

橋台部で桁衝突が確認された橋梁の損傷分析

宮 蘭雅裕¹・幸左賢二²・小沼恵太郎³・濱本朋久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 小沼技術士事務所（〒814-0113 福岡市城南区田島2-26-52-1-201）

⁴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）

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、旧基準で設計された既設橋梁は、桁遊間量が現行の基準で設計された橋梁よりも小さいため、大規模地震時に主桁と橋台の衝突が発生し、めり込むような損傷が報告されている。

過年度の検討¹⁾では、桁衝突の痕跡が見られた対象橋梁下り線について地震応答解析を行った結果、主桁の応答変位、橋脚の塑性率の低減、および実損傷の発生を確認した。

一方、本橋上り線は、図-1に示すように橋梁の形式が下り線とほぼ同様にも関わらず、P1橋脚では異なる損傷を示した。そこで、本研究では、上下線の構造系式の違いがRC橋脚の損傷に与える影響を明

らかにすることを目的として、橋台抵抗を考慮した地震応答解析を行い損傷の発生原因の推定を行った。

2. 対象橋梁の概要と被害状況

(1) 対象橋梁

図-1 に対象橋梁の橋梁全体図と地震による損傷箇所を示す。本橋の上部構造は上下線ともにPC3径間連続箱桁であり、上り線は橋長185.0m、下り線は橋長209.0mとなっており、下り線は上り線よりも橋長が13%長い。

A1 橋台は上下線一体構造であり、高さ24.186m、パラペット高さ3.302m、パラペット厚さは0.800mである。P1、P2 橋脚は単柱式矩形断面であり、橋脚高さは、上り線はP1 橋脚12.5m、P2 橋脚14.6m、下り線はそれぞれ13.0m、15.3mである。P3 橋脚は、

