

ゴム支承を用いた連続桁橋の地震時 水平反力の分散について

神戸建設部 設計課 松 本 雅 治
工務部 設計課 中 島 裕 之

まえがき

最近の高架道路は、振動、騒音等をおさえ走行性を向上させるため連続型式の上部構造をとることが多い。当公団でも三径間連続桁橋の採用を基本と考えるようになってきているが、まだそれ以上の多径間連続橋の例は少ない。これはおもに地震時の上部構造慣性力をうまく処理できないことによるものと考えられる。一般には、一本の固定脚に上部構造すべての慣性力を受けもたせているため多径間の場合は、この固定脚が大きくなりすぎ建設地点の地理的条件を満足しないとか、美観上好しくないとかまた、経済的にも単純桁をならべたものと比較するとかなり不利になる結果となる。このような問題をクリアーするための試みとしては、多径間連続橋を多点固定方式にする方法とか、上下部構造の接点に急激な変位に対しては固定となり、緩やかな変位に対しては可動となるいわゆるダンパーを用いる手法とかがある。両者とも地震時水平力を複数本の橋脚にとらせることにより、より合理的に設計を行おうとするものだが、前者には常時の温度変化による桁の伸縮に起因する橋軸方向力をいかに処理するかの問題があり、後者にはダンパーという特別な装置を設置しなければならないということがある。前者の例としては、日本道路公団の金沢高架橋¹⁾等があり、温度変化等による桁の伸縮は下部構造物の変形により対処しているが、常時、桁および橋脚に活死荷重以外の外力が作用しているということになる。また地盤をも含めた下部構造物の変形を定量化しなければならぬため不確定要素が設計中に入り込む可

能性がある。後者の例としては、当公団で施工した大阪神戸線吉野玉川工区が多径間連続橋²⁾がある。ここでは粘性せん断型のダンパーを用いており、これに地震時水平力に対する固定沓の役割を期待している。ダンパーについては、装置そのものの費用が通常の沓に要する費用に加算され経済性に若干の問題を残すのと、比較的頻繁な管理、点検が必要となる。本報告に述べるゴム支承を用いた連続橋の反力分散方式は、従来からPC桁橋に用いられているゴム支承をそのままで使用し、そのせん断バネを利用して行うもので、ここではその考え方と関連する模型実験について紹介する。

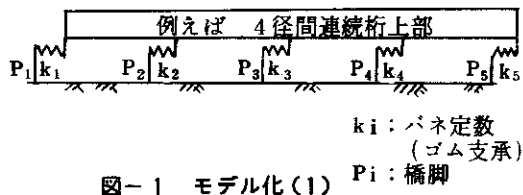
1. ゴム支承

従来からゴム支承はPC桁橋用に用いられており、回転変位は鉛直方向の変形で、また軸方向変位はせん断変形で対処するように設計されてきた。また、固定可動の差違は端横桁及び橋脚天端に埋め込まれるアンカーボルトに、相対的な変位を起させ得る構造にするか、しないかにより区分されており、上下部構造間の水平力の伝達は、固定支承の場合はアンカーボルトの直接せん断により、また可動支承の場合はゴム支承のせん断変形により、(定量的には適当な摩擦係数を仮定することにより)伝達する考えをとっている。今までこのように限定された働きしか期待されていなかったゴム支承に、もう少し積極的な働きをもたせて、特に地震時の不規則振動による上下部構造間の接点での力のやりとり、さらには構造物全体の減衰性能を大きくしようとする動きが最近出てきている。これはゴ

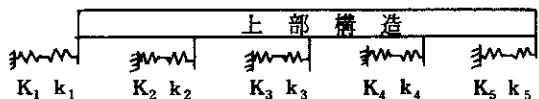
ム支承が橋梁用として本格的に用いられてからは、四半世紀を経、その間に心配されていた劣化も、そう大きいものでないことや、今も当初の設計で考えていた弾性的諸性質を維持していることが、実橋調査等により確認される例³⁾が増えてきたことと、最近の震害例を見ると、鋼支承に比してゴム支承の耐震性がすぐれていることが、経験上わかってきたことによること等のためである。支承の耐震性に関して言えば、地震動のような不規則振動を移動方向が機械的に決まっている鋼支承で対応しようとするに、無理があるように思われる。ゴム支承のようにいろんな方向の動きに対応でき、なおかつ、施工上の誤差の吸収能力が大きいものが有利であろうことは明確である。しかし一方これらの長点を定量的に規定するほどにはゴム自体の、主に経年変化に関する性質がはっきりしないのも事実である。また、その物理的性質についても弾性範囲を越えた領域、あるいは動的変形特性等十分な実験的検証も数少ない。

