

# 二方向力を受けるコンクリート充填角形鋼管柱— 鉄骨梁接合部の力学的挙動に関する研究

吉村 鉄也<sup>1)</sup> 横山 幸夫<sup>2)</sup> 小林 光博<sup>3)</sup>

コンクリート充填鋼管柱（CFT）は、鋼管柱にコンクリートを充填することによりその耐力および変形能力が増大する。構造特性に優れた構造として、各分野でその構造特性および耐火性についての研究が積極的に行われている。本研究は、コンクリートの充填性および溶接組立箱形断面柱（Box柱）の施工性に着目し、立体骨組架構試験体の二方向載荷実験によりCFT柱製作の合理化を図るための基礎資料を得た。

キーワード：コンクリート充填角形鋼管柱，二方向載荷，かど溶接，柱梁接合部補強形式

## はじめに

コンクリート充填鋼管柱と鉄骨梁の柱梁接合部に関しては、コンクリートの充填性を確保し、梁の応力を円滑に柱に伝達できる柱梁接合部の補強形式について、種々の技術開発が行われている<sup>1)</sup>。しかし、現在までに行われている柱梁接合部の補強方法に関する研究は一方向力を受ける平面架構に関するものであり、二方向力を受ける柱梁接合部の力学的挙動については不明な点が多く、研究資料は乏しい。したがって、コンクリート充填鋼管柱—鉄骨梁接合部に関して、二方向力が接合部に与える影響を実験および理論解析により解明することは合理的でかつ、加工性に優れた接合部の補強方法を確立する上で重要であると考えられる。

本研究は、柱を角形鋼管柱とした柱梁立体部分骨組架構試験体の二方向載荷実験を行い、柱梁接合部の力学的挙動を解明することを目的とする。

## 1. 実験計画

### 1.1 試験体

試験体の形状および寸法を図-1に、また、試験体一覧を表-1に示す。試験体は実物大の約1/2～

1/3スケールとし、柱は□-300×300×28、梁はBH-425×175×9×16とする立体部分骨組架構試験体である。A梁とB梁およびC梁とD梁には補強梁(H-200×100×9×9)を連結し、梁の面

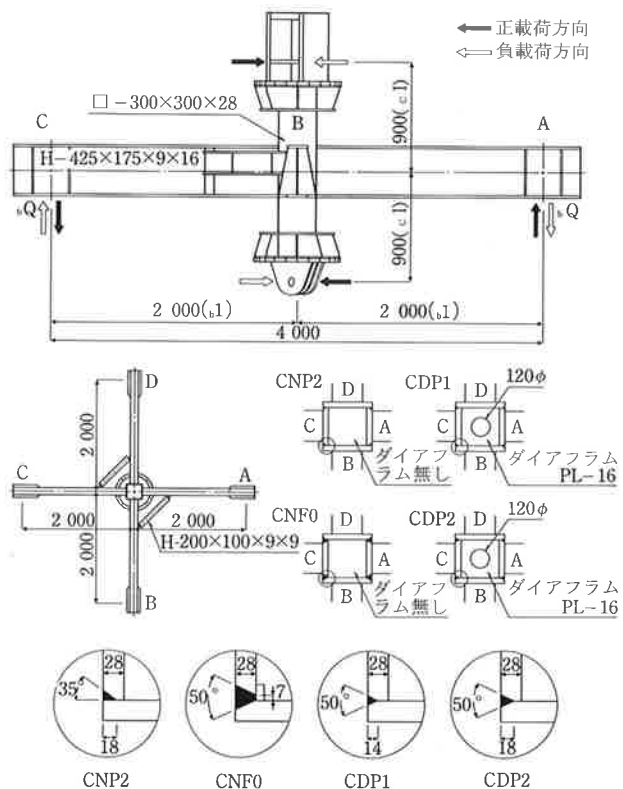


図-1 試験体の形状および寸法

1) 建築技術研究室 2) 東京工場技術部次長 3) 東京工場技術部技術課係長

表-1 試験体一覧 (単位: mm)

試験体名	柱		ダイアフラム		梁 BH- $b_H \times b_B \times b_t \times b_r$
	$\square - c_B \times c_B \times c_t$	のど厚 a	板厚 d <sub>t</sub>	孔径 d <sub>B</sub>	
CNF0	$\square - 300 \times 300 \times 28$	28( $c_t$ )	-	-	BH-425×175×9×16
CNP2	$\square - 300 \times 300 \times 28$	18( $2c_t/3$ )	-	-	BH-425×175×9×16
CDP1	$\square - 300 \times 300 \times 28$	14( $c_t/2$ )	16	120φ	BH-425×175×9×16
CDP2	$\square - 300 \times 300 \times 28$	18( $2c_t/3$ )	16	120φ	BH-425×175×9×16

外変形を防止している。実験変数は内ダイアフラムの有無および柱かど溶接ののど厚とし、合計4体の実験を行った。

CNF0およびCNP2試験体は、内ダイアフラムの無い柱梁接合部無補強形式の試験体である。柱かど溶接は、CNF0試験体は完全溶込溶接とし、CNP2試験体はのど厚を  $2/3c_t$  ( $c_t$ : 柱の板厚) とした部分溶込溶接としている。

CDP1およびCDP2試験体は、円形の孔を持つ内ダイアフラムによる柱梁接合部補強形式の試験体である。柱かど溶接は、CDP1試験体はのど厚を  $1/2c_t$  とし、CDP2試験体は  $2/3c_t$  とした部分溶込溶接としている。

すべての試験体においてコンクリートを柱上方から打設し、柱に充填した。なお、試験体を使用した鋼材、かど溶接の溶着金属およびコンクリートの素材試験結果を表-2~4にそれぞれ示す。

