

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

Possible configurations of self-anchored cable-stayed girder bridges
with center span length more than 1000m

長井正嗣* 藤野陽三**

By Masatsugu Nagai and Yozo Fujino

This paper presents the possible configurations of cable-stayed girder bridges with center span length more than 1000 meters. The discussion is mainly focussed on how to select the cross-sectional shapes of the girders. Normal stresses in the girder from dead and live loads, and from wind load are investigated with an increase of the center span length. Countermeasures to decrease the normal stress is explained relating to an in-plane buckling strength and lateral strength of the girder. Alternatives ever proposed by foreign engineers are introduced, and its possibility is discussed.

1. まえがき

最近に至り、斜張橋は急速に長大化する傾向にあり、フランスのノルマンデー橋(856m)¹⁾、日本の多々羅大橋(890m)²⁾の建設が開始されたことは周知の事実である。これらの支間長は、10数年前から我国で建設され始めた支間300mクラスの約3倍にも達している。比較的最近に至り、支間400mクラスの建設がようやく完了したばかりであり、引き続いて500mクラスの建設に突入した現状を考えると、いかに斜張橋の長大化の傾向が急速であるかがわかる。そして、斜張橋の長大化が今後どのように推移していくかは、技術者にとって興味ある課題と考える。

斜張橋の長大化に関しては、Leonhardt が1980年に1700m位まで吊橋より経済的に建設可能であるとの見解を示している³⁾。また、最近でもメッシナ海峡を対象に2000mクラスの実現に意欲を燃やせていると聞く⁴⁾。この他に、著者らの知る範囲で、これまでに報告されている支間1000mを超える斜張橋の提案として、Kindmann(Thyssen Engineering)の提案⁵⁾、ギリシャのRion - antirion Strait CrossingでのSeifriedの提案(Thyssen Engineering & Leonhardt, Andrä und Partner)⁶⁾、Great Belt Linkを対象としたPetersenらの提案(COWI Consult & Leonhardt, Andrä und Partner)^{7),8)}がある。

一方、我国では、著者の一人が1989年に長大化に関する一検討を行っており、検討は静的挙動に限定されるものの、支間1000m程度の斜張橋の実現性について説明している⁹⁾。その後、星埜ら¹⁰⁾は1000m支間の斜張橋モデルを対象に静的挙動を中心に具体的な計算を行っており、文献9)の簡易式に基づく予測を裏付けている。

このように支間1000m近い斜張橋の建設が既にはじまったこと、また海外では、支間1000mを超える斜張橋の具体的提案が幾つかみられることから、その経済性を含めた可能性について検討を行うことは有益と考える。さて、斜張橋の長大化の実現にあたっては、静、動的挙動を含むあらゆる角度からの入念な検討が

* 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)

** Ph.D. 東京大学 教授 工学部土木工学科 (〒113 文京区本郷7-3-1)

要求される。しかしながら、斜張橋のように多くの設計変数を有する橋梁形式で逐一すべての変数を対象に計算を行うことは膨大な作業を伴う。したがって、まず長大化達成のためのポイントとなる設計変数を明かにしておくことが有益と考える。

本文では、支間 1000~1400m を主な対象として、詳細な計算は行わず、長大化達成のための問題となる設計変数を整理しつつ、主に実現可能な斜張橋の構造形態(ただし、A 形塔 2 面吊りケーブルを前提とする)を中心に検討を行うこととする。また、より詳細に検討すべき課題を明かにする。あわせ、既に海外で提案された長大斜張橋の紹介と、本文での検討に立脚した考察を行い長大化を考える上での資料とする。本文での検討はほとんどが静的問題に限定される。対象とする桁断面形式は箱断面が中心となるが、面内耐力をアップする観点からトラス桁についても検討を行う。また、主桁軸力低減対策と面内耐力確保および面外安定性の考察、あわせ耐フラッター性、経済性に関する簡単な考察が中心となる。

2. 長大化の問題点の整理と検討の範囲

まず、斜張橋の長大化に伴う挙動を整理し、本検討の着目点を明かにする。

2-1 長大斜張橋の挙動予測の整理

これまでの検討結果⁹⁾を整理すると以下の通りである。

- 軸力、曲げモーメントにより発生する主桁垂直応力(定着部に見られる局所的な応力集中を除く)は中央径間長 600m 以下ではあまり大きくなく、それらの応力に対しては最小板厚構成での対応が可能と考える。このことは、このクラスまでは、最小板厚制限が最適設計で使われるアクティブな制約条件となる。
- 同一断面を用い、中央径間長/塔高さ、活荷重強度/死荷重強度の二つのパラメータを支間長に関係なく一定と仮定すれば、軸力による主桁垂直応力は支間長に比例して増加し(後出の式(3)参照)、ある支間で材料の降伏、桁、補剛板の座屈といった不安定現象を招くことになる。
- 曲げモーメントによる垂直応力は軸力による応力に比して小さく、支間が長くなるにつれてこの傾向は顕著となる。また、桁高さの影響もほとんど受けない。斜張橋の桁高さが支間長に関係なく選べるというのはこの理由による。但し、b). で説明した座屈問題に関係して長大橋では d). で説明する適切な対策が必要となる。
- 文献 9) での試算によれば、これまでの 300~400m 支間で採用された箱断面の桁高さ 3m 前後を前提としたとき、面内耐力(軸力と曲げモーメントの作用)に対して安全率 1.7 の確保が困難となるのは、材質、塔高さ等に多少影響を受けるものの、ほぼ 1000m 前後からと考えられる。このクラス以上の支間では面内耐力確保のため、例えば、桁高さを高くするとか桁幅を広くするといった対策が欠かせないと予想される。
- ケーブルサグの問題では、まずケーブルをトラス部材とした張力値とサグを考慮した実際との差はここで扱う支間でも小さい。一方、サグ量そのものは 1000m を超えると急激に大きくなり、剛性上の対策の検討が必要になるものと思われるが、本文では取り扱わない。

