# 段落し部を有する PC 橋梁の損傷分析

A study on damage mechanism of a PC girder bridge damaged at the cut-off point

幸左賢二\* 津吉毅\*\* 加藤啓介\*\*\* 濱本朋久\*\*\*\* Kenji Kosa, Takeshi Tsuyoshi, Keisuke Kato and Tomohisa Hamamoto

\*Ph.D. 九州工業大学 工学部建設社会工学科(〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)
 \*\* 東日本旅客鉄道株式会社(〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6)
 \*\*\*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)
 \*\*\*パシフィックコンサルタンツ株式会社(〒819-0007 福岡市西区愛宕南1-1-7)

RC piers of continuous PC-girder bridge was damaged due to Niigata-ken Chuetsu earthquake in 2004. Field investigation of the damages was performed, and numerical damage simulation was carried out with nonlinear seismic response analysis in longitudinal and transverse direction. It was found that, in transverse direction, the continuous girder constrain piers to bend and reduced the damage at the termination area of main reinforcement. In order to verify this effect of decreasing of damage, parametric studies were performed on the structural type of the girder and input seismic motion.

Key Words: Damage analysis, Damage mechanism, Termination of main reinforcement, Anchor length, Continuous girder, Input seismic motion キーワード: 損傷分析, 損傷メカニズム, 段落し, 定着長, 連続桁, 入力地震動

## 1. はじめに

2004年10月に発生した新潟県中越地震では、上越新幹線や関 越自動車道など、我が国における主要な交通インフラを構成す る多くのコンクリート構造物が被害を受けた。その中でも、後 述する3径間連続PC箱桁橋ではRC橋脚や支承が損傷し、特に 2本の中間橋脚の軸方向鉄筋段落し部で軸方向鉄筋が全周に渡 ってはらみ出し、帯鉄筋の脱落や被りコンクリートの剥落など の損傷を受けた<sup>1)</sup>.

RC 橋脚の軸方向鉄筋段落し部における曲げ破壊は脆性的な せん断破壊に移行しやすく,場合によっては落橋や倒壊といっ た大規模な被害に至ると考えられ,耐震設計上避けなければな らない破壊形態である.その危険性は1996年の兵庫県南部地震 での甚大な橋脚被害を受けて広く認知されることになった感が あるが,それ以前の地震被害からも同様の問題は危惧されてお り,例えば川島ら<sup>20</sup>は,軸方向鉄筋段落し部の定着長をパラメ ータとした RC 柱の正負交番載荷試験を行い,軸方向鉄筋段落 し部の耐震安全性を明らかにすると共に,既存の橋脚を対象と した段落し部の照査方法を提案した.山本,石橋ら<sup>30</sup>は,軸方 向鉄筋段落しの位置や規模をパラメータとした RC 柱の正負交 番載荷試験を行い,段落し部が柱のじん性率やせん断耐力に及 ぼす影響等を詳細に検討している.

これらの研究によって、軸方向鉄筋の段落しが橋脚の破壊形 態に及ぼす影響が解明されてきた.しかしながら、これらの共 通点としては、いずれも柱供試体に着目した実験による評価で あり、実橋を基にした解析による評価を行った事例は極めて少 ない.これまでに提案されてきた段落し部の耐震照査法を実橋 に適用するためには、段落し部を模擬した解析モデルを作成し、 時刻歴応答解析により、段落し部の脆弱性を定量化することが 不可欠であると考えられる.また、実橋の地震時挙動は上部構 造形式、支承条件、桁端衝突の有無ならびに地震動の入力方向 等の組み合わせによって様々な特性を示し、それに伴って RC 橋脚も複雑な地震時挙動を示す.そのため、実橋を対象とした 時刻歴応答解析によって、地震時の RC 橋脚の挙動を詳細に考 慮した上で、軸方向鉄筋段落し部の破壊特性について検討する ことが、段落し部損傷を低減するために必要となる.





て、橋梁の損傷状況を詳細に調査・分析した後、非線形動的解 析により橋脚の損傷状態を再現した. さらに、段落し部の照査 位置や上部構造形式、入力地震動が段落し部の損傷に与える影 響を把握するために、それらをパラメータとした検討を行った.

