



# 梁貫通形式円形CFT柱梁接合部における貫通梁と直交する方向の接合部性能に及ぼす貫通梁との寸法差の影響

安藤, 希  
本田, 烈  
藤永, 隆

---

**(Citation)**

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 27:32-44

**(Issue Date)**

2023-03

**(Resource Type)**

departmental bulletin paper

**(Version)**

Version of Record

**(JaLCD0I)**

<https://doi.org/10.24546/0100482491>

**(URL)**

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/0100482491>



# 梁貫通形式円形 CFT 柱梁接合部における 貫通梁と直交する方向の接合部性能に及ぼす 貫通梁との寸法差の影響

Effect of difference of dimensions between through-beam and orthogonal beam  
on structural performance of orthogonal beam joint  
in continuous beam-type circular CFST beam-to-column connections

安藤 希<sup>1)</sup>  
Nozomi Ando  
本田 烈<sup>2)</sup>  
Retsu Honda  
藤永 隆<sup>3)</sup>  
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おり、著者らはこれまで梁貫通形式 CFT 柱梁接合部の基本的な構造性能を明らかにしてきた。さらに、柱鋼管が角形断面の貫通梁と直交する方向の接合方法についても検討を行なっている。本報では、円形鋼管を用いた梁貫通形式 CFT 柱梁接合部の貫通梁と直交する方向の梁接合の構造性能を検討するため、貫通梁の梁せい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、急激な耐力低下に至らない安定した履歴形状を示した。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、鋼梁近傍では円形鋼管が周方向にも応力伝達を行なっており、曲げ引張側の鋼梁フランジの引張に対してより有効に抵抗していることが確認された。

キーワード：コンクリート充填鋼管，隅肉溶接，直交梁，履歴性状，応力分布

## 1. はじめに

コンクリート充填鋼管（以下 CFT）構造の柱梁接合部は、ダイヤフラムを介した、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 つの形式が一般的であり、その設計法も確立されている<sup>1)</sup>。ダイヤフラムを用いない新たな 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<sup>2)</sup>、応力伝達メカニズムや設計式の検討がなされている<sup>3)7)</sup>。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、梁を貫通させることによって高い接合部性能を確保できるものの、貫通梁と直交する方向には梁を貫通させることができないため、直交方向の接合部で同様の性能を確保でき

ない点が問題である。直交方向の梁端の固定方法として、柱鋼管に **fin plate** と呼ばれる鋼板を工場溶接し、その鋼板を梁のウェブにボルトで接合することで梁のせん断力のみを伝達する接合方法や、**fin plate** の代わりに **CT 形鋼**を柱鋼管に溶接する方法がある<sup>8)</sup>。これらの接合部は **simple connection** と呼ばれ、製作は容易であるが、曲げモーメントの伝達量が小さいため、梁降伏型の崩壊メカニズムを実現することが難しく、ブレースとの併用が基本である。これまで梁貫通形式接合部の貫通梁と直交する方向に関する研究は皆無であり、著者らが角形 CFT 柱の梁貫通形式接合部における接合方法を提案したもののみである<sup>9)</sup>。提案方法は、貫通梁と直交する方向に貫通梁と梁せいの等しい鋼梁を、柱フランジに貫通させ直交貫通梁にウェブを割り込ませる方法である。鋼梁断面の降伏曲げ耐力より求まるせん断力を上回る耐力を示し、急激な耐力低下も見られないことを示している。

以上の背景より、本報では、CFT 柱の断面形状として円形を対象とし、円形 CFT 柱と H 形鋼の梁貫通形式柱梁接合部における、貫通梁と直交する方向の基本的な接合部性能を把握し、鋼梁との接合部分での応力伝達を検討するものである。柱断面が円形形状であることで角形鋼管への接合よりも緩やかな応力伝達が期待できる。さらに、文献 9 では貫通梁と貫通梁直交方向の梁せいが同じであったが、両梁の梁せいが異なる場合も想定されるため、簡易な接合方法を提案し、応力伝達メカニズムの検討も行った。

## 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、接合部の詳細図を図 2 に示す。本論では載荷力を加える梁を主梁と呼び、図 1 および図 2 中、主梁を赤色、主梁と直交する貫通梁を青色で示している。

試験体は円形 CFT 柱と H 形鋼梁の接合部を模擬したト字形架構で、実験変数は主梁の分類（接合方法）、および貫通梁と直交する方向の試験体における貫通梁の梁せいである。主梁の分類は、主梁が貫通梁である貫通梁試験体、および主梁が貫通梁と直交する方向の梁である貫通梁直交方向試験体である。さらに、貫通梁直交方向試験体において貫通梁の梁せいは 300 mm, 350 mm, 400 mm の 3 種類である。柱鋼管は STK400 の円形鋼管で断面サイズは  $\text{O-318.5}\times 6$  である。鋼管の溶接シームは主梁の側面に位置するようにした。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  $F_c21$  のコンクリートを充填した。すべての試験体で、主梁は SS400 材で断面寸法は  $\text{H-300}\times 150\times 6.5\times 9$  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+2 mm のクリアランスで柱鋼管にガス溶断で H 形鋼梁の断面形状の孔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。隅肉サイズは通常の隅肉サイズにクリアランス分を加えたものとした。貫通梁と直交する方向の試験体の主梁は、柱鋼管の 1 方向のみに加工した H 形鋼梁形状孔に梁を通し、貫通梁にメタルタッチさせ、貫通梁試験体と同様に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。

試験体 O-21-300 の接合部は、貫通梁と直交する方向の梁（主梁）のフランジ部分を切削加工で除去し、貫通梁のフランジに主梁のフランジをメタルタッチさせ、主梁のウェブは貫通梁のフランジ間に割り込ませ貫通梁のウェブにメタルタッチさせた<sup>9)</sup>。試験体 O-21-350 および O-21-400 は、貫通梁と直交する方向の主梁を貫通梁のウェブにメタルタッチさせた。なお、試験体 O-21-350 および O-21-400 の貫通梁は、それぞれ  $\text{H-350}\times 175\times 7\times 11$  と  $\text{H-400}\times 200\times 8\times 13$  の形鋼のフランジ幅を 150 mm とするよう切断加工した。

