

## 鋼・コンクリート合成構造による新しい建築構造システムの開発

ハイブリッド建築構造システムの開発（課題番号：157005）

研究期間：平成 27 年 7 月 28 日～平成 30 年 3 月 31 日

研究代表者：堺 純一 研究員：田中 照久

### 研究目的および研究成果

我が国は、地震大国であり、数年に一度、巨大地震が生じている。我が国では今までの巨大地震を受けて建築構造物も耐震性能を向上させているが、建物の持つ剛性および耐力のポテンシャルやそれらの耐震性能の評価法については未だ十分とはいえない現状である。

筆者らは、鋼・コンクリート合成構造による新しい建築構造システムの開発を行うことにより、既存の構造に比べて、建築構造物の施工における省力化・省人化が計れるとともに、構造物の剛性や耐力、変形能力などの優れた耐震性能を保持させることを実験的に実証し、その建築物の構造性能を精度良く評価する方法を構築することを目的として研究を行っている。

そこで本研究では、特に構成メンバーが最近取り組んでいる、以下の二つのテーマについて研究を行い、これらの構造性能の優位性を明らかにする。

- 1) 鋼とコンクリートの合成構造による新しい柱材および柱梁接合部の弾塑性変形性状の把握と構造性能評価法の解明
- 2) 本学の特許技術であるパーリングプレートによる鋼とコンクリートの新しいずれ止めを用いた鋼管杭頭接合部の開発とその応力伝達機構の解明

上記の研究目的に挙げた二つのテーマに対する研究成果の概要は、次頁からの【その 1】および【その 2】のとおりである。

### 研究業績

- 1) 澁上大貴，倉富洋，田中照久，堺純一：鋼・コンクリート合成柱と鉄骨梁で構成された柱梁接合部の弾塑性変形性状に関する研究，構造工学論文集，Vol.64B，pp.419-425，pp.419-425，2018.3
- 2) 山下慎太郎，田中照久，堺純一：パーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルを用いた鋼とコンクリート間の引抜き挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，pp.1033-1038，2017.6
- 3) 倉富洋，堺純一，田中照久，澁上大貴：バンドプレートに着目した鋼・コンクリート合成柱材と鉄骨梁で構成された柱梁接合部の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，pp.1057-1062，2017.6
- 4) 澁上大貴，倉富洋，田中照久，堺純一：八角形断面からなる SC 柱と鉄骨梁で構成された混合構造骨組の弾塑性変形性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，pp.1063-1068，2017.6
- 5) 山下慎太郎，田中照久，堺純一，他 3 名：パーリングシアコネクタを用いた鋼管杭頭接合部の弾塑性変形性状に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.63B，pp.587-594，2017.3
- 6) 倉富洋，堺純一，田中照久，河野公晴：十字鉄骨とコンクリートで構成された合成柱材と鉄骨梁フランジ間の応力伝達に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，pp.1183-1188，2016.6
- 7) 山下慎太郎，竹内隆祐，田中照久，堺純一：パーリングシアコネクタを用いた鋼管杭頭接合部の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，pp.1219-1224，2016.6

【その1】 鋼・コンクリート合成柱と鉄骨梁で構成された混合構造骨組の弾塑性変形性状に関する研究

1. 序

著者らは、鉄骨鉄筋コンクリート(以下SRCと略記)構造の特徴である高耐震性能の更なる向上と施工における省力化を目指した鋼・コンクリート(以下SCと略記)合成柱材の開発を目的としSC柱材の弾塑性変形性状に関する研究を行っており、既往の研究により本SC柱材がSRC柱材に劣らない構造性能を示すことを明らかにしたり、本研究の目的は実験的な研究によりSC柱材と鉄骨梁で構成された混合構造骨組の弾塑性変形性状を明らかにすることである。今回は紙面の都合上、十字形骨組の繰返しせん断実験の結果のみ記載する。

2. SC柱と鉄骨梁で構成された柱梁接合部の応力伝達能力に及ぼす各種ディテールの影響

2.1 実験計画

試験体の寸法を図-1に試験体一覧を表-1に示す。本研究ではSC柱と鉄骨梁で構成され、外ダイアフラムを用いて柱梁接合部を構成する接合部ディテールを持つ十字形のフレームの柱梁接合部における応力伝達および混合構造骨組の挙動について検討する。試験体は3体製作し実験変数を外ダイアフラムの幅、内スチフナの有無、バンドプレートの有無と崩壊形式とした。

外ダイアフラムの幅を決定するにあたり接合部における応力伝達機構について検討した。先ず梁フランジの引張力を内スチフナに負担させ、残りの引張力を外ダイアフラムに負担させるものとする。梁フランジの降伏耐力発揮時に外ダイアフラムが降伏するために必要な外ダイアフラムの幅 $d_n$ を算定した。

十字形の骨組を設計するにあたり、柱と梁の終局曲げ耐力及び柱梁接合部パネルの終局せん断耐力を算定した。鉄骨梁の耐力は梁端で全塑性モーメント $M_p$ を発揮する時を終局耐力として算定し、柱の曲げ耐力 $M_{pc}$ は一般化累加強度である。なお、コンクリートの圧縮強度の低減は行っていない。柱梁接合部パネルの終局せん断耐

力 $M_u$ については2.2項で述べる。

柱、梁および接合部パネルの終局曲げ耐力を梁のせん断力(外力荷重) $P$ に換算した値 $P_u$ 、 $P_{ub}$ および $P_{uc}$ の大小関係で骨組の耐力を算定している。鋼材はSS400材、コンクリートは30N/mm<sup>2</sup>級を用いた。

荷重装置及び測定方法を図-2に示す。柱頭、柱脚をピン支持とし、柱頭に一定軸力を保持した状態で梁の両端に取り付けた500kN油圧ジャッキにより、正負交番繰返しせん断力を荷重した。本試験体は柱頭、柱脚は水平方向に移動しないので、 $P$ - $\delta$ 効果は生じない。

2.2 柱梁接合部の終局せん断耐力評価法

柱梁接合部パネルの終局せん断耐力 $M_u$ はSRC規準(式(1))に準じて算定した<sup>2)</sup>。ただし、鉄骨パネル部は柱鉄骨にスチフナを設けていないので、いわゆる枠効果が期待できないと考えSRC規準式の第2項の鉄骨部分の係数を1.0としている。

$$jM_u = V_e (jF_s j\delta) + \frac{V_w \sigma_y}{\sqrt{3}} + c t_j \alpha b^2 j\sigma_y \quad (1)$$

ここで、 $V_e$ : 柱梁接合部パネルのコンクリートの有効体積、 $j$ : 鉄骨梁のフランジ中心間距離、 $F_s$ : 柱梁接合部パネルのコンクリートのせん断強度(=min(0.12 $c\sigma_B$ , 1.8+3.6 $c\sigma_B/100$ )),  $c\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度、 $j\delta$ : 柱梁接合部パネルの形状による係数(十字フレームなので3とする)、 $V_w$ : 柱梁接合部パネルの鉄骨の有効体積、 $\sigma_y$ : 柱鉄骨フランジの降伏応力度、 $c t_j$ : 柱の鉄骨フランジ厚、 $j\sigma_y$ : 柱鉄骨フランジの降伏応力度である。

