

(50) 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

土居 晃基¹・藤永 隆²

¹正会員 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町1-1)
E-mail:koki.ddoi05@gmail.com

²正会員 神戸大学都市安全研究センター 准教授 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町1-1)
E-mail:ftaka@kobe-u.ac.jp

コンクリート充填鋼管 (CFT) 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。著者らはこれまでに、充填コンクリート強度が低い場合でも曲げ圧縮領域で充填コンクリートが接合部性能に有効に寄与することを示している。しかし、これまでの実験は柱に軸力が導入されておらず、本報では、柱に軸力を導入した場合のト字形の部分架構実験を行い、軸力比と柱鋼管の幅厚比を実験変数として梁貫通形式接合部の構造性能の検討を行った。いずれの試験体も履歴ループ形状は紡錘形であり、最大耐力は計算終局耐力を上回る十分な耐力を発揮することが確認された。また、柱鋼管フランジでは局部座屈は確認されず、梁降伏型の崩壊メカニズムとなった。

Key Words : *Concrete-filled steel tube, Strain distribution, Local buckling, Axial load, Width-to-thickness ratio*

1. はじめに

コンクリート充填鋼管(以下CFT)構造は、その優れた構造性能より広く建築構造物に用いられている。CFT構造において柱梁接合部は、ダイアフラムを用いる形式が一般的に採用され、通しダイアフラム形式、外ダイアフラム形式、内ダイアフラム形式の3つの形式の柱梁接合部の設計法が確立されている¹⁾。中でも通しダイアフラム形式が多く採用されているが、通しダイアフラム形式の接合部は柱鋼管を切断しなければならぬ。柱鋼管を切断しダイアフラムを配したのちに完全溶け込み溶接により再接合する必要がある。さらにCFT構造の場合、ダイアフラムにコンクリート充填用の孔があるため、ダイアフラムの設計式は非常に煩雑である。

ダイアフラムを用いない新たなCFT構造の柱梁接合部の形式として、柱鋼管に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⁾。角形CFT柱に関する検討例は少なかったが²⁾、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きており、曲げ引張領域で柱鋼管のひずみ集中があるものの、曲げ圧縮側では充填コンクリートが圧縮抵抗に有効に寄

与することを示している³⁾。これまで充填コンクリートの圧縮強度が80MPa程度と30MPa程度での実験を行い、接合部性能と局部変形に関して検討してきており、充填コンクリート強度が低い場合においても、曲げ圧縮領域の充填コンクリートが有効に接合部抵抗に寄与することを示している⁷⁾。しかしながら、これまでの実験結果は柱に軸力が導入されていない条件下でのものであり、実際の構造物では、必ず柱軸力が存在するため初期状態では柱鋼管は圧縮状態となる。そのため、曲げ引張側で観察された鋼梁直上直下での柱鋼管フランジの引張ひずみの増大は軸力の存在によって幾分低減されるが、反対に曲げ圧縮側では柱鋼管フランジの圧縮ひずみが増加することが考えられ、柱鋼管フランジの早期降伏や局部座屈の発生により、梁降伏型の崩壊メカニズムにならない可能性が懸念される。

そこで本報では、梁貫通形式柱梁接合部柱に軸力を導入した場合の実験を実施した。柱軸力の影響を検討するために軸力比を実験変数とした。また、柱鋼管の局部変形性状を把握するために幅厚比を実験変数として、梁貫通形式接合部の接合部付近の柱鋼管の応力集中や応力伝達の検討を行った。

2. 実験概要

(1) 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体の形状および寸法を図-1に、試験体に用いた鋼材の材料特性を表-2に示す。試験体は角形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、実験変数は軸力比と柱鋼管の幅厚比である。全ての試験体は梁降伏が先行するように設計されている。柱鋼管はBCR295の角形鋼管で、断面サイズは $\square 250 \times 250 \times 9$ ($B/t = 27.8$)および $\square 250 \times 250 \times 6$ ($B/t = 41.7$)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、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 \times 150 \times 6.5 \times 9である。鋼材の引張試験は柱鋼管、H形鋼フランジ、H形鋼ウェブより切り出したJIS1A号引張試験片を用いて行った。柱鋼管より切り出した試験片では明確な降伏棚が観察されなかったため、降伏点応力は0.2%オフセット法により求めた。なお、表-2中の降伏点ひずみは降伏点応力をヤング係数で除した値である。

鋼梁の柱鋼管への貫通方法は、鋼梁の断面寸法を計測した後に1mmのクリアランスで柱鋼管に鋼梁の断面形状のプラズマカットを施し、鋼梁を貫通させた後に、鋼梁の外周に沿って柱鋼管の外側から隅肉溶接で接合している。

充填コンクリートの設計基準強度は21MPaで、最大粗骨材粒径は20mmである。スランブの実測値は一回目：20.9cm、二回目：19.3cmであった。実験材齢時の強度は表-1に示すとおりで23MPa程度であった。

