

# 論文 幅広基礎梁主筋に機械式定着を用いたト形接合部に関する実験的研究

佐川 隆之<sup>\*1</sup>・迫田 丈志<sup>\*2</sup>・前田 匡樹<sup>\*3</sup>・趙 敏洙<sup>\*4</sup>

**要旨**：柱よりも幅広の基礎梁主筋の端部に機械式定着を用いたト形接合部の部分架構実験を行った。試験体は基礎接合部の幅広梁主筋にそれぞれ U 形定着を用いた U-D 試験体、U-D と同様の配筋で上端 2 段筋と下端 1,2 段筋に機械式定着を用いた PN-D 試験体の計 2 体で定着部の違いが構造性能へ与える影響を検証した。U-D,PN-D とともに、幅広基礎梁の柱の外側梁主筋も降伏したことが確認され、幅広基礎梁の最大耐力が曲げ終局耐力の計算値を上回った。大変形時には U-D は梁がせん断破壊し、PN-D では梁主筋の定着面で破壊が生じたが、通常設計で想定する  $R=1/50rad$  の範囲では 2 種類の試験体が同等の構造性能を有することが確認できた。

**キーワード**：幅広梁，機械式定着，ト形基礎接合部，円形杭

## 1. はじめに

近年、建築物の基礎工事において、残土処分の省力化、切削工程の短縮、土留め壁の省力化などを目的として基礎梁のせいを小さく、また、基礎周辺の切削量を減らす計画、施工が見受けられる。その結果、基礎梁の主筋量を増やし多段配筋となる場合や、梁幅が柱幅よりも大きい幅広梁が用いられる場合が増えている。しかし、梁せいを小さくする場合、配筋可能な最小幅で梁幅を決定するため 2 段、3 段配筋となる。多段配筋とした場合、主筋端部の定着を従来の折り曲げ定着とすると、2 段筋の定着長が 1 段筋より短くなるため定着長の確保が難しくなる。また鉄筋が混み入るため配筋作業が困難な場合もある。以上の設計上、施工上の問題を解消するために、基礎構造に機械式定着を用いることが必要とされる。

一方、基礎構造に機械式定着を用いた実験はほとんど実施されておらず、幅広梁についても実験例がないため機械式定着の適用は認められていないのが現状である。既往の研究<sup>1)</sup>では、幅広梁 - 柱接合部の梁主筋に機械式定着を用いた場合の実験が行われているが、その実験では、直交梁に定着される外側の梁主筋が柱内に直接定着される主筋よりも降伏強度の発現が遅れ、梁曲げ目標耐力に達しない、あるいは耐力の発現が遅れる試験体が見られた。その理由としては、主筋端部の定着、直交梁のねじり剛性や耐力が不十分であったことが挙げられる。

幅広の基礎梁に機械式定着を使用するためには、既往の実験の破壊過程を踏まえた有効な補強方法や定着方法・部位の検討を行うとともに基礎構造としての具体性をもつ形状の実験による検証が必要と考えられる。

本研究では、既往の実験や計算結果、文献調査から、

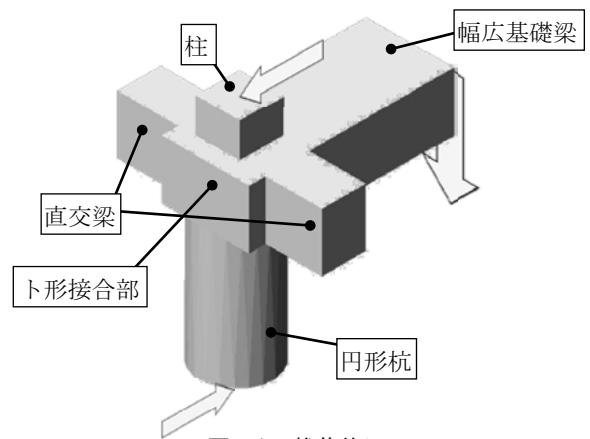


図-1 荷重状況

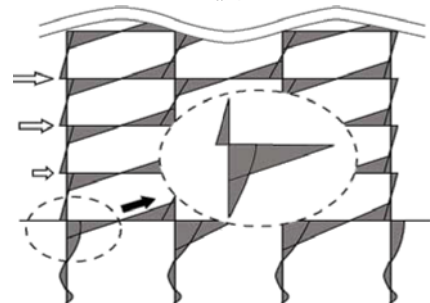


図-2 想定建物の応力図と実験部位

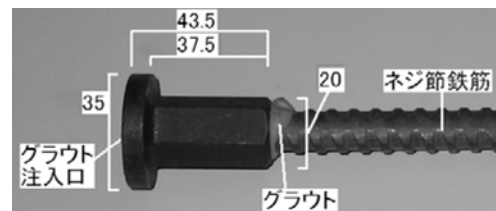


写真-1 機械式定着金物 (D13 用)