2. ゴム支承を用いた連続桁橋の振動モデル

ゴム支承を用いた場合、前述のように上下部構造間に相対変位が生じた場合は、その間の変形量に応じて相対変形方向の力のやりとりがなされる。上下部構造の接点に位置するゴム支承に生ずる変形が弾性範囲内であると仮定すると、上下部構造物はある強さの線型バネにより結合されていると考えられ、これは図-1のようにモデル化される。



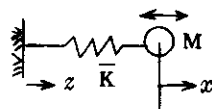
さらにゴム支承が設置される橋脚、橋台等の下部構造それ自体も、バネと考え得ることを加味すると図-1は、図-2のような単純なモデルで表わされる。上部構造物の軸方向の変形を無視すればこのモデルは1自由度の振動系である。今軸方向の



\$K_i\$: バネ定数 (橋脚等下部構造物)

図-2 モデル化(2)

地震を考え、各橋脚位置での地盤振動に位相差がないと仮定すると、このモデルは図-3で表現できその動特性は把握できる。すなわちMの最大応答



$$M\ddot{x} + \bar{K}x = -M\ddot{z} \quad (\text{簡略化のため減衰は無視した})$$

M : 上部構造物質量

\$\bar{K}\$: バネ定数 (ゴム支承+橋脚)

図-3 1自由度系全体振動モデル

加速度、最大応答変位を求めることができ、それから \$K_i, k_i\$ おおのの最大応答変位が求まり、地震時の支承の変形、各橋脚の分担する地震力が算定されることになる。現行の耐震設計基準にあてはめると、図-3のモデルの固有周期が(1)式であら

$$T = 2\pi \left(\frac{M}{\bar{K}} \right)^{1/2} \quad (1)$$

わされ、これに対応する動的倍率 \$\beta\$ が決定される。これを用いて上部構造物の慣性力の最大値を求め、その時の変位より、各支承および各橋脚の変位、および断面力を算定することになる。以上を式で表わすと

$$\bar{K} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{\frac{1}{k_i} + \frac{1}{K_i}} \quad (2)$$

$$\delta_{max} = \frac{\beta \cdot K_n \cdot M \cdot g}{\bar{K}} \quad (3)$$

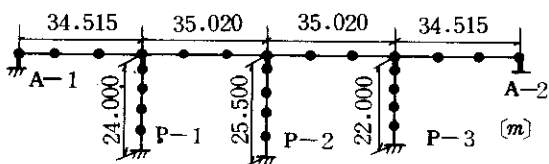
$$F_i = \delta_{max} \bar{K}_i = \delta_{max} \left(\frac{1}{k_i} + \frac{1}{K_i} \right)^{-1} \quad (4)$$

ここで \$\delta_{max}\$ は上部構造物の最大応答変位、\$g\$ は重力加速度、\$k_n\$ は基本(標準)震度で、\$F_i\$ は

橋脚天端（ゴム沓も含める）に作用する地震時水平力である。もちろん下部構造物の設計には、温度変化による常時の水平反力、橋脚等に作用する地震時慣性力を考慮しなければならないのは言うまでもない。このようにゴム支承および橋脚を上部構造を支えるバネと評価することにより、上部構造物に作用する地震時水平力を各下部構造物に分散させ受けもたせる設計が可能になる。また、ゴム支承のバネ定数 k_i と橋脚のバネ定数 K_i との関係は、一般には $K_i \gg k_i$ であることを考えると全体バネ定数 \bar{k} に及ばず k_i の影響は大きく、 k_i の選択次第では K_i 、すなわち橋脚剛度にあまり関係なく上部構造物水平力を各下部構造物に均等に分散できることになる。今一つ、興味あることは全体系の固有周期をもゴム支承の剛度により操作できることで、これは上部構造物慣性力を小さくする（加速度応答を小さくする）ことの可能性も示しているが、実際問題としてどのような扱いをするかは今後の検討課題と言える。

