

基本構造系をオールフリーとした長周期斜張橋(東神戸大橋)の 地震応答特性と耐震設計

CHARACTERISTICS OF EARTHQUAKE RESPONSES AND ASEISMIC DESIGN ON THE LONG-PERIOD CABLE-STAYED BRIDGE (HIGASHI-KOBE BRIDGE) WITH ALL MOVABLE SHOES IN LONGITUDINAL DIRECTION

北沢正彦*・石崎 浩**・江見 晋***・西森孝三****

By Masahiko KITAZAWA, Hiroshi ISHIZAKI, Susumu EMI and Kozo NISHIMORI

This report deals with the seismic design of the Higashi-Kobe Bridge, which is a long-span cable-stayed bridge. In this bridge, the main girders are supported by all towers and piers in such a way that the girders are all movable (herein referred to as "all free") in longitudinal direction. This supporting method was adopted with an aim to lengthen the fundamental bridge period to a reasonable long period. By using this supporting method, the effects of the inertial force of the superstructure on the bridge towers and the caisson foundations were greatly reduced, thereby resulting in a more rational and economical bridge design.

Keywords: cable-stayed bridge, long period, seismic design

1. ま え が き

東神戸大橋は阪神高速道路公団が現在建設中の湾岸線のうち神戸市東灘区の東神戸水路にかかる中央径間485mの斜張橋である(図-1)。本稿は本橋上部工の地震応答特性と耐震設計について報告するものである。

大型斜張橋の設計にあたっては、これを支える塔柱と基礎の合理的で経済的な耐震構造が特に求められる。本稿ではまず第1にこの点に着目し、支間長、桁下高等の本橋固有の基本諸元のもとで桁と塔および橋脚との適切な結合条件を検討した。その結果、基本構造系として桁を塔、橋脚上のすべてで橋軸方向に可動で支えるいわゆるオールフリー形式を選択した。これにより構造物を適度に長周期化して地震力の軽減を図り、他の基本構造系を選択する場合に比べケーソン基礎、塔を相当小さく設計でき合理的で経済的なものとする事ができた。

次に、この比較的長周期な橋梁に対し耐震設計上問題

となるのは地震入力であり、安全側で適切な入力を与える必要がある。この点を第2の課題として検討を行い、本橋の固有周期に近い長周期成分を多く有する地震を設計の対象とすることとした。その地震入力の一決定手法として長周期となる地盤、すなわち架橋地点で考えられる最も深いところに基盤をもつ地盤を設定し、このような地盤からの構造物への地震入力を反映させた設計スペクトルを定めた。そして、土岐ら¹⁾によって長周期成分を対象としたスペクトルが検討され、信頼性の高いスペクトルが示されたので、これによって設計スペクトルを照査し、その妥当性と安全性を確認した。

本橋の耐震設計は上記設計スペクトルを用いた動的解析によるのみ行っているが、これは長周期構造の応答をより正しく評価しようとする考え方によるものであり、現行諸基準の設計地震力を併用すると、不経済な設計となるおそれがあると考えられたからである。

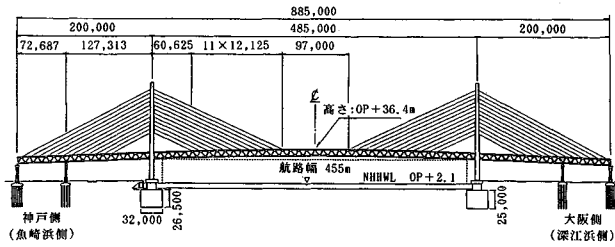
第3の検討事項は、耐震安全装置の選定と設計へ反映するための同装置の特性試験についてである。斜張橋として本格的な長周期構造の経験が少ないことから、大規模地震あるいは不測の事態を考慮して落橋を防ぐため安全装置を設けることとした。この装置として「オリフィス通過時の流体の抵抗の原理」を用いたベン型オイルダンパーを採用した。

* 正会員 阪神高速道路公団神戸建設部東神戸工事事務所副所長 (〒658 神戸市東灘区魚崎南町5丁目地先)

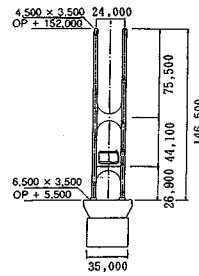
** 正会員 阪神高速道路公団工務部工務第一課課長補佐 (〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

*** 正会員 阪神高速道路公団大阪第三建設部部长 (〒554 大阪市此花区西九条1-27-12)

**** 正会員 (株)総合技術コンサルタント大阪支社設計第二部設計第五課課長 (〒533 大阪市東淀川区東中島3-5-9)



図一 東神戸大橋の一般図



図二 塔正面図

第4の検討事項は、上記ダンパーも含めた全径間模型の振動実験についてであり、次の3点を確認し設計の妥当性と安全性を照査した。

- a) 長周期成分を多く有する地震および短周期成分を多く有する地震による応答が解析と符合していること。
- b) 三次元入力による本橋の立体挙動が各次元入力を重ね合わせて推定できること。また、設計解析上利用した斜方向入力による地震応答の評価が妥当であること。
- c) ダンパーの特性が設計値と符合し、その効果を有すること。

2. 基本構造系の選択

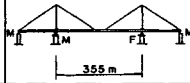
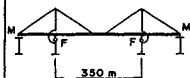
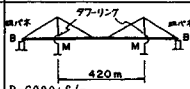
耐震問題の本論に入る前に本橋の構造形式について簡単に述べる。

まず桁については、道路が2層であることからトラス形式を選定した。側径間長は中央径間長とのバランスから定めた。ケーブルは、フェリーの出入りの多い水上部の中央径間を張り出し架設するのに有利なことから、2面のマルチケーブル形式を選んだ。

塔はケーブルの適切な張り角度から、その高さ約150 mを定めた。塔の形状は景観への配慮から決定されることも多く、塔の高さと空間を強調しシンプルなデザインとする意図から、ここでは直立柱H形ラーメン塔とし、その横ばりを円弧状の面部材に設計した(図一2)。横ばりの位置は塔の横方向剛性の問題で定めることが一般的である。本橋の場合、塔柱間隔と高さの比率から塔頂部に横ばりを配置しても必ずしも有効とならず、塔の剛性を確保するためには相当なり高のある部材を配置する必要が生じ、トップヘビーな感を与えることが懸念された。このことから本橋では座屈、振動問題から可能と考えられる範囲で中段位置にまで横ばりを下げた。ただし、横ばり材を円弧形状にして塔柱の上部突出部の支持固定位置をわずかでも上げたことは、この種の問題に役立った。

