内蔵型円柱部材により水平地震力を支持する固定支承の開発

Development of a fixed bearing to using cast-in place vertical cylindrical element

田中健司*, 合田裕一**, 完塚正美***, 小泉貴宏**** Kenji Tanaka, Yuuichi Gouda, Masami Kanzuka, Takahiro Koizumi

*株式会社ビービーエム,技術本部(〒104-0033 東京都中央区新川二丁目 13番9号)
**株式会社ビービーエム(〒104-0033 東京都中央区新川二丁目 13番9号)
*** 株式会社ビービーエム,営業本部(〒104-0033 東京都中央区新川二丁目 13番9号)
**** 株式会社ビービーエム,技術本部(〒104-0033 東京都中央区新川二丁目 13番9号)

A new type of fixed support bearing that has a cylindrical steel element (Shinbo) was developed for a horizontal load resisting mechanism. During its development process, the newly developed support bearing was subjected to various evaluations including experimental evaluations. By conducting full-scale model and half-scale model loading tests designed to examine the horizontal load resisting mechanism, this study investigates the effect of the horizontal load resisting mechanism on horizontal load carrying capacity and the failure mechanism in the cases where vertical loads act or do not act and where uplift loads act.

Key Words: bridge, fixed support bearing, rubber bearing, Shinbo キーワード:橋梁, 固定支承, ゴム支承, シンボウ, 心棒

1. はじめに

橋梁の耐震性は支承の耐震性に大きく依存するため、 高耐力を有し,各方向に対して,地震力を適切に支持で きる支承の開発が重要である.支承としては、従来、サ イドブロックを用いた鋼製支承が広く用いられてきたが、 過去の震災例では、常にサイドブロックや、これにぶつ かる事により水平力を支持する上沓の切り欠き部が破断 する等の被害を受けて来た(図-1)¹⁾. 鋼製支承の被害 は、上部構造の大きな移動を引き起こし、桁落下の可能 性を高めるだけでなく,損傷を受けた上沓,下沓間が噛 み込み、この結果、地震力が桁から橋脚等に伝達される ことで、橋脚の甚大な被害を引き起こす事例もあった2,3). 1995年の兵庫県南部地震では、これにより橋脚に大きな 被害を生じたといわれている 4,5,0,0. さらに、ピン・ロー ラー支承では、ローラーの逸脱が起こりやすく 4,5)、この ため、桁の沈下が生じると、 交通機能に大きな影響を与 える. 従来, 鋼製支承の耐荷特性を実験的に研究した例 はそれほど多くないが、例えば、Sato et al.⁷⁾は鋼製ピン 支承に対する繰返し載荷実験を行い、ピンが下支承の凹 部から持ち上がって抜け出すことを明らかにしている.



図-1 過去の鋼製支承の破断例

以上のような理由により,1995年の兵庫県南部地震以降は,積層ゴム支承が広く採用されるようになった.積 層ゴム支承は,上・下部構造間に変形を許容して,水平 力を支持できると同時に,復元力特性を有していること から,上述した従来型の支承被害を軽減できると考えら れているためである⁸.一方,従来型の固定支承は,設 計水平力を大きくし,材質を変えただけで基本的な構造 は,従来のものと変わっていない.

しかしながら,従来型の固定支承であっても,サイド ブロックや上沓の切り欠きによる水平力の支持機構を安 定した機構に改めることができれば,過去に生じた震災 による損傷を防止することが可能であると期待される. このような観点から,サイドブロックや上沓の切り欠き



図-2 提案する支承の構造

のように支承本体の外側ではなく、水平力の支持機構として、支承中央に内蔵型円柱部材(以下、心棒と呼ぶ) を設けた新型の固定支承を開発した.耐震性に重点をおいた支承開発では、何が求められるかを実験的検討も含めて、様々な角度から検討を行ったので、ここでは、その開発過程で行った実験の一部について示す.

