

矩形鋼製橋脚の変形性能に関する載荷実験

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE DEFORMATION CAPACITY OF RECTANGULAR STEEL BRIDGE PIERS WITH STIFFENING PLATES

田嶋 仁志^{*}、半野 久光^{**}、池田 茂^{***}、奥 守^{****}

Hitoshi TAJIMA, Hisamitsu HANNO, Shigeru IKEDA and Mamoru KOSHI

^{*}首都高速道路公団 工務部設計技術課 (〒100 東京都千代田区霞が関 1-4-1 (日土地ビル))

^{**}首都高速道路公団 工務部設計技術課 (〒100 東京都千代田区霞が関 1-4-1 (日土地ビル))

^{***}住友重機械工業(株) 鉄構機器事業本部技術部 (〒141 東京都品川区北品川 5-9-11)

^{****}(株)宮地鐵工所 技術本部設計部設計開発課 (〒290 千葉県市原市八幡海岸通 3)

A series of cyclic loading tests were carried out to investigate the seismic properties of rectangular steel piers of highway bridges. All the test specimens showed an improvement in their ductility, together with an increase in their load carrying capacity. Retrofitting methods for existing piers using additional transverse stiffeners or additional flanges welded at the free edges of longitudinal stiffeners were proposed. Relationship between the stiffening plate panel width-thickness ratio R_f and the deformation capacity was fully investigated.

key words : ductility, elasto-plastic, local buckling, steel bridge pier, stiffening plate, cyclic loading test

1. はじめに

兵庫県南部地震によって多くの道路、鉄道、河川などさまざまな構造物が損傷を受けたが、高架道路橋を支持する鋼製橋脚においても補剛板の座屈などの損傷が見られた。それまで主として許容応力度法にもとづいて設計されてきた鋼構造物、特に鋼製橋脚にじん性を期待する設計法を取入れるべく、多くの機関などで、崩壊に至るまでの載荷試験が行われてきた。首都高速道路公団(以下首都公団)においても、供試体の繰返し載荷試験や関連する構造解析による研究をおこなった。また、平成8年11月に改訂された道路橋示方書(以下道示)の耐震設計法では、このような大地震にも抵抗できる強度とじん性を橋脚に要求している。

首都公団においては既設の橋脚の内、約30%である約2,200基の鋼製橋脚があり、これらの橋脚の耐震性検討、補強手法の検討が必要である。この検討にあたって、さまざまな構造からなる既設橋脚に適用できる耐震性検討、補強手法を用意し、それらに対する供試体を用いて繰返し載荷試験をおこなった。また、新設橋脚などを対象に高補剛の補剛板を有する断面について、板パネルの幅厚比、補剛板の幅厚比パラメータの変化と塑性率の關係に着目した供試体も用意して実験を行った。本論文では、その成果の一部を報告する。

なお、本研究は、建設省土木研究所、首都公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、(社)鋼材倶楽部および(社)日本橋梁建設協会による共同研究のひとつであり、結果のまとめなどに他機関の実験結果を比較引用している。

2. 実験概要

2.1 実験装置および方法¹⁾

実験では、実構造物に対してなるべく構造や製作法に影響を受けないような縮尺の供試体でおこなうことに留意し、実構造の約1/3のモデルを採用した。また、その実験装置は2種類あり、それらを図-1、図-2に示す。

装置の仕様は、表-1に示したとおりであり、共に同じ寸法の供試体の実験を行うことができるもので、装置間での仕様の差異はほとんどないと考えられる。

実験は、供試体の断面積に対して鋼材の公称降伏点の15%軸力を一定持続載荷し、頂部水平荷重を図-3のように繰返し載荷した。この変位載荷の1単位は、基部断面が鋼材の公称降伏点となる頂部の変位である。

2.2 実験供試体

2.2.1 補剛板の補剛パラメータ

本研究での供試体は、4面が同一の補剛板からなる矩形断面である。また、供試体の外形寸法および材質は同一である。したがって、供試体の構造パラメータは外殻板の厚さから決まる板パネル(縦方向補剛材間のパネル)、補剛材自体の幅と板厚、補剛材を含む補剛板全体の剛性およびダイアフラムあるいは横補剛材の間隔となる。これらのうち、補剛板全体の剛性に関するパラメータは、補剛材の評価法の違いから次の2種類がある。^{1), 2)}

- ①道示Ⅱ鋼橋編に規定されるように、等間隔に取付けられたすべての補剛材の曲げ剛性と補剛される板パネルおよび補剛材の面積を有する直交異方性板として評価

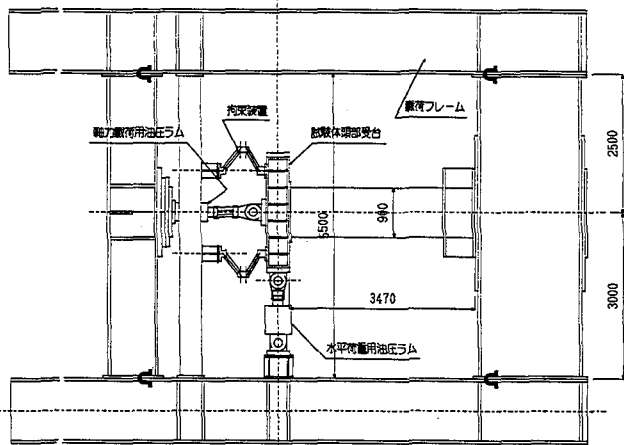


図-1 実験装置(1) (単位:mm)

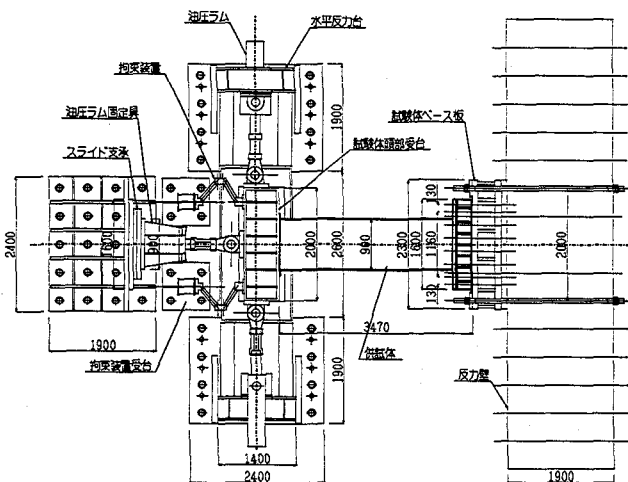


図-2 実験装置(2) (単位:mm)

