

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

安波博道¹・寺田昌弘²・青木徹彦³・山田将樹⁴

¹正会員 工修 新日本製鐵株式会社 建材開発技術部 (〒100-8071 東京都千代田区大手町 2-6-3)

²正会員 工修 新日本製鐵株式会社 鋼構造研究開発センター (〒293-8511 千葉県富津市新富 20-1)

³正会員 工博 愛知工業大学教授 土木工学科 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町八千草 1247)

⁴学生員 愛知工業大学大学院修士課程 工学部土木工学科 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町八千草 1247)

径厚比および軸力比をパラメータとする高張力鋼 (SM570Q) を用いて製作した鋼管の片持ち柱供試体, 計 8 体について, 地震力を想定した準静的繰り返し載荷実験を行い, 耐荷力ならびに変形性能に関する調査を行った。実験データが不足する径厚比パラメータの大きい領域の鋼管柱について, 材料降伏点で無次元化した径厚比, 軸力比と耐荷力上昇率, 塑性率との相関を得た。これらは普通鋼を用いた既往の実験結果と同様の傾向を示した。また, これまでに各機関において実施された既往の実験データも総合して, 鋼管柱の耐荷力上昇率および塑性率の推定式を提示した。

Key Words : steel bridge pier, steel pipe column, seismic capacity, quasi-static test, high strength steel(SM570Q)

1. 緒言

軸力材として優れた耐荷性能を有する円形鋼管は, 景観の良さからも都市高速道路やモノレール等の橋脚に多く使用されている。ところが, 先の兵庫県南部地震 (1995.1.17) では設計震度を大幅に越える地震力により, 高架橋の円形断面鋼製橋脚 (本稿では鋼管柱と呼ぶ) にも少なからず損傷が発生した。損傷形態の大半は, 橋脚基部, 板厚変化部など発生応力度が大きい部位において, 鋼管柱固有の断面を周回する凸状の局部座屈 (提灯座屈) であった^{1), 2)}。今回の被害実態を踏まえ, 今後, 大地震が発生した場合にも大きな変形や損傷が生じない鋼管柱の構造諸元を検討する必要がある。

鋼管部材の力学挙動についての研究は古くから行われてきた³⁾が, そのほとんどは静的な座屈耐荷力, あるいは弾性域での動的問題に関するものである。ところが今回のような大地震を想定した時, 地震時の応答を部材の降伏耐力以下で抑えることが困難な場合も多い。そのため降伏耐力を越える領域における弾塑性挙動についての解明が重要である。

近年, 大地震時の鋼製橋脚の挙動解明や耐震性能の評価を目的とした研究で, 準静的繰り返し載荷実験が各機関で行われている⁴⁾⁻¹⁵⁾。これは橋脚を想定した片持ち柱モデルの頂部に, 一定の軸圧縮力を載荷した状態で, 繰り返し水平荷重を作用させる実験を行うものであり, 柱部材の弾塑性域における耐荷力と変形性能との関係や, 変位履歴による吸収エネルギー, 大変位

に至るまでに部材に生じる変状等が把握できる実験手法として定着しつつある。また最近では動的応答解析を行ううえで, この実験により得られる結果を復元力モデル作成の基礎資料としても利用されている¹⁶⁾⁻¹⁹⁾。

鋼管柱を対象とする既往の準静的繰り返し載荷実験において, 今回の地震で発生した提灯座屈が再現されていることから, 提灯座屈を発生させる作用力としては水平地震力が支配的であると考えられている。また鋼管柱の耐荷力と変形性能に関する構造パラメータとして, 主に径厚比, 軸力比, 細長比, 鋼材の構成則が影響することが報告されている⁷⁾⁻¹⁵⁾。これらの実験的研究によって繰り返し作用力下での鋼管柱の弾塑性挙動については徐々に解明されつつあるものの, 全体として実験数も少なく, また系統的な調査・研究となっていないため汎用的な設計基準に反映するまでにはデータが大幅に不足しているものと思われる。

そこで本研究では, 実際の橋脚にも使用されているにもかかわらず実験データが極端に少ない高張力鋼 (SM570Q) を使用した鋼管柱を採りあげる。一般に高張力鋼は普通鋼に比べ延性が低いが, 柱部材としての挙動に普通鋼と異なる現象が生じるか, 等の検討が必要である。そこで本研究では柱部材の弾塑性挙動に対する基本特性である耐荷力と変形性能との関係を把握するために, 鋼管柱の変形性能に影響を及ぼすと考えられる主要パラメータのうち, 径厚比と軸力比に着目し, この2つのパラメータを組合せた数種類の片持ち柱供試体について準静的繰り返し載荷実験を行う。

表-1 供試体の諸元

供試体 シリーズ	供試体名	構造諸元, パラメータ (公称値)				载荷条件						
		D (mm)	t (mm)	鋼種	σ_y (MPa)	R/t	R_t	λ	P/P_y	P_{ex} (kN)	繰返し 回数	载荷高さ h (mm)
AP50	AP50-00	300	3.0	SM570	450	50.0	0.181	0.512	0.00	0	3回	1,800
	AP50-15	300	3.0	SM570	450	50.0	0.181	0.512	0.15	185	3回	1,800
	AP50-15M	300	3.0	SM570	450	50.0	0.181	0.512	0.15	185	単調	1,800
	AP50-30	300	3.0	SM570	450	50.0	0.181	0.512	0.30	370	3回	1,800
AP25	AP25-00	300	6.0	SM570	450	25.0	0.091	0.517	0.00	0	3回	1,800
	AP25-15	300	6.0	SM570	450	25.0	0.091	0.517	0.15	370	3回	1,800
	AP25-15M	300	6.0	SM570	450	25.0	0.091	0.517	0.15	370	単調	1,800
	AP25-30	300	6.0	SM570	450	25.0	0.091	0.517	0.30	740	3回	1,800

Notes: D : 直径, t : 板厚, σ_y : 降伏点または耐力, R : 半径, R_t : 径厚比パラメータ
 λ : 細長比パラメータ, P : 軸力, P_y : 降伏軸力, P_{ex} : 載荷軸力