機械式定着工法が適用可能と思われる基礎梁部位を検討し、確認実験を行い、幅広梁・直交梁・基礎接合部の構造性能を検証した。

\*1 東北大学 大学院工学研究科都市・建築学専攻 大学院生 (正会員)

\*2 東北大学 大学院工学研究科都市・建築学専攻 助手 修士(工学) (正会員)

\*3 東北大学 大学院工学研究科都市・建築学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)

\*4 東北大学 大学院工学研究科都市・建築学専攻 大学院生

## 2. 実験計画

### 2.1 実験概要

本研究で想定する建物は、高層鉄筋コンクリート構造純ラーメン架構とし、その基礎構造部分のト形接合部を切り出した部分架構を対象(図-2の応力図部分)とした。部材寸法は柱断面900×900mm、幅広基礎梁断面1800×1200mm、杭断面φ1500mmの縮尺1/3として、構造実験を行った。

### 2.2 試験体

柱幅(B)よりも幅広(2B)の基礎梁において、梁主筋端部が柱内に定着される(図-3のア)場合と柱外の直交梁部に定着される(イ)場合の梁主筋の性状を把握することを目的とした。試験体は2体とし、ト形基礎接合部にU形定着を用いた在来型のU-D試験体と、梁上端2段筋、下端1段筋、2段筋を機械式定着したPN-D試験体とした。また、実際の設計に準じた円形杭を用いた場合の危険断面位置や構造性能を把握するため、杭は柱より大断面の円形とした。試験体製作の際には杭を打設した後に基礎梁、接合部、柱を打設した。各試験体ともに梁主筋の定着性状を把握するために基礎梁降伏先行型となるように設計<sup>2)</sup>し、梁曲げ終局耐力 $Q_{mu}$ に対する柱と杭の曲げ耐力や梁、柱のせん断耐力の余裕度を1.2倍程度に設計した。

基礎梁主筋の定着部にU形定着を用いたU-Dでは、ト形基礎接合部内で梁主筋をU形定着し、柱フェイスから基礎梁主筋の定着長さ $L_a \geq L_{ab}$ 、余長 $8d_b$ かつ150mm以上を確保した(RC規準改定案<sup>3)</sup>に準じて $L_{ab}$ を算定)。

基礎梁主筋の定着部に機械式定着を用いたPN-Dでは、試験体配筋、破壊形式はU-Dと同一とし、幅広基礎梁の柱外に定着される上端2段筋(図-3のイ)に機械式定着を用い、柱外に機械式定着される下端1段筋が杭内に収まっている場合の定着の影響を検討した。また、上端1段筋をL形定着としたのは上端2段筋の機械式定着の定着破壊を抑える働きがあると考えたためである。柱フェイスから基礎梁主筋の定着長さ $(3/4)D$ 、 $12d_b$ 以上を確保し、基礎梁主筋定着部の側面剥離破壊<sup>4)</sup>やコーン破壊<sup>4)</sup>(図-4)が生じないように設計した。

### 2.3 加力計画

鉄骨フレームとRC反力床、反力壁と油圧ジャッキ4本を組み合わせた加力フレームを図-6に示す。上部2本の鉛直ジャッキにより変動軸力(柱の軸力比 $\eta=0.15\sim 0.45$ )を与え、試験体の基礎梁端に設置した鉛直ジャッキによりせん断力を载荷した。正加力時は軸力増大( $\eta=0.45$ )、負加力時には軸力減少( $\eta=0.15$ )とし、地震時の架構の応力状態を再現した。反力壁に取り付けた水平ジャッキにより柱の鉛直を保持した。試験体と治具を連結するピンの柱上端-下端ピン距離は1950mm、柱心-梁端ピン距離は1500mmとした。

表-1 試験体概要

No.	試験体	概略図	備考
U-D	・幅広梁の主筋に従来工法型 ・U形定着		上端梁主筋: 下端梁主筋: U形定着
PN-D	・幅広梁の外端上端2段目主筋と、杭内定着下端主筋に機械式定着を使用		上端梁主筋: 1段目L形定着 2段目機械式定着 下端梁主筋: 機械式定着

