



接合部パネル内フランジに孔を設けた梁貫通形式円形CFT柱梁接合部の構造性能に関する研究

土屋, 祐介
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, 28:1-12

(Issue Date)

2024-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/0100490304>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/0100490304>



接合部パネル内フランジに孔を設けた梁貫通形式 円形 CFT 柱梁接合部の構造性能に関する研究

Experimental Study on Structural Performance of Through Beam Type Circular CFST Beam-to-column Connections with Perforations in the Connection Panel Flanges

土屋 祐介¹⁾
Yusuke Tsuchiya
安藤 希²⁾
Nozomi Ando
本田 烈³⁾
Retsu Honda
藤永 隆⁴⁾
Takashi Fujinaga

概要：コンクリート充填鋼管（以下 CFT）構造の柱梁接合部形式の一つである梁貫通形式接合部では，鋼管内を梁が貫通するため，コンクリートの充填に重要な開口部が減少してしまうという問題がある．本報では，有効開口部を増やすために接合部パネル内の梁フランジに孔を設けた梁貫通形式円形 CFT 柱梁接合部の構造性能を検討するため，梁フランジに設けた孔の有無と，梁の貫通形式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．最大耐力は計算耐力を上回り，十分な耐力を発揮した．また，フランジに孔を設けた試験体では，梁フランジに引張力が作用する際にフランジに設けた孔付近でひずみ集中が生じたが，これを要因とした耐力の低下は確認されず，優れた接合部性能を有した．

キーワード：コンクリート充填鋼管，隅肉溶接，開口率，履歴性状，ひずみ分布，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¹⁾．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²⁾，応力伝達メカニズムや設計式の検討がなされている³⁾⁹⁾．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でコンクリートの充填に必要な CFT 柱断面の開口率が低下し，接合部が所要の構造性能を発揮するために十分なコンクリートの充填性が確保できない可能

性が生じる。特に二方向の接合部の際にそれが顕著となる^{6),9)}。そこで、接合部パネル内の梁フランジに孔を設けることで開口率の上昇並びに充填性の改善が期待できるが、これまでに、接合部パネル内の梁フランジに孔加工を施した梁貫通形式 CFT 柱梁接合部に関する研究は皆無である。

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 形鋼梁の梁貫通形式柱梁接合部における、接合部パネル内フランジに孔を設けた場合の基本的な接合部性能を把握し、接合部パネルとその周辺での応力伝達の検討を行う。

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、フランジ孔の有無、および梁の貫通形式である。柱鋼管は STK400 の円形鋼管で断面サイズは ϕ -318.5×6 である。鋼管の溶接シームは鋼梁の側面に位置するようにしている。梁の貫通方法は、断面サイズを事前に計測し、柱鋼管に片側+2 mm のクリアランスで、ガス溶断で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。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ている。すべての試験体で、鋼梁は SN400B 材で断面寸法は H-300×150×6.5×9 である。部材断面の実測寸法を表 2 に示す。

試験体 T-21, T-21-P は、柱鋼管の 2 箇所を貫通させ、試験体 H-21-P は、柱鋼管の 1 箇所のみ反対側の鋼管内壁にメタルタッチさせるまで鋼梁を挿入した。本報では、試験体 T-21, T-21-P の梁貫通形式を貫通形式、試験体 H-21-P の梁貫通形式を片貫通形式と呼称する。

接合部パネル内のフランジ孔の位置は、試験体 T-21-P, H-21-P で同様であり、接合部パネル内の梁上下フランジにおいて、柱芯より梁中心軸方向に両側 40 mm, 梁中心軸直交方向に両側 40 mm の位置に、孔径 35 mm の円形孔を計 8 個設けた。

表 1 試験体一覧

試験体名	柱材	梁材	フランジ孔	梁貫通形式	コンクリート強度 (MPa)	軸力比 n
T-21	ϕ -318.5×6 (STK400)	H-300×150×6.5×9 (SN400B)	なし	貫通形式	25.0	0.1
T-21-P			ϕ 35×8個		25.1	
H-21-P				片貫通形式	26.1	

