

# 繰り返し横力を受ける円形鋼製橋脚の強度と変形能に関する研究

井浦雅司<sup>1</sup>・熊谷洋司<sup>2</sup>・小牧理<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 東京電機大学教授 理工学部建設工学科 (〒350-03 埼玉県比企郡鳩山町)

<sup>2</sup>正会員 工博 三菱重工横浜製作所 (〒231 横浜市中区錦町)

<sup>3</sup>正会員 工修 三井共同建設コンサルタント (〒169 新宿区高田馬場1-4-15)

本報告では、縦リブで補剛された円形鋼製橋脚を対象として、まず縦リブ本数と円筒シェルの半径を変えた6体の実験結果について報告する。実験方法は、一定の軸力を作用させながら、横力として降伏変位を基準とした正負交番1回漸増繰り返し載荷を行っている。本供試体の崩壊形態は全て象の脚座屈であり、円周方向への亀裂は見られなかった。しかしながら、1体の供試体において、縦リブ溶接線に沿って亀裂が発生し、その一部は母材を貫通していた。次に、本実験結果と既往の実験結果および数値解析結果を基に、板厚変化部を有する円形鋼製橋脚の最高荷重と最高荷重点における変位を推定する新たな方法を提案している。最高荷重を推定するパラメータは、変断面橋脚にも適用できるように先に著者らが提案したパラメータを修正している。

**Key Words :** cylindrical shell, cyclic load, ultimate strength, ductility

## 1. はじめに

平成8年12月に改訂された道路橋示方書・同解説<sup>1)</sup>(以下、道示と略す)において、コンクリートを充填しない鋼製橋脚については未解明の点が多いことから、動的解析を用いる設計手法が提案されている。動的解析を行う際には、繰り返しの影響を考慮した水平載荷実験結果を用いる必要があり、矩形断面橋脚については復元モデルが提案されており<sup>1)</sup>、それに基づいた設計例が公表されている<sup>2)</sup>。鈴木・宇佐美らは先ず文献<sup>3)</sup>において、既往の矩形断面鋼製橋脚の実験結果に基づき、その最高荷重と最高荷重点における変位を推定するパラメータを提案し、さらに文献<sup>4)</sup>において、2つのパラメータを用いた復元モデルを用いて鋼製箱形断面橋脚の弾塑性解析を行っている。このように、箱形断面橋脚に関してはある程度の知見は得られているものの、円形断面橋脚に関しては、道示<sup>1)</sup>ではぜい性的破壊を防ぐ基準として一定の無次元径厚比以下ならばよいとしているだけであり、復元モデルの提案はなされていない。この理由としては、文献<sup>5)</sup>において今後の研究課題の1つとして、パイプ断面橋脚の実験データ収集の必要性が唱えられているように、矩形断面橋脚に比べて円形断面橋脚の実験的研究がこれまで比較的少なかったために、円形断面橋脚の非弾性領域における挙動が明確にされていないためと思われる。

繰り返し荷重を受ける円形断面鋼製橋脚のモデル実験は文献<sup>6)</sup>から文献<sup>11)</sup>において報告されており、著

者らも文献<sup>12)</sup>において実験結果を報告している。その後、他の研究機関<sup>13),14)</sup>により実験結果が報告されている。実験的研究の多くは板厚が一定の円形断面を有しているが、文献<sup>11), 14)</sup>は板厚変化部を有する円形断面を対象としている。一方、縦リブを有する円形断面橋脚の実験は文献<sup>8), 12)</sup>にて報告されている。著者らは文献<sup>12)</sup>において、縦リブが円形断面橋脚の塑性率を高めることを確認した。そこで用いた縦リブの本数は3本と4本であり、実構造物においてはさらに多くの縦リブを配置することが予想される。そこで、本報告では、縦リブ本数を4, 6, 8本としたモデル実験を新たに行い、縦リブの影響を調べた。また、文献<sup>12)</sup>の実験では円形断面の半径を一定としていたが、今回の実験では円形断面の半径を変化させ合計6体の実験を行い、それらの影響についても調べた。載荷方法は、一定の軸力を作用させながら、降伏変位を基準とした正負交番1回漸増繰り返しである。既往の研究においては静的載荷が多く用いられているが、文献<sup>11)</sup>では準動的載荷実験が行われている。このように、円形断面橋脚に関する実験結果は徐々に増しており、今後はどのように実験結果を整理するかが重要となる。

著者らは、母線方向に一樣な板厚を有し縦リブで補剛された円筒シェルの載荷実験を行い、その最高荷重を推定するパラメータを提案した<sup>12)</sup>。しかしながら、実構造物においては断面変化部を有していることから、変断面の鋼製橋脚を対象とした実験結果<sup>11),14)</sup>も報告されている。このような変断面を有する橋脚の最高荷重を推

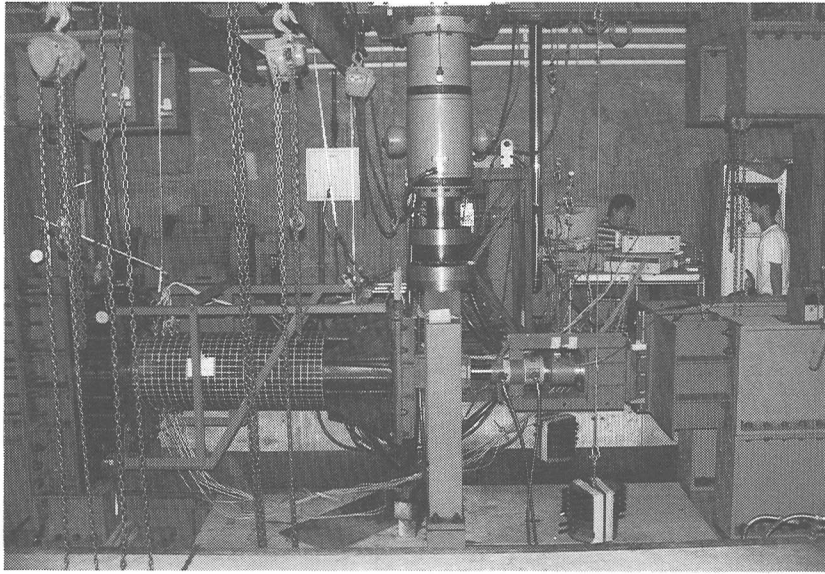


図-1 実験装置

定するには、著者らが先に提案したパラメータを適用することは難しい。そこで、本報告では、等断面だけではなく変断面を有する橋脚の最高荷重を推定するための新たなパラメータを提案する。その精度に関しては新たな実験結果と既往の実験結果および数値解析結果を基に検証している。

