今後の検討の進展が期待される。

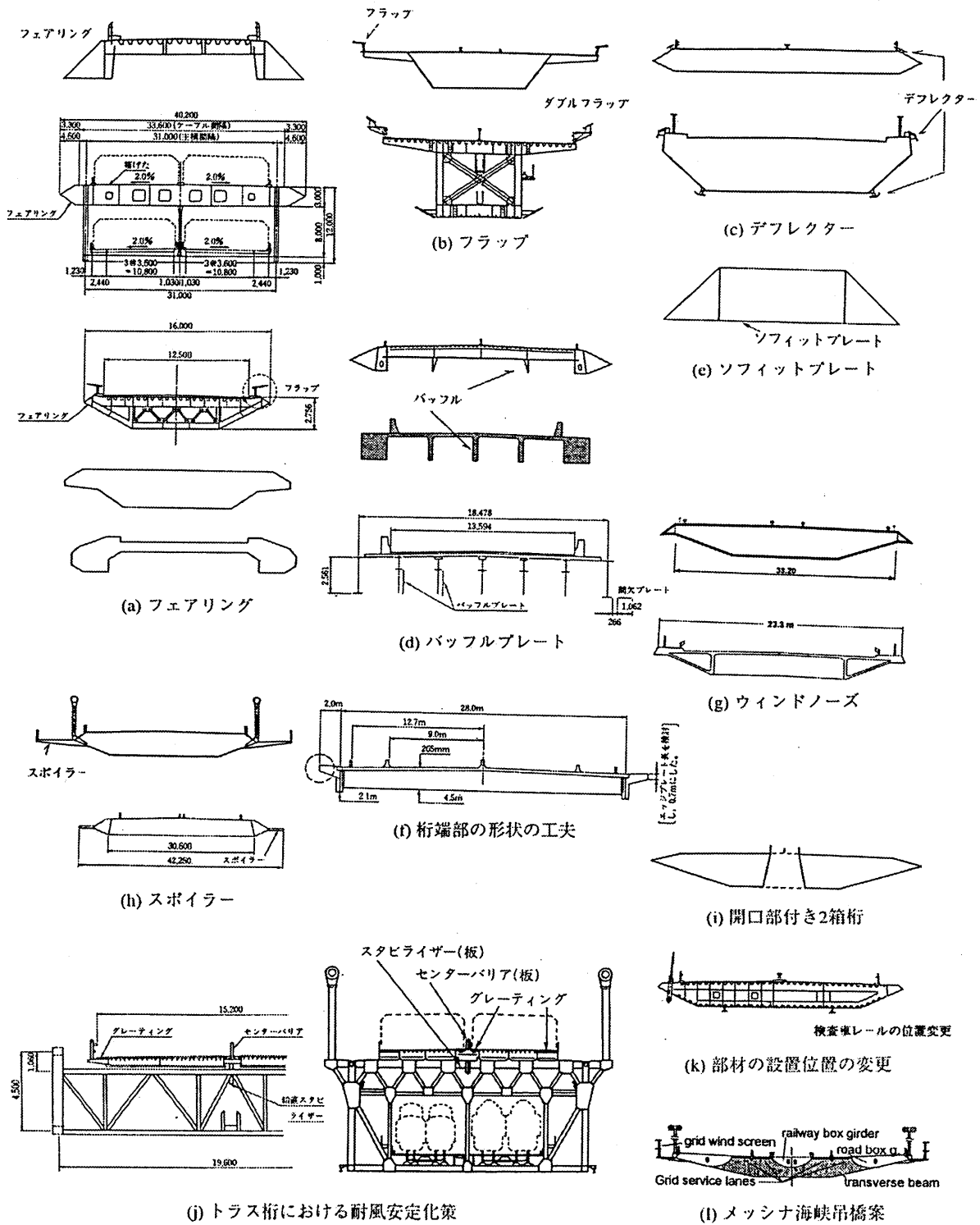


図 9.33: 空力的制御の例^{100)~104)}

9.4 施工技術

9.4.1 吊橋ケーブル

吊形式橋梁の長大化といっても、1000mを大きく超えるようなスパン域ではいわゆる「吊橋」が唯一可能な橋梁形式になると思われる。そこで、吊橋ケーブル施工技術の今までの発展と今後の可能性を概観することにする。

(1) 吊橋が長大スパンに向いている理由

これは、設計面・施工面ともに高強度ワイヤーによる平行線ケーブルを橋の主構造にしていることに尽きるのであるが、橋の主構造の施工という論点から補足すると、以下のように指摘できる。

- ① ワイヤーの製造工程(冷間伸線加工)と、仕上がりが細径であるということから、鋼板に比べれば高強度・高靱性を付与しやすい。
- ② ワイヤーは細径であるため、小さなピレット(製造過程における熱処理の単位。鋼片と訳す)からも長尺物ができる。したがって、主部材であるにもかかわらずスパン途中での接合が不要であるか、引張力の伝達だけで済むから接合が簡単である。ちなみに現在の日本では、ピレットは2 tfという世界一の大きさになっているから、吊橋で多用されてきた $\phi 5$ mmのワイヤーでは長さ13 km程度が得られる。
- ③ 橋の主部材の架設に際して、ワイヤーはそれを支えるための足場を必要とせず、それ自身の強度によって、完成時に近い形状で張り渡すことが可能である。
- ④ 橋完成時の力学的必要性(高強度・高弾性)から採用された平行線ケーブルは、 $\phi 5$ mm程度のワイヤーを張り渡し、束ねるだけで完成する。ワイヤーの交差がなるべく生じないように架設するには、それなりの技術も必要であるが、撚りのある太径ロープ(単位長さあたりの重量が大)の架設よりは機械設備が小さくて済む。

前記のような特徴があるから、8.1.1でも述べたように長大吊橋の歴史は古く(1883年のBrooklyn橋)、さらに平行線ケーブルの架設法(AS工法)は1841年のJohn R bblingの特許にまでさかのぼる。つまり、吊橋の平行線ケーブルというのは古くからの技術であり、その後の進歩は、ワイヤー強度の向上とプレファブ化(現場での省力化)に見られることになる。

(2) 吊橋用ワイヤー(素線)の製造工程

現在の一般的な製造工程は、図9.34¹¹²⁾に示すとおりである。

製鉄所において、炭素量0.8%程度の高炭素鋼のピレットから、熱間圧延によって直径10mm強の線材を作る。線材の直径は、ワイヤーの最終仕上げ径までの冷間伸線における減面率(後述)を80%前後とするように決められる。

製鉄所で製造された線材は2次加工メーカーに渡され、ここで熱処理(パテンチング)・冷間伸線・亜鉛めっきが施されて、素線として完成する。

パテンチングは、吊橋用ケーブルに限らず、ロープに使用するようなワイヤーに用いられる熱処理であって、熱間圧延された線材の組織を微細で均一な組織に変え、強度と靱性を与えて伸線加工に適した状態にするための、焼入れ・焼戻しである。一般には焼入れ炉で約960℃に加熱し、一定時間保持した後、約530℃の溶融鉛の槽に入れるという、いわゆる「鉛パテンチング」が行われてきた。この方法は1857年にイギリスのHorsfallが特許を取ったものであるが、今日なお広く用いられている熱処理方法である。

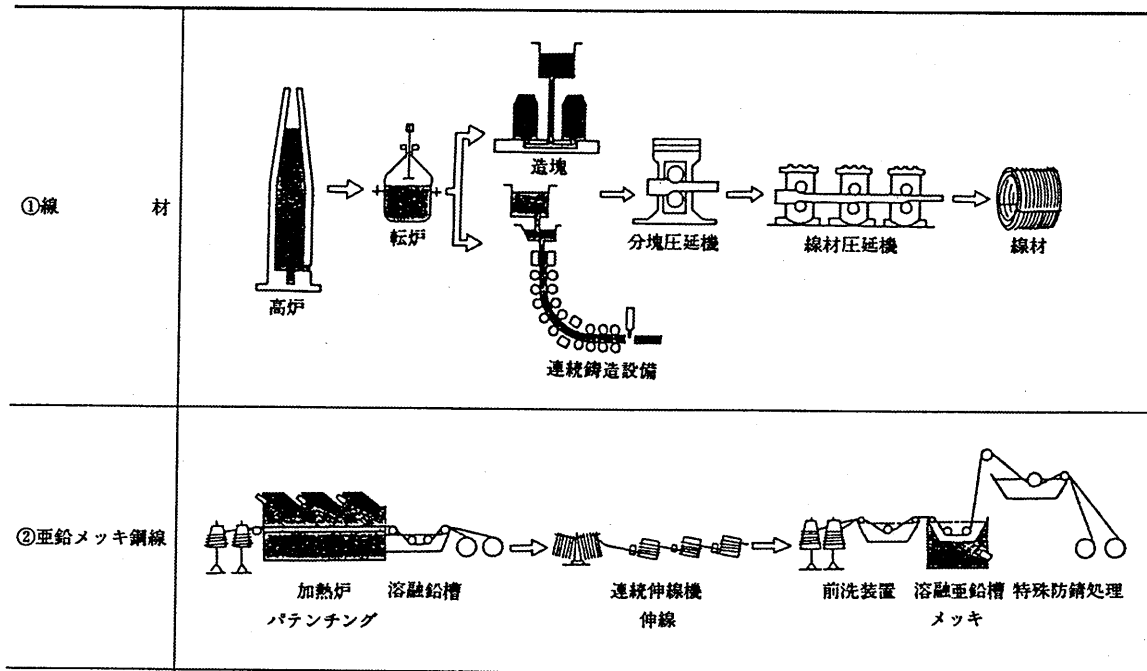
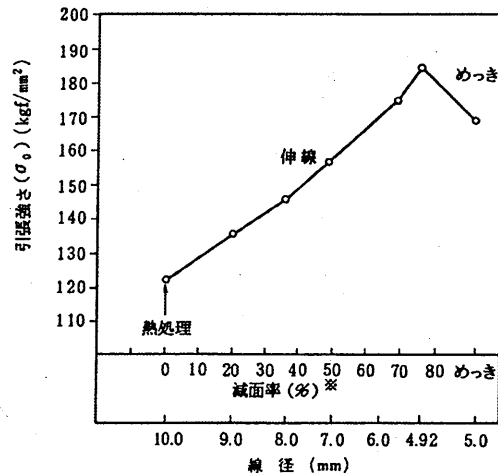


図 9.34: 吊橋用ワイヤーの製造工程

パテンチングの後、線材表面の酸化物を酸洗いで除去し、次の冷間伸線加工となる。この工程では、線材は冷間のまま6～7回程度ダイスを通して、細長く引き延ばされていく。鋼組織を電子顕微鏡で見ると、セメントタイト相(鉄と炭素の化合物、硬くて脆い)とフェライト相(純鉄、柔らかく延性に富む)から成っているが、伸線前にはランダムに並んでいた両者が、伸線加工によって徐々に引き抜き方向にそろえられ、同時にセメントタイト相どうしの間隔(ラメラ間隔という)が微細になっていって、強度・遅れ破壊特性などの力学的特性が向上するのである。



$$\text{※減面率} = \left(1 - \frac{\text{伸線後の線材断面積}}{\text{伸線前}}\right) \times 100$$

図 9.35: 冷間伸線加工におけるワイヤー強度の変化 (模式図)

伸線加工における強度の変化を模式的に示したものが、図 9.35である。伸線加工度(減面率:面積の減少率)が高まるにつれ、強度は向上していく。減面率を 80%にするのは今までの経験上、ワイヤーの強度向上・靱性確保に無理のない加工度であるからで、これは直径の減少率で表現すれば、 $(1 - 0.8)^{1/2} = 0.45$ となる。ワイヤーの仕上がり径(亜鉛めっきによって直径が 0.1mm 程度増加した後の)は、標準的には 5.00mm とすることが多いが、本四連絡橋のように使用量が多い場合には、設計で決まるケーブル断面積(ケーブル最大張力÷許容応力度)に実面積(めっき込みワイヤー 1本の断面積×ストランド内のワイヤー数×ストランド数)が一致するように、ワイヤーの直径を 1/100mm 単位で決定している。そこで、冷間伸線加工前の線材の直径も、橋ごとに決められることになる。

そして最後に、ワイヤーの靱性と防食性を高めるために、450℃前後の溶融亜鉛めっきが行われる。この亜鉛めっきによって強度が低下するのは、熱によってセメントイットが分断する、またはセメントイットが粗大化するためである。

(3) 素線強度の変遷と高強度化

吊橋ケーブル用素線の強度の歴史を図 9.36に示す。Brooklyn 橋の 1100 N/mm² という強度は 1930 年代には 1550 N/mm² に達し、1970 年代には 1600 N/mm² に達して、材料的にも加工技術的にも高炭素鋼をベースにしたワイヤーとしては限界に来ていた。しかし、明石海峡大橋の建設に際しては、橋全体の設計施工を洗練させるためにワイヤーの高強度化が求められた。それは、スパン 2000m 級の明石において従来の 1600 N/mm² ワイヤーを用いるとすると、主塔塔頂を海面上 333m と高くし、サグを深くしてケーブル張力を小さくするようにしても、片側にケーブルが 2 本も必要という設計になったからである。

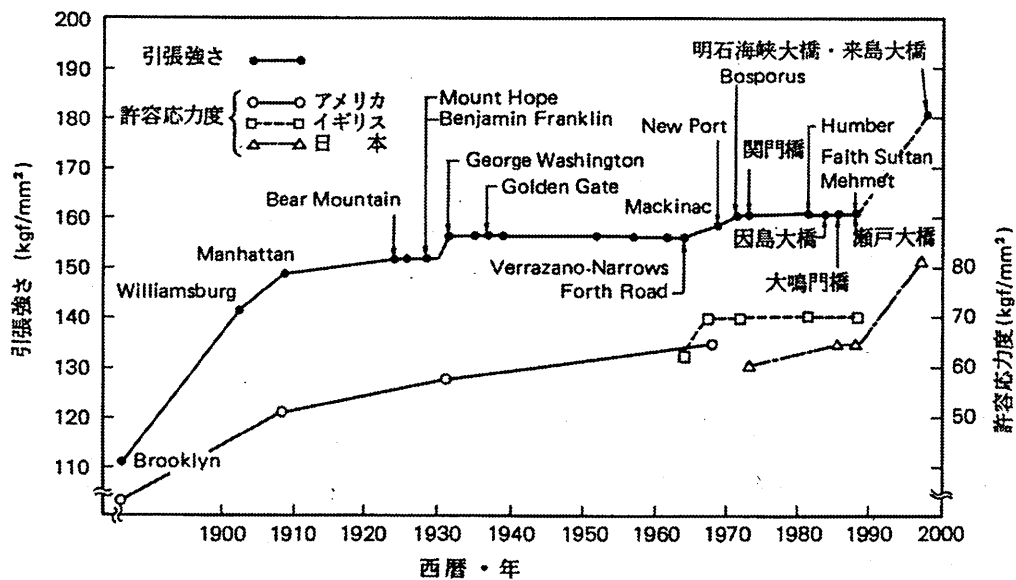


図 9.36: 吊橋ケーブル用ワイヤー強度の変遷

前述した亜鉛めっき鋼線の製造工程から、高強度化の方策には次の 3 通りが考えられた。

- ① 伸線加工度を増加する、
- ② 熱処理線材の強度を増加させる、
- ③ 亜鉛めっき時の加熱による強度低下を抑制する。

上記①の方法は、ワイヤーの靱性を低下させてしまうのは明らかである。

②の方法については、炭素量の増加では成分的に過共析となるために、これまた靱性の低下を来す恐れがある。マンガン、クロム、シリコンを成分として添加することは有効であるが、Mn・Cr 添加では変態に要する時間が著しく長くなる欠点があって、製造効率の面から望ましくない。Si 添加の場合には、変態に要する時間もそう長くはなく、従来ワイヤーでの 0.25% 前後から 1% 程度にまで増加させることで、熱処理線材の 100 N/mm² の強度増加が期待できる。③に関しても、Si の添加はセメントイト崩壊を抑制する効果があることがわかっている。

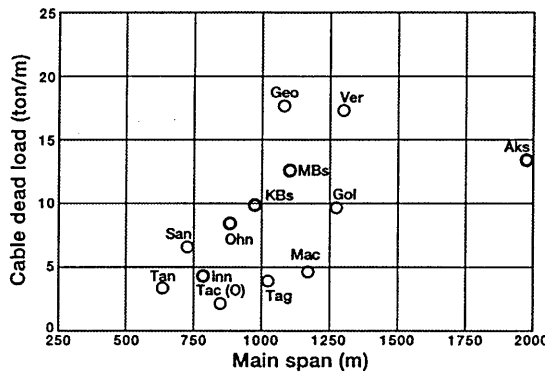
以上の事柄を総合して明石の高強度ワイヤーは、Si 系の低合金鋼を用いることにした。さらに、強度や靱性以外の力学的特性(クリープ、疲労、遅れ破壊、応力腐食割れ、Si 添加による亜鉛めっき層への影響、めっき層が消滅した後の母材鋼線の特性、バンド・サドル部における曲げや側圧の影響など)を試験や実験によって確認し、また 5 万トンを超える使用量になることから、化学成分の変動による鋼線の特性変化の程度、量産時の品質の安定度などについても確認して、採用に踏み切ったのである¹¹³⁾¹¹⁴⁾。

表 9.5 に従来ワイヤーと高強度ワイヤーの規格を、図 9.37 に高強度ワイヤーの開発によって明石のケーブル死荷重の増加が抑制された効果を示す。

表 9.5: 従来ワイヤーと高強度ワイヤーの規格の比較

線材		平行線ケーブル用 亜鉛メッキ鋼線 JIS G 3502 (SWRS 77B)	平行線ケーブル用 高強度亜鉛メッキ鋼線 JIS G 3502 (HWRC 82B)
機械的性質	線径	5 mm	5 mm
	鋼線径の許容差	±0.06 mm	±0.06 mm
	偏径差	0.06 mm 以下	0.06 mm 以下
	引張強度	160 ~ 180 kgf/mm ² (1.569 ~ 1.765 kN/mm ²)	180 ~ 200 kgf/mm ² (1.765 ~ 1.961 kN/mm ²)
	0.7% 全伸び耐力	118 kgf/mm ² 以上 (1.157 kN/mm ²)	140 kgf/mm ² 以上* (1.373 kN/mm ²)
	伸び	4.0% 以上	4.0% 以上
	巻付け (3d)	8 回以上	8 回以上
	ねじり	14 回以上	14 回以上
亜鉛メッキ	亜鉛付着量	300 g/m ² 以上	300 g/m ² 以上
	メッキ付着性 (5d)	2 回以上	2 回以上
	メッキによる線径増加	0.12mm 以下	0.12mm 以下
直線性	フリーコイル径	4.0m 以上	4.0m 以上
	フリーリングリフト	15cm 以下	15cm 以下

* 0.8% 全伸び耐力



- 橋名記号
- Aks : 明石
 - Geo : George Washington
 - Gol : Golden Gate
 - Inn : 因島
 - KBs : 北備讃
 - Mac : Mackinac
 - MBs : 南備讃
 - Ohn : 大鳴門
 - San : San Francisco-Oakland Bay
 - Tac(O) : 旧 Tacoma
 - Tag : 4月25日橋
 - Tan : Tancarville
 - Ver : Verrazano Narrows

図 9.37: 高強度ワイヤーによる効果

今後の長大橋プロジェクトに向けての2, 3の課題を、以下に述べる。

まず、より高強度化の可能性であるが、直径5mmの場合、2000 N/mm²は現在の技術で可能である。また、現場での架設工法との関係で7mmワイヤーを有利とする場合も考えられるが、この場合に1800 N/mm²は十分に可能であるが、2000 N/mm²を達成するためにはさらなる技術開発を必要とする。2000 N/mm²ワイヤーは、明石において中央径間のキャットウォーク・ロープ(φ4.53mm素線によるスパイラルロープ)に用いた実績がある。いわゆる新素材には比強度が鋼材よりはるかに高いものも現存するが、吊橋ケーブルとして用いるには、せん断強度が高くなく定着方法に難点があること、長期的な材質安定性が不明であること、などに対する改善・説明が必要である。

汎用品であって国外からの調達も容易である1600 N/mm²ワイヤーの場合、本四連絡橋で使用してきた国産品は次のような点で要求品質過剰になっていると思われるので、これを改善して単価を下げる必要がある。

- ① 海外吊橋では、最終製品であるワイヤーの品質性能を主体に規定しており、使用線材・その化学成分に関しては許容範囲が広く、鋼材の清浄度(非金属介在物)の規定もない。
- ② 日本では、線材を冷間伸線する前の熱処理(鉛パテンチング)と、亜鉛めっき後の白錆防止処置を求めている。前者は伸線前の線材の強度を確保し、品質の安定化を目的に行われ、後者は現場でのケーブル架設後、ラッピング・塗装などでケーブル保護がなされるまでの間の亜鉛めっき表面の減耗(白錆発生)防止のために行われる。なお、最近では製鋼技術の進歩によって、国内のPC鋼材に対しては線材製造時の圧延工程でオンライン・パテンチングとして処理し、別工程の鉛パテンチングは特別の注文がない限り行われなくなっている。

また、今後のプロジェクトにおいては、死荷重が圧倒的に卓越する長大吊橋ケーブルの限界状態は何か、それに対する安全係数はどうあるべきか、ということも別な大きな課題である。

(4) 平行線ケーブルの架設法

(1)で述べたようにAS工法による平行線ケーブル架設は長い歴史があり、1960年代にPS工法が登場してきた。この両工法の施工手順・長所短所などを比較すると、表9.6のとおりとなる^{115)~118)}。

今まで日本ではPS工法が標準的に用いられてきたが、表に示した項目の評価以外に、吊橋の建設が継続し

表 9.6: AS工法・PS工法の比較

	AS(エア・スピニング)工法	PS(プレファブ・ストランド)工法
定義：現場での架設	数本のワイヤーずつ架線	ストランド単位で架設
1ストランド内素線数	大(500本程度まで)	小(最大で127本)
1ケーブル内ストランド数	小	大
アンカレッジ定着部面積	小	大
工場での製造	1tf程度の重量のワイヤー	100本程度のワイヤーを集束し、ストランドにする。
現場への輸送	同上	重量数10tfのリール
サグ調整	ストランドごと。方法によってはストランド内のワイヤー毎にも必要する。	ストランドごと。
架設に用いるホーリングシステム	高速・低引出し力。システムはやや複雑になる。	低速・高引出し力
架設時の耐風性	低	高
現場の要員数	大	小
架設作業の安全管理	高速・高頻度引出しのため要注意	---
発明	1841年	1960年代
実績	欧米に多い	日本に多い

ていて工場が存続し、PS工法に慣れた現場技術者・作業員がいたという側面を否定できないように思う。しかし、本州四国連絡橋向け、さらには白鳥大橋・安芸灘大橋向けのストランド製造完了を踏まえて、プレファブ・ストランド製作工場のうち長尺・大重量ストランドの海上輸送が可能な臨海部に位置した工場は閉鎖されたので、今後のプロジェクトにおいてはストランド単重や合計数量を考慮のうえ、工場を再開させてPS工法とするか、それともAS工法にするか、という比較と判断が求められることになる。

東京湾口橋などの超長大吊橋の計画においては、現場集束PS工法(ストランドの製造を橋台背面で行うというアイデア)も検討している。これは、明石海峡大橋において、現場での施工性を高め、空隙率の小さなよく締まったケーブルを架設するというPS工法の利点は遺憾なく発揮された¹¹⁹⁾ものの、ストランドの架設期間6カ月に対して製作に3年間も要し、完成したストランドの保管が大変だったこと、ストランド重量が90tfに達して輸送も大作業になったこと(全ては施工前の予測どおりではあるが)、などの反省があるからである。

また今後は、ケーブルの架設法とも関係させて、キャットウォークの合理化の検討も必要である。スパンが長くなればなるほど、キャットウォークの費用・架設工期が増加し、ケーブル工事全体を通しての技術的クリティカルがキャットウォーク・ロープの架設に移ってくる。しかし、一度キャットウォークができてしまうと、架設対象(ストランド、ケーブルバンド、ハンガーロープ)の運搬・支え・落下防止、作業足場・通路などとして、多目的に役立つのも事実である。もしキャットウォーク無しで施工するとなると、ストランド等の架設、何らかのトラブルがあった時の人員接近などのために、かなり複雑な設備を要するものと思われる。

9.4.2 吊橋、斜張橋補剛桁

(1) 吊橋の補剛桁架設

我が国では耐風安定性の問題から吊橋の補剛桁にトラス型式を採用することが多いため、吊橋の架設方法の研究はトラス型式を対象として行われてきた。しかし、明石海峡大橋のスパン長を凌ぐ超長大橋の建設に対しては、経済性の問題から箱桁の採用が有力になっており、今後の検討は箱桁型式補剛桁の架設を対象として研究されるものと思われる。

超長大橋の補剛桁架設を考える場合、まず、架設順序については、動的および静的構造特性、海象・気象条件、補剛桁部材の搬入経路の条件などが考慮されるが、特に耐風安定性の観点から決定されることが多い。現在までの事例から考察すると様々な架設順序が用いられているが、おおよそ次の3種類の架設順序に分類できよう(図9.38)¹²⁰⁾。

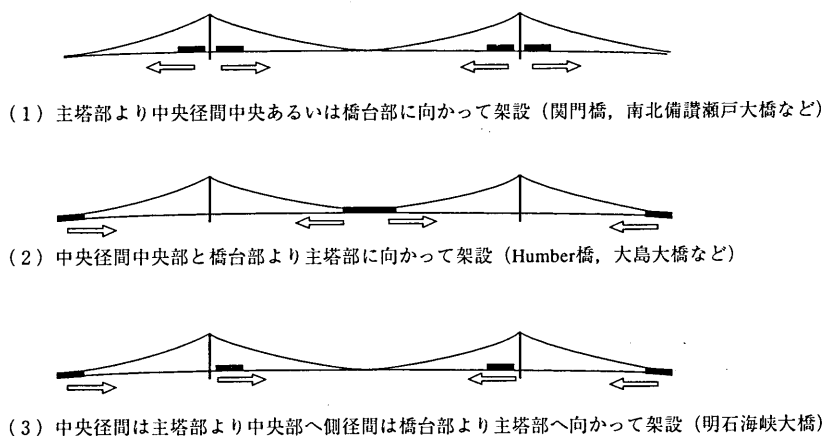


図 9.38: 補剛桁架設順序

どちらの架設順序を選択するかは耐風安定性によるところが多い。ところで、架設途中の動的構造特性(固有振動モード、減衰)および全径間にわたる架設形状などによって耐風安定性が決まる。そして、動的構造特性は次の3つの補剛桁の連結方法により大きな影響を受ける。①全ヒンジ工法(無補剛架設工法)、②架設ヒンジを設置する逐次剛結工法、および、③吊材調整による逐次剛結工法などの連結方法であるが、一般的に固有振動数は、③>②>①の順に小さくなる。このため、連結方法の選択により耐風安定性の結果が異なってくる。①の工法は補剛桁のねじれ剛性が低く耐風安定性に欠けるが、架設補強の必要がない長所がある。このため、設計風速の比較的低い来島大橋で採用されている。②の工法で必要な架設ヒンジは、超長大橋においては非常に大規模となるため、③の工法が最も有力となる。最終的には全径間模型モデルによる風洞試験などで耐風安定性を照査し、経済性を考慮して総合的な見地から決定される。

