

論文 超高強度材料を用いた鋼板巻き RC 柱部材に関する実験研究

菊田 繁美*¹ · 千葉 脩*² · 羽鳥 敏明*³

要旨: 本実験は, Fc80とFc100の超高強度コンクリートとUSD685の高強度鉄筋を主筋に用いたRC造柱部材の耐震性能の向上を目的として行った曲げせん断実験である。柱に鋼板を巻くことにより, 柱のせん断耐力が増大するとともに曲げ圧縮域コンクリートのコンファインド効果で曲げ耐力および変形性能が増大した。最大曲げ耐力は, コンクリートのコンファインド効果を考慮した断面分割法によって適切に評価することができ, 鋼板巻き試験体の曲げ降伏以降のせん断耐力は, 鋼板を同量のせん断補強筋に置換して計算したせん断耐力よりも大きく上回った。

キーワード: 高強度コンクリート, 柱部材, 鋼板巻き, せん断耐力, コンファインド効果

1. はじめに

過去に行ったFc100の超高強度コンクリートとUSD685の主筋を用いた軸力比0.3~0.45のRC柱の実験¹⁾では, 早期に曲げ圧縮域コンクリートが圧壊し, 最大耐力以降のコンクリートの損傷及び耐力低下が激しかった。

本実験は, 柱に鋼板を巻くことにより, 柱のせん断耐力の増大と曲げ圧縮域コンクリートのコンファインド効果による曲げの耐力および変形性能の増大を目的として行った。

表-1 試験体一覧

試験体名	$c\sigma_B$ (N/mm ²)	主筋		せん断補強筋		M/QD	軸力比※	鋼板厚 (mm)
		材種	Pg(%)	材種	Pw(%)			
No.1	122.4	12-D16	USD685	4-U6.4@35	SBPD1275	1.21	1.5	---
No.2	117.4	14-D16	USD685	4-S6@55	USD785	0.99	2.0	6
No.3	101.4	14+4-D16	USD685					2.3~4.5
No.4	101.4	14-D16	USD685					-0.29
No.5	74.8	14-D16	USD685					-0.48~0.70
No.6	78.8	14+4-D19	USD685					-0.31
								2.3~3.2
								-0.50~0.70
								2.3~3.2

※: $N/(A_c \cdot c\sigma_B) \sim N/(A_s \cdot s\sigma_y)$

2. 試験体

試験体の一覧および試験体断面, 試験体形状を表-1, 図-1, 2に示す。試験体は超高層建築物の下層部分の中柱および外柱を対象とした断面寸法が30cm×30cmで, 約1/3縮尺の6体である。No.1,2試験体はせん断スパン比が1.5, 軸力が圧縮一定で, No.2試験体はNo.1試験体に6mm厚の鋼板を巻いたものである。No.3~6試験体はせん断スパン比が2.0で鋼板巻きであり, コンクリート強度をFc80とFc100, 載荷軸力を圧縮一定と引張圧縮変動とした。Fc100を対象としたNo.3,4試

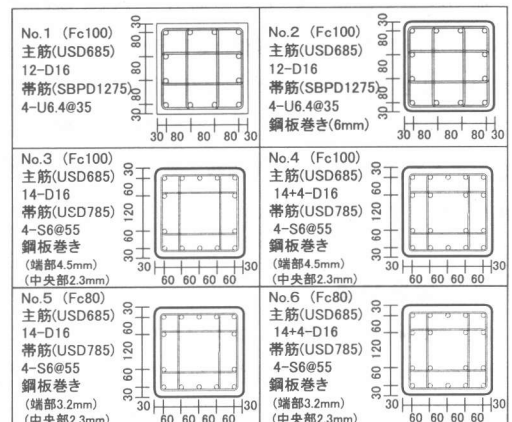
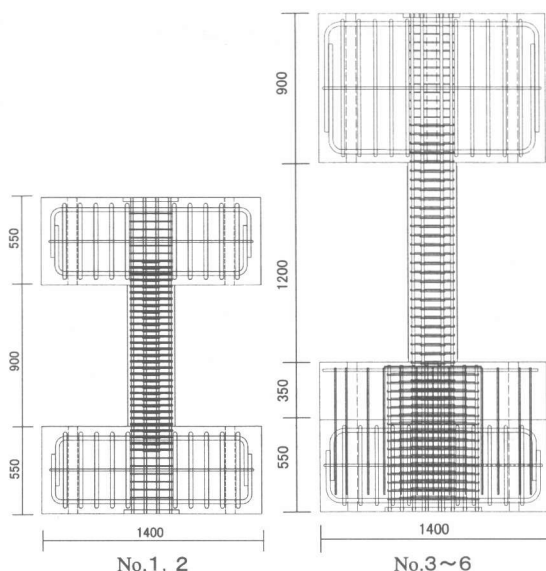