既往の実験結果によれば、劣化領域における挙動は複雑であり、荷重方法や軸力比の影響を受けることが知られている<sup>15)</sup>。しかしながら、最高荷重までの挙動については、劣化領域に比較し、上記の影響は比較的少ないとされている。そこで本報告では、最高荷重点における変位を最大応答変位として塑性率を定義し、これを推定する方法を提案する。この方法も変断面を有する補剛された円形橋脚に適用でき、その妥当性については既往の実験結果を用いて検証している。なお、ここで用いた塑性率は、道示<sup>1)</sup>におけるタイプIの地震動に対する許容変位に相当する。道示<sup>1)</sup>においては、タイプIIの地震動にたいする許容値として、最高荷重を超えた値を用いており、これに対応する塑性率を推定することも重要である。しかしながら、既に述べたように、劣化領域の挙動は複雑であり、タイプIIに対応する塑性率の推定は今後の課題と思われる。

宇佐美は矩形断面橋脚と同様に、無次元径厚比と細長比を用いて円形断面橋脚の強度と変形能を推定する方法を提案している<sup>16)</sup>。その方法の妥当性については数値解析結果のみを用いて検証しており、実験結果を用

いての検証はなされていない。また、対象は無補剛で板厚一定の橋脚であり、実構造物への対応は今後の課題と思われる。

## 2. 実験装置と供試体

### (1) 実験装置と荷重方法

実験装置は図-1に示すように、鋼管供試体を横向きに設置し、一方の端部をボルトにより荷重フレームに固定し、他端部より2基のジャッキを用いて軸力と横力を作用させた。軸力を作用させるジャッキは上下方向に移動可能となるようにスライディングレールにより荷重フレームと連結されている。横力は50tfジャッキにより変位制御で荷重した。なお、横力荷重装置の詳細については文献12)を参照されたい。荷重方法は、軸力 $N$ として全断面塑性軸力の15%を常時作用させて、横力としては降伏変位 $\delta_y$ を基準とした正負交番1回漸増繰り返し荷重である。ここで、 $\delta_y$ は次式で与えられる。

$$\delta_y = \frac{P_y H^3}{3EI} + \frac{P_y H^2(L-H)}{2EI} + \frac{P_y H}{GA} \quad (1)$$

$$P_y = \frac{(\sigma_y - N/A)I}{LR} \quad (2)$$

ここで、図-2に示すように、 $L$ は固定端から荷重作用点までの距離、 $H$ は円筒シェルの高さ、 $R$ は半径、 $I$ は断面2次モーメント、 $A$ は断面積、 $E$ は材料のヤング係数、 $G$ はせん断係数、 $\sigma_y$ は降伏応力である。なお、実験時における降伏変位 $\delta_y$ の計算には、加工前の材料試験より得ら

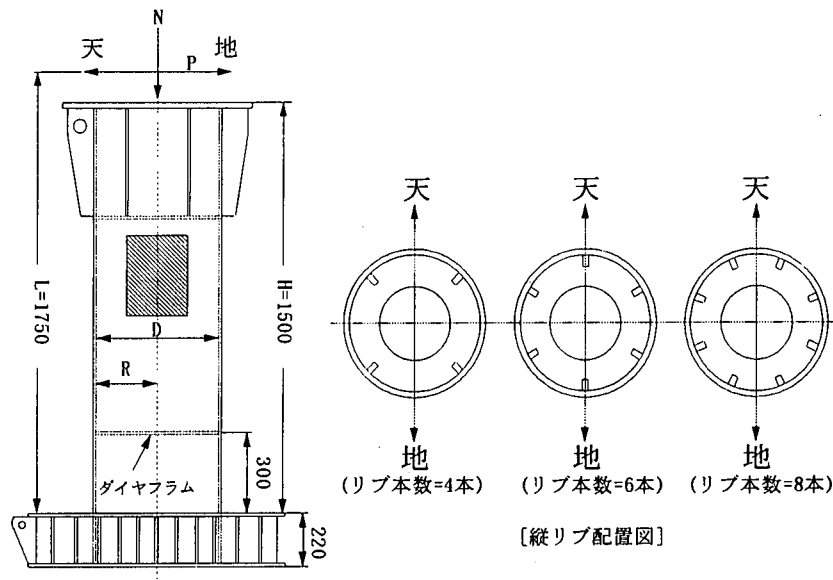


図-2 実験供試体

れた  $E, G, \sigma_y$  の値を用いた。

本実験で用いた降伏変位にはせん断変形の影響を考慮した。せん断変形の影響を調べるために、式(1)の右辺第3項におけるせん断変形による変形量を  $\delta_s$  とおき、 $\delta_s/\delta_y$  の値を計算しその結果を表-1に示す。これより、せん断変形による全変形量への影響はそれ程大きくないことがわかる。後述するように、本実験結果による崩壊パターンは象の脚座屈によるものであり、いわゆるせん断座屈は観察されなかった。

(2) 供試体

実験供試体の全体図および縦リブ配置を図-2に示す。縦リブとダイヤフラムは全て母材と同じ材料を用いているため、その板厚と材料強度特性は母材のそれと同一である。縦リブの高さは、実供試体における板厚と降伏強度に関して公称値との誤差を予め想定し、縦リブの幅厚比パラメータが道示において許容応力度が低減されない範囲となる0.7以下の値となるように定めている。実験供試体の高さ  $H$  は 150 cm, 直径  $D$  は公称 46cm, 48cm, 50cm, 45cm の4種類であり、母材厚  $t$  は公称 3.2 mm と 6mm の2種類であり、縦リブの寸法等を含め各供試体の寸法を表-1に示す。なお、供試体が No.28 から始まっているのは、著者らが文献12)において行った実験供試体 (No.1 から No.27) との連続性を保持するためである。供試体 No.28-29 と供試体 No.31-33 はそれぞれ同一の素材から切り出して作られている。また、表

