

1995年兵庫県南部地震における 支承の損傷によるヒューズ効果

橋本哲子¹・藤野陽三²・阿部雅人³

¹正会員 工博 日本学術振興会特別研究員 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤工学専攻
(〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

²フェロー Ph.D. 東京大学教授 同上

³正会員 Ph.D. 東京大学助教授 同上

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、阪神高速道路をはじめとする高架道路橋にも甚大な被害が発生した。著者らは、これらの高架道路橋を対象に被害状況を構造システムの立場から調べ、「被害全体を統一的に説明するモデルの構築」を目標として研究を進めてきている。

これまでの分析から、一見無秩序に見える橋脚の被害レベルを「外観上の損傷度」と「残留傾斜」の2つの指標を用いて評価することにより、阪神高速神戸線では「橋脚番号神P34以東で被害が小さくP35以西ではほぼ一貫して被害が大きい」という傾向を見出した。図-1に示す通りである。しかしながら、P35以西においても例外的に軽微な被害にとどまった橋脚が見られ、これらに関しては支承の損傷がヒューズ的な効果をもたらしたと推定されるケースが多いこと、特に、連続桁構造部の固定支承下の橋脚においてこの現象が顕著に見られたことを指摘している¹⁾。

以上の結果を受け、本論では連続桁構造部を対象とした動的応答解析により、支承の損傷がヒューズ的に働く現象が実際に起こり得たのか否かを検討した。なお、この問題に関しては、支承および橋脚の静的な耐力を比較し、破壊の先行方向を適当に仮定することで被害の解釈が可能であるとの見解をすでに示しているが²⁾、本論はこれを動的な立場から検討しようとするものである。

また、連続桁構造部を対象とした動的解析は文献3)においても行われているが、支承の耐力を設計耐力で評価している点、橋軸方向の応答のみに着目している点等、本論とは異なる観点からの分析と言える。

2. 解析対象

解析対象としたのは、橋脚番号P268-271で構成される3径間連続桁部(図-2)である。このユニットでは、隣接す

る可動支承下の橋脚(P268, 269, 271)が大きな被害を受けているのに対し、固定支承下のP270橋脚は軽微な被害にとどまっている(図-1)。図-3に示すようにP270橋脚上の支承が激しく損傷しており、この損傷が橋脚に対してヒューズ的な効果をもたらした可能性が考えられる。

3. 解析モデル

(1) 支承モデルの構築とCOM3⁴⁾の拡張

支承の損傷に伴うヒューズ効果を再現するためには、支承の損傷をも考慮した橋梁システムの動的な解析が必要となる。しかし、金属支承の水平荷重下における挙動については、不明な点が多く、未だ確立されたモデルは存在しない。そこで、ここでは宇佐美らの実験結果⁵⁾を参考に、ピン支承(固定)およびローラー支承(可動)の水平並進方向について図-4に示すようなモデルを構築した。

(a)はピン支承およびローラー支承の橋軸直角方向に対する並進方向のモデルであり、 d_b , d_s , d_n はそれぞれ部材間のすきまによる「がた」、降伏変位、破断変位を、また、 F_b , F_s , F_m , F_l はそれぞれ「がた」内を移動する時の摩擦力、降伏耐力、破断耐力、破断後の伝達力を示す。 F_b , F_l はそれぞれ、摩擦係数 $\mu_0 \times$ 死荷重反力、摩擦係数 $\mu_1 \times$ 死荷重反力で表されると考え、ここでは $\mu_0 = \mu_1$ とした。

一方、(b)はローラー支承の橋軸方向に対する並進方向のモデルで、 d_0 は移動制限装置に接触するまでの変位である。 F_0 は(a)に比べてかなり小さな値と考えられる。なお、移動制限装置に接触後の挙動については(a)と同様と考えた。

金属支承は、その構造から、橋軸または橋軸直角の一方方向に部材の破断がおこると、もう一方方向へも荷重の伝達機能を失うと考えられる。そこで、本モデルでは、どちらか一方方向に破断耐力を超え、伝達荷重が F_l に等しくなった時点で、もう一方方向への伝達荷重も F_l になるとした。