2-2 本検討の範囲

2-1 で説明した通り自定式斜張橋では軸力による垂直応力の増大が長大化の最大のネックになる。この軸力を低減する対策を考える上で、軸力による応力の予測式⁹⁾を考察すると対策のための形態像が浮かび上がってくる。

主桁の最大圧縮軸力($N_{max.}$)は塔位置で生じ、以下の式で精度よく推定できる。

$$N_{max.} = W_G(1 + \omega)L_c^2/(8\bar{h}) \quad (1)$$

ここで、

W_G : 死荷重強度

ω : 活荷重強度/死荷重強度

L_c : 中央径間長

$\bar{h}$: 塔のケーブル定着中点から桁までの距離

次に死荷重を以下のように仮定する。

$$W_G = \xi \gamma_s A_s \quad (2)$$

ここで、

γ_s : 鋼の単位体積重量 ($=7.85 \text{ tf/m}^3$)

A_s : 軸力を受け持つことのできる鋼断面積

ξ : 死荷重強度と $\gamma_s A_s$ の比

式(2)に式(1)を代入し、軸力を鋼断面積 (A_s) で割ると、桁の軸力による最大垂直応力は

$$\sigma_n = \xi \gamma_s (1 + \omega) n_h L_c / 8 \quad (3)$$

ここで、 $n_h = L_c / \bar{h}$ である。

式(3)より、軸力による圧縮応力の低減対策を考えると、

- a). 塔高さを高くする (n_h を小さくする)。
- b). ξ が小さくなる断面を選ぶ (断面の板厚を厚肉化し、死荷重強度のうち軸力に抵抗できる鋼断面の割合を増加させる)。

が挙げられる。これらの対策はいずれも重量増の要因であり、他の吊形式 (他定、部定式斜張橋、吊橋) との経済性に関する競争力の低下が予想される。経済性の観点からは、厚肉化する断面を主桁軸力分布に応じて変化させる方が考えられる。但し、その耐力評価は複雑になることもあって対策の一案であることを説明するにとどめる。

一方、限界となる応力、すなわち許容応力を大きくする立場からは、

- a). 高強度材料の使用。
- b). 桁高さを高くして座屈強度を高める。

が挙げられる。高強度材料の使用はコストアップ、また桁高さを高くすることは重量増の要因となる。

以上のいずれの対策もコストアップとか重量増の要因となるものの、これらのパラメータをうまく選ぶことによって長大化達成のための形態像の検討ができる。

さて、以上のパラメータを種々変化させて検討を行なう必要があるが、まず最初に、斜張橋の桁高さの選定法について説明する。2-1c). で説明した通り、桁高さはある支間まで支間長に関係なく選べる。そして、その限界は、主桁の面内耐力と主桁を構成する補剛板の耐力 (橋軸直角方向の圧縮応力との組合せ状態) から決ってくるものと考えられる。これまでの 3m 程度の桁高さでは、支間 1000m 前後が限界と予想され、この支間を超えるあたりから桁高さを高くせざる得ないとする。ところが、桁高さを高くしていけば桁の受風面積が増大し風荷重による応力が増大する問題が生じる。つまり、桁高さを高くして面内耐力を確保する対策が、風荷重による応力の増大という問題を引き起こし、これらの問題を定量的に評価した適切な処理が断面寸法決定のための重要な検討項目となる。そのため、風荷重応力低減と横方向の安定性確保の対策として

意図的な橋幅の拡幅が欠かせなくなるものとする。自定式斜張橋の長大化達成のための定量的にツメるべき検討課題は以上の点にあると考える。

これより、本文では桁断面構成を主要な設計パラメータと考え、この点を中心にその他のパラメータも含めた検討を行なうこととする。

さて、面内耐力の評価手法であるが、これも斜張橋の長大化を問題にする場合重要な検討テーマとなる。ここでは、一つの目安を得るため文献 9) で示したと同様の手法により検討を行なう。

$$\frac{\sigma_C}{\sigma_{Ca}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}} < 1.0 \quad (4)$$

ここで、着目する桁断面位置は支間の 1/4 点で、 σ_C は圧縮応力（死・活荷重満載状態）、 σ_{Ca} は許容圧縮応力で、支間 1/4 点でのケーブルバネ定数を用いた無限弾性床上はりの座屈荷重から有効座屈長を求める。 σ_b は最大曲げ応力で、死・活荷重満載状態の $1.7(D+L)$ での軸力を用いて有限変位の影響を考慮する¹¹⁾。 D は死荷重強度、 L は活荷重強度である。 σ_{ba} は引張りの最大許容応力である。

なお、本評価式は、一つの計算例であるが弾塑性有限変位解析結果と比較して多少安全側になる²⁾。

3. 箱桁での検討

断面を種々仮定し支間長として 1000、1200、1400m について検討する。材質は SM50Y 材とする。したがって、より高強度の材料に対してはコスト面で不利になるものの強度の面で余裕をもった考察になる。また、これらの概略検討結果から、1400m 以上のより長支間領域での形態についてコメントする。

3-1 仮定断面と断面構成

図-1 に示す 4 車線を想定した断面 A~E を考える。実際の断面は耐風性、美観上の要因から流線形に近いものとなるが、ここでは断面諸量を概略仮定するため図のような断面を用いている。断面 B を除いて、デッキ、下フランジ厚は 12mm とし、縦リブを考慮して換算板厚 20mm を仮定する。また、腹板の板厚は 15mm と仮定する。断面 B はデッキ、下フランジの板厚を 2 倍したもので換算板厚は 32mm(24mm+8mm) と仮定する。断面 A、B の形状は同一であるが断面 C~E は拡幅 (10m) している。断面 C~E は意図的に拡幅し、かつ桁高さを 6m まで高くしたものである。