表-2 鋼材の機械的性質

試験片 (鋼種)	降伏応力 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び EI (%)	使用箇所
PL-9 (SM490A)	420.8	563.0	23.5	CNP2 梁 (W)
PL-9 (SM490A)	408.2	561.6	24.8	CNF0, CDP1, CDP2 (W)
PL-16 (SM490A)	398.4	549.5	24.5	CNP2 (F, D)
PL-16 (SM490A)	367.5	538.2	28.1	CNF0, CDP1, CDP2 (F, D)
PL-28 (SM490A)	365.1	528.5	29.4	CNP1 (C)
PL-28 (SM490A)	358.3	524.3	30.9	CNF0, CDP1, CDP2 (C)

W : 梁ウェブ, F : 梁フランジ, D : ダイアフラム, C : 柱スキムプレート

表-3 溶着金属の機械的性質

試験片	降伏応力 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	採取箇所
a-1	540.9	591.4	CNP2 柱かど溶接
a-3	506.4	609.6	CNF0 柱かど溶接 CDP1 柱かど溶接 CDP2 柱かど溶接

表-4 コンクリートの機械的性質

試験片	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_c \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 $\sigma_{st}$ (N/mm <sup>2</sup> )	採取箇所
C-1	27.3	2.3	1.9	CNP2
C-2	20.4	2.4	2.1	CDP2
C-3	20.8	2.1	2.3	CNF0 CDP1

### 1.2 載荷方法

図-2に加力サイクル、図-3に変位測定方法を示す。載荷方法は柱頭をローラ支持、柱脚をピン支持し、各梁に取り付けたオイルジャッキ（能力：荷重±50tf、ストローク±15cm）AとBならびにCとDの荷重を連動し、柱梁立体部分骨組架構に斜め45度方向の正負繰り返し水平力が作用する応力状態を再現させた。また、柱軸力は導入していない。載荷は架構の斜め45度方向の層間変形角( $R_t$ )で±0.005, ±0.01, ±0.015, ±0.02, ±0.025, ±0.03, ±0.04, ±0.05rad.を目標値とし、オイルジャッキの性能限界まで各3サイクルの正負繰り返し載荷を行った。

