

# 論文 新潟県中越地震で被災を受けた橋梁の桁衝突解析

宮 藺 雅裕\*1・幸左 賢二\*2・濱本 朋久\*3・猪熊 康夫\*4

**要旨**：本研究では、新潟県中越地震により被災した橋梁の中で、桁衝突による被害が顕著であった橋梁を対象に、詳細な被害分析を行うことで、桁衝突解析特有の数値解析モデルを設定し、損傷シミュレーションを試みた。桁衝突解析の結果、橋台の水平変位拘束効果により上部構造の水平変位が、橋台抵抗を考慮しない場合の 1/3 程度に抑制され、さらに橋脚の最大応答も低減することで、損傷が低減されたことを示した。

**キーワード**：損傷分析, 損傷メカニズム, 桁衝突, 段落し, 動的応答解析

## 1. はじめに

新潟県中越地震は、道路橋を始めとして数多くの構造物に多大な被害をもたらした。被災事例の中で、修正震度法で設計された既設橋梁は桁遊間量が小さいため、大規模地震時に桁衝突が生じて橋台にめり込むような損傷の事例が報告されている<sup>1)</sup>。また、桁衝突に関する研究は数多く行われてきたが、実際に被災した橋梁を対象に各部位の損傷分析を詳細に行い、桁衝突解析による損傷メカニズムの評価を目的とした研究は極めて少ない。そこで本研究では、新潟県中越地震により被災した橋梁の中で、桁衝突による被害が顕著であった橋梁を対象として、各部位に対して詳細な損傷分析を行った。次に、桁衝突解析特有の数値解析モデルを設定することで、非線形時刻歴応答解析を行い、損傷シミュレーションを試みた。

## 2. 対象橋梁および被害状況

### 2.1 対象橋梁

対象橋梁は、図-1 に示すような河川を渡河する PC3 径間連続箱桁橋であり、中間支点部の桁高 5.0m、幅員 11.65m、スパン割りは 62.4m + 90.0m + 55.4m = 207.8m である。また、A1 橋台の高さ 24.186m、パラペット高さ 3.302m、パラペット厚さ 0.800m となっており 8 室の隔壁を有する構造である。P1、P2 橋脚の形状は、単柱式矩形断面であり、高さはそれぞれ 16.930m、18.230m となっている。P3 橋脚は隣接のホロー桁橋と掛け違いになっており、高さ 16.000m である。支承条件については、P1 橋脚が固定、その他の橋脚は可動である。一方、被害状況は図-1 の①～⑥に示すように、上部構造桁端部、橋台、橋脚、支承の各部材において損傷が確認された。

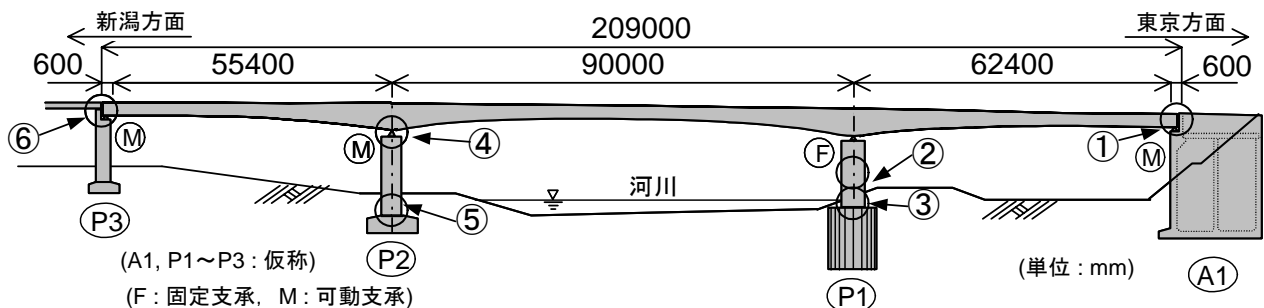


図-1 対象橋梁側面図

\*1 九州工業大学 工学部 建設社会工学科 (正会員)  
 \*2 九州工業大学 工学部 建設社会工学科 Ph.D. (正会員)  
 \*3 パシフィックコンサルタンツ株式会社 (正会員)  
 \*4 中日本高速道路株式会社 中日本移行本部建設技術部 (正会員)