(※) 試験体名称

H-21-P

フランジ孔の有無 P : 孔あり (ϕ 35×8 個)
 充填コンクリートの設計基準強度 (MPa)
 接合形式 T : 貫通形式 H : 片貫通形式

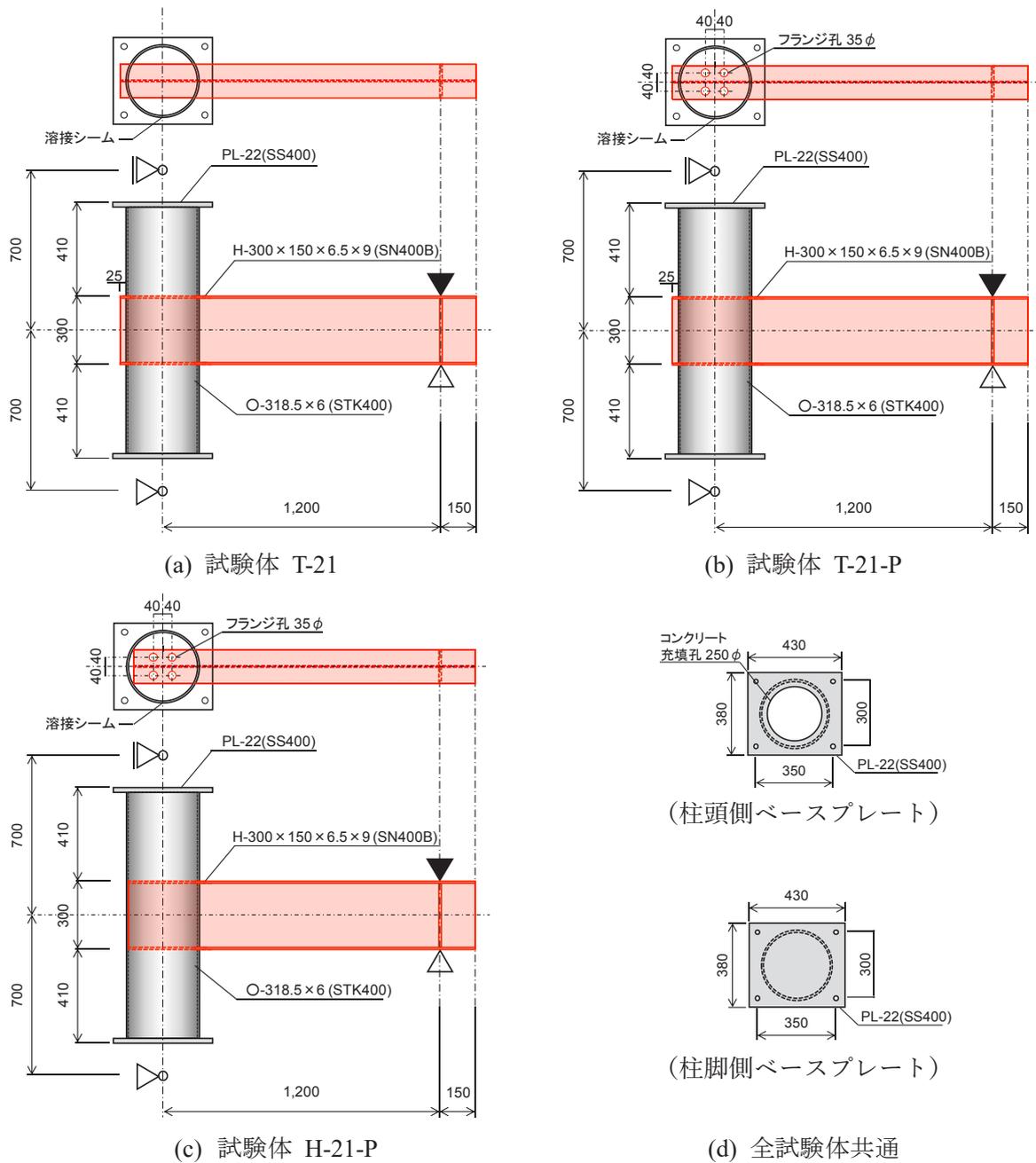


図1 試験体の形状寸法 (mm)

表2 部材断面の寸法

	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	300.8	150.1	6.19	8.98	319.0	5.89
T-21-P	300.9	150.2	6.20	8.98	319.0	5.89
H-21-P	300.8	150.0	6.21	8.97	318.9	5.89

(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割程度の強度までの載荷除荷を3回繰り返し、その除荷剛性より求めた。

b) 鋼材

鋼材の引張試験はH形鋼フランジ、H形鋼ウェブ、およ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つたため、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。

(3) 載荷装置および載荷方法

図2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3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た。また、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。

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)	混和剤 (kg/m ³)	細骨材率 (%)
63	302	190	877	859	3.02	50.8

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	23.6	0.00196	24.5	-	28
T-21	25.0	0.00166	28.8	2.16	71
T-21-P	25.1	0.00212	25.4	2.24	77
H-21-P	26.1	0.00194	25.4	2.58	79

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		375*	0.00187 (0.00387***)	461	201	35.7
H-300×150×6.5×9	フランジ	335	0.00177	458	189	43.3
	ウェブ	422	0.00223	506	190	30.7

