

主桁支持方式の異なる斜張橋の多段階最適設計

MULTILEVEL OPTIMAL DESIGN OF CABLE-STAYED BRIDGES WITH VARIOUS TYPES OF ANCHORAGES

小林一郎*・三池亮次**・佐々木高***・大塚久哲****

By Ichiro KOBAYASHI, Ryoji MIIKE, Takashi SASAKI and Hisanori OTSUKA

From the pointview of degrees of anchoring, cable-stayed bridges are classified into three types, i.e., self, fully and partially anchored systems. In the partially anchored cable-stayed bridges the expansion joints which do not transmit the axial forces at all are inserted in main girders.

This paper presents the application of multilevel optimal design to cable-stayed bridges with these three types of anchorages. First, optimal design of the partially anchored systems are made for such design parameters as optimal locations of expansion joints, moment-transmitting ratios of expansion joints and ratios of tower height to center span. Secondly, each cost of three types of anchored systems is compared. The results indicate partially anchored systems are most effective for long-span cable-stayed bridges.

Keywords : multilevel optimal design, cable-stayed bridges, partially anchored systems, degrees of anchoring, expansion joints

1. まえがき

現在架設されている斜張橋の主桁支持方式は3径間連続桁をケーブルで支えた自己定着式（自定式）であり、曲げ部材としての桁がケーブル定着点で弾性支持された構造としてモデル化されている。このため、主桁はケーブルプレストレスの導入による曲げモーメントの均一化によって応力度の調整を計ることが可能となる。斜張橋が長大化するに伴ってケーブルの張り形状もマルチケーブルのセミファン形式が一般的になってきているが、このような長大斜張橋では、スパンに比べて主桁における隣接ケーブル定着点間隔が短いため、主桁は曲げモーメントより軸力の卓越した構造となり、中間支点付近の主桁にはきわめて大きな軸圧縮力が作用する。また、ケーブルプレストレスの導入により、主桁の曲げモーメントの分布は均一化されるが、軸圧縮力はさらに増加する。したがって、長大斜張橋を効率的に設計するには、いか

にして主桁内の軸力を小さくするかが問題となる。

このような観点から Gimsing ら¹⁾は主桁の支持方式として部分定着式（部定式）を提案した。これは主桁にせん断力と曲げモーメントは伝達するが、軸力は全く伝達しない伸縮継手を挿入することによって、主桁の軸力分布を改善しようとするものである。その後、Gilzanz²⁾、大塚ら^{3,4)}、水田ら⁵⁾の研究によって部定式斜張橋の静的および動的力学特性がしだいに明らかになりつつある。

本研究では、はじめに、部定式斜張橋において、端支点から伸縮継手の挿入位置までの距離を示す無次元量 η 、塔高 H と中央径間 L_c の比 H/L_c 、伸縮継手部の曲げモーメント伝達率 k の 3 個をパラメーターとして多段階最適設計を行い、各パラメーターの最適解を求める。さらに、上記の自定式、部定式のほかに、吊橋に用いられる完全定着式（完定式）を加えた 3 種類の異なる主桁支持方式の斜張橋モデルに対して多段階最適設計法を適用し、長大斜張橋における最適な主桁支持方式を明らかにするものである。

ここで用いた多段階最適設計法とは上位レベル（構造の最適化）と下位レベル（部材の最適化）の 2 段階の最適化を交互に繰り返して最適解を探索する方法であり、モデル調整法⁶⁾に属する大規模構造物の多段階最適設計法である。各レベルの最適化には SLP 法を使用する。

* 正会員 工修 熊本大学助手 工学部土木工学科
(〒860 熊本市黒髪 2-39-1)

** 正会員 工博 熊本大学教授 工学部土木工学科（同上）

*** 正会員 工修 戸田建設（株）広島支店
(〒689-42 烏取県日野郡溝口町)

**** 正会員 工博 九州大学助教授 工学部土木工学科
(〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

なお、伸縮継手の構造についてはモデル実験により2,3の形式の妥当性が実証されており⁷⁾、実橋にも同様の原理が適用できると思われるが、製作コストについては、より詳細な検討が必要であるので本文ではコスト評価から除外している。

2. 斜張橋の解析モデル

(1) 設計条件

自定式、部定式、完定式の3つの異なる主桁支持方式をもつ3径間10段セミファンタイプ斜張橋モデルを対象として最適設計を行う。解析モデルの一般図は図-1のとおりで、骨組形状は中央径間 L_c と側径間 L_s の相似形とした。設計条件は表-1のように中央径間 $L_c = 250\text{ m}$, 500 m, 750 m と 1000 m の4ケースを設定した。主桁および塔の断面形状は図-2に示すとおりで、設計変数としては主桁断面の板厚 t_u , t_l , t_w および桁高 H_g 、塔断面の部材幅 B_h , B_s 、板厚 t_h , t_s 、各ケーブルの断面積 A_c である。ここに、主桁、塔は隣接するケーブル

