

〈一般研究課題〉 居住空間を支持する鋼柱の合理的な設計式の探索

助成研究者 名古屋工業大学 佐藤 篤司



居住空間を支持する鋼柱の合理的な設計式の探索

佐藤 篤司
(名古屋工業大学)

Survey of Rational Design Procedure for Steel Columns that are Supporting the Living Spaces

Atsushi SATO
(Nagoya Institute of Technology)

Abstract :

In Japan, square steel tubular columns have been widely used and seismic loads are significant in designing a column. However, the present design formulas for columns are based on test results of H-shaped steel columns, and it is questionable that this formula can be directly applied in square tubular columns. Moreover, test data that will verify the current limitation for square steel tubular column does not exist. Therefore, it is necessary to clarify the deformation capacity of square steel tubular columns under constant axial force with bending moment. For this purpose, full scale testing of square steel tubular columns are conducted. From the test results, the effects of axial force ratio, material property and loading pattern on the elasto-plastic behavior of the columns are clarified. And, it is shown that $P\delta$ moment significantly decreases the plastic deformation capacity of the column.

1. はじめに

冷間成形角形鋼管は直交する2方向に対して、剛性・耐力が等しいため、鋼構造建築物の柱材として広く使用されている。骨組に水平力が作用するとき、柱には軸方向力とともに、水平力に抵抗するせん断力が生じ、曲げモーメントが作用することになる。柱材の耐震性能を正しく評価するためには軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける角形鋼管の弾塑性挙動を明らかにする必要がある。

る。

佐藤・五十嵐は細長比15程度を対象として、製造過程により生じる初期不整が二軸曲げせん断力を受ける冷間成形角形鋼管片持ち柱の弾塑性挙動に与える影響を数値解析によって検討している¹⁾。また、桑原らは細長比8程度の冷間成形角形鋼管の圧縮材を対象に数値解析を用いて残留応力の有無、初期たわみ形状が局部座屈耐力に及ぼす影響を検討している²⁾。このように最近の研究では残留応力や初期不整といった製造工程で生じる材料的・幾何学的初期不整が短柱の局部座屈性状や局部座屈耐力に及ぼす影響の詳細な検討が行われている。一方で、比較的長い柱材の耐力や塑性変形能力に関する研究は古くから行われてきている。柱材の耐力に関する研究として、津田・松井は圧縮軸力を受けた状態で水平力を作用させた細長比30前後の角形鋼管片持ち柱の曲げ耐力実験を実施し、曲げ耐力の評価方法を示すとともに、指針に示された柱材の設計式³⁾の妥当性について検証⁴⁾を行っている。また津田・城戸・河野は、曲げねじれ座屈を考慮した高強度鋼材を用いた柱材の設計式を提案している⁵⁾。吹田・佐藤らは圧縮軸力と強軸回りに曲げを受ける細長比70のH形断面部材の耐力を数値解析により求め、鋼構造限界状態設計指針・同解説⁶⁾に示される軸力と曲げモーメントの相関耐力式および津田らが提案した相関式⁷⁾との比較を行っている⁸⁾。変形能力に関する研究として加藤^{9), 10), 11)}と桑村ら^{12), 13)}の一連の研究や、小野ら¹⁴⁾が行ったH形断面柱の変形能力に関する考察が挙げられる。これらの成果をもとに鋼構造限界状態設計指針⁶⁾では変形能力に関する設計式を設定している。軸力と曲げモーメントを受ける柱で塑性ヒンジを形成する矩形中空断面柱に対し、塑性変形能力を確保するための制限として以下の制限式(1), (2)を設定している。

$$n_y \leq 0.75 \quad (1)$$

$$n_y \cdot \lambda_{c,E}^2 \leq 0.10(1 + \kappa) \quad (2)$$

ここに、 n_y は柱の降伏軸力 N_y に対する作用軸力 N の比率(= N/N_y)、 $\lambda_{c,E}$ は柱の曲げ面内細長比(= $1/\pi \cdot \sqrt{\sigma_y/E} \cdot L/i_x$)、 κ は柱の両端の曲げモーメント比(= M_2/M_1 , $|M_1| \geq |M_2|$)を意味しており、 σ_y は降伏応力度、 E はヤング係数、 L は材長、 i_x は曲げ面内での断面二次半径である。(1)式は柱の圧縮軸力が極めて大きくなると、柱のたわみ変形に伴う付加曲げモーメントなどにより不安定挙動を起こしやすくなるため、その現象を防ぐ制限である。(2)式は、柱材端部に塑性ヒンジを形成する柱に対し、軸力を保持した状態で一定値以上の塑性変形能力を確保するための軸力比と細長比による制限である。しかし、H形断面柱による実験結果^{14), 15)}に基づいて構築された制限式(2)が矩形中空断面柱に適用できるかを検討した研究はほとんど行われていない。三谷・松井・津田によって角形鋼管の塑性変形能力評価式の提案¹⁶⁾がなされているが、これは軸力とせん断力を受けるH形鋼の実験結果を引用したものであり、角形鋼管の実験結果を反映した変形能力評価の研究は十分になされていないのが状況である。

実際の構造物では軸方向力を受けた状態で曲げモーメントを受けるが、先に述べたようにこのような条件での検討は十分になされていないのが現状である。柱材の局部座屈変形性状および局部座屈耐力のみならず、 $P\delta$ 効果により最大曲げモーメント位置が柱材端から離れるような部材の最大耐力・変形性状の検討は必要である。本研究では一定軸力下で曲げモーメントを受ける角形鋼管柱の最大耐力および最大耐力を決定する変形形状を実大実験により確認する。実験変数は軸力比、鋼種および載荷方法であり、これら実験変数が最大耐力、塑性変形能力、変形形状に与える影響を検討することが本研究の目的である。

2. 一定軸力下で曲げを受ける角形鋼管柱の実大実験概要

2.1. 試験体計画

一定軸力下で曲げモーメントを受ける角形鋼管柱の最大耐力、塑性変形能力および変形形状を把握するため、実大実験を実施する。本実験で使用する柱材は冷間成形角形鋼管であり、断面形状は□-150×150×9である。幅厚比は16.7であり、鋼構造限界状態設計指針のP-I-1区分を満足した値である。試験体パラメータには軸力比、鋼種(STKR400, BCR295)、載荷方法を設定した。実験に使用した試験体を図1に示す。柱の両端には試験装置に設置するため、厚さ32mmのエンドプレートが溶接されている。

表1にJIS 5号試験片による鋼材の機械的性質を、表2に各鋼種毎の短柱圧縮試験結果を、表3に実験で使用した角形鋼管の断面諸性能を、表4に試験体一覧を示す。素材試験片は角形鋼管の溶接シーム部を除く3面の平板部から各1本ずつを採取し、その平均値を表1に示している。降伏応力度

