

論文 非線形動的解析を用いた道路橋の被災に関する考察

田中 克典*¹・幸左 賢二*²・藤井 康男*³

要旨：兵庫県南部地震により被災した阪神高速道路3号神戸線の高架橋のうち、桁2連の落橋部を含む延長約500m区間の橋梁全体系を対象とした非線形動的解析を実施し、RC橋脚の損傷状況、上部構造の落橋現象に対する考察を行った。解析により、落橋した桁を支持するRC橋脚の損傷は比較的軽微であること、落橋は桁同士の玉突き現象による支承および落橋防止装置（桁間連結装置）の破壊に伴う、上下部構造間の大きな相対変位が生じたためであること等の被災状況をほぼ再現することができた。

キーワード：RC橋脚、高架橋、損傷状況、非線形解析、落橋

1. はじめに

兵庫県南部地震では、多くの道路橋が落橋をはじめとする甚大な被害を被った。落橋被害に着目すると、上部構造を支持するRC橋脚のせん断や曲げせん断破壊により橋脚部分から倒壊したケースと、下部構造は一見激しい損傷が認められないにも拘わらず落橋に至ったケースに分けられる。ここでは、後者に該当する落橋した単純桁2連を含む阪神高速道路3号神戸線の約500m区間を検討対象に選んだ。

落橋した橋梁部分は、単純桁とこれを支持するRC橋脚（場所打ち杭基礎）のごく一般的な構造であり、RC橋脚の軽微な損傷が認められる程度で、流動化による基礎の移動も認められない箇所である。設計図面や写真等調査資料より、落橋した単純桁2連はいずれも十分な桁かかり長（1200mm）を有する可動支承部側であり、

破壊した固定支承側の桁に押し出された形で玉突き状態となっていた。また、落橋箇所の大阪側には支間長が比較的長い（上部構造重量の大きい）5径間連続ゲルバー桁が隣接しており、ゲルバー桁を固定支持するRC橋脚では鉄筋が座屈する程度の大きな損傷を受けていた。以上の被災状況を踏まえ、RC橋脚、支承部材、隣接桁間の衝突現象等に対し、簡単なモデル化を行った非線形動的解析を用い、RC橋脚の損傷度および落橋現象について検討を行った。

2. 対象橋梁および被災状況

対象橋梁を図-1に示す。対象橋脚は、全橋脚ともII種地盤上に杭基礎で支持されており、3号神戸線の国道43号線中央分離帯に位置する標準的なRC単柱式橋脚である。

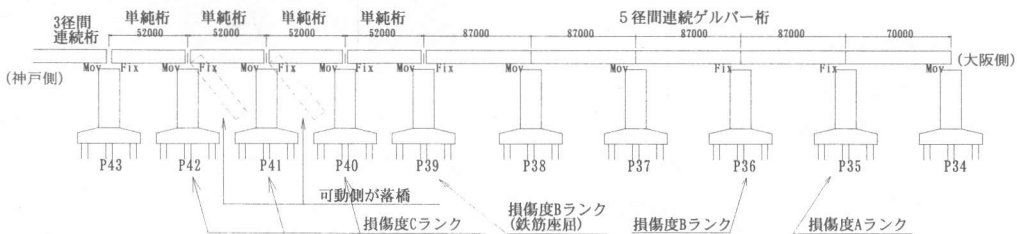


図-1 対象高架橋

*1 八千代エンジニアリング（株）大阪支店（正会員）
 *2 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 Ph.D（正会員）
 *3 阪神高速道路公団 工務部（正会員）

P39～P43間の鋼単純桁橋4連のうち、中央の2連がP40およびP41上の可動支承側の桁端が橋脚天端から脱落して落下した(写真-1参照)。地震直後の写真および調査資料¹⁾から、大阪側に隣接するゲルバー桁の桁端部がP39橋脚上の単純桁に衝突し、次々に玉突き状態となって神戸側に移動し、P43橋脚上で隣接する連続桁の端部に衝突している状況であった。

支承については、落橋に伴って撤去されている桁、支承が多いことから、地震後の詳細な損傷状況は記録されていないものが多い。記録されているものでは、P39上の可動支承、P40上の固定支承、P42上の可動支承が全て損傷し、全ての単純桁が神戸側に移動していた。P42上の可動支承側では桁が完全に下査から脱落し、かろうじて落橋に至らなかった状態であった。