# 2. 実橋の損傷状況調査

# 2.1 対象橋梁

図-2 に対象橋梁の橋梁全体図と地震による損傷箇所を示す. 本橋は,昭和45年国鉄建造物設計標準に準拠され,施工された と推察され,1977年7月に竣工した橋長228.2mの3径間連続 PC箱桁橋で,一級河川を交差角60°で横断する.支間長は, 68.0m + 90.0m + 68.0m = 226.0m で,中間橋脚である P2, P3 橋 脚は高さ 20.3m の RC 単柱式円形橋脚,端部橋脚である P1, P4 橋脚は高さ 11.0m の RC 単柱式矩形橋脚で,隣接の高架橋とは 掛け違いとなっている. 基礎構造は P2, P3 橋脚はニューマチ ックケーソン基礎であり, P1, P4 橋脚は直接基礎となっている. 全橋脚に鋼製のローラー支承が設置されており, P3 橋脚の橋軸

図-4 P2, P3 橋脚の損傷図

 $\widehat{\mathbf{7}}$ 

8

ⅢⅡ:コンクリート剥離領域

Â

b) P3橋脚

5

方向のみ固定支承である.

また,竣工図書によると地盤条件はII種地盤であることが報告されている.地震発生直後に現地調査を行った結果,図-2の ①から④に示すように以下の損傷が明らかとなった.

- ① P2, P3 橋脚では,橋脚段落し部で水平,斜めひひ割れと支承の損傷.
- P1, P4 橋脚上の支承の損傷.
- ③ 各橋脚の橋軸直角方向に作用するストッパーから粘性充填 材の流出.
- ④ 端部橋脚パラペット部で桁衝突によるひび割れの発生.

## 2.2 橋脚の形状と損傷状況

躯体にひび割れ損傷が確認された中間橋脚の配筋図を図-3 に 示す. なお、P2 橋脚とP3 橋脚は形状,配筋共に同一で,高さ 約 20.3m,直径 6.5mの RC 単柱円形橋脚である.軸方向鉄筋

(D32) は基部から 7.8m の位置(第1段落し部(A))で,3段から 2段に,11.85m の位置(第2段落し部(B))で,2段から1段 配筋に段落しされており,軸方鉄筋比 $\rho_1$ は基部(3段配筋)で 1.29%,段落し下部(2段配筋)で0.86%,段落し上部(1段配 筋)で0.43%である.また,帯鉄筋は D19の円弧形鉄筋4本を フック無しの重ね継ぎ手で接合しており,帯鉄筋比(体積比) $\rho_s$ は基部で0.15%,段落し下部で0.07%,段落し上部で0.03%で ある.

中間橋脚の段落し部の損傷状況を図-4 に示す. 図-4 には各橋 脚の橋軸および橋軸直角方向の損傷状況を示している. いずれ の橋脚でも,基部から約 12m の第2 段落し部付近で水平の曲げ ひび割れが生じており,ひび割れに沿って一部を残しほぼ全周 で幅 1.3~1.8m にわたりかぶりコンクリートが剥落していた. 軸方向鉄筋のはらみ出しの状況を写真-1 に示す. この曲げ損傷 部では,軸方向鉄筋は座屈によって橋脚全周にわたり 100mm 程度はらみ出しており,帯鉄筋が2,3本外れて落下していた.

P2 橋脚について、図-4 より、橋軸方向②でコンクリートの 剥離面積が最も小さく、損傷度は他の方向と比較して小さくな っていた.橋軸方向①、②では、損傷位置から下流側斜め下方 向に、橋軸直角方向に曲げからせん断破壊へ移行するときに見 られる斜めひび割れが生じていた.なお、基部の損傷状況は、 橋脚基部に洗掘防止の根巻きコンクリートがあるため、損傷を 確認することが出来なかった.P3 橋脚についても P2 橋脚とほ ぼ同様で、図-4 の橋軸方向⑤、⑥に見られるように、下流側斜 め下方向に橋軸直角方向の曲げによる斜めひび割れが生じてい た.

以上のことから、両中間橋脚とも橋軸方向よりも橋軸直角方 向に大きな慣性力を受けたと考えられる. なお、Pl、P4 橋脚上 の桁端部では、隣接の連続高架橋の桁衝突によると思われるひ び割れが確認できたが、損傷は軽微であった.

