

論文 横補強筋の定着性能が鉄筋コンクリート柱の耐震性能に与える影響

荒井 公明*1・今井 弘*2

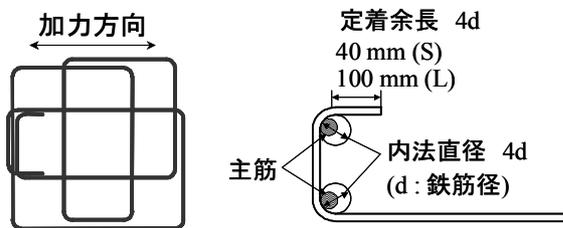
要旨：横補強筋に直角フック二重定着筋を用いた柱と溶接閉鎖型筋を用いた柱を作製し，静的加力実験によって，横補強筋の端部の定着方法の違いが鉄筋コンクリート柱の耐震性能に与える影響について調べた。普通強度鉄筋（SD390）を横補強筋として直角フック二重定着法で定着した試験体は，破壊形式に関わらず，溶接閉鎖型筋を持つ試験体と同等の耐震性能を発揮した。

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

図 1 に示すように，横補強筋に直角フック二重定着法を適用し，普通強度鉄筋 SD390 を用いた既報告の実験¹⁾（1999 年実験）では，試験体のコンクリート強度は $F_c=24\text{N/mm}^2$ とし，直角フック二重定着横補強筋（以下，二重定着筋）の定着余長をパラメータとした。これにより，定着余長は 40mm で十分な定着強度が得られることが確認された。しかし，高軸力下においても横補強筋が十分に定着され，拘束力が発揮できるかなど，構造性能に関して未解明な部分が多く残されていた。

そこで本研究（2000 年実験）では $F_c=36\text{N/mm}^2$ の試験体を 8 体追加し，横補強筋比 p_w と軸力比を変化させ実験を行い，二重定着筋を用いた柱の構造性能をさらに深く把握する。二重定着筋の定着余長は，既報告の実験結果^{1,2)}により基本的には一定の 40mm とした。



(a) 全体形状 (b) 定着端部の詳細
図 1 二重定着横補強筋

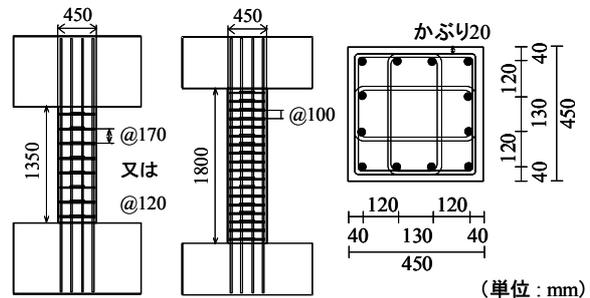
2. 試験体概要

試験体の一覧を表 1 に，試験体概略図を図 2 に，また材料試験結果を表 2 に示す。表 1 には既報告の試験体も含めて計 14 体記載した。

表 1 試験体一覧

実験年度	試験体名	破壊型	主筋	横補強筋		横筋比 p_w (%)	軸力比 η	F_c (N/mm ²)	
				間隔	定着余長				
1999	C1W	曲げ	D19 SD345	100	溶接閉鎖	0.63	0.15	24	
	C1S			40mm	40mm				
	C1L	100mm	100mm						
	C2W	せん断	D19 SD685	170	溶接閉鎖	0.37			
C2S	40mm			40mm					
C2L	100mm			100mm					
2000	C5W	曲げ	D22 SD345	100	溶接閉鎖	0.63	0.1	36	
	C5S			40mm	40mm				
	C6W	せん断	D22 SD685	170	溶接閉鎖	0.37			
	C6S			40mm	40mm				
	C7W			120	溶接閉鎖				0.53
	C7S			40mm	40mm				
	C8W			170	溶接閉鎖				0.37
	C8S			40mm	40mm				

共通事項
 断面：450×450mm，横補強筋 D10 (SD390)
 内法長さ：曲げ破壊型 1800mm
 せん断破壊型 1350mm
 横補強筋：W 溶接閉鎖型筋
 S 二重定着筋 定着余長 40mm
 L 二重定着筋 定着余長 100mm



(a) せん断 (b) 曲げ (c) 柱断面図
破壊型 破壊型
図 2 試験体概略図

*1 筑波大学大学院 理工学研究科理工学