

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

Influence of Failure of Steel Bearings on Damage Modes of Bridges
under Strong Earthquake Motion

家村浩和*・宮本文穂**・高橋良和***

Hirokazu IEMURA, Ayaho MIYAMOTO and Yoshikazu TAKAHASHI

*フェロー会員 工博 京都大学教授 工学研究科土木システム工学専攻 (〒606-01 京都市左京区吉田本町)

**正会員 工博 山口大学教授 工学部知能情報システム工学科 (〒755 宇部市常盤台 2557)

***正会員 工修 京都大学助手 工学研究科土木システム工学専攻 (〒606-01 京都市左京区吉田本町)

In usual earthquake response analysis of bridges, little attention has been given to failure process of bearings. But according to the investigation of the Great Hanshin Earthquake, serious damage of many bearings was reported. However, in some RC piers, heavy damage was not found because of bearings failure which reduced the seismic force to the piers. It is primary concern of this study to investigate damage modes of bridges in relation to bearings failure. This paper firstly summarizes the damage condition of bearings in the highway. Then, the seismic response analysis of highway bridges with bearing characteristics is carried out and the results are compared to the failure mode of the 3-span continuous bridge. The analytical results is also reported about the effect of the failure of both fixed and movable bearings on the seismic response of RC bridges in order to explain the collapse mechanism.

Key Words : bearing, continuous bridge, earthquake, collapse mechanism

1. はじめに

兵庫県南部地震はわが国の近代的大都市部における初めての直下地震であり、都市高速道路は大きな被害を受けた。震災後、多くの解析が実施され、損傷メカニズムの解明のためには、橋梁の部材単位ではなく、全体系として取り扱う必要性が強調されている¹⁾²⁾。

都市高速道路は様々な形式の橋梁から成るが、3径間や5径間を有する連続橋も数多く見受けられる。連続高架橋はその構造上、複数の橋脚・支承・落橋防止工を有しており、また橋軸方向に多くの橋梁が隣接している特徴を持つ。構造解析を行うには、それらの特徴を表現しうる解析モデルが作成されるが、従来では主たる非線形性を有する橋脚にモデル化の重点が置かれていた。しかしながらレベル2地震動の様な大きな入力を考えた場合、橋脚のみならずその他の要素の応答も非線形領域に入ると考えられる。

橋脚以外の要素である支承に関して、免震支承は積極的に非線形性が利用され、モデル化が行われている。鋼製支承については、通常は固定支承を固定、可動支承を摩擦力を考慮したバイリニア型にモデル化されているが、桁間衝突の問題で固定支承の降伏を考慮したバイリニア型にモデル化したり³⁾⁴⁾、可動支承の変位制限を考慮したモデル⁵⁾など、損傷後の支承モデルも提案されている。鋼製支承に関しては、支承部分の破壊ならびにそれに伴う摩擦によってエネルギーが吸収され、桁や橋脚の被害を軽減するという、支承ヒューズ

論があるが、これを数値的に検証するには損傷前と損傷後の支承を統一的にモデル化する必要がある。

震災後に改訂された示方書⁶⁾では、免震支承の項目が追加され、橋脚の耐震補強として多く用いられるようになっている。しかしながら既存の橋梁の多くは鋼製支承を有しており、大地震時での挙動を適切に評価するためにも、支承が全体橋梁へ及ぼす影響を検討することは重要であると考えられる。本研究では実際に被災した連続高架橋を対象に、その被害のメカニズムの解明を通して、鋼製支承が橋梁の損傷形態に与える影響に着目し、橋梁全体系の適切なモデル化に関する資料を得ようとするものである。

2. 阪神大震災における橋梁と支承の被害

阪神大震災での被災橋梁に関する調査結果を表-1に示す。ここで、被災度Aランク以上は大きな損傷を示し、撤去または再構築が必要と考えられるものであり、Bランクは中程度の損傷、Cランクは軽微な損傷、またDランクは損傷が認められないことを示している。調査結果より多くのRC橋梁が被災していることが分かるが、そのうち特に3径間連続RC橋梁に着目した調査では、全体の14%に当たる27橋が深刻な被害を受けていること、またこれらのうち17橋で中間橋脚に大きな損傷を受けていることが明らかとなっている。また固定支承を有する中間橋脚はそれほど大きな損傷を受けていないにも関わらず、可動支承を有する中間

表-1 橋梁の被害調査結果

	橋脚被災度					計
	As	A	B	C	D	
RC 橋梁	65(6%)	84(8%)	107(11%)	246(24%)	510(50%)	1012
鋼製橋梁	3(2%)	8(5%)	12(7%)	112(69%)	28(17%)	163