* 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

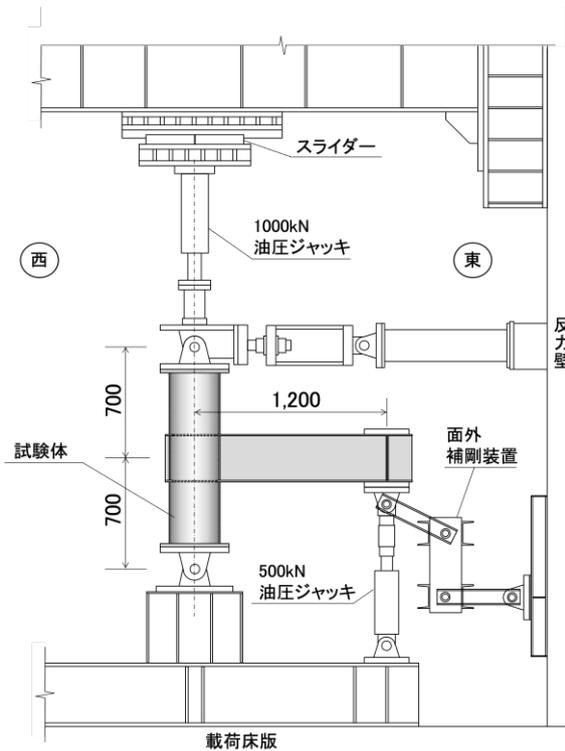


図2 荷重装置

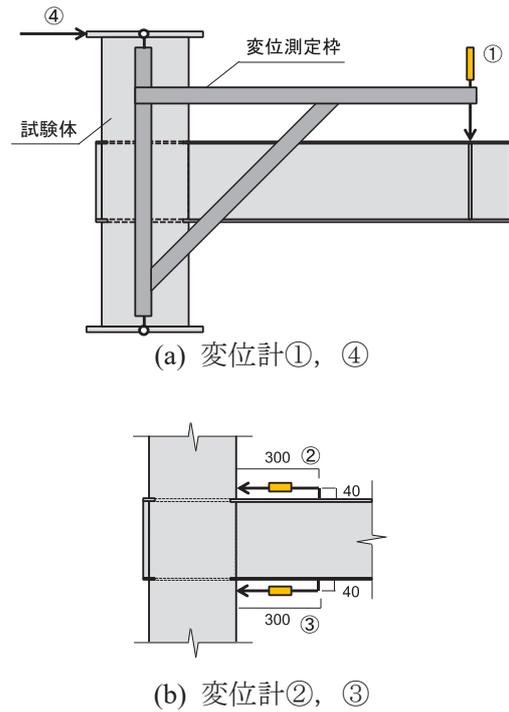


図3 変位計測定位置

3. 実験結果

(1) 荷重－変形角関係

図4に梁端の荷重荷重(せん断力) Q と変形角 R の関係を示す。図中、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 Δ 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 印で示している。また触診によって最初に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。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まる架構の耐力を示している。

貫通形式の試験体 T-21 と試験体 T-21-P はエネルギー吸収性能の良い、非常によく似た履歴形状を示し、試験体 T-21 は $R=0.02\text{rad}$ の2回目の荷重中に、試験体 T-21-P は $R=0.03\text{rad}$ の1回目の荷重中に最大耐力に到達した。最大耐力値は同程度であり、また、いずれの試験体も最大耐力到達後は、梁フランジおよびウェブの局部座屈の成長とともに、緩やかに耐力が低下した。本実験のように孔径による断面欠損がフランジ幅の半分程度であれば、柱梁の接合形式を貫通形式とした場合、接合部パネル内フランジの開孔による荷重変形関係への影響は非常に小さかった。

片貫通形式の試験体 H-21-P は、梁端荷重除荷後の再荷重直後の領域で履歴ループにややくびれが見られるが、貫通形式の試験体と同様に、エネルギー吸収性能に富んだ履歴形状を示し、 $R=0.03\text{rad}$ の1回目の荷重中に最大耐力に到達した。貫通形式の試験体2体と比較して、最大耐力に到達する変形角にややラグが生じたが、最大耐力値は同程度であった。また、最大耐力到達後も、貫通形式の試験体と同様、梁フランジおよびウェブの局部座屈の成長とともに、緩やかに耐力が低下する挙動を示した。これより、片貫通形式の試験体では、梁が鋼管の片側しか貫通および隅肉溶接がなされていないため、貫通形式よりも梁の固定度が低くなることが予想されたが、梁の剛体回転に対して、充填コンクリートの支圧抵抗および孔内コンクリートの2面せん断抵抗が有効に働き、梁を拘束することで、十分に梁が塑性化し、高い変形性能を有することができたものと推察される。