図-1 試験体断面

*1 戸田建設㈱技術研究所複合構造プロジェクトチーム 工修 (正会員)

*2 戸田建設㈱技術研究所所長 工修 (正会員)

*3 戸田建設㈱技術研究所複合構造プロジェクトマネージャー



図－２ 試験体形状

試験体は柱脚柱頭が4.5mmで中央部が2.3mmの鋼板巻きとし、Fc80を対象としたNo.5,6試験体は柱脚柱頭が3.2mmで中央部が2.3mmの鋼板巻きとした。鋼板は柱脚および柱頭のスタブ面から20mm離れている。なお、No.3～6試験体には、柱脚部の基礎梁を想定して幅が60cm、せいが35cmのコンクリート強度の低い梁型を柱脚部スタブに設けた。

材料試験結果を表－２に示す。

3. 加力方法

加力装置を図－３に示す。加力方法は、試験体中央部を反曲点とする逆対称繰返し加力である。No.1～3,5試験体は軸力比 $(N/(BD_c\sigma_p))0.3$ の一定圧縮軸力を作用させ、No.4,6試験体は図－４に示すように水平力の１次関数で変動軸力を作用させた。

4. 実験経過

No.1試験体の部材角1/200,1/100および1/20におけるひびわれ状況を図－５、各試験体について端部モーメントと部材角の関係を図－６に示す。

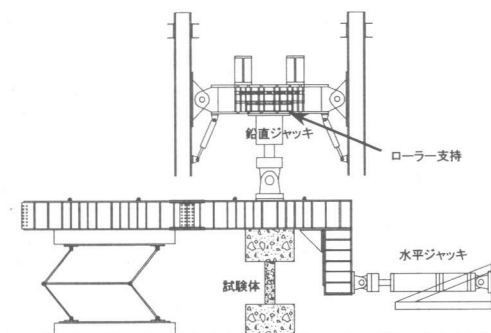
No.1試験体では、部材角1/300で両端部に曲げひびわれと45°方向のせん断ひびわれが発生した。1/200のサイクルで柱脚部に圧壊が発生し、中央部

表－２ 材料試験結果

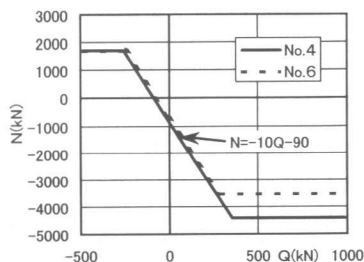
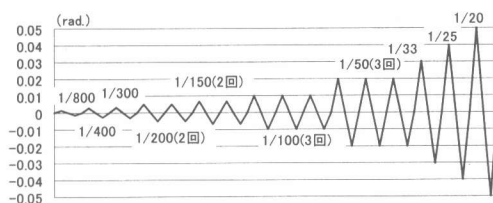
コンクリート	部位	圧縮強度 (N/mm ²)	割線剛性 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
No.1	柱	122.4	45000	5.64
No.2	柱	117.4	47000	5.55
No.3	柱	101.4	42700	5.40
	梁	87.1	40400	5.43
No.4	柱	101.4	42700	5.40
	梁	75.3	38100	4.52
No.5	柱	74.8	37700	5.10
	梁	58.5	36300	3.62
No.6	柱	78.8	38700	4.90
	梁	58.5	38300	4.32