## 2.3 支承およびストッパーの損傷状況

図-5(b)に全支承の損傷状況をまとめて示す. P1 支承では、 サイドブロックの外側へのそり曲がりやボルトの破断、センタ ーブロックの溶接切れ、ローラーの折れ曲がりが確認された. そして、P4支承はP1支承と同様な損傷状況であり、橋軸方向 よりも橋軸直角方向の損傷が大きいことが分かる. P2, P3支承



は、外観上大きな損傷は見られないが、サイドブロックのボルトの破断やセンターブロックの溶接切れが見られた.しかしながら、ローラーが逸脱するなど致命的な損傷は発生しておらず、 支承としての機能は十分であったと考えられる.

図-5(c)に橋軸直角方向の変位を拘束する鋼角ストッパーの 損傷状況を示す. Pl~P4橋脚の鋼角ストッパーは支承の間に2 個ずつ配置されており、塗装の剥離や粘性充填材の流出が確認 された.特に、P4橋脚では、塗装の剥がれや粘性充填材の流出 に加え、主桁下面のストッパー背面(新潟方面)側で桁コンク リートのひび割れおよび剥落が確認できた.しかし、ストッパ ー自体に外観上損傷は見られなかった.以上、支承・ストッパ ーの損傷分析からも橋脚と同様に、橋軸直角方向に大きな損傷 が生じていた.

#### 3. 非線形動的解析

2 章の損傷分析では、橋脚段落し部で曲げ損傷や、斜めひび 割れ発生が確認され、橋軸直角方向の損傷が目立った.また、 支承・ストッパーは、サイドブロックの外れや粘性充填材の流 出が確認されたが,致命的な損傷は発生していなかった.本章 では,これらの損傷状況を基に,対象橋梁の橋脚や支承のモデ ル化を行い,橋軸方向,橋軸直角方向の非線形動的解析を行う ことにより,損傷状況との対比を実施する.

## 3.1 観測地震動

本橋に最も近い地点で観測された強震記録は、震源地より約 2.2kmの場所に位置するJMA川口町川口波形(N-SおよびE-W) である. 図-6に示す入力地震波形を示す.最大加速度は、E-W 方向が1675.8 (Gal, 16.87 秒時)、N-S 方向が972.8 (Gal, 17.40 秒時)であり、E-W 方向が N-S 方向の2倍であった.これらの 強震記録の加速度応答スペクトルを図-7に示す.併記した兵庫 県南部地震時のJR 鷹取波形 (JR 西日本鷹取駅構内地盤上 N-S 成分)と神戸海洋気象台波形(神戸海洋気象台地盤上 N-S 成分) の加速度応答スペクトルと比較して、今回の強震記録は、E-W 方向で0~0.2 秒の短周期帯と1.5 秒より長い周期帯で、N-S 方 向で0.3 秒より短い周期帯で応答加速度が大きくなる特徴を有 している.特に、E-W 成分が長周期帯で卓越することから、橋 梁が部材降伏して長周期化した場合に大きな応答が生じ、兵庫 県南部地震クラスよりも大きな損傷を受けることが懸念される.

#### 3.2 解析モデルおよび解析手法

図-8に解析モデルを示す.ここでは、設計時に一般に行われ るように、橋軸方向と橋軸直角方向に区別して、それぞれの橋 梁全体系2次元フレームモデルを用いた.いずれの解析モデル においても、上部構造は弾性梁要素、中間橋脚は弾塑性梁要素 を用い、要素を20分割として、段落し部での挙動を詳細に分析 するため、段落し部付近で細かく分割した.また、ケーソン基 礎は剛梁要素を用い、基礎部は道路橋示方書IV編(以下、道示 耐震編と称する)に準じて水平・鉛直・回転方向に集約バネを 設置している.

また,各断面の非線形特性は道示耐震編に準じて決定した. 復元カモデルには、ひひ割れを考慮した Takeda モデル (剛性低 下率=0.4)を用いている.

