

## (54) 桁衝突を許容した PC 橋の変位拘束効果に関する一考察

A consideration on the effects of displacement restriction allowing the pounding of PC bridge girders

森山卓郎\*, 濱本朋久\*\*

Takuro Moriyama, Tomohisa Hamamoto

\*博士(工学), 阿南工業高等専門学校准教授, 建設システム工学科  
(〒774-0017 徳島県阿南市見能林町青木 265)

\*\* 工修, パシフィックコンサルタンツ株式会社, 九州支社 (〒819-0007 福岡県福岡市西区愛宕南 1-1-7)

Key Words : *pounding of bridge girders, PC bridge, displacement restriction, damage evaluation*

キーワード : 桁衝突, PC 橋, 変位拘束, 損傷評価

## 1. はじめに

近年, 既設道路橋の耐震性および走行性の向上を図るために支承の取替えを行い, 橋桁の多径間連続化を実施している事例が多く見られる。多径間連続化は, 振動単位系が明確である反面, 上部構造の重量が大きくなるゆえに上部構造の慣性力の増大につながるものが懸念される。現行の実務設計では, 隣接する上部構造同士, 上部構造と橋台, あるいは上部構造と橋脚の段違い部の衝突を防ぐために, レベルⅡ地震動に対して必要な桁遊間が確保されており<sup>1)</sup>, 多径間連続化された橋梁においても橋桁の衝突を許容しない設計手法が採用され, 桁遊間が大きく確保されている。しかしながら, 桁遊間が大きく確保された場合には大型の伸縮装置を採用する必要があり, 建設コストが増大することが懸念されている。

建設コスト削減の観点から考えれば, 橋桁の衝突を許容して桁遊間を縮小化し, 橋桁の変位を拘束させることは有効な手法と考えられる。桁端の損傷を含む桁衝突に関する研究はこれまでも数多く行われてきたが, 桁遊間を縮小化して桁衝突を許容した耐震設計手法に関する研究はあまり行われていない<sup>2)~5)</sup>。

そこで本研究では, 桁衝突を許容して桁遊間を縮小化し, 橋桁の変位を拘束させる耐震設計手法の有効性について検討する。中小規模の PC 橋を対象とした動的応答解析を実施し, その解析結果を用いた橋桁と橋脚の損傷評価から検討を行う。まず, 上部構造の重量の違いが橋桁と橋脚の損傷に及ぼす影響に着目して, 桁遊間の大きさをパラメータとした動的応答解析を行い, 橋桁端部の応答応力および橋脚基部の応答回転角を算出する。このとき, すべての解析ケースについて, 動的応答解析から得られた橋桁端部と橋脚基部の最大応答値について損

傷評価を行う。橋桁端部と橋脚基部の損傷評価指標は, 既往の研究結果から導入する。以上の検討から, 桁衝突を許容して桁遊間を縮小化し, 橋桁の変位を拘束させる耐震設計手法の有効性を明らかにする。

## 2. 解析方法

## 2.1 解析モデル

## (1) 解析対象橋梁

本研究では, 両端に橋台を有する PC 橋を解析対象として用いた。2 径間の場合における解析対象橋梁を図-1 に示す。本研究では, 上部構造の慣性力である橋桁の重量が橋脚基部の損傷に及ぼす影響に着目するため, P1 橋脚のみ固定支承とし, 両端橋台部を可動支承とした。なお, 固定支承は桁衝突時においても健全であるものとした。可動支承についてもストッパーによる拘束効果が期待できるが, 本研究では拘束しないものとした。