3. 実橋でのケーススタディ⁴⁾

北神戸線で採用されている4径間連結桁（PC）について前章の考えによる結果と、土研応答スペクトルを用いた動的解析とを比較する。図-4に動的解析に用いたモデルと、実構造物の若干の諸数値を示した。前章による解析と、図-4による動的



- —ゴム支承と等価なバネ部材(仮想):橋脚と桁との隣点部
- 仮想バネ部材と上部構造物とはヒンジ結合
- 橋脚下端は固定
- 入力最大加速度は 200 gal
- 減衰定数 h は 2%と 5%
- 第2種地盤を対象にした。

図-4

応答解析の結果の比較のうち、上部構造物最大変位、上部構造物慣性力の分担比率を表-1に示した。

これによると、分散比率については両者の間に差は

表-1 最大変位応答と分担率

	δ (cm)	水平力の分担(橋脚天端)%				
		A1	P1	P2	P3	A2
前章による解析	7.1	14.8	23.1	21.2	26.0	14.8
図-4による動的解析 $h=2\%$	8.23	15.4	22.9	19.7	26.6	15.4
" $h=5\%$	6.35	15.5	22.8	19.7	26.5	15.5

ないと考えられ、また δ についても大差ないと言える。ただ前章の検討では、下部構造物をバネに置き換えたモデルであったため、橋脚に作用する慣性力が考慮されていないので現実の設計では、これを加味せねばならない。その場合、例えば橋脚下端の断面力について動的解析と比較すると、若干大きめの値を示すようである。本ケーススタディの場合は、PC桁橋であるため乾燥収縮、クリープの影響を考慮せねばならなかったため、下部構造物用の設計外力としてはこれらをすべて重ね合わせたものを採用している。この他に構造細目として、実設計の段階で重要なものに支承のストッパーがある。今まで述べたように、ゴム支承を介して下部構造物へ上部反力を分散しているわけだが、実際の現象として、設計で想定している以上の地震力が作用することがあるのは十分予想されるわけで、その場合上部構造物の過度な変位をおさえるためにはストッパーが必要となる。このストッパーをどの時点から働かすかはむづかしいところであるがここでは、計算上の上部構造物最大変位プラス1cmを目安の値とし、従来よりPC桁の可動支承側に設けているものを考えた。今一つ、現実の対応として考えなければならないのはゴム支承の設置の仕方である。上下部構造間の相対変位を確実にゴム支承のせん断変形に変換し、力のやりとりができるように配慮せねばならないわけである。一般的にゴム支承とコンクリート面との摩擦係数は0.4程度あると考えられ通常の地震では、摩擦面ですべる可能性は少ないが、地震時の構造物挙動の複雑さは予見しにくいことや、支承部分の動倍率が計算よりも大きくなる可能性があることを考えねばならない。この問題も今後の研究課題の一つになるが本ケーススタディでは、安全を

みてゴム支承をクランプ材により橋脚あるいは桁に埋め込み滑りが生じないように考えている。

4. 模型実験⁵⁾

4-1 実験計画

前2章では、簡易な1質点系のモデルと、多質点系のモデルとの計算上の比較を行い、応答値や上部工慣性力の分散比率等が、大略一致することを見たが、本章ではゴム支承を用いた3径間連続橋の模型を作成し、それに加振した場合の挙動を観察しようとするものである。本実験で得ようとするのは、固有周期、応答、減衰定数、分散率に関して模型の実測値と2章で示した計算値との対比が主なものとなる。なお、実構造物と模型との関係については、減衰定数を除き、その幾何学的な関係から計算により関連づけることは可能である。

4-2 実験装置と模型

実験装置は、振動台(2.5m×2.5m)と橋模型から成り、表-2に振動台の能力を、図-5に模型構造図を、写真-1に実験装置を示した。模型の種類は、支承条件(ピン結合支承かゴム支承)、ゴム支承の剛度、橋脚の剛度をパラメーターとし計6ヶ作成したが、本報告では橋脚剛度を変えた模型を省略し、図-6に示す三つの模型につき橋

表-2 振動台の諸元

・加振力	正弦波 最大4ton(一方向当り) ランダム波 最大4ton(")
	注) 2方向に対し上記加振力のものを 各々1台もっている。
・周波数範囲	0.2~200 Hz
・最大変位	±50 mm
・最大速度	50 cm/sec
・振動方向	水平2方向(同時加振式)
・振動波形	正弦波およびランダム波
・振動台寸法	2.5 m × 2.5 m
・許容負荷重量	最大8 ton

