

# 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

A fundamental study on the damage evaluation of bridge abutment and the characteristics of impact spring element by pounding effect

玉井宏樹\*, 園田佳巨\*\*, 後藤恵一\*\*\*, 梶田幸秀\*\*\*\*, 濱本朋久\*\*\*\*\*

Hiroki TAMAI\*, Yoshimi SONODA\*\*, Keiichi GOTOU\*\*\*, Yukihide KAJITA\*\*\*\*, Tomohisa HAMAMOTO\*\*\*\*\*

\*修士 (工学) 九州大学大学院博士後期課程, 工学府建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)

\*\*工博 九州大学大学院教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)

\*\*\*九州大学大学院修士課程, 工学府建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)

\*\*\*\*博士 (工学) 九州大学大学院助教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)

\*\*\*\*\*工修 パシフィックコンサルタンツ株式会社, 九州本社第二技術部 (〒819-0007 福岡県福岡市愛宕南 1-1-7)

When a massive earthquake occurs, displacement response of superstructure exceeds expansion gap and there is a possibility of pounding between bridge girder and abutment. Many studies have been made on seismic response characteristics of the bridge by considering the pounding effect. But most of them are based on nonlinear seismic analysis by using frame model. To evaluate the damage condition of girder and abutment, it is necessary to conduct an impact response analysis. In this study, impact response analyses of pounding effect were conducted by using 3-dimensional FEM, so the damage of abutment was estimated. Furthermore, the decision method of the characteristic of impact resistance between girder and abutment was proposed by using rheologic technique.

*Key Words: pounding of bridge girder, impact response analysis, damage evaluation, rheology model*

キーワード: 桁端衝突, 衝撃応答解析, 損傷度評価, レオロジーモデル

## 1. 緒言

1995年の兵庫県南部地震は、大地震時に土木構造物に対して種々の形態の被害が生じる可能性があることを、我々土木技術者に示した。中でも道路橋を含む土木構造物に多大な被害が生じ、それらの被害事例の中には、橋桁どうしの衝突や橋桁端部と橋台パラペット部の衝突などの事例も報告されている<sup>1)</sup>。そのため、道路橋示方書では、隣接する上部構造どうし、上部構造と橋台または上部構造と橋脚の段違い部が衝突しないように必要な遊間を設けることを推奨している<sup>2)</sup>。それに伴い、レベル2地震動に対しても衝突が生じないように遊間を確保するような設計が行われているが、遊間を大きくすることで、地震動により上部工が大変位する可能性が大きくなり、橋脚への損傷が顕在化する恐れがある。それに対して、橋脚への損傷を抑える目的で、鋼板や鉄筋コンクリートを使った巻立て補強をする必要があり、経済面においても不利になる場合がある。そのため、近年では、遊間を小さくし、大規模地震時に橋桁を橋台に衝突させ、橋台部の水平抵抗により変位を拘束するという考えが出てきている<sup>3),4)</sup>。

しかし、このような考え方を採用するためには、桁衝突による桁端部や橋台の損傷を適切に把握し、必要ならばそ

の対策をあらかじめ構築できなければならないが、桁衝突時の橋台部の損傷形態や橋台背面土の抵抗特性の定量的な評価が困難であることから、一般的な耐震設計では橋台部の水平抵抗を考慮することは行っていない。

これまでに、桁衝突を考慮した橋梁の地震時挙動に関する研究は数多くなされているが<sup>5),6)</sup>、それらのほとんどが振動問題として捉えた骨組モデルによる非線形時刻歴応答解析であり、桁端衝突時の桁および橋台の損傷状態を定量的に把握するには至っていない。桁端衝突による桁端部および橋台の損傷状態を定量的に解明するには、簡易なモデルでの衝撃応答解析において精度が実証されている3次元有限要素法<sup>7)</sup>を用いて、出来る限り実現象に近い詳細なモデルを作成し、衝突体と被衝突体との動的接触モデルを考慮した衝撃応答解析を行う必要がある。過去に、大塚らは鋼製桁と橋台の衝突に着目した研究を行っている<sup>8)</sup>が、橋台については剛体としている。

そこで、本研究では、大地震時に支承の破壊によって桁が橋台に衝突することを想定し、その際の桁端衝突による橋台の損傷度を定量的に評価するために、桁と橋台の3次元有限要素モデルを作成し、衝突速度をパラメータとした桁端衝突の詳細解析を行った。また、それによって得られた衝撃力 - 変位関係を用いて、桁端衝突現象を簡易にレオ