表-2 橋脚と支承の被災度

		支承被災度	
		B 以上	C 以下
橋脚	B 以上	19	60
被災度	C 以下	103	138

表-3 橋脚傾斜角と支承被災度

		支承被災度	
		A	B 以下
橋脚	1° 以上	9	26
傾斜角	1° 未満	60	30

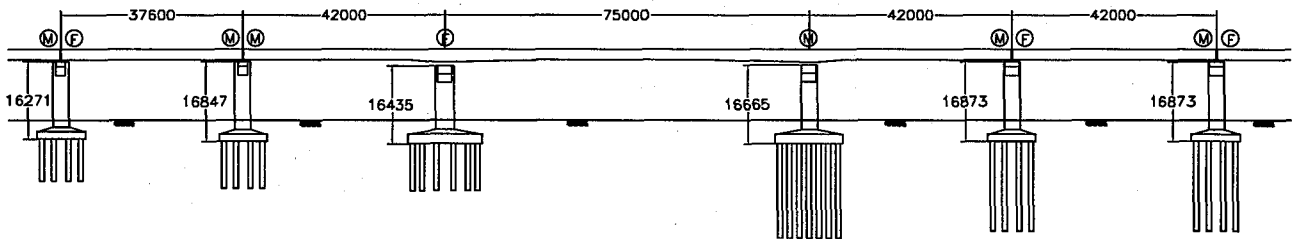


図-1 橋脚構造図

橋脚が甚大な被害を受けている例も少数ではあるが見受けられる。次に支承と橋脚の被災度の関係についてまとめたものを表-2に示す⁷⁾。この表から、支承の被災度が大きい場合には橋脚の被災度が小さい傾向を示しているが、その逆の傾向を示している個数も多いことが分かる。また別の橋脚の損傷指標である傾斜角（橋軸方向）との関係を示したものが表-3である。これからも先と同様の傾向が読み取れるが、同じく負の相関関係も大きいものとなっている。すなわち支承はある程度ヒューズ的な役割を示しているように思われるが、一概に支承ヒューズ論を適用することはできない。

3. 対象橋梁

本論文で解析対象とする橋梁は図-1に示す3径間連続橋である。本橋梁は1つの固定支承と3つの可動支承を持つ標準的な連続橋であり、橋脚は躯体高さが約11m、固定支承を有する橋脚断面は3.3×3.8m、その他の断面が3.3×3.3mの矩形鉄筋コンクリート橋脚である。上部工形式は鋼連続非合成箱桁であり、重量は約3000tfである。

本橋梁の被災度判定としては固定支承を有する中間橋脚（図-2）はD判定であり、軽微な損傷であるが、可動支承を有する中間橋脚（図-3）はA判定を受けており、柱中部から曲げせん断破壊を呈している。また全ての支承がA判定を受けており、損傷している。

通常の橋梁設計では、可動支承を有する橋脚に作用

する慣性力はその支承の摩擦力により制限され、被害は小さく収まると考えられており、本橋梁の可動支承橋脚も断面を固定支承橋脚に比べて小さくなっている（表-4）。しかし本橋梁の可動支承橋脚の損傷形態は、設計時の思想では説明できないものであり、固定支承橋脚がほとんど無被害であることも説明が付きにくい。したがって本橋梁の大地震時の応答性状を明らかにすることは、今後の設計において考慮すべき資料を提供するものとなると考えられ、解析対象橋梁として本橋梁を選定した。

4. 解析モデルおよび手法

橋梁モデルは、多質点系フレームモデルとし、橋脚下端にはフーチング及び杭基礎を考慮した地盤バネを基礎底面に取り付けている（図-4）。橋脚については、6箇所の断面にトリリニア型のモーメント-曲率関係を与え（表-4）、履歴モデルとして武田モデルを用いることにより非線形梁要素とし、桁および地盤バネは線形要素とした。3径間連続橋の左右端橋脚には2つの支承が設置されているが、今回の解析では桁衝突問題は扱わないため、可動支承のみ設置して解析モデルを構築している。支承部は損傷を考慮する場合には、弾塑性バネにモデル化した。このバネの特徴については後で詳しく述べる。