表-1 実験装置の仕様

項目	実験装置(1) (土木研究所)	実験装置(2) (D社研究所)
形式	水平設置 2軸方向載荷	水平設置 2軸方向載荷
供試体 寸法	最大高さ 3,470 mm	3,470 mm
載荷 荷重 能力	軸方向 最大圧縮力 3,000 kN	3,000 kN
	ストローク ±100 mm	±100 mm
	水平方 向荷重 最大圧縮力 3,000 kN	3,000 kN
	最大引張力 3,000 kN	2,000 kN
制 御	荷重制御方法 自動	自動
	変位制御方法 自動	自動

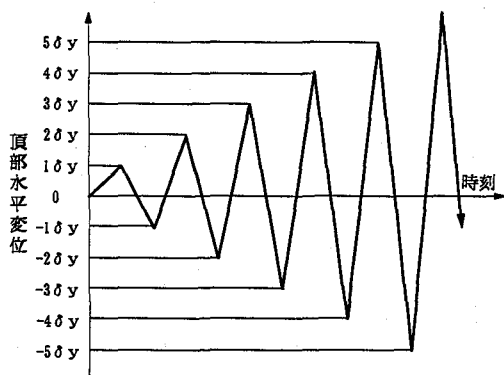
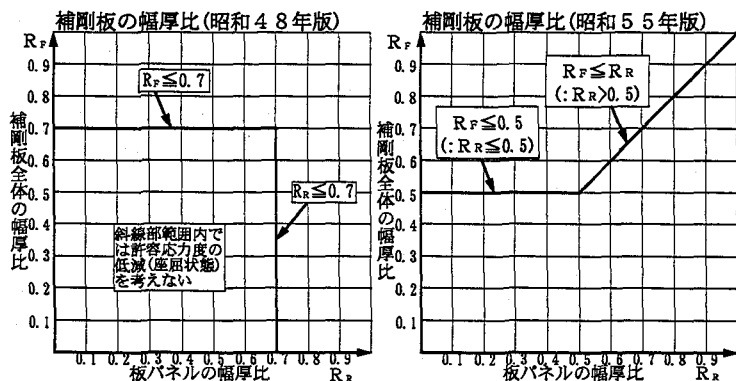


図-3 繰り返し載荷方法



する方法。

この場合、パラメータとして、幅厚比で表すものと板パネルの曲げ剛性に対する補剛材の剛比で表すものがある。ここでは、道示の解説に示される R_F と条文に示される γ_{1req} 、ただし、 $t_0/t=1$ として板パネルの高剛性域での緩和を考慮しない γ' を用いる。

②DAS Ri012で採用されているように、隣接する補剛材との間で有効幅を想定した板パネルと補剛材からなる柱部材として面積と面外剛性を評価する方法。

なお、この方法では、板パネルの局部座屈強度との関係や有効幅などの考慮が提案されている。ここでは、宇佐美らが提案している補剛材の細長比パラメータ λ_s を取上げる^{3), 4), 5)}。

(1) 幅厚比パラメータ R_R および R_F

道示の圧縮応力を受ける補剛板に関する解説では、以下のような補剛板の幅厚比パラメータを基準耐力曲線に用いている。

板パネルの幅厚比パラメータ

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\mu^2)}{E_s \pi^2 k_R}} \quad (1)$$

ここに、

- b : 補剛板の全幅
- t : 板厚、(限界板厚 t_0 : (1)式で $R_R=0.5$ となる板厚)
- σ_y : 鋼材の降伏点
- E_s : ヤング係数
- μ : ポアソン比
- k_R : 座屈係数($=4n^2$)
- n : 補剛材で区切られるパネル数 (=補剛材本数+1)

補剛板の幅厚比パラメータ

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\mu^2)}{E_s \pi^2 k_F}} \quad (2)$$

ここに、座屈係数は、

$$k_F = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n \cdot \gamma_1}{\alpha^2 (1+n \cdot \delta_1)} \quad : (\alpha \leq \alpha_0) \quad (3)$$

$$= \frac{2(1+\sqrt{1+n \cdot \gamma_1})}{(1+n \cdot \delta_1)} \quad : (\alpha > \alpha_0) \quad (4)$$

γ_1 : 縦方向補剛材の剛比 ($=11 \cdot I_1 / b t^3$)

δ_1 : 補剛材の面積比 ($=A_1 / b t$)

I_1 : 補剛材1本の断面二次モーメント ($=b t^3 / 12$)

A_1 : 補剛材1本の断面積 ($=b t$)

α_0 : 限界縦横寸法比 ($\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n \cdot \gamma_1}$)

α : 補剛板の縦横寸法比 ($\alpha = a / b$)

a : 横方向補剛材間隔

ここで、補剛材は片面に取付けており、その曲げ剛性は板パネルの表面に関して計算している。また、道示では、改訂の変遷の上で、 R_F と R_R との関係を図-4のようにしている。

(2)最適剛比 γ^*

線形座屈理論において縦方向補剛材剛比 γ_l は、最適値として板パネルの強度を確保できる限界値として与えられる剛比を γ^* と表す。また、理論的には前項に示すものとまったく同じであり、表記法の違いである。つまり、 $k_R=k_F$ として γ_l を左辺にしたものに過ぎない。

$$\gamma^* = 4 \cdot \alpha^2 \cdot n(1+n\delta) - (\alpha^2+1)^2/n : \alpha \leq \alpha_0 \quad (5)$$

$$= [(2 \cdot n^2(1+n\delta) - 1)^2 - 1]/n : \alpha > \alpha_0 \quad (6)$$

γ_l/γ^* と R_R-R_F 図との関係は、 $\gamma_l/\gamma^*=1.0$ のときと $R_F/R_R=1.0$ 、通常の補剛材の選定範囲では、 α と n によって若干の差はあるが、図-5 のようになる。

