

# 日本道路公団における耐震設計上の諸問題

栗原 利 栄\*  
武藤 隼 彦\*\*

## 1. はしがき

日本は地震国として世界にその名を馳せており、構造物を設計する場合には必然的に地震力を考慮せねばならない。本小文は道路公団における最近の耐震工学上の諸問題を提起し、それに対する筆者らの考え方を述べたものである。

その内容を簡単に紹介すれば、まず第1章では flexible な構造物に対する震度法の適用法を述べ、あわせて設計震度決定上の経緯にふれている。第2章では高橋脚橋梁等の実在の構造物の耐震設計上の諸問題に触れるとともに、実橋における振動実験結果の設計に対する妥当性を検討した。以下順を追って述べてゆく。

## 2. 震度法とりわけ設計震度について

現在構造物の設計震度として提案されているものは、主として地震学者の提案による震度期待値をそのより所としている。震度という言葉それ自身も、純理学的と工学的な場合とではその意味を異にする。すなわち、地震学者は人体感覚による地震の強さを震度と呼び、工学方面では地震力の重力に対する比をもって、これをあらわしている。

近來の耐震工学分野の発展は、繊細な振動論が電子計算機の長足な進歩と相和して目を奪うものがある。しかし、現実の設計には物部博士以来の静的な震度法を使用している。筆者らはもちろんこの設計法に異論を差しはさむ者ではない。しかし物部博士もすでに指摘されているように、この震度法が万能なものではない。周知のとおり、震度法では比較的 massive な構造物については、構造物の重心位置に設計水平震度を乗じ、それが地震時水平力に等しいという非常に簡単な仮定にもとづくもの

であるが、高橋脚橋梁等の slender な構造物では上述の仮定をそのまま適用することには若干の疑問がある。背の高い flexible な構造物とずんぐりした massive なものとは、地震時振動特性が異なることは容易に想像される所である。前者は弾性的な曲げ振動をするが、後者は剛体として、ロッキング、水平並進、あるいは両者の連成された振動を行なうと考えられる。剛体の場合、これが地盤と一体的に振動すると考えれば地震力としては静的震度法による設計で十分と考えられるが、flexible な構造物では、弾性的な変形により地盤と構造物との間に相対的な変位を生じ、したがって、地震力としては構造物に分布する質量に、それに働く加速度を乗じたものとして与えられる。

道路公団で採用した高橋脚に対する設計震度割増しの根本思想は、上記をその根幹としている。

橋梁など、構造物の設計に地震の影響を考えるようになったのは関東大震災以後であり、設計震度としては一率に0.2の値を採用してきた。この0.2の値の根拠は長年の貴重な経験の賜と思われるが、昭和30年以後に至って地域、地盤性状、構造物の重要度等によって設計震度を変えるような動きがみられる。これは地域的に起る地震の規模、強さに差があり、また地盤によって震度の様相を異にすることがわかってきたので、設計震度をより合理的に定め経済性を計ろうとする一つの試みであると思われる。このようなものの例としては土木学会の耐震設計指針(案)がある。以下に、最近道路公団で決定した新規高速道路の設計震度について触れてみたい。今回九州縦貫、中国、北陸、東北等の新規高速道路について常時微動、ボーリング等の地盤調査結果を参照して設計震度を決定した。図-1には上記4高速道路の震度分布図を、またその作業状態を図-2のフローチャートに示す。道路公団の設計震度決定上、まず問題となるのは常時微動を重視して一つの根拠とした点である。これは地盤の表面層は地震が基盤から入射してきた場合に一種の共振を起こし、各地点で測定される地震動には、その

\* 正会員 日本道路公団技術部構造設計課長

\*\* 正会員 日本道路公団技術部構造設計課

	路線名	測定区間	地域震度	設計震度
①	九州経間自動車道 (福岡～熊本間)	長者原橋 白川橋	$K_0=0.15$	0.10～0.15
②	中国自動車道 (落合～吹田間)	桜ノ町高架橋	$K_0=0.20$	0.15～0.20
		船坂川橋 落合大橋	$K_0=0.15$	0.10～0.15
③	北陸自動車道 (武生～富山間)	No.1(橋越) No.21 (北陸本線)	$K_0=0.20$	0.15～0.25
		No.22(森本川橋) ～No.35 (神通川橋)	$K_0=0.15$	0.10～0.15
④	東北自動車道 (岩槻～矢板間)	岩槻高架橋 岩船高架橋	$K_0=0.25$	0.20～0.30
		田代橋 片岡橋	$K_0=0.20$	0.15～0.20
⑤	東北自動車道 (白河～仙台間)	黒川橋 第1米田橋	$K_0=0.15$	0.10～0.15