減衰定数は、橋梁では5%、地盤バネでは逸散減衰を考慮して20%とした。

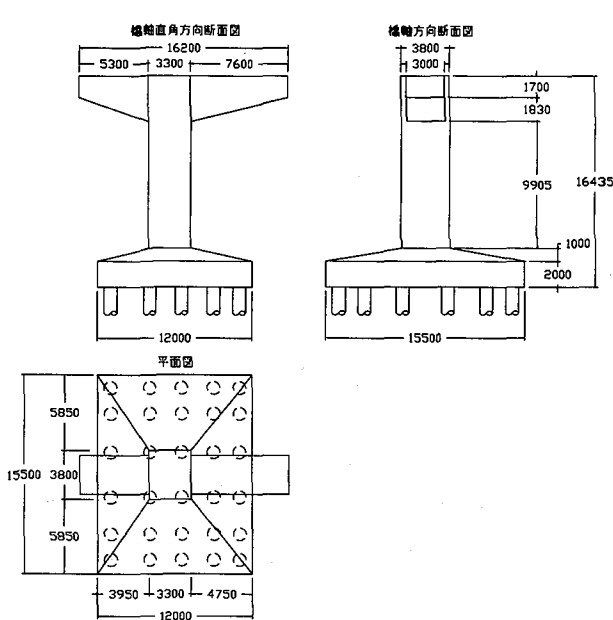


図-2 固定支承側橋脚構造図

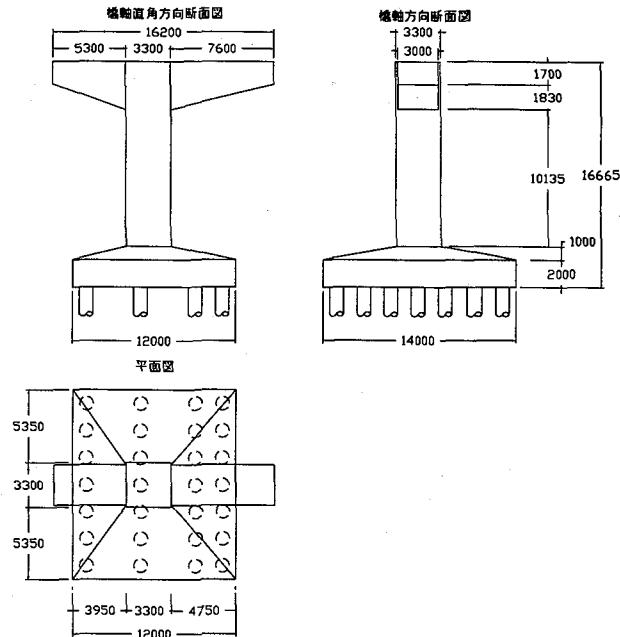


図-3 可動支承側橋脚構造図

表-4 橋脚の各限界状態

	(N · m, 1/m)					
	ひび割れ		降伏		終局	
	M_c	ϕ_c	M_y	ϕ_y	M_u	ϕ_u
固定支承側橋脚	1.52×10^7	3.90×10^{-5}	1.34×10^8	6.55×10^{-4}	1.72×10^8	3.81×10^{-3}
可動支承側橋脚	1.27×10^7	4.90×10^{-5}	7.06×10^7	7.56×10^{-4}	1.00×10^8	3.70×10^{-3}

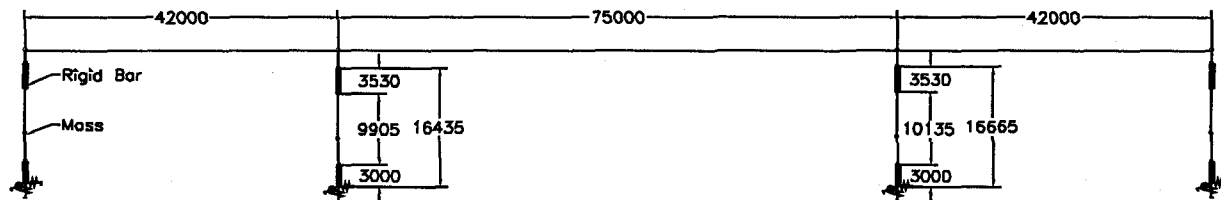


図-4 橋梁モデル

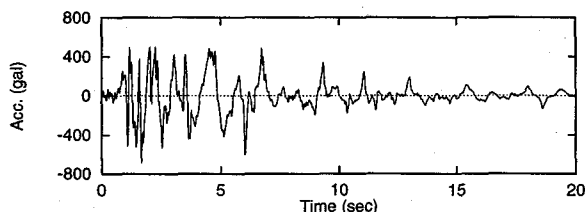


図-5 入力地震波

解析手法としては、直接積分法による非線形動的解析を行っており、積分手法としてNewmarkの β 法($\beta = 0.25$)、収束計算としてNewton-Raphson法を用いている。

入力地震動には、解析対象橋梁の架橋地点での地盤種別(II種地盤)を考慮して、JR西日本鷹取駅の観測地震波EW成分(図-5⁹)を用いた。最大加速度は666.2galである。

5. 橋梁の損傷メカニズムと支承モデル

5.1 従来の可動支承モデルを用いた解析

橋梁モデルに支承を考慮する場合、固定支承を水平及び鉛直変形-固定・回転変形-自由、可動支承を水平変形-自由・鉛直変形-固定・回転変形-自由とモデル化する手法¹⁰が最も簡便な解析法である。最も一般的な

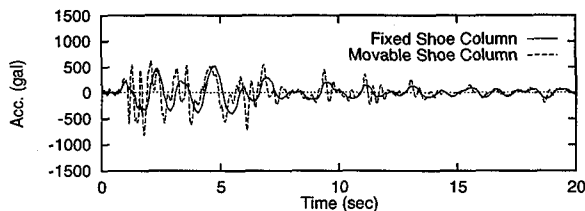


図-6 加速度応答

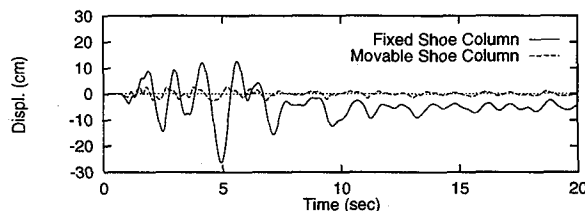


図-7 変位応答

非線形モデルとしては、固定支承は先と同じようにモデル化し、可動支承はクーロン摩擦力を考慮した荷重-変位関係のバイリニア型モデル¹¹⁾とする方法である。

本支承モデルでは、支承の損傷後の挙動について考慮していないため、支承ヒューズ論に関する検討を行うことはできないが、現状で標準的に用いられているモデルがどの程度橋梁の被害形態を説明できるかについて検討する。