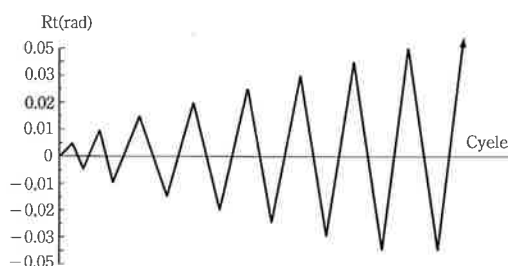


図-2 加力サイクル

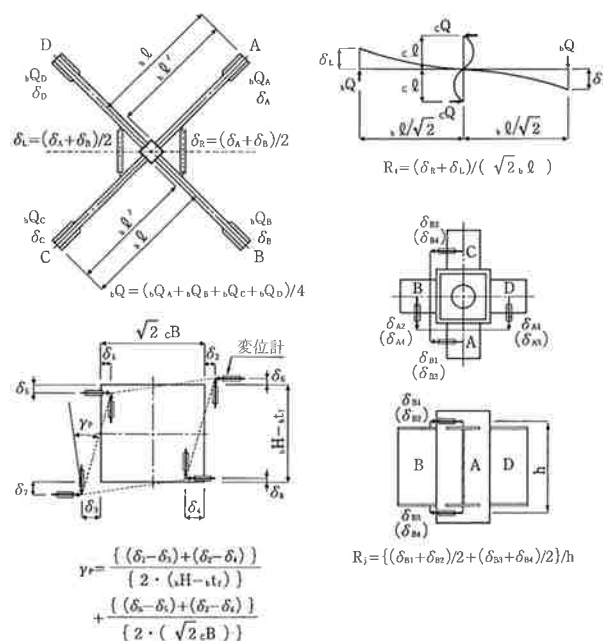


図-3 変位測定方法

2. 実験結果

2.1 履歴性状

図-4~7に各試験体各部位の履歴曲線および荷

重-累積変形曲線を示す。

(1) CNF0 および CNP2 試験体

層間変形角( $R_i$ )の履歴曲線は両試験体とも $R_i = +0.015\text{rad}$ より紡錘形からややスリップ形に

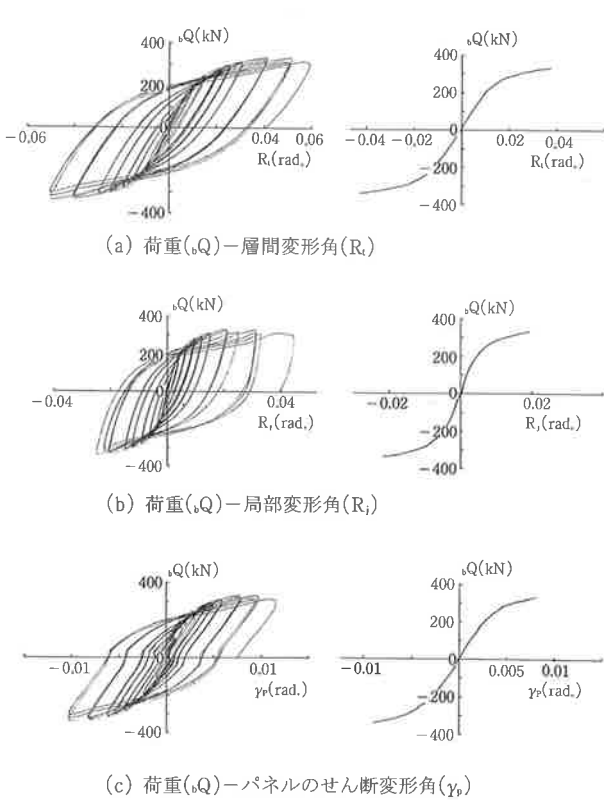


図-4 CNF0 の履歴性状

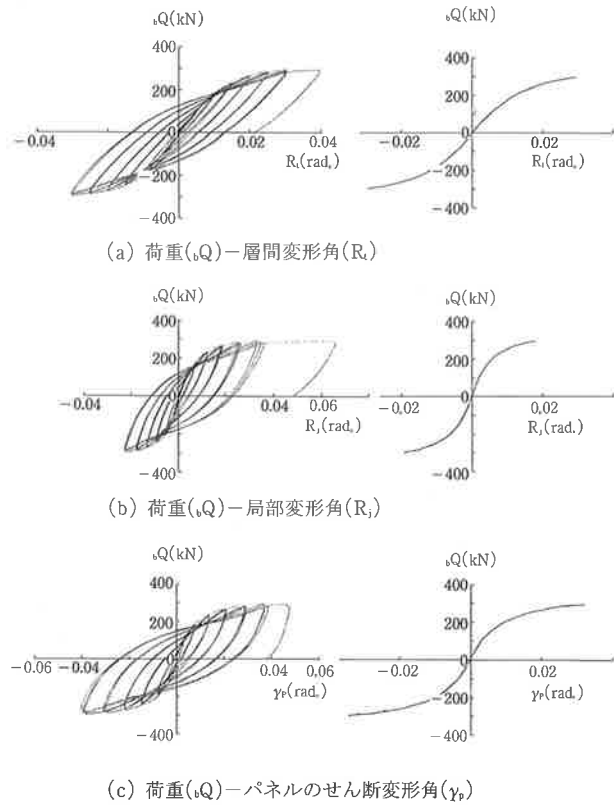


図-5 CNP2 の履歴性状

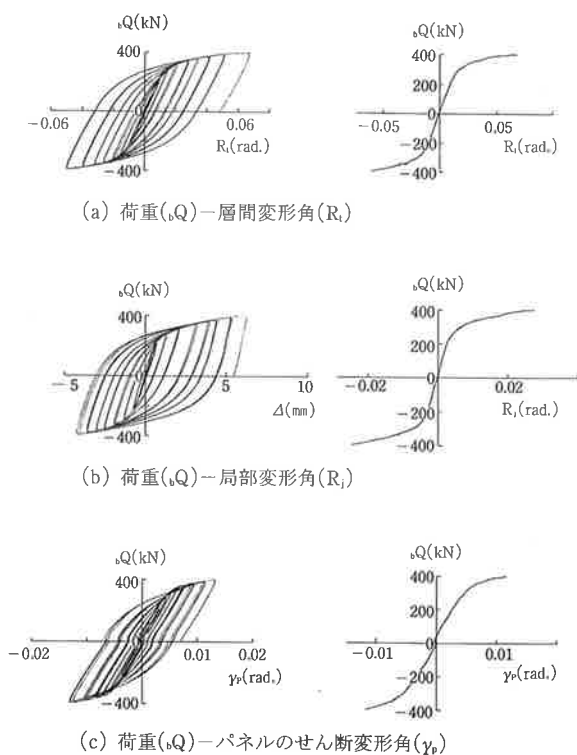


図-6 CDP1 の履歴性状

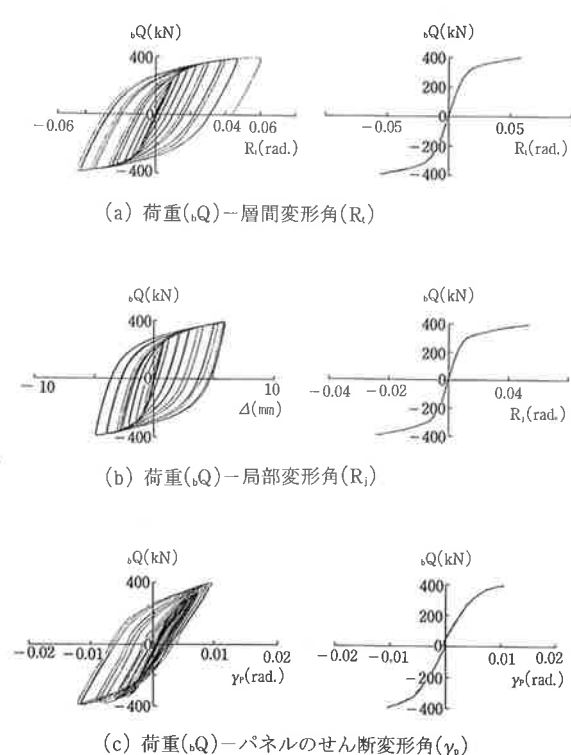


図-7 CDP2 の履歴性状

移行するが、CNF0においては $R_t = \pm 0.05\text{rad}$ まで、CNP2においては $R_t = \pm 0.03\text{rad}$ まで安定した履歴特性を示している(図-4(a), 図-5(a))。

接合部の局部変形角( $R_t$ )の履歴曲線について、CNF0は $R_t = +0.02\text{rad}$ より、CNP2は $R_t = +0.015\text{rad}$ よりややスリップ形となり、CNF0で $R_t = \pm 0.04\text{rad}$ からスリップ形が顕著となった。CNP2でも $R_t = \pm 0.03\text{rad}$ からスリップ形が顕著となったが、これは管壁に生じた亀裂(写真-2)の影響である。CNF0で $R_t = \pm 0.05\text{rad}$ まで、CNP2で $R_t = \pm 0.04\text{rad}$ までは安定した履歴特性を示している(図-4(b), 図-5(b))。

接合部パネルのせん断変形角( $\gamma_p$ )は両試験体とも $R_t = +0.02\text{rad}$ から明瞭な降伏現象が見られるが、これは接合部の局部変形の影響である(図-4(c), 図-5(c))。

(2) CDP1 および CDP2 試験体

層間変形角( $R_t$ )の履歴曲線は両試験体とも $R_t = +0.05\text{rad}$ まで安定した紡錘形の履歴を示す(図-6(a), 図-7(a))。

接合部の局部変形角( $R_t$ )の履歴曲線はCDP1のB面において梁端接合部の降伏による影響のため、 $R_t = +0.015\text{rad}$ で局部の変形が著しくなるが、その他の面とCDP2においては $R_t = +0.05\text{rad}$ まで紡錘形の安定した履歴特性を示している(図-6(b), 図-7(b))。

