



梁貫通形式円形 CFT 柱梁接合部の構造性能に及ぼす 軸力と径厚比の影響

本田, 烈
土居, 晃基
藤永, 隆

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 26:51-65

(Issue Date)

2022-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/0100477427>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/0100477427>



梁貫通形式円形 CFT 柱梁接合部の 構造性能に及ぼす軸力と径厚比の影響

Effect of Axial Load and Diameter-to-thickness Ratio on Structural Performance of Continuous Beam-type Circular CFST Beam-to-Column Connections

本田 烈¹⁾

Retsu Honda

土居 晃基²⁾

Koki Doi

藤永 隆³⁾

Takashi Fujinaga

概要：コンクリート充填鋼管（以下 CFT とする）構造の柱梁接合部の新たな形式として，柱鋼管に梁を貫通させる梁貫通形式接合部が提案されている．著者らはこれまで柱鋼管が角形断面の梁貫通形式 CFT 柱梁接合部に関する研究を行ってきており，基本的な構造性能を明らかにしている．本報では，円形鋼管を用いた梁貫通形式 CFT 柱梁接合部の構造性能を検討するため，CFT 柱の軸力比と柱鋼管の径厚比を実験変数としてト字形の部分架構実験を行った．いずれの試験体も梁降伏型の崩壊メカニズムであり，紡錘形のエネルギー吸収能力の高い履歴形状を示した．最大耐力は計算終局耐力を上回り，十分な耐力を発揮した．また，鋼梁近傍の柱鋼管表面のひずみ集中は角形の時ほど小さく，局部座屈も確認されなかった．

キーワード：コンクリート充填鋼管，隅肉溶接，局部座屈，ひずみ分布，軸力，径厚比

1. はじめに

コンクリート充填鋼管（以下 CFT）構造の柱梁接合部には，通しダイヤフラム形式，外ダイヤフラム形式，内ダイヤフラム形式の 3 つの形式が一般的に採用され，その設計法も確立されている¹⁾．しかし，CFT 構造ではダイヤフラムにコンクリート充填用の孔を設ける必要がある．そして孔の存在によってダイヤフラムによる応力伝達が複雑となり，CFT 指針に示されている簡略化されたモデルでもダイヤフラムの板厚算定に用いる式は煩雑である．また，柱鋼管とダイヤフラ

ムの接合には完全溶け込み溶接を必要とするが、近年ではその溶接技能者の不足が問題となっている。新たな CFT 柱梁接合部の形式として、柱鋼管に H 形鋼梁を貫通させる方法が提案されており²⁾、円形 CFT 柱の柱梁接合部に関しては応力伝達メカニズムや設計式の検討がなされている³⁾。4). 梁貫通形式の接合部は、梁降伏型の崩壊メカニズムを容易に実現でき、接合部の設計を簡素化できる。それに加え、隅肉溶接のみで組み立て可能なため、高度な溶接技術を必要とせず、施工の簡素化が期待できる。しかしながら、これまで行われた柱断面が円形の梁貫通形式の接合部の実験では、柱に軸力が導入されたものは皆無である。

著者らはこれまで角形 CFT 柱の梁貫通形式接合部の検討をしており、曲げ引張側で柱鋼管のひずみ集中があるものの、曲げ圧縮側で充填コンクリートが有効に寄与することを示している⁵⁾。6). また、角形 CFT 柱に軸力を導入した場合の、角形 CFT 柱の梁貫通形式接合部の検討も行っている⁷⁾。本報では、円形 CFT 柱に対し軸力を導入した場合の梁貫通形式の接合部性能を把握し、鋼梁との接合部分での応力集中や応力伝達のメカニズムに関して検討を行った。

2. 実験概要

(1) 試験体

試験体一覧を表 1 に、試験体の形状寸法を図 1 に示す。

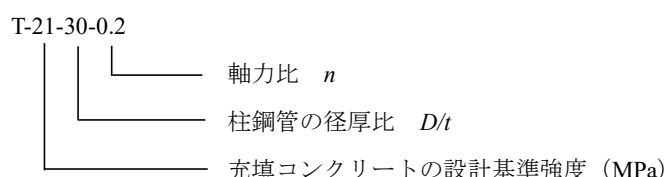
試験体は円形 CFT 柱と H 形鋼梁の接合部を模擬した梁貫通形式のト字形架構で、実験変数は CFT 柱への導入軸力比と柱鋼管の径厚比である。柱鋼管は STK400 の円形鋼管で断面サイズは○-267.4×9 及び○-267.4×6 である。上部エンドプレートに設けたコンクリート充填用の孔より、設計基準強度 Fc21 のコンクリートを充填している。鋼梁は SN400B 材で断面寸法は RH-300×150×6.5×9 である。部材断面の実測寸法を表 2 に示す。

鋼梁の貫通方法は、鋼梁の断面サイズを事前に計測し、片側+1mm のクリアランスで柱鋼管に H 形鋼梁の断面形状のプラズマカット加工をした後に梁を貫通させ、鋼管外側より鋼梁の断面の外周に沿って外側から隅肉溶接を施した。

表 1 試験体一覧

試験体名	柱	梁	コンクリート強度 (MPa)	軸力比 <i>n</i>	径厚比 <i>D/t</i>
T-21-30-0.2	○-267.4×9 (STK400)	H-300×150×6.5×9	31.5	0.2	29.7
T-21-30-0.05			31.6	0.05	
T-21-45-0.2	○-267.4×6 (STK400)		31.3	0.2	44.6
T-21-45-0.05			32.1	0.05	

(※) 試験体名称



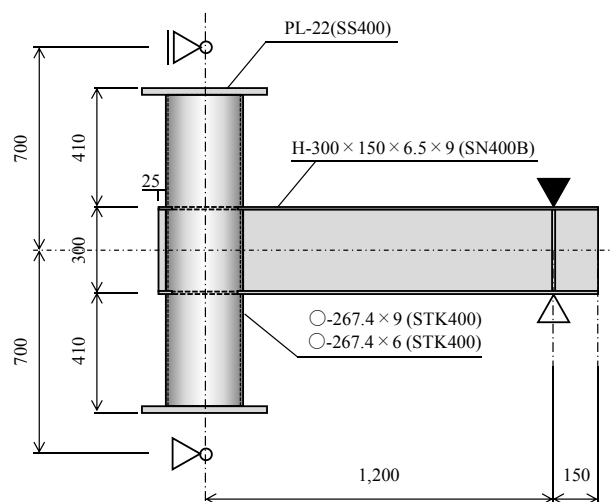


図 1 試験体の形状寸法

表 2 部材断面の実測寸法

	H形鋼梁				柱	
	せい H (mm)	幅 B (mm)	ウェブ板厚 t_w (mm)	フランジ板厚 t_f (mm)	せい D (mm)	板厚 t (mm)
T-21-30-0.2	301.4	149.4	6.29	9.16	265.9	8.95
T-21-30-0.05	301.4	149.5	6.32	9.16	266.3	8.95
T-21-45-0.2	300.7	149.3	6.24	9.17	268.0	5.51
T-21-45-0.05	301.4	149.2	6.26	9.15	266.1	5.51

(2) 材料特性

a) コンクリート

試験体を使用したコンクリートの調合表を表 3 に示す. コンクリートの設計基準強度は 21MPa, 粗骨材の最大粒径は 20mm, セメントは普通ポルトランドセメントを用いた. またスランプ値は一回目: 20.8cm, 二回目: 17.3cm であった. 空気量は一回目: 2.7%, 二回目: 1.9% であった. コンクリートの材料特性を把握するため, コンクリートシリンダ強度試験を, 4 週強度時に圧縮試験 3 本, 割裂試験 3 本, 各試験体の載荷当日に圧縮試験 3 本, 割裂試験 2 本それぞれ行った. シリンダ強度試験結果を表 4 に示す. 表中の強度値は載荷日ごとの平均値で, ヤング係数はひずみゲージを貼付した供試体において, 圧縮強度の見込み値のおよそ 3 割程度までの載荷除荷を 3 回繰り返してその除荷剛性より求めた.