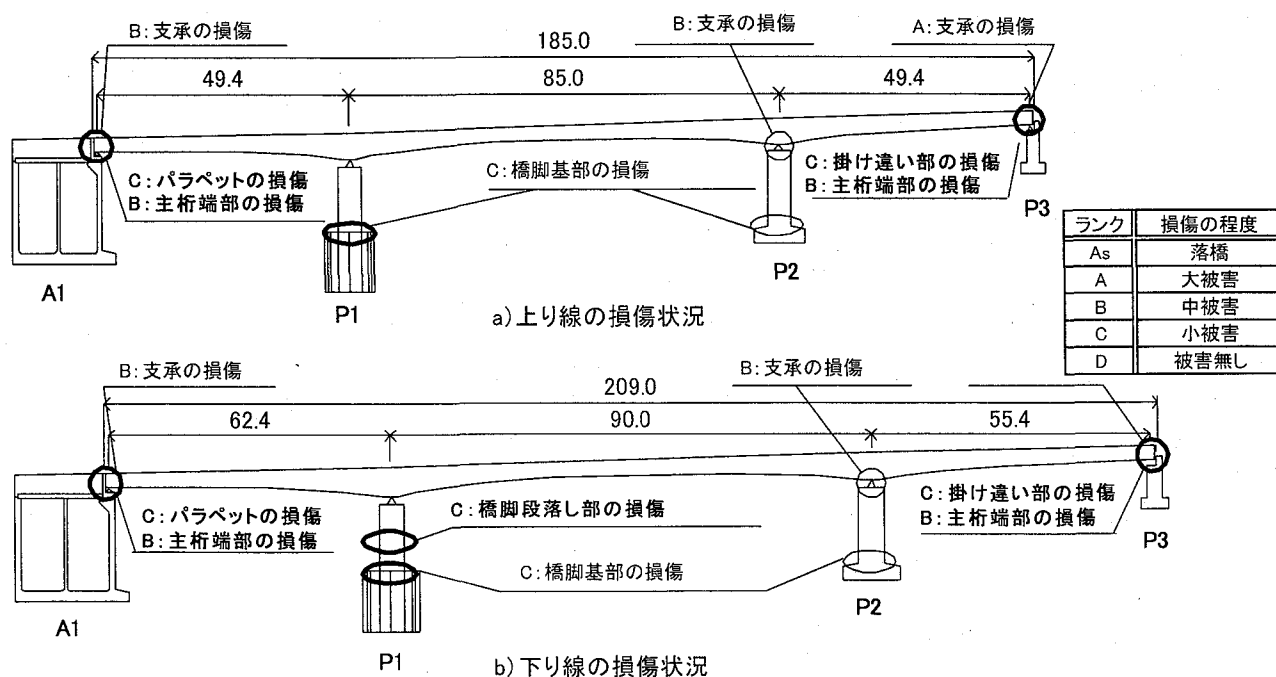


図-1 対象橋梁側面図及び損傷概要

隣接桁と掛け違いになっており、橋脚高さは、上り線は10.3m、下り線は18.0mである。

支承条件は、P1 橋脚は上下線共に鋼製のピン支承であり、橋軸方向の水平変位を固定している。その他の支承は可動のピンローラー支承である。

本橋の損傷状況を図-1に示す。本橋の損傷度は、道路震災対策便覧²⁾に基づき、耐荷力の低下に著しい影響を与える大きな損傷をAランク、中程度の損傷をBランク、小程度の損傷をCランクと区分した。

(2) 橋台の損傷状況

A1 橋台の被害状況を写真-1、図-2に示す。パラペット前面は写真-1、図-2a)に示すように、上り線は、最大3.0mmのひび割れが見られ、下り線は、最大8.0mmのひび割れ、主桁の最大30mmめり込みが見られた。パラペット背面は、図-2b)に示すように、下り線側にひび割れが多く生じていた。

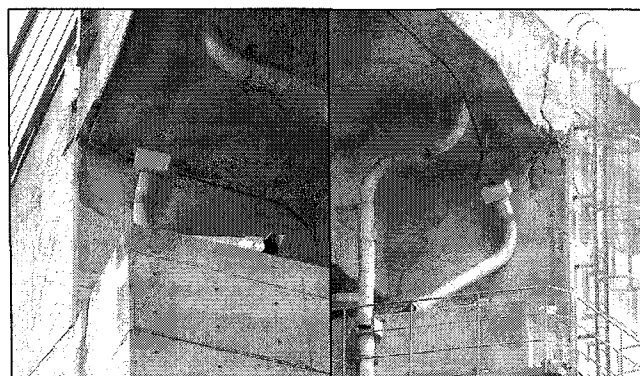
以上、最大ひび割れ幅、ひび割れ本数よりA1 橋台は、パラペット前面、背面ともに下り線側の損傷が大きく、桁が橋台に衝突する際の衝突力は下り線の方が大きいと考えられる。

(3) 橋脚の損傷状況

P1 橋脚の形状および損傷状況を図-3に示す。上下線のP1 橋脚の断面形状は4.5×7.0mと同様である。しかし、軸方向鉄筋の配筋本数が、上り線は、橋脚中央部で軸方向鉄筋が2段から1段に、下り線は2.5段から1段と異なった規模で段落しされている。橋脚中央部の損傷状況を見ると、上り線は損傷が見られなかったが、下り線は斜めひび割れが確認された。なお、斜めひび割れ発生位置は、軸方向鉄筋の段落し位置と一致する。橋脚基部の損傷は、上下線共に曲げひび割れが確認された。以上の損傷状況より、橋脚中央部の損傷は、下り線の方が大きな損傷であったこと、基部の損傷は、同様の損傷であったことが分かる。

(4) 支承の損傷状況

上り線A1 支承の損傷状況を図-4a)に示す。これによると可動ローラーが設計移動可能量0.06mを越えて離脱防止用のカバーに衝突後、2本あるローラーの1本が飛び出していた。また、サイドブロックの金具も破損していたことから、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。下り線A1 支承の損傷状況も同様にローラーの脱落、連結版およびサイドブロックの破損が確認された。P3 支承の損傷状況を図-4b)に示す。図より、可動ローラーの設計移動可能量0.085mを越



