

論文 定着方法の異なる横補強筋を持つ RC 柱の耐震性能に関する研究

中谷 庄吾*1・今井 弘*2

要旨: 横補強筋端部に直角フック二重定着法を用いた柱部材の構造性能を把握し、溶接閉鎖型の横補強筋を持つ柱との耐震性能の相違を調べた。ひび割れ状況に関しては、定着法や定着長さによる相違はほとんど認められなかった。SD390 の鉄筋を横補強筋に用いた柱試験体は、最大耐力やその後の耐力低下に関してもほぼ同等の構造性能を示した。しかし、USD1275 の鉄筋を用いた柱試験体では横補強筋の端部フックがゆるむため、最大耐力は溶接閉鎖型に比べて、少し低下した。

キーワード: 柱, 直角フック二重定着法, 定着余長, 横補強筋

1. はじめに

RC柱の横補強筋の定着法として、従来は図-1に示すように、多くの場合、鉄筋端部を主筋の位置で135°フックで曲げて定着していた。横補強筋の定着効果を高めるためには、日本建築学会の規定では、鉄筋端部の折り曲げが135°フックの場合には余長を $6d$ (d : 横補強筋の径)以上にする必要がある。しかし、十分な定着余長をとると、コンクリート打設時のパイプレータが入らず、コンクリートの充填性が悪くなる。

その後、密に配筋し、かつ構造性能を高めるために、図-2に示すような突合わせ溶接閉鎖型筋が考案され、使用されるようになってきた。これは、鉄筋組立時には剛性を確保しやすく、コンクリートの充填性もよくなり、かつ横拘束の性質が向上するが、溶接部の信頼性を確保するために、厳しい品質管理を必要とする欠点がある。

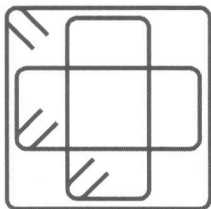


図-1 135°フック定着

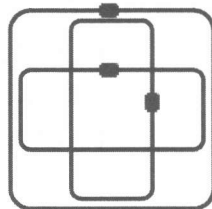


図-2 溶接閉鎖型筋

そこで、これらの欠点を克服するために、横補強筋を90°フックで二重に定着する方法を提案する。この直角フック二重定着法により、高強度横補強筋の利

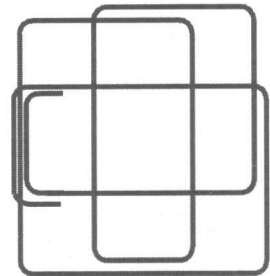


図-3 直角フック二重定着

用、配筋施工時の省力化、コンクリート充填性の向上などが可能となるものと考えられる。

今回の実験では図-3に示す直角フック二重定着法を用いた横補強筋を持つ柱試験体の構造性能を把握し、溶接閉鎖型の横補強筋を持つ柱との耐震性能の相違を調べる。

2.1 試験体概要

図-4に試験体の概略を、表-1に試験体の一覧を示す。試験体の総数は12体である。柱の断面は450mm x 450mmで、高さはせん断破壊型で1350mmであり曲げ破壊型で1800mmである。

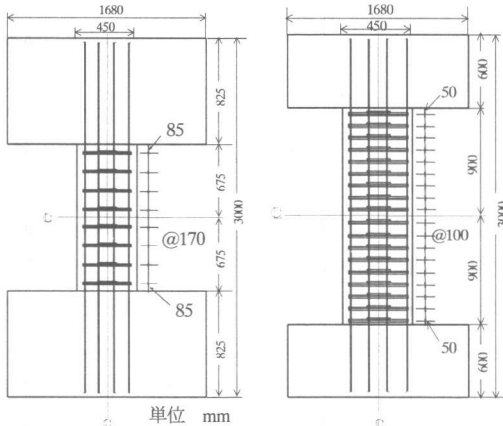
本実験では横補強筋の定着方法が主な研究対象であるので、コンクリート強度は一定の $F_c = 24\text{MPa}$ とし、横補強筋には普通強度(SD390, D10, 以下NO.1と呼ぶ)と超高強度(USD1275, U7.1,

