

明石海峡大橋の耐風設計に関する予備的検討

PRELIMINARY DESIGN CONSIDERATIONS FOR WIND EFFECTS ON A VERY LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGE

宮田利雄¹⁾ 岡内 功²⁾ 白石成人³⁾ 成田信之⁴⁾ 奈良平俊彦⁵⁾

By Toshio MIYATA, Isao OKAUCHI, Naruhito SHIRAIISHI, Nobuyuki NARITA and Toshihiko NARAHIRA

The paper presents some preliminary design considerations for wind effects on a very long-span suspension bridge, the Akashi Kaikyo (Straits) Bridge, which has the longest span (midspan length 2,000m) among the Honshu-Shikoku Bridge Project in Japan, together with the associated problems of aerodynamic stability of very long-span bridges. Included here are the studies of the comparison of two alternative configurations of truss and box stiffening decks, the improvement of aerodynamic and structural means to raise stability for box decks and the consideration of superstructure design subjected to wind loads in relevance to the whole bridge design, together with the searching feasibility of other design proposals to combat the flutter instability.

1. 序論

本論文は、本州四国連絡橋プロジェクトの中で最長スパン(中央支間長2,000m)を有する超長大吊橋、明石海峡大橋の耐風設計に関する予備的検討、ならびにこれに関連した超長大吊橋の耐風性に関するいくつかの問題点の検討の成果を述べるものである。これらの検討は、主として、本州四国連絡橋公団、ならびに同公団より土木学会に委託された耐風研究委員会において実施された^{1,2)}。著者らは多くの関係者を代表して本論文を報告するものである。

中央支間長が2,000m級の超長大吊橋は、当然、世界に類のない規模のものであり、きわめて可撓性に富む長周期構造物となる。従って、その耐風安定性の確保が橋梁設計に占める役割はこれまで以上に重大なものとなる。特に、この橋梁は烈しい地震、および台風の常襲地帯に建設されることでもあり、設計風速は相当に高い値となり、上部工には大きな風荷重に対する耐力と十分に高い耐風安定性が要求される。また、基礎工には十分な耐震性と共に上部工の風荷重に伴う大きな反力に抵抗することが要求される。

本論文では、設計風速のかなり高い地域に建設される超長大吊橋に対する耐フラッター性の確保に関する

-
- 1) 横浜国立大学教授 工学部建設学科； 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会 幹事長
 - 2) 中央大学教授 理工学部土木工学科； 同 小委員会 委員長
 - 3) 京都大学教授 工学部土木工学科； 同 小委員会 委員
 - 4) 建設省土木研究所次長； 同 小委員会 委員
 - 5) 前 本州四国連絡橋公団設計部長； 同 小委員会 委員

者問題を中心に、補剛桁として想定されるトラス桁、箱桁などの諸断面の比較検討、上部工の設計と全体系、特に耐震設計に厳しい条件の課せられる基礎工設計との関連、従来の超長大吊橋に関する諸提案との対比、その他について述べる。

2. 明石海峡大橋の概要

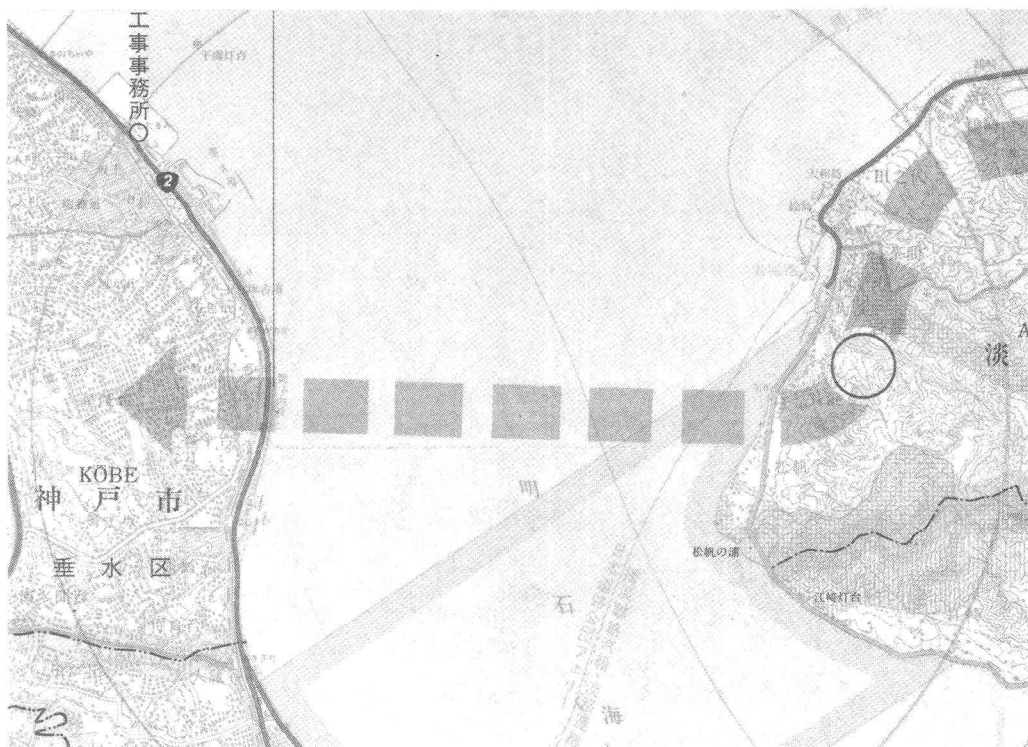
明石海峡は瀬戸内海の東端に位置する本州と淡路島の間の海峡で（図1）、幅約4kmをもち架橋ルートでの最大水深は約110m、最大潮流は4.5m/secに達する。この地点は古くからの漁場であり、また海上交通の要衝で、1日に約1,400隻の大小の船舶が航行している。このため、海上交通安全法によって幅約1,500mの航路が設定されている。本州四国連絡橋公団では、明石海峡大橋の橋梁計画、施工法を決めるために、海底地形測量、海底地質調査、海象気象観測、および各種の現地試験を実施した。これらの調査試験結果をもとに種々の比較設計を行ない、施工性・工期・工費等を総合的に検討した結果、明石海峡大橋の基本計画を橋長3,910m、中央支間長1,990m、側支間長960mの3径間吊橋（往復6車線の道路単独橋）とすることが決められている。

