

長大橋と隣接中小橋の連結部における地震時の衝突が 橋脚躯体に与える影響

Effect of pounding between girders of highway bridges during large earthquakes

武野 志之歩*・伊津野 和行**
Shinobu TAKENO, Kazuyuki IZUNO

*立命館大学大学院，理工学研究科環境社会工学専攻（〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1）

**工博，立命館大学助教授，理工学部土木工学科（〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1）

The structure-structure interaction problem between a long-span bridge and a small bridge adjacent to it was discussed using the numerical simulations. The long-span steel bridges and the small RC bridge piers were preliminary designed to model the highway viaduct. The calculated responses showed that the pounding had occurred between the girders during the large earthquakes. The high speed pounding between adjacent girders has made damage to the structure. The results showed that the increase of the bending moment responses at the pier bottom was affected by the difference between the natural periods of the piers and the pounding velocity at the girder ends.

Key Words: structure-structure interaction, earthquake response, relative displacement, seismic design, pounding, collision velocity

キーワード：隣接構造系間地震時相互作用，地震時相互作用，桁間衝突，衝突速度，連続高架橋，固有周期差，構造システムの耐震性

1. はじめに

道路橋示方書の改訂（平成8年12月）を受け，新設橋梁だけでなく既存道路橋の耐震補強に際しても，耐震性を考慮した弾性ゴム支承や免震支承が採用される傾向にある。しかし，長大橋梁のように上部構造が大きい構造物を含め，依然，既設橋梁の多くが鋼製支承を有しているのが現状である。

鋼製支承は固定・可動の役割が明確な構造形式であり，可動支承には移動制限装置が設けられていることが多い。可動支承の移動制限は，現在のところ温度変化による影響，コンクリートの乾燥収縮およびクリープによる移動量，桁のたわみによる移動量など常時の荷重を考慮して規定されている¹⁾が，地震時に生じる相対変位に関しては，何ら考慮されていない。

隣接する振動系の固有周期が著しく異なる場合，地震時における挙動は複雑になることが予想される。移動制限を上回る相対変位が生じると移動制限装置が働き，衝撃的な荷重が連結部に作用する。桁遊間の不足により，隣接する桁どうしが衝突する可能性もある。また，支承や桁連結装置が破壊に至った場合，設計時と異なる構造形式となる可能性がある。したがって地震時における隣接桁間の衝突を考慮に入れた橋梁の地震時応答性状^{2), 3), 4)}を把握する必要がある。

近年，大地震時の構造物の挙動を検討する手段として，動的解析を用いる必要性は高まってきているが，実際の作業量を考慮すると簡易な方法も有効であり，実際，相対変位スペクトル

の検討⁵⁾も行われている。

本研究では支承条件が明確なモデルを対象とし，可動支承を隣接する振動系の連結システムとしてとらえ，隣接桁間との相互作用による影響を調べることを目的とし，連結部における衝突の有無による構造系の挙動を調べた。この際，衝突の影響力を評価する指標として，連結部に生じる応答速度を用いた。また，橋脚の非線形性が連結部におよぼす影響についても検討した。連結部における相対変位量については，隣接する振動系の固有値や支承条件に着目し，その規則性についても併せて検討を行った。

2. 解析モデル

解析にあたり，構造物を2次元非線形骨組モデルとしてモデル化した。以下の非線形地震応答解析には，市販のソフトウェア TDAP III⁶⁾を利用した。固有周期が著しく異なる振動系が隣接する例としては，いくつかのケースが考えられる。ここでは，都市部における連続高架橋が埋立地等を結ぶケースを対象とした。すなわち，長大橋を埋立地間の水路を跨ぐために設け，そのアプローチ橋として中小橋梁が隣接している場合を想定している。長大橋の桁要素および橋脚は鋼製とし，隣接アプローチ橋の桁は合成桁，橋脚はRC製と仮定した。

本研究では，連結部の橋軸方向の挙動を検討するため，2次元モデルとしてモデル化を行った。橋軸直角方向の地震動が橋

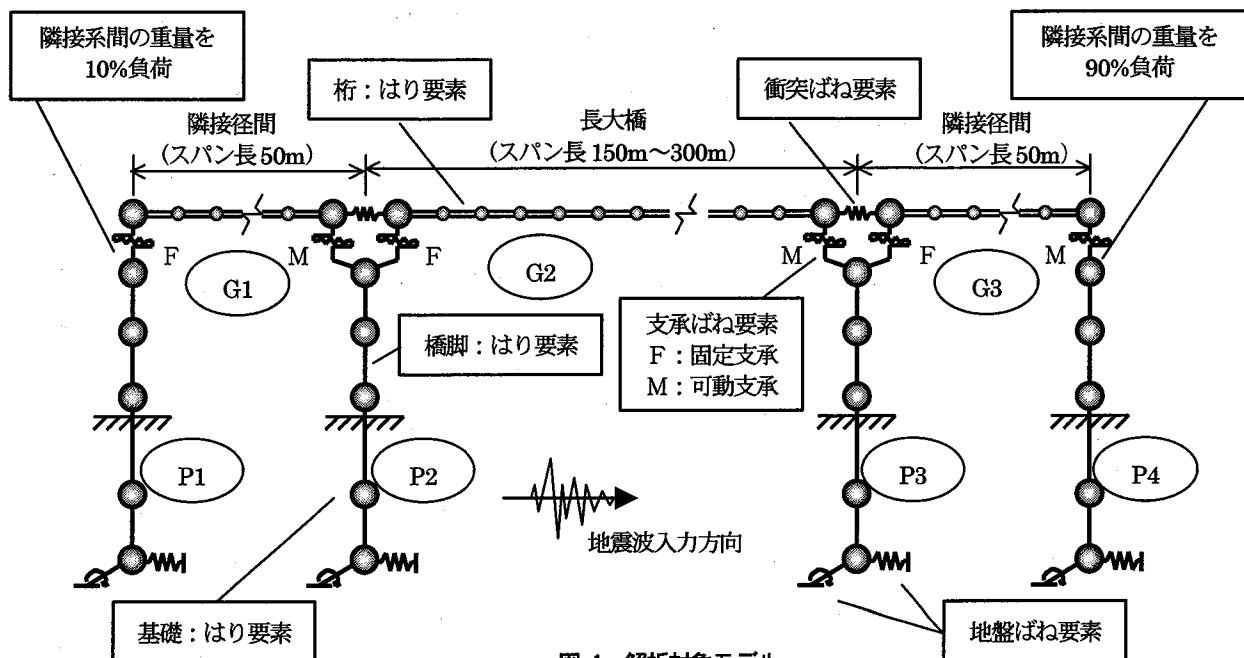


図-1 解析対象モデル

軸方向に影響を与えることは十分に考えられるが、今回は、衝突の基礎的現象について検討することとし、橋軸直角方向の応答は考慮しないものとした。

なお、本論文における検討結果は、地震応答によって主な非線形性が振動系の連結部や橋脚に生じることを前提とした結果である。また、各部材の減衰定数は、桁および橋脚の鋼製部材に対して2%、橋脚のRC部材に対して5%、地盤ばねに対して20%を仮定した。全体モデルを図-1に示す。

