

変断面鋼管柱およびその補強構造の変形性能に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE DUCTILITY
OF VARIABLE-SECTION STEEL PIPE COLUMN

安波博道*・寺田昌弘**・名取 暢***・村越 潤****

Hiromichi YASUNAMI, Masahiro TERADA, Tohru NATORI and Jun MURAKOSHI

*正会員 工修 新日本製鐵株式会社 建材開発技術部 (〒100-71 東京都千代田区大手町 2-6-3)

**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 千葉県富津市新富 20-1)

***正会員 株式会社横河ブリッジ 技術本部 技術開発室 (〒273 千葉県船橋市山野町 27)

****正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室 (〒305 茨城県つくば市大字旭一番地)

A quasi-static cyclic loading test assuming a seismic force was conducted on four test specimens. Of these, two were cantilever steel pipe columns (made of SM490 and SM570Q, respectively) of which plate thickness is varied in the mid-length section by weld-joining and the other two were the same cantilever steel pipe columns but reinforced with a pipe encasement with clearance.

Through the test, we comprehended the elasto-plastic behavior of variable-section columns and reinforced structures under a cyclic loading. Regarding the variable-section columns, we proposed a ductility evaluation method different from that in the existing studies on uniform-section columns. Regarding the reinforced structures, we showed the improvement effects of ductility.

Key Words : steel bridge pier, pipe column, quasi-static cyclic loading test, ductility

1. 緒言

既設高架橋の円形断面鋼製橋脚(本論文では鋼管柱と呼ぶ)の多くは製作・施工上の制約,ならびに経済設計の観点から,作用力に応じて柱の中間部で板厚を変化させた変断面柱が用いられている.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,このような鋼管柱の板厚変化部の近傍に鋼管柱固有の凸状の局部座屈が発生した.また,一部では過度な局部変形に伴う割れが生じた^{1),2),3)}.

このような被害の実態を踏まえて改訂された道路橋示方書⁴⁾では,ぜい性的な破壊を防ぐための鋼管柱の構造細目の例として,1)鋼管の外側に隙間をあけて鋼板を巻立てた構造(本論文では,これを"補強構造"と呼ぶ),2)鋼管を縦リブで補強した構造,3)鋼管の径厚比を制限した構造が挙げられている.また,耐震性能の照査法については,コンクリートを充填しない鋼製橋脚では動的解析を行うこととされており,解析モデルに用いる諸数値は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とされている.

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⁵⁾⁻³¹⁾.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データが復元力モデル作成の基礎資料としても利用されている^{32),33)}.宇佐美らは,箱形断面橋脚を対象にこれらの実験データから耐荷力,変形性能の推定式を提示し,鋼管柱についても準静的繰り返し載荷実験を再現する要領で構造諸元をパラメータとする数値解析を行い,その解析データを用いて鋼管柱の耐荷力,変形性能の推定式を提案している³⁴⁾.

このような研究により,鋼管柱を対象とする準静的繰り返し載荷実験データも徐々に増えつつある^{11),17)-31)}.しかしながら,これまでの実験事例は供試体の板厚が管軸方向に一樣の等断面柱を用いたものが大半であり,変断面柱を対象とした実験データは極めて少ない^{22),23)}.変断面柱においては,外力を受けた時の板厚変化部近傍の局所的な挙動に対して,上下の鋼管の断面構成や,鋼種,溶接条件等が影響することが考えられるが,これまでの等断面柱の実験ではこれらが評価できていない.したがって,耐震性能照査に用いる復元力モデルについても,等断面柱の実験や数値解析データが,そのまま変断面柱に適用できるか否かを検討しておく必要がある.一方,鋼管柱本体に対して隙間をあけた外巻き鋼管による補強構造についても,既往の研究^{24),25)}は等断面柱を対象としており,本

Table 1 実験供試体一覧

供試体名 (補強)	鋼管柱本体					外巻き鋼管				
	D (mm)	t_0 (mm)	鋼種	R_t 上/下	Z_D/Z_U	軸力 (kN)	c (mm)	t_1 (mm)	鋼種	L (mm)
CC-1 (無)	450	9/12	SM490	0.078/0.052	1.31	782	—	—	—	—
CC-2 (無)	450	9/12	SM570	0.112/0.084	1.31	782	—	—	—	—
CC-3 (有)	450	9/12	SM490	0.078/0.052	1.31	1124	5	9	SM490	300
CC-4 (有)	450	9/12	SM570	0.112/0.084	1.31	1124	5	9	SM570	300

Notes: D : 鋼管外径, t_0 : 上下部鋼管板厚, R_t : 上下部鋼管の径厚比パラメータ

$R_t = \frac{R_c}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)}$, R_c : 鋼管の板厚中心までの半径

Z_D : 下部鋼管の断面係数, Z_U : 上部鋼管の断面係数, c : 鋼管柱と外巻き鋼管の隙間

t_1 : 外巻き鋼管板厚

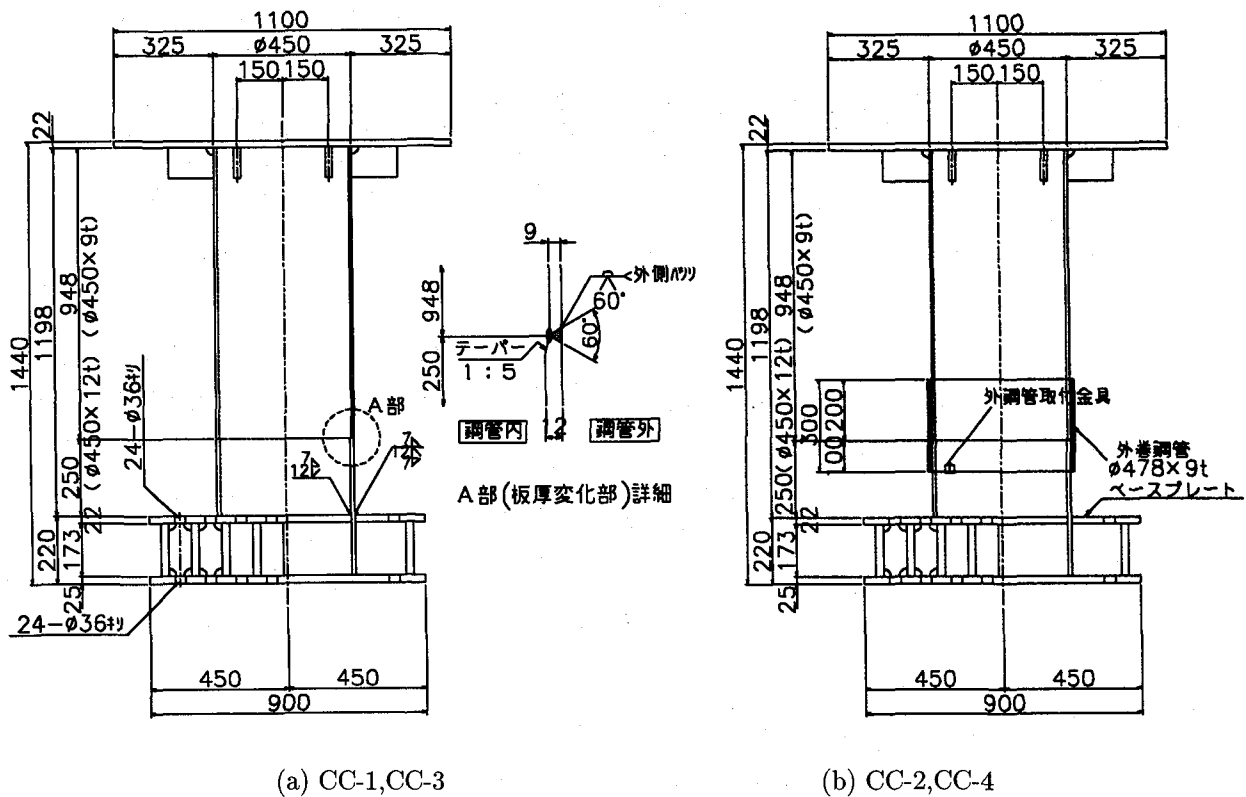


Fig.1 実験供試体

構造を変断面柱に適用した場合の挙動、ならびに変形性能の改善効果についての検討も必要である。

そこで本研究では、このような変断面鋼管柱の地震時に発生する応力度が厳しい板厚変化位置において、繰り返し水平力が作用したときの座屈挙動を把握するために、同一形状で材質のみが異なる変断面の片持ち柱供試体を対象に地震力を想定した準静的繰り返し荷重実験を行う。また、変断面柱の板厚変化部を前述の道路橋示方書に記載される1)の方法で補強した片持ち柱供試体についても同様の荷重実験を行う。そしてこれ