さて、本州四国連絡橋プロジェクトには明石海峡大橋を含めて多数の長大橋梁の建設が含まれるが、これらの耐風設計は1976年に制定された耐風設計基準³⁾に基づいて実施されることになっている。明石海峡大橋についても基本的にはこの基準を適用して耐風設計に着手するが、中央支間長が2,000m級に及ぶ今までにない超長大吊橋であることを踏まえ、在来の基準を一層合理化するための見直しが必要であると考えられた。従って、基本的には在来の長大吊橋の設計思想、構造形式ののっとり、その延長線で2,000m級の中央支間長をもつ超長大吊橋を先づ試算設計する。さらに、これらの試算設計案を対象に耐風設計の観点から種々の検討を重ね、問題点を掘り下げるとともに、現行の耐風設計基準の見直し、改良を行う手順をとることとなった。これらは現在なお検討が継続中であるが、本論文では予備的検討の成果について報告するものである。

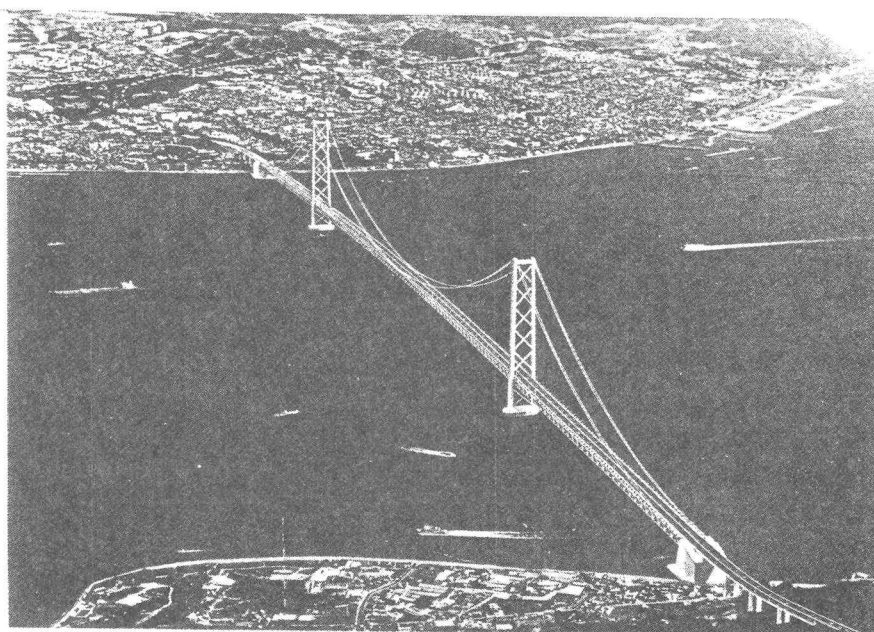
1976年に制定された耐風設計基準³⁾によると、明石海峡における基本風速は43m/sec（10分間平均、海面上10m高）と規定されている。トラス補剛桁の場合、中央径間の平均道路面高は約88mである。この高度における風速は、1/7乗則によると約59m/secとなる。さらに、この値に基づいて一部のガストファクター補正（=1.11）、およびフラッターに対する安全余裕（=1.2）に関する規定を考慮すると、フラッター限界風速は迎角 $\pm 3^\circ$ の範囲内で約78m/sec以上でなければならないことになる。補剛桁に作用する静的な風荷重を算定する風速は、上述のガストファクター補正（一部）に代るピークガスト応答を考慮することによる補正（=1.26）を施して約74m/secとなる。現時点における予備的検討、設計の段階では、これらの風速値が適用される。しかし、今後の種々の検討結果によっては、近い将来これらの風速値の算定法が変更されることも無いではない。