表 3 コンクリート調合表

水セメント比 (%)	セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	AE減水剤 (kg/m ³)	細骨材率 (%)
63	302	190	904	842	3.02	51.6

表 4 コンクリートシリンダ強度試験結果

試験体	圧縮強度 (MPa)	圧縮強度時 ひずみ	ヤング係数 (GPa)	割裂強度 (MPa)	材令 (日)
4週強度	27.2	0.00181	29.1	2.44	28
T-21-30-0.2	31.5	0.00201	30.2	3.08	48
T-21-30-0.05	31.6	0.00197	30.3	3.18	53
T-21-45-0.2	31.3	0.00191	30.4	2.47	55
T-21-45-0.05	32.1	0.00187	32.3	2.59	59

b) 鋼材

鋼材の引張試験は H 形鋼フランジ，H 形鋼ウェブより切り出した JIS1A 号引張試験片及び，柱鋼管より切り出した JIS5 号引張試験片を用いて行った．引張試験結果を表 5 に示す．柱鋼管より切り出した試験片では明確な降伏棚が確認できなかったため，降伏点応力は 0.2% オフセット法により求めた．表中の値は平均値を示しており，降伏ひずみは降伏点応力をヤング係数で除した値である．

表 5 引張試験結果

	降伏点応力 σ_y (MPa)	降伏ひずみ** ε_y	引張強さ σ_u (MPa)	ヤング係数 E_s (GPa)	破断伸び (%)
柱鋼管(○-267.4×9)	399*	0.00227 (0.00425***)	504	176	39.2
柱鋼管(○-267.4×6)	415*	0.00202 (0.00402***)	496	205	35.5
鋼梁フランジ	300	0.00147	450	203	29.7
鋼梁ウェブ	328	0.00168	451	195	26.7

* 0.2% オフセット耐力 ** $\varepsilon_y = \sigma_y / E_s$ *** 0.2% オフセット耐力時ひずみ

(3) 荷重装置図及び荷重方法

図 2 に荷重装置図を示す．試験体の柱上下端にピン治具を設置し，柱上部よりスライダーを介して油圧ジャッキにより柱に軸力を加え，梁端部に取り付けた油圧ジャッキにより鋼梁にせん断力を加えた．荷重は変形角 R による変位制御とし，正負交番繰り返し荷重を行った．変形角 R は，梁端荷重点の鉛直方向変位を，柱芯から荷重点までの距離（1200mm）で除して算定した．

(4) 測定装置および測定方法

a) 変位測定

図 3 に変位測定位置を示す．変位計①で梁端部荷重点位置の鉛直方向変位を測定し，架構全体の変形角の算定に用いている．なお，同変位は柱の上下のエンドプレートの柱軸心位置を基準として計測されている．変位計②，③で梁の局所の変形を確認するため，柱鋼管最外縁より 200mm の位置の鋼梁フランジ中央と柱鋼管の間の変位を測定し，梁端の回転角を求めた．変位計④で柱頭の水平変位を測定し，荷重中の柱の鉛直性を調整した．

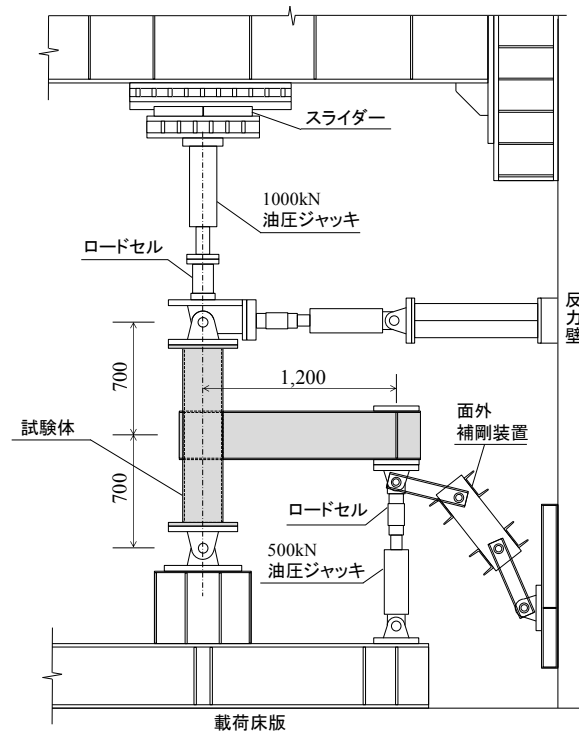


図 2 載荷装置図

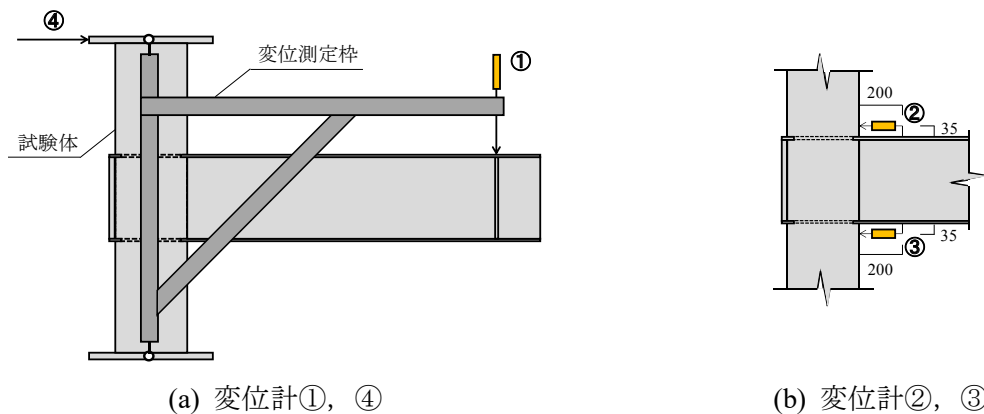


図 3 変位計測定位置

b) ひずみゲージ

柱，鋼梁，パネル部の各所の変形を計測するため，ひずみゲージを貼付した．ひずみゲージ貼付位置を図 4 に示す．なお，すべての試験体でひずみゲージ位置は同じである．

3. 荷重-変形角関係及び耐力

(1) 荷重-変形角関係

図 5 にせん断力 Q - 変形角 R 関係を示す．鋼梁フランジのひずみが鋼材の引張試験で得られた降伏ひずみに初めて達した点を△印（引張降伏），及び□印（圧縮降伏）で，最大耐力を記録した点を○印で，図中に示している．また触診によって最初に H 形鋼梁のフランジに局部座屈が確認された点を矢印で示している．図中の緑実線および青実線は，それぞれ梁断面の実測値と引張試験で得られた降伏点応力を用いて計算した梁断面の降伏曲げ耐力および全塑性耐力より求まる

