

# 鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究

川島一彦\*・長谷川金二\*\*

大地震を受けた場合の鉄筋コンクリート橋脚の非線形応答特性を検討するため、大型模型を用いた模型振動台実験、振動台実験から得られた橋脚変位を変位制御で与えた動的載荷実験、順次変位振幅を増加させていく動的載荷実験の3種類の実験を行った。この結果、載荷繰り返し回数が増加して重要であること、振動実験では残留変位が生じ、これが耐震設計上重要であること、エネルギー一定則の適用性がよいことを明らかにした。

**Key Words:** bridge, seismic design, reinforced concrete columns, equal energy assumption, model test

## 1. まえがき

RC橋脚の基本的な振動特性に関しては、現在までもいろいろな研究があるが、これらの大部分は変位制御のもとでの載荷実験結果である。したがって、RC橋脚がどのように損傷を受けようと、常に橋脚は原点に戻るよう荷重を与えられている。しかしながら、実際のRC橋脚に作用する地震力はこのように単純なものではなく、複雑な地震力の作用による橋の地震応答の結果として生じるものである。したがって、RC橋脚が損傷を含む大きな地震力作用下でどのように振動するかを正しく評価することが重要である。

降伏を越える領域で、しかもコンクリートの破壊を含むような地震応答を解析的に検討するためには、解析モデル、解析手法とも十分ではないのが現状である。したがって、大型の模型を用いた振動台加振実験が、現状ではこのようなRC橋脚の非線形地震応答を検討するためには唯一の方法といえることができる。

このため、大型の鉄筋コンクリート橋脚模型を用いた振動台加振実験及び動的載荷実験を行い、RC橋脚の非線形域における基本的な地震応答特性を検討したので、この結果を報告する。

## 2. 鉄筋コンクリート橋脚の振動台加振実験

### (1) 実験の概要

RC橋脚の地震時挙動を忠実に再現するため、図-1に示す橋長15m、けた総重量40.1tf(393.2kN)の2径間単純けた橋を製作した。注目するのは、中央で2連のけたを固定支承(ピン支承)によって支持しているRC橋脚である。桁端部は、摩擦係数の小さいローラー

支承によって支持した。地震動は橋軸方向に入力した。端橋脚のローラー支承の摩擦力は小さいから、上部構造の慣性力はほとんど全て中央のRC橋脚に伝えられる。

振動台の入力としては、1983年日本海中部地震において八郎瀧干拓堤防上の記録を時間軸を1/2に縮めて作用させた。時間軸を1/2にしたのは、地震動の卓越周期と橋脚の固有周期を近くするためである。入力最大加速度は275gal(以下、これを「実験A」と呼ぶ)、360gal(実験B)、402gal(実験C)に変化させた。後述するように、模型橋脚の設計震度は0.15としたため、入力強度としては少し非線形域に入る程度の入力から強く非線形域に入る入力までを想定して200gal, 300gal, 400galをねらったが、振動実験では結果として、それぞれ、275gal, 360gal, 402galとなったものである。図-2は、振動台上で測定した入力地震動の応答スペクトルである。

### (2) 供試体の設計

模型は、図-3に示すように躯体部が40cm×80cmの矩形断面を有する3体(供試体P-51, 52, 53)である。ここで、供試体番号は、土木研究所耐震研究室で行った一連の載荷模型橋脚の連番である。せん断支間比は6.9とし、設計水平震度を0.15として道路橋示方書に基づき、震度法によって設計した<sup>1)</sup>。躯体の主鉄筋はSD295AのD13で、コンクリートの設計基準強度は240kgf/cm<sup>2</sup>(23.53MPa)である。鉄筋の配置は図-3に示したとおりであり、主鉄筋は橋軸方向(加振方向)に直角な面にのみ11本配置されている。引張主鉄筋比は0.5%である。帯鉄筋としては、SR235を躯体断面の短辺長さ40cmの半分の20cm間隔で、主鉄筋を取り囲むように配置した。帯鉄筋比は0.08%である。主鉄筋の地震時許容応力度は2,700kgf/cm<sup>2</sup>(264.8MPa)であるが、設計計算で橋脚基部に生じる応力度は2,620kgf/cm<sup>2</sup>(256.9MPa)である。同様に、コンクリート

\* 正会員 工博 建設省土木研究所耐震研究室室長  
(〒305 つくば市大字旭1番地)

