

超々高層建築の開発研究（その3）

——充てん形角形鋼管コンクリート柱の構造性能に関する調査——

時野谷 浩 良 高 橋 泰 彦
小 嶋 克 朗

Development of Super Tall Buildings (Part 3)

——Research for Structural Performance of Concrete-filled Square Steel Tubular Columns——

Hiroyoshi Tokinoya Yasuhiko Takahashi
Yoshiro Kobatake

Abstract

This report describes the ultimate strength and deformation capacities of concrete-filled square steel tubular columns as a result of a literature search. The experimental data collected were made up as a data base. The following results are obtained on analyzing these data. ① For flexural failure type members, the generalized superpose strength method can estimate the lower bound of experimental strengths. For shear failure type members, there is fairly good correspondence to experimental strengths but estimates are slightly higher. ② Deformation capacity depends mainly on axial-force ratio and width-thickness ratio and can be classified by these two. ③ Observing the limitation for axial force in the AIJ standard for Structural Calculation of SRC Structures, structural members can deform up to 2% in terms of deformation angle.

概 要

1976年以降に発表された文献から、充てん形鋼管コンクリート構造柱に関する実験資料を収集し、データベース化した。これらのデータを分析・評価することにより、終局耐力と変形性能について以下を確認した。

① 一般化累加強度式による終局耐力の計算値は、曲げ破壊型部材の場合、鋼管のひずみ硬化と充てんコンクリートの拘束効果の影響により、常に実験値を安全側に評価している。せん断破壊型部材の場合、実験値との対応はおおむね良好であるが、若干危険側の評価となる。② 変形性能は、主に軸力比と鋼管の幅厚比に依存し、軸力比が高いほど、また鋼管の幅厚比が大きいほど、劣化することから、これら2つのパラメータにより塑性設計の適用限界を規定できる。③ SRC 規準の制限軸力を満たすと、部材は部材角で約2%まで変形可能となる。

1. はじめに

近年、超高層建築物の柱部材として充てん形の鋼管コンクリート構造が注目され、その研究開発が急速に進められ各種実験資料が蓄積されてきている。そこで、1976年以降に発表された既往の文献から、充てん形鋼管コンクリート構造柱に関する実験資料を収集し、これらをデータベース化した。

本報告は、これらのデータを分析・評価することにより、角形鋼管を用いた充てん形鋼管コンクリート構造柱の基本性能、特に終局耐力と変形性能について述べたものである。終局耐力については鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準¹⁾(以下、SRC 規準と略記)に示される一般化累加強度式の適合性を、また変形性能については軸力比

と鋼管の幅厚比による影響を整理するとともに、さらにSRC 規準に示される制限軸力によりどの程度の変形性能が確保できるかを検討した。

角形鋼管を対象としたのは、建築物を想定した場合の利用頻度が円形鋼管と比べて高いと予想されるためである。

2. 実験データの収集

1976年以降の日本建築学会大会学術講演梗概集を主な調査対象とした。

このうち、終局耐力と変形性能について、それぞれ以下の条件を満たす実験データを収集した。

(1) 共通事項

- ① 使用材料の強度が明示されていること

- ② 曲げモーメントとせん断力を同時に作用させた実験であること
- (2) 終局耐力について
 - ① 終局耐力が明示されていること
 - (3) 変形性能について
 - ① 荷重～変形関係が明示されていること
 - ② 正負交番漸増繰返し载荷方式による実験であること

収集した全試験体数は106体であり、これらの一覧を付表に示す。付表中の項目で ㉔ 軸力、軸力比、㉕ 終局耐力の実験値データの取り扱いについて説明する。

㉔ 軸力、軸力比……文献の一部に軸力比もしくは軸力の一方のみが掲載されている場合があり、これについては材料強度を仲立ちにして互いの一方を計算により求めている。計算に際し、鋼管コーナーにR部がある場合もこの影響を無視した。