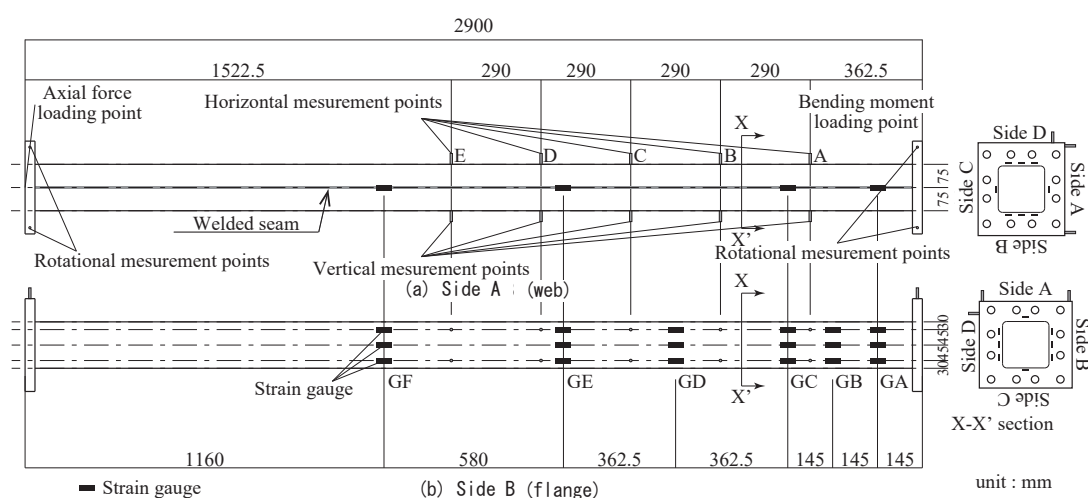


図1 試験体全体図

表1 鋼材の機械的性質

Steel grade	E [kN/mm ²]	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	Y.R. [%]	E_{long} [%]
STKR400	211	386.7	459.1	84.2	35.2
BCR295	214	420.4	491.9	85.5	32.0

E : ヤング係数, σ_y : 降伏応力度, σ_u : 引張強さ, Y.R.: 降伏比, E_{long} : 破断伸び

表2 短柱圧縮試験結果

Steel grade	${}_sN_{max}$ [kN]	${}_sN_y$ [kN]	${}_{cal}N_y$ [kN]	${}_sN_y/{}_{cal}N_y$
STKR400	2088	1781	1832	0.9718
BCR295	2384	2008	2102	0.9557

${}_sN_{max}$: 短柱圧縮試験の最大耐力, ${}_sN_y$: 短柱圧縮試験の降伏耐力,

${}_{cal}N_y$: 実測値に基づく求めた降伏軸力 ($=A \cdot \sigma_y$)

表3 角形鋼管の断面諸性能 (実測値)

Steel grade	t [mm]	B [mm]	R_{out}/t	A [mm ²]	I [cm ⁴]	Z_p [cm ³]	M_p [kN·m]
STKR400	8.667	150.2	1.81	4713	1540	246.5	95.3
BCR295	9.158	150.3	1.69	4953	1606	258.1	108.5

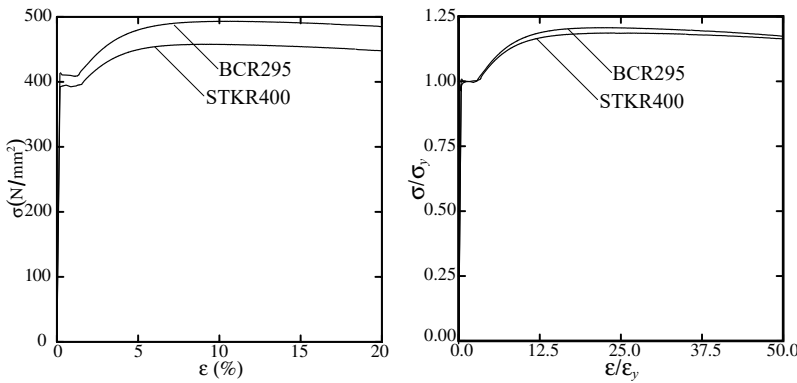
t : 板厚, B : 断面せい, R_{out} : 角部の外半径[mm], A : 断面積, I : 断面二次モーメント,

Z_p : 塑性断面係数, M_p : 全塑性曲げモーメント ($=Z_p \cdot \sigma_y$)

表4 試験体一覧

Name	Steel grade	L [mm]	B/t	λ	$f\lambda_{c,E}$	$\lambda_{c,E}$	n_y	N_t [kN]	κ	M_{pc} [kN·m]	θ_{pc} [rad]
B150bt17ny020L2900M_S	STKR400	2900	16.7	50.7	0.56	0.69	0.20	366	0.0	90.02	0.02860
B150bt17ny030L2900M_S	STKR400	2900	16.7	50.7	0.56	0.69	0.30	550	0.0	83.39	0.02748
B150bt17ny030L2900C_S	STKR400	2900	16.7	50.7	0.56	0.69	0.30	550	0.0	83.39	0.02748
B150bt17ny030L2900M_B	BCR295	2900	16.7	50.9	0.62	0.72	0.30	631	0.0	94.22	0.03102

L: 材長, λ : 細長比, $f\lambda_{c,E}$: 降伏強さおよび公称値に基づく面内細長比, $\lambda_{c,E}$: 面内細長比, n_y : 軸力比, N_t : 目標とする導入軸方向力 ($=n_y \cdot \text{cal} N_y$), κ : 柱の両端の曲げモーメント比 ($=M_2/M_1$), M_{pc} : 軸力を考慮した全塑性モーメント, θ_{pc} : 座屈たわみ角法に基づいて算定される軸力を考慮した全塑性モーメントに対応する弾性回転角



(a) 応力度-歪度関係 (b) 無次元化応力度-歪度関係
図2 応力度-歪度関係

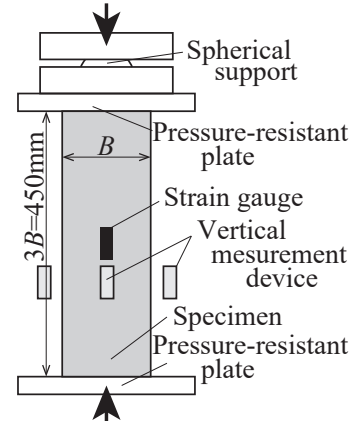


図3 短柱圧縮試験概要図

σ_y は降伏棚が観察された時の応力度であり、図2(a)に素材試験結果の一例を示す。図2(b)は歪硬化係数を比較するため図2(a)の縦軸を降伏応力度 σ_y で、横軸を降伏応力度に対する降伏歪度 $\epsilon_y (= \sigma_y/E)$ により無次元化した結果である。図3に示す短柱圧縮試験の試験体は断面せいの3倍の450mmを材長とし、部材の両端を平坦に機械加工した。載荷時には荷重心と試験体の図心が一致するように歪ゲージの値を読み取り試験体位置を調整し、単調軸圧縮載荷を実施した。短柱圧縮試験の降伏耐力は初期軸剛性に対し、軸剛性が3分の1に低下した時点の荷重と定義した。表3に示す断面諸性能は短柱より計測した実測値に基づいて算定を行った。軸力比 n_y は降伏軸力 N_y に対する目標軸力 N_t の比を0.20と0.30に設定した。この軸力比は表1および表3に示す値から降伏軸力($=A \cdot \sigma_y$)を算出したが、表2に示すように実施した短柱圧縮試験においても降伏耐力はほとんど同値である。鋼種は柱材として広く一般に使用されるSTKR400とBCR295の2種類を設定した。STKR400の降伏強さは235N/mm², BCR295の降伏強さは295N/mm²と大きさが異なり、表4に示す降伏強さに基づいて算定した柱材の曲げ面内細長比 $f\lambda_{c,E}$ が変化する(表4)。図4に示す軸力比と細長比による制限式(2)との対応関係の違いが塑性変形能力に及ぼす影響を考察するという観点からもSTKR400とBCR295を設定している。また、素材引張試験結果に基づいて算定した柱材の面内細長比 $\lambda_{c,E}$ を表4に示し、図4に軸力比と細長比による制限式(2)との対応関係を示す。制限式(2)に基づいて、 $\lambda_{c,E}$ により軸力比0.30の試験体を評価した場合、

