

新潟県中越地震で被災を受けた橋梁の損傷分析

阿部 弘典¹・幸左 賢二²・濱本 朋久³・猪熊 康夫⁴

¹学生会員 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

²正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

³正会員 工修 パシフィックコンサルタンツ株式会社 九州本社技術部（〒819-0007 福岡市西区愛宕南1-1-7）

⁴正会員 工修 日本道路公団 中日本移行本部建設技術部（〒460-0003 名古屋市中区錦2-18-19）

1. はじめに

新潟県中越地震では、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が報告されている¹⁾。

桁衝突に関する研究は数多く行われてきたが、実際に被災を受け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を受けた橋梁の中で、桁衝突による被害が顕著であった橋梁を対象として、損傷メカニズムの評価を実施した。まず、被災を受けた構造物に対する1次調査報告²⁾をもとに、災害復旧工事まで数回にわたって調査した被災情報を反映することで、各部位に関してより詳細な損傷分析を行った。その後、桁衝突解析特有の数値解析モデルを設定し、橋台の水平変位抑制効果を検証する目的で、非線形動的解析によるケーススタディを実施し、損傷シミュレーションを試みた。

2. 構造緒元と被害状況

(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橋長209.0mの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、支間長は62.4m+90.0m+55.4m=207.8mである。また、A1橋台の形状は高さ24.186m、パラペット高さ3.302m、パラペット厚さは0.800mとなっており、8室の隔壁を有する構造である。橋脚の形状は、P1、P2橋脚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橋脚は隣接の中空床版と掛け違いになっており、高さ16.000mである。支承構造については、P1橋脚が固定、その他の橋脚は可動である。一方、損傷状況は図-1の①～⑥に示すように、主桁端部、橋台、橋脚、支承の各部材において損傷が確認された。

(2) 橋台の損傷状況

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)および図-2(b)

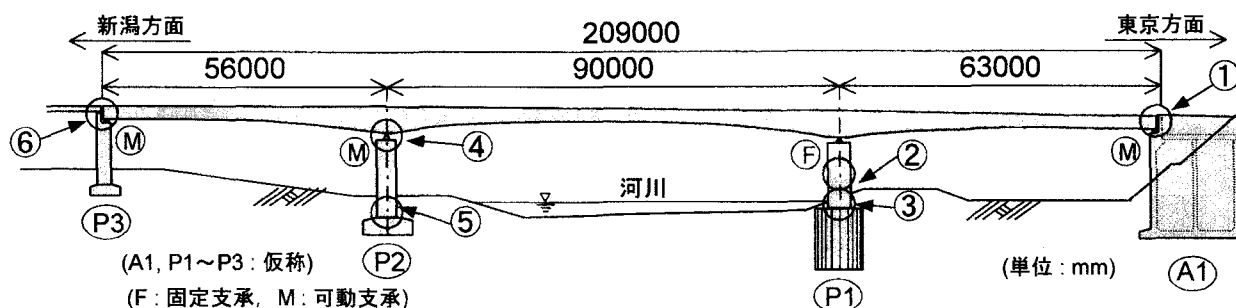
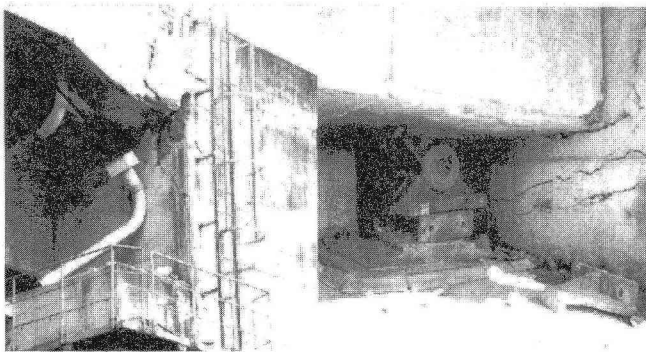
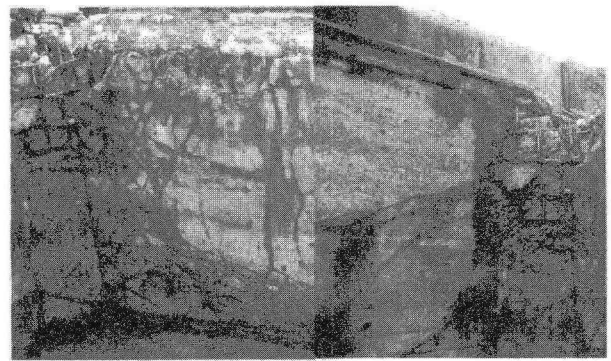