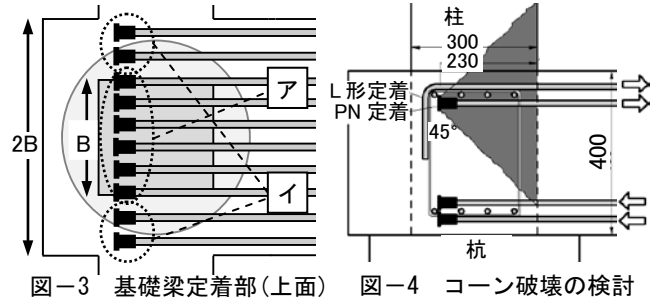


図-3 基礎梁定着部(上面) 図-4 コーン破壊の検討

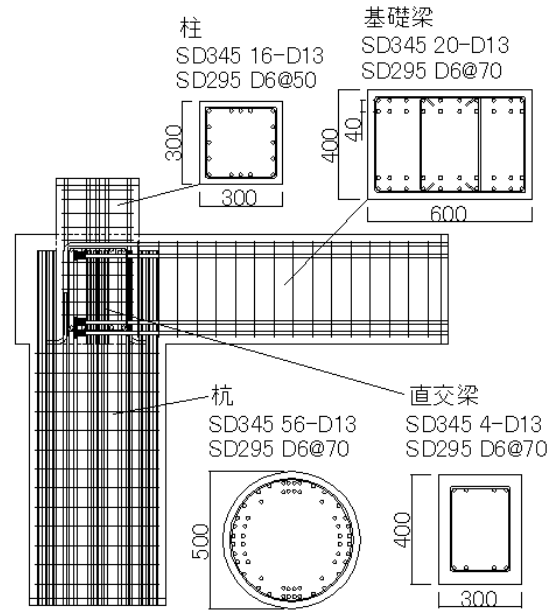


図-5 試験体配筋(寸法単位はmm)

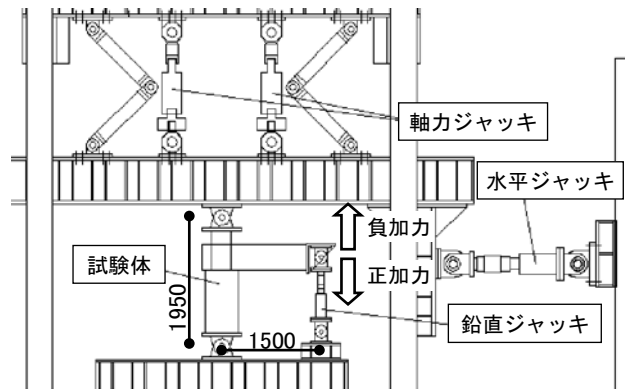


図-6 加力装置図

## 2.4 加力スケジュール

加力は変位制御とし、試験体の基礎梁端変位を用いた層間変形角により制御した。層間変形角を $\pm 1/800$ ,  $\pm 1/400$ ,  $\pm 1/200$ ,  $\pm 1/100$ ,  $\pm 1/67$ ,  $\pm 1/50$ ,  $\pm 1/33$ ,  $\pm 1/25$ ,  $\pm 1/20$ ,  $\pm 1/17\text{rad}$ .と順次大きくしながら正負繰返し載荷を行った。加力サイクルは $1/800$ ,  $1/400$ ,  $1/25$ ,  $1/20$ ,  $1/17\text{rad}$ .を1サイクルとし、他の変形角においては2サイクルの繰り返しとした。

また、変動軸力 ( $\eta=0.15\sim 0.45$ ) は図-8 のように基礎梁のせん断力  $bQ$  に比例して変動させ、正載荷時には柱軸力を増加、負載荷時には減少するよう制御し、外柱の地震時軸力を再現した。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊状況

両試験体ともに  $R=1/400\text{rad}$ .サイクルで基礎梁に曲げひび割れ、 $R=1/200\text{rad}$ .サイクルで基礎梁にせん断ひび割れ、 $R=1/100\text{rad}$ .サイクルで直交梁にねじりひび割れ、杭に曲げひび割れがそれぞれ発生した。

実際の建物の設計で想定する変形は一般に層間変形角  $1/100\text{rad}$ .程度が実務設計で重要な範囲であることから、まず  $R=1/100\text{rad}$ .以下の挙動を比較した。

$R=1/100\text{rad}$ .以下の範囲では両試験体の最大ひび割れは梁端の曲げひび割れであった。鉄筋の降伏が始まった  $R=+1/100\text{rad}$ .には U-D, PN-D とともに基礎梁上面の曲げひび割れが  $0.6\text{mm}$ , 基礎梁側面のせん断ひび割れが  $0.2\text{mm}$ ,  $R=1/100\text{rad}$ .では基礎梁-杭接合面でのひび割れが  $1.0\sim 1.2\text{mm}$  であり試験体による差はほぼみられなかった。

$R=1/67\sim 1/50\text{rad}$ .の変形においては、曲げひび割れ、せん断ひび割れの増加に加えて直交梁のねじりひび割れや接合部上面でのひび割れが開き始めた。

$R=1/33\text{rad}$ .以降の大変形において、徐々に試験体ごとに破壊性状の差が出始めた。U-D では、基礎梁端の曲げ圧壊が進行していき、最終変形角ピーク時(下写真)では端部コンクリートの剥落とともにせん断破壊が起こり、耐力が低下した。PN-D では接合部上面-直交梁面での上端主筋のひび割れが  $R=1/17\text{rad}$ .ピーク時には  $16\text{mm}$  ほどであり、L 形定着部及び機械式定着部が接合部から抜け出すような破壊性状であった。

