



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
藤永, 隆
林, 開利

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 25:97-112

(Issue Date)

2021-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCDOI)

<https://doi.org/10.24546/81013288>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/81013288>



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

Effect of axial load and width-to-thickness ratio on structural performance of
continuous beam-type square CFST beam-to-column connection

土居 晃基¹⁾

Koki Doi

藤永 隆²⁾

Takashi Fujinaga

林 開利³⁾

Kairi Hayashi

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. 著者らはこれまで充填コンクリートの強度が 80MPa 程度と 30MPa 程度の場合の接合部の実験をしており, 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形状は紡錘形状であり, 最大耐力は計算終局耐力を上回り, 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.

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, 幅厚比

1. はじめに

コンクリート充填鋼管 (以下 CFT とする) 構造の柱梁接合部にはダイアフラムを用いた形式が一般的に採用されている¹⁾. しかし 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),3)}, 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⁴⁾. 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 の貫通梁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^{5),6)}. これまで充填コンクリートの実験時材齢の圧縮強度が 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耐力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, 実際に構造物として使用する際には, 必ず柱に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

の柱鋼管フランジの引張り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が発生することにより、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。柱軸力の影響を考慮するために軸力比を、柱鋼管の局部変形性状を検討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に示す。試験体はCFT柱と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□-250×250×9および□-250×250×6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 $F_c/21$ 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。

接合部の形式は梁貫通形式で、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。鋼梁の載荷点と反対側は25mmの余長をもたせて載荷点側と同様に梁断面の周囲を隅肉溶接している。

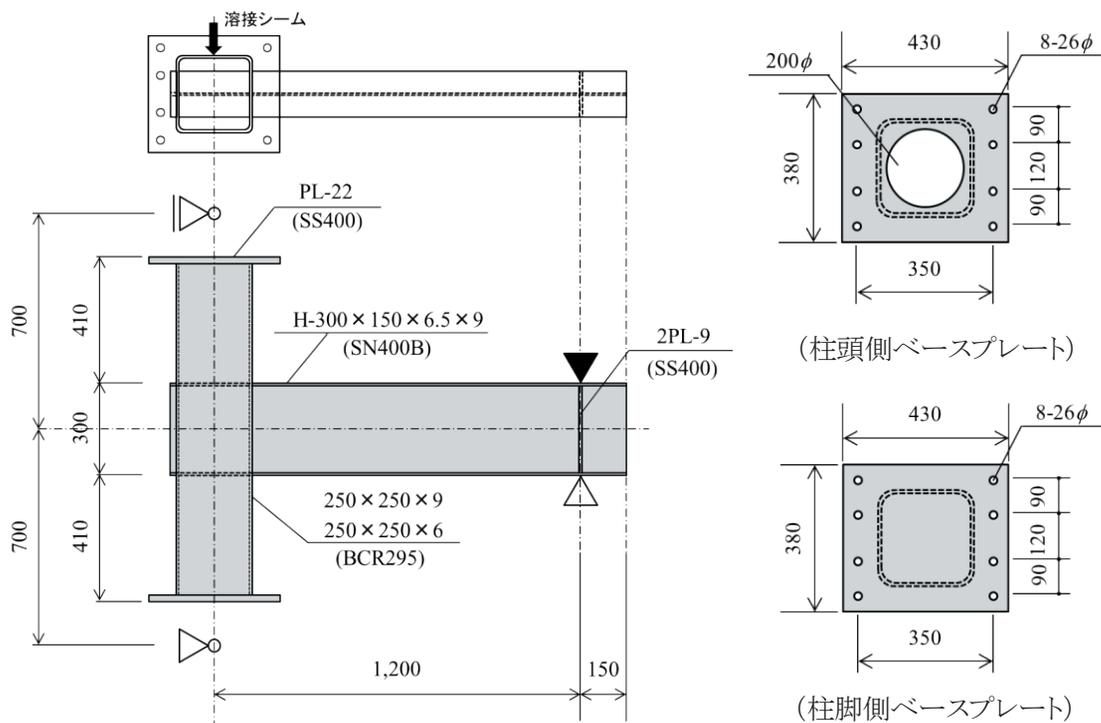


図1 試験体形状・寸法 (mm)

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	250×250×9 (BCR295)	H-300×150×6.5×9 (SN400B)	22.6	0.2	27.8
T-21-28-0.05			22.9	0.05	
T-21-42-0.2	250×250×6 (BCR295)		23.7	0.2	41.7
T-21-42-0.05			24.9	0.05	

(2) 材料特性

a) コンクリート

試験体に充填したコンクリートの調合表を表 2 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 で、セメントは普通ポルトランドセメントを用い、混和剤は高性能 AE 減水剤を用いている。またスランプの実測値は一回目：20.9cm、二回目：19.3cm であった。材齢 4 週時および実験載荷時材齢のシリンダ圧縮試験結果を表 3 に示す。表中の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。シリンダ試験は 4 週強度時に圧縮試験を 3 体、各試験体の実験当日に圧縮試験を 3 体、割裂試験を 2 体それぞれ行った。

表 2 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)	混和剤 (kg/m ³)	細骨材率 (%)
63.0	302	190	897	873	3.02	50.8

表 3 コンクリートシリンダ試験結果

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)	材齢 (日)
4週強度	22.8	0.00150	21.0	2.27	28
T-21-28-0.2	22.6	0.00203	23.6	2.06	29
T-21-28-0.05	22.9	0.00182	22.8	2.17	35
T-21-42-0.2	23.7	0.00176	22.0	2.41	33
T-21-42-0.05	24.9	0.00182	23.1	2.10	40

b) 鋼材

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。引張試験結果を表 4 に示す。いずれも 3 片の試験を行い、それぞれの平均値を示している。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、表中の降伏点ひずみは降伏点応力をヤング係数で割った値である。