*1 筑波大学大学院 工学研究科構造工学専攻 (正会員)

*2 筑波大学教授 機能工学系 (正会員)

以下 NO.2)の 2 種類を用いて各 6 体ずつ設計した。各横補強筋に対し、試験体はせん断破壊型(S)と曲げ破壊型(F)を 3 体ずつ設計した。そのうち 2 体には、端部の定着余長の異なる直角フック二重定着法の横補強筋を用い、1 体には溶接閉鎖型の横補強筋 (W) を用いた。定着余長は図-5 に示すように、長い方 (L) で 100mm、短い方 (S) で 40mm である。

試験体名の初めの NO.は横補強筋の鉄筋種類を、その次のアルファベットは破壊形式を、最後のアルファベットは定着の方法または定着余長の長さを示す。また、柱主筋には、せん断破壊型の試験体では高強度鉄筋(SD685)を、曲げ破壊型では普通強度鉄筋(SD345)を用いた。



(a) せん断破壊型 (b) 曲げ破壊型
図-4 試験体概要

表-1 試験体一覧

試験体		破壊型	横補強筋	
SD390	USD1275		間隔	定着余長
NO.1SW	NO.2SW	せん断	@170 mm	溶接閉鎖
NO.1SL	NO.2SL			100 mm
NO.1SS	NO.2SS			40 mm
NO.1FW	NO.2FW	曲げ	@100mm	溶接閉鎖
NO.1FL	NO.2FL			100 mm
NO.1FS	NO.2FS			40 mm
共通事項				
断面: 450 x 450 (mm)				
コンクリート強度: $F_c=24$ MPa				
試験体名のNO.1は普通強度の横補強筋を、NO.2は超高強度の横補強筋を示す。				
軸力: $N=686$ kN $\sigma_0=N/bDF_c=0.15$				

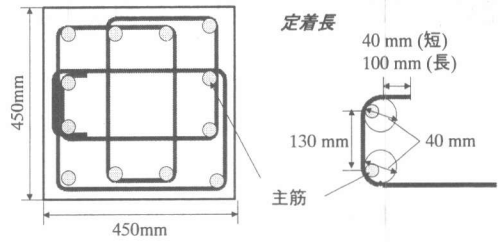


図-5 柱断面

2.2 材料試験結果

表-2 に材料試験結果を示す。粗骨材径 20mm で、スランプ 18cm の普通コンクリートを使用した。

表-2 材料試験結果
(a) コンクリート

	NO.1試験体			NO.2試験体		
	圧縮強度 (MPa)	E (GPa)	割裂強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	E (GPa)	割裂強度 (MPa)
4週	25.3	20.4		23.4	23.5	
開始日	27.7	22.2	2.4	24.1	24.9	2.3
終了日	29	24.4	2.9	27.6	26.8	2.8

(b) 鉄筋

径	規格	使用部位	σ_y (MPa)	σ_b (MPa)	E (GPa)	ϵ_y (μ)	伸び (%)
D19	SD685	せん断型主筋	732	946	212	4818	11.6
D19	SD345	曲げ型主筋	401	562	222	2377	18.7
D10	SD390	NO.1横筋	444	645	210	2453	16.1
U7.1	USD1275	NO.2横筋	1448	1479	210	8360	9.4

E:ヤング率 σ_y :降伏強度 σ_b :引張強度 ϵ_y :降伏歪み

3. 加力方法

図-6 に加力装置を、図-7 に加力履歴をそれぞれ示す。一定軸力下($\sigma_0/F_c=0.15$)で逆対称曲げモーメントとなるように、正負交番繰り返しの静的せん断力を与えた。加力履歴は、せん断破壊型試験体では、部材変形角 ($R=\delta/h$) で 1/800 を 1回、1/400、1/200、1/100、1/50、1/25 を各 2 回行い、曲げ破壊型試験体はさらに 1/16 を 1 回行った。部材変形角 R とは、上下スタブの相対水平変位 δ (表裏 2カ所の全体変位の平均) を柱の内法長さで除したものである。