## (2) 桁衝突のモデル化

本研究では, 両端の橋台で橋桁の衝突が生じることを想定した。この桁衝突については, 図-2 に示す非線形の履歴特性を有する衝突ばねモデル<sup>6)</sup>に橋台パラペットの高さやウィングの有無などを考慮した両端の橋台部の抵抗ばね<sup>7)</sup>を加え, 図-3 に示す一つの合成ばねとしてモデル化を行った。上部構造のヤング率を  $E$ , 断面積を  $A$ , 部材長さを  $l$ , 要素分割数(等分割)を  $n$  とすると衝突ばねのばね定数  $k_i$  は(1)式のように表される。

$$k_i = \frac{EA}{l/n} \quad (1)$$

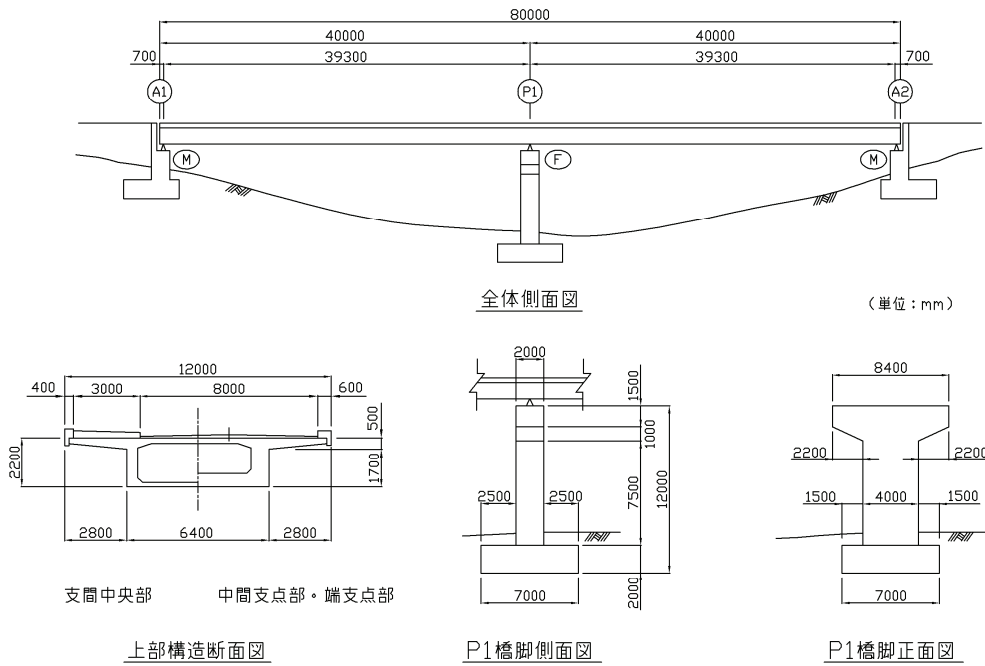


図-1 2径間の場合の解析対象橋梁

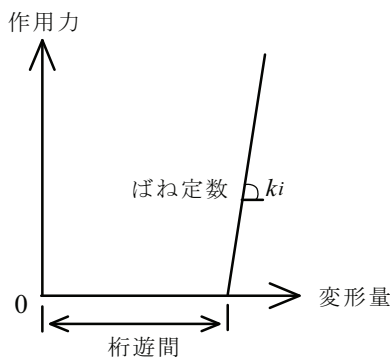


図-2 衝突ばねモデル

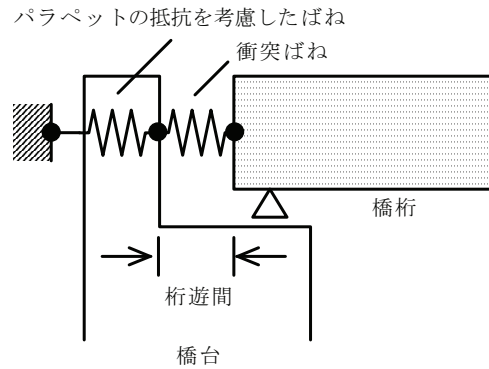


図-3 パラペットの抵抗を考慮したばねと衝突ばね

本研究で用いた2径間の解析対象橋梁では、上部構造のヤング率は、 $2.89 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ 、断面積  $12.41 \text{ m}^2$ 、部材長さ  $40.00 \text{ m}$  であり、要素分割数を2とした。以上のことから、本研究では、 $ki = 17.94 \times 10^6 \text{ kN/m}$ とした。