表 4 引張試験結果

試験体	降伏点応力 σ_y (MPa)	降伏点ひずみ** ϵ_y	引張強さ σ_u (MPa)	ヤング係数 E_s (GPa)	破断伸び (%)
柱鋼管(250×250×9)	354*	0.00183 (0.00376***)	422	193	29.9
柱鋼管(250×250×6)	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% オフセット耐力時ひずみ

(3) 荷装置置図および荷荷方法

図2に荷装置置図を示す。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。荷荷は変形角 R による変位制御とし、正負交番繰返し荷荷を行った。変形角 R は、梁端荷荷点の鉛直方向変位を、柱芯から荷荷点までの距離(1200mm)で除した値としている。

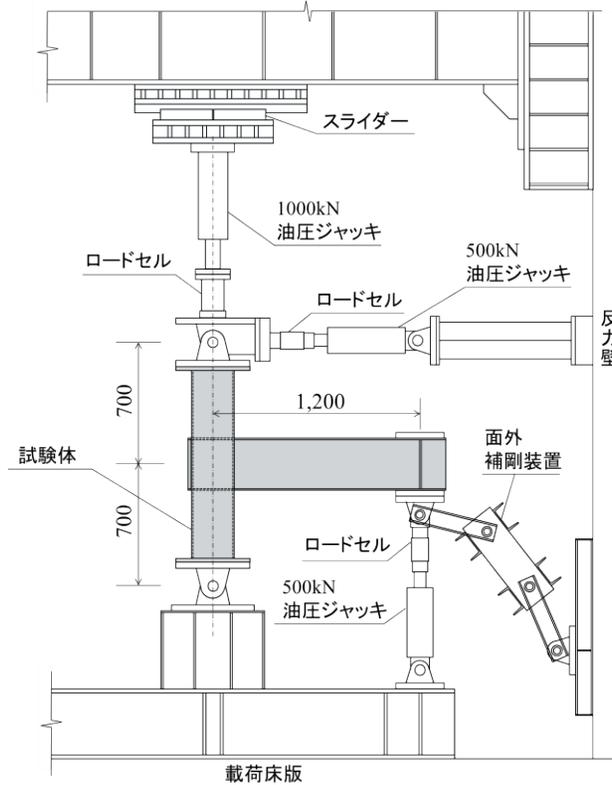


図2 荷装置置図

(4) 測定装置および測定方法

a) 変位計測

図3に変位測定位置を示す。変位計1で梁端部荷荷位置の鉛直方向変位を測定し、架構全体の变形角の算定に用いている。変位計2, 3で接合部パネル部のせん断変形を、両端ピンの状態でスライダを介してPAI型変位計で測定している。変位計4, 5で梁端の局所の変形を確認するため、鋼梁フランジ中央(柱鋼管表面より150mm)より柱鋼管フランジ面までの変位を測定し、梁端の回転角を求めた。変位計6で柱頭の水平変位を測定し、荷荷中の柱の垂直性を調整した。