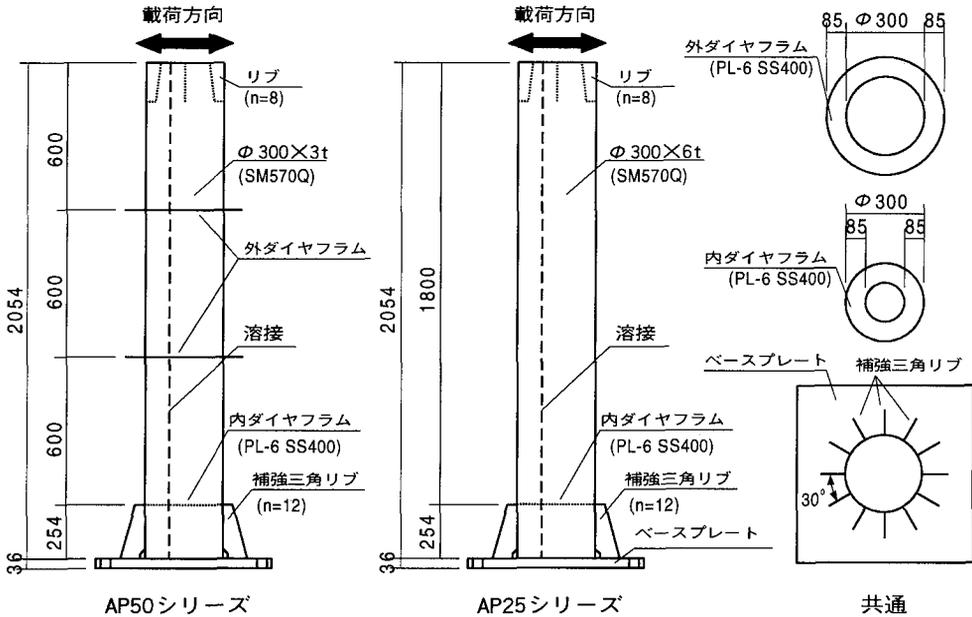


図-1 実験供試体

また、大地震を対象とする鋼製橋脚の耐震設計においては降伏耐力を越える領域での弾塑性挙動を定量化した数値データが必要である。本研究においては、耐荷力上昇率 (H_m/H_y) ならびに塑性率 (δ_m/δ_y)、(δ_{95}/δ_y) について、本実験および各機関で実施された既往の実験データを総合して降伏点で無次元化したパラメータを用いてこれらの推定式を導く。

2. 実験の概要

(1) 供試体

本研究で実施する実験供試体の構造諸元, パラメータの公称値を表-1に, また供試体の概要を図-1に示す。本実験では2種類の径厚比 ($R/t = 50, 25$), 3種類の

軸力比 ($P/P_y = 0, 0.15, 0.3$: 鋼材の公称降伏点を用いて計算した全断面降伏荷重の0%, 15%, 30%), および水平荷重の載荷方法 (繰返し漸増, 単調増加) を実験パラメータとしている。供試体に用いた鋼管はいずれもロールバンド法により円筒状に成形した鋼板を軸方向に1箇所で見目溶接した外径が300mmの冷間成形鋼管である。鋼種は圧延工程で焼入れ・焼戻しの熱処理を施したSM570Qであり, 鋼管製造の過程においては熱処理を一切施していない。供試体シリーズのAP50, AP25はそれぞれ板厚が3mm, 6mmの等断面の鋼管柱である。ここで板厚3mmの鋼管は, 6mmの鋼板を平板の状態では機械切削により減厚した鋼板を用いた。

