

東神戸水路橋の基本構造とその設計

大阪第三建設部 河井章好
 (前神戸建設部)
 神戸建設部 設計課 塚原悌二
 工務部 設計課 北沢正彦
 (前神戸建設部設計課)
 神戸建設部 設計課 吉田 聰

まえがき

本橋は湾岸線4期兵庫区間のうち、神戸市東灘区深江浜町～同魚崎浜町の東神戸水路に架かる中央径間485mの斜張橋として計画されている(図-1参照)。当初、本橋は主塔部において主桁と塔を固定した構造系で検討されたが、桁の温度、地震の塔基部および下部工への影響が、この構造系では厳しいことが考えられた。そのため本報告では、新たに橋梁の橋軸方向の支持方法について検討し、その結果、基本構造系としてオールフリー(橋軸方向に無固定)を採用することとした。

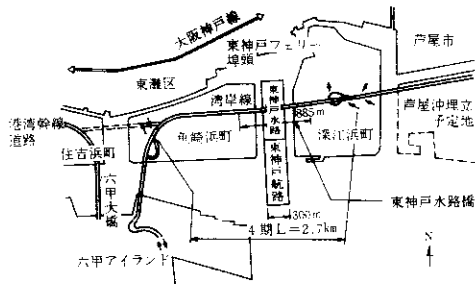


図-1 湾岸線(4期兵庫)ルート図

一方、この構造系を採用すると橋梁が長周期構造となり、地震による作用力を正確かつ安全側に評価しなければならないこと、また、斜風による橋梁の橋軸方向の移動量を検討する必要があることなどの問題点があるため、これらの耐震および耐風問題について検討し、設計に反映させた。以下に検討内容について述べる。

1. 構造概要

1-1 形式等

本橋の形式については以下のとおりである。また一般図を図-2に示す。

形式；3径間連続トラス主桁斜張橋

径間割；200m + 485m + 200m

道路構造；3車線一方向(幅員13.5m) × 2層
 また、トラス形式は純ワーレンである。

1-2 構高

斜張橋は桁とケーブルで荷重を分担するため、その特性を活かすにはあまり高い構高は不要である。本橋の場合、取付け部の建築限界の関係もあり構高 $h = 9m$ としたが、他橋と比較しても適度

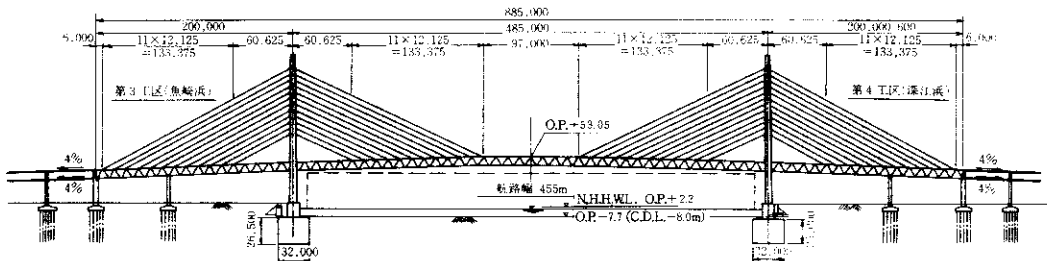


図-2 東神戸水路橋一般図

表-1 トラス主桁形式斜張橋諸元

橋名	ℓ_1^m	ℓ^m	B^m	b^m	H^m	h^m	n	ℓ/ℓ	B/ℓ	h/ℓ	n/ℓ	備考
六甲橋	90	220	13.8	12.5	7.45	50	5	1/2.44	1/16	1/4.4	1/44	1976年完成
横断橋	200	460	31.5	28.25	9.0	102.5	11	1/2.30	1/16	1/4.5	1/42	建設中
岩島橋	185	420	27.5	22.5	13.9	85	11	1/2.27	1/15	1/4.9	1/38	"
東神戸水路橋	200	485	19.0	13.5	9.0	100	12	1/2.43	1/26	1/4.9	1/40	"

但し、 ℓ_1 :側径間長 ℓ :主径間長 B :主構中心間隔 b :道路幅員 H :構高
 h :路面よりの主塔高 n :ケーブル段数

な高さと考えられる(表-1参照)。また主桁とケーブルの剛比の関係 Γ は、

$$\Gamma = \frac{1}{n^2} \sum_{j=1}^n \frac{E_G I_G}{E_c A_{c_j} L_T^2}$$

ここに、

n ; ケーブル段数

E_G, E_c ; 桁およびケーブルの弾性係数

A_{c_j} ; j 段目ケーブルの断面積

I_G ; 桁の断面二次モーメント

L_T ; 橋長

で表されるが、この値は 1×10^{-4} 程度とするのが経済的であるといわれている。本橋の場合 $\Gamma = 1.02 \times 10^{-4}$ となり、9mの構高は適当であると考えられる。

