

断面変化部を有する円形断面鋼製橋脚の耐震性能の検討

三木千寿¹・Jorge MÜLLER²・佐々木哲也³

¹フェロー 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-0033 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

²学生員 工修 東京工業大学大学院

³学生員 工修 東京工業大学大学院 (現、建設省土木研究所)

阪神淡路大震災で鋼製橋脚に多くの被害が発生した。その中でも鋼管柱の橋脚には、いわゆる提灯座屈が随所に見られる。一部には、鋼管の断面変化部近傍で、局部座屈が発生し、さらにその部分から割れが発生しているものも見受けられた。本実験では断面変化を有する鋼管柱に対して、種々の繰返し載荷パターンを用いて水平変位実験を行い、座屈形状への影響、荷重位置履歴曲線への影響を検討した。その結果、実際の鋼管橋脚の断面変化部で見られた提灯座屈と同様の局部座屈の発生が認められたと同時に、鋼管の座屈形状・履歴曲線ともに繰返し載荷パターンによって大きく影響を受けることが確認された。

Key Words : buckling, steel pipe pier, ductility, hybrid experiment, response analysis.

1. はじめに

阪神淡路大震災では、土木構造物に数多くの被害が生じた。その中で鋼製橋脚にも数多くの被害があり、中には倒壊に及んだものもあった^{1),2)}。こうした被害の中で円形断面鋼製橋脚の断面変化部や橋脚基部において局部座屈が随所に見られ、全周にわたって円周方向にはらみ出す提灯座屈と呼ばれている局部座屈が生じたものもあった。さらには局部座屈の部分から亀裂が発生し、それが周方向に進展しほぼ全周にわたって破断しているものも見られた。

これまで、鋼管柱の耐震強度について繰返し水平力を受けた時の耐荷力に関する実験的³⁾⁻⁶⁾あるいは解析的研究⁷⁾⁻¹²⁾も試みられているが、断面変化部がある場合の強度についてはさほど明らかにされていない。本実験では、特に断面変化のある鋼管柱を対象として、一定鉛直荷重のもと、種々の繰返し載荷パターンを用いて水平載荷を行い、耐荷力特性および座屈モードの違いや、水平荷重・水平変位の履歴曲線に対する影響を検討した。

2. 実験計画

(1) 試験体

実験に用いた試験体を Fig. 1 に、また、各試験体の諸元を Table 1 に示す。試験体は試験体の高さ、および外径を一定として、径厚比、鋼管の製作法を変えて、

3種類の鋼管を製作した。Table 1 に実測した板厚、寸法を示す。断面変化部より下部を Sec.1、上部を Sec.2 と定義する。

Type 1 試験体は、Sec.1 が板厚 10.3mm、Sec.2 が板厚 6.0mm の異なる電気抵抗溶接鋼管(STK400-E-G)を溶接して製作した。径厚比は Sec.2 で 26.5 である。このタイプを基本タイプとして7体製作し、荷重履歴の影響を調べる目的で繰返し回数を変化させた一定変位振幅載荷実験、および疑似動の実験を行った。

Type 2 試験体は、Sec.1 を板厚 10.0mm の STK400 とし、Sec.2 を板厚 6.0mm、鋼板(SM400)を冷間曲げ加工によって製作した。径厚比は、Sec.2 で 26.5 である。

Type 3 試験体は、Sec.1 が板厚 4.0mm、Sec.2 が板厚 3.0mm であり、いずれの断面も鋼板を板曲げすることにより製作されている。Sec.1 と Sec.2 との間は突き合わせ溶接されている。

実際の橋脚での板厚比は 40~60 程度である。従って Type 1 および 2 の試験体では実際より厚肉の構造体となっている。上側断面の板厚の座屈発生に対する下側断面の板厚の影響については無次元板厚比の割合が大きくなると損傷が著しくなるとは、池内ら¹³⁾が述べたことである。本研究で用いた試験体では板厚変化部で局部座屈を起こさせるために板厚比の割合は 66%程度とした。

Fig. 2 に鋼管から切り出した試験片に対する引張

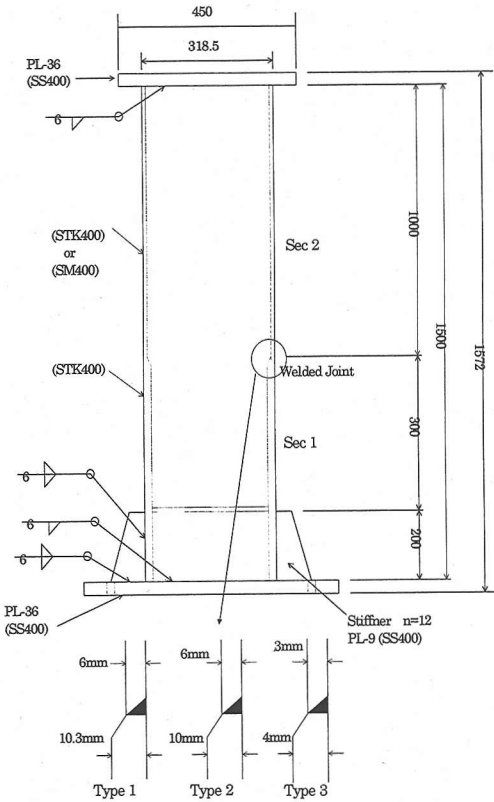


Fig. 1 Steel Pipe Pier Specimen

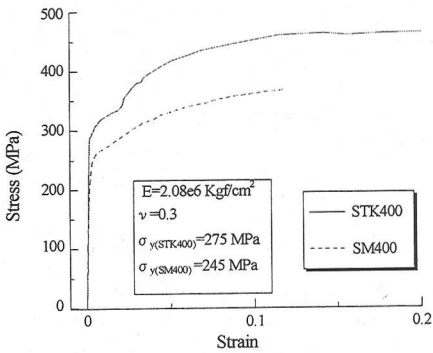


Fig. 2 Results of Tensile Test

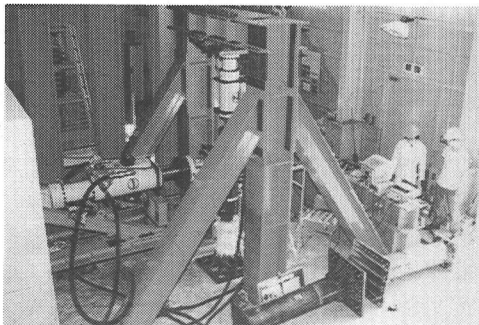


Fig. 3 Testing Set Up

Table 1 Geometrical Properties of Specimen

	TYPE1		TYPE2		TYPE3	
	Sec 1	Sec 2	Sec 1	Sec 2	Sec 1	Sec 2
Diameter (mm)	318.5		318.5		318.5	
Height (mm)	1300		1300		1300	
Thickness (mm)	10.3	6.0	10.0	6.0	4.0	3.0
Cross area (cm ²)	99.73	58.90	94.57	58.90	39.50	29.70
Inertia (cm ⁴)	11854	7193	11542	7193	2490	1876
Diamet./Thickn.	15.5	26.5	15.9	26.5	39.8	53.1
Material	STK400		STK400	SM400	STK400	SM400

