

(69) 多径間連続高架橋の模型振動実験

建設省土木研究所 正員 と田 治

〃 〃 正員 萩原 良二

首都高速道路公団 正員 口中川 誠志

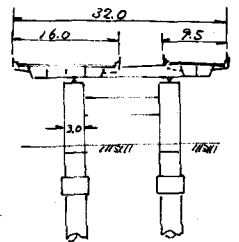
1. まえがき

これまでの高速道路高架橋の構造は単紙桁形式を主体としており、連続桁形式は支間長などの制約をうける場合にのみ採用されることが多い。しかし単紙桁形式では伸縮継手の数が多くなると、走行性や継手部からの騒音振動などの問題を生ずることもある。このような問題の対策法の一つとして、連続径間数をふやしたいわゆる多径間連続桁形式の採用が考えられる。首都高速葛飾川口線 KT 38 E などで採用された12径間連続高架橋はその一つで、全体橋長507.5m、各支間長40.5～44.0m とし、上部構造は鋼連続箱桁、下部構造は鉄筋コンクリートH型橋脚とされている。また13橋脚中、中央部9橋脚は、上部構造とともに固定された支承形式となっている。(図-1) この多径間連続高架橋はこのように従来の橋梁とは異なる橋梁規模と構造形式となっているので、耐震設計にあたっては、具体的な設計例に対し2動的応答解析を行うほか、模型振動実験によってその振動特性を調査することとしたのである。

本文は、12径間連続高架橋の振動特性をしらべるとともに、同一の橋梁規模(全長、支間長)を有しながら、構造形式の異なる場合の振動特性を調べるため、各橋脚支点上にオイルタンパーを有する多径間連続高架橋(以下ダンパー桁形式という)、および単紙桁が連続する高架橋(以下単紙桁形式という)の模型振動実験を行い、各々の支承構造形式の振動特性を比較したのである。

2. 多径間連続高架橋(ヒンジ桁形式)について

ヒンジ支承で基本となる多径間連続高架橋では、温度変化による桁伸縮力を解放するため、中央部橋脚の橋軸方向剛性を高く、端部と各中間部2橋脚剛性を低下させる必要がある。このような剛性配分の傾向は橋軸直角方向についても生ずることとなる。ヒンジ形式の多径間橋について2動的応答解析を行った結果、橋軸方向応答は上部桁の軸方向剛性に比して各橋脚の変形拘束度は小さいので、全体が1質点-ばねモデルにあてはめると、固有周期の算出などには十分な精度が得られるが、橋軸直角方向については、上部桁の面内剛性が各橋脚の拘束度に比して小さいので、卓越モードが分散し、複雑な応答を示すことが知られた。したがって、橋軸直角方向の応答の確認が、ヒンジ形式の多径間連続高架橋では最も大切であり、さらにそれに影響するものとして、上部構造の面内剛性におよぼす床版の影響、両端端部橋梁からの拘束の影響の確認が必要が認められた。



3. 模型の概要

高架橋模型はアクリル樹脂を主材料とし、質量調整のために鋼材も用いている。また、くい基礎は板ばねにより模型化した。模型と実橋の相似比は表-1のように設定し

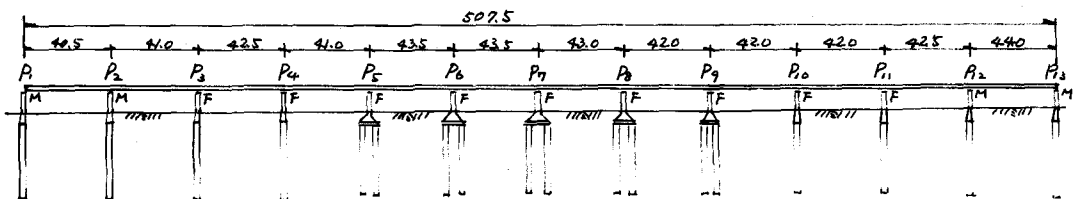


図-1 12径間連続高架橋

たが、振動台の大きさの制約から、長さ比について橋脚高さ $1/5$ 、橋脚間隔（橋長） $1/65$ と変えてあり、これに伴って 2 断面剛性比を橋脚と上部構造で変化させている。

ヒンジ形式の模型は図-1 の 12 径周連続高架橋を基本とし、特に橋軸直方向に同じ 2 つの条件で実験可能なものとした。

- ① コンクリート床版剛性、および両端部の隣接橋梁からの拘束の影響をともに考慮しない場合（基本型）
- ② 両端橋脚を十分剛性の高い鋼製柱で拘束し、隣接橋梁からの拘束を考慮した場合（隣接橋梁考慮）
- ③ コンクリート床版剛性の影響を考慮した場合（床版剛性考慮）