断面 A はこれまでの支間で採用されてきた断面と同様であるが若干桁高さが低い。断面 B は同一形状で板厚を増厚したものである。断面 C は増厚をしないで拡幅したもの、断面 D、E は拡幅とともに桁高さを高くし面内耐力の向上と横方向剛性の向上を意図したものである。

表-1 に断面諸量とともに仮定した重量を示す。鋼重の仮定では、鋼断面積を約 40% アップ (横補剛材、添接等を考慮して仮定) させ単位体積重量を乗じている。また、後死荷重強度は断面に関係なく一定値を仮定している。なお、増厚した断面 B では、フランジ厚の増加分のみ (ダイアフラム等の重量は断面 A と同様とみなす) の鋼重アップを考えると、その鋼重は約 15tf/m となり断面 C より若干少なくなる。しかし、添接材の重量アップが考えられること、本文は詳細設計の前段階の特性把握のための検討であることから、断面 B の鋼重は断面 C と同一と仮定した。

3-2 軸力による最大垂直応力

図-2 に仮定した断面に対する主桁最大垂直応力 (塔位置) を示す。この時、塔の高さは中央径間長の 1/5 を仮定し、また塔でのケーブル定着長は塔高さ (桁上) の 1/2 を仮定している (図-3 参照)。

断面 A の応力が大きく、支間 1000m で試算した曲げ応力がおおよそ 200kgf/cm² であることを考慮するとこのクラスで 2000kgf/cm² に達する。そして、断面 B、C、D、E の順に応力は小さくなり、板厚の増厚、

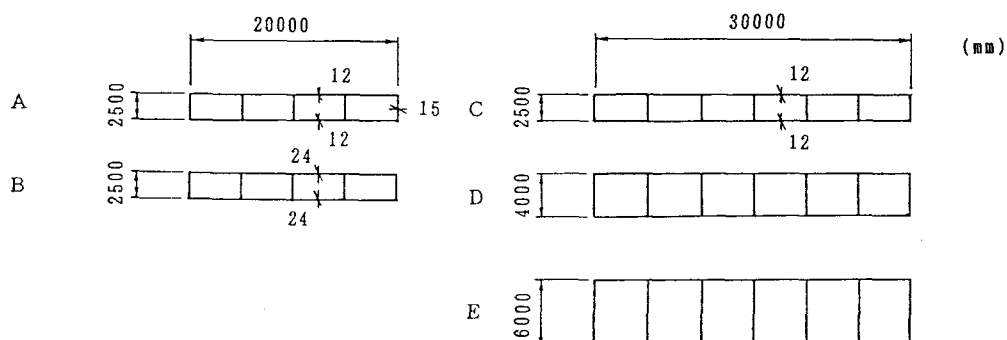


図-1 仮定した主桁断面形状

表-1 仮定した断面の諸量

断面	A (m ²)	I _x (m ⁴)	r _x (m)	I _y (m ⁴)	W _y (m ³)	W _d (tf/m)
A	1.00	1.35	1.16	36.0	3.6	18 (11)
B	1.47	2.10	1.19	52.0	5.2	23 (16)
C	1.46	2.01	1.17	116.3	7.8	23 (16)
D	1.62	5.36	1.81	132.0	8.8	25 (18)
E	1.83	12.69	2.60	153.0	10.2	27 (20)

A: 断面積

I_x: 面内の断面2次モーメント

r_x: $\sqrt{I_x/A}$

I_y: 面外の断面2次モーメント

W_y: 断面係数

W_d: 死荷重強度

活荷重 p = 3.8 tf/m

P = 62.5 tf

() 内、鋼重

桁断面の拡幅、桁高を高くするといった式(1)のξを小さくする効果が得られる。また、塔高さについては、意図的に高くするとこれらの応力が比例的に減少する。

3-3 面内耐力の検討

図-4に面内耐力の検討結果を示す。図中、破線はケーブルの塔での定着長を塔高さの上1/4とし、ラジアルタイプに近づけた場合の結果を示している。これより、断面A、B、D、Eの順で面内耐力が上昇し、この点からは、断面Dで支間1200m程度、断面Eでは支間1400m程度の設計の可能性が伺える。また、ケーブルの塔定着位置を塔頂に近づけることによりさらに有利となることがわかる。ただし、我国のような地震国では、いわゆる免震対策が重要な検討課題となってくる。したがって、桁軸力を低減するためのケーブルの張り形式の選定(ラジアルタイプに近付ける)と免震性能の関係は別途考慮する必要がある。

3-4 風荷重による垂直応力

図-5に、塔位置での桁に作用する風荷重による応力と死荷重による応力の合計応力を示す。風荷重の評価にあたっては文献9)と同様、本四規準¹²⁾に準じ設計風速を60m/sec.とした。なお、断面の抗力係数は一律0.8と仮定したが、これはこの程度の抗力係数を有する断面の選定は十分可能と考えているためである¹³⁾。また、側径間長と中央径間長の比は1:2.3:1とし、側径間には約100m間隔で中間支点を設け応力を算出した(側径間に中間支点がない場合、約10%の応力減となる)。計算は多径間はりモデルを用いて行った(初期軸力、ケーブルの効果は考えていない)。図中の σ_a はSM50Y材の許容引張り応力を40%割増し¹²⁾した応力である。

断面Aでは支間1000mで設定した許容応力に達することがわかる。そして、断面B、Cと応力が小さくなる。一方、桁高さを高くした断面D、Eでは、受風面積が大きくなるため逆に応力が大きくなっていく。

次に、ケーブルに作用する風荷重による桁の最大垂直応力を計算する。ケーブルに作用する風荷重はその半分を桁断面に作用させる。ケーブルの断面積は、ケーブルの最大作用応力を $57600tf/m^2 (=0.9 \times 64000)$ とし、荷重 $W_G(1+1.3\omega)L_{CD}/2$ を受けもつものとして算出する。 L_{CD} はケーブルの吊間隔で、吊間隔が狭い方がケーブルに作用する風荷重が大きくなることから、15mを考える。ケーブル断面の抗力係数は0.7とし、設計風速は本検討では一律80m/sec.とした。