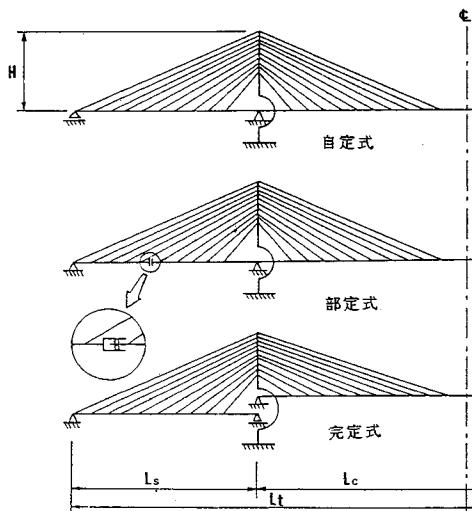


図-1 斜張橋解析モデル

表-1 斜張橋解析モデルの設計条件

	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
全長 Lt (m)	470	940	1410	1880
中央径間 Lc (m)	250	500	750	1000
側径間 Ls (m)	110	220	330	440
塔高 H (m)	50	100	150	200
上フランジ幅 Bu (m)	14.0	14.0	21.0	21.0
下フランジ幅 Bl (m)	12.0	12.0	19.0	19.0
荷重				
死荷重 (kgf/cm)	69.8	110.0	150.0	178.5
活荷重 (kgf/cm)	48750	48750	66250	66250
等分布荷重 (kgf/cm)	29.3	29.3	39.8	39.8

(1 kgf = 9.81 N)

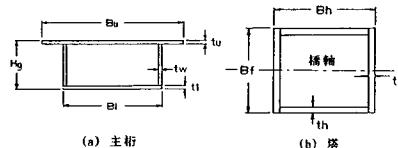


図-2 主桁および塔の断面形状

ブル定着点間では同一の断面を有するものとするが、主桁の桁高のみは、桁全体にわたって同じとする。なお、主桁および塔の弾性係数 $E_s = 2.10 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ (206 GPa)、ケーブルの弾性係数 $E_c = 2.00 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ (196 GPa)とした。

構造解析は、以下のよう仮定を設けマトリックス骨組構造解析法により行われた。

- ① 斜張橋を平面骨組構造系とみなし、微小変位理論に従うものとする。
- ② せん断変形による影響は無視する。
- ③ 死荷重、活荷重（分布荷重と線荷重）を考慮し、活荷重については影響線解析⁸⁾を行って各部材の最大応力度を算出するものとする。

部定式において用いられる伸縮継手は、軸力 N を全く伝達せず、単位回転角度差当たり $4EIh/L$ (部材長 L 、曲げ剛性 EI) の曲げモーメントを伝える半剛性節点⁹⁾としてモデル化した。ただし、 k は曲げモーメントの伝達率を表わすパラメーターで $k=0$ のとき曲げモーメントを全く伝えない節点となり、 $k=\infty$ のとき曲げに対しては剛結合部材として機能する。

(2) プレストレスの導入と構造解析

ケーブルのプレストレス量の決定法として、いくつかの基準が提案されているが^{10)~12)}、ここでは文献10)に従い、完成系において次の2条件を同時に満足するようにしてプレストレスの導入量を決定した。

- ① 中央径間の主桁ケーブル定着点鉛直方向変位をすべてゼロとする。
- ② 塔に曲げモーメントが発生しないよう、塔をはさむ中央径間側と側径間側の一組のケーブル張力の水平方向成分の和をゼロとする。

各主桁支持方式の斜張橋をモデルとした構造解析結果

表-2 構造解析に用いた断面諸量

主 桁	断面積 $A_g(\text{cm}^2)$	9500
	断面2次モーメント $I_g(\text{cm}^4)$	4.912×10^8
塔	桁高 $H_g(\text{cm})$	500
	断面積 $A_t(\text{cm}^2)$	9032
ケ ー ブ ル	断面2次モーメント $I_t(\text{cm}^4)$	2.078×10^8
	断面積 (上段4本) $A_c(\text{cm}^2)$	460
	断面積 (中段4本) $A_c(\text{cm}^2)$	380
	断面積 (下段2本) $A_c(\text{cm}^2)$	300

