

鉄筋挿入型薄肉 CFT 造の開発

堀 伸輔^{*1}・今村 輝武^{*1}・古宮 嘉之^{*1}・成瀬 忠^{*1}・トルガ オナル^{*2}・茂木 順一^{*1}

Development on Concrete Filled Steel Tube Column with Reinforcing Bars

Shinsuke HORI, Terutake IMAMURA, Yoshiyuki KOMIYA, Tadashi NARUSE, Onal TOLGA, Junichi MOGI

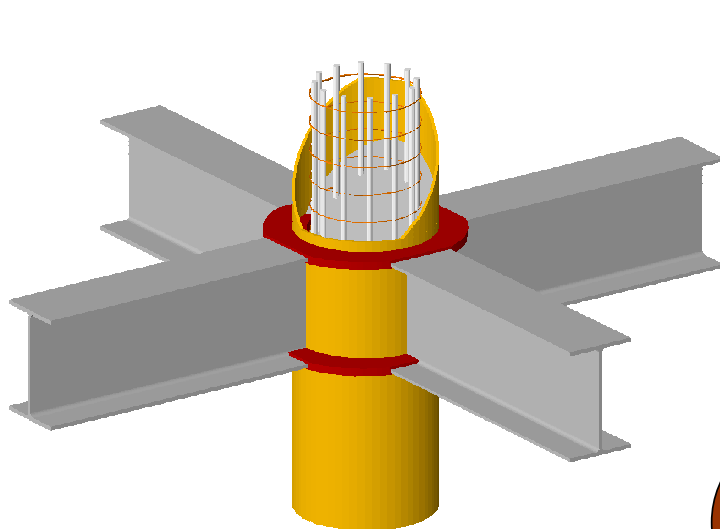


図-1 工法イメージ



写真-1 構造実験

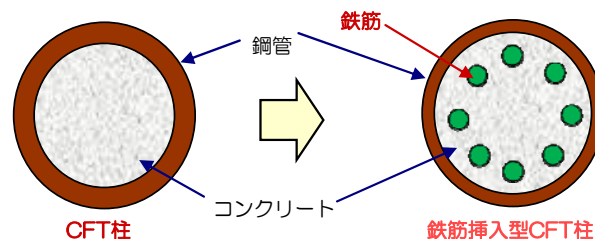


図-2 鋼管・鉄筋の置換

研究の目的

近年、建築構造物では高層化、大型化が進み、下層階では高軸力が作用するため柱部材が大断面化している。高軸力柱に対する構造としたコンクリート充填鋼管（CFT）造柱があるが、軸力の増大に伴う材料の高強度化、鋼管厚の増大などの傾向がある。そこで CFT 柱の内部に挿入した鉄筋に、軸力、曲げ耐力を負担させる事により鋼管板厚を薄くすることを検討した。鉄筋挿入型 CFT 造の研究においては、これまでに角形鋼管に超高強度コンクリートを充填した鉄筋挿入型 CFT 造の柱部材の実験結果について報告している。本稿では、円形鋼管を使用した鉄筋挿入型 CFT 造の柱部材、および柱梁接合部架構実験を実施し、その構造性能を明らかにすることを目的としている。

技術の説明

CFT 柱部材に鉄筋を挿入し、鋼管を鉄筋に置き換えることで鋼管を薄肉化し、鉄骨量を減らすことが出来る（図-2）。挿入鉄筋が軸耐力、曲げ耐力に与える影響を実験で確認した（写真-1）。

主な結論

鉄筋を挿入した円形 CFT 柱部材の曲げせん断実験を行った結果、柱部材の終局曲げ耐力は、新都市指針による拘束効果を考慮したコンクリート強度を使用し、鉄筋を考慮した一般化累加により評価が可能であることを確認した。また、柱梁接合部架構実験を実施することにより、挿入鉄筋を考慮した接合部耐力の評価が可能であることを確認した。

* 1 本店 建築事業本部 建築技術部 技術開発グループ

* 2 本店 建築事業本部 建築設計第 1 部 BIM 推進グループ

鉄筋挿入型薄肉 CFT 造の開発

堀 伸 輔 * 1 今 村 輝 武 * 1
 古 宮 嘉 之 * 1 成 瀬 忠 * 1
 トルガ オナル * 2 茂 木 順 一 * 1

要 旨

近年、建築構造物では高層化、大型化が進み、下層階では高軸力が作用するため柱部材が大断面化している。高軸力柱に対する構造としてコンクリート充填鋼管（CFT）造柱があるが、軸力の増大に伴い材料が高強度化、鋼管厚が増大する傾向があり、コストアップの原因となっている。そこで CFT 造柱の内部に鉄筋を挿入し、軸力、曲げ耐力を負担させる事により鋼管の板厚を薄くすることを検討した。鉄筋挿入型 CFT 造の研究においては、これまでに角形鋼管に超高強度コンクリートを充填した鉄筋挿入型 CFT 造の柱部材の実験結果について報告¹⁾している。本稿では、円形鋼管を使用した鉄筋挿入型 CFT 造の柱部材、および柱梁接合部架構実験を実施し、その構造性能を明らかにすることを目的としている。鉄筋を挿入した円形 CFT 造柱部材の曲げせん断実験を行った結果、柱部材の終局曲げ耐力は、新都市技術基準²⁾による拘束効果を考慮したコンクリート強度を使用し、鉄筋を考慮した一般化累加により評価が可能であることを確認した。また、柱梁接合部架構実験を実施することにより、接合部せん断耐力、ダイアフラムの耐力の評価方法を検討した。