対象とするモデルの構造躯体は、桁、橋脚、および基礎構造に分類される。3章におけるモデルでは、これら構造躯体をすべて線形はり要素として扱った。4章では橋脚の非線形性を考慮することによる影響を検討するため、降伏時の曲げモーメントと曲率の関係から材料非線形特性を設定し、非線形はり要素とした解析も行った。

連続高架橋の一部分をモデル化する場合、モデルに含めなかった部分の影響を、何らかの形で取り入れることが重要である。ここでは、G1桁およびG3桁の外側の径間に、長大橋の側径間と同じ構造系が隣接する場合を想定し、モデル端部に隣接桁重量の影響を考慮することとした。可動支承の摩擦係数として10%を仮定し、摩擦による慣性力の影響を考慮した。P1橋脚上端部では、隣接径間の可動端側の影響として桁重量の10%を負荷し、P4橋脚上端部には、隣接径間の固定端側の影響として、桁重量の90%を配分した。

2.1 構造躯体のモデル化

本研究では、長大橋スパン長の変化が、隣接径間に及ぼす影響を検討するため、スパン長として150m・200m・250m・300mの4ケースを設定した。各ケースにおけるモデルの桁重量は、スパン長と鋼重がある程度の比例関係を有している⁷⁾ことを前提とし、算定している。桁部材の断面二次モーメントに関して

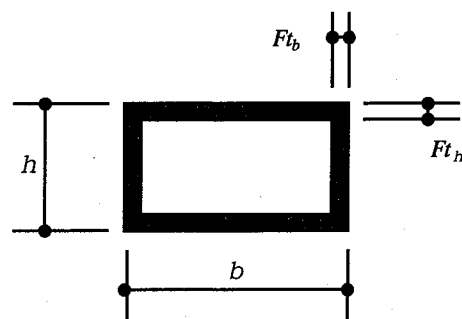


図-2 橋脚断面図

表-1 橋脚断面諸元

スパン長	断面諸元(cm)			
	b	h	Ft_b	Ft_h
150m	360	450	40	40
200m	360	475	45	45
250m	360	520	50	50
300m	360	585	50	50

表-2 橋脚剛性等

スパン長	断面積	断面二次モーメント	
	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	$I_z \text{ (m}^4\text{)}$
150m	5.84	8.96	6.30
200m	6.89	11.70	8.25
250m	8.00	15.10	10.60
300m	8.90	20.40	14.30

は、桁を単純ばりと仮定して最大たわみ量を算出し、示方書に記載されている許容たわみ量に収まるよう検討した。

上部構造のスパン長が変化するのにともない、支持橋脚が負担する重量も大きく異なってくる。よって、支持橋脚の断面形状に関しても、個々に検討する必要が考えられる。ここでは簡

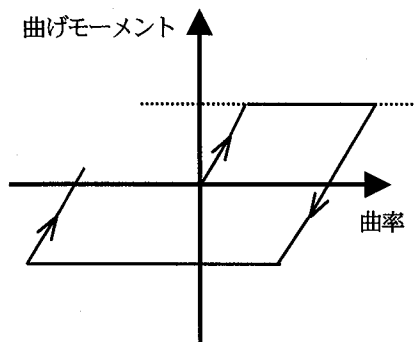


図-3 鋼製橋脚の履歴特性

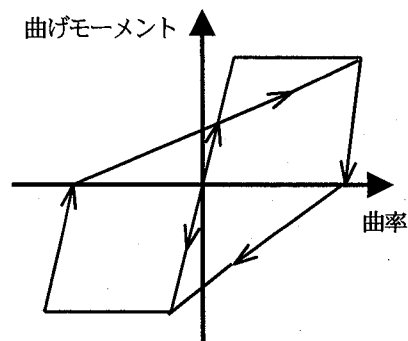


図-4 RC橋脚の履歴特性

表-3 橋脚の履歴設定値

橋脚種別	曲げ耐力(MN・m ²)	降伏曲率(1/m)
鋼製	150m	1.84×10^6
	200m	2.41×10^6
	250m	3.11×10^6
	300m	4.20×10^6
RC製	1.78×10^5	5.34×10^{-6}

単のため、各ケースとも橋脚高さ 25m の単柱として扱い、それぞれの土上荷重に対して試設計^{8), 9)}を行った。図-2 に橋脚断面を、表-1、表-2 に断面諸元と剛性を示す。

2.2 橋脚の非線形モデル

本研究の対象モデルでは、長大橋を支持する P2 橋脚と P3 橋脚を鋼製橋脚、側径間桁を支持する P1 橋脚と P4 橋脚を RC 橋脚と設定している。図-3、図-4 に鋼製橋脚と RC 橋脚の履歴復元力特性を、表-3 に各設定値を示す。なお、本研究では各橋脚が降伏したことによる影響を検討しており、モデル中の橋脚は終局段階に至らないだけの十分な強度を有していると仮定し、終局曲率は設定していない。

鋼製橋脚の非線形性を表現する骨格曲線は、橋脚が終局状態に至らないだけの十分な強度を有しているものと仮定し、降伏後の剛性を 0 とした完全弾塑性の骨格曲線をもったバイリニア型履歴復元力特性によりモデル化した。