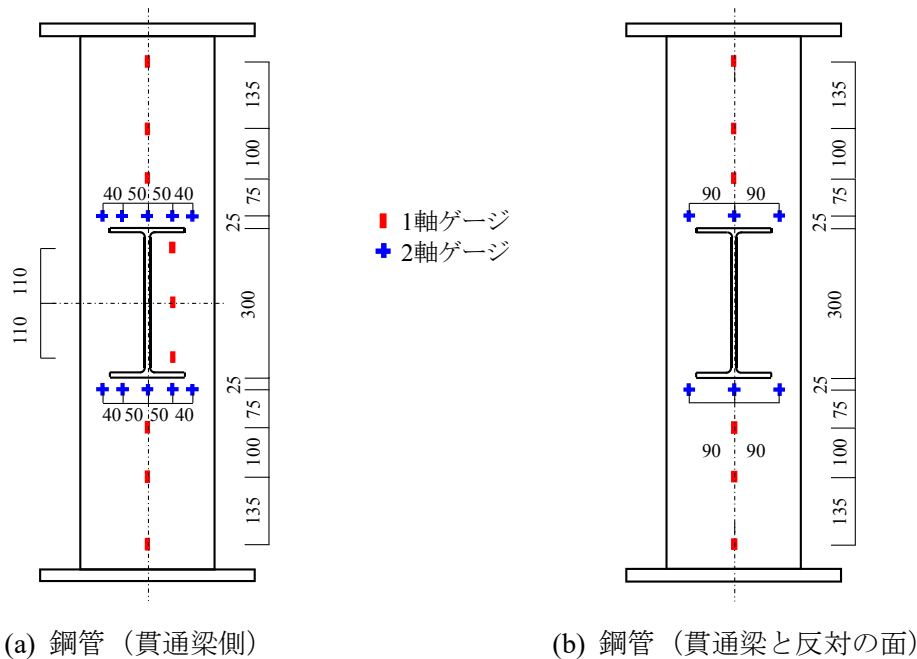


図 4 柱鋼管のひずみゲージ貼付位置

架構の耐力を示している。

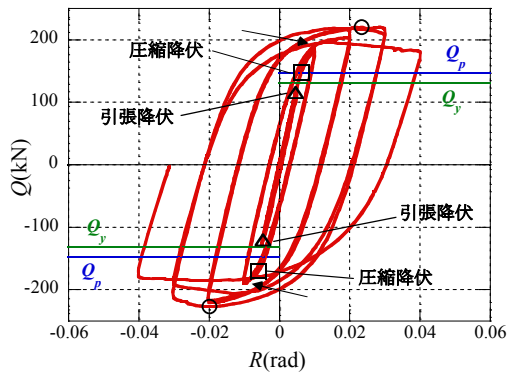
柱鋼管の径厚比の小さい試験体 T-21-30-0.2, T-21-30-0.05 では、変形角 $R=0.005\text{rad}$ の载荷サイクル中に鋼梁フランジが降伏し、 $R=0.01\text{rad}$ の 1 サイクル目の正側载荷時に鋼梁フランジに局部座屈が触診により確認された。その後も耐力は上昇し、正側、負側ともに $R=0.03\text{rad}$ の载荷中に最大耐力を迎え、鋼梁フランジの局部座屈の成長とともに耐力が低下した。

柱鋼管の径厚比の大きい試験体 T-21-45-0.2 では変形角 $R=0.005\text{rad}$ の载荷サイクル中に、試験体 T-21-45-0.05 では $R=0.01\text{rad}$ の载荷サイクル中に鋼梁フランジが降伏し、両試験体とも $R=0.01\text{rad}$ の 1 サイクル目の正側载荷時に鋼梁フランジに局部座屈が触診により確認された。その後も耐力は上昇し、正側、負側ともに $R=0.03\text{rad}$ の载荷中に最大耐力を迎え、鋼梁フランジの局部座屈の成長とともに耐力が低下した。

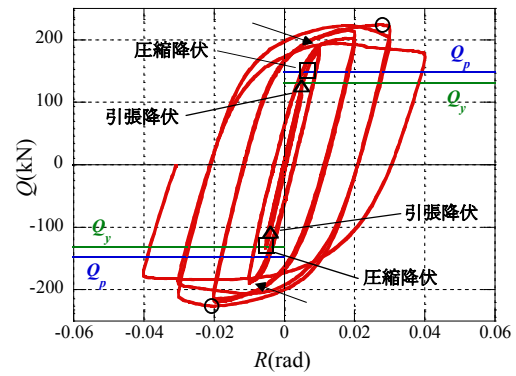
全ての試験体で紡錘形のエネルギー吸収性能の高い履歴性状を示した。また、鋼梁フランジの局部座屈の成長とともに耐力が低下し、梁降伏型の崩壊機構となった。载荷の最終段階まで柱鋼管に局部座屈は観察されなかった。

(2) 耐力の比較

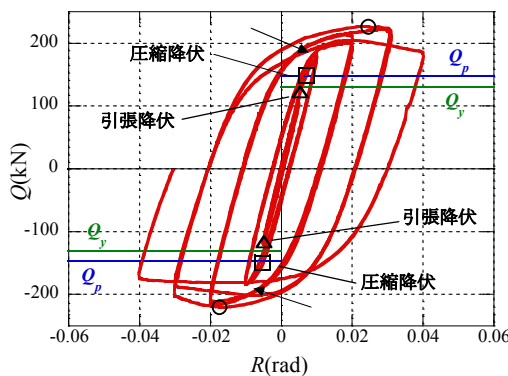
鋼梁の降伏曲げ耐力 (bM_y) と全塑性曲げ耐力 (bM_p)、および鋼梁の降伏曲げ耐力と全塑性曲げ耐力から算定される架構の計算降伏耐力 (bQ_y) と計算終局耐力① (bQ_u)、CFT 柱の終局曲げ耐力 (cM_u) と、CFT 柱の終局曲げ耐力から決定される架構の計算終局耐力② (cbQ_u)、そして導入軸力 (cN_u)、実験降伏耐力 (Q_y) と実験終局耐力 (Q_u) およびそれらと計算値との比較を表 6 に示す。実験結果との比較のためそれぞれの耐力は、梁端の荷重に対応するせん断力に換算されている。計算降伏耐力および計算終局耐力①は、それぞれ降伏曲げ耐力および全塑性曲げ耐力を鋼管表面から梁端载荷点までの距離 (=1066.3mm) で除して算出した。なお、鋼梁断面の曲げ耐力算定の際には鋼梁の実測寸法を用いた。ただし、ウェブフィレット部は無視している。