ピン支承およびローラー支承の橋軸直角方向において

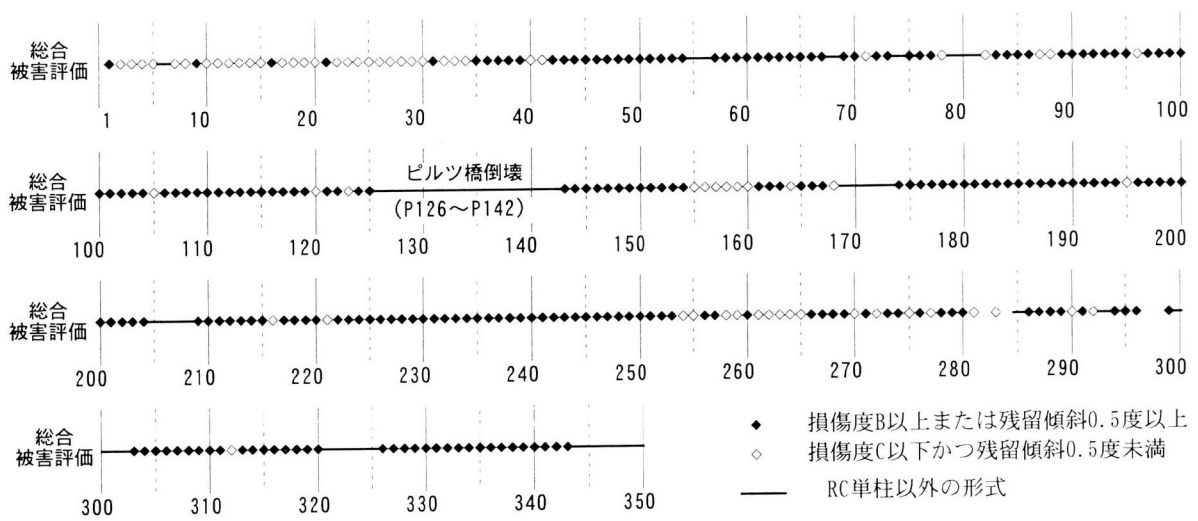


図-1 西宮-摩耶間（神P1～P350）におけるRC単柱の被害レベル評価

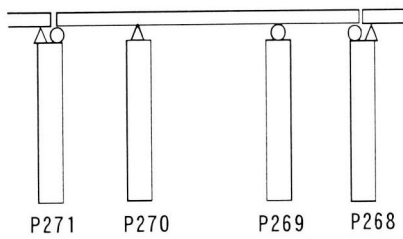


図-2 3径間連続桁構造（P268-271）

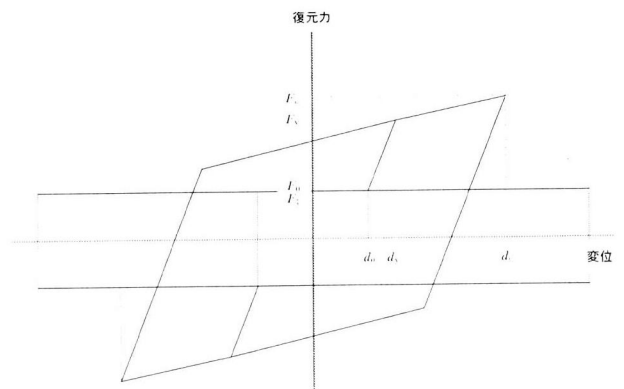


(a) P270 橋脚の損傷状況

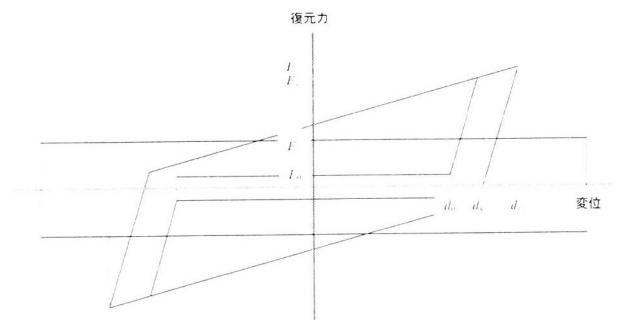


(b) P270 上におけるピン支承の損傷状況

図-3 P270 橋脚とP270 上のピン支承の損傷状況



(a) ピン支承、およびローラー支承の橋軸直角方向モデル



(b) 可動支承の橋軸方向モデル

図-4 支承のモデル化

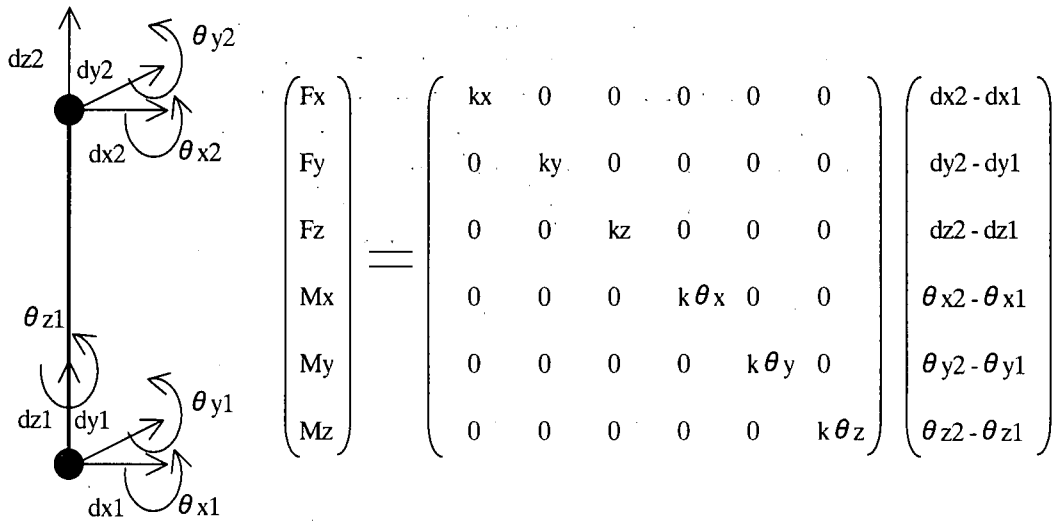


図-5 COM3へ組み込む支承要素の定式化

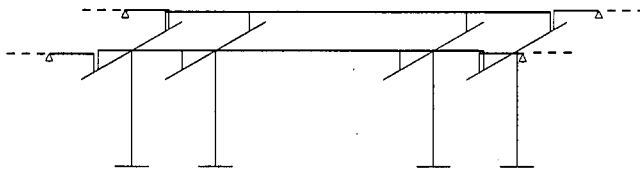


図-6 解析モデル

は降伏変位に対する「がた」の割合が大きいことから「がた」をモデルに組み込んだ点、破断後の特性として摩擦力のみ伝えるようにした点、橋軸および橋軸直角の伝達荷重を連成させた点などが本モデルの特徴と言える。