図-1 対象橋梁側面図



(a)パラペット部 (b)可動支承部

写真-1 A1 橋台パラペット部と支承部の損傷状況



(a)パラペット背面 (b)ウィング背面

写真-2 パラペット背面の損傷状況

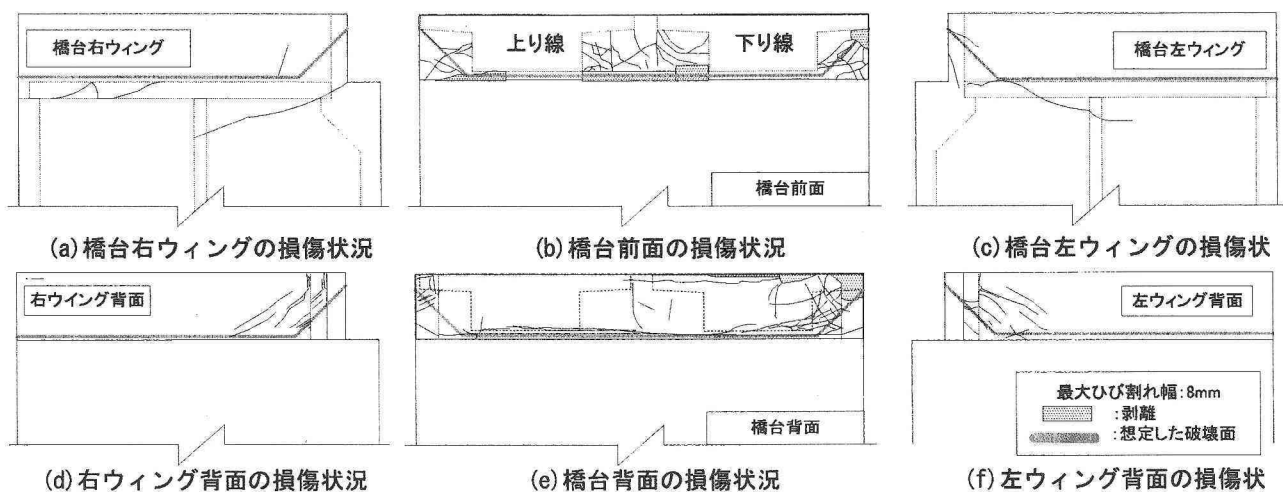


図-2 橋台の損傷状況

に示すように、かぶりコンクリートの剥離や、最大30mm程度めり込むようなひび割れ（最大ひび割れ幅8mm）が生じている。左右の両ウィングについては図-2(a), (c)に示すように、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、図-2(d), (e), (f)および写真-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ことが確認できる。また、ウィ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、桁衝突時にウィングの拘束効果が大きく影響していることがわかる。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ィングの隔壁を有する断面が変化している箇所に沿って抵抗するものと考えられ、図-3に示すような想定抵抗面を推定したところ、抵抗面積は44830966mm²程度となった。

(2) 橋脚の損傷状況

P1 橋脚の形状と被害状況を図-4に示す。本橋脚の被害状況は、橋脚中央部で平均幅8mmで、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の位置であり、この位置は軸方向鉄筋が2.5段、2段、1段と段落しされている

