

東神戸大橋の耐震性に関する検討

— 上部工を中心として —

神戸建設部	設計課	水元義久
同部	同課	中村忠春
工務部	設計課	石崎浩
大阪第三建設部	桜島工事事務所	吉田聡

要 約

東神戸大橋は、橋軸方向の支持をすべての支承位置で可動とする「オールフリー」の構造系を採用している。これにより構造物の長周期化が図られ、作用地震力が軽減される。一方、地震時の橋軸方向変位は大きくなり、この変位置の評価が問題となる。

そこで、長周期帯域での信頼性を高めた設計用加速度応答スペクトルを作成し、種々の強震記録を統計的に解析することにより、この応答スペクトルを検証した。その結果、設計スペクトルは、特に長周期帯域において最大級の地震に対応するスペクトルレベルを有していることが明らかとなった。

また、橋軸方向の変位を制御するために減衰付加装置を開発し、この装置の性能確認のため加振載荷試験を行った。この試験により、設計値をはるかに上まわる減衰定数が得られ、本装置は十分な減衰性能を有していることが確認された。

まえがき

東神戸大橋は、中央径間485mを有する長大斜張橋であり、その上部工における最大の特徴は、橋軸方向の支持条件をすべての支承位置で可動とする構造系を採用していることにある。このような構造系をここでは「オールフリー」の構造系と呼ぶことにする。オールフリー系を採用すると橋軸方向の固有周期は、今まで多く用いられている塔位置において、1点または2点固定の斜張橋の場合よりも長周期化され、それによって塔および基礎に作用する地震力が大幅に軽減される。

しかしながら、地震時あるいは斜風時の橋軸方向変位はかなり大きくなるので、この変位置を精度よく評価することが大きな課題となる。

本橋の耐震設計における重要な課題は、長周期

域での設計に用いる地震力をいかに精度よく設定するか、さらにその地震力によって得られる変位置に対していかに適切な処置を施すか、であるといえよう。前者については、架橋地点付近での地盤構造が地震波の長周期成分にどのような影響を与えるかを検討したうえで、設計に用いる加速度応答スペクトルを決定し、この応答スペクトルの信頼度を今までに得られている数多くの強震記録の統計解析により吟味した。

また、後者については、大地震時の橋軸方向変位が設計スペクトルより得られる設計変位置付近、あるいはそれ以下に制御できるように、構造減衰を付加する装置を開発し、性能試験を実施した。

以下に、これら東神戸大橋の耐震設計にあたっての検討概要を述べる。

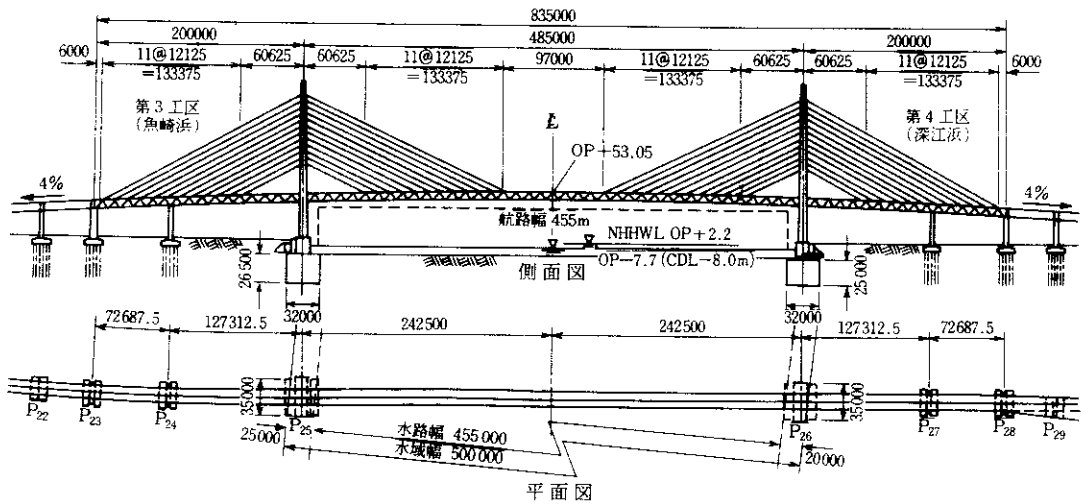


図-1 東神戸大橋の一般図

1. 設計用応答スペクトルの設定

この橋梁の橋軸方向における基本固有振動周期は約4.3秒（Sway モード）であり、このようなやや長周期域での地震動をも対象にして、橋梁の設計用応答スペクトルを設定した例はほとんどない。道路橋示方書耐震設計編⁹⁾における加速度応答スペクトルも周期3秒までの範囲を対象として求められており、それ以上の長周期帯域においては強震計（SMAC-B2型）の信頼性を考慮して解析対象から除外している。