鉄筋鋼材	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D16(No.1,2)	738※	191000	959
D16(No.3～6)	692	191000	856
U6.4(No.1,2)	1284※	195000	1385
D6(No.3～7)	1056※	179000	1207
PL2.3	222	214000	334
PL3.2	304	203000	434
PL4.5	213	209000	309
PL6	436	203000	525

※0.2%オフセット



図－３ 加力装置

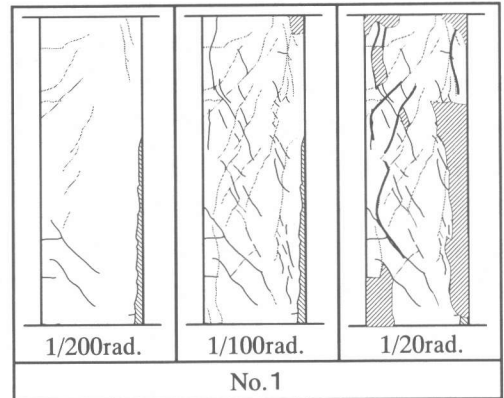


図－４ 加力スケジュール

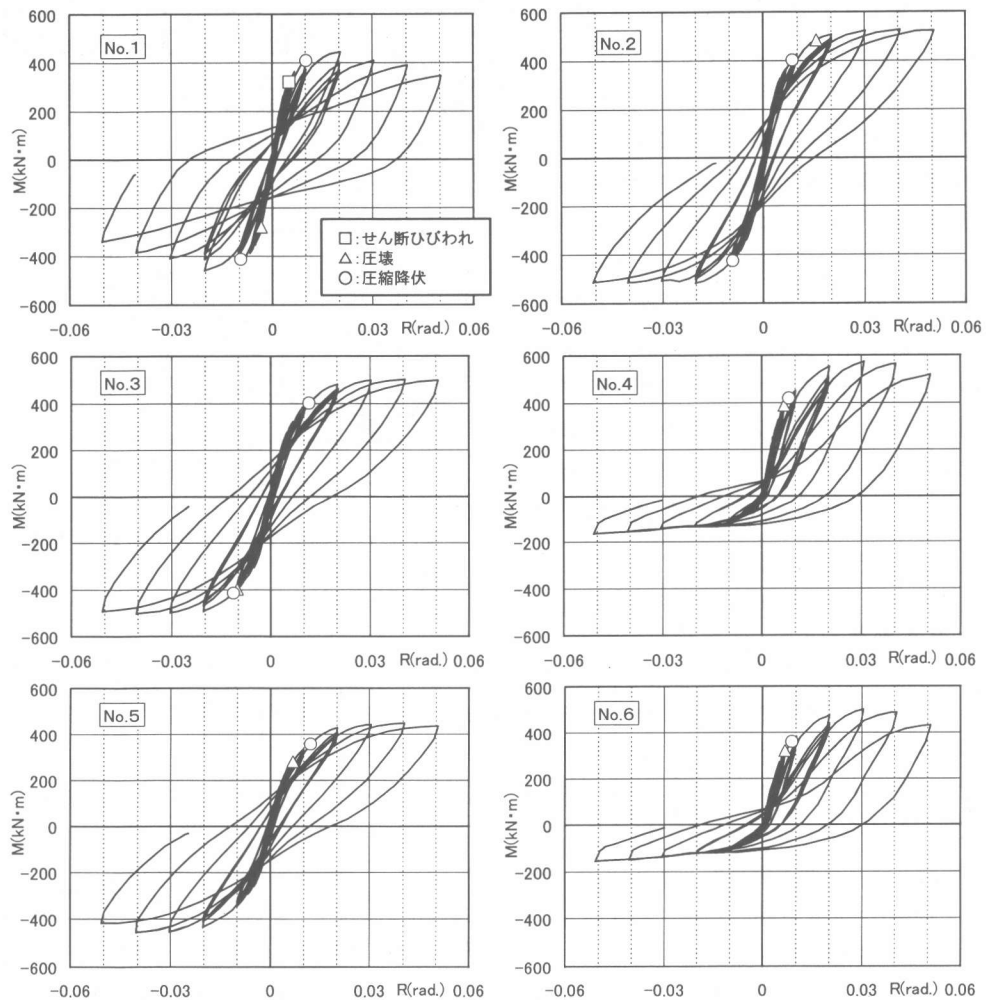
に角度が急なせん断ひびわれが発生した。1/150で柱頭部に圧壊が発生した。1/100で試験体全面にせん断ひびわれが発生し、両端部の主筋が圧縮降伏した。1/50以降は両端部の圧壊が進展し、最終的には側面かぶりコンクリートが剥落して付着割裂破壊の様相を呈した。