表-1 試験体一覧

試験体名	鉄骨形状		外ダイアフラムD(mm)	BPの有無	内スチフナ	破壊形式	コンクリート強度 $c\sigma_{cs}$ (N/mm <sup>2</sup> )
	柱	梁					
D50-P-BT	H-160x130x6x12	H-160x130x6x12	D=50mm, $d_n=28$ mm	有	有	パネル	39.75
D28-B-BT	H-160x100x4.5x6	H-160x100x4.5x6	D=28mm, $d_n=28$ mm	無	有	梁	36.17
D50-B-BN	H-160x100x4.5x6	H-160x100x4.5x6	D=50mm, $d_n=70$ mm	有	無	梁	38.24

※D:外ダイアフラムの幅,  $d_n$ :外ダイアフラムの必要幅, BP:バンドプレート

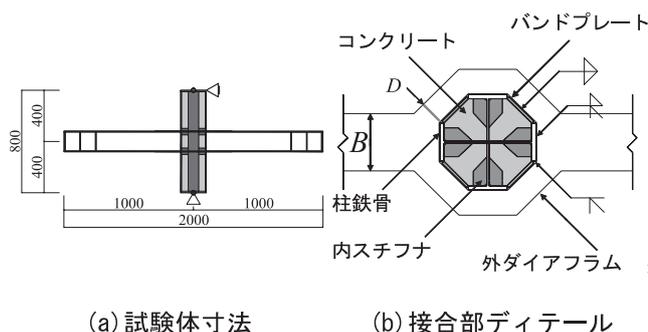


図-1 試験体寸法

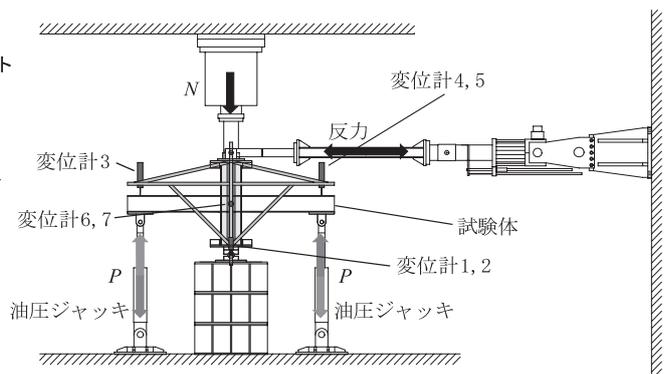


図-2 荷重装置と測定方法

柱梁接合部のせん断耐力の算定式(1)における鉄骨の有効体積 $V_s$ は柱強軸ウェブの体積をとった式(2)を用いて算定する。同様に、コンクリートの有効体積 $V_c$ は、柱梁接合部パネルの十字形断面鉄骨とバンドプレートで囲まれた八角形断面積 $\times j$  (図-3 (a)) とし式(3)で算定する方法と、柱梁接合部パネルの強軸フランジ間に拘束されたコンクリートの断面積 $\times j$  (図-3 (b)) とし式(4)で算定する方法の2種類を検討した。 $P_{u1}$ は $V_{e1}$ を、 $P_{u2}$ は $V_{e2}$ を用いて算定する。

$$V_s = \{c_s t_w \cdot (c_s D - 2c_t t_f) + c_t t_f c_s b\} j \quad (2)$$

$$V_{e1} = \left[ \left\{ c_s D^2 - \frac{1}{2} (c_s D - c_s b)^2 \right\} - c_s t_w \cdot (c_s D - 2c_t t_f) - 4c_t t_f c_s b \right] j \quad (3)$$

$$V_{e2} = \left\{ (c_s D \times c_s b) - c_s t_w \cdot (c_s D - 2c_t t_f) - 2c_t t_f c_s b \right\} j \quad (4)$$

ここで $c_s t_w$ :柱の鉄骨ウェブ、 $c_s D$ ,  $c_s b$ :柱の鉄骨せいと幅(強軸, 弱軸同値)である。

式(1)の第3項は、柱弱軸フランジのせん断力寄与分で、フランジ板の曲げによる抵抗力を示し、 $j$ の上下端で弱軸フランジが全塑性モーメントに達するときの理論

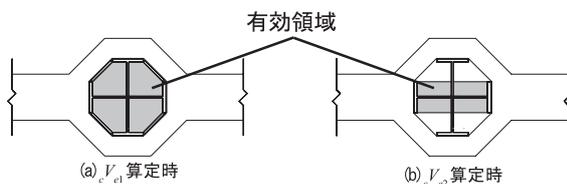


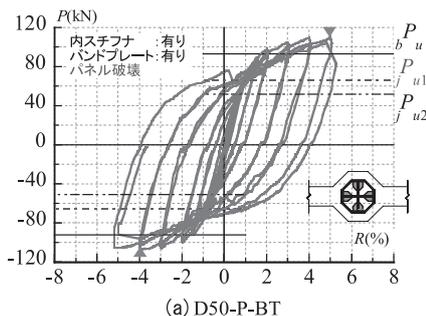
図-3 コンクリートの有効体積

表-2 主な計算耐力

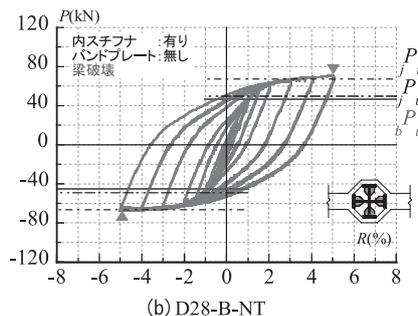
試験体名	計算耐力								崩壊荷重 $P_b$ (kN)
	柱		梁		接合部パネル				
	$M_{pc}$ (kN·m)	$c P_{cs}$ (kN)	$M_{pb}$ (kN·m)	$b P_{cb}$ (kN)	$j M_{u1}$ (kN·m)	$j P_{u1}$ (kN)	$j M_{u2}$ (kN·m)	$j P_{u2}$ (kN)	
D50-P-BT	79.07	100.40	68.80	92.60	80.20	65.40	59.40	51.50	65.40
D28-B-NT	77.51	98.43	34.40	46.30	81.10	66.70	60.30	49.50	46.30
D50-B-BN	78.41	99.57	33.36	47.60	82.10	69.80	60.70	51.70	47.60

表-3 実験結果

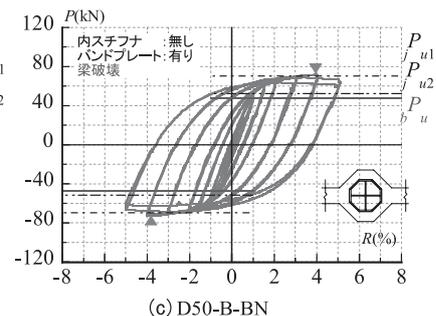
	初期剛性 $K$ (kN)	実験耐力		耐力比 $P_{max}/P_b$	崩壊形状
		最大耐力 $P_{max}$ (kN)	最大耐力時の部材角 $R_{max}$ (%)		
D50-P-BT	78.32	110.01	5	1.68(2.14)	パネルせん断破壊
D28-B-NT	53.11	70.92	5	1.53	梁曲げ破壊
D50-B-BN	56.58	71.92	4	1.51	梁曲げ破壊