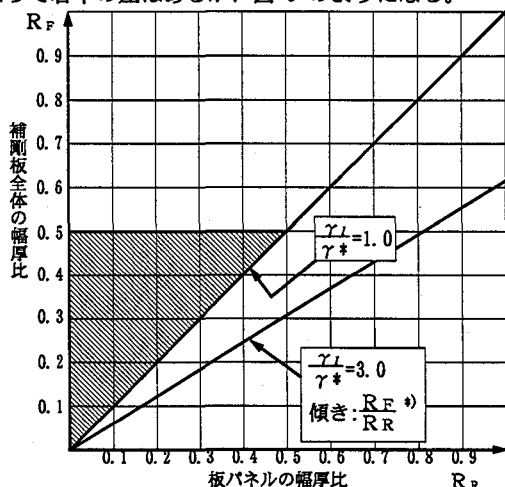


図-5 γ_l/γ^* と R_R-R_F 図との関係

(3)細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$

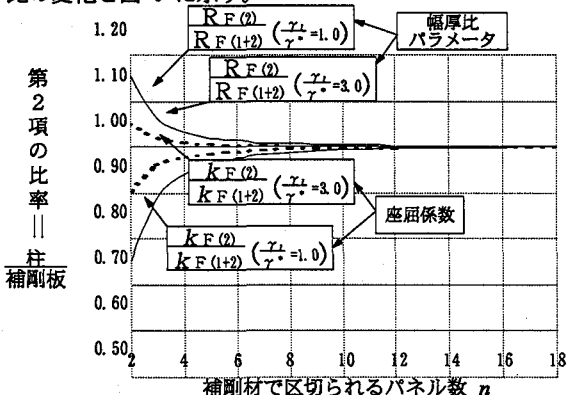
縦横寸法比 α は通常0.5~2程度であり $\alpha \leq \alpha_0$ である。そこで、直交異方性板の線形座屈理論での座屈係数である(3)式において、分子の第1項 $(1+\alpha^2)^2$ を無視し、第2項のみで表した場合、

$$R_F = \bar{\lambda}_s = 1/\pi \sqrt{(\sigma_y/E_s)} \cdot (a/n) \quad (7)$$

ここで、

$$r = \sqrt{(I/A_{tp})}, a = \text{座屈長}, A_{tp} = A_l + b \cdot t/n$$

つまり、板パネルと補剛材からなる柱としての座屈に対する細長比パラメータに近似できる。そこで、(3)式において $\alpha=1$ とし、分子の第2項による値と第1項と第2項の和との比、つまり(7)式の(2)式に対する比に着目し、パネル分割数 n を次第に大きくした場合の k_F 、 R_F の全体に対する比の変化を図-6に示す。



$R_F(1+2)$: (2)式で表す幅厚比、 $R_F(1)$: (7)式で表す近似の幅厚比、 $k_F(1+2)$ 、 $k_F(1)$ はそれぞれに対する座屈係数を示す。

図-6 柱・補剛板の座屈係数、パラメータの関係($\alpha=1.0$)

このことから、補剛板の座屈は補剛材が5本程度以上配置されている場合、板パネルと補剛材の柱の座屈として扱っても大差ないと考えられる。

本論文で、比較参照したパラメータは、文献^{3), 4), 5)}より以下のようにした。

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \cdot \frac{a}{r_s} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E_s}} \quad (8)$$

ここで、

$$Q = \frac{1}{2R_R} [\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_R}] \leq 1.0 \quad (9)$$

$$\beta = 1.33R_R + 0.868$$

$\bar{\lambda}_s$: 補剛材の細長比パラメータ

r_s : 補剛材1本あたりの板パネルと補剛材からなるT形断面の断面2次半径

Q : 板パネルの局部座屈強度

R_R : 板パネルの幅厚比パラメータ

ここで、 Q は、無補剛板の強度推定に高い精度を有しているとして提案されているものであり、図-7に示すようであり、道示とは異なるものである。また、補剛材の曲げ剛性の算出には、板パネルに有効幅を考えず、柱の図心軸回りの断面二次モーメントを正確に計算するものである。

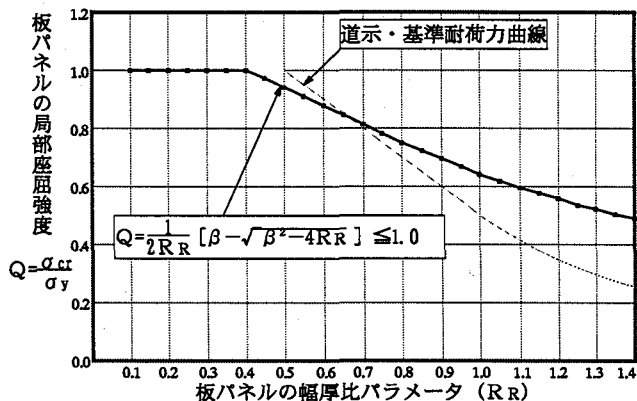


図-7 板パネルの局部座屈強度 Q

図-8は、 $\bar{\lambda}_s$ と R_F の関係を示すものであり、($R_R > 0.4$)の範囲で R_F と $\bar{\lambda}_s$ の関係に差が生じているが、それぞれは、線形関係にあると考えられる。

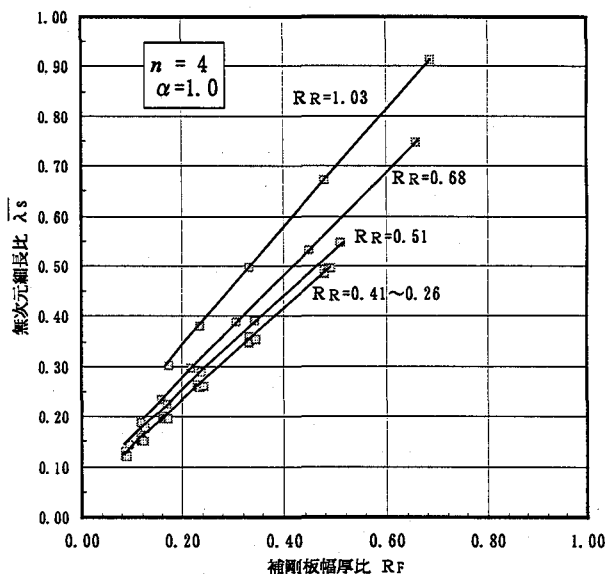


図-8 補剛板のパラメータ $R_F-\bar{\lambda}_s$ の関係

2.2.2 供試体の設定

補剛板の構造特性を表すパラメータは、2.2.1に示すように幅厚比、補剛材剛比などがあるが、それらのパラメータと橋脚の変形性能の関係をj知ることが重要である。ここでは、補剛板の座屈に対する構造特性を改善することにより、橋脚の変形性能が向上することに着目し、それらのパラメータと塑性率の相関性および補強構造に対する効果の確認をするため、以下のような供試体を設定した。

i)補強構造に対して、補剛板の変形性能を改善するパラメータ R_F あるいは γ_i/γ^* に着目し、既存の補剛板に横方向補剛材を増設する手法、フランジを取り付け、縦方向補剛材の剛性を増す手法の2種類を設定し、次の2シリーズについて実験した。