対象橋梁の可動支承はローラー支承であり、バイリニアモデルの降伏値は上部工重量と摩擦係数(摩擦係数0.05¹²⁾)より設定した。これより中間橋脚の可動支承モデルの降伏値は0.6MNとなる。以後の可動支承モデルでも、このバイリニアモデルが基本となっている。

2つの中間橋脚の天頂部における応答を図-6、7に、中間橋脚の可動支承の履歴応答を図-8に、また中間橋脚の基部での履歴応答を図-9、10に示す。図-9、10には、断面の各限界状態のスケルトンも同時に示してある。

固定支承橋脚と可動支承橋脚の振動周期は大きく異なっており、固定支承橋脚は大きく損傷し、終局状態を越えているのに対して、可動支承橋脚は降伏していない。この結果は、可動支承を通じて橋脚に作用する力が可動支承の摩擦力により制限されているため、大きな力が作用しないことに起因するものと考えられ、これは可動支承が正常に機能した場合の結果を表していると言える。

しかしながら、実際には可動支承橋脚は大きな被害を受けており、解析結果とは相反するものとなっている。また可動支承の履歴応答を見ると、上部工と橋脚の相対変形が約30cm出ている。この値は可動支承の鋼製ローラー支承の許容範囲を越えているものと考えられ、阪神大震災のような大きな地震力が作用した場合には、従来の支承モデルでは適切にその応答を表現できない可能性が大きいことを示している。

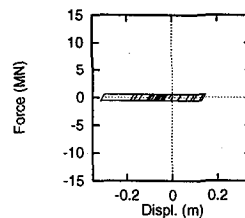


図-8 可動支承履歴応答

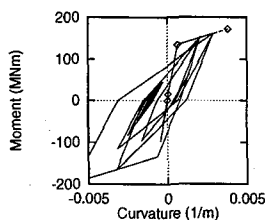


図-9 固定支承橋脚基部

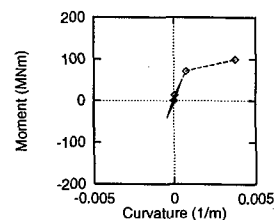


図-10 可動支承橋脚基部

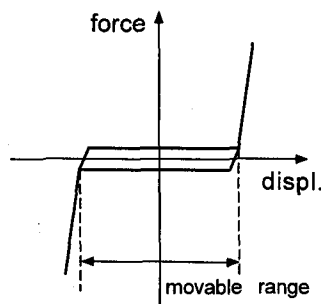


図-11 変位制限を考慮した可動支承モデル

5.2 可動支承の変位制限を考慮した解析

先の解析では、鋼製可動支承がその可動範囲以上に動いた可能性が示された。可動支承がその変位制限まで動いた場合の挙動としては色々と考えられるが、特にこの状態に関する検討はほとんど行われていないのが現状である。

ここではまず、可動支承橋脚の損傷を明らかにするため、可動支承が変位制限まで動いた場合には、支承の移動制限装置により変形が制限され、摩擦力を越える上部工慣性力が橋脚に作用する場合を考える。

可動支承モデルとしては、変位制限に達するまでは先のクーロン摩擦を考慮したモデルと同様、バイリニア型を示すが、変位制限以降は線形に荷重が増加していき、また変形が減少する場合には元のバイリニアの履歴に戻っていくモデル⁵⁾を用いることにより、変位制限を考慮した(図-11)。