図-1 各調査地点の震度分布図

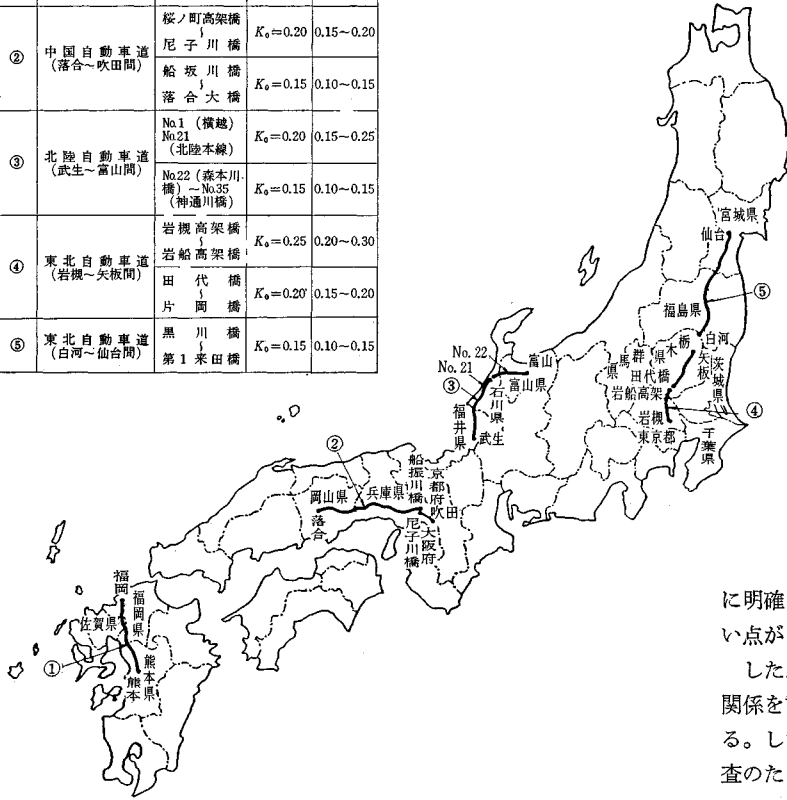
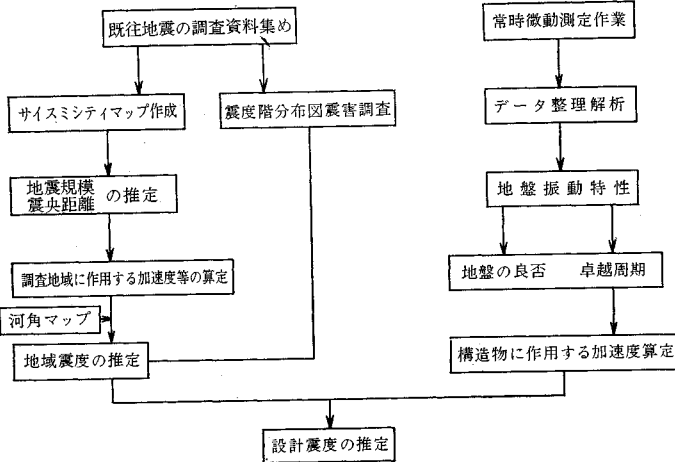


図-2 作業状態フローチャート



地盤の卓越周期が認められるという従来より提唱されてきた方法にもとづくもので、金井博士らの研究によれば、地盤の卓越周期を知るには常時微動の測定が有効であるといわれてきたことによる。ここで問題となるのは、構造物に災害をもたらす地震波の種類ならびにその性質は、地震の発生方法、大きさ、震源の深さ、震央距

離などに関係するもので、常時微動や人工的な微小地震と破壊的なそれとは結果が異なるのではないかという疑問である。この問題に対する解として、金井博士はすでに微小振動と強震記録の間に相関性を認められ、そのほかにもこれを裏付ける報告がある。しかし一方では、常時微動、地震動からその卓越周期を求める場合に、スペクトル解析等の整理方法によって結果が異なることも認められており、また過去国鉄、首都高速道路公団等で記録された地震記録からは、地震動と常時微動の卓越周期の間に明確な関係をつけることにはむずかしい点があった。

したがって、これらの間に密接な相関関係を認めるには、なお若干の疑問がある。しかし、現時点においては、地盤調査のための一方法として、設計震度決定の一つの目安にはなり得ると思う。