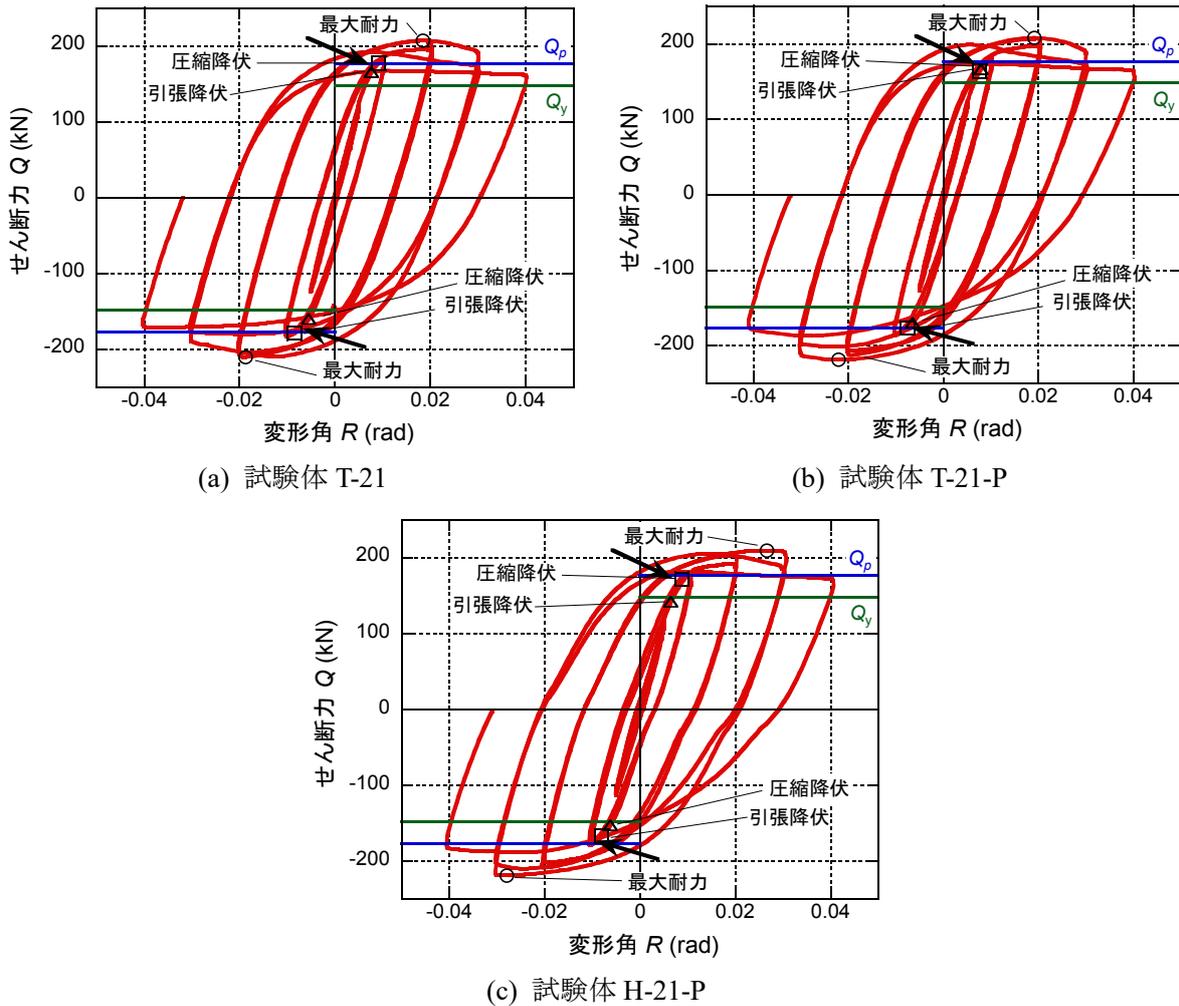


図4 せん断力 Q —変形角 R 関係

(2) 耐力の比較

実験で得られた降伏耐力($exp Q_y$)と最大耐力($exp Q_{max}$)と、鋼梁の降伏曲げ耐力($b M_y$)と全塑性曲げ耐力($b M_p$)、およびそれらから算定される架構の降伏耐力($b Q_y$)と終局耐力($b Q_p$)との比較を表6に示す。また、CFT 指針式で求めたCFT柱の終局曲げ耐力($c M_u$)を併せて示す。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とした。また、梁端荷重への換算は曲げ耐力を鋼管表面から梁端載荷点までの距離(=1040.75mm)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、ウェブフィレット部は無視している。

降伏耐力は、貫通形式の試験体 T-21, T-21-P で、実験値が計算値の1.1倍程度であり、実験値と計算耐力がよく対応していた。片貫通形式の試験体 H-21-P では実験値が計算値をわずかに下回っており、初期の耐力発現性がやや悪かったが、その差は4%程度であり、全ての試験体で10%程度の範囲内で降伏耐力の評価ができていた。終局耐力は、貫通形式の試験体 T-21, T-21-P および

表6 実験値と計算耐力の比較

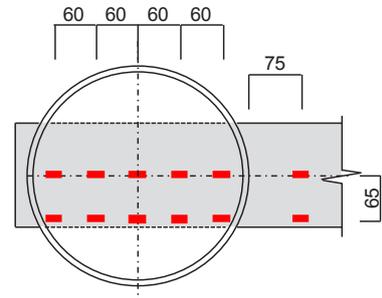
	$exp Q_y$ (kN)	$b M_y$ (kN)	$b Q_y$ (kN)	$exp Q_y / b Q_y$	$exp Q_{max}$ (kN)	$b M_p$ (kNm)	$b Q_p$ (kN)	$exp Q_{max} / b Q_p$	M_{cu} (kNm)
T-21	160	154	148	1.081	207	184	177	1.169	292
T-21-P	164			1.108	208			1.175	292
H-21-P	142			0.959	210			1.186	294

片貫通形式の試験体 H-21-P のいずれも実験値が計算値の 1.2 倍程度であり，計算耐力が実験値を大きめの安全側に評価ができていた．これは実験値が最大耐力に到達した $R=0.03$ rad では，鋼材の一部がひずみ硬化領域に達することや，梁端の破壊領域が拡がりを持っており変形の回転中心が載荷点側に移動しているためであると推察される．