2. 新型固定支承に求められる特性と構造

従来の固定支承では、水平方向地震力をサイドブロックと上沓の切り欠きにより支持していた.しかし、この構造では上沓の切り欠き部に、偏心して水平方向地震力が作用すると同時に、サイドブロックが衝撃的な地震力に弱いため、過去の地震では常にこの箇所に被害が集中した²⁾.この弱点を克服するため、ここでは以下の概念に基づく新型の固定支承を開発することにした.

①水平方向地震力を支持するために、支承中央部に" 心棒"を配置する.心棒とは、後述するように、ねじに よりベースプレートに結合し、上沓とはリングナットで 結合した棒状構造材である.これにより、上沓とベース プレート間に生じる水平変位を拘束すると同時に、上部 構造から上沓に上向きの地震力が作用しても、心棒から 上沓が逸脱しないようにする.

②活荷重によって上部構造に生じる回転を吸収する機構として、上沓とベースプレートの間に高耐力ゴム層を 配置する.高耐力ゴム層と心棒の接触部には、ゴム層が あり、回転を拘束しない構造となっている.

このような特性を持つ固定支承を、図-2に示す.

このような構造では、心棒が十分な耐力を有している ことが重要であり、このため、心棒にS45CN材(機械構 造用炭素鋼鋼材)を採用することとした.また、25MPa



高耐力ゴム層の構造

表-1 心棒および高耐力ゴム層の寸法

許容	許容 水平 支持力 (kN)	心棒 外径 φ(mm)	心棒 長さ L ₁ (mm)	ねじ込 み長さ L ₂ (mm)	ゴム層 外径 D(mm)	ゴム層 厚さ T(mm)
500	420	ϕ 100	59	40	250	47
1,500	1,550	ϕ 170	83	65	400	63

の高支圧に耐えられる高耐力ゴム層を採用することにより、高耐力ゴム層の平面寸法を小さくすると同時に、回転吸収性能をもたせるために必要なゴム層厚を小さくすることができるようにした.この結果、水平方向地震力が作用した際に心棒に生じる曲げモーメントが小さくなり、心棒の断面積を小さく抑えることが可能となる.

支承の具体的な設計は、技術基準で与えられる設計地 震力に基づいて行う必要がある.たとえば、道路橋を対 象とする際には、L2 地震力に対して支承に作用する地 震力を求め、これに対して、上沓、ベースプレート、心 棒等の構造部材が許容応力に収まるように部材寸法を定 めることを考えている.

以上の構造では、心棒の水平力に対する耐荷力が重要 であるため、これを確認するために、1)実物の心棒とベ ースプレートの結合部分の実大模型および、2)新型支承 全体の1/2 模型を用いた載荷実験を行った.

実大模型を用いた心棒とベースプレートの結合部分の載荷実験

3.1 模型支承の概要

まず、心棒の水平耐力を検討するために、心棒、ベー スプレート、高耐力ゴム層からなる実大模型を、後述す る降伏変位の約3倍の水平変位(鉛直荷重を載荷しない 場合)が生じるまで、繰返し載荷した.一般的に、支承 は鉛直荷重が載荷された状態であるが、上部構造形式や 支間割り等により、実際の使用状況下においても、支承 に鉛直荷重が作用していないときに水平力が作用するこ とが考えられることから、ここでは、鉛直荷重を載荷す る場合と、鉛直荷重を載荷しない場合の2ケースの実験 を行なった.



図-5 載荷装置

心棒、ベースプレート、高耐力ゴム層の構造を図-3 に示す. 図-3において、 ø, LiおよびLiはそれぞれ心 棒の外径,長さおよびねじ込み長さ,DおよびTはそれ ぞれ高耐力ゴム層の外径および厚さであり、後述するよ うに許容鉛直支持力および許容水平支持力に基づいて定 める値である.

ここでは、製品として製造されるサイズと載荷装置の 能力を考慮して,許容鉛直支持力としては 500kN および 1,500kN の場合を対象とした.許容水平支持力は設計震 度や支間長によっていろいろ変化するため、ここでは、 許容鉛直支持力が 500kN の場合は許容水平支持力が 420kN, 許容鉛直支持力が 1,500kN の場合は許容水平支 持力が 1,550kN の場合を対象とすることとした. これは, 一般的な場合を想定すると、3 種地盤に建設された支間 長がそれぞれ 35m 程度の単純鋼鈑桁橋および 45m 程度 の単純鋼箱桁橋に用いられる固定支承である.

