

(28) 遠心成形中空PCaPRC柱S梁接合部の構造性能に関する実験的研究

福原 武史¹・宮内 靖昌¹・石川 裕次¹・鈴木 直幹²

¹正会員 株式会社竹中工務店 技術研究所 (〒270-1352 千葉県印西市大塚1-5-1)
E-mail: fukuhara.takeshi@takenaka.co.jp

²正会員 株式会社竹中工務店 大阪本店設計部 (〒541-0053 大阪市中央区本町4丁目1-13)
E-mail: suzuki.naomiki@takenaka.co.jp

近年、PRC杭の製造ラインを利用して遠心成形されるPCaRC柱を利用した柱RC梁S架構が開発されている。本論では、施工性の向上を目的として、上記した接合部を形成するための鋼管を柱の製造時に埋め込む代わりに、柱製造後に鋼管と柱の間にモルタルで充填して一体化する工法に関して、要素実験および架構実験から構造性能を確認した。まず要素実験では、鉄骨梁フランジと接合部の鋼管の接合耐力を確認するための接合部局部引張試験と、モルタル充填によるPRC柱と鋼管の接合耐力を確認するための鋼管の押し抜き試験を行った。次に架構実験では、十字形接合部の正負繰り返し加力試験の実験結果を行った。最後に、今回行った要素実験と既往の知見を参考に、本架構接合部の耐震性能を評価する設計法を提案して実験結果と比較したところ、その耐力および終局メカニズムを適切に評価できることが確認された。

Key Words : *Centrifugally Cast PCa Columns, Prestressed, Precast, Steel Beam - Concrete Column Joint, Non-Diaphragm*

1. はじめに

近年、PRC杭の製造ラインを利用して遠心成形される円形中空PCaRC柱(以下、PRC柱)を利用した柱RC梁S架構に関する研究が行われてきている¹⁾²⁾³⁾。これらの架構では、PRC柱の製造時に接合部位置に鋼管(以下、仕口鋼管)を埋め込んでおくことで、RC柱と鉄骨梁(以下、S梁)は溶接により接合できるため、鉄骨造と同等の施工性を有し、また鋼材のRC化と工場生産の量産効果によるローコスト化が見込まれる。加えて、遠心成形により作製されたPRC柱は、円形でかつ表面が滑らかに仕上がることから、意匠上の優位性も有する。

しかしながら、前述したような既往の構法では、1)遠心成形時には埋め込む仕口鋼管を固定するために型枠の加工が必要であるため、PRC杭の工場のラインの型枠の転用が難しく、2)遠心成形後の脱型を円滑に行うためには埋め込む仕口鋼管の外径を高精度で管理する必要がある。このため、本論では仕口鋼管をPRC柱に埋め込むのではなく、PRC柱製造後に仕口鋼管と柱の間にモルタルで充填して一体化を図ることにより、既往の構法の合理化を図った構法(図-1、図-2参照)を対象として構造性能を実験的に調査したので、その報告を行う。

2. 仕口鋼管の面外引張実験

本構法では、仕口鋼管とS梁はノンダイアフラム形式で溶接接合されることを想定しており、仕口鋼管の面外降伏に対する検討が必要である。鋼管の面外降伏に関する研究は、S造あるいはCFT造を対象に行われており、降伏線を仮定した耐力式が提案されている。本章では、本架構の仕口鋼管のように、柱全体に連続していない鋼管にS梁が取り付けの場合の面外降伏耐力を実験的に調査し、降伏線理論を用いた耐力式の適用を検討する。

(1) 試験体および実験概要

表-1に試験体の一覧を示す。また、図-3に試験体の形状と断面の一例を示す。試験体は、PRC柱とS梁の接合部と、それに取り付くS梁のフランジを模擬した鋼板よりなる。梁はノンダイアフラム形式で接合部仕口鋼管に取り付くことを想定しており、梁フランジを模擬した鋼板を仕口鋼管に隅肉溶接して取り付けた。なお、仕口鋼管と円形中空PRC柱は、その隙間にモルタルが充填されることにより一体化されている。

表-2に鋼材の機械的性質を示す。仕口鋼管は直径355.6mmのSTKN490Bを用い、梁フランジを模擬したブ

レートは、幅120mm厚さ16mmのSN490材である。また、PRC柱には300種のPRC既成杭を用い、鋼管との一体化には圧縮強度 105.2N/mm^2 の高強度無収縮モルタルを用いた。なお梁のせん断力伝達機構として、仕口鋼管内側にはリング筋がフレア溶接で取り付けられ、PRC柱にはコッターが設けられている。

