

『ZTM柱脚杭頭接合工法』－鋼管柱脚と既製杭との接合工法－

基礎梁・・・本当に要るの？

成瀬 忠・今野 修*1

ZTM STEEL COLUMN AND PILE JOINT METHOD Pile Head Connection Method with Reinforced Concrete Joint Base-Girder・・・Is it really imperative?

Tadashi NARUSE, Shu KONNO

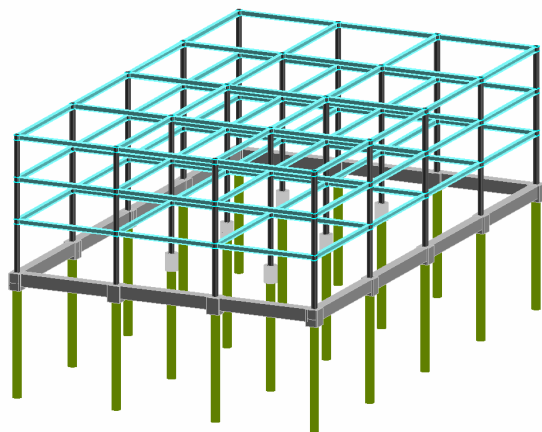


図-1 本工法適用建物の概要

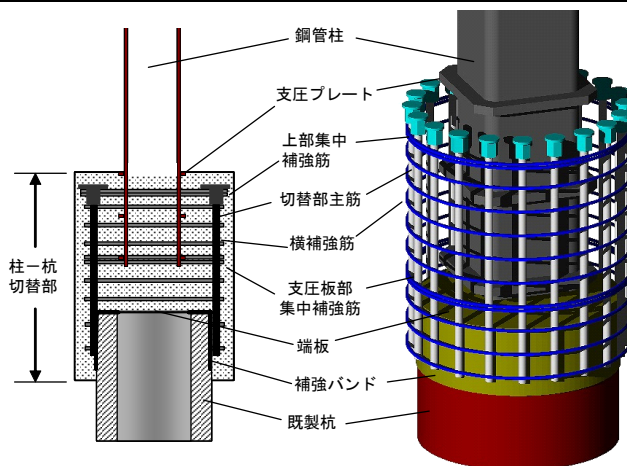


図-2 柱－杭切替部の概要

研究の目的

杭基礎を用いた建物では、一般的に杭と柱の接合部にフーチング、またフーチングどうしを基礎梁によって連結する。しかし、基礎梁を構築するためには、掘削、配筋、型枠、コンクリート打設、埋め戻しと一連の工程が避けられず、工程、コストに大きな影響を及ぼす。フーチングは柱と杭の応力の伝達をスムーズにする一方、柱からの鉛直力の一部を地盤に伝達する機能を有し、基礎梁は地震時水平力による上部構造の応力に加え、杭からの曲げ戻し応力も負担している。本研究は、フーチングおよび基礎梁が担っている機能を見直し、杭および上部構造躯体にその機能を振り分けることにより、フーチング、基礎梁を省略することを目的として開発し、（財）日本建築総合試験所において『ZTM柱脚杭頭接合工法』として建築技術性能証明を取得した。

技術の説明

本工法は、低層の CFT 構造を含む鉄骨造建物に適用する。建物外周の基礎梁は必要となる、また、コア回りなど比較的大きな応力を負担している基礎梁については省略しない方がコスト的に有利になる。図2に本工法による柱と杭の接合部分（柱－杭切替部）を示す。既製杭施工後、杭頭部の側面に応力伝達と定着を兼用した切替部主筋を溶接する。鋼管柱の埋込み部には3枚の支圧プレートを溶接し、柱に作用する応力を柱－杭切替部に伝達させている。柱－杭切替部のコンクリートは横補強筋を設け、最上部ならびに最下段支圧プレート近傍のみ集中補強筋を配筋し補強する。本構造により、鋼管柱に作用する軸力、せん断力、曲げモーメントは、鋼管柱側面および3枚の支圧プレートにより、柱－杭切替部を通して杭に伝達する。また、柱－杭切替部の強度、回転剛性について構造実験を実施し、考案した設計式の妥当性を確認した。本研究は、東洋建設株式会社、株式会社銭高組との3社の共同開発である。

主な結論

本工法を用いることによりフーチング、基礎梁を省略した接合部分の強度および回転剛性を精度よく評価することができる。

*1 本店 建築事業本部 リニューアル事業部 リニューアルエンジニアリングG

『ZTM柱脚杭頭接合法』 —鋼管柱脚と既製杭との接合法—

成瀬 忠 今野 修^{*1}

要 旨

杭基礎を用いた構造では、一般的に柱と杭の接合部分（「柱－杭切替部」と称す）にフーチングを設け、隣接するフーチングどうしを基礎梁によって結合することにより、杭基礎と上部構造が一体化される。基礎梁は地震時水平力による上部構造の応力に加え、杭からの曲げ戻し応力も負担するため大きな断面性能が必要となる。さらに、平面規模の大きい構造物では、基礎梁構築のための配筋、型枠、コンクリート打設作業が多く、また作業スペースを確保するために、多量の掘削土が発生する。『ZTM柱脚杭頭接合法』は、CFT造を含む鉄骨造の低層建物を対象に、フーチングおよび基礎梁を省略することを目的に開発し、構造実験により性能を把握、設計手法を確立したのち、2008年1月に（財）日本建築総合試験所より建築技術性能証明を取得した。本工法は、既製杭打設後、切替部主筋と呼ばれるつなぎ鉄筋を杭頭側面に溶接して柱－杭切替部を構築する。柱－杭切替部は既製杭径よりも拡張されているため、杭打設時の施工誤差を吸収しやすい構造となっている。本研究は、東洋建設株式会社、株式会社銭高組の3社の共同開発である。

キーワード 鋼管／杭／鉄筋コンクリート／構造実験／接合部／建築

目 次

- | | |
|----------|------------|
| 1. はじめに | 4. 構造性能の評価 |
| 2. 工法の概要 | 5. おわりに |
| 3. 構造実験 | 参考文献 |

ZTM STEEL COLUMN AND PILE JOINT METHOD Pile Head Connection Method with Reinforced Concrete Joint

Tadashi NARUSE Shu KONNO

Synopsis:

Usually, the pile head is capped with a R/C massive lump called footing, connecting with adjacent footings by way of base-girders and with steel column. Base-girder is tend to have a much larger section than that of upper girders because of the transferred load from upper stories and of the flexural force from piles, making arrangements of re-bars, framework and concrete pouring cumbersome, even worse, requires a bunch of soil to be dug. ZTM Steel Column and Pile Joint Method has been developed in order to save some of footings and base girders for low story steel structures by way of structural experiments with 1/2 scale miniatures. This method represents a particularly rational R/C joint structure that comes to realize comparatively slim pile cap. The design system of this method has been approved arbitrary by GBRC.

Toyo corporation and Zenitaka construction company are co-partners on this development.

* 1 本店 建築事業本部 リニューアル事業部 リニューアルエンジニアリングG

1. はじめに

比較的低層の鉄骨造もしくは CFT 造の柱に独立フーチングを設け、杭によって支持されるような建築物の場合、一般的にフーチングどうしを強固な基礎梁により連結し、地震時の水平力による上部構造の応力負担と同時に、杭からの曲げ戻し力も担わせるように設計する。しかし、基礎梁を構築するためには、基礎梁断面に加え作業スペースを含めた空間を確保するため、多量の掘削作業を要することになる。

本報で報告する『Z T M 柱脚杭頭接合法』¹⁾は、図-1 に示すように、建物外周の基礎梁は必ず設けるものとして、その他の基礎梁を省略することによる工種削減、工期短縮を目的として開発したものである。省略された基礎梁が担っていた機能は、杭および上屋の躯体に振り分けることとなるため部材はサイズアップすることになる。従って、比較的水平力が小さい低層建物で、1 階柱脚に大きな曲げモーメントが発生しない建物、および良好な地盤で杭の水平反力がとれるような場合に有利となる。

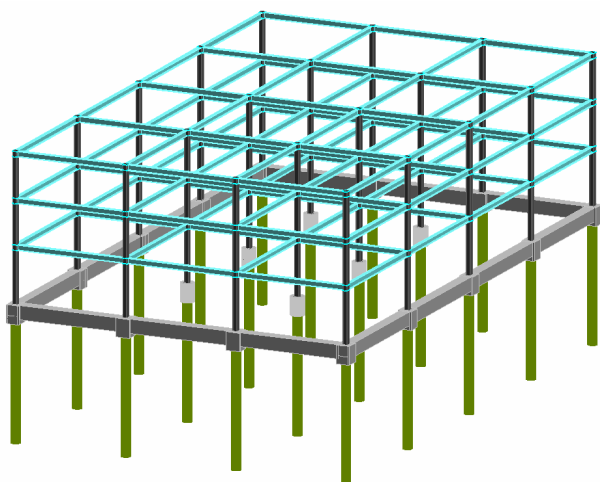


図-1 適用建物の概要

2. 工法の概要

本工法は一柱一本杭形式を前提とし、柱と杭を「柱－杭切替部」と名付けた鉄筋コンクリート（以下、「RC」と称す）部を介して接合する。柱－杭切替部の構築方法は、既製杭打設後、切替部主筋と称する末端部に定着金物を取り付けたつなぎ鉄筋を杭頭側面に溶接して主筋の代わりとし、横補強筋を配置したのちコンクリートを打設する。柱－杭切替部は既製杭径よりも拡幅されているため、杭の水平方向の施工誤差を吸収できる構造とした。

