

# 金属支承に関連した兵庫県南部地震における道路橋の被害分析と 終局水平挙動に関する実験的検討

藤野 陽三\*, 阿部 雅人\*, 宇佐美 哲\*, 柳野 和也\*, 阿部 哲子\*, 森重 行雄\*\*, 鶴野 禎史\*\*

\* 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)  
\*\* 日本支承協会 (〒104-0031 東京都中央区京橋 1-1-1)

1995年兵庫県南部地震において、3径間連続高架道路橋の固定支承下の橋脚の被害が小さい傾向が見られた。まず、この原因として支承がヒューズ的に機能して地震力が橋脚に伝達しなかったメカニズムが考えられることを示唆した。次に、支承の耐震性能を定量的に評価する方法を被災事例に基づいて構築し、3径間連続高架道路橋全体が有する耐震性能を算出し、実際の被災状況との整合性を検討した。さらに、支承本体の耐力と変形性能さらに終局挙動を明らかにする目的で、実大のピン支承とBP-B支承、一本ローラー支承を用いて水平方向載荷実験を行った。載荷実験にあたっては、地震力が主桁に作用することが、挙動が支承部に与える影響を考慮した載荷法を考案した。

Key Words : 1995 Hanshin earthquake, Steel bearing, Damage analysis, Experiment, Elevated girder bridges

## 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震において、阪神高速道路3号神戸線の都市内高架橋は概して甚大な被害を受けた。阿部ら<sup>1)</sup>の分析によると、3径間連続高架道路橋(図1)の固定支承下の橋脚(以後「固定側橋脚」と呼ぶ)の中に、例外的に被害が小さいものが存在した。しかし図2に示すように、他の橋脚と比して固定側橋脚の震度換算耐力ははるかに小さく、橋脚の耐震性能のみではこの被災状況を説明することができない。その原因として、固定支承が損傷し、ヒューズ的に機能したことによって橋脚の損傷が小さくなったという被災メカニズムが考えられる。しかし全線にわたる統一的な高架橋の被害調査<sup>2)</sup>によると、固定支承と固定側橋脚の被害関係に前述のような傾向は強くないと報告されている。一方、支承についての研究や実験は少なく、その耐震性能や地震時の挙動、その損傷が橋脚の損傷に与える影響については明確にされていない。また震災後の調査や分析においても、十分であるとは言えない。

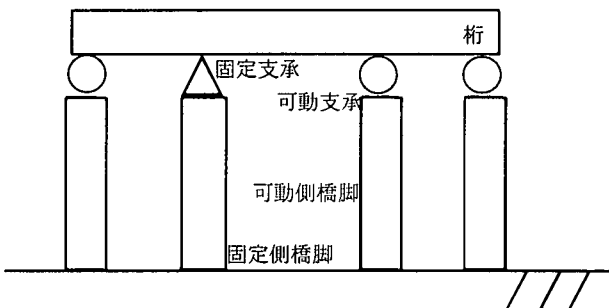


図1 3径間連続高架道路橋の模式図

本研究においては、橋脚の耐震性能に加えて支承の耐震性能を定量的また実験的に分析し、それを用いて3径間連続高架道路橋の被災状況を解明することを試みる。またその中で、支承の耐震性能が高架橋システム全体の耐震性能に及ぼす影響を考える。

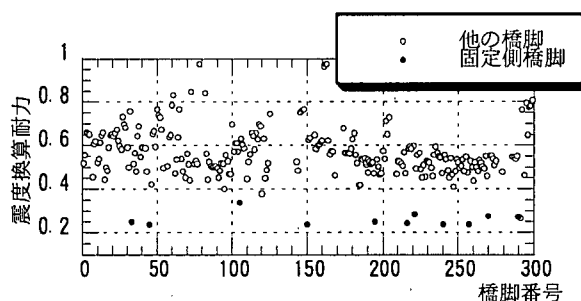


図2 橋脚の耐力(神戸線P1-P300)

## 2. 被災データの整理と定性的考察

阪神高速道路3号神戸線全線では、3径間連続形式の高架橋は64ユニットあったが、4橋脚の構造形式がすべて比較的分析しやすいRC単柱橋脚であること、全般的に地震動の入力が大きかったと考えられる西宮-摩耶間(神P1-神P300)に存在する、という2つの条件を満たす11ユニットを選んだ。