1-3 ペンデル本数

ペンデル本数の違いによる断面力、変位などを比較した結果(表-2参照)、塔基部の曲げモーメント、常時の桁のたわみ、経済性などからペンデルを設けた方が有利となる。また本数については、1本も2本もその効果はほとんど変わらず、支点沈下による主桁への影響は1本の方がかなり有利となるため、ペンデル本数は1本とした。

1-4 基本構造系

基本構造系(橋軸方向の主桁の支持方法)の選定については次節以降で詳細に検討した結果、オールフリーを採用することとした。これと連動してケーブル形状はハーフ形式とした。

2. 基本構造系の選定²⁾

2-1 オールフリーの効果

表-2 ペンデル本数の比較

ペンデル本数		0本	1本	2本
常時の断面力・変位量	塔基部の曲げモーメント	20314 t・m	7381 t・m	5380 t・m
	側径間上段ケーブル張力	1555 t	1365 t	1361 t
	活荷重による鉛直変位	69.6 cm	50.5 cm	50.0 cm
	支点沈下による変位量	剛度係数	-1981 t	-1149 t
ペンデル橋脚①		-	359 t / -1331 t	-302 t / 1254 t
" ②		-	-	900 t / -372 t
主桁の動況有数	塔基部	3314 t	3284 t	3104 t
	鉛直たわみ振動数	0.276 c/s	0.354 c/s	0.359 c/s
	ねじれ振動数	0.712 "	0.725 "	0.735 "
経済性	振動数比	2.583	2.048	2.022
	主桁・塔・ケーブルおよび付属物	232 億円	232 億円	217 億円
	端・ペンデル橋脚および架設ペント	16 "	22 "	27 "
	合計	248 "	244 "	244 "

本橋の基本構造系の違いによる、地震時の塔基部断面力が下部工の設計に与える影響を比較検討した(表-3参照)。その結果、塔基部断面力、特に水平力が低減され、したがって基礎の設計計算上、結果的に約10m小さくすることが可能なオールフリーが有利となることがわかった。

2-2 オールフリーの問題点

本橋の基本構造系をオールフリーとする場合、従来にない長周期構造物となることなどから以下の問題点がある。

- ①地震および風による作用力、移動量を正確かつ安全に評価する必要がある。
- ②移動量が多い場合、桁端部の伸縮継手などの構造の可能性を検討する必要がある。

表-3 橋軸方向の支持方法の比較

		(1塔あたり)					
支持方法		2点固定 (M+F-F+M)	多点固定 (F-F+F+F)	ばね固定 (M+B+B+M)	オールフリー (M+M+M+M)	1点固定 (M+F+M+M)	
橋梁の橋軸方向 SWAYの固有周期		1.42 sec	126	3.01	8.69	2.21	
塔基部 の 断面力	M	124,000 t・m	124,200	62,900	31,600	固定側 122,800	可動側 23,300
	N	18,400 t	17,300	18,000	18,300	19,900	18,500
	S	4,900 t	4,900	2,000	390	4,700	330
桁端の水平変位		20 cm	18	37	56	22	36

1) 断面力等はファン形式で安治川橋架設計スペクトルを用いて算出した。
2) ばね定数はK=8000t/mとした。他橋のばね定数は岩黒島橋でK=6000t/m、名港西大橋でK=5500~11000t/mである。

③主桁が塔を直接拘束しないことにより、塔の座屈安定性は不利となるので、塔の安定問題を検討する必要がある。

次節に上記各項目についての検討内容を示す。

2-3 ケーブル形状の選定

次節の耐震・耐風問題についての検討の結果、桁端の水平移動量はファン形式で、風時190cm、橋軸方向地震時76cm、ハープ形式で風時57cm、橋軸方向地震時61cmとなった(表-4参照)。これより基本構造系がオールフリーの場合、ファン形式では風時にケーブルによる主桁移動に対する制止効果が少なく、一方ハープ形式では下段ケーブルが桁移動を抑える効果を発揮し、したがってオールフリーの場合、風時に支配的となる塔基部モーメントもハープ形式の方が小さくなることがわかった。従来、鉛直面での力学的合理性から、一般的にファン形式が有利であるといわれているが、本橋の場合においては以上の点に鑑み、基本構造系の選定と連動して、ケーブル形状はハープ形式を採用する。

表-4 ケーブル形状の比較

		ファン形式	ハープ形式
橋軸方向SWAY モード固有周期		8.7sec	4.4sec
水平移動量	地震時	76 cm	61 cm
	風時	190 cm	57 cm
塔基部曲げモーメント		62000 t・m	46000 t・m

3. オールフリーに関する検討内容

3-1 耐震設計

3-1-1 設計方針

本橋の橋軸方向(SWAY)の固有周期は約5秒であり(図-3参照)、このような長周期構造物



図-3 橋軸方向SWAYモード(ハープ形式)

の耐震設計を行う際には長周期部での応答を正確かつ安全側に評価する必要がある。ここではこれらのことを考慮して設計用加速度応答スペクトルを作成することとした。この設計スペクトル作成にあたっては、第一義的には3~4秒以上の長周期成分を多く含んだ地震波(長周期系地震波)に対する応答の検討を通して行うべきものであるが、この長周期系地震波については