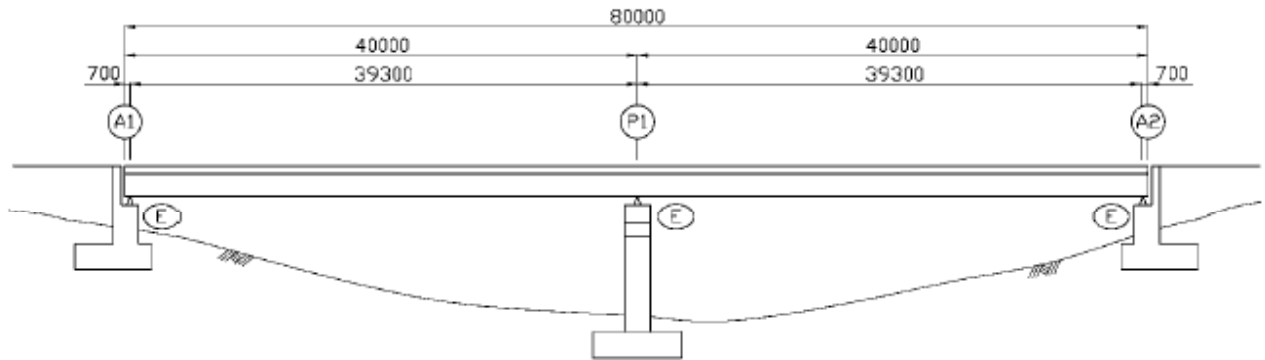


図-1 解析対象橋梁側面図（単位：mm）

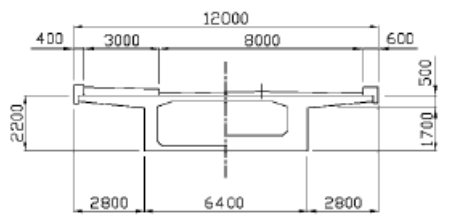


図-2 解析対象橋梁断面図（単位：mm）

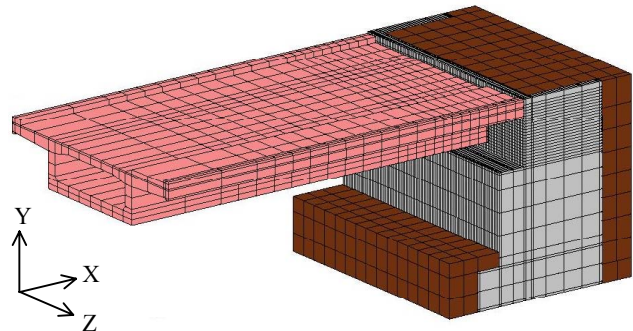


図-3 解析モデル

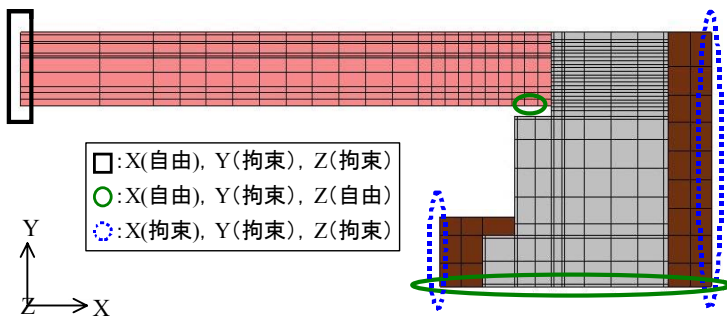


図-4 各節点の拘束条件

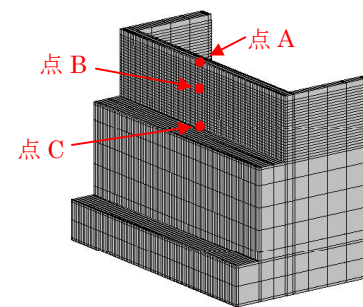


図-5 変位の出力節点

ロジーモデルで表現することで、衝突ばね特性に関する検討を行い、レオロジー定数の決定法に関して考察を行った。

## 2. 3次元有限要素法による桁端衝突の解析概要

### 2.1 解析対象橋梁

本研究では、両端部に橋台を有する2径間のPC箱形断面橋梁を解析対象として用いた。解析対象橋梁の側面図および断面図をそれぞれ図-1、図-2に示す。対象とした橋梁の支承条件はA1、A2橋台において可動支承、P1橋脚において固定支承としている。上部工形式は桁高2.2m、桁幅12.0mを有する2径間連続PC箱桁であり、下部工形式は鉄筋コンクリート橋台および橋脚、基礎工形式は直接基礎である。また橋台はフルウィングを有しており、パラペット部はD13、D19およびD29鉄筋から構成されたRC構造となっている。地盤はI種地盤である。

### 2.2 解析モデル

図-1の解析対象橋梁のA2橋台とA2橋台側から1/2径

間部分の箱桁を、3次元有限要素を用いて忠実にモデル化した。今回、桁を1/2径間のみモデル化しているが、これは実現現象として桁には地震加速度が作用しており、桁の全重量を衝突させるのは過大に評価してしまうのではないかと考え、本解析では桁の1/2径間のみをモデル化した。解析モデルを図-3に示す。橋台部のモデル化に関しては、橋台部はコンクリート要素と鉄筋要素から構成されているが、コンクリート要素には8積分点を有するソリッド要素を、鉄筋要素にはトラス要素を用いた。また、橋台背面の裏込め土に関しては、実際は反力を期待しうる有効範囲を明確にした上でモデル化する必要があるが、それを忠実にモデル化するのは困難であり、本解析では、橋台背面1.6mまでをコンクリート要素と同じく、8積分点を有するソリッド要素でモデル化を行うこととした。次に、上部工は、本来は変断面で構成されているが、衝突現象は桁端部で起こり、また、今回の解析では橋台の損傷度評価を目的としていることから、桁端部側の断面寸法で統一された等断面でモデル化した。用いた要素は、8積分点を有するソリッド要素である。支承に関して、今回の解析は支承が

表-1 本解析に用いた材料定数

|                         | 橋台     |          | 橋桁    | 裏込め土  |
|-------------------------|--------|----------|-------|-------|
|                         | 鉄筋要素   | コンクリート要素 | RC 要素 |       |
| 弾性係数 (GPa)              | 206    | 20.6     | 28.8  | 0.014 |
| ポアソン比                   | 0.30   | 0.20     | 0.20  | 0.45  |
| 密度 (g/cm <sup>3</sup> ) | 7.85   | 2.45     | 2.69  | 1.80  |
| 圧縮強度 (MPa)              | 294    | 29.4     | 29.4  | -     |
| 引張強度 (MPa)              | (降伏応力) | 2.94     | 2.94  | -     |