接合部パネルのせん断変形角( $\gamma_p$ )はほとんど弾性範囲に留まっている(図-6(c), 図-7(c))。

2.2 柱かど溶接の変形

図-8に柱かど溶接の変形測定位置、図-9にCDP1およびCDP2の柱かど溶接の荷重-累積せん

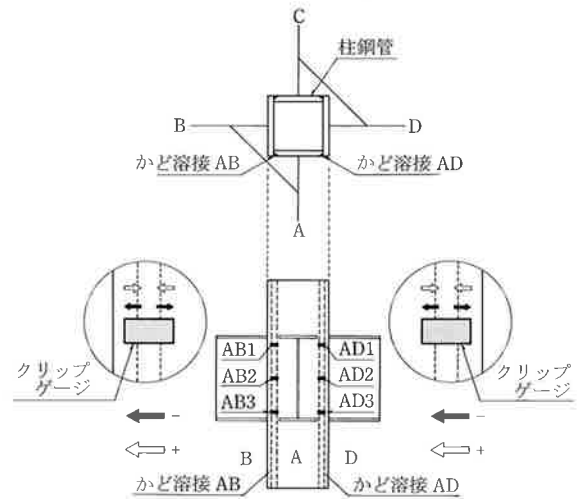


図-8 変形測定位置

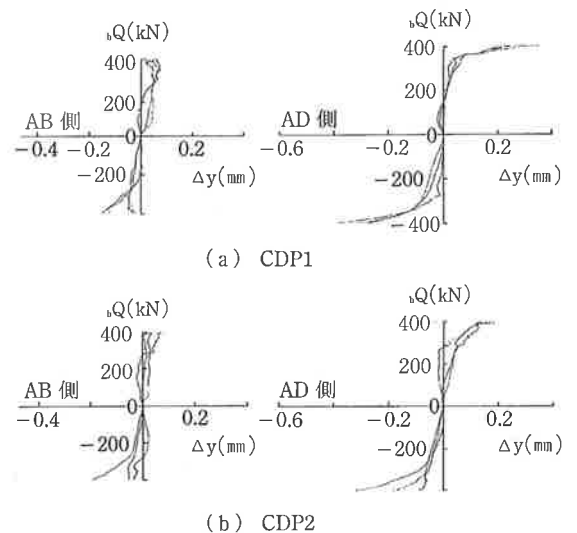


図-9 荷重 ( $\pm Q$ ) -せん断ずれ変形 ( $\Delta y$ ) 累積曲線

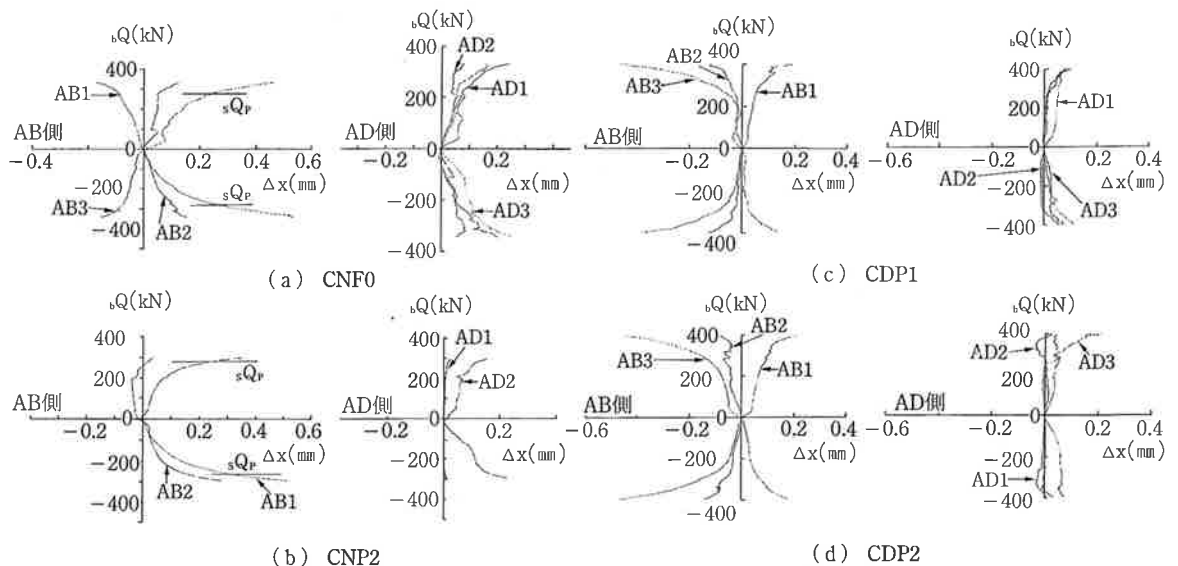


図-10 荷重 ( $\pm Q$ ) -開口変形 ( $\Delta x$ ) 累積曲線

断ずれ変形関係を、図-10に各試験体の柱かど溶接の荷重-開口変形関係をそれぞれ示す。

柱かど溶接のせん断ずれ変形( $\Delta y$ )はかど溶接AD側で明瞭な降伏現象を示している。

柱かど溶接の開口変形( $\Delta x$ )は、各試験体とも柱かど溶接AB側の梁フランジの近傍ではAD側に比べて開口変形が大きく、明瞭な降伏現象が見られた。これは無補強形式の柱梁接合部(CNF0, CNP2)では局部変形の影響が大きいためと考えられ、それは図中に示す局部全塑性耐力の解析値、 $Q_p$ (後述の3.1項参照)からも明らかである。また、ダイアフラム補強形式の柱梁接合部(CDP1, CDP2)ではかど溶接が降伏した後に開口変形が( $\Delta x$ )大きくなったものと考えられる。

