

論文

[2164] コンクリート充てん角形鋼管柱の力学性状に関する実験的研究

正会員 ○佐々木聡 (フジタ技術研究所)
 正会員 寺岡 勝 (フジタ技術研究所)
 森田耕次 (千葉大学建築工学科)
 正会員 田中 清 (フジタ技術研究所)

1. はじめに

近年、高層や大スパン建築物に適用する構造形式として、鉄骨とコンクリートとを合理的に構成した合成構造の開発研究が望まれ、行われている[1]。柱部材については、コンクリート充てん鋼管柱の研究も行なわれ、それによると、コンクリートと鋼管の共同効果により、鋼管柱に比べ、耐力、靱性共に優れることなどが報告されている[2]～[5]。しかし、鋼管に溶接組立ての箱型断面を用いたコンクリート充てん鋼管柱のデータは少なく、また高軸圧下における曲げせん断実験では、柱端の局部座屈の早期発生や、それに伴う過大な軸方向の縮みが最大荷重時に生じること、などの問題点も指摘されている[4]、[5]。

以上の諸点を考慮し、本研究では、耐震設計に必要な資料を得ることを目的とし、径厚比が比較的小さく、また、高軸圧を受ける場合について加力実験を行い、耐力及び変形について検討した。

表-1 試験体一覧

試験体	鉄骨	径厚比	N	N/Nu
NO.1	□-250×250×12	20.8	275	0.45
NO.2	□-250×250×16	15.6	140	0.20
NO.3	□-250×250×16	15.6	315	0.45
NO.4	□-250×250×16	15.6	490	0.70

N:軸力 (ton)

Nu=As・σ_y+Ac・F_cσ_y:降伏点

As:鋼管の断面積, Ac:コンクリートの断面積

2. 実験概要

2.1 試験体と使用材料

試験体諸元は、30階程度の高層建物の設計結果に基づき定めた。試験体は実物に対し約1/2.5寸法模型の4体で、その試験体概要及び形状を表-1、図-1にそれぞれ示す。断面(B×D)は、250mm角で、加力スパン(1)が1500mm、内法高さ(H₀)が1200mmで、その鉄骨要素は、溶接組立の箱形断面である。柱端部には、実構造の柱・梁接合部を考慮してφ=150mmの円孔を有する内ダイヤフラムを配している。主な実験因子は、①鋼管の径厚比(D/t=15.6, 20.8), ②軸圧比(N/Nu=0.2, 0.45, 0.70)の2つである。

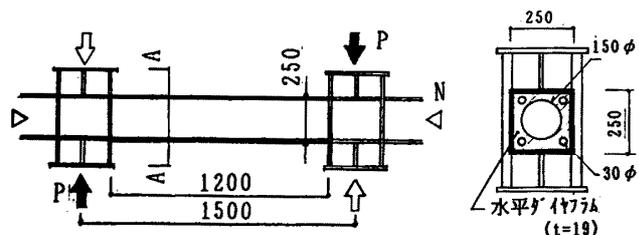


図-1 試験体形状

コンクリートの打設は、図-2に示すようにコンクリート打設用鋼管を用いて、仕切られた部分のコンクリートの充てんを確認しつつ行った。打設後の養生は、室内放置とし、強度管理用のコンクリートシリンドーは、封かん養生とした。

鋼材は、SM490A材を、又、コンクリートには、設計規準強度(F_c)が360kg/cm²の普通コンクリートを用いた。表-1及び表-2に、試験体に使用した材料の力学的性質を示す。

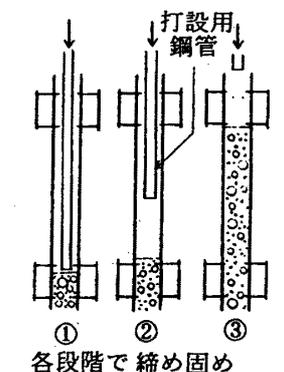


図-2 コンクリート打設方法

表-2 鋼材の力学的性質

種類	板厚 t	降伏点 σ_y	ヤング係数 E	引張強さ σ_u	伸び e
P-12	12.09	3.93	1988	5.48	42.9
P-16	15.85	3.63	2074	5.53	45.0

注) 単位 t(mm), σ (t/cm²), E(t/cm²), e (%)

