

## 論文 桁端衝突を受ける橋台の耐衝撃挙動に関する数値シミュレーション

小林 竜太<sup>\*1</sup>・岸 徳光<sup>\*2</sup>

**要旨：**本研究では、大規模地震時に桁端衝突を受ける橋台の弾塑性耐衝撃挙動を把握することを目的として、実橋を例にして桁端衝突速度を変化させた三次元弾塑性衝撃応答解析を実施した。また、橋台の耐衝撃挙動に及ぼすウィング部の影響に関する検討も行った。検討の結果、1) 桁端衝突を受ける橋台の耐衝撃挙動に与えるウィングの影響は大きく、ウィングは橋台の水平抵抗に大きく寄与していること、2) 橋台に作用する最大衝撃力は、上部構造重量の3～13倍に達する可能性があること、3) 橋桁が橋台に衝突する場合には、パラペット部のみならず堅壁基部やウィング壁部にも損傷が生じる可能性があること、等が明らかとなった。

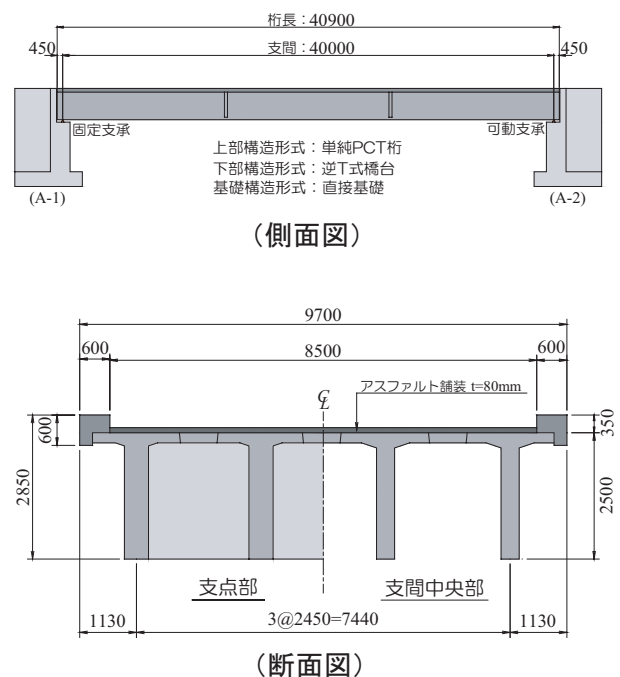
**キーワード：**桁端衝突、橋台、耐衝撃挙動、ウィング、弾塑性衝撃応答解析

## 1. はじめに

道路橋示方書・同解説 V【耐震設計編】<sup>1)</sup>では、新設橋梁の耐震設計においては、隣接する上部工同士あるいは上部工と橋台または上部工と橋脚の段違い部が衝突しないように必要な遊間量を確保することを推奨している。これは、特に免震橋では衝突によって上部工の応答変位が拘束されることで想定する免震効果が得られない可能性があるためである。しかしながら、大規模地震動に対してこのような衝突が生じないように桁端部の遊間量を確保する場合には、伸縮装置の規模が大きくなるため不経済となることや、上部工に大変位を生じる可能性があることから下部工の損傷が顕在化することが懸念される。

そのため、近年では逆に遊間量を小さくして意図的に橋桁を橋台に衝突させ、橋台部の水平抵抗によって地震時の応答変位を低減させる耐震対策が提案されている。このような考え方は、既設橋梁の耐震補強に有効であるものと考えられ、上部工の応答変位を拘束することで橋脚補強を回避できること等が期待できる。このような考え方を採用するためには、衝突による桁端部や橋台部の損傷状態を予め適切に評価する必要がある。しかしながら、現在のところ橋台部の損傷状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、補強を含めた耐震設計においては未だ実現化されていない。

このような観点から、本研究では、桁端衝突を受ける橋台の弾塑性耐衝撃挙動を把握することを目的として、実橋を例にして桁端衝突速度を変化させた弾塑性衝撃応答解析を実施した。なお、本研究では橋台の耐衝撃挙動に及ぼす翼壁（以下、ウィング）部の影響に関する検討も行っている。数値解析は、橋桁、橋台、背面土および基礎地盤を三次元固体要素によって忠実に離散化した非線形有限要素法により実施した。なお、本数値解析には陽解法に基づく非線形衝撃応答解析用汎用コード LS-DYNA(Ver.971)<sup>2)</sup>を使用した。