表 1 試験体一覧

試験体名	柱材	主梁	主梁と直交方向の梁	コンクリート強度 (MPa)	軸力比 $n$
T-21	○-318.5×6 (STK400)	H-300×150×6.5×9	なし	31.7	0.1
O-21-300			H-300×150×6.5×9	31.8	
O-21-350			H-350×150×7×11	30.6	
O-21-400			H-400×150×8×13	33.1	

(※) 試験体名称

O-21-300

- 主梁と直交する方向の梁（貫通梁）の梁せい  $D$  (mm)
- 充填コンクリートの設計基準強度 (MPa)
- 主梁の分類 (T：貫通梁, O：貫通梁と直交する方向の梁)

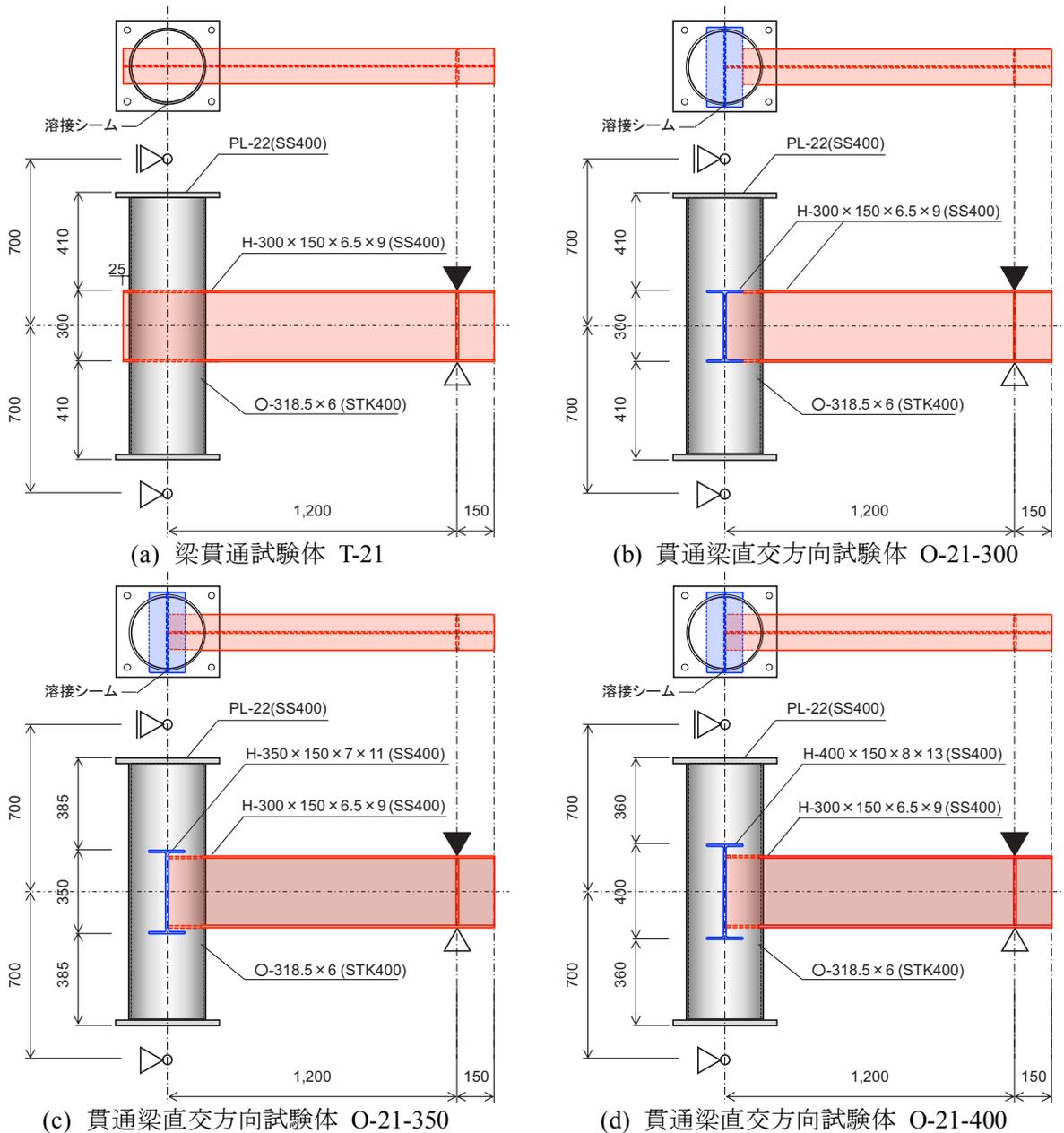
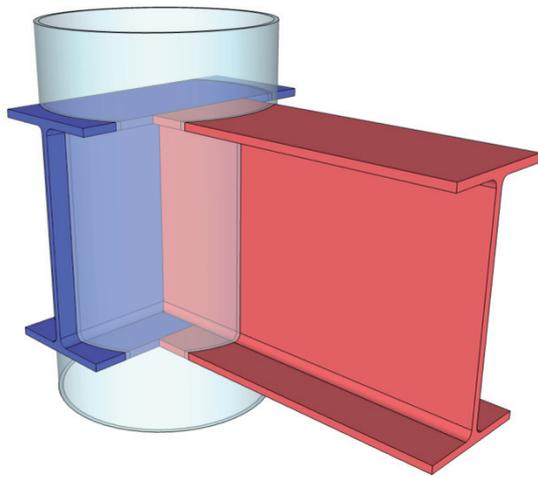
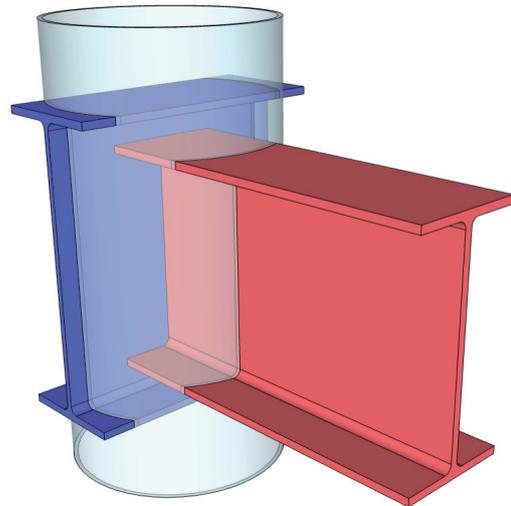