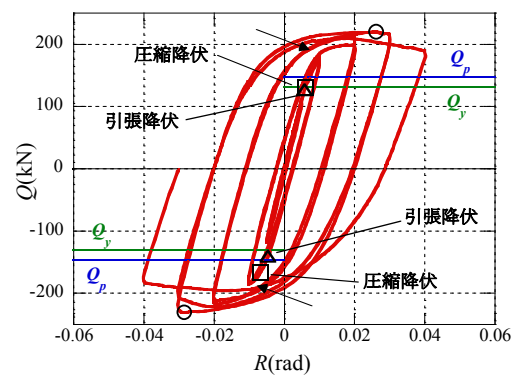
(a) 試験体 T-21-30-0.2



(b) 試験体 T-21-30-0.05



(c) 試験体 T-21-45-0.2



(d) 試験体 T-21-45-0.05

図5 セン断力 Q —変形角 R 関係

CFT 柱の終局曲げ耐力は、日本建築学会の「コンクリート充填鋼管設計施工指針⁸⁾」により求めた。得られた CFT 柱の終局曲げ耐力 (cM_u) を、鋼梁フランジ表面から柱端のヒンジ位置までの距離で除して終局曲げ耐力時の柱せん断力 (cQ_u) を算出し、試験体の柱、梁の長さと同パネル部の寸法を考慮して、梁端荷重に対応するせん断力 (cbQ_u) に換算した。

以下に計算式を示す。

$$cbQ_u = cQ_u \cdot \frac{2l_c + H}{l_b + (D/2)} \quad (1)$$

ここで、 cbQ_u ：柱終局曲げ耐力時の架構の計算終局耐力②（梁端換算）

cQ_u ：柱終局曲げ耐力時の柱のせん断力（柱端ピン位置換算）

l_b ：鋼管表面から梁端載荷点までの距離

l_c ：鋼梁フランジ表面から柱端ピンまでの距離（=550mm）、 H ：梁せい、 D ：柱せい

計算終局耐力①、②の比較から、架構の最大耐力は全ての試験体において鋼梁で決定されることが予想された。

降伏耐力の実験値は最初に鋼梁フランジ上下の鋼管最外縁から 75mm の位置に貼付したひずみゲージが降伏ひずみに達した時点の耐力を表す。試験体 T-21-30-0.2、T-21-30-0.05、T-21-45-0.2 の

3 体の降伏耐力は正負側を平均して 10%程度の誤差で実験値を予測しており、T-21-45-0.05 の降伏耐力は計算値と実験値がほぼ同じであった。終局耐力は全ての試験体で正側負側を平均して 50%程度、実験値が計算値を上回った。これは、最大耐力時には鋼材の耐力時のひずみがひずみ硬化領域にあることが原因と考えられる。また、局部座屈の発生位置は 50~200mm の範囲で、終局時には梁端の塑性回転中心が鋼管の最外縁よりも離れた場所にあることも一要因と考えられる。

表 6 計算耐力及び実験値との比較

	bM_y (kN)	bQ_y (kN)	Q_y (kN)	Q_y/bQ_y	bM_p (kNm)	bQ_u (kN)	Q_u (kN)	Q_u/bQ_u	cN_u (kN)	cM_u (kNm)	cbQ_u (kN)
T-21-30-0.2	140	131	118	0.902	158	148	223	1.51	832	301	639
T-21-30-0.05	140		117	0.889	158		225	1.52	208	294	624
T-21-45-0.2	139		119	0.912	157	147	221	1.50	669	218	462
T-21-45-0.05	140		133	1.020	157		225	1.53	167	206	437

4. 接合部付近の柱鋼管表面のひずみ分布

図 6-1~6-4 に、鋼管の鋼梁側の接合部パネルに最も近い位置（鋼梁フランジから 25mm）にある鋼梁直上と直下の鋼管表面に貼付したひずみゲージの正側載荷時のひずみの値を示す。横軸は鋼管中心からの距離を示している。鋼梁の中心を 0 とし、載荷点の方向から見て右側を正、左側を負とし、ここでは-50mm, 50mm といった表記をする。図中の桃色と緑色の破線はそれぞれ引張試験結果より求めた柱鋼管の降伏ひずみ (ϵ_y) と 0.2%オフセット耐力時のひずみ (ϵ_0) を表している。正側載荷時には鋼梁の上側が曲げ圧縮、下側が曲げ引張となり、負側載荷時には鋼梁の上側が曲げ引張、下側が曲げ圧縮となる。鋼梁のない面の同じ位置でもひずみの計測を行ったが、いずれの位置においても降伏ひずみには達せず、ひずみ値は鋼梁側の面のひずみと比較して小さかった。

(1) 各試験体の柱鋼管表面のひずみ分布

a) 試験体 T-21-30-0.2

試験体 T-21-30-0.2 においては、変形角の増加に伴い曲げ圧縮側の鋼梁近傍の軸方向ひずみ、曲げ引張側では中央周方向ひずみが増大した。R=0.04rad 時に鋼梁直下、中央にある周方向のひずみゲージが降伏したが、それ以外に降伏ひずみに達したひずみゲージは見られなかった。曲げ引張側の軸方向ひずみと曲げ圧縮側の周方向ひずみは値が小さく、変形角の増加に伴って増加することとはなかった。

b) 試験体 T-21-30-0.05

試験体 T-21-30-0.05 においては、変形角の増加に伴い曲げ圧縮側では中央のひずみを中心に軸方向ひずみが、曲げ引張側では周方向ひずみが増大したが、降伏ひずみに達した箇所はなかった。曲げ引張側の軸方向ひずみは変形角の増加に伴って、ひずみが増加することとはなかった。また、曲げ圧縮側の周方向のひずみはわずかに増加し続けたが降伏ひずみと比較して小さいものであった。

c) 試験体 T-21-45-0.2

柱鋼管の板厚の薄い試験体 T-21-45-0.2 においては、変形角の増加に伴い鋼梁近傍のひずみを中心に曲げ圧縮側の軸方向ひずみと曲げ引張側の周方向ひずみが増加した。R=0.04rad 時に曲げ圧縮側である鋼梁直上、中央および-50mm の位置にある縦方向のひずみゲージが降伏したが、それ以外に降伏ひずみに達したひずみゲージは見られなかった。曲げ引張側の軸方向ひずみと曲げ圧縮側の周方向ひずみは値が小さく、変形角の増加に伴って増加することはなかった。なお、R=0.03rad 以降で曲げ引張側の軸方向ひずみが圧縮方向に移行しているが、これは曲げ圧縮時の塑性化による残留ひずみの影響であると推察される。

d) 試験体 T-21-45-0.05

試験体 T-21-45-0.05 においては、変形角の増加に伴って鋼梁近傍の軸方向ひずみが増大した。軸方向ひずみの増加に伴って同じ位置での周方向ひずみも増加しており、曲げによる引張力に対して軸方向のみでなく鋼管周方向でも応力伝達に寄与していることが解る。R=0.02rad 時に曲げ引張側である鋼梁直下、中央にある縦方向のひずみゲージが降伏し、R=0.03rad 時に曲げ引張側である鋼梁直下、-50mm の位置にある縦方向のひずみゲージが降伏したが、0.2%オフセット時のひずみには達していない。これら以外に降伏ひずみに達したひずみゲージはなかった。一方、曲げ圧縮側では変形角の増加に伴う周方向ひずみの増加は観察されなかった。