(2) 斜張橋の架設

斜張橋の架設工法は、橋梁の規模の大型化と合成構造の採用などの形式の多様化、ならびにケーブル形式の変革、さらにパソコンをはじめとしGPSなどの情報機器の驚異的な発達によって著しい進歩を遂げている。

斜張橋の架設工法の手法は多様化しているものの基本的な原理は以下に要約され、一般橋梁のケーブルエレクション斜吊り工法と同じ原理と考えられている¹²⁴⁾。すなわち、橋上クレーンなどによりケーブルを斜め吊りし、センターホールジャッキを使用して所定の張力となるようにケーブル長さを調整しながらケーブル架設をすすめ最終的に桁閉合を行う。あとは橋面工や付属物などの仕上げ工事とする簡単なプロセスである。

斜張橋は塔、桁、ケーブルから構成されており、各部材に着目して架設工法を細かく分類できるが、桁に着目すれば、1)片押し工法、2)バランシング工法、3)ステージング工法などに大別できるが詳細は割愛する。

さて斜張橋の現場施工の品質管理は、橋体形状・ケーブル張力および橋体応力の管理が特に重要な項目となっている¹²⁴⁾。すなわち斜張橋は桁や塔の形状や応力分布を、ケーブル張力を調整して改善できる。具体的にはシム(張力調整用充填材)をケーブル定着部に挿入または除去することによりケーブルの長さを調整して行っている(シム調整と呼ぶ)。

このような構造特性は、斜張橋に限らず、ケーブルを主構造部材として用いる前述の吊橋やニールセン系橋梁にも共通に見られる。以下これらの構造物を吊型式橋梁(Cable Supported Bridge)と総称してほぼ共通した架設精度管理について言及する。

9.4.3 架設精度管理

(1) 概説

吊橋の架設管理は斜張橋の架設管理に比較して比較的単純であると考えられている。その理由は、吊橋の完成形状は主ケーブル形状の仕上がりによってほぼ決定されるためである。補剛桁自身のキャンバーを修正したり、吊材であるハンガーの長さを修正することにより補剛桁のキャンバーの修正は可能ではあるが僅かである。従って、主ケーブルの架設を正確に行うことが重要である。このため、主ケーブルを形成する各ストランドに対するサグ調整を精度よく行うことが肝要である。もし、各ストランドの架設が正確に行われれば主ケーブルの架設も正確となり、吊橋の完成系の精度もほぼ保証される。以上の議論は、完成系の死荷重時に無応力を前提とする通常の吊橋にのみ適用されるものである。斜めハンガーが吊橋に採用された場合は、各ハンガーで弛緩を避けるために斜張橋のようにプレストレスがハンガーに導入されることになるが、所定のプレストレス量を確保するためシム調整が必要になる。この場合、モノケーブル吊橋型式で斜めハンガーを採用した此花大橋(大阪市)の工事例でもわかるように斜張橋に類似した架設精度管理となる¹²¹⁾。超長大吊橋にDUOモノ

ケーブルや斜めハンガーが採用される可能性があることから¹²²⁾、建設実績のない新形式の吊橋および斜張橋などの吊型式橋梁の架設時に適用可能な架設精度管理法の概要を以下に述べる。

(2) 誤差解析

新形式の吊型式橋梁を採用した場合、建設実績がないことから架設管理値の設定が非常に難しい。そこで誤差解析により誤差の入った構造系の静的挙動を組立解析(以下、Forward 解析と呼ぶ)で求める。誤差解析によって誤差の要因別の影響をみることのできる。影響の大きい要因に着目して架設精度管理を行う方法が考えられている¹²³⁾。

まず、第一に、架設系の計算には完成系から荷重除去を行うBackward 解析をして架設系を形成し、その架設系の断面力および完成系からの変位の差を求めておく。そこで、Forward 解析を用いて無応力(無荷重)系の格点座標(完成系より荷重を除去する Backward 解析で得られる)に死荷重を載荷し完成系を求め、先に仮定した完成系と一致することを確認しておく。次に以下で設定される誤差を入力値に導入して、誤差の入った場合の完成系の断面力ならびに座標を Forward 解析にて求める。誤差がない(設計計算に使用する)完成系と比較すれば設定した誤差による影響度が判ることになる。同様に他の誤差要因による誤差を入力して同じように影響度を計算する。誤差量の重ね合わせは同時性を確率的に考えて、誤差伝播の法則より最小自乗和(RMS)法を適用する。このようにして変位および断面力の誤差量が定量化できるので、架設前に架設管理値の設定が可能となる。以下、具体例を挙げて説明する。

1) 誤差の設定

誤差の要因は、主として設計・製作・架設に起因するものが挙げられる(図 9.39)¹²⁴⁾。過去の工事例を参考にして、此花大橋の場合は誤差要因とその誤差量の設定を表 9.7 のように行っている。

2) 誤差モード

誤差の要因別に誤差の入った完成系を求め誤差のない完成系との差(座標と断面力)を求める。座標のずれ(差)は、誤差モードとよぶ変形状態として求まるが、簡単な例を図 9.40 に示す。

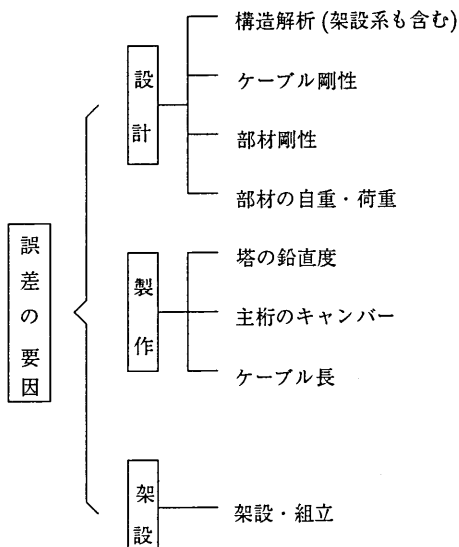


図 9.39: 誤差の要因

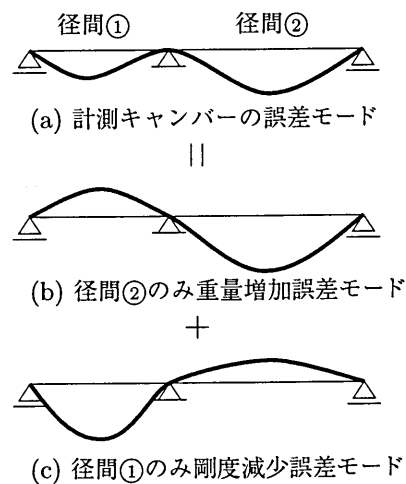
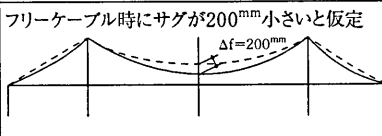
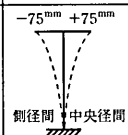
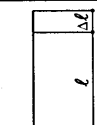


図 9.40: 誤差量の誤差モードによる展開例 ((a) = (b) + (c))

3) 誤差系の計算

前例のない橋梁型式のシム調整に必要なシム厚は、上記の誤差モードの重ね合わせによって予測できる。例えば、此花大橋では必要なシム厚の予測を表 9.7の①～⑬の誤差が重なった場合、中央径間の 1/4 点付近の張力変動が大きくなるが、シム厚は 50mm 以下となることを事前に明らかになった。この結果にもとづいてハンガー定着部の詳細構造設計を行いシムプレートを用意したが¹²⁵⁾、実際工事でもほぼ解析どおりの結果が得られ誤差解析の有効性が確認された。

表 9.7: 誤差の分類

	分類	誤差の要因	誤差量	備 考	誤差モード
ケーブル関係	解析誤差	弾性係数	±2.5%	仮定値 $E=2.0 \times 10^7 \text{ t/m}^2$ に対してエアースピニング工法時には平行線ケーブルのEが若干低下すると報告されている。	①
		断面積	±5%		②
	架設誤差	サグの誤差	$\Delta f=200^{\text{mm}}$	フリーケーブル時にサグが 200^{mm} 小さいと仮定  本四基準によると $\delta_{ce}=L/10000=300/10000=0.03$	③
ハンガー関係	解析誤差	弾性係数	±2.5%		④
		断面積	±5%		⑤
	架設誤差	ハンガー無応力長	±20 ^{mm}	選ばれたハンガー部材に無応力長 $l_0 \pm 20^{\text{mm}}$ の誤差を見込む	⑬
補剛桁関係	解析誤差	弾性係数	±2.5%		⑥
		断面積	±5%		⑦
		剛 度	±5%		⑧
		死荷重	±10%	鋼重の±10%の誤差を見込む	⑨
	溶接キャンバー誤差		溶接キャンバーの見込み誤差による。	略	
主塔関係	解析誤差	断面積	±5%		⑩
		剛 度	±5%		⑪
	架設誤差	塔の建方誤差	水平方向 ±75 ^{mm}	 フリースタンドイングの状態 で水平方向に±75 ^{mm} の誤差を見込む。	⑫
	製作誤差	塔の寸法誤差	鉛直方向 ±20 ^{mm}	 無応力状態で±20 ^{mm} の誤差を見込む。	⑬

(3) 構造同定 (System Identification)

設計時に用いる誤差量は、過去のデータに基づいた各誤差要因にそれらの強度を仮定し得たものである。架設が始まると誤差量が実際に生じてくる。構造同定の手法により誤差要因別の定量化が可能になるのでその手法を以下に述べる。

実際に架設現場で現れる誤差 $\{Z_i\}$ は、誤差モード $\{F_i\}$ に誤差寄与率 $\{\alpha_i\}$ をかけ算した総和で近似できると考えられる。誤差寄与率ベクトル $\{\alpha_i\}$ は、架設途中の計測で得られたデータをもとに構造同定 (SI) の手法を用いて決定できる。構造同定の方法は、種々開発されているが、ここでは最小自乗法による方法の定式化を示す¹²⁶⁾。

ここでは、架設時に計測される計測値と設計値との差を誤差量として Z で表す。具体的には Z はキャンバーおよび断面力の誤差を成分とするベクトルであり、多くの誤差要因の線形的重ね合わせとみなす。

$$Z = \sum_{i=1}^N \alpha_i \cdot F_i \quad (F_i: \text{誤差モード}) \quad (9.75)$$

マトリックス表示をすれば、

$$Z = F \cdot \alpha \quad (9.76)$$

$$F = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & \cdots & f_{1N} \\ f_{21} & f_{22} & \cdots & f_{2N} \\ \vdots & \cdots & \cdots & \vdots \\ f_{M1} & f_{M2} & \cdots & f_{MN} \end{bmatrix}, \quad \alpha = \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \vdots \\ \alpha_N \end{Bmatrix}$$

M : 計測項目数(断面力および変位など)

N : 誤差要因の数

F : 誤差影響マトリックス(F_i を列ベクトルとするマトリックス)

α : 誤差寄与率ベクトル

構造物の断面力および変位の計測値を R 、誤差のない構造系での計測値を R_0 とすると、仮に誤差要因を完全に抽出して展開すれば次式となる。

$$R = R_0 + Z \quad (9.77)$$

しかし、実際は式 (9.77) は近似的にしか成立しないので、式 (9.77) の両辺の差の自乗和を最小とする条件を求める。

$$\phi = (R_0 + Z - R)^2 \rightarrow \text{最小化} \quad (9.78)$$

すなわち、目的関数 ϕ の最小条件により次式 (9.79) となる。

$$\frac{\partial \phi}{\partial \alpha} = 0 \quad (9.79)$$

$R_0 - R = r$ とおけば、

$$\phi = (Z + r)^2 = (F \cdot \alpha)^2 + 2 \cdot r \cdot (F \cdot \alpha) + r^2 \quad (9.80)$$

式 (9.80) を式 (9.79) に代入すれば、次式から各誤差要因の寄与率 α が求まる。

$$\alpha = -(F^t \cdot F)^{-1} \cdot F^t \cdot r \quad (9.81)$$

無次元化ならびに各計測値の精度の重みを考慮するため、誤差要因の寄与率に重み ρ を導入すれば、

$$\alpha = -(F \cdot \rho \cdot F)^{-1} \cdot F^t \cdot \rho \cdot r \quad (9.82)$$

ただし、 ρ は対角マトリックスである。

$$\rho = \begin{bmatrix} \rho_1 & & & 0 \\ & \ddots & & \vdots \\ & & \ddots & \\ 0 & & & \rho_N \end{bmatrix} \quad (9.83)$$

実際の計算において、この重み ρ の適当な値を求めるには、試行錯誤の作業が必要になり、吊型式橋梁の形式・規模が異なると、変化するのでその都度決め直す必要がある。なお、重みの決定までの複雑なプロセスがないファジィ線形回帰分析を応用した方法も開発されている¹²⁶⁾。現実には、誤差寄与率ベクトル $\{\alpha_i\}$ は架設系によって変化し、予め仮定した誤差要因以外でも誤差が生じる可能性があるため慎重に吟味して適用する必要がある。

(4) 完成系の予測

誤差要因が同定できれば、Forward 解析により架設途中で完成系の予測が可能となる¹²⁶⁾。未架設の工程でも同じ誤差寄与ベクトル $\{\alpha_i\}$ が発生すると仮定し、完成系を予測する。架設途中における完成系の予測を図 9.41 に示す。適用にあたっては、誤差寄与率ベクトル $\{\alpha_i\}$ の変化が小さければ各ステップで毎回変化させる必要はないが、値に幅を設けるなり弾力的な運用が必要になる。例えば、誤差寄与ベクトル $\{\tilde{\alpha}_i\}$ に幅を設けておくのが望ましいが、こうすれば、完成系の予測も幅を持つ。ここに、 \sim は値に幅を有するファジィ量を

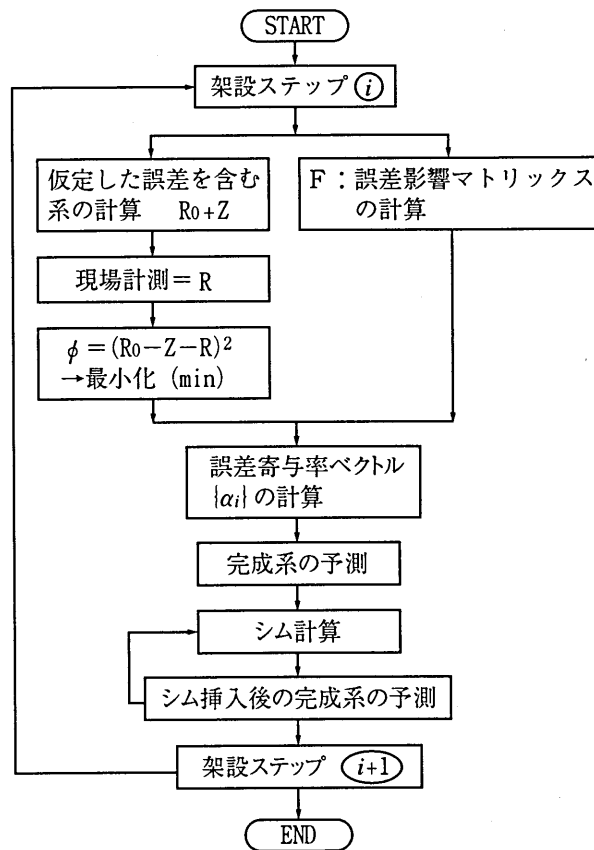


図 9.41: 架設途中の完成系の予測

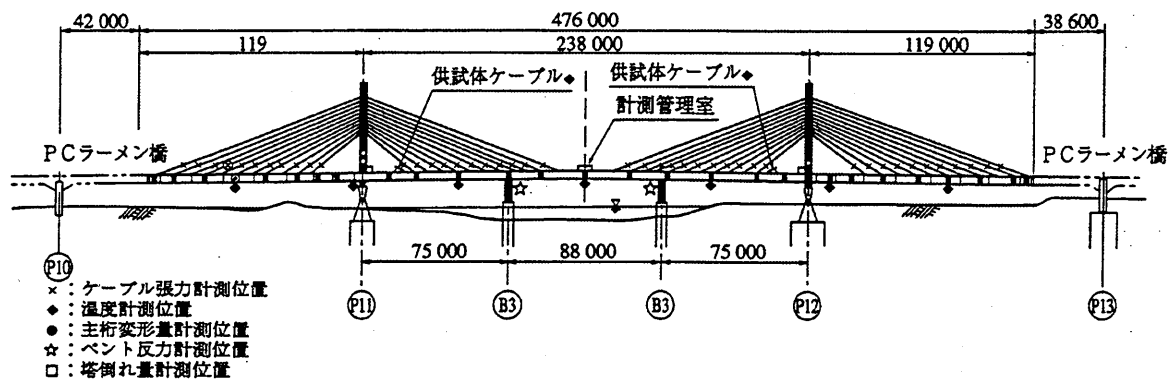


図 9.42: 菅原城北大橋 (架設系)

示している¹²⁶⁾。この場合、ベストまたはワーストシナリオに基づくきめ細かい架設精度管理が可能となる。すなわち各架設ステップで許容できる架設誤差が明らかになり必要以上の精度管理を防ぐこともできる。以上の方法は、建設経験のない吊形式橋梁の架設を行う場合、予想もしない状況が生じることを防止し、安全性と経済性に優れた架設精度管理を可能とする。例えば、菅原城北大橋は図 9.42 に示す橋長 476 の 3 径間連続鋼斜張橋であるが、側径間を単材架設で張り出しながら架設し、クリープが未完了の PC ラーメン橋と空中で接合させヒンジ部を設けるといふ前例のない構造形式を有していた。本手法の適用によって架設は順調に推移し、本手法の有効性が示された¹²⁶⁾。

(5) シム計算法

ケーブル張力を変更するためにケーブル定着部にシムプレート挿入または除去することをシム調整として述べたが、シムプレート板厚(シム量)を決定するシム計算法について述べていないのでここで簡単に触れよう¹²⁴⁾。

さて、シム量の算定法はケーブルの単位長さの変化によって生じるケーブル張力や桁形状の変化の影響値を予め計算しておき、これらを利用して最適化手法を適用してシム量を決定する。多くの手法が開発され実用に供しているが以下の代表例がある。

川崎橋¹²⁷⁾では、シム量を目的関数に選び調整終了後に許容できる残留張力誤差を設定した繰り返し計算により決定している。同様な手法は合掌大橋¹²⁸⁾など多くの架設に採用に対して適当な無次元化操作を施し、各パラメータ間に重み係数を考慮できる目的関数を用い、シム量だけでなく形状についても同時に管理が可能な方法を用いた。横浜ベイブリッジ¹³⁰⁾では、現場における調整作業を少なくするために、ケーブル張力の調整箇所数を最小にする目的関数を設定した解法を開発して用いた。生口橋¹³¹⁾では、ファジィ線形回帰分析により設計者の意図するケーブル張力およびキャンバー値などを希望調整値として制約条件に含め、重み決定のプロセスなしに容易にシム量を決定する方法(ファジィシム調整法)¹³²⁾を用いた。

(6) 計測技術および新素材

以上の工事によるシム調整は全て温度変化の影響が入らないよう橋体温度が一定となる夜間に行われていた。安全と労働条件の改善を意図して中島新橋では塔・桁の橋体温度を同時刻に正確に計測することの可能な光ファイバーによる温度計測システムを導入した¹³³⁾。こうして、橋体温度の計測精度を向上させ温度補正を正

確に行い、昼間にシム調整を行なうことが出来その上優れた架設精度で完成した。多々羅大橋では昼間に架設荷重の位置を確認し、張力調整を行う夜間には自動計測を用いてケーブル張力および橋体形状を確認して架設管理を行った。最近、ケーブル張力の計測法にも迅速で精度が高く安価な方法が開発されてきた¹³⁴⁾。今後、計測技術はエレクトロニクス等の急速な発達と共に技術革新が進むものと予測される。

9.5 吊橋の長大化に向けての技術展開

吊橋の一層の長大化を目指す際の最大の技術課題が、ケーブル材料の高強度化、死荷重がより卓越するケーブル安全率の適切な設定と並んで、経済的な方法での耐風安定性の確保にあるということには多言を要さないであろう。耐風安定性確保には、補剛桁はハンガーを介してケーブルから吊り下げられているだけという従来型の吊橋構造のままで、まず補剛桁の空力特性を改善するアプローチ、あるいは橋全体の剛性をなんらかの手段で増大させるアプローチが考えられる。また、新たなケーブル・システムを導入して耐風安定性を向上させるアプローチも考えられる。ここでは、9.5.1で前者を、9.5.2で後者を議論することにした。

9.5.1 空力的・構造的的手法による耐風安定性の確保

(1) 明石海峡大橋における検討

吊橋補剛桁としてのトラスと箱桁について表 8.3でも比較したとおりであるが、図 9.43は、明石海峡大橋がスパン 1780mの道路鉄道併用橋から 2000m級の道路単独橋に変更される時に提案され、概略設計やばね支持風洞試験を含む検討が 1982～85年にかけて行われた各種桁形式である¹³⁵⁾。明石の場合には、耐風設計の要求レベルともいえる無次元風速(フラッター照査風速÷[ねじれ固有振動数×桁幅])が、従前の瀬戸大橋や大鳴門橋の2倍近くに上昇することから、慎重な検討が行われたのである。大別すると、トラス・1箱桁・2箱桁(中央に風抜きを有する箱桁)・橋軸方向に異なった形状の箱桁を配置する変断面案になるが、結論としては鋼重・フラッター発振風速の点から図中の No.61と No.81が残り、最終的には、直下海面を使用しないで主塔部からの張出し架設が可能なトラス形式が選定された。

その時点での総括的な評価は、以下のとおりである。

① トラス：

鋼重は小さくないが、耐風安定性・架設性の点で問題がない。桁に作用する大きな抗力が断面設計を支配するので、経済性を向上させるためには抗力低減が効果的。

② 1箱桁：

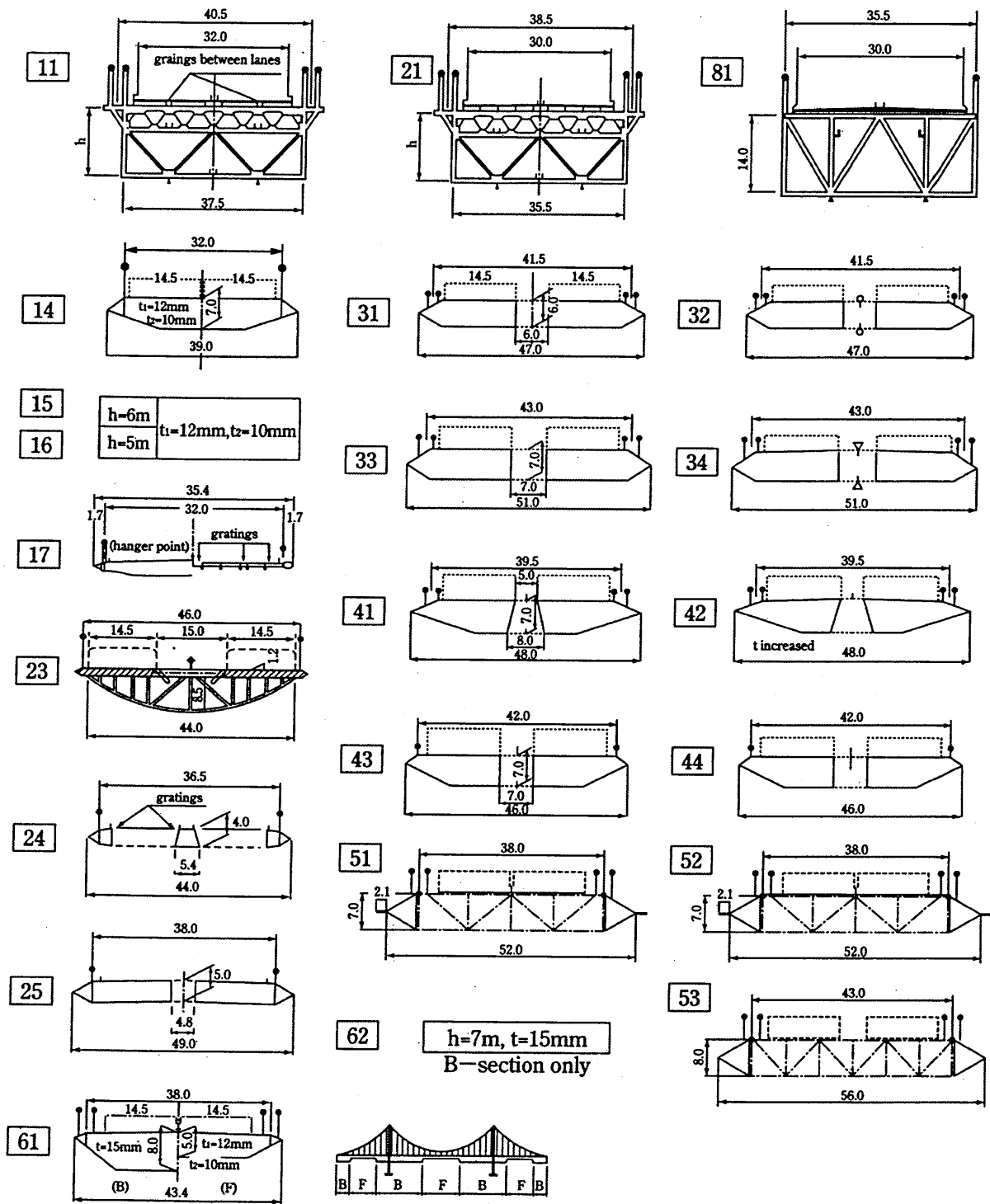
桁高増によるねじれ剛性増と空力特性劣化はトレードオフの関係にある。そこで、厚い鋼板を使用して桁高を増さずに剛性を高めない限り、スパン 2000m級ではフラッター風速が 50～65m/s程度に低下する。逆に、活荷重・風荷重に対して自然体で設計をすると、約 80m/sのフラッター風速を確保し得るスパンは 1700m前後。

③ 2箱桁：

検討した範囲では、風抜きのための開口による空力特性向上と剛性低下がトレードオフになる。

④ 変断面箱桁 (No.61)：

この案は、桁端部付近に桁高が大きくて剛性に富む断面を配置して固有振動数の低下を防ぎ、かつスパンセンターには桁高が小さくて空力特性に優れた断面を配置する案である。鋼重・耐風安定性はトラス並みという結果であったが、架設には直下吊りが前提(これが明石では困難と判断された)となる。