キーワード 建築構造／コンクリート充填鋼管造／鉄筋／柱／架構

目 次

- | | |
|----------|--------------|
| 1. はじめに | 3. 柱梁接合部架構実験 |
| 2. 柱部材実験 | 4. おわりに |

Development on Concrete Filled Steel Tube Column with Reinforcing Bars

HORI Shinsuke	IMAMURA Terutake
KOMIYA Yoshiyuki	NARUSE Tadashi
TOLGA Onal	MOGI Junichi

Synopsis:

Recently, Buildings have become extremely taller and more massive. This requires larger section of column due to their long period high axial force loaded on the columns of lower story. As to structure to bear to that high axial force, CFT column is one of the promising structures, the materials of which becoming stronger and the steel tubes thicker. In order to reduce the thickness of steel tube, we examined the installing of reinforcing bars within concrete which might share a certain portion of axial force and flexure moment. In this report, authors carried out cyclic loading test in order to grasp the structural characteristic of Circular CFT column with reinforcing bars and beam (of steel)-column (of CFT with reinforcing bars) joints. From the result of tests, we have confirmed that it is reliable to estimate the flexural strength of column which is installed with reinforcing bars by superposed strength in Guideline of Association of New Urban Housing Technology, and the strength of Through-Diaphragms and beam-column joints by strength formula.

* 1 本店 建築事業本部 建築技術部 技術開発グループ

* 2 本店 建築事業本部 建築設計第 1 部 BIM 推進グループ

1. はじめに

近年の建築構造物では高層化，大スパン化が進み，下層階では高軸力を負担するため柱部材が大断面化している．高軸力柱に対する構造形式としてコンクリート充填鋼管(CFT)造柱があるが，軸力の増大に伴う材料の高強度化，鋼管厚の増大などの傾向がある．著者らは CFT 柱の内部に挿入した鉄筋に，軸力，曲げを負担させる事により鋼管板厚を薄くすることを検討した．本報では，鉄筋を鋼管内部に挿入した CFT 造(鉄筋挿入型 CFT)柱の曲げせん断実験，および，鉄筋挿入型 CFT 柱-鉄骨梁接合部架橋実験を実施し，その履歴性状，耐力評価方法について検討した結果を報告する．

2. 柱部材実験

2.1 試験体

試験体は，鋼管の径厚比($D/t=50, 67$)，柱内法長さと柱径の比($h_0/D=7.0, 6.0, 2.0$)，載荷軸力(一定，変動)をパラメータとした円形鋼管の鉄筋挿入型 CFT 柱部材を 5 体製作した．試験体は 1/3 程度の縮小とした．表-1 に試験体諸元を，図-1 に試験体形状をそれぞれ示す．

C6F67 試験体は，基本となる試験体で，径厚比を 67，柱内法長さと柱径に対する比を 6.0 とし，一定軸力を載荷した．C6V67 試験体は，C6F67 試験体と同じ形状とし軸力を高圧縮軸力から引張軸力までの変動軸力を載荷した．C6V50 試験体は，C6V67 試験体の径厚比を 50 とした．C7V50 試験体は，C6V50 試験体の柱内法長さと柱径の比を 7.0 とし，長柱を想定した．C2F67 試験体は，C6F67 試験体の柱内法長さと柱径の比を 2.0 とし，せん断耐力を確認する試験体とした．

2.2 使用材料

表-2 および表-3 に鋼管および鉄筋の引張試験結果，表-4 にコンクリートの圧縮試験結果を示す．試験体の鋼管は， $t=4.5$ (SS400)， 6.0 (SM490)の平鋼を 1 シーム溶接にて加工製作した．鋼管に挿入した鉄筋は，主筋に D16 (SD490)，補強筋に D6 (SD295A)を用い， $F_c=60\text{N/mm}^2$ のコンクリートを充填した．

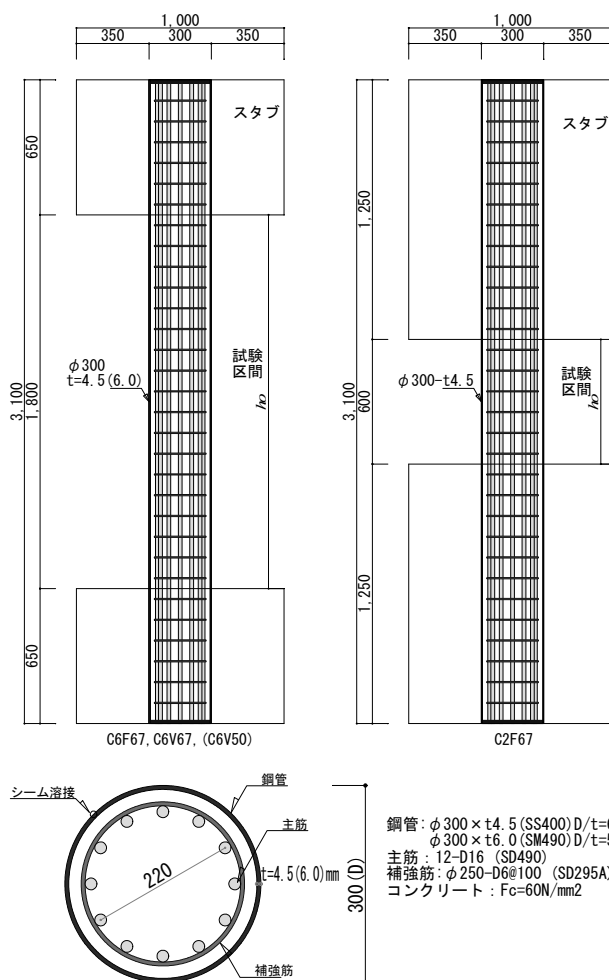


図-1 柱部材試験体の配筋形状

2.3 載荷方法

載荷装置を図-2 に示す．軸力は試験体上部に設置した 2 台の 3000kN 押ジャッキおよび，試験体両側の鉛直方向に設置した 1200kN 押引ジャッキにより載荷した．水平せん断力は，柱試験体高さの中央位置に設置した 1200kN 押引ジャッキにより正負交番の繰り返し載荷とした．