㉕ 終局耐力の実験値……文献に示された正、負両载荷時の最大値の内、大きい方の値を採用した。なお、終局耐力はその耐力が発生した状態の曲げモーメントとして表示した。

3. 終局耐力

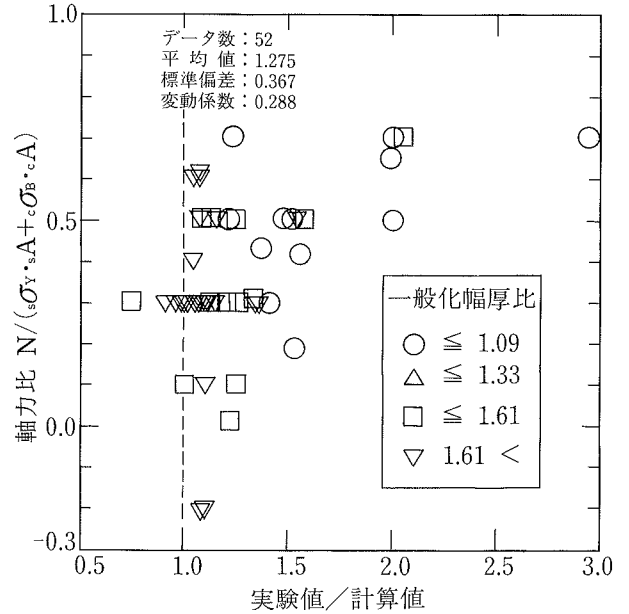
SRC 規準では、部材の終局耐力を累加強度式で算出できるとしている。累加強度式には鋼管部分と充てんコンクリート部分の耐力の累加の方法により、単純累加と一般化累加がある。前者は軸力を充てんコンクリート部分に優先的に負担させて累加する略算式であり、後者は鋼管部分と充てんコンクリート部分の中立軸を一致させた状態で累加する精算式である。

角形鋼管を用いた充てん形鋼管コンクリート構造柱の終局耐力について、一般化累加強度式による計算値と比較的まとまった数の実験値を照合した例として、富井等²⁾と南等³⁾の研究がある。ここでは、さらに広い実験因子の範囲で照合し、一般化累加強度式の実験値との適合性を検討する。

以下では、各試験体を曲げ破壊型とせん断破壊型に分類して検討している。曲げ破壊型とせん断破壊型の定義は、各試験体の実験結果からではなく、SRC 規準に準じて計算した曲げ終局耐力とせん断終局耐力の大小関係で行なった。

本報での終局耐力の計算方法のSRC 規準との相違点は以下の通りである。

- (1) 曲げ終局時の充てんコンクリートの負担応力
SRC 規準ではコンクリート強度を0.85倍に低減した応力としているのに対して、コンクリート強度に等しい応力として計算した。
- (2) せん断終局時の充てんコンクリート部分の耐力算定用圧縮力
SRC 規準では単純累加的（コンクリートが優先的に圧縮軸力を負担）に求めるのに対して、曲げ終局時と等しい軸力が作用しているものとした。



図一 曲げ終局耐力の計算値と実験値の比較

表一 曲げ終局耐力の実験値/計算値

一般化幅厚比		≤1.09	≤1.33	≤1.61	1.61<
板要素の幅厚比区分 ⁴⁾		P-I	P-II	P-III	P-IV 及び区分外
記号	全体	○	△	□	▽
データ数	52	12	0	13	27
平均値	1.275 (0.963)	1.691 (1.058)	—	1.254 *(0.970)	1.101 (0.917)
標準偏差	0.367 (0.135)	0.464 (0.201)	—	0.292 *(0.112)	0.127 (0.069)
変動係数	0.288 (0.140)	0.274 (0.190)	—	0.233 *(0.115)	0.115 (0.075)

*鋼管のみに加力した試験体(1体)のデータは含まず

3.1 曲げ破壊型部材

曲げ破壊型と判定された試験体（52体）について検討する。

計算値と実験値を比較して図一と表一に示す。ここで、鋼構造限界状態設計規準（案）⁴⁾（以下、LSD 規準と略記）に示される板要素の幅厚比区分を準用し、鋼管の一般化幅厚比 $(D/t \cdot \sqrt{\sigma_v / \sigma_s E})$ で試験体を4つのグループに分けている。図一中の試験体の主な実験因子の範囲は、表一2のA欄に示す通りである。

計算値に対する実験値の比率は全体平均で1.275、変動係数は0.288であり、計算値と実験値との対応は良いとは言えない。ただし、実験値が計算値を下回る試験体は4体のみであり、この内計算値に対する実験値の比率が0.75と特に小さい試験体は、軸力を鋼管のみに加力する特殊な载荷方法で実験されたものである。また、他の3体の比率は0.91、0.96、0.98であることから、充てんコ

ンクリートと鋼管から成る断面に塑性領域でも平面保持の仮定が成立する状態であれば、一般化累加強度式による計算値は実験値の下限に対応していると言える。

実験値が計算値を上回る要因について考察する。計算値に対する実験値の比率は軸力比が高いほど、大きくなる傾向が見られる。また、この傾向は鋼管の一般化幅厚比が小さいほど顕著である。このような傾向を示す要因として次の2つが考えられる。軸力比が高い場合、圧縮側への塑性ひずみの累積が促進されると予想されることから、要因のひとつとして鋼管のひずみ硬化の影響が考えられる。また、鋼管の一般化幅厚比が小さいほど充てんコンクリートを拘束する能力が高まることから⁹⁾、もうひとつの要因としてコンクリートの拘束効果の影響が考えられる。