ケーブルに作用する風荷重による応力もあわせ考慮した結果を図-6に示す。断面Aでは約800m、断面Bでは約900mの支間(いずれも外挿推定)で、ここで設定した許容値に達し、支間の増大とともに急激に応力が増大する。一方、断面C、D、Eでは桁高さの違いによって生じる応力の差は図-4の結果に比して顕著ではなく、とくに支間が長くなるにつれてケーブルに作用する風荷重に起因する応力の占める割合が多くなることから、その差は小さくなる。断面C、D、Eでは、支間1000m程度で許容値に達している。もし材質としてSM58材を選ぶと支間1100~1200mで許容値に達することになる。このように、支間が1000mを超えると、風荷重による応力に対する対策が不可欠となってくる。とくに、ケーブルに作用する風荷重による応力が急激に大きくなり、今後設計風速の設定等より精緻に検討を行なう必要がある。なお、この応力超過は桁の塔位置近傍での局所的なものである。

3-5 風に対する耐フラッター性の一検討

長大化の達成にあたっては、風に対する動的安定性、とくにフラッターに対して十分な安全性を確保しておくことが必要である。ここでは、断面Dの場合、塔位置近傍で高強度材料を使用すること等により大幅に剛性を変化させずに、支間1200m程度まで静的に設計可能と考えられることから、この断面の諸量を用いて支間1000、1200mを対象に検討を行なった。断面Dの単位長さ当りの重量を $25tf/m$ 、極慣性モーメントを $270m^4$ と仮定し、鉛直曲げ、ねじれの1次振動数を求めた¹⁴⁾¹⁵⁾。その値は、それぞれおおよそ0.16Hz、0.55Hzであり、同じクラスの吊橋に比べてねじれ振動数はかなり高い。これは、吊橋と異なりケーブルの回転慣性の寄与が小さく、2面吊ケーブルのねじれ剛性への寄与が大きいためである。フラッター解析にあたっては、偏平逆台形断面の非定常空気力¹⁶⁾を用い発振風速の計算を行い、あわせSelbergの式による予測値を求めた。

いずれの方法によってもフラッター発振風速の予測値は100m/sec.を超えており、十分高い安全性があることが確認された。ただし、今回のフラッター解析においては鉛直たわみ1次、ねじれ1次モードを仮定している¹⁴⁾¹⁵⁾。超長大斜張橋において他の変形モードがフラッターに関与してくることも指摘されており¹⁷⁾、構造パラメータ、空力パラメータの見直しを含めてより精緻な検討を加えていく必要があると考えている。

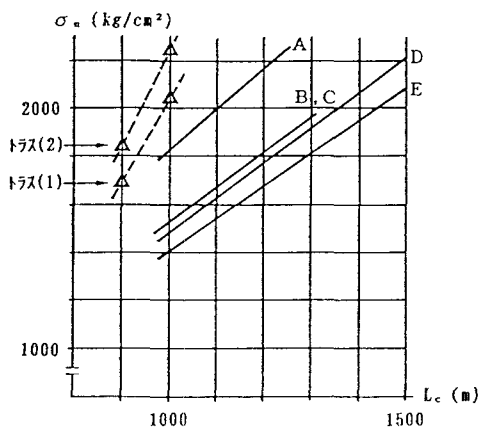
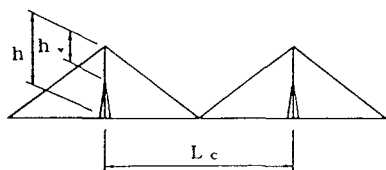


図-2 軸力による最大垂直応力 (塔位置)



$$L_c / h = 5.0$$

$$h / h_v = 2.0$$

図-3 仮定した側面形状

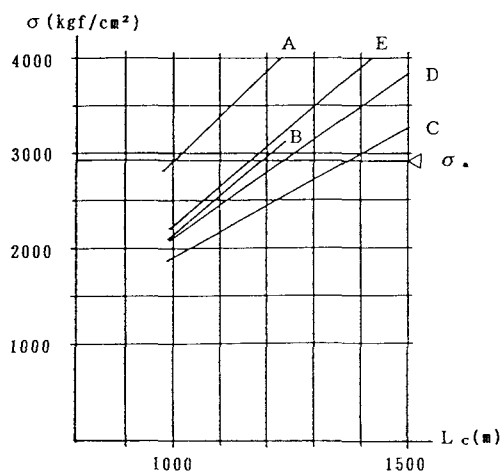


図-5 風荷重と死荷重による垂直応力

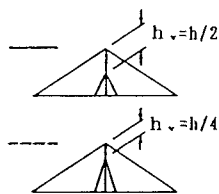
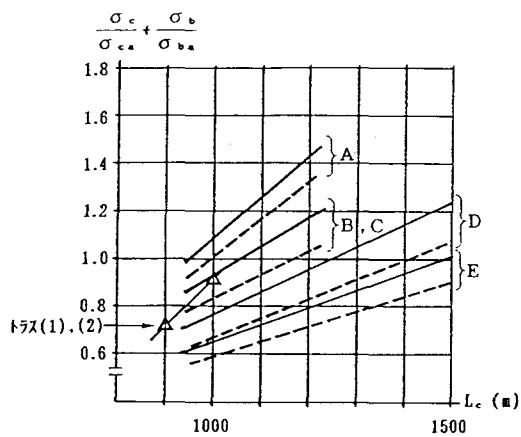