### 2.3 破壊状況

図-11に代表的な梁端接合部の亀裂を、写真-1~4に試験体の破壊状況をそれぞれ示す。

#### (1) CNF0 および CNP2 試験体 (図-11(a))

CNF0では $R_t = +0.025\text{rad.}$ で、CNP2では $R_t = -0.02\text{rad.}$ で梁の引張側となるフランジにおいて柱鋼管側の溶接止端部に亀裂aが生じた。その後、両試験体とも $R_t = +0.030\text{rad.}$ になると今度はフランジ幅方向に亀裂bが生じ、繰り返し载荷によって全幅まで進展した。最終破壊は、CNF0では $R_t = -0.040\text{rad.}$ でフランジの局部座屈が観察された後、 $R_t = +0.059\text{rad.}$ のA梁下フランジの破断であり(写真-1)、CNP2では $R_t = +0.04\text{rad.}$ のB梁下フランジ右側の柱かど溶接部の長さ22.6cmの亀裂であった(写真-2)。

#### (2) CDP1 および CDP2 試験体 (図-11(b))

両試験体ともまず、 $R_t = +0.04\text{rad.}$ において梁フランジ梁側の溶接止端部に亀裂aが生じた。その亀裂は $R_t = 0.05\text{rad.}$ の1サイクルで溶接開先面に

沿った亀裂bに進展し、繰り返し载荷によって梁フランジに局部座屈が生じた。最終状況は、CDP1は $R_t = 0.05\text{rad.}$ の終了後、オイルジャッキのストロークの限界まで一方向载荷し、 $R_t = +0.067\text{rad.}$ で実験を終了した(写真-3)。CDP2は $R_t = +0.06\text{rad.}$ でD梁に横座屈が生じ、ストローク限界となったため、実験を終了した(写真-4)。



写真-1 CNF0 接合部局部の破断

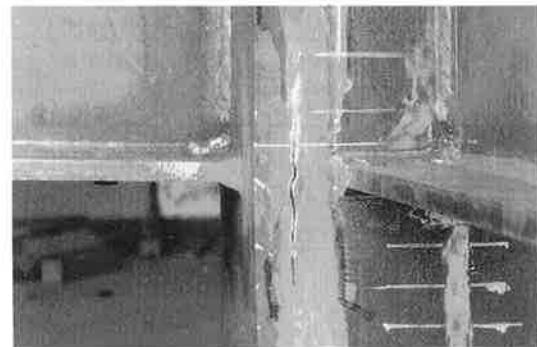


写真-2 CNP2 管壁の亀裂



写真-3 CDP1 梁端接合部の亀裂



写真-4 CDP2 梁端接合部の亀裂

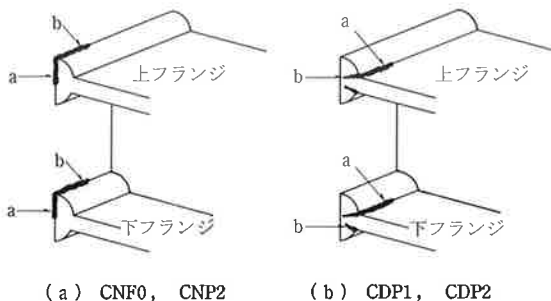


図-11 梁端接合部の亀裂

### 3. 耐力評価と考察

#### 3.1 接合部の局部耐力

柱梁接合部の局部変形の影響が大きかった無補強形式CFT試験体CNF0およびCNP2に対しての全塑性耐力，最大耐力の解析結果を表-5，表-6にそれぞれ示す。

表-5 局部全塑性耐力

試験体	載荷方向	面の取合いタイプ1			面の取合いタイプ2		
		実験値	解析値	実験値 解析値	実験値	解析値	実験値 解析値
		A面 (kN)	$sQ_p$ (kN)		B面 (kN)	$sQ_p$ (kN)	
CNF0	正載荷	296.8	292.4	1.01	296.8	292.4	1.01
	負載荷	296.8	292.4	1.01	289.1	292.4	0.99
CNP2	正載荷	256.0	277.4	0.92	262.5	256.1	1.03
	負載荷	262.5	277.4	0.95	268.5	256.1	1.05

表-6 局部最大耐力

試験体	載荷方向	面の取合いタイプ1			面の取合いタイプ2		
		実験値	解析値	実験値 解析値	実験値	解析値	実験値 解析値
		A面 (kN)	$sQ_p$ (kN)		B面 (kN)	$sQ_p$ (kN)	
CNF0	正載荷	330.8	341.5	0.97	330.8	341.5	0.97
	負載荷	340.8	341.5	1.00	340.8	341.5	1.00
CNP2	正載荷	295.9	307.9	0.96	295.9	278.1	1.06
	負載荷	296.7	307.9	0.96	296.7	278.1	1.07

#### (1) 全塑性耐力

柱かど溶接の開口変形を踏まえ，接合部の局部全塑性耐力時にはAおよびB梁のフランジが外側に变形する場合，CおよびD梁のフランジが内側に变形するため，かど溶接部ADおよびBCの塑性回転変形を無視し，かど溶接部ABおよびCDには塑性回転変形 $2\theta_1$ が生じると仮定する（図-12）。このことからCNP2を例にとり，図-13に示す降伏メカニズムを仮定する。また，CNP2の柱かど溶接は部分溶込溶接であり，その位置によってAおよびC面を面の取り合いタイプ1，BおよびD面をタイプ2として解析を行う（図-13）。解析の結果，局部全塑性耐力について，実験値と解析値

