

# 隣接橋梁間の地震時相対速度応答と 衝突速度スペクトルに関する研究

武野 志之歩<sup>1</sup>・伊津野 和行<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 株式会社建設技術研究所 東京支社技術第二部 (〒336-0011 埼玉県浦和市高砂 2-2-3)

<sup>2</sup>正会員 工博 立命館大学助教授 理工学部土木工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市市路東 1-1-1)

構造系間には桁間衝突による衝撃を緩和する目的で、さまざまな緩衝装置が設けられている。桁間衝突による衝撃力を緩和する際、衝突時に発生する衝撃力を的確に把握することが必要である。また、その衝撃力が構造系にどの程度の影響を及ぼすか検討することは、衝突緩和の必要範囲を知る上で有用である。

桁間衝突時に構造系が受ける衝突効果は力積により評価され、力積は衝突時の相対速度に依存する。相対速度により衝突現象を評価するには、衝突速度を定義することが必要となる。本論では、簡易な1自由度系モデルにより桁間衝突現象を再現し、桁間衝突を定量的に把握する指標として衝突速度スペクトルの提案を行った。衝突速度スペクトルによれば、各構造系の固有周期と桁遊間量により衝突速度の把握が可能となる。

*Key Words: relative velocity, collision velocity, response spectrum, seismic design of bridges, pounding*

## 1. はじめに

近年、橋梁に対する耐震設計上の観点から、ゴム支承の普及が急速に高まっている。一般にゴム支承を用いると、従来の金属支承と比較して上部構造が長周期化し、現行の温度変化による桁の伸縮量を考慮した桁遊間では、隣接構造系との間で衝突が発生する可能性がある。また、衝突により構造系の振動に影響を及ぼすことが考えられる。実際、地震時における桁間衝突を見込んだ橋梁の応答性状に関する検討<sup>1,2)</sup>もされている。

桁間衝突を回避するもっとも簡単な方法は、桁遊間を十分に設けることである。隣接する構造系の固有周期に着目し、連結部の応答性状に関する検討例として、相対変位応答スペクトルに着目した研究<sup>3,4)</sup>もされている。しかし、既存橋梁では工事にあたって種々の制約があり、桁遊間を十分に拡大し衝突そのものを回避することは困難である。また、新設橋梁では長いジョイントの利用により、交通振動や騒音等の新たな問題を生じかねない。

これに対し、落橋防止システムに関連して桁間衝突による影響を低減する研究<sup>5-7)</sup>が行われている。しかし、これらの研究では、橋梁系の挙動特性や緩衝装置の有効性に着目しており、衝突現象そのものに対する定量的な評価、検討はなされていない。

地震時における衝突を緩和するには、衝突における衝撃力を的確に把握する必要がある。また、その衝撃力が構造系に対してどの程度影響を及ぼすかを検討することは、衝撃緩和の必要範囲を考慮するうえで有効である。

従来、桁間衝突を考慮した研究では、主に応答荷重や加速度応答に着目した検討がなされてきた。しかし、数値シミュレーションにより衝突現象を再現する際、これらの値はパルス形状を有して現れるケースが多い。したがって、衝突現象を定量的に評価することが可能なレベルまで、応答荷重や加速度応答値を正確に把握するには限界がある。

構造系間の応答性状を確認する手段としては、前述のように相対変位応答スペクトル<sup>3,4)</sup>に関する研究が行われている。相対変位応答スペクトルを利用することにより、構造系の固有周期と減衰定数から構造系間の相対変位を予測することが可能である。構造系間の相対変位を設定移動制限量と比較することで、衝突現象発生の有無は判断可能である。しかし、構造系間の衝突により構造系が受ける影響(衝突効果)を把握するには、力積と関係の深い速度をパラメータとした表現も考えられる。

本論では、相対変位応答スペクトルの考え方を参考に、衝突現象を定量的に評価する指標として構造系間に生じる相対速度に着目した検討を行った。衝突時の相対速度、すなわち衝突速度を明確に定義し、その応答値を定量的に把握することで衝突効果の予測がより簡易になると考えられる。

構造系の応答性状を端的に表現する指標としては、構造系の固有周期と構造減衰が挙げられる。したがって、本論における検討結果についても固有周期や減衰定数に着目し、衝突速度をスペクトル表示することが妥当だと考えた。以下、本論における検討結果を述べる。

## 2. 影響評価指標としての衝突速度

数値シミュレーションにおいて、簡易に衝突現象を再現するには衝突ばねを設定する必要がある。衝突ばねは、急激な剛性変化を持つ骨格曲線を設定しており、剛性増加率や地震波の入力時間間隔によって応答は異なる。結果として、解析上の不確定要素である衝突ばね剛性に関する検討が必要となる<sup>10)</sup>。連結部の衝突荷重や加速度応答に着目した場合、衝突ばね剛性の設定値による結果の変動量は大きい。また、衝突荷重や加速度応答はパルス状の波形を呈することが多く、適切な解析時間刻みの設定など、数値解析上の精度が大きな問題である。

構造物にごく短時間に作用する衝突力の大きさは、力積で評価する必要がある。力積は衝突時の相対速度に比例するため、衝突時の相対速度を構造物に対する影響評価指標として用いることが考えられる<sup>11)</sup>。本論では、衝突発生時における相対速度を衝突速度として定義する。

衝突速度は、衝突による影響を受ける直前の値により評価しているため、解析上も比較的精度よく評価できると考えられる。また、構造物の応答速度と損傷に関しては、最大速度を用いた検討<sup>12)</sup>や、速度応答スペクトルから定義されるスペクトル強度  $SI^{13),14)}$  など、速度と損傷度の関係に着目した研究例も多い。

そこで、本論では衝突時における連結部の相対速度に着目し、連結部における衝突現象を衝突速度により評価することを試みた。

## 3. 数値シミュレーション解析の方法

異なる固有周期を有する構造系間の解析を行うため、図-1 に示すモデルを用いた。個々の構造系は、上部構造重量と橋脚剛性を考慮した1自由度系モデルとしてそれぞれモデル化し、*model-1*、*model-2* と表記する。表-1 に解析モデルの構造諸元を示す。*model-1* は長大橋、*model-2* は隣接中小橋と考え、各モデルの質量及び橋脚剛性を試設計により算定した<sup>11)</sup>。

*model-1* として G1~G4、*model-2* として B1~B3 のケースを設定し、各々の組合せにより 12 通りの解析モデルを作成した。表-2 に各モデルの固有周期差比を示す。本論における固有周期差比  $\Delta T/T$  は以下の式により求めた。

$$\frac{\Delta T}{T} = \frac{T_1 - T_2}{T_1} \quad (1)$$

ただし、 $T_1 \cdot T_2$  は *model-1*・*model-2* の固有周期であり、 $T_1 \geq T_2$  とした。

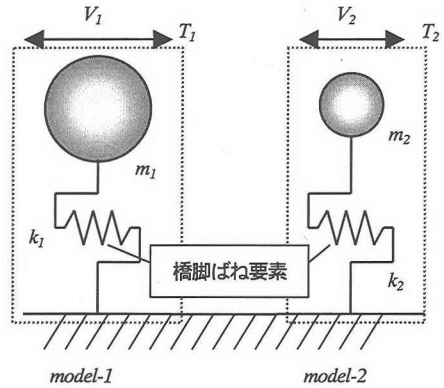


図-1 解析モデル

表-1 解析モデル構造諸元

		質量	橋脚ばね剛性	固有周期
		M(t)	K(MN/m)	T(sec)
model-1	G1	2,100	813	1.0
	G2	4,800	826	1.5
	G3	8,600	833	2.0
	G4	13,600	842	2.5
model-2	B1	500	775	0.5
	B2	1,000	790	0.7
	B3	1,700	813	0.9