解析対象としたRC橋脚の断面寸法と損傷度ランク²⁾を表-1に示している。Bランクは軸鉄筋が座屈しているため、鉄筋取替えを行ってさらに補強し復旧した橋脚であり、Cランクは、かぶりコンクリートの剥離やひび割れ程度の比較的軽微な損傷で、同じく補強して復旧した橋脚である。AランクのP35は地中部の詳しい損傷は不明であるが、地表付近の損傷が激しく、柱基部より撤去再構築された橋脚である。BランクのP36は、神戸側への残留傾斜が大きいいため、P35と同じく撤去再構築により復旧した橋脚である。なお、損傷は全て基部の曲げによるものである。BランクとCランクであるP39、P40の地表の損傷状況を写真-2、3に示す。

3. 非線形動的解析

3.1 解析モデル

図-2に橋梁全体系の解析モデルを、図-3に橋脚部のモデル例を示す。解析モデルは、梁-マスモデルとし、桁と橋脚に橋軸方向の質量を考慮した。柱部材は曲げの非線形特性(M-φ)、支承部材は非線形バネ特性を仮定した。基礎部は剛体として水平および回転の弾性集中バネでモデル化した。可動支承については、支

表-1 解析対象橋脚

橋脚	断面寸法	損傷度ランク
P35	3500 mm × 3500 mm	A
P36	3500 mm × 3500 mm	B
P39	3500 mm × 3500 mm	B
P40	φ 3500 mm	C
P41	φ 3500 mm	C
P42	φ 3500 mm	C

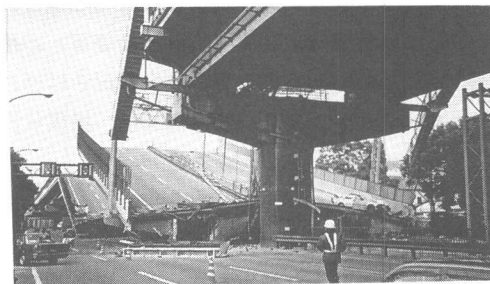


写真-1 落橋状況



写真-2 P39損傷状況(Bランク)



写真-3 P40損傷状況(Cランク)

点反力の10%、固定支承については固定支承側上部構造重量の30%を基本とした降伏耐力とし、降伏後は変形のみ増加する完全弾塑性を仮定した。これは、可動支承の摩擦係数 $f=0.1$ 、固定支承の破壊耐力を震度 $kh=0.3$ 相当と想定したことによる。なお、降伏に至るまでの剛性は十分大きな値を設定している。解析ケースは、

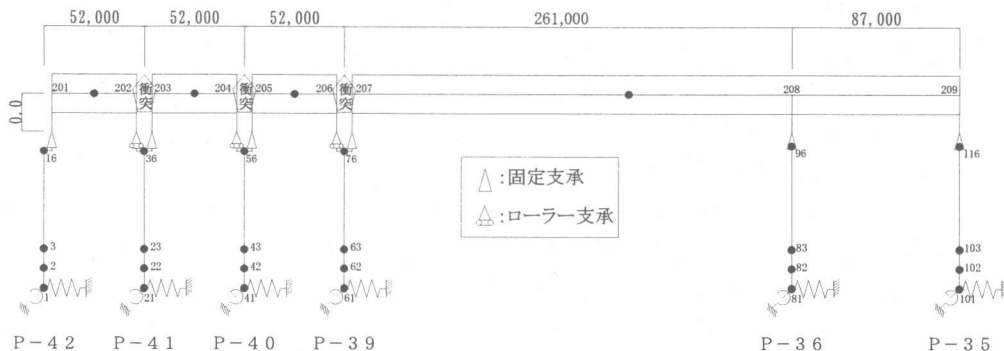


図-2 橋梁全体系モデル

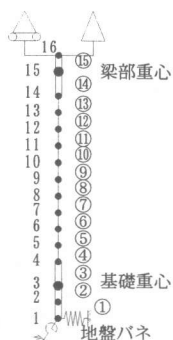


図-3 橋脚部モデル例

表-2に示すように、固定支承の降伏耐力を、固定側上部構造重量 W_u の30%（基本値）以外に20%、10%、5%の計4ケースを考えることとした。これは、固定支承の破壊後には、下部構造への伝達力が低下することを想定したものである。

また、桁の衝突現象を再現するために、図-4に示すような非線形バネを隣接桁間に考えることとした。すなわち、桁遊間を100mmと仮定して、それ以上の圧縮変位では十分大きな剛性 K で桁間に力が伝わり、引張変位に対しては力が伝わらない（実際は小さい剛性）モデルとした。簡略化したモデルで予備検討を行い、矢部³⁾らによる衝突バネの剛性 K の検討結果も参考にし、剛性 K を 5×10^7 kN/mとした。