ダンパー形式と単紙桁形式の模型作成にあたり、これは、図-1 の実橋と同一規模を有する橋梁と別途簡易設計したうえで、表-1 の相似比に従い製作した。

ダンパー形式の橋軸方向の振時は、ダンパーの容量が応答に大きく影響する。実験に際して、オイル形式のダンパーと別途製作し、各橋脚との支保部に取り付けた。この模型ダンパーは、シリコンオイルを用いアクリル樹脂板とネジ周りをスキマを調節することによって、減衰効果をコントロールし、本実験では減衰係数 $C=0.8$ および $1.7 \text{ kg} \cdot \text{sec} / \text{cm}$ の値を用いた。

測定内容は橋脚と下端における応答加速度、および橋脚下端のひびき測定を基本とし、その他、桁上および加振台上での加速度測定を適宜追加している。また計測対象橋脚は 13 脚の内 7 基（ $P_4, P_7, P_8, P_9, P_{10}, P_{12}, P_{13}$ ）である。

4. 実験の概要

振動実験における入力条件はつぎのとおりである。

- ① ランダム波 3~25 Hz の周波数領域のパワースペクトルがほぼ一定の波形（100~200 gal）
- ② 模擬地震波 ①のランダム波にラーホーをかけた加速度振幅を漸増および漸減させた波形（100~200 gal）
- ③ 正弦波 4~20 Hz の周波数範囲で 2 Hz まで（50 gal）

ただし実験はランダム波を模擬地震波を主とし、正弦波のケースは参考値とした。

5. 模型体の応答解析

振動実験に用いた高架橋模型を対象に動的解析モデルを設定し、実験値と計算値の比較を行うことにより、実験結果の検証を行うとともにこの種橋梁の動的解析モデルの位置づけの検証を行った。解析モデルは通常行われている多質点梁系のモデルによるが、ダンパー桁モデルは元来電算解析で追従困難な点が多いので、全体を 1 自由度桁形構造として、減衰常数と変

相似比	
長さ	橋脚高さ $1/5$ 、橋脚間隔 $1/65$
弾性係数	$1/34.7$
密度	$1/2$
時間	$1/6$
加速度	$1/0.694$
断面剛性	橋脚 $1/1.36 \times 10^7$ 、上部構造 $1/2.38 \times 10^6$
粘性係数	$1/5.21 \times 10^3$

表-1 相似比

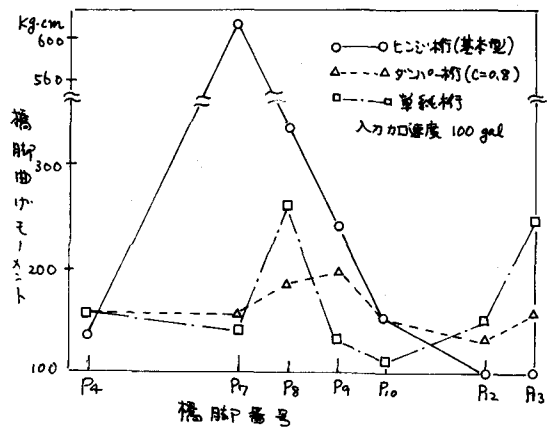


図-2 構造種別比較（橋軸方向）

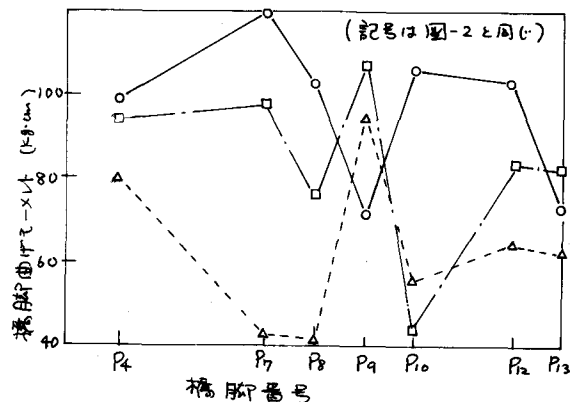


図-3 構造種別比較（橋軸直方向）

仮定して計算し、実験結果の位置づけのチエックにとめることとした。

6. 実験結果

計測は加速度および橋脚下端のひずみについて行っているが、ここではひずみから求めた橋脚下端曲げモーメントについて述べる。図-2および図-3は、ヒンジ、カンバー、単独桁の構造別比較を行ったものである。橋脚方向についてみると、ヒンジモデルは剛性の大きい中央部橋脚に曲げモーメントが集中しており、橋脚剛性と反力分担の関連傾向がみとめられる。