図3に固定支承と固定側橋脚の被害関係を示す。固定支承の被害が大きい10橋脚のうち、固定側橋脚の被害が小さいものが7橋脚、被害が大きいものが3橋脚あった。このように固定支承が損傷して、ヒューズ的に機能し、固定側橋脚の被害が小さくなる

傾向が見られる。しかし固定支承が損傷した場合でも固定側橋脚が損傷している例もあり、固定支承の損傷が固定側橋脚の損傷に与える影響についてこの考察から確定的な結論を導くことはできない。

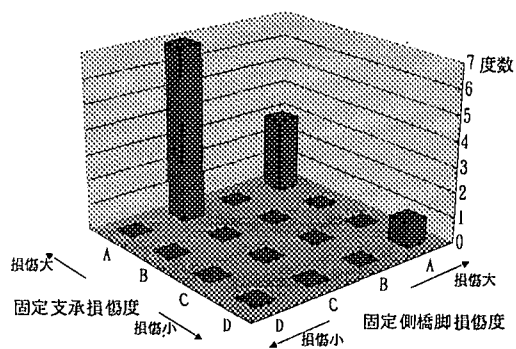


図3 固定支承と固定側橋脚の被害関係

### 3. 橋脚と支承の耐震性能

図2に示した橋脚の耐震性能については、平成2年版の道路橋

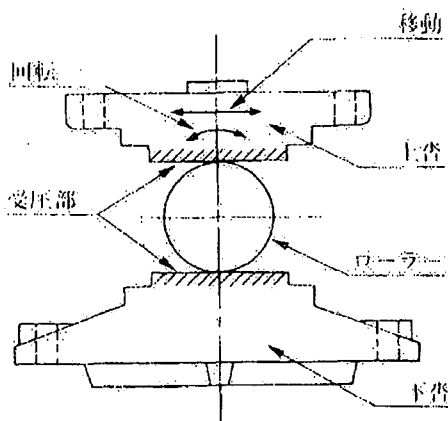
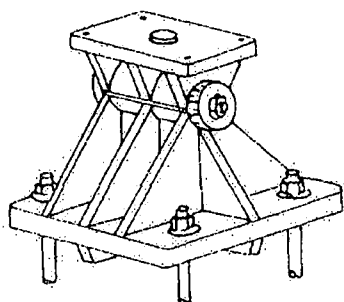


図5 1本ローラー支承

示方書<sup>3)</sup>に基づいて算定した。また耐力算定におけるコンクリート強度、主鉄筋および帯鉄筋の降伏強度は文献に報告されているピルツ橋区間の17基に関する強度試験結果の平均値を用いた<sup>1)</sup>。

対象区間内で用いられているとしている支承では、固定支承はすべてピン支承(図4)であり、可動支承はすべて1本ローラー支承(図5)であった。しかしその被災状況は、上沓と上部構造

の接合部で破断するものや上沓が下沓から脱落するものなど、同じ支承であっても多様であった。そのため同一種類の支承であっても耐震性能を単一の方法で算定することは困難である。そこで橋軸方向、橋軸直角方向についてそれぞれ考えられる損傷部位、損傷パターン(表1)をすべて抽出した。そのパターンごとに部材が降伏し、破断するときの水平力を支承の標準設計計算例<sup>4)</sup>を参考に算出した。そして破断するときの水平力の最小値を支承の耐力として用いた。その際、支承の材料の応力度は、試験値<sup>5)</sup>を参考にした。その値を表2に記す。

表1 支承の損傷パターン

	損傷方向	損傷パターン
ピン支承	橋軸方向	上沓回転によるセットボルトの引張破断
		上沓突起の支圧破壊・せん断破壊によるセットボルトのせん断破断
		アンカーボルトの引張破断、せん断破断
	橋軸直角方向	主桁転倒モーメントによるセットボルトの引張破断
		上沓突起の支圧破壊・せん断破壊によるセットボルトのせん断破断
		ピンの引張破断
1本ローラー支承	橋軸方向	上沓回転によるセットボルトの引張破断
		上沓突起の支圧破壊・せん断破壊によるセットボルトのせん断破断
		移動制限措置のせん断破壊、曲げ破断、支圧破壊
	橋軸直角方向	アンカーボルトの引張破断、せん断破断
		主桁転倒モーメントによるセットボルトの引張破断
		上沓突起の支圧破壊・せん断破壊によるセットボルトのせん断破断
	ローラーの引張破断	
	ローラーとのかみ合わせ部のせん断破断、曲げ破断、支圧破壊	
	アンカーボルトの引張破断、せん断破断	