(2) 荷重装置および荷重方法

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、梁端に面外方向の変形を拘束する補剛装置を設置している。まず、柱上部よりスライダを介して油圧ジャッキにより柱に軸力を加えた。その後、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、変形角 $R = 0.005 \text{ rad}$ で2回繰り返し荷重を行った後、 0.01 rad から 0.03 rad まで 0.01 rad 間隔で2回ずつ、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)で除した値としている。

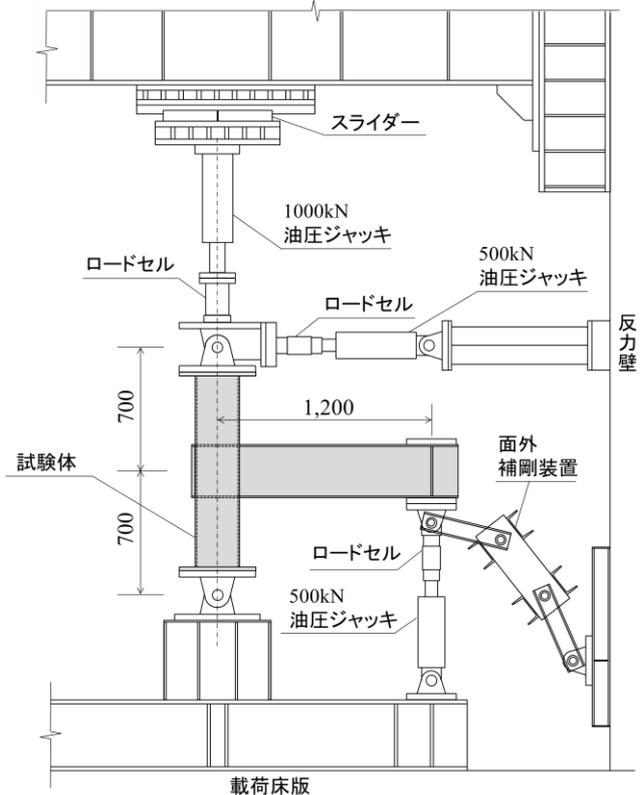


図-2 荷重装置図

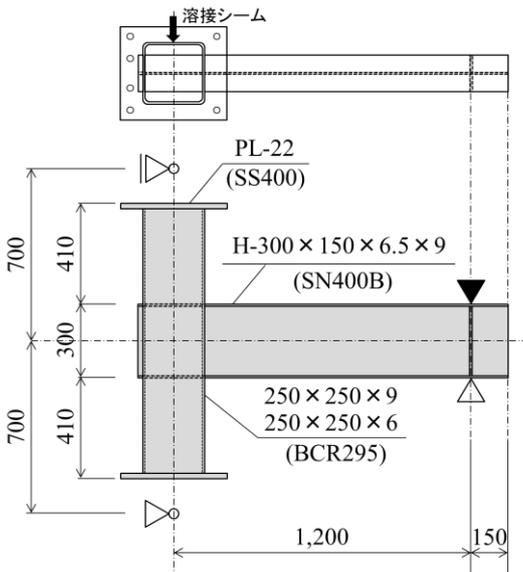


図-1 試験体の形状・寸法

表-1 試験体一覧

試験体	柱材	梁材	コンクリート強度(MPa)	軸力比 n	柱鋼管幅厚比 D/t
T-21-28-0.2	250 \times 250 \times 9	H-300 \times 150 \times 6.5 \times 9 (SN400B)	22.6	0.2	27.8
T-21-28-0.05	(BCR295)		22.9	0.05	
T-21-42-0.2	250 \times 250 \times 6	H-300 \times 150 \times 6.5 \times 9 (SN400B)	23.7	0.2	41.7
T-21-42-0.05	(BCR295)		24.9	0.05	

表-2 鋼材の材料特性

試験体	降伏点応力 (MPa)	降伏点ひずみ**	引張強さ (MPa)	ヤング係数 (GPa)	破断伸び
柱鋼管(250 \times 250 \times 9)	354*	0.00183 (0.00376***)	422	193	29.9
柱鋼管(250 \times 250 \times 6)	307*	0.00154 (0.00356***)	426	199	29.1
鋼梁フランジ	310	0.00154	455	201	27.2
鋼梁ウェブ	341	0.00170	468	201	29.9

*0.2%オフセット耐力

** $\epsilon_y = \sigma_y / E_s$

***0.2%オフセット耐力時

3. せん断力-変形角関係

図-3にせん断力 Q -変形角 R 関係を示す。図中に、鋼材の引張試験により得られた降伏ひずみに鋼梁フランジが初めて達した点を○印(引張降伏)と△印(圧縮降伏)で、また目視により最初に鋼梁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。さらに、最大耐力に達した点を□印で示している。図中の緑色および青色の線は、それぞれ引張試験で得られた降伏点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曲げ耐力より求まる耐力を示している。

全ての試験体において紡錘形のエネルギー吸収性能の高い履歴性状を示し、 $R=0.01\text{rad}$ で鋼梁フランジが降伏した後にも耐力は上昇した。また、鋼梁の局部座屈の成長に伴って耐力の低下が確認され、梁降伏型の崩壊機構となった。載荷終了後の梁フランジの局部座屈の様子の一例を写真-1に示す。

