

鋼製橋脚とRC橋脚からなる高架橋システムの地震時応答性状と 動的相互作用に関する考察

Seismic Behavior and Dynamic Interaction of Elevated Bridge System Consisting of Steel and RC Piers

永田和寿*, 渡邊英一**, 杉浦邦征***

Kazutoshi Nagata, Eiichi Watanabe, Kunitomo Sugiura

* 工修 京都大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

** Ph. D., 工博 京都大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

*** Ph. D. 京都大学助教授 大学院工学研究科土木システム工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

The dynamic interaction of elevated bridge system consisting of steel and RC piers is investigated by a bridge model of a series of mass-spring-dashpot system. The restoring force characteristics of each structural element utilized in the analysis are either bi-linear, tri-linear, or a combination of those simple models. Particularly, the bridge piers in this analysis are modeled according to the RC piers and steel piers of an existing elevated bridge system of Kobe Line of the Hanshin Expressway. Used are the strength-degrading tri-linear restoring force characteristics for steel piers considering the local buckling of stiffened panels and stiffness-degrading tri-linear restoring force characteristics for RC piers considering cracking and yielding. It is demonstrated by the numerical simulation that in a hybrid system with steel and RC piers, the joint response among their adjacency may be considerably different from their independent response. Namely, steel and RC piers tend to be mutually influenced; i.e. they tend to behave jointly near their adjacency. Therefore, an earthquake resistant design should be made by balancing the safety factor, the strength and ductility of each structural element of girders, piers, with the consideration of the redistribution of seismic force acting on structures.

Key Words: steel pier, RC pier, elevated bridge, seismic response, dynamic interaction

1. はじめに

1995年1月に発生した兵庫県南部地震において道路橋は想像を絶する甚大な被害を受け、市民生活や経済活動に大きな支障をきたす結果となった。この悲惨な出来事を2度と繰り返さないよう、道路橋に対しても詳細な被害調査やその被害原因の解明に向けた研究が様々な角度から行われている^{1)~4)}。その結果、それらの知見をもとに1996年12月、道路橋示方書の改訂が行われた。現在、道路橋の耐震設計は、V耐震設計編に規定されているように各橋脚を含む振動単位の固有周期特性により設計で取り扱う構造物の振動単位を決定し、これら振動単位の挙動の複雑さに応じて静的解析と動的解析を行うことを基本としている⁵⁾。その分割方法では、慣性力の作用方向、橋の形式、支承の固定条件、橋脚の固有振動特性に応じて設計振動単位を選定しなければならない。ここで、

連続桁橋の橋軸直角方向においては、隣接する橋脚間の固有周期特性が大きく異なる場合は、耐震設計上複数の下部構造とそれらが支持している上部構造部分をまとめて設計振動単位とし、一方おおむね等しい場合は、耐震設計上1基の下部構造とそれが支持している両径間の上部構造の半分を1つの設計振動単位とするよう規定されている。なお、橋を1基の橋脚とそれを支持している上部構造部分に分割し、それぞれを1つの設計振動単位と見なして求めた固有周期の最大値と最小値の比が1.5未満である場合は橋脚間で固有周期の差はないとしている。

兵庫県南部地震では混合形式の構造物の接合部において数多くの損傷が報告されているにもかかわらず⁶⁾⁷⁾、依然として橋脚間の動的相互作用の影響を十分取り入れた設計法の導入に至っていないのが現状である。この理由は、動的相互作用の影響は重要であるにも関わらずその現象があまりに複雑であるため定量的に把握するまでに

至っていないためである。逆に、現在採用されている振動単位に分割する耐震設計手法は、設計の簡易化といった観点において有効であるが、近年の構造材料や設計・施工技術の進歩により、道路橋は力学的挙動の異なる部材から構成される混合形式の構造物を形成することが多く、このような構造物を工学的にも振動単位に分割するのは非常に難しいと考えられる。また、弾性応答において橋脚間の固有周期特性が大きく異っていないとしても弾塑性復元力特性が異なれば応答に違いが生じるのは当然である。したがって、弾塑性応答性状に基づき信頼性の高い耐震設計を行うためには、高架橋を各構造要素の相関を考慮した構造システムとしてとらえ、橋脚間の固有周期特性に基づいた設計振動単位による耐震設計ではなく、一体構造の動的相互作用を考慮した上で耐震設計が行われる必要がある^{8),9)}。

そこで、本研究では復元力特性が異なる鋼製橋脚と RC 橋脚から構成される連続高架橋を質点系により単純なモデルで表現し、固有振動解析と弾性および弾塑性応答解析を行い、その応答性状と動的相互作用に関するパラメトリックな検討を行った。

2. 解析モデルおよび解析方法

本研究では、図-1 の例に示されるような鋼製橋脚と RC 橋脚の異種橋脚群からなる連続高架橋の橋軸直角方向に対する応答性状と動的相互作用についてパラメトリックな検討を行った。それら橋脚のモデルとして、図-2 に示す兵庫県南部地震で被災した阪神高速道路・3号神戸線の鋼製橋脚と RC 橋脚が隣接している神 P353 (鋼製橋脚) と神 P354 (RC 橋脚) を取り上げた。本研究において基準として用いた高架橋の各構造要素の諸元を表-1 に示す。なお、この表中の上部構造の重量、各橋脚のパネ定数、降伏復元力および RC 橋脚のひび割れは対象橋脚の設計値をもとに定めた。なお、本研究では動的相互作用を定性的に明らかにするため、桁をできる限り単純なモデルで表すことにした。したがって、桁のねじりを考慮せず鋼製橋脚の水平剛性に等しいせん断剛性を持つ桁を基準として単純なモデルで表現した。以下に解析モデルおよび解析方法について述べる。

2.1 解析モデル

本研究では復元力特性が異なる鋼製橋脚と RC 橋脚および桁からなる連続高架橋の橋軸直角方向に対する応答を対象とし、橋脚と桁でモデル化された高架橋システムとした。ここでは、この高架橋システムの振動を質点系によりモデル化し、その動的特性をパネとダッシュポットにより表現した。また、桁のモデル化においてもパネとダッシュポットを用い、橋脚間の相互作用を明確に表現するための単純化を行っている。

(a)標準モデル

標準モデルは橋脚間の動的相互作用を明らかにするためのモデルである。兵庫県南部地震による高架橋の損傷は橋脚と支承に多数見られ、その原因究明には高架橋を一つの構造システムとしてとらえその応答性状を明らかにする必要があり、支承も橋脚同様一つの構造要素としてモデル化すべきであると考えられる。しかし、本モデルでは高架橋の応答性状に及ばず橋脚の復元力特性の影響を明らかにすることを目的としたため、標準モデルでは支承のモデル化は行っていない。また、標準モデルでは基礎が地盤と一体となって動くものとし、基礎のモデル化はここでは対象としない。そのモデルを図-3(a)お