解析にあたっては、既往のFEM解析ツールCOM3の拡張として、上記の特性をもつ要素を組み込んだ。COM3は、現状おけるRC構造を対象としたツールの中で最も信頼性が高いものの一つであり、これをベースに橋梁のシステムモデルを構築しておくことは将来的にも価値が高いと考えたためである。

具体的には、COM3に組み込まれている梁要素の節点変位-ひずみ関係を書き換え、並進方向と回転方向とでひずみの連成がなく、かつ、要素内でひずみが一様分布するような要素を作成して支承要素とした(図-5)。ここで、橋軸方向をx、橋軸直角方向をyとすると、 $M_y=0$ であり、 $k_z, k\theta_x, k\theta_y, k\theta_z$ は十分に大きな値を有するものと考えられる。また、同時に桁要素として弾性梁要素も導入した。

3径間連続橋の解析モデルを図-6に示す。

(2) 橋脚の特性

橋脚に関してはコンクリートの圧縮強度を 389.5 kgf/cm^2 、主鉄筋降伏強度を 3590 kgf/cm^2 (これらの値の根拠につい

ては文献1)参照)として梁要素でモデル化した。せん断破壊に関しては、COM3では評価ができないため、別途求めたせん断耐力¹⁾と作用せん断力の比較で判定することとした。