次に構造物の耐用期間中に地震を受けたとき、完全無欠の条件を保持するか否かは、補修との関連もあり、大きな問題である。最大加速度の地震に対して設計され、構造物に使用可能な程度の被害ならば許されるとすれば、設計震度のとり方も自ずと定まると思われるが、ある地盤に生ずると思われる地震の最大加速度の記録が現状では全く不足しているので、この問題も将来の課題として残さねばならない。

道路公団においては、中央道の境川橋を始め数橋に SMAC B<sub>2</sub> 型の強震計を設置しており、すでに昭和 43 年 7 月埼玉県中部、東松山を震源地とする地震記録をキャッチしている。

表-1 はその最大加速度記録を示したものである。これらの強震計は、当該橋梁の橋脚天端と、その橋脚から 500 m 以内にある地盤上の計 2 ヲ所に設置され、橋軸、橋軸直角および上下の 3 方向を測定できる。図-3 は上記地震の姥久保橋での記録を示したものであるが、橋軸

表一 強震計記録 (SMAC B<sub>2</sub> 型)

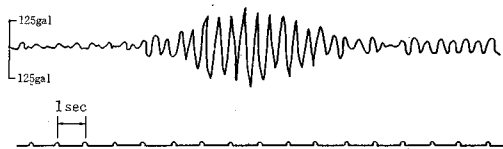
橋梁名	姥久保			境川			鶴川		
	片振幅 (mm)	加速度 (gal)	設置 方向	片振幅 (mm)	加速度 (gal)	設置 方向	片振幅 (mm)	加速度 (gal)	設置 方向
橋	橋軸方向	3.5	47	4.7	88	—	—	—	—
	橋軸直角	14.0	198	9.5	178	—	—	—	—
地盤	上下	1.0	20	1.0	19	—	—	—	—
	橋軸方向	2.35	47	2.0	38	1	19	—	—
地上	橋軸直角	2.5	47	4.0	61	0.75	14	—	—
	上下	0.75	17	0.75	14	0.5	9	—	—

注：いずれも各成分の最大値

参考（朝日新聞その他による）

- ① 震央 E 139° 24', N 36' (東松山付近), 深さ 70km
- ② Magnitude = 6.4
- ③ 震源から上記強震計まで距離約 37~58km

図一三 姥久保橋橋脚 (P<sub>7</sub>) 天端橋軸直角方向地震記録



直角方向では最初約 6 sec 間の初期微動を経た後、加速度振幅は増大し始め、それが数波連続し、やがて減衰する経過をたどって行く点に注目したい。通常震度法で考えていることは、地震力をただ一つの力として置き換えており、このように連続的に力の作用を考える実際の場合には考慮されていない。この場合、橋脚天端の最大加速度は 196 gal で、設計震度は 0.2 であるから、ちょうど設計で考慮した地震力となる。地震後の観察により何らの損傷も現われていないことが報告されている。また、数波が連続する傾向は他の橋梁の地震記録には見当らなかった。しかし、この事をもって姥久保橋の耐震性を論ずることは早計である。理由としては、発震機構、震源距離などによって地震波は異なり、同一地震の出現は期待できないからである。むしろ筆者らの心配は、道路公団で現在採用している高橋脚に対する震度の特別な割増し率を使用しても、地盤上の加速度の橋脚天端に対する加速度の増倍率をカバーできなかったことで、シューの設置部分等の耐震的に弱点とされる箇所には大きな地震力が働くことが明らかにされたわけであるから、この点を十分銘記して設計施工に役立たせなければならない。また中央道の境川橋等では、設計段階において、直接数値積分法により動的解析（地震波形使用）を行ない構造物に生ずる断面力を推定している。この方法を用いることにより、破壊的な大地震であれば震害を数値的に

裏付けることもできよう。

### 3. 各種構造物における問題点とその対策

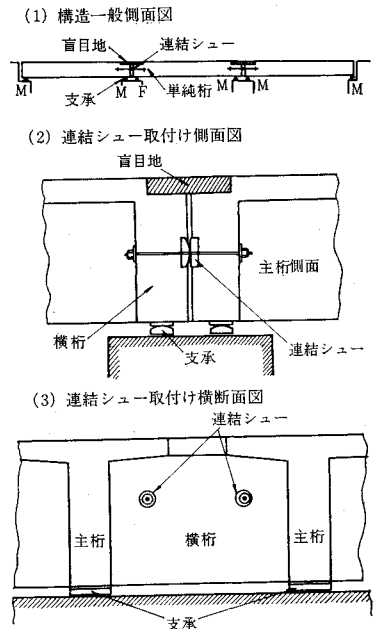
#### (1) 上下部構造の連結——連結シュー——

過去の震害記録を参照しても、上部構造自身の振動に起因するものは非常に少なく、むしろ下部構造上でずれを生じたり、あるいは橋脚が変位して、桁が落下したものが大部分である。桁の落下は震害を増すことを考えて道路公団では積極的に連続桁方式を採用している。これは連続桁では