さて、本論の耐震問題に入る。橋梁の耐震設計は通常橋軸方向と直角方向について行われている。後者については上部工に作用する地震力を一般に数基の橋脚で分担するため設計に無理は少ないが、前者については分散しようとした場合、温度応力の問題が生じ、したがって

表一 基本構造形に関する他橋の例

橋名(所在地)	支持条件	支持条件に関するコメント
大和川橋梁 〔阪神公団〕 (大阪市)		桁下空間が低く1点固定式としている。
安治川橋梁 〔阪神公団〕 (大阪市)		桁下空間が高く、2点固定のフレキシブルタワーとしている。
檜石島橋・岩黒島橋 〔本四公団〕 (香川県)		温度、地震力の軽減を考えばね等により長周期構造に調整している

1点固定かせいぜい2点固定として地震力を取ることが多い。このような観点から斜張橋の耐震設計例をみると、表一のようにその支間長と桁下高の状況によって基本構造系がおおむね分類される。すなわち、比較的支間長が短い、塔の桁下部が低い斜張橋の場合には1点固定で十分設計できるが、支間が伸びかつ塔の桁下部が高くなると2点固定として地震力を分散させないと設計が困難となる。さらに昨今の橋梁の大型化に対しては、ばねを用いて固有周期を調整し、比較的長周期の構造として地震力を軽減しているものへと移行している。

ところで本橋の場合、中央径間485 m、全長885 mの大型3径間連続斜張橋であるが、その桁下空間は約35 mであり、支間長に比べやや低い桁下高となる。したがって耐震上特に問題となる橋梁の橋軸方向振動の固有周期は、2点固定とするとその重量と剛性の関係から1.4秒となり、大きな地震力を受ける最も不利な設計となる。それゆえ桁と塔および橋脚との結合方法の選択は本橋耐震設計の重要な岐路となる。そこで表二のように各種の構造系を比較すると、桁を塔あるいは橋脚上のすべてで可動とするいわゆるオールフリー形式の場合が、塔の桁下部ひいてはその基礎への負荷が最も少ないことが示された。これは地震により桁が揺れるとき、マルチケーブルを介して塔に弾性固定され、塔の全高で揺れることから構造系全体の固有周期が長くなり、地震力が軽減されるからである。ただし、ファン型ケーブル形式のようにいわば塔頂1点から桁を吊っている場合に

表—2 橋軸方向の支持方法の比較 (1塔当たり)

支持方法	橋軸方向の固有周期 (sec)	塔基部断面力 (kN・m)	桁端水平変位 (cm)	問題点	備考
2点固定 M+F+F+M	(1.57) 1.42	M=1216025 (87279) N= 180442(185346) S= 48053 (36285)	20	地震による作用力が大きくなる周期にあり、塔断面を基部で折り曲げて広げる必要が生じる。またケーソン寸法が大きくなる。	()は塔の剛性を約50%に小さくした場合
多点固定 F+F+F+F	1.26	M=1217986 N= 169655 S= 48053	18	端橋脚の断面力はM=410899kN・m, S=18633kNで地震力が分散されず効果がない。	—
ばね固定 M+B+B+M	3.01	M= 616838 N= 176520 S= 19613	37	皿ばね構造とした場合、その寸法は岩黒島橋の例からも約2.5×7.0×9mと設置が困難であり、維持管理を十分配慮する必要がある。名港西大橋に採用されているPCケーブル構造の場合、トラス部材に対する作用力が大きくなり、部材構成が難しい。	ばね定数はK=78453kN/mとした
オールフリー M+M+M+M	8.69	M= 309890 N= 179462 S= 3825	56	地震による塔基部断面力を大幅に軽減でき、ケーソン寸法を小さくできる。ただし、地震および風による作用力、移動量を正確にかつ安全側に把握する必要がある。	—
1点固定 M+F+M+M	2.21	固定側 M=1204257(228495) N= 195152(181423) S= 46091 (3236) 可動側	22(36)	可動側塔のケーソンは、オールフリーのそれよりやや小さくなるが、固定側を含めて考えれば、オールフリーの場合より明らかに不利となる。	()は可動塔橋を示す。

注) 1. 断面力等はD+L_{eq}+E_Q+T_{1s}の荷重状態を想定し、ファン形式で安治川橋梁設計スペクトルを用いて算定した。
2. 塔基部断面力は、割増しを考慮していない。
3. 他橋のばね定数は、岩黒島橋でK=58840kN/m、名港西大橋でK=53937~107873kN/mである。

表—3 地震および風による作用力と移動量

	桁端水平移動量	塔基部断面力 (片側あたり) ⁽¹⁾				
		オールフリー		2点固定		
		ハープ	ファン	ハープ	ハープ	
	(cm)	(cm)	S (kN)	M (kN・m)	S (kN)	M (kN・m)
①温度変化 T _{1s}	—	—	490	29783	7904	98174
②風(橋軸)荷重 W _L ⁽²⁾	61.3	189.5	9199	439966	9346	219226
③地震(橋軸)荷重 E _Q ⁽³⁾	62.3	75.5	7551	405505	24968	600393
④D+W _L +T _{1s}	—	—	9689	469748	17250	317402
⑤D+L _{eq} +E _Q +T _{1s}	—	—	8218	448507	34363	747636
設計荷重 ⁽¹⁾	—	—	7178 (風時)	347960 (風時)	22908	488283
塔基部構造	オールフリー(ハープ)		2点固定			
ケーソン寸法						

注) 1. 許容応力の割増し係数は風時1.35、地震時1.50としている。
2. 風による断面力は斜風時のものである。
3. 塔基部断面力は橋軸方向作用力が卓越しており、直角方向の地震、風では決まらない。
4. ただし、水平抵抗に関する安全率は1.34となり規定1.50を満足しない。
5. 地震荷重は最終的に決定された設計スペクトルである。

は、桁全体の振子的な運動があまりにも助長されて長周期化が過ぎて大きな変位が生じ(表—3)、これに伴い塔柱の曲げモーメントも過大となる。これらのことから、大変位問題等を設計できる範囲内に抑えることが可能であれば、本橋の場合オールフリー形式が有利であると判断された。