両端の橋台部の抵抗ばね特性は、橋台パラペットの高さ、ウィングの有無などを考慮して設定する必要があるが<sup>9)</sup>、本研究では、図-3に示すようにパラペットによる抵抗を考慮したばねを導入し、衝突ばねと直列に桁端に取り付けた。玉井らの研究における本解析対象橋梁の3次元有限要素を用いた橋桁と橋台の衝突解析結果<sup>8)</sup>より、衝突速度  $3 \text{ m/sec}$  で最大衝撃力  $60000 \text{ kN}$  が発生した際に、パラペット基部において大きな引張りひずみが発生し、ウィングや壁基部にも損傷が進展している結果が得られた。そこで、本解析モデルでは、4径間の遊間  $50 \text{ cm}$  の場合に最大衝突速度が  $3.7 \text{ m/sec}$  であることを考慮して、この衝突解析結果を用いてパラペットの抵抗ばね定数

を設定することとした。すなわち、本解析モデルのパラペットによる抵抗を考慮したばねのばね定数は、 $kp = 1.2 \times 10^6 \text{ kN/m}$ と算出した。

したがって、合成ばねのばね定数  $k$  は、橋桁と橋台の衝突後におけるパラペットによる抵抗を考慮したばねと衝突ばねのばね定数を合成することにより  $(1/k = 1/kp + 1/ki)$ 、 $k = 1.125 \times 10^6 \text{ kN/m}$ とした。

### (3) 全体系の解析モデル

本研究で用いた全体系の解析モデルを図-4に示す。橋桁と橋脚は2次元線形はり要素でモデル化した。P1橋脚基部には塑性ヒンジを設け、非線形回転ばねを取り付けた。塑性ヒンジ部の非線形履歴特性には、鉄筋コンクリートの劣化を考慮できる剛性低減型の武田モデルを用い、スケルトンカーブはバイリニア型(初期剛性:  $K1 = 7.458 \times 10^6 \text{ kN/m}$ )とした。橋脚基礎のばね特性は、直