支点上で桁相互が連結され、単純桁よりも耐震的と思われることによる。しかし、連続桁のような高次の不静定構造物を建設するには、経済性、施工性の面では単純構造物に一步を譲らざるを得ない。そこで、単純桁として施工し、その後で支点上を

連結して橋軸方向は連続桁と同様な働きをする構造が考えられた。このような構造の例として、図一四は中央道の石川 PC 高架橋に用いられた連結シューを示す。

図一四 連結シュー



#### (2) 基礎構造物

井筒や杭などの土中の細長い構造物が地震力を受けた場合には、基礎構造物の地表に近い部分は上部構造等の影響が大きいと思われるが、基礎の中程以下では周辺地盤の各部分に働く振動の不均一性の影響が大きくなると思われる。土中構造物を設計するには現在各種の示方書も完備され、われわれもそれにしたがっているが、地震時に計算仮定を満足するように基礎構造物が振動するかどうかは疑問である。たとえば、上述の周辺地盤からの影響は従来の設計方法では考慮されていないが、軟弱地盤等で地震力を論ずる場合には問題となると思われる。これら水平力を実験的に正確に捉えるには、静的に水平力

図-5 横吹橋一般図

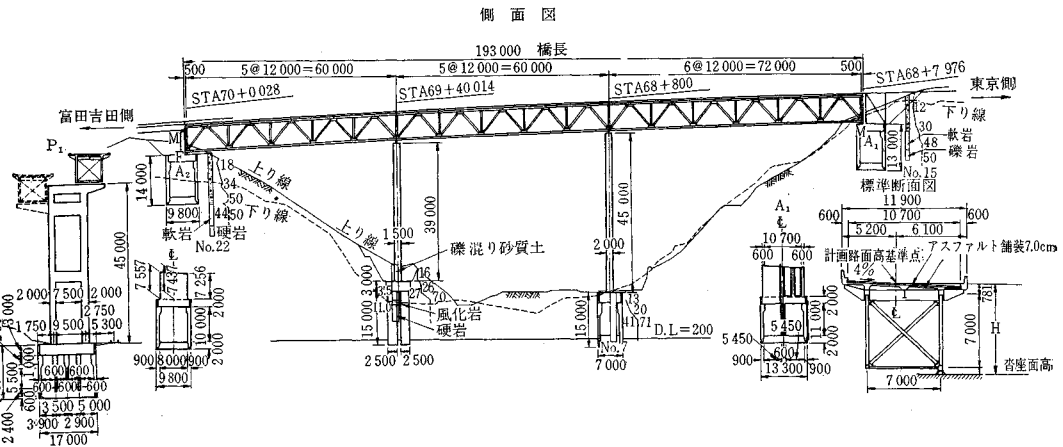
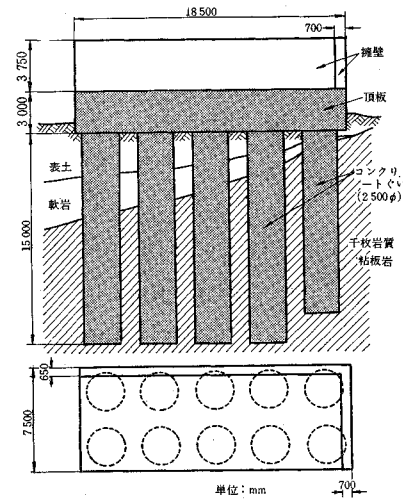


図-6 基礎 (P<sub>2</sub>) の構造



を載荷する  
といった実  
験方法では  
不十分で、  
大型振動台  
あるいは起  
振機による  
振動実験が  
ぜひとも必  
要である。  
最近の起振  
機による振  
動実験の例  
としては、  
中央高速道  
路の横吹橋

の例がある。横吹橋は高橋脚を有する flexible な構造物で、上部形式は 3 径間連続デッキトラス、下部形式は 45 m (P<sub>1</sub>)、39 m (P<sub>2</sub>) の鋼製ラーメン橋脚 2 基とからなっている。実験は P<sub>2</sub> 橋脚の基礎で行なったが、その構造は深礎工法によるコンクリート杭 10 本からなる一種の多柱基礎で、杭の寸法は直径 2.5 m、長さ約 15 m および 3 m × 7.5 m × 18.5 m の鉄筋コンクリート頂版とからなり、杭先端は千枚岩質粘板岩により支持されている。基礎 (P<sub>2</sub>) の構造を図-6 に示す。

