

# 免震支承とRC橋脚がともに塑性化する場合の 免震橋の耐震性に関する実験的検討

庄司学<sup>1</sup>・川島一彦<sup>2</sup>・斎藤淳<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 博(工) 筑波大学講師 機能工学系 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)

<sup>2</sup>フェロー 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻  
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

<sup>3</sup>正会員 ハザマ 高知空港作業所ハザマ・香長建設建設企業体  
(〒783-0092 高知県南国市田村乙)

現在の橋の免震設計では、上部構造の応答変位が大きくなり過ぎないように、免震橋の固有周期は免震支承を用いない場合の固有周期の2倍程度に抑えられている。このため、免震橋の固有周期と地震動の卓越周期を十分に分離することができない場合があり、この場合には免震支承のみならず橋脚にも塑性化が生じ得る。免震支承と橋脚がともに塑性化する場合の免震橋の耐震性能については解析的・実験的に従来ほとんど検討されていないのが実状であり、早急な検討が求められている。ここでは、降伏耐力の異なる2タイプのRC橋脚に対して高減衰積層ゴム支承を設置し、繰り返し載荷実験によって免震支承と橋脚がともに塑性化する場合の免震橋の耐震性能について検討した。

**Key Words :** bridge, seismic design, menshin design, nonlinear hysteretic behavior, isolator

## 1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震を契機として、橋梁に対する免震設計が普及しつつある。免震設計においては、免震支承を塑性化させることによって構造系の固有周期を長周期化し、これを地震動の卓越周期から十分に分離することによって入力地震動と構造系の応答の共振を防止し、地震時に上部構造から下部構造に伝達する慣性力を低減するものである<sup>1)・2)</sup>。現在の橋の免震設計では、免震橋の固有周期は免震支承を用いない場合の固有周期の2倍以上に設定することが推奨されている<sup>3)</sup>。しかし、系の固有周期が長くなると、慣性力は低減されるが、一方で上部構造の地震時の応答変位は増大するため、隣接桁間の衝突などの新たな問題が生じる可能性がある。このため、実際には、免震設計では過度には長周期化させず、免震支承を用いない場合の固有周期の2倍程度に固有周期を抑えることが多い<sup>4)</sup>。したがって、このような設計では、免震橋の固有周期が十分に長周期化されず、免震支承の固有周期と地震動の卓越周期を前述したメカニズムで分離することができない場合があり、免震支承のみならず橋脚にも塑性化

が生じ得る。

免震支承と橋脚がともに塑性化する場合の免震橋の耐震性能については、現在までに、解析・実験いずれの面においても検討が少ないのが実状である。その中でも、免震支承と橋脚がともに塑性化する場合の免震橋の地震応答特性に関して、飯山ら<sup>5)</sup>、Kawashima and Shoji<sup>6)</sup>は免震支承と橋脚の履歴吸収エネルギーや免震橋の長周期化の程度に着目し、非線形動的解析により検討している。同様に子林ら<sup>7)</sup>は免震支承を有する単柱式鋼製橋脚を対象として非線形動的解析を行い、橋脚の最大変位や残留変位を指標とした耐震性能評価を行っている。実験的な検討としては、足立ら<sup>8)</sup>がLRB型免震支承を有するRC橋脚に対して振動台実験を行い、免震支承と橋脚が塑性化した場合の全体系の応答を等価1自由度系モデルを用いて予測している。また、中島ら<sup>9)</sup>は、LRB型免震支承を有する鋼製橋脚に対してハイブリッド実験を行い、免震支承～鋼製橋脚系の復元力モデルの精緻化を試みている。

これらの研究ではいずれも、免震支承と橋脚がともに塑性化する場合の免震橋の非線形地震応答特性の評価および応答予測に主眼を置いているため、免

表-1 実験ケース

実験ケース	橋脚番号	橋脚タイプ	支承番号
C1	P1	タイプA	HDR1
C2	P2		HDR2
C3	P3	タイプB	

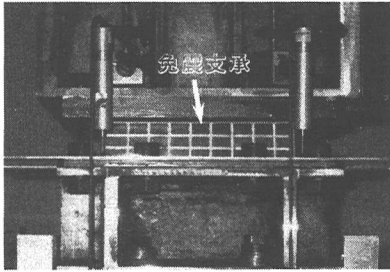


写真-1 HDR型免震支承

震支承から橋脚に塑性化が移行するメカニズムやそれを反映した免震支承と橋脚の損傷度に着目したり、これらを踏まえた形で免震橋の耐震性能を評価したものとはなっていない。

そこで、本論文では、1) 高減衰積層ゴム支承（以下、HDR型免震支承）を有するRC橋脚に対して3ケースの繰り返し載荷実験を行い、2) 免震支承のせん断変形と橋脚の曲げ変形、免震支承の回転変形、橋脚主鉄筋の軸方向ひずみ、橋脚躯体に生じる曲率など、免震支承と橋脚の損傷度を表す力学的指標を相互に関連づけることによって、免震支承から橋脚に塑性化が移行するメカニズムを明らかにし、3) それらを踏まえた上で、免震支承と橋脚がともに塑性化する場合の免震橋の耐震性能の評価を行うこととした。

## 2. 実験供試体および実験方法

### (1) 実験ケースおよび実験供試体

実験ケースを表-1に示す。RC橋脚としては同一の形状・寸法、配筋となるように設計した2体のタイプA橋脚（以後、P1、P2橋脚と呼ぶ）と、これらよりも降伏耐力  $P_y^b$  の高い体のタイプB橋脚（以後、P3橋脚と呼ぶ）の合計3体を用い、免震支承としては同一仕様の2基のHDR型免震支承（以後、HDR1、HDR2と呼ぶ）を用いた。実験C1およびC2ではP1、P2橋脚にそれぞれHDR1、HDR2を設置し、実験C3ではP3橋脚にHDR2を設置した。

2基の免震支承はいずれも、最大支承反力  $R_{max}$  を

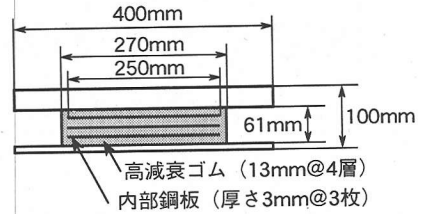


図-1 HDR型免震支承

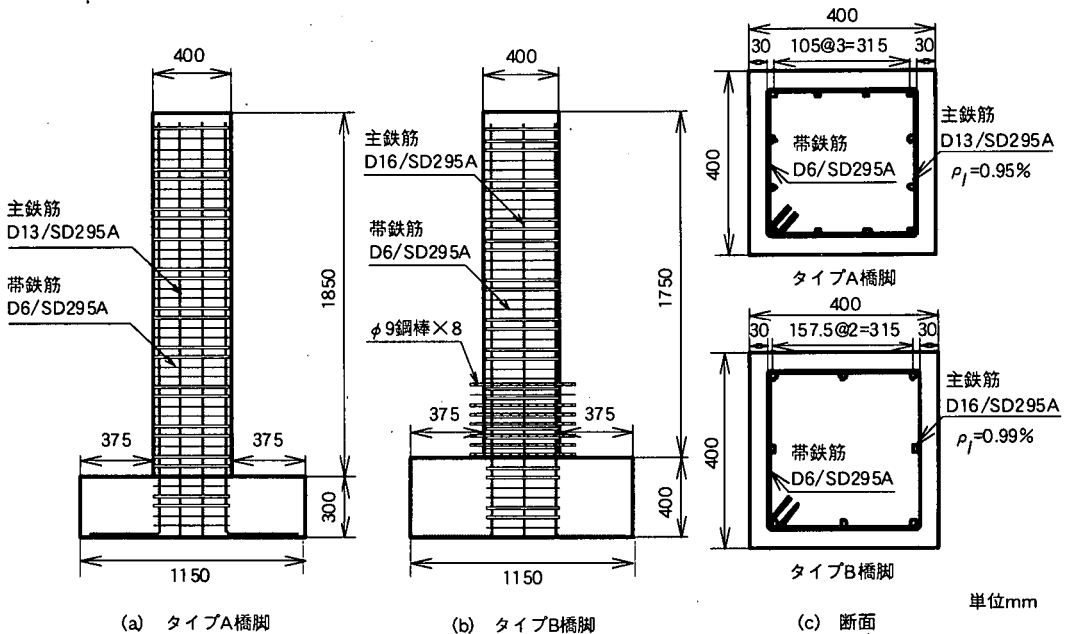
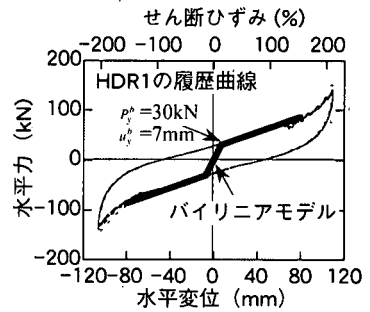
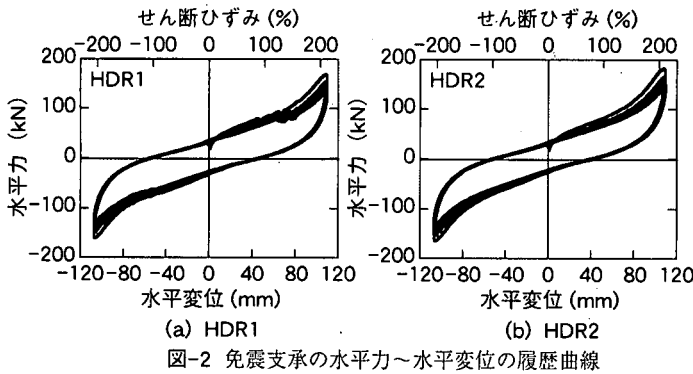
160kN、最小支承反力  $R_{min}$  を100kNと仮定し、設計変位  $u_B$  を80mm、有効設計変位  $u_{Be}$  を56mm（せん断ひずみ  $\tau = u_{Be} / \sum t_e = 108\%$ ）として設計した。160kN、100kNの軸力はRC橋脚基部にそれぞれ1MPa、0.625MPaの軸応力が作用する状態に相当する。これらの軸応力は、一般的な都市高架タイプの多径間連続免震橋の中から1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分からなる1つの設計振動単位を取り出し、上部構造の死荷重ならびに活荷重による応力振幅を考慮して定めたものである。いずれの免震支承も、写真-1、図-1に示すように総厚  $\sum t_e = 52\text{mm}$ （13mm x 4層）のゴム層（高減衰積層ゴム、せん断弾性係数  $G = 1.2\text{MPa}$ ）と厚さ3mm x 3枚の内部鋼板で構成されている。平面形状は270 x 270mm、有効平面形状は250 x 250mmである。

2基の免震支承に対して、2.56MPaの面圧（鉛直荷重160kN）を作用させた状態でせん断ひずみ  $\tau$  が200%となるように振幅  $\pm 104\text{mm}$  で繰り返し載荷を行った結果を図-2に示す。加振周期50秒で、10回の繰り返し載荷を行った。HDR1とHDR2は同一仕様で設計されており、水平力～水平変位の履歴曲線はほぼ一致する。ここでは、図-3に示すように実験で得られた履歴曲線をバイリニア型にモデル化する。この際には、載荷開始後、1次剛性から次第に剛性が軟化し、2次剛性が一定値に収束し終わった点を降伏点（ $u_y^b$ 、 $P_y^b$ ）と見なし、1次剛性  $K_1^b$  および2次剛性  $K_2^b$  を次式により求めた。

$$K_1^b = \frac{P_y^b}{u_y^b} \quad (1)$$

$$K_2^b = \frac{P_{u_B}^b - P_y^b}{u_B - u_y^b} \quad (2)$$

ここで、 $P_y^b$ ：降伏力、 $u_y^b$ ：降伏変位、 $P_{u_B}^b$ ：設計変位  $u_B$  に相当する変位における免震支承の水平力である。前述したように本免震支承では設計変位  $u_B$  を  $u_B = 80\text{mm}$ （せん断ひずみ  $\tau = 150\%$ 程度）としており、図-3によればこの段階ではゴムのハードニ