表-2 各モデルの固有周期差比

固有周期差比	B1	B2	B3
G1	0.50	0.30	0.10
G2	0.67	0.53	0.40
G3	0.75	0.65	0.55
G4	0.80	0.72	0.64

G1 桁に B1 桁を組み合わせると固有周期差比 0.5 のモデルが作成でき、B2 を組み合わせると 0.3 のモデルになることを示している。

まず 4 章で、構造系間の摩擦や減衰を無視したもっとも簡易な条件により解析を行い、衝突しない場合における連結部の相対速度について基本的な応答特性と入力地震波の影響を確認し、構造系間相対速度応答スペクトルを作成した。

構造系間に存在する連結部には、桁重量による慣性力やダンパーの設置による粘性減衰力が存在する。5 章では、4 章で作成した構造系間相対速度応答スペクトルに対し、摩擦と粘性減衰を考慮した場合の解析をそれぞれ行い、構造系間相対速度スペクトルに及ぼす影響について、速度低減率に着目した検討を行った。

6 章では、構造系間に移動制限値を想定し、連結部における衝突を考慮した場合の相対速度を調べた。衝突発生時の速度応答に着目することで、連結部の地震時挙動

表-3 入力地震波一覧

	タイプ I		タイプ II	
	地震波	最大値	地震波	最大値
I種地盤波	111	3.19 m/sec <sup>2</sup> 0.36 m/sec	211	8.12 m/sec <sup>2</sup> 0.67 m/sec
	112	3.20 m/sec <sup>2</sup> 0.37 m/sec	212	7.66 m/sec <sup>2</sup> 0.69 m/sec
	113	3.23 m/sec <sup>2</sup> 0.31 m/sec	213	7.80 m/sec <sup>2</sup> 0.61 m/sec
II種地盤波	121	3.63 m/sec <sup>2</sup> 0.37 m/sec	221	6.87 m/sec <sup>2</sup> 0.69 m/sec
	122	3.85 m/sec <sup>2</sup> 0.45 m/sec	222	6.73 m/sec <sup>2</sup> 0.68 m/sec
	123	3.65 m/sec <sup>2</sup> 0.43 m/sec	223	7.36 m/sec <sup>2</sup> 0.64 m/sec
III種地盤波	131	4.33 m/sec <sup>2</sup> 0.52 m/sec	231	5.91 m/sec <sup>2</sup> 0.83 m/sec
	132	4.24 m/sec <sup>2</sup> 0.37 m/sec	232	5.57 m/sec <sup>2</sup> 0.68 m/sec
	133	4.39 m/sec <sup>2</sup> 0.46 m/sec	233	6.19 m/sec <sup>2</sup> 0.68 m/sec

を把握することが可能となる。ここでは、新たに衝突速度スペクトルを提案し、その特性について検討した。

入力地震波は、道路橋示方書V耐震設計編<sup>15)</sup>に適合する標準地震入力例<sup>16)</sup>の地震時保有水平耐力照査法レベルの波形を、各地盤種別ごとに6種類の地震波を用いた。表-3に入力地震波の一覧を示す。タイプI地震動の最大速度は0.3~0.4m/sec、タイプIIでは0.7m/sec程度の値を示している。また、2つの構造物には同一種類、同位相の地震波が作用するものと仮定した。また、本論文における検討は、地震応答による連結部の基本的な速度応答性状を確認することを目的とし、地盤の影響や橋脚の非線形性は考慮していない。

以下、解析には市販の地震応答解析ソフトウェアTDAPⅢ<sup>17)</sup>を用いた。

#### 4. 構造系間相対速度応答スペクトル

この章では、2つの独立した構造系(2つの1自由度系モデル)間に生じる相対速度の最大値に着目し、速度レベルにおける挙動特性について検討する。本章における検討は、構造系間の衝突や相互作用を考慮していない。

##### (1) 構造系間相対速度応答スペクトルの定義と特性

まず、解析に際して減衰定数の影響について考えておく。図-2に本章で作成した構造系間相対速度応答スペクトルを示す。構造系間相対速度応答スペクトルは、独立して存在する2つの構造系間における最大相対速度に着

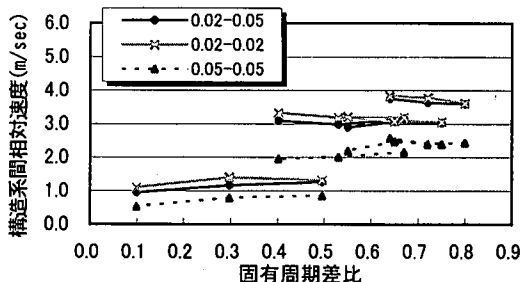


図-2 構造系減衰係数の影響

目し、各々のケースにおける最大値をプロットしたものである。結果を応答スペクトルの形で表現することにより、隣接する構造物の固有周期差比から、構造物間の最大相対速度が得られる。

解析対象とするモデルでは、2つの構造物間に衝突が生じないだけの十分な遊間を仮定している。したがって、2つの構造物が振動することにより、衝突や互いにめり込むような挙動は生じない。グラフ上ではmodel-1の設定条件が等しいものを1シリーズとして結んでいる。

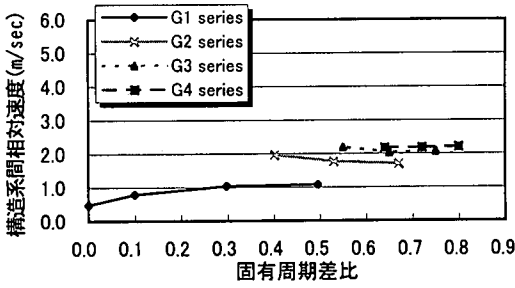
ここでは、鋼構造やコンクリート構造の解析に用いる等価減衰定数を参考に以下のケースについて検討した。

- ①model-1 :  $h=0.02$  model-2 :  $h=0.05$
- ②model-1 :  $h=0.02$  model-2 :  $h=0.02$
- ③model-1 :  $h=0.05$  model-2 :  $h=0.05$

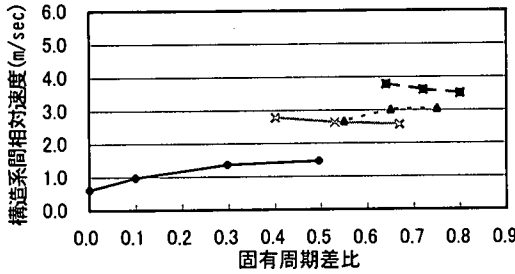
ともに $h=0.05$ とした③の場合、①や②より速度は小さくなる。また、ともに $h=0.02$ とした②の場合と減衰定数を変えた①の場合とでは、ほとんど変わらない。減衰定数に異なる値を設定した場合、固有周期が等しい構造系を対象として減衰が相対速度に及ぼす影響を検討することも可能である。しかし、いずれのケースも、それぞれ固有周期差比に対する値の大小傾向に大きな差はなく、減衰定数の違いにより応答結果の傾向が異なることはない。

これまでの著者らの研究<sup>18)</sup>で、長大鋼橋と中小RC桁橋とを対象とした異種隣接橋梁の地震時相互作用の検討にあたって、それぞれの橋梁に異なる減衰定数を仮定した。その研究との対比も視野に入れ(本論文6章にて比較)、以降の解析では、①のケース( $h=0.02$ と $h=0.05$ )について検討することとする。他の構造物に適用する場合には、通常のスเปクトルと同様、対象とする構造系に応じて減衰定数 $h$ を適宜、設定することが必要である。