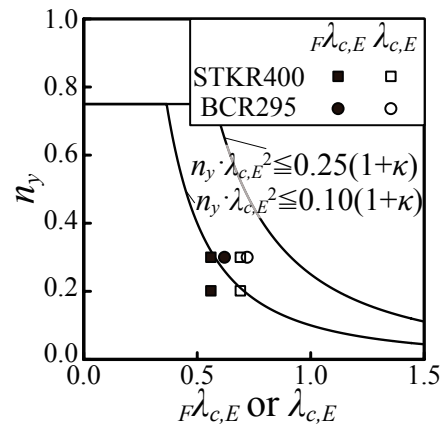


図4 制限式と試験体との対応

柱材端部に塑性ヒンジが形成され、塑性変形能力 $R(=0_u/\theta_{pc}-1)$ が3~5程度を確保できるとする鋼構造限界状態設計指針の範囲を超える。一方で、 $r_{\lambda_{c,E}}$ により試験体を評価した場合、鋼種がSTKR400の試験体は制限式(2)の範囲内となるが、BCR295の試験体は制限式(2)の範囲をわずかに超える。載荷方法は単調載荷と正負交番漸増繰返し載荷である。表4中の M_{pc} は軸力を考慮した全塑性モーメント¹⁷⁾であり、 θ_{pc} は座屈たわみ角法に基づいて算定される軸力を考慮した全塑性モーメント M_{pc} に対応する弾性回転角¹⁷⁾である。試験体名の記号「B」に続く数字が試験体の断面せいを、「bt」に続く数字が幅厚比を、「ny」に続く数字が軸力比を、「L」に続く数字が材長を、「_」以前の英字がMの場合は単調載荷を、Cの場合は繰返し載荷を意味する。「_」以降の英字がSの場合は鋼種がSTKR400であり、Bの場合は鋼種がBCR295である。

2.2. 実験計画 (計測計画・載荷計画)

図5に実験装置概要を示す。図5(a)は境界条件および載荷部詳細図を、図5(b)は載荷装置平面図を示している。図1および図5(b)に示すように、水平変位計を5ヶ所、鉛直変位計も同断面位置に5ヶ所設置し、曲げ面内の変形方向の変位履歴および断面の変形状態が計測できるようにした。柱両端部には材端の回転角を計測するために柱端部に2ヶ所ずつ変位計を設置した。また、載荷中の断面内歪分布が観察できるように図1に示す位置に歪ゲージを添付した。試験体は側面A(溶接シーム面)が上面となるように設置し、本論文では側面Aおよび側面Cをウェブ、側面Bおよび側面Dをフランジと定義する。ウェブ面には断面中央部に歪ゲージを、フランジ面には断面せいをおよそ4等分した位置に歪ゲージを添付した。載荷は目標とする軸方向圧縮力 N を試験体に導入した後、