このように、この橋梁の耐震設計に適用できるような応答スペクトルは見あたらず、新たに設計スペクトルを設定する必要がある。そこで、技報4号²⁾にも述べたように構造物-地盤系のFEMモデルを設定し、このモデルの基盤より地震波を入

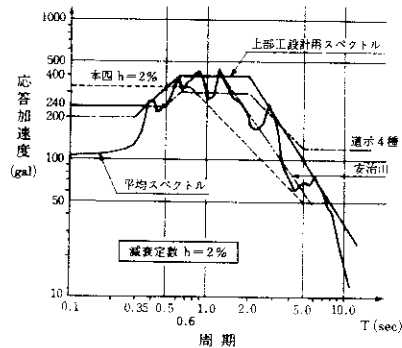


図-2 上部工設計用加速度応答スペクトル

表-1 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 A _{max} (gal)	継続時間 T (sec)	フィルター (Hz)	時間刻み △t (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	74.05.09	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。

力して得られた塔基部での応答波形から、図-2に示すような設計用加速度応答スペクトルを作成した。ここで、モデル基盤に入力する地震波は、それ以下の地盤の長周期帯域における増幅特性などが反映されたものであることが望ましく、そのために重複反射理論に基づきこの地盤の地震応答解析を行うことにより、FEM基盤に対応する位置での地震波形を求めた。なお、入力地震波は、長周期域での記録成分の信頼性が高いこと、ならびに記録時間が長周期帯域での地震応答に足るほど長いことなどを考慮して、表-1に示すような地震波を用いている。

ところが、このようにして作成された加速度応答スペクトルは、次のような問題点が内在していると考えられる。

(1) 設計スペクトルは、3つの入力地震波の応答値を平均して求めたスペクトル曲線を基本に設定されており、これらがやや長周期帯域での地震波の特性を代表するものであるかどうかについて検証する必要がある。

(2) 深度1000mの深い地盤を想定して、この地盤の長周期帯域での増幅特性をも設計スペクトルに反映はしているものの、架橋地点付近での地盤構造はあくまでも推定によるもので、その信頼度は十分であるといいい難い面がある。

そこで、次に示すように設計用応答スペクトルをやや長周期の範囲に限定して、今までに得られている強震記録を統計処理することにより検証した。

2. 設計用応答スペクトルの検証

2-1 変位地震記録による検証

気象庁で使用している一倍強震計は、周期2秒から15秒程度の地震動を比較的正しく記録しているといわれているが、ここでは一倍強震計による変位記録から加速度応答スペクトルを計算し、これらに統計的な処理を加えたものと設計用加速度応答スペクトルとを対比した。採用した地震記録は次の3つの地震において、各地で観測された合計112成分の変位記録である。

- ①十勝沖地震 1968年 M=7.9 水平33成分
- ②日向灘地震 1968年 M=7.5 水平33成分
- ③日本海中部地震 1983年 M=7.7 水平46成分

図-3は、3つの地震記録について各記録地点の震央距離とは無関係に応答加速度スペクトルを描いたものである。この図からスペクトルの全体的傾向として、この橋梁の設計スペクトルを超える値はない。また、周期2~7秒の平均スペクトル勾配は、いずれの記録についてもこの橋梁のそれとほぼ平行であるといえる。

つぎに、上記112成分の加速度応答スペクトルから重回帰計算により周期2~7秒の範囲について応答加速度の距離減衰則を求めた。この計算の回帰式は、次に示す土木研究所⁹⁾で提案されたものを用いた。

$$\log_m[Sa(T, h=2\%)] = a + b \cdot M + c \log_{10}(\Delta + 30) \quad \dots\dots (1)$$