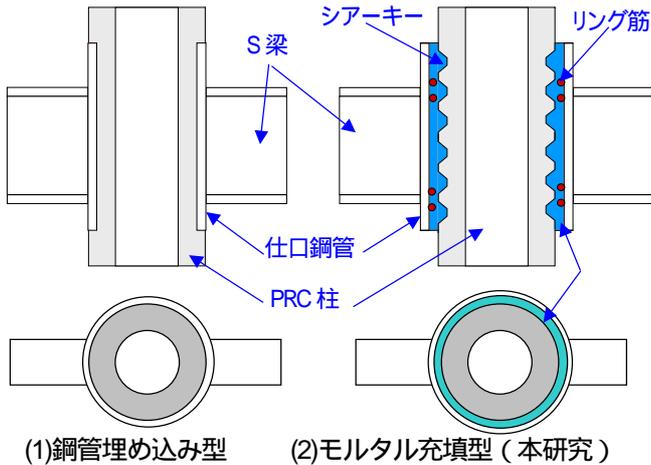


図-1 構法の概要

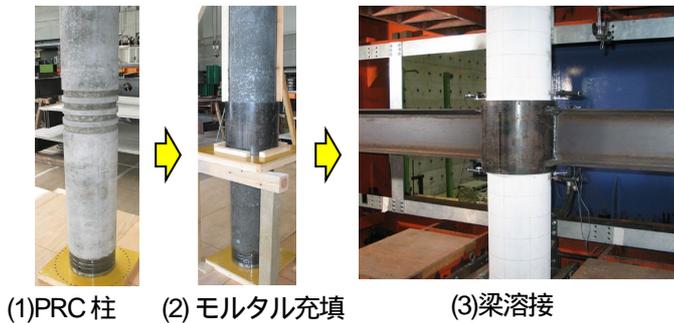


図-2 施工手順

実験変数は、次の通りである。

- 1) 仕口鋼管の管厚で、管厚は7.9mm, 9.5mm, 12.7mm
- 2) 仕口鋼管出先寸法（フランジから仕口鋼管の端部までの距離）で、出先寸法は25mmと62.5mm。
- 3) 仕口鋼管出先部の補強の有無

なお、試験体R9.5-0.5の鋼管で先部補強とは、SS400の鋼管を出先部に巻きつけた補強であり、仕口鋼管との隙間にはモルタルを充填することで一体化した。

(2) 破壊経過および荷重 - 変位関係

代表的な破壊メカニズムを表した試験体の写真を図-4に、代表的な荷重-変形関係を図-5に示す。試験体T7.9-0.1のように、仕口鋼管の出先寸法が短い場合は、仕口鋼管の出先部側はパンチングシアーによる破断が生じて

表-1 試験体一覧

試験体名	鋼管厚 (mm)	鋼管出先寸法 (mm)	備考
T7.9-0.1	7.9	25	
T7.9-0.5		62.5	
T9.5-0.5	9.5		
T12.7-0.5			
R9.5-0.5	9.5	鋼管出先部補強	

表-2 鋼材の機械的性質

種類	t	部位	f_{sy}	f_{su}
PL-7.9	7.9	仕口鋼管	453	554
PL-9.5	9.5		487	564
PL-12.5	12.5		508	573
PL-16	16.0	フランジ	411	535

t:板厚(mm) f_{sy}/f_{su} :それぞれ降伏強度および終局強度(N/mm²)

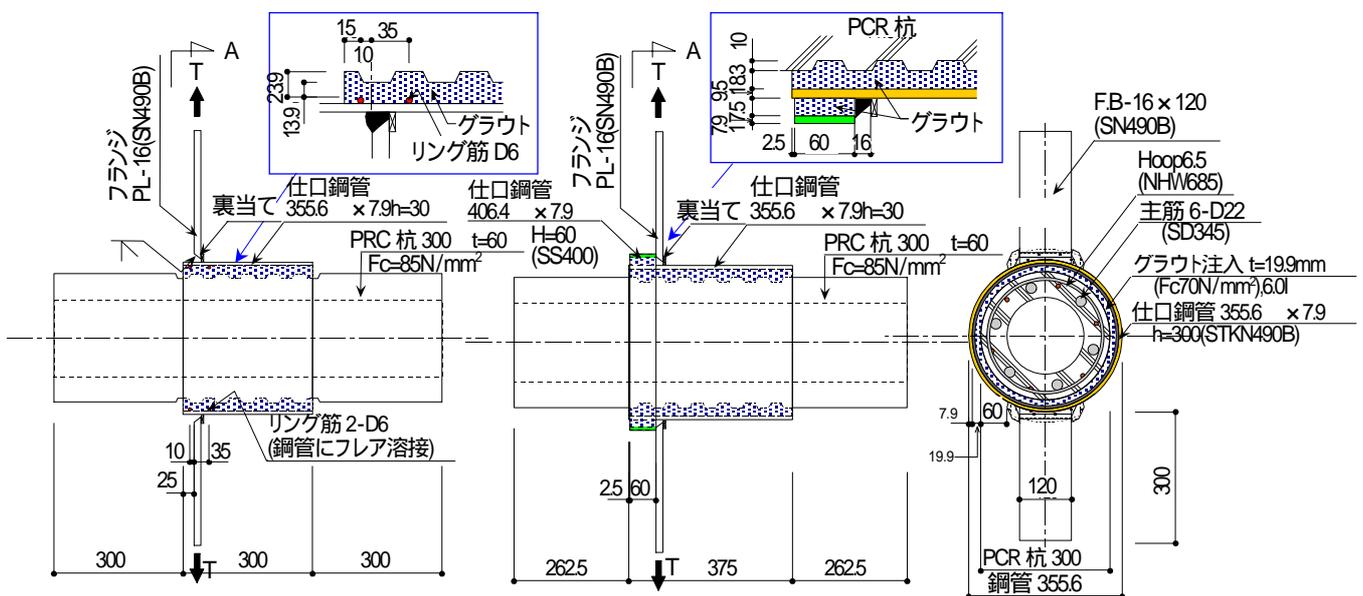


図-3 梁接合部仕口鋼管の面外引張試験体概要

いるが、面外曲げによる変形はほとんど生じておらず、既往のCFT造などの降伏線を仮定すれば、危険な評価になる可能性が考えられる。一方、試験体T9.5-0.5のように出先部側が十分長い試験体では、既往の降伏線の仮定に近い破壊状況が観察された。