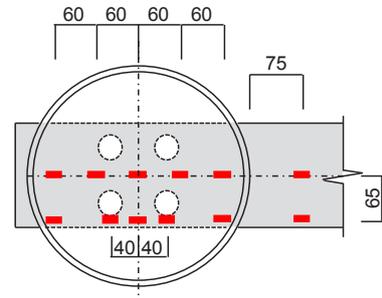
(3) 接合部パネル内の梁フランジ表面のひずみ分布

図 6 に鋼梁フランジ中央，図 7 に鋼梁フランジ端の接合部パネル内における鋼梁フランジ表面のひずみ分布を示す．ひずみゲージは梁の上側フランジの上表面に貼付しており，図 5 に貼付位置を示す．なお，接合部パネルの外側の梁フランジのひずみも含めた分布として比較するため，鋼管最外縁から梁側へ 75mm の位置のひずみ値も示している．図の縦軸はひずみで，横軸は鋼管の中心からの距離を示し，横軸は鋼梁側を正，鋼梁と反対側を負の値として表記している．なお，ひずみの値は，変形角 $R=\pm 0.005, \pm 0.01, \pm 0.02$ rad のそれぞれ 1 回目のサイクルの値である．降伏ひずみに到達した後のひずみは白抜きの点で示し，隣り合う点と破線でつないでいる．図中の桃色の破線は引張試験結果より求めた鋼梁フランジの降伏ひずみを示しており，鋼管壁とフランジ孔の位置をそれぞれ黒色の太線と黄色のハッチングで示している．

鋼梁フランジが曲げ圧縮側となる時は，いずれの試験体も，接合部パネル内ではひずみの値は小さいままであった．鋼梁フランジの圧縮力が充填コンクリートに伝達され，圧縮に抵抗することができるため，接合部パネル内の鋼梁フランジが負担する圧縮力が小さくなったものと考えられる．