P2, P3橋脚段落し部の鉄筋定着長は、塑性変形挙動に着目し、 多段配筋の影響や軸方向鉄筋の抜け出し量を考慮した大型実験 供試体による載荷実験結果<sup>4)</sup>によると、実橋レベルの供試体は通 常考えられている以上に定着長が長く、付着力の低下が認めら れており、段落し部の損傷度評価を行うためには、この付着力 の低下を考慮する必要があると考えられる.ここでは、石橋ら<sup>9)</sup> の研究成果を参考にして定着長の補正を行う.本橋の内外鉄筋 間隔100mm、内側の主鉄筋間隔110mm、主鉄筋径 \$ 32mmから、 付着力の低下率を算出すると、それぞれ鉄筋の付着力は0.49倍、 0.50倍となる.その結果を考慮し、ここでは定着長を従来の2.6 倍の定着長(d/2:2890mm)を確保した位置を照査断面とした.

橋軸直角方向の支承のモデル化については、各支承ともサイ ドブロックが外れ、ボルトが破断し損傷していたが、致命的な 損傷は発生しておらず、本橋では、橋軸直角方向には鋼角スト ッパーが変位に対して抵抗し、ストッパー自体も外観上損傷し ていなかったため、橋軸直角方向は固定とした.なお、橋軸方 向における桁衝突は、桁端部で軽微な損傷であったので、今回 の解析では考慮しないこととした.









各非線形部材の等価減衰定数として、道示耐震編に基づいて、 主桁および橋脚は2%、基礎は20%とした.橋全体の減衰特性に は、Rayleigh減衰を用いた.減衰に用いる係数は、固有値解析の 結果より、橋軸直角方向の有効質量比が最も卓越する1次モード (0.733秒)と、減衰曲線が各モードの減衰を反映させるように、10 次モード(0.164秒)を採用し、2つの振動モードから係数 $\alpha$ =1.83、  $\beta$ =0.00189を定めた.

入力地震波は、新潟県中越地震時に本橋近傍の川口町で観測



された強震記録のうち、川口町川口 (N-S) 波形を用いて橋軸方向、 川口町川口 (E-W) 波形を用いて橋軸直角方向の解析行い、主要動 を含む $0\sim35$ 秒を入力した. 時刻歴応答解析における数値積分に は、Newmarkの  $\beta$ 法 ( $\beta$ =1/4) を用い、積分時間間隔は、 $\Delta$ t=1/1000 秒とした.

# 3.3 解析結果

2章の損傷分析では、橋脚、支承等に橋軸直角方向の損傷が 目立った.本章では橋軸方向、橋軸直角方向の非線形動的解析 を行うことにより、損傷状況との対比を実施する.なお、本橋 の段落し部では、コンクリート標準示方書を用いて算出した曲 げ耐力値とせん断耐力値の比が 0.9 と拮抗しており、また図-4 に示したように、段落し部での損傷は、曲げ損傷が支配的であ るので、ここでは、曲げの破壊メカニズムに着目した解析を行 うこととした.

### (1) 中間橋脚の損傷評価

段落し部で損傷を受けたP2, P3橋脚について解析結果を示す. 図-9にP2橋脚天端における,橋軸方向と橋軸直角方向の応答変 位履歴を示す.橋軸方向の最大応答変位は0.0034mであり,橋軸 直角方向の最大応答変位は,0.165mとなっており,橋軸直角方 向の変位が卓越していることがわかる.このことから以下には 橋軸直角方向に着目した解析結果ついて示すこととする.

図-10,11にP2,P3橋脚の損傷状況図を示す.段落し部と基部 の最大応答塑性率に着目すると,P2橋脚は段落し部で6.8,基部 では6.4となり,段落し部,基部とも主鉄筋が降伏し,曲げ損傷 する結果となった.また,P3橋脚の最大応答塑性率は,段落し 部で6.2,基部でも6.2となったため,P2橋脚と同様の損傷傾向が 得られた.

次に, P2, P3橋脚天端の応答変位履歴を図-12に示す. P2橋脚 の最大応答変位は17.34秒時に16.5mm, P3橋脚でも同時刻の17.34 秒時に17.4mmの最大応答変位が発生する結果となった. この結 果,中間橋脚であるP2, P3橋脚は,同周期で振動し,最大変位 も同程度であることが分かる.