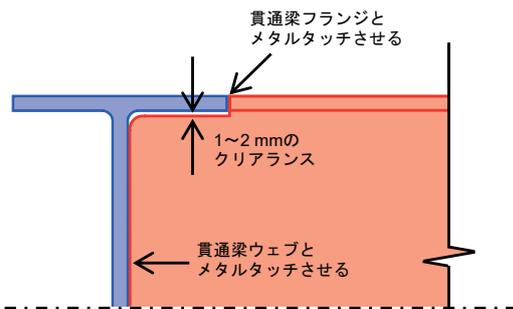
図 1 試験体の形状寸法 (mm)



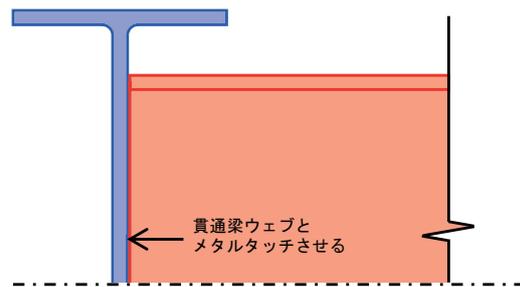
(a) 試験体 O-21-300 の接合部



(b) 試験体 O-21-400 の接合部



(c) 試験体 O-21-300 の梁取合い部



(d) 試験体 O-21-400 の梁取合い部

図2 接合部の詳細図

表2 部材断面の実測寸法

	主梁				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	301.0	150.5	6.53	8.49	318.9	5.92
O-21-300	301.0	150.5	6.54	8.45		
O-21-350	300.6	150.7	6.49	8.47		
O-21-400	300.6	150.5	6.50	8.49		

## (2) 材料特性

### a) コンクリート

試験体に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：16.1cm、二回目：12.9cmであった。空気量は一回目：3.9%、二回目：3.4%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週時と各試験体の載荷当日に圧縮試験3本、割裂試験2本をそれぞれ行った。シリンダ強度試験結果を表4に示す。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割程度の強度までで載荷除荷を3回繰り返し、その除荷剛性より求めた。

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	29.5	0.00186	28.8	2.89	28
T-21	31.7	0.00192	28.5	2.88	60
O-21-300	31.8	0.00171	30.6	3.50	64
O-21-350	30.6	0.00202	30.6	2.70	66
O-21-400	33.1	0.00195	28.6	2.87	71

表3 コンクリート調合表

水セメント比 (%)	セメント (kg/m <sup>3</sup> )	水 (kg/m <sup>3</sup> )	細骨材 (kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材 (kg/m <sup>3</sup> )	混和剤 (kg/m <sup>3</sup> )	細骨材率 (%)
63	302	190	897	873	3.02	50.8

### 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JIS 1A号引張試験片（JIS Z 2201）、および柱鋼管より切り出したJIS 5号引張試験片（JIS Z 2201）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。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 $\sigma_y$ (MPa)	降伏ひずみ** $\epsilon_y$	引張強さ $\sigma_u$ (MPa)	ヤング係数 $E_s$ (GPa)	破断伸び (%)
柱鋼管		384*	0.00189 (0.00389***)	486	203	30.1
H-300×150×6.5×9	フランジ	335	0.00183	480	183	25.5
	ウェブ	404	0.00219	513	185	23.6
H-350×150×7×11	フランジ	320	0.00174	462	184	25.5
H-400×150×8×13	フランジ	320	0.00180	471	178	25.7

\* 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) 載荷装置および載荷方法

図3に載荷装置を示す。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を介して油圧ジャッキにより軸力を加え、梁端部に取り付けた油圧ジャッキで鋼梁にせん断力を加えた。載荷は変形角  $R$  による変位制御とし、正負交番繰り返し載荷を行った。変形角  $R$  は、梁端載荷点の鉛直方向変位を、柱芯から載荷点までの距離 (1200mm) で除して算定した。

### (4) 変位および変形の測定方法

図4に変位測定位置を示す。変位計①で梁端部載荷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。梁の局所の変形を確認するため、変位計②、③で柱鋼管最外縁より300mm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、載荷中の柱の鉛直性を調整した。なお、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。

