

鋼製円形断面橋脚の非線形履歴載荷応答特性に関する解析的研究

Analytical Investigation on Characteristics of Non-linear Response
of Steel Bridge Piers with Circular Cross Section under Cyclic Loading

有住康則*, 矢吹哲哉**, 宮崎 高***

Yasunori Arizumi, Tetsuya Yabuki and Takashi Miyazaki

*工博 琉球大学助教授 工学部環境建設工学科 (〒903-0213 沖縄県西原町字千原1番地)

**工博 琉球大学教授 工学部環境建設工学科 (〒903-0213 沖縄県西原町字千原1番地)

***工修 日立造船(株) 向島工場 (〒722-0062 広島県尾道市向東町1008-12)

The characteristics of nonlinear response of steel bridge piers with circular cross section under cyclic loading are investigated using the non-linear finite element approach developed for determination of the ultimate strength of shell-type-plate. The analytical results obtained by this method are compared with the experimental values, and these results are in good agreement. A parametric study was conducted to evaluate the effects of length-diameter ratio and slenderness parameter on the ultimate strength of steel bridge piers with circular cross section. Based on the analytical results of an extensive parametric study, a practical formulation for the ultimate strength of steel bridge piers with circular cross section under cyclic loading and the restoring force models are also proposed.

Key Words: steel pipe bridge pier, local buckling, ultimate strength, restoring force model

1. まえがき

阪神・淡路大震災の地震動は、近年まれにみる都市直下型大地震であり、鋼製円筒橋脚部材にも場所によっては設計震度をはるかに上回る地震力を受け、座屈や破断といった被害が発生した。このことから鋼製円筒橋脚部材の耐震設計法の再検討、特に静的及び動的耐荷力特性を把握することの必要性が指摘されている。鋼製円筒橋脚部材の終局挙動を精度良く把握するためには、構造材料の非線形挙動のみならず、部材の全体座屈、局部座屈及びそれらの連性座屈強度特性を明確にする必要がある。単調増加荷重載荷を行った鋼管部材の座屈耐荷力については震災以前より多くの研究が行われ^{1)~5)}、いくつかの設計式が提案されている。しかしながら、鋼管部材の力学特性は極めて複雑であり、残留応力や複雑な初期たわみが鋼管部材の耐荷力特性に及ぼす影響については、実部材の初期不整の定量的な評価の難しさもあって必ずしも十分に説明されていないのが現状であり、震災以後も研究が進められている⁶⁾。一方、鋼製円筒橋脚部材の繰り返し載荷を行った場合の非線形挙動については、震災以後に精力的に実験的及び解析的研究が行われ^{8)~10)}、それらの研究成果に基づいて道路橋示方書の改定が行われている。新しい道路橋示方書¹¹⁾では、コンクリートを充填しない鋼製橋脚は、脆性的な破壊を防止し、所要のじん性を確保できる構造とし、非線形動的解析を行って耐震性を判定するのがよいとされている。なお、非線形動的解析に用いる諸数値は、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の耐履歴載荷性能について未解明な点が多いことから、同等の構造細目を有する供試体の繰り返しの影響を考慮した載荷実験データに基づいて定めることを原則と

している。また、角補強を施した箱形断面鋼製橋脚及び径厚比を制限した円形断面鋼製橋脚について復元力モデルの設定例が示されているが、その他の鋼製橋脚部材については言及されていない。したがって、鋼製円筒橋脚部材の耐荷力評価や復元力モデル構築のために、繰り返し載荷実験及び非線形局部座屈挙動を考慮しうる弾塑性有限変位解析等により鋼製橋脚部材の耐履歴載荷応答特性等についてのデータの蓄積が強く望まれている。

そこで本研究では、図-1に示すように鉛直方向に一定軸力が作用し、柱頂部に正負の繰り返し水平荷重を受ける鋼製円筒橋脚の耐履歴載荷応答特性についてのデータ蓄積に寄与するため、鋼製円筒橋脚をアイソパラメトリックシェル要素でモデル化し、弾塑性有限変位理論に基づいた数値解析を行った。本論文では、先ず初めに他で行われた実験結果と本解析結果の比較を行い、本解析法の妥当性を検討した。次に、鋼製円筒橋脚の耐履歴載荷性能に影響を及ぼすと考えられる因子を種々変化させてパラメトリック解析を行い、これらの因子が耐履歴載荷応答性能に及ぼす影響を検討した。更に、1自由度のバネ-質点系にモデル化した鋼製橋脚の非線形動的応答解析に用いられる局部座屈による強度劣化を考慮した劣化型復元力モデルの簡易算定式の提案を行った。また、本劣化型復元力モデルを用いて1質点系非線形動的応答解析を行い、ハイブリッド地震応答実験結果¹²⁾との比較を行った。最後に、阪神・淡路大震災で実際に被災した鋼製円筒橋脚について、一定軸力荷重を載荷した状態で柱頂部に正負の繰り返し水平荷重を準静的に載荷して弾塑性有限変位解析を行い、更に、それより得られた劣化型復元力モデルを用いて阪神・淡路大震災の地

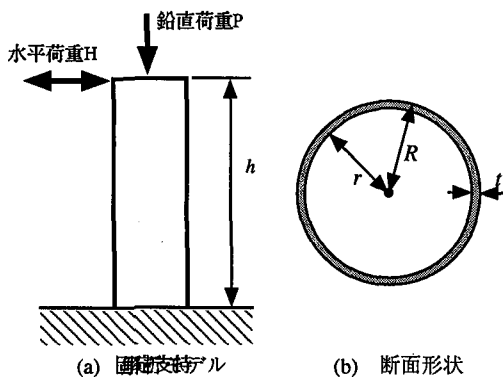


図-1 鋼製円筒橋脚モデル

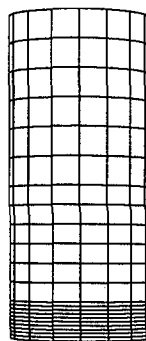


図-2 要素分割

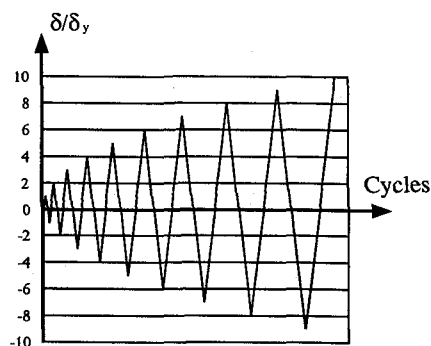


図-3 履歴サイクル

震動に対する1質点系非線形動的応答解析を行い、それらの結果から耐履歴載荷応答性能について検討を行った。

2. 解析モデル及び解析手法

本研究で解析の対象とした鋼製橋脚は、図-1に示す柱頂部の鉛直方向に一定軸力と正負の繰り返し水平荷重を受ける円形断面を有する鋼製橋脚である。解析では繰り返し荷重載荷下での鋼製円筒橋脚の局部座屈を考慮した耐履歴載荷応答特性を解明するため、鋼製円筒橋脚をアイソパラメトリックシェル要素でモデル化し、弾塑性有限変位理論に基づいた数値解析を行った。境界条件は、基部が固定支持、載荷部が自由支持とし、対称性を考慮して鋼管の1/2部分を解析対象とした。要素分割を図-2に示す。本解析では図に示すように基部近傍で要素分割を細かく行い、基部周辺での複雑な変形状態を精度良く評価できるように配慮した。解析における載荷方式は、鋼製円筒橋脚モデル頭部に一定軸力を載荷した状態で、水平方向に漸増繰り返し載荷とした。水平方向の載荷サイクルの概念図を図-3に示す。繰り返し載荷の基本となる初期降伏水平変位 δ_y 及び初期降伏水平荷重 H_y は、次式で算出した。

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (1)$$

$$H_y = \left(\sigma_y - \frac{P}{A} \right) \frac{z}{h} \quad (2)$$

ここで、 h は柱長、 E はヤング係数、 I は断面二次モーメント、 A は断面積、 z は断面係数、及び σ_y は降伏応力度である。

本研究では、幾何学的非線形挙動は更新ラグランジュ法による増分理論に基づいて評価した。また、材料非線形挙動は、von Misesの降伏条件及びPrandtl-Reussの塑性流れ理論に従い、材料はひずみ硬化を呈する等方等質材料とし、材料構成則は等方硬化則に従うものとした。なお、ひずみ硬化率は、構造用軟鋼を考慮して、 $d\bar{\sigma}/d\bar{\epsilon}_p = E/100$ を用いた

17)。本数値解析では、接線剛性マトリックス等の積分はGaussの数値積分を用いて行ったが、板厚方向への塑性域の進展を考慮できるように配慮した。また、ひずみ及び応力度の評価は各Gaussの数値積分点で行った。一方、非線形方程式の解は、変位増分法にNewton-Raphson法を併用した逐次収斂計算によって導出した。本解析法の詳細については、