対象橋梁の段落し部の損傷を,表-1に示す既往の供試体実験結果<sup>2</sup>と比較する.図-13に実験供試体を示す.実験供試体は,橋脚高2.5m,段落し位置が基部から1.1mで,主鉄筋比が基部で



表-1 実損傷と既往の供試体実験結果との比較1)

		対象橋梁	実験供試体
主鉄筋比	段落し部	0.43%	0.63%
	基部	1.29%	1.31%
帯鉄筋比	段落し部	0.03%	0.05%
	基部	0.15%	0.05%
基部と段落し部の耐力比		0.81	0.80



1.31%, 段落し位置で0.63%, 帯鉄筋比が基部, 段落し部ともに 0.05%で, 基部と段落し部の耐力比が0.80であり, 対象橋梁の中 間橋脚とほぼ同程度の鉄筋比, 耐力比である. この実験供試体 の正負交番載荷実験結果を基に, 段落し部の損傷度を判定する と, 柱頭部の変位が4δ, で被りコンクリートが剥落し, 5δ, で主 鉄筋が破断したため, 対象橋梁の段落し部での損傷程度は4~ 5δ,程度の曲げ損傷であると考えられる.また, 図-12に示した 最大応答変位より, 解析値の変位じん性率を算出すると, P2橋 脚で2.4δ, P3橋脚では2.6δ, となり, 段落し部ではひひ割れが 進展する程度の損傷状況となった.

解析値がやや小さく評価された原因の一つとしては、実橋脚の場合は、洗掘防止のための根巻きコンクリートの影響が考えられる.この根巻きコンクリートを、巻立て高さ1d、厚さ0.3m、主鉄筋をD25とし、300mmピッチで配筋したRC巻立てであると仮定すると、基部の曲げ耐力は28%増加する.そのため、図-14に示すように、基部の降伏モーメントMyが28%増加するため、基部での降伏が遅れ、最大応答塑性率が6.4から大幅に減少し、段落し部の最大応答塑性率が6.8から大幅に増加することが想定される.

また、図-14のP2橋脚基部降伏時のモーメント分布では、① の橋脚上部端には上部構造の影響により、基部と逆方向の曲げ モーメントが発生している.これは、橋軸直角方向には連続桁 であることから、中間橋脚天端の変位が拘束され、モーメント が発生するためである.この逆方向の曲げモーメントの影響に より、②の段落し位置に作用する曲げモーメントも低減してい る.

### (2) 支承ストッパーと桁端部の損傷評価

次に、図-15に中間橋脚最大変形時の各橋脚の応答変位と支 承反力を示す.まず,桁端部の支承の損傷であるが、図-5(b) より支承の設計直角方向耐力が1.2MNであるのに対して,解析 値における中間橋脚最大変形時の支承反力はP1橋脚で4.59MN となり耐力を超える結果となった.しかしながら,橋軸直角方 向の荷重に対しては、支承と同様に配置されているストッパー も荷重を受け持つ構造となっており、ストッパーが荷重を負担 する分、支承の荷重分担量が減少し、大規模な損傷に至らなか ったと考えられる.

同様に、各橋脚の応答変位を示しているが、中間橋脚の応答 変位に対して、端部橋脚の応答変位は極めて小さい.このため、 中間橋脚の橋軸直角方向の応答変位は端部橋脚によって抑制さ れ、その結果、P2橋脚は図-14に示したように橋脚上部端に基部 と逆方向の曲げモーメントが発生したと考えられる.

## 4. パラメータ解析

今回解析に用いたパラメータは、定着長の違い、上部構造形 式の違い、入力地震動の違いの3パターンである.表-2にパラメ ータに用いる解析ケースを示す.解析ケースは、3章で損傷解析 を行ったCaselを標準ケースとし、パラメータとして、段落し部 の照査断面の違いに着目したCase2、上部構造を単純桁に置き換 えた上部構造形式の違いに着目したCase3、入力地震動の違いを 対象としたCase4、Case5の計4ケースについて解析を行った.