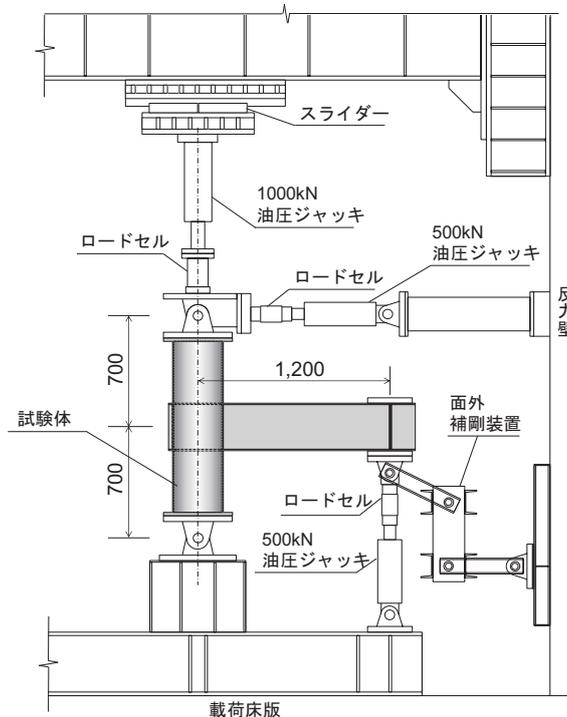


図3 載荷装置

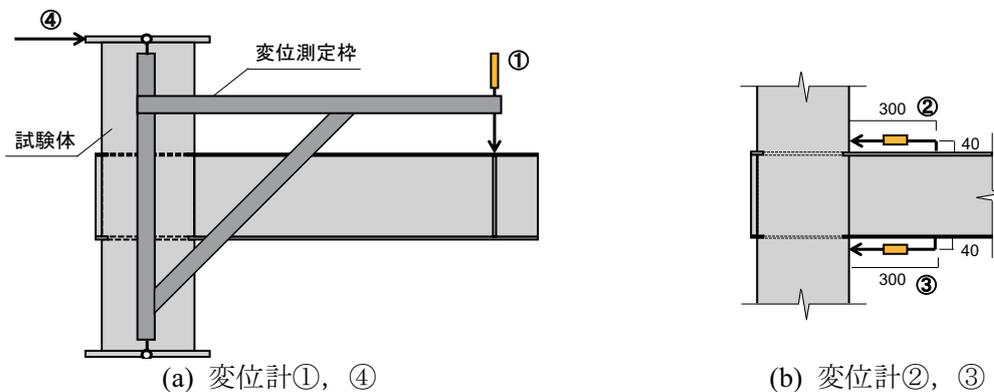


図4 変位計測定位置

### 3. 接合部性能

#### (1) 荷重－変形角関係

図5にせん断力  $Q$  と変形角  $R$  の関係を示す。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 $\Delta$ 印(引張降伏), 及び $\square$ 印(圧縮降伏)で, 最大耐力を記録した点を $\circ$ 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曲げ耐力より求める架構の耐力を示している。

梁貫通形式試験体 T-21 は, エネルギー吸収性能の高い紡錘形の安定した履歴性状を示していた。試験体 O-21-400 は, 貫通梁と直交する方向の試験体のうち最も紡錘形に近い履歴形状であった。試験体 O-21-300 と試験体 O-21-350 は, 変形角  $R=0.02$  rad を超える大きい変形角領域において, 小さい変形角の範囲では非常に剛性が小さく, 変形角の増加に伴って耐力が再び上昇し始める, 逆 S 字形の履歴形状を示した。

貫通梁と直交する方向の試験体 3 体では, 変形角  $R=0.01$  rad 時に曲げ引張側の鋼梁溶接端に亀裂が発生した。溶接端の亀裂発生後も, 主梁フランジからの引張力をその他の部分で伝達するため, 鋼梁溶接端の亀裂を起点として柱鋼管に縦方向の亀裂が発生した。逆 S 字形の履歴形状が見られた試験体 O-21-300 と試験体 O-21-350 においても, 変形角の小さい载荷サイクルでは紡錘形に近い履歴形状を示していたのに対し, おおよそ変形角  $R=0.02$  rad 以降で逆 S 字形の履歴形状に変化しており, 実験時の観察において柱鋼管の縦方向の亀裂が確認された変形角と対応している。貫通梁と直交する方向の試験体全てで, 変形角が増加すると柱鋼管の縦方向の亀裂が成長したが, 試験体 O-21-400, 試験体 O-21-300, 試験体 O-21-350 の順で亀裂の開きが大きく, 履歴形状のくび