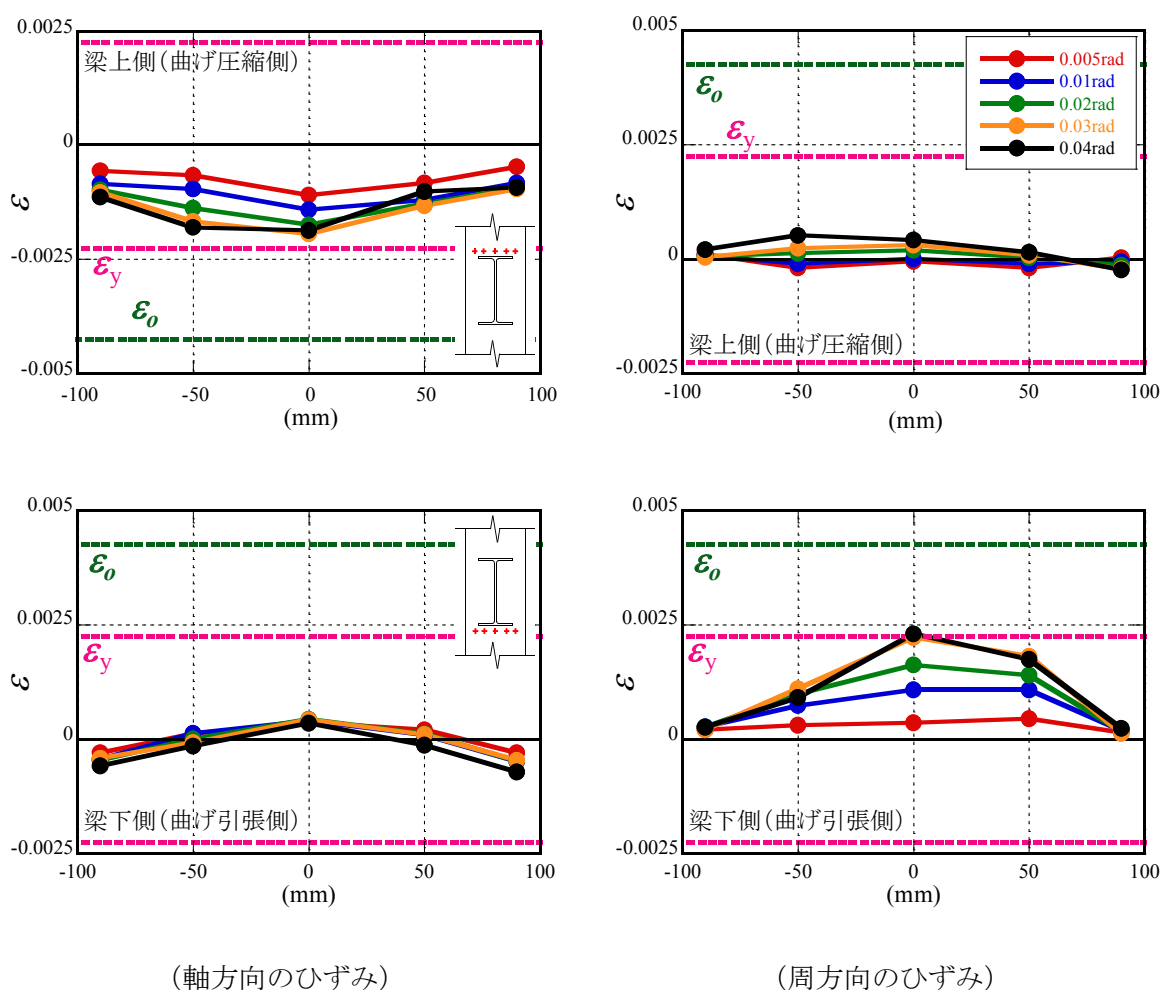


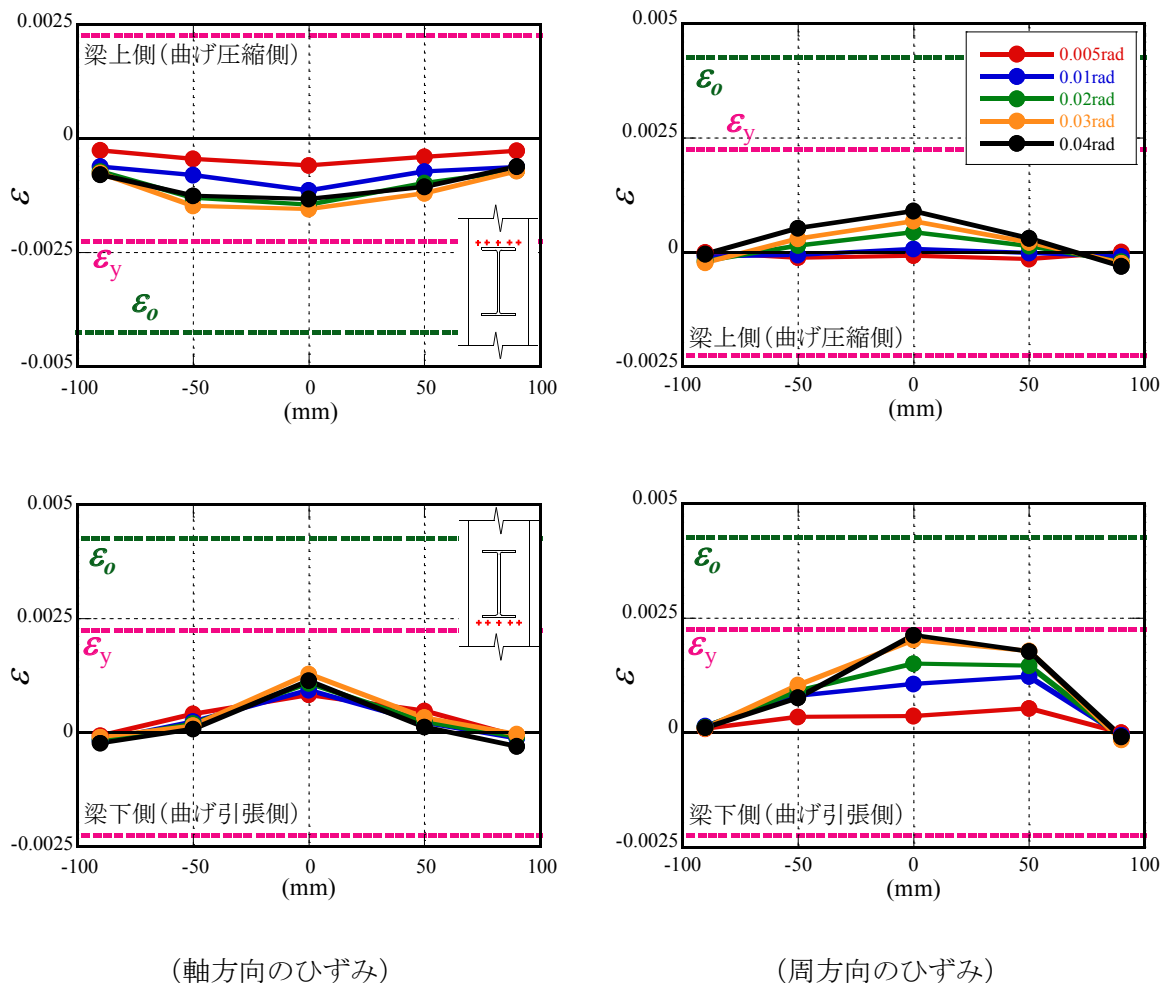
図 6-1 柱鋼管のひずみ分布 試験体 T-21-30-0.2

(2) パラメーターの違いによる柱鋼管表面のひずみの比較

a) 軸力比による比較

柱鋼管の径厚比の小さい試験体（T-21-30-0.2, T-21-30-0.05）では、軸方向のひずみは、軸力比の小さい試験体に比べ軸力比の大きい試験体の方が、曲げ圧縮側の鋼梁直上において圧縮ひずみが大きくなり、曲げ引張側の鋼梁直下において引張ひずみが小さくなった。これは導入軸力によって鋼管の軸方向に生じた圧縮ひずみの影響であると推察される。また、周方向のひずみは、軸力比の小さい試験体の曲げ圧縮側の鋼梁直上でわずかにひずみが増加したが、曲げ引張側の鋼梁直下ではほとんど違いは見られなかった。

柱鋼管の径厚比の大きい試験体（T-21-45-0.2, T-21-45-0.05）では、軸方向のひずみは、軸力比の小さい試験体に比べ軸力比の大きい試験体の方が、径厚比の小さい試験体の比較と同様に曲げ圧縮側の鋼梁直上において圧縮ひずみが大きくなり、曲げ引張側の鋼梁直下において引張ひずみが小さくなった。また、曲げ引張側では軸力比の大きい試験体に比べ軸力比の小さい試験体で、ひずみがより増大する傾向がみられた。周方向のひずみについては、大きな違いは見られなかった。



