

桁橋台間衝突が発生した橋梁の損傷分析

宮 藺 雅裕¹・幸左 賢二²・今村 壮宏³・小沼 恵太郎⁴・濱本 朋久⁵

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非会員 NEXCO 中央研究所 道路研究部 (〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1)

⁴正会員 博士(工学) パシフィックコンサルタンツ株式会社 九州支社 都市・交通部 (〒819-0007 福岡市西区愛宕南1-1-7)

⁵正会員 工修 パシフィックコンサルタンツ株式会社 九州支社 水工・環境部 (〒819-0007 福岡市西区愛宕南1-1-7)

本研究では、上下線ではほぼ同規模な構造形式であるが、桁橋台間衝突による損傷程度が異なる橋梁に対して、非線形動的解析による評価を行った。上り線の解析結果は、実損傷の橋台や橋脚基部の損傷程度と同傾向となった。一方、下り線の解析結果は、損傷の発生箇所は一致したが、橋台へのめり込み量や橋脚のせん断損傷程度にやや差異が見られた。

Key Words : *pounding, cut-off point, abutment resist model, nonlinear dynamic analysis*

1. はじめに

現在の橋梁の耐震設計においては、大地震時における主桁と橋台との衝突時の抵抗特性の定量的な評価が十分とはなっていないため、大きな桁遊間量を設定し衝突を考慮しない設計がなされている。そのため、主桁や橋脚の地震時水平変位が大きくなり、大規模な伸縮装置、橋脚や基礎が必要となっている。このような設計法に対して、主桁の両端部に橋台を有する橋梁では、地震時に主桁に生じる橋軸方向の水平変位を橋台により拘束し、橋脚の変形を低減する方法も考えられる。橋台の拘束効果を設計に取り入れる解析方法として、代表的参考文献¹⁾によると、①主桁と橋台との間に接触バネを設置し、②橋台パラペットの抵抗はせん断および曲げ破壊バネを設置し、③橋台背面土の抵抗は背面土バネを設置する必要がある。ここで、①接触バネは主桁の軸方向剛性を用いることで、③背面土バネはケーソン基礎の式により算出してよいとされている。しかし、②パラペットのモデル化は、破壊形態や抵抗特性が不明であり、抵抗特性や耐力の算出方法を明らかにする必要がある。すでに筆者ら²⁾は、実際に新潟県中越地震において、主桁が橋台パラペットに衝突した痕跡が見られる橋梁についての損傷形態から橋台パラペットのせん断抵抗バネを設定し、橋台抵抗バネの妥当性の検討している。

本研究においては、さらに新潟県中越地震において、橋台衝突が発生し上下線で橋長および橋脚の規模がほぼ同様であるが、損傷程度が異なる橋梁を対象に、構造形式の違いによる損傷の差異を評価することで、橋台抵抗モデルの妥当性を検討する。

2. 対象橋梁の概要と被害概要

(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。

本橋の下り線は、橋長 209.0m、主桁重量 60.07MN 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。A1 橋台は上下線一体構造となっており、形状は高さ 24.2m、パラペット高さ 3.3m、パラペット厚さは 0.8m、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、柱部の高さはそれぞれ 13.0m、15.3m となっている。P3 橋脚は箱桁と隣接の中空床版との掛け違い構造になっており、高さは 14.0m である。なお、P1 橋脚のみ基部から 6.9m、8.1m の位置の 2 箇所軸方向鉄筋が段落しされている。橋軸方向の支承条件は、P1 橋脚が固定のピン支承、その他の橋脚は可動ピンローラー支承である。

