

1995年兵庫県南部地震で桁が落下した橋梁の被災解析

堺淳一¹・運上茂樹²

¹ 正会員 博（工） 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム 研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

² 正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム 上席研究員（同上）

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震において、落橋等の甚大な被害が多数の橋梁に生じたことをうけて、平成8年に改定された道路橋示方書¹⁾では、落橋防止構造は、必要な機能を明確にして落橋防止システムを構成するとともに、その設計法が強化された。平成14年に改定された道路橋示方書²⁾では、性能規設計に対応するように記述が改定された。道路橋示方書においては、落橋防止システムの性能目標は、設計で想定される以上の外力や地盤の変位により過大な桁の応答が生じた場合にも、桁の落下を防止することであり、十分なけたかかり長を確保すること、落橋防止構造の耐力はその支点が支持する死荷重反力の1.5倍とし、設計遊間量をけたかかり長の0.75倍とすること等が規定されている。しかし、こうした規定は仕様規定となっており、性能という観点ではどのような想定外の外力に対して、どのような性能を確保するのかが必ずしも明確ではないため、これらを明確にし、合理的な落橋防止システムの設計法の確立することが喫緊の課題である。

これまでに、桁落下の再現解析や落橋防止構造の効果に関する研究としては、西川・目黒³⁾、家村ら⁴⁾、梶田ら⁵⁾、伊津野ら⁶⁾、川島・渡邊⁷⁾、田崎ら⁸⁾の研究がある。

本研究では、落橋防止構造に要求される性能を明確化することを目的とすることとし、落橋防止構造の効果を解析的に明らかにすることとした。その第一ステップとして、合理的な解析手法を構築するために、1995年の兵

庫県南部地震で桁が落下した橋梁の被災再現解析から解析モデルのキャリブレーションを行った。本文は、この結果を報告するものである。

2. 解析対象とした橋梁と解析モデル

(1) 解析対象橋梁と被災概要

解析対象には、橋脚の崩壊を伴わずに桁が落下した橋梁とすることとし、図-1に示すように3径間連続鋼箱桁橋、4径間単純鋼箱桁橋、5径間ゲルバー鋼箱桁橋から構成される一連の橋梁のうち、兵庫県南部地震において単純桁の中央の2つの桁が落下した橋を選定した。本橋の橋軸方向はほぼ東西に向いている。本橋を支持する地盤は、道路橋示方書に基づけばⅡ種地盤に分類される。

本橋梁を支持する橋脚は表-1に示すようにいずれも断面寸法が3.3~3.5mの鉄筋コンクリート（RC）橋脚である。単純桁のけたかかり長は、いずれも1.2mが確保されており、これは現行基準に基づいて算出される値（0.96m）よりも大きい。本論文では、図-1に示すように東側から桁をS34~S43、橋脚をP34~P46と呼ぶこととする。

橋脚の損傷は、表-1に示すとおりである^{9), 10)}。これより、ゲルバー橋および3径間連続橋を固定支承で支持する橋脚は被災度B以上の損傷を受けていることが分かる。可動支承および単純桁を支持する橋脚の被災度は、P43、P44橋脚を除いて、曲げひび割れ程度と小さい。なお、その損傷状況からP43は橋軸・橋軸直角の両方向からの

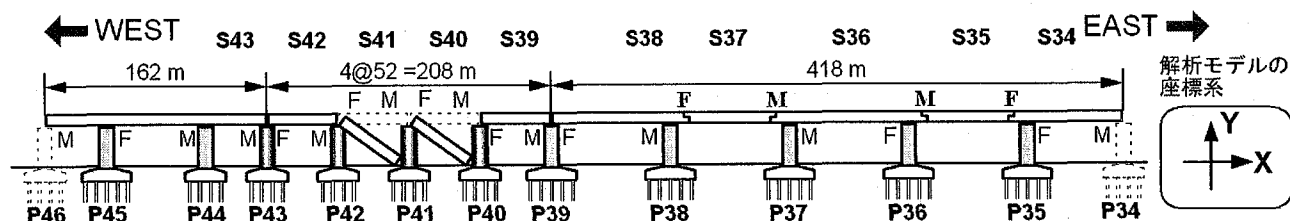


図-1 解析対象橋梁と落橋状況

表-1 RC 橋脚の被災状況

橋脚	支承	形状と寸法	被災状況	被災度
P35	F	□ 3.5 m	基部に曲げ破壊	B
P36	F	□ 3.5 m	基部に曲げ破壊	B
P37	M	□ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P38	M	□ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P39	FM	□ 3.5 m	橋軸方向の曲げせん断破壊	A
P40	FM	○ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P41	FM	○ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P42	FM	○ 3.5 m	基部に曲げひび割れ	C
P43	FM	○ 3.5 m	基部に曲げ破壊	B
P44	M	□ 3.3 m	基部に曲げ破壊	B
P45	F	□ 3.3 m	橋軸方向のせん断破壊	A