①気象庁変位計で計測した記録であり、1秒以下の短周期成分が欠落している。

②短周期部を推定するために、たとえばSMAC型強震計による記録と対応させる方法が考えられるが、同一地点、同一地震での対応した記録が現状ではほとんどない。

という問題がある。そこで、ここでは推定される深い地盤モデルを用いて地盤の卓越周期の長周期化を促し、本橋の橋軸方向の応答が大きくなりやすい状態を想定した。

3-1-2 設計スペクトルの作成³⁾

設計スペクトル作成のためには塔基部での波形を取り出す必要があるため、上部工~下部工~地盤の全体FEMモデルを用い、このFEMモデルの基盤より地震波を入力することとした。入力波形は別の解析によるこのFEM基盤に対応する点の波形を用いることとした。すなわち、適切な地震波を選び、その最大加速度を基盤(深度約1000m)での基本となる加速度(100年再現期待値)にそ

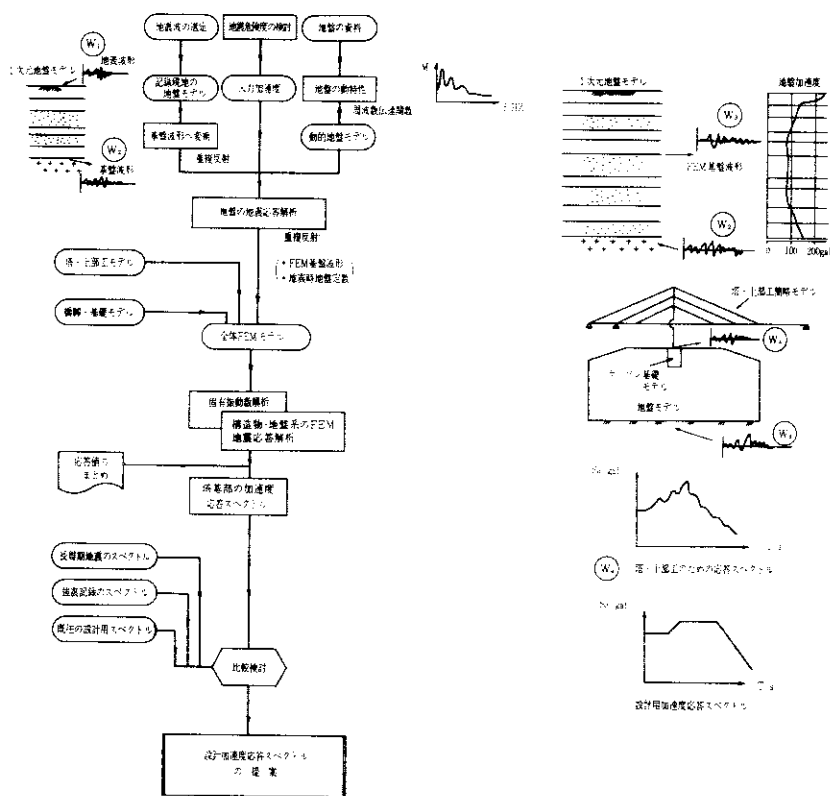


図-4 設計スペクトルを求めるフローチャート

ろえて入力し、重複反射理論により地盤の地震応答解析を行ってFEM基盤に対応する点の波形を求めた。検討フローを図-4に示す。

検討内容は以下のとおりである。

(1)地盤モデル

花崗岩までの深さ約1000mの地盤モデルは既往の地質資料を参考にし、現地のボーリングデータを用いて定めた。この地盤モデルの動特性（周波数応答関数）を求め、長周期部の応答特性が橋梁の固有周期と同程度になり、橋梁の応答が大きくなりやすいことを確認した（図-5、6参照）。

(2)入力地震波の選定

入力地震波の選定にあたっては、長周期成分が信頼できる記録であること、記録時間が長周期の地震応答を行うに足るほど長いことなどを考慮して、表-5に示す地震波を選定した。フィルターからわかるように、Taft, El Centroは周期が

約13秒のものまで有効とされている。

(3)入力加速度

入力加速度レベルとしては、明石海峡大橋を対象とする調査資料⁵⁾を活用した。この研究では解析対象範囲をいくつかのサブ・ゾーンに分割し、この各ゾーンにそれぞれ最大地震動を設定している。その結果、当該地点での100年再現期待値は第1種地盤（露頭）で160galとなる（図-7参照）。

(4)地盤の地震応答解析

各地震記録をその基盤に戻した波形を最大加速度が160galになるように拡大あるいは縮小し、これを基盤に入力した。解析方法は重複反射理論による。なお、解析にあたっては地盤の非線形性を考慮した。この結果、構造物を含めたFEM地盤解析モデルの基盤での入力波形を得た。

- Qg : 六甲花崗岩
- O₁ : 大阪層群下部地層群
- O₂ : 大阪層群中部地層群
- Th : 高位段丘面
- Tm : 中位段丘面
- a, b : 沖積砂礫