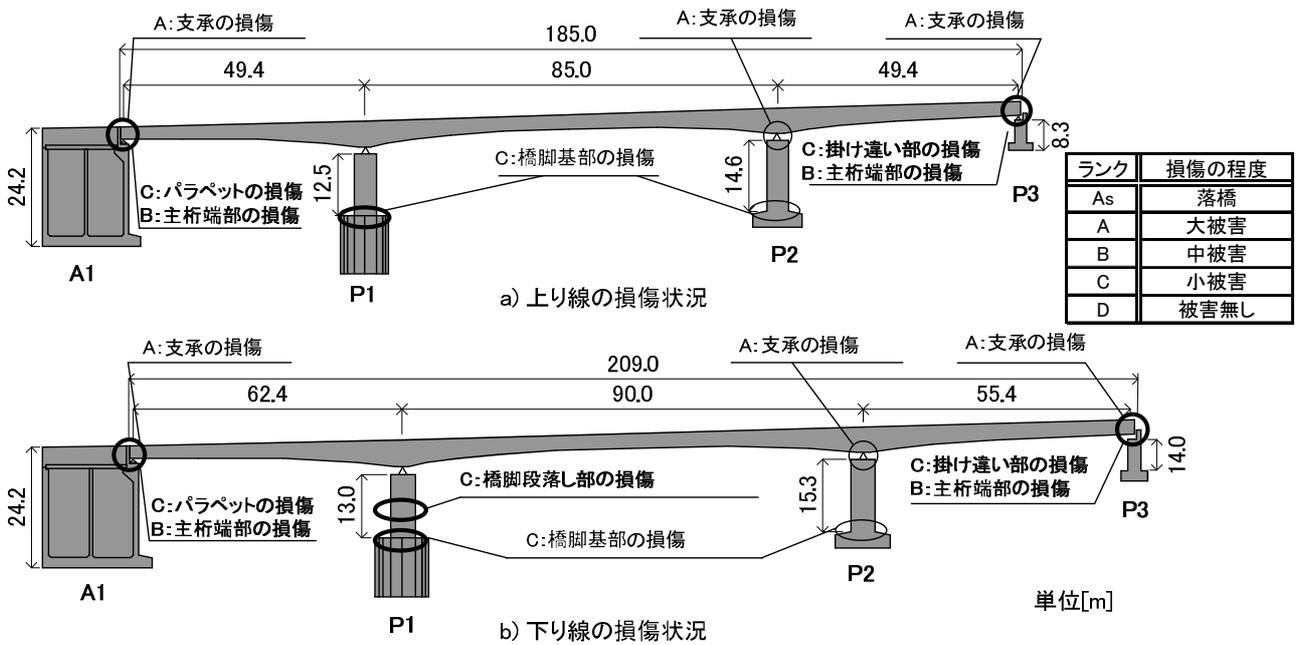


図-1 対象橋梁と被害概要

一方、上り線は、橋長は185.0m、主桁重量54.49MNのPC3径間連続箱桁橋である。中間支点部の桁高5.0m、幅員11.65m、支間長は49.4m+85.0m+49.4m=183.8mである。A1橋台は前述のように上下線一体構造である。橋脚の形状は、P1、P2橋脚は単柱式矩形断面、高さはそれぞれ12.5m、14.6m、P3橋脚は隣接の中空床版と掛け違い構造となっており、高さは8.3mである。上り線もP1橋脚のみ基部から8.1mの位置で軸方向鉄筋が段落しされている。上下線の橋脚の断面形状は同様であり、高さは上り線が僅かに低い。橋軸方向の支承条件は下り線と同様に、P1橋脚が固定のピン支承、その他の橋脚は可動ピンローラー支承である。



写真-1 A1橋台損傷状況

(2) 被害状況

本橋の損傷状況は図-1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。本橋の損傷度を、道路震災対策便覧³⁾に基づき5段階に分類している。この結果、耐荷力の低下に著しい影響を与える大きな損傷であるAランクは、上下線のA1、P2、P3支承の損傷であった。上下線の主な損傷の違いは、A1橋台は下り線の損傷が激しく、P1橋脚の段落し部では下り線のみ斜めひび割れが見られることである。

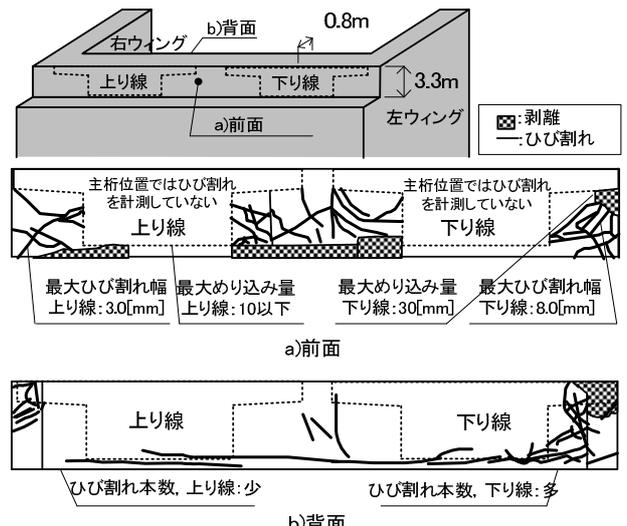


図-2 A1橋台パラペットの損傷状況

3. 上下線橋梁の損傷度比較

ここでは、上下線の損傷度の差異を比較するため、各要素部材ごとに損傷の対比を行う。

(1) 橋台の損傷状況

A1橋台の損傷状況を写真-1、図-2に示す。A1橋台は図に示すように上下線一体構造である。橋台パラペットには主桁端部が衝突したことで生じたひび割れや被りコンクリートの剥落が見られた。

下り線の損傷状況は、パラペット前面には写真-1b)、
 図-2a)に示すように、パラペット左ウイング側に最大
 ひび割れ幅 8mm のひび割れ、パラペット基部および左
 ウイングとの隅角部に被りコンクリートの剥落が見ら
 れた。また、主桁がパラペットにめり込んでおり、め
 り込み量は、橋台を 10mm 程度の精度で画像計測した結
 果は 30mm 程度であった。また、ヒアリング調査の結果
 は 20~30mm 程度であり両者は概ね一致している。パラ
 ペット背面は、図-2b)に示すようにパラペット基部に
 沿ってひび割れが見られウイングとの隅角部には被り
 コンクリートの剥落が見られた。

上り線の損傷状況は、パラペット前面には写真-1b)、
 図-2a)に示すように、最大ひび割れ幅 3mm のひび割れ、
 パラペット基部に被りコンクリートの剥落が見られた。
 同様に画像解析によると、主桁の最大めり込み量は
 10mm 程度であった。パラペット背面は、図-2b)に示
 すようにパラペット基部に沿ってひび割れが見られた
 もののコンクリートの剥落は確認できなかった。

以上、上下線A1橋台の損傷状況を比較するとパラペ
 ット前面の最大ひび割れ幅は上り線3mm、下り線8mm
 と下り線が2倍以上開いていること、背面の損傷状況は、
 下り線側のみ被りコンクリートが剥落していることか
 ら、損傷度には大きな差異が認められる。