3. 予備的設計の概要、及び風洞実験結果

明石海峡大橋の耐風設計に関する諸検討を実施するに当たって、先づトラス桁、箱桁を含むいくつかの補剛桁断面をもつ超長大吊橋が試算設計され、その規模、諸元・寸法の大きさがどの程度のものになるかを探索調査が行われた。部材各部の設計は、所定の荷重⁴⁾；死荷重（D）、活荷重（L）、温度荷重（T）、地震荷重（EQ）、風荷重（W）などから成る各種の組み合わせを考慮して、発生応力度がそれぞれに定められた許容応力度以下におさめられるように行われる。特に、風荷重についてはこの段階では抗力のみを考慮することとし、橋軸直角方向、または橋軸方向にそれ自身を単独に作用させる[W]、あるいは死荷重、温度荷重との組み合わせ[D+W+T]、活荷重載荷時の風荷重[W(L)]などの各状態を考えている。このと



Location of the Akashi Kaikyo(Straits) Bridge



Aerial View of Montage by Artist's Drawing
(Truss Stiffening Deck is one of various designs.)

Fig.1

き、 $[W]$ ，および $[D+W+T]$ 状態に対する許容応力度の割り増し係数には1.5がとられている。

表1のケース1～6に先づ試算設計された超長大吊橋の内、代表的なトラス桁と扁平閉箱桁の例の諸元・寸法を示す。また、表2にはケース1～6の補剛桁断面と部分模型を用いた一様流中の風洞実験結果などを示す。

トラス桁は長大吊橋の補剛桁として伝統的に採用されてきたが、ここでは耐風安定性を向上させる方法として従来から考えられてきたグレーチングを床版の中央部と両端部のみならず、車線間にも配した床版構成が先づ考えられた。このトラス桁は、元来、構造力学的には優れた、合理的な構造形式であると言われているが、耐風設計に関して言えば流線形箱桁に比べて風荷重を大きくすることが欠点となる。（この対比については後述する。）このことはトラス桁の主部材が風荷重によって定められることから明らかであるが、断面の構造設計そのものが不可能というわけでもなく、橋軸直角方向の変形が大きくなることを除けば特に不都合なことは見出せない。これに対し、風荷重を小さくし、しかも耐フラッター性に優れた補剛桁であると言われている扁平閉箱桁においては、慣用的な設計法に従うと部材は、事実、風荷重に対しては応力的に余裕があり、最小必要板厚の条件（デッキプレート；12mm，ウェブ，ボトムプレート；10mm）によって構成されることになる。

このようなトラス桁と閉箱桁において重量を比較してみると、表1に見られるように、いずれの桁高のトラス桁も最も背の高い箱桁より重くなっていることが分る。このトラス桁の自重が大きいうことは、上述した風荷重が大きいうことと併せ、長大吊橋の補剛桁としてのトラス桁の経済性を損う最大原因と言われている。ところが、耐フラッター性に関して表2に示した風洞実験結果を見ると、トラス桁では桁高 $h=8$ mのケースを除けば桁高 $h=14$ m，12mの2つのケースとも所要の安定性を満たしている。 $h=8$ mの場合も、一種のスタビライザーを設けると条件を満たす。

これに対して、閉箱桁の方はいずれの桁高のものについても所要の安定性が満たされないことが明らかである。ちなみに、表2には、床版が平板翼として挙動するとの仮定のもとに算出される曲げ捩れフラッターの限界風速を併記してある。トラス桁については風洞実験結果はこれらの計算値よりかなり大きくなっている。これに対し、閉箱桁では、背の低い $h=5$ mのケースで迎角 $\alpha=0^\circ$ 付近の風洞実験結果が、予想どおり計算値にはほぼ一致しているものの、背が高くなるほど、また正の迎角が大きくなるほど、実験値がかなり低くなっている。これらの事実に関する限り、トラス桁の方が閉箱桁よりも耐風性に優れており、閉箱桁については何らかの対策を施す必要のあることが分る。

ところで、鉛直曲げと捩れ振動に関する固有振動数特性は耐フラッター性に密接に関係するものであるが、表2に見るとおり、鉛直曲げ振動数はいずれのケースについても変わらず、ほぼ一定（ $=0.06$ Hz）であるのに対し、捩れ振動数はケースによって大きく変化している。このことはよく知られているところであるが、長大吊橋では鉛直曲げ振動数はスパン長とスパン長・サグ比によってほぼ決まり、桁の曲げ剛性にほとんどよらない。これに対し、捩れ振動数の方はケーブル張力の影響も小さくないが、桁の捩れ剛性に大きく支配されるものである。

