

# 2方向地震力を受けるRC部材の曲げ 降伏後のせん断耐力と靱性

(08650526)

平成8年度～平成9年度科学研究費補助金（基盤研究(C)(2)）研究成果報告書

平成10年3月

埼玉大学附属図書館

998000593

埼玉大学

研究代表者 陸好宏史  
(埼玉大学工学部教授)

平成8年度～平成9年度科学研究費補助金（基盤研究(C)(2)）研究成果報告書

課題番号：08650526

研究字課題名：2方向地震力を受けるRC部材の曲げ降伏後のせん断耐力と靱性

研究組織

研究代表者：睦好宏史（埼玉大学工学部教授）

研究分担者：タンゾ ウィリアム（埼玉大学工学部助教授）

研究経費

平成8年度： 1,300千円

平成9年度： 800千円

研究発表

- (1) 神山貴男・睦好宏史・町田篤彦・岩田道敏：大地震を受ける2層RCラーメン橋脚の地震応答性状、コンクリート工学年次論文集, Vol.18, No.2, pp.281-286, 1996
- (2) 保坂勤・睦好宏史・稲田文展：プレストレストコンクリート高架橋におけるPC桁の地震応答性状、コンクリート工学年次論文集, Vol.19, No.2, pp.159-164, 1997
- (3) N.Gupta, H. Mutsuyoshi, W. Tanzo and A. Machida: Enhancement of Seismic Resistance of RC Pier in Continuous Girder Bridge by Viscoelastic Devices, Symposium on Seismic Technology for Concrete Structures, JCI, pp.277-282, 1997
- (4) W. Zatar, H. Mutsuyoshi, W. Tanzo and I. Hosaka : Dynamic Response Behavior of Prestressed Concrete Viaduct Under Severe Earthquake, Proc. of the Japan Concrete Institute, Vol.19, No.2, pp.429-434, 1997
- (5) W. Zatar and H. Mutsuyoshi : Dynamic Response Behavior of Prestressed Concrete Viaduct Under Severe Earthquake, Proc. of the Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Facilities, pp.239-248, 1997

# 目次

## 第1章 序論

1.1 研究の背景	1
1.2 本研究の目的	2
1.3 研究の手順	2
1.4 既往の研究	3
参考文献	9

## 第2章 2方向外力载荷実験

2.1 概要	10
2.2 2台のアクチュエーターを用いた実験システム	11
2.3 供試体の形状、寸法	14
参考文献	16
図・表	17

## 第3章 1方向及び、2方向正負交番外力を受けるRC部材の応答性状

3.1 概要	31
3.2 実験概要	31
3.3 2方向正負交番外力を受けるRC部材の挙動	33
3.4 まとめ	36
参考文献	37
図・表	38

## 第4章 仮動的実験による2方向地震力を受けるRC部材の応答性状

4.1 概要	53
4.2 2方向仮動的実験システム	
4.2.1 仮動的実験システム	54
4.2.2 2方向地震入力仮動的実験	55
4.3 実験概要	
4.3.1 入力地震波	56
4.3.2 実験概要	56
4.4 弾塑性応答性状	57
4.5 まとめ	61
図・表	62

## 第5章 2方向地震力を考慮した耐震設計法

5.1	概要	108
5.2	地震応答解析	
5.2.1	地震応答解析手法	108
5.2.2	1方向地震応答解析	109
5.2.3	2方向地震応答解析への拡張	110
5.3	耐震設計法への提案	111
	図・表	112

## 第6章 結論

6	結論	128
---	----	-----

### 発表論文

- (1) 神山貴男・睦好宏史・町田篤彦・岩田道敏：大地震を受ける2層RCラーメン橋脚の地震応答性状、コンクリート工学年次論文集, Vol.18, No.2, pp.281-286, 1996..... 129
- (2) 保坂勤・睦好宏史・稲田文展：プレストレストコンクリート高架橋におけるPC桁の地震応答性状、コンクリート工学年次論文集, Vol.19, No.2, p p.159-164, 1997..... 135
- (3) N.Gupta, H. Mutsuyoshi, W. Tanzo and A. Machida:Enhancement of Seismic Resistance of RC Pier in Continuous Girder Bridge by Viscoelastic Devices, Symposium on Seismic Technology for Concrete Structures, JCI,pp.277-282, 1997..... 141
- (4) W. Zatar, H. Mutsuyoshi, W. Tanzo and I. Hosaka :Dynamic Response Behavior of Prestressed Concrete Viaduct Under Severe Earthquake, Proc. of the Japan Concrete Institute, Vol.19,No.2,pp.429-434, 1997..... 147
- (5) W. Zatar and H. Mutsuyoshi : Dynamic Response Behavior of Prestressed Concrete Viaduct Under Severe Earthquake, Proc. of the Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Facilities, pp.239-248, 1997..... 153

## 第1章 序論

### 1.1 研究の背景

我が国はその有史以来、大きな地震により様々な災害を被ってきた有数の地震国であり、このために、鉄筋コンクリート（以下、RCと略記）構造物の合理的な耐震設計法および耐震診断法を確立する必要があることは周知の通りである。現在の耐震設計法では地震力を考慮する場合に、地震の入力方向としては一般的に水平方向のみを考慮すればよく、鉛直方向の地震力は必要に応じて水平方向の1/2程度の大きさとして考慮すればよいことになっている。また水平方向の地震力は一般に水平構造物の任意の方向に作用するが、地震力を構造物の直交する2方向に同時に作用することとして計算することは煩雑であり、地震動を過大に評価することになる。従って、一般に水平方向（例えば軸方向と軸直角方向）で独立に安全性の検討を行ってよい [1] ことになっている。

しかしながら、日本では1968年に十勝沖地震、アメリカでは1971年にSan Fernando地震がおり、2方向外力によると思われる震害例、すなわち2軸曲げを受けるRC柱の被害が多数現れ、それに対する対応策に迫られるようになった。特に立体建物の柱部材はその直交2方向に梁部材が接合されており2軸曲げを受けやすい構造となっている。さらに外柱には転倒モーメントによる変動軸力が生じるため、高層建築における柱部材にはかなりの高軸力や引張り軸力が生じることになる。それらを受けて、建築の分野においては、2軸曲げを受けるRC柱の実験や3軸（変動軸力を含む）変動力を受けるRCに関する実験、ファイバー法による解析、金属塑性論を拡張した2軸復元力モデル、部材断面をいくつかのバネに置き換えたマルチバネモデルなどが開発された。

土木分野においても、道路橋などで線形上の制約や桁下空間上の制約により、曲線連続橋などが建設されているが、このような構造物に対しては、地震による2方向外力による影響が大きく、その影響を含めた設計手法が望まれる。曲線橋においては、上部構造物の軸が曲線状に徐々に変化していくため、ある任意の方向から地震力を受ける場合には、固定支承下の橋脚では多方向から同時に地震力が作用する事が考えられる。しかしこのような2方向から外力を受けるRC構造物の応答性状は未だに十分明らかになっていないといえず、今後実験的検討および解析的検討による、2軸曲げの影響に関する明確化が望まれている。

## 1.2 本研究の目的

曲線橋などの橋脚に任意の方向から地震波が入力した場合、その応答は複雑となり、震度法のように、ただ単に地震動を静的荷重に置き換える設計方法ではこのような影響を考慮することはできない。さらに、2方向からの地震力により橋脚は2軸曲げを受けるが、従来の耐震設計法ではそれらの影響を考慮していない。本研究ではこれらの点を解決するための資料を得ることを目的として、以下の点を中心に検討を加えることにした。

- (1) 2方向から任意の外力を強制できる載荷実験システムを開発する。
- (2) RC部材が2方向交番載荷を受ける場合と、1方向正負載荷を受ける場合の挙動を比較することにより、2方向載荷を受ける場合の基本的な力学的性状を明らかにする。
- (3) 2方向から地震入力が可能である仮動的実験手法を開発する。
- (4) 1方向および2方向地震入力による仮動的実験を行い、入力方向が部材の応答性状、破壊性状等に及ぼす影響を明らかにする。
- (5) 1方向入力による解析および実験から2方向入力の耐震性能の評価が可能であるかを検証する。

## 1.3 本研究の手順

本研究では、まず2方向からの外力を入力可能である実験載荷システムを開発した。この実験載荷システムを用いて、2方向正負交番載荷実験（四葉履歴載荷実験）を行って、RC橋脚に2方向から外力が作用する場合の基本的な応答性状を把握した。また1方向正負交番載荷実験を行い、2方向正負交番載荷の場合と応答性状および破壊性状などを比較した。ついで本実験システムを拡張し、2方向の地震力を入力できる仮動的実験システムを開発し、このシステムを用いて、2方向仮動的実験を行い、2方向からの地震入力を受ける構造物の弾塑性応答性状を明らかにした。また1方向仮動的実験も併せて行い、2方向仮動的実験の場合との応答性状および破壊性状の比較を行った。さらに2方向地震力を受ける構造物の耐震性を向上させる要因を検討する目的で、配筋を違えた供試体を用いてその弾塑性応答性状を比較した。これらの結果より、橋脚の軸方向及びその直交方向に対しそれぞれ独立で耐震性の検証を行っている耐震設計法に対し、その安全性を検証することにした。

#### 1.4 既往の研究

現行の耐震設計法では外力を2つの直交方向に分け、それぞれにつき独立に検討をおこなっている。高層建築物における柱（建築）や、曲線橋における橋脚、独立柱式橋脚（土木）等に関しては、2方向の力が加わった場合は1方向の外力のみを考慮した場合よりも応力的に厳しい状態であると考えられる。そこでそのような状態におけるRC部材の挙動を正確に捕らえることが、2軸曲げの研究の発端となった。建築の分野では1973年より青山等により研究が着手され、現在ではマルチバネモデルを用いた2軸解析モデルが開発され、解析においても2軸相互作用などの影響も表せるようになってきているが、解析のための条件は複雑でかなり多くの条件を要す。また現状では、耐震設計に生かせるだけの成果は出ていないと言える。土木においては1983年に丸山等により静的な2軸曲げ実験における載荷履歴の違いが復元力特性に与える影響に関する研究が行われている。それ以降、土木分野においては研究はあまり行われておらず、建築と同様に2軸研究の成果は未だに耐震設計には生かされてはいないというのが現状である。

主要な2軸曲げに関する研究成果をまとめて示せば以下のようである。

##### (1) 青山博之等（東京大学）による研究(1973) [2]

2軸曲げを受ける鉄筋コンクリートの復元力特性を明らかにする目的で6体の実験が行われてた。載荷方法は以下に示す5種類である。

- ① 1軸載荷
- ② 斜め45度方向
- ③ 正方形を45度傾けた形の載荷履歴
- ④ 正方形
- ⑤ 1軸載荷を直交方向で交互に載荷

尚、④の正方形載荷履歴では、ある一方の変形量が目標に達すれば、その変形量を一定に保ちつつ、直角方向を荷力する予定であったが、変形量を一定に保てなかったためにループには2軸相互作用があまりきれいに現れていない結果となっている。しかしながら、他の履歴載荷ではほとんど2軸相互作用は見られなかった。次にこれらの実験結果より復元力特性を明らかにすることが試みられている。パラメータは変形が正から負へ折り返す部分の剛性 $K_0$ とループの正方向と負方向のピークを結んだときの傾き $K_p$ の二つである。しかしこの研究の範囲では正方形履歴のループが他のループと特に違いが大きいため復元力特性を作成するためのデータにはあまり貢献していない。結論としては、実験結果との比較を行いつつ解析プログラムの作成も必要であることが示されている。

(2) 青山博之等(東京大学)による研究(1974) [3]

1973年の研究の続編で、同じ形状の供試体に軸力を与え、柱部材として同様の載荷履歴実験を行った。また実験値に対して、 $M-\phi$  関係を用いた解析値を比較してある。考察では1軸の載荷に比べ45度方向の1軸載荷では耐力、降伏変位共にかなり小さくなっていて、正方形載荷では多軸での載荷または除荷の間に荷重が大きく減少する結果がでていいる。また、金属塑性論(降伏円、初期クラック円、クラック円)の概念を用いたTri-Linear Modelをもちいた解析では、今後の課題としてはより複雑なパスにも対応するプログラムが必要とされている。

(3) 岡田恒男等(東大生研)による研究(1977) [4]

RC骨組が地動の水平2方向成分を受ける場合、その応答性状は各々の成分を独立に受ける場合より過酷となる可能性があるため、その応答をファイバー法による数値解析と仮動的実験による実験的手法の2方向から解明することを目的として行われた。それに先立ち1976年には1軸曲げ、円形曲げ載荷実験を行いファイバー法(静的)との比較を行っている。その続報[5]ではファイバー法(動的地震応答解析)と仮動的実験を行いそれらの比較を行っている。また仮動的実験より得られた破壊性状は、各成分への入力波のみならずその直交方向の入力波との相互作用に依存していることが判明している。

(4) 滝口克己(名古屋工業大学)による研究(1979) [6]

鉄筋コンクリート柱を対象にした研究は岡田等によってすでに開発されているが、対象としている構造物は片持ち梁であり、曲げ及びせん断を受ける鉄筋コンクリート柱にはしばしば反極点近傍にひび割れが生じる場合がある。片持ち柱形式の実験は、そういう場合に対応させにくいという欠点がある。このようなことから著者等は逆対象変形を強制し、変動軸力を与える必要がないことを条件として新たなセットアップ方法を提案した。さらに解析手法としては2軸効果を考慮した復元力モデルを提案している。実験との比較では円形履歴実験を用いている。実験値と解析値は最大耐力において差が生じているが、大体においての一致を示している。

(5) 小谷俊介等(東京大学)による研究(1982) [7]

降伏局面の概念は2方向のせん断力を受ける柱部材の復元力特性モデルを、新たに提案するためには必ず必要であるにもかかわらず、既往の研究では降伏局面の形状や履歴による降伏局面の変化が十分にとらえられていないということから、新たに、2方向履歴として、四葉履歴載荷を提案している。従来の載荷履歴の問題点は

例えば、円形履歴では直交2方向の何れかで常に減力が起こるので、水平力の軌跡は降伏局面の内側を動くことになる。また正方形履歴でも一度降伏局面にいたってもすぐ除荷がおり降伏局面の内側に変位が戻ってしまう。よって円形履歴と同様に降伏局面を明らかにすることは難しいことがわかった。よって、より降伏局面上に達する回数が多い四葉履歴載荷が提案された。また四葉履歴載荷実験と2つの解析手法との間で、比較がおこなわれている。解析モデルとしては2軸曲げモデル（金属塑性論）とファイバー法が用いられている。2軸曲げモデルでは四葉履歴載荷実験との比較で、載荷が進むにつれて、徐々に実験値と解析値にずれが生じているためモデルの再考が必要であるとしてある。ファイバー法においては解析値において、y方向の荷重が実験値より低く評価されており、実験値との一致が見られていない。尚、この研究では変動軸力を考慮しており3軸の応答解析を可能としている。但し、対象としている構造物が高層建築物の外柱や中柱等なので3軸の制御が必要となるが土木分野ではそこまでの制御は必要ないと思われる。

(6) 柴田明德等（東北大学）による研究(1991) [8]

解析のみではあるが、従来から変動軸力を考慮に入れたRC骨組みをファイバーモデルを用いて解析してきた著者等はそのプログラムを立体骨組みに拡張し、柱の2軸曲げと変動軸力を考慮した解析を行い、その弾塑性挙動について考察を行っている。ファイバー法に使用されている部材モデルは部材の可撓部分のA端部とB端部にコンクリートと鉄筋の1軸応力-歪特性を有する微小要素からなる厚さ0の断面を挿入したもので断面の柔性は部材中央で弾性柔性と仮定し、中間部はそれらを直線補間して簡略化している。RC骨組みにおいて、2軸入力の影響は応答変形量や、梁の塑性化では小さいが、柱の損傷には大きく影響を及ぼすことが明らかとなっている。

(7) 壁谷澤寿海等（横浜国立大学）による研究(1989) [9]

鉄筋コンクリート造骨組の弾塑性応答解析を行っており四葉履歴載荷実験での検証を行っている。柱の部材モデルは柴田の研究と同様に部材の両端の剛域の内側に長さゼロのスライス断面を挿入して材軸に沿ってx,y方向の柔性をパラボラ分布を仮定して、仮想仕事法により柱の剛性マトリックスを導く。そのスライスをファイバー要素で構成している。またコンクリートと鉄筋の材料応力-歪み曲線には一般的なモデル（鉄筋にはRamberg-Osgood）を適用している。四葉載荷履歴では高層建築物の中柱を想定した定軸力、外柱を想定した単方向変動軸力を加えた載荷実験

を行い、変形が一定に保たれる方向で直角方向の加力、除荷で耐力が低下する2軸相互作用の性状を明らかにしている。さらに変動軸力の影響による履歴の違いの検討を行っている。[10]変動軸力の大きい隅柱では、中柱と比較して、耐力の低下などの2軸相互作用の影響を大きく受けている結果が得られた。

(8) Kyuichi Maruyama(Dept. of Civ. Engrg., Technological Univ. of Nagaoka, Japan) [11]

2方向外力を受ける単柱の応答性状を決定する要因で重要な要因は水平変形量とそのパスと軸力履歴であるとした上で、著者等はまず、変位履歴の影響を調べるために以下に挙げる履歴パターンで載荷を行った。

- ① EW方向一定（降伏変形量の2倍の位置）、NS方向1方向
- ② EW方向一定（降伏変形量の4倍の位置）、NS方向1方向
- ③ 四葉載荷
- ④ 正方形載荷

最大耐力の大きい順に履歴パターンを並び替えると、

④②③①

となり、また靱性能の大きい順に並び替えると、

②①③④

となる。耐力の低下の具合を3サイクル目の履歴ループの大きさから比較すると

②①③④

となる。

結論としては載荷履歴の違いによる耐力的な影響はあまり見られなかったが降伏、終局は基本的な1方向載荷履歴より早く訪れることが明らかとなっている。

また軸力の影響としては軸力が0の場合と定軸力がかかっている場合を比べると軸力がある場合は無い場合に比べて耐力も小さく、耐力低下が始まるのも早いという結果が得られている。

以上に述べた研究は、建築分野におけるものがほとんどである。建築分野における構造物はRC骨組みの柱部材等のように、2方向もしくは4方向を梁で接続されており、2軸曲げを受けやすいものが多い。このために2軸曲げに関する研究が盛んにおこなわれている。土木分野においても最近2方向外力に関する研究が幾つかおこなわれているが、まだはっきりとした成果はあらわれていない。

既往の2軸曲げに関する研究は大きく分けて、実験的な検討、解析的な検討の2つの検討手法がある。実験的な検討では四葉履歴載荷実験がおこなわれ、2軸曲げに関する基本的な応答性状を明らかにしつつある。本来、正負交番載荷実験は解析における復元力特性のモデル化を目的としている。しかしながら、2方向外力を受けるRC部材においてはその2軸曲げによる、降伏曲面が移動、または膨張することが明らかとなっており、それらを部材の力学的モデルに置き換えることは煩雑な仮定を必要とする。さらには2軸曲げを受けるRC部材においては、その影響の現れ方が履歴のパターンに大きく依存するために、汎用性のある復元力特性のモデル化は非常に難しいと言える。

また解析的な検討手法には、金属塑性理論を用いた2軸復元力モデルによる解析手法、ファイバー法によるもの、マルチバネモデルを部材モデルに用いたものなどがあり、最近ではそれなりの成果が現れている。金属塑性論による解析手法は先に示したような復元力特性のモデル化に問題が多いことから、最近はあまり用いられていない。ファイバー法においては部材軸方向のモーメント分布を直線的に比例分布で仮定したり、パラボラ分布で仮定とする研究が多いが、このモーメント分布の決定方法が結果を大きく左右させる要因となる。言い換えればモーメント分布を適当に設定することは非常に難しいと言える。またファイバー法はその性質上、非常に大きなプログラムとなるために、解析手法の利点であるパラメトリックな応答を求める際に労力を必要とする。マルチバネモデルは部材の端部（可撓部分）に厚さがゼロの断面（スライス）を挿入し、そのスライスに鉄筋の部材特性を有するバネとコンクリートの部材特性を有するバネによる力学モデル特性を担当させている。分かりやすく言えば、マルチバネモデルは簡易的なファイバー法である。ファイバー法では部材軸方向全体にわたって、断面を分割しているが、マルチバネモデルにおいては部材の下端部に1枚のスライスを挿入しただけのモデルであり、部材軸方向のモーメント分布を仮定する必要がない。このために、単純な部材力学モデルであると言える。最近の2軸曲げに関する研究では、このマルチバネモデルを使用したものが多く、静的載荷事件（四葉履歴載荷実験）との比較から、2軸曲げを受けるRC部材の応答性状を明らかにしつつある。

しかしながら、実際に2方向から地震力を受ける構造物は非常に複雑な応答を示

すことが予想されるにもかかわらず、2方向からの地震力を受けるRC構造物の応答性状は明らかになっているとはいえない。そこで本研究では、まず四葉履歴載荷実験をおこない、2方向から外力を受けるRC部材の基本的な応答性状を明らかにすることとした。

先に述べたように、2方向外力を受けるRC部材の応答はその履歴経路によって、その応答が異なる。したがって、2方向の地震力を受けるRC構造物は非常に複雑な応答性状を示すであろうことは容易に推測できる。しかし、その応答性状を解析的に明らかとすることは先にも述べたように、複雑な仮定を必要とし、煩雑な計算となり得る、また静的載荷実験の結果をそのまま受けとめ、RC構造物の耐震性の検討を行うことには問題がある。そこで本研究では2方向仮動的実験をおこなうことにより、実際に地震力を受ける、RC橋脚の応答性状を明らかにすることにした。

## 参考文献

- [1] 土木学会：“コンクリート標準示方書、設計編”、土木学会 平成3年度版
- [2] 青山博之・藤井俊二・伊藤勝・梅村魅：“2軸曲げを受ける鉄筋コンクリート柱の実験的研究”、日本建築学会関東支部 研究報告集 1973
- [3] 青山博之・藤井俊二・南野博男・芳村学：“2軸曲げを受けるコンクリート柱に関する研究”、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）1974.10
- [4] 岡田恒男・関松太郎・朴永周・岡田建良：“2方向地震入力に対する鉄筋コンクリート建物の応答”、日本建築学会大会講演梗概集（中国） 1977.10
- [5] 岡田恒男：“定軸力と繰り返し2方向曲げ、せん断力を受ける鉄筋コンクリート柱の復元力”、日本建築学会大会講演梗概集 1976.10
- [6] 滝口克己・黒正清治・小林克己・石田彰男・木村正彦：“水平2方向変位に対するRC柱の復元力に関する研究”、日本建築学会論文報告集第286号 1979.12
- [7] 小谷俊介・青山博之・鈴木紀雄：“2軸曲げと軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の挙動”、コンクリート工学年次講演会講演論文集 1982
- [8] 柴田明德・渋谷純一・飯藤将之：“柱の2軸曲げと変動軸力を考慮したRC骨組みの弾塑性地震応答”、コンクリート工学年次講演会講演論文集 1991
- [9] 壁谷澤寿海・末永保美・周通泉：“2方向地震入力を受ける鉄筋コンクリート造の弾塑性応答解析”、コンクリート工学年次講演会講演論文集 1989
- [10] 壁谷澤寿海・倉本洋・申範こう：“3軸変動力を受ける高強度RC柱の弾塑性挙動に関する研究”、コンクリート工学年次講演会講演論文集 1992
- [11] Kyuichi MARUYAMA・Horacio Ramirez James O.Jirsa：“SHORT RC COLUMNS UNDER BILATERAL LOAD HISTORIES”、ASCE JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING 1984.1

## 第2章 2方向外力載荷実験

### 2.1 概要

これまで2方向外力載荷をおこなう載荷システムがいくつか開発されている。主な載荷システムを以下に示す。

#### (1) 岡田等による載荷装置

逆対象変形を強制させる方法で2体の供試体をつなぎ、その中間点に載荷用のボックスを設置し2体同時に載荷を行う。水平方向の変形に対してはローラー支承により追随する。図-2.0.1に詳細を示す。

#### (2) 建研式載荷装置

最もポピュラーな載荷システムである。回転変位を拘束するために供試体の上下をリンク機構により固定し、逆対象変形を強制する。図-2.0.2に詳細を示す。

#### (3) 鹿島による6自由度荷力装置

6自由度とは曲げ2方向、せん断2方向、軸力、ねじりの6種類の部材力である。ハードウェアは6台の両動ジャッキと剛性の大きい荷力ブロックと反力ブロックで構成されている。6本のジャッキはそれぞれ立体トラス構造で組み合わされており、各トラスはすべて正三角形をつくっている。図-2.0.3に詳細を示す。

以上のような載荷システムの利点としては(1)ではローラー支承を用いているために材軸に直交方向の変位に比較してはるかに小さい軸方向変位に追随すればよいことをあげることができる。(2)においてはあらゆる3次元ベクトルがリンク機構を配した面に直交する3つのベクトルに分解できるように、3つの面を組み合わせることにより、あらゆる方向の変形の制御が可能であるという事である。

(3)においては部材に対して、作用するであろう力を全て再現できるという点である。

しかしながらこれらの載荷方法に共通する問題点は載荷装置全体の規模が大きくなり、また実験供試体の大きさ及び形状に制限があることである。実際に実験を行う場合に、その設備上の制約により実験を断念することは研究を全うすることにおいて、非常に心許ないことである。

本研究では大規模な載荷設備を必要とすることなく、2方向からの外力を作用させることのできる実験システムを開発した。主なハードウェアは2台のアクチュエーター、それらのコントローラー及び制御用コンピューターだけであり、全て市販されている製品である。2方向外力を2台のアクチュエーターで制御するためには供試体の目標座標をアクチュエーターの増分変形量に変換する必要がある。また

各アクチュエーターが計測した復元力を2つの直交方向の復元力に変換する必要があるが、これらの変換方法については<2.2 2台のアクチュエーターを用いた実験システム>で詳しく述べる。このような変換アルゴリズムを用いることで2台のアクチュエーターだけで2方向からの外力を載荷することが可能となる。

本実験システムでのセットアップにおいては、供試体を水平方向に設置することによって、載荷システム全体が占有するスペースが水平平面においては約3.0\*1.5 m、高さ方向では約3 mとなり、通常の実験施設で行えるに十分なコンパクト化ができた。このセットアップでは治具の強度を上げることにより、アクチュエーターの最大載荷性能である20tfの載荷が可能であるだけの供試体を、載荷実験することが可能である。断面にして45cm\*45cm程度の供試体を用いた実験が可能となる。以上に述べた実験システムを使用することによって2方向同時に外力を作用することができる実験を行うことができる。

## 2.2 2台のアクチュエーターを用いた実験システム

本研究で開発した載荷システムの詳細を以下に述べていく。まず供試体を含めたセットアップ状況を写真-2.1、図-2.1および図-2.2に示す。その詳細図を図-2.3及び、図-2.4に示す。水平(X)方向のアクチュエーター(1)は反力壁にスイベルベースを介して接続され、鉛直(Y)方向からのアクチュエーター(2)はスイベルベースを介して、反力フレームに接続されている。また供試体は図-2.1の紙面鉛直(Z)方向奥側に水平に寝かした状態で反力床にPC鋼棒により緊結されている。

各アクチュエーターは供試体の変形に対し常に追随し、かつ強制する変形量によりアクチュエーター自体に、曲げやねじりが発生せず、軸力のみが発生する構造とするために、その両端をスイベルベースとピロボールとでヒンジ化した。また両アクチュエーターの載荷点が供試体断面の中心部分と一致しない場合、供試体にねじりのモーメントが作用することがある(一方のアクチュエーターが圧縮方向、もう一方のアクチュエーターが引っ張り方向に変位する場合など)。これを防ぐために各アクチュエーターは供試体とアクチュエーターとはピロボールを介して接続した。ピロボールとはラジアル荷重と軸方向の荷重を同時に負荷できる自動調心型の球面滑り軸受けのことである。これらの機構によりアクチュエーターからの強制変位は全て供試体に曲げとして作用させることが可能となった。

供試体とアクチュエーターの接合部分は、供試体断面の中心部分から伸ばされたPC鋼棒に各方向のアクチュエーターに接続されたピロボールが供試体軸方向で段違いに緊結される。このために供試体端部と載荷点(各方向のピロボール)との距離に差が生じるが、この影響は制御コンピュータ内で除去されている。つまり、各

方向において最終的な命令変形量は、その載荷点の段差による影響を加味するために、RC供試体が部材方向に比例的に変形することとして、供試体の上端部における変形量を載荷点（各方向のピロボール部分）における変形量に変換し、算出をしている。計測される荷重も同様に交換される必要がある。荷重の場合は各アクチュエーターが計測した荷重に各方向のピロボールと供試体の下端部までの距離を乗ずることにより、供試体に作用しているモーメントを求め、そのモーメントと、供試体の上端部が載荷点である場合とが、同様なモーメントとなるために必要な、荷重に変換している。以上の交換により、各方向の載荷点に段差が生ずるための影響を除去することができる。

また本実験システムにおいては、2台のアクチュエーターを用いているために、供試体の変形量に対し、アクチュエーターは常に追従する必要がある。このために両アクチュエーターは直交を保つことができない。したがって、供試体へ強制する変形量を両アクチュエーターの増分変形量へ変換し、また両アクチュエーターが計測した荷重をx-yの直交座標に変換する作業が必要となる。図-2.5にその交換の概念図を示す。まず各アクチュエーターと供試体に強制する変形量は制御用コンピュータにより目標座標として算出される。これは供試体断面の初期中心位置を原点とし、各アクチュエーターのスイベルベース側のヒンジ点をそれぞれ(L,0),(0,L)とした2次元平面上の座標点である。各アクチュエーターは供試体の変形につれてその傾きも増し、直交性を保つことはできない。したがって、アクチュエーターの変形量と供試体の変形量は等しくならない。このために制御用コンピュータ内では供試体の目標座標を、各アクチュエーターの増分変形量に変換する作業が行われる。つまり、供試体の目標座標と、各アクチュエーターのスイベルベースのヒンジ部分の座標とを結ぶ直線の距離を求め、それをアクチュエーターの増分長さに変換するわけである。また計測する復元力に関しても同様の理由で、実際にアクチュエーターが計測した荷重と供試体の2直交方向の復元力は等しくはならないために交換が必要となる。この交換については、まず各アクチュエーターが計測する荷重を各直交方向に分解し、合成を行う。これらの交換式を以下に示す。

$$\begin{aligned}
 Lact(1) &= \sqrt{(x-L)^2 + y^2} \\
 Lact(2) &= \sqrt{x^2 + (y-L)^2} \\
 load(x) &= load(1) \cdot \frac{L-x}{\sqrt{(x-L)^2 + y^2}} + load(2) \cdot \frac{0-x}{\sqrt{x^2 + (y-L)^2}} \\
 load(y) &= load(1) \cdot \frac{0-y}{\sqrt{(x-L)^2 + y^2}} + load(2) \cdot \frac{L-y}{\sqrt{x^2 + (y-L)^2}}
 \end{aligned}$$

$\{x, y\}$  : Point of Specimen

$L$  : Length of Actuators at Beginning

$load(i)$  : load from each Actuator( $i$ )

$Lact(i)$  : Length of each Actuator( $i$ )

本実験手法においては2つの変換作業が必要となる。1つ目は各方向の載荷点の位置が部材軸方向において違うことにより、その影響を除去する必要があるための変換である。2つ目は両アクチュエーターが直交を保てないために両アクチュエーターに与える命令変形量およびに計測荷重を直交2方向成分に修正するための変換である。これらの変換を組み合わせることにより、本実験手法で2方向外力をRC供試体に作用させることが可能となる。

次に、各ハードウェア間のインターフェイスに関して述べる。最初に各ハードウェアの設置状況をシステム概要図として図-2.6に示す。各ハードウェアの仕様を表-2.1に示す。制御用コンピューターにより算出された目標座標はコンピューター内で各アクチュエーターの増分変位に変換される。その後DAコンバーターにより、その変形量を電圧に変換する。電圧はアクチュエーターに付属したコントローラー内でアクチュエーター用の制御信号に変換され、アクチュエーターに送られる。この場合に、DAコンバーターの最小分解能は0.0048Vである。本実験においてはアクチュエーターを変位制御として使用し、フルスケールレンジを静的実験では50% (±50mm)、仮動的実験では100% (±100mm) としたため、各実験における制御可能な最小変形量は0.048mm、0.096mmとなる。ここで注意しないといけないのはDAコンバーターの出力電圧のレンジは±10Vであるが、一方アクチュエーターの制御用電圧のレンジは±5Vであるため、制御信号を1/2に圧縮しなければならない。本実験システムではプログラム中で強制的に1/2に圧縮するのではなく、アクチュエーターのコントローラーのAMPLITUDEを500にすることで圧縮した。DAコンバーターにおける変換は、まず命令変形量を-2048から+2048までの整数値へ変換し、それを-10V~+10Vに割り当てて、アクチュエーターへ送られるというものである。この整数値を1/2に圧縮してしまうと小数点以下の値が生

まれ、それを伝達する事が不可能であるために、精度も1/2に低下する。一方、AMPLITUDEを1/2に圧縮するという事は電圧というアナログ値を圧縮することであり、DAコンバーターの精度を低下させることなくアクチュエーターを制御できるのである。また各アクチュエーターにより計測された復元力は電圧としてADコンバーターに入力される。ADコンバーターの入力仕様のレンジは±5Vであるために圧縮または拡大する必要はない。入力された電圧を整数値に変換し各方向の復元力として計算機に取り込む。またADコンバーターの最小分解能から計測可能な荷重はアクチュエーターの荷重のフルスケールレンジを20% (±4tf) としたために1.95kgfとなる。

### 2.3 供試体の形状、寸法

独立柱式の橋脚においては2方向から同時に地震力を受ける場合、ラーメン橋脚などの不静定構造物とは違い、その影響はより厳しくなる。したがって、本研究で対象とした構造物は独立柱式橋脚とし、それを約1/9に縮小した供試体を作製した。供試体はその橋脚部分を模した柱部分とその両端に供試体固定用のフーチングおよび、アクチュエーターとの接続用に設計したヘッド部分を定着させてある。フーチング部分には供試体を緊結するためのPC鋼棒用の穴を打設時に設けてある。またヘッド部分にはアクチュエーターとの接続に必要なスチールプレート(厚さ40mm)との緊結用の穴を設けてある。またそのスチールプレートとヘッド部分が接する面においてはコンクリートの圧壊を防ぐために厚さ6mmのスチール性のプレートを介した。

作製した供試体は全部で9体である。まず正負交番載荷実験用では1方向からの外力を受けた場合の応答性状と2方向からの外力を受ける場合の応答性状の基本的な違いを明らかにすることを目的とし、主鉄筋にD10を4本使用し、主鉄筋比を1.97%とし、曲げ耐力を等しくした3体(CLU-1、CLB-1,2)を作製した。CLU-1は1方向の正負交番載荷用であり、CLB-1,2は2方向の正負交番載荷の四葉履歴載荷実験用である。これらの載荷履歴及び、四葉履歴載荷に関する詳細は<3章 1方向及び、2方向正負交番外力を受けるRC部材の応答性状>で述べる。また仮動的実験用としては5体(PDU-1,2 PDB-1,2,3)を作製した。PDU-1,2は1方向仮動的実験用であり、PDB-1,2,3は2方向仮動的実験用である。このうち、PDU-1,2, PDB-1の3体は主鉄筋にD10を4本使用し主鉄筋比が1.79%である配筋を施し、またせん断補強筋に関してはD3をピッチ40mmで配筋を行った。この場合の帯鉄筋比は0.364%とし、1方向及び2方向からの地震力を作用させ、地震波の入力条件の違いによる弾塑性応答性状の違いを明らかにすることを

目的とし作製した。PDB-2,3では主鉄筋にD6を8本使用し、主鉄筋量はこれまでの供試体(PDU-1、PDU-2、PDB-1)の約半分である0.79%であるが、より内部コンクリートを拘束できるように配筋をした。また実験要因としては地震波入力条件を等しくし、十分に耐震的となるように帯鉄筋量を確保したPDB-2ではD3をピッチ40mm、せん断補強筋を疎に配置することでせん断耐力を低下させたPDB-3ではD3をピッチ150mmで配筋することで変化させるというように、靱性能に差を持たせたうえで応答性状及び崩壊性状に及ぼす影響を明らかにする目的で供試体を作製した。これらの供試体の諸元を表-2.2に示す。図-2.7.1に(CLU-1, CLB-1, CLB-2, PDU-1,2, PDB-1)の形状を、また図-2.7.2にPDB-2,3の形状を示す。

コンクリートの打込みにあたっては、供試体を水平に寝かした状態でおこなった。この場合、柱部分、フーチング部分およびヘッド部分の高さに差が生じるために1回での打設が不可能である。したがって供試体は1回目の打設では柱部分の上面まで打ち込み、24時間後に2度目の打設を行い、フーチング及びヘッド部分の残り部分の打込みをおこなった。また打設後48時間を湿潤養生とし、その後は気中養生を行い材令14日以降で実験を行った。また供試体のコンクリート強度を調べる目的で、供試体打設時に円形供試体も同時に打設した。コンクリートの配合を表-2.3に示す。供試体に使用した材料及びその力学的性質を表-2.4にしめす。

## 参考文献

- [1] 岡田恒男・関松太郎・朴永周・岡田建良：“2方向地震入力に対する鉄筋コンクリート建物の応答”、日本建築学会大会講演梗概集（中国） 1977.10
- [2] 滝口克己・黒正清治・小林克己・石田彰男・木村正彦：“水平2方向変位に対するRC柱の復元力に関する研究”、日本建築学会論文報告集第286号 1979.12
- [3] 新保弘・村山八洲雄：“コンクリート柱部材の6自由度荷力装置”、コンクリート工学年次論文報告集 1992

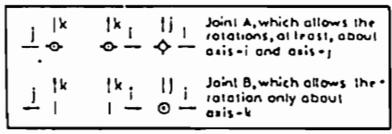
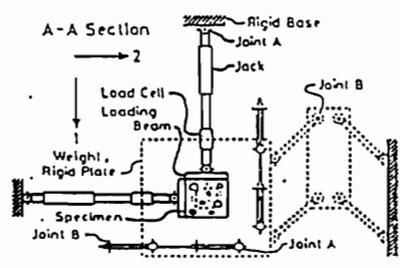
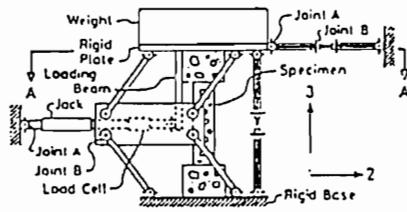


Fig.-1 Loading System

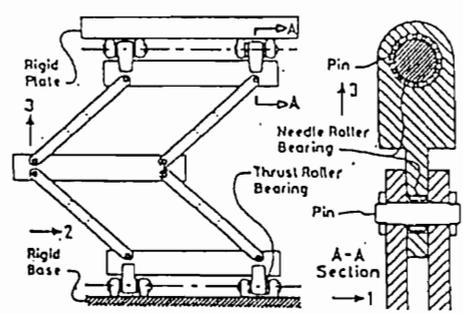
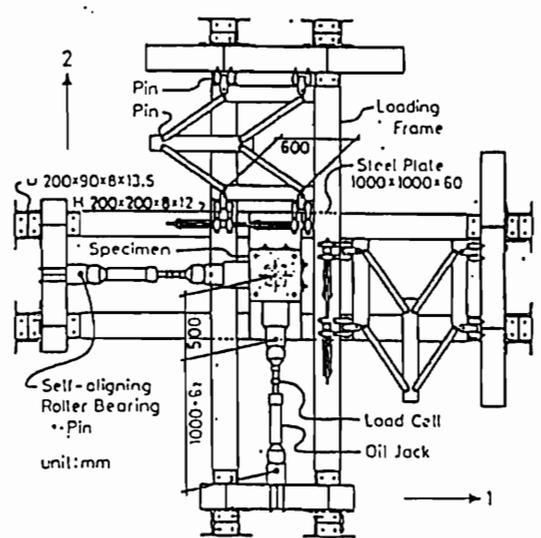


図-2.01 建研式載荷システム

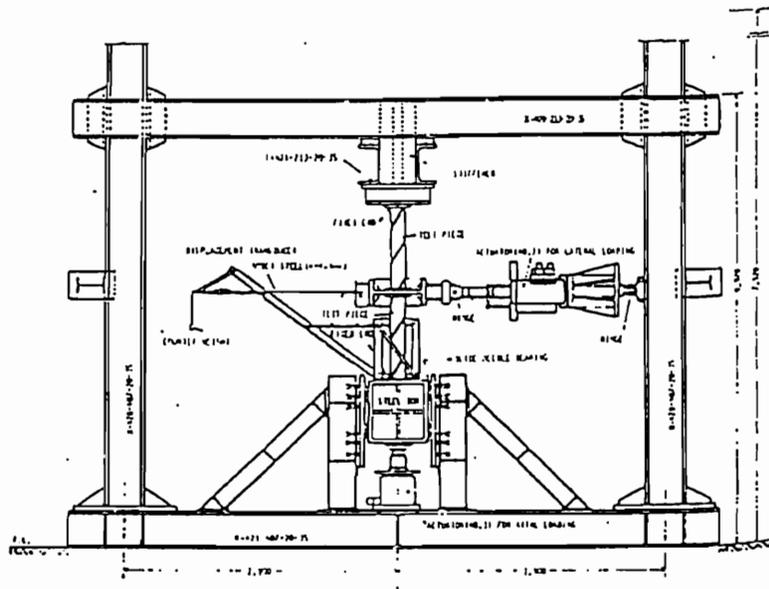


図-2.02 岡田等による載荷システム

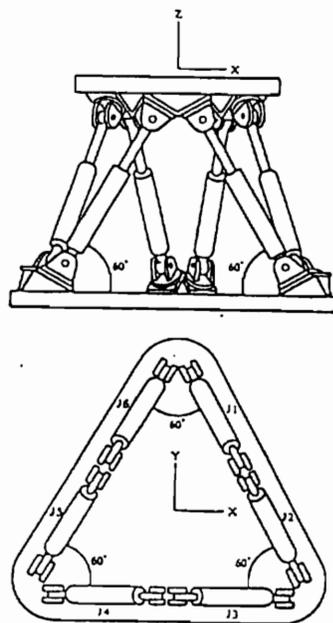
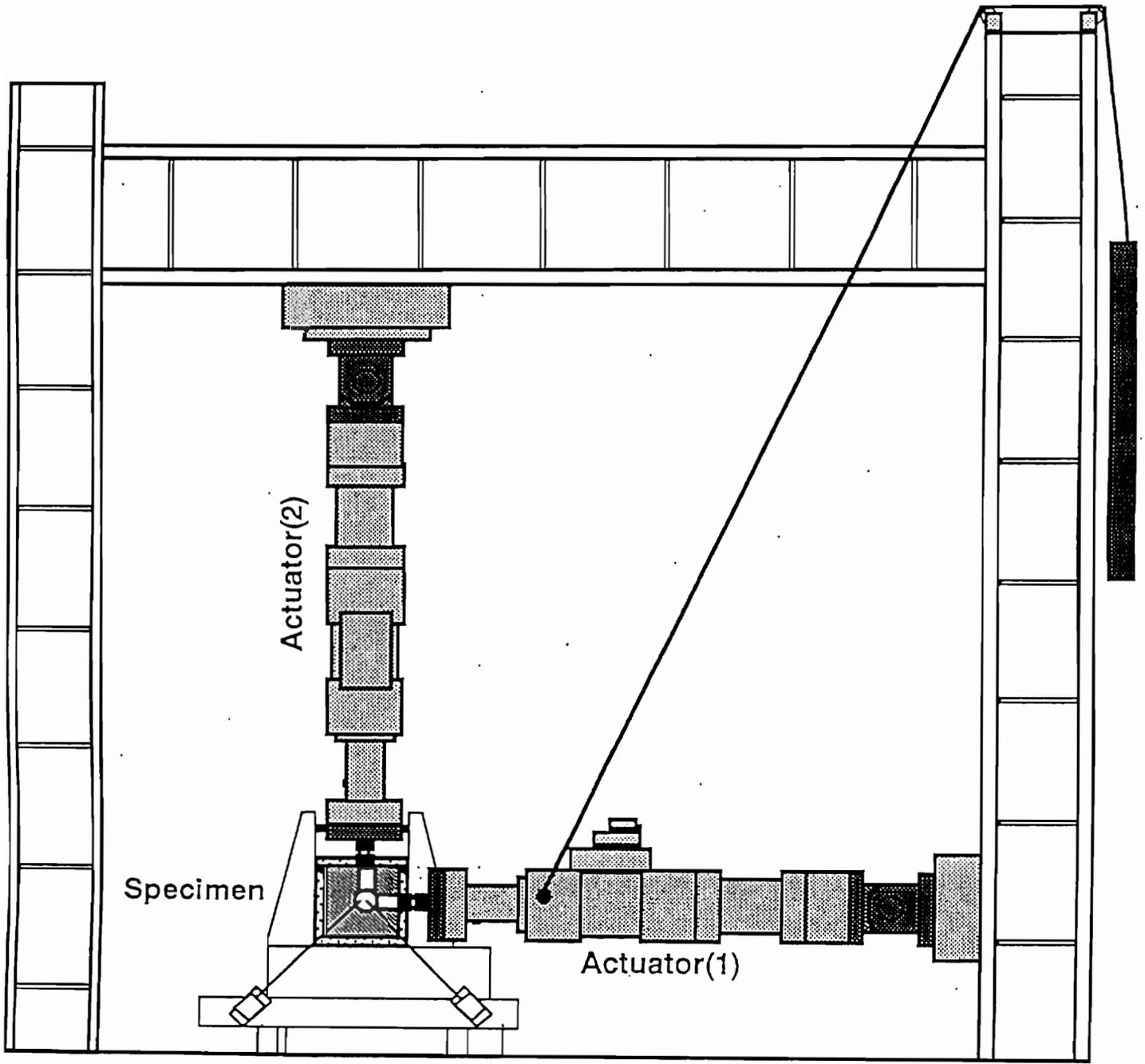
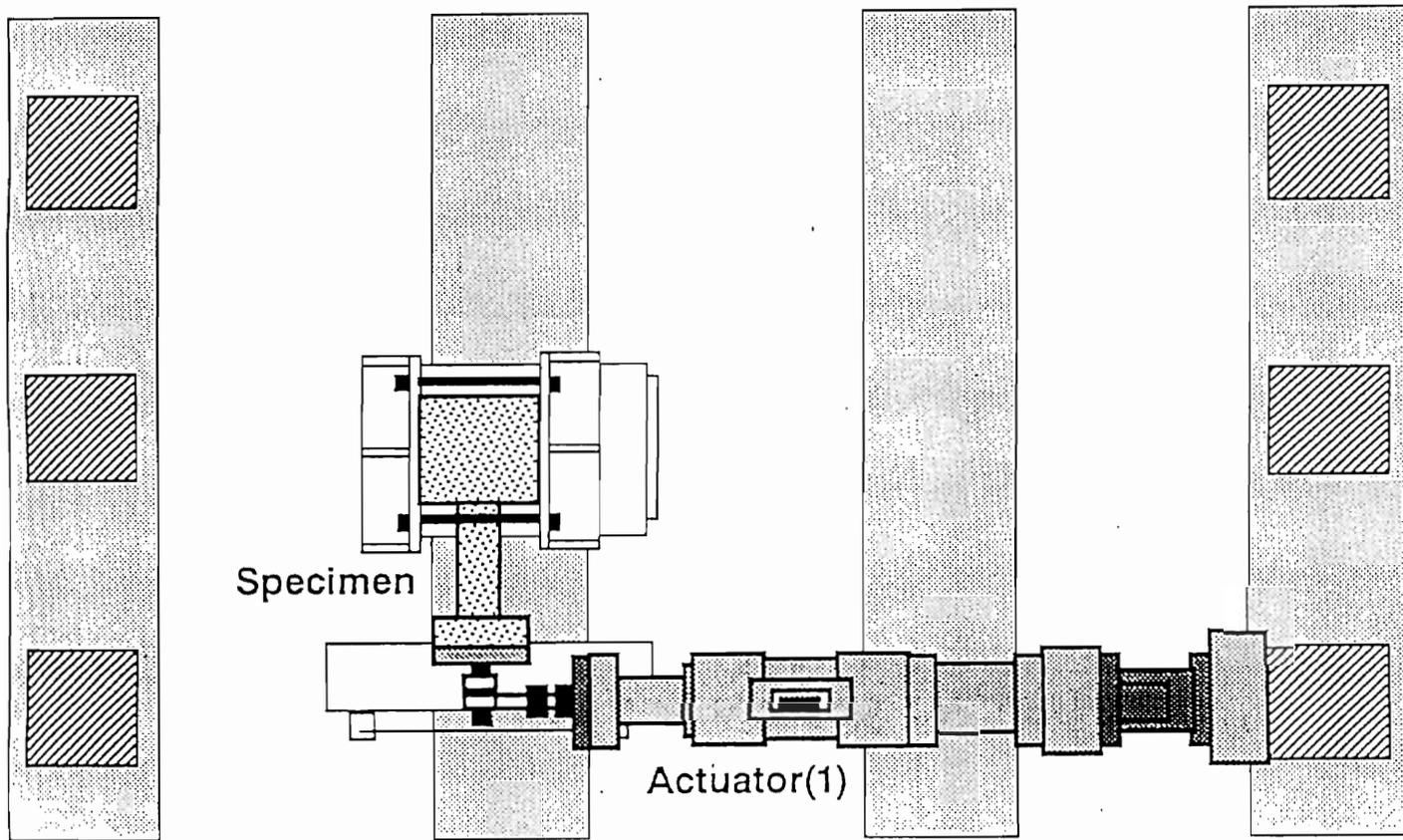