図－1 本研究で対象とした橋梁の概要図

## 2. 解析対象橋梁の概要

図－1 には、本研究で対象とした橋梁の概要を示している。本研究では、両端を橋台で支持された単純桁橋を解析対象とした。本橋梁は、実橋を例に支間 40.0 m、総幅員 9.7 m で、橋軸方向に固定あるいは可動の支承条件を有する斜角を持たない直線橋である。上部構造は桁長 40.9 m、桁高 2.5 m、桁本数 4 本から成るポストテンション方式による PCT 桁、下部構造は安定した岩盤に支持された直接基礎を有する逆 T 式の鉄筋コンクリート製橋台である。本研究では可動支承側の A-2 橋台への桁端衝突を想定することとし、A-1 橋台には着目しないこととした。A-2 橋台の基本形状寸法は、全高 8.0 m、フーチング

\*1 室蘭工業大学大学院 工学研究科博士後期課程 建設工学専攻 修(工) (正会員)

\*2 室蘭工業大学大学院教授 工学研究科 ぐらし環境系領域 工博 (正会員)

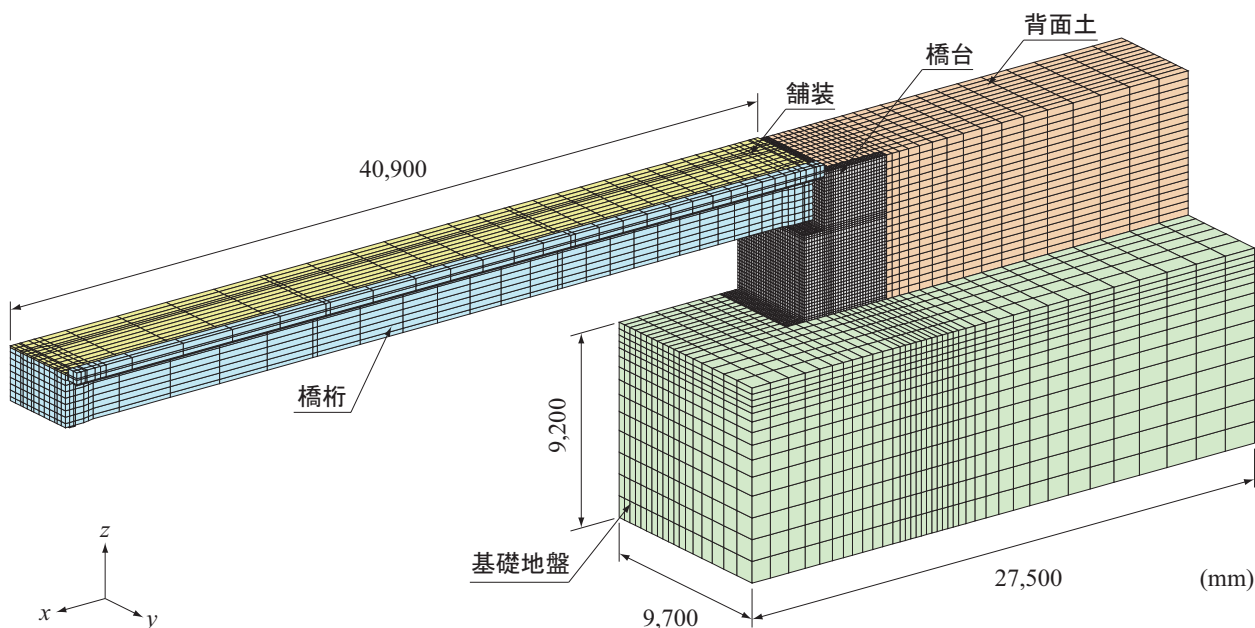


図-2(a) 有限要素モデル全体（ウィング有りの場合）

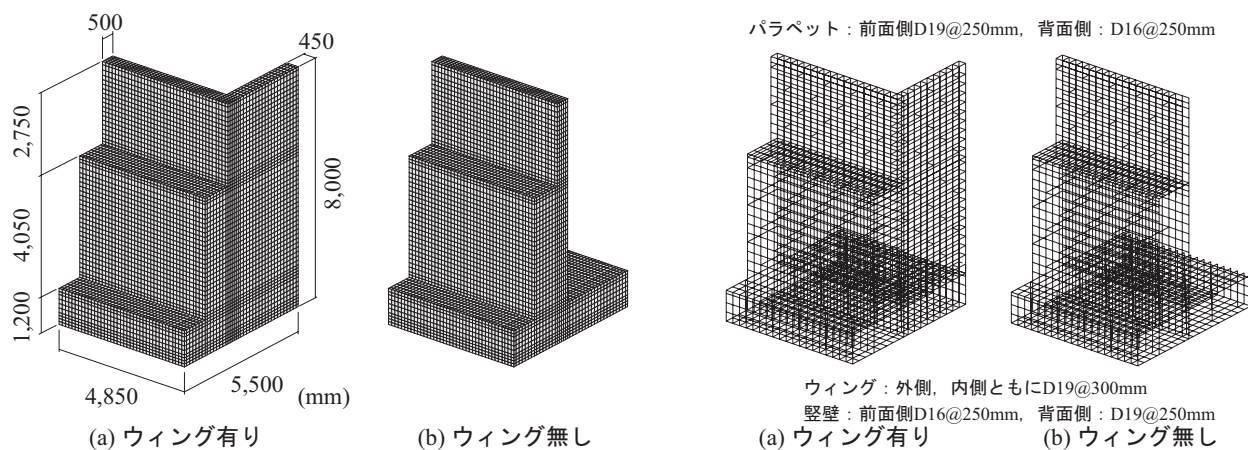


図-2(b) 橋台部の有限要素モデル（左図：コンクリート要素，右図：鉄筋要素）

幅 5.5 m であり，胸壁（以下，パラペット）および側壁タイプのウィングの部材厚はそれぞれ 0.5 m，0.45 m である。

### 3. 数値解析の概要

#### 3.1 非線形衝撃応答解析コード

本数値解析に用いた構造解析プログラムは，解析手法に有限要素法を用いた非線形衝撃応答解析用汎用コード LS-DYNA(Ver.971) である。LS-DYNA は，構造物の大変形問題，衝突体と被衝突体との接触問題等の非線形問題を解析することが可能な有限要素法に基づいた解析コードである。なお，本解析コードでは，運動方程式が中心差分に基づく陽解法により時間積分され，その時間刻みは Courant 条件を満足するようにコード内で自動制御されている。その他の LS-DYNA に関する詳細は文献 2) に譲る。