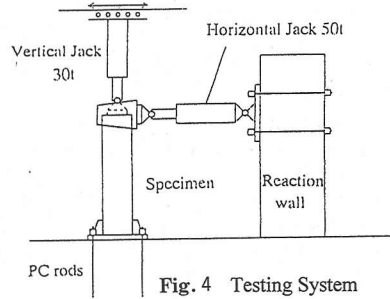


Fig. 4 Testing System

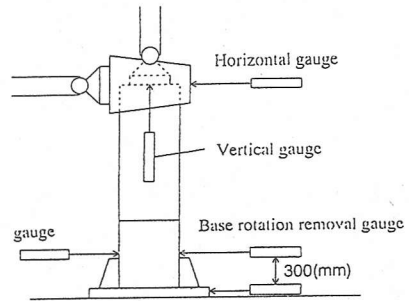


Fig. 5 Location of Displacement Extensometers

実験結果を示す。冷加工の影響を受け、降伏棚のない応力・歪み関係となっている。降伏強度、引張強度とも SM400 材の方が若干低い。

(2) 実験装置

荷重の状況を Fig. 3 および Fig. 4 に示す。水平荷重は反力壁に取り付けられた油圧ジャッキにより行い、鉛直荷重は荷重フレームに取り付けられた油圧ジャッキにより加えている。鉛直ジャッキと荷重フレームの間には、鉛直ジャッキが水平にスライドする装置が取り付けられており、水平変位が与えられたときにも一定の鉛直荷重を継続的に荷重出来るようになっている。実験は、荷重制御により鉛直荷重を一定に保った状態で、水平ジャッキにより変位制御で所定の変位を加えている。

本研究では、試験体頂部の水平変位、水平荷重、鉛直方向変位及び座屈発生付近の歪みを測定した。変位の測定位置を Fig. 5 に示す。試験体頂部で測定される変位には試験体基部の回転が含まれているため、リップ真上の変位及びベースプレートの変位を用いて

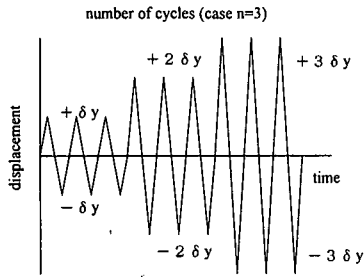


Fig. 6 Example of a Loading Pattern

試験体下部の剛体回転を除去した。水平荷重は、水平ジャッキに取りつけられているロードセルの値により測定した。歪みは、1軸または3軸塑性歪みゲージにより、座屈が発生すると予想される断面変化部近傍を中心に測定した。

(3) 載荷方法

a) 一定変位繰り返し実験

橋梁上部構造の死荷重を想定した一定鉛直荷重のもとで、降伏開始水平変位 δy を基準として一定変位の繰り返し実験を行った。ここで δy と降伏開始水平荷重 H_y は実験によって決定した。すなわち Fig. 6 に示すように $2\delta y$, $3\delta y$, $4\delta y$, ... に対応する一定変位振幅を与え、各変位で n サイクルごとの繰り返し載荷を行った。各変位での繰り返し数 n は、一般的には3回とする方法が採用されていることから、本研究においても繰り返し数3回($n=3$)の繰り返し載荷を基本とした。さらに変位履歴による座屈形状、水平耐力に及ぼす影響を検討するため、Type1の試験体に対して繰り返し回数1回($n=1$)、10回($n=10$)の変動変位振幅載荷、及び単調載荷($n=0$ と呼ぶ)を行った。また、Type1の試験体に対し各サイクルの振幅の増加を $1/3\delta y$ とし、繰り返し回数 $n=3$ 、の条件でも行った。Table 2 に試験体および試験体条件の概要を示す。試験体の記号は、通し番号—試験体の型式—変位の繰り返し数となっている。

鉛直荷重は Sec.2 での全断面降伏軸荷重 P_y の20%とした。すなわち Type 1, Type 2 の試験体に対しては、28.3tonf, Type 3 においては14.3tonfである。また鉛直荷重の座屈形状、水平耐力への影響を検討するため、Type 3 の試験体の一本については鉛直荷重を Sec.2 での全断面降伏軸荷重 P_y の40%としている。

b) 疑似動的載荷実験

地震時の橋脚の挙動は正負変位繰り返しとはならないため疑似動的実験を行い、一定変位繰り返し実験の結果と比較した。本実験においては、才塚ら¹¹⁾

Table 2 Specimen Type, Loading Condition, Test Results

Specimen	Type	Loading	Ver. Load (tonf)	Buckling detection	Position from welded joint (cm)	Buckling at full circumf.
S1-1-3	1	repeating (n=3)	28.3	3 rd cycle, +3 δy	7.5 to 10	3 rd cycle, -3 δy
S2-1-0	1	monotony (n=0)	28.3	+3 y	0	10y
S3-1-1	1	repeating (n=1)	28.3	3 rd cycle, +3 δy	7.5 to 10	3 rd cycle, -3 δy
S4-1-10	1	repeating (n=10)	28.3	7 th cycle, -2 δy	7.5 to 10	1 st cycle, +3 δy
S5-1-3	1	repeating (n=3)	28.3	2 nd cycle, -2 δy	7.5 to 10	3 rd cycle, +3 δy
S6-1-H	1	hybrid	28.3	0.6 seconds	5 to 12.5	did not
S7-1-3	1	repeating (n=3)	28.3	2 nd cycle, -2 δy	7.5 to 10	3 rd cycle, +3 δy
S8-2-3	2	repeating (n=3)	28.3	1 st cycle, -2 δy	7.5	2 nd cycle, +3 δy
S10-3-3	3	repeating (n=3)	14.3	1 st cycle, +2 δy	2.5 to 7.5	1 st cycle, -2 δy
S11-3-3	3	repeating (n=3)	28.6	1 st cycle, +2 δy	2.5 to 7.5	3 rd cycle, +2 δy