建設省土木研究所所有の 40 t 起振機による強制振動実験を行ない表-2 に示す結果を得た。これより減衰定数は橋軸および橋軸直角方向の平均値で約 30% となり地震時にエネルギーの地下逸散は十分期待できる。

表-2

振動特性	固有振動数(c/s)	減衰定数(%)
振動方向		
橋軸方向	12.6	0.27
橋軸直角方向	14.9	0.36

また、一次の固有振動周期は約 0.07 sec であった。架橋地点近傍の常時微動の卓越周期が 0.07 sec~0.12 sec であることを考えると、一見地盤と基礎との固有周期が合うように思われるが、橋脚が建ち上りさらに上部構造が架設された段階では橋脚が鋼製ラーメンであることを考慮すれば周期は十分増大するし、一般的には地震動の卓越周期が 0.2 sec~1.4 sec といわれていることから考えて、基礎での共振は考えられない。むしろ、問題は上部構造架設後に残されよう。実験に先だち図-7 に示す各種の力学モデルを仮定し、固有振動数を理論計算によって求めたが、そのいずれも実験値からははずれていた。結果を示すと表-3 のとおりである。図-7 (1) では、基礎を 1 自由度系のロッキング振動と仮定して、道路公団試験所において現地から岩盤 (約 10 cm × 10 cm × 10 cm) を採取し、超音波により弾性係数を測定し、その値を 1 自由度回転運動に対する Biot の式に入れて固有振動数を求めている。ここで問題は図-6 からもうかがえるように、支持層の千枚岩質粘板岩がおよそ角度 30° で基礎と交差することで、計算では支持層を水平と仮定している。これが実験値との差の一因と考えられる。また、振動モードを曲げおよびせん断振動と仮定して計算しているにもかかわらず、実験値とは合わない。特にせん断振動とした場合には曲げ振動と同じく、周囲の地盤からの影響を考慮しないにもかかわらず高い振動数が得られている。杭が曲げ、せん断的に振動すると仮定した場合、本基礎では杭の直径に対して長さが短かく、いわゆる beam theory によって解を求めることには無理がある。すなわち、flexible な柱と考えるよりも、ケーソンのような剛体と考えた方がより妥当であろう。上述のとおり、複雑な基礎における実験値と力学モデルを仮定した理論計算値を比較していえることは、基礎構造物の地震時挙動の推定がいかに困難かということである。さらに、岩盤だけでなく基礎周辺の土が問題となる

場合には、土の諸性質を考慮すれば構造解析を行なうに、特殊な場合を除き複雑な計算を行なうことの意義を再考する必要がある。したがって、耐震設計を行なうには、土に種々の不確定要素のあることを考慮して、定量的な計算をすすめるだけでなく、過去のデータや、震害記録を参照してどこに構造物の弱点があるかを確かめ、設計施工にも万全を期することが望まれる。

### (3) 高橋脚橋梁

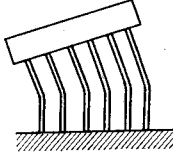
前にも触れたように、高橋脚橋梁では橋脚の高さの増大により、構造物の固有周期が長くなるのが当然予想され、そのような長周期構造物に対しては静的震度法によるだけでは不十分で、動力学的な検討を行ない実際の構造物の地震時挙動をよくつかみ、それに対処できる断面と応力とを構造物に持たせなければならない。ここに、新たに静的震度法のほかに、耐震設計の一つの目安として動的解析という新しい分野が開けてきたわけで

図-7 予想される力学モデル

(1) 1自由度系ロッキング振動(垂直面内)



(2) 曲げ振動



(3) セン断振動

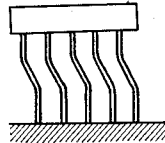


表-3

力学モデル	振動数 (c/s)		摘要
	橋軸方向	橋軸直角方向	
1自由度系ロッキング振動	63.0	38.4	
曲げ振動	21.5*	21.5*	* $l=4\text{ m}$
	15.1**	15.1**	** $l=5\text{ m}$
	11.3***	11.3***	*** $l=6\text{ m}$
せん断振動	46.7	46.7	