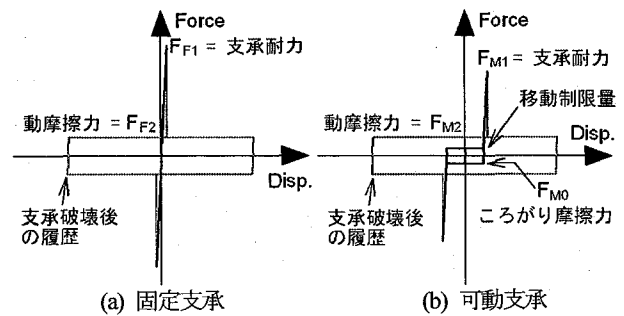


図-2 支承の履歴モデル

表-2 固定支承の耐力の RC 橋脚の曲げ耐力との比

	P35	P36	P39	P40	P41	P42	P43	P45
支承の耐力	0.88	0.98	0.91	0.45	0.46	0.46	0.68	1.05
支承の耐力×1.2 倍	1.06	1.17	1.09	0.54	0.55	0.55	0.81	1.26
支承の耐力×1.5 倍	1.32	1.46	1.37	0.68	0.69	0.69	1.02	1.57

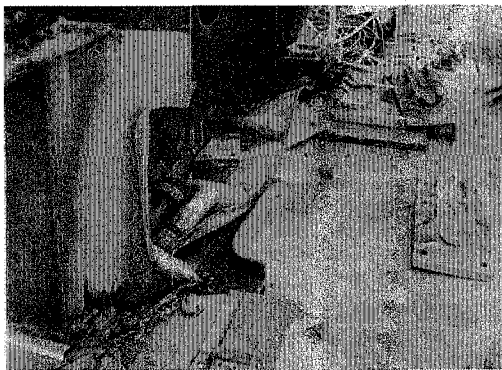


写真-1 S42 桁の状況^{9), 10)}

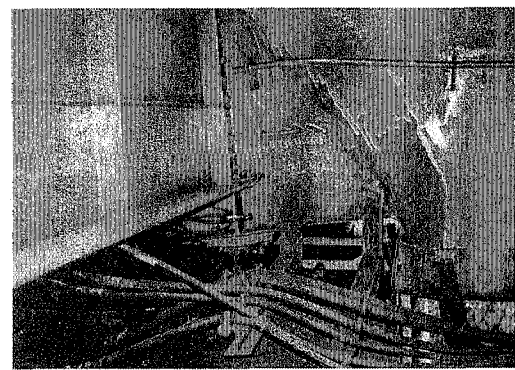


写真-2 P39 橋脚側の桁端部の切欠き部の座屈^{9), 10)}

地震力が、P44 橋脚の損傷には橋軸直角方向の地震力がそれぞれ大きな影響を及ぼしたと推測される。

S39～S42 桁の被災に関して文献 9), 10)に報告される内容を以下に簡単にまとめる。

- (1) 落下していない S39 桁と S42 桁の地震後の橋脚天端に対する上部構造の橋軸方向の残留相対変位は S39 桁、S42 桁に対して最大でそれぞれ 0.51 m, 0.73 m である。
- (2) 桁端に残された痕跡から、S38 桁と S39 桁の間および S42 桁と S43 桁の間に衝突が生じた。
- (3) 単純桁を支持する橋脚上のすべての支承において、上沓の逸脱、破壊等の損傷が生じた。
- (4) P39 橋脚上の固定支承は破損した。
- (5) 5 径間ゲルバー鋼箱桁の西側の固定桁 (S38 桁) の桁端部の切欠き部が P39 橋脚との衝突により座屈した。