3.2 入力地震動

入力地震動は、図-5に示す兵庫県南部地震のⅡ種地盤の代表波形である JR 鷹取駅記録 (E/W)を用いた。

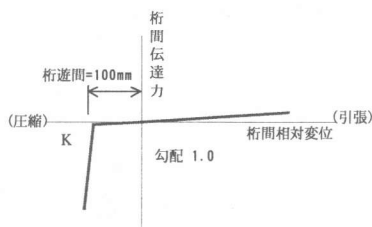


図-4 衝突バネモデル

表-2 解析ケース 単位：kN

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
P39	17819	11880	5940	2970
P40	3800	2533	1267	633
P41	3800	2533	1267	633
P42	3800	2533	1267	633
備考	$W_u \times 0.3$	$W_u \times 0.2$	$W_u \times 0.1$	$W_u \times 0.05$
	ゲルバー桁 $W_u=59398$ kN 単純桁 $W_u=12667$ kN			

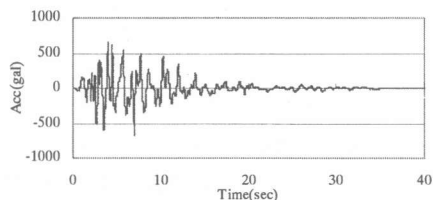


図-5 入力地震動

3.3 解析結果および考察

(1) 桁の衝突および変位

図-6、図-7は、それぞれ CASE1 と CASE3 に対して、P39 上のゲルバー桁と単純桁、P40、P41 上の単純桁間における相対変位の時刻歴波形を示したものである。ここで、桁間が開く方向が

プラス、閉じる方向がマイナスである。桁遊間を 100mm と仮定しているので図中-100mm が桁同士の衝突を示している。CASE1 の P39 上では、2 回目の衝突(約 5.6 秒)により、反発して桁間が離れる方向に最大相対変位 231mm が発生している。P40 上では P39 上の 1 回目、2 回目の衝突後にそれぞれ衝突および反発が生じているが、P39 上の 3 回目の衝突(約 7.9 秒)後では、大きな反発とはなっていない。P41 上では P40 の 2 回目の衝突(約 5.8 秒)後、桁遊間が閉じたままの状態であり、P39 上で発生した衝突エネルギーが減衰していることがうかがわれる。一方、CASE3 では、P39 上で約 3.0 秒、P40 上で約 3.2 秒、P41 上で約 3.4 秒でそれぞれ 1 度だけ衝突が発生し、神戸側への玉突き現象となって現れている。CASE1 と同様、神戸側へいくに従い、反発力が吸収される傾向が認められるが、P39 上における桁間相対変位は、CASE1 で 231mm であったものが CASE3 では 610mm と増加している。

表-3 は P39,P40,P41 上の可動支承の最大変位、すなわち上下部構造間の相対変位を各ケースごとに示したものである。表中カッコ内は変位の方向(橋脚に対する桁の方向)を示している。最大変位は、ほとんど全ての橋脚、ケースで神戸側に大きな変位が発生しており、神戸方向に玉突き現象を起こし、P40 および P41 上の可動支承側の桁が神戸側に押し出されたことをよく表している。ただし、桁かかり長は 1200mm であるので、CASE4 でも落橋に至っていない。

また、表-4 は同じく固定支承の最大変位を示したものである。P40、P41 では、比較的大

表-3 各橋脚上可動支承の最大変位 単位: mm

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
P39	231(神)	474(神)	652(神)	1203(神)
P40	196(神)	435(神)	639(神)	1092(神)
P41	196(大)	341(神)	615(神)	994(神)