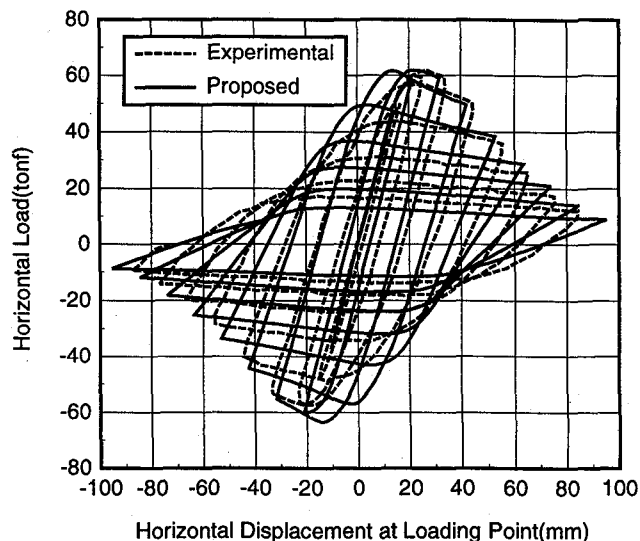


図-4 水平荷重-水平変位履歴曲線

文献20)及び文献21)に述べられている。

3. 解析法の検証

本研究で用いた解析法の妥当性を検証するため、建設省土木研究所で行われた鋼製円筒橋脚供試体の繰り返し載荷実験結果¹¹⁾との比較を行った。実験では、図-1に示すように、鋼管供試体の軸方向に公称降伏応力度を用いて計算した全断面降伏軸力の15%に相当する一定軸力荷重を載荷した状態で、柱頭部の載荷点に正負の繰り返し水平荷重を準静的に載荷している。解析における支持条件は、基部が固定支持、載荷部が自由支持とした。また、供試体寸法は高さ $h=340.3\text{cm}$ 、外径 $R=45.0\text{cm}$ 及び板厚 $t=0.9\text{cm}$ なる実測値とし、降伏応力度は実験に伴って行われた引張試験の結果($\sigma_y=2953\text{kgf/cm}^2(290\text{N/mm}^2)$)を用いた。なお、初期降伏水平荷重 H_y の計算ではSS400材の公称降伏応力度($\sigma_y=2400\text{kgf/cm}^2(235\text{N/mm}^2)$)を用いた。実験と解析の荷重-変位履歴曲線の比較を図-4に示す。図より明らかなように、第3ループまでの履歴については、解析結果は実験結果と比較的に良く一致しているが、その後2~3ループについては解析結果は実験結果と比較して早めにピークに達している。これは等方硬化則の降伏曲面の拡大による影響と考えられる。しかし、その後最大振幅域に近づくに従って解析結果は実験結果の履歴に漸近している。また、最大水平耐力力については、解析結果(63 tonf(618kN))は実験結果(61 tonf(598kN))と

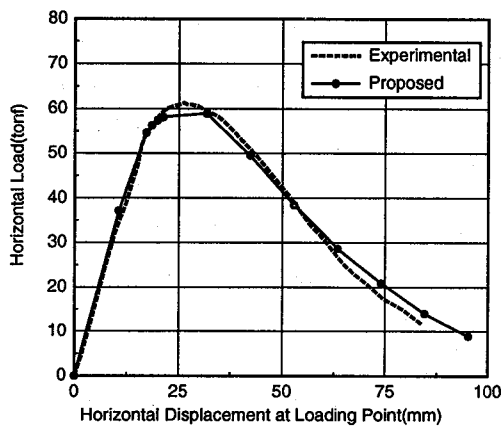


図-5 包絡線の比較

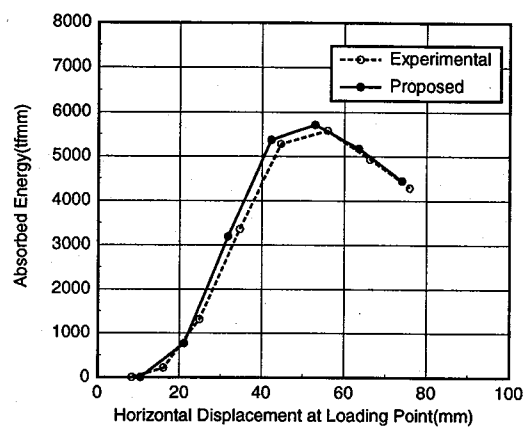


図-6 吸収エネルギーの比較

よく一致している。図-5に包絡線の比較を示す。図より明らかなように、解析結果は全領域にわたって実験で得られた包絡線をよく再現できているものと思われる。次に、図-6に吸収エネルギーの比較を示す。なお、吸収エネルギーは、荷重-変位履歴曲線における1ループごとの面積で求めた。図より明らかなように、解析から得られた吸収エネルギーは、実験結果を精度良く表現していると考えられる。最後に、載荷部変位 $+3\delta_y$ 、 $+6\delta_y$ での全体の変形モードを図-7に、基部付近での変形状態を図-8に示す。実験においては基部付近で象の足座屈が生じている。これらの図より明らかなように、解析結果は実験で見られた象の足座屈を再現できているが、その突出位置、突出量については僅かに異なっている。以上の比較結果より、本解析法は、局部座屈の生じた鋼製円筒橋脚の荷重-変位履歴曲線、最大水平耐力、吸収エネルギー及び変形モードについて、実験結果を精度良く再現できるものと判断した。

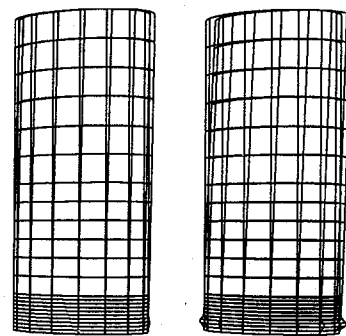
4. パラメトリック解析

鋼製円筒橋脚の耐履歴載荷性能についてのデータ蓄積に寄与するため、パラメトリック解析を行った。解析モデルは、図-1に示すような一定軸力を載荷した状態にある一端固定、他端自由の鋼製円筒橋脚であり、図-3に示すように水平荷重を準静的に載荷した。実鋼製橋脚では軸力比は $P/P_y=0.1\sim0.2$ の範囲にあるので、解析では軸力比を $P/P_y=0.15$ と固定し¹⁾、鋼製円筒橋脚の耐履歴載荷性能に影響を及ぼすと思われる径厚比パラメータ R_t 及び細長比パラメータ λ を種々変化させて数値解析を行った。解析に用いた構造諸元及びパラメータの変動範囲を表-1に示す。なお、径厚比パラメータ及び細長比パラメータは次式で定義される。

$$R_t = \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{t} \left(r + \frac{t}{2} \right) \frac{\sigma_y}{E} \quad (3)$$

$$\lambda = \frac{4h}{\sqrt{R^2 + r^2}} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (4)$$

ここで、 ν はポアソン比、 r は内径、及び R は外径である。なお、パラメータの変動範囲は鋼製橋脚の実績調査結果²²⁾²³⁾に基づいて決定した。鋼製橋脚の実績調査結果によれば、



(a) $+3\delta_y$ (b) $+6\delta_y$

図-7 変形モード

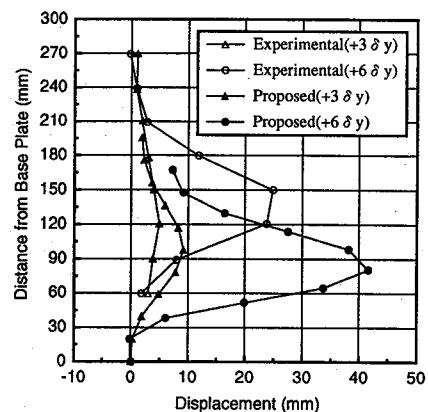


図-8 基部近傍の変形量の比較

表-1 解析パラメータ及び変動範囲

	単位	値
鋼材		SS400
ヤング係数E	N/mm ²	2.06×10^5
降伏応力 σ_y	N/mm ²	235.0
外径R	cm	45.0
軸力比 P/P_y	—	0.15
細長比パラメータ λ	—	0.126~0.366
径厚比パラメータ R_t	—	0.064~0.112

細長比パラメータの値は $0.1 < \lambda < 0.8$ の広範囲に分布しているが、 $\lambda=0.2 \sim 0.3$ 付近で比較的多く実橋脚として用いられている。一方、径厚比の値は $R/t=30 \sim 40$ で実鋼製円筒橋脚として多く使用されている。なお、鋼構造物設計指針²⁴⁾における径厚比パラメータの適用範囲は $R_t=0.0 \sim 0.355$ である。

実鋼製橋脚に用いられている鋼板を冷間加工し母線方向に溶接して作られる製作管においては、溶接により残留応力度が発生することが知られている。そこで先ず初めに残留応力度が鋼管の極限強度に及ぼす影響を検討するため、径厚比 $r/t=37.5$ を有する鋼管に純曲げ単調増加荷重のみが作用する場合について、残留応力を有する場合と有し無い場合について解析を行った。解析に用いた残留応力度分布形状を図-9に示す²³⁾。なお、解析は、溶接線の位置が最大圧縮側に有る場合 (Case A) と最大引張側に有る場合 (Case B) の二通りについて行った。解析より得られた曲げモーメントと平均曲率の関係を図-10に示す。図から明らかなように、残留応力を有する場合は、残留応力を有し無い場合に比較して、最大荷重に達する前に剛性が僅かではあるが低下しているが、極限強度については両者の間でさほど顕著な差異は見られない。なお、柱頂部の鉛直方向に一定軸力と正負の繰り返し水平荷重を受ける鋼製円筒橋脚についても、残留応力が極限強度に及ぼす影響はほとんどないと報告がある²⁵⁾。そこで残留応力度が鋼管の極限強度に及ぼす影響は小さいものと考え、以後のパラメトリック解析では残留応力は考慮しなかった。

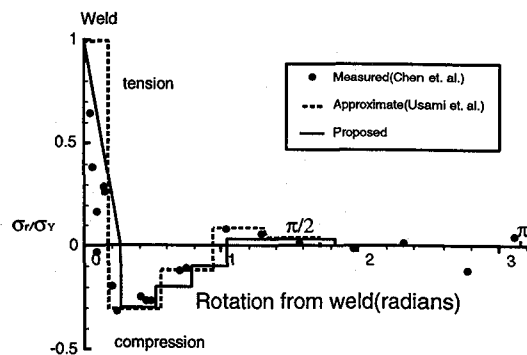


図-9 残留応力度分布

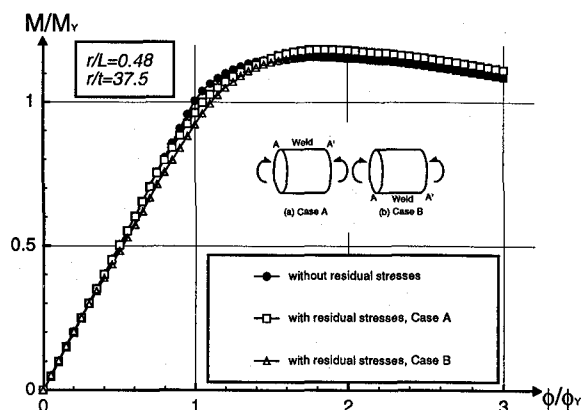


図-10 荷重-変位曲線 (単調増加載荷)