(a) 試験体 T-21



(b) 試験体 T-21-P

図 5 ゲージ貼付位置

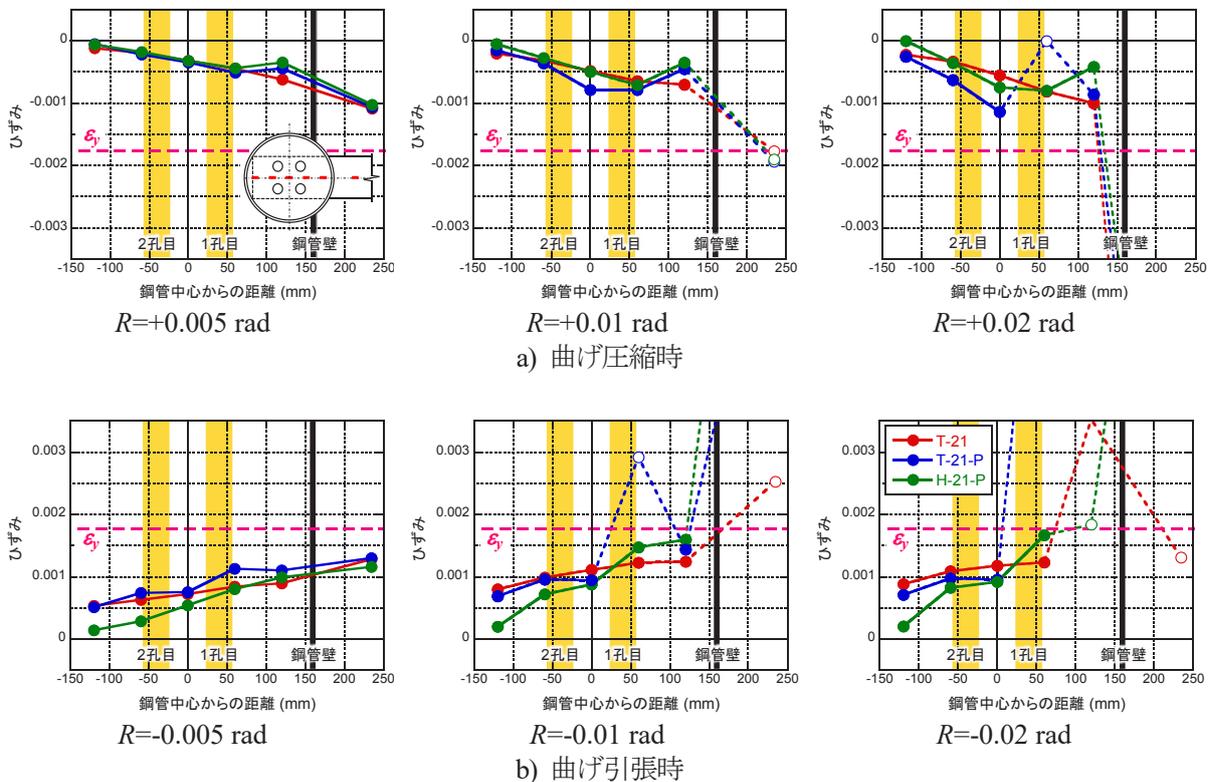


図 6 接合部パネル内フランジ中央のひずみ分布

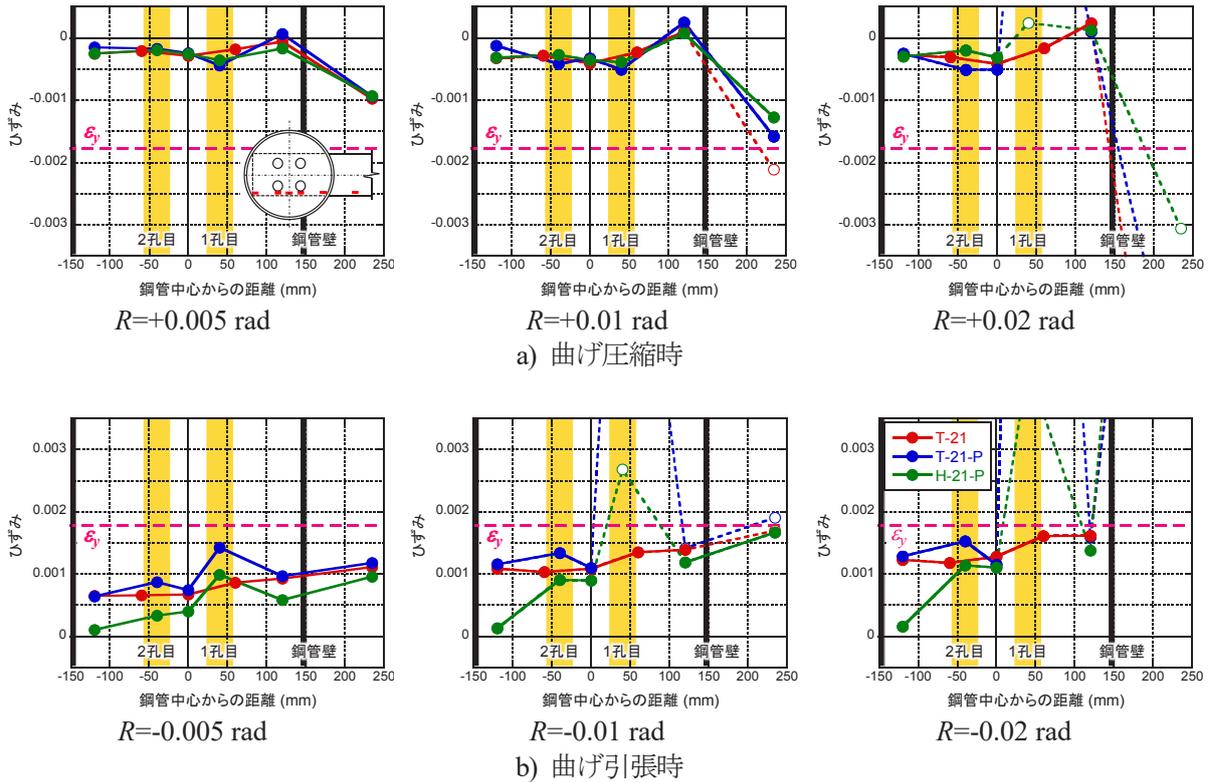


図7 接合部パネル内フランジ端のひずみ分布

一方、鋼梁フランジが曲げ引張側となる時は、接合部パネル内の梁フランジに孔を設けた試験体 T-21-P と試験体 H-21-P で、1 孔目付近にひずみ集中が生じていた。曲げ引張側の孔のない試験体 T-21 ではひずみ分布が線形であるのに対して、 $R = -0.005 \text{ rad}$ 時にはひずみ集中が生じ始めており、 $R = 0.01 \text{ rad}$ のサイクルで接合部パネル外の鋼梁フランジの降伏時とほぼ同じ変形角時に降伏ひずみに達した。さらに 1 孔目付近では、降伏ひずみに達した後も曲げ引張側でひずみが大きく増大したが、これを要因とした耐力の低下は確認されなかった。これより、本実験で接合部パネル内の梁フランジに設けた孔は、その周辺でひずみ集中が生じるものの接合部性能の低下を招かない、許容できる孔径であったことが推察される。また、片貫通形式の試験体 H-21-P は梁と反対側の鋼管部分で梁の貫通および隅肉溶接がされておらず、鋼管と梁フランジが直接応力を伝達できないため、鋼管中心から -120 mm の位置の曲げ引張時のひずみは貫通形式の他の 2 試験体と比較すると非常に小さく、ほぼ 0 であった。しかし、鋼管中心から 0 mm の位置では貫通形式の他 2 試験体と同等のひずみが生じており、この間では充填コンクリートの支圧抵抗や孔内コンクリートの 2 面せん断抵抗などが、フランジからの引張力に抵抗していたものと推察される。

(4) 接合部パネル部の鋼管表面の主応力分布

試験体 3 体の接合部パネル部南面の鋼管中心から載荷点側へ 112.5 mm の位置の梁せい中心、および中心から上下 $75, 150 \text{ mm}$ の位置の計 5 箇所貼付した 3 軸ゲージによって測定され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。

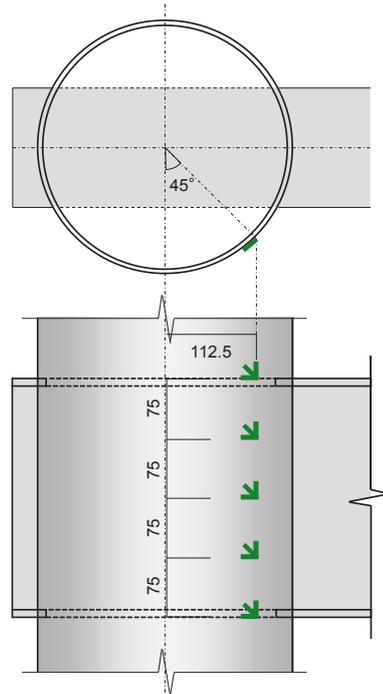


図8 ゲージ貼付位置 (試験体 T-21)