Unit : m, unless indiated

図 9.43: 明石海峡大橋のスパン 2000m 級延伸時の検討

(2) 2箱桁形式

1995年頃から、海峡横断道路プロジェクト(ポスト本四)の技術調査が建設省・本州四国連絡橋公団によって本格的に開始された。そこでは明石海峡大橋を2~3割上回る規模の吊橋を、半分程度の工事費で建設することが求められているため、経済的な耐風安定性向上策の1案として2箱桁形式をさらに検討した。

2箱桁の場合、中央に設置する風抜き用開口部の幅、外側フェアリングの形状、中側ウェブの傾斜などがフラッター風速に大きく影響する¹³⁶⁾。これらをばね支持試験で幅広く比較検討して、次のような組み合わせが最適と結論した。

- ① 開口幅としては総桁幅の1/3程度必要(今にして思うと、明石での検討は開口幅が不足していたようである),
- ② 外側フェアリング形状は上下対称の正三角形が適当,
- ③ 内側ウェブは傾斜させずに鉛直にすることが適当,
- ④ しかし、耐風安定化部材(センターバリア、上下の導流板)の付加が必要。

さらに、開口幅を確保しつつケーブル中心間隔を抑制することが経済上望ましいこと、1957年完成のアメリカのMackinac橋で追越し車線にグレーチングを使用していて、交通運用上何らの問題点もないこと、などから追越し車線部・中央分離帯部にグレーチングを使用した、図9.44に示すような断面(図(a)は6車線、(b)は4車線)を得た。この断面は表9.8に示すように、死荷重の点でもフラッター風速の点でも優れた性能を有している。

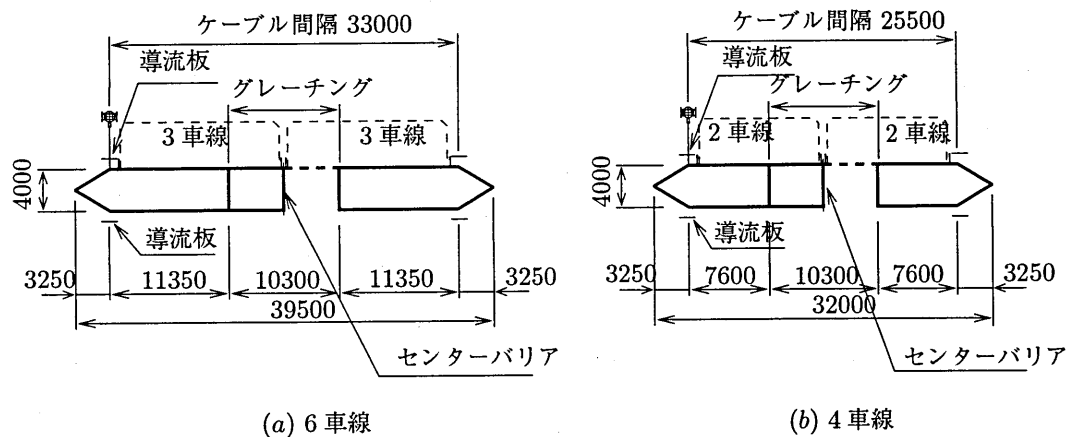


図 9.44: 中央にグレーチングを配置した2箱桁吊橋

表 9.8: 中央にグレーチングを配置した2箱桁形式吊橋の性能

区分	6車線吊橋		4車線吊橋		参考: 明石海峡大橋(6車線)
中央支間長 (m)	2100	2250	2250	2700	1991
死荷重: ケーブル (tf/m)	8.5	9.98	8.06	9.63	14.13
桁 (tf/m)	21.8	20.86	17.06	17.14	28.47(トラス補剛桁)
計 (tf/m)	30.3	30.84	25.12	26.77	42.60
フラッター発現風速 (m/s)	106	86	76	100+	93(気流角±0度), 80(+3度)
同上の根拠	フラッター解析			大型風洞試験	
ケーブル許容応力 (kgf/mm ²)	1000			820	

注: フラッター風速が2250m吊橋で低いのは、最低次のたわみ/ねじれ振動モード形状に差が少なく、連成の度合いが高いため、と思われる。

今のところ、このフラッター風速は多自由度フラッター解析の結果である。フラッター解析は、明石海峡大橋(トラス桁)の大型風洞試験結果を解析的に説明し、試験においては全ての相似則が満たされていないこと等を補完して、総合的に耐風性を評価するために開発された手法である。その後、来島海峡大橋の大型風洞試験結果を活用して1箱桁形式についてのキャリブレーションがなされたが、検討対象の桁形状が大きく変われば、風洞試験でキャリブレーションしておく必要がある。2箱桁形式はまだ解析法の照査がなされていないため、1997年度からの3ヶ年計画で、スパン2800m・桁形状は図9.44(b)の吊橋の大型風洞試験が土木研究所・本四公団の手で行われている。ちなみにこの規模になると、従来ははるかに高風速域にあったダイバージェンス(静的ねじれ変位の急激な増加)の発現風速がフラッター発振風速の近くにまで低下してくるので、耐風安定性確保における新たな留意点となる。

なお、土木研究所・本四公団・風洞を有する民間企業8社による共同研究：「耐風性および経済性に優れた超長大橋の開発」¹³⁷⁾が、1995～97年にかけてスパン2500m・6車線を主な対象にして行われ、図9.44に示した以外の2箱桁も提案されているが、全車線とも舗装路面にするという前提で検討していることもあり、今のところ鋼重的には劣っているようである。この共同研究は98年度からも5ヶ年の計画で、4車線吊橋を対象に続けられている。

(3) オール・グレーチング床版形式

吊橋補剛桁に空力的な不安定性をもたらす大きな要因は、床版部に作用する空力モーメントと揚力である。そこで、これらの作用を最小にするために床版をオール・グレーチングにすることは、道路のサービス水準を下げる嫌いはあるものの、耐風工学的には特効薬的な手段と言える。特に架橋規模の割には大きな交通量が望めない場合には、合理的な選択肢であろう。

そこで、オール・グレーチング床版を有するスパン2250m・4車線の吊橋のばね支持風洞試験が、1997年に本四公団によって行われた。供試断面は図9.45に示すとおりである。結論的には、補剛桁(高さ2mのプレートガーダー)の外側に取りつけるフェアリングの形状によっては、比較的低い風速でもフラッターが発生する(フェアリング無しの場合にも)ことがわかり、100m/sまで発振しなかったのは図に示すとおり台形のフェアリングをつけた断面である。なお今回は、ばね支持試験に必要な重量(16.75tf/m)、極慣性モーメント、振動数を算出する程度の概略設計は行い、補剛桁の高さ・ハンガー間隔(26m)などを決めしたが、オール・グレーチング床版吊橋としての最適化がなされたわけではない。

グレーチングが、今までは路肩・中央分離帯に限定して使用されていたのとは異なり、2箱桁形式も含めてこのように積極的に使用されるようになると、以下のような問題点が提起されてくるため、本四公団で98年以降検討が続けられている。

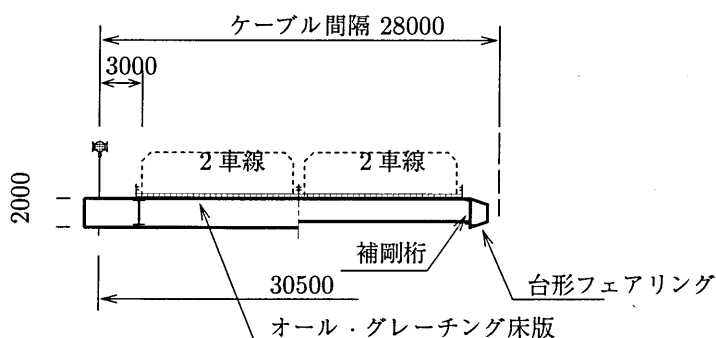


図 9.45: オール・グレーチング床版を有する吊橋

① 風洞試験におけるグレーチングの模型化手法：

従来のように充実率を一致させただけの金網で良いのか、模型化に伴うレイノルズ数の影響はどの程度あるのか、など。

② グレーチングを吹抜ける気流が自動車走行性に与える影響の有無：

これは風洞試験で測定した結果、気流の流速がほとんどゼロであるため、問題はないと結論。

③ グレーチング上の自動車走行安定性：

Mackinac 橋などの実績から本質的な問題はないと考えているが、本四連絡橋で従来使用してきたグレーチングではタイヤの摩擦特性が不十分。グレーチング路面を構成する部材の配置・凹凸などを検討中。

④ 疲労特性に優れたグレーチング、その受け桁など構造詳細に係わる問題。

(4) 1箱桁形式

(2)で触れた共同研究¹³⁷⁾では、単独の1箱桁形式、ケーブルシステム併用1箱桁(9.5.2参照)も検討されているが、2箱桁形式よりも重くなりながら、フラッター発現風速が80m/sを超える断面は得られていない。その後、検討対象が4車線吊橋となったため、より狭い桁幅で耐風安定性を確保するという課題となり、ハードルがさらに高くなった観がある。

(5) 変断面箱桁形式

異なる形状の桁を橋軸方向に配置して、望むような構造特性・空力特性を得ようとするアイデアであり、(1)で述べたとおり明石海峡大橋の検討時にも提案されていた。

その後の検討では、図9.46のような新形式吊橋(スピンドル・タイプ)¹³⁸⁾と、図9.47のような吊橋¹³⁷⁾が提案されている。前者の構造コンセプトは、①主塔付近は1箱桁で剛性を確保、②スパンセンター付近は励振力が気流から橋体に与えられる区間なので空力特性に優れた2箱桁を配置、③さらに、ダイバージェンスに留意しつつ風抜き部の幅を広くするため、補剛桁をケーブル面より外側に配置する(極慣性モーメントは大きくなる)ことにあり、後者の場合には①・②に加えて、④ケーブルの極慣性モーメントを減らしてねじれ振動数を高めるためにケーブル中心間隔を小さくし、⑤1箱桁部ではハンガーが傾斜することによるねじれ剛性向上も期待している。

なお、極慣性モーメントを大きくすべきか(ねじれ振動数は低下する)・小さくすべきか(振動数は上昇する)という設計上の選択には、今のところ定説はないようである。また、ケーブル中心間隔が狭い場合、ケーブル架設に用いるキャットウォークの耐風安定性をいかに確保するか(あるいはキャットウォーク無しのケーブル架設法を開発するか)、という施工上の問題が提起されるように思われる。

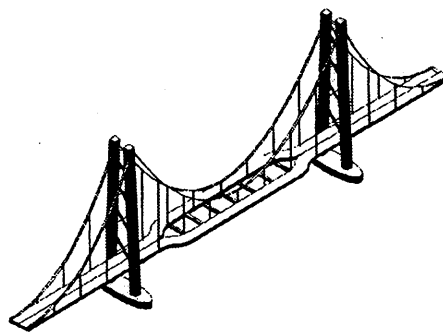


図 9.46: スピンドル・タイプ吊橋 (イメージ図)

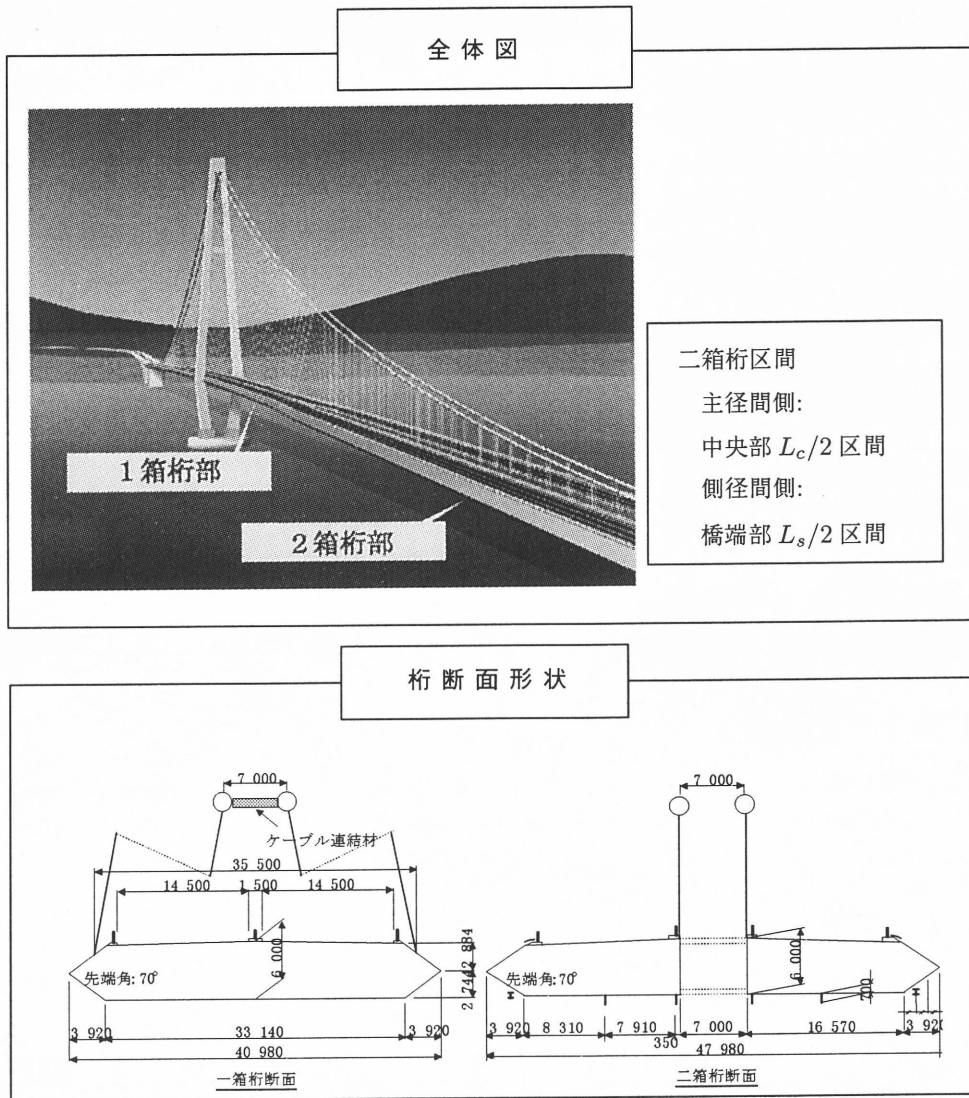


図 9.47: 1 箱桁・2 箱桁併用方式吊橋

(6) 暴風時質量付加方式

これは、台風の接近を前もって予測できるという、現在では当然期待して良いことを前提に提案されている耐風安定性の確保策で、1 箱桁内部のねじり中心付近に配置されたパイプ内に（海）水を送り込んで、暴風時の吊橋質量を増加させるというアイデアである。付加質量の位置を工夫することで、極慣性モーメントの増加を避けている。

暴風時のケーブル許容応力度の割増しを 1.3 と仮定し、それに見合うだけ質量 (10 数 t/m というオーダー) を付加することになると、ケーブル張力の増大によるたわみ振動数の低下とねじれ振動数の向上 (ゆえに振動数比も上昇) があって、スパン 2000 ~ 3000 でフラッター風速が 24 ~ 28% 向上するという試算結果が報告されている。また質量付加によって、①主塔軸力も問題がなく、②暴風時の面外変形・曲げモーメントが減少するため、橋の死荷重は 20% 程度軽くなるようである¹³⁹⁾。

非常におもしろい考え方であると思われるが、この (6) を含めて以降 (7)・(8) のように、暴風時に何らかの

処置を必要とする、あるいは可動部分のスムーズな動きを前提にする耐風安定確保法を採用するには、システムの確実性やその担保方法などについて、管理担当者のヒューマンな側面も含めた総合的評価を必要とするであろう。

(7) 暴風時質量偏載方式

(6)で紹介した案は、桁の断面中心付近に付加質量を配置していたため、扁平箱桁断面で生じるたわみ・ねじれ連成フラッターの発現風速を工学的に有意な程度まで向上させるためには、付加質量もかなり大きくなっていった。一方、風上側にのみ付加質量を偏載しても、連成フラッターのねじれ成分が抑制され、フラッター風速が高まることが知られている。Humber 橋の架設時に、補剛桁の両側に設置した水袋から風下側の水を抜いて偏載質量として、耐風安定性確保に利用した実績がある¹⁴⁰⁾。質量偏載によるフラッター制振は、主翼下面にエンジンをポッドで吊下げた形式のジェット旅客機でも昔から用いられており、この場合エンジンは前方に張出している。仮にエンジンを主翼のねじり中心から後退させると、フラッター速度は大きく低下する。

構造計算とフラッター解析によってこのアイデア(図 9.48)を検証した報告¹⁴¹⁾によると、スパン 3000m の吊橋において、吊り構造部重量 (19.5tf/m と仮定。なおケーブルは 18.0tf/m) の 10%・20%・30% の質量を橋の全長にわたって付加すると、①フラッター発現風速は基本系の 55m/s に対して、それぞれ 58m/s・63m/s・70m/s に上昇する、② 9.5.2 で述べるクロスハンガーを併用するとフラッター風速はさらに 72m/s・77m/s・84m/s になる、③クロスハンガーは質量付加時に補剛桁の頭下げのねじれ変形を小さくする上でも有効である、④クロスハンガー併用・30% 質量付加であれば、その付加範囲を中央径間中央の長さ 1000m の区間に限ってもフラッター風速 80m/s を達成できる、としている。なお、30% 付加時のケーブル応力度は 94kgf/mm²(常時許容応力はこの試算においては 82kgf/mm²) に留まっている。

この方式は、しかし、台風の進路が橋にまっすぐ向っていて(当然、高風速の恐れがある)、橋の左を通るのか右を通るのかの判断が最後までつかない場合、あるいは台風の進行に伴う風向変化が急速な場合などに備えて、システムの作動速度は十分に高い必要がある。

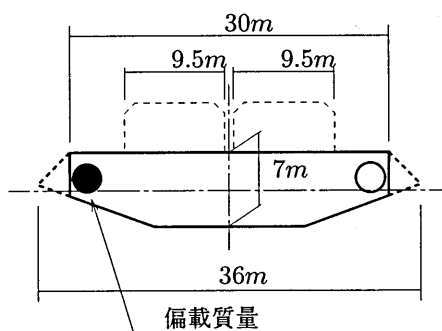


図 9.48: 偏載質量吊橋のアイデア

(8) 可動機構の適用

暴風時に制御エネルギーをインプットして耐風安定性を確保するという手法がこれであり、まず、可動機構で橋の構造特性を制御しようとする考え(例えばジャイロスコープの回転慣性を利用する)と、可動翼面で橋の周囲の気流を変え、もって橋体が受ける空気力を制御しようとする考えとがある。本項では最近の研究が見ら

れる後者について触れるが、そこには架設中における主塔の渦励振対策のように、構造特性の調整による振動制御を常識としている分野と同様、アクティブ・コントロールとパッシブ・コントロールとがある。

アクティブ型は、桁の運動の検知 → 翼面の最適な動かし方の計算 → 動力を用いたアクチュエータによる翼面操作 → 桁の運動の検知 …… というサイクルが繰返され、いわば飛行機の操縦に近いものであり、文献142)に制御則の提案がある。

パッシブ型は、システムをもっと簡易なものにして、通常の維持管理の程度を緩和し、翼面の操作に外部動力を必要としないアイデアであって、桁両側の可動翼面と桁内の重錘をリンクで連結することによって、図9.49¹⁴³⁾に示すように翼に迎え角を与え、もって桁のねじれ振動を抑制する提案がなされている。スパン割り1000 + 2500 + 1000mの吊橋に、合計長さとして橋長の13%の可動翼面を配置することで、フラッター発現風速は基本系の38m/sから75m/sに上昇することが報告されている。また、翼面の可動メカニズムを工夫することで、ダイバージェンス抑制とフラッター風速向上を同時に意図できるようなのであるが、実用化に向けては、桁内の重錘重量とその固有振動数を現実的な範囲に押えることが必要である。

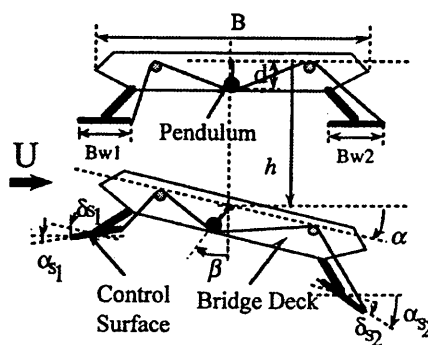


図 9.49: 可動翼面を用いたパッシブ・コントロール

9.5.2 ケーブルシステム

我が国では、本州四国連絡橋の3つのルートが完成を迎え、長大橋建設が一段落する。近い将来に予想される国内外のプロジェクトにも明石海峡大橋(中央支間長1990m)を超えるような超長大橋が検討され、湾口・海峡横断プロジェクトでは2500m級あるいはそれ以上の吊橋が計画されている。

このような超長大吊橋の設計においては、風荷重による静的な変形特性やフラッター特性などの耐風安定性の照査が設計上の極めて重要な課題である。一方、建設に当たって、経済性への要求も高く、厳しくなった設計要件をいかに合理的・効果的に満足させられるかが技術的に求められている。

このような要請に応えるべく種々の提案がなされてきたが、現実的なものとして、補助的なステイクールによる安定化対策がある。

(1) 水平ステイ

a) 概要

水平ステイ(図9.50)は、桁のねじれ対称振動時に連成する主塔付近のケーブルの橋軸方向逆位相振動(主塔にとってはねじれ振動)に着目し、これを拘束して吊橋全体のねじれ剛性を高めようとするものである。これにより、桁剛性の増加では重量増に比べその増加が困難な、ねじれ対称振動数を効果的に上昇させることがで

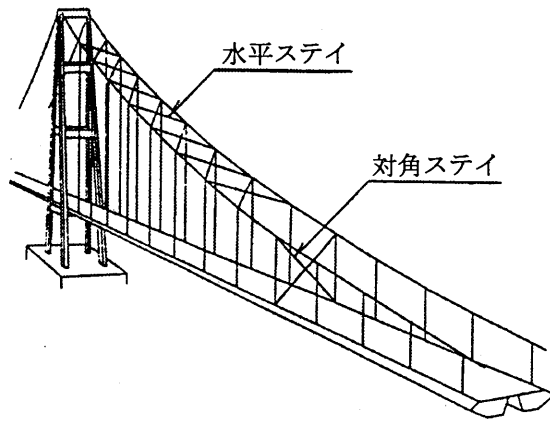


図 9.50: 水平ステイ, クロスハンガー (対角ステイ) 概要図

表 9.9: 構造諸元

		諸元
中央支間長		2500 m
死荷重	補剛桁	32.9 t/m
	ケーブル	22.6 t/m
	合計	55.5 t/m
ケーブル	水平張力	1686 kN/Br.
	径 本数	995 mm 4 本 /Br.
補剛桁	主構幅	38.5 m
	主構高	15.4 m
	水平曲げ剛性	227.5 m ⁴
	鉛直曲げ剛性	36.4 m ⁴
	ねじれ剛性 極慣性	23.5 m ⁴ 762 t·s ² /m

表 9.10: ねじれ振動数に及ぼすステイの影響

ケース		ねじれ 1 次		備 考
		対称	逆対称	
1	解析値 (Hz)	1.656	1.795	ステイ無し
	実験値 (Hz)	1.680	1.836	
	実験値 / 解析値	1.01	1.02	
2	解析値 (Hz)	2.153	1.885	水平ステイ設置 (設置区間: 全長の 48% 区間)
	実験値 (Hz)	2.285	1.914	
	実験値 / 解析値	1.06	1.02	
3	解析値 (Hz)	2.001	3.024	対角ステイ設置 (設置区間: 中央径間 L/4 点 2 箇所)
	実験値 (Hz)	1.953	2.891	
	実験値 / 解析値	0.98	0.96	
4	解析値 (Hz)	2.359	3.087	水平ステイ + 対角ステイ設置 (ケース 2 と ケース 3 の 組合せ)
	実験値 (Hz)	2.344	2.891	
	実験値 / 解析値	0.99	0.94	

きる。これにより、風が作用した状態でのフラッター発生風速を高風速側へと制御できる。また、振動モードを変化させ、風と桁の振動とで誘起される加振空気力を効果的に制御できる効果も併せて考えられる。

水平ステイについては、これまで、その挙動や吊橋の振動特性に及ぼす効果についての実験的研究や耐フラッター特性に関する解析的研究が進められてきた。以下、これらの成果の概要を述べる。

b) 構造特性に与える効果

ケーブルステイ方式の適用による超長大吊橋の構造特性の変化を確認するため立体骨組解析モデルを用いた構造解析を実施した。検討対象吊橋の構造形式は、3 径間 2 ヒンジ構造とし、中央径間に対する側径間比 0.4、ケーブルサグ比は 1/10 とした。対象吊橋の構造諸元を表 9.9 に示す。

水平ステイおよび対角ステイによるねじれ 1 次振動数の変化を表 9.10 に示す。表 9.10 から水平ステイはねじれ対称 1 次モードの振動数上昇効果は大きいですが、逆対称 1 次モードに対する効果は僅かであることが分かる。これは、桁のねじれ振動に伴う主塔のねじれ振動の連成が極めて小さい逆対称モードでは、水平ステイの効果は十分に発揮されないことに起因する。これを解決する方法として、後述するクロスハンガー (対角ステイ) と

の組み合わせがある。表9.10のケース3に、中央径間1/4点付近に対角ステイを設置した場合のねじれ振動数を示す。ケース1と比較すると、ねじれ逆対称1次モードの振動数上昇効果が大きいことが分かる。そこで、水平ステイと対角ステイを併用したケーブルシステムによる振動数上昇効果を見ると(ケース4)、ステイケーブルの無い場合と比較して、ねじれ対称1次振動モードで42%、ねじれ逆対称1次振動モードで72%の振動数上昇効果が期待できることが確認できた。また、振動モード形にも変化がみられている。各モデルのねじれ1次モード形を図9.51に示す。

以上の結果から、水平ステイはメインケーブルの橋軸方向の相対変位を拘束することで、見かけ上、主塔のねじれ剛性を高めるのと同様の効果を発揮し、吊橋系のねじれ対称モードの振動数を大幅に向上させることが確認された。また、対角ステイはねじれ逆対称モードの振動数上昇効果にきわめて有効であり、両方式を併用することにより超長大吊橋の耐風性は大幅に向上することが確認される。