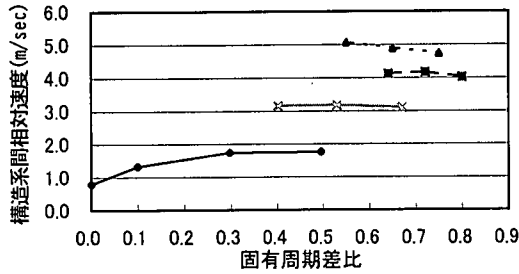
次に、入力地震波の地盤種別とタイプの違いについて考える。ここでは、各地震波タイプ、各地盤種別ごとの3波平均値を対象に検討した。また、2つの構造物の固有周期が等しい固有周期差比0に対しては、model-1、model-2ともにG1を設定した場合の解析結果を示した。本論で



a) I種地盤波形 応答値

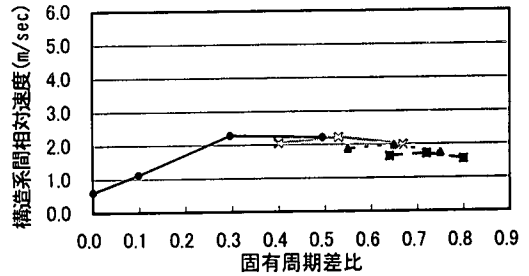


b) II種地盤波形 応答値

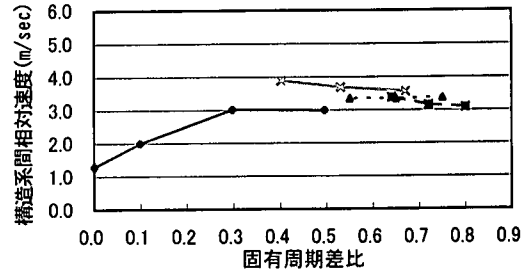


c) III種地盤波形 応答値

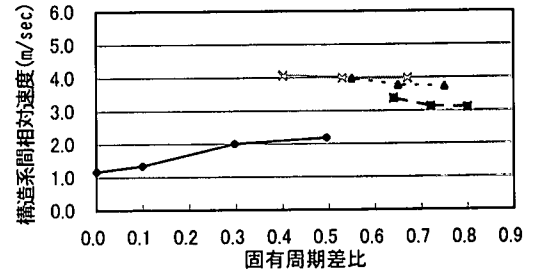
図-3 構造系間相対速度応答スペクトル (タイプI 3波平均)



a) I種地盤波形 応答値



b) II種地盤波形 応答値



c) III種地盤波形 応答値

図-4 構造系間相対速度応答スペクトル (タイプII 3波平均)

想定した構造系の減衰定数  $h$  が *model-1* と *model-2* で異なるため、相対速度は0となっていない。

図-3、図-4は、それぞれタイプI、タイプII地震動の入力時における構造系間の相対速度を示したものである。a)はI種地盤地震波に対する応答値、b)はII種地盤地震波に対する応答値、c)はIII種地盤地震波に対する応答値である。

シリーズごとの傾向は、G1-seriesでは1.0~2.0m/secの増減を示すケースも見受けられるが、他のシリーズでは約0.5m/secの差が生じる程度となっている。したがって、構造系間の相対速度は*model-1*の固有周期に依存する傾向があり、特に固有周期差比が大きい範囲では*model-2*の影響がほとんどないことがわかる。

地盤種別に着目すると、I種地盤の入力波形に対しては各ケースにおける速度応答値のばらつきが小さいのに対し、II種・III種地盤の応答値はばらつきが大きい。これ

は、図-5、図-6に示すI種地盤波形の速度応答スペクトルが、*model-1*の設定値である1.0~2.5秒の範囲で変化が小さくことが原因と考えられる。II種あるいはIII種地盤波形では、この範囲における速度の変化が大きい。

以上から、2つの独立した構造系間に生じる相対速度は、固有周期差比ベースでは全体的に連続性のある傾向が明確に示されないことが明らかになった。つまり、同じ固有周期差比をもつ構造系であっても、*model-1*にどのモデルを仮定するかによって相対速度は異なり、固有周期差比だけでは結果を説明できない。長周期側構造系である*model-1*の影響について検討することが必要である。

ここで、各モデルの固有周期が異なり、固有周期差比が等しくなるケースを新たに作成する。新たなケースとして、重量が最も大きいG4を*model-1*に設定し、*model-2*にG1、G2、G3を設定するケースを追加した。図-7は、*model-1*の設定条件による影響がもっとも顕著に表れた

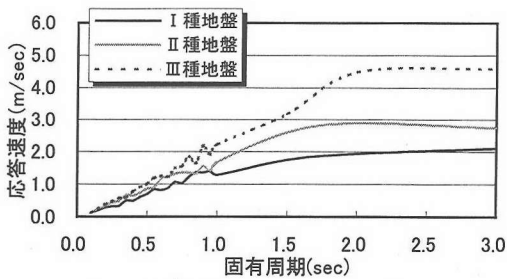


図-5 速度応答スペクトル (タイプI 平均値)

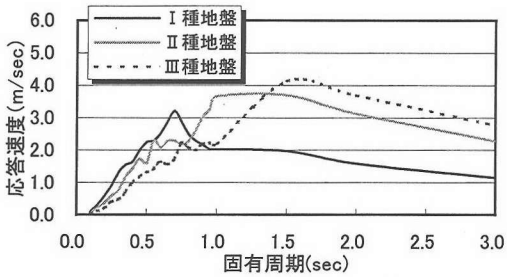


図-6 速度応答スペクトル (タイプII 平均値)

タイプI, III種地盤波形に対する応答を例に検討したものである。

固有周期差比 0.1~0.5 の範囲に着目する。model-1 に G1 を設定したケース (G1-series) では最大で 2.0m/sec 程度の相対速度であるが、G4 を設定した場合 (G4-series) では 5.0~6.0m/sec に及んでいる。ほぼ等しい固有周期差比に対し、3 倍以上の差が生じている。これは、解析モデルの振動モードに起因すると考えられる。

解析モデルの振動モードは、2つの構造系が独立して存在するため、図-8 に示されるように各々が単独で挙動する振動モードとなる。このとき、各振動モードの有効質量比は図-9 の様になっている。1 次モードの有効質量比は、最も小さい固有周期差比が 0.1 の場合で約 60%、固有周期差比が大きい範囲では約 100% に至っている。したがって、2 次モードと比較して大きく卓越する傾向にある。model-1 が振動する 1 次振動モードの影響が卓越しているため、構造系間相対速度に及ぼす影響も大きくなったと考えられる。

## (2) 速度応答スペクトルと構造系間相対速度

ここまでの検討で、相対速度に対する固有周期差比の影響が必ずしも明確ではなく、長周期側構造系である model-1 の影響が比較的顕著にみられた。固有周期差比の影響が小さいのであれば、長周期側構造系の固有周期から構造系間相対速度応答を予測できる可能性があると考えられる。そこで、ここでは model-1 の固有周期に着目し、