表-3 コンクリートの力学的性質

適用試験体	圧縮強度 σ_B	同左歪度 ϵ_B	ヤング係数 E	ポアソン比 ν	割裂強度 σ_{st}
NO. 1	377	2057	295	0.221	32.7
NO. 2, 3, 4	447	2281	324	0.205	34.1

注) 単位 σ (kg/cm²), E(t/cm²), ϵ ($\times 10^{-6}$)
ヤング係数Eは、1/3 σ_B 時の割線、 ν は同左時の値

表-4 実験結果の概要一覧

試験体	方向	座屈発生		降伏荷重			計 cQy	最大荷重				計1 c1Qu	計2 c2Qu	計3 c3Qu
		Qb	Rb	Qy	Rya	δ_{ay}		Qm	Rm	Rma	δ_{am}			
NO. 1	+	78.9	11.3	63.0	8.5	2.3	48.5	90.3	25.1	50.5	11.6	57.7	66.5	99.2
	-	58.8	0.26	60.5	8.5	2.8		90.7	19.4	36.5	9.0			
NO. 2	+	103.0	12.8	86.0	9.2	0.65	70.7	135.9	75.9	90.5	9.1	85.7	87.3	128.7
	-	113.8	17.7	85.0	9.1	0.96		136.4	72.7	101.0	8.2			
NO. 3	+	76.5	7.7	71.0	9.0	1.8	51.7	120.5	33.8	80.0	18.8	71.0	77.5	127.5
	-	73.3	3.6	74.0	9.0	2.3		122.4	33.2	94.5	22.8			
NO. 4	+	54.6	3.2	57.0	7.5	2.8	30.2	103.7	13.2	75.0	30.9	43.0	44.0	97.2
	-	46.2	1.1	55.0	7.7	2.5		99.8	18.9	68.5	26.4			

注1) 単位 Q(ton), R($\times 10^{-3}$ rad.) δ (mm)

注2) 実験値 1) Qy, Rya: 図-3参照, 2) δ_{ay} : 降伏時の軸縮み, 3) Rma, δ_{am} : 最大耐力時の累積部材角及び軸縮み, 4) 座屈は、目視により確認した。

注3) 計算値 1) cQy: 鋼材に完全弾塑性、コンクリートにe関数の応力-ひずみ関係を用い断面解析(e関数法)によるフランジ圧縮降伏時の値, 2) c1Qu: 一般化累加耐力, 3) c2Qu: e関数法による曲げ耐力, 4) c3Qu: σ_y の代わりに σ_u を準用した一般化累加耐力, 但し、 $Q=2M/H_0$, (M : モメント, H_0 : 内法高さ)

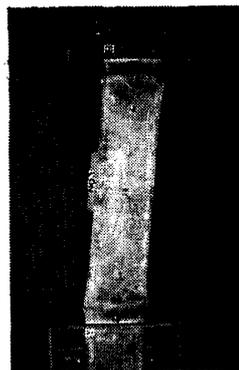
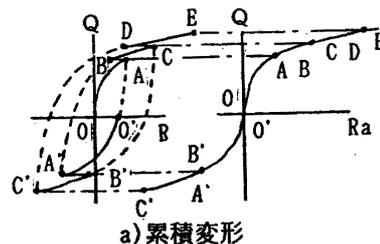


写真-1 破壊状況例

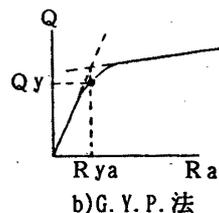
2.2 加力及び測定方法

加力は、大野式載荷法により行い、一定の軸力(N)を載荷しつつ、試験体柱頭、柱脚の加力スタップを介して、漸増の繰返し曲げせん断荷重を行った。

測定は、荷重を加力用油圧ジャッキ頭に付けたロードセルにて、また、部材の水平相対変位及び軸変位を電気式変位計を用いて測定した。鋼管各部のひずみを、ひずみゲージにて検出し、測定した。



a) 累積変形



b) G. Y. P. 法

図-3 累積部材角と降伏点の定義

3. 実験結果

3.1 実験結果の概要

表-4に、実験結果の概要を一覧にして示す。降伏時のせん断力(Qy)及び変形角(Rya)は、図-3(a)に示す累加経験則[6]により求めたせん断力(Q)-累積部材角(Ra)関係に、同図(b)に示すGeneral yield

point法を適用して求めた。同表には、降伏及び終局曲げ耐力時の計算値も併せて示す。写真-1に実験終了時の破壊状況例を示す。図-4にせん断力(Q)-部材角(R)関係を示す。図-5にせん断力(Q)-軸縮み(δa)関係を、図-6に鋼管のフランジのひずみ分布例を、それぞれ示す。