らの実験結果から、繰り返し荷重に伴う座屈発生・進展等の弾塑性挙動を把握するとともに、既往の等断面柱を対象とする実験データと比較しながら、動的解析の復元力モデルに用いる耐荷力および塑性率の推定式の変断面柱への適用性を考察する。また補強構造についても、塑性率を用いて補強による変形性能の改善効果を評価するものである。

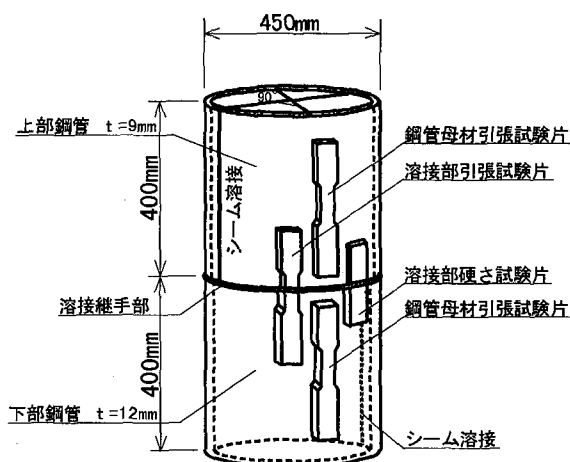


Fig.2 材料試験供試体

2. 実験供試体

2.1 片持ち柱供試体

本研究における実験供試体は、管軸方向に1箇所、板厚変化部を有する片持ち柱の縮小模型である。供試体諸元の設定にあたり、兵庫県南部地震で実際に損傷が生じた橋脚の断面構成を参照した。実橋脚では特に上下鋼管の板厚が大きく変化している所で上部の鋼管に大きな損傷が生じたことが報告されている³⁾。そこで本供試体の上下部鋼管の組合せについては、板厚変化位置における発生応力度の比率に着目し、上下部鋼管の断面係数の比を地震で比較的大きな損傷が生じた実橋脚に近似させることとした。また、上部鋼管の板厚については径厚比パラメータが座屈が生じた実橋脚のはほぼ上下限の近傍となるように設定したものである。

片持ち柱供試体の概要を Table 1、および Fig.1 に示す。本実験では同一形状の供試体に対し、2種類の鋼種 (SM490 および SM570Q) を用いている。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、シーム溶接した外径が450mmの冷間成形鋼管である。供試体 CC-1、CC-2 は、板厚 9mm の上部鋼管と板厚 12mm の下部鋼管を突合わせ溶接により接合した変断面柱である。接合法としては、CO₂半自動溶接により X 開先を鋼管の内面から1層溶接を行った後、外面からのハツリ、3層溶接の順で行った。溶接材料に関して、SM570Q の供試体については、後述のように使用鋼材の強度が JIS 規格の下限値 (450MPa) に比べかなり高く、規格値に対応する溶接材料を使用すると強度不足が懸念されることから、本供試体の製作にあたっては 70 キロ高張力鋼用の溶接材料 (AWS A5.28 ER100S-G 規格該当) を用いた。また、いずれの供試体も溶接施工では予熱、後熱は行わず、ビードの余盛りは平滑仕上げを行わず未処理とした。片持ち柱供試体は、鋼管の下部にベースブ

レート、柱頂部に載荷治具と連結するためのプレートと溶接により取り付けられたものである。上部鋼管と下部鋼管のそれぞれの長さは、供試体に所定の軸力を載荷した状態で水平力が作用した時に、板厚変化位置すなわち板厚 9mm の上部鋼管の下端が先行して降伏するように設定した。

一方、CC-3 および CC-4 は、それぞれ CC-1 および CC-2 と同一の変断面鋼管柱に外巻き鋼管を取り付けたものである。この補強構造は初期剛性や最大耐荷力を大きく増加させることなく変形性能 (塑性率) のみを向上させることを目的としていることから、鋼管柱本体の周囲にある程度の隙間を設けて鋼管を巻いた構造である。隙間および外巻き鋼管についてはこれまでの研究^{24),25)}ならびに道路橋示方書⁴⁾に基づき、等断面柱において補強の効果が確認されている構造として次のように設定した。すなわち、鋼管柱本体の断面構成との関係から、いずれの供試体も隙間は本体鋼管 (上部鋼管) の板厚の約 1/2 である 5mm、材質および板厚は本体鋼管 (上部鋼管) と同一のものとした。また、外巻き鋼管の長さは鋼管直径の 2/3 の 300mm とし、その設置位置は鋼管柱本体の座屈変形が生じる部分をカバーするように板厚変化位置から上方に 200mm、下方に 100mm とした。外巻き鋼管の取り付けは、本体鋼管柱 (下部鋼管) の外面に溶接で取り付けられたピースに乘せ掛けたものである。

2.2 鋼管部材の材料試験供試体

鋼管の母材ならびに溶接部の機械的性質を調査するために、片持ち柱供試体と同一材料を使用して、同一断面形状の板厚変化部を有する鋼管部材を製作した。鋼管と鋼管の溶接も片持ち柱供試体と同一の要領で施工を行ったものである。Fig.2 に供試体の概要、ならびに試験片の切り出し位置を示す。

3. 鋼管部材の材料試験

3.1 母材引張試験

供試体に使用した曲げ加工前の鋼板、および材料試験供試体の鋼管母材部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 Table 2 に示す。また各鋼種、板厚ごとに鋼板と鋼管材の応力-ひずみ関係を Fig.3 に示す。本実験の供試体に用いた鋼板は、比較的板厚が薄手であることもあり、降伏点および引張強さのいずれも JIS 規格の下限値を大幅に上回っている。

鋼板と鋼管材について比較すると、冷間曲げ加工の影響を受けた鋼管材の応力-ひずみ曲線は加工前の鋼板においてみられた明確な降伏現象 (降伏棚) が消滅している。降伏点 (σ_y) の定義を JIS に準拠して、降伏棚が存在する場合 (本供試体では鋼板) は下降伏点、