表2 支承の材料の応力度

	SS400	SC450	SNCM439	SNCM447
引張降伏点	3200	3200	10000	10500
引張強さ	5300	5300	11500	11800
破断伸び	20%	30%	12%	10%
せん断降伏点	1800	1800	6000	6200
せん断強さ	3300	3300	6800	6990
支圧応力度	4800	4800	15000	15750

(kgf/cm<sup>2</sup>)

ピン支承の橋軸及び橋軸直角方向、1本ローラー支承の橋軸直角方向については固定支持であるから、支承の水平力-変位関係は、図6に示すように、部材が降伏および破断するときの水平力を用いたトリリニアでモデル化できる。1本ローラー支承の橋軸方向については、図7に示すように、ローラーが可能移動量に達するまでは摩擦力のみを伝達するものとしてモデル化した。また支承に作用する水平力が支承の耐力に達した以降は、耐力以上の水平力を橋脚に伝達できないものとした。支承の損傷後は、伝達する水平力が低下することも考えられるが、その影響は定量的に明らかにされていない。そのため本研究では支承が損傷後、橋脚に作用する水平力が増加しないことに重点を置いた。

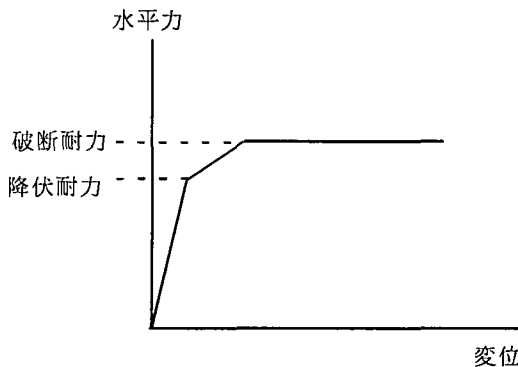


図6 ピン支承、1本ローラー支承(橋軸直角方向)のモデル化

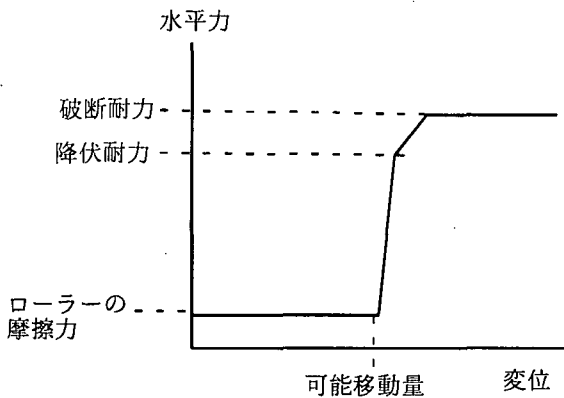


図7 1本ローラー支承(橋軸方向)のモデル化

#### 4. 全体系の耐震性能と損傷メカニズムの推定

橋脚と支承の耐震性能を用いて3径間連続高架道路橋全体系の水平力-変位関係を算出した。図8に代表的な3径間連続高架道路橋全体系の水平力-変位関係を示す。

まず橋軸方向に水平力が作用する場合を考える。①で固定側橋脚に作用する水平力が耐力に達し、固定側橋脚が損傷する。ついで②で可動支承に作用する水平力が耐力に達し、可動支承が損傷する。このメカニズムでは橋脚より先に可動支承が損傷するため、可動側橋脚は大きな損傷を受けないことが推定される。

次に橋軸直角方向に水平力が作用する場合を考える。①で固定支承に作用する水平力が耐力に達し、固定支承が損傷する。その際固定支承が先に損傷するため、固定側橋脚は大きな損傷を受けない。ついで②で可動側橋脚に作用する水平力が耐力に達し、可動側橋脚が損傷することが推定される。

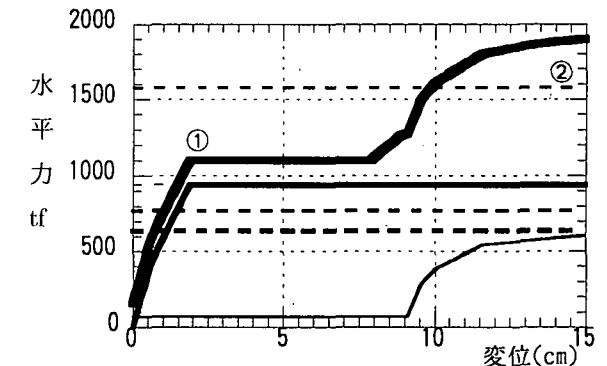
図8と同様の水平力-変位関係を有する3径間連続高架道路橋

は4ユニット存在する。このうち2ユニットの実際の被災状況は橋軸直角方向の水平力-変位関係から推定される損傷と一致している。したがってこれらのユニットでは橋軸直角方向の地震力が卓越していたと考えられる。また残りの2ユニットは、固定側については橋軸方向、可動側については橋軸直角方向の水平力-変位関係から推定される損傷と一致した。したがってこの2ユニットには橋軸方向、橋軸直角方向ともに強い地震力が作用したと考えられる。