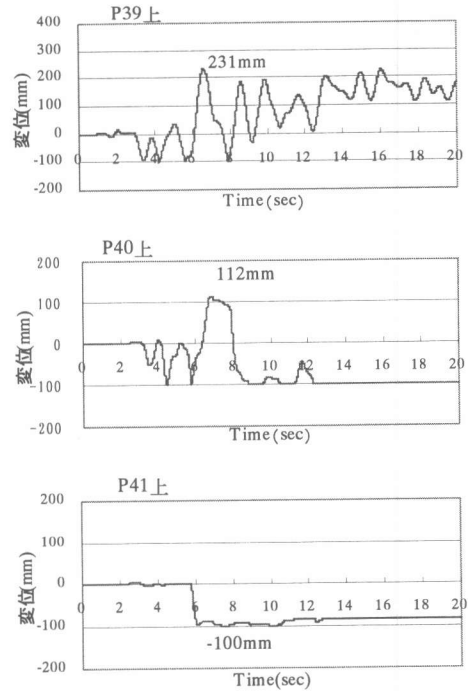


図-6 CASE1 桁間相対変位

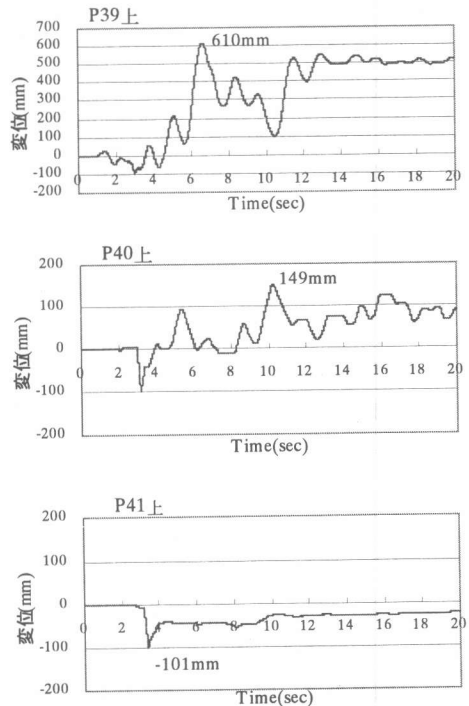


図-7 CASE3 桁間相対変位

きな変位が発生しているが、P39 上の固定支承については、支承降伏耐力が高いため CASE1, CASE2 では降伏に至っておらず、先に述べた図-6 の桁間相対変位の最大値と表-3 の可動支承最大変位はいずれも 231mm で一致している。

以上のように、CASE3 では、P39 上で約 3.0 秒にゲルバー桁と単純桁が衝突し、P40 上で約 3.2 秒に単純桁同士の衝突、P41 上で約 3.4 秒で同じく単純桁同士の衝突が順次発生し、各単純桁が神戸側に移動した状態で変位が残留している。これは、衝突後の大きな反発力により、各橋脚上における可動支承の残留変位（上下部構造間の変位）が生じたためと考えられる。

図-8 に CASE3 の P39 上可動支承の変位を示す。P39 上の衝突後3秒程度経過した約 6.3 秒に最大値 652mm を生じ、一度減少して最大値とほぼ同じ残留を生じている。最大変位の値は、実際の桁かかり長(1200mm)を考えれば落橋に至るような変位ではないが、定性的には現象を再現できていると考える。

一方、表-4 に示したとおり、CASE1,2 の P39 上の固定支承は、降伏耐力に達しておらず、CASE3 に比べて可動支承の変位も小さいことから、実際の挙動は CASE3 に近いものと推定される。支承耐力としては、CASE1 が妥当であるにもかかわらず、このような結果となった理由としては、入力地震動の違いとともに、前述したように固定支承の破壊後の伝達力は摩擦力程度に低下することが考えられる。

(2) 橋脚

図-9、図-10は解析 CASE1 と CASE3 の P39, P40 および P41 の橋脚柱基部の応答履歴特性を示したものである。図中■印の実線は解析モデルで設定した各橋脚の非線形特性 ($M-\phi$) のスケルトンを示したものである。P39 は 5 径間ゲルバー桁の端部固定橋脚であり、P40, P41 は可動側が落橋した単純桁を支持する橋脚である。図-9、図-10とも、P39 では終局曲

表-4 各橋脚上固定支承の最大変位 単位: mm

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
P39	0(神)	0(神)	227(神)	359(神)
P40	222(神)	445(神)	593(神)	1167(神)
P41	181(神)	433(神)	637(神)	1092(神)

