

# 論文 鋼材を斜めに配置した RC 橋脚の耐震補強効果に関する実験

幸田 和明<sup>\*1</sup>・菅野 貴浩<sup>\*2</sup>・松尾 伸二<sup>\*3</sup>・渡部 太郎<sup>\*4</sup>

**要旨**：RC 橋脚に対する耐震補強工法としては、既設 RC 橋脚く体に対して鉄筋コンクリートや鋼板を巻き立てる方法が一般的である。しかし、RC 橋脚く体が地中に深く埋まっている場合、一般に大規模な仮土留めや掘削等が必要となり、工事費および工事期間の増大につながる。そこで、RC 橋脚く体の地上部から補強鋼材を斜め下方へと挿入して耐震補強する方法を考案し、供試体による正負水平交番載荷実験を行った。補強鋼材量や配置角度をパラメータとし、実験結果を供試体の損傷状況、荷重-変位関係、斜め鋼材のひずみ、補強後耐力比などで考察した結果、耐震補強効果を確認できた。

**キーワード**：斜め鋼材，耐震補強，せん断耐力，鉄筋コンクリート橋脚

## 1. はじめに

既設 RC 橋脚のく体が地中に深く埋まっている箇所において耐震補強を行う場合、仮土留め等を構築し、周囲を掘削した後に鉄筋コンクリートや鋼板を巻き立てる方法が一般的である。この場合、地中部施工のための仮土留め工等が大規模となり、工事費や工事期間が増大することになる。そこで、既設 RC 橋脚く体の耐震補強を地上部から行うことで、周辺地盤への影響を最小限とし、コストダウンや工事期間の短縮を図ることができる耐震補強工法を考案した。

具体的には、既設 RC 橋脚く体地上部の露出面からコアマシンにより斜め下方に削孔し、補強鋼材(以下、斜め鋼材という)を挿入し、充填材を充填して既設 RC 橋脚く体との一体化を図る方法である。斜め鋼材にせん断補強鉄筋等としての機能を期待し、耐震性の向上を目指したものである。本工法の概要を図-1に示す。

橋脚く体の補強に着目し、斜め鋼材を部材(柱)の軸方向に対し一定の角度で配置し、交番載荷実験を行った結果、斜め鋼材量を多くした場合、せん断破壊を防止する効果があることが、知見として得られている<sup>1)</sup>。

そこで今回は、部材(柱)の軸方向に対する斜め鋼材の角度をパラメータとした実験、ならびに、軸方向鉄筋の途中定着部の耐震補強効果に着目し、斜め鋼材量をパラメータとした実験を行い、斜め鋼材による耐震補強効果を確認した。

なお、以下では、部材(柱)の軸方向に対する斜め鋼材の角度を配置角度、軸方向鉄筋の途中定着を段落し、軸方向鉄筋が途中定着された位

置を段落し部という。

## 2. 実験概要

### 2.1 供試体概要

供試体は、以下の2つのシリーズとした。

No.1 シリーズは、橋脚く体の補強効果に着目し、配置角度を 10°、20°、30°、45° と変化させたものである。No.2 シリーズは、段落し部の耐震補強効果に着目し、配置角度 20° で一定に配置し、斜め鋼材の補強量をパラメータとしたものである。

供試体諸元、および供試体の形状寸法の例について、No.1 シリーズを表-1 および図-2 に、No.2 シリーズを表-2 および図-3 に示す。

供試体の断面寸法は、No.1 シリーズは 450×450mm、No.2 シリーズは 650×650mm とした。せん断スパンは、

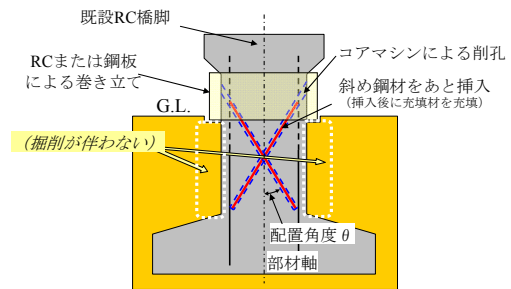


図-1 本耐震補強工法の概要図

表-1 供試体諸元 (No. 1 シリーズ)

シリーズ	供試体番号	柱断面寸法 (mm)	せん断スパン (mm)	せん断スパン比 La/d	最外縁の軸方向鉄筋 径-本数	帯鉄筋 径-ピッチ	斜め鋼材			せん断耐力比 <sup>※1</sup>	
							配置角度	径	本数 (片側)	補強前 $\frac{V_{y1}}{V_{mu}}$	補強後 $\frac{V_{y2}}{V_{mu}}$
No.1	X10a	450×450	2270	5.68	D25-6	D6-ctc400	10	D19	5	0.75	1.07
	X10b							D25	5	0.75	1.32
	X20b	650×650	1850	3.08	D22-6	D6-ctc200	20	D19	4	0.83	1.15
	X30a	450×450	890	2.23	D19-6	D6-ctc100	30	D22	5	0.71	1.52
	X45a		630	1.57	D19-5	D10-ctc200	45	D19	3	0.85	1.28

