

構造的耐風安定性向上策による超長大吊橋の 試設計

山下義之*・新田篤志**・石井 孝***・
川畑篤敬****

本論文はゼルベルグ式による曲げねじりフラッタの限界風速とトラス補剛桁を有する吊橋の構造要素との関係を調べたものである。主ケーブル重量の増加を最小限度にして、限界風速を改善するには、トラス斜材、上下横構、トラス高の増加が有効であることを示した。中央径間 2000 m～3500 m の超長大吊橋を概略設計し、上記部材により桁のねじり剛性を高めることで、中央径間 2000 m～2500 m の吊橋の建設の可能性を示した。

Keywords : design, suspension bridge, flutter, truss girder

1. はじめに

近代吊橋の原型ともいえる中央径間 486 m の Brooklyn 橋が、ニューヨークの East 河に 1883 年に完成してから 100 年以上がたち、わが国では 1000 m 級の吊橋を中心とした瀬戸大橋が 1988 年に開通したことは記憶に新しいところである。現在では、中央径間 1990 m の明石海峡大橋が 1998 年の完成をめざして工事最盛期である。一方、ポスト明石という見地からは国内では東京湾口、紀淡海峡、豊予海峡、海外ではイタリアのメッシナ海峡等に中央径間が 2000 m を越えるような超長大橋の計画が取りざたされており、より支間の長い橋への社会的要請が日増しに高まって来ている。

このような超長大橋に適用可能な橋梁形式としては、一部に斜張橋の可能性は残すものの¹⁾、これまでの実績からは吊橋の方がより現実的であることは論を待たない。現有の材料を前提とする吊橋の限界スパンは一般に 3000 m～4000 m といわれ、3000 m 級の吊橋の建設が理論的には十分可能であるとされている^{2),3)}。しかしながら、明石海峡大橋の例⁴⁾⁻⁶⁾でも明らかのように、このような超長大吊橋では一般的な死・活荷重解析以外に、耐風安定性の検討が不可欠で、静的・動的耐風安定性の観点より主要構造が決定される可能性が十分考えられ、限界スパンの議論に耐風安定性の検討は欠く事ができない。

橋梁の構造解析における死・活荷重の比率は、一般的に支間が大きくなると死荷重の占める割合が高くなり、2000 m を越えるような超長大吊橋では鉛直荷重のほと

んどを死荷重が占めることとなる。この場合、死荷重の推定精度の重要度は必然的に高まり、いかに所定の耐風安定性を確保できる構造を特定し、死荷重を正確に算出して構造解析を行うかが極めて重要なポイントになってくる。

本論文はこのような観点から、中央径間が 2000 m を越える超長大吊橋の耐風安定性について、明石海峡大橋の補剛桁の構造諸元を比較対象として定量的な検討を試み、構造的耐風安定性向上策についての提案を行った。さらに、ケーブル、主塔、補剛桁の各構造について試設計を実施し、提案した構造的耐風安定性向上策が構造的に実現可能であるかを検討した。

2. 検討条件

(1) 基本条件

試設計を行う吊橋に対して設定した基本条件を表一に示すが、主な点としては次のとおりである。

- ① 検討範囲は上部工に限定した。
- ② 主な条件は明石海峡大橋を参考にして決めた。
- ③ 中央径間長は 2000 m～3500 m を 500 m ピッチで区分けした。
- ④ 側径間長は現地の地形が特定できないので、既存の吊橋を参考に中央径間長の 30% 程度とした。
- ⑤ 基本風速は架橋地点の自然条件が相当に厳しいことを想定して、大鳴門橋なみの 50 m/sec とした。

(2) 基本構造

橋梁の基本構造は、現有する技術の延長線上で検討が可能でかつ実現も可能なことを前提に、以下に示すような点を考慮して定めた。

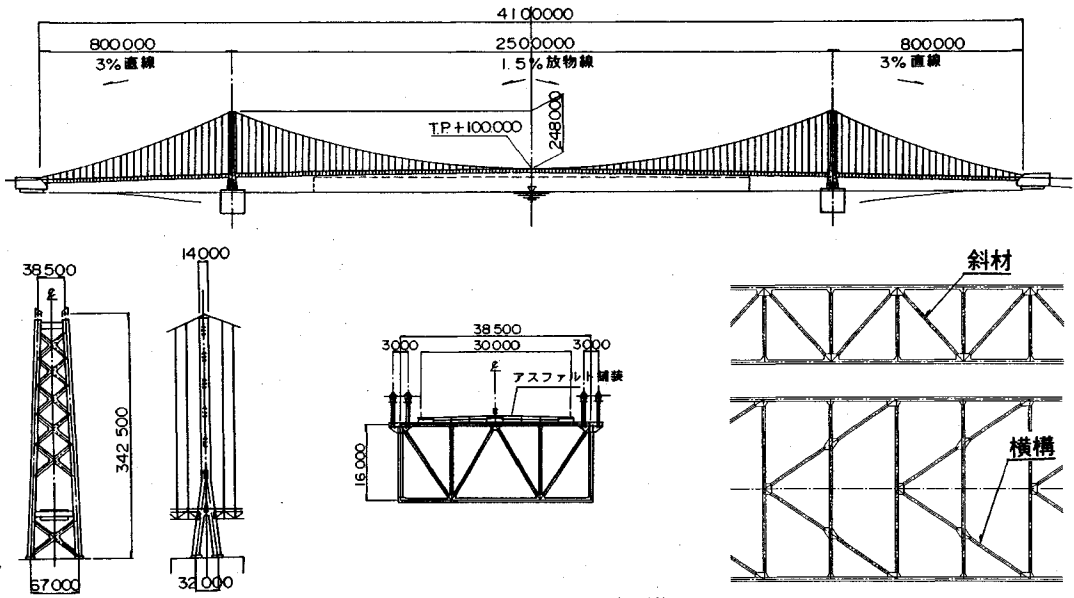
- ① ケーブル本数は 4 本/橋とした。
- ② ケーブルのサグ比は 1/10 とした。
- ③ 主塔形状は吊橋架設時の主塔独立状態において、橋軸方向の風荷重にたいする安定性を高めるために橋軸