柱鋼管の幅厚比の小さい T-21-28-0.2 試験体と T-21-28-0.05 試験体は、 $R=0.01\text{rad}$ の1サイクル目の正側載荷時に

東側上部の鋼梁フランジに局部座屈が確認された。局部座屈が確認された後も耐力は上昇し、正側、負側ともに $R=0.03\text{rad}$ 載荷時に最大耐力に達した後、鋼梁フランジの局部座屈が大きくなり耐力が低下した。

T-21-42-0.2 試験体は、 $R=0.01\text{rad}$ の1サイクル目の負側載荷時に東側下部の鋼梁フランジに局部座屈が確認された。正側、負側ともに $R=0.03\text{rad}$ 載荷時に最大耐力に達した後、鋼梁フランジの局部座屈が大きくなり耐力が低下した。

T-21-42-0.05 試験体は、 $R=0.02\text{rad}$ の1サイクル目の負側載荷時に東側下部の鋼梁フランジに局部座屈が確認された。正側、負側ともに $R=0.04\text{rad}$ 載荷時に最大耐力に達した後、鋼梁フランジの局部座屈が大きくなり耐力が低下した。

せん断力-変形角関係において、柱鋼管の幅厚比の小さい試験体(T-21-28-0.2 試験体, T-21-28-0.05 試験体)に比べ柱鋼管の幅厚比の大きい試験体(T-21-42-0.2 試験体, T-21-42-0.05 試験体)では大変形域で履歴ループがややくびれる傾向がみられた。これは、柱鋼管の幅厚比の大き