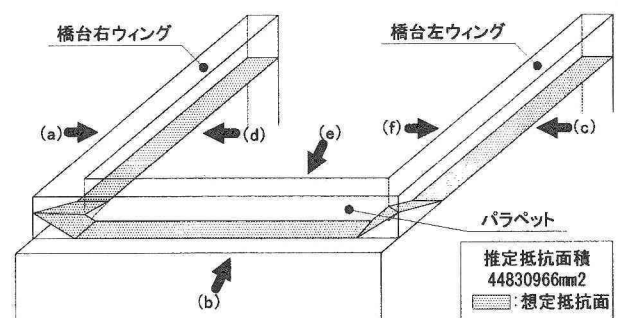


図-3 橋台の被害状況と推定抵抗面

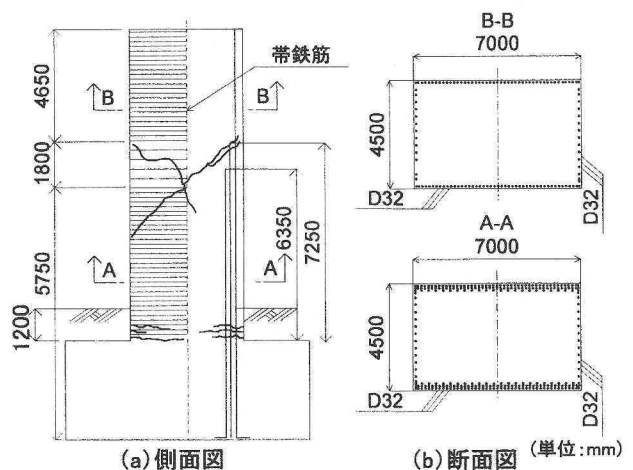


図-4 P1 橋脚形状と被害状況

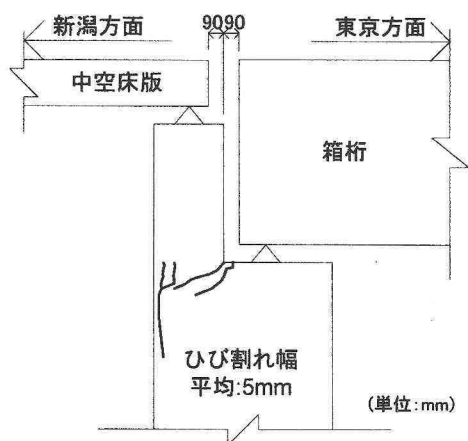


図-5 P3 掛け違い橋脚の損傷状況

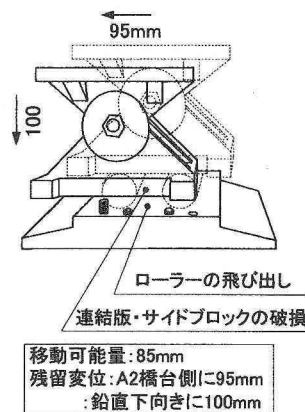
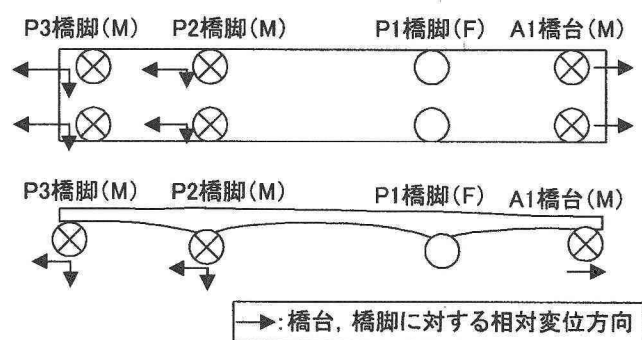
位置と一致している。このことから、段落しに伴う主鉄筋および帯鉄筋の鉄筋比率の低下が、せん断耐力の低下を招き、せん断損傷に至ったと考えられる。さらに、橋脚下端の掘削調査結果では、柱基部での曲げ損傷も確認された。なお、P2 橋脚の基部に関しても P1 橋脚基部と同様に、曲げ損傷が確認された。一方、P3 橋脚は隣接中空床版との掛け違い橋脚であるが、損傷状況は図-5 に示すように、上部構造端部が段違い部に衝突したため、隣接桁を支持する段違い部の付け根付近に平均幅 5mm のせん断ひび割れが生じていた。

(3) 支承の損傷状況

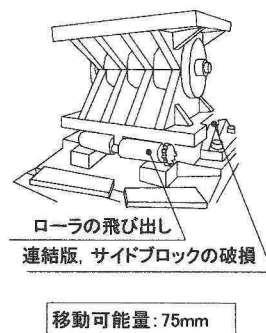
A1 支承の被害状況を写真-1(b)に示す。これによると、可動ローラーが設計移動可能量 60mm を越えて離脱防止用のカバーに衝突後、飛び出していることが確認された。また、サイドブロックの金具も脱落していることから、橋軸方向のみならず橋軸直角方向にも大きな慣性力が作用したものと考えられる。P2, P3 支承についても同様に、図-6(a), (b)に示すようなローラーの飛び出し、連結版およびサイドブロックの破損が確認された。また P3 支承ではローラーの飛び出しによって桁が 100mm 程度沈下していることも確認された。なお、固定支承である P1 橋脚の鋼製ピン支承に関しては損傷が確認されなかった。

(4) 伸縮装置の損傷状況

P3 橋脚側および A1 橋台側における鋼製の伸縮装置の被害状況を写真-3 に示す。伸縮装置の遊間は、コンクリート桁の温度変化や活荷重などによる桁端変位を考慮した遊間量 45mm となっており、修正震度法で設計された桁の遊間 90mm よりも少ない。よって、大規模地震時には桁の衝突よりも伸縮装置の衝突が先に発生する。P3 橋脚側の伸縮装置は写真

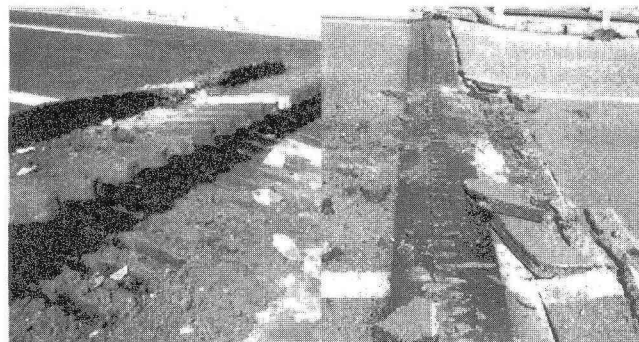


(a) P3 支承の損傷状況



(b) P2 支承の損傷状況

図-6 支承の被害状況



(a) P3 橋脚側

(b) A1 橋台側

写真-3 伸縮装置の損傷状況

-3(a)に示すように、衝突することでフィンガープレートが 170mm 程度めくり上がり、背面舗装が押し込まれている。これは、図-6(a)に示したように、支承部の可動ローラーが飛び出すことで主桁の沈下が生じたためと考えられる。一方、A1 橋台側では写真-3(b)に示すように、P3 橋脚側と同様に背面舗装が押し込まれているが、フィンガープレートの沈下は生じていない。

