

# 論文 大地震を受ける RC 2 層ラーメン橋脚の地震応答性状

神山貴男<sup>\*1</sup>・睦好宏史<sup>\*2</sup>・町田篤彦<sup>\*3</sup>・岩田道敏<sup>\*4</sup>

**要旨：**本研究は、阪神大震災において被害を受けた新幹線 RC2 層ラーメン橋脚の地震応答性状を解明することを目的としたもので、実構造物を模した RC 2 層ラーメン橋脚を 5 体作製し、仮動的実験を行った。その結果、中層梁の韌性率の大きさは構造物全体の応答性状に大きな影響を及ぼさないこと、柱のせん断耐力が曲げ耐力を下回る場合には、一部材の破壊ではすます、構造物全体が崩壊する可能性があること等が明らかとなった。

**キーワード：**RC2 層ラーメン橋脚、仮動的実験、地震応答性状、韌性

## 1. はじめに

阪神大震災において、多くのコンクリート構造物に甚大な被害が生じた。独立柱式橋脚の場合には、ある箇所にヒンジが発生し破壊が生じると、構造物全体の崩壊につながる。一方、ラーメン橋脚のような不静定構造物では、一般に、一部材の破壊が即構造物全体の崩壊に至ることは稀であると考えられてきた。しかし、今回の地震ではいくつかの RC ラーメン橋脚が崩壊するという大被害が生じた。これまで、RC ラーメン橋脚の耐震設計を行なう場合、部材の耐力と韌性をどのように考えればよいか、また、破壊順序と崩壊形式をどのようにすればよいか等に関してはほとんど明らかにされていなかった。このようなことから、今回の震災を契機として、ラーメン橋脚においても上記の問題点を早急に解明しておく必要がある。本研究は、阪神大震災で被災した RC 構造物の中から、新幹線に用いられている 2 層ラーメン橋脚を対象にして、1) 崩壊した構造物の地震応答性状、2) 各部材の韌性率が構造物全体の応答性状におよぼす影響、3) 崩壊形式が構造物全体の挙動におよぼす影響等を、小型 RC 2 層ラーメン供試体を用いた仮動的実験と応答解析から明らかにしようとするものである。

## 2. RC2 層ラーメンを対象とした仮動的実験

### 2.1 供試体の形状、寸法

実験に用いた RC2 層ラーメン橋脚の形状および寸法を図-1 に示す。供試体 No. A-1 ~ A-4 は、既設の山陽新幹線に用いられている RC 2 層ラーメン橋脚の形状、寸法を約 1/6 に縮小したものである。供試体 B-1 は断面寸法を A シリーズの 3 割増しにしたもので、地震力に対し、耐力で抵抗するように設計したものである。供試体 A-1 は既設構造物の引張鉄筋比と帶鉄筋比にはほぼ等しくなるように配筋したもので、柱の主鉄筋には D13、梁の主鉄筋には D13、柱の帶鉄筋には D3 をそれぞれ使用した。この場合柱の帶鉄筋比は上下端部で 0.10 %、中間部で 0.05 % となる。供試体 A-2 から A-4 については、中層梁の耐力と韌性率が構造物全体の応答性状に与える影響を調べる目的で、中層梁の配筋のみを変化させた。上層梁、柱部材の帶鉄筋比は 1.1 % とし、せん断破壊が生じないようにした。供試体 A-2 の中層梁の帶鉄筋比は 1.1 % で、大きな韌性能を付与させるようにした。供試体 A-3 は中層梁がせん断破壊を生じるように、帶鉄筋比を 0.07

\*1 埼玉大学大学院 理工学研究科建設工学専攻、工修（正会員）

\*2 埼玉大学教授 工学部建設工学科、工博（正会員）

\*3 埼玉大学教授 工学部建設工学科、工博（正会員）

\*4 東日本旅客鉄道（株） 建設工事部 構造技術 PT、工修（正会員）

%とした。供試体 A-4 は中層梁の耐力を大きくして、柱に曲げ破壊が生じるようにしたものである。配筋の詳細を表-1 に示す。また、各供試体の各部材の曲げおよびせん断耐力の計算値を表-2 に示す。