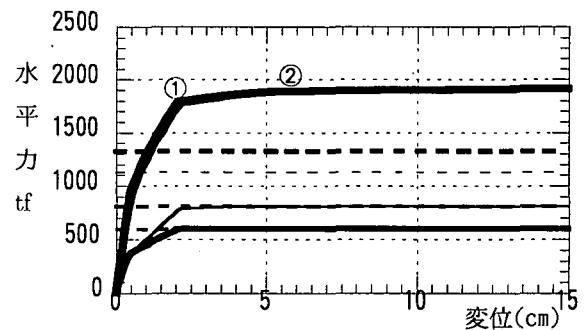
このようにして11ユニットすべてについて全体系の水平力-変位関係を方向別に算出し、実際の被災状況と比較すると、9ユニットについて損傷メカニズムを説明することができる。

この9ユニットのうち6ユニットは橋軸直角方向の地震力が卓越していたと考えられる。残りの3ユニットは、固定側については橋軸方向、可動側については橋軸直角方向の水平力-変位関係から推定される損傷と実際の被災状況が一致し、両方向に強い地震力が作用したと考えられる。なお兵庫県南部地震では南北方向(橋軸直角方向)の地震力が卓越していたと言われている<sup>9)</sup>。したがって橋軸直角方向の水平力-変位関係から推定される損傷と被災状況が一致したものが多くこの結果は妥当なものであると思われる。

また残りの2ユニットについては、固定側については橋軸直角方向のから推定される損傷と実際の被災状況が一致した。しかし可動側については、本研究の静的な耐震性能の解析では橋軸方向の

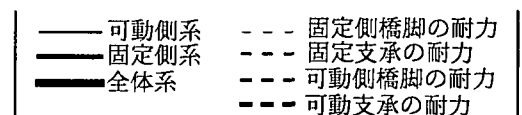


(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図8 代表的な3径間連続高架道路橋の水平力-変位関係



被災状況を説明することができなかった。この点については、静的な分析では、可動支承の橋軸方向の水平力の伝達が的確に表現できないことが問題として考えられる。またこの2ユニットにおける被災状況は橋脚の損傷ではなく残留係材であるため、地盤など他の構造要素の影響も考えられる。

### 5. 金属支承の水平挙動に関する実験的検討

新設橋、既設橋を問わず、橋梁の耐震性能を評価するためには橋梁の各部材の特性を十分に把握していなければならない。しかし、金属支承については実験例も少なく、地震時終局挙動が十分に明らかにされていないのが現状である。本研究では、実験および解析例のほとんどみられないピン支承、BP-B 支承、一本ローラー支承について水平方向載荷実験を行い、支承本体の耐力と変形性能さらに水平力作用時の挙動を明らかにすることを目的とした。

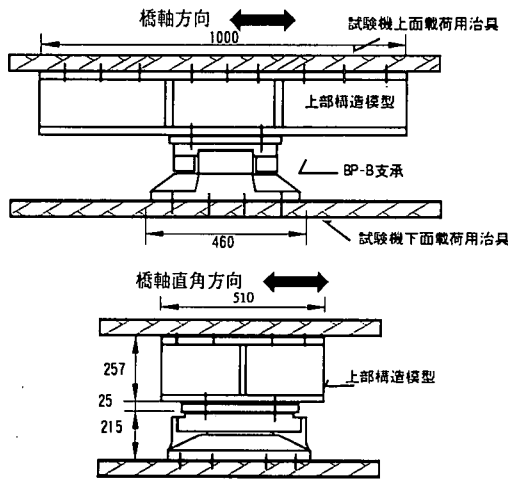


図9 BP-B 支承二軸載荷実験図

ここでは支承本体の耐力を明らかにすることが主たる目的であるので、セットボルトに破断が生じないように補強して実験を行った。鉛直 2000tf、水平 600tf の二軸試験機を使用し、試体は死荷重反力 120tf 用の実大の支承を用いた。例として図9に、BP-B 支承の取り付け状況を示す。実験では上部構造を模した上部構造模型を支承に取り付けて、死荷重 120tf を想定した鉛直荷重を作用させ、水平方向は橋軸方向と橋軸直角方向の2方向に対して行った。