ングはまだ生じていない。

図-4に各橋脚の形状・寸法および断面を示す。主鉄筋として、タイプA橋脚ではD13/SD295Aを12本（主鉄筋比 $\rho_1$ （面積比）=0.95%）、タイプB橋脚ではD16/SD295Aを8本（主鉄筋比 $\rho_1$ =0.99%）それぞれ配置した。また、帯鉄筋としてはいずれの橋脚にもD6/SD295Aを50mm間隔で橋脚躯体の全高（タイプAは1.85m、タイプBは1.75m）にわたって配置した。帯鉄筋比 $\rho_s$ （体積比）は0.8%である。なお、ミルシートによれば、これらの鉄筋に対して引張試験より求められた降伏点、引張強さ、伸びはそれぞれ、タイプA橋脚のD13/SD295Aにおいては367MPa、504MPa、25.7%、タイプB橋脚のD16/SD295Aにおいては374MPa、518MPa、22.0%である。また、帯

鉄筋のD6/SD295AではタイプA橋脚の場合には、それぞれ376MPa、544MPa、21.0%、タイプB橋脚の場合には、363MPa、531MPa、27.0%である。

ここで、地震時保有水平耐力法<sup>3)</sup>に基づき、タイプA、B橋脚の降伏変位 $u_p^p$ 、降伏耐力 $P_p^p$ 、終局変位 $u_u^p$ 、終局耐力 $P_u^p$ をタイプII地震動に対して求めると、図-5および表-2のようになる。慣性力作用位置としては橋脚基部から載荷点までの高さ（タイプA橋脚の場合は2250mm、タイプB橋脚の場合は2150mm）とした。また、小型模型では橋脚躯体の主鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響は、塑性変形性能を評価する際には避けられない問題であるため<sup>10), 11), 12)</sup>、ここでは石橋、吉野<sup>13)</sup>の方法により主鉄筋の伸び出し量を求めた。石橋、吉野は、橋脚

表-2 主鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響を補正しなかった場合と補正した場合の橋脚の特性

橋脚	伸び出しの影響	降伏変位 $u_y^p$	降伏耐力 $P_y^p$	終局変位 $u_u^p$	終局耐力 $P_u^p$	じん性率
タイプA	補正しなかった場合	9.57mm	49.17kN	52.74mm	49.17kN	5.5
	補正した場合	12.58mm		55.89mm		4.4
タイプB	補正しなかった場合	7.79mm	56.74kN	51.49mm	56.74kN	6.6
	補正した場合	10.12mm		54.12mm		5.3

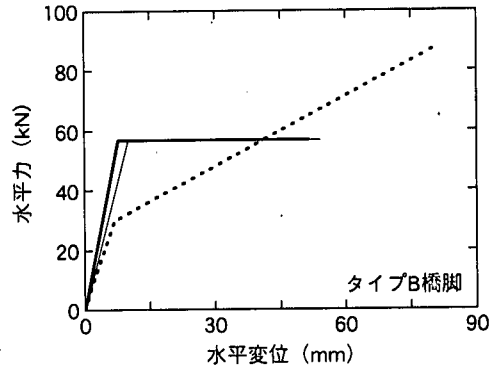
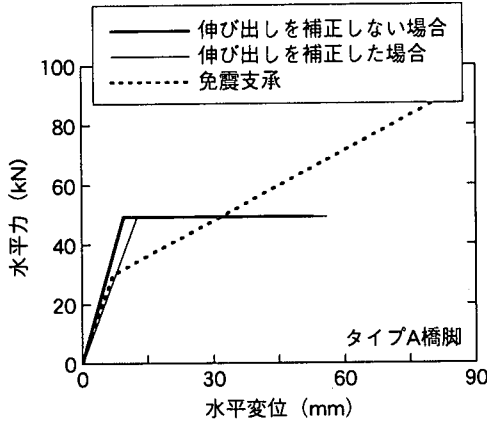


図-5 免震支承と橋脚の水平力～水平変位関係

断面 $40 \times 40\text{cm} \sim 40 \times 50\text{cm}$ 、引張鉄筋比 $0.12 \sim 1.66\%$ のRC橋脚に対して繰り返し載荷実験を行い、主鉄筋の伸び出し量の算定式を提案している。本実験で対象とするRC橋脚は、石橋、吉野が対象とした供試体とほぼ同様の断面寸法、主鉄筋比であるため、石橋、吉野の方法の適用性は高いと考えた。図-5、表-2には、石橋、吉野の方法を用いてフーチングからの主鉄筋の伸び出し量を求め、これをもとに地震時保有水平耐力法より求められた降伏変位  $u_y^p$  と終局変位  $u_u^p$  を補正した結果も示している。また、図-5には、図-3に示した免震支承のバイリニアモデルも併せて示した。この結果、フーチングからの主鉄筋の伸び出しの影響を補正すると、これを補正しない場合に比較して、平均すると降伏変位  $u_y^p$  は31%、終局変位  $u_u^p$  は6%増加する。したがって、この影響は終局変位  $u_u^p$  に対しては小さいが、降伏変位  $u_y^p$  に対しては無視できない。

いま、橋脚の降伏耐力  $P_y^p$  に対する免震支承の降伏耐力  $P_y^b$  の比を降伏耐力比  $\zeta$  として次式のように定義する。

$$\zeta = \frac{P_y^b}{P_y^p} \quad (3)$$

図-5によれば、降伏耐力比  $\zeta$  は、タイプA橋脚の場合は0.61、タイプB橋脚の場合は0.53となる。一般に、都市高架タイプの橋梁では、降伏耐力比  $\zeta$  は0.2～0.3程度と言われており、本供試体の降伏耐力比  $\zeta$  はその2倍程度大きくなっている。これは、本論文の主旨が免震支承から橋脚への塑性化の移行メカニズムを明らかにすることにあるため、降伏耐力比を高く設定し、橋脚が塑性化しやすいようにしたためである。

各実験ケースに対して免震橋の等価固有周期  $T_{eq}$  を次式より求めると表-3のようになる。

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K_{eq}}} \quad (4)$$

ここで、 $W$ ：橋脚基部において1.23MPaとなるように鉛直アクチュエーターにより作用させた一定軸力 (191.7kN) 相当の鉛直荷重、 $K_{eq}$ ：免震橋の等価剛性である。また、免震橋の等価剛性  $K_{eq}$  は次式より求めた。

$$K_{eq} = \frac{K_e^b \cdot K_e^p}{K_e^b + K_e^p} \quad (5)$$

ここで、 $K_e^b$ 、 $K_e^p$  はそれぞれ免震支承および橋脚の

表-3 免震橋の等価固有周期  $T_{eq}$

実験ケース	等価固有周期 (sec)
C1	0.95
C2	0.95
C3	0.91



写真-2 載荷状況

等価剛性で、式(6)、式(7)により求めた。

$$K_e^b = \frac{F_{Be}^b}{u_{Be}} \quad (6)$$

$$K_e^p = \frac{P_y^p}{u_y^p} \quad (7)$$

ここで、 $u_{Be}$  : 有効設計変位 (=56mm)、 $F_{Be}^b$  : 図-3に示した免震支承のバイリニアモデルにおいて有効設計変位  $u_{Be}$  における免震支承の水平力、 $u_y^p$ 、 $P_y^p$  : 表-2に示した抜け出しの影響を考慮した場合の橋脚の降伏変位および降伏耐力である。

なお、実験前後の橋脚躯体のコンクリートの圧縮強度は、タイプA橋脚では20.6MPa、タイプB橋脚では29.1MPaである。

## (2) 実験方法

写真-2、図-6に載荷状況を示す。本実験では、東京工業大学の耐震実験載荷装置を用いて、鉛直アクチュエーターにより1.23MPaに相当する一定軸力(191.7kN)を作用させた状態で、水平アクチュエーターにより水平方向に繰り返し載荷を加えた。載荷方法としては、変位制御による一定振幅漸増方式

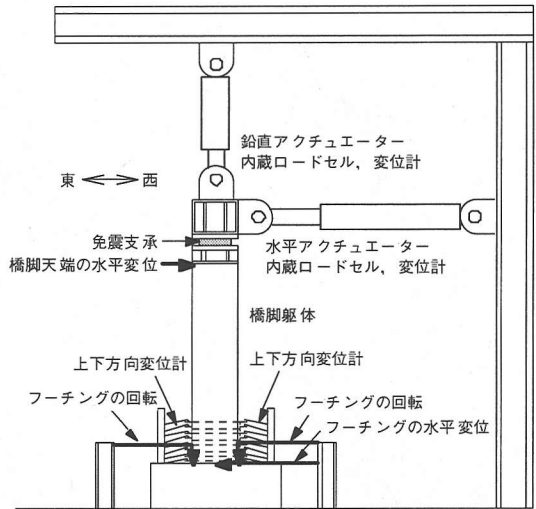


図-6 載荷状況

とし、各載荷変位における繰り返し回数は3回とした。また、図-5に示したように免震支承の降伏変位  $u_y^b$  の方が橋脚の降伏変位  $u_y^p$  よりも小さいため、免震支承が先に降伏する。このため、実験装置と供試体を馴染ませるために±3mm、±5mmの載荷変位を与えた後に、免震支承の降伏変位  $u_y^b=7\text{mm}$  を目安として、実験C1およびC2では約10mmずつ、実験C3では約5mmずつ載荷変位を漸増させた。

また、図-6に示すように水平アクチュエーターおよび鉛直アクチュエーターは、鋼製治具を介して免震支承の上部に取り付けたが、両アクチュエーターのスイベルヘッドがピン構造であるため、載荷中に治具が載荷軸および載荷直角軸まわりに回転し、後述するようにこれが免震支承の回転変形に影響を与えた。このように、免震支承に生じた回転変形には治具の回転の影響が含まれていることに注意していただきたい。

なお、実験C1では、橋脚天端の補強が十分ではなかったため、後述するように±85mmの載荷変位を与えた段階で橋脚天端が損傷した。このため、実験C2およびC3では、橋脚天端を補強して実験を行った。

## (3) 計測項目

本実験では、水平載荷点における水平荷重および水平変位、鉛直載荷点における鉛直荷重および鉛直変位、橋脚天端における水平変位、免震支承の回転、フーチングの水平変位と回転、主鉄筋に生じる軸方向ひずみ、橋脚躯体に生じる回転角および曲率を計測した(図-6参照)。

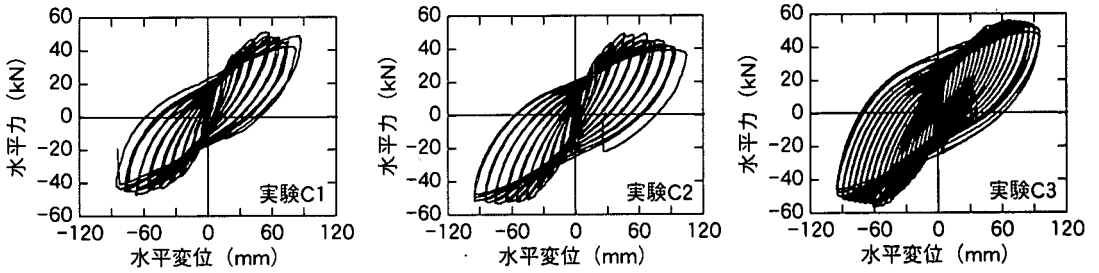


図-7 全体系の水平力～水平変位の履歴曲線

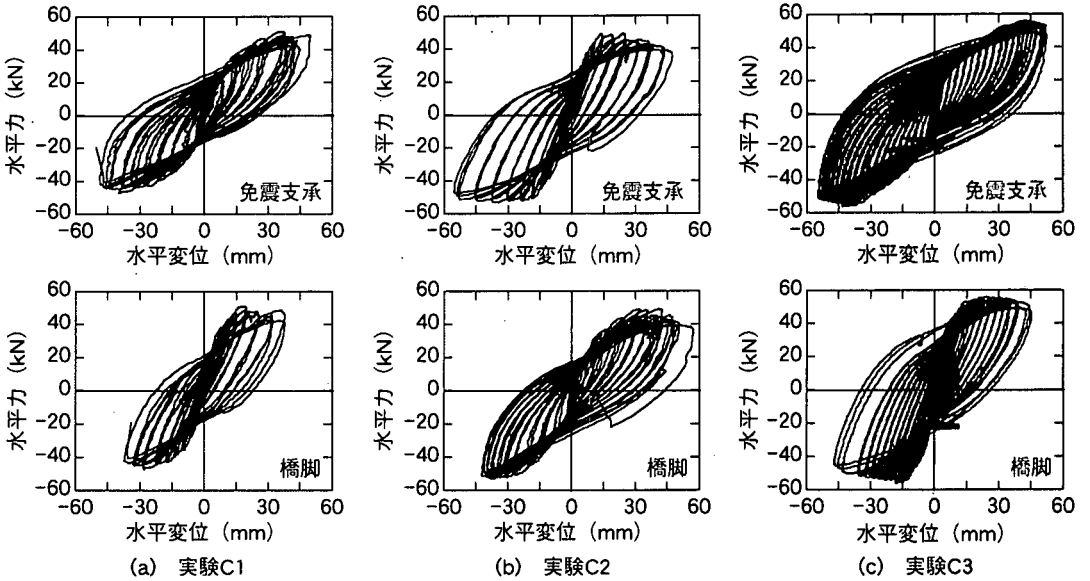


図-8 免震支承と橋脚の水平力～水平変位の履歴曲線

後述するように、載荷に伴い免震支承が回転するのが認められたため、支承の4隅において、支承の上部鋼板に対する下部鋼板の相対鉛直変位を計測した。4隅で計測したのは、支承が載荷軸方向には水平アクチュエーターにより変位制御されているが、載荷軸直角方向には拘束されていないため、載荷変位を増大させていくと、載荷軸直角方向にも傾斜し始め、その結果、支承の回転角は載荷軸方向、載荷軸直角方向でそれぞれ異なってくるためである。