3.2 破壊状況と履歴曲線

各試験体共に、靱性に富む紡錘形の安定した履歴曲線を示した。

いずれの試験体も、フランジの局部座屈が、降伏と相前後して発生した。発生位置は、軸圧比、径厚比によらず柱頭、柱脚からおよそ柱成(D)の範囲であった。局部座屈は、繰返し載荷によりフランジからウェブへ拡がり、また、座屈範囲の約1/2の部分で突出して行った。この局部座屈の進行に伴い、剛性は低下し、最大荷重に至った。局部座屈の発生時期を軸圧比で比較すると、軸

圧比の高い場合ほど早期に起こる傾向が見られた。しかし、径厚比の違いによる明確な差は見られなかった。

実験終了時には、NO.1は、局部座屈の突出部の角部で破断を生じ、NO.2及びNO.3は、柱端の角部の突合せ溶接の熱影響部に亀裂を生じていた。また、NO.4は、亀裂が生じなかったが、軸縮みと面外変形が顕著であった。

降伏以降の部材水平変位は、局部座屈の突出部付近が恰も塑性ヒンジのような挙動を示すことにより進行した。軸縮みは、降伏時においてはそれほど過大でなく、以降の繰返し载荷による局部座屈の進行に伴い、大きくなった。軸縮みは、軸圧比の高い試験体ほど大きく、また、径厚比の大きい試験体が、大きな値を示す傾向にあった。尚、軸圧の高いNO.4では、繰返し载荷により柱端部の圧縮ひずみが累積して行き、軸圧比の低いNO.2では、圧縮ひずみの累積は、ほとんどなかった。