試算設計されたいくつかの超長大吊橋に関する初期段階の検討の結果、死荷重、および風荷重ともに大きいトラス桁ではあるが、閉箱桁よりも耐フラッター性に優れており、箱桁についてはむしろ何らかの対策が必要であることが判明した。このような箱桁に関する対策の1つである断面改良に伴う空力安定性向上策の探索には、グレーチングをもつトラス桁、および閉箱桁でも負の迎角では実験値が曲げ捩れフラッターとしての計算値を上回っている事実を考慮すると、いくつかの方法が期待できると考えられた。また、トラス桁より相対的に軽かったことから、わずかに鋼重を増やすことによって桁の捩れ剛性を高め、捩れの固有振動数を大きくする構造的対策によってフラッター限界風速を向上させることも期待できると考えられた。

Table 1 Dimensions of Preliminary Designs for 2,000m Midspan Suspension Bridges

Case	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
deck type	truss deck			1-box			truss deck		2-boxes	3-boxes
cable distance (m) (sag ratio)	40.5 (1/9.5)			32.0 (1/10.5)			38.5 (1/8.5)		38.0 (1/8.5)	36.5 (1/9.5)
deck height (m)	14	12	8	5	6	7	14	12	5	4
dead load W (t/m/Br)	suspended structure	26.71	26.22	25.27	21.04	21.82	22.79	27.51	26.78	22.31
	cables	18.65	18.70	17.78	16.27	16.76	17.35	15.96	15.83	14.93
	total	45.36	44.92	43.05	37.31	38.58	40.14	43.47	42.61	37.24
polar moment of inertia (H) (t·m·sec ² /m/Br)	suspended structure	571	531	454	233	253	276	592	533	457
	cables	780	782	743	415	426	443	607	602	562
	total	1,351	1,313	1,197	648	679	720	1,199	1,135	1,020
deck stiffness (tm ² /Br)	EI (×10 ⁸)	5.38	3.36	1.49	1.12	1.69	2.30	4.72	3.23	1.30
	GK (×10 ⁸)	1.98	1.53	0.73	1.02	1.42	1.92	1.51	0.83	1.30
eigen frequency (Hz)	torsion	Sy.1	0.148	0.136	0.113	0.153	0.180	0.152	0.136	0.149
	f _T	Asy.1	—	—	—	0.222	0.250	0.224	0.186	0.207
	vertical bending	Sy.1	0.061	0.060	0.060	0.062	0.063	0.061	0.060	0.059
	f _B	Asy.1	0.075	—	—	0.077	0.078	0.078	0.077	0.076
										0.077

4. 改良設計の概要と考察

初期段階の試算設計案に関する検討結果を受けて、さらに設計の改良、ならび種々の検討が続けられた。主な項目に分けていくつかの事項を記述すると以下ようになる。

4. 1 箱桁のフラッター特性

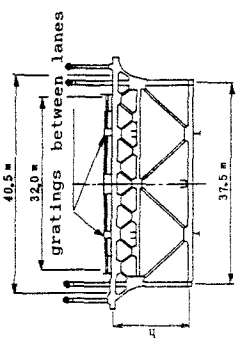
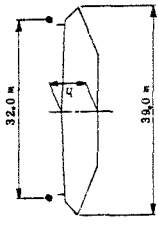
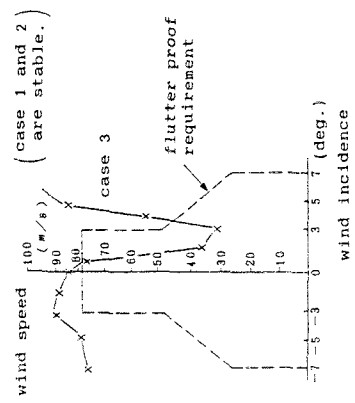
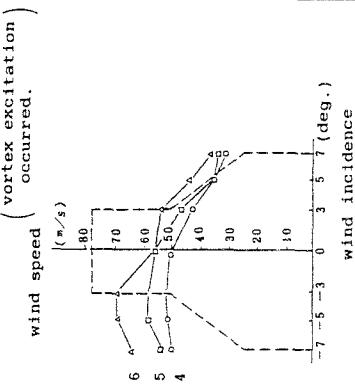
前章で述べたように、慣用設計法によって最小必要板厚の条件によって部材が構成された閉箱桁では、例えば、桁高7mのケース6（表1，2）では、曲げ捩れフラッターの限界風速の計算値が66m/secで、風洞実験値（迎角 $\alpha=0^\circ$ ）はこれよりさらに低いものであった。扁平箱桁が耐フラッター性に優れているのは、在来の規模の1,000～1,400mクラスの長大吊橋についてであると言われており⁵⁾、中央支間長2,000m級の超長大吊橋ではすでに見たように所要の耐フラッター性を満たすことは容易でないと考えられた。そこで、スパン長を変化させてモデル吊橋シリーズ（スパン比： $L+2L+L$ は一定）を試算設計し、平板翼として挙動するとの仮定のもとに曲げ捩れフラッターの限界風速を計算して、所要の耐フラッター性を満たさなくなるスパン長はどの程度のものであるかを調べてみた。図2にその結果を示す。図から明らかとなっており、所要の耐フラッター性の条件（ここでは78m/secを考えている）を満たすのは中央スパン長が約1,700m以下となる。これは、我が国の箱桁設計法における最小必要板厚の条件によるものと考えられる。いずれにしても、スパン長が長くなると共にフラッター限界風速は低くなるが、この最大の原因はひとえにケーブル重量が急激に増し、極慣性モーメントが大きくなって捩れ固有振動数が低下することに帰せられることが明らかである。