a) 上り線 b) 下り線

写真-1 A1 橋台損傷状況

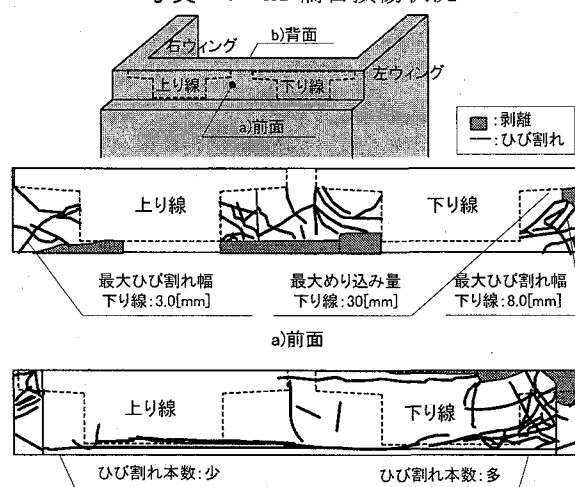


図-2 A1 橋台パラペット損傷状況

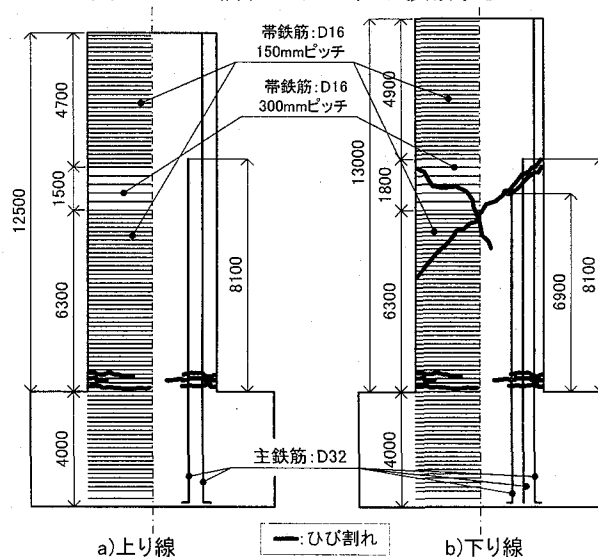


図-3 P1 橋脚形状と損傷状況

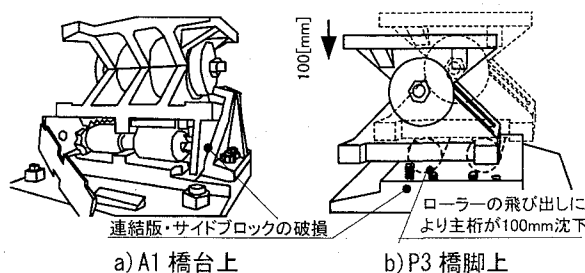


図-4 支承の損傷状況

える変位によるローラーの脱落、サイドブロックおよび連結板の破損が確認できる。P3 支承は、上下線共に可動ローラーが2本とも飛び出したため、主桁が0.1m程度沈下していた。なお、固定ピン支承であるP1 支承は、上下線共に損傷が確認されなかった。

(5) 伸縮装置の損傷状況

A1 橋台上の伸縮装置の被害状況を写真-2、図-5a)に示す。伸縮装置の設計遊間量は0.045mであり、橋台と主桁の遊間量0.09m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。ここで、伸縮装置には、①定着部の損傷、②伸縮装置背面の損傷、③溶接切れによる伸縮継手のめくり上がりによる損傷が考えられる。A1 伸縮装置は、衝突することで、②伸縮装置背面が損傷し、上下線共に背面舗装が押し込まれていた。P3 橋脚上の伸縮装置の被害状況を写真-3、図-5b)に示す。P3 伸縮装置の遊間量は0.095m、主桁と隣接桁の遊間量は0.180mである。P3 伸縮装置の損傷は、②伸縮装置背面の損傷および③伸縮継手のめくり上がりが見られ鉛直方向に0.17mずれる損傷であった。P3 伸縮装置は、桁同士の遊間量がA1側よりも大きいため伸縮継手も長くなっている。そのため、P3 伸縮継手は大きな曲げモーメント力を受けめくり上がる損傷が生じたものと考えられる。さらに、図-4b)に示したようにP3 支承の可動ローラーが脱落したため主桁が沈下し、伸縮継手のめくり上がりや鉛直方向のずれが生じたと考えられる。

3. 地震応答解析

上下線の損傷を比較した結果、衝突力は下り線の方が大きかったこと、P1 橋脚中央部の損傷は下り線のみに発生したことが分かった。3章では、上下線の橋長およびP1 橋脚の配筋の違いが、損傷に与える影響を比較するため地震応答解析を実施する。

(1) 解析方法

解析モデルは図-6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。上下線いずれの解析モデルにおいても、上部構造は剛梁要素、各橋脚は弾塑性梁要素を、ケーソン基礎は剛梁要素を用い、支承および基礎部は線形バネ要素を用いた。橋脚の曲げ変形特性は道路橋示方書V編に準じて決定し、復元力モデルには、ひび割れを考慮したTakedaモデル(剛性低下率=0.4)を用いている。橋脚段落し部の鉄筋定着長は、段落し鉄筋の定着長をパラメータとした実験結果³⁾を参考に、橋脚断面の短辺長d