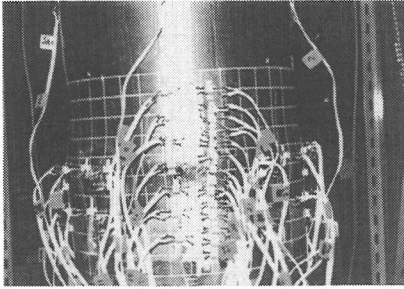
の研究による相似モデル解析型手法を採用する。今回用いた Type1 試験体は実橋脚をモデルとしたものではないが、相似比 $S=5$ と仮定して行った。減衰定数は0.05とした。鉛直荷重は、繰り返し載荷実験と同様に全断面降伏荷重の20%とした。本実験では、橋脚を1自由度のバネ質点系として応答計算を行った。モデル試験体の上部構造の質量は5660 kgとし、初期剛性は $K_0=1.911 \times 10^7$ N/m, 固有周期は0.504secとしている。タイムステップは、固有周期の1/10を満たす0.002 secで行った。応答計算は線形加速度法により行った。

入力地震波は、阪神淡路大震災において神戸海洋気象台で観測された南北成分(最大 818 gal)の主要動部分の12秒間を採取したものをを用いた。

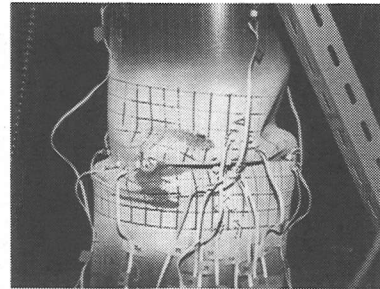
3. 一定変位繰り返し実験の結果

(1) 座屈形状

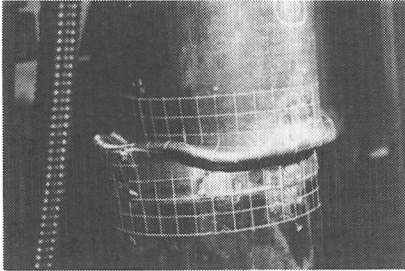
Table 2 に実験結果の概要を示す。Type1 の試験体で一定変位振幅の繰り返し回数 $n=3$ とした S7-1-3 (試験体通し番号—試験体タイプ—各変位での繰り返し数) 試験体 ($\delta y=6.6$ mm) では、 $-2\delta y$ の2サイクルで、断面変化部の溶接線から7.5cm-10.0cm上付近の片側にわずかに外側にはらみ出す座屈の発生が確認された。さらに次の+側への載荷により $+2\delta y$ の3サイクルで反対側にも同様の位置にわずかに座屈の発生が確認された。その後、繰り返し載荷の進行にともない、 $+3\delta y$ の1サイクル目において、見た目にもはっきりと分かるほど、座屈によるふくらみが確認された。この時の座屈の発生位置は、断面変化部の溶接部から上に7.5cmから12.5cmであった。さらに繰り返し載荷を進めてゆくと、座屈変位は、周方向に進行し、 $+3\delta y$ の3サイクル目付近において全周につながり、いわゆる提灯座屈と呼ばれている、局部座屈の形状になった(Fig. 7参照)。同様の試験体タイプ、載荷パターンとした S5-1-3 もほぼ同じような座屈形状の進展であった。



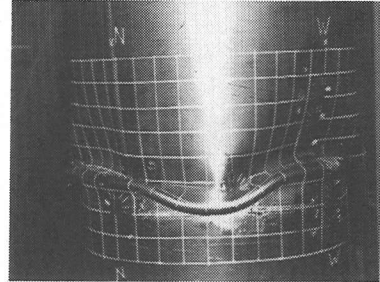
S7-1-3, 3回目 +3 δy
Fig. 7 Buckling Mode



S2-1-0, 最後状態
Fig. 9 Buckling Mode



S8-2-3, 最後状態
Fig. 8 Buckling Mode



S10-3-3, 最後状態
Fig. 10 Buckling Mode

試験体 S4-1-10 の場合は、 $-2\delta y$ の 7 サイクル目において、7-1-3 と同様な位置にわずかな膨らみが確認された。その後の $2\delta y$ の振幅においてもさほど座屈は進展しないが、 $+3\delta y$ に進むと座屈ははっきりと確認できるようになり、さらに同じ変位振幅で繰り返すことより局部座屈が進展していった。

S3-1-1 においては $+3\delta y$ において同様な位置に座屈の発生が確認でき、その後の繰り返しにより、局部座屈が進んでゆく。

変位振幅を 1/3 にし S1-1-3 においても同様に $3\delta y$ に達すると、座屈の発生が確認され、その後繰り返し荷重より、同様な座屈形状となった。いずれの試験体においても、亀裂は発生しなかった。

単調荷重とした、Type 1 の S2-1-0 試験体では、変位が $3\delta y$ 付近に達すると、断面変化部の溶接付近を下端とした、外側にはらみ出す局部座屈が見られた。この溶接部を下端とした座屈挙動は繰り返し変位を加えた他の試験体と全く異なる。さらに、荷重を進めた最終状態を Fig. 9 に示す。

Type 2 の S8-2-3 試験体では、 $-2\delta y$ において、負側の断面変化部の溶接線から 7.5cm ほど上を下端として膨らみを確認した。さらに荷重を進めてゆくと、周方向に斜め下方に進んでゆく。形状は、ほぼ Type1 の繰り返し荷重のものと同様であった。最終状態を、Fig. 8 に示したが、本研究の範囲では鋼管の製造方法の差は、鋼管の座屈性に影響をおよぼしていないと

言える。

径厚比を Type2 に比べて約 2 倍とした Type3 の S10-3-3 試験体では $+2\delta y$ の 1 サイクル目において、面変化部の溶接線から 2.5cm の部分を下端とし、7.5cm 付近を上端とした外側にはらみ出す座屈の発生が確認された。続く、 $-2\delta y$ の 1 サイクルに向かうところで、反対の面にも同様な位置に座屈の発生が確認され、さらに繰り返しが進むと、座屈は、周方向に進む。 $+3\delta y$ の 1 サイクル目において、座屈の上端であった 7.5cm 付近が内側に入り込むと同時に、側面も同様に座屈の上端が内側に入り込んでいった。最終的には、Fig. 10 に示す提灯座屈と Diamond 座屈の間のような座屈形状になった。