図-4はヒンジモデルについて、橋脚方向の計算値と実験値を載せたものである。分布の傾向は両者合致しているが、減衰係数については実験値は5%より小さいようである。図-5は橋脚直交方向の結果である。隣接径間の応答の影響は明瞭ではないが、詳細にみると端部付近に局部的に影響はみられ、中央部橋脚にはほとんどみられないようである。本版剛性を考慮した場合は、曲げモーメントの分布が均等化する傾向にあるが、顕著とはいえない。計算値について同様である。また減衰係数についてみると、模型体は5~10%の間にありうると思われる。

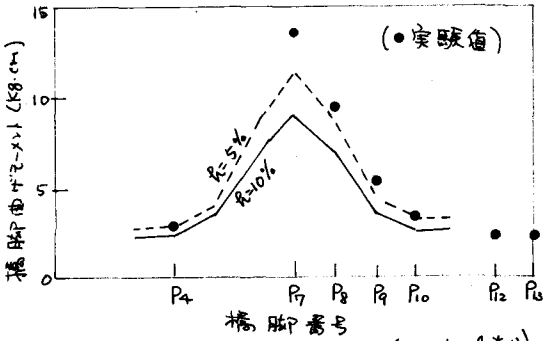


図-4 ヒンジ桁 (橋脚方向, 1gal 当り)

図-6はカンバー桁の場合である。図には実験値のほか、計算値として1自由度系の計算モデルで減衰係数を仮定して求めた結果も示している。全橋脚の平均値に関して言えば、実験時に設定した減衰係数 ($C=0.8$ または $1.7 \text{ kg}\cdot\text{sec}/\text{cm}$) のもとでは正しい計算結果を与えるのは、ひずみで5倍の減衰係数の場合である。計算でのモデル化の方法にも問題はあると思われるが、その他にも、模型体では上下部構造間のまつなど、カンバー以外の構造減衰がかなり含まれていると考えよう。

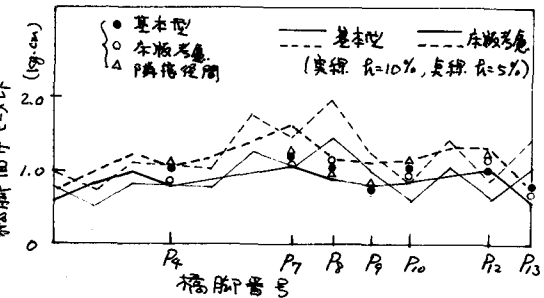


図-5 ヒンジ桁 (橋脚直交方向, 1gal 当り)

図-7は単独桁の場合である。減衰係数についてみると、実験値はともに10%あるいはそれ以上のようと思われる。

図-8はヒンジ桁の応答加速度について、時刻応答の計算値と実験値を比較したものである。両者互いのズレが一致を示していることから、模型に対するモデル化が適切であり、従って一般にとらえている多質点系のモデル化の手法は主として有効であることが認められる。

7. 構造形式による応答の傾向

構造形式間の比較をより明らかにするために橋脚曲げモーメントを実物レベルに換算して考察してみる。表-2の橋脚方向の応答をみるとヒンジ桁は他の構造にくらべてかなりレベルが

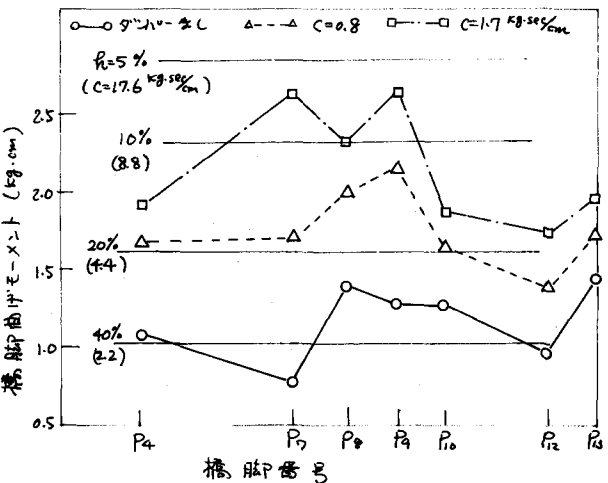


図-6 カンバー桁 (橋脚方向, 1gal 当り)