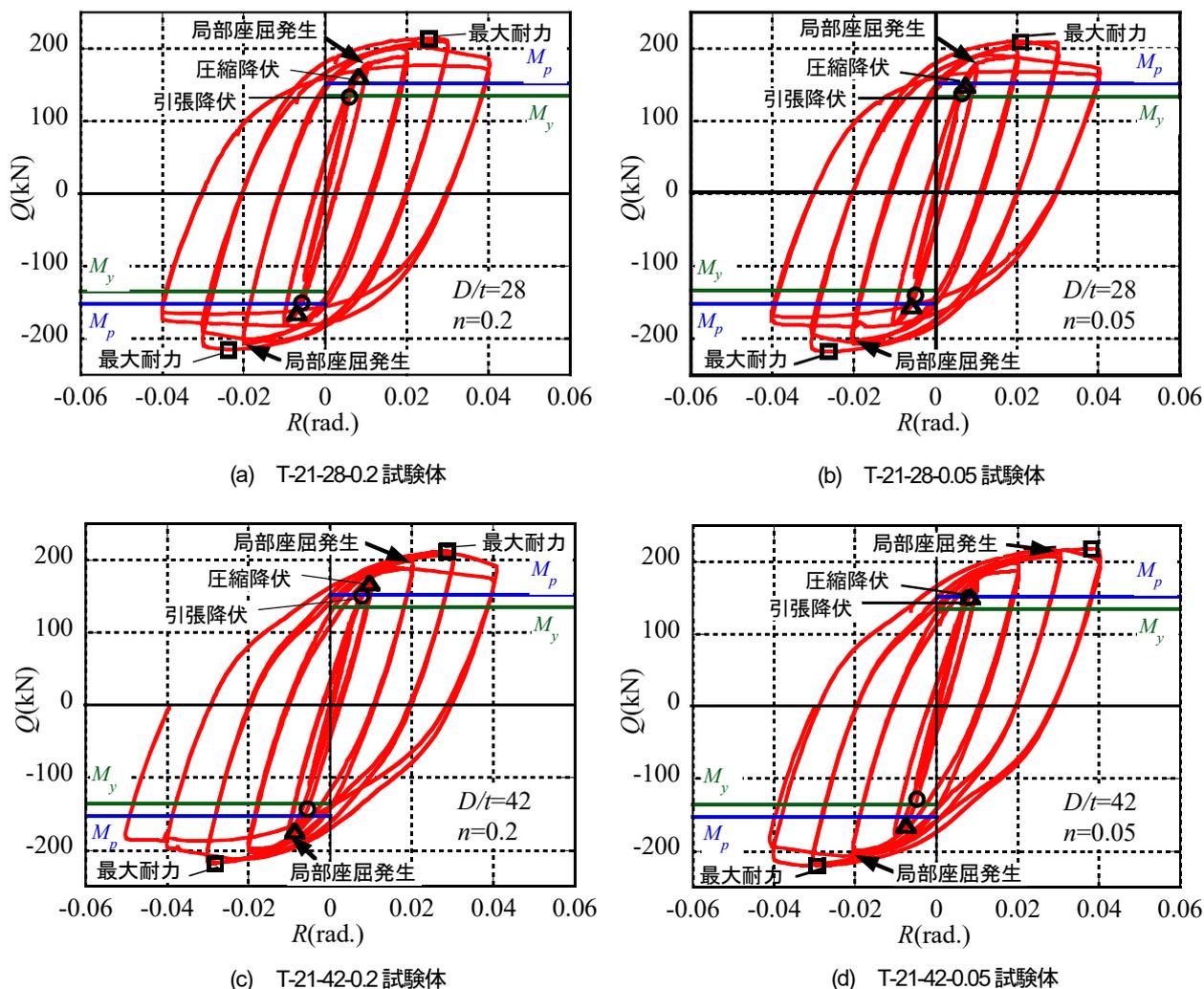


図-3 せん断力-変形角関係

表-3 各耐力の実験値と計算値の比較

試験体		降伏耐力(kN)			終局耐力(kN)		
		計算値	実験値	実験/計算	計算値	実験値	実験/計算
T-21-28-0.2	正側	135	133	0.99	152	214	1.41
	負側		-151	-1.12		-215	-1.41
T-21-28-0.05	正側		138	1.02		210	1.38
	負側		-140	-1.04		-218	-1.43
T-21-42-0.2	正側		150	1.11		212	1.40
	負側		-143	-1.06		-218	-1.43
T-21-42-0.05	正側		150	1.11		218	1.43
	負側		-128	-0.95		-220	-1.45

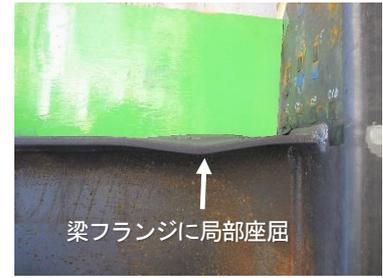


写真3

い試験体のほうが鋼梁からの応力が柱鋼管内のコンクリートに伝達されコンクリートが損傷しやすいため、変位が正負で反転するときにくびれが発生するピンチング挙動が起こりやすいためであると推察される。

表-3に各耐力の実験値と計算値の比較を示す。降伏耐力の実験値は最初に鋼管表面から75mmの鋼梁フランジ上下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。いずれの試験体も降伏耐力の実験値は正負両側の値を平均して3~8%の誤差で実験値を予測出来ていた。いずれの試験体も終局耐力の実験値は計算終局耐力を上回っており、各試験体の梁全塑性時の計算耐力に対する比は、T-21-28-0.2試験体では正側で1.41、負側で1.41、T-21-28-0.05試験体では正側で1.38、負側で1.43、T-21-42-0.2試験体では正側で1.40、負側で1.43、T-21-42-0.05試験体では正側で1.43、負側で1.45であった。

4. 接合部付近の柱鋼管フランジのひずみ分布

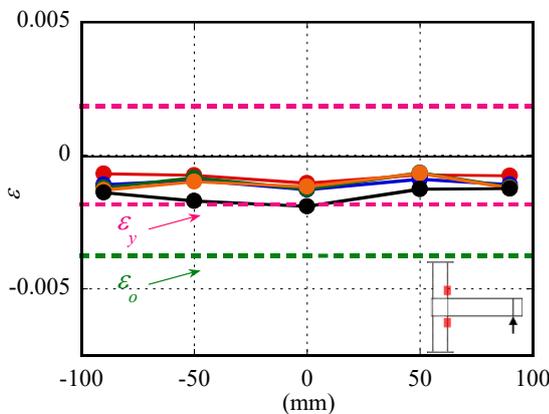
接合部パネルに最も近い位置（鋼梁フランジ表面から25mm）にある、鋼梁直上と直下の柱鋼管フランジのひずみ分布より、貫通梁によるひずみ集中の検討を行う。図は鋼梁のある側の柱鋼管フランジのひずみ分布を示し

ており、横軸は鋼管中心からの距離を示し、鋼梁の中心を0としている。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%オフセット耐力時ひずみ (ϵ_o) を表している。正側載荷時に上側が曲げ圧縮側、下側が曲げ引張側となる。

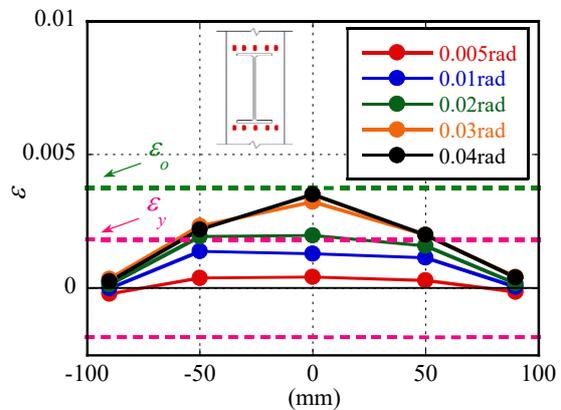
(1) 各試験体の柱鋼管フランジのひずみ分布

a) T-21-28-0.2 試験体

図-4.1にT-21-28-0.2試験体の柱鋼管フランジのひずみ分布を示す。曲げ引張側では、 $R=0.02\text{rad}$ 時に中央と中央より-50mm位置のひずみゲージが降伏ひずみに達し、 $R=0.03\text{rad}$ 時に50mm位置のひずみゲージも降伏ひずみに達した。その後もひずみは増大したが、0.2%オフセット耐力時ひずみに達するひずみゲージは見られなかった。直上に鋼梁の無い両端のひずみゲージではひずみの急激な増大は観察されることはなく、ひずみは小さいままであった。一方曲げ圧縮側ではひずみの増大は確認されず、 $R=0.04\text{rad}$ 時の中央のひずみゲージ以外は、降伏ひずみに達しているひずみゲージは見られなかった。なお、この中央のひずみも負側載荷時の曲げ引張側のひずみの残留ひずみの影響と考えられる。