ここで、図-7 に伸縮装置の耐力について示す。図中には、フィンガープレートの座屈（損傷パターン A）と定着部の破損（損傷パターン B）の 2 通りの損傷形態について耐力を算出している。まず、損傷パターン A については、フィンガープレートを先

端が自由，根元が固定された柱として座屈耐力を算出した結果 29707 (kN) となる．一方，損傷パターン B については，伸縮装置設計の手引き³⁾から算出した結果 12213(kN)となる．したがって，桁衝突時には定着部の方が先に損傷すると考えられ，写真-3 の背面舗装がめくり上がる被害状況と一致する．

3. 地震応答解析

(1) 解析モデル

解析モデルは図-8 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が考える必要があるが，今回は A1 橋台の水平変位抑制効果の検証および損傷メカニズムの推定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道路橋示方書V耐震編⁴⁾(以降、道示耐震編と称する)に準じて，自重解析により求めた初期軸力を用いて，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 橋脚に関しては図-4 で示したように段落しがされているため，橋脚断面の短辺長を定着長として考慮して，曲げの非線形特性を算出している．図-9 に，P1 橋脚の段落し部および基部の M- ϕ 関係を示す．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，今回は曲げ耐力を評価するモデルを設定している．

一方，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，背面土，基礎はそれぞれ線形バネ要素としている．

(2) せん断抵抗バネのモデル化

橋台パラペットのモデル化は，図-3 で示したよ

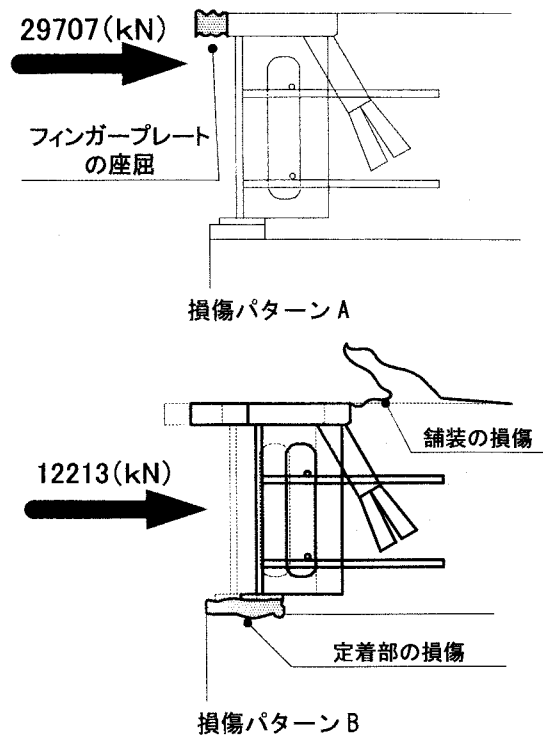


図-7 伸縮装置の損傷状況

うな桁衝突時のパラペットの想定破壊面を考慮して設定する．しかしながら，国内ではパラペットの破壊事例が少ない．そこで，パラペットのせん断耐力は，図-10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⁵⁾よりせん断抵抗バネを設定した．

既往の実験における供試体の破壊面積をもとに，A1橋台の想定破壊面積と比較すると，約570倍程度の耐力が期待できる．ただし，本来なら供試体の相似則を考慮する必要があるが，実験供試体の厚さがパラペット厚さと同等であるため，本検討ではパラペットのせん断耐力は破壊面積に比例すると考えた．以上より，パラペットのせん断耐力を216.2MNとし，パラペットのせん断バネを39.8MN/mmと設定した．なお，パラペットの実被害がせん断破壊まで至って

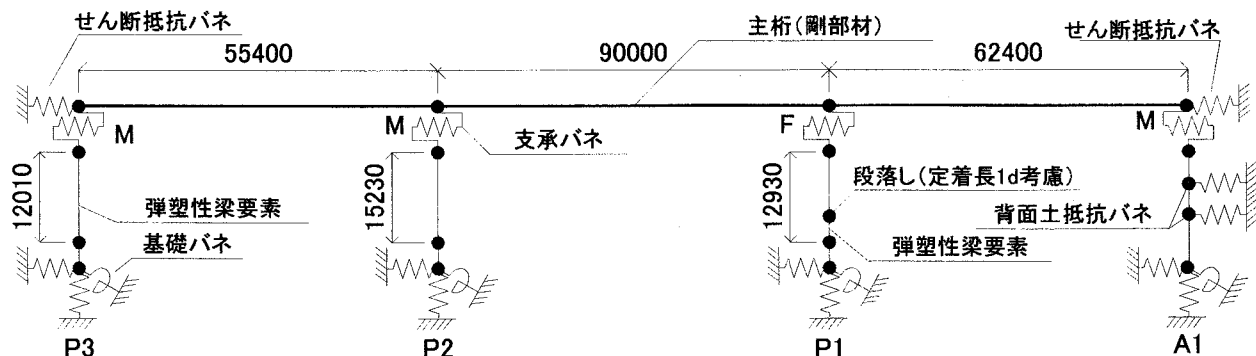


図-8 解析フレームモデル

いないことから、背面土の受働抵抗は考慮していない。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の初期剛性 K_0 は 10.1MN/mm となっている。