写真-2 A1 橋台上の伸縮装置の損傷状況

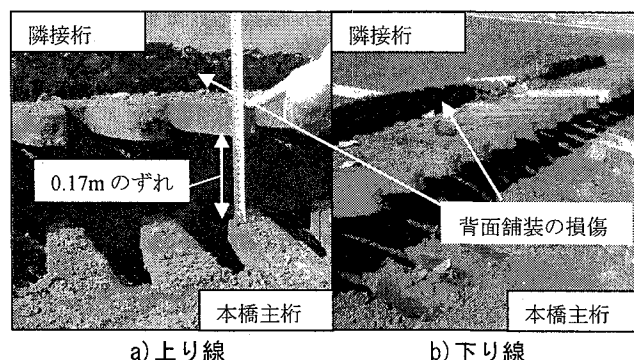


写真-3 P3 橋脚上の伸縮装置の損傷状況

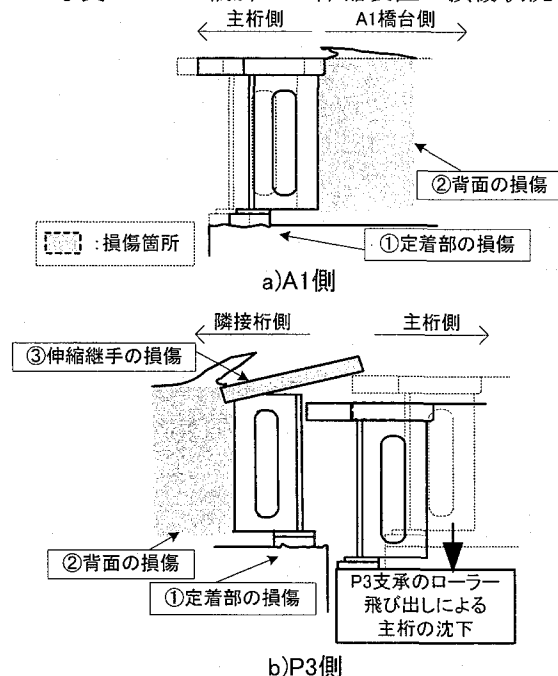


図-5 伸縮装置の損傷状況

の1/2とし、軸方向鉄筋長さを実際より短く仮定した。橋台部のモデル化は、パラペットが押し抜かれるような損傷状況であることから、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⁴⁾を参考とし、図-7に示すようなせん断バネを設定した。積分時間間隔は、衝突力の精度を向上させるため、 $\Delta t=1/20000$ 秒とした。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%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。数値積分には