表3 載荷方法

		鉛直方向	水平方向
橋軸方向載荷		120tf一定	弾性域内繰り返し載荷+破壊まで 一方向載荷
水平方向 載荷	圧縮側支承	120tf一定 $R_d = \frac{V}{h} + \frac{K_h \cdot R_h}{R_h}$	弾性域内繰り返し載荷+破壊まで 一方向載荷
	引張側支承	$R_d = \frac{V}{h} - \frac{K_h \cdot R_h}{R_h}$	

ここで  $R_d$  ; 支承の反力,  $K_h$  ; 水平力,  $V$  ; 上部構造の死荷重,  $h$  ; 支承から上部構造の重心位置までの距離,  $b$  ; 支点間距離

供試体の部材間の摩擦および弾性域の剛性を明らかにするために弾性域内において繰り返し載荷を行う。なお、橋軸直角方向載荷実験においては、実橋において橋軸直角方向に水平力が作用した場合、図10に示すように主桁の転倒モーメントが発生する。そのことを

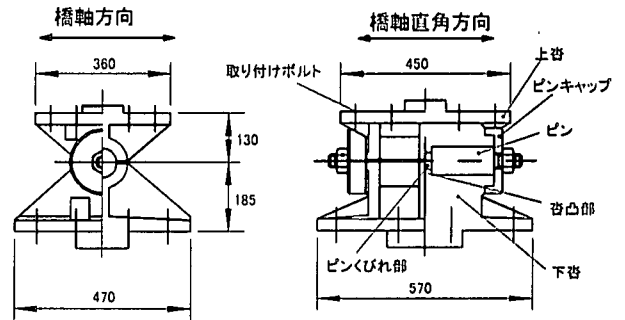


図11 ピン支承

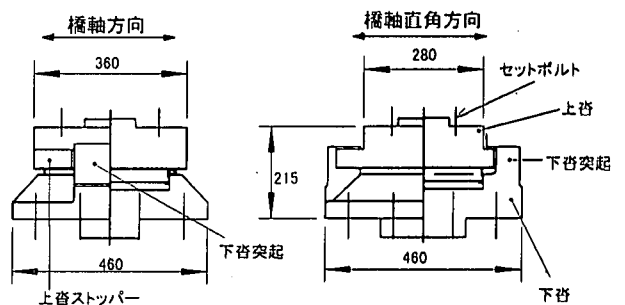


図12 BP-B 支承

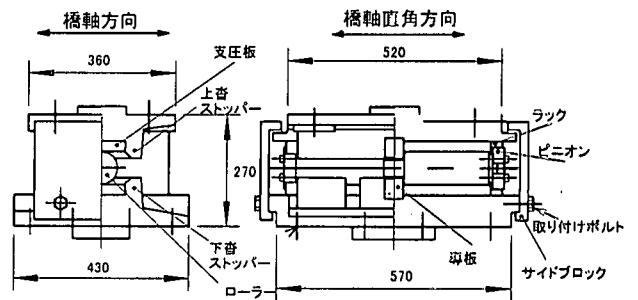


図13 一本ローラー支承

考慮し、水平方向荷重の増加に伴い鉛直荷重を変動させる実験も行った。表3に載荷方法を、図11, 12, 13に使用した供試体をそれぞれ示す。

### 6. 実験結果と考察

本研究では、支承の耐力の算出方法は支承標準設計計算例<sup>4)</sup>を参考に実験状況に合わせて適宜変更して行った。算定法の詳細は文献5)を参照されたい。大まかな流れとしては、はじめに標準反力による各部位の応力

計算を行い、その結果をもとに式(1)により支承各部位における降伏耐力および最大耐力を予測する。

$$\text{計算降伏耐力} = \frac{\text{降伏応力度}}{\text{設計計算応力度}} \cdot \text{設計水平力} \quad (1a)$$

$$\text{計算最大耐力} = \frac{\text{最大応力度}}{\text{設計計算応力度}} \cdot \text{設計水平力} \quad (1b)$$