S11-3-3 ($\delta y=2.3\text{ mm}$) 試験体では、全断面降伏荷重の 40% の一定鉛直荷重 28.54tonf のもとの、 $-2\delta y$ の 1 サイクル目において断面変化部の溶接線から上に 2.5cm から 7.5cm の領域で、外側に膨れる座屈が発生した。 $-2\delta y$ の 2 サイクル目において反対側の面にも座屈の発生が確認された。 $+2\delta y$ の 3 サイクル目において座屈形状が、S10-3-3 と同様な座屈形状に変化した。 $-2\delta y$ の 3 サイクル~変位 0 に向かう途中において、急激に鉛直方向に落ち込んだため試験を終了した。

いずれの試験体も下端部ベースプレート近傍については局部座屈や降伏等は生じていない。

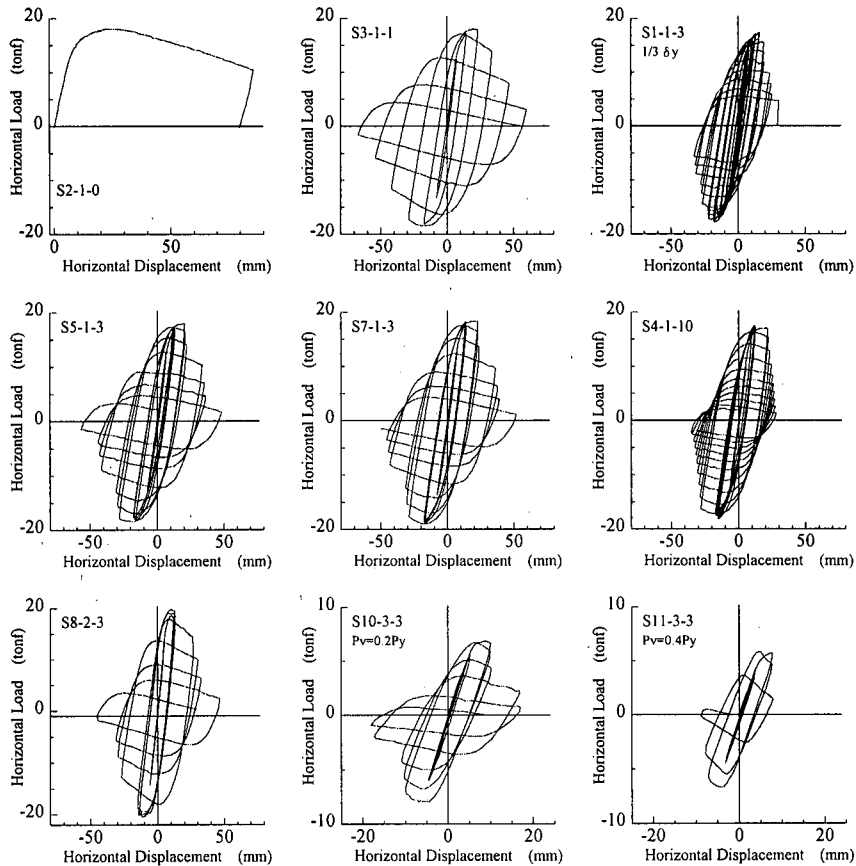


Fig. 11 Horizontal Load-Displacement Hysteretic Curves

(2) 水平荷重・水平変位履歴曲線

Fig. 11 に水平荷重-水平変位履歴曲線を、Fig. 12 (a-c) に水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線を示す。繰り返し一定変位を与えた場合、局部座屈が生じる前は変位の繰り返しとともに耐荷力が上昇する。しかし、局部座屈が生じた後は変位を繰り返す毎に耐荷力は急激低下する。

a) 繰り返し回数の影響

繰り返し変位振幅載荷の S1-1-3, S3-1-1, S4-1-10, S5-1-3, S7-1-3 と単調載荷の S2-1-0 とは、大きな差がある。最も高い耐荷力曲線を示すのが単調載荷 ($n=0$) の場合であり、変位の繰り返し回数の大きいほど座屈発生後の耐荷力の低下が激しい。また、局部座屈が発生した後は繰り返し変位の量を増加させなくても変位の繰り返しにより水平耐力の低下は進んで行く。

Fig. 11 に示す Type 1 の試験体番号の 1~4, および S7-1-3 より、変位振幅の場合、 $2\delta y$ (13.2mm) までの

変位においてはいずれの場合においても、変位の繰り返しにより若干耐荷力が上昇する傾向を示し、強度劣化は認められない。これはこのクラスの強度の鋼材で一般的に生じる繰り返し硬化と考えられる¹⁴⁾。 $3\delta y$ (19.6mm) のサイクルになると、繰り返しによる強度の劣化が現れ始め、繰り返し回数による差も現れてくる。これは、 $3\delta y$ における局部座屈の発生による影響である。

b) 径厚比の影響

Fig. 11 の S8-2-3, S10-3-3 及び Fig. 12 (b) の比較より径厚比の影響を検討する。なお、Fig. 12 (b) は、水平変位、水平荷重をそれぞれ初期降伏水平変位 δy 、降伏水平荷重 H_y で無次元化してある。径厚比が大きい場合、すなわち薄肉の S10-3-3 の場合、降伏変位 δy (4.8mm) から $2\delta y$ に向かう途中で耐荷力が減少し始める。これは、局部座屈発生時と一致している。S10-3-3 の試験体は $3\delta y$ の 2 サイクル終了時に完全に耐力を失っている。径厚比が小さい厚肉の S8-2-3