※1 せん断耐力比は、表-3に後述する材料試験値を用いて計算した。

\*1 J R 東日本 (株) 建設工事部 構造技術センター 耐震技術プロジェクトグループ (正会員)

\*2 J R 東日本 (株) 建設工事部 構造技術センター 耐震技術プロジェクトグループ課長 工修 (正会員)

\*3 J R 東日本 (株) 横浜支社 設備部 土木課 防災計画グループ副課長 工修 (正会員)

\*4 J R 東日本 (株) 研究開発センター フロンティアサービス研究所 新構造 I グループ 工修 (正会員)

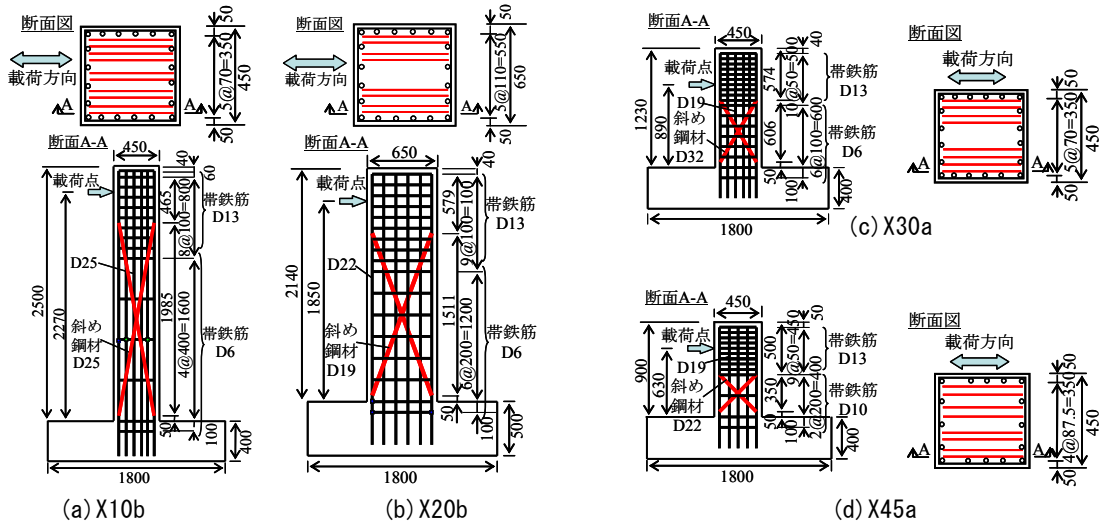


図-2 供試体の形状寸法の例 (No. 1 シリーズ)

No.1 シリーズでは斜め鋼材の配置角度に応じて、 $10^\circ$  の場合は 2270mm、 $20^\circ$  の場合は 1850mm、 $30^\circ$  の場合は 890mm、 $45^\circ$  の場合では 630mm とした。No.2 シリーズで

は、せん断スパンを 2000mm とし、柱下端から高さ 956mm に段落しを設けた。

橋脚く体の補強に着目した No.1 シリーズにおいては、斜め鋼材を考慮しない場合のせん断耐力  $V_{y1}$  と、部材が曲げ耐力に達する時に発生するせん断力  $V_{mu}$  との比 (以下、補強前せん断耐力比  $V_{y1}/V_{mu}$  という。ここに、 $V_{y1}=V_c+V_{s1}$ 、 $V_c$  ; コンクリートが受け持つせん断耐力<sup>2)</sup>、 $V_{s1}$  ; 帯鉄筋が受け持つせん断耐力<sup>4)</sup>、 $V_{mu}=M_u/L_a$ 、 $M_u$  ; 曲げ耐力、 $L_a$  ; せん断スパン) を 0.8 程度に設定した。

斜め鋼材については、これを考慮した場合のせん断耐力  $V_{y2}$  と、 $V_{mu}$  との比 (以下、補強後せん断耐力比  $V_{y2}/V_{mu}$  という。ここに、 $V_{y2}=V_{y1}+V_{s2}$ 、 $V_{s2}$  ; 斜め鋼材が受け持つせん断耐力) が、X10a は 1.0 程度、その他は 1.2~1.5 程度となるように配置した。