(a) D50-P-BT



(b) D28-B-NT



(c) D50-B-BN

図-4 荷重-変形

値である。

### 2.3 実験結果

主な計算耐力と実験結果を表-2と表-3に、荷重-変形関係を図-4に示す。図中に示している実線は梁端で全塑性モーメント $M_p$ を發揮する時の梁のせん断力(外力荷重) $P_u$ である。また $j P_{u1}$ ,  $j P_{u2}$ 値を点線、一点鎖線で示した。

全ての試験体において、エネルギー吸収能力に優れた紡錘形の履歴性状を示しており、梁先行破壊型の試験体はそれぞれ部材角1%で梁の計算耐力を發揮した。

図-4(a)より接合部破壊先行の試験体D50-P-BTはコンクリートの有効体積を八角形断面積 $\times j$ (図-3(a))とした $j P_{u1}$ を十分に發揮していることが分かる。部材角1%付近で $j P_{u1}$ ,  $j P_{u2}$ 共に發揮した。図-4(b)よりD28-B-NTは梁断面の全塑性モーメント $M_p$ を十分に發揮していることが分かる。梁フランジの降伏耐力發揮時に外ダイアフラムを降伏させないための必要幅 $d_u$ を満たしていれば応力伝達が可能であることが確認された。図-4(c)よりD50-B-BNはD28-B-NTと同様な挙動をしていることが分かる。内スチフナを設けずバンドプレートを設けることにより必要幅を満たさないダイアフラム幅50mmでも接合部で局部的な破壊をすることなく応力伝達が可能であった。このことからバンドプレートが柱梁接合部での応力伝達に有効であると推察される。

### 3. SC柱と鉄骨梁で構成された柱梁接合部の応力伝達能力に及ぼすバンドプレートの効果

#### 3.1 実験計画

SC柱と鉄骨梁で構成された混合構造骨組柱の梁接合部試験において内スチフナを設けずともバンドプレートを用いることにより、接合部に局部的な破断をすることなく梁の応力を柱に伝達することが可能であることが分かった<sup>3)</sup>。本章では、バンドプレートに着目した柱梁接合部ディテールを持つ十字形の骨組の弾塑性変形性状を調べるため正負交番繰返しせん断実験を行い、柱梁接合部パネルの終局せん断耐力の評価法の妥当性を検討する。表-4に試験体一覧を示す。実験変数には外ダイアフラムの幅 $D$ 、バンドプレートの有無を選定している。試験体の骨組は図-1と同様である。

外ダイアフラムの幅を算定する際、内スチフナが無く

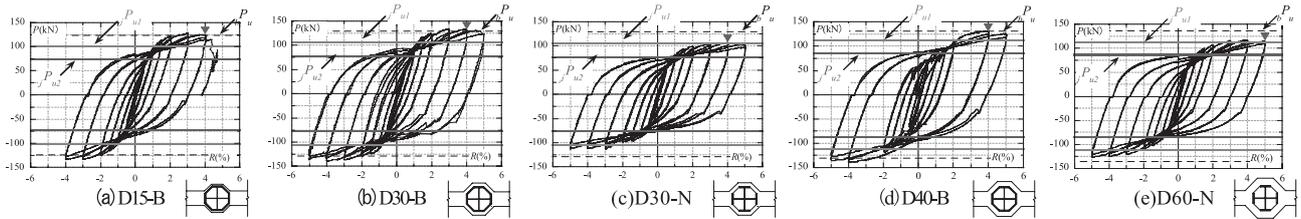


図-5 荷重-変形関係

表-4 試験体一覧

試験体名	柱十字鉄骨	梁鉄骨	外ダイアフラム幅 $D$	BPの有無	崩壊形式
D15-B	CH-200x80x4.5x9	H-250x120x4.5x9	15 ( $d_n=22.9$ )	有	外ダイアフラム
D30-B			30 ( $d_n=22.9$ )	有	柱梁接合部
D30-N			30 ( $d_n=56.3$ )	無	外ダイアフラム
D40-B			40 ( $d_n=22.9$ )	有	柱梁接合部
D60-N			60 ( $d_n=56.3$ )	無	柱梁接合部

※ $D$ :外ダイアフラムの幅,  $d_n$ :外ダイアフラムの必要幅, BP:バンドプレート

表-5 実験結果

試験体名	実験耐力		計算耐力			耐力比 $P_{max}/P_{u1}$	耐力比 $P_{max}/P_{u2}$	
	$P_{max}$ (kN)	$R_{max}$ (%)	梁 $M_p$ (kN-m)	柱梁接合部 $P_{u1}$ (kN)	柱梁接合部 $P_{u2}$ (kN)			
D15-B	133	4%	95.3	123.5	101.4	74.2	1.31	1.80
D30-B	139	4%		127.0	105.2	77.0	1.32	1.80
D30-N	114	4%		129.5	108.0	79.0	1.08	1.47
D40-B	139	4%		129.5	108.0	79.0	1.29	1.77
D60-N	127	5%		134.7	113.9	83.4	1.12	1.53

でも、バンドプレートや柱ウェブも応力を負担できるものとして、梁フランジの引張力  $P$  は、外ダイアフラム、バンドプレート、柱ウェブに伝達されると考える。ここで、柱ウェブが負担できる応力は、柱フランジと柱ウェブ間の溶接強さを最大と仮定した。以上の条件で、梁の応力を柱に確実に伝える為に必要な外ダイアフラム幅  $d_n$  は式(5)にて算定する<sup>4)</sup>。

$$d_n \geq \frac{P - W - \sqrt{2}B}{\sqrt{2}t_f \cdot \sigma_y} \quad (5)$$

ここで  $P$ : 梁の引張力,  $W$ : 柱ウェブの負担力,  $B$ : バンドプレートの降伏強度,  $t_f$ : ダイアフラムと梁フランジの厚さ,  $\sigma_y$ : 降伏応力度 ( $270\text{N/mm}^2$ ) とする。この  $d_n$  を満たしていれば外ダイアフラムより梁が先行して降伏することになる。

骨組の設計と載荷方法及び測定方法は2章と同様に行った。本章では柱梁接合部のせん断耐力評価法を詳細に検討するため試験体は全て柱梁接合部パネル崩壊型として設計を行っている<sup>5)</sup>。

### 3.2 実験結果

実験結果を表-5に示す。試験体それぞれの梁のせん断力(外力荷重) $P$ -部材角 $R$ 関係を図-5に示す。

全ての試験体において梁に目立った局部屈曲は確認されず、外ダイアフラムでの局所的な破断も確認されなかった。柱梁接合部には大きなせん断変形が確認された。図-5の(a)D15-Bと(b)D30-B、(d)D40-Bを比較すると履歴性状は部材角4%まで同様の挙動を示し、骨組の最大耐力も同程度の値を示した。