図-2.03 6自由度載荷システム



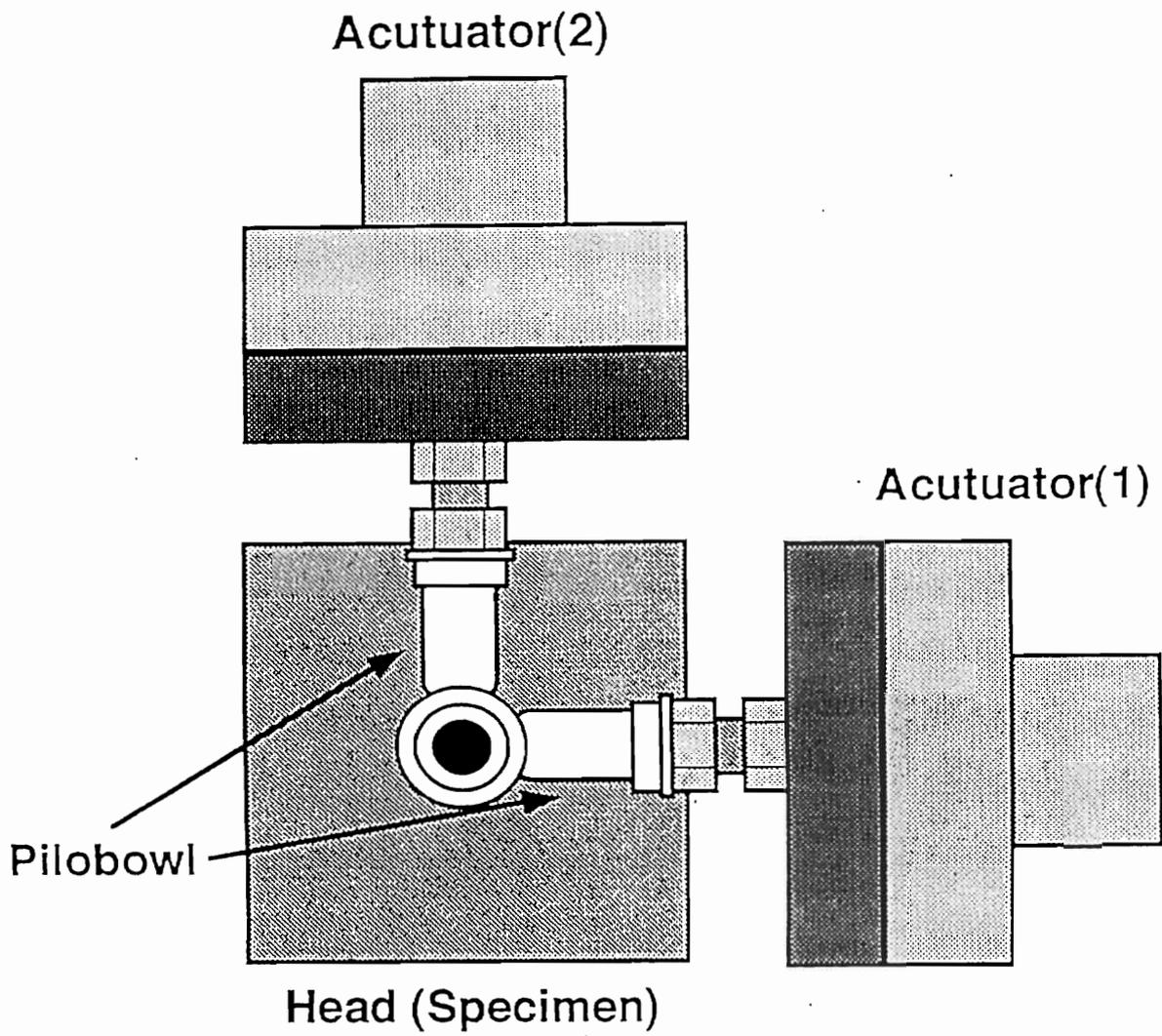
1/20

図-2.1 セットアップ状況 (正面)



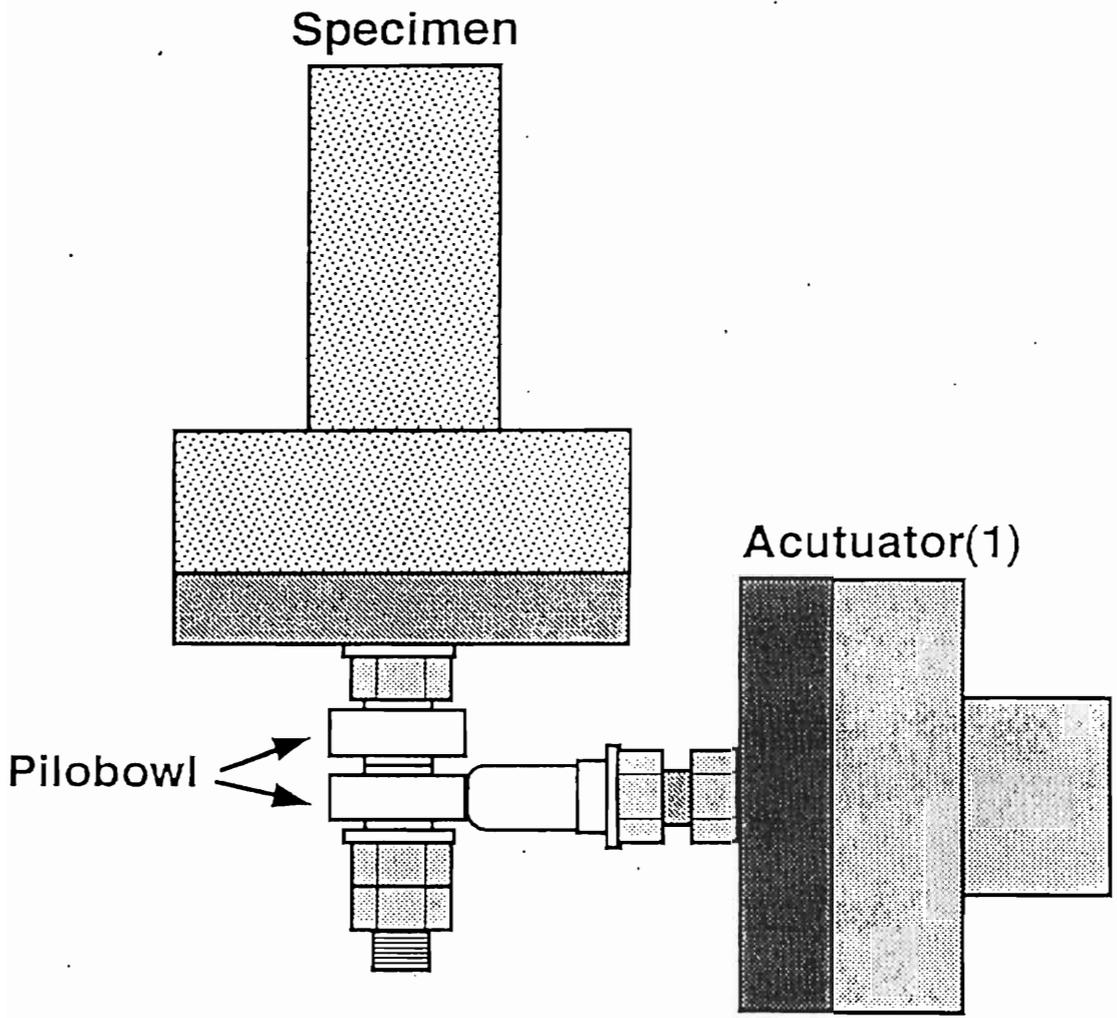
1/20

図-2.2 セットアップ状況（上面）



1/4

図-2.3 セットアップ詳細図 (正面)



1/4

図-2.4 セットアップ詳細図 (上面)

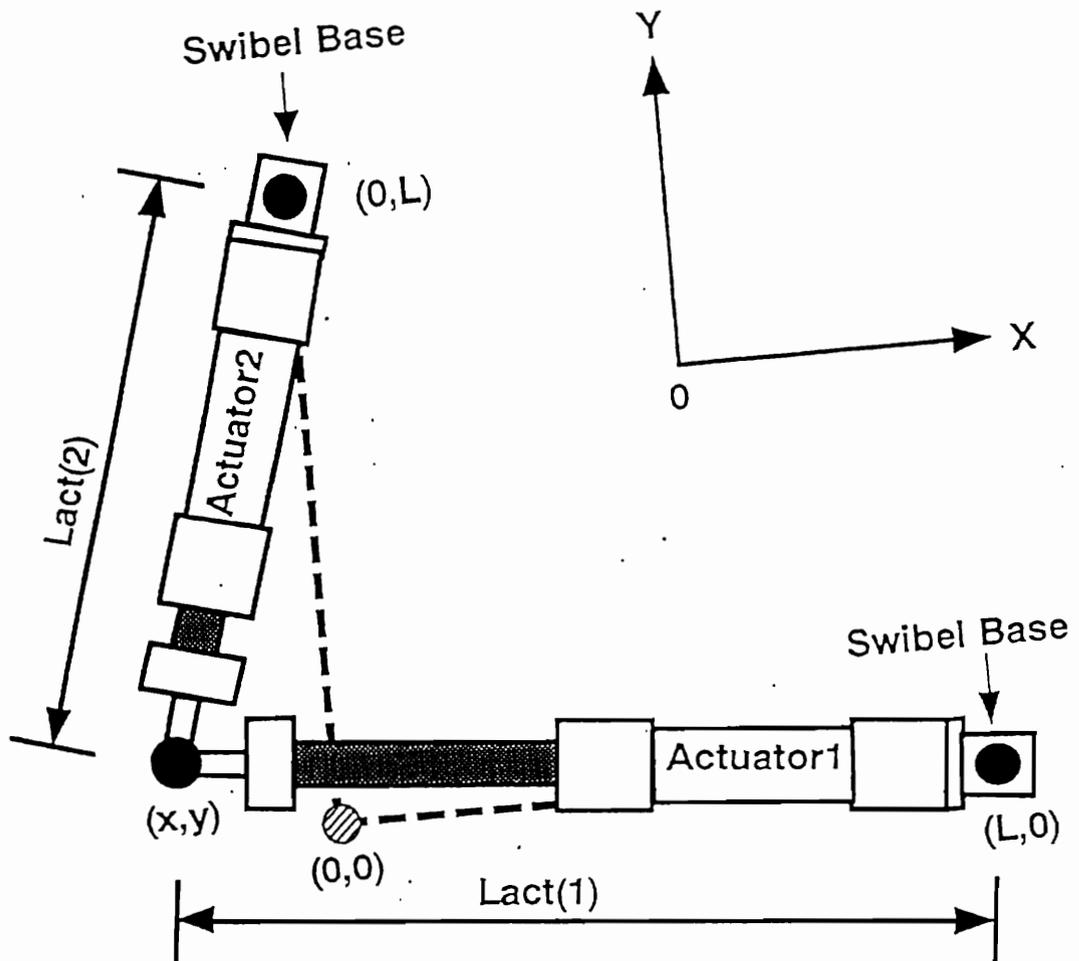


图-2.5 变换概念图

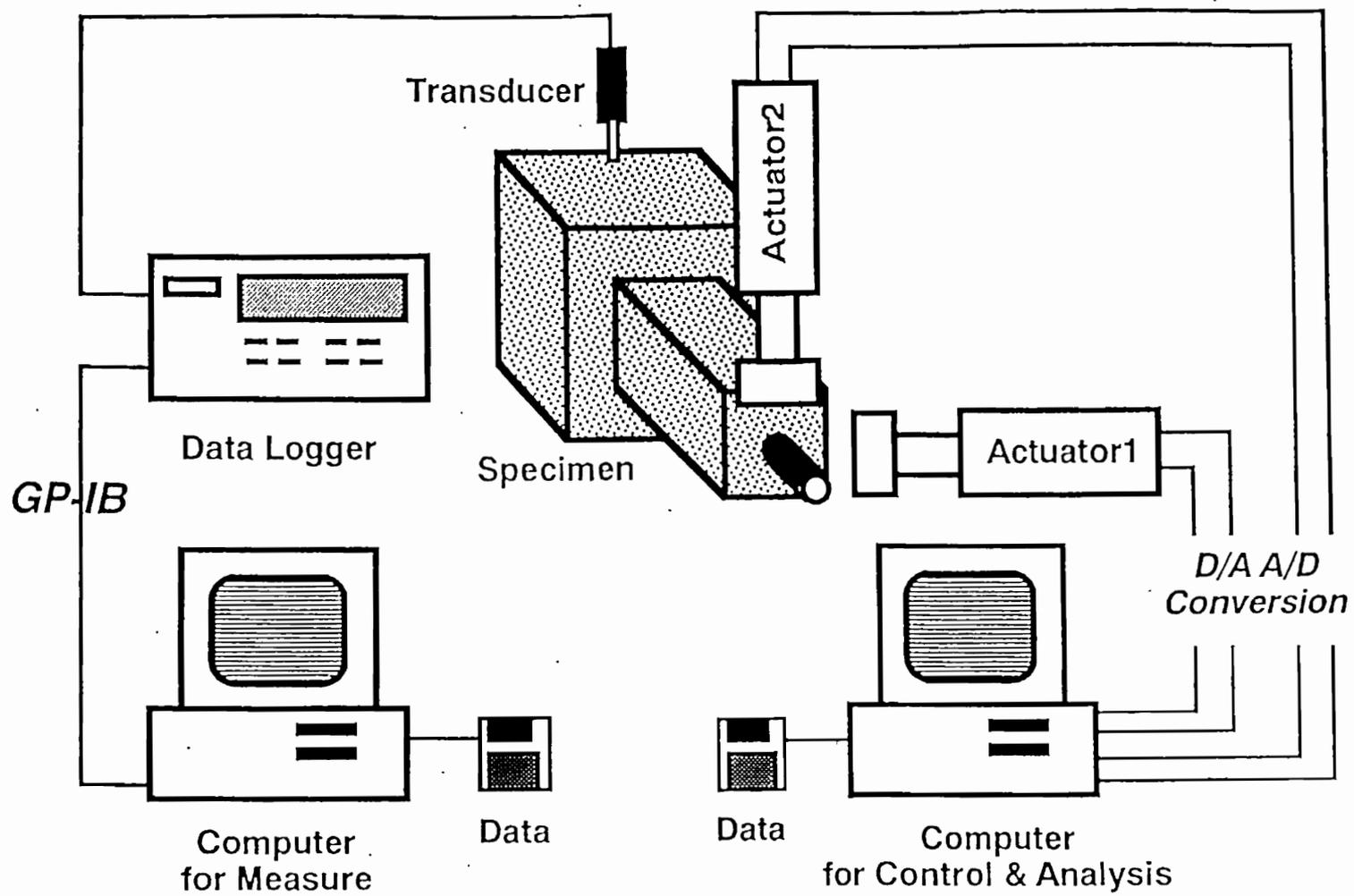
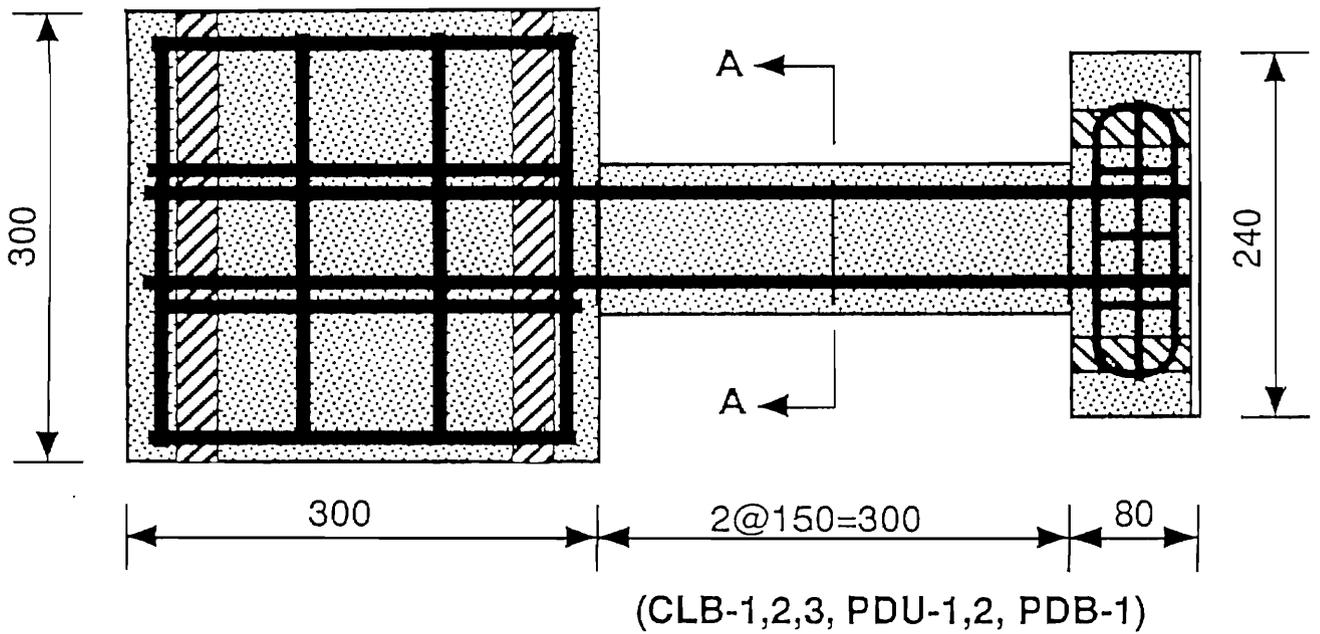
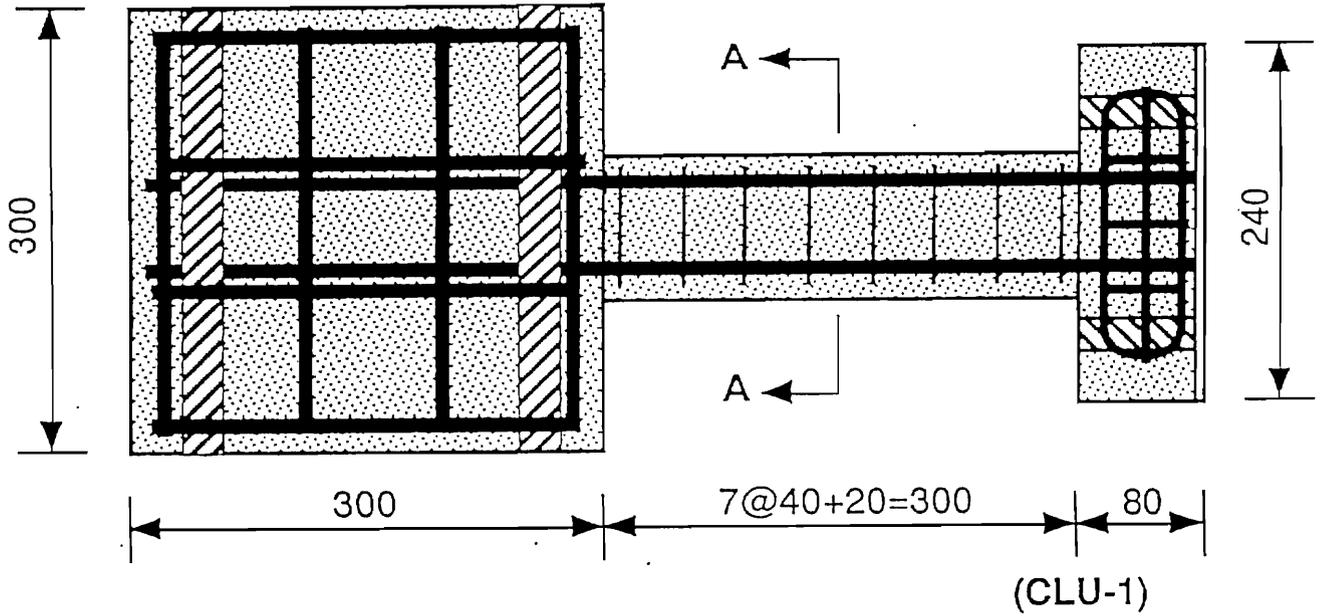
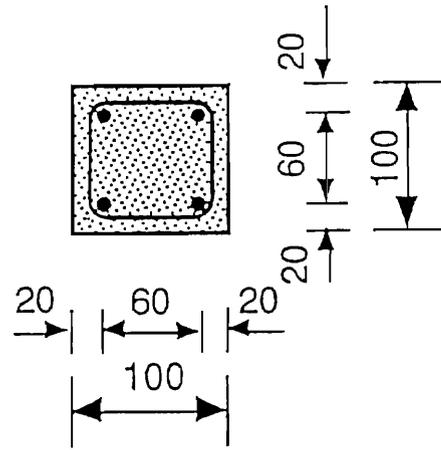


図-2.6 システム概要図

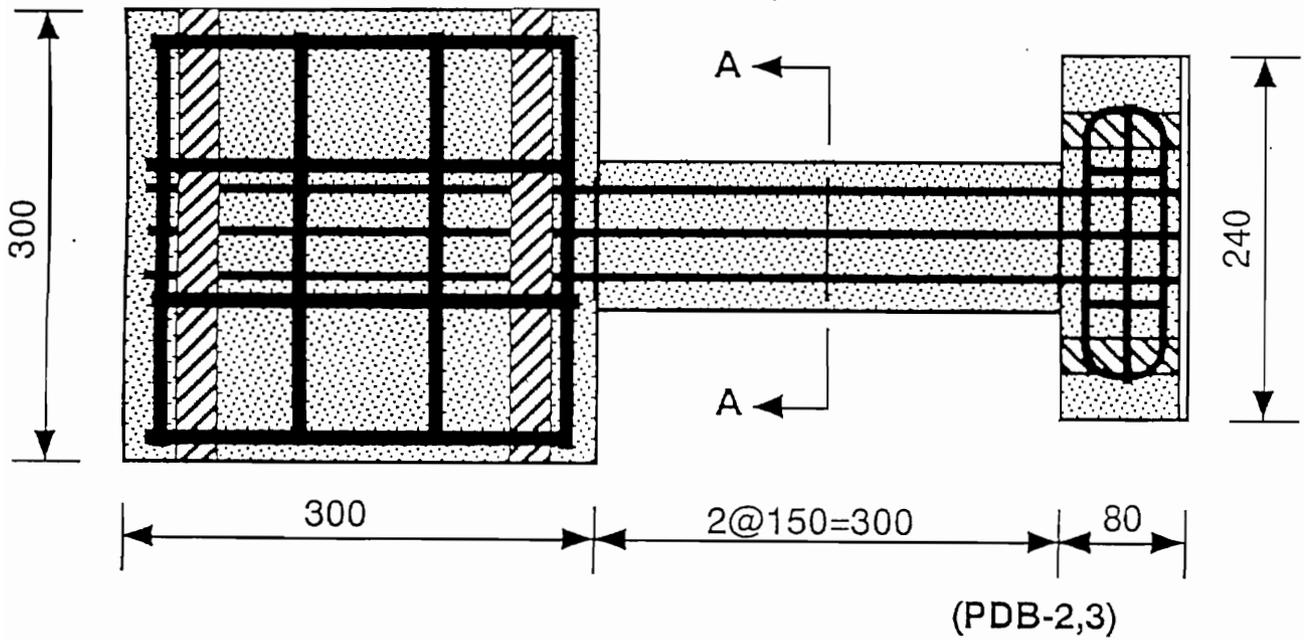
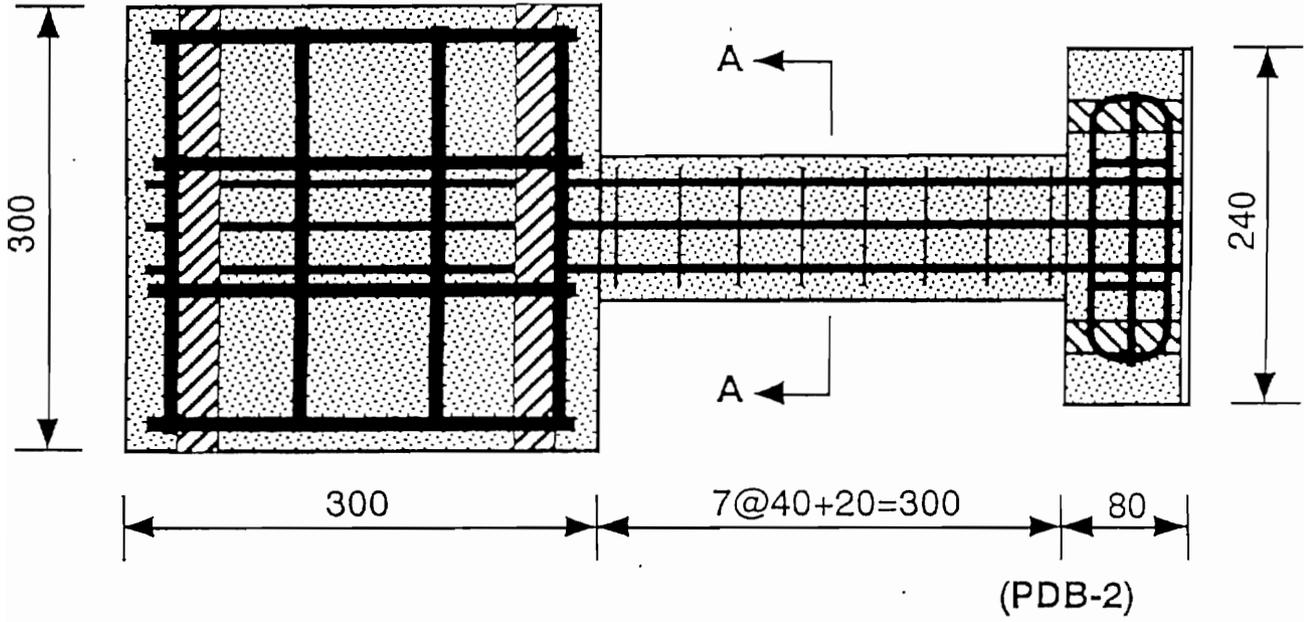
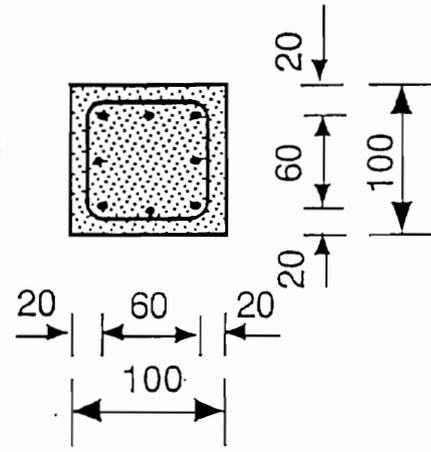
A-A Section  
 (CLU-1, CLB-1,2, PDU-1,2, PDB-1)



1/5 UNIT:mm

図-2.7.1 供試体の形状,寸法

A-A Section  
(PDB-2,3)



1/5 UNIT:mm

図-2.7.2 供試体の形状、寸法

表-2.1 ハードウェア仕様

装置名	仕様
制御用コンピューター	NEC PC-9801 DA CPU;386DX
計測用コンピューター	NEC PC-9801 VM CPU;V30
アクチュエーター	島津製作所 EHF-JB20 電気油圧式 最大荷重 静的 $\pm 30\text{tf}$ 動的 $\pm 20\text{tf}$ 最大変位 $\pm 100\text{mm}$ 精度 荷重 各フルスケールレンジの $\pm 0.5\%$ 変位 各フルスケールレンジの $\pm 1.0\%$
スイベルベース	容量 静的 $\pm 30\text{tf}$ 動的 $\pm 20\text{tf}$ 回転方向 $\pm 5^\circ \times \pm 20^\circ$
ピロボール	IKD ピロボール ロッドエンド インサート形 PHS 30 ラジアル静負荷容量 9400kgf 許容傾斜角 $\pm 17^\circ$
A/D コンバーター	コンテック PC-MODULE AD12-16S(98)H 入力仕様 非絶縁入力バイポーラ -5V ~+5V 分解能 12bit 変換速度 25 $\mu\text{sec}$
D/A コンバーター	コンテック PC-MODULE DA12-4(98) 入力形式 -10V ~+10V 分解能 12bit 変換速度 600msec
データロガー	東京測器研究所 TDS-302 外部インターフェース GP-IB
GP-IB ボード	NEC PC-9801-29N
動ひずみ計	東京測器研究所 DA-1B 感度 $10\mu/10^{-5}$ ひずみ入力に対して 5mA (30 $\Omega$ 負荷) 0.2V (5k $\Omega$ 負荷)

表-2.2 供試体諸元

供試体名	断面 (mm)	せん断 スパン	主鉄筋			帯鉄筋			軸応力 MPa	その他
			種類	引張強度 Mpa	引張鉄筋比 %	種類	引張強度 Mpa	引張鉄筋比 %		
CLU-1	100*100	3.75	D10-4	386.12	1.79	D3-@15	249.02	0.097	0.0	
CLB-1	100*100	3.75	D10-4	386.12	1.79	D3-@4	249.02	0.364	0.0	
CLB-2	100*100	3.75	D10-4	386.12	1.79	D3-@4	249.02	0.364	0.0	
CLB-3	100*100	3.75	D10-4	386.12	1.79	D3-@4	249.02	0.364	0.0	
PDU-1	100*100	3.75	D10-4	386.12	1.79	D3-@4	249.02	0.364	0.0	
PDU-2	100*100	3.75	D10-4	386.12	1.79	D3-@4	249.02	0.364	0.0	
PDB-1	100*100	3.75	D10-4	386.12	1.79	D3-@4	249.02	0.364	0.0	
PDB-2	100*100	3.75	D6-8	476.57	0.79	D3-@4	249.02	0.364	0.0	
PDB-3	100*100	3.75	D6-8	476.57	0.79	D3-@15	249.02	0.097	0.0	

表-2.3 コンクリート配合

Gmax (mm)	スランプ (cm)	Air (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 (cc)
12.5	10±2	3.0	60	55	192	325	950	768	3250

表-2.4 使用材料の力学的性質

(コンクリート)

	圧縮強度 (MPa)
コンクリート	36.7

(鉄筋)

	直径 (mm)	断面積 (cm <sup>2</sup> )	周長 (cm)	種類	引張強度 (MPa)
D3	3.04	0.0728	1.0	SD30	249.0
D6	6.35	0.3167	2.0	SD35	476.6
D10	9.53	0.7133	3.0	SD30	386.1

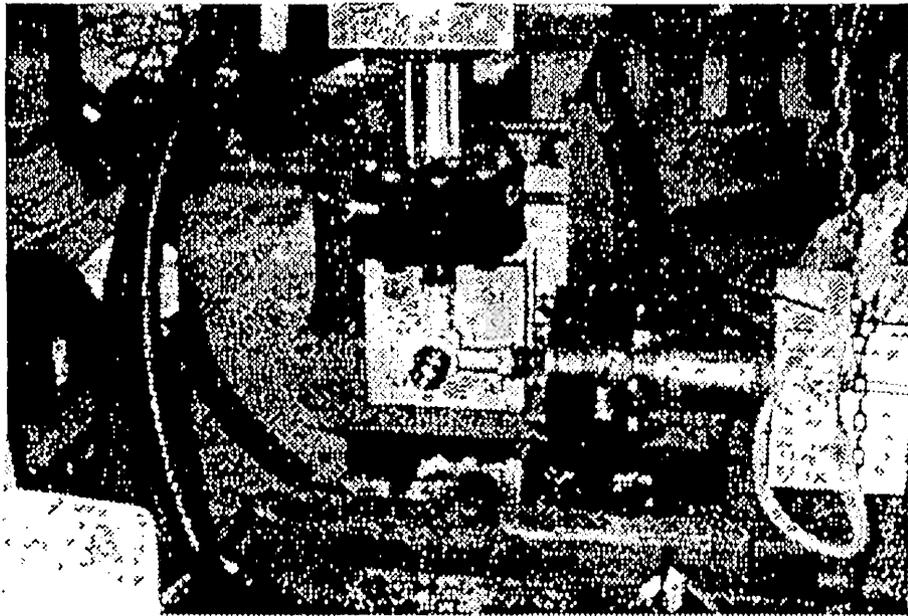


写真-2.1 セットアップ状況

## 第3章 1方向及び2方向正負交番載荷を受けるRC部材の応答性状

### 3.1 概要

RC構造物が、2方向から同時に外力を受ける場合、ある1方向の変位が強制されると、その直交方向では”2軸相互作用”により、変位が一定である場合でもその耐力が低下する。したがって、2方向から同時に外力を受ける場合の耐力は、1方向から外力を受ける場合の耐力よりも低下してしまうことになる。これはRC部材が2方向外力を受ける場合、その各方向の復元力をそれぞれ縦軸と横軸にとった場合、その軌跡は”降伏曲面(図-3.1)”という円形状のスケルトンカーブの内側をたどるためである。このため2方向外力を受けるRC部材の各方向における耐力は1方向と比べて低下してしまう。さらには、その降伏曲面は移動、もしくは膨張することが実験的に明らかになっており[1]、それらの影響を解析的に表現するのは困難である。したがって、本章では、2方向外力を受けるRC部材の基本的な応答性状を明らかとする事を目的とし、1方向及び2方向で正負交番載荷実験を行った。

### 3.2 実験概要

1方向の正負交番載荷実験はRC構造物の耐震性能を評価する実験手法としてこれまでに、様々な研究で成果をあげている。しかしながら2方向からの外力を考慮する場合、<3.1 概要>で述べたように2軸相互作用による耐力低下を正しく評価することが必要である。したがって2方向から外力を強制する正負交番載荷実験をおこない、その基本的な応答性状を把握する必要がある。これまでに、2方向正負交番載荷実験のために様々な履歴経路が開発されている。特に2方向外力を受ける部材の復元力特性のモデル化を目的とした研究においては降伏曲面を的確に把握することが必要とされる。そのため、降伏曲面をより正確に表現するための載荷経路が求められてきた。2方向外力の研究が始まった当初では履歴経路はx方向の変形量とy方向の変形量が等しい、45度方向の載荷履歴や、正方形載荷履歴、円形載荷履歴などが用いられてきた。これらの載荷履歴経路を図-3.2に示す。しかしこれらの履歴経路では復元力の軌跡がすぐに降伏曲面の内側に入ってしまう、降伏曲面を表現するのに不十分であった。例えば円形履歴では直交2方向のいずれかで常に減力が起こるので、水平力の軌跡は降伏曲面の内側を動くことになるし、また正方形の履歴においても第一象限中の履歴においてはまず降伏曲面をたどった後すぐに除荷が行われるために降伏曲面の内側を動いてしまう。

これらの載荷履歴経路の問題点を解決するために青山等により、四葉履歴[1]が開発された。履歴経路を図-3.3.1に、また各方向の変形量の時刻歴を図-3.3.2に

示す。この履歴によれば復元力の軌跡は経路1においてc～dによる荷力で降伏曲面に達した後、さらにd～eの荷力でさらに降伏曲面に達すると考えられる。すなわち経路1においてはa～b、d～e、経路2においてはg～h、j～kにおいて降伏曲面上を動くことになる。したがって四葉履歴経路を使用することにより十分に降伏曲面を明らかとすることができることから、本章では履歴経路に四葉履歴を用いることとした。

本章においては供試体を3体（CLU-1、CLB-1、CLB-2）作製した。実験の手順としては、まず1方向で正負交番載荷実験（CLU-1）を行い、その応答性状と四葉履歴載荷実験（CLB-2）から得られる応答性状との比較を行った。そして2方向外力を受けるRC部材の基本的な応答性状の特徴を明らかにする事を目的とし実験を行った。

また、四葉履歴載荷実験を行う前に予備実験用として供試体を1体（CLB-1）用意した。この予備実験で検証したことは、以下の2点である。

- (1) 四葉履歴載荷における変位履歴の制御アルゴリズム
- (2) アクチュエーターの精度（命令と制御の誤差）

四葉履歴載荷実験（CLB-2）における手順は、まず部材の降伏を、斜め45度方向（x方向とy宝庫の変形量が一定）の載荷実験で確認する。これは降伏曲面が円形であることを前提とし、その場合の半径を計測することを目的としている。降伏曲面においてその半径は、1方向載荷実験における降伏耐力に相当する。2方向載荷実験（四葉履歴載荷実験）では、その半径の $1/\sqrt{2}$ を四葉履歴載荷の $1\delta y$ とし、その整数倍の変形量を経路1、経路2を1サイクルとした四葉履歴載荷で、部材の耐力低下が確認できるまで繰り返した。

1方向正負交番載荷実験（CLU-1）では四葉履歴載荷実験との実験条件をなるべく等しくするために、まず本研究で開発した2台のアクチュエーターを用いたセットアップ方法で載荷実験を行った。また載荷履歴では四葉履歴における1方向成分の変形履歴のパターンとの差を小さくし、条件をなるべくそろえるために、まず部材の降伏が確認できるまで変形を与え、その変形量を $1\delta y$ とした。その変形量を正側、負側で強制した後に、 $1\delta y$ の整数倍の振幅で各サイクル2回ずつの載荷を部材の耐力低下が確認できるまで繰り返した。

本実験においては<2.2 2台のアクチュエーターを用いた実験システム>を用いているので、各サイクルの振幅及び、各サイクルにおける繰り返し回数、何サイクルまで載荷を継続するかを、入力値として与えるだけで、実験は全てコンピューターによる制御で最終ステップまで自動的に継続される。また載荷実験の途中で急に耐力低下が起きたり、緊急の事態によりプログラムを停止する必要のある場合の

ために、プログラム内にはプログラム緊急停止用のシステムコールが常駐している。これにより、載荷実験中の緊急停止、または一時停止及び試験継続が可能となっている。

### 3.3 2方向正負交番外力を受けるRC部材の応答性状

まず検証実験として、CLB-1を用いて制御アルゴリズム及びアクチュエーターの精度の確認を行った。図-3.4.1に各アクチュエーターに対する命令変形とアクチュエーターからのフィードバック変形を各方向成分に変換した変形量の奇跡を示す。軌跡は正方形を4つ描き、四葉の形を表している。また巻き込み型変位形を用いて供試体の変形量を計測したが、その軌跡はあまりきれいなものではなかった。ただし、それは変位形の精度の問題である。通常の変位形の精度は0.2mm程度の最小分解能を保有しているが、巻き込み型変位形はその1/10程度の精度しか保証されていない。また変位形と供試体の接続部分でどうしても滑りが生じるために正確な計測は困難であった。また図-3.4.2には各アクチュエーター変形量を命令と制御で比較した時刻歴を示す。ほぼ完全に、命令と変形は一致しており本実験手法における制御アルゴリズムの妥当性が検証できた。変形量が0.0付近においては多少精度が低くなっているが、これはアクチュエーターの性質上の問題である。これに関しては、今回の検証実験以上にキャリブレーションをおこなう必要がある。

次に上記と同様のアルゴリズムを用いて、1方向正負交番載荷実験を行ったCLU-1から得られた履歴曲線を図-3.5に、変形量および復元力の時刻歴を図-3.6に示す。1方向の正負交番載荷実験をおこなう場合は、変形を強制しない方向の目標座標を前ステップにわたって0.0とすることで対処した。両アクチュエーターは目標座標と両アクチュエーターの端部との距離をもとに各アクチュエーターの増分変形量を算出する変換が各ステップにおいておこなわれているために、1方向の正負交番載荷も可能となる。降伏変形量及び荷重は正側で5mm、16.56kNであり、負側では-5mm、-17.76kNであった。最大耐力は負側で-21.771kNであった。供試体は5 $\delta$ yの載荷途中において、負側でコンクリートが激しく圧壊し、耐力が低下した。履歴曲線において階段状に曲線が折れ曲がっている部分はその圧壊が起こった点である。また荷重の時刻歴曲線においても約2400ステップあたりで応答曲線に段がついているのがわかる。また変形量の時刻歴において、応答が負側に若干偏っているのがわかるが、この理由はプログラムにおいて、折り返し判定を行う際に、その数値の精度が十分に高くなかったために折り返し点が負側に偏ってしまったためである。以降の実験では折り返し判定の精度を高めるために、入力値を有効数字6桁までを入力することにした。ちなみにCLU-1においては入力値の有効数字は3桁で

あった。

次に四葉履歴載荷実験を行ったCLB-2から得られた、各方向の履歴曲線を図-3.7に、変形量の時刻歴および軌跡を図-3.8に復元力の時刻歴及び軌跡を図-3.9に、変位形で測定した供試体の軌跡を図-3.10にそれぞれ示す。履歴曲線から、各方向の降伏変位及び荷重はx方向では正側で3.6mm、14.8kNおよび負側で-3.5mm、-13.0kNであった。これらの実験結果を1方向のCLU-1と比較すると、変位では71%、荷重では81%の値となり降伏変位および荷重が低下した。またy方向における降伏時の変位と荷重は正側で3.8mm、15.2kNであり、負側で-3.4mm、-9.48kNであった。これらの結果とCLU-1との比較をすると変位では72%、荷重では72%となり、x方向、y方向共に降伏荷重および降伏荷重に低下が見られる。次に、最大耐力を比較する。x方向では最大耐力は19.48kNとなる。よってCLU-1との比較では89%となる。また、y方向においては最大耐力は14.7kNでありCLU-1と比較すると、68%となり、それぞれの方向において平均で21.5%も耐力が減少していることがわかる。また履歴曲線から降伏点を求める場合には、1方向での正負交番載荷実験と比較して、その降伏点が曖昧に現れている。これは2方向から載荷を行うと供試体が捻れながら変形し、このために、鉄筋の降伏が不規則に起きるために、明らかな降伏点は現れなかった。変形量の軌跡曲線および時刻歴(図-3.8)において、各サイクルにおける各方向の最大変形量に差が見られる。例えば、軌跡曲線の外形が、x方向に長い長方形となっている。これは<2.2 2台のアクチュエーターを用いた実験システム>で述べたように、各アクチュエーターの載荷点に段差が生じているために、各方向の変形量に係数をかけてあるためである。供試体の変形量を検証するために設置した、変位計による変形量の時刻歴および軌跡曲線は本節の始めのCLB-1の結果でも述べたようにあまりきれいな結果を描いていないが、これは変位計の制度上の問題であり、実際の応答を正確に表現しているとはいいがたい。

各方向の履歴曲線(図-3.7)において、各ループで変形が最大に達した後に荷重が一気に低下している。この現象は”2軸相互作用”による影響である。この現象をさらに分かりやすくするために、1サイクル(経路1+経路2)における変位の軌跡を図-3.11(a)に、荷重の軌跡を図-3.11(b)に示す。またその1サイクルを4つのステップに区切った場合の履歴曲線を図-3.12に示す。前節でも述べたように、四葉履歴は経路1(Path-1)と経路2(Path-2)とで1サイクルとなる履歴経路である。図-3.11(a)、(b)では各経路でステップを区切って履歴曲線を描いてみた。まず経路1における前半部分(o-a-b-c)の経路で供試体を強制するときにはx方向ではbからcに至るときに耐力が低下している。またy方向においてはaからbに

至るときに耐力が低下している。これはある一方の変形が一定に保たれているときに、その直交方向で変位が強制される場合に変形が一定である方向での耐力が低下する”2軸相互作用”の影響である。つまりx方向においてはb点からc点に至るまでは変形は一定量である。またその直交方向であるy方向の変形量は減少している。またa点からb点へ供試体を強制する場合はy方向の変形量は一定であるがその直交方向のx方向では変位が強制されている。このような場合に”2軸相互作用”による影響が現れる。またこの現象は変位が圧縮側に強制されようが、引張側に強制されようが、同様に現れるところが特徴である。例えば経路1におけるa点からb点への経路は供試体には圧縮方向の変位強制である。それに対し、経路2におけるg点からh点への経路は供試体には引張方向の変位強制となる。ところが、図-3.12におけるその経路に当たる部分を比較すると、ほぼ同程度の耐力低下が見られるのである。

荷重の軌跡を描いた図-3.11(b)ではa点からb点まで、d点からe点、j点からk点およびg点からh点において降伏曲面上を動いている。これによれば降伏曲面はx方向に長い楕円形となる。

崩壊性状の比較としてはCLU-1においては一方向側のかぶりコンクリートの剥離が見られたただけだが、CLB-2においては内部コンクリートまでもが剥離し、最終的には鉄筋に座屈が生じた。CLU-1の最終破壊性状を写真3.1にまたCLB-2の最終破壊性状を写真3.2に示す。

### 3.4 まとめ

本章ではまず本実験システムの検証を行った。アクチュエーターの精度の検証から、ほぼ命令変形と制御変形とが一致した。これより実験精度は確保できたといえる。但し、アクチュエーターの性質上の問題で変形量が0.0 mm（アクチュエーターの中立軸）付近で不安定な応答が見られた。これについては本実験で行った以上のキャリブレーションの徹底が必要である。四葉履歴を強制する実験アルゴリズムについては実験結果で示したように、ほぼ正方形に近い、精度の良い四葉履歴を強制できることが証明できた。1方向正負交番载荷実験と四葉履歴载荷実験との比較では降伏点の低下すなわち初期剛性の低下、および最大耐力の低下が明らかとなった。

また最終破壊性状を比較すると明らかに2方向からの外力を加えたCLB-2の方が激しく壊れており、2方向外力を受けるRC部材の破壊性状の厳しさが示せた。

参考文献

- [1] 小谷俊介・青山博之・鈴木紀雄：“2軸曲げと軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の挙動”、コンクリート工学年次講演会講演論文集 1982

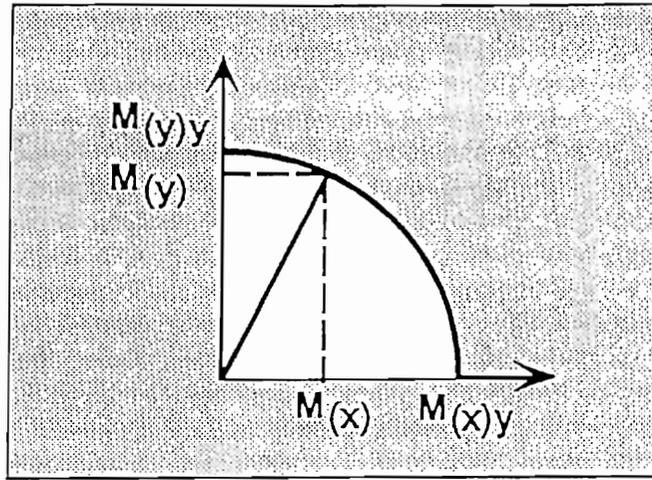


图-3.1 降伏曲面

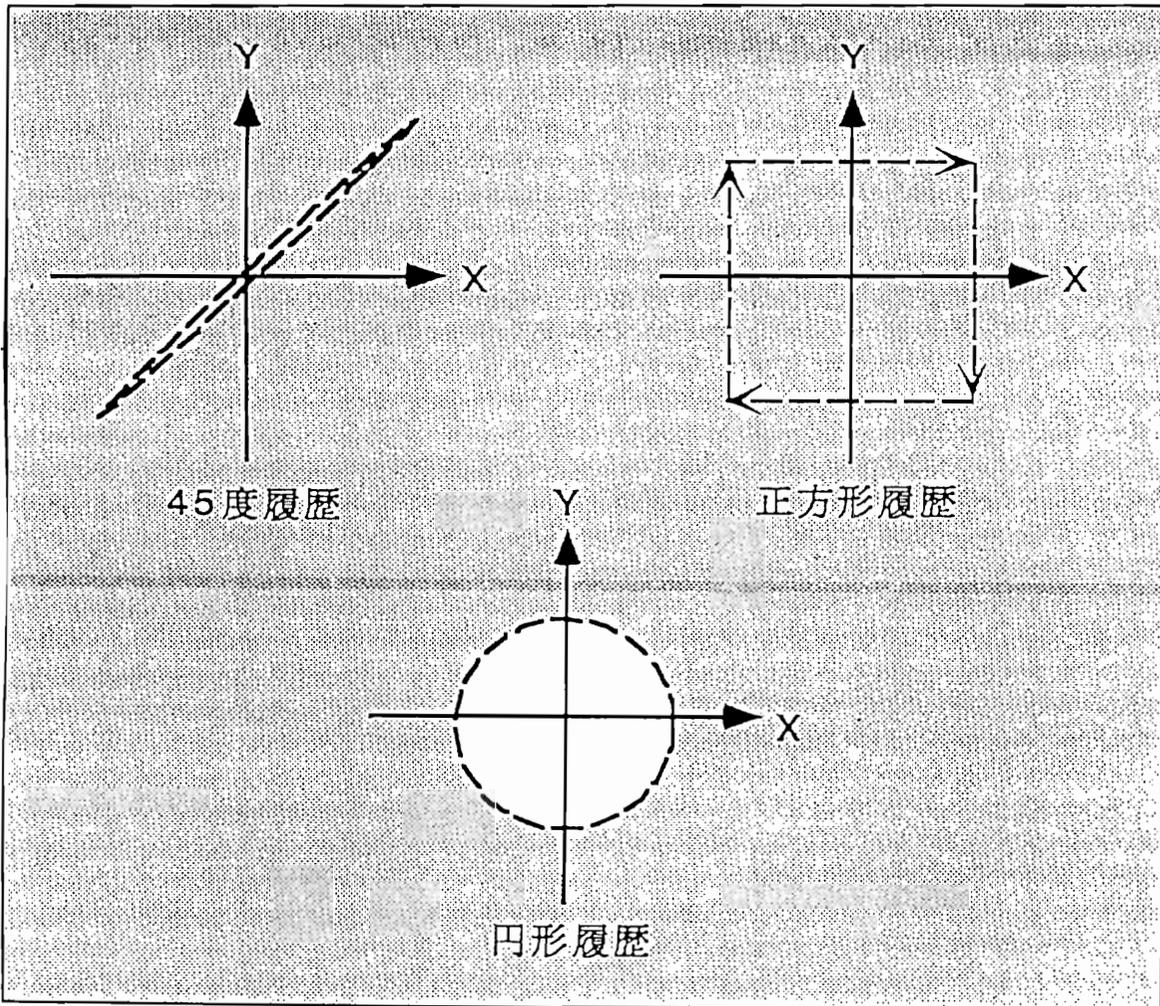


图-3.2 載荷履歷

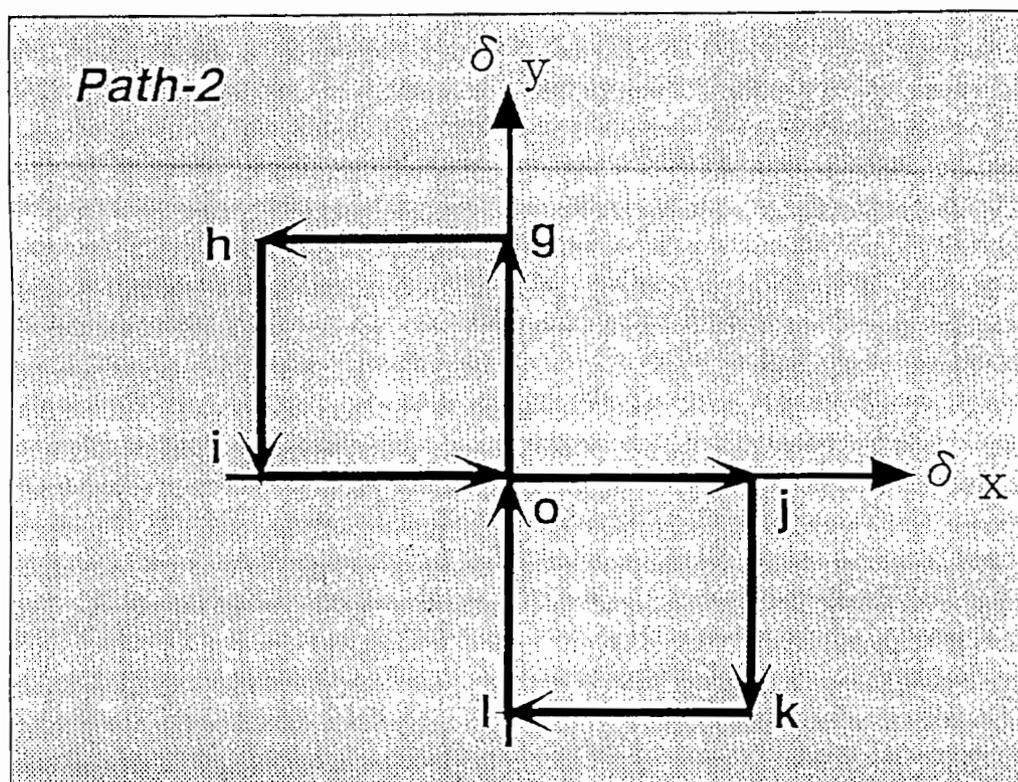
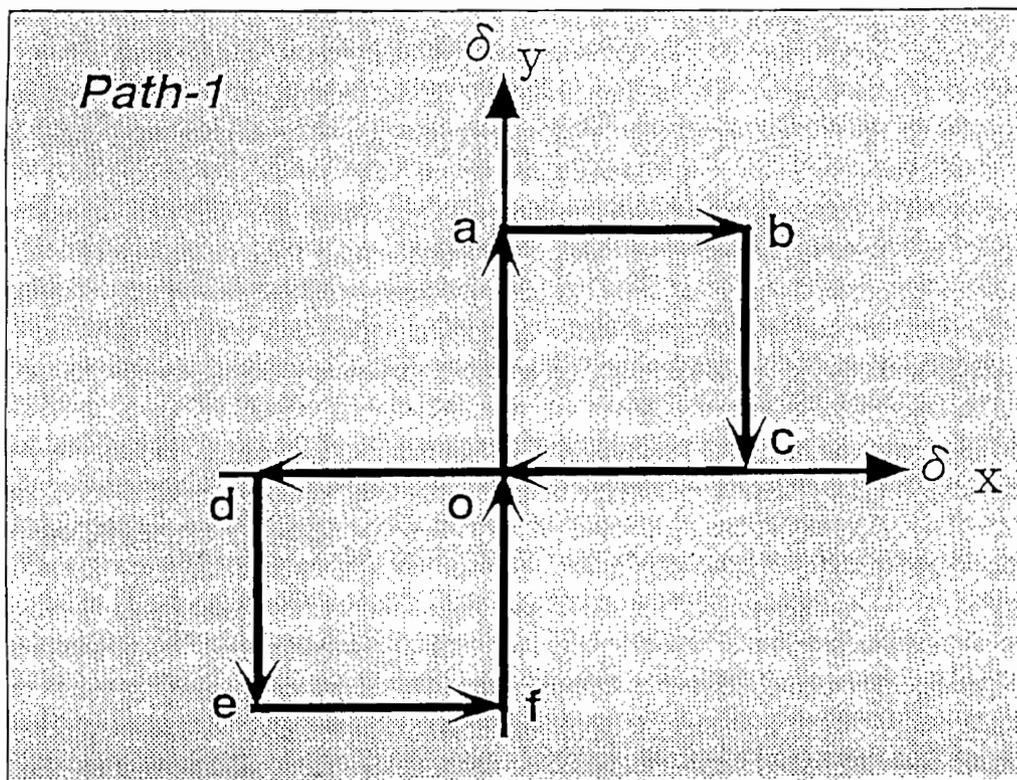