コンクリート標準<sup>4)</sup>に基づき、部材 (柱) 軸方向に対する斜めひび割れの角度を  $45^\circ$  と仮定した場合、斜めひび割れは斜め鋼材と 1 断面で交わる。また、実験結果については後述するが、斜めひび割れの多く、または顕著な斜めひび割れは、斜め鋼材が交差する位置付近で斜め鋼材と交わる。この場合、斜めひび割れの発生後においても、斜め鋼材の定着長は概ねあと施工アンカーの基本定着長程度以上確保できる。したがって、斜め鋼材の端部には定着体やフックを設けてはいないが、斜めひび割れ発生後においても、斜め鋼材に

表-2 供試体諸元 (No. 2 シリーズ)

シリーズ	供試体番号	柱断面寸法 (mm)	せん断スパン (mm)	せん断スパン比 $L_a/d$	最外線の <sup>※2</sup> 軸方向鉄筋		帯鉄筋 <sup>※2</sup>		斜め鋼材		せん断耐力比 <sup>※1</sup>		曲げ耐力比 <sup>※1</sup>	
					径-本数	径-ピッチ	配置角度	径	本数 (片側)	$V_{y1c}$	$V_{y2c}$	$M_{u1c}$	$M_{u2c}$	補強前
No.2	M20dan	650×650	2000	3.33	D22-7	D13-ctc50	—	—	—	—	0.71	—	0.76	—
	X20dana				D22-3	D6-ctc150	20	D19	4	0.73	1.06	0.76	1.00	
	X20danb							D25	6	0.82	1.77	0.87	1.48	

※1 せん断耐力比、曲げ耐力比は、表-3に後述する材料試験値を用いて計算した。  
 ※2 最外線の軸方向鉄筋および帯鉄筋の上段はく体基部、下段は段落し部

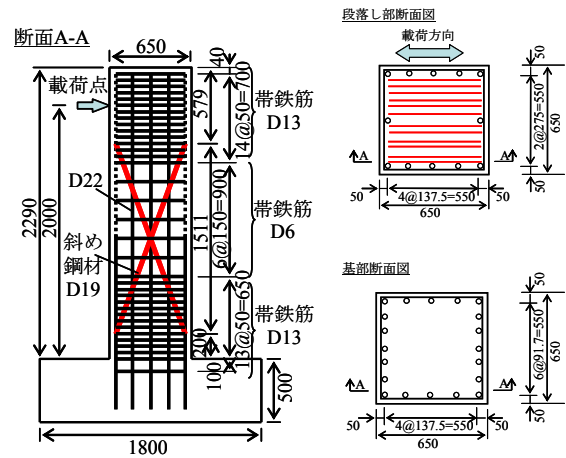


図-3 供試体の形状寸法の例 X20dana (No. 2 シリーズ)

は十分な定着が確保されるものと考えられる。そこで、斜め鋼材の部材軸直角方向成分がせん断耐力に寄与するとし、斜め鋼材が受け持つせん断耐力  $V_{s2}$  は式(1)により算定した。

$$V_{s2} = A_{w2} \cdot f_{wy2} \cdot \sin \theta \quad (1)$$

ここに、 $A_{w2}$  : 検討方向の片側から挿入される斜め鋼材の総断面積、 $f_{wy2}$  : 斜め鋼材の引張降伏強度、 $\theta$  : 斜め鋼材の配置角度

段落し部の補強に着目した No.2 シリーズでは、段落し部の曲げ補強に対しては、段落し部の断面における斜め鋼材を考慮しない場合の部材の曲げ耐力  $M_{u1c}$  と、

く体基部が最大耐力に達する際に段落し部において発生する曲げモーメント  $M_{x段}$  との比（以下、補強前曲げ耐力比  $M_{u1c}/M_{x段}$  という）を 0.7 程度に設定した。

斜め鋼材については、これを考慮した場合の段落し部の断面における部材の曲げ耐力  $M_{u2c}$  と、 $M_{x段}$  との比（以下、補強後曲げ耐力比  $M_{u2c}/M_{x段}$  という）を 1.0, 1.5 程度とした。ここで、斜め鋼材の部材軸方向成分が曲げ耐力に寄与するものとし、斜め鋼材の部材軸方向成分の強度  $T$  は式(2)により算定した。

$$T = A_{w2} \cdot f_{wy2} \cdot \cos \theta \quad (2)$$

ここに、記号は式(1)と同じ。

せん断補強に対しては、段落し部の断面における補強前せん断耐力比  $V_{y1c}/V_{mu}$  を 0.7 程度に設定した。斜め鋼材については、橋脚く体の補強に着目した場合と同様に、段落し部の断面における補強後せん断耐力比  $V_{y2c}/V_{mu}$  を 1.0, 1.5 程度とした。