(2) 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。

下り線は 4.5×7.0m の矩形断面を有しており、橋脚基部
 から 6.9m、8.1m の位置で軸方向鉄筋が 3 段から 1 段に
 急激に段落しされており、損傷状況は、図-3b)に示す
 ように、橋脚中央部で斜めひび割れが確認され、橋脚
 基部では水平な曲げひび割れが確認されたが、被りコ
 ンクリートの剥落は見られなかった。なお、段落し部
 を始点として斜め 45°にひび割れが入っていることから、
 段落し部より橋脚断面幅 d の 1/2 だけ下がった箇所がひ
 び割れ中心位置となる。斜めひび割れは、貫通状態
 であるので最大耐力にほぼ達していると考えられる。図
 -4 に、ひび割れ状況から過去に実施された破壊形態と
 曲率分布に着目した大型供試体の載荷実験結果⁴⁾を参考
 にして、段落し部および基部の塑性率を考える。実験
 結果では、a)2 δ_y で水平ひび割れおよび斜めひび割れが
 それぞれ進展し、b)3 δ_y の載荷で被りコンクリートの剥
 離が始まっている。下り線 P1 橋脚で見られた水平ひ
 び割れは、断面を横切っているものの被りコンクリ
 ートの剥離が認められないことから、実験結果によると
 図-4a)2 δ_y 程度の変形により生じたものと考えられ、曲率
 じん性率 μ_p は 10 程度であると考えられる。