載荷は柱部材角の変形制御とし，載荷サイクルを図-3 に示す．また，載荷軸力については，一定軸力は $+0.33N_0$ ，変動軸力は圧縮側 $+0.66N_0$ ～引張側 $-0.5N_u$ 程度を目標とし，図-4 に示す軸力(N)-水平せん断力(Q)関係に従い載荷した．

表-1 柱部材試験体の試験体諸元

試験体		C6F67	C6V67	C6V50	C7V50	C2F67
柱内法長さと柱径の比	h_0/D	6.0			7.0	2.0
鋼管	板厚	4.5			6.0	4.5
($\phi 300$)	径厚比	67			50	67
主筋	SD490	12-D16 (SD490)			円形配筋	
	鉄筋比 (RC 部)	3.59%			3.65%	3.59%
載荷軸力		一定	変動	変動	変動	一定
載荷	圧縮 (N/N_0)	$\eta c'$	0.37	0.74	0.68	0.67
軸力比	引張 (N/N_u)	ηt	-	-0.46	-0.51	-0.51

共通事項：

- ・圧縮側軸力比
 $N_0 = c \cdot A \cdot \sigma_B + s \cdot A \cdot \sigma_y + B \cdot A \cdot \sigma_y$
- ・引張側軸力比
 $N_u = s \cdot A \cdot \sigma_y + B \cdot A \cdot \sigma_y$
 $(N_0: \text{終局圧縮軸力}, N_u: \text{終局引張軸力})$
- ・コンクリート： $F_c=60\text{N/mm}^2$
- ・補強筋 D6@100 (SD295A)
 $(p_w=0.22\%)$

表-2 柱部材試験体の鋼管の引張試験結果

板厚 (材質)	降伏点 σ_y	引張 強度 σ_u	降伏 ひずみ度 ε_y	ヤング 係数 E_s	伸び	降伏 比
	N/mm ²	N/mm ²	$\times 10^{-6}$	kN/mm ²	%	
t=4.5 (SS400)	409	531	3950	210	34.0	0.77
t=6.0 (SM490)	450	576	2360	212	32.0	0.78

表-3 柱部材試験体の鉄筋の引張試験結果

呼び名 (材質)	降伏点 σ_y	引張 強度 σ_u	降伏 ひずみ度 ε_y	ヤング 係数 E_s	伸び
	N/mm ²	N/mm ²	$\times 10^{-6}$	kN/mm ²	%
D16 (SD490)	580	742	3230	191	20.5
D6 (SD295A)	322	514	3810	181	20.5

表-4 柱部材試験体のコンクリートの圧縮試験結果

試験体名	圧縮強度 σ_B N/mm ²	ヤング係数 E_c kN/mm ²
C6F67	67.6	34.5
C6V67	69.0	32.8
C6V50	69.4	33.9
C7V50	68.6	34.7
C2F67	65.7	32.3

2.4 履歴性状

図-5 に試験体のせん断力(Q)－部材変形角(R)関係を示す。図中には実験による鋼管・鉄筋の圧縮、引張降伏および最大耐力をプロットした。また、新都市ハウジング協会の新都市技術基準²⁾による一般化累加曲げ耐力の計算値を破線にて示す。長柱を想定した C7V50 には、参考に CFT 指針 2008³⁾に鉄筋による効果を考慮した曲げ耐力式の計算値を実線で示す。せん断耐力を確認する試験体 C2F67 には日本建築学会の SRC 規準⁴⁾に鉄筋による効果を考慮したせん断耐力計算値を 1 点鎖線で示す。また、エラー！リンクが正しくありません。には R=+30/1000rad. の 1 サイクル目での柱脚の破壊状況写真を示す。ただし、C2F67 試験体については R=+15/1000rad. の破壊状況を示す。

一定載荷軸力の C6F67 試験体は、正・負側ともに同様の履歴性状を示した。R=±3.3/1000rad. で、柱頭柱脚の鋼管が圧縮降伏した。鉄筋は R=±10/1000rad. で圧縮降伏し、その後、柱頭柱脚スラブ側より 70mm 付近で鋼管の局部座屈の開始が確認され、R=20/1000rad. サイクル以降、柱頭柱脚位置での局部座屈が顕著になった。R=±30/1000rad. で最大耐力に達し、徐々に耐力低下したが、載荷終了まで脆性的な破壊は確認されなかった。変動軸力の C6V67 試験体は、R=+2.5/1000rad. で柱頭柱脚の鋼管が圧縮降伏した。鉄筋は R=+3.3/1000rad. で圧縮降伏し、その後、柱頭柱脚 70mm 付近で鋼管の局部座屈の開始が確認された。