片持ち柱供試体は, 上述の鋼管にベースプレート,

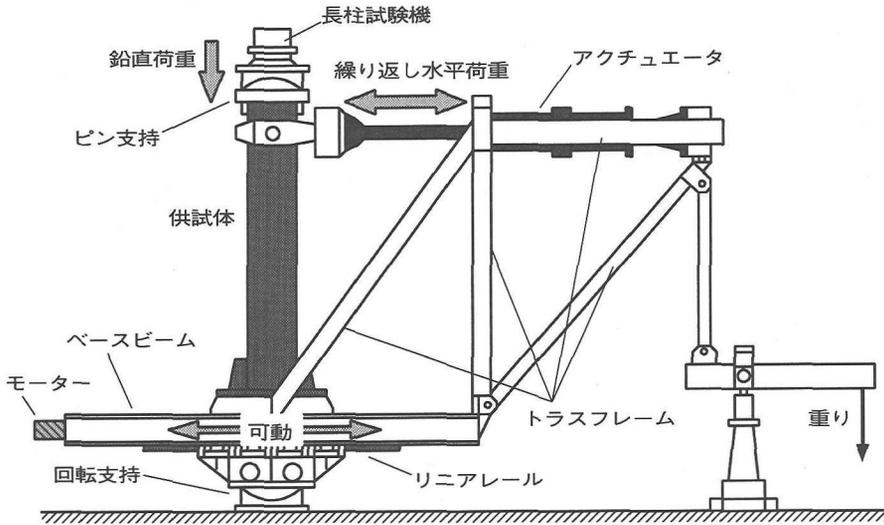


図-2 荷装置

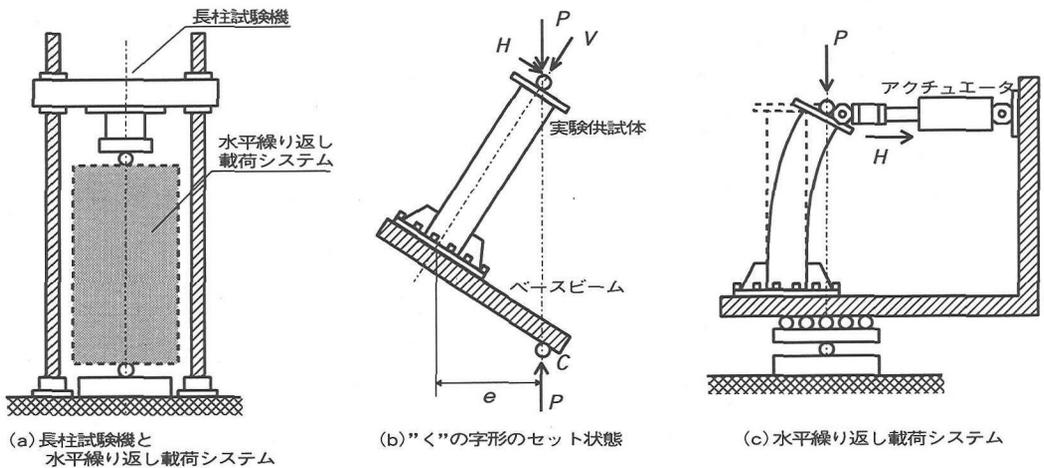


図-3 荷装置の作動原理

補強三角リブ、内ダイヤフラム（補強三角リブ上端部）を溶接により取り付けられたものである。AP50には内ダイヤフラムから600mm（鋼管外径の2倍相当）、および1,200mmの位置に環補剛材を鋼管の外面上に取り付けた。本実験では補強三角リブ上端を片持ち柱の固定点としており、固定点より上部が実験で着目する部位である。また、鋼管柱の外径寸法および供試体高さを統一することにより、細長比については各供試体にほぼ一律となるようにした。

(2) 荷方法

実験は図-2に示す荷装置により、供試体の柱頂部に所定の軸力を荷した状態を保ちつつ、水平方向に繰り返し漸増、あるいは単調増大の変位を荷するものである。本荷装置の作動原理を次項(3)にて解説する。

繰り返し荷における水平変位の荷パターンは図-4に示すように、 $\pm 1\delta_{y0}, \pm 2\delta_{y0}, \dots$ の正負交番の変位漸増荷を行う。各変位での繰り返し回数は3回とする。ここで用いた繰り返し荷の基本変位である δ_{y0} は、供試体の補強三角リブの直上に貼付した圧縮側のひずみ

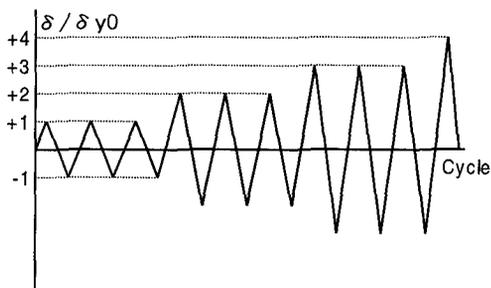


図-4 荷重パターン

ゲージの実測値が表-2に示した鋼材の降伏点に相当するひずみに到達した時の荷重点位置における水平変位量である。実験は耐荷力が各供試体での最大耐荷力の半分以下になるまで継続する。

(3) 荷重装置とその作動原理

本荷重装置は、既存の長柱試験機を利用して実験供試体に一定の軸力と繰り返しの水平力を荷重するために開発されたものである。装置全体は図-2に示すように、長柱試験機に対して上下端でピン支持されている。柱頂部に荷重する水平力に対する反力はトラスフレームを介して供試体基部に伝達される。水平変位が荷重されると供試体基部には水平に対して傾きが生じるが、本実験装置では供試体基部と下部ピン支持装置の間にボールベアリングのついたリニアレールを設け、モーターにより供試体基部およびフレーム全体を水平方向にスライドさせることにより、供試体基部を水平に保つように調整しながら荷重を行う。本装置による実験供試体への荷重についての作動原理を以下に示す。

- (a) 図-3(a)に示すように、長柱試験機の荷重軸中心線の上下端で、実験供試体を含む水平繰り返し荷重システムをピン支持する。図中の破線で示すシステム内で力の自己つり合い系をなしている。
- (b) 両端ピンの状態で実験供試体に軸力と水平力を与える方法は、図-3(b)に示すように供試体下端をベースビームに固定して、“く”の字形にセットして荷重すればよく、この場合、軸力と水平力の割合は偏心量 e により決定される。しかし、これをそのまま用いて実験供試体に一定の軸力と繰り返し水平力を与えるためには、ベースビームへの垂直成分を一定に保ちつつ偏心量を変える必要がある。また、このとき下端ピンCとベースビームの間に水平力 H に相当する力を与えなければならない。
- (c) そこで図-3(c)のように、ベースビームにL字形の剛体を付加し、その先端にアクチュエータを取り付

けて供試体上部を押し引きすることにより、水平力 H に相当する力を系内で与えるようにする。この場合、ベースビームは必ずしも水平を保つ必要はなく、長柱試験機の荷重荷重 P の分力 V 、 ΔH を計算すればよい。

- (d) 図-3(c)が、図-3(a)に示した両端ピンで支持される水平繰り返し荷重システムに該当している。

以上が本荷重装置の作動に関する基本原理である。しかしながら、実際の実験では、長柱試験機の荷重荷重 P を一定にしておく方が制御の面で容易となる。そのため本実験においてはベースビームを常に水平状態を保つようにした。このとき、軸力と水平力は独立に分離して荷重できる。

3. 実験結果と考察

(1) 材料引張試験

供試体に使用した曲げ加工前の鋼板、および供試体の鋼管から切り出した試験片(JIS 5号、および12B号試験片)を用いて引張試験を行った。試験結果を表-2に示す。また各板厚ごとに鋼板と鋼管材の応力-ひずみ関係を図-5(a),(b)に示す。供試体の鋼板は実構造物に使用される鋼板に比べ板厚が薄く、鋼板の降伏点はおおよそ600Mpaを呈しており、道路橋示方書鋼橋編に規定されるSM570Qの基準降伏点($\sigma_y=450\text{MPa}$)を大幅に上回っている。

また、鋼種による違いを比較するため、過去におこなった普通鋼:SS400($t=9\text{mm}$, $R/t=50$)とSM490($t=16\text{mm}$, $R/t=28$)の引張試験結果¹²⁾を図-5(c),(d)に示す。普通鋼では冷間曲げ加工により降伏棚および一様伸び(ϵ_0)は縮小し、引張強さ(σ_u)は加工硬化の影響により上昇している。今回の実験に使用した高張力鋼(SM570Q)でも普通鋼と同様に、冷間曲げの影響を受けた鋼管材は加工前の鋼板においてみられた降伏現象(降伏棚)が消滅している。鋼管材の降伏点を0.2%off-set値で定義すると、鋼板のそれに比べAP50は約3%、AP25は5%上昇している。また引張強さもそれぞれ約4%、7%上昇している。