No.1 試験体では部材角1/100から1/50の間、No.3～6試験体では部材角1/150から1/100の間で両端部に圧壊が発生したが、実験終了時まで特に変化は見られなかった。

No.1～3,5試験体は1/100近傍で主筋が圧縮降伏し、No.4,6試験体は1/150近傍で主筋が圧縮降伏した。基礎梁については縦方向に幅0.06mm以下



図－5 ひびわれ状況



図－6 荷重変形関係

のひびわれが数本発生した程度で、圧壊は発生しなかった。軸力比0.3の一定軸力では、鋼板を巻かないNo.1試験体は最大耐力以降の耐力低下が大きいが、鋼板を巻いた試験体は部材角1/20に至るまで耐力低下の少ない紡錘形の安定した履歴性状を示した。変動軸力のNo.4,6試験体は、軸力比0.45の圧縮軸力時において部材角1/25までほとんど耐力低下しなかった。引張軸力時においては部材角1/20に至るまで耐力が上昇し続けた。

5. 実験結果

各試験体の諸強度に関する実験値と計算値の比較を表-3に示す。各試験体の諸強度に関する実験値と計算値の比較を表-3に示す。断面分割法において、鋼板巻き試験体のコアコンクリートにはNewRC²⁾で提案されたせん断補強筋と鋼板によるコンファインド効果を累加し、かぶりコンクリートには鋼板のみのコンファインド効果を考慮した。実験における圧壊は端部の鋼板を巻いていない部分で観察されたものである。各試験体とも、柱主筋の圧縮降伏強度および圧壊強度については、実験値が計算値を下回る傾向にあり、最大耐力については実験値と計算値はほぼ一致した。No.1とNo.2試験体を比較すると鋼板を巻くことにより最大耐力が約15%上昇した。

6. せん断耐力

各試験体のせん断余裕度を表-4に示す。せん断耐力を靱性保証型耐震設計指針式で算出し、断面分割法による曲げ耐力および実験における最大耐力に対する割合としてせん断余裕度を求めた。鋼板巻き試験体については鋼板をせん断補強筋に換算してせん断耐力を算定した。各試験体とも曲げ降伏以前の $R_p=0$

表-3 実験値と計算値の比較

		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
主筋圧縮降伏強度 (kN・m)	柱頭	399 (421)	396 (445)	390 (428)	431 (433)	347 (391)	345 (397)
	柱脚	403 (421)	417 (445)	381 (428)	461 (433)	392 (391)	345 (397)
圧壊強度 (kN・m)	柱頭	277 (421)	452 (427)	384 (392)	431 (374)	282 (315)	307 (315)
	柱脚	261 (421)	467 (427)	384 (392)	375 (374)	270 (315)	307 (315)
最大耐力 (kN・m)	圧縮	447 (430)	515 (494)	491 (454)	553 (524)	440 (403)	485 (465)
	引張				155 (159)		133 (163)