(a) 上側（曲げ圧縮側）



(b) 下側（曲げ引張側）

図-4.1 T-21-28-0.2 試験体 柱鋼管フランジのひずみ分布

b) T-21-28-0.05 試験体

図4.2にT-21-28-0.05試験体の柱鋼管フランジのひずみ分布を示す。曲げ引張側では、 $R=0.02\text{rad}$ 時に中央より-50mm位置のひずみゲージが降伏ひずみに達し、 $R=0.03\text{rad}$ 時に中央のひずみゲージが降伏ひずみに達したが、すべてのひずみゲージでひずみが急激に増大することにはなかった。一方曲げ圧縮側では $R=0.03\text{rad}$ 時に中央のひずみゲージが降伏ひずみに達し、その後もひずみは増大した。さらに $R=0.04\text{rad}$ 時に-50mm位置のひずみゲージも降伏ひずみに達したが、0.2%オフセット耐力時ひずみに達するひずみゲージは見られなかった。

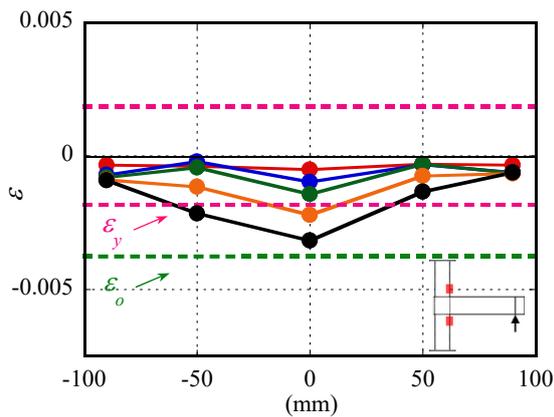
c) T-21-42-0.2 試験体

図4.3にT-21-42-0.2試験体の柱鋼管フランジのひずみ分布を示す。曲げ引張側では、 $R=0.02\text{rad}$ 時に中央より-50mm位置のひずみゲージが降伏ひずみに達し、 $R=0.03\text{rad}$ 時に50mm位置のひずみゲージが降伏ひずみに達した。その後もひずみは増大し続け、 $R=0.04\text{rad}$ 時に-50mm位置のひずみゲージが0.2%オフセット耐力時ひずみに達したが、中央のひずみゲージの値は小さいままであった。直上に鋼梁の無い両端のひずみゲージではひ

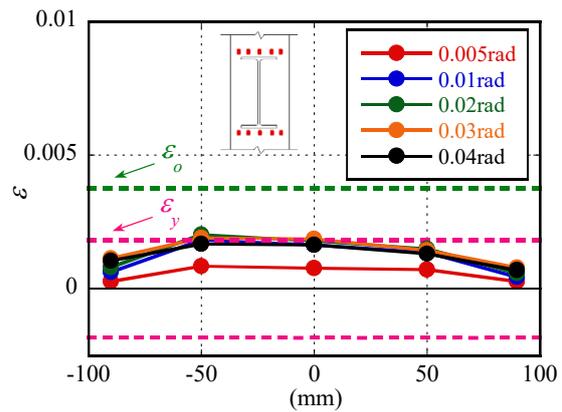
ずみの急激な増大は観察されることはなく、ひずみは小さいままであった。曲げ圧縮側では、 $R=0.02\text{rad}$ 時に中央のひずみゲージが降伏ひずみに達した。その後もひずみは増大し続け、 $R=0.04\text{rad}$ 時に0.2%オフセット耐力時ひずみに達したが、他の南北の4箇所のひずみゲージでは降伏ひずみに達したひずみゲージは観察されることはなく、ひずみ値は小さいままであった。

d) T-21-42-0.05 試験体

図4.4にT-21-42-0.05試験体の柱鋼管フランジのひずみ分布を示す。曲げ引張側では、 $R=0.01\text{rad}$ 時に中央より-50mm位置のひずみゲージ、 $R=0.02\text{rad}$ 時に50mm位置のひずみゲージ、 $R=0.03\text{rad}$ 時に中央のひずみゲージが降伏ひずみに達した。その後もそれらのひずみゲージのひずみは増大し続け、 $R=0.03\text{rad}$ 時に-50mm位置と50mm位置のひずみゲージ、 $R=0.04\text{rad}$ 時に中央のひずみゲージが0.2%オフセット耐力時ひずみに達したが、鋼梁の無い両端のひずみゲージではひずみの急激な増大は観察されることはなく、ひずみは小さいままであった。曲げ圧縮側では、 $R=0.02\text{rad}$ 時に中央のひずみゲージが降伏ひずみに達し、その後もひずみが増大したが、0.2%オフセッ