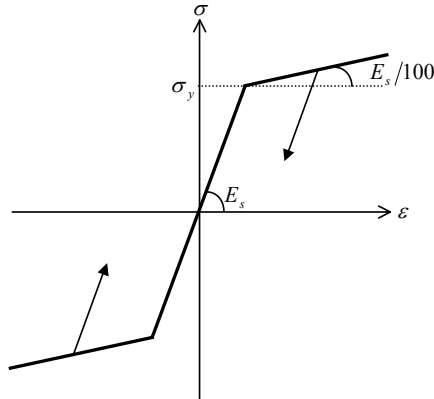


図-6 鉄筋要素の単軸換算応力 - ひずみ関係

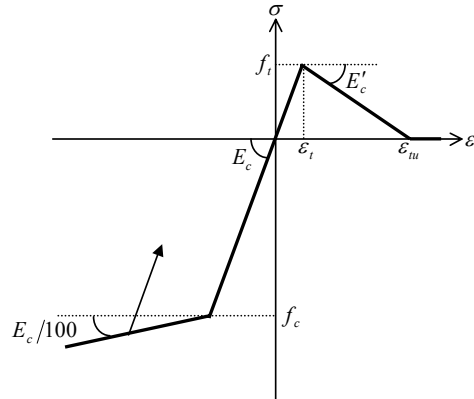


図-7 コンクリート要素の単軸換算応力 - ひずみ関係

破壊した後の状態を想定しているためモデル化していない。また、エキスパンションジョイントについても考慮していない。本解析モデルの総節点数および総要素数はそれぞれ 24762, 34303 である。

境界条件に関しては、図-4 に示す通りで、四角で囲まれた上部工の橋台側から 1/2 径間部分の節点を鉛直方向および橋軸直角方向拘束とし、実線の丸で囲まれた橋台の底面および上部工の可動支承部の節点を鉛直方向拘束、そして破線の丸で囲まれた裏込め土の背面部の節点を全自由度拘束とした。また、裏込め土および橋台部の全要素には重力加速度 9800mm/sec<sup>2</sup> を鉛直下向きに与えた。

衝突体である上部工モデルと被衝突体である橋台モデル、また橋台モデルと裏込め土モデルとの間には、実際には、摩擦やすべり等の影響も考えられるが、本解析モデルではそれらの影響は無視した簡易な接触モデルを導入した。また、図-5 に解析結果として変位を出力した箇所を示している。ちなみに、点 A はパラペット天端中央の節点、点 B は上部工断面図心位置に相当する節点、点 C はパラペット基部中央の節点となっている。

## 2.3 材料特性および材料モデル

本解析に用いた材料定数を表-1 にまとめて示す。橋台部の鉄筋要素およびコンクリート要素は、どちらも弾塑性体としてモデル化した。鉄筋要素は図-6 に示すように、降伏強度に達した以降は初期剛性の 1/100 の剛性でひずみ硬化を示すバイリニア型の応力 - ひずみ関係を有し、除荷時の剛性は初期剛性で弾性復帰するものを仮定した。また、コンクリート要素に関しては、図-7 に示すように、圧縮域ではバイリニア型の応力 - ひずみ関係を有し、除荷時の剛性は初期剛性で弾性復帰するものを仮定し、引張域に関しては、引張強度に達するまでは線形的に応力が増加する

ものとし、その後は線形的に徐々に応力が低下していくような軟化挙動を示すものを仮定した。ここでの引張強度は圧縮強度の 1/10 とした。また、この材料モデルにおける引張終局ひずみは、次式で算出した。

$$\epsilon_{mu} = 5 \left( \frac{G_f}{f_t h} - \frac{f_t}{2E_c} \right) \quad (1)$$

ここに、 $G_f$  は引張破壊エネルギー、 $f_t$  は引張強度、 $h$  は要素最小長さ、 $E_c$  はコンクリート要素の弾性係数を示す。なお、本解析では、引張破壊エネルギー  $G_f$  は 0.1N/mm を用い、引張軟化勾配  $E'_c$  は式(1)により算出された引張終局ひずみにより求めた。また、鉄筋要素とコンクリート要素の付着特性は完全付着を仮定した。

上部工である桁は、本来は鉄筋およびコンクリートから構成されているが、本研究では橋台の損傷度評価を目的としていることや、桁断面内の鉄筋量は非常に小さいことから、鉄筋量から換算された弾性係数を用いた RC 要素として取り扱い、橋台部のコンクリート要素と同様の構成則モデルを適用した。

裏込め土は、N 値が 5 程度の強度を有する砂質土を想定しており、本解析の着目点はコンクリート橋台の破壊であることから材料モデルは簡易に弾性体とした。なお、弾性係数は道路橋示方書<sup>9)</sup>に示されている式(2)を用いて N 値換算にて算出した。

$$E = 0.0028N \quad (GPa) \quad (2)$$

## 2.4 解析手法および解析条件

本研究における解析は、非線形有限要素解析ソフトウェア MSC.MARC2005 を用いて行った。衝突解析を行う際に必要となる直接時間積分法には、無条件安定であるシング