## 2.2 橋台の被害状況

A1 橋台の被害状況は、写真-1(a)に示すように桁端部がパラペットに衝突した痕跡が確認された。また、パラペット前面では写真-1(b)に示すように、かぶりコンクリートの剥離や、最大 20mm のめり込みに伴うひび割れ（最大ひび割れ幅 8mm）が生じている。左右の両ウイングについては、パラペット基部からほぼ水平にひび割れが生じている。一方、橋台の背面では写真-2に示すように、パラペット基部は桁衝突によりせん断ひび割れが背面まで貫通している。また、ウイングでは隅角部から 45 度方向のせん断ひび割れが見られることから、桁衝突時にウイングの抵抗が大きく影響していることが分かる。以上のことから、桁衝突時に橋台は、パラペット基部およびウイングの隔壁を有する断面が変化している箇所沿着って抵抗すると考えられ、図-2に示すような想定抵抗面を推定したところ、抵抗面積は 44.8m<sup>2</sup> 程度となる。なお、実損傷では、図に示すように、ウイング中央部でひび割れが止まっており、想定抵抗面積の半分程度であることから、実際の橋台パラペットのせん断耐力には、まだ余裕があるものと考えられる。

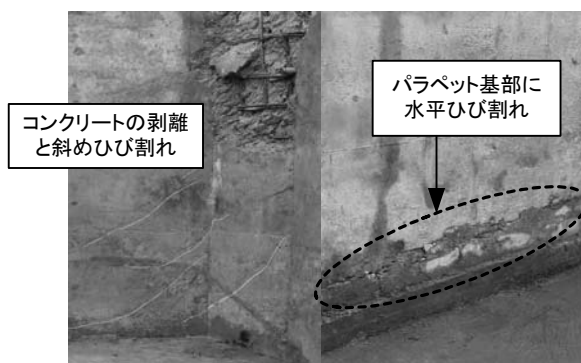
## 2.3 橋脚の被害状況

P1 橋脚の形状と被害状況を図-3に示す。本橋脚の被害状況は、橋脚中央部で平均幅 8mm、最大 14mm の斜めひび割れが確認された。このひび割れは橋脚天端から約 6.5m の位置にあり、この位置は図に示すように、軸方向鉄筋が 2.5 段、2 段、1 段と段落しされており、帯鉄筋の配置間隔も基部に比べて広がっている。このことから、主鉄筋量および帯鉄筋量の減少により段落し部のせん断抵抗が他の箇所比べて小さいために、せん断損傷に至ったと考えられる。さらに、橋脚下端の掘削調査結果では、柱基部での曲げ損傷も確認された。また、P3 橋脚は隣接ホロー桁との掛け違い橋脚であり、桁端部が段違い部に衝突したため、隣接桁を支持する段違い部の付け根付近に平均幅 5mm のせん断ひび割れが生じていた。



(a)パラペット部 (b)可動支承部

写真-1 A1 橋台パラペットと支承の損傷状況



(a)パラペット背面 (b)ウイング背面

写真-2 パラペット背面の損傷状況

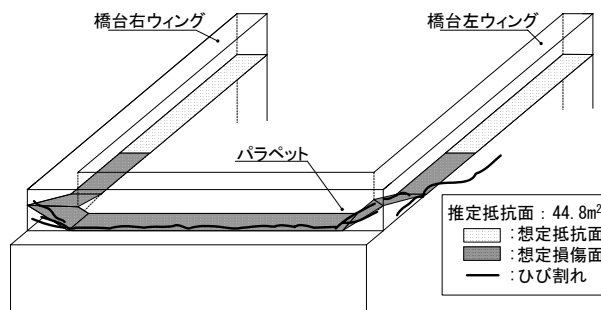
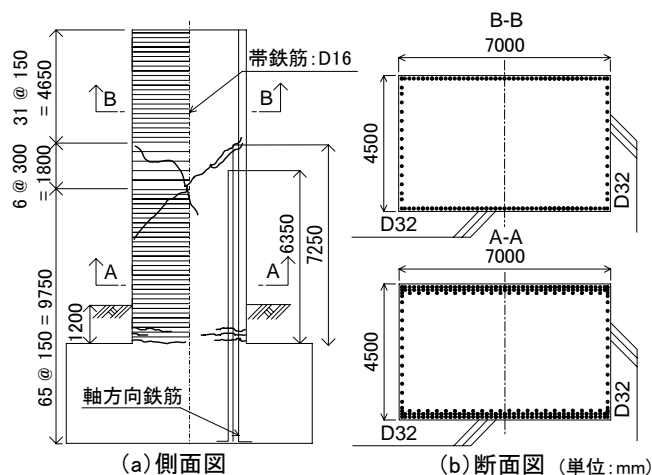