終局状態に鋼管部分の負担する応力を、降伏強度に代えて引張強度として計算し(計算値₍₂₎と記す)、実験値との比較を行なった。計算値に対する実験値の比率を表-1の括弧内に示す。実験値/計算値₍₂₎の平均値は、幅厚比区分 P-I で1.058, P-IIIで0.970, P-IV及び規定外で0.917であり、変動係数は順に0.190, 0.115, 0.075であり、いずれの区分においても前述の計算値と比較すると実験値との対応が良い。これより、終局状態では鋼管のひずみ硬化が影響していることが確認できる。

また、計算値₍₂₎では鋼管部分の耐力を最大限に評価しているにも拘らず、P-Iでは実験値/計算値₍₂₎がなおも1.00を上回る試験体の数が多いことから、充てんコンクリートの拘束効果もかなり影響していると考えられる。

3.2 セン断破壊型部材

セン断破壊型と判定される試験体(12体)について検討する。

試験体はすべてセン断スパン比が1.0であり、通常の建築物ではほとんど使用されないプロポーションである。

計算値と実験値を比較して図-2と表-3に示す。これらの試験体の主な実験因子の範囲は表-2のB欄に示す通りである。

計算値に対する実験値の比率は全体平均で0.942、変動係数は0.047であり、計算値と実験値との対応は曲げ破壊型部材と比べると良好である。ただし、若干危険側の評価となっている。

実験値と計算値の間には、曲げ破壊型部材の場合と異なり、両者の差は軸力比や鋼管の一般化幅厚比とは関係なく、ほぼ一定となる傾向を示している。

4. 変形性能

変形性能に関する富井等の研究⁹⁾⁷⁾によると、変形性能は軸力比と幅厚比に大きく依存し、セン断スパン比の影響はあまり受けないと言われている。そこで、軸力比と幅厚比の組み合わせによる変形性能の影響を整理し、変形性能の評価を行なう。

また、SRC規準には制限軸力の規定(第17条、第40条)があり、この制限により鉄骨鉄筋コンクリート構造柱は

表-2 試験体の主な実験因子の範囲

	A	B	C
	図-1	図-2	図-4, 図-5
試験体断面寸法 D(cm)	15~35	D=10	10~35
幅厚比 D/t	21.0~94.9	23.6~45.2	21.0~93.8
軸力比 n	-0.20~0.70	0.01~0.47	0.01~0.87
セン断スパン比 a/D	2.1~5.0	1.0	1.0~5.0
鋼材降伏強度 σ_Y (kgf/cm ²)	3,230~5,520	2,940~3,040	2,830~7,970
コンクリート強度 σ_B (kgf/cm ²)	267~860	203~312	221~866

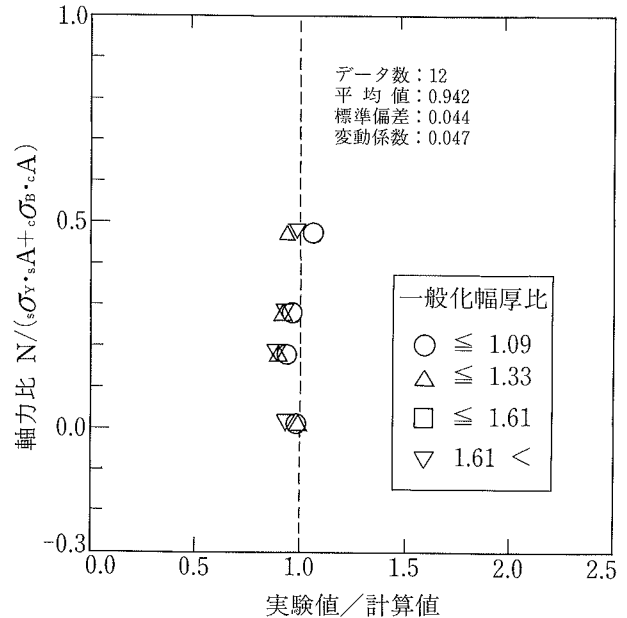


図-2 セン断終局耐力の計算値と実験値の比較

表-3 セン断終局耐力の実験値/計算値

一般化幅厚比	≤1.09	≤1.33	≤1.61	1.61<
板要素の幅厚比区分 ⁴⁾	P-I	P-II	P-III	P-IV 及び区分外
記号	○	△	□	▽
データ数	4	4	0	4
平均値	0.973	0.928	—	0.925
標準偏差	0.048	0.033	—	0.032
変動係数	0.049	0.035	—	0.034