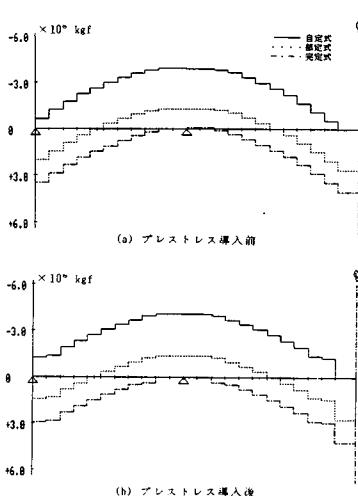


図-3 主桁の軸力分布図

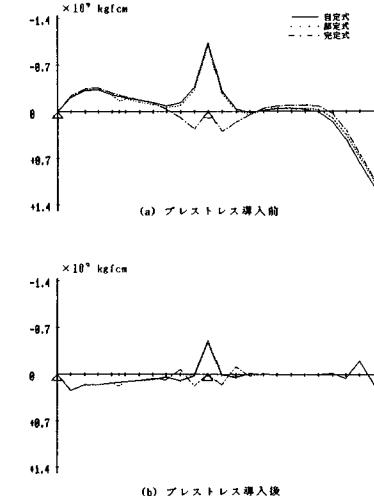


図-4 主桁の曲げモーメント分布図

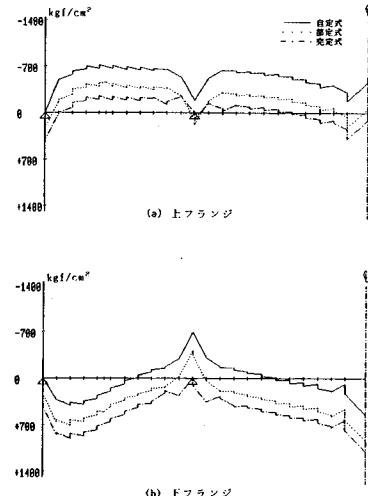


図-5 主桁の最大応力度分布図

を以下に示す。ただし、表-1 のケース 2 の条件を用い、表-2 に示される部材剛性の諸元は各主桁支持方式とも同一にする。この値は 4., 5. の最適設計において、ケース 2 の場合の初期値として使用されたものであるが、軸力および曲げモーメントの分布は最適値も初期値もほとんど同一であった。部定式の伸縮継手の挿入位置は上から 5 段目と 6 段目のケーブルの主桁定着点の中間 ($\eta = 0.409$) で、伸縮継手の曲げモーメント伝達率は $k=1.0$ とした。ケーブルプレストレス導入前と導入後の主桁の軸力および曲げモーメントの分布は図-3, 4 のとおりである。自定式は主桁の全域にわたって軸圧縮力が作用し、完定式は主桁の全域にわたって軸引張力が作用する。部定式の主桁の軸力分布は自定式と完定式の中間にあり、その絶対値の最大は他の 2 形式の 70 パーセント程度である。

図-5 は影響線図の正側に載荷したときの主桁の上下フランジ端の最大応力度の分布図である。図-4 に示すとおり、自定式と部定式の曲げモーメントの大きさと分布はほとんど一致するので、プレストレス導入後の完成系において、主桁における自定式と部定式の応力度の相違の大半は軸力によるものであることがわかる。

3. 多段階決定法による最適設計問題の定式化

大規模構造物に多段階最適設計法を適用する研究は数多く行われている^{13)~15)}が、汎用的に使用できるものはまだないようである。ここでは、Kirsch の著書⁶⁾に紹介されているモデル調整法を斜張橋の最適設計に適用する。この方法は静定構造については正解が得られることが数学的に証明されているが、斜張橋のような高次の不静定構造においては全域的な解が求まる保証はない。し

かし、斜張橋の主桁および塔の部材応力が与えられたときの部材断面は、その部材の板厚制限あるいは応力度制限によって決定されるので、これを下位レベルにおける最適化問題とするモデル調整法であれば、十分に実用に供し得る最適解が求められることが著者らによって示されている^{16), 17)}。

本論文でも、主桁および塔の各部材の板厚および部材幅を下位レベルの設計変数とし、全部材で共通の設計変数である主桁の桁高 H_g と各ケーブル断面積ベクトル A_c を上位レベルの設計変数とする。すなわち、はじめにケーブルの断面積 A_c と桁高 H_g を固定し、主桁と塔の部材に対して前述の下位レベル問題の解析を行い、次に全体の目的関数が改善されるように、 A_c と H_g を変化させて再度下位レベルの問題を解く。この手順を繰り返して全域的な最適解を探索する。なお、ケーブルプレストレス量は設計変数ではない。上位レベルの設計変数の値が改善されるたびに、2.(2) の条件に従い構造の再解析を行いプレストレス量を変更する。

2つのレベルの最適設計問題を次のように定める。

(1) 下位レベルの問題

下位レベルの問題においては部材ごとの最適化を行うが、以下の記述では各部材の部材番号に関する添え字は省略する。

a) 設計変数

図-2 に示したとおり主桁の各部材の板厚 t_u , t_l , t_w および塔の各部材の部材幅 B_h , B_s , 板厚 t_h , t_s を設計変数とする。ただし、主桁の上下フランジの幅 B_u , B_l は定数とし、主桁高 H_g は主桁の全部材について 1 個の変数（上位レベルの変数）とする。

b) 制約条件

以下に主桁と塔についての制約条件式を示す。制約条件式は、主として「道路橋示方書」¹⁸⁾(以下「道示」と略す)に従うものとする。使用鋼材は、主桁についてはSM 41、塔についてはSM 58とした。

① 部材の応力度および安定の照査による制約
「道示」(3.3)に従い、次式を用いた。

軸方向力が引張の場合。

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bty}}{\sigma_{ta}} - 1.0 \leq 0.0 \quad (1)$$

$$-\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}} - 1.0 \leq 0.0 \quad (2)$$

軸方向力が圧縮の場合。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} - 1.0 \leq 0.0 \quad (3)$$

ここに、

σ_t ：照査する断面に作用する軸方向力による引張応力度

σ_c ：照査する断面に作用する軸方向力による圧縮応力度

σ_{bty} ：曲げ引張応力度

σ_{bcy} ：曲げ圧縮応力度

σ_{ta} ：許容引張応力度

σ_{cax} ：許容軸方向圧縮応力度

σ_{bagy} ：局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度

σ_{eay} ：許容オイラー座屈応力度

ただし、主桁の部材の許容圧縮応力度の算出に必要な有効座屈長は、面内方向座屈に対してはケーブル定着点間隔とし、面外方向座屈に対しては側径間、中央径間とも軸圧縮力の作用する範囲とする。したがって、図-3に示したように部定式の有効座屈長は自定式の約1/2となる。

② 合成応力度の照査式による制約

「道示」(8.2.4)に従い、次式を用いた。

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_b}{\tau_a}\right)^2 - 1.2 \leq 0.0 \quad (4)$$