主鉄筋の軸方向ひずみを計測するために、橋脚躯体の載荷直角面（西面）の主鉄筋に橋脚基部から高さ25mmの位置から225mmまで50mm間隔でひずみゲージをかぶりコンクリート側に取り付けた。

実験C3では、基部から25mmの高さから375mmの高さまで50mm間隔で直径9mmの鋼棒を8本断面中央部に貫通させ、鋼棒の両端に生じる鉛直変位を上下方向変位計<sup>14)</sup>により計測し、橋脚躯体に生じる塑性回転角と曲率を求めた。上下方向変位計の仕組みと計測方法については参考文献14)に報告している

ため、ここではそれらの詳細は示さない。なお、載荷実験を行う前に、上下方向変位計を用いて、鋼材を弾性域内で変形させた場合に鋼材断面に生じる回転角と曲率を計測し、これらの計測値を理論値と比較することにより曲率の測定精度を確認している。

上下方向変位計により鋼棒の両端に生じる鉛直変位  $u_D$  が求まると、橋脚基部から  $i$  番目の鋼棒が貫通する断面の回転角  $\theta_i$  は次式より求められる。

$$\theta_i = \frac{u_{Dwi} - u_{Dei}}{D + d_{wi} + d_{ei}} \quad (8)$$

ここで、 $u_{Dwi}$ 、 $u_{Dei}$ ：橋脚基部から  $i$  番目の鋼棒の両端で計測した鉛直変位、 $D$ ：橋脚断面の載荷方向幅 ( $D=400\text{mm}$ )、 $d_{wi}$ 、 $d_{ei}$ ：橋脚側面から上下方向変位計が鋼棒に接触する点までの距離である。これより、橋脚基部から  $i$  番目と  $i+1$  番目の鋼棒が貫通する断面間に生じる区間平均曲率  $\kappa_i$  は次式のように求められる。

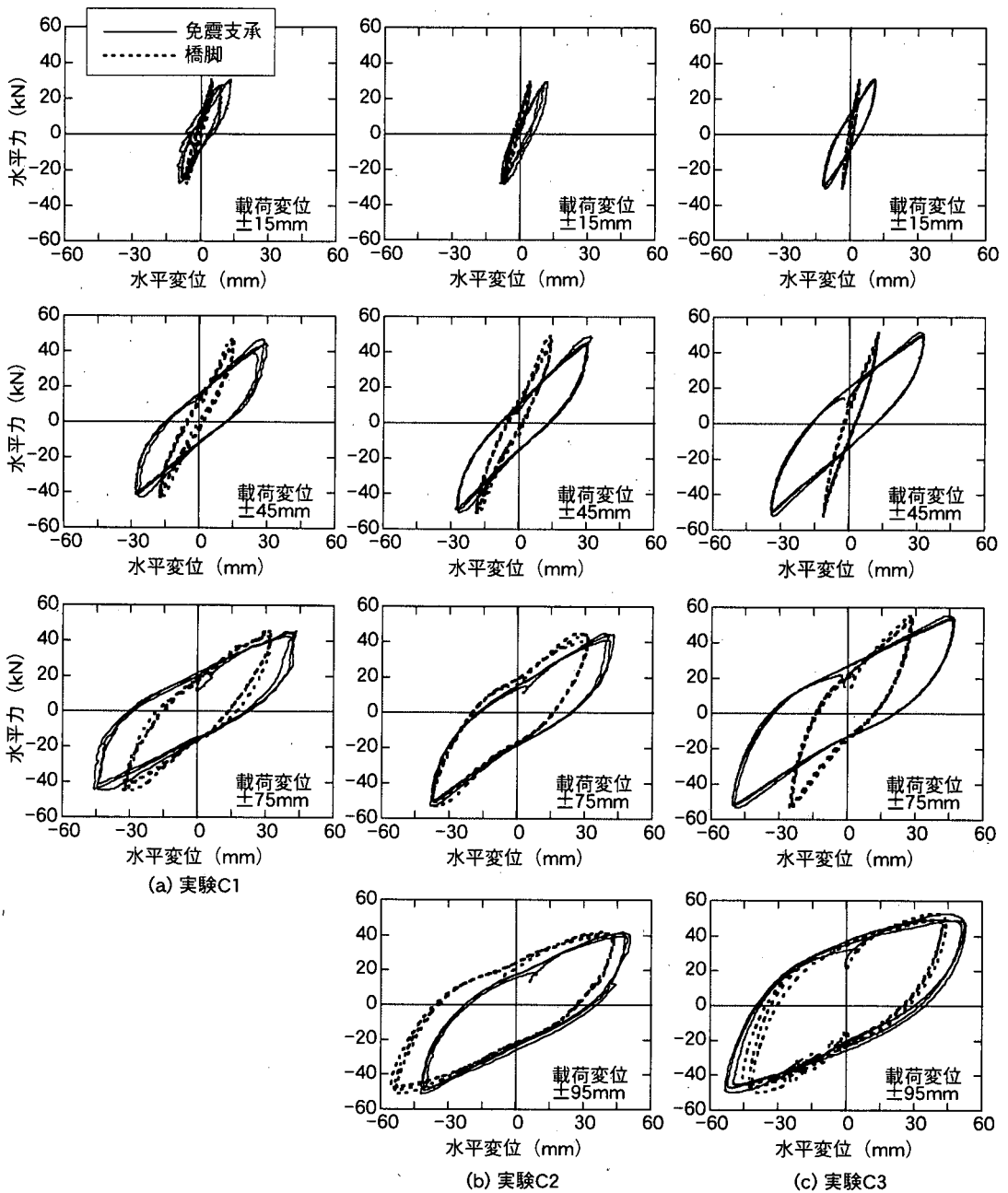


図-9 各载荷ステップにおける免震支承と橋脚の水平力～水平変位の履歴曲線の比較

$$\kappa_i = \frac{\theta_{i+1} - \theta_i}{h_i} \quad (9)$$

$$\kappa_0 = \frac{\theta_1 - \theta_f}{h_1} \quad (10)$$

ここで、 $h_i$ は基部から*i*番目と*i+1*番目の鋼棒が貫通する断面間の距離である。

ここで、 $\theta_f$ はフーチングの回転角である。

また、橋脚基部と最下段の鋼棒が貫通する断面間に生じる区間平均曲率 $\kappa_0$ は次式により求めた。

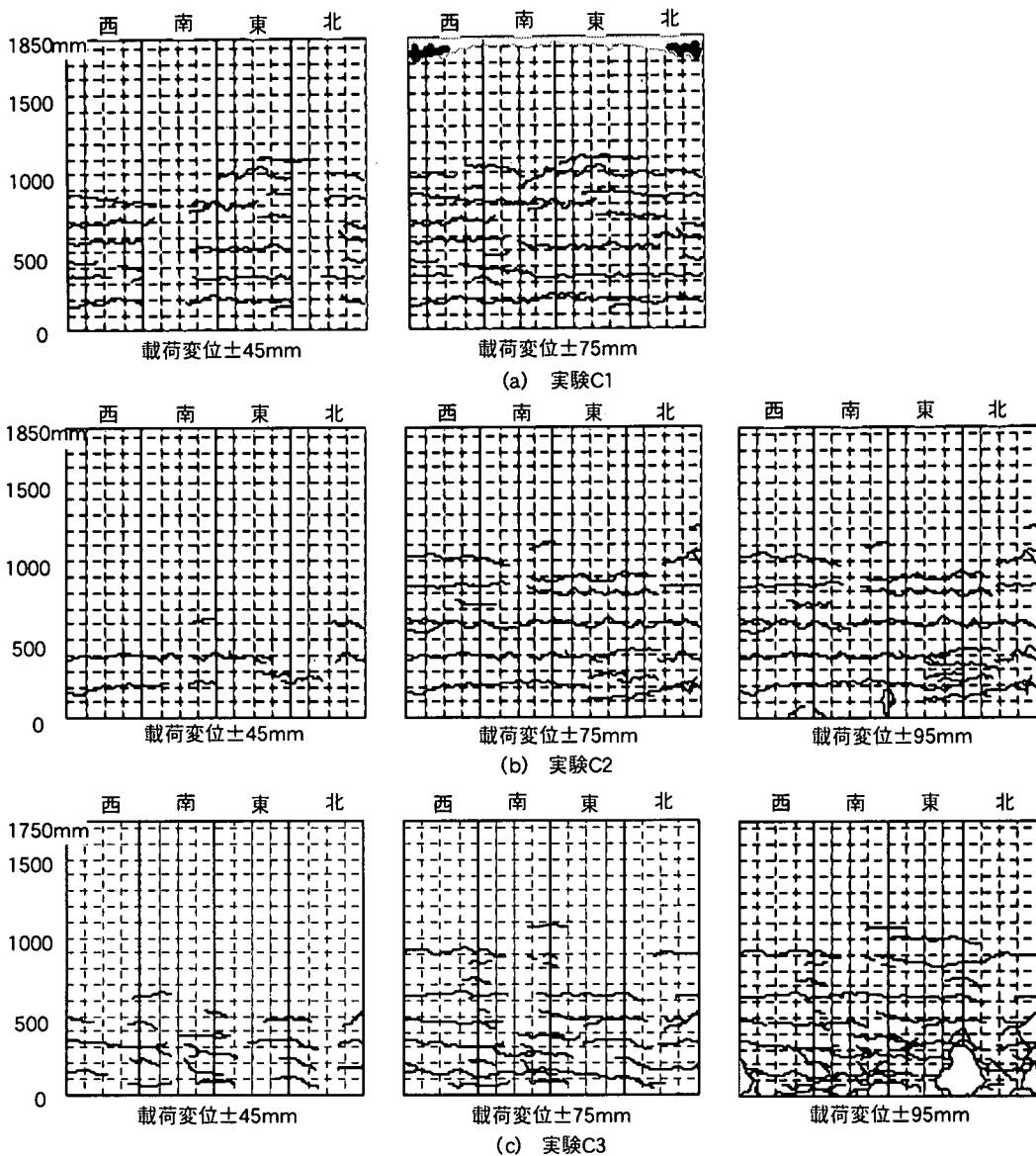


図-10 橋脚の損傷状況

### 3. 免震支承と橋脚の塑性化の進展状況

図-7には橋脚+免震支承系（以下、全体系と呼ぶ）の水平力～水平変位の履歴，図-8には免震支承と橋脚それぞれの水平力～水平変位の履歴，図-9には載荷変位の漸増に伴う免震支承と橋脚のそれぞれの履歴の比較を示す。水平変位のプラス側がアクチュエーターの押し側，マイナス側がアクチュエーターの引き側に対応する。図-8，図-9における免震支承と橋脚の水平変位とは，図-6に示したように水平アクチュエーターにより免震支承上部の治具に変位を与えた場合に免震支承と橋脚に生じるそれぞれ

の変位を表したもので，両者の変位を加えると図-7に示す載荷点における水平変位となる。また，図-10は載荷変位の漸増に伴う橋脚の損傷の推移を示した結果である。

図-9によれば，±15mmで載荷するといずれの実験でも，免震支承には降伏変位  $u_y^b = 7\text{mm}$ （図-3参照）を上まわる変形が生じるが，橋脚は降伏変位  $u_y^p$ （表-2参照）には達しておらず，まだ塑性化していない。このように載荷変位が小さい段階では，免震支承が降伏しても免震支承に作用する水平力が橋脚の降伏耐力に達しておらず，橋脚は塑性化しない。