(3) 支承および伸縮装置のモデル化

可動支承の実被害として、図-6 で示したようにローラーの飛び出しやサイドブロックの破損が確認されているため、本来なら支承の応答変位が設計移動可能量に達すると、サイドブロックや連結版が抵抗するモデルを設定しなければならないが、これらの耐力はパラペットのせん断耐力に比べて小さいと考え、支持条件は鉛直方向のみを拘束している。一方、P1 橋脚の固定支承は損傷が確認されなかったことより、鉛直方向および水平方向を拘束している。

次に伸縮装置のモデル化は、図-7 で示したように伸縮装置の耐力は 12213.0kN 程度と考えることができるが、可動支承と同様にパラペット部のせん断耐力に比べて $1/20$ 程度と非常に小さいことから、本解析では伸縮装置の抵抗を考慮していない。

(4) 解析ケース

解析ケースは図-11 に示すように、橋台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。

(5) 解析手法

入力地震動波形は、新潟県中越地震時に川口町で観測された強震記録⁶⁾のうち、気象庁川口町川口(E-W)の波形を用いて、主要動を含む20秒間を橋軸方向に入力した。図-12に入力地震波形を、図-13に加速度応答スペクトルをそれぞれ示す。ここで、図-13には参考として、兵庫県南部地震で観測されたI種地盤の神戸海洋気象台のスペクトルを併記しているが、川口町の波形は海洋気象台に比べて、0.7秒以下の短周期帯で卓越することが分かる。また、地震応答解析における数値積分にはニューマークの β 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。

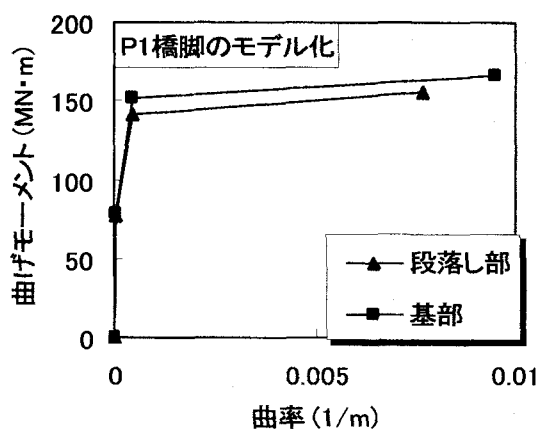
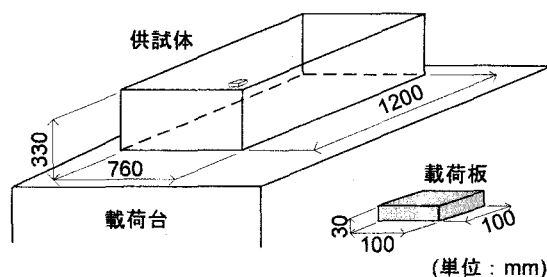
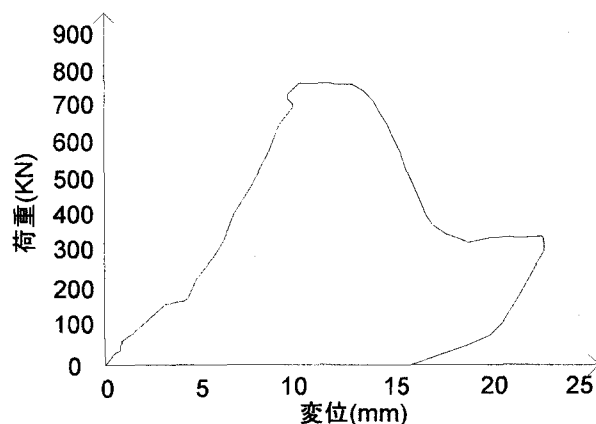