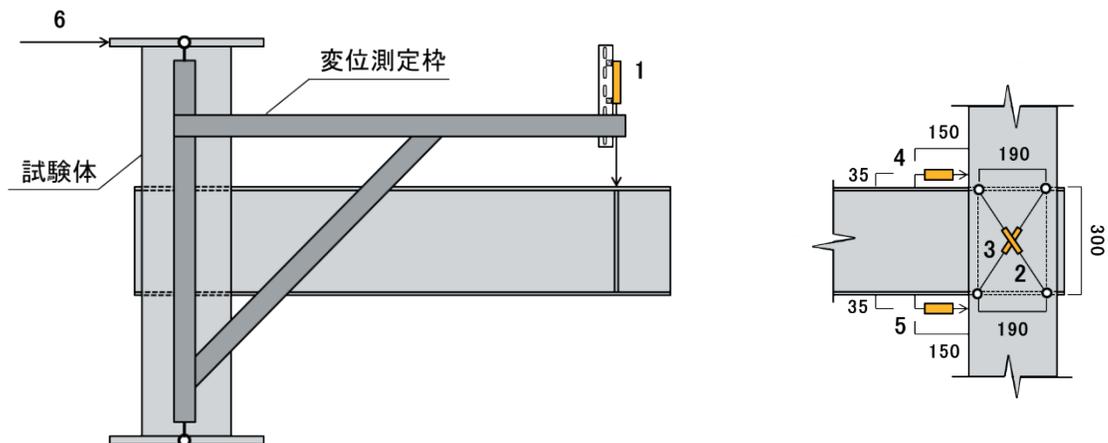


図3 変位計測定位置

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．

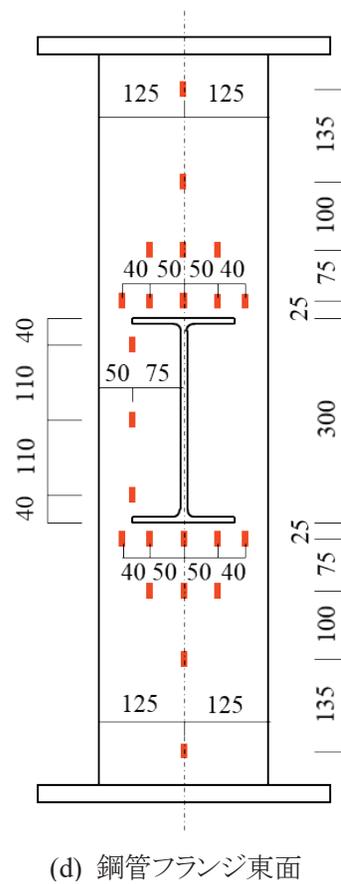
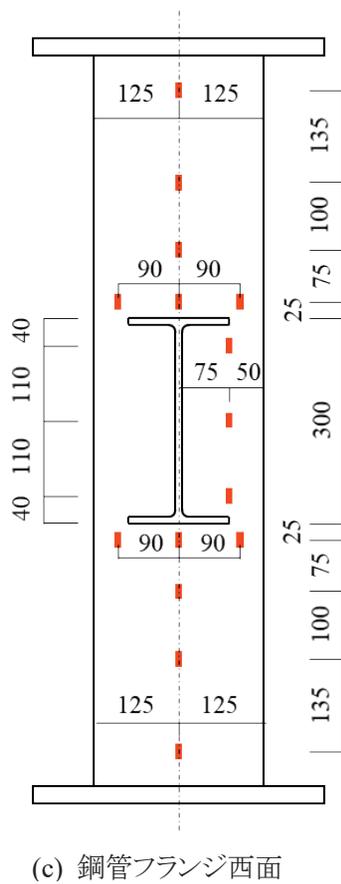
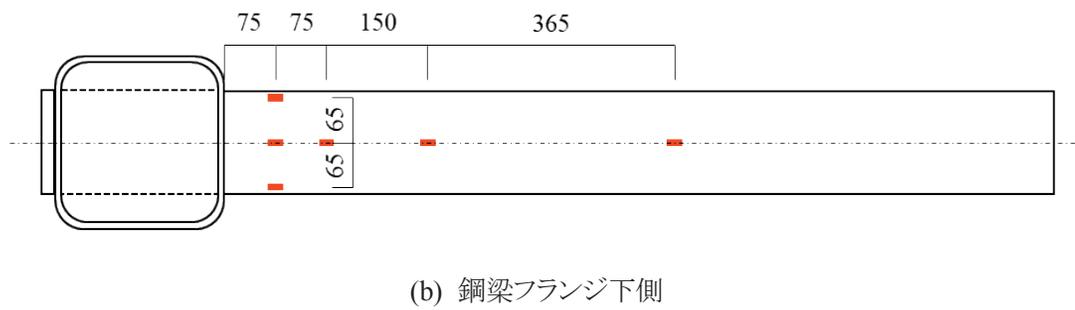
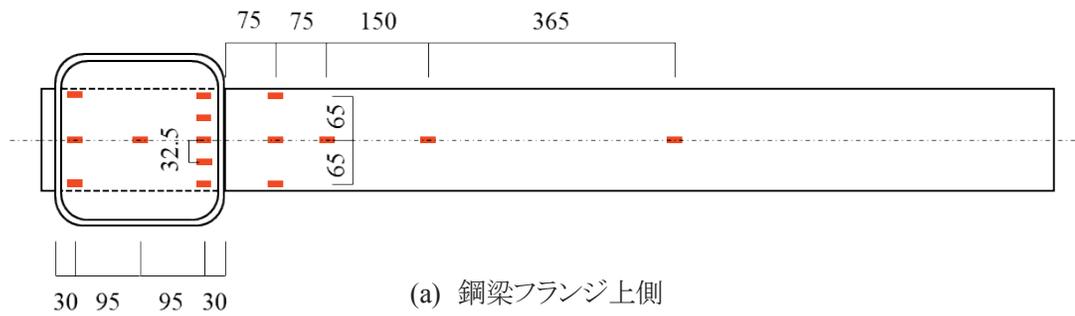


図4 ひずみゲージ貼付位置(つづく)

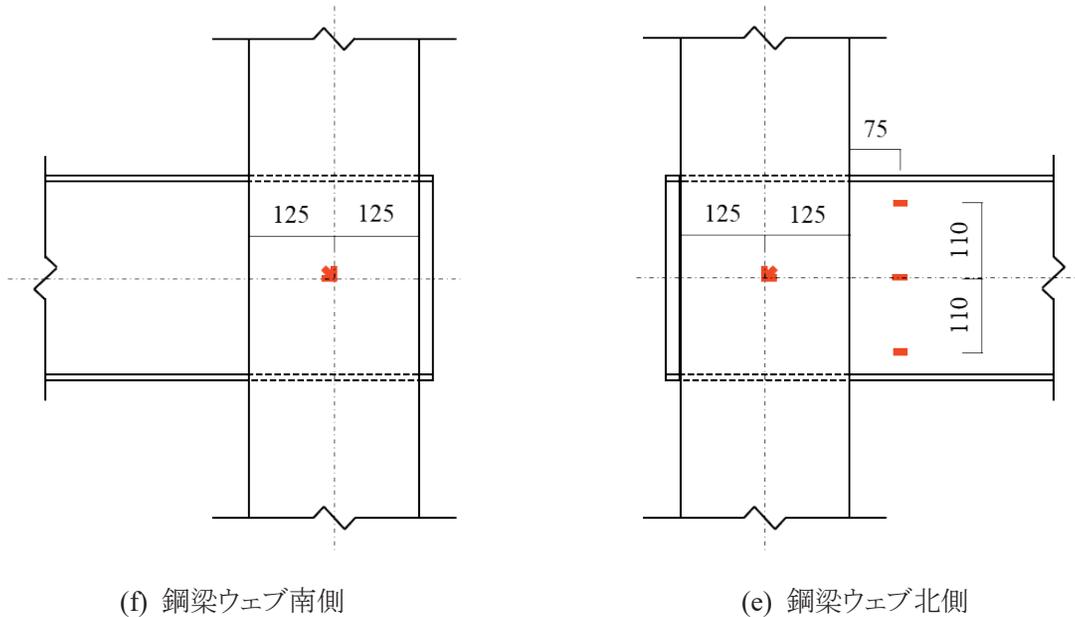


図4 ひずみゲージ貼付位置(つづき)

3. 荷重－変形角関係, 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. 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曲げ耐力より求まる耐力を示している.