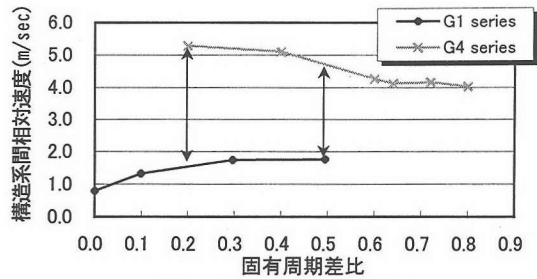


図-7 固有周期差比の支配性

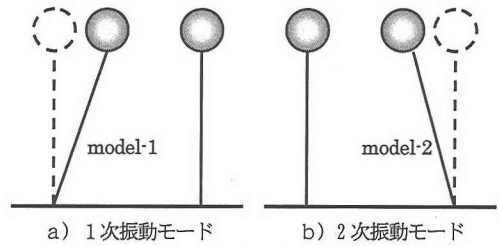


図-8 振動モード概略図

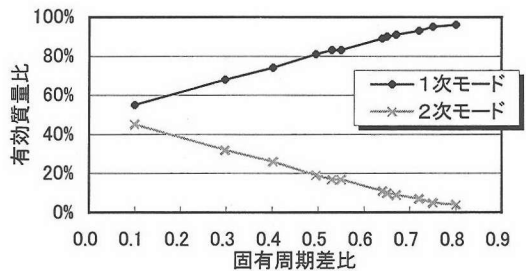
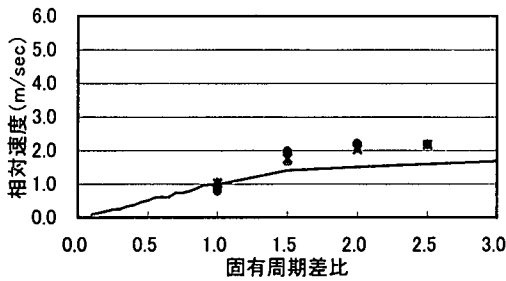


図-9 有効質量比の変化

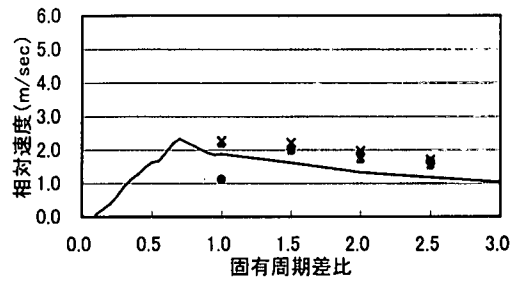
入力地震波の速度応答スペクトルと比較することで、長周期側構造系が連結部の相対速度に及ぼす影響について検討する。

図-10 は各入力地震波の速度応答スペクトルと、前節で求めた構造系間相対速度をともに 3 波平均し、比較したものである。model-2 に B1, B2, B3 を適用した場合の相対速度を、model-1 の固有周期に対してプロットした。model-1 の設定条件が等しい (つまり、応答スペクトルの横軸の値が同じ) 場合、ほとんどのケースで model-2 の違いによる影響はない。

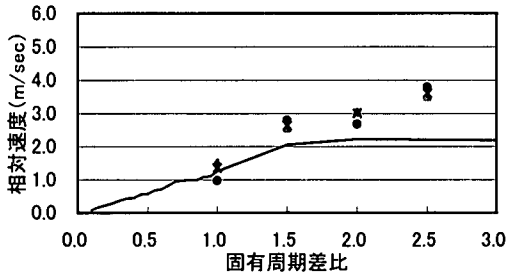
実線で示した速度応答スペクトルと比較すると、model-1 に G1 を設定した固有周期 1.0 秒のケースではほぼ等しい値を示しているが、固有周期が大きくなると、速度応答スペクトルより 1.0~2.0m/sec 大きくなる傾向がみられた。位相にずれが生じることにより、2つの構造系が反対方向の速度ベクトルを有して挙動しているこ



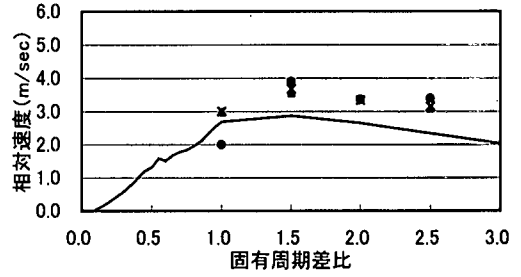
a) I種地盤波形 応答値



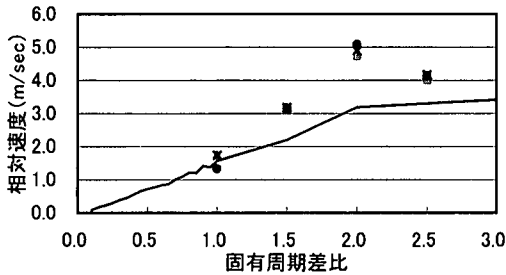
a) I種地盤波形 応答値



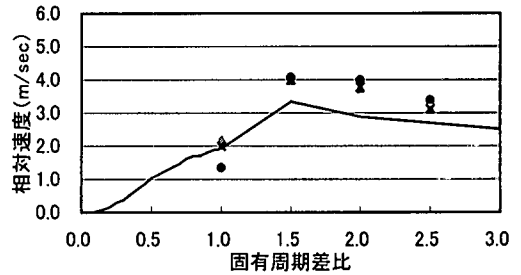
b) II種地盤波形 応答値



b) II種地盤波形 応答値



c) III種地盤波形 応答値



c) III種地盤波形 応答値

▲: B1    ×: B2    ●: B3 設定時    —: 相対速度応答スペクトル

図-10 相対速度応答スペクトルと構造系間相対速度（3波平均値による比較）

とが考えられる。

以上、本節では構造系間相対速度応答スペクトルに及ぼす長周期側構造系の影響について、入力地震波の速度応答スペクトルとの比較による検討を行った。その結果、従来の速度応答スペクトルでは固有周期が比較的小さい範囲における相対速度応答を予測することは可能であるが、2秒以上の長周期構造物を対象とする場合、過小評価される傾向が示された。長周期側構造系が影響を及ぼす連結部の速度応答は、構造系間速度スペクトルにより確認することが必要である。

### (3) 長周期側構造系に着目した構造系間相対速度

これまでの検討により、構造系間相対速度は長周期側構造系に依存する傾向があるものの、相対速度応答スペクトルでは過小評価される傾向が示された。ここでは、長周期側構造系の影響を固有周期差比ごとに検討する。

図-11は、長周期側構造系の固有周期に着目した構造系間相対速度応答スペクトル（タイプI、II種地盤、121波形）である。表-4に本節で用いた各解析ケースの固有周期差比を示す。図は、横軸に長周期側構造系の固有周期差比をとり、各固有周期の範囲ごとにラインを設定し、傾向を検討している。図中には、相対速度応答スペクトル①～③を併せて示した。

- ①  $h=0.02$  における速度応答スペクトル
- ②  $h=0.05$  における速度応答スペクトル
- ③ ①と②の和

固有周期が等しい構造系間では、構造系に位相差が生じ、相反する速度ベクトルを持って挙動した場合、構造系間に生じる相対速度の最大値は速度応答スペクトルの2倍に達することが予想される。また、固有周期が異なる構造系の場合、構造系間の最大相対速度は各々の速度応答スペクトルの和、すなわち③以下になる。

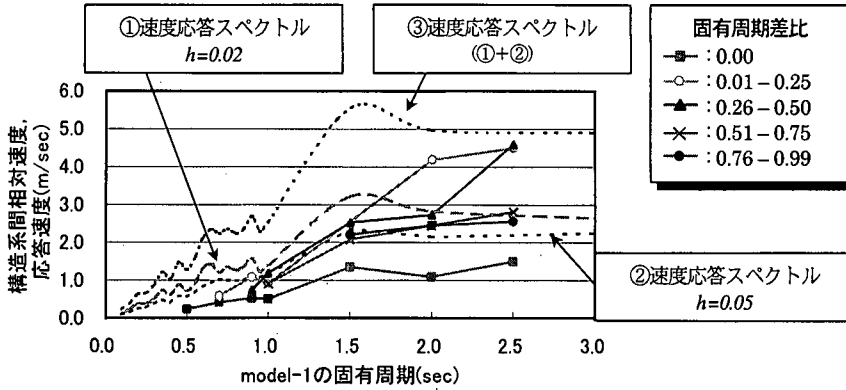


図-11 相対速度応答スペクトルと構造系間相対速度応答スペクトル

表-4 本節検討例における解析モデルの固有周期差比

固有周期差比	model-1							
	G4	G3	G2	G1	B3	B2	B1	
model-2	B1	0.80	0.75	0.67	0.50	0.44	0.29	0.00
	B2	0.72	0.65	0.53	0.30	0.22	0.00	
	B3	0.64	0.55	0.40	0.10	0.00		
	G1	0.60	0.50	0.33	0.00			
	G2	0.40	0.25	0.00				
	G3	0.20	0.00					
	G4	0.00						