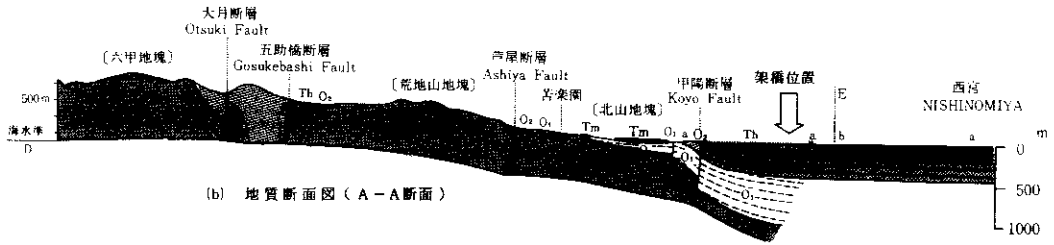
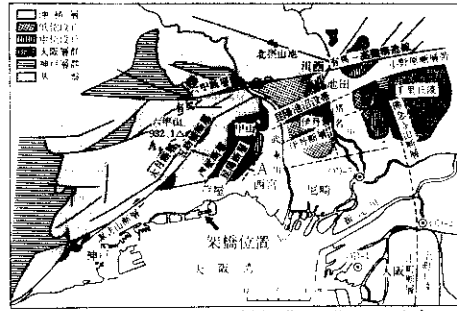


図-5 架橋位置付近の地質構造概念図⁴⁾

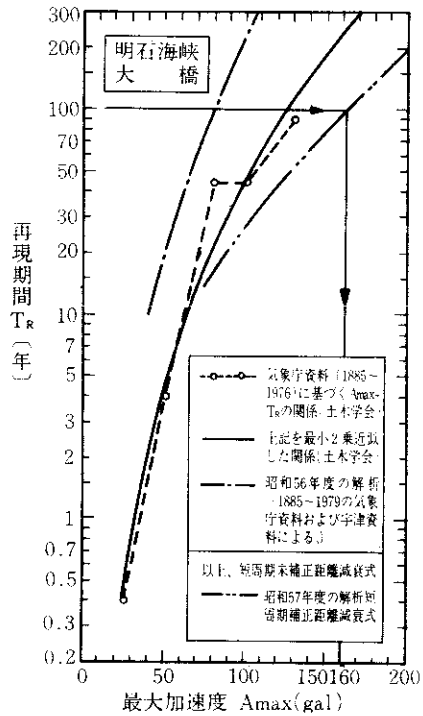
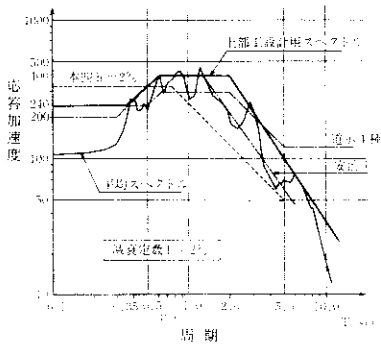
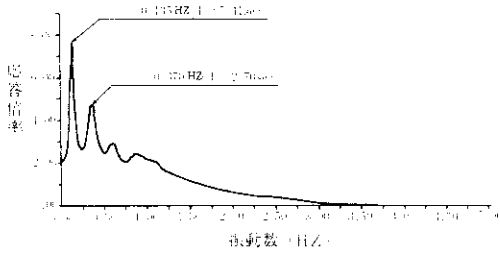


表-5 入力地震波形の諸元

記録名	成分	地震名	年月日	マグニチュード M	震央距離 (Km)	最大加速度 Amax (gal)	継続時間 T (sec)	フィルター (Hz)	時刻 Δt (sec)
EI Centro	NS	Imperial Valley	40.05.18	6.3	12	342	54	0.07-25	0.02
Taft	N21E	Kern County	52.07.21	7.7	43	153	54	0.07-25	0.02
本郷(変位計) 品川(加速度計)	NS	伊豆半島沖	74.06.09	6.9	155 141	(3.01cm) 43	300 50	0.03-1.0 *	0.2 0.01

*) 有効な周波数領域は確認できないが、運輸省により各種補正がなされている。

(5) 構造物・地盤系の応答解析

上部工用の設計スペクトルを作成するうえで必要となる塔基部での地震波形を得るため、上・下部構造、地盤系のFEMモデルを用いた。

(6) 設計スペクトル

前記解析結果より図-8に示す上部工設計用加速度応答スペクトルを定めた。定めるにあたっては以下の点を配慮した。

- ①長周期領域では、本橋の固有周期に鑑み既存の設計スペクトルよりも大きくし、上記解析結果の3波の平均応答スペクトルを包絡する形とした。
- ②短周期領域では道示との整合を考え、4種地盤に相当する240 galとした。
- ③中間周期領域では、一般に大阪湾岸の沖積地盤で観測される中小規模地震の特徴や当該地盤の常時微動観測結果から安全側を考え、安治川橋梁の例にならい400 galとした。