解析の結果は、1/100縮尺の構造モデルによる実験(図9.52)により確認され、表9.10および図9.53に示す値となっており、良好な一致をみせている。

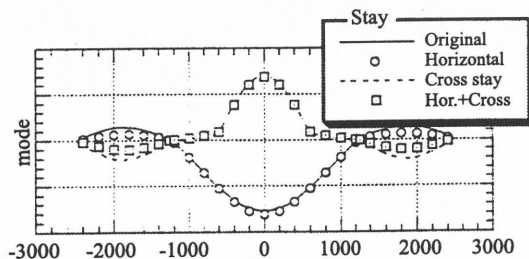


図 9.51: ねじり対称1次モード形

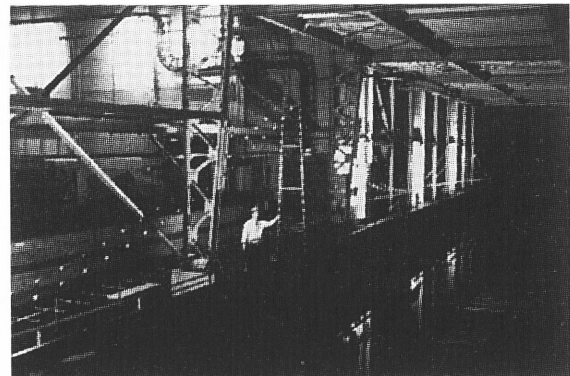
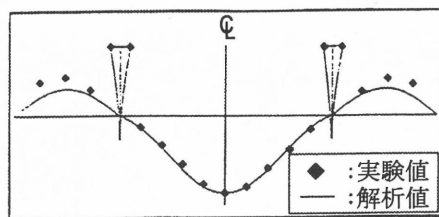
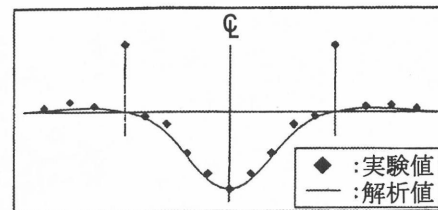


図 9.52: 縮尺構造模型



<ステイ無>



<ステイ有>

図 9.53: ねじり振動モード

c) フラッター応答特性に及ぼす効果

上記のように、ステイシステムの適用が振動特性に大きな変化を与えることが明らかになった。これらが長大吊橋の耐風安定性に及ぼす効果については、当該の空気力特性を反映したフラッター解析を実施することとなるが、ここでは、ステイシステムの適用が耐風安定化に及ぼす基礎的効果を検討することを目的として、平板空気力を用いたフラッター解析を実施し検討を加えた。

● 立体骨組解析を用いたフラッター解析

ステイシステムの適用によって吊橋の構造システムはその振動性状に大きな影響を受け、特にねじれ成分の卓越したモードは複雑な連成挙動を呈する様になる。このため、解析は立体骨組解析を用いたフラッター解析

のうち直接法¹⁴⁷⁾を用いた。解析対象のモデルの概要を表 9.11 に示す。立体フラッター解析モデルの上でもステイはトラス要素としてモデル化を行った。

比較の対象として、水平ステイはねじれ対称モードの振動数を約 5 割、対角ステイは逆対称モードの振動数を約 5 割上昇させる効果があるよう、水平ステイは全長の 48%、対角ステイは中央径間 1/4 点付近 2ヶ所の範囲で設置することを仮定した。

フラッター解析結果を図 9.54～9.58 に示す。また、図 9.54 の f_{Vcr} はフラッター発生時の固有振動数を示す。この結果から、ステイを設置していない基本形に比べ水平ステイのみ設置した場合フラッター限界風速は約 15%、対角ステイのみ設置した場合は約 3%、両者を併用した場合で約 16% 増加することか明らかとなった。

● フラッター特性に及ぼすステイシステムの効果

各ステイケーブルを設置した場合のフラッター限界風速の改善効果を考えてみる。特に、水平ステイシステムが対称モードに、対角ステイが逆対称モードに、それぞれ効果があることを期待した観点からは、次の様に解析結果をみることができる。図 9.55 に示すように、ステイケーブルを設置しない場合 (case1) 曲げねじれ対称モードのフラッターが 68 m/s 付近で発生している。さらに高風速側では逆対称モードのフラッターが 85 m/s で発生する。水平ステイの設置効果 (図 9.56) をみると、その設置により対称モードのフラッター限界風速は上昇している。一方、逆対称モードでの上昇効果は少ない。さらに、対角ステイを設置することによるフラッター限界風速の上昇効果 (図 9.57) は逆対称モードで大きく、対称モードではその効果は少なく、対称モードでのフラッターが比較的低い風速で発生していることが確認できる。これに対し図 9.58 に示すように、水平ステイケーブル・対角ステイケーブルを併用した場合のフラッター限界風速は、対称モード、逆対称モード共に上昇していることが確認できる。

このように、発生するフラッターモードに合わせて水平ステイケーブルと対角ステイケーブルを併用して用いることにより、超長大吊橋のフラッター限界風速を効果的に改善することが可能であると考えられる。

d) 今後の課題

ステイケーブルシステムは、その適用によって固有振動モード (特にねじれ卓越モード) が複雑化し、発生するフラッターモードとの関連付けも困難となって来る場合がある。この面からも、その効果の評価には詳細なフラッター解析が必要である。

また、実橋への適用については、接合部の構造やその疲労照査等詳細な検討が必要である。

表 9.11: 構造諸元 (フラッター解析モデル)

		諸元
中央支間長		2500 m
死荷重	補剛桁	24 t/m
	ケーブル	11 t/m
	合計	35 t/m
ケーブル	ケーブル間隔	35.5 m
	有効断面積	1.2 m ² /Br.
	弾性係数	2.03×10 ⁷ t/m ²
補剛桁	断面積	1.3 m ²
	水平曲げ剛性	160 m ⁴
	鉛直曲げ剛性	12 m ⁴
	ねじれ剛性	26 m ⁴
	極慣性	310 t·s ² /m

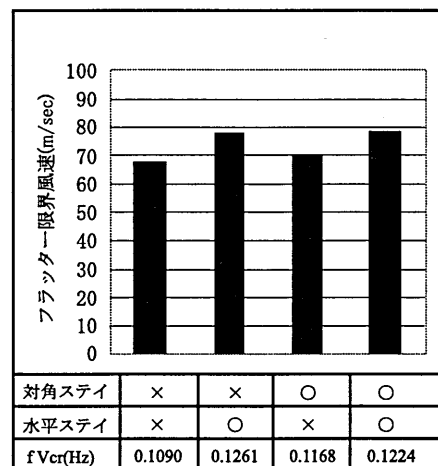


図 9.54: フラッター解析結果

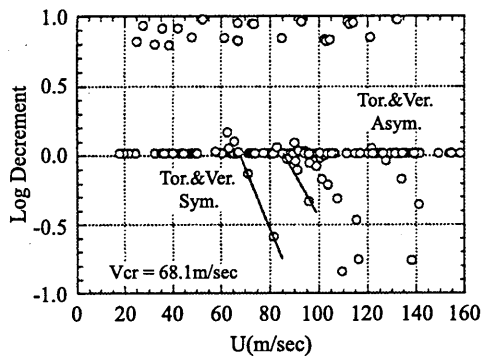


図 9.55: 風速 - 減衰率曲線 (基本形)

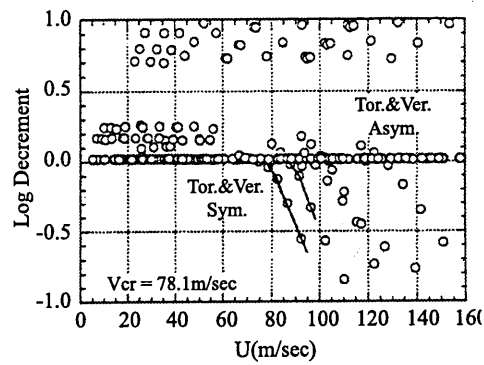


図 9.56: 風速 - 減衰率曲線 (水平ステイ設置)

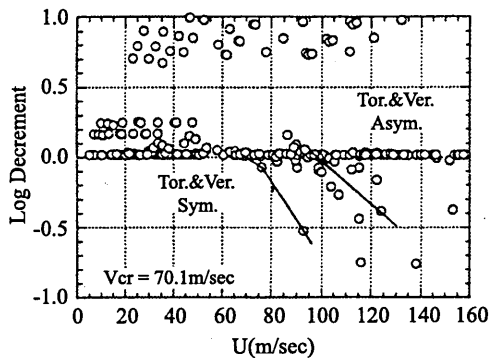


図 9.57: 風速 - 減衰率曲線 (対角ステイ設置)

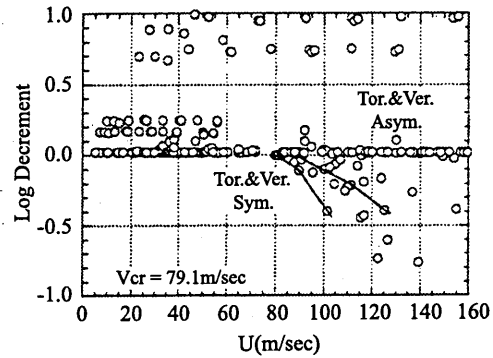


図 9.58: 風速 - 減衰率曲線 (水平 + 対角ステイ設置)

(2) クロスハンガー

a) 概要

クロスハンガーは、吊橋のねじれフラッターもしくは曲げねじれフラッターの発生風速を向上させる一手段である。吊橋主ケーブルと補剛桁を対傾構のような構造(クロスハンガー)で連結することで、桁のねじれ振動にケーブルも参加させてフラッターが生じる振動モードを高次に誘導し、またねじれ振動に関する等価極慣性モーメントにケーブル質量も有効に加算する、というのが基本的なアイデアである。したがって、特にA型あるいは逆Y型塔の2面吊りの斜張橋で、ケーブルもフラッター安定性に大きく寄与していることに似ている。しかし斜張橋の場合には、ケーブルが参加することで振動数が向上していることが直接の理由であるが、クロスハンガー付き吊橋では振動数の向上はさほどでなく、その効果発現のメカニズムは前述のとおりである。

クロスハンガー付き吊橋の実例は最近の長大スパン橋にはなく、1930年代に建設されたアメリカの2橋(表9.12)が知られている。どちらの橋も耐風設計法が確立される前の建設であり、死荷重の小さな中小スパン橋でもあり、さらに補剛桁には、その後のTacoma Narrows橋落橋事故(1940年)の原因の一つ、と評価されたプレートガーダーが用いられている。そこで、これらの橋におけるクロスハンガー採用の理由は、完成後に思いがけず渦励振の多発に見舞われたので、応急的に桁とケーブルをワイヤーロープでがんじがらめに結ぶことで、制振を図ったのではないだろうか。

本州四国連絡橋では、ケーブルシステムに依存して耐風安定性を確保するという発想はなかったが、ポスト本四である海峡横断道路プロジェクトにおいては架橋コストを下げるという要請が強く、経済的にフラッター発生風速を向上させることが可能と期待されたクロスハンガーの検討を行った。以下に、本四公団が担当した検討の結果を経時的に述べる。

表 9.12: クロスハンガー吊橋の実例

橋梁名	The Thousand Island Br.	The Dear Isle Br.
架橋位置	アメリカ・ニューヨーク州 ～カナダ・オンタリオ州	アメリカ・メイン州
スパン割 建設年 設計者	107+244+107m , 91+229+91m 1938 年 D.B.Steinmann	148+329+148m 1939 年 同左
その他の耐風対策	タワーステイ ケーブルステイ	桁フェアリング 鉛直ハンガー間の斜めロープ 左右主ケーブル間のストラット

b) スパン 2500m 吊橋における検討

検討の初期には、スパン割り 1250+2500+1250m, サグ比 1/10, ケーブル許容応力度 820 N/mm² のモデル吊橋を対象にしていた。補剛桁は流線型箱桁 (図 9.59 に同じ) である。クロスハンガーは片効きを避けるために抗圧縮部材とし、その設置位置 (中央径間のみ) は車道建築限界を考慮して、主塔から 0.25L (L は中央支間長) とした。この場合、桁高 7m を与えた時にはフラッター発生風速が目標の 80m/s を超えたが、桁高 4m の時には、桁固有のねじれ剛性が不足しているためか、目標を満足することができなかった。

c) スパン 2250m 吊橋における検討

その後、検討条件がある程度はつきりしてきたため、スパン割りを (140)+720+2250+ 720+(140)m [() 内数値はバックステイ] とした (図 9.59)。また、橋の経済性に大きく影響するケーブル許容応力度については、1000 N/mm² にすることが提案されていたので、これに変更した。この時のフラッター発生風速は表 9.13 に示すように 68m/s であり、目標値を下回ってしまった。このモデルにおける無風時の固有振動モードを図 9.60 に、風速と減衰・応答振動数の関係を図 9.61 に、フラッター発生時の振動モードを図 9.62 に示す。

d) クロスハンガーの効果に対する要因分析

そこで、表 9.13 に示したように次の 3 項目を変更して、クロスハンガー付き吊橋のフラッター発生風速がどう変化するかを調べた。

- ① 側径間比を大きくする (スパン割り変更によってたわみ振動数が向上し、振動数比は低下していたため)、
- ② ケーブル許容応力度を 820 N/mm² に戻す、
- ③ 側径間にもクロスハンガーを追加する。

これらの結果も表 9.13 に示したが、ケーブル許容応力度の低下のみがフラッター風速を向上させた。この理由は、次のとおりと考えられる。

- a) クロスハンガーなしの構造系では、桁のねじれ振動に伴い、左右ケーブルが逆位相で鉛直方向に揺れる。一方、クロスハンガーを設置すると、桁のねじれ振動モードとして、

イ) 桁のねじれに加えて、ケーブルが橋軸直角水平方向に振動するモード、

ロ) ケーブルの振動は小さく、桁がねじれ方向・橋軸直角水平方向に振動するモード、

の 2 通りが現れる (図 9.60)。

- b) 基本構造系では、フラッター時の振動数から振動モード (イ) がフラッターに寄与していると考えられる。この場合には振動モードの等価極慣性に占めるケーブルの寄与が大きいのに、ケーブル質量は小さくなっていた。ゆえに、フラッター風速は低い。
- c) 許容応力度低下系では、モード (ロ) が寄与していると考えられ、フラッター風速は向上した。

e) クロスハンガーの現時点での評価と今後の課題

クロスハンガーに関する検討は、作用する断面力の程度を把握して無理なく断面設計が可能であることを確認した後、中断しており、フラッター安全性の確保策としては、2箱桁形式(中央部に風抜きを有する形式)が中心になっている。クロスハンガーを実際に用いる場合には、次のような課題に関する検討が必要と思われる。

- ① 通行者に対して視覚的圧迫を与えないようなクロスハンガーの組み方、
- ② 通常のハンガーに比べて鉛直方向剛性が高いクロスハンガーが存在することの影響(取り付け部周辺の疲労の有無など)、
- ③ フラッターが発生するような暴風時には、桁とケーブルの間にねじれ変位を生じているが、そのような状態でクロスハンガーの本来機能が発揮されるか、など。

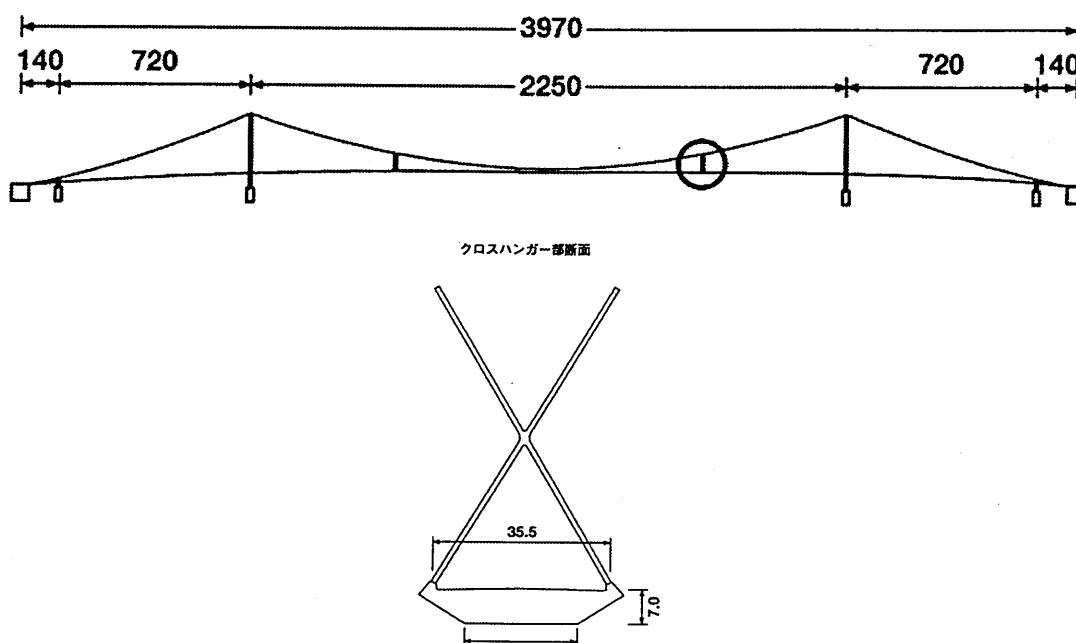


図 9.59: クロスハンガー吊橋の検討モデル

表 9.13: クロスハンガー吊橋のフラッター風速(各構造ケース)

構造系		基本構造系	側径間長延長	ケーブル許容応力減少	側径間側クロスハンガー追加
支間割り (m)		720+2250+720	900+2250+900	720+2250+720	720+2250+720
主ケーブル許容応力		1000 N/mm ²	1000 N/mm ²	820 N/mm ²	1000 N/mm ²
固有振動数	鉛直				
	対称1次	0.080 Hz	0.075 Hz	0.082 Hz	0.080 Hz
	逆対称1次	0.069 Hz	0.069 Hz	0.069 Hz	0.069 Hz
	ねじれ対称1次				
	ケーブル水平連成	0.172 Hz	0.174 Hz	0.163 Hz	0.174 Hz
	桁水平連成	0.121 Hz	0.121 Hz	0.121 Hz	0.120 Hz
フラッター発現風速		68 m/s	65 m/s	77 m/s	63 m/s
フラッター発現振動数		0.17 Hz	0.16 Hz	0.12 Hz	0.17 Hz

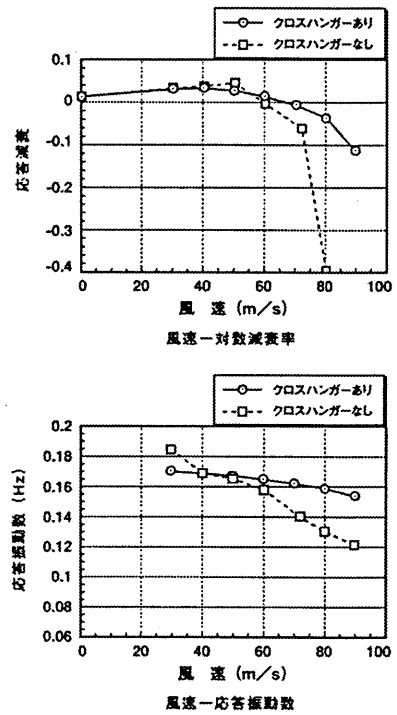
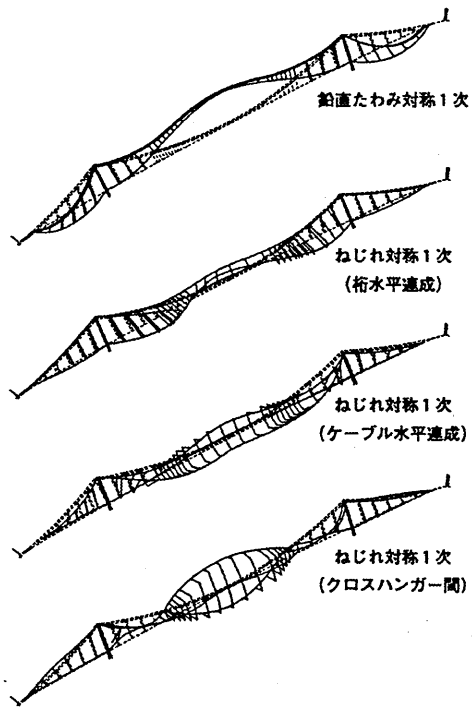


図 9.60: 無風時の主要振動モード (基本構造系)

図 9.61: 風速～減衰・応答振動数 (基本構造系)

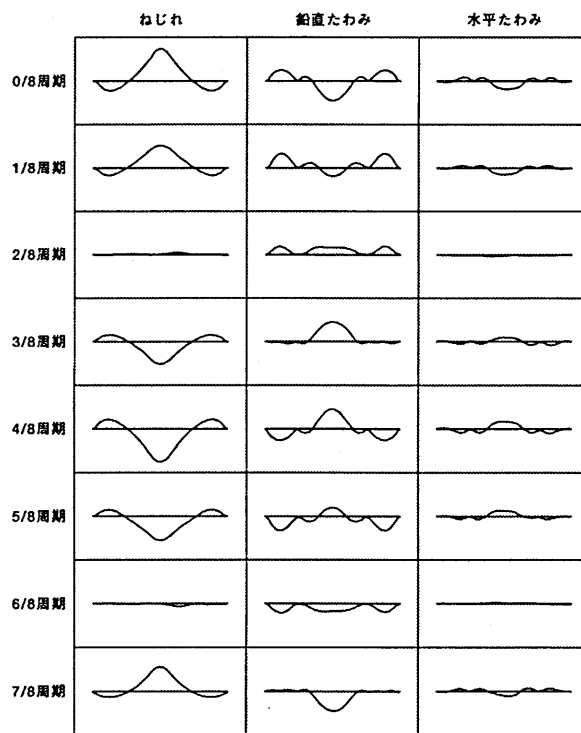


図 9.62: フラッター発生時の振動モード (基本構造系)

(3) 立体ケーブルシステム (リジッドハンガーとモノ・デュオケーブル)

a) 概要

超長大吊橋においては、経済性の追求とともに、我が国に代表される厳しい自然環境下での耐風安定性の確保がその成否を左右する最重要課題であり、補剛桁断面のねじり剛性または橋全体のねじり剛度の増加策等の構造的対策や、補剛桁断面の空力特性の改善策等の空力的対策などが主要な研究対象とされてきた。

著者らは、この課題に関する補剛桁断面のねじり剛性に着目した研究として、中央径間長 3,000m の超長大吊橋を対象に、従来技術の延長線上でより合理的な補剛トラス断面構造を提案している¹⁴⁹⁾。しかしながら、トラス吊橋では経済性の革新的な向上を望めなかったことから、流線形箱桁吊橋の適用を検討した結果、中央径間長 1,500m では斜張橋に対しても経済的な優位が確認¹⁵⁰⁾されたが、中央径間長 2,000m 付近から耐風安定性の確保が困難となり、中央径間長 3,000m では、それを確保するために十分なねじり剛性を与えるには、箱桁断面の板厚を静的設計等から決まる厚さよりかなり厚くする必要があり、経済性を著しく損なうことが確かめられた¹⁵¹⁾。そこで、構造的対策によって、流線形箱桁吊橋の超長大橋への適用を可能にすることを目的として、橋全体のねじり剛度をより高くできるケーブルシステムに着目し、中央径間長 2,500m の超長大吊橋を対象に、図 9.63 にそれらの概念図を示す補助ハンガーシステム (リジッドハンガー) と主ケーブルのモノ・デュオ形式化 (モノ・デュオケーブル) による耐風安定化策に関する研究を進めてきた^{122)152)~155)}。

当初は、実ハンガー定着位置で補剛桁にブラケットを設けて、その先端と主ケーブルを結ぶステイハンガーと名付けた補助ハンガーを付加することを提案し、中央径間全域への付加による効果を検討した。その結果、この新しい補助ハンガーシステムによれば、建築限界や運転者の視覚などの問題なしにクロスハンガーと同程度の効果を期待できることが確かめられた。しかしながら、ステイハンガーの集中配置を検討した結果、パラメトリック解析により最適配置位置、および、所要断面剛性などを明らかにすることができたが、非抗圧部材であるステイハンガーと実ハンガーに過大な圧縮力を生じることが解った。

リジッドハンガーは、補助ハンガーシステムの集中配置に伴うこの問題を解決するために、その後新たに提案されたものである。これは、曲げ剛性を付与されて、実ハンガーを包含あるいはそれに添う形で設けられるもので、ステイハンガーと力学的に同一の原理による補助ハンガーである。図 9.64 に示すように、横梁を配した完全剛結フレームのタイプとそのピン結合タイプ、および、リジッドハンガーのみを剛結したタイプの計 3 タイプについて検討した結果、これらの結合条件による効果の差異はほとんどなく、構造の安定、あるいは運転者や乗客の視覚、どちらを優先するかで適切な条件を選定すればよいことが確かめられている。

他方、主ケーブルのモノ・デュオ形式化は、中小吊橋における実績は国内外で既に少なくないが、近年、超長大吊橋への適用が海外で特に注目されているものである。これによれば、対称ねじり変形の際に従来のパラレル形式に生じる主ケーブル両面の塔頂での橋軸方向相対変位が相殺 (結果的に塔頂変位が拘束) されること、および、モノケーブル区間において、ねじり変形による主ケーブル両面の鉛直方向相対変位が拘束されることによって、橋全体のねじり剛度が高められることになる。なお、主ケーブルの極慣性モーメントが従来形式に比べて低減されることによる効果は比較的小さい。

b) 検討内容

検討対象は、図 9.65 に一般図、図 9.66 に補剛桁断面図、および、表 9.14 に主要構造諸元を示す中央径間長 2,500m の 3 径間 2 ヒンジ流線形箱桁吊橋とした。この超長大流線形箱桁吊橋は、本研究のために新たに試設計されたものである。リジッドハンガーは、横梁を配した完全剛結タイプとし、パラメトリック解析結果から定められた最適配置位置である 0.36L、0.64L (L: 中央支間 2,480m) の対称な 2 箇所の実ハンガー位置に集中配置するものとした。

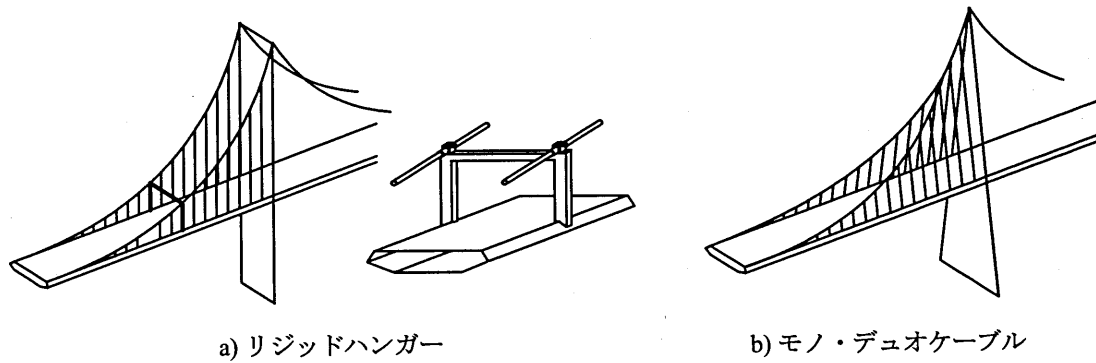


図 9.63: ケーブルシステムによる耐風安定化策

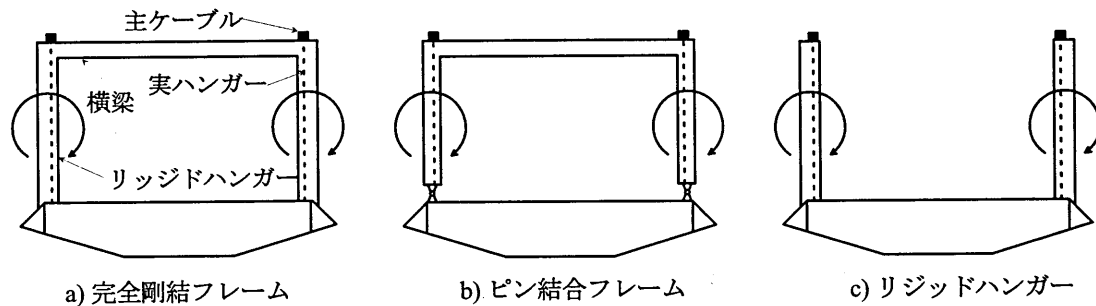


図 9.64: リジッドハンガーの結合条件

リジッドハンガーに関する別のパラメトリック解析結果からは、その曲げ剛性の増加が橋全体のねじり剛性を高める効果には限度があり、所要剛性は風荷重に対する静的設計から決まることも明らかになっており、図 9.67 に示す断面構成とした。また、解析の便宜上、その自重による死荷重は無視し、動的解析における慣性質量についてのみ考慮するものとした。