図-4 面内安定の検討

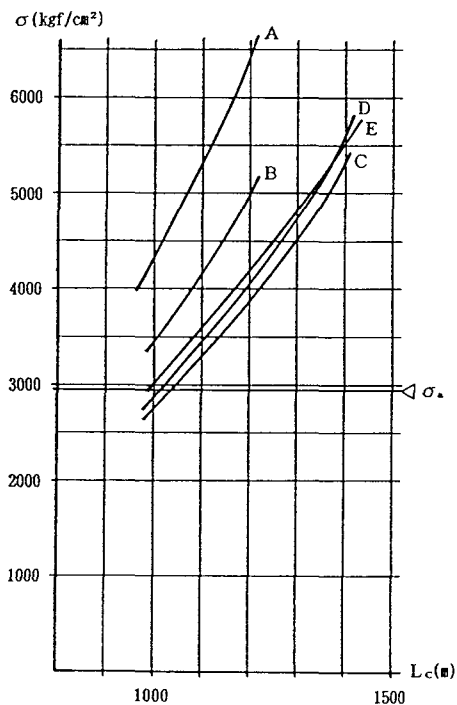


図-6 ケーブルに作用する風荷重を含む垂直応力

3-6 考察

以上の検討結果より以下のことがいえる。

- a). 桁高さを高くすることにより面内耐力の上昇が期待できるが、本検討の範囲の拡幅をしても風荷重との関係で限界が見られる。
- b). 支間1200mでは、拡幅を前提として、桁高さを4m前後としかつ抗力係数0.8程度の断面を選び、塔位置近傍で高強度材料を使用すると静的に設計の可能性が得られる。
- c). 一方、支間1400mとなると、桁高さをさらに高くし、かつ風荷重に対応するために、桁の塔位置近傍では高強度材料の使用、部分的な板厚の増厚、更なる桁の拡幅といった対策を総合的に検討した最適な断面を選ぶことが課題となる。
- d). 板厚を増厚した断面Bと拡幅した断面Cでは面内耐力について両者に大きな差異はないが、拡幅対策が風荷重に対して効果がある。断面Bの鋼重が断面Cより実際は多少小さいと予想されるが、横方向の安定問題に着目すると、拡幅対策の方が有効と考えられる。
- e). 支間1000mを超え、1200、1400mとなると、軸力、風荷重による垂直応力の増大と桁耐力の三つの制約条件がアクティブとなり、断面構成の最適化が重要な検討課題となることがわかる。
- f). 支間1000mを超えるあたりから、桁断面の拡幅、桁高さを高くするといった対策が欠かせないことがわかる。また、このことに起因する重量増を考慮にいれた上での他形式との経済比較が検討課題になる。

4. トラス桁での一検討

主桁面内曲げ剛性を大きくする一方策としてトラス桁が考えられる。そこでトラス桁の長大橋領域での挙動を予測することとした。ダブルデッキタイプを除いて、主桁にトラス桁を用いた長大橋の提案はこれまでみられず、その断面構成の仮定には困難を伴う。ここでは、最初の試みということもあり、またトラス桁の長大橋での役割を大まかに予測するという立場から図-7、8に示す2つ断面を仮定してみた。1つは支間が100m前後のトラス橋の主構高さ(6.5m)を有し、もう一つは多少構高さを高くし、10mと仮定した。弦材の寸法は岩黒、櫃石橋¹⁸⁾を参照しが、道路単独橋のため多少断面を小さく仮定した。表-2に断面諸量を示す。なお、上路は鋼床版とし弦材と合成させる。

4-1 軸力による最大垂直応力

まず支間800、1000mについて検討を行う。図-2に軸力による最大応力を示す(△印)。死荷重のわりに軸力に抵抗する断面積が小さくなるため、箱桁に比して大きな垂直応力が発生することになる。また、重心軸が上路側に移行するため曲げによる応力が大きくなる(3.の箱桁で検討した曲げ応力おおよそ 200kgf/cm^2 の約3倍程度発生する)。

4-2 面内耐力の検討

図-4に面内耐力の評価結果を示す(△印)。これより、断面Aの箱桁に比して耐力は増加するものの、大幅な増加は期待できないことがわかる。

4-3 考察

主桁曲げ剛性の大幅な増大、また受風面積の低減を期待してトラス桁に着目した一検討を行った。その結果として、

- 1). 弦材の総高さは2mを超えるものと予想され、受風面積はあまり小さくならない。

- 2). 断面2次モーメントは大きくなり、桁の座屈強度はかなり大きくなる。しかしながら、発生する応力が大きくなり、箱桁に比して面内耐力の大幅な向上はあまり期待できない。
- 3). 上路のみ合成鋼床版とすると断面重心が大きく移動し、曲げ応力が大きくなる。軸力による応力が大きい点を考えると、塔位置での応力が支間1000mでも許容応力(降伏応力/1.7)に近づく可能性が大きい。
- 以上より、長大橋領域でトラス桁(上路鋼床版を弦材と合成させるタイプ)を代案に選ぶことによる大きなメリットは期待できないことがわかる。
- なお、弦材と床版を非合成とすると中立軸は断面中央に位置して曲げ応力の点で有利となるが、軸力による応力が大きくなりすぎて長大橋には適さない。

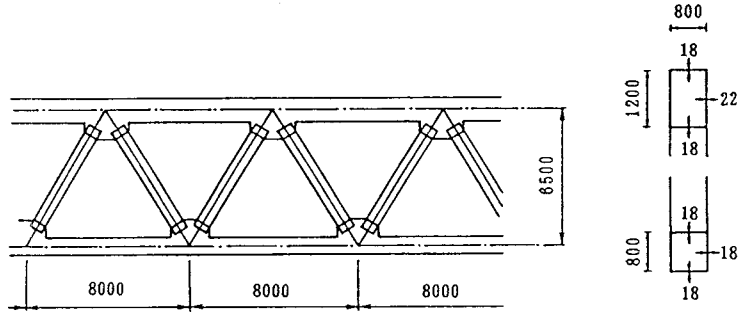


図-7 仮定したトラス(1)