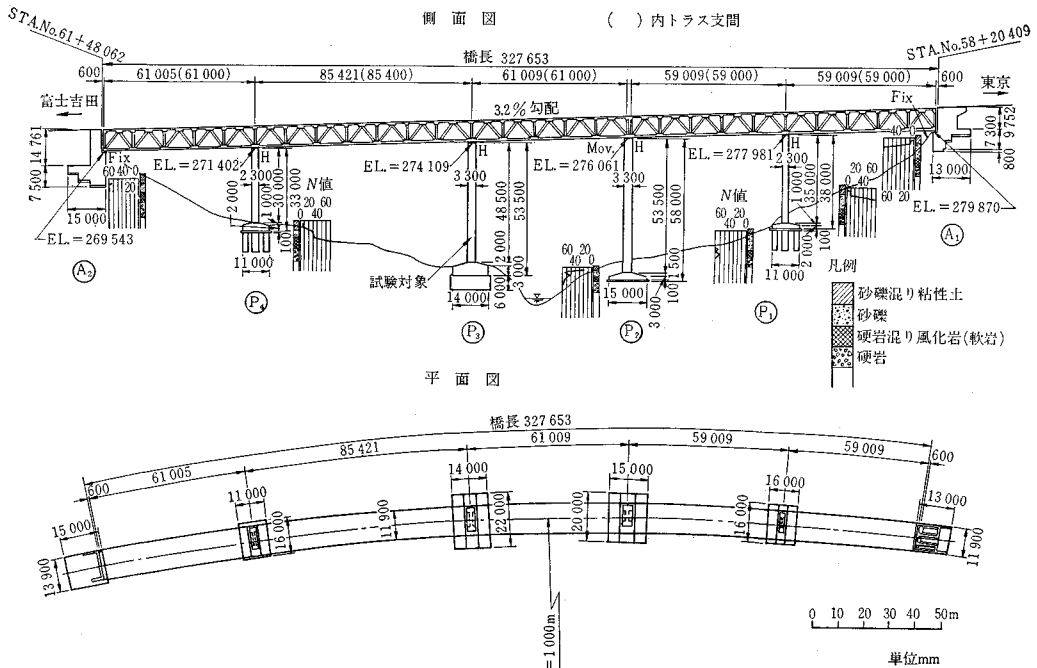
ある。道路公団の高橋脚橋梁に関する「動的解析を考慮した耐震規準」には、動的影響を考慮した場合橋軸直角方向の設計震度として、以下のように定めている。

- ①  $0 < H < 15\text{ m}$  基準震度のままとする。
- ②  $15\text{ m} < H \leq 25\text{ m}$  5 mごとに基準震度を5%割増す。
- ③  $25\text{ m} \leq H \leq 40\text{ m}$  5 mごとに基準震度を14%割増す。
- ④  $40\text{ m} < H$   $H=40\text{ m}$ と同じ。

ここに  $H$  は橋脚の高さとする。上述の理論的背景は、高さの割増しを考慮して静的な震度法により算出した値を高さ 25 m 以上で動的解析の結果と一致させるため震度で調整をとり、結果として特別な割増率を考慮した点にある。

しかしこのような場合、動的解析の仮定の妥当性、特に減衰定数5%の仮定には十分議論の余地が残されている。ここでは中央高速道路の底沢橋を例にとり、動力学的理論計算と実橋における振動実験結果を対比し、その

図-8 底沢橋一般図



耐震性を追求してみたい。燃沢橋の概要は図-8に示すとおり、上部形式は5径間連続デッキトラス構造(3径間+2径間)、下部形式は鉄骨鉄筋コンクリート充腹構造である。支点条件は、比較的安定性の良い2つの橋台A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>で橋軸方向地震力をすべて吸収すると考えておりこの方向は耐震的にあまり問題ないと思われるが、橋軸直角方向は橋脚はそれ自身の剛性により地震力に抵抗しなければならない。したがってこの方向の地震時振動特性に焦点を合わせ検討を加えた。一般に、周期的強制力を受けるおそれのある構造物を設計するに当たっては、その固有周期を算出することが動的解析の第一歩であるといわれているが、このことは構造物が flexible なために、架橋地点の地震動との共振の有無を検討するには絶対欠かせないものである。表-4は動的解析を行なった諸ケースの各種条件を示したものである。解析上問題となった点は、図-8からもうかがえるように、橋脚P<sub>2</sub>上で上部構造は3径間と2径間部分とに分離されるので、この場合橋軸方向における支点条件をヒンジあるいは剛結と仮定したが、これは桁の不連続箇所が振動特性および断面力におよぼす影響を明らかにするための便法である。取り扱った諸ケースの固有周期を表-5に示す。図-9は、Case 1, 3, 4の固有振動波形を比較したものであるが、各ケースの一次のモードはよい一致を示している。建設省土木研究所作成による平均応答スペクトルを使用して modal analysis を行なった結果、上記のCaseではよい一致を示した。図-10はその一例として変位応答を示す。図から本構造系の場合、上・下部構造を連結する条件を少しかえても、応答そのものには影響が少ないことが分かり、振動に対して安定していると見てよからう。これを裏付けるものとして、上記の三者では、全振動系に占める相当質量の割合が一次で約50%と大きく、振動としては単純な挙動を示すことからもうなづける。理論計算時の仮定条件の妥当性を検討し、あわせて各種の振動特性を明らかにするため、20t起振機(八幡製鉄所有)による振動実験を行なった。理論計算値(case 0,1)と実測値との固有振動数の比較を表-6に、一次のmodeの比較を図-11に、それぞれ示す。一次の固有振動数の比較から、Case 0の理論値に比べて実測値では値がやや小さくなっている。まず理論値よりmodeを考察すると、Case 0では左側3ス