(2) 繰り返し荷重実験

a) 鋼管柱供試体の挙動

径厚比が小さいAP25シリーズはいずれも最大耐荷力の発現とほぼ同時に、供試体基部の圧縮側に凸状の局部座屈変形がみられはじめた。その後、正負交替荷重の進行にともない局部座屈変形は断面を周回し、いわゆる提灯座屈の形態を呈した。径厚比が大きいAP50シリーズは、局部座屈変形が発生した初期はAP25シリーズと同様の提灯座屈を示したが、荷重を進めるに

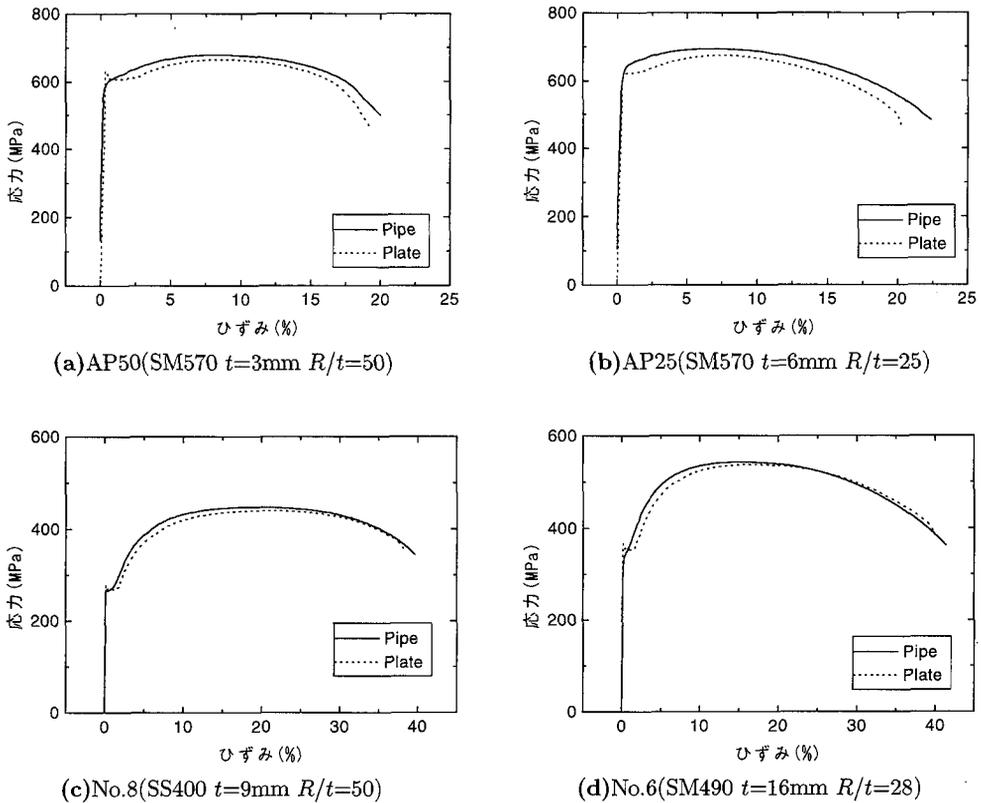


図-5 鋼材の応力-ひずみ関係

表-2 引張試験結果

Specimen	Piece	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	YR (%)	ϵ_{st} (%)	ϵ_0 (%)	λ (%)
AP50 ($t=3\text{mm}$)	plate	613	655	94	2.5	9.0	20
	pipe	598	678	88	—	8.3	20
AP25 ($t=6\text{mm}$)	plate	594	650	91	1.0	7.8	22
	pipe	624	693	90	—	6.8	22

Notes: σ_y : 0.2% off-set 値, $YR=\sigma_y/\sigma_u$

ϵ_{st} : ひずみ硬化開始点, ϵ_0 : 一様伸び, λ : 破断伸び

したが、堤灯座屈の直上に凹状の変形が局部的に生じた。また、単調載荷の AP50-15M, AP25-15M では局部座屈は圧縮側のみが発生し、載荷にともない片側のみの変形が増大した。実験後の供試体の状況を図-6 に示す。

図-7は、載荷実験後の各供試体について、水平荷重載荷方向の母線に生じた局部座屈の形状を軸管方向にトレースしたものである。横軸は前述の片持ち柱固定点（補強三角リブ上端）からの距離を示す。いずれも

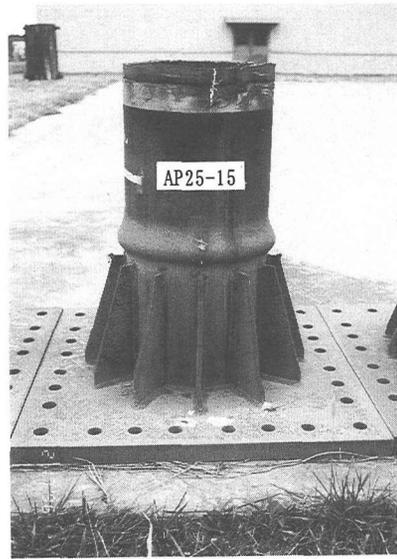
正弦波で近似できる上下対称の形状となっている。波長は板厚の厚い AP25 の方が長い。また同一の径厚比では座屈波形に違いはみられず、軸力比への依存性は小さいものと考えられる。

b) 荷重-変位履歴曲線

実験によって得られた水平荷重-水平変位の履歴曲線を図-8に示す。いずれも表-2に示した鋼管材の実測降伏点を用いて計算した降伏水平荷重: H_y 、およびこれと実験の初期勾配とを用いて計算した降伏変位: δ_y で無