①昭和48年の道示改訂以前に建設された橋脚の断面などを考慮し、板パネルの幅厚比 $R_R=0.65$ 、縦方向補剛材剛比 $\gamma_i/\gamma^*=0.55$ とし、弾性座屈範囲にある供試体を基準供試体(M8)とした。補強構造として、横リブ補強したもの(M1)、縦リブ補強したもの(M10)を加えシリーズとした。

②現在建設されている標準的な橋脚断面に対して、板パネルの幅厚比 $R_R=0.45$ 、縦方向補剛材剛比 $\gamma_i/\gamma^*=1.01$ であり、弾性座屈しない範囲にある供試体(D1:鋼材倶楽部)を基準とし、横リブ補強したもの(M18)、縦リブ補強したもの(M17)を加えシリーズとした。なお、M17、M18供試体は、補剛板の縦横寸法比が異なる点にも着目し、それらの検証も同時に可能と考えられる。

ii)板パネルと補剛板の幅厚比の比率に着目し、次のシリーズの供試体について実験した。

③図-9に示すように、関連する実験の供試体の幅厚比パラメータは、 $R_F \approx 0.45$ で $R_R=0.45$ および $R_R=0.3$ 付近にあるほか、 $R_R < 0.5$ 、 $R_F < 0.5$ の範囲で、 $R_R \approx 0.45$ 、 $R_F=0.2 \sim 0.3$ に集中している。本シリーズは、 $R_F < 0.4$ 以下の比較的高補剛の範囲で、補剛板の幅厚比 R_F 、板パネルと補剛板の幅厚比比率 R_F/R_R に着目し、供試体の補剛パラメータを設定した。 $R_F=0.34$ とする1組の供試体(M20、M21)と $R_R=0.33$ とする1組の供試体(M20、M22)とし、同時に $R_F/R_R \approx 0.7$ { $\gamma_i/\gamma^* \approx 2$ } (M21、M22)となることから、2方向のパラメータを考慮したものである。

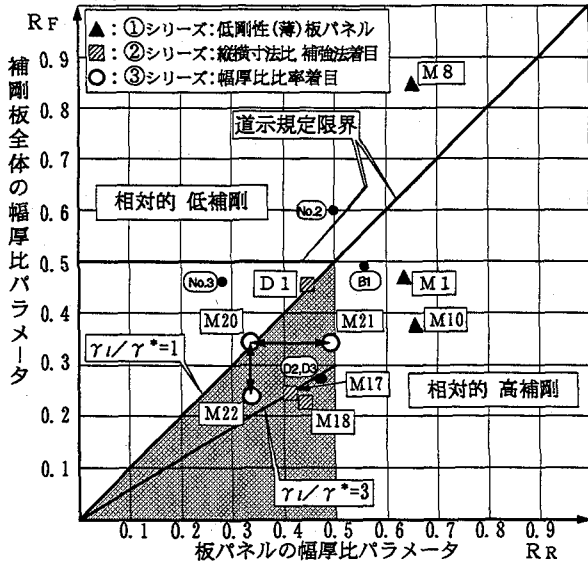


図-9 供試体の幅厚比パラメータ R_F 、 R_R

表-2 シリーズ供試体の諸元

供試体	M8 (基準断面)	M10 (縦リブ補強)	M1 (柔横補剛材補強)
	断面図	断面図	断面図
①低剛性板パネルに対する補剛剛性に着目	形状図	形状図	形状図
	側面図	側面図	側面図
	構成部材	構成部材	構成部材
	パラメータ	パラメータ	パラメータ
②高剛性補剛板における縦横寸法比および補強方法に着目	供試体	D1 (鋼材倶楽部) (基準断面)	M17 (縦リブ補強) M18 (横リブ補強)
	断面図	断面図	断面図
	形状図	形状図	形状図
	側面図	側面図	側面図
③板パネルと補剛板の幅厚比比率に着目	構成部材	構成部材	構成部材
	パラメータ	パラメータ	パラメータ
	断面図	断面図	断面図
	形状図	形状図	形状図
③板パネルと補剛板の幅厚比比率に着目	構成部材	構成部材	構成部材
	パラメータ	パラメータ	パラメータ
	断面図	断面図	断面図
	形状図	形状図	形状図

2.2.3 各供試体の形状寸法

実験に用いた供試体は、表-2 に示すとおりである。なお、表中の降伏点は材料試験値であり、各パラメータはこの値にもとづいて計算したものである。また、M1の補剛板については、横補剛材剛性が座屈の節とならない柔補剛としたため、弾性座屈解析結果の座屈荷重と降伏荷重より計算した幅厚比パラメータを示す。

3. 実験結果

3.1 供試体の座屈過程

各供試体における特記すべき損傷経緯を記す。

①シリーズにおいては、基準供試体(M8)は板パネル剛性、補剛板剛性とも不足していることから、他の供試体が板パネル・縦方向補剛材・補剛板へと座屈が進行するところ、補剛板全体が同時に座屈し、その後耐力が低下した。一方、縦リブ補強した供試体(M10)は板パネルの座屈が先行し、続いて補剛板全体の座屈が生じた。横リブ補強した供試体(M1)は、板パネルと補剛板全体の座屈がほぼ同時に生じた。

②シリーズにおいては、縦リブ補強した供試体(M17)は、板パネルの座屈が生じた後、変形が進み補剛板全体が座屈した。縦方向補剛材縁の片側に取付けた補強フランジは、横倒れ防止板(図-10)が機能し顕著な横倒れは見られなかった。さらに、この横倒れ防止板はあたかも横リブ補強したような挙動を示し、補剛板の座屈の進行を防ぐ効果があることも確認できた。また、横リブ補強をした供試体(M18)は横方向補剛材間隔が短いために、補剛板の座屈モードが基部パネルのみだけでなく、第2パネルにまで及んだ。