また橋軸直角方向についても検討した結果、橋軸方向と同様の結果が得られたので、橋軸方向、橋軸直角方向とも同じ設計スペクトルを用いることとした。

3-1-3 ストッパーの検討

前述までの検討により、本橋の耐震問題については安全側の設計が行えることとなったが、なおかつ不測の外力により落橋あるいは致命的な被害を生じないようにストッパーを設置することとした。設置位置としては、塔部とした場合地震で桁がストッパーにあると2点固定の構造系となり地震力が急激に増大して塔の降伏が予想されることから、端橋脚を考えた。また、ストッパーの設計荷重については現在検討をすすめている。

3-2 耐風設計

3-2-1 斜風による橋梁の耐風安定問題

自然風の風速は空間的・時間的に変動しており、風荷重はこの風速変動による荷重効果も含めて評価する必要がある。すなわち、

- ①構造物全体に作用する全空気力の時間的変動に対する変動倍率
- ②変動空気力の作用に起因するパフェッティングによる動的増幅効果

に対する評価が必要となる。この、いわゆるガスト応答に対する評価方法としてはDavenportによる方法がよく知られている。⁶⁾これは、極値理論に基づき変動空気力による変動応答の最大値を変動応答のパワースペクトルにより評価するものであり、変動風速のパワースペクトル、変動風速の空間相関、振動モードおよび振動数特性による共振に対する増幅関数などを考慮して求められる。

本橋は、基本構造系をオールフリーとしたことから斜風による橋軸方向に対する風荷重が特に問題となる。この時、橋軸直角方向に対する水平偏角は、既往の風洞実験例から、主桁に対する橋軸方向の空気力係数が最大となる約60度とした。一方、このように風向に対して斜方向に置かれた構造物のガスト応答について取り扱われた例は少な

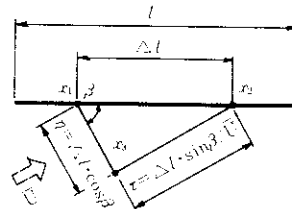


図-9 斜風時の空間相関

表-6 ガスト応答補正係数

要素	ν_2	ν_4		
		斜	風	直角風
	全風向	橋軸	橋軸直角	橋軸直角
主桁	1.2	1.25	1.1	1.4
塔		1.3	1.1	1.3

く、主流方向に対し斜方向の空間相関については現在のところ定式化されたものがないが、ここでは図-9における主流方向に対し斜方向に離れた2点 x_1 、 x_2 間の空間相関が、主流直角方向の2点 x_1 、 x_3 間の空間相関係数および主流方向の2点 x_2 、 x_3 間の自己相関係数との積により評価されるものと仮定した。

以上の仮定に基づき、Davenportの方法により解析を行った。解析は塔および桁を独立に扱い、有効質量をモード分布から推定してモデルを与えている。この結果、設計風速および風荷重を決定する際のカスト応答に対する補正係数として表-6に示す値が得られた。ここに、 ν_2 は構造物の拡がりに対し平均化された風速の時間的変動に対する変動倍率を、 ν_4 はバフエティングによる動的増幅効果を表す。またここで、斜風時において橋軸方向と橋軸直角方向の応答の重ね合わせを考慮する場合、最大値の重ね合わせは応答を過大に評価するものと考えられ、橋軸直角方向に対しては変動応答の標準偏差程度を考慮するものとし、 ν_4 の値は1.1とすることにした。なお、ここで得られた補正係数については、現在風洞実験によりその妥当性を確認しているところである。

3-2-2 直角風による主桁の耐風安定問題

基本構造系に関する問題とは直接関係しないが、本橋の主桁断面形式の選定においては過励振やフラッターのような耐風安定問題がきわめて大きな影響を与える。したがってここでは、基本断面選定のための風洞実験を中心に以下の検討を行った。

(1)基本風速および設計風速

基本風速の設定にあたっては、10分間平均風速の100年再現期待値を次の方法で推定した。

①神戸海洋気象台における年最大風速の記録を

用いたGringorten法による推定。(年最大風速の分布形をGumbel分布にあてはめる方法)

②種々の地形因子を変数とする多変数線形回帰式による推定。

なお①による方法においては、架橋地点と神戸海洋気象台の風速比較の結果、架橋地点の方が多少高くなる傾向がみられその比は最大で1.2程度であるのでこの方法による推定値に1.2を乗じた。この結果をもとに他の基準(本四公団耐風設計基準、阪神公団設計基準)についても配慮し、基本風速は、 $V_{10} = 40 \text{ m/s}$ (地上10m高さ、10分間平均風速)と設定した。

設計風速は、基本風速に高度、水平長および鉛直長の補正を施すものであるが、その結果、主桁で $V_D = 60 \text{ m/s}$ 、塔、ケーブルで $V_D = 67 \text{ m/s}$ となる。