* 正会員 (財) 海洋架橋調査会企画部長
(〒104 中央区新富 2-14-4)

** 正会員 本州四国連絡橋公団 第三建設局 建設第一課長
元 (財) 海洋架橋調査会企画部企画課長

*** 正会員 NKK 橋梁建設部長大橋室課長

**** 正会員 NKK 橋梁建設部長大橋室係長



図一 検討対象吊橋の一般形状

表一 基本条件

形 式		鋼3径間2トンジ 補剛吊橋
支 間 割	ケース1	600+2000+600m
	ケース2	800+2500+800m
	ケース3	900+3000+900m
	ケース4	1100+3500+1100m
道路車線数		6車線
縦断勾配	側径間	3%直線
	中央径間	1.5%放物線
路 面 高		TP+100m (中央径間の中心)
アスファルト舗装厚		75mm
活 荷 重		TL-20, IT-43
基 本 風 速		50m/sec

方向に逆Y字型とした。

④ 塔柱間隔は頂部をケーブル中心間隔に合わせ、基部は暴風時にアップリフトが発生しない寸法とした。

⑤ 塔の腹材は明石海峡大橋にならないトラス形式とした。

⑥ 補剛桁は開床式床組を持つトラス形式とした。これは充腹断面の補剛桁に比べて、限定振動(渦励振)の発現の可能性が少ないこと²⁾、発散振動(ねじれフラッタ)に対して床組の開床率を変化させるなど構造的な空力改善策が取り易いことなどが理由である。

⑦ 主構橋はケーブル中心間隔に合わせて38.5mとした。

⑧ 床組は死荷重の軽減を考え鋼床版構造とした。

図一1にケース2(L=2500m)の一般形状を示す。

(3) 荷 重

構造解析に用いる荷重は本四公団の基準³⁾により算定した。ただし、活荷重についてはケーブルと塔の設計には考えているが、補剛桁の設計には風荷重の方がクリティカルになることから考慮していない。温度変化、支点移動と誤差の影響については応力度に一定の余裕をみることで配慮した。地震の影響は考えていない。

3. 耐風安定性の検討

(1) 検討方針

本四公団の明石海峡大橋耐風設計要領(案)(以下耐風設計要領)によると、耐風設計の手順は、①の空気力の抵抗力成分による静的設計、②風洞試験による空気力係数の確認、③静的不安定現象に関する照査、④ガスト応答に関する照査および風洞試験による自励振動と渦励振に対する照査という流れになっている。

本検討では対象が明石海峡大橋をしのぐような超長大吊橋のため、主構造が耐風安定性から決まることから、まず①自励振動(フラッタ)に関する照査を行い所定のフラッタ限界風速が確保できる構造を特定する、次に②静的設計を行い各部材の応力度を照査し、③静的不安定現象に関する照査を行うという順序で検討を進める(図一2)。

なおここで目的が試設計であるということを踏まえて、各検討は風洞試験を行わずに、なるべく簡単な解析により吊橋の耐風安定性が照査でき、構造諸元が求められるという事に主眼を置いて次に述べる方法により実施する。

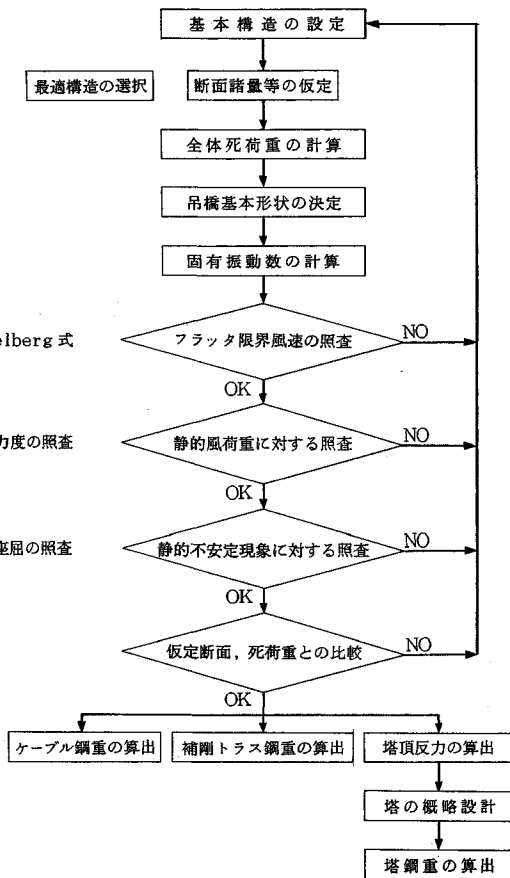


図-2 試設計フローチャート

(2) フラッタ限界風速の算定

吊橋の曲げねじれフラッタの発振風速は Bleich⁹⁾が平板に関する Theodorsen の空気力を応用して解を求める方法を提示し, Selberg¹⁰⁾は Bleich の解を近似した経験式を与えている. また, 宮田ら¹¹⁾は Bleich の方法を拡張した立体骨組み解析法による横たわみしたトラス補剛吊橋の曲げねじれフラッタ解析手法を提案している. このうち Selberg 式は平板の曲げねじれフラッタを対象としたものなので, 開床式のトラス桁に生じるねじれフラッタとは現象が必ずしも一致しないが, 極めて簡便な式であるため計画段階の検討には良く用いられている. 本検討でも式 (1) に示す Selberg 式をフラッタ限界風速の算定に使用する.