RC 橋脚の非線形性は、剛性劣化型モデルを用いてモデル化した。降伏震度を 0.5 と設定し、骨格曲線は完全弾塑性モデルを設定した。

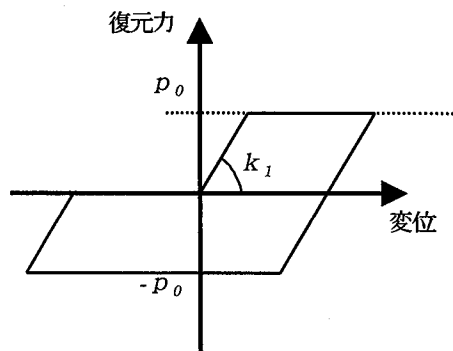


図-5 可動支承の摩擦復元力特性

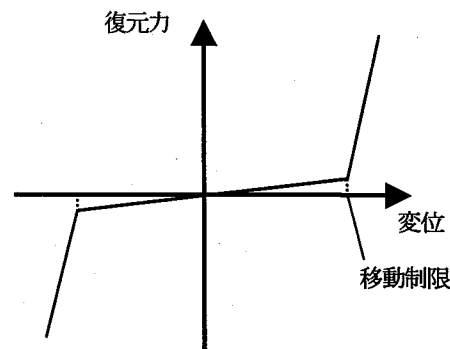


図-6 連結部移動制限の変位復元力特性

2.3 支承のモデル化

固定支承は剛性の高いバネを水平・鉛直方向に設定し、橋軸直角方向を軸とする回転方向は自由に挙動し、ピンとしての役割を担うよう設定した。

可動支承は橋軸方向に非線形ばねを用いて移動制限を設定した。ただし、鉛直方向は剛性の高いばねにより拘束している。橋軸方向の非線形ばねは、図-5 のバイリニア型の履歴復元力特性を持つばねで可動支承の摩擦力を評価した。図中の p_0 の値は、

$$p_0 = \mu \cdot R_d \quad (1)$$

として求められる。ただし、 μ : 摩擦係数 0.05, R_d : 死荷重反力である。

また、可動支承のばねは、移動制限装置もしくは桁どうしの衝突によって移動量が制限されるものとした。実際の移動制限装置では一定の荷重が作用した段階で、装置自体が破壊することが予想される。しかしながら、本研究における検討は衝突現象が構造系に与える影響に着目しているため、移動制限装置は無限の耐力を持つものと仮定している。図-6 に連結部移動制限の変位復元力特性を示す。ここで連結部とは、可動支承の移動制限装置、桁間衝突、耐震連結装置の機能などをすべて含んだ表現であり、これら一連の現象を、すべて図-6 の桁間ばねで代表させることとした。道路橋示方書に記載されている上部構造の温度変化による伸縮を考慮し、以下の式により、その制限値

表-4 想定摩擦力と移動制限値

ケース	スパン長	摩擦力 P_0	移動制限値
Case1	150 m	170 kN	9 cm
Case2	200 m	220 kN	12 cm
Case3	250 m	280 kN	15 cm
Case4	300 m	330 kN	18 cm

表-5 地盤ばね係数

橋脚種別	並進ばね係数	回転ばね係数
	MN/m	MN・m/rad
P1	1.84×10^3	1.97×10^2
P2	5.63×10^3	2.38×10^3
P3	5.06×10^3	2.33×10^3
P4	1.84×10^3	1.97×10^2

表-6 入力地震動

入力地震動	入力最大 加速度	入力最大 速度
地震波①	282.0 gal	19.6 kine
地震波②	619.2 gal	67.7 kine
地震波③	433.4 gal	50.2 kine

を算定した。表-4に各ケースにおける摩擦力と移動制限値を示す。

$$\Delta L_t = \Delta T \cdot \alpha \cdot L \quad (2)$$

ただし、 ΔT 、 α 、 L は、それぞれ温度変化、線膨張係数、伸縮桁長とする。

2.4 地盤のモデル化¹⁰⁾

対象橋梁の基礎地盤は沿岸部埋立地を想定し、Ⅲ種地盤として扱った。このような軟弱地盤では、構造物の挙動が周辺地盤の振動に強く影響されるため、モデル中においても基礎-地盤系の動的相互作用を考慮できるモデルを用いることが理想である。しかし、本研究ではモデルを簡易化するため、水平変位、鉛直変位、および回転に抵抗する線形ばねを設定し、地盤をモデル化した。表-5に各地盤ばねの設定値を示す。

2.5 入力地震動および解析ケース

入力地震波は、兵庫県南部地震時に阪神高速5号湾岸線東神戸大橋付近の地盤（GL-1.5）で観測された波形のうち、N78E成分（以下、地震波①と表記）と、道路橋示方書V耐震設計編に適合する標準地震入力例のうち、Ⅲ種地盤用 type2 の EW 成分（地震波②）及び同 type1 の EW 成分（地震波③）を用いた。表-6に各地震波の最大応答加速度と最大応答速度を示す。

解析ケースとしては、長大橋のスパン長が 150m のものを Case1、以下、スパン長が 200m・250m・300m のものをそれぞれ Case2～Case4 とおいた。

3. 桁端部の衝突による影響

可動支承や桁連結装置等、移動制限装置を有する構造では、大地震時にそれらが作動し、あるいは破壊に至った場合、または隣接桁どうしが衝突した場合、支持橋脚の損傷形態に大きな影響を及ぼす¹¹⁾と考えられる。また、その支承条件は構造系全体の地震応答性状に支配的¹²⁾である。

ここでは、可動支承や桁連結装置を、異なる振動系を繋ぐ同種の連結システムとしてとらえ、共通の移動制限量を設定し、長大橋の固定端側、可動端側、それぞれの地震時挙動について確認した。

3.1 橋脚基部モーメントの最大応答値による検討

まず、可動支承や桁間連結装置などの移動制限装置や桁どうしにおける衝突が、構造系に与える影響について検討を行う。ここでは、各橋脚基部における曲げモーメントに着目し、上部構造における衝突現象による増減を調べた。図-7、図-8、図-9は、各橋脚基部に生じる曲げモーメントについて、その最大値を示したものである。Case1～Case4の各ケースに、地震波①～③を入力して解析を行った。連結部における衝突を考慮しないケースを“移動制限無し”、考慮したケースを“移動制限有り”として示した。なお、橋脚は線形はり要素として扱い、振動系の連結部における衝突による影響に着目している。橋脚の非線形応答により基部に生じるモーメント量が異なってくる可能性は十分に考えられるが、非線形応答による影響は4章で扱うこととした。