上り線は 4.5×7.0m の矩形断面であり下り線と同様の

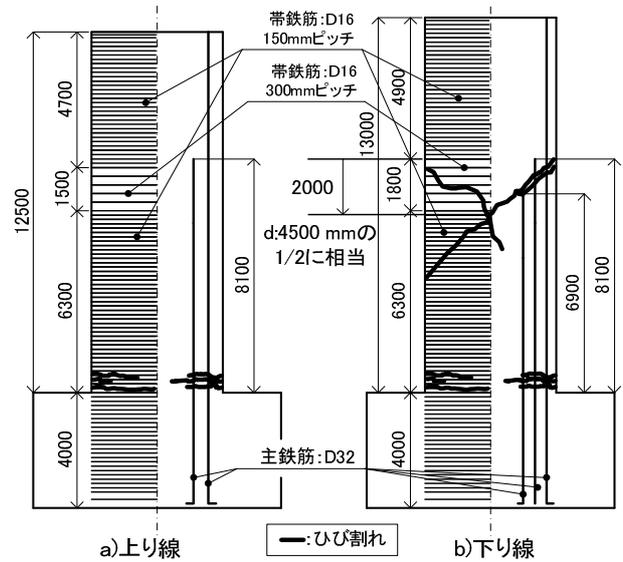


図-3 P1 橋脚形状と損傷状況

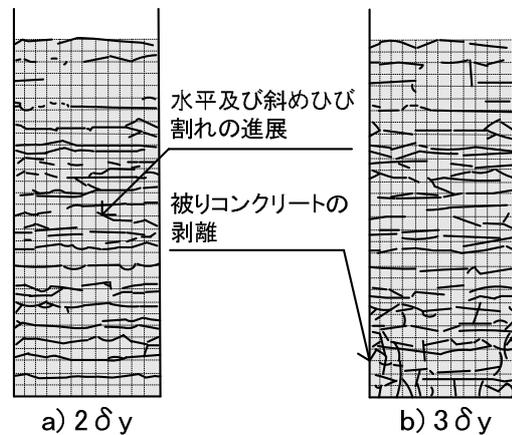


図-4 実験結果のひび割れ状況

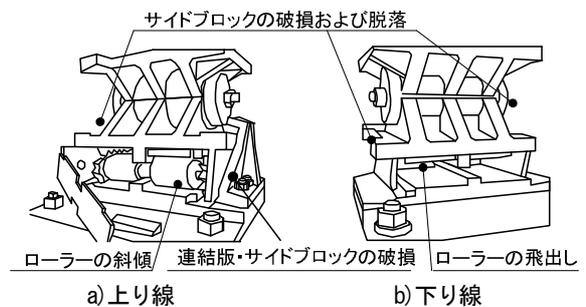


図-5 A1 橋台上の支承の損傷状況

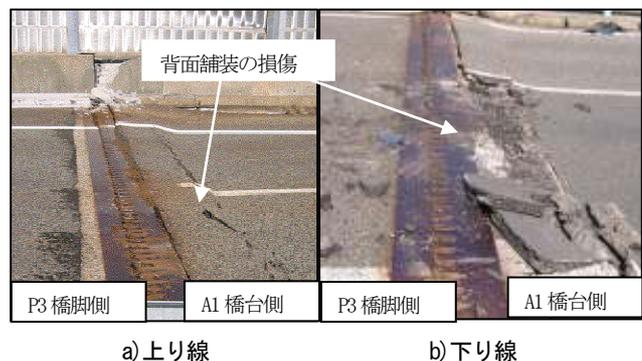


写真-2 A1 橋台上の伸縮装置の損傷状況

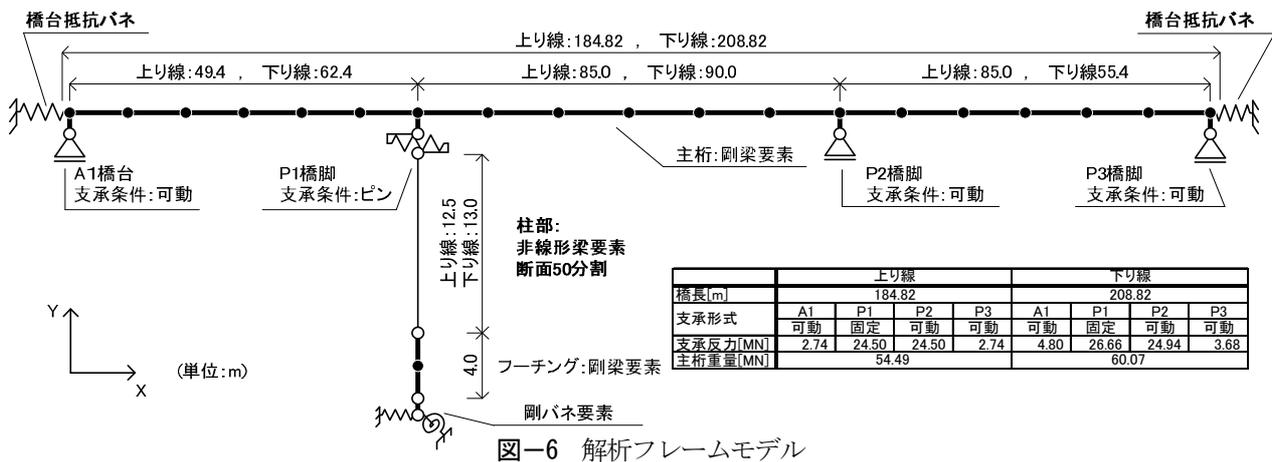


図-6 解析フレームモデル

断面であるが、橋脚基部から8.1mの位置で軸方向鉄筋が2段から1段に段落しされており、下り線よりも段落し規模は小さい。損傷状況は図-3a)に示すように、橋脚基部に曲げひび割れが確認されたが被りコンクリートの剥落は見られなかった。上り線の損傷程度も下り線と同様であるので、曲率じん性率 μ_ϕ は10程度であると考えられる。

以上、上下線P1の損傷状況を比較すると、橋脚中央部は下り線のみがせん断損傷しており、基部は上下線ともに μ_ϕ は10程度の損傷であった。

(3) 支承の損傷状況

支承の損傷は、上下線とも固定条件のP1支承は健全であり損傷は確認されなかった。可動条件であるA1, P2, P3支承は、何れもローラーが飛び出す等の損傷が見られ設計移動可能量を超えて変形したと考えられる。代表例として、橋軸方向の損傷が大きかったA1橋台の支承の損傷に着目し上下線の比較を行う。A1橋台上の支承の損傷状況を図-5に示す。

下り線A1支承は、全反力330tfの設計条件の可動支承を左右に2基有している。損傷状況は図-5b)に示すように、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、可動ローラーが2本とも飛び出しており、サイドブロックは左右共に金具が破損し脱落していた。

上り線A1橋台は、全反力230tfの設計条件の可動支承を左右に2基有している。損傷状況は図-5a)に示すように、2本ある可動ローラーの1本が飛び出しており、他の1本はローラーの傾斜が見られた。サイドブロックは金具の破損が認められ、片方が脱落していた。

以上、A1橋台上の支承の損傷状況を比較すると、橋軸方向は、ローラーの損傷状況から主桁は下り線の方が大きく変形したことが考えられる。また、サイドブロックの損傷状況から橋軸直角方向にも大きな慣性力が作用したと考えられる。

(4) 伸縮装置の損傷状況

本橋は、上下線ともに伸縮装置をA1橋台側、P3橋脚側に設置しており共に損傷が確認された。ここでは、明確な写真が入手できたA1橋台上の伸縮装置の損傷状況を比較する。損傷状況を写真-2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。

下り線A1伸縮装置の損傷状況を写真-2b)に示す。A1伸縮装置は、主桁が橋台パラペットに衝突することで、A1橋台側の背面舗装が押し込まれ、表面舗装の剥離が認められる。

上り線A1伸縮装置の損傷状況を写真-2a)に示す。下り線と同様に、主桁と橋台パラペットとの衝突でA1橋台側の背面舗装が押し込まれていたが、軽微なひび割れ程度の損傷であった。

以上、伸縮装置の損傷状況を比較すると、上下線ともに背面舗装が押し込まれる損傷であったが、下り線の方が背面舗装の損傷が大きいことが分かる。

4. 地震応答解析

上下線の損傷を比較した結果、下り線の方がパラペットの損傷が大きかったこと、P1橋脚中央部の損傷は下り線のみが発生したことが分かった。4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した。

(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。可動支承の耐力

はパラペットのせん断耐力に比べて小さいと考え、水平方向には抵抗しないこととした。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⁹⁾を参考に、橋脚断面の短辺長dの1/2とした。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⁶⁾をもとにバネ剛性 $k=39.8\text{MN/mm}$ を想定し図-7に示すように橋台抵抗バネを設置した²⁾。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た。数値積分にはニューマークのβ法 ($\beta=1/4$)を用いた。