$$V_s = 0.88 \cdot b \cdot \omega_t \cdot \sqrt{\frac{\sqrt{\nu}}{\mu} \cdot \left(1 - \frac{\omega_b^2}{\omega_t^2}\right)} \dots \dots \dots (1)$$

$$V_{cr} = k \cdot V_s \dots \dots \dots (2)$$

ここに,

- V_s : Selberg 式
- V_{cr} : フラッタ限界風速
- k : 補正係数
- ω_b : 曲げ固有円振動数
- ω_t : ねじれ固有円振動数
- μ : $2\pi\rho b^2/m$

表-2 固有振動数の比較

項目	単位	立体骨組解析	古典的な方法
支間割	m	800+2500+800	
全死荷重	tf/m	58.01	
補剛桁曲げ剛度(鉛直)	m^4	37.66	
補剛桁ねじり剛度	m^4	37.58	
極慣性モーメント	$tf \cdot s^2$	1735.8	
振動数(曲げ1次)	Hz	0.078 (1.00)	0.077 (0.99)
振動数(ねじり1次)	Hz	0.13 (1.00)	0.14 (1.08)

b : 幅員の 1/2 ν : $2r^2/b^2$
 ρ : 空気密度 m : 質量
 r : 回転半径

次に, 式 (2) で用いている補正係数 k について検討する. 前述のとおり式 (1) は平板に生じる曲げねじれフラッタの限界風速を算定するものなので, 例えば床組にグレーチングを配置して空力的な改善策を施したトラス桁であれば, 限界風速の向上が期待できる.

基礎的な研究として田中ら¹²⁾は, 平板に開孔を設けて開孔位置や空隙率をパラメトリックに変化させて, グレーチングによる吊橋のフラッタ限界風速の変化を推定しようとしている. 例えば開孔の位置により, 開孔率 35% (図-1 の構造で開孔率約 35% となる) フラッタ限界風速が 50% 程度向上する結果が得られている. ただし実際のグレーチングの作用には, 地覆や高欄の構造, 主構弦材との空力的干渉, 床組との位置関係などが微妙に影響し, これらは概ね発振風速を低下させる傾向にあることから, 上記の数値にはある程度の余裕をみる必要がある.

橋梁の自励振動現象はまだ解明されていない点が多く, 風洞実験によらずにこの余裕量を設定することは極めて難しいことであるが, 文献 12) や明石海峡大橋の耐風設計に関する予備検討の経緯¹³⁾等を参考に, さらに実橋では場合により大幅なグレーチングの採用も有り得るという前提の基に本検討では $k=1.3$ すなわち $V_{cr} = 1.3 \cdot V_s$ として検討を進めることとする.

(3) 固有振動数の計算

固有振動数の計算方法には, いわゆる撓度理論に基づく古典的な方法¹⁴⁾と汎用骨組解析プログラムを用いた立体骨組解析とがある. ここでは各種パラメータ解析が検討の中心になるため, 繰り返し計算に適する古典的な方法を採用した. ただし, その精度を検証する意味からケース-2 (2500 m) の構造については立体解析を実施し結果を比較した. 表-2 に両者の解析結果を示すが検討の主旨からして十分な精度である. 図-3 に立体骨組解析の曲げ 1 次, ねじり 1 次のモード図を示す.

(4) 静的設計

風の抗力成分すなわち横荷重による静的設計は耐風設計要領に準拠して行う. 表-3 に各ケースの設計基準風

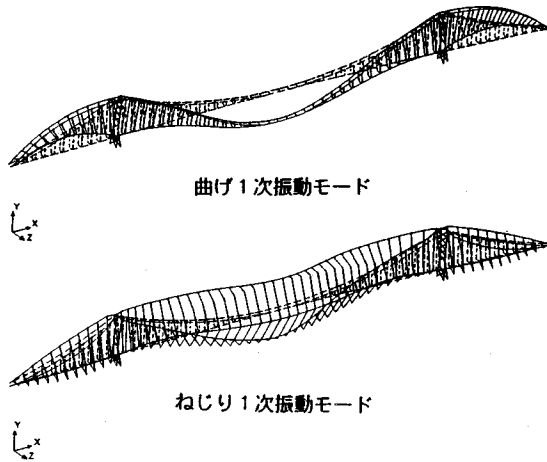


図-3 立体骨組解析モード形状図

表-3 設計風荷重

項目	構造	単位	明石	ケース-1	ケース-2	ケース-3	ケース-4
設計基準風速 (V _s)	ケーブル	m/sec	68.2	72.4	73.5	74.4	75.3
	吊り構造	//	59.8	65.4	65.2	65.0	64.7
	塔	//	86.7	72.7	74.1	75.3	76.4
風荷重強度	ケーブル	tf/m	1.19	1.02	1.24	1.39	1.63
	ハンガー	//	—	1.06	1.39	1.72	2.06
	吊り構造	//	5.45	6.31	6.40	6.48	6.95

注) 明石海峡大橋の風荷重強度にはハンガーの分を含んでいる。

速と風荷重強度を示す。このうちハンガーについては直径 80 mm, 1 格点当たり 8 本/橋として計画したが、スパンの増大に伴い荷重強度がメインケーブルに対するものよりかなり大きくなっている。補剛トラスの主構造が風荷重で決まることを考えると、補剛桁への風荷重強度を減らすことはもちろんであるが、ハンガーの受風面積を減少させることが超長大吊橋における今後の課題の一つとなろう。

4. フラッタ限界風速の向上策

(1) フラッタ限界風速の計算

試設計に先立ち、明石海峡大橋で予定されている補剛トラスの代表(最小)部材断面の諸元を各ケースに当てはめて、フラッタ限界風速を計算した(表-4)。ここで検討条件の主な相違点は、①径間長および径間比が異なる、②中央径間長の増加に加えて主なケーブル本数を増やしたため(2本→4本)、ケーブルバンド、ハンドロープ等の付属品の重量が大きくなり、結果的にケーブル重量が大きく増えている、③主構幅を3m増やしたことによりねじれ剛度が多少大きくなった、④ケーブル重量が増えたことにより極慣性モーメントが増加している、⑤基本風速を50 m/sとしたのでフラッタ所要風速 V_f が大きくなっている等である。