\*\* 正会員 工修 外務省在フィリピン日本大使館

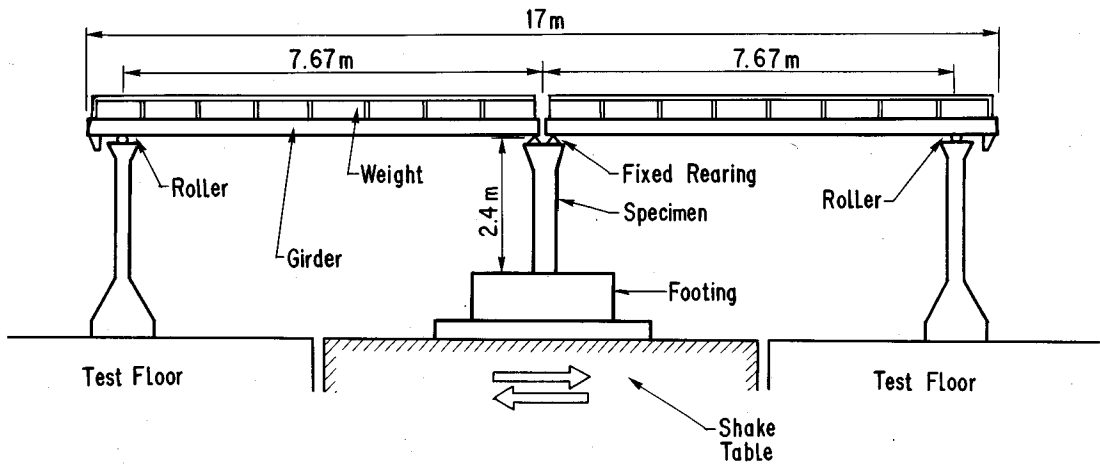


図-1 振動実験に用いた模型橋

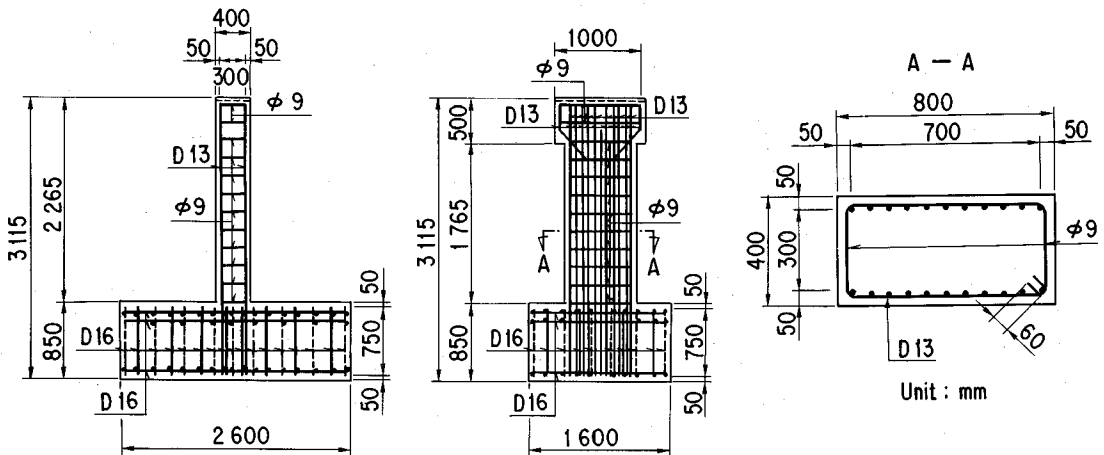


図-3 振動実験に用いた供試体

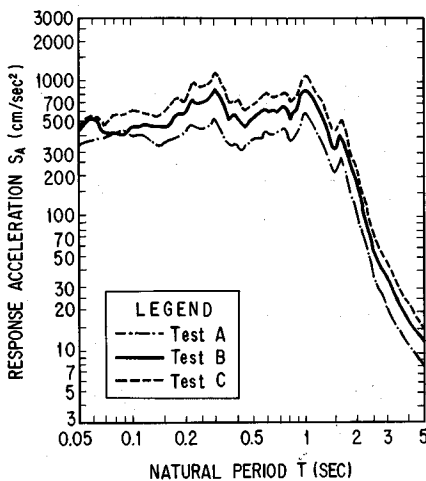


図-2 振動台入力加速度応答スペクトル (減衰定数5%)

の地震時許容応力度は  $120 \text{ kg/cm}^2$  ( $11.77 \text{ MPa}$ ) であるが、躯体基部では  $92 \text{ kg/cm}^2$  ( $9.02 \text{ MPa}$ ) の応力度が生じる。この供試体では、主鉄筋に比べてコンクリートの方に余裕がある断面となっている。

鉄筋単体の引張試験から主鉄筋の降伏点、降伏ひずみ及びヤング係数を求めると、それぞれ  $3,500 \text{ kgf/cm}^2$  ( $343.2 \text{ MPa}$ )、 $2,010 \mu$  及び  $1.74 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$  ( $1.71 \times 10^6 \text{ MPa}$ ) となる。また、帯鉄筋の降伏点は、 $3,250 \text{ kgf/cm}^2$  ( $318.7 \text{ MPa}$ ) である。コンクリートについては、各模型の躯体部に打設した生コンクリートから直径  $10 \text{ cm}$ 、高さ  $20 \text{ cm}$  の円筒形の供試体3体を取り出し、模型と同じ養生をした上で、実験当日に圧縮試験を行った。コンクリートの圧縮強度は、実験Aに用いた模型では  $303 \text{ kgf/cm}^2$  ( $29.71 \text{ MPa}$ )、実験Bでは  $292 \text{ kgf/cm}^2$  ( $28.64 \text{ MPa}$ )、実験Cでは  $298 \text{ kgf/cm}^2$  ( $29.22 \text{ MPa}$ ) である。

これらの値を用いて、道路橋示方書に基づき、橋脚模

表-1 解析により推定される模型の耐力及び変位

降伏時	降伏水平耐力 (tf)	7.9
	変位 (cm)	1.46
終局時	終局水平耐力 (tf)	8.4
	変位 (cm)	3.26
終局塑性率		2.23
許容塑性率		1.82
せん断耐力 (tf)		18.9

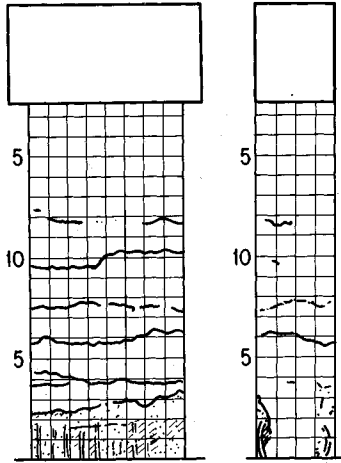


図-4 供試体の損傷 (実験C)

型の降伏水平耐力  $P_y$  及び変位  $\delta_y$ , 終局水平耐力  $P_u$  及び変位  $\delta_u$ , 終局塑性率 (=終局変位/降伏変位), 安全率  $\alpha$  を 1.5 としたときの許容塑性率, せん断耐力  $P_s$  を求めると, 表-1 のようになる。ここで, せん断耐力  $P_s$  は, 帯鉄筋の引張試験から求めた降伏点にコンクリートが負担できる平均せん断応力度を  $4.5 \text{ kgf/cm}^2$  ( $0.44 \text{ MPa}$ ) として算出したものである。せん断耐力は, 終局水平耐力よりも 2 倍以上大きく, 橋脚模型では曲げ破壊がせん断破壊に先行すると予想される。

### 3. 振動台加振実験による RC 橋脚の非線形応答

#### (1) 応答の特徴及び最大応答の比較

実験 A 及び実験 B では実験中に橋脚基部とその周辺で小さなひび割れが生じた。ただし, 加振後にはひび割れは閉じ, よくみないとわからない程度の損傷であった。これに対して, 実験 C では図-4 に示すように基部でコンクリートが剝離し, 鉄筋が外側に大きくはらみ出した。この損傷は, 宮城県沖地震において千代大橋, 新江合川橋等で観察されたものと同様である<sup>2)</sup>。また, 実験 B 及び C の載荷後には, 橋脚が傾斜し, 水平方向に残留変位を生じた。