図-3.3.1 四葉履歴

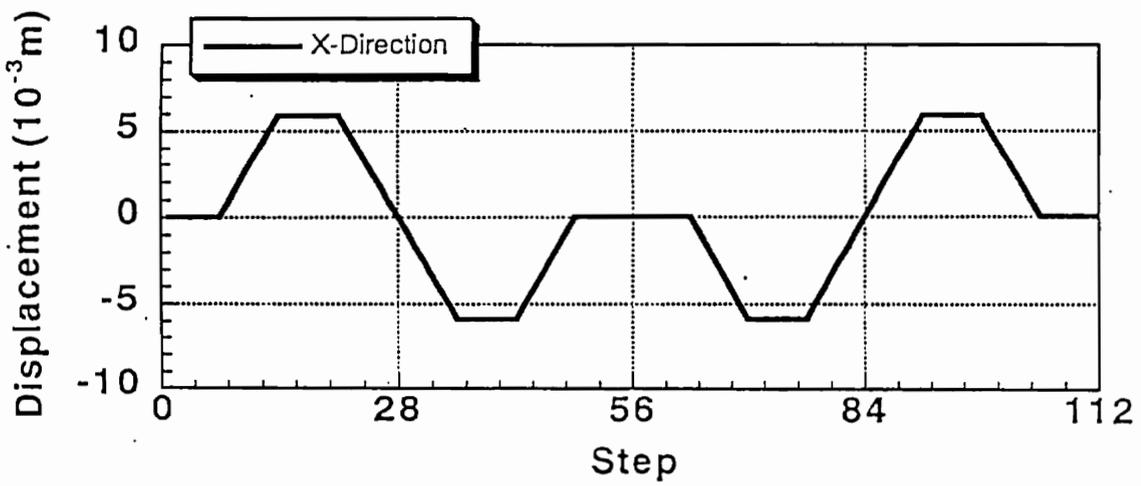
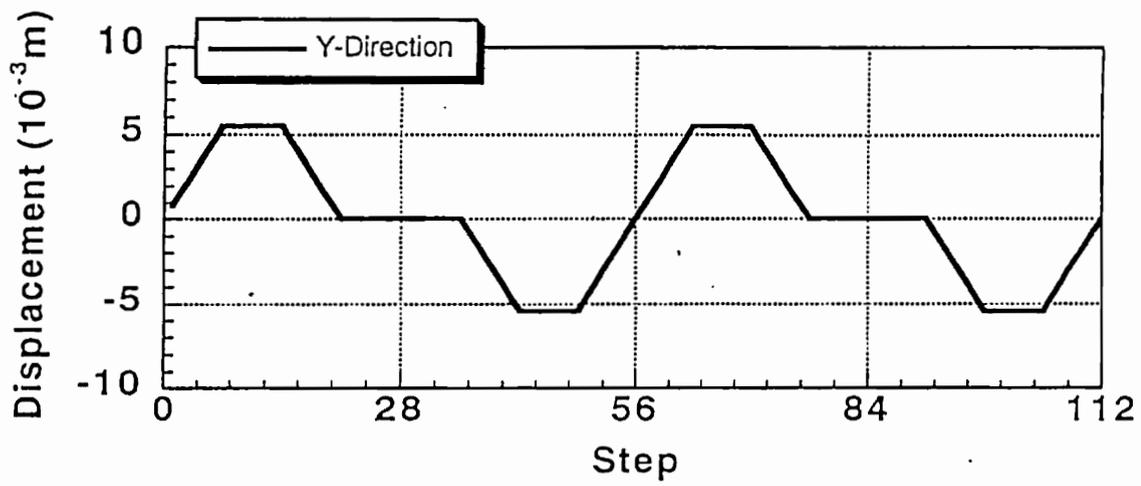


図-3.3.2 四葉履歴の時刻歴 (1サイクル)

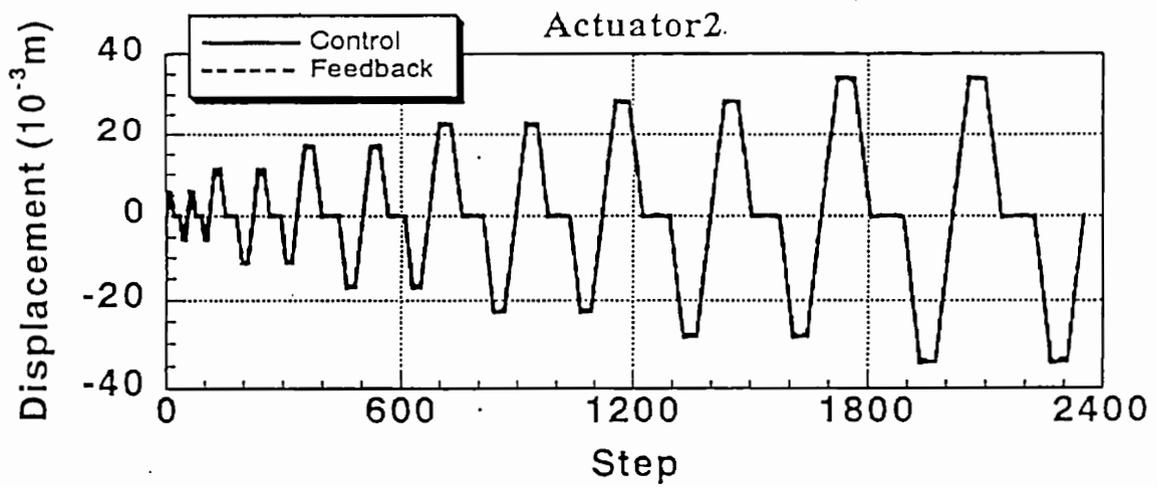
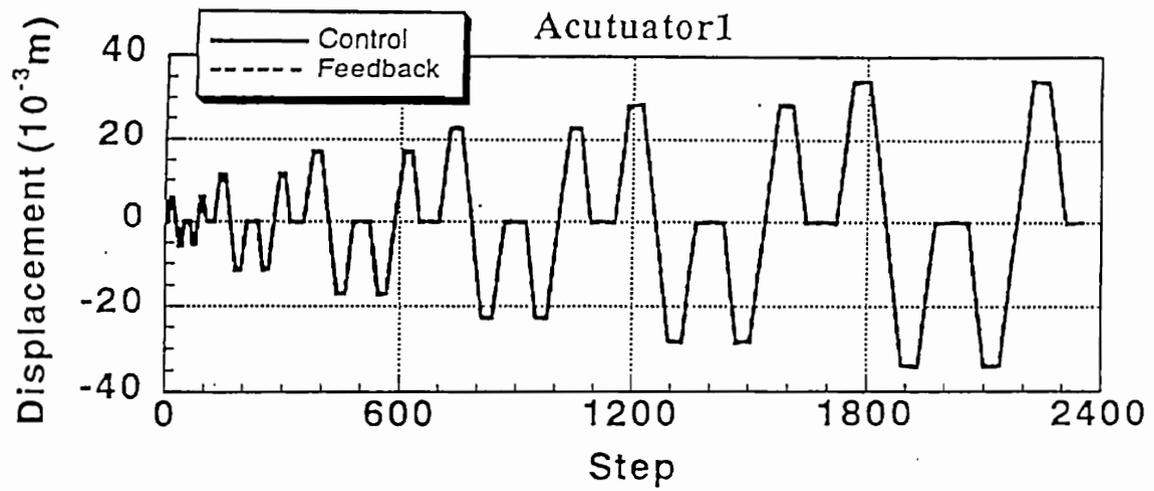


図-3.4.1 命令変形量と制御変形量の比較（時刻歴）

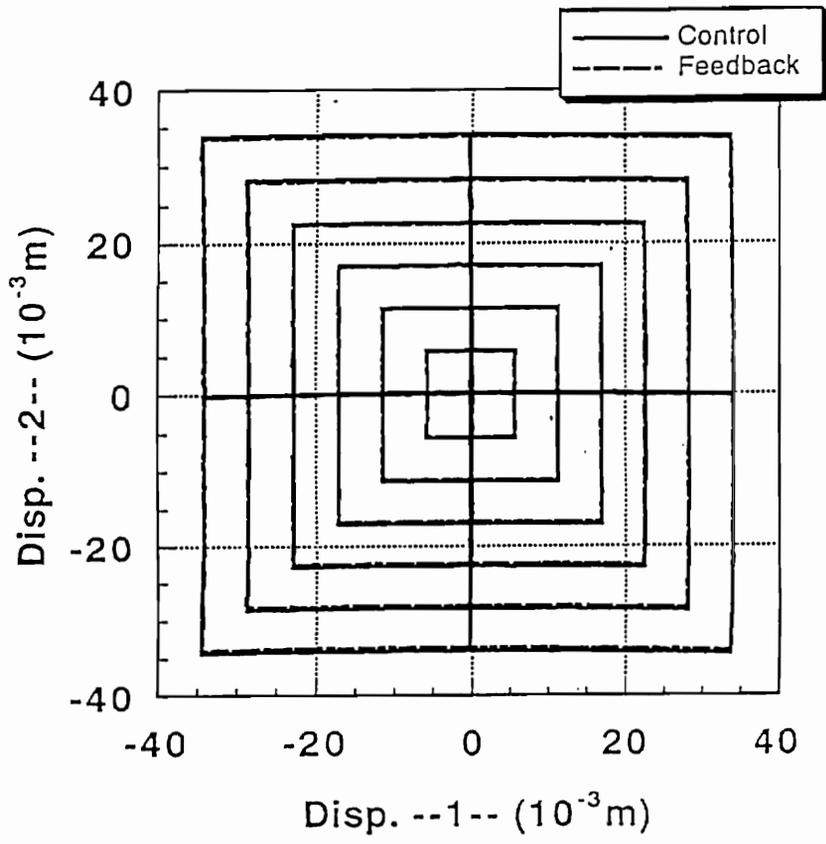


図-3.4.2 命令変形量と制御変形量の比較（軌跡）

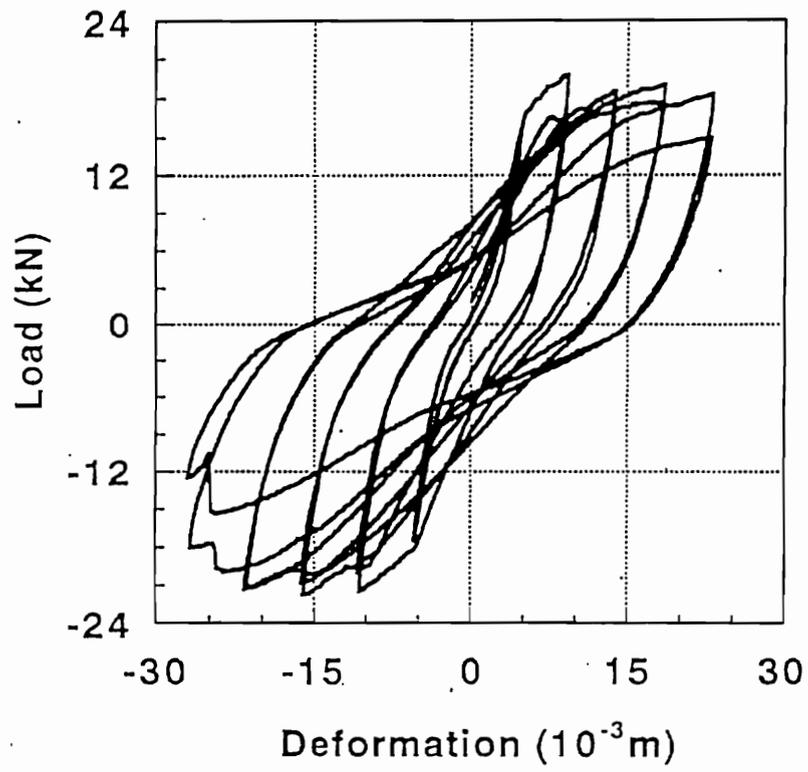


図-3.5 履歴曲線 (CLU-1)

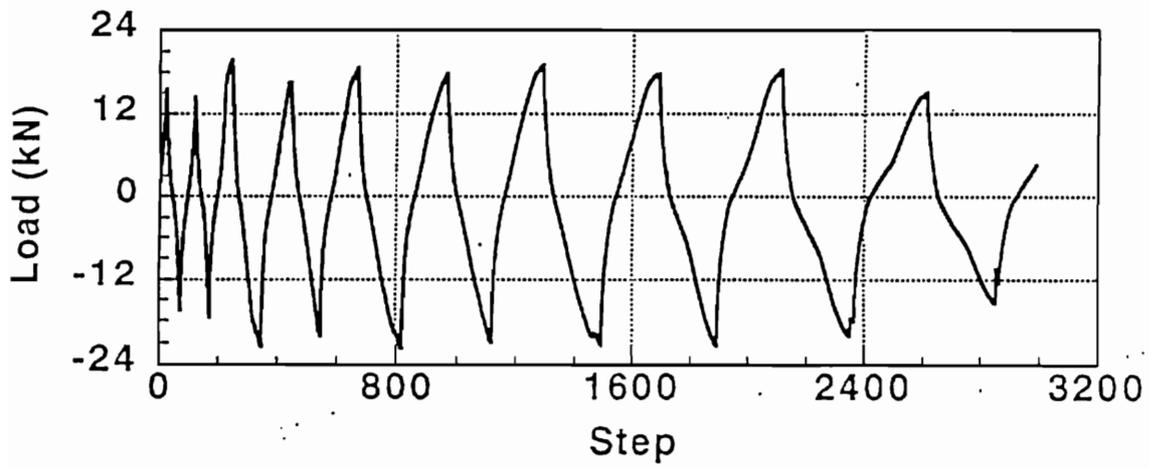
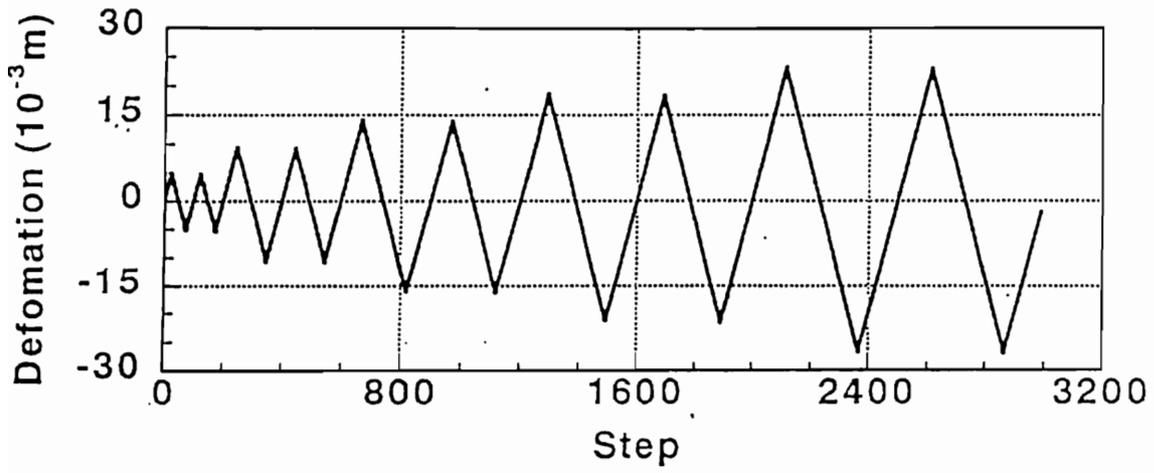


図-3.6 変形量および復元力の時刻歴 (CLU-1)

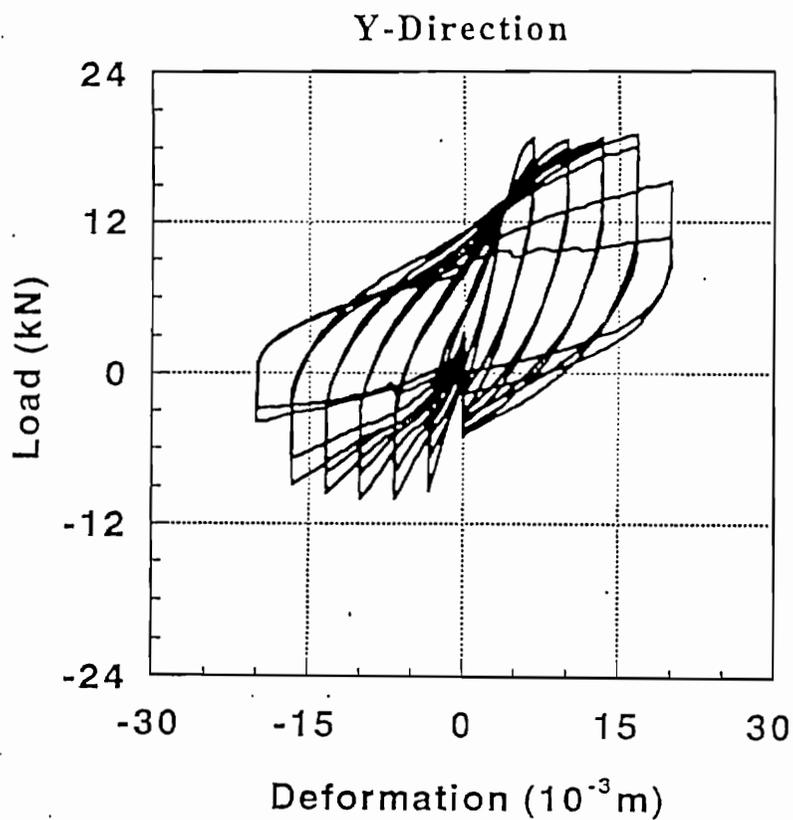
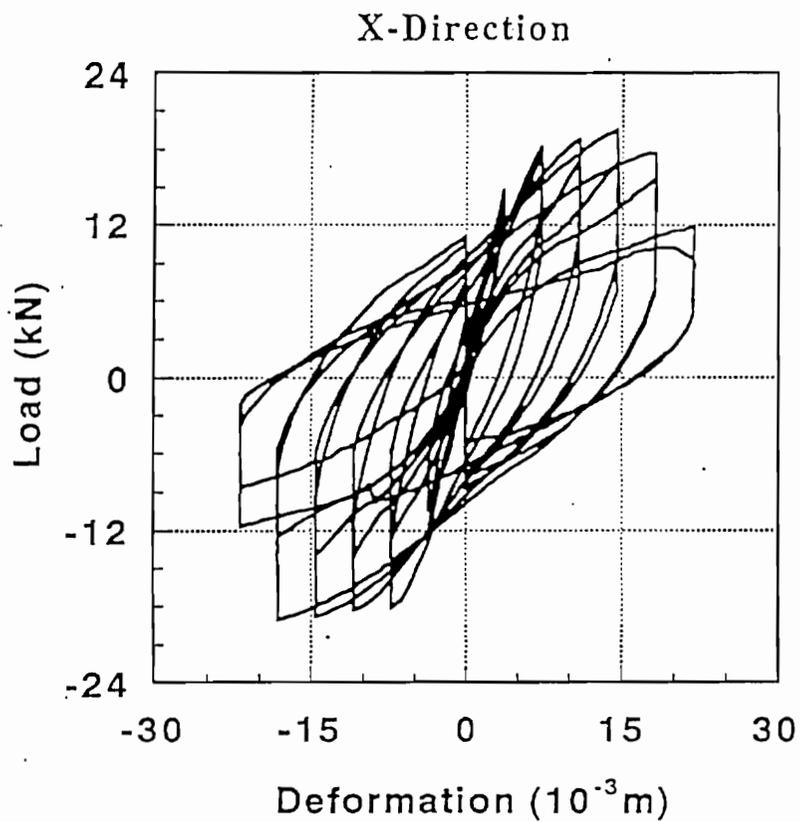


图-3.7 履歴曲線 (CLB-2)

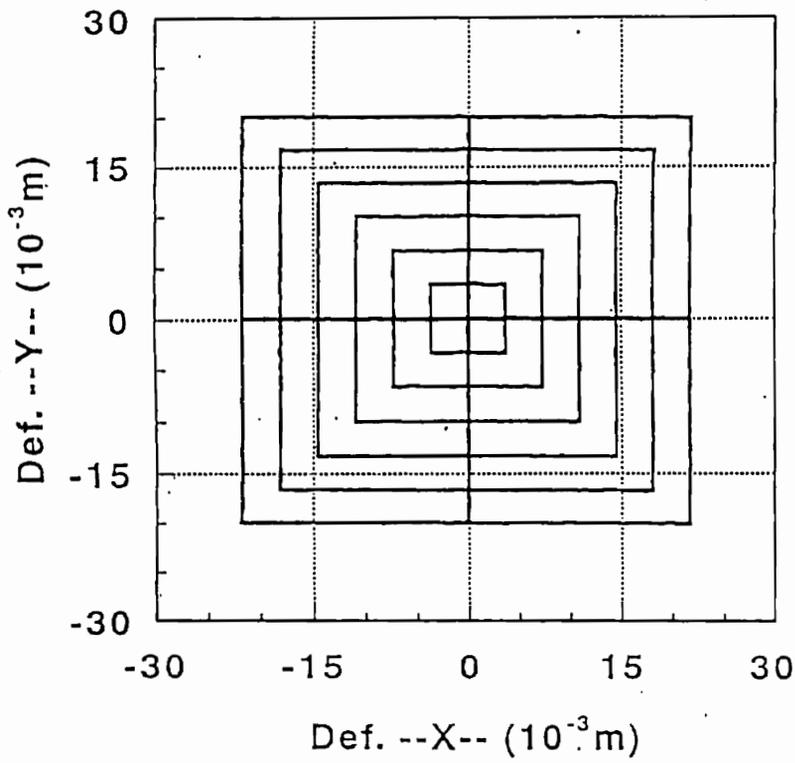
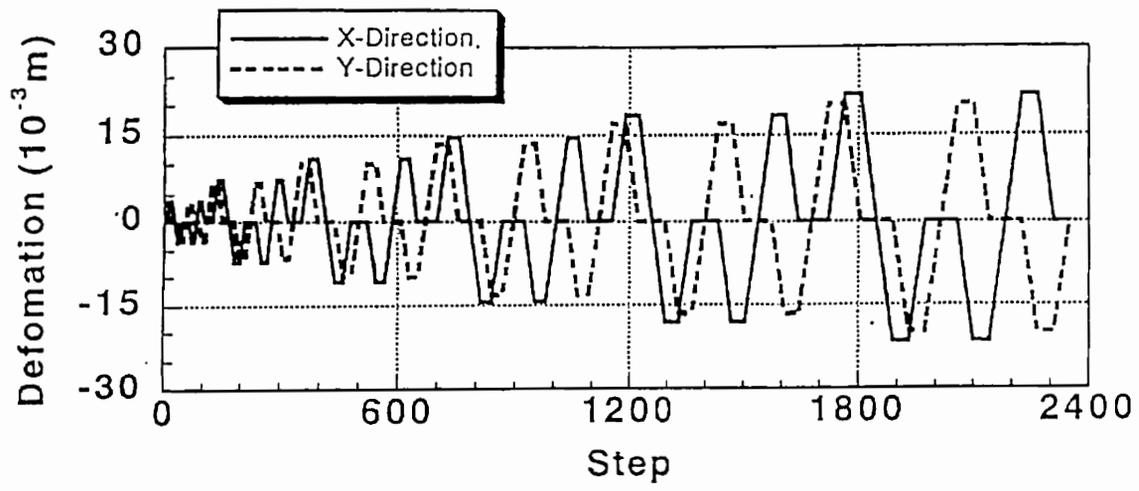


図-3.8 変形量の時刻歴および軌跡曲線 (CLB-2)

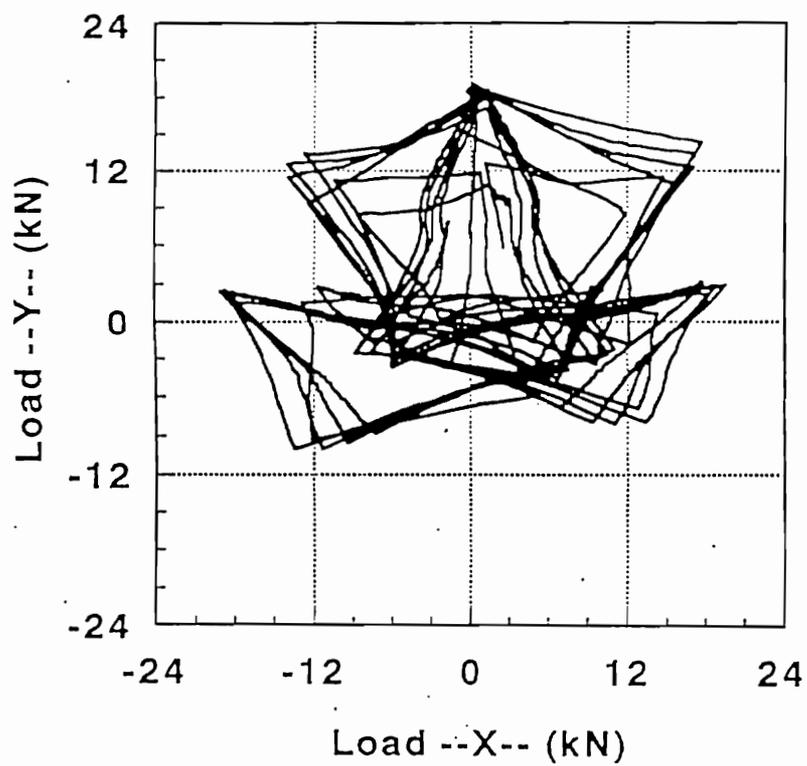
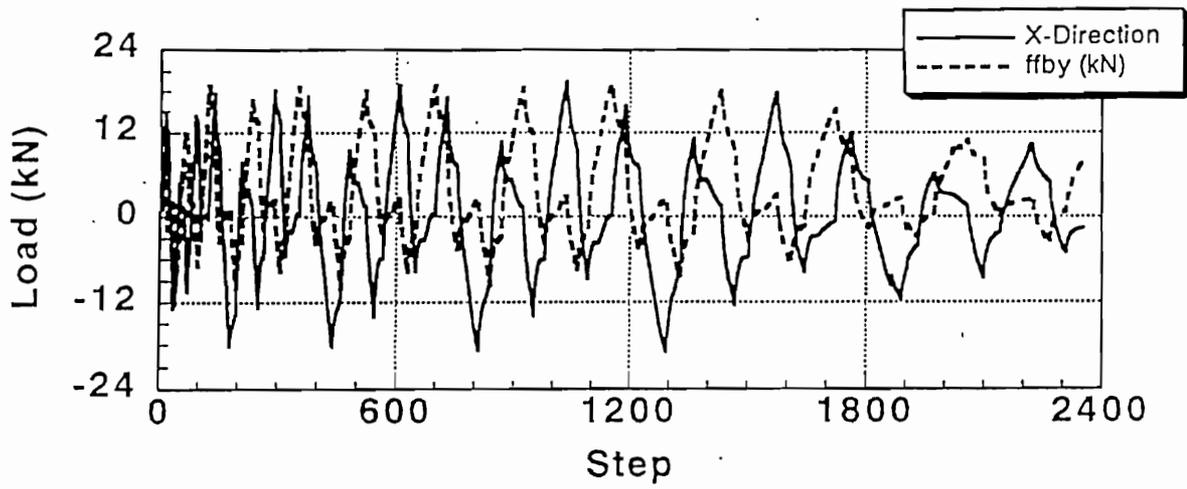


図-3.9 復元力の時刻歴および軌跡曲線 (CLB-2)

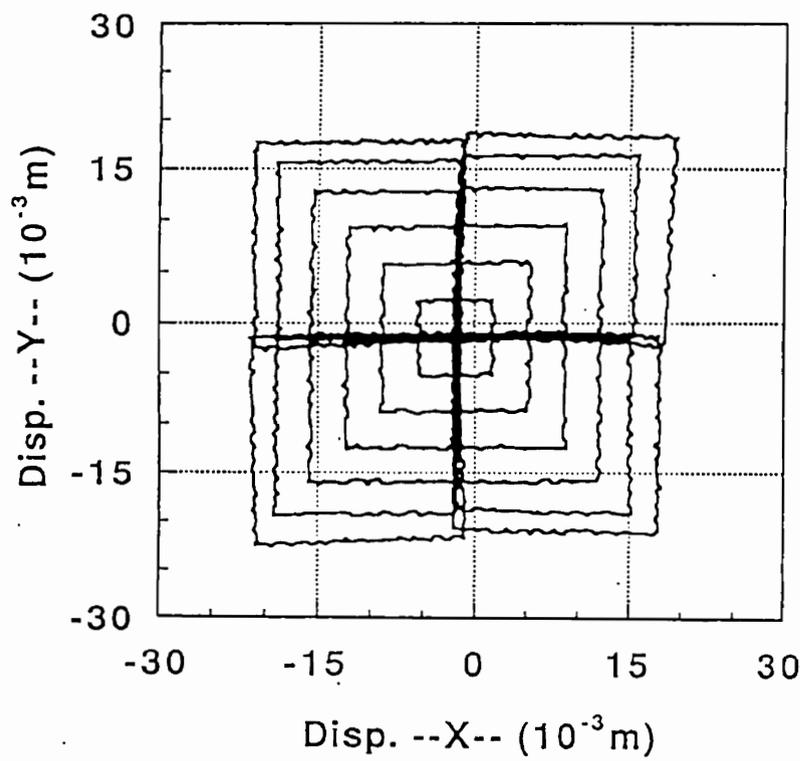
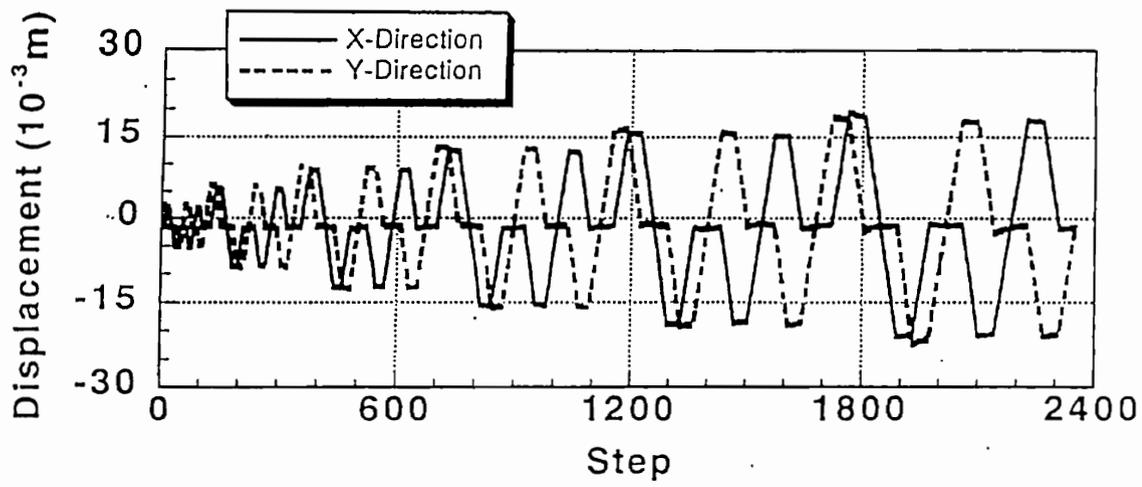


図-3.10 時刻歴および軌跡曲線<変位計> (CLB-2)

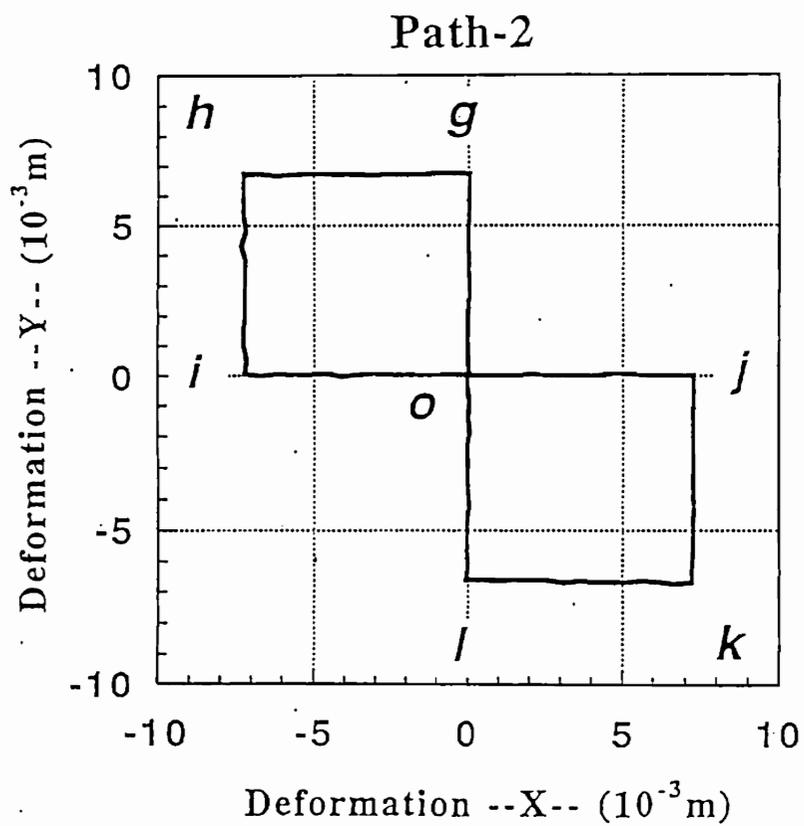
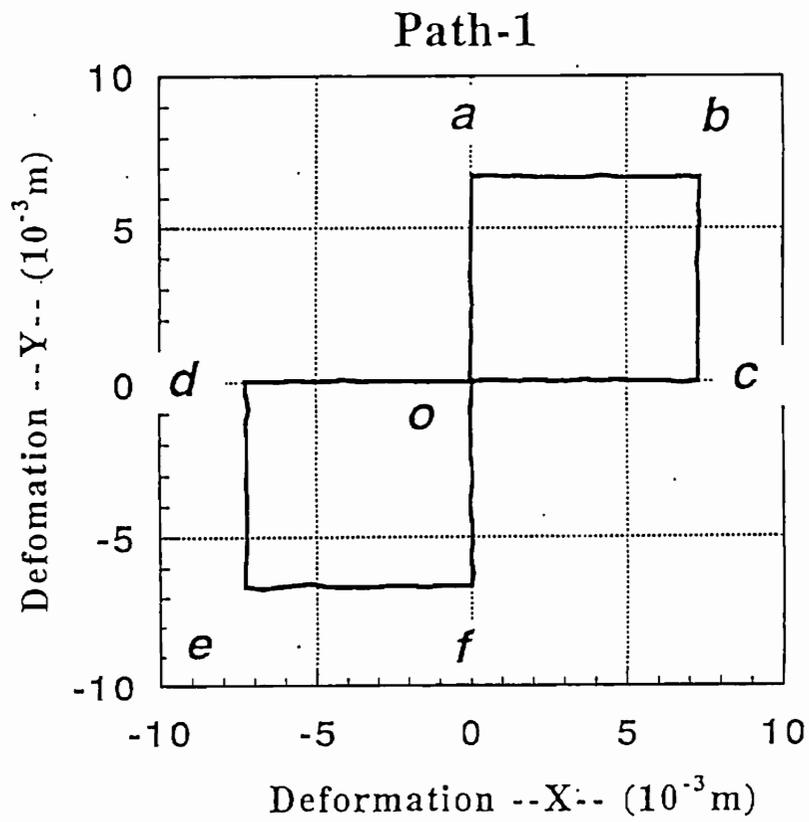


図-3.11 (a) 変形量の軌跡曲線 (1サイクル)

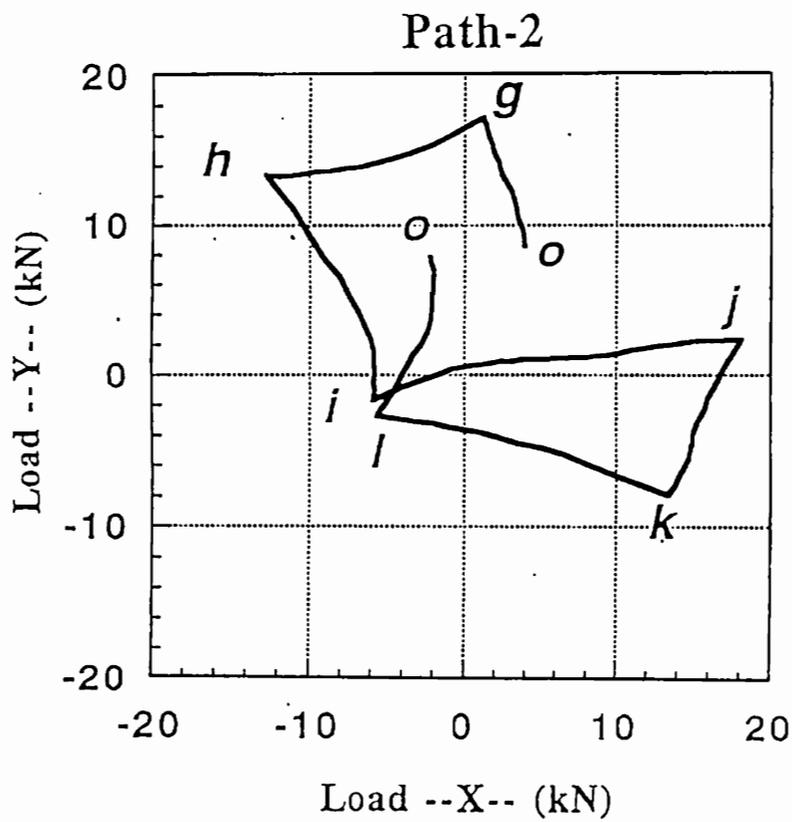
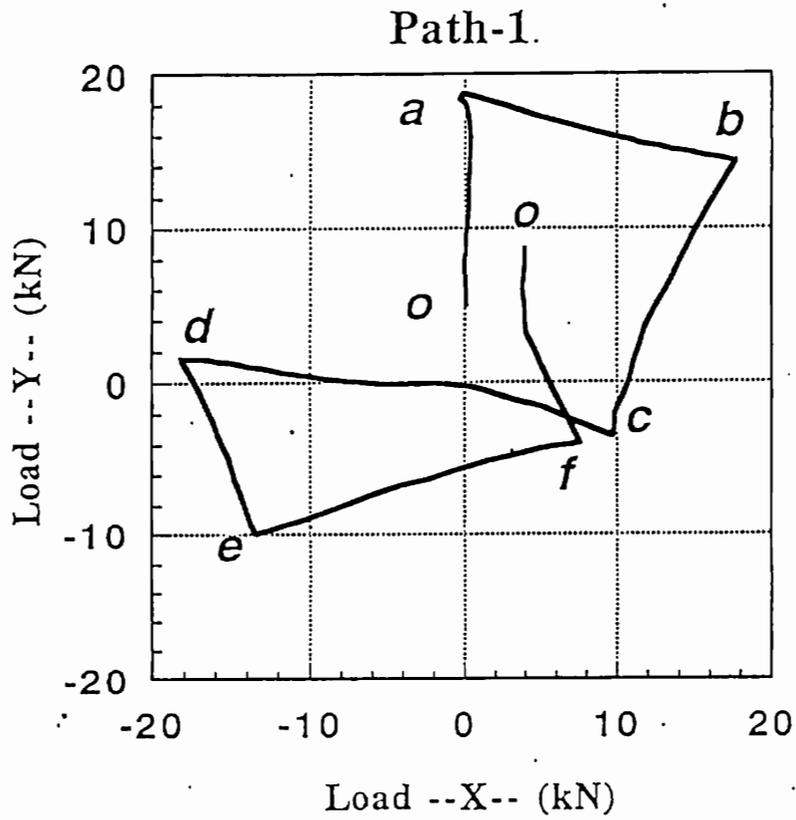


図-3.11 (b) 復元力の軌跡曲線 (1サイクル)

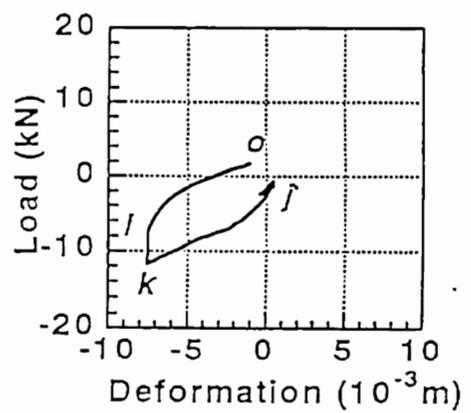
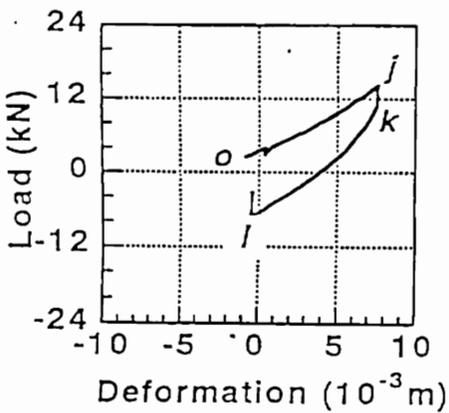
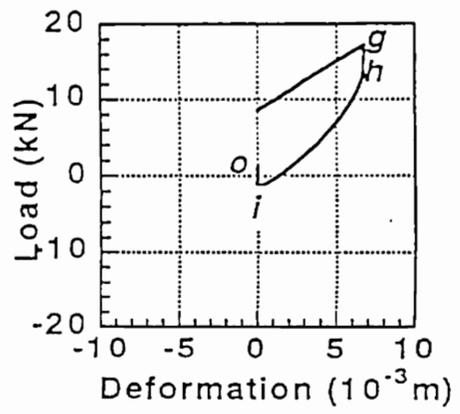
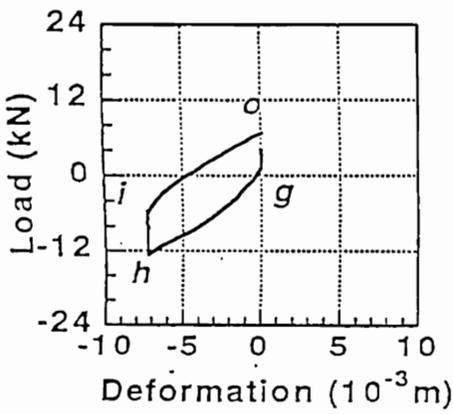
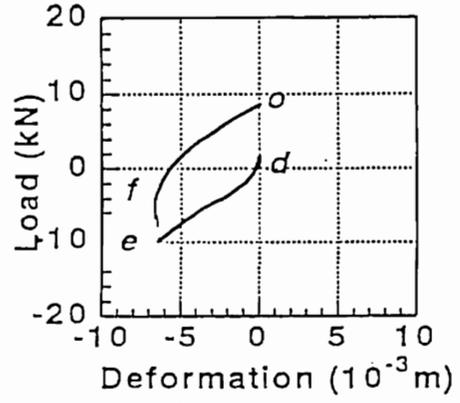
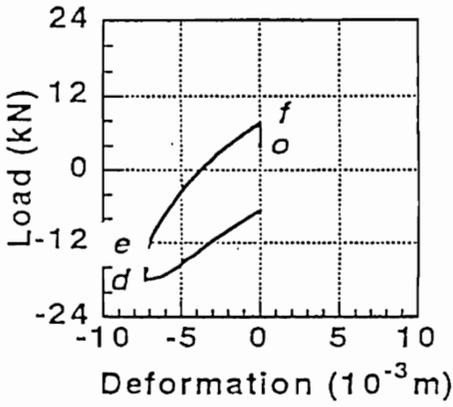
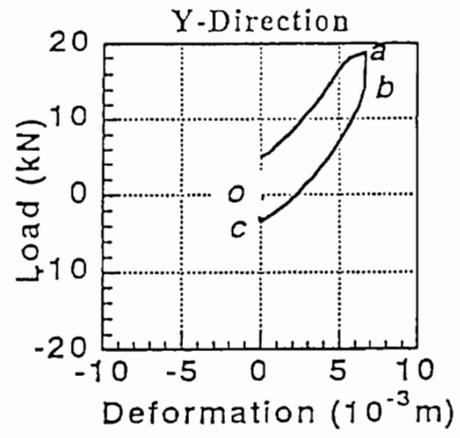
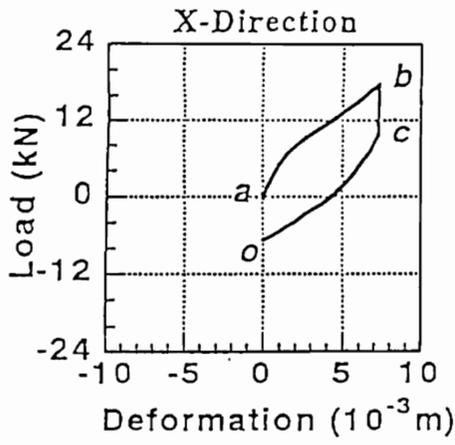


図-3.12

履歴曲線 (1 サイクル)

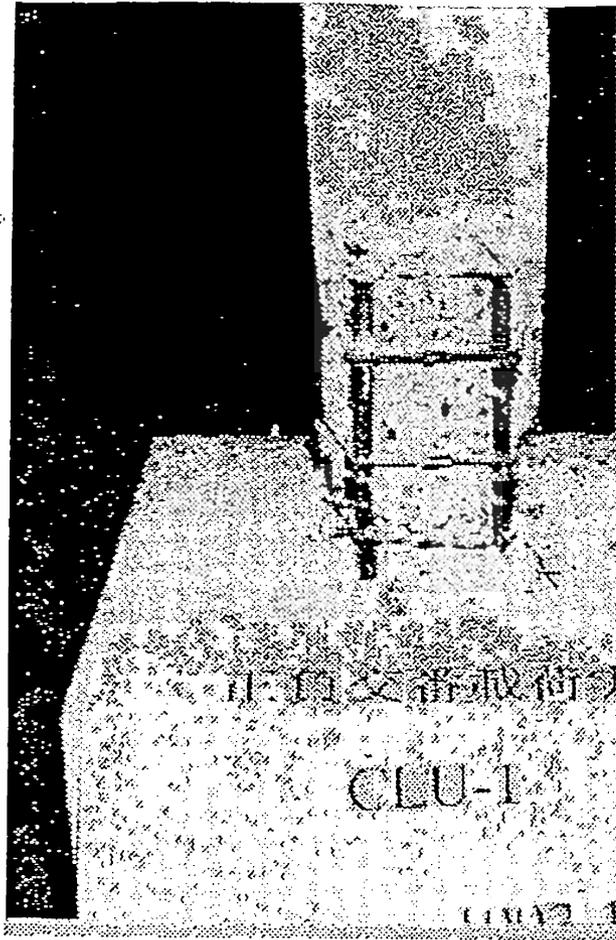


写真-3.1 破壊性状 (CLU-1)



写真-3.2 破壊性状 (CLB-2)

## 第4章 仮動的実験による2方向地震力を受ける RC橋脚の応答性状

### 4.1 概要

RC構造物の地震時における弾塑性応答性状を再現する手法としては、振動台実験、数値計算および仮動的実験などがあげられる。振動台実験は直接的に地震時の弾塑性応答性状を再現できる実験的手法である。ただし、振動台の容量の制約から、使用する供試体の大きさは限られてしまう。そのために相似則を考慮したうえで、精密なセッティングを行う必要がある。また数値解析手法はパラメトリックに構造物の応答性状を求めたい場合には、非常に有効な手段であるが、構造物の力学的特性を数学的なモデルに置き換えることが必要である。仮動的実験は地震応答解析を行いつつ、直接供試体を載荷し、得られた復元力を計算機に取り込み、解析を進める手法である。したがって、振動台実験のような大規模な設備を必要とせずに実験を行うことができ、数値解析のように複雑な力学的モデルも必要としない。

また3章では、RC部材に2方向から同時に外力を受ける場合は、“2軸相互作用”によりある一方向において耐力が低下することが明らかとなった。このことは2方向外力を受ける構造物の応答は各方向から入力される外力の性質により大きく影響を受けることを示唆している。したがって、実際に2方向地震動を受けるRC部材は、その応答性状が非常に複雑なものになることが予想される。これを解析的に明らかにすることは、多くの仮定を必要とするために非常に困難である。

仮動的実験は上にも述べたように複雑な力学モデルや、復元力モデルを使用することなく、地震力を受けるRC構造物の弾塑性応答性状を表現することができる実験手法である。これまでの仮動的実験を用いた研究の多くは地震波の1方向成分のみを入力していた。しかし実際の地震波は通常NS成分とEW成分とに変換され、記録されている。したがって、1方向成分を入力する仮動的実験では実際の現象に近い応答性状を得ることができず、その構造物の耐震性を十分に評価できないおそれがある。