モノ・デュオ形式化に際しても、従来形式と同じに表 9.14 の諸元をそのまま用いることとし、A 型主塔の傾斜塔柱の各部材剛性については、この表に示した従来形式の H 型主塔の塔面内、面外の剛性に等価となるように換算して与えるものとした。

解析モデルは、補剛桁を魚骨 (fish-bone) モデルに置き換え、ウィンドシューもできるだけ忠実にモデル化した立体骨組モデル¹⁵⁶⁾¹⁵⁷⁾を、図 9.68 に示すように、従来の平行形式 (PARA モデル) とそれにリジッドハンガーを配置したもの (PARA-RIGID モデル)、および、図 9.69 のようにモノ区間とデュオ区間を変化させたモノ・デュオ形式 (MONO-DUO モデル) について作成した。吊橋特有の設計条件を満たすための初期形状決定、すなわち、死荷重時の主ケーブルの節点座標や初期張力、無応力長、および、主塔の無応力形状などの算定は、従来形式については文献 156)157)、モノ・デュオ形式については文献 152) でそれぞれ誘導した手法を適用して行った。

検討課題としては、リジッドハンガーとモノ・デュオケーブルによる耐風安定化策に伴う固有振動特性の変化を把握し、連成フラッター解析¹⁵⁸⁾¹⁵⁹⁾により限界風速を推定して耐風安定性に及ぼす効果を検証することの他に、静的にも、これらの耐風安定化策に伴って新たに生じてきた問題、すなわち、風荷重下でのねじりモーメントの増大に対する補剛桁の断面設計の問題、および、ねじり角の増大に対する暴風時の横ねじり座屈安定性の問題などがあつた。静的問題の検討結果についてはここでは省略するが、特に大きな問題ではないことが確認されている。

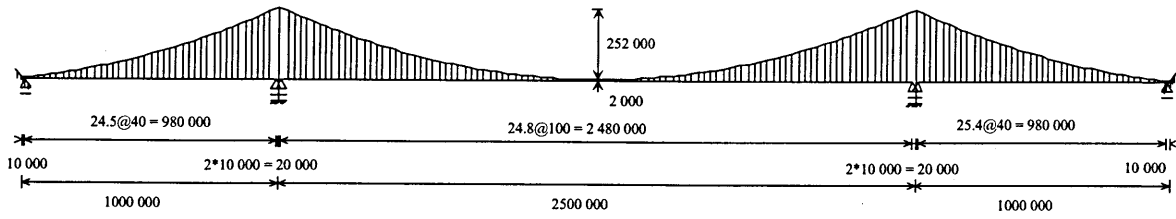


図 9.65: 超長大流線形箱桁吊橋の一般図

表 9.14: 主要構造諸元

形 式		3 径間 2 ヒンジ吊橋
支 間 長	主ケーブル	1000 + 2500 + 1000 m
	補剛桁	980 + 2480 + 980 m
主ケーブル	サグ比	1/10
	中心間隔	32m (最大)
	断面積	0.5564 m ² /cable
	慣性質量	4.575 tf/m ÷ g (9.8 m/sec ²)
ハンガーブル (実ハンガー)	断面積	0.006 m ² / 格点
	慣性質量	0.05 tf/m ÷ g (9.8 m/sec ²)
	中心間隔	中央径間 24.8 m 側径間 24.5m
センターステイ	断面積	0.2 m ² (中央径間 1 山)/cable
補 剛 桁	形式 (桁高)	鋼箱桁 (桁高 7m)
	断面積	1.3 m ²
	鉛直曲げ剛性	11.0 m ⁴
	水平曲げ剛性	132 m ⁴
	ねじり剛性	23 m ⁴
	慣性質量	23 tf/m ÷ g (9.8 m/sec ²)
	回転慣性	2500 tf·m ² /m ÷ g (9.8m/sec ²)
主 塔	断面積	2.6 ~ 4.2 m ² / 塔柱
	塔面内剛性	13.5 ~ 23.2 m ⁴ / 塔柱
	塔面外剛性	26.0 ~ 85.3 m ⁴ / 塔柱
	ねじり剛性	17.6 ~ 37.3 m ⁴ / 塔柱

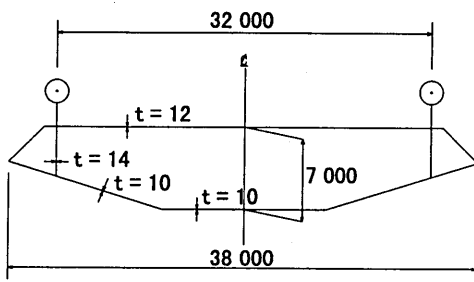


図 9.66: 補剛桁断面図

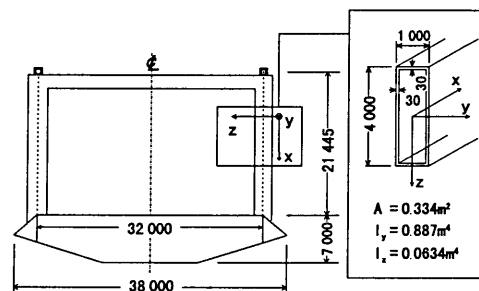


図 9.67: リジッドハンガーの断面諸量

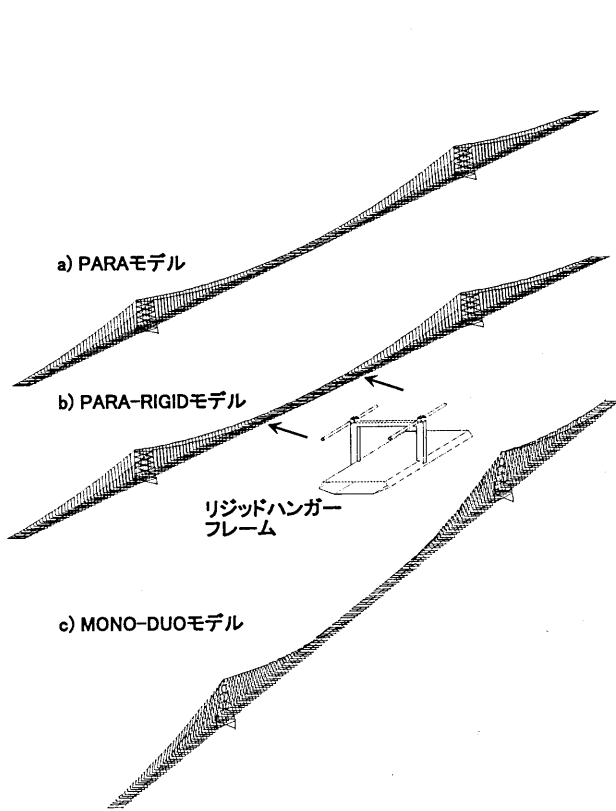


図 9.68: 解析モデル

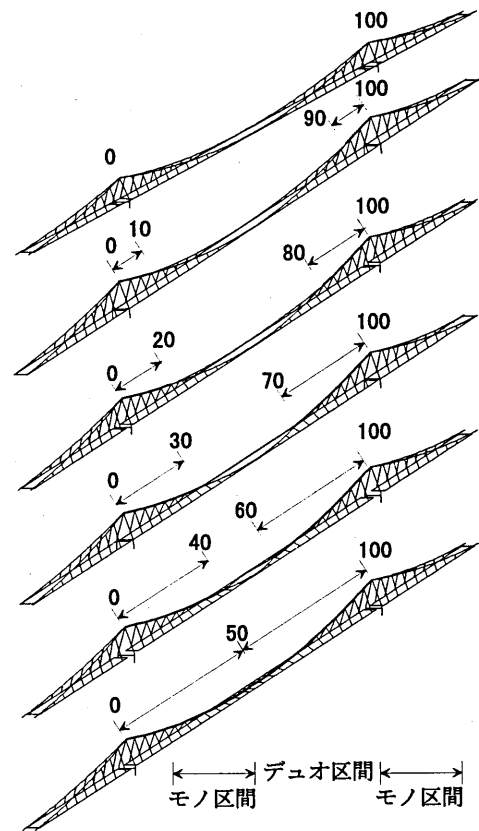


図 9.69: モノ区間とデュオ区間 (MONO-DUO モデル)

c) 固有振動特性の検討結果

固有振動解析結果の一部を表 9.15, および, 図 9.70, 図 9.71に示す. 1~40 次までの固有振動数とモードを求めた結果からは, 次のようなことがいえた.

たわみ固有振動については, 対称一次モードは, PARA モデルでは 3 次 (基本モード) に, PARA-RIGID モデルでは 2 次 (基本モード) に現れたが, MONO-DUO モデルではモノ区間の増加に伴ってその次数が 3 次から 2 次へと変化した. 対称二次, 三次モードは, 全モデルともに 11 次, 12 次にそれぞれ現れた. また, これらの各次の対称モードの振動数の解析モデルの相違による差異はほとんどみられなかった.

ねじり固有振動については, 対称一次モードは, PARA モデルでは 17 次 (基本モード) のみに現れるが, PARA-RIGID モデルでは, その次数が 17 次から 15 次 (基本モード) に変わるとともに, 26 次, 31 次にも現れた. モノ区間が零の MONO-DUO モデルでは対称一次モードは 26 次 (基本モード) のみに現れていたが, モノ区間の増加に伴ってその次数が変化するとともに, それ以外にも 3 モードの対称一次モードが現れた. これらの PARA-RIGID, MONO-DUO モデルの基本モードを含む全ての対称一次ねじりモードには橋軸直角方向の面外成分が大きく連成しており, それらのうち, 基本モード以外のものは, PARA モデルや, モノ区間が零の MONO-DUO モデルでは橋軸直角方向の面外成分卓越モードであったものにねじり成分が連成し, 基本モードとともに振動数も増加したものであった.

表 9.15: 対称モードの次数と固有振動数

解析モデル モード	PARA		PARA -RIGID		MONO-DUO : 下欄の括弧内の数字はデュオ区間											
					(0-100)	(10-90)	(20-80)	(30-70)	(40-60)	(50-50)						
たわみ一次	3次	0.064	2次	0.064	3次	0.064	3次	0.064	2次	0.064	2次	0.064	2次	0.064	2次	0.064
二次	11次	0.106	11次	0.106	11次	0.106	11次	0.106	11次	0.106	11次	0.106	11次	0.105	11次	0.106
三次	12次	0.137	12次	0.137	12次	0.137	12次	0.137	12次	0.137	12次	0.137	12次	0.136	12次	0.137
ねじり一次		17次	15次	0.173			15次	0.171	15次	0.170	15次	0.170	15次	0.171	15次	0.172
							20次	0.185	18次	0.184	18次	0.184	20次	0.184	20次	0.185
			26次	0.207	26次	0.193	24次	0.211	25次	0.229	27次	0.238	27次	0.241	27次	0.234
			31次	0.246			28次	0.229	28次	0.254	30次	0.282	31次	0.289	32次	0.297

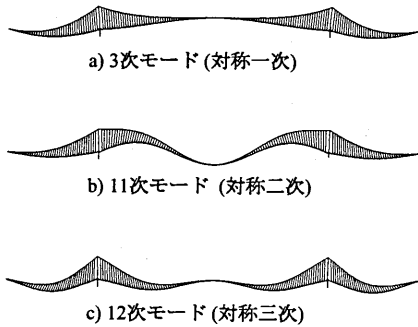


図 9.70: たわみ対称一次～三次固有振動モード
(PARA モデル)

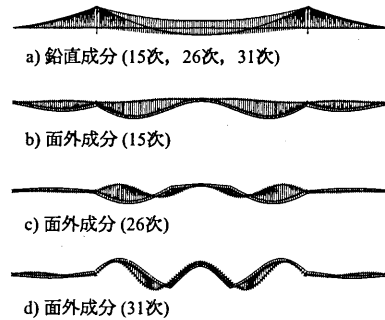


図 9.71: ねじり対称一次固有振動モード
(PARA-RIGID モデル)

d) 連成フラッター特性の検討結果

1~40 次固有モードを用いた多モード連成フラッター解析結果を、図 9.72~ 図 9.75 に示す。この結果は、非定常空気力として、平板翼理論による補剛桁の揚力、モーメントを、抗力成分(抗力係数 0.80)は準定常理論に基づくものを作用させて得られたものである。構造減衰としては、対数減衰率 $\delta_{st} = 0.02$ を必要に応じて考慮した。参考のために、基本 2 モードのみによるものをはじめ、解析に用いるモード数と組み合わせるモードの次数を変えたものの結果も併記したこれらの図からは、次のようなことがいえた。

- ① PARA モデルの場合、考慮したモード数や組合わせたモードの次数の相違による差異は小さく、基本 2 モードのみによる解析によっても 1~40 次モードによる解析結果と大差ない限界風速が得られ、Selberg 式による概算値とも比較的良好一致した。
- ② これに対して、PARA-RIGID モデルの場合、および、MONO-DUO モデルの場合はモノ区間の増加に伴って、1~40 次モードによる解析結果と基本 2 モードによる解析結果に大きな差異がみられ、前者による限界風速は後者によるものに比べてかなり低減される結果となった。このような限界風速の低減に最も支配的なモードは 12 次の対称三次たわみモードで、それに次ぐのが 11 次の対称二次たわみモードであった。
- ③ PARA-RIGID モデルでは、U- δ 曲線の形状が、新たに 31 次モードの考慮により急激に変化した後は、40 次まで考慮してもほとんど変わらず、このモードの考慮が限界風速をかなり増加させたことを示したが、これ以外の基本モードでない対称一次ねじりモードは大小はあるものの限界風速を減少させる側に寄与しているようであった。
- ④ PARA-RIGID モデル、および、モノ区間が零の MONO-DUO モデルの場合、それらの U- δ 曲線の屈曲形状から、現実的な値の構造減衰を考慮することによって、限界風速がかなり増加した。特に後者の場合の限界風速は基本 2 モード解析による値を超え、U- δ 曲線の屈曲が失われたモノ区間が零でない場合には、たとえ中央径間全長をモノケーブルとしてもそれを上回ることができなかった。

⑤ 高い限界風速が得られたのは PARA-RIGID モデル、および、モノ区間が零の MONO-DUO モデルであり、 PARA モデルの 61.1m/sec に対して、それぞれ 76.6m/sec, 75.7m/sec であった。

なお、ここでは省略したが、モノ区間が零の MONO-DUO モデルの中央径間にリジッドハンガーを集中配置したモデルについて解析し、最適位置を求め検討した結果、やはり U- δ 曲線の屈曲が失われ、限界風速は逆になりに減少することが解った。また、 PARA-RIGID モデルの側径間にもリジッドハンガーを集中配置したモデルについても解析し、同様に最適位置を求め検討したが、それによる限界風速の増加は僅かであった。

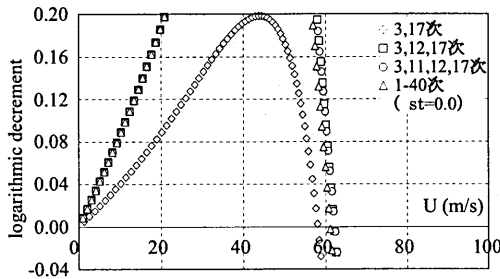


図 9.72: U- δ 曲線 (PARA モデル)

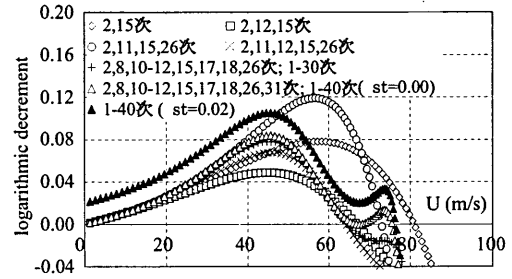


図 9.73: U- δ 曲線 (PARA-RIGID モデル)

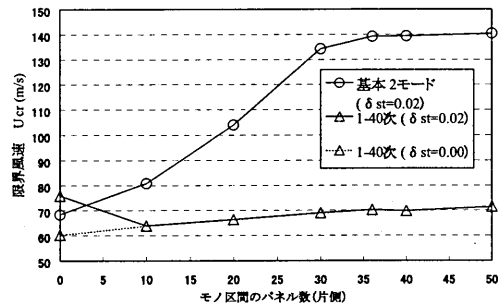


図 9.74: フラッター限界風速とモノ区間 (MONO-DUO モデル)

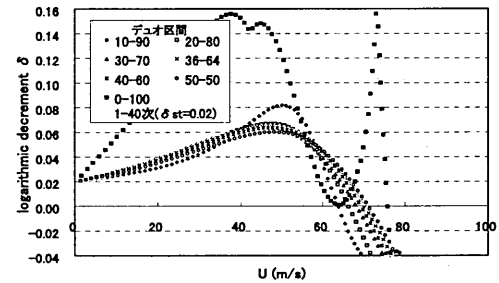


図 9.75: デュオ区間別の U- δ 曲線 (MONO-DUO モデル)

e) 今後の課題

ここに記述した研究成果から、対象としたケーブルシステムによる構造的対策によって、超長大流線形箱桁吊橋が経済性を大きく損なうことなく十分な耐風安定性を確保し得る可能性のあることを示唆することができたが、今後も、異種の構造的対策の併用の検討や、検討結果の信頼性を高めるために、変形の影響を考慮した連成フラッター解析、および、空力的対策との併用の検討を含めて、風洞試験による検証などが必要といえる。さらに、構造的な耐風安定化策に伴って変化する連成フラッター特性と、作用空気力の特性とを関連付け、その安定化策に適合する補剛桁断面の空力特性の検討なども望まれる。

(4) 斜張吊橋

a) まえがき

斜張吊橋とは、斜張橋と吊橋の混合形式橋梁であり、図 9.76 に示すように主塔からの斜張ケーブルで主桁を支持する斜張橋と同一構造の部分と、鉛直吊材を介して主ケーブルで主桁を吊る吊橋と同一構造の部分からなり、主ケーブルはアンカレイジに定着する構造形式の橋梁である。吊橋と斜張橋の長所を生かし短所を補う

経済的で合理的な構造システムと考えられている。本形式は、1938年にDischingerが提案したもので、ストロームズンド橋の比較設計案として吊橋とともに提案されたが採用されず、その後も詳細な構造検討はなされていない。近年になって長大支間橋梁のための橋梁形式として種々の研究が行われている^{150)160)~163)}。

本節では、中央支間長2500mの斜張吊橋を対象に、試設計および耐風安定性について吊橋との比較検討を行った結果について述べるとともに、斜張吊橋の長大化への適用性について述べる。

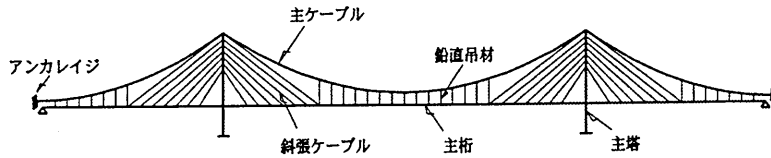


図 9.76: 斜張吊橋の概念図

b) 2500m 級斜張吊橋および吊橋の試設計と耐風安定性

i) 試設計

図 9.77 に示すような斜張吊橋および吊橋を対象に試設計を行った。本試設計では、斜張吊橋と吊橋の比較が主目的であるので、設計手順としては、図 9.77 a) に示すように両形式とも桁高7mとし、デッキ厚12mm、下フランジ厚10mmの基本断面をベースに静解析を行い、応力超過は板厚を増加させて対処した。静解析では、斜張吊橋の面内影響線解析には線形化有限変位解析を、面外解析には有限変位解析を適用し、吊橋の解析にはそれぞれ、撓度理論解析とモイセフの横荷重解析を適用した。なお、設計および荷重条件は本州四国連絡橋公団の基準¹⁶⁴⁾によるものとした。面外解析における、設計基本風速 U_{10} は50m/sとした。

静解析により得られた両形式の主桁または補剛桁(以下、主桁と総称する)の断面力および変形図を図 9.78 に示す。また、試設計の結果、主桁の断面諸元は表 9.16 に示す値となった。吊橋の主桁に発生する断面力は比較的小さく、基本断面に生ずる最大応力は面内・面外曲げモーメントによって、それぞれ 400 kgf/cm^2 、 1300 kgf/cm^2 程度であった。斜張吊橋では、鉛直吊り区間は基本断面で応力的に問題ないが、斜吊り区間は軸力と風荷重による面外曲げモーメントが大きくなるため、主塔近傍では、図 9.77 b) に示す補強断面を採用する必要がある。面内たわみについては、吊橋よりも斜張吊橋の方が2割程度大きいが、面外たわみについてはほぼ同程度であった。

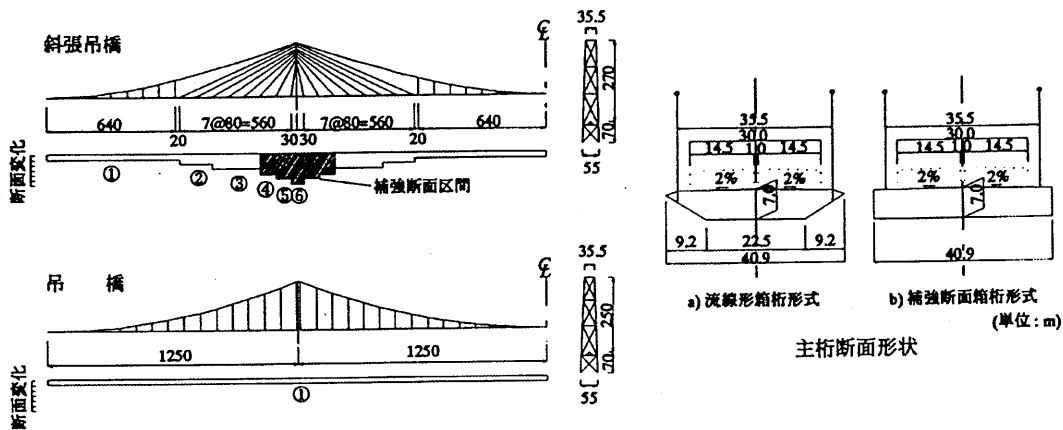


図 9.77: 試設計の対象とした橋梁の一般形状

両形式の鋼重の算出結果を図 9.79 に示す。この図より、斜張吊橋の方が主桁と主塔の合計重量で 2 万トン強重くなるが、ケーブルで約 2 万トン軽くなって、合計重量はほぼ等しい結果となり、主ケーブル張力は大きく低減されることから、上下部工のトータルコストを考えれば斜張吊橋の方が経済的に有利になる可能性が高いと考えられる。

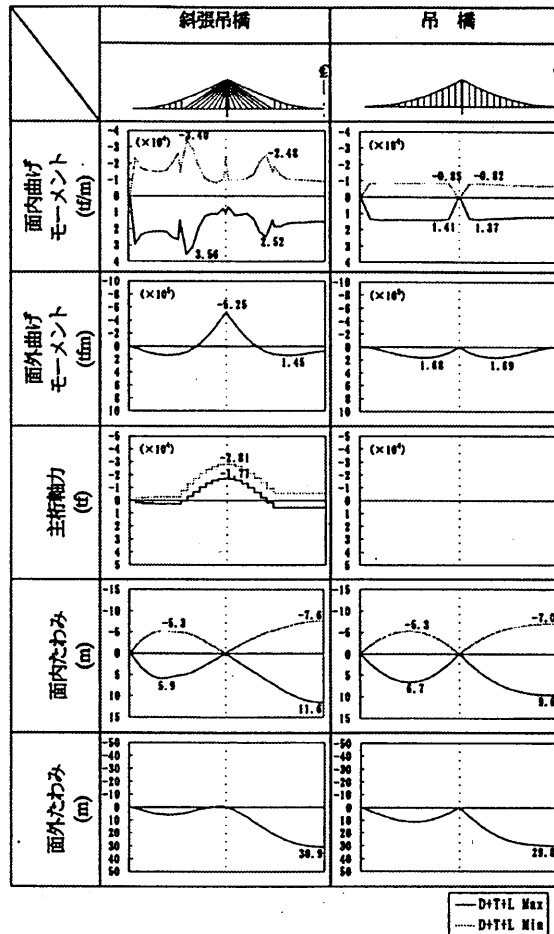


図 9.78: 主桁の断面力と変形

表 9.16: 断面諸元

	斜張吊橋	吊橋
A_G (m ²)	1.614 ~ 2.685	1.614
$I_{G,in}$ (m ⁴)	13.304 ~ 24.659	13.304
$I_{G,out}$ (m ⁴)	230.576 ~ 554.469	230.576
J_G (m ⁴)	26.923 ~ 53.415	26.923
$A_{mc,side}$ (m ²)	0.584	0.870
$A_{mc,center}$ (m ²)	0.575	0.870
A_{sc} (m ²)	0.01577 ~ 0.04851	—
A_T (m ²)	3.000 ~ 5.796	
$I_{T,in}$ (m ⁴)	22.6 ~ 45.9	
$I_{T,out}$ (m ⁴)	42.3 ~ 131.0	
J_T (m ⁴)	33.0 ~ 46.0	

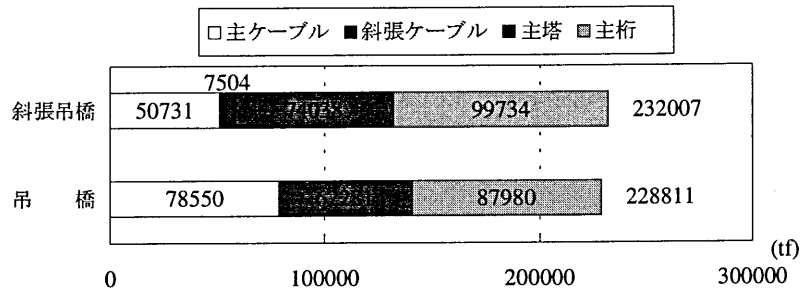


図 9.79: 鋼重の比較

ii) 耐風安定性

長大橋梁においては、耐フラッター性の確保が最重要課題であることは言うまでもない。ここでは、先に行った試設計結果を用いて、両形式の耐風安定性の検討を行った。耐風安定性については、多モードフラッター解析¹⁵⁹⁾¹⁶⁵⁾を実施し、各形式のフラッター限界風速を算出することにより比較検討を行った。対象モデルとして、先の試設計結果による断面モデル（基本モデル）に加え、これらの基本モデルに対してそれぞれ主桁断面の板厚を単純に2倍、4倍に増厚し、それがケーブルや主塔に及ぼす影響も考慮したモデルについても解析を実施した。