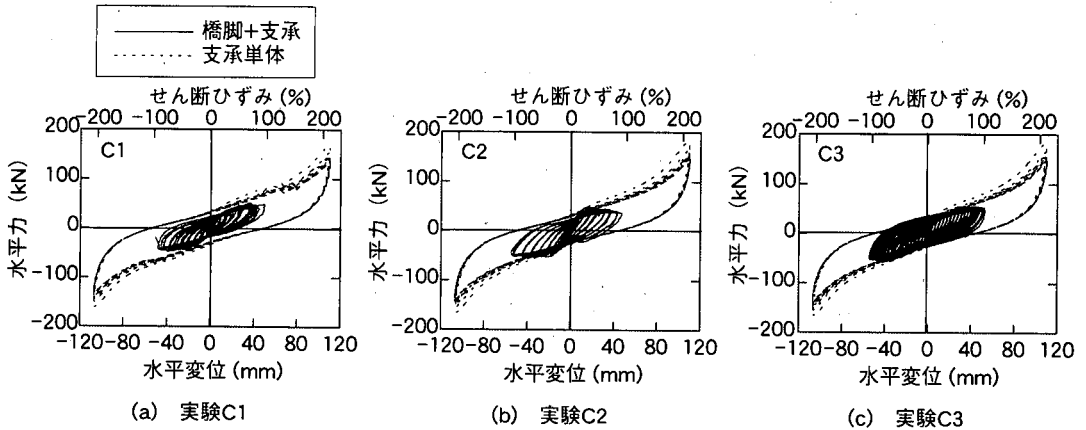


図-11 免震支承単体および免震支承+橋脚の繰り返し載荷実験から得られた水平力～水平変位の履歴曲線の比較

±45mmまで載荷すると、いずれの実験でも免震支承には±30mm程度の変形が生じ、免震支承の塑性化がさらに進展する。この時、橋脚には実験C1およびC2では±15mm程度、実験C3では±13mm程度の降伏変位 $u_y^p$ （表-2参照）を越える変位が生じ、橋脚は塑性化し始める。したがって、±45mmの載荷変位が橋脚の降伏に相当する。図-10より、この段階においては実験C1では基部から高さ1000mm付近までに、実験C2およびC3では基部から高さ500mm付近までに、それぞれ曲げクラックが生じていることがわかる。

±75mmまで載荷が進むと、実験C1およびC2では橋脚の履歴曲線と免震支承の履歴曲線の大きさが近づいてくる。これは、橋脚に生じる変位が±35mm程度と大きくなり、塑性化が進んだためで、このことは図-10に示すように基部から高さ500mm付近までに生じていた曲げクラックが1mm程度まで太くなり、高さ500mm～1000mm付近に新たな曲げクラックが多数生じたことからわかる。これに対して、実験C3では、橋脚の変位は±26mm程度と大きくなってはいるが、支承の変形に比較すると、まだその1/2程度であり、依然として免震支承の履歴が橋脚の履歴よりも卓越している。これは、実験C3で用いたタイプB橋脚の降伏耐力 $P_y^p$ が実験C1およびC2で用いたタイプA橋脚の降伏耐力 $P_y^p$ の約1.2倍と大きいためである。

前述したように、実験C1では±85mm載荷の第2サイクル目で橋脚天端が損傷し、その時点で載荷を中止した。実験C2では、±95mmまで載荷すると、橋脚の履歴曲線が支承の履歴曲線よりも大きくなり、塑性化の程度が支承と橋脚で逆転する。しかも、橋脚の履歴曲線はマイナスの変位側に偏っている。橋脚基部から高さ200mm付近には、斜めクラックが生

じ、かぶりコンクリートが剥離した箇所もある。実験C3では、橋脚の履歴曲線が支承の履歴曲線よりも大きくなるまでには至っていないが、橋脚は載荷直角方向（北側）に大きく傾き、橋脚載荷面（北面）基部でかぶりコンクリートが剥離した。いずれの実験ケースにおいても、いったん橋脚基部でかぶりコンクリートが剥離する程度の損傷が生じると、橋脚の塑性化は免震支承の塑性化よりも卓越するようになるか、あるいは橋脚の塑性化が免震支承の塑性化と同レベルまで進むようになる。

#### 4. 水平力～水平変位の履歴曲線の包絡線

##### (1) 免震支承および橋脚の履歴曲線の包絡線

図-11は、図-2に示した免震支承単体に対する繰り返し載荷実験より得られた履歴曲線と図-8に示した橋脚+免震支承系の繰り返し載荷実験より得られた免震支承の履歴曲線を比較したものである。免震支承単体に対する履歴においては、水平変位としては載荷方向のせん断変形による変位を表しており、また水平力もある変形状態において免震支承に作用する力をそのまま表している。これに対して、橋脚とともに繰り返し載荷して得られた免震支承の履歴曲線においては、水平変位としては、後述するように免震支承のせん断変形に伴う水平変位だけでなく、載荷軸方向および載荷軸直角方向の回転変形による成分も含まれている。また、水平力としては橋脚+免震支承の全体系に作用する力を表している。このため、橋脚が降伏し、橋脚に作用する水平力が頭打ちになると、免震支承に作用する水平力も頭打ちとなる。以上のように、せん断変形を受ける免震支承単体の履歴曲線とせん断変形に加えて、載荷軸方向

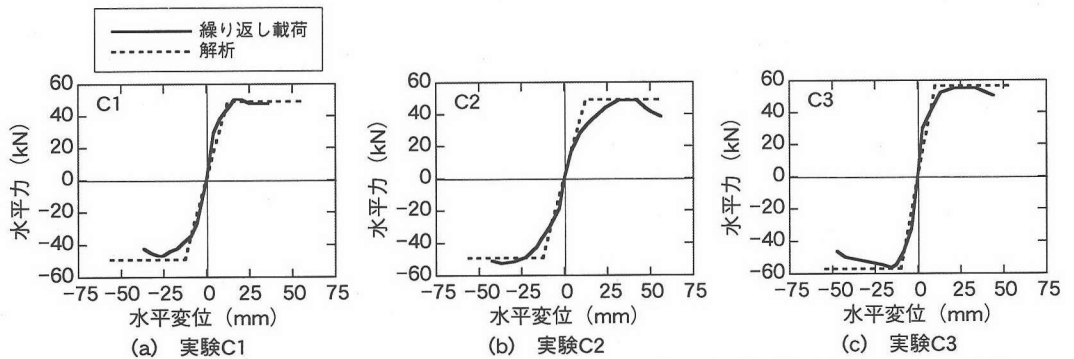


図-12 繰り返し載荷実験より得られた橋脚の水平力～水平変位の履歴曲線の包絡線と伸び出しの影響を補正して道路橋示方書に基づいて求めた包絡線の比較

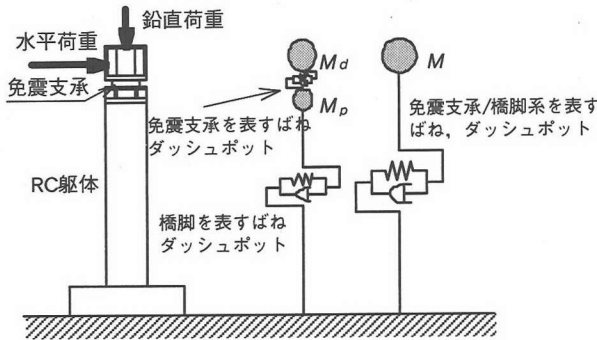


図-13 2要素モデル

や載荷軸直角方向の回転変形の影響を受けると同時に橋脚の塑性化の影響を受けた状態の免震支承の履歴曲線を比較する意味から、ここでは図-11の結果を示したものである。

図-11によれば、実験C1～C3より得られた免震支承の履歴曲線は、変位が $\pm 30\text{mm}$ 程度（せん断ひずみ $\tau=50\%$ 程度）以下であれば、いずれも免震支承単体に対して行った載荷実験結果とほぼ一致する。これは、免震支承に生じる変位が $\pm 30\text{mm}$ 程度以下であれば、免震支承の載荷軸方向および載荷軸直角方向の回転変形が小さくなく、せん断変形が卓越しており、さらに橋脚がまだ弾性域内にあるため、免震支承に作用する水平力が頭打ちになっていないためである。これに対して、変位が $\pm 30\text{mm}$ を上回るようになると、免震支承に作用する水平力が頭打ちとなるか、あるいはわずかに低下し始める。免震支承に作用する水平力が頭打ちとなるのは、図-9に示したように免震支承に $\pm 30\text{mm}$ 程度の変位が生じる段階で、橋脚が塑性化し始めるためである。また、その後、免震支承の耐力が低下し始めるのは、後述するように免震支承にせん断変形だけでなく、載荷軸方向および載荷軸直角方向の回転変形が生じたためである。

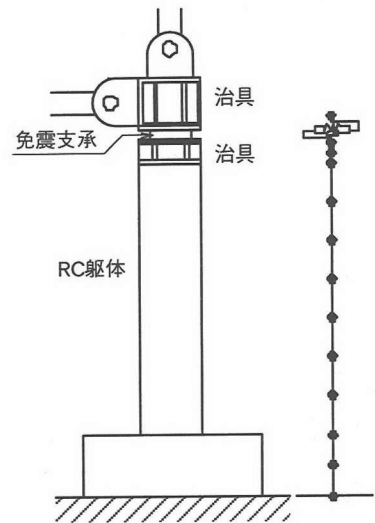


図-14 骨組みモデル

図-12には、実験C1～C3より得られた橋脚の履歴曲線の包絡線を、道路橋示方書より求めた橋脚の履歴曲線の包絡線に主鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響を補正した結果と比較して示す。いずれの実験においても、解析より得られた最大耐力は実験結果とほぼ一致する。

## (2) 全体系の履歴曲線の包絡線

全体系の復元力特性を表すために、図-13のように免震支承と橋脚の復元力特性を表すせん断ばね要素を直列に重ね合わせた。以下、このモデルを2要素モデルと呼ぶ。2要素モデルでは、免震支承と橋脚の復元力特性をそれぞれ図-5に示すパイリニア型でモデル化した。

また、この他に供試体を図-14に示すように骨組み離散型モデル（以下、骨組みモデルと呼ぶ）としてモデル化し、静的プッシュオーバーアナリシスに

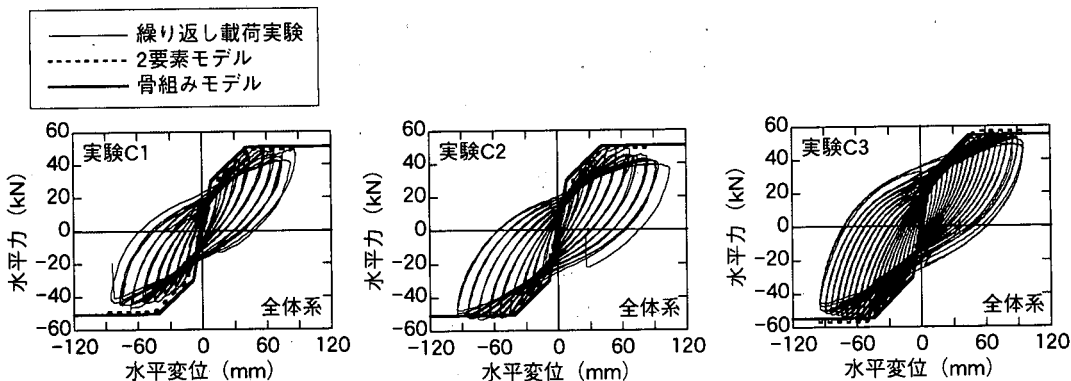


図-15 全体系の水平力～水平変位の履歴曲線と包絡線の比較

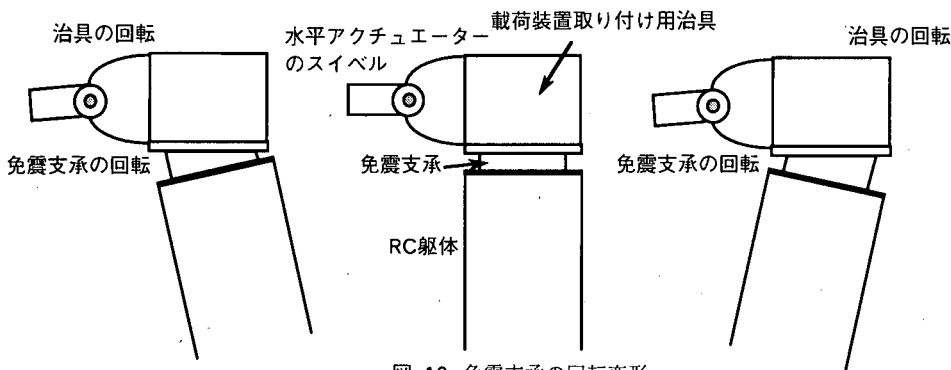


図-16 免震支承の回転変形

よって載荷点に変位を漸増させた場合の全体系の復元力特性を求めた。解析では、免震支承を非線形せん断ばね要素、橋脚躯体を非線形梁要素、フーチングおよび治具を線形梁要素としてそれぞれモデル化した。ここで、免震支承は図-3に示したバイリニアモデル、橋脚躯体は完全弾塑性型バイリニアモデルとし、橋脚の降伏曲げモーメント  $M_y^p$ 、降伏曲げ剛性  $EI_y$  および降伏曲率  $\phi_y^p$  は次式より定めた。

$$M_y^p = \bar{P}_y^p h_p \quad (11)$$

$$EI_y = \frac{M_y^p}{3\bar{u}_y^p} h_p^2 \quad (12)$$

$$\phi_y^p = \frac{3\bar{u}_y^p}{h_p^2} \quad (13)$$

ここで、 $\bar{P}_y^p$ 、 $\bar{u}_y^p$ ：橋脚天端を慣性力作用位置とした場合の橋脚の降伏耐力、降伏変位、 $h_p$ ：橋脚基部から橋脚天端までの高さである。