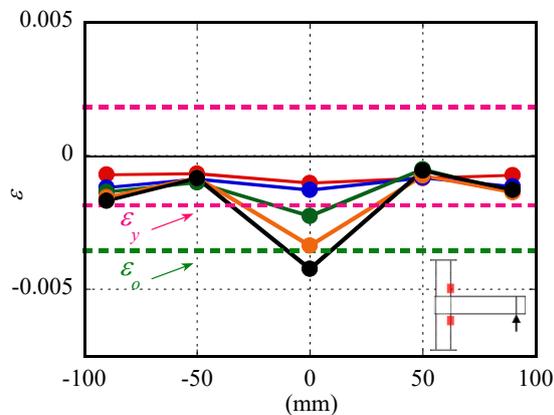


(a) 上側 (曲げ圧縮側)

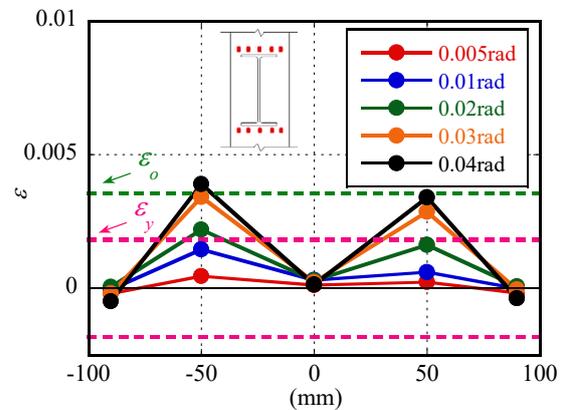


(b) 下側 (曲げ引張側)

図4.2 T-21-28-0.05 試験体 柱鋼管フランジのひずみ分布



(a) 上側 (曲げ圧縮側)



(b) 下側 (曲げ引張側)

図4.3 T-21-42-0.2 試験体 柱鋼管フランジのひずみ分布

ト耐力時ひずみに達するひずみゲージは見られなかった。 $R=0.03\text{rad}$ 以降の50mm位置のひずみの挙動は、負側载荷での降伏以降の塑性変形による残留歪の影響と推察される。

e) T-30-28-0 試験体⁷⁾

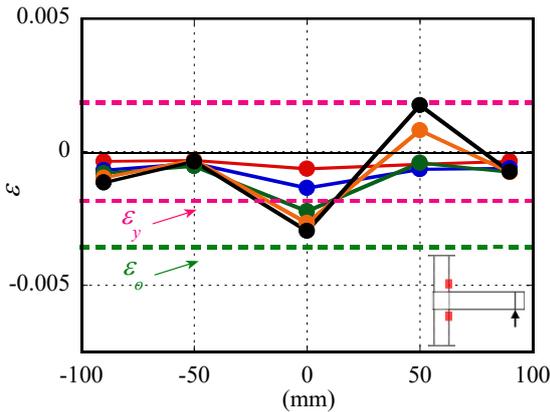
図4.5にT-30-28-0試験体の柱鋼管フランジのひずみ分布を示す。T-30-28-0試験体は著者らが以前実施した充填コンクリートの設計基準強度が30MPa、柱鋼管の幅厚比が27.8、軸力比 $n=0$ のト字形架構試験体である⁷⁾。鋼梁側の曲げ引張側では、 $R=0.01\text{rad}$ 時に中央の3枚のひずみゲージが降伏ひずみに達した。その後もそれらのひずみは増大し続け、 $R=0.02\text{rad}$ 時に0.2%オフセット耐力時ひずみに達したが、直上に鋼梁の無い両端のひずみゲージではひずみの急激な増大は観察されることはなく、ひずみは小さいままであった。一方曲げ圧縮側ではひずみの増大は確認されず、 $R=0.04\text{rad}$ 時に中央のひずみゲージが降伏ひずみに達した以外は、降伏ひずみに達しているひずみゲージは見られなかった。