本研究では2方向外力載荷実験システムに仮動的実験のアルゴリズムを加えて、2方向から地震力を入力できる仮動的実験システムを開発した。本章ではその実験システムを用いて、1方向仮動的実験(PDU-1、PDU-2)と2方向仮動的実験(PDB-1)を行い、その応答性状および破壊性状を比較した。さらに配筋を変化させた供試体(PDB-2、PDB-3)を用いて2方向仮動的実験を行い、その弾塑性応答性状の比較を行った。

## 4.2 2方向仮動的実験システム

### 4.2.1 仮動的実験システム

仮動的実験は地震応答解析を行う際に、復元力を実際の供試体を加力することで得つつ、解析を進める手法である。図-4.1に仮動的実験の概念図を示す。またシステムの流れを以下に示す。

- (1) 対象構造物を独立柱式RC橋脚とし、それを約1/9に縮小した供試体を作製
- (2) 供試体を1質点形にモデル化し、その上載荷重(質量)を実構造物における軸応力と等しくなるように9800Nと設定
- (3) 現在のステップにおける地震波を入力し、前ステップの変位、速度、加速度とから次ステップの変形量を算出
- (4) 変形量をD/A変換しアクチュエーターでその変形量を強制
- (5) アクチュエーター内蔵のロードセルで復元力を計測
- (6) 復元力をA/D変換し、コンピューターへ取り込み、応答計算により、現在のステップにおける応答値を算出
- (7) 各応答値を記憶装置に保存

この手順の内、仮動的実験では(3)～(7)までの手順を自動的に地震継続時間にわたって繰り返し、構造物の応答計算を行う。図-4.2にこの流れを示す。

また(6)における応答計算では数値積分により直接、応答値を求めている。本仮動的実験では、その数値積分法にオペレータ・スプリッティング(OS)法を適用した。以下に従来から用いられている数値積分法の幾つかをあげ、それらの特徴を示す。

(1) New mark- $\beta$ 法：陰的積分法であり、系が非線形領域にはいると収束計算が必要となる。仮動的実験においては復元力が履歴に依存する場合が多いので、収束計算に対応できない。

(2) 中央差分法：陽的積分法であり、系の保有している固有周期に対して、十分小さな積分時間刻みを必要とする(条件付き安定)。時間刻みが小さくなると必然的に命令変形量も小さくなり、仮動的実験ではアクチュエーターの精度の問題で小さな変形量の制御は実験の精度を低下させる。

(3) OS法：陰的積分法と陽的積分法を組み合わせた混合積分法である。系の履歴に依存する非線形である剛性を履歴に独立な線形部分の剛性と、履歴に依存する非線形部分に分け、線形部分には無条件安定なNew mark法を用い、非線形部分で

は条件付き安定な予測子-修正子法を用いて積分を行う。

OS法は中央差分法に比べ、積分条件が大幅に緩和され、またNewmark法のような収束計算をすることなく陽的に応答を求めることができる数値積分法である。したがって、仮動的実験に非常に適した数値積分法であることがわかる。以下にそのアルゴリズムを示す。

$$Ma_{n+1} + Cv_{n+1} + K^I d_{n+1} + K^E \bar{d}_{n+1} = P_{n+1}$$

$$\bar{d}_{n+1} = d_{n+1} + \Delta t v_n + (\Delta t^2 / 4.0) a_n$$

$$d_{n+1} = \bar{d}_{n+1} + (\Delta t^2 / 4.0) a_{n+1}$$

$$v_{n+1} = v_n + (\Delta t / 2.0) (a_n + a_{n+1})$$

$K^I$  : Stiffness of Linear Part

$K^E$  : Stiffness of Non - linear Part at (n + 1) Step

$d_{n+1}$  : Vector of Corrector Displacement at (n + 1) Step

$\bar{d}_{n+1}$  : Vector of Predictor Displacement at (n + 1) Step

$P_{n+1}$  : Restoring Force

運動方程式における減衰率は供試体の降伏以前は自由振動実験結果などから2%となることから2%とし、降伏後はRC部材の場合、履歴減衰が支配的となることから0%とした。またシステムを構成するハードウェアは<2.2 2台のアクチュエーターを用いた実験システム>に示したものと同様である。使用したプログラム言語は、歪みデータ計測用コンピューターにおいてはN88-BASICを、計算および制御用コンピューターにおいてはFortran-77である。

#### 4.2.2 2方向地震入力仮動的実験

<2.2 2台のアクチュエーターを用いた実験システム>において開発した2台のアクチュエーターを用いた载荷装置と<4.2.1 仮動的実験システム>の仮動的実験のアルゴリズムを組み合わせるにより2方向から地震力を入力する仮動的実験が可能となった。応答計算において、各方向の応答は2次元のマトリックスとして、各ステップ毎に独立に算出される。2方向仮動的実験の流れは、前ステップの応答値から、供試体の中心位置を2次元座標上の点として求められ、その座標を各アクチュエーターの増分変形量へ変換し、供試体へ強制する。各アクチュエーターで計測された荷重は各方向の復元力として2次元マトリックス化され、応答計算に取り込まれ、現ステップの応答値を数値積分から求める。この際に計測される各方

向の復元力は2軸相互作用の影響が加味された値となっている。このような流れで地震応答解析を地震波終了まで自動的に継続する。これらの変換式の妥当性は既に第3章の静的載荷実験において検証済みである。

### 4.3 実験概要

#### 4.3.1 入力地震波

仮動的実験で使用する地震波は1940年、Californiaで計測されたEl-Centro波のNS成分およびEW成分である。実際に記録された強震記録では、各方向の最大加速度はNS成分が315gal、EW成分が222galである。本実験ではこれらの地震波の時間軸を供試体の縮尺率から1/3に圧縮し、1ステップの時間刻みを $\Delta t=0.0033$ 秒とし、2000ステップを取り出して使用した。従って、地震継続時間は6.66秒となった。また各方向成分の最大加速度はNS成分とEW成分の比率が実際の強震記録と等しくなるように拡大して使用した。またEl-Centro地震波の特徴は、部材が降伏するかしないかという時刻に最大加速度が訪れることである。図-4.3にEl-Centro波の各方向成分の時刻歴を示す。図-4.4に各方向成分のフーリエスペクトルを示す。

#### 4.3.2 実験概要

2方向から外力を受けるRC構造物はその応答性状が非常に複雑となることが考えられる。したがって、これまでのように各方向独立に耐震性を検討する場合、問題が生じるおそれがある。そこで本章では、まず1方向仮動的実験(PDU-1、PDU-2)と2方向仮動的実験(PDB-1)を行った。PDU-1、PDB-1およびPDU-2は供試体の諸元を全て共通とし、入力条件だけを変化させた。PDU-1にはEl-Centro波のNS成分の620galを入力し、PDB-1にはEl-Centro波NS成分の620galおよびEW成分の432galの2方向の地震波を同時に入力した。これらの実験結果から、2方向地震力を受けるRC橋脚の応答性状を明らかにし、また1方向からの地震波入力で十分に耐震性評価を行えるのか、検討を行った。さらにPDU-2ではEl-Centro波のEW成分を入力し、PDB-1におけるEW成分の実験結果と比較することで、PDU-1同様、入力成分の違いによる影響を明らかにし、耐震性能の評価に関して検討を行った。

次に、入力地震波を共通とし、主鉄筋の配筋をこれまでの供試体(PDU-1、PDU-2、PDB-1)と違った供試体PDB-2および、PDB-3を用いて、2方向仮動的実験を行った。PDB-2およびPDB-3は主鉄筋および本数をそれまでの供試体で使用していた、D10-4からD6-8にし、主鉄筋比を約半分と

したが、より内部コンクリートを拘束するような配筋を施した。この配筋による影響をPDB-1との比較から明らかにした。またPDB-2とPDB-3は帯鉄筋量を変化させることによって、その靱性能に変化を付けた。その破壊性状の違いより、2方向地震力を受けるRC橋脚の崩壊の程度を低減する配筋方法に関して、検討を行った。

これらの供試体の諸元および形状、寸法は<2.3>に示した通りである。また各供試体の入力条件を表-4.1に示す。

#### 4.4 弾塑性応答性状

図-4.5にPDU-1から得られた履歴曲線を示す。また応答変位、応答速度および応答加速度の時刻歴を図-4.6に、回転角およびモーメントの時刻歴を図-4.7に示す。供試体はN側で約0.5秒時に降伏した後に、約0.6秒時にS側でも降伏し、塑性変形を起こし、その後の応答はS側に片寄った応答となった。降伏時の回転角およびモーメントは、N側で0.015rad、6.227kN-m、S側で0.014rad、5.66kN-mであった。最大耐力は6.515kN-mであった。また耐力低下には至っていないために靱性を求めることはできないが、応答塑性率はS側で約7.31であった。

次に、図-4.8に2方向から地震波を入力したPDB-1から得られた、各方向の履歴曲線を示す。またNS方向の応答変位、応答速度、応答加速度の時刻歴を図-4.9に、回転角およびモーメントの時刻歴を図-4.10に示す。まずNS方向の履歴に関してだが、全体的に丸みを帯びていることが確認できる。これは”2軸相互作用”によるもので2方向から地震波を入力しているために、ある一方向の応答変形量がもう一方の変形量以上に变形すると変形の小さい方向で耐力が低下するという2方向外力を受ける構造物に特有の現象である。応答としてはPDU-1と同様に、約0.5秒時にN側で降伏しその後に、S側で約0.6秒時に降伏が起きている。降伏回転角およびモーメントはN側で0.016rad、4.16kN-m、S側で0.02rad、5.16kN-mであった。最大耐力は6.179kN-mであった。PDU-1と同様に耐力低下には至っていないので靱性は求められないが応答塑性率はS側で約5.625であった。これらの結果をPDU-1と比較すると、降伏回転角においては平均24%の増大、モーメントに関しては21.5%の低下であった。最大耐力に関しては5.2%の低下であった。降伏モーメントおよび最大耐力が低下しているにもかかわらず降伏回転角が増大しているのは、供試体が斜め方向すなわち、NS方向またはEW方向の2直交方向に対し角度を持って変形しているためである。このために主鉄筋の降伏が不規則に起き、部材の完全な降伏が遅れたためと考えられる。

PDB-1のEW方向の各応答の時刻歴を図-4.11および図-4.12に示す。EW方向

の応答はNS方向と同様に"2軸相互作用"によりループに丸みを帯びている。降伏回転角およびモーメントはE側で0.015rad、3.4kN・m、W側で0.011rad、3.3kN・mであった。また最大耐力はW側で4.213kN・m、応答塑性率は5.03であった。図-4.13にPDB-1から得られた、荷重と変形量の軌跡曲線を示す。また巻き込み型変位計で計測した変形量の時刻歴と軌跡曲線を図-4.14に示す。変形量の軌跡はSE方向で大きく変形をしており、El-Centro波のNS成分および、EW成分を同時に入力すると構造物の応答はSE方向で大きく変形することがわかった。それに対し、荷重の軌跡曲線では変形量の軌跡と比べて、SE方向だけでなく、NW方向においても復元力は生じている。

PDU-1およびPDB-1では共に耐力低下が起きなかったために破壊性状の比較が行えなかった。ここではさらに同じ供試体を用いて、より大きな地震入力を行い、それらの破壊性状の比較を行うことにした。PDU-1にはNS成分の800galを、PDB-1にはNS成分の800gal、EW成分の557galを入力した。

PDU-1から得られた、履歴曲線を図-4.15に、各応答値の時刻歴を図-4.16、-4.17にそれぞれ示す。供試体の応答は耐力低下にはいたっておらず、応答塑性率は約8.6であった。また最大耐力はS側で6.403kN・mであった。履歴曲線において、初期剛性が1回目の実験の場合と比較するとだいぶ傾きが緩くなっているが、これは供試体が既に降伏していて、それまでの最大変形量をめざすからである。

PDB-1から得られた、履歴曲線を図-4.18に、各応答値の時刻歴を図-4.19、-4.20、-4.21、-4.22にそれぞれ示す。供試体の応答は約0.3秒まで進んだところからNS方向、EW方向共に一気に変形が進み、供試体はSE方向へ変形し、そのまま崩壊に至った。このときの最大耐力はNS方向で1.578kN・m、EW方向で1.956kN・mであった。また荷重および変形量の軌跡曲線を図-4.23に変位計による供試体の変形量の時刻歴および軌跡曲線を図-4.24にそれぞれ示す。これはPDB-1の1回目の入力時と比較して、NS方向で74.5%、EW方向で48.7%の低下である。またPDU-1の2回目の実験結果との比較でも、最大耐力は75.4%低下している。このような最大耐力の大幅な低下は"2軸相互作用"によって生じている。つまり、両方向の応答変形量が一気に進む場合、"2軸相互作用"により、その両方向において大幅に、耐力の低下が起きることが明らかとなった。

1方向からEW成分の557galを入力したPDU-2の実験から得られた履歴曲線を図-4.25に示す。各応答値の時刻歴を図-4.26、4.27に示す。供試体の応答は約0.5秒時にW側で降伏し約1.0秒時にE側で降伏に至った。降伏回転角および降伏モーメントはE側で0.018rad、4.8kN・m、W側で0.016rad、4.36kN・mであった。これはPDB-1の1回目の降伏値との比較では回転角で平均33%の増大、モーメン

トでは36.7%の増大である。最大耐力は5.551kN・mであるのでPDB-1と比較して31.8%の耐力上昇であった。これらの結果より、2方向地震力を入力したPDB-1は1方向から地震波を入力したPDUシリーズと比較して、その降伏モーメントおよび最大耐力において低下が見られその応答の過酷さが明らかとなった。

PDU-1、PDU-2、PDB-3の最終破壊状況を写真-4.1、-4.2、-4.3にそれぞれ示す。1方向から地震波を入力したPDUシリーズの破壊状況は主鉄筋外側のコンクリートが剥離した程度に止まっている。しかし、2方向から地震力を受けたPDB-1では主鉄筋の内部のコンクリートまで剥離し、主鉄筋に座屈が見られる。このことから2方向地震力を受けるRC橋脚は破壊性状が非常に著しいことが明らかとなった。

次に供試体の帯鉄筋量を変化させ、靱性能を違えた供試体(PDB-2、PDB-3)で2方向仮動的実験を行い、靱性能が応答性状に与える影響を明らかにすることにした。またPDB-2、PDB-3はその主鉄筋量がPDB-1、PDU-1、PDU-2の約半分であるために耐力的には劣っているが、内部コンクリートをより拘束できるように主鉄筋を配筋してある。

PDB-2は帯鉄筋を十分密に施した供試体である。入力地震波はNS成分の800gal、EW成分の557galである。実験より得られた履歴曲線を図-4.28に示す。各応答値の時刻歴を図-4.29、-4.30、-4.31、-4.32にそれぞれ示す。NS方向の応答は約N側で約0.3秒時に降伏し、N側で0.6秒時に降伏をしている。降伏回転角およびモーメントはN側で0.0085rad、3.6kN・m、S側で0.011rad、4.84kN・mである。その後約1.9秒時にS側で最大変形量を経験し、応答はS側にかたよっているが、耐力低下には至っていない。最大耐力はS側で5.491kN・mであった。EW方向では約0.3秒時にW側で降伏し、その後E側で1.2秒時に降伏している。降伏回転角およびモーメントはE側で0.019rad、3.7kN・m、W側で0.0185rad、3.72kN・mである。これ以降の応答はE側に偏っており、約3.8秒時に耐力が低下している。終局耐力を最大耐力の80%と定義すると靱性率は5.47となる。最大耐力はE側で4.068kN・mであった。荷重および変形量の軌跡曲線を図-4.33に、変位計で計測した変形量の時刻歴と軌跡曲線を図-4.34にそれぞれ示す。

次にせん断補強筋量を減らして、靱性能を低下させたPDB-3の実験から得られた履歴曲線を図-4.35に示す。入力地震波はPDB-2と同様である。NS方向では約0.25秒時にN側で降伏しておりその後約0.6秒時にS側で降伏している。降伏値はN側で0.85rad、3.5kN・m、S側で0.85rad、3.5kN・mであった。その後の応答では約1.1秒時にS側で耐力が低下し1.5秒時にN側での耐力の低下が見られる。最大耐力はS側で5.373kN・mであった。また靱性率はN側で8.65となり、S側では1

3.8となる。さらにその後は応答が一気にS側へ進み、約3.3秒時に供試体は崩壊しアクチュエーターの限界変形量を越え、プログラムが停止した。EW方向では約0.3秒時にW側で降伏し、1.0秒時にE側でも降伏した。降伏回転角およびモーメントはE側で0.01rad、2.20N・m、W側で0.012rad、3.8kN・mであった。その後W側で最大耐力4.104kN・mを経験し、3.3秒時にはE側で大きく耐力低下を起こし、アクチュエーターの限界変形量を越えたためにプログラムが停止した。靱性率はE側で10.0であった。

PDB-2とPDB-3の最終破壊状況を写真-4.4、-4.5にそれぞれしめす。

PDB-2においては主鉄筋外側のコンクリートが剥離した。PDB-3においては内部コンクリートまで剥離しており、全ての主鉄筋が座屈した。以上の結果から内部コンクリートの剥離が生じた場合、すなわち鉄筋だけの応答となった場合に供試体は一気に崩壊を起こしやすいことが明らかとなった。特に2方向から地震力を入力する場合には内部コンクリートの剥離が起こりやすい事がわかった。したがって、内部コンクリートをより拘束できるような配筋を施すことによって、このような2方向外力を受ける構造物の急激な崩壊の進行を低減することができる。

以上の実験結果の最大回転角およびモーメントを表-4.2に示す。

#### 4.5 まとめ

現行の耐震設計法に則り、各方向独立で地震波を入力した仮動的実験（PDU-1、PDU-2）と、実際の現象に近い条件で2方向から地震波を入力した仮動的実験（PDB-1）を行った結果、以下の点が明らかとなった。

- (1) PDB-1はPDU-1とPDU-2と比較して、降伏モーメントが平均23.9%（最高33.2%）低下した。
- (2) PDB-1はPDU-1、PDU-2と比較して、最大耐力が平均18.5%低下した。
- (3) PDB-1はPDU-1、PDU-2と比較して、崩壊が一気に進み、終局破壊性状が非常に厳しかった。

またせん断補強筋量を変化させ、靱性能を違えた供試体（PDB-2、PDB-3）で行った2方向仮動的実験の結果、以下の点が明らかとなった。

- (4) PDB-3においては、ある1方向で応答変形が一気に進む場合、その直交方向の耐力が大幅に低下した。
- (5) 内部コンクリートの剥離が起き、鉄筋だけの応答になると構造物は一気に崩壊する。そのために内部コンクリートをより拘束できるような配筋を行う必要がある。

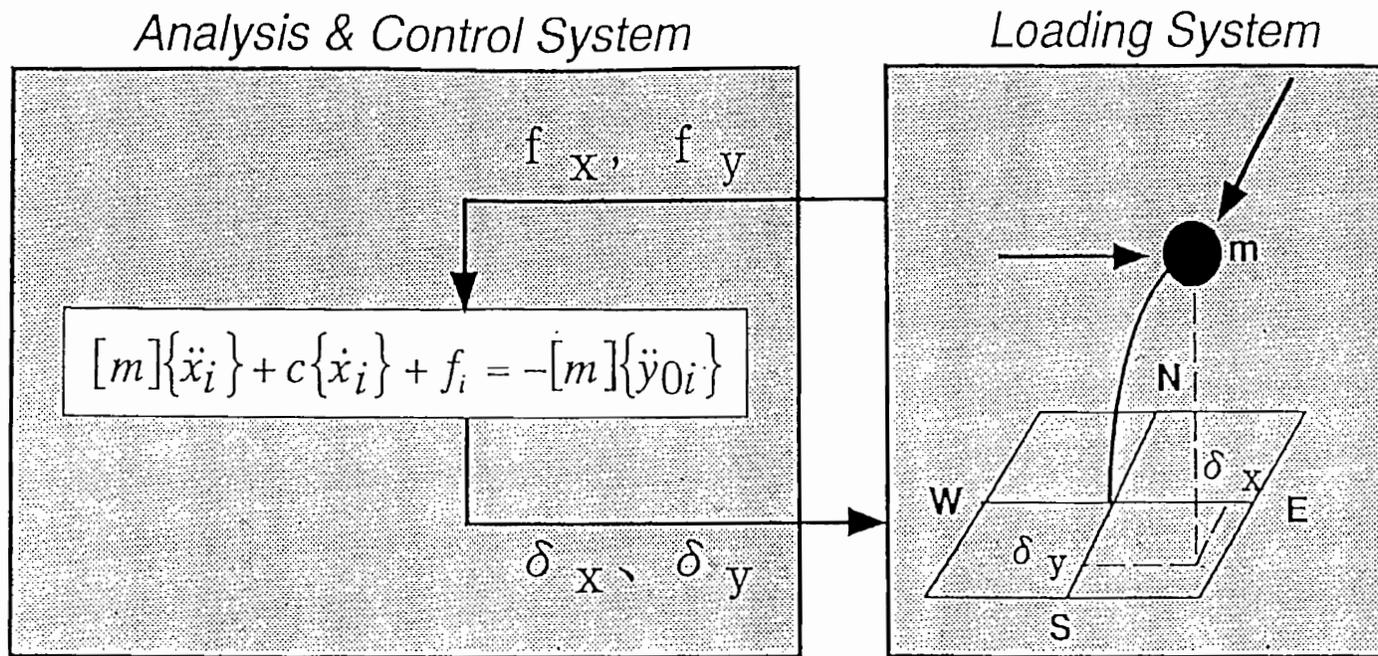


図-4.1 仮動の実験概念図

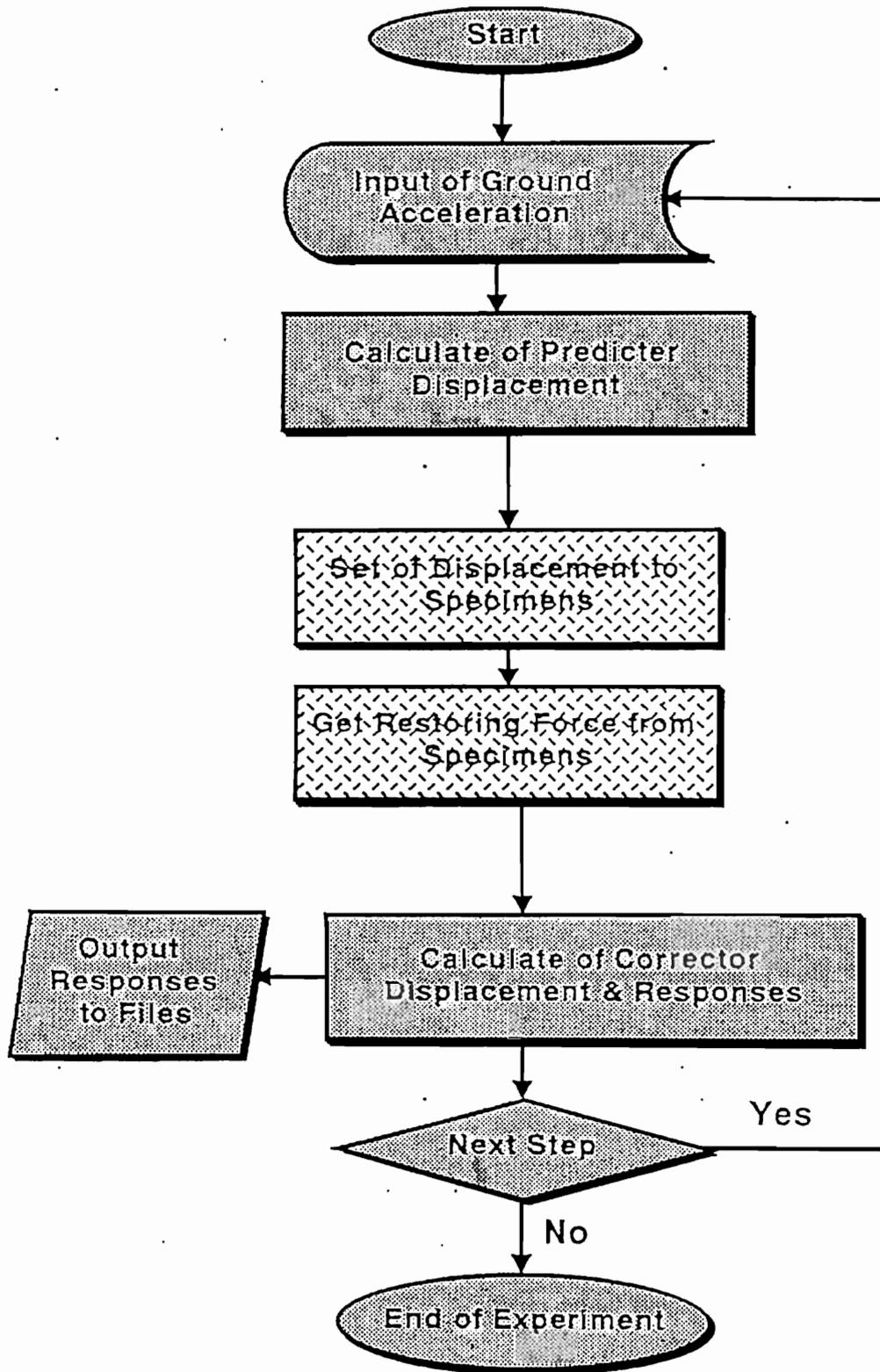


図-4.2 仮動的実験の流れ

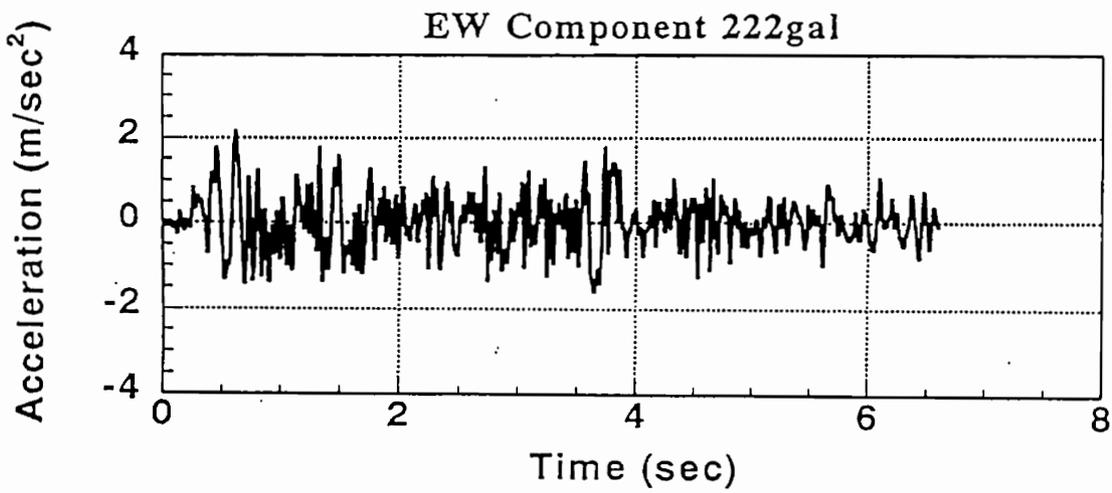
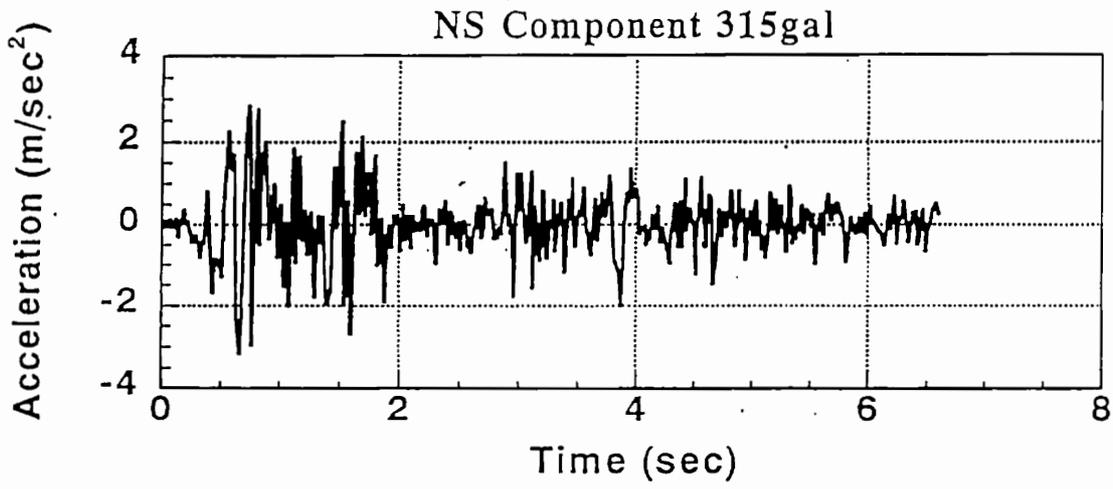


图-4.3 入力地震波形

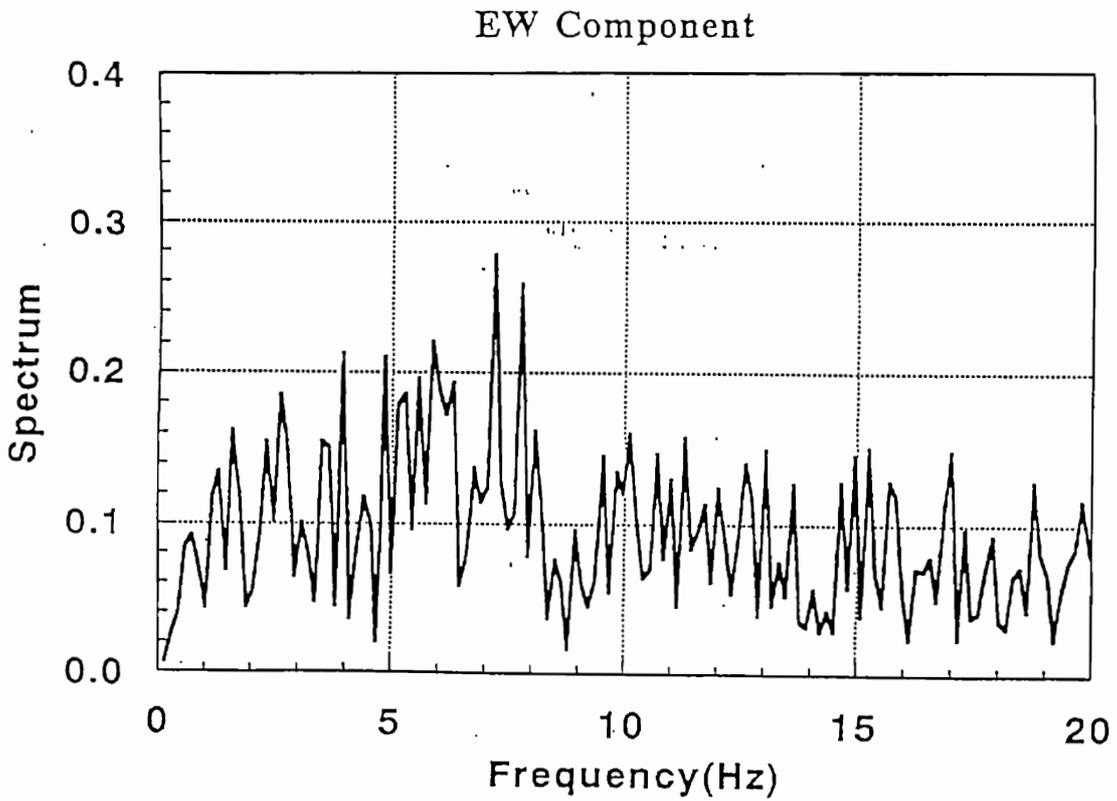
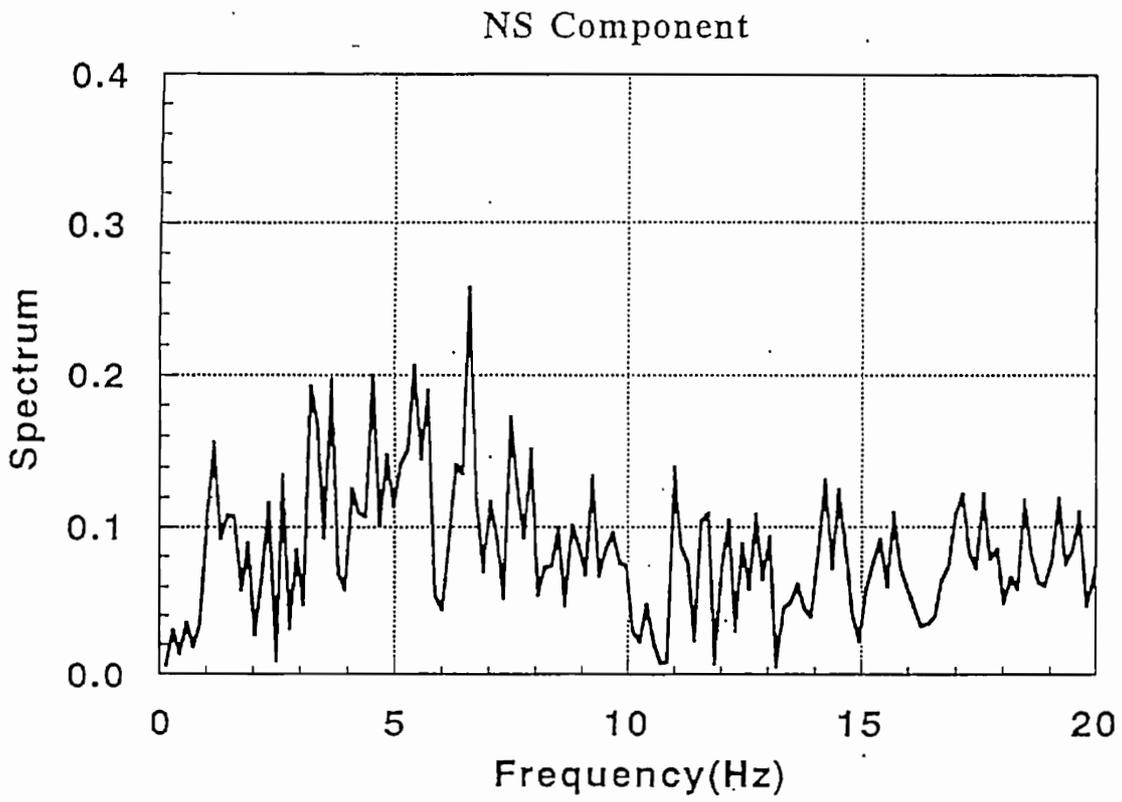


図-4.4 フーリエスペクトル

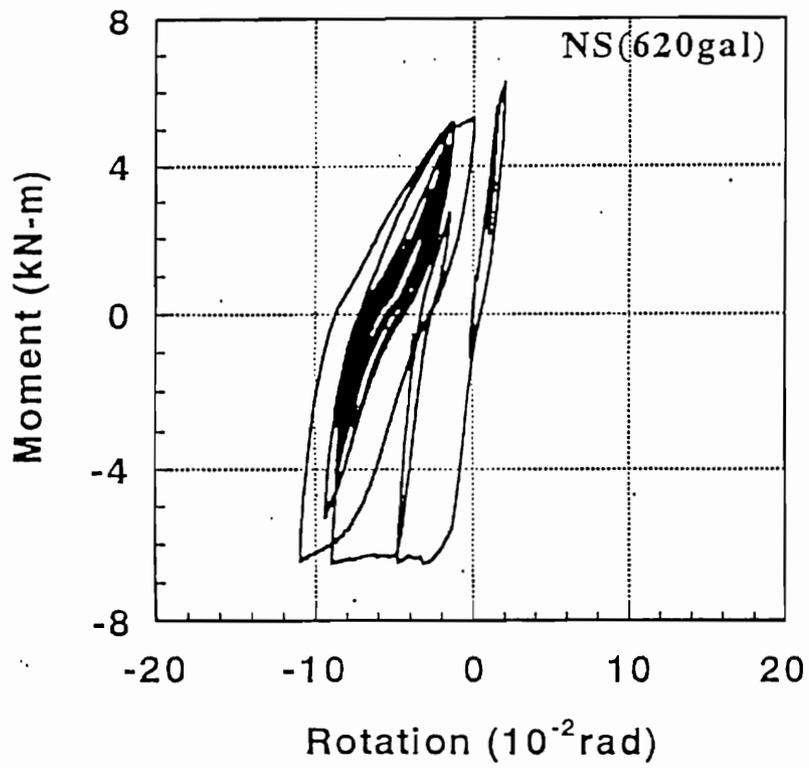


図-4.5 履歴曲線 (PDU-1)

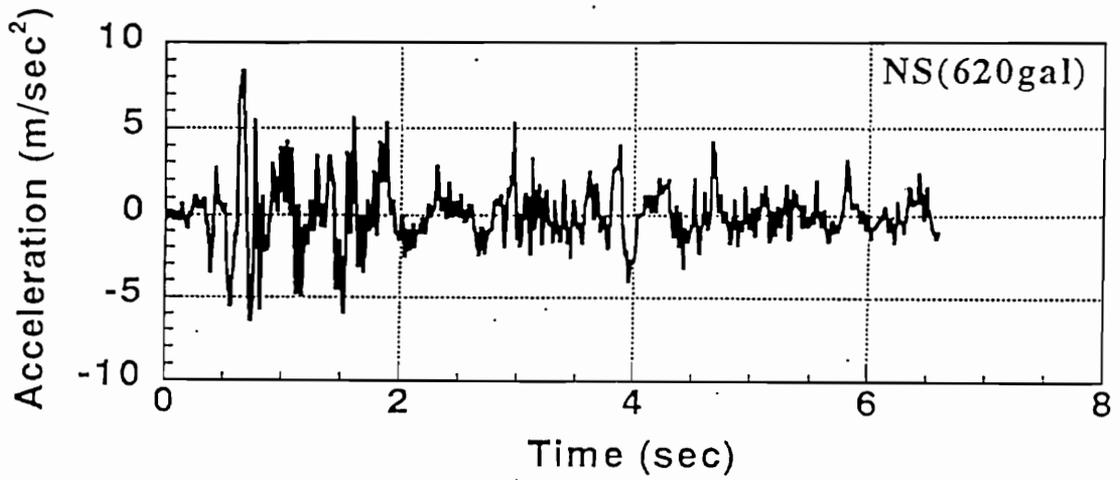
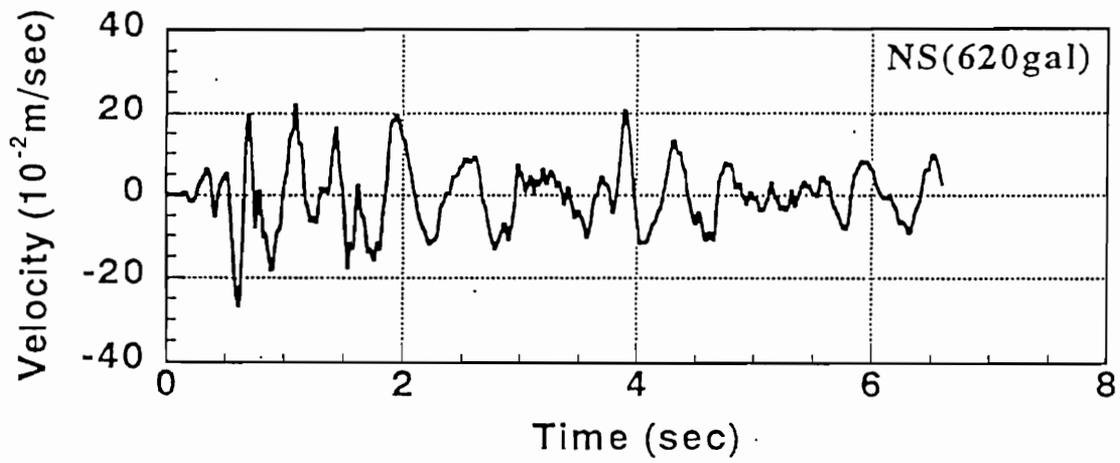
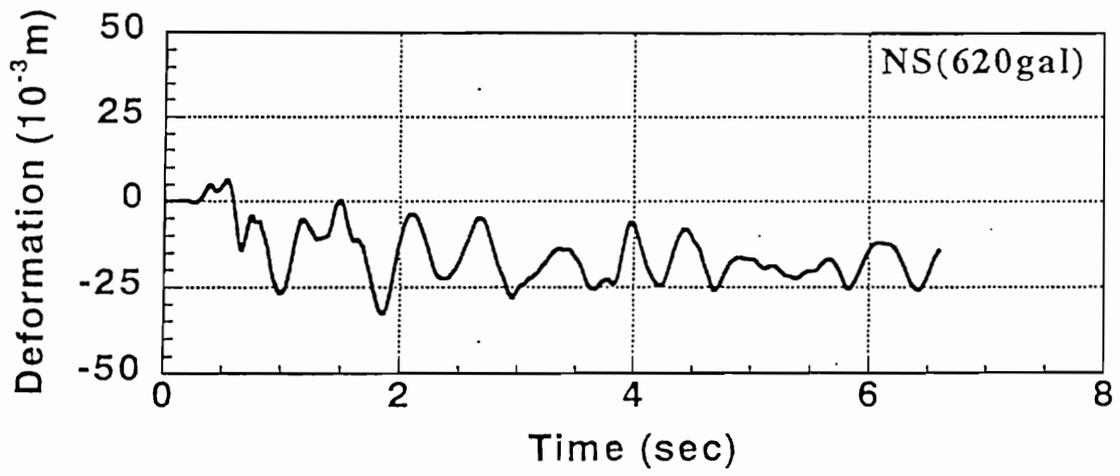


図-4.6 変形量、速度、加速度の時刻歴 (PDU-1)

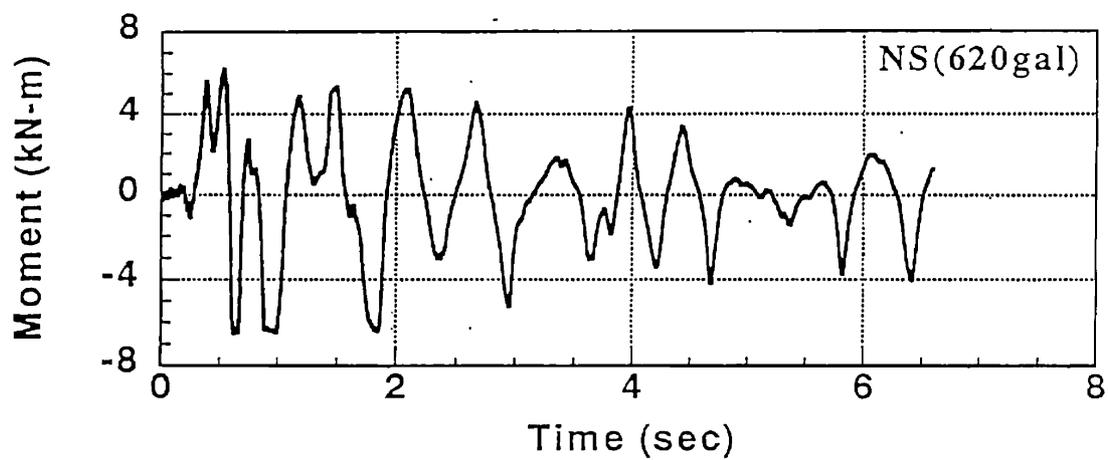
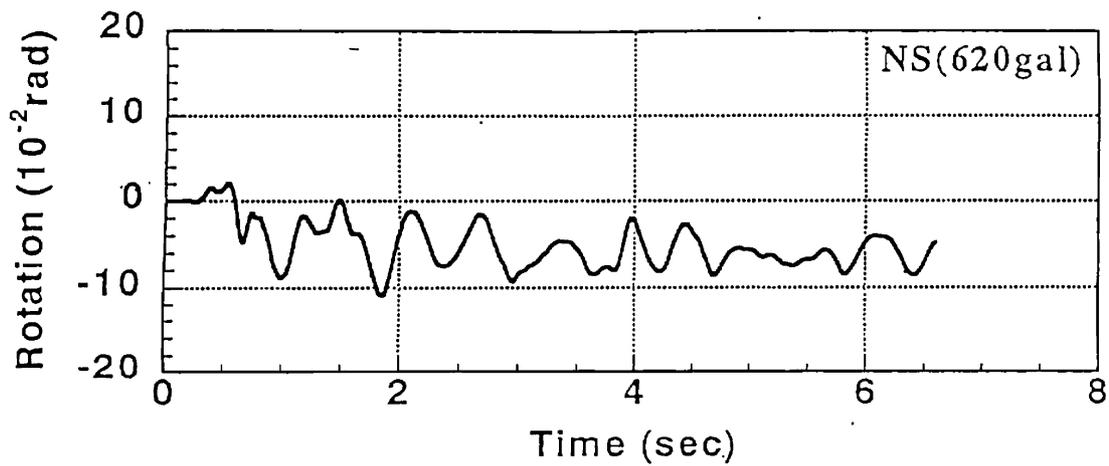


図-4.7 モーメント、回転角の時刻歴 (PDU-1)

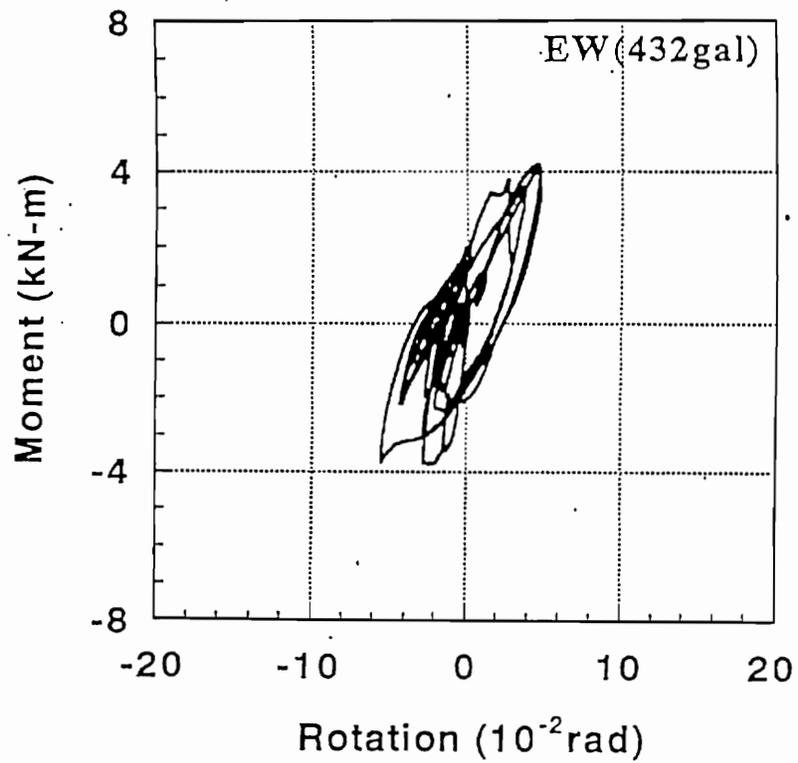
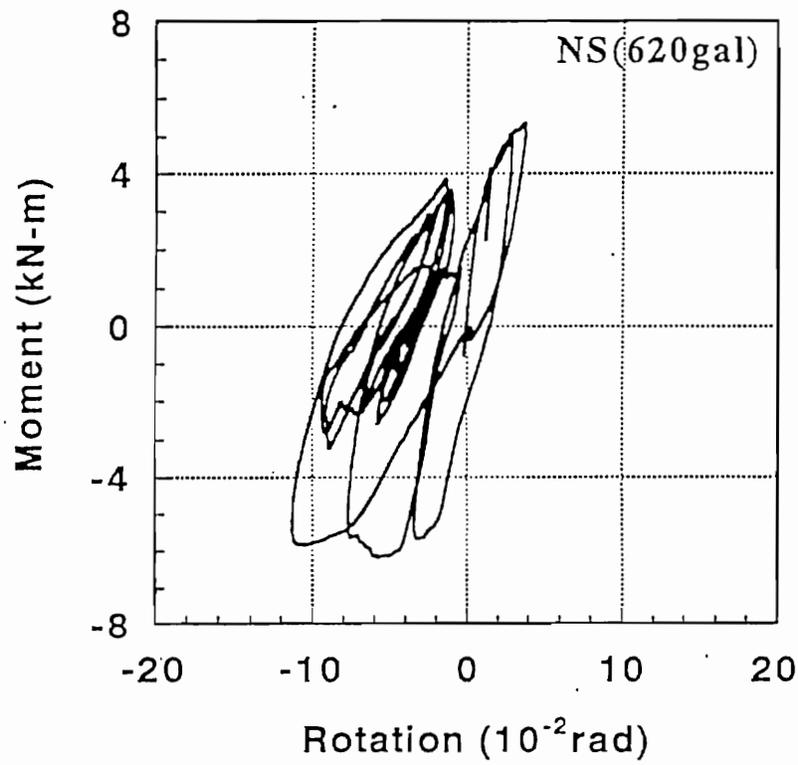


図-4.8 履歴曲線 (P D B - 1)