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, 紡錘形状の安定した履歴形状を示し, $R=0.01\text{rad}$ で鋼梁フランジが降伏した後も耐力は上昇した. $R=0.01\text{rad}$ 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, 紡錘形状の安定した履歴形状を示し, $R=0.01\text{rad}$ で鋼梁フランジが降伏した後も耐力は上昇した. $R=0.01\text{rad}$ 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, 紡錘形状の安定した履歴形状を示し, $R=0.01\text{rad}$ で鋼梁フランジが降伏した後も耐力は上昇した. $R=0.02\text{rad}$ 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.

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であった. 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.

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りやすいためであると推察される.

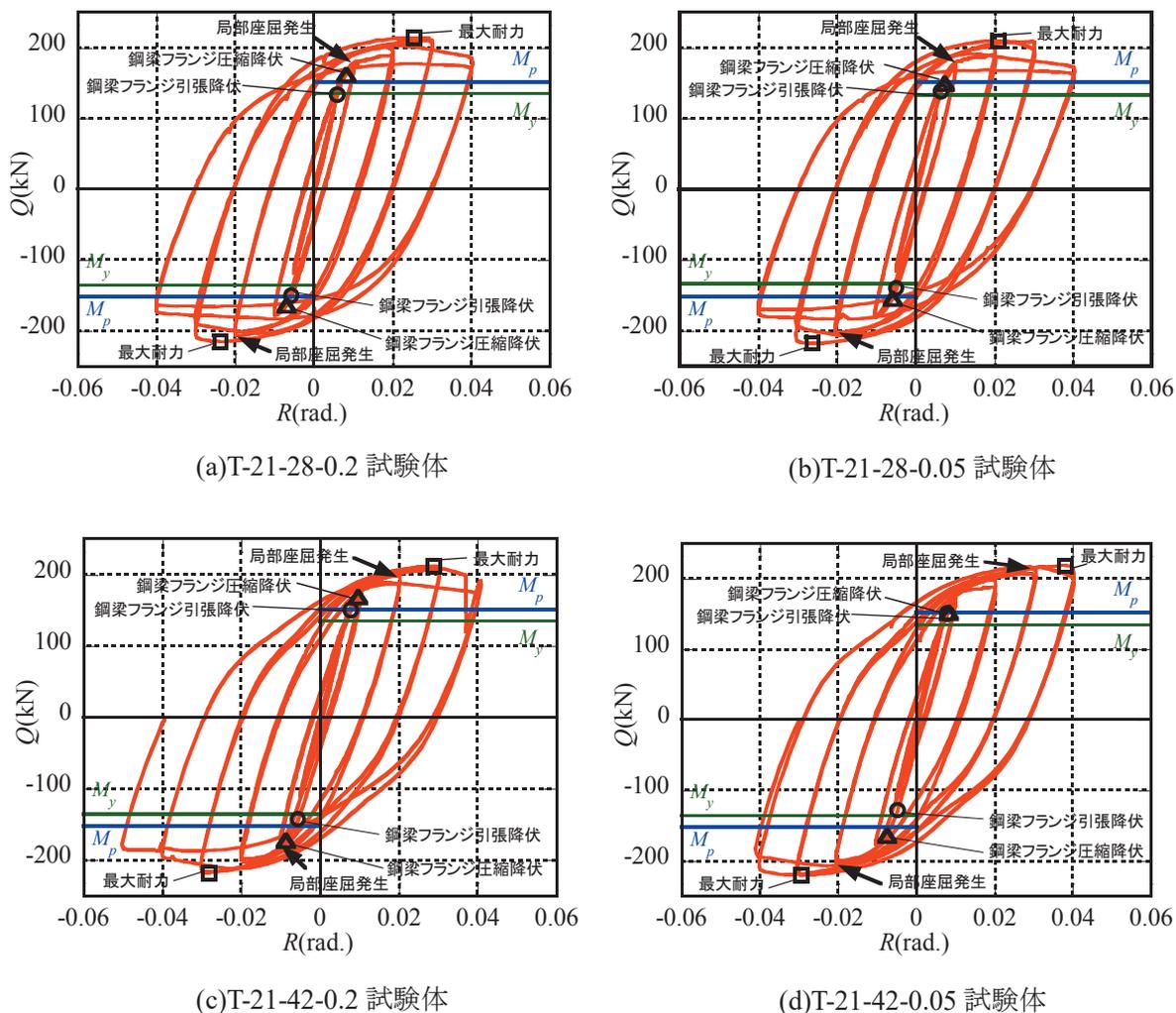


図5 せん断力 Q —変形角 R 関係

(2) 耐力の比較

各試験体の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で決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)、さらに CFT 柱の計算終局曲げ耐力 (cM_u)¹⁾ と CFT 柱の計算終局曲げ耐力で決定される架構の計算終局耐力 2 (cbQ_u) を表 5 に示す。実験結果と比較するためそれぞれの耐力を梁端の荷重と対応するせん断力の値に換算している。計算降伏耐力および計算終局耐力は、それぞれ降伏曲げ耐力あるいは全塑性曲げ耐力を鋼管表面から梁端載荷点までの距離 (=1075mm) で除して算出した。曲げ耐力算定の際には鋼梁の実測寸法を用い、ただしウェブフィレット部は無視している。