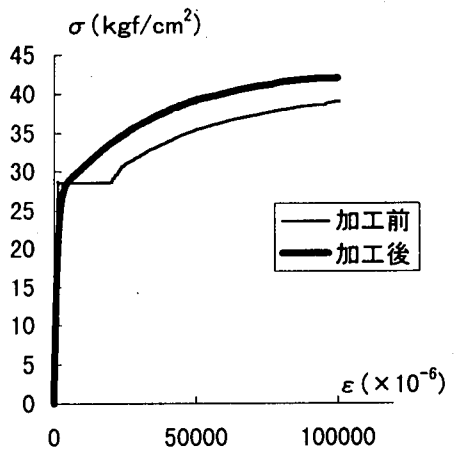


図-3 素材試験結果

中における  $t^*$  は縦リブを等価な面積に置き換えた等価板厚であり、次式により定義される<sup>17)</sup>。

$$t^* = t + \frac{nA_r}{2\pi R} \quad (3)$$

ここに、 $n$  は縦リブの本数、 $A_r$  は縦リブの断面積である。各供試体の縦リブ高さは、No.28-30 と No.31-33 とにおいて  $R/t^*$  の値がほぼ同じとなるように決定している。

供試体の材料は全て SS400 であり、加工前に各鋼材より 3本の試験片を製作し引張り試験を行った。組立方

表-1 各供試体の寸法

No.	板厚 $t$ (mm)	直径 $D$ (cm)	縦リブ 本数	リブ高 (mm)	$R/t$	$R/t^*$	$L/R$	$\delta_s/\delta_v$ (%)
28	3.10	45.97	4	30.0	74	68	7.6	6.6
29	3.10	47.88	6	33.0	77	68	7.3	7.1
30	3.04	49.99	8	35.0	82	70	7.0	7.8
31	5.64	44.85	4	61.0	40	34	7.8	6.1
32	5.64	44.91	6	40.5	40	34	7.8	6.2
33	5.64	44.91	8	30.5	40	34	7.8	6.2

表-2 各供試体の材料データ

No.	加工前					加工後					
	$E$ ( $\times 10^4$ )	$\sigma_v$	$\nu$	$\epsilon_v$ (%)	$E_H$ ( $\times 10^2$ )	$E$ ( $\times 10^4$ )	$\sigma_v$	$\nu$	$\epsilon_v$ (%)	$\delta_v$ (mm)	$E_H$ ( $\times 10^2$ )
28	2.19	29.8	0.28	0.188	2.03	1.96	31.0	0.29	0.2	5.03	2.17
29	2.19	29.8	0.28	0.188	2.03	1.96	31.0	0.29	0.2	4.86	2.17
30	2.18	30.5	0.32	0.164	1.57	1.94	31.2	0.31	0.2	4.76	1.98
31	2.15	28.2	0.30	0.192	2.21	1.90	28.3	0.29	0.2	4.83	2.46
32	2.15	28.2	0.30	0.192	2.21	1.90	28.3	0.29	0.2	4.83	2.46
33	2.15	28.2	0.30	0.192	2.21	1.90	28.3	0.29	0.2	4.83	2.46

(注):  $E, \sigma_v, E_H$  の単位は全て  $\text{kgf}/\text{mm}^2$  である。

法は、素材からガス切断により切り出した鋼板を冷間加工で曲げ、シーム継ぎ手を溶接することにより円筒を製作した後に、縦リブ、ダイヤフラム、基部および頂部の板の溶接組立を行った。縦リブは脚長 4 mm の両側隅肉溶接で施工され、ダイヤフラム位置では貫通構造をとっている。溶接条件は直径 3.2 mm の溶接棒を用いた被覆アーク溶接であり、その入熱量は約 1500J/mm であり、これらは実構造物の溶接条件を反映させたものである。

Kato<sup>18)</sup>によれば、冷間成形鋼管は塑性加工によりその素材の機械的性質は変化し、明瞭な降伏点は見出されず、一般に降伏応力は高くなる。本報告では、実験終了後の各供試体において損傷を受けていないと考えられる円筒パネルの上部(図-2の円筒パネルにおいて斜線部分に相当する)より、引張り試験用素材として JIS 5号試験片を2片作成した。なお、試験片の長手方向は鋼管供試体の長手方向と一致しており、試験片の幅方向には曲率がついているがそのままの状態で行張り試験を実施した。図-3に供試体 No.32の加工前と加工後の素材試験より得られた応力・歪曲線を示した。文献18)に指摘されているように、加工後の素材試験結果は明瞭な降伏点を示していないことがわかる。本実験では全ての供試体において図-3に示すように、加工後の素材は明確な降

伏点を示していない。表-2に加工前と加工後の材料特性の平均値を示しており、 $\nu$ はポアソン比、 $\epsilon_v$ は降伏ひずみ、 $E_H$ はひずみ硬化率である。なお、加工後の材料においては明瞭な降伏点がないことより降伏応力は0.2% offset 耐力としている。表中の加工後における降伏ひずみ $\epsilon_v$ の値が0.2となっているが、これは降伏応力が0.2% offset 耐力であることを示している。表-2より、加工後のヤング係数が加工前のそれに比較して若干低下していることがわかる。文献19)から文献22)において、阪神高速神戸線P-585橋脚の材料試験結果が報告されており、加工後の鋼材のヤング係数は $1.75 \times 10^4 \text{kgf}/\text{mm}^2$ から $2.15 \times 10^4 \text{kgf}/\text{mm}^2$ まで分布している。加工前のヤング係数が未知であるものの、一部の試験片では通常の鋼材のヤング係数よりも若干低めであり、本報告の結果と類似している。なお、これ以降における実験結果の整理においては、加工後の材料特性を用いている。

実験供試体の初期たわみは、回転するテーブルの上にて供試体を載せ、不動点より供試体表面までの距離をダイヤルゲージにて測定することにより求めた。真円度の評価としては、文献10)と同様にAPI<sup>23)</sup>で規定されている OOR (Out of Roundness) を用いた。測定結果はすべてAPIの基準値を満たしていた。なお、鋼管の巻き立てや縦リブ溶接等により残留応力が各母材に生じ

表-3 最高荷重と崩壊パターン

No.	+側最高荷重 $P_{max}^+$ (tf)	-側最高荷重 $P_{max}^-$ (tf)	最高荷重 $P_{max}$ (tf)	崩壊 パターン	$P_{max}/P_u$	$P_t^*$	$r_t^*$
28	12.2	12.2	12.2	EFB	1.01	1.362	0.039
29	14.4	12.8	13.6	EFB	1.00	0.814	0.031
30	16.4	17.0	16.7	EFB	1.10	0.682	0.028
31	24.1	23.0	23.5	EFB	1.16	0.179	0.013
32	25.3	23.7	24.5	EFB	1.20	0.418	0.020
33	24.2	26.4	25.3	EFB	1.24	0.741	0.026