模型の基本となる心棒および高耐力ゴム層の寸法(図 -3参照)を表-1に示す.

3.2 載荷方法および載荷装置

載荷では、図-4 に示すように、上沓を上側載荷治具 に、ベースプレートを下側載荷治具にそれぞれ固定した

	鉛直荷重	降伏荷重 (kN)	降伏変位 (mm)
F001-N田	あり	930	5.6
500kn/H	なし	825	5.7
1500LN田	あり	2,100	2.6
1900KIN用	なし	1,800	3.3

状態で、上側載荷治具は水平方向に固定し、高耐力ゴム 層はセットせず、下側載荷治具をアクチュエーターによ り水平方向に加力した. ここで, 鉛直荷重を載荷しない 場合は、上沓とベースプレートの間隔を一定に保つこと によって水平力の載荷位置を固定した.鉛直荷重を載荷 する場合は、高耐力ゴム層をセットし、鉛直力を荷重制 御で作用させた状態で、水平力を一方向に、500kN 模型 では 84kN 毎に、1,500kN 模型では 310kN 毎に、それぞ れ荷重制御で漸増載荷した. なお, 鉛直荷重は死荷重を 想定して許容鉛直支持力の80%とした⁹.

載荷に用いた装置を図-5 に示す. この装置では、水 平方向, 鉛直方向にそれぞれ最大 3,000kN, 2,000kN まで 荷重を作用させることができる.水平方向,鉛直方向の ストロークは、それぞれ ± 250 mm、 ± 100 mm である.

3.3 実験結果

図-6に500kN模型の水平荷重-水平変位の履歴を, 図-7 に 1,500kN 模型の水平荷重-水平変位の履歴を示 す.いずれの供試体も,鉛直荷重を載荷した場合の方が, 鉛直荷重を載荷しない場合よりも,同一水平力に対する 水平変位が小さくなる.履歴曲線の勾配は、載荷ととも に緩やかになるが、図-8 に示すように初期の勾配と変









(a) 500kN 模型



(b) 1,500kN 模型 写真-1 水平力載荷後の供試体の状況

位が大きくなった後の勾配との交点を降伏と定義すると, 降伏変位および降伏荷重は表-2のようになる. これよ り, 500kN 模型, 1,500kN 模型ともに, 降伏荷重は, 鉛 直荷重を載荷すると, 鉛直荷重を載荷しない場合に比べ て20%程度大きくなることがわかる.これは、鉛直荷重 を載荷した場合には、鉛直荷重によりベースプレートの 曲げ変形が抑制されるため、鉛直荷重を載荷しない場合 に比較して、心棒の水平変位が相対的に小さくなるため である.

模型は、許容水平支持力相当の水平力に対しては、支 承の各部が道路橋示方書に示される弾性状態にあるよう に設計されているため、水平力が許容水平支持力に到達 した段階では、支承にはまだ損傷は生じていない. 図-6 および図-7 においても履歴はまだ弾性状態にあり、表 -2 に示す降伏荷重は当然ながら許容水平支持力を上回 っている.

鉛直荷重を作用させない場合に、降伏変位の概ね3倍 の変位に相当する変位が生じるまで載荷したため、結果 的に, 500kN 模型では1,428kN, 1,500kN 模型では2,790kN までの水平力を載荷した. これは, 500kN 模型および 1,500kN 模型の許容水平支持力に対して、それぞれ約3 倍および約2倍の水平力まで載荷したことになる.供試 体の心棒および心棒とベースプレートの結合部を観察し たところ、この状態になっても、写真-1 に示すように 損傷は約2mmの塑性変形が生じる程度に止まっていた. したがって、実験に用いた支承の心棒ならびにベースプ レートとの結合部は、許容水平支持力に相当する水平力 に対して、問題がないということができる.