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¹⁾」により求めた。同指針の終局曲げ耐力は基本的には全塑性曲げ耐力であり、角形 CFT の場合のコンクリート強度低減係数 $r_V=1.0$ である。算定の際には鋼管の実測寸法を用い、隅角部の R の影響は考慮せずに算定した。

上記で得られた柱の終局曲げ耐力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算出した柱せん断力を、試験体の柱長さと梁長さを考慮して、梁端荷重に対応するせん断力に以下の式で換算した。

$${}_{cb}Q_u = {}_cQ_u \times \frac{2l_c + D}{l_b} \quad (1)$$

ここで、 cbQ_u :柱鋼管の計算終局耐力(梁端換算)、 cQ_u :柱鋼管の計算終局耐力、 l_c :鋼梁フランジ表面から柱端ピンまでの距離(=550mm)、 D :梁せい

これらの計算結果から、架構の最大耐力はすべ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。

表 6 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計算値を上回っており、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。

表 5 計算耐力の一覧

	梁降伏曲げ耐力 bM_y (kNm)	架構降伏耐力 bQ_y (kN)	梁全塑性曲げ耐力 bM_p (kNm)	終局耐力1 bQ_u (kN)	柱終局曲げ耐力 cM_u (kNm)	終局耐力2 cbQ_u (kN)
T-21-28-0.2	145.1	135.0	163.8	152.3	305.4	648.5
T-21-28-0.05					305.3	647.9
T-21-42-0.2					188.2	399.6
T-21-42-0.05					188.5	400.2

表 6 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

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。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。また、鋼梁の無い側では北側を負、南側を正、鋼梁側では北側を正、南側を負とし、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%オフセット耐力時ひずみ(ϵ_o)を表している。鋼梁側は正側載荷時に上側が曲げ圧縮側、下側が曲げ引張側となり、鋼梁の無い側は正側載荷時に上側が曲げ引張側、下側が曲げ圧縮側となる。

(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 6-1 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。鋼梁側の曲げ引張側では、 $R=0.02\text{rad}$ 時に中央と南側-50mm 位置のひずみゲージが降伏ひずみに達し、 $R=0.03\text{rad}$ 時に北側 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、 $R=0.04\text{rad}$ 時に中央のひずみゲージが降伏ひずみに達した以外