大変形である部材角5%でバンドプレートを設けた試験体で耐力が低下しているが(図-5(b)(d)参照)、これは柱弱軸フランジとバンドプレートの溶接部近傍の柱フランジに亀裂が生じたことによる影響だと考えられる。この亀裂の原因は溶接熱影響も考えられるが、弱軸鉄骨フランジの強軸回りの繰返し曲げにより生じたものと考えられる。バンドプレート無しの試験体では柱梁接合部のコンクリートの剥落があったが、大きな抵抗力の低下はなかった(図-5(c)(e))。

D30-BとD30-Nを比較するとD30-Bの方が約1.2倍の

最大耐力を示している。このことから、バンドプレートが応力伝達に寄与していることが分かる。D30-NとD60-Nからバンドプレートを取り付けなくても外ダイアフラムの必要最小幅を満たしておけば外ダイアフラムでの局所的な破断を起こすことなく応力伝達できる事が分かった。全ての試験体で、弱軸フランジの亀裂以外柱梁接合部における溶接部の亀裂破断は認められなかった。

接合部にバンドプレートを用いた場合、柱梁接合部パネルのコンクリートの拘束効果が大きく、大きなコンクリートの剥落は見られなかった。これらの試験体では部材角0.5%で柱梁接合部の強軸ウェブがせん断降伏していた。さらに、図-5(a)(b)(c)に示す様に部材角2%で  $P_{u1}$  を発揮できているので、終局せん断耐力を  $P_{u1}$  で評価できると考えられる。接合部にバンドプレートを設けない試験体では部材角1%から1.5%にかけて接合部パネルのコンクリートにせん断ひび割れが生じ、部材角の増大に伴いひび割れも進行した。部材角5%から6% 載荷時には柱フランジで囲まれていないコンクリートが激しく破壊し剥落した。接合部にバンドプレートを設けなかったD30-NとD60-Nは、図-5(c)(e)から分かる通り、実験の最大耐力が  $P_{u1}$  に達していないか、達しても大変形でこの計算耐力に達することと、余力(最大耐力/ $P_{u1}$ )が小さいことから  $P_{u1}$  で耐力を評価することは危険であると考えられる。柱梁接合部の鉄骨ウェブひずみの挙動はバンドプレート付の試験とほぼ同様であるが、接合部コンクリートの剥落が生じており、接合部外部コンクリートの拘束効果は期待できないと考えられる。これらの試験体は部材角2% 載荷時で  $P_{u2}$  は発揮できているため、この耐力で終局せん断耐力を評価することができると考えられる。

## 4. 破壊形式の違いが骨組の弾塑性変形状に及ぼす影響

### 4.1 実験計画

本章では外ダイアフラムとバンドプレートで構成された柱梁接合部をもつ十字形骨組の崩壊形の違いが骨組および柱梁接合部の弾塑性挙動と破壊性状に及ぼす影響を調べることを目的とする。表-6に試験体一覧を示す。試験体は5体製作し実験変数をダイアフラムの幅、バンドプレートの有無、崩壊形式を実験変数とした。崩壊形

表-6 試験体一覧

試験体	柱 (mm)	梁 (mm)	ダイアフラム幅D (mm)	BP	崩壊形式	コンクリート強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
D15-B-B	CH-200×80×6×9	H-200×100×4.5×6	15( $d_w=0$ )	有	梁先行型	32.6
D15-B-N	CH-200×80×6×9	H-200×100×4.5×6	15( $d_w=0$ )	無		36.1
D25-P-B	CH-200×80×4.5×9	H-200×120×4.5×9	25( $d_w=25.93$ )	有	パネル先行型	33.6
D60-P-N	CH-200×80×4.5×9	H-200×120×4.5×9	60( $d_w=49.5$ )	無		33.3
D15-S-B	CH-200×80×6×9	H-200×100×6×9	15( $d_w=0$ )	有	同時崩壊型	32.6

表-7 実験結果

試験体	初期剛性 (kN/mm)	実験値		計算耐力 $P_{u1}$ (kN)	耐力比 $P_{u1}/P_u$	崩壊形式
		$P_{u1}$ (kN)	$R_{u1}$ (%)			
D15-B-B	50.1	65.2	3.9	45.0	1.45	梁崩壊
D15-B-N	47.0	62.0	4.0	45.0	1.38	梁崩壊
D25-P-B	59.3	78.0	4.0	67.1	1.16	柱梁接合部崩壊
D60-P-N	57.6	69.3	4.0	70.6	0.98	柱梁接合部崩壊
D15-S-B	64.1	83.8	5.0	60.2	1.39	柱梁接合部・梁同時崩壊

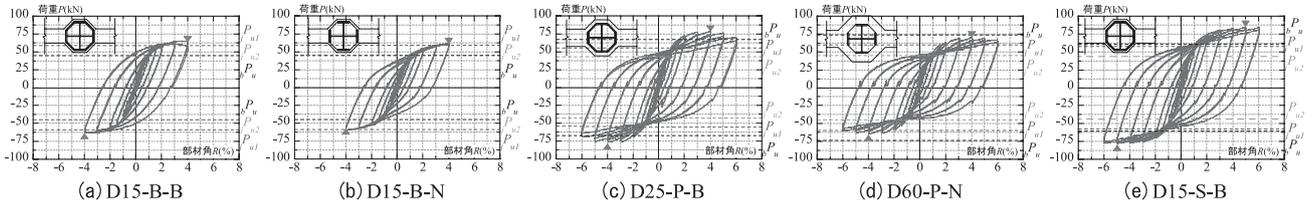


図-7 荷重-変形関係

式として梁が先行して終局曲げ耐力に達する梁崩壊型、柱梁接合部パネルが先行して終局せん断耐力に達するパネル崩壊型、梁とパネルが同時に終局耐力に達する同時崩壊型の3種類を設計した。骨組の設計、載荷方法及び測定方法は2,3章と同様に行った。

4.2 実験結果

表-7に主要な実験値を示す。全ての試験体において外ダイアフラムでの局所的な破断は確認されなかった。D15-B-BとD15-B-Nでは部材角3.0%載荷時に梁フランジに若干の局部座屈が確認された。柱梁接合部で壊す設計のD25-P-BとD60-P-Nは実験終了まで梁に局部座屈は確認されなかった。梁崩壊の2体の試験体に比べ柱梁接合部のコンクリートの損傷が激しく柱梁接合部パネルに大きなせん断変形が確認された。D15-S-Bでは梁と柱梁接合部の終局耐力を同程度になる様に設計を行っている。部材角4.0%載荷時に柱梁接合部パネルのコンクリートの剥離が激しくなり、接合部パネルに大きなせん断変形が確認された。部材角5.0%載荷時には梁端に局部座屈が確認された。図-7に荷重-変形関係を示す。