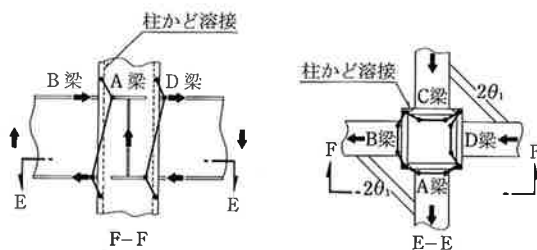


図-12 降伏メカニズムの面の取り合い

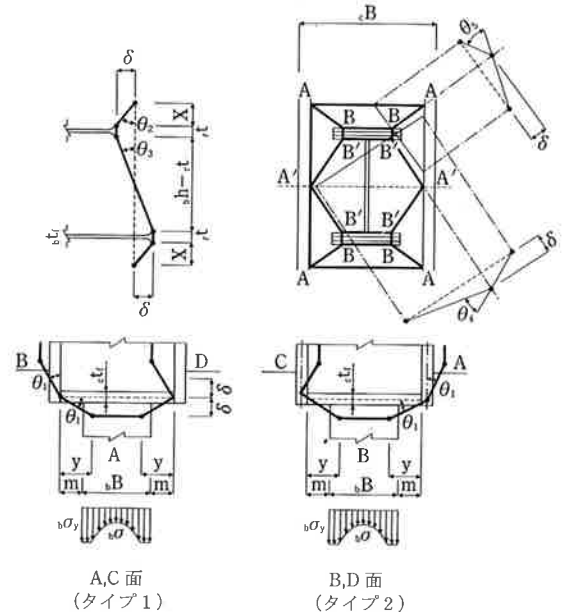
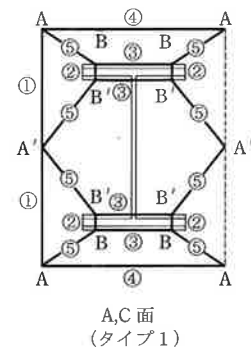


図-13 降伏メカニズム

の比を算定すると，両試験体とも破壊を生じた面の取り合いタイプ1では0.92から1.01(平均0.97)となり，実験値と解析値の対応は良好であった（表-5）。

#### (2) 最大耐力

局部最大耐力に関しては，降伏メカニズムにおいて仮定した全塑性曲げ耐力線が順次，最大曲げ耐力線に移行する多段階の崩壊ステップを考慮する耐力評価方法が提案されている<sup>2)</sup>。これに倣い，五段階の崩壊ステップを仮定し，それぞれ解析を行う（図-14）。解析の結果，局部最大耐力について，実験値と解析値の比を算定すると崩壊ステ



崩壊機構ステップ	全塑性曲げ耐力線	最大曲げ耐力線
1	②+③+④+⑤	①
2	③+④+⑤	①+②
3	④+⑤	①+②+③
4	⑤	①+②+③+④
5		①+②+③+④+⑤

図-14 崩壊機構

ップ2で、面の取り合いタイプ1では0.96から1.00(平均0.97)となり対応が最も良好であった(表-6)。

### 3.2 梁端接合部の耐力

梁端接合部の降伏現象が明瞭に現れた試験体CDP1およびCDP2に対しての全塑性耐力( $bQ_p$ )、最大耐力( $bQ_u$ )の解析結果を表-7に示す。

表-7 梁端接合部の耐力

試験体	載荷方向	実験値 (kN)		解析値 (kN)		実験値/解析値	
		$bQ_p$	$bQ_u$	$bQ_p$	$bQ_u$	$bQ_p$	$bQ_u$
CDP1	正載荷	300.5	399.1	284.4	389.1	1.06	1.03
	負載荷	310.2	394.2	284.4	389.1	1.09	1.01
CDP2	正載荷	300.4	395.2	281.6	389.8	1.07	1.01
	負載荷	294.3	399.1	281.6	389.8	1.05	1.02

#### (1) 全塑性耐力

内ダイアフラムによる補強形式CFTの梁端接合部の全塑性耐力に関しては参考文献3によると、図-15に示すモデルが示されており、このうち梁フランジの降伏後に接合部が局部全塑性状態となる場合(図中  $b_t\sigma > b_t\sigma_y$  の場合)において(1)式が提案されている。

$$bQ_y = \{b_t\sigma_y \cdot b \cdot B \cdot t_f \cdot h + b_w\sigma_y \cdot b_w \cdot x_2 \cdot (h - t_f - x_2)\} / b \cdot l' \quad (1)$$

ここで $x_2$ は参考文献3における柱梁接合部の局部全塑性耐力時の算定で得られた値を用いる。実験値と解析値の比を見ると、正および負載荷でCDP1は1.06および1.09, CDP2は1.07および1.05であり、いずれにおいても良好な対応を示した。

#### (2) 最大耐力

梁ウェブの応力状態は梁端接合部の全塑性状態以後も変化しないと考え、梁の材端モーメントが増大すると梁フランジの応力のみが増大すると仮

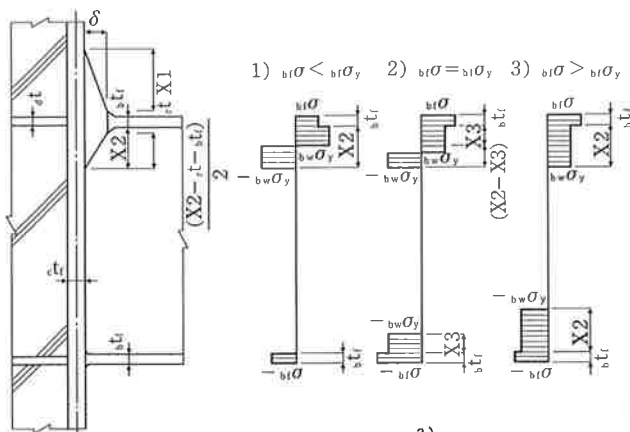


図-15 梁端の応力状態<sup>3)</sup>

定する。この仮定によれば、接合部の最大耐力は(1)式第一項の梁フランジの降伏点( $b_t\sigma_y$ )を引張強さ( $b_t\sigma_t$ )に置換すれば得られる。実験値と解析値の比を比較すると、正および負載荷でCDP1は1.03および1.01, CDP2は1.01および1.02となり、いずれにおいても良好な対応を示した。

### 3.3 柱かど溶接の耐力

柱かど溶接の耐力に関しては、梁端接合部の局部変形の影響を受けたCNF0, CNP2を除くCDP1およびCDP2について解析を行った。解析値および実験値を表-8に示す。この実験値はGeneral Yield Point法による初期折線と最大変形の1/2における第2折線との交点より決定した値である。