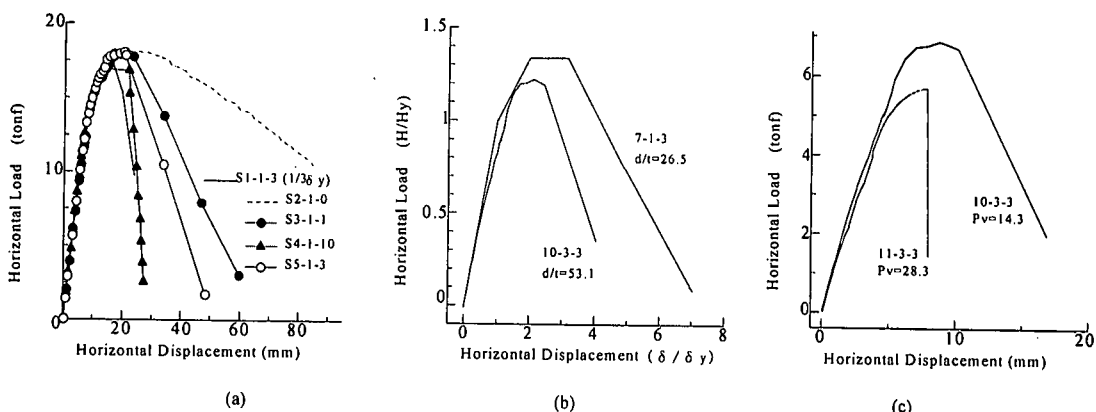


Fig. 12 Skeleton Curves of Horizontal Load-Displacement Relationship

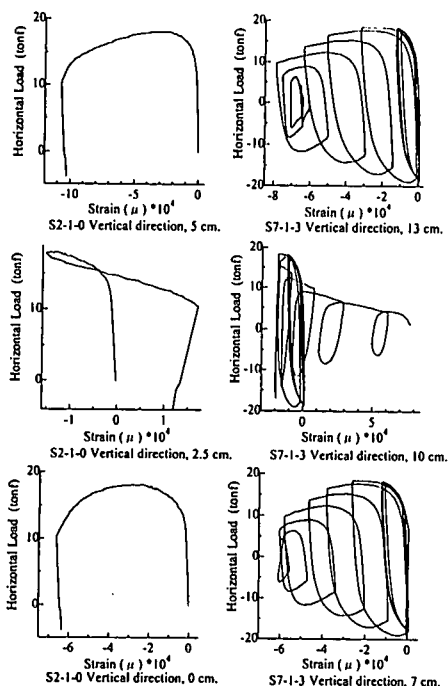


Fig. 13 Horizontal Load-Strain Hysteretic Curves

では、 $2\delta y$ では、強度の劣化はおきず、材料加工硬化と繰り返し硬化による最大耐荷力の上昇が見られた。S8-2-3では、 $3\delta y$ の1サイクル目において、耐荷力の低下が、生じている。このように、径厚比が大きいかほど最大耐荷力は小さく、耐荷力の低下が早いことが分かる。

c) 鉛直荷重の影響

Fig. 11 の S10-3-3, S11-3-3, 及び Fig. 12(c) の比較より、鉛直荷重を全断面降伏荷重の 40% で載荷した S11-3-3 では、最大耐荷力は小さく、最大耐荷力をすぎた後の耐荷力の低下が急激であり、 $P-\delta$ 効果が顕著に現れている。特に座屈発生後の耐荷力の低下に与える影響が大きい。

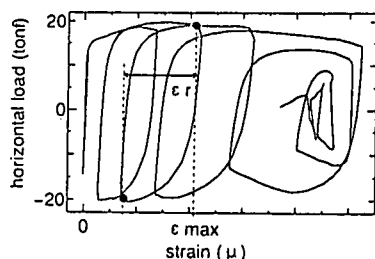


Fig. 14 Definition of ϵ_{max} and ϵ_r

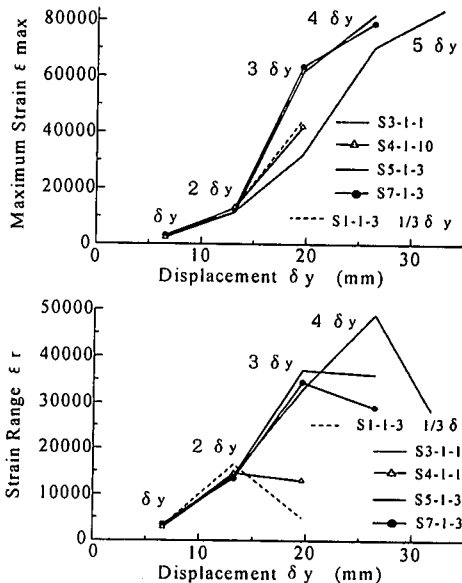


Fig. 15 ϵ_{max} -Displacement and ϵ_r -Displacement Curves

d) 局部座屈発生部近傍の歪みの挙動

歪みの測定結果の例として、単調載荷の S2-1-0 と繰り返し回数 3 回の S7-1-3 の座屈発生近傍の水平荷重-歪み曲線を Fig. 13 に示す。S2-1-0 においては溶接線から 2.5 cm, S7-1-3 では溶接線から 10 cm のデータが座屈の凸部のものである。座屈が発生する $3\delta y$

において急激に歪みの変化が生じる。座屈凸部近傍では圧縮から引張りに向きが変わっている。また、各サイクルにおいて荷重が低下し始める時点と歪みが急激に大きくなる時点は一致していることが分かる。各変位繰り返しでの最大歪み ϵ_{max} と歪み変動範囲 ϵ_r を Fig. 14 のように定義した。Fig. 15 に Type 1 の全ての試験体の ϵ_{max} と ϵ_r と変位の関係を示す。いずれも各変位での第一回目の載荷時の歪み値である。いずれも $2\delta y$ では局部座屈が生じておらず、最大歪み ϵ_{max} 1.3%、歪み範囲 $\epsilon_r \sim 1.3\%$ で繰り返されている。このような歪みでは低サイクル疲労亀裂が発生するまでにはおよそ 10^3 程度の繰り返し回数が必要となる¹⁴⁾。局部座屈が生じた後は、最大歪み ϵ_{max} は歪み範囲とも $n=1$ と $n=3$ 以上とした試験体では大きな差がある。すなわち局部座屈が発生するような試験体について、変位の繰り返し数 n を 3 あるいはそれ以上にすることは、 $n=1$ の試験体に比べてはるかに厳しい実験となっていることが明らかである。

4. 弾塑性解析による検討

実験により得られた、断面変化部を有する円形断面鋼橋脚の挙動を、弾塑性有限要素法解析により検討する。解析に用いた有限要素モデルを Fig. 16 に示す。モデルは対称性を考慮して2分の1のモデルとする。境界条件は下部で全方向固定である。鉛直荷重を集中荷重として天端中央に載荷した。解析には有限要素ソフト MARC を用いた。

用いた要素は4節点厚肉シェル要素である。総要素数は500である。構成則は Von Mises の降伏条件、硬化則としては等方硬化則と移動硬化則を用い、それぞれの結果を比較した。応力歪み曲線は引張実験結果を用いた。

Type 2 のモデルに対する解析より得られた変形を Fig. 17 に示す。Fig. 18 と比べることより、解析により繰り返し載荷実験の結果を概略再現できていると言える。しかし、実験と解析では座屈形状については同じであるが、局部座屈の発生位置は異なり、解析では断面変化部の直上で発生している。