4.1 径厚比パラメータの影響

細長比パラメータを $\lambda=0.233$ に固定し、径厚比パラメータを $R_t=0.0644 \sim 0.1123$ と変化させて解析した結果を図-11に示す。図から明らかなように、径厚比パラメータが小さくなるに従って、最大水平耐荷力は増大しており、また、最大水平耐荷力に対応する水平変位 δ/δ_y も大きくなっている。次に、吸収エネルギーと載荷部変位の関係を図-12に示す。図より明らかなように、吸収エネルギーの最大点に対応する δ/δ_y の値は、径厚比パラメータが小さいほど、大きくなっている。吸収エネルギーピーク点以降の吸収エネルギーの減少の割合は、いずれの場合もほとんど同じである。最後に、最大水平耐荷力と径厚比パラメータの関係を図-13に示す。図中、■が解析結果である。図から明らかな

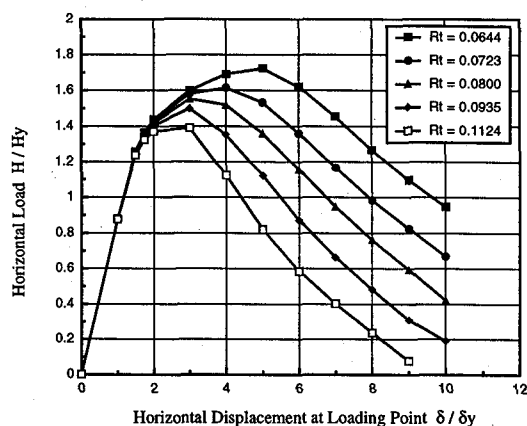


図-11 包絡線 (径厚比パラメータの影響)

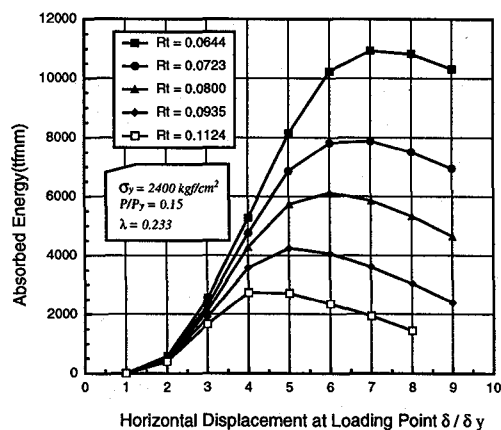


図-12 吸収エネルギー (径厚比パラメータの影響)

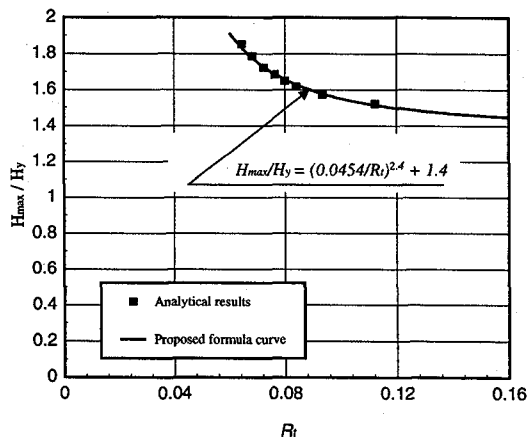


図-13 最大水平荷重と径厚比パラメータの関係

ように、径厚比パラメータが大きくなるに従って、最大水平耐力力は低下している。なお、本解析で考慮したパラメータの変動範囲内の解析モデルでは、全て基部付近で象の足座屈モードが見られた。

4.2 細長比パラメータの影響

径厚比パラメータを $R_t=0.0935$ に固定し、細長比パラメータを $\lambda=0.1257 \sim 0.3662$ と変化させて解析した結果を図-14に示す。図より明かなように、細長比パラメータの減少に伴い、僅かではあるが、最大水平耐力力の上昇がみられる。最大水平荷重載荷時の変位 δ/δ_y は、細長比パラメータが小さくなるに従って、大きくなっている。吸収エネルギーと載荷部変位の関係を図-15に示す。図より明かなように、吸収エネルギー最大点に対応する変位 δ/δ_y の値は、細長比パラメータが小さいほど、大きくなっている。また、吸収エネルギーピーク点以降の吸収エネルギーの減少の割合は、細長比パラメータが大きくなるに従って、顕著となる。次に、最大水平耐力力と細長比パラメータの関係を図-16に示す。図から明かなように、細長比パラメータが大きくなるに従って、僅かではあるが最大水平耐力力は減少しているが、本解析で適用したパラメータの変動範囲内では、その差は最大で4%程度であった。なお、解析対象モデルでは、基部付近で全て象の足座屈モードが見られた。

4.3 最大水平耐力力実用算定式の提案

ここでは前節で示したパラメトリック解析結果に基づいて鉛直方向に一定軸力が作用し、柱頂部に正負の繰返し水平荷重を受ける鋼製円筒橋脚の最大水平力 (H_{max}/H_y) の実用算定式の提案を行う。パラメトリック解析結果より、径厚比パラメータが大きくなるに従って最大水平力は低下するが、細長比パラメータが最大水平力に及ぼす影響は僅かであった。そこで弾塑性有限変位解析で得られた最大水平力と径厚比パラメータの関係を図-13に示すようにプロットし、最小二乗法を用いて近似曲線を求めた。解析結果について種々の関数を用いて近似した結果、式(5)に示すように、べき乗近似が良い精度を示したので、本研究では、これを近似曲線として採用した。

$$\frac{H_{max}}{H_y} = \left(\frac{0.0454}{R_t} \right)^{2.4} + 1.4 \dots\dots\dots(5)$$

$$(0.06 < R_t < 0.16, \quad 0.12 < \lambda < 0.37)$$

式(5)より得られた結果は図-13に実線で示してある。図から明かなように、式(5)は本解析結果と良く一致している。ここで提案した最大水平力算定式の精度を確認するため、表-2に示す既公表された実験結果と本提案式の値の比較を行った。既往の実験結果と本提案式による結果の比較を表-2及び図-17に示す。図-17から明かなように、実験結果はかなりばらついているが、本提案式はほぼ平均値に近い値を与えている。なお、ここで提案した最大水平力算定式の値と実験結果の比の平均値は1.021であり、標準偏差は0.138であった。次に、本提案式と葛らによって提案され