表-8 柱かど溶接の耐力

試験体	載荷方向	実験値 (kN)		解析値 (kN)			実験値/解析値	
		$c_wQ_y$	$c_wQ_p$	$c_wQ_y$	$c_wQ_p$	$c_wQ_u$	$c_wQ_y$	$c_wQ_p$
CDP1	正載荷	300.0	350.0	256.7	411.1	443.7	1.17	0.85
	負載荷	276.9	346.2	256.7	411.1	443.7	1.08	0.84
CDP2	正載荷	303.8	376.9	276.6	424.3	482.0	1.10	0.89
	負載荷	238.5	323.1	276.6	424.3	482.0	0.86	0.76

#### (1) 降伏耐力

柱かど溶接が接合部パネルに先行して降伏する場合の降伏耐力式として、柱かど溶接部の負担耐力( $wQ_y$ :参考文献4)と充填コンクリートの負担耐力( $cQ_y$ :参考文献5)より評価する。

参考文献4によると、図-16に示す45度方向加力が考慮されたモデルが提案されている。これにより柱かど溶接の負担耐力( $wQ_y$ )は(2)式となる。

$$wQ_y = a \cdot b \cdot h \cdot w \cdot t_f / \{b \cdot l \cdot c \cdot l' \cdot c \cdot h^2 \cdot t_f / (c \cdot l \cdot c \cdot l) - 1\} \quad (2)$$

ここで、 $b, h$ は梁フランジの応力中心間距離、 $w, l$ は柱鋼管管心から梁端の加力点までの距離、 $c, h$ は柱フランジの応力中心間距離、 $l'$ は梁ウェブ中心か

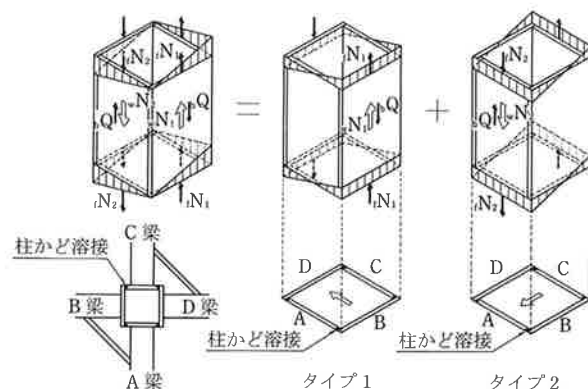
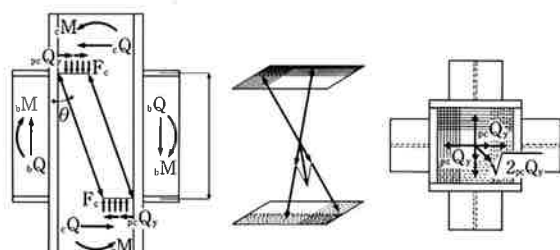


図-16 柱かど溶接のせん断応力分布<sup>4)</sup>

ら柱支持点までの距離， $c_1'$  は梁フランジ外縁から柱支持点までの距離， $c_1I$  は柱の断面2次モーメント， $w\tau_y$  は溶接金属の降伏点である。

また，平面架構における接合部の充填コンクリート部分には図-17(a) のとおり，梁圧縮フランジからの支圧応力を伝達する斜めの圧縮材としての抵抗機構が提案されている。これを立体部分骨組架構に拡張し，図-17(b) のとおり，二方向の斜め圧縮材としての抵抗機構を仮定すると，充填コンクリートの負担せん断力 ( $i_cN_y$ ) は (3) 式となる。

$$i_cN_y = \sqrt{2} \cdot 2 \cdot f_s \cdot i\beta \cdot cA \quad (3)$$



(a) 平面架構における斜め圧縮機構 (b) 斜め45度方向載荷

図-17 充填コンクリートの負担耐力計算モデル<sup>5)</sup>

さらにこの充填コンクリートの負担せん断力を梁端荷重に置換すると充填コンクリートの負担耐力 ( $i_cQ_y$ ) は (4) 式となる。

$$i_cQ_y = 2 \cdot f_s \cdot i\beta \cdot cA / \left( \frac{2 \cdot b_1 l'}{bh} - \frac{b_1}{c_1 l} \right) \quad (4)$$

ここで， $f_s$  はコンクリートの短期許容せん断応力度， $i\beta$  は柱鉄骨が角形鋼管の場合には  $2.5D/s_b d$  かつ4以下， $cA$  はコンクリート部分の断面積である。

柱かど溶接の降伏耐力は，(2)式と(4)式の累加によって求める。

$$c_wQ_y = wQ_y + i_cQ_y \quad (5)$$

### (2) 全塑性耐力

柱かど溶接の全塑性耐力として降伏耐力と同じく，柱かど溶接部の負担耐力 ( $wQ_y$ ) と充填コンクリートの負担耐力 ( $i_cQ_y$ ) の累加として(6)式により評価する。また，充填コンクリート部分の全塑性せん断力として降伏せん断耐力の1.4倍を採用している。

$$c_wQ_p = wQ_p + 1.4 \cdot i_cQ_y \quad (6)$$

また， $wQ_p$  は柱かど溶接の負担耐力，接合部パネル内の柱ウェブの負担耐力 ( $wM_{ps}$ ) およびダイアフラムの負担耐力 ( $dM_p$ ) の累加として(7)式により評価する。

$$wQ_p = c_1 \{ cN_p/2 \cdot ch + 4wM_{ps} + 4dM_p \} / (2c_1 \cdot c_1' - ch \cdot c_1) \quad (7)$$

・  $2c \cdot h' / bh < \pi / \sqrt{3}$  の場合

$$wM_{ps} = bh^2 \cdot c_t w \{ 1 - \cos(\sqrt{3} \cdot ch' / bh) \} c\sigma_y / 6$$