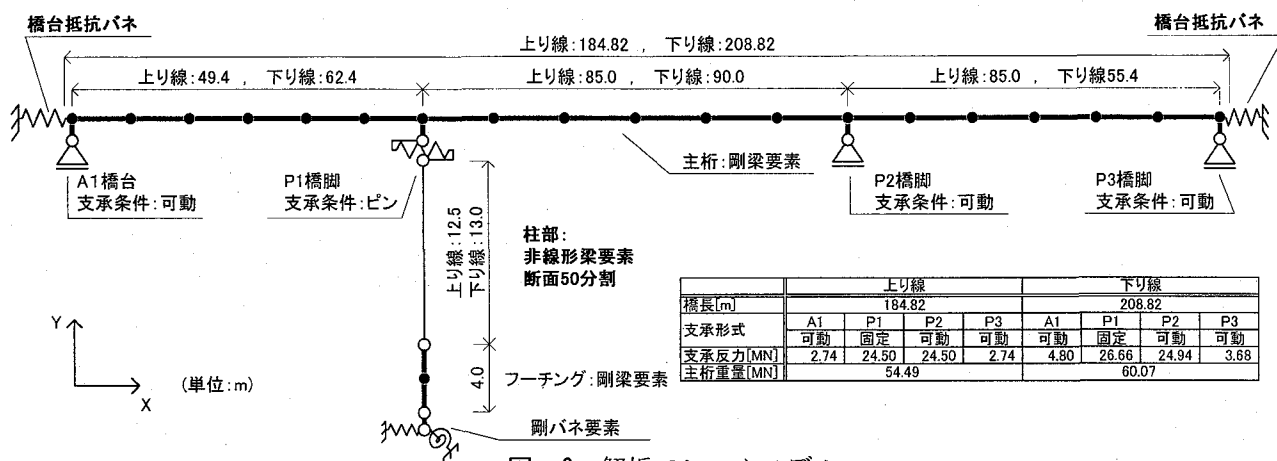


図-6 解析フレームモデル

ニューマークの β 法 ($\beta=1/4$) を用いた。入力地震動は図-8 に示すように本橋近傍で観測された気象庁川口町川口(E-W)の波形を橋軸方向に入力した。

(2) 解析結果

a) 橋台衝突

主桁の時刻歴応答変位を図-9 に示す。対象橋梁の遊間量は、A1 橋台側、P3 橋脚側ともに 0.09m 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。図より、上下線は同様な周期で振動しており、最大応答変位は、上り線は 0.1026m (9.83sec)，下り線は 0.1035m (9.82sec) と下り線が若干大きい。図-11 に主桁の時刻歴応答加速度を図-12 に時刻歴衝突力を示す。これらを時刻歴応答変位と比較すると、何れも主桁の変位が、0.09m に達する際に大きな加速度と衝突力が生じており、主桁の最大応答変位時に最大応答値が生じる結果となった。最大応答加速度および衝突力は、上り線 78.3m/s^2 ，473.5MN，下り線 76.0m/s^2 ，503.8MN と、下り線の衝突力が 6.4%程度大きく発生した。主桁に生じた応答加速度は上り線が大きかったにも関わらず、下り線の衝突力が大きく生じた理由としては、主桁質量が、上り線 5560t，下り線 6130t と下り線の方が大きかったためであると考えられる。

次に、実損傷と解析結果を図-13 で比較する。実損傷は、主桁のめり込み量、パラペットの損傷程度の比較より、下り線の方が大きな衝突力を受けていることが分かる。解析結果では、最大応答衝突力をみると、下り線に大きな衝突力が発生する傾向が見られたが、めり込み量は上下線共に 13mm 程度と実損傷のような違いは見られなかった。

b) P1 橋脚損傷

P1 橋脚の段落し部、基部における M- ϕ 履歴を図-13、14 にそれぞれ示す。P1 橋脚天端の最大応答変位は、図-9 と同様に、上り線 0.1026m，下り線

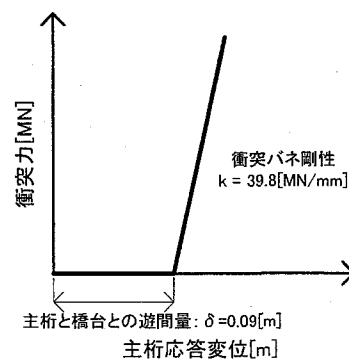


図-7 橋台抵抗バネ

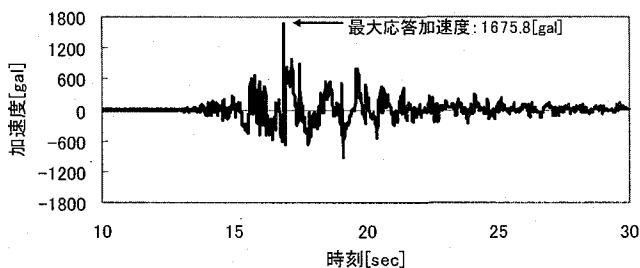


図-8 入力地震波形

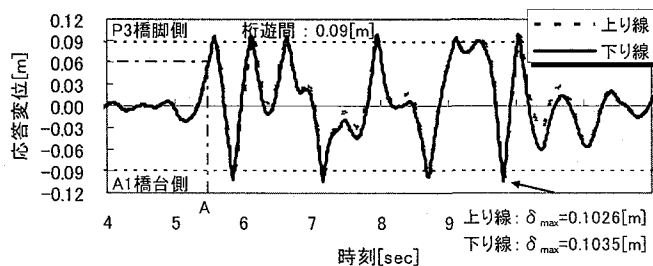


図-9 時刻歴応答変位 (主桁)