表-2 解析ケース

	定着長	入力地震波	上部構造形式
Case1(標準)	D/2		油结构
Case2	la	JMA川口町	建初加加
Case3			単純桁
Case4	D/2	JR鷹取	油结构
Case5		神戸海洋気象台	建杭们



## 4.1 定着長に着目した解析

3章の中間橋脚の損傷度評価では、段落し部の鉄筋定着長を、 多段配筋の影響や、鉄筋の抜け出し量を考慮して、橋脚断面幅 dの1/2であると仮定して評価を行った.一方、既設橋脚の段落 し部の耐震性能についての照査方法を示している、既設橋梁の 耐震補強工法事例集<sup>6</sup>では、段落し位置から、重ね継ぎ手長 la



分だけ下げた位置で、段落し部の耐震性能を照査してもよいと されている.そこで、本検討では、定着長をd/2 とした Casel と、定着長をla とした Case2 との比較を行い、段落し部の損傷 度に着目した解析を実施した.

図-16 に、対象橋梁 P3 橋脚の段落し部の損傷状況を詳細に示 す. 図の左側には実際の段落し部の損傷状況と、水平方向の曲 げひび割れ発生位置を示し、右側には解析モデルで用いる定着 長を示している.標準ケースである Casel は定着長を d2 とし、 基部から 8.96m の位置を照査断面としており、Case2 で用いる 定着長は段落し位置から、重ね継ぎ手長 la 分だけ下げた位置で あり、基部から 10.76m の高さを照査断面としている. この照 査断面は、実損傷での曲げひび割れの中心位置である基部から 10.6m とほぼ同じ高さであることから、曲げひび割れの中心位 置を精度良く模擬できていると考えられる.

図-17 に照査断面の違いに着目した,段落し部での M-φ応答 履歴を示す.定着長を la とした Case2 での最大応答塑性率は, 正側で2.8,負側で 1.5 となり,定着長を d/2 とした Casel の結 果から大幅に減少する結果となった.逆に図-18 に示す基部で の M-φ応答履歴より,Case2 の最大応答塑性率は正側で 7.6, 負側で 3.1 とほぼ同程度が若干増加する傾向となった.

図-19 に橋脚高さと、損傷度の関係を示す. 基部から4m程度 の範囲では、損傷度に大きな違いは無いが、基部から5~7mの 範囲の第1段落し部と、基部から9~11mの範囲の第2段落し 部では、極端に損傷度が減少していることが分かる.

基部ではほぼ同様の傾向であったが,段落し部で最大応答塑 性率が大幅に減少した原因について考察する.図-20 に段落し 部で最大曲げモーメントが発生する時刻での曲げモーメント分 布を示す. Casel と Case2 では,発生する曲げモーメント分布 自体に大きな差が生じていないことが分かる.基部では降伏曲 げモーメントを超えて発生した応答曲げモーメントは Casel, Case2 でほぼ同程度であるが,段落し部では照査断面を変化さ せたことで,降伏曲げモーメントを超える応答曲率の値は大き く異なることが分かる.このため,図-19 で示したように,最 大応答塑性率は基部でほぼ同程度であったが,段落し部では大 きな差が生じたと考えられる.

次に、図-21 に P2 橋脚天端の応答変位履歴を示す. Casel と Case2 では、ほぼ同じ履歴となり、橋脚天端の応答変位に大差





はないことが分かる. 最大応答変位も Casel は 0.165m であった のに対して, Case2 は 0.166m となり, ほぼ同様の結果となった. 以上の結果より, 定着長を d/2 から, la と変化させたことで, 基部先行破壊型の損傷傾向となり, 結果に大きな差異が生じた ことから, 定着長の考慮法については, 十分な検討を加える必 要性が高いことが分かる.

### 4.2 上部構造形式の影響

3章の損傷シミュレーションの結果、本橋では、橋軸直角方向 の地震動に対して主桁が橋脚天端の水平変位を拘束したために、 中間橋脚の段落し部損傷が低減されたと推測された.そこで、 連続桁による変位拘束効果が段落し部損傷に及ぼす影響を検討 するために、本橋の上部構造を単純桁に置き換えたモデルを用 いて損傷シミュレーションを行った.

図-22に解析モデルを示す.ここで、単純桁のモデル化は、連続桁の梁モデルを橋脚上で分割することによって行い、支承条件は、一般的な単純桁橋での配置を参考にして、可動(支承バネ定数=0)と固定(支承バネ定数:連続桁モデルと同じ)を交互に配置した.