大変位問題は具体的には桁端部伸縮継手などの構造と変位の吸収能力、変位に伴う端橋脚ペンデルリンクの浮き上がり量が及ぼす影響、塔が桁との交差部で桁によって結合支持されないことに助長される塔柱の大きな曲げ変形すなわち座屈強度の低下などであった。しかしハープ型ケーブル形式を採れば表—3のとおり下段ケーブルによって桁の変位も適度に拘束され、かつ塔柱も中間部をケーブルで拘束されるため座屈上も有利となる。また

鋼重を比較してみてもファン型に劣らないことがわかり、オールフリー形式が可能と判断された。なお、2面マルチケーブル形式の場合は景観の観点からもハープ型が大いに優れており、形式選定上の一要因ともなった。

3. 設計スペクトルの設定とその照査

(1) 設計スペクトルの設定

オールフリー形式の可否を判断するには長周期成分に関する信頼性の高い地震力を評価する必要がある。すなわち、地震波の長周期部のスペクトルがどの程度のものであるかを判断しなければならない。これまでの研究では加速度応答スペクトルの基礎データの大半がSMAC型強震計(以下SMACと略記する。)で計測された強震記録から処理されたものであり、計測器の性能、特に計測周期帯における信頼性が第一に問題となる。第二にはどれだけの地震危険度を設計上想定するかが問題となる。第二の問題については、これまでの長大橋梁の設計例では100~150年の再現期待値をとることが多く、本橋においても前後の高架橋との関連を考慮して100年とした。しかし、第一の問題については、一般にSMACの記録よりも気象庁一倍強震計による変位記録の方が、継続時間が長く長周期成分を良く捉えているとされることに問題を含んでいる。そこでSMACによるデータについては、できるだけそのデータを正しく修正することが必要となる。この考え方によってなされた土岐らの研究¹⁾については、(2)で簡単にふれるとして、ここでは設定した再現期間の中で地盤構成上考えられる長周期部の応答が十分大きくなる地震動を得ることを目標として次のような方法を考えた。すなわち、本橋の応答が大きくなるような状況は上部工の固有周期と同程度に基礎周辺地盤が長周期で揺れることであり、それは基礎が深い場合に生ずることもその大きな要因と考えられる。そこで藤田らの研究²⁾をもとに架橋地点で考えられる深い

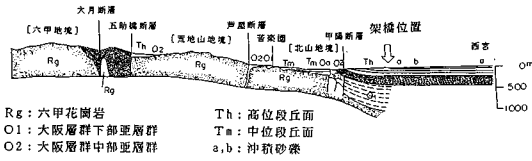


図-3 架橋位置付近の地質断面図(藤田, 笠間による)

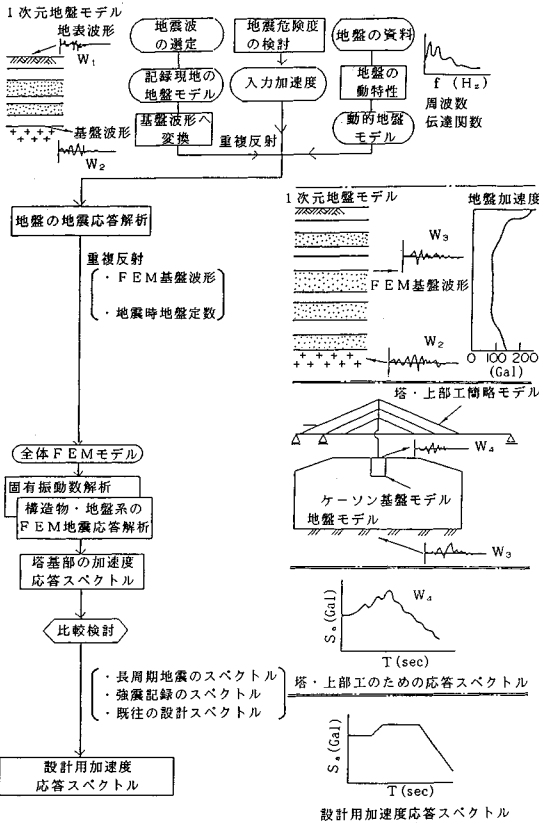


図-4 設計スペクトルを求めるフローチャート

基盤を図-3のように約1000m下の花崗岩盤とした。そして図-4に示すフローのように、この基盤に一種地盤で想定される波形を入力して塔下端での波形をとり出しスペクトルで表示すれば、それを下端固定の上部工モデルへの設計入力として用いて良いと考えた。この基本的な考え方に則り以下に述べる手順で設計スペクトルを設定した。

a) 1000m下の基盤での期待最大加速度を地震危険度解析により求める。

この解析は本架橋位置が明石海峡大橋と25kmしか離れていないことから、同橋を対象とした土木研究所の研究成果³⁾を採用することとした。同研究では半径300km圏の地震活動をゾーン区分し、その発生特性を最大地震動等とともに規定し、ポアソン過程で地震を発生させている。伝播特性については主にSMACによる全

国の1種地盤での観測波形とその地震との関係から回帰分析により距離減衰式を与えているが、観測波形には水平2成分を合成した最大方向のものを用いている。この方法により得られた期待加速度は100年期待値で160galであった。この最大加速度を有するようにタフト、エルセントロ、伊豆半島沖の各記録の波形を調整し、これが1000m下の基盤が露頭した場合の入力波形であると考えた。なお、このような地盤モデルをとる場合の入力地震波については、特に長周期成分が卓越する地震波を用いなくてもよいと考え、次の事項を目標として上記3波を選んだ。

① 構造物の固有周期を十分にカバーし得る10秒程度までの長周期成分がフィルター処理などされて信頼できる記録であること、また計器補正等がなされており、その補正方法が明らかであること。