入力地震動は、本橋に最も近傍に位置し地盤種別がほぼ同様であると考えられる震度計で観測された気象庁川口町川口 (E-W) 波形 (図-8) を橋軸方向に入力した。

(2) 解析結果

a) 橋台衝突

主桁の応答結果を図-9~11にそれぞれ示し、上下線の応答結果を比較する。

下り線の時刻歴応答変位を図-9b)に示す。対象橋梁の桁遊間量は、A1橋台側、P3橋脚側ともに0.09mである。これにより、応答変位が0.09mに達すると桁端部が衝突したことになりA1橋台側には合計で4回衝突していることが分かる。最大応答変位は0.104m(9.8sec)であった。図-10b)に主桁の時刻歴応答加速度を図-11b)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、最大応答速度および衝突力は、 76.0m/s^2 、 1.08m/s 、 503.8MN であった。

上り線の時刻歴応答変位を図-9a)に示す。桁遊間量は0.09mであり、下り線と同様にA1橋台に4回衝突していることが分かる。最大応答変位は0.103m(9.83sec)であり下り線とほぼ同様となった。図-10a)に主桁の時刻歴応答加速度を図-11a)に時刻歴衝突力を示す。上り線の最大応答加速度、最大応答速度および衝突力は、 78.3m/s^2 、 1.07m/s 、 473.5MN となった。

主桁に生じた応答加速度、速度を比較するとほぼ同様であるが、下り線の衝突力が大きく生じた理由とし

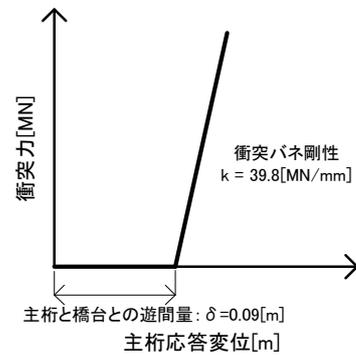


図-7 橋台抵抗バネ

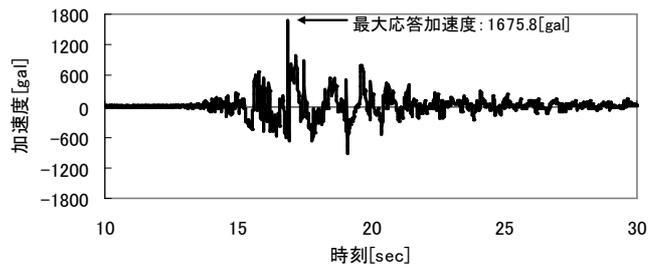
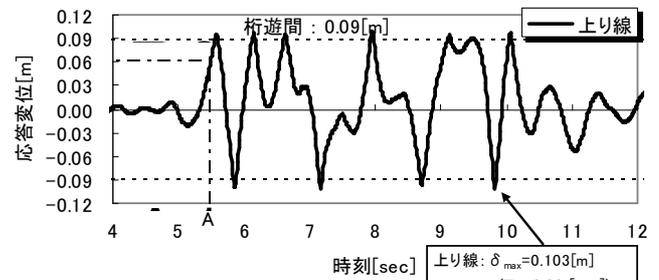
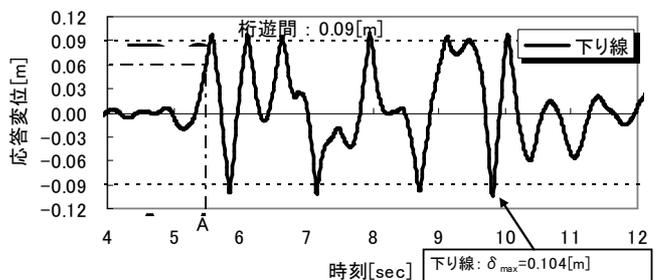


図-8 入力地震波形



a) 上り線

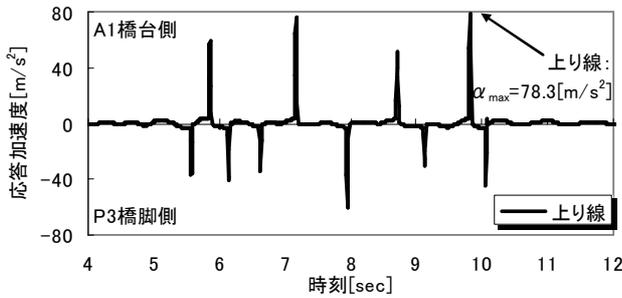


b) 下り線

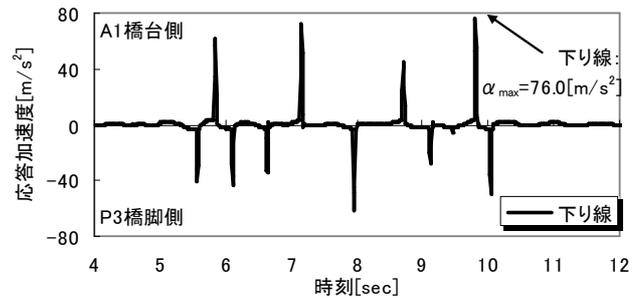
図-9 時刻歴応答変位 (主桁)