ているが、今回の実験においては残留応力の測定は実施しなかった。

### 3. 実験結果

ここでは、図-2に示す天側方向に荷重した時の+側最高荷重  $P_{max}^+$  と、地側に荷重した時の-側最高荷重  $P_{max}^-$  の平均最高荷重を最高荷重  $P_{max}$  と定義しており、各供試体の最高荷重ならびに崩壊パターンを表-3に示す。表中の崩壊パターンにおける記号EFBは、変形が外側に膨らむElephant Foot Bulgeであることを示しており、本実験結果の崩壊パターンは全てEFBであった。文献12)によれば、最高荷重  $P_{max}$  と全塑性モーメントを引き起こす横力  $P_u$  との比が0.97以上であれば崩壊パターンはEFBと類推されているが、本実験においても  $P_{max}/P_u$  の値は全て0.97以上であることが表-3よりわかる。なお、表-3における  $P_t^*$ 、 $r_t^*$  については4章で説明する。

図-4と図-5に、縦リブを8本有する供試体No.30とNo.33における横方向荷重と円筒シェル先端横方向変位の履歴曲線を示す。文献12)に指摘されているように、座屈パターンが象の脚座屈の時には、他の座屈パターンに比べて、最高荷重点を過ぎても包絡線の低下はそれ程急激ではない。図-4、5においても、最高荷重点を過ぎても包絡線の低下は急激ではなく、無次元径厚比が小さい供試体No.33の包絡線は非常に緩やかであるのが特徴的である。

実験終了後、円筒パネルを切断し内部の最終状態を観察した。全供試体において、象の脚座屈が生じている箇所ですべての縦リブが座屈しているのが見られた。今回の実験においても、文献12)の実験と同様に、象の脚座屈が生じている個所で円筒方向への亀裂は観察されなかった。しかし、供試体No.31において、縦リブ溶接止端部に沿って母線方向に亀裂が生じており、その様子を図-6、7に示す。図-6は亀裂が母材を貫通している写真であり、図-7は溶接部に表面亀裂が生じている写

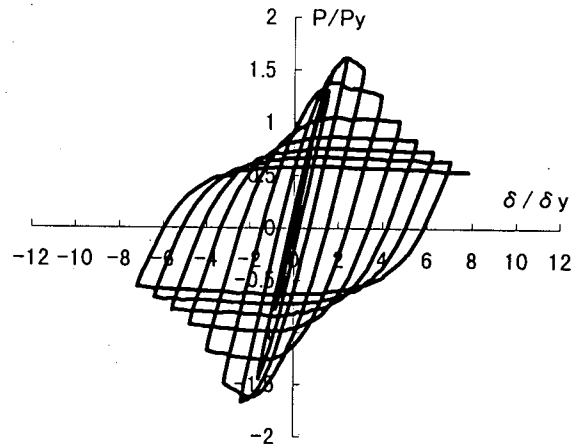


図-4 履歴曲線 (No.30)

真である。阪神・淡路大震災においては象の脚座屈が生じている張り出し部において円筒方向に亀裂が見られたが、本実験における亀裂はそれとは異なり、縦補剛材と母材の溶接箇所から生じていた。なお、図-8に供試体No.31の横方向荷重と円筒シェル先端横方向変位の履歴曲線を示す。亀裂の発生が目視により観察されたのは最後のループであり、実際にはそれ以前に亀裂は発生していたものと思われるが、履歴曲線を見る限り明確な剛性の低下は観察されない。このことは、本実験で観察された亀裂は急激な剛性低下を伴わないことを示しており、本供試体の剛性低下は母材の局部座屈ならびに縦リブの局部座屈によるものと思われる。

### 4. 最高荷重の評価

著者らは文献12)において、以下に示す無次元径厚比  $r_t^*$  と無次元荷重  $P_t^*$  を用いて繰り返し横力を受ける円

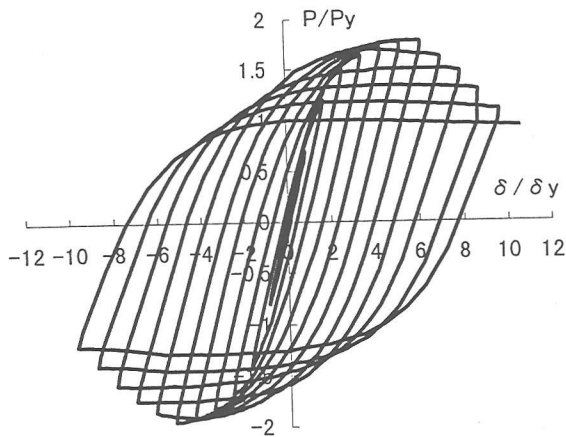


図-5 履歴曲線 (No.33)

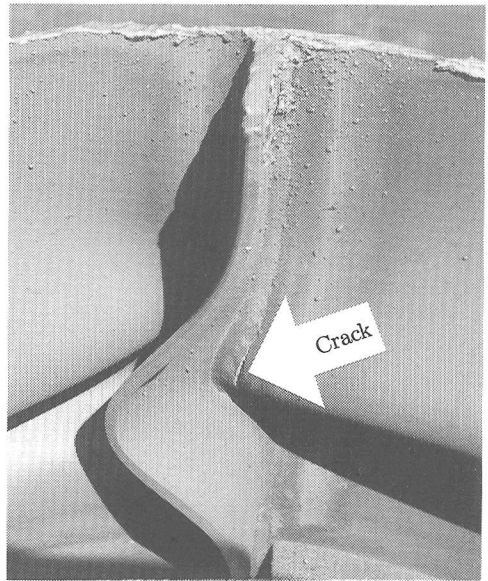


図-7 供試体No.31(表面亀裂)

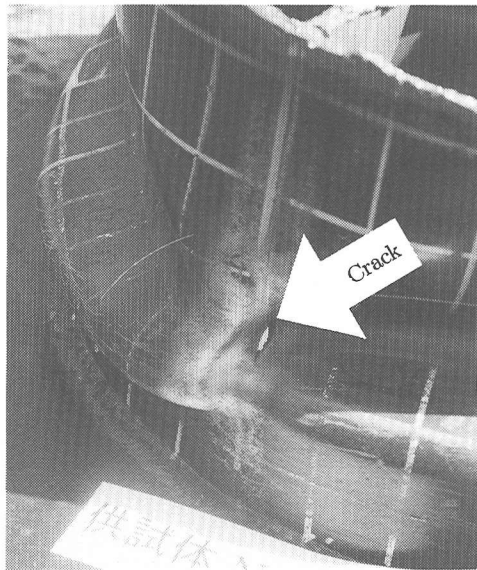


図-6 供試体No.31(貫通亀裂)