③シリーズにおいては、すべての供試体が高剛性となっているため、板パネルの座屈が先行し、補剛板の座屈は遅延したことによって、高い塑性率を確保した。

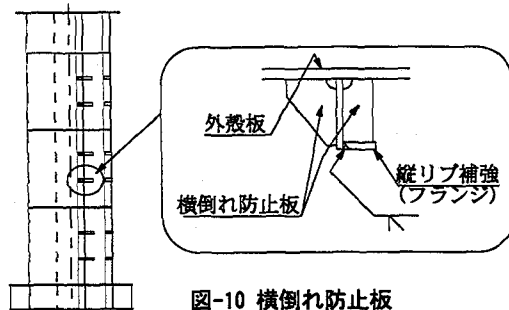


図-10 横倒れ防止板

3.2 P- δ 曲線

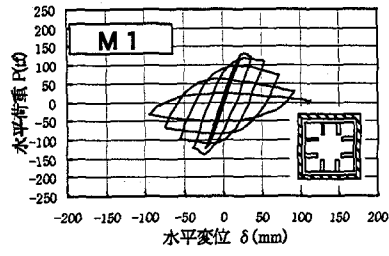
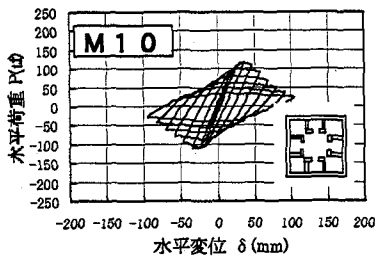
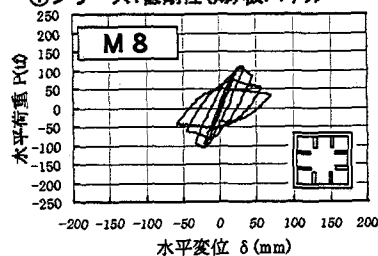
単柱の鋼製橋脚を対象とした供試体を用いた繰り返し載荷実験を行い、その水平力と変位の関係を崩壊に至るまで計測し、荷重と変位の履歴図を得た。図-11 に各供試体の履歴図を示し、また、その包絡線である骨格曲線をシリーズ毎にまとめ、図-12 に示す。

①シリーズにおいて、基準供試体(M8)は、約 $3\delta_y$ で最大荷重を記録した後の変形性能が小さい。これに対して、補強されたM10、M1とも、変形性能が向上しているが、その改善後の性能は小さい。

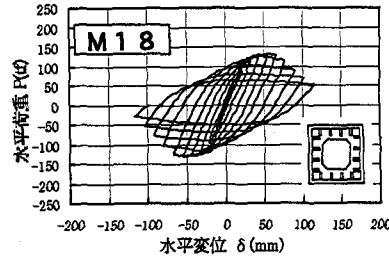
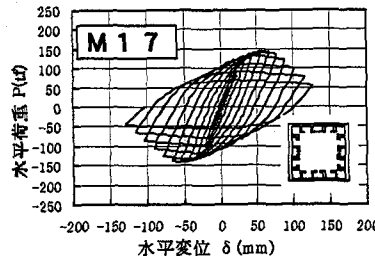
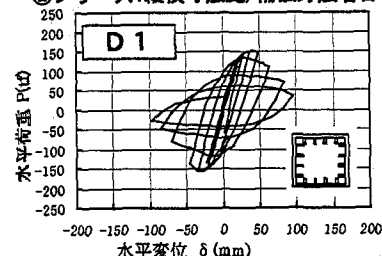
②シリーズにおいて、基準とした供試体(D1)に比べ、縦リブ補強(M17)、横リブ補強(M18)とも変形性能の改善度は大きい。これら補強方法、補剛板の縦横寸法比の異なる供試体では、縦リブ補強・縦横寸法比の大きい供試体(M17)の変形性能が相対的に大きい。

③シリーズにおける変形性能は、補剛板の幅厚比の小さい順に一致して、M22、M20、M21の順に高くなった。

①シリーズ:低剛性(薄)板パネル



②シリーズ:縦横寸法比/補強方法着目



③シリーズ:幅厚比比率着目

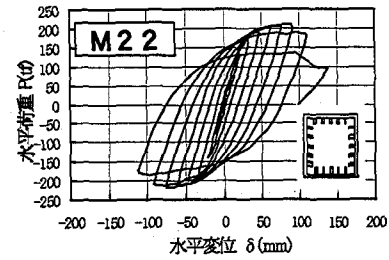
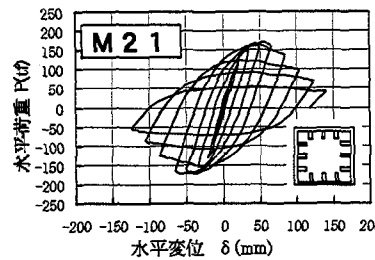
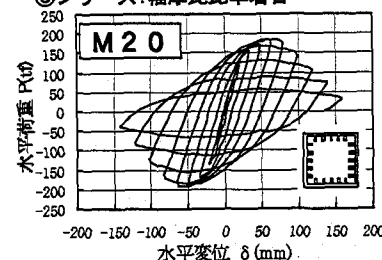
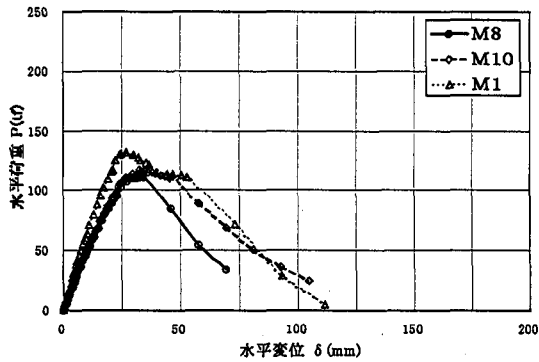
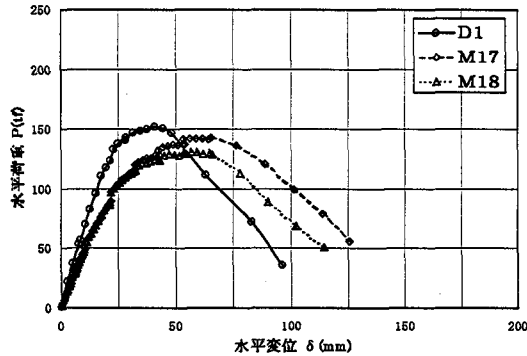