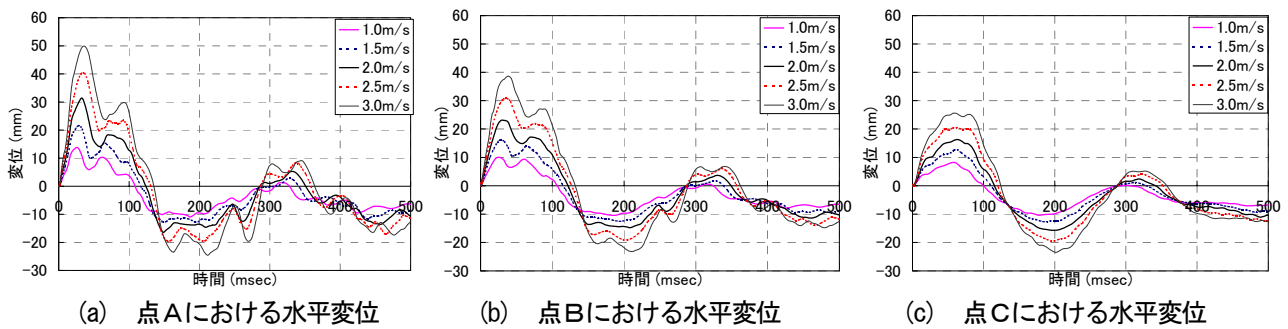


図-8 パラペットにおける各節点の水平変位応答

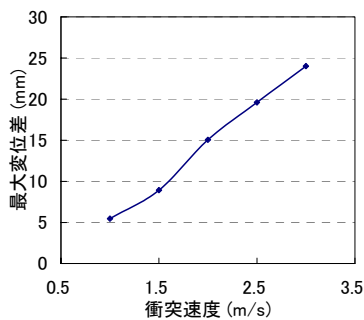


図-9 点Aと点Cにおける最大変位差

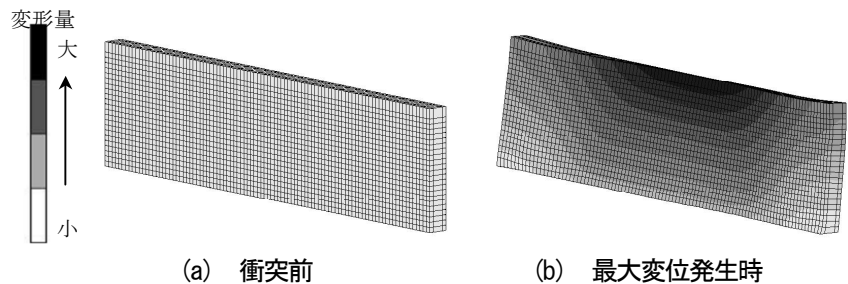


図-10 パラペット全体の変形挙動（実変位を20倍にして表示）

ルステップフーボルト法を用い、時間刻みが  $1.0 \times 10^{-6} \text{sec}$  から  $1.0 \times 10^{-3} \text{sec}$  の間で自動制御するものとした。

解析条件としては、桁に地震動を与えて衝突現象を再現することも考えられるが、本研究では衝突現象に着目しており、桁の衝突速度が橋台の損傷に及ぼす最も重要な要因と考えているために、桁に初期速度を与えることによって桁端衝突現象を再現した。なお、衝突速度が1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0m/secで橋台に衝突するという5ケースを設定し、全5ケースとも桁衝突後0.5秒後には桁が完全に跳ね返っていることから、0.5秒までの現象を対象として計算を行った。衝突速度に関しては、本解析対象と同様の橋梁を骨組構造でモデル化して、最大振幅が980galで周波数1Hzの正弦波の加速度波形を入力条件、および遊間を10～40cmとパラメータとした非線形時刻歴応答解析を行った結果、桁端部の最大応答速度がおおよそ1.0m/sec～4.0m/secになるという報告<sup>10)</sup>を踏まえたものである。また、実現象ではレベル2相当の地震が発生した場合、遊間の大きさによっては、桁と橋台間で繰返し衝突が起こることや、桁が斜め衝突することなどが容易に予想できるが、繰返し衝突は考慮せず、桁と橋台パラペット部が垂直に面全体で衝突することを仮定した。なお、衝突速度は衝突体である桁の全節点に初期条件として与えた。

## 2.5 解析結果

### (1) 橋台パラペット部の挙動

図-8にパラペット部の各箇所における水平方向（図-3参照、X方向）の変位-時間関係を示している。各点において、衝突速度3.0m/secでの最大変位は、1.0m/secの最大変位の約3.5倍を超えていることが確認できた。また、図-8(a)と図-8(b)に関して、全ての衝突速度において、半周

期分である約150msecまでの変位応答波形がM型を示しているが、これは衝突直後に発生する裏込め土の水平抵抗によるものであると考えられる。図-8(a)と図-8(c)を比較すると、各衝突速度において、パラペット天端中央部の点Aの最大変位はパラペット基部中央部の点Cの最大変位の約2倍であることが確認できた。

また、図-9に点Aと点Cの最大変位差と衝突速度の関係を示す。この最大変位差はパラペットの剛体運動的な並進変位量を除いた実変形量を示すことから、パラペットの損傷状態を照査する上で基本となる値であると考えられる。衝突速度1.0m/secのときの最大変位差は約5.0mmであるが、衝突速度2.5m/sec, 3.0m/secの場合の最大変位差はそれぞれ約20mm, 25mmであり、パラペット高3000mmに対して、その1/150を超えていることが確認できた。

さらに、これらの変位応答を踏まえて、図-10に衝突速度3.0m/secのパラペットの変形挙動を表すコンター図を示す。コンターの色は、白から黒に移行するに従って水平変位量が大きくなることを表している。また、図-10(a)は衝突前であり、図-10(b)は最大変位発生時のコンター図である。図-10(b)より桁端衝突を受けるパラペットの変形挙動は衝撃力を受ける3辺支持の版とみなせる挙動を示すことが確認できた。

### (2) 衝撃力応答に衝突速度が与える影響

図-11に衝突直後80msecまでの衝撃力応答を、図-12に最大衝撃力と衝突速度の関係をそれぞれ示している。図-11より衝突速度1.0m/secの最大衝撃力は約20000kN、その継続時間は約40msecであり、衝突速度3.0m/secの最大衝撃力は約60000kN、その継続時間は約65msecであった。つまり、衝突速度が増加するにつれて、最大衝撃力および