#### 3.2 数値解析ケース

表-1 には，数値解析ケースを一覧にして示している。

表-1 数値解析ケース一覧

解析ケース	ウィングのモデル化	衝突速度 V(kine)
W-V50	有り	50
W-V100		100
W-V150		150
W-V200		200
NW-V50	無し	50
NW-V100		100
NW-V150		150
NW-V200		200

本数値解析では，既往の研究成果<sup>3)</sup>を参考にして，橋台に作用する桁端衝突速度  $V$  として 50，100，150，200 kine の 4 ケースを設定した。また，桁端衝突を受ける橋台の耐衝撃挙動に及ぼすウィング部の影響を把握するために，

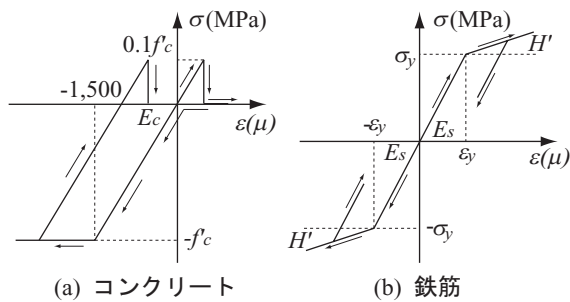


図-3 コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係

ウィングを考慮する場合と考慮しない場合の2ケースを設定した。従って、本数値解析では衝突速度とウィングのモデル化の有無をパラメータとした計8ケースの衝撃応答解析を実施している。

### 3.3 数値解析モデル

図-2には、本数値解析に用いた有限要素モデルを示している。本数値解析では、橋桁、橋台、背面土および基礎地盤を三次元的に忠実にモデル化し、構造および荷重条件の対称性を考慮して橋軸直角方向に2等分した1/2対称モデルとした。基礎地盤として、橋台の側面および前面側にはフーチング幅を、背面側にはフーチング幅の3倍の領域を考慮した。橋台背面土に関しても、基礎地盤と同様に奥行き方向にフーチング幅の3倍の領域を考慮した。但し、背面土の盛りこぼし部に関してはモデル化を行っていない。なお、本検討では、支承および伸縮装置が破壊した後の状態を想定していることから、それらはモデル化しないものとした。有限要素モデルの総節点数および総要素数は、ウィングおよび背面土を考慮したモデルでそれぞれ65,000、67,000程度である。