図-11 P- δ 履歴図

①シリーズ:低剛性(薄)板パネル



②シリーズ:縦横寸法比/補強方法着目



③シリーズ:幅厚比率着目

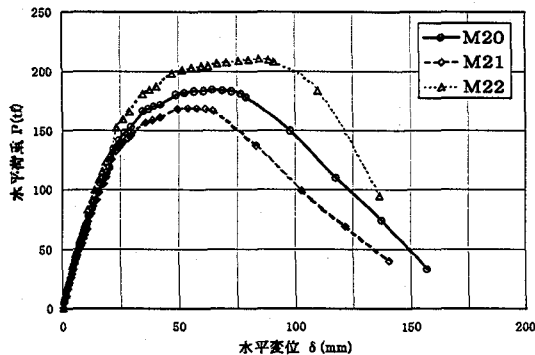


図-12 P-δ 骨格曲線

3.3 補剛パラメータと塑性率

(1) 塑性率

本研究での塑性率は、P-δ履歴図の包絡線として得られる骨格曲線において、最大荷重をほぼ保持する水平変位として、最大荷重を過ぎその97%の荷重の水平変位と降伏変位との比を用いて整理するものとした。(図-13)

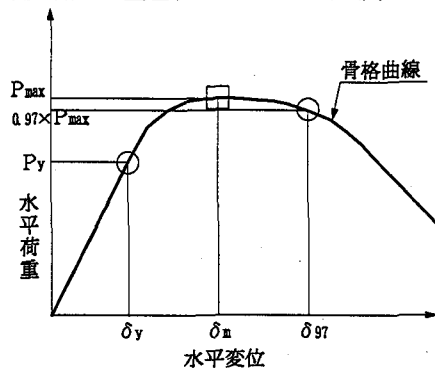


図-13 塑性率の定義

(2) 実験結果

繰り返し載荷試験の結果を表-3(a)、(b)に示す。

表-3(a) 実験結果 (1)

シリーズ	供試体	降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	断面定数 Z (cm ³)	水平荷重 (tf)		水平変位 (mm)		
				P_y	P_{max}	δ_y	δ_m	δ_{97}
①	M8	3,586	11,100	101	111	17	33	34
	M10	3,632	11,100*	102	118	17	33	40
	M1	3,456	11,100	97	133	13	27	32
②	D1	3,790	10,800	108	152	13	41	48
	M17	3,204	10,800*	86	143	15	65	74
	M18	3,613	10,800*	99	131	15	57	67
③	M20	3,613	13,200	121	185	14	65	79
	M21	3,613	12,300	113	169	14	58	66
	M22	3,613	14,500	133	210	16	84	94

*: 補強前の断面に対する数値を示す。

表-3(b) 実験結果 (2)

シリーズ	供試体	最大/降伏荷重比 P_{max}/P_y	補剛パラメータ				塑性率 δ_{97}/δ_y
			R_R	R_F	γ/γ^*	$\bar{\lambda}_s$	
①	M8	1.10	0.65	0.85	0.55	0.97	2.0
	M10	1.15	0.66	0.38	3.25	0.43	2.4
	M1	1.37	0.64	(0.47)	(0.55)	0.32	2.5
②	D1	1.41	0.45	0.45	1.01	0.46	3.7
	M17	1.67	0.41	0.24	3.04	0.23	4.8
	M18	1.33	0.44	0.22	4.35	0.23	4.3
③	M20	1.53	0.33	0.34	0.91	0.36	5.4
	M21	1.50	0.49	0.34	2.12	0.36	4.8
	M22	1.58	0.33	0.24	1.83	0.27	6.1

(3) 補剛パラメータと塑性率および最大・降伏荷重比

補剛パラメータ(R_R , R_F , γ/γ^* , $\bar{\lambda}_s$)を横軸にし、縦軸を塑性率(δ_{97}/δ_y)あるいは最大荷重比(P_{max}/P_y)とするグラフに、表-3(a)、(b)の供試体に他機関でおこなった関連供試体を加え、試験結果をまとめる。また、それぞれに回帰直線を示すが、板パネルが弾性座屈範囲にあることより、 $R_R > 0.6$ の範囲にある①シリーズの結果を含まない相関とする。

板パネルの幅厚比パラメータ R_R と塑性率の関係を図-14に、補剛板の幅厚比パラメータ R_F と塑性率の関係を図-15に示す。ここに示す相関係数は、 $r^2 = 1.0$ の場合に完全な相関、 $r^2 = 0.0$ の場合に相関がまったくないことを示すものであり、他の図との比較において、図-14ではある程度の相関、図-15では最も相関があることを示している。ただし、ここでは縦軸を $\log_{10}(\delta_{97}/\delta_y)$ として回帰直線を求めており、相関係数の縦軸も対数として計算した。

▲: ①シリーズ:低剛性(薄)板パネル
■: ②シリーズ:縦横寸法比 補強方法着目
○: ③シリーズ:幅厚比率着目

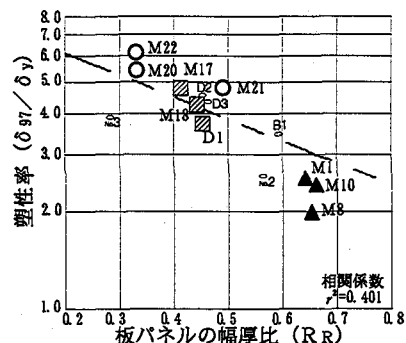


図-14 $R_R - \delta_{97}/\delta_y$ の関係

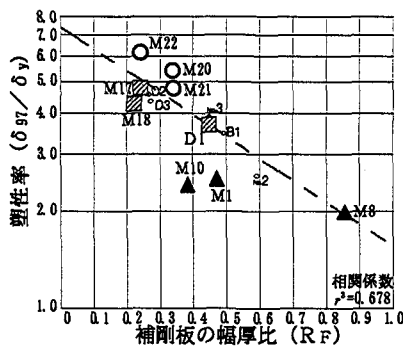


図-15 $R_F - \delta_{97}/\delta_y$ の関係

縦方向補剛材の最適剛比に対する比率 γ_1/γ^* と塑性率の関係を図-16 に示す。このパラメータを横軸とした相関は極めて低いため、回帰直線を省いた。

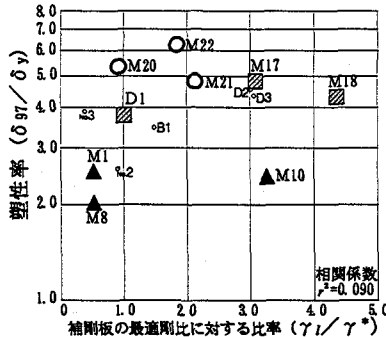


図-16 $\gamma_1/\gamma^* - \delta_{97}/\delta_y$ の関係

縦方向補剛材の細長比パラメータ λ_s と塑性率の関係を図-17 に示す。このパラメータは、2.2.1 で示したように補剛板の幅厚比 R_F をとの関係がほぼ線形であることから、相関性も図-15 に近い。