4. 実験結果

4.1 ひび割れ状況

せん断破壊型試験体と曲げ破壊型試験体のひび割れ状況を、図-8 に示す。すべての試験体にお

いて、曲げによる初期ひび割れは、変形角 $R=1/800$ 付近で柱とスラブの接合部付近で発生した。せん断破壊型の試験体では図-8(a)(b)に示すように $R=1/200$ で試験体中央付近に小さいせん断ひび割れが発生し、 $R=1/100$ で大きいせん断ひび割れが発生し、 $R=1/100$ で大きいせん断ひび割れが発生し、 $R=1/100$ で大きいせん断ひび割れが発生し、 $1/50$ 付近では主筋一段目に沿っての付着ひび割れも発生した。

曲げ破壊型の試験体では、図-8(c)と(d)に示すように柱脚、柱頭部に曲げひび割れが発生し、 $R=1/25$ 付近で圧縮側での圧壊、コンクリートの剥離が目立つようになった。

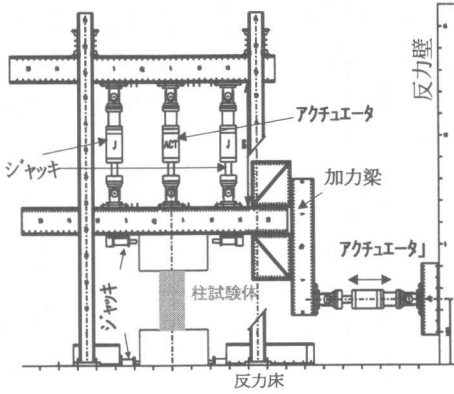


図-6 加力装置

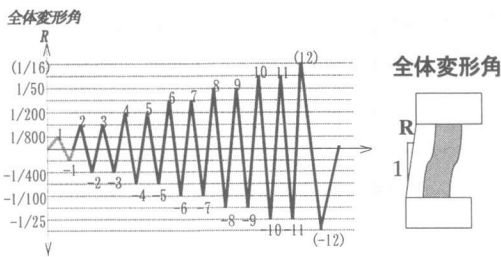
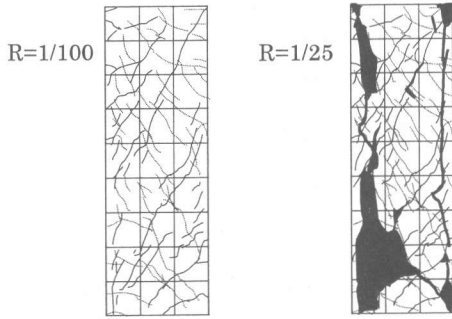


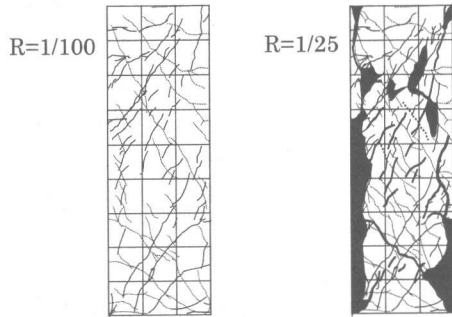
図-7 加力履歴

4.2 荷重変形曲線

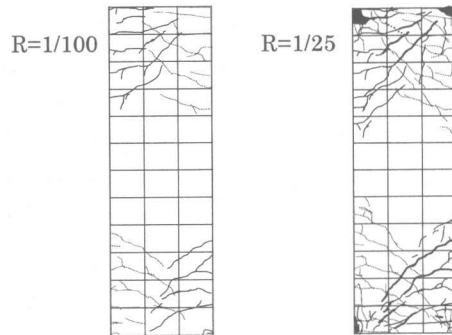
図-9に、全試験体の荷重変形曲線を示す。曲げ破壊の試験体では、定着方法と定着長さによる荷重変形曲線の相違は認められなかった。せん断破壊型試験体では定着法による相違が荷重変形曲線に現れている。その詳細は4.3に示す。