ここに、

σ_b ：曲げモーメントによる垂直応力度

τ_b ：曲げに伴うせん断応力度

σ_a ：許容引張応力度

τ_a ：許容せん断応力度

ただし、部材に作用する最大せん断力を Q_{max} とするとは、 $\tau = |Q_{max}|/2 H_g t_w$ より求める。

③ 塔の各部材の細長比制約

$$\lambda - 120 \leq 0.0 \quad (5)$$

ただし、 λ は塔の各部材の弱軸まわりの細長比である。

④ 板厚制限

主桁については文献10)に示された、リブ断面を考慮した換算板厚を用いるものとし、上下限値は次式のとおりに定めた。上限値については各ケースごとに異なる値を与えることとした。ただし、単位はcmである。

$$1.8 \leq t_u \leq t_u^v \quad (6)$$

$$1.3 \leq t_l \leq t_l^v \quad (7)$$

また、ウェブの板厚は「道示」(8.4)に従い

$$\max(H_g/310, 1.0) \leq t_w \leq t_w^v \quad (8)$$

塔については「道示」(3.2)に従うものとし、圧縮応力を受ける補剛板の最小板厚を考慮し、次式を用いる。補剛材を3本設けるものとし、縦方向補剛材によって区切られるパネル数 $n=4$ とした。

$$\max(B_s/40, 1.3) \leq t_s \leq t_s^v \quad (9)$$

$$\max(B_h/40, 1.3) \leq t_h \leq t_h^v \quad (10)$$

⑤ 塔の部材幅の制限

数値計算の対象とした3径間斜張橋の塔は、必ずしも中央1面吊ではないが、図-2(b)に示した1個の換算断面を用いるものとする。このため、部材幅 B_s, B_h の上下限値は、中央分離帯の幅等に拘束されず、次式に従うものとする。ただし、単位はmとする。

$$0.5 \leq B_s, B_h \leq 7.0 \quad (11)$$

c) 目的関数

次式のとおり、各部材の断面積を目的関数とする。

主桁の部材の断面積

$$A_g(t_u, t_l, t_w) \rightarrow \min \quad (12)$$

塔の部材の断面積

$$A_t(B_s, B_h, t_s, t_h) \rightarrow \min \quad (13)$$

(2) 上位レベルの問題

a) 設計変数

ケーブルの断面積 A_c 、および桁高 H_g とする。

b) 制約条件

① ケーブルの応力度の制限

$$\sigma - \sigma_a \leq 0.0 \quad (14)$$

ただし、 σ_a はケーブルの許容応力度であり、ここでは $\sigma_a = 5600 \text{ kgf/cm}^2$ (549 MPa) とした。

② ケーブル断面積および桁高の上下限値

$$A_c^l \leq A_c \leq A_c^v \quad (15)$$

$$H_g^l \leq H_g \leq H_g^v \quad (16)$$

c) 目的関数

上部構造の総重量 W を目的関数とする。ただし、 W は各使用鋼材の重量にコスト評価係数を掛けたものの総和であり、以下においてはコスト評価数量とよぶ。

$$W = W_g + W_t + W_c = \rho \sum_{i=1}^{m_g} C_{gi} A_{gi} L_{gi} + \rho \sum_{j=1}^{m_t} C_{tj} A_{tj} L_{tj}$$

$$+ \rho \sum_{k=1}^{m_c} C_{ck} A_{ck} L_{ck} \rightarrow \min \quad (17)$$

ここに、添字 g, t, c はそれぞれ、主桁、塔、ケーブル

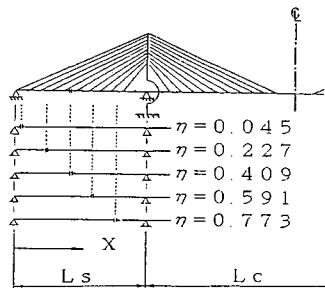


図-6 部定式斜張橋の伸縮継手挿入位置

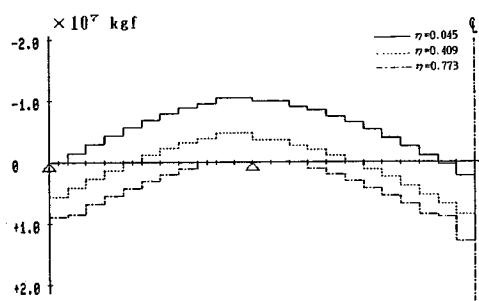


図-7 伸縮継手挿入位置と主桁の軸力分布の比較

を表わすものとし、 A は断面積、 L は部材長、 ρ は単位体積重量である。 m_g, m_t, m_c は主桁、塔、ケーブルの部材総数を示す。また、単位重量当たりのコスト評価係数は $C_g : C_t : C_c = 1.0 : 1.2 : 2.0$ とした¹⁰⁾。