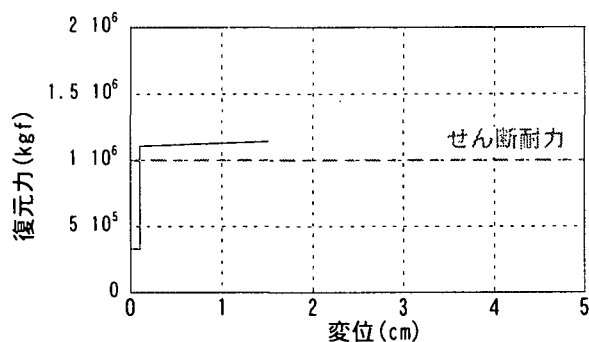
(3) 支承の特性

支承に関しては、P268-271上の各支承の水平荷重-水平変位関係を図-4に示したモデルに対応する形で求め、xおよびy方向の並進方向に対して用いた。ここで、支承の耐力については文献2)の方法に摩擦力を加えた形で評価し、変位の計算方法は、文献2)の方法に従っている。また、計算に用いた材料特性は表-1の通りである。表中、引張降伏応力、引張強さ、引張破断ひずみは文献5)における引張試験で得られた値の各材料に対する平均値とし、引張降伏時のひずみは得られた引張降伏応力からヤング率を $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ として求めた。せん断降伏応力、せん断強さはVon Mises-Henckyの降伏条件からそれぞれ、引張降伏応力 $1/\sqrt{3}$ 、引張強さ $1/\sqrt{3}$ とし、せん断降伏ひずみ、せん断破断時のひずみはポアソン比を0.2として求めた。また、支圧降伏応力は引張降伏応力の1.5倍とした⁶⁾。支承の摩擦係数は、ピン支承については0.21³⁾、ローラー支承の橋軸直角方向および破断変位到達後の橋軸方向については0.17³⁾、移動制限装置接触前までのローラー支承の橋軸方向については0.05⁶⁾とした。

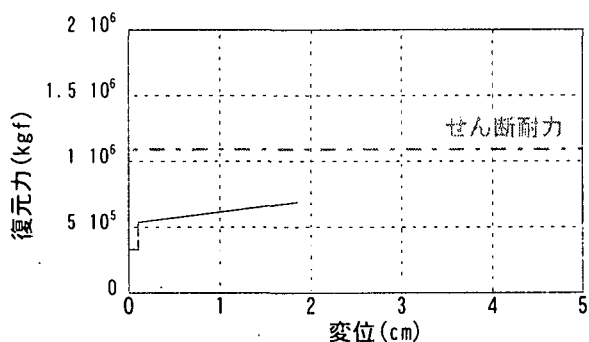
$k_z, k\theta_x, k\theta_y, k\theta_z$ については十分に大きい値として $2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}$ 。隣接桁を支持する支承については破壊を考慮せず、可動の橋軸方向については摩擦係数を0.05とした摩擦力のみ、固定支承および可動支承の橋軸直角方向は剛性を $2 \times 10^7 \text{ kgf/cm}$ とした。この剛性については、値を変化させた場合に3径間部の応答に大きな差がないことを別

表-1 解析に用いた材料強度

	SS41	SC46	SCMn1A	S35CN
引張降伏応力 (kgf/cm ²)	2612	2878	3617	3265
引張降伏時のひずみ	0.0012	0.0014	0.0017	0.0016
引張強さ (kgf/cm ²)	4537	5211	6087	5741
引張破断ひずみ	0.3353	0.2670	0.2333	0.2770
せん断降伏応力 (kgf/cm ²)	1508	1662	2088	1885
せん断降伏時のひずみ	0.0019	0.0021	0.0026	0.0023
せん断強さ (kgf/cm ²)	2619	3009	3514	3315
せん断破断時のひずみ	0.5033	0.4008	0.3503	0.4158
支圧降伏応力 (kgf/cm ²)	3918	4317	5426	4898



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-7 P270 橋脚と P270 上のピン支承の耐力比較