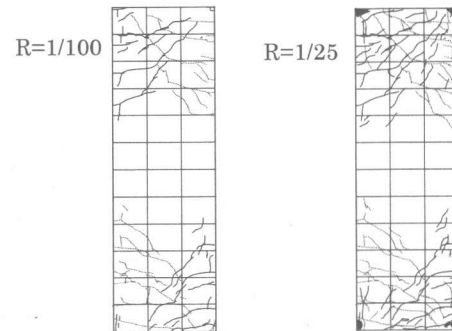
(a)NO.1SW



(b)NO.1SL



(c)NO.2FW



(d)NO.2FL

図-8 ひび割れ状況

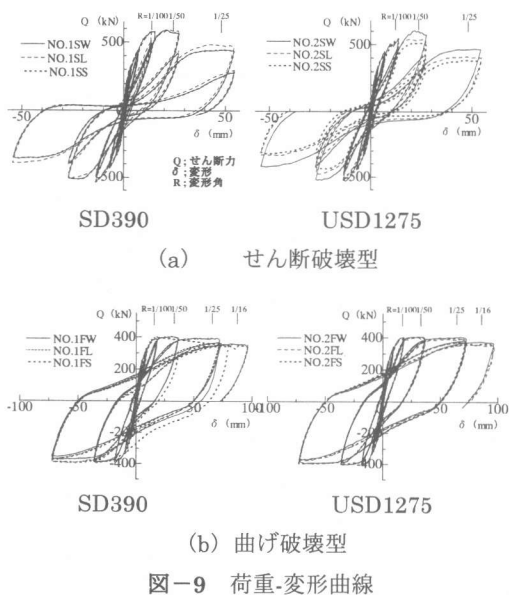
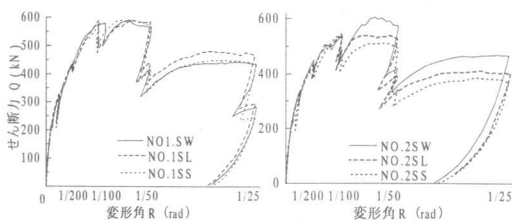


図-9 荷重-変形曲線

4.3 包絡線による比較

せん断破壊型試験体の包絡線を図-10に示す。図-10(a)に示すように、普通強度鉄筋を用いたNO.1では、定着法と定着長さによる相違はほとんど認められなかった。しかし、超高強度溶接閉鎖型鉄筋を用いたNO.2SWの試験体の最大耐力は $R=1/50$ の時であるが、二重定着法を用いたNO.2SLとNO.2SSでは $R=1/100$ で最大耐力となり、 $R=1/50$ 以降ではそれ以上の耐力の向上は見られなかった。定着長が短くなると、最大耐力に達した後の耐力低下が大きくなっている。これは、横補強筋の定着が不十分であったためと考えられる。



(a)横補強筋 SD390 (b)横補強筋 USD1275

図-10 包絡線による比較 (せん断破壊型)

5. 最大耐力

実験時の最大耐力と、既往の耐力式による計算結果を、表-3に比較する。せん断耐力は、日本建築学会のA法で、付着耐力は藤井・森田式で、また、曲げ耐力は日本建築センター式で算出した。ほとんどの試験体で、実験値に近い計算結果が得られたが、超高強度鉄筋を用いたせん断破壊型では、溶接閉鎖型の横補強筋を用いたNO.2SWに対して、直角フック2重定着法の試験体(NO.2SLとNO.2SS)の最大耐力が約1割低くなっている。

表-3 最大耐力 Unit: kN

試験体	せん断耐力		曲げ耐力	
	AIJ (A法)	藤井・森田式	日本建築センター式	実験結果
NO.1SW				579.6
NO.1SL	591.3	612.9	704.1	591.3
NO.1SS				590.4
NO.1FW				405.1
NO.1FL	577.6	632.5	356.1	404.1
NO.1FS				398.1
NO.2SW				606.1
NO.2SL	533.5	571.7	704.1	536.4
NO.2SS				546.2
NO.2FW				403.1
NO.2FL	736.5	584.5	356.1	404.1
NO.2FS				397.2