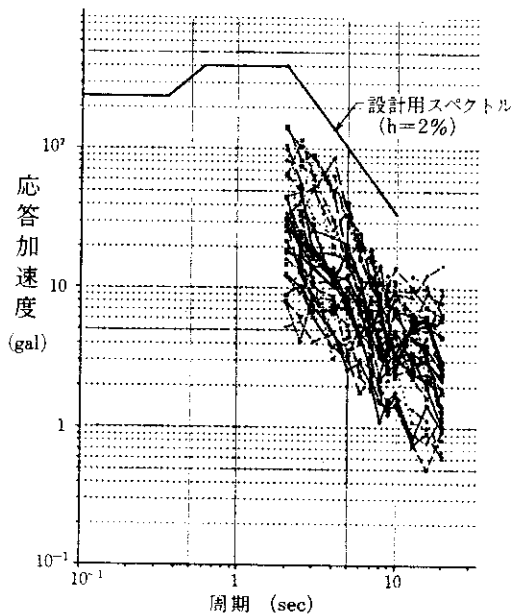
ここで、

- Sa(T, h=2%) : 周期T秒, 減衰h=2%の加速度応答スペクトル
- M : マグニチュード
- Δ : 震央距離 (km)
- a, b, c : 固有周期ごとに決められる回帰係数

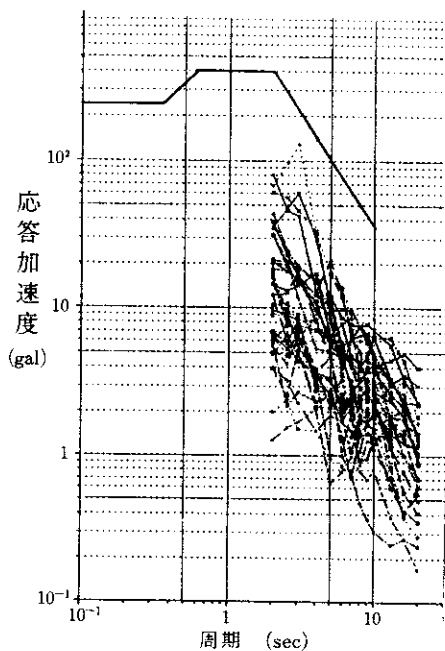
この重回帰計算の結果、各周期における回帰係数は表-2のようになり、この回帰式にこの橋梁の耐震設計上想定すべき最強地震として、南海道沖地震のMおよびΔ(M=8.5, Δ=200km)を適用して応答加速度スペクトルを描くと図-4のよ

表-2 応答加速度スペクトル回帰係数 (h=2%)

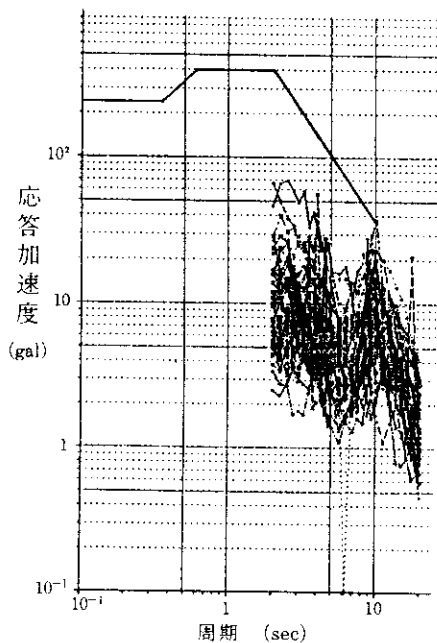
周期 T (sec)	回 帰 係 数			重 関 係 数
	a	b	c	
2.0	-6.009	1.277	-1.074	0.555
2.5	-5.704	1.215	-1.033	0.546
3.0	-5.119	1.112	-0.9747	0.531
4.0	-6.518	1.227	-0.8211	0.549
5.0	-7.455	1.316	-0.7686	0.593
6.0	-7.514	1.308	-0.7730	0.575
7.0	-7.107	1.180	-0.5499	0.600