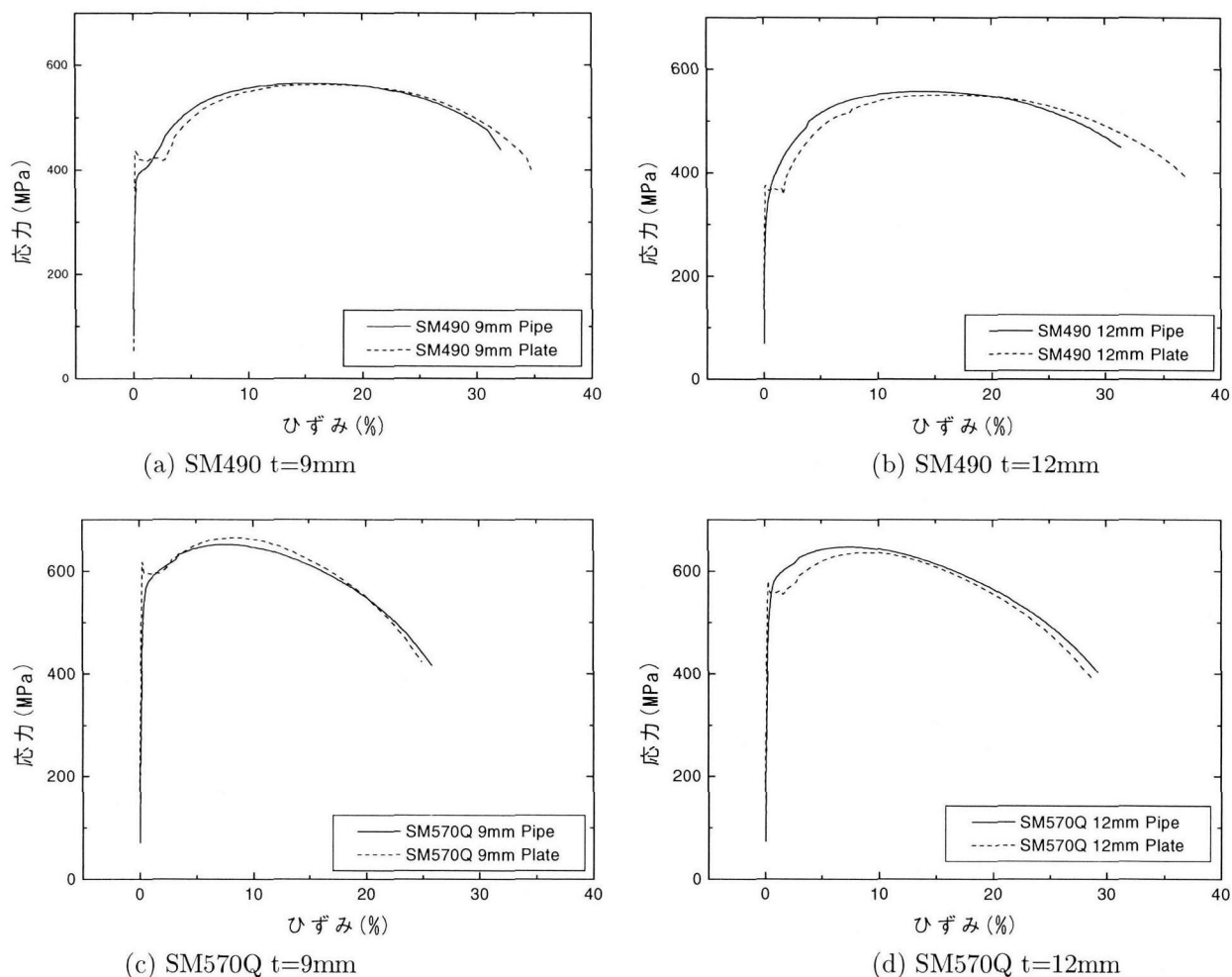


Fig.3 鋼材の応力－ひずみ関係

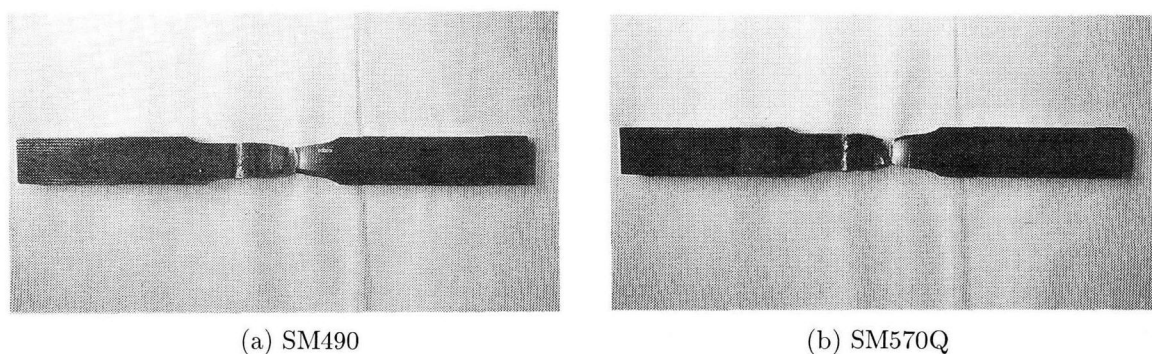


Fig.4 溶接部の引張試験結果

存在しない場合（本供試体では鋼管材）は0.2% オフセット値を適用すると，鋼管材の降伏点は鋼板のそれに対し $\pm 2 \sim 3\%$ 程度変動している．また引張強さは若干上昇，一様伸びは低下している．

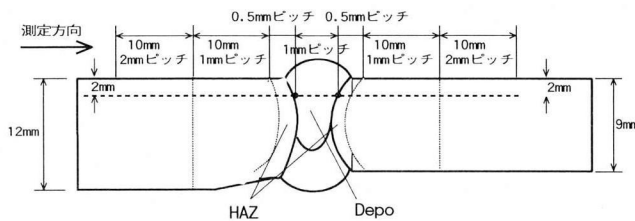
3.2 溶接部の引張試験

材料試験供試体の鋼管どうしの溶接部から切り出した試験片（12B 号試験片）の引張試験結果を Table 2 中に示す．試験における破断位置はすべての試験片とも，板厚が薄い方（ $t = 9\text{mm}$ 側）の母材部であった．

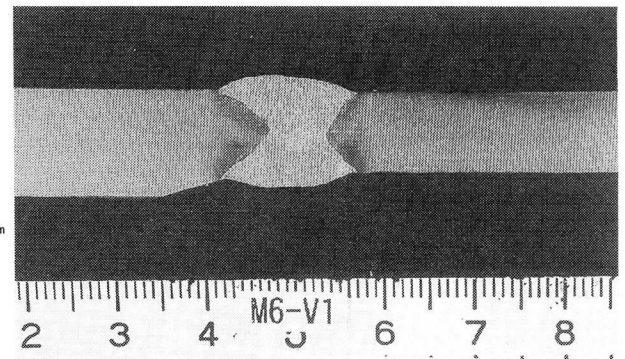
Table 2 鋼材の引張試験結果

鋼種	板厚 (mm)	Type	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	YR (%)	ϵ_0 (%)	λ (%)
SM490	9	鋼板	420	563	75	15	37
	9	鋼管	397	569	70	12	34
	12	鋼板	362	551	66	15	40
	12	鋼管	353	556	64	11	36
	9/12	溶接継手	446	588	76	—	—
SM570Q	9	鋼板	591	663	89	8.0	28
	9	鋼管	578	669	87	6.0	29
	12	鋼板	560	639	88	8.0	34
	12	鋼管	573	655	88	6.0	32
	9/12	溶接継手	587	677	87	—	—

Notes: YR= σ_u/σ_y , ϵ_0 : 一様伸び, λ : 破断伸び

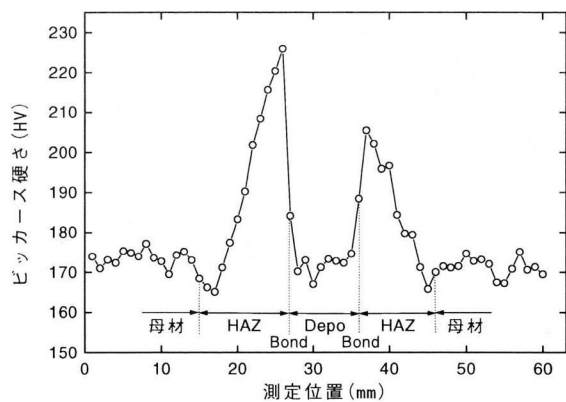


(a) 断面模式図

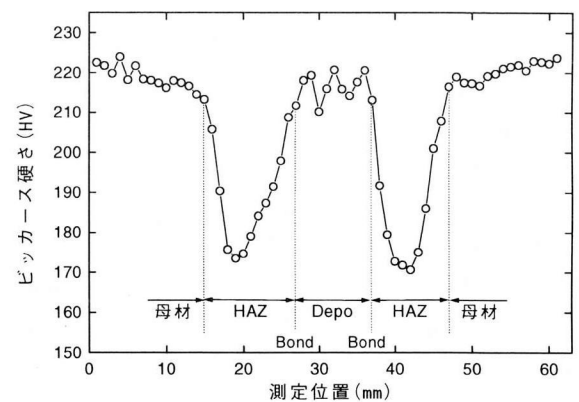


(b) 断面マクロ写真

Fig.5 硬さ試験供試体



(a) SM490



(b) SM570Q

Fig.6 硬さ試験結果

試験後の状況を Fig.4に示す. 降伏点, 引張強さのいずれも鋼管母材より若干高い値である.