6. ひずみ分布

6.1 主筋のひずみ分布

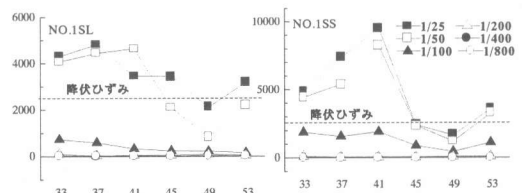
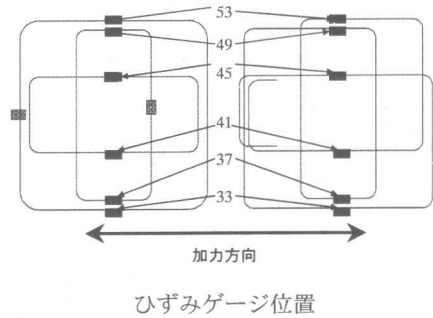
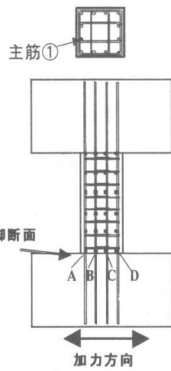
主筋の軸方向のひずみ分布の例を図-11に示す。せん断破壊型の試験体の主筋は、破壊に至るまで降伏しなかったため、最大耐力に達した後、ひずみが減少する傾向があった。曲げ破壊型の試験体の主筋は $R=1/50$ で降伏し、柱は曲げ破壊に至った。

主筋の水平断面のひずみ分布の例を図-12に示す。すべての試験体で、 $R=1/100$ までは、ひずみ分布がほぼ直線をなしており、平面保持の仮定が成立していたことがわかる。しかし、 $R=1/50$ 以降、平面保持は成立しなくなった。

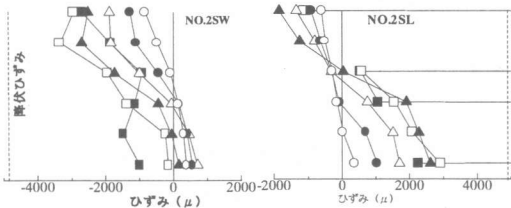
6.2 横補強筋のひずみ分布

柱中段の横補強筋中央部のひずみ分布を図-13に示す。各試験体で定着方法や定着長さによ

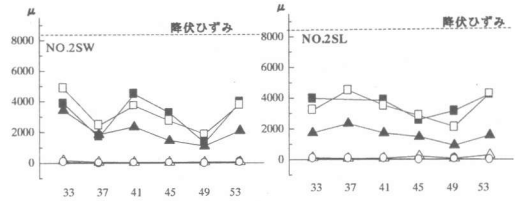
るひずみ分布の大きな違いはなかった。SD390を用いたせん断破壊型の試験体では、 $R=1/50$ で降伏したが、曲げ破壊型の試験体は降伏しなかった。USD1275を用いた試験体では、せん断破壊型、曲げ破壊型の試験体とも横補強筋は降伏しなかった。これは横補強筋の強度に比べて、コンクリート強度が小さすぎたため、鉄筋が降伏する前にコンクリートが圧壊したためと考えられる。



(a) 横補強筋 SD390

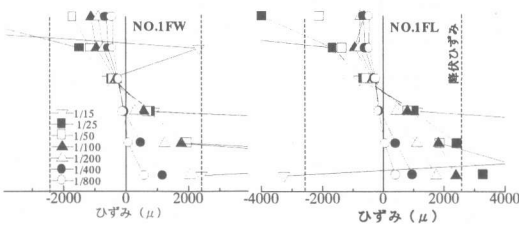


溶接閉鎖型筋 直角フック 2重定着法
(a) せん断破壊型



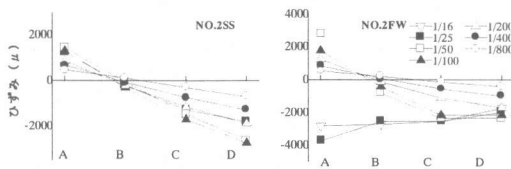
(b) 横補強筋 USD1275

図-13 中段部横補強筋中央のひずみ分布



溶接閉鎖型筋 直角フック 2重定着法
(b) 曲げ破壊型

図-11 主筋のひずみ分布 (主筋①)



直角フック 2重定着法 (せん断型) 溶接閉鎖型 (曲げ型)