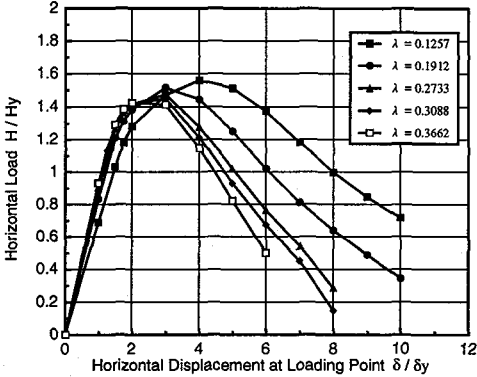


図-14 包絡線（細長比パラメータの影響）

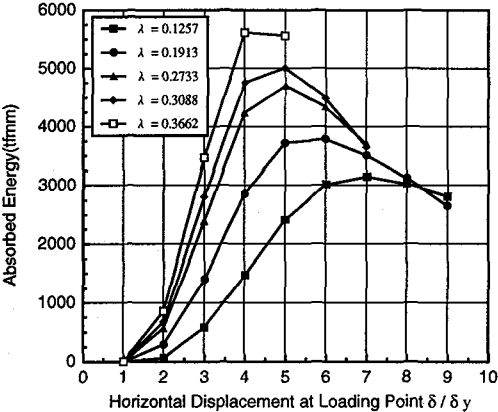


図-15 吸収エネルギー（細長比パラメータの影響）

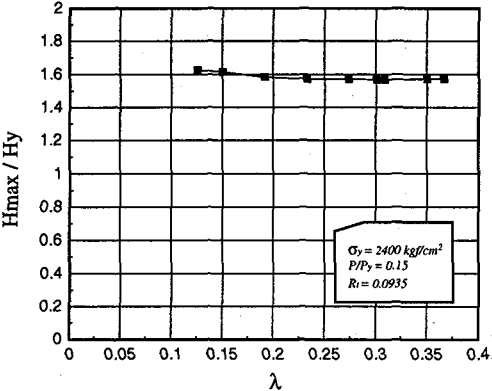


図-16 最大荷重と細長比パラメータの関係

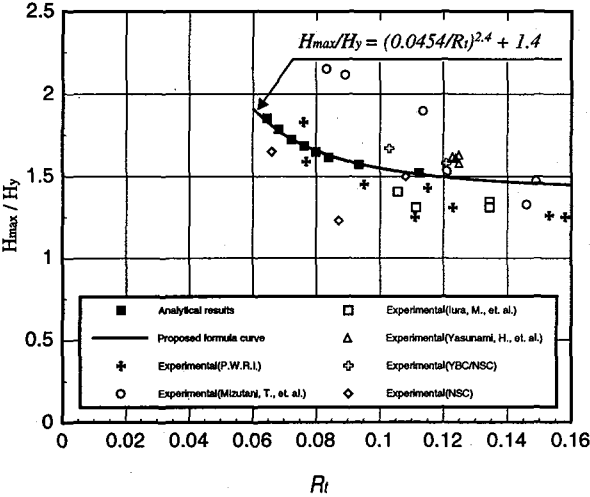


図-17 本最大水平力算定式の結果と実験結果の比較

表-2 既往の実験データ及び最大水平耐力算定式の結果と実験結果の比較

実験機関 (参考文献)	供試体	構造諸元及びパラメータ (実測)										実験結果		本提案式		葛らの提案式	
		2R (mm)	t (mm)	鋼種	σ_y (kgf/cm ²)	R_f	λ	$R_f \lambda$	$\frac{P}{R_f}$	H_y (tonf)	H_{max}^e (tonf)	$\frac{H_{max}^e}{H_y}$	$\frac{H_{max}^p}{H_y}$	$\frac{H_{max}^p}{H_{max}^e}$	$\frac{H_{max}^p}{H_y}$	$\frac{H_{max}^0}{H_y}$	$\frac{H_{max}^0}{H_{max}^e}$
建設省 土木研究所 (29)	No.6	900	16	SM490	3515	0.076	0.283	0.0215	0.137	85.9	157	1.83	1.690	0.923	1.532	0.837	
	No.8	900	9	SS400	2960	0.115	0.258	0.0297	0.122	42.4	60.7	1.43	1.507	1.054	1.433	1.002	
	T-7	900	16	SM490	3550	0.077	0.419	0.0323	0.130	60.5	96.0	1.59	1.681	1.057	1.412	0.888	
	No.29	900	9	SS400	3150	0.123	0.268	0.0330	0.199	40.9	53.7	1.31	1.491	1.138	1.406	1.073	
	KC-21	850	13	SM490Y	4392	0.111	0.325	0.0361	0.146	80.0	100.0	1.25	1.517	1.214	1.385	1.108	
	KC-23	850	13	SM490A	3734	0.095	0.300	0.0285	0.171	66.0	95.4	1.45	1.570	1.083	1.444	0.996	
	KC-3	850	13	SM570Q	6234	0.158	0.387	0.0611	0.111	118	148	1.25	1.450	1.160	1.287	1.030	
	M24	875	7	SS400	3128	0.153	0.270	0.0413	0.115	33.2	42.0	1.26	1.454	1.154	1.356	1.076	
新日本製鐵 愛知工業大学 (30)	AP25-00	300	6.1	SM570	6363	0.124	0.607	0.0753	0.0	14.3	22.9	1.61	1.490	0.909	1.258	0.781	
	AP25-15	300	6.1	SM570	6363	0.123	0.608	0.0748	0.106	12.7	20.7	1.62	1.491	0.920	1.259	0.777	
	AP25-15M	300	6.0	SM570	6363	0.125	0.607	0.0759	0.107	12.6	20.0	1.58	1.488	0.942	1.257	0.796	
	AP25-30	300	6.0	SM570	6363	0.125	0.607	0.0759	0.214	11.2	18.3	1.63	1.488	0.913	1.257	0.771	
横河ブリッジ 新日本製鐵 (30)	A1C-ST	680	9.1	SM490	3477	0.103	0.362	0.0373	0.138	28.8	47.9	1.67	1.540	0.922	1.378	0.825	
	A3C-ST	800	9.1	SM490	3477	0.121	0.307	0.0371	0.117	41.1	65.3	1.58	1.495	0.946	1.379	0.873	
新日本製鐵 (30)	R0-30a	300	4.5	SS400	3294	0.087	0.322	0.0280	0.25	5.6	6.8	1.23	1.610	1.309	1.449	1.178	
	R0-30b	300	4.5	SM490Y	4119	0.108	0.360	0.0389	0.16	7.4	11.1	1.50	1.525	1.017	1.369	0.913	
	R0-25	250	6.0	SM490Y	3997	0.066	0.429	0.0283	0.21	5.7	9.4	1.65	1.807	1.095	1.446	0.876	
東京電気大学 (9)	10-1	509	4.35	SS400	2940	0.134	0.200	0.0268	0.15	14.407	19.4	1.346	1.474	1.095	1.462	1.086	
	10-2	509	4.35	SS400	2940	0.134	0.200	0.0268	0.15	14.407	18.9	1.312	1.474	1.123	1.462	1.114	
	11-1	513	5.76	SS400	2970	0.105	0.203	0.0213	0.15	14.403	27.3	1.407	1.534	1.090	1.534	1.090	
	11-2	513	5.76	SS400	3130	0.111	0.208	0.0231	0.15	20.448	26.8	1.312	1.517	1.156	1.508	1.150	
名古屋大学 (31)	P10-1C	208	3.30	S45C	3660	0.088	0.395	0.0348	0.1	3.347	7.09	2.12	1.604	0.757	1.394	0.658	
	P10-2C	208	3.53	S45C	3660	0.089	0.396	0.0352	0.2	3.172	6.83	2.15	1.599	0.742	1.391	0.646	
	P12-1C	236	3.09	S45C	4090	0.125	0.430	0.0538	0.1	3.821	5.87	1.54	1.488	0.969	1.307	0.851	
	P12-2C	236	3.30	S45C	4090	0.117	0.430	0.0503	0.2	3.617	6.87	1.90	1.503	0.791	1.319	0.689	
	P17-1C	380	3.73	S45C	3680	0.148	0.372	0.0551	0.1	7.764	10.3	1.33	1.459	1.096	1.303	0.979	
	P17-1C	380	3.66	S45C	3680	0.151	0.372	0.0562	0.2	6.776	9.98	1.47	1.456	0.989	1.300	0.883	

(a) 本提案式

表-3 最大水平耐力算定式の結果と実験結果の比較

Rt	0.06-0.07	0.07-0.08	0.08-0.09	0.09-0.10	0.10-0.11	0.11-0.12	0.12-0.13	0.13-0.14	0.14-0.15	0.15-0.16	重み付き
標本数	1	2	3	1	3	4	7	2	1	3	27
平均値	1.095	0.990	0.936	1.083	1.010	1.054	0.962	1.109	1.096	1.100	1.021
変動係数	—	0.096	0.345	—	0.083	0.177	0.083	0.018	—	0.089	0.128

(b) 葛らの提案式

Rtλ	0.02-0.025	0.025-0.03	0.03-0.035	0.035-0.04	0.04-0.045	0.05-0.055	0.055-0.06	0.06-0.065	0.07-0.075	0.075-0.08	重み付き
標本数	3	6	4	4	1	2	2	1	1	3	27
平均値	1.026	1.042	0.932	0.814	1.076	0.770	0.931	1.020	0.777	0.783	0.924
変動係数	0.167	0.103	0.221	0.145	—	0.149	0.073	—	—	0.0166	0.128

た最大水平力算定式の比較を行う。葛らは構成則として修正二曲面モデルを用いて鋼製円筒橋脚の弾塑性有限変位解析を行い、解析結果に基づいて最大水平力算定式を径厚比パラメータと細長比パラメータの積 $R_f \lambda$ の関数として

$H_{max}/H_y = 0.02/(R_f \lambda)^{0.8} + 1.1$ で提案している¹⁷⁾。葛らの解析結果によれば、径厚比パラメータが大きい場合は細長比パラメータが最大水平力に及ぼす影響は小さいが、径厚比パラメータが小さい場合は多少差が見られる。葛らの提案した算定式による結果と実験結果の比較を図-18に示す。葛らの最大水平力算定式の値と実験結果の比の平均値は0.924、標準偏差は0.155であった。本提案式と葛らの提案した算定式の直接の比較は困難であるので、それぞれの算定式による結果と実験結果の比 (H_{max}^p/H_{max}^e , H_{max}^0/H_{max}^e) について、実験における強度パラメータ (R_f 、 λ) の変動区間を10等分程度に分割し、その区間に入るデータの平均値及び変動係数を算定して比較を行った。算定結果を表-3に示す。表に示したように、本提案式の重み付き平均値は1.021、重み付き変動係数は0.128であり、葛らの提案式の重み付き平均値は0.924、重み付き変動

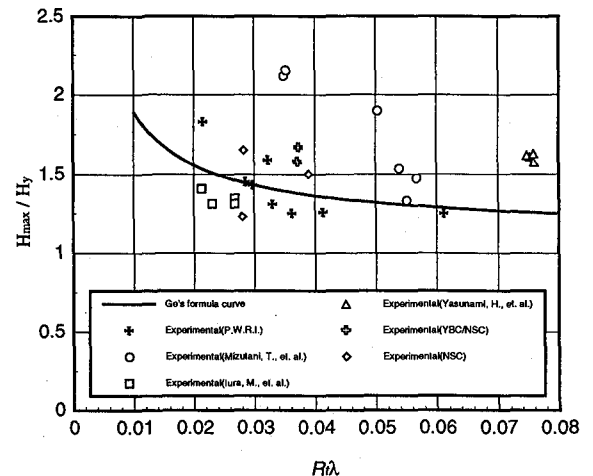


図-18 他で提案された最大水平力算定式の結果と実験結果の比較

係数は0.128であり、従って少なくとも既往実験で採用されたパラメータの範囲内では、径厚比パラメータのみで簡易算定する本提案式でも、ほぼ同等の精度が得られうと言えよう。