図-2 に Z T M 柱脚杭頭接合法の柱－杭切替部の概要ならびに各部名称を示す。本工法では既製杭施工後、杭頭部の側面に応力伝達と定着を兼ねた切替部主筋を、既製杭が P H C 杭などの場合には設計を満足する肉厚を持った補強バンドに、また SC 杭など鋼管を有する場合にはその鋼管に両面フレア溶接する。鋼管柱は柱－杭切替部に柱せいの 2 倍以上埋設し、埋込み部に設けた 3 枚の支圧プレートにより、柱に作用する応力を柱－杭切替部に

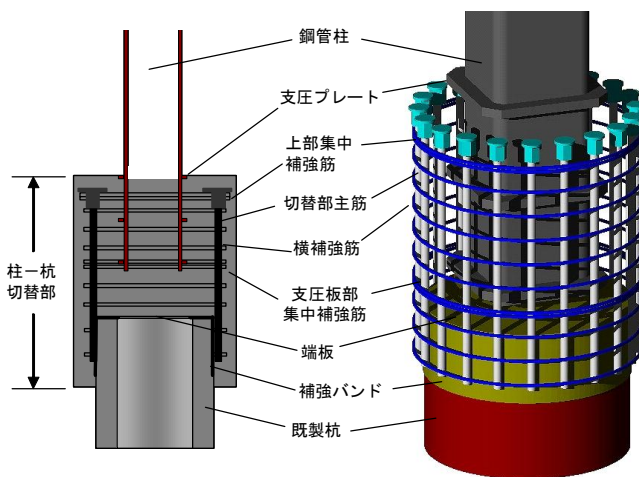


図-2 柱－杭切替部の概要

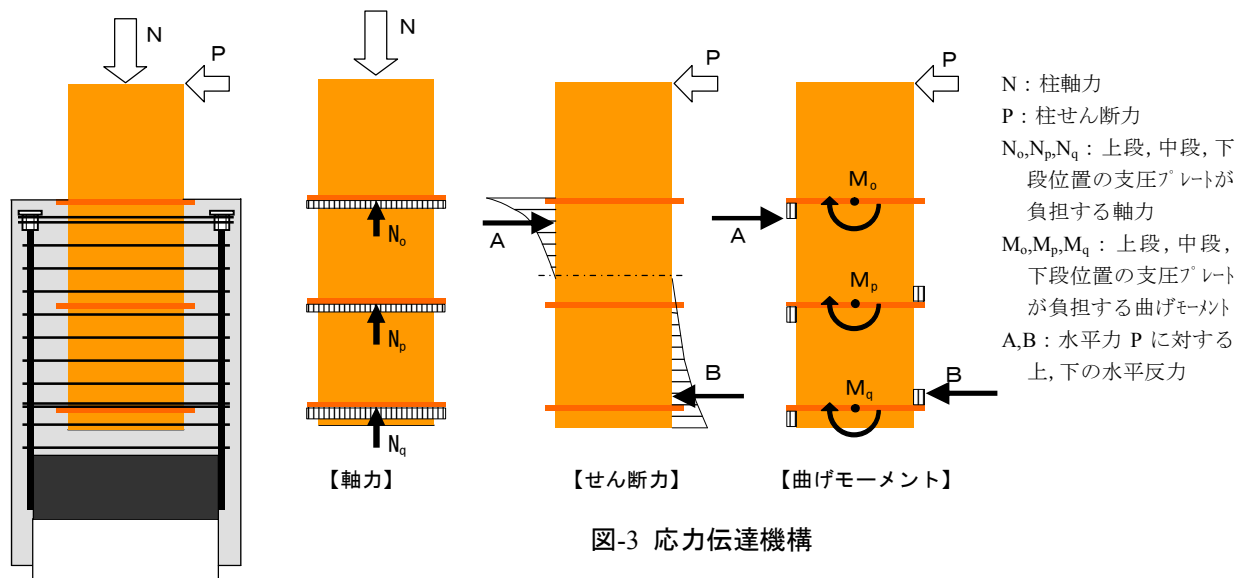


図-3 応力伝達機構

伝達させる。柱－杭切替部のコンクリートは横補強筋による補強がなされており、さらに横補強筋の最上部は上部集中補強筋、最下段支圧プレート近傍には支圧板部集中補強筋を配置して補強する。

図-3 に柱－杭切替部における応力伝達の概要を示す。鋼管柱に作用する軸力、曲げモーメントは、鋼管柱側面および 3 枚の支圧プレートにより、柱－杭切替部に伝達される。また、鋼管柱の埋設部上下端にせん断力が集中するため、集中補強筋を設けて抵抗させる。

3. 構造実験

3.1 実験の概要

柱－杭切替部の主として剛性、耐力、変形性能などの構造性能の把握および応力伝達機構の解明を目的として構造実験を実施した。また、地震時の変動軸力や杭の偏心による影響をあわせて確認する。試験体は試設計による結果を用いて、杭、柱－杭切替部および鋼管柱を 1/2.5 に縮小した模型を製作した。

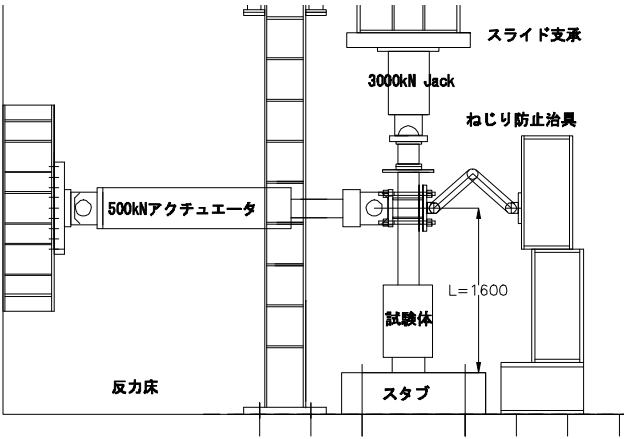


図-4 加力装置

図-4 に加力装置の概要を示す。加力形式は反力床に固定したスタブに杭を定着させ、鋼管柱上部から水平方向にせん断力を入力させる片持ち梁形式とした。軸力は、鋼管柱上部から球座、およびスライド支承を介して油圧ジャッキにより常に鋼管柱芯に作用するように载荷した。加力制御は、加力点での水平変位をスタブから加力点ま

表-2 使用鋼材の機械的性質

部位	材質	降伏点* (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
鋼管柱 t9mm	BCP325	402 ^{*)}	467	20.5
鋼管柱 t6mm	BCP325	422 ^{*)}	478	17.9
支圧プレート t9mm	SM490	387	529	34.4
杭端板 t22mm	SS400	267	421	25.4
補強バンド t5.4mm	STK400	402 ^{*)}	454	30.8
切替部主筋 D16	SD390	453	626	21.3
横補強筋 S6	KSS785	1010	1309	10.9
杭主筋 D19	SD390	437	632	23.2
杭せん断補強筋 D10	SD295A	377	550	—