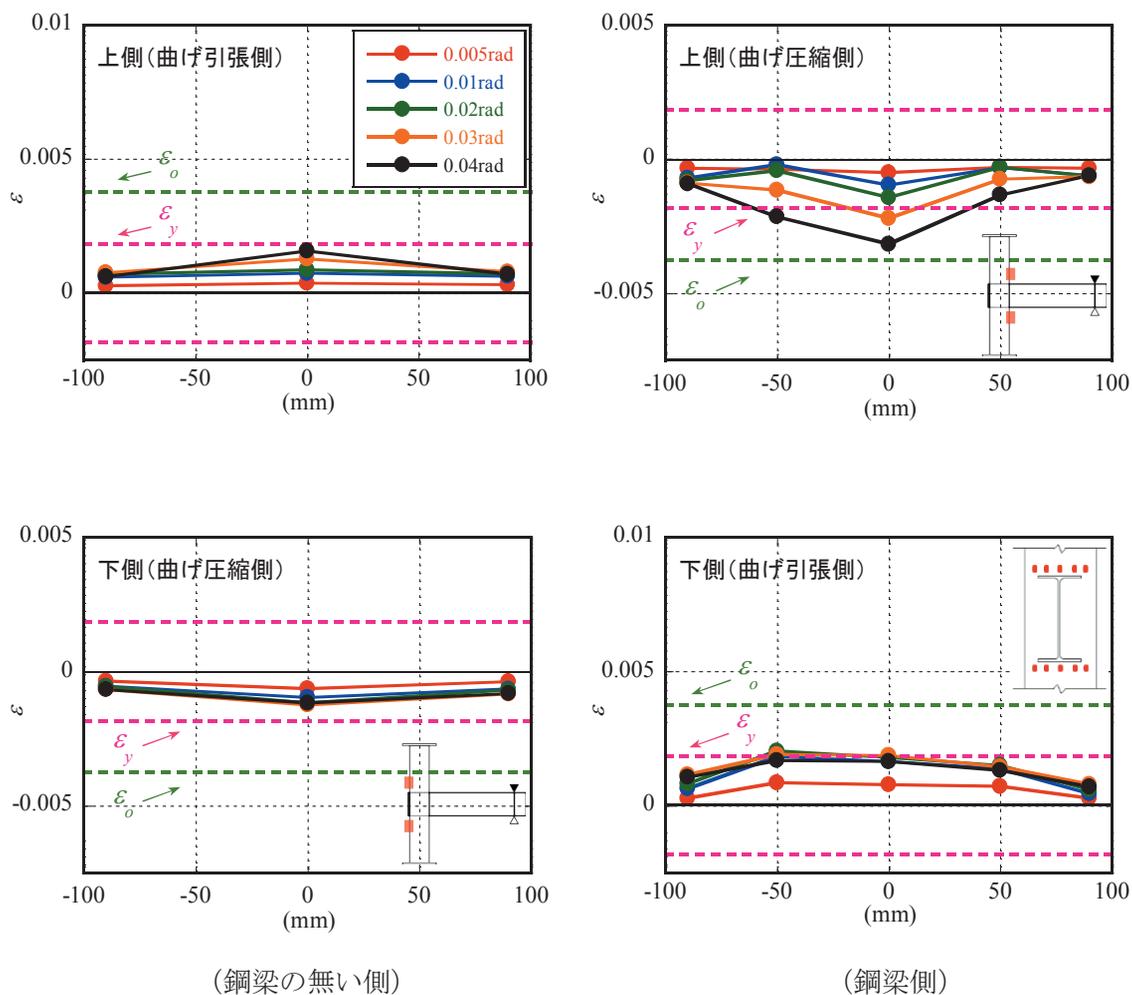


図 6-2 T-21-28-0.05 試験体 柱鋼管フランジのひずみ分布

c) T-21-42-0.2 試験体

図 6-3 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。鋼梁側の曲げ引張側では、 $R=0.02\text{rad}$ 時に南側 -50mm 位置のひずみゲージが降伏ひずみに達し、 $R=0.03\text{rad}$ 時に北側 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、 $R=0.04\text{rad}$ 時に南側 -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。鋼梁の無い側の曲げ引張側では中央のひずみがわずかに増加したが、降伏ひずみに達することはなかった。曲げ圧縮側では軸力導入時のひずみ値からの変化はほとんど確認されなかった。

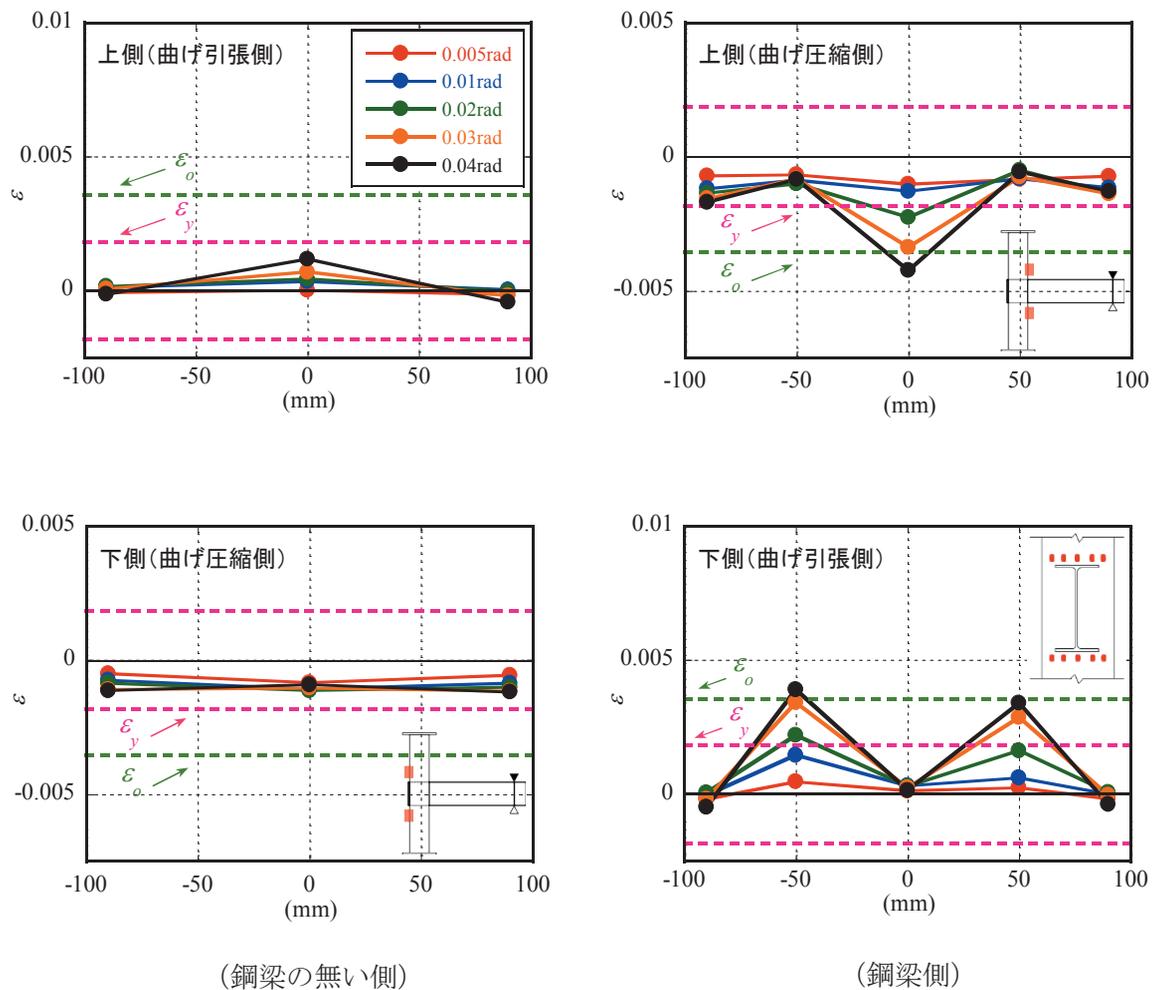


図 6-3 T-21-42-0.2 試験体 柱鋼管フランジのひずみ分布

d) T-21-42-0.05 試験体

図 6-4 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。鋼梁側の曲げ引張側では、 $R=0.01\text{rad}$ 時に南側 -50mm 位置のひずみゲージ、 $R=0.02\text{rad}$ 時に北側 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、 $R=0.03\text{rad}$ 時に南側 -50mm 位置と北側 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。 $R=0.03\text{rad}$ 以降の北側 50mm 位置のひずみの挙動は、負側荷重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。鋼梁の無い側の曲げ引張側では $R=0.03\text{rad}$ 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。直下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中央のひずみが増加したが、降伏ひずみに達することはなかった。 $R=0.04\text{rad}$ 時の中央のひずみの挙動は、負側荷重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。