解析の結果得られた各ケースのフラッター限界風速と鋼重の関係を図 9.80 に示す。基本モデルで両形式のフラッター限界風速を比較すると、斜張吊橋の方が吊橋より約 10m/s 上昇する結果となった。両形式とも板厚を増せばフラッター限界風速が上昇することを確認できるが、吊橋と斜張吊橋で同等のフラッター限界風速を確保しようとするれば、吊橋は斜張吊橋に比べより多い鋼重増を強いられることになる。仮に、主桁断面の増厚のみによって 80m/s をクリアしようとした場合、図からわかるように、斜張吊橋で総鋼重約 30 万トン、吊橋で約 36 万トンとなり、斜張吊橋は吊橋に比べて少ない鋼重の増加で耐フラッター性を確保することができる。

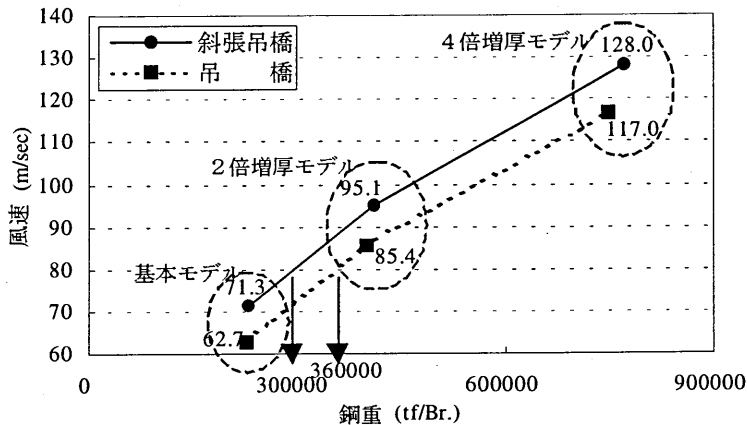


図 9.80: 鋼重とフラッター限界風速

c) 長大化への適用性

これまで述べた検討結果から、斜張吊橋は、超長大支間においても吊橋と斜張橋の長所を生かし、短所を補って吊橋と競合できる吊形式橋梁であると考えられる。影響線および固定荷重解析の結果などによれば、マルチケーブル斜張橋は、斜張ケーブル、主塔、主桁で構成されたカンチレバートラス橋と同様な構造系であることがわかる。図 9.81 に示すように、斜張吊橋は、他定式斜張橋と吊橋を橋軸方向で連結した構造であり、

中央の吊桁部(吊橋部)を両側のカンチレバートラス橋部(斜張橋部)で支持した構造系と見なせる。したがって、斜張橋部の全体剛性を増すことにより支間の長大化は比較的容易となる。すなわち、主塔を剛にしたり、側径間の主ケーブル(他定式斜張ケーブル)の断面を増すことにより斜張橋部の全体剛度は大幅に向上し、斜張吊橋の構造系の長所を、より発揮できると同時に、超長大支間橋梁で最も重要な耐風安定性を向上させるうえでも大いに効果的である。また、超長大支間になると吊橋は工事費の比率が高い主ケーブルの重量が急激に増大するので、吊橋に比べてケーブル重量が少ない斜張吊橋の方が経済的にも有利になる可能性が高い。このようなことから、支間2000mを超える超長大支間領域においても斜張吊橋は適用性が高く吊橋に比べて経済的で合理的な橋梁形式となりうる事が十分に予想できる。ただし、斜張吊橋は、これまでにまだ実現していない新形式橋梁であり、今後は、架設方法や架設上の問題点についての詳細な検討を行う必要があるといえる。

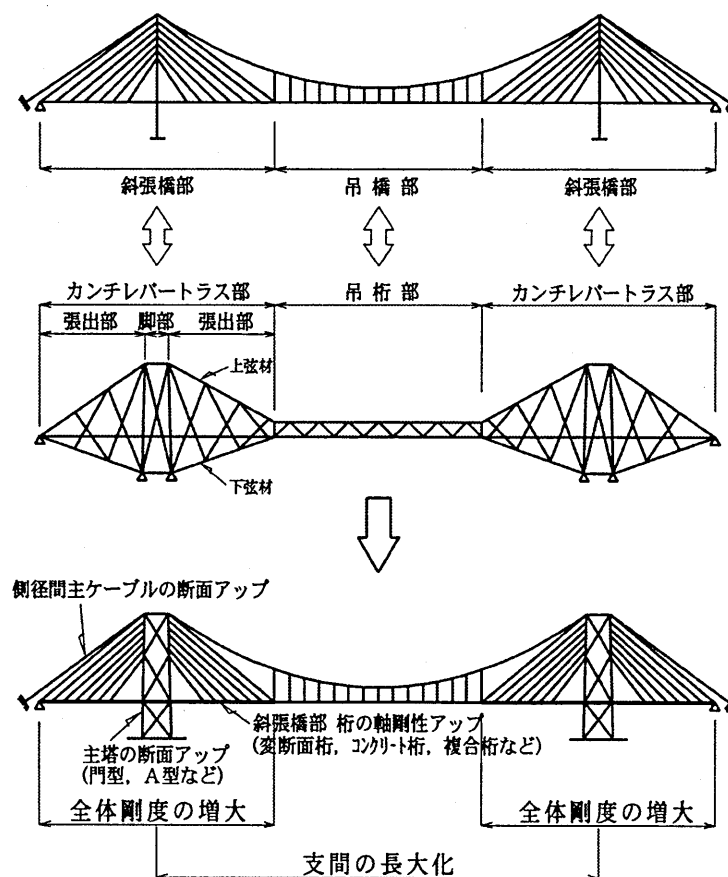


図 9.81: 斜張吊橋の超長大支間へのアプローチ概念図

9.5.3 海外事例

吊橋は、交通荷重を支える桁とそれを吊るケーブル、そしてケーブルを支える塔とアンカレイジの四者で構成されている。これらのうち、長大化において特に対象となるのは、桁構造、ケーブル系である。

超長大橋における桁の断面寸法・重量は、従来の延長線上で考えれば、死・活荷重や横荷重で決まるものではなく、所要の耐風安定性を得るために必要な桁のねじれ剛性を確保する観点から決まる。そして、これを吊

るケーブル断面も自ずと決まってくる。したがって、もし何らかの耐風対策で桁重量を減じられれば、これを吊るケーブル断面も縮小でき中央径間長の上限も伸ばすことが出来る。

長大橋の桁の耐風安定性確保策を整理すると、① 桁形状、② 桁の曲げ剛性・ねじり剛性、③ 重さ(桁およびケーブル重量)、この3つの組合せになる。①の桁形状とは、桁の空力特性を高めることにより桁自体が受ける動的作用力を出来るだけ小さくするするものであり、他の2つに比べて経済的であり、先ず最初に検討すべき事項である。一方、③の重さによる張力効果は自ずと適用支間を縮めるものであり、長大化を目指すためには、逆に可能な限り減じるべきものと考えられる。

②についても、単に桁断面を大きくするのではなく、ケーブルシステムによって必要な全体剛性を確保することで、出来るだけ死荷重の増加を抑えることが合理的な対応策と思われる。桁剛性の耐風安定性に対する寄与率は、支間長が短い場合には高いが、2000mを超えると急激に減少し、曲げ剛性の寄与はゼロに近くなる。一方、ねじれ剛性の寄与率は2000m級の吊橋であれば、少ないながらもある程度は維持される¹⁶⁶⁾ものの、やはり長大化につれて失われてしまう。そこで、現状の放物線ケーブル系ではほとんど活用されていないケーブルの伸び剛性(断面積 \times ヤング率)を有効に活用した合理的な構造が幾つか提案されている。例えば、既に前節で紹介した斜張吊橋がこれにあたる。

以上のようなことを念頭に置き、実例を見ながら構造形態について考えるのも一つのやり方であろう。

図9.82に示すように長大橋プロジェクトは、世界各地で展開されている。これらの中から形態として特徴的なものを以下で紹介していく。

図9.83, 9.84は青馬大橋¹⁶⁷⁾¹⁶⁸⁾である。桁断面を一見すると箱桁のように見えるが、上下の鋼床版面を鋼トラス部材で一体化した一種のトラス構造である。両端の横V型の壁は耐風安定性向上のためのフェアリングであり構造部材ではない。耐風安定性のためのもう一つの工夫は上下の鋼床版面にスリットを設けたことである。

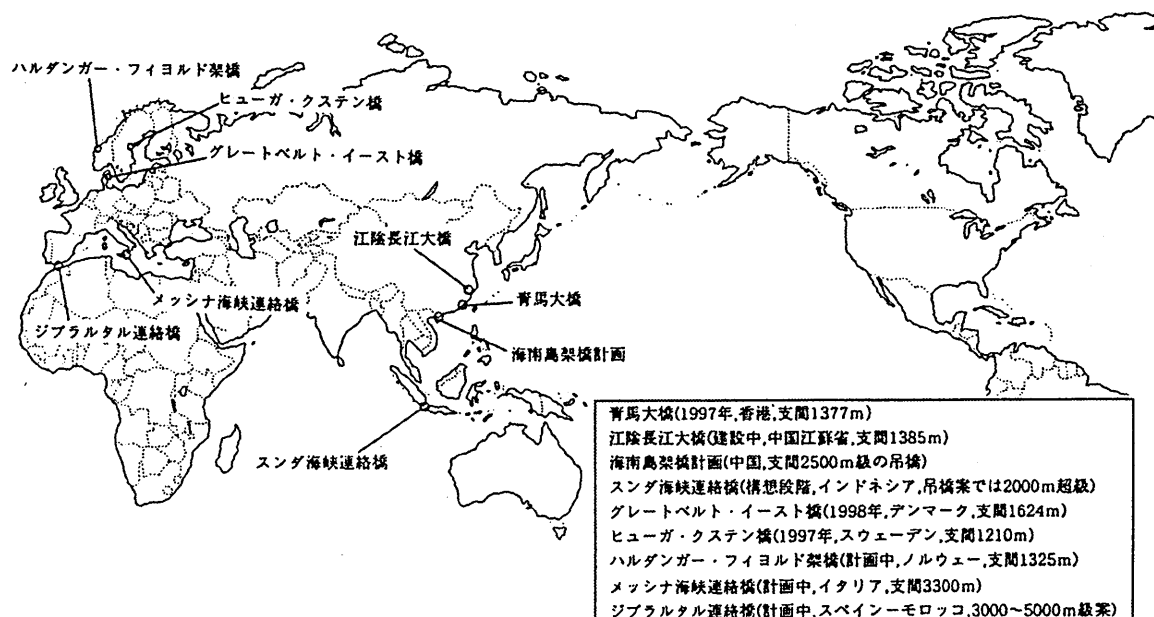


図 9.82: 世界の長大橋プロジェクト

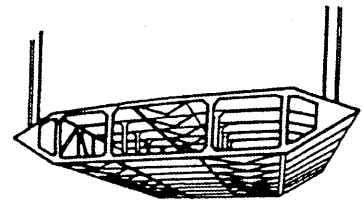
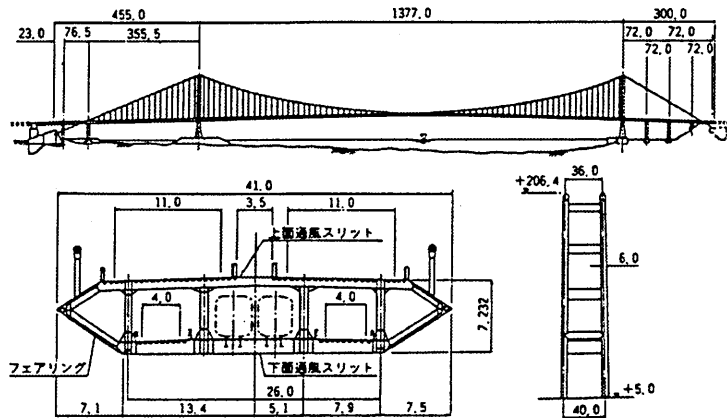


図 9.84: 青馬大橋補剛桁断面 (1982年計画図)

図 9.83: 青馬大橋一般図

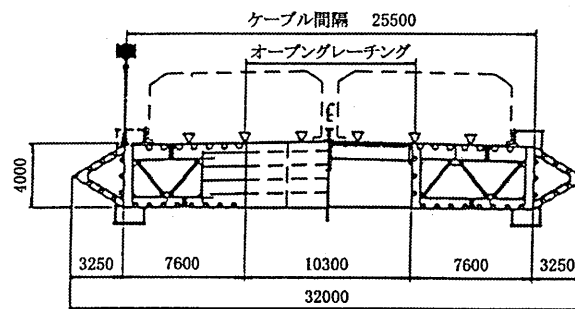


図 9.85: 二箱桁断面案

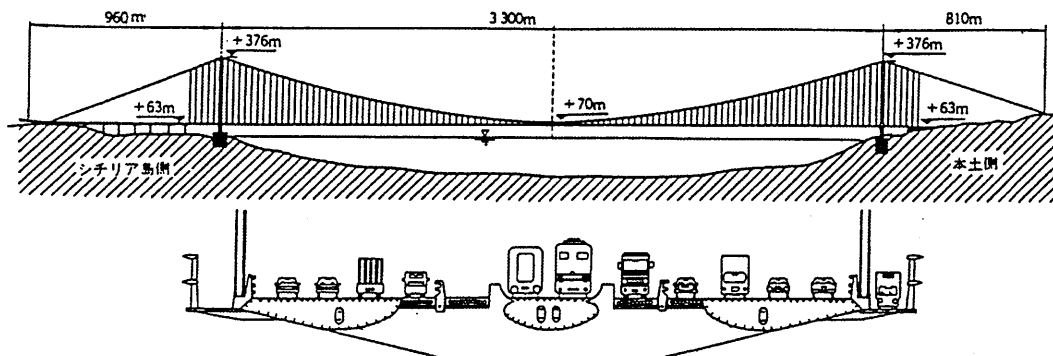


図 9.86: メッシナ橋の最終設計案

図 9.85は我が国で現在検討が進められている二箱桁断面案である。中央車線にオープングレーチングが用いられている。対象は2000m超級の吊橋であるが、センターバリアと桁上面導流版の併用によって、良好な耐風性が得られることが報告されている¹⁶⁹⁾。二箱桁の各箱断面は独立して挙動するものと考え、強固な横梁はハンガー取り付け断面にのみ設置されている。

図 9.86は、メッシナ橋の最終設計案¹⁷⁰⁾である。中央径間長3300mの吊橋で、メインケーブルは $1\text{m}^2 \times 4$ 本で構成されている。桁は空力特性を高めるために、飛行機の翼に似た形の鋼製の箱桁を3本並べて、この間を横桁でつないだ構造としている。

図 9.87, 9.88は、1965年に行われたメッシナ海峡架橋計画の架橋計画国際コンクールに出品されたものである¹⁷¹⁾。3000mの海峡を1径間でとばす案が既に提案されており、その構造は今見ても斬新でユニークな構造である。

図 9.87 は Musmeci の作品である。主ケーブルを斜吊りケーブルで支持することでケーブル支間長を減じている。補剛桁は限りなく平板翼に近い扁平な形状で空力特性を高めることのみ追求し、桁重量を軽量化しメインケーブルへの負担を軽減している。橋梁の全体剛性については、合計4本ケーブルにより確保されている。まず、2本のメインケーブルを鉛直面内でなく傾斜した面内で放物線を描くように施工することで橋梁の横剛性を高めている。そして、2本の下段ケーブルで、必要ねじれ剛性にも対処している。なお、斜吊りケーブルを用いたことで主塔高さは600mにも達しているが、主塔断面が若干ユニークではあるものの剛性確保のための際だった対策は提案されていないようである。

図 9.88 は Nervi の作品である。メインケーブルは Musmeci 同様、立体放物線としている。併せて、ハンガーを斜めに張り、ケーブル～桁間にトラス効果をもたらし、全体のたわみ剛性を高めている。巨大な鉛直反力を受けるであろう主塔は400m近い高さがあり、その構造も特異である。個々に独立した主塔は剛性確保のため、ケーブルが張り巡らされ構造が採用されている。

ジブラルタル海峡連絡計画は、最終的にトンネル案に決まったようであるが、海峡ルートとして図 9.89のような最大支間5000mの4径間吊橋案¹⁷²⁾が提案されていた。基本コンセプトは既に説明したメッシナ橋の最終設計案(図 9.86)と近いようである。なお、多径間吊橋では、たわみ剛性が低下するため、その対策として、主塔の側面形状に逆Y字型を採用し、主塔剛性を高めるためではないかと思われる。

その他、図 9.90～9.94のような構造形態^{173)～177)}が提案されている。形状は様々ではあるが、斜張橋システムの併用、立体ケーブル、ケーブルネットなどケーブルシステムの積極的な採用により桁重量を軽減し、かつ、耐風安定性の確保を目指した形式である。これらは一般に高価とされているケーブルを多用していることから経済性に疑問が残るし、施工性についても課題が多い。しかしながら、こうした構造形態の持つコンセプトを踏まえた上で、より合理的な構造形態を提案していくことが、今後の超長大橋の実現において重要ではないだろうか。

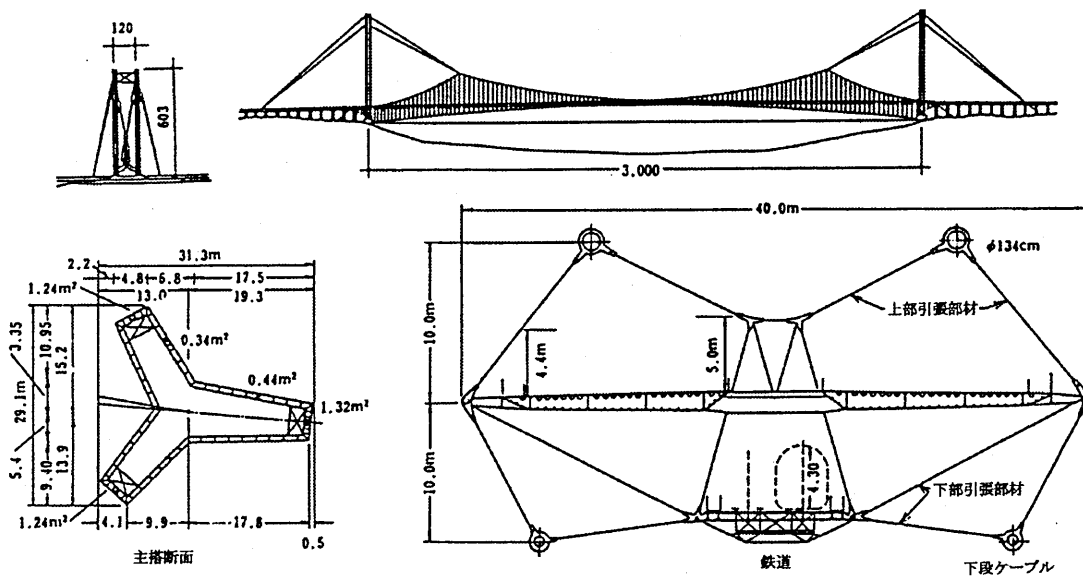


図 9.87: Musmeci の作品

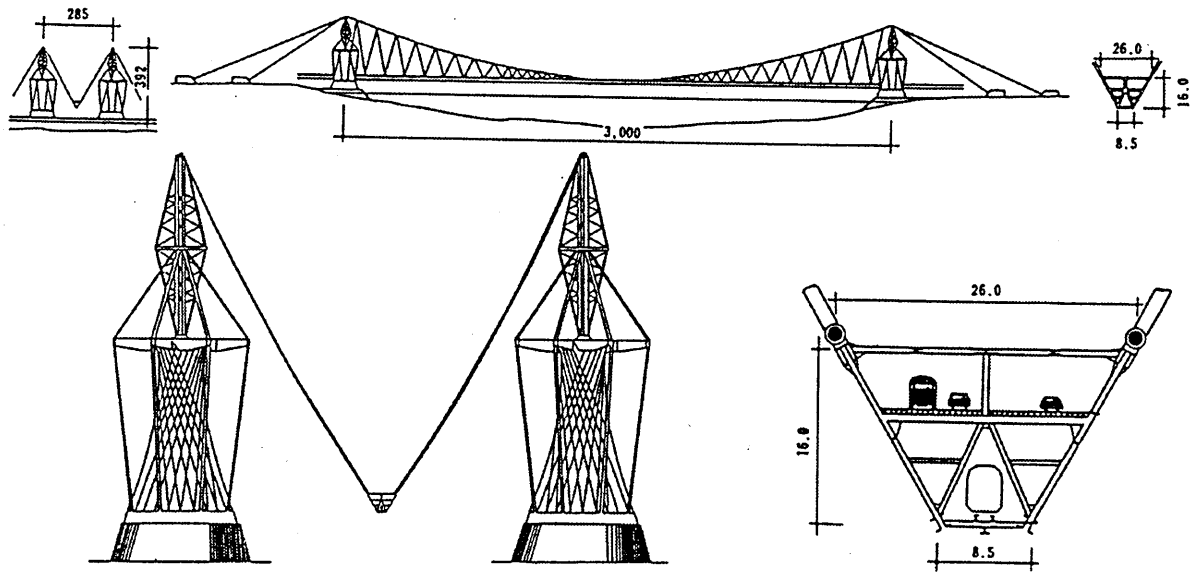


図 9.88: Nervi の作品

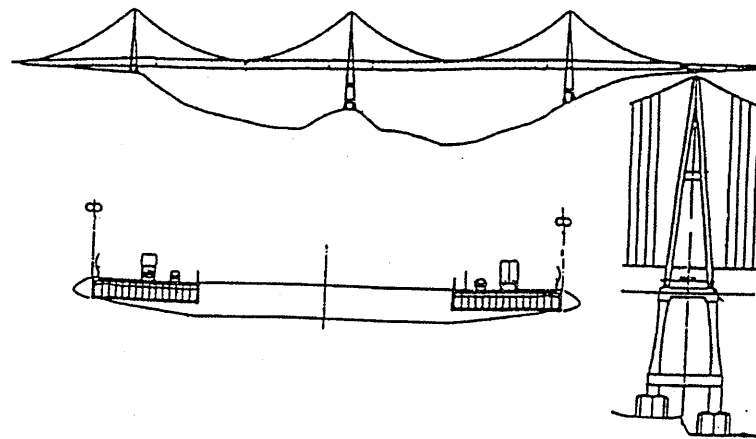


図 9.89: ジブラルタル連絡橋・海峡ルート案

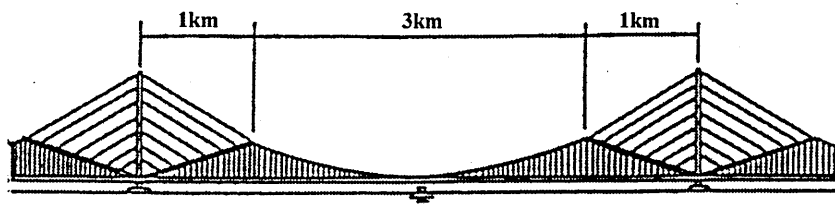


図 9.90: T.Y.Lin の 5 km 吊形式橋梁¹⁷³⁾

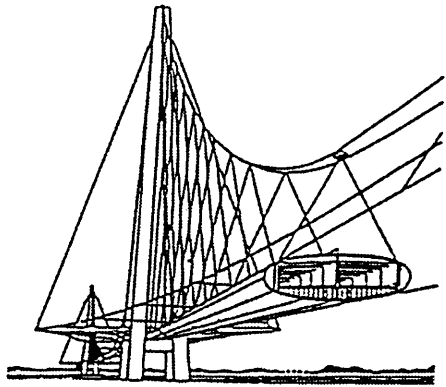


図 9.91: COWI Consult の提案¹⁷⁴⁾
(ジブラルタル連絡橋 5km 吊形式橋梁)

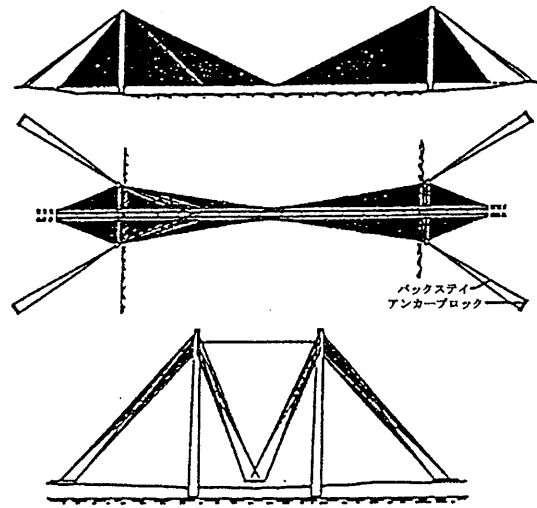


図 9.92: Gimsing の提案¹⁷⁵⁾

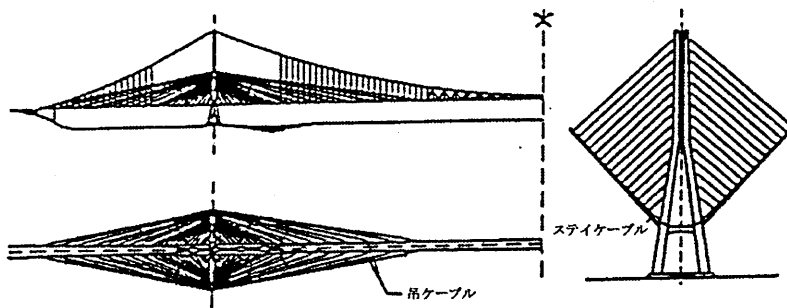


図 9.93: Menn, Billington の吊形式橋梁¹⁷⁷⁾

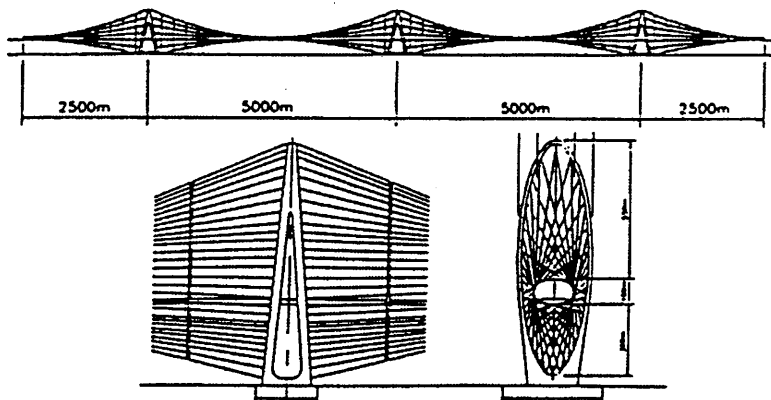


図 9.94: S.Srinivasan の提案¹⁷⁷⁾

9.6 斜張橋の長大化の可能性と課題

最近、斜張橋の長スパン化の傾向が著しい。かつては、スパン 500m 程度が限界とされていたが、現在ではフランスの Normandie 橋 (スパン 856m)¹⁷⁸⁾ が完成し、また多々羅大橋 (スパン 890m)¹⁷⁹⁾ も 1999 年には完成する。このように、900m 近いスパンをもつ斜張橋が完成し、更にスパン 1000m を超える可能性が検討されている^{11)180)~184)}。