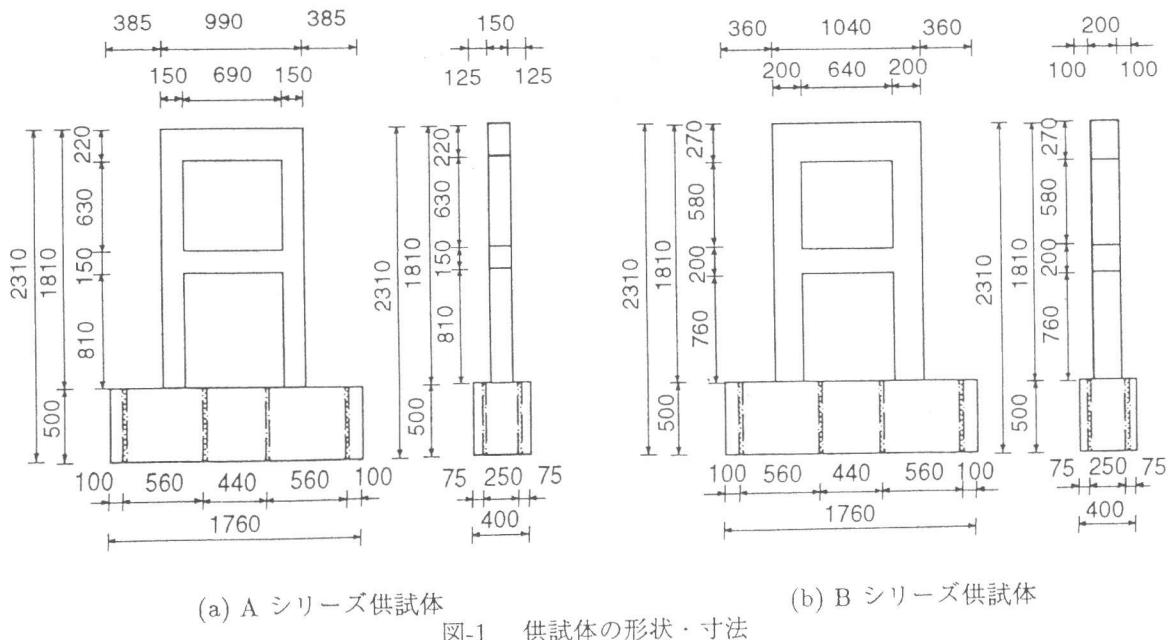


表-1 上層梁、中層梁、柱の配筋

Specimen	2nd Story Girder		1st Story Girder		Column	
	LR* ( $P_t$ )	SR ** ( $P_w$ )	LR ( $P_t$ )	SR ( $P_w$ )	LR ( $P_t$ )	SR ( $P_w$ )
A-1	4-D13 (1.2)	D6@80 (0.5)	4-D13 (1.4)	D6@90 (0.5)	4-D13 (1.4)	D3@200 (0.05)
A-2	4-D13 (1.2)	D6@40 (1.1)	4-D13 (1.4)	D6@40 (1.1)	4-D13 (1.4)	D6@40 (1.1)
A-3	4-D13 (1.2)	D6@40 (1.1)	4-D13 (1.4)	D3@150 (0.07)	4-D13 (1.4)	D6@40 (1.1)
A-4	4-D13 (1.2)	D6@40 (1.1)	6-D13 (2.1)	D6@30 (1.4)	4-D13 (1.4)	D6@40 (1.1)
B-1	6-D13 (1.1)	D6@30 (1.1)	4-D13 (0.9)	D6@60 (0.5)	4-D13 (0.9)	D6@50 (0.6)

\* Longitudinal Reinforcement, \*\* Shear Reinforcement

$P_t$  : Tensile Reinforcement Ratio (%),  $P_w$  : Shear Reinforcement Ratio (%)