(3) 面外降伏耐力の計算

本節の仕口鋼管の面外引張試験の破壊性状を鑑み、本論では次のように本架構の鋼管の面外引張耐力 $j_t P_p$ を計算することとした。

a) 仕口鋼管の出先寸法が X_p より大きいとき

ノンダイアフラム型CFT接合部の面外降伏耐力式⁴⁾を用いて式(1)より計算する。

$$j_t P_p = \frac{2 \cdot t_s \cdot s \cdot \sigma_y}{\sqrt{1 + 2 \cos^2 \theta}} (X_p + t_{cf}) + \frac{4 \cdot D_s \cdot \theta \cdot m_p}{X_p} \quad (1)$$

b) 仕口鋼管の出先寸法が X_p 以下の時

図-6に示すように降伏線を仮定することで、式(2)より計算する。これは、文献5)に示される厚肉補強CFTの面外降伏耐力式において、厚肉補強部を本接合部の仕口鋼管に見立て、補強部以外の鋼管の管厚が限りなく0に近づけば、本架構の降伏線のメカニズムに近似されることとして得られる式である。

$$j_t P_p = \frac{t_s \cdot s \cdot \sigma_y}{\sqrt{1 + 2 \cos^2 \theta}} (X_p + L_1 + 2t_{cf}) + \frac{2 \cdot D_s \cdot \theta \cdot m_p}{X_p} \quad (2)$$

ここで、

$$X_p = \sqrt{\frac{2 \cdot D_s \cdot \theta \cdot m_p \cdot \sqrt{1 + 2 \cos^2 \theta}}{t_s \cdot s \cdot \sigma_y}}, \quad m_p = \frac{t_s^2 \cdot s \cdot \sigma_y}{4}$$

t_s : 仕口鋼管厚さ(mm)

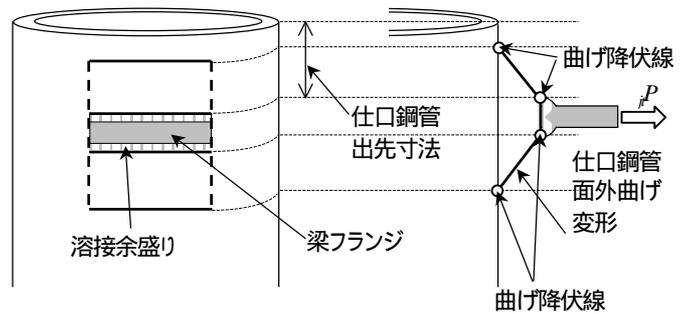
σ_y : 鋼材の降伏強度(N/mm²)

D_s : 仕口鋼管径(mm)

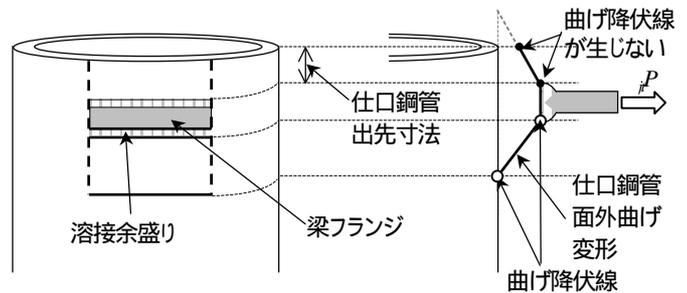
X_p : 仕口鋼管の面外曲げ降伏線高さ(mm),

θ : 仕口鋼管中央と梁フランジ端を結ぶ直線と、梁フランジ中央を結ぶ直線の角度(rad)

L_1 : フランジ縁(余盛り含む)から鋼管縁までの距離(mm)



[仕口鋼管の出先寸法が X_p より大きいとき]



[仕口鋼管の出先寸法が X_p 以下の時]

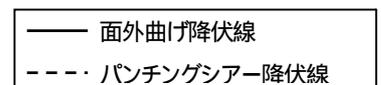


図-6 想定する降伏メカニズム



(T7.9-0.1)

(T9.5-0.5)

図-4 試験体破壊状況

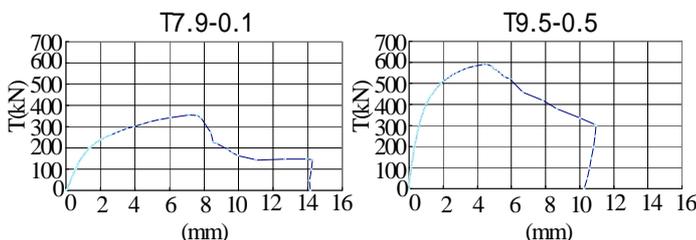


図-5 荷重-変形関係

表-3 実験結果と計算値の比較

試験体	計算値 (kN)	実験値 (kN)	実験値 / 計算値
T7.9-0.1	306	355	1.160
T7.9-0.5	403	460	1.140
T9.5-0.5	529	591	1.117
*T12.7-0.5	804	736	0.916
R9.5-0.5	529	639	1.207
TC_6_240_60	373	501	1.342
TC_9_240_60	614	779	1.270
TC_12_240_60	936	1087	1.161
TC_9_240_0	439	540	1.231
TC_9_240_135	682	923	1.354
*TC_9_260_60	718	693	0.965

*記が付く試験体は、フランジが降伏

- t_{cf} : 余盛り含むフランジ厚さで, $t_{cf} = t_f + t_f/4$
- t_f : フランジ厚さ (mm)
- B : フランジ幅 (mm)
- s_{Bd} : 梁せい (mm)
- m_p : 仕口鋼管の面外曲げ全塑性モーメント (N)