図-5, 6, 7 はそれぞれ実験 A, B, C に対する振動台の入力加速度, けたの絶対応答加速度及び相対応答変

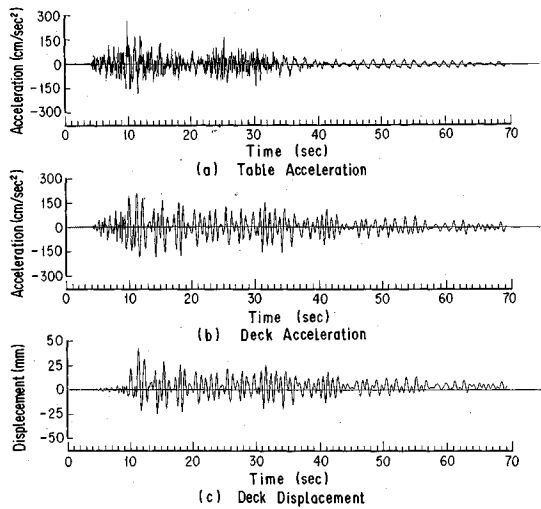


図-5 振動実験による応答 (実験 A)

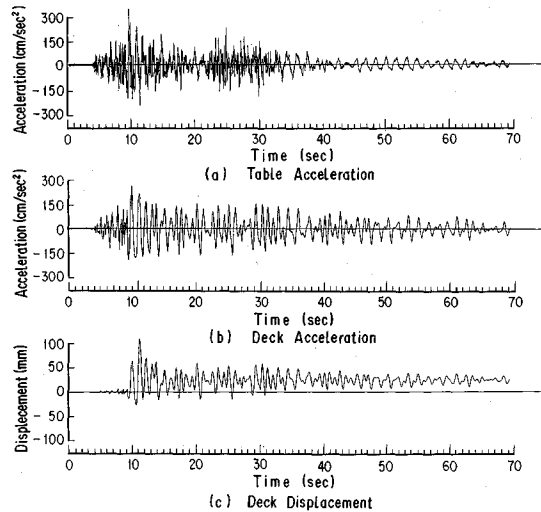


図-6 振動実験による応答 (実験 B)

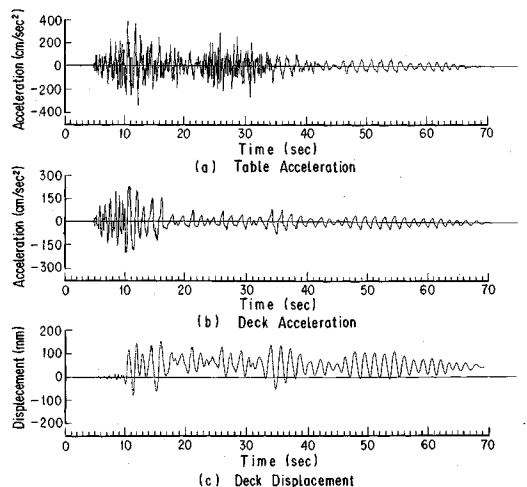


図-7 振動実験による応答 (実験 C)

表-2 最大応答値

実験	最大加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )		けたの 最大相対変位 (cm)
	入力地震動	けた	
実験A	275	216	4.5
実験B	360	231	11.4
実験C	402	238	16.3

表-3 振動実験から求めたモデルの降伏水平耐力, 降伏変位及び最大応答変位

特性値	実験A	実験B	実験C
降伏水平耐力 $P_y$ (tf)	7.42	7.77	8.08
降伏変位 $\delta_y$ (cm)	1.41	1.55	1.35
最大応答変位 $\delta_{max}$ (cm)	4.47	11.36	16.31
最大応答塑性率 $\delta_{max}/\delta_y$	3.17	7.33	12.1

位の時刻歴である。表-2は桁の最大応答値である。実験Aを基本とすると、実験B及び実験Cでは、入力加速度は、それぞれ、1.31倍、1.46倍に大きくなっているが、橋脚の非線形性のため、けたの最大応答加速度は実験Aに対して実験B及び実験Cでは、それぞれ、1.07倍、1.10倍とほとんど変わらない。これに対して、残留変位を含めたけたの最大応答変位は、実験Aを基準とすると実験B及び実験Cでは、それぞれ、2.5倍、3.6倍となっており、入力加速度の比率以上に大きくなっている。

図-8は、3体の模型に対する履歴曲線を示したものである。ほぼ1回の载荷でひび割れから降伏、最大耐力にまで達しているのが特徴で、その後は後述するように初期剛性に比較して非常に小さい剛性で振動する。図-9は、履歴曲線の包絡線を比較したものである。包絡線には、実験A、B、Cで大きな違いはない。

表-3は、図-8から求めた降伏水平耐力 $P_y$ 、降伏変位 $\delta_y$ 、最大応答変位 $\delta_{max}$ 及び最大塑性率 $\delta_{max}/\delta_y$ である。ここで、降伏水平耐力 $P_y$ 及び降伏変位 $\delta_y$ は、躯体基部で計測した主鉄筋のひずみが、引張試験から求めた降伏ひずみ(2,010 $\mu$ )に達した時の荷重及び変位である。これを表-1に示した解析結果と比較すると、 $P_y$ 及び $\delta_y$ はともに解析値と実験結果はよく一致している。また、表-3の最大応答塑性率 $\delta_{max}/\delta_y$ を表-1に示した許容塑性率と比較すると、最大応答塑性率は実験Aでは許容塑性率の1.8倍、実験Bでは許容塑性率の4.0倍、実験Cでは許容塑性率の6.7倍に達した状態とみることができる。

(2) 等価剛性及び等価減衰定数

加振中の橋脚の剛性及び減衰定数を知るために、履歴曲線の1サイクルごとに等価剛性及び等価減衰定数を算出した結果が図-10及び11である。供試体で多少異なるが、加振初期には等価剛性は1.2 tf/mm (11.7 kN/mm)程度である。いま、断面寸法から橋脚の剛性を算出する