部材角で1%程度の変形性能を確保できるとされているが、鋼管コンクリート構造柱については、どの程度の変形性能が確保できるかは明示されていない。そこで、変形性能とSRC規準の制限軸力との関係について検討する。

4.1 変形性能のランク付け

文献に示された75体の試験体の荷重～変形関係を分析し、変形性能を図-3に示す基準に基づいてランク付けを行なった。ランク1とランク2は塑性設計が適用可能

な部材であり、ランク3とランク4は弾性設計する必要のある部材と考えられる。すなわち、ランク2とランク3の間に塑性設計の適用限界があると考えられる。

このランクと軸力比及び鋼管の一般化幅厚比との関係を整理して図-4に示す。これらの試験体の主な実験因子の範囲は表-2のC欄に示す通りである。

図-4にはデータのばらつきが目立つが、軸力比が高くなるほど、また鋼管の一般化幅厚比が大きくなるほど、変形性能は劣化する傾向が見られる。塑性設計の適用限界すなわちランク2とランク3の境界を設定すると、おおむね図中の点線となる。

LSD規準では塑性設計が不適とされる一般化幅厚比の大きな領域(熱間成形及び溶接組立断面で $D/t \cdot \sqrt{s\sigma_Y/sE} > 1.33$, 冷間成形断面で $D/t > 28$)でも、軸力を適切に制限することにより塑性設計できる可能性のあることが分かる。

4.2 SRC規準の制限軸力と変形性能ランク

SRC規準の制限軸力を表す(1)式を、(2)式の様に変形し、左辺の $N/(c\sigma_B \cdot cA)$ を縦軸に、右辺の $(s\sigma_Y \cdot sA)/(c\sigma_B \cdot cA)$ を横軸にとると、制限軸力は図-5中の実線となり、この線より上の領域では制限軸力以上の軸力が作用していることになる。

$$N \leq 1/3(c\sigma_B \cdot cA) + 2/3(s\sigma_Y \cdot sA) \dots\dots\dots(1)$$

$$N/(c\sigma_B \cdot cA) \leq 1/3 + 2/3(s\sigma_Y \cdot sA)/(c\sigma_B \cdot cA) \dots\dots\dots(2)$$

ここに、

- $c\sigma_B$: 充てんコンクリートの圧縮強度
- $s\sigma_Y$: 鋼管の降伏強度
- cA : 充てんコンクリートの断面積
- sA : 鋼管の断面積

である。

また、図の横軸は充てんコンクリート部分の中心圧縮耐力に対する鋼管部分の中心圧縮耐力の比を示しており、原点に近くなるほど鋼管の幅厚比が大きくなることに相当する。

図-4中に示した各試験体の変形性能ランクを図-5中にプロットすると、部材角にして2%までの変形は不可能とされるランク4のすべての試験体には、制限軸力以上の軸力が作用していることが分かる。したがって、作用軸力を制限軸力以下とすれば、耐力低下はあるものの、部材角で2%まで変形可能な部材とすることができる。

さらに、 $(s\sigma_Y \cdot sA)/(c\sigma_B \cdot cA)$ が2.0以上の領域では、制限軸力以下の軸力が作用している場合はすべての試験体がランク2以上の変形性能を示していることから、比較的幅厚比の小さい鋼管を用い、制限軸力を守れば、耐力低下も少なく非常に安定した変形性能を確保できることが分かる。