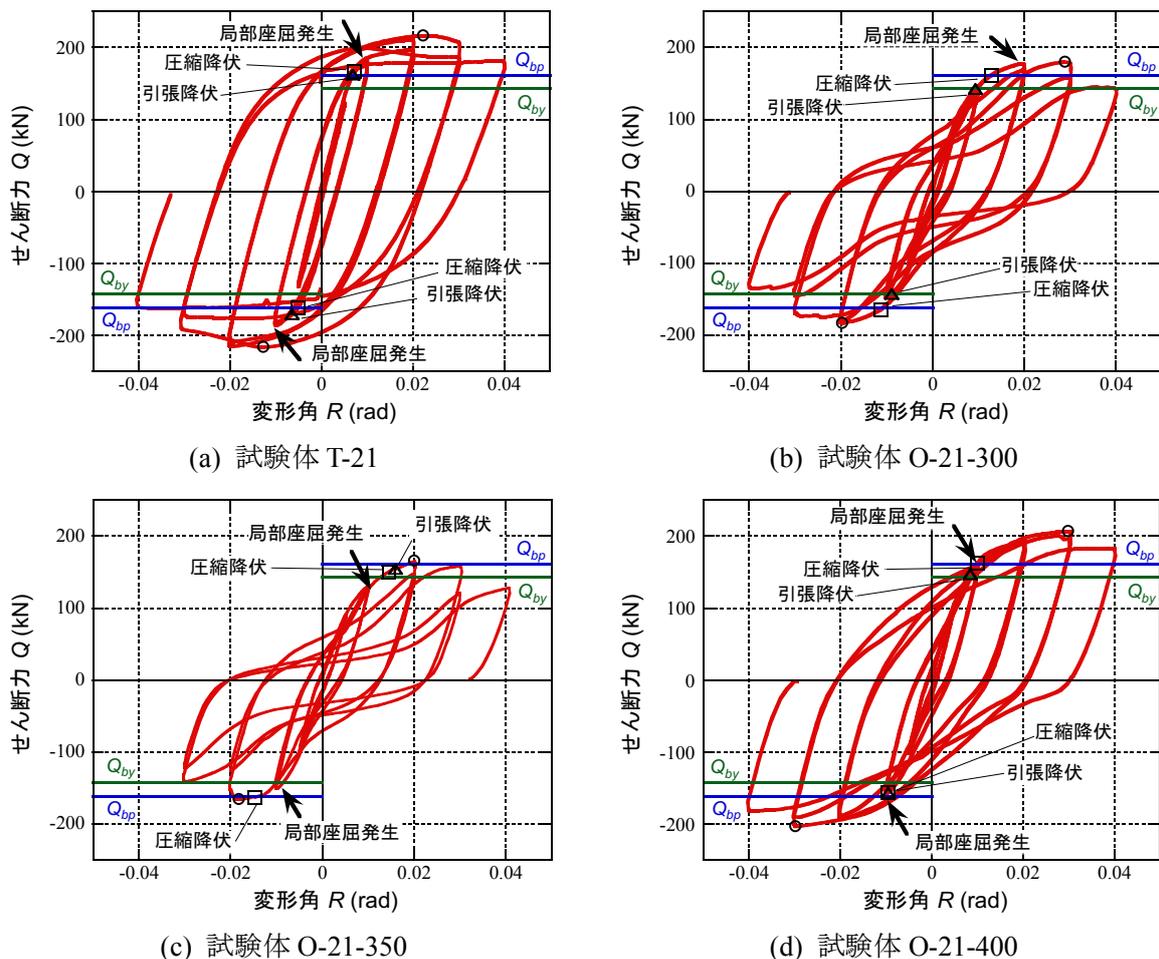


図5 せん断力  $Q$ －変形角  $R$  関係

れも大きくなっていった。

試験体 O-21-300 と試験体 O-21-350 で、大きい変形角領域において耐力が再び上昇し始めるのは、変形角が増加することで主梁が接合部パネル内で回転し、主梁から貫通梁へ力の伝達を始めるためと考えられる。試験体 O-21-300 では、クリアランス分移動すると主梁が貫通梁に接触するため、小さい変形角で力が伝達され、耐力を発揮し始める。一方で、試験体 O-21-350 では、貫通梁フランジと主梁フランジ間のコンクリートによる応力伝達が十分ではなく、耐力の上昇が小さくなっていったと推測される。

全ての試験体で急激な耐力低下は見られず、安定した挙動を示した。試験体 O-21-300 では変形角  $R=+0.04$  rad で鋼梁フランジ下側、変形角  $R=-0.04$  rad で鋼梁フランジ上側の隅肉溶接部の溶接金属、試験体 O-21-350 では変形角  $R=-0.02$  rad の 1 回目でも鋼梁フランジ上側の隅肉溶接部の溶接金属に全長に渡って亀裂が発生した。亀裂が発生した後には耐力の減少が見られるが、急激な耐力低下には至っていなかった。

## (2) 耐力の比較

鋼梁の降伏曲げ耐力 ( $M_{by}$ ) と全塑性曲げ耐力 ( $M_{bp}$ )、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 ( $Q_{by}$ ) と計算終局耐力① ( $Q_{bp}$ )、CFT 柱の終局曲げ耐力 ( $M_{cu}$ ) 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 ( $Q_{cu}$ )、そして実験降伏耐力 ( ${}_eQ_y$ ) と実験終局耐力 ( ${}_eQ_u$ ) 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載荷点までの距離 (=1040.6 mm) 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。

表 6 実験値と計算耐力の比較

	${}_eQ_y$ (kN)	$M_{by}$ (kN)	$Q_{by}$ (kN)	${}_eQ_y / Q_{by}$	${}_eQ_u$ (kN)	$M_{bp}$ (kNm)	$Q_{bp}$ (kN)	${}_eQ_u / Q_{bp}$	$M_{cu}$ (kNm)	$Q_{cu}$ (kN)
T-21	162	149	143	<b>1.133</b>	216	169	163	<b>1.325</b>	304	645
O-21-300	142			<b>0.993</b>	180	169	162	<b>1.111</b>	304	645
O-21-350	151			<b>1.056</b>	165	168		<b>1.019</b>	302	642
O-21-400	147			<b>1.028</b>	204	169		<b>1.259</b>	306	649

CFT 柱の終局曲げ耐力は CFT 指針<sup>1)</sup>により求めた。得られた CFT 柱の終局曲げ耐力 ( $M_{cu}$ ) 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を算出し、試験体の柱、梁の長ささと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 ( $Q_{cu}$ ) に換算した。

以下に計算式を示す。

$$Q_{cu} = \frac{M_{cu}}{l_c} \cdot \frac{2l_c + H}{l_b + D/2} \quad (1)$$

ここに、 $Q_{cu}$  は柱終局曲げ耐力時の架構の計算終局耐力② (梁端換算)、 $l_b$  は鋼管表面から梁端載荷点までの距離、 $l_c$  は鋼梁フランジ表面から柱端ピンまでの距離で 550 mm、 $H$  は梁せい、 $D$  は柱せいである。

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 75 mm 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。降伏耐力は、貫通梁試験体 T-21，貫通梁と直交する試験体 O-21-350，O-21-400 の正側，負側載荷時において，実験値が計算値を上回っていた。貫通梁と直交する試験体 O-21-300 の正側載荷時には実験値が計算値をわずかに下回っていたが，計算値の 99.3 % であり両者がほとんど一致しているため，計算によって実験値を予測できていると言える。終局耐力は全ての試験体の正側，負側載荷時において実験値が計算値を上回っていた。貫通梁試験体 T-21 では計算値の 1.33 倍，貫通梁と直交する試験体 O-21-400 では 1.26 倍，試験体 O-21-300 では 1.11 倍，試験体 O-21-350 では 1.02 倍であった。最大耐力が最も小さかった試験体 O-21-350 で，実験値が計算値とほぼ同じになった。最大耐力についても，計算によって，安全側に予測できると言える。

#### 4. 接合部付近の柱鋼管表面の応力分布

貫通梁と直交する方向の試験体 3 体の，柱鋼管東面の鋼梁直上と直下の鋼管表面（鋼梁フランジから 25 mm）に貼付した 2 軸のひずみゲージによって測定したひずみ値から軸方向応力と周方向応力を算定し，柱鋼管表面の応力状態の検討を行った。それぞれのゲージ位置において，鋼管が降伏条件に到達するまでのデータを用いる。主梁の直上と直下の材軸中心，および南北へ 50 mm，90 mm の位置に貼付したひずみゲージ各 5 枚を対象とする。ひずみゲージ各 5 枚のうち，材軸中心，および南北へ 50 mm の位置に貼付したひずみゲージ各 3 枚は鋼梁フランジ直上または直下に位置するが，材軸中心から南北へ 90 mm の位置に貼付したひずみゲージ各 2 枚は鋼梁幅の外側にある。図 6 に，ゲージ貼付位置を示す。図 7 に，正側載荷時の変形角  $R=0.005$  rad の 1 サイクル目での，それぞれ鋼梁直上，直下における柱鋼管の軸方向応力，および周方向応力の分布を示す。縦軸は計算した応力の値，横軸は材軸中心からの距離を示す。中心を 0 とし，北側を正，南側を負とし，ここでは，-90 mm，-50 mm，0，50 mm，90 mm と表記する。図中，青線が曲げ引張側，緑線が曲げ圧縮側のデータで，実線が軸方向応力，点線が周方向応力を示している。