なお、S42 桁の残留相対変位は 0.73 m とけたかかり長の 60%程度であるが、写真-1 に示すように桁端部が衝突等により大きく損傷し、落下まで余裕の少ない状態である。また、(5)については、写真-2 に示すような桁の座屈状況から P39 橋脚上の固定支承が損傷する前に支承部から桁に大きな力が伝わったことにより座屈が生じたと推測される。また、P35, P36 橋脚上の固定支承は破損しな

かったことが報告されている⁹⁾。なお、P45 橋脚上の支承は破損していた。

(2) 解析モデル化

本橋梁の橋軸方向の応答を解析対象とすることとし、図-1 に示す P35～P45 橋脚と S34～S43 桁の橋梁全体系を非線形のばね要素、はり要素を用いて、桁間の衝突、支承の破壊、RC 橋脚の損傷を考慮した 2 次元骨組みモデルにモデル化した。

RC 橋脚は、Takeda 型の履歴特性を有する非線形はり要素でモデル化した。第 1 剛性変化点をひびわれ点とし、第 2 剛性変化点 (降伏点) はひびわれ点と初降伏点を通る直線が終局モーメントに達する点とした。降伏後の剛性は 0 とした。なお、橋脚のせん断破壊の影響は考慮していない。杭基礎の変形の影響はフーチング底面で定義した基礎の抵抗を表す線形の水平および回転ばねでモデル化した。桁は線形はり要素によりモデル化した。

桁間の衝突は、衝突ばね¹¹⁾によってモデル化することとした。衝突ばねの剛性は、隣接する桁の軸方向剛性とした。桁遊間は、実際の遊間量 (0.1～0.15 m) を設定した。なお、本橋には桁間連結装置が設置されていたが、

表-3 解析ケース

	動摩擦係数	支承耐力の倍率
CASE 1	0.20	可動支承, 固定支承ともに 1.0 倍
CASE 2	0.15	可動支承, 固定支承ともに 1.0 倍
CASE 3	0.10	可動支承, 固定支承ともに 1.0 倍
CASE 4	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.0 倍
CASE 5	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.1 倍
CASE 6	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.2 倍
CASE 7	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.3 倍
CASE 8	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.4 倍
CASE 9	0.05	可動支承, 固定支承ともに 1.5 倍
CASE 10	0.05	P35, P36, P39, P45 の固定支承の耐力のみ 1.5 倍, その他の支承耐力は 1.0 倍
CASE 11	0.05	P35, P36, P39 の固定支承の耐力のみ 1.5 倍, その他の支承耐力は 1.0 倍

表-4 桁と橋脚の最大相対応答変位と固定支承を有する橋脚の最大応答曲率の終局曲率に対する比

	桁と橋脚の最大相対変位 (m)					橋脚の最大応答曲率/終局曲率				
	P39-S39	P40-S40	P41-S41	P42-S42	P43-S43	P35	P36	P39	P43	P45
被災状況	0.51 m	落橋	落橋	0.73 m	----	B	B	A	B	A
CASE 1	0.35	0.35	0.36	0.36	0.37	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
CASE 2	0.47	0.47	0.48	0.48	0.48	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
CASE 3	0.54	0.55	0.56	0.55	0.53	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
CASE 4	0.89	0.92	0.91	0.85	0.84	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
CASE 5	0.90	0.87	0.86	0.78	0.75	0.2	0.6	0.2	0.2	0.3
CASE 6	0.45	0.40	0.34	0.25	0.10	0.3	0.6	0.2	0.2	0.8
CASE 7	0.43	0.38	0.33	0.23	0.16	2.7	0.6	0.2	0.3	2.2
CASE 8	0.47	0.44	0.36	0.25	0.16	2.7	1.1	1.1	0.3	3.1
CASE 9	0.72	0.51	0.41	0.30	0.16	2.7	1.1	2.4	0.3	3.3
CASE 10	0.65	0.49	0.45	0.35	0.20	2.7	1.0	2.4	0.2	2.7
CASE 11	1.05	0.92	0.91	0.85	0.84	2.7	1.0	2.4	0.2	0.2

本解析では簡単のためこれを考慮していない。桁間連結装置の作動遊間量は、桁遊間の半分程度に設定されており、桁間の相互作用を正しく評価するにはこのモデル化が必要であり、今後の検討課題である。