(a)AP50-15



(b)AP25-15

図-6 載荷実験後の供試体の状況

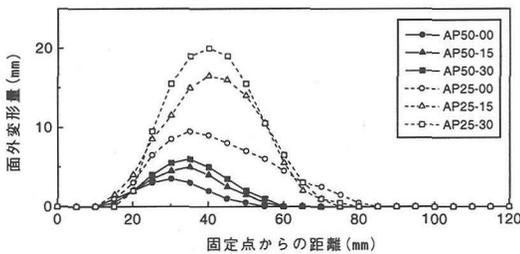


図-7 面外変形

次元化している。 H_y は式(1)より算定する。また、図中の破線で示した曲線は単調載荷 (AP50-15M, AP25-15M) の実験結果である。

$$H_y = (\sigma_y - \frac{P}{A}) \frac{z}{h} \quad (1)$$

ここに、 σ_y は材料降伏点、 P は軸力、 A と z はそれぞれ鋼管の断面積と断面係数、 h は固定点と水平荷重作用点との距離である。

いずれの結果も、最大耐荷力を越えた領域では繰返し載荷により耐荷力が低下するが、この場合、同一シリーズ内では軸力比が大きいほど耐荷力の低下の割合が大きいことがわかる。AP50, 25のシリーズを比較すると、最大耐荷力以降の挙動は径厚比に大きく左右され、径厚比が小さい方 (AP25) が変形性能が優れている。

一方、最大耐荷力に到達する以前の載荷で、変位が小さい領域では繰返し回数の影響は小さく、3回の同一変位の繰返し載荷に対しほぼ同一の軌跡となっている。しかし最大耐荷力に近い変位領域での繰返し載荷においては、以下のような高張力鋼 (SM570Q) 固有の現象が生じたことが考察される。

すなわち、普通鋼の場合、一般的に鋼材が繰返しのひずみ履歴を受けると、ひずみ硬化の影響により部材の強度が上昇することが知られており、既往の普通鋼を使用した鋼製橋脚の実験においても最大耐荷力に到達する以前の変位領域での繰返し載荷に対して強度が低下する事例は見当たらない^{5),6),8),14),22)}。これに対し今回の実験では図-8(d)の第1象限の $+2.2\delta_y$ の繰返し載荷において、1回目で最大耐荷力に達していないにもかかわらず2回目、3回目で強度の低下がみられる。また、図-8(e)に示す単調載荷 (図中の破線) と比較した場合、 $+3.3\delta_y$ に至る繰返し載荷の最大耐荷力直前の変位領域で、耐荷力が単調載荷を下回っており、これも既往の普通鋼を用いた実験²²⁾とは逆の現象を示している。このように今回の実験結果は、僅かではあるが既往の実験結果とは異なる挙動を示しており、これらは高強度鋼 (SM570Q) の使用による材料の繰返し軟化²³⁾が影響した可能性が考えられる。

c) 最大耐荷力と塑性率

荷重-変位履歴曲線に基づき、各供試体の耐荷力と塑性率の特性値について整理したものを表-3に示す。

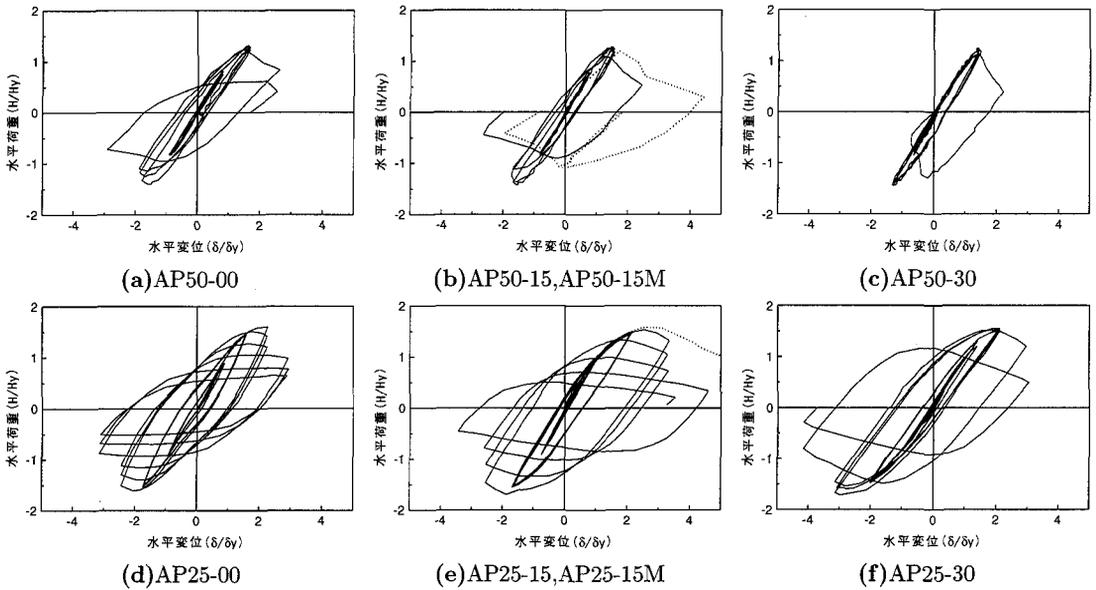


図-8 水平荷重-水平変位履歴曲線

表-3 実験結果の一覧

供試体 シリーズ	供試体名	構造諸元, パラメータ (実測)		実験結果																
		D (mm)	t (mm)	鋼種	σ_y (MPa)	R/t	R_t	$\bar{\lambda}$	P/Py	H _y (kN)	H _m (kN)	δ_y (mm)	δ_m (mm)	δ_{95} (mm)	δ_u (mm)	H _m /H _y	δ_m/δ_y	δ_{95}/δ_y	変形モード・ 終局状態	繰返し 回数
AP50	AP50-00	300	2.8	SM570	598	53.2	0.255	0.588	0.000	64.3	87.3	21.9	36.1	37.6	49.8	1.36	1.65	1.7	撓灯/凹凸	3回
	AP50-15	300	2.9	SM570	598	51.4	0.246	0.588	0.114	59.8	80.9	21.5	33.0	33.8	39.9	1.35	1.53	1.6	撓灯/凹凸	3回
	AP50-15M	300	3.0	SM570	598	49.5	0.237	0.588	0.110	61.3	70.3	17.6	30.0	35.1	39.2	1.15	1.70	2.0	撓灯/凹凸	単調
	AP50-30	300	3.1	SM570	598	48.4	0.232	0.589	0.216	55.3	74.3	22.0	31.2	32.0	36.1	1.34	1.42	1.5	撓灯/凹凸	3回
AP25	AP25-00	300	6.1	SM570	624	24.8	0.124	0.607	0.000	140	225	40.0	107	136	141	1.61	2.68	3.4	撓灯座屈	3回
	AP25-15	300	6.1	SM570	624	24.7	0.123	0.608	0.106	125	203	29.5	74.8	99.7	110	1.62	2.54	3.4	撓灯座屈	3回
	AP25-15M	300	6.0	SM570	624	24.9	0.125	0.607	0.107	124	196	28.7	75.4	96.3	146	1.58	2.63	3.4	撓灯座屈	単調
	AP25-30	300	6.0	SM570	624	24.9	0.125	0.607	0.214	110	179	22.0	44.0	47.4	76.3	1.63	2.00	2.2	撓灯座屈	3回