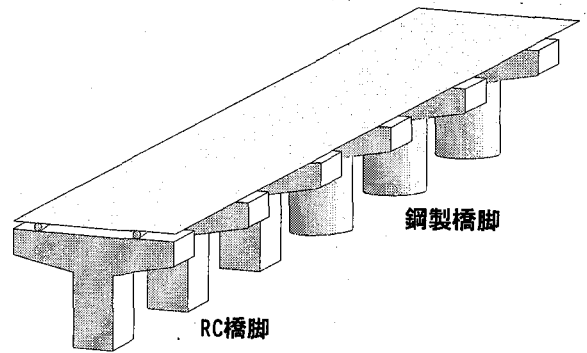


図-1 異種橋脚からなる高架橋の例

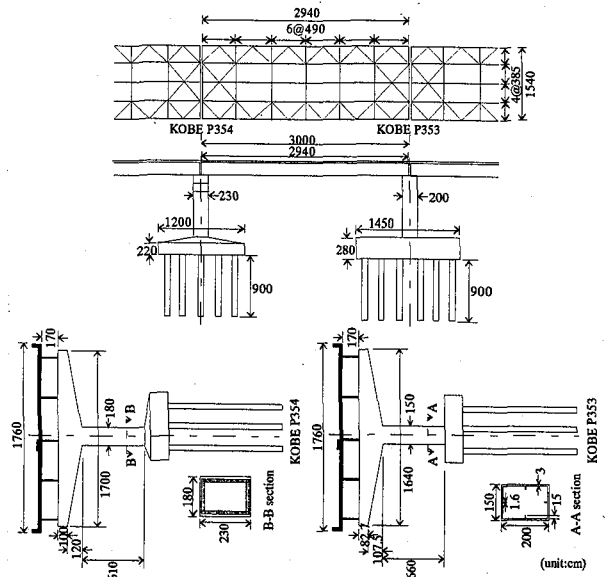


図-2 解析対象とした高架橋

表-1 桁と橋脚の諸元

	桁	鋼製橋脚	RC 橋脚
重量 (tonf)	528	30	225.7
パネ定数 (tonf/cm)	43.3	43.3	81
減衰定数 (%)	3	5	5
復元力 (tonf)	ひび割れ	—	56.7
	降伏	—	339.4
		152.5	

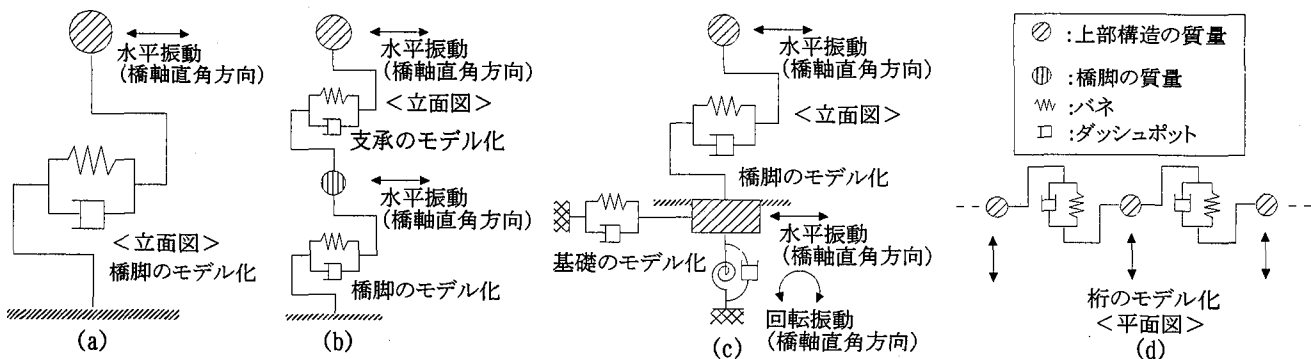


図-3 高架橋のモデル化

表-2 支承の形状寸法

平面形状	62cm×62cm
有効形状	60cm×60cm
ゴム厚	1.4cm×8層
支承数	5基

表-3 支承の諸元

バネ定数(tonf/cm)	48.5
減衰定数(%)	0
降伏復元力(tonf)	79

表-4 基礎の諸元

重量	315(tonf)	
橋軸方向の長さ	700(cm)	
橋軸直角方向の長さ	900(cm)	
回転慣性	$5.37 \times 10^4(\text{tonf} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^2)$	
減衰定数	スウェイ	0.1
	ロッキング	0.1
バネ定数	スウェイ	$2.22 \times 10^3(\text{tonf/cm})$
	ロッキング	$4.49 \times 10^8(\text{tonf} \cdot \text{cm})$

よび(d)に示す。

(b) 支承を考慮したモデル

このモデルは支承の復元力特性が橋脚間の相互作用に与える影響を調べるためのモデルである。兵庫県南部地震以後、支承に対しても免震化が行われており、その復元力特性は連続高架橋の応答に少なからず影響しているものと考えられる。したがって、標準モデルに支承を考慮した高架橋システムを解析モデルとした。そのモデルを図-3(b)および(d)に示す。ここでは、支承の動的特性をバネとダッシュポットで表現した。この支承の寸法および諸元を表-2 および表-3 に示す。

(c) 基礎を考慮したモデル

このモデルは基礎の復元力特性が橋脚間の相互作用に与える影響を調べるためのモデルである。したがって、標準モデルに基礎を考慮した高架橋システムを解析モデルとした。そのモデルを図-3(c)および(d)に示す。ここでは、基礎の振動をスウェイ振動とロッキング振動で表現し、その振動特性をバネとダッシュポットにより表現した。この基礎の寸法および諸元を表-4 に示す。

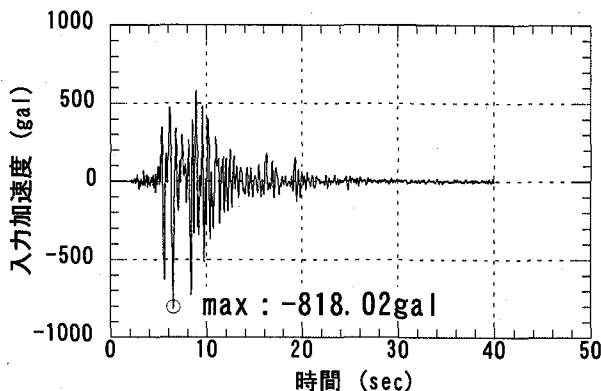
2.2 解析方法

(a) 固有振動解析

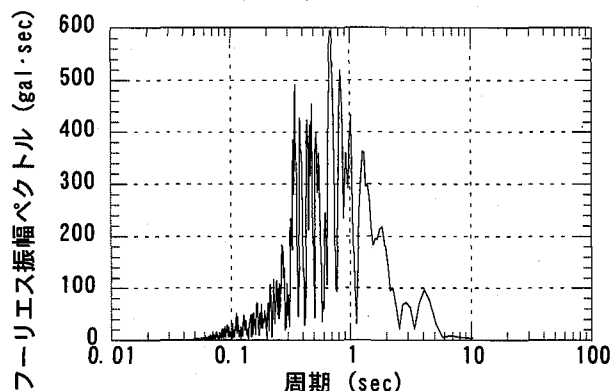
標準モデルに対し、固有振動解析を行い高架橋の基本的な振動性状を明らかにした。ここでは、橋脚本数、橋脚と桁の剛性、橋脚の組み合わせを変え固有振動解析を行った。なお、固有周期や振動モードに与える減衰の効果は小さいと考え、非減衰の固有振動解析を行った。