R=+15/1000rad.以降、柱頭 350mm、柱脚 400mm 付近でも

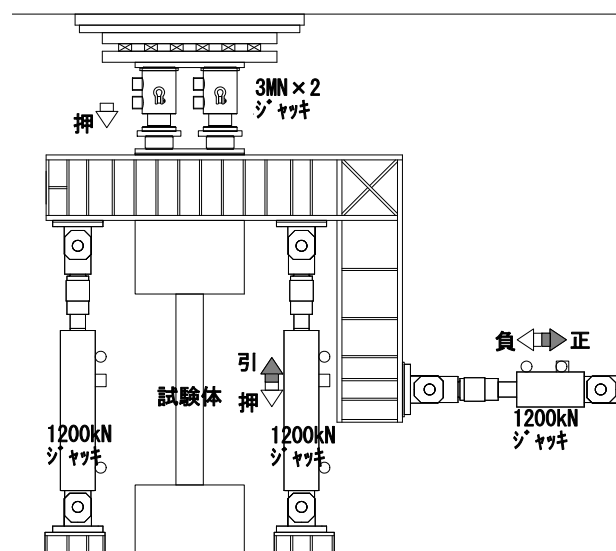


図-2 柱部材試験体の載荷装置

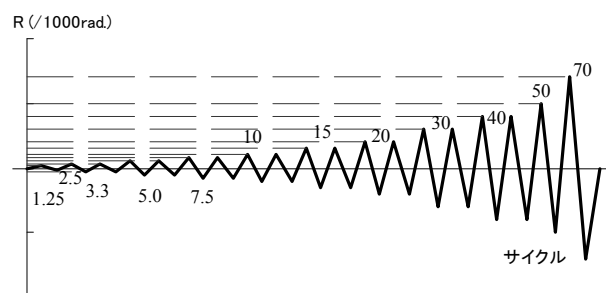


図-3 載荷スケジュール

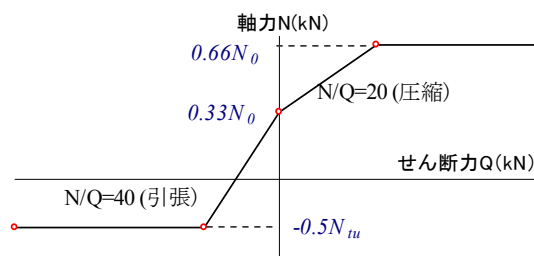


図-4 軸力(N)－せん断力関係(Q)

鋼管の局部座屈が確認された。R=+15 /1000 rad.で正側最大耐力を示し、繰り返し以降、徐々に耐力低下したが、載荷終了まで脆性的な破壊は確認されなかった。負側最大耐力は R=-40/1000rad.で示した。鋼管の幅厚比を小さくした C6V50 試験体は、R=+2.5/1000rad.で鋼管が圧縮降伏した。鉄筋は R=+7.5/1000 rad.で圧縮降伏し、その後、柱頭・柱脚 70mm と、350～400mm 付近において鋼管の局部座屈の開始が確認された。R=+15/1000 rad.で正側最大耐力に達した後、徐々に耐力低下した。負側引張軸力時は R=-3.3/1000rad.のサイクルで鋼管が、R=-7.5/1000rad.のサイクルで鉄筋が引張降伏した。その後も徐々に耐力は

上昇し、 $R=-40/1000\text{rad.}$ のサイクルで負側最大耐力を示した後、サイクル途中で鋼管が柱頭危険断面付近で破断した。それ以降のサイクルでは正側負側ともに大きく耐力低下した。長柱を想定した C7V50 試験体は、 $R=+2.5/1000\text{rad.}$ で鋼管が圧縮降伏した。鉄筋は $R=+7.5/1000\text{rad.}$ で主筋が圧縮降伏し、その後、柱頭・柱脚 70mm 付近、また、 $R=+30/1000\text{rad.}$ では柱頭 350mm、柱脚 400mm 付近で鋼管の局部座屈の開始が確認された。 $R=+15/1000\text{rad.}$ で正側最大耐力に達した後、徐々に耐力低下したが、急激な耐力低下は確認されなかった。負側引張軸力時は、 $R=-3.3/1000\text{rad.}$ のサイクルで鋼管が、 $R=-10/1000\text{rad.}$ のサイクルで鉄筋が引張降伏した。その後も徐々に耐力は上昇し、 $R=-40/1000\text{rad.}$ のサイクルで負側最大耐力を示した後も大きな耐力低下は確認されなかった。 $R=-50/1000\text{rad.}$ のサイクルで鋼管が柱頭危険断面付近で破断した。せん断耐力を確認する C2F67 試験体は、 $R=\pm 2.0/1000\text{rad.}$ で鋼管が圧縮降伏し、 $R=\pm 3.3/1000\text{rad.}$ で周方

向に引張降伏した。 $R=+10/1000\text{rad.}$ でせん断補強筋が引張降伏した。 $R=10/1000\text{rad.}$ で柱頭柱脚 75mm 付近に鋼管の局部座屈の開始を確認した。 $R=15/1000\text{rad.}$ の繰返しまで耐力低下は確認できなかったが、載荷装置の限界により載荷を終了した。

2.6 耐力の評価

鉄筋挿入型 CFT の耐力評価式は一般に確立されていないため、CFT の耐力評価式に挿入鉄筋を考慮する項を付加した算定式を提案し、実験値と比較した。計算値は、曲げ耐力については新都市技術基準に示される一般化累加による曲げ耐力に鉄筋分を考慮した式〔1〕により算定し、せん断耐力を確認する C2F67 試験体は、SRC 標準のせん断耐力式のコンクリート分を鉄筋コンクリートとして算定した式〔2〕により算定した。表-5 に実験値と計算値、およびその比を示す。実験値は各試験体の最大曲げモーメントとした。