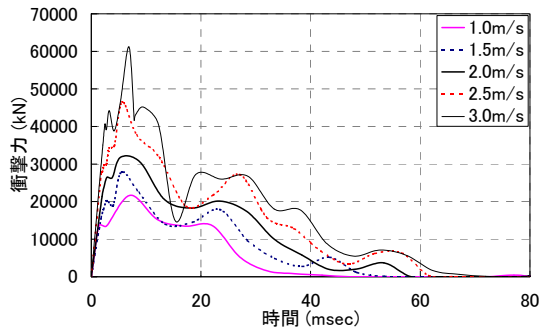


図-11 各衝突速度の衝撃力応答

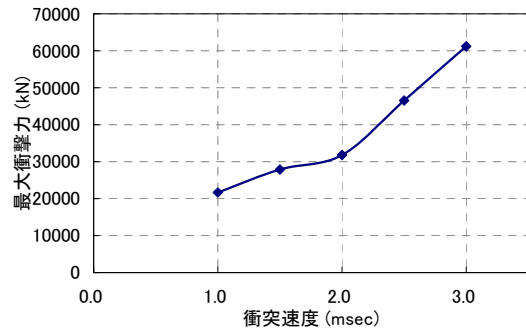


図-12 最大衝撃力と衝突速度の関係

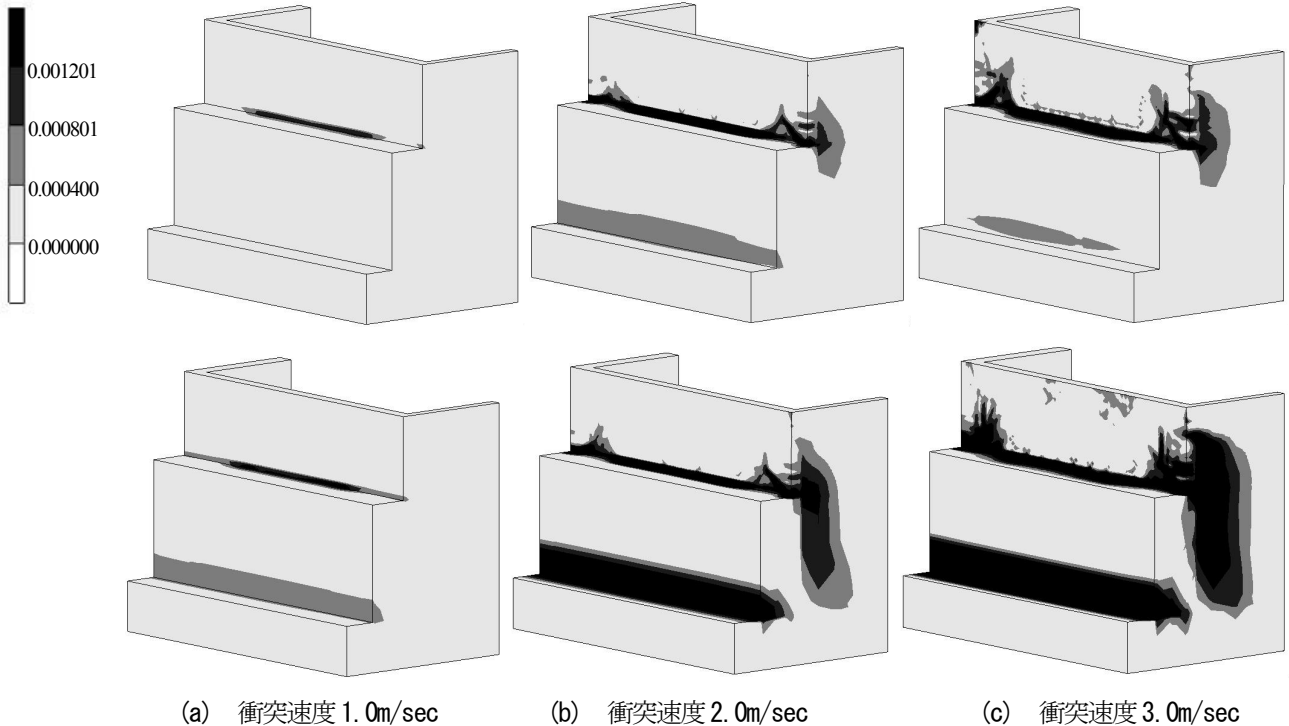


図-13 引張ひずみに着目した橋台のひび割れ損傷度 (上図：衝突後 7.0msec 時, 下図：最大変位発生時)

衝撃力継続時間も増加していることが確認でき、また、衝突速度 3.0m/sec の場合の最大衝撃力は、1.0m/sec の場合の 2.5 倍以上となっていることがわかった。さらに、A2 橋台の死荷重反力が約 4400kN であることを考えると、衝突速度が 1.0m/sec の場合の最大衝撃力は、その約 5 倍以上、衝突速度が 3.0m/sec の場合は、その約 13 倍以上となっており、発生最大衝撃力を死荷重反力をベースとして想定することは必ずしも適切ではないと考えられる。

### (3) 引張ひずみに着目した橋台のひび割れ損傷度

桁衝突を受ける橋台コンクリートの損傷度を定量的に評価するために、引張ひずみに着目して損傷度の照査を行った。図-13(a), (b), (c)にそれぞれ衝突速度 1.0m/sec, 2.0m/sec, 3.0m/sec の場合の引張ひずみのコンター図を示している。上図は最大衝撃力発生時である衝突後約 7.0msec, 下図は最大変位発生時の状況を示している。コンター図で示した値は、引張強度に達した後の軟化領域に

おけるひずみ量を表したもので、図-7 に示す  $\varepsilon_{tu} - \varepsilon_t$  の値に相当するひずみを生じた要素には、ひび割れが生じたものと考え、黒色で示した。

図-13(a)より、衝突速度が 1.0m/sec の場合は、衝突後 7.0msec の時にパラペット基部中央部付近にのみひび割れを伴う損傷が発生しており、橋台全体への損傷度合いはそれほど見受けられなかった。次に、図-13(b)より、衝突速度が 2.0m/sec の場合は、衝突後 7.0msec の時にパラペット基部全体にひび割れを伴う損傷が発生しており、最大変位発生時には、パラペット基部全体に加え、橋台底部およびウィングの一部に損傷領域が発生していることが確認できた。さらに、図-13(c)より、衝突速度が 3.0m/sec の場合は、2.0m/sec の時とほぼ同様な傾向を示しているが、パラペット基部から全体へと損傷が広がっていき、また、ウィング全体への損傷の拡大が顕著に見受けられた。つまり、衝突速度 3.0m/sec の時にはパラペット部のノックオフに近い状態に至っていると考えられ、橋台全体の破壊の恐れがあることが確認できた。