5. 劣化型復元力モデルの構築

新しい道路橋示方書の耐震設計編¹⁹⁾では、コンクリート

を充填しない鋼製橋脚の地震時保有水平耐力法による照査は、必要に応じて非線形動的解析を行って耐震性を判定するのがよいとされている。道路橋示方書の耐震設計編¹⁹⁾では、鋼製橋脚を頂部に集中質量を持つ1自由度のバネ・質点系にモデル化した非線形地震応答解析に用いられる復元力モデルとしてエネルギー一定則に基づいたバイリニアモデルの作成例が示されている²⁶⁾²⁷⁾。本研究ではパラメトリック解析により得られた結果に基づいて、鋼製橋脚の局部座屈による強度劣化と剛性劣化に主眼を置いた劣化型復元力モデルの構築を行った。図-19に本研究で採用した劣化型復元力モデルの概念図を示す。本劣化型復元力モデルでは、荷重が最大水平力に達するまでは弾性挙動を示すものとし、最大水平荷重点を超えると2次剛性が零のバイリニア挙動を示し、更に、水平変位が最大復元力限界変位 δ_m を超えると負の劣化勾配を進み復元力が低下し、また、非線形領域で一度低下した最大復元力をそれ以後の繰り返し載荷では上回らないと仮定する。また、除荷の場合の剛性は初期剛性と同一とし、つり合い経路が劣化勾配を進み、復元力が零になった場合は破壊と見なす。従って本劣化型復元力モデルは繰り返し載荷又はそれに伴う局部座屈による構造物の剛性劣化と強度劣化を考慮する場合に適したモデルであると言えよう。本研究では、局部座屈による強度の劣化に伴う残留変位を適切に評価するため、また、より簡易的に動的解析が取り扱えるようにする為に、最大水平力に達するまでは弾性挙動を示し、更に水平変位が δ_m に達するまでは無剛性のバイリニア挙動を示すものと仮定した。以下に、解析で得られた図-20に示す無次元表示した荷重-変位履歴曲線から劣化型復元力モデルを作成する方法を示す。

- 荷重が最大水平力に達するまでは弾性挙動を示すものとし、初期剛性 (K_i) より得られる弾性直線の延長線が最大水平力 (線形限界荷重) と交わる点① (又は⑤) の座標を求める。
- 第一象限 (または第三象限) の包絡線を描き、包絡線の劣化勾配 (K_d) を最小自乗法を用いて直線近似して求める。
- (b) で求めた劣化剛性を示す直線近似式と、点① (又は⑤) を通り横軸に平行な直線の交点② (又は⑥) の横座標値 δ_m を求める。 δ_m を限界変位と定義する。
- (b) で求めた直線式と横軸の交点③ (又は⑦) の座標を求める。
- δ_m の値より点④ (又は⑧) の座標を求める。
- 以上の手順により求めた8点を結び骨格曲線とする。以上示した方法に従って、すべての解析モデルについて劣化型復元力モデルの作成を行った。それぞれの解析モデルの無次元表示した初期剛性、劣化剛性、線形限界荷重及び限界変位等の値を表-4に示す。表から明らかなように、図-20に示す最大応答変位点[③と⑦]の値の絶対値の差は、最大でも10%程度であることから、本研究では、復元モデルの使用性を重視して正負対称の劣化型復元力モデルを採用することにした。本研究では、以上示した(1)初期剛性、(2)

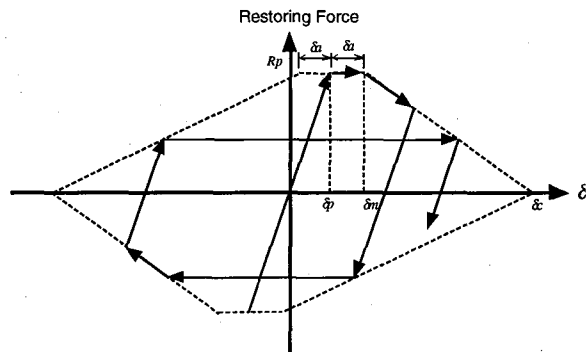


図-19 劣化型復元モデルの概念図

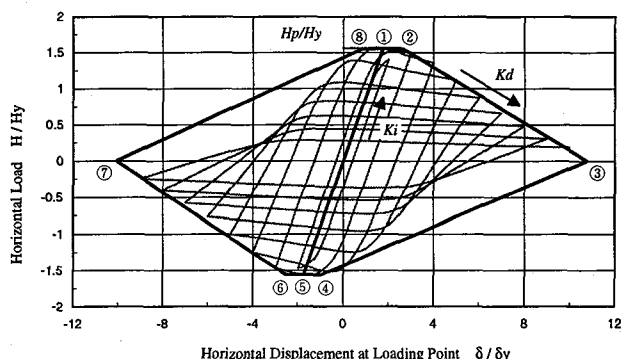


図-20 劣化型復元モデル作成例

線形限界荷重、(3)劣化勾配、及び(4)限界変位の4項目と径厚比パラメータ及び細長比パラメータの関係を定式化し、その4つの式を組み合わせることにより、劣化型復元力モデル簡易算定式の提案を行う。なお、簡易算定式の適用範囲は、 $R_f=0.06 \sim 0.16$ 及び $\lambda=0.12 \sim 0.37$ である。

表-4に示すように、非線形解析結果より得られた初期剛性は、せん断変形及び鋼管の面外変形等の影響により曲げ変形のみを考慮した1次理論より得られた初期剛性より低下している。径厚比パラメータと初期剛性の関係を図-21に、細長比パラメータと初期剛性の関係を図-22にそれぞれ示す。これらの図から明らかなように、初期剛性は、径厚比パラメータが変化しても、ほぼ一定の値を示している。他方、細長比パラメータが小さくなるに従って、初期剛性は低下している。そこで、初期剛性と細長比パラメータの関係を図にプロットし、最小二乗法を用いて近似曲線を求めた結果、次式を得たので、本研究ではこれを近似曲線として採用した。

$$K_i = 1.0 - \left(\frac{0.056}{\lambda} \right)^{1.46} \dots\dots\dots (6)$$

式(6)より得られた結果は図-22に実線で示してある。図より明らかなように、式(6)は初期剛性を精度良く評価している。次に、本研究では、線形限界荷重として、式(5)で与えた最大水平力の値を用いることにした。すなわち、

$$\frac{H_p}{H_y} = \left(\frac{0.0454}{R_f} \right)^{2.4} + 1.4 \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 H_p/H_y は線形限界荷重である。次に、表-4から明らかなように、非線形解析結果より得られた劣化勾配は、径

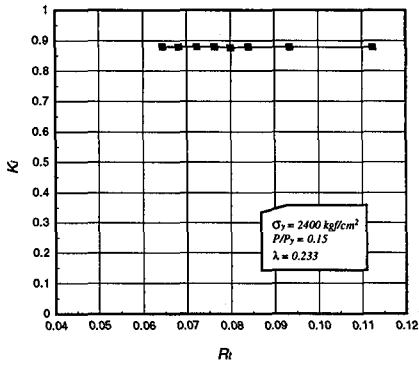


図-21 初期剛性と径厚比パラメータの関係

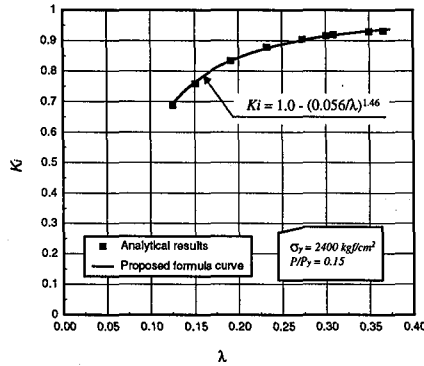


図-22 初期剛性と細長比パラメータの関係

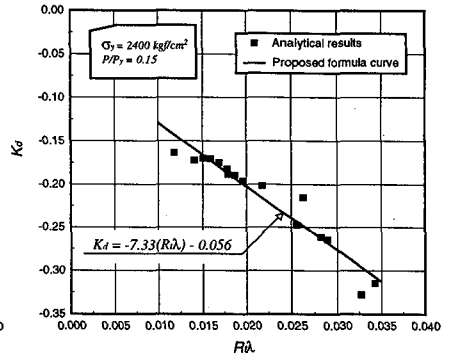


図-23 劣化勾配とRλの関係

厚比パラメータ或いは細長比パラメータが増加するに従って、負の方向に増大している。そこで、本研究では径厚比パラメータと細長比パラメータの積と劣化勾配の関係を図-23に示すようにプロットして近似曲線を求め、これを劣化勾配の近似式として採用した。図-23に示した結果に最小二乗法を適用すると、劣化勾配は径厚比パラメータと細長比パラメータの積の一次関数として次式のように表すことができる。

$$K_d = -7.33(R\lambda) - 0.056 \quad (8)$$

なお、式(8)より得られた結果は図-23に実線で示してある。非線形解析結果より得られた限界変位は、表-4から明らかなように、径厚比パラメータ或いは細長比パラメータが増加するに従って減少している。図-24に限界変位とRλλの関係を示す。図-24に示した結果に最小二乗法を用いて近似曲線を求めた結果、次式を得たので、本研究ではこれを近似曲線として採用した。

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \left(\frac{0.146}{R\lambda} \right)^{0.571} \quad (9)$$

なお、式(9)より得られた結果は図-24に実線で示してある。式(6)、式(7)、式(8)及び(9)に示した提案式を用いて作成した劣化型復元力モデルと解析結果より直接得られた劣化型復元力履歴の比較の一例を図-25に示す。図より明らかなように、提案式を用いて作成した劣化型復元力モデルは、解析より直接得られた結果とよい一致を見ている。

本研究で提案した劣化型復元力モデルの妥当性を検証するため、建設省土木研究所で行われた鋼製円筒橋脚供試体に関するハイブリッド地震応答実験結果³²⁾との比較を行った。実験に用いられた供試体(A1C)は、高さ $h=307.3\text{cm}$ 、外径 $R=34.0\text{cm}$ 、板厚 $t=0.9\text{cm}$ の鋼管柱である。動的解析では、供試体下端を完全固定支持とし、供試体を頂部に集中質量を持つ1自由度のバネ-質点系モデルに置き換え、繰り返し載荷実験より得られた図-27に示す履歴曲線より劣化型復元モデルを作成し、これを用いて非線形地震応答解析を行った。入力地震波としては、実験と同様に図-26に示す神戸海洋気象台で記録された南北方向成分地震波とI種地盤の動的解析用地震波を用いた。本解析に用いた劣化型復元モデルを図-27に破線で示す。動的応答解析で得ら