(4) 計算値の実験結果との比較

表-3および図-7に、計算耐力と実験値の比較を示す。なお、図-7には本実験に加えて、既往の文献⁶⁾によるフランジがハンチ状とされた実験の結果も併せて評価したものを示している。図より分かるように、いずれの試験体においても本提案式によれば比較的精度良く安全側の結果となった。

3. 接合部の押し抜き実験

本構法では、S梁のせん断力は仕口鋼管を介して柱に伝達される。この区間のせん断伝達要素は、1)リング筋、2)グラウト充填部、および3)柱側コッター部である。本章ではこの区間におけるせん断伝達要素の耐力を調査するため、実験的に検討した。

(1) 実験概要

表-4 に試験体の一覧を示す。また、図-8 に試験体の形状、配筋および断面詳細の一例を示す。試験体は、仕口鋼管とその内側に配される PRC 柱の間の隙間にモルタルを充填することで一体化した。この時、梁のせん断力が仕口鋼管からモルタルを介して PRC 柱に伝達出来るよ

うに、仕口鋼管の内側にはリング筋が溶接して取り付けられ、PRC柱にはコッターが設けられている。

加力は、試験体の柱の上部に取り付いたヘッド部を3000 kN 試験機で PRC 柱を仕口鋼管から押し抜く方向に行った。なお、実験では柱を仕口鋼管から押し抜くために、柱底面及びモルタルの底面には仕口鋼管底面縁から50mm のクリアランスを設けられており、仕口鋼管は押し抜く際にかかる軸力に対して局部座屈しないように補剛リブで補強されている。

(2) 破壊経過および荷重 - 変位関係

観察された最終破壊状況は、仕口鋼管内側にリング筋のない試験体 TO70 は付着切れ、リング筋が上下1段ずつの試験体 TB50, BO70, TB70 はいずれも上部はモルタルのせん断破壊、下部はリング筋切れ、リング筋が上下2段の試験体 2-TB70 では上部はモルタルのせん断破壊、下部はリング筋周辺のモルタルの支圧破壊へであった。

表-4 試験体一覧

試験体名	F_c	F_g	H_t	リング筋 (上下各)	仕口鋼管 付着
TB50	95.1	57.9	375	1×D6	有り
TO70				なし	
BO70		105.2		1×D6	無し
TB70				2×D6	有り
TB70-2					

F_c : PRC柱コンクリート強度 (N/mm²)

F_g : グラウト強度 (N/mm²)

H_t : 仕口鋼管高さ (mm)

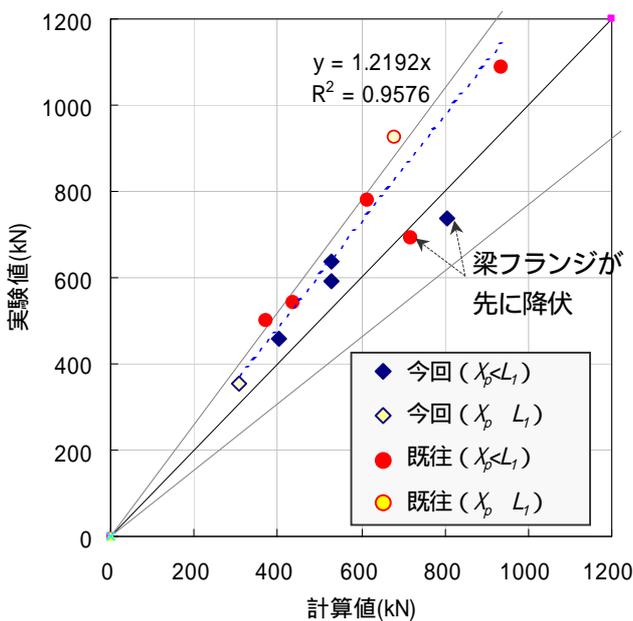


図-7 実験値と計算値の比較

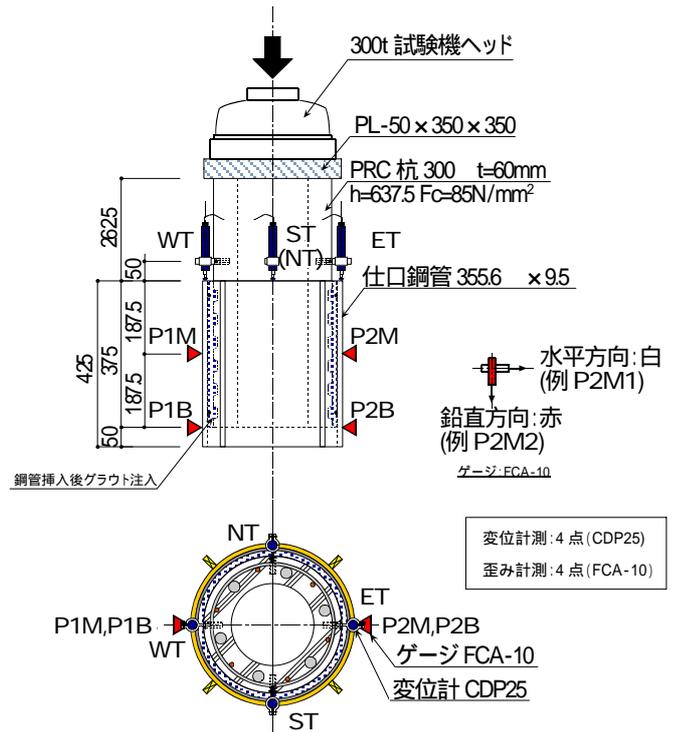


図-8 荷重-変形関係

PRC 柱の押し抜き荷重と抜け出し変位の関係を図-10 に示す。図より分かるように、いずれの試験体も 35～45mm のまで急激な耐力低下を生じていない。一般に補強のシアーキーのみであれば耐力発揮後は急激な耐力低下を生ずるが、本機構では外側を鋼管により覆われているため、1)仕口鋼管がモルタル充填部のせん断による圧縮ストラット機構の引張反力になる、2)コンクリートの剥落が抑えられる、ことから最大耐力後の急激な耐力低下が防止されたと考えられる。