表-2 上層梁、中層梁、柱の曲げ及びせん断耐力の計算値

Specimen	2nd Story Girder		1st Story Girder		Column	
	FS *	SS **	FS	SS	FS	SS
A-1	14.4	79.3	9.1	49.2	9.2	27.9
A-2	14.4	121.5	9.1	80.8	9.2	79.4
A-3	14.4	121.5	9.1	29.4	9.2	79.4
A-4	14.4	121.5	13.0	102.9	9.2	79.4
B-1	26.8	168.5	13.8	89.2	14.0	93.8

\* Flexural Strength (kN-m), \*\* Shear Strength (KN)

## 2.2 仮動的実験概要

RC2 層ラーメン供試体の地震応答性状を実験から求めるために、仮動的実験 [1] を行った。実験では、1 層部に集約される質量は 2 層部におけるものと比べて著しく小さいため、RC2 層ラーメン橋脚全体を一質

点系と考え、上層梁にアクチュエーターで載荷を行った。実験は、コンピューター内で地震応答計算を行い、その結果得られた変位を供試体に与えた。コンピューターとアクチュエーターは A/D 及び D/A 変換を通してオンラインで結ばれ、構造物全体の地震応答性状は地震波継続時間にわたって自動的に得ることができる。なお、コンピューター内で仮定した質量 (6750kg) は、橋脚柱下端の軸応力が実構造物とほぼ等しくなる (1.47MPa) ような質量と、さらに、上層梁の質量と二層柱の層高の半分までの質量を加えたものとした。なお、減衰は履歴減衰が支配的であることから、 $h=0$  とした。数値積分法は、積分条件が非常に緩やかなオペレータースプリッティング法 [2] を用いた。

### 2.3 入力地震波

仮動的実験に用いた入力地震波はすべての実験において Kobe 1995NS 成分とし、橋軸直角方向に入力した。供試体の寸法は実構造物の約 1/6 であるが、供試体の入力地震波に対する周期特性が実構造物の実地震波に対するものとほぼ等しくなるようにするために、ここでは実地震波の時間軸を 1/2 に縮小し、最大加速度を 0.8G にして用いた。

## 3. 仮動的実験結果

### 3.1 ベースシャー-変位曲線

仮動的実験の結果、各供試体から得られたベースシャー-変位曲線を図-2 に示す。供試体 A-1 は、正側で 40.9mm、負側で 74.5mm の最大応答変位を示した。また、最大耐力は正側で 41.4kN、負側で 43.8kN で、耐力の低下は生じなかった。剛性が変化した点をみかけの降伏変位とすると、正側、負側ともに 15mm となり、最大応答塑性率は正側で約 2.7、負側で 5.0 であった。供試体 A-1 は被害を受けた構造物を模したもので、柱にせん断破壊が生じるように設計を行ったが、地震波入力時間内にせん断破壊は生じなかった。これは、供試体の柱部材においてせん断に対する曲げの耐力比が実構造物と比較して若干大きかったためであると考えられる。供試体 A-2 については、正側で 39.1mm、負側で 75.3mm の最大応答変位を示し、最大耐力は正側で 41.4kN、負側で 45.5kN であった。供試体 A-2 の破壊形式はすべての部材において韌性に富む曲げ降伏型で、耐力の低下は生じなかった。降伏変位を上記と同様に定義すると、この場合も 15mm となり、応答塑性率は正側で 2.6、負側で 5.0 であった。供試体 A-3 は、中層梁にせん断破壊が生じることを想定したもので、最大応答変位は正側で 28.1mm、負側で 77.0mm を示した。また、最大耐力は正側で 40.8kN、負側で 48.0kN であった。部材の破壊形式は中層梁にせん断ひび割れが生じ、他の部材は曲げ降伏型の破壊形式である。しかし、構造物の耐力の低下は生じず、A-1 と同様の応答性状を示した。降伏変位は同様の方法で定義すると 15mm となり、最大応答塑性率は正側で 1.9、負側で 5.1 となった。供試体 A-4 は、柱部材から曲げ降伏するように設計したもので、正側で 25.1mm、負側で 78.2mm の最大応答変位を示した。また、最大耐力は正側で 46.0kN、負側で 52.8kN で、耐力が低下せず他の A シリーズの供試体と同様であった。しかしながら、中層梁の耐力を強くしたために全体の耐力は正側、負側両方において向上した。降伏変位は同様の方法で定義すると 15mm となり、応答塑性率は正側で 1.7、負側で 5.2 と供試体 A-3 とはほぼ同様の結果となった。このように、部材の耐力と韌性率を変えて破壊形式を変化させても、構造物全体の応答性状はほとんど変わらなかった。しかしながら、供試体 B-1 はいわゆる耐力型の構造物を想定したので、断面寸法を 30% 増やすことによって、他供試体 (A-2~A-4) に比べて、柱の曲げ耐力を約 5 割、せん断耐力を約 2 割増大させたものである。この結果、最大応答変位は正側で 19.0mm、負側で 37.6mm で、降伏変位は同様の方法で定義すると 10mm となり、最大応答塑性率は正側は 1.9、負側で 3.8 であった。また、最大耐力は正側で 71.3kN、負側で 60.1kN であった。すなわち、明らかに損傷程度は小さくなった。