可動支承の可動可能量については、上部工の伸縮量を次式により算定することにより決定した¹³⁾。

$$\Delta l = 0.90l$$

ここで、 Δl は伸縮量、 l は伸縮桁長である。解析対象橋脚の中間可動支承橋脚では約10cmとなり、これを支承の可動量と設定した。

このモデルを用いた結果を図-12から図-16に示す。

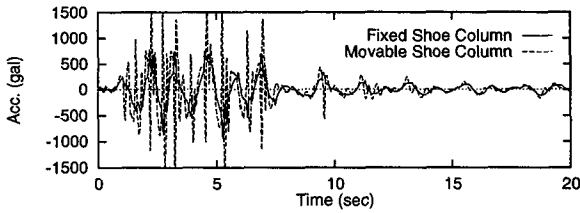


図-12 加速度応答

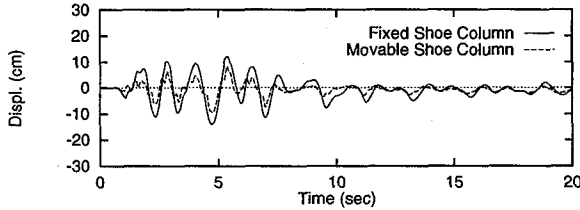


図-13 変位応答

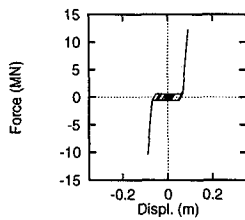


図-14 可動支承履歴応答

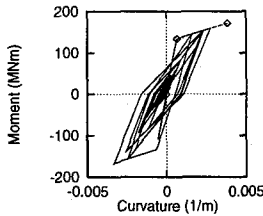


図-15 固定支承橋脚基部

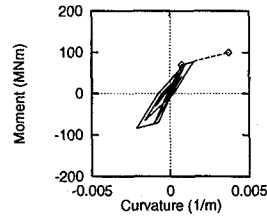


図-16 可動支承橋脚基部

可動支承橋脚の加速度応答には、1.5gを越えるパルス的な波が混じっている。これは図-16の支承履歴において変位制限に達している時点に対応しており、橋脚に大きな荷重を伝達していることを示している。したがって、可動支承橋脚の履歴応答をみると、橋脚の降伏点を越える値を示していることが分かり、先のモデルを用いた場合よりも、実際の被害状況に近い結果を示している。

また固定支承橋脚の履歴応答は、先の従来モデルを用いた解析よりも小さな値を示している。これは可動支承が変位制限時に上部工重量を負担することにより、慣性力が分散している影響を表していると考えられる。しかしながら依然として橋脚の損傷は大きく、実被害を適切に表しているとはいえない。

5.3 可動支承の損傷を考慮した解析

先のモデルでは、可動支承の可動範囲を考慮することにより可動支承を有する橋脚に設計を大きく越える

力が作用し、これにより可動支承橋脚が損傷することが説明された。しかしながらこの支承の履歴を見ると、かなり大きな力が支承に作用しているにもかかわらず、支承は可動範囲内では正常な機能を有しており、摩擦力によるエネルギー吸収が行われている。

そこで先の支承モデルに対し、移動制限装置の損傷をもって可動支承の損傷を表現し、これを用いて解析を試みた。支承が損傷し、可動性能を失った場合の挙動については、損傷した支承がロックしたり、あるいは滑るなどモデル化することは困難であるが、ここでは上部工慣性力の全てが橋脚に伝達されるという、最も橋脚にとって厳しくなるようなモデルを用いることとする。すなわち、支承損傷後にはその位置で線形応答する履歴へと移行するものである(図-17)¹⁴⁾。本モデルでは支承の損傷後、全ての慣性力を橋脚へ伝達するという意味で、支承ヒューズ論とは正反対なモデルであると言える。

支承の損傷としては、アンカーボルトの破断、上沓の下沓からの脱落などが考えられるが、ここでは移動制限装置の破損時を可動支承の損傷として考える。移動制限装置の設計水平震度は、次式で表される¹⁵⁾。

$$H_s = 1.5 \cdot k_h \cdot R_d$$

ここで、 H_s は移動制限装置の設計に用いる水平力、 k_h は設計水平震度、 R_d は死荷重による鉛直反力である。本モデルでは3.54MNとなる。変位制限に達した後は、本モデルはそれ以上動かないはずであるが、計算上500MN/mの剛性を与えて計算している。

このモデルを用いた結果を図-18から図-23に示す。可動支承側橋脚の履歴応答をみると、先のモデルよりも大きく橋脚の降伏点を越える値を示している。また橋脚の変位応答を見ると、約2秒前後から一定の相対変位を保ったまま応答している。これは2秒の時時点で支承の可動性能が失われ、支承の履歴が線形へと移行したことを示しており、今回の解析ケースでは可動支承の性能を発揮すること無く損傷していることが分かる。また図-23には可動支承橋脚基部のモーメント時刻履歴応答・基部の降伏耐力・支承の損傷時点が示されているが、これより支承の損傷までは可動支承橋脚はそれほど損傷を受けていないが、支承の損傷後、降伏値を越える大きな損傷を受けていることが分かる。これより橋梁の破壊メカニズムとして、可動支承の損傷により大きな慣性力が橋脚に作用し、可動支承橋脚が被災したと考えられる。

このように可動支承モデルに注目して解析した結果、従来のモデルでは表現できない可動支承側橋脚の損傷を表現することができる。これは阪神大震災の様な強烈な地震力が作用した場合には、可動支承側橋脚が損傷する可能性を示すものであり、今後の設計時において考慮すべき問題であると思われる。