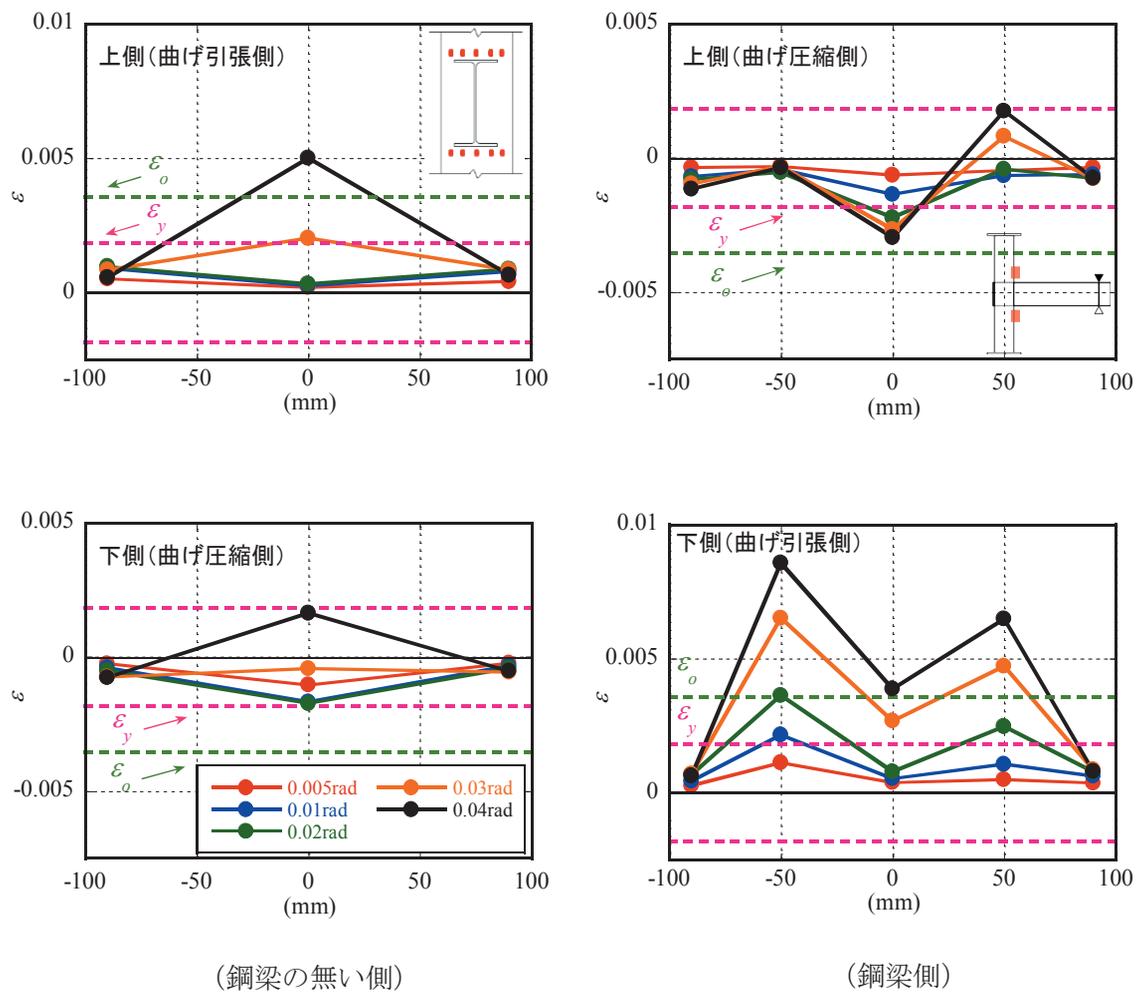


図 6-4 T-21-42-0.05 試験体 柱鋼管フランジのひずみ分布

e) T-30-28-0 試験体⁸⁾

図 6-5 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⁸⁾。鋼梁側の曲げ引張側では、 $R=0.01\text{rad}$ 時に中央、南側-50mm 位置、北側 50mm 位置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、 $R=0.02\text{rad}$ 時に中央、南側-50mm 位置、北側 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、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。鋼梁の無い側の曲げ引張側では $R=0.04\text{rad}$ 時に中央のひずみゲージが降伏ひずみに達したが、ひずみが増大することにはなかった。曲げ圧縮側では軸力導入時のひずみ値からの変化はほとんど確認されなかった。