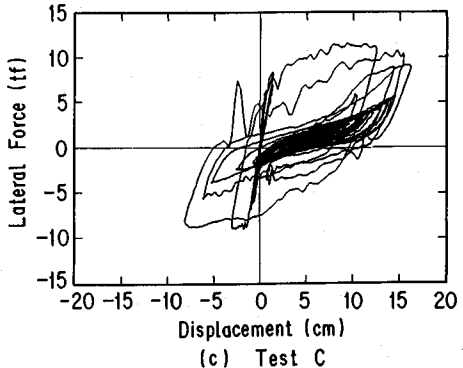
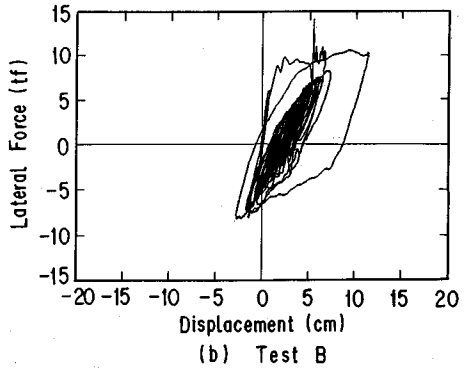
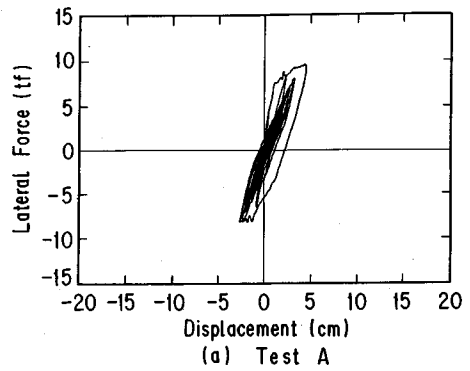


図-8 荷重-変位の履歴曲線

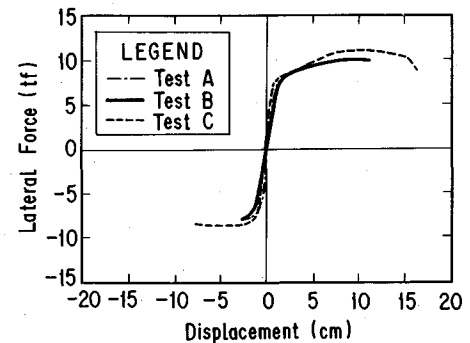
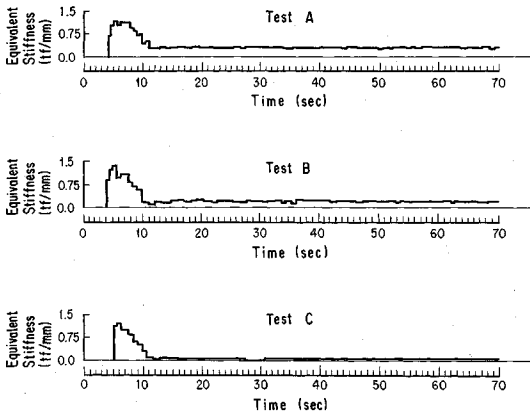
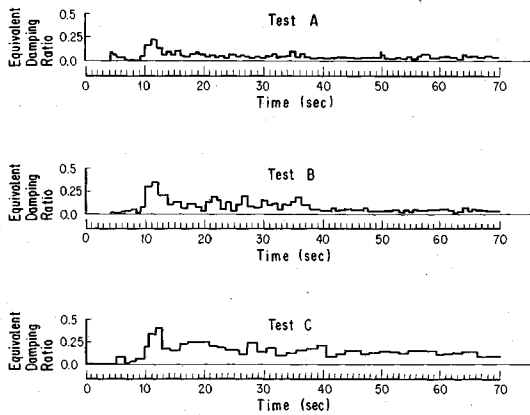


図-9 履歴曲線の包絡線の比較



図—10 等価剛性の時間的变化



図—11 等価減衰定数の時間的变化

と、全断面有効と考えた場合には2.8 tf/mm (27.5 kN/mm)、コンクリートの引張を無視した場合には0.53 tf/mm (5.20 kN/mm)となる。したがって、架設段階で橋脚模型にはすでに部分的にひび割れが生じていたと考えられる。図—10で重要な点は、加振後、実験Aでは8秒程度、実験B及びCでは6秒程度から橋脚の等価剛性が急激に低下し、加振後約10秒、すなわち、入力地震動がピークを迎えるまでにはすでに初期剛性に比較して非常に小さい値に落ち着いている点である。また、いったん等価剛性が低下してからは、その後の載荷では剛性の低下はない。これは、それまでに経験した最大変位を越えなければ、新たな損傷は生じないという鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性によるものである<sup>3)</sup>。

一方、等価減衰定数は、実験A、B、Cのいずれも入力地震動がピークを迎え等価剛性が急激に低下し始める段階から大きくなり始める。これは、橋脚に損傷が生じるにつれて履歴減衰が生じ始めるためである。入力地震動がピークを過ぎてからの等価減衰定数は時間的に一定ではなく、時間経過とともにわずかに低下する。しかし、全体としてみると、入力加速度がピークを過ぎてから後

の等価減衰定数は、実験A、B、Cに対して、それぞれ、0.06、0.13、0.2程度であり、入力強度が大きいくほど大きくなる。

### (3) けたの残留変位

実験B及び実験Cでは、橋脚の応答変位が一方に大きく偏っている。このような残留変位は、加振約10秒後に入力加速度がピークを取ったときに、ほとんど瞬間的に生じている。残留変位は、実験Bでは2.5 cm、実験Cでは5.1 cmで、残留変位後はこれだけ原点からずれた点を中心に模型は振動している。実験Aでは残留変位は3 mm程度と小さいが、これは、実験Aでは、橋脚の最大塑性率が許容塑性率の1.8倍程度であったためである。逆にいうと、許容塑性率の1.8倍程度までの振動であれば、橋脚には著しい残留変位は生じないとみてよい。

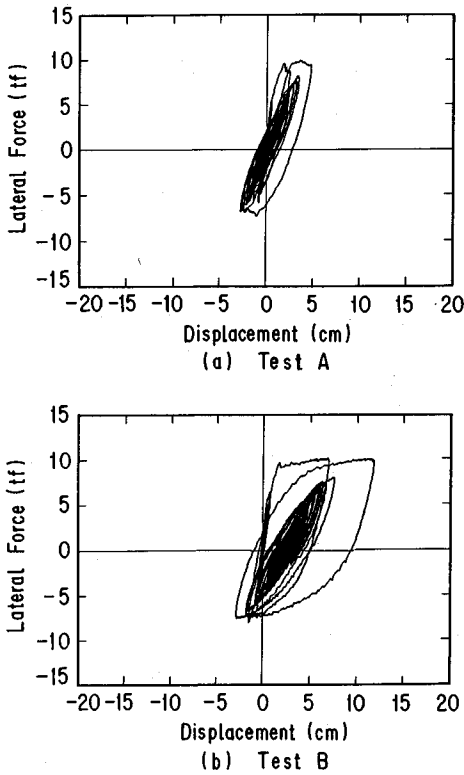
実験B及び実験Cでおもしろいのは、一度残留変位が生じた後は、その後の載荷によって残留変位は大きくならない点である。けたが振動すると、 $P-\Delta$ 効果によって付加的な曲げモーメントが橋脚に作用する。残留変位は、実験Bでは2.5 cm、実験Cでは5.1 cmであるから、付加曲げモーメントは、それぞれ、0.5 tfm (4.9 kNm)、1.02 tfm (10.0 kNm)となる。これを橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さで割れば、この作用位置における等価な水平力を求めることができる。等価水平力は、実験B及び実験Cに対して、それぞれ0.21 tf (2.05 kN)、0.43 tf (4.21 kN)となり、これは、表—3に示した降伏水平耐力 $P_y$ のそれぞれ3%及び5%に過ぎない。 $P-\Delta$ 効果によって生じる付加的な水平力が、降伏水平耐力 $P_y$ の5%程度以下であれば、残留変位の進展は生じないとみてよい。