表-4

Case	架け合い箇所の条件		基礎	断面二次モーメント	
	桁	橋脚		桁	橋脚
0	ヒンジ		固定	桁 橋脚	全断面有効 全断面有効
1	ヒンジ		固定	桁 橋脚	コンクリート引張応力無視 全断面有効
2	ヒンジ		固定	桁 橋脚	コンクリート引張応力無視 コンクリート引張応力無視
3	剛結		固定	桁 橋脚	コンクリート引張応力無視 全断面有効
4	剛結	ねじり考慮	固定	桁 橋脚	コンクリート引張応力無視 全断面有効

注：架け合い箇所における水平面内の条件

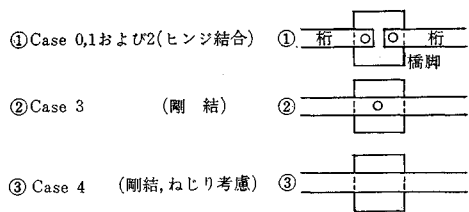
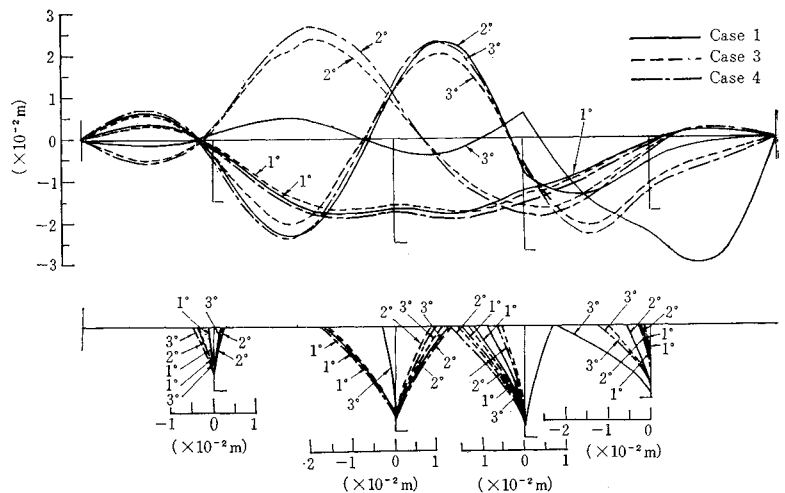


表-5 固有振動周期 (sec)

固有振動周期 次数	Case 0	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
1	0.594	0.668	1.08	0.667	0.667
2	0.515	0.451	0.949	0.631	0.631
3	0.324	0.404	0.679	0.442	0.437
4	0.293	0.333	0.602	0.392	0.392
5	0.230	0.245	0.440	0.296	0.296
6	0.172	0.165	0.340	—	—
7	0.142	0.120	0.261	—	—

図-9 固有振動波形の比較



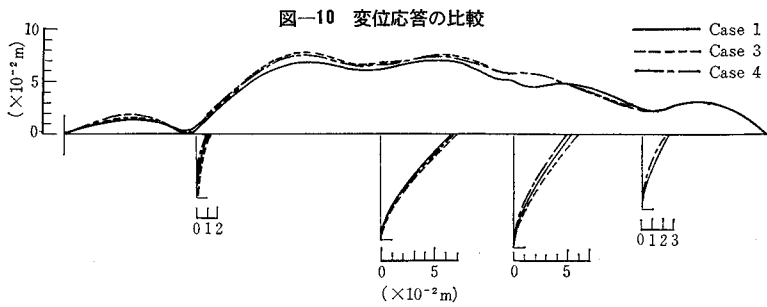


図-11 基本振動波形の比較  
(1次・Case 0, 1 と実験値)