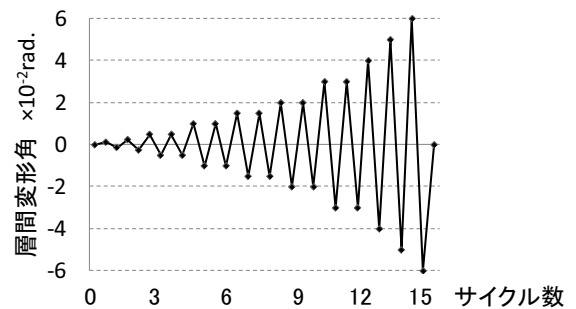


図-7 加力スケジュール

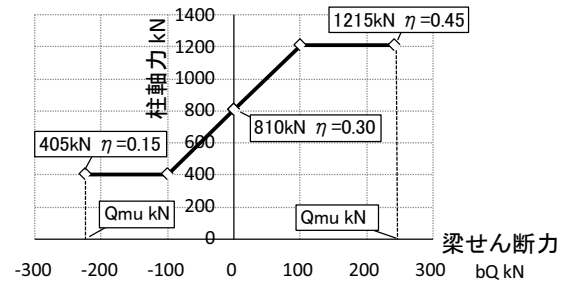


図-8 柱変動軸力制御

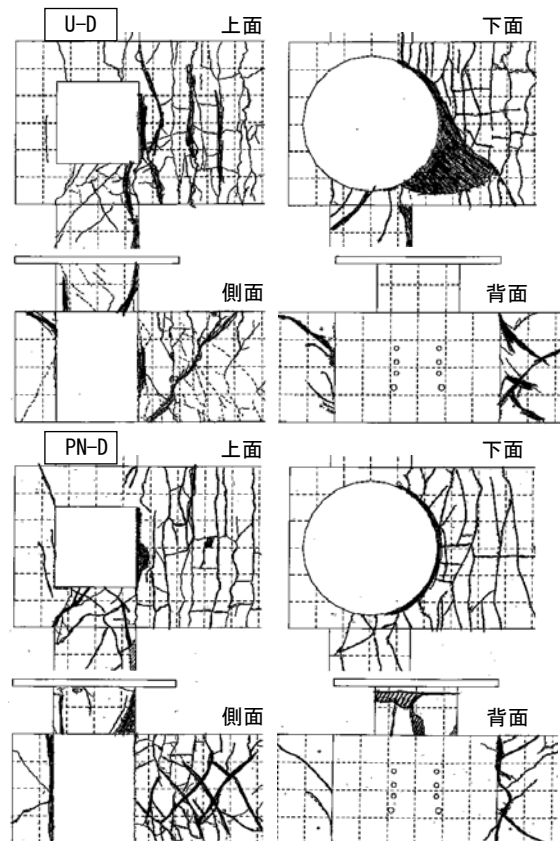


図-9 最終ひび割れ状況(上面, 下面, 側面, 背面図)

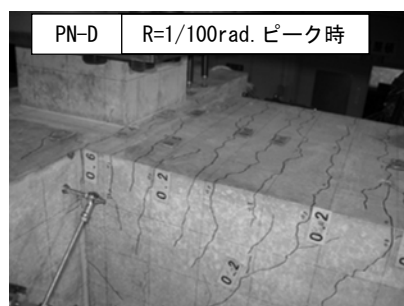
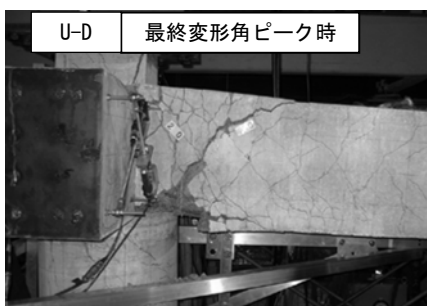


写真-2 ひび割れ状況

### 3.2 荷重－変形関係

U-D,PN-Dともに  $R=\pm 1/100\text{rad}$ .サイクルで基礎梁主筋の降伏が始まり、 $R=\pm 1/100\text{rad}$ .ピーク時には梁主筋がほぼ全て降伏した。

正サイクルにおいて、両試験体ともに  $R=1/100\text{rad}$ .ピーク時に梁曲げ終局耐力計算値に達し、 $R=1/67\text{rad}$ .ピーク時に最大耐力を示した（実験値/計算値：U-D：1.05，PN-D：1.05）。基礎梁の曲げ終局耐力を算出する際の危険断面位置は実験の破壊状況から、圧縮側コンクリートが圧壊する位置を危険断面位置とすると実験結果の最大耐力と対応した（正側は杭外フェイス，負側は柱フェイスで算出）。U-D,PN-Dは  $R=1/25\text{rad}$ .まではほぼ等しい荷重－変形関係を示した。両試験体ともに  $R=1/33\sim 1/20\text{rad}$ .の変形角においても最大耐力の90%以上を保持し、耐力低下はほとんどみられなかった。 $R=1/17\text{rad}$ .以降の大変形では、基礎梁端部における曲げ圧壊が進行し徐々に耐力低下がみられ、U-Dは  $R=1/15\text{rad}$ .時に基礎梁のせん断破壊が生じ耐力が低下した。