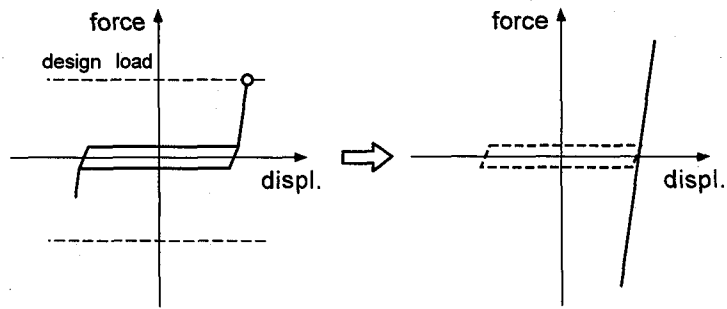


図-17 損傷を考慮する支承モデル

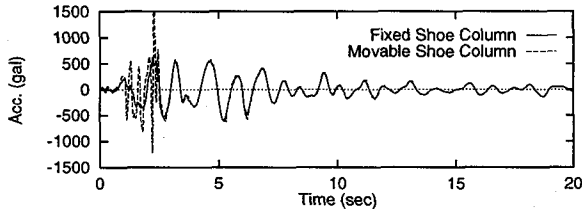


図-18 加速度応答

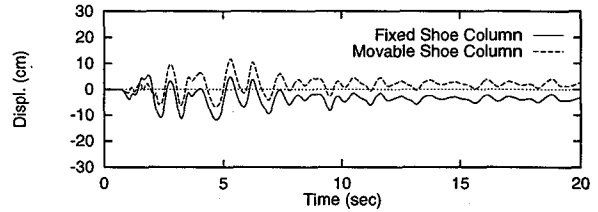


図-19 変位応答

また本解析においても可動支承に比べて固定支承は大きく損傷しているが、これは実際の損傷状況と一致しない。本モデルを用いた場合には、可動支承損傷後、上部工重量がそのまま橋脚に作用することにより、固定支承橋脚の負担する慣性力は最も小さいものとなっている。それにも関わらず解析では大きな損傷を示していることから、実際には固定支承側で何らかのヒューズ的な働きがあったものと考えられる。

5.4 固定・可動支承の損傷を考慮した解析

固定支承の損傷を扱う場合には、固定支承の降伏耐力を降伏力としたバイリニア型の履歴を持つものとしてモデル化することが多い³⁾。この考え方は、桁衝突の問題を取り扱う際に良く用いられるが、橋脚の観点からすれば支承ヒューズ論を積極的に考慮しているモデルとみることができる。

損傷した固定支承の降伏耐力としては、震度法の慣性力によって発生する応力度が許容応力度に等しくなる値を取る方法あるいは簡易的に死荷重反力に摩擦係数として0.1を乗じた値を取る方法が従来用いられている。一方可動支承については、摩擦力を考慮したモデルと同じようなバイリニアモデルが用いられているが、このモデルでは可動支承橋脚に大きな力が作用せず、損傷を表現することができない。また5.3節の損傷を考慮した可動支承モデルでは、可動支承の損傷後は固定となり、損傷位置で線形応答をするというものであり、固定支承の損傷というものは表現することができず、桁間衝突問題とはモデル化の思想が違うものであるため、そのまま用いることができない。

そこで固定支承の損傷と可動支承に関する知見を考慮できるようにするために、新たにモデル化を試みた。

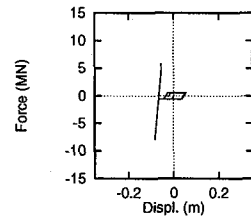


図-20 可動支承履歴応答

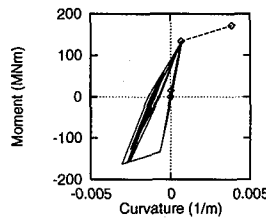


図-21 固定支承橋脚基部

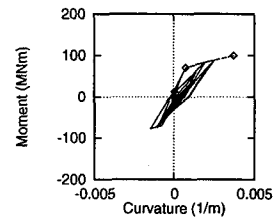


図-22 可動支承橋脚基部

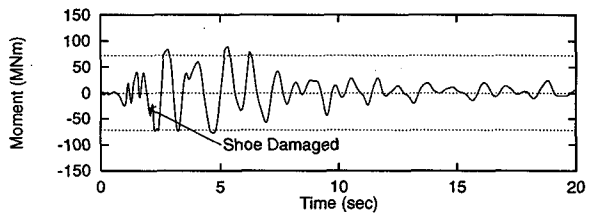


図-23 モーメント応答と支承の損傷

その概要をまとめると、次の通りである。

- 可動範囲を考慮し、可動範囲内ならば摩擦力によるバイリニアモデル、可動範囲に達すると線形に荷重が増加する(5.3節のモデルと同じ)。
- 線形に増加する荷重が移動制限装置の設計荷重に達すると、その後はこの設計荷重を降伏耐力とするバイリニアモデルへと移行する。すなわち、2つ