図-15は、図-7に示した全体系の水平力～水平変位の履歴を上述した2要素モデルおよび骨組みモデルによって解析した結果と比較したものである。いずれのモデルによっても、解析より求められた最大

耐力および剛性は実験結果とはほぼ一致する。いずれのモデル化によっても、橋脚+免震支承の全体系の水平力～水平変位の包絡線を精度良くシミュレートできると言える。

## 5. 免震支承および橋脚のミクロ的損傷評価

### (1) 免震支承の回転変形

載荷が進むと、橋脚の塑性回転角が増大する結果、図-16に示すように支承にも大きな回転変形が生じる。ただし、前述したようにここでの免震支承の回転変形には水平アクチュエーターのスイベルの回転の影響も含まれている。この影響を念頭においた上で、ここでは、図-17に示すように免震支承の4隅において計測した上部鋼板に対する下部鋼板の相対鉛直変位  $v_1 \sim v_4$  を用いて、免震支承の回転角を次式のように定義することとする。なお、載荷変位が大きくなると、変位計の取り付け用架台が緩み、変位計がターゲットより逸脱し、相対鉛直変位の計測が不能となる場合があった。以下では、相対鉛直変位が精度良く計測された載荷変位までの結果を示す。

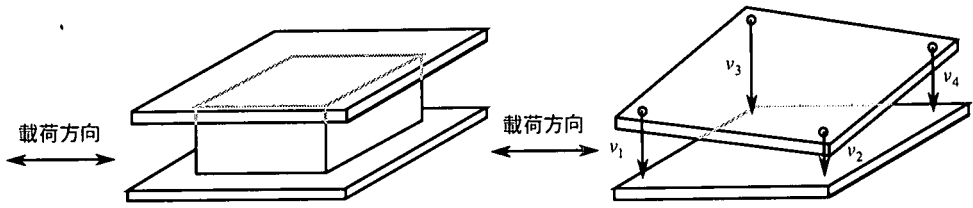


図-17 免震支承の回転角の定義

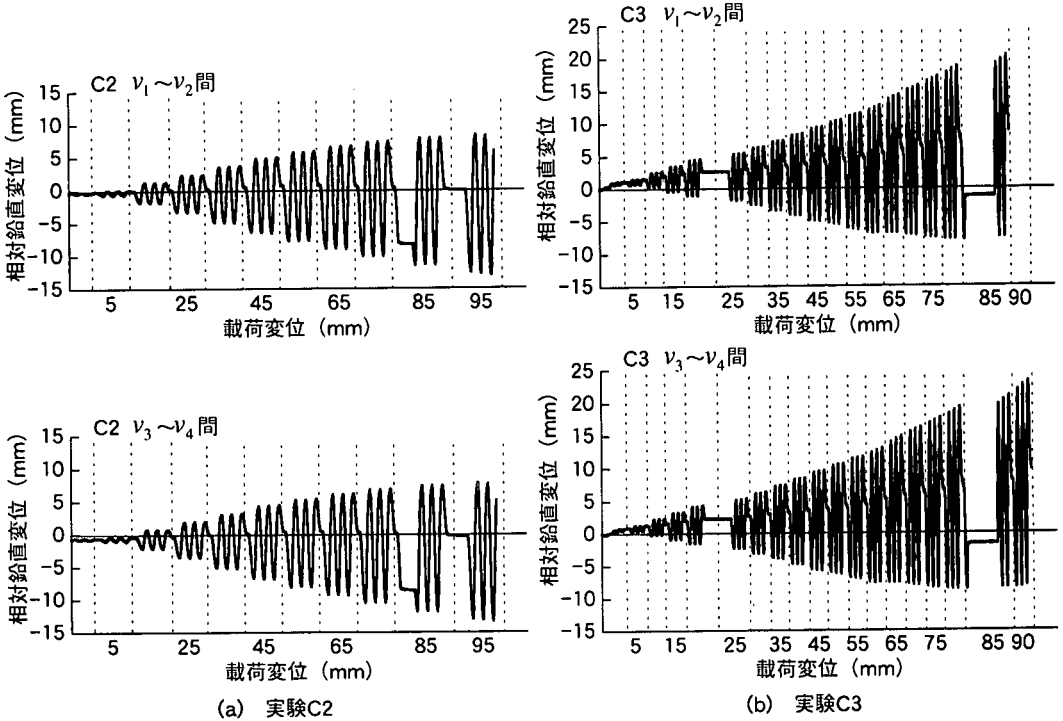


図-18 免震支承に生じた相対鉛直変位

載荷軸方向の回転角

$$\theta_i^{12} = \frac{v_1 - v_2}{d}; \theta_i^{34} = \frac{v_3 - v_4}{d} \quad (14)$$

載荷軸直角方向の回転角

$$\theta_i^{13} = \frac{v_1 - v_3}{d}; \theta_i^{24} = \frac{v_2 - v_4}{d} \quad (15)$$

ここで、 $\theta_i^{12}$ 、 $\theta_i^{34}$ 、 $\theta_i^{13}$ 、 $\theta_i^{24}$ はそれぞれ  $v_1 \sim v_2$  間、 $v_3 \sim v_4$  間、 $v_1 \sim v_3$  間、 $v_2 \sim v_4$  間の回転角、 $d$ : 鉛直変位の計測点間の距離 ( $d=270\text{mm}$ ) である。

図-18には、実験C2およびC3における免震支承の相対鉛直変位を示す。いずれの実験においても  $v_1 \sim v_2$  間と  $v_3 \sim v_4$  間の相対鉛直変位はほぼ同程度であり、実験C2では13mm程度、実験C3では24mm程度となる。これは、免震支承のゴム総厚  $\sum t_e=52\text{mm}$  の25~46%に相当する大きな相対鉛直変位が生じたことを示している。

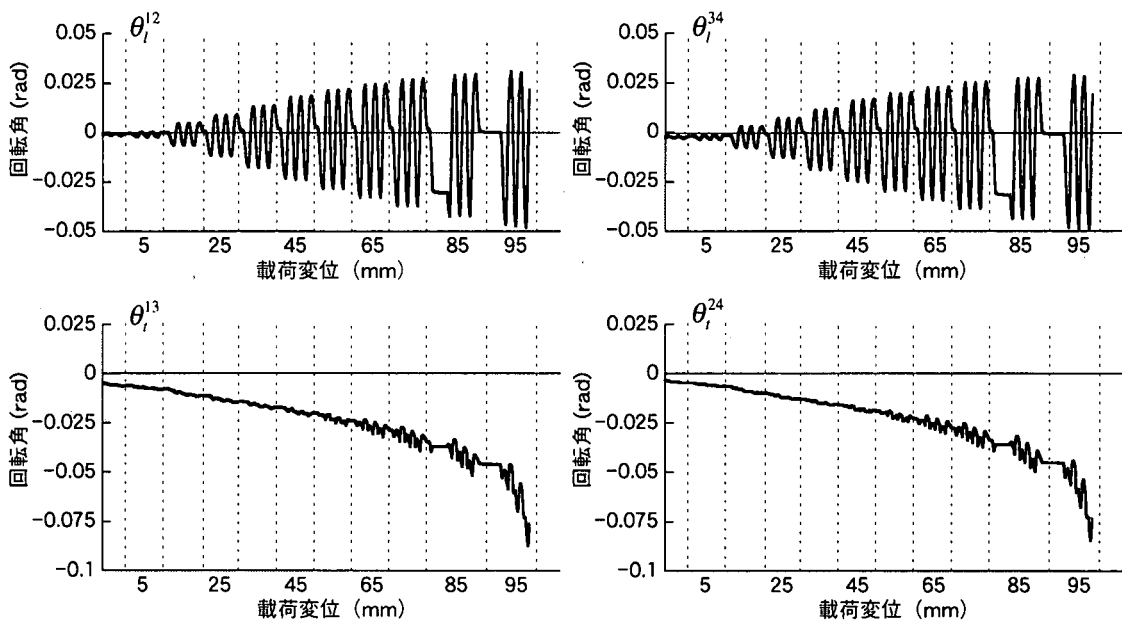
図-19には、免震支承に生じる回転角を載荷軸方

向の回転角  $\theta_i^{12}$ 、 $\theta_i^{34}$  および載荷軸直角方向の回転角  $\theta_i^{13}$ 、 $\theta_i^{24}$  に分けて示す。実験C2では、載荷軸直角方向の回転角  $\theta_i^{13}$ 、 $\theta_i^{24}$  は  $v_1$ 、 $v_2$  計測点側に次第に大きくなり、最終的に0.08 rad程度となる。これに対して、載荷軸方向の回転角  $\theta_i^{12}$ 、 $\theta_i^{34}$  は載荷に伴って正負反転し、最大0.05rad程度となる。このような傾向は実験C3でも同様であり、載荷軸直角方向の回転角  $\theta_i^{13}$ 、 $\theta_i^{24}$  は最大0.075~0.1rad、載荷軸方向の回転角  $\theta_i^{12}$ 、 $\theta_i^{34}$  は最大0.08rad程度である。

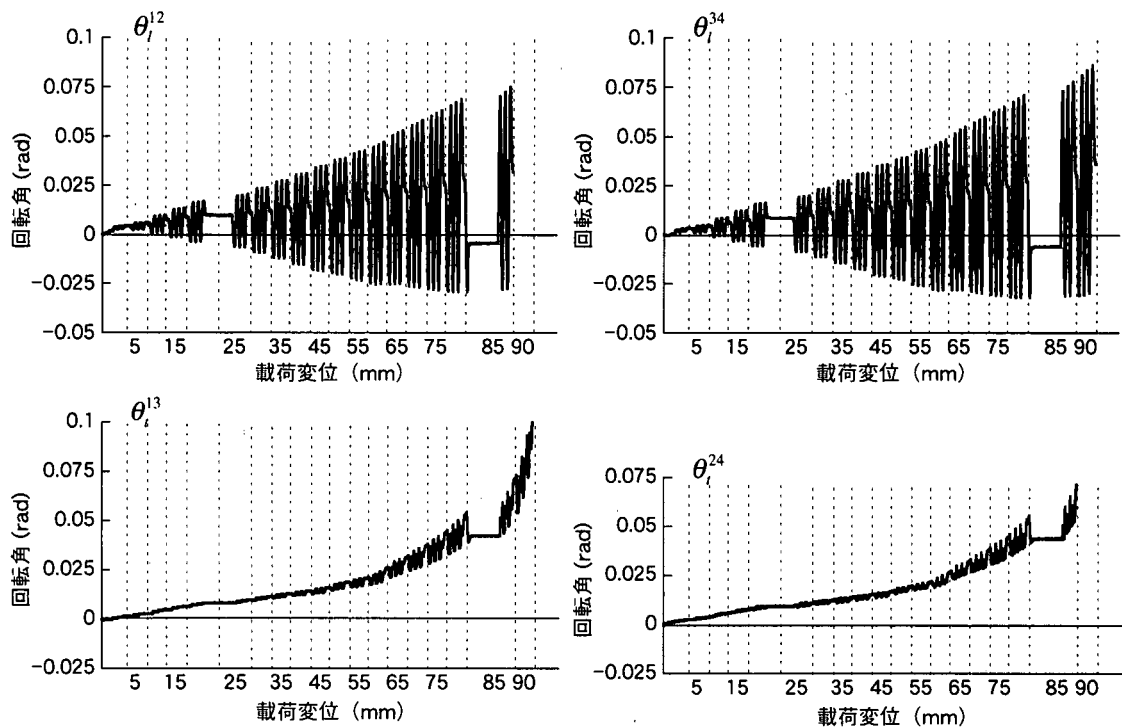
ここで、橋脚に回転角  $\theta_p$  (弾性回転角+塑性回転角) が生じた場合には橋脚天端に生じる載荷軸方向の回転角も  $\theta_p$  であるから、 $\theta_p$  を求めれば橋脚の回転に伴って支承に生じる回転角を求めることができる。橋脚に生じる回転角  $\theta_p$  は次式で求められる。

$$\theta_p \approx d_r \equiv \frac{u^p}{h^p} \quad (16)$$

ここで、 $u^p$ : 橋脚天端に生じる水平変位である。



(a) 実験C2



(b) 実験C3

図-19 免震支承に生じる回転角

すなわち、式(16)による回転角とはドリフト  $d_r$  と同じである。

実験C2およびC3におけるドリフトを求めると図-20のようになる。これによれば、橋脚のドリフト  $d_r$  は実験C2においては最大2.5%程度、実験C3にお