固有周期差比が0の場合、各構造系の減衰定数が異なるため1.0m/sec程度の相対速度が生じている。全体的に、固有周期が大きくなると相対速度が増加する傾向にある。速度応答スペクトルとの大小関係に着目すると、図-11の固有周期差比が0以外のケースでは、構造系間相対速度応答スペクトルはその傾向が3つの範囲に分類される。

長周期側構造系の固有周期が1.0秒以下の範囲では、構造系間相対速度応答スペクトルは速度応答スペクトルよりも応答値が小さい。この範囲では用いたモデルの固有周期差比が0.5以下のケースに限られており、2つの構造系の固有周期は近接している。そのため、振動中に位相差がほとんど生じず、結果として構造系間の相対速度が小さくなったと考えられる。

固有周期が1.5~2.0秒の範囲では、構造系間相対速度応答スペクトルと $h=0.05$ の速度応答スペクトルがほぼ等しい。また、固有周期が2.0秒以上では構造系間相対速度応答スペクトルは各構造系の相対速度応答スペクトル(①及び②)と大きく異なり、それらの和(③)にほぼ近接している。1.5秒以上の領域では、速度応答がほぼ一定となる。しかし、構造系間の固有周期差が小さい場合、わずかな位相のずれでも構造系間の相対速度は大きくなった。この範囲では、逆位相に近い振動状態が発生して

いることが考えられる。なお、何秒の範囲でこれらの傾向が見られるのかは、入力地震動の特性にも関係するものと考えられる。

以上、構造系間相対速度応答スペクトルについて長周期側構造系の支配性について検討した。前節までの結果も考慮すると、長周期側構造系の固有周期が1.5秒以下の範囲では速度応答スペクトルとほぼ等しいか、あるいは小さい値を示す傾向にある。また、1.5秒以上の範囲では明確な傾向が得られにくく、構造系間相対速度応答スペクトルを示すには適性に欠けることがわかる。したがって、固有周期が1.5秒以下の構造系に関しては、従来の速度応答スペクトルにより構造系間の相対速度を十分に把握することが可能であるが、2.0秒以上の長周期構造物とその隣接系間の連結部に対しては、構造系間相対速度応答スペクトルが必要である。そのため、長周期側構造系の固有周期と2つの構造系の固有周期差比をともに用いた3軸表示を行うか、あるいは、本節で検討したように固有周期差比を考慮した2軸表示を検討していくことが必要となってくる。

## 5. 摩擦および粘性減衰機構による構造系間相対速度の低減効果

前章では、2つの独立した構造系間の相対速度により構造系間相対速度応答スペクトルを作成し、連結部の基本的な地震時応答特性を相対速度により確認した。ここでは、構造系間に摩擦と粘性減衰を考慮し、model-1とmodel-2の地震時相互作用を考慮した場合の、連結部挙動特性について検討した。本章では、図-1の解析モデルに摩擦ばね要素や粘性減衰要素を加えた図-12に示すモデルを作成した。

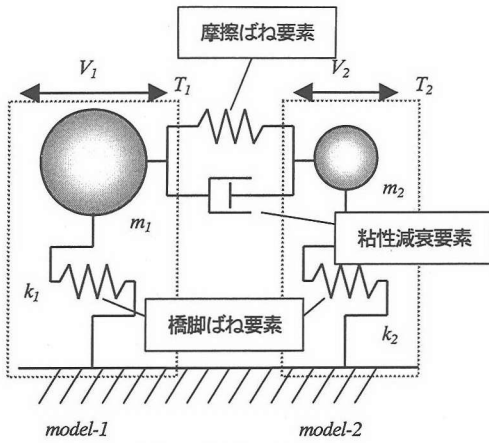


図-12 解析モデル

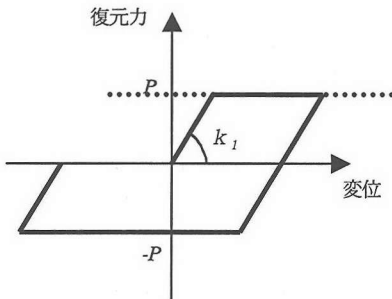


図-13 連結部の摩擦復元力特性

### (1) 摩擦力による影響

ここでは図-12のモデルに対し、粘性減衰要素を無視し摩擦ばね要素のみを採用したモデルを用いた。摩擦ばねは連結部に生じる摩擦力を考慮し、図-13に示すバイリニア型の履歴復元力特性を仮定した。実橋において連結部に作用する摩擦力としては、可動支承によって伝達される桁重量  $M$  によるものが大きいと考えられる。よって、摩擦係数  $\mu$  を設定し、影響が卓越している model-1 の重量により摩擦力  $P$  を以下の式より算定した。

$$P = \mu \cdot \frac{M}{2} \quad (2)$$

摩擦係数  $\mu$  の値は、道路橋示方書<sup>18)</sup>に表記されている可動支承の摩擦係数を参考に、0.05 を仮定した。また、比較のために摩擦力が小さいケースとして、摩擦係数 0 および 0.02 を仮定したケースも検討した。

ここで、摩擦を考慮することによる相対速度の低減効果の指標として、速度低減率を以下のように定義する。

$$\text{速度低減率 (\%)} = \frac{V_{\max} - V'_{\max}}{V_{\max}} \quad (3)$$

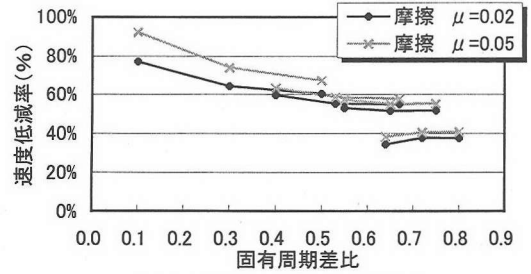


図-14 摩擦に対する速度低減率 (タイプ I : 3波平均値)

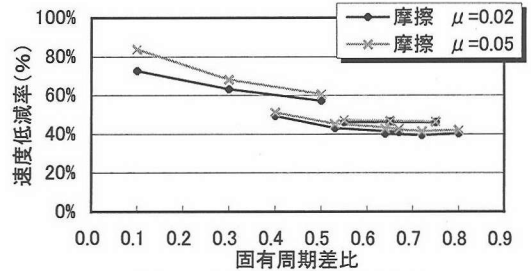


図-15 摩擦に対する速度低減率 (タイプ II : 3波平均値)

ただし、 $V_{\max}$ 、 $V'_{\max}$  は、それぞれ減衰を考慮しない場合と、減衰を考慮した場合の最大相対速度とする。速度低減率が大きいほど摩擦力の影響を大きく受け、最大速度が低減されたことを示している。

図-14、図-15に各タイプ、各地盤種別の地震波に対する速度低減率を示す。ここでは、タイプごとに3波平均をとって示している。摩擦による速度低減率は、固有周期差比が小さいケースで大きく、0.1の時に80~90%を示す。固有周期差比が大きくなると減衰率は次第に小さくなり、0.8の時点で40%まで低下する傾向にある。すなわち、固有周期が近い構造系が隣接する際、相対速度の低減効果は大きい。また、考慮する摩擦係数の違いによる影響は小さいことが伺える。