ここで降伏応力度、最大応力度とは、単軸引張材料試験から得られた値である。さらに、実験で得られた支承の摩擦をこの計算耐力を加えた。

(1) ピン支承

橋軸方向荷重実験 図14に、実験で得られた荷重-変位曲線を示す。計算に基づく耐力評価からは、上沓の支承本体の曲げ変形によるピンの抜けだしが予想されたが、実験では水平方向荷重が200tfに達しても供試体の外見上の変化はみられなかった。供試体に取り付けたひずみゲージからも上沓本体が降伏していないの

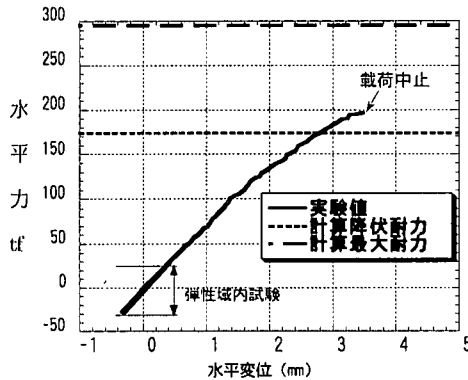


図14 ピン支承橋軸直角方向荷重実験結果

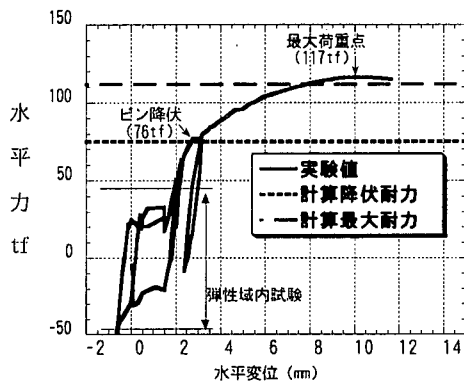


図15 ピン支承橋軸直角方向荷重実験結果 (鉛直力120tf一定)

を確認している。図14において、水平力100tfを越えてから傾きがやや小さくなっているが、鉛直方向の変位のデータなどから、この現象はピンが上下沓の沓受け部を乗り越える現象に起因するものであると判断できる。なお、橋軸方向における上沓の回転摩擦は、橋軸直角方向荷重実験で得られた摩擦係数(0.21)から導いている。橋軸直角方向荷重実験 図15に鉛直荷重120tf一定の場合の荷重-変位曲線を示す。支承の弾性域内における繰り返し荷重では、水平力25tf程度の摩擦力(摩擦係数0.21)が生じているの分かる。その後一方荷重を行ったが、水平荷重76tfでピンくびれ部が降伏し、最大荷重点117tfを示してから荷重は低下に転じ、115tfでピ

ンくびれ部が破断した。

破断面から、破壊は脆性破壊が支配的であると判断できた。ピンくびれ部の引張耐力の計算値(約50tf)に実験で得られたこの摩擦力を上乗せした耐力は、降伏耐力・破断耐力共に実験値とほぼ等しい。圧縮側、引張側支承の実験についても、直力120tf一定の場合と同様の破壊モードを示した。圧縮側支承の最大耐力は123tf、引張側支承では97tfであった。摩擦を考慮した計算最大耐力値との誤差は、圧縮側で1%、引張側で8%となっている。つまり、支承の耐力を精度良く予測するためには、支承の摩擦を考慮することが必要である。

(2) BP-B 支承

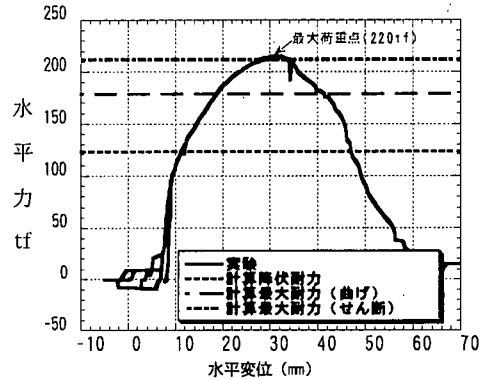


図16 BP-B 支承橋軸直角方向荷重実験結果

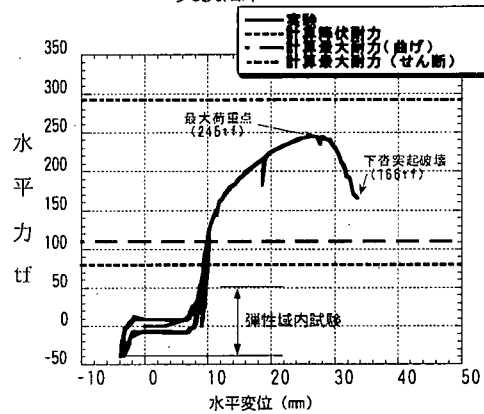


図17 BP-B 支承橋軸直角方向荷重実験結果 (鉛直力120tf一定)