・  $2c \cdot h' / bh > \pi / \sqrt{3}$  の場合

$$wM_{ps} = bh \cdot ch' \cdot c_t w \{ 1 - bh(\pi/2 - 1) / (\sqrt{3} \cdot ch') \} c\sigma_y / (2\sqrt{3})$$

$$dM_p = ch' \cdot d t^2 \cdot d\sigma_y / 4$$

ここで， $c_t w$  は柱ウェブの長さ， $h'$  柱ウェブの高さ， $c\sigma_y$  は柱鋼管の素材の降伏点， $d\sigma_y$  はダイアフラムの素材の降伏点である。

### (3) 最大耐力

柱かど部分溶込溶接の溶接部はせん断最大応力度となるが，他の接合部パネル部分の構成要素はそれぞれの全塑性耐力を維持するものと仮定する。したがって，柱かど溶接の最大耐力時には，(7)式中の  $w\sigma_y$  を  $w\sigma_u$  に置換し，(8)式により評価する。

$$c_wQ_u = wQ_u + 1.4 \cdot i_cQ_y \quad (8)$$

また，充填コンクリート部分の負担耐力として降伏せん断耐力の1.4倍を採用している。

### (4) 実験値と解析値との比較

実験値と解析値との比を比較すると，降伏耐力に対しては正および負載荷でCDP1は1.17および1.08，CDP2は1.10および0.86となり両者はほぼ対応した。全塑性耐力に対しては，CDP1は0.85および0.84，CDP2は0.89および0.76となり，解析値は実験値をやや過大評価する傾向にある。

### 3.4 接合部パネルの降伏耐力

二方向入力を考慮した立体部分骨組架構の接合部パネルの降伏耐力に関して既往の研究<sup>4)</sup>では，パネルのせん断応力度分布を仮定し，45度入力に対して，パネルゾーンの最大せん断応力度 ( $p\tau_{max}$ ) と平均せん断応力度 ( $p\tau$ ) の関係を(9)式で導いている。

$$p\tau_{max} = K_1 \cdot p\tau \quad (9)$$



ここで、 $K_1$ はかど溶接部のせん断応力とパネルゾーンの平均せん断応力との比で、立体部分骨組架構の場合は $K_1=3/2$ としている。よって、パネルゾーンが先行して降伏するときのパネルに作用するせん断力( ${}_pQ_{py}$ )は(10)式で得られる。

$${}_pQ_{py} = \left( \frac{2}{K_1} \right) \cdot c_{tr} \cdot c_h \cdot \frac{c\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (10)$$

このパネルゾーンのせん断力を梁端荷重に置換すると接合部パネルの降伏耐力( ${}_pQ_y$ )は(11)式で得られる。

$${}_pQ_y = \left( \frac{2}{K_1} \right) \cdot c_{tr} \cdot c_h \cdot \frac{cQ_y}{\sqrt{3}} / \left( \frac{2 \cdot b \cdot l'}{sh} - \frac{b \cdot l}{c \cdot l} \right) \quad (11)$$

接合部パネルの降伏耐力は(11)式と3.3項で述べた充填コンクリートの負担耐力(4)式の累加によって求める。

$$c_p Q_y = {}_p Q_y + f_c Q_y \quad (12)$$

以上より CNF0 について解析した結果、実験値と解析値の比を比較すると0.95となり、ほぼ良好な対応となった。

#### 4. まとめ

CFT柱-鉄骨梁立体部分骨組架構の二方向載荷実験を行った結果、以下の成果が得られた。

- ① 層間変形において、CNF0, CDP1, CDP2試験体は±0.05rad.まで、CNP2試験体は±0.03 rad. まで紡錘形の安定した履歴特性を示した。
- ② 二方向載荷を考慮した接合部の局部全塑性耐力は降伏線理論により良好に評価できる。また、局部最大耐力は崩壊機構を仮定した耐力評価方法により推定できる。
- ③ 梁端接合部の全塑性耐力および最大耐力は既往の研究により良好に評価できる。
- ④ 柱かど溶接の降伏耐力は既往の研究によりほぼ評価できる。しかし、柱全塑性耐力に関しては既往の研究はやや過大評価する傾向がある。
- ⑤ 二方向載荷を考慮した接合部パネルの降伏耐力を既往の耐力評価方法に、充填コンクリートの負担耐力を加えることにより、ほぼ良好に評価できる。

なお、本研究の一部は、日本建築学会大会<sup>6),7)</sup>において報告している。

#### おわりに

本研究は、千葉大学と駒井鉄工との共同研究として行われたものであり、千葉大学工学部森田耕次教授には様々なご指導をいただきました。また、実験の実施およびデータ整理にあたり千葉大学工学部江波戸和正技官、大学院生(現、戸田建設)吉澤 徹氏の協力を得ました。関係各位に紙面を借りてお礼申し上げます。

#### 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，pp.115～117，1990.1.
- 2) 藤田謙一・森田耕次他：増厚補強箱形断面柱-梁フランジ接合部の引張挙動に関する研究，鋼構造論文集，Vol.5，No.20，pp.53-64，1998.
- 3) 森田耕次・寺岡 勝・鈴木孝彦・藤原敏夫・流鏑馬久明：高張力鋼を用いたコンクリート充填角形鋼管柱-鉄骨梁接合部の力学的挙動に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，Vol.446，pp.127-136，1993.4.
- 4) 梅野 岳・小幡 学・佐伯俊夫・泉 満他：かど溶接を部分溶け込み溶接とした箱形断面柱に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1505-1512，1992.
- 5) 付 巧義・森田耕次・江波戸和正：コンクリート充填円形鋼管柱-鉄骨梁立体部分骨組架構における柱梁接合部の力学的挙動に関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.508，pp.157-164，1998.6.
- 6) 横山幸夫・吉澤 徹・森田耕次・小林光博：二方向力を受けるコンクリート充填角形鋼管柱-鉄骨梁接合部の力学的挙動に関する研究(その1，その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1183-1186，1998.
- 7) 横山幸夫・吉澤 徹・森田耕次・小林光博：二方向力を受けるコンクリート充填角形鋼管柱-鉄骨梁接合部の力学的挙動に関する研究(その3，その4)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1205-1208，1999.