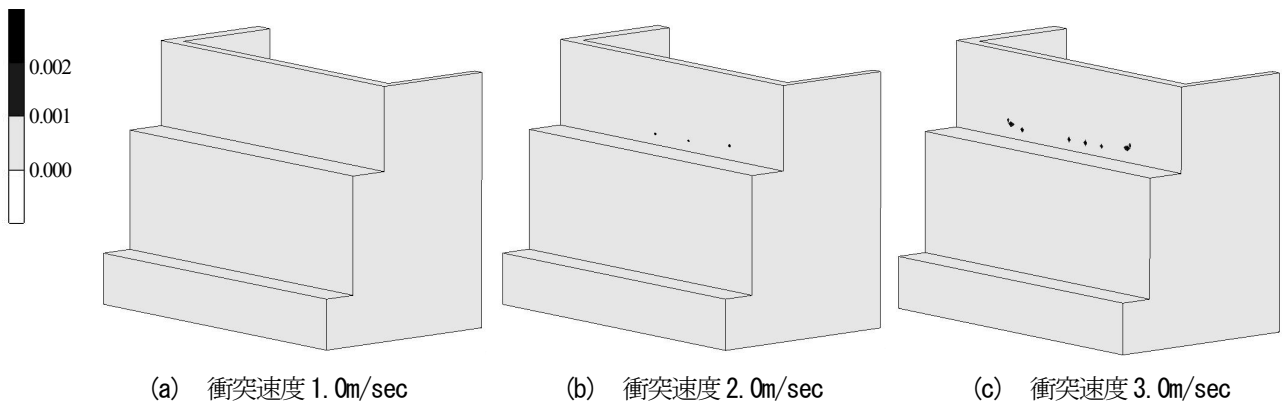


図-14 相当塑性ひずみに着目した橋台の圧縮破壊損傷度（最大変位発生時）

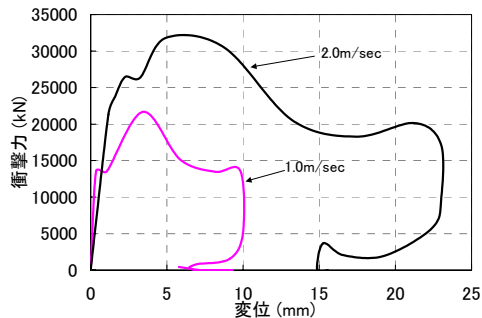


図-15 詳細解析により得られた衝撃力-変位関係

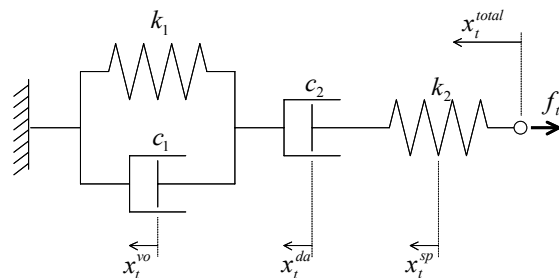


図-16 4要素モデル

#### (4) 相当塑性ひずみに着目した橋台の圧縮破壊損傷度

桁衝突を受ける橋台コンクリートの損傷度を定量的に評価するために、相当塑性ひずみを用いた損傷度の照査を行った。本解析では、コンクリートにおいても圧力依存性を無視した von Mises の降伏条件を仮定しており、ここで示す結果は von Mises の降伏条件に従い得られたものである。図-14(a), (b), (c)にそれぞれ衝突速度 1.0m/sec, 2.0m/sec, 3.0m/sec の場合の相当塑性ひずみのコンター図を示している。コンター図中の 0.002 という値は、コンクリートの終局圧縮ひずみを 0.0035 と仮定して、その値から弾性ひずみを除いた値となっており、0.002 以上になり黒色で表されているところが圧縮破壊を起こした箇所であるということを意味している。

図-14(a)より、衝突速度が 1.0m/sec の場合は、橋台はほとんど損傷は見られないものの、衝突速度が 2.0m/sec の場合はパラペット底部に圧縮破壊を起こした要素がいくつか発生し、衝突速度が 3.0m/sec の場合は、その領域が広がっていることが確認できた。

### 3. 衝突ばね特性に関する一考察

#### 3.1 衝突ばね特性の算定方法

前章では、桁端衝突現象を 3 次元有限要素法によって出来る限り忠実に再現し、橋桁の衝突速度をパラメータとした衝撃応答の詳細解析を行い、変位応答、衝撃力応答やひずみ分布から橋台の損傷度に関する考察を行った。詳細解析により得られた結果を設計に直接反映させることは困難であるが、衝突による損傷の影響を考慮したこれらの結果を用いて、骨組要素による橋梁全体系解析で利用可能な

衝突ばね特性を決定することは有意である。そこで、詳細解析により得られた衝撃力 - 変位関係を用いて、衝突ばね特性の算定方法に関する考察を行った。現在までに、衝突ばねに関する研究はいくつか行われている<sup>11)</sup>が、本手法のように衝突物・被衝突物の損傷を考慮した衝撃応答解析結果を用いて算出するような試みは見当たらない。

詳細解析により得られた衝撃力 - 変位関係の概形は衝突速度に関係なく、ほとんど図-15 に示すようなものとなった。この衝撃力 - 変位関係は衝突直後に急激に立ち上がり、その後、緩やかな勾配になり曲線を描きながら閉じたループとなっている。このような曲線を一つのばね定数で表現することは非常に困難であるので、粘弾性体表現する際に用いられるレオロジーモデルに着目して、それらを用いて桁端衝突現象を表現する手法について考察を行った。レオロジーモデルには、ばねとダッシュポットを並列配置した Kelvin-Voigt モデルおよび直列配置した Maxwell モデルなどが代表的なものとして挙げられる<sup>12)</sup>が、本研究では、これら 2 つを直列配置した図-16 に示す 4 要素モデルを適用した。4 要素モデルにはその力学特性を表す定数として  $k_1$ ,  $c_1$ ,  $k_2$ ,  $c_2$  の 4 つが存在するが、本解析では、これらのレオロジー定数を以下のような手順で決定した。

まず、適当なレオロジー定数を設定する。次に、詳細解析によって得られた変位応答をレオロジーモデルの入力値として、そのレオロジーモデルの運動方程式を前進差分により解き、式(3)より衝撃力を算出する。なお、式(3)中の  $x_t^{vo}$ ,  $x_t^{da}$  は前進差分である式(4), (5)により算出した。最後に、レオロジーモデルで算出された衝撃力応答と詳細解析によって得られた衝撃力応答を、初期勾配、最大衝撃