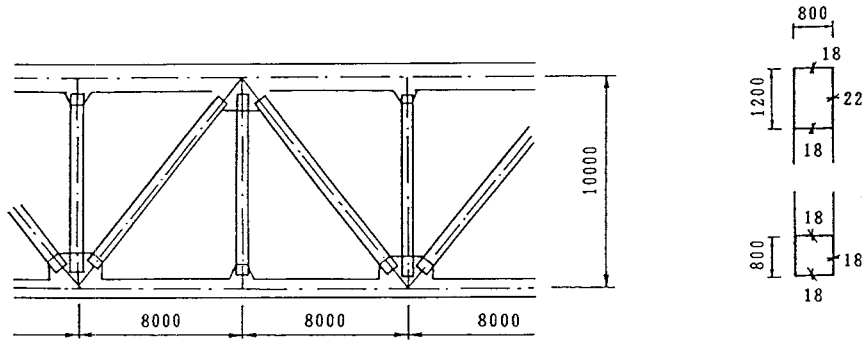


図-8 仮定したトラス(2)

表-2 トラス桁の断面諸量

	トラス(1)	トラス(2)
A (m ²)	0.83	0.83
I (m ⁴)	5.70	12.91
$r = \sqrt{I/A}$ (m)	2.62	3.94
y_u, y_l (m)	1.41 6.09	2.02 8.98
W_u (tf/m)	18	20
p (tf/m)	3.78	3.78

A: 断面積
I: 面内断面2次モーメント
 y_u, y_l : 中立軸からの上縁、下縁距離
 W_u : 死荷重強度
p: 分布活荷重強度

5. 海外での提案例の紹介と考察

まえがきで述べた3つの提案を紹介し、あわせこれまでの検討を通して若干の考察を加える。

5-1 Petersen ら (COWI-Consult & Leonhardt,Andrä und Partner) の提案

本提案はデンマークの Great Belt Link を対象に行なわれた吊形式橋梁の代案の一つである。支間 1204m の斜張橋案の詳細が示されており、かなり実現を意図した検討と考えられる。

図-9 に側面形状と横断面形状を示す。側面形状の選定にあつては、全体剛性の低下防止、側径間での曲げモーメントの低減を目的として、側径間内に中間橋脚が設けられており、ケーブルも塔を挟んでほぼ対称に配置されている^{9),19)}。また、塔の最適高さはこのクラスでも中央径間長の 1/5 とのことで、ケーブルが塔頂にできる限り集約されており、いわゆるラジアルタイプに近い形となっている。これは桁軸力の低減を意図したものと考えられる。また、ケーブルには2次ケーブルが配置されるが、ケーブルの振動制御を意図したもので、剛性低下の防止を意図していない。

箱断面は偏平な流線型で断面の抗力係数の低減、風荷重の低減を図っている。また、架設時の横方向安定対策を設計のポイントとみなしている。

橋幅は、有効幅員が 23m であるのに対して、架設時の横方向安定の点から 36m (論文では 30m は構造的に必要であると説明がある) に拡幅されている。また、桁高さは 4.5m である。

主に、横方向の安定性の観点から橋幅を意図的に拡幅している点が注目され、長大化に欠かせない検討項目となっていることがわかる。桁高さは、その選定理由が不明であるが、著者らの作成した図-4 と比較して、面内耐力は十分確保されていると考える。

桁の断面構成では、大部分の板厚が 9~12mm で設計されている。塔位置で桁断面の端部 7m についてのみ風荷重に対処するため 30mm まで増厚され、中央部の板厚は 14mm である。このクラスの斜張橋でも大部分の板厚が最小板厚レベルで設計できることを示している。鋼重は支間中央の 11.6tf/m から塔位置で 16.5 tf/m と変化しており、3. で仮定した断面より軽量である。これは、溶接構造の採用とか中間腹板のない一室断面の採用といった断面構成(横リブ、ダイヤフラム等の横補剛システム)の最適化がなされているためと考えられ、長大橋で競争力を発揮する上ではこのような対処が欠かせなくなると考える(但し架設工法は大ブロック工法の制約を受けると予想される)。もし、この程度の鋼重で設計可能であれば十分に競争力を発揮できるものとする。

5-2 Seifried (Thyssen Engineering & Leonhardt,Andrä und Partner) の提案

本提案はギリシャの Rion - Antirion Strait Crossing(約 2km) を対象に提案された支間 1166m の斜張橋案である。プロジェクトの着工については、その可能性が明確でないこともあって概略の検討と考えられる。

図-10 に側面、横断面形状を示す。桁はウインドノーズ付きの箱断面で、幅は 29m、高さは 3.5m である。板厚は 13mm から塔位置で 20mm(上フランジ)、26mm(下フランジ)に増厚される。本案の桁高さは 3.5m で 3. で仮定した断面 D に近い。図-10 のケーブル張り形状をみると、塔の上部でケーブル定着されており、図-4 との比較から面内耐力は確保できているものと考えられる。ケーブルの桁吊間隔は 18m で計画されており、サグによる剛性低下の防止対策が施される。

5-3 Kindmann (Thyssen Engineering) の提案

図-11 に Kindmann の提案した 1400m 斜張橋を示す。断面は箱断面と考えられるが本文で検討の対象とした拡幅に関する情報を含めて、その詳細な説明は与えられていない。側径間長が 550m と長く全体的な剛性低下を含め、側径間が長くなることに起因する不都合の処理対策が不明である。また、支間長比の選定においても塔を挟んだ対称性が崩れている点が気になる。