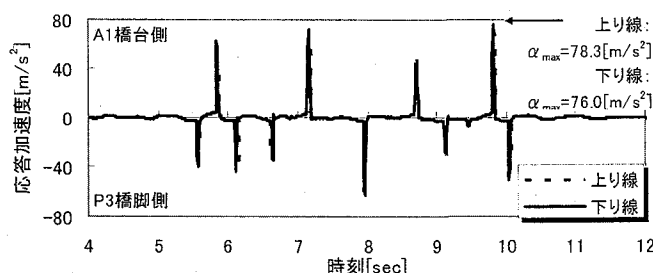


図-10 時刻歴応答加速度 (主桁)

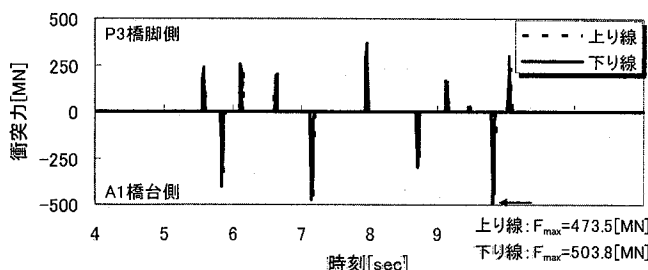
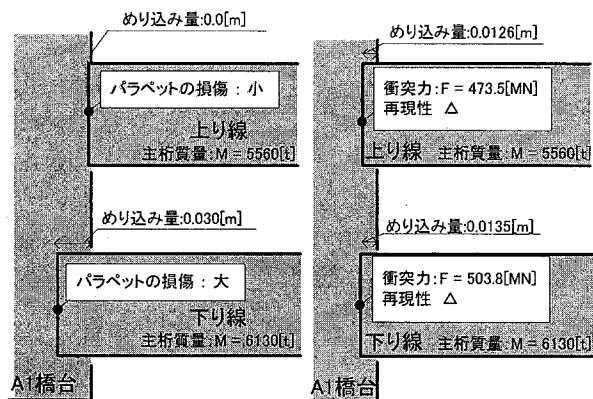


図-11 時刻歴衝突力



a) 実損傷 b) 解析結果

図-12 実損傷との比較

0.1035mであり、P1橋脚天端の変形量に大きな差はない。また、段落し部と基部の最大応答塑性率を比較すると、段落し部では下り線が大きく、基部では上り線に大きな変形が生じる結果となった。段落し部と基部の塑性率の比率が上下線で異なる原因としては、地震時の曲げ変形挙動が異なることが考えられる。そこで、段落しの規模が損傷位置に及ぼす影響に着目するために、橋脚基部が M_y に達した後、橋脚天端の変位が0.06m時（図-9中A）の応答曲率分布と応答曲げモーメント分布を比較する。

まず、図-15に応答曲率分布および降伏曲率 ϕ_y を示す。橋脚段落し部の曲率を比較すると、上り線は ϕ_y に達していないが、下り線は、 ϕ_y を超えて塑性率3.30の変形が見られた。橋脚基部では、上下線ともに ϕ_y を越え、応答曲率は段落し部とは逆に上り線の方が大きな値を示している。

次に、図-16に応答曲げモーメント分布および降伏曲げ耐力 M_y を示す。上下線の曲げ耐力について、橋脚天端から第1段落し部の範囲では、主鉄筋がどちらも1段配筋であり曲げ耐力はほぼ同様である。しかし、基部から第2段落し部の範囲では、上り線は2段配筋、下り線は2.5段配筋と下り線の配筋本数が多く、下り線の曲げ耐力は上り線よりも2割程度大きい。橋脚天端の変位が0.06mと同じ位置で上下線の応答結果を比較すると、応答曲げモーメント分布の傾きが異なっていることが分かる。基部の曲げ耐力が小さな上り線は、基部の降伏が下り線より