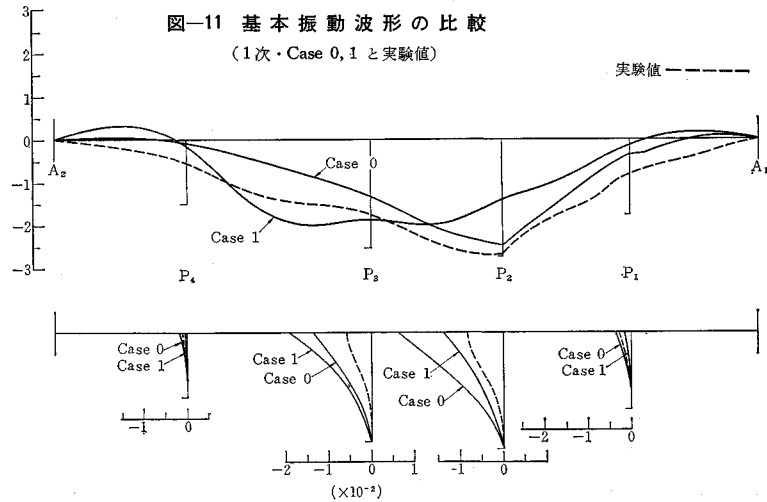


表-6

次 数	実 測 値 (c/s)	理 論 計 算 値	
		Case 0 (c/s)	Case 1 (c/s)
1	1.53	1.68	1.50
2	2.38	1.94	2.22
3	2.64	3.09	2.48

パンが振動の主体性を持つ。すなわち、桁の不連続箇所の位置およびスパンと橋脚高とからみて、架け合い部の橋脚  $P_2$  では振動に対する抵抗性が弱いことがうかがえる。Case 1 に代ると、波形はなだらかとなり、上部構造全体で振動する様子がわかる。実測値の振動モードは傾向的には Case 0 と Case 1 との中間的な挙動を示し、理論計算で見られた橋台における桁への拘束は認められなかった。理由として考えられることは、上部構造は剛性の高い橋台に下弦材のみで固定されており、約 8 m 上方にある上弦材、床版は直接拘束されていなかった。それを反映して、実験時には橋台に近い端対傾構がせん断的な振動を行ない、橋軸直角方向にかなりの変位を生じていた。したがって、橋台での支持条件を単にヒンジとする計算仮定は問題があると思われる。また、実測と理論とで振動数に差が出た原因としては、実際と計算時の仮定の相違があげられる。理論計算ではトラスの高さと対傾構は計算では無視されている。しかし、上述のとおり実験時に端対傾構は横方向にかなり変形しており、若

干の剛性を持つものと思われる。もとよりこれらの差の原因を一義的に定めることはできないが、この種の複雑な構造物を動的解析する場合、上部構造の仮定方法における問題点として将来に残されよう。最後に、先に提起して置いた減衰定数の問題に触れてみたい。

道路公団の前述の耐震規準には、設計条件として全構造系に対する減衰定数を 5% とする大前提を置いている。しかし先に建設省が底沢橋の橋脚のみで実測した値は、橋軸直角方向で約 1%、また全構造系に対する値も、同方向で 1~2% と仮定よりも小さく結果的には危険側の恨みがある。しかし実験値は全構造系に微小振動を与えたもので、そのような微小変位では、コンクリートの全断面が有効に働いていると考えられる。

計算仮定どおり、最大加速度 200 gal が作用し、さらに変位が増大してコンクリートにひびわれが入れば、各種の減衰効果によってその値も必然的に増大し、レスポンスが減少することも想像に難くない。しかし、コンクリートの引張応力を無視した状態で、この値を正確につかむことは現場実験では不可能である。将来の研究項目として残されよう。

#### 4. あとがき

現時点における耐震設計上の諸問題に言及するとともに、現在一応の解決をみているものについては、その対策をもあわせて述べてきた。しかし、この解決法が完全無欠なものであり得ないことは、筆者が誰よりも知る所である。現在は過去から踏襲されてきた震度法と、将来可能となろう構造物の動的特性をも考慮に入れた新しい設計法のいわば過渡期ともいえる。flexible な構造物の設計時にかなり大胆な仮定をしていることから考えて、設計震度に相当するような地震動を受けたときに、構造物の動的挙動が何よりも心に懸るが、地震計あるいは大型振動台等の現在保有する武器を十二分に駆使し、動的特性の把握に務め、一日も早く合理的な設計方法の出現を期待する者はひとり筆者らのみではあるまい。

(1968.10.8・受付) ↓