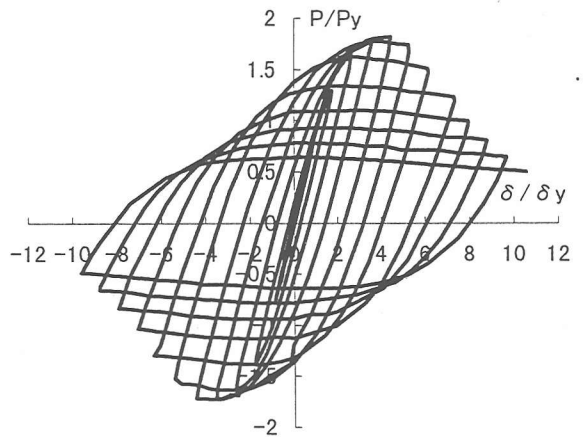


図-8 履歴曲線 (No.31)

筒シェルの最高荷重を推定した。

$$R_t^* = \frac{R \sigma_y}{t^* E} \sqrt{3(1-\nu^2)}, \quad P_t = \frac{\sigma_{max} H D t^*}{\pi^2 \frac{\sigma_y t^{*3}}{12(1-\nu^2)}},$$

$$\sigma_{max} = \frac{P_{max} L}{D^2 t^*} \quad (4)$$

上記のパラメータ  $P_t$  は、円筒シェルの純曲げ局部座屈係数と形状係数を基に、既往の実験結果がばらつかないように決めたものである。最近では、実構造物と同様に、板厚変化部を考慮した実験結果も報告されている<sup>11),14)</sup>。

板厚変化部を有する円形橋脚に対して、上記のパラメータを適用する時、円筒シェルの高さ  $H$  や等価板厚  $t^*$  をどのように設定するかは難しい。そこで、板厚変化部を有する円形断面橋脚にも適用可能なパラメータを以下において提案する。

これまでに報告されている実験結果を観察すると、最高荷重となる点の近傍で局部座屈が発生しており、その軸方向座屈波長も小さいことが円形橋脚の特徴である<sup>24)</sup>。そこで本報告では、軸方向座屈波長が円筒シェル

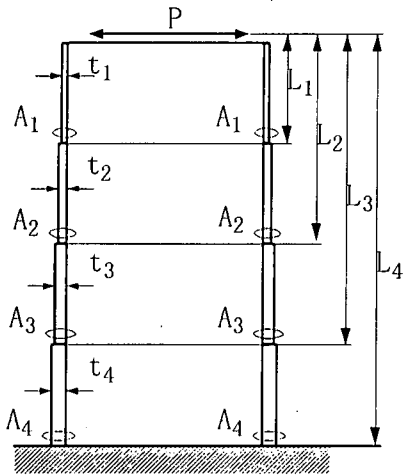


図-9 板厚変化部を有する橋脚

の高さにそれ程影響されないものと仮定し、円筒シェル  
の純曲げ局部座屈係数において、円筒シェルの高さ  $H$  の  
代わりに円筒シェルの直径  $D$  を用いた。さらに、曲げ剛  
性に縦リブの影響を考慮した以下の無次元荷重  $P_t^*$  を提  
案する。

$$P_t^* = \frac{P_{max} L}{\pi^2 E I_c}, \quad I_c = \frac{t^3}{12(1-\nu^2)} + \frac{nt_s h_s^3}{3\pi D} \quad (5)$$

ここに、 $t_s$  と  $h_s$  は縦リブの板厚と高さである。なお、本  
報告では縦リブの材質は母材のそれと同一である。また、  
無次元径厚比についても、縦リブの影響を考慮した円筒  
シェルの弾性軸圧縮座屈荷重を基に<sup>25)</sup>、以下の  
無次元径厚比を提案する

$$r_t^* = \frac{R\sigma_y t^*}{2E\sqrt{tI_c}} \quad (6)$$

なお、上式において  $t = t^*$ 、 $I_c = Et^3/12(1-\nu^2)$  とお  
くと、 $r_t^*$  は式(4)で定義された無次元径厚比  $r_t^*$  と一致  
する。ここで、式(5),(6)における各記号は図-9に示す  
通りである。すなわち、板厚変化部を有する円形断面橋  
脚において、 $A_i$  点 ( $i=1\sim 4$ ) で局部座屈が生じたとす  
れば、板厚は  $t = t_i$  であり、荷重点までの距離は  $L = L_i$  で  
あり、それ以外の値も全て  $A_i$  点に関する値を用いる。

上記で新たに定義した無次元荷重  $P_t^*$  と無次元径厚  
比の逆数  $1/r_t^*$  を用いて、本実験結果と既往の実験結  
果ならびに数値解析結果を整理したものを図-10に示  
す。本実験における  $P_t^*$  と  $r_t^*$  の値を表-3に示す。文献  
12) で比較した実験結果以外で図-10に示した既往の実  
験結果と数値解析結果は表-4に示す形状寸法や材料定  
数の値を用いている。建設省土木研究所における実験  
結果は文献9)における値を用いているが、上記の図に  
は補剛材を有する供試体 No. B2, B4 の結果も表示して  
ある。なお、文献から得られない値については予想値を

用いており、それらの値は表-4において(・)\*印をつけ  
た。表中において、繰返し回数とあるのは、漸増繰返  
し載荷実験における各基準変位における繰返し回数  
のことである。なお、軸力については、全断面塑性軸力  
の15%を挿入したものが本実験、文献9), 12), 14), 21)  
のP-584, 22)であり、20%を挿入したものが文献11),  
13), 21)のP-582, P-581である。文献10)では軸力の  
差異による影響を見るために、軸力として全断面塑性軸  
力の10%あるいは20%を挿入している。

図-10において、文献9), 12)は縦リブを有する実  
験結果も含まれており、それらの区別は文献12)に示さ  
れているのでここでは省略した。変断面を有する実験  
結果は文献11), 14)である。文献11)では、板厚変化部  
は1箇所(No.3)と2箇所(No.8, No.10)の2種類を扱っ  
ており、何れの場合も板厚変化部の上部において局部座  
屈が生じている。文献14)では板厚変化部は1箇所であ  
り、局部座屈は基部周辺で生じており、さらに補剛有  
りの供試体では基部に局部座屈防止のための補剛板を巻  
いている。