(b) 弾性/弾塑性時刻歴応答解析

各構造モデルに対し、Newmarkのβ法(β:1/6, 時間増分:0.002秒)を用いて時刻歴応答解析を行った。なお、本解析で桁は降伏しないものとした。また、減衰係数は各構造要素の質量あるいは回転慣性と剛性の値および構



(a) 時刻歴波形



(b) フーリエ振幅スペクトル

図-4 入力地震波形

造要素ごとに表-1, 表-3, 表-4 に示された減衰定数を用い、1質点系の減衰係数を求める式により算出して

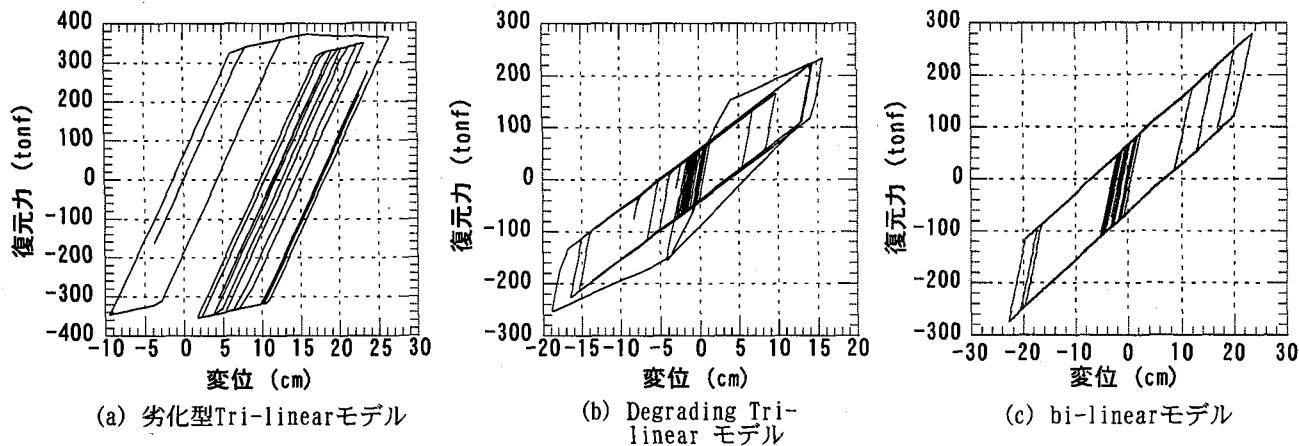


図-5 橋脚の復元力特性

いる。入力波形は、兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された NS 成分を用いた。この加速度の時刻歴波形とそのフーリエ振幅スペクトルをそれぞれ図-4 (a)および 4(b)に示す。この入力波形の特徴は、最大加速度が 818gal と大きく、しかも主要動継続時間が非常に短く、鋼製橋脚と RC 橋脚の代表的な固有周期にほぼ一致する 0.7 秒付近に卓越周期を持っていることである。

はじめに鋼製橋脚または RC 橋脚とその橋脚が支持している上部構造を基本振動単位として、それぞれの脚を 1 基ずつ取り出し弾性および弾塑性応答解析を行い、その基本応答性状を求めた。つぎに標準モデルに対して橋脚本数、橋脚と桁の剛性、橋脚の組み合わせを変えた弾性および弾塑性応答解析を行い、連続高架橋の応答性状と動的相互作用を明らかにした。さらに、支承や基礎を考慮したモデルに対して弾性および弾塑性応答解析を行い、それらの構造要素が脚の非線形復元力を通してどのように連続高架橋の応答性状に影響を与えるのかについて調べた。

以下に弾塑性応答解析に用いた復元力モデルの特徴を示す。鋼製橋脚に対しては、降伏復元力の 1.1 倍で橋脚基部に局部座屈が生じると想定し劣化直線部を有する Tri-linear 型の復元力モデル¹⁰⁾ (図-5(a))と、剛性が劣化することなく硬化し続ける bi-linear モデル (図-5(c))を採用した。また、RC 橋脚に対しては、繰り返しによる剛性の劣化を表現した Degrading Tri-linear モデル¹¹⁾ (図-5(b))を用いた。支承に対しては線形弾性モデルと、繰り返し履歴によって振動エネルギーを吸収できる bi-linear モデル (図-5(c))を用いた。なお、支承の降伏耐力は表-1 および表-3 に示すように鋼製橋脚の 23%、RC 橋脚の 52%となっていることがわかる。

3. 解析結果および考察

3.1 固有振動解析結果

復元力特性が異なる鋼製橋脚と RC 橋脚からなる連続高架橋の基本振動性状を明らかにするため、橋脚本数、

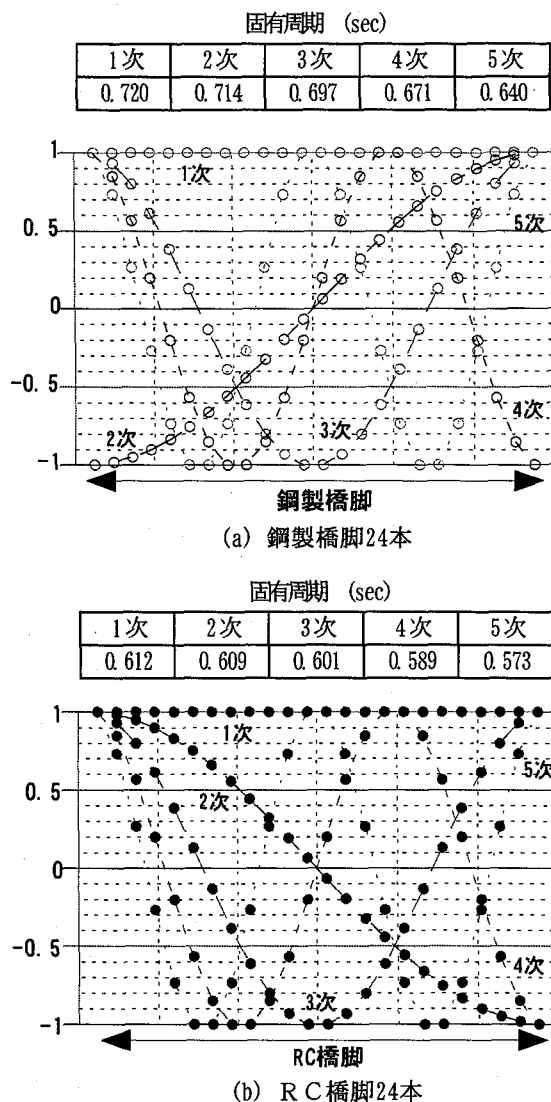


図-6 固有振動解析結果

桁の剛性、橋脚の組み合わせを変えた固有振動解析を行った。その結果、各解析で得られた 1 次から 5 次の固有周期と振動モードをそれぞれ図-6(a)~図-6(h)に示す。なお、振動モードは最大振幅により正規化している。

