

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

A PREDICTION OF NORMAL STRESSES AND AN INVESTIGATION OF CRITICAL
SPAN OF LONG-SPANNED CABLE-STAYED BRIDGE

長井 正嗣* 佐野 信一郎** 遠藤 秋主*** 奥井 義昭***
By Masatsugu NAGAI, Shin-ichiro SANO, Akishu ENDOH and Yoshiaki OKUI

Normal stresses induced in a main girder of long-spanned cable-stayed bridge were made clear and an interesting subject how far the cable-stayed bridge can span was investigated. Relationship between normal stresses by dead and live loads and center span length was made clear. Combination of the bending stress by wind load, statical cable behaviour and geometrical nonlinear behaviour were also taken into account. A critical center span length is defined through comparison of above stresses with allowable stress. By this study from statical point of view, feasibility of the design of the cable-stayed bridge with center span length around 1,000m is presented.

1. まえがき

橋梁形式の中で、斜張橋は現在最も急速な勢いでその適用支間を拡大している形式である。周知の通り、我国では400m級の斜張橋を建設または建設中であり、今後500m級の斜張橋が建設計画中である。一方、海外では支間856mの複合形式の斜張橋の建設準備が進められている。¹⁾ このように斜張橋は急速に適用支間を拡大しつつあり、どの程度の支間まで適用可能かについては興味ある課題となっている。適用可能支間については、F. Leonhardt²⁾によれば約1,700mまで吊橋より競争力があるとされている。我国のような厳しい自然条件のもとでは以上のような長大支間の斜張橋の建設可能性を疑問視する声が多いものの、その予測は困難を伴うのが実情である。この他に、長大斜張橋案として、Messina 海峡でのGRUPPO LABERTINIによる支間1,300mの斜張橋案³⁾、また Thyssen Engineeringによる同じく支間 1,400m の斜張橋案⁴⁾の提案がみら

*	工博 長岡技術科学大学 助教授 建設系	(〒940-21長岡市上富岡町1603-1)
**	川崎重工業(株) 橋梁設計部 部長	(〒136 江東区南砂2-4-25)
***	工修 川崎重工業(株) 橋梁設計部	(〒136 江東区南砂2-4-25)

れるが、いずれもその根拠は不明である。

さて、長大斜張橋の設計上限界を与える条件、また限界を取り除く対策法を整理するとTable 1（静的問題を中心として）の通りとなる。i)は吊橋ケーブルの張力と破断の関係に対応するもので、支間の増加とともに軸方向圧縮応力が大きくなり限界に達する、ii)はケーブルサグが大きくなりケーブルの見掛け剛性が著しく低下し想定以上の大変位を招く限界、iii)はケーブル張力の実際の作用方向が桁軸に近づく、すなわち張力の鉛直成分が0に近づく斜め吊材としての機能を発揮しなくなる限界または隣接ケーブル定着点に近づき設計不可能となる限界、iv)は側径間長が長くなることに起因する全体曲げ剛性、ケーブル疲労強度から決まる限界、v)は風荷重（または地震荷重）との組合せから決まる限界、vi)は長支間橋梁での代案である吊橋との価格競争力。また、vii)は動的問題に関する項目で、本研究では取り扱われていないが、これらの条件から適用支間に制約を受けることも十分考えられ、今後検討を要する課題である。ただ、現状では動的挙動を予測する適切な資料もなくケースバイケースでの対応を行うことになるため、その意味では、まず静的特性から決まる適用支間を明らかにしておくことは有意義と考える。

本研究では、以上 i) ～ v) の項目について検討を行った結果を報告する。まず、長大斜張橋に発生する応力を予測するとともに、発生応力に支配的な影響を与える設計パラメータを明らかにする。これより、支間の変化に伴う応力性状が明らかになるとともに、長大化を計る上での構造上の対策を適確に講ずることができる。さらに、限界を与える条件との対比から適用支間について検討を行う。

2. 仮定と記号

極力議論の一般性を失わないことを前提とするが、次の基本的な仮定を設ける。

① 3 径間連続自碇式マルチケーブルを対象とする。

Table 1 限界支間に関する検討課題と対策法

検 討 課 題	対 策 法
i) 主桁に導入される軸圧縮力により許容応力に達する支間	変断面（断面積変化）の採用 部定式（側径間に軸力を伝達しない伸縮装置を設ける）の採用 ²⁾
ii) ケーブルのサグによる剛性の低下が著しく対策を要する支間	補剛（2次ケーブル）の採用 ²⁾
iii) ケーブル張力の作用方向が非現実的となる支間	
iv) 支間長比の選定に対する配慮が不可欠となる支間（ケーブルの疲労強度、負反力、剛性確保）	側径間に中間橋脚を設置
v) 横方向荷重との組合せにより鋼材が許容応力に達する支間および横方向安定問題	意図的に横方向の剛性を向上させる
vi) 他形式との経済比較	経済的な主桁断面の開発 耐力力の合理的な設計法の開発
vii) 支承条件の決定 動的問題（桁、ケーブル） 架設工法（架設時挙動） ケーブルのSupply	免震対策と拘束条件 耐風安全性の照査と制振装置の開発

②主桁断面は2軸対称の箱断面とし、Fig.1 に示す通りとする。

③死荷重強度 (W_d)、等分布活荷重強度 (p) は支間長に関係なく一定とし、具体的に、それぞれ18tf/m、3.75tf/mとする。このように荷重強度を特定しても議論の一般性が失われないことは文中で説明される。また、Fig.2 に基本的な形状と記号を定義する。

非線形形状については、支間 600m、800m、1,000m のモデル ($n_{cs}=2.3$) について解析を行う。支間800、1,000mについては側径間に3本の間橋脚を有するモデルを含む。

3. 支間長比の選定について

中央径間長の適用支間を検討する前に基本的な側面形状の決定に関わる側径間長の選定について検討を行う。側径間長の選定に当っては、①側径間アンカーケーブルの疲労強度、②負反力、③死荷重のバランスを考慮する必要がある。さらに、側径間端部には大きな活荷重曲げモーメントが生じるため、この曲げモーメントによる応力を検討する必要があるが、本文4. で取り扱う。