いては最大3%程度となり、橋脚の回転によって免震支承にはこのオーダーの回転角が生じることがわかる。実際、図-19によれば、免震支承に生じる载荷軸方向の回転角  $\theta_1^{12}$ 、 $\theta_1^{34}$  はこのオーダー +  $\alpha$  程度の値となっている。この +  $\alpha$  に相当する回転角が水

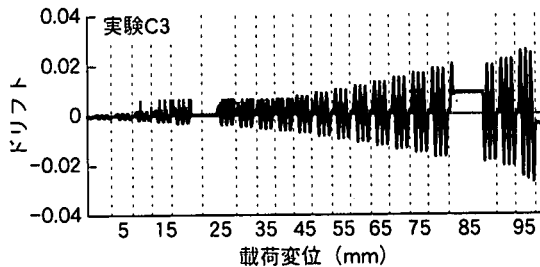
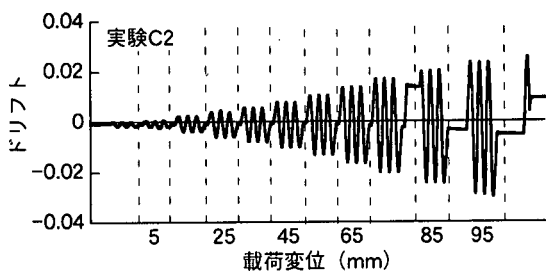
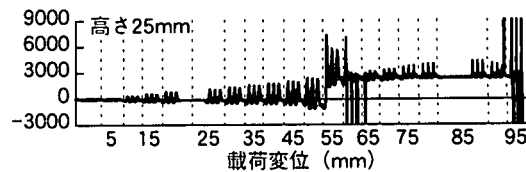
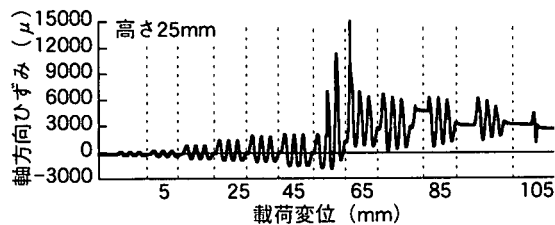
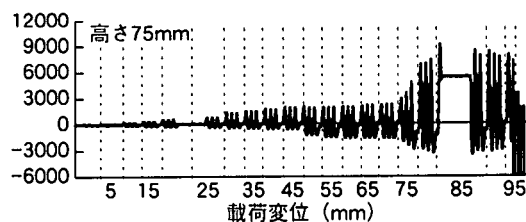
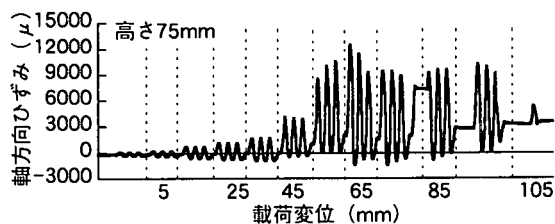
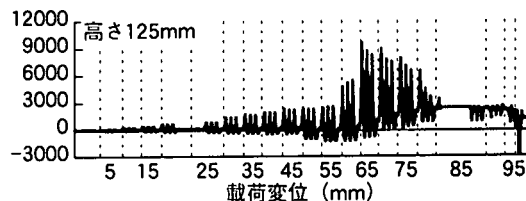
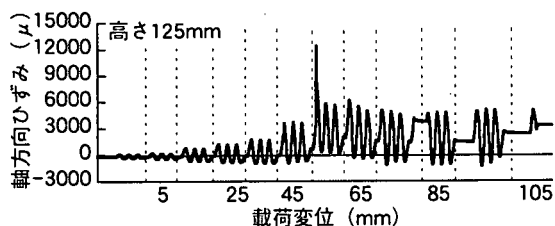
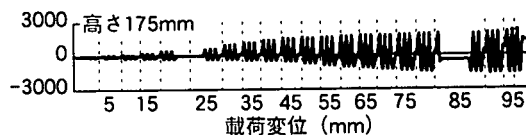
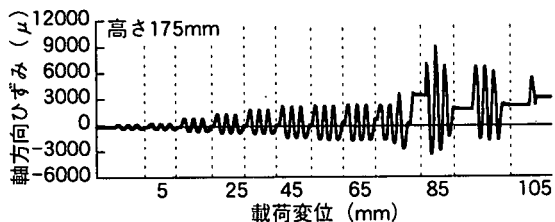
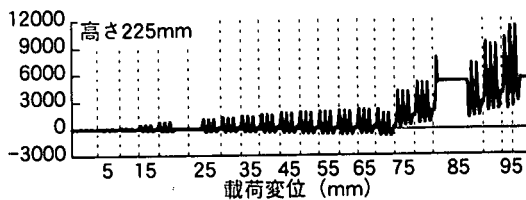
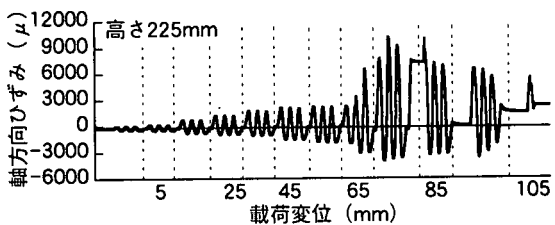


図-20 橋脚のドリフト



(a) 実験C2

(b) 実験C3

図-21 主鉄筋の軸方向ひずみ

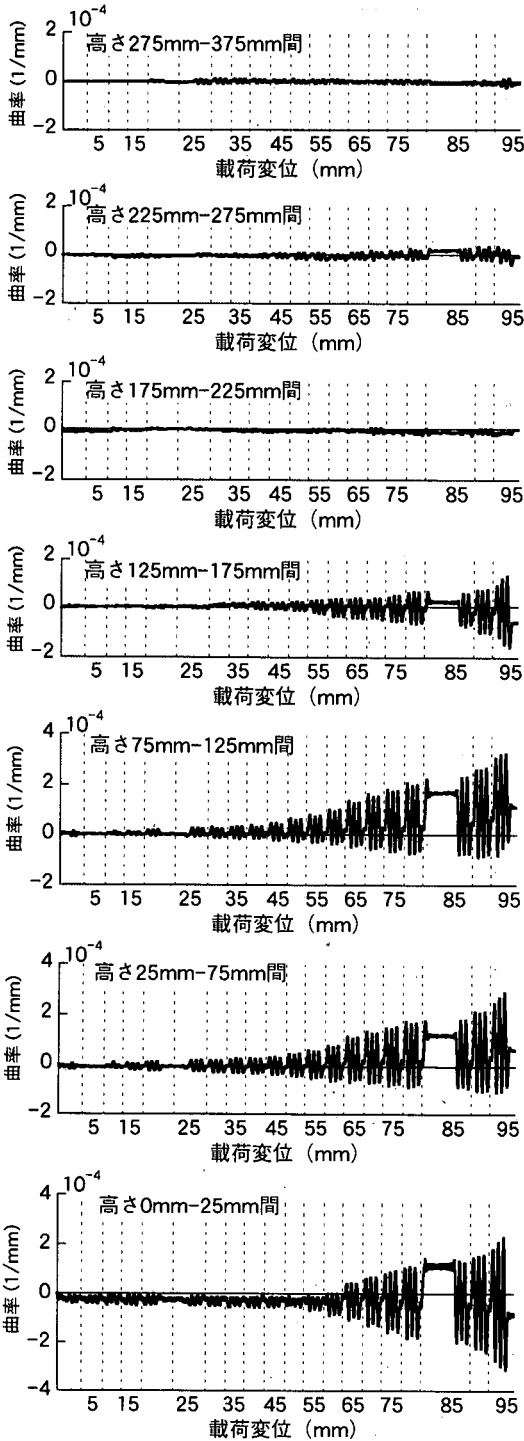


図-22 橋脚躯体に生じる曲率 (実験C3)

平アクチュエーターのスイベルの回転の影響と考えられる。

今回の実験では、水平アクチュエーターのスイベルの回転角を計測しなかったために、この影響を除

去することはできないが、橋脚の回転の影響だけを見込んで、ゴム支承の設計において想定される活荷重による  $1/150\text{rad}$  (桁端部)、 $1/300\text{rad}$  (中間橋脚) の回転角<sup>15), 16)</sup> よりも1オーダー大きな回転角が生じるという点が重要である。これによって免震支承には大きな局部ひずみや局部応力が生じ、ゴムの破断やさらにはこれに伴う免震支承から下部構造への慣性力の伝達に問題を生じる可能性がある。今後、橋脚の塑性回転角の増大に起因して生じる免震支承の回転変位の影響を免震支承の設計に考慮していく必要があると考えられる。

## (2) 橋脚の主鉄筋に生じる軸方向ひずみおよび橋脚躯体に生じる曲率

図-21には、主鉄筋に生じる軸方向ひずみを実験C2およびC3に対して示す。また、橋脚基部～高さ375mmに生じる曲率およびモーメント～曲率の履歴曲線を図-22、図-23に、最大曲率の高さ方向の分布を図-24に、それぞれ実験C3を例に示す。

図-21より、 $\pm 15\text{mm}$ で載荷した場合には、実験C2ではいずれの計測点においても主鉄筋には引張方向に  $700\mu$  程度、圧縮方向に  $600\mu$  程度、実験C3では引張方向に  $300\sim 450\mu$ 、圧縮方向に  $100\sim 350\mu$  程度のひずみしか生じておらず、まだ主鉄筋は降伏していない。図-22によれば、この段階では橋脚躯体に生じる曲率はいずれの区間においても  $5 \times 10^{-5} [1/\text{mm}]$  以下と小さい。この時、橋脚は図-9(b), (c)に示したようにまだ履歴を描いておらず、免震支承だけが塑性化している。

$\pm 45\text{mm}$ まで載荷すると、実験C2ではいずれの計測点においても  $2000\sim 4000\mu$  の引張ひずみが生じており、主鉄筋は降伏している。また、実験C2に比較すると小さいが、実験C3でも高さ  $25\text{mm}\sim 125\text{mm}$  において  $2100\mu$  程度の引張ひずみが生じ、主鉄筋は降伏している。この時、図-9(b), (c)に示したように橋脚は履歴を描き始めている。

$\pm 55\text{mm}\sim \pm 85\text{mm}$ で載荷すると、実験C2では、いずれの測点においても主鉄筋のひずみは  $6000\mu$  以上に達しており、橋脚基部から少なくとも高さ  $225\text{mm}$ までの区間において橋脚の塑性化が進んだことを示している。この段階においては、図-9(b), 図-10(b)に示したように、橋脚の履歴曲線は免震支承の履歴曲線の大きさに近づき、損傷もある程度顕著になってくる。実験C3でも、載荷変位が  $\pm 55\text{mm}\sim \pm 75\text{mm}$ に達するといずれの測点においても  $2000\sim 9000\mu$  のひずみが主鉄筋に生じ、橋脚の塑性化が急速に進む。図-22によれば、この区間の曲率は  $1.5$