各要素に適用した有限要素タイプは、コンクリート、背面土、基礎地盤および舗装要素には8節点固体要素を、橋台内部の鉄筋には軸剛性、断面積、重量が等価な2節点梁要素を用いた。なお、要素の積分点数はいずれの有限要素に対しても1点積分とした。境界条件は、基礎地盤底面の各節点の全自由度を拘束し、支承部に相当する橋桁の各節点は鉛直方向変位成分を拘束した。また、対称境界面にはシンメトリー条件を与えた。基礎地盤の側面および背面土の橋軸方向端部の境界面には、桁端衝突によって生じる応力波の反射を防止するために無反射境界を定義している。橋桁と橋台パラペットおよび橋台と背面土の要素間には、桁衝突による要素間の相互作用を考慮するためにペナルティー法に基づいた面と面の接触・剥離を伴う滑りを考慮した接触面を定義した。但し、本数値解析では摩擦による影響は考慮していない。なお、基礎地盤とフーチングの要素間は完全結合を仮定している。

橋台への衝突荷重は、前述のように支承および伸縮装置が破壊した後の状態を想定していることから、橋桁端部を橋台パラペット面に接触させた状態で橋桁の全節点

表-2 数値解析に用いた各材料の力学的特性値

材料	密度 $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	弾性係数 $E$ (GPa)	ポアソン比 $\nu$
コンクリート (橋台)	2,345	31.0	0.20
コンクリート (橋桁)	2,498	23.5	0.20
鉄筋	7,850	200.0	0.20
アスファルト舗装	2,294	10.0	0.35
背面土	1,937	0.028	0.45
基礎地盤	2,200	0.50	0.40

に所定の衝突速度を初速度として付加することにより作用させることとした。数値解析は、自重载荷および橋台堅壁頂部に上部工死荷重反力相当の軸圧縮力载荷による初期応力状態を再現した後に、衝撃応答解析を実施することとした。なお、本研究では定性的な耐衝撃挙動を検討することとし、系の減衰効果は考慮していない。

### 3.4 材料物性モデル

図-3には、本数値解析で用いたコンクリートおよび鉄筋の等価一軸応力-ひずみ関係を示している。コンクリート要素に用いた物性モデルは、圧縮領域に関しては折線近似によるバイリニア型の相当応力-相当ひずみ関係を定義し、相当ひずみが1,500 $\mu$ に到達した段階で降伏するものとし、降伏値には圧縮強度( $f'_c = 21.0$  MPa)を仮定した。一方、引張領域に関しては引張強度に達した段階で引張応力を伝達しないテンションカットオフモデルを定義した。引張強度は、著者等のこれまでの研究成果<sup>4)</sup>を考慮して圧縮強度の1/10と仮定した。なお、降伏の判定にはDrucker-Pragerの降伏基準を適用している。

鉄筋要素に用いた物性モデルは、降伏後の塑性硬化係数 $H'$ を考慮したバイリニア型の等方弾塑性体モデルを設定した。降伏強度は $\sigma_y = 345$  MPa、塑性硬化係数 $H'$ (2次勾配)は弾性係数の1/100を仮定している。降伏の判定にはvon Misesの降伏基準を適用した。なお、本数値解析では、橋台への衝突速度が最大でも200 kineと小さいことから、ひずみ速度効果は考慮しないこととした。

衝突部の橋桁要素に関しては、橋台の耐衝撃性を設計的に安全側で評価するために弾性体と仮定し、かつ補強筋も配置していない。

背面土要素に関しては、N値10程度の砂質土を想定し、弾性係数 $E_0$ は道路橋示方書・同解説IV【下部構造編】5)による $E_0 = 2.8$  N (MPa)、一軸圧縮強度 $q_u$ はTerzaghi and Peckの式 $q_u = N/80$  (MPa)を用いて算定し、簡易的にバイリニア型の弾塑性体としてモデル化を行った。また、基礎地盤要素に関しては弾性体モデルとし、文献5)を参考にして軟岩相当の物性値を与えている。表-2には、本数値解析で仮定した各材料の力学的特性値を示している。