1) ケーブルの疲労問題

側径間アンカーケーブルの疲労強度推定図をFig.3 に与える。⁵⁾ 今、死活荷重強度比 ω として0.15~0.2程度を想定すると、疲労による許容応力の低減を考えなくて良い支間長比 $n_{cs}(= \ell_o/\ell_s)$ として2.3 以上を得る。したがって、支間長比2.3 以上を確保すれば疲労に関する対策は不要と考えられる。

2) 負反力

ケーブルの疲労強度対策上、また全体の剛性を確保するために側径間を短くするにつれて当然負反力が大きくなる。負反力の対処については、上部工ではベンデル支承の設置数と規模、下部工では地盤条件が関係することから、ここでは負反力の算定式を与える。

$$R_u = W_d \ell_o \{1 - 4(1/n_{cs})^2 + \omega\} n_{cs} / 8 \quad (1)$$

式(1) より、荷重強度、支間長等がパラメータとなり、塔高は無関係となることがわかる。

3) 死荷重のバランス

側径間長を中央径間長の $1/2$ 以下にすれば、死荷重載荷時塔を挟んで左・右のバランスを欠くことになる。この問題は既に文献 6) 7) で詳述するとともに対策法にも触れた。

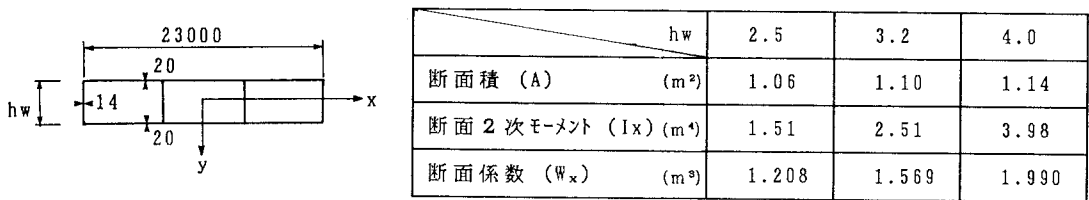


Fig.1 2 軸対称断面

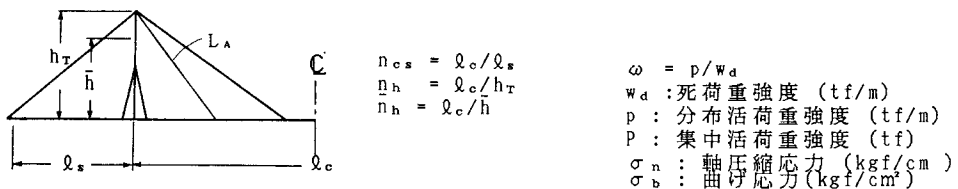


Fig.2 基本形状と記号

今、完成時において塔に曲げモーメントを発生させない条件と中央径間部の曲げモーメントをケーブル定着点を支点とする連続桁の曲げモーメントに近い状態にし、さらに側径間部の曲げモーメントも平滑化しようとするれば、Fig. 4 中の $(\ell_c/2 - \ell_s)$ 分の死荷重をアンカーケーブルに流しそれを支点で支持する必要がある。実際上は定着作業等の問題から、ケーブルをある区間に分散定着せざるを得ない場合が多くなる。そこで、この定着区間を側径間長の約10% と仮定し、それに伴う不釣り合いモーメント⁶⁾を求めるとFig. 5 の通りとなる。ここに、 R_u は不釣り合い力の合力で $R_u = W_d(\ell_c/2 - \ell_s)$ と与えられ、この場合は、死荷重強度が関係する。

側径間長が相対的に短くなる場合、側径間部に中間橋脚を設置する対策が有効となる。中間橋脚数は現地条件と経済性に関係するが、1)、2) の解決策になるとともに、斜張橋全体の剛性向上に寄与する。

4. 支間の長大化に伴う主桁内発生応力の予測

斜張橋の主桁に発生する軸力と曲げモーメントによる応力が支間長とともにどのように変化するかを明らかにしておくことは適用支間を考える上で重要である。そこで、Fig. 1に示す断面を対象に検討を行う。