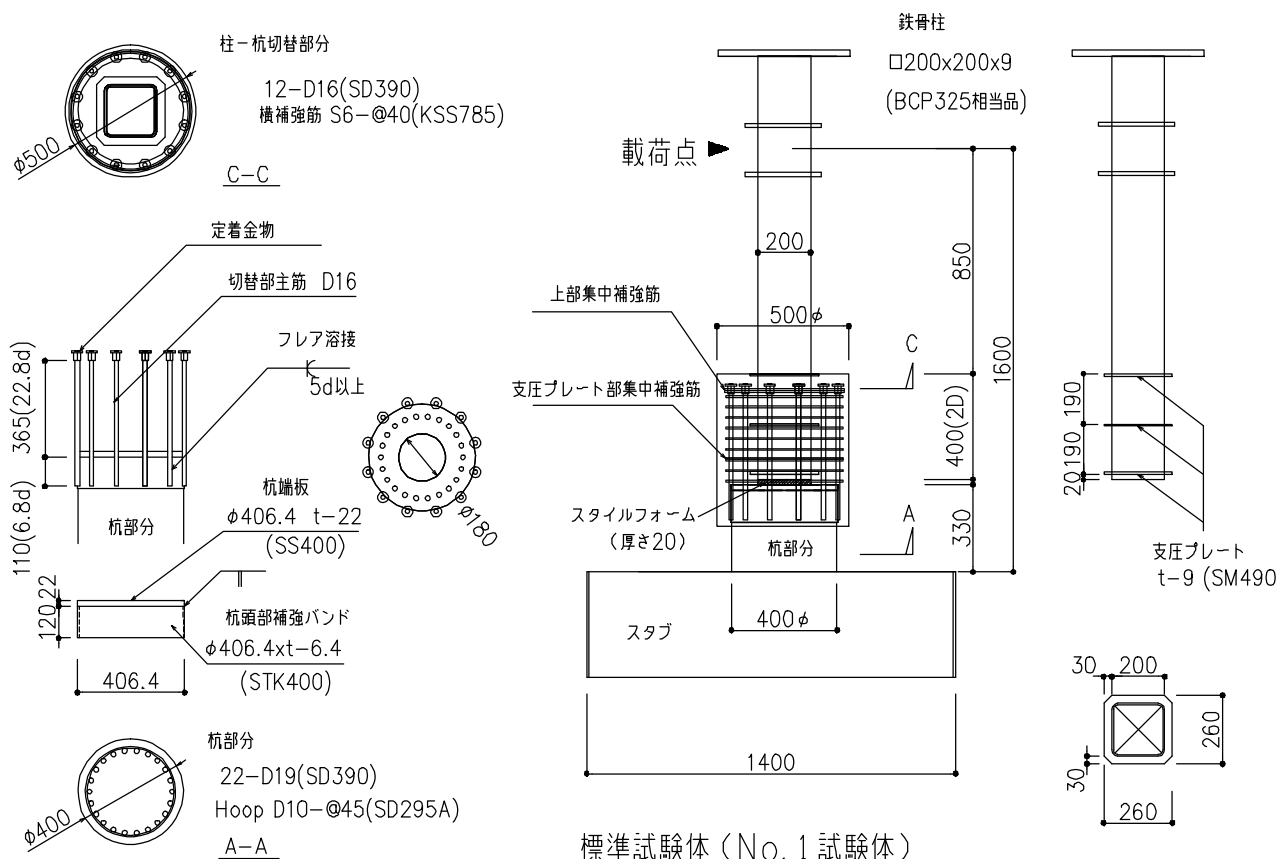
*0.2%オフセット法による値。

表-3 コンクリートの圧縮強度

試験体名	部位	圧縮強度(N/mm ²)
No.1	柱－杭切替部	28.8
	杭	39.8
No.2	柱－杭切替部	27.7
	杭	39.2
No.3	柱－杭切替部	29.0
	杭	41.2
No.4	柱－杭切替部	26.1
	杭	27.7
No.5	柱－杭切替部	22.8
	杭	36.2
No.6	柱－杭切替部	26.6
	杭	37.6

表-1 試験体諸元

試験体名			No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6
鋼管柱	板厚		9					
柱－杭切替部	主筋	本数	12			16	12	8
		p _t (%)	0.4			0.51	0.4	0.3
	横補強筋	ピッチ(mm)	@40			@110	@50	@70
		p _w (%)	0.65			0.24	0.52	0.37
	上部集中補強筋	本数	1	1	1	0	1	1
	支圧板部集中補強筋	本数	1	2	5	2	0	1
軸力比		N/As・σ _y	0.2	0～0.3	0.2			
偏心量		(mm)	0		50	0		
共通事項			鋼管柱 b×D 200×200mm (BCP325相当), 根入れ深さ400mm (2D) 支圧プレート b×D 260×260mm(SK490) t9 柱－杭切替部 外径500φ Fc27N/mm ² 切替部主筋 D16 (SD390) 定着長さ 22.8d+定着プレート 横補強筋・上部集中補強筋・支圧板部集中補強筋 S6(KSS785) 既製杭 杭径400φ Fc30N/mm ² 主筋22-D19 (p _t 1.48%, SD390) せん断補強筋 2-D10@45 (p _w 0.89%, SD295A) 杭端板 t22mm (STK400) 杭頭部 φ 406.4×t6.4mm 補強バンド SS400					



標準試験体 (No. 1 試験体)

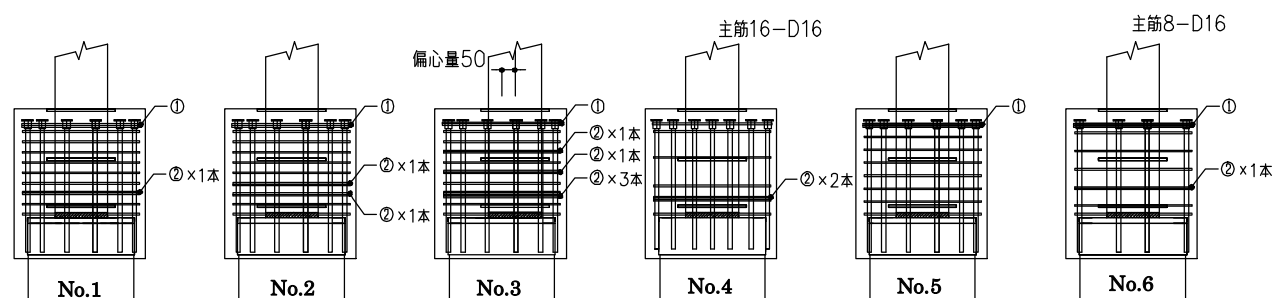


図-5 試験体の形状と配筋

での距離 (1.6m) で除した部材変形角による変位制御とし、漸増変位による正負交番加力とした。No.2 試験体は試設計結果をもとに、水平力がゼロの状態を軸力比 0.15 とし、水平力に比例させながら軸力比 0 から 0.3 まで変動させた。

表-1 に試験体諸元、図-5 に No.1 試験体の詳細図および全試験体の配筋概要を示す。試験体は計 6 体である。杭は径 400mm の RC 造とし、柱-杭切替部や鋼管柱より先に曲げ降伏しないように計画した。杭頭部には切替部主筋をフレア溶接するための補強バンドならびに杭主筋 (実物では PC 鋼材) を定着するための端板を設けた。

鋼管柱は BCP325 相当の 200mm×200mm の角形鋼管を用い、柱-杭切替部への埋め込み深さは 400mm (鋼管柱 1 辺の長さの 2 倍) とした。この埋め込み部分には 3 段

の支圧プレートを配置することにより、鋼管柱から柱-杭切替部への応力伝達をスムーズに行うようにした。支圧プレートは、幅 30mm、厚さ 9mm とし、設置位置は、最上段を柱-杭切替部天端位置、最下段位置を鋼管柱底面から 20mm 上がった位置、中段は上下の支圧プレートの中間位置とした。埋め込み部分の鋼管柱内部にはコンクリートを充填していないので、支圧プレートには鋼管柱の局部座屈防止効果も期待している。なお、鋼管柱下の底面から直接コンクリートに軸力が流れないようにするため、鋼管柱底部には厚さ 20mm のスタイロフォームを配置し、軸力はすべて支圧プレートに確実に負担されるようにした。切替部主筋端部には、定着金物を設置した。

実験変数は、軸力、横補強筋量、集中補強筋量、鋼管柱偏心量および鋼管柱の幅厚比とした。

No.1 試験体は標準試験体であり、鋼管の幅厚比 22.2 で、 $0.2N_y$ (N_y : 鋼管柱降伏時軸力) 相当の一定軸力とした。

No.2 試験体は外柱を想定し、軸力比が $0 \sim 0.3$ となる変動軸力試験体とした。No.3 試験体は杭打設時の誤差を考

慮した試験体とし、柱心と杭心を実大では 125mm 相当の 50mm 偏心させた。No.4 試験体は、切替部主筋量を増やし、さらに上部集中補強筋を設けないことにより、柱一杭切替部の上部でのせん断破壊を想定した。No.5 試験体