数値解析結果としては、文献26), 27)の結果を用い  
ている。文献26)の解析は阪神高速神戸線松原交差点に  
おける実橋を対象としており、当然のことながら板厚変  
化部を有しており、材料の構成則には著者らが開発した  
モデルを用いている。文献27)の結果は汎用プログラム  
によるシェル理論を用いたものであり、対象は板厚一定  
の片持ち円筒シェルであり、材料の構成則にはバイリニ  
ア型の応力・ひずみ曲線を仮定し、移動硬化則を用いて  
いる。なお、既往の数値解析においては残留応力や初期  
変位などの初期不整は考慮されていないため、実験と  
同じ条件下で解析されているわけではない。しかしなが  
ら、文献26), 27)においては、あらかじめ既往の実  
験結果との比較により解析プログラムの精度を確認し  
ており、数値解析結果については信頼できるものと思  
われる。

図-10より、既往の実験結果や数値解析結果はほぼ  
同じ曲線上にあることがわかる。全ての結果の回帰曲  
線を求めると以下の式となる。

$$P_t^* = 1078 \times (r_t^*)^{2.02} \quad (7)$$

図-10には上記の回帰曲線を示しており、その決定係数  
は0.978である。式(7)の適用範囲は実験結果が得られ  
ている範囲であり、それ以外の範囲については今後の実  
験結果を用いて決定しなければならない。なお、鋼種の  
違いによる実験結果のパラッキも考えられることから、  
今後も多くの実験結果や解析結果を参考に最高荷重を  
評価する方法を決めていく必要があるものと思われる。

本報告では道示のタイプIに相当する最高荷重の推  
定方法について提案したが、今後、タイプIIに相当す

表-4 他機関における結果 (最高荷重)

文献 番号	結果の 種別	試験体 No.	$P_{max}$ (tf)	$L$ (cm)	$D$ (cm)	$t$ (cm)	$\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$E(\times 10^6)$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\nu$	繰返し 回数
11)	実験	No.3	18.0	100.0	31.85	0.6	3200*	2.1*	0.3*	1
		No.8	20.0	85.0	31.85	0.6	3000*	2.1*	0.3*	3
		No.10	8.0	85.0	31.85	0.3	3000*	2.1*	0.3*	3
13)	実験	L10-t22-C	0.536	112.5	9.8	0.22	2180	2.1*	0.3*	1
		L5-t22-C	0.933	62.5	9.8	0.22	2180	2.1*	0.3*	1
		L3-t22-C	1.577	42.5	9.8	0.22	2180	2.1*	0.3*	1
		L3-t11-C	0.612	42.5	9.7	0.11	2180	2.1*	0.3*	1
14)	実験	補剛無線	3.65	90.0	20.97	0.266	3802	2.3	0.253	1
		補剛有線	4.445	85.0	20.97	0.266	3802	2.3	0.253	1
26)	計算	P-584	221.1	956	220	1.9	2750	2.11	0.3*	1
		P-582	206.66	845	180	2.2	2750	2.11	0.3*	1
		P-581	229.6	775	180	2.3	2750	2.11	0.3*	1
27)	計算	シェル	80	315.1	90.0	0.9	3600	2.1	0.3	1

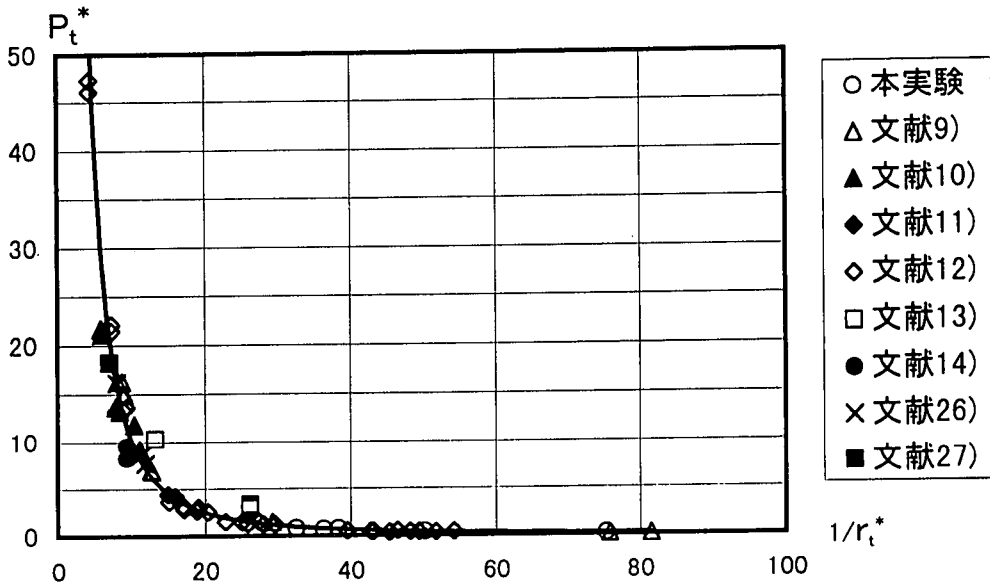


図-10 無次元荷重  $P_t^*$  と無次元径厚比  $r_t^*$  との関係

るような最高荷重を超えた範囲の挙動についても解明する必要がある。最高荷重を超えた劣化領域の挙動は、繰返し回数や軸力の影響を大きく受けることから、その挙動を推定するにはそれらの影響を考慮した新たなパラメータを必要とするものと思われる。

## 5. 塑性率

最大応答変位と降伏変位との比である塑性率については、最大応答変位をどのように定義するかが重要であり、道示<sup>1)</sup>においても地震動により区別して定義している。ここでは、道示のタイプIの地震動に相当する、最



高荷重点における変位 $\delta_{max}$ を最大応答変位として塑性率 $\mu$ を以下のように定義する。

$$\mu = \delta_{max} / \delta_y \quad (8)$$

本実験においては、 $\delta_{max}$ として表-3に示す+側最高荷重と-側最高荷重に相当する各々の変位の平均値を用いている。

既往の研究においては<sup>9),12)</sup>、塑性率と無次元径厚比の関係を求めているが、その結果は良好な相関関係を示していない。そこで本報告では、塑性率と比較的良好な相関関係を示すパラメータとして、最高荷重 $P_{max}$ を降伏荷重 $P_y$ で無次元した無次元最高荷重 $P_{max}/P_y$ を用いることとし、それと塑性率との関係を図-11に示す。他機関における塑性率の結果は表-5に示す通りであり、文献11), 27)の結果はグラフから読み取った値である。また文献13)において、繰り返し載荷実験を行った供試体No.L10-t22-Cの代わりに、単調載荷実験結果であるL10-t22-Mを用いた理由は以下の通りである。すなわち、繰り返し載荷実験における履歴曲線と包絡線とが与える最高荷重が異なり、履歴曲線より得られる最高荷重点における横方向変位がほぼゼロとなっており、適切な塑性率の定義ができないため単調載荷実験における結果を採用した。