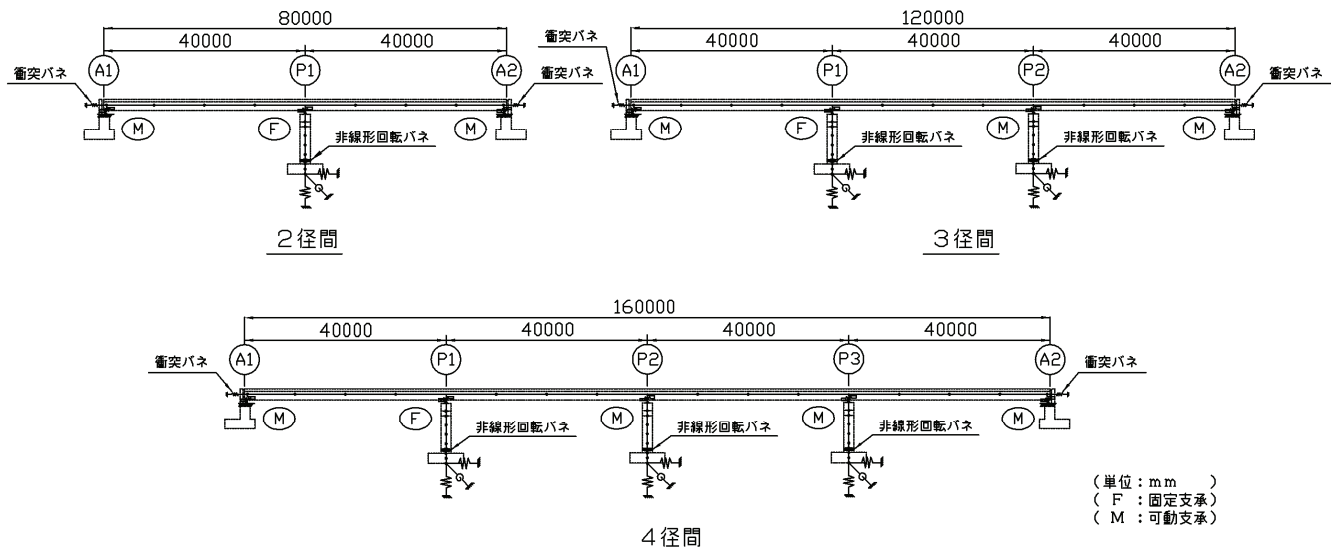


図-4 全体系の解析モデル図

接基礎であるため、橋脚剛性と比較して非常に大きい値を設定した。

## 2.2 解析方法

### (1) 入力条件

本解析における入力波には、解析モデルの共振正弦波の加速度（固有周期2.1968秒）を用いた。入力波の最大振幅は250galとした。この入力波を解析モデル基部の橋軸方向に入力し、橋桁や橋脚などの動的応答を計算した。応答解析の数値積分にはNewmarkの $\beta$ 法（ $\beta=0.25$ ）を用い、積分時間間隔は0.0005秒、解析時間は20秒とした。本解析には、汎用解析プログラムTDAPIIIを用いた。

### (2) 解析ケース

本研究では、2径間、3径間、4径間のPC橋において両端の橋桁端部の桁遊間の大きさを10cmから50cmまで10cmずつ変化させて動的応答解析を行った。

## 3. 損傷評価指標の導入

### 3.1 橋桁端部の損傷評価指標

本研究では、橋桁の損傷評価を行う対象部位は、A1橋台側の端部とした。本研究で用いた橋桁端部の損傷評価指標は、本研究における対象橋梁と同じPC橋の桁衝突に関する玉井らの研究<sup>8)</sup>における橋桁と橋台の衝突解析結果から導入した。これは、地震時に支承の破壊によって橋桁が橋台に衝突することを想定し、衝突速度をパラメータとして3次元有限要素でモデル化した橋桁と橋台により桁端衝突解析を行ったものである。衝突速度の違いによる橋桁端部および橋台コンクリートの損傷状況から、引張りひずみに着目した照査を行っている。図-5は、同解析から得られた最大変位発生時における橋台

のひずみ分布図である。衝突速度をパラメータとした桁端衝突解析を行った結果、衝突速度1.0m/secではパラペット基部中央付近にのみひび割れを伴う損傷が発生しており、橋台全体の損傷は見られていない。衝突速度2.0m/secでは、パラペット基部全体にひび割れを伴う損傷が生じ、最大変位発生時にはパラペット基部以外にも橋台底部およびウィングの一部に損傷領域が見られた。衝突速度3.0m/secでは、衝突速度2.0m/secと同様であるがパラペット基部から全体に損傷が拡大している。

以上のことから本研究では、表-1に示すように、動的応答解析から得られた橋桁端部の最大応答速度の値に応じて、軽微な損傷（損傷度A）から、大規模な損傷（損傷度D）までの4段階の損傷評価指標を定義した。

### 3.2 橋脚基部の損傷評価指標

本研究では、橋脚の損傷評価を行う対象部位は、上部構造の水平方向変位を拘束するP1橋脚下端に限定した。本研究では、星限らの実大鉄筋コンクリート橋脚の正負交番荷重実験結果<sup>9)</sup>から橋脚基部の損傷評価指標を導入した。実験結果における荷重振幅の大きさ（降伏変位 $\delta y$ の整数倍）と供試体の損傷状況から、図-6に示すように、荷重振幅 $2\delta y$ でコンクリートのひび割れ、 $5\delta y$ で鉄筋のはらみ出し、 $7\delta y$ で鉄筋の破断となっていることから、表-2に示すように橋脚の応答回転角の値に応じて、軽微な損傷（損傷度a）から大規模な損傷（損傷度d）までの4段階の損傷評価指標を定義した。