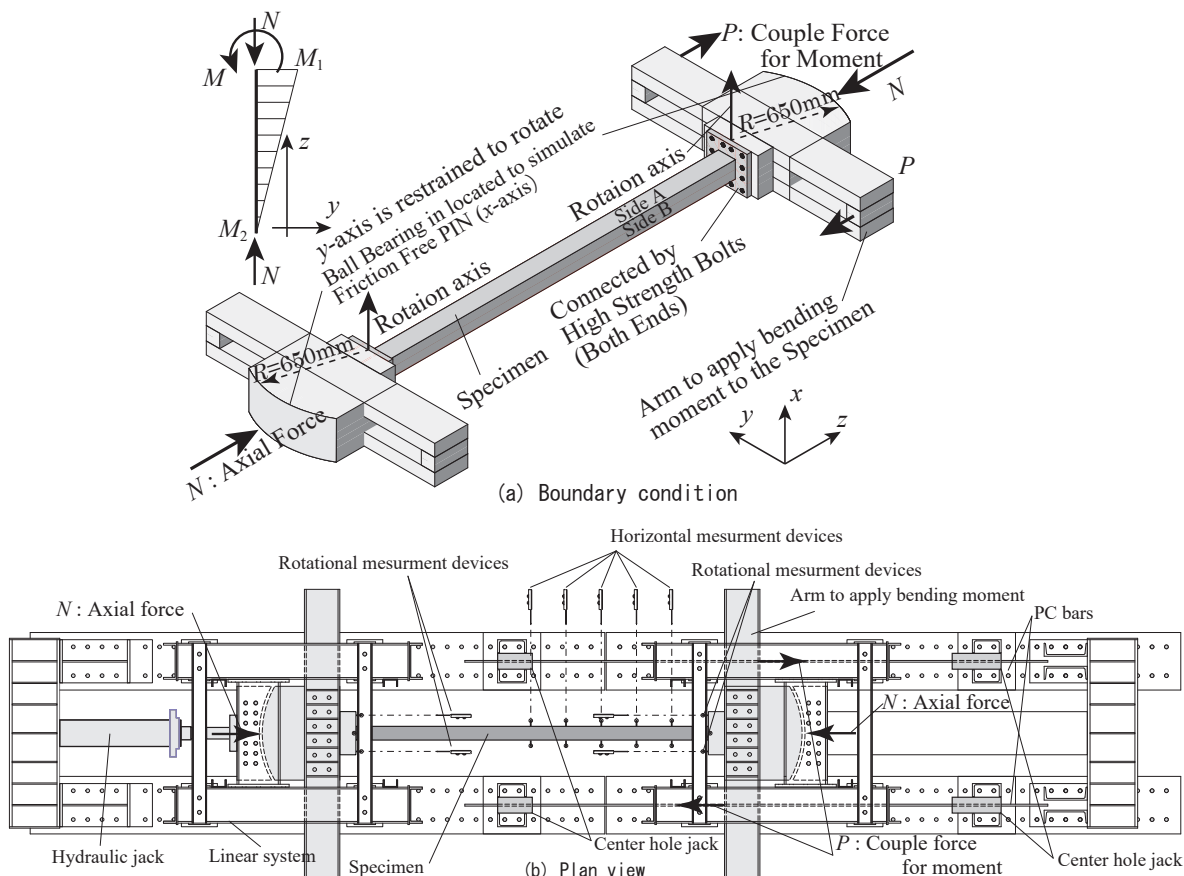


図5 試験装置詳細図

図5に示す柱材の一方の材端のx軸まわりに一端曲げモーメントを加えた。軸方向圧縮力はリニアシステムにより水平移動が可能な装置側から1000kNジャッキを用いて、目標とする軸方向圧縮力 N が常に保たれるように自動制御により载荷を行った。なお、軸方向力载荷時には図心位置と载荷軸が一致し、偏心が発生しないように载荷時に歪ゲージの値を読み取り、試験体位置を調整した。荷重は軸力载荷点に設置したロードセルにより計測した。曲げモーメントはセンターホールジャッキを用いて、図5に示すように载荷梁に緊結したPC鋼棒で偶力として導入し、ロードセルにより測定したPC鋼棒の張力と偶力間距離により曲げモーメントを計測した。両端の支持条件はピン支承とローラー支承であり、回転軸はx軸方向の回転のみを許容している。両端に設置したピン治具は摩擦による抵抗を限りなく小さくするため、ピン治具の回転に追従できる複数のベアリングによって支持されている。その回転中心はピン治具端部(試験体のエンドプレート端部、図5(a)参照)と载荷軸位置が一致するように設計されている。なお、この実験装置を検証する実験を佐藤・小野ら¹⁸⁾が実施しており、実験装置の有用性は示されている。本実験も同じ実験装置を使用していることから、境界条件は正しく再現できていると考える。

単調载荷の場合、試験体が耐力を完全に消失するまたはピン治具の最大ストローク(0.30 rad)に到達するまで実験を行った。正負交番漸増繰返し载荷の場合は、 $+20_{pc}, -20_{pc}, +20_{pc}, -20_{pc}, +40_{pc}, -40_{pc}, +40_{pc}, -40_{pc}, +60_{pc}, -60_{pc}, \dots$ のように、座屈たわみ角法に基づいて算定される軸力を考慮した全塑性モーメント M_{pc} に対する弾性回転角 θ_{pc} の偶数倍を正負2回ずつ繰り返した。

3. 実験結果

3.1. 単調载荷時における加力点での曲げモーメント-回転角関係

表5に実験結果の一覧を、図6に各試験体の加力点での曲げモーメント-回転角関係を示す。ここでの回転角は曲げモーメント加力点の変位計において計測された材端回転角である。 M_{pc} 到達時を○印で、最大耐力 M_{max} 到達時を△印で示している。表5中の θ_u は加力点の曲げモーメントが最大曲げモーメント M_{max} に至り、変形を伴い耐力劣化を始め、(3)式に到達した時の回転角に対応する。また、回転角 θ_u 時の曲げモーメントを変形能力評価時モーメント M_u (耐力評価点)とし、図6(a)中の□印で示している。なお、白色の凡例はB150bt17ny020L2900M_Sを、灰色の凡例はB150bt17ny030L2900M_Sを、黒色はB150bt17ny030L2900_Bを意味している。

$$M_u = \max(0.90M_{max}, M_{pc}) \quad (3)$$

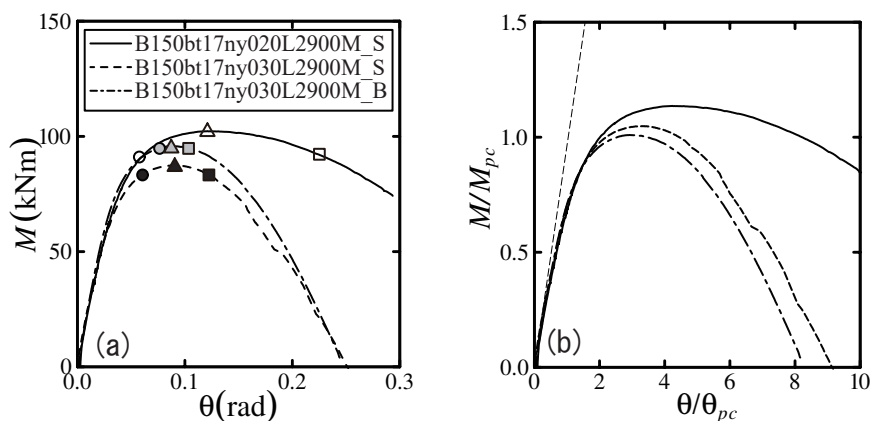


図6 曲げモーメント-変形角関係(単調载荷)

表5 実験結果一覧

Name	M_{max} [kN·m]	M_{min} [kN·m]	θ_{max} [rad]	θ_u [rad]	θ_u/θ_{pc}	$_{pl}\theta_u$ [rad]	$\Sigma\theta_{pl}^+$ [rad]	$\Sigma\theta_{pl}^-$ [rad]
B150bt17ny020L2900M_S	102.3	—	0.121	0.225	7.87	0.179	—	—
B150bt17ny030L2900M_S	87.42	—	0.091	0.122	4.45	0.080	—	—
B150bt17ny030L2900C_S	94.79	-102.0	—	—	—	—	0.335	0.268
B150bt17ny030L2900M_B	95.77	—	0.087	0.104	3.46	0.061	—	—

M_{max} : 最大曲げモーメント, M_{min} : 最小曲げモーメント, θ_{max} : 最大耐力時の回転角, θ_u : 耐力評価時の回転角, $_{pl}\theta_u$: 耐力評価点から初期剛性分を除荷した点の回転角, $\Sigma\theta_{pl}^+$: 正載荷側の累積塑性変形能力, $\Sigma\theta_{pl}^-$: 負載荷側の累積塑性変形能力

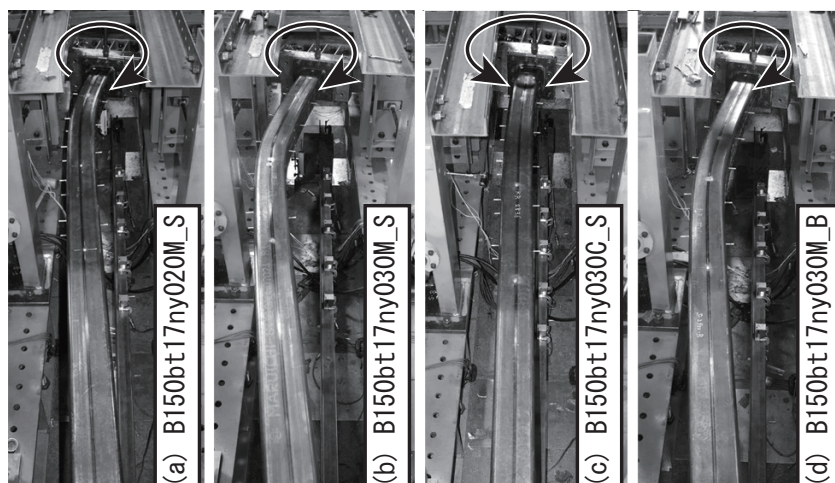


写真1 角形鋼管の変形形状

図6(b)は図6(a)の両軸を無次元化した結果であり、縦軸は軸力を考慮した全塑性モーメント M_{pc} により無次元化し、横軸は軸力を考慮した弾性回転角 θ_{pe} により無次元化している。図6(b)に示す破線は計算により求めた初期弾性剛性を示す直線である。