### (2) 粘性減衰力による影響

ここでは、衝突を緩和する一種の緩衝材として、桁間にダンパーを設置したケースについて検討を行う。解析モデルは、図-12に示した摩擦ばね要素を無視し、粘性減衰要素を考慮したものをを用いた。

大きな減衰力を期待できるダンパーを設置することにより、連結部の相対変位量をある一定値まで低減することが可能である。しかし、桁間の履歴応答によるエネルギー吸収が期待できなくなることから、構造系全体としては変位量が増加することが指摘されている<sup>19)</sup>。仮に、理論上減衰効果が期待できる最適値が導かれていたとし



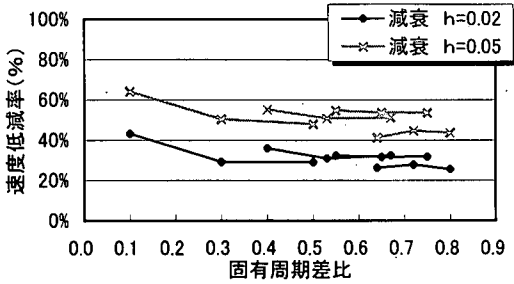


図-16 減衰に対する速度低減率 (タイプ I : 3波平均値)

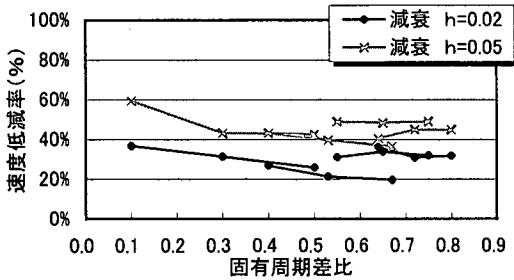


図-17 減衰に対する速度低減率 (タイプ II : 3波平均値)

でも、構造的に設置が可能であることが重要である。したがって、連結部の衝突緩和を目的とした減衰機構の設置は、その減衰力による影響をあらかじめ評価しておくことが必要となる。

本論では減衰定数として $h=0.02, 0.05$ を設定した解析を行った。減衰定数を $h=0.02$ と設定した場合、ダンパー等の減衰を期待する構造に作用する荷重は、G1桁の場合で最大2.5MN程度、G4桁の場合で18MN程度である。ここでは実現可能性に関する検討は行っておらず、これらはあくまで仮定値である。

図-16、図-17は粘性減衰による速度低減率を示したものである。摩擦に対する検討と同様、タイプごとに3波平均をとっている。速度低減率は前節の式(3)で定義したものをを用いる。

減衰効果の変動は摩擦によるものと比較して小さく、同じ減衰定数を仮定したケースにおける速度低減率の違いは20%程度の差で収まっている。

減衰定数の違いによる差は大きく、 $h=0.02$ を設定した場合約30%の低減率を示しているのに対し、 $h=0.05$ とした場合40~50%以上の低減効果のみせている。

粘性減衰機構では、構造系間の相対速度に比例した減衰力が作用するため、どのケースに対してもほぼ同程度の速度低減効果が現れた。また、この減衰力は減衰定数に比例するため、 $h=0.02$ と $h=0.05$ のケースで低減効果に差が生じている。しかし、相対速度応答が減衰力によ

って小さくなることにより、減衰力そのものも小さくなる。そのため、どのケースも均等に小さい応答を示すのではなく、低減率にばらつきが生じたと考えられる。

以上、構造系間の相対速度に及ぼす摩擦、減衰の影響について検討した。その結果、摩擦や減衰の影響を考慮することで相対速度が低減できる可能性が示された。摩擦力や減衰力を期待できる連結装置を設けることで、連結部の速度応答を任意のレベルまで低減することが可能である。

これらの検討結果を構造系間相対速度応答スペクトルと照らし合わせると、相対速度が小さい範囲では、摩擦・減衰ともに大幅な速度低減効果を期待することが可能である。しかし、構造系間相対速度が大きくなる固有周期差比が大きい範囲では、大幅な低減を行うことが困難であるといえる。また、粘性減衰による速度低減率は固有周期差比による変動幅が摩擦によるものと比較して小さいことから、同レベルの速度低減効果を期待できる摩擦・減衰機構を使用する場合、固有周期差比が小さい範囲では摩擦機構の方が効果的であり、固有周期差比が大きい範囲では粘性減衰機構に期待することが効果的である。

## 6. 衝突速度スペクトルの提案

4章では、2つの構造系間における基礎的な地震時挙動特性を相対速度により確認した。本章では、連結部の移動制限量を考慮した解析を行い、衝突速度の最大値により桁間衝突の定量的評価を試みる。本論では、衝突発生時における相対速度を衝突速度として定義し、応答中の最大衝突速度を縦軸に、固有周期差比を横軸にとって描いたものを、衝突速度スペクトルとして定義した。

ここでの連結部とは、可動支承の移動制限装置、桁遊間、耐震連結装置等を含んだものであり、これら一連の機構で発生する衝突現象をすべて桁間に設定した衝突ばね要素により代表させて検討している。

### (1) 衝突速度スペクトルの定義と基本的特性

本章では、図-1に示した解析モデルに対し、構造系間に衝突ばね要素を設定した図-18に示すモデルを対象とした。衝突ばね要素の履歴復元力特性として、剛性が急変するマルチリニア型の非線形弾性(図-19)を仮定した。簡単のため、構造系間の連結部が拡幅する方向と縮小する方向に、同じ移動制限量( $\pm \delta_0$ )を仮定している。

数値解析では、衝突ばねの急激な剛性変化により解析が収束に至らない場合も考えられる。2次剛性 $k$ が大きすぎると解析が収束せず、また、小さすぎると互いにめり込むような変位を示す。ここでは、本解析に用いたソフトウェア<sup>17)</sup>においてこれらの現象が発生しない範囲を検

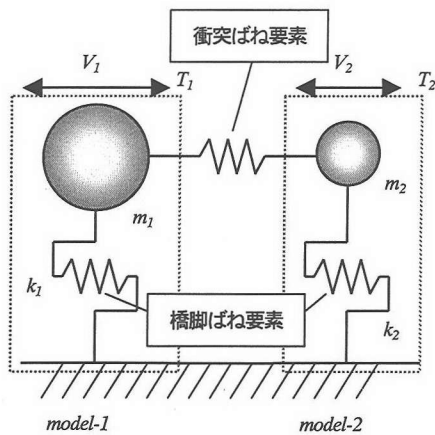


図-18 解析モデル

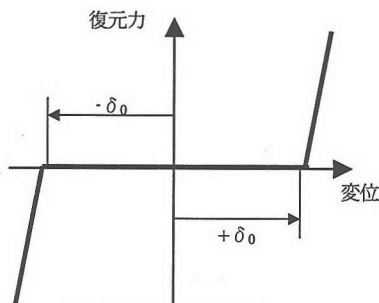


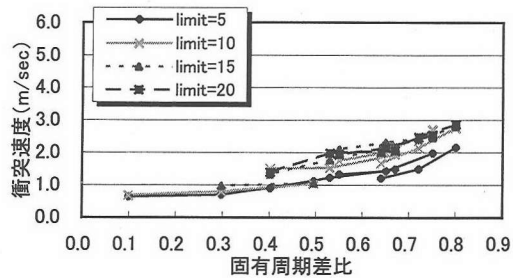
図-19 連結部移動制限の変位復元力特性

討し、100GN/mと設定した。これは躯体剛性の約千倍に相当するが、ソフトウェアの条件により決定された値であり、現実性の検討がなされた値ではない。なお、この設定時における加速度は、約1.0~4.0m/sec<sup>2</sup>を示す。