## 4. 解析結果および考察

### 4.1 橋桁端部の応答応力および応答速度

図-7に、動的応答解析から得られた2~4径間のPC

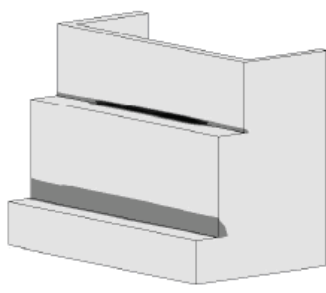
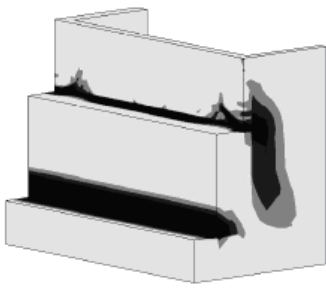
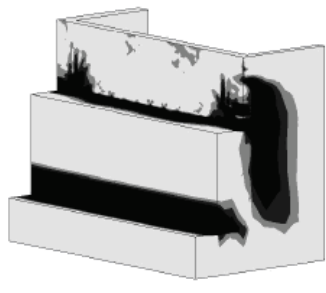
衝突速度	1.0m/sec	2.0m/sec	3.0m/sec
橋台のひずみ分布			
損傷状況	軽微な損傷	ウィングに損傷が進展	全体に損傷が拡大

図-5 正負交番载荷実験結果における载荷振幅の大きさと供試体の損傷状況<sup>8)</sup>

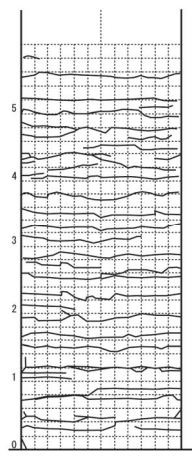
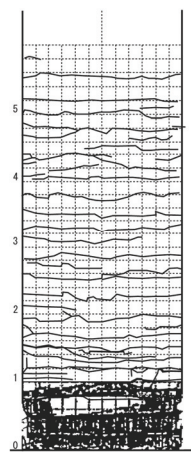
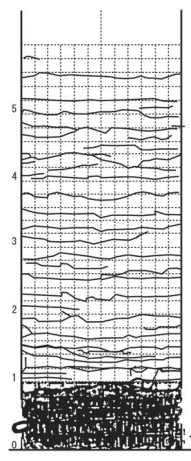
载荷振幅	$2\delta_y$	$5\delta_y$	$7\delta_y$
ひび割れ図			
損傷状況	コンクリートのひび割れ	鉄筋のはらみ出し	鉄筋の破断

図-6 正負交番载荷実験結果における载荷振幅の大きさと供試体の損傷状況<sup>9)</sup>

表-1 橋桁端部の損傷評価指標

最大応答速度 (m/sec)	損傷度	損傷の程度
$0 < v \leq 1.0$	A	↑ 軽微 ↓ 大規模
$1.0 < v \leq 2.0$	B	
$2.0 < v \leq 3.0$	C	
$v > 3.0$	D	

表-2 橋脚基部の損傷評価指標

最大応答回転角 (rad)	損傷度	損傷の程度
$0 < \theta \leq 3.0 \times 10^{-3}$ ( $0 < \theta \leq 2\delta_y$ )	a	↑ 軽微 ↓ 大規模
$3.0 \times 10^{-3} < \theta \leq 7.0 \times 10^{-3}$ ( $2\delta_y < \theta \leq 5\delta_y$ )	b	
$7.0 \times 10^{-3} < \theta \leq 10.0 \times 10^{-3}$ ( $5\delta_y < \theta \leq 7\delta_y$ )	c	
$\theta > 10.0 \times 10^{-3}$ ( $\theta > 7\delta_y$ )	d	