(3) 耐力の計算

接合部の押し抜き耐力の計算は次のように行った。

接合部の鉛直方向のせん断耐力 jV は、リング筋溶接耐力 P_a 、リング筋部のモルタル支圧耐力 P_{sg} 、シアーキーのせん断耐力 P_{sc} 、シアーキー支圧耐力 P_{cc} のうち、最も小さい値として次式より得られる。なお、 P_{sc} および P_{cc} はプレキャスト建築技術集成⁷⁾を参考にした。

$$jV = \min(P_a, P_{sg}, P_{sc}, P_{cc}) \quad (3)$$

$$P_a = a \cdot (l_w - 2S) \cdot f_w \quad (4)$$

$$P_{sg} = A_{rc} \cdot \alpha \cdot F_g \cdot n_r + A_{sc} \cdot \tau_c \quad (5)$$

$$P_{sc} = n_c \cdot A_{sb} \cdot \tau_{sc} \quad (6)$$

$$P_{cc} = n_c \cdot A_{cc1} \cdot \alpha \cdot F_c \quad (7)$$

ここで、

F_c : PRC 柱のコンクリート圧縮強度(N/mm²)で、長期の計算には $1/3 F_c$ を用いる。ただし、 $F_c > F_g$ の場合には F_c の代わりに F_g を用いる。

α : せん断強度で、長期では $\min(F_c/30, 0.49 + F_c/100)$ (N/mm²)
終局では、 $0.5 \sqrt{F_c}$ (N/mm²)

ただし、 $F_c > F_g$ の場合には F_c の代わりに F_g を用いる。

α : グラウトと鋼管の付着強度で、TO70 の実験より 1.1 N/mm^2 とする。

A_{sb} : シアーキー付け根部面積 (mm²)

A_{sc} : 鋼管の内側の表面積 (mm²)

F_g : モルタルの圧縮強度で、長期の計算には $1/3 F_g$ を用いる。(N/mm²)

a : 有効のど厚で $0.7S$ (フレア溶接のため) (mm)

S : サイズで $S = \min(S_1, S_2)$ (mm)

l_w : 溶接長さ ($l_w - 2S$ が有効溶接長さ) (mm)

f_w : せん断降伏強度で、母材 (仕口鋼管とリング筋) のうち強度の低い方の値 (N/mm²)

: 支圧係数で 1.0

n_r : リング筋本数, n_c : コッター個数

A_{cc} : 支圧面の支圧方向投影面積 (mm²)

A_{rc} : リング筋支圧面の支圧方向投影面積 (mm²)

(4) 計算値の実験結果との比較

表-5には、終局耐力の実験結果と計算値の比較を示す。いずれも、計算値は実験結果を安全側に評価していることが分かる。なお、計算値が最大で4倍程度安全側の評価になるのは、もともとシアーキーの終局耐力は大きくばらつくことに加え、本機構のシアーキー部分は鋼管に覆われていることによりせん断耐力などに対して有利に働くと考えられるが、これらが計算式に反映していないことが挙げられる。

なお、TO70において計算値と実験値が等しいのは、その他の試験体において計算値が実験結果を付着応力分の過小評価することを避けるため、TO70より逆算した仕口鋼管とモルタルの間の付着力を式(5)の α に用いたからである。

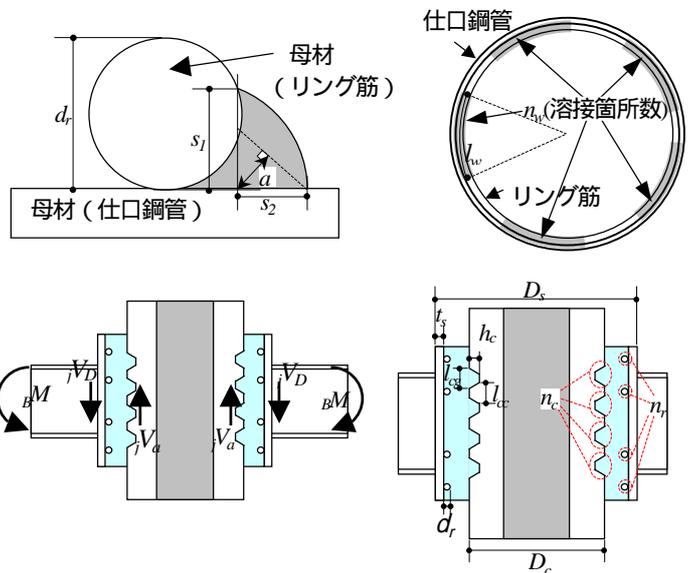


図-9 押しぬき耐力の計算の記号の解説

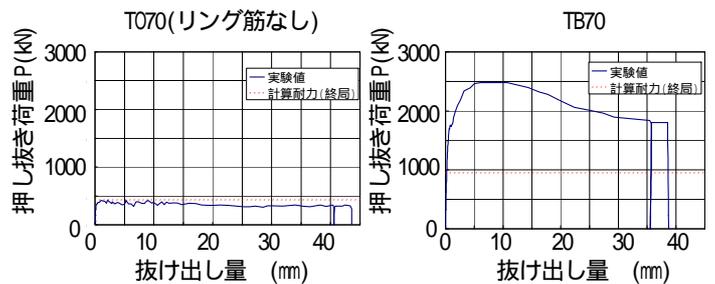


図-10 実験結果

表-5 終局耐力の実験結果と計算値の比較

試験体名	計算値 (kN)	実験値 (kN)	実験値 / 計算値	最小耐力
TB50	740	2996	4.05	P_{sc}
TO70	432	432	1.00 *	P_{sg}
BO70	948	1757	1.85	P_{sc}
TB70	948	2484	2.62	P_{sc}
TB70-2	948	3592	3.79	P_{sc}