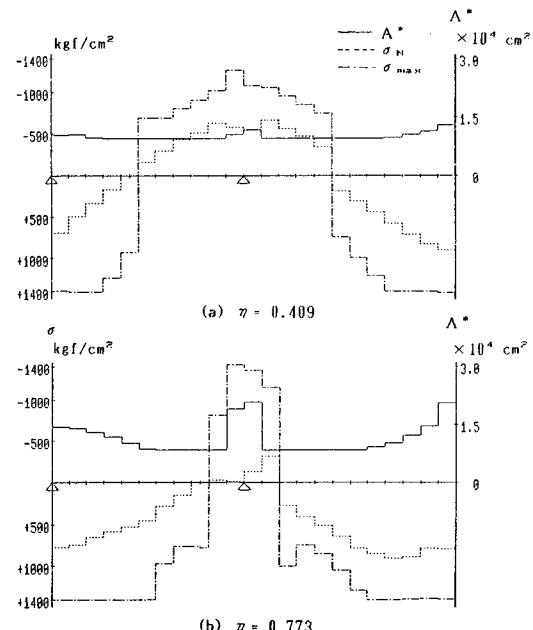
4. 部分定着式斜張橋の最適設計

(1) 伸縮継手挿入位置について

図-6に示すとおり側径間 L_s と端支点から伸縮継手挿入位置までの距離 x との比を $\eta = x/L_s$ とし、 $\eta = 0.045$ から 0.773 までの 5 通りについて、表-1で示したケース 2 ($L_c=500\text{m}$) とケース 4 ($L_c=1000\text{m}$) の場合の最適設計を行った。以下には、ケース 4 の結果のみを示す。

図-7 は $\eta = 0.045, 0.409, 0.773$ の場合の最適解の完成系における主桁の軸力分布図である。継手位置が端支点に近い場合 ($\eta = 0.045$)、桁のはば全域にわたって圧縮力が作用し、自定式の軸力分布によく似た分布図となるため、有効座屈長が長くなり許容応力度が小さくなる。逆に継手位置が中間支点に近い場合 ($\eta = 0.773$) では主桁のはば全域にわたって引張力が作用し、完定式とほぼ同じ分布形状を示す。

図-8 は最適解における主桁の応力度分布と最適断面積分布を示したものである。実線が最適断面積 A^* 、一点鎖線が部材の最大応力度 σ_{\max} で、点線は σ_{\max} のうち軸力による応力度 σ_N を示したものである。 $\eta = 0.045$ の

図-8 主桁の最大応力度 σ_{\max} 、軸力による応力度 σ_N と最適断面積 A^* (ケース 4, $k=1.0$)

ときは、中間支点付近を中心にして広い範囲で σ_{\max} に占める σ_N の割合が卓越しているため、断面積の分布と σ_N の分布形状はよく一致している（このため図は省略した）。 $\eta = 0.409$ (図-8(a)) では σ_N/σ_{\max} は大半の部材で 0.5 以下であり、断面積は主桁の全域でほぼ均等に分布している。ただし、最大断面積 $A_{\max}^* = 1.30 \times 10^4 \text{ cm}^2$ であった。 $\eta = 0.773$ (図-8(b)) では端支点および中央径間の中央付近では軸力、中間支点付近では曲げモーメントにより大きな応力が生じ、断面積もそれらの範囲では突出し、最大断面積 $A_{\max}^* = 2.89 \times 10^4 \text{ cm}^2$ であった。

図-9 は η とコスト比の関係を示したものである。ここで、コスト比とは、各 η に対する最適コスト評価数量と最適コスト評価数量のうちの最小値 ($\eta = 0.409$ の値) の比のことである。図-9より $\eta = 0.50$ 付近が経済

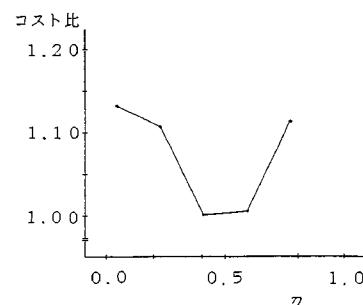


図-9 伸縮継手挿入位置とコスト比の関係

的であることがわかる。 $\eta=0.045$ のときは自定式に、 $\eta=0.773$ のときは完定式に近い軸力分布となり、どちらも軸力分布の調整が有効に行われていない。これに対し、側径間の中央付近に伸縮継手がある場合は、伸縮継手が有効に働き圧縮力、引張力、ともに小さくなる。一般に、許容圧縮応力度は許容引張応力度の 90 % から 60 % 程度であるので、図-7 の軸力図において圧縮力の最大値が引張力の最大値の約 70 % 付近のとき、 η の最適値が得られるものと思われる。本解析における η の最適値である $\eta=0.409$ のときの圧縮力の最大値は引張力の最大値の約 60 % であった。なお、ケース 2 について、主桁の大半の部材において、式(1)～(4)の応力制約よりも式(6)～(8)の最小板厚の制限のうちのいずれかがアクティブとなっているため、 η によるコストの差は小さくなっているがケース 4 と同様の傾向がみられた。

(2) 塔高と中央径間の比について

ケース 2 の $\eta=0.409$, $k=1.0$ について、表-3 のように塔高と中央径間の比 H/L_c を $1/7, 1/6, 1/5, 1/4$ と

表-3 塔高と中央径間の比による最適解の比較（単位：tf）

H/L_c	主 桁	塔	ケーブル	合 計
$1/4$	3 617	3 163	1 302	8 032
$1/5$	3 687	2 343	1 381	7 411
$1/6$	3 764	1 844	2 006	7 615
$1/7$	3 844	1 464	3 362	8 670

(1 tf = 9.81 kN)