図-2 橋台の損傷状況と推定破壊面



(a)側面図

(b)断面図 (単位:mm)

図-3 P1 橋脚形状と損傷状況

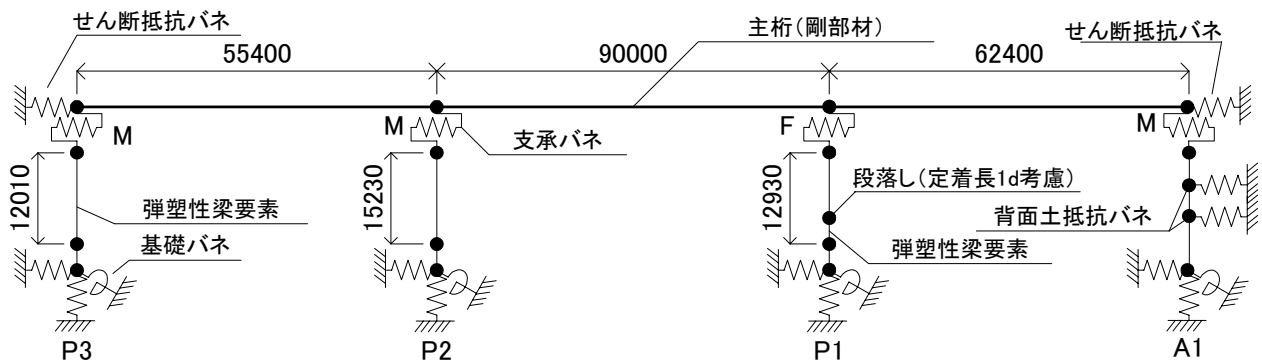


図-4 解析フレームモデル

## 2.4 支承の被害状況

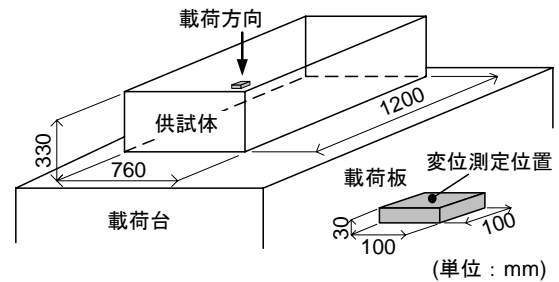
A1 支承の被害状況を写真-1 (b) に示す。これによると、可動ローラーが設計移動可能量 60mm を越えて離脱防止用のカバーに衝突後、脱落していることが確認された。また、P2、P3 支承についても同様に、ローラーの脱落、連結板およびサイドブロックの破損が確認された。さらに P3 支承ではローラーの脱落によって桁が 100mm 程度沈下していることも確認された。なお、固定条件である P1 橋脚の鋼製ピン支承に関しては損傷が確認されなかった。

## 3. 解析条件

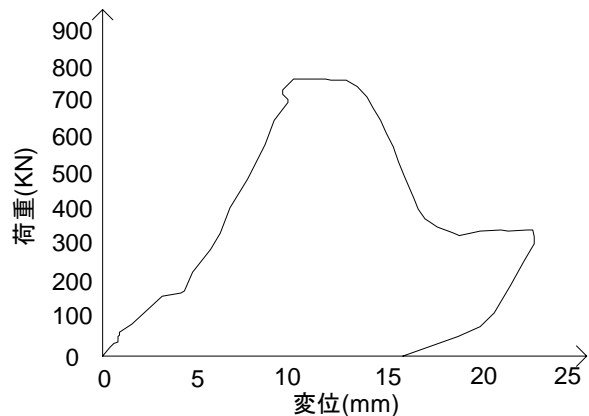
### 3.1 解析モデル

解析モデルは図-4 に示すように、橋梁全体系の 2 次元フレームモデルを用いている。なお、本来なら地震時に隣接桁の位相差による桁間衝突の影響を考える必要があるが、本検討では A1 橋台の水平変位抑制効果の検証に着目しているため、隣接橋との衝突の影響は考慮していない。