負サイクルにおいても両試験体ともほぼ等しい荷重－変形関係を示した。梁曲げ終局耐力計算値には  $R=-1/100\text{rad}$ .ピーク時に達し、以降  $R=-1/20\text{rad}$ .の大変形まで耐力低下はほとんどみられなかった。梁主筋の降伏は  $R=-1/100\text{rad}$ .であったが、最大耐力はU-Dでは  $R=-33\text{rad}$ .ピーク時、PN-Dでは  $R=1/25\text{rad}$ .ピーク時と正サイクル側より変形が進行した地点で発現された。

両試験体の包絡線を図-11に示す。正サイクルにおいてU-D,PN-Dを比較すると  $R=1/33\text{rad}$ .まではほぼ同様の剛性、耐力を示した。両試験体ともに  $R=1/50\text{rad}$ .ピーク時には耐力が一時低下したが、再び上昇し  $R=1/25\text{rad}$ .で再び高い耐力を発現した。これは  $R=1/67\text{rad}$ .ピーク時には杭フェイス寄りに危険断面位置があり、 $R=1/50\text{rad}$ .以降の大変形では柱フェイス寄りに危険断面が移動し、最大耐力がやや低下したと考えられる。

表-2 材料試験結果

部位	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 時歪(μ)	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
全体	39.7	2344	26715	2.90
杭	37.6	2098	27011	3.28
鉄筋径 (鋼種)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (x10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 (μ)
D13(SD345)	388	538	1.79	2206
D6(SD295)	334	508	1.67	1981

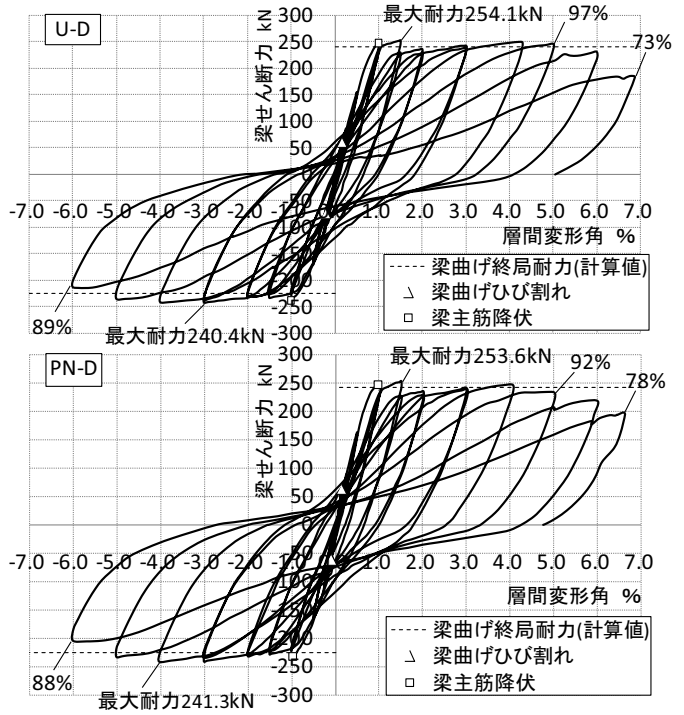


図-10 荷重－変形関係

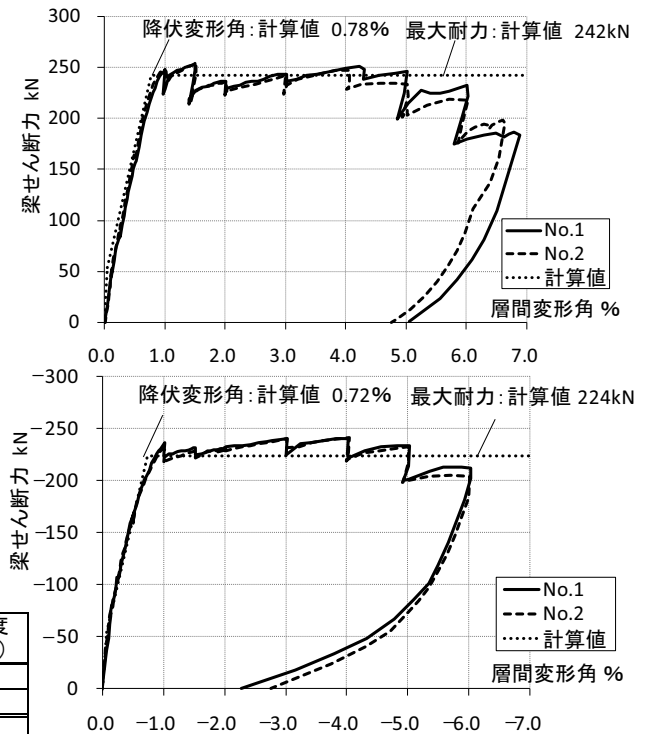


図-11 包絡線(上:正載荷,下:負載荷)