*) α は TO70 の実験結果を用いた

4. 十字形接合部の正負繰り返し加力試験

(1) 実験概要

図-11 に試験体の形状を示す。試験体は仕口鋼管の厚さを変えた 2 体である。PRC 柱として利用する PRC 杭の外径は 300 ，公称厚さは 60mm である。梁鉄骨は H-250×125×6×9 (SS400) であり、これらは両試験体共通である。試験体 J1 では仕口鋼管に 355.6 ×9.5 を用い、梁端部の曲げ降伏より仕口鋼管の耐力が先行する破壊モードを想定した。これに対して、試験体 J2 では仕口鋼管に 355.6 ×12.7 を用い、梁端部の曲げ降伏先行を想定した。仕口鋼管の長さは 325mm とした。

PRC 柱に用いたコンクリート（遠心成形する前に採取したコンクリート，現場封かん養生）およびグラウトしたモルタル（試験片 50 ×100，現場水中養生）の圧縮強度，および鋼材の降伏点強度をそれぞれ表 1 に示す。

加力は、柱の反曲点位置をピン支持し、柱に一定の圧縮応力度 ($n=0.20 \sigma_c$) を載荷した後、両側の梁の先端部に逆対称のせん断力を加えた。加力は変位制御による正負繰り返し加力とした（繰り返し回数 2 回）。制御変位は柱反曲点位置に埋め込んだボルトに取り付けた計測フレームを用い、梁先端部の変位を計測して求めた十字形骨組の層間変形角 R とした。

(2) 破壊経過および荷重 - 変位関係

図-12 に試験体 J1 の最終破壊状況を示す。両試験体とも破壊経過はほぼ同じであり、それぞれ $R=3.4, 3.6/1000$ rad 時にまず引張側梁フランジ位置の仕口鋼管とグラウ

トモルタルの間にひび割れが発生した。これは梁フランジから引張力を受けた仕口鋼管が変形したことにより生じた隙間である。その後、仕口鋼管とモルタルの間あるいはモルタルと PRC 柱の間のひび割れが進展した。また、それぞれ $R=12, 20/1000$ rad 時には柱に曲げひび割れが発生した。試験体 J1 は最終的には仕口鋼管が変形し、グラウトモルタルが仕口鋼管の上端および下端ではく離れた。仕口鋼管の割れも 1 ヶ所で見られた。試験体 J2 も仕口鋼管の変形が生じたが、試験体 J1 より軽微であった。

表-7 PRC 柱コンクリートの材料特性

試験体	材齢	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)
J1	60 日	84.8	40700
J2	64 日	97.2	43100

表-8 充填モルタルの材料特性

試験体	材齢	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)
J1	28 日	58.8	26700
J2	33 日	61.5	27200

表-9 鋼材の機械的性質

種類	t	部位	f_{sy}	f_{su}
PL-9.5	7.9	仕口 鋼管	478.3	530.7
PL-12.5	12.5		426.6	471.9
PL-9	9.5	梁フランジ	304.6	459.6
PL-6	16.0	梁ウェブ	343.0	482.9

t :板厚(mm) f_{sy}, f_{su} :それぞれ降伏強度および終局強度(N/mm^2)

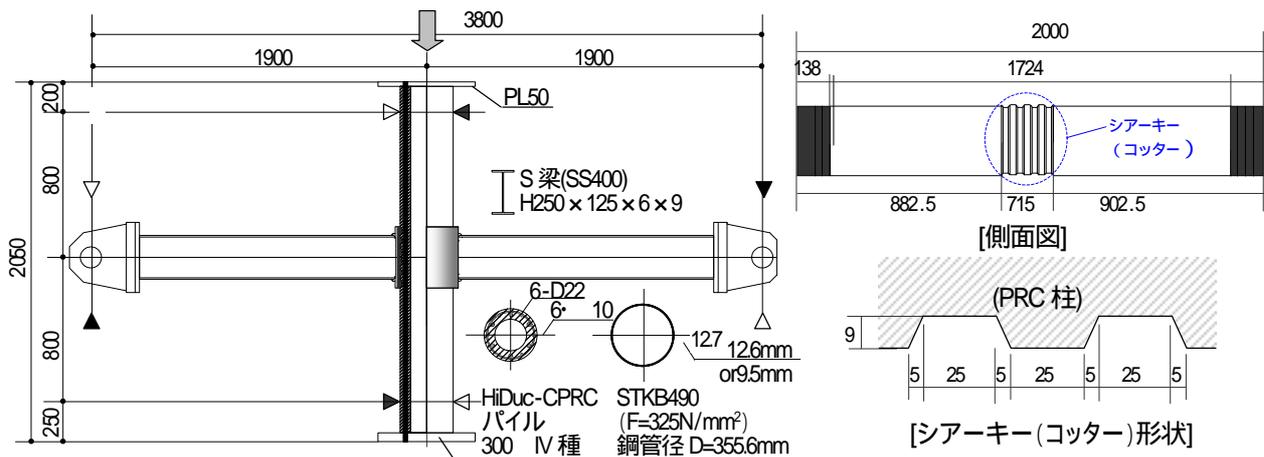


図-11 試験体詳細

表-6 試験体一覧

試験体	想定する 破壊モード	梁鉄骨断面	仕口鋼管径 (mm)	仕口鋼管厚 (mm)	柱 軸力比	柱プレストレス (N/mm^2)
J1	鋼管面外降伏	H250×125×6×9	-355.6	9.5(D/t=37.4)	0.1	7.1
J2	梁曲げ降伏	H250×125×6×9	-355.6	12.7(D/t=28.2)	0.1	7.1