図-10 1/2 模型に対する荷載実験装置

4. 新型支承全体の 1/2 模型を用いた載荷実験

4.1 1/2 模型支承の概要

支承に対しては、鉛直力を受ける状態よりも、上揚力 を受けた状態で水平地震力を受ける場合の方が、ベース プレートに生じる曲げ変形を拘束する効果が小さくなる ため、耐力的に厳しい状態となる.このため、ここでは 後者の状態を対象に心棒の有効性を検討することとした. 実験としては、支間長 30m 程度の単純鋼鈑桁橋を支持す るタイプ B 支承を対象とし、死荷重反力を 130kN,活荷 重反力を 70kN と見込んで、最大鉛直荷重を 200kN と想 定した.

道路橋示方書¹⁰に基づき I 種地盤を想定し,構造系の 許容塑性率を3と仮定すると,等価水平震度は0.89とな る.したがって,支承の設計水平力は等価水平震度×全 死荷重反力=0.89×130×2=232kNと見込む.

また、支承部の照査に用いる上揚力としては、道路橋 示方書に基づいて 0.3×死荷重反力とする. 道路橋示方 書では、橋軸直角方向に地震力を受けた場合の、支承に 作用する上向きの地震力の算出法が示されている. しか し、一般にはこれにより算出される上向き地震力が 0.3 ×死荷重反力を上まわることは稀であることから、ここ では、0.3×死荷重反力に相当する力を上揚力とみなした ものである. なお、今回は地震力と上揚力の作用の検討 に重点を置いているため、橋軸直角方向の桁の回転に伴 う鉛直力増分の影響は見込んでいない. このようにする と, 設計上揚力は0.3×130kN=39kN となる.

以上の条件により設計した模型支承の構造が図-9 で ある. 上沓は四隅のセットボルトにより模型桁下フラン ジに,また,ベースプレートは四隅のアンカーボルトに より載荷装置支持板に固定する.

4.2 載荷方法および 1/2 模型に対する載荷実験装置

道路橋示方書によれば、下部構造に作用する橋軸方向 の桁の慣性力は支承下面に作用させることとしているた め、支承に上揚力は作用しない.しかし、支間割りや支 点の位置、上下方向地震力等によって、支承に上揚力が 作用する場合がありえる.さらに、橋軸直角方向には、 桁の慣性力を床版下面(重心)位置に作用させるため、 支承に上揚力が作用することがある.したがって、こう した上揚力が作用した場合の支承耐力を明らかにするた めに、橋軸方向を対象として、死荷重反力相当の鉛直荷 重を受けた状態で、地震力が作用した場合の本支承の終 局状態を検討することとした.

いろいろな水平力と鉛直力の組み合わせの下で、支承 の力学的特性ならびに最終的な破壊形態を検討するため に、図-10 に示すように供試体として用いる模型支承 (固定支承)の他にすべり支承を用いて、模型桁を支持 する構造を採用することとした.これは、供試体だけで 桁を支持すると不安定となるため、すべり支承と組み合 わせて両者で鉛直力とモーメントを支持する構造とした



図-11 支承に作用する鉛直力と水平力の関係



写真-2 載荷実験装置の全景

ものである.桁に作用する水平力は模型支承が分担し, 鉛直力は模型支承とすべり支承が分担する.鉛直力Vを 作用させた状態で水平力Fを両支承の底面からh_iの高 さに作用させると,模型支承には水平力と同時に次式に よる鉛直力V₁も作用することになる.

$$V_1 = R - \frac{Fh_i}{\ell} \tag{1}$$

ここで, R は設計上の死荷重反力, ℓ は模型支承の中 心からすべり支承の中心までの水平距離, h_i は支承底面 から水平力の作用高さまでの距離である.