途確認している。

図-7 に、P270 上の支承の水平荷重-水平変位関係を、橋脚の耐力とを比較して示す。図より、橋軸方向には橋脚の方が弱く、橋軸直角方向には支承の方が弱いことがわかる。P270 橋脚が橋軸方向にせん断破壊を起こさないためには、それ以前に支承が橋軸直角方向の力によって破壊する必要があると考えられる。

(4) 桁のモデル化

対象桁は、奥行き 2.8m、肉厚 0.5m、桁高は端橋脚 (P268, P271) 上で 2.2m、中間橋脚 (P269, P270) 上で 3.0m の変

断面箱桁構造であったが、解析にあたっては、断面 2 次モーメントがほぼ等しい充実断面 (奥行き 2.4m、桁高 2.5m) とした。このように仮定することで、断面積が 1.4 倍となり軸方向の剛性に対して過大評価となるが、軸方向の変形は非常に小さいので結果への影響はほとんどないと考えられる。なお、ヤング率は 2.1×10^6 kgf/cm² とした。

4. 動的応答解析

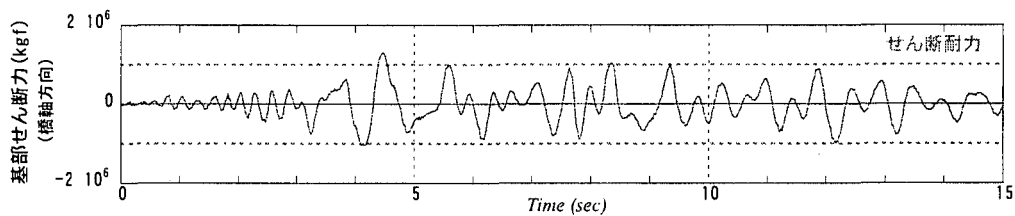
(1) 入力ケース 1 (神戸海洋気象台波)

対象とした P268-271 ユニットは東西-南北方向に対して 29 度の傾きを有する。ここでは、まず、神戸海洋気象台で観測された波形を路線の方向に再分解したものを入力として、動的応答解析を行った。

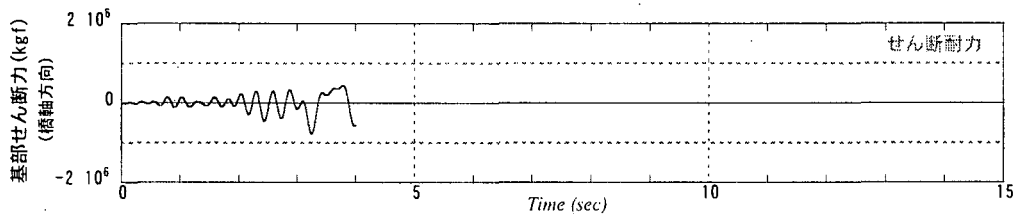
解析ケースとしては、支承を非破壊とした場合と、支承の破壊を考慮した場合の 2 通りを設定した。支承を非破壊としたケースでは、可動支承の橋軸方向、固定支承および可動支承の橋軸直角方向のがた内は摩擦力のみを伝え、がた範囲を超えた後は降伏点までの剛性を常に保つものとした。

図 8(a), (b)はそれぞれ、支承を非破壊とした場合および支承の破壊を考慮した場合の、P270 橋脚基部における橋軸方向の作用せん断力とせん断耐力の関係を示したものである。ここでは、解析結果に高周波成分のノイズが含まれたため、5Hz 以上の高周波成分はカットして示している。また、同図(c)は支承の破壊を考慮した場合における支承の橋軸直角方向変位を表している。

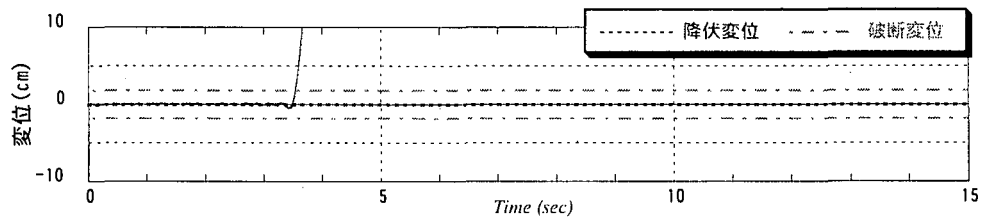
(a)より、支承を非破壊とした場合では、4.1 秒付近をはじめ数回にわたって P270 橋脚への作用せん断力がせん断耐力をこえていることがわかる。これに対し、(b)に示した支承の破壊を考慮したケースでは、作用せん断力はせん断耐力をこえていない。計算時間の都合上、4 秒付近までしか応答を求めていないが、(c)に示すように 3.6 秒付近で支承が橋軸直角方向に破断しており、これ以降は橋脚に大きな力は作用しない。よって、P270 橋脚は軽微な損傷にとど