橋軸方向荷重実験 水平方向荷重は変位制御で行った。図16に計算耐力値と実験で得られた荷重-変位曲線を示す。支承の弾性域内における繰り返し荷重では、水平力10tf程度の摩擦力(摩擦係数0.08)が生じている。これは、可動BP-B 支承の設計摩擦係数0.01とほぼ等しい値である。その後上沓ストッパーが破壊するまで荷重したが、最大荷重点220tfを示してから反力は低下に転じ、上沓ストッパーは塑性変形を起こしながら破壊した。計算耐力では、上沓ストッパーの曲げ破壊耐力がせん断破壊耐力に比べて小さかったが、上沓ストッパーはせん断強度に近い値で破壊した。その理由として、上沓ストッパーが変形するに従い、荷重作用点位置が上沓ストッパーの付け根部に移動することにより、曲げモーメントが減少し

たためにせん断破壊モードが発現したものと考えられる。

### (3) 一本ローラー支承

橋軸方向載荷 図18から分かるように、ローラーが上下沓のストッパーと接触してからは水平力が増加し、水平力132tfに達した時、ローラーがストッパー部を乗り越え始めた。その現象と同時に

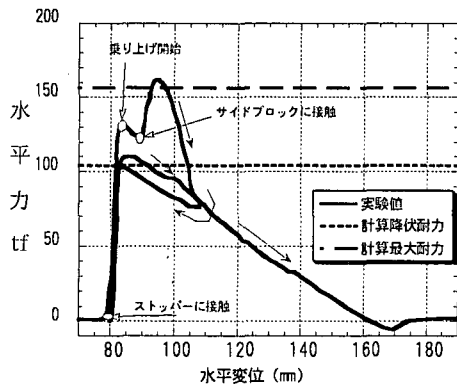


図18 一本ローラー支承橋軸方向載荷実験結果

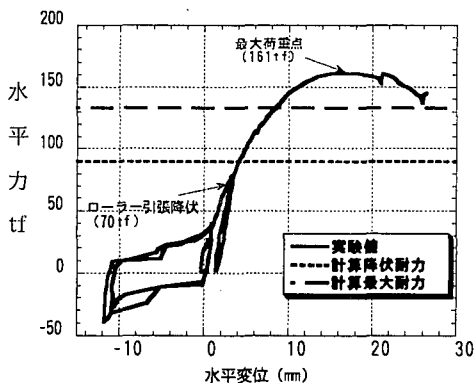


図19 一本ローラー支承橋軸直角方向載荷実験結果 (鉛直力120tf一定)

水平力は減少し、水平力122tfで上沓の両端部がサイドブロックに接触すると同時に、水平力は再び増大し始めた。その後、サイドブロックは上沓の抜け出しに伴い、外側に開くようにして変形した。最大荷重点162tfに達してからは水平力は減少に転じた。図18から分かるように、計算最大耐力は156tfであり、実験値と良好一致を示している。しかし、実験ではローラーがストッパーを乗り越え、当初に予想されたストッパーの破壊とは破壊モードが異なる結果となった。これは、上下沓のストッパーが曲げ変形することにより、ローラーが乗り上がりやすくなったためと考えられる。

橋軸直角方向載荷 ローラーくびれ部が水平力70tf付近で降伏後、図19では、荷重変位曲線と共に、計算耐力を示している。摩擦係数は弾性域内試験で得られた値(0.17)を使用している。ローラーが降伏後、ローラー側面が支承のラック(歯車)に、さらに上沓がサイドブロックに接触した状態となった。そのためこれらの部位の水平耐力も評価する必要がある。そこで、ローラーの引張破壊強度(104tf)に、橋軸直角方向の摩擦力(20tf)+ラックのせん断破壊強度(7.8tf)+サイドブロックの復元力(1.5tf)の3つの要素を加えて133tfを計算耐力として評価している。しかし、実験では計算最大

耐力を大きく上回る強度を示している。圧縮側支承の実験においては、最大耐力が198tfに達している。同様の破壊モードを示すピン支承の橋軸直角方向載荷実験と比較すれば、差は大きすぎるといえる。これは、載荷中にローラーが支圧版に引っかかりながら変位するなど、ピン支承に比べて摩擦接触のメカニズムが複雑なことに起因するものと考えられる。