しかし、文献5)において、著者は支間1500mまで技術的にも、経済的にも設計可能であると論文のサマリーで述べている。

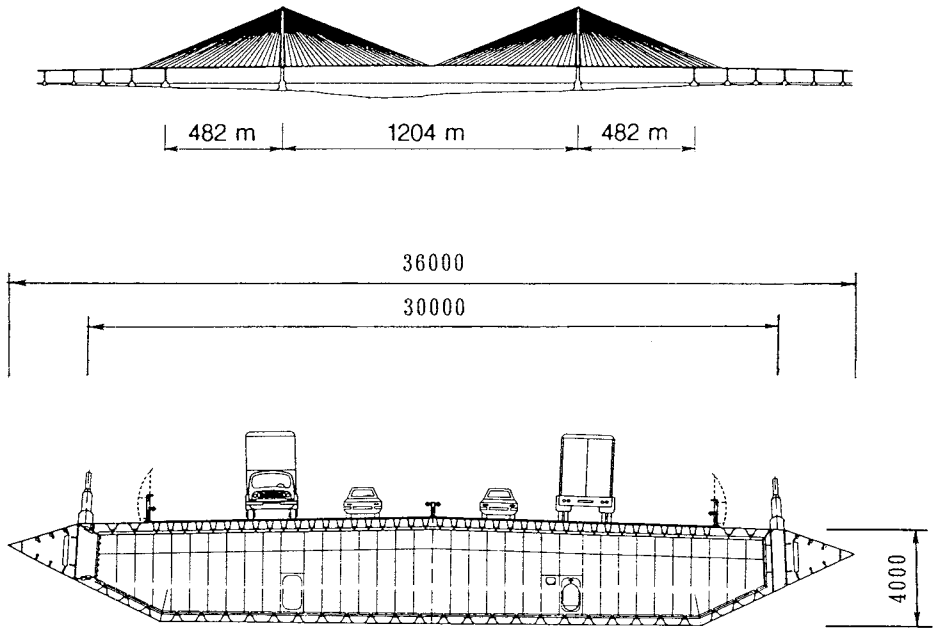


図-9 Great Belt Crossing 斜張橋案^{7),8)}

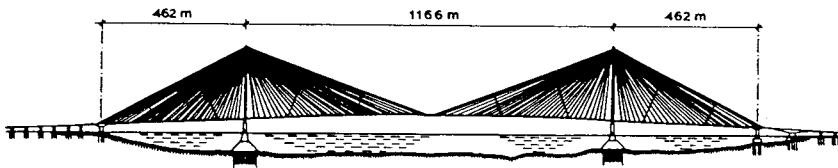


図-10 Rio-Antirion Crossing 斜張橋案⁶⁾

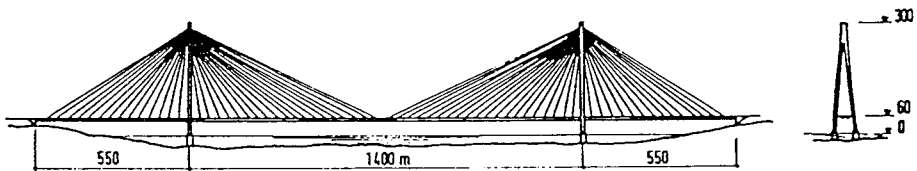


図-11 Kindmann の斜張橋案⁵⁾

6. まとめ

本文での検討より、支間 1000m を超えると、軸力、風荷重による応力の増大と桁耐力の関係を考慮しつつ最適な断面を選定することが重要な課題になることを明らかにした。また、支間 1000、1200、1400m での主桁断面の選定について具体的な考察を加えた。支間 1200m では、桁高さ 4m 前後を選び、塔近傍で部分的に材質アップなり板厚アップを行うことにより実現の可能性が生じる。一方、支間 1400m では、可能な断面形状を特定していないが、このクラスからそれ以上の支間についてはより詳細な検討を要することがわかる。

本文では、桁断面をまず仮定し、かつ重量を仮定断面から設定した。桁鋼重はこれまでの支間での 500~600kgf/m² から大幅に上昇している。このような傾向は一つの問題点で、つまり他の吊形式橋梁に対して鋼重の点で競争力を失うことを意味している。ところで、Great Belt Link で提案された COWI 案 (1204m) では、鋼重が有効幅員で整理すると 500~700kgf/m² (全幅では 320~450kgf/m²) となっており十分競争力のある数字と考えられる。

長大化達成のための桁断面として、以上の点を考えトラス桁の概略検討を行った。その結果、支間 1000m を超える斜張橋ではトラス桁の決定的優位性はみられず、むしろ応力の面で厳しくなることを示した。

いずれにしても、支間が 1000m を超えると競争力のある桁断面の開発が重要な検討課題となることを明らかにするとともに、その対応策の考え方を示せたと考える。

さて、静的問題で本文において取り扱われていない重要な検討課題がある。それらを説明すると以下の通りである。

- (a). ケーブルのサグ対策：文献 9) での検討においても、どの程度の支間からこの対策が欠かせないかを明らかにしていない。本検討においてもこの点を明らかにしていないが、本文で紹介した支間 1200m 前後の斜張橋でも文献 6) と 7) では見解が異なっている。今後、果してこの対策が欠かせないか検討を要する。
- (b). 側径間の中間橋脚の設置の必要性：文献 9) においては、1. 全体の面内剛性の確保、2. 側径間の活荷重曲げモーメントの低減、3. ケーブルの疲労問題対策、4. 負反力対策、等から、支間が 800m 以上 (側径間長では約 350m から) では中間橋脚の設置が好ましいことを説明した。一方、長大橋で側径間の設置が欠かせないとすると、形式選定にも大きな影響を与えることになる。COWI の案では、側径間長約 600m (支間長比 1:2:1 を選ぶ) に対して中間橋脚を設けているが、側径間の橋脚間の距離は 482m とかなり長い。また、側径間に均等に中間橋脚を設ける場合と、端部に集約する場合で力学的な差異は少ないとの報告²⁾があり、この点は検討に値する。
- (c). 長大化達成ための重要な検討課題は横方向の安定性に関する検討である。この点については、中央径間長/桁総幅について、例えば文献 20) ではせいぜい 30 まで、また文献 21) では 30~50 までに制限すべきとの報告がある。これらの値はばらついており、今後最初に説明した面内耐力照査法の確立とともに、横方向の安定性の照査法を明らかにしていく必要がある。図-12 に比較的最近に検討また建設が開始された斜張橋を中心に中央径間長 (L_C)/桁総幅 (B) の調査結果を参考のため示す。図中、○印は鋼橋でいずれも 4 車線、●印は PC 橋で 2 車線である。また、肩付き括弧内数字は文献番号である。データは限られるものの、 L_C/B を 40 前後に抑えていることがわかる。