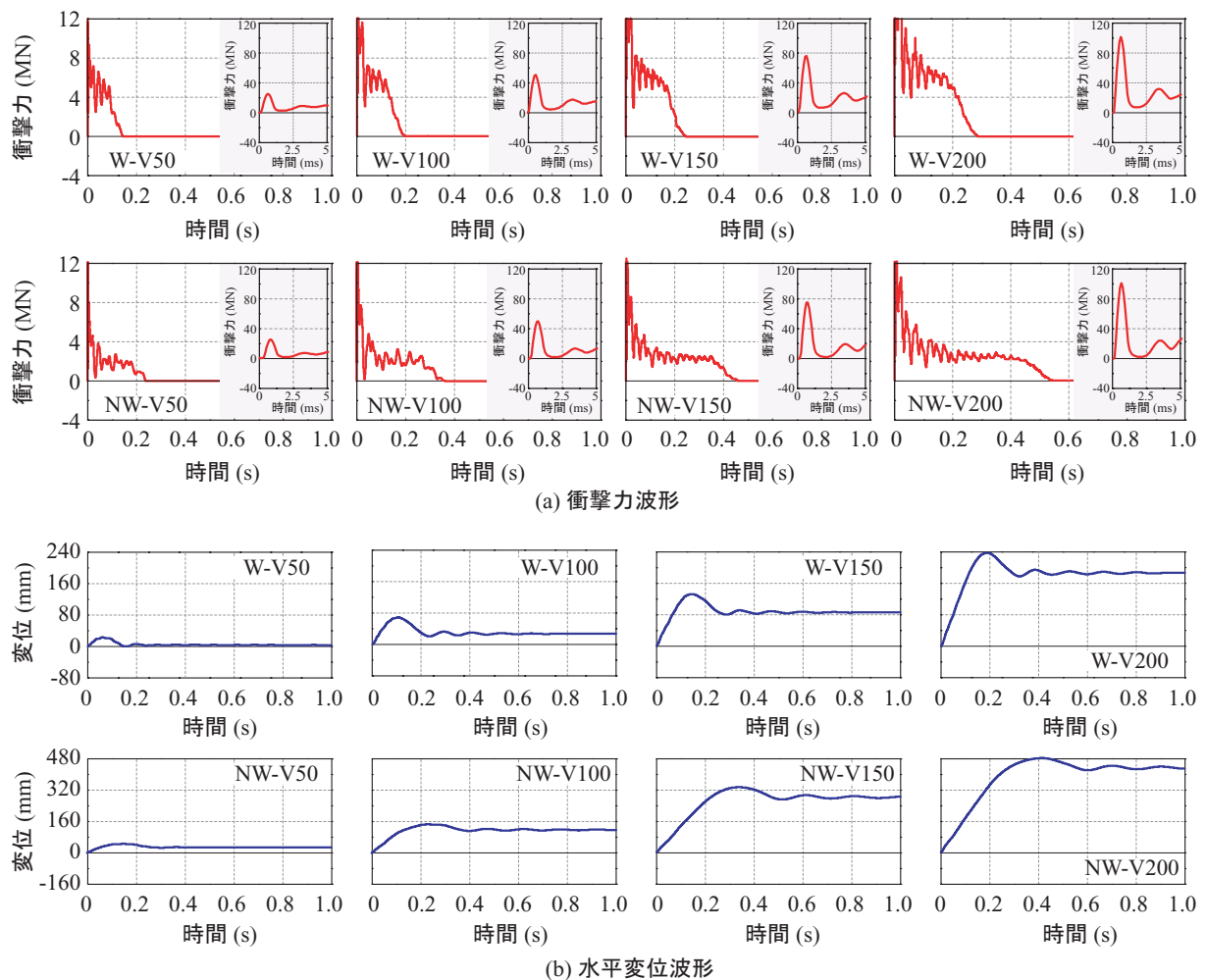


図-4 桁端部における全衝撃力波形およびパラペット天端の水平変位波形

#### 4. 数値解析結果および考察

##### 4.1 衝撃力応答および変位応答

図-4 には、桁端部に発生する全衝撃力波形およびパラペット天端の水平変位波形を示している。

なお、衝撃力波形に関しては、衝突初期に発生する最大値や波動継続時間の比較を容易にするために時間軸を拡大した場合についても図示している。図より、衝撃力波形に着目すると、いずれのケースにおいても衝撃力は桁端衝突時点から急激に励起して最大値を示し、その後はウィング有り (W-V<sub>n</sub>) の場合には 5 MN 程度まで減少し、衝突速度の増加に対応して 0.1~0.3 s 程度まで荷重が継続し除荷に至っている。一方、ウィング無し (NW-V<sub>n</sub>) の場合には、最大値に到達以降は数 MN まで著しく減少し、0.2~0.6 s 経過の後に除荷に至っている。これより、全衝撃力の波動継続時間は、ウィング無しの場合にはウィング有りの場合と比較して 2 倍程度長くなっていることが確認できる。

パラペット天端の水平変位波形に着目すると、ウィング有りの場合には、衝突速度の増加に対応して 0.06~0.2 s 程度で最大値を示し、その後は残留変位成分を含む減衰自由振動に移行していることが分かる。一方、ウィン