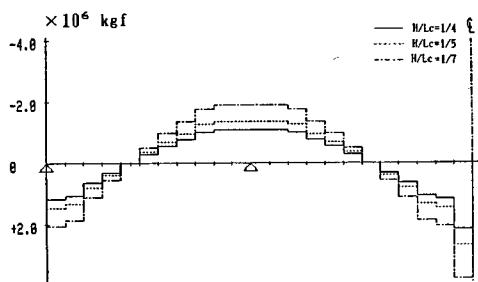


図-10 塔高と中央径間の比と主桁の軸力分布の比較

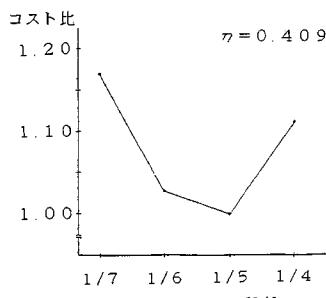


図-11 塔高と中央径間の比とコスト比の関係

変えた場合の最適解の変化を調べた。図-10 は最適解における完成系の主桁の軸力分布図である。塔高を高くすれば急速に軸力が減少することが知られる。図-11 には図-9 と同様のコスト比較図を示した。実橋の場合 H/L_c には $1/5$ から $1/7$ が採用されており、中央径間 $L_c=250$ m に対しては $H/L_c=1/6$ 程度の例が最も多いようである。図-11 は中央径間 $L_c=500$ m の場合であるが、 H/L_c の最適解は $1/5$ となり実橋と比較してやや大きくなっている。

(3) 曲げモーメント伝達率について

図-12 はケース 2 の $\eta=0.227$ と 0.409 、曲げモーメント伝達率 $k=0.01$ から 1000 までの 6 通りの場合についてコスト比較を行ったものである。図-13 は $\eta=0.227$, $k=1.0$ のときの最適解の主桁の応力度分布と断面積分布を示したものである。中間支点付近の主桁の断面積は他の部分より大きい ($A_{\max}^*=8.38 \times 10^3 \text{ cm}^2$) が、その比は 1.5 以内である。これに対して、曲げモーメントをほとんど伝達しない場合 ($k=0.01$) は、たわみやすい構造となり中間支点上で大きな負の曲げモーメントを生じ、中間支点上の主桁の断面積が他の部分の 2 倍と突出した値が得られた。 k が 0 から 1.0 に近づくにつれて最適解は大幅に改善されているが、 $1.0 \leq k$ の範囲では解の変動はきわめて小さい。なお、 $\eta=0.227$ の場合の解析結果から曲げモーメントの伝達率を求めるとき、 $k=0.01$ で 20 %, $k=0.1$ で 70 %, $k=1.0$ で 95 %, k

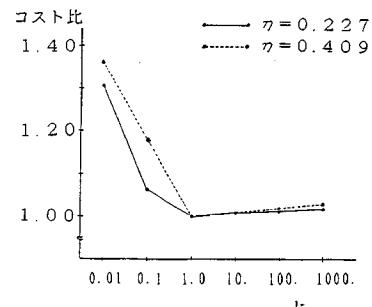


図-12 モーメント伝達率とコスト比の関係

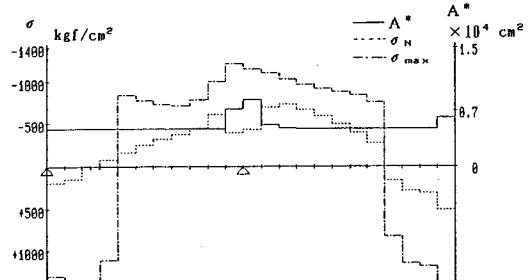


図-13 主桁の最大応力度 σ_{\max} 、軸力による応力度 σ_n と最適断面積 A^* (ケース 2, $\eta=0.227$, $k=1.0$)

=1000 でほぼ 100 % となっている。

以上の結果より、部定式マルチケーブル鋼斜張橋で、たとえば中央径間 $L_c=500\text{ m}$ の場合は、伸縮継手挿入位置 $\eta=0.400$ 付近、曲げモーメント伝達率は $1.0 \leq k$ の範囲、塔高 $H=100\text{ m}$ 付近の値を用いると経済的な設計ができるものと思われる。

5. 主桁支持方式の異なる斜張橋の経済性比較

(1) 最適解の比較

表-4 に、表-1 のケース 1 からケース 4 までの設計

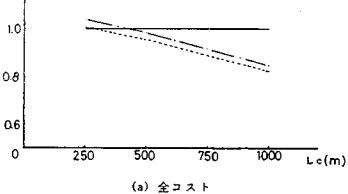
表-4 最適解の比較 (単位: tf)

ケース		自定式	部定式	完定式
(Lc = 250 m)	主桁 塔 ケーブル	1 596 388 429	1 618 382 445	1 587 407 516
	合計	2 414	2 445	2 510
	比率	1. 00	1. 01	1. 04
(Lc = 500 m)	主桁 塔 ケーブル	4 015 2 307 1 646	3 639 2 321 1 623	3 670 2 441 1 733
	合計	7 968	7 584	7 843
	比率	1. 00	0. 95	0. 98
(Lc = 750 m)	主桁 塔 ケーブル	11 203 7 271 5 275	9 196 7 469 4 335	9 586 7 623 4 525
	合計	23 749	20 997	21 735
	比率	1. 00	0. 88	0. 92
(Lc = 1000 m)	主桁 塔 ケーブル	22 982 15 384 12 229	15 790 16 038 9 868	15 824 16 097 10 842
	合計	50 596	41 696	42 763
	比率	1. 00	0. 82	0. 85

(1 tf = 9.81 kN)