P2・P3 橋脚は、それぞれ長大橋の固定端と可動端を支持する橋脚であるが、大きな重量を有する上部構造を支持しているため、いずれのケースにおいても側径間を支持する P1・P4 橋脚と比較して曲げモーメントが大きい。しかし、長大橋のスパン長と長大橋の支持橋脚に生じるモーメント量には比例関係はなかった。また、地震波による比較を行うと、地震波①の入力時に作用するモーメント量が最も小さく、地震波③の入力時に作用するモーメント量が最も大きい。これらの結果は図-10に示す入力地震波の変位応答スペクトルで説明できる。図-10には、Case1～Case4における長大橋部分の一次固有周期もプロットした。橋脚がほぼ一次モードで振動すると考えた場合、橋脚基部の曲げモーメントは橋脚天端の変位応答に比例する。図-10より、変位応答の値は各ケースでそれほど異ならず、また、周期が長くなるにつれて大きくなることもない。地震波③では Case2 が一番大きくなっている。さらに、Case1～Case4に相当する周期帯域では、地震波①の変位応答が一番小さく、地震波③が最も大きい。以上より、図7～図9の結果は、入力地震波の特性と対象構造物の固有周期との関係から導かれていると考えられる。

次に、移動制限の有無による影響を調べる。各振動系間の連結部で移動制限を考慮することにより、長大橋のスパン長が比較的短い Case1 と Case2 では、基部モーメントの最大値に変

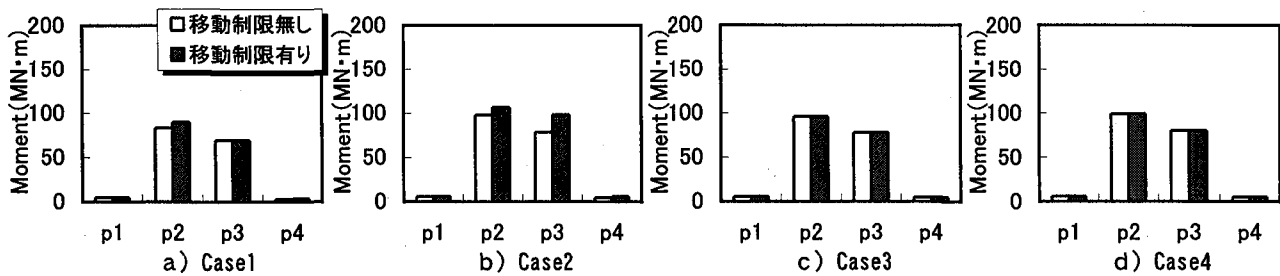


図-7 橋脚基部におけるモーメント (地震波①)

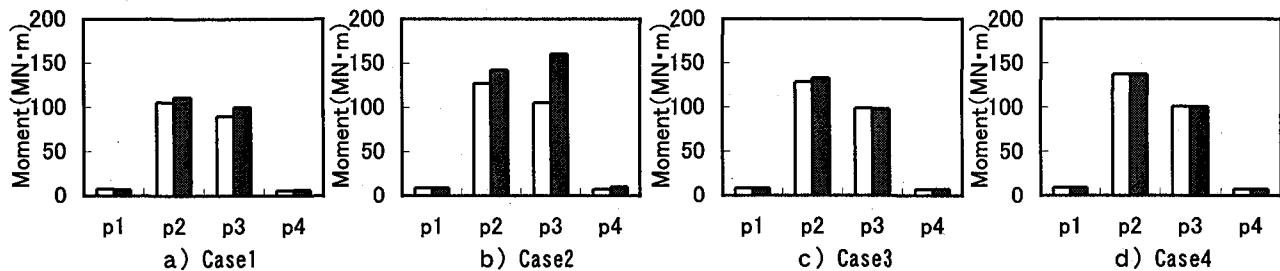


図-8 橋脚基部におけるモーメント (地震波②)

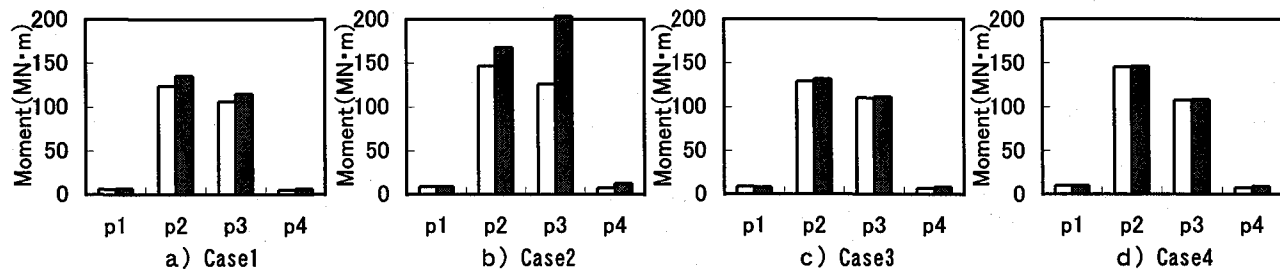


図-9 橋脚基部におけるモーメント (地震波③)

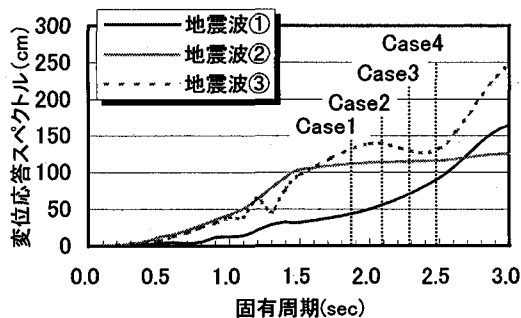


図-10 入力地震波の変位応答スペクトル

化が生じているが、スパン長が比較的長い Case3 と Case4 では、いずれの地震波に対しても変化がほとんど無かった。最も影響が顕著であったのは Case2 で、いずれの地震波に対しても増加する傾向を見せている。これは、連結部の衝突現象によるところが大いと考えられる。実際、衝突荷重により判断すると、Case4 では衝突の発生がみられず、Case1 と Case3 では衝突は発生しているものの、Case2 と比較して発生回数は少ない。衝突が発生してもその程度の差は様々であり、その影響力も異なる。そのため、橋脚基部のモーメント増加量も異なる応答になると考えられる。各橋脚の平均増加率を調べると、P1 橋脚では約 1.2 倍、P2 橋脚で約 1.1 倍、長大橋の固定端側の増加率は小さい。一方、長大橋の可動端を支持する P3 橋脚と側径間可

動端を支持する P4 橋脚では、ともに約 1.5 倍の増加率であった。これは、それぞれ増加量に換算すると、P4 橋脚では 5 MN・m であるが、P3 橋脚に至っては 80 MN・m にも及んでいる。