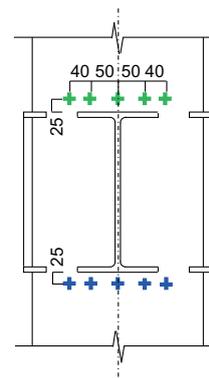


図 6 ゲージ貼付位置（試験体 O-21-300）

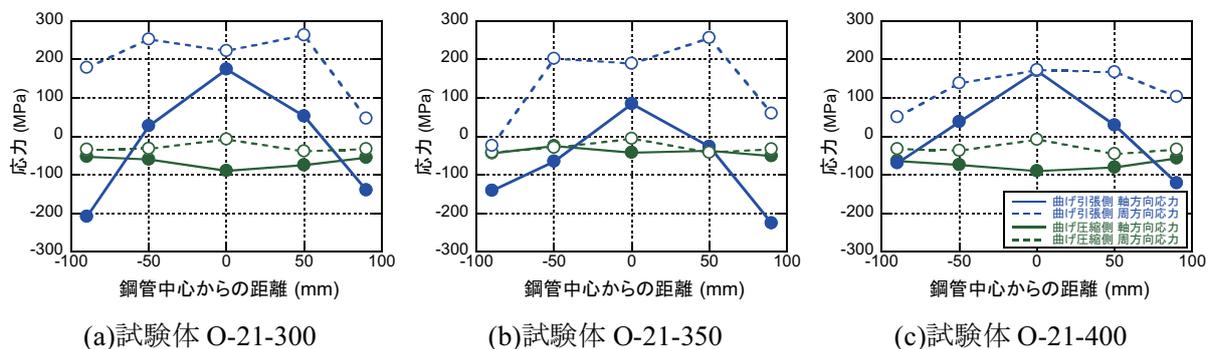


図 7 柱鋼管の軸方向応力と周方向応力分布 ( $R=0.005$  rad 1 回目)

曲げ圧縮側となるときは，軸方向応力および周方向応力の値は全ての試験体で小さくなっていた。特に材軸中心位置での周方向応力はほとんど 0 であった。曲げ圧縮側においては，鋼梁フランジの圧縮力は主に充填コンクリートによって伝達されるため，柱鋼管の応力伝達が小さかったと考えられる。なお，正側載荷と負側載荷の差は見られなかった。

曲げ引張側となるときには、軸方向応力および周方向応力の値は全ての試験体で大きくなっていった。軸方向応力は、最外縁に位置し、曲げ抵抗に効きやすい材軸中心で最大となり、周方向応力と同程度の応力伝達を行っていた。周方向応力は、鋼梁フランジ直上または直下の位置では200MPa程度の大きな値を示しており、円形鋼管が、主梁フランジからの曲げ引張を、周方向で伝達していることがわかる。なお、曲げ引張側でも正側荷重と負側荷重の差は見られなかった。

## 5. 接合部パネル部の柱鋼管表面の主応力分布

貫通梁と直交する方向の試験体3体の、接合部パネル部南面の貫通梁のウェブ板厚中央から東（主梁の方向）へ75mmの位置の梁せい中心、および中心から上下110mmの位置の計3箇所に添付した3軸ゲージによって測定したひずみ値から主応力およびその方向を算定した。図8に、ゲージ貼付位置を示す。

図9に、正側荷重時の変形角  $R=0.005$  rad,  $R=0.01$  rad,  $R=0.02$  rad の1サイクル目でのパネル部の主応力の分布を示す。図の矢印の長さで主応力の大きさを、角度で主応力の方向を表し、引張応力は赤色の外向き矢印、圧縮応力は