5. まとめ

1976年以降に発表された文献から、角形鋼管を用いた

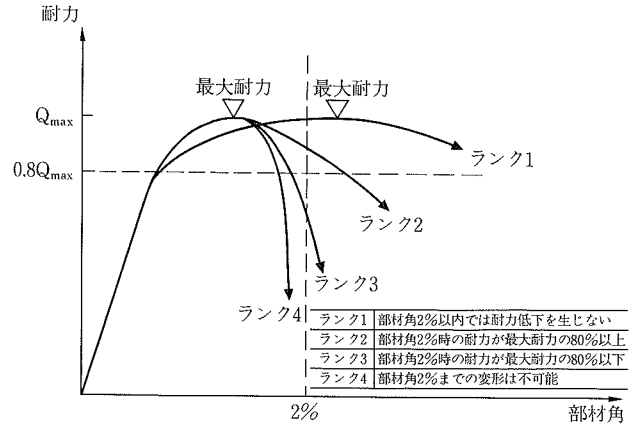


図-3 変形性能のランクの基準

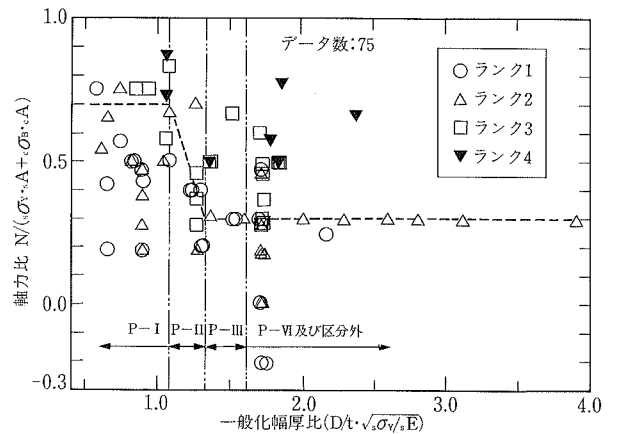


図-4 変形性能ランク～軸力比～一般化幅厚比の関係

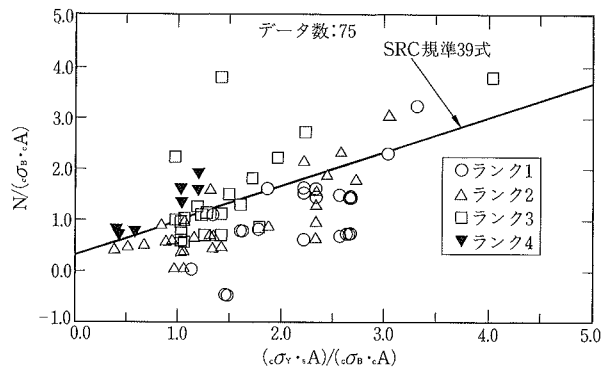


図-5 変形性能ランク～SRC規準の制限軸力の関係

充てん形鋼管コンクリート構造柱に関する実験資料を収集し、データベース化した。これらのデータを分析・評価することにより、終局耐力と変形性能について以下のことが分かった。

① 一般化累加強度式による終局耐力の計算値は、曲げ破壊型部材の場合は鋼管のひずみ硬化と充てんコンクリートの拘束効果の影響により実験値を常に安全側に評価する。せん断破壊型部材の場合はおおむね実験値に対応しているが若干危険側の評価となる。

② 変形性能は、主に軸力比と鋼管の幅厚比に依存し、軸力比が高いほど、また鋼管の幅厚比が大きいほど、変形性能は劣ることから、これら2つのパラメータにより塑性設計の適用限界を規定できる。

③ SRC 規準の第40条が規定する軸力制限を満たすと、多少の耐力低下を生じるものの、部材は部材角ではほぼ2%まで変形可能となる。さらに、幅厚比が小さい場合は、非常に安定した変形性能を確保できる。