3.2 連結部の荷重および相対速度による検討

前節 3.1 では、橋脚基部モーメントの最大値により、連結部の衝突が及ぼす影響について検討を行った。それによると、上部構造で衝突現象が発生しているにもかかわらず、影響が顕著であったのは Case2 のみであり、他のケースでは橋脚基部にほとんど影響が現れていない例が多数存在した。ここでは、連結部における衝突を相対速度に着目し、再度、検討を行う。

構造物の損傷にとって、速度応答は重要な意味を有する。衝突によって隣接部材から与えられる力積は、相対速度の関数となる。簡単のため、2 質点の衝突を例として考える。衝突によって隣接部材から与えられる力積は、連結部の相対速度の関数として示される。今、質量 m_1 , m_2 の物体が速度 v_1 , v_2 で完全弾性衝突をし、それぞれの速度が v'_1 , v'_2 になったとする。運動量保存則と反撥係数 e の定義から、以下の 2 式が得られる。

$$m_1 \cdot v_1 + m_2 \cdot v_2 = m_1 \cdot v'_1 + m_2 \cdot v'_2 \quad (3)$$

$$v'_1 - v'_2 = e(v_2 - v_1) \quad (4)$$

m_1 の運動量変化は、衝突によって m_2 から与えられる力積 $P \cdot$

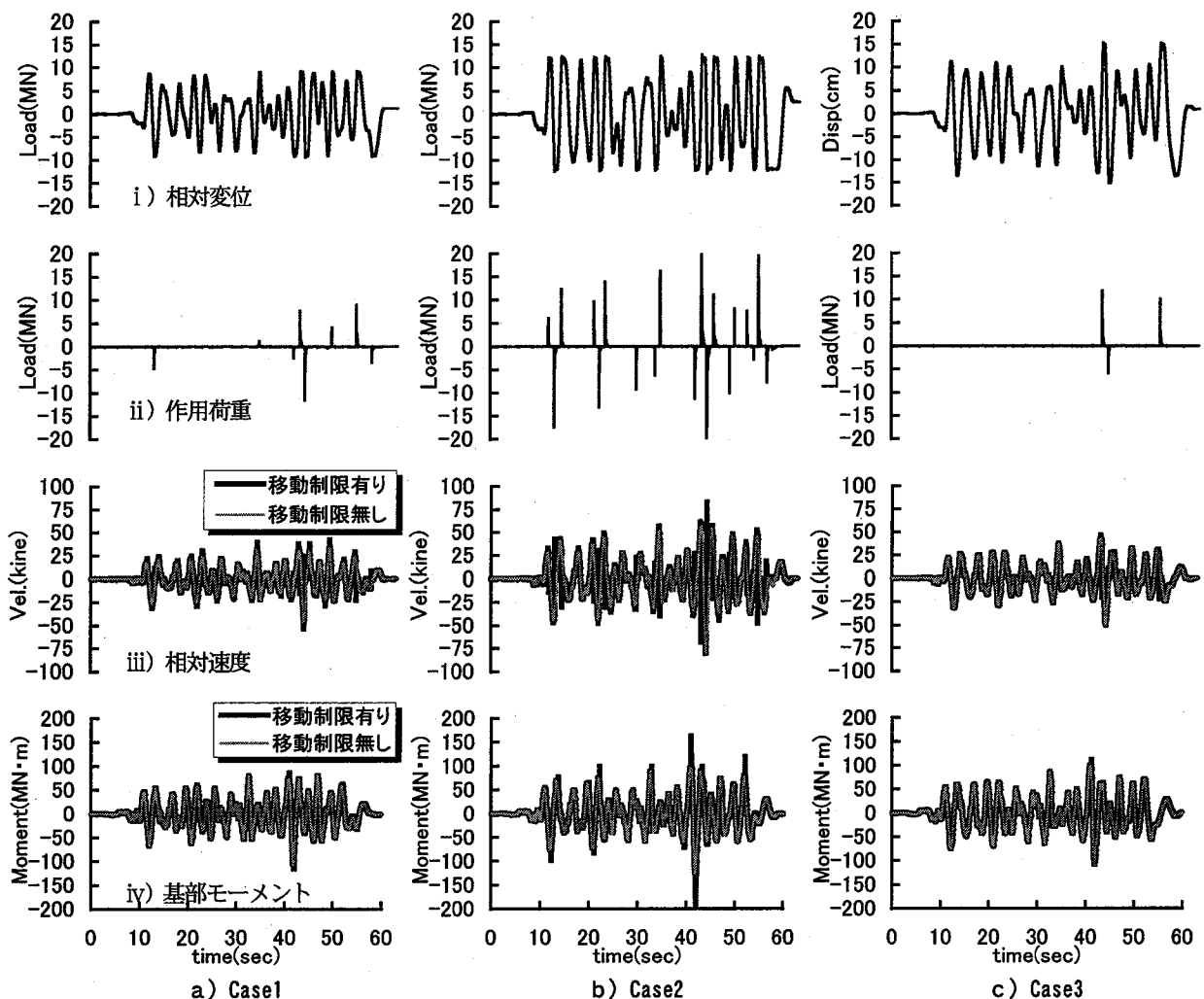


図-11 連結部の挙動が支持橋脚基部に及ぼす影響

Δt に等しいことから、

$$P \cdot \Delta t = m_1 \cdot v_1' - m_1 \cdot v_1 \quad (5)$$

(3)、(4)式に(5)式を代入すると次式が得られる。

$$P \cdot \Delta t = \frac{(1+e) \cdot m_2}{m_1 + m_2} (v_2 - v_1) \quad (6)$$

(6)式により、力積 $P \cdot \Delta t$ が衝突時の相対速度($v_1 - v_2$)の関数となっていることがわかる。よって、衝突時の相対速度を橋脚の損傷度指標に用いることは妥当だと考えられる。衝突荷重が極めて一瞬のうちに大きな値をとり、数値解析上正確な値を求めることが難しく、仮定する衝突ばね剛性に影響されるのに対し、衝突時の相対速度は衝突寸前の値であるために正確な値を得やすいという特徴がある。実際、SI値¹³⁾のように、速度応答スペクトル、つまり最大応答速度から構造物の損傷度を、予測地震動から構造物の損傷度を予測する指標も実用的に用いられている。

図-11は影響が顕著に現れたCase2と、長大橋のスパン長が50m短いCase1、50m長いCase3の3ケースにおいて、長大橋可動端側の連結部で生じる(a)相対変位と(b)荷重、(c)