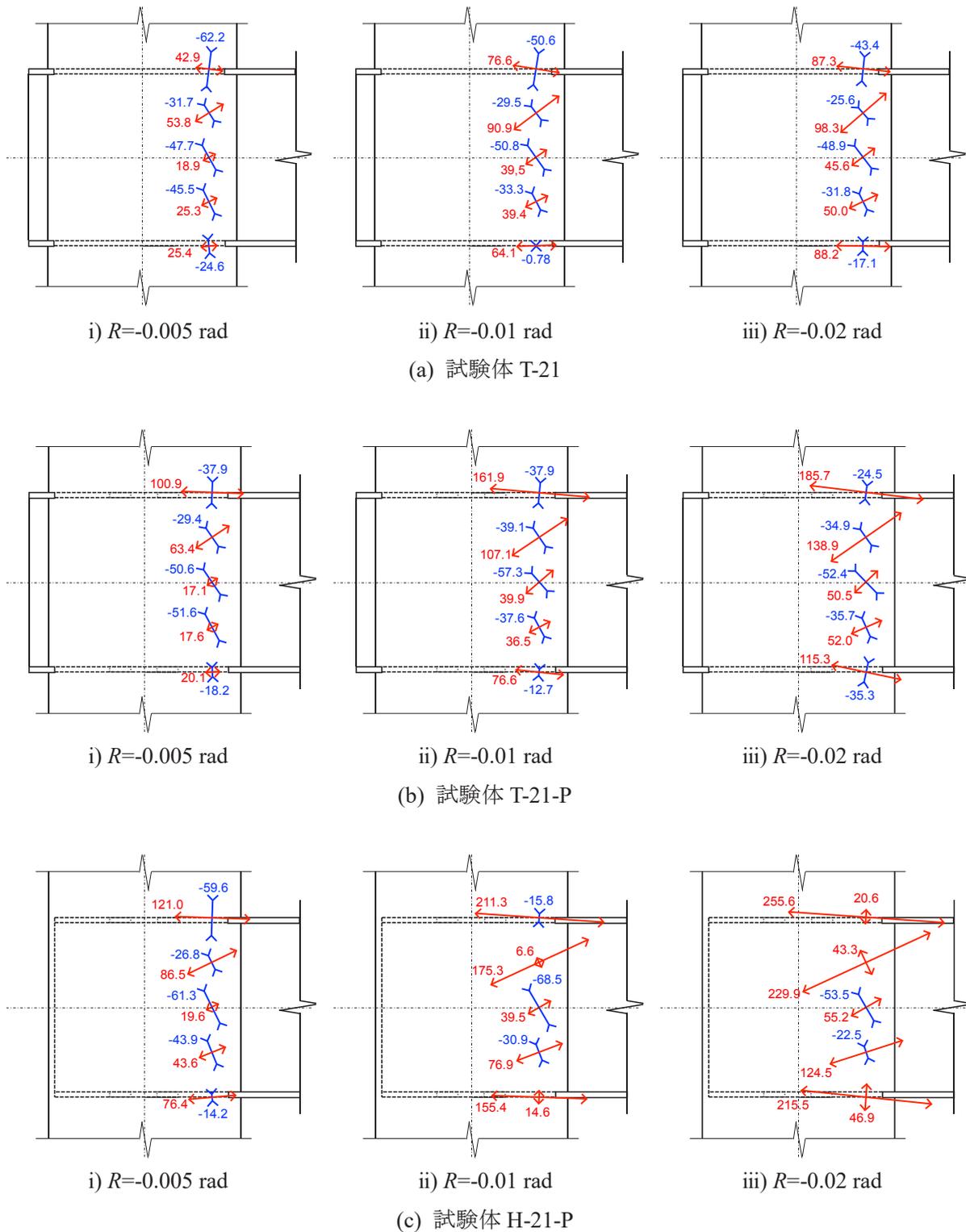


図9 接合部パネル部の鋼管表面の主応力 (MPa)

図9に、負側載荷時の変形角 $R=-0.005$ 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、全ての試験体で最大主応力は引張応力であった。いずれの変形角でも主応力の方向に試験体間の大きな差は無く、引張フランジと同じ高さではフランジの方向を向いたほぼ水平で、そ

の 75mm 下方の最大主応力も引張フランジの方向を向いており、鋼管周方向の引張応力が卓越していた。鋼管周方向の引張応力の大きさは、 $R=-0.005$ rad 時から試験体 H-21-P, T-21-P, T-21 の順に大きく、それらの差は変形角が大きくなるに従い増大していた。この内、貫通形式の試験体 T-21-P では前項で示したように曲げ引張側のフランジ孔付近にひずみ集中が生じ、梁フランジから柱鋼管へ直接伝達される引張力が増大することで、フランジ孔のない試験体 T-21 よりも、接合部パネルの曲げ引張側で鋼管周方向の引張応力が増大したと推察される。