図-7に示すように、崩壊形式の違いに拘らず、いずれの試験体も紡錘形の履歴性状を示した。柱梁接合部せん断崩壊型の試験体は最大耐力を発揮した後、僅かに耐力低下が見られた。同時崩壊型の試験体は変形角6.0%のような大変形時においても耐力の低下は観察されなかった。また、梁曲げ崩壊型および柱梁接合部せん断崩壊型の試験体も、バンドプレート有りの試験体の方が耐力が大きく、柱梁接合部せん断崩壊型ではその傾向が顕著に見られた。これは、バンドプレートを付けることで仕口パネル部のコンクリートの損傷を抑えることができたために耐力向上につながったものと推察される。荷重-変形角関係上では柱梁接合部せん断崩壊型でも優れた弾塑性変形性状を示したが、パネルコンクリートの損傷が大きくなることに加え、柱鉄骨の弱軸フランジの破断につながる現象が生じることが確認された。

梁曲げ崩壊型である試験体D15-B-Bおよび、D15-B-Nでは、いずれも変形角1.0%付近で計算耐力 $P_{u1}$ に到達し

ており、またバンドプレートをつけることで柱梁接合部の剛性が高くなり、梁の耐力を十分に伝達できる接合部となっている。次に、柱梁接合部せん断崩壊型では、計算耐力を発揮するときの部材角ならびに計算耐力発揮後の余力に着目すると、試験体D25-P-Bは $P_{u1}$ で、試験体D60-P-Nは $P_{u2}$ で評価することが適切であるものと推察される。破壊性状を考慮すると、バンドプレート付きの試験体は $P_{u1}$ で、バンドプレート無しの試験体は $P_{u2}$ でそれぞれ評価することが妥当であると考えられる。

一般的な設計では梁崩壊型で設計することが望ましいが、柱梁接合部のある程度の損傷を許容する同時崩壊型の設計でも脆性的な崩壊を起こすことなく、骨組のエネルギー吸収能力を向上させることも可能である。

7. 結論

本論では、SC柱と鉄骨梁で構成された混合構造骨組の弾塑性変形性状を明らかとするため、載荷実験を行った。その結果得られた知見を以下に示す。

- 1) 柱梁接合部のディテールで内スチフナは必ずしも必要ではないことが明らかになった。これはコンクリートの充填性、施工性の向上が見込まれる。
- 2) 式(5)で算出した外ダイアフラム幅を満たしていれば柱梁接合部での局所的な破壊をすることなく梁の応力を柱に伝達できる。荷重-変形関係等から検討すると式(5)の計算式は概ね妥当であると云える。
- 3) バンドプレートの有無を考慮した柱梁接合部の終局せん断耐力の評価法を示した。

参考文献

- 1) 倉富洋, 堺純一, 田中照久, 川原健輔, 十字鉄骨とコンクリートで構成された合成柱材の弾塑性変形性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造工學論文集 Vol.60B, pp.65-71, 2014.3
- 2) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説, 2014.1
- 3) 倉富洋, 瀧上大貴, 田中照久, 堺純一: バンドプレートに着目した鋼・コンクリート合成柱材と鉄骨梁で構成された柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究: コンクリート工学年次論文集 vol.39No.2, pp.1057-1062, 2017.7
- 4) 瀧上大貴, 倉富洋, 田中照久, 堺純一, 鋼・コンクリート合成柱と鉄骨梁で構成された柱梁接合部の弾塑性変形性状に関する研究, 日本建築学会構造工學論文集, Vol.64B 2018.3
- 5) 瀧上大貴, 倉富洋, 田中照久, 堺純一, 鋼・コンクリート合成柱と鉄骨梁で構成された柱梁接合部の弾塑性変形性状に関する実験的研究, 第12回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.48, 2017.11

## 【その2】 バーリングシアコネクタを用いた鋼管杭頭接合部の開発とその応力伝達機構に関する実験的研究

### 1. 序

近年、コンクリート杭が多く採用される中、鋼管杭および外殻鋼管付きコンクリート杭（SC杭）の使用が増加傾向にある。鋼管杭と鉄筋コンクリート（RC）パイルキャップの杭頭接合部では、鋼管杭外周部に鉄筋を現場でフレア溶接するひげ筋方式が一般に用いられている。この方式は、接合部の高い固定度を有することで知られているが、建設現場での溶接環境が悪いこと、基礎梁の鉄筋と干渉することなどの問題が生じ、工期や品質に影響を及ぼす場合がある。また、杭頭接合部の既往の実験的研究による知見は十分に蓄積されていないのが現状であり、鋼管杭とRCパイルキャップとの間の応力伝達は不明な点も多い。さらに、上部構造および杭部材の高強度化技術が進んでいる中で、これらに対応した杭頭接合部の設計法については詳細に検討されていないのが現状である。したがって、杭頭接合部の高度化を目指した技術開発ならびに応力伝達機構に基づく力学的に合理的な設計法の確立が求められる。

本研究では、従来の接合技術に代わるものとして、図1に示す、高耐力・高剛性・高靱性ならびに生産性・施工性に優れたバーリングシアコネクタ<sup>1)</sup>と称するずれ止めを用いた新しい鋼管杭頭接合部を開発することを目的とする。本論では、バーリングシアコネクタに引抜き力を加えた時の鋼とコ

ンクリート間の応力伝達機構の解明を試みた基礎実験ならびにバーリングシアコネクタを用いた新しい鋼管杭頭接合部の優位性および力学的特性を検証した応用実験のそれぞれの概要とその結果を述べるとともに、両実験の相関性について述べる。

### 2. 引抜き載荷実験による基礎研究

本章では、ずれ止め特性に影響を及ぼすと考えられる鉄筋の配筋法やコンクリートへの埋込長さの違いを主な実験変数としたバーリングシアコネクタの引抜き挙動を明らかとするために、鋼とコンクリート間の引抜き載荷実験を行った。

#### 2.1 実験計画

試験体一覧を表1に、シリーズIおよびシリーズIIの引抜き試験体の形状寸法を図2、図3に示す。ずれ止めのバーリング鋼板は、板厚6mm(SS400)、バーリング径50mm、突起高さ15mmとする<sup>1)</sup>。シリーズIの引抜き試験体のコンクリートブロックの幅、厚さおよび高さはそれぞれ400mmの正六面体である。試験体の配筋は、ねじ節鉄筋とせん断補強筋（最上段を除く）を共通とし、着色部の鉄筋（最上段のせん断補強筋：O、貫通鉄筋：I、U字鉄筋：U）の有無による影響を検証する。シリーズIIの引抜き試験体のコンクリートブロックの断面は600×600mmであり、高さは500mmである。試