ては、主桁重量が、上り線 54.49MN、下り線 60.07MN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、実損傷と解析結果の比較を図-12に示す。下り線は、解析で得られた最大めり込み量は13.5mmであり、実損傷では画像計測の結果、最大めり込み量は30mm程度であったので、実損傷と解析結果はやや差が見られる。一方、上り線解析の結果、解析で得られた最大めり込み量は13mm、実損傷で得られた最大めり込み量は10mmであるので、ほぼ同傾向である。本解析において下り線のめり込み量が、やや小さめとなった理由としては、上下線の損傷の相違点に着目すると、実

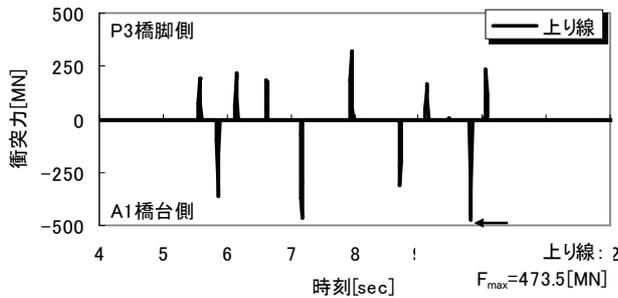


a) 上り線

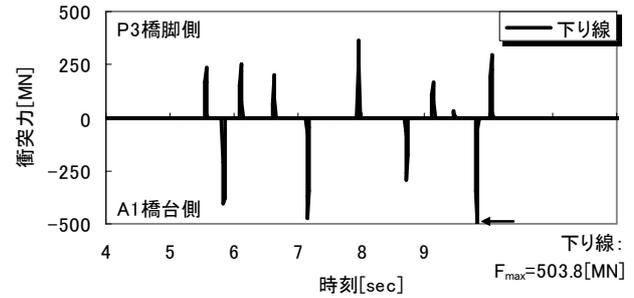


b) 下り線

図-10 時刻歴応答加速度 (主桁)

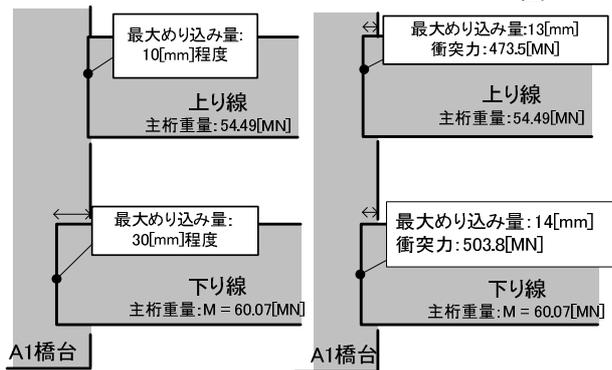


a) 上り線



b) 下り線

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

現象では下り線 P1 橋脚は、せん断ひび割れが生じることで、橋脚の水平抵抗力が減少し桁の作用力が大きくなるのが考えられる。

また、衝突力は下り線 503.8MN、上り線 473.5MNであるので、上下線ともに、橋台の押し抜きせん断耐力²216MNを瞬間的に上回る結果となった。

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。

下り線 P1 橋脚天端の最大応答変位は図-9 と同様に 0.104m であり、段落し部基部ともに塑性化した。曲率じん性率 μ_ϕ は段落し部では 5.65 (正側), 5.30 (負側) であり、基部では 8.86 (正側), 9.79 (負側) であった。上り線 P1 橋脚天端の最大応答変位は 0.103m であり、段落し部基部ともに塑性化した。曲率じん性率 μ_ϕ は段落