各モデルの設定方法は、各橋脚は弾塑性はり要素としており、曲げの非線形特性は、ひび割れを考慮したトリリニア型の武田モデル（剛性低下率  $\gamma=0.4$ ）を用いている。また、P1 橋脚の段落し部の曲げ非線形特性については、軸方向鉄筋長さを実長から橋脚断面の短辺長短くしたものとして算出している。なお、P1 橋脚では段落し部においてせん断ひび割れが発生しているが、ひび割れが橋脚の裏側に貫通するまでには至っていないため、最大せん断耐力に達していないと考え、今回は曲げ先行破壊型で評価するモデルを設定している。また、A1 橋台は弾性はり要素、主桁および基礎は剛部材とし、支承、



(a) 供試体および載荷板形状



(b) 押し抜きせん断実験の荷重-変位関係

図-5 既往の実験結果

背面土、基礎は線形バネ要素としている。支承条件は、橋軸直角方向、鉛直方向および固定支承を有する P1 橋脚の橋軸方向を固定とした。

### 3.2 桁衝突のモデル化

橋台パラペットのモデル化は、図-2 で示したような桁衝突時のパラペットの想定抵抗面を考慮して設定する。せん断抵抗力およびせん断抵抗バネについては、図-5 に示すような、既往の局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の押し抜きせん断実験結果<sup>2)</sup>より設定した。実験結果よりせん断抵抗バネ ( $0.07\text{MN}/\text{mm}^2$ ) を求め、実被害の抵抗面積が 570 倍となることを考慮し、パラペットのせん断バネ  $39.8\text{MN}/\text{mm}^2$  と設定した。なお、パラペットの実被害がせん

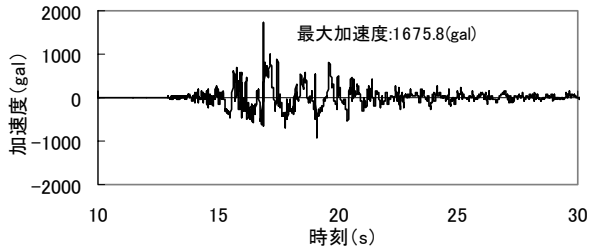


図-6 入力地震波形

断破壊まで至っていないことから、パラペットのせん断抵抗バネは、背面土の受動抵抗を考慮していない。一方、P3 橋脚のせん断抵抗バネは、段違い部で衝突の痕跡が確認されていることから、段違い部の想定抵抗面積を算出し、A1 橋台のパラペットと同様の手法で設定した。その結果、段違い部のせん断バネは 10.1MN/mm となっている。

### 3.3 解析手法

入力地震動波形は、気象庁川口町川口(E-W)波形の主要動を含む 20 秒間を橋軸方向に入力した。図-6 に入力地震波形を示す。地震応答解析における数値積分にはニューマークの  $\beta$  法 ( $\beta=1/4$ ) を用い、積分時間間隔は解の収束性と桁の応答加速度の精度を向上させるため、 $\Delta t=1/20000$  秒としている。また、各非線形部材の履歴減衰の他に粘性減衰定数として、主桁および橋脚は 2%、基礎は 20%、橋台たて壁は 5%、橋台パラペット部と剛部材は 0% とし、橋全体の粘性減衰としてレーリー減衰を用いている。

### 3.4 解析ケース

解析ケースは図-7 に示すように、橋台パラペットのせん断抵抗バネのバネ定数をパラメータとして 2 ケース設定した。ここで、Case2 は標準ケースの 1/100 倍程度と非常に小さい抵抗バネを設定し、模擬的に桁衝突を考慮しないモデルとなっている。

## 4. 損傷評価

### 4.1 上部構造の応答結果

A1 橋台側の桁端部の時刻歴応答変位を図-8 に示す。なお、図中の負の方向は A1 橋台側、正の方向が P3 橋脚側としており、対象橋梁の遊間量は、A1 橋台側、P3 橋脚側ともに 0.09m