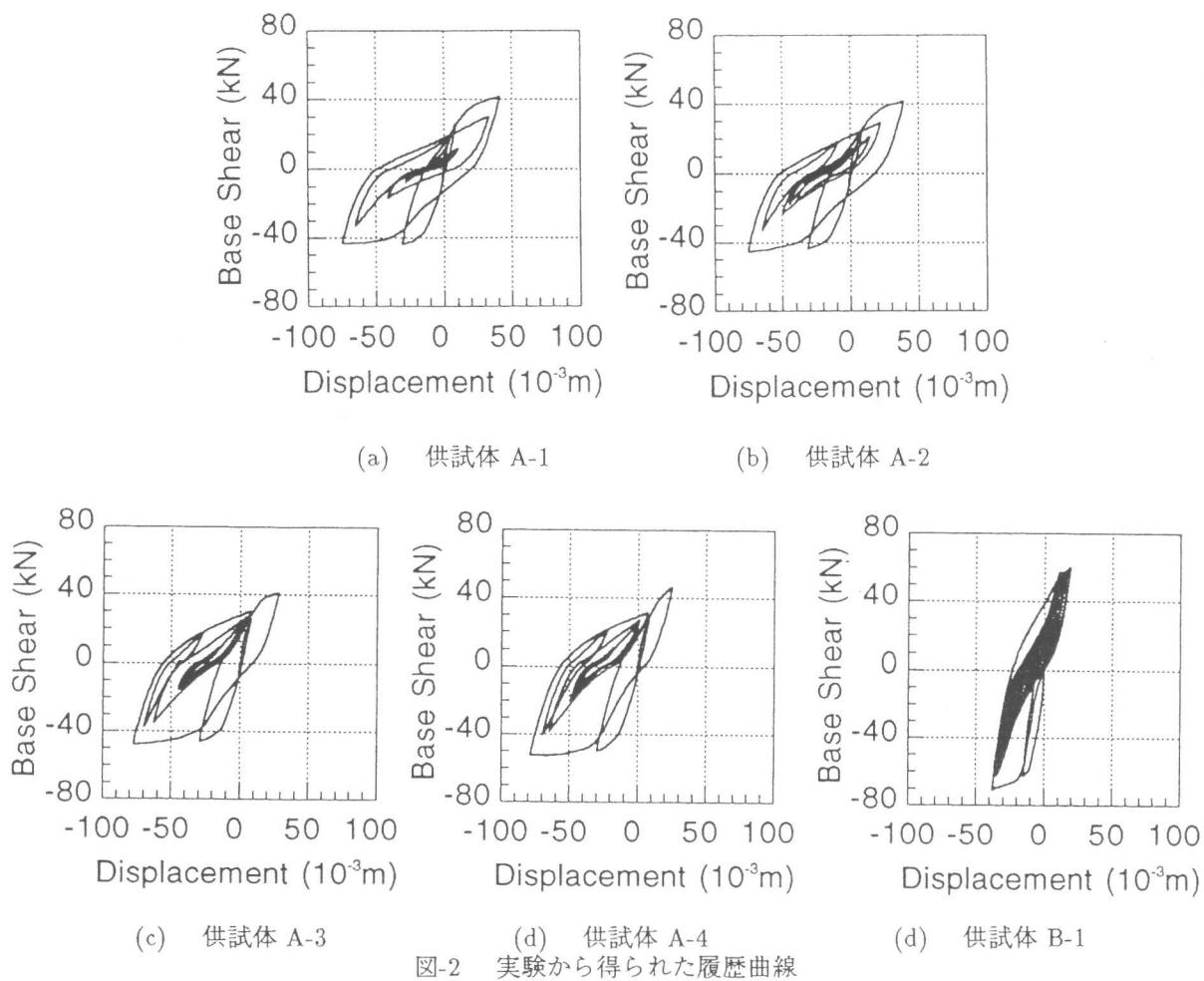
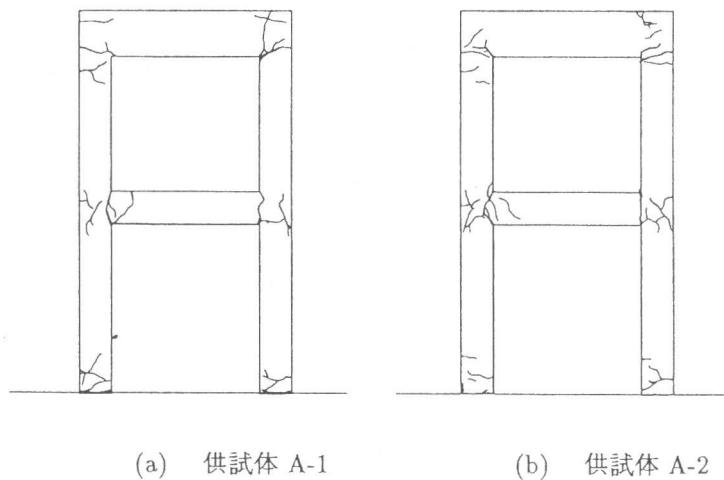