(2) パラメーターの違いによる柱鋼管フランジひずみの比較

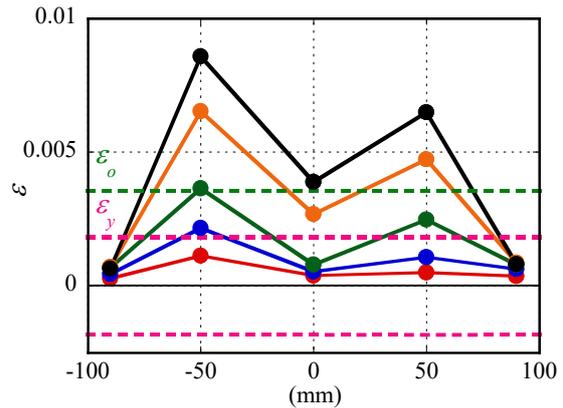
(a) 軸力比による比較

柱鋼管の幅厚比の大きい試験体 (T-21-42-0.2 試験体, T-21-42-0.05 試験体) では、T-21-42-0.05 試験体 ($n=0.05$) に比べてT-21-42-0.2 試験体 ($n=0.2$) のほうが曲げ引張側の鋼梁が直上直下にある位置のひずみが小さく、曲げ圧縮側の中央の位置のひずみが大きかった。これは軸力比の大きい試験体のほうが、柱の圧縮ひずみが大きくなるため、曲げ引張側のひずみの増大が低減され、曲げ圧縮側のひずみが増大したものと推察される。

柱鋼管の幅厚比の小さい試験体 (T-21-28-0.2 試験体, T-21-28-0.05 試験体, T-30-28-0 試験体) では、T-30-28-0 試験体 (軸力比 $n=0$) とT-21-28-0.2 試験体 (軸力比 $n=0.2$) を比較すると、T-21-28-0.2 試験体のほうが曲げ引張側の鋼梁が直上直下にある位置のひずみが小さかったが、曲げ圧縮側のひずみに大きな差は見られなかった。これは、T-21-28-0.2 試験体では柱に軸力が存在することにより初期状態で柱の圧縮ひずみが増加し、曲げ引張側のひずみの増大が低減されたためであると推察される。

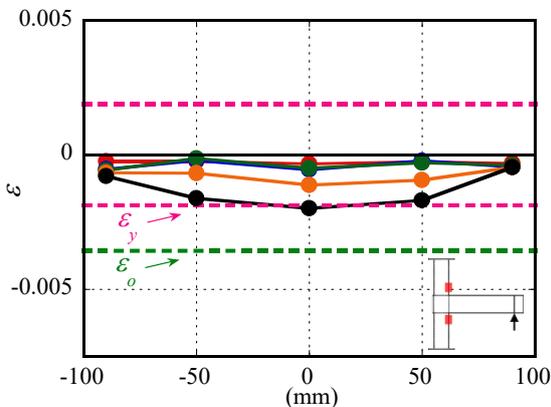


(a) 上側 (曲げ圧縮側)

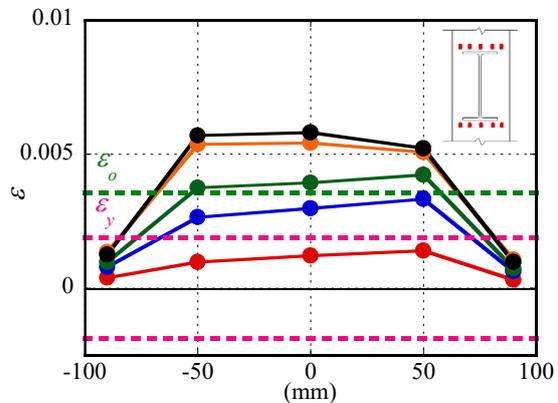


(b) 下側 (曲げ引張側)

図4.4 T-21-42-0.05 試験体 柱鋼管フランジのひずみ分布



(a) 上側 (曲げ圧縮側)



(b) 下側 (曲げ引張側)

図4.5 T-30-28-0 試験体 柱鋼管フランジのひずみ分布⁷⁾

T-30-28-0 試験体 (軸力比 $n=0$) と T-21-28-0.05 試験体 (軸力比 $n=0.05$) を比較すると、T-21-28-0.05 試験体のほうが曲げ引張側の鋼梁が直上直下にある位置のひずみが小さく、曲げ圧縮側の中央の位置のひずみが大きかった。これは、T-21-28-0.05 試験体では柱に軸力が存在することにより初期状態で柱の圧縮ひずみが増加し、曲げ引張側のひずみの増大が低減され、曲げ圧縮側のひずみが増大したためであると推察される。

T-21-28-0.05 試験体 (軸力比 $n=0.05$) と T-21-28-0.2 試験体 (軸力比 $n=0.2$) を比較すると、T-21-28-0.2 試験体のほうが曲げ引張側の鋼梁が直上直下にある位置のひずみが大きく、曲げ圧縮側の鋼梁が直上直下にある位置のひずみが小さかった。この理由は実験観察事象のみでは断定できないが、柱に曲げがかかり始めると鋼管が負担している軸力がコンクリートに移行し始め、柱鋼管の軸力負担が少なくなっていくことにより軸力比が大きい試験体のほうが曲げ引張側のひずみが大きくなり、曲げ圧縮側のひずみが小さくなる可能性が考えられる。また、この傾向は柱鋼管の幅厚比の大きい試験体では観察されなかったため、柱鋼管の幅厚比が小さい場合にみられると推察される。