設計結果を見ると、中央径間の増加に伴い Selberg 式によるフラッタ限界風速が大きく低下していくことが分

表-4 フラッタ限界風速の計算

項目	単位	明石海峡大橋	ケース-1	ケース-2	ケース-3	ケース-4
中央径間長	m	1990	2000	2500	3000	3500
補剛桁死荷重	tf/m	28.70	28.75	28.75	28.75	28.75
ケーブル死荷重	tf/m	14.17	16.46	21.78	28.42	36.94
補剛桁曲げ剛度(鉛直)	m ⁴ /Br.	20.2~24.0	20.19	20.19	20.19	20.19
補剛桁ねじり剛度	m ⁴	10.09~18.40	11.35	11.35	11.35	11.35
極慣性モーメント	tf-s ²	1018~1036	1241	1442	1693	2015
振動数N _b (曲げ1次)	Hz	0.064	0.090	0.076	0.072	0.064
振動数N _t (ねじり1次)	Hz	0.141	0.146	0.118	0.103	0.088
振動数比(N _t /N _b)	—	2.20	1.62	1.56	1.44	1.37
基本風速(V10)	m/sec	46.0	50.0	50.0	50.0	50.0
Selberg式(V _s)	m/sec	—	54.8	46.0	40.5	35.6
フラッタ限界風速(V _{cr})	m/sec	—	71.2	59.8	52.7	46.3
フラッタ風速所要値(V _f)	m/sec	78.0	84.8	84.5	84.2	83.8
V _{cr} /V _f	≥1.0	—	0.84	0.71	0.62	0.55

注) ・フラッタ風速所要値は耐風設計要領により計算した(V_f=1.2x1.08xV_z)。
・補剛桁のねじり剛度の算出には小松式¹⁵⁾を適用している。

かる。これは主に曲げの振動数(N_b)に対するねじりの振動数(N_t)の振動数比(N_t/N_b)が減少したことが大きな要因になっている

特に、中央径間の大きなケースでは V_{cr}/V_f が 1.0 を大きく下まわっており、所定のフラッタ限界風速を確保するためには構造的にかなりの対応策が必要となる。

(2) フラッタ限界風速の向上策

Selberg 式を見ても明らかのように、フラッタ限界風速を向上させる手段としてはねじれの固有振動数を高めること、すなわち吊橋のねじり剛性を大きくすることがまず考えられる。しかしながら、ねじり剛性を大きくするためには吊橋の構造を変える必要があり、当然のことながら死荷重や極慣性モーメントあるいはケーブル張力やケーブル断面等の諸元も変化するので、計算はこれらの値を全て反映したものでなければ意味をなさない。そこでフラッタ限界風速に関連しそうな何種類かの構造要素に着目して、各諸量を忠実に変えて限界風速とケーブル重量の変化を調べた(図-4)。計算はケース-2(2500 m)について実施した。ここで横軸の×1.5は表-4の計算に使用した部材断面面積に対して、1.5倍の断面を使用することを意味している。図-4より以下の知見を得ることができた。

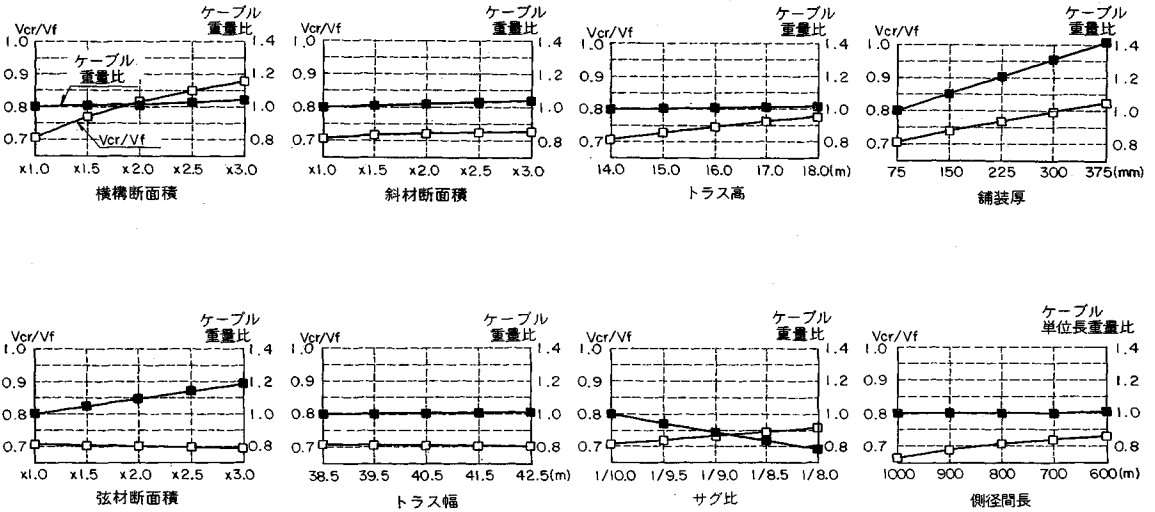
① フラッタ限界風速を上げるためには補剛トラスの横構断面、斜材断面あるいはトラス高の増加が有効である。これは極慣性モーメント(ケーブル重量)をなるべく増加させないで補剛トラスのねじり剛性を高める方法が有効であることに他ならない。