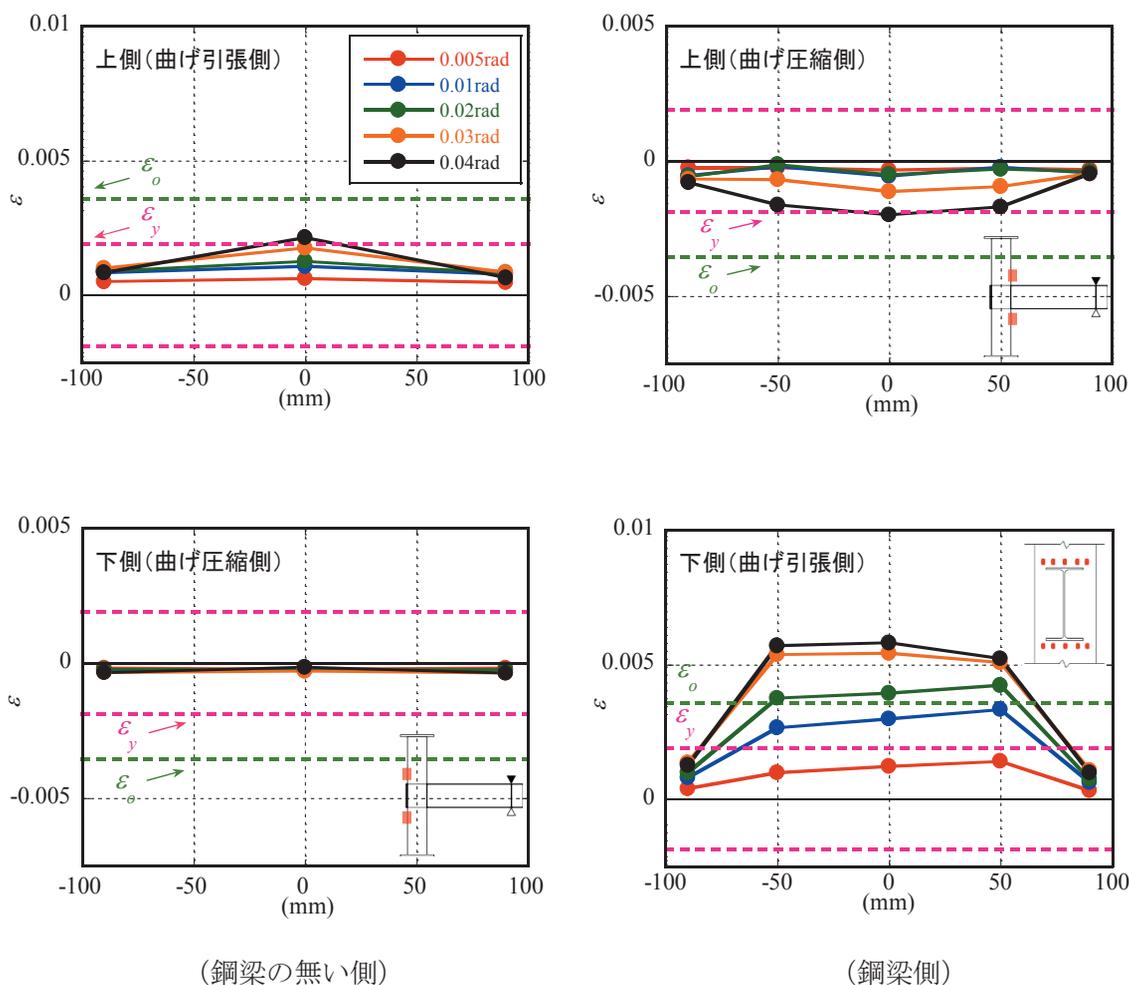


図 6-5 T-30-28-0 試験体 柱鋼管フランジのひずみ分布

(2) パラメーターの違いによる鋼梁側の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 T-21-42-0.2 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。

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。

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。この結果の正確な理由は実験観察事象のみで

は断定できないが、軸力比が高い場合、柱に曲げがかかり始めると軸力をコンクリートが負担し始め、柱鋼管の軸力負担が少なくなっていく。これ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、南側-50mm 位置、北側 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、曲げ圧縮側の南側-50mm 位置、北側 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考えられる。曲げ圧縮側の南側-50mm 位置、北側 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、軸力を導入していない試験体と軸力を導入した試験体と比較すると、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。
- 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、軸力比が大きい試験体と軸力比が小さい試験体ともに、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く、ひずみが増大しやすいためであると推察される。

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. Alstaz: 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

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

Effect of axial load and width-to-thickness ratio on structural performance of continuous beam-type square CFST beam-to-column connection

Koki Doi
Takashi Fujinaga
Kairi Hayashi

Abstract

A continuous beam type connection through the column is proposed for new Concrete-Filled Steel Tubular (CFST) beam-to-column connections. Authors have previously studied the performance of continuous beam-type square CFST beam-to-column connections using concrete strength of 80 MPa and 30 MPa and demonstrated the filled concrete effectively contributes to the connection performance in the bending compression side even when the low-strength concrete is used. However, the axial load was not introduced to the column in the previous experiments.

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. The experimental parameters were axial load ratio and width-to-thickness ratio.

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. Besides, specimens with a large width-to-thickness ratio of column steel tube tended to have larger strain at the column flange on the bending tension side and bending compression side. And, the specimens with a large axial load ratio tended to have smaller strain on the bending tension side and larger on the bending compression side. This indicates that since the columns are compressed, the tensile strain on the bending tension side was reduced, and the compressive strain on the bending compression side was increased. On the other hand, for the specimens with a small width-to-thickness ratio of column steel tube, the specimens with a large axial load ratio tended to have a larger strain on the bending tension side and a smaller strain on the bending compression side. The exact reason for this result could not be determined from the experimental observation, to clarify the phenomenon using numerical analysis is future issue.