(1)同一橋脚からなる連続高架橋の振動性状

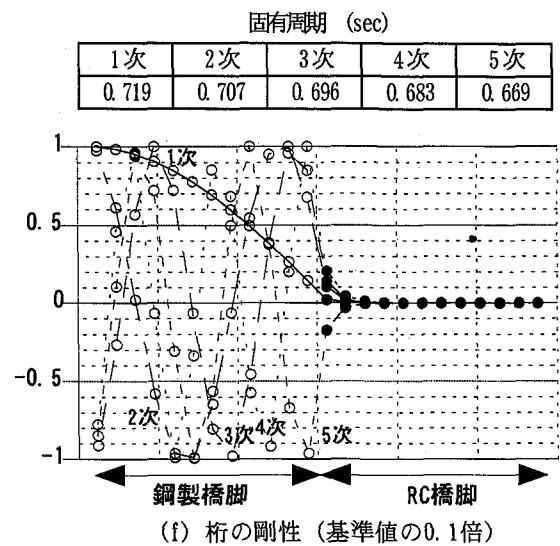
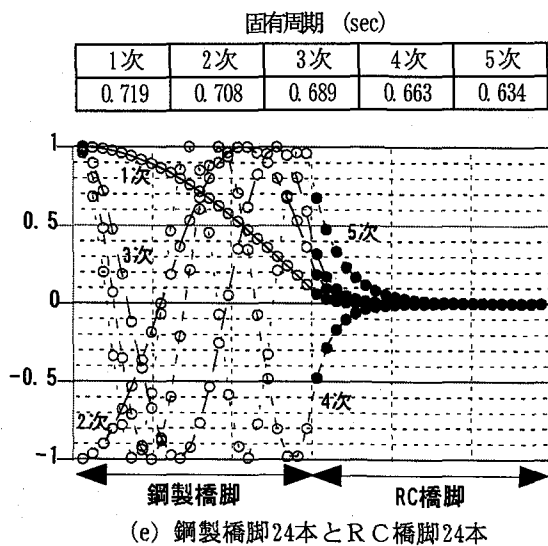
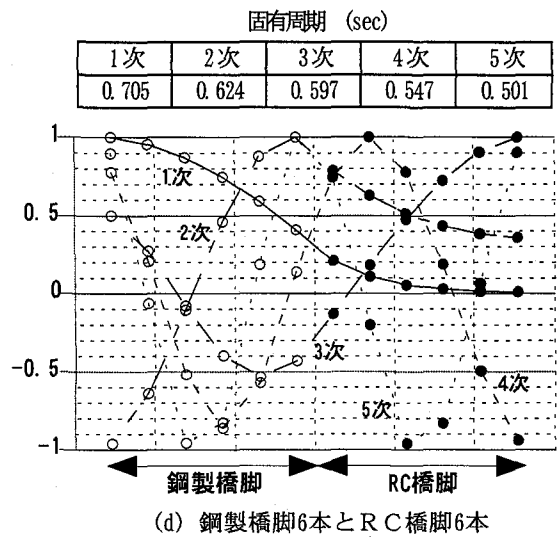
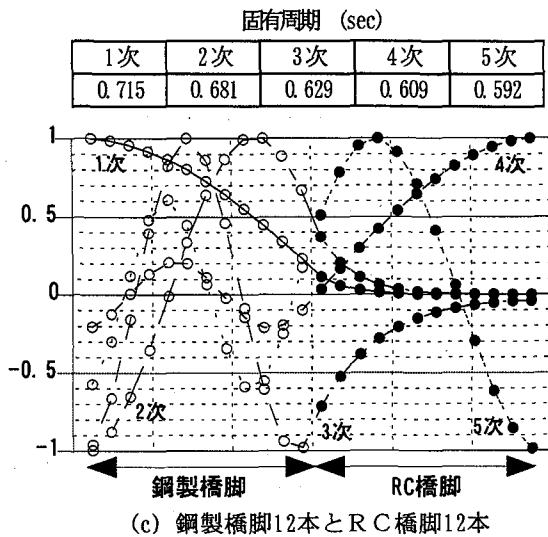


図-6 固有振動解析結果 (つづき)

鋼製橋脚 24 本の同一橋脚からなる連続高架橋および RC 橋脚 24 本の同一橋脚からなる連続高架橋の固有周期と振動モードをそれぞれ図-6(a)および 6(b)に示す。これら連続高架橋の 1 次固有周期は、連続高架橋を構成している鋼製橋脚と RC 橋脚の基本振動単位の固有周期である 0.720 秒 (鋼製橋脚), 0.612 秒 (RC 橋脚) にそれぞれ一致しており、全橋脚が同位相で振動するモードであった。

(2) 異種橋脚からなる連続高架橋の振動性状

鋼製橋脚 12 本と RC 橋脚 12 本, 合計 24 本の異種橋脚により構成される連続高架橋の固有周期と振動モードを図-6(c)に示す。1 次および 2 次の振動モードでは RC 橋脚部の振動が小さく、鋼製橋脚部のみが振動するモードがあらわれている。そして、RC 橋脚部は RC 橋脚の基本振動単位の固有周期 (0.612 秒) に近い、4 次モードで大きな振動モードが初めてあらわれた。したがって、異種橋脚から構成される連続高架橋の振動性状は同一橋脚から構成される連続高架橋の振動性状と異なることがわかる。

(3) 橋脚本数の違いによる連続高架橋の振動性状

連続高架橋を構成している鋼製橋脚と RC 橋脚の本数をそれぞれ 6 本ずつ合計 12 本, 12 本ずつ合計 24 本, 24 本ずつ合計 48 本と変えた固有振動解析を行った。その結果をそれぞれ図-6(d), 6(c)および 6(e)に示す。それら連続高架橋において 1 次の振動モードでは鋼製橋脚部のみが振動するモードがあらわれた。また、鋼製橋脚 6 本と RC 橋脚 6 本, 合計 12 本により構成される連続高架橋の高次の振動モードでは高架橋全体が揺れ、鋼製橋脚 24 本と RC 橋脚 24 本, 合計 48 本により構成される連続高架橋の高次の振動モードでは、鋼製橋脚部のみが振動し RC 橋脚は隣接部付近を除いて振動するモードが 5 次モードまでにはあらわれなかった。したがって、連続高架橋を構成する橋脚本数によってもその振動性状が異なることがわかる。

(4) 桁剛性の違いによる連続高架橋の振動性状

桁剛性は桁の水平面内のせん断変形のみならず支点における橋軸直角方向への移動拘束度ならびに平面内での回転運動量に依存していると考えられる。しかし、その

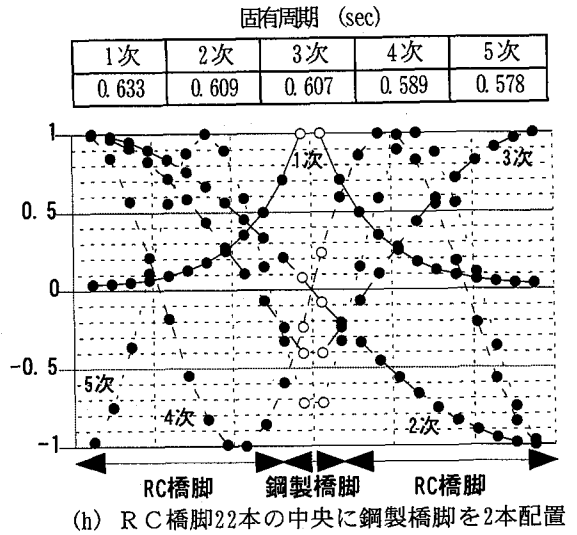
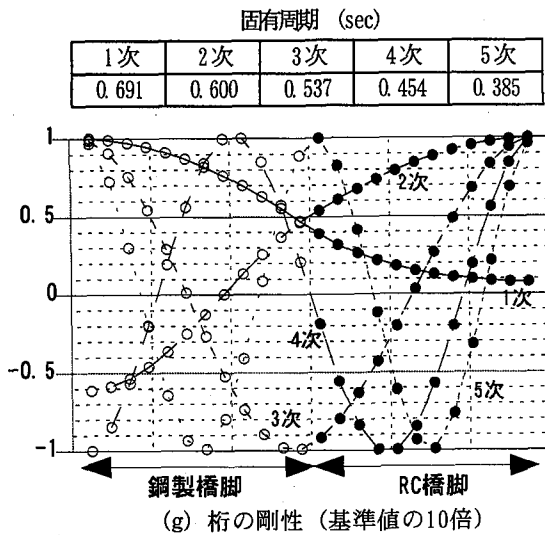