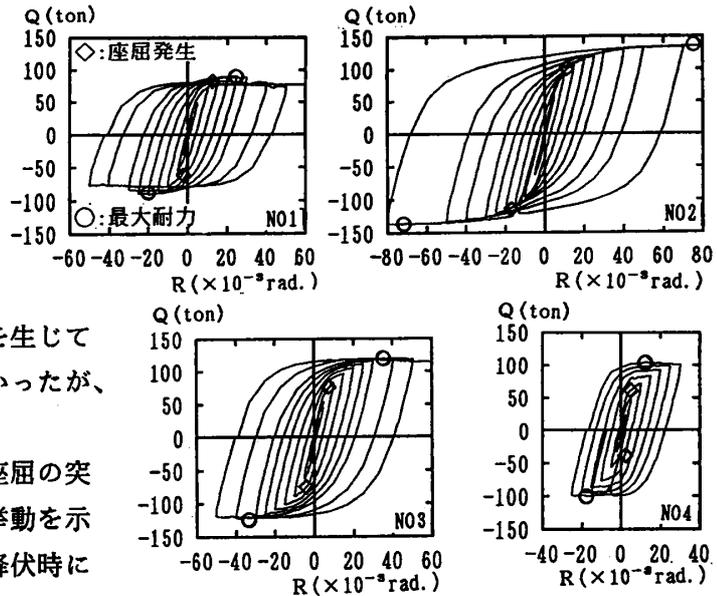


図-4 せん断力-部材角関係

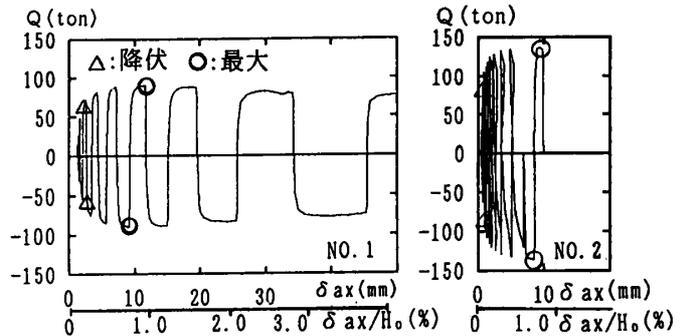


図-5 せん断力-軸縮み関係

4. 実験結果の検討

4.1 曲げ耐力

図-7に降伏、最大の各耐力の実験値と計算値を比較して示す。降伏耐力の計算値(cQy)は、鋼材に完全弾塑性、コンクリートにe関数

を仮定した断面解析(以下e関数法と呼ぶ)によるフランジの圧縮降伏時の値と定義した。最大耐力の計算値は、e関数法(c1Qu)、SRC規準の一般化累加強度(c2Qu) [7]を示す。尚、参考のために降伏点(σ_y)を引張強さ(σ_u)に置換した一般化累加法による値(c3Qu)も同図中に示した。ただし、各計

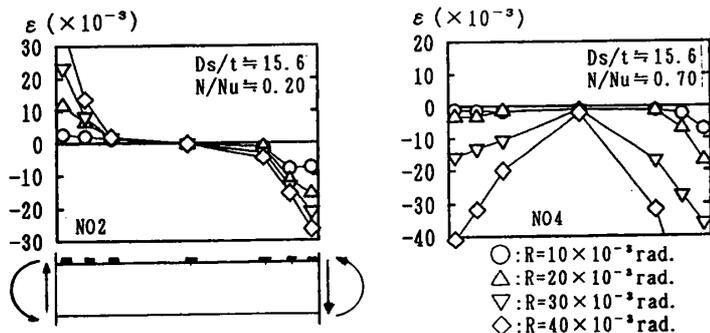
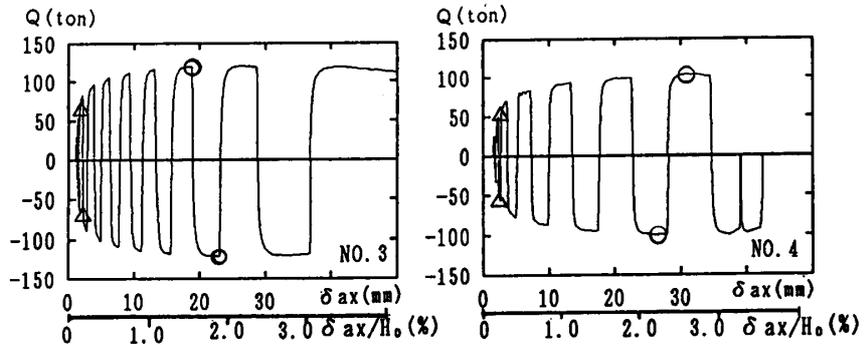


図-6 鋼管のひずみ分布例 (正加力時)

算値共に、 $cQ=2M/H_0$ (M :各計算値の曲げモーメント)としてせん断力に換算した。

降伏耐力に関し、 Q_y/cQ_y は1.20~1.89で、全ての試験体において、計算値(cQ_y)よりも大きな値を示し、むしろ、最大耐力の計算値($c1Q_u$ 、 $c2Q_u$)に近似している。これは、鋼管のコンクリートへの拘束効果の影響と考えられる。また、軸圧比で比較すると、軸圧の最も高いNO.4の Q_y/cQ_y は、NO.2、NO.3に比べて大きな値を示している。このことから、降伏耐力は、軸圧が高いほどコンクリートの拘束効果を受けやすいことがわかる。

最大耐力は、全ての試験体で $c1Q_u$ 、 $c2Q_u$ を大きく上廻り、軸圧が高くなると、その傾向がより顕著に見られる。むしろ、最大耐力は、参考を示した $c3Q_u$ に近似している。これらのことより、軸圧の高い場合の最大耐力の評価には、コンクリートの拘束効果と鋼管のひずみ硬化の影響を考慮する必要があると考えられる。

4.2 初期剛性

図-8に初期剛性と弾性剛性との比較を示す。剛性は、極初期には、弾性剛性と良い対応を示し、その後低下し、鋼管のみの弾性剛性程度になっている。剛性が比較的早く低下したことは、溶接残留応力、コンクリートの収縮、及び鋼管とコンクリートとのポアソン比の違いなどによる影響と考えられる。