(2)風の傾斜角

設計に用いる風の傾斜角の設定は本四基準の考え方により、風の継続時間内における平均傾斜角と変動傾斜角の和とし、後者はその継続時間内の30秒間移動平均の標準偏差の3倍とした。本橋における結果は以下のとおりである。

①風速が20 m/s以下の風速域においては、本橋架設地点付近に設置した観測鉄塔(風速計高さQ.P.+53m)でのデータより平均傾斜角 $\alpha = +2$ 度とする。

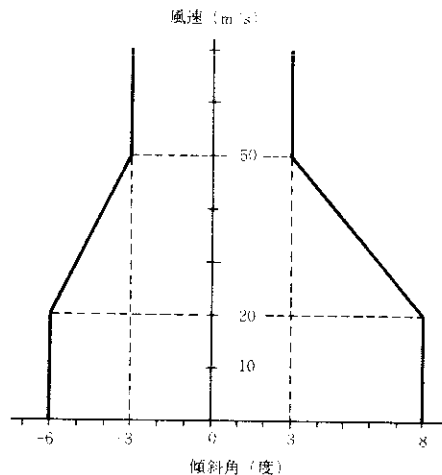


図-10 設計に用いる風速と風の傾斜角の関係

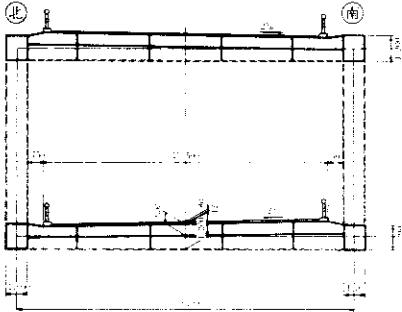
②変動傾斜角を本四基準に準じて求めると±6度となった。したがって風速 20 m/s 以下の風速域において吹き上げ側の最大傾斜角は+8度とする。また吹きおろし側については安全側をみこみ-6度とする。

③風速 20 m/s 以上の風速域については風速 50 m/s において本四基準の形にすりつける。

表-7 試験内容

MODEL	A		B ₁	B ₂
試験風	一様流	変動流	一様流	一様流
ばね支持試験	○	○	○	○
三分力試験	○	-	○	-

合成案



非合成案

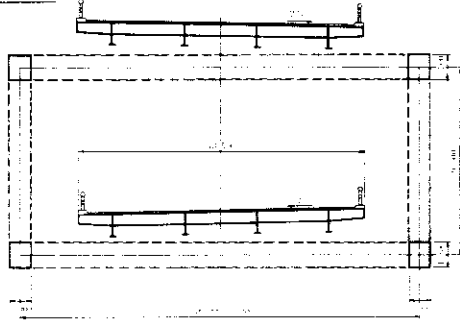


図-11 実験対象主桁断面

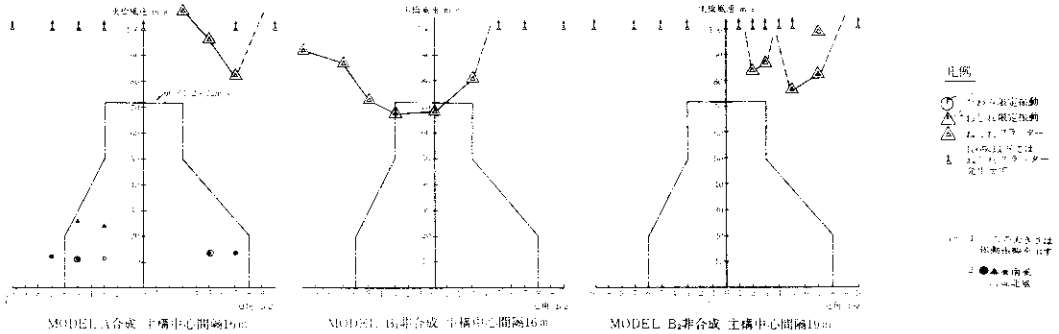


図-12 ばね支持試験結果

表-8 実験結果総括表

	主構中心間隔	試験風	風向	たわみ渦励振			ねじれフラッター	パフエッティング
				倍振幅	発振風速	迎え角		
合成案	16 m	一様流	北風	12.8 cm	11 m/s	-5°	問題なし	/
			南風	12.8 cm	11 m/s	-5°		
		変動流	北風	0	-	-	検討中	
非合成案	16 m	一様流	北風	0	-	-	振動発散 $\alpha=3, V=68\text{m/s}$	/
			南風	0	-	-		
	19 m	一様流	北風	0	-	-	問題なし	
			南風	0	-	-	問題なし	