支承のモデル化には、図-2 に示すような梶田らの提案モデル³⁾を用いた。固定支承（ピン支承）の耐力（ F_{F1} ）は、設計時に考慮された慣性力によって生じる応力が許容応力度に等しいとの考え方をもとに算出した。可動支承（ローラー支承）の耐力（ F_{M1} ）は移動制限装置の設計に用いる水平力に等しいと仮定した。可動支承のころがり摩擦係数は 0.01 とした。単純桁区間の可動支承の移動制限量は 45 mm、その他の可動支承では 72.5～90 mm である。固定・可動支承ともに耐力を超えると支承が破壊し、その後は動摩擦係数分の耐力を有すると仮定した。ただし、上述の仮定により求めた支承耐力と支承破壊後の動摩擦係数については、よく分からないため、これらをパラメータとして解析することとし、本研究では、支承の耐力は上記の仮定により求めた場合に加えて、その 1.1～1.5 倍とするケースも解析した。動摩擦係数は、0.05～0.2 まで変化させた。

表-2 は、支承耐力を 1, 1.2, 1.5 倍とする場合を例として橋脚の曲げ耐力との比を示した結果であるが、P45 橋脚以外の橋脚では、上記の仮定より求めた固定支承の耐力は橋脚の耐力よりも小さく、解析上、支承の破壊が

先行し、橋脚の損傷が生じないこととなり、表-1 に示す橋脚の損傷を再現することはできない。支承の耐力を大きくするケースは、橋脚の損傷を再現することを目的としたものである。なお、可動支承の耐力は、いずれも固定支承の 50% 以下の耐力である。また、ゲルバー桁の可動支承、固定支承の損傷は報告されてないため、弾性としてモデル化した。

こうした破壊挙動の解析に用いる減衰モデルについては不明確な点が多いが、本解析では支承部において摩擦型の力学モデルを設定したので、可動支承の破壊前に剛塑性型として大きく設定した初期剛性に比例する過大な減衰を考慮しないようにすること、および固定・可動支承が破壊後に上下部構造が分離され、上下部構造間に摩擦のみが作用するような系の挙動を解析するために、本解析では支承部の減衰を 0 に設定できる要素別剛性比例型減衰を用いた。減衰定数は、設計振動単位ごとに 1 次の固有振動数に対して、桁、橋脚には 2%、支承には 0%、基礎の抵抗を表すばねには 20% をそれぞれ仮定した。

単純桁橋の 1 次固有周期は、地盤条件によって若干異なるが 0.61～0.62 秒の範囲にある。3 径間連続桁橋の 1 次固有周期は 0.55 秒である。また、5 径間ゲルバー桁橋の 1 次固有周期は、桁の東側、中央部、西側においてそれぞれ 0.49 秒、0.47 秒、0.56 秒である。