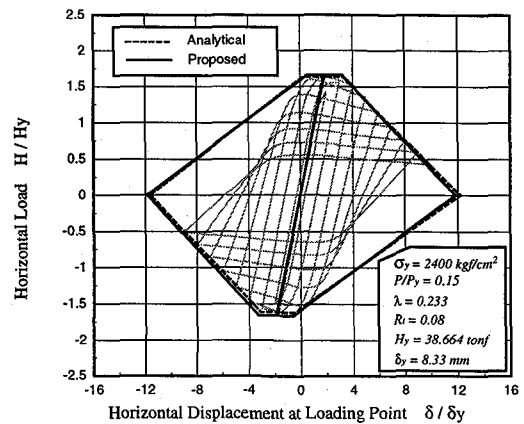


図-25 提案式と解析結果の比較

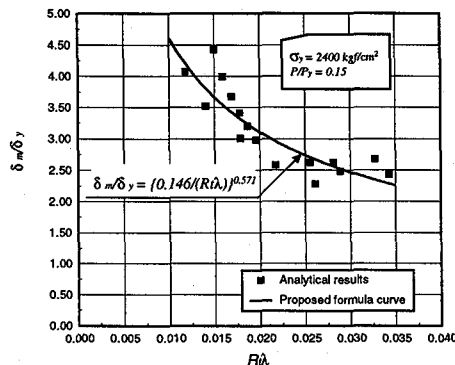


図-24 限界変位とRλλの関係

表-4 劣化型復元力モデル諸数値

径厚比パラメータ $R\lambda$	細長比 パラメータ λ	初期 剛性 K_i	②→③ の傾き K_d	⑥→⑦ の傾き K_d	①、⑥の 縦座標 H_p/H_y	②の 横座標 δ_m/δ_y	⑥の 横座標 δ_m/δ_y	③の 横座標 δ_c/δ_y	⑦の 横座標 δ_c/δ_y
0.064	0.233	0.8800	-0.1706	-0.1696	1.8539	4.587	-4.267	15.573	-14.933
0.068	0.233	0.8798	-0.1674	-0.1738	1.7866	3.989	-4.000	15.573	-14.186
0.072	0.233	0.8795	-0.1744	-0.1756	1.7233	3.940	-3.413	13.973	-13.120
0.076	0.233	0.8793	-0.1779	-0.1864	1.6841	3.550	-3.280	12.960	-12.160
0.080	0.233	0.8761	-0.1865	-0.1928	1.6478	3.307	-3.093	12.224	-11.627
0.084	0.233	0.8789	-0.1941	-0.1984	1.6154	3.168	-2.800	11.600	-10.960
0.093	0.232	0.8786	-0.1968	-0.2063	1.5719	2.640	-2.528	10.752	-10.080
0.112	0.232	0.8779	-0.2191	-0.2113	1.5204	2.640	-1.920	9.360	-9.120
0.093	0.126	0.6888	-0.1641	-0.1627	1.6248	4.160	-4.000	14.080	-13.973
0.093	0.150	0.7593	-0.1682	-0.1763	1.6144	3.733	-3.307	13.333	-12.480
0.093	0.191	0.8344	-0.1861	-0.1906	1.5841	3.056	-2.960	11.600	-11.200
0.093	0.233	0.8786	-0.1968	-0.2063	1.5719	2.608	-2.560	10.560	-10.160
0.093	0.273	0.9048	-0.2467	-0.2485	1.5714	2.768	-2.480	9.120	-8.800
0.093	0.301	0.9165	-0.2599	-0.2621	1.5685	2.768	2.480	8.800	-8.400
0.093	0.309	0.9193	-0.2614	-0.2670	1.5673	2.640	-2.320	8.560	-8.160
0.093	0.350	0.9297	-0.3374	-0.3182	1.5714	2.880	-2.480	6.768	-7.440
0.093	0.366	0.9325	-0.3065	-0.3225	1.5721	2.480	-2.384	7.680	-7.248

れた時刻歴応答変位を図-28に、復元力と変位の関係を図-29に、それぞれ示す。なお、減衰定数は $h=0.05$ として解析を行った。図-28の時刻歴応答変位から明らかなように、本劣化型復元モデルを用いた解析結果は、入力地震波が神戸海洋気象台記録波の場合は最大応答変位について実験結果を良く評価しているが、残留変位に多少差が見られる。他方、I種地盤の動的解析用地震波の場合、本解析結果は実験結果を精度良く再現できている。図-28から明らかなように、入力地震波が神戸海洋気象台記録波の場合、本解析結果は強震により応答変位が限界変位を越え復元力が多少低下することを示しているが、急激な強度の低下は見られず、その傾向は実験結果と一致している。

以上の結果より、式(6)、式(7)、式(8)及び式(9)の提案式を用いて作成した劣化型復元力モデルは、円形断面を有する鋼製橋脚の局部座屈の動的影響をよく評価し得ると言えよう。

6. 阪神・淡路大震災で被災した鋼製円筒橋脚の耐履歴載荷性能について

阪神・淡路大震災で実際に被災した鋼製円筒橋脚について、まず初めに鋼製円筒橋脚をアイソパラメトリックシェル要素でモデル化し、準静的繰返し水平荷重を載荷し弾塑性有限変位解析を行った。次に、弾塑性有限変位解析で得られた履歴曲線より変断面を有する劣化型復元モデルを作成し、鋼製円筒橋脚を1質点のパネー質点系にモデル化し、非線形地震応答解析を行い、これらの解析結果に基づいて震災で被災した実鋼製円筒橋脚の耐履歴載荷性能について検討を行った。解析の対象とした鋼製円筒橋脚は、図-30(a)に示す阪神高速神戸線の鋼製円筒橋脚(P-584海側)である。本橋脚は、図-30(b)に示すように橋脚の中間位置で、提灯座屈形状を示し、その座屈部分で全断面に破断クラックが発生している。この橋脚は破断面から山側に脚頭変位約 $H/60$ 大きく傾いており、支持能力を失っているが、上部構造が連続形式であるため、落橋には至っていない。座屈位置は、ダイヤフラム間の中間で、板厚が21mmと28mmと変化した溶接部のすぐ上部である。その部分の径厚比は52であり、材質はSS400材である⁸⁾²⁸⁾。

6.1 準静的履歴載荷応答解析

解析の対象とした本橋脚は、下部内側に中詰めコンクリートが打設されているが、本解析ではこれを剛体と考え、図-30(c)に示すように中詰めコンクリート上端から橋脚頂部までをモデル化し、モデル下端(中詰めコンクリート上端)を完全固定支

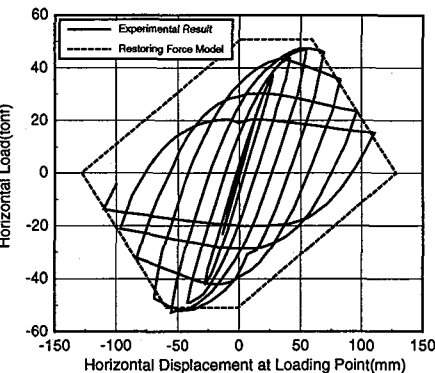
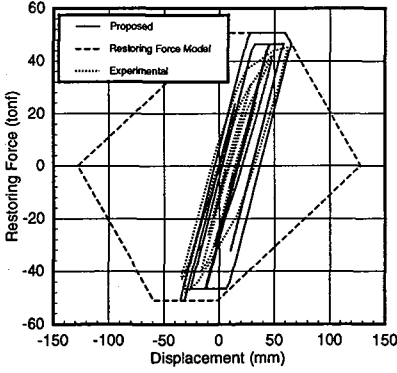
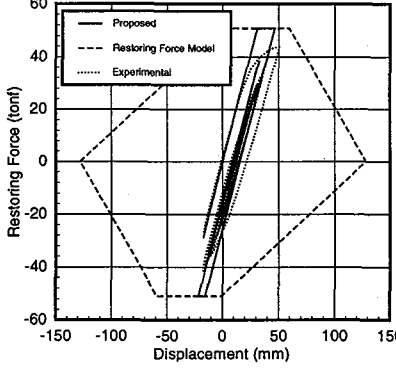