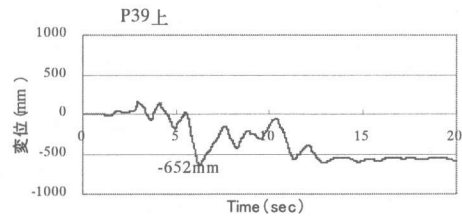


図-8 CASE3 P39上可動支承の変位

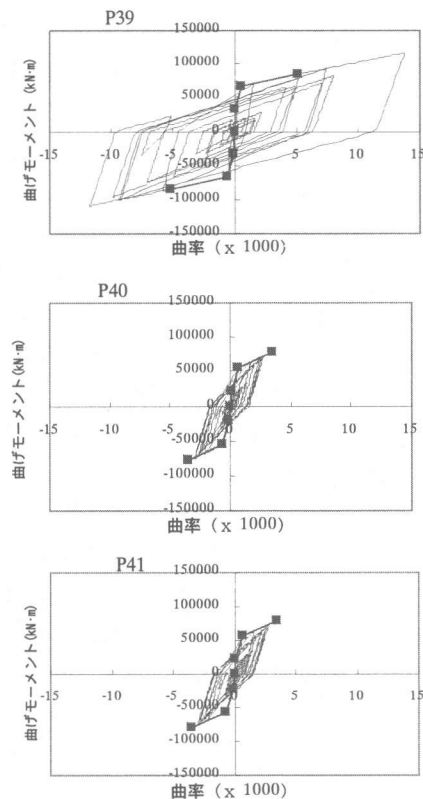


図-9 CASE1 橋脚基部の曲げモーメント

げモーメント M_u を大きく超えているのに対して、P40, P41 では降伏曲げモーメント M_y を若干超えているものの、 M_u までには至ってい

ない。ここに、 M_y および M_u は、それぞれ引張鉄筋が降伏に達するときのモーメントおよび圧縮縁のコンクリートが圧壊するときのモーメントである。CASE1 ~ CASE4 になるに従い、損傷程度が軽微となる。これは、固定支承の耐力が小さく、下部工への伝達力が小さくなるに従い、橋脚の損傷度も小さくなることを示しており、落橋を別にすれば、支承耐力を小さく押さえることが下部構造にとって有利であることを示している。

実際の損傷度が高い橋脚は、P35,P36,P39 である。紙面の都合で示していないが、P35,P36 は各ケースとも解析における橋脚基部の応答値が大きく、設定した M_u を大きく超えており、損傷状況とよく合っている。P39 においても、CASE1 ~ CASE3 では M_u を超えている。一方、比較的軽微な損傷であった P40 ~ P42 橋脚は、CASE1,CASE2 で $M_y \sim M_u$ の間の応答値となっているが、図-10に示したように CASE3 では、わずかに M_y を超える程度である。実際の損傷は、若干 M_y を超えていても外観上の損傷は軽微であることから、CASE3 の応答が実際の損傷状況ともよく合っているように思われる。CASE3 では、P39 ~ P41 上の固定支承、可動支承ともに設定した降伏耐力に達しており、P40 ~ P42 では、地震発生後早い段階で支承が破壊し、地震力が橋脚に伝わらなかったため、軽微な損傷で収まったと考えられる。

以上のことから定性的ではあるが、CASE3 によって、上部構造の衝突による玉突き現象が原因で支承が破壊し、神戸側への落橋につながったこと、落橋箇所橋脚は大きな損傷に至らなかったことをほぼ再現できたと考えられる。

4. あとがき

今回、下部構造の変状が認められず、橋脚の損傷が軽微であるにもかかわらず、落橋に至った橋梁を対象に、動的解析を用いて挙動の再現を試みた。このような種類の落橋現象が生じた原因として、隣接する5径間連続ゲルバー桁か

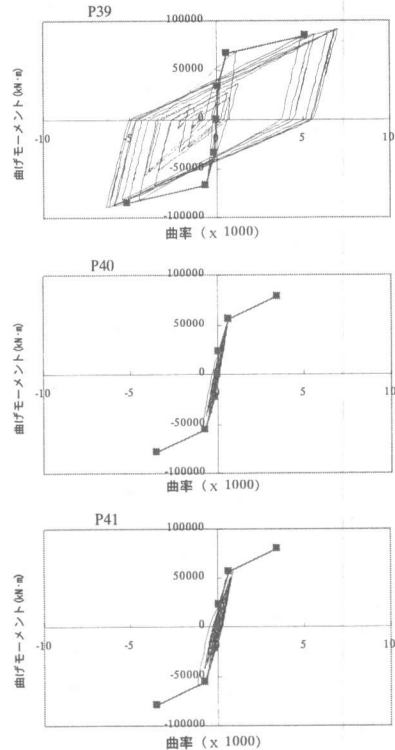


図-10 CASE3 橋脚基部の曲げモーメント

らの大きな衝突荷重が引き金になったことも考えられる。また、上部構造の衝突が原因でおこる落橋に対しては、支承、桁がかり長、桁連結装置等の落橋防止構造の設計において十分配慮するとともに、桁の連結化、連続桁の採用も含めた橋梁全体の耐震化が重要と思われる。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995.12
- 2) 田中，林，幸左，安田：RC橋脚損傷度の定量的評価，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.19,No.2 pp393-398,1997
- 3) 矢部，武村，川島：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響，構造工学論文集 Vol.43A pp781-791 1997