(a) 全コスト



(b) 主桁のコスト

図-14 中央径間とコスト比の関係

モデルに対し、3種類の主桁支持方式による斜張橋の最適解を示した。同表では、各ケースごとに自定式のコスト評価数量を1としたときの部定式と完定式のコスト評価数量の比率を併記した。また、中央径間 L_c によるコスト比の変化を図-14(a)に、主桁のみの L_c とコスト比の関係を図-14(b)に示した。図-15は最適主桁高 H_g と中央径間 L_c の関係を示したもので、 H_g/L_c は1/120から1/250の間にある。本研究においては、主桁のねじりあるいは耐風安定性については考慮されていないが、実橋の値が $H_g/L_c=1/100$ 前後であることを考えると、いずれの主桁支持方式を用いる場合でも最適解においては主桁高は実橋と比べて低くなる傾向にある。また、図-16は各ケースにおける主桁の最適断面積分布を示したものである。

L_c が500 m以上の範囲においては部定式、完定式のコスト評価数量が自定式よりも小さくなり、 L_c が大きくなるにつれてその差は大きくなる。ケース1において自定式のコスト評価数量が最小となったのは、主として主桁の制約条件式のうち板厚制限のみで断面決定されたためである。つまり、最適設計の問題としては、主桁の

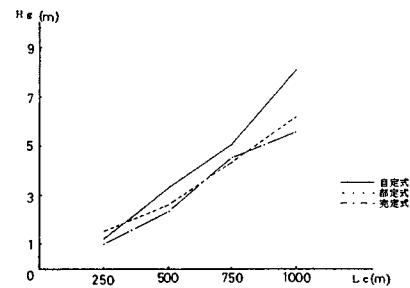
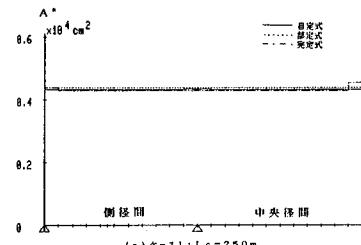
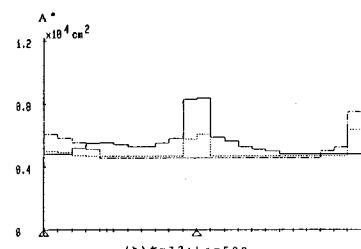


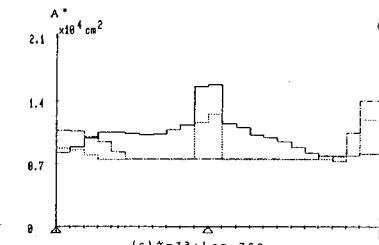
図-15 中央径間と最適主桁高の関係



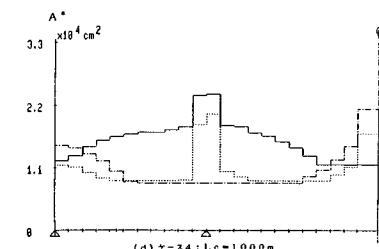
(a) ケース1: Lc = 250 m



(b) ケース2: Lc = 500 m



(c) ケース3: Lc = 750 m



(d) ケース4: Lc = 1000 m

図-16 各ケースにおける最適断面積分布

表-5 アンカレッジのコストを考慮した最適解の比較

(単位:tf)

ケース		自定式	部定式	完定式
ケース 1 (Lc = 250 m)	コスト	2414	2919	3018
	比率	1.00	1.21	1.25
ケース 2 (Lc = 500 m)	コスト	7968	8892	9579
	比率	1.00	1.16	1.20
ケース 3 (Lc = 750 m)	コスト	23749	23690	25695
	比率	1.00	1.00	1.08
ケース 4 (Lc = 1000 m)	コスト	50596	45742	48781
	比率	1.00	0.90	0.96

(1 tf = 9.81 kN)

断面形状が既知で、塔およびケーブルのコスト評価数量を最小にする問題となっている。

(2) アンカレッジのコストを考慮した経済性比較

表-4は上部構造のみについてのコストの比較であるが、部定式と完定式では主桁の側径間端部において生じる軸引張力に抵抗するためのアンカレッジが必要となる。アンカレッジに水平力 N とケーブル張力 T が作用し、これに対してアンカレッジが自重 W による摩擦力のみで抵抗するものとして、アンカレッジのコスト評価数量を求める。ただし、アンカレッジ基底の摩擦係数を 0.3 とし、式(17)の $C_g=1.0$ に対して、アンカレッジのコスト評価係数を $C_a=0.05$ とする。

アンカレッジのコスト評価数量を加算した3種類の主桁支持方式の経済性比較を表-5に示す。この結果、完定式は常に自定式よりもコスト高となる。ケース3において部定式は自定式よりコスト評価数量が若干小さくなっているが、ケース4の支間に対しては、部定式が明らかに有利な形式となっている。アンカレッジの最適構造とそれが斜張橋の上部構造の最適解に及ぼす影響については、上・下部一体構造の最適設計として今後検討すべき問題である。

6. 結 論

本研究は主桁支持方式の異なる3種類（自定式、部定式、完定式）の10段マルチケーブル斜張橋モデルの最適設計に対し、著者らが先に提案した多段階最適化手法を適用し、各形式のコスト比較を通して、斜張橋における最適な主桁支持方式の検討を行ったものである。本研究から得られた結論は以下のとおりである。