3.3 溶接部の硬さ試験

Fig.5に材料試験供試体から切り出した溶接部のマクロ写真を, また Fig.6に溶接部およびその近傍の母材部約 20mm の範囲のビッカース硬さ試験結果を示す.

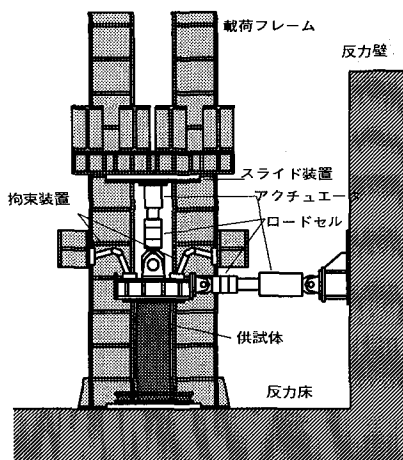


Fig.7 載荷装置

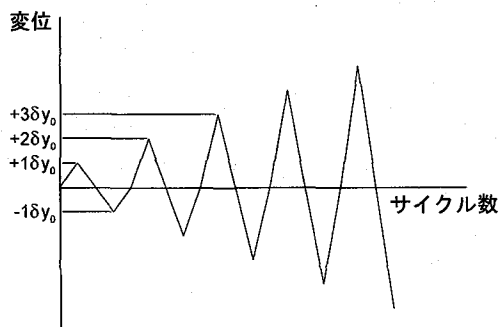


Fig.8 載荷パターン

同図において HAZ 部の硬さに着目すると、SM490 は一般的に見られるような硬化が生じているが、SM570Q は軟化が生じている。実構造物においては、このような軟化が生じないように溶接施工が行われているが、今回、SM570Q の HAZ 部が軟化した原因としては、当該鋼板が熱処理（焼入れ・焼戻し）鋼板であり、溶接法（CO₂アーク溶接）に対して供試体の板厚が薄いため、相対的に入熱量が大きくなったこと、冷却速度が遅くなった影響を受けやすかったこと等が考えられる。これらは縮小模型の供試体製作で考慮すべき課題である。この軟化の範囲は板厚と対比して相対的に広い領域であるにもかかわらず、継手引張試験は良好な結果が得られている。また、SM570Q の溶接金属部は母材部と同等の硬さとなっているが、これは今回 70 キロクラスの溶接材料を使用したことによるものであり、仮に鋼材規格に対応した溶接材料（60 キロ鋼用の溶接棒）を使用した場合には溶接金属部の硬さはより低い値となり、引張強度が不足することが予想される。

Table 3 供試体パラメータ

供試体	D (mm)	t (mm)	σ_y (MPa)	R_t	$\bar{\lambda}$
CC-1,3	450	9.0	397	0.078	0.224
CC-2,4	450	9.1	578	0.112	0.271

Notes: 諸数値は上部鋼管の仕様を示す

$\bar{\lambda}$: 板厚変化位置から上の細長比パラメータ

4. 準静的繰り返し載荷実験

4.1 載荷方法

実験は Fig.7 に示す載荷装置により、各供試体の柱頂部に所定の軸力（ $P/P_y=0.20$: JIS 規格降伏点を用いて計算した上部鋼管の全断面降伏荷重の 20%）を載荷した状態を保ちつつ、柱頂部を水平方向に載荷するものである。繰り返し載荷における水平変位の載荷パターンは Fig.8 に示すように、 $\pm 1\delta_{y0}$, $\pm 2\delta_{y0}$, ... の正負交番の変位漸増載荷である。各変位での繰り返し回数は 1 回とする。

ここで用いた繰り返し載荷の基本変位である δ_{y0} は、上部鋼管（ $t=9\text{mm}$ ）の下端（板厚変化位置）の最外縁が鋼材の JIS 規格降伏点に到達した時の載荷点位置における水平変位量の計算値である。補強鋼管柱の載荷ステップは対応する無補強鋼管柱と同一とした。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。

4.2 変断面柱（CC-1, CC-2）の実験結果

(1) 供試体の挙動

実験によって得られた供試体 CC-1, CC-2 の水平荷重—水平変位履歴曲線を Fig.9(a), (b) に示す。CC-1 は載荷変位が $\pm 6\delta_{y0}$ 、CC-2 は $\pm 5\delta_{y0}$ において最大耐荷力に到達した。いずれの供試体も最大耐荷力の発現とほぼ同時に、上部鋼管の板厚変化部近傍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、正負交番載荷の進行にともない、耐荷力が低下するとともに局部座屈変形は周方向に進展し、CC-1 では $8\delta_{y0}$ で、また CC-2 でも $7\delta_{y0}$ の段階でほぼ全円周に局部変形が進展し、いわゆる提灯座屈の形態を呈した。Fig.10 は各供試体の局部座屈の形状を管軸方向にトレースしたものである。また載荷実験後の供試体の状況を Fig.11 に示す。

Fig.10, 11 からわかるように 2 つの供試体間で局部座屈の発生位置に差異が見られる。CC-1 は凸状変形の頂点が板厚変化位置から上方に約 60~80mm の位置であり、板厚変化部には座屈変形が及んでいない。一方、CC-2 は、載荷方向の母線では板厚変化位置の上方のわずか 10~20mm の位置に変形の頂点が現れ、載