等方硬化と移動硬化を用いた水平荷重水平変位曲線を Fig. 18 に示す。FEM 結果は最大耐力力の付近および $2\delta y$ 程度までは実験値と一致しているが、これ以降は多少高くなる傾向を示している。履歴曲線の形については実験と異なる。これは解析では残留応力の影響を入れてないことや要素分割や幾何非線形の取り扱い等が関係していると考えられる。この傾向は最近の大田¹⁵⁾の研究と近い傾向と言える。

断面変化の影響を検討するために断面変化がない

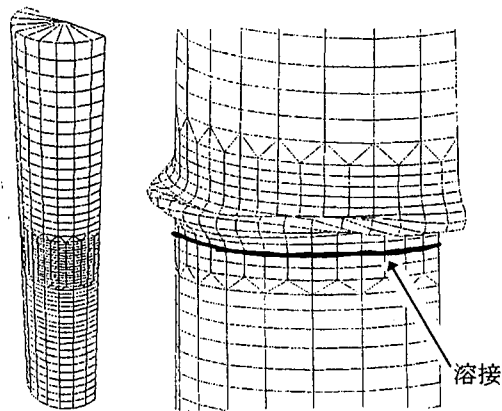


Fig. 16 Model

Fig. 17 Deformation from Analysis

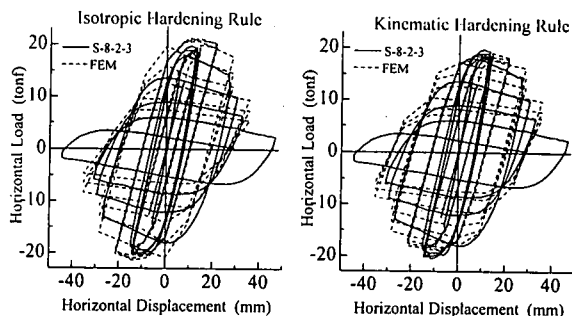


Fig. 18 $H-\delta$ Hysteretic Curves

Table 3 Conditions of Parametric Analysis

case	S1 (mm)	S2 (mm)	Ratio R	δy (mm)	H_y (kgf)	Position
1	-10.3	6	1.72	5.3	9472	C
2	10.3	10.3	1.00	4.8	10472	B
3	6	6	1.00	4.8	6089	B
4	10.3	9	1.14	5.2	10848	B
5	8	4.65	1.72	5.6	7710	C
6	6	4	1.50	6	6569	C
7	10.3	8	1.29	5.6	11195	B
8	6	3.49	1.72	5.6	5780	C
9	7.5	7.5	1.00	4.8	8862	B
10	10.3	5.15	2.00	5.2	8596	C
11	6	5.26	1.14	5.2	6316	B
12	10.3	6.87	1.50	5.6	10542	B to C

C: 断面変化部

B: ベース

場合についても有限要素法解析を行った。繰り返し載荷実験の Type 1 のモデルを用いて、 δy から $6\delta y$ まで繰り返し数 3 回の繰り返し載荷を行った。Table 3 において解析を行った全てのケースの条件を示す。ここで径厚比の比 (R) は式(1)の定義であり、ここで $(D/t)_i$ は Sec. i ($i=1,2$) の径厚比である。

$$R = \frac{(D/t)_2}{(D/t)_1} \quad (1)$$

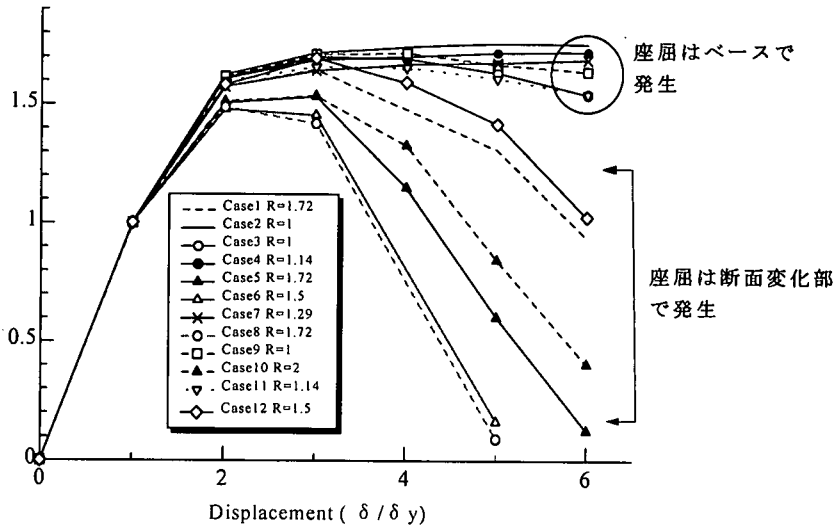


Fig. 19 Results of Parametric Analysis

Fig. 19 に無次元化された水平荷重水平変位履歴曲線の第 1 象限での包絡線を示す。二つのタイプの局部座屈の発生挙動が見られる。即ち局部座屈がベースに生じる場合と、断面変化部に生じる場合である。径厚比の比 R が 1.29~1.5 以上になると局部座屈位置がベースから断面変化部に移動する。断面変化部に生じている場合には水平耐荷力の低下が急激である。従って、鋼管柱の耐震性能に対しては局部座屈位置の影響が大きいために、 $R=1.3$ 以上の断面変化部について注意を要することが明らかになった。繰り返し載荷実験の試験体は $R=1.3$ 以上の断面変化であり、断面変化部で局部座屈を生じたことと一致する。

5. 鋼管柱における残留応力の測定

鋼管柱の繰り返し載荷実験の結果により、局部座屈が生じる位置は断面変化部である溶接線近傍ではなく、溶接線より 2~7cm ほど上部であった。解析でも明らかに力学的に考えれば座屈が起こりやすいのは断面変化部直上である。実験において座屈発生断面が $n=0$ の場合と繰り返し変位の場合で異なることも特徴的である。

実構造物での局部座屈発生も断面変化部より若干上であることが報告されている。この原因として溶接残留応力が考えられる。そこで溶接により発生した残留応力の大きさと分布を調べるために、残留応力測定用の試験体を用意し、実験を行った。試験体は繰り返し実験の鋼管柱の溶接部分を切り出した形状のものである。残留応力の測定は、歪みゲージを貼った状態で試験体部分を切り出すことにより、残留応力を解放して求める。歪みゲージは 3 軸ゲージを用い、溶接線を中心として試験体の表と裏の両面に、21 枚ずつ貼っ