(b) 幅厚比による比較

軸力比の大きい試験体 (T-21-28-0.2 試験体、T-21-42-0.2 試験体) では、T-21-28-0.2 試験体に比べて T-21-42-0.2 試験体のほうが曲げ引張側の中央の位置のひずみが小さかったが、中央より-50mm 位置、50mm 位置のひずみが大きくなり、曲げ圧縮側の中央の位置のひずみが大きくなった。これは、T-21-42-0.2 試験体のほうが柱鋼管の幅厚比が大きく、ひずみが増大しやすいためであると推察される。また、T-21-42-0.2 試験体の曲げ引張側の中央の位置のひずみが小さいままであったのは、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。

軸力比の小さい試験体 (T-21-28-0.05 試験体、T-21-42-0.05 試験体) では、T-21-28-0.05 試験体に比べて T-21-42-0.05 試験体のほうが曲げ引張側の鋼梁が直上直下にある位置のひずみが大きく、曲げ圧縮側の-50mm 位置、50mm 位置のひずみが小さくなった。これは T-21-42-0.05 試験体のほうが柱鋼管の幅厚比が大きく、ひずみが増大しやすいためであると推察される。曲げ圧縮側の-50mm 位置、50mm 位置のひずみが小さくなったのは曲げ引張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。

軸力比が大きく、幅厚比が大きい試験体 (T-21-42-0.2 試験体) においても、柱鋼管に局部座屈が目視で確認されることはなく、梁降伏型の崩壊メカニズムとなることが確認された。この条件下でも梁貫通形式接合部は優れた構造性能を発揮することが確認された。

5. まとめ

本報では、柱に角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、軸力比と幅厚比を実験変数として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) いずれの試験体でも紡錘形のエネルギー吸収性能の高い履歴性状であり、最大耐力は計算終局耐力を4割程度上回っていた。また、最大耐力に達した後、鋼梁の局部座屈の成長に伴って耐力が低下し、梁降伏型の崩壊機構となることが確認された。
- 2) 接合部付近の柱鋼管ひずみ分布を、軸力導入の有無で比較すると、軸力を導入した試験体のほうが曲げ引張側でひずみが小さく、曲げ圧縮側でひずみが大きくなる傾向がみられた。これは、柱軸力の存在により初期状態で柱の圧縮ひずみが増加し、曲げ引張側のひずみの増大が低減され、曲げ圧縮側のひずみが増大したためであると推察される。
- 3) 接合部付近の柱鋼管ひずみ分布を柱鋼管の軸力比の違いにより比較すると、柱鋼管の幅厚比の大きい試験体では、軸力比の小さい試験体に比べて軸力比の大きい試験体のほうが曲げ引張側でひずみが小さく、曲げ圧縮側でひずみが大きくなる傾向がみられた。これは軸力比が大きい試験体のほうが柱の圧縮ひずみが増加しているため、曲げ引張側のひずみの増大が低減され、曲げ圧縮側のひずみが増大したためであると推察される。一方、柱鋼管の幅厚比の小さい試験体では、軸力比の小さい試験体に比べて軸力比の大きい試験体のほうが曲げ引張側でひずみが大きく、曲げ圧縮側でひずみが小さくなる傾向がみられた。この結果の正確な理由は実験観察事象のみでは断定できなかったため、今後応力解析などを行い、解明していく必要がある。
- 4) 接合部付近の柱鋼管ひずみ分布を幅厚比の違いにより比較すると、軸力比の大きさによらず、柱鋼管の幅厚比の小さい試験体に比べ柱鋼管の幅厚比の大きい試験体のほうが曲げ引張側と曲げ圧縮側でひずみが大きくなる傾向がみられた。これは柱鋼管の幅厚比が大きいく時に、鋼梁の曲げに起因する柱鋼管のひずみが増大しやすいためであると推察される。

謝辞：本研究を行うにあたって、JSPS科研費20K04771の助成を受けました。ここに謝意を表します。

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-to-column Connection, *Interdependence between Structural Engineering and Construction Management*, Proceedings of ISEC-10, May 2019
- 6) T.Fujinaga and C.G.Clifton: Performance of Orthogonal Direction on Continuous Beam Type CFST Beam-to-Column Connection, *Proceedings of 17WCEE*, Sep. 2020
- 7) 土居晃基, 藤永隆, 村田瑞穂：梁貫通形式角形CFT柱梁接合部に関する実験的研究，神戸大学都市安全研究センター研究報告，第24号，pp.94-104，2020年3月

(Received September 10, 2021)

EFFECT OF AXIAL LOAD AND WIDTH-TO-THICKNESS RATIO ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF CONTINUOUS BEAM-TYPE SQUARE CFST BEAM-TO-COLUMN CONNECTION

Koki DOI and Takashi FUJINAGA

A continuous beam type connection through the column is proposed for new Concrete-Filled Steel Tubular (CFST) beam-to-column connections. In this paper, T-shaped partial frame tests were carried out when the axial load was introduced to the column, and the structural performance of continuous beam type square CFST beam-to-column connection was examined. Each specimen showed good seismic performance exhibiting stable hysteretic behaviour 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 yield type failure, and local buckling was not observed in the column flange.