図-6 固有振動解析結果 (つづき)

支点での付加的拘束度・自由度が桁剛性に及ぼす影響は明らかとなっていない。そこで、桁の剛性がその剛性の基準値(43.3tf/cm)に対して0.1倍, 1倍, 10倍と変えることにより固有振動解析を行った。その結果をそれぞれ図-6(f), 6(c)および6(g)に示す。桁の剛性を基準値の0.1倍とした連続高架橋では鋼製橋脚部のみが振動し, RC橋脚部は振動しないモードであった。つぎに, 桁の剛性を基準値とした連続高架橋では1次の振動モードを除いてRC橋脚が振動するモードがあらわれた。さらに, 桁の剛性を基準値の10倍とした連続高架橋ではすべてのモードにおいて高架橋全体が振動するモードがあらわれた。したがって, 桁の剛性によっても高架橋の振動性状は異なり, 特に桁の剛性を高くすることにより下部構造の剛性に関わらず上部構造が一体で振動する傾向が高まることは明らかであるといえる。

(5) 組み合わせの違いによる連続高架橋の振動性状

RC橋脚22本の中央に鋼製橋脚2本を配置した連続高架橋の固有周期と振動モードを図-6(h)に示す。1次の振動モードでは鋼製橋脚部とその周辺のRC橋脚のみが振動し, 2次モード以降は連続高架橋が全体で揺れるモードがあらわれた。したがって, 異種橋脚の組み合わせ方によっても連続高架橋の応答性状が異なることがわかる。

以上の固有振動解析結果をまとめると以下のようなものである。この解析に用いた鋼製橋脚とRC橋脚の固有周期の比は1.17であり固有周期の比が1.5未満であるにもかかわらず, 橋脚数, 桁の剛性, 異種橋脚の組み合わせなどによって振動性状は変化することが明らかとなった。したがって, 耐震設計を行う上で, 設計振動単位の取り方には注意が必要である。

3.2 応答解析結果

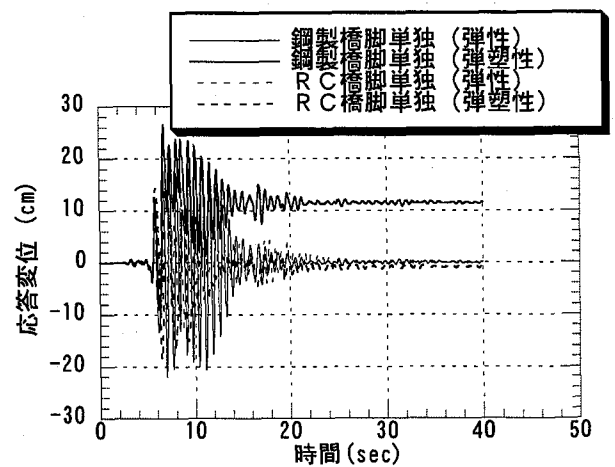


表-5 橋脚の最大応答変位

		最大応答変位 (cm)	降伏変位 (cm)	塑性率
鋼製橋脚	弾性	22.0	—	—
	弾塑性	26.5	7.84	3.38
RC橋脚	弾性	15.4	—	—
	弾塑性	18.8	3.88	4.85

はじめに連続高架橋を構成するそれぞれ1基の鋼製橋脚とRC橋脚を基本振動単位としてとらえ, それらの応答性状を弾性および弾塑性応答解析により求めた。得られた鋼製橋脚とRC橋脚の時刻歴応答変位と最大応答変位をそれぞれ図-7および表-5に示す。弾性および弾塑性応答において鋼製橋脚の最大応答変位がRC橋脚のそれを上回っていること, 弾塑性応答において鋼製橋脚に大きな残留変位が生じていることがわかる。したがって, 異種橋脚からなる連続高架橋の弾性および弾塑性応答において鋼製橋脚とRC橋脚の隣接部に動的相互作用が生じると考えられる。なお, 鋼製橋脚の塑性率(最大応答変位と降伏変位の比)は3.38, 一方RC橋脚の塑性率は4.85であった。本解析では, このような応答性状を示す橋脚

を用いて鋼製橋脚と RC 橋脚の異種橋脚からなる高架橋の時刻歴応答解析を行った。なお、応答解析結果の評価には各橋脚上の上部構造の最大応答変位を用いて行った。

(1) 異種橋脚からなる高架橋の応答性状

鋼製橋脚 12 本と RC 橋脚 12 本、合計 24 本の異種橋脚からなる連続高架橋に対し応答解析を行った。弾性応答解析および弾塑性応答解析により得られた各上部構造の最大応答変位をそれぞれ図-8 に示す。鋼製橋脚と RC 橋脚の隣接部から外側の橋脚に向かいそれぞれ 10 橋脚あたりで、鋼製橋脚および RC 橋脚の応答はそれぞれの橋脚を単独の基本振動単位として考えたときの応答変位に漸近していることがわかる。すなわち、橋脚間の動的相互作用の影響は鋼製橋脚と RC 橋脚の隣接部付近で顕著であり、外側の橋脚ほどその影響は見られなくなることがわかる。したがって、隣接部付近において橋脚の弾性応答性状と弾塑性応答性状は異なるため、復元力特性が異なる橋脚間では、要求性能の規定においては十分な注意が必要と考えられる。

(2) 橋脚本数の違いによる連続高架橋の応答性状

固有振動解析と同様、鋼製橋脚と RC 橋脚の本数をそれぞれ 6 本ずつ合計 12 本、12 本ずつ合計 24 本、24 本ずつ合計 48 本と変えた連続高架橋を対象に弾塑性応答解析を行った。得られた各上部構造の最大応答変位を図-9 に示す。どの解析ケースにおいても鋼製橋脚と RC 橋脚の隣接部付近において、鋼製橋脚および RC 橋脚の基本振動単位の応答変位に比べ鋼製橋脚の応答は減少し、RC 橋脚の応答は増加する傾向が見られた。図に示されているように橋脚本数の違いによる影響は、鋼製橋脚と RC 橋脚の隣接部付近にみられ、前述と同様にこれらのケースについてもおよそ 10 橋脚目以降では相互作用の影響がみられないことがわかった。したがって、異種橋脚からなる高架橋の設計では、特に異種橋脚の隣接部に注意を払う必要があるといえる。