このような箱桁は耐風設計の上からは風荷重が小さく、完成後の維持管理のやり易いところが捨て難い特性である。耐フラッター性を向上させるためには空力的、および構造的の2つの対策が考えられるが、空力的対策を検討する目的から、箱桁の上下面間にトラス桁のグレーチングと同じような開孔スロットを設ける試算設計を行った。表1，および表3のケース9，10がいくつかの設計案の中の2つの例である。この場合の構造設計は、2，ないし3の箱部材、あるいはデッキプレートなどは最小必要板厚の条件から決定されているが、スロットなどの開孔部を構成するために十分に剛な横梁で箱部材を継ぐ必要があって、死荷重は必ずしも軽くはなっていない。表1に見られるように、ケース9は閉箱桁のケース6より重く、ケース10は閉箱桁ケース4と同じである。

さて、表3の風洞実験結果、および曲げ捩れフラッターの限界風速の計算値を見ると、各ケースとも実験値が計算値を上回る場合があって（ケース9の2-B，ケース10の3-A），扁平閉箱桁の場合には見られなかった良好な耐フラッター性がスロットなどの開孔部によって実現されたと考えることができる。これらの傾向はスロットつき平板のフラッター性が優れているとの成果^{5～7)}を裏付けるものである。しかし、これらの場合でも所要の耐フラッター性の条件を満たすことは果たされていない。この理由として、ケース9とケース6，あるいはケース10とケース4を比べてみると、死荷重が上述したように重いか、同じ程度であるにもかかわらず、捩れ剛性がともに小さく、従って捩れ固有振動数が大幅に低くなっていることを挙げることができる。要するに、スロットなどの開孔部を設けることによって耐フラッター性を向上させ得たのであるが、構造設計的にはこれらの開孔部の確保のためにかなりの鋼材が使われ、桁の剛性保持が閉箱桁よりも困難になってしまったと言える。

このような傾向から判断して、箱桁について所要の耐フラッター性の条件を満足させるためには、①閉箱桁のままとして、耐フラッター性には若干劣ることを覚悟するが、捩れ固有振動数を高くするように原設計以上の板厚増、あるいは鋼材の有効な配置を考えるか、②開孔部を設けるなどの有効な空力的対策をさらに探索すると共に、構造的にもさほど劣らない捩れ剛性確保に努めるか、の2通りの対策が考えられた。

Table 2 Cross Sections and Wind Tunnel Test Results for Flutter (1)

Case	1	2	3	4	5	6
deck type	truss deck			1-box		
cross section						
deck height h(m)	14	12	8	5	6	7
wind tunnel test for flutter	 (case 1 and 2 are stable.) case 3 flutter proof requirement			 wind speed (vortex excitation occurred.)		
calculated value of critical wind speed for coupled flutter U_F (m/s)	70	63	48	52	59	66

4. 2 トラス桁の特性

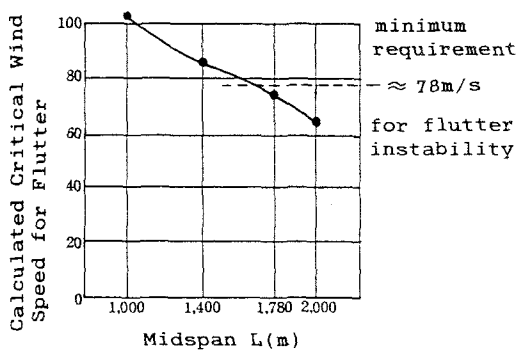
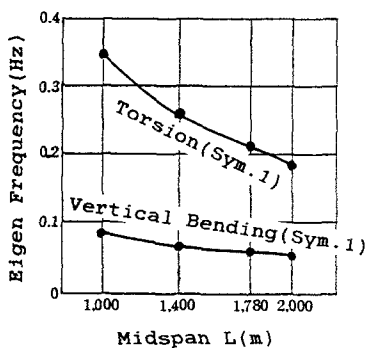
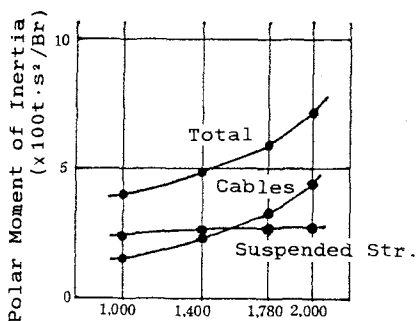
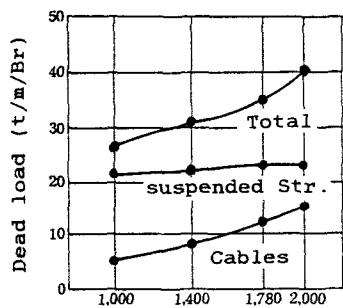
トラス桁については、設計のかなり早い段階から、耐フラッター性の条件を満足する案が見出されている。従って、その後の検討においてはより一層精密な設計、すなわち、耐フラッター性により優れ、風荷重をより低減することができる経済的な断面形状を求めることに勢力が注がれた。表1、および表3のケース7、および8は床版に設けられたグレーチングのうち2条の車線間グレーチングを除いて桁幅を狭くしたトラス桁である。この車線間グレーチングの撤去は、車両走行性などの使用性を向上させるメリットがあると考えられたことによるが、当然、死荷重を軽くする効果をも生み出している。表3の風洞実験結果を見ると、ケース7は所要の耐フラッター性を満たしており、車線間グレーチングがとり除かれても問題はないことが分る。