写真1には角形鋼管の載荷終了時の試験体の変形形状を示し、写真1中の上部の試験体端部が曲げモーメント載荷点である。

図6(a)より、実測値で制限式(2)を満足しない軸力比0.30の試験体は実測値で制限式(2)を満足する軸力比0.20の試験体と比較すると、最大耐力が15%程度低下し、最大耐力後の劣化勾配も急勾配となっている。これらの現象は軸力比が0.20から0.30へ上昇し、柱のたわみ変形に伴う付加曲げモーメント(以下、 $P\delta$ モーメントと称す)が大きくなることの影響していると考えられる。写真1(a),(b),(d)の変形形状に示すように、曲げ面内のたわみ変形量は圧縮軸力の大きさによって異なっており、軸力が大きい軸力比0.30の場合には、たわみ変形の最大変形位置が柱材端部からより離れた位置に発現していることが確認できる。なお、試験体が最大耐力に達し、耐力評価点((3)式)に至る過程において、柱材に局部座屈は生じていなかったことから、本実験で観察された劣化勾配は $P\delta$ モーメントによるものと考えられる。 $P\delta$ モーメントの影響についての詳細な考察は3.4節において説明する。軸力比0.30のSTKR400とBCR295を比較すると、BCR295のほうが最大耐力は大きな値となった。これは図2の無次元化応力度-歪度関係が示すように、降伏後の歪硬化係数はほとんど同じ値で違いがないこと、局部座屈によって最大耐力が決まっていないことから、降伏応力度と断面積が大きな値であったことによるものと考えられる。図6(b)および表5より、BCR295の塑性変形倍率 θ_u/θ_{pc} はSTKR400の塑性変形倍率よりおよそ1.0小さいことが確認できる。降伏後の

歪硬化係数が塑性変形能力に影響を及ぼすことは広く知られているが、図2(b)を引用して上述したように、対象鋼材の歪硬化係数はほぼ同値であったことから、歪硬化特性による影響は小さいと言える。本実験で対象としたBCR295の降伏応力度と断面積はSTKR400よりも大きな値であったため、結果として、無次元化に用いる M_{pc} および対応する弾性回転角 θ_{pc} がSTKR400よりも大きな値となる一方で、BCR295の最大耐力 M_{max} と軸力を考慮した全塑性モーメント M_{pc} が近接したことが塑性変形倍率を小さくした要因の一つと考えられる。また、曲げ面内細長比 $\lambda_{c,E}$ を比較した場合でも、BCR295はSTKR400よりもわずかに大きな値であったことも要因と推察される。

3.2. 繰返し载荷時における加力点での曲げモーメント-回転角関係

図7に繰返し载荷実験の結果を示す。図7(b)は図6(b)と同様の手法で図7(a)の両軸を無次元化した結果であり、破線は計算により求めた初期弾性剛性を示す直線である。写真2に曲げモーメント载荷点付近に観察された局部座屈形状を示す。図8に曲げモーメント-累積塑性回転角関係を示す。図9(a)に示す方法により描かれた骨格曲線を図10に示す。なお、骨格曲線は以下に示す規則に従い求めている。

- [1] 前ループまでの最高耐力・最高回転角を更新する場合、更新点から履歴を繋ぎ合わせる。
- [2] 除荷部を除き、耐力が低下する場合は耐力低下点から履歴を繋ぎ合わせる。

図7および表5より、繰返し载荷を受ける角形鋼管の最大耐力は同一軸力比・同一鋼種の単調载荷時の最大耐力を8.4%上まわる結果となった。また、正载荷側の最大耐力と負载荷側の最大耐力を

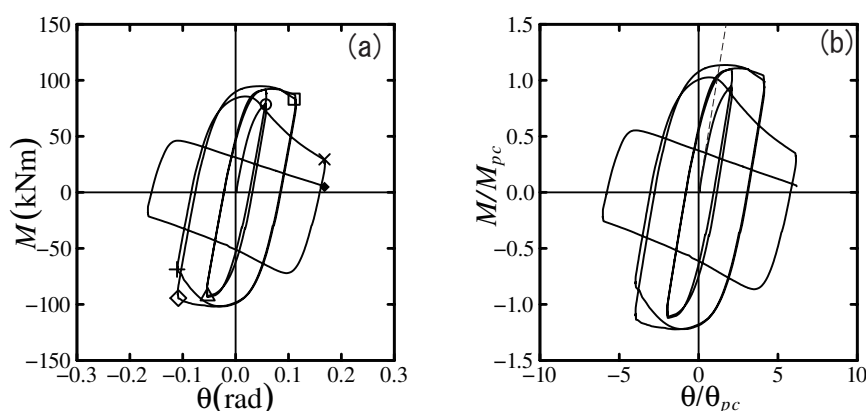


図7 曲げモーメント-変形角関係(繰返し载荷)

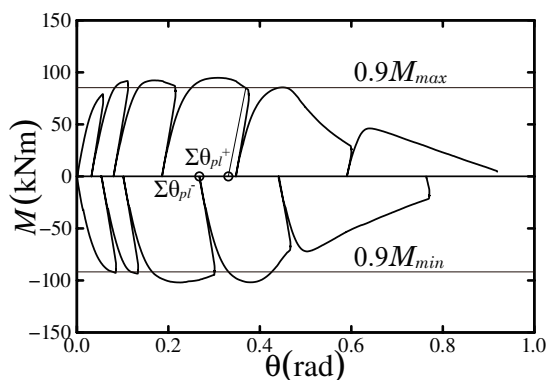


図8 曲げモーメント-累積塑性回転角関係

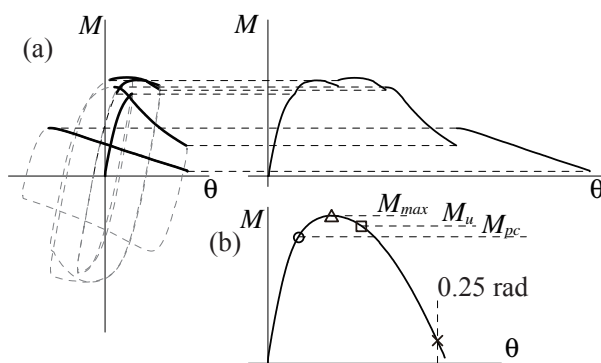


図9 骨格曲線の抽出法および歪値・変形の計測点

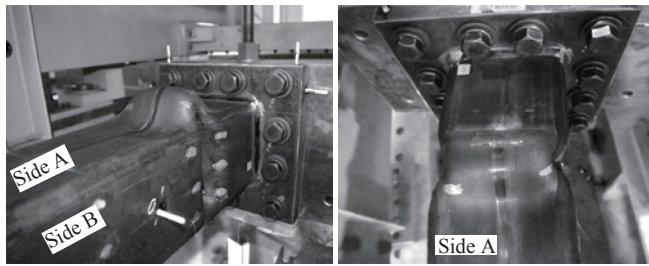


写真2 局部座屈変形形状(B150bt17ny030L2900C_S)

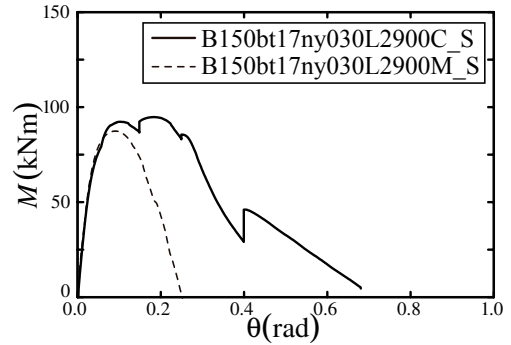


図10 曲げモーメント-変形関係 (骨格曲線)