また、軸圧比の違いにより初期剛性を比較すると、軸圧比の高い方が、低いものに比べ、若干剛性低下が早い。これは、軸圧比の高い場合ほど、溶接残留応力や鋼管とコンクリートとのポアソン比の違いによる影響が早期に現れたためと考えられる。

4.3 せん断力(Q)-累積部材角(Ra)関係の比較

図-9にせん断力(Q)-累積部材角関係(Ra)の実験因子の違いによる比較を示す。軸圧比で比較すると、その低い方が靱性に富む性状を示している。また、径厚比で比較すると、その小さい方が靱性に富む性状を示している。靱性率($\mu=R_m/R_{y_a}$)の正負の平均値は、それぞれ、NO.1で5.1、NO.2で10.5、NO.3では9.7、NO.4では9.5であり、

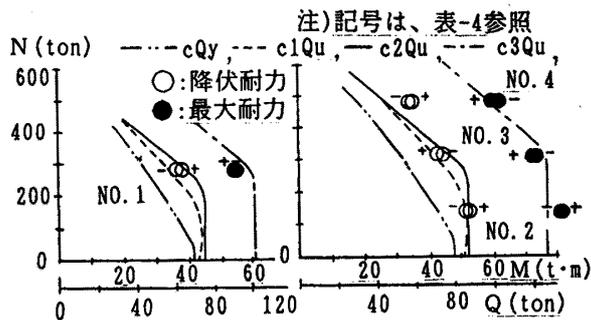


図-7 曲げ耐力の実験値と計算値との比較

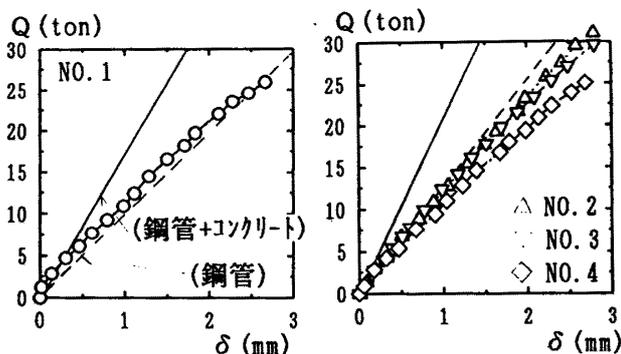
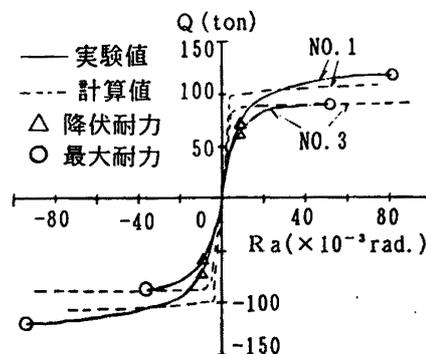
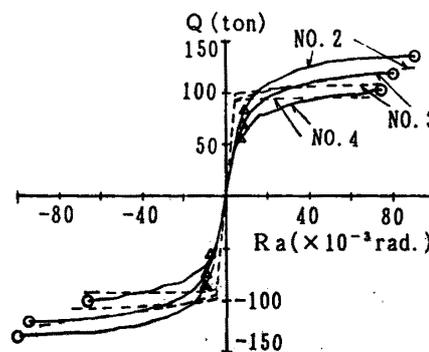


図-8 初期剛性と弾性剛性との比較



a) 径厚比による比較



b) 軸圧比による比較

図-9 せん断力-累積変形角の比較

いずれの試験体も十分な変形性能を有している。径厚比、軸圧比を小さくすることは、それぞれ靱性の増大をもたらすことが知れる。また、靱性率は、軸圧比に比べ、径厚比の影響を受けやすいことがわかる。

4.3 部材角(R)－軸縮み(δ_{ax})関係

ここでは、軸縮みを定量的に評価するために、幾何学モデルを用いて部材角－軸縮み関係を求め、実験結果と比較する。

計算に用いた幾何学モデルを図-10に示す。部材角は、降伏前後に発生した局部座屈の進行状況などを参考にして、局部座屈の中心位置での回転により生じ、また、塑性変形による軸縮みは累積していくと仮定した。尚、中立軸は、同図に示す応力分布を仮定して求めた。