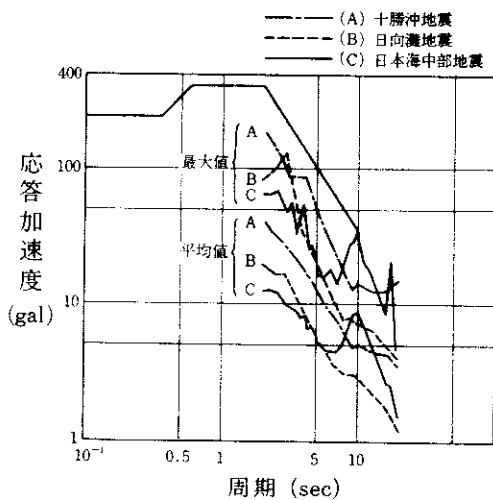
(A) 十勝沖地震(33成分)



(B) 日向灘地震(33成分)



(C) 日本海中部地震(46成分)



(D) 各地震波の平均スペクトルおよび最大スペクトル

図-3 変位地震波の加速度応答スペクトル

うになる。この図から、周期5秒付近では変位地震記録にマグニチュードおよび震央距離の補正を加えた応答加速度値と設計スペクトルのそれとはほぼ同レベルであり、またその他の周期帯では設計スペクトルの方が安全側の値を与えていることがわかった。

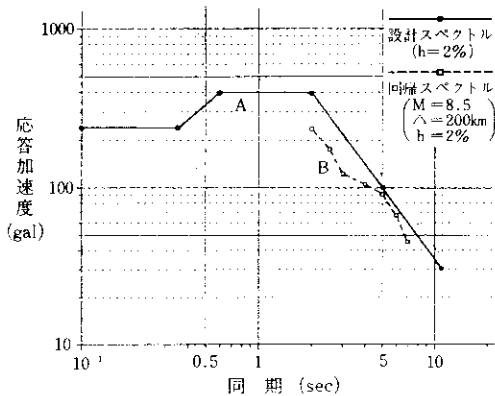


図-4 加速度応答スペクトルの比較

2-2 加速度地震記録による検証

耐震工学に多大な貢献をしてきたSMAC-B 2型強震計（以下「SMAC」という。）は、加速度振幅を記録するタイプのものであるが、これまでの研究の結果、固有周期が短いという計器特性上から、信頼できる周期帯域がせいぜい数秒までであり、長周期地震動の解析に用いるには不向きであるとされてきた。

しかしながら、SMACはかなり大きな地震時においても震源域での地動に際して得られた強震記録の膨大な蓄積がある。これらの記録に対して、もし長周期帯域での何らかの補正を加えることによって、周期10秒程度までの記録の信頼度を向上させることができれば、SMAC記録はこの橋梁の設計スペクトルを検証するうえで大いに有効なものとなりうる。

ところで、土岐ら⁹⁾は最近の研究においてSMAC記録の長周期成分に混入する誤差の原因を調べ、これがペン先と記録紙との間の摩擦にあるとし、加振実験を行うことでこれを実証している。さらに研究を重ねた後に、この誤差の大きさを他の真値に近い記録と比較することなく、SMAC記録の

みから求める手法⁹⁾を開発した。

そこで、この補正手法をSMAC記録に適用し、長周期成分に関して補正された記録より応答スペクトルを求めることにした。SMAC記録より求められた応答スペクトルは、前節で示したのと同様の方法により、地震マグニチュード、震央距離に関しての重回帰分析を行い、各周期における応答加速度の回帰式を求めた。ここで対象とした記録は、SMACで得られ運輸省港湾技術研究所で数値化された98成分（水平成分のみ）の記録であり、地盤種別ごとにみると、本橋の架橋地点の地盤に相当する4種地盤のデータは18成分である。

この橋梁の耐震設計において考えるべき地震規模としては、 $[M=8.5 \quad \Delta=200\text{km}]$ 、 $[M=8.0, \Delta=150\text{km}]$ の組み合わせが妥当であろうことから、これらについて上記の回帰式より加速度および変位の応答スペクトルを作成した。M- Δ の組み合わせを変えた3種類の応答スペクトルは結果的にほぼ同レベルとなり、これらのうち代表的なものとして、 $M=8.0, \Delta=150\text{km}$ の場合について図-5に示す。この図中の○印は応答スペクトルの平均値であり、また△印および+印はそれぞれ平均値に標準偏差 σ あるいは 2σ を加えたレベルを示したものである。ただし、 $h=2\%$ の場合における周期4～5秒の帯域での最大応答変位は、 2σ のレベルを考えたとしても90cm程度であることがわかる。