図-10に示した構造では、式(1)からわかるように、 一定鉛直力作用下における模型支承の水平耐力ではな く、水平力Fの作用高さh_iに伴って変化する鉛直力作用 下の水平耐力が求められることとなる.ここでは、設計 上の死荷重反力 R を作用させた状態で、設計水平力

(232kN)を作用させたときに、鉛直力がほとんど0となる場合と、鉛直力が負となる場合が2ケースの、合計3ケースを実験対象とすることとした. これら3ケースは、式(1)において、水平力の作用高さがそれぞれ $h_1 = 234$ mm, $h_2 = 654$ mm, $h_3 = 1,074$ mmとした場合に該当する. 実験では $\ell = 450$ mmとしたため、支承に作用する水平力F





写真-3 載荷実験装置に設置した供試体

と鉛直力Vの関係は、式(1)から図-11のようになる. 設 計水平力は232kNであるため、この時には、 $h_1 = 234$ mm とすると支承には上揚力が作用しないが、 $h_2 = 654$ mmお よび $h_3 = 1,074$ mmの場合には、それぞれ207kN、424kNの 上揚力が作用する. 前述したように、 $h_2 = 654$ mm、 $h_3 = 1,074$ mmとした場合には、極めて厳しい上揚力作用 下での実験となる.

写真-2は実験装置、写真-3は実験装置にセットした 供試体である. すべり支承も鉛直荷重を支持するため, 上下方向アクチュエーターにより図-10に示したよう に一定鉛直力(130kN×2=260kN)を作用させた状態で, 水平方向アクチュエーターにより設計水平力(232kN) に相当する荷重まで載荷した. 荷重が0となるまで除荷 した後,供試体が破壊するまで水平力を1方向に作用し 続けた.

載荷に伴う模型支承のひずみは図-12に示す6点において計測した. 測点1および測点3, 測点2および測点4は, ベースプレート上面で心棒から法線方向に5mmの位置における水平力載荷方向のベースプレートのひずみを測定するものである. また, 測点5および測点6は, ベースプレート上面から5mmの高さにおける心棒の軸方向ひずみを測定するものである. ただし, 測点3および







測点6では、水平力が増大するにつれて高耐力ゴム層が 回転して、ひずみゲージに接触する状態となったため、 有効なデータが得られなかった.

4.3 実験結果

*h*₁ = 234 mmの場合

 $h_1 = 234 \text{ mmo}$ 場合は、図-13(a)に示すように、設計水 平力(232kN)まで載荷した段階ではほとんど弾性状態 を保っており、損傷は生じない、この状態から荷重が0となるまで除荷した後、心棒の抜け出しが生じるまで再 載荷しようとしたが、ベースプレートが図-14に示すよ

写真-5 ねじ部の変形(h₁)

うに変形し、ベースプレートと載荷治具に隙間が生じたため、水平力が340kNに達した段階で実験を終了した.

写真-4 は、載荷方向軸線に沿って切断した実験後の 供試体である. 写真-5 は、写真-4 における測点5 側の 心棒のねじ部を拡大したものである. これによると、心 棒のねじ山は塑性変形しているが、ベースプレートと心 棒のねじ部は、まだしっかりと咬み合った状態にあるこ とがわかる.

(2) $h_2 = 654 \text{ mm}$ の場合

 $h_2 = 654 \text{ mm}$ の場合は、図-13 (b)に示すように、載荷途 中で水平変位の増加率が大きくなった. さらに、設計水



写真-6 F = 232kN時の変形状態(h_2)



写真-8 F = 163kN時の破壊状態(h_3)



写真-9 ベースプレートの残留変位(h3)

平力(232kN)まで載荷した時点でベースプレートが図 -14のように変形し、ベースプレートと載荷治具に隙間 が生じたため、実験を終了した.

写真-6は、設計水平力(232kN)を載荷した時の模型 支承の変形状態である.この時には、図-11に示したよ うに上揚力V=207kNが作用しているため、上沓と高耐 カゴム層、高耐力ゴム層とベースプレート間に隙間が生 じている.模型支承は、設計上揚力V=39kN に対して 降伏応力以下となるよう設計されているが、設計上揚力 の約5倍の上揚力V=207kNが作用しても、心棒がベー スプレートから抜け出していない.写真-7 は、水平力 載荷後のベースプレート側面の残留変形であり、ベース プレートは側面位置において、約3mm だけ上向きに変 形が残留している.