本実験は、鋼材を斜めに配置した場合のせん断耐力の向上等、基本的な耐震補強効果の確認を目的とした。そのため供試体は、あと施工の影響を排除し、あらかじめ斜め鋼材を配置してから型枠を設置し、コンクリートの打設を行った。斜め鋼材の上端および下端の水平位置は最外縁の軸方向鉄筋の位置とした。斜め鋼材の最下端は、No.1 シリーズでは、柱下端から 50mm とし、フーチングには定着しないこととした。No.2 シリーズでは、斜め鋼材が段落し部で交差するように配置した。

なお、斜め鋼材には普通鉄筋の異形棒鋼を用いた。材料試験結果を表-3 に示す。コンクリート強度は実験当日の圧縮強度試験結果である。また、鋼材の引張強度は、供試体で使用したものと同ロットの鋼材について 3 本ずつ引張試験を行い、その平均値とした。

## 2.2 載荷方法

載荷方法は、供試体はフーチングを PC 鋼棒により固定し、柱天端において鉛直方向ジャッキにより  $0.75\text{N/mm}^2$  の一定軸力を導入した。水平方向載荷は、く体上部に取り付けた水平方向ジャッキによる静的正負交番載荷とした。荷重制御で最外縁の軸方向鉄筋ひずみが材料試験結果から定まる降伏ひずみに達するまで載荷し、その変位を降伏変位 ( $1\delta_y$ )、水平荷重を降伏荷重 ( $P_y$ ) とした。  $2\delta_y$  以降は、  $1\delta_y$  の整数倍の変位毎に各 1 回ずつ、  $10\delta_y$  以降は  $1\delta_y$  の偶数倍の変位ごとに各 1 回ずつ変位制御で交番載荷した。

表-3 材料試験結果

シリーズ	試験体名	引張試験データ						コンクリート強度			
		軸方向鉄筋		基部帯鉄筋 <sup>※1</sup>		段落し部帯鉄筋 <sup>※1</sup>		柱	フーチング		
		径	$f_y$ ( $\text{N/mm}^2$ )	径	$f_y$ ( $\text{N/mm}^2$ )	径	$f_y$ ( $\text{N/mm}^2$ )			$f_{ck}$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$f_{ck}$ ( $\text{N/mm}^2$ )
No.1	X10a	D25	386	D6	272	/	D19	386	35.2	31.1	
	X10b	D25	386	D6	272		D25	386	33.9	36.9	
	X20b	D22	373	D6	301		D19	381	26.0	29.2	
	X30a	D19	386	D6	272		D22	384	29.6	34.8	
	X45a	D19	381	D10	384		D19	381	33.0	30.6	
No.2	M20dan	D22	373	D13	377	D6	287	-	24.9	27.8	
	X20dan	D22	373	D13	377	D6	287	D19	381	28.0	22.0
	X20damb	D22	384	D13	396	D6	272	D25	386	29.8	31.3

※1 D6の材料試験値は細径のため明確な降伏点が表れず、規格値より低い値を示している。せん断耐力の計算では規格値 ( $345\text{N/mm}^2$ ) とした。



( $P_{max}$  時) ( $P_y$  低下時) ( $P_{max}$  時) ( $P_y$  低下時) ( $P_{max}$  時) ( $P_y$  低下時)  
(a) X10b (b) X20b (c) X30a

写真-1 損傷状況 (No.1 シリーズ)

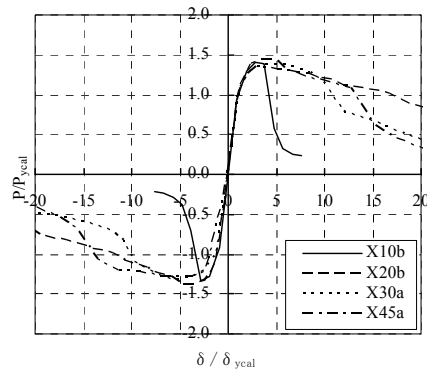


図-4 荷重-変位関係 (No.1 シリーズ)

## 3. 実験結果

### 3.1 損傷状況と荷重-変位関係

シリーズごとに損傷状況と荷重-変位関係を示す。損傷状況は、最大荷重  $P_{max}$  を示した変位段階での載荷が終了した時点（以下、 $P_{max}$  時という）と、その後、はじめて降伏荷重  $P_y$  程度以下まで荷重が低下した変位段階での載荷が終了した時点（以下、 $P_y$  低下時という）でのものを示した。荷重-変位関係は、荷重  $P$  を降伏荷重の計算値  $P_{y\text{cal}}$  で、変位  $\delta$  を降伏変位の計算値  $\delta_{y\text{cal}}$  でそれぞれ除し、無次元化した包絡線（以下、包絡線という）により示した。