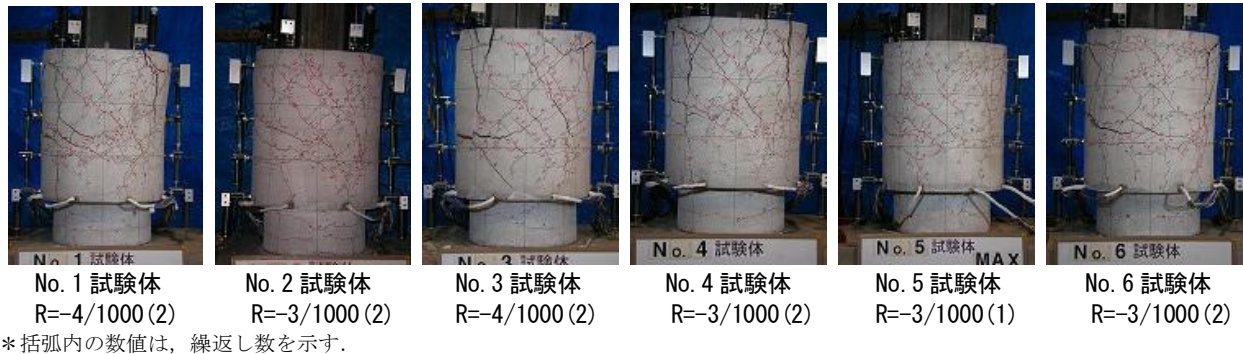


図-6 破壊状況

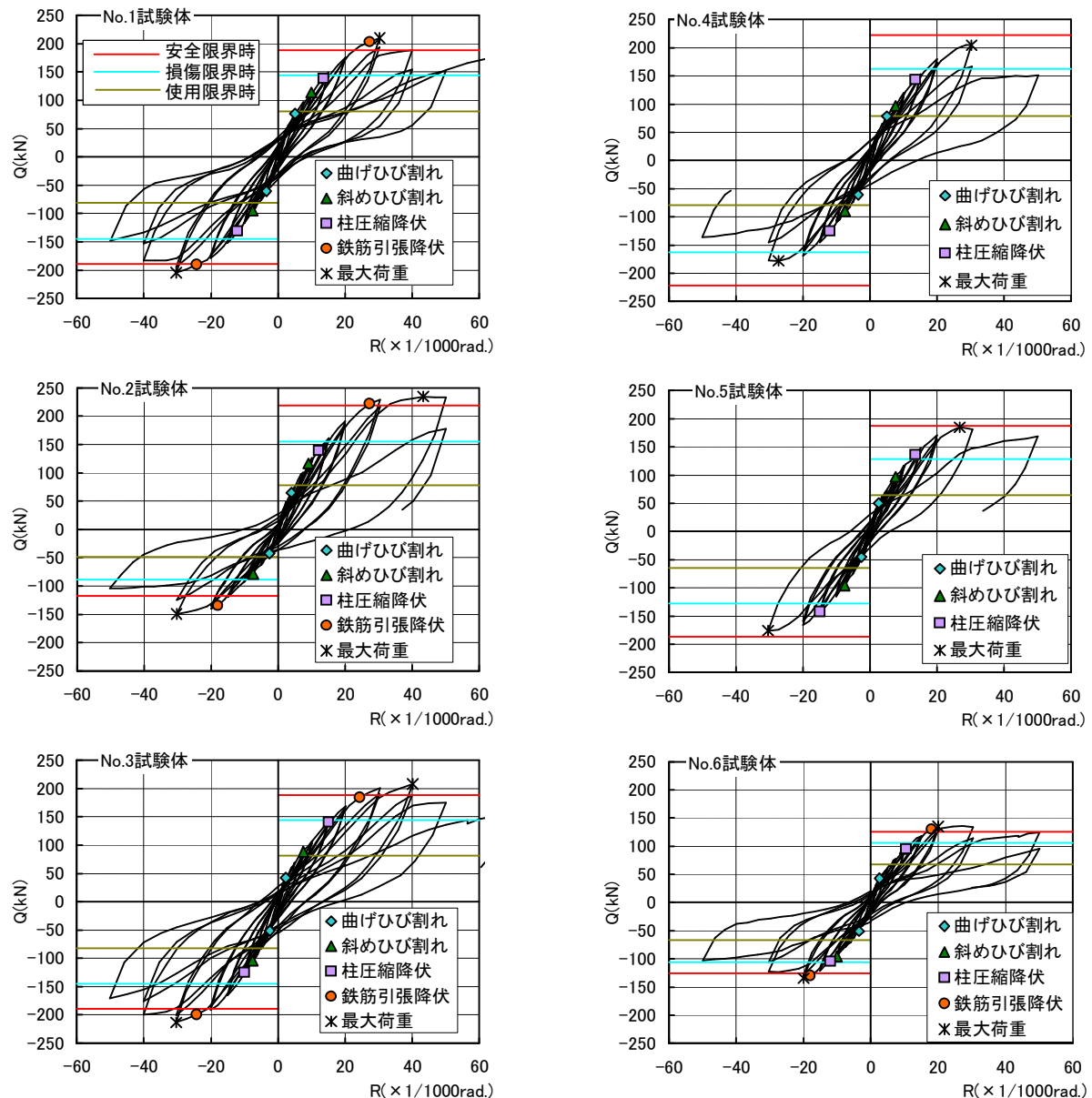


図-7 荷重－変形関係

は支圧板部集中補強筋量をなくすことにより、柱－杭切替部の鋼管柱底部近傍でのせん断破壊を想定した。No.6試験体は鋼管柱の肉厚を 6mm、幅厚比を 33.3 とした場合の応力伝達機構の変化を見た。表-2 に鋼材の機械的性質、表-3 にコンクリートの試験結果を示す。

3.2 実験結果

(1) 破壊性状

図-6 に試験体の破壊状況写真、図-7 にせん断力－部材変形角の関係を示す。図中には設計指針に基づく使用限界時、損傷限界時、安全限界時曲げ耐力時のせん断力を

示した。また、表-4 に各試験体の実験結果一覧を示す。

すべての試験体で共通する破壊経過は、最初に杭とスタブの接合部に曲げひび割れが発生し、次に、柱－杭切替部頂部の載荷押し込み側の支圧プレート位置から縦ひび割れが発生した。その後、柱－杭切替部の杭の天端付近に曲げひび割れ、次に中央付近に斜めひび割れが発生した。その後、鋼管柱の圧縮フランジが圧縮降伏した。

切替部主筋降伏による柱－杭切替部曲げ破壊を想定した No.1～No.3 試験体および No.6 試験体では、切替部主筋が降伏した後のサイクルで最大耐力に達した後、最下段の支圧プレート付近の曲げひび割れが大きくなり耐力

表-4 実験結果一覧

主要現象		No.1		No.2		No.3		No.4		No.5		No.6	
		Q (kN)	$R \times 10^{-3}$ (rad.)	Q (kN)	$R \times 10^{-3}$ (rad.)	Q (kN)	$R \times 10^{-3}$ (rad.)	Q (kN)	$R \times 10^{-3}$ (rad.)	Q (kN)	$R \times 10^{-3}$ (rad.)	Q (kN)	$R \times 10^{-3}$ (rad.)
縦ひび割れ発生荷重時	正	39	1.8	38	1.7	4	0.2	48	2.0	40	1.7	13	0.5
	負	-44	-2.1	-38	-1.8	-80	-4.5	-47	-2.3	-44	-2.3	-15	-0.3
曲げひび割れ発生荷重時	正	77	5.0	65	4.0	42	2.3	78	5.0	50	2.5	43	2.6
	負	-61	-3.5	-43	-2.6	-51	-2.5	-61	-3.5	-46	-2.5	-51	-3.5
斜めひび割れ発生荷重時	正	114	10.0	117	9.1	89	7.6	97	7.6	97	7.5	95	10.1
	負	-95	-7.5	-78	-7.5	-104	-7.6	-90	-7.5	-95	-7.5	-96	-10.1
切替部主筋引張降伏荷重時	正	204	27.4	222	27.3	184	24.4	—	—	—	—	130	18.0
	負	-190	-24.3	-135	-18.0	-200	-24.3	—	—	—	—	-130	-18.0
最大荷重時	正	211	30.3	235	43.3	208	40.2	204	30.3	185	26.7	135	20.1
	負	-204	-30.3	-150	-30.3	-213	-30.3	-178	-27.3	-176	-30.5	-134	-20.0