図-9 P1 橋脚骨格曲線



(a) 供試体および载荷板形状



(b) 押し抜きせん断実験の荷重-変位関係

図-10 既往の実験結果

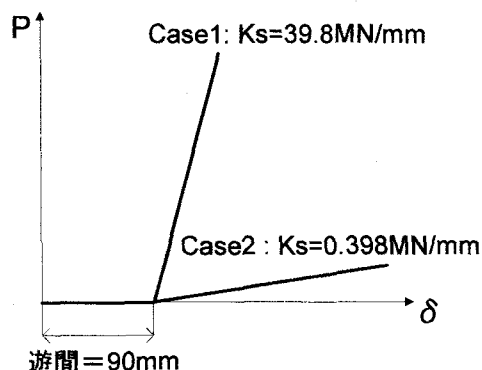


図-11 解析ケースとバネ定数

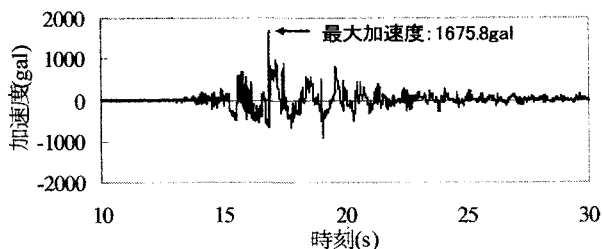


図-12 入力地震波形

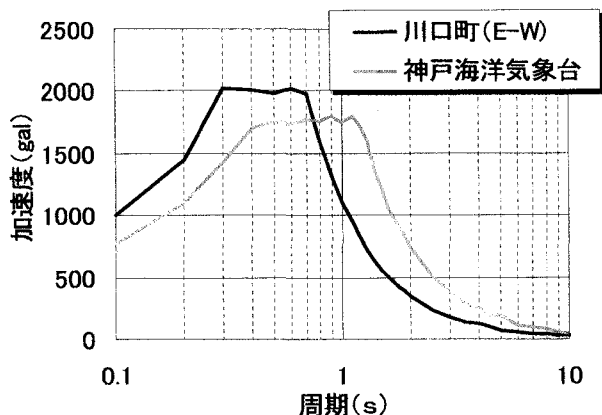


図-13 加速度応答スペクトル

4. 損傷評価

(1) 上部構造の応答結果

まず、A1 橋台側の主桁端部の時刻歴応答変位を図-14 に示す。なお、図中の負の方向は A1 橋台側、正の方向が P3 橋脚側となっている。また、対象橋梁の遊間量は、A1 橋台側、P3 橋脚側ともに 0.09m となっているので、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。したがって、Case1 の場合は合計 4 回、A1 橋台に主桁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、実損傷とほぼ一致する。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。

次に、A1 橋台上の可動支承の時刻歴応答変位を図-15 に示す。なお、支承の設計移動可能量は 120mm となっており、A1 橋台側には 60mm 移動可能となる。図より、Case1 および Case2 とともに移動可能量を超える応答変位が生じていることから、今回のような大規模地震動が作用した場合、橋台抵抗の有無によらず可動支承が損傷する結果となる。なお、今回は結果を示していないが、P2 橋脚上の支承の移動可能量が 75mm、P3 橋脚上における支承の移動可能量が 85mm となっており、A1 橋台上の可