② 舗装厚(すなわち死荷重)の増加によって限界風速は向上するがケーブル重量の増加が著しい。

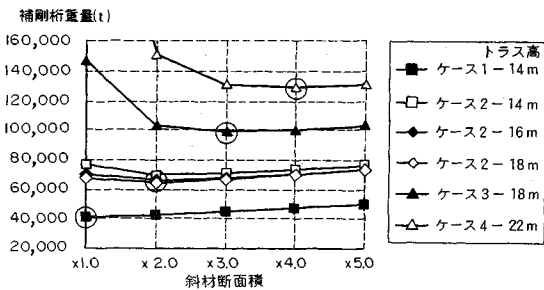
③ 補剛トラスの幅や弦材断面を変えても限界風速は向上しない。

④ ケーブルのサグ比を大きくすると限界風速は向上するが、塔高が大きくなる、静的風荷重が増加する等、別の問題が発生する。

⑤ 側径間長を小さくすると限界風速は向上するが、



図—4 吊橋構造諸元と限界風速，ケーブル重量の関係



図—5 最適な補剛トラス構造の決定

これは設定条件から決まることなので参考値の域をでない。

(3) 最適構造の決定

前項の検討よりフラッタ限界風速を向上させる構造的な手段として、①横構断面、②斜材断面、③トラス高の3種類の値を増加させる方法を選択することとし、ここで3者の組み合わせについて検討する。

図—5は所定のフラッタ限界風速 ($V_{cr}/V_f \geq 1.0$) が確保できる構造を各ケースについて3者の組合せにより求めた結果である。ここで縦軸は補剛トラスの全鋼重、横軸は斜材断面積を明石海峡大橋に予定されている最小の斜材断面積を1としたときの比率を示している。横構断面は斜材とトラス高が与えられた状態で、 $V_{cr}/V_f \geq 1.0$ が確保されるまで増加させている。図中の○印を各ケースでの採用構造としたが、鋼重に大きな差が無い場合にはトラス高の低い構造すなわち静的風荷重がより小さくなる構造を最適としている。トラス高についてはケース—2以外は何種類かのトラス高から最適構造とし

て選んだもののみを示している。

5. 超長大吊橋の試設計

(1) 使用材料

試設計に使用する材料は現有する技術の範囲かあるいはその延長線上で実現が可能であることを前提に次のように定めた。

- ケーブル : 引張り強さ 180 キロ級および 200 キロ級
- 補剛トラス : SS 400~HT 80 および HT 100
- 塔 : SM 570~HT 80

このうちケーブルについては明石海峡大橋用に開発された 180 キロ級のものを検討の中心とした。ただしケース—3 と 4 についてはケーブル径が太くなり過ぎるため、今後 200 キロ級ワイヤが開発され利用可能になると仮定して採用した。

補剛トラスについては HT 80 級を検討の中心としたが、極厚の HT 100 級鋼が既に開発されていること¹⁶⁾を踏まえて、3500 m のケースには HT 100 を採用した。

各材料の許容応力度は文献 (8) によるか 200 キロ超級のケーブルと HT 100 については同基準の考え方を準用して本検討の中で定めた値を使用した。

(2) フラッタ限界風速の照査結果

表—5に各ケースで選択した構造に対しての Selberg 式によるフラッタ限界風速の照査結果を示す。全てのケースで $V_{cr}/V_f \geq 1.0$ が確保されている。ここでパラメータとしたのは横構断面、斜材断面およびトラス高の3種類である。断面積の増加率は明石海峡大橋の補剛トラスに予定されている最小断面に対する比率を示しており、トラス高と関連させて前述の方法によって最適構造

表-5 フラック限界風速に対する照査結果

項目	単位	明石	ケース-1	ケース-2	ケース-3	ケース-4
中央径間長	m	1990	2000	2500	3000	3500
側径間長	m	960	600	800	900	1100
ケーブルサグ量	m	201	198	248	298	348
補剛桁死荷重	tf/m	28.70	30.52	33.55	38.11	40.00
ケーブル死荷重	tf/m	14.17	17.17	24.45	30.14	39.96
合計死荷重	tf/m	42.87	47.69	58.01	68.25	79.97
死荷重ケーブル水平張力	tf/半橋	53764	60214	91366	128829	175934
活荷重ケーブル張力	tf/半橋	—	4749	5713	6672	7628
最大ケーブル張力	tf/半橋	64490	69512	104008	145298	196965
ケーブル許容(引張)応力度	kgf/mm ²	82(180)	82(180)	82(180)	91(200)	91(200)
ケーブル断面積	m ² /半橋	0.788	0.890	1.332	1.676	2.272
ケーブル本数	本/Br.	2	4	4	4	4
ケーブル径	m	1.12	0.84	1.03	1.15	1.34
トラス高	m	14	14	16	18	22
主構幅	m	35.5	38.5	38.5	38.5	38.5
弦材断面積(1本当)	cm ²	1030~1224	1239	1471	1731	1644
弦材断面積増加率	—	1.000	1.203	1.428	1.681	1.596
斜材断面積(1本当)	cm ²	289~387	289	578	867	1156
斜材断面積増加率	—	1.000	1.000	2.000	3.000	4.000
横構断面積(1本当)	cm ²	274~589	677	934	1501	1565
横構断面積増加率	—	1.000	2.472	3.408	5.476	5.712
補剛桁曲げ剛度(鉛直)	m ⁴ /Br.	20.2~24.0	24.28	37.66	56.08	79.57
補剛桁曲げ剛度(水平)	m ⁴ /Br.	130~154	183.6	218.0	256.6	243.7
回転半径	m	—	16.46	17.12	17.54	18.22
極慣性モーメント	tf-s ²	1018~1036	1318.8	1735.8	2142.6	2709.4
補剛桁ねじり剛度	m ⁴	10.4~18.4	21.11	37.58	64.43	95.01
補剛桁曲げねじり剛度	m ⁶	6424~7529	8999	13955	20783	29486
固有振動数(曲げ1次)	Hz	0.064	0.0904	0.0765	0.0713	0.0638
固有振動数(捻り1次)	Hz	0.141	0.1613	0.1409	0.1289	0.1160
振動数比(N _t /N _b)	—	2.20	1.78	1.84	1.81	1.82
基本風速(V ₁₀)	m/sec	46.0	50.0	50.0	50.0	50.0
Selberg式(V _s)	m/sec	—	65.2	65.0	64.8	64.5
フラック限界風速(V _{cr})	m/sec	—	84.8	84.5	84.2	83.8
フラック風速所要値(V _f)	m/sec	78.0	84.8	84.5	84.2	83.8
V _{cr} /V _f	≥1.0	—	1.0	1.0	1.0	1.0