(1) 部定式については、伸縮継手挿入位置は側径間中央よりやや端支点側、塔高 H と中央径間 L_c の比 H/L_c は 1/5 付近、伸縮継手部におけるモーメント伝達率 k は 1.0 (実際のモーメントの 95 %) 以上の剛な節点とする構造が最も経済的となる。

(2) 3種類の主桁支持方式のコストの比較を行ったが、中央径間が $L_c=250$ m と比較的短い場合は、自定

式のコストが最も小さくなつた。これは、板厚制限がアクティブな制約条件となって、主桁のほとんどの部材の断面が決定されているためである。

(3) 中央径間が伸びるにつれて、主桁は応力制限が支配的な制約条件となるが、上部構造のみの比較においては、部定式のコストが最小となり、完定式も自定式より経済的となる。

(4) 部定式と完定式では端支点で主桁の引張力に抵抗するためにアンカレッジが必要となる。このコストを加算して3種類の主桁支持方式の比較をすると、完定式と自定式のコストの関係は(3)とは逆になるが、部定式は中央径間 750 m 以上では最小となる。したがって、主桁軸力の均一化の観点から、長大斜張橋の主桁支持方式として、部定式は一考に値するものといえる。

なお、本研究では、①部分定着式斜張橋における伸縮継手の構造の詳細とそのコストについては考慮していない。②塔は最適化計算を簡便に行うため、中央1面吊り箱型断面とした。③アンカレッジのコスト計算は上部構造に比べて、施工性、現場の地盤条件など不確実な要素が多いため簡易的に行った。これらの点については、なお問題点もあり、今後の検討課題としたい。

謝 辞：本研究は昭和 61 年度の文部省科学研究費補助金（奨励研究 A）の交付を受けた。数値計算および図表の整理にあたっては、当時熊本大学工学部在学中の森 博昭（現：熊本県庁）および小田原聰志（現：鳥取県庁）の両氏にお世話をになった。計算はすべて、九州大学大型計算機センターの FACOM-382 および VP-100 を使用した。記して謝意を表わす次第である。

参 考 文 献

- 1) Gimsing, N.J. : Anchored and Partially anchored stayed bridges, Proc. of Int. Symposium on Suspension Bridges, Lisbon, Portugal, pp. 475~484, 1966.
- 2) Gilsanz, R.E. and Biggs, J.M. : Cable-stayed Bridges : Degrees of Anchoring, ASCE, ST1, Vol. 109, No. 1, 1983.
- 3) Ohtsuka, H., Ohta, T. and Imai, F. : Optimum Anchoring For Long Span Cable-stayed Bridges, JSCE, No. 350/I-2, pp. 87~95, 1984.
- 4) 大塚久哲・吉田 武・太田俊昭・今井富士夫：主桁支持方式の異なる長大斜張橋の力学特性比較、構造工学論文集, Vol. 31 A, pp. 351~360, 1985.
- 5) 水田洋司・大塚久哲・園田佳臣：主桁支持方式の異なる斜張橋の地震応答解析、構造工学論文集, Vol. 33 A, pp. 50~59, 1987.
- 6) Kirsch, U. (山田善一・大久保慎二監訳)：最適構造設計—概念・方法・応用—、丸善, pp. 193~209, 1983.
- 7) Otsuka, H. and Kobayashi, I. : Optimization of Girder

- Supporting Systems and Materials in Composite Cable-Stayed Bridges, Proceedings, Engineering Foundation Conference on Composite Construction (印刷中).
- 8) 小林一郎・吉本俊裕・三池亮次：接続マトリックスを用いた骨組構造の最適設計，土木学会論文報告集，第337号，pp.9～16，1983.
 - 9) Livesley, R. K. : Matrix Methods of Structural Analysis, Pergamon Press, pp.111～116, 1964.
 - 10) 山田善一・大宮司尚・今村公夫：斜張橋の最適パラメーター設計，橋梁と基礎，第1号，pp.28～33，第2号，pp.28～32，1978.
 - 11) 山田善一・古川浩平・江草 拓・井上幸一：斜張橋ケーブルの最適プレストレス量決定に関する研究，土木学会論文集，第356号／I-3, pp.415～423, 1985.
 - 12) 長井正嗣・赤尾 宏・佐野信一郎・井沢 衛：3径間連続マルチケーブル斜張橋の基本形状決定に関する一考察，土木学会論文集，第362号／I-4, pp.343～352, 1985.
 - 13) Vanderplaats, G. N. : Numerical Optimization Techniques for Engineering Design : with Applications, McGraw-Hill, pp. 269～271, 1984.
 - 14) Haftka, R. T. and Kamat, M. P. : Elements of Structural Optimization, Martinus Nijhoff, pp. 227～230, 1985.
 - 15) 杉本博之・吉岡修治：2段階最適化による格子構造の最小重量設計に関する研究，構造工学論文集，Vol. 33 A, pp.687～695, 1987.
 - 16) 小林一郎・杉野 朗・三池亮次：Two Level Method を用いたトラス橋の最小重量設計，熊本大学工学部研究報告，第33巻，第1号，pp.31～36，1984.
 - 17) 小林一郎・宮本宏一・三池亮次：マイクロコンピュータを用いた斜張橋の多段階最適設計，土木構造・材料論文集，第2号，pp.95～102，1987.
 - 18) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編Ⅱ鋼橋編，1980.

(1987.9.7.受付)