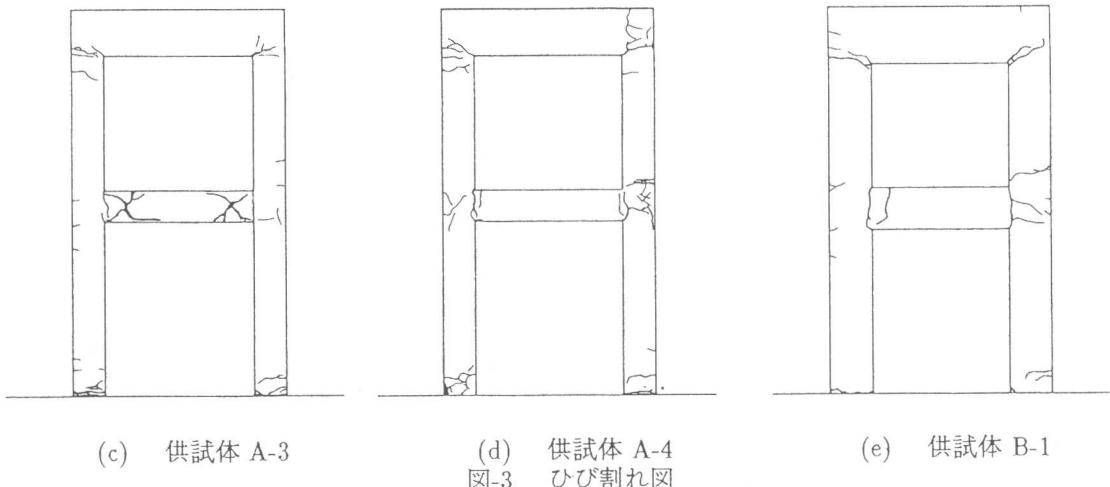