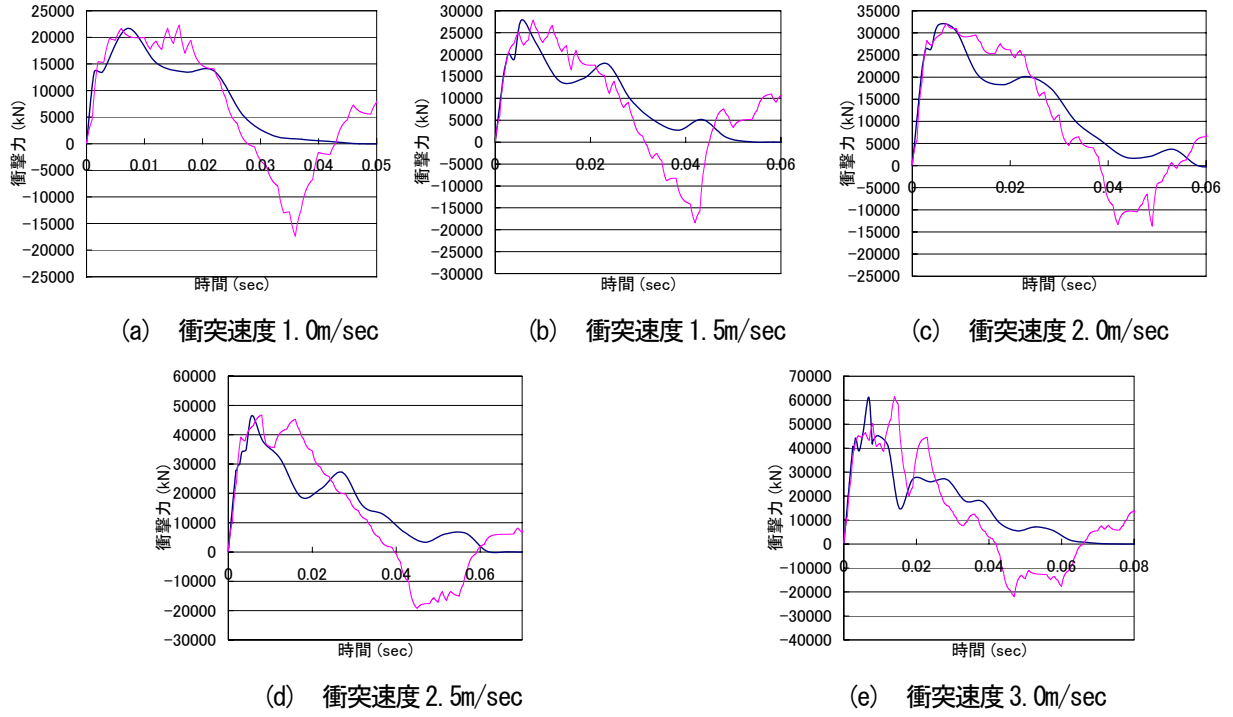


図-17 衝撃力応答の比較図 (—: レオロジーモデルにより算出, —: 詳細解析により算出)

力、力積という3つの項目で比較し、それらの項目の誤差が許容誤差 10%以下となるまで同様の計算を繰返し、許容内に収まったものをレオロジー定数として決定する。

$$f_{t+\Delta t} = k_2 \cdot \left\{ x_{t+\Delta t}^{total} - x_t^{vo} - x_t^{da} - \frac{\Delta t \cdot (f_t - k_1 x_t^{vo})}{c_1} - \frac{\Delta t \cdot f_t}{c_2} \right\} \quad (3)$$

$$x_t^{vo} = \frac{(c_1 - k_1 \Delta t) x_{t-\Delta t}^{vo} + f_{t-\Delta t} \Delta t}{c_1} \quad (4)$$

$$x_t^{da} = \frac{c_2 x_{t-\Delta t}^{da} + f_{t-\Delta t} \Delta t}{c_2} \quad (5)$$

ここで、 $x_{t+\Delta t}^{total}$  は時刻  $t + \Delta t$  における詳細解析によって得られた変位データ、 $x_t^{vo}$  は時刻  $t$  における Voigt モデルの変位、 $x_t^{da}$  は時刻  $t$  におけるダッシュポットの変位、 $\Delta t$  は時間刻み、 $f_t$  は時刻  $t$  における出力衝撃力である。さらに、誤差の算出は全ての項目において以下の式(6)を用いた。

$$error(\%) = \left| \frac{\phi_R - \phi_A}{\phi_R} \right| \times 100 \quad (6)$$

ここに、 $\phi_R$  はレオロジーモデルにより得られた値、 $\phi_A$  は詳細解析により得られた値を示す。

ただし、今回は、衝撃力の値が負となっている箇所はゼロとして取り扱うこととしたので、時間軸と衝撃力波形の正の部分で囲まれている部分を有効な力積とした。また、レオロジーモデルを用いた衝突ばね特性の検討を行う際

の変位の入力データには、骨組モデルによる全体系解析との整合性を考慮して、桁断面図心位置に相当する点Bの変位を用いることとした。これは、実際のパラペットの変形挙動は図-10に示すように3辺支持の版的な挙動を示すことが確認できており、着目する箇所によって変位応答にばらつきがあるためである。

### 3.2 レオロジー定数に関する計算結果と考察

あるレオロジー定数を設定し、上記で述べた手法を用いて許容誤差 10%を満たすようになるまで繰返し計算を行い、レオロジー定数を決定した。まず、決定されたレオロジー定数を用いた場合の衝撃力応答を図-17(a)～(e)に示す。すべての衝突速度において、レオロジーモデルにより算出された最大衝撃力の発生時間が多少遅れているものの、最大衝撃力および初期勾配はほぼ一致していることが確認できた。また、レオロジーモデルにより算出された衝撃力の値には負値となっている場合があるが、これは、レオロジーモデルに対して3次元詳細解析で得られた変位を強制的に与えているが、時間とともに変位が減少する場合には、減衰定数  $c_2$  で表されるダッシュポットに負の力が働くためである。