1) 軸力による最大圧縮応力

主桁の最大軸力 ($N_{max.}$) は塔位置で生じ、主桁死荷重をすべてケーブルで受け持つものとするれば、

$$N_{max.} = (W_d + p) \cdot \ell_c \cdot n_h / 8 \quad (2)$$

と与えられる。⁵⁾

死荷重強度 W_d を

$$W_d = \xi \gamma_s A_s \quad (3)$$

と仮定する。ここに、 γ_s は鋼の単位体積重量 ($=7.85 \text{ tf/m}^3$)、 A_s は軸力に抵抗する断面積、 ξ は全死荷重

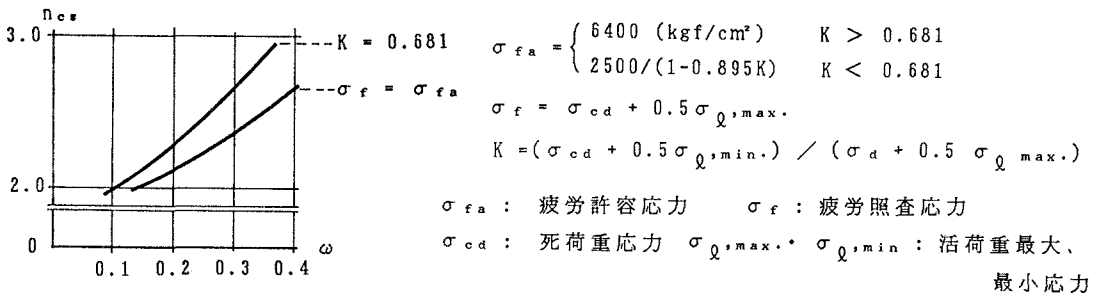


Fig. 3 ケーブル疲労強度推定図

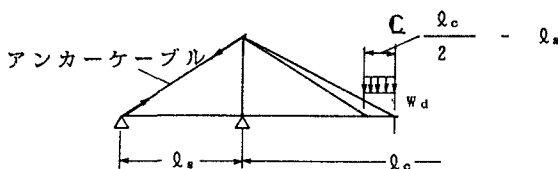


Fig. 4 不釣り合い力の支持

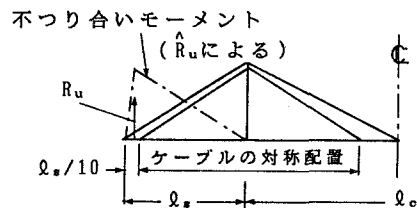


Fig. 5 不釣り合いモーメント

強度と軸力に抵抗する主桁断面積分の重量の比で、横リブ、ダイヤフラム等の補剛材および後死荷重を考慮する係数であり、ここでは $\xi=2, 2.5$ を仮定する。

式 (3) を式 (2) に代入し、鋼断面積 A_s で割ると、最大応力 $\sigma_{n, \max.}$ は、

$$\sigma_{n, \max.} = \frac{N_{\max.}}{A_s} = (2 \text{ or } 2.5) \gamma_s (1+\omega) \ell_o \bar{n}_h / 8 \quad (4)$$

と与えられる。これより、軸力による圧縮応力は ξ , ω , ℓ_o , $\bar{n}_h$ に支配されることがわかる。

今、 $\bar{n}_h = 6.0$, $\omega = 0.2$ を仮定すると、

$$\begin{aligned} \sigma_{n, \max.} &= (2 \text{ or } 2.5) \times 7.065 \times \ell_o \\ &= (14.13 \text{ or } 17.66) \times \ell_o \quad (\text{tf/m}^2) \end{aligned} \quad (5)$$

となる。式 (5) を Fig. 6 に示す。

2) 曲げモーメントによる応力

$\ell_o/4$ 点での曲げ応力を Fig. 1 に示す断面について計算する。計算法は文献8) に示す手法による (付録-1 参照)。バネ定数の算定はアンカーケーブルの効果を小さいとして以下の式より求める (Fig. 1 参照)。

$$\delta = \frac{0.9 \sigma_a}{E_c} \frac{\omega}{1+1.3\omega} \frac{L_A^2}{h_T} \quad (6)$$

$$k = p/\delta \quad (7)$$

ここに、 $E_c = 2.0 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$, $\sigma_a = 64000 \text{ tf/m}^2$

Fig. 6 にその結果を示す。なお、6車線相当の断面 (Fig. 1の断面幅を7m広くした場合) を考えた場合も同様の結果が得られる (ただし、 ω の変動も小さいとみなす)。

3) 最大応力

塔位置での最大応力に着目する。支点上の曲げ応力を $\ell_o/4$ 点での曲げ応力に等しいと仮定し両者を合計した応力を Fig. 7 に示す。

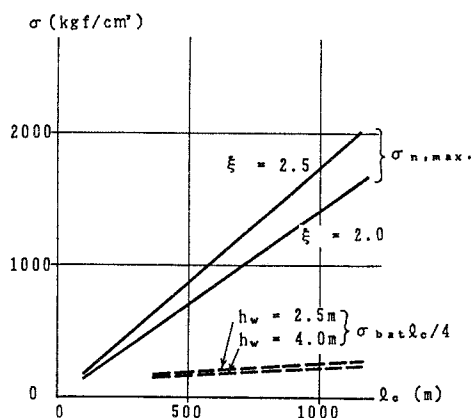


Fig. 6 支間の長大に伴う最大軸圧縮応力 ($\sigma_{n, \max.}$) と曲げ応力 (σ_b) の予測 ($\bar{n}_h = 6.0$, $\omega = 0.2$)

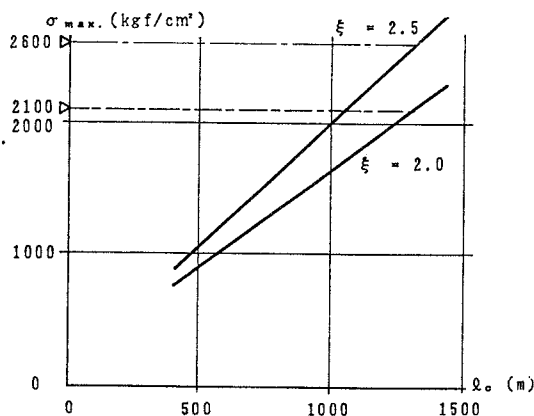


Fig. 7 支間の長大に伴う最大応力の予測 ($\bar{n}_h = 6.0$, $\omega = 0.2$)

4) 側径間部の応力

側径間端部で活荷重による曲げモーメントが大きくなることが知られている。そこで、この曲げ応力と軸方向圧縮応力について検討を行う。対象位置は曲げモーメントが大きくなる $l_s/8$ 点とする。まず、軸力は Fig. 8 に示す分布を考え塔位置の最大軸力との比 α を定義し、これより、既に求めた塔位置の最大応力を α 倍する。なお、絶対値の算定に当り $\xi = 2.5$ とする。曲げモーメントは、式 (6)、(7) によりバネ定数を算定し、文献8) で定義した側径間用のモーメント式から求める (付録-1 参照)。

以上の計算結果を $n_{cs} = 2.3$ について Fig. 9 の実線に示す。後述の付録-1 より、この場合桁高の選定によって応力に差が生じる。なお、 $n_{cs} = 2.5$ の場合は、軸力の増加と曲げモーメントの減少が相殺する傾向にあるため、Fig. 9 の結果と有意な差はみられない。

5) 適用支間と応力性状に関する考案

Fig. 6 より次のことがわかる。最大軸圧縮応力は、 ω 、 $\bar{n}_h$ を支間長に関係なく一定とすれば、支間長に比例して直線的に増加する。一方、曲げ応力 ($l_s/4$ 点) は支間が増大してもその変動は小さく、また絶対値も小さい。このように曲げ応力が支間長の影響をあまり受けないこと、また桁高の変化にもあまり大きな影響を受けない理由は付録-1、2 で説明される。また、Fig. 6 より主桁垂直応力のうち、軸方向圧縮応力と曲げ応力の発生比率が明らかとなる。