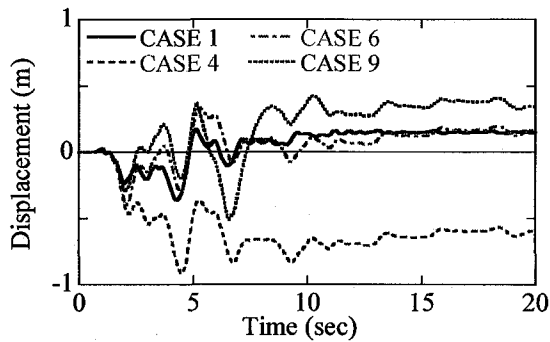


図-3 S40 桁の応答変位

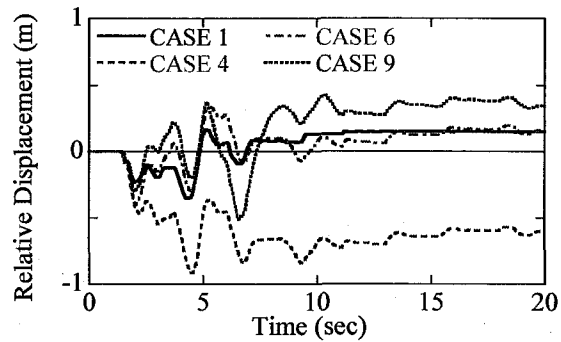


図-4 S40 桁-P40 橋脚間の相対変位

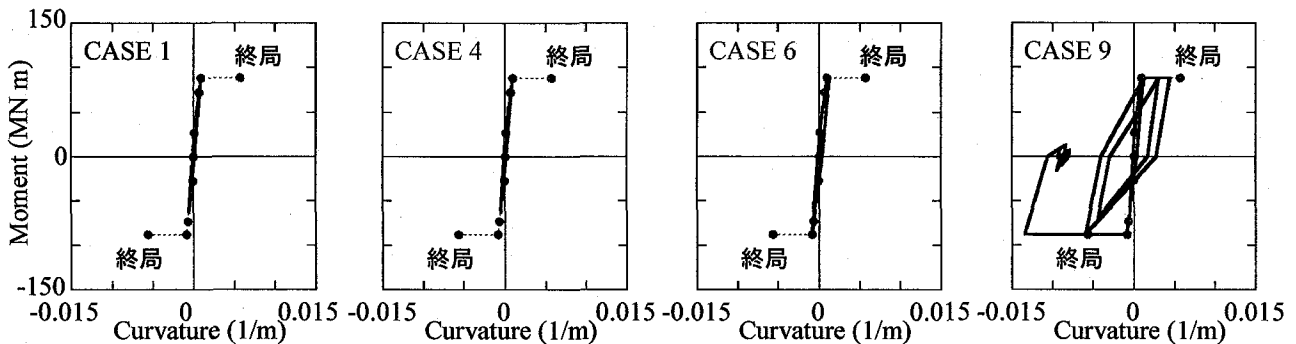


図-5 P39 橋脚基部の曲げモーメント-曲率の履歴

(3) 入力地震動

解析対象橋がⅡ種地盤上にあることから、入力地震動には兵庫県南部地震においてⅡ種地盤上で観測されたJR 鷹取駅の記録¹²⁾を用いることとした。また、上述のように解析対象橋の橋軸方向が東西に向いているため、EW 成分の記録を用いている。文献 12), 13)によれば、EW 成分記録の正側がW 方向、負側がE 方向と推定されるため、実際の観測記録の向きにあわせて入力することとした。

3. 被災解析

表-3に本解析で対象とした解析ケースを示す。CASE 1～4により、支承破壊後の動摩擦係数の影響を調べることができる。また、CASE 4～9は、支承耐力の影響を調べるための解析である。CASE 10, 11は上述の解析ケースにより得られた知見と実際の被災状況を考慮して、被災状況を可能な限り再現するために仮定したものである。