比較すると、負荷荷側の最大耐力の方が7.6%大きな値となった。これらの原因は3.5節において考察する。繰返し荷重を受ける試験体と単調荷重を受ける試験体の終局状態を比較すると、その変形形状にも差が生じた。単調荷重時は $P\delta$ モーメントによる変形が増大し、柱材端部から離れた位置が最大変形となる終局状態となった。一方で、繰返し荷重時は、 -40_{pc} の2回目ループで曲げモーメントの極値を迎えると共に側面D(負荷荷時に圧縮が生じるフランジ面)の柱材端部に局部座屈が生じた。その後の荷重により、柱端部の局部座屈変形が進展し、耐力を喪失した(写真2参照)。材端曲げモーメント荷重中の柱材の水平変位(たわみ変形量)については、3.3節において詳述する。

図8中の○印は正荷側または負荷側の絶対値が最大耐力の90%まで耐力が低下したときの累積塑性変形能力である。正荷側の累積塑性変形能力を $\Sigma\theta_{pi}^+$ 、負荷側の累積塑性変形能力を $\Sigma\theta_{pi}^-$ で表し、その値を表5に示している。また、表5中の θ_{pi} は弾性変形量を取り除くため、単調荷重時の耐力評価点から初期軸剛性分を除荷した点の回転角であり、単調荷重時の塑性変形能力となる。結果より正荷側の累積塑性変形能力は、同一軸力比の単調荷重時の塑性変形量 θ_{pi} の4.18倍、負荷側においても3.35倍となり、繰返し荷重を受ける角形鋼管柱の塑性変形量は単調荷重を受ける角形鋼管の塑性変形量より大きくなることが確認された。図10に示す骨格曲線においても塑性変形能力が大きくなることが確認された。

3.3.軸力比と細長比の組合せが変形形状に与える影響

図11に変形形状に伴う図1に示す断面Dでの図心位置変化を示す。この断面形状は断面位置Dに設置した鉛直変位計および水平変位計の計測値より算出した断面形状である。この断面形状は図9(b)に示す計測時における断面形状であり、断面線が太くなるにつれ、変形が進行した状態となる。また、図11(c)は実線が正荷側を、破線が負荷側を意味している。一点破線は荷重前の断面位置を意味している。図12は図9(b)に示す計測時における各変位計測位置での図心のy方向変位を示す結果である。

図11および図12より、各測定時の断面形状はy-z平面内で変形しており、断面のねじれはほとんど確認されていない。単調荷重を行った試験体と比較すると、 M_{pc} 到達時、最大耐力時の断面の変形量に大きな変化は確認できない。しかし、軸力比0.30の試験体は軸力比0.20の試験体に比較し、0.25(rad)付近において柱材中央部付近の変形が大きいたことが確認できる。また、実測値で制限式(2)を満足する軸力比0.20の試験体は、図12(a)に示す部材の図心位置の変化から柱材中央付近に最大変形が発生していないことから、 $P\delta$ モーメントによる影響は小さく、曲げモーメント-回転角関係は緩やかな劣化勾配になったと想定できる。したがって、実測値で制限式(2)を満足しない軸力

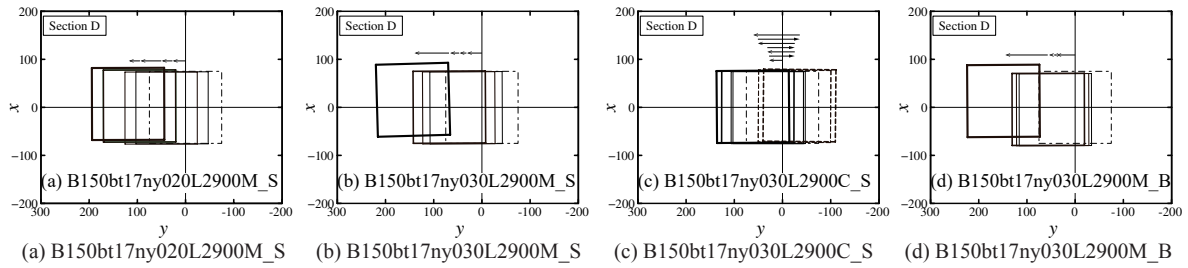


図11 断面Dにおける断面位置の変化

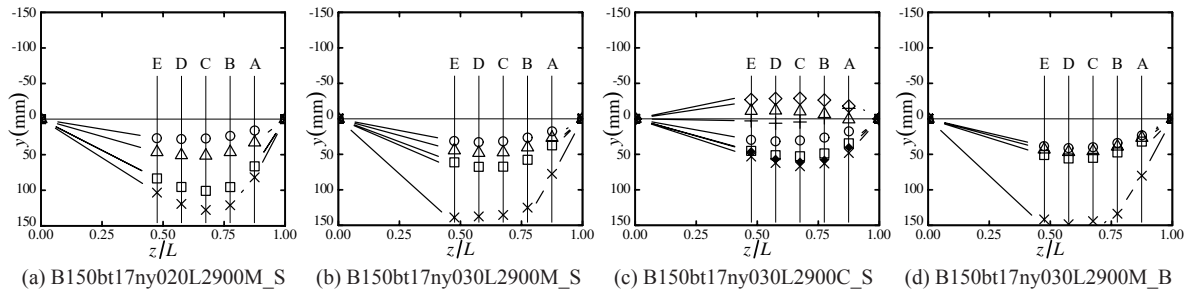


図12 各断面における図心位置の変化

比0.30の試験体は図12(b),(c)に示す図心位置の変化においても柱材端部から離れた位置に最大変形位置が現れている。よって、軸力比と細長比による制限式(2)が部材の変形性状を分岐させ、制限式(2)を満足しない柱材は $P\delta$ モーメントにより部材の終局状態が顕著に表れると言える。

図12(c)に示すように、繰返し载荷を行った試験体は正载荷側の変形量に対し、負载荷側の変形量は小さい。また、顕著な局部座屈が柱材端に形成された -40_{pc} ループの2回目以降は負载荷側の変形はほとんど進行しない。繰返し载荷を行った試験体では処女载荷方向側に変形が偏ることが確認できる。