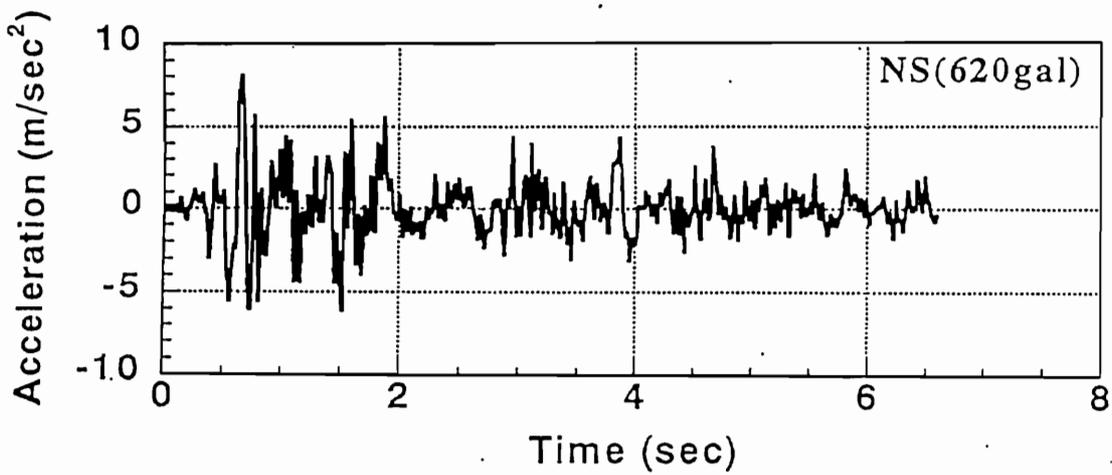
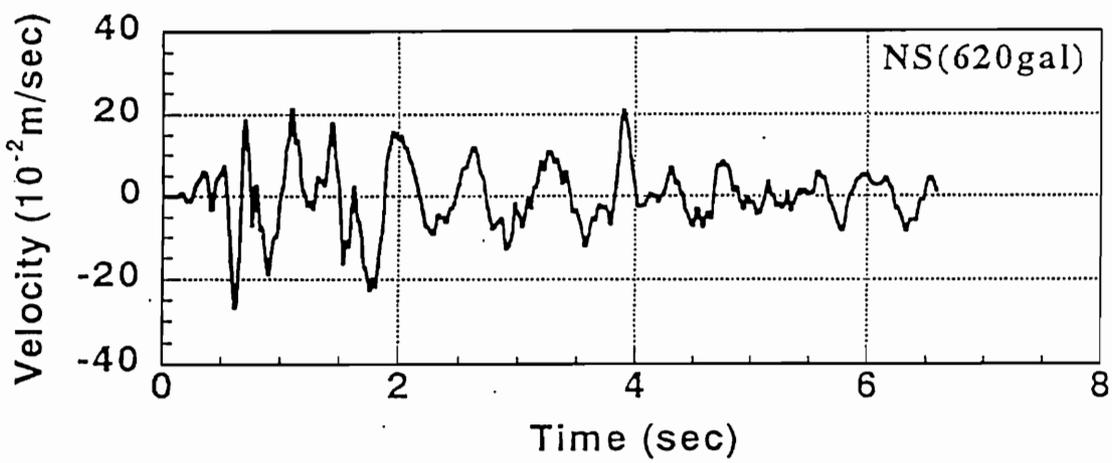
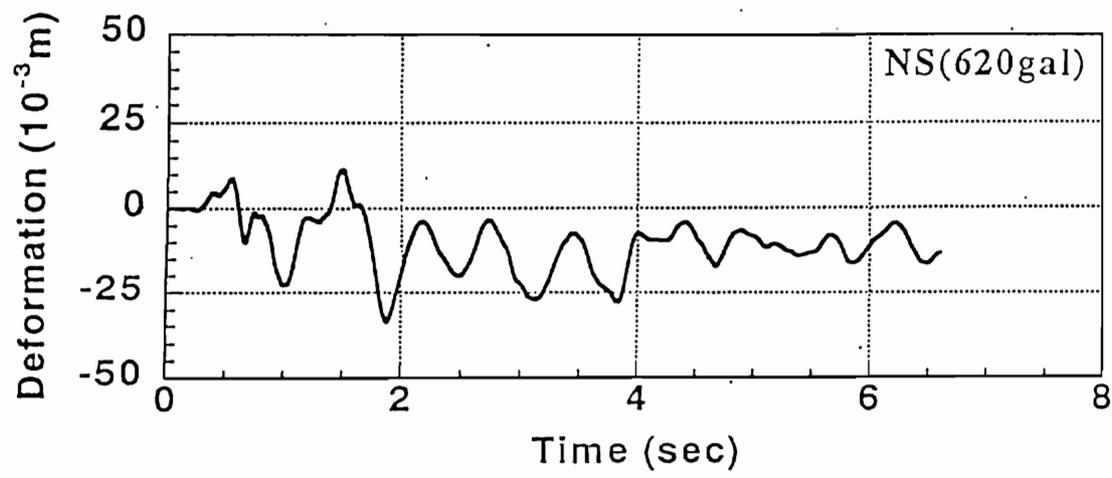


図-4.9 NS方向の変形量、速度、加速度の時刻歴 (PDB-1)

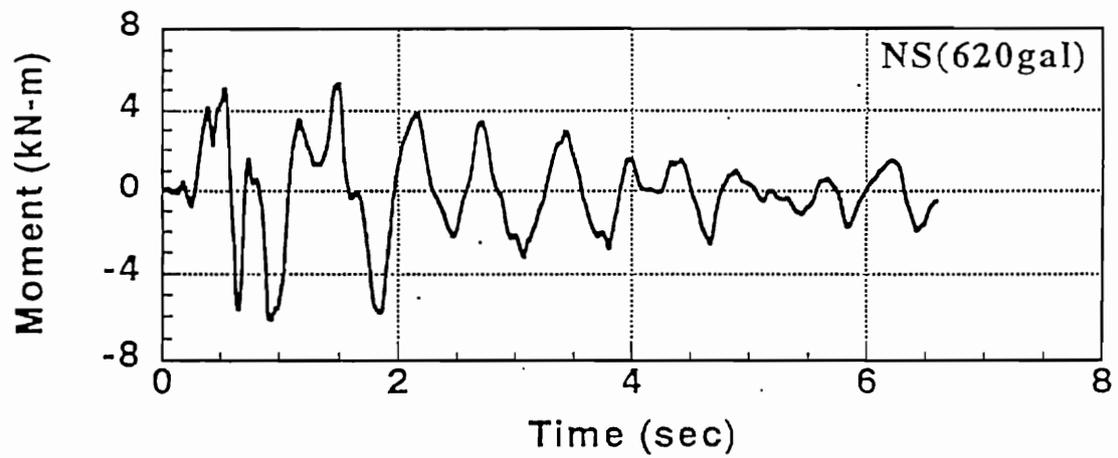
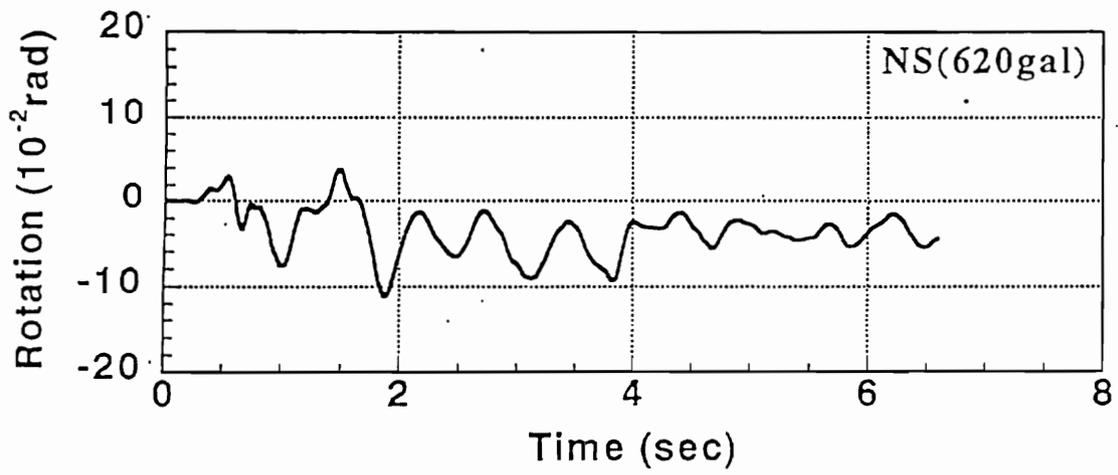


図-4.10 NS方向のモーメント、回転角の時刻歴 (PDB-1)

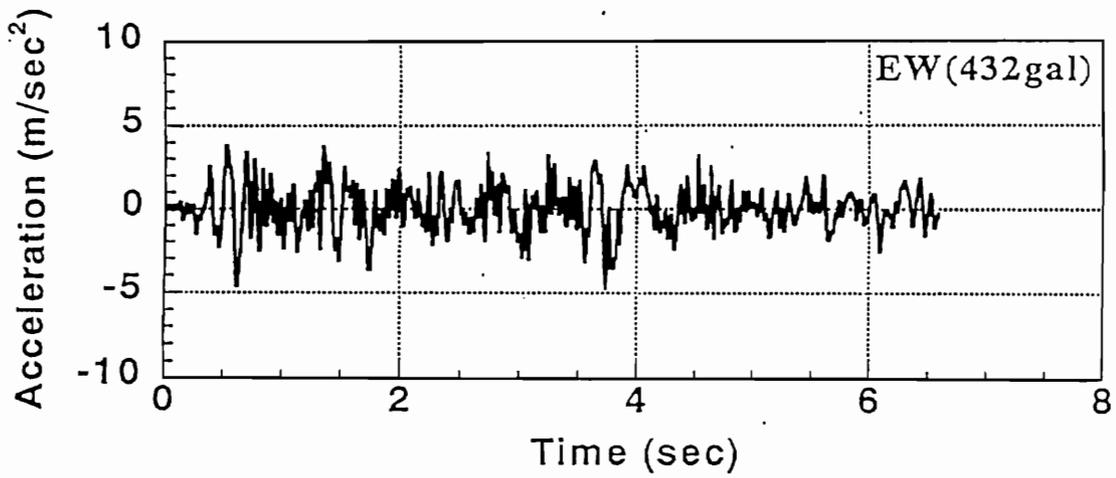
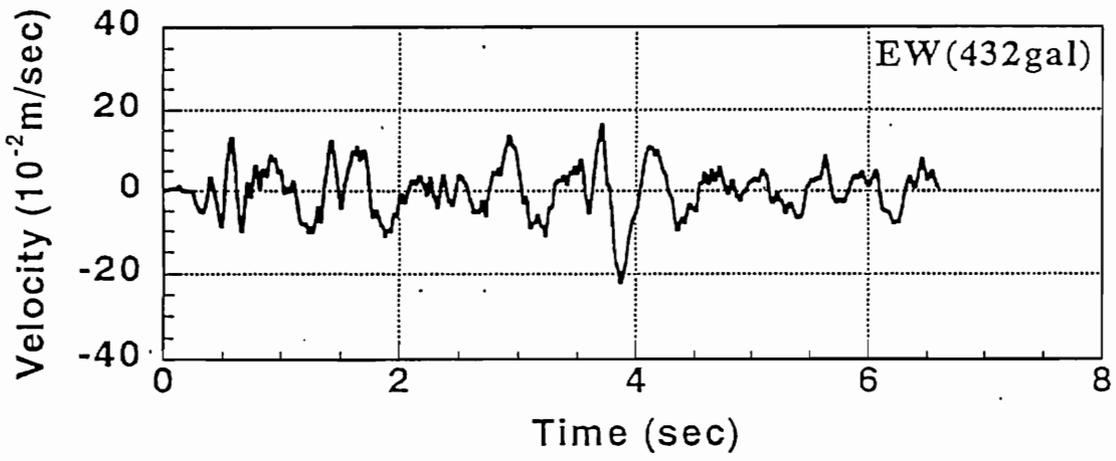
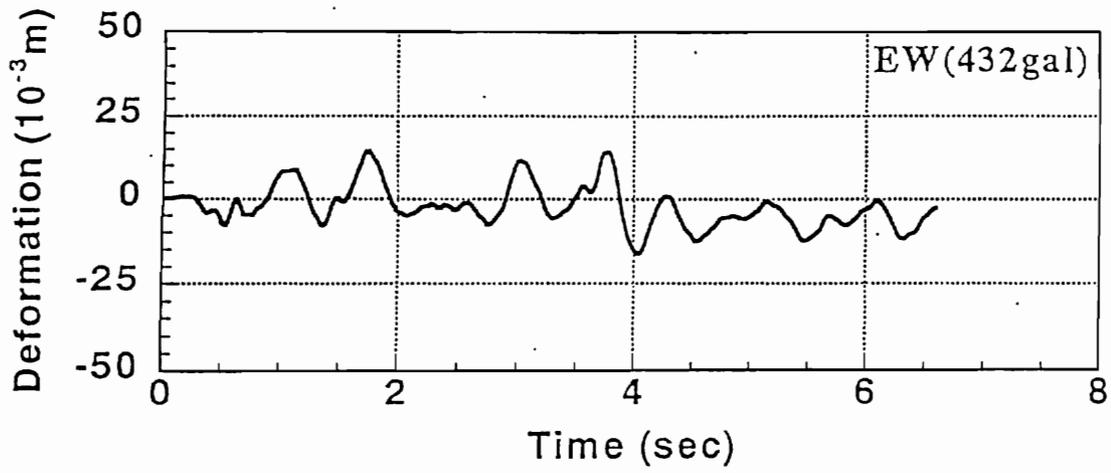


図-4.11 EW方向の変形量、速度、加速度の時刻歴 (PDB-1)

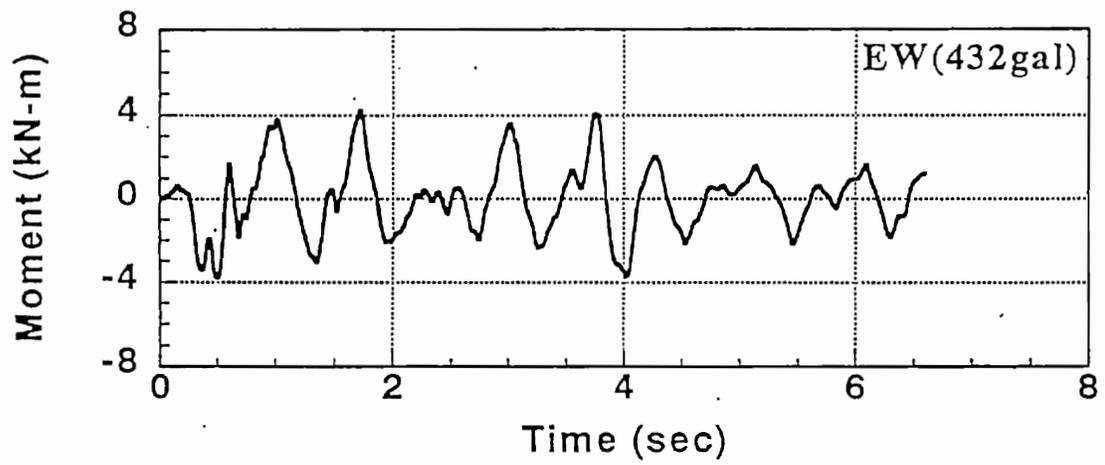
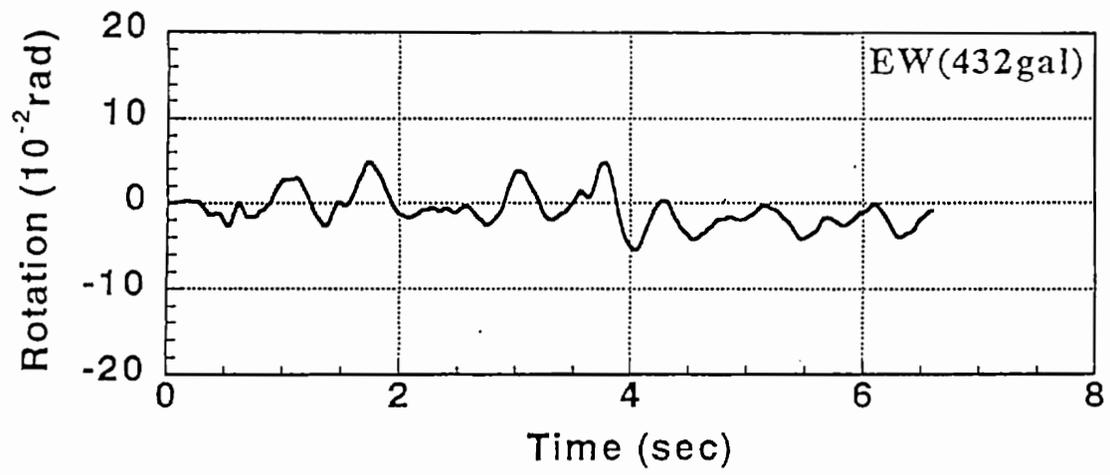


図-4.12 EW方向のモーメント、回転角の時刻歴 (PDB-1)

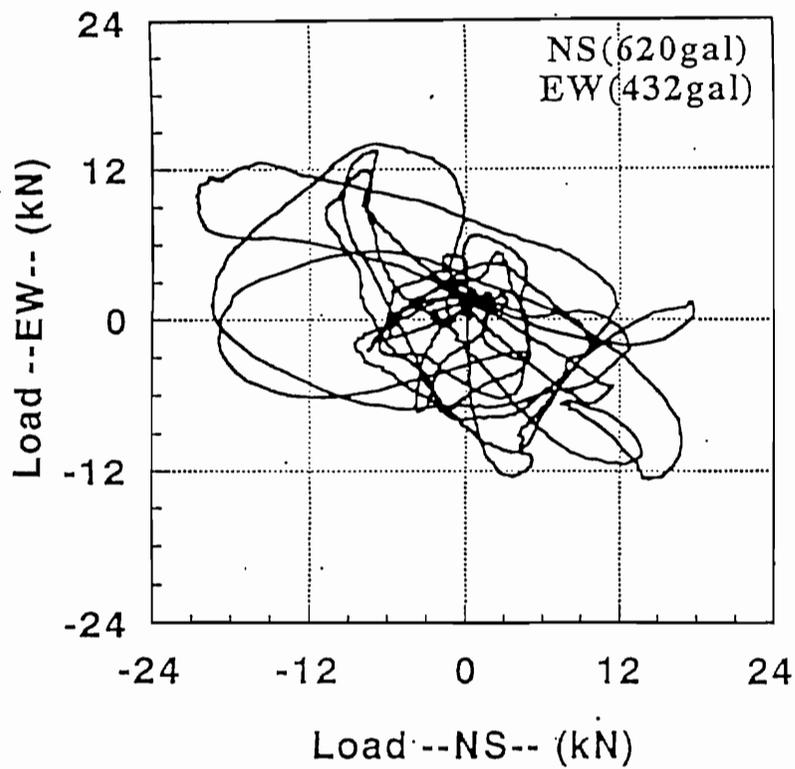
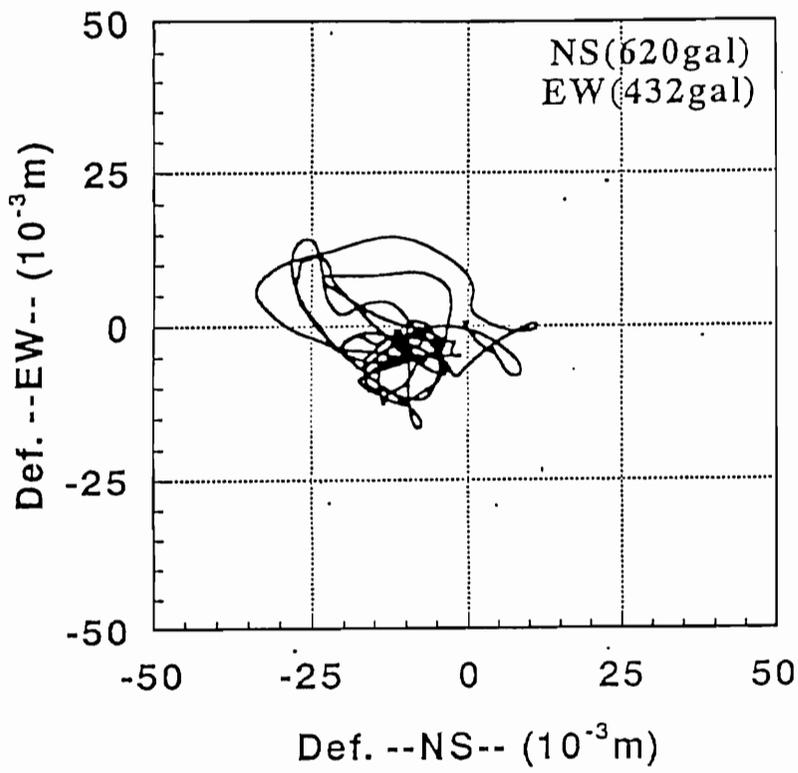


図-4.13 変形量と復元力の軌跡曲線 (PDB-1)

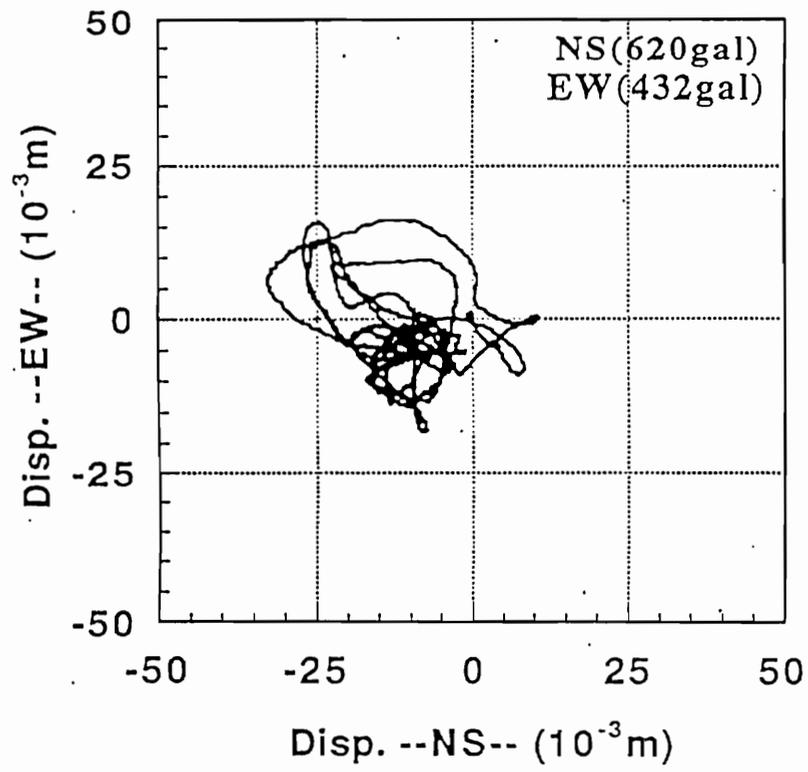
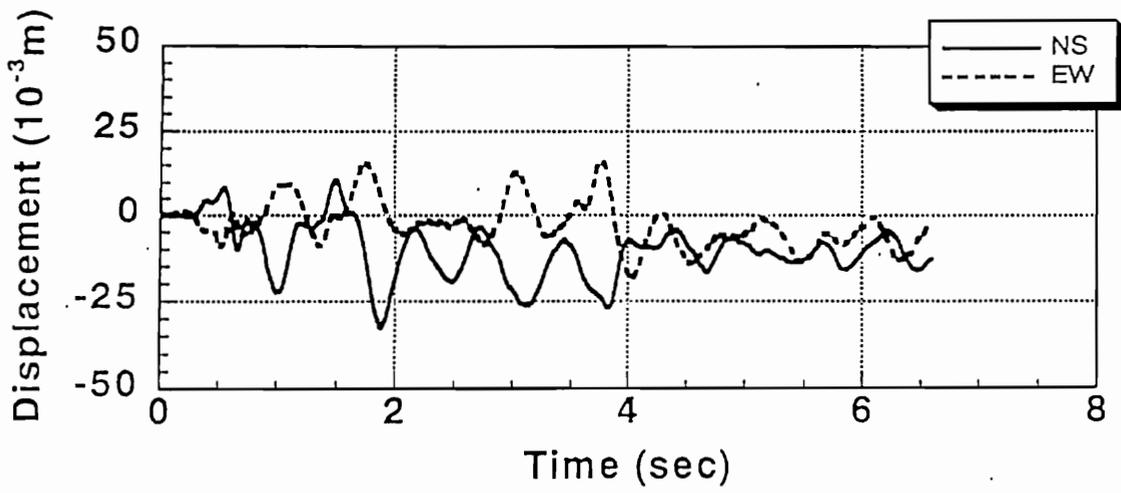


図-4.14 変形量の時刻歴と軌跡曲線<変位計> (PDB-1)

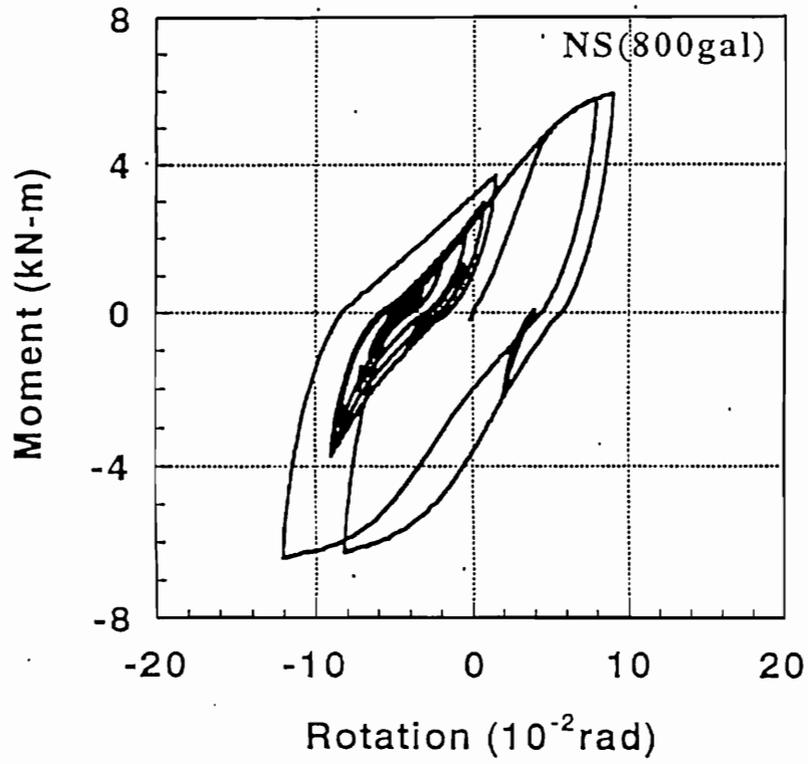


図-4.15 履歴曲線 (PDU-1)

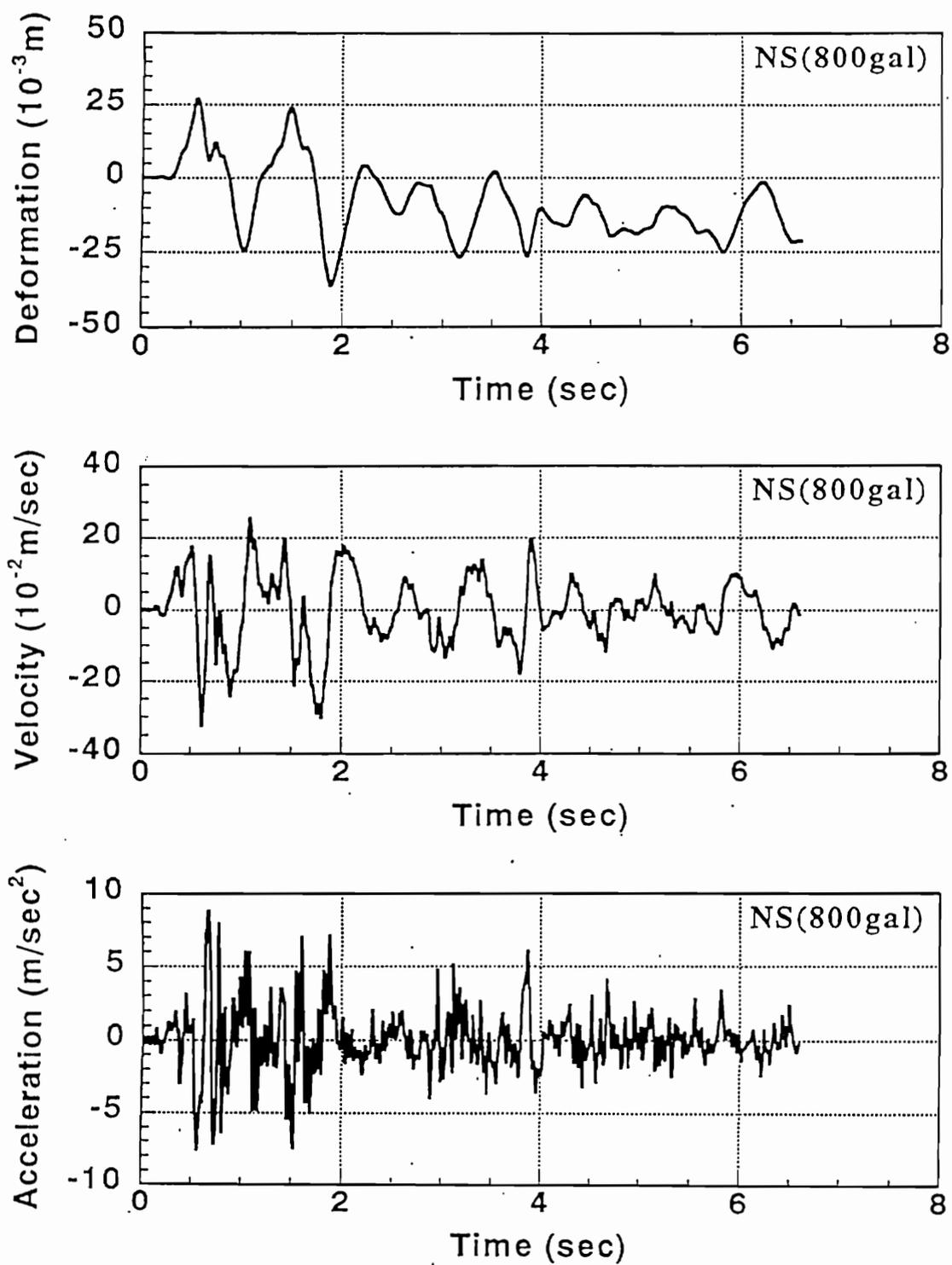


図-4.16 変形量、速度、加速度の時刻歴 (PDU-1)

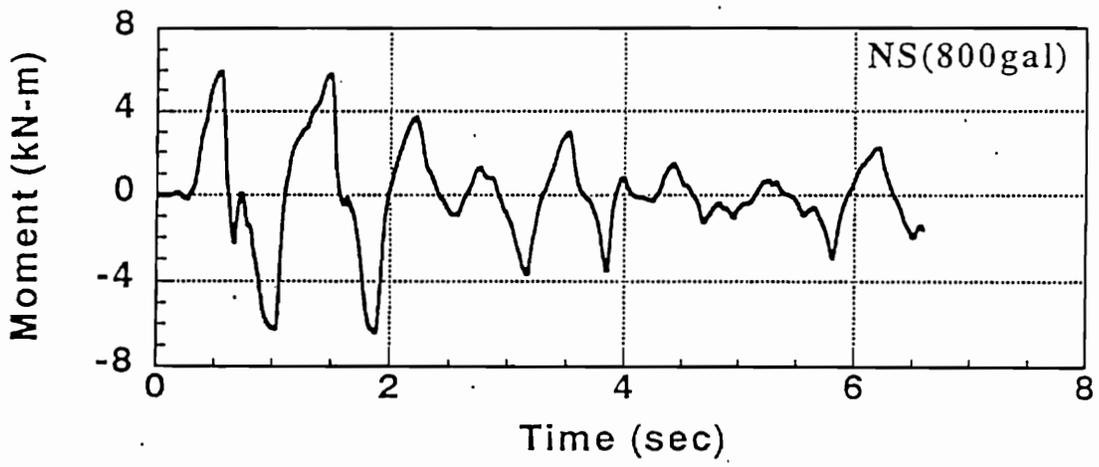
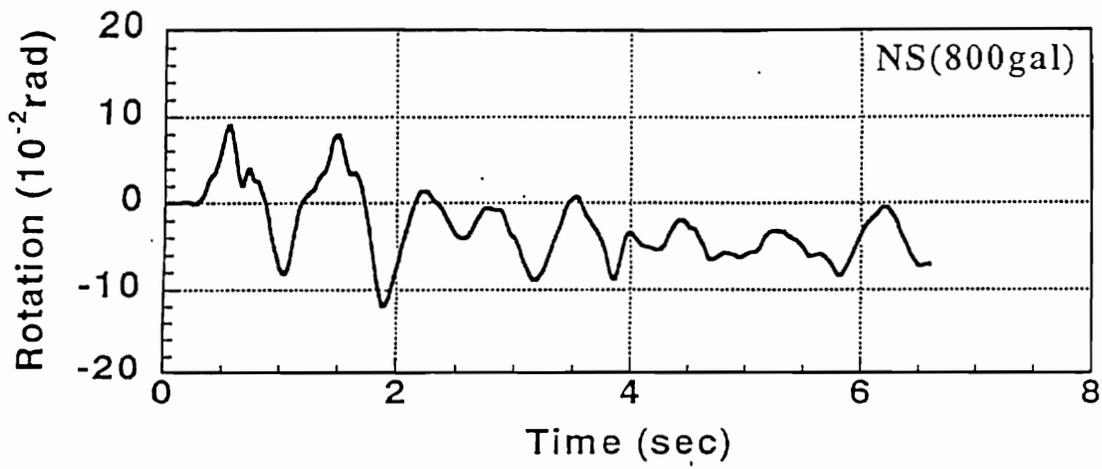


図-4.17 モーメント、回転角の時刻歴 (PDU-1)

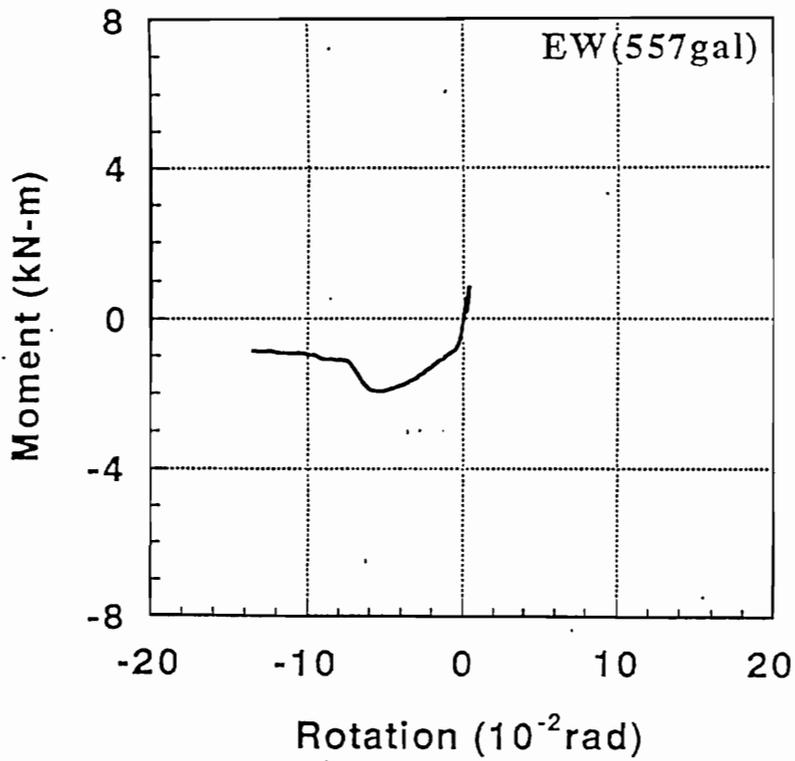
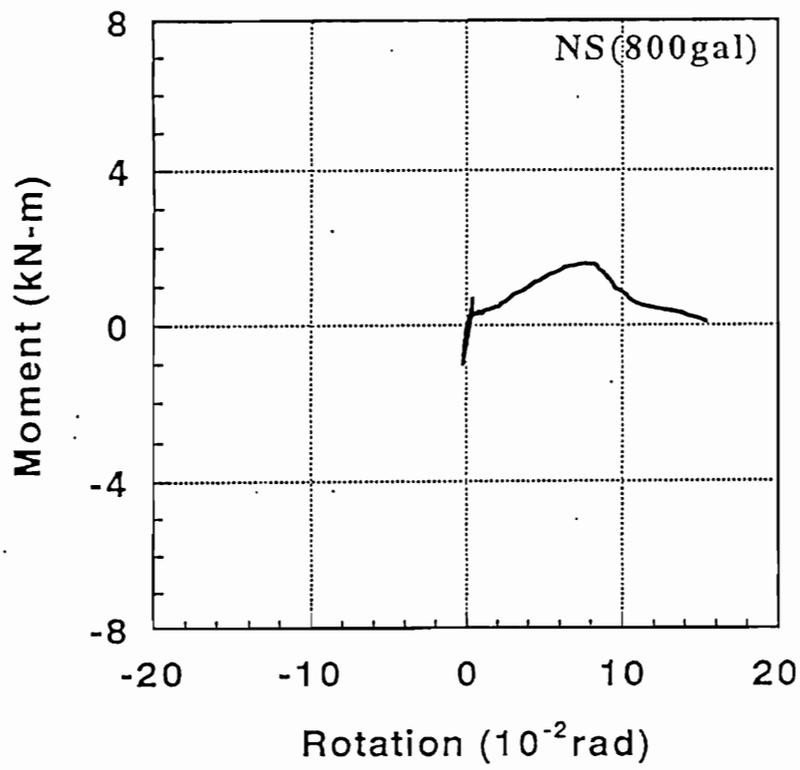


図-4.18 履歴曲線 (PDB-1)

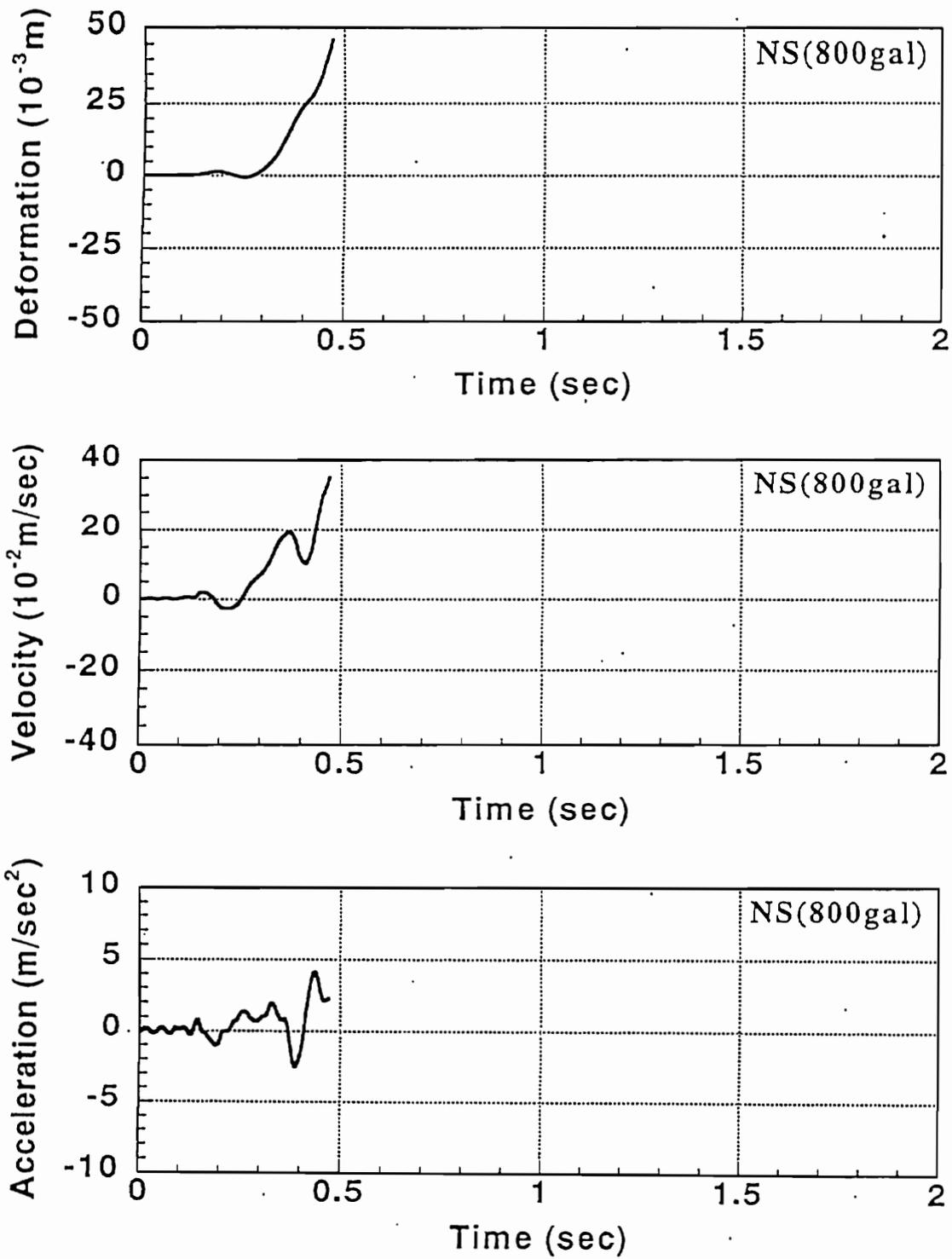


図-4.19 NS方向の変形量、速度、加速度の時刻歴 (PDB-1)

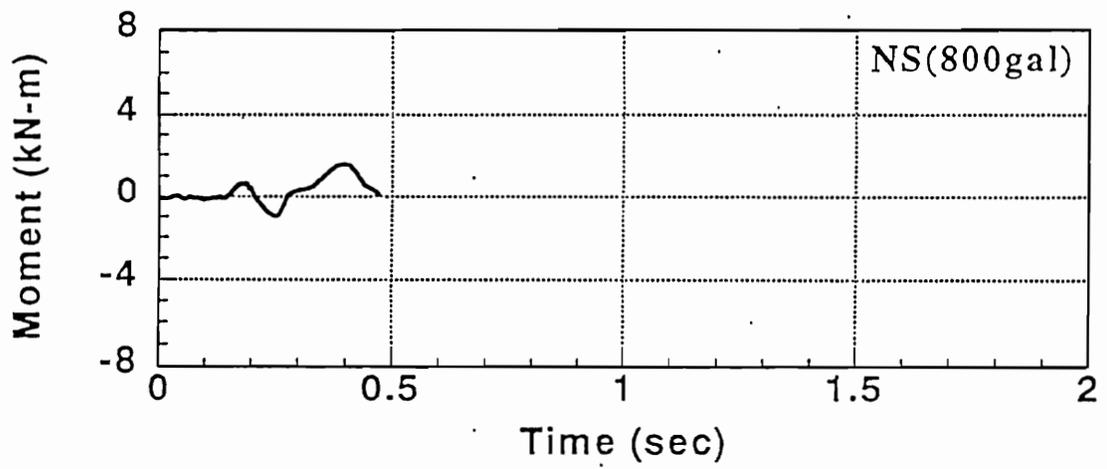
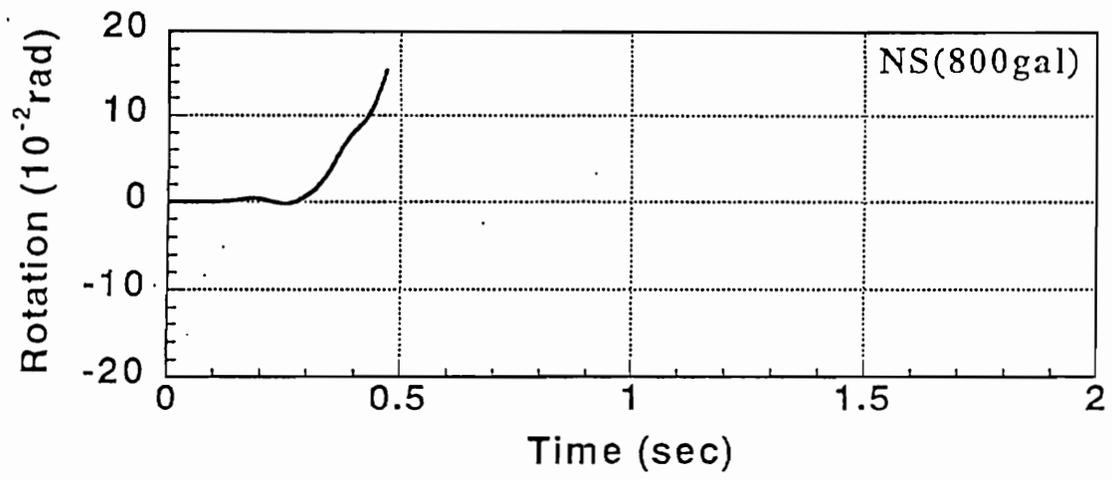


図-4.20 NS方向のモーメント、回転角の時刻歴 (PDB-1)

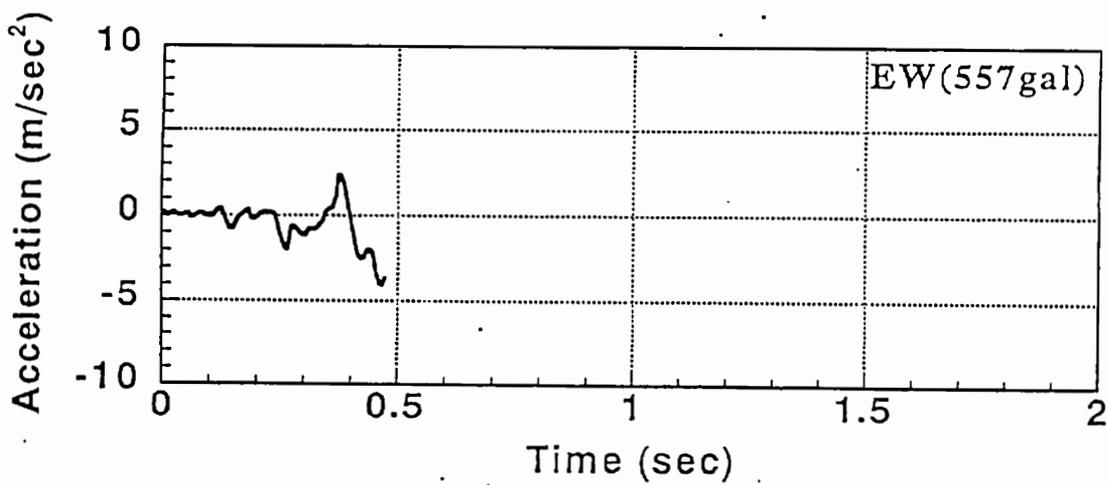
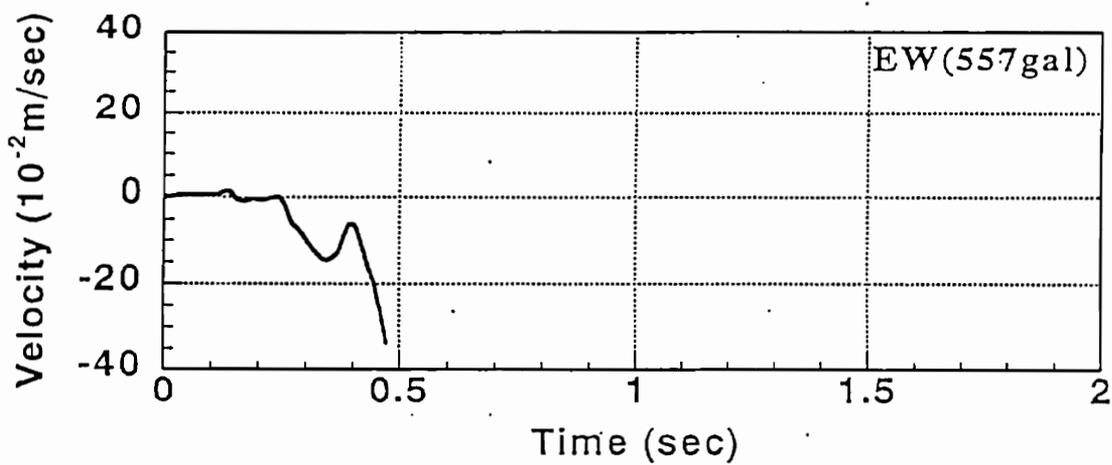
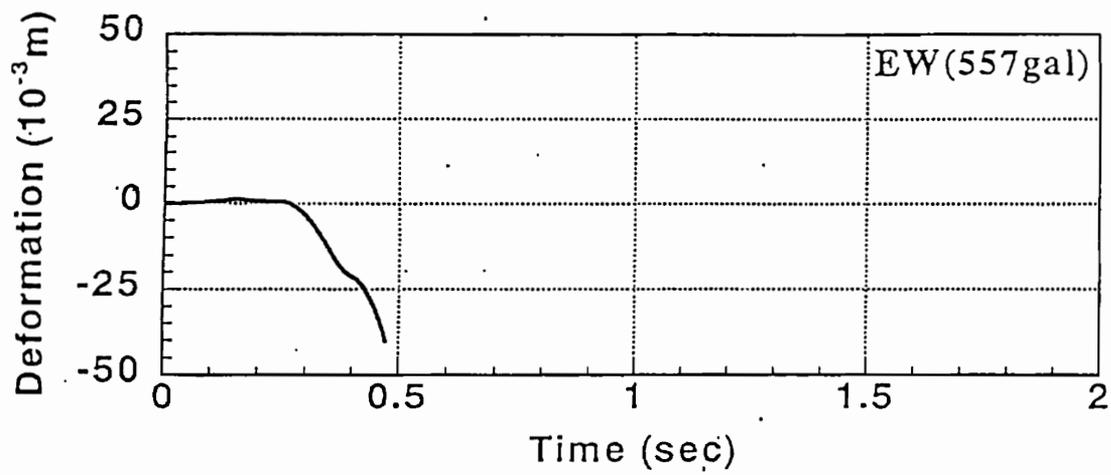


図-4.21 EW方向の変形量、速度、加速度の時刻歴 (PDB-1)

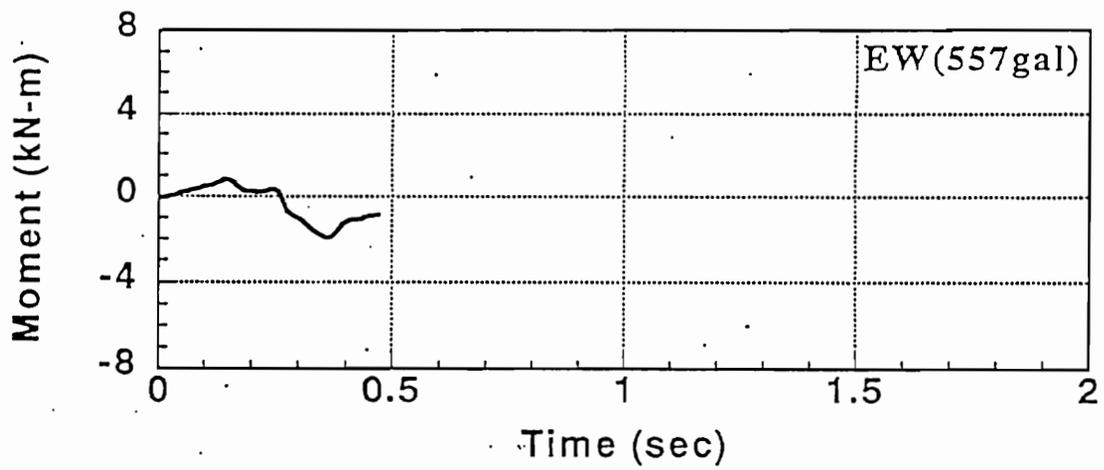
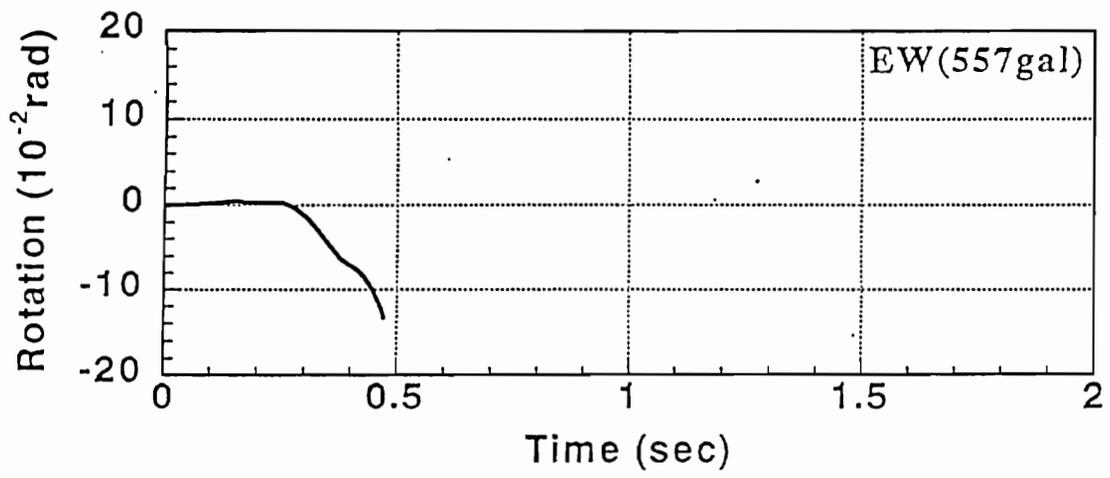