図-11において、全ての結果に関して1次関数で回帰曲線を求めると

$$\frac{P_{max}}{P_y} = 0.1135 \times \mu + 1.205 \quad (9)$$

となり、決定係数は0.6477であり、図-11に上記の曲線を点線で示した。一方、 $P_{max}/P_y = \mu \approx 1$ を通るように回帰曲線を求めると以下ようになる。

$$\frac{P_{max}}{P_y} = 0.4376 \times \ln(\mu) + 1.0953 \quad (10)$$

図-11に上記の曲線を実線で示しており、その決定係数は0.6356である。なお、式(9)、(10)の適用範囲は実験結果が得られている範囲内である。図-11に示す結果のパラッキが図-10に比べて大きい原因としては以下の点が考えられる。すなわち、横方向変位については固定端の回転が問題となる場合もあり、それらの影響を補正した結果を示すのが普通であるが、ここでは文献に示されている値をそのまま用いている。また、板厚変化部を含む実験においては、局部座屈発生地点より下部におけるパネルの弾性変位等の影響も含まれているものと思われるが、ここでは文献の結果をそのまま用いている。さらに、材料の構成則が変形能に大きな影響を与えることが文献3)において指摘されており、鋼種の差異による影響も無視できないものと思われる。

文献16)では、縦リブを有しない円形鋼製橋脚の塑性率を推定するパラメータとして、無次元径厚比 $R_t$ と細長比 $\lambda$ の平方との積を用いている。ここで、比較のた

表-5 他機関における実験結果 (塑性率)

文献番号	試験体 No.	$P_{max}/P_y$	$\mu$	$r_t^*$
11)	No.3	1.3	3.0	0.067
	No.8	1.4	2.0	0.063
	No.10	1.2	1.7	0.125
13)	L10-t22-M	1.48	2.8	0.038
	L5-t22-C	2.01	7.01	0.038
	L3-t22-C	2.31	9.00	0.038
	L3-t11-C	1.90	4.98	0.076
14)	補剛無線	1.15	2.01	0.106
	補剛有線	1.4	2.46	0.106
26)	P-584	1.29	3.0	0.125
	P-582	1.47	4.0	0.089
	P-581	1.44	4.0	0.085
27)	シエル	1.48	2.33	0.142

めに文献16)で提案されているパラメータを用いて、既往の縦リブを有しない円形鋼製橋脚の実験結果を整理し、その結果を図-12に示す。実験結果を各研究機関毎に区別して観察すると、ある一定の法則が認められる。しかしながら、既往の全実験結果を示した図-12より、円形鋼製橋脚の塑性率を精度良く推定することは難しいものと思われる。

図-11, 12に示すように、最高荷重下における変位の推定方法には未だ議論の余地は残されているものと思われる。今後、最高荷重を超えた劣化領域における変位を用いて塑性率を定義する場合、その推定方法には軸力比、繰り返し回数、縦リブ等の影響を考慮する必要がある、さらなる努力が必要と思われる。

## 6. おわりに

本研究では、著者らの既往の実験に加え、縦リブ本数を増加させた円形断面鋼製橋脚のモデル実験結果を報告した。本供試体の1体においては、最終ループにおいて縦リブに沿った亀裂が観察された。これまで、象の脚座屈が生じた個所での円周方向への亀裂は多く観察されているが、本報告の亀裂はこれとは異なるものである。なお、本実験において観察された亀裂が原因と思われる明確な剛性の低下は見られなかった。さらに、片持ち円形断面鋼製橋脚の最高荷重を推定する新たなパラメータを提案した。この方法は、変断面や縦リブを有する円形橋脚にも適用可能であり、その精度については本実験結果や既往の実験結果および数値解析結果を用いて確認した。また、最高荷重点における変位を最大応