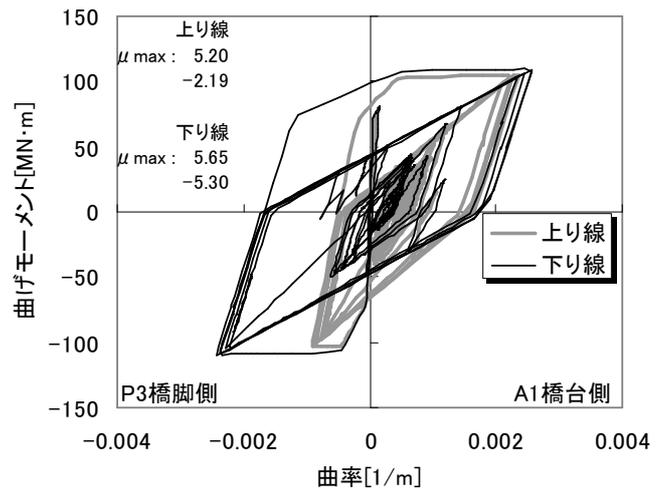


図-13 P1 橋脚段落し部 M-φ 履歴

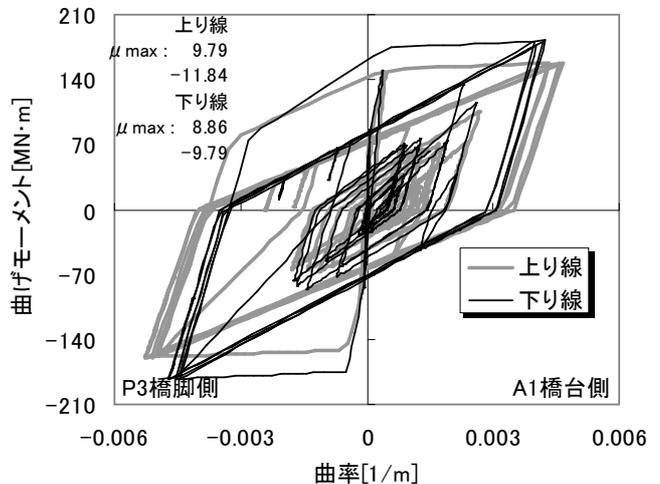


図-14 P1 橋脚基部 M-φ 履歴

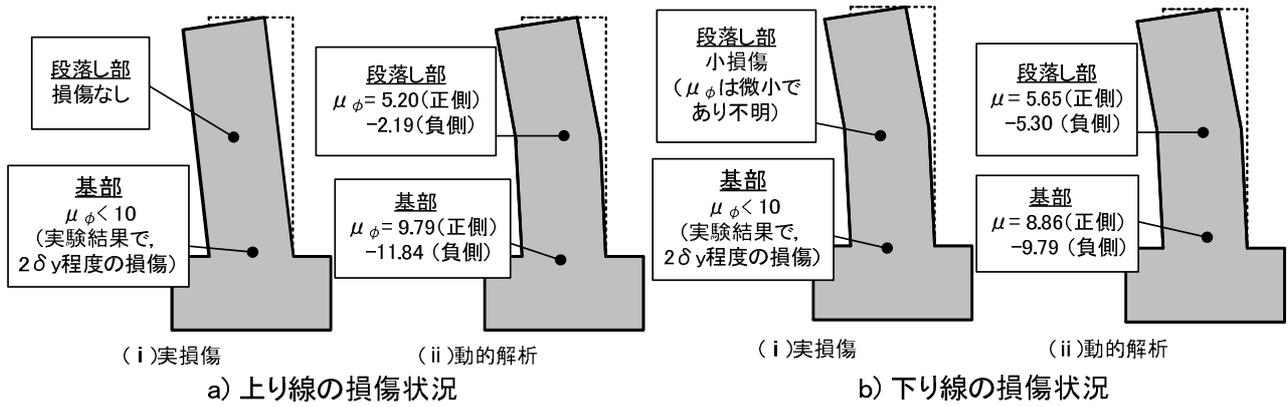


図-15 実損傷との比較

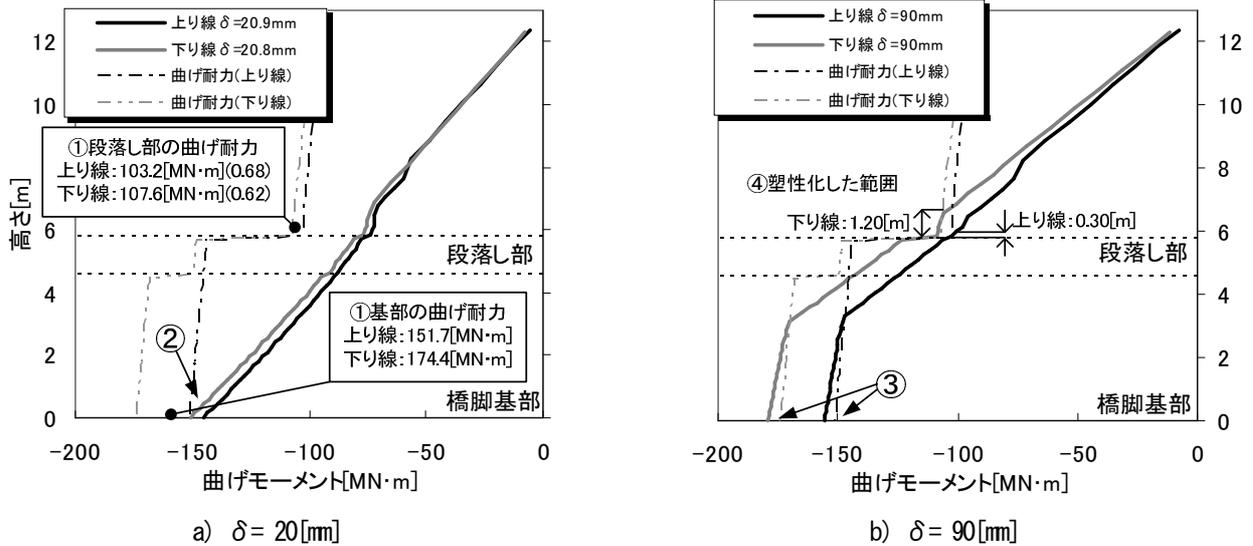


図-16 曲げモーメント分布

し部では 5.20 (正側), 2.19 (負側) であった。基部では 9.79 (正側), 11.84 (負側) であり, 段落し部と基部の曲率じん性率を比較すると, 橋脚天端の変位は上下線ではほぼ同様にも関わらず, 曲率じん性率は, 段落し部では下り線がやや大きく, 基部では上り線にやや大きな曲率が生じる結果となった。

次に, 解析結果を実損傷と比較する。実損傷は 3 章で前述したように, 曲率じん性率を実際の損傷状況から想定した。

基部の損傷を比較する。下り線は図-15b) に示すように, 実損傷では, 水平な曲げひび割れが見られ, 曲率じん性率 μ_ϕ は 10 程度であると考えられる。解析結果は, 曲率じん性率 μ_ϕ は 8.86 (正側), 9.79 (負側) となっており, ほぼ一致した傾向となっている。