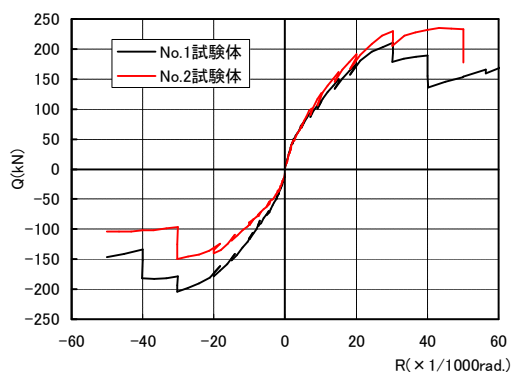


図-8 変動軸力の影響

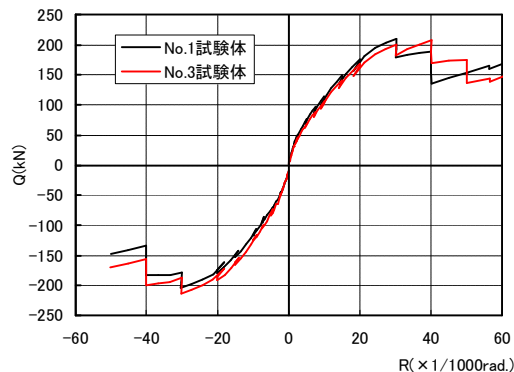


図-9 偏芯の影響

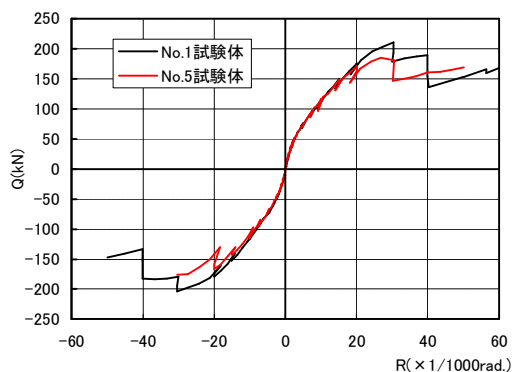


図-10 柱－杭切替部の横補強筋量の影響

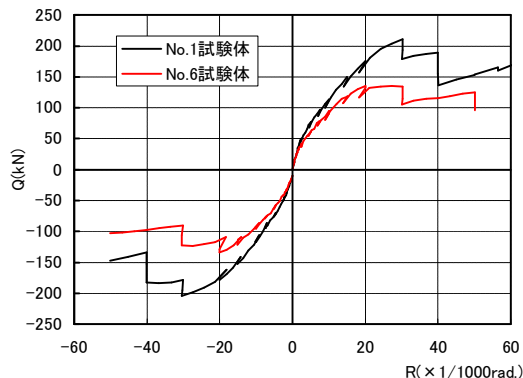


図-11 鋼管柱の幅厚比の影響

が低下した。破壊性状は切替部主筋曲げ破壊後の柱－杭切替部破壊であった。

柱－杭切替部の上部でのせん断破壊を想定した No.4 試験体、鋼管柱埋め込み先端付近でのせん断破壊を想定した No.5 試験体では、切替部主筋が降伏に至る前に最大耐力に達し、最終的に最下段の支圧プレート付近から 45° 方向のひび割れ幅が大きくなり耐力が低下した。破壊性状は柱－杭切替部せん断破壊であった。

6 体ともにひずみゲージ計測値からは、横補強筋の降伏は確認できなかった。

(2) 実験パラメータの影響

図-8 にせん断力－部材変形角の関係から見た軸力の変動の有無による No.1 と No.2 試験体の包絡線の比較を示す。No.2 試験体では、軸力比 0.3 程度の軸力は RC 造の柱－杭切替部に有利に働き、部材変形角 $R=50/1000\text{rad}$ 程度までは耐力が低下することはなかった。これに対し、軸力比 0 の負側では $R=30/1000\text{rad}$ 以降の耐力低下が大きくなった。

図-9 に偏心の有無による No.1 と No.3 試験体の包絡線の比較を示す。偏心が有る方が大変形での耐力低下がやや少なくなっているが、概ねせん断力－部材変形角関係では偏心の有無による違いは見られなかった。

図-10 に柱－杭切替部の集中補強筋を含めた横補強筋量の違いによる No.1 と No.5 試験体の包絡線の比較を示す。

$R=\pm 20/1000\text{rad}$ までは両者に大きな違いは見られないが、それ以降の大変形時には横補強筋量が少ないことに起因する耐力低下が見られた。

図-11 は鋼管柱の幅厚比の違いによる No.1 と No.6 試験体の比較である。No.6 試験体は切替部主筋量を減らしているため最大耐力は低くなるが、幅厚比の大きい方が最大耐力以降の耐力低下の割合が小さくなった。

(3) 変形性能

柱－杭切替部の変形性能を調べることを目的とし、切替部主筋が降伏した No.1, No.2, No.3, No.6 試験体について、加力点位置で計測した全体変形量から、杭の曲げ変形成分を差し引いた値を柱－杭切替部の変形量とみなし、せん断力と部材変形角の関係として示したのが図-12～図-15 である。ピンク線が全体変形、青線が杭の変形成分を除去したものである。また、赤線で示す各ループの最大荷重点を結んだ包絡線と緑線で示す最大荷重点の 80% の線が交わる点の横軸を限界変形点とみなし、それぞれの限界変形点を切替部主筋降伏変形で除すことにより求

表-5 最外縁の切替部主筋降伏時を 1 とした時の柱－杭切替部の塑性率

試験体	No.1	No.2	No.3	No.6
正加力	2.04	3.00	3.65	3.87
負加力	2.47	3.11	2.90	3.90

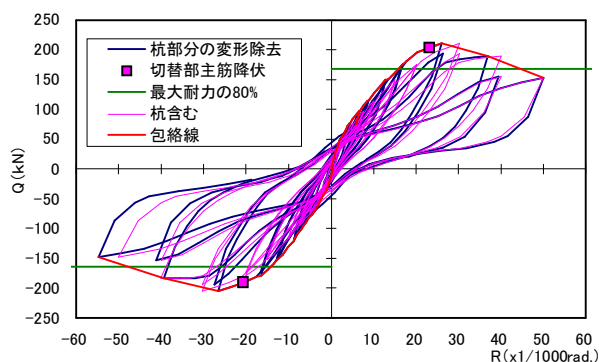


図-12 せん断力－変形角関係 (No. 1 試験体)

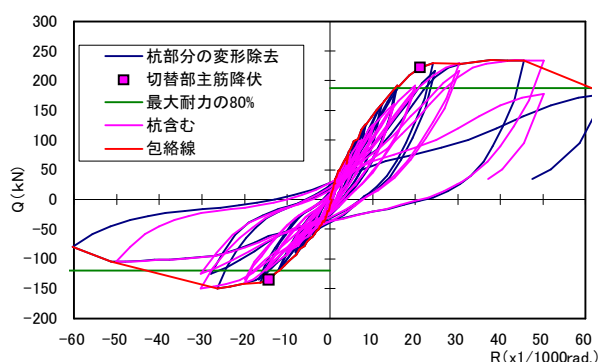


図-13 せん断力－変形角関係 (No. 2 試験体)

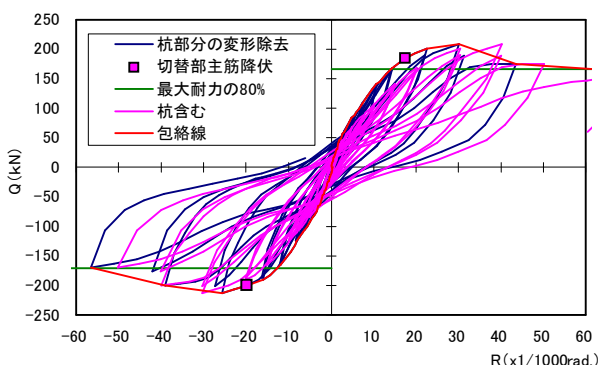


図-14 せん断力－変形角関係 (No. 3 試験体)

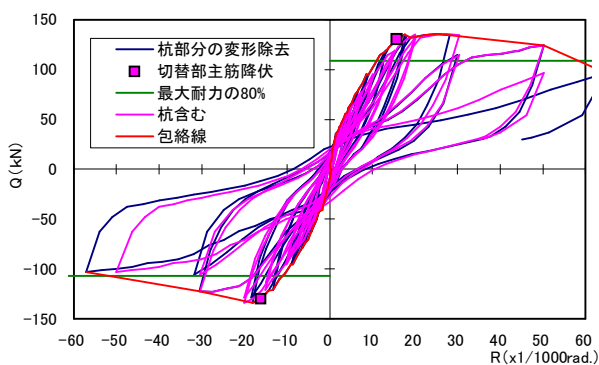


図-15 せん断力－変形角関係 (No. 6 試験体)