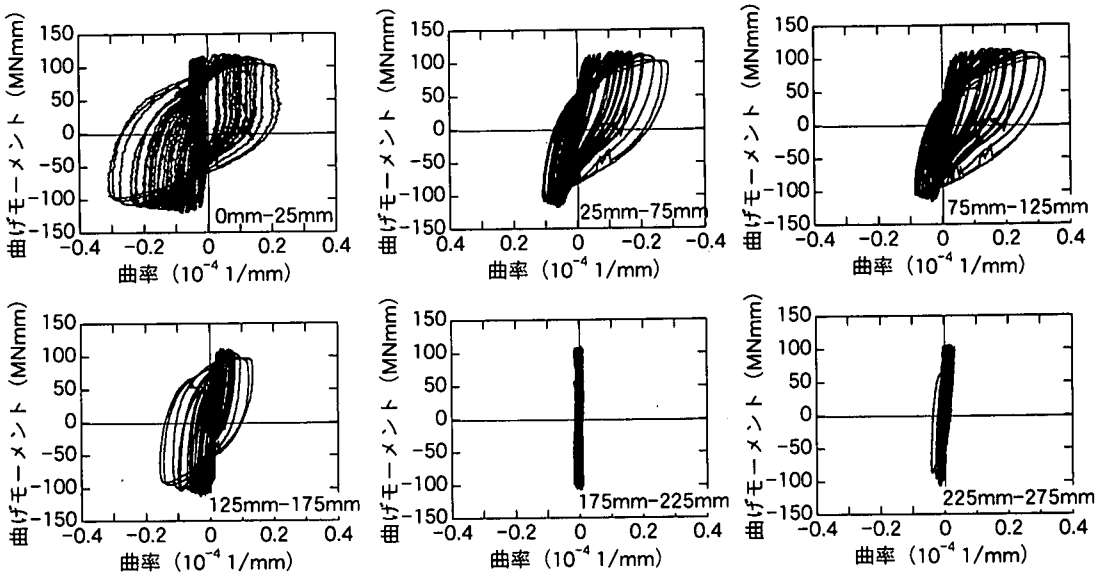


図-23 モーメント～曲率の履歴曲線（実験C3）

$\times 10^{-4}$  [1/mm]まで大きくなっている。実験C2と同様に、この段階では、図-9(c)、図-10(c)に示したように橋脚の履歴曲線の大きさは免震支承の履歴曲線の大きさに近づき、橋脚基部から300mm程度の高さまで損傷が顕著となる。

図-23によれば、橋脚のモーメント～曲率の履歴は橋脚基部から高さ175mmまでの区間では最大 $1.5 \times 10^{-4} \sim 3 \times 10^{-4}$  [1/mm]となる。これは高さ175mm～375mm区間よりも大きく、塑性曲率はほぼ $1/2 D$  ( $D=400\text{mm}$ )区間内で卓越することがわかる。ただし、高さ25mm～75mm区間および高さ75mm～125mm区間では曲率の履歴がプラス側に片寄っている。これに関しては、曲率計測を行うために設置した上下方向変位計のごく近傍における損傷が上記の区間で載荷直角面（西面，東面）のいずれか一方に集中したか、上記の区間における上下方向変位計の精度が悪かったなどの可能性が考えられる。しかし、図-10(c)に示したように載荷面のいずれにおいても橋脚の損傷に大きな違いは生じておらず、また、2.3に示したように上下方向変位計の精度は実験前に確認しているため、これらが曲率の履歴がプラス側に片寄せた直接の原因とは考えにくい。このような点から、現時点ではこのような曲率履歴の片寄せの原因に関してはよくわからないが、ここでは履歴が片寄せ区間があることを事実として認めた上で以下、考察することとする。

図-24に示す最大曲率分布について見てみると、 $\pm 95\text{mm}$ で載荷した場合の最大曲率は、175mm以上の高さでは $4 \times 10^{-5}$  [1/mm]以下であるが、橋脚基部

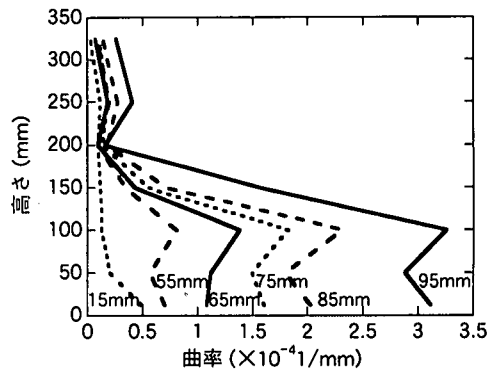


図-24 橋脚躯体に生じる最大曲率分布（実験C3）

～175mmまでの高さでは $1 \times 10^{-4} \sim 3.2 \times 10^{-4}$  [1/mm]程度と2～8倍もの大きな値となっている。なお、 $\pm 15\text{mm}$ で載荷した場合を除くいずれの載荷変位においても最大曲率は100mm近傍で極大となっている。これは前述したモーメント～曲率の履歴の片寄せによるためと考えられる。上述したようにいずれの実験においても、主鉄筋が降伏し、その後、急速に引張りずみが増加したのは、 $\pm 55\text{mm} \sim \pm 85\text{mm}$ で載荷した場合であるが、図-24によれば最大曲率についても同様であることがわかる。

以上のように、いずれの実験ケースでも、橋脚の主鉄筋に生じるひずみが降伏し、その後、急速に大きくなるのは橋脚基部から高さ225mm付近までのほぼ $1/2 D$  ( $D=400\text{mm}$ )区間であり、また、主鉄筋に生じるひずみの進展は、曲率や橋脚の履歴特性、橋脚基部付近の損傷度とよく一致している。



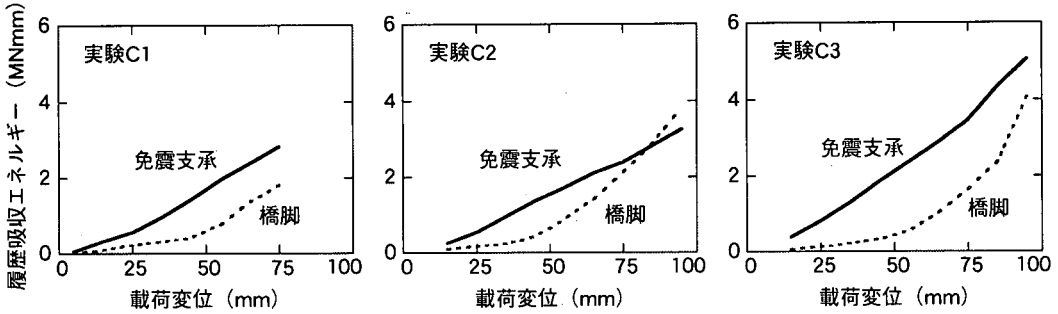


図-25 履歴吸収エネルギー

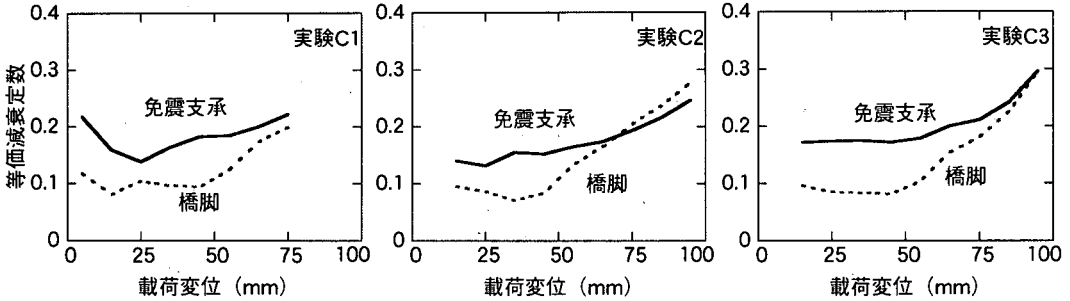


図-26 等価減衰定数

## 6. 免震支承および橋脚のマクロ的損傷評価

### (1) 履歴吸収エネルギーおよび等価減衰定数

各载荷変位における免震支承と橋脚の履歴吸収エネルギー  $W_d$  は次式で求めることができる。

$$W_{d,j} = \int_0^{x_j} P_j dx_j \quad (j=1,2,\dots,n) \quad (17)$$

ここで、 $x_j$  :  $j$  载荷ステップにおける水平変位、 $P_j$  :  $j$  载荷ステップにおける水平力、 $n$  : 最終载荷ステップである。

式(17)に基づいて、免震支承と橋脚の履歴吸収エネルギーを各载荷変位ごとに求めると図-25のようになる。これによれば、载荷変位が  $\pm 45\text{mm}$  以下では、実験C1およびC2の場合には免震支承の履歴吸収エネルギー  $W_d^b$  は橋脚の履歴吸収エネルギー  $W_d^p$  の2~3倍、実験C3の場合には6倍程度となり、免震支承の履歴吸収エネルギー  $W_d^b$  が卓越している。载荷変位が  $\pm 45\text{mm} \sim \pm 65\text{mm}$  以上となると、橋脚の履歴吸収エネルギー  $W_d^p$  が大きく増加するようになる。さらに、载荷変位が  $\pm 95\text{mm}$  になると、実験C1およびC3では橋脚の履歴吸収エネルギー  $W_d^p$  が免震支承の履歴吸収エネルギー  $W_d^b$  の80%程度まで大きくなり、実験C2では橋脚の履歴吸収エネルギー  $W_d^p$  が支承の履歴吸収エネルギー  $W_d^b$  を上回るようになる。

図-26は各载荷変位における免震支承と橋脚の等

価減衰定数  $h_e$  を比較した結果である。ここでは、等価減衰定数  $h_e$  は1サイクルにおける履歴吸収エネルギー  $W_i$  と弾性エネルギー  $W$  から次式より求めた。

$$h_e = \frac{W_i}{4\pi W} \quad (18)$$

図-26によれば、いずれの実験でも载荷が進むに従って免震支承の等価減衰定数  $h_e^b$  は増加していく。一方、橋脚の等価減衰定数  $h_e^p$  は  $\pm 45\text{mm}$  以下の载荷変位では  $h_e^p=0.1$  程度と小さいが、载荷変位が  $\pm 45\text{mm} \sim \pm 65\text{mm}$  以上となると次第に増加していく。これは、図-25に示したように载荷変位が  $\pm 45\text{mm} \sim \pm 65\text{mm}$  以上となると、橋脚の履歴吸収エネルギー  $W_d^p$  が急速に増加するためである。特に、実験C2では、 $\pm 75\text{mm}$  で载荷すると免震支承と橋脚の等価減衰定数  $h_e^b$ 、 $h_e^p$  はほぼ等しくなり、 $\pm 95\text{mm}$  まで载荷が進むと橋脚の等価減衰定数は  $h_e^p=0.28$  と、免震支承の等価減衰定数  $h_e^b=0.25$  よりも大きくなる。これも、図-25に示したように実験C2では  $\pm 95\text{mm}$  まで载荷が進むと、橋脚の履歴吸収エネルギー  $W_d^p$  が支承の履歴吸収エネルギー  $W_d^b$  を上回ったことと対応している。

いずれの実験でも、载荷変位が  $\pm 45\text{mm} \sim \pm 65\text{mm}$  以上となると橋脚の履歴吸収エネルギー  $W_d^p$  および等価減衰定数  $h_e^p$  が急速に増加するのは、前述したように橋脚の主鉄筋が降伏し、その後、曲率の増加