次に、今回得られたレオロジー定数を表-2に、その際の最大衝撃力、力積に関する誤差を表-3に示している。決定されたレオロジー定数の特徴として、衝突速度が増加するに連れて、Kelvin-Voigt モデルの定数である  $k_1$ 、 $c_1$  は減少傾向にあり、Maxwell モデルの定数である  $c_2$  は増加傾向であることが確認できた。一方、 $k_2$  は衝撃力に大きな感度を有していないことが明らかとなったので、今回の試算では一定値とした。今回決定されたレオロジー定数は、事前に行った3次元詳細解析の応答値を使っているため、あ

表-2 算定されたレオロジー定数一覧

| 衝突速度(m/s) \ 各定数 | $k_1$ (kN/mm) | $c_1$ (kN・s/mm <sup>2</sup> ) | $k_2$ (kN/mm) | $c_2$ (kN・s/mm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|---------------|-------------------------------|---------------|-------------------------------|
| 1.0             | 800           | 60                            | 35000         | 100                           |
| 1.5             | 500           | 40                            | 35000         | 100                           |
| 2.0             | 400           | 30                            | 35000         | 200                           |
| 2.5             | 200           | 35                            | 35000         | 250                           |
| 3.0             | 150           | 30                            | 35000         | 300                           |

くまで今回の解析対象橋梁にのみ有効なものと考えられる。しかし、同様な手法を用いて、簡易にレオロジー定数を算定することが可能なことから、桁衝突を想定した骨組解析に用いる衝突ばね特性の決定に有用な手法であると言える。

今後、衝突速度および桁の断面形状などを変更した解析を行い、それらの結果を用いて、最終的には詳細解析を行わずに衝突条件および構造物諸元のパラメータとして各レオロジー定数を決定可能な手法に発展していけば有用なものになると考えられる。

#### 4. 結論

本研究は、桁衝突を受ける橋台の損傷度を定量的に評価するために、橋桁および橋台を忠実にモデル化し、3次元有限要素法を用いて衝撃応答解析を行ったものである。さらに、それらの結果を用いて衝突ばね特性に関する一考察を行った。本研究の成果を要約すると以下のようになる。

- (1) 桁端衝突を受ける橋台パラペット部の挙動は、3辺支持の版的な挙動を示し、衝突速度が2.5m/sec, 3.0m/secにおけるパラペット天端と基部の最大変位の差は、パラペットの高さの約1/150以上になることが確認できた。橋台の許容変位を、天端と基部の相対変位で設定した照査を行う場合には、同様の詳細解析が必要であると考えられる。
- (2) 衝突速度を増加するに伴い、最大衝撃力および衝撃力継続時間が増加する傾向になった。また、今回の解析対象橋梁において、最大衝撃力はA2橋台の死荷重反力である約4400kNの5.0～13.0倍に達することがわかった。
- (3) 橋台コンクリートの引張りひずみに着目して損傷度の照査を行ったところ、衝突速度1.0m/secの場合はパラペット基部にのみひび割れを伴う損傷が見受けられたが、衝突速度3.0m/secの場合はパラペット全体、橋台底部、さらにウィングにまで損傷の拡がり確認でき、橋台全体の破壊が危惧される結果となった。また、相当塑性ひずみに着目して損傷度の照査を行ったところ、衝突速度1.0m/secでは損傷がほとんど見られなかったが、衝突速度3.0m/secではパラペット底部に圧縮破壊を起こした要素がいくつか発生することが確認できた。
- (4) 桁端衝突現象の特性を表現するために、詳細解析により得られた結果を入力データとしたレオロジーモデ

表-3 最大衝撃力および力積に関する誤差

| 衝突速度(m/s) \ 判定項目 | 最大衝撃力 | 力積    |
|------------------|-------|-------|
| 1.0              | 2.97% | 2.47% |
| 1.5              | 0.03% | 7.57% |
| 2.0              | 0.93% | 3.90% |
| 2.5              | 0.58% | 2.49% |
| 3.0              | 0.50% | 9.20% |

ルを用いる手法を提案した。その結果、簡易に衝突ばね特性を表すレオロジー定数を算出することができ、その結果は骨組モデルによる全体系解析に対して有用であると考えられる。

- (5) 今回は一試算である詳細解析のデータを用いて衝突ばね特性を決定したが、今後、衝突条件および構造物諸元を変更した詳細解析を行い、それらのデータを用いた各レオロジー定数の決定方法を検討していく予定である。

#### 参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第1章橋梁，土木学会，1996。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編 2002。
- 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) 長靖朗：橋全体系の耐震補強検討事例，九州技法，No.38，pp.148-151，2006。
- 5) 矢部正明，武村浩志，川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響，構造工学論文集 Vol.43A，pp.781-791，1997。
- 6) 川島一彦，植原健治，庄司学，星恵津子：桁衝突および落橋防止装置の効果に関する模型振動実験および解析，土木学会論文集，No.703/I-59，pp.221-236，2002。
- 7) 土木学会：構造工学シリーズ 15，衝撃実験・解析の基礎と応用，pp.243-281，2004。
- 8) 大塚久哲，竹村太佐，田中智行，杣辰雄：有限要素法による鋼連続箱桁橋の桁端衝突解析，橋梁と基礎 Vol.36，No.12，pp.39-45，2002。
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編 2002。
- 10) 森山卓郎，濱本朋久，西本安志，石川信隆：PC橋の桁衝突における積層繊維補強ゴムの緩衝効果，土木学会第60回年次学術講演会，1-162，2005。
- 11) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する考察，土木学会論文報告集，第308号，pp.123-126，1981。
- 12) 山田嘉昭：有限要素法の基礎と応用シリーズ6 塑性・粘弾性，培風館，1998。

(2006年9月11日受付)