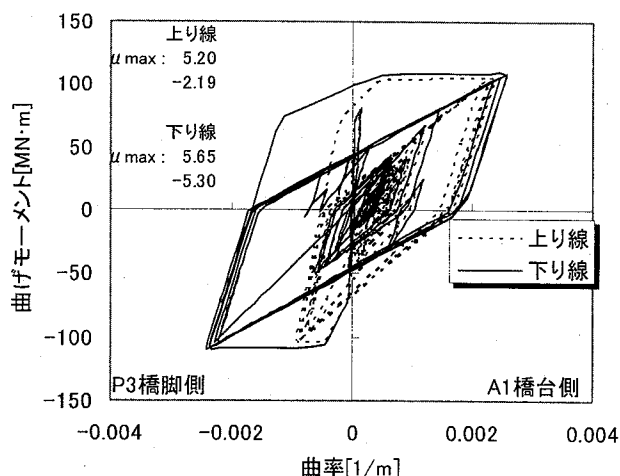


図-13 P1橋脚段落し部 M-φ履歴

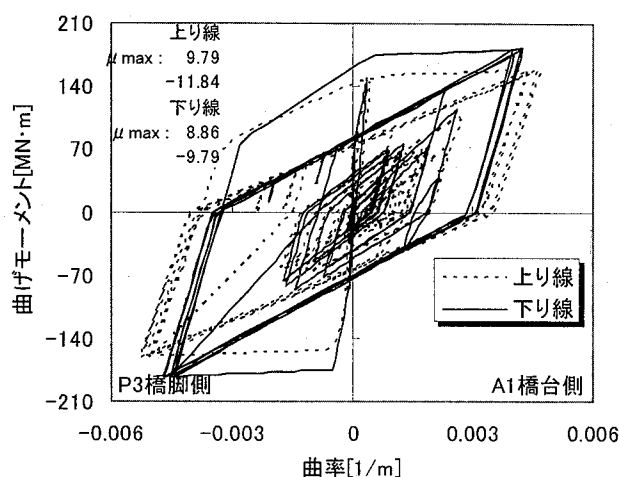


図-14 P1橋脚基部 M-φ履歴

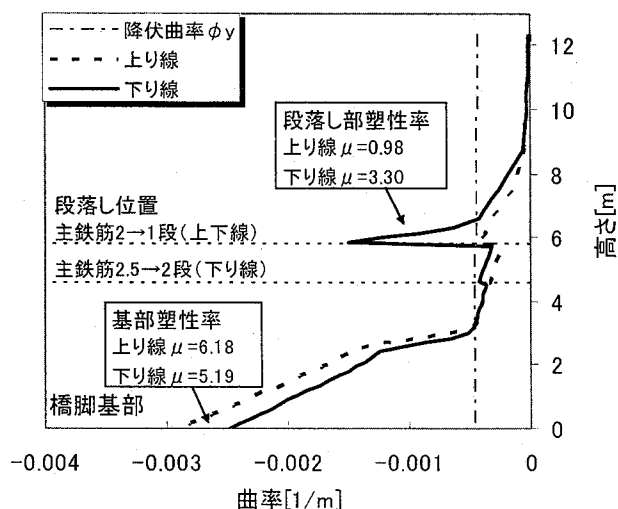


図-15 応答曲率分布 ($\delta=0.06$ [m])

も早く、降伏以降曲げモーメントの進展が緩やかになるため、曲げモーメントは全体的に小さな値を示す。このように、基部の曲げ耐力の違いにより曲げモーメント分布の傾きが異なり、段落し部における曲げ耐力と応答値の比率($=M/M_y$)は、上り線は0.98、下り線は1.01と下り線が損傷しやすいことが分かる。

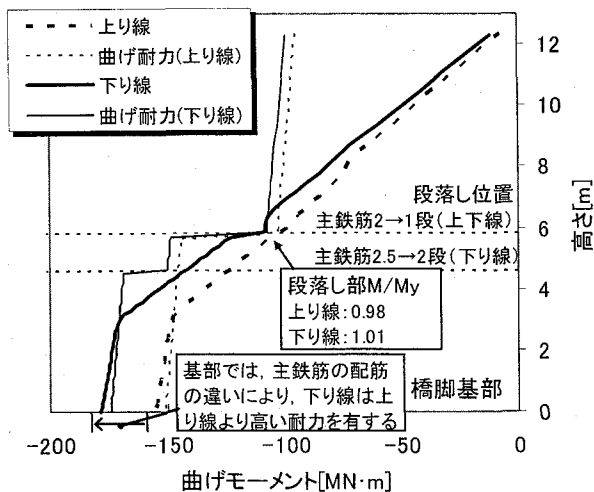


図-16 応答曲げモーメント分布 ($\delta=0.06[m]$)