表-4 既往の実験データ

実験機関	供試体名	構造諸元, パラメータ (実測)		実験結果																
		D (mm)	t (mm)	鋼種	σ_y (MPa)	R/t	R_t	$\bar{\lambda}$	P/Py	H _y (kN)	H _m (kN)	δ_y (mm)	δ_m (mm)	δ_{95} (mm)	δ_u (mm)	H _m /H _y	δ_m/δ_y	δ_{95}/δ_y	変形モード・ 終局状態	繰返し 回数
PWRI ¹²⁾	NO.6	900	16.1	SM490	349	28	0.078	0.285	0.134	862	1540	15.1	62	77	119	1.79	4.1	5.1	撓灯座屈	1回
	NO.8	900	8.9	SS400	277	50.6	0.112	0.252	0.128	391	595	12.1	26	35	52	1.52	2.2	2.9	撓灯座屈	1回
	NO.29	900	9.0	SS400	309	50.0	0.124	0.27	0.199	402	529	9.1	24	-	37	1.31	2.6	-	撓灯座屈	1回
KC ¹³⁾	KC-1	600	20.0	SS400	284	15.0	0.033	0.354	0.086	400	660	20.0	157	170	>198	1.63	7.9	8.5	小凸状	1回
YBC ²¹⁾	A1C-ST	680	9.1	SM490	341	37.4	0.103	0.362	0.138	282	470	18.1	55	71	90	1.67	3.0	3.9	撓灯座屈	1回
/NSC	A3C-ST	800	9.1	SM490	341	44.0	0.121	0.307	0.117	403	640	16.3	48	61	73	1.58	2.9	3.7	撓灯座屈	1回
NSC ¹⁴⁾ (1993)	R0-30a	300	4.5	SS400	323	33.3	0.087	0.322	0.25	55	67	8.1	15.6	18.4	23.6	1.23	1.9	2.3	撓灯座屈	3回
	R0-30b	300	4.5	SM490Y	404	33.3	0.108	0.36	0.16	73	109	10.8	25.2	30.7	35.5	1.50	2.3	2.8	撓灯座屈	3回
	R0-25	250	6.0	SM490Y	392	20.8	0.066	0.429	0.21	56	92	9.4	32.0	44.7	57.9	1.65	3.4	4.8	撓灯座屈	3回
	R0-20	200	10.0	SM490Y	421	10.0	0.034	0.571	0.19	59	93	14.9	47.0	82.4	>102	1.58	3.2	5.5	LCF	3回

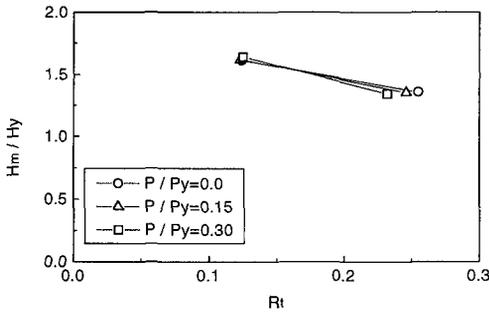
Notes KC: 鋼材倶楽部, LCF: 低サイクル疲労

H_m は実験で得られた最大耐荷力, δ_m は最大耐荷力に対応する載荷点の水平変位であり, δ_{95} , δ_u はそれぞれ荷重-変位履歴曲線の包絡線において, 荷重が最大耐荷力の95%および劣化域での降伏水平荷重に相当する変位である. なお, 同表には板厚および降伏点の実測値を用いた各供試体の構造諸元, パラメータについて

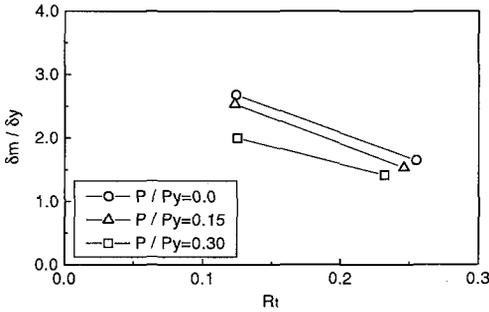
も示した. 耐荷力上昇率 (H_m/H_y) について, 式 (2) に示す径厚比パラメータ R_t との相関を図-9 (a) に示す.

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

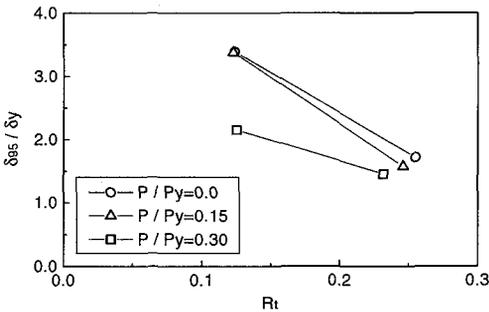
ここで, R_c は鋼管の板厚中心までの半径である. 繰



(a) $H_m/H_y - R_t$ の相関



(b) $\delta_m/\delta_y - R_t$ の相関



(c) $\delta_{95}/\delta_y - R_t$ の相関

図-9 耐力・塑性率-径厚比パラメータ関係

り返し载荷の場合、同じ径厚比の供試体はほぼ同一の耐力上昇率となっており軸力比の影響は小さく、また径厚比が大きくなると耐力上昇率が低下することがわかる。

同様に、塑性率 (δ_m/δ_y)、(δ_{95}/δ_y) についての結果を図-9 (b),(c) に示す。同図から、塑性率は径厚比と軸力比のいずれにも影響を受けることがわかる。径厚比が大きい供試体 (AP50) 間の差異は小さいが、径厚比が小さい場合 (AP25) では軸力比によって塑性率が異なり、特に δ_{95}/δ_y は差異が顕著に現れている。なお、