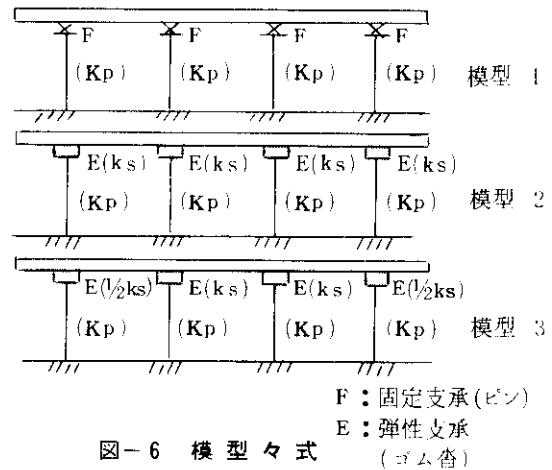


図-6 模型々式

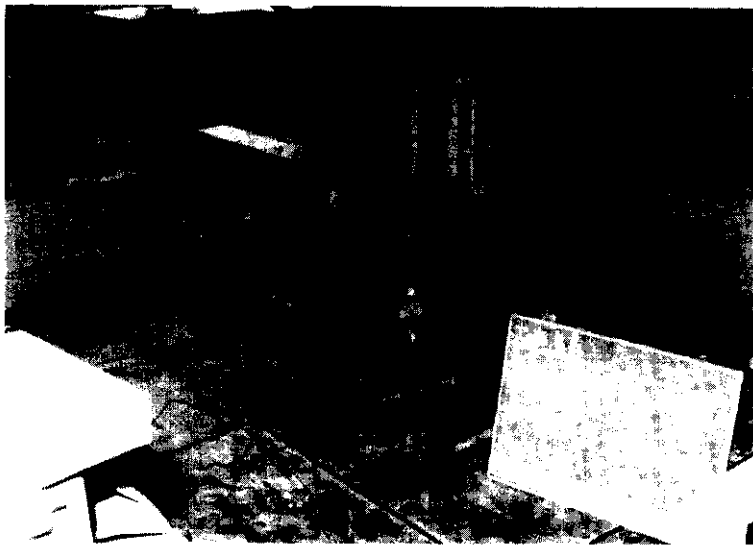


写真-1 実験装置

討を加える。なおゴム支承には、天然ゴム材のゴム片を用い、そのせん断バネ定数は、36.5 kg/cm (せん断変形 100%までの試験より求めた)である。今回の模型と想定する実橋との比較を表-3に示した。

表-3 模型および実橋の諸元

模型	重量 (kg)		橋脚剛性 Kp (kg/cm)	ゴム支承せん断 バネ係数 Ks (kg/cm)	固有周期 T (sec)
	上部工Wu	橋脚Wp			
模型	248	4.6	126.8 (110.8)	36.5	0.232 (0.150)
実橋	2,525×10 ³	546×10 ³	116.1×10 ³	16.25×10 ³	1.001 (0.468)
縮小比	$\frac{1}{10,200}$	$\frac{1}{120,000}$	$\frac{1}{916}$ $(\frac{1}{1050})$	$\frac{1}{445}$	$\frac{1}{4.31}$ $(\frac{1}{3.12})$

()内の数字はピン支承の場合

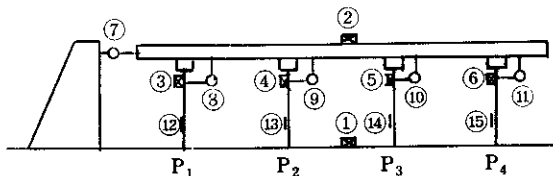
4-3 実験方法と測定項目

1) 実験方法

各模型につき自由振動実験と強制振動実験を行ったが、前者については模型を振動台に固定し、上部構造部分を橋軸方向に鋼線で引張り強制変位させた後、瞬時に変位を解放させる(カッターで引張り鋼線を切る)ことにより自由振動を発生させた。後者についても模型を振動台に固定し、振動台を橋軸方向に加振することにより、強制振動を与えた。入力波形は正弦波(一定加速度振幅 $\ddot{Z}_0 \approx 50 \text{ gal}$)とし、振動数は模型の固有振動数を含む範囲で数点変化させた。