(軸方向のひずみ)

(周方向のひずみ)

図 6-2 柱鋼管のひずみ分布 試験体 T-21-30-0.05

b) 径厚比による比較

軸力比の大きい試験体 (T-21-30-0.2, T-21-45-0.2) では、軸方向のひずみは、径厚比の小さい試験体に比べ径厚比の大きい試験体では、曲げ圧縮側で鋼梁周辺のひずみが大きくなり、曲げ引張側で中央のひずみの最大値が大きくなった。周方向のひずみは、径厚比の小さい試験体では、曲げ引張側の中央のひずみが大きくなる傾向にあり、径厚比の大きい試験体では中央だけでなく 50mm, -50mm の位置のひずみも大きくなっていた。

軸力比の小さい試験体 (T-21-30-0.05, T-21-45-0.05) では、径厚比の小さい試験体に比べ、径厚比の大きい試験体の方が、曲げ引張側の軸ひずみがより大きくなる傾向が見られた。周方向のひずみについては、軸力比の大きい試験体と同様の傾向であった。

c) 柱の断面形状による比較

本実験の結果と、文献 7 の梁貫通形式角形 CFT 柱梁接合部の実験の結果との比較を行う。比較に用いた試験体の諸量を表 7 に示す。試験体の違いは柱の断面形状のみで、載荷方法、ひずみゲージ貼付位置は本実験と同様である。