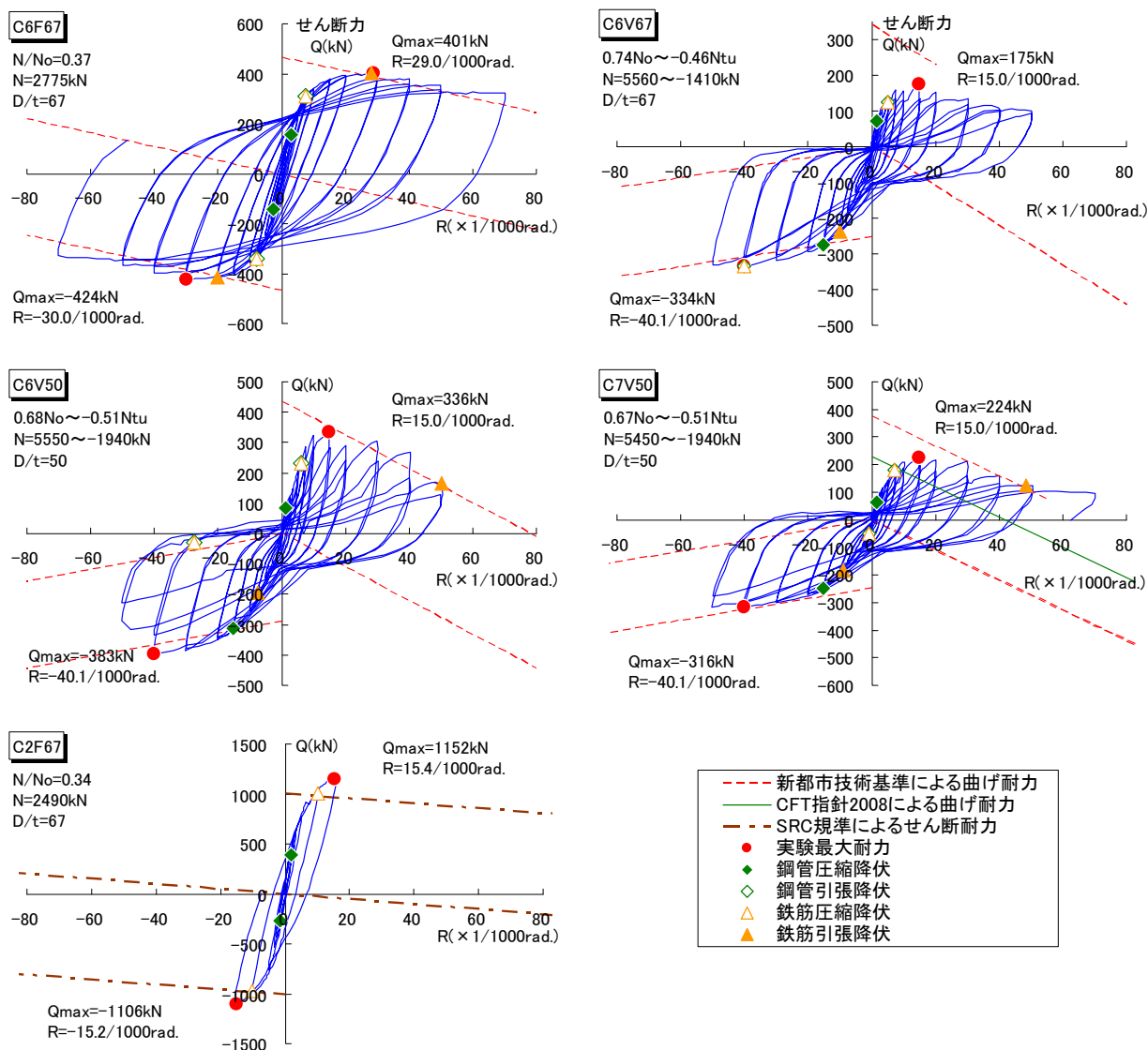


図-5 柱部材試験体のせん断力(Q)－変形角(R)関係



C6F67 試験体



C6V67 試験体



C6V50 試験体



C7V50 試験体



C2F67 試験体
(R=+15/1000rad.)

図-6 柱部材試験体の R=30/1000rad.時破壊状況

曲げ耐力について、長柱を想定した C7V50 試験体、最大軸力比 0.68 の C6V50 試験体も含めたその他の試験体は、最大耐力実験値の式〔1〕による計算値に対する比は、1.01~1.14 であり、計算値を超える結果を確認した。しかし、最大軸力比 0.74 の試験体 C6V67 は、式〔1〕による計算値を下回る結果となった。これは新都市技術基準に設定された、柱の軸力比制限値 0.7 を越えているためと考えられ、式〔1〕では CFT と同様に軸力比を制限する。

せん断耐力破壊を想定した C2F67 試験体は、装置の限界により耐力上昇中に荷重を終了することとなったが、実験値の式〔2〕による計算値に対する比は、1.18 以上であることを確認した。

- ・柱の一般化累加による曲げ耐力

$$\begin{aligned} N_u &= {}_C N_u + {}_S N_u + {}_B N_u \\ M_u &= {}_C M_u + {}_S M_u + {}_B M_u \end{aligned} \quad [1]$$