() 内は、コアコンクリートをNewRCで提案されたコンファインドコンクリート断面分割法による計算値である。

表-4 せん断余裕度

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
せん断耐力 $sQuo$ (kN)	1222	1187	1025	1025	838	865
せん断耐力 $sQu1$ (kN)	979	949	820	820	670	692
曲げ耐力 mQu (kN)	956	1098	757	873	672	775
実験最大値 eQu (kN)	993	1144	818	922	733	808
$sQuo/mQu$	1.28	1.08	1.35	1.17	1.25	1.12
$sQu1/mQu$	1.02	0.86	1.08	0.94	1.00	0.89
$sQuo/eQu$	1.23	1.04	1.25	1.11	1.14	1.07
$sQu1/eQu$	0.99	0.83	1.00	0.89	0.91	0.86

鋼板をせん断補強筋に換算

$sQuo$:靱性保証型耐震設計指針式 $R_p=0$

$sQu1$:靱性保証型耐震設計指針式 $R_p=0.01$

$mQu=2Mu/h$ h :内法高さ

Mu :断面分割法による計算値

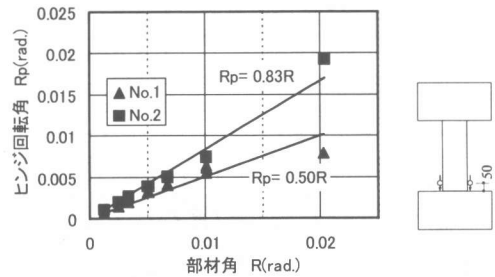


図-7 部材角とヒンジ回転角の関係

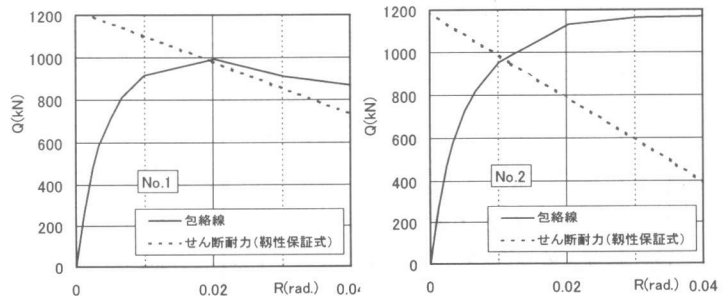


図-8 せん断強度計算値と実験値の比較

ではせん断余裕度はほとんどが1.0以上であったが、曲げ降伏以降の $R_p=0.01$ ではほとんどが1.0以下であった。

No.1,2試験体について、ヒンジ部の回転角として定義される R_p と部材角 R の関係を図-7に示す。 R_p はスタブ面と高さ50mmの位置の相対変位から求めた。鋼板無しのNo.1試験体は R の約50%が R_p であったが、鋼板巻きのNo.2試験体は端部に变形が集中するため R の約80%を R_p が占めていた。この関係を基に、No.1,2試験体の包絡線と靱性保証型耐震設計指針式によるせん断耐力の比較を図-8に示す。No.1試験体の実験値で耐力低下し始めた部材角1/50のせん断耐力はせん断耐力の計算値に一致したが、No.2試験体では実験値は計算値に比べて大きかった。鋼板は同量のせん断補強筋に換算するよりも、せん断耐力の増大に寄与するものと考えられる。

7. せん断補強筋および鋼板の歪度

No.1,2,4試験体について、各サイクルのピーク時における外周せん断補強筋および鋼板の歪度を図-9に示す。各試験体とも実験終了時まで降伏しなかった。No.1試験体は部材角1/50で柱頭および柱脚に比べて中央部の歪度が大きく、最大3500 μ 程度であった。No.2,4試験体はNo.1に比べて歪度が小さく、部材角1/50における帯筋の最大歪度はNo.1の半分以下であった。No.2,4試験体とも帯筋に比べて鋼板の歪度の方が小さかった。鋼板の歪み度は高さ中央位置に比べて端部のほうが大きく、端部ではコンファインド効果とせん断抵抗の両方に使用されるためと考えられる。