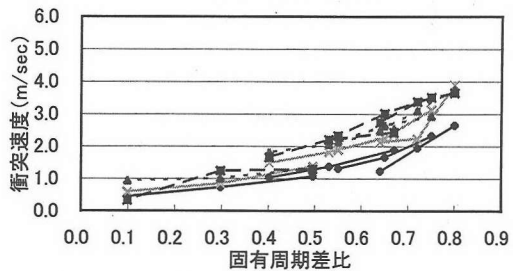
図-20、図-21に本論で提案する衝突速度スペクトルを示す。図-20はタイプI地震波に対するスペクトルであり、図-21はタイプII地震波に対するスペクトルである。各地盤波形の3波平均値を示している。図中のlimit値は、設定した移動制限量 $\delta_0$ (cm)を指す。

衝突現象を扱う際、移動制限量の大小が衝突力に及ぼす影響は大きい<sup>20)</sup>。ここでは、移動制限量として5cmから20cmを設定し解析を行うことにより、構造系間の衝突現象を再現した。これは、鋼桁の温度変化による伸縮を考えた場合、-10℃~+40℃の温度範囲で、桁長として80m~320mを想定した場合における可動支承の移動制限量に相当する。

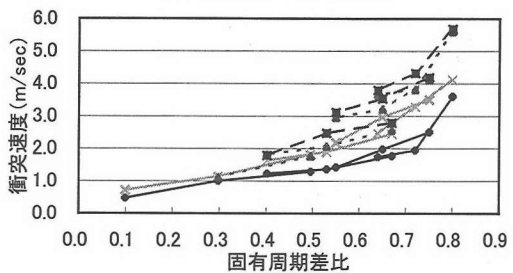
連結部の移動制限量に着目すると、移動制限量が大きいほど衝突速度が増大する傾向にある。移動制限量が5cmの場合と20cmの場合を比較すると、最大で2倍の値を示しているケース(例えば図-20cに示すタイプIの固有周期差比0.7付近)もある。衝突速度を抑えるため



a) I種地盤波形 応答値



b) II種地盤波形 応答値



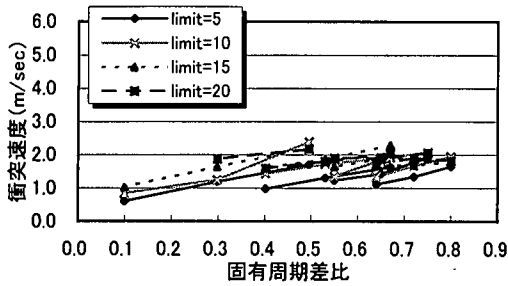
c) III種地盤波形 応答値

図-20 衝突速度スペクトル(タイプI 3波平均)

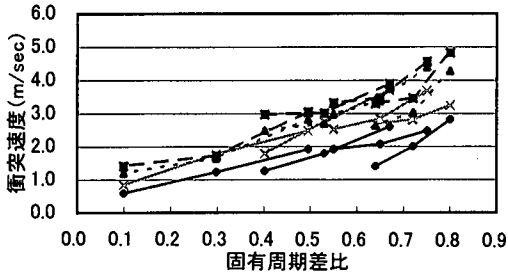
には、小さな移動制限量を設定することが効果的である。

地震波のタイプI(図-20)とタイプII(図-21)を比較した場合、衝突速度スペクトルの傾向にあまり違いはみられない。タイプI地震動に対する応答の方が、タイプII地震動に対するものよりも、衝突回数が多いことが予想される。しかし、その中の最大値を取り出してプロットした場合、移動制限がない場合の最大応答を迎える前に強制的に応答が抑制され、スペクトルの傾向としてはほとんど差が生じなかったものと考えられる。

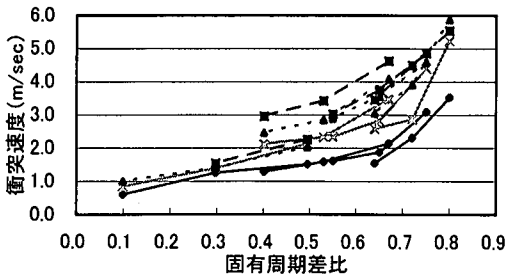
一方、地盤種別による影響は顕著で、I種地盤波形の応答値が最も小さく、II種、III種となるにつれ、応答値が大きくなる傾向がみられる。固有周期差比が0.5以下の範囲ではいずれの地震波に対しても2.0m/sec程度である。しかし、固有周期差比が0.5以上(2つの構造系の固有周期が2倍以上)になると、特にIII種地盤波形の入力時に値が増大する。これは、前章までの構造系間相対速



a) I種地盤波形 応答値

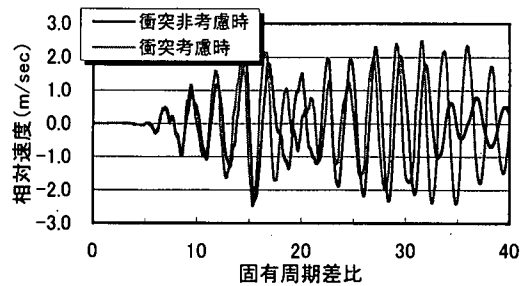


b) II種地盤波形 応答値

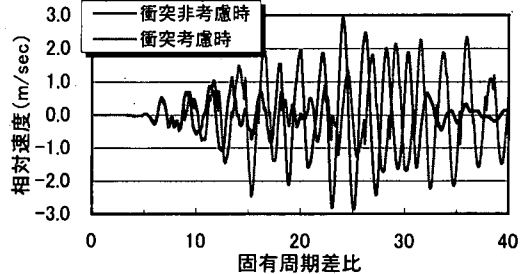


c) III種地盤波形 応答値

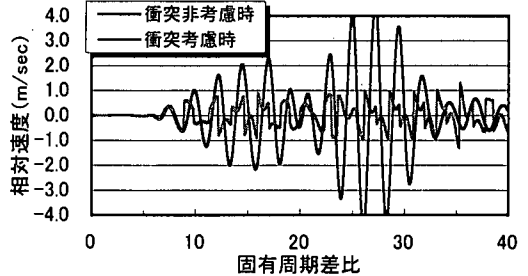
図-21 衝突速度スペクトル (タイプII 3波平均)



a) model-1の速度応答



b) model-2の速度応答



c) 構造系間の相対速度

図-22 衝突ばねによる影響

度応答スペクトルと同様、図-5、図-6の速度応答スペクトルの値が、*model-1*の固有周期が属する周期1秒以上の領域で、I種<II種<III種の順で大きいことが原因と考えられる。

以上、衝突速度スペクトルの基本的特性について検討した。これによれば、衝突速度スペクトルは固有周期差比、移動制限量及び入力地震波の地盤種別に依存する傾向が強く、構造系の構造質量による影響は相対的に小さいことが確認できた。

## (2) 衝突による地震時応答性状の変化

前節6.(1)に示した衝突速度スペクトルと、4章で示した構造系間相対速度応答スペクトルを比較すると、値が大幅に低減される傾向が伺える。これは、連結部の衝突を考慮するためモデルに採用した衝突ばね要素の存在により、*model-2*の振動が対峙する*model-1*の影響を大

きく受け、振動特性が異なったことが原因と考えられる。本節では、衝突を考慮することによる振動形態の変化について検討する。

図-22は、*model-1*の固有周期2.5秒、*model-2*の固有周期2.0秒、固有周期差比0.20におけるa)*model-1*とb)*model-2*の速度応答波形である。