図-23に、上部構造形式を変化させた場合の、P2橋脚の損傷度 を示す.段落し部に着目すると、Caselの連続桁モデルの場合の 最大応答塑性率は6.8であったのに対し、Case3の単純桁モデルの 場合では10.9となったことから、連続桁を単純桁化することで 60%増加するという結果が得られた.逆に橋脚基部の最大応答 塑性率は、Case1で6.4、Case3では4.4となり、減少する結果とな った.これは、より脆弱的である段落し部で、大きく損傷した ために、基部は損傷度が減少したことが考えられる.また、橋 脚上部端に着目すると、上部構造が連続桁であったCase1は、桁 によって固定されるために、橋脚上部端にモーメントの発生が 確認できるが、単純桁であるCase3では、上部構造によって変位 が拘束されていないために、その影響が見られない.

図-24に、P2橋脚最大変形時の橋脚変形図を示す. Case1の橋 脚天端での最大応答変位は、17.34秒時に165mm発生したが、 Case3では、17.38秒時に213mmとなったことから、最大変位は 77%に低減されたことが明らかとなった.

図-25 に Case3 の中間橋脚最大変形時での,各橋脚の応答変 位と支承反力を示す.図-15 の Casel と比較すると,単純桁で は端部橋脚が中間橋脚の変位に対して抵抗しないことから,





Case1のP1橋脚の応答変位は、10.1mmであったのに対して、Case3 では1.64mmとなった. 同様に、P1橋脚の支承反力は、 Case1では、4.72MNであったのに対して、Case3では1.01MNとなり、支承設計直角方向耐力以内に収まる結果となった.

また,地震波を35秒間入力し終わった状態での変位を残留変 位とし,その状態での残留変位量を図-26に示す. Caselの残留 変位は約2cm程度であるのに対して, Case3では約5cm程度で あり,P2橋脚で47%に,P3橋脚で37%に低減されており,上部 構造を連続桁化すると,残留変形も小さくなることが明らかと なった.

以上より,連続桁でモデル化を行った本対象橋梁は,端部橋 脚が中間橋脚の変位を拘束することから,段落し部での損傷が 低減されたと考えられる.

#### 4.3 入力地震波の影響

段落し部の損傷に影響を与える要因として入力地震波の影響 が考えられる.そこで、卓越周期帯の異なる入力地震波による パラメータ解析を行い、入力地震波が段落し部の損傷に与える 影響を把握する.また、兵庫県南部地震で観測された2つの地震 波を用いることで、中越地震で発生した段落し部での損傷傾向 の相違に着目した解析を行うことを目的とした.入力地震動は、 従来の道路橋示方書耐震設計編のⅡ種地盤用の想定地震波形で あるJR鷹取波形、及び、これまで観測された地震動の中でも最 大規模で、比較的短周期帯で応答加速度が卓越する神戸海洋気 象台波形を用いた.

図-27にパラメータに用いた入力地震動を示す. Case4のJR鷹 取波形は, 8.48秒時に686.8Galであり, Case5の神戸海洋気象台波 形は, 5.54秒時に最大応答加速度812.02Galである. 図-7に示した 加速度応答スペクトルで, JR鷹取波形は0.7秒から0.9秒で加速度 が卓越していることが分かる. 神戸海洋気象台波形は, 0.3秒か ら0.5秒で加速度が卓越する特徴がある.

図-28, 29にCase4のJR鷹取波形を入力した場合の,段落し部 と基部のM-φ応答履歴を,それぞれ川口町波形入力時の結果と 併せて示す.これらの図より,段落し部での最大応答塑性率は 正側で5.5,負側では5.2となり,Case1と比較して若干減少した. また,基部の最大応答塑性率も正側で4.0,負側で5.6となり,い ずれの断面でも損傷度が川口町波形入力時より小さくなったこ とが分かる.なお,ここでは示していないが,P3橋脚でも同様 に最大応答塑性率が小さくなる結果が得られた.

図-30, 31に神戸海洋気象台波形を入力したCase5の段落し部 と基部のM- φ応答履歴を示す.これらの図より,段落し部での



最大応答塑性率は正側で4.7, 負側では6.1となり, Caselとほぼ同 程度損傷する結果となっている.また,橋脚基部での最大応答 塑性率は,正側で2.5,負側で3.9となり,基部ではCaselよりも基 部の損傷度が若干小さくなっていることが分かる.