(3) 桁剛性の違いによる連続高架橋の応答性状

固有振動解析と同様、桁の剛性を基準とした値 (43.3tf/cm) に対して 0.1 倍、1 倍、10 倍と変えた弾塑性応答解析を行った。得られた各上部構造の最大応答変位を図-10 に示す。桁の剛性を基準値の 0.1 倍とした連続高架橋では鋼製橋脚と RC 橋脚の隣接部からそれぞれ数橋脚に動的相互作用の影響がみられるにとどまった。また、桁の剛性を基準値とした連続高架橋では前述のように 10 脚程度まで動的相互作用の影響がみられ、桁の剛性を基準値の 10 倍とした連続高架橋では高架橋全体が振動するモードがあらわれ、すべての橋脚に動的相互作用の影響がみられた。

(4) 組み合わせの違いによる連続高架橋の応答性状

固有振動解析と同様、RC 橋脚 22 本の中央に鋼製橋脚 2 本を配置した連続高架橋の各上部構造における最大応答変位を図-11 に示す。その結果、弾性応答において鋼製橋脚は RC 橋脚の応答に比べかなり大きな応答を示し

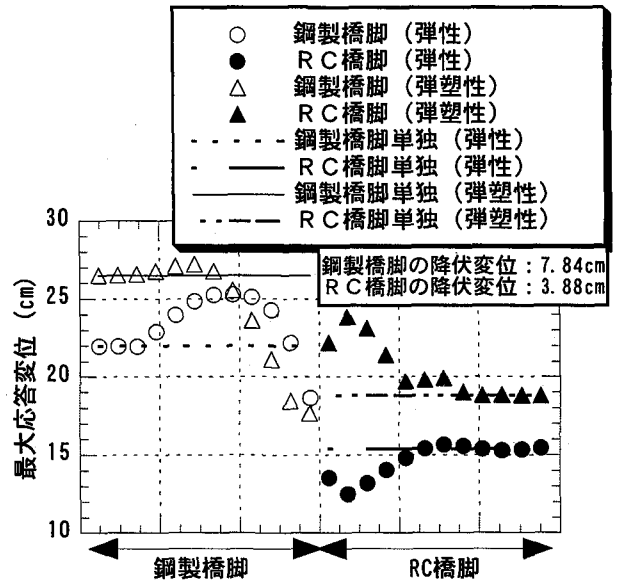


図-8 異種橋脚からなる高架橋の応答性状

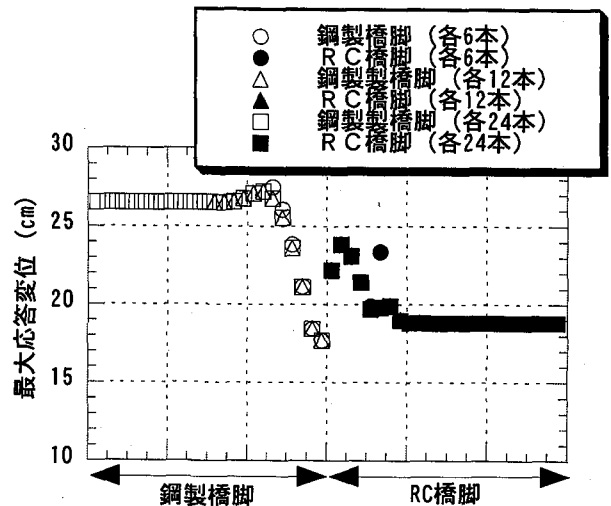


図-9 応答性状 (橋脚本数の影響)

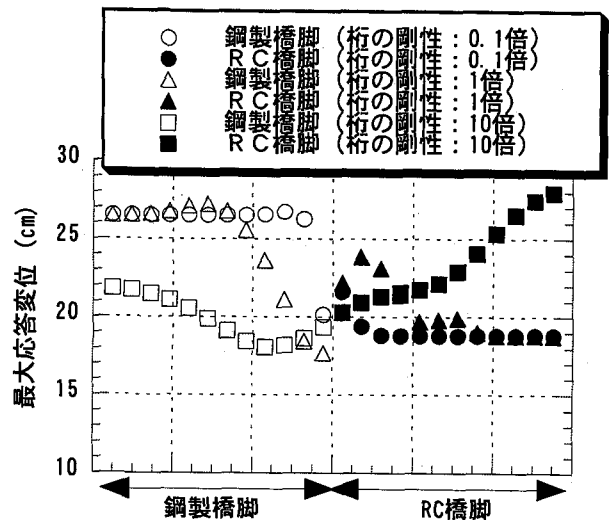


図-10 応答性状 (桁の剛性の影響)

ている。しかし、それらの値は鋼製橋脚および RC 橋脚をそれぞれの基本振動単位としたときの応答変位 (図-8

参照)と同程度の応答であり、異種橋脚の隣接部付近において RC 橋脚の応答がその他の RC 橋脚の応答に比べ増加した。また、弾塑性応答では鋼製橋脚および RC 橋脚をそれぞれの基本振動単位としたときの応答変位(図-8 参照)に比べ、鋼製橋脚の応答は減少し、隣接部付近の RC 橋脚の応答が増加した。この現象は、図-8 の鋼製橋脚 12 脚と RC 橋脚 12 脚からなる連続高架橋においてみられた現象と同様であった。

(5)橋脚の耐震補強が連続高架橋の応答性状に及ぼす影響

兵庫県南部地震以後、鋼製橋脚の局部座屈を防止するための耐震対策として柱基部にコンクリートが充填されている。この対策により鋼製橋脚の復元力特性が変化し、剛性の劣化を伴わないバイリニア型の履歴を描くと考えられる。そこで、耐震補強を施した鋼製橋脚 12 本と RC 橋脚 12 本からなる連続高架橋の応答解析を行った。得られた各上部構造の最大応答変位を図-12 に示す。図-7 の応答結果に比べ、鋼製橋脚の応答は全体的に若干の低減がみられ、一方 RC 橋脚は隣接部においてわずかな応答の増加がみられた。したがって、橋脚に耐震補強を施す場合、橋脚間において上部構造の慣性力の分担率が変化することが考えられるため高架橋全体の応答性状を検討して耐震補強する必要があることを伺わせる。

(6)支承の復元力特性が連続高架橋の応答性状に及ぼす影響

支承の復元力特性を考慮した鋼製橋脚 12 本と RC 橋脚 12 本からなる連続高架橋に対して応答解析を行った。なお、支承の復元力モデルとして線形モデルとバイリニアモデルを用いた。得られた各上部構造の最大応答変位を図-13 に示す。支承にバイリニアモデルを用いた場合、最大応答変位は線形モデルに対して全体的に減少し、逆に、異種橋脚の隣接部付近では応答が上回る箇所もみられた。したがって、支承の免震化は振動エネルギーを吸収し、橋脚をそれぞれの基本振動単位としたときの応答を低減させることができるが、他の橋脚に悪影響を与えることが考えられ、高架橋全体の応答性状を検討する必要があると思われる。つまり、高架橋全体の応答性状を検討し、上部構造の慣性力を合理的に配分するように各支承の剛性値を適切に決定する必要がある。

以上の応答解析結果をまとめると以下のとおりである。固有振動解析結果と同様、橋脚本数、桁の剛性、異種橋脚の組み合わせ、復元力モデルにより、連続高架橋の応答性状は異なる。特に、隣接部付近において橋脚を基本振動単位としたときの応答と大きな差異を生じる。したがって、異種橋脚が混在する高架橋の設計ではこれらの影響を十分検討する必要がある。