したがって、終局限界状態を想定したこの橋梁の設計を行うにあたって、応答変位は90cmを上限と考えてよいであろう。また、図-5に示す加速度応答スペクトルと本橋の設計用加速度応答スペクトルとを比較したものを図-6に示すが、 $M=8.0, \Delta=150\text{km}$ の場合、平均値のスペクトル曲線は設計スペクトルよりかなり低いレベルにある。一方、平均値+ 2σ の曲線は設計スペクトルより大きめの値を示し、終局限界状態を想定した設計においてはこのようなレベルまで考慮する必要があろう。

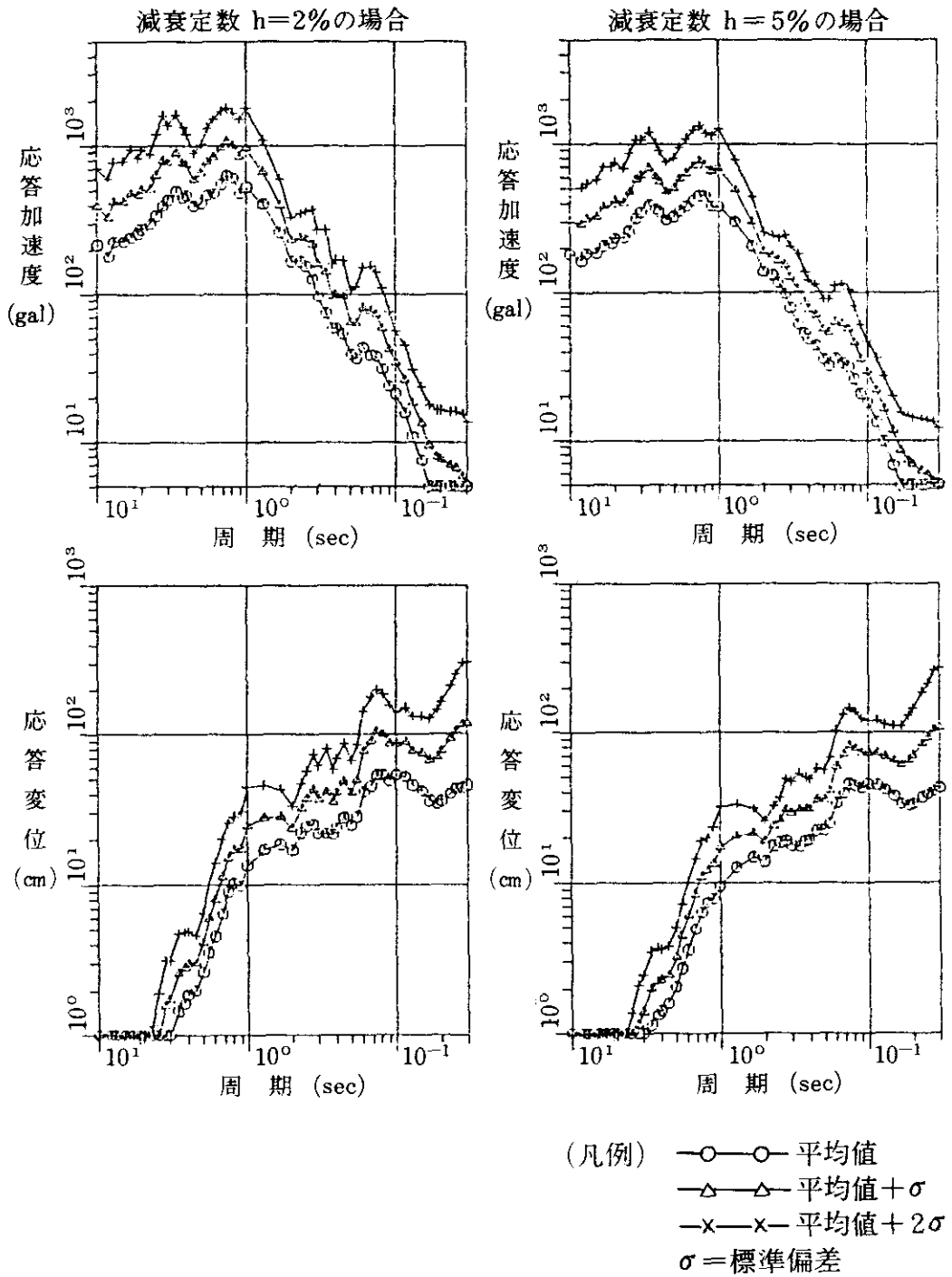


図-5 加速度および変位応答スペクトル
 (震央距離=150km、 $M=8.0$ 、4種地盤)