図-4.22 EW方向のモーメント、回転角の時刻歴 (PDB-1)

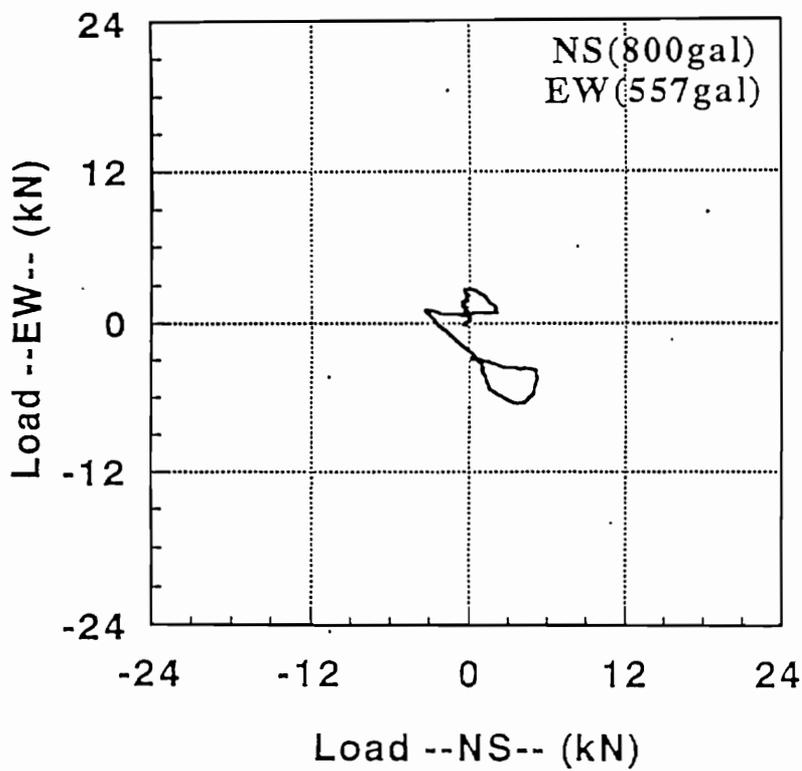
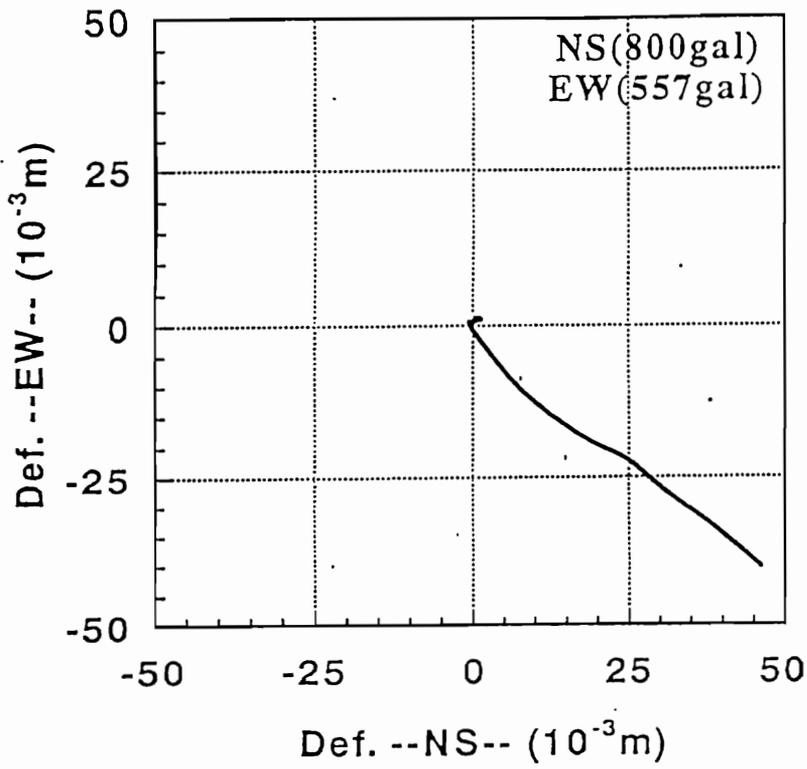


図-4.23 変形量と復元力の軌跡曲線 (PDB-1)

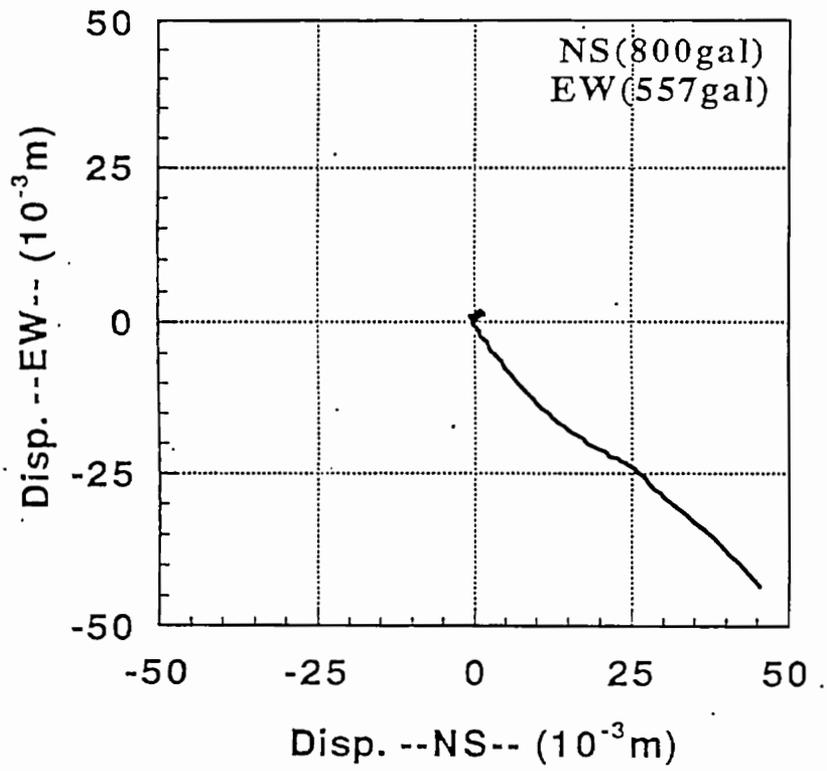
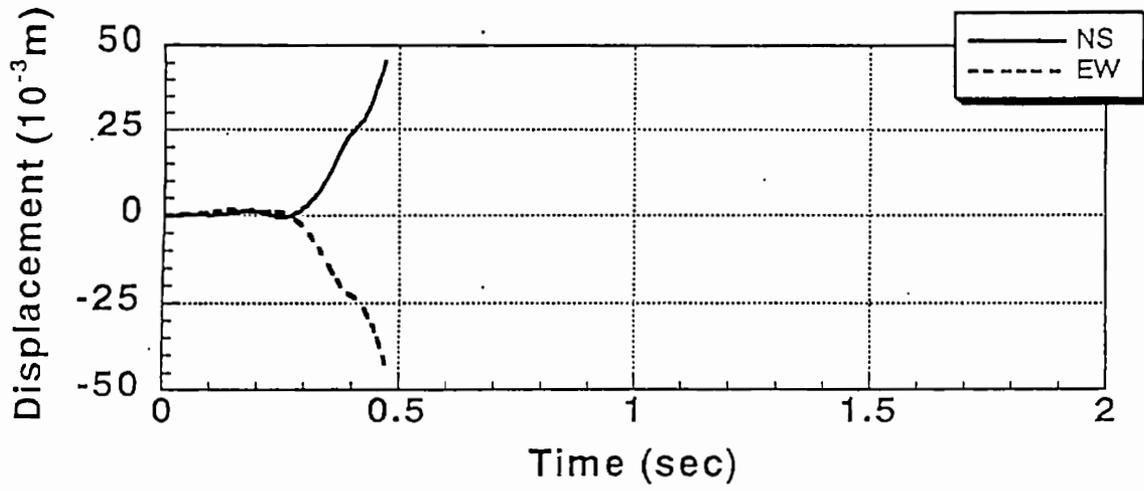


図-4.24 変形量の時刻歴と軌跡曲線<変位計> (PDB-1)

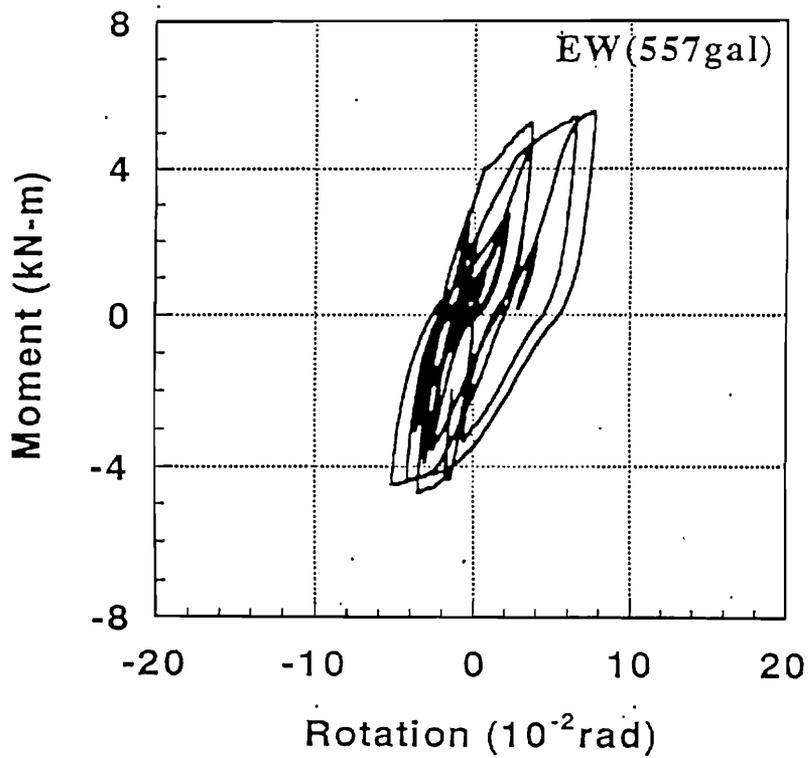


圖-4.25 履歷曲線 (P D U - 2)

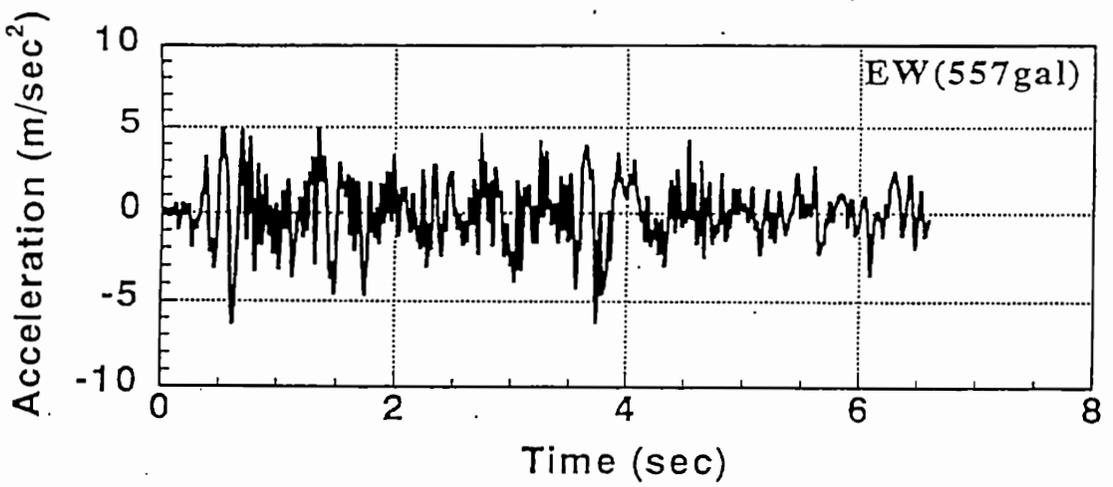
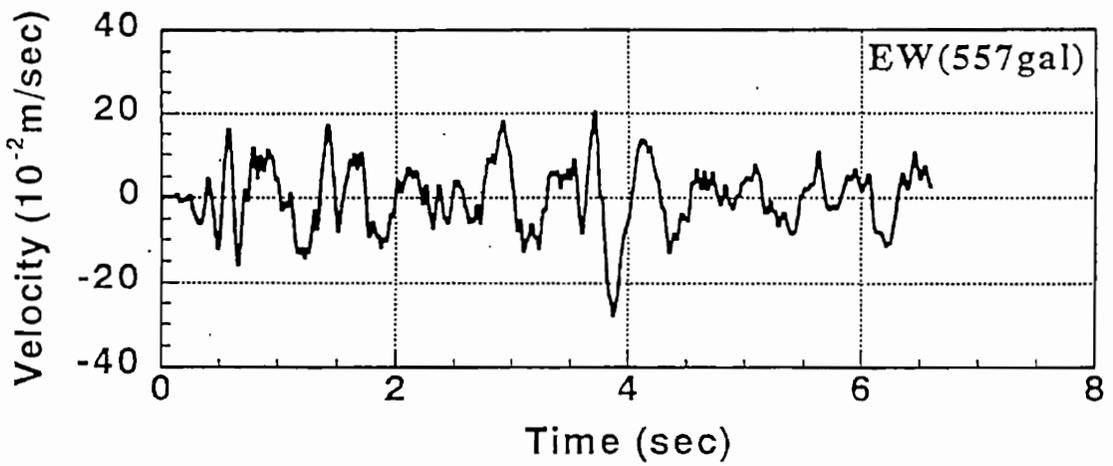
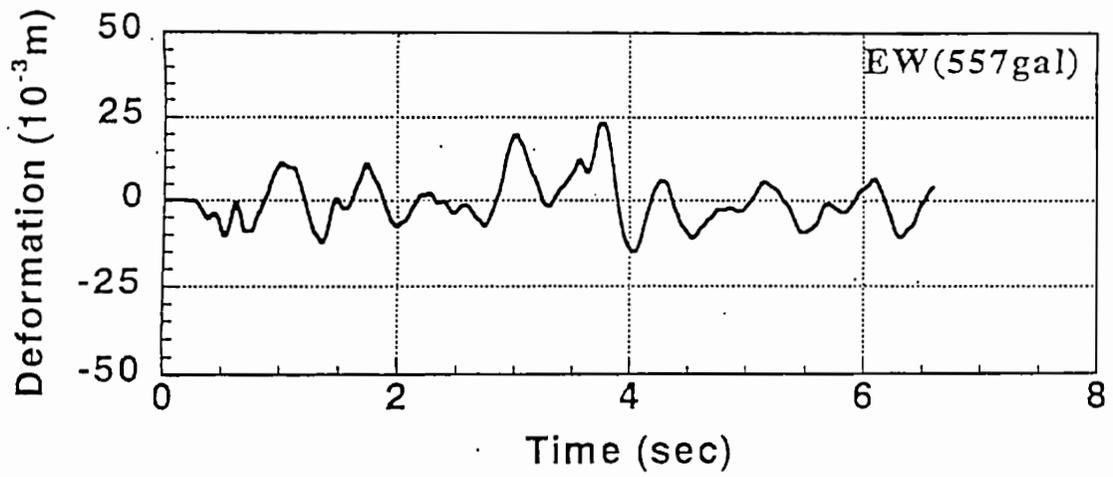


図-4.26 変形量、速度、加速度の時刻歴 (PDU-2)

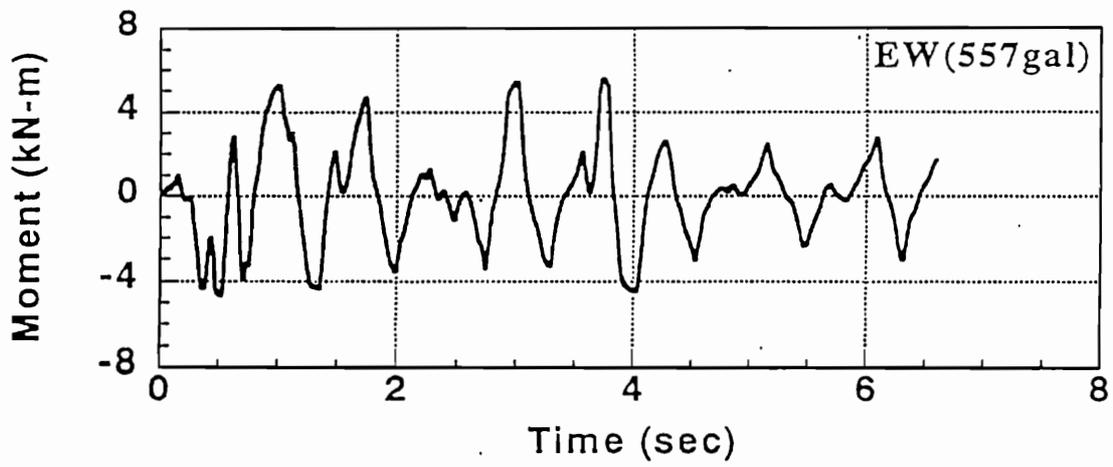
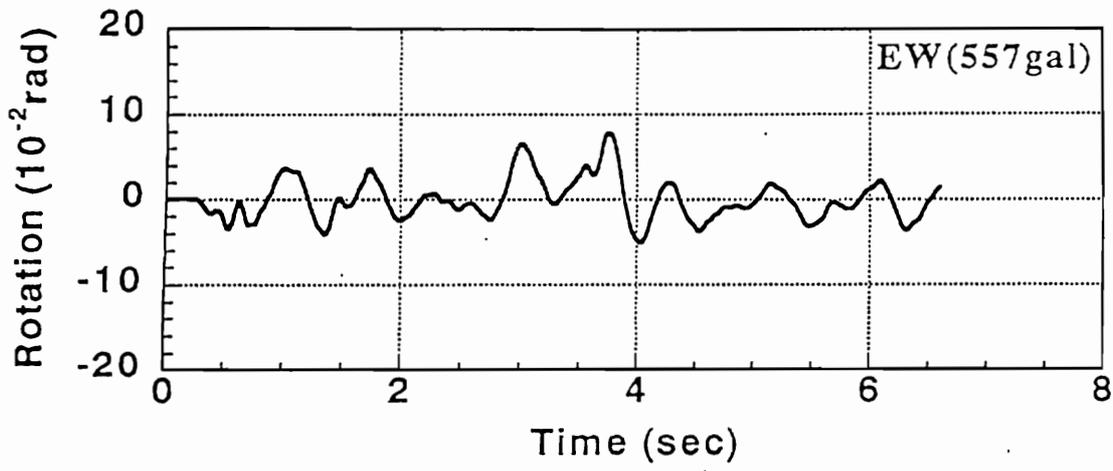


図-4.27 モーメント、回転角の時刻歴 (PDU-2)

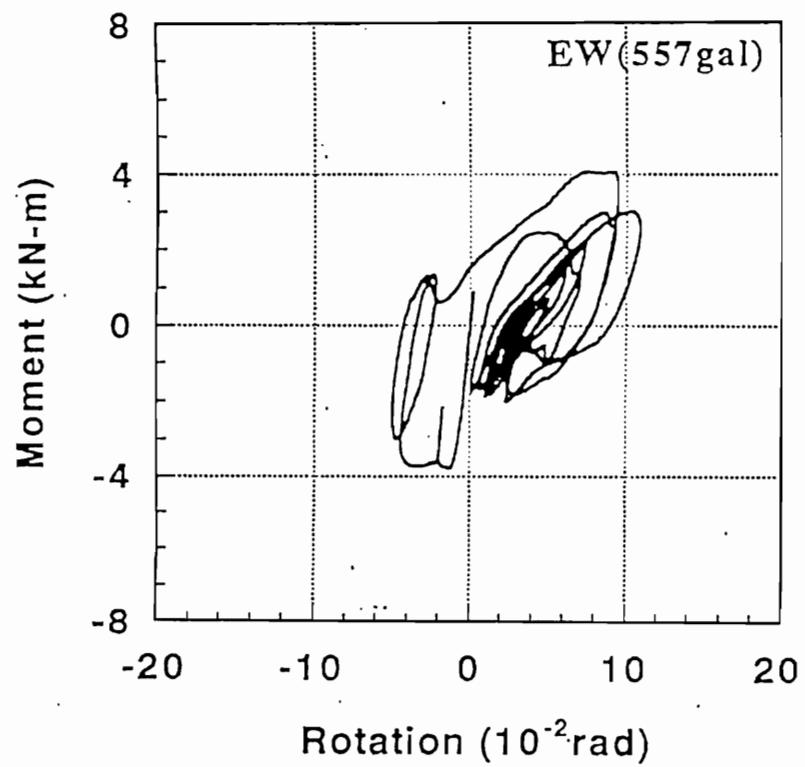
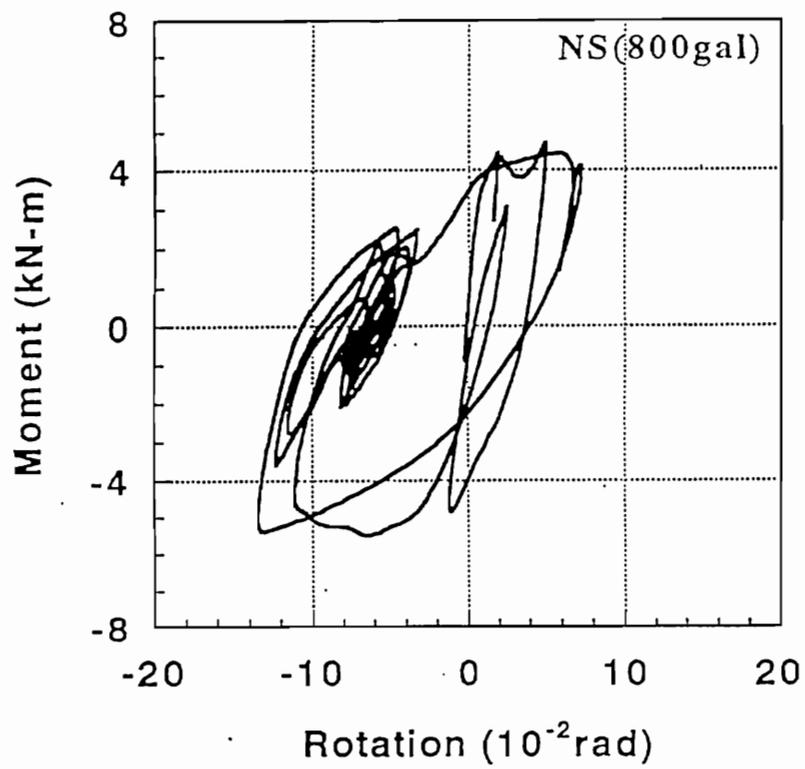


図-4.28 履歴曲線 (PDB-2)

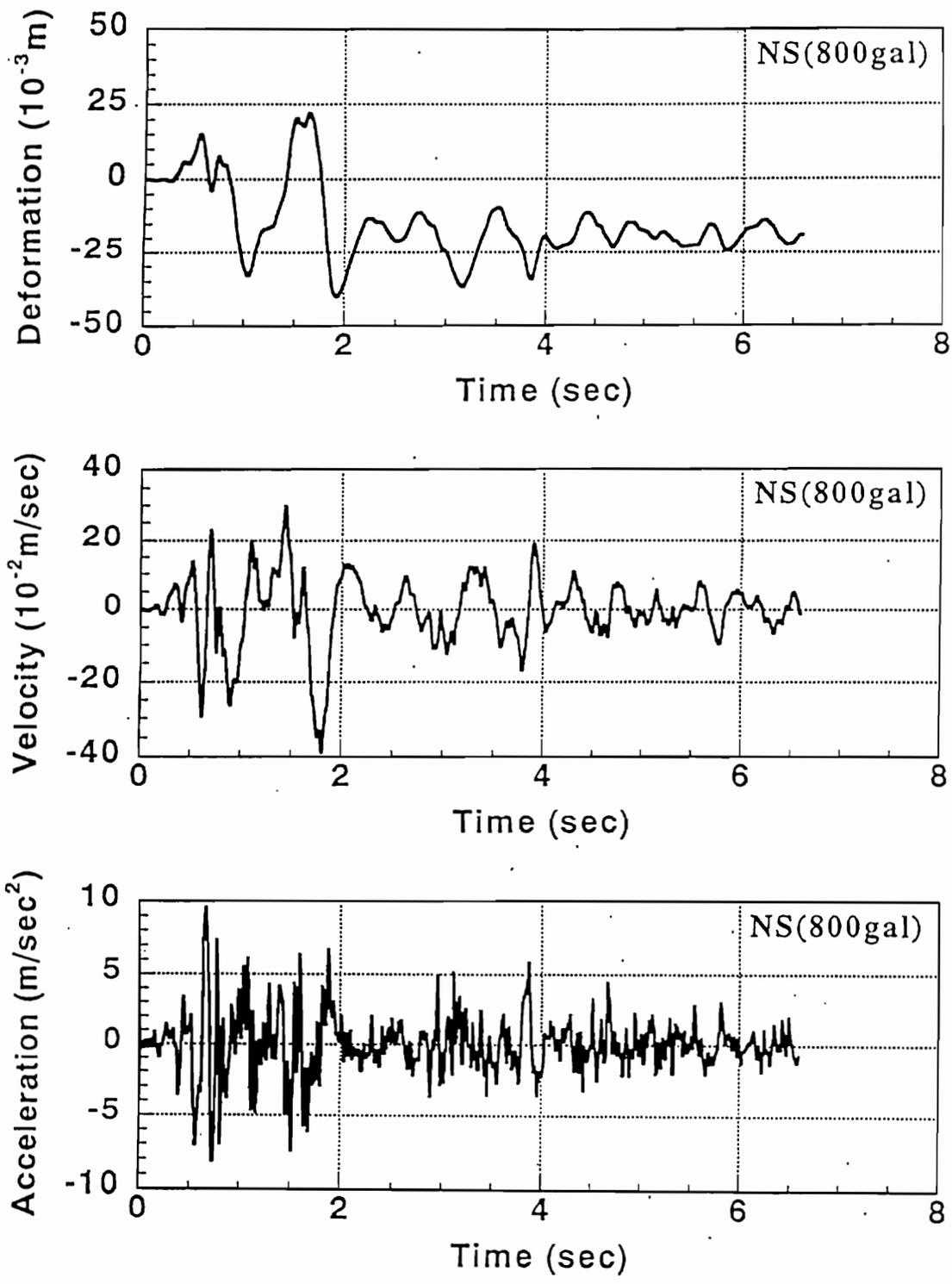


図-4.29 NS方向の変形量、速度、加速度の時刻歴 (PDB-2)

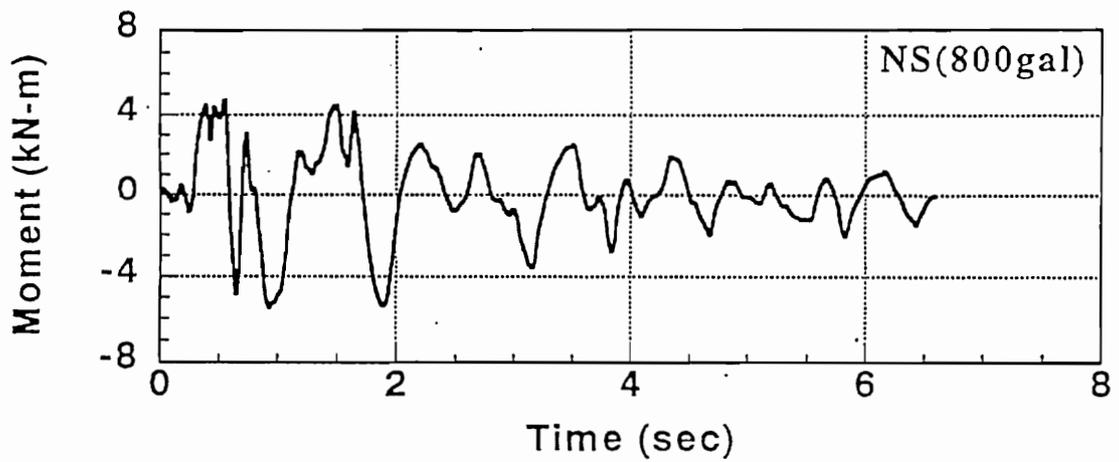
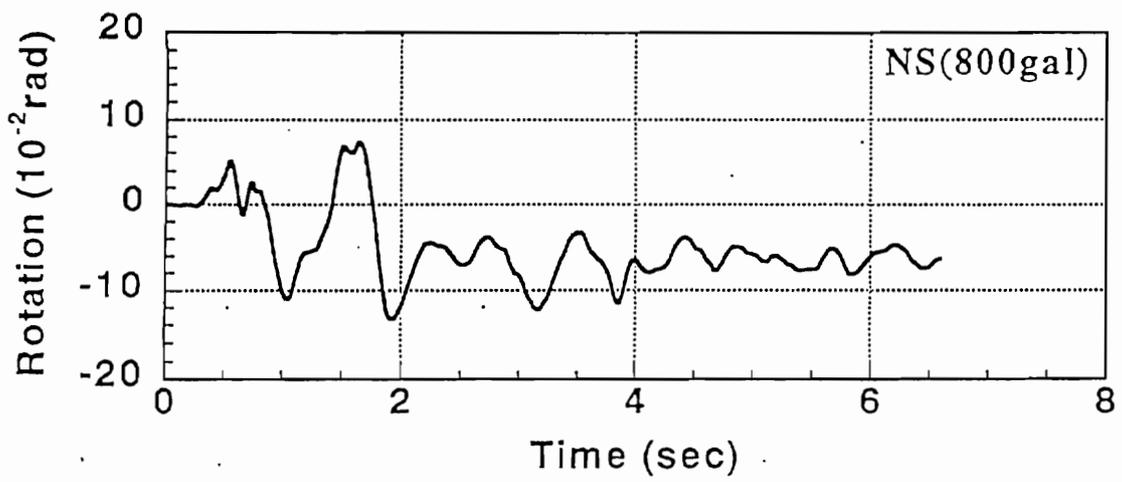


図-4.30 NS方向のモーメント、回転角の時刻歴 (PDB-2)

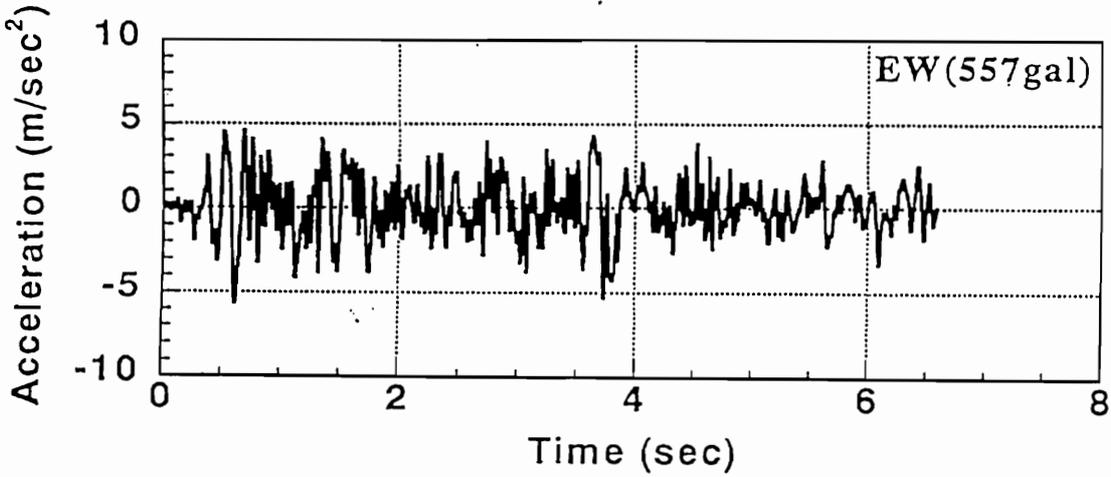
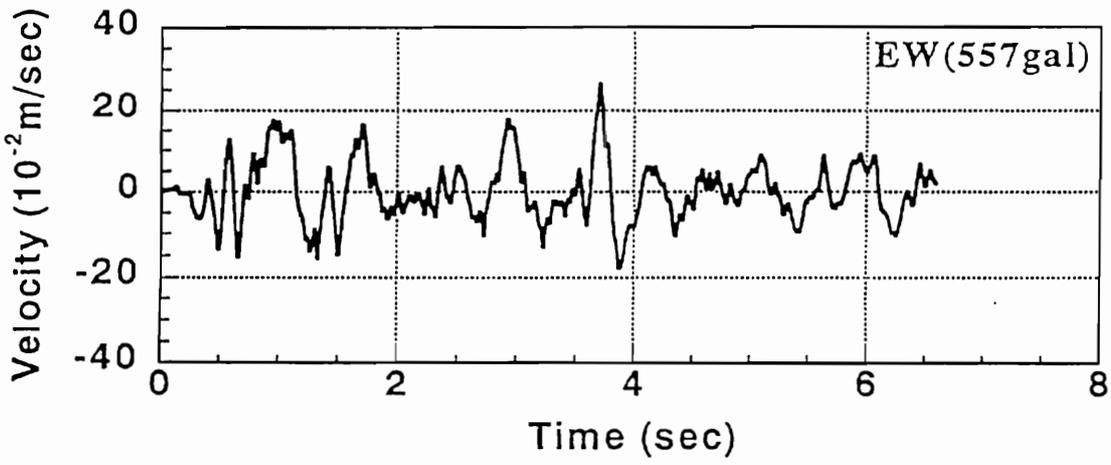
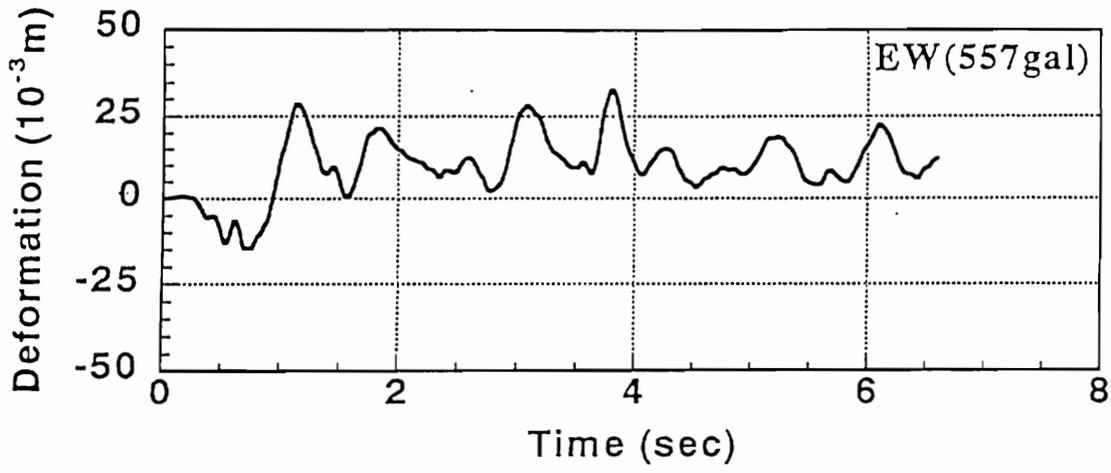


図-4.31 EW方向の変形量、速度、加速度の時刻歴 (PDB-2)

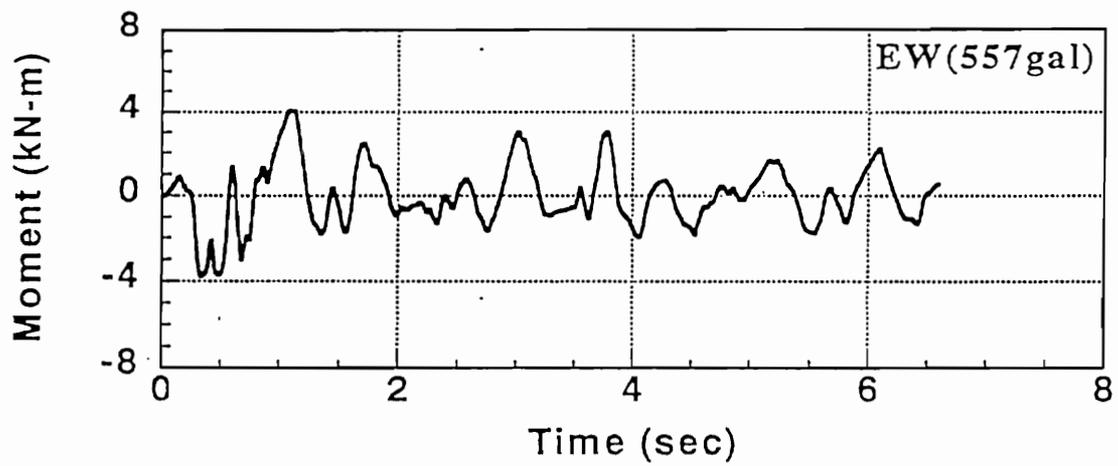
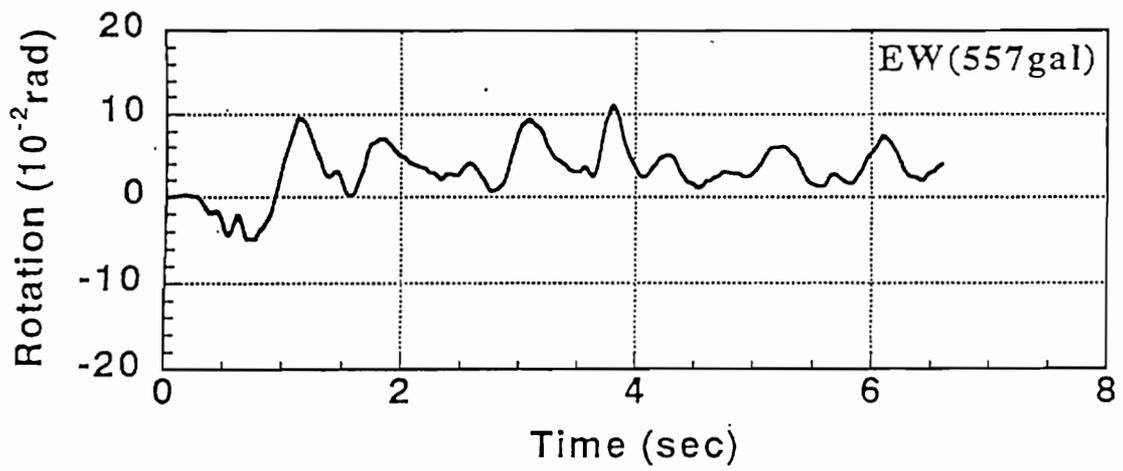


図-4.32 EW方向のモーメント、回転角の時刻歴 (PDB-2)

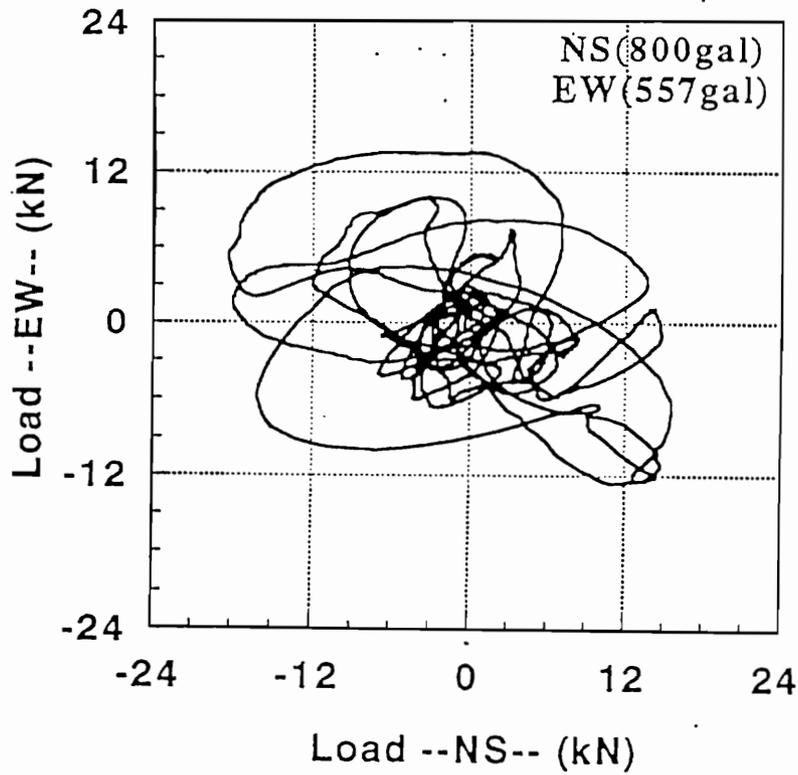
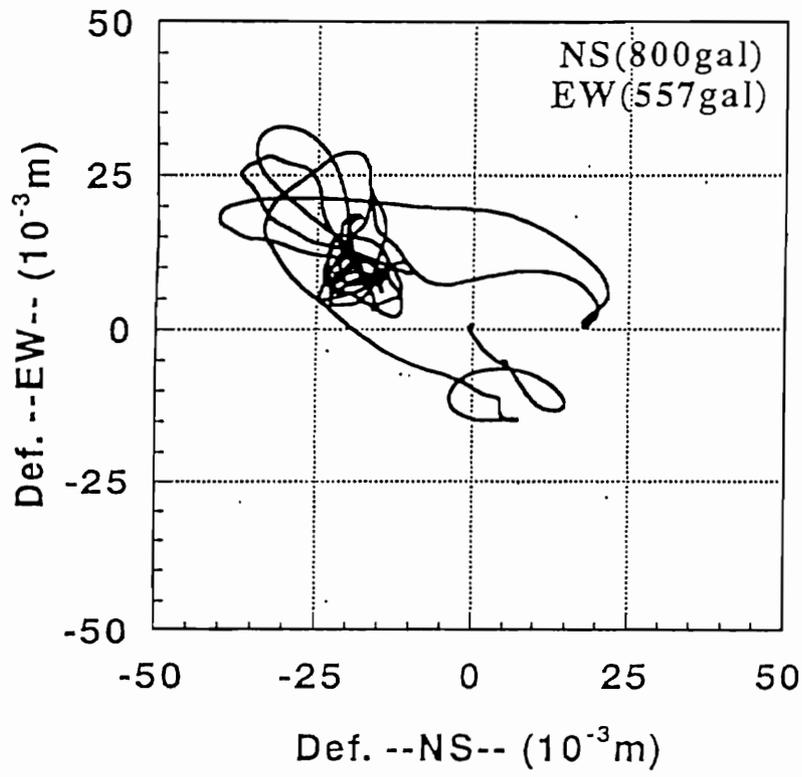


図-4.33 変形量と復元力の軌跡曲線 (P D B - 2)

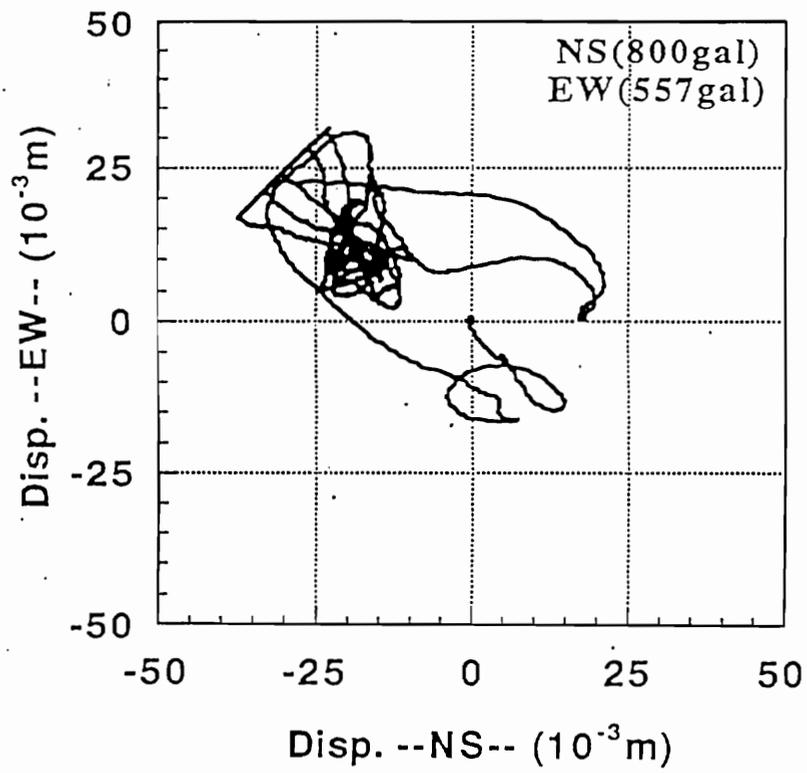
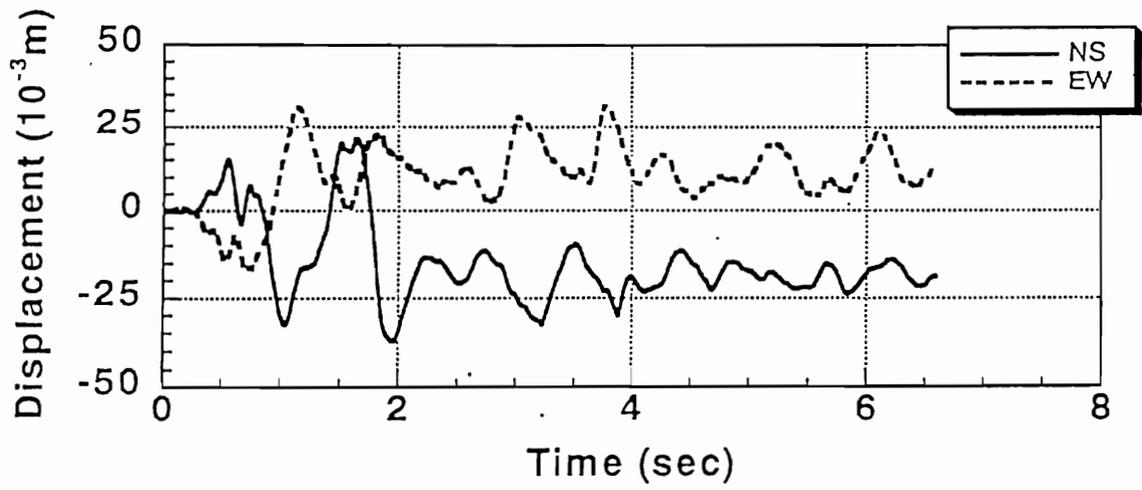


図-4.34 変形量の時刻歴と軌跡曲線<変位計> (PDB-2)

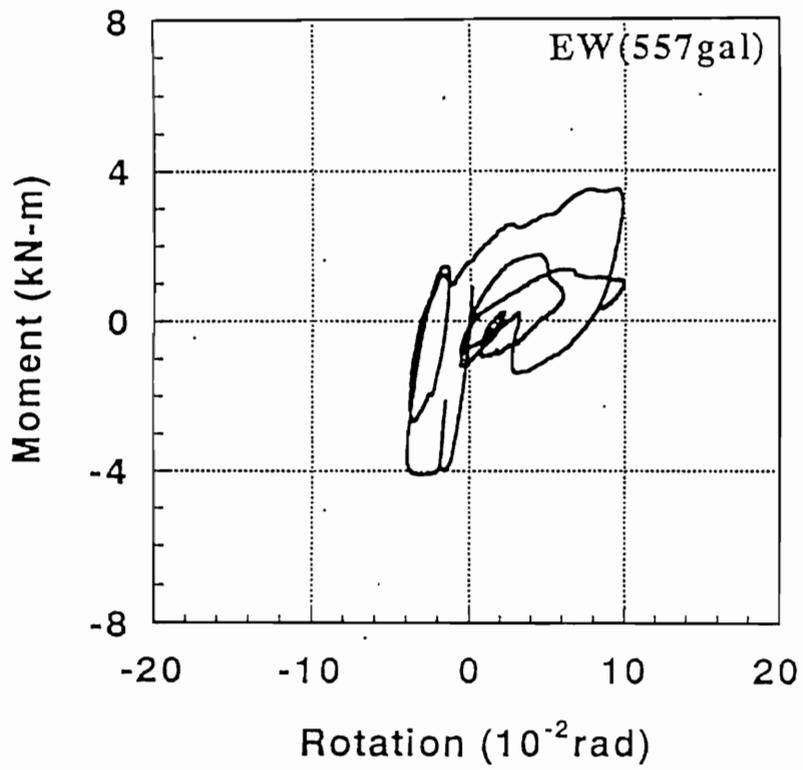
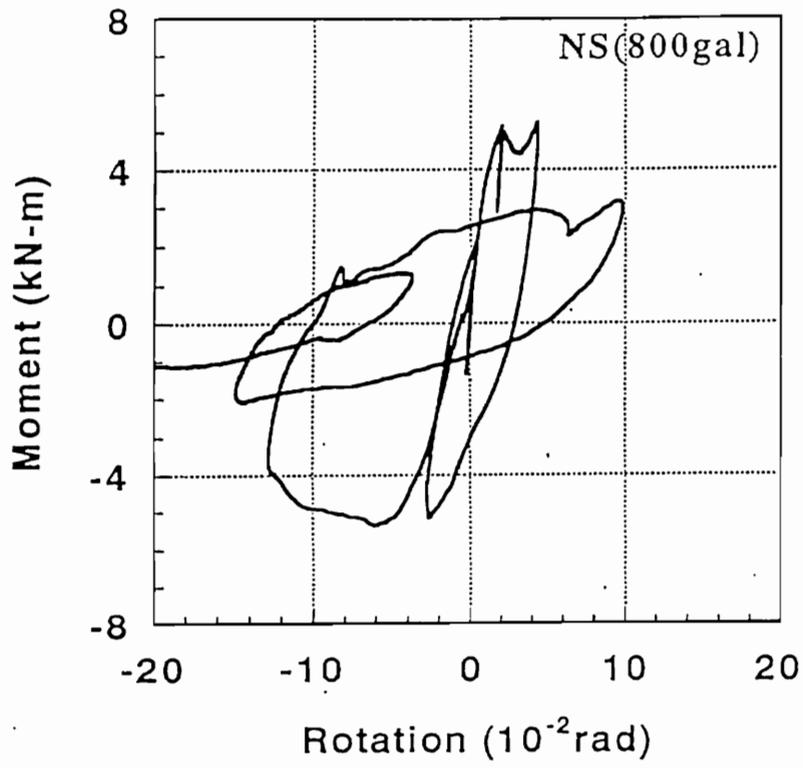


図-4.35 履歴曲線 (PDB-3)