8. 軸歪度

各試験体について軸歪と部材角の関係を図-10に示す。軸歪は軸方向変形を試験体高さで除して求めた。No.1,2試験体とも部材角1/100まではほぼ同様であったが、No.1は圧壊が生じた後の部材角1/100に圧縮軸歪が増大し

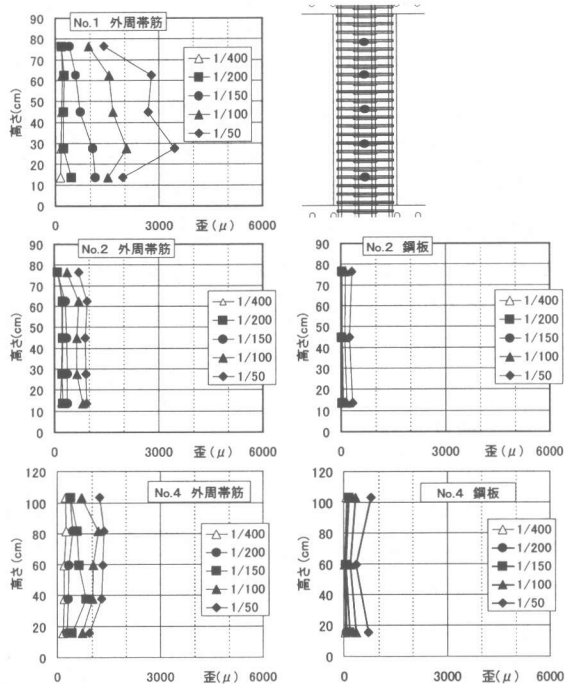


図-9 せん断補強筋および鋼板の歪度

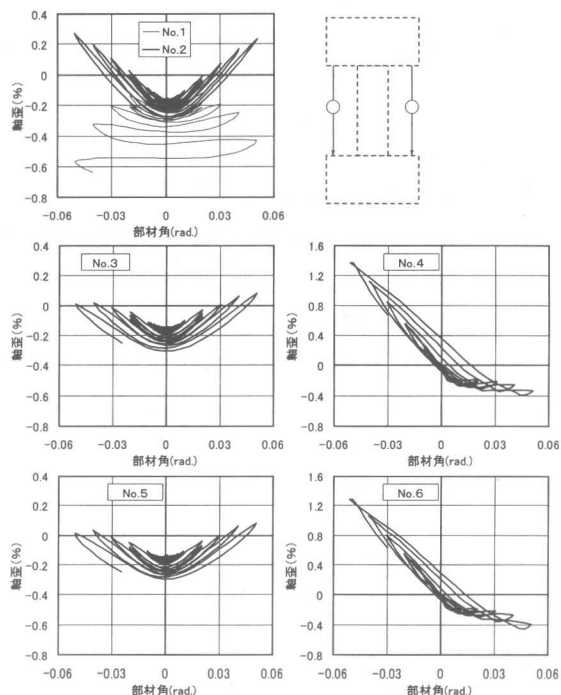


図-10 軸方向伸縮変形

始め、実験終了時には約0.6%に達した。鋼板巻きのNo.2の最大圧縮軸歪は約0.3%でNo.1の約1/2であった。これは、鋼板のコンファインド効果により曲げ圧縮域の劣化が抑制されたためと考えられる。Fc100とFc80で軸力比がほぼ同じである鋼板巻きのNo.3とNo.5およびNo.4とNo.6をそれぞれ比較すると、Fc80の試験体の圧縮歪度が若干大きい程度でほぼ同じ挙動を示した。