3.4. 軸力比と細長比の組合せが $P-\delta$ モーメントに与える影響

図13に単調载荷を行った試験体の曲げモーメント-回転角関係と、各水平変位計測点における $P\delta$ モーメント-回転角関係との比較を示す。図13中の英数字は図1に示す各水平変位計の名称である。 $P\delta$ モーメント M は水平変位計位置において計測された水平変位 δ_i に作用している軸力 N を乗じて求めた値であり、(4)式に $P\delta$ モーメント M の算定式を示す。

$$M = N \cdot \delta_i \quad (4)$$

図13より、実測値で制限式(2)を満足しない軸力比0.30の試験体は実測値で制限式(2)を満足する軸力比0.20の試験体に比較し、回転角進行に伴う $P\delta$ モーメントの上昇率が大きく、特に曲げモーメント-回転角関係が低下していく範囲においては $P\delta$ モーメントの上昇がさらに大きくなり顕著に現れる。この $P\delta$ モーメントの増大が耐力を急激に低下させる要因であり、塑性変形能力は低下する。軸力比0.30の試験体において $P\delta$ モーメントを計測点毎に比較すると、部材端部に最も近い断面Aの $P\delta$ モーメントが最も小さく、部材端部から離れると $P\delta$ モーメントは大きくなる。軸力比0.20の試験体においても同様の傾向が確認できるが、部材端部から離れた計測点(C, E)における $P\delta$ モーメントの上昇率は軸力比0.30の試験体と比較すると小さい。単調载荷を行った場合、実測値で制限式(2)を満足する部材と実測値で制限式(2)を満足しない部材で $P\delta$ モーメントに違いが生じることが確認された。

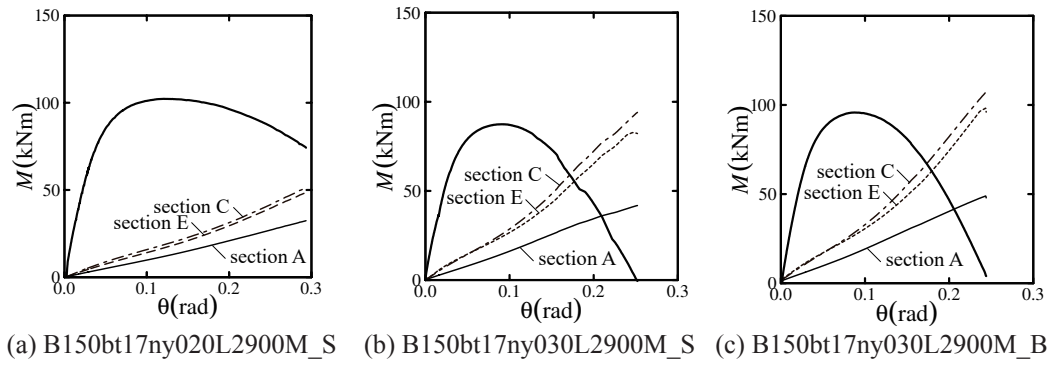


図13 Pδモーメント-変形関係

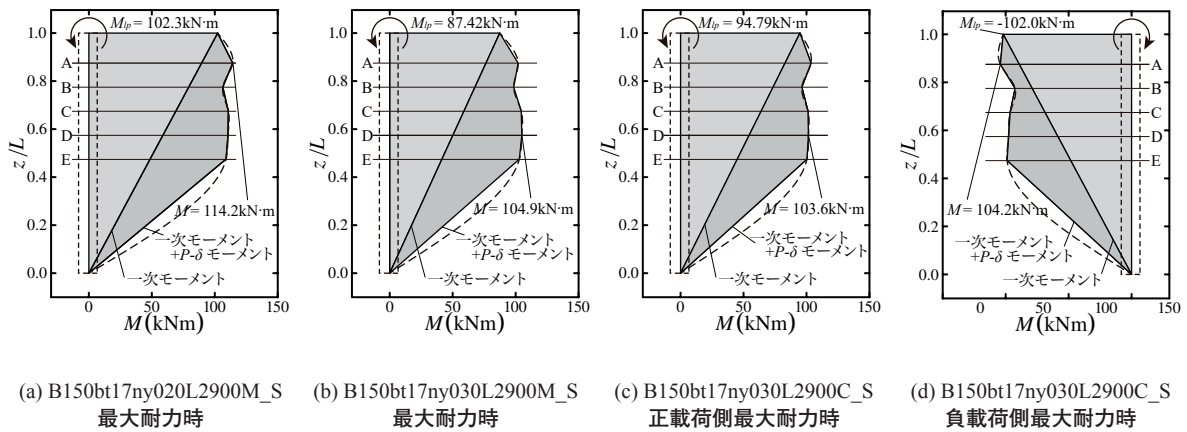


図14 Pδモーメント分布図

図14に最大耐力時に計測した部材の曲げモーメント分布図を示す。一次モーメントは載荷点で計測された曲げモーメント M_p を載荷点での最大曲げモーメント M_p とし、他端の曲げモーメントを0として直線分布させた。ここで示す曲げモーメント分布は一次モーメントに各水平変位計測点で計測された $P\delta$ モーメントを加えた分布形状であり、(5)式に曲げモーメントの算定式を示す。

$$M = M_{lp} \cdot \frac{z}{L} + N \cdot \delta_i \quad (5)$$

図14中の破線は最大耐力時に計測された水平変位に基づいてスプライン補間により結んだ曲線である。図14に示すように、部材に生じている曲げモーメントの最大値はおよそ110kN・m程度である。このことから鋼種STKR400の□-150×150×9.0では部材に生じる曲げモーメントが110kN・m程度が部材断面が負担できる曲げモーメントの最大値であると考えられる。部材内で生じる曲げモーメントが断面の最大値に達すると、載荷点で加力する曲げモーメントがピーク(最大耐力)に達すると推察される。図14(a)に示す実測値で制限式(2)を満足する軸力比0.20の試験体では曲げモーメントの最大値が柱材端付近に現れているが、図14(b)に示す実測値で制限式(2)を満足しない軸力比0.30の試験体では曲げモーメントの最大値が柱材中央部付近に現れている。

図14(b)に示す単調載荷を受ける試験体の曲げモーメント分布と図14(c)に示す繰返し載荷を受ける試験体の正載荷側の最大耐力時の曲げモーメント分布を比較すると、繰返し載荷を受ける試験体は単調載荷を受ける試験体に比較し、曲げ面内での水平変形量が小さいため、 $P\delta$ モーメントが小さくなる。したがって、部材断面が負担できる曲げモーメントの最大値に達するまでの一次モーメ

ントの負担割合が増加し、繰返し載荷では載荷点における曲げモーメントが大きくなる。結果として、単調載荷を受ける試験体の最大耐力に比較し、繰返し載荷を受ける試験体の最大耐力は上昇する。図14(c)に示す繰返し載荷を受ける試験体の正載荷側の最大耐力時の曲げモーメント分布と図14(d)に示す繰返し載荷を受ける試験体の負載荷側の最大耐力時の曲げモーメント分布を比較すると、負載荷側の構面内の水平変形量は正載荷側の水平変形量に比較し、正載荷側に変形が偏るため水変形量が小さい。したがって、負載荷側の $P\delta$ モーメントは小さくなり、部材断面が負担できる曲げモーメントの最大値に達するまでの一次モーメントの負担割合が増加し、載荷点における曲げモーメントが大きくなる。結果として、繰返し載荷において、処女載荷方向である正載荷側の最大耐力に比較し、負載荷側の最大耐力は上昇する。