高くなっている。これは橋脚剛性をコントロールするための断面寸法に制約がありそのかわり鉄筋量を増やると、設計上より不利な利得をうける構造となるためである。静的な地盤加力によれば、上部工重量が一定であれば橋脚に作用する曲げモーメントは同じであるが、動的な地盤加力では構造物の減衰や固有振動数の影響をうける。表-3の値は橋脚曲げモーメントの和を示したもので、曲げモーメントの変化は、系の構造減衰の変化を示すと看做す。表-2の直交方向については形式と形式との差があるとは言えない。

結局、これらの考察から、ヒンジ橋は構造減衰が大きい構造で、応答断面力としては大きくも小さいものもあるが、反面、構造物の応答解析が不明確な要素が減ることによって計算の精度が向上することとなり、十分な配慮のもとに合理的な設計が可能な構造形式であると言える。

8. まとめ

- ① 剛性と反力分担 上部構造の強度力による水平反力の分担は橋脚の剛性によって支配されることを振動実験において確認することができた。特にヒンジ橋では中央部の高剛性脚に反力が分担される。
- ② 隣接区間からの拘束 ヒンジ橋の直交方向に振動する際の、隣接区間からの拘束影響は端部において局所的にみられるが、その影響は小さく、単独として取り扱うよい。

- ③ 本脚の剛性 ヒンジ橋が直交方向に振動する際の本脚剛性の影響は、橋脚曲げモーメントに均一な傾向はみられるがその影響は小さい。

- ④ 構造種別特性 単純橋や π 橋では構造減衰が応答に大きく影響するが、減衰の定量的把握はむづかしい。ヒンジ橋では構造減衰は小さく、曲げモーメントなどの応答特性が大きくなる。しかし振動時の不確定要素が多く、多質点梁モデルで動的挙動を十分な精度で予測することは可能な構造形式であるといえる。

- ⑤ 応答解析におけるモデル化 構造に関する応答計算値と実験値はよく一致しており、このことから応答解析におけるモデル化の方法が妥当なものである。

参考文献

- (1) 高速道路研究会：都市高速道路高架橋の新しい構造形式に関する調査研究委員会報告書（第3号）、昭和55年3月
- (2) 海老根、宮南、秋元、中川：多径間連続高架橋の設計について、25回構造工学シンポジウム、土木学会 1979

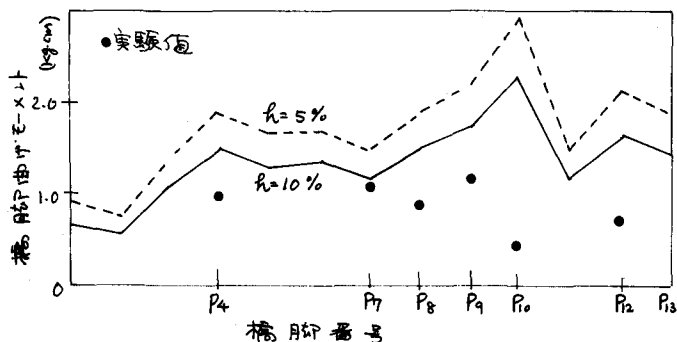


図-7 単純橋（橋軸直交方向、1gal当り）

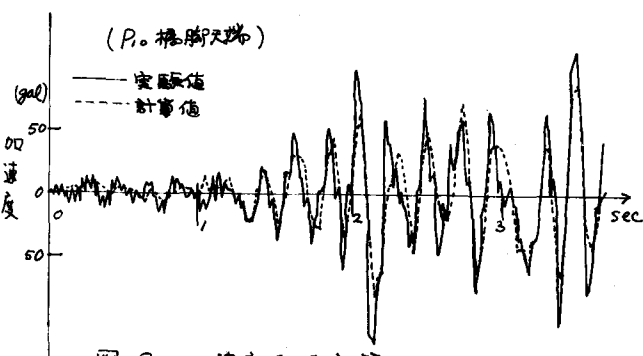


図-8 加速度経時応答（ヒンジ橋、橋軸方向）

橋脚	方向	橋脚番号							備考
		P4	P7	P8	P9	P10	P12	P13	
ヒンジ橋	橋軸	63	93	67	88	70	36	39	c=0.8 $\frac{kg}{cm}$
	直交	23	16	16	15	35	22	15	
π 橋	橋軸	23	23	27	29	22	19	23	
	直交	12	7	6	15	9	10	10	
単純橋	橋軸	27	24	44	22	19	26	42	
	直交	16	16	13	18	7	14	14	

(単位 kg/cm^2 , $\times 70 gal$)

表-2 実橋脚での曲げ応力度の比較

	曲げモーメント和	比率
ヒンジ橋	8082 $kg \cdot m$	1.28
π 橋	6315	1.00
単純橋	6630	1.05

表-3