したがって設計に用いる風速と風の傾斜角の関係は図-10のとおりとなる。

(3) 風洞実験

既往の風洞実験例⁷⁾を参考に、単に耐風安定性が良好であるのみでなく、経済性、景観面および構造力学的合理性も意識して、図-11に示す3断面を対象として風洞実験を行い耐風安定性を調査した。実験は2次元部分模型(縮尺1/27.8、6パネル)を用い、表-7に示す実験を行った。実験結果の総括は図-12、表-8のとおりとなり、合成断面のパフェッティングを除き、ほぼ問題がないことがわかった。過励振など風による振動の振幅については、部材の疲労も考慮して許容振幅を設定したが、風洞実験での過励振振幅はこの許容振幅内に収まっている。また、合成断面では揚力曲線勾配 $dCL/d\alpha$ が12.7と他の橋梁よりかなり大きくなり、パフェッティングが問題になる可能性もあるため現在検討中である。なお、床組の合成・非合成についてはこれらの実験結果、架設面からの検討などをとおして総合的に判断していく予定である。

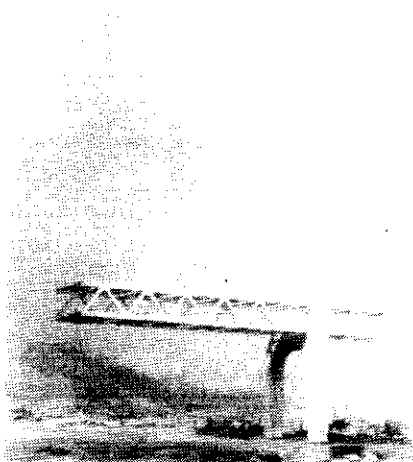


写真-1 塔形状

ド形状からもわかるように、ケーブルによる塔の回転拘束の効果が大きいハープ形式とすれば、弾性座屈荷重 $P_{cr} (= \alpha \cdot N)$ は十分大きく座屈に対しては不利とならない。

一方、塔面内について写真-1のようなH型塔をとりあげて弾性座屈解析を同様に行い、面外解析結果とを総合して塔柱断面の概略検討を行った結果、塔基部の断面寸法 $4m \times 7m$ (最大板厚 $38mm$ SM58材) で可能であると考えられる。なお、この

3-3 塔の橋軸方向についての座屈安定性

橋軸方向について塔の弾性座屈解析を行った結果、図-13に示す橋軸方向にSWAYする座屈モードでの弾性座屈荷重 P_{cr} と塔軸力 N (死荷重+プレストレス) との比 α は、ハープ形式で $\alpha = 14.8$ ファン形式で $\alpha = 5.0$ となった。これより、モー

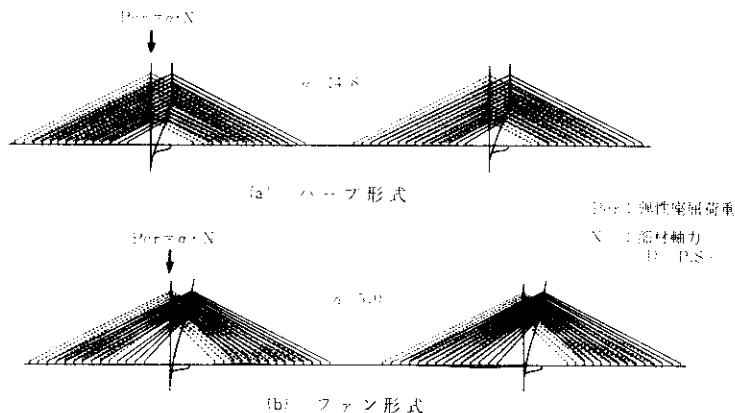


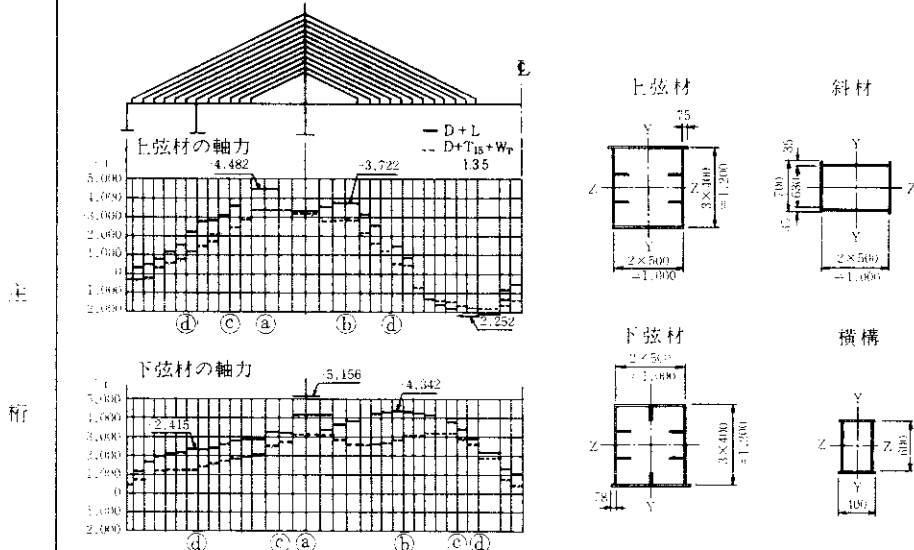
図-13 橋軸方向にSWAYする座屈モード

表-9 概略検討結果総括

橋軸方向の固有振動数 $f = 0.225 \text{ c/s}$ ($T = 4.438 \text{ sec}$)