#### (1) No.1 シリーズ

X10b, X20b, X30a の損傷状況を写真-1 に、荷重-変位関係を図-4 にそれぞれ示す。

$\theta$  を  $10^\circ$  とした X10b では、 $1\delta_y$  の載荷時に、柱基部からせん断スパン全般にわたって概ね 100mm 間隔で曲げひび割れが発生し、最外縁の軸方向鉄筋が柱下端



から 100mm 下のフーチング内で降伏ひずみに達した。 $2\delta_y$  で斜め鋼材に沿って斜めひび割れが進展し、 $3\delta_y$  で斜めひび割れが増加した。 $3\delta_y$  で  $P_{max}$  に達した後、 $4\delta_y$  載荷時において斜め鋼材に沿った斜めひび割れが拡大した。 $5\delta_y$  の正側載荷時に斜め鋼材が交差する位置付近より下側でこの斜めひび割れがさらに拡がり、急激に荷重が低下し、 $P_y$  程度以下となった。実験後に供試体を観察し、 $4\delta_y$  以降に拡大した斜めひび割れは、斜め鋼材に沿った位置で発生していることを確認した。

なお、 $\theta$  を X10b と同じ  $10^\circ$  とし、斜め鋼材の量を少なくした X10a でも同様の損傷状況を示した。

$\theta$  を  $20^\circ$  とした X20b では、 $1\delta_y$  の載荷時に、柱基部からせん断スパンの  $2/3$  程度の範囲において概ね 200mm 程度の間隔で曲げひび割れが発生し、最外縁の軸方向鉄筋が柱基部において降伏ひずみに達した。 $2\delta_y$  で斜め鋼材が交差する位置付近より上側で発生した曲げひび割れが斜め方向に進展し、斜めひび割れに移行した。 $3\delta_y$  で  $P_{max}$  に達し、 $5\delta_y$  載荷時に柱基部から 400mm 程度の範囲のかぶりコンクリートが剥落した。 $P_{max}$  に達した  $3\delta_y$  以降、緩やかに荷重が低下し、 $12\delta_y$  において  $P_y$  程度となった。その後も損傷は柱基部付近で進行し、緩やかに荷重が低下した。

$\theta$  を  $30^\circ$  とした X30a では、 $1\delta_y$  の載荷時に柱基部からせん断スパンの  $1/2$  程度の範囲において概ね 100mm 程度の間隔で曲げひび割れが発生し、 $1\delta_y$  の負側載荷時には斜め鋼材に沿った位置付近で斜めひび割れが発生した。また、最外縁の軸方向鉄筋が柱下端から 100mm 下のフーチング内で降伏ひずみに達した。 $2\delta_y$  以降、斜めひび割れには大きな変化はみられず、柱基部付近の曲げひび割れが増加、進展した。 $4\delta_y$  で  $P_{max}$  に達した後、 $6\delta_y$  の負側載荷時に斜め鋼材が交差する位置付近より上側で斜めひび割れが新たに発生し、柱基部付近まで達した。 $7\delta_y$  において、この斜めひび割れの下側で軸方向鉄筋に沿ったひび割れが進展し、かぶりコンクリートが剥離した。 $8\delta_y$  で柱基部付近の損傷とともに、斜めひび割れと軸方向鉄筋に沿ったひび割れが拡大した。 $9\delta_y$  で柱基部付近の損傷が著しくなるとともに、斜めひび割れがさらに拡大し、 $P_y$  程度となり、その後、急激に荷重が低下した。

$\theta$  を  $45^\circ$  とした X45a は、 $\theta$  を  $30^\circ$  とした X30a とほぼ同様の損傷状況を示した。 $1\delta_y$  の載荷時に、柱基部付近の曲げひび割れとともに、斜め鋼材に沿った位置付近で斜めひび割れが発生し、最外縁の軸方向鉄筋が柱基部で降伏ひずみに達した。その後、斜め鋼材に沿った位置付近の斜めひび割れが進展し、 $3\delta_y$  で柱基部付近まで達した。 $3\delta_y$  で  $P_{max}$  に達した後、 $6\delta_y$  で柱基部付近のひび割れが増加し、 $7\sim 8\delta_y$  では斜めひび割れが増加



( $P_{max}$  時) ( $P_y$  低下時) ( $P_{max}$  時) ( $P_y$  低下時)  
 (a) X20dana (b) X20danb  
 写真-2 損傷状況 (No. 2 シリーズ)

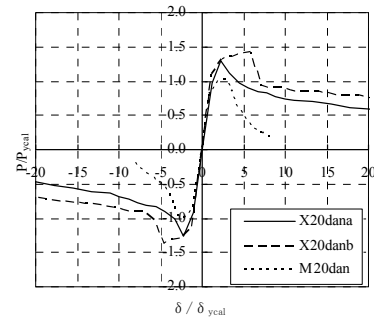


図-5 荷重-変位関係 (No. 2 シリーズ)