表-3 実験値-計算値比較

試験体	基礎梁											
	初期剛性 (kN/mm)		正加力時						負加力時			
	計	実	降伏変形角 Ry		最大耐力		降伏変形角 Ry		最大耐力			
U-D	64.5	32.2	0.78	1.01	242	254.1(1.05)	1.50%	0.72	1.00	224	240.4(1.07)	3.01%
PN-D	64.5	33.7	0.78	0.98	242	253.6(1.05)	1.51%	0.72	0.97	224	241.3(1.08)	4.03%
試験体	柱(曲げ耐力)				杭(曲げ耐力)				接合部			
	軸力増大時		軸力減少時		軸力増大時		軸力減少時		せん断耐力		せん断耐力	
	計(kN)	余	計(kN)	余	計(kN)	余	計(kN)	余	計(kN)	余	計(kN)	余
U-D		2.15		1.44		2.24		1.24		279.5		1.10
PN-D	545.2	2.15	366.0	1.44	569.2	2.24	316.3	1.25		279.5		1.10

( )内は実験値/計算値を示す  
 実:実験値  
 計:材料強度を用いた計算値  
 余:余裕度(計算値/入力値)  
 耐力は全て梁せん断力に換算した値

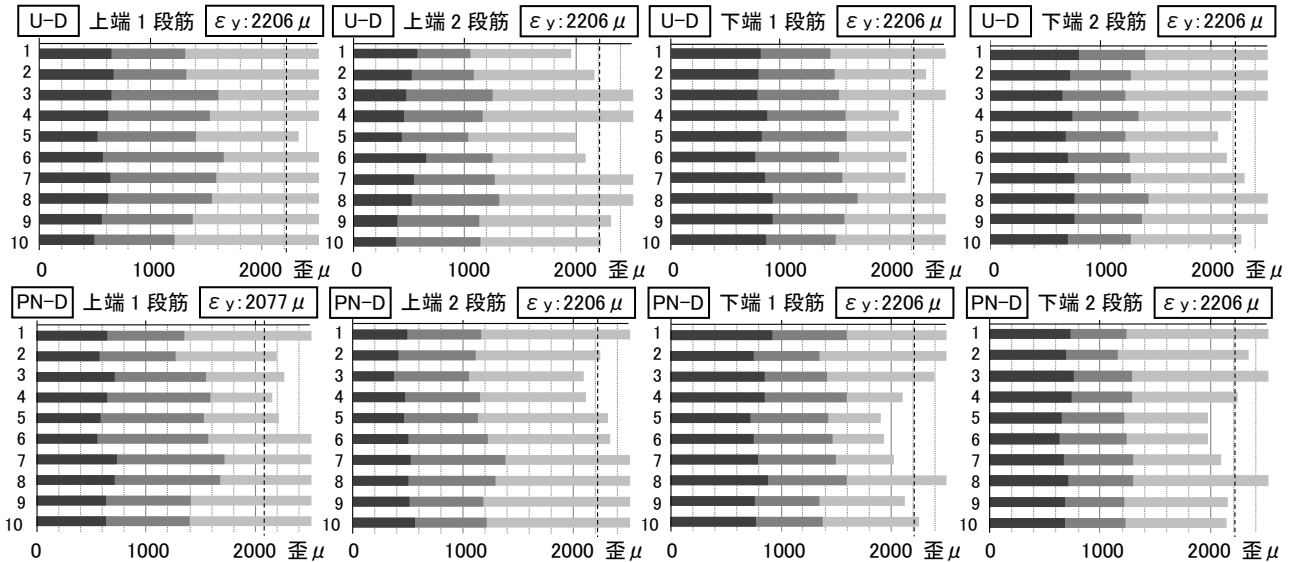


図-12 危険断面歪分布比較 (R=1/400, 1/200, 1/100rad.)

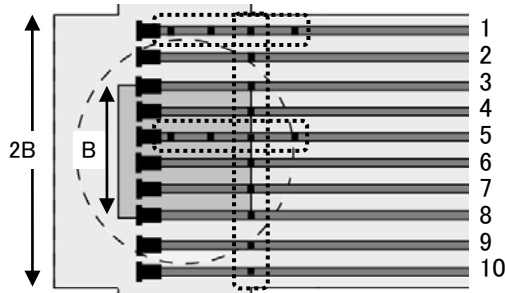


図-13 基礎梁主筋歪ゲージ位置

### 3.3 基礎梁主筋歪分布の検討

基礎梁主筋の柱フェースの危険断面で計測した歪分布 (R=1/400, 1/200, 1/100rad.: 上端筋は正, 下端筋は負) を図-12に示す。上端1段筋についてはU-DとPN-Dの差はほとんどなかった。柱外の直交梁内に定着された基礎梁主筋も柱内に定着された主筋との歪の差はあまりみられず、ほぼ同時に降伏耐力に達した。下端筋は杭の影響により中央主筋の歪が小さくなっており、中央付近の鉄筋は杭フェース側に危険断面が移動したと考えられる。下端1段筋2段筋の杭内に機械式定着された梁主筋に関してもU形定着とほぼ変わらない歪分布を示した。以上のことから、柱幅の2倍の幅広度合いの寸法の範囲でも、柱外に定着された梁主筋も柱内に定着された主筋と同じく降伏することが確認できた。