図-2 実験から得られた履歴曲線

### 3.2 ひび割れ状況

仮動的実験により地震波を受けた各供試体のひび割れ状況を図-3に示す。供試体A-1と供試体A-2では柱の帶鉄筋比が大きく異なるものの、ひび割れ状況はほぼ同様で、中層梁と柱の接合部、および柱の上下端にひび割れが生じた。しかしながら、A-2では中層梁と柱の接合部にも多くのひび割れが発生した。それと比較してA-3では中層梁の帶鉄筋比が小さいため、中層梁の両端にはせん断ひび割れが発生した。中層梁に

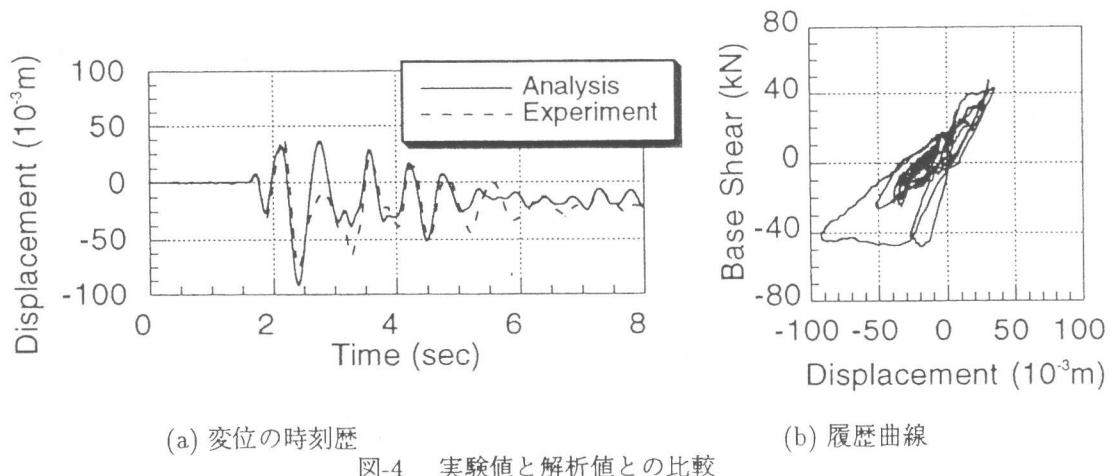




損傷が集中したため、柱と梁の接合部にはひび割れが生じなかった。供試体 A-4 は、中層梁と柱の付け根にひび割れが生じたが、右側の 2 層柱の下端部にもひび割れが発生した。これは、供試体 A-4 の中層梁の耐力が高いためである。供試体 B-1 は、中層梁の基部に大きな曲げひび割れが発生した。また、上層梁と 2 層柱の接合部に大きなひび割れが発生したもの、1 層柱下端にはほとんどひび割れが生じなかった。

#### 4. 解析との比較

部材の力学モデルについては、建築物のフレーム解析に一般に用いられている非線形バネモデルを材端に集約した材端バネモデル [3] を用いた。解析結果の一例として、供試体 A-2 の変位の時刻歴の解析値および実験値、さらにベースシャー-変位曲線の解析値を図-4 に示す。このように、解析値は実験値とよく一致していることが分かる。次に同様の解析手法 [4] を用いて、山陽新幹線に用いられている実構造物 [5] の橋軸直角方向に、1995 Kobe NS 成分（最大加速度 818gal）を入力して解析を行った。図-5 は、時刻歴とベースシャー-変位曲線の計算結果を示したものである。ベースシャーが 2MN を超え、変位が 10cm を超えたあたりから急激に耐力が低下することが明らかとなった。この理由として山陽新幹線の RC ラーメン高架橋の柱の耐力比（せん断耐力/曲げ耐力）は 1 に比べてかなり小さいため、山陽新幹線高架橋の応答解析においては、1 層柱の下端部分がせん断破壊して、構造物全体の耐力が低下した。計算によれば、地震発生後 5 秒程度で構造物は崩壊することになる。