## 4. 変位制御による強制載荷実験との比較

### (1) 振動実験から求めた橋脚の相対応答変位を作用させた場合

RC橋脚の動的特性を検討するためには、従来、一般に変位制御による強制載荷実験が行われている。強制載荷実験であろうと振動台加振実験であろうと、橋脚に生じる変形が重要なわけであるから、これが同じであれば両実験手法は同じ結果を与えるはずである。ここでは、これを実証するために、変位制御による強制載荷実験を行い、前節に示した振動台加振実験との比較を行った。

実験模型(供試体P-54、P-55)は、断面寸法、主鉄筋及び帯鉄筋の材質、径、配置等、すべて図—3に示した供試体と同じである。ただし、慣性力の作用位置を同じにするため、橋脚頭部の寸法だけは変えている。また、鉄筋の降伏点、降伏ひずみは振動台加振実験に用いた供試体とほとんど同じであるが、実験時期が同一ではないため、コンクリートの圧縮強度だけは23%大きく、367

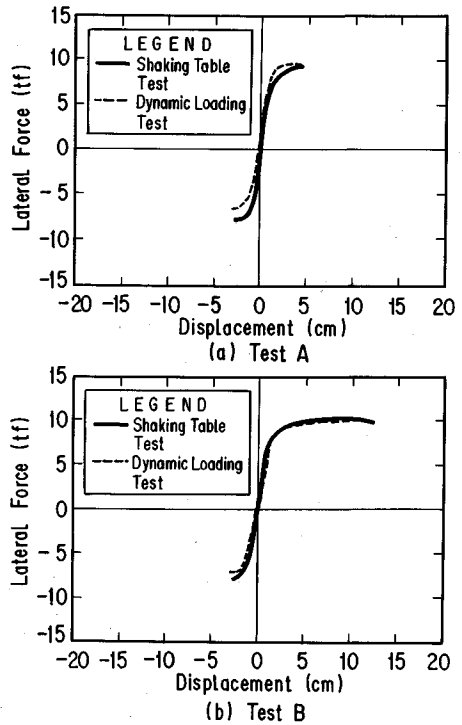


図—12 強制載荷実験による履歴曲線

kgf/cm<sup>2</sup> (35.99 MPa) である。

強制載荷実験では、振動台加振実験から得られたけたの応答相対変位を橋脚頭部に変位制御で強制的に与えた。ただし、実験 C では、振動実験による応答変位がアクチュエーターの能力を越えていたため、実験 A 及び B に対してだけ実験載荷実験を行った。載荷速度は、実験 A では振動台実験と同じにできたが、実験 B ではアクチュエーターの能力から、振動台実験の 1/4 とした。ただし、この程度の載荷速度の違いは、橋脚の動的特性にほとんど影響を与えない<sup>4)</sup>。また、載荷装置の制約からけたの死荷重に相当する軸力は加えることができなかった。これも振動台実験とは異なる点であるが、橋脚に作用する軸力は軸応力度にして 6.3 kgf/cm<sup>2</sup> (0.62MPa) であり、コンクリートの一軸圧縮強度の 2% に過ぎない。この程度の軸力は橋脚の耐力に大きな影響を与えない。

以上のような条件で、強制載荷実験を行った。荷重～変位の履歴曲線が図—12 である。図—8 に示した振動台加振実験と比較すると、良く似ている。図—13 は、履歴曲線の包絡線で両実験を比較したものである。両者にはほとんど差がない。さらに、載荷終了後の供試体の損傷状況としては、表面にクラックが生じたただけであった。実験 A 及び B でも、クラック程度しか生じておらず、



図—13 振動台実験と強制載荷実験による履歴曲線の包絡線の比較

これも振動台実験結果とよく一致している。

このような点から、載荷速度と軸力の 2 点において加振条件が異なっているが、振動台実験と同じ変位を強制載荷実験に用いれば、振動台加振によるか、強制載荷実験によるかといった載荷方法は RC 橋脚の非線形履歴特性に影響を与えないと言える。

(2) 一定振幅変位漸増方式による載荷を行った場合

強制載荷実験では、一般に図—14 に示すような一定振幅変位漸増方式により変位制御で繰り返し荷重を加える。同一変位振幅における荷重繰り返し回数で重要で、これにより橋脚基部が曲げ破壊する場合には動的特性、特にじん性率は変化する<sup>5)</sup>。したがって、このような載荷方式では、橋脚に生じる応答変位を何らかの形で単純化して載荷変位を決める必要があるが、現在までの所、こうした点については有効な提案は行われていない。ここでは、従来一般に行われている一定振幅変位漸増方式による載荷を行い、振動台加振実験結果と比較することとした。

実験供試体 (供試体 P-37) は、4. (1) に示した供試体と同一仕様である。ただし、製作時期が異なるため、コンクリートの一軸圧縮強度は振動台加振実験に用いた供試体より 12% 大きく、335 kgf/cm<sup>2</sup> (32.85 MPa) であり、また、鉄筋の降伏ひずみは 10% 小さく、1,800 μ である。このため、計算上、降伏変位 δ<sub>y</sub> は振動台加振