次に、P1橋脚の損傷について、実損傷と解析結果を比較する。上り線の損傷状況を図-17a)に示す。段落し部はひび割れが確認されなかったが、塑性率2以下であれば、地震後、軽微なひび割れでとどまることから、段落し部の損傷は $\mu < 2$ の範囲であると考えられる。基部は、曲げひび割れが生じたものの被りコンクリートの剥落には至っていないため、許容塑性率 $\mu_a (=13)$ 以下であると考えられる。下り線の損傷状況は、図-18a)に示すように、段落し部は、小程度のひび割れが確認されたため μ は4程度であり、基部は、上り線と同様に曲げひび割れが見られたため $\mu_a (=12)$ 以下であると考えられる。なお、 μ_a は、橋脚の降伏変位と終局変位の関係から算出されるが、本橋脚は段落しされているため、基部の許容曲率 ϕ_a から $\mu_a = \phi_a / \phi_y$ と算出した。解析の結果、上り線の最大応答塑性率を図-17b)に示す。段落し部正側の塑性率は5.20と実損傷よりも大きい。しかし、負側の塑性率は2.19と小さく、地震波の影響で正側の変形は大きく発生したものの負側では一致する結果となった。基部では、9.79、11.84と許容塑性率を下回る結果となり実損傷を再現できている。下り線について図-18b)に示すように、段落し部の最大応答塑性率は5.65、5.30であり、実損傷よりも少し大きな損傷であった。基部では、8.86、9.79と許容塑性率を下回る結果となり実損傷を再現できている。

本解析の結果、段落し部の塑性率は上下線共に実損傷よりも若干大きく発生した。考えられる原因を以下に示す。

- ・段落し部の損傷は定着長により変化するため、解析結果では少しの差異が生じた。
- ・伸縮装置の抵抗を考慮していないため、主桁の変形が大きく生じた。

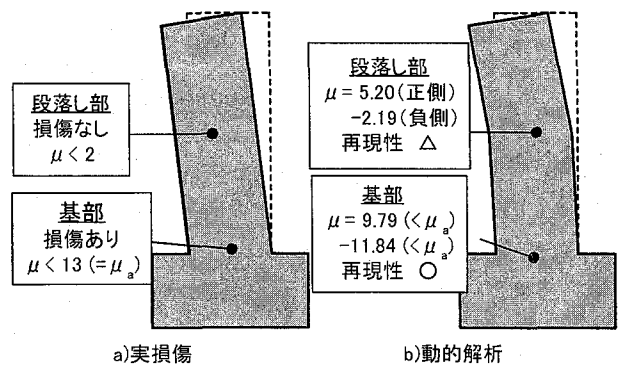


図-17 実損傷との比較 (P1 上り線)

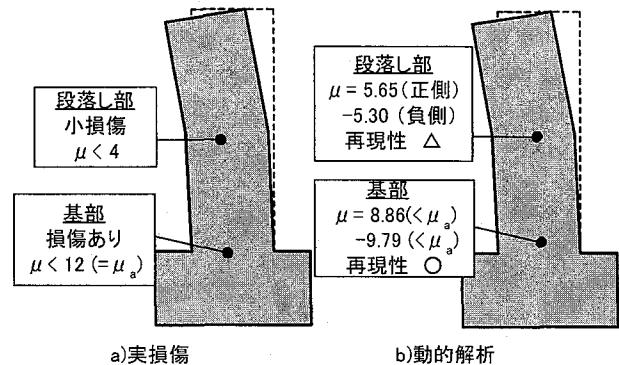


図-18 実損傷との比較 (P1 下り線)

5. まとめ

- 1) A1橋台の損傷分析の結果、下り線の方が大きな衝突力が作用していたことが分かった。これは、下り線の主桁重量が上り線よりも大きく、大きな衝突力が作用したためだと考えられる。
- 2) P1橋脚の実損傷は、段落し部は下り線のみ、基部は上下線共に曲げひび割れが見られた。解析では、上下線共に段落し部と基部の両方で損傷する結果であった。しかし、上り線は基部の曲げ耐力が低いため、応答曲げモーメントが全体的に小さく、段落し部での損傷が生じにくい。

参考文献

- 1) 阿部, 幸左, 濱本, 猪熊: 新潟県中越地震で被災を受けた橋梁の損傷分析, 第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.225-232, 2006.2
- 2) 日本道路協会: 道路震災対策便覧(震災復旧編), 1988.2
- 3) 川島, 星隈, 運上: 鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその応用, 土木学会論文集, No.525, 1-33, pp.83-95, 1995.10
- 4) 幸左, 宮原, 関上, 萩原: 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