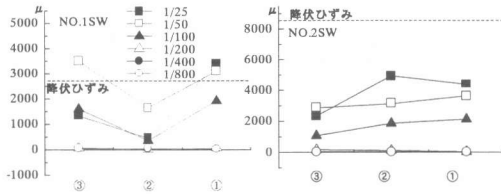
図-12 主筋の柱脚断面のひずみ分布

6.3 定着端部のひずみ分布

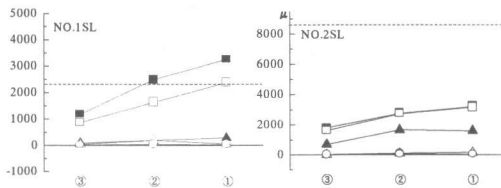
横補強筋定着端部の各部材変形角 R におけるひずみ分布を図-14に示す。 $R=1/200$ まではひずみは小さい。SD390のせん断破壊型では $R=1/100$ からひずみが増加していき、その後降伏に至っている。また、荷重変形曲線においては違いが認められなかったが、溶接閉鎖型の方が横補強筋の先端まで応力大きい、直角フック二重定着法は応力が小さいことが認められる。

USD1275試験体については、NO.2SW、NO.2SL、NO.2SSの順にフック部分のひずみが小さくなっており、定着長が短くなるほど応力を十分に負担できていないことが認められる。これはフックのゆるみによるものだと考えられる。このため最大耐力が溶接閉鎖型に劣ったものと考えられる。

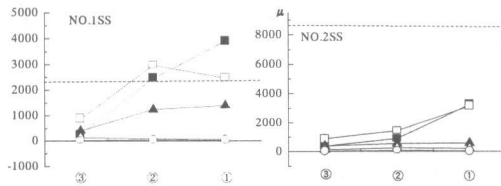
曲げ破壊型の試験体は定着長や定着方法による違いはそれほどなかった。



SD390 USD1275
(a) 溶接閉鎖型



SD390 USD1275
(b) 直角フック二重定着法 (L型)



SD390 USD1275
(c) 直角フック二重定着法 (S型)

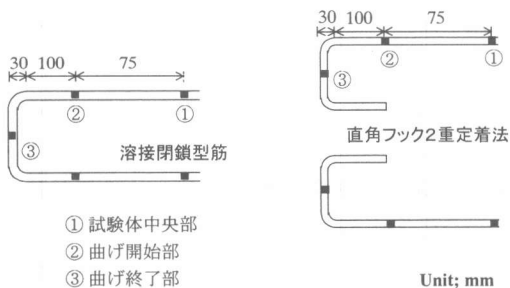


図-14 横補強筋端部のひずみ分布

7. 結論

本実験より以下に示すような知見を得た。

- (1) 普通強度 SD390 を横補強筋として直角フック 2 重定着法で横補強筋を定着した試験体では、せん断破壊型でも曲げ破壊型でも、溶接閉鎖型の試験体と同等の耐震性能を発揮した。
- (2) 超高強度鉄筋 USD1275 を横補強筋として、直角フック 2 重定着法で定着した試験体について、曲げ破壊型では、溶接閉鎖型の試験体と同等の耐震性能を発揮できることがわかった。しかし、せん断破壊型の試験体では定着長では不十分であったために、最大耐力では溶接閉鎖型筋を用いた柱よりやや劣る結果となった。

参考文献

- [1] Alcantara Primo Allan, Hiroshi Imai, 'Failure Mode Classification of RC Columns by the Analysis of the Main Bar Strain Distribution Based on the Truss and Arch Model', コンクリート工学論文報告集、第 10 巻第 2 号、1999
- [2] 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会、1998
- [3] 藤井 栄、森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究 (第 1 報 付着割裂を支配する要因についての実験結果)、日本建築学会論文報告集、第 319 号、pp.47-55、昭和 57 年 9 月
- [4] 藤井 栄、森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究 (第 1 報 付着割裂強度算定式の提案)、日本建築学会論文報告集、第 324 号、pp.45-52、昭和 58 年 2 月
- [5] 菅原 敬、後藤 武紀、今井 弘：横補強筋端部の定着強度に関する研究 (その 1~3)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国)、pp.537-542、1999 年 9 月