付表 収集した試験体の主な因子とデータ引用文献

研究者	試験体名称	柱せい D (cm)	鋼管厚 t (cm)	鋼管			軸力 N (tf)	軸力比 n	せん断スパン比	終局耐力 (tf・m)		変形性能 ランク	図への掲載		出典
				降伏強度 $s\sigma_Y$ (kgf/cm ²)	引張強度 $s\sigma_U$ (kgf/cm ²)	圧縮強度 $c\sigma_B$ (kgf/cm ²)				実験値	計算値 ^{*1}		図-1 もしくは 図-2	図-4 と 図-5	
今野, 松村, 毛井 木村, 他	R04L3	25	0.452	3650	5100	308	101	0.30	3.0	23.3	20.3	—	○ ^{*2}	'89AIJ大会 p.1621~1624	
	R06L5	25	0.576	3790	5540	308	191	0.50	3.0	24.8	21.4	3	○		
	R08L5	25	0.765	3660	5510	308	216	0.50	3.0	28.1	25.0	3	○		
	R12L5	25	1.189	3230	5190	308	251	0.50	3.0	46.5	30.5	1	○		
	R06H5	25	0.576	3790	5540	866	350	0.50	3.0	35.1	32.4	4	○		
	R08H5	25	0.765	3660	5510	866	369	0.50	3.0	39.2	36.0	4	○		
	R12H5	25	1.189	3230	5190	866	393	0.50	3.0	50.0	41.0	2	○		
	R12H7	25	1.189	3230	5190	866	550	0.70	3.0	36.9	29.8	—	○		
	R04M3	25	0.452	3650	5100	388	115	0.30	3.0	29.3	21.7	—	○		
	R06M3	25	0.576	3790	5540	388	128	0.30	3.0	35.4	26.0	—	○		
	R06M5	25	0.576	3790	5540	388	214	0.50	3.0	35.6	23.1	3	○		
	R08M3	25	0.765	3660	5510	377	144	0.31	3.0	40.8	30.4	2	○		
	R08M5	25	0.765	3660	5510	388	238	0.50	3.0	42.2	26.7	3	○		
	R08M7	25	0.765	3660	5510	377	328	0.70	3.0	37.3	18.2	2	○		
	R12M5	25	1.189	3230	5190	388	271	0.50	3.0	64.7	32.2	1	○		
	R12M7	25	1.189	3230	5190	388	380	0.70	3.0	64.7	22.0	—	○		
R12M3H	25	1.161	4870	5950	390	216	0.30	3.0	73.1	51.9	—	○			
R12M5H	25	1.161	4870	5950	390	355	0.50	3.0	64.7	43.6	2	○			
R12M7H	25	1.161	4870	5950	390	497	0.70	3.0	58.9	29.1	—	○			
上田, 松谷, 他	F-1	20	0.6	5520	6230	535	-89	-0.2	2.1	17.4	15.9	1	○	'88AIJ大会 p.1407~1408	
	F-2	20	0.6	5520	6230	450	125	0.3	2.1	22.3	22.0	1	○		
	F-3	20	0.6	5520	6230	490	258	0.6	2.1	17.5	16.2	3	○		
松井, 津田	CM473	15	0.327	3870	4875	327.7	42.2	0.3	5.0	5.84	5.26	—	○	'86AIJ大会 p.1411~1412	
	CM603	15	0.251	3940	4589	327.7	38.1	0.3	5.0	4.91	4.47	—	○		
	CM751	15	0.200	3615	4419	332.8	11.4	0.1	5.0	3.67	3.30	—	○		
	CM753	15	0.200	3615	4419	328.3	33.7	0.3	5.0	3.93	3.65	—	○	'87AIJ大会 p.1281~1282	
	CM754	15	0.200	3615	4419	343.1	46.2	0.4	5.0	3.83	3.65	—	○		
	CM943	15	0.158	3626	4535	324.3	31.1	0.3	5.0	3.42	3.17	—	○		
	CC473	15	0.32	3870	4875	402.0	46.7	0.3	5.0	6.03	5.48	2	○	'87AIJ中国・ 九州支部 p.377~380	
	CC603	15	0.25	3940	4589	416.3	43.7	0.3	5.0	5.14	4.80	2	○		
	CC753	15	0.20	3615	4419	392.3	37.9	0.3	5.0	4.08	3.89	2	○		
	CC943	15	0.16	3626	4535	423.1	37.7	0.3	5.0	3.73	3.55	2	○		
	HT-CM473	15	0.32	5025	6087	416.2	54.1	0.3	5.0	6.42	6.69	—	○		
	HT-CM583	15	0.26	4968	6159	404.1	48.3	0.3	5.0	5.79	5.73	—	○		
	HT-CC473	15	0.32	5025	6087	398.3	53.0	0.3	5.0	6.02	6.61	2	○		
HT-CC583	15	0.26	4968	6159	385.9	47.1	0.3	5.0	5.54	5.65	2	○			
松谷, 中島, 他	SC-R-B+2	20	0.6	5520	6230	530	-89	-0.2	2.1	17.40	15.93	—	○	'90鴻池組所報 p.49~62	
	SC-R-B-3	20	0.6	5520	6230	450	125	0.3	2.1	22.30	21.97	—	○		
	SC-R-B-6	20	0.6	5520	6230	490	258	0.6	2.1	17.50	16.22	—	○		
	SC-R-U-6	20	0.6	5520	6230	530	267	0.6	2.1	17.50	16.66	—	○		
津田, 松井, 他	R0S	35	0.980	3920	4810	279	8.3	0.01	3.0	92.71	75.07	—	○	'90AIJ大会 p.1041~1042	
	R1S	35	0.980	3920	4810	275	81.8	0.1	3.0	98.60	78.15	—	○		
	R3S	35	0.980	3920	4810	271	245.3	0.3	3.0	97.71	76.98	1	○		
	R3C	35	0.980	3920	4810	294	251.2	0.3	3.0	95.50	78.32	1	○		
	R5S	35	0.980	3920	4810	287	420.8	0.5	3.0	81.93	65.61	—	○		
	F1S	35	0.968	4130	4980	277	85.1	0.1	3.0	81.74	81.11	—	○		
	F3S	35	0.968	4130	4980	275	252.3	0.3	3.0	59.81	79.82	3	○		
	F3C	35	0.968	4130	4980	267	250.2	0.3	3.0	89.59	79.35	2	○		
木村, 太田, 他	FA-1/2	30	1.196	3890	5430	318	389	0.50	2.0	—	—	1	○	'88AIJ大会 p.1357~1358	
	FA-2/3	30	1.196	3890	5430	318	518	0.67	2.0	—	—	2	○		
	FA-5/6	30	1.196	3890	5430	318	649	0.83	2.0	—	—	3	○		
	FC-2/3	30	0.882	4220	5700	318	458	0.67	2.0	—	—	3	○		
	FD-2/3	30	0.560	4160	5420	312	359	0.67	2.0	—	—	4	○		
武田, 小畠, 高橋 多田	NO.2	22	1.6	4110	5220	625	411	0.54	2.0	70.40	34.46	2	○	'88大林組所報 No.36 p.57~61	
	NO.4	22	0.9	3930	5400	625	483	0.87	2.0	17.60	7.62	4	○		
	NO.6	22	0.9	3930	5400	625	403	0.73	2.0	30.80	15.90	4	○		
	NO.8	22	0.9	3930	5400	625	322	0.58	2.0	39.16	23.01	3	○		
	NO.10	22	0.45	2830	4340	625	224	0.58	2.0	24.20	14.24	4	○		
	NO.12	22	0.6	5420	6660	625	430	0.78	2.0	14.08	12.77	4	○		