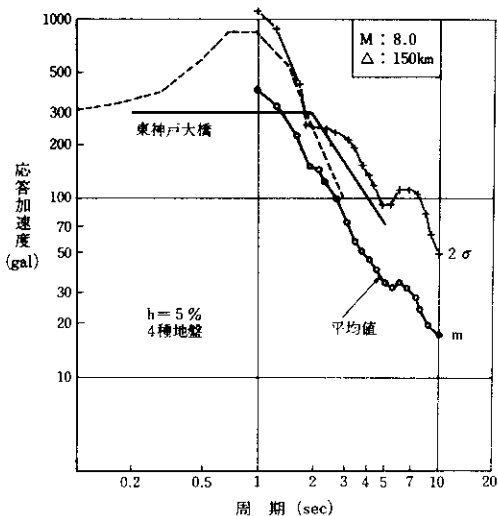


図-6 各種加速度応答スペクトルの比較

3. 減衰付加装置の実験的検討

3-1 検討の目的

この橋梁の設計スペクトルから求まる地震時の橋軸方向変位量は、固有周期 $T=4.4$ 秒、減衰定数 $h=2\%$ の条件のもとで約 60cm となり、これに温度変化の影響を考慮して、伸縮装置や支承などの設計移動量が決定される。そこで、地震時の変位を種々の条件を考慮したうえで、どの程度に見込むかは設計上の重要な判断事項となる。

ところで、この変位量算定の信頼度は設計スペクトルの精度とともに、上部構造系の減衰定数にも大きく左右され、従来から経験的に採用されている減衰定数（例えば $h=2\%$ ）をそのまま用いることについては慎重な検討が必要である。さらに、この橋梁のようなオールフリーの構造系では、一般の橋梁と比べてその構造減衰性は小さくなる傾向にあり、本橋と類似した構造系を有する岩黒島橋で測定されたデータでも $h=1\%$ 前後（橋軸方向 Sway モード）の値が得られている。

一方、橋梁の構造減衰を設計時に精度よく把握することは不可能に近く、既存の振動試験データを用いて推定する場合が多い。本橋のような新し

い構造形式の橋梁では、その値の推定はなおさら難しく、あらかじめ構造減衰を制御できるような装置を橋梁に設置しておくことが、その安全性を確保する上で望ましいと考えられる。

そこで、減衰付加装置（以下「ダンパー」という）を用いることにより、まずは最低限の値として設計上の減衰定数 $h=2\%$ を確保し、さらに可能であればそれ以上の減衰特性を得ることにより、橋軸方向変位量を減少させ、安全性の向上が図られるようにした。

3-2 ダンパーの所要性能

ダンパーは端橋脚上に設置されるものとし、その性能としては、

- ① $\pm 60\text{cm}$ の大ストロークで機能すること。
- ②減衰性能が長年月保障でき、温度変化によってもほとんど影響を受けないこと。
- ③主桁の橋軸方向変位に伴う上下動を許容できること。
- ④目標減衰定数に対し精度のよいこと。

などが要求される。

これらの要求性能の中で、④の目標減衰定数をどのレベルに設定するかにより、構造系の固有周期が変化することになる。また、ダンパーの減衰定数が大きくなると、その受けもつ抵抗力が増え、ダンパーの設置されている端橋脚や基礎の構造寸法が増大するという問題も生じてくる。そこで、最適な減衰定数を設定するために、まずダンパーの減衰定数の変化と固有周期への影響について調査した。その結果を表-3に示すが、これより、 $h=20\%$ の場合でも固有周期の変動は 2% 程度でしかないことがわかる。つぎに、ダンパーの抵抗力が大きくなった場合に基礎寸法がどのように変化するかを調べたが、橋脚天端の水平力（＝ダンパーの抵抗力）が 500ton 程度までは、基礎

表-3 ダンパー設置による固有周期の変動

減衰定数 h	固有周期 $T_h(\text{sec})$	T_h/T_0^*
0.05	4.25	1.001
0.10	4.26	1.005
0.20	4.33	1.021