構造系間に設定した衝突ばねにより図-22 a)に示す*model-1*の挙動はあまり大きな変動を示していないが、図-22 b)に示す*model-2*の挙動は20秒前後で小さくなっている。衝突を考慮しない場合、位相差が次第に大きくなり、結果として逆方向の速度ベクトルを有して挙動する。しかし、衝突を考慮することで相対変位が制限され、図-22 b)の相対速度もこの区間で制限を受けたものと考えられる。それによって20秒以降、衝突を考慮した場合としない場合との波形に位相のずれが生じている。その結果、図-22 c)に示した相対速度波形では、衝突を考慮

した場合 20 秒以降で大幅に相対速度が減少している。固有周期差比が大きくなるにつれ、衝突による位相のずれが生じやすくなったものと考えられる。

以上、本節の検討により衝突現象の発生が相対速度の最大値を低減させる可能性が確認できた。条件にもよるが、度重なる衝突により構造系が影響を受ける場合、意図的に適切なレベルで衝突させることで、破壊的な大きい衝突を回避できる可能性がある。

### (3) 衝突速度スペクトルの利用

文献 11) では、衝突時に下部構造が受ける負荷は、連結部の衝突速度と相関性があることが示されている。例えば、固有周期差比 0.5~0.6、摩擦係数 0.05、タイプ II、III 種地盤、移動制限値 12cm の条件下において、衝突しない場合と比較して衝突速度が約 0.5m/sec で 1.2 倍、約 0.75m/sec で 1.5 倍に橋脚基部における曲げモーメントが増加する例がある。図-21c) と図-15 をこの設定条件で用いると、約 2.5m/sec の衝突速度に対し、摩擦係数 0.05 により約 50% 低減され、1.25m/sec の衝突速度を示すことがわかる。したがって、衝突による負荷を衝突がない場合の 1.2 倍以下に抑えることを目的とした場合、すなわち衝突速度を約 0.5m/sec に抑える場合、新たに摩擦や粘性減衰の付加により約 60%、速度低減を行うことが必要となる。図-17 によれば、減衰定数が 0.05 以上の減衰機構が必要であると判断できる。

このように、衝突速度スペクトルを用いると、個々の構造系が持つ固有周期と移動制限量の設定値から、およその衝突速度を予測することができる。連結部の衝突速度と、支持橋脚の負荷増加率との相関性が明確になれば、支持橋脚に与える影響を評価することができる。逆に、衝突発生時に設計上考慮されている橋脚耐力以下に抑えるため、摩擦・減衰力等の付加によって適切に衝突速度を低減することも可能になる。今後、衝突速度と構造物への影響の大きさとの関係について、より詳細に検討が必要である。

以上、連結部の遊間等を考慮した移動制限量を設定し、連結部に生じる衝突速度について検討した。衝突速度は 2 つの構造系の固有周期差比が大きくなると増加する傾向にある。また、連結部の衝突速度を低減するには遊間が小さいことが好ましく、現行の温度変化による桁伸縮に基づく移動制限量と併用して検討する必要がある。

## 7. まとめ

桁間衝突時の構造系が受ける影響（衝突効果）を的確に把握するには、動的解析による複雑な作業を要する。また、衝突現象の再現は解析精度上の問題を有している。

衝突時の衝撃力は力積によって評価され、力積は相対速度に依存する。したがって、本論では桁間衝突時に発生する衝突速度に着目し、衝突速度スペクトルの提案を行った。以下、本論で想定した 2 つの 1 自由度モデルに対する検討結果を示す。

- (1) 構造系間に生じる相対速度により、2 つの独立した構造系間の地震時応答性状について検討した。構造系間相対速度は長周期側構造系に依存する傾向があるものの、相対速度スペクトルでは過小評価される可能性がある。
- (2) 構造系間の摩擦係数、減衰定数に対する速度低減率を求めた。構造系間に減衰力を与えた場合、その効果を連結部の相対速度により評価することが可能である。
- (3) 連結部の移動制限量を想定し、衝突速度スペクトルを提案した。連結部の衝突速度は固有周期差比と移動制限量に依存する傾向にあり、構造重量の影響は比較的小さい。
- (4) 衝突速度スペクトルによれば、移動制限量が大きいほど、また、固有周期差比が大きいほど、衝突速度も大きくなる傾向が見られる。
- (5) 適切な衝突速度で衝突現象を発生させることにより、構造系に与える全体的な衝突効果を低減できる可能性がある。

## 参考文献

- 1) 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。
- 2) Kasai, K., Jagiasi, A. R. and Jeng, V. : Inelastic vibration phase theory for seismic pounding mitigation, *Journal of Structural Engineering*, pp.1136-1146, 1996。
- 3) 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。
- 4) Ruangrassamee, A. and Kawashima, K. : Relative displacement response spectra with pounding effect, 第 3 回地震時保有耐力法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.201-208, 1999。
- 5) 川島一彦、庄司 学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果、土木学会論文集、No.612/ I -46, pp.129-142, 1999。
- 6) 越崎雅博、運上茂樹、足立幸郎、長屋和宏：落橋防止構造における緩衝材の効果に関する検討、第 2 回地震時保有耐力法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.423-426, 1998。
- 7) 庄司 学、川島一彦、宇根 寛、剣持安伸、長谷川恵一、島ノ江哲：緩衝材物性および載荷除荷周波数が異なる場合のゴム製緩衝装置の応力度-ひずみ関係、第 3 回地震時保有耐力法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.221-226, 1999。
- 8) 野島昭二、上東 泰、石田 博、野々村千里：緩衝材を併用した落橋防止システムの検討、土木学会第 53 回年次学術講演会、pp.318-319, 1998。

- 9) 伊藤敏弘, 石川信隆, 加藤正実, 石川智男, 池田啓士, 生駒信康: 併用下の高架橋における落橋防止システムの設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.33, No.4, pp.1-6, 1999.
- 10) 渡邊学歩, 川島一彦: 衝突ばねを用いた弾性棒の衝突問題に関する研究, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, 土木学会, pp. 869-872, 1999.
- 11) 武野志之歩, 伊津野和行: 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, 構造工学論文集, Vol.46A, pp. 929-938, 2000.
- 12) 杉戸真太: 直下地震による地盤震動の理解, 土木学会誌, 第85巻, 第1号, pp. 31-32, 2000.
- 13) Housner, G.W.: Behavior of structures during earthquakes, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Proc. of ASCE, Vol. 85, No. EM 4, pp.109-129, 1959.
- 14) Katayama, T., Sato, N., Ohbo, N., Kawasaki, M. and Saito, K.: Ground shaking severity detector by use of spectrum intensity (SI), *Proc. of the 7th Japan Earthquake Engineering Symposium*, pp.373-378, 1986.
- 15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 1996.
- 16) 日本道路協会: 時刻歴応答に用いる標準地震入力例, 1996.
- 17) 株式会社アーク情報システム: TDAP III, Ver2.00, 理論説明書, 1998.
- 18) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, 1996.
- 19) 地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会編: 橋梁構造物等の耐震設計法に関する講習会, 土木学会, pp.194-197, 1999.
- 20) Pantelides, C.P. and Xian, M: Nonlinear seismic pounding of inelastic structures, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, paper No. 74, 1996.

(2000. 3. 31 受付)

## ESTIMATION OF RELATIVE VELOCITY RESPONSE CONSIDERING POUNDING BETWEEN ADJACENT BRIDGES DURING EARTHQUAKES

Shinobu TAKENO and Kazuyuki IZUNO

The relative velocity response and the seismic collision velocity between the adjacent bridges were studied. The seismic response analyses were conducted using the 2-degree-of-freedom system. The results showed that the structure of the longer natural period took the dominant part on the relative velocity response between the adjacent structures. The damping effect of the friction or the viscous damping system between the structures also was evaluated using the relative velocity response spectra.

The effect of pounding was evaluated using the collision velocity spectra considering the natural period ratio of the adjacent structures. The collision velocity spectra showed that the collision velocity increased as the relative response limiting displacement increased.