応答速度および(d)橋脚基部モーメントについて示したものである。橋脚基部のモーメントは影響が大きい長大橋可動端P3橋脚で、地震波③を入力したケースを示した。

各ケースにおける移動制限量は、Case1:9cm, Case2:12cm, Case3:15cmである。相対変位(a)をみると、いずれのケースでも衝突が発生していることがわかる。また、(b)に示した連結部の荷重をみると、衝撃的な荷重が作用していることが分かる。しかし、橋脚基部モーメントが大幅に増加したCase2と比較して、Case1とCase3では最大値が1/4程度であり、衝突回数も半分以下にとどまっている。荷重が衝撃的に作用することから、荷重の最大値や衝突回数を単純に比較するだけでは、その影響や構造物の損傷を評価できない。衝突力は力積で評価することが妥当と考えられる。よって、新たな評価項目として、力積と関係の深い連結部に生じる速度応答に着目した。

図-11(c)は各ケースにおいて、連結部で作用する相対応答速度である。応答速度と橋脚基部モーメントを比較すると、波形の形状は類似している。ここで、連結部の応答速度と橋脚基部のモーメント増加について、相関性の有無について調べる。基部におけるモーメント増加が確認されたCase2において、橋

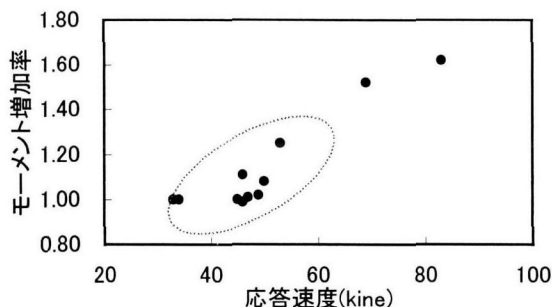


図-12 連結部応答速度と
基部モーメント増加率

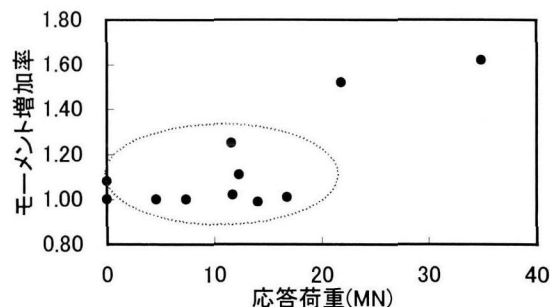


図-13 連結部作用荷重と
基部モーメント増加率

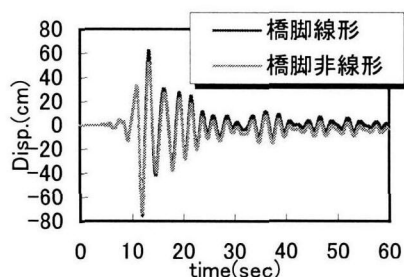
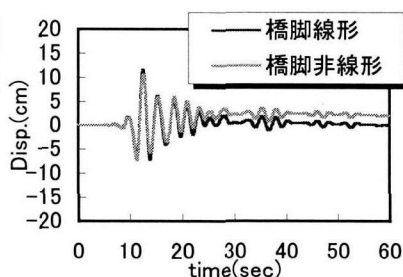
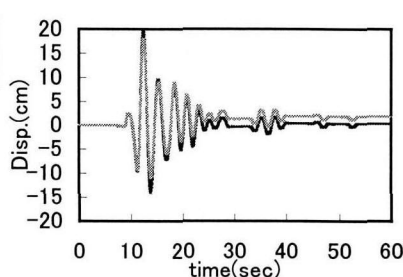


図-14 P3 橋脚天端における変位量



a) G1 桁可動端



a) G2 桁可動端

図-15 連結部における相対変位

脚基部モーメントに顕著な変化が生じたのは、40sec～55sec における3回である。モーメントの大幅な増加を示している時刻と同時刻の応答速度を調べると、いずれも応答速度が突出して大きい値を示している時刻と一致する。また、その値はおよそ50kine～85kineの範囲内である。他のケースでも、応答速度が50kine 近傍に及ぶとわずかながら、橋脚基部のモーメントに変化が見られる。

ここで、連結部における衝突が橋脚基部に影響を及ぼす場合、連結部における応答速度を指標として用いる有効性について調べる。図-12、図-13は、Case1～Case4のすべてのケースに地震波①～③を入力したときの、長大橋可動端側連結部の応答速度および作用荷重とP3橋脚基部におけるモーメント増加率の関係を示したものである。P3橋脚に着目したのは、長大橋可動端の連結部で衝突が発生すると、支持橋脚であるP3橋脚に最も顕著な影響が現れていたことから用いた。2つの図の傾向は類似している。特にモーメント増加率が1.3倍程度までの範囲内であれば、応答速度、作用荷重いずれの指標を用いても一定の範囲内（図中の点線内）におさまっている。

各指標について相関係数による検討を行うと、応答荷重と基部モーメント増加率では0.79、速度応答と基部モーメント増加率では0.92という値が得られた。衝突速度と基部モーメント増加率には直線的な関係を仮定することが可能と考えられる。

4. 橋脚の非線形応答による影響

ここでは、橋脚に非線形モデルを設定し、橋脚天端や上部構造の連結部の挙動を調べ、その影響について検討した。また、

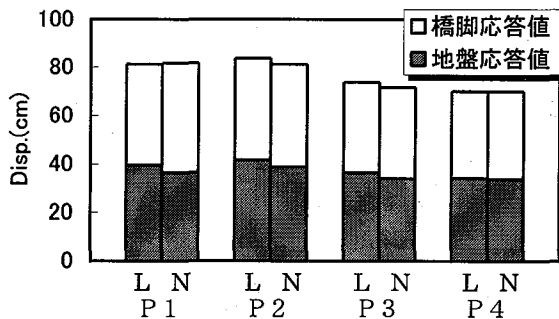
地盤の回転ばねの挙動についても併せて検討を行った。

図-14、図-15は、P3橋脚天端の変位量と、連結部の相対変位について、橋脚が線形時と非線形時における応答を比較したものである。ここでは、3章における連結部の相対変位と基部モーメントの相関性に関する検討で、影響が最も顕著に現れたCase2について示した。入力地震波として、地震波①を用いている。