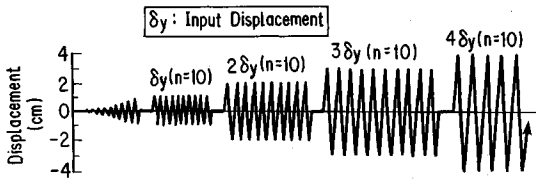


図-14 一定振幅変位漸増載荷

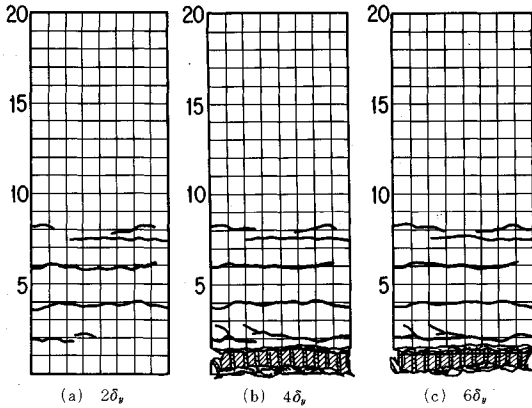


図-15 一定振幅変位漸増載荷による損傷状況

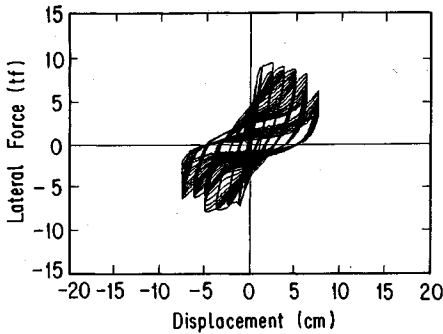


図-16 一定振幅変位漸増載荷による履歴曲線

実験に用いた供試体よりも小さく、12 mm となる。

図-15は、図-14の載荷履歴で、同一変位振幅における繰り返し回数を10回とした場合の損傷の進展を示したものである。また、図-16は、履歴曲線を示したものである。一定振幅変位漸増載荷実験では、応答塑性率が4でかぶりコンクリートが剝離し、応答塑性率が6で主鉄筋が破断し始める。振動台加振実験においては、実験Cでは応答塑性率が12.1に達したにもかかわらず、主鉄筋は破断せず、かぶりコンクリートの剝離程度であった点と比較すると、一定振幅変位漸増載荷実験では振動台加振実験と比較して明らかに損傷の進行が速い。この差は図-17に示す包絡線の比較でも明らかで、振動台加振実験に比べて一定振幅変位漸増載荷実験では、コンクリートの剝離、主鉄筋の破断により、5 cm

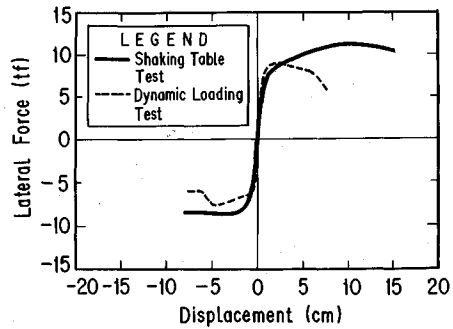


図-17 振動台実験と一定振幅変位漸増載荷実験による履歴曲線の包絡線の比較

表-4 1自由度系モデルの諸元

特性値	実験A	実験B	実験C
等価重量 $W_T$ (tf)	40.6		
等価剛性 $K_v$ (tf/m)	526	501	599
固有周期 $T$ (sec)	0.56	0.57	0.52

程度の小さい変位から荷重が低下し始める。これはある変位に達するまでの載荷履歴の相違によると考えられる。つまり、一定振幅変位漸増載荷実験では各変位を10回ずつ繰り返して、順次、変位を大きくしているのに対して、振動台加振実験では載荷履歴が小さい時点からいきなり最大応答に達している。両者には繰り返し回数という点から大きな差があり、これが損傷の進展や荷重～変位包絡線に大きな影響を与えている。

### 5. エネルギー一定則の適用性の検討

道路橋示方書に規定される地震時保有水平耐力の照査では、エネルギー一定則が用いられている。ここでは、模型振動台実験結果に基づきエネルギー一定則を検討してみよう。このために、橋脚～上部構造系を1自由度系としてモデル化する。まず、弾性応答を求めるために、1自由度系モデルの降伏剛性及び等価重量を求める。降伏剛性  $K_v$  は、表-3に示した振動台加振実験による降伏水平耐力  $P_v$  及び降伏変位  $\delta_v$  から次式によって求める。

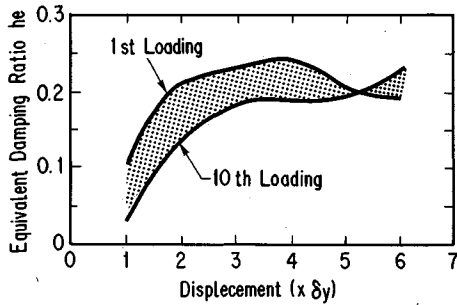
$$K_v = \frac{P_v}{\delta_v} \dots \dots \dots (1)$$

また、等価重量  $W_T$  は、模型が水平方向に支持している上部構造部分の重量  $W_U$  及び橋脚躯体部の重量  $W_P$  から、道路橋示方書に従って次式により求める。

$$W_T = W_U + 0.3W_P \dots \dots \dots (2)$$

降伏剛性  $K_v$  及び等価重量  $W_T$  から、固有周期  $T$  は表-4のように求められる。また、弾性ひずみエネルギー  $E_E$  は、次式によって求められる。

$$E_E = \frac{1}{2} K_v \cdot \delta_E^2 \dots \dots \dots (3)$$



図一18 一定振幅変位漸増载荷による等価減衰定数

表一5 橋脚が最初に降伏変位  $\delta_y$  に達するあたりの等価減衰定数

実験ケース	実験A	実験B	実験C
減衰定数 $h$	0.03	0.06	0.08

ここで、 $\delta_E$  は、橋脚模型の弾性最大応答変位である。 $\delta_E$  は、振動実験から求めることはできないが、振動台の入力がわかっているため、これより橋脚の固有周期  $T$  に対する変位応答スペクトル  $S_D$  として推定することができる。

ただし、1自由度系の弾性応答変位  $S_D$  は、系の減衰定数に依存する。したがって、模型橋が降伏剛性  $K_y$  で弾性応答する場合の減衰定数  $h$  を正しく推定することが重要である。ここでは、図一11から模型橋の減衰定数を推定することとした。すなわち、模型橋脚の降伏変位  $\delta_y$  は表一3のように求められているから、けたの応答変位が最初に  $\delta_y$  に達する時の等価減衰定数を図一11から推定することができる。このようにして求めた等価減衰定数が表一5である。供試体により多少異なるが、等価減衰定数は0.03~0.08の範囲にある。