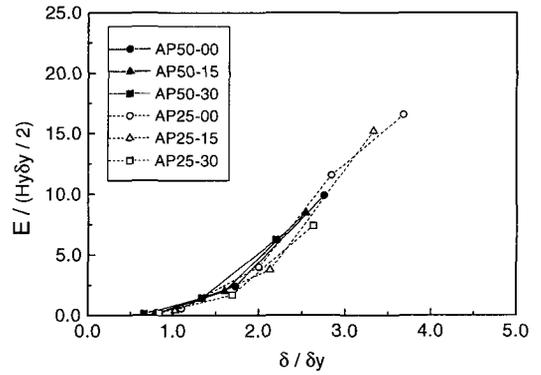


図-10 履歴吸収エネルギー

これらは普通鋼を用いた既往の研究^{14),12)}においても同様の傾向を示しており、高張力鋼 (SM570Q) の特異性ではないものと考えられる。

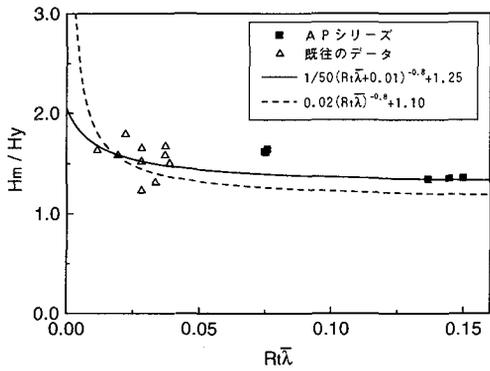
d) 履歴吸収エネルギー

図-10に各载荷変位における第1サイクル目の履歴吸収エネルギーを示す。エネルギーは弾性ひずみエネルギー $H_y\delta_y/2$ で除して無次元化表示している。いずれの供試体も最大水平荷重を越えても吸収エネルギーは増加し続けることがわかる。これらは普通鋼を用いた既往の実験^{12),13)}でも同様の傾向を示している。各供試体間を比較すると、同一の無次元化変位においては径厚比、軸力比に依存せずほぼ同一の吸収エネルギー量となっている。一方、同一の径厚比においては軸力比の小さい方が最大吸収エネルギー量が大きく、また最大値に対応する変位も大きい。

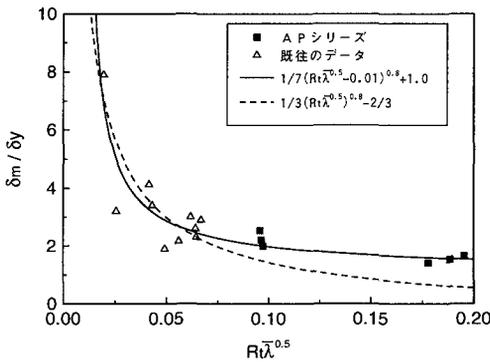
(3) 耐力上昇率、塑性率の推定式

ここでは上述の実験、および各機関で実施された既往の実験データを総合して降伏点で無次元化したパラメータを用いた耐力上昇率 (H_m/H_y) と塑性率 (δ_m/δ_y)、(δ_{95}/δ_y) の推定式を導く。

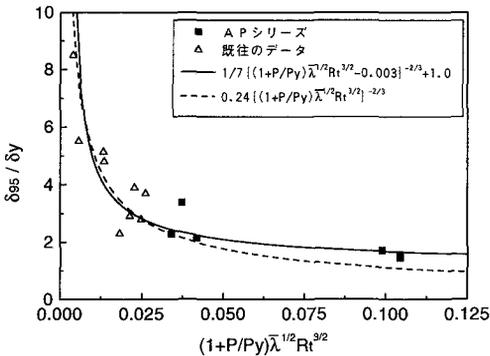
使用した既往の実験データを表-4に示す。表の実験結果の諸数値は、本研究と同一の要領で整理したものである。これらはいずれも鋼種が50キロ級以下の普通鋼である。载荷の条件として各変位における繰返し回数は1回と3回とが混在するが、最大耐力の近傍までは繰返し回数の影響が小さいことから、この条件については仕分けを行わないこととした。本研究の単調载荷を除く実験データ、ならびに既往の実験データに関して、 H_m/H_y 、 δ_m/δ_y および δ_{95}/δ_y についてプロットしたものを図-11に示す。図-11の作成にあたっては宇佐美らの研究^{19),20)}を参考にした。文献¹⁹⁾は繰返し水平力を受ける種々の径厚比の鋼管柱に対するシミュ



(a) 構造パラメータと H_m/H_y の相関



(b) 構造パラメータと δ_m/δ_y の相関



(c) 構造パラメータと δ_{95}/δ_y の相関

図-11 耐力と塑性率

パラメータ： $R_t, \bar{\lambda}, (1+P/P_y)$ にその感度として適当な指数で与えたものの積で表示した。そして、実験結果を用いて最小二乗法による回帰曲線を作成し、これをそれぞれの推定式(式(3)~(5))とした。図中の破線は文献¹⁹⁾に示される推定式、実線は特に本実験で得られたパラメータが大きい領域での近似性が改善された本研究の推定式である。

$$\frac{H_m}{H_y} = \frac{1}{50(R_t \bar{\lambda} + 0.01)^{0.8}} + 1.25 \quad (3)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{1}{7(R_t \bar{\lambda}^{0.5} - 0.01)^{0.8}} + 1.0 \quad (4)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{1}{7 \left\{ (1 + P/P_y) R_t^{3/2} \bar{\lambda}^{1/2} - 0.003 \right\}^{2/3}} + 1.0 \quad (5)$$