② 10秒以下の周期成分に関し5~10回程度の繰返し振動による応答の発達を反映し得るに足る継続時間を有すること。

③ 観測地点での地質状況が明らかなこと。

④ 強震記録であること。

なお、伊豆半島沖の記録は④を満足はしないが、検討当時、気象庁一倍強震計による変位記録とほぼ同一の地域で同時に得られた国内での数少ない貴重な加速度記録であり、①~③を満足することから採用した。

b) 塔下端での応答スペクトルを求める。

1000m下に基盤を有する成層地盤モデルを藤田らの研究および当該地の地質調査ならびに岩崎らの調査研究⁴⁾から図-5のように設定し、入射波80galとして重複反射解析により工学的な基盤面での波形をとり出した。傾向的には波形の増幅は地表部のAc層で生じている。また地盤の周波数応答関数からは図-6に示されるとおり、卓越周期は7.4秒、2.7秒である。なお、この解析における土のひずみ依存性の特性曲線は、深度85m以浅については現地の土の動的ねじりせん断試験結果を用い、それ以深についてはデータがないため一定とし、剛性と減衰を図-5に示すとおりそれぞれ仮定した。

次に、上記で求めた波形を入力とする構造物・地盤系の二次元FEM地震応答解析(線形)を行った。力学モデルとしては、上・下部工をその剛性と重量を基礎の単位奥行き当たりに換算した棒要素で、地盤とケーソン基礎を平面ひずみ要素でそれぞれ表現した。工学的基盤としては深度85mの大阪層群(Ou)上面を採り、すぐ上の粘性土層の比較的大きなせん断変形が全体の挙動に及ぼす影響を考慮した。また、基礎の両側には十分な幅の地盤を各地層がほぼ表現されるようメッシュ分割して付加し、その両端の境界条件を水平可動、上下固定とした。各地層の剛性は上述の地盤の解析における収束値の

深度 (m)	地層 (11)	密度 (g/cm ³)	層厚 (m)	S波速度 (m/sec)	せん断剛性 G (kN/m ²)		減衰定数 h (%)	最大応答加速度 (gal)	
					G ₀	T ₀₁		T ₀₁	100
	Ac	15.20	10.6	120	21 869	21 290	0.9		
						17 730	2.9		
						15 740	4.4		
20	As	17.16	3.2	120	50 014	17 792	10.9		
						99 245	5.5		
30	Dug1	17.65	12.0	300	161 810	118 150	6.0		
						126 849	6.5		
40	Dug1	18.63	16.0	340	219 659	141 000	6.5		
						92 183	64 665	4.4	
50	Duc1	15.69	13.8	240	92 183	64 665	4.4		
60	Dug2	18.63	10.7	390	289 296	168 017	7.1		
70	Duc2	17.65	10.0	310	173 087	143 305	2.8		
80						226 534	5.0		
200	Qu	17.16	200	400	280 470	-	-		
300						487 391	-		
400						-	-		
500						-	-		
600	Ol	19.12	600	500	487 391	-	-		
700						-	-		
800						-	-		
900	Oppe	19.61	150	800	1280 748	1280 748	-		
1000	Grn	26.97			2194 728	-	-		

注1:密度 kN/m³

図-5 深い地盤の重複反射理論解析結果 (Taftの例, 入射波 80 gal)

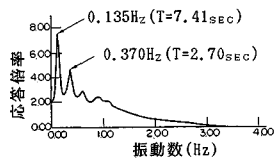


図-6 周波数応答関数

3波平均を採用した。また、地盤の減衰については一般に10%程度とされているが、同様に各層の収束値に層厚の重みを付けて平均し、その結果として5%を採った。なお、ケーソンの三次元的挙動は解析が膨大となるため無視した。

全体モデルの代表的振動モードを図-7に示す。解析の結果、塔基部での波形のスペクトルは図-8に示されるとおり地盤の卓越周期2.7秒、7.4秒付近で応答が大きくなっており、当初より想定していた深い地盤による長周期成分の増幅が達成されたと考えられる。

c) 設計スペクトルの設定

長周期部では3波の応答波形の平均的なスペクトル値は最小限考えるべきとして、これを包絡するスペクトルを描き、既往の各種標準スペクトルを参考に上部工設計用のスペクトルを決定した(図-9)。短周期部では道路橋示方書(昭和55年版)との整合性を考え、4種地盤に相当する240 galとすることとした。短周期と長周期との中間の領域については、大阪湾岸の沖積地盤で観測

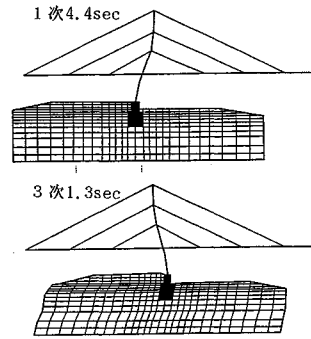


図-7 代表モード図

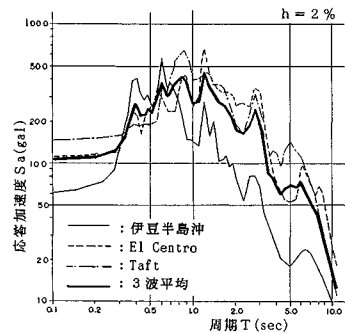


図-8 塔基部の加速度応答スペクトル

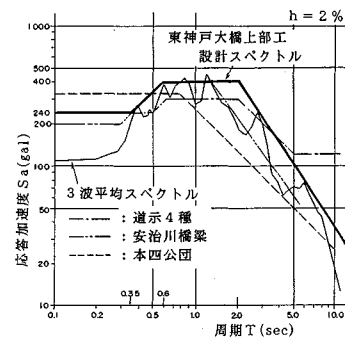


図-9 上部工設計用スペクトル

される中小規模の地震に周期1秒前後の顕著なピークが認められること、また当該地盤の常時微動観測においても1秒弱の周期成分が卓越していることから、安全側を考え安治川橋梁での設計スペクトルと同値の400 galとした。なお、本スペクトルは使用した加速度記録が0.09~25 Hzのバンドフィルターを通して処理されているため、この意味で一応11秒まで有効と考えられる。

このようにして決定した設計スペクトルからは、本橋の地震応答に大きな影響を及ぼす橋軸方向振動の固有周期4.4秒に対し、減衰定数2%を想定すると本橋は120 galの加速度を受けることとなる。このことは一般の橋梁構造物が200~300 galで設計されるのに対し、その