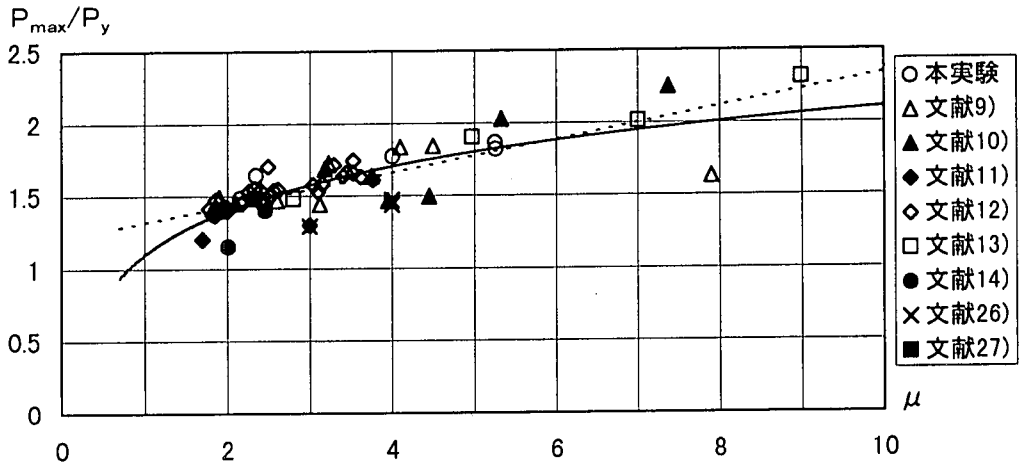


図-11 無次元最高荷重  $P_{max}/P_y$  と塑性率  $\mu$  との関係

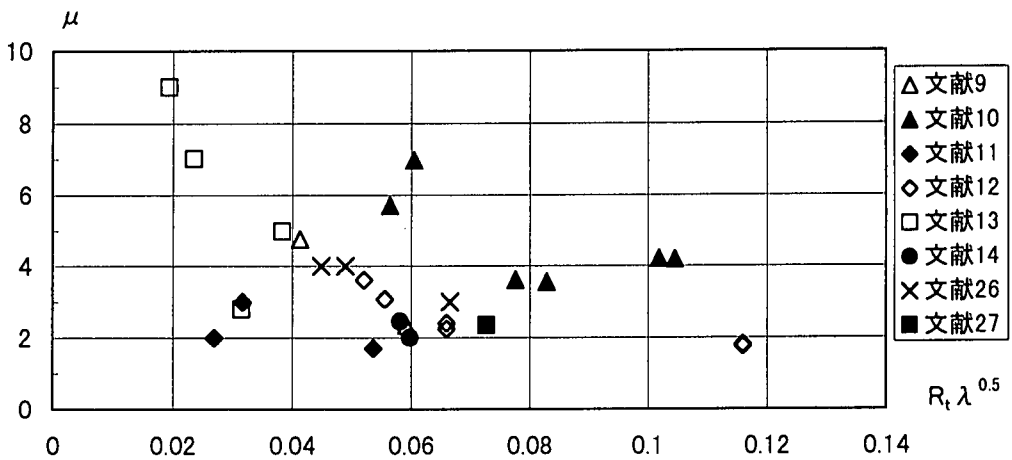


図-12 塑性率  $\mu$  と  $R_t \lambda^{0.5}$  との関係

答変位として塑性率を定義し、無次元最高荷重と塑性率との間に良好な関係があることを、本実験結果および既往の実験結果を用いて示した。

謝辞： 実験にあたり、東京電機大学 佐々木利規講師ならびに東京電機大学卒論生の協力を得た。また、本文作成にあたり鈴木賢治君と石沢俊希君の協力を得た。ここに記し感謝の意を表したい。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編)，平成8年12月。
- 2) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成9年3月。
- 3) 鈴木森晶，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に関する研究，土木学会論文集，No.519/I-32，pp.115 - 125，1995。
- 4) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊東 努，才塚邦宏：鋼製箱形断面橋脚の復元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。
- 5) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG(主査：宇佐美勉)：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996年7月。
- 6) 太田雅夫，渡辺英一，古田 均，杉浦邦征，宇都宮智昭，南 莊 淳，山口 岳：円形断面橋脚柱の強度・変形性能に関する実験的研究，土木学会第48回年次学術講演会，第I部門，pp.196 - 197，1993。
- 7) 山口 岳，渡辺英一，古田 均，杉浦邦征，宇都宮智昭，南 莊 淳：円形断面鋼製橋脚柱の合理的耐震設計法に関する基礎的研究，土木学会第48回年次学術講演会，第I部門，pp.356 - 357，1993。

- 8) 建設省土木研究所橋梁研究室：鋼製橋脚に関する検討，土木学会構造工学委員会 構造工学震災調査特別小委員会資料 (WG2-18)，1996，2月。
- 9) 上仙 靖，西川和廣，村越 潤，高橋 実，橋本修身：円形断面鋼製橋脚の隙間あけ鋼管巻立て補強に関する実験的検討，土木学会第51回年次学術講演会，I-B292，pp.584-585，1996。
- 10) 水谷慎吾，宇佐美勉，青木徹彦，伊藤義人，岡本隆：パイプ断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.105-114，1996。
- 11) 三木千壽，館石和雄，穴見健吾，本間宏二，佐々木哲也：断面変化部を有する円形断面鋼橋脚の地震時保有水平耐力に関する研究，東工大土木工学科研究報告，No. 53，3月，1996。
- 12) 井浦雅司，熊谷洋司，小牧 理：横力と一定軸力を受ける円筒シェルの終局強度に関する研究，土木学会論文報告集，No.556/I-38，pp.107-118，1997。
- 13) 小枝日出夫，熱海明彦，佐藤昌志，岸 徳光：鋼管橋脚の交番載荷実験と解析，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，土木学会，pp.161-168，1997年5月。
- 14) 忠 和男，桜井孝昌，日下部和弘，後藤芳頼：円筒鋼製橋脚の耐震性能向上の為の補剛法，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，土木学会，pp.169-174，1997年5月。
- 15) 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.235-247，1990。
- 16) 宇佐美勉：ハイダクティリティー鋼製橋脚，橋梁と基礎，1997年6月，pp.30-36。
- 17) Jones, N. and Papageorgiou, E.A.: Dynamic axial plastic buckling of stringer stiffened cylindrical shells, *J. Mech. Engng Sci.* 5, 23, pp.1-20, 1963.
- 18) Kato, B.: Local buckling of circular tubes in plastic region, *Proc. of the International Colloquium on Stability of Structures under Static and Dynamic Loads*, SSRC/ASCE, Washington D.C., pp.375-391, 1977.
- 19) 中村秀治：阪神高速神戸線P-584, P-585 橋脚の材料試験結果，土木学会構造工学委員会 構造工学震災調査特別小委員会資料 (WG2-38)，1996，8月。
- 20) 西村宣男：被災鋼管橋脚神上-585より採取した鋼材片の引張試験結果，土木学会構造工学委員会 構造工学震災調査特別小委員会資料 (WG2-39)，1996，8月。
- 21) 中沢正利：阪神高速道路公団 神 P-585 丸ピア試験片引張り試験結果，土木学会構造工学委員会 構造工学震災調査特別小委員会資料 (WG2-40)，1996，8月。
- 22) 増田陳紀：鋼材引張試験結果報告，土木学会構造工学委員会 構造工学震災調査特別小委員会資料 (WG2-41)，1996，8月。
- 23) American Petroleum Institute: *Specification for Line Pipe*, API Spec.5L, 1995.
- 24) 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-37，pp.205-219，1996。
- 25) Timoshenko, S.P. and Gere, J.N.: *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill, 1961.
- 26) 池内智行，谷口直子，西村宣男：兵庫県南部地震における鋼管単柱橋脚の地震損傷に関する一考察，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，土木学会，pp.231-238，1997年5月。
- 27) 阿部圭吾，山口栄輝，稲森誠一郎，久保喜延：梁要素を用いた鋼製円筒橋脚の解析法に関する一考察，土木学会第51回年次学術講演会，I-A25，pp.50-51，1996。

(1997. 7. 4 受付)

## STRENGTH AND DUCTILITY OF CYLINDRICAL STEEL PIERS SUBJECTED TO CYCLIC LATERAL LOAD

Masashi IURA, Yoji KUMAGAI and Osamu KOMAKI

Tests of stiffened steel cylindrical shells subjected to cyclic lateral load have been performed to study the effects of longitudinal stiffeners on the ultimate strength and ductility of the shells. The buckling pattern observed in this study was the elephant foot bulge. In the present test, a crack was observed along the welded portion of the longitudinal stiffeners. The direction of this crack is different from that observed in the Hanshin-Awaji earthquake. A new parameter is proposed to predict the ultimate strength of cylindrical shells with varying thickness. Using the new parameter the accuracy of the prediction method was confirmed through existing experimental and numerical results. It is shown that good correlation is obtained between the ductility and the nondimensional load of cylindrical shells.