(3) h₃ = 1,074 mmの場合



写真-7 ベースプレートの残留変位(h2)



図-15 作用高さが h₃の場合での変化点後の破壊メカニズム

 $h_3 = 1,074$ mmの場合は、図-13 (c)に示すように、設計 水平力 (232kN) に達する前に 140kN 付近で降伏し、図 -14 の状態を経て、最終的に図-15 に示すように破壊に 至った. 上揚力は、式(1)によれば、V = 252kN となり、 設計上揚力の約 6.5 倍の上揚力が作用したことになる.

写真-8は、作用高さが $h_3 = 1,074 \text{ mm}$ で水平力 F=163kNを載荷したときの、心棒がベースプレートから抜け出した状態である。写真-9は、水平力載荷後の ベースプレート側面の残留変形であり、約8mmだけ上向きに変形が残留している。

写真-10は実験後のベースプレートのねじ部,写真-11は心棒のねじ部(ベースプレート側)である.図-15 の破壊状況からわかるように、ベースプレート,心棒と も下半分のねじ部でねじ山に塑性変形が生じ,この結果, 心棒がベースプレートから抜け出した.





写真-10 破壊時のベースプレートねじ部(h3)

写真-11 破壊時の心棒ねじ部(h₃)



写真-12 破壊時のリングナットねじ部(h,)









写真-12は、実験後のリングナット部の破壊状況、写 真-13は、心棒のねじ部(リングナット側)である.写 真からわかるように、ねじ山に上向きのせん断破壊が起 こっている.したがって、設計上揚力の約6.5倍もの上 揚力が作用した状態では、心棒はリングナットおよびベ ースプレートのいずれにおいても抜け出すことがわかる. もちろん、設計上揚力の6.5倍もの上揚力の作用は、支 承に作用する地震力としては想定外の極限状態であり、 これ自体は設計上意味を持たないが、最終的に支承がど のような状態で破壊するかという視点で、このような破 壊モードの存在を知っておくことが重要と考えられる. (4) 心棒およびベースプレートのひずみ 図-16 はベースプレートに生じたひずみを示したものである.設計水平力(232kN)作用時にベースプレートに生じるひずみは, $h_1 = 234$ mmとした場合には測点1, 測点2および測点4において,それぞれ-1,327×10⁻⁶,+953×10⁻⁶,+1,301×10⁻⁶であり,いずれも降伏ひずみ1,490×10⁻⁶には達していない.これに対して, $h_2 = 654$ mmとした場合には,設計水平力作用時の測点1, 測点2および測点4におけるひずみは,それぞれ-10,372×10⁻⁶,+19,042×10⁻⁶,+19,042×10⁻⁶,±19,042×10⁻⁶,±19,042×10⁻⁶と大きく降伏ひずみを上まわる. $h_3 = 1,074$ mmの場合には,供試体がF = 163kN で破壊したため,設計水平力を作用させたときのデータは得られなかった.



図-17 心棒の水平力-ひずみの関係(測点5)

したがって、現状の構造では、 $h_1 = 234 \text{ mm}$ の位置に水 平力が作用する場合には、ベースプレートは設計水平力 の作用時に弾性状態で耐えられるが、 $h_2 = 654 \text{ mm}$ の場合 は設計上揚力の 5.3 倍、 $h_3 = 1,074 \text{ mm}$ の場合は設計上揚 力の 6.5 倍の上揚力が作用し、ベースプレートは塑性域 に入ることがわかる.

図-17 は心棒に生じたひずみを示したものである.心 棒の測点5には引張ひずみが生じるが,設計水平力

(232kN) 作用時には、 $h_1 = 234$ mmとした場合には+316 ×10⁻⁶(引張)、 $h_2 = 654$ mmとした場合には+423×10⁻⁶ といずれも降伏ひずみ 1,020×10⁻⁶の 30~40%程度しか 生じない.したがって、心棒自体は、設計水平力より大 きな水平力が作用した状態でも弾性状態にある.したが って、支承としての余剰耐力を高めようとすれば、心棒 とベースプレートおよびリングナット間のねじ部の構造 および耐力を高める工夫が求められる.