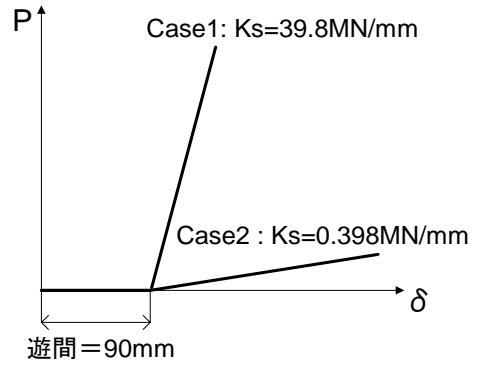


図-7 解析ケースとバネ定数

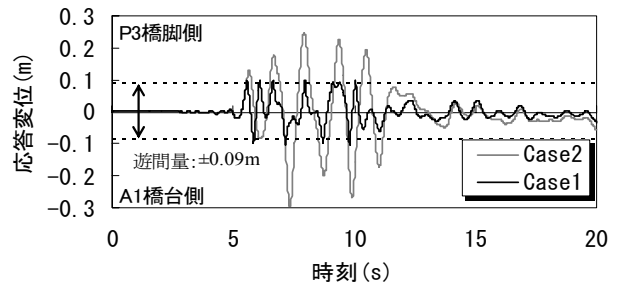


図-8 時刻歴応答変位 (主桁端部)

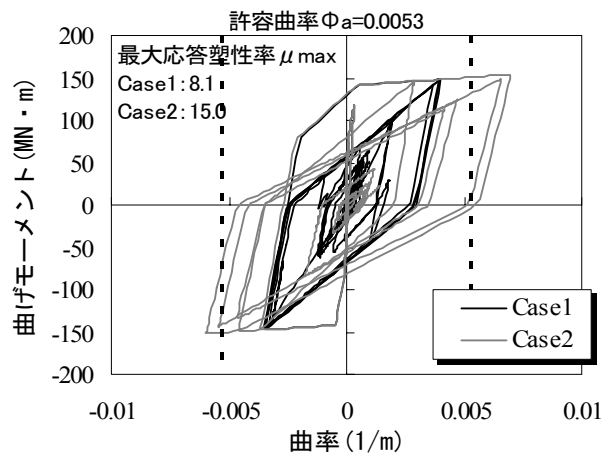


図-9 P1 橋脚段落し部の応答履歴

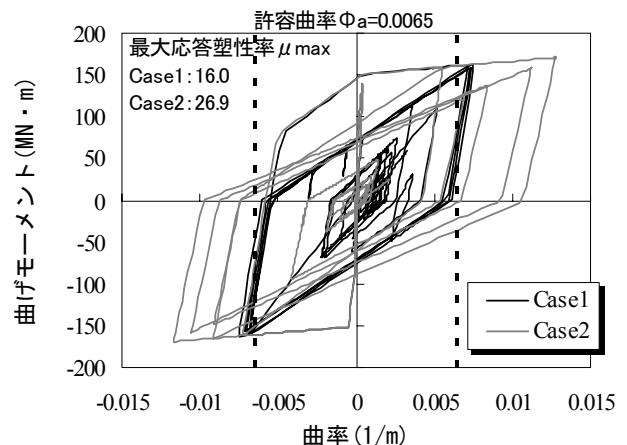


図-10 P1 橋脚基部の応答履歴

であるので、応答変位が 0.09m に達すると桁端部が衝突したことになる。従って、Case1 の場合は合計 4 回、A1 橋台に上部構造が衝突する結果となっている。なお、最大応答変位は 0.102m となっていることから、主桁端部が 0.01m 程度パラペットにめり込む結果となり、実損傷のめり込み量 0.02m と概ね一致する。また、Case1 では橋台部の抵抗特性を考慮しているため、Case2 と比較して上部構造の水平変位が 1/3 程度に抑制されることが確認できた。