グ無しの場合にはウィング有りの場合と比較して、応答波形性状は類似しているものの、最大応答変位は 2 倍以上大きく、かつ最大変位発生時刻も 2 倍程度遅くなっている。これは、ウィング有りの場合にはパラペットが堅壁とウィングに拘束されることで 3 辺固定 1 辺自由版に類似した挙動を示すが、ウィング無しの場合には 1 辺固定他 3 辺自由版としての挙動を呈するためと推察される。

図-5 (a) には桁端部における最大衝撃力と衝突速度の関係を、図-5 (b), (c) にはそれぞれパラペット天端の最大変位および残留変位と衝突速度の関係を示している。図より、最大衝撃力は衝突速度の増加に伴って直線的に増加し、かつウィングの有無の影響は小さいことが分かる。また、最大衝撃力は衝突速度  $V = 50$  kine の場合で 25.0 MN 程度、衝突速度  $V = 200$  kine の場合で 100 MN 程度である。従って、本研究で対象とした橋桁の全重量が約 7.7 MN であることから、桁端衝突によって橋台に作用する最大衝撃力は、本橋の場合には上部構造全重量の約 3~13 倍にまで達する可能性があることが示唆された。

一方、橋台パラペット天端の水平変位は、最大衝撃力と同様に衝突速度の増加に対応して大きくなる傾向を示すが、前述のようにウィング無しの場合にはウィング有りの

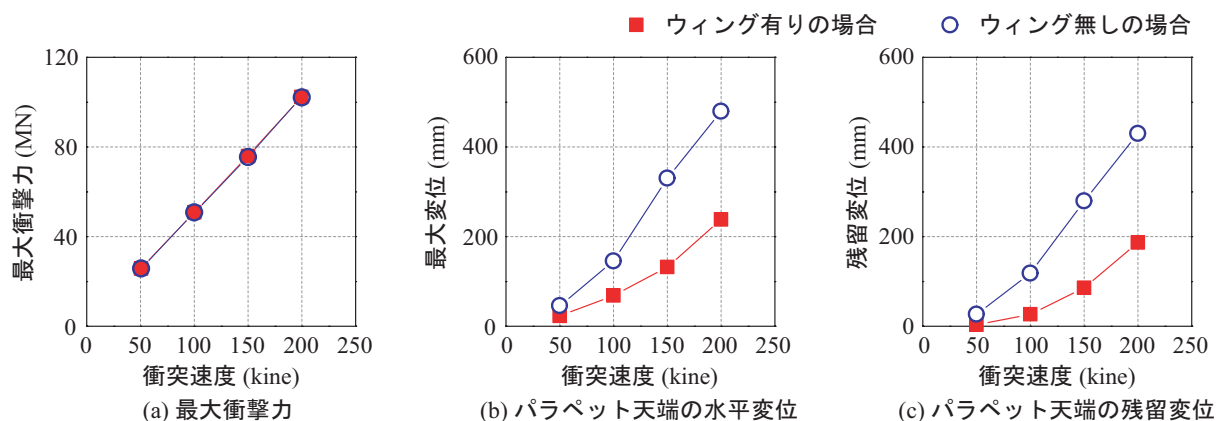


図-5 最大衝撃力および応答変位と衝突速度の関係