2) 測定項目

測定項目は、振動台、上部構造と橋脚の加速度、上部構造と振動台、あるいは橋脚との相対変位、橋脚のひずみである。図-7に測定計器の配置を示



①~⑥; 加速設計

⑦~⑪; 変位計

⑫~⑮; ひずみ計

図-7 測定計器の配置

す。測定値はすべてデータレコーダに記録した。

4-4 実験結果と考察

1) 固有周期および減衰定数

自由振動実験における上部構造~振動台相対変位の波形より求めた固有周期および減衰定数を表-4に示した。固有周期については式(1)により求

表-4 固有周期および減衰定数

模型番号	波数	変位振幅 (mm)	対数減衰 率 δ	減衰定数 h	固有周期 T (sec)
模型 1	1	4.06	0.183	0.029	0.158 (0.150)
	2	3.38			
	3	2.92	0.146	0.023	
	4	2.46	0.171	0.027	
	5	2.15	0.135	0.021	
	平均		0.159	0.025	
模型 2	1	2.77	0.286	0.046	0.222 (0.232)
	2	2.08			
	3	1.53	0.307	0.049	
	4	1.23	0.218	0.035	
	5	0.92	0.291	0.046	
	平均		0.276	0.044	
模型 3	1	2.89	0.353	0.056	0.255 (0.259)
	2	2.03			
	3	1.41	0.364	0.058	
	4	0.94	0.405	0.065	
	5	0.63	0.400	0.064	
	平均		0.381	0.061	

注) ()内は計算値

めたものを()内に付記した。これによると実験値と計算値はよく一致しており、計算値に用いた橋脚剛性バネ、ゴム支承せん断バネの値から求まる合成バネと橋脚重量を無視した上部構造物重量とからなる、1質点系モデルで十分近似できると考えられる。ただ、本模型の橋脚重量は実橋のそれと比すると表-3に見られるようにその縮小比がかなり小さい(約1/12)ことも事実であり、これの影響については本実験では明確でない。減衰定数については最初の5波の変位振幅から求めた値の平均値を示した。これによるとゴム支承を用いた模型(模型2と3)は、ピン支承を有する模型に比すると減衰が1.7倍から2.4倍程度大きくなっている。また端橋脚のゴム支承せん断バネ係数を小さくした模型3では、全橋脚同一のゴム支承の模型2に比べ、減衰定数が大きくなる(本実験の場合約1.4倍)ことが分った。

2) 橋脚曲げ変形とゴム支承せん断変形について

ゴム支承を用いた連続桁の下部構造の設計において、上部構造から伝達される水平力が問題となる。現段階の設計では各橋脚は基礎地盤を含めた橋脚の剛性バネと、ゴム支承せん断バネを合成したバネの強さの比率で上部工慣性力を分担すると考えるのが一般的である。したがって、今回の模型実験においても振動時に橋脚バネと支承バネが合成バネとして挙動していることを確かめるため、強制振動実験結果より得られた上部工の全変位置に対するゴム支承の変形量の比率 η を図-8に示した。図

中には静的外力に対する η の計算値も入れている。これによると共振点付近では、測定値と計算値は比較的よく一致しているが、その他の周波数域ではバラツキが大きい。これは応答値が小さいため読みとり誤差が大きくなっているのが原因であると考えられる。

3) 上部構造慣性力の分散率について

上部構造慣性力の各橋脚への分散具合をみるため、各橋脚のヒズミ測定値から計算した分担力を示したのが図-9である。図には式(2)から計算される分散率も示した。これによると当然ではあるが、ピン支承の場合はよく計算値と一致しており、