#### 4.2 下部構造の応答結果

P1 橋脚の段落し部および基部における曲げモーメントー曲率関係を図-9, 10 にそれぞれ示す。図より、桁衝突の有無によらず、段落し部、基部ともに非線形状態となっていることが分かる。しかしながら、橋台パラペット部でのせん断抵抗を考慮すると、桁端部の水平変位が抑制されるため、橋脚基部の最大応答塑性率は 2/3 程度に、段落し部の最大応答塑性率は約半分程度に低減されていることが分かる。また、Case1 の場合は桁端部の応答変位が抑制される結果、橋脚基部の許容曲率は超えるものの、崩壊に至るような大きな損傷が生じなかったと考えられる。

#### 4.3 損傷メカニズムの推定

解析結果をもとに、Case1 の場合で対象橋梁の損傷メカニズムをタイムステップごとに追跡した。図-11 に損傷ステップ図を示す。なお、せん断損傷に関しては、4.4 節に後述する Priestley らの算定式で設定した抵抗値より判断している。まず、(a)のように 5.42 秒で P1 橋脚基部が非線形状態に達する。次に、5.49 秒では可動支承の移動可能量 0.06m に達するため支承が損傷する。その後は上部構造の水平変位が大きくなり、さらに変位が大きくなると、(b)のように 5.54 秒で P1 橋脚の段落し部でコンクリート負担分のせん断耐力に達することによりせん断ひび割れが生じる。その後、(c)のように、桁端部が A1 橋台に衝突する順序で損傷することとなる。以上より、写真-1 に示す桁衝突による損傷状況、図-3 に示す P1 橋脚の損傷状況が再現できた。

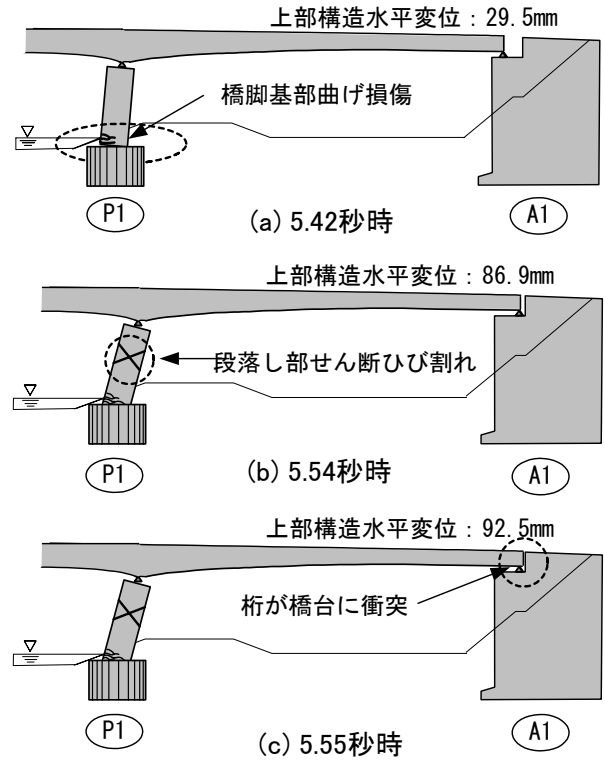


図-11 損傷ステップ図 (Case1)