約1/2に地震力を低減できたこととなる。

(2) 設計スペクトルの照査確認

本設計スペクトルは深い地盤を想定し、地盤の増幅効果により長周期部の値が十分に大きくなるよう慎重に設定した。しかしその設定法については本来既往の地震観測データにより行うべきと考えられる。ところが(1)で述べたように多くのデータを有しているのは長周期成分のデータの信頼性が、気象庁1倍強震計記録と比べていま1つ薄いとされるSMACの記録でなされていることに問題があった。本橋の設計が急がれていたこともあり、設計とは別に並行してこの点に関する調査研究が土岐らによってなされた。その概要のみここに引用する。

すなわち、土岐らは気象庁1倍強震計とSMACとを用い、同一地震に対する同一箇所での記録から両波形の違いを見出した。この違いはSMACの計器上の測定誤差がペンを動かす「棒とばね」のうちばねに起因し、特に比較的長周期の地動に対しばねを引く力がある一定以上にならないとペンが動かないことを指摘した。そしてその記録誤差としては平滑化したフーリエスペクトルの極小値分に相当することを示し、この分を差し引くことにより本来の波形に修正されることを指摘した。

この方法により修正したSMACデータ98成分を用い、それらの地震のマグニチュードと震央距離の関係より、回帰分析にて距離減衰式を求めた。そして当該架橋地点に最も影響を与え得る地震として、南海道沖地震を想定して架橋地点の地表でのスペクトルを得た。その結果、そのスペクトルの平均値に1×標準偏差(距離減衰式でのばらつき)を加えたものが、先に設定した設計スペクトルと長周期部において同等であることが示され、これを設計に採用して良いと判断された(図-10)。

4. 地震応答と設計

設計スペクトルは上部工～下部工～地盤の全体モデルにより塔下端の波形を求めてそれをスペクトル表現したものであるから、このスペクトルを下端固定の上部工モ

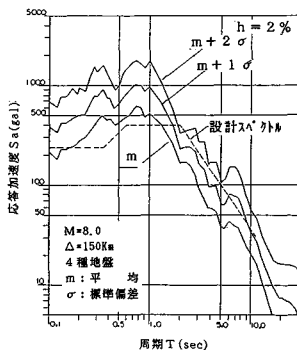


図-10 加速度応答スペクトル

デルの塔下端に入力すれば全体モデルにおける挙動を再現することとなり、上部工モデルのみによる応答解析が容易となる。そこでこの方法による動的解析値を設計に用いることとした。

地震動は本来三次元的な動きであるから橋梁の応答も複雑なものとなる。しかし、橋梁の特性からある支配的方向、すなわち橋軸方向と橋軸直角方向あるいはそのやや斜めの方向にのみ固定された地震動を設計上考えておけばよいと考えられる。桁の橋軸方向変位、直角方向変位はこれら2方向からの地震の場合が最大応答となることは明らかである。しかしながら塔の応力度についてはこれらの2方向入力では必ずしも最大値が得られないことがわかり、本橋においては地震動の方向について任意の水平方向からの入力を考慮することとした。

すなわち、水平2方向の曲げによる塔の長方形断面コーナー1点の応力度を設計に用いることは多少無駄とは思われるが、従来の橋梁設計の慣例に従いこの応力度を許容値内に抑えようとすると、その応力度を最大にする地震の方向は橋軸よりやや斜めとなる。しかも、最大応答は塔の部材位置により入力方向の影響を受けている。この斜方向地震 $|EQ(\theta)|$ の影響を橋軸方向地震 (EQ_x) ($\theta=0^\circ$) および直角方向地震 (EQ_y) ($\theta=90^\circ$) のそれぞれの単独入力の解析値を用いて考慮することを考えた。その結果、式(1)のとおり、塔柱断面の両辺長の比から定まると考えられる係数 $\beta=1/2$ を EQ_x に乗じ、これに EQ_y を同時に考慮すれば、任意の塔柱断面で斜方向地震の影響を適切にかつ安全側に考慮できることが図-11のとおり示された。

$$\sigma[EQ(\theta)] = \sigma[EQ_x + EQ_y] \approx \sigma[EQ_x + \beta \cdot EQ_y] \dots (1)$$

ここに、 $\sigma[EQ(\theta)]$ は斜方向地震による塔の最大応力度、 β は斜方向地震の影響を換算するための係数 ($=1/2$)、その他の記号は同図に示されるとおりである。

ちなみに最も問題となった橋軸方向地震の応答は、表-3に示すように2点固定の場合と比べ、暴風時(橋軸方向に対し斜風)による応答と同程度に軽減され、設計上、塔の基部断面は風荷重によって決定されることがわかる。そしてケーソンの基本寸法も地震による塔基部の

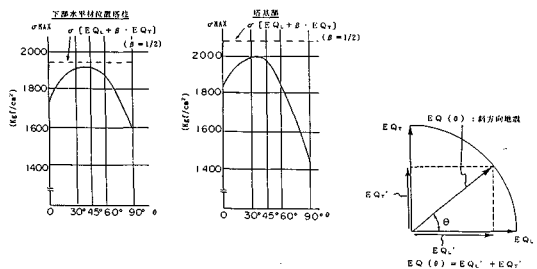


図-11 斜方向地震 $|EQ(\theta)|$ と塔の応力度 σ の関係

作用力が低減されたことから相当小さくできた。一方、ファン型ケーブル形式では静的な風荷重に対し過大な変位が生じ、これに伴い塔基部の断面力にも問題が生じることとなる。

このようにオールフリー基本構造系とハープ型ケーブル形式の組合せにより全体構造系を適度に柔にして、地震荷重よりもむしろ風荷重が設計上、支配的となる状況にまでできたことはこれまでの大型斜張橋では例が少ない。また、その際この長周期構造物に対する地震入力を根拠をもたせて設定することができた。

5. 耐震安全装置の開発と設計

(1) 耐震安全装置の形式の選定

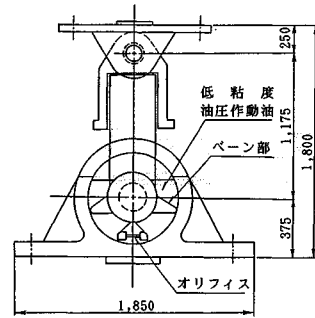
本橋の耐震設計は、斜張橋として実績の少ない長周期構造物に対するものであることから、落橋等のないよう耐震安全装置を設置することとした。斜張橋の地震に対する安全性の確保はいうまでもなく塔に依存しており、桁の大変位に伴う塔の崩壊を防ぐため端橋脚にストッパーの設置をまず考えた。しかし時刻歴解析で次の事項が問題となることが示された。すなわち