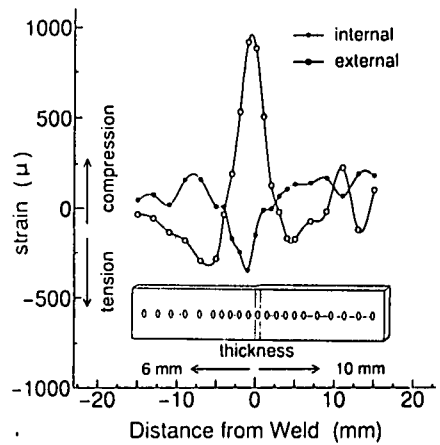


Fig. 20 Residual Stress Test Results, Strain Release Value

た。

歪みゲージを貼り付けた状態で歪みを解放していくことによって得られた解放歪みを Fig. 20 に示す。溶接部に垂直な方向に対して、試験体の外側の溶接部では引張、内側の溶接部で圧縮の解放歪みが出ていることが分かる。これは残留応力で考えると、試験体の外側に圧縮、内側に引張の残留応力が生じていることになる。このような残留応力分布は上田らも指摘していることである¹⁶⁾。

単調載荷($n=0$)では、高い残留応力の発生している溶接継手部で局部座屈が起きることは理解できる。しかし、変位が低い方から引張、圧縮と変位を繰り返すと、残留応力は再分配され、残留応力のピークの位置は移動することが考えられる。繰り返し変位により、どのように残留応力分布が変わるかについては今後の課題であるが、単調載荷と繰り返し載荷実験の差を考える上で注意すべき挙動である。

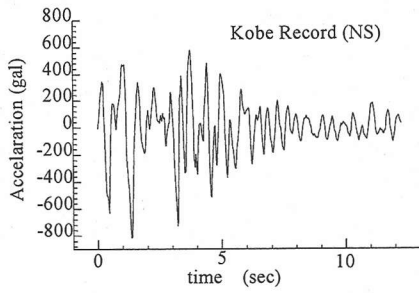


Fig. 21 Ground Motion

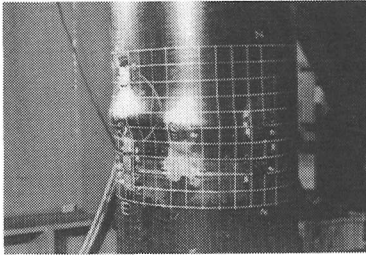


Fig. 22 Buckling Mode

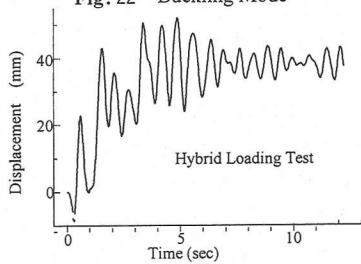


Fig. 23 Response Displacement-Time Curve

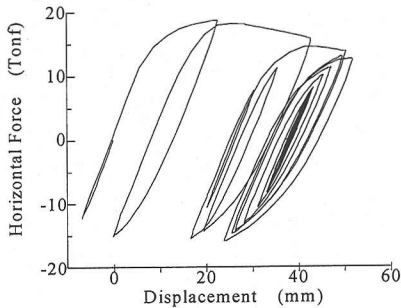


Fig. 24 Horizontal Load-Displacement Curve

6. 疑似動的实验結果

入力地震波は Fig. 21 に示す神戸海洋気象台で観測された南北成分最大振幅 818 gal の主要動部分の約 12 秒間を取り出したものである。相似則を考慮し、相似比を 5 とし、モデルに対する運動方程式を解く相似モデル解法を用いた。そのためモデルに入力する地震波は時間軸を 5 分の 1、加速度を 5 倍としたものを入力した。

変形形状を Fig. 22 に、応答変位を Fig. 23 に、水平

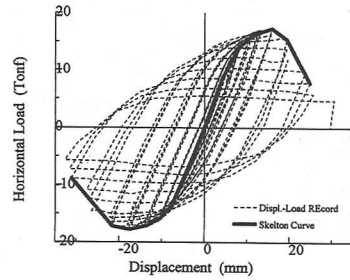


Fig. 25 Skeleton Curve

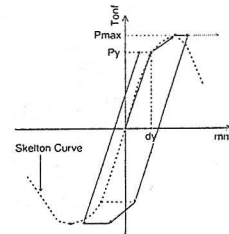


Fig. 26 Trilinear Model

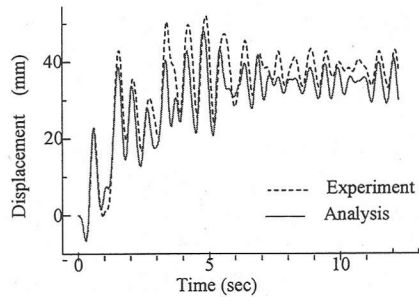


Fig. 27 Response Displacement Curves

荷重-水平変位履歴曲線を Fig. 24 に示す。なお、Fig. 23 の時間軸は、実地震波の時間で示している。0.6 sec に水平変位 22.7 mm において、座屈の発生を確認した。この変位は S2-1-0 試験体を除けば繰り返し載荷実験を行った場合の座屈発生時の変位とほとんど同じである。座屈の下端が溶接線より 5 cm、上端が 12.5 cm 上に生じた。1.58 sec において、42.8 mm まで急激に変位が生じた。その後座屈発生後の耐力が低下してから変位が著しく増加し、座屈の進展とともに、変位は一方方向に移行していく傾向が認められた。7 sec 以降は、ほぼ弾性内での振幅にとどまっている。座屈は片側のみに生じ、座屈が周方向につながる提灯座屈とはならなかった。

疑似動的な実験においては試験体の下端は初期に正側に変位したのみで、その後負側に変位することはない。これは最初の大きな塑性変形による中立軸の移動によるものである。このような挙動は一定変位繰り返し載荷実験とは異なるものであり、鋼造系や地震波により挙動は異なるので、設計等で検討を