斜張橋の長大化について、F.Leonhardt¹⁸⁵⁾ はスパン 1800m まで吊橋に比べて経済的に建設可能であると主張している。また、N.J.Gimsing¹⁸⁶⁾¹⁸⁷⁾ はスパンが 3000m でも斜張橋は吊橋より経済的であると主張し、さらに長スパンの可能性を議論している。果たして実現可能かについては不明な点が多い。文献 11)180)~184) の検討からは、経済的に適用可能な限界スパンは 1200~1500m 程度と考えられている。

では、どのような観点から斜張橋の限界スパンが決まってくるのであろうか。以下にその考え方を紹介する。

まず、主桁に発生する最大垂直応力度とスパンの関係を予測する。最大軸力は塔位置で生じ、

$$N_{max} = \frac{qL_C^2}{8h'} = \frac{q}{8} \left(\frac{L_C}{h'} \right) L_C = \frac{1}{8} q n_h L_C \quad (9.84)$$

と与えられる。ここで、 q は外荷重、 L_C はスパン、 h' は塔の桁上から塔内のケーブル定着区間の中点までの高さで、桁上高さの 3/4 を仮定する。また、 L_C/h' を一定、すなわち側面形状は相似形を仮定する。

外荷重 q は死荷重 (W_D) と活荷重 (p) の和で与えられ、

$$q = W_D + p = \xi \gamma_S A_S (1 + \omega) \quad (9.85)$$

と定義する。ここで、 γ_S は鋼の単位体積重量 (=77KN/m³)、 A_S は軸力に抵抗できる鋼の断面積、 ω は活荷重と死荷重の比である。また、 ξ は桁の死荷重を評価するための係数であり、軸力に抵抗できる鋼重量に対する比率で考え、 $\xi = 2.0, 2.5$ を仮定する。

式 (9.85) を式 (9.84) に代入し、塔の桁上高さ (最上段ケーブル位置まで) をスパンの 1/5 とすれば、 $n_h = 6.67$ となり、また、 $\omega = 0.2$ を仮定して、鋼断面積で割ると、次式を得る。

$$\sigma_{max} (KN/m^2) = \xi \gamma_S (1 + \omega) n_h L_C / 8 = 154 L_C \text{ or } 193 L_C \quad (9.86)$$

図 9.95 に式 (9.86) を破線でプロットする。次に、桁の曲げ応力 (σ_b) を考える。死荷重時の桁曲げモーメントは、ケーブル張力の調整を行い、ケーブルを支点とする連続桁の曲げモーメントとなるように設計される。そのため、死荷重時の曲げ応力は小さいものとして無視し、活荷重による曲げ応力を考える。周知の通り、斜張橋は高次の不静定構造物で、ケーブルの伸び剛性と桁の曲げ剛性の比に応じて発生する桁曲げモーメントが変化する。ここでは、マルチケーブル斜張橋を対象に曲げ応力を予測した文献 188) の結果を転用し、図 9.95 に一点鎖線でプロットする。なお、スパン 1000m 以上は外挿している。桁曲げモーメントは桁高さの影響を受けることを説明した。桁高さを高くすると曲げモーメントが大きくなるものの、曲げ剛性も大きいため曲げ応力の変化は小さいことが文献 188) に示されている。したがって、一点鎖線で示す曲げ応力は桁高さの影響をあまり受けないと考えてよい。両者を合計した値を図 9.95 に実線で示す。また、材質別の許容応力度の上限値 (降伏点 / 安全率) をあわせ横線で示す。

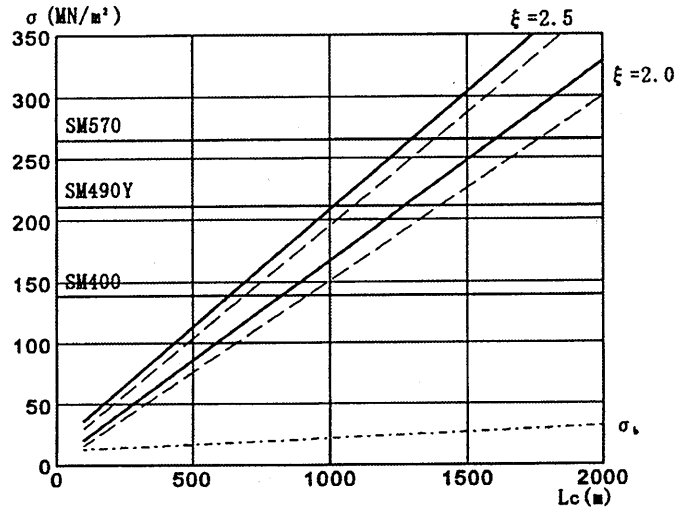


図 9.95: 斜張橋主桁の最大応力度とスパンの関係

仮に、 ξ を 2.0～2.5 の中間と考えると、SM490Y 材を用いれば 1000m 近いスパンの設計が可能となることがわかる。しかも、断面積に依存しないため、ほぼ最小板厚で設計可能となる。SM570 材を用いると 1400m、HT690 材では 1700m 近いスパンの設計が可能となる。また、スパンが 500～600m 程度では、最大応力度は 100～120MN/m² 程度と大きくないことがわかる。しかし、以上の考察では不安定現象が材料の降伏点に支配されると仮定している点に注意する必要がある。実際には、桁の面内、外の静的、動的不安定挙動に対して入念な照査を行う必要がある。以下では、それらを説明しつつ長大化の可能性に関するより具体的な検討結果を紹介する。

斜張橋はスパンが長くなるにつれて、先に説明したように、桁に作用する圧縮軸力が大きくなる。そのため、座屈不安定問題に対して慎重な対応が必要となる。また、風荷重作用に対して、ケーブルの復元力効果は期待できず桁の曲げ剛性で抵抗する必要がある。とくに、風荷重作用下での安定性を確保するためには、桁幅はスパンの 1/40 以上が必要とされている¹⁸⁵⁾。このことが事実であれば、車線数に関係なくスパンとともに大きな桁断面が欠かせない。つまり、スパンの長大化に伴い桁断面が大きくなって他の吊形式橋梁、とりわけ吊橋に比べて競争力を失うことになる。このような観点から、経済的な限界スパンが決まってくる。したがって、斜張橋の長大化を検討する場合、先に説明した 2 つの問題をクリアできる最小の断面を特定することが重要な課題となる。

一方、吊橋はスパンが長くなるにつれてケーブルに作用する引張張力が大きくなるが、桁には軸力が導入されない。また、風荷重の作用に対してケーブルの復元力効果が期待できる。そして、長大吊橋の桁断面サイズは耐風安定性確保、横ねじれ座屈やフラッター風速が設計風速以下で生じない条件から決まってくる。このように異なった観点からそれぞれの最小桁断面を特定し、両者の競争力を比較することになる。

さて、斜張橋の静的、動的安定性を照査する場合、

- 1) 重力方向の荷重に対する耐荷力に対して所定の安全率を確保する、
- 2) 風荷重作用に対して、静的挙動では横ねじれ座屈、ダイバージェンス、動的挙動ではフラッターが設計風速以下で生じないようにする必要がある。

これらの現象を明らかにする解析的手法は 9.1, 9.2 で説明しているので参照されたい。すなわち、弾塑性有限変位解析や変位に依存して変化する風荷重を扱う有限変位解析およびフラッター解析である。

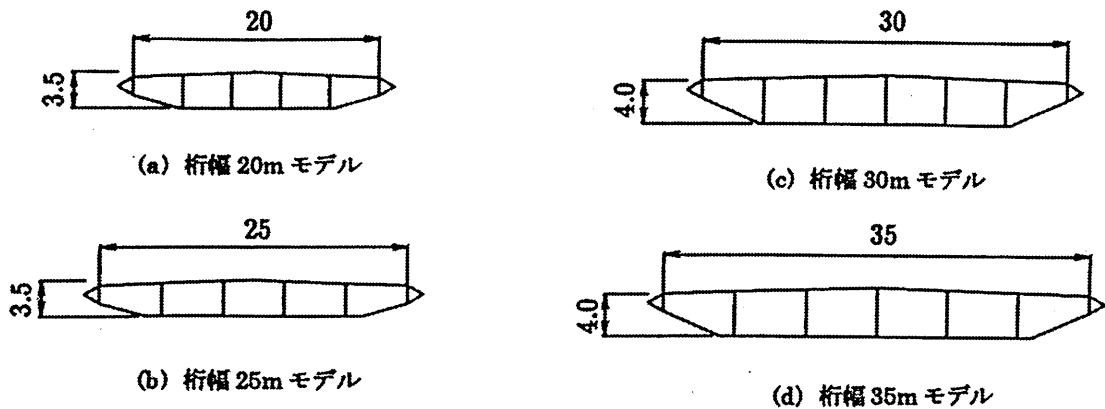


図 9.96: 桁断面

文献 7), 189) では、スパン 1400m 斜張橋を対象に、以上の解析法を用いた最小断面の特定に関する検討が行われている。文献 7) では変位依存型の風荷重を扱う静的な横安定解析と、面内荷重作用下での弾塑性有限変位解析による終局強度の検討が行われている。また、文献 189) では静的な横安定解析とフラッター解析が行われ、面内の安定性は修正 E_f 法によって照査されている。検討対象とした斜張橋の側面形状は図 9.4 と同じである。文献 7) では、桁高さ 4.6m を固定して図 9.4 に示す桁幅 (B_u) を 26m から 34m まで 2m ピッチで、すなわちスパンと桁幅の比で、54~40 まで変化させた断面を対象に安定性の検討を行っている。また、文献 189) では図 9.96 に示す 4 断面 (スパンと桁幅の比で、70~40 まで変化) を対象に検討を行っている。これらの断面の材質はすべて SM570 材で、桁の面外曲げ剛性を効率的に確保するため、塔近傍 (図 9.4(a) 中の X_u 区間) において断面端部の板厚を増厚している。これは、死荷重と風荷重による応力の合計を降伏点を限界とした場合の許容値以下とするためで、車線数にもよるが、スパン 1000m を超える長大橋では欠かせない対策となる。因みに、文献 7) の塔近傍の増厚区間の面外断面 2 次モーメントは約 210~280 m^4 、文献 15) では約 140~280 m^4 の範囲にある。

図 9.97, 9.98 に文献 189) で行われた静的安定解析の結果を示す。図 9.97 は完成系のスパン中央での横変位、鉛直変位、ねじれ角と風速の関係、図 9.98 は架設系の張出し先端部の変位と風速の関係である。完成系では、いずれの桁断面も風速 80m/s 前後で鉛直とねじれ変位が急増する横ねじれ座屈が生じていることがわかる。一方、架設系では風速 65m/s 前後で鉛直変位の急増が見られる。これらの断面は、設計風速 60m/s (完成系)、40m/s 前後 (架設系) で設計されており、いずれも設計風速以下では不安定現象は見られない。

以上の文献での検討において得られた知見を以下に紹介する。なお、計算の前提条件の詳細については文献 7) を参照されたい。

- 桁の横安定を確保するために、桁幅はスパンの 1/40 以上が必要とされているが、塔位置近傍の断面を補強することで、1/55 程度が選べる。桁幅をスパンの 1/70 としたモデルでも安定性が得られたものの、塔近傍での桁断面の補強が大規模となり、鋼重量はかえって大きくなっていく。但し、高い材質を用いると面外の曲げ剛性が低下するため、その場合の必要桁幅は別途検討する必要がある。
- スパン / 桁高さは 400 程度が選べ、更に低い桁高さが選べる可能性が示唆されている。
- フラッター発振風速は静的風荷重による不安定風速より高い。これより、斜張橋の風荷重作用下の安定問題は静的挙動に支配される。

このような知見に基づき、解析的検討と実験的検証を通して最小の断面を特定する必要がある。その上で、耐風安定性が確保できる桁断面をもつ吊橋との比較を行う必要がある。

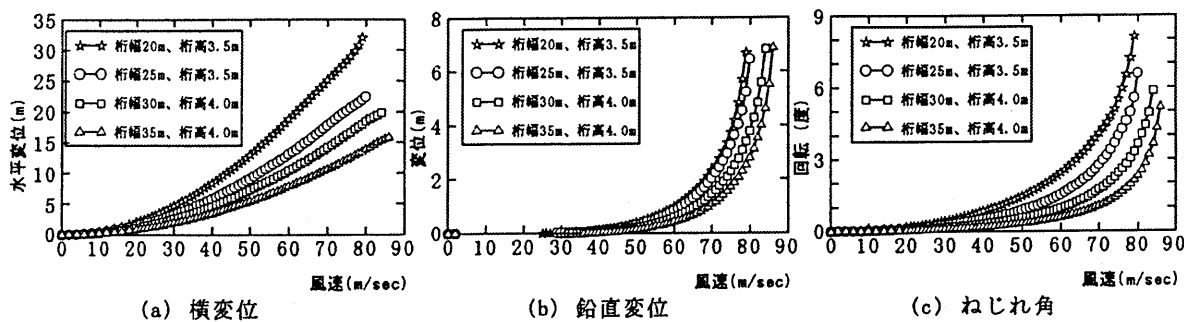


図 9.97: 中央径間中央の桁変位 (完成系)

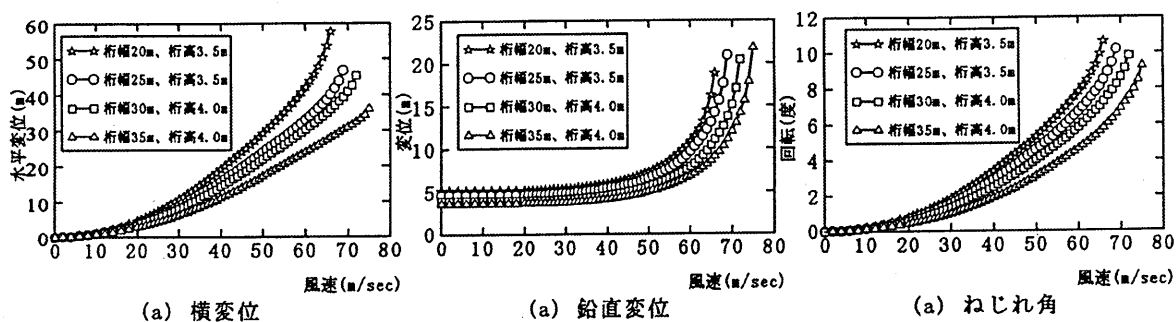


図 9.98: 張出し先端部の変位 (架設系)

以上は、自定式斜張橋を対象にしたが、桁に導入される圧縮軸力を小さくする対策として図 9.99 に示す一部他定式斜張橋¹⁹⁰⁾が提案されている。ラジアルタイプを前提として、塔位置での圧縮軸力とスパン中央の引張軸力の絶対値が等しい条件を用いると、理論上は自定式斜張橋の $\sqrt{2}$ 倍まで長スパン化が可能となる。つまり、1000m スパンの自定式斜張橋であれば、一部他定式を用いることで、同じ桁断面を用いて 1400m まで長スパン化が可能になる。これは、あくまで、桁の軸力にのみ着目したものである。長スパン化する場合、風荷重による安定性も考慮する必要がある。また、架設にあたりスパン中央での引き込み力 (鋼桁重量によるスパン中央での引張軸力に相当) を現実的な値とするための検討が欠かせない。

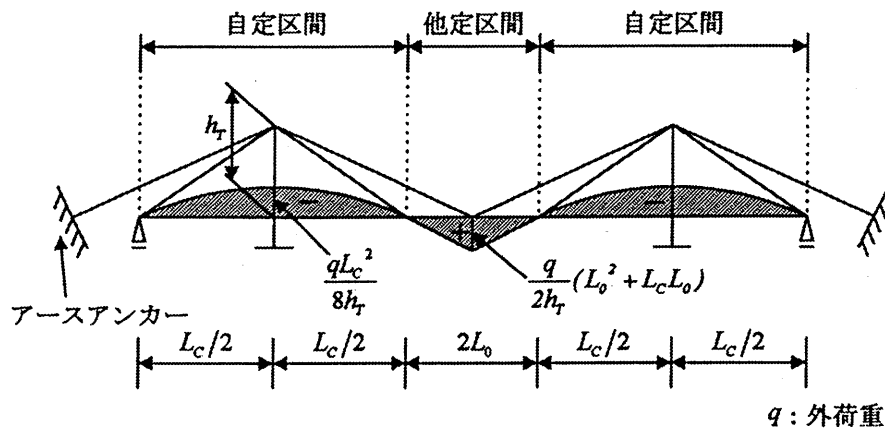


図 9.99: 一部他定式斜張橋

一部他定式は、風荷重に対してケーブルの復元力効果が期待できるとされている¹⁹⁰⁾。つまり、アンカーケーブル-桁(引張軸力)-アンカーケーブルの引張部材系が構成できて復元力が期待できる。ここで、1400m スパンをもつ自定、一部他定式斜張橋の耐風挙動を比較検討した結果を紹介する¹⁹¹⁾。モデルの側面形状は図9.4と類似であるが、このモデルでは側径間長が560mと短くなっており、一部他定式斜張橋の他定区間は桁中央280mである。また、主桁の桁幅(B_u)と桁高さはそれぞれ34m、4.6mである。

- 一部他定式を用いることにより、完成系での風荷重による桁の最大変位、断面力は10%程度低減できる。
- しかし、完成系で不安定となる風速は両者で差異が小さい。すなわち、安定性に関しては、両者の風速には大きな差異が生じない。これは、横ねじれ座屈安定性に支配的な力学パラメータが鉛直面内剛性とねじれ剛性であり、一部他定式と自定式の両者では、それらの剛性が大きく変化しないためと考えられる。
- 架設系では、張出し架設を前提とする場合、不安定となる風速に差異は生じない。

以上のように、一部他定式斜張橋は桁の圧縮軸力を低減する上では効果的であるが、耐風挙動については効果が小さい。また、架設に当たり、自定式と別の架設設備を必要とすること、更にアンカーブロックが必要となることを念頭入れて検討する必要がある。

さて、先のF.Leonhardtの1800m斜張橋¹⁸⁵⁾の提案では、自定式を用い、図9.100に示す大きな桁断面で長大化を計ろうとしている。その際、圧縮軸力の大きな塔位置近傍では厚板を用い、スパン中央部では薄板が使用されてる。スパン中央部ではケーブルの勾配が小さい。そのため、同じ重量を吊るためには大きな張力を必要とし、結果的に大きな水平張力が生じて桁軸力が大きくなる。スパン中央において軽量の断面を用いるのが効果的である。すなわち、長スパン化のための方策として、圧縮軸力の分布に応じて断面積を変化させた変断面桁を用いるのが効果的である。

N.J.Gimsingは、先に説明した一部他定式と2つの箱桁を並列配置したツインボックスを用いるシステムを提案している。ツインボックスは桁の面外曲げ剛性を効率的に確保するためのアイデアである。更に、図9.101に示すように、立体ケーブルを採用することにより超長大な斜張橋¹⁸⁶⁾を提案しているが、具体的な情報は与えられておらず、アイデアの域を出ない。

以上、斜張橋の長スパン化の可能性を明らかにする上では、静的、動的安定性が確保できる最小桁断面を特定することが、まず取り組むべき重要な課題となる。また、2000mクラスを念頭にいた長スパン化を実現する上での構造的対応策として、

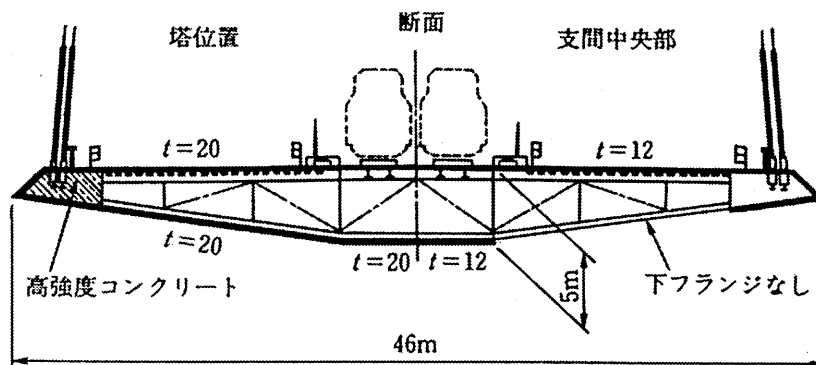


図 9.100: F.Leonhardt の斜張橋案

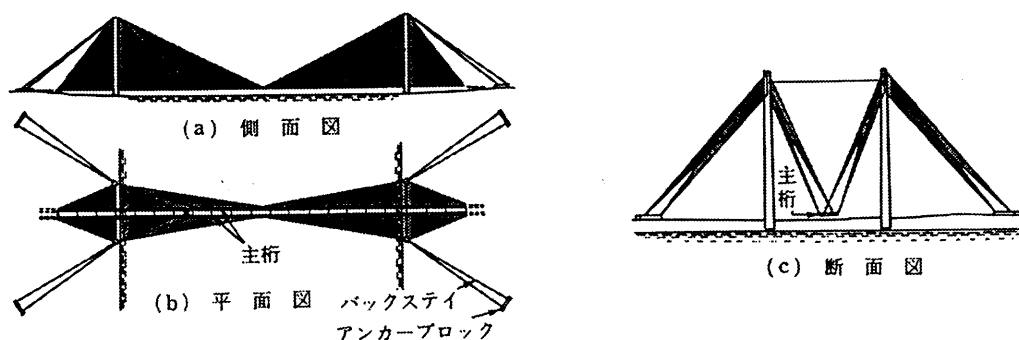


図 9.101: N.J.Gimsing の超長大斜張橋

- a) 桁の圧縮軸力分布に応じた変断面 (断面積, 材質変化) 桁の採用,
- b) 桁軸力の低減対策としての一部他定式の採用,

が考えられる. 図 9.95 に示した応力度の予測からわかるように, 2000m に達する斜張橋の検討では高強度の材質が避けられない. そのため, 一部他定式を真剣に検討する必要があると言える. これらの構造的対策を採用し, 最小桁断面を特定し, その上で吊橋に対する競争力を明らかにする必要がある.

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, II 鋼橋編, 1996.
- 2) 前田幸雄・林正: 立体骨組構造物の有限変位解析, 土木学会論文報告集, No.253, pp.13-26, 1976.
- 3) 小松定夫: 構造解析学 20 年の歩み - 補遺, 小松定夫先生退官記念論文集, pp.1-21, 1987.
- 4) 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, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.41A, pp.427-434, 1995.
- 5) Boonyapinyo, V., Yamada, H. and Miyata, T.: Nonlinear Buckling Instability Analysis of Long-Span Cable-Stayed Bridge Under Displacement-Dependent Wind Load, Journal of Structural Engineering, JSCE, Vol.39A, pp.923-936, 1993.
- 6) 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, No.537/I-35, pp.205-215, 1996.
- 7) 謝旭・山口宏樹・長井正嗣: 長大斜張橋の静的安定性に及ぼす桁幅の影響, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.43A, pp.1221-1228, 1997.
- 8) Komatsu, S., Sakimoto, T.: Nonlinear Analysis of Spatial Frames Consisting of Members With Close Cross-Sections, Proc. of JSCE, No.252, pp.143-157, 1976.
- 9) 謝旭・長井正嗣・山口宏樹: 長大斜張橋の終局強度解析と挙動に関する一考察, 土木学会論文集, No.598/I-44, pp.171-181, 1998.
- 10) 崎元達郎ほか: 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, 土木学会, Vol.36A, pp.111-122, 1990.
- 11) 遠藤武夫: 長支間斜張橋の構造計画に関する 2,3 の考察, 土木学会論文集, No.567/VI-35, pp.171-188, 1996.
- 12) 本州四国連絡橋公団: 吊橋主塔設計要領・同解説, 1989.
- 13) 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 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, 土木学会, Vol.41A, pp.221-228, 1995.
- 14) 長井正嗣・謝旭・山口宏樹: 長大斜張橋の主桁耐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, 鋼構造協会, 第 5 巻, pp.23-30, 1997.
- 15) (社) 日本鋼構造協会編: 構造物の耐風工学, 東京電機大学出版局, 1997.
- 16) Y.C. Fung, AN INTRODUCTION TO THE THEORY OF AEROELASTICITY, Dover, p.498, 1969. (First Publication, John Wiley & Sons, 1955.)
- 17) アメリカ合衆国商務省道路局編: 吊橋の振動解析 (翻訳, 猪瀬寧雄, 高田隆信), 森北出版, 1971.
- 18) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧 pp.52-53, 1991.
- 19) 岡内功・伊藤學・宮田利雄: 耐風構造, pp.202-204, pp.236-247.