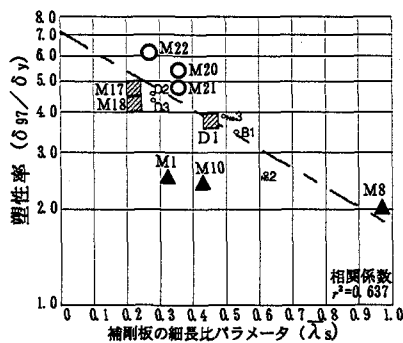


図-17 $\lambda_s - \delta_{97}/\delta_y$ の関係

最大・降伏荷重比を板パネルの幅厚比 R_R 、補剛板の幅厚比 R_F を横軸にしてまとめ、図-18、図-19 に示す。相関性から板パネルの幅厚比 R_R が着目できる。

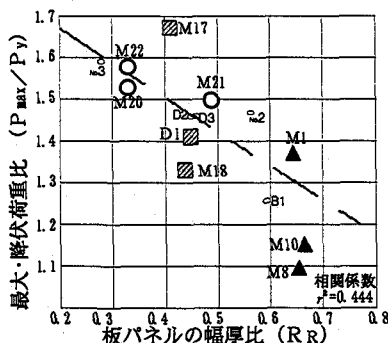


図-18 $R_R - P_{max}/P_y$ の関係

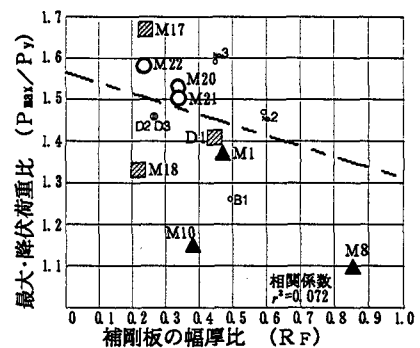


図-19 $R_F - P_{max}/P_y$ の関係

3.4 考察

(1) 補強効果の確認

- ①シリーズでは、板パネルの幅厚比を $R_R \approx 0.65$ のまま、補剛板の幅厚比を小さくする補強としたが、図-15 に示すように十分な補強効果が得られなかった。
- ②シリーズでの補強供試体の塑性率は縦リブ補強、横リブ補強とも改善されたが、縦リブ補強により高い補強効果があった。実験から得られたこの差は、(3)に示す解析結果からも妥当性があると考えられるが、補剛板の縦横寸法比、補強法のいずれの違いに起因するものかは明確でない。

(2) 補剛パラメータと塑性率および最大・降伏荷重比

各シリーズ毎の実験結果から次のように考察する。

- ①シリーズ(M1, M8, M10)は板パネルの幅厚比パラメータが $R_R \approx 0.65$ となる薄板パネルの供試体であり、図-18で最大・降伏荷重比 P_{max}/P_y が他のシリーズの供試体において 1.3 以上であるのに 1.1 程度と低く、塑性率も 2.5 程度と低い。ここで、M1 の P_{max}/P_y が M8 および M10 より高いのは、板パネルが縦横寸法比 $\alpha=1$ で基部の 1 辺固定・3 辺単純支持であり、 $\alpha=3$ である M8 および M10 供試体の幅厚比 R_R と異なるためと考えられる。このことから、①シリーズのように R_R が大きく弾性座屈の範囲にある場合、補剛板のみの幅厚比 R_F が小さくても塑性率は小さくなると考えられる。
- ②シリーズ(M17, M18, D1)は、補剛板の縦横寸法比および補強方法に着目したが、塑性率に 10% 程度の差があるものの補剛板の幅厚比パラメータ R_F に対する相関性(図-15)に大きく影響するものではないと思われる。
- ③シリーズ(M20, M21, M22)は、板パネルと補剛板全体の幅厚比パラメータの比率に着目したものであり、図-16において、M21 と M22 は、 $\gamma_1/\gamma^* \approx 2$ としているが、塑性率の差は 1.2、 $\gamma_1/\gamma^* \approx 1$ とした M20 がその中央値であることから、 γ_1/γ^* を横軸に整理することが困難であることがわかった。

各補剛パラメータに対する塑性率、最大・降伏荷重比の図から、次のように考察する。

- ・図-15 および図-17 に示す①シリーズ(M1, M8, M10)を除いた関係において、補剛板の幅厚比パラメータ (R_F) および縦方向補剛材の細長比パラメータ (λ_s) と塑性率 (P_{max}/P_y) の相関性が強く、縦方向補剛材補強あるいは横方向補剛材補強により補剛板の幅厚比 R_F あるいは細長比 λ_s が小さくなるにしたがい塑性率 δ_{97}/δ_y が大きくなることがわかった。これは、図-6 に示すようにパネル数の多い補剛板では幅厚比 R_F は細長比 λ_s と近似しているためと考えられる。

- ・相関係数で見れば、図-15に示す補剛板の幅厚比 R_F を横軸とする塑性率との関係は、本研究ではもっとも相関性が高いものとなった。
- ・①シリーズ(M1, M8, M10)の板パネルの幅厚比 $R_R > 0.6$ の範囲において、明らかに塑性率が回帰直線を下回ることがわかる。この理由として、 $R_R > 0.6$ の範囲において、明らかに最大・降伏荷重比 P_{max}/P_y が小さいことから、これらの板パネルの幅厚比パラメータの大きな($R_R > 0.6$)供試体では、補剛板の幅厚比パラメータ R_F に関らず、補剛板全体の座屈が板パネルの座屈と同時に発生する座屈をしているためと考えられる。また、M1は基部の板パネルの縦横寸法比 $\alpha=1$ およびその基部側縁の固定度が高いことより、他の結果と単純比較できないことが考えられる。

(3)弾塑性FEM解析による検討

補剛板の縦横比あるいは補強法による塑性率の差異を(1)の②シリーズに対する補強効果に示した。M17、M18で塑性率に差が生じたが、その妥当性を確認する目的で非線形FEM解析による検討をした。