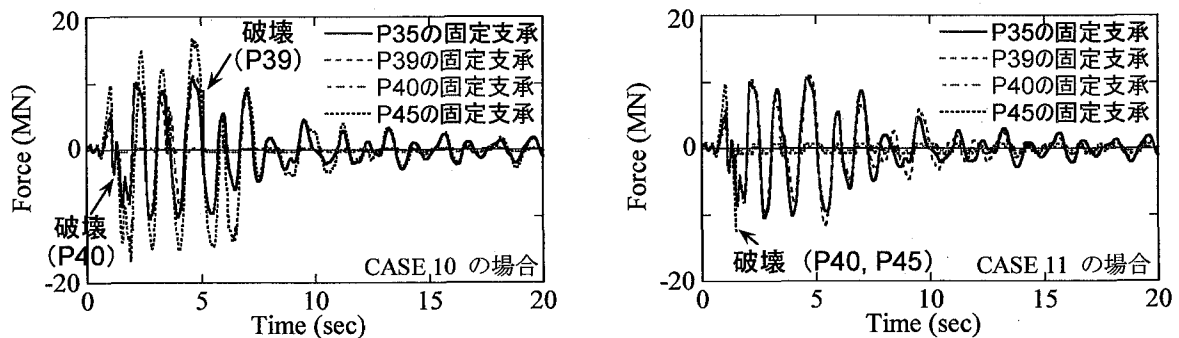
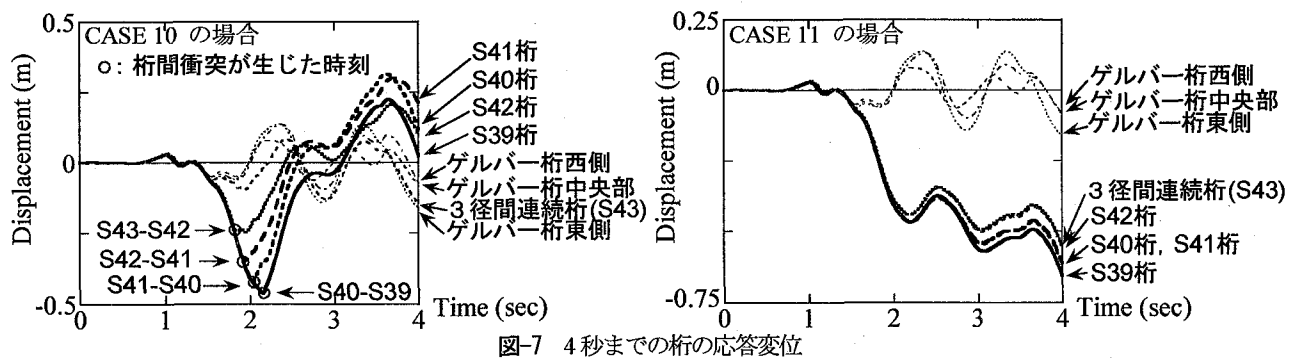
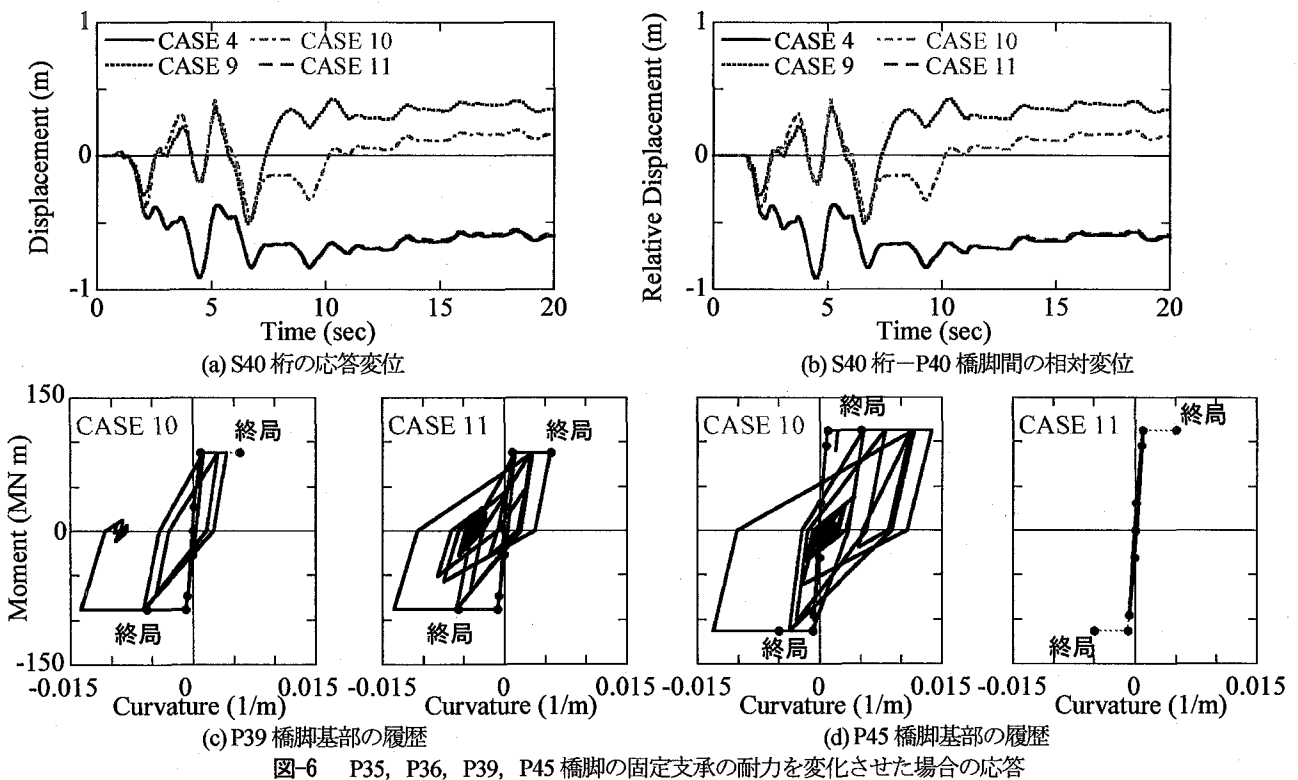
表-4は、解析より得られた桁と橋脚の最大相対応答変位と固定支承を有する橋脚の最大応答曲率の終局曲率に対する比を示した結果である。なお、解析より得られた単純桁橋区間の橋脚の応答はおおむね同様であり、ここでは実被災度が比較的大きかったP43橋脚の結果を示している。被災状況の欄には、落橋しなかった桁の場合には橋脚天端と桁の橋軸方向の最大相対応答変位を示しており、橋脚の損傷には表-1に示した被災度を示している。