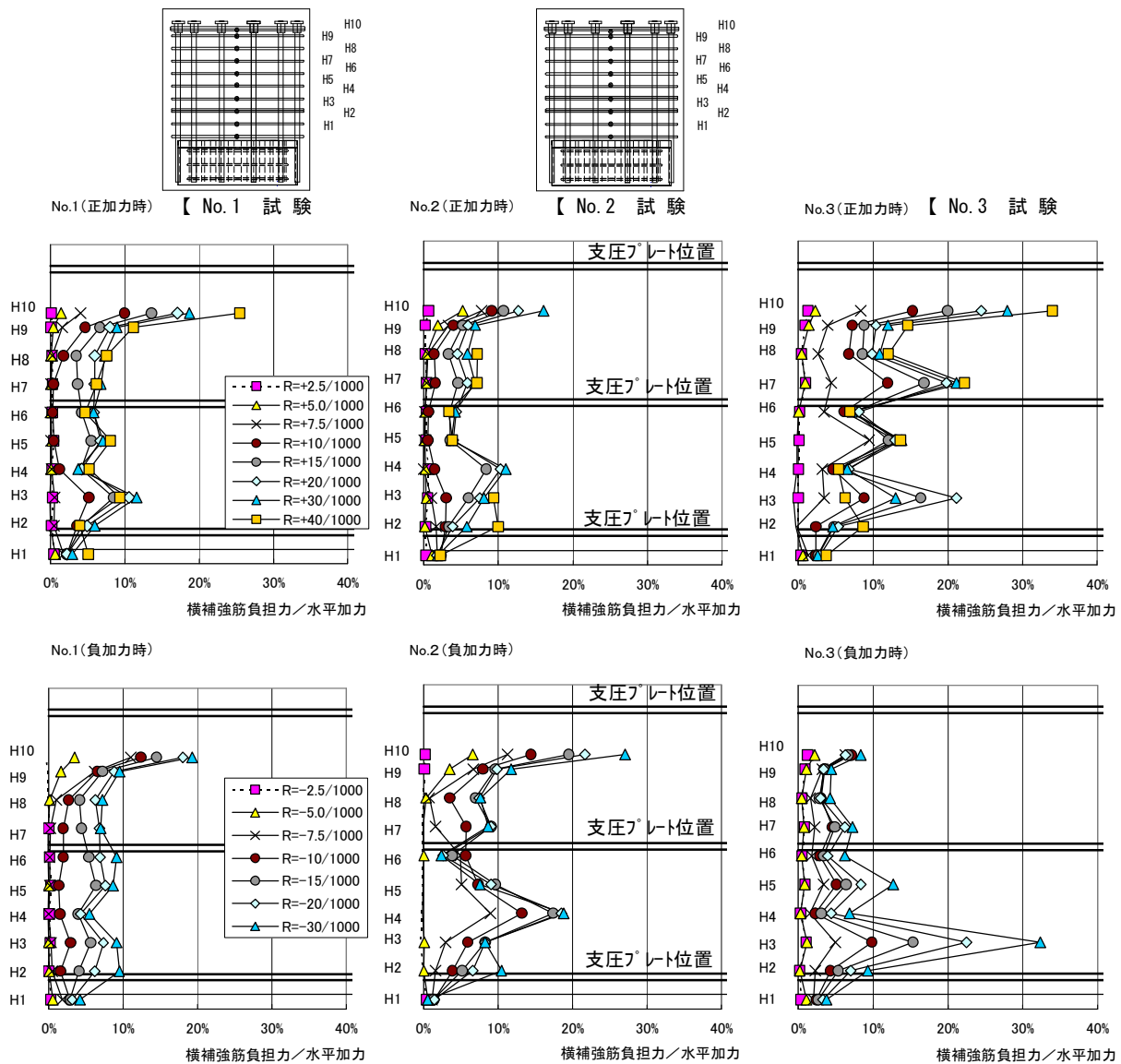


図-16 各ピーク時の横補強筋の負担引張力

めた塑性率を表-5 に示す。切替部主筋が降伏した試験体の降伏時期は $R=18\sim25/1000\text{rad}$ と RC 部材としては、大きな値となっており、通常の設計で想定している建物の層間変形の範囲ではヒンジが発生しない。この比較的大きな降伏時期に対しても、塑性率は 2 以上の値となることがわかる。

(4) 横補強筋の負担引張力

図-16 に、正加力時、負加力時それぞれの各サイクルピーク時において、式(1)により算出した柱一杭切替部横補強筋位置での負担引張力を示す。

$$P = 2 \cdot E_s \cdot \varepsilon \cdot A_w \dots\dots\dots [1]$$

ここで、

E_s : 横補強筋のヤング係数 ($2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$)

ε : 横補強筋のひずみの測定値

A_w : 横補強筋の断面積 (mm^2)

横軸は水平方向の載荷荷重に対する負担引張力の比率とした。負担引張力は、計測したひずみ値にヤング係数と公称断面積を乗じることにより求めた。集中補強筋として 2 本以上の横補強筋がある場合には、束ねた横補強筋を足し合わせてその位置での負担引張力とした。

柱一杭切替部の横補強筋の負担引張力は、柱一杭切替部上部では縦ひび割れ発生以降に、柱一杭切替部下部では斜めひび割れ発生以降に増加した。

鉛直方向に着目すると、柱一杭切替部の最上部および鋼管柱下部に溶接された最下段支圧プレートの上側付近の上部集中補強筋が大きな引張力を負担している。この現象は先に示した応力伝達機構において、鋼管柱が柱一杭切替部より受ける横方向の抵抗力が、柱一杭切替部上部と鋼管柱埋め込みの下端部で大きくなる傾向と一致している。No.3 試験体は、偏心の影響で横補強筋と鋼管柱とのあきが他の試験体と異なるために、負担引張力の分布が正側で上部、負側で下部に集中する傾向が見られた。

(5) 軸力導入時の鋼管柱の軸力分布

図-17 に軸力導入時の鋼管柱のひずみ計測値により算出した鋼管柱の負担軸力分布を、載荷軸力を 100%とした場合の割合で示す。図中には、最上段と中段位置の支圧プレートがそれぞれ 25%ずつ、最下段の支圧プレートが 50%負担した場合の仮定軸力分布を青太線で示した。計測結果と上記の仮定による軸力分布を比較すると、上、中段の支圧プレートの直下での負担軸力は、仮定軸力分布線とほぼ同等か、やや小さくなっている。また、下段の支圧プレート手前ではすでに 20%程度まで軸力は鋼管とコンクリートの付着で伝達されていた。

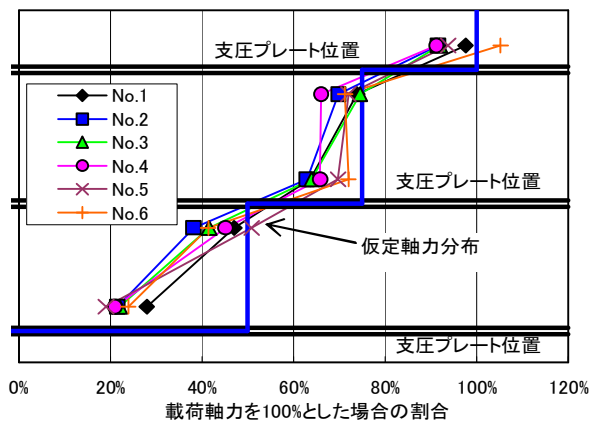


図-17 鋼管柱の軸力分布（柱－杭切替部内）

5. 構造性能の評価

5.1 柱－杭切替部応力伝達の設計上の仮定

柱－杭切替部では、鋼管柱に作用する各種応力が、埋め込み部分の柱上下面ならびに 3 段の支圧プレートを介して、柱－杭切替部、杭へと伝達される。設計上の考え方として、鋼管柱に作用するせん断力は鋼管柱上下側面の支圧力のみで、軸力は支圧プレートのみで、曲げモーメントは鋼管柱上下側面の支圧力および支圧プレート部分で負担するとした。

5.2 柱－杭切替部の耐力評価

図-3 の応力伝達機構で示したように、柱－杭切替部のせん断応力は、てこ作用によって鋼管柱に作用するせん断力により増幅される。柱－杭切替部のせん断力式は、〔2〕式に示すように 3 段ある支圧プレートによる曲げモーメントの効果を反映するようにした。せん断耐力算定時には荷重作用方向にある支圧プレートのみ有効とし、側面は無視する。最上段および最下段の支圧プレートはコンクリート強度の 50%、中段の支圧プレートがコンクリート強度 70%の支圧耐力を発揮するものとした。また、最上段の支圧プレートは、圧縮側のみが有効とした。

$$Q = P_u - \left\{ \frac{20}{L_j^5} \left(b - \frac{\sum_{i=0}^q M_i}{P_u} \right) (L_{\max} - b)^4 - \frac{L_{\max}}{L_j} + \frac{1}{4L_j} \left(5 \cdot \frac{\sum_{i=0}^q M_i}{P_u} - L_s + \frac{5}{2} \cdot L_j \right) \right\} \cdot P_u \cdots \cdots [2]$$

ここに

$$L_{\max} = b + 3 \sqrt{\frac{1}{a \cdot L_j}}, \quad b = L_s - \frac{L_j}{2}$$

$$a = \frac{80}{L_j^5} \left(b - \frac{M_o + M_p + M_q}{P_u} \right)$$

ここで、

P_u : 柱脚位置の水平力 (N)

L_s : 柱反曲点位置から鋼管柱下端までの距離 (mm)

L_j : 柱－杭切替部上端から鋼管柱下端までの距離 (mm)

M_o, M_p, M_q : 上段、中段、下段位置の支圧プレートが負担する曲げモーメント (N・mm)

せん断耐力は式(3)で算出した。

$$Q_u = \min(Q_{u1}, Q_{u2}, Q_{u3}) \cdots \cdots [3]$$

$$\begin{cases} Q_{u1} = \mu \cdot \sum a_w \cdot \sigma_{wy} \\ Q_{u2} = \frac{\lambda \cdot \nu_0 \cdot \sigma_B \cdot b_e j_e + \sum a_w \cdot \sigma_{wy}}{3} \\ Q_{u3} = \frac{\lambda \cdot \nu_0 \cdot \sigma_B \cdot b_e \cdot j_e}{2} \end{cases}$$