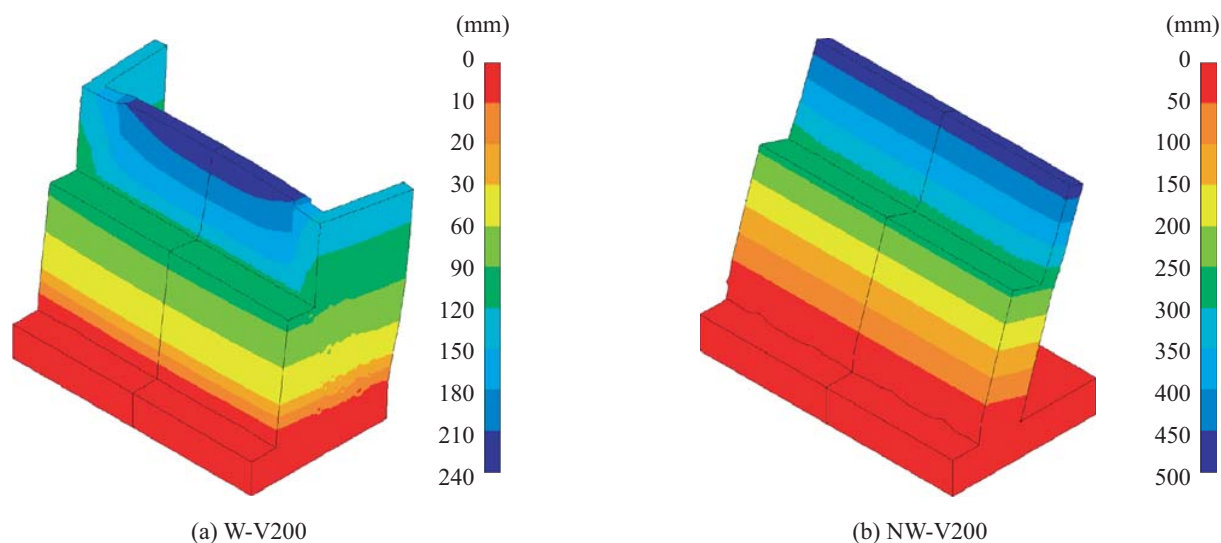


図-6 最大応答変位時における橋台の水平変位分布 (衝突速度  $V = 200$  kine)

場合と比較して2倍以上の最大変位および残留変位が生じていることが分かる。これより、最大衝撃力に与えるウィングの影響は小さいものの、最大変位や残留変位に与える影響は極めて大きいことが明らかとなった。なお、ウィング有りの場合においても衝突速度が $V = 100$  kine時点でパラペット基部の引張側鉄筋が全て降伏状態に至っていることを確認している。また、残留変位は衝突速度が $V = 100$  kineの場合で約100 mm、 $V = 200$  kineの場合で約200 mmの非常に大きな値となっている。

図-6には、衝突速度を $V = 200$  kineとした場合の最大応答変位時点における橋台の水平変位分布を示している。なお、図中の変形倍率は5倍に設定して示している。図より、ウィング無しの場合には片持ち版のよう曲げの変形状を示している。一方、ウィング有りの場合には、前述のようにパラペット部が3辺固定1辺自由版に類似した変形状を呈していることが確認できる。

#### 4.2 橋台のひび割れ分布性状

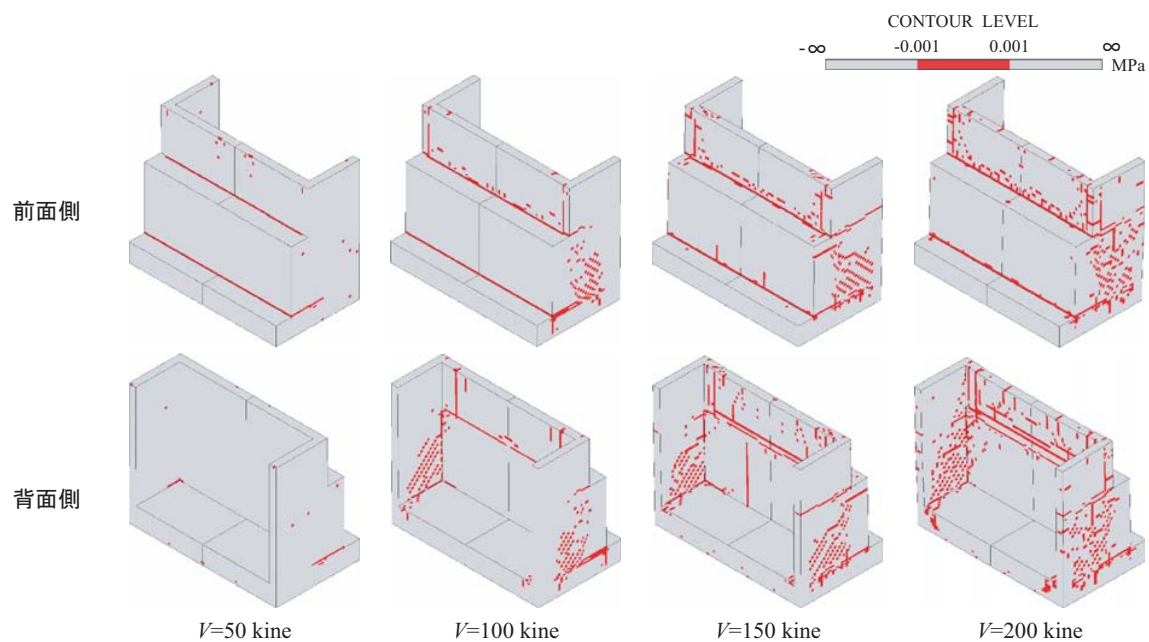
図-7には、最大応答変位時における橋台の最大主応力に関する等色分布を示している。図中、赤色で着色された領域は、最大主応力がカットオフされた零近傍応力(±