### 7. 結論

本研究では、まず、橋脚の耐震性能のみでは説明することのできない3径間連続高架道路橋の被災状況を、支承の耐震性能を定量的に評価することにより統一的に説明することを目指した。その結果得られた結論を以下にまとめる。

- ・ 3径間連続高架道路橋の被災状況を被災度判定、被災状況の写真を用いて整理した。その結果に基づいて支承の被災度判定を再検討し、被災パターンを明らかにし、支承と橋脚の被害関係をまとめた。耐震性能の定量的分析によって、支承と橋脚の被害関係は、その耐力の大小関係による損傷の先行性から説明ができることがわかった。
- ・ 3径間連続高架道路橋を構成する重要な要素として支承を取り上げ、その被災パターンに対応させた支承の耐震性能の算定法を構築した。
- ・ 橋脚と支承の耐震性能を用いて3径間連続高架道路橋全体系の耐震性能を方向別に算出し、実際の被災状況と比較してその損傷メカニズムを検討した。その結果11ユニット中9ユニットについてその被災状況を説明することができた。つまり高架橋システムの耐震性能について検討する際に支承の耐震損傷また今後、静的な解析では問題となった可動側系の橋軸方向の構造要素が高架橋システムに及ぼす影響を明らかにする。

また、各種金属支承の水平載荷時の終局水平挙動を実験的に検討、以下のことが明らかになった。

- ・ ピン支承は橋軸方向載荷においては水平力200tfまでの、橋軸直角方向は破壊時までの耐力と変形性能をそれぞれ実験から得ることができた。橋軸直角方向に関して、耐力の違いは沓とピンとの摩擦を考慮することで予測することができることが分かった。
- ・ 橋軸方向実験における計算耐力照査では、曲げ強度よりもせん断強度の方が良好一致を示している。橋軸直角方向は、荷重作用点の移動に伴うモーメントの変化のために、下沓突起の最大耐力は計算値を大きく上回る。
- ・ 一本ローラー支承に関しては、橋軸方向実験では当初の予測とは破壊モードは異なったが、兵庫県南部地震のローラー支承の損傷状況とは整合している。橋軸直角方向実験では、摩擦係数など、ローラーくびれ部以外の、特に摩擦が支承全体の耐力に大きく影響しているものと思われる。

謝辞：被害分析に関しては、阪神高速道路公団 北沢氏、小林氏、また、横河ブリッジ株式会社 岩崎氏ほかにご大変お世話になりました。また、実験においては、日本鑄造株式会社 石井氏にお手伝いいただきました。ここに記して、謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 阿部哲子, 藤野陽三, 阿部隼人: 1995年兵庫県南部地震による高架道路橋被害に関する総合的分析, 土木学会論文集, No. 612/1-46, 181-199, 1999
- 2) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会(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
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1990
- 4) 日本道路協会: 道路橋支承標準設計, 1979
- 5) 阪神高速道路公団, 横河ブリッジ: 5号湾岸線の支承破損原因及び対策検討業務報告書, 1996
- 6) 縦領一起: カリフォルニアの被害地震と兵庫県南部地震, 科学, Vol. 66 NO. 2, pp93-97, 1996
- 7) 宇佐美哲: 金属支承の終局水平挙動に関する実験的研究, 東京大学修士論文, 1999年3月

(1999年11月19日受付)

# ANALYSIS ON DAMAGE OF 3-SPAN CONTINUOUS GIRDERS AND STEEL BEARING EXPERIMENT

Yozo FUJINO, Masato ABE, Satoru USAMI, Kazuya YANAGINO,  
Satoko ABE, Yukio MORISHIGE and Teiji UNO

The 3rd route of Hanshin Expressway, which goes through the central city of Kobe, was heavily damaged in 1995 Kobe earthquake. Investigation on the damage of reinforced concrete piers in the route revealed that the damage level of the pier with fix bearing condition in three-span continuous girder bridges is significantly lower. In this paper, the seismic capacity of reinforced concrete pier and bearing is evaluated and the seismic performance of the structural system of the three-span continuous girder bridges is discussed. Based on the observation of seismic performance, actual damage in the route is also studied. In the next place, an experiment was conducted to clarify the ultimate behavior of steel bearings; BP-P bearings and pin-roller bearings were tested. In the testing, seismic forces acting from girder and slab to the steel bearing was simulated.