### 3.4 接合部内基礎梁主筋の応力分布の検討

接合部内の基礎梁主筋のR=1/100, 1/33rad.ピーク時(: 上端筋は正, 下端筋は負)の応力分布を図-14に示す。1が一番外側の梁主筋, 5が梁幅中央の梁主筋(図-13)を示しているが、1と5ともにR=1/100rad.時に柱フェースまたは杭フェース危険断面で降伏応力に達していたことが分かる。上端筋, 下端筋の差はほとんどなく、R=1/100rad.~1/33rad.にかけて接合内の定着部付近で計測された応力が上昇し、各主筋の定着板がR=1/100rad.時に0.5~0.6σ<sub>y</sub>, R=1/33rad.時に0.8~0.9σ<sub>y</sub>を負担していたことが分かる。

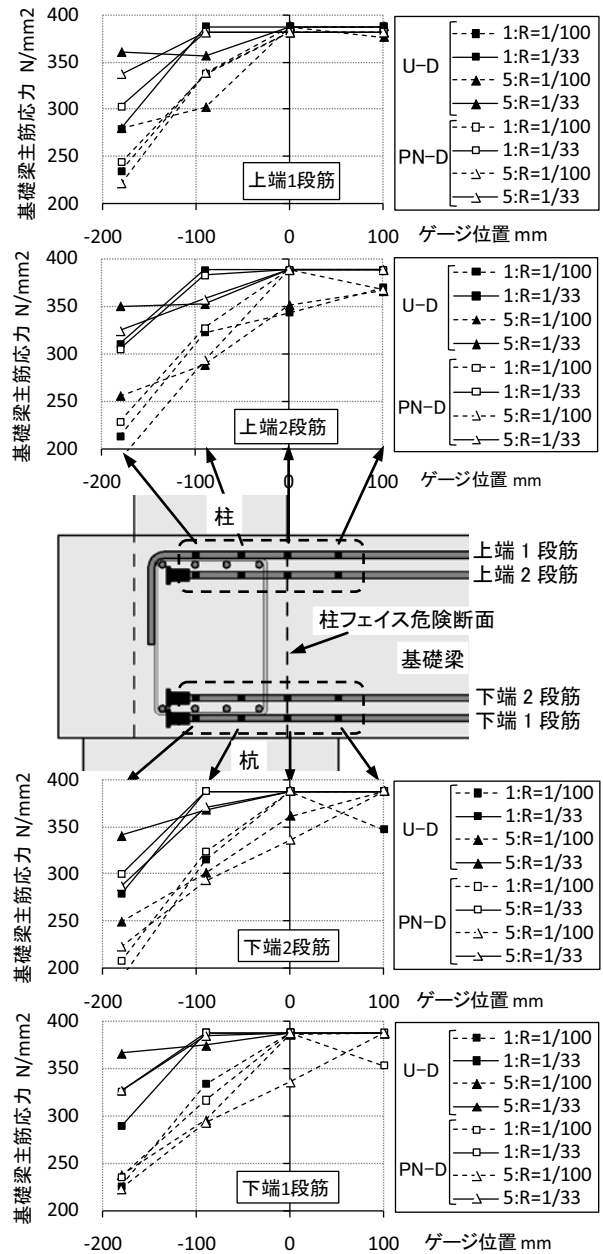


図-14 接合部内の梁主筋応力分布

### 3.5 等価粘性減衰定数

試験体U-D,PN-DのR=1/33rad.までの各2サイクル目の等価粘性減衰定数を図-15に示す。両試験体とも、基礎梁主筋が降伏したR=1/100rad.以降、等価粘性減衰定数が急激に増加した。U-D,PN-DはR=1/33rad.までほぼ同様の値を示し、R=1/33rad.のサイクルでは17%程度であった。

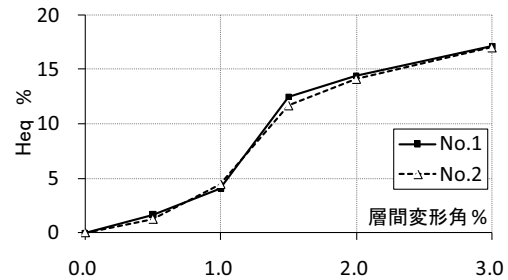


図-15 等価粘性減衰定数

### 3.6 試験体変形割合

試験体U-D,PN-Dの各変形角ピーク時の部位別(柱,基礎梁,杭)の変形を図-16に示す。まず、R=1/50rad.までの変形の範囲で両試験体を比較すると正載荷、負載荷ともにほぼ同様の変形量となっていることが分かる。ともに梁変形が大部分を占め、次に杭変形、柱変形の順で変形割合を占めている。