した。 $10\delta_y$  で軸方向鉄筋に沿ったひび割れが進展、拡大し、柱基部付近のかぶりコンクリートが剥離するとともに斜め鋼材に沿った位置付近の斜めひび割れが拡大した。 $14\delta_y$  で荷重が急激に低下し  $P_y$  程度を下回った。

## (2) No.2 シリーズ

段落し部の補強に着目した No.2 シリーズの供試体について、X20dana, X20danb の損傷状況を写真-2 に、荷重-変位関係を図-5 にそれぞれ示す。

斜め鋼材を配置しない M20dan においては、段落し部付近の高さにおける軸方向鉄筋が初めに降伏ひずみに達した。 $1\delta_y$  で段落し部付近からひび割れが多く発生し、斜めひび割れへと進展した。 $2\delta_y$  で柱上部から大きな斜めひび割れが生じた。また、載荷面側では、段落し部付近の高さで水平方向のひび割れが多く発生したとともに、段落しされていない軸方向鉄筋に沿った位置付近で縦方向のひび割れが発生した。 $3\delta_y$  で  $P_{max}$  に達し、段落し部付近において斜めひび割れの幅が大きくなった。 $4\delta_y$  で柱上部のかぶりコンクリートが剥落し、急激に荷重が低下し、せん断破壊に至った。

X20dana においても、段落し部付近の高さにおいて軸方向鉄筋が初めに降伏ひずみに達しており、段落し部付近のひび割れが斜めひび割れへと進展した。 $2\delta_y$  で最大荷重に達し、斜めひび割れがさらに進展した。 $2\delta_y$  負側載荷時には、引張側となる載荷面側で段落しされた軸方向鉄筋に沿った位置付近で縦方向のひび割れ

が発生した。3 $\delta_y$  でさらに斜めひび割れが増加し基部付近の曲げひび割れも多く発生し急激に荷重が低下した。その後は緩やかな荷重低下となり、5 $\delta_y$  で柱下端から300mm程度付近の曲げひび割れが拡大し、柱下端から300mm~1000mm程度の範囲で軸方向鉄筋に沿った位置付近でひび割れが生じて開いた。6 $\delta_y$  で軸方向鉄筋に沿った位置付近のひび割れの幅が拡がり、段落し部以下でかぶりコンクリートが剥落した。その後は基部に損傷が集中した。

X20danb においては、柱基部において軸方向鉄筋が初めに降伏ひずみに達した。2 $\delta_y$  にて段落し部付近のひび割れが斜めひび割れへと進展するものの、その後の進展は小さく、3 $\delta_y$  では基部における曲げひび割れが進行した。その後、基部の損傷が進行していったが、5 $\delta_y$  にて  $P_{max}$  に達し、側面の段落し部以下で縦方向にひび割れが発生した。6 $\delta_y$  にて段落し部の高さ程度で軸方向鉄筋に沿ったひび割れが発生し、急激に荷重が低下した。その後は、X20dana と同様に緩やかに荷重が低下していき、8 $\delta_y$  で軸方向鉄筋に沿ったひび割れ幅が拡大した。10 $\delta_y$  にて段落し部の高さ程度で載荷面側のかぶりコンクリートが剥落し、側面の柱下端から400mm程度のコンクリートも剥落した。

### 3.2 斜め鋼材のひずみ

斜め鋼材のひずみについて、柱下端からの各位置での値の分布を表したグラフ（以下、ひずみ分布図という）を示す。ひずみ分布図には、最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した時点（以下、 $P_y$  時という）、 $P_{max}$  時、および  $P_y$  低下時を示した。

#### (1) No.1 シリーズ

$\theta$  をそれぞれ  $10^\circ$ 、 $20^\circ$ 、 $30^\circ$ 、 $45^\circ$  とした、X10b、X20b、X30a、X45a のひずみ分布図を図-6 に示す。

$\theta$  を  $10^\circ$  とした X10b は、 $P_y$  時以降、 $P_{max}$  時までひずみは増加する傾向にある。しかし、 $P_y$  低下時には、斜め鋼材が交差する位置付近より下側でひずみが減少し、特にこのひずみが負の値を示すなど、ひずみの値が不安定であった。いずれの変位段階においても降伏ひずみを示さなかった。これは、斜めひび割れが斜め鋼材に沿って進展、拡大したことが影響したものと考えられる。