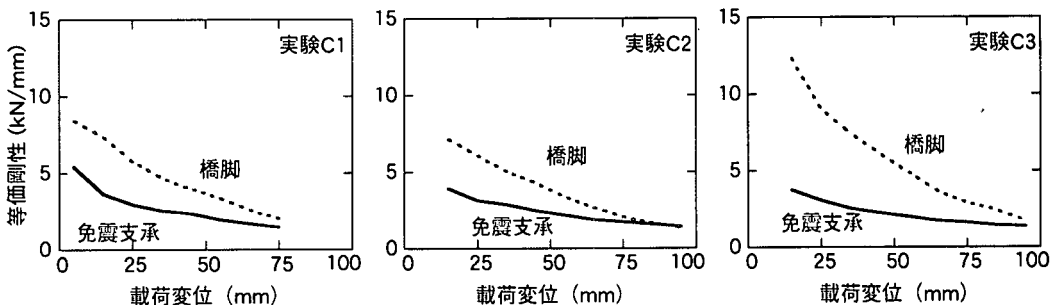


図-27 等価剛性

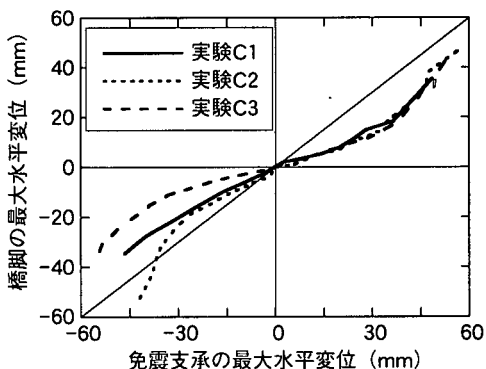


図-28 免震支承と橋脚の最大水平変位の比較

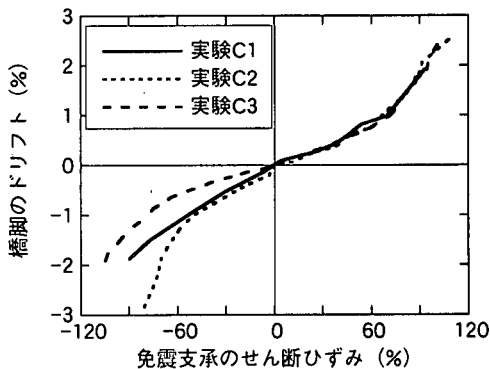


図-29 免震支承のせん断ひずみと橋脚のドリフト

や橋脚の履歴の増大，橋脚基部付近の損傷，主鉄筋の降伏が急速に進展するためである。特に，実験C2のように，免震支承と橋脚の塑性化が大きく進むと，橋脚の塑性化が支承の塑性化よりも卓越する場合があることに注意する必要がある。

## (2) 等価剛性

図-27は，各载荷変位における免震支承と橋脚の等価剛性  $K_e$  を比較した結果である。ここで，等価剛性  $K_e$  は次式により求めている。

$$K_e = \frac{P(u_{\max}) - P(u_{\min})}{0.7 \cdot (u_{\max} - u_{\min})} \quad (19)$$

ここで， $u_{\max}$ ， $u_{\min}$ ：免震支承もしくは橋脚の履歴の最大変位，最小変位， $P(u_{\max})$ ， $P(u_{\min})$ ： $u_{\max}$ ， $u_{\min}$  に対応する水平力である。

図-27によれば，実験C2では载荷変位が  $\pm 15\text{mm}$  と小さい場合には橋脚の等価剛性  $K_e^p$  は  $7.1\text{kN/mm}$  と，支承の等価剛性  $K_e^b = 3.9\text{kN/mm}$  のほぼ1.8倍となる。しかし， $\pm 75\text{mm}$  まで载荷すると支承の等価剛性と橋脚の等価剛性の差は縮まり， $\pm 95\text{mm}$  まで载荷が進むと橋脚の等価剛性  $K_e^p = 1.35\text{kN/mm}$  と支承の等価剛性  $K_e^b = 1.42\text{kN/mm}$  はほぼ等しくなる。このような傾向は他の実験ケースに対しても同様である。

## (3) 最大水平変位の比較

図-28は，免震支承と橋脚に生じた最大水平変位を比較した結果である。これより，いずれの実験ケースにおいても免震支承の最大水平変位が  $\pm 30\text{mm}$  以上となると橋脚の最大水平変位が顕著に大きくなり始め，やがて免震支承の最大水平変位に近づいていくことがわかる。特に，実験C2では，免震支承の変位が  $40\text{mm}$  程度になると，免震支承と橋脚の最大水平変位が同程度となり，この付近を境に橋脚の最大水平変位が免震支承の最大水平変位を上回るようになる。これは，図-9(b)に示したように载荷変位が  $\pm 75\text{mm}$  を越えると橋脚の塑性化が進み，橋脚の履歴曲線が免震支承の履歴曲線より大きくなるためである。

図-29は，免震支承に生じた最大水平変位をせん断ひずみで，橋脚に生じた最大水平変位を式(16)で定義したドリフトで表し，図-28の結果を書き改めたものである。これによればマイナス側ではばらつきがあるが，免震支承のせん断ひずみが50%となると，橋脚のドリフトが1%を越え始め，免震支承のせん断ひずみが100%になると橋脚のドリフトが2%程度と大きくなり，橋脚の損傷が顕著になってくる。その後，さらに免震支承のせん断ひずみが大きくなるほど，橋脚のドリフトは大きくなり，橋脚の塑性化が支承の塑性化と同等のレベルまで進むことがわ

かる。

免震設計においては、荷重低減係数を求める際に橋脚系じん性率  $\mu_p$  と橋脚+免震支承系から構成されるじん性率  $\mu_s$  (以下、全体系じん性率と呼ぶ) を区別しておくことが重要である<sup>17)・18)</sup>。全体系じん性率  $\mu_s$  と橋脚系じん性率  $\mu_p$  の間には次式の関係がある。

$$\mu_s = 1 + \frac{\mu_p - 1}{1 + c_f} \quad (20)$$

ここで、 $c_f$  は変形寄与係数であり、次式で与えられる。

$$c_f = \frac{u_p^P}{u_b^P} \quad (21)$$

ここで、 $u_p^P$  : 橋脚の降伏変位、 $u_b^P$  : 橋脚の降伏耐力に相当する水平力を受けた場合に免震支承に生じる水平変位である。変形寄与係数  $c_f$  は免震支承の変形の卓越度を表す指標である。

前述したように橋脚の履歴曲線や主鉄筋に生じた軸方向ひずみから橋脚の降伏はほぼ  $\pm 45\text{mm}$  で載荷した時点と考えられるため、この時の橋脚の最大水平力を橋脚の降伏耐力、橋脚の最大変位を橋脚の降伏変位  $u_p^P$  として、式(21)より変形寄与係数  $c_f$  を求めると以下ようになる。

$$c_f = \begin{cases} 1.88 & \text{実験C1} \\ 2.25 & \text{実験C2} \\ 2.41 & \text{実験C3} \end{cases} \quad (22)$$

いずれのケースにおいても免震支承の変形が橋脚の変形の2倍程度寄与することになり、免震設計においては変形寄与係数  $c_f$  の影響を無視できない<sup>18)</sup>。しかし、一般に都市高架橋タイプの免震橋においては変形寄与係数  $c_f$  は10~20程度と大きく<sup>18)</sup>、変形寄与係数  $c_f$  の影響がより一層重要と言える。

このように、免震支承のせん断変形が進むほど、橋脚の塑性化が大きくなり、やがて橋脚の塑性化が支承の塑性化と同等のレベルまで進むことがあるため、強震動を受けて免震支承と橋脚がともに塑性化する場合には免震設計において橋脚の塑性化の影響を正しく考慮しておくことが重要となる。

## 7. 結論

本論文では、高減衰積層ゴム支承を設置したRC橋脚に対して、RC橋脚の降伏耐力に対する免震支承の降伏耐力の比を0.53~0.61まで変化させて、合計3ケースの繰り返し載荷実験を行い、免震支承と橋脚がともに塑性化した場合の免震橋の耐震性について検討した。このような実験条件の下で、本研究の結果、得られた知見をまとめると以下の通りである。

- 1) いずれの実験においても、免震支承のせん断ひずみが100%になると橋脚のドリフトは2%程度と大きくなり、橋脚の損傷が顕著になってくる。その後、さらに免震支承のせん断ひずみが大きくなると、橋脚のドリフトも大きくなり、橋脚の塑性化が支承の塑性化と同等のレベルまで進む。このように、免震橋に生じる変位が増加すると、免震支承と橋脚の塑性化の進展に伴い、橋脚の塑性化が支承の塑性化よりも卓越する場合があるため、免震設計上注意が必要である。
- 2) 現在の免震設計では、免震支承の回転変形の影響は考慮されていない。しかし、本実験においては免震支承の載荷軸方向に生じる回転角は実験C2では最大0.05rad程度、実験C3では最大0.08rad程度に達する。一般に、ゴム支承の設計では活荷重による桁の回転として桁端部では1/150rad、中間橋脚上では1/300radが想定されているが、橋脚の回転に伴って免震支承に生じる回転角はこれよりも1オーダー大きい。今後、橋脚の回転角に起因して生じる免震支承の回転変位の影響を免震支承の設計に考慮していく必要があるものと考えられる。
- 3) 2要素モデルおよび骨組みモデルのいずれのモデルによっても、免震支承の降伏に始まり、橋脚の降伏に至る橋脚+免震支承系の履歴曲線の包絡線の特徴を精度良くシミュレートすることができる。
- 4) いずれの実験ケースにおいても、橋脚の主鉄筋が降伏し、その後、主鉄筋に生じる軸方向ひずみが急速に大きくなるのは橋脚基部から高さ225mm付近までのほぼ  $1/2D$  ( $D=400\text{mm}$ ) 区間である。主鉄筋に生じるひずみの進展は、曲率や橋脚の履歴、橋脚基部付近の損傷度の進展とよく一致している。
- 5) 載荷変位を大きくすると、橋脚の履歴吸収エネルギー  $W_d^f$  が支承の履歴吸収エネルギー  $W_d^s$  を上回るケースがある。このような傾向は、免震支承と橋脚の等価減衰定数に関しても同様である。

謝辞：免震支承の製作は，（株）ブリヂストンの須藤千秋，潤田久也，加藤亨二の各氏にご協力いただきました。また，本実験の実施に際しましては，東京工業大学大学院の堺淳一，宇根寛，剣持安伸，米田慶太，長屋和宏（研究当時，建設省土木研究所からの受入れ研究員）の各氏にお世話になりました。ここに記して感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) Skinner, I., Robinson, W. H. and McVerry, G. H.: *An Introduction to Seismic Isolation*, John Wiley & Sons, 1993, 川島一彦，北川良和監訳：免震設計入門，鹿島出版会，1996.
- 2) Priestly, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, Wiley Interscience, 1996, 川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂，1998.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996.
- 4) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.
- 5) 飯山かほり，川島一彦，庄司学：免震効果を得るために必要な橋梁の長周期化に関する一検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.701-709，1998.3.
- 6) Kawashima, K. and Shoji, G.: Interaction of Hysteretic Behavior between Isolator/Damper and Pier in an Isolated Bridge, *Journal of Structural Engineering*, JSCE, Vol.44A, pp.733-741, 1998.3.
- 7) 子林稔，宇佐美勉，葛西昭：免震および非免震橋脚の動的解析による耐震性能評価，土木学会論文集，No.619/I-47, pp.117-192, 1999.4.
- 8) 足立幸郎，運上茂樹，近藤益央，加賀山泰一：振動台実験による免震支承を有するRC橋脚の非線形地震応答に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.45A, pp.879-890, 1999.3.

- 9) 中島大輔，宇佐美勉，金田一智章：免震支承を有する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，土木学会第25回地震工学研究会講演論文集，土木学会，pp.733-736, 1999.7.
- 10) 太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No.292, pp.65-74, 1979.12.
- 11) 島弘，上田多門：RC橋脚の躯体変形における曲げ変形とせん断変形との分離，第8回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.525-528, 1986.
- 12) 町田篤彦，睦好宏史，豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，No.378/V-6, pp.203-212, 1987.2.
- 13) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究，土木学会論文集，No.390/V-8, 1988.2.
- 14) 川島一彦，庄司学，榎原泰造：矩形断面鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する実験的検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.46A, pp.767-776, 2000.3.
- 15) 日本道路協会：道路橋支承便覧，1991.
- 16) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル（案），1992.
- 17) 板橋美保，川島一彦，庄司学：橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設定地震力の算定に及ぼす影響，土木学会論文集，No.619/I-47, pp.131-144, 1999.4.
- 18) 川島一彦，永井政伸：免震橋の荷重低減係数に及ぼすじん性率の設定法，土木学会論文集，No.675/I-55, pp.235-250, 2001.4.

(2000.6.30 受付)

## CYCLIC LOADING TEST TO CLARIFY NONLINEAR BEHAVIOR OF AN ISOLATED BRIDGE SUPPORTED BY HIGH DAMPING RUBBER BEARINGS

Gaku SHOJI, Kazuhiko KAWASHIMA and Atsushi SAITO

In Menshin design it is recommended not to elongate the natural period so that the deck response displacement does not become excessively large. Under such a design requirement, not only an isolator but also a column undergoes inelastic range when the bridge is subjected to a strong ground shaking. This results in the plastic hinge at both the isolator and the column. Since nonlinear interaction between an isolator and a column has not been studied, a cyclic loading test was conducted. It was found from the experiment that inelastic response of the column increases when the nonlinear restoring force of isolator reaches the yielding force of the column, and that the energy dissipation occurs more in the column than the isolator.