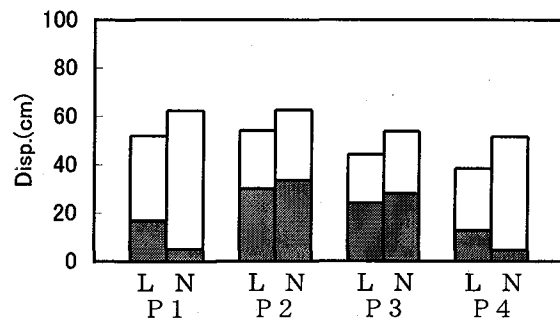
4.1 橋脚天端・連結部に及ぼす影響

橋脚の非線形性を考慮することにより、P3橋脚天端における節点変位はやや減少する傾向が見られる。変位量の差は、線形時に最大値を示していた13sec付近で約13cmの減少を示している。卓越周期成分が均等ではない実地震波を用いたことにより、塑性化による等価固有周期の変化が、変位応答の減少につながったものと考えられる。また、30sec以降では非線形時の応答波形がドリフトしており、約5cm程度の残留変位が生じている。他の橋脚についても、減少量や残留変位に違いがあるものの、応答波形の形状がほぼ等しく、同様の傾向が示されていた。

一方、連結部での相対変位量に着目すると、橋脚の非線形性を考慮することにより、こちらも全体的に挙動が小さくなる傾向が示されていた。連結部における減少量は、G1桁可動端とG2桁可動端とともに約2cm程度である。構造物が長周期化することにより等価固有周期差が小さくなり、結果的に相対変位が小さくなったと考えられる。



a) III種地盤における天端変位



b) I種地盤における天端変位

図-16 橋脚の非線形性と支持地盤の影響 (L: 橋脚線形時, N: 橋脚非線形時)

表-7 固有値解析結果 (1次)

ケース No	解析対象 (長大橋スパン長)	固有周期	有効質量比
Case1	全体 (150m)	2.21 sec	62%
Case2	全体 (200m)	2.39 sec	63%
Case3	全体 (250m)	2.56 sec	64%
Case4	全体 (300m)	2.72 sec	65%
Case1'	中央径間 (150m)	1.86 sec	61%
Case2'	中央径間 (200m)	2.09 sec	61%
Case3'	中央径間 (250m)	2.29 sec	62%
Case4'	中央径間 (300m)	2.48 sec	63%
Case0	側径間橋脚	0.96 sec	48%

表-8 各モデルの固有周期差比

解析ケース	スパン長	固有周期差比
Case1	150 m	0.48
Case2	200 m	0.54
Case3	250 m	0.58
Case4	300 m	0.61

4.2 地盤ばねの影響

線形モデルと非線形モデルとの最大応答変位が大きく異なる理由として、支持地盤の影響が考えられる。橋脚の非線形性と支持地盤の影響を比較するため、図-16に各橋脚の天端変位量とその内訳を示す。入力地震波は4.1節と同様、地震波①を用いCase2の応答値について検討した。橋脚応答値は橋脚天端と橋脚基部の相対変位量として計算し、地盤応答値は地盤の回転ばねに起因する変位量として回転量に橋脚高さをかけて求めた。

図-16より、橋脚天端における変位応答は、半分近くが地盤ばねによる応答である。I種地盤上では橋脚が非線形化することにより橋脚応答値が増加し、天端変位も大きくなっている。しかしIII種地盤上では橋脚が非線形応答を示しても、橋脚応答値の増加がみられず、地盤応答値が減少を示し、天端変位も小さくなる傾向が伺える。III種地盤上に本モデルを設定した場合、比較的長周期領域にあり、変位一定則が成り立つ領域だといえる。地盤ばねを起因とする変位の占める割合が大きく、図-15に示したように連結部相対変位の最大値が橋脚非線形化の影響

をほとんど受けていないことから、本モデルのIII種地盤上における応答性状の評価は、線形モデルでも十分に行えることがわかる。地盤の非線形化が及ぼす影響の検討が、今後の課題である。

5. 固有周期差と応答相対変位

前節までで、連結部における衝突や橋脚の非線形性が構造系全体の挙動に及ぼす影響について検討した。ここでは、連結部の地震時における挙動特性を調べる。連結部の相対変位量を決定づける要因としては、桁重量、スパン長、部材特性等、様々なものが挙げられるが、簡単のため振動系ごとの固有周期に着目し、連結部の適切な移動制限量について検討を行う。ただし、ここでの振動系は、長大橋 (P2・P3橋脚+G2桁) と両側径間として扱う。

各振動系における固有周期を表-7に示す。Case1~4では図1に示した解析モデルを対象範囲とし、長大橋のスパン長をそれぞれ変化させて解析を行っている。次に各振動系固有の挙動をみるため、Case1'~4'で長大橋 (P2・P3橋脚とG2桁) のみで解析を行った。設計にあたっては設計振動単位ごとに検討が行われる。本計算例においては、Case1'~4'が、試設計を行った設計振動単位での応答解析に相当する。隣接径間を考慮した場合と比較すると、固有周期が1割程度短くなっている。Case0は隣接径間を支持する橋脚 (P1・P4橋脚) で、上部構造であるG1桁あるいはG3桁に相当する重量を橋脚柱頭部に載荷して、解析を行っている。

5.1 長大橋の支承条件による影響

ここで、固有周期差比と各可動支承での相対変位について、その相関性を調べる。表-8に各モデルの固有周期差比を示す。これらの解析は、実質的に相対変位量がいかに生じるか検討するため、移動制限や桁間衝突は考慮していない。固有周期差比は、道路橋示方書に記載されているものを用い、長大橋と隣接中小橋梁の固有値から算定した。