Fig. 7 より次のことがわかる。SM50Y クラスの材料を使用すると、支間1000m, 1300m ($\xi = 2.5, 2.0$)、SM58 クラスの材料を使用すると、支間1300m, 1600m ($\xi = 2.5, 2.0$) で許容応力 (降伏応力/安全率) に達する。実際には、Shear-lag による応力、ケーブル定着点での付加応力また、横断面方向の曲げ応力、せん断応力の組合せを考えると以上の支間は多少低下する。現状の斜張橋の適用支間を300m~600m とすれば、最大応力は約1200kgf/cm² までで、主構応力には十分な余裕がある。したがって、この領域の斜張橋では各種パラメータ (支間長比、塔高さ、ケーブル吊り間隔等) を比較的自由に選ぶことができ、変化に富んだ設計が可能となる。しかしながら、支間がそれ以上になり、1000m に近づくにつれ応力の余裕は少なくなり、したがって形状も画一化 (マルチケーブルタイプ) される。また、 ξ が重要なパラメータとなっており、長大化を図る上で極力軸圧縮力に抵抗しない横方向補剛材等の合理的設計が必要となる。

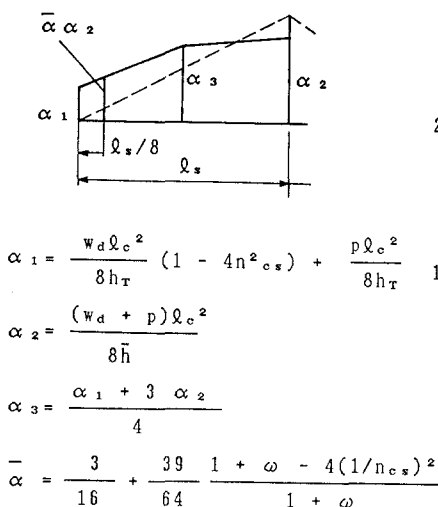


Fig. 8 $l_s/8$ 点での軸力と α の定義

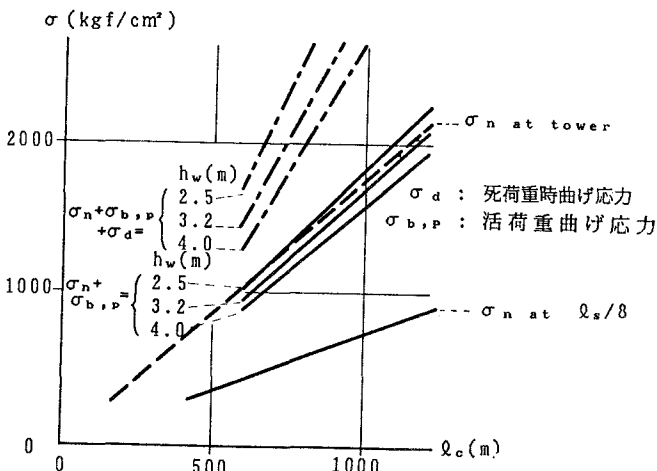


Fig. 9 側径間部 ($l_s/8$) の応力予測

($\bar{n}_h = 6.0$, $\omega = 0.2$, $n_{cs} = 2.3$)

Fig.9 より次のことがわかる。側径間に生じる最大応力は塔位置の最大応力と同程度かそれ以下となる。しかしながら、3. 3)で議論した通り、死荷重のバランス対策が支間の増加とともに重要となる。支間が700mを超えると、アンバランスにより生じる応力を加算した値 (Fig.9 中一点鎖線) はかなり大きなものとなる。この値は $Wd=18\text{tf/m}$ の仮定で求められており、 Wd が大きい場合一層大きくなる。したがって、支間が700mを超えるあたりから側径間に中間橋脚を設置する方が好ましくなる。これにより、3. 3)で説明した長所が得られるとともに、架設時に生じる避けられない誤差を側径間主桁にしわよせさせることもできる。なお、 $n_{cs}=2$ を採用すると死荷重のバランスは自動的に達成されるものの、ケーブルの疲労問題、全体曲げ剛性低下の問題が生じ別の対策を必要とする。

5. 風荷重との組合せ

風荷重強度の算定に当っては、海峡部の橋梁を想定し、本四公団基準⁹⁾を参照する。

$V_{10} = 40\text{m/s}$ を仮定すると、設計風速 V_D は、

$$V_D = \gamma_1 \gamma_2 V_{10} \quad (8)$$

ここで、高度補正係数 $\gamma_1 = 1.29$ (60m 仮定)、水平長さ補正係数 $\gamma_2 = 1.17$ (500m) 1.12 (1500m) であるが、平均的な値として $\gamma_a=1.15$ を採用する。

次に設計荷重 P_D を

$$P_D = 281C_D (h_w + 0.33) \quad (9)$$

とする。ここで、補正係数 $\gamma_4 = 1.3$ とし、また、0.33は舗装厚と地覆高の合計を想定しており、高欄はポストタイプとし荷重に考慮しない。また、 C_D は抗力係数である。式(9)を桁高 h_w について整理したものをTable 2 に示す。

Table 2 設計荷重

$h_w(\text{m})$	$P_D(\text{tf/m})$
2.5	$0.79C_D$
3.2	$0.99C_D$
4.0	$1.22C_D$

Table 3 抗力係数

$h_w(\text{m})$	幅 23m	幅 30m
2.5	1.30	1.30
3.2	1.38	1.30
4.0	1.53	1.35

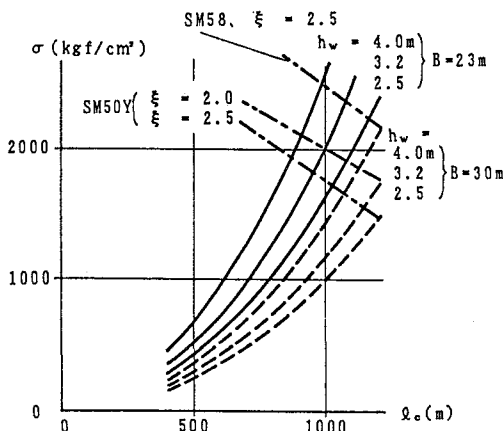


Fig.10 風荷重による応力 (塔位置、 $n_{cs} = 2.3$)