$P_y$  低下時において、斜め鋼材が交差する位置付近より下側での値が不安定であったものの、 $P_y$  時では柱基部付近のほうが上部と比較して大きな値を示し、その後は柱基部付近より上部でのひずみが大きくなる傾向にあった。特に斜め鋼材が交差する位置付近のひずみが比較的大きな値を示した。

なお、 $\theta$  が同じ  $10^\circ$  で、X10b と同様の損傷状況を示した X10a も同様の傾向を示した。

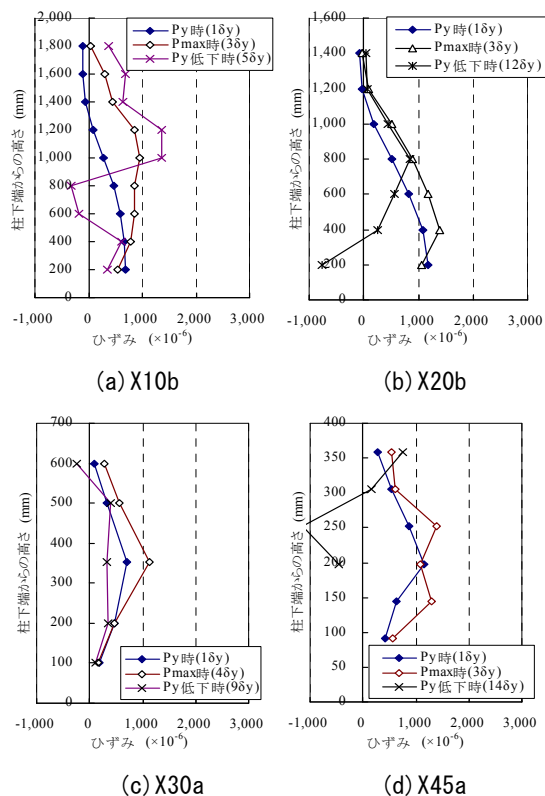


図-6 斜め鋼材ひずみ分布図 (No. 1 シリーズ)

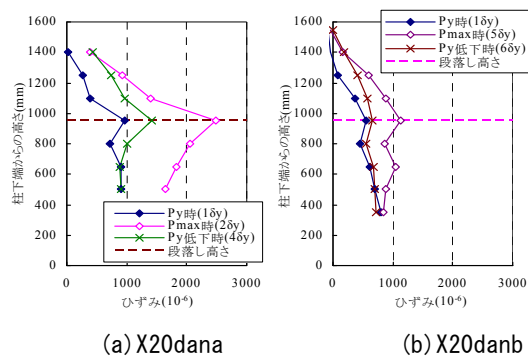


図-7 斜め鋼材ひずみ分布図 (No. 2 シリーズ)

$\theta$  を  $20^\circ$  とした X20b は、 $P_y$  時以降、 $P_{max}$  時までひずみは増加する傾向にある。 $P_y$  低下時にはひずみは減少し、いずれの変位段階においても降伏ひずみに達しなかった。柱下端からの各位置でのひずみは、 $P_y$  時では柱基部付近の方が上部と比較して大きな値を示す傾向にあるが、その後は柱基部付近より上部でのひずみが大きくなる傾向があった。特に、斜め鋼材が交差する位置付近のひずみが比較的大きな値を示した。

$\theta$  を  $30^\circ$  とした X30a は、 $P_y$  時以降、 $P_{max}$  時までひずみは増加するが、その後、 $P_y$  低下時にはひずみは減少する傾向を示し、いずれも降伏ひずみには達しなかった。また、いずれの変位段階においても斜め鋼材が交差する位置付近のひずみが比較的大きかった。

$\theta$  を  $45^\circ$  とした X45a は、 $P_y$  時以降、 $P_{max}$  時までひずみは増加する傾向を示した。その後、 $P_y$  低下時には、

斜め鋼材が交差する位置付近より下側でひずみを正確に計測できなかった。これは、斜め鋼材が交差する位置付近より下側は塑性ヒンジが形成された箇所と重なること、また  $P_y$  低下時が  $14\delta_y$  と他の供試体と比べ大きな変位段階であったことが影響しているものと思われる。

なお、ひずみを計測できた  $P_y$  時、 $P_{max}$  時については斜め鋼材が交差する位置付近のひずみが比較的大きかった。

## (2) No.2 シリーズ

X20dana, X20danb における斜め鋼材のひずみ分布図を図-7に示す。

X20dana, X20danb とも、 $P_y$  時以降、 $P_{max}$  時までにはひずみは増加するが、 $P_y$  低下時にはひずみは減少する傾向にある。X20dana では、 $P_{max}$  時に段落し部（斜め鋼材交差部）付近において降伏ひずみに達したが、X20danb では、いずれの変位段階においても降伏ひずみに達しなかった。