図-13 に両試験体の荷重 - 変位曲線を示す。縦軸は梁せん断力から求めた柱のせん断力 Q_c (kN)を、横軸は層間変形角 R を示す。

試験体 J1 は $R=9.3/1000$ rad で、試験体 J2 は $R=10.1/1000$ rad で梁フランジが引張降伏ひずみに達した。その後も荷重は増大し、 $R=40, 50/1000$ rad で最大耐力に達した。試験体 J2 は紡錘形の荷重 - 変位曲線を示し、試験体 J1 よりループ面積は大きくなった。



[J1]

パンチングシアールにより
仕口鋼管が破断
(仕口鋼管面外降伏)

[J2]

鋼管は膨らむが
破断に至らない
(梁降伏)

図-12 試験体破壊状況

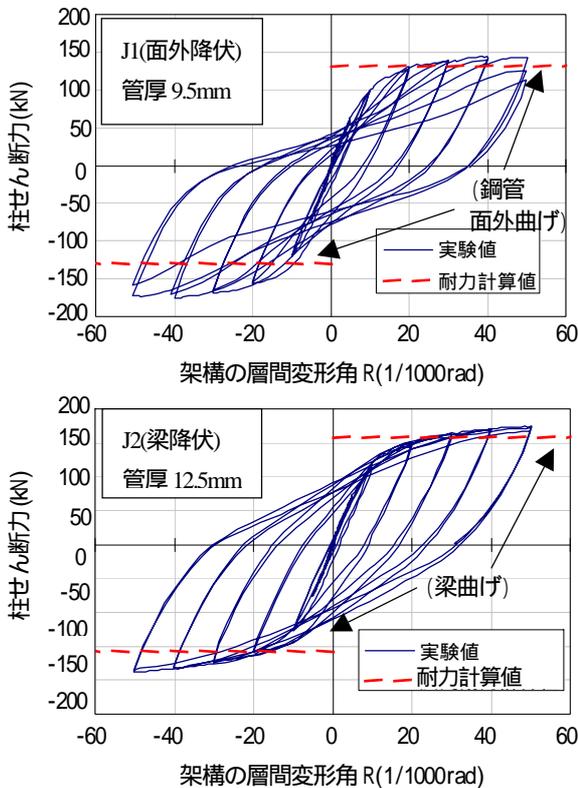


図-13 柱せん断力-層間変形角関係

表-10 十字型架構終局時の柱せん断力の比較

試験体	実験値 (kN)	計算耐力 梁曲げ (kN)	計算耐力 仕口鋼管 面外曲げ (kN)	実験 / 計算(終局)
J1	161	158	131	1.23
J2	182	158	177	1.15

(3) 耐力の計算と実験との比較

図-13 に終局耐力の計算値をラインで示す。終局耐力 V_{cu} の計算値は、梁曲げ耐力時の柱せん断力と仕口鋼管の耐力から決まる柱せん断力の小さい方とし、式(8)より得た。

$$V_{cu} = \min(j_t M_u, j_B M_u) \cdot \frac{l}{l'} \quad (8)$$

$$j_t M_u = j_t P_p \cdot s_B d \quad (9)$$

ここで、

$j_t M_u$: 仕口鋼管の面外降伏耐力

$j_B M_u$: 梁の降伏耐力

$j_t P_p$: 式(1)または式(2)より計算される鋼管面外降伏耐力(kN)

$s_B d$: 梁フランジ中心間距離 (mm)

表-10には、実験値および架構の計算耐力を示す。いずれの試験体においても、計算耐力の小さいメカニズムが、実験の終局メカニズムと一致した。また、これを終局メカニズムとして想定して架構の終局耐力を計算したところ、実験値は精度良く安全側に評価された。

5. 十字形接合部仕口鋼管の押しぬき試験

(1) 実験概要

5章で逆対称繰返しせん断力载荷を行った十字型試験体に対して、加力終了後にジャッキを接合部付近まで寄せて、梁両端から仕口鋼管に対して、鋼管押し抜き方向(図-14上方向)にせん断力を加力して、押し抜き試験を行い、繰返し载荷を受けた十字型接合部の残存する鉛直荷重支持能力を検証した

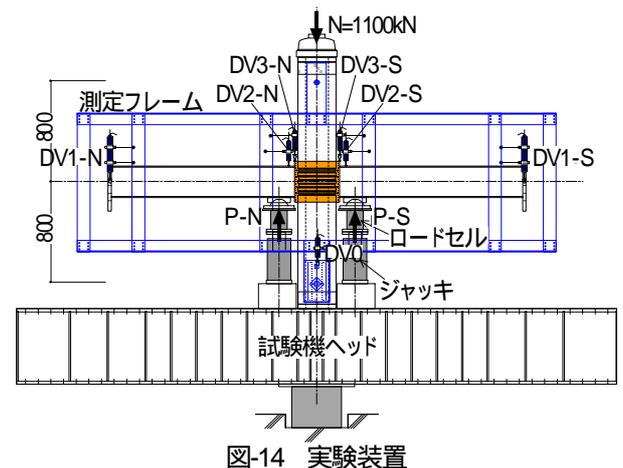


図-14 実験装置

表-11 押しぬき耐力比較

試験体	実験耐力 (kN)	計算耐力 長期(kN)	計算耐力 終局(kN)	実験 / 計算(終局)
J1	503	138	491	1.03
J2	471	141	502	0.94