- 20) 16) に同じ, pp.163-164, p.168, p.403, 1997.
- 21) Davenport, A.G.: Buffeting of a suspension bridge by storm winds, J. Structural Division, Proc. ASCE, Vol.88, No. ST3, pp.233-268, 1962.
- 22) 本州四国連絡橋公団: 明石海峡大橋耐風設計要領・同解説, p.48, p.47, pp.44-51, 1990.
- 23) Holmes, H.D.: Prediction of the response of a cable-stayed bridge to turbulence, Proc. 4th Int. Conf. on Wind Effects on Buildings and Structures, Heathrow, pp.187-197, 1975.
- 24) 土木学会構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会ガストワーキンググループ: 橋梁のガスト応答に関する調査, 第4章, 空力アドミッタンス, 1996.
- 25) 佐藤弘史・松野栄明・北川信: 明石海峡大橋の補剛桁に関する空力アドミッタンスの評価, 第13回風工学シンポジウム論文集, pp.131-136, 1994.
- 26) 金崎智樹ほか: 明石海峡大橋全橋模型ガスト応答特性の一検討, 第13回風工学シンポジウム論文集, pp.233-238, 1994.
- 27) Mann, J.: The spatial structure of neutral atmospheric surface-layer turbulence, J. Fluid Mech., Vol.273, pp.141-168, 1994.
- 28) 勝地弘・多田和夫・北川信: 動態観測結果に基づく長大橋の耐風設計に関する考察, 土木学会論文集, No. 543/I-36, pp.163-173, 1996.
- 29) 新原雄二・中野龍児: 架設時風観測に基づく伊唐大橋の風の特性とガスト応答について, 第14回風工学シンポジウム論文集, pp.527-532, 1996.
- 30) 鳥海隆一ほか: 自然風の空間相関特性に関する検討, 第15回風工学シンポジウム論文集, pp.353-358, 1998.
- 31) Toriumi, R., Furuya, N. and Katsuchi, H.: A study on spatial correlation of natural wind, Proc. 10th Int. Conf. on Wind Engineering, Copenhagen, 1999 (to appear).
- 32) 佐藤弘史ほか: 周辺地形による風特性を考慮した斜張橋全橋模型のガスト応答解析, 構造工学論文集, Vol. 42A, 土木学会, pp.855-866, 1996.
- 33) 宮田利雄ほか: 複雑な地形に囲まれた長大斜張橋のガスト応答特性に関する実験的研究, 第14回風工学シンポジウム論文集, pp.521-526, 1996.
- 34) 鳥海隆一・山村信道・田中洋: 長大橋梁のガスト応答解析法に関する検討, 鋼構造論文集, Vol.4, No. 13, pp.45-52, 1997.
- 35) Jain, A., Jones, N.P. and Scanlan, R.H.: Coupled flutter and buffeting analysis of long-span bridges, J. Structural Engineering, Vol.122 (7), ASCE, pp.716-725, 1996.
- 36) Katsuchi, H. et al.: A study of mode coupling in flutter and buffeting of the Akashi-Kaikyo Bridge, 土木学会論文集, No. 598/I-44, pp.21-36, 1998.
- 37) Kovacs, I., Svensson, H.S. and Jordet, E.: Analytical aerodynamic investigation of cable-stayed Helgeland Bridge, J. Structural Engineering, ASCE, Vol.118, No.1, pp.147-168, 1992.
- 38) Xiang, H.F., Lu, C.H. and Gu, M.: Time-domain analysis for coupled buffeting response of long span bridge, Proc. 9th Int. Conf. on Wind Engineering, New Delhi, pp.881-892, 1995.
- 39) 松本泰尚・藤野陽三・木村吉郎: 状態方程式表示を用いたガスト応答解析の定式化の試み, 土木学会論文集, No. 543/I-36, pp.175-186, 1996.
- 40) Boonyapinyo, V., Miyata, T. and Yamada, H.: Combined flutter and buffeting response of suspension bridges in time domain, Proc. 3rd Asia-Pacific Symp. on Wind Engineering, Gold Coast, 1997.
- 41) 松本勝・陳新中: 長大橋ガスト時刻歴応答解析, 第14回風工学シンポジウム論文集, pp.515-520, 1996.
- 42) Diana, G. et al.: Aerodynamic design of very long-span bridges, IABSE Symp., Kobe 1998, IABSE Rep. Vol.79, pp.115-128, 1998.
- 43) Kimura, K. et al.: Characteristics of buffeting forces on flat cylinders, J. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.69-71, pp.365-374, 1997.
- 44) Larose, G. L. and Mann, J.: Gust loading on streamlined bridge decks, J. Fluids and Structures, Vol.12(5), 1998.
- 45) Davenport, A.G. and King, J.P.C.: The influence of topography on the dynamic wind loading of long span bridges, J. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.36, pp.1373-1382, 1990.
- 46) 本田明弘・深堀清二・今金真一: 地形乱流中における斜張橋のガスト応答に関する研究, 第15回風工学シンポジウム論文集, pp.383-388, 1998.
- 47) 勝地弘他: 地形の影響による複雑な風環境での長大橋のバッフェティング評価, 第15回風工学シンポジウム論文集, pp.365-370, 1998.
- 48) Roy, U.K., Kimura, K. and Fujino, Y.: Vertical response characteristics of a flat plate cantilever in the wake of a hill, Proc. 10th Int. Conf. on Wind Engineering, Copenhagen, 1999 (to appear).

- 49) Virlogeux, M.: Cable vibrations in acble-stayed bridges, Bridge Aerodynamics, Larsen, A. and Esdahl S. Eds., Balkema, pp.213-233, 1998.
- 50) Yamaguchi, H. and Fujino, Y.: Stayed cable dynamics and its vibration control, Bridge Aerodynamics, Larsen, A. and Esdahl S. Eds., Balkema, pp. 235-253, 1998.
- 51) 横山功一・日下部毅明：斜張橋ケーブルの風による振動と対策，橋梁と基礎，Vol.23, No.8, pp.75-84, 1989.
- 52) 藤田・近藤：並列配置された斜張ケーブルの風による一振動事例，プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，プレストレスコンクリート技術協会，pp.271-274, 1990.
- 53) Simiu, E. and Scanlan, R.H.: Wind Effects on Structures -Fundamentals and Applications to Design, 3rd Ed., John Wiley & Sons, pp.237-243, pp.398-399, 1996.
- 54) 岡内功他：大振幅加振による長大斜張橋の実橋振動実験，土木学会論文集，No.455/I-21, pp.75-84.
- 55) Yamaguchi, H. et-al: Field observation and vibration test of the Tatara Bridge, Proc. of IABSE conference on cable-stayed bridges - Past, Present and Future, Malmö, Sweden, 1999.
- 56) 樋上秀一：斜張橋ケーブルの Rain Vibration, 日本風工学会誌，27号，1986.3.
- 57) Hikami, Y. and Shiraishi, N.: Rain-wind induced vibrations of cables in cable stayed bridges, J. Wind Engg. and Indust. Aerodyn., No.29, pp.409-418, 1988.
- 58) Matsumoto, M.: Observed behavior of prototype cable vibration and its generation mechanism, Bridge Aerodynamics, Larsen, A. and Esdahl S. Eds., Balkema, pp.189-211, 1998.
- 59) Yamada, Y. et al.: Earthquake-resistant and wind-resistant design of the Higashi-Kobe Bridge, Cable-Stayed Bridges -Recent Developments and Their Future, Ito, M. et al. Eds., Elsevier, pp.397-416, 1991.
- 60) 北條哲男ほか：抗力が小さく空力的に安定な斜張橋ケーブルの開発，橋梁と基礎，Vol.29, No.6, pp.27-32, 1995.
- 61) 米田昌弘ほか：ケーブル制振用粘性せん断型ダンパの開発，日本機械学会論文集 (C編)，Vol.58, No.55, pp.3227-3232, 1992.
- 62) 藤野陽三・Pacheco, B.M.・Sulekh, A.: ダンパーをつけた斜張橋ケーブルの減衰評価曲線，橋梁と基礎，Vol.26, No.4, pp.41-45, 1992.
- 63) 和田，東田，恵谷，高野：横浜ベイブリッジの耐風対策，橋梁と基礎，23巻，8号，pp.43-48, 1989.
- 64) 中野龍児ほか：振動モードの制御による斜張橋斜材ケーブルの制振，第52回土木学会年次講演会 I-B, pp.338-339, 1997.
- 65) 阿部雅人・藤野陽三・尾松智：振動モード形の変化を利用した自動振動のパッシブ制御，構造工学論文集，Vol.45A, 土木学会，1999.
- 66) Fujino, Y., Warnitchai, P. and Pacheco, B.M.: Active stiffness control of cable vibration, J. Appl. Mech, ASME, 60, 4, pp.948-953, 1993.
- 67) Susumpow, T. and Fujino, Y.: An experimental study on active control of in-plane cable vibration by axial support motion, Earthquake Engrg. and Struct. Dynamics, 23, pp.1283-1297, 1993.
- 68) スサンボウ・藤野：支点の軸方向変位を用いたケーブルのアクティブコントロール，第2回振動制御コロキウム講演論文集，Part B, 土木学会，pp.49-56, 1993.
- 69) Susumpow, T. and Fujino, Y.: Active cotrol of multimodal cable vibrations by axial support motion, Jour. of Eng. Mech. , ASCE, 121, 9, pp.964-972, 1995.
- 70) P. Hagedorn: Active vibration damping in large flexible structures, THEORETICAL AND APPLIED MECHANICS, Germain, P. et al. ed., Elsevier, pp.83-100, 1989.
- 71) 山口宏樹・N.N. ドゥン：ケーブル振動に適用したアクティブ波動制御の最適化，日本機械学会第3回「運動と振動の制御」シンポジウム講演論文集，pp.150-155, 1993.
- 72) Johnson, E. Spencer, B.E.・藤野陽三.: ケーブル振動のセミアクティブ制御，日本機械学会第6回「運動と振動の制御」シンポジウム講演論文集，pp.153-156, 1999.
- 73) Honda, A., Tatsumi, M., Hata, K. and Ohnishi, E.: Aerodynamic Characteristics of the Tower of the Akashi Kaikyo Bridge, Proc. 9th Int. Conf. on Wind Engineering, New Delhi, India, pp. 803-814.
- 74) 藤野陽三：構造物の制振対策 (土木分野)，日本風工学会誌，44, pp.53-69, 1990.
- 75) 土木学会構造工学委員会振動制御小委員会主催「振動制御コロキウム」，Part A：構造物の振動制御，Part B：講演論文集，1991年8月.
- 76) 同上；第2回振動制御コロキウム，Part A & Part B，1993年8月.
- 77) 藤野陽三：建設系構造物の振動制御，JSSC，日本鋼構造協会，12, pp.2-7, 1994.
- 78) 日本溶接協会：構造動態の制御，pp.1-279, 1994.
- 79) 藤野陽三・山口宏樹：土木構造物における振動制御の実施例，JSSC，日本鋼構造協会，12, pp.16-22, 1994.

- 80) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準(案)—明石海峡大橋，多々羅大橋，来島海峡大橋—，1999(準備中)。
- 81) 辰巳正明ほか：明石海峡大橋主塔の耐風制振対策，鋼構造論文集，第1巻3号，pp.103-114，1994。
- 82) 泰健作ほか：明石海峡大橋主塔の制振対策，土木学会論文集，No.507/I-30，pp.279-289，1995。
- 83) 佐藤ほか：首都高速12号線吊橋の主塔架設時制振対策，土木学会振動制御コロキウム講演論文集，pp.31-39，1991。
- 84) 谷田ほか：2軸ハイブリッド式制振装置の開発と適用例，日本建築学会アクティブ制振(振)シンポジウム論文集，pp.271-278，1992。
- 85) 小西ほか：アクティブTMDによる鶴見航路橋主塔の架設時制振対策，土木学会第2回振動制御コロキウム講演論文集，pp.57-61，1993。
- 86) 高橋ほか：能動型制振装置による白鳥大橋の主塔架設時の制振対策，土木学会第2回振動制御コロキウム講演論文集，pp.79-86，1993。
- 87) 高橋ほか：白鳥大橋主塔の架設時アクティブ制振対策，構造工学論文集，土木学会，Vol.40A，pp.935-942，1994。
- 88) 玉木ほか：アクティブ制振装置を適用した橋梁主塔の架設時の風振動制御，土木学会第3回振動制御コロキウム講演論文集，pp.75-82，1995。
- 89) 勝浦ほか：橋梁用ハイブリッド型制振装置への H_{∞} 制御の適用，計測自動制御学会第32回学術講演会，pp.483-484，1993。
- 90) 土井ほか：長大橋主塔模型構造物の揺れ制御の研究，日本機械学会，機械力学・計測制御講演論文集(D&D'95)B編，pp.335-338，1995。
- 91) 中田ほか：多モードを対象とする柔構造物のアクティブ制振，日本機械学会，機械力学・計測制御講演論文集(D&D'95)B編，pp.359-362，1995。
- 92) 坂井ほか： H_{∞} 制御理論による橋梁主塔の能動制振模型実験，土木学会第2回振動制御コロキウム講演論文集，pp.63-70，1993。
- 93) Furuta, H. et al.: Analytical and experimental investigation on fuzzy active control, J. Intelligent Material Systems and Structure, Vol.5, No.4, pp.580-585, 1994.
- 94) 横田ほか：ファジィアクティブ制振装置の実機試験，日本機械学会第4回「運動と振動の制御」シンポジウム講演論文集，pp.291-292，1995。
- 95) Yamada, Y. et al.: Earthquake-resistant and wind-resistant design of the Higashi-Kobe Bridge, Cable-Stayed Bridges -Recent Developments and Their Future, Ito, M. et al. Eds., Elsevier, pp.397-416, 1991.
- 96) 森内・鈴木・樋上：斜張橋塔の形状と耐風性の関係，45回土木学会年次学術講演会梗概集，I部門，pp.932-933，1990。
- 97) 森内・鈴木・樋上：斜張橋塔の形状と耐風性の関係(第2報)，46回土木学会年次学術講演会梗概集，I部門，pp.520-521，1991。
- 98) 大橋治一・泰健作：主塔の耐風設計法，橋梁と基礎，32巻，8号，pp.76-79，1998。
- 99) 岡内・伊藤・宮田：耐風構造，丸善，1977。
- 100) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，pp.143-151，1991。
- 101) 宮田：構造物のパッシブコントロール(1) - 空気力学的対策 -，振動制御コロキウム，part A，pp.16-23。
- 102) 日本鋼構造協会(編)：構造物の耐風工学，東京電機大学出版局，pp.363-365，1997。
- 103) Wardlaw, R.L.: The improvement of aerodynamic performance, Aerodynamics of Large Bridges, Larsen, A. ed., Balkema, pp.59-70, 1992.
- 104) Diana, G. et al.: Aerodynamic challenges in super long span bridges design, Bridge Aerodynamics, Larsen, A. and Esdahl, S. eds., Balkema, pp.131-143, 1998.
- 105) 延藤・藤野・伊藤：橋桁の連成フラッターに対するT.M.D.の制振効果について，土木学会論文集，No.398/I-10，pp.413-416，1988。
- 106) Wallace, A.A.C.: Wind influence on Kessock Bridge, Eng. Struct., Vol.7, pp.18-22, 1985.
- 107) Owen, J.S. and Vann, A.M.: The prototype testing of Kessock Bridge - response to vortex shedding, Proc. 2nd UK Conf. on Wind Eng., Warwick, 1994.
- 108) 飯田裕，佐賀弘一，吉田好孝：東京湾横断道路・多径間連続鋼床版箱桁橋上部工の設計・施工(上)，橋梁と基礎，2-8，1995年3月。
- 109) Madsen, B.S. and Sorensen L.T.: Manufacture and erection of the steel main span, Proc. Cable-Stayed and Suspension Bridges, Vol.1, Deauville, pp.691-697, 1994.
- 110) Richardson, J.R.: The development of the concept of the twin suspension bridge, National Maritime Institute, NMI R125, 1981.

- 111) 藤野ほか：三次元弾性モデルによる箱桁補剛桁を有する超長大吊橋の風洞実験 (風洞実験の概要ならびに、一様流中での実験結果とその予測), 日本風工学会誌, No.46, pp.1-17.
- 112) 土木学会鋼構造シリーズ 8 「吊橋」, 1996 年
- 113) 辰巳正明：高強度ケーブルの開発, 道路協会誌, pp.13-16, 1988.
- 114) 森山彰：ケーブル材料, 橋梁と基礎, pp.130-131, 1998.
- 115) 古屋信明：「世界最大橋に挑む」, NTT出版, 1995 年
- 116) 多田和夫：ケーブル工事, 橋梁と基礎, pp.166-170, 1984.
- 117) 奥川淳志：ケーブルの製作・架設, 橋梁と基礎, pp.86-92, 1988.
- 118) 河口浩二ほか：ケーブル架設工事, 橋梁と基礎, pp.132-137, 1998.
- 119) 河口浩二ほか：ケーブル工事の施工と機械設備：建設機械, pp.64-72, 1996.
- 120) 土木学会, 吊橋—技術とその変遷—, 鋼構造シリーズ 8, 1996.
- 121) Kamei,M., Maruyama,T. and Tanaka,H.: Konohana Bridge, Japan, Structural Engineering International, pp.4-6, 1992
- 122) 前田研一, 岩本政巳, 森園康之, 田平秀和, 長井正嗣, 藤野陽三：MONO-DUO 形式超長大吊橋の耐風安定性に及ぼすリジッドハンガーの効果, 構造工学論文集, Vol.43A, 1997.
- 123) 亀井, 川上, 中井, 古田, 田中, 松下：鋼斜張橋の架設時における施工精度管理とケーブル温度計測, 橋梁と基礎, pp.25-30, 1995.
- 124) 土木学会, 鋼斜張橋—技術とその変遷—, 鋼構造シリーズ 5, 1990.
- 125) 松川, 亀井, 田中：斜めハンガーを有する自旋式吊橋 (北港連絡橋) の架設施工管理, 第 41 回土木学会年講, 1986.
- 126) 古田, 亀井, 金吉, 田中：斜張橋の架設管理への S I 法とファジィ SI 法の適用, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.459-467, 1990.
- 127) 松村, 新家, 頭井, 寺西：斜張橋のケーブル張力計測と張力調整, 橋梁と基礎, 1979.8
- 128) 前田, 作田, 西土, 町田, 富沢, 内海：ケーブル構造物の施工管理システム, 川田技報, 1986
- 129) 藤澤：斜張橋架設時のシム量決定方法, 橋梁と基礎, 1984.9, 10
- 130) 古川, 井上, 中山, 石堂：多目的計画法を用いた斜張橋の架設精度管理システムに関する研究, 土木学会論文集, 第 374 号 /I-6, 1986.
- 131) 本州四国連絡橋公団：生口橋工事誌, 1993.
- 132) 古田, 亀井, 金吉, 田中：ファジィ理論を用いた斜張橋ケーブルの最適プレストレス力決定法, 土木学会論文集, No540/I-31, 1996.
- 133) 亀井, 横田, 田中, 松下：中島新橋の光ファイバー温度センサーを用いた温度補正実験, 第 52 回土木学会年講, 1997.
- 134) 宇津野, 山極, 遠藤, 杉井：振動伝達関数法によるケーブル張力と曲げ剛性の同時推定法, 構造工学論文集, vol.44A, 1998.
- 135) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会作業班：耐風設計基準見直しのための作業班報告書—明石海峡大橋の耐風設計に関する検討, 昭和 61 年 3 月
- 136) 佐藤弘史ほか：超長大橋の耐風安定性に関する基礎的検討, 土木技術資料 Vol 38, No.9, pp.50-55, 1996.
- 137) 土木研究所・本州四国連絡橋公団・土木研究センター・民間 8 社 (川重, 住重, 日立, 三菱, 石播, 川田, 鋼管, 三井)：耐風性および経済性に優れた超長大橋の開発に関する共同研究報告書 (その 3), 平成 10 年 3 月, 土木研究所共同報告書第 213 号
- 138) 宮田利雄：本州四国連絡橋と風, 流れの科学—生物から宇宙まで, 技報堂出版, p.24, 1997.
- 139) 川田忠樹ほか：暴風時質量付加型超長大吊橋, 橋梁と基礎, pp.19-24, 1995.
- 140) F. Brancaloni, et-al. : Analysis and Prevention of Suspension Bridge Flutter in Construction, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.39A, pp.489-500, 1981.
- 141) 米田昌弘ほか：超長大吊橋の連成フラッター特性に及ぶ偏載質量効果に関する研究, 土木学会構造工学論文集 Vol.42A, pp.535-546, 1996.
- 142) Ostenfeld, et-al. : Bridge Engineering and Aerodynamics, Aerodynamics of Large Bridges, Copenhagen, A.A.Balkema, Rotterdam., pp.3-22
- 143) Y.FUJINO, et-al. : New Control Method for Flutter Suppression of Long-Span Bridges, IABSE Symposium for Long Span Bridges and High Rise Buildings, pp.161-166, 1998, Kobe
- 144) 荒居祐基・宮崎正男：超長大吊橋の耐風設計と水平ステイシステムに関する研究, 第 13 回風工学シンポジウム論文集, 1994.
- 145) 亀井浩ほか：対角ステイを有する吊橋の研究, 住友重機械技報, Vol.17, No47, 1969.
- 146) 荒居祐基・宮崎正男・久保田浩：超長大吊橋の耐風設計における水平ステイケーブルの効果, 第 49 回土木学会年次学術講演会概要集, 1993.
- 147) 風間浩二・宮田利雄・山田均：吊橋の長大化に伴うフラッター特性に関する研究, 構造工学論文集,

- Vol.41A, 1995.
- 148) T.Miyata, H.Yamada, K.Kazama : Aerodynamic/Structural Improvement against Flutter stability of Super Long Suspension Bridges, Proc. of Intl.Conf.A.I.P.C.-F.I.P. Deauville, 1994.
 - 149) 野村国勝ほか：超長大吊橋における補剛トラスの合理的構造に関する研究，土木学会論文集，No.516/VI-27，1995.
 - 150) 野村国勝ほか：長大吊形式橋梁の構造特性と経済性，構造工学論文集，土木学会，Vol.41A，pp.1003-1014，1995.
 - 151) 野村国勝ほか：流線形箱桁吊橋の補剛特性に及ぼす自重の影響に関する研究，鋼構造年次論文報告集，Vol.1，1993.
 - 152) 前田研一ほか：補助ハンガーシステムを併用した MONO-DUO 形式超長大吊橋の構造特性，構造工学論文集，Vol.42A，1996.
 - 153) 前田研一ほか：MONO-DUO 形式化とリジッドハンガーによる超長大吊橋の耐風安定性化策の実現性，構造工学論文集，Vol.44A，1998.
 - 154) M.Iwamoto, K.Maeda, Y.Morizono, M.Nagai and Y.Fujino : Coupled Flutter Behavior of Ultra Long-Span Suspension Bridges, Proc.of IABSE Symposium, Kobe, 1998.
 - 155) 志水 平ほか：MONO-DUO 形式超長大吊橋の MONO 区間長と耐風安定性に関する研究，土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集 I，1998.
 - 156) 林 正ほか：長径間吊橋の立体有限変位解析，構造工学論文集，Vol.37A，1991.
 - 157) 土木学会：構造工学における計算力学の基礎と応用，構造工学シリーズ 7，1996.
 - 158) 岩本政巳：吊形式橋梁に関するフラッターを中心とした空力振動予測，東京大学博士学位論文，1997.
 - 159) 宮田利雄・山田 均・太田博文：立体骨組解析法における横たわみしたトラス補剛吊橋の曲げねじれフラッター解析，土木学会論文集，No.404/I-11，1989.
 - 160) 成田信之ほか：超長大斜張吊橋の構造特性と実現可能性に関する基礎的研究，鋼構造年次論文報告集，Vol.4，1996.3.
 - 161) 中村一史ほか：超長大斜張吊橋の試設計と静的風荷重に対する主桁の補強，土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集，1998.10.
 - 162) 伊藤太郎ほか：超長大斜張吊橋の静的及び動的耐風安定性，土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集，1998.10.
 - 163) N.Narita, K.Maeda, H.Nakamura and K.Nomura : Applicability of Dischinger-Type to Ultra-Long Span Bridges, Proc. of IABSE Symposium, Kobe, Sept. 1998.
 - 164) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1989.4.
 - 165) 岩本政巳・藤野陽三・長井正嗣：三次元モデルによる長大斜張橋のフラッター解析，土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集 I，1993.9.
 - 166) 中山武志：超長大スパンにおけるローコスト吊構造橋梁の検討に際しての問題意識とその対処方針における 2, 3 の発想 (1)，橋梁，pp.26-36，1993.9.
 - 167) 土木技術：海外ニュース速報，香港の青馬大橋，土木技術，51 巻 2 号，pp.114-117，1996.
 - 168) 橋と風編集グループ：橋と風，pp.18，1990.
 - 169) (財) 海洋架橋調査会：平成 8 年度 東京湾口道路技術調査報告書，1997.
 - 170) 例えば，川島一彦：メシナ海峡連絡橋の近況と耐震設計，橋梁と基礎，pp.33-35，1993.
 - 171) 川田忠樹：現代の吊橋，理工図書，pp.18-20，1987.
 - 172) 山川麻生・飯塚力也：ジブラルタル海峡連絡計画，道路，pp.76-81，1995.
 - 173) T.Y.Lin, Philip Chow : Gibraltar Strait Crossing -A Challenge to Bridge and Structural Engineers, Structural Engineering International, 1991.
 - 174) 長井正嗣：吊形式橋梁の超長大化と構造形態，海峡横断，Vol.8，pp.10-12，1997.
 - 175) Gimsing, N.J. : Large Bridges of Future, Aerodynamics of Large Bridges (ed. by A. Larsen), Balkema, pp.295-304, 1992.
 - 176) C.Menn and D.P.Billington : Breaking Barriers of Scale ; A Concept for Extremely Long Span Bridges, Structural Engineering International, 1995.
 - 177) S.Srinivasan:Design and construction of an ultra long span bridge, Strait Crossings 94, Krokeborg(ed.), pp.263-269, 1994.
 - 178) M.Virlogeux : Design of the Normandie bridge, Proc. of Int. Conf. on Cable-stayed and Suspension Bridges, IABSE&FIP, Deauville, France, pp.605-630, 1994.
 - 179) T.Endo, T.Iijima, A.Okukawa and M.Ito : The technical challenge of a long cable-stayed bridge-Tatara Bridge, CABLE-STAYED BRIDGES (ed. by M.Ito et al.), pp.417-436, Elsevier, 1991.
 - 180) A.Petersen, A.Larsen and W.Eilzner : Outline design and special studies for a 1200m cable-stayed bridges, Proc. of Innovation in Cable-stayed Bridges, Fukuoka, Japan, pp.367-377, 1991.

- 181) 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，構造工学論文集，土木学会，Vol.38A，pp.1161-1174，1992.
- 182) M.Nagai：Possibility and limitations of lon-span cable-stayed bridges based on static and dynamic instability analyses, Proc. of Int. Seminar on Long Span Bridges Perspective'98, ISBAP'98, Kobe, Japan, 1998.
- 183) M.Nagai, X.Xie, H.Yamaguchi and Y.Fujino：Economical comparison between cable-stayed and suspension systems with a span exceeding 1000 meters, Jour. of Consrtuctional Steel Research, Vol.46, No.1-3, Paper No.49 (full paper on enclosed CD-ROM), Elsevier, 1998.
- 184) 長井正嗣：斜張橋はどこまで伸びるか，橋梁と基礎，Vol.32, No.8, pp.202-205, 1998.
- 185) F.Leonhardt and W.Zellner：Past, present and future of cable-stayed bridges, CABLE-STAYED BRIDGES (ed. by M.Ito et al.), pp.1-31, Elsevier, 1991.
- 186) 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, pp.34-40, 1989.
- 187) N.J.Gimsing：Large bridges of the future, Proc. of the 1st Int. Symposium on Aerodynamics of Large bridges, Copenhagen, Denmark, pp.295-304, 1992.
- 188) 長井正嗣ほか：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，構造工学論文集，土木学会，Vol.35A，pp.1031-1043，1989.
- 189) 長井正嗣ほか：長大斜張橋の静的，動的耐風安定性を確保できる最小桁幅に関する検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.1191-1198，1998.
- 190) N.J.Gimsing(伊藤學監訳，藤野陽三，長井正嗣，杉山俊幸，中村俊一共訳)：吊形式橋梁，建設図書，1991.
- 191) X.Xie, H.Yamaguchi and M.Nagai：Static behaviors of self-anchored and partially earth-anchored long-span cable-stayed bridges, Int. Jour. of Structural Engineering and Mechanics, Vol.5, Vol.6, pp.767-774, 1997.