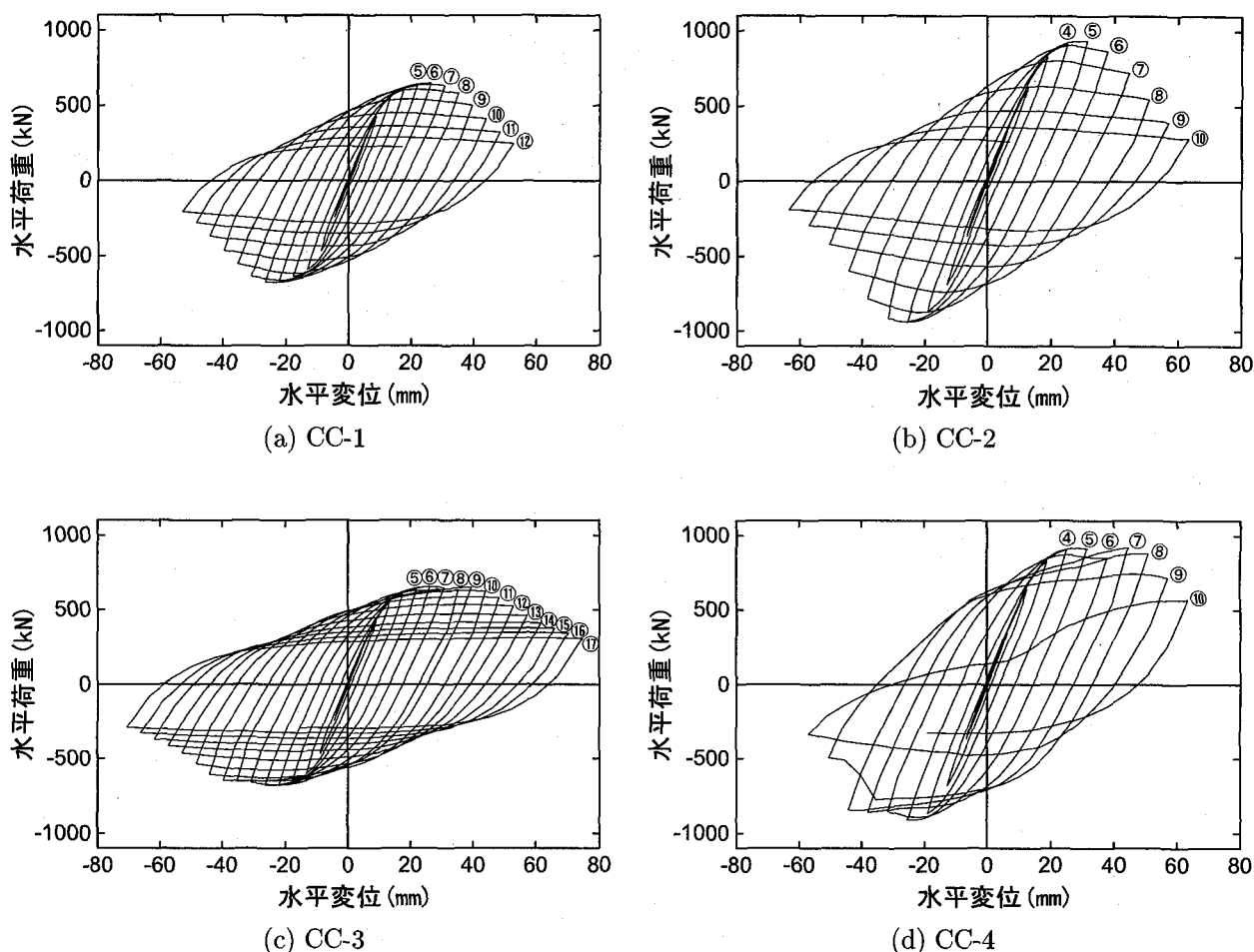


Fig.9 水平荷重—水平変位履歴曲線

Table 4 実験結果

供試体名	P/P_y	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	δ_u/δ_y
CC-1	0.158	360	650	4.59	22.6	28.7	44.7	1.81	4.93	6.25	9.74
CC-2	0.154	533	936	6.80	26.3	31.1	48.2	1.76	3.86	4.57	7.09
CC-3	0.158	360	658	4.59	22.6	40.6	66.1	1.83	4.92	8.85	14.4
CC-4	0.154	533	919	6.80	23.2	45.8	44.3	1.73	3.41	6.74	6.51 ^{*1}

Note: *1: δ_u は $7\delta_y$ を適用

荷と直交方向では溶接部が頂点となっている。この件に関連して、材質がSTK400, SM400の変断面柱供試体を対象とした本間・三木らの実験^{22),23)}では、座屈の発生位置が板厚変化位置から離れた部位に発生しており、今回のCC-1と類似した座屈変形である。このように鋼種によって座屈発生位置が異なる原因として、Fig.6に示した溶接熱影響部(HAZ部)の硬化、軟化が影響しているものと考えられる。すなわち、SM400やSM490等の非調質鋼ではHAZ部を含む溶接部の強度

が一般部(母材)より高いことから、作用力は小さいものの材料強度が低い一般部が先行して塑性化した。一方、SM570Qのような調質鋼で、しかも今回の供試体のようにHAZ部に軟化域が存在する鋼管柱では、HAZ部の塑性化が先行し、溶接部を含む領域で局部座屈変形が生じたものと考えられる。

いずれの供試体とも載荷終了時では局部座屈変形が相当進行したが、割れは生じなかった。また、下部鋼管には座屈等の変状は観察されなかった。

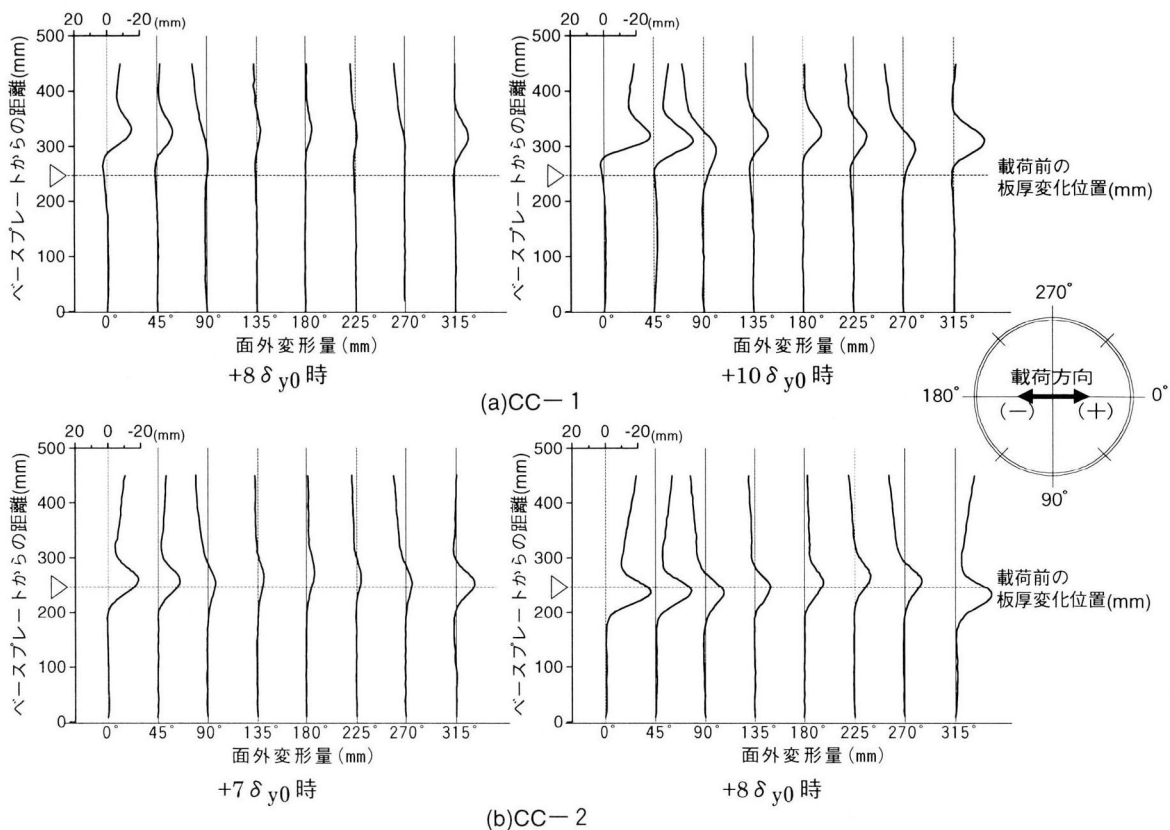


Fig.10 局部座屈の変形状況

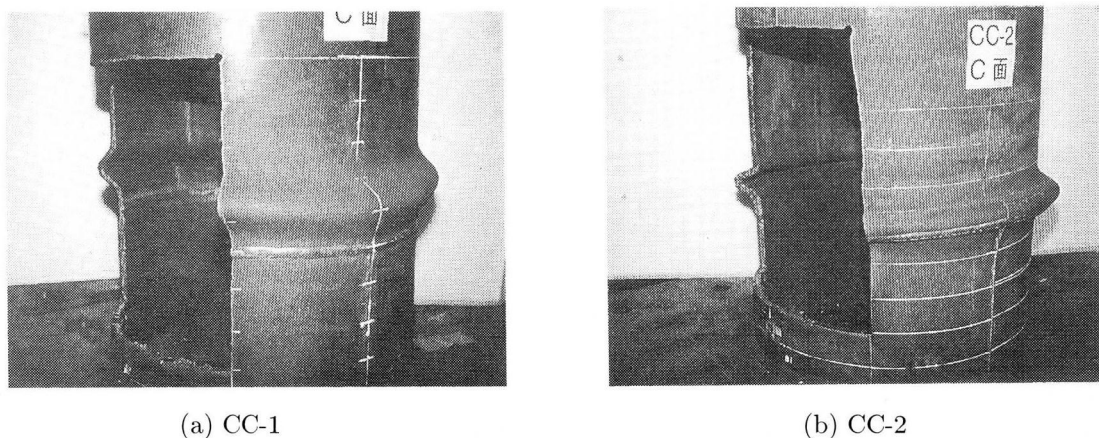


Fig.11 実験後の供試体の状況

(2) 最大耐力と塑性率

変断面柱の荷重実験においては、計測された柱頂部の水平変位 (δ) は上部鋼管の変位 (δ_1) と下部鋼管の変位 (δ_2) が加算されている。本研究では、局部座屈が生じた上部鋼管のみの水平変位量を次式によって算定する (Fig.12の模式図を参照)。なお、耐力力については下部鋼管の影響はないものと考え、実験で得られた値をそのまま適用する。