ところで、トラス桁が経済性に劣ると考えられる最大の原因に風荷重の大きいことが挙げられる。ここで、同程度の死荷重をもつ閉箱桁（断面はケース6と同じとする）と比較して、吊橋全体系への風荷重の分布を見てみると次のようになっている。

桁形式		トラス桁	箱 桁	ratio of box/truss
桁高 (m)		14	7	0.5
補剛桁	抗力係数	2.17	0.60	0.28
	投影面積 (m^2/m)	6.82	7.45	1.09
風荷重強度 ($t/m/Br$)	吊構造部	補剛桁	4.88	1.48
			0.71	0.71
	ケーブル部	ハンガー	0.71	0.71
		ケーブル	0.86	0.86
	合計		7.16	3.75
				0.52

上表によると、補剛桁の抗力係数は箱桁がトラス桁の3割以下とかなり小さい。ところが、風荷重全体をみると箱桁のトラス桁との比率は5割以上とその差が縮まっている。この理由には、ハンガー、ケーブルへの風荷重が両者に対して同じものになること、特にハンガーへの風荷重が小さくないことが影響している。いずれにしても、トラス桁を採用した場合、風荷重が箱桁の2倍程度となることは避けられそうにない。すでに述べたように、トラス桁の主部材は風荷重によって決定されており、風荷重の大きさが経済性に直結している。さらに、トラス桁の大きい風荷重は吊橋各部の設計にも様々な影響を与えることになる。特に、主塔の設計、および主塔基礎工の設計に対する影響が大きいと考えられる。

さて、トラス桁への風荷重が大きいと主塔基部において大きな負反力が生じることがある。このため、主塔基部の脚柱間隔を広げた斜塔として負反力の軽減を図る対策をとる必要が生れる。さらに、この主塔の斜塔化は必然的に基礎工の橋軸直角方向の寸法を拡大させる要因にもなる。これらの影響のために現在の予備的設計の段階では、基礎工の寸法が構造設計上76～82m程度の大規模なものとなる設計例がある。これに対し、もう一方の厳しい荷重である地震の作用に対する耐震設計（主として地盤支持力に対する設計）によると、同じ寸法が基礎形状によっても異なるが75～82m程度必要になることが明らかになっている。



span length (m)	500+1000+500	700+1400+700	890+1780+890	1000+2000+1000
no. of cables	2	2	2	2
sag ratio	1/9.5	1/9.5	1/9.5	1/10.5
cable distance(m)	32	32	32	32
deck width (m)	37	38	39	39
deck height(m)	5	6	7	7

Fig.2 Comparison of Dimensions and Flutter Wind Speeds for Closed Box Decks with Different Span Length

これらの検討には、地震荷重や風荷重の他にも波浪荷重、地盤特性、施工性などが関連するので、今なお最終結論には至っていないが、基礎工の寸法の決定において地震の影響が最も大きく、風荷重の影響はその値が大きければ関係するという状況にあるようである。要するに、トラス桁の場合であっても可能な限り抗力低減対策をとることによって風荷重を小さくすれば、基礎工設計への影響はなくなってくると考えられる。

ところが、箱桁の場合には、その部材各部は最小必要板厚の条件で決定され、風荷重の大きさには無関係であった。しかし、前述したように、耐フラッター性を向上させるために原設計以上の板厚増などによる抗力増大を図る（これにより重量も増す）必要が求められている。このような状況から判断して、風荷重の小さい箱桁はそれ自身の横たわみ（橋軸直角方向）が小さい優位性は残るものの、耐フラッター性の向上のために重量増を要し、トラス桁の重量にせまる、あるいはこれを越えることも予想された。

4. 3 その他の試設計

超長大吊橋の耐風設計に関しては、これまでも少なくない設計試案、あるいは考え方の提示がなされてきた^{5, 6, 8, 9)}。これらの試案のうち、代表的なものの基本的な考え方は、抗力低減のための扁平桁を採用する、また耐フラッター性の向上のためにこの扁平桁に複数のスロットを設けて有孔桁を形成するか、往復車線を大きく2つに分けて、その中間に大きな開孔部を設けるものである。このように扁平桁にスロットを設けるか、大きなスロットを中間に設けると、閉床桁に比べて正の抗力増大を減小させることができる。このとき、さらに抗力増大固有振動数を鉛直曲げのそれに一致させると、原理的にフラッターの発生を完全に消滅させることが出来ると言われている⁵⁾。しかしながら、こうした原理に従って超長大吊橋を実際に設計しようとするとき、種々の検討を行い、原理の確認ばかりでなく構造設計の実現性に至るまで、関連して確認しておくべき事項が少なくない。