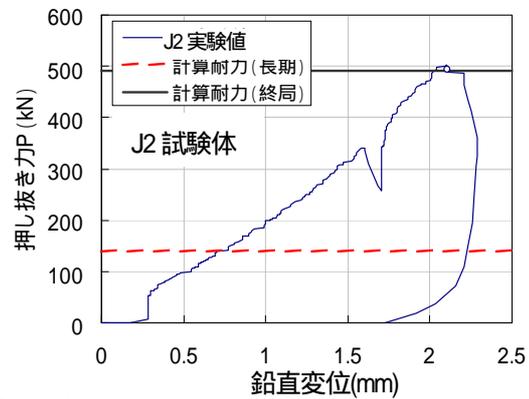
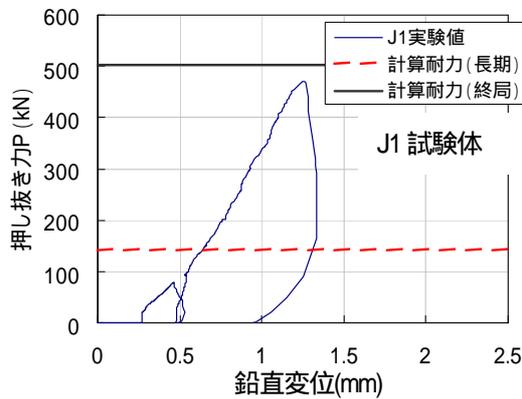


図-15 押し抜き力-変位関係

(2) 実験結果および計算耐力との比較

図-15には、押し抜き力-変位関係を示す。梁ウェブの座屈補強を施さなかったため、試験体J1, J2の耐力は最終的にいずれもS梁の局部座屈により決まった。

表-11には、柱梁接合部の仕口鋼管押し抜き実験の実験値と計算値との比較を示す。なお、耐力の計算は式(3)より得た。押し抜き力は、J1では押し抜きの計算耐力を超えるところまで、J2では計算耐力の94%程度まで加力出来た。これより、本接合部の鋼管とPRC柱の間のせん断力支持機構は、地震荷重を想定した逆対称繰返し载荷を受けた後も、長期荷重は十分支持できること、また計算される終局耐力程度以上の耐力を保有していることが確認された。

6. まとめ

遠心成形中空PCaPRC柱S梁接合部の構造性能を実験的に検証し、以下の結論を得た。

- (1) 梁を仕口鋼管にノンダイヤフラム型で剛接合する場合の面外降伏耐力は、ノンダイヤフラム型のSやCFT等の接合部の面外降伏耐力の検討に用いられる降伏線を2章に示すように仮定すれば、精度良く本架構の面外降伏耐力が評価できる。
- (2) 本接合部のS梁からPRC柱へのせん断力伝達機構は、3章に示す式を用いれば安全側に評価できること、ま

た、4章のように正負繰返し载荷による損傷を受けた後も十分な残存耐力を有することを確認した。

- (3) 仕口鋼管の面外降伏耐力とS梁の降伏耐力を比較することで、架構の破壊メカニズムおよびその耐力を精度良く評価することが可能であった。

参考文献

- 1) 吉田卓生, ほか: 鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構 (RCSS 構法) の耐力および変形 (その1 7遠心成形コンクリートパイル柱), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造 II, pp.1637-1638, C構造 II 1991.9
- 2) 山田政雄, ほか: 鋼管コンクリート接合部を持つ柱 PRC-梁 S 構造十字骨組み水平加力実験その 1.~ 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造 II, pp.1881-1882, 1993
- 3) 岡安隆史, ほか: 遠心成形 PCa 柱-鉄骨梁構造に関する実験的研究 その1~その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1187-1190, 2004.8
- 4) 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.114-127, 1997.10
- 5) 樋口満, ほか: 降伏線理論による接合部局部耐力評価 ノンダイヤフラム形式のコンクリート充填円形鋼管柱・梁フランジ接合部の局部引張耐力に関する研究 その1, 日本建築学会構造計論文集, 第536号, pp.177-184, 2000年10月.
- 6) 岡安, ほか: 遠心成形 PCa 柱鉄骨梁構造におけるノンダイヤフラム接合部の弾塑性性状に関する研究 その1~その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1101-1104, 2003.9
- 7) プレハブ建築協会: プレキャスト建築技術集成 第1編 プレキャスト建築総論, 平成15年1月, pp.192-207, pp.220-232

Seismic Performance of Steel Beams - Prestressed PCa Column Joint

Takeshi FUKUHARA, Yasuyoshi MIYAUCHI, Yuji ISHIKAWA and Naomiki SUZUKI

This paper presents the results of the experimental study on the seismic performance of Reinforced Concrete Column-Steel Beam frame systems with centrifugally molded PCa Columns, which are made using the production line of PRC piles.

At first, two basic tests, the tensile test of Non-Diaphragm-pipes loaded in the direction perpendicular to the steel plate and the compression test of the joint filling mortar between the PRC Column and steel pipe, were carried out. Afterward, two interior beam-column joints were tested under reversed cyclic loads while subjected to constant axial compression. Finally, based on the test results, a procedure to evaluate the seismic capacity of steel beam- PCa column joints is presented.