- a) 端橋脚の剛度が小さいため、重い主橋部の動きを制御することができない。
- b) 桁と脚との遊間の取り方および地震波形により、脚への反力が大幅に変動し安定しないことから、橋脚の断面設計が非常に困難である。
- c) ストッパーが機能すると、系がやや短周期の構造系に変化することも好ましくない。

次に、ダンパーの設置について検討した。当初ダンパーの種類として鉛入りゴム等も考えたが、大変位に追随しなければならないこの種のダンパーの設計は端橋脚上のスペース的な制約から困難なことがわかり、他方、摩擦型のダンパーも常時あるいはやや大きい地震や風による摩擦が維持管理上大きな欠点となることが予想され、不適當であると判断された。

そこで、従来からも原理的には使われているタイプであるオリフィス孔を利用した図—12のような通称ベーン型オイルダンパーを考えた。これはオリフィス孔をオイルが通過する際の乱流抵抗を利用したものであり、エネルギー吸収の観点からは厳密にはダンピングとはよびにくい、動的変位を適度に制御する一方、乱流抵抗力が反力として生ずるものである。このベーン型オイルダンパーの適用上の特徴を挙げると次のとおりである。

- a) ストッパーのように遊間の取り方による影響はなく、制御効果が徐々に連続的に増え、各種の地震波形を受けるとしても設計上の対応が容易である。
- b) 橋梁の周期特性にほとんど影響を与えないので一次的设计を変えることなく安全装置として付加できる。



図—12 ベーン型オイルダンパーの構造(実機)

c) 適切な設計を行えば桁の移動を適度に制御するほか、端橋脚への反力も適度な範囲に抑えられる。

d) オイルのオリフィス通過速度すなわち桁の変位速度が大きくなるに従い大きな抵抗力を発生する。したがって大振幅(高速度)が発生するときにこれを制御する効果大きい。

e) オイルがオリフィス以外の隙間、すなわちベーンとドラムの隙間を通過することによってダンパー特性が微妙に変化するため、ベーンなどの製作精度を十分に上げる必要がある。

f) オイルの温度による影響は少ないが、オイルそのものの存在の確認点検や、ゴミの防護カバーなど維持管理上の手間が生ずる。

(2) ダンパーの試作

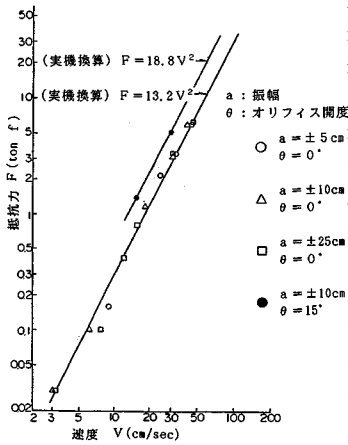
このダンパーの本橋への現実的な適用性を調べるため、具体的に設計を行いつつ1/2模型を試作して必要な特性を有しているか否かを確認することとした。

ダンパーの目標として表—4のとおり変位60 cm、最大速度60 cm/sに対応できるものとし、かつ減衰の目標は最大速度時に $h=10\%$ を有するように考えた。この値は速度零のとき0%で、速度二乗比例型のダンピングを有する場合には平均的に5%程度となることを想定している。同表は1/2縮尺模型に必要な諸数値を示している。この諸元によって製作されたベーン型オイルダンパーについてオリフィスの開度(θ)等をパラメーターに実験を行い、図—13のような反力(ダンパー)特性を得た。反力特性はオリフィス部の乱流抵抗特性でほぼ表現されており、実橋に換算して $F=18.8V^2$ ($\theta=15^\circ$, 1ダンパー当たり)となり、桁の変位速度(V)の2乗に

表—4 ダンパーの目標値

	実 機	相似率	模 型
h	10%	—	* 10%
C	1961 kN·sec/m	1/n ²	490 kN·sec/m
v	60 cm/sec	—	60 cm/sec
a	±60 cm	1/n	±30 cm
F _{max}	1177 kN	1/n ²	* 294 kN

h: 目標減衰定数(構造系全体) a: 最大ストローク
 c: 減衰係数(1基当り) F: 最大作用力
 v: 最大速度 *印は目標値



図一三 ダンパーの速度-抵抗力特性

比例する抵抗力 (F) を生ずることが示された。

(3) ダンパー効果の確認

このダンパー特性を考慮して、本橋梁を端橋脚2つと主橋部1つの3質点モデルに表わし、ダンパーの効果等を解析的に確認することとした。主橋部を1質点系で表現し多自由度系としなかった理由は、橋軸方向へのスウェイの振動モードが90%以上の有効質量を有しているからである。安全装置の設計を対象とする地震荷重は、当然ながら橋梁本体の設計スペクトルでは意味がなく、これ以上のレベルのものを設定することとなるが、どの程度の危険な地震あるいは応答に対し橋梁の安全性を確保するかは設計者の意図による。ここでは本橋の設計地震荷重が3.(2)で確認されたように「平均値+1×標準偏差」程度のスペクトルとなっていることから、崩壊防止の安全装置設計のための巨大地震として「平均値+2×標準偏差」を採用することとした。その結果、周期4.4秒で設計スペクトルの1.4倍の地震を入力すべきと判断された。応答解析においてはダンパーの非線形性のため時刻歴解析を必要とするが、その入力波形としては設計スペクトル設定時に述べた伊豆半島沖地震の加速度と変位の2つの記録の合成波(継続時間約5分)を用いることとした。したがって、ここではこの合成波スペクトルの4.4秒での値が設計スペクトルの1.4倍の値と等しくなるよう振幅を調整した。

この波形を入力とする3質点モデルの応答解析結果を表一五に示す。参考に他の条件における解析結果も示してある。これより以下のことが確認できた。

a) 安全装置設計用レベルの地震に対してダンパーを用いない場合、塔と上部工に1%の減衰を仮定すると構造系の変位量は、 $72 \times 1.4 \approx 101$ cm [72:設計スペクトルによる応答変位 ($h=1\%$), 1.4:設計スペクトルに対する安全装置用レベルの地震力の比] となり、塔の耐荷力