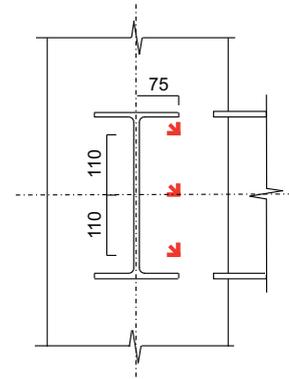


図8 ゲージ貼付位置（試験体 O-21-300）

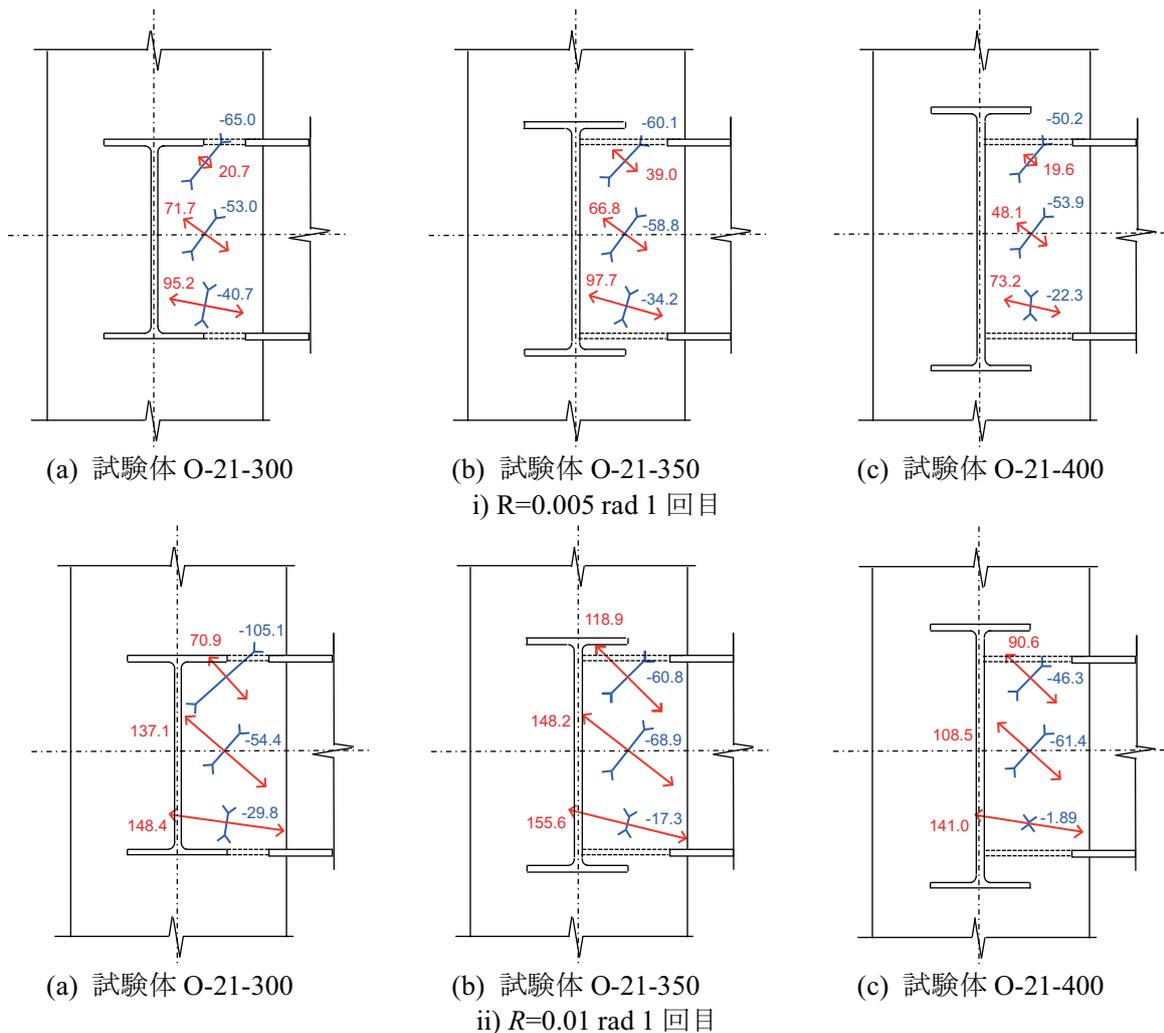


図9 接合部パネル部の鋼管表面の主応力 (MPa)

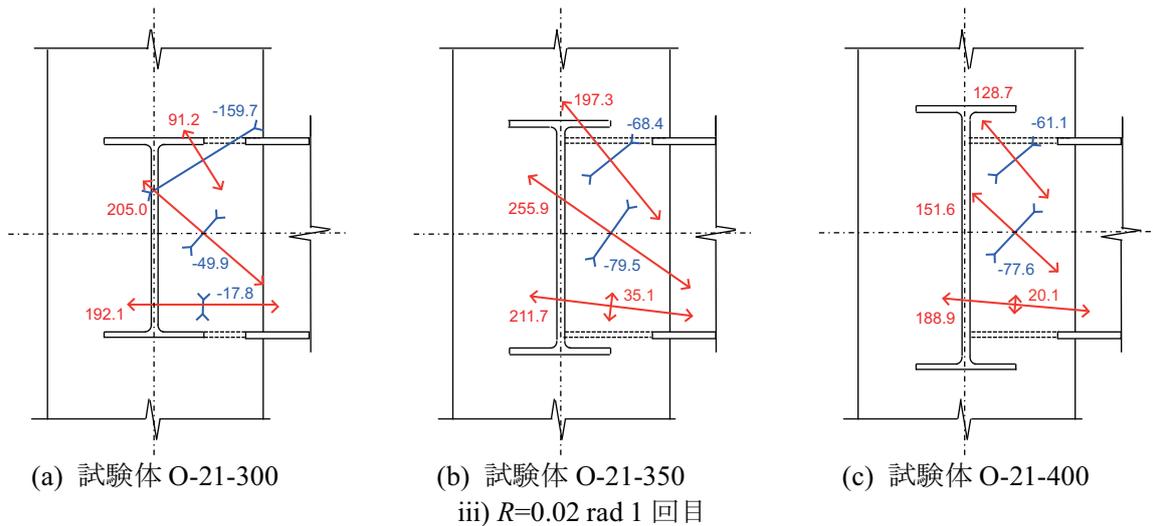


図9 接合部パネル部の鋼管表面の主応力 (MPa)

青色の内向き矢印で示す。主応力の値は、矢印の付近に記載している。

曲げ引張側では、3体全ての試験体において、最大の主応力は引張応力であり、主応力の方向は変形角  $R=+0.005 \text{ rad}$  の1回目ですでに周方向ゲージの軸方向となす角度は  $0^\circ$  に近く、変形角が増加すると、引張応力が増加しながらその方向はさらに  $0^\circ$  へ漸近していた。鋼梁溶接端の亀裂が発生した後は主応力の増加が緩やかになり、鋼管の鋼梁フランジ近傍での縦方向の亀裂が発生した後は主応力の方向が周方向ゲージの軸方向となす角度はほとんど  $0^\circ$  であった。また、それに直交する方向の応力は圧縮応力でありその大きさは非常に小さく、水平方向の引張応力が卓越していると言える。試験体 O-21-350 と試験体 O-21-400 の変形角  $R=+0.02 \text{ rad}$  の1回目以降では最小の主応力も引張応力であったが、その大きさは最大主応力と比較すると非常に小さく、この場合も水平方向の引張応力が卓越していると言える。主梁の曲げ引張側フランジ付近では、主梁フランジから伝達される引張力に対して、円形鋼管の周方向での抵抗能力を発揮していると推測される。

曲げ圧縮側では、試験体によって応力状態が異なっていた。試験体 O-21-300 は、曲げ圧縮側の主梁フランジ近傍では最大主応力は圧縮応力であり、その直交方向の引張応力は小さかった。主梁フランジからの圧縮力はメタルタッチで直交貫通梁フランジへ伝達されるが、鋼管内へ挿し込まれている主梁フランジの面積が他の2体と比較して小さいため、主梁フランジから充填コンクリートへの支圧伝達量は小さく、パネル部鋼管において圧縮応力の伝達量が大きくなっている。試験体 O-21-350 は、試験体 O-21-300 と比較して、曲げ圧縮側の主梁フランジ近傍の圧縮応力が小さく、その直交方向の引張応力が大きくなっていた。主梁が直交貫通梁のウェブまで挿し込まれており、直交梁ウェブへ直接圧縮力が伝達される。加えて、主梁フランジから充填コンクリートへの支圧伝達がある程度あり、パネル部鋼管での圧縮応力は小さくなっている。試験体 O-21-400 は曲げ圧縮側の主梁フランジ近傍の応力値、および中央部の応力値は他の2体と比較して小さかった。試験体 O-21-400 も試験体 O-21-350 と同様に主梁フランジの圧縮力が直交梁ウェブへ直接伝達され、主梁フランジから充填コンクリートへの支圧伝達も期待できる。加えて、試験体 O-21-350 よりも直交貫通梁フランジと主梁フランジの間がある程度確保できており、両フランジ間の充填コンクリートでの圧縮束の形成によって図10に示すような抵抗機構が期待できる。