* T_0 : $h=0$ のときの固有周期 ($T_0=4.24\text{sec}$)

の杭本数を大幅に増加させることにならないと判断された。

これらのことより、ダンパーが付与すべき目標の減衰定数を $h=10\%$ とし、この減衰が付加されると橋軸変位量は、 $h=2\%$ として求めた設計変位量 60cm より約 20cm 小さくなる。

3-3 ダンパーの機構

ここで検討対象としたダンパーは、図-7に示すようなベーン型オイルダンパーであり、各種のダンパーを比較検討した結果、この型式のダンパーが前節で述べた所要性能を最もよく満足するであろうと判断された。その基本機構は、多くの実績を有するピストン型オイルダンパーと同様に、オリフィスを通る流体の乱流抵抗により抵抗力を発揮するものであり、大変位に対応するためにピストンの摺動（水平動）をベーンのリ回転動に置換えたものである。すなわち、図-7中の②の部分の主桁と連結されており、①が水平に移動することにより、③のスイングロッドを回転させ、スイングロッドに取り付けられた2枚のベーン（④、⑤）がドラム⑥、隔壁⑦およびベーンで囲まれたA部あるいはB部の流体を交互に押すことにより、流体がオリフィス内を通過し抵抗力が生ずることになる。なお、主桁の上下動の吸収方法として、スイングロッドと②のシリンダーとの間に上下方向のスライド機構を取り入れている。

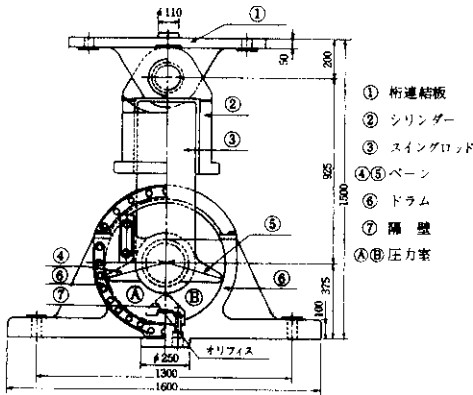


図-7 ベーン型オイルダンパーの構造図

このような機構を有するダンパーでは、各部のシール（例えばドラムとベーンの間隙）が重要であり、A部あるいはB部圧力室周辺には嚴重にシールを施している。また、ドラム内の流体は橋梁用オイルダンパーに用いられているダンパー油である。一般に、油の粘性は温度変化により影響を受けるが、このダンパーの場合には、オリフィスを通る流体が乱流状態となるように設計されているため、このような流体の状態における抵抗力の大きさは粘性に無関係となる。したがって、減衰特性も温度変化の影響を受けないことになる。

表-4 模型の設計仕様

項目	実機	1/2スケールモデル
減衰係数*	200 t·sec/m	500 kg·sec/cm
速度	60 cm/sec	60 cm/sec
抵抗力	120 ton	30 ton
ストローク	±60 cm	±30 cm

* ダンパー1基当たり、 $h=10\%$ 相当

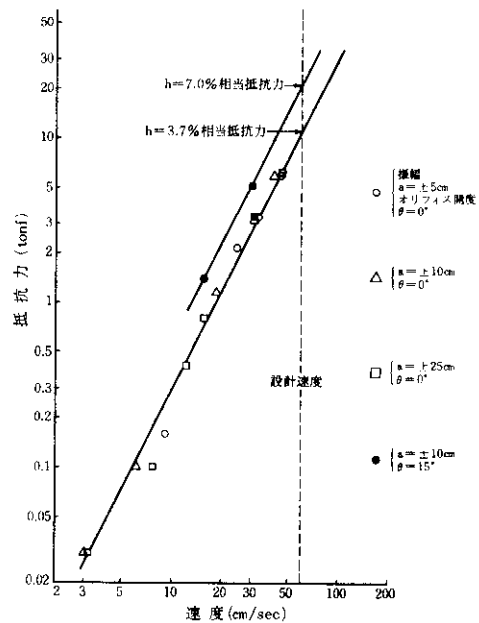


図-8 ダンパーの速度-抵抗力特性

3-4 ダンパーの加振载荷試験

ベーン型ダンパーの加振载荷試験に際し、表-4に示す設計仕様に基づき、実物の1/2模型を製作した。この設計仕様におけるダンパー1基当たりの減衰係数は、端橋脚に各々2基、合計4基のダンパーの設置を計画していることから、全体構造系に要求される $h=10\%$ 相当の減衰係数を4で除したものとなっている。