柱鋼管表面の軸方向ひずみで、鋼梁側の接合部パネルに最も近い位置 (鋼梁フランジから 25mm) にある鋼梁直上と直下のひずみ分布の比較を図 8 に示す。

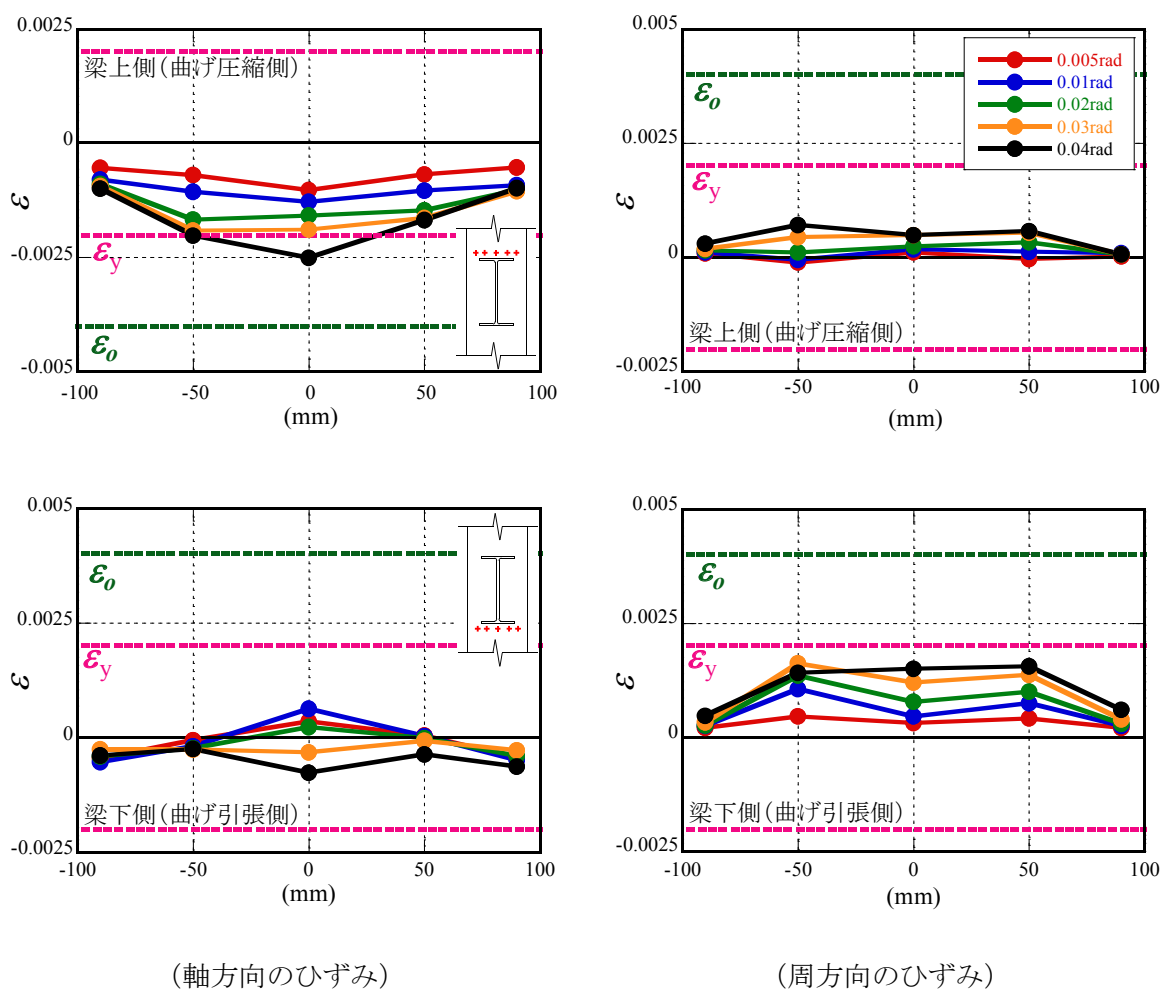


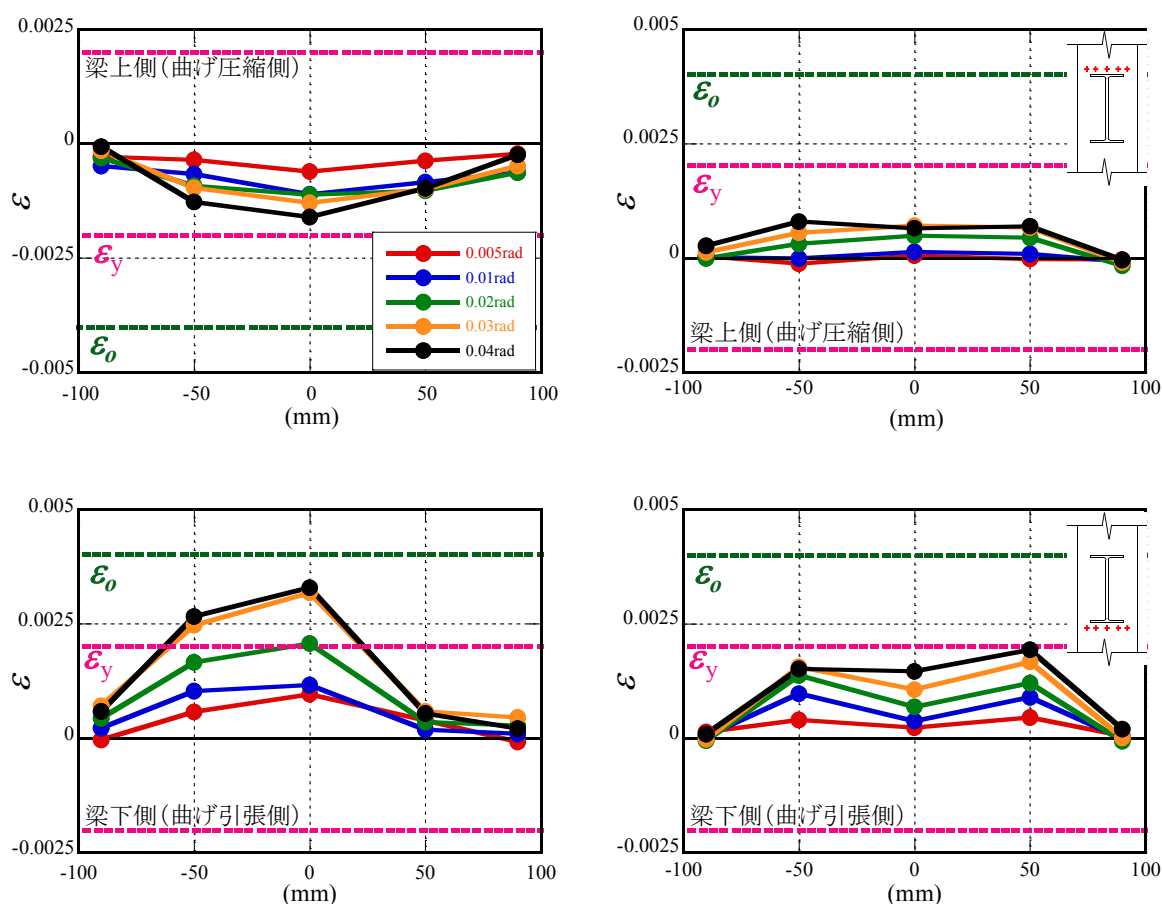
図 6-3 柱鋼管のひずみ分布 試験体 T-21-45-0.2

円形鋼管を用いた試験体 T-21-45-0.05 では、曲げ引張側で鋼梁近傍のひずみが大きくなり、降伏ひずみに達したものの、0.2%オフセット耐力時ひずみに達した箇所はなかった。一方、角形鋼管を用いた試験体 T-21-42-0.05 では、曲げ圧縮側、曲げ引張側の両側でひずみが増加し降伏ひずみに達した。さらに曲げ引張側では鋼梁近傍のひずみが著しく増加し、0.2%オフセット耐力時のひずみを大きく上回った。

曲げ引張側では、角形鋼管を用いた試験体に比べ、円形鋼管を用いた試験体の軸ひずみのほうが小さくなる傾向がみられた。これは円形鋼管を用いた試験体では鋼梁フランジからの引張応力を軸方向と周方向で負担しているためであり、角形鋼管より円形鋼管を用いた場合のほうが応力伝達の性能が優れていると推察される。