(a) 支承を非破壊とした場合の P270 橋脚基部における橋軸方向のせん断力

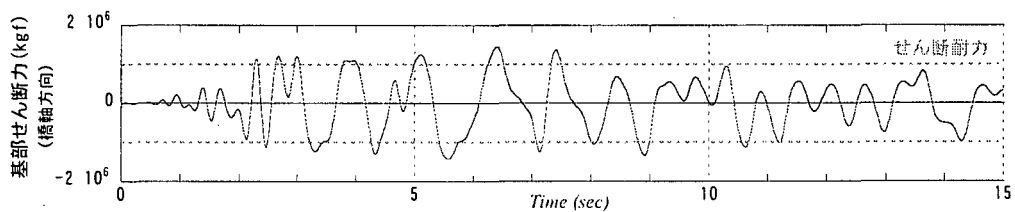


(b) 支承の破壊を考慮した場合の P270 橋脚基部における橋軸方向のせん断力

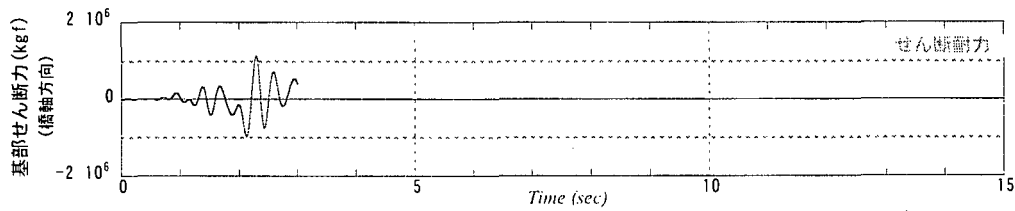


(c) 支承の破壊を考慮した場合の P270 橋脚上ピン支承の橋軸直角方向変位

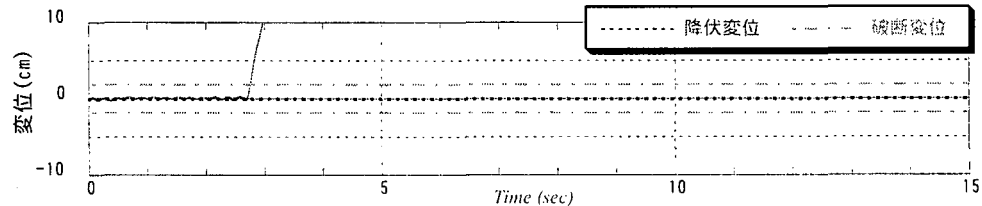
図-8 P268-271 ユニットに神戸海洋気象台波分解(29 度)を入力した解析結果



(a) 支承を非破壊とした場合の P270 橋脚基部における橋軸方向のせん断力



(b) 支承の破壊を考慮した場合の P270 橋脚基部における橋軸方向のせん断力



(c) 支承の破壊を考慮した場合の P270 橋脚上ピン支承の橋軸直角方向変位

図-9 P268-271 ユニットに JR 鷹取駅波分解(29 度)を入力した解析結果

表-2 地震動の方向、大きさを变化させた場合の結果

	分解方向			
	0°	29°	60°	90°
$\alpha = 1.0$	×	×	×	○
$\alpha = 0.9$	×	○	○	○
$\alpha = 0.8$	×	×	×	○
$\alpha = 0.7$	×	○	×	○

まると考えられる。この解析結果は実被害と極めて整合的である。

(2) 入力ケース2 (JR 鷹取駅波⁷⁾)