ここに、

$$\mu = 2.0 - 20 \cdot R_p, \quad b_e = D' - D_s - 2S_r$$

$$\nu_0 = 0.7 - \frac{\sigma_B}{200}, \quad \lambda = 1 - \frac{s}{2j_e} - \frac{b_e}{4J_e}$$

j_e : 矩形置換した断面の横補強筋の芯間距離 (mm)

σ_y : 横補強筋の材料強度 (N/mm²)

D_s : 柱径 (mm)

a_w : 横補強筋の断面積 (mm²)

s : 横補強筋の間隔 (mm)

S_r : 支圧プレートの跳ね出し量 (mm)

図-18 にせん断耐力の実験値と計算値の比較を示す。なお、実験値、計算値ともに曲げ耐力時の水平載荷荷重から求めたてこ作用による設計用せん断力 $rcQmu$ で除すことにより規準化した。図中の赤線は、横軸で 1.0 より左側の斜線部分が式〔3〕によるせん断力計算値を示し、1.0 より右側の水平部分が曲げ耐力計算値を示すことになる。

せん断破壊した No.4 試験体および No.5 試験体の結果から、〔3〕式によるせん断耐力計算値は実験結果を安全側に評価できていることが確認できた。

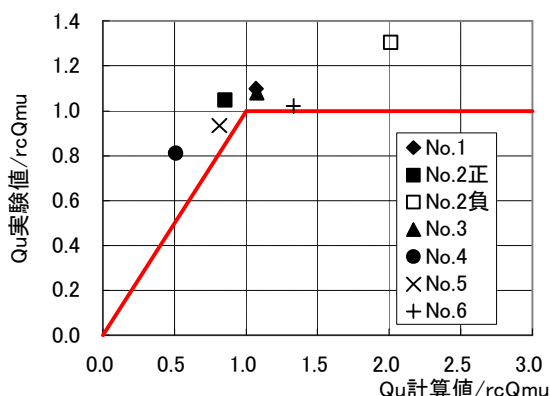


図-18 式(3)による実験値の評価

図-19 に柱－杭切替部内でのこ作用による応力増加の度合いを標準試験体である No.1 試験体のせん断力分布として示す。実験値は部材変形角が $R=+2.5/1000\text{rad}$ 、 $+15/1000\text{rad}$ 、 $+30/1000\text{rad}$ の時、それぞれ設計上の使用限界時、損傷限界時、安全限界時が対応するとして比較した。支圧プレートの曲げモーメント負担分も考慮した。なお、鋼管柱のせん断力実験値は、三軸ひずみゲージの値をせん断応力に変換して算出した。

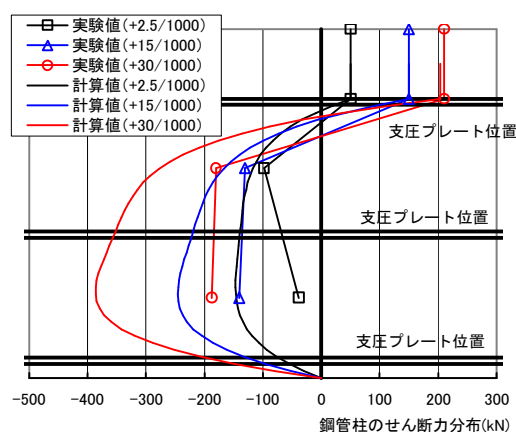


図-19 鋼管柱埋込み部のせん断力分布

すべての部材変形角において鋼管柱のせん断力の実験値は、計算値よりも小さな値となり、使用限界時、損傷限界時、安全限界時において設定した支圧プレートの曲げモーメントの負担分は安全側となることが確認できた。なお、本工法では式〔2〕に示す M_o 、 M_p 、 M_q により上段、中段、下段位置の支圧プレートの曲げモーメントの負担分を考慮しており、設計時の各限界状態に応じて値を変えるようにしている。

図-20 に No.1 試験体におけるてこ作用によるせん断応力の増幅率を算出したが、概ね部材変形角が大きくなるほど鋼管柱のせん断応力の増幅率は小さくなる傾向が見られた。これは柱－杭切替部の上部では、鋼管柱とコンクリートの間に離間が生じることや、部材変形角が大きくなるにつれ、支圧プレートによる曲げモーメントの負担割合が大きくなることが原因と考えられる。

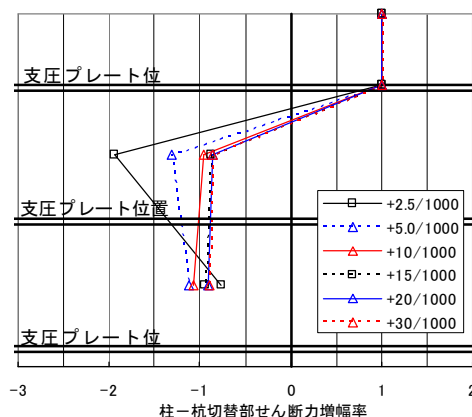
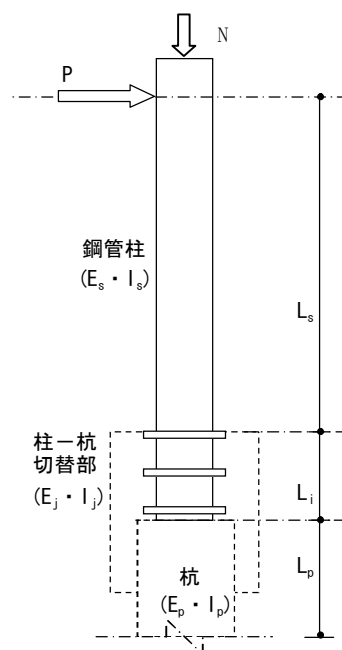


図-20 鋼管柱のせん断力増幅率

(5) 柱－杭切替部の剛性評価

試験体は鋼管柱、柱－杭切替部および杭の3つの部材によって成り立っているので、図-21 に示す剛性評価モデル



P : 水平方向載荷力
 E_p : 杭のヤング係数
 L_p : 杭の高さ
 I_j : 柱－杭切替部の断面二次モーメント
 L_j : 柱－杭切替部の高さ
 I_s : 鋼管柱の断面二次モーメント
 L_s : 鋼管柱柱脚から載荷点までの高さ
N : 軸方向載荷力
 I_p : 杭の断面二次モーメント
 E_j : 柱－杭切替部のヤング係数
 E_s : 鋼管柱のヤング係数

図-21 剛性評価モデル

ルの通り、杭、柱－杭切替部、鋼管柱のそれぞれの諸元を用いて全体の剛性を求める式を導出する。

ここで、載荷点位置における全体変位を δ_0 、そのときの全体の弾性剛性を K_e とすると、

$$\delta_0 = \frac{P}{K_e} \quad \dots\dots\dots [4]$$

となる。

全体変形をそれぞれの部材ごとの変形成分と回転角による成分に分離すると

$$\delta_0 = \delta_p + \theta_p \cdot (L_j + L_s) + \delta_j + \theta_j \cdot L_s + \delta_s \quad \dots\dots\dots [5]$$

と書ける。

一般に、図-22 に示すような、スパン L 、曲げ剛性 EI の片持ち梁の先端に荷重 P を作用させたときの固定端部から任意の距離 x の点におけるたわみ δ_x は、

$$\delta_x = \frac{Px^2}{6EI} (3L - x) \quad \dots\dots\dots [6]$$

である。またその点における材軸に対する回転角 θ_x は、式 [6] を x について微分することにより、

$$\theta_x = \frac{Px}{2EI} (2L - x) \quad \dots\dots\dots [7]$$

と求まる。

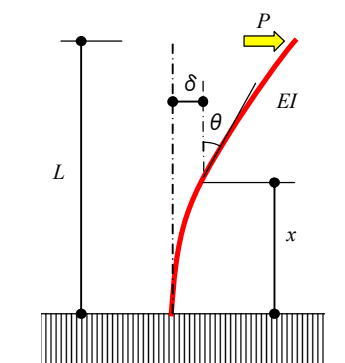


図-22 片持ち梁の任意の点 x でのたわみと回転角

式 [6]、式 [7] を式 [5] の各項に適用すると、

$$\delta_p = \frac{P \cdot L_p^2}{6E_p \cdot I_p} \{3(L_p + L_j + L_s) - L_p\} : \text{杭の変形成分}$$

$$\theta_p = \frac{P \cdot L_p}{2E_p \cdot I_p} \{2(L_p + L_j + L_s) - L_p\} : \text{杭の回転成分}$$

$$\delta_j = \frac{P \cdot L_j^2}{6E_j \cdot I_j} \{3(L_j + L_s) - L_j\} : \text{切替部の変形成分}$$

$$\theta_j = \frac{P \cdot L_j}{2E_j \cdot I_j} \{2(L_j + L_s) - L_j\} : \text{切替部の回転成分}$$

$$\delta_s = \frac{P \cdot L_s^3}{3E_s \cdot I_s} : \text{鋼管柱の変形成分}$$

従って、式 [5] は、

$$\begin{aligned} \delta_0 = & \frac{L_p}{E_p \cdot I_p} \left(L_s^2 + L_j^2 + \frac{L_p^2}{3} + L_p \cdot L_j + \right. \\ & \left. + 2L_j \cdot L_s + L_p \cdot L_s \right) + \frac{L_j}{E_j \cdot I_j} \left(L_s^2 + \frac{L_j^2}{3} + L_s \cdot L_j \right) + \frac{L_s^3}{3E_s \cdot I_s} \\ & \dots\dots\dots [8] \end{aligned}$$