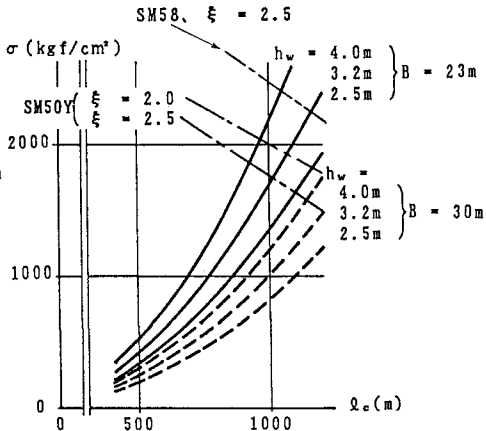


Fig.11 風荷重による応力
(支間中央、 $n_{cs} = 2.3$)

一連の検討過程で採用している断面の他に幅7m拡幅した断面もあわせて検討対象とする。そして、抗力係数をTable 3 の通り仮定する。当然、抗力係数の小さい断面の開発が応力的にみて有効になる。また、風荷重の載荷方法は文献9)の通りとする。

以上の計算結果をFig. 10、11に示す。Fig. 10は塔位置支点上、Fig. 11は中央径間中央での値を示し、実線は幅23mの箱桁、破線は幅30mの箱桁に対応する。また、図中の一点鎖線は死荷重応力との組合せを考慮するもので、一点鎖線と実線または破線の交点はこの応力でもって合計応力が組合せ許容応力に達することを意味している。

これより、幅23mの場合、支間約800m ($\xi=2.5$, SM50Y)、約1000m ($\xi=2.5$, SM58) で許容応力に達することになる。幅30mの場合、それぞれ約1000m、1200mで許容応力に達する。また、支間長に関係なく側径間に中間橋脚を3本設けた場合、Fig. 10の実線および破線はそれぞれ10%程度大きくなるが、許容応力に達する支間長の変動は小さい。

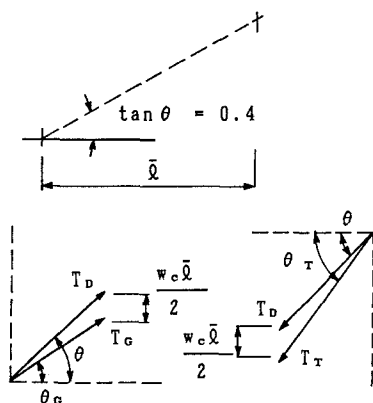
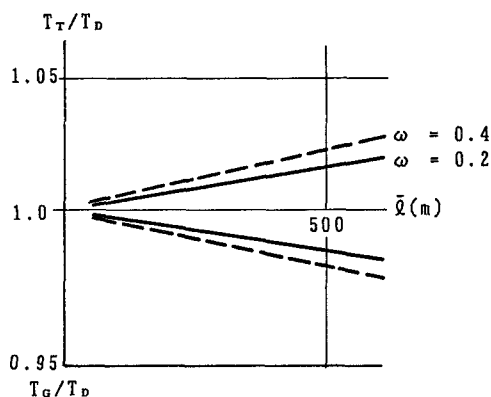
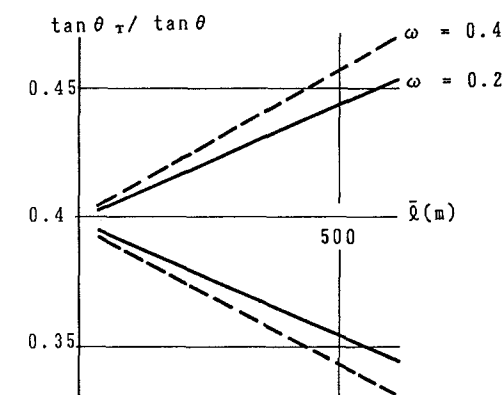


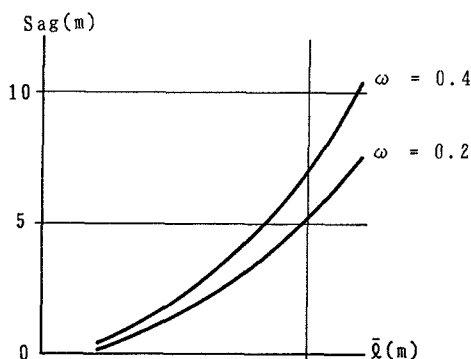
Fig. 12 張力と作用方向



(a) 張力差



(b) 作用方向の差



(c) サグ

Fig. 13 ケーブル張力差、作用方向差およびサグ

風荷重に対しては、意図的に幅を広くすること、また塔位置で弾性拘束を採用することにより理論上は対応可能となる。さらに、桁高を低く（ただし、横断面方向の曲げ応力から制約を受ける）し、かつ抗力係数の小さい断面の開発が有効であるが、これらの対策は支間が約800m以上の場合で、現状の適用支間に対しては静的に何ら問題は生じない。

6. ケーブル張力と作用方向

Fig. 12に示すように、トラス部材と仮定したケーブルの設計張力および作用方向は実際のケーブル張力、作用方向と異なる。そこで、両者の差の比較を行う。仮定したケーブルは市販のノングラウトタイプのケーブルで、サイズによる結果の差はほとんどない。

Fig. 13に結果を示す。最上段ケーブルを想定し、 $\omega=0.2$ が中央径間側のケーブル、 $\omega=0.4$ がアンカーケーブルに対応すると考えてよい。これより、設計張力と実際の張力の差、また傾きの差も支間1000m クラスでも小さいことがわかるが、サグは支間1000m 以上から急激に大きくなる。