として求められた結果である。

弦材断面は静的風荷重で決まる最大断面(表-6)の85%を平均断面として採用した。また静的風荷重によって構造(弦材)が決定するケースについても断面と死荷重の仮定のステップまで戻って再計算しているの、当然の事ながら全ケースで計算上の仮定断面・仮定死荷重と精算断面・精算死荷重は完全に一致している。

ケース-1(2000m)では横構断面の増強だけで所定のフラック限界風速が得られている。

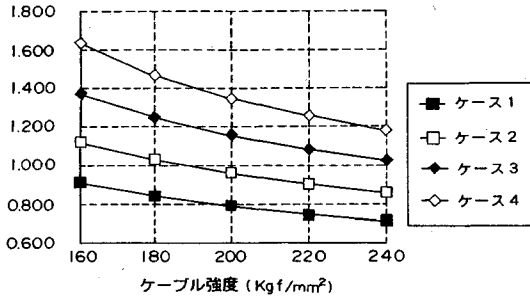
ケース-2(2500m)では斜材断面と横構断面を増加してさらにトラス高14m→16mとすることで限界風速が確保されている。このとき補剛トラスのねじり剛度は明石海峡大橋の3倍程度の値となっている。

ケース-3(3000m)とケース-4(3500m)では斜材断面と横構断面を明石海峡大橋の最小断面の3~6倍とし、さらにトラス高をそれぞれ18mと22mに上げて所定の限界風速にたどりついている。両ケースでケーブルに200キロ級の材料を使ったのは180キロ級のもの

表一6 風荷重に対する照査結果

項目	単位	明石	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	
弦材	最大軸力	tf	—	3735	4463	5314	5888
	断面積	m ²	1224	1432	1718	2037	1931
	材質	—	HT80	HT80	HT80	HT80	HT100
横構	最大軸力	tf	—	721	812	918	1083
	断面積	m ²	589	677	934	1501	1565
	材質	—	SS400	SM520	SS400	SS400	SS400

ケーブル径 (m)



図一6 ケーブル強度とケーブル径の関係

表一7 横座屈に関する照査

項目	単位	ケース1		ケース2		ケース3		ケース4	
揚力係数の勾配	—	1.0	2.0	1.0	2.0	1.0	2.0	1.0	2.0
横座屈限界荷重	tf/m	15.95	13.73	16.32	14.08	17.15	14.82	17.91	15.58
補剛桁の風荷重	tf/m	7.37		7.78		8.20		9.01	
安全率	≥ 1.7	2.16	1.86	2.10	1.81	2.09	1.81	1.99	1.73

ではケーブル径が一般的に建設可能とされている1.1mを大きく越えてしまうからである。特にケース4では200キロ級のケーブルを使ったにもかかわらずケーブル径が1.3mを越えており現実的には4本ケーブル/橋とするには問題があり、補剛トラスの断面を含めて構造的にも経済的にも多少無理がある点は否めない。

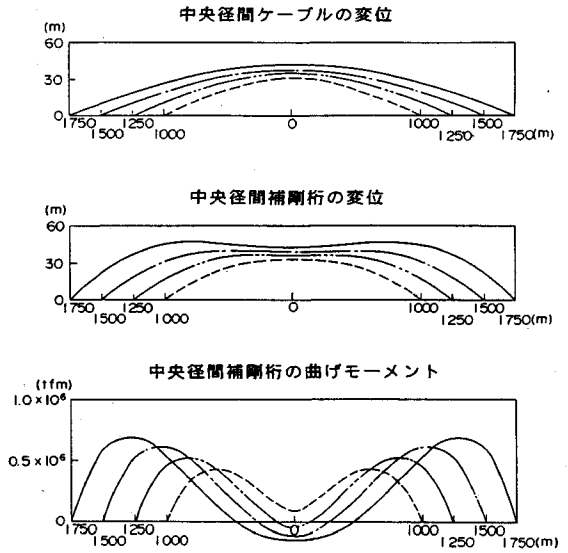
図一6は各ケースで $V_{cr}/V_f \geq 1.0$ が確保できる構造でのケーブル強度とケーブル径の関係を示しているが、240キロ級のケーブルが開発されれば3500m級の吊橋の実現も夢ではないことが分かる。

(3) 静的風荷重に対する照査

図一7と表一6に風荷重による解析結果と補剛トラスの応力の照査結果を示す。ケース4では軸力が大きい弦材の材料にHT100を使用した。横構についてはねじり剛性を上げるために断面積を増加してあるので応力的には十分余裕のある値となっている。

(4) 横座屈に対する照査

耐風設計要領に基づいて行った横座屈の照査結果を表一7に示す。検討は揚力係数曲線の勾配を1.0と2.0に設定して行ったが何れのケースも所定の安全率が確保できている。本検討の範囲では3000mを越えるような吊



図一7 静的風荷重による解析結果

橋でもフラック限界風速をクリアしておけば横座屈は問題にならないという結果になっている。

(5) 主塔の概略設計

各ケースについて塔頂変位最大時の断面力に対して、主塔の概略設計を行った。

主塔の概略設計に使用した塔頂反力、塔頂変位、最大断面の諸元を表一8に示す。塔頂変位は温度変化、活荷重、支点移動、製作及び架設誤差を考慮している。主要材質はケース1, 2についてはSM570, ケース3はHT70, ケース4は, HT80とした。