する際に地震波の選択には注意を要する¹³⁾。

疑似動的実験の結果を検証するために応答解析の結果との比較を行った。繰り返し載荷実験の水平荷重・水平変位履歴曲線の包絡より Skeleton 曲線が求められている。Fig. 25 において Skeleton 曲線と水平荷重・水平変位履歴曲線を示す。この Skeleton 曲線より降伏点と最大荷重点が決定し、弾性ばね係数と弾塑性ばね係数を計算し、三線モデルを作成する。このモデルを Fig. 26 で示す。このモデルにおいて動的なつりあい条件は慣性力、減衰力、バネ力、外力のつりあいによって設定する。これを式(2)に示す。

$$m\Delta\ddot{y} + c\Delta\dot{y} + k\Delta y = \Delta F \quad (2)$$

式(2)は線形加速度法を用いて step by step 積分で解析を行った。解析によって求めた応答変位と疑似動的実験の結果を Fig. 27 に示す。両方の曲線は座屈発生前は同じであるが、三線モデルでは局部座屈の影響を完全には表現できないので座屈発生後疑似動的解析と応答解析の曲線で差異が生じる。この傾向は宇佐美¹⁰⁾の研究と近い傾向と言える。

7. まとめ

本研究では、断面変化部を有する円形断面鋼橋脚を対象として、阪神・淡路大震災において生じた断面変化部での局部座屈を再現すること、および、荷重履歴、径厚比の差異による、座屈形状、水平耐力におよぼす影響について検討した。それにより得られた結論を以下にまとめる。

- 1) 繰り返し載荷実験より断面変化部において提灯座屈と呼ばれている局部座屈を再現することができた。
- 2) 座屈形状に対しては、繰り返し載荷において繰り返し回数の差異の影響はほとんど見られない。しかし、座屈発生位置が単調載荷と繰り返し載荷とは大きく異なり、また径厚比の差異により座屈形状が異なる。
- 3) 耐荷力は、局部座屈が発生するまでは繰り返し回数の影響はほとんど見られないが、局部座屈発生後は繰り返し回数の影響が大きく、繰り返し回数が多いほど耐力の低下が著しい、また、鉛直荷重を増加させると、最大耐力は減少し、その後の耐力低下が著しくなる。
- 4) 有限要素法解析によって繰り返し載荷実験での鋼管柱の座屈形状の再現は概略でできることが分かった。変位繰り返しに伴う耐荷力の低下に対しては断面変化部の存在することの影響が大きい。
- 5) 荷重・歪み履歴曲線に対しては載荷パターンの影響が強く現れた。繰り返し載荷回数が多いと最大歪みと歪み振幅が小さくなる。

6) 残留応力の再分配が繰り返し変位によってどのように生じるかについては今後の課題であるが、単調載荷と繰り返し載荷実験による構造物の応答の差を考える上で注意すべき挙動である。

7) 疑似動的実験と一定変位繰り返し実験では局部座屈の発生挙動は異なり、本実験においては橋脚は最初に座屈した側に移動した。

謝辞：本研究は、東京工業大学創造プロジェクト研究都市基盤施設研究体高性能鋼の利用研究体の活動の一環として実施したものである。また関係各位に深謝いたします。本論文を完成させるにあたり査読者による的確な多くの御指摘が極めて有益であった。

参考文献

- 1) 土木学会：阪神大震災災害調査緊急報告会資料，1995。
- 2) 東工大土木工学科：阪神大震災鋼橋被害調査報告，1995。
- 3) 森忠彦，安波博道，富永知徳：繰り返し水平力を受ける鋼管柱の変形性能に関する実験的研究，第50回年次学術講演概要集第1部A，1-19，pp. 38-39，1995。
- 4) 鈴木森昌，宇佐美勉，竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的及び準静的挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 507/I-30，pp. 99-108，1995。
- 5) 宇佐美勉，坂野茂，是津文章，青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響，構造工学論文集 Vol.39A，pp. 235-117，1993。
- 6) 鈴木森昌，宇佐美勉：繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究，土木学会論文集，No. 519/I-32，pp. 115-125，1995。
- 7) 佐々木亮介，桜井孝昌，忠和男：地震力を受ける鋼製円筒橋脚の外力と座屈形状，第50回年次学術講演概要集第1部A，1-20，pp. 40-41，1995。
- 8) 才塚邦宏，宇佐美勉，芳崎一也，鈴木森昌：兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動，土木学会論文集，No. 556/I-38，pp. 119-129，1997。
- 9) 葛漢彬，高聖彬，宇佐美勉，松村寿男：繰り返し荷重下を受ける鋼製パイプ断面橋脚の強度と変形能に関する解析的研究，第2阪神淡路大震災に関する学術講演会論文集，1997。
- 10) 鈴木森昌，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤努，才塚邦宏：鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No. 549/I-37，pp. 191-204，1996。
- 11) 才塚邦宏，伊藤義人，木曾英滋，宇佐美勉：相似則を考慮した Hybrid 地震応答実験手法に関する考慮，土木学会論文集，No. 507/I-30，pp. 179-190，1995。
- 12) 中村秀治：鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析，土木

- 学会論文集, No. 549/I-39, pp. 205-219, 1996.
- 13) 池内智行, 谷口直子, 西村宣男, 中川友和: 兵庫県南部地震における鋼管橋脚損傷の数値シミュレーション, 鋼構造論文集, No. 4/14, pp. 29-37, 1996.
- 14) 西村俊夫, 三木千寿: 構造用鋼材の歪み制御低サイクル疲れ特性, 土木学会論文報告集, 第 279 号, pp. 29-44. 1978.
- 15) 大田孝二, 中村聖三, 小林洋一, 中川知和, 水谷慎吾, 野中哲也: 鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性, 橋梁と基礎 Vol. 31, No. 12, 1997.
- 16) 上田幸雄, 中長啓治, 清水翼, 笠井祥司: オーステナイト系ステンレス鋼管の多層円周突合せ溶接への水冷法の適用とその残留応力, 溶接学会誌, No. 49/1, pp. 61-66, 1980.

(1997. 6. 2 受付)

STUDY ON SEISMIC RESISTANCE OF STEEL PIPE PIER MADE OF TWO DIFFERENT SECTIONS

Chitoshi MIKI, Jorge MÜLLER and Tetsuya SASAKI

In this study the effect on the seismic resistance of steel pipe piers of the existence of two different sections, the thickness of pipe plate, loading patterns, and weld residual stresses, were studied. The specimens were made by two different sections, representing actual bridge piers. The elastic-plastic behaviour of steel pipe piers under the following conditions are discussed by experiment, response and FEM analysis. Three different loading histories were used in the experiment, increasing loading monotonically, increasing loading cyclically between tension and compression and pseudo dynamic loading with ground motion data of the Hanshin-Awaji earthquake. As a result, it was found that the modes of buckling and hysteresis curves are strongly influenced by the existence of two different sections and by the loading patterns.