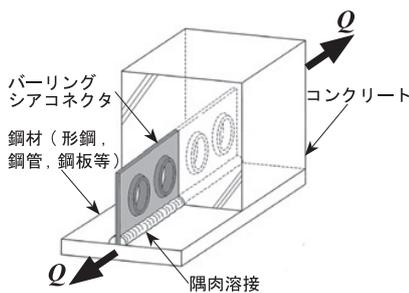


図1 バーリングシアコネクタ<sup>1)</sup>

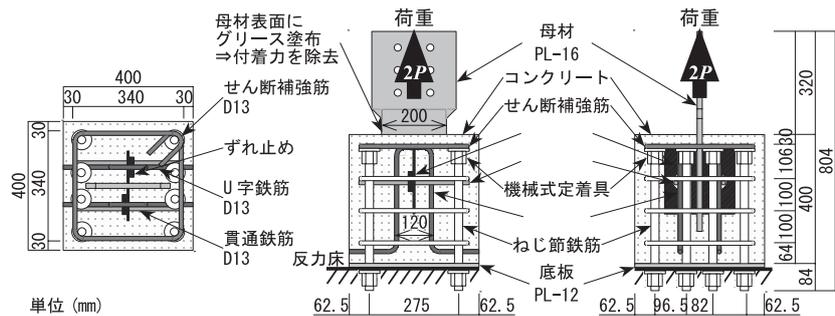


図2 各種鉄筋の有無を変数とした試験体の形状寸法（シリーズI）

表1 試験体一覧

シリーズ	No.	試験体名	埋込長さ (mm)	せん断補強筋	貫通鉄筋	U字鉄筋
I	1	B	146	3-D13	-	-
	2	B-O		4-D13	-	-
	3	B-I		3-D13	D13	-
	4	B-U		3-D13	-	D13
	5	B-OIU		4-D13	D13	D13
II	6	B150	150	-	-	-
	7	B250	250	5-D13	-	-
	8	B350	350	-	-	-

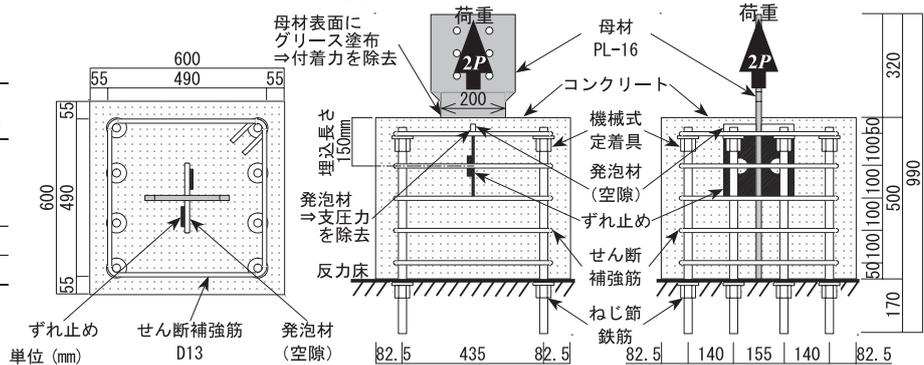
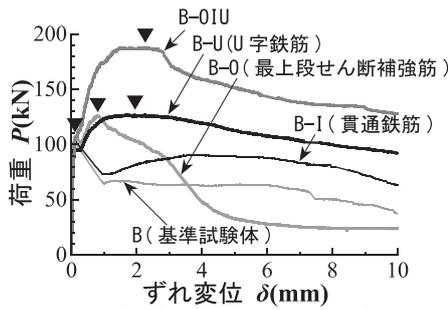
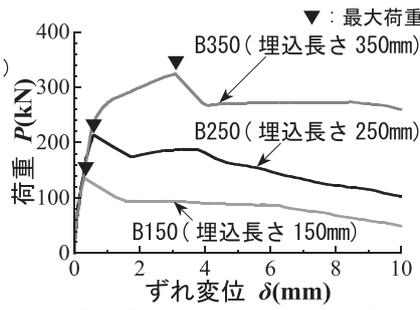


図3 バーリングの埋込長さ・個数を変数とした試験体の形状寸法（シリーズII）



(a) 鉄筋配置の違い (シリーズ I)



(b) 埋込長さの違い (シリーズ II)

図4 荷重-ずれ変位関係

験体の配筋は、ねじ節鉄筋とせん断補強筋を共通とし、バーリング鋼板の埋込長さ (150, 250, 350 mm) の違いによる影響を検証する。試験体はシリーズ I の 5 体とシリーズ II の 3 体の計 8 体である。

載荷方法は、図 2, 図 3 に示すように、母材に一方に引張荷重を単調に載荷する。測定位置は、コンクリートと母材との間の引抜き量 (相対ずれ変位) を左右の 2 箇所、コンクリート上面の浮き上がり量を前後の 2 箇所を計測する。

## 2.2 実験結果

各試験体の荷重-ずれ変位関係を図 4 に示す。なお、図中の  $P$  はずれ止め 1 個あたりに作用した荷重である。

鉄筋配置の違いを比較した、図 4(a) より、基準試験体である B に対し、最上段のせん断補強筋 (B-O) ならびに U 字鉄筋 (B-U) を有することで、バーリングシアコネクタの最大耐力はそれぞれ 1.26 倍、1.28 倍増加した。一方、貫通鉄筋 (B-I) を有することによる最大耐力の増加は見られなかった。よって、ずれ止め鋼板の上部にせん断補強筋や U 字鉄筋を配筋することで、鋼材とコンクリート間の応力伝達機構が改善される。各種鉄筋を全て配筋した B-OIU の最大耐力は、B に比べ、1.90 倍増加した。また、B-OIU の最大耐力は、B-OIU の最大耐力時のずれ変位における基準試験体 B の耐力と実験変数にとった各種鉄筋 (最上段のせん断補強筋、貫通鉄筋、U 字鉄筋) の効果による付加耐力を累加することにより、評価可能であることが実証されている<sup>2)</sup>。

図 4(b) より、バーリングシアコネクタの埋込長さを 150, 250, 350 mm と大きくするにつれて、最大耐力は増加する傾向が見られた。しかし、B350 を除けば、最大耐力時のずれ変位は 0.6mm 以内であり、早期にコンクリート上面にひび割れが発生することで、耐力低下が生じている。

## 2.3 バーリングシアコネクタの応力伝達機構

表 1 に示す試験体を含む、計 29 体の実験結果より、引抜き力が作用するバーリングシアコネクタとコンク

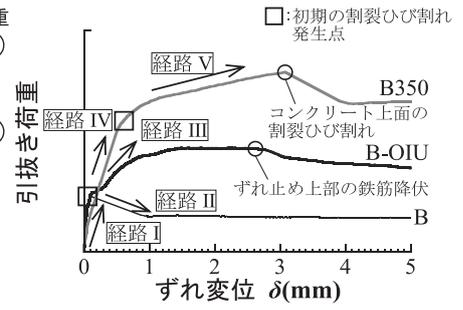


図5 応力伝達機構

リート間の応力伝達機構について検討した模式図を図 5 に示す。バーリングシアコネクタに引抜き力が作用すると、鋼板とコンクリートとの間の接着 (粘着) 作用が消失するまでは、経路 I のように、初期のずれ剛性を保持したまま、荷重は増大する。 $\delta \approx 0.1\text{mm}$  付近で、鋼板とコンクリートとの間の接着 (粘着) 作用が消失するとともに、バーリング突起部および鋼板端部の支圧力に誘発されて、コンクリート上面に割裂ひび割れが生じる。この時点で、コンクリートの拘束効果が期待できない場合は、バーリングシアコネクタからコンクリートへの応力伝達性能が低下することで、経路 II のように、急激に荷重低下、すなわち、最大耐力が決定付けられる。一方で、周囲の鉄筋によるコンクリートの拘束効果が期待できる場合は、バーリングシアコネクタの抵抗力がコンクリートを介して周囲の鉄筋に伝達されるため、経路 III のように、剛性低下を伴うものの、荷重は増大していく。その後、最大耐力は、周囲の鉄筋の降伏によって決まる。