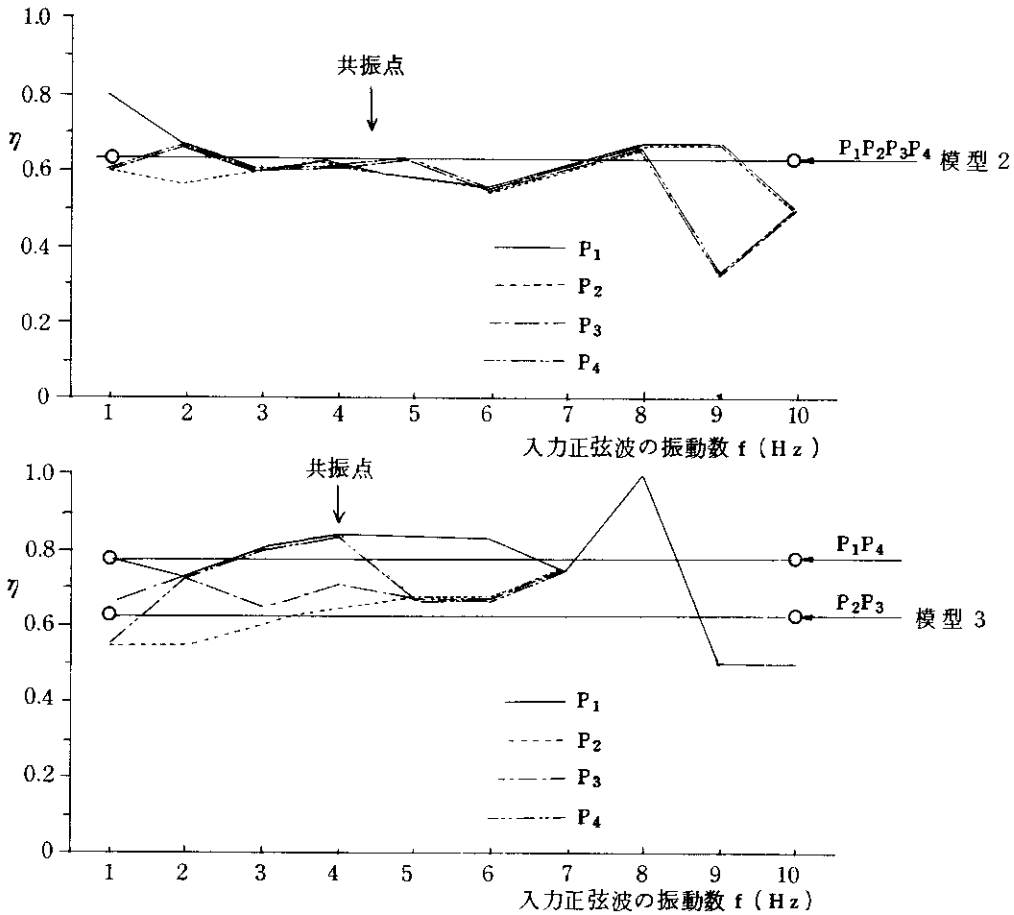


図-8 上部構造の全変位置に対するゴム支承の変形量の比率 η

ゴム支承の場合(模型2,3)も共振点付近ではほぼ計算通りの分散になっている。この他の周波数領域では、前項と同じく読み取り誤差の影響が大きいと思われる。この影響を小さくするため、入力正弦波の全振動数範囲(1ヘルツ~10ヘルツ)におけるひずみ値を各橋脚ごとに加算し、その比率を各々の模型について示したのが表-5である。このようにするとひずみ量の大きい共振点付近の値が強調されるため、計算値とよく一致する。

表-5 分散率 %

	P1	P2	P3	P4
模型 1	25.3 (25.0)	24.7 (25.0)	24.8 (25.0)	25.3 (25.0)
" 2	25.6 (25.0)	24.7 (25.0)	24.7 (25.0)	25.0 (25.0)
" 3	19.0 (19.0)	32.2 (31.0)	30.7 (31.0)	18.1 (19.0)