表 7 試験体詳細⁷⁾

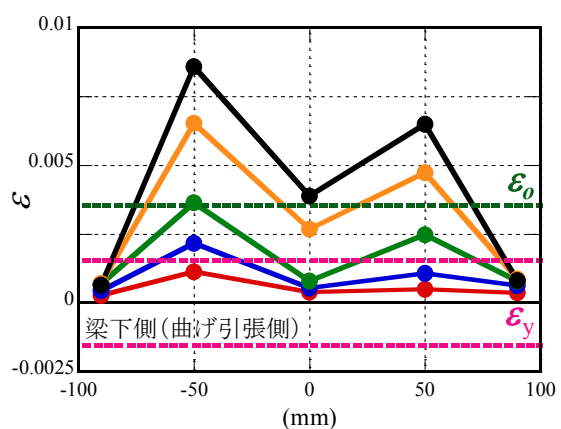
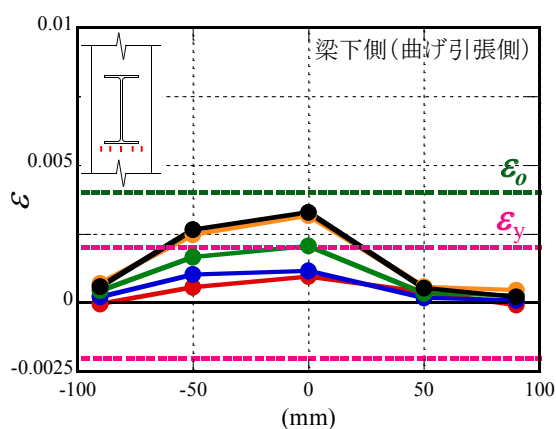
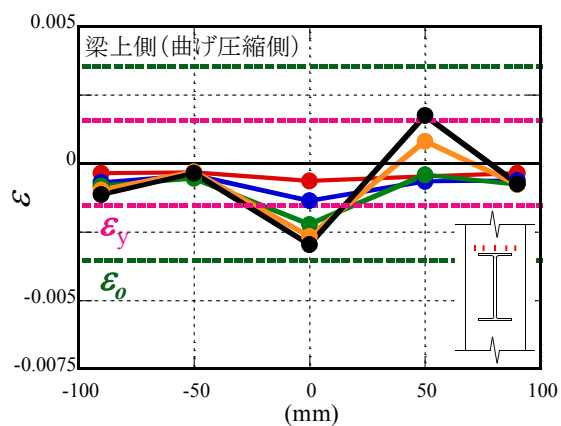
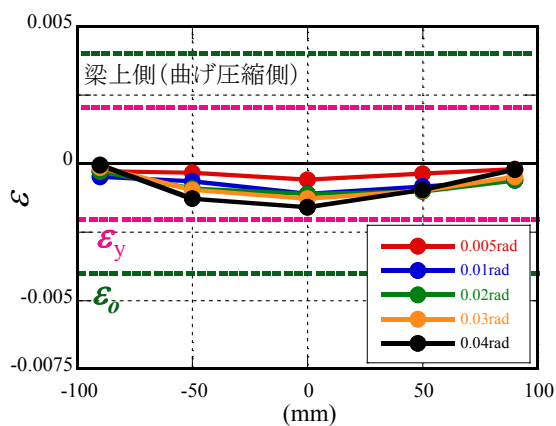
試験体名	柱	梁	コンクリート強度 (MPa)	軸力比 n	幅厚比 D/t
T-21-42-0.05	250×250×6 (BCR295)	H-300×150×6.5×9 (SN400B)	24.9	0.05	41.7



(軸方向のひずみ)

(周方向のひずみ)

図 6-4 柱鋼管のひずみ分布 試験体 T-21-45-0.05



T-21-45-0.05 (円形 CFT)

T-21-42-0.05 (角形 CFT) 7)

図 8 柱の断面形状による比較

5. まとめ

本報では、柱鋼管に円形鋼管を用いた梁貫通形式 CFT 柱梁接合部の構造性能を明らかにすることを目的として、軸力比と径厚比を実験変数としたト字形架構の正負交番繰り返し載荷実験を行い、その構造性能の検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) いずれの試験体も紡錘形のエネルギー吸収性能の高い履歴形状を示し、最大耐力は計算終局耐力を 5 割程度上回った。最大耐力を示した後、鋼梁の局部座屈の成長とともに耐力が低下し、梁降伏型の崩壊機構となった。
- 2) 接合部パネルに最も近い位置にある鋼梁直上と直下の鋼管表面(鋼梁フランジ表面から 25mm)のひずみ分布において、いずれの試験体も降伏ひずみに達した箇所はあったが、0.2%オフセット耐力時のひずみに達することはなかった。また鋼管に局部座屈の発生は確認されなかった。
- 3) 接合部パネル付近の柱鋼管表面のひずみ分布を比較すると、径厚比の大きさによらず、軸力

比の大きい試験体では曲げ圧縮側の軸方向のひずみが大きく、曲げ引張側のひずみは小さかった。また、軸力比の大きさによらず、径厚比の小さい試験体で曲げ圧縮側と曲げ引張側のいずれにおいても軸方向のひずみが小さかった。また、周方向に大きな差は見られなかった。

- 4) 柱鋼管の断面形状の違いにより比較すると、円形鋼管を用いた試験体の接合部周辺の柱鋼管表面の軸ひずみのほうが、角形鋼管を用いた試験体よりも小さくなる傾向があり、角形鋼管より円形鋼管を用いた場合のほうが柱梁間の応力伝達性能が優れている。

参考文献

- 1) 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 年 10 月
- 2) A. Azizinamini & B. Prakash: A Tentative Design Guideline for a New Steel Beam Connection Detail to Composite Tube Columns, *Engineering Journal*, AISC, Vol.30, pp.108-115, 1993
- 3) S.P. Schneider and Y.M. Alostaz: Experimental Behavior of Connections to Concrete-Filled Steel Tubes, *Journal of Construction Steel Research*, Vol.45, No.3, pp.321-352, 1998
- 4) A. Azizinamini and S. P. Schneider: Moment Connections to Circular Concrete-Filled Steel Tube Columns, *J. Struct. Eng.*, 130(2), pp.213-222, 2004
- 5) T. FUJINAGA and C. G. CLIFTON: EXPERIMENTAL STUDY ON CONTINUOUS BEAM TYPE SQUARE CFST BEAM BEAM-TO-COLUMN CONNECTION, *Proceedings of Tenth International Structural Engineering and Construction*, May 2019
- 6) KOKI DOI and TAKASHI FUJINAGA: EFFECT OF FILLED-CONCRETE ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF CONTINUOUS BEAM-TYPE SQUARE CFST BEAM-TO-COLUMN CONNECTION, *Proceedings of Eleventh International Structural Engineering and Construction*, August 2021
- 7) 土居晃基，藤永隆，林開利：梁貫通形式角形 CFT 柱梁接合部の構造性能に及ぼす軸力と幅厚比の影響に関する研究，神戸大学都市安全研究センター研究報告，第 25 号，pp.97-112，2021 年 3 月

筆者： 1) 本田烈，工学部建築学科，学生；2) 土居 晃基，工学研究科建築学専攻，大学院生；
3) 藤永 隆，都市安全研究センター，准教授

EFFECT OF AXIAL LOAD AND DIAMETER-TO-THICKNESS RATIO ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF CONTINUOUS BEAM-TYPE CIRCULAR CFST BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS

Retsu Honda
Koki Doi
Takashi Fujinaga

Abstract

A continuous beam-type connection through the column has been proposed for new concrete-filled steel tubular (CFST) beam-to-column connections. Authors have previously conducted the experiment of the continuous beam-type square CFST beam-to-column connections and demonstrated the structural performance of them.

In this paper, T-shaped partial frame tests when the cross-section of the column was circular were carried out and the structural performance of connections was examined. The experimental parameters were the axial load ratio introduced to the column and the diameter-to-thickness ratio of the column steel tube.

Each specimen showed good seismic performance exhibiting stable hysteretic behavior with high energy absorption. The maximum experimental strength exceeded the calculated value, and it was confirmed that sufficient strength was exhibited. In addition, the failure mechanism was a beam-yielding type failure, and local buckling was not observed at the surface of the columns. Specimens with a larger axial load ratio tended to have a smaller strain at the surface of the column on the bending tension side and have a larger strain on the bending compression side. Besides, specimens with the smaller diameter-to-thickness ratio of column steel tube tended to have a smaller strain on the surface of the column. In addition, a comparison of the strain of the column surface of circular specimen and square specimen was performed. The strain of the circular specimen was smaller. It can be inferred that the circular specimen has better stress-transfer performance than the square specimen's one.

©2022 Research Center for Urban Safety and Security, Kobe University, All rights reserved.