研究者	試験体名称	柱せい D (cm)	鋼管厚 t (cm)	鋼管		コンクリート 圧縮強度 c_{cB} (kgf/cm ²)	軸力 N (tf)	軸力比 n	せん断 スパン 比	終局耐力 (tf·m)		変形 性能 ランク	図への掲載		出典
				降伏強度 s_{0Y} (kgf/cm ²)	引張強度 s_{0U} (kgf/cm ²)					実験値	計算値 ^{*1}		図-1 もしくは 図-2	図-4 と 図-5	
崎野, 富井, 他	CHS1.5-0	10	0.221	3050	3950	274	0.4	0.01	1.5	—	—	2	○	○	'80AIJ大会 p.1905~1908
	CHS1.5-2	10	0.221	3050	3950	274	9.4	0.18	1.5	—	—	2	○	○	
	CHS1.5-3	10	0.221	3050	3950	274	14.1	0.27	1.5	—	—	3	○	○	
	CHS1.5-5	10	0.221	3050	3950	274	23.5	0.46	1.5	—	—	2	○	○	
	CHS2-0	10	0.224	3160	3950	314	0.6	0.01	2.0	—	—	2	○	○	
	CHS2-3	10	0.224	3160	3950	242	14.5	0.30	2.0	—	—	3	○	○	
	CHS2-5	10	0.224	3160	3950	287	25.9	0.49	2.0	—	—	3	○	○	
	CHS3-2	10	0.217	3010	3870	272	9.17	0.18	3.0	—	—	2	○	○	'81JCI大会 p.305~308
	CHS3-3	10	0.217	3010	3870	272	14.60	0.29	3.0	—	—	3	○	○	
	CHS3-4	10	0.217	3010	3870	272	18.38	0.37	3.0	—	—	3	○	○	
	CHS3-5	10	0.217	3010	3870	272	23.03	0.46	3.0	—	—	3	○	○	
	CHS3-2	10	0.296	2990	4090	275	10.80	0.19	3.0	—	—	2	○	○	
	CHS3-3	10	0.296	2990	4090	275	16.15	0.28	3.0	—	—	3	○	○	
	CHS3-4	10	0.296	2990	4090	275	21.50	0.37	3.0	—	—	3	○	○	
	CHS3-5	10	0.296	2990	4090	275	26.93	0.46	3.0	—	—	3	○	○	
	CVS3-2	10	0.421	2960	4060	245	12.39	0.19	3.0	—	—	2	○	○	
	CVS3-3	10	0.421	2960	4060	245	18.69	0.28	3.0	—	—	2	○	○	
	CVS3-4	10	0.421	2960	4060	245	25.27	0.38	3.0	—	—	2	○	○	
	CVS3-5	10	0.421	2960	4060	245	31.61	0.47	3.0	—	—	2	○	○	
	CHS1-0	10	0.221	3040	3930	257	0.5	0.01	1.0	1.04	1.12	1	△ ^{*3}	○	
	CHS1-2	10	0.221	3040	3930	216	8.5	0.19	1.0	1.05	1.20	2	△	○	
	CHS1-3	10	0.221	3040	3930	216	12.8	0.28	1.0	1.09	1.19	2	△	○	
	CHS1-5	10	0.221	3040	3930	216	21.3	0.47	1.0	1.03	1.06	1	△	○	
	CVS1-2	10	0.423	2960	4060	259	13.0	0.19	1.0	1.81	1.97	1	△	○	
	CVS1-5	10	0.423	2960	4060	259	38.5	0.47	1.0	1.73	1.65	1	△	○	
	CHS1-0	10	0.298	2960	—	312	0.5	0.01	1.0	1.41	1.43	—	△	○	
	CHS1-2	10	0.296	2940	—	203	9.7	0.19	1.0	1.28	1.44	—	△	○	
	CHS1-3	10	0.296	2940	—	203	14.5	0.28	1.0	1.29	1.41	—	△	○	
CHS1-5	10	0.296	2940	—	203	24.1	0.47	1.0	1.14	1.23	—	△	○		
CVS1-0	10	0.423	2960	—	312	0.5	0.01	1.0	1.87	1.92	—	△	○		
CVS1-3	10	0.423	2960	—	259	19.5	0.28	1.0	1.82	1.92	—	△	○		
松村, 伊藤, 他	R5015QC	30	0.6	3970	4590	233	118.3	0.25	2.1	—	—	1	○	○	'90NKK技報 No.130 p.38~44
小島, 高橋, 多田	SC14N75	22	1.6	6010	6590	733	784	0.75	2.0	49.50	27.30	2	○	○	未発表
	SC14N60	22	1.6	6010	6590	733	590	0.57	2.0	68.20	45.95	1	○	○	
	S'C14N75	22	1.6	7970	8700	733	974	0.75	2.0	82.50	34.31	3	○	○	
	SC18N75	22	1.2	5490	6180	733	622	0.75	2.0	44.00	21.96	3	○	○	
	SC12N75	22	1.9	5230	6100	733	781	0.75	2.0	71.94	27.20	1	○	○	
畑中, 本村, 他	A-1	25	0.859	4170	5710	243	93.6	0.2	2.6	—	—	1	○	○	'88AIJ大会 p.1369~1372
	A-2	25	0.859	4170	5710	243	93.2	0.2	2.6	—	—	1	○	○	
	A-3	25	0.861	4200	5700	243	187.6	0.4	2.6	—	—	1	○	○	
	A-4	25	0.861	4200	5700	243	93.8	0.2	2.6	—	—	1	○	○	
	A-5	25	0.880	3940	5520	234	180.4	0.4	2.6	—	—	1	○	○	
	A-6	25	0.880	3940	5520	234	180.0	0.4	2.6	—	—	1	○	○	
寺岡, 森田, 他	NO.1	25	1.209	3930	5480	377	275	0.45	2.4	54.4	39.99	1	○	○	'91JCI大会 p.963~968
	NO.2	25	1.585	3630	5530	447	140	0.20	2.4	81.84	53.03	1	○	○	
	NO.3	25	1.585	3630	5530	447	315	0.45	2.4	73.44	46.57	1	○	○	
	NO.4	25	1.585	3630	5530	447	490	0.70	2.4	62.22	30.76	2	○	○	