次に、同様の解析を JR 鷹取駅記録波を路線の方向に分解したものを入力として行った。図 9(a)~(c)に、支承を非破壊とした場合および支承の破壊を考慮した場合の解析結果を示す。(a)より、支承の破壊を考慮しない場合には、P270 橋脚は、3.2 秒付近をはじめ数回にわたって橋軸方向の作用せん断力がせん断耐力をこえており、特に 5 秒以降、大きく上回ることがわかる。これに対し、支承の破壊を考慮した場合は、2.2 秒付近で作用せん断力がせん断耐力を若干上回るが、2.8 秒付近で支承が破壊する。もし、2.2 秒付近で破壊をのがれることができれば、5 秒以降の大きなせん断力の作用は経験しないため、大きな損傷は発生しない。よって、2.2 秒付近で作用せん断力がせん断耐力をこえるか否かが、現象が再現されるか否かのポイントと言える。

そこで、以下、JR 鷹取駅記録をベースに、分解方向 θ を 0 度、29 度、60 度、90 度の 4 通り、大きさ係数 α を 0.7、0.8、0.9、1.0 の 4 通りに変化させ、地震動の微妙な変化による結果への影響を調べた。

表-2 に現象が再現された場合を○印で、再現されなかった場合を×印で示す。表より、地震動の微妙な変化によって、結果が左右されることがわかる。

5. まとめ

以上、連続桁構造部の固定支承下の橋脚を対象に支承の損傷がヒューズの的に働いた現象の再現を目的とした検討を行い、地震動によっては、P268-271 ユニットにおいて支承の損傷がヒューズの的に働くことが起こり得たことを解析的に裏付けた。また同時に、地震動の微妙な変化によって、現象が左右されることを示した。

支承の損傷がもたらすヒューズ的な効果について、文献 8) では「従来、支承の被害は、上部構造から下部構造に伝

えられる慣性力に対してヒューズ機能を有するという見方もあったが、今回の経験によると支承被災の大小と橋脚被災の大小との相関は低い。」とされ、否定的な見解が示されている。しかし、事後の統計的な分析の場合、支承が損傷したにもかかわらず橋脚にも損傷が発生したのか、橋脚の損傷に伴って支承が損傷したのかを区別することができない。本論で対象としたケースのように、一部に関して言えば、やはりヒューズ効果は存在したものと考えられる。

橋梁の耐震設計は性能照査型に移行しつつあり、現在、橋梁のシステムとしての耐震性能をいかに合理的に確保するかということが模索されているが、支承の破壊に伴って発生する落橋や路面段差の問題等に対する配慮を行った上で支承の損傷によるヒューズ効果を有効に活用していくことも、一つの可能性として考えられる。

謝辞: 本研究にあたり、阪神高速道路公団の林秀侃氏、北沢正彦氏、幸左賢二氏(現九州工業大学)に高架橋の被害ならびに構造についてご教示いただきました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 阿部哲子、藤野陽三、阿部雅人:1995 年兵庫県南部地震による阪神高速高架橋の被害と 2/3 の分析。土木学会論文集、No.612/I-46、pp.181-199、1999.1.
- 2) 柳野和也、阿部雅人、藤野陽三、阿部哲子:1995 年兵庫県南部地震における 3 径間連続高架道路橋の被害分析。第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.2375-2378、1998.11.
- 3) 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。土木学会、構造工学論文集 Vol.44A、1998.3.
- 4) Hauke, B. Maekawa, K. (1999), "Three-dimensional modeling of reinforced concrete with multi-directional cracking. *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, No.634/IV-45, pp.349-368.
- 5) 宇佐美哲、阿部雅人、藤野陽三、森重行雄、藤野禎史、柳野和也:金属支承の終局挙動に関する実験的研究。土木学会・地震工学委員会、第 25 回地震工学研究発表会講演論文集、pp.909-912、1999.7.
- 6) 日本道路協会:道路橋支承便覧。丸善、1991.7.
- 7) 中村豊、上半文昭、井上英司:1995 年兵庫県南部地震の地震記録波形と分析(II)。JR 地震情報 No.23d、財団法人鉄道総合研究所ユレダス開発推進部、1996.3.
- 8) 兵庫県南部地震道路橋被災対策委員会:建設省、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.