図-3はS40桁の応答変位の時刻歴、図-4はS40桁と

P40橋脚の相対変位の時刻歴、図-5はP39橋脚基部の曲げモーメント-曲率の履歴をそれぞれ示した結果である。支承破壊後の動摩擦係数を0.2とし、1倍の支承耐力を仮定する場合(CASE 1)には、最大相対応答変位は0.35 mとけたかかり長の30%程度の応答変位しか生じない。支承耐力はそのままとして、支承破壊後の動摩擦係数を0.05まで低減する(CASE 4)と、CASE 1に比べて応答が2.5倍程度増加し、0.92 mの相対応答変位が生じる。これは、けたかかり長(1.2 m)よりも小さいが、実際の被災状況^{9), 10)}から推定すると、桁が落下する際に生じたと考えられる橋脚天端のコンクリートの縁端部の削り取りや衝突等による桁端部の損傷が観察されたこと、桁間衝突による振動の増幅の可能性、地盤の相対変位や振動の位相ずれ等を考慮すると、本解析から求められた相対変位程度から落橋に結びついた可能性もあると考えられる。しかし、これらの場合には、支承破壊が先行し、上部構造の慣性力が橋脚に作用しないため、橋脚基部には初降伏曲率をわずかに上回る程度の曲率しか生じない。

橋脚の損傷を大きくするために、支承耐力を大きくする(CASE 4～9)と、表-4、図-5からも分かるように橋脚基部の曲率は増加し、例えば1.5倍の支承耐力を用いると被災度がAの橋脚に対して終局曲率の2倍を上回る曲率が生じることとなるが、これにより、桁の応答が小さくなり、落橋を再現できないこととなる。

以上より、桁落下の可能性を示すには、支承破壊後の動摩擦係数を0.05程度と小さく設定し、支承耐力は1倍程度とする条件がよいこと、橋脚の損傷を再現するため



には支承耐力を 1.5 倍程度とする条件がよいことが分かる。また、表-2 より橋脚の損傷には、固定支承の耐力が大きな影響を及ぼすことが分かる。

そこで、大きな損傷が生じた P35, P36, P39, P45 の 4 橋脚の固定支承のみ 1.5 倍の耐力を仮定し、その他の支承の耐力は 1 倍のままとする条件 (CASE 10) で解析することとした。これは、P35, P36 橋脚上の固定支承が損傷しなかったこと、上述のように S38 桁の座屈状況から

P39 橋脚上の固定支承の破壊は橋脚に損傷が生じるよりも後だったと推測されることによるものである。なお、P45 橋脚上の固定支承は最終的に破損しているが、どの段階で破損したかは分からないため、この耐力を 1 倍とするケース (CASE 11) も解析することとした。なお、いずれのケースでも支承破壊後の動摩擦係数を 0.05 としている。

図-6 に CASE 10, 11 の結果を示す。応答変位の時刻

歴には、比較のために CASE 4, 9 の結果も示している。これより、P35, P36, P39, P45 橋脚の固定支承のみ 1.5 倍の耐力を仮定する場合 (CASE 10) には、7 秒付近まですべての支承の耐力が 1.5 倍のケース (CASE 9) とほとんど同じ応答を示す。この結果、橋脚の損傷は再現できるが、実際には桁が落下した P40-S40 間、P41-S41 間の相対応答変位は最大でも 0.5 m 程度と桁落下が生じるレベルにない。一方、P35, P36, P39 橋脚の固定支承において 1.5 倍の耐力を仮定し、P45 橋脚の固定支承の耐力を 1 倍とする場合 (CASE 11) には、桁の応答はすべての支承耐力を 1 倍とするケース (CASE 4) とほぼ同様の応答を示し、桁-橋脚間の相対応答変位は P39-S39 間、P40-S40 間、P41-S41 間において、0.9 m を超える。この場合にも、P35, P36, P39 橋脚の基部では終局曲率を超える応答曲率が生じており、橋脚の損傷もおおむね再現することができる。なお、CASE 11 では、せん断破壊した P45 橋脚の損傷は、本解析のモデル化の範囲外のため、小さく評価される。