図-11に、実験値と上記のモデルで求めた計算値との比較をNO.1, 3, 4について示す。計算値は、軸圧比や径厚比が異なっても、実験値の傾向を概ね捕えている。このことから、降伏後の軸縮みの増大は、繰返し载荷による局部座屈の進行が主たる原因と考えられる。

高軸圧を受ける柱は、先に述べたように降伏時の耐力がSRC標準の一般化累加耐力程度であるが、その後の繰返し载荷により耐力、軸縮み共に著しく増大する。通常の設計では、ここで検討した軸縮みを考慮した骨組解析を行っていない。従って、設計時に用いる耐力は、実験で得られた最大耐力のみに注目した値とせず、軸縮みの影響を考慮した値とすべきである。このようなことを考慮すると、高軸圧下における柱の設計用終局曲げ耐力は、現時点ではSRC標準の一般化累加耐力程度にすることが望ましいと考えられる。

4.4 せん断力(Q)－累積部材角(Ra)の実験値と計算値との比較

図-9中に実験値と計算値との比較を示す。計算は、図-12に示す諸仮定に基づいて行った。鋼管についてはbi-liner型、コンクリートについては文献[8]～[10]を参考に応力度

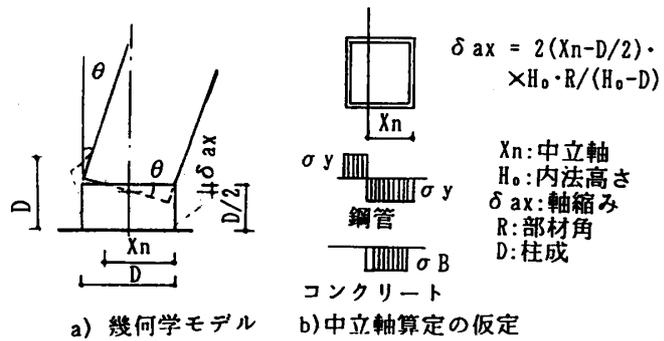


図-10 部材角－軸縮み関係の幾何学モデル

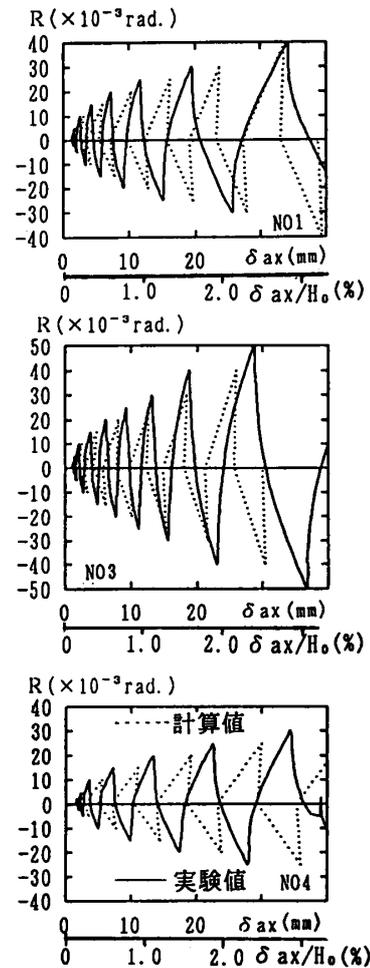


図-11 部材角－軸縮み関係の実験値と計算値との比較

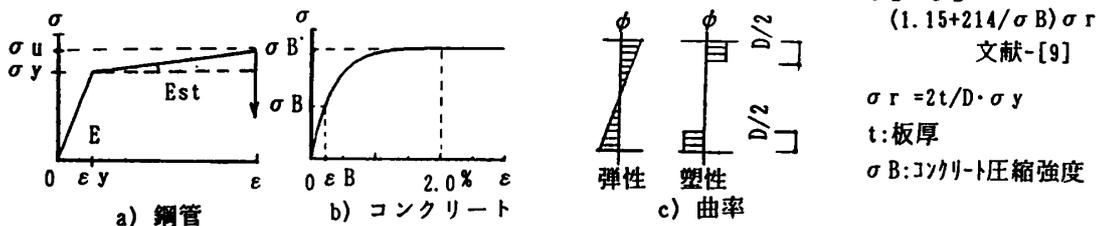


図-12 せん断力－変形角関係の算定の仮定

$$\sigma B' = \sigma B + (1.15 + 214 / \sigma B) \sigma r$$

文献-[9]