また、コンクリートへの埋込長さが十分であれば、鋼板とコンクリートとの間の接着 (粘着) 作用が消失した後も、バーリング突起部および鋼板端部の支圧力によるコンクリート上面の割裂ひび割れが生じず、経路 IV のように、初期のずれ剛性を保持したまま、荷重は増大する。その後、コンクリート内部に初期の割裂ひび割れが生じ、経路 V のように、剛性低下を伴うものの、荷重は増大していく。そして、コンクリート上面に割裂ひび割れが現れることで、最大耐力が決定付けられる。

## 3. 杭頭接合部のせん断曲げ実験による応用研究

本章では、従来方式に代わる耐震性・施工性に優れた杭頭接合方式として、バーリングシアコネクタを用いた新しい杭頭接合方式を考案し、せん断曲げ実験を行った。

### 3.1 杭頭接合新方式の概要

杭頭接合新方式の詳細を図 6 に示す。各デバイスに用いたバーリング鋼板は、板厚 6mm (SM490A)、突起高さ 15mm、バーリング内径 50mm とした<sup>1)</sup>。

デバイス A は、十字形のデバイスを現場で鋼管杭に

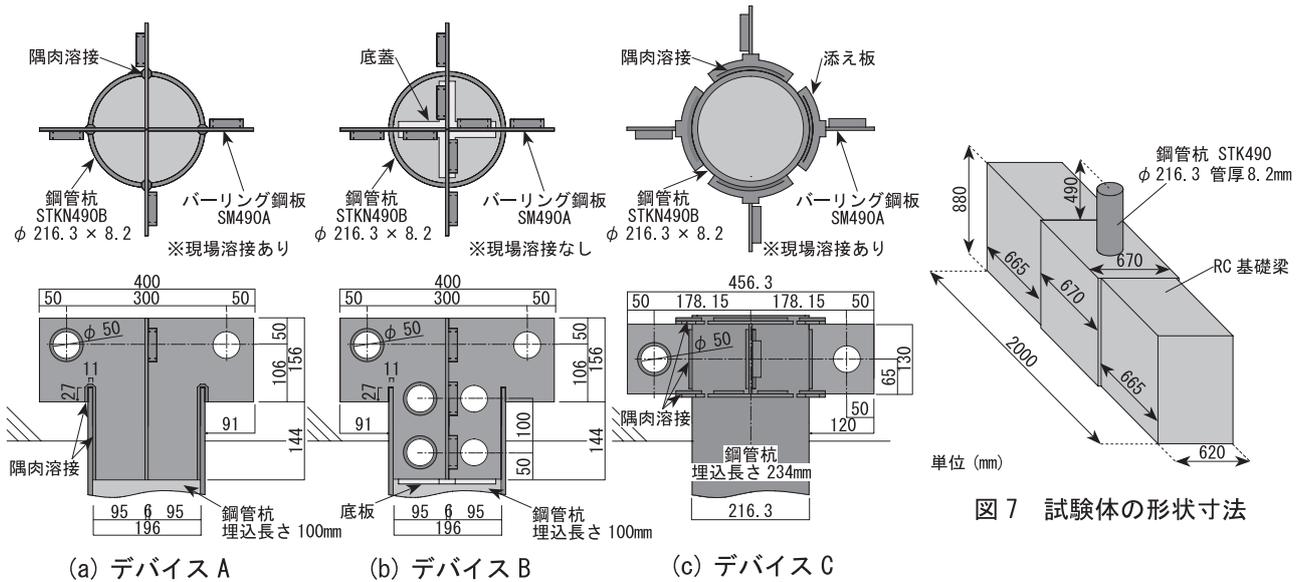


図7 試験体の形状寸法

図6 杭頭接合新方式の詳細

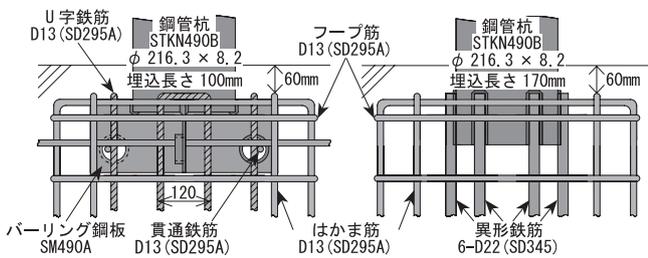


図8 試験体の杭頭接合部配筋詳細

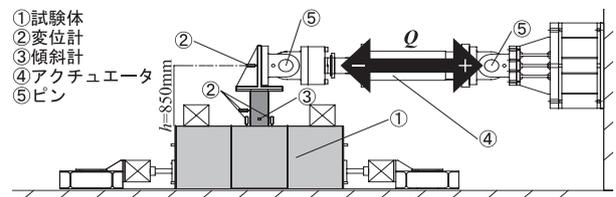


図9 荷重方法と測定方法

隅肉溶接することを想定している (図6(a)). 一方、デバイスBは、現場での溶接を必要とせず、十字形のデバイスを杭頭にはめ込むだけとなっている。デバイスに施したバーリングシアコネクタは、鋼管内部にも配置しており、鋼管内部に充填されたコンクリートの付着による接着(粘着)作用とバーリングシアコネクタによる機械的抵抗作用により鋼管杭との応力伝達を図る仕様となっている(図6(b)). デバイスCは添え板2枚とバーリング鋼板にて、工場で製作した部材を現場で鋼管杭外周部に隅肉溶接することを想定している(図6(c)).