橋における橋桁端部の最大応答応力と桁遊間の関係を示す。遊間 50cm の場合では、2 径間のときには橋桁の衝突は見られなかったが、3 径間および 4 径間の場合において橋桁の衝突が見られた。また、いずれの桁遊間の大きさにおいても、径間数が多くなるほど橋桁端部の最大応答応力が大きくなっている。これは、上部構造の重量による影響と考えられる。上部構造の橋桁の重量が大きくなったことにより慣性力が増し、衝突時における橋桁

端部の最大応答応力が大きくなったと考えられる。

さらに、衝突が見られなかった 2 径間の遊間 50cm を除き、2~4 径間のいずれの場合においても、桁遊間が大きいほど橋桁端部の最大応力が大きいことがわかる。こ

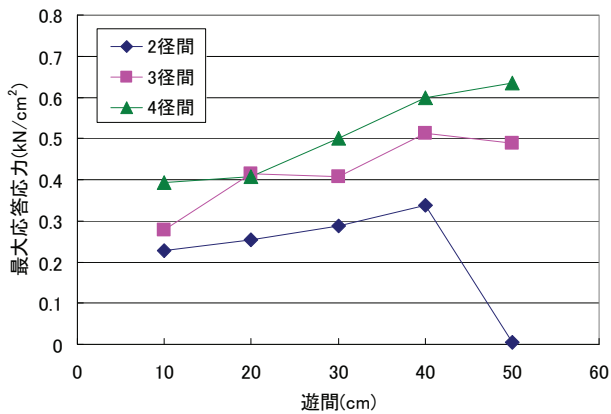


図-7 橋桁端部の最大応答応力と遊間の関係

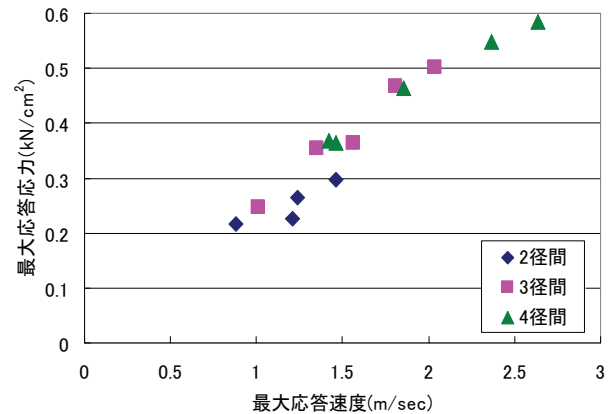


図-9 橋桁端部の最大応答応力と最大応答速度の関係

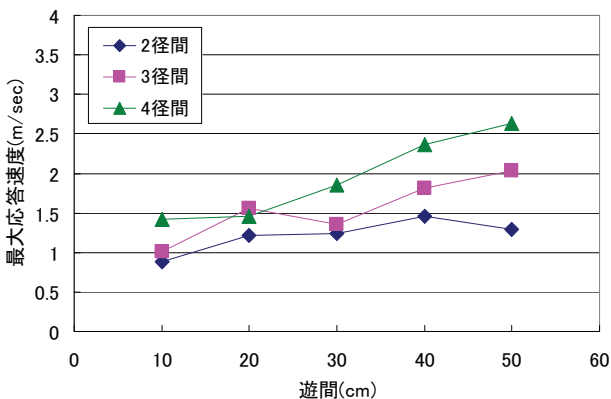


図-8 橋桁端部の最大応答速度と遊間の関係

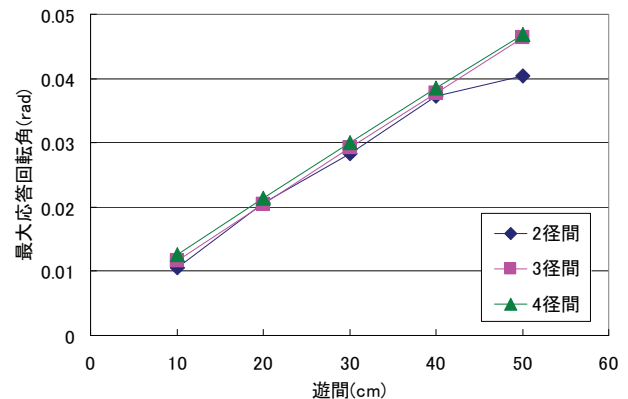


図-10 橋脚基部の最大応答回転角と遊間の関係

れは、桁遊間が大きいほど、橋桁の衝突時における速度が大きいことが原因と考えられる。

図-8 に、動的応答解析から得られた 2~4 径間の PC 橋における橋桁端部の最大応答速度と遊間の関係を示す。図-8 から、いずれの径間数においても桁遊間が大きくなれば橋桁端部の最大応答速度は大きくなり、径間数が多くなるほどそれが顕著になることがわかる。

図-9 に、動的応答解析から得られた 2~4 径間の PC 橋における橋桁端部の最大応答応力と最大応答速度の関係を示す。この図から、橋桁端部の最大応答速度が大きくなると最大応力が大きくなっており、最大応答応力と最大応答速度の関係はほぼ線形関係になっていることがわかる。