表一五 応答解析結果一覧表

地震レベル	構造系全体減衰定数(h)	本橋と端橋脚との相対変位(cm)	応答最大速度(cm/s)	耐震安全装置反力		備考
				ダンパー(kN)	ストッパー(kN)	
設計スペクトルレベル	$h=2\%$	61				設計スペクトル
	1%	72				
	2%	61	98			
	5%	44		1226		
	10%	35		2256		
	(1+4.8)%	48	75	1481		
耐震安全装置設計用レベル	(1+6.2)%	64	99	3619		非線形ダンパー
		64		3619	677	ストッパー変位60cm
		64		3619	3079	ストッパー変位55cm
				3619		ダンパー正類機構の80%を考慮
		66	104	3619		ダンパーなし
	$h=1\%$	102	231		51809	ストッパー変位55cm

注) * 印のケースを除いて全て時刻歴応答解析による。

から定まる桁の限界許容変位74 cmより大きく、橋梁は崩壊することとなる。一方、ダンパーを用いれば応答を設計レベル程度の60数 cmと限界許容変位よりも小さくすることができ、橋梁の安全性が確保できる。その場合のダンパーの等価減衰は6%程度と逆算され、高い減衰効果を確認した。

b) ダンパーの性能が8割に低下することを想定しても応答変位はあまり影響を受けない。

c) ストッパーは(1)で述べたように、この橋の大きな重量を剛度の小さな端橋脚では制御できず、その効果が得られない。

なお、a)の等価減衰はこの速度二乗比例型ダンパーを有さず速度比例型の減衰定数がいくらの場合に、最大応答がこの結果と等しくなるかということから求めた。この中には橋梁そのものの減衰も含まれているから、これを1%と仮定すればその残りがダンパーの分担した減衰として逆算されることとなる。

(4) ダンパー設置に伴う設計

上記ダンパーを用いた場合、桁の移動量および端橋脚への反力の評価が必要となる。

まず移動量については、本橋の設計に用いているダンパーのない場合の設計スペクトルによる応答結果と、ダンパーを用いた安全装置設計用レベルによる応答結果とがほぼ等しいこともあり、本橋全般の設計としてはダンパーがないとした場合の設計スペクトルによる当初どおりの応答値を用いることとした。これに±15°Cの温度変化、支点移動、活荷重、製作架設誤差等を考慮して橋梁の伸縮継手およびペンデル支承の移動量を90 cmと決定した。

次に端橋脚への反力は、先の解析結果3619 kN/脚に約3割増の安全をみて4900 kN/脚とした。ただし、許容応力度の割増し係数は設計地震レベルより大きな地震を想定したため、1.5ではなく1.7を採用することとした。

6. 模型振動実験による応答の確認

(1) 目的

以上述べたように橋梁本体を長周期構造物に設計し、一方で崩壊防止を目的にダンパーを安全装置として設定した。これらの設計はすべて基本的に解析によるのみ行ったが、以下の事項を目的に全橋模型を用いた振動台による実験を行うこととした。

- a) 短周期性地震に対する応答が設計上の仮定どおり小さいことを確認する。
- b) 長周期性地震に対する応答が解析値程度の大きさであることを確認する。
- c) 斜方向や二次元、三次元の地震に対する立体的挙動がどのようになるか、設計で考えている斜方向地震が2方向入力の場合の重ね合わせとなるかを確認する。
- d) 耐震安全装置としてのダンパーの効果を確認する。

(2) 模型

模型は変位の測定が可能のように縮尺1/100(模型長8.85m)とし、相似則により剛性と重量を合わせた。桁・塔には鉄を、ケーブルには燐青銅線をそれぞれ用いた。桁はlamped mass方式によっており、各方向の1次の固有周期は表-6のとおり所要値とよく一致した。

実橋ダンパーのモデル化は風洞実験に用いられている電磁ダンパーにヒントを得た。すなわち、橋軸方向への桁の剛体的変位である1次の振動モードが単純であり、桁端にこれを用いればほぼ再現できることが明らかであった。そこでベーン型オイルダンパーの特性どおり、検知した桁の移動速度に依存した抵抗力をフィードバックして与えるように電磁ダンパーを設計し、これを用いることとした。この方法は非常に精密にベーン型オイルダンパー特性を近似することができた。次に模型の構造減衰、特に橋軸直角方向の減衰については桁をモデル化した1本の背骨と多数のあばら骨との間に摩擦による減衰が働くようにした。ウィンド支承にはテフロン材を、ペンデル支承回転部にはミニチュアボールベアリングをそれぞれ用い摩擦を低く抑えた。その結果、構造減衰を低めに見積った値 $h=1\%$ 程度に合わせることができた。

(3) 実験ケース

実験は振動特性および応答特性が把握できるように各種のケースについて行った。減衰は橋梁のみで1%およ

び2%の場合、さらにダンパーを設置した場合をそれぞれ想定した。地震波形としては、長周期成分をもつものとして「5」で用いた伊豆半島沖地震の合成波に加えて、1987年12月の千葉沖地震(最大加速度80gal, 継続時間約3分)も用いた。また、短周期特性のものとしてエルセントロ波を用いた。長周期性地震のレベルは橋梁の固有周期で安全装置設計用の地震レベルとなるように修正したが、エルセントロ波については実記録(最大加速度342gal)を用いた。また、大阪地盤では本震のあとに堆積層表面波が繰返し記録されているので、このあと揺れ地震⁵⁾を想定して橋の固有周期に等しい正弦波連続10波加振(加速度10gal)についても行った。なお、桁および塔頂の変位、ダンパー反力、塔基部曲げモーメントの計測は変位計、加速度計、電磁ダンパー電流計、ひずみ計をそれぞれ用いて行った。

(4) 実験結果

最大変位応答、斜方向加振、二~三次元加振の結果の例を表-7、図-14~16に示す。これらから以下のことが確認され、当初の目的が達せられた。

a) 橋軸方向地震による応答

短周期性地震による応答(18cm)は設計値(61cm)

表-7 各実験ケースにおける最大応答変位

条件		橋軸方向加振		橋軸直角方向加振	
		塔頂	桁中央	塔頂	桁中央
長周期	伊豆沖地震合成波	64.0	50.0 (53.9)	65.0	56.0
	千葉沖地震修正波	63.0	52.0 (51.6)	44.0	60.0
短周期	エルセントロ地震波	18.5	17.0	35.0	30.0
設計計算値(応答スペクトル法)		50.4	—	79.4	82.0