7. 幾何学的非線形挙動

斜張橋の幾何学的非線形挙動はあまり明確にされていると言えず、一般にその影響は小さいとされている。これまで、唯一、文献1)で支間が大きくなるにつれてサグの影響が大きくなると述べられているのみである。著者らは、主桁の曲げモーメントに着目した検討を行い¹⁰⁾ その特性を明らかにした。ここでは最大たわみに関する非線形挙動を含めて検討を行う。

1) 最大たわみの非線形性

斜張橋の最大たわみは、側径間アンカーケーブルと中央径間最上段ケーブルの伸びによって生じると仮定した次式で比較的精度よく推定できる (Fig. 14参照)。⁵⁾

$$\delta_{\max} = \alpha \frac{\beta \sigma_a}{E_c} \frac{L_s L_c}{h_T} + \frac{1.1 \omega}{1+1.3 \omega} \frac{\beta \sigma_a}{E_c} \frac{L_c^2}{h_T} \quad (10)$$

ここに、 α (<1.0) はアンカーケーブル全張力のうち活荷重分を表わし、 n_{cs} と ω に支配される。⁵⁾

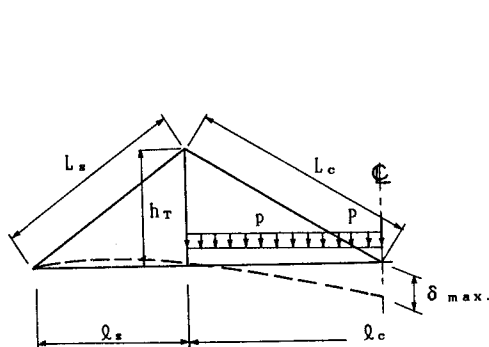


Fig. 14 最大たわみ算定用の記号

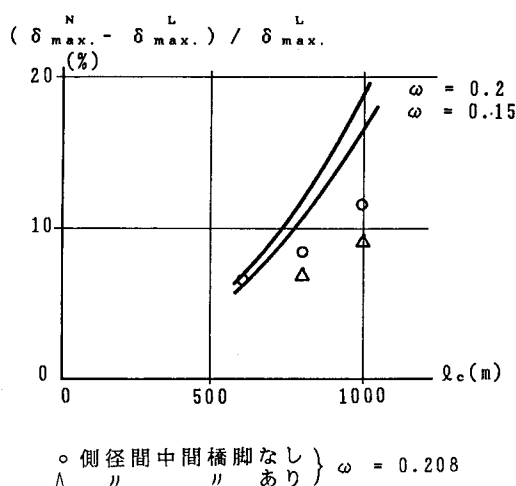


Fig. 15 最大たわみの非線形性の推定

$\bar{\beta}$ はケーブルの許容応力に対する余裕で0.9を採用する。

ここで、それぞれのケーブル素線のヤング係数 E_c に割線弾性係数 $\widetilde{E}_c$ を代入すると、

$$\bar{\delta}_{\max} = \alpha \frac{\beta \sigma_a}{\widetilde{E}_c} \frac{L_s L_c}{h_T} + \frac{1.1 \omega}{1+1.3 \omega} \frac{\beta \sigma_a}{\widetilde{E}_c} \frac{L_c^2}{h_T} \quad (11)$$

を得る。式(11)を最大たわみの非線形解と仮定し、式(10)との比から非線形の程度を予測する。 $\widetilde{E}_c$ の算定にあたり、初期応力は側径間アンカーケーブルについて、

$$\sigma_{1, A} = (1-\alpha) \beta \sigma_a \quad (12)$$

また、中央径間最大段ケーブルについて、

$$\sigma_{1, c} = (1-\omega) \beta \sigma_a \quad (13)$$

と仮定する。また、活荷重載荷（中央径間満載分布荷重と中央径間中央集中荷重載荷）後の応力は $\beta \sigma_a$ である。

Fig. 15に $n_{cs}=2.3$ の場合の結果を示す。また、非線形解析結果 ($n_{cs}=2.3$ 、 $\omega=0.208$) ¹¹⁾ をあわせて示す。図中、△印は側径間に3本の中間橋脚を設置した結果で参考のため示す。

最大たわみの非線形性は、割線弾性係数を用いた予測式より計算結果が小さくなり、1000m クラスの斜張橋で側径間に中間橋脚を設けることを前提とすれば約10% 程度である。ケーブルの接線弾性係数を式(11)に代入すると、より大きなたわみが生じることになり計算結果と大きな差が生じることになる。したがって、ケーブルサグを減少させる、いわゆる2次ケーブルを必要とする支間については今後の検討課題となった。

2) 主桁曲げモーメントの非線形性

主桁 $l_c/4$ 点の曲げモーメントの非線形性を推定する式を既に文献10) に与えている。ここでは、 $Wd=18\text{tf/m}$ と仮定し、かつ $l_c/4$ 点の軸力を塔位置の軸力（式(2)）の75%（放物線分布の仮定）として計算した結果をFig. 16に示す。この場合、主桁の軸力と断面2次モーメントの影響を大きくうけるためケースバイケースで検討せざるをえない。Fig. 16の結果は $Wd=18\text{tf/m}$ のため、死荷重強度が異なる場合、非線形性は比例するとして推定してよい。

Fig. 17に非線形解析結果との比較を示す。この場合、モデルの完成時軸力を推定式に代入している。これより、推定式が十分な精度を有していることがわかる。また、側径間に中間橋脚（3本）を有する解析結果を△印で示すが、橋脚を設けることによる差はほとんど生じない。これは、完成時軸力および $l_c/4$ 点でのバネ定数が両者に大差がないためで、一般的に言えることである。