$$\delta_1 = \delta - \delta_2 = \delta - (\delta_{2,s} + \theta_2 h) \quad (1)$$

ここに、 $\delta_{2,s}$ 、および θ_2 は、それぞれ板厚変化位置における下部鋼管の水平変位、および撓み角である。これらは供試体の板厚変化位置から下方 110mm の位置に設置した変位計の計測値から、板厚変化位置の変位および撓み角を外挿した値を用いた。また、 h は板厚変化位置と水平荷重作用点との距離である。各供試体の板厚および鋼材の降伏点の実測値を用いた構造諸元、

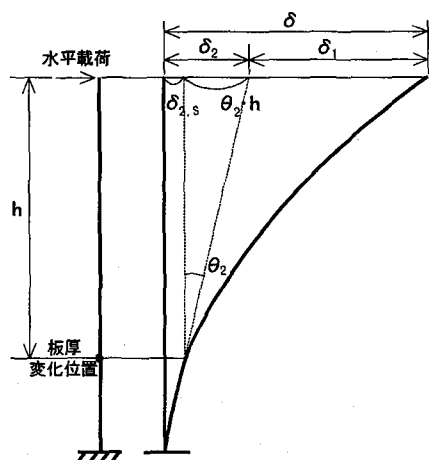


Fig.12 水平変位の構成

およびパラメータを Table 3 に示す。

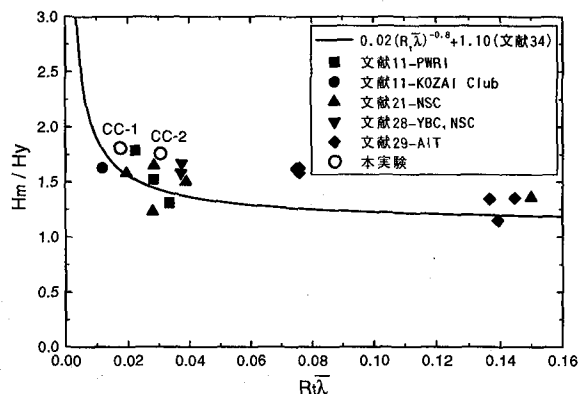
以上の条件に基づき各供試体の耐力力と塑性率について整理したものを Table 4 に示す。ここで、 H_y は式 (2) によって算定される上部鋼管のみを考慮した場合の降伏荷重であり、 δ_y は H_y と実験の初期弾性勾配とを用いて計算される降伏変位である。また、 H_m は実験で得られた最大耐力力、 δ_m は最大耐力力に対応する載荷点の水平変位であり、 δ_{95} 、 δ_u はそれぞれ履歴曲線の包絡線において、荷重が最大耐力力の 95%、および降伏荷重に対応する水平変位である。

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

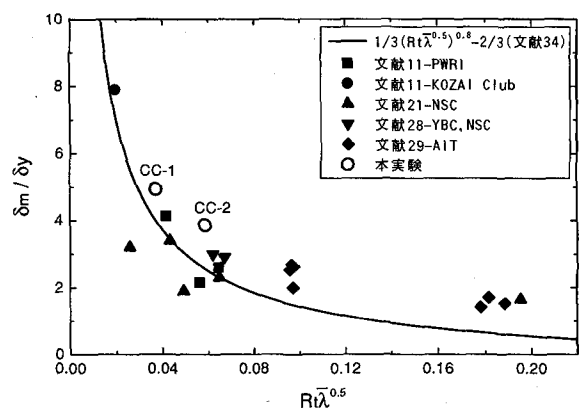
ここに、 P は軸力、 A と z はそれぞれ上部鋼管の断面積と断面係数である。また式中の鋼材の降伏点 σ_y は Table 2 に示す鋼管材の引張試験結果を適用している。

Table 3, 4 より、CC-1 と CC-2 とは寸法諸元はほぼ同一であるが、材料の強度特性が異なることから、耐力力上昇率 (H_m/H_y)、塑性率 (δ_m/δ_y , δ_{95}/δ_y , δ_u/δ_y) に差異が生じていることがわかる。すなわち降伏点が低いほど、耐力力上昇率、塑性率のいずれも大きくなる傾向を示す。

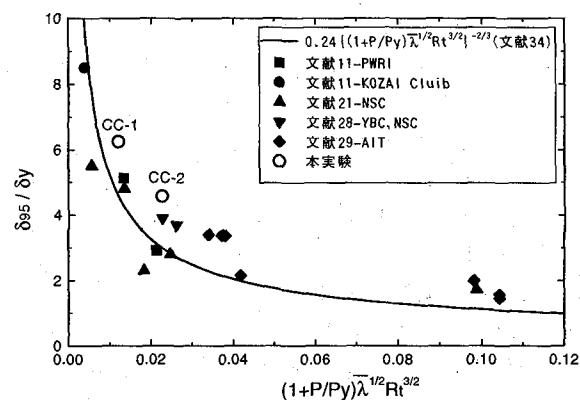
次に、既往の等断面鋼管柱の準静的繰り返し載荷実験を対象に本研究と同一の要領でデータ整理を行い、 H_m/H_y , δ_m/δ_y , δ_{95}/δ_y について今回の実験データと併せてプロットしたものを Fig.13 に示す。それぞれの図の横軸ならびに図中の実線は、宇佐美らが数値解析データに基づいて算定した指標、ならびに推定式³⁴⁾である。耐力力上昇率については変断面柱と等断面柱とはほぼ同等であり、また、塑性率は等断面柱に比べて変断面柱の方が若干大きめの値を呈している。本実験において、下部鋼管には座屈や断面の偏平化等の変形が生じることはなく、Fig.13, Table 4 に示した耐力力、塑性率に対する下部鋼管の構造的な影響は僅少である



(a) 最大荷重



(b) 最大荷重時変位



(c) 95%最大荷重時変位

Fig.13 耐力力上昇率および塑性率

と考えられる。本実験の塑性率 (δ_m/δ_y , δ_{95}/δ_y) が若干高めに算定された要因として、板厚変化位置を固定点として上部鋼管の変位を算出する時の図形計算上の誤差が考えられる。しかし、その量は大きく見積もっても高々 $1\delta_y$ 程度であり、これを考慮しても、塑性率は推定式を上回る値が得られる。

以上より、本供試体のように比較的大きな板厚変化を有する変断面柱の最大耐力力、変形性能に関しては、板厚変化位置を固定点とにおいて算定することにより、既往の等断面柱の実験データが適用できるものと考えら