(6) 主塔の耐風安定性

明石海峡大橋の主塔では、吊橋完成時において塔の面外曲げ1次、ねじり1次の渦励振の発生が風洞試験結果より報告されている¹⁷⁾。また、塔独立時には橋軸方向の風により塔基部の設計がクリティカルとなる。そこで、主塔の耐風安定性を高める対策として、塔独立時に風上側塔柱に浮き上がりが生じないと言う条件により、塔の下部を橋軸方向に分割した逆Y字型塔柱を採用した。各ケースの塔柱について塔頂固定として求めた固有振動数、および明石海峡大橋主塔を参考にストローハル数を0.13として算出した曲げ振動とねじり振動の渦励振の

表—8 主塔の設計結果

(SHAFT当り)

項 目		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
塔 頂 反 力 (tf)		115164	169268	241149	324059
塔 頂 水 平 変 位 (m)		1.441	1.768	1.997	2.297
塔 上 部 (2本足部) (SHAFT当り)	軸力 (tf)	64187	92675	130233	173305
	曲げモーメント(tm)	95810	122310	97205	97954
	BOX寸法 (m)	6×12	8×14	8×14	8×16
	最大断面積(m ²)	3.90	5.32	5.32	6.00
	材 質	SM570	SM570	HT 70	HT 80
塔 下 部 (4本足部) (SHAFT当り)	最大軸力 (tf)	37897	53859	70270	90878
	曲げモーメント(tm)	54003	65754	56363	57426
	BOX寸法 (m)	6×10	8×10	8×10	8×10
	最大断面積(m ²)	2.42	3.12	3.12	3.38
	材 質	SM570	SM570	HT 70	HT 80

表—9 主塔の固有振動数と渦励振の発振風速

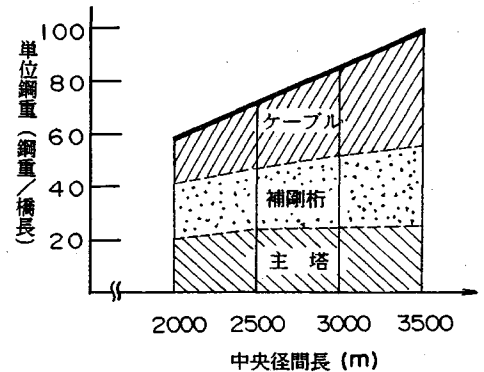
項 目	単 位	明 石	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
曲げ振動数	(Hz)	0.465	0.680	0.540	0.399	0.322
ねじり振動数	(Hz)	0.715	0.933	0.774	0.778	0.643
塔高	(m)	286.7	292.5	342.5	392.5	442.5
塔幅	(m)	平均 11.7	12.0	14.0	14.0	16
ストローハル数		0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
曲げ発振風速	(m/s)	41.85	62.77	58.15	42.97	39.63
ねじり発振風速	(m/s)	64.35	86.12	83.35	83.78	79.14

表—10 各ケースの概算鋼重

項 目		ケース-1	ケース-2	ケース-3	ケース-4
ケーブル	鋼 重 (t) (比率)	53,827 (29.5)	100,359 (34.2)	146,573 (36.9)	232,162 (42.3)
	単位鋼重(t/m)	16.82	24.48	30.54	40.73
吊り構造 (床組含む)	鋼 重 (t) (比率)	66,428 (36.4)	97,802 (33.3)	136,659 (34.4)	173,283 (31.6)
	単位鋼重(t/m)	20.76	23.23	28.47	30.40
主 塔	鋼 重 (t) (比率)	62,296 (34.1)	95,244 (32.5)	114,098 (28.7)	143,534 (26.1)
	単位鋼重(t/m)	106.49	139.04	145.35	162.19
合 計	鋼 重 (t) (比率)	182,551 (100.0)	293,405 (100.0)	397,330 (100.0)	548,979 (100.0)
	単位鋼重(t/m)	57.05	71.56	82.78	96.31

注) 単位鋼重は主塔については鋼重/塔高, その他は鋼重/橋長を示す。

(t/m)



図—8 中央径間長と概算鋼重

発振風速を表—9に示す。

表より各ケースで渦励振の発振風速が明石海峡大橋の主塔と同程度,あるいはそれ以上となっていることが分かる。

6. 設計結果

(1) 鋼 重

これまでの検討で求めた構造より推定した鋼重を表—

10, 図—8に示す。支間の増大に伴い単位長さ当たりの鋼重が増加している。その内訳をみると,主にケーブルの単位鋼重が増加しており,補剛桁は耐風安定性を確保するために横構,斜材の断面積等を相当量増加したにもかかわらず,単位鋼重の増加は比較的小さいことが分かる。塔についても,支間の増大にともなって塔高は高くなるがケーブルのサグ比を一定としているため橋長に対する単位鋼重の増加は少ない。

表—11 補剛トラス部材の諸元 (ケース—2)

項目	単位	弦材	斜材	横構
断面形状	mm	900x900	600x900	600x900
板厚	mm	MAX47	19	31
材質	—	HT80等	SS400	SS400
部材数	本	580	580	1160

注) 部材数は弦材は2パネル分を1本, 斜材と横構は1パネル分を1本として数えた。

(2) 補剛トラス部材

表—11にケース—2の補剛トラス部材の諸元を示す。弦材はもちろん斜材と横構についても十分製作可能なサイズである。また斜材と横構は本検討の方針として応力レベルからではなく、耐風安定性の観点から部材断面を決めたので全部材が同一断面の同一部材となる。

(3) 経済性への検討課題

補剛桁では、上記(2)の斜材、横構に加えて、垂直材と横トラスあるいは床組については元々同一断面として設計される場合が多い。このため、超長大吊橋では同一部材の数が非常に多くなると予想される。たとえば、①各部材種別ごとに製作工場を区分けする、②仮組立は代表パネルのみに限定する等の方法で製作コストの低廉化が可能であり今後の検討課題である。