以上より、実施した試験体の範囲においては、軸方向力と曲げモーメントを受ける角形鋼管柱が鋼構造限界状態設計指針の幅厚比制限P-I-1区分を満たし、軸力比と細長比による制限式(2)を満足する場合、 $P\delta$ モーメントの影響が小さく、表5に示すように塑性変形能力 $R=3$ 程度を確保することが確認できた。軸力比と細長比の制限式(2)を満足しない場合は、柱材端が降伏曲げ耐力に到達し部材の塑性化が始まるが、 $P\delta$ モーメントの影響により曲げモーメントの最大一が材端から離れ、部材中央部付近へと移動するため、劣化勾配が急激となり、鋼構造限界状態設計指針が示す変形能力を確保できない場合もある結果となった。したがって、軸力比と細長比による制限式(2)が鋼構造限界状態の示す塑性変形能力($R=3$ 程度)を確保する制限式として一端曲げモーメントを受ける角形鋼管柱においても適当であると推測される。

繰返し載荷の結果は最大耐力および塑性変形能力において単調載荷の結果を上まわる結果となった。単調載荷では板要素の局部座屈ではなく、 $P\delta$ モーメントによって耐力が限界付けられる場合であっても、繰返し載荷では曲げ面内での水平変形量が最大耐力時に単調載荷よりも小さくなり、 $P\delta$ モーメントの影響が低下する。その結果、材端の曲げモーメントが上昇し、板要素の局部座屈で耐力が決定された。

4. まとめ

本研究では、一定軸力下で曲げモーメントを受ける角形鋼管柱の実大実験を実施し、軸力比、鋼種および載荷方法が最大耐力、塑性変形能力、変形形状に及ぼす影響を報告した。一定軸力下で曲げモーメントを受ける角形鋼管柱の実大実験で得られた知見を以下に示す。

- [1] 軸力比と細長比による制限式(2)を満足しない軸力比0.30の試験体は制限式を満足する軸力比0.20の試験体と比較して、最大耐力発揮後の耐力劣化勾配が急激であった。また、軸力比が大きい軸力比0.30の試験体では、曲げ面内のたわみ変形量(水平変形量)は柱材端からより離れた位置に最大変形が発現した。単調載荷とは異なり繰返し載荷では、材端付近での局部座屈により最大耐力が決定され、たわみ変形量は顕著に表れなかった。
- [2] 繰返し載荷を行った試験体は単調載荷を行った試験体に比較し、最大耐力時に水平変形量が小さくなるため $P\delta$ モーメントの影響が小さくなり、材端での正載荷側の最大曲げモーメントが8.4%増加する。また、累積塑性変形能力により得られる塑性変形能力は単調載荷時の塑性変形能力を正側で単調載荷時の塑性変形能力の4.18倍、負側で単調載荷時の3.35倍となる。
- [3] 本実験で対象とした板要素がP-I-1区分を満足する部材では、単調載荷では $P\delta$ 効果により柱材

中央部付近が最大変形量となる変形形状が生じ、最大耐力に至ったのに対し、繰返し載荷では柱材端に顕著な局部座屈が生じ、単調載荷と繰返し載荷では変形性状が変化した。

- [4] 軸力比と細長比による制限式(2)が部材の変形性状を分岐させる。制限式(2)を満足する軸力比0.20の試験体は柱材端部付近に最大変形位置が生じるため、 $P\delta$ モーメントの影響が小さく $R=7$ 程度の十分な塑性変形が確保できた。制限式(2)を満足しない軸力比0.30の試験体は $P\delta$ モーメントにより終局状態が決定され、柱材端から離れた位置に最大変形が現れ、鋼構造限界状態設計指針が示す塑性変形能力を確保できない場合があることを確認した。
- [5] 繰返し載荷を受ける試験体は単調載荷を受ける試験体に比較し、曲げ面内での変形量が小さく、 $P\delta$ モーメントが小さくなる。これにより、繰返し載荷では載荷点における曲げモーメントが増大する。結果として、単調載荷を受ける試験体の最大耐力に比較し、繰返し載荷を受ける試験体の最大耐力は上昇する。負載荷側の構面内の水平変形量は正載荷側の曲げ面内の水平変形量に比較し、正載荷側に変形が偏るため変形量が小さい。これにより、負載荷側の $P\delta$ モーメントは小さくなり、載荷点における曲げモーメントが増大する。結果として、繰返し載荷において、処女載荷方向である正載荷側の最大耐力に比較し、負載荷側の最大耐力は上昇した。

参考文献

- 1) 佐藤公亮, 五十嵐規矩夫: 初期不整が例関係性角形鋼管部材の大変形挙動に与える影響, 構造工学論文集, Vol.60B, pp.327-334, 2014.3
- 2) 市坪佑梨, 桑原進: 冷間成形角形鋼管の残留応力が局部座屈耐力に及ぼす影響 ~短柱圧縮材のFEM解析による検討~, 平成26年度日本建築学会近畿支部研究発表会, 第54号, pp.473-476, 2014.5
- 3) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, 2010.2
- 4) 津田恵吾, 松井千秋: 一定軸力下で水平力を受ける角形鋼管柱の耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第512号, pp.149-156, 1998.10
- 5) 津田恵吾, 城戸將江, 河野昭彦: 建築構造用高強度鋼材H-SA700を用いた柱材の設計式, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第670号, pp.2163-2171, 2011.12
- 6) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2
- 7) 津田恵吾, 城戸將江, 河野昭彦: 建築構造用高強度780N/mm²鋼材(H-SA700)を用いた乾式組立部材の設計法その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.601-602, 2009.7
- 8) 小竹知哉, 吹田啓一郎, 佐藤篤司: 軸力と曲げを受ける部材の弾性限耐力式に対する有限要素解析を用いた検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造C-1, pp.919-920, 2010.7
- 9) 加藤勉・中尾雅躬: 局部座屈に支配されるH形断面鋼部材の耐力と変形能力, 日本建築学会構造系論文報告集, 第458号, pp.127-136, 1994.4
- 10) 加藤勉: 閉断面部材の局部座屈と変形能力, 日本建築学会構造系論文報告集, 第378号, pp.27-36, 1987.8
- 11) 加藤勉・井上哲郎: 高張力鋼箱型断面部材の局部座屈と変形能力, 日本建築学会構造系論文報告集, 第444号, pp.115-123, 1993.2
- 12) 桑村仁・武谷政國・松本由香: 熱間成形および冷間成形角形鋼管の局部座屈特性, 日本建築

- 学会構造系論文集, 第493号, pp.139-149, 1993.12
- 13) 桑村仁・松本由香・武谷政國：熱間成形および冷間成形角形鋼管の脆性破壊, 日本建築学会構造系論文集, 第494号, pp.129-136, 1997.4
 - 14) 石田交広, 小野徹郎, 野元覚：実験データに基づく鉄骨曲げ柱の設計規範に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1287-1288, 1989.10
 - 15) 鈴木敏郎, 小野徹郎：圧縮と曲げを受ける鉄骨H形断面柱の塑性変形能力に関する研究(その1), 日本建築学会論運報告集, 第292号, pp.23-29, 1980.6
 - 16) 三谷勲, 松井千秋, 津田恵吾：角形鋼管柱の塑性変形能力評価式, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1299-1300, 1984.9
 - 17) 井上一郎, 吹田啓一郎：建築鋼構造 -その理論と設計-, 鹿島出版, 2010.2
 - 18) 山田隼地, 佐藤篤司, 小野徹郎：軸力と曲げを受ける鋼柱の座屈実験装置, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造-Ⅲ, pp.549-550, 2015.9