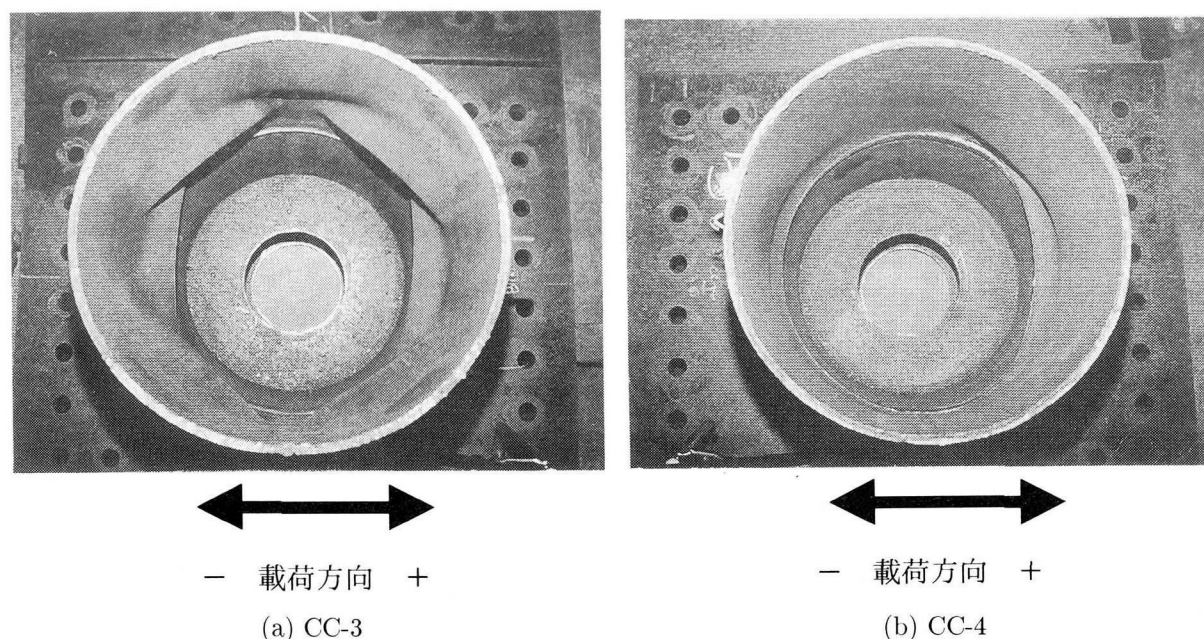


Fig.14 実験後の供試体

れる。

4.3 補強鋼管柱 (CC-3, CC-4) の実験結果

(1) 供試体の挙動

外巻き鋼管で補強した供試体 CC-3, CC-4 の水平荷重—水平変位履歴曲線を Fig.9(c), (d) に示す。履歴曲線についてそれぞれの無補強タイプ (CC-1, CC-2) と比較する。CC-3 は最大耐荷力を少し越えた $7\delta_{y0}$ までは CC-1 とほぼ同一の軌跡を描くが、 $8\delta_{y0}$ 以降は一旦低下した荷重が再度上昇しており、CC-1 に比べ大幅に変形性能が向上していることがわかる。これは、外巻き鋼管によって鋼管柱本体に生じた座屈変形の進行が抑制されたことによるものと考えられる。CC-4 を CC-2 と比較しても同様の傾向を示しており、鋼種に依らず変形性能の改善効果が認められた。また、荷重の開始から終了に至るまで、供試体の外観では局部変形や割れ等の変状は見られなかったが、CC-4 は $-8\delta_{y0}$ に向かう荷重の途上で急激に荷重が低下しており、内部で割れが発生した可能性を示した。

ここで、外巻き鋼管の挙動について考察する。供試体 CC-4 の外巻き鋼管の外面に貼付した 2 軸ひずみゲージの計測結果を Fig.15 に示す。前述の一旦低下した荷重が再度上昇するタイミング ($-6\delta_{y0}$ に向かう荷重の途上) に合わせてひずみが生じはじめたことがわかる。その後、荷重の進行とともに増加している。ひずみ値は管軸方向に比べて周方向が卓越していることから、外巻き鋼管はフープテンションによって本体鋼管柱に生じた局部変形を拘束しているものと考えられる。また、ひずみの最大値は $8\delta_{y0}$ の荷重時であり、鋼材の降伏点

を越えている。一方、供試体 CC-3 もひずみの発生するタイミングや分布の状態は CC-4 と同じ傾向を示したが、ひずみの最大値は弾性範囲にとどまっていた。

実験終了後、供試体を解体して内部の状況を観察した (Fig.14 参照)。CC-3 は板厚変化位置から上方の少し離れた位置に、荷重方向に対して 45° の円周上の 4 箇所を節として、荷重方向および荷重直角方向に凹状のダイヤモンド形の局部座屈が発生していた。変形の高さ方向の中心は板厚変化位置から $60\sim 80\text{mm}$ であり、溶接部には変形が及んでいない。また、さらにその上部に隣接して、この局部座屈と同一形状の変形で平面的に 45° 回転させた状態の局部座屈が生じていた。本供試体では鋼管柱本体に発生する局部座屈の外側への変形を外巻き鋼管が拘束するため、座屈モードがダイヤモンド形となり、さらに多段に発生させたものである。無補強タイプでは座屈変形が一個所に集中するが、補強構造では座屈を多段に発生させることが、鋼管柱の塑性変形領域を拡張させ、変形性能の向上につながったものと考えられる。このように局部座屈が多段に発生する現象は、既往の等断面柱の補強構造を対象とした実験においても観察されており、今回の実験によって変断面柱でも等断面柱と同様の挙動を呈することが確認できた。CC-4 は、荷重方向の一侧の半円には板厚変化位置の直上に CC-3 と同様のダイヤモンド形の局部座屈が観察された。一方、+側のほぼ半円周には、板厚変化位置の直上に凹状の局部変形が生じ、また板厚変化の溶接部の上部鋼管側の溶接止端部に割れが生じていた。Fig.9(d) の履歴曲線において $-8\delta_{y0}$ の荷重途上で耐荷力が急激に低下した原因として、この溶接部

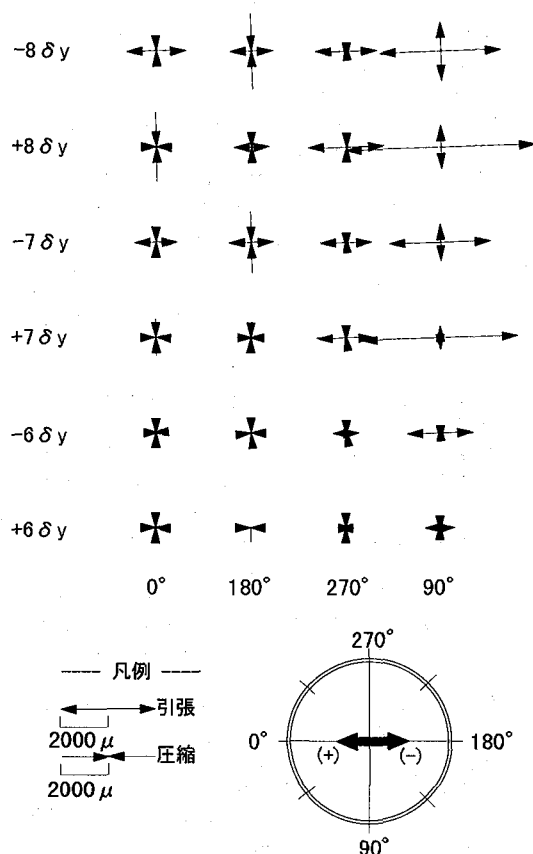


Fig.15 外巻き鋼管のひずみ進展状況

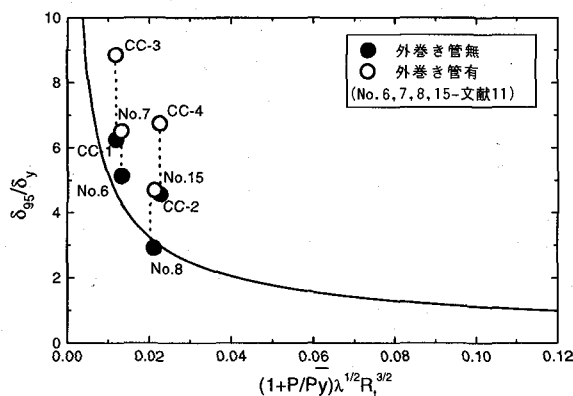


Fig.16 補強による塑性率の改善結果

の割れが起因したものと考えられる。CC-2で観察されたように、SM570Qの変断面柱では局部座屈変形が溶接部に及んでおり、CC-4においては外巻き鋼管により変形を拘束したことが逆にひずみ振幅を大きくし、割れに至ったものと思われる。橋脚構造においてこのような割れを一つの終局限界と置くならば、CC-4の終局限界変位は耐力力に関わらず $7\delta_{y0}$ となる。