3.3 橋脚の固有周期と連続高架橋の応答性状

以上は、鋼製橋脚と RC 橋脚の固有周期比が 1.15 の連続高架橋のケースに限り検討してきた。しかし、異種橋

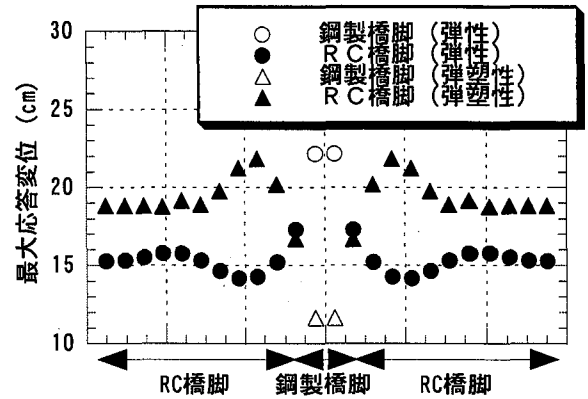


図-11 応答性状(組み合わせによる影響)

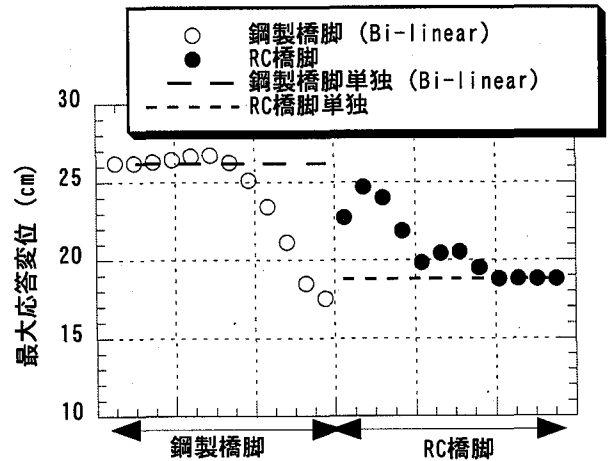


図-12 応答性状(復元力モデルによる影響)

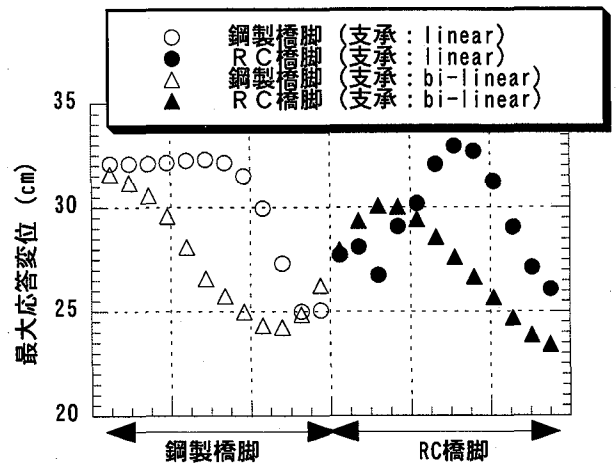


図-13 応答性状(支承を考慮)

脚からなる連続高架橋の振動性状はそれぞれの橋脚の固有周期によって変わることが考えられる。そこで、鋼製橋脚の固有周期 (T_s) を RC 橋脚の固有周期 (T_{rc}) に対して長い場合 ($T_s/T_{rc}=1.17$), 等しい場合 ($T_s/T_{rc}=1.00$), 短い場合 ($T_s/T_{rc}=0.832$) の 3 通りに変化させた連続高架橋に対して同様な解析を行った。

得られた各高架橋における 5 次までの固有周期を図-14 に示す。なお、RC 橋脚の剛性は一定のまま鋼製橋脚の剛性を変えることで高架橋の固有周期を求めた。鋼製橋脚の固有周期を RC 橋脚に対して長くすることにより、

高架橋の各モードにおける固有周期の間隔は長くなっていることがわかる。また、鋼製橋脚と RC 橋脚の固有周期が等しいケースでは、他の2ケースに比べ高架橋の各モードにおける固有周期の間隔が狭いこともわかる。さらに、高架橋の1次の固有周期は、鋼製橋脚と RC 橋脚における基本振動単位の固有周期のうち、その大きい方とほぼ等しくなることが明らかとなった。

鋼製橋脚の固有周期を上記のように変えた標準モデル高架橋の弾性応答解析結果を図-15 に示す。鋼製橋脚と RC 橋脚の固有周期が等しい場合では、すべての橋脚において最大応答変位は等しく、すべての時刻においてすべての橋脚の応答変位は等しかった。したがって、高架橋が弾性の応答を示す限りにおいて復元力特性の異なる橋脚からなる高架橋においても固有周期の差を小さくすることで、橋脚間の相互作用を小さくすることが可能であるといえる。一方、鋼製橋脚と RC 橋脚の固有周期が異なる2つのケースでは、異種橋脚の隣接部付近の橋脚において基本振動単位の最大応答変位と異なっていることがわかる。さらに、この解析ケースにおいても前述同様鋼製橋脚と RC 橋脚の隣接部からそれぞれ10橋脚あたりでそれぞれの基本振動単位の最大応答変位に漸近していることもわかる。

つぎに、鋼製橋脚の固有周期をパラメータとした高架橋の弾塑性応答解析結果を図-16 に示す。なお、解析ケースおよび固有周期の変え方は弾性応答解析の場合と同じである。この解析では鋼製橋脚と RC 橋脚の固有周期が異なる2つのケースに限らず固有周期が等しい場合においても、異種橋脚の隣接部付近において、橋脚の最大応答変位は基本振動単位と異なっていることがわかる。また、鋼製橋脚の最大応答変位は基本振動単位の応答よりも低減され、RC 橋脚の最大応答変位は逆に増加していることがわかる。このことは、図-5 に示すように鋼製橋脚と RC 橋脚の復元力特性が異なっているためであり、高架橋が弾塑性応答を示す場合、橋脚間の相互作用の影響を小さくするためには異種橋脚間の固有周期を合わせるだけでなく、復元力特性の差異を小さくする必要があるといえる。

3.4 基礎の塑性化が隣接橋脚に及ぼす影響

基礎と橋脚からなる連続高架橋の応答解析において RC 橋脚の基礎の降伏レベルをその基準値($\alpha=1$)の80% ($\alpha=0.8$)、さらにその60% ($\alpha=0.6$)と変えた場合について検討した。ここで対象とした橋脚は鋼製橋脚と RC 橋脚それぞれ3脚ずつ合計6橋脚からなる連続高架橋のうち鋼製橋脚と隣接している RC 橋脚1基である。なお、基礎の降伏復元力の大きさは弾性応答解析用波形であるI種地盤用のレベル1を用いて得られた弾性応答時における最大復元力の2倍の値とした。図-17 に各上部構造の最大相対変位を示す。ここで、RC 橋脚の最大相対変位は基礎の降伏レベルが下がるとともに減少し、その脚に