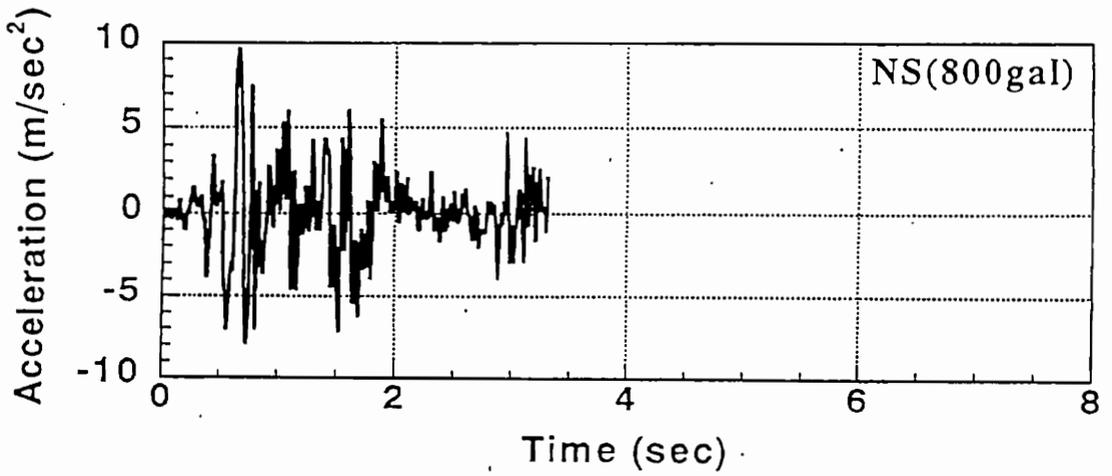
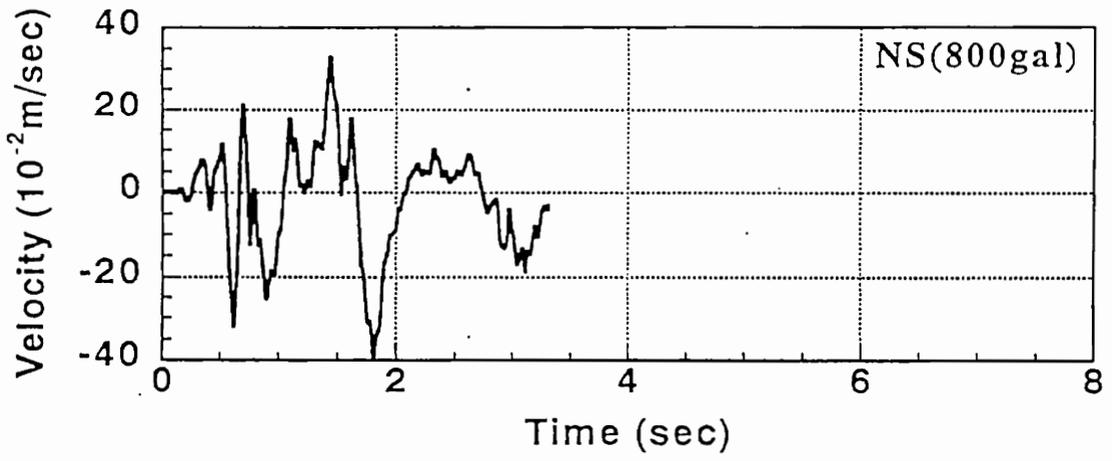
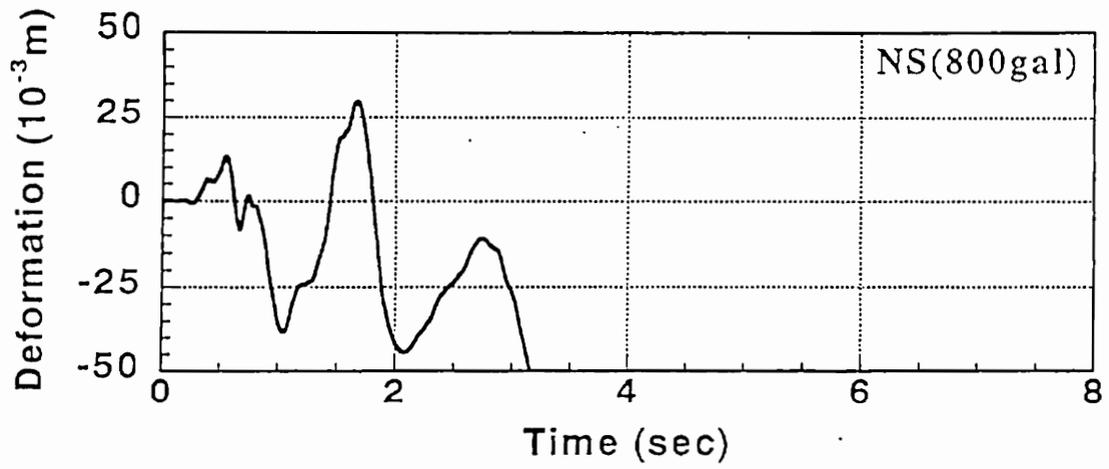


図-4.36 NS方向の変形量、速度、加速度の時刻歴 (PDB-3)

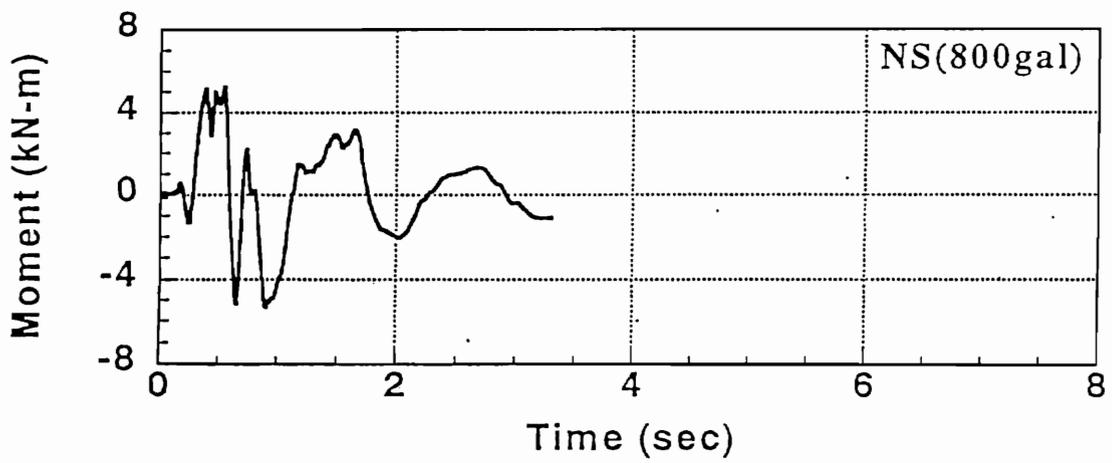
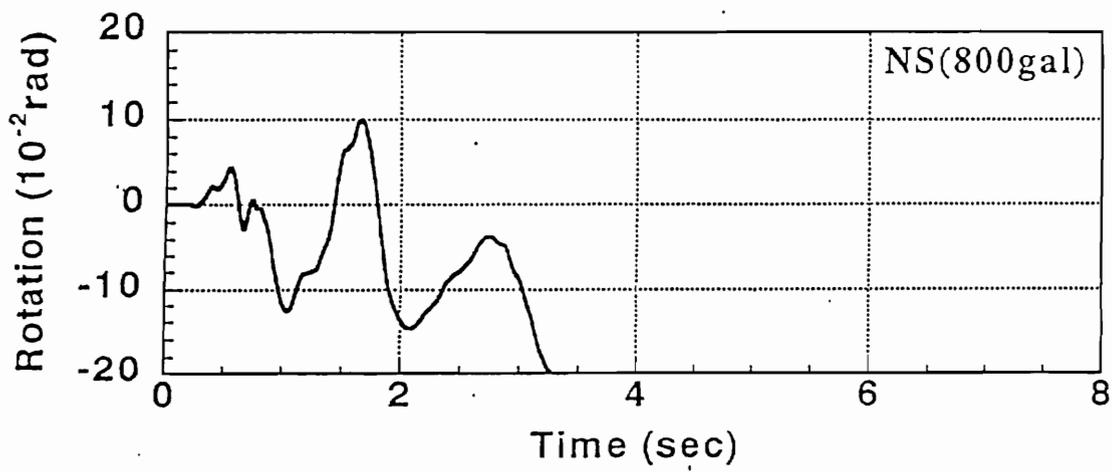


図-4.37 NS方向のモーメント、回転角の時刻歴 (PDB-3)

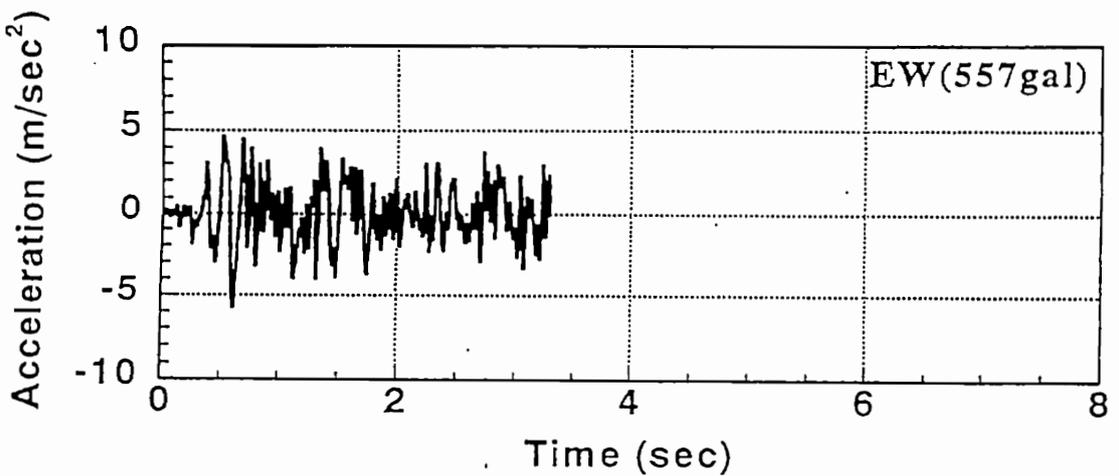
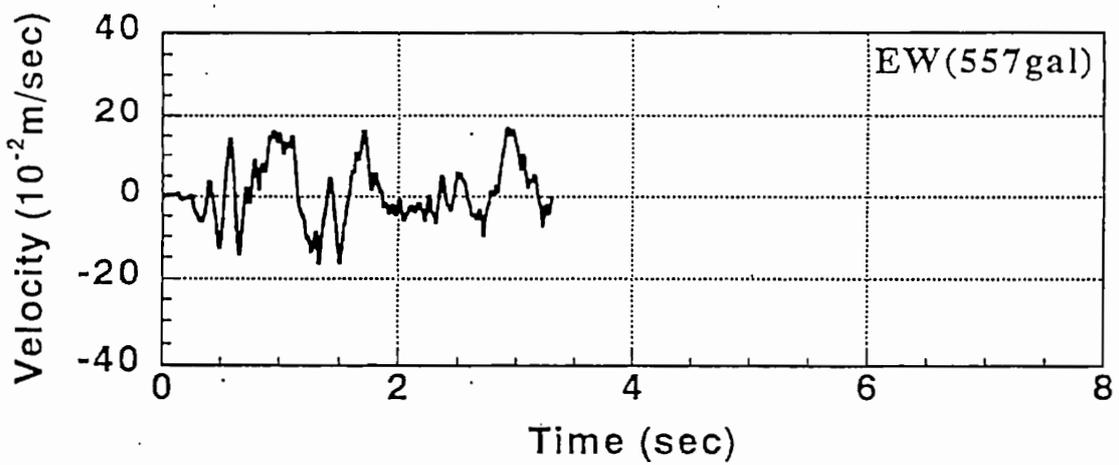
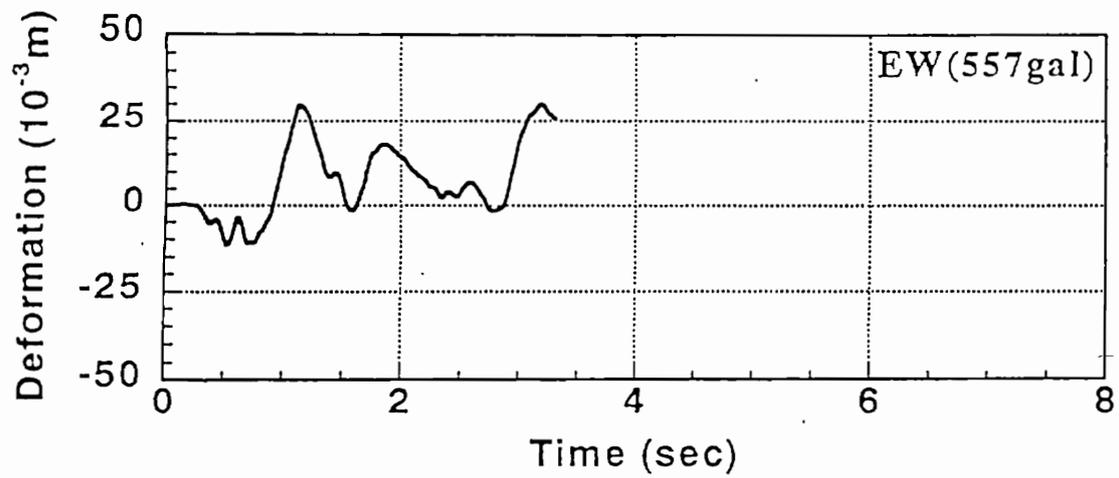


図-4.38 EW方向の変形量、速度、加速度の時刻歴 (PDB-3)

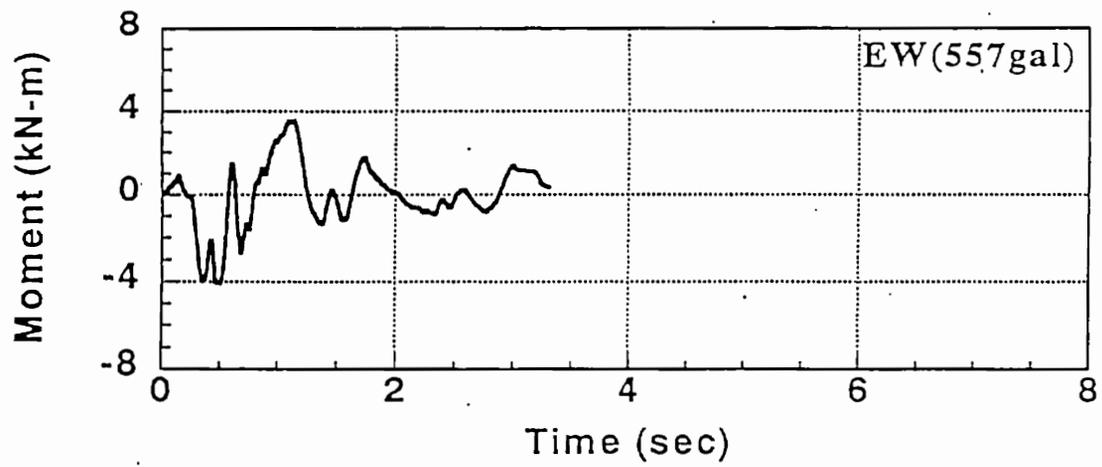
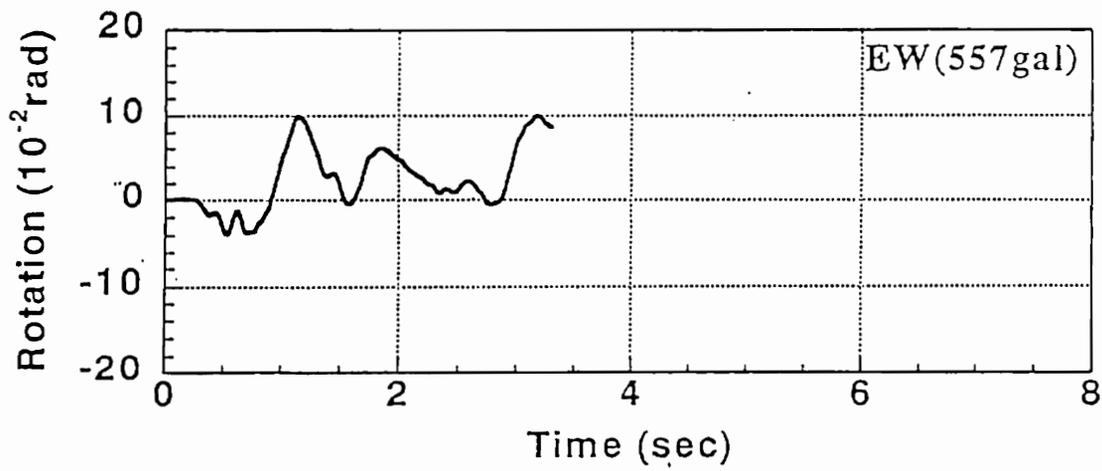


図-4.39 EW方向のモーメント、回転角の時刻歴 (P D B - 3)

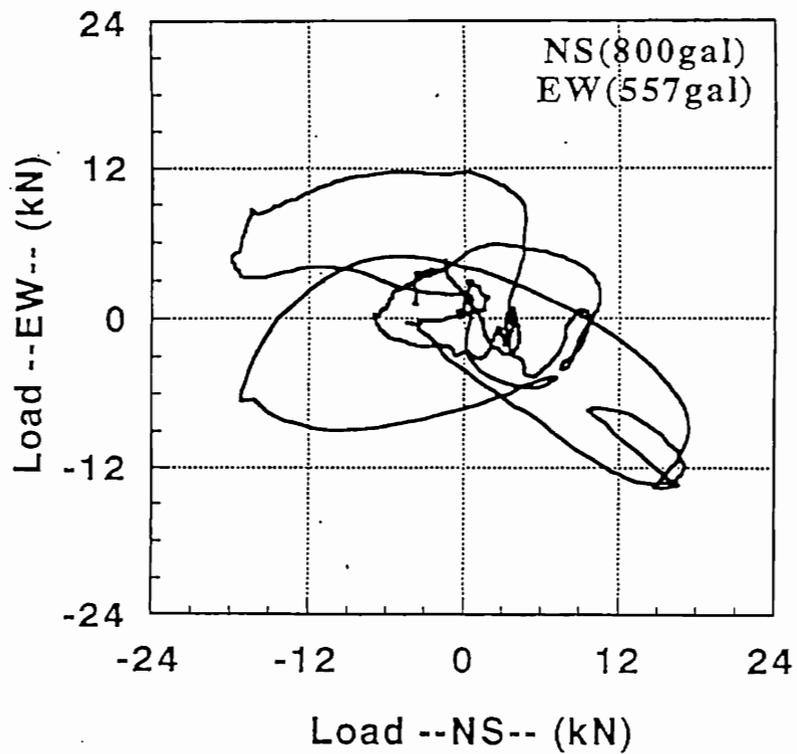
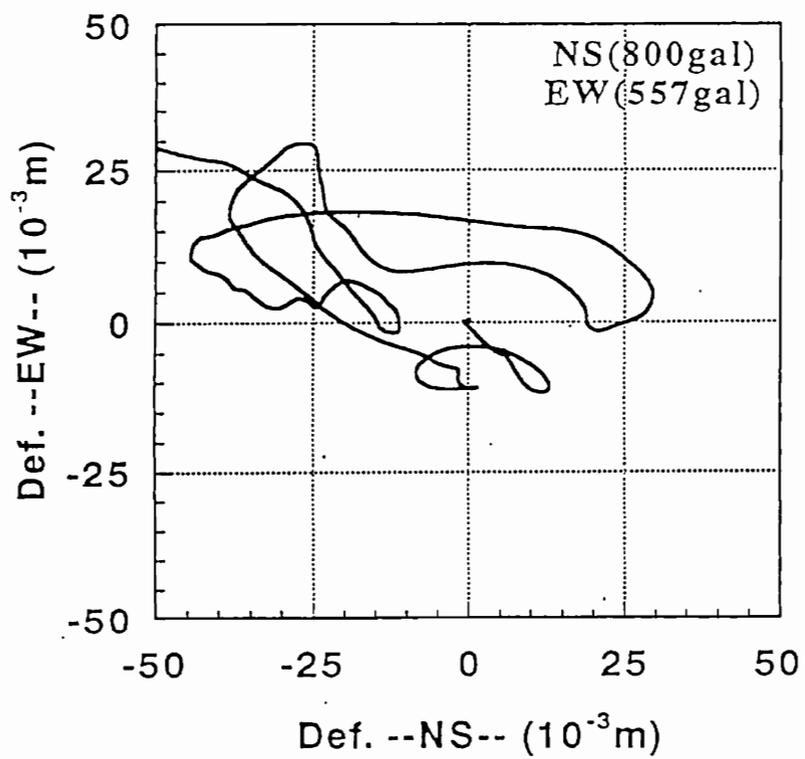


図-4.40 変形量と復元力の軌跡曲線 (PDB-3)

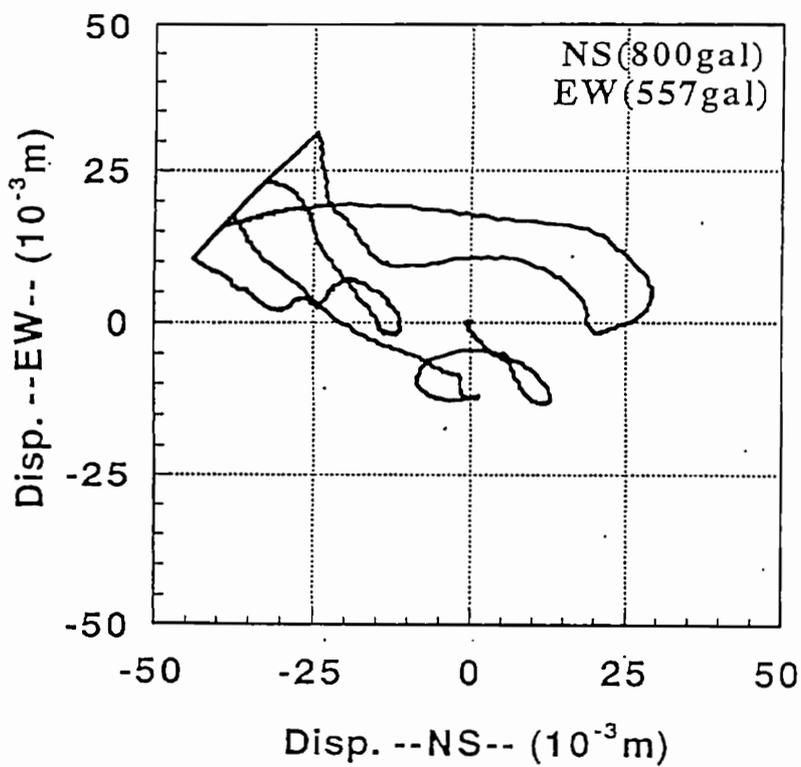
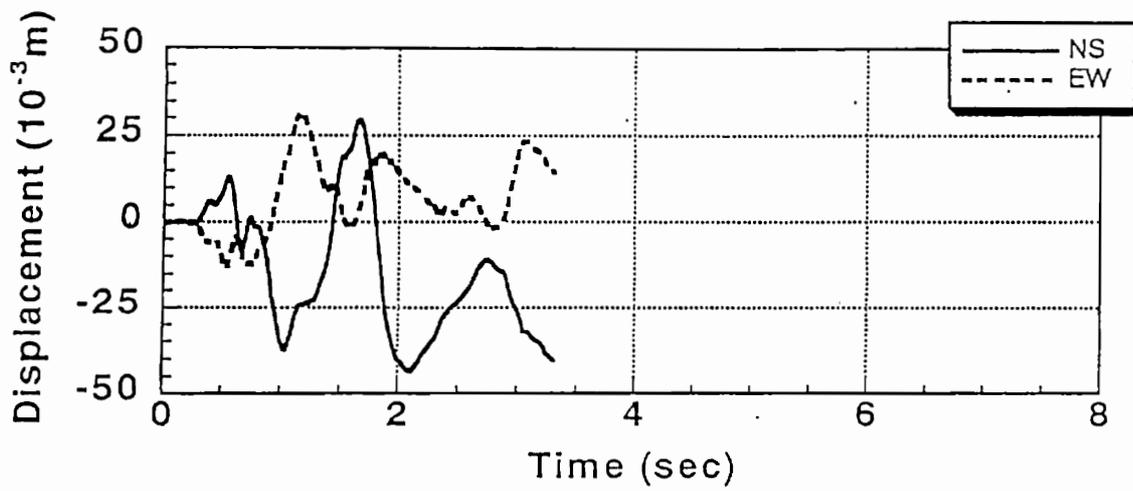


図-4.41 変形量の時刻歴と軌跡曲線<変位計> (PDB-3)

表-4.1 各供試体の入力条件

供試体	入力成分 El-Centro	最大加速度 (gal)	主鉄筋	帯鉄筋
PDU-1	NS	620	D10-4	D3-@4
		800		
PDU-2	EW	557	D10-4	D3-@4
PDB-1	NS & EW	620&432	D10-4	D3-@4
		800&557		
PDB-2	NS & EW	800&557	D6-8	D3-@4
PDB-3	NS & EW	800&557	D6-8	D3-@15

表-4.2 最大回転角およびモーメント

供試体	最大回転角 (NS) rad	最大回転角 (EW) rad	最大回転角 rad	最大モーメント (NS) kN-m	最大モーメント (EW) kN-m	最大モーメント kN-m
PDU-1	0.11		0.11	6.52		6.52
PDU-2		0.077	0.077		5.55	5.55
PDB-1	0.112	0.0554	0.114	6.18	4.21	6.90
PDB-2	0.134	0.109	0.153	5.49	4.07	5.75
PDB-3	0.204	0.099	0.221	5.37	4.10	6.41

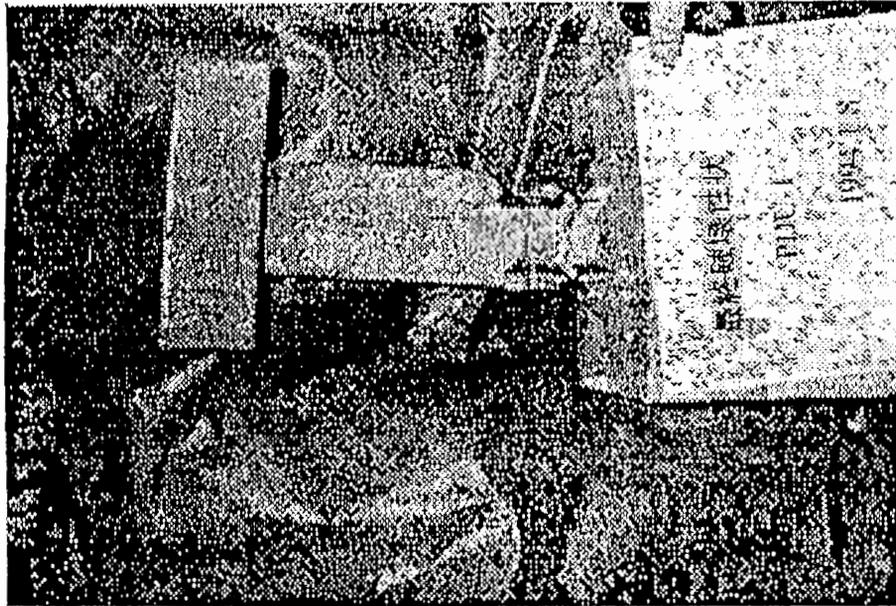


写真4.1 破壊状況 (PDU-1)



写真4.2 破壊状況 (PDU-2)



写真4.3 破壊状況 (PDB-1)

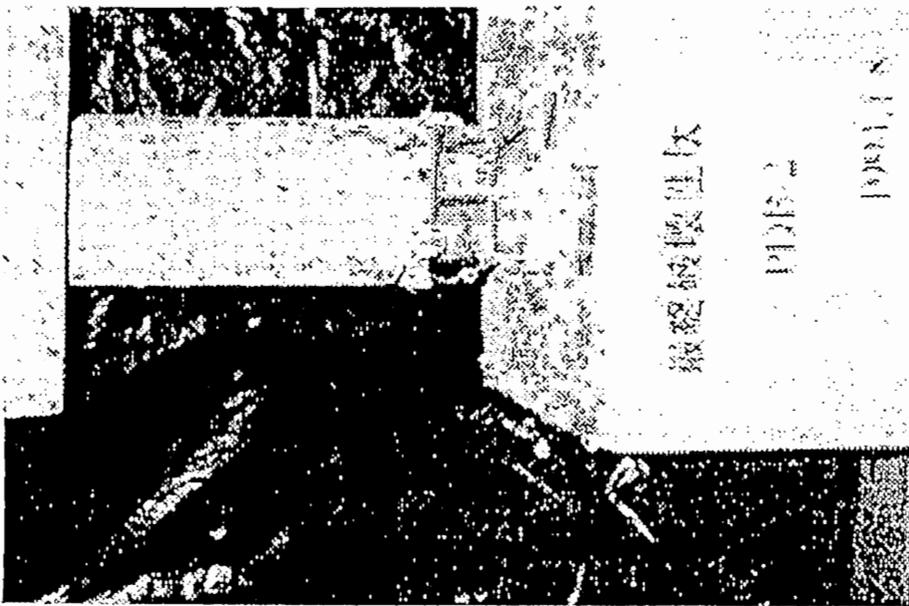


写真-4.4 破壊状況 (PDB-2)

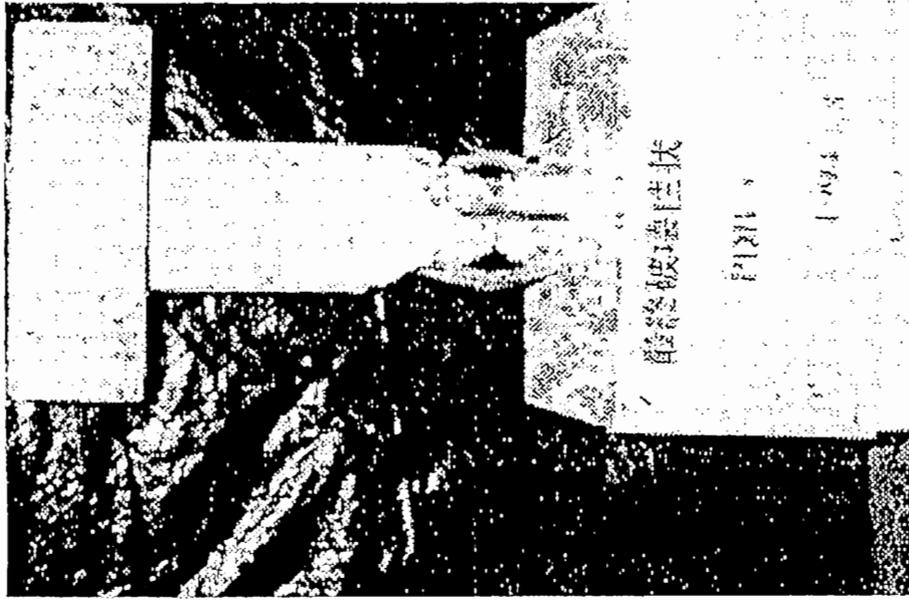


写真-4.5 破壊状況 (PDB-3)

## 5章 2方向地震力を考慮した耐震設計法

### 5.1 概要

現在、RC構造物の耐震設計は水平2方向をそれぞれ独立で行っているが、4章までは、その従来からの設計法の問題点を指摘した。すなわち、2方向から外力を受けるRC構造物は非常に複雑な応答を示し、耐力も大きく低下することが判明した。しかしながら、その応答を解析的に明らかにすることは複雑な仮定を必要とするために、非常に難しく、煩雑な計算となり得る。耐震設計を行う場合に重要なことは、経済的、かつ安全（耐震的）な構造物を設計することである。そのためには、2方向の地震力を受けるRC構造物の応答を簡易的に表現できる数値計算手法を用いて、パラメトリックな応答計算を行い、設計を行うことが望まれる。そこで本章では、武田モデルを用いた1方向数値解析手法を用いて、1方向からの地震応答解析と、1方向仮動的実験との比較を行い、地震応答解析プログラムの妥当性を検証し、ついで、その地震応答解析プログラムを2方向地震力を考慮できるように改良し、2方向地震応答解析を試みた。

### 5.2 地震応答解析

#### 5.2.1 地震応答解析手法

地震応答解析を行うためには対象構造物を適当なモデルに置き換える必要がある。独立柱式橋脚を1質点系にモデル化し、復元力モデルに武田モデルを使用した。武田モデルはRC柱部材の地震応答を精度よく再現できる復元力モデルである。武田モデルの特徴は、まず今までに経験した最大変形点を指向することや、降伏後の戻り剛性が最大塑性率の逆数の $\alpha$ 乗と剛性（クラック発生までの剛性と降伏までの剛性の平均値）の関数で決定されること等があげられる。スケルトンカーブには耐力低下型を使用した。これによれば構造物の耐力が低下し、破壊を起こしても、その後の応答を追うことができる。図-5.1に武田モデルを、図-5.2に耐力低下型スケルトンカーブを示す。

次に応答計算の手順を以下に示す。

- (1) 対象構造物をRC独立柱式橋脚としそれを1質点系にモデル化
- (2) 運動方程式における、質量（上載荷重）を実構造物を参考に9800Nとする
- (3) 入力地震波を読み込む
- (4) 予測子変位を算出
- (5) 復元力モデルより、予測子変位に対する復元力を測定

(6) 数値積分により各応答値を算出

(7) 応答値を記憶装置に保存

これらの手順の内(3)～(7)までの手順を地震波の継続時間にわたって繰り返す。図-5.3に地震応答解析の流れを示す。

また使用した地震波および入力加速度はE-CentroNS成分620gal およびEW成分432、557galである。減衰率は構造物が降伏するまでを2%とし、降伏後は0%とした。数値積分法には、アルゴリズムが複雑でなく、積分条件が非常に緩やかである、オペレータ・スプリッティング法を用いた。

### 5.2.2 1方向地震応答解析

まず4章で行った1方向仮動的実験結果(PDU-1<NS620gal>、PDU-2<EW557gal>)と1方向の地震応答解析から得られた結果を比較することによって、本地震応答解析プログラムの妥当性を検証する。図-5.5に1方向仮動的実験(PDU-1)と1方向地震応答解析結果の履歴曲線の比較図を示す。また図-5.6に回転角とモーメントの時刻歴に関する比較図を示す。降伏までは、ほぼ一致した応答を示しているがその後は実験値の方が負側(S側)へ応答が偏っている。しかしながら周期特性はほぼ一致しており、本解析手法の妥当性が示されている。

図-5.7に1方向仮動的実験(PDU-2)と1方向地震応答解析結果の履歴曲線の比較図を示す。図-5.8に時刻歴に関する比較図を示す。応答性状、周期特性ともによく一致した性状を示している。図-5.7の履歴曲線で負側(W側)において実験値と解析値に開きが見えるが、これは実験供試体においては正側(E側)で降伏が生じ、その後の応答がE側に偏ったために、W側の復元力が解析値に比べて小さくなった。これは実験供試体の性質上の問題である。

以上の結果から、1方向地震応答解析手法は、第4章にて行った仮動的実験との良い一致を示し、本解析手法の妥当性が示せた。

### 5.2.3 2方向地震応答解析への拡張

5.2.2で使用した1方向地震応答解析プログラムを用いて、2方向地震力を受ける構造物の地震応答解析を試みることにする。まず図-5.9、-5.10に2方向仮動的実験（PDB-1、NS-620gal、EW-432gal）から得られた履歴曲線と5.2.2で行った1方向解析における履歴曲線の比較を示す。また図-5.11、-5.12に時刻歴の比較図を示す。解析値は実験値と比較すると初期剛性が高くなっている。また最大耐力にも差が生じている。さらに周期特性にも、ずれが生じており、解析値は実験値と比較して、短周期のまま地震波終了まで応答が続いている。これらは解析プログラムにおいて2軸相互作用を全く考慮していないことが原因である。

そこで地震応答解析プログラムに2軸相互作用による影響を加味するために、第4章で行った、1、2方向地震力を受けるRC橋脚（PDU-1、PDU-2、PDB-1）の実験結果から、降伏曲面を明らかにした（図-3.13）。この降伏曲面は楕円形をしているが、楕円の長半径の方がPDU-1（NS）から得られた最大耐力の値で、短半径がPDU-2（EW）から得られた最大耐力の値としたためである。この降伏曲面の内部をPDB-1（NS&EW）から得られた荷重の履歴曲線を示してある。この降伏曲面より、NS方向の降伏モーメントを6.179kN、EW方向の降伏モーメントを4.213kNとし、地震応答解析を行った。図-5.14に地震応答解析の実験結果と仮動的実験とのNS成分における履歴曲線の比較図を、図-5.15にNS成分の回転角とモーメントの時刻歴の比較図をそれぞれ示す。履歴曲線において、2軸相互作用による、ループの丸みは表現できていないが、時刻歴においては回転角、モーメントともに周期特性はほぼ一致している。図-5.16にEW方向に関する履歴曲線の比較図を、図-5.17にEW方向の時刻歴の比較図をそれぞれ示す。NS方向と同様に、ループの丸みを表現することはできないが、時刻歴において、周期特性および最大値等はほぼ一致した応答を示せた。

以上のように、1方向の地震応答解析で用いた降伏モーメント値を1方向と2方向の仮動的実験の結果より、降伏曲面を明らかとし、2方向地震応答解析を行った結果、2方向仮動的実験の実験結果と程良い一致を示せた。これは降伏モーメントを低下させた結果、復元力特性において、初期剛性が低下し、2軸相互作用が考慮できたからである。さらに応答計算における復元力特性（武田モデル）において、降伏後の戻り剛性は初期剛性の関数として考慮されているために、同様の低下を考慮できた。

### 5.3 耐震設計法への提案

2方向から地震力を受ける構造物、例えば曲線橋の橋脚や円形、正方形断面を有する橋脚などでは2軸曲げが生じ、耐力の低下が生じる。この影響は従来の耐震設計においては考慮されていない。本章では降伏耐力を23.9%低下させることで、地震応答解析プログラムを用いて2軸相互作用を表現することを試みたが、仮動的実験との比較ではだいたいの応答を追うことができたが、細かい点（ループにおける丸み等）を表現することは難しかった。しかしながら非常に簡易的ではあるが、2方向外力を受ける構造物の応答を大体において再現できるために、耐震設計において有効な解析手法であると言える。

しかし、1方向からの地震力を受ける場合と比較して、2方向地震力を受ける場合の構造物は、その破壊性状が非常に激しい〔第4章〕。ある一方向で耐力が低下し変形が一気に進むと、その直交方向の耐力が著しく低下するような、2軸相互作用を本解析手法では表現できていない。従って、構造物の崩壊（耐力低下）までの応答を追う必要がある場合は、仮動的実験により直接的に応答を求める必要がある。

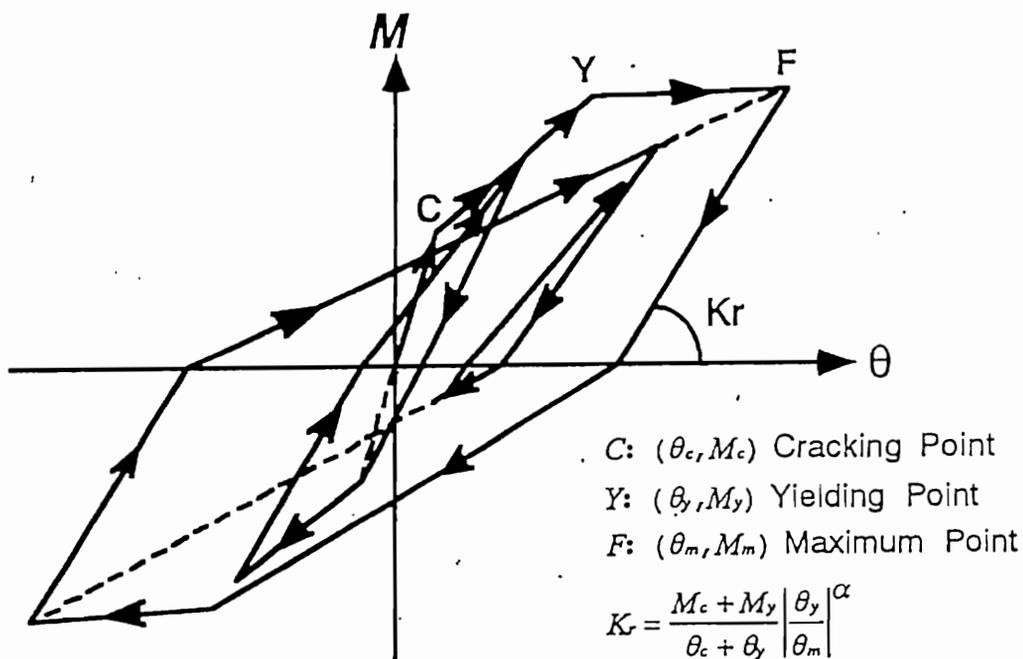


図-5.1 武田モデル

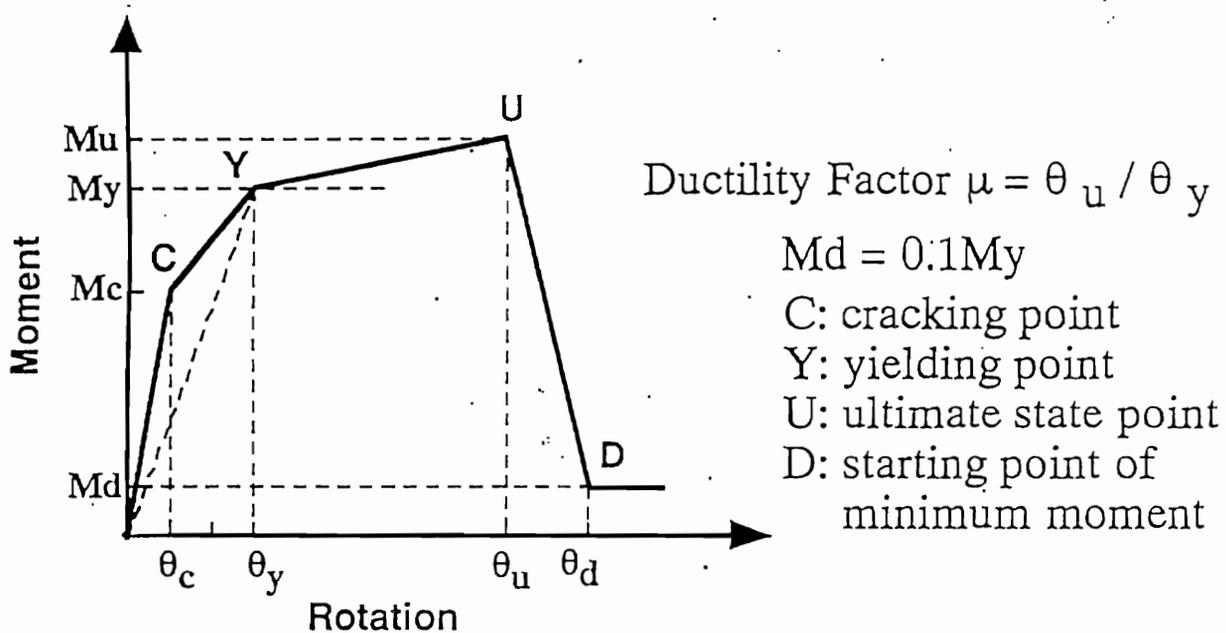


図-5.2 スケルトンカーブ

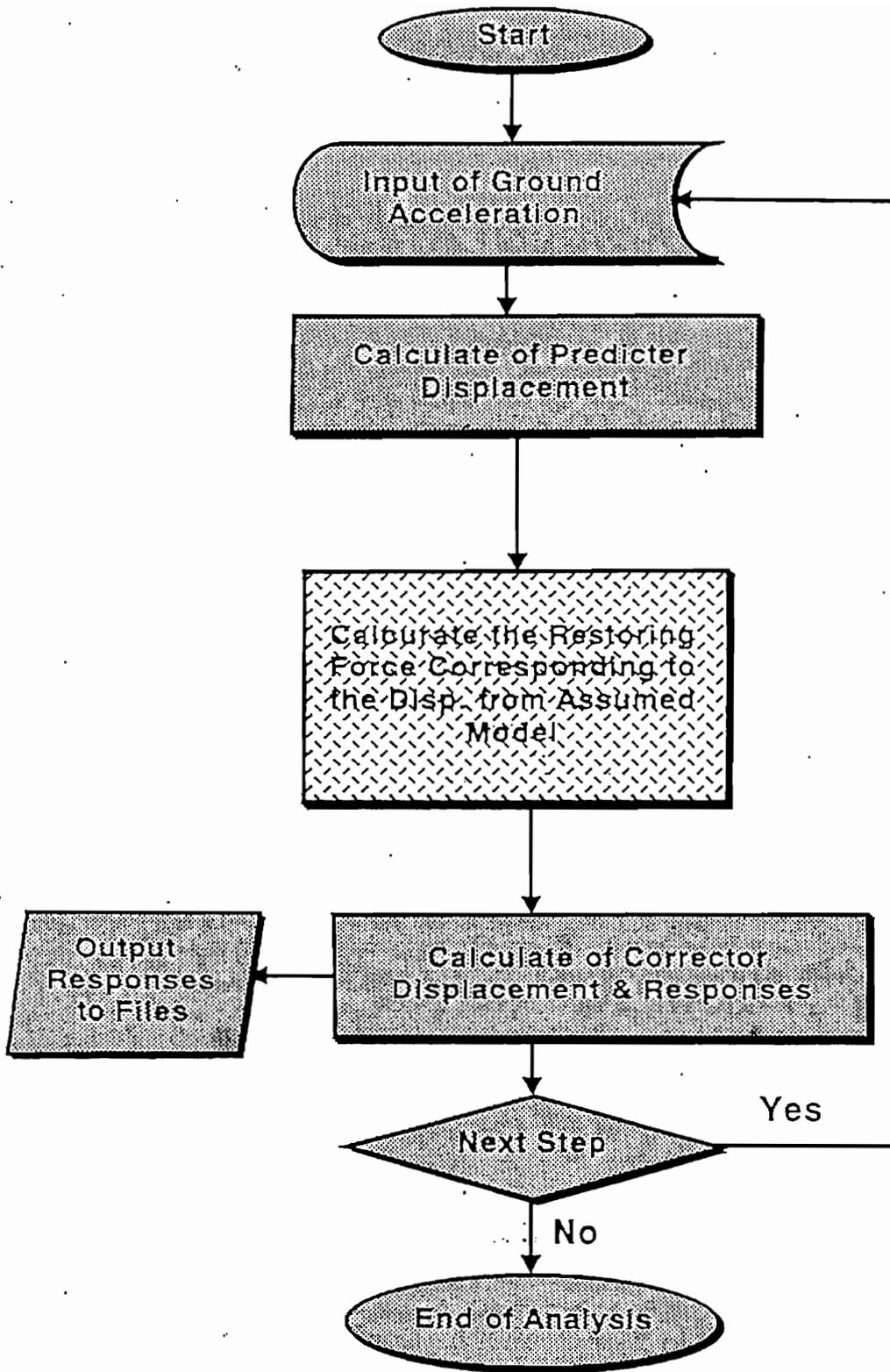


図-5.3 地震応答解析の流れ

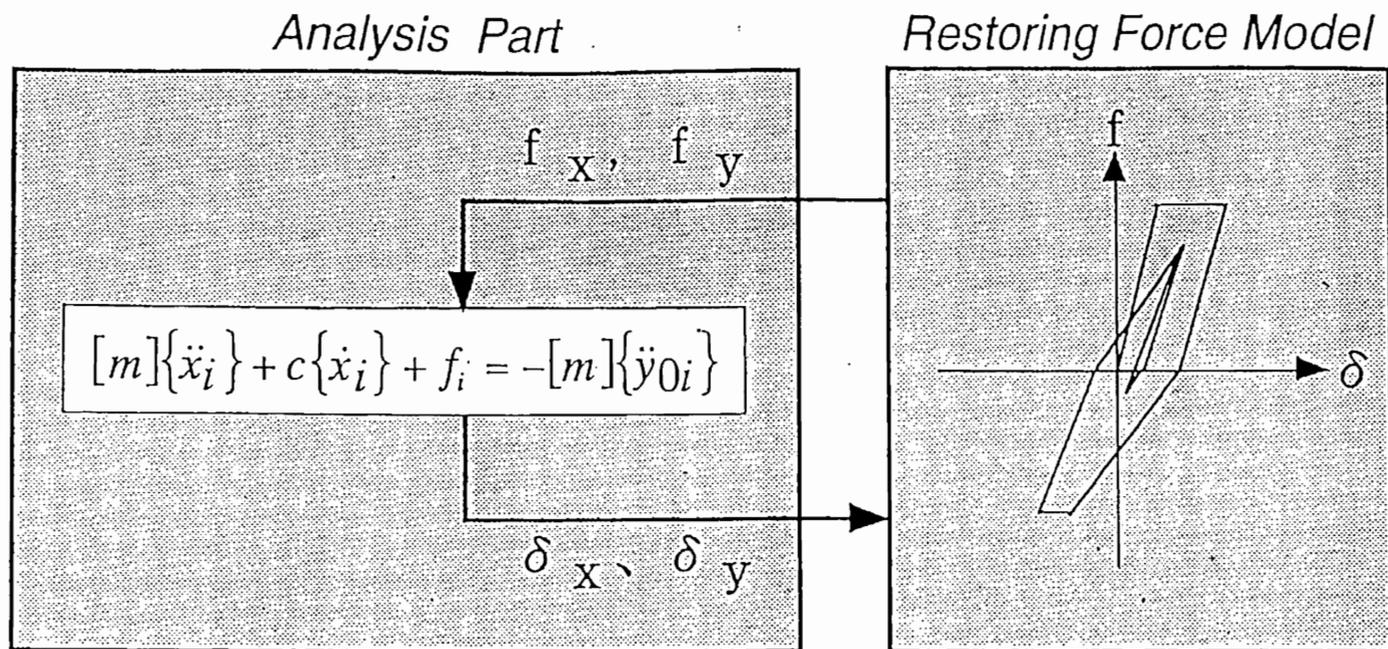


图-5.4 地震応答解析概念図

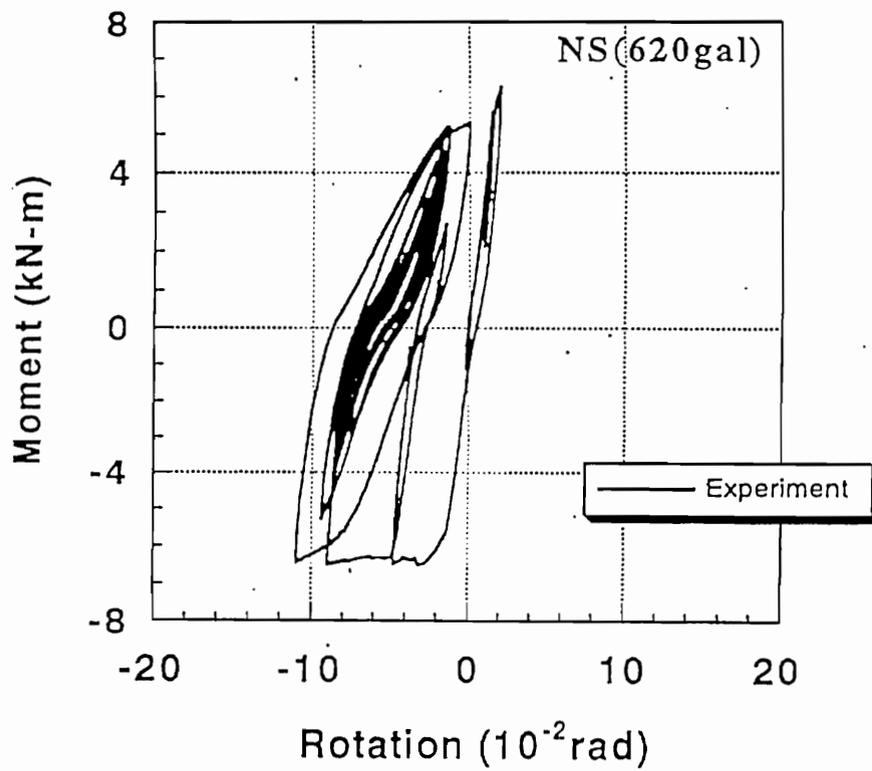
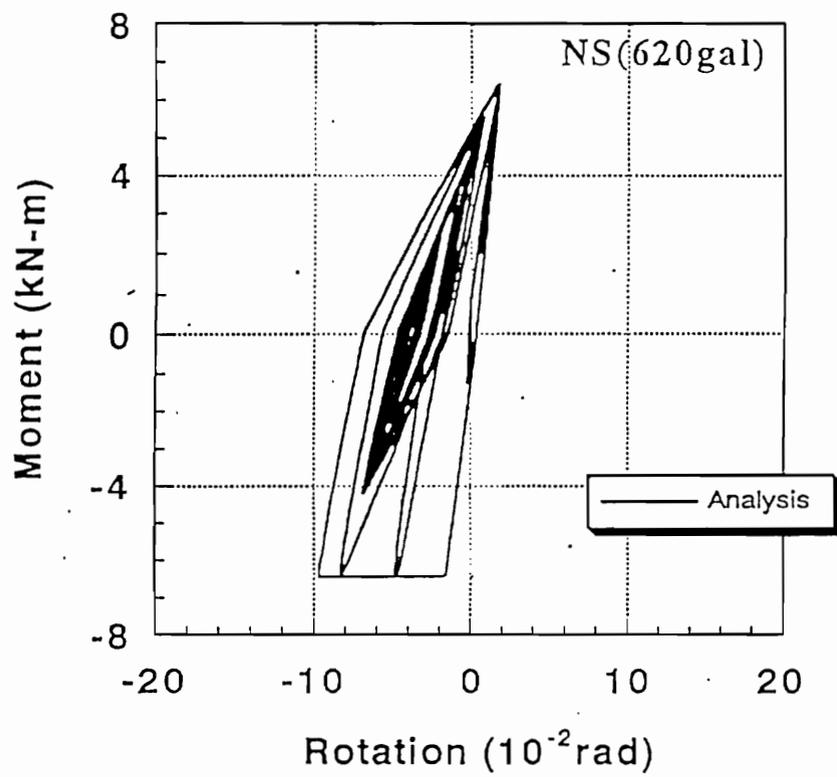