$$\sigma r = 2t / D \cdot \sigma y$$

t: 板厚

σB : コンクリート圧縮強度

一ひずみ度関係を仮定し、コンクリートの拘束効果と鋼管のひずみ硬化を考慮した断面解析を先ず行う。その結果に基づき、曲率分布を、弾性域では直線分布とし、塑性域では局部座屈の発生などの実験結果を参考に端部に集中すると仮定して変形を求めた。なお、計算値は、実験値と対応させるために付加曲げを考慮してせん断力を低減させた値を示す。

実験値は、計算値よりも剛性低下が早く、 $R=20\sim40\times 10^{-3}$ rad. までは下廻る傾向が見られる。これは、計算に溶接残留応力、局部座屈などの影響を考慮していないこと、及びコンクリートの応力度-ひずみ度関係のモデル化が適切でないことによると考えられる。その後変形が進むにつれ、実験値と計算値は概ね良い対応を示した。このことから、コンクリートに拘束効果、鋼管にひずみ硬化の影響があることがわかる。尚、繰返し荷重下における鋼管の充てんコンクリートへの拘束効果、局部座屈の影響などを適切に考慮した解析については今後の課題としたい。

5. まとめ

以上の検討結果をまとめると以下のようなになる。

- (1) いずれの試験体もせん断力-部材角関係は、紡錘形の安定した履歴性状を示し、径厚比と軸圧比が小さくなると、より靱性に富む性状を示した。
- (2) 軸圧比の大きい試験体は、降伏後の繰返し载荷により耐力、軸縮み共に増大した。
- (3) 曲げ耐力に関し、降伏及び最大耐力は共にコンクリートの拘束効果と鋼管のひずみ硬化の影響を受け、既往の計算値よりも大きな値を示した。また、最大耐力は、鋼材の降伏点(σ_y)を引張強さ(σ_u)に置換して一般化累加強度式を準用した値に近似していた。
- (4) 部材角-軸縮み関係は、幾何学モデルを考えることで概ね評価でき、また、降伏後の軸縮みの増大は、局部座屈の進行が主な原因であることを示した。
- (5) 高軸圧を受ける柱に関し、降伏後に軸縮み量が著しく増大することを考慮するならば、設計用終局曲げ耐力は、SRC規準の一般化累加耐力程度に抑えることが望ましい。

【参考文献】

- [1]例えば、寺岡勝、森田耕次、加藤泰夫、田中清、藤原敏夫、林和也、奥村等:コンクリート充てん角形鋼管柱・合成はり構造に関する実験的研究、(その1)、(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅱ、PP. 1081~1084、1990. 10
- [2]鈴木俊郎、木村衛、小河利行、伊藤栄俊、宮下真一:コンクリート充てん角形鋼管柱の弾塑性性状について、日本建築学会論文報告集345号、PP. 70~77、1984. 11
- [3]松井千秋、津田恵吾:コンクリート充てん角形鋼管柱の幅厚比制限値について、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、PP. 1411~1412、1986. 8
- [4]武田寿一、小島克朗、高橋泰彦、多田利正:高軸力を受ける角形鋼管柱とコンクリート充填角形鋼管柱の曲げせん断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅱ、PP. 1285~1286、1987. 10
- [5]木村衛、太田秀彦、樫村俊也、安部重孝、石井修、太田博章:充てん型鋼管コンクリート柱の軸力比の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅱ、PP. 1375~1358、1988. 10
- [6]加藤勉編著:鉄骨構造の耐震設計、丸善、1983. 1
- [7]日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1987
- [8]田中清、狩野芳一、寺岡勝、佐々木聡:高強度コンクリートを用いた合成短柱の中心圧縮性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 12-2、pp. 83~88、1990. 6
- [9]Shah, S. P., Fafitis, A. and Arnold, R. :Cyclic Loading of Spirally Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, No7, July 1983, pp. 1695~1710
- [10]吉岡研三、武田寿一、永原克巳、金沢正明、西村勝尚:コア構造による41階建RC建物の耐震設計、(その6)、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅱ、PP. 777~778、1989. 10