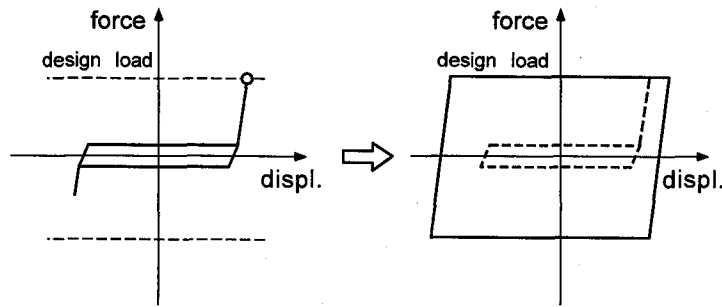


図-24 支承の損傷を考慮するモデル 2

のバイリニアモデルにより支承をモデル化するものである(図-24参照)。

2つめの仮定については、特に参考になるデータがあるものではないが、この様にモデル化した背景について少し説明しておく。

固定支承の損傷を考慮したモデルにおいては、支承の降伏耐力を降伏値とするバイリニアモデルが用いられており³⁾、可動支承の場合にも移動制限装置の設計荷重を降伏値とするバイリニアモデルとしても固定支承のモデル化のレベルとそれほど大きな違いはない。また移動制限装置の設計荷重は、設計水平震度を基準として上部工の鉛直反力を考慮して決定されるものであり、摩擦力の考え方と類似するものである。この点でも先の固定支承モデルの思想と同じものであると言える。以上より損傷を考慮した固定支承モデルと共に用いることができる。本解析では、固定支承の降伏値として4.0MNを用いた。

以上のような損傷を考慮した固定・可動支承モデルを用いて、解析を行った。解析結果として、固定支承橋脚および可動支承橋脚天端の時刻歴応答を図-25、26に、支承の履歴応答を図-27、28に、橋脚基部の履歴応答を図-29、30に示す。

これをみると固定支承側橋脚に作用する力が制限されることにより、固定支承橋脚の損傷はほとんど認められない。また可動支承橋脚は大きく損傷しているなど、実被害と同じ結果を再現できていることが分かる。また固定・可動両支承も損傷しており、支承の実被害と対応している。

また上部工の変位応答は約20cm程度動いている。これは隣接する橋梁が単柱式である場合や、鋼製橋脚である様な場合には、振動特性の違いにより桁間衝突が生じる危険性があることを示している。

可動支承の履歴応答では、地震後まもなく損傷している。レベル2地震動として考えられているものうち、断層型地震のようなものでは地震発生後すぐに最大地動加速度を示すことが多いが、このような入力を考える場合には、可動支承を本節のような複雑なものではなく、支承の損傷時を降伏点としたバイリニアモデルでも代用することができる。ただしこのような大

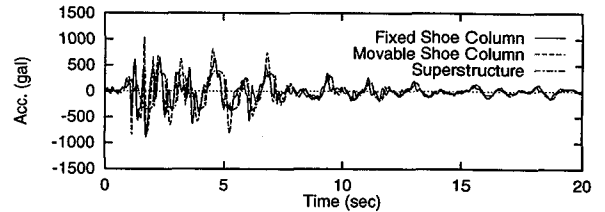


図-25 加速度応答

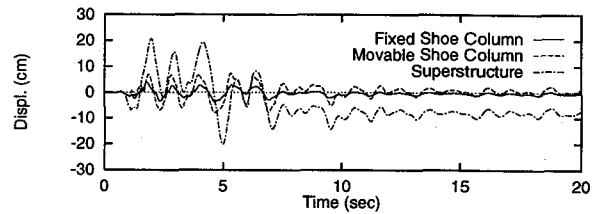


図-26 変位応答

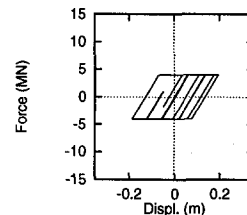


図-27 固定支承履歴応答

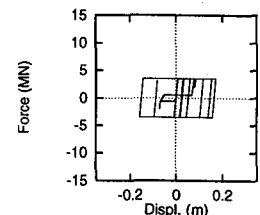


図-28 可動支承履歴応答

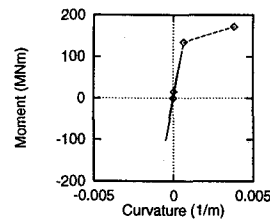


図-29 固定支承橋脚基部

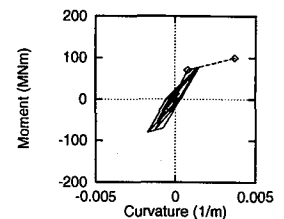


図-30 可動支承橋脚基部

きな履歴を描くモデルでは履歴吸収エネルギーが大きいため、一種の免震支承のような振る舞いをしてしまう。支承の損傷後の挙動は不定であることを十分に留意して用いる必要がある。