①解析条件

解析条件としての主な特性は次のとおりである。

- ・材料特性 図-20に示す Bi-linear型
- ・硬化則 移動硬化則
- ・幾何学的非線形性 Updated Lagrangian
- ・要素特性 4節点アイソパラメトリック曲面シェル
積分点：面内1×1、板厚方向5点
剛性評価：ロッキングシア除去・低減積分法

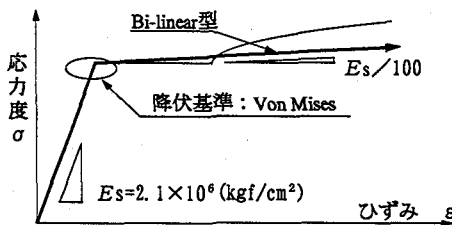


図-20 解析に用いた材料特性

②解析結果

モデル頂部の水平荷重と変位の履歴関係を図-21に繰返し載荷試験の結果と共に示す。

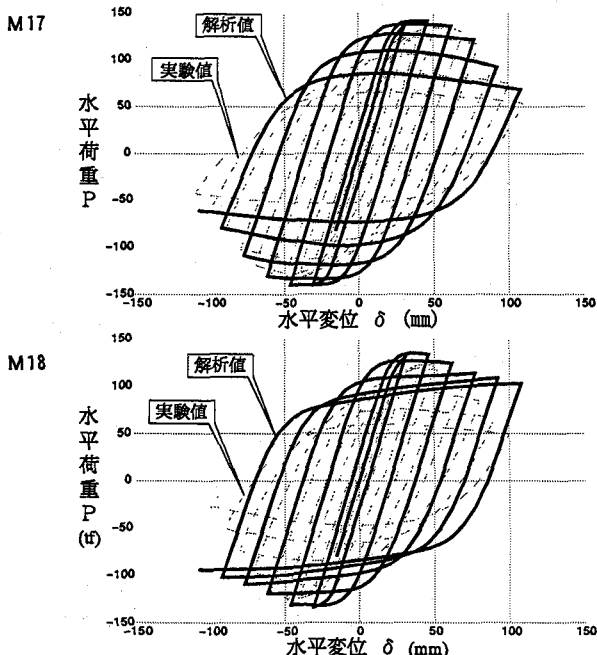


図-21 解析結果(P-δ履歴図)

③解析による結果は、 $E_s/100$ で設定した降伏後2次勾配と実際の鋼材の応力-ひずみ関係との差異などより、解析の降伏直後の耐力低下が少ないなど、高精度な結果とはならなかったが、図-22に示すM17、M18の解析値間の δ_{97} の比率はほぼ正確な値となっており、同様なモデルでの比較として解析の妥当性と共、M17、M18の試験結果に対しても塑性率の大小関係において妥当性が確認できたと考えられる。

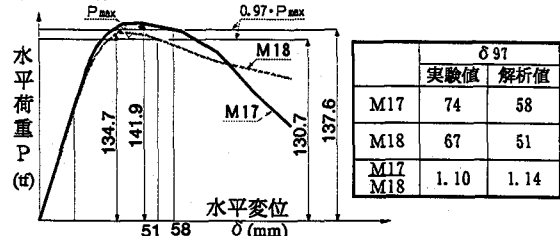


図-22 解析結果 δ_{97} の比較

4. あとがき

補剛板よりなる矩形断面の鋼製橋脚に対する変形性能について、約1/3縮尺の大型供試体を用いて繰返し載荷試験を行い、その補剛の程度との関係について考察を加えた。矩形断面の鋼製橋脚では、補剛板の幅厚比パラメータは変形性能に対する相関性を他のパラメータに比較して強く示していることがわかった。

また、耐震性を向上させる対策として、既設橋脚に対して、既存の縦方向補剛材にフランジを取付けることによって縦方向補剛材の曲げ剛性を増す補強方法、また、板パネルの幅厚比が十分である場合に横方向補剛材を追加することによって補剛板の幅厚比パラメータ R_F を小さくする補強方法が有効であることを確認した。この場合に縦方向補剛材自体の横倒れ座屈を防止する防止板などの効果が高いことも確認された。一方、縦方向補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータが $R_R > 0.6$ となる弾性座屈を生じるような場合では、縦方向補剛材を補強して補剛板の幅厚比パラメータ R_F のみを改善しても変形性能の改善が十分になされないことがわかった。

これらの知見をもとに、鋼製橋脚の耐震性能向上のための補強に対する設計法、あるいは、新設の橋脚などに対する設計法に本研究の成果が反映できると考えられる。

最後に、これらの研究にあたって、「首都高速道路の橋梁に関する調査研究委員会」の藤野委員長(東京大学工学部教授)をはじめ各委員の皆様のご指導をいただいたことに感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 土木学会：鋼構造シリーズ2・座屈設計ガイドライン、1987.10
- 2) 土木学会：鋼構造シリーズ6・鋼構造物の終局強度と設計、1994.7
- 3) 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：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術、1996.7
- 4) 宇佐美 勉：ハイダクティリティー鋼製橋脚、橋梁と基礎、pp.30~36、1997.6
- 5) 宇佐美 勉、鈴木 森晶、Iraj H.Mamaghani、葛 漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案、土木学会論文集 No.525/I-33、pp.69~82、1995.10
- 6) 建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公団、(社)鋼材倶楽部、(社)日本橋梁建設協会：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(I, II, VI, VII)-鋼製橋脚の正負交替繰返し載荷実験、1997.4
- 7) 田嶋 仁志、柄川 伸一、熊谷 洋司、岡本 隆：矩形鋼製橋脚の繰返し載荷実験、土木学会第51回年次講演会I-B293、pp.586~587、1996.9
- 8) 田嶋 仁志、半野 久光：矩形橋脚の変形性能に関する載荷実験、土木学会第52回年次講演会I-B104、pp.208~209、1997.9
- 9) 小坂 寛己、半野 久光、田島 仁志：既設鋼製橋脚の耐震補強に関する一考察、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、1997.5
- 10) H.Tajima, H.Hanno and H.Kosaka: EXPERIMENTAL STUDIES ON STEEL RECTANGULAR PIERS UNDER CYCLIC LOADING, The 5th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Vol.1 pp.205~212, 1997.7 (1997年9月26日受付)