注1) 表中の値は全て実橋換算値である。
 注2) ダンパー無しの時の減衰定数は $h=0.02$ である。
 注3) () は時刻歴応答解析による計算値である。

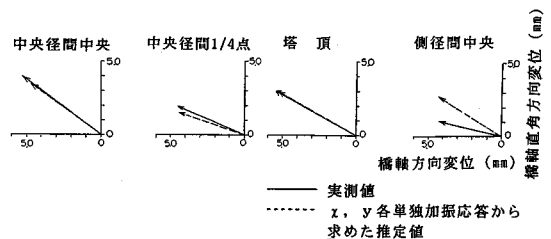


図-14 二次元加振時応答変位

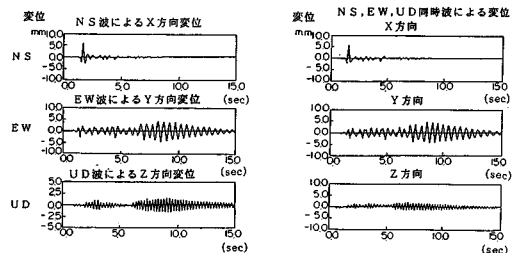
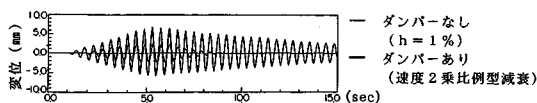


図-15 三次元加振時応答波形

表-6 模型の固有周期

固有周期	実測値(sec)	所要値(sec)
振動モード		
橋軸方向1次	0.433	0.435
橋軸直角方向1次	0.465	0.472
鉛直方向1次	0.241	0.258



図一16 あと揺れ地震に対するダンパー有無の比較

の1/3程度にしかならず、このような地震に対して本橋が有利であり、また、長周期性地震による応答は解析値とはほぼ一致することも確認された。ダンパーの効果は長周期性地震に対し8割程度応答を低減しており、これは時刻歴の応答解析値ともよく一致している。

b) 橋軸直角方向地震による応答

上記のa)と同様な傾向であることが確認されたが、高次の振動モードの影響もあって、エルセントロ波による応答は橋軸方向加振時に比べやや大きい。一方、長周期性の地震による応答は解析値より小さい。これは解析ではケーブルの質量を塔・桁へ分配し、ケーブルの振動の影響を考慮していないためと考えられる。

c) 斜方向地震による応答

橋軸方向、直角方向の固有周期が4.4秒と4.7秒と接近しているながらも連成したモードは固有値解析ではみられない。このことより4.で述べたとおり斜方向地震の応答を2方向の応答の重ね合わせにより推定していたが、この実験により2方向単独加振の応答に角度の補正計算を行って重ね合わせたもの($X \cos 30^\circ$, $Y \sin 30^\circ$)と、 30° 方向に加振した場合の応答(X' , Y')とが、比較的良好一致していることが確認された(図一14)。

d) 二～三次元地震による立体挙動

図一15のように実験結果からはXYZ各方向にそれぞれ単独加振した応答を重ね合わせれば3方向同時加振を再現できることが示された。この結果、地震による斜張橋の複雑な挙動を予想していたものの、意外に単純に表現できることが示され、今後の設計においても役立つと思われる。

e) 固有周期と一致する正弦波加振は図一16のように当然ながら大きな振幅にまで発達するが、ダンパーを設置することにより振幅が1/3程度に抑えられ、この種のおと揺れ地震に対してもかなり有効なことが示された。

7. 結 論

本稿では以下の項目について報告した。

(1) 大型斜張橋の合理的な耐震設計として桁を塔および橋脚上のすべてで可動とし、ケーブルだけで弾性固定とするいわゆるオールフリー基本構造形式を採用した。そして、ハープ型ケーブル形式の採用により弾性拘束効果を強め、橋軸方向振動の固有周期を4.4秒と調整でき、適度な長周期構造とした。これらによって耐震設

計から定まる塔、基礎を小さくすることができ、むしろ風荷重で塔基部断面が決定されるほどに地震力を軽減した。

(2) この長周期構造物の設計にあたり、安全側でかつ根拠のある設計スペクトルを定めることができた。そして、その妥当性を既存のSMACのデータから検証した。その方法は、SMACデータの長周期成分に入る計測上の誤差を取り除いてスペクトルを求める土岐らの研究成果による。

(3) 設計は(2)の設計スペクトルを用いた動的解析によって行った。そして、水平方向の二次元的な地震動を想定して、斜方向の地震入力を設計に取り込み、安全性を確保した。

(4) 長周期構造物を本格的に設計するにあたり、オリフィスを通する流体の乱流抵抗を活用したベン型オイルダンパーを大変位制御用の耐震安全装置として開発し、安全装置設計用の地震を想定し、これを設計した。設計には模型実験より求めたこのダンパーの抵抗特性を取り入れた。

(5) 動的解析のみで行った設計の妥当性を振動台による模型実験から検証確認した。すなわち長周期性および短周期性の地震に対する応答量、斜方向地震入力の評価方法の妥当性、ダンパーの効果について検証し、地震時の橋梁の立体的挙動も把握した。

(6) 以上の一連の検討作業を綿密に行うことにより総合的で合理的な耐震設計を実施することができた。

謝 辞：この検討と設計作業にあたっては東神戸大橋技術委員会、ことに耐震設計幹事会(山田善一、土岐憲三、川島一彦の各委員)に絶大なご援助・ご支持をいただいた。ここに深く感謝の意を表します。また、設計を担当した野口二郎、田中敏雄(総合技術コンサルタント)、山上啓示(三菱重工業鉄構部)、ダンパー開発と性能試験を担当した伊関治郎、下田郁夫(オイレス工業)、振動実験を担当した福沢 清(三菱重工業高砂研究所)らの方々には種々の問題を克服していただいたことを改めて感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 土岐・沢田・杉山：強震記録における長周期成分の信頼度に関する研究(その3)、防災研究協会、1987。
- 2) 藤田・笠間：大阪西北部地域の地質、地質調査所、1982。
- 3) 建設省土木研究所：本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告、土木研究所資料1973号、1983。
- 4) 土質工学会：大阪地盤、1978。
- 5) 鳥海：大阪平野の地震動特性、災害科学研究所、1984。
(1989.12.25・受付)