なお、一連の実験において、高耐力ゴム層には異常な ゴムの膨らみやき裂などの損傷が見られなかった.この ことから、高耐力ゴム層は、実験後にも十分に機能を有 していると考えられる.

5. 結論

ベースプレートおよびリングナットとねじで固定する 心棒を使用すると同時に,高支圧に耐えられる高耐力ゴ ム層を採用することにより,コンパクトで高性能な支承 を開発することを目的とし,心棒の結合部分に着目して, 実大模型と支承全体系の1/2模型を用いた,設計荷重を 上回る状態の荷重作用下における載荷実験を行った.ま だ,支承としては改良途上の段階であるが,本実験を通 して得られた結論は以下の通りである.

①鉛直荷重を作用させると、水平力の作用により心棒 の曲げ変形が伝えられる結果、ベースプレートに生じる 曲げ変形が拘束されるため、支承の剛性は大きくなると 同時に、降伏耐力も上昇する.したがって、この形式の 支承構造においては,鉛直荷重を作用させない場合や, さらには上揚力が作用する場合がよりクリティカルであ る.

②設計で想定する高さ(*h*₁)に水平力を作用させた場合 は当然として、これよりもさらに高い位置に設計水平力 を作用させ、上揚力を設計上揚力の約 6.5 倍まで大きく して水平力を作用させても、心棒はまだ弾性状態にある が、図-14および図-15 に示すメカニズムで、心棒とベ ースプレートおよびリングナット間のねじ結合部がねじ 山のせん断破壊により損傷を受け、これが心棒の抜け出 しをもたらした.ただし、設計水平力の作用下では、ね じ部には損傷は生じない.したがって、設計荷重に対し てどこまでの余剰耐力を持たせるべきかについては慎重 に検討する必要があるが、余剰耐力を高めるためには、 心棒とベースプレートおよびリングナット間のねじ固定 方法をさらに工夫する余地がある.

③25MPa の高支圧に耐えられる高耐力ゴム層を用い たが、今回の一連の実験では高耐力ゴム層に損傷は生じ なかった.高支圧の高耐力ゴム層を用いることは、支承 としての耐震性を向上させ、かつ、支承のコンパクト化 を図るうえで有効である.

なお、本実験では、水平耐力の確認と破壊メカニズム を明らかにしたが、本支承を使用した橋梁の耐震性については、今後の課題として検討していく予定である.

謝辞

本研究の実施にあたっては、東京工業大学大学院の川 島一彦教授に多大なるご支援をいただきました.ここに 深く感謝の意を表します.

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会:道路橋支承便覧, 2004.
- Matsumoto, T., Kawashima, K., and Watanabe, G : Seismic Response of 3-Span Bridge Considering the Effect of Failure of Bearings, Journal of Structural Engineering, Vol.53A, pp.503-512, 2007.
- 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.
- 4) 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震災に関する調査報告書,1995.
- 5) 神田昌幸:道路橋における支承および落橋防止構造の 被害の総括,橋梁と基礎, pp.156-162, 1996.
- 6) Kawashima, K., and Unjoh, S. : The Damage of Highway Bridges in the 1998 Hyogo-ken Nanbu Earthquake and icts Inpact on Jpanese Seismic Design, Journal of Earthquake Engineering, Vol.1, No.3, pp.505-541, 1997.
- Sato, Y., Sakai, M., and Ohtomo, K. : Effects of Steel Bearing Performance on Global SeismicResponse of a Bridge, The 14th World Conference on Earthquake Engineering,

S17-02-005, Beijing, China, 2008.

- 8) (社) 日本道路協会:「兵庫県南部地震により被災した 道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料 (案), 1995.
- 9) (社) 日本道路協会:道路橋支承標準設計, 2003.
- 10) (社) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2002.

(2008年9月8日受付)