明石海峡大橋の場合にもこれらの提案につながる種々の比較検討が行われた。これらの内、以下に2, 3の問題点について述べておこう。

表4の2つの例はグレーチングを5ヶ所に配した有孔部をもつ無補剛桁（ケース11）と中央部に幅広いスロットをもち、曲線トラスで補剛した桁（ケース12）である。いずれの部材各部も風荷重によっては決められないと考え、最小必要板厚、あるいは活荷重等の条件で定められている。この結果、死荷重は前述したトラス桁や箱桁のどれよりも軽くなっており、この点に関する限り経済的であることになる。しかしながら、極めて扁平な床版が採用され、無補剛であること、ないしは補剛してもその効果が小さいために、補剛桁の抗力増大固有振動数はきわめて小さく、抗力増大抵抗はケーブル張力によってほとんどまかなわれる。このとき、抗力増大固有振動数も必然的に桁の抗力増大固有振動数とともに小さくなり、スパン長とサグ比のみで定まるほぼ一定の鉛直曲げ固有振動数にきわめて近接することになる。

抗力増大固有振動数が小さくなることによって心配されることの第一は、静的な抗力増大不安定現象、すなわちダイバージェンスの発生である。ここで対象にしているケース11, 12についてダイバージェンスの限界風速 U_0 を計算すると、表4に示すような値が得られる。ここで、ピッチングモーメントの勾配 $dC_M/d\alpha$ には、平板翼に関する理論値 $(\pi/2)$ をスロットの大きさによって修正したものを充てている。いずれの計算値も前述した耐フラッター性に関する条件 $(=7.8\text{ m/sec})$ を大幅に下回っており、耐風性の不十分な設計案であることが分る。所要の耐風性を確保させるためにさらに対策が必要であるが、一つの例として、ケース12について中間のスロットをさらに拡大してみることにした（ケース12'）。関連する諸元、特に死荷重、極慣性モーメントについては初期設計値を適宜大きくし、抗力増大固有振動数を鉛直曲げのそれに一致させることとする。ピッチングモーメントの勾配についても補正を施してダイバージェンス限界風速を求めると、若干増大するものの、なお十分に高い風速とはなっていない（表4）。このとき、死荷重は前述した閉箱桁（ケース4）のそれをすでに越えている。従って、背が低く、大きなスロットをもつ断面形状を想定したか

らといって、必ずしも重量の軽減には継がらず、経済的になるとは限らないと言える。

ちなみに、表4の有孔桁をもつケース11の耐フラッター性についても調べてみたが、風洞実験結果、平板翼によるフラッター限界風速の計算値ともに20m/sec前後できわめて低い。この最大の理由として、振れ固有振動数が低く、鉛直曲げのそれとの比が1.3程度であることを挙げることができる。

よく知られているように、曲げ振れ連成フラッター理論によると、質量比の大きさによっても異なるが、この振動数比(f_r / f_B)が1.2~1.05程度のときフラッター限界風速は極小となり、きわめて低くなる。振れ固有振動数を高くしてこの比を大きくとることができれば、フラッター限界風速が高くなることはよく理解されており、従来、長大吊橋の耐フラッター性を向上させる設計方策として振れ剛性を確保する努力がしばしば払われてきた。他方、振動数比を限りなく1に近づけても、前述したように、フラッター限界風速を無限に大きくできることが分っている。この考え方を使得超長大吊橋の耐フラッター性の向上を図ろうとする設計法の提案⁵⁾が関心を集めている。しかし、この原理によると振動数比は確実に1.02~1.0とする必要がある。先に述べた例(ケース11, 12)にも見られるように、無補剛桁を想定して補剛桁の振れ剛性をきわめて小さくしたとしても、車道部床版がケーブルの内側にある限り慣性半径はケーブル間隔の半分より常に小さくなる。このとき振動数比は必ず1を越え、原理を満足させるための構造設計は相当に厳しいことになる。原理を実現する確実な方法が、往復車線それぞれを一本、あるいは2本のケーブルで吊り、その間に大きなスロットを設けて、適当な間隔の横梁を渡す構造とすることである。しかし、2つの往復車線部は同一の振動系を構成する必要があるのでこれらを継ぐ横梁は相当の剛性を要し、ケース12¹⁾の例で触れたように、結局小さくない死荷重増に帰結されるだろう。さらに、このような幅広の桁の採用は各々の橋脚位置に2本のタワーを必要とする。しかも、これらを支える基礎工には地震荷重との関連もあってより大規模なものが必要となって、構造全体に関する経済性を疑わしくするとも考えられる。