#### 4.2 橋脚基部の応答回転角

図-10 に、動的応答解析から得られた橋脚基部の最大応答回転角と桁遊間の大きさの関係を示す。図-10 より、いずれの遊間の大きさにおいても径間数の違いによる橋脚基部の最大応答回転角の有意差は大きくは見られないが、2 径間の場合と比較して 3 径間、4 径間の場合は、若干ではあるが橋脚基部の最大応答回転角が大きくなっている。桁衝突が見られなかった 2 径間の遊間 50cm のケースでは、3 径間および 4 径間のケースよりも橋脚基部の最大応答回転角は小さくなっている。

また、2~4 径間のいずれの場合においても、桁遊間が小さいほど橋脚基部の最大応答回転角が小さくなることからわかる。したがって、径間数が多い場合でも、すなわち上部構造の重量が大きい場合でも、桁遊間が小さければ桁遊間による変位拘束効果によって橋脚基部の応答回転角が抑えられることが考えられる。このことから、橋脚基部の最大応答回転角は、径間数よりも桁遊間の大きさに依存することがわかる。

#### 4.3 橋桁端部の損傷評価

図-9 より、橋桁端部の最大応答応力と最大応答速度の関係はほぼ線形となって相関性が高いことから、本研究では橋桁端部の応答速度から損傷評価指標を導入し、橋桁端部の損傷評価を行った。

図-8 の橋桁端部の最大応答速度と表-1 の損傷評価指標を比較することにより、橋桁端部の損傷評価を行った結果を表-3 に示す。表-3 より、遊間 10cm の場合では、2 径間では損傷度 A と軽微な損傷であったが、3 径間および 4 径間では、損傷度 B と中規模な損傷となった。遊間 20cm および 30cm の場合では、径間数の違いによる損傷度の違いは見られなかったが、遊間 40cm および 50cm の場合では、径間数が多くなると損傷が大きくなることわかる。これについても、上部構造の橋桁の重量が大きくなったことにより慣性力が増し、桁遊間が大き