0.001MPa)状態を強調して示しており、ひび割れの発生領域が明瞭に示されるように設定している。なお、等色図は橋台の対称境界面に対して左右に展開して示している。図より、いずれのケースにおいてもパラペット基部および堅壁基部近傍において水平方向の曲げひび割れが発生している。特にウィング有りの場合には、衝突速度が $V = 100$  kineを超えた時点よりウィング壁部で斜め下方に進展するせん断ひび割れが発生していることが確認できる。また、衝突速度が $V = 100$  kineを超えるケースの場合には、パラペット前面基部に発生したひび割れがウィングの有無に関わらず背面にまで及んでいることから、パラペットは大きく損傷しているものと推察される。

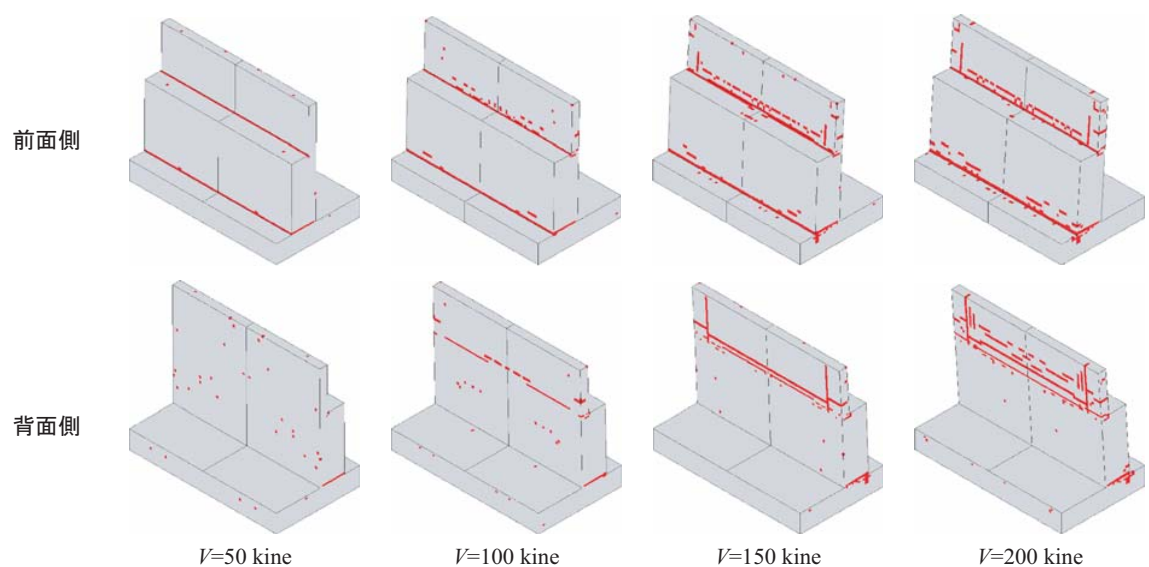
#### 5. まとめ

本研究では、桁端衝突を受ける橋台の耐衝撃挙動を把握することを目的として、実橋を例にして桁端衝突速度を変化させた三次元弾塑性衝撃応答解析を実施した。

なお、本研究では橋台の耐衝撃挙動に与えるウィング部の影響に関する検討も併せて行った。本研究の範囲内で得られた知見を要約すると、以下の通りである。



(a) ウィング有りの場合



(b) ウィング無しの場合

図-7 最大応答変位時における橋台のひび割れ分布性状

- 1) 桁端衝突を受ける橋台の耐衝撃挙動に与えるウィングの影響は大きく、桁端衝突荷重に対する橋台の水平抵抗に大きく寄与している。
- 2) 桁端衝突によって橋台に作用する最大衝撃力は、上部構造重量の3～13倍に達する可能性がある。
- 3) 橋桁が橋台パラペット部に衝突する場合には、パラペットのみならず、堅壁基部やウィング壁部にも損傷を生じる可能性がある。
- 2) John O.Hallquist : LS-DYNA User's Manual, Livermore Software Technology Corporation, 2006.3.
- 3) 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.1219-1225, 2007.3.
- 4) 岸 徳光, 三上 浩, 松岡 健一, 安藤 智啓 : 静載荷時に曲げ破壊が卓越する RC 梁の弾塑性衝撃応答解析, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.215-233, 1999.4.

#### 参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V【耐震設計編】, 2002.3.
- 5) 社団法人日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 IV【下部構造編】, 2002.3.