${}_C M_u$: 充填コンクリート部分の終局曲げ耐力

${}_S M_u, {}_B M_u$: 鋼管, 鉄筋部分の終局曲げ耐力

${}_C N_u$: 充填コンクリート部分の終局圧縮耐力

${}_S N_u, {}_B N_u$: 鋼管, 鉄筋部分の終局圧縮耐力

- ・柱のせん断耐力（累加）

$$Q_U = {}_{RC} Q_U + {}_S Q_U \quad [2]$$

${}_S Q_{su}$: 鋼管部分の終局せん断力

${}_{RC} Q_U$: 鉄筋コンクリート部分の終局せん断耐力

表-5 柱部材試験体の実験結果一覧

試験体			C6F67	C6V67	C6V50	C7V50	C2F67		
柱内法長さ と柱径の比			h_0/D		6			7	2
載荷軸力			一定	変動	変動	変動	一定		
載荷軸力比	圧縮	$\eta c'$	0.37	0.74	0.68	0.67	0.34		
	引張	ηt	—	−0.46	−0.51	−0.51	—		
曲げ耐力	式〔1〕	kNm	418	346	390	440	416		
せん断耐力	式〔2〕	kNm					302		
実験値	最大曲げ	kNm	464	314	443	446	357		
実験値/計算値			1.11	0.91	1.14	1.01	1.18		

3. 柱梁接合部架構実験

3.1 試験体

柱梁接合部架構試験体は、破壊形式（梁曲げ破壊、接合部せん断破壊、ダイアフラムの局所破壊）、ダイアフラムの形状（外ダイアフラム、通しダイアフラム）をパラメータとし、柱は円形（鋼管柱の径厚比(D/t)は 67）として 4 体を製作した。試験体は、1/2 程度の縮尺とした。表-6 に試験体の諸元を、図-7 に試験体の形状を示す。

No.1 試験体の破壊形式は、柱梁接合部せん断破壊を想定した。接合部には通しダイアフラムを用い、鋼管柱の内側へ突出寸法は 20mm とした。No.2 試験体は、基本となる試験体で、No.1 試験体に対し破壊形式を梁曲げ破壊とし、架構の変形性能を確認することを目的とした。No.3 試験体は、No.1 試験体のダイアフラムを外ダイアフラムとし、ダイアフラム形式による柱梁接合部への影響を確認する。No.4 試験体は、No.2 試験体に対し、ダイアフラムが局所破壊する試験体で、通しダイアフラムの内側の突出寸法が小さい場合のダイアフラムの耐力算定方

試験体			No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	
破壊形式			接合部	梁曲げ	接合部	ダイア	
階高（柱スパン）			1600				
梁スパン			2950				
柱内法長さと柱径の比			3.1				
柱	鋼管		$\phi 400-6.0$ (SM490)				
	径厚比		67				
	コンクリート	F_c N/mm ²	60.0				
	拘束効果	cF_c N/mm ²	75.8				
鉄筋（円形配筋）			12-D22 (SD490)				
載荷軸力比			ηc	(N/N_o)	0.33	0.33	0.33
梁	せい	mm	375	375	375	375	
	幅		200	160	200	175	
	ウェブ厚		16	9	16	16	
	フランジ厚		25	16	25	25	
ダイアフラム	外ダイア寸出法	h_s mm	90	75	90	45	
	板厚	t_s mm	45	32	45	32	
	形状		通し		外	通し	
材種			SN490				



板厚 (材質)	使用箇所	降伏点 σ_{sy} (N/mm ²)	引張強度 σ_{su} (N/mm ²)	伸び ε_{sy} (%)	降伏ひずみ度 ε_{sy} ($\times 10^{-6}$)	ヤング係数 Es ($\times \text{N/mm}^2$)	降伏比
6mm (SM490A)	柱・接合部 鋼管	475	556	33.0	2410	224	0.85
9mm (SN490B)	梁ウェブ	412	564	37.0	2190	213	0.73
16mm (SM490)	梁フランジ 梁ウェブ	412	553	44.0	1960	213	0.75
25mm (SM490)	梁フランジ	343	496	29.7	1830	201	0.69
32mm (SN490)	ダイア フラム	349	507	30.0	1900	212	0.69
45mm (SN490)	ダイア フラム	385	524	35.0	1810	215	0.73

鉄筋径 (材質)	使用箇所	降伏点 σ_{sy} (N/mm ²)	引張強度 σ_{su} (N/mm ²)	降伏 ひずみ度 ε_{sy} ($\times 10^{-6}$)	ヤング係数 E_s (kN/mm ²)
D22 (SD490)	主筋	545	735	2990	192
D6★ (SD295)	帯筋	292	478	3580	183

★降伏点は0.2%offset法による

Figure 1 is a schematic diagram of the test apparatus. It shows a central specimen (試験体) being tested under various loads. The apparatus includes three main vertical loading columns, each equipped with a 1200kN pushing jack (押しシヤッキ). A central column also features a load cell (ロードセル) and a 10MN pushing jack. The specimen is supported by a base with four vertical columns. A frame (面外振れ止めフレーム) is used to prevent out-of-plane vibration. Dimensions are indicated: a vertical dimension of 1,600 and 800 on the left, and horizontal dimensions of 1,475, 2,950, and 1,475 at the bottom.