以上より本橋梁の損傷メカニズムとして、固定支承側は、早期に支承が損傷し、ヒューズ効果より橋脚に大きな荷重が作用せず、損傷はほとんど生じなかった。

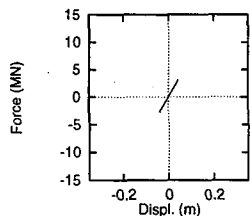


図-31 固定支承履歴応答

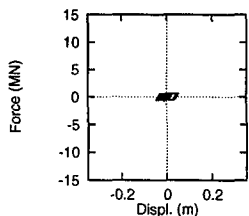


図-32 可動支承履歴応答

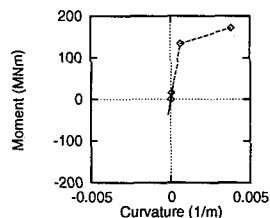


図-33 固定支承橋脚基部

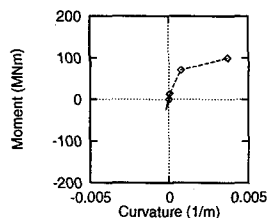


図-34 可動支承橋脚基部

一方可動支承側も同様に支承が損傷したが、損傷に伴い橋脚に摩擦力以上の荷重が作用し、大きく損傷する結果となったと考えられる。

同じモデルに対して、El Centro 地震波を入力した場合の橋脚基部及び支承の履歴応答を図-31から 34に示す。これより分かるように、El Centro 地震波の場合には、固定支承橋脚・可動支承橋脚ともに非線形領域へと入っていない。また固定支承は損傷せず、可動支承はクーロン摩擦による履歴を描き、正常な機能を有していることが分かる。

したがって、レベル 1 地震動を対象とする場合には、可動支承は摩擦力を考慮した可動支承モデル、固定支承は回転自由モデルの従来モデルを用いれば、橋梁の振動特性を捉えることができると考えられる。

6. 結論

本研究では、支承の非線形挙動のモデル化を通して、支承が橋梁の損傷メカニズムに与える影響を検討した。震災後の被害調査からは、可動支承橋脚が壊れているものは多くはないが、これらは支承が正常に機能したか、ヒューズ的な役割を果たしたと考えられるものも多い。しかしながら、解析では一つの橋梁を取ってみてもある橋脚に対してはヒューズ効果が認められ、その他の橋脚ではヒューズ効果が認められないと考えないと実際の損傷状況をうまく説明できない場合もあり、一般的な傾向であるとは言えない。

支承のモデル化において考慮する事項を変化させ解析した結果、支承は橋脚の損傷形態に関して大きな影響を持つことが明らかとなった。特に可動支承の可動制限を考慮することにより、可動支承橋脚の損傷の有無について検討することができる。また固定・可動支承の損傷を同時に考慮することのできるモデルを用い

ることにより、固定支承橋脚がそれほど損傷せず、可動支承橋脚が損傷した橋梁の実被害形態を再現することができた。本モデルでは、入力レベルが小さい場合には、従来の支承モデルと同じように振る舞うことができる特徴を有している。ただし、損傷後の挙動についてはいまだ不確定な事項が多く、更なる検討が必要である。

橋梁の設計において、レベル 1 地震動に対しては従来から用いられている支承モデルにより橋梁の特性を照査することは可能であるが、レベル 2 地震動に対しては支承の損傷を考慮した解析により、可動支承橋脚の耐荷力や桁衝突の可能性などを十分検討する必要がある。特に地震後の救援ルートなどの重要構造物については、不測の事態をも考慮した検討が重要となる。

謝辞： この研究は土木学会関西支部「阪神・淡路大震災調査研究委員会コンクリート分科会(委員長：藤井学京大教授)破壊メカニズム WG (主査：小野紘一京大教授)」での活動を基に実施したことを付記する。

参考文献

- 1) 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，第 24 回地震工学研究発表会講演論文集，Vol.2，pp.1017-1020，1997.
- 2) 渡邊英一・杉浦邦征・永田和寿：異種間橋脚が混在する高架橋の地震時応答性状に関する研究，第 24 回地震工学研究発表会講演論文集，Vol.2，pp.1021-1024，1997.
- 3) 矢部正明・武村浩志・川島一彦：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，1996.
- 4) 大塚久哲・神田昌幸・鈴木基行・川神雅秀：斜橋の水平地震動による回転挙動解析，土木学会論文報告集，No.570，pp.315-324，1997.
- 5) 林川俊郎・椋平剛史・大獄敦郎・中島章典：支承部の違いによる高架橋の大地震時非線形形応答に関する研究，第 24 回地震工学研究発表会講演論文集，Vol.2，pp.1081-1084，1997.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 8 年.
- 7) 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.
- 8) 家村浩和：橋梁の被害と復旧・補強，安全工学，Vol.34，No.6，pp.425-435，1995.
- 9) Nakamura, Y.: Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-ken-Nanbu Earthquake, JR Earthquake Information, Railway Technical Research Institute, No.23c, Feb. 1995.
- 10) 山田善一：高架橋の耐震設計に関する研究(昭和 51 年度受託研究報告書)，昭和 52 年.
- 11) 川島一彦：動的解析における摩擦力のモデル化に関する一考察，土木学会論文報告集，No.309，pp.151-154，1981.
- 12) 日本道路協会：道路橋支承便覧，平成 3 年.
- 13) 阪神高速道路公団：設計基準 第 4 部 構造物設計基準(付属構造編)，平成元年.
- 14) 家村浩和・高橋良和・三宅啓太：可動支承の損傷を考慮した 3 径間連続橋の地震応答解析，土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集，Vol.I，pp.，1997.
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 2 年.

(1997 年 9 月 26 日 受付)