図-27 水平荷重-水平変位履歴曲線

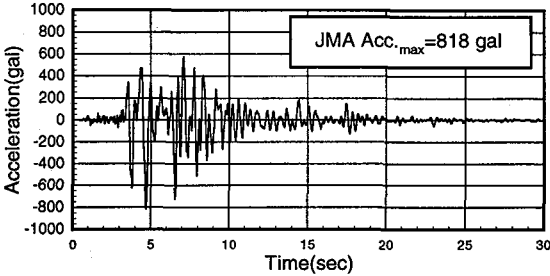


(a)入力波：神戸海洋気象台記録波

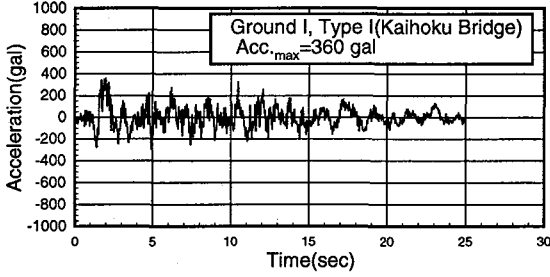


(b)入力波：I種地盤動的解析用地震波

図-29 復元力-変位関係

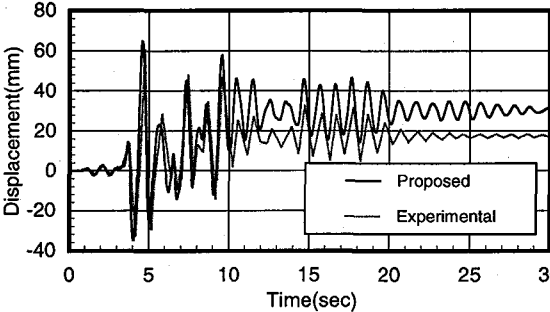


(a) 神戸海洋気象台：南北方向加速度波形

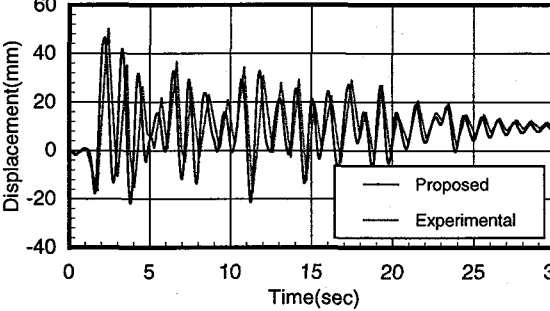


(b) I種地盤，タイプI加速度波形

図-26 ハイブリッド地震応答実験に用いられた入力地震波



(a) 入力波：神戸海洋気象台記録波



(b) 入力波：I種地盤，タイプI動的解析用地震波

図-28 時刻歴応答変位

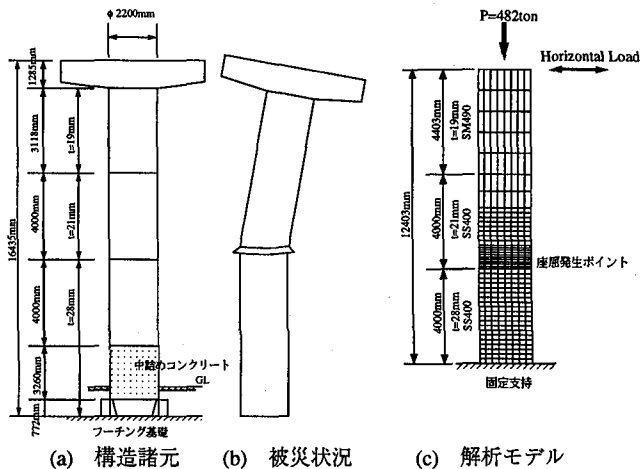


図-30 鋼製円筒橋脚 (P584海側)

持、橋脚上部を自由とした。解析では、対称性を考慮して橋脚の1/2部分を解析対象とした。一方、橋脚頂部には橋桁からの載荷重 $P=482\text{ton}$ (4724kN , $P/P_y=0.14$) を一定軸力として負荷し、図-3に示す正負の準静的繰り返し水平荷重を載荷して数値解析を行った。なお、初期降伏水平変位 δ_y 及び初期降伏水平荷重 H_y は、降伏応力度として公称値 (SS400材: $\sigma_y=24\text{kgf/mm}^2$ (235N/mm^2), SM490材: $\sigma_y=28\text{kgf/mm}^2$ (274N/mm^2)) を用いて式(1)及び式(2)より算出した。

解析で得られた水平荷重-水平変位履歴曲線を図-31に、水平荷重-水平変位履歴曲線に基づいて得られた包絡線を図-32に示す。これらの図から明らかなように、本解析モデルでは、最大耐力力に達したのち、急激に剛性が低下し、水平変位が $+7\delta_y$ で崩壊に至っており、その時の復元力は最大水平耐力力の約1/5程度まで低下している。次に、水平荷重-水平変位履歴曲線の各ループで囲まれた面積で評価した吸収エネルギーと各ループの載荷部最大水平変位の関係を図-33に示す。図から明らかなように、本解析モデルでは、吸収エネルギーはピークに達したのち急激に低下しており、ピーク点以後の吸収エネルギーの伸びは見られず、崩壊に至っている。最後に、図-34に最大荷重 ($H_{\max}$) 載荷時、及び載荷部水平変位が $+4\delta_y$, $+5\delta_y$ の橋脚の変形図を示す。これらの図から明らかなように、本解析モデルでは、板厚が21mmと28mmと変化した溶接部の少し上部で局部座屈が発生し、載荷部の水平変位の増加に伴って、局部座屈発生断面の上部の橋脚部分が側方に大きく傾いている。これは阪神・淡路大震災で実際に被災した実鋼製円筒橋脚

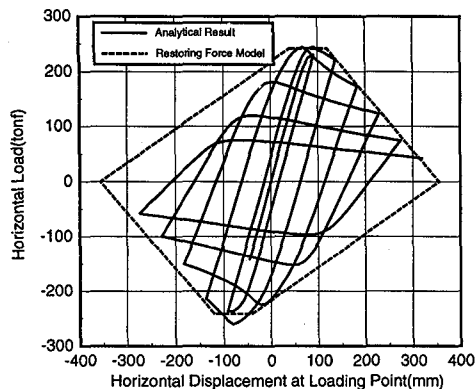


図-31 水平荷重-水平変位履歴曲線

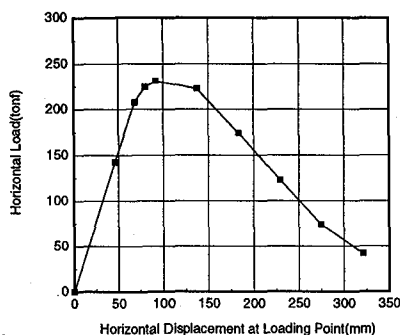


図-32 包絡線

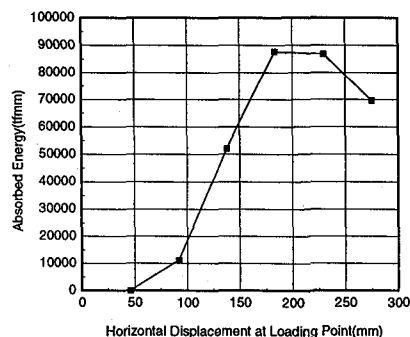


図-33 吸収エネルギーと載荷部水平変位の関係

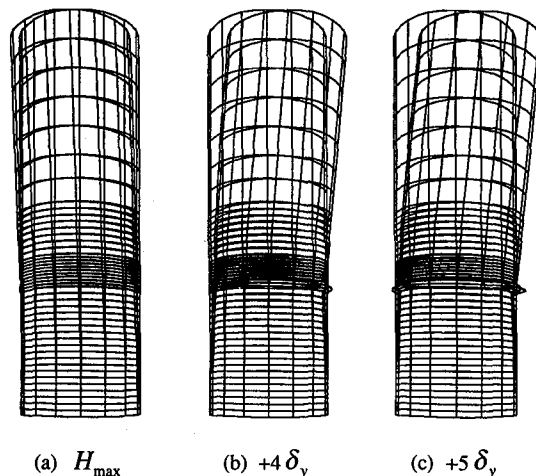


図-34 変形モード

(P-584海側)の被災状況と酷似している。なお、最大荷重載荷時には、すでに局部座屈は発生しており、局部座屈発生部分の面外変形量の増大に伴って剛性が低下している。

これらの結果から、本橋脚は、板厚変化点近傍で局部座屈が発生し、局部座屈発生部の突出変形量の増大に伴って急激に剛性が低下し、エネルギー吸収能を十分発揮することなく脆性的に崩壊に至ったものと考えられる。

6.2 地震応答解析

前節に示した弾塑性有限変位解析で得られた履歴曲線及び包絡線より、震災で被災した実鋼製円筒橋脚 (P-584海側) の劣化型復元モデルを作成し、これを用いて非線形地震応答解析を行った。解析では橋脚下端 (中詰めコンクリート上端) を完全固定支持とし、橋脚を頂部に集中質量を持つ1自由度のパネー質点系モデルに置き換えた。解析に用いた劣化型復元モデルを図-31に破線で示す。入力地震波としては、図-26に示す神戸海洋気象台で記録された南北方向加速度波形成分を用いた。なお、中詰めコンクリート上端から橋脚頂部までをモデル化した場合の本解析モデルの固有振動数は 1.23Hz である。

動的応答解析で得られた時刻歴応答変位及び復元力と変位の関係を図-35に示す。なお、減衰定数は $h=0.01$ として解析を行った。図から明らかなように、応答変位は地震波入力後3秒程度までは線形挙動を示しているが、約4秒後に激震により急激な変位応答を示し、復元力は最大耐力力の約1/3程度まで低下している。なお、最大応答変位は 286mm 、

残留変位は240mmであった。本解析結果との比較のため、中村によって行われた軸対称要素を用いた動的弾塑性座屈解析⁸⁾によって得られた時刻歴応答変位を図-36に示す。本解析結果と比較して残留変位に多少の差が見られるものの、総括的に良い一致を見ていると言えよう。次に、比較のため復元力モデルとして最大水平荷重までは線形とし、それを超えると無剛性と仮定したバイリニアモデルを用いて動的応答解析を行った。動的応答解析で得られた時刻歴応答変位及び復元力と変位の関係を図-37に示す。図から明らかのように、バイリニアモデルを用いた場合は、当然のことであるが、復元力最大値は常に一定で低下せず、また、残留変位(180mm)は実挙動と比較しても小さな値を示している。

7. 結論

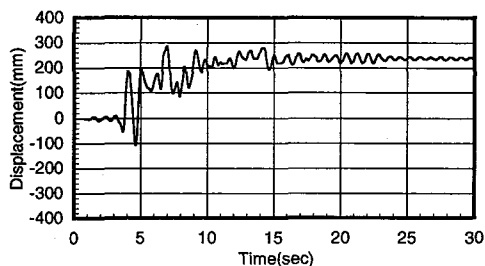
本研究では、鋼製円筒橋脚の耐履歴載荷応答特性に関する資料を提供するため、鋼製円筒橋脚をアイソパラメトリックシェル要素でモデル化し、増分理論に基づいた弾塑性有限変位解析を行った。なお、解析法の妥当性を確認するため、他で行われた実験結果と本解析結果の比較を行い、本解析により繰り返し水平荷重を受ける鋼製円筒橋脚の実験で得られた荷重-変位履歴曲線、最大耐力力、吸収エネルギー及び変形モードを精度良く評価できることを示した。又、鋼製円筒橋脚の耐履歴載荷性能に影響を及ぼすと考えられる因子を種々変化させてパラメトリック解析を行い、これらの因子が耐履歴載荷性能に及ぼす影響を検討した。更に、これらの検討結果に基づき、橋脚の非線形動的応答解析に用いられる局部座屈による強度劣化の影響を考慮した劣化型復元モデルの簡易算定式の提案を行い、ハイブリッド地震応答実験結果との比較を行った。最後に、阪神・淡路大震災で実際に被災した鋼製円筒橋脚について、柱頂部に正負の繰り返し水平荷重を準静的に載荷した弾塑性有限変位解析を行い、更に、それより得られた劣化型復元モデルを用いて阪神・淡路大震災の地震動に対する1質点系非線形動的応答解析を行い、その耐履歴載荷性能を検討した。本研究によって得られた主な結論をまとめると、以下のようなになる。