図-8 載荷装置

3.4 履歴性状

No.1 試験体は、層間変形角 $R=7.5/1000\text{rad}$ で柱梁接合部の補強筋および、柱梁接合部の鋼管が降伏し、 $R=10/1000\text{rad}$ で CFT 指針 2008 の接合部せん断耐力計算値に達した。最大耐力は $R=30/1000\text{rad}$ で計算値の 1.27 倍程度であった。 $R=30/1000\text{rad}$ では接合部に目視で分かる程度のせん断変形が生じた。 $R=40/1000$ のサイクルより徐々に耐力低下し、負側のサイクルで柱梁接合部の鋼管のシーム溶接が破断したが、急激な耐力低下はなかった。No.2 試験体は、層間変形角 $R=10/1000\text{rad}$ で梁全塑性モーメントの計算値に達した。 $R=30/1000\text{rad}$ のサイクルで梁フランジ、ウェブ圧縮側で局部座屈がはじまり、 $R=40/1000\text{rad}$ で最大耐力に達し、梁端部が座屈した。最大耐力は、梁全塑性モーメント計算値の 1.31 倍であった。その後徐々に耐力低下したが、接合部への損傷は確認されなかった。No.3 試験体は、 $R=7.5/1000\text{ rad}$ で柱梁接合部の鋼管、 $R=10/1000\text{rad}$ で柱梁接合部の補強筋が降伏した。 $R=15/1000\text{rad}$ で CFT 指針 2008 の接合部せん断耐力計算値に達した。最大耐力は $R=30/1000\text{rad}$ で計算値の 1.21 倍であった。 $R=30/1000\text{rad}$ で接合部に目視で分かる程度のせん断変形が生じた。 $R=30/1000\text{rad}$ 繰り返しのサイクルより徐々に耐力低下し、 $R=40/1000\text{rad}$ のサイクルで柱梁接合部の鋼管のシーム溶接が破断したが、急激な耐力低下はなかった。No.4 試験体は、 $R=10/1000\text{rad}$ で外ダイアフラムの計算値に達した。 $R=20/1000\text{rad}$ のサイクルの $R=12.5/1000\text{rad}$ 付近で大きな音とともに引張側梁下フランジとダイアフラムの入隅部から鋼管中心方向に沿ってダイアフラムが破断し、耐力低下した。 $R=30/1000\text{rad}$ の

サイクルで反対側の梁の引張側上ダイアフラムも破断し耐力低下した。繰り返しにより、破断部から鋼管鉛直方向へ引張による亀裂が進んだ。

3.5 耐力評価

実験による最大耐力（層せん断力換算）と計算値（梁全塑性モーメント，ダイアフラム，接合部せん断）を表-10 に示す。

接合部せん断耐力は CFT 指針の算定式(式 [3])による。また、ダイアフラムの計算値は SRC 規準の外ダイアフラムの算定式(式 [4])により算定した。通しダイアフラムは鋼管内側への突出寸法(h_i)もダイアフラムのせいを含め算定する。

接合部せん断耐力は No.1, No.3 試験体より、ダイアフラムの形状によらず、最大耐力の CFT 指針によるせん断耐力の累加式による計算値の比が 1.21, 1.34 と計算値を超えることを確認した。また、No.4 試験体より、鋼管内側への出の小さい通しダイアフラム形式の強度は、最大耐力と SRC 規準の外ダイアフラムの算定式に内側のダイアフラムの出寸法を付加した計算値の比が 1.35 と計算値を超えることを確認した。

・接合部せん断耐力（CFT 指針による）

$$p Q_u = p_s Q_u + p_c Q_u \quad [3]$$

$p_s Q_u$: 鋼管によるせん断耐力

$p_c Q_u$: コンクリートによるせん断耐力

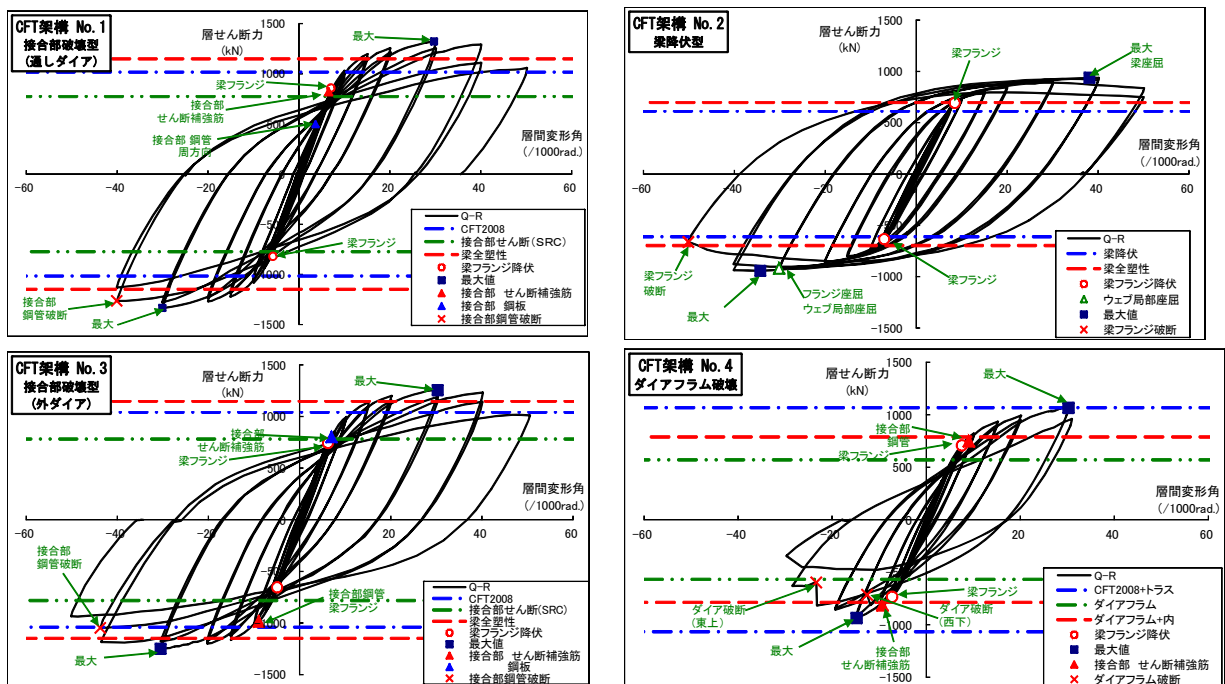
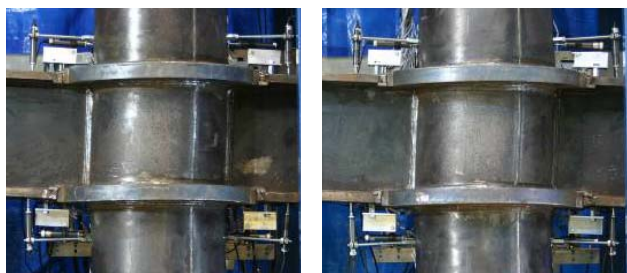