5. 結論

明石海峡大橋の耐風設計に関する予備的検討の主な成果について本論文で述べた。その結果、①中央支間長2,000mをもつ超長大吊橋の耐風設計は従来の設計法の延長線でも可能である。②トラス桁では、所要の耐フラッター性を満足する設計案がある。基礎工設計に関する厳しい地震荷重の条件との関連において、トラス桁の死荷重、ならびに風荷重の大きさが必ずしも支配設計要因にならない。③箱桁では最小必要板厚条件で定まる断面構成では所要の耐フラッター性を満たさない。若干の(トラス桁の死荷重を越えない範囲の)重量増によって振れ剛性の増大を図るなどの構造的対策、あるいはスロットを多用する有孔桁の採用などによる断面形状の改良を行う空力的対策によって、耐フラッター性の向上を図る必要がある。ことが明らかとなった。

これらの成果を受けて、その後も検討作業が続行されている。例えば、トラス桁では耐フラッター性を低下させることなく(添加物などによって敏感に反応することが分っているので、このような点にも注意を払いながら)死荷重、風荷重の軽減を図り、より経済的な設計案を探ること、箱桁では上述の構造的対策、あるいは空力的対策によって所要の耐フラッター性を満足する設計案を探り、確定すること、などがある。さらに、耐風設計上検討を必要とするその他の事項：渦励振、ガスト応答、静的不安定現象(横座屈など)等に関する安全性の確保、現行の耐風設計基準の見直し、改良である。これらの諸々の検討は良い成果を生みつつあるが、その後の検討成果については、次の機会に再度述べることとしたい。

Table 4 Dimensions and Cross Sections of Preliminary Designs for Comparisons with Various Proposals

Case	11	12	12'	11
deck type	non-stiffened deck			wind Tunnel Test Results for Flutter
cable distance (m) (sag ratio)	32.0 (1/10.5)	separated decks with truss 46.0 (1/10.5) (+5m)	51.0 (+5m)	C: Closed S: with Center Spoiler O: opened wind speed (m/s) wind incidence (deg.)
deck height h(m)	1.5, 2.8 (cross beam)			
dead load	17.75 (19.08)			
W	14.14 (15.26) } estimated			
(t/m/Br)	31.89 (34.34) }			
polar moment of inertia	167	34.38 (x51/46) 38.12		
(H)	407			
(tm.sec ² /m/Br)	574	844 (x=15.5m) → 1191 (x=17.5m)		
deck stiffness	EI	0.04x10 ⁸		calculated value of critical wind speed for coupled flutter U _F =18 m/s
(tm ² /Br)	GK	1.6x10 ⁴		
eigen frequency	vertical bending	0.0616	0.0617 → 0.0617	*1 critical wind speed for divergence
	f _g	Asy.1	0.076	
(Hz)	torsion	0.0787 (f _T /f _B =1.28)	0.0653 (f _T /f _B =1.06) → 0.0617 (f _T /f _B =1.0)	where pitching moment inclination dC _w /dα is assumed.
	f _T	Asy.1	0.102 (f _T /f _B =1.34)	
critical wind speed for divergence	U _p (m/s) *1	54	63	69
pitching moment inclination (B:width(m)) dC _w /dα		0.6 (B=35.4)	0.3 (B=44.0)	0.25 (B=49.0)
cross section	35.4m 32.0m 3.5m 2.500 1.750 			

参考文献

- 1) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会作業班, 本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書 (昭和57~59年度), 耐風設計基準見直しのための作業班検討報告-明石海峡大橋の耐風設計に関する検討-, 昭和60年3月
- 2) 同 上 (昭和60年度), 昭和61年3月
- 3) 本州四国連絡橋公団, 耐風設計基準(1976)・同解説, 昭和51年3月
- 4) 本州四国連絡橋公団, 上部構造設計基準・同解説, 昭和55年6月
- 5) Richardson, J.R., Influence of Aerodynamic Stability on the Design of Bridges, Final Rept. of 12th Congress of IABSE (Vancouver), 1984; The Development of the Concept of the Twin Suspension Bridge, NMI Rept. 125, 1981
- 6) Simpson, A.G., D.J. Curtis and Y-L. Choi, Aeroelastic Aspects of the Lantau Fixed Crossing, Bridge Aerodynamics, TTL, London, pp. 109~113, 1981; Session 3 -Design, Discussion, ditto, pp. 115~118.
- 7) 田中 宏, 橋げたの自励振動における空気力の特性, 東京大学博士論文, 1968; Tanaka, H. et.al. The Characteristics of the Aerodynamic Forces in Self-excited Oscillations of Bluff Structures, Trans. JSCE, Vol. 1, Part2, 1969
- 8) Gimsing, N.J., Extreme Span Suspension Bridges-Structural Systems, Final Rept. of 12th Congress of IABSE (Vancouver), 1984
- 9) Walshe, D.E., G.G. Twidle and C.W. Brown, Static and Dynamic Measurements on a Model of a Slender Bridge with a Perforated Deck, Int. Conf. Behaviour of Slender Structures, The City Univ., London, 1977

(1986年10月17日受付)