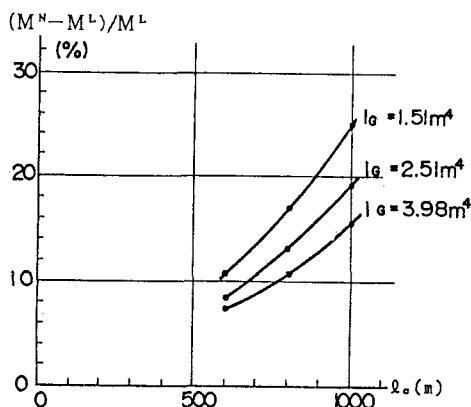
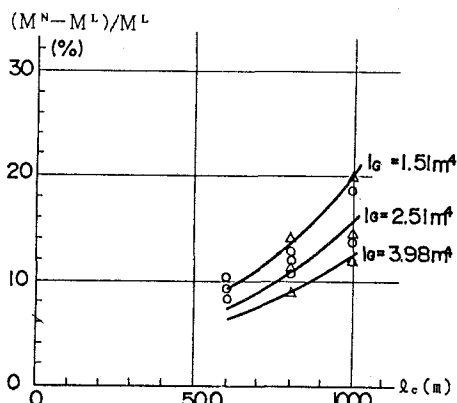


Fig. 16 主桁非線形曲げモーメントの予測
($Wd = 18\text{tf/m}$)



△ 側径間に中間橋脚あり
Fig. 17 計算結果との比較

8. 主桁耐力の推定

複雑な構造系の耐力を推定することは困難を伴うが、無限弾性床上的のりに軸力が作用する場合の弾性座屈軸力から有効座屈長 ($l_e = \pi/2\beta$) を求め、道路橋示方書の軸力と曲げを受ける部材の照査式^{1a)} から耐力を推定してみる。この場合も中央径間 $l_c/4$ 点に着目し、4. で推定した応力を用いて検討を行う。

Fig. 18に結果を示す。選定したパラメーター (ξ , h_w , 材質) に応じて、支間約 800m ~ 1,000m で限界に達することがわかる。すなわち、支間が1,000m近くなると、主桁曲げ剛性にもよるが、より慎重に主桁耐力の検討を行う必要性が強調される。

9. まとめ

以上、基本的な形状選定を含めて、長大斜張橋に発生する垂直応力を予測するとともに、その特性を明らかにした。あわせて適用支間について考察を加えた。これより、支間の程度によって慎重に検討を加えるべき課題が明らかになったと考える。

本文の検討範囲からは、 $\xi = 2.0$ の断面で、側径間に中間橋脚を設けることを前提とすれば支間約1,000m程度の設計が可能になると考えられる。逆に支間が 600m 以下では静的（非線形問題を含めて）挙動に関しては特に重大な問題は生じないと考えてよさそうである。

F. Leonhardtのいう支間 1,700m の斜張橋、また、N. J. Gimsing²⁾ が取り扱う支間3,000m級の斜張橋の実現は静的挙動に着目しても困難を伴うと考えられる。

静的問題にあっては、せん断応力およびねじり変形特性の解明が今後の課題と考えられる。また、本文で取り扱われていない動的問題から適用支間に制限を受ける可能性があるが、現状では予測が困難であり今後の課題となっている。動的問題の主要な項目を列挙すると、①耐風安定性、②ケーブルの振動、③適切な支承条件（免震構造）の決定等が挙げられる。この他に、吊橋との価格競争力、架設時挙動の解明とまだまだ多くの課題を残した。

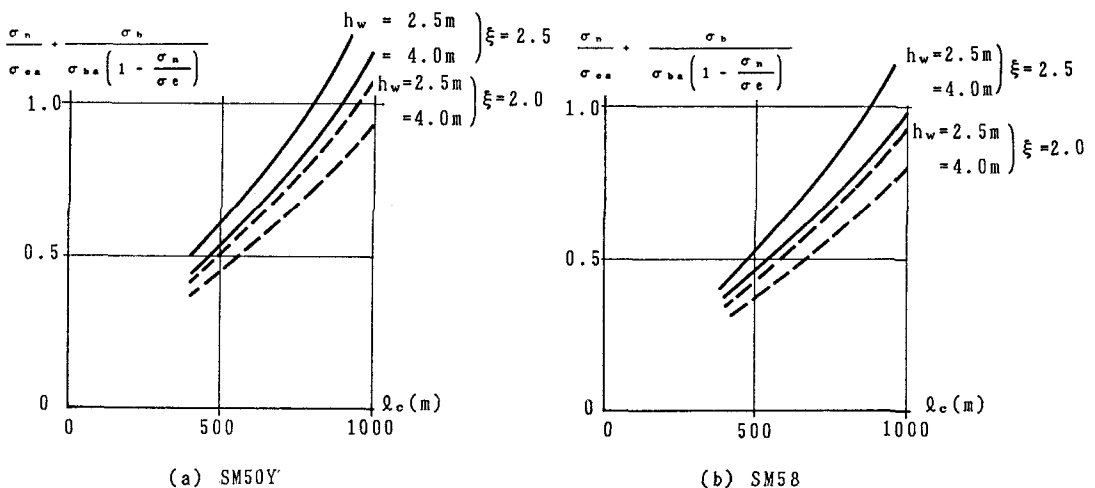


Fig. 18 主桁耐力の推定

付録－１ 矩形箱桁の桁高変化に伴う設計曲げモーメントの変化

設計曲げモーメントを以下の通り定義する。^{a)}

$$M = M_u + M_c = p\pi / 16\beta^2 + P/4\beta \quad (A)$$

ここに、 p 、 P は分布および集中（線）活荷重、 $\beta = \sqrt[4]{k/E_G I_G}$ で、 k はケーブルの分布バネ定数、 $E_G I_G$ は桁の曲げ剛性

④分布荷重による曲げ応力

桁高 h_w および h_w^* の曲げモーメントをそれぞれ M_u 、 M_u^* とすると、

$$M_u^* = M_u \sqrt{I_G^*/I_G} \quad (B)$$

また、応力を σ_u 、 σ_u^* とすれば、

$$\sigma_u^* / \sigma_u = (M_u^* / M_u) (W / W^*) = \sqrt{I_G^* / I_G} \cdot (W / W^*) \quad (C)$$