表-3 橋桁端部の損傷評価結果

遊間 (cm)	2 径間	3 径間	4 径間
10	A	B	B
20	B	B	B
30	B	B	B
40	B	B	C
50	A (衝突なし)	C	C

表-4 橋脚基部の損傷評価結果

遊間 (cm)	2 径間	3 径間	4 径間
10	d	d	d
20	d	d	d
30	d	d	d
40	d	d	d
50	d	d	d

くなるにつれて衝突時における橋桁端部の損傷の程度が大きくなることが考えられる。

橋桁端部の損傷は上部構造の重量が大きく影響していることから、橋桁の衝突を許容しない現状の耐震設計手法では、多径間連続化で上部構造の重量が大きくなるために橋桁の衝突によって橋桁端部の損傷が大きくなる。また、この損傷は、上部構造端部のコンクリートと橋台パラペットのコンクリートが衝突することによるものであるため、桁遊間にゴムなどの緩衝材を取り付けることによって損傷の程度は軽減されると考えられる。

#### 4.4 橋脚基部の損傷評価

図-10の橋脚基部の最大応答回転角と表-2の橋脚基部の損傷評価指標を比較することにより、橋脚基部の損傷評価を行った結果を表-4に示す。表-4より、いずれのケースにおいても、損傷度dと大規模な損傷となった。これは、入力波が共振加速度であったことも原因と考えられる。

### 5. 結論

本研究では、中小規模のPC橋を対象に、桁遊間の大きさおよび上部構造の重量の違いを変化させた動的応答解析とその結果を用いた橋桁端部と橋脚基部の損傷評価を行い、桁衝突を許容して桁遊間を縮小化する変位拘束の有効性について検討した。本研究における成果は以下ようになる。

- 1) 桁遊間が大きいほど、衝突速度が大きくなり、橋桁端部の損傷が大きくなる傾向が確認できた。

- 2) 径間数が多いほど、すなわち上部構造の重量が大きいほど橋桁端部の最大応答応力は大きくなる。
- 3) 桁遊間が大きいほど、橋脚基部の応答回転角は大きくなり、橋脚基部の損傷も大きくなる傾向が確認できた。
- 4) 径間数が多くても、すなわち上部構造の重量が大きくても、桁衝突による橋桁の変位拘束効果によって橋脚基部の応答を抑えることができる。橋脚基部の最大応答回転角は、上部構造の重量よりも桁遊間の大きさに依存する。
- 5) 桁衝突を許容して桁遊間を縮小化し、橋桁の変位を拘束させる耐震設計手法の有効性が検証できた。

今後の課題としては、入力地震動の違いによる影響についての検討や衝突ばね特性の改良に関する検討、橋梁全体系の定量的なコスト縮減効果についての検討などが考えられる。

#### 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，丸善，2002。
- 2) 濱本朋久，森山卓郎，依田照彦：PC橋の桁衝突を許容した変位拘束効果に関する解析的検討，コンクリート工学年次論文集 第32巻，pp.847-852，2010。
- 3) 森山卓郎，濱本朋久，西本安志，依田照彦，石川信隆：PC橋の桁衝突を考慮した桁遊間縮小化に関する基礎的考察，構造工学論文集 Vol.51A，pp.641-648，2005。
- 4) 濱本朋久，森山卓郎，西本安志，石川信隆：PC橋の桁衝突におけるゴム緩衝材の効果，コンクリート工学年次論文集 第27巻，pp.979-984，2005。
- 5) 幸左賢二，宮菌雅裕，今村壮宏，坂本裕史：桁遊間量・地盤条件が桁-橋台間衝突に及ぼす影響検討，構造工学論文集 Vol.55A，pp.778-788，2009。
- 6) 渡邊学歩，川島一彦：衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.125-139，2001。
- 7) 濱本朋久，幸左賢二，阿部弘典，猪熊康夫，成行義文：新潟県中越地震で被災を受けた橋梁の損傷メカニズムに関する一考察，構造工学論文集，Vol.52A，pp.349-356，2006。
- 8) 玉井宏樹，園田佳巨，後藤恵一，梶田幸秀，濱本朋久：桁端衝突による橋台の損傷度評価および衝突ばね特性に関する基礎的研究，構造工学論文集 Vol.53A，pp.1219-1226，2007。
- 9) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究，土木学会論文集 No.669/V-50，pp.215-232，2001。