次に、Case4とCase5で、Case1よりも損傷度が小さくなった原因について示す.図-32にCase4とCase5のP2橋脚天端の時刻歴応 答変位を示す.JR鷹取波形を入力したCase4の最大変位は5.82秒時に0.15mとなり、Case1の最大変位と比較して若干小さくなる



結果となった.この橋脚天端の時刻歴応答変位により,降伏した5秒以降の周期を算出すると、5~7秒付近では、およそ1.0秒程度の周期で振動していることが分かる.また神戸海洋気象台波形を入力したCase5の最大変位は、5.68秒時に0.12mとなり、Case5もCase1よりも最大変位が小さくなる結果となった.Case4と同様に降伏以降の周期を算出すると、5~7秒付近では、およそ0.8秒程度の周期で振動していることが分かる.また図-13で示したCase1では1.3秒程度の周期で振動していたため、これを図-9の加速度応答スペクトルで照査してみると、これら3波形の卓越周期帯に対応する応答加速度は、ほぼ同程度であるが、Case1の1.3秒付近で、応答加速度が若干大きいために、Case1の最大応答塑性率が最も大きくなったと考えられる.しかしながら、その差は小さいため、今回のような同規模の入力地震動による、段落し部への影響はほとんど無いと考えられる.

図-33にパラメータ解析で行った段落し部の最大応答塑性率の一覧を示す. 段落し部の損傷に最も大きく影響を与えたのは, 上部構造形式の違いに着目したCase3であり,大きな損傷を受けたものの,落橋に至らなかった要因としては,本対象橋梁は連続桁構造であったことの影響が大きかったと考えられる.

# 5. 結論

新潟県中越地震で被災した3径間連続PC連続桁鉄道橋につい て,損傷状況を調査・分析した後,時刻歴応答解析を用いて損 傷シミュレーションを行った.さらに、定着長、上部構造形式 と入力地震動をパラメータとした検討を行い、それらが橋脚の 段落し部の損傷に与える影響について考察した.本研究により 得られた知見を以下に示す.

- 実橋の損傷状況を調査・分析した結果、中間橋脚の軸方向鉄 筋段落し部における損傷が顕著であり、ひび割れ状態やコンク リートの剥離状況などから、橋軸直角方向の地震動によって主 要な被害を受けたと推察される。
- 2) 鉄筋定着長をd2と仮定して動的解析を行った結果, 段落し 部で損傷する傾向は再現できたが, P2, P3 橋脚の最大応答塑 性率は,実損傷に比べやや小さく評価された.この一因として は,橋脚基部の根巻きコンクリートによる基部の耐力増加が考



えられる.

- 3) 段落し部の照査位置を,重ね継ぎ手長 la 分だけ下げた場合の 比較を行った結果, la では,段落し部での損傷度が大幅に減少 し,基部で大きく損傷する結果となり,実被害のように段落し 部で損傷する傾向とはならなかった.
- 4)本橋の場合,橋軸直角方向の変位に対して,連続桁であることによって端部橋脚が中間橋脚の変位を拘束し,残留変形を低減させることで,段落し部で損傷しても落橋に至るような大きな損傷とならなかったと考えられる.

## 参考文献

- 1) 東日本旅客鉄道: SED (Structural Engineering Data) 特集「新 潟県中越地震と鉄道」, No.24, pp.45-49, 2005.8
- 2) 川島,運上,飯田:鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の 耐震判定法及び耐震補強法に関する研究,土木研究所報告,第 189号,1993.9
- 3) 山本,石橋,大坪,小林:鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性 能に関する実験的研究,土木学会論文集,第348号/V-1,
- pp.61-70, 1984.8
- 4) 幸左,小林,村山,吉澤:大型 RC 橋期模型試験体による塑
  性変形挙動に関する実験的研究,土木学会論文集,第 538 号/
  V-31, pp.47-56, 1996.5
- 5) 尾坂, 鈴木, 桑澤, 石橋:静的交番繰り返し荷重下での RC 柱の履歴復元力特性に関する研究, 土木学会論文集, 第 372 号/V-5, pp.45-54, 1986.8
- 6)(財)海洋架橋・橋梁調査会:既設橋梁の耐震補強工法事例集, 2005.4

(2007年9月18日受付)