最後に、3-5 でも若干考察したが、耐風安定性の照査に関する文献 6)~8) の報告を簡単に紹介する。COWI の 1204m 斜張橋ではかなり詳細な検討が行われているようで、そのフラッター風速は約 84m である。また、Seifried の 1166m 斜張橋案では、ねじれ変形量の検討が行なわれており、吊橋に比して高いねじれ剛性が得られることを指摘している。また、ねじれ/曲げの振動数比は約 3 となっており、Selberg の式によるフラッター風速は 100m を超えるとのことである。つまり、適切に断面を選べば、支間 1000m を超えても高い耐風安定性が確保できる可能性を示唆している。この理由として、斜張橋のねじれ振動数が高い点があげられる¹⁵⁾。

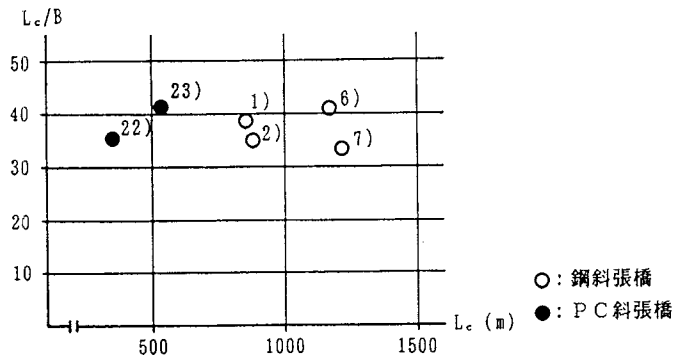


図-12 中央径間長／桁幅

あとがき

本文をまとめるにあたり、鋼橋技術研究会技術情報部会(部会長 東京大学 藤野陽三教授)、長大斜張橋の検討グループ(グループ長 長岡技術科学大学 長井正嗣助教授)のメンバーには貴重な意見を頂いた。また、岩本政巳助手(名古屋工業大学社会開発工学科)には計算の一部について支援を頂いた。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) M.Virlogeux、J.C.Foucrist and B.Deroubaix : Design of Normandy Cable Stayed Bridge、Near Honfleur、Proc. of International Conference on Cable-Stayed Bridges、1987
- 2) 本州四国連絡橋公団：多々羅大橋の橋梁計画検討委員会報告書、1991
- 3) F.Leonhardt and W.Zellner : Cable-Stayed Bridges、IABSE PERIODICA、1980
- 4) F.Leonhardt(酒井勝郎訳)：過去を顧みて将来を考える(訳者註より)、土木施工、31巻6号、1990
- 5) R.Kindmann : Weitegespannte Schrägseilbrücken anstelle von Hängebrücken、Congress report of IABSE、13th Congress、Helsinki、1988
- 6) G.Seifried : Rion - Antirion Strait Crossing、Proc. of Strait Crossings、1990
- 7) A.Petersen、A.Larsen and W.Eilzer : Outline Design and Special Studies for a 1200m Cable-Stayed Bridges、Proc. of Innovation in Cable-Stayed Bridge、1991
- 8) C.Tolstrup、K.H.Ostenfeld、A.S.Jacobsen、A.Petersen and D.Olsen : Great Belt Link - Outline Design and Special Studies for the East Bridge、Proc. of Strait Crossings、1990
- 9) 長井正嗣、佐野信一郎、遠藤秋主、奥井義昭：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、土木学会構造工学論文集、Vol.35A、1989
- 10) 星埜正明、宮田利雄：長大斜張橋(支間1000m)の試設計、橋梁と基礎、Vol.24、No.2、1990
- 11) 長井正嗣、赤尾宏、佐野信一郎、奥井義昭：斜張橋の主桁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
- 12) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準・同解説、1976
- 13) 土木研究所資料：名港中央大橋の耐風性調査報告書、建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室、1989

- 14) 長井正嗣、佐野信一郎、小松貴雄：斜張橋の曲げ 1 次固有周期の算定とその性状に関する検討、土木学会構造工学論文集、Vol.36A、1990
- 15) 長井正嗣、佐野信一郎、大島靖樹、川畑治：斜張橋のねじれ 1 次固有周期の算定とその性状に関する一検討、土木学会構造工学論文集、Vol.37A、1991
- 16) 藤野陽三、岩本政巳、伊藤學、樋上琇一、武田勝昭、宮田利雄、辰巳正明：三次元弾性模型による箱型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、Vol.46、1991
- 17) 宮田利雄、山田均、堀内明：吊形式長大橋梁の連成フラッターにおけるモード選択、土木学会年次学術講演会概要集、1991
- 18) 成井信、山根哲雄、松下貞義、八田政仁：櫃石島・岩黒島道路鉄道斜張橋の設計（2）、橋梁と基礎、Vol.15、No.2、1981
- 19) 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、Vol.362/I-4、1985
- 20) T.A.Wyatt and R.G.R.Tappin : On the Aerodynamic Design of Cable-Stayed Bridges of High Aspect Ratio、Proc. of Internatinal Conference on Cable-Stayed Bridges、1987
- 21) 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、1989
- 22) E.A.Jordet、H.Svensson and W.B.Klaveness : Helgeland Bridge、A Slender Concrete Cable Stayed Bridge in a Location of Severe Winds、Proc. of Strait Crossings、1990
- 23) S.Hovland and T.Isaksen : Skarnsundet Cable-stayed Bridge、Norway、Proc. of Strait Crossings、1990

(1991 年 9 月 30 日受付)