と書けるので、式 [4] は結局

$$\begin{aligned} K_e = 1.0 / & \left[\frac{L_p}{E_p \cdot I_p} \left(L_s^2 + L_j^2 + \frac{L_p^2}{3} + L_p \cdot L_j \right. \right. \\ & \left. \left. + 2L_j \cdot L_s + L_p \cdot L_s \right) + \frac{L_j}{E_j \cdot I_j} \left(L_s^2 + \frac{L_j^2}{3} + L_s \cdot L_j \right) \right. \\ & \left. + \frac{L_s^3}{3E_s \cdot I_s} \right] \quad \dots\dots\dots [9] \end{aligned}$$

となる。ここで、

- E_p : 杭のヤング係数 (N/mm²)
- I_p : 杭の断面二次モーメント (mm⁴)
- L_p : 杭の高さ (mm)
- E_j : 柱－杭切替部のヤング係数 (N/mm²)
- I_j : 柱－杭切替部の断面二次モーメント (mm⁴)
- L_j : 柱－杭切替部の高さ (mm)
- E_s : 鋼管柱のヤング係数 (N/mm²)
- I_s : 鋼管柱の断面二次モーメント (N・mm)
- L_s : 鋼管柱柱脚から載荷点までの高さ (mm)

$$\begin{aligned} \alpha_y = & (0.043 + 1.64n_c \cdot p_t + 0.043a / D' \\ & + 0.33\eta_0) \left(\frac{d}{D'} \right)^2 \quad \dots\dots\dots [10] \end{aligned}$$

ここで、

- a : シアスパン
- n_c : ヤング係数比
- p_t : 引張鉄筋比
- d : 正方形置換した柱－杭切替部の圧縮縁から引張鉄筋重心までのせい (mm)
- η_0 : 軸力比

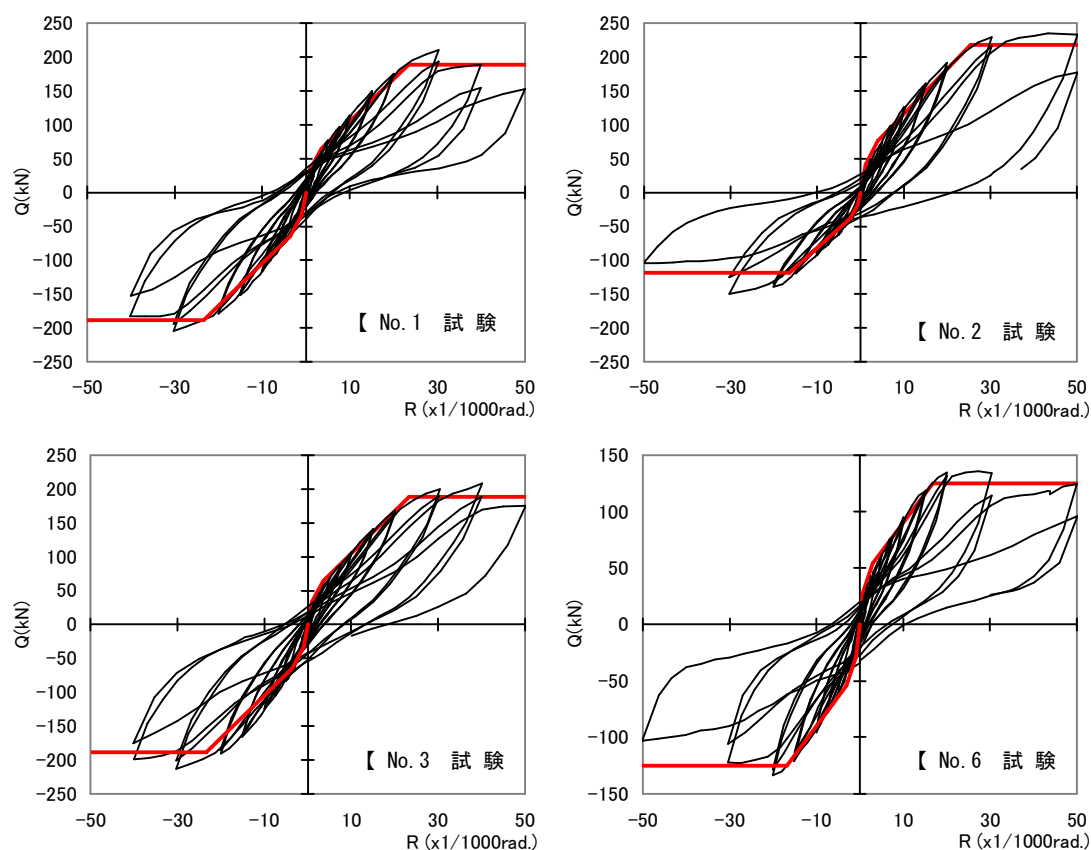


図-23 試験体の水平剛性の比較

柱－杭切替部の弾性剛性評価には式〔9〕を用い、部材の降伏時の剛性低下率 αy^2 には、一般に RC 梁、柱部材で用いられている式〔10〕⁴⁾を準用する。図-23 に式〔9〕ならびに式〔10〕により算定した剛性と構造性能実験におけるせん断力－部材変形角関係の比較を、曲げ破壊を想定した No.1, No.2, No.3, No.6 試験体について示す。赤折れ線は計算式によるスケルトンを示しており、杭に曲げひび割れが発生する载荷初期段階までは式〔9〕による弾性剛性を用い、それ以降の柱－杭切替部の曲げひび割れ発生時までは式〔10〕を用いて、杭の剛性低下率を考慮し、さらに柱－杭切替部の曲げひび割れ発生以降は柱－杭切替部の剛性低下を考慮した。柱－杭切替部の曲げ耐力に達した後は、荷重は一定とした。上記検討式を用い、試験体の状態に合わせて剛性を低下させることにより、計算値と実験値は良く対応していることを確認した。

5. おわりに

低層の構造物の一部の基礎梁を省略した既製杭の杭頭接合部を対象とした、「Z T M 柱脚杭頭接合法」を開発した。本工法によれば、従来のフーチングをなくし、既製杭打設時の寸法誤差を吸収し易くなるなど、施工の合理化および省略化を図ることが可能である。本論では、Z T M 柱脚杭頭接合法の概要を示すとともに、計 6 体

の試験体による構造性能実験の実験結果を報告し、柱－杭切替部の耐力、剛性および応力伝達のメカニズムについて述べた。

本工法を実物件に適用する場合、基礎梁が接続する柱脚と、剛性が比較的小さく評価される基礎梁が接続しない本工法の柱脚が同一建物内に混在することになる。したがって、上部構造の設計の際には基礎固定ではなく杭と上部構造を一体として考える必要が生じる。そこで実施設計での簡便さを考え、文献 3) に示す柱脚にスウェイばねおよびロッキングばねを入れた分離モデルを考えることで設計の便に供している。

本工法の設計法をまとめるに際し、菅野俊介広島大学名誉教授および（財）日本建築総合試験所 益尾潔構造部長には種々ご指導を頂戴しました。

また、本論文作成に当り、藤嶋泰輔氏には多大な協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) （財）日本建築総合試験所：Z T M 柱脚杭頭接合法—鉄筋コンクリート接合部を用いた鋼管（C F T を含む）柱脚と既製杭との接合法—建築技術性能証明評価概要報告書，第 07-22 号，2008.1.
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同

解説 「許容応力度設計法」，1999.

- 3) 伊藤仁，芳賀勇次，成瀬忠，五十嵐治人，荒金直樹：鉄筋コンクリート接合部を用いた鋼管柱脚と既製杭の接合工法の開発（その 1）～（その 3），日本建築学会大会（中国）学術講演梗概集，2008.9.（投稿中）
- 4) 菅野俊介：鉄筋コンクリート造部材の復元力特性に関する研究，コンクリートジャーナル Vol.11，No.2，1973.