()は計算値

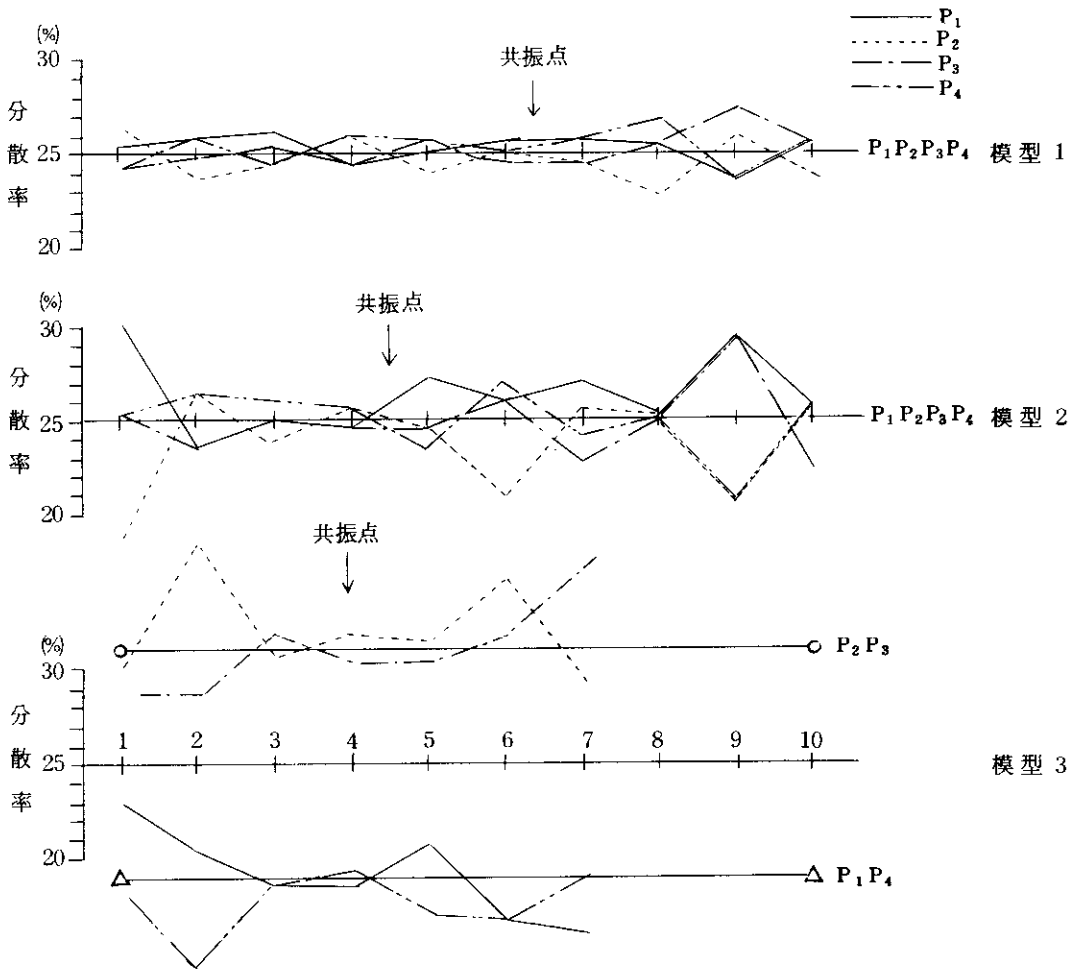


図-9 分散率

あとがき

ゴム支承および橋脚をバネと評価し上部構造物慣性力(地震時)を、それを支える下部構造物に分散する方法について述べ、模型実験および動的解析(多質点系のモーダルアナリシス)との比較で、十分良好な精度をもつことを示した。ゴム支承はその性質上、施工誤差を吸収しやすく、また地震のような不規則振動に対して最もその特長を発揮するものと考えられ、今後、巾広く使用される可能性が高いものと考えられる。もちろん現時点ではまだ十分わからない点も多く、それらの主なものを列挙すると、実験ではかなり期待できたゴム支承のダンピングに関する性質、物理的性質の経時変化、他材料(鋼あるいはコンクリート)との摩擦力の大小、弾性域を越えた場合の動的、静的な挙動等がある。これらについては、今後更に実験等により確かめられなければならない。また、連続橋に使用するという観点から言うと、どの程度の径間数、あるいは橋長まで適用可能なのかという問題も興味深く、今後の研究のまたれるところである。

〔参考文献〕

- 1) 日本道路公団技術部構造技術課：多径間連続高架橋の研究、橋梁と基礎、78-2 1978年2月
- 2) 福岡悟；粘性せん断型ストッパーを用いた多径間連続桁の設計、橋梁、vol16, №2 1980年2月
- 3) 宇佐美民雄ほか；ゴム支承の経年変化と静的特性、日本ゴム協会誌、第54巻第3号、1981年
- 4) 長大橋設計センター；阪神高速道路北神戸線前開第1工区(その1)設計業務、1980年10月
- 5) 八千代エンジニアリング；高架道路の耐震および振動特性検討業務、阪神高速道路公団、1982年3月