### 3.2 実験計画

試験体の形状寸法を図7に示す。試験体は天地を逆にし、鋼管杭とRC基礎梁によって構成される。鋼管杭はφ216.3×8.2(STKN490B)を使用する。本実験は、杭頭接合部の弾塑性変形状を把握することが目的であるため、鋼管内部にコンクリートを充填し、杭頭接合部が先行して破壊する条件とした。実験変数は、杭頭接合方式の種類、貫通鉄筋およびU字鉄筋の有無である。試験体は新方式5体と従来のひげ筋方式1体の計6体である。

試験体の杭頭接合部配筋詳細を図8に示す。はかま筋、フープ筋は全試験体共通で配筋する。貫通鉄筋は、デバ

イスAに配筋し、その有無による影響を検証する。U字鉄筋は、新方式のみに配筋し、デバイスAにて、その有無による影響を検証する。

荷重方法と測定方法を図9に示す。実験は、正負斬増繰り返し水平荷重とした。実験の制御は荷重点の水平変位 $\delta$ による変位制御にて行った。部材角 $R(=\delta/h)$ は、荷重点の水平変位 $\delta$ をパイルキャップ上面-加力点間の高さ $h(=850\text{mm})$ で除した値である。せん断スパン比 $(M/QD)$ は3.93とした。

### 3.3 実験結果

#### 3.3.1 履歴性状

実験によって得られた各試験体の履歴性状(水平荷重 $Q$ と部材角 $R$ の関係)を図10に示す。

図10(a)より、新方式のA-UおよびC-Uは紡錘型のエネルギー吸収能力が大きい履歴性状を示した。一方で、B-Uは逆S字のエネルギー吸収能力が小さい履歴性状を示した。これは、曲げ引張側で、鋼管杭がデバイスから抜け出したため、応力伝達が不十分であったことが原因と考えられる。図10(b)より、新方式の中で、最も高い接合性能が得られたデバイスCは、従来のひげ筋方式と同程度の履歴性状を示した。図10(c)より、貫通鉄筋の有無を比較した試験体は、ほぼ同等の履歴性状を示し、バーリング孔内に配置した貫通鉄筋の効果は

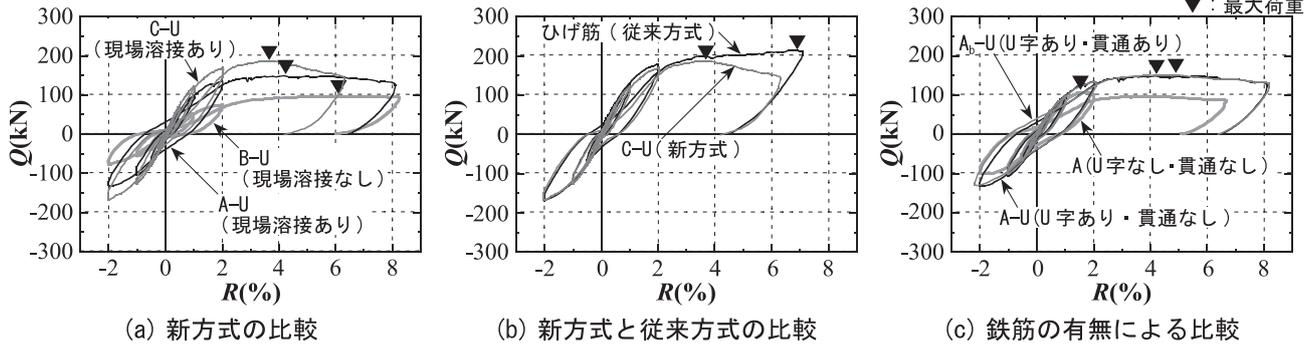


図 10 履歴性状

見られない。一方で、U字鉄筋を有することで、部材角  $R=1.0\% \sim 2.0\%$  の耐力および剛性が改善される結果となった。また、A-U および A は部材角  $R=1.0\%$  時に曲げ引張側でコンクリート上面にバーリング鋼板に沿って割裂ひび割れが発生し、剛性が低下した。さらに、A-U の最大耐力は U 字鉄筋の降伏によって、決定付けられている。以上の現象は、2.3 節でも同様のことが確認されており、両実験は前章の引抜き実験でも相関性が認められる。

### 3.3.2 固定度

各部材角時の水平荷重  $Q$  と固定度  $\alpha_r$  の関係を図 11 に示す。文献 3) より、固定度  $\alpha_r$  を (1) 式より算定した。

$$\alpha_r = 1 / (1 + EI / (2h^2) \cdot \theta / Q) \quad (1)$$

ここに、 $\alpha_r$ : 杭頭固定度、 $E$ : 引張試験結果の杭鋼管のヤング係数、 $I$ : 鋼管の断面二次モーメント、 $h$ : 載荷点から RC 基礎梁までの高さ、 $\theta$ : 杭頭回転角、 $Q$ : 載荷点の水平力

一般的に、固定度  $\alpha_r$  は 0.8 以上あると高い固定度を有しているとされている<sup>4)</sup>が、現場無溶接タイプである B-U は、初期の段階で固定度は 0.8 を下回っている。一方で、現場溶接タイプである A-U、Ab-U および C-U は、部材角  $R=1.0\%$  程度まで、固定度は 0.8 以上あり、高い固定度を有している。また、現場溶接タイプである A-U、Ab-U および C-U は、部材角  $R=1.0\%$  に曲げ引張側でコンクリート上面にバーリング鋼板に沿った割裂ひび割れが発生しており、 $R=1.0\%$  付近で、固定度は 0.8 を下回っている。よって、引抜き試験においても確認されたバーリング突起部および鋼板端部の支圧力による割裂ひび割れは、固定度の低下に及ぼす影響が大きいことがわかる。

### 4. 結

バーリングシアコネクタを用いた新しい鋼管杭頭接合部を開発することを目的とし、バーリングシアコネクタの引抜き実験ならびに鋼管杭頭接合部のせん断曲げ実験を行った。実験結果から得られた知見を以下に示す。

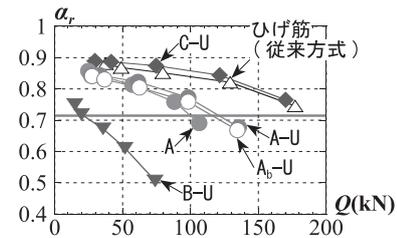


図 11 杭頭固定度の推移

- 1) 高度な溶接技術が必要としないタイプとして考案した現場溶接タイプのデバイス A および C は、いずれも従来のひげ筋方式と同程度の接合性能を有する。
- 2) 現場無溶接タイプのデバイス B は、曲げ引張側で、鋼管杭がデバイスから抜け出す現象が確認され、履歴性状に強い影響を及ぼした。現場無溶接で、高い固定度を有する杭頭接合部を実現するには、鋼管杭とデバイス間の応力伝達の改善が必要である。
- 3) バーリング突起部および鋼板端部の支圧力に誘発されて生じたコンクリート上面のバーリング鋼板に沿った割裂ひび割れは、接合部の挙動に大きく影響を及ぼす結果であった。ただし、バーリングシアコネクタの周囲に鉄筋を適切に配置することやコンクリートへの埋込長さを十分にとれば、鋼材とコンクリート間の応力伝達機構の改善が期待できる。

### 参考文献

- 1) 田中照久, 堺純一, 河野昭彦: バーリング加工を活用した新しい機械的ずれ止めの開発, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 694 号, pp.2237-2245, 2013.12
- 2) 山下慎太郎, 田中照久, 堺純一: バーリングシアコネクタおよび孔あき鋼板ジベルの引抜き耐力に関する実験的研究, 第 12 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集, 第 12 巻, pp.49-1-8, 2017.11
- 3) 秋山宏ほか: 水平力を受ける鋼管くい基礎接合部に関する実験 (その 5 接合部の固定度), 日本建築学会大会学術講演概要集 (東海), pp.1003-1004, 1985.10
- 4) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 第 2 版, pp.322-325, 2001.10