ここに、 W 、 W^* はそれぞれ、桁高さ h_w 、 h_w^* を有する箱桁の断面係数である。

式(C)において、フランジ断面積（リブを含む）を A_f 、腹板断面積を A_w 、腹板枚数を i とすれば、

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_u^*}{\sigma_u} &= \frac{h_w^*}{h_w} \cdot \frac{\sqrt{\frac{2A_f + iA_w^*/3}{2A_f + iA_w/3}} \cdot \frac{h_w}{h_w^*} \cdot \frac{2A_f + iA_w/3}{2A_f + iA_w^*/3}}{\sqrt{\frac{2A_f + iA_w/3}{2A_f + iA_w^*/3}}} \\ &= \sqrt{\left(1 + \frac{iA_w}{6A_f}\right) / \left(1 + \frac{iA_w^*}{6A_f}\right)} \\ &\doteq 1 \end{aligned} \quad (D)$$

⑤集中荷重による曲げ応力

④と同様に桁高 h_w および h_w^* の箱桁の曲げモーメントを M_u 、 M_u^* とすると、

$$M_c^* = M_u \sqrt[4]{I_G^* / I_G} \quad (E)$$

$$\frac{\sigma_c^*}{\sigma_c} = (M_c^* / M_c) \cdot (W / W^*) = \sqrt[4]{I_G^* / I_G} \cdot (W / W^*)$$

$$\begin{aligned} &= \sqrt{\frac{h_w}{h_w^*} \left(\frac{2A_f + iA_w/3}{2A_f + iA_w^*/3} \right)^{3/4}} \\ &\doteq \sqrt{h_w / h_w^*} \end{aligned} \quad (F)$$

⑥側径間端部の主桁に発生する曲げ応力

側径間端部での設計曲げモーメントは

$$M = \frac{p\pi}{8\beta} + \frac{P}{4\beta} \quad (G)$$

したがって、分布荷重、集中荷重ともに⑥と同様の議論が成立する。

$$\frac{\sigma}{\sigma} \doteq \sqrt{h_w / h_w^*} \quad (H)$$

以上を整理すると、一般部で、

$$\sigma^* = \sigma_u^* + \sigma_c^* = \sigma_u \sqrt{h_w / h_w^*} + \sigma_c \quad (I)$$

また、側径間で、

$$\sigma^* = \sqrt{h_w / h_w^*} \cdot \sigma \quad (J)$$

となる。ここに、 σ は桁高 h_w での曲げ応力、 σ^* は桁高 h_w^* での曲げ応力

付録-2 支間長の増加に伴う設計曲げモーメントの変化

バネ定数算定のためのたわみは式(6)で与えられるが、これを任意の位置で考え、同一ケーブル材料使用を前提とし、かつ ω が支間長にかかわらず一定とすれば、 δ は L_a^2/h_T に比例する。また、

$$\frac{L_a^2}{h_T} = \frac{h_T^2 \{1 + (n \ell_o/h_T)^2\}}{h_T} = h_T \{1 + (n n_n)^2\} \quad (K)$$

となり、 n_n も支間長にかかわらず一定とすれば、 δ は h_T に比例する。したがって、バネ定数は $1/h_T$ に比例する。ここに、 n (< 0.5)は着目ケーブルの柁取り付位置を示す係数である。

設計曲げモーメントを考えると、

$$M^* = \sqrt{\frac{h_T^*}{h_T}} M_u + \sqrt{\frac{h_T^*}{h_T}} M^o \quad (L)$$

と表わせる。ここに、 M は塔高 h_T の場合の曲げモーメント、 M^* は塔高 h_T^* の場合の曲げモーメントである。

今、支間長が3倍になったと仮定すると、 h_T も3倍になったとして、

$$M^* = 1.7M_u + 1.3M_o \quad (M)$$

となり、その変化が支間長の変化に比して大きくないことがわかる。以上の議論で ω が支間長の増加とともに小さくなるとすれば、 δ が減少しモーメントの変化はより小さいものとなる。

参考文献

- 1) V. Michel, F. J. Claude and D. Bertrand: Design of Normandy Cable Stayed Bridge, Near Honfleur, Proc. of Int. Conference on Cable-Stayed Bridges, Bangkok, 1987
- 2) F. Leonhardt and W. Zellner(成井信訳): 斜張橋-近年の発達について-(その1)、土木施工、第21巻11号、1980年10月
- 3) N. J. Gimsing: Cable Supported Bridges, John Wiley and Sons, 1983
- 4) R. Kindman: Weitgespannte Schrägseilbrücken anstelle von Hängebrücken, Congress Report of IABSE, 13th Congress, Helsinki, 1988
- 5) 長井正嗣、赤尾宏、佐野信一郎、井澤衛: 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、No. 362/I-4, 1985年10月
- 6) 佐野信一郎、長井正嗣、井澤衛、伊藤敦: マルチケーブル斜張橋の完成時断面力算定に関する一考察、橋梁と基礎、Vol. 20, No. 6, 1986年6月
- 7) 赤尾宏、佐野信一郎、長井正嗣、井澤衛、奥井義昭: 長大マルチケーブル斜張橋の構造形式選定に関する研究、川崎重工技報、No. 95, 1987年4月
- 8) 長井正嗣、赤尾宏、佐野信一郎、井澤衛: 3径間連続マルチケーブル斜張橋の部材断面力算定法の提案、土木学会論文集、No. 362/I-4, 1985年10月
- 9) 本州四国連絡橋公団: 耐風設計基準(1976)・同解説、1976年3月
- 10) 長井正嗣、赤尾宏、佐野信一郎、奥井義昭: 斜張橋の主柁に発生する非線形曲げモーメントの簡易算定法の提案、土木学会論文集、No. 392/I-9, 1988年4月
- 11) 森翠、佐野信一郎、森本千秋、長井正嗣、遠藤秋主、大南亮一、谷沢正: ケーブル部材を含む骨組構造の立体非線形解析-斜張橋への適用-川崎重工技報、No. 88, 1985年4月
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説、I共通編、II鋼橋編、1980年2月
- 13) N. J. Gimsing: Parametric Studies of Cable-Stayed Bridges with Extreme Spans, Proc. of Int. Conference on Cable-Stayed Bridges, Bangkok, 1987

(1989年10月12日受付)