試験は、供試体を実橋に設置した時と同じ姿勢で試験機ベースに固定し、図-7の①の部分に油圧加振機により水平方向に加振した。この時の加振载荷は、振幅を $\pm 50\text{mm}$ 、 $\pm 100\text{mm}$ 、 $\pm 250\text{mm}$ 、また速度を 50cm/sec まで順次変化させて、速度-抵抗力特性を計測した。

これらの計測データをまとめて図-8に示すが、これより得られた主な結果は次のとおりである。

- (1) 速度 (V) と抵抗力 (F) の関係は $F=4.7V^2$ となり、ほぼ理論値どおりの特性が確認された。
- (2) 速度-抵抗力特性に変位振幅の依存性はない。
- (3) オリフィスの絞り率 (図中の開度 θ に相当) を変えることにより、ダンパー性能の微調整が可能であり、絞り率を大きくした場合 ($\theta=15^\circ$) には、絞り率 ($\theta=0^\circ$) の場合に比べて抵抗力は約2倍になる。
- (4) ダンパーの設計速度を 60cm/sec として設定しているが、この速度における減衰定数は、オリフィス開度 $\theta=0^\circ$ のとき $h=3.7\%$ 、 $\theta=15^\circ$ のとき $h=7\%$ という値が得られた。

これらのことより、ここで開発したダンパーは速度にきわめて敏感に依存した抵抗力特性を示すことが確認された。この特性を利用して地震応答解析を行ったところ、 $h=5\%$ 相当の減衰特性が期待できることが明らかとなった。

4. まとめ

以下において、これまでの検討結果を総括する。

- (1) 東神戸大橋の耐震設計に際して、長周期帯域をも含めた加速度応答スペクトルを作成した。この応答スペクトルは、架橋地点付近の深い地盤構造における地震波の増幅特性をも考慮したものである。

- (2) 上記の設計スペクトルの信頼性を一倍強震計による変位記録ならびにSMAC-B2型強震計による加速度記録を統計処理することにより検討し、東神戸大橋の設計スペクトルが、特に長周期帯域において最大級の地震に対応するスペクトルレベルを有していることが明らかとなった。

- (3) 東神戸大橋のようなオールフリー系の橋梁においては、橋軸方向の変位が大きくなる傾向にあるので、耐震設計上これに対する配慮が重要である。

- (4) 上記の点に関し、ベーン型ダンパーを端橋脚上に設置することとし、このダンパーの加振载荷試験によりその性能を確認した。

あとがき

東神戸大橋の構造系に「オールフリー系」を採用することは、設計面での大きなチャレンジであり、これによって耐震設計上の解決すべき問題は多岐にわたった。その中でも、長周期帯域での入力地震動をどのように見積るかは、我々にとって非常に重要で、かつ難解な問題であった。この検討課題に対して、土岐憲三教授らの研究成果は最終結論を導くうえで決め手となった。ここに、長期間にわたる熱心なご研究に深く敬意を表する次第であります。

ここでは、紙面の都合で動的応答解析結果など一般的な手段で検討された内容については割愛した。また、東神戸大橋に特有の移動制限装置 (ストッパー) に関する問題は、数々の検討が積み重ねられてはいるが、未だ最終結論を得る段階には至っていないので紙面を改めて紹介したい。

最後に、本橋の耐震検討にあたって熱心なご指導と貴重な助言を賜りました、東神戸大橋技術検討委員会 (委員長、小西一郎教授) ならびに耐震設計幹事会 (主査、山田善一教授) の委員の方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，昭和55年5月
- 2) 河井、塚原、北沢、吉田；東神戸水路橋の基本構造とその設計，阪神高速道路公団技報，第4号，1984
- 3) 川島、相沢、高橋；最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式，土木研究所報告，第166号、昭和60年9月
- 4) 土岐、中瀬；強震記録における長周期成分の信頼度に関する研究、京大耐震研究報告，No. 86-1，1986年5月
- 5) 土岐、沢田；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、昭和62年3月