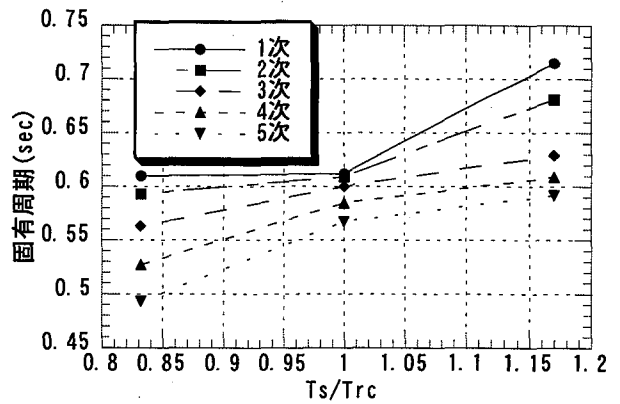


図-14 鋼製橋脚の固有周期と橋梁全体の固有周期の関係

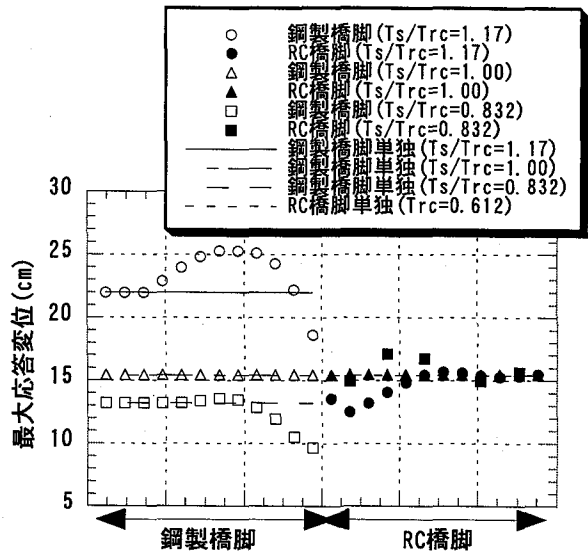


図-15 弾性応答時における比較

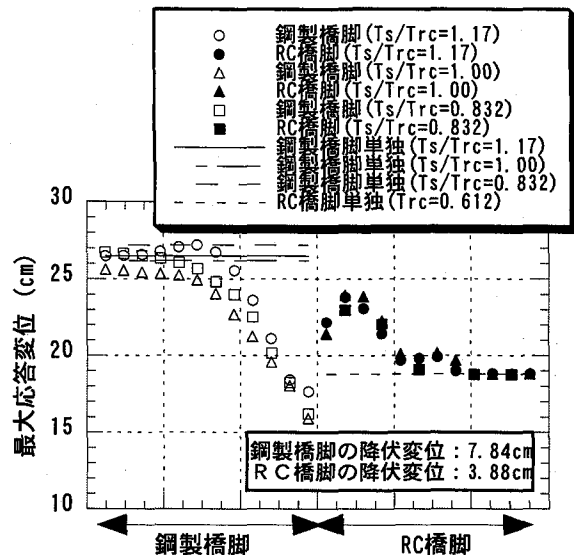


図-16 弾塑性応答時における比較

隣接する鋼製橋脚の応答が増加していることがわかる。このことは、基礎の塑性化により上部構造の慣性力が他の橋脚に分担されるためであると考えられる。したがって、高架橋の設計においては基礎を考慮したバランスの

とれた設計も必要であると考えられる。

4. 結論

本研究は、鋼製橋脚や RC 橋脚等の復元力特性が異なる橋脚から構成される連続高架橋の地震応答性状および動的相互作用を明らかにした。以下に得られた主な結論を示す。

- 1) 鋼製橋脚と RC 橋脚のような復元力特性が異なる橋脚からなる連続高架橋の振動モードは固有周期が等しい橋脚群からなる高架橋と明らかに異なることがわかった。したがって、復元力特性が異なる橋脚からなる高架橋では高架橋全体を振動単位としてとらえ、耐震設計を行う必要がある。
- 2) 鋼製橋脚と RC 橋脚は履歴性状、固有周期、応答変位などの応答性状は一般的に異なる。そのため、本解析ケースではそれらの橋脚が混在した連続高架橋において異種橋脚が隣接している付近からそれぞれ 10 橋脚目まで動的相互作用の影響がみられた。
- 3) 高架橋の規模、すなわち橋脚本数、桁の剛性の程度によって発生する振動モードは大きく異なる。このことから耐震設計においては適切な路線長を設定して各構造要素を取り入れた高架橋システムとしてその安全性を検討する必要があると考えられる。また、設計時には、桁の剛性のみならず支承条件に関しても十分な配慮が必要である。

鋼製橋脚と RC 橋脚の破壊過程、履歴性状は一般的に異なるが、それぞれの限界状態に整合性をもたせることなく設計基準が決められている。したがって、実際の高架橋の設計においてはこれらを十分考慮し、高架橋を各要素からなる構造システムとして捉えた設計法の確立が望まれる。なお、この論文では、高架橋の動的相互作用を定性的に明らかにできる範囲内で単純なモデル化により検討を行った。今後は、設計手順を具体化するために高架橋の応答性状を定量的にも評価できるような詳細な解析モデルにより同様の検討を行う必要がある。

謝辞

本研究は、文部省科学研究費補助金・重点領域研究（代表研究者；小谷俊介・東京大学教授）、および鋼材倶楽

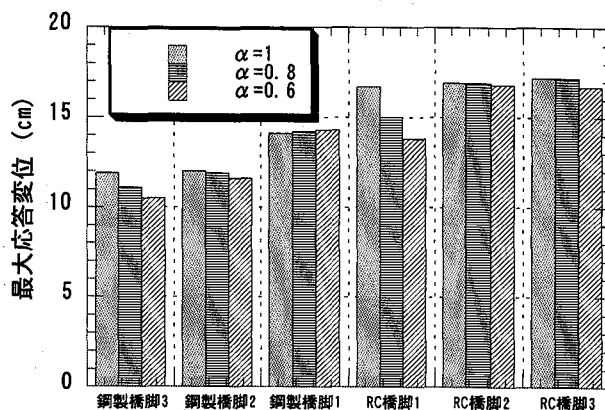


図-17 基礎の塑性化が橋脚に与える影響

部・土木鋼構造研究助成金から研究費の補助を受けて行ったものである。ここに記して、深謝の意を表する。

参考文献

- 1) 土木学会 関西支部：大震災に学ぶ - 阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書一，1998年6月。
- 2) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて - 震災復旧工事日誌一，1997年9月30日。
- 3) 土木学会 鋼構造新技術小委員会：最終報告書（耐震設計研究），1996年5月31日。
- 4) 土木学会：耐震基準などに関する提言集，1996年5月20日。
- 5) （社）日本道路協会：道路示方書・同解説V 耐震設計編，丸善，1996年12月。
- 6) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995年12月。
- 7) 土木学会：阪神大震災震災調査緊急報告会資料，1995年5月。
- 8) 土岐憲三：耐震設計基準における動的相互作用，土と基礎，Vol.29, No.9, pp.3-6, 1981年。
- 9) 永田和寿，渡邊英一，杉浦邦征：基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究，構造工学論文集，Vol.42A, 土木学会，pp.593-602, 1996年3月。
- 10) 渡辺英一，前川義男，杉浦邦征，北根英雄：鋼橋の被害と耐震性，土木学会誌，pp.54-62, 1995年7月。
- 11) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)，pp.423-425, 1990年10月。

(1998年9月18日受付)