(2) 変形性能（塑性率）の改善効果

耐力力、塑性率について整理したものを Table 4中に示す。補強の有無を比較すると (CC-3とCC-1, CC-4とCC-2), 最大耐力力、ならびに最大耐力力時の水平変位に対応する塑性率 (δ_m/δ_y) はほぼ同等であり、塑性率 (δ_{95}/δ_y) についてはいずれの供試体も 2.0 程度の向上が見込まれる。前述のように、本補強構造は初期剛性や最大耐力力を大きく増加させることなく変形性能のみを向上させることを目的としていることから、期待どおりの結果が得られた。

次に、既往の等断面柱を対象とした準静的繰り返し載荷実験結果^{24),25)}を本研究と同一の要領でデータ整理を行い、 δ_{95}/δ_y について今回の実験データと併せてプロットしたものを Fig.16に示す。既往の実験においても、外巻き鋼管の有無に関わらず本体鋼管柱は同一仕様である。図より等断面柱、変断面柱のいずれも同程度の改善効果が見られており、本補強構造の塑性率を推定する場合も等断面柱の実験データを適用することが可能であるものと考えられる。

5. 結論

溶接接合により柱中間部で板厚を変化させた変断面鋼管柱の片持ち柱供試体 2 体 (鋼種:SM490, SM570Q), およびそれぞれの鋼管柱本体に対して隙間をあけた外巻き鋼管による補強構造の供試体 2 体の計 4 体について、水平地震力を想定した準静的繰り返し載荷実験を行った。供試体の諸元については兵庫県南部地震で比較的大きな損傷が生じた橋脚の断面構成を参照し、変断面柱の上下部鋼管の組合せはそれぞれの断面係数の比 (下部/上部) が約 1.30 としたものである。また外巻き鋼管については、既往の研究ならびに道路橋示方書に基づき、等断面柱において補強効果が確認されている仕様として、隙間の大きさが本体鋼管の約 1/2, 材質と板厚は本体と同一、鋼管の長さは本体の 2/3D としたものである。実験から以下の結果が得られた。

1. 変断面柱の載荷実験の結果、上部鋼管の板厚変化部 (溶接部) 近傍に、震災でも見られた断面を周回する凸状の提灯座屈が生じた。座屈の発生位置は鋼種が異なる 2 つの供試体に差があり、SM490 の供試体 (CC-1) は溶接部から少し離れた位置であったのに対し、SM570Q の供試体 (CC-2) は座屈変形が溶接部に及ぶ形状となった。このように座屈発生位置が異なった要因として、Fig.6に示したように溶接熱影響部 (HAZ 部) の硬化および軟化が考えられる。
2. 本供試体のように比較的大きな板厚変化部を有する変断面柱の耐力力、塑性率については、板厚変化位置を固定点とみなして固定点より上部の弾塑性挙動を抽出することにより、既往の等断面柱の

実験データを適用することができる。

3. 外巻き鋼管による補強構造は変断面柱においても効果があり、本実験で設定した仕様においては、変形性能（塑性率： δ_{95}/δ_y ）の改善効果は2.0程度が見込まれる。

なお、今回のSM570Q（調質鋼）の供試体では、板厚変化位置の溶接HAZ部において軟化が生じたため、溶接部に局部座屈変形が発生した。この場合においても耐荷力、変形性能についてはその影響は小さいものの、大変形に対して割れが生じない保証は得られていない。溶接入熱量や層間温度、予熱等の管理を行っている実構造物では、このような軟化が生じる可能性は少ない。しかしながら、今後、施工の省力化を指向して大入熱溶接等を使用する場合には、極力軟化を生じさせない溶接施工管理を行うことが望まれる。また、調質鋼を使用する供試体製作において、本論文が参考になれば幸いである。

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，平成7年3月。
- 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），平成7年5月。
- 3) 池内智行・谷口直子・西村宣男・中川知和：兵庫県南部地震における鋼管橋脚損傷の数値シミュレーション，鋼構造論文集，Vol.4，NO.14，pp.29-38，1997.6。
- 4) 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。
- 5) 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。
- 6) 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。
- 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) 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性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.189-200，1994.3。
- 9) 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会耐震設計WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996.5。
- 10) 鈴木森品・宇佐美勉：鋼製橋脚の激震時挙動に関する基礎的研究，NUCE NO.9702，1997.3。
- 11) 建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・（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）～（VII），1997.4。
- 12) 西川和廣・山本悟司・上仙 靖・安波博道・名取 暢：鋼製橋脚の耐震補強に関する実験，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.583-590，1996.1。
- 13) H.Tajima, H.Hanno and H.Kosaka：EXPERIMENTAL STUDIES ON STEEL RECTANGULAR PIERS UNDER CYCLIC LOADING, SDSS'97, pp.205-212, 1997.7。
- 14) 南 莊 淳・堀江佳平・陵城成樹・井元 泉：鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.189-196，1997.5。
- 15) Yuhshi Fukumoto, Tatsumasa Takaku, Takashi Okamoto, Hiromitsu Tsukahara, Masami Koyama and Kazushige Ozeki：ULTIMATE STRENGTH OF STEEL PIERS WITH MULTI-CELL CROSS SECTION UNDER CYCLIC LOADING, SDSS'97, pp.221-228, 1997.7。
- 16) 中村聖三・安波博道・小林洋一・中川知和・水谷慎吾：少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.331-338，1997.5。
- 17) 新日本製鐵株式会社・名古屋大学工学部土木工学科：繰返し外力を受ける鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究（報告書），1991.3。
- 18) 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，1996年3月。
- 19) 京都大学工学部土木工学教室：鋼製橋脚の耐震・耐久性に関する研究（報告書），1992.3。
- 20) 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，I-24，pp.196-197，1993.9。
- 21) 森忠彦・安波博道・富永知徳：繰返し水平力を受ける鋼管柱の変形性能に関する実験的研究，土木学会第50回年次学術講演会，I-19，pp.38-39，1995.9。
- 22) 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。
- 23) Jorge Müller・三木千壽・佐々木哲也：繰返し水平載荷実験と弾塑性解析による鋼管柱の耐震性能の検討，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.315-322，1997.5。
- 24) 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。
- 25) 西川和廣・村越潤・上仙靖：鋼製橋脚供試体の繰返し載荷実験，橋梁と基礎，pp.131-134，1996.8。
- 26) 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。
- 27) 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。
- 28) 横河ブリッジ株式会社・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。
- 29) 山田将樹・青木徹彦・安波博道：円形鋼管部材の繰返し載荷耐震実験，土木学会第51回年次学術講演会，I-B281，pp.562-563，1996.9。
- 30) 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，pp.161-168，1997.5。
- 31) 忠 和男・桜井孝昌・日下部和弘・後藤芳顯：円筒鋼製橋脚の耐震性能向上の為に補剛法，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.169-174，1997.5。
- 32) 鈴木森品・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。
- 33) 依田照彦・松尾礼子・春日清志：簡易非線形動的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耐震設計に関する論文集，pp.51-58，1997.5。
- 34) 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。

（1997年9月26日受付）