一方、一定振幅変位漸増载荷実験から求めた図一16の履歴曲線からも等価減衰定数を図一18のように求めることができる。等価減衰定数は、载荷変位振幅が大きくなるにつれて増加するが、降伏剛性  $K_y$  に相当する1  $\delta_y$  载荷の際には、0.03~0.1程度である。1  $\delta_y$  でも等価減衰定数に幅があるのは、同一振幅で10回繰り返して载荷している間に等価減衰定数が変化するためである。このようにして推定した等価減衰定数は、表一5に示した値とほぼ同じ結果を与える。

以上の点から、模型橋の減衰定数は0.03~0.1の範囲にあると考えられる。このため、ここでは模型橋の減衰定数を1%~10%の間で変化させることとした。このようにして求めたけたの最大応答変位  $\delta_E$  及び式(3)により算出した弾性ひずみエネルギーを表一6に示す。

次に、エネルギー一定則により、以下のようにけたの非線形応答変位  $\delta_{EL}$  を算出した。

表一6 模型橋の弾性応答変位  $\delta_E$  及び弾性ひずみエネルギー  $E_E$

特性値	実験ケース	減衰定数			
		1%	2%	5%	10%
弾性応答変位 $\delta_E$ (m)	実験A	0.0303	0.0320	0.0309	0.0257
	実験B	0.0631	0.0563	0.0500	0.0407
	実験C	0.0722	0.0590	0.0477	0.0410
弾性ひずみエネルギー $E_E$ (tfm)	実験A	0.2422	0.2688	0.2514	0.1736
	実験B	0.9968	0.7940	0.6257	0.4155
	実験C	1.5625	1.0421	0.6810	0.5047

$$\int P \delta \cdot d\delta = E_E \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 $P$  : 履歴曲線の包絡線の水平荷重、 $\delta$  : 履歴曲線の包絡線の水平変位、 $E_E$  : 式(3)による弾性ひずみエネルギーである。このようにして式(4)より算出したけたの非線形最大応答変位  $\delta_{EL}$  を表一7に示す。ここには、振動実験で実際にけたに生じた最大応答変位  $\delta_{EX}$  も示している。振動実験では、桁に残留変位が生じたため、この残留変位を含めた値を最大応答変位と考えた場合と、この残留変位分を差し引いた値を最大応答変位と考えた場合に分けて  $\delta_{EL}/\delta_{EX}$  を示している。

表一7によれば、桁の残留変位を含めた場合には、橋の減衰定数が1%程度と非常に小さい値を仮定しないと、エネルギー一定則による非線形最大応答変位  $\delta_{EL}$  は実験による最大応答変位  $\delta_{EX}$  と一致しない。模型橋の減衰定数は、0.03~0.1と推定されるが、この下限値に近い減衰定数2%を仮定した場合には、 $\delta_{EL}/\delta_{EX}$  は0.83(実験A)、0.84(実験B)、0.68(実験C)とある程度一致する。しかし、模型橋の減衰定数を5%と仮定すると、 $\delta_{EL}/\delta_{EX}$  は0.79(実験A)、0.69(実験B)、0.48(実験C)となり、エネルギー一定則による  $\delta_{EL}$  は実験による  $\delta_{EX}$  を30%~50%程度過小に評価する。

残留変位は橋脚模型の損傷によるものであり、エネルギー一定則で考えている等価性とは別に扱うべきものであると考えて、残留変位分を差し引いて最大応答変位を評価した場合には、模型橋の減衰定数を2%程度と仮定すれば、 $\delta_{EL}/\delta_{EX}$  は0.89(実験A)、1.08(実験B)、0.99(実験C)となり、 $\delta_{EL}$  は  $\delta_{EX}$  と比較的良好に一致する。また、この場合には、模型橋の減衰定数を5%と仮定しても、 $\delta_{EL}/\delta_{EX}$  は0.85(実験A)、0.87(実験B)、0.69(実験C)となり、 $\delta_{EL}$  は  $\delta_{EX}$  を15%~30%過小評価するが、上述した残留変位を含んだ場合よりもかなり精度は向上する。

けたの最大応答変位として、残留変位を含めるべきかこれを差し引くべきかにはいろいろの議論があるが、耐震設計上は、RC橋脚が非線形域にはいれば残留変位が生じるという点が極めて重要である。これは、じん性があれば地震力は下げられるかもしれないが、地震後の復旧に大きな影響を及ぼす残留変位の存在を忘れてはなら



表-7 エネルギー一定則の適用性

実験ケース	エネルギー一定則の精度	減衰定数			
		1%	2%	5%	10%
実験A	弾性応答変位 $\delta_E$ (m)	3.03	3.20	3.09	2.57
	エネルギー一定則で求められる等価変位 $\delta_{EL}$ (cm)	3.45	3.74	3.55	2.69
	実験値 $\delta_{EX}$ (cm)	4.5(4.2)			
	$\delta_{EL}/\delta_{EX}$	0.77(0.82)	0.83(0.89)	0.79(0.85)	0.60(0.64)
実験B	弾性応答変位 $\delta_E$ (m)	6.31	5.63	5.00	4.07
	エネルギー一定則で求められる等価変位 $\delta_{EL}$ (cm)	11.75	9.57	7.73	5.38
	実験値 $\delta_{EX}$ (cm)	11.4(8.9)			
	$\delta_{EL}/\delta_{EX}$	1.03(1.32)	0.84(1.08)	0.69(0.87)	0.47(0.60)
実験C	弾性応答変位 $\delta_E$ (m)	7.22	5.90	4.77	4.10
	エネルギー一定則で求められる等価変位 $\delta_{EL}$ (cm)	15.80	11.07	7.78	6.12
	実験値 $\delta_{EX}$ (cm)	16.3(11.2)			
	$\delta_{EL}/\delta_{EX}$	0.97(1.41)	0.68(0.99)	0.48(0.69)	0.38(0.55)