また、ケーブル重量は支間長にともなって著しく増大するため、より高強度のケーブル材料の開発が待ち望まれるところである。

主塔についても本検討で採用した逆Y型は、従来の塔柱に比較して下部工が大きくなるなどの問題点を有する。このため、塔基部の定着構造も含め今後さらに合理的な構造を追求していく必要がある。

7. 結 論

中央径間が2000 mを越えるトラス補剛桁を有する超長大吊橋の建設の可否を耐風設計を中心に検討した。検討の目的を試設計としたため精度に多少粗さがあるかもしれないが以下の結論が得られた。

(1) 構造的対策により吊橋のフラッタ限界風速を高めるには吊橋のねじり剛性を上げ、曲げ振動数に対するねじり振動数の比を高くする必要がある。その手段として、大幅なケーブル重量増を伴わずに補剛桁のねじり剛性を上げることのできる補剛桁の斜材断面、横構断面およびトラス高の増加が有効である。

舗装厚の増加、すなわち桁質量の増加はフラッタ限界風速の向上に有効であるが、ケーブル重量の増大が伴う。

(2) 中央径間が2000 mを越える超長大吊橋では補剛桁の断面は主に耐風設計の観点から決まる。したがって、設計は静的・動的耐風安定性を確保できる補剛桁の構造を決めた上で応力度の照査を行うという流れになる。

(3) 中央径間が2500 m以下の吊橋は、180キロ級ケーブル、HT 80級鋼材により設計可能である。ただし、所定の耐風安定性を確保するため十分な剛性を保持する補剛桁が構造上必要である。

(4) 中央径間が3000 m以上の吊橋の建設には、耐風安定性を確保するための大きなねじり剛性を有する補剛桁が構造上必要であるとともに、200キロ級ケーブルなどの新材料の開発、太径ケーブルの架設などの施工法の開発が必要である。

(1)については従来言われていることを具体的に数字をあげて示した。特に横構についてはこれまで横荷重のみで設計され、相対的に小さな断面になっている場合が多かったため、この断面の増加がフラッタ限界風速の向上に最も有効であることが分かった。(2)については当然予測された結論ではあるが、超長大吊橋では応力レベルのみから最適構造を決めるという発想を転換することが必要であることを改めて示した。(3)と(4)については現地の地形や自然条件に大きく影響を受けるが、超長大吊橋における最大の懸案事項の一つである耐風安定性の確保にある程度の目安が得られた事の意義は大きい。

補剛桁のねじり剛度を上げて吊橋の耐風安定性を確保するという極めてプリミティブな発想から、中央径間が2000~3500 m超長大吊橋の建設の可否を検討してみた。実現への道はまだ遠いかも知れないが、準備を始める時期に早すぎるといふことは無いはずであり、今後、新材料の開発、耐風設計や各種制振に関する研究が更に進めば、本報告で試算した鋼重も減少して、より現実的な数値に近付いて来ることが期待できる。本論文がポスト明石の各長大橋プロジェクトの先駆けになれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) Niels J. Gimsing 著・大塚久哲訳：超長大支間の斜張橋、橋梁と基礎、89-6。
- 2) 川田忠樹ほか：現代の吊橋、理工図書、pp. 233~237, 1987。
- 3) 大橋昭光：吊橋における長さの限界、カラム、No. 85, 1982年7月。
- 4) 河口浩二・秦健作・森山彰：明石海峡大橋の設計、橋梁と基礎、88-8。
- 5) 富樫凱一：わが国における長径間吊橋の計画に関する研究、土木学会論文集、第397号、1988年9月。
- 6) 加島聰・保田雅彦・成井信・平原伸幸：明石海峡大橋の設計概要、橋梁と基礎、90-1。
- 7) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧、pp. 45~47, 1991年7月。
- 8) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説、1989年4月。
- 9) Bleich, F. : Dynamic Instability of Truss-stiffened Suspension Bridge under Wind Action. Trans. A.S.C.E.,

Vol.114, 1949.

- 10) Selberg, A. : Oscillation and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, ACTA Polytechnica Scandinavica, Ci 13, 1961.
- 11) 宮田利雄・山田均・太田博文：立体骨組み解析法によ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, 第 404 号, 1989 年 4 月.
- 12) 田中宏・伊藤学：充腹構造物の自励振動における空気力の特性, 土木学会論文集, 第 168 号, 1969 年 8 月.
- 13) 宮田利雄・岡内功・白石成人・成田信之・奈良平俊彦：明石海峡大橋の耐風設計に関する予備的検討, 構造工学論文集 Vol. 33 A, 1987 年 3 月.
- 14) 平井敦ほか：鋼橋Ⅲ, 技報堂, pp.420~453, 1967 年.
- 15) 小松定夫：薄肉構造物の理論と計算, 山海堂, pp.155~158, 1969 年.
- 16) 三瓶哲也ほか：極厚 HT 100 級鋼の開発, NKK 技報 No.133, 1990 年.
- 17) 岡野哲ほか：明石海峡大橋主塔の耐風性（主塔断面形状の選定）, 本四技報, Vol.14 No.54, 1990 年
(1991.12.20 受付)

TENTATIVE DESIGN OF AERODYNAMICALLY IMPROVED LONG SPAN SUSPENSION BRIDGES BY STRUCTURAL METHOD

Yoshiyuki YAMASHITA, Atsushi NITTA, Takashi ISHII and Atsunori KAWABATA

In this paper, the relation between the critical wind speed of coupled flutter V_s estimated by Selberg's formula and some structural elements of a truss stiffened suspension bridge was studied. It was clarified that the increase in lateral members' section, diagonal members' section and truss height effectively improves V_s without much additional cable weight.

Some very long span suspension bridges whose main span range from 2000 m to 3500 m were designed and approximate weight of those bridges was estimated. As the result, it was found that such a suspension bridge with 2000 m~2500 m main span can be constructed by enlarging the above-mentioned members which increase torsional rigidity of the truss girder.