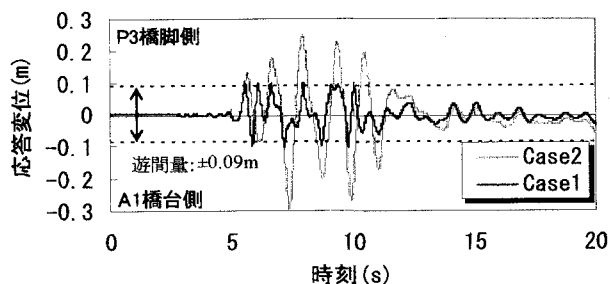


図-14 時刻歴応答変位（主桁端部）

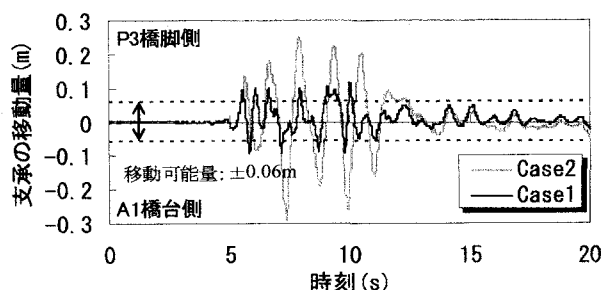


図-15 時刻歴応答変位（A1 橋台の可動支承）

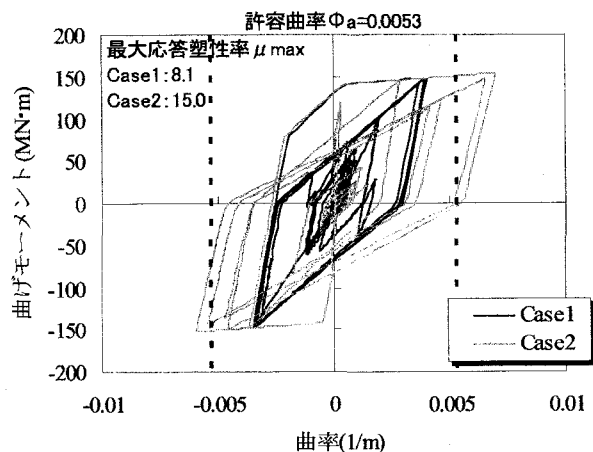


図-16 P1 橋脚段落し部の応答履歴

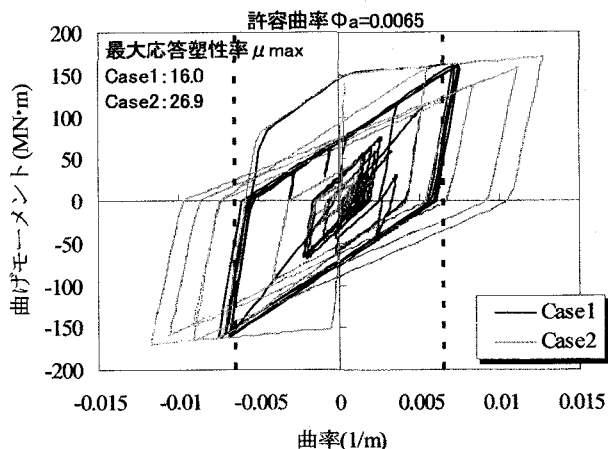


図-17 P1 橋脚基部の応答履歴

動支承の移動可能量に比べて大きくなっているが、桁遊間量に比べて小さいため、桁衝突する前に、A1、P2、P3の順に全ての可動支承が損傷する結果となる。

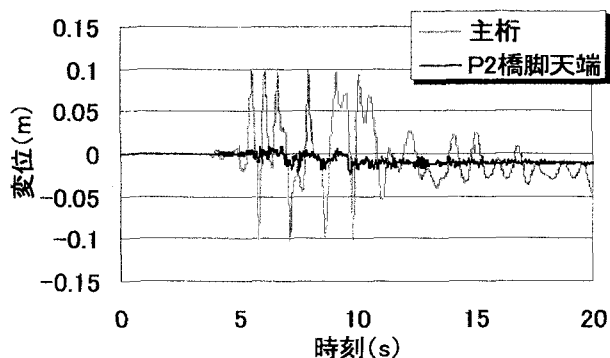


図-18 主桁とP2橋脚天端の時刻歴応答変位

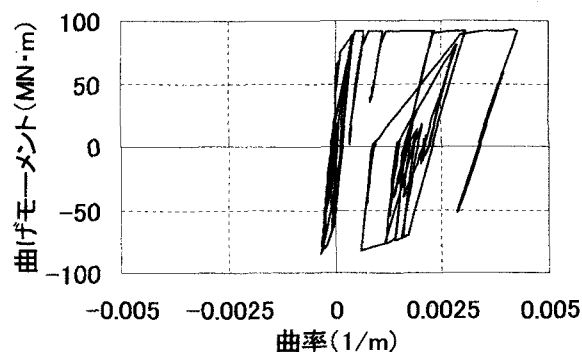


図-19 P2橋脚基部の応答履歴

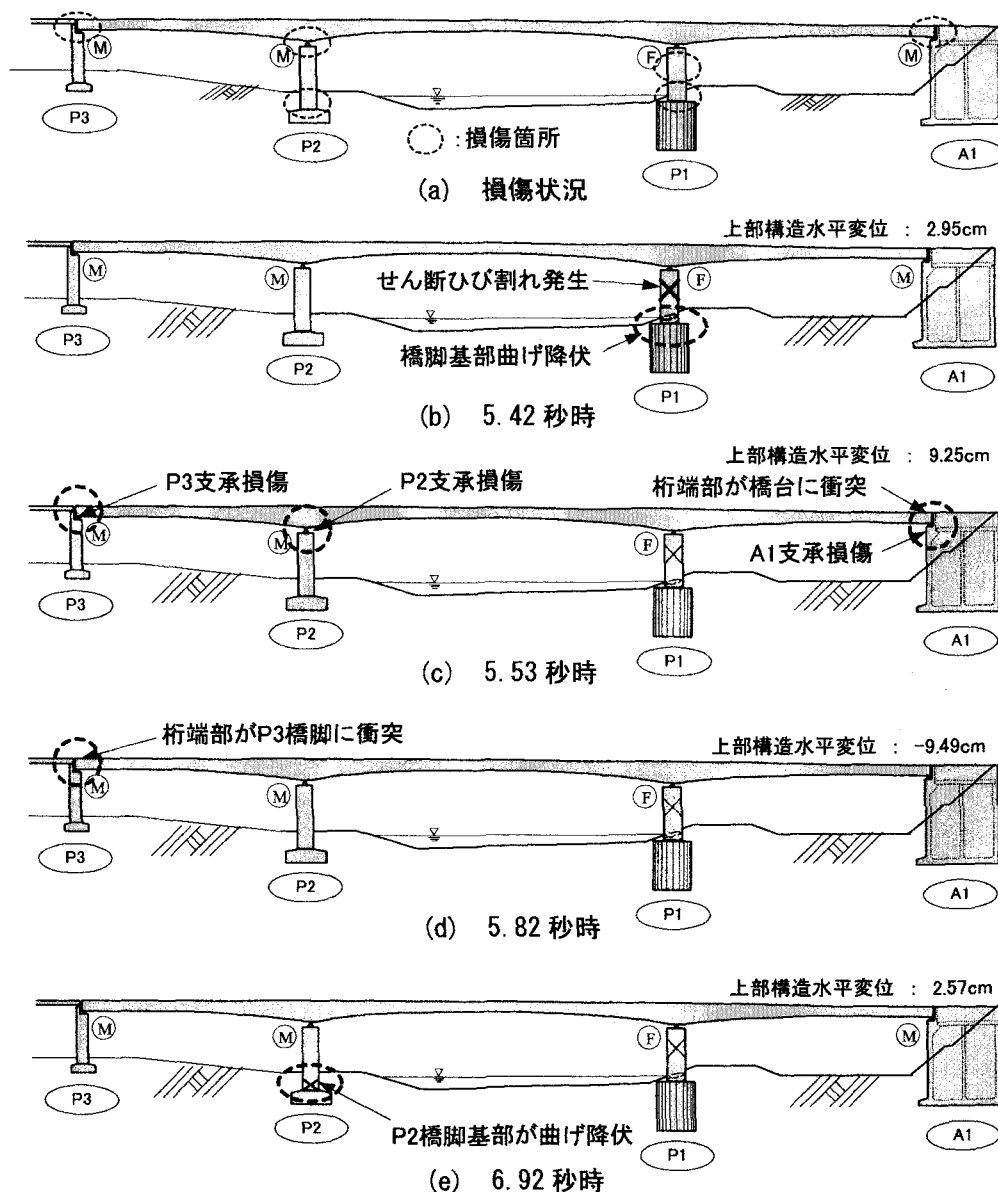


図-20 損傷ステップ図

(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応答履歴を、図-16、17 にそれぞれ示す。これによると橋台抵抗の有無に寄らず、段落し部、基部ともに降伏し、非線形状態となっていることが分かる。しかしながら、橋台抵抗を考慮することで主桁端部の水平

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 の場合は主桁端部の応答変位が最大でも 0.1m 程度に抑制される結果、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。同様に、段落し部のせん断損傷に関しても最大で 12mm 程度の大きな斜めひび割れが生じているが、主桁の水平変位が抑制された結果、P1 橋脚の変位が拘束され、終局にまで至らなかったと考えられる。

また、主桁と P2 橋脚天端の時刻歴応答変位を図-18 に示す。これによると、P2 橋脚は可動支承となっていることから、上部構造慣性力が伝達されないため、主桁と P2 橋脚はそれぞれ独立して振動しており、波形の周期も異なっている。また、P2 橋脚天端の最大応答変位は約 7 秒付近で生じており、残留変位も生じている。ここで、P2 橋脚基部の応答履歴を図-19 に示す。これによると、上部構造の慣性力が作用しないにもかかわらず、P2 橋脚基部は降伏し、非線形状態となっていることが分かる。これは、掘削調査で確認された被害状況と一致する。したがって、今回入力した、川口町の波形のような大規模地震が作用する場合、上部構造慣性力が作用しない橋脚に関しても損傷することとなる。

(3) 損傷メカニズムの推定