図-17に連結部における相対変位量を示す。G1桁可動端では、固有周期差比が大きくなるにしたがって、相対変位量が減少す

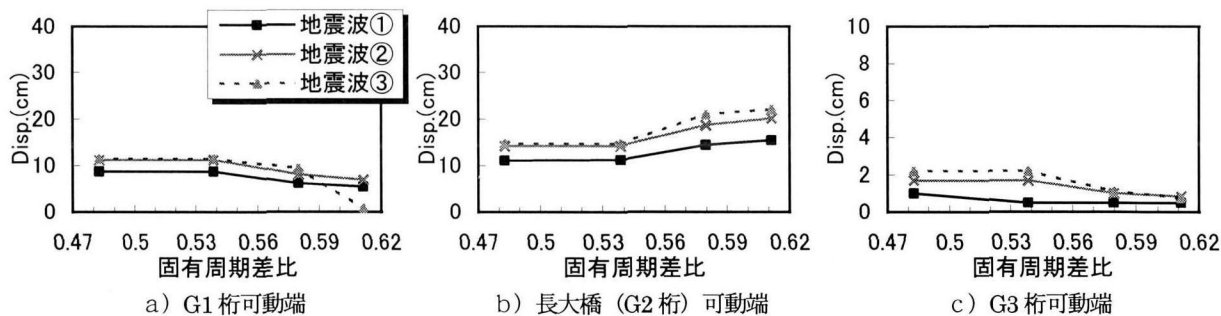


図-17 連結部における相対変位量

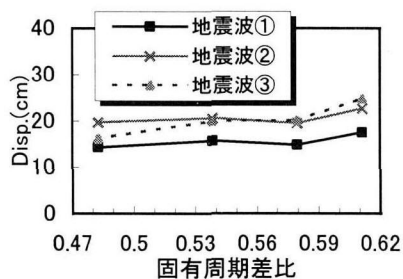


図-18 長大橋可動端における
相対変位 (隣接径間無し)

る傾向にある。これは、隣接する長大橋の固有周期が大きいかほど変位量が減少することを示している。一方、G2 桁可動端では、固有周期差比が大きくなるのにしたが、相対変位量が増加する傾向がある。また、G3 桁可動端では相対変位量が 2cm 程度しかなく、隣接径間の移動制限量である 3cm をいずれのケースでも下回っている。これは、P4 橋脚に長大橋の遠方方向の隣接桁重量を載荷しており、ほぼ等しい規模の振動系が隣接しているためと考えられる。

G1 桁と G2 桁の可動端は、隣接する振動系の固有周期が同じ条件であるが、G1 桁可動端は長大橋の固定端に接しており、G2 桁可動端は長大橋の可動端の相対変位である。図-17 の a) と b) を比較することにより、支承条件の違いによる相対変位量が分かる。これによると、長大橋の固定端側では、長大橋の可動端側と比較して約 1/2 程度の相対変位量しか生じず、また、長大橋が長周期化するにしたがい、固定端側では相対変位量が減少し、可動端側では増加する傾向が示された。

5.2 隣接径間を考慮する影響

図-17 b) に、長大橋 (G2 桁) 可動端連結部における相対変位を示した。ここで、図-18 に、隣接径間を考慮しないケース (Case1'~4'の結果) における長大橋 (G2 桁) 可動端連結部における相対変位を示す。長大橋のみを対象として解析を行った場合、スパン長が 250m 以下 (固有周期差比が約 0.58 以下) ではほとんど変化がないが、スパン長が 250m から 300m (固有周期差比が 0.58 以上) の区間では、スパン長に比例して相対変位量が増加する傾向が伺える。また、各ケースにおける相対

変位量は、本モデルで設定している温度変化を考慮した移動制限値と比較して大きく、スパン長が 150m 時では約 1.5 倍から約 2.1 倍に達している。

一方、隣接径間の桁及び橋脚を考慮すると、隣接径間を考慮しなかった場合と比較して、相対変位量が小さくなる傾向にある。特に、スパン長が比較的短い範囲で約 4cm から 6cm の減少を示しているケースもある。その結果、移動制限値に対する相対変位量の比が約 1.1 倍から約 1.6 倍になっている。地震波 ①における Case2~Case4 では移動制限値内に収まっている。長大橋単独で設計を行ったとしても、隣接径間の存在により相対変位量は設計変位量を下回る可能性がある。

6. まとめ

以上、長大橋と中小橋が隣接する構造システムの地震応答性状として、連結部における移動制限装置、橋脚の非線形性および連結部の挙動特性について検討を行った。その結果を以下に示す。

- (1) 各振動系の連結部で移動制限装置が作用すると、衝撃的な荷重が連結部に作用する。その際、長大橋可動端を支持する橋脚にも影響がおよぶ可能性がある。
- (2) 上部構造の連結部において衝撃的な荷重が橋脚基部に影響をおよぼす可能性の有無は、衝突時の応答速度が 50~80kine を境として異なる。
- (3) 連結部の相対速度と基部モーメントの増加率には線形的な相関性が存在する。
- (4) 橋脚の非線形性を考慮し解析を行っても、本解析ケースでは変位一定則が成り立つ領域のため、橋脚固有の挙動にほとんど変化がない。
- (5) 長大橋と隣接中小橋梁の固有周期差比に着目すると、連結部の相対変位量に規則性が存在する可能性が示された。また、長大橋の固定端側と可動端側の連結部で異なる傾向が伺えた。今後、より詳細な検討を行い、衝突を回避あるいは衝突力を緩和する方策について検討する必要がある。

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, 1996.
- 2) 中島章典, 庄司泰啓, 阿波博道:隣接桁の影響を考慮した高架橋システムの大地震時応答性状について, 第1回地震時保有耐力方に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.207-210, 1998.
- 3) 志村 敦, 袴田文雄, 森川陽介, 今西修久:桁遊間の衝突を考慮した高架橋の地震時挙動解析, 第2回地震時保有耐力方に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.439-442, 1998.
- 4) Kazuhiko Kasai, Anil R. Jagiasi, Van Jeng: Inelastic Vibration Phase Theory for Seismic Pounding Mitigation, Journal of Structural Engineering, pp.1136-1146
- 5) 川島一彦・佐藤貴志:相対変位応答スペクトルの提案とその適用, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.645-652, 1996.
- 6) 株式会社アーク情報システム:TDAPⅢ, Ver2.00, 理論説明書, 1998.
- 7) 日本橋梁建設協会:デザインデータブック, 1997.
- 8) 中井 博・北田俊行:橋梁工学, 共立出版株式会社, 1997.
- 9) 中井 博・北田俊行:鋼橋設計の基礎, 共立出版株式会社, 1992.
- 10) 土木学会編:ライフライン施設, 動的解析と耐震設計, 第4巻, pp.23-30, 1989.
- 11) 家村浩和, 宮本文穂, 高橋良和:鋼製支承の破損が橋梁の地震時損傷モードに与える影響, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.659-666, 1998.
- 12) 土田貴之, 緒方紀夫, 金子恵二, 宮本 裕, 岩崎正二:橋台への桁衝突が橋脚の地震応答に与える影響, 第4回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, pp.45-50, 1998.
- 13) Housner, G.W.: Behavior of structures during earthquakes, Journal of the Engineering Mechanics Division, Proc. of ASCE, Vol. 85, No. EM 4, 1959.
(1999年9月17日 受付)