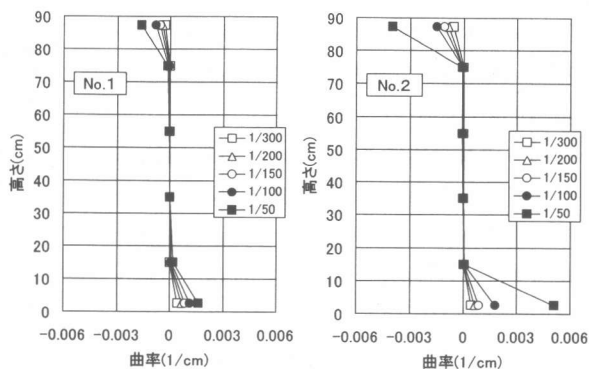


図-11 曲率分布

9. 曲げ性状

No.1,2試験体について曲率分布を図-11に示す。曲率は試験体高さ方向を6分割して取り付けた変位計から求めた。鋼板巻きのNo.2試験体はNo.1に比べて端部の曲率が大きく、曲げ変形が集中する傾向を示した。

No.1,2,4試験体について、部材角1/100における柱脚部主筋の歪度分布を図-12に示す。解析値は断面分割法によるもので、実験時の部材角1/100におけるモーメントと同じモーメント時の歪度である。各試験体とも実験値は平面保持が成り

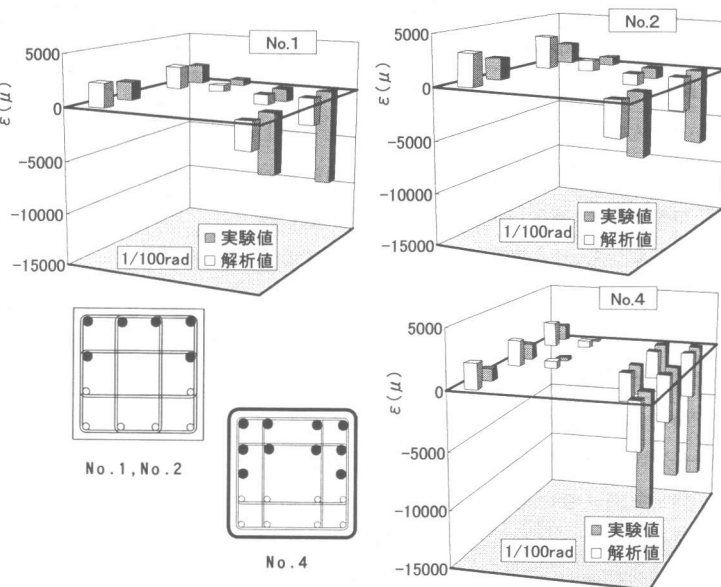


図-12 柱脚歪度分布

立っており、圧縮主筋の歪度が解析値を大きく上回った。鋼板巻きのNo.2,4試験体では、実験値は解析値に比べて引張歪が小さく圧縮歪が大きくなった。これは、柱脚部20mmの範囲には鋼板が巻かれていないものの、解析においては鋼板巻きと同じコンファインド効果としたためコンクリートの圧縮性能を過大に評価したためと考えられる。

10. まとめ

鋼板巻きRC造柱部材曲げせん断実験を行い以下の結論を得た。

①柱に鋼板を巻くことにより、柱のせん断耐力が増大するとともに曲げ圧縮域コンクリートのコンファインド効果で曲げ耐力および変形性能が増大

した。

②各試験体の最大曲げ耐力は、コンクリートのコンファインド効果を考慮した断面分割法によって適切に評価することができた。

③鋼板巻き試験体の曲げ降伏以降のせん断耐力は、鋼板を同量のせん断補強筋に置換して計算したせん断耐力よりも大きく上回った。

【参考文献】

- 1) 菊田繁美, 千葉脩: 超高強度材料を用いたRC柱部材に関する実験研究, コンクリート工学, Vol.19, No.2, pp.591-596, 1997.6
- 2) 平成4年度「構造性能分科会報告書」(財)国土開発技術研究センター