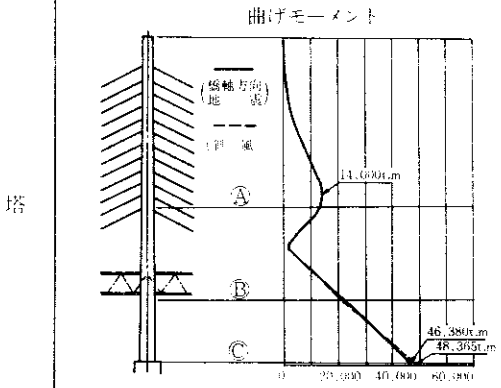
桁端水平移動量 斜風時 56.6 cm
地震時 60.7 cm

活荷重による鉛直たわみ 55.5 cm



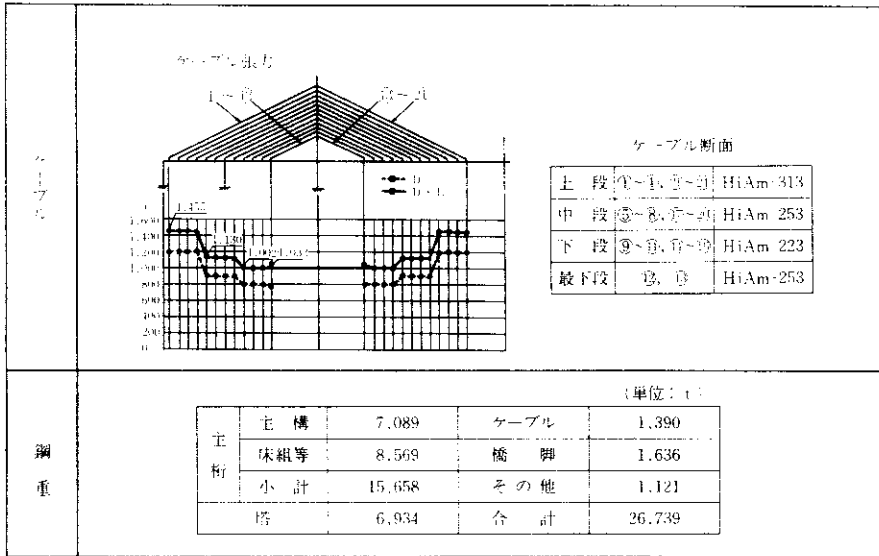
		①	②	③	④
上弦材	板厚	38	30	28	16
	Rib 形	200×25	200×22	200×22	170×16
	材質	SM58	SM58	SM58	SM50Y
下弦材	板厚	42	36	28	25
	Rib 形	200×25	200×25	200×22	200×19
	材質	SM58	SM58	SM58	SM50Y

(単位: mm)



①		t = 32 Rib 320×32 SM58 (常時)
②		t = 30 Rib 300×30 SM58 (斜風時)
③		t = 38 Rib 380×38 SM58 (斜風時)

表一 9 概略検討結果総括 (続き)



塔形状については、景観を重視したものであるが力学的合理性、耐風性を配慮して今後さらに検討していく予定である。

3-4 桁端部の構造検討

桁端伸縮継手の設計移動量は他の荷重と組み合わせ、風時・地震時とも1m弱と相当大きくなったが、他橋の例では70cm~80cm、海外では1mを越すものもあり、設計可能と考えられる。

3-5 概略検討断面

以上の検討をとおしての本橋の概略断面、変位などを表一9に総括する。但し、主桁は非合成(主構中心間隔19m)とした場合のものである。

あとがき

ここでは耐震問題を発端として一連の検討を行った結果、ケーブル形状をハープとしたオールフリー構造の斜張橋が可能であることが示された。現在、この構造系により設計検討をすすめているところであるが、このように積極的にオールフリー形式を評価したのは本橋が初めてであり実橋の応答について非常に興味のもたれるところである。

最後に、本検討にあたって御指導、御助言をいただいた阪神高速道路公団湾岸線技術委員会(委員長、小西一郎京都大学名誉教授)の委員の皆様をはじめ、本検討に従事していただいた方々に対して深く感謝いたします。

参考文献

- 1)前田、林他;斜張橋の剛性による静力学的特性に関する一考察、土木学会論文報告集、第199号、1972.3
- 2)本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会;櫃石島、岩黒島斜張橋に関する検討、土木学会、昭和55年3月
- 3)江見、林;安治川橋梁の耐震設計、阪神高速道路公団技報、1982
- 4)藤田、笠間;大阪西北部地域の地質、地質調査所、1982
- 5)本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告、建設省土木研究所、土木研究所資料1973号、昭和58年3月
- 6)たとえば、小西;鋼橋、基礎編II、丸善、昭和52年
- 7)成田、佐藤;補剛トラスを有する吊構造の耐風性に及ぼす橋床の影響について、風工学シンポジウム、1980