(1) 繰り返し水平荷重を準静的に載荷した鋼製円筒橋脚をアイソパラメトリックシェル要素でモデル化し、材料構成則として等方硬化則を用いた弾塑性有限変位解析結果は、象の足座屈が生じた鋼製円筒橋脚の最大耐力力及び履歴曲線を実用上十分な精度で評価できる。

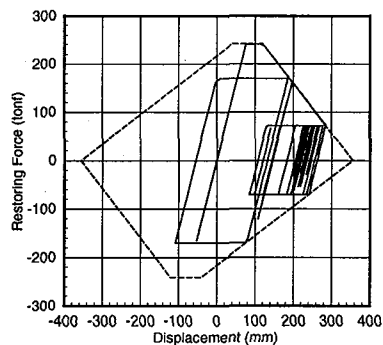
(2) 繰り返し水平荷重を準静的に載荷した鋼製円筒橋脚では、径厚比パラメータが小さいほど、最大水平耐力力は増大し、最大水平耐力力対応変位及び吸収エネルギー最大点対応変位は大きい。

(3) 繰り返し水平荷重を準静的に載荷した鋼製円筒橋脚では、細長比パラメータが小さいほど、最大耐力力対応変位、及び吸収エネルギー最大点対応変位は大きい。また、細長比パラメータが大きいほど、吸収エネルギー最大点以降の吸収エネルギーの減少の割合が顕著である。

(4) 本パラメトリック解析で考慮したパラメータの変動範囲内において、解析対象モデルでは、全て基部付近で象の



(a) 時刻歴応答変位



(b) 復元力-変位関係

図-35 劣化型復元力モデルを用いた動的解析結果

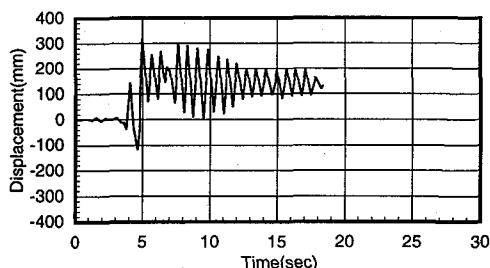
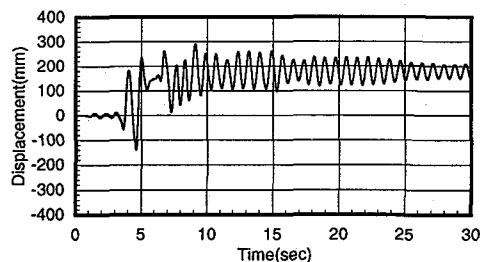
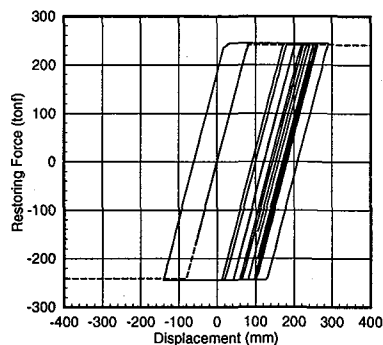


図-36 他で行われた解析結果(時刻歴応答変位)



(a) 時刻歴応答変位



(b) 復元力-変位関係

図-37 バイリニアモデルを用いた動的解析結果

足座屈が生じた。

(5) 一定軸力荷重を載荷した状態で柱頂部に正負の繰り返し水平荷重を準静的に載荷した鋼製円筒橋脚の最大水平耐力力の算定式を、式(5)のように提案した。

(6) 繰り返し水平荷重を受ける鋼製円筒橋脚の局部座屈による強度劣化の影響を考慮した劣化型復元力モデル簡易算定式を、式(6)、(7)、(8)及び(9)により提案した。

(7) 阪神・淡路大震災で実際に被災した鋼製円筒橋脚をモデル化し、準静的繰り返し水平荷重を載荷し弾塑性有限変位解析し、最大耐荷力に達したのち急激に剛性が低下し、エネルギー吸収能を十分発揮することなく崩壊に至る挙動を追跡した。

(8) 阪神・淡路大震災で実際に被災した鋼製円筒橋脚の劣化型復元モデルを作成し、これを用いて非線形地震応答解析(入力地震波:神戸海洋気象台南北方向成分)を行い、鋼製円筒橋脚は初期段階の激震により急激な変位応答を示し、復元力は最大耐荷力の約1/3程度まで急激に低下する挙動を再現した。

参考文献

- 1) 福本秀士 編: 座屈設計ガイドライン, 鋼構造シリーズ2, 土木学会, 1987.
- 2) Chen, W.F. and David, A. R.: Tests and of Fabricated Tubular Columns, Proc. ASCE, Vol.103, No.ST3, pp.619-634, 1976.
- 3) Gunawardena, S.R. and Usami, T.: An Elasto-Plastic Large Deformation Analysis of Compressed Cylindrical Shells with Initial Imperfections, Journal of Structural Mech. and Earthquake Eng., JSCE, No.416/I-13, pp.67-77, 1990.
- 4) Rizal, F. and Nara, S.: Ultimate Strength of Axially Compressed Short Cylindrical Steel Shell with Initial Defection, Journal of Structural Eng., JSCE, Vol.42A, pp.189-196, 1996.
- 5) 宇佐美勉, 青木徹彦, 加藤正宏, 和田匡央: 鋼管短柱の圧縮及び曲げ耐荷力実験, 土木学会論文集, No.416/I-13, pp.255-264, 1990.
- 6) 後藤芳顕, 張崇厚: 比較的厚肉の円筒殻における提灯座屈からダイヤモンド座屈への塑性分岐過程の解析, 土木学会論文集, No.416/I-13, pp.255-264, 1990.
- 7) Goa, S., Usami, T. and Ge, H.: Ductility of Steel Short Cylinders in Compression and Bending, Journal of Engineering Mechanics, Vol.124, No.2, pp.176-183, ASCE, 1998.
- 8) 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.
- 9) 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状態に関する研究, 土木学会論文集, No.556/I-38, pp.107-118, 1997.
- 10) 井浦雅司, 熊谷洋司, 小牧理: 繰り返し横力を受ける円形鋼製橋脚の強度と変形性能に関する研究, 土木学会論文集, No.598/I-44, pp.125-135, 1998.
- 11) 西川和廣, 山本悟司, 名取暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, No.42A, pp.975-986, 1996.
- 12) 三木千寿, Jorge MULLER, 佐々木哲也: 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, 土木学会論文集, No.605/I-45, pp.117-127, 1998.
- 13) 三木千寿, 休場裕子, 沖中知雄: 阪神大震災により円形断面鋼製橋脚に生じた脆性破壊の材料特性からの検討, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.45-53, 1999.
- 14) 安波博道, 寺田昌弘, 名取暢, 寺尾圭史, 西川和廣: 弾塑性FEMによる鋼管柱載荷実験のシミュレーション解析, 鋼構造論文集, Vol.3, No.9, pp.1-10, 1996.
- 15) 後藤芳顕, 王慶雲, 小畑誠, 高橋宣男: 繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の有限要素法解析と材料構成則, 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.209-216, 1997.
- 16) 後藤芳顕, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠: 繰り返し荷重下の有限要素法解析による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998.
- 17) 葛漠彬, 高聖彬, 宇佐美勉, 村松寿男, 安波博道: 鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, No.577/I-41, pp.181-190, 1997.
- 18) 安波博道, 名取暢, 村越潤: 動的応答解析に用いられる鋼管柱の復元力モデルについての検討, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.379-384, 1999.
- 19) 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.
- 20) Yabuki, T., Arizumi, Y. and Yashiro, S.: Ultimate Strength and Its Practical Evaluation of Cylindrical Steel Shell Panels under Various Compressions, Journal of Structural Mech. and Earthquake Eng., JSCE, No.489/I-27, pp.37-47, 1994.
- 21) 有住康則, 矢吹哲哉, 八代茂: 圧縮と曲げを受ける円筒パネルの極限強度に関する研究, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.337-348, 1995.
- 22) 中井博, 北田俊行, 河井章好, 酒造敏広, 吉川紀: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)(下), 橋梁と基礎, 1982.
- 23) 首都高速道路公団: 首都高速道路の鋼製橋脚, 鋼製橋脚の耐震設計法に関する研究会資料, 1995.
- 24) 土木学会: 鋼構造物設計指針, 1997.
- 25) 西村宣男, 池内智行, 谷口直子: 円形断面橋脚の最適補剛材寸法, 第2回鋼製橋脚の非線形数値解析と設計法に関する論文集, pp.63-68, 1998.
- 26) 依田照彦, 松尾礼子, 春日清志: 簡易非線形動的応答解析による鋼製橋脚の耐震性評価, 鋼製橋脚の非線形数値解析と設計法に関する論文集, pp.51-58, 1997.
- 27) 鈴木森品, 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.
- 28) 土木学会: 阪神・淡路大震災調査報告, 1996.
- 29) 建設省土木研究所 他: 道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(総括編), 1999.
- 30) 安波博道, 寺田昌弘, 青木徹彦, 山田将樹: 高張力鋼(SM570Q)鋼管柱の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.233-242, 1998.
- 31) 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, No.42A, pp.105-114, 1996.
- 32) 建設省土木研究所: 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木研究所資料第3583号, 1999.

(1999年9月17日受付)