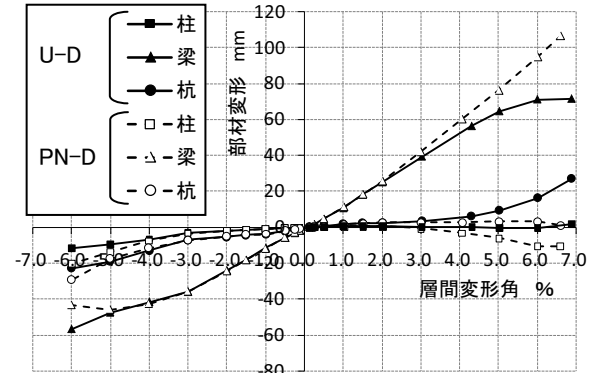


図-16 試験体 U-D, PN-D の部位別変形成分

しかし、R=1/33rad.以降の大変形においては徐々に差が現れ、PN-Dの正載荷では梁の変形量が増え続けているが、U-Dでは梁の変形量はR=1/17rad.でほぼ頭打ちとなり杭の変形量が増えていることが分かる。また、両試験体とも負載荷においては、柱と杭の変形割合が大きくなっている。これは、負載荷時は柱軸力を減少させた(N=405kN)ために、正載荷時(N=1215kN)と比べて柱と杭の変形割合が増えたことが影響したと考えられる。

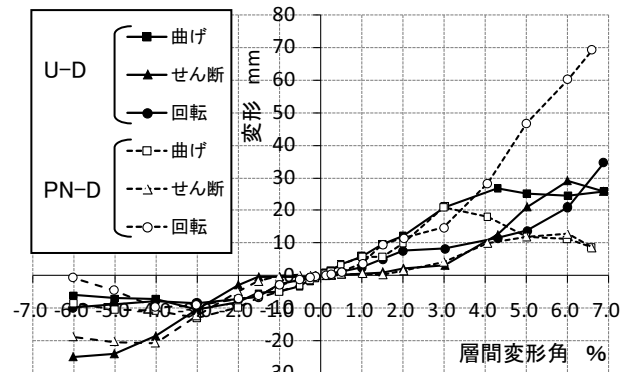


図-17 試験体 U-D, PN-D の梁変形成分

次に試験体の各変形角ピーク時の梁変形の曲げ変形、せん断変形、回転変形(危険断面位置の主筋の抜け出しから算出)の変形量を図-17に示す。R=1/50rad.までの範囲では両試験体に違いはそれほどなく、梁主筋降伏後に曲げ変形量が増加していくなど、同様の挙動を示した。

部材別変形と同様にR=1/33rad.以降の大変形では差が現われ始めた。梁のせん断補強筋は両試験体ともR=1/33rad.サイクルで降伏した。U-Dでは、曲げ変形は増えずにせん断変形と回転変形成分が増加し、梁のせん断破壊が起こった実際の破壊性状と一致した。また、PN-Dでは曲げ変形成分は減少し、回転変形成分が急激に増加しており、最終変形時には基礎梁の変形成分のうち回転変形成分が80%ほどを占めていた。このことから、接合部からの梁主筋の抜け出しが進行していたと考えられる。

3) R=1/33rad.以降の大変形において、U-Dでは基礎梁のせん断破壊が起こったが、PN-Dでは接合部内の基礎梁主筋定着部の抜け出しが目立ち、U形定着と機械式定着の破壊性状に違いが表れた。

今後詳細な検討を進めていく予定である。

## 4. まとめ

本研究によって得られた結論を以下に示す。

- 1) 柱外に定着された上端1段筋をL形定着とすれば、上端2段筋を機械式定着にしてもR=1/50rad.まで定着性能は十分確保された。また、柱より大断面の杭がある場合、下端1段筋を機械式定着にしても定着性能は確保できた。
- 2) ト形接合部の梁主筋端部にU形定着を用いたU-D、機械式定着を用いたPN-DにおいてR=1/50rad.まで荷重変形関係、基礎梁主筋の歪分布、変形割合などの違いは見られず、終局耐力計算値に達した。本実験の範囲では上端2段筋及び下端1段筋、2段筋に機械式定着を用いても在来型のU-Dと同等の性能を有することが確認できた。

## 謝辞

本研究は、(財)日本建築防災協会に設置された基礎構造に適用する機械式定着工法の開発研究委員会(岡田恒男委員長)のフィージビリティスタディ部会(中埜良昭部会長)の研究プロジェクトの一環として実施されたものである。また、東京鐵鋼(株)より鉄筋などの材料を提供して頂いた。ここに記して関係各位に謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 藤原篤茂, 足立智弘, 松井智哉, 倉本洋: 梁主筋に機械式定着を用いた外柱一横幅梁接合部の構造性能, コンクリート工学年次論文, Vol.29, pp223-228, 2007.7
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 2001.9
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準の改定について, 2008.9
- 4) 東京鐵鋼株式会社: プレートナット工法, (財)日本建築センター一般評定 BCJ 評定 RC0152-01