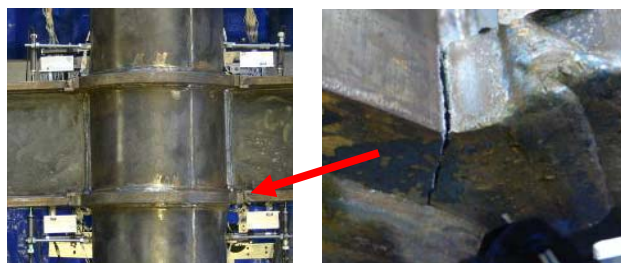
図-9 荷重変形角関係



No.1 +40/1000rad. 1 回目 No.3 +40/1000rad. 1 回目



No.2 -40/1000rad. 2 回目



No.4 -20 1 回目

図-10 破壊状況写真

・外ダイアフラム（SRC 規準による）

$$P_u = 1.42 \cdot P_a \quad [4]$$

$$P_a = 2.16 f_1(\alpha) \cdot A_1 \cdot F_1 + 1.24 f_2(\alpha) \cdot A_2 \cdot F_2 \quad [5]$$

$$f_1(\alpha) = \sin \alpha, \quad f_2(\alpha) = \sqrt{2 \sin^2 \alpha + 1}$$

$$A_1 = \left\{ \left(0.63 + 0.88 \frac{B_f}{D} \right) \sqrt{D \cdot t} + t_s \right\} t, \quad A_2 = h_s \cdot t_s$$

h_s : ダイアフラムのせい ($h_s = h_{so} + h_{si}$)

d_f : ダイアフラムの孔径

B_f : 梁フランジ幅

t, t_s : 鋼管, ダイアフラムの厚さ

F_1, F_2 : 鋼管, ダイアフラムの F 値

4. まとめ

鉄筋を挿入した CFT 造柱部材の曲げせん断実験および柱梁接合部架構実験を実施した結果、以下のことが分かった。

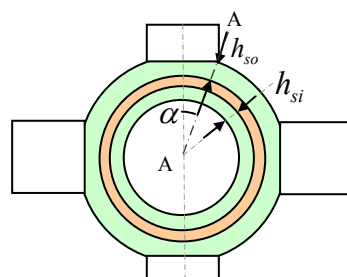


図-11 通しダイアフラム形式

表-10 実験結果

試験体		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
破壊形式	接合部せん断	1150	698	1150	1040
	梁曲げ	974	959	1030	1010
	接合部せん断	1980	1090	1630	788
	柱曲げ	1750	1720	1800	1780
計算値		0.85	1.37	0.90	0.97
余裕度		1.72	1.56	1.42	0.76
実験結果	最大耐力	1340	943	1260	1060
	梁全塑性	1.15	1.35	1.09	1.02
	接合部せん断	1.34	0.96	1.21	1.03
	ダイアフラム	0.67	0.86	0.77	1.35

- (1) 軸力比 0.37～0.68 の試験体では、新都市技術基準の式に鉄筋を付加した一般化累加による曲げ耐力計算値で安全側に評価できた。
- (2) 軸力比 0.7 を超える高圧縮軸力の試験体は一般化累加による曲げ耐力計算値を下回る結果となった。
- (3) 鉄筋挿入型 CFT 柱のせん断耐力は SRC 規準によるせん断耐力式で安全側に評価できた。
- (4) 梁全塑性耐力に対する CFT 指針による接合部せん断耐力の余裕度が 1.35 程度となる架構 No. 2 試験体は、接合部の損傷がなく梁曲げ破壊型となることを確認した。
- (5) 内側への出の小さい通しダイアフラムの局所耐力は、SRC 規準の外ダイアフラムの耐力式を拡張することで実験値を安全側に評価できた。
- (6) 接合部せん断耐力は、CFT 指針の算定式で実験値を安全側に評価できた。

参考文献

- 1) 堀伸輔, 岩岡信一, 岡村喜吉, 成瀬忠, 古宮嘉之, 能瀬泰延: 鉄筋を挿入した角形 C F T 柱部材の曲げせん断実験, 前田建設技術研究所報 Vol.48, 2007.
- 2) 新都市ハウジング協会: コンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準・同解説の運用及び計算例等, 2009.
- 3) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 2008.
- 4) 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, 2001.