注) *1: 鋼管の負担応力度を降伏強度として計算した値 *2, *3: ○印は図-1への掲載を、△印は図-2への掲載を示す。
 出典略称 AIJ大会: 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造, AIJ中国・九州支部: 日本建築学会中国・九州支部研究報告
 JCI大会: コンクリート工学年次講演会講演論文集, 同左年次論文報告集

参考文献

- 1) 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)
- 2) 崎野, 富井: コンクリート充填角形鋼管柱の終局耐力に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造系, p. 2127~2128, (1981)
- 3) 高田, 岡本, 南: 充てん角形鋼管コンクリート柱の終局耐力に関する解析的研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集構造系, p. 197~200, (1985)
- 4) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計規準 (案)・同解説, (1990)
- 5) 山口, 菅野, 他: 充てん型鋼管コンクリート短柱の中心圧縮性状 (その2) 実験結果の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, p. 1355~1356, (1988)
- 6) 崎野, 富井, 石橋: 繰返しせん断力を受けるコンクリート充填角形鋼管柱の復元力特性に及ぼすせん断スパン比の影響, コンクリート工学年次講演会講演論文集, p.481~484, (1980)
- 7) 崎野, 富井: コンクリート充填角形鋼管柱の復元力特性に及ぼす鋼管幅厚比の影響, コンクリート工学年次講演会講演論文集, p. 305~308, (1981)