一方で、曲げ圧縮側の圧縮フランジと同じ高さでは、全ての試験体で、おおよそ圧縮フランジの方向を向く引張応力が卓越していた。これは、鋼梁上下の充填コンクリートによる支圧領域の形成に伴う圧縮フランジ付近のコンクリートの横方向への膨張に対し、圧縮フランジと同じ高さで鋼管が周方向の引張応力で抵抗するためであると推察される。

また、片貫通形式の試験体 H-21-P では曲げ引張側と曲げ圧縮側の双方で、鋼管の周方向の引張応力が他の 2 体よりも大きくなっていった。これは鋼管を 2 か所で貫通している試験体では梁と反対側の鋼管部分で隅肉溶接されているため、フランジからの圧縮力や引張力を有効に抵抗することができるが、片貫通形式の試験体 H-21-P では鋼梁からの曲げモーメントに対して、片側の隅肉溶接がない分、充填コンクリートの支圧抵抗による応力伝達が卓越しており、支圧抵抗に伴うコンクリートの横方向の膨張の度合いが大きく、パネル部のフランジ付近で鋼管表面に生じる引張応力が増大するためであると推察される。

4. まとめ

本報では、柱に円形鋼管を用いた円形 CFT 柱と H 形鋼梁の梁貫通形式柱梁接合部において、接合部パネル内の梁フランジに孔を設けた場合の基本的な構造性能を明らかにすることを目的として、接合部パネル内の梁フランジに設けた孔の有無、および梁の貫通形式を実験変数として、ト字形架構試験体 3 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をまとめて統括する。

- 1) 荷重－変形角関係の履歴挙動は、片貫通形式の試験体 H-21-P でのみ、梁端荷重除荷後の再載荷直後の領域で履歴ループにややくびれが見られるが、いずれの試験体も紡錘形のエネルギー吸収性能の良い履歴形状を示し、最大耐力は計算終局耐力を上回っていた。また、いずれの試験体も最大耐力到達後は、鋼梁フランジおよびウェブの局部座屈の成長とともに緩やかに耐力が低下した。
- 2) 接合部パネル内の鋼梁フランジ表面のひずみは、鋼梁フランジが曲げ圧縮側となる時はいずれの試験体もひずみは小さく、フランジの圧縮力が主に充填コンクリートにより伝達されることがわかった。鋼梁フランジが曲げ引張側となる時は梁の貫通形式によらず、接合部パネル内に設けた載荷点に近い側の孔付近でひずみ集中が生じたが、ひずみ集中を要因とした耐力の低下は確認されなかった。
- 3) 接合部パネル部の鋼管表面の応力分布は、曲げ引張側ではいずれの試験体も、引張フランジの方向を向く鋼管周方向の引張応力が卓越しており、接合部パネル内の梁フランジに孔を設けている試験体で引張応力が大きい傾向が見られた。曲げ圧縮側ではいずれの試験体も、圧縮フランジと同じ高さの鋼管表面で鋼管周方向への引張応力が卓越しており、片貫通形式の試験体 H-21-P の曲げ圧縮側における周方向の引張応力が貫通形式の試験体と比較して大きいことより、片貫通形式の試験体では充填コンクリートの支圧抵抗による応力伝達が卓越することでコンクリートが膨張し、鋼管周方向の引張応力が大きくなっているものと考えられる。

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) 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) Fujinaga, T. and Clifton, C.G., Performance of Orthogonal Direction on Continuous Beam Type CFST Beam-to-Column Connection, Proceedings of 17WCEE, Sep. 2020
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 安藤希，本田烈，藤永隆：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，神戸大学都市安全研究センター研究報告，第 27 号，pp.32-44，2023 年 3 月

筆者：1) 土屋祐介，工学部建築学科，学生；2) 安藤 希，工学研究科建築学専攻，大学院生；3) 本田烈，工学研究科建築学専攻，大学院生；4) 藤永 隆，工学研究科建築学専攻，教授

Experimental Study on Structural Performance of Through Beam Type Circular CFST Beam-to-column Connections with Perforations in the Connection Panel Flanges

Yusuke Tsuchiya
Nozomi Ando
Retsu Honda
Takashi Fujinaga

Abstract

Continuous beam-type connections between concrete-filled steel tube columns and I-section steel beams have the disadvantage that the area of the openings for concrete filling becomes smaller due to the existence of the continuous beams. In this study, perforations were made in the beam flanges in the connection panel to improve the fill-ability of concrete. To investigate the structural performance of continuous beam-type circular CFST beam-to-column connections with perforations for filling concrete, an experimental study was conducted using T-shaped sub-assembly specimens with the experimental parameter of beam fixing type. All specimens exhibited a beam yielding type of mechanism, showing a large hysteresis loop with high energy absorption capacity. For specimens with perforations in the beam flange, strain concentration was observed near the perforations when a tensile force was applied to the beam flange. However, no deterioration in hysteretic behavior due to this factor was observed.

©2024 Research Center for Urban Safety and Security, Kobe University, All rights reserved.