図-5.5 履歴曲線 (PDU-1 & 解析値)

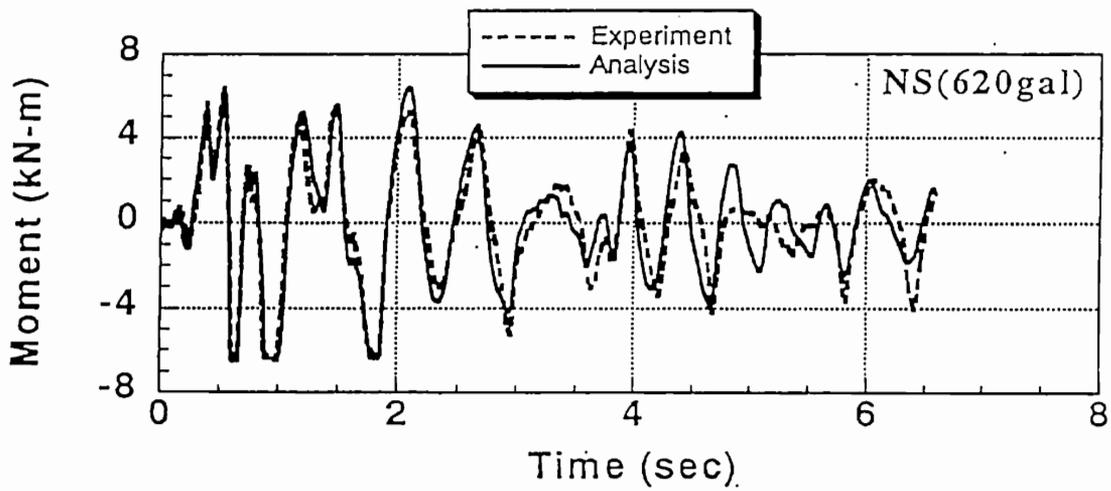
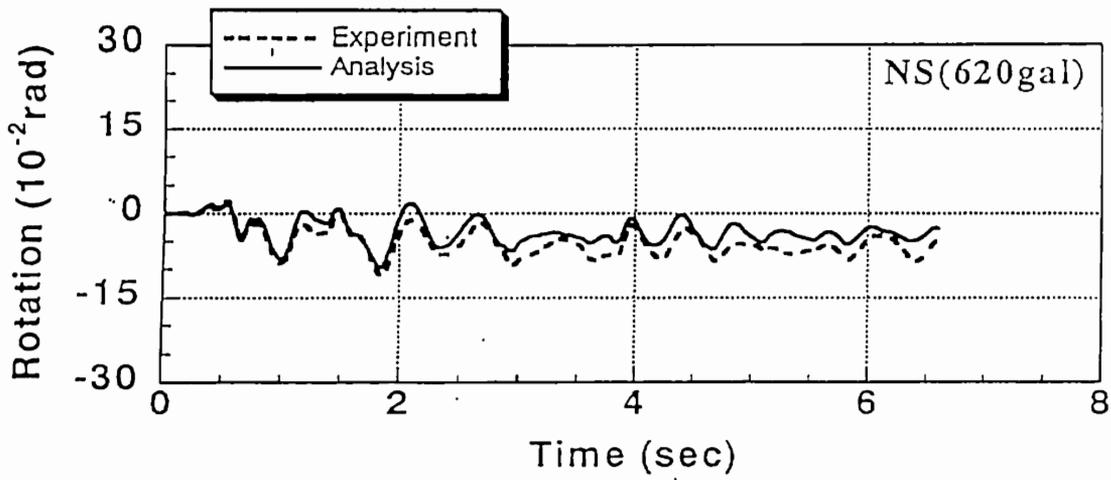


図-5.6 回転角およびモーメント時刻歴 (PDU-1 & 解析値)

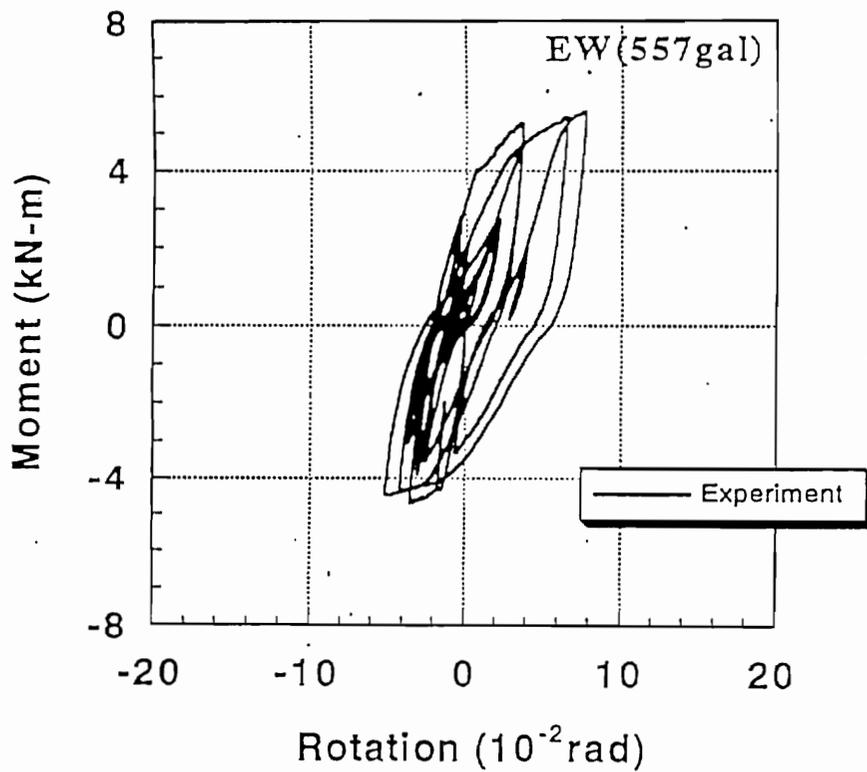
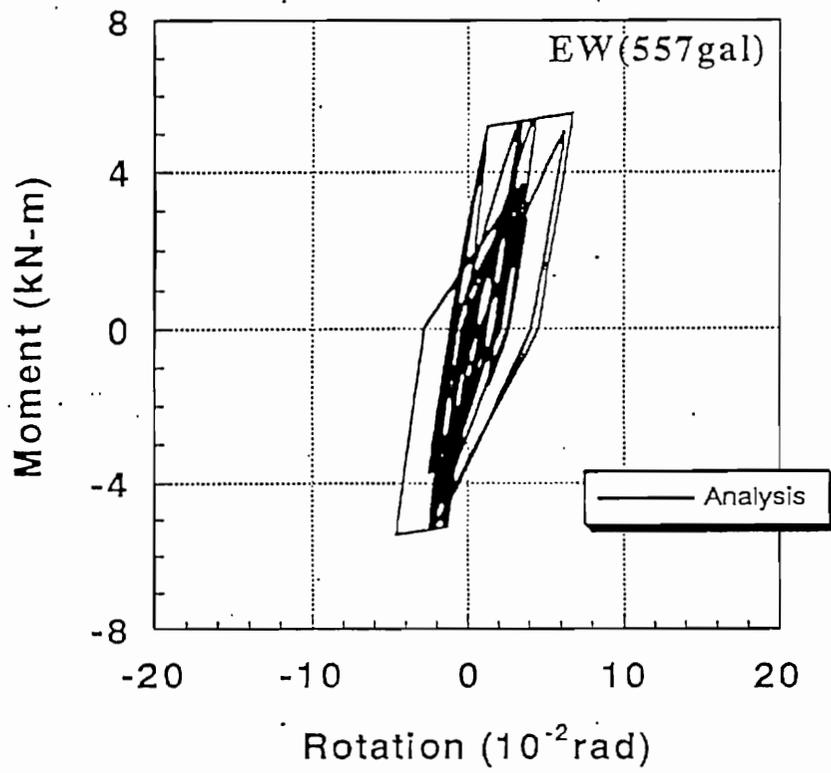


図-5.7 履歴曲線 (PDU-2 & 解析値)

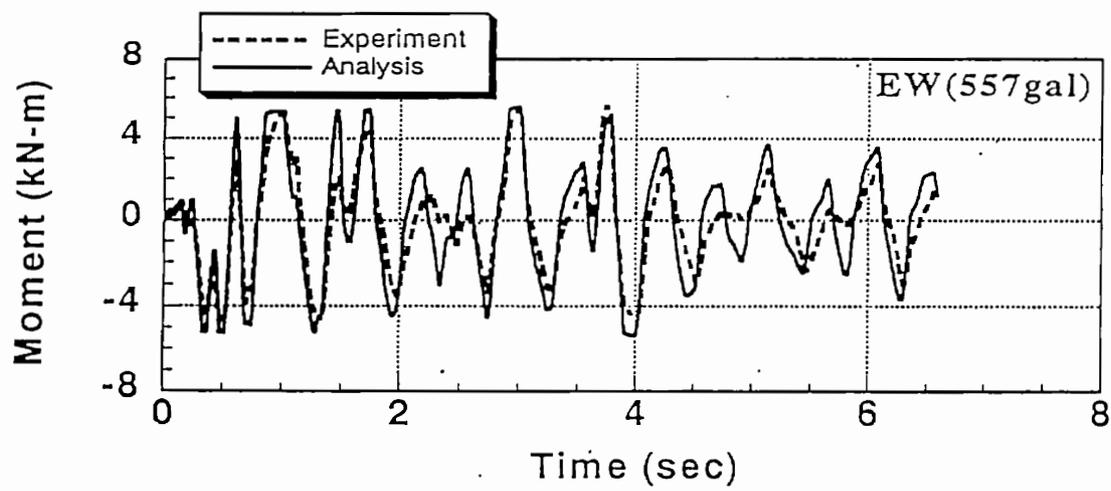
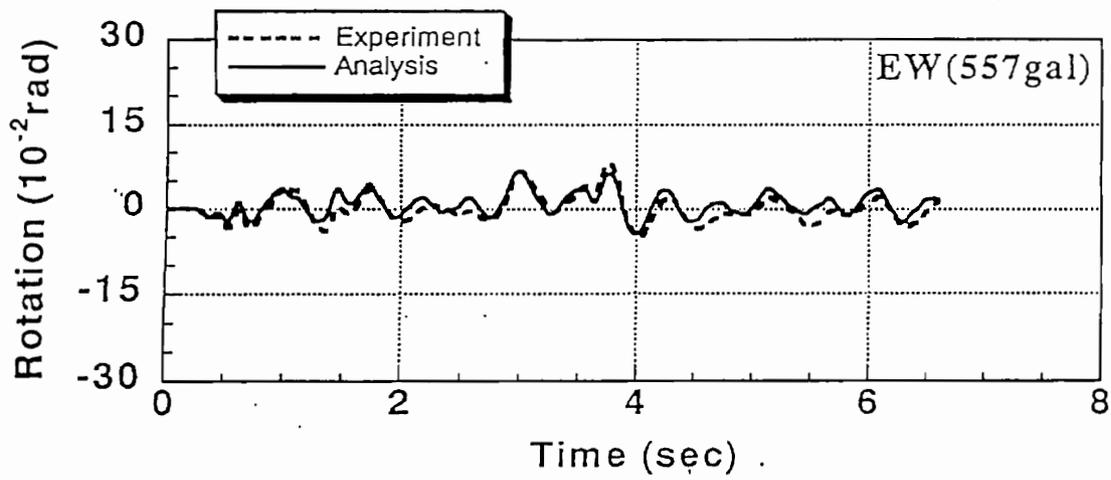


図-5.8 回転角およびモーメント時刻歴 (PDU-2 & 解析値)

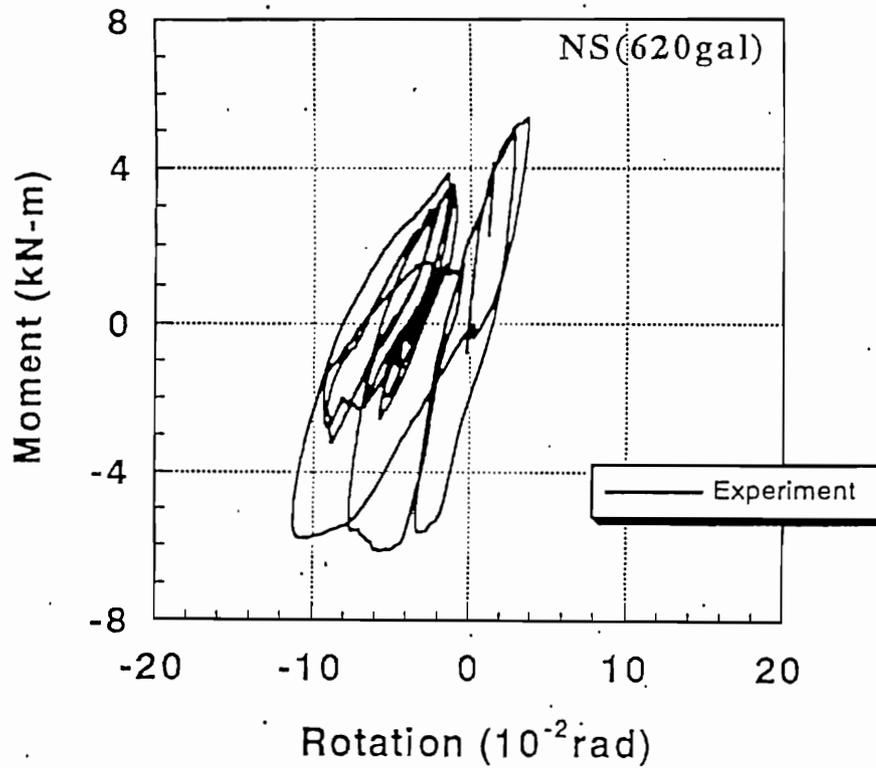
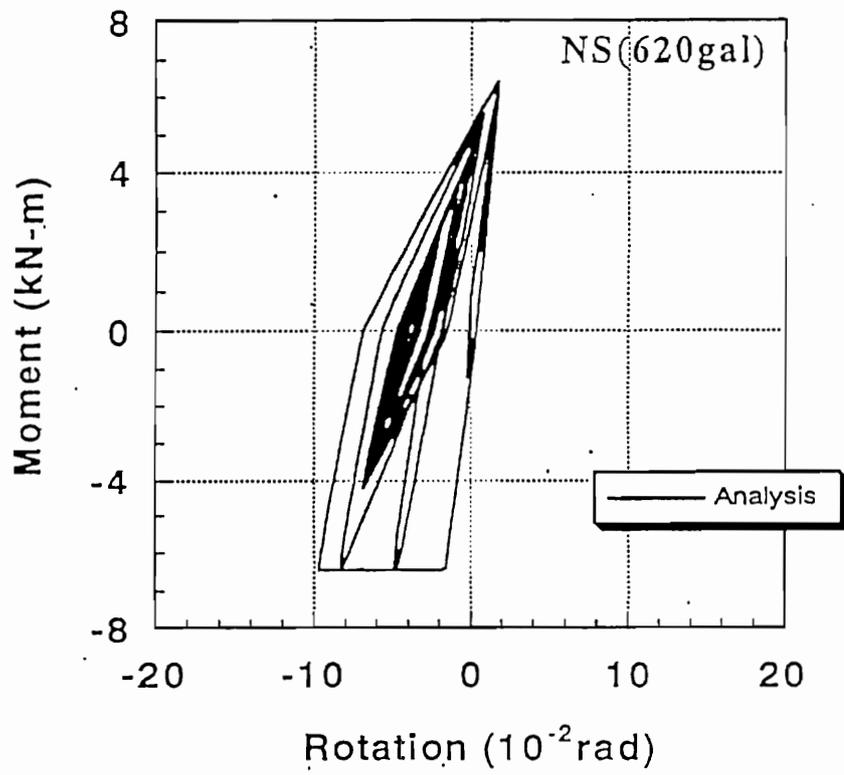


図-5.9 履歴曲線 (P D B - 1 <NS> & 解析値)

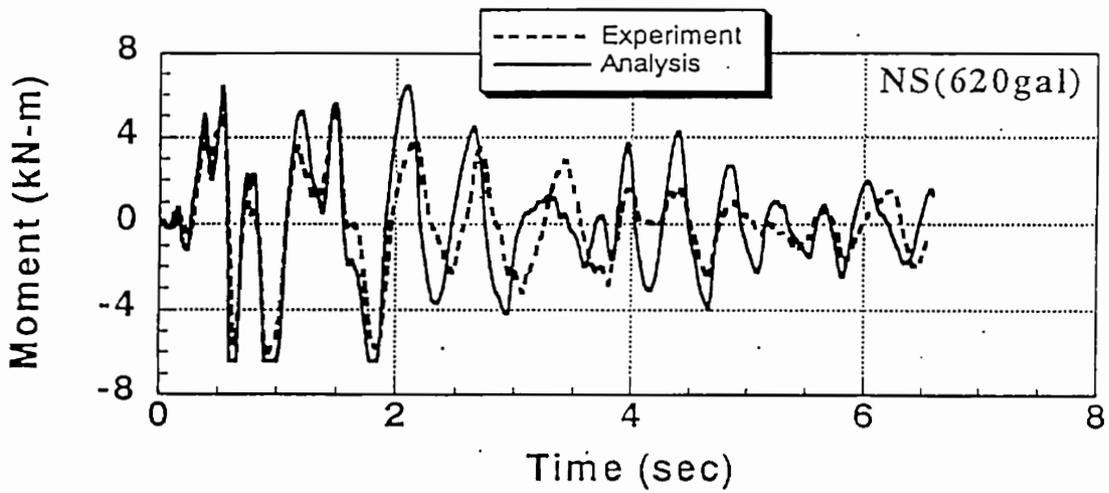
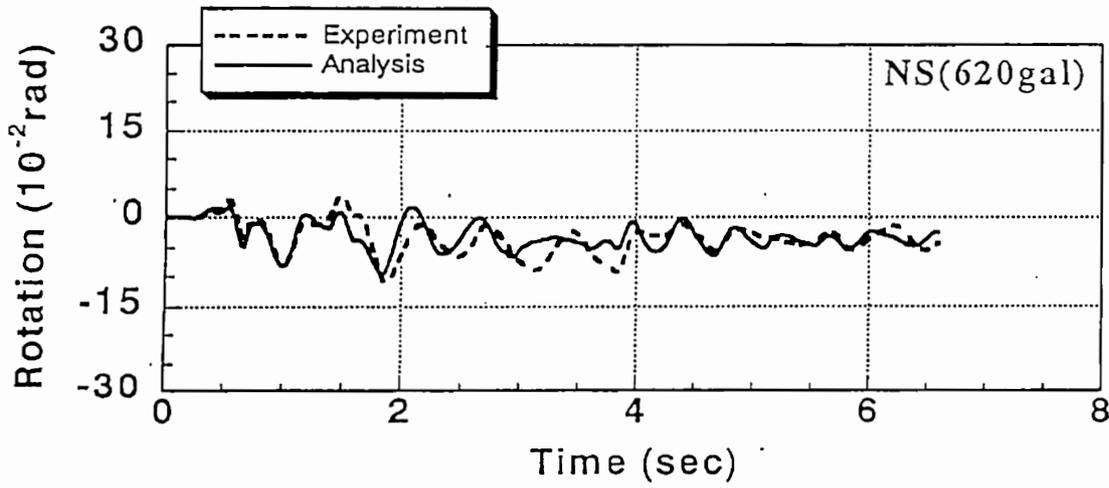


図-5.10 時刻歴 (P D B - 1 < NS > & 解析値)

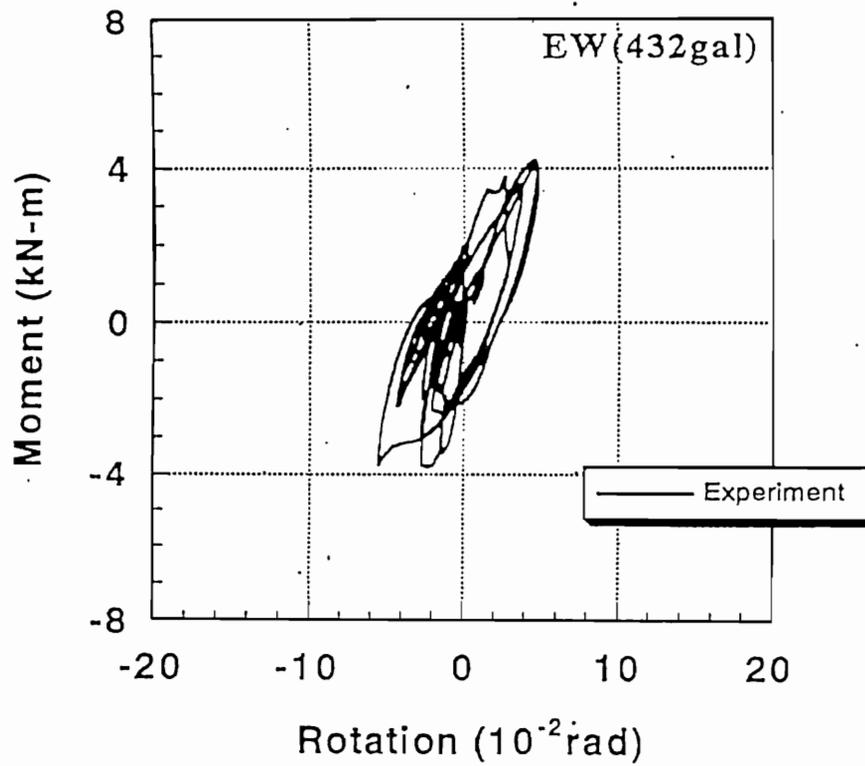
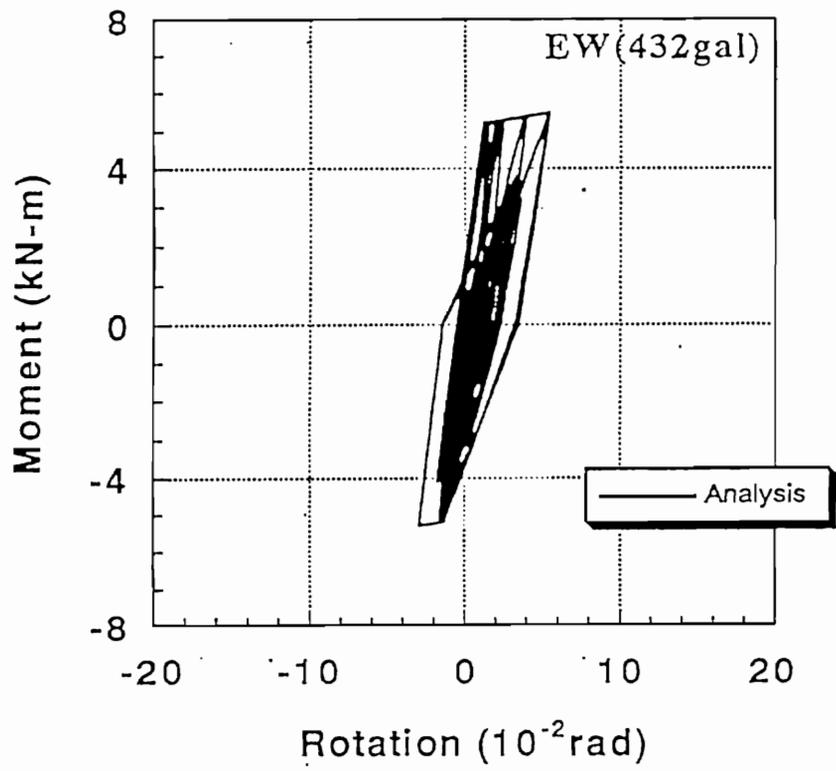


図-5.11 履歴曲線 (PDB-1 <EW> & 解析値)

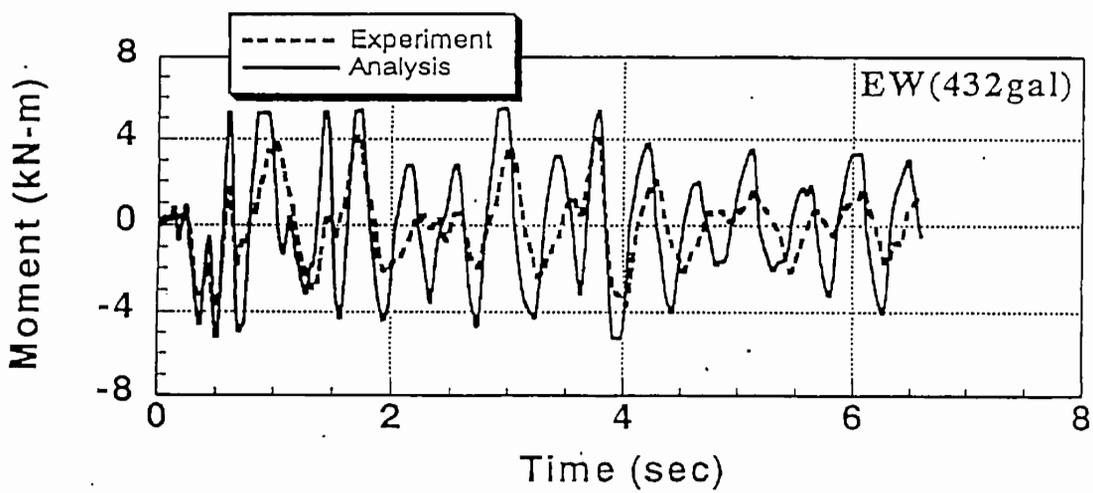
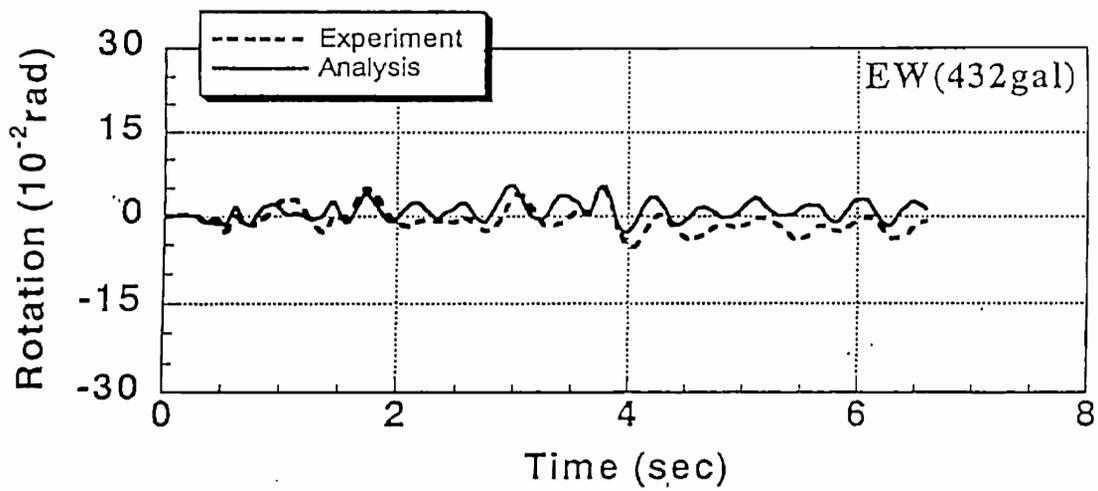


図-5.12 時刻歴 (P D B - 1 <EW> & 解析値)

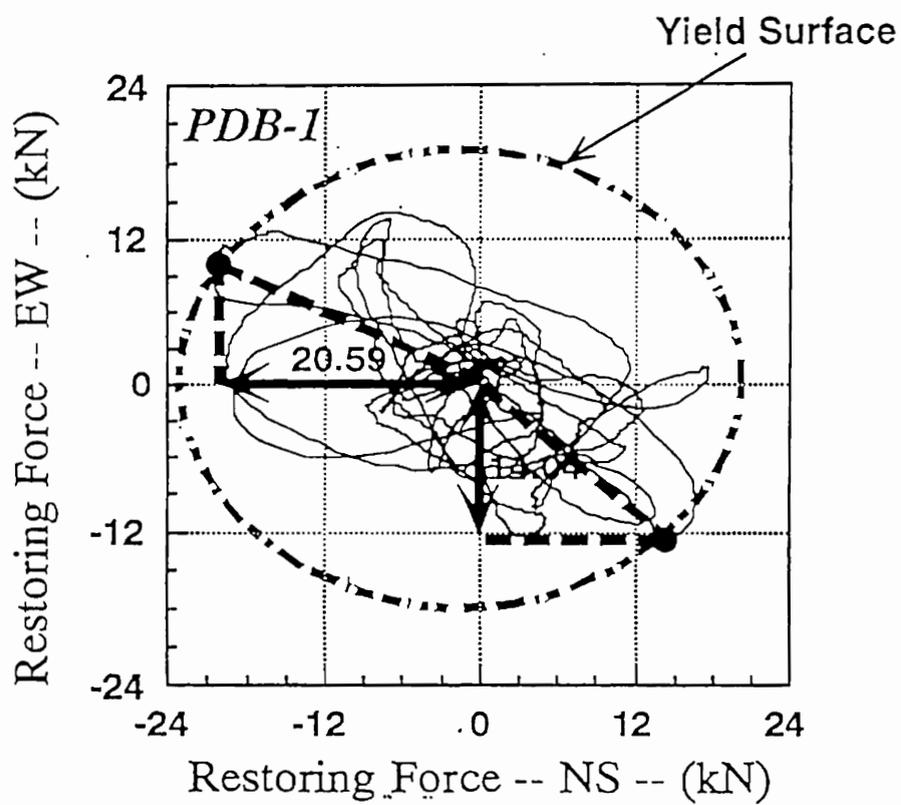


图-5.13 降伏曲面

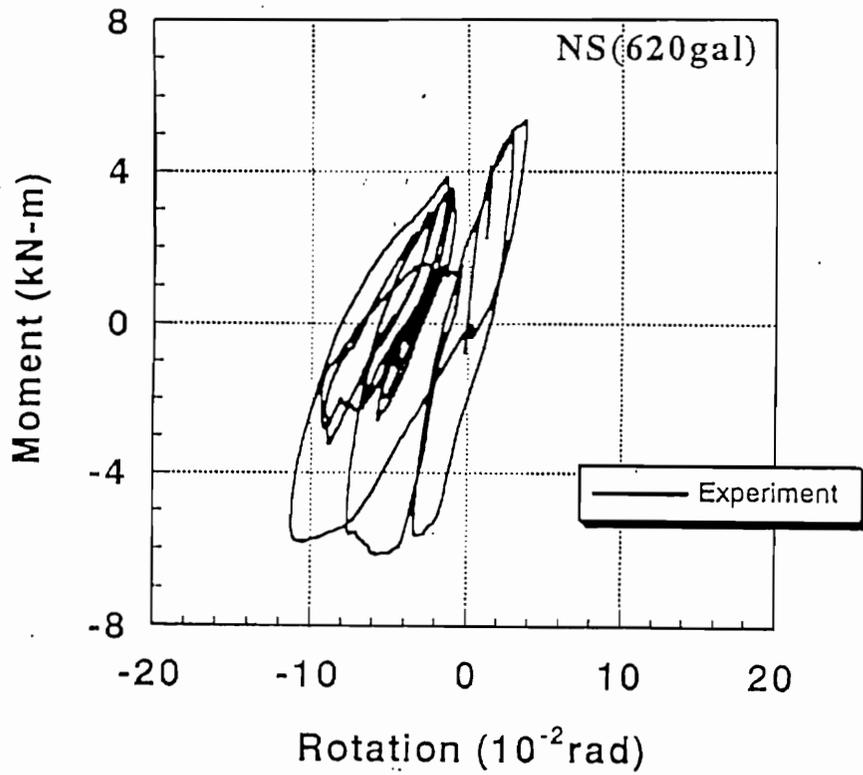
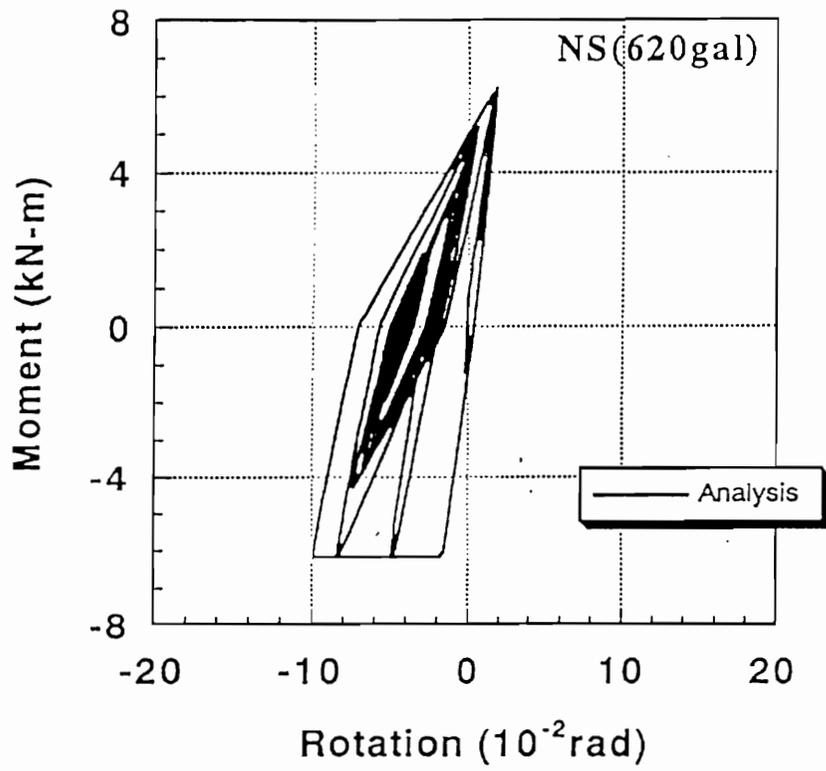


図-5.14 履歴曲線 (PDB-1 <NS> & 解析値)

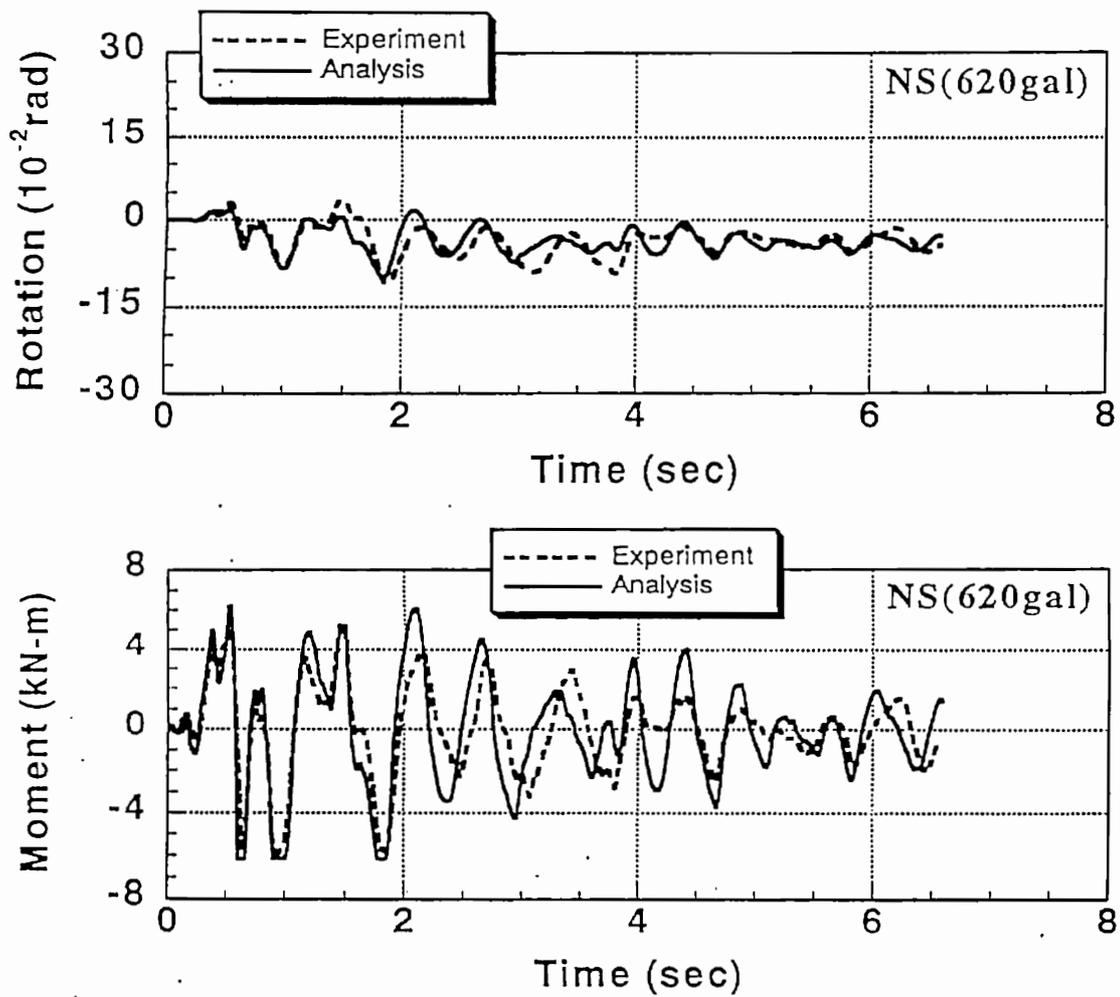


図-5.15 時刻歴 (P D B - 1 < NS > & 解析値)

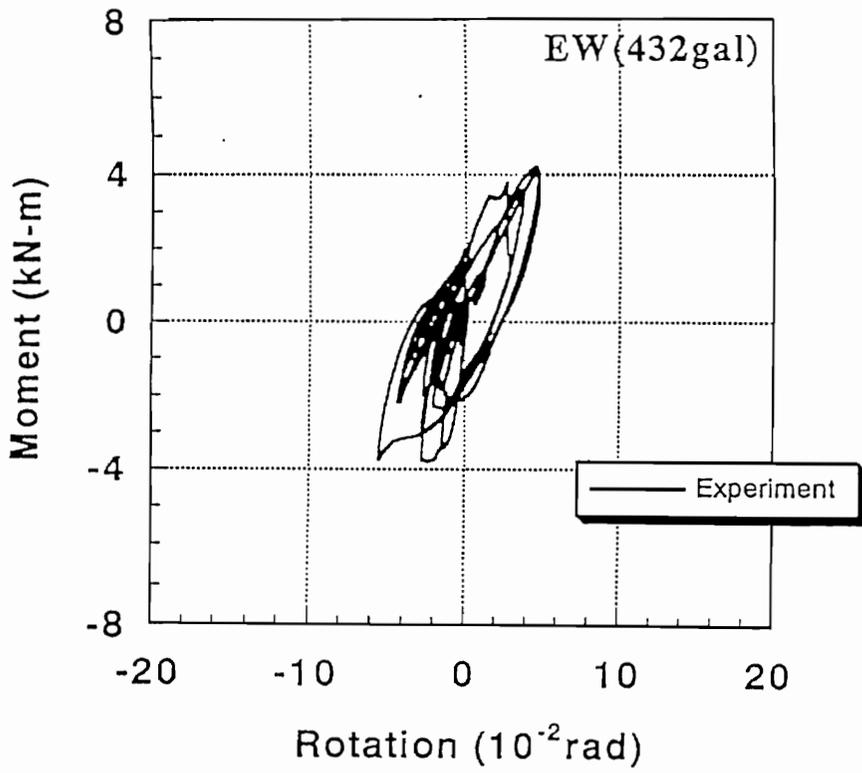
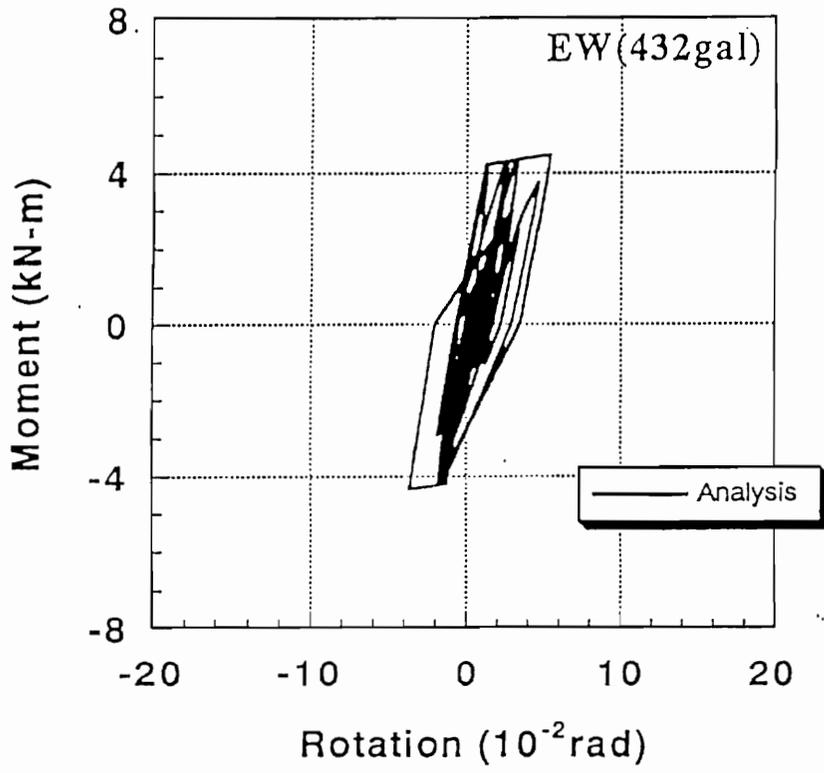


図-5.16 履歴曲線 (PDB-1 <EW> & 解析値)

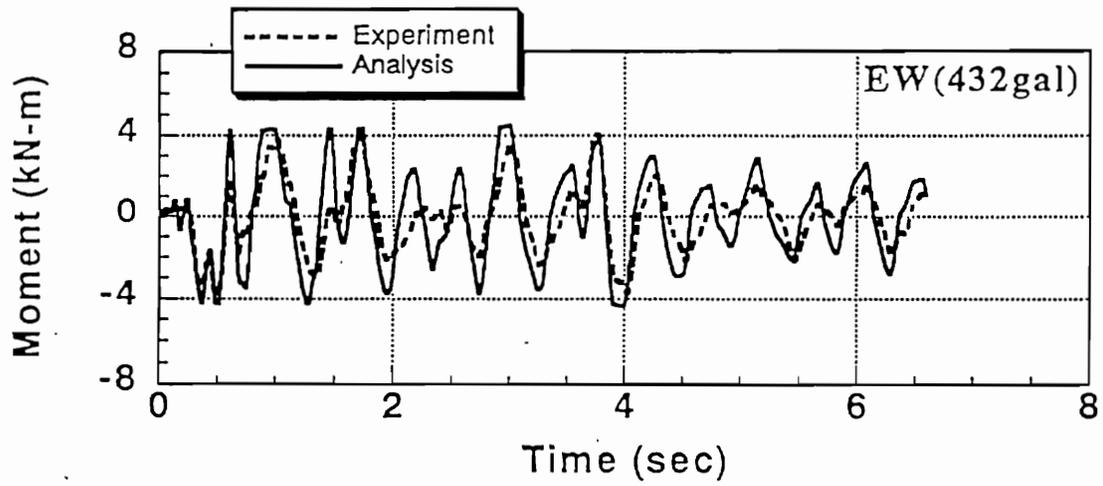
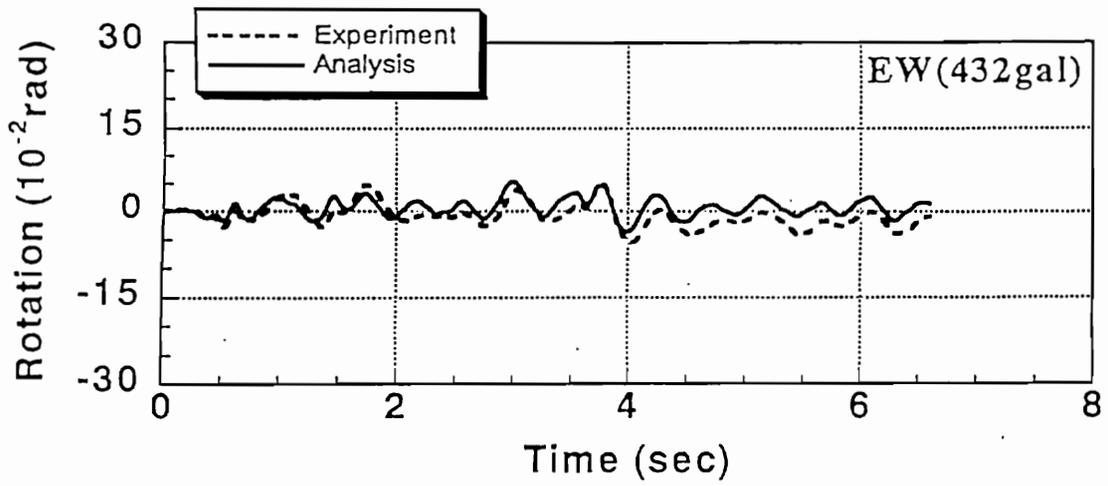


図-5.17 時刻歴 (PDB-1 <EW> & 解析値)

## 第6章 結論

1968年の十勝沖地震や1971年のSan-Fernando地震では2軸曲げによる被害が発生している。2方向から外力を受ける構造物はその応答が非常に複雑であり、かつ破壊状況が非常に厳しいことが考えられる。しかしながら、現行の耐震設計においては水平方向の地震動を2方向（橋軸方向、橋軸直交方向）に分け、それらの各方向で独立に耐震性の検討を行っている。建築分野においては2方向外力を受ける構造物（立体建物の柱部材など）の研究が盛んに行われおり、それなりの成果を上げている。しかし、その成果をそのまま土木構造物に適用することは、部材の性質（せん断スパン、軸力など）に差があることから、非常に危険である。したがって、土木構造物に対して2方向外力が作用した場合の応答性状を把握することは非常に重要である。また、地震波が2方向同時に構造物に作用する場合、その応答を解析的に明らかにすることは非常に複雑な仮定を必要とし、煩雑な計算となり得る。そこで本研究では2方向外力を受けるRC橋脚の応答性状を実験的に、明らかにし、現行の耐震設計法の妥当性を検討する目的で（1）2方向から外力を入力できる実験システムを開発し、（2）四葉履歴載荷実験により、2方向外力を受けるRC部材の基本的な応答性状を明らかとし、（3）さらに、実際の地震入力を受けるRC橋脚の弾塑性応答を明らかとするために、2方向仮動的実験システムを開発し、その弾塑性応答性状を明らかとした。（4）さらに、1方向地震応答解析プログラムを拡張し、2方向地震応答解析を試みた。

以上の手順から明らかとなった点を以下に記す。

- (1) 2台のアクチュエーターを用いた、2方向載荷実験システムを開発しその精度を検証した結果、精度よく2方向載荷が行えることが証明できた。
- (2) その実験システムを用いて、四葉履歴載荷実験をおこなった結果、ある一方向の変形が一定でも、その直交方向の変形が強制されると、耐力が低下する”2軸相互作用”が明らかとなった。
- (3) 四葉履歴載荷実験と1方向正負交番載荷実験の降伏モーメントおよび最大耐力を比較すると、”2軸相互作用”により、四葉履歴載荷実験の結果の方が降伏モーメント、耐力ともに低下することが実験的に明らかとなった。
- (4) 四葉履歴載荷実験と1方向正負交番載荷実験の破壊状況は明らかに四葉履歴の方が厳しかった。

さらに、実験システムに仮動的実験のアルゴリズムを加え、2方向仮動的実験を行った結果、以下の点が明らかとなった。

- (5) 1方向仮動的実験と2方向仮動的実験の降伏耐力および最大耐力を比較すると2方向からの地震力を受ける場合の方が共に低い値であった。
- (6) 2方向から地震力を受ける場合に、その応答変形量が大きい方向より、小さい方向の方が、1方向の耐力との比較では、その低下の程度が大きかった。
- (7) 2方向仮動的実験において、ある一方向の変形量が一気に増大するとその直交方向の耐力も一気に低下し、構造物も一気に崩壊する。
- (8) 内部コンクリートを十分に拘束することにより、2方向地震力を受ける構造物の破壊の程度は低減できる。

さらに1方向地震応答解析プログラムにおける復元力特性において、降伏モーメントの値を2方向仮動的実験の値を参考に低下させることにより、2方向地震応答解析を試みた結果、明らかとなった点を以下に記す。

- (9) 降伏モーメントを低下させることにより、“2軸相互作用”による初期剛性の低下、降伏後の戻り剛性の低下を考慮した、2方向地震力を受けるRC橋脚の周期特性を表現することができた。