上り線は図-15a) に示すように, 実損傷は, 下り線と同様に曲率じん性率 μ_ϕ は 10 程度の損傷が見られた。解析結果は, 曲率じん性率 μ_ϕ は 9.79 (正側), 11.84 (負側) となっており, 同様にほぼ一致した傾向となっている。

次に, 段落し部の損傷を比較する。下り線は図-15b) に示すように, 実損傷では, 斜めひび割れが見られ,

上り線は図-15a) に示すように, 段落し部に損傷は見られず上下線の損傷には明確な差が見られた。解析結果では, 上下線共に塑性化しており曲げひび割れが発生する結果となっている。正負に生じた塑性率の平均値に着目すると, 上り線は $(5.20 + 2.19) / 2 = 3.70$, 下り線は $(5.65 + 5.30) / 2 = 5.48$ と塑性率に差が生じており, これがせん断損傷の有無に結びついた可能性が指摘できる。

上下線段落し部の応答結果に差が生じた原因としては, 段落し規模の違いによる曲げ耐力の比率が異なる影響が考えられる。図-16a) に橋脚天端の変位 $\delta = 20\text{mm}$, 図-16b) に $\delta = 90\text{mm}$ の分布を比較する。曲げ耐力を図-16a) の①で比較する。段落し部の耐力を比較すると上り線は $103.2\text{ MN}\cdot\text{m}$, 下り線は $107.6\text{ MN}\cdot\text{m}$ とほぼ同じであるが, 基部との耐力の比率を見ると上り線 $0.68 (= 103.2 / 151.7)$, 下り線 $0.62 (= 107.6 / 174.4)$ であり, 下り線の方が段落し部で損傷し易い構造形式である。一方, 曲げモーメント分布に着目すると, $\delta = 20\text{mm}$ (上り線基部降伏直前) における曲げモーメントは②に示すように, 上り線 $145.1\text{ MN}\cdot\text{m}$, 下り線 $150.7\text{ MN}\cdot\text{m}$ と殆ど差がない。基部の曲げ耐力は, 上り線 151.7 MN , 下り線 174.4 MN であるので, 橋脚がさらに変形すると上り

線が先に曲げ耐力に達する。曲げ耐力に達することで曲げモーメントの進展が頭打ちとなるので、先に降伏する上り線と、上り線よりも曲げ耐力が大きな下り線では曲げモーメントの分布形状に差が生じる。その結果 $\delta = 90\text{mm}$ における曲げモーメント分布を比較すると図-16b)の③に示すように上下線で大きな差が生じる結果となり、段落し部の曲げ耐力はほぼ同様にも関わらず、 $\delta = 90\text{mm}$ における段落し部の損傷範囲は④に示すように、上り線 0.30m, 下り線 1.20m と大きな差が生じた。なお、この時の曲率じん性率についても、上り線 1.7, 下り線 4.82 と大きな差異が見られる。

以上のことから、上下線の P1 橋脚においては、段落し部と基部の曲げ耐力の比率の差が、段落し部の損傷に大きな影響を及ぼすことが考えられる。

5. まとめ

上下線で橋長や橋脚の規模は、ほぼ同様な構造形式であるが、橋台や橋脚段落し部の損傷形態が異なる橋梁に対して、動的解析による評価を行った結果以下の結果が得られた。

- 1) 実損傷については、A1橋台は、最大ひび割れ幅は上り線8mm, 下り線3mm, 最大めり込み量は、上り線10mm, 下り線30mm程度であるので、下り線の方が大きな損傷であった。また、固定支承条件のP1橋脚は、基部は上下線共に $10\mu\phi$ 程度のひび割れが認められたが、段落し部では下り線のみ斜めひび割れが認められた。

- 2) 上り線の動的解析では、橋台へのめり込み量は10mm程度、橋脚基部の変形量は $10\mu\phi$ 程度と実損傷と同程度の損傷となりよい再現性を示した。
- 3) 下り線の動的解析では、橋台へのめり込み量は10mm程度であり、30mm程度のめり込み量が見られた実損傷よりもやや小さい値となった。これには、P1橋脚損傷ではせん断損傷が生じることによる橋脚の水平抵抗の低下などが考えられる。

参考文献

- 1) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集、平成17年4月
- 2) 濱本,幸左,阿部,猪熊,成行：新潟県中越地震で被災を受けた橋梁の損傷メカニズムに関する一考察，構造工学論文集，Vol.52A, 2006.3
- 3) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）,1988.2
- 4) 星隈, 運上, 長屋：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究，土木学会論文集，No669, V - 50, pp215-232, 2001.2
- 5) 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, I-33, pp.83-95, 1995.10
- 6) 幸左, 宮原, 閑上, 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

(2007.4.6 受付)

NON-LINEAR ANALYSIS TO THE BRIDGE WHICH DAMAGED BY THE POUNDING

Masahiro MIYAZONO, Kenji KOSA, Takehiro IMAMURA, Keitaro KONUMA
and Tomohisa HAMAMOTO

To evaluate the damage mechanism of the bridges which damaged by the pounding, non-linear analysis which accounts the pounding effect between the girder and abutment was conducted. The analytical results showed that the bridge of the up lane showed the good agreement with the actual damage. However, the bridge of the down lane showed the relatively small damage due to shear damage at the cut-off point of the pier.