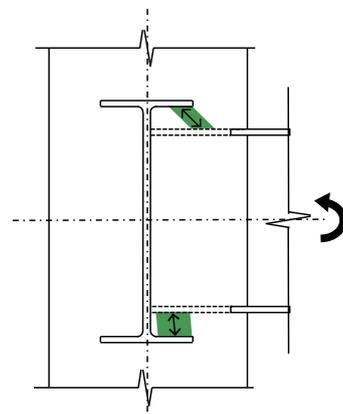


図10 抵抗メカニズム (試験体 O-21-400)

## 6. まとめ

本報では、柱に円形鋼管を用いた円形 CFT 柱と H 形鋼の梁貫通形式柱梁接合部における、貫通梁と直交する方向の基本的な構造性能を明らかにすることを目的として、梁貫通形式、および実験変数を貫通梁の梁せいの寸法とする貫通梁と直交する方向のト字形架構試験体の 4 体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。以下に得られた知見の内容を統括する。

- 1) 荷重－変形角関係の履歴挙動については、いずれの試験体も最大耐力は計算終局耐力を上回り、鋼管や隅肉溶接部の溶接金属に亀裂が生じた後も急激な耐力低下は見られず、安定した履歴性状を示した。試験体 T-21 および試験体 O-21-400 の履歴ループは紡錘形に近い形状で、試験体 O-21-300 および試験体 O-21-350 は逆 S 字形の履歴形状であった。
- 2) 貫通梁と直交する方向の梁のある鋼管東面の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 25 mm）の応力については、いずれの試験体でも、曲げ引張側では引張の軸方向および周方向応力が大きくなり、曲げ圧縮側では応力値が小さくなっていった。曲げ引張側の周方向応力が大きくなっており、円形鋼管では主に周方向で応力伝達を行なっていることがわかる。曲げ圧縮側では、鋼梁フランジの圧縮力は主に充填コンクリートによって伝達され、鋼管による応力伝達は小さくなっているものと考えられる。
- 3) 接合部パネル部の曲げ引張側での鋼管表面の主応力については、いずれの試験体でも、水平方向の引張応力が卓越しており、主梁のフランジからの引張力をパネル部の鋼管が直接的に伝達し、円形鋼管の周方向で抵抗していたことがわかる。また、試験体 O-21-350 および試験体 O-21-400 では、主梁フランジから充填コンクリートへの支圧伝達がある程度あり、パネル部鋼管での圧縮応力は小さくなっている。試験体 O-21-400 は、試験体 O-21-350 よりも直交貫通梁フランジと主梁フランジの間がある程度確保できており、両フランジ間の充填コンクリートでの圧縮束の形成による抵抗機構が期待できる。

## 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) Azizinamini, A. & Prakash, B., 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) Schneider, S. P. and Alostaz, Y. M., Experimental Behavior of Connections to Concrete-Filled Steel Tubes, *Journal of Construction Steel Research*, Vol.45, No.3, pp.321-352, 1998
- 4) Azizinamini, A. and Schneider, S. P., Moment Connections to Circular Concrete-Filled Steel Tube Columns, *J. Struct. Eng.*, 130(2), pp.213-222, 2004
- 5) Fujinaga, T. and Clifton, C. G., Experimental Study on Continuous Beam Type Square CFST Beam-to-column Connection, *Proceedings of ISEC-10*, May 2019
- 6) Doi, K. and Fujinaga, T., Effect of Strength of Filled-concrete on Structural Performance of Continuous Beam-type Square CFST Beam-to-column Connection, *Proceedings of ISEC-11*, Jul. 2021
- 7) 本田烈，土居晃基，藤永隆：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，神戸大学都市安全研究センター研究報告，第 26 号，pp.51-65，2022 年 3 月
- 8) Liang, Q. Q., *Analysis and Design of Steel and Composite Structures (Chapter 11 Composite connections)*, CRC Press, 2014
- 9) Fujinaga, T. and Clifton, C.G., Performance of Orthogonal Direction on Continuous Beam Type CFST Beam-to-Column Connection, *Proceedings of 17WCEE*, Sep. 2020

筆者： 1) 安藤 希，工学部建築学科，学生； 2) 本田 烈，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 difference of dimensions between through-beam and orthogonal beam on structural performance of orthogonal beam joint in continuous beam-type circular CFST beam-to-column connections**

Nozomi Ando  
Retsu Honda  
Takashi Fujinaga

## **Abstract**

As a new type of CFST beam-to-column connection, the continuous beam-type connection has been proposed that uses I-section beams passing through CFST columns. Authors have investigated the basic structural performance of continuous beam--type CFST beam-to-column connections. And, joint method of orthogonal direction with through-beam has been also discussed in the case of rectangular column steel tubes.

In this study, experiment using T-shaped partial specimen was conducted as an experimental parameter in the depth of through-beam to discuss the structural performance of the orthogonal direction of continuous beam type CFST beam-to-column connection using a circular steel tube. All specimens showed a beam-yielding type collapse mechanism and exhibited stable hysteresis without a sudden strength drop. The maximum experimental strength was larger than the calculated ultimate strength, each specimen showed enough strength. Besides, the circular steel tube resists circumferential direction around the steel beam for tensile stress in the flange due to bending effectively.

※Write the following sentence after the abstract to forbid others to plagiarize your treatise.

©2023 Research Center for Urban Safety and Security, Kobe University, All rights reserved.