図-7, 8 は、P45 橋脚の固定支承の耐力を 1.5 倍とするか (CASE 10)、1 倍とするか (CASE 11) の影響を、桁の応答変位および支承の作用力からそれぞれ示した結果である。CASE 10 では、P45 橋脚の固定支承が破壊しないため 3 径間連続桁 (S43 桁) の応答は 2 秒付近までは 0.1 m 程度と小さい。これに対して、S39-S42 の単純桁は、1.4 秒付近で固定支承が破壊するために応答が大きくなり、まず 1.8 秒付近で S43 と S42 の桁間に衝突が生じる。3 径間連続桁に比べて S42 桁は質量が小さいため、西側に変位していた S42 桁の応答が反転する。その後、S42-S41 桁間、S41-S40 桁間、S40-S39 桁間において次々と衝突が起こり、いずれの桁も応答が反転する。この結果、S39-S42 桁の西側への応答変位は 0.5 m 程度となる。また、S39 桁と S38 桁には、3.5 秒付近で衝突が生じる。

一方、CASE 11 では、P45 橋脚の固定支承が 1.4 秒付近で破壊する。ほぼ同時に、単純桁を支持する橋脚上の支承も破壊する。この結果、S39-S42 の単純桁と S43 の 3 径間連続桁はほぼ同位相で振動するため、桁間衝突は生じず、単純桁の応答が反転しないため単純桁には西側に最大で 1 m に近い相対応答変位が生じることとなる。なお、実際には桁が落下した P40-S40 間、P41-S41 間に比べて、P39-S39 間の相対変位の方が大きく、桁が落下した S40 桁、S41 桁だけでなく S39 桁の落下の可能性も示されるが、これは本解析で考慮しなかった桁間連結装置が P39-S39 間において作動した可能性があり、これらの点に関しては今後の検討課題である。

5. 結論

本研究で得られた結論は以下の通りである。

- (1) 桁落下の再現解析では支承の破壊のモデル化が重要である。支承破壊後の動摩擦係数は、小さくすると桁の応答は大きくなる。0.05 程度に小さくすると、桁の落下が生じるレベルの応答変位が桁に生じる。
- (2) 支承の耐力は、橋の応答に大きな影響を及ぼす。特に、固定支承の耐力を正しく設定しないと橋脚の損傷を再現することができない。支承耐力が大きくなれば、桁の応答は低減され、橋脚の損傷が大きくなる傾向にある。
- (3) 支承および橋脚の実被災状況を考慮して、支承耐力を設定すると、CASE 11 のように桁には桁落下が生じるレベルの応答変位が生じ、橋脚の損傷状況もある程度は再現可能である。より詳細な再現解析には、桁間連結装置の影響等を適切に考慮することが必要である。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.
- 3) 西川大介, 目黒公郎：兵庫県南部地震による阪神高速 3 号線高架橋崩壊被害のメカニズム解析, 地震工学研究発表会講演論文集, Vol. 24, pp. 1017-1020, 1997.
- 4) 家村浩和, 宮本文穂, 高橋良和：鋼製支承の破損が橋梁の地震時損傷モードに与える影響, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 659-666, 1998.
- 5) 梶田幸秀, 渡邊英一, 杉浦邦征, 丸山忠明, 永田和寿：鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震時応答性状と落橋防止装置の有効性の検討, 構造工学論文集, Vol. 45A, pp. 903-914, 1999.
- 6) 伊津野和行, 小林紘士, 鎌田耕平：桁落下を想定した桁間ケーブル連結装置の所要条件に関する考察, 土木学会論文集, No.668/I-54, pp. 319-324, 2001.
- 7) 川島一彦, 渡邊学歩：斜橋における落橋防止構造の有効性に関する研究, 土木学会論文集, No.675/I-55, pp.141-159, 2001.
- 8) 田崎賢治, 幸左賢二, 手嶋康博, 小郷政弘：台湾集集地震における長庚橋の桁衝突解析, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.573-580, 2003.
- 9) 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.
- 10) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて 震災復旧工事誌, 1997.
- 11) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察, 土木学会論文集, Vol. 308, pp.123-126, 1981.
- 12) Nakamura, Y.: Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, JR Earthquake Information No. 23c, Railway Technical Research Institute, Japan, 1995.
- 13) 阿部哲子：1995 年兵庫県南部地震における高架道路橋被害の分析と応答予測手法の構築, 東京大学学位論文, 2000.