4. 結論

高張力鋼 (SM570Q) を用いて製作した円形断面の鋼管柱供試体について、一定の軸力と繰り返し水平力が同時に作用する実験を行った。その結果、以下の結論が導かれた。

- (a) 普通鋼を用いた既往の実験結果と対比して、高張力鋼 (SM570Q) の固有の現象として、最大耐力に到達する直前での繰り返し載荷に対して若干の強度低下がみられ、その原因として材料の軟化の可能性が考えられる。しかしながら、全般的に特異な座屈や割れが生じることなく、また耐力、塑性率についても従来データと同様に、鋼管製造後の材料の降伏点を使用したパラメータ ($R_t, \bar{\lambda}$) を用いて整理すると、既往の普通鋼の実験データと同様の評価ができることが判明した。
- (b) 径厚比パラメータが大きい領域 $R_t \approx 0.25$ (AP50) においても、繰り返し水平力により生じる局部座屈の形状は、断面を周回する凸状の面外変形、すなわち提灯座屈である。今回の実験では提灯座屈の発生位置、形状は径厚比に関係し、軸力比には依存しなかった。
- (c) 実験データが不足する径厚比パラメータが大きい領域の鋼管柱について、材料降伏点で無次元化した径厚比、軸力比と耐力上昇率、塑性率との相関を得た (図-9)。これらは普通鋼を用いた既往の実験結果と同様の傾向を示した。
- (d) 既往の実験結果を含めたデータに基づき耐力上昇率 (H_m/H_y) ならびに塑性率 (δ_m/δ_y)、(δ_{95}/δ_y) の推定式を示した (式(3)~(5))。

謝辞： 本研究は土木学会 鋼構造委員会 鋼構造新技術小委員会 終局強度研究 WG (主査：西村宣男教授) の

レーション解析から耐力、塑性率の推定式を提示したものである。また文献²⁰⁾は矩形断面の鋼製橋脚を対象に、載荷実験および数値解析結果から推定式を導いたものである。ここでは、これらの研究成果ならびに前述の本研究で得られた鋼管柱の耐力、変形性能に影響をおよぼす因子を考慮し、図-11の横軸には、構造

研究活動 (H3~H7年度) の一環として実施されたものである。委員の方々には貴重な助言をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査中間報告，1995.3.
- 2) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造物の安全性の調査報告（阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計について），1995.5.
- 3) Schilling, C.G. : Buckling Strength of Circular Tubes, *Prpc. of ASCE*, Vol.91, No.ST-5, pp.325-348, 1965.
- 4) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室：鋼製橋脚模型正負交番載荷実験，土木研究所資料，第2174号，ISSN 0386-6878, 1983.3.
- 5) 宇佐美勉，水谷慎吾，青木徹彦，伊藤義人，安波博道：補剛箱形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.38A, pp.105-117, 1992.3.
- 6) 富永知徳，安波博道：厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究，*構造工学論文集*，Vol.40A, pp.189-200, 1994.3.
- 7) 渡辺英一，杉浦邦征，幡本章一，長谷川敏之：ダクティリティに基づく鋼製橋脚の有効な断面形状に関する実験的研究，*構造工学論文集*，Vol.38A, pp.133-142, 1992.3.
- 8) 新日本製鐵株式会社，名古屋大学工学部土木工学科：繰り返し外力を受ける鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究（報告書），1991.3.
- 9) 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・変形能に関する実験的研究，土木学会第48回年次学術講演会，I-24, pp.196-197, 1993.9.
- 10) 京都大学工学部土木工学科：鋼製橋脚の耐震・耐久性に関する研究（報告書），1992.3.
- 11) 本間宏二，三木千壽，館石和雄，穴見健吾，佐々木哲也：断面変化のある鋼管柱の繰り返し水平載荷実験，*阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集*，pp.355-358, 1996.1.
- 12) 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*，Vol.42A, pp.975-986, 1996.3.
- 13) 橋本修身，安波博道，水谷慎吾，小林洋一，中川知和：コンパクト断面橋脚の耐震性に関する検討，*橋梁と基礎*，Vol.30, NO.8, pp.135-137, 1996.8.
- 14) 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能に関する実験的研究，土木学会第50回年次学術講演会，I-19, pp.38-39, 1995.9.
- 15) 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, 1997.1.
- 16) 寺田昌弘：強震時の鋼製橋脚の安全性評価法に関する研究，名古屋大学工学部土木工学科修士論文，1993.
- 17) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤努，才塚邦宏：鋼製箱型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, 1996.10.
- 18) 富永知徳，安波博道：厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の経済性と耐震性評価，*鋼構造論文集*，Vol.2, NO.5, pp.37-51, 1995.3.
- 19) 宇佐美勉：鋼製橋脚の耐震性能向上技術に関する研究，第1回土木鋼構造研究シンポジウム，pp.20-33, 1996.11.
- 20) 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.
- 21) 株式会社横河ブリッジ，新日本製鐵株式会社：鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験報告書，1996.10.
- 22) 鈴木森晶，宇佐美勉：鋼製橋脚の激震時挙動に関する基礎的研究，*NUCE Research Report*，No.9702, 1997.3.
- 23) 三木千壽：鋼橋梁部材の疲れ強さ評価に関する基礎的研究，*東京工業大学学位論文*，1979.1.

(1997. 6. 2 受付)

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE CYCLIC ELASTO-PLASTIC BEHAVIOR OF HIGH STRENGTH STEEL(SM570Q) PIPE COLUMN

Hiomichi YASUNAMI, Masahiro TERADA, Tetsuhiko AOKI and Masaki YAMADA

Regarding a total of 8 test specimens of steel pipe cantilever column of high strength steel(SM570Q) which parameters are diameter-thickness ratio and axial force ratio, a quasi-static cyclic loading test assuming seismic force was conducted to investigate the load carrying capacity and ductility.

We obtained load carrying capacity and plastic rate, which has a large diameter-thickness ratio parameter and on which experimental data are scarce. These results showed the same tendency as that of the existing experimental results obtained using ordinary steel.

Based on the experiment, as well as on test data accumulated by various institutions to date, we proposed a formula of load carrying capacity and plastic rate of steel pipe columns.