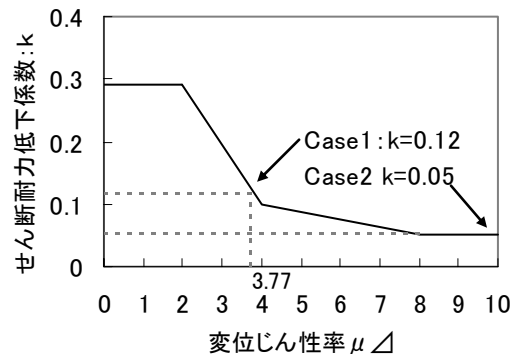


図-12 補正係数 k の決定方法

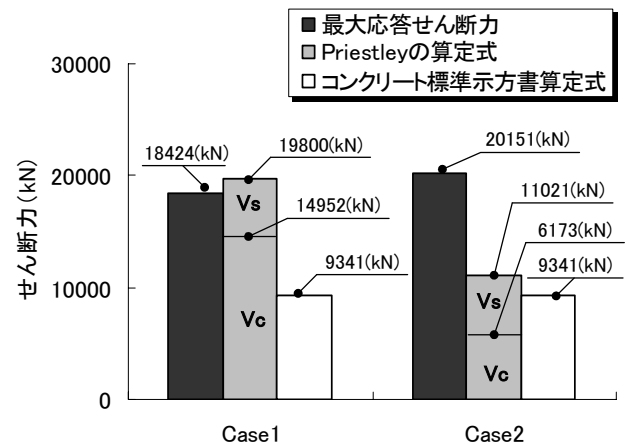


図-13 P1 橋脚段落し部の最大応答

#### 4.4 P1 橋脚段落し部のせん断損傷評価

せん断損傷した P1 橋脚の段落し部に作用する応答せん断力とせん断耐力との関係を検討した。せん断耐力の算出は、P1 橋脚の配筋図をもとにコンクリート標準示方書<sup>3)</sup>に示される棒部材のせん断耐力算定式と、じん性率によってせん断耐力が変化する Priestley ら<sup>4)</sup>のせん断耐力算定式の 2 通りから設定した。以下に Priestley らのせん断耐力算定方法を示す。

$$V = V_c + V_s \quad (1)$$

$$V_c = k \times \sqrt{f'_c} \times Ae \quad (2)$$

$$V_s = \frac{Av \times f_y \times D'}{s} \cot \theta \quad (3)$$

ここで、式 (2) に示す k は図-12 のように、橋脚のじん性率により決定する。P1 橋脚のじん性率は、Case1 では 3.7、Case2 では 10 以上となっており、k の値はそれぞれ 0.16、0.05 となる。

以上より、段落し部のせん断耐力は、Priestley らの算定式を用いると Case1 では 19800(kN)、Case2 では 11021(kN)、となり、コンクリート標準示方書ではそれぞれ 9341(kN) という値が得られた。

ここで、最大応答せん断力とせん断耐力の関係を図-13 に示す。まず、最大応答せん断力と、コンクリート標準示方書で算定したせん断耐力を比較すると、Case1、Case2 ともにせん断耐力を大きく超えて損傷する結果となる。次に、Priestley らの算定式で比較すると、Case1 では橋台抵抗を考慮することで、P1 橋脚の変位が抑制されるため、式(2)で算出したコンクリート負担分のせん断耐力は超過するものの、式(1)で算出したせん断耐力以内に収まる結果となっている。

一方、Case2 では、P1 橋脚のじん性率が大きくなることで、コンクリートが負担するせん断耐力が低下するため、応答せん断力がせん断耐力を超える結果となり、橋台抵抗を考慮しない場合は、実被害よりも損傷が拡大する可能性が高い。

以上のことから、橋台の抵抗を考慮することで、P1 橋脚の応答変位が低減され、最大で 10mm 程度の大きな斜めひび割れが生じるが、終局状態に至らなかったと考えられる。

#### 5. まとめ

本研究により得られた知見を、以下に示す。

- (1) 桁衝突解析による損傷分析の結果、橋台の拘束効果を考慮した場合は、上部構造の最大応答変位が桁衝突を考慮しない場合の 1/3 程度に低減されることが確認できた。
- (2) 橋脚基部が曲げ損傷し、次に P1 橋脚段落し部がせん断損傷しその後は上部構造の水平変位が増加することで、桁端部が橋台に衝突する順番で被災に至る結果をシミュレーションできた。
- (3) 桁衝突を考慮した場合は、P1 橋脚の最大応答が低減されるために、橋脚基部の許容曲率は超えるものの、最大応答塑性率が段落し部では 2/3 程度、基部では半分程度に低減されるため、崩壊に至るような大きな損傷が生じなかったと考えられる。
- (4) 桁衝突を考慮した Case1 では、橋脚段落し部の変位が低減されるため、応答せん断力がせん断耐力を超過せず大きなひび割れが入ったものの終局状態に至らなかったと考えられる。

#### 参考文献

- 1) 九州工業大学災害調査団：平成16年新潟県中越地震被害調査速報版，  
<http://www.civil.kyutech.ac.jp>
- 2) 幸左賢二，宮原みか子，閉上直浩，萩原隆朗：局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁端部の実験的検討，構造工学論文集，Vol.50A，pp.943-950，2004.3
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編，丸善株式会社，1996.6
- 4) M.J.N.Priestley, F.Seible, G.N.Calvi: SEISMIC DESIGN AND RETROFIT OF BRIDGES, 1998.4