## 3.3 軸方向鉄筋のひずみ (No.2 シリーズ)

段落し部の補強に着目した No.2 シリーズについて、最外縁に配置した軸方向鉄筋のひずみ分布図を図-8に示す。ひずみ分布図には、斜め鋼材のひずみ分布図と同様に  $P_y$  時、 $P_{max}$  時、および  $P_y$  低下時を示した。

斜め鋼材を配置していない M20dan, および斜め鋼材量の少ない X20dana では、 $P_y$  時に段落しされていない軸方向鉄筋が段落し部付近で降伏ひずみに達したのに対し、斜め鋼材の多い X20danb では、 $P_y$  時に基部で降伏ひずみに達した。しかし、いずれも  $1\delta_y$  では段落しされていない鉄筋が段落し部付近で降伏もしくは降伏に近いひずみを示している。また、段落しされた鉄筋については、斜め鋼材を配置していない M20dan, および斜め鋼材量の少ない X20dana では、段落し部付近ではひずみがほとんど増加しないのに対し、斜め鋼材量の多い X20danb では段落し部付近のひずみが増加している。また、斜め鋼材を配置していない M20dan では、 $P_y$  時以降  $P_y$  低下時まで、段落し部での損傷が進み、基部で降伏ひずみに達していないが、斜め鋼材のある供試体では、基部で降伏ひずみをはるかに超える値を示した。

## 4. まとめ

今回の試験の範囲において得られた知見を以下に示す。なお、せん断耐力比および曲げ耐力比は 2.1 によ

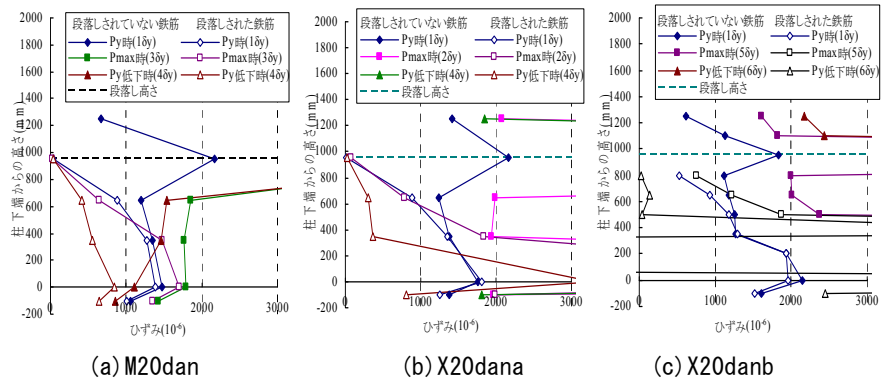


図-8 軸方向鉄筋ひずみ分布図 (No. 2 シリーズ)

り、求めた値である。

- (1)斜め鋼材の配置角度  $\theta$  を  $10^\circ$  とした供試体（斜めひび割れが斜め鋼材に沿って発生）を除き、補強後耐力比  $V_{y2}/V_{mu}$  が 1.15 以上となるように斜め鋼材を配置した供試体では、脆性的な破壊とはならなかった。
- (2)段落し部の補強に着目し、斜め鋼材を配置していない供試体は段落し部のせん断破壊であったのに対し、斜め鋼材の配置角度  $\theta$  を  $20^\circ$  とし、段落し部の曲げ耐力比を 1.00 以上とし、段落し部のせん断耐力比を 1.06 とした供試体では、軸方向鉄筋に沿ったひび割れによる破壊であった。
- (3)斜め鋼材の配置角度  $\theta$  を  $20^\circ$  とし、段落し部の曲げ耐力比を 1.48 とし、段落し部のせん断耐力比を 1.77 とした供試体では、く体基部の軸方向鉄筋が初めに降伏ひずみに達した。斜め鋼材は降伏ひずみに到達せず、基部に損傷が集中し、段落し部のせん断破壊を防止する効果があった。
- (4)段落し部の補強においては、斜め鋼材の配置角度  $\theta$  を  $20^\circ$  とし、段落し部の曲げ耐力比を 1.48 とし、段落し部のせん断耐力比を 1.77 とした場合でも、段落しされた鉄筋の付着切れによる耐力低下を防止できない。

## 参考文献

- 1) 幸田和明, 松尾伸二, 長澤徹, 菅野貴浩: 鉄筋を斜めに配置した RC 柱の耐震補強効果に関する実験的検討, 土木学会第 62 回年次学術講演会, 5-161, pp.321-322, 2007.9
- 2) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第 372 号/V-5, pp.167-176, 1986.8
- 3) 石橋忠良, 松田好史, 斉藤啓一: 少数本の杭を用いたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文報告集, 第 337 号, pp.197-204, 1983.9
- 4) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004.4