以上の解析結果をもとに、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-20 に損傷ステップ図を示す。

まず、(b)のように 5.42 秒で 2.95cm の上部構造水平変位が生じており、P1 橋脚の段落し部でせん断ひび割れおよび橋脚基部の曲げ降伏が生じる。なお、この時点ではその他の部材に損傷は生じていない。

その後、上部構造の水平変位が大きくなるにつれて A1、P2、P3 橋脚上の可動支承の順番で損傷し、5.53 秒では(c)のように、上部構造の水平変位が 9.25cm に達するため、桁端部が A1 橋台に衝突する。A1 橋台に桁衝突した後は、P3 橋脚側に水平変位が大きくなり、5.82 秒で(d)のように桁端部が P3 橋脚の段違い部に衝突する。

また、P2 橋脚は上部構造慣性力が作用せず、独立して振動するため、入力地震動の最大加速度が生じる付近の 6.82 秒時に、(e)のように橋脚基部が曲げ降伏する結果となる。

5. まとめ

橋台の水平抵抗を考慮した地震応答解析の結果から得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 桁衝突による損傷評価の結果、橋台の拘束効果を考慮した Case1 では、上部構造の最大応答変位は 10.2cm となり、Case2 の最大応答変位 29.5cm の約 1/3 程度に低減される。
- (2) 上部構造の水平変位が抑制されることで、P1 橋脚の最大応答も低減され、損傷は発生するが橋脚が倒壊するような被害には至らなかった可能性が高い。
- (3) 上部構造慣性力が作用しない P2 橋脚においても、今回のような大規模地震動が作用した場合、損傷が発生する可能性がある。
- (4) 本橋梁は、まず P1 橋脚が損傷し、その後は上部構造の水平変位が増加することで可動支承が次々と損傷し、最終的に桁端部が橋台に衝突する順番で被災に至る損傷形態であると考えられる。

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，山口栄輝，猪熊康夫，石橋忠良，田崎賢治：新潟県中越地震で被害を受けた橋梁等構造物の調査と分析，第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.943-950，2005.2
- 3) 日本橋梁建設業協会：鋼橋伸縮装置設計の手引き，株式会社，2005.4
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，耐震設計編，丸善株式会社，2002.3
- 5) 幸左賢二，宮原みか子，関上直浩，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
- 6) 気象庁：<http://www.seisvol.kishou.go.jp>