注) ( )内は、残留変位を差し引いた桁の最大応答変位

表-8 変位一定則の適用性

実験ケース	変位一定則の精度	減衰定数			
		1%	2%	5%	10%
実験A	弾性応答変位 $\delta_E$ (m)	3.03	3.20	3.09	2.57
	変位一定則で求められる等価変位 $\delta_{EL}$ (cm)	3.03	3.20	3.09	2.57
	実験値 $\delta_{EX}$ (cm)	4.5(4.2)			
	$\delta_{EL}/\delta_{EX}$	0.67(0.72)	0.71(0.76)	0.69(0.74)	0.57(0.61)
実験B	弾性応答変位 $\delta_E$ (m)	6.31	5.63	5.00	4.07
	変位一定則で求められる等価変位 $\delta_{EL}$ (cm)	6.31	5.63	5.00	4.07
	実験値 $\delta_{EX}$ (cm)	11.4(8.9)			
	$\delta_{EL}/\delta_{EX}$	0.55(0.71)	0.49(0.63)	0.44(0.56)	0.36(0.46)
実験C	弾性応答変位 $\delta_E$ (m)	7.22	5.90	4.77	4.10
	変位一定則で求められる等価変位 $\delta_{EL}$ (cm)	7.22	5.90	4.77	4.10
	実験値 $\delta_{EX}$ (cm)	16.3(11.2)			
	$\delta_{EL}/\delta_{EX}$	0.44(0.64)	0.36(0.53)	0.29(0.43)	0.25(0.37)

注) ( )内は、残留変位を差し引いた桁の最大応答変位

ないためである。このため、残留変位を含んだ上で橋脚に生じる最大応答変位を推定する方が合理的であると考えられる。こういう観点からみれば、模型橋の減衰定数として中間値の5%程度を仮定すると、エネルギー一定則による非線形最大応答変位  $\delta_{EL}$  はけたに実際に生じる最大応答変位  $\delta_{EX}$  を30%~50%程度過小評価する可能性があることに留意しておかなければならない。

構造物の非線形応答の近似推定法としては、エネルギー一定則と並んで変位一定則がある。変位一定則により  $\delta_{EL}$  を算出し、これと実験値  $\delta_{EX}$  を比較した結果が表-8である。この場合には、エネルギー一定則よりもけたの変位をはるかに過小評価する。橋の減衰定数を5%と仮定すると、 $\delta_{EL}/\delta_{EX}$  は0.69(実験A), 0.44(実験B), 0.29(実験C)と非常に小さい。けたの残留変位を差し引いても、 $\delta_{EL}/\delta_{EX}$  は0.74(実験A), 0.56(実験B), 0.43(実験C)と30%~60%も過小評価する。このような点から、変位一定則の適用性は低いというこ

とができる。

## 6. 結 論

RC橋脚の非線形域における動的特性を検討すると同時に、載荷方法の影響、等価エネルギー法の適用性を検討するために、振動台加振実験及び強制載荷実験を行った。本実験から得られた結論は、以下の通りである。

1) 設計水平震度を0.15として震度法により耐震設計したRC橋脚模型に、図-2の応答スペクトル特性を有する最大加速度が275 gal(実験A), 360 gal(実験B), 402 gal(実験C)の入力を作用させると、最大応答塑性率がそれぞれ3.17, 7.33, 12.1の応答が生じる。けたに生じる最大加速度は、実験A, B, Cに対してそれぞれ216 gal, 231 gal, 238 galであり、入力地震動によってほとんど変化しない。

2) 橋脚の等価剛性は、加振初期の段階で急激に低下し、入力地震動がピークを迎えるまでには初期剛性に比

較して非常に小さい値に落ち着く。入力地震動がピークを過ぎてからは、等価剛性はこの小さい値からほとんど変化しない。これに対して、等価減衰定数は、橋脚に損傷が生じ等価剛性が低下し始める頃から大きくなり始める。

3) 加振後に橋脚には残留変位が残る。残留変位は、入力地震加速度が最大となった直後に、ほぼ瞬間的に生じ、その後はこれだけ原点からずれた点を中心にして橋脚は振動する。一度残留変位が生じてからは、その後の加振によって残留変位は増加しない。

4) 実験Cでは、最大応答塑性率が12.1に達したにもかかわらず、損傷は橋脚基部におけるコンクリートの剝離や主鉄筋の面外座屈程度である。一定振幅変位漸増方式による載荷では、応答塑性率が4でかぶりコンクリートの剝離が、また、応答塑性率が6で主鉄筋の破断が生じる。振動台加振実験と一定振幅変位漸増法による損傷の違いは、荷重の繰り返し回数異なるためである。

5) 振動台加振実験によって得られた橋脚の相対応答変位を変位制御のもとで橋脚に強制載荷した場合には、振動台加振実験と同じ履歴特性が得られる。橋脚に作用する変位が同じであれば、振動台実験によるか強制載荷実験によるかといった載荷方法はRC橋脚の履歴特性に影響しない。

6) エネルギー一定則で推定したけたの非線形最大応答変位  $\delta_{EL}$  は振動台実験で得られる最大応答変位  $\delta_{EX}$  を最大で50%程度過小評価する。ただし、残留変位を差し引いた最大応答変位を  $\delta_{EX}$  とみなせば、エネルギー一定則による  $\delta_{EL}$  は  $\delta_{EX}$  をよく近似する。

7) 6)と同様にして変位一定則の適用性を検討すると、変位一定則はけたに生じる最大応答変位を著しく過小に評価する。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書，Ⅳ下部構造編，Ⅴ耐震設計編，1990年。
- 2) 佐伯彰一 他：第9章 橋梁関係の被害，1978年宮城県沖地震震害調査報告書，土木研究所報告，第159号，1983年3月。
- 3) Kawashima, K. and Koyama, T. : Effect of Cyclic Loading Hysteresis on Dynamic Behavior of Reinforced Concrete Bridge Piers, Proc. JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.5, No.2, 1988.
- 4) 川島一彦他：RC橋脚の動的特性の及ぼす載荷速度の影響，土木技術資料，Vol.29-12，1987年11月。
- 5) Kawashima, K. and Koyama, T. : Effect of Number of Loading Cycles on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Bridge Piers, Proc. JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.5, No.1, 1988.

(1993.3.30 受付)

## EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON NONLINEAR SEISMIC RESPONSE OF BRIDGE COLUMNS AND ACCURACY OF EQUAL ENERGY ASSUMPTION

Kazuhiko KAWASHIMA and Kinji HASEGAWA

A series of loading tests was made for studying nonlinear behavior of reinforced concrete bridge columns subjected to a significant earthquake. Three types of loading schemes were adopted for six specimens. It was found that the specimens subjected to ground motion in the shaking table tests show considerable different response and failure mechanism with the loading test with the step-wise displacement control. The loading scheme especially the number of loading for each loading step is extremely important. Accuracy of the equal energy assumption and the equal displacement assumption which are often adopted in evaluating nonlinear displacement from elastic response was clarified based on the shaking table test results.