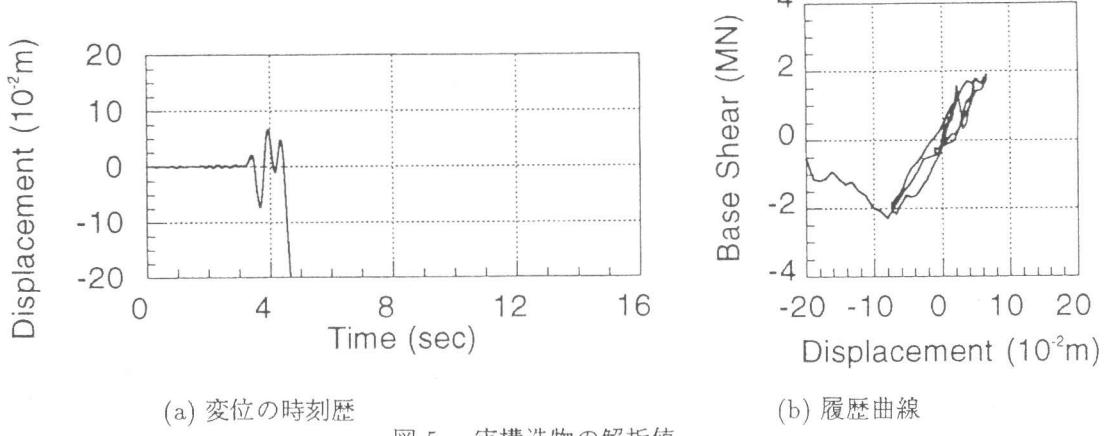


図-5 実構造物の解析値

## 5.まとめ

RC2層ラーメン橋脚において、各部材の耐力と韌性が構造物全体の応答性状に及ぼす影響を明らかにするために、仮動的実験を行った。さらに応答解析により被害を受けた実構造物の応答性状についても検討した。本研究の範囲内から、以下のことが結論される。

- 1) RC2層ラーメン橋脚において、柱にせん断破壊が生じないならば、残りの各構成部材の耐力および韌性率が構造物全体の応答性状に及ぼす影響は、今回用いた地震波ではそれ程大きくないことが明らかとなった。
- 2) RC2層ラーメン橋脚において、曲げおよびせん断耐力を増大させた場合（ここでは柱部材の場合には曲げ耐力を約5割、せん断耐力を約2割増大させた）、地震による損傷はかなり小さくなつた。
- 3) 崩壊した実構造物の応答解析結果から、構造物の崩壊は柱にせん断破壊が生じ、地震発生後数秒で崩壊に至つたと推測される。

## 謝辞

本研究を遂行するに当たり、JR 東日本の石橋忠良氏、鎌田則夫氏、埼玉大学助教授タンゾ・ウィリアム氏より貴重なご助言を頂いた。また、実験を行うに当たって保坂勲君（現埼玉大学大学院）、元卒論生の掛川尚郎君（現前田建設工業）、元卒論生の山口大輔君（現建設技術研究所）には多大な協力を得た。ここに記して、感謝する次第である。

## 参考文献

- 1) 貞末和宏・睦好宏史・William TANZO・町田篤彦：サブストラクチャー仮動的実験によるRC2層ラーメン橋脚の地震時弾塑性応答、コンクリート工学論文報告集、Vol.16、No.2、pp.1118-1124、1993.6
- 2) 中島正愛・石田雅俊・安藤和博：サブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法、日本建築学会構造系論文報告集、第417号、pp.107-117、1990.11
- 3) Giberson, M.F. : Two Nonlinear Beams with Definition of Ductility, Proc. ASCE, vol.95, No.ST2, 1969
- 4) 町田篤彦・睦好宏史・鶴田和久：地震力を受ける鉄筋コンクリートラーメン構造物の弾塑性応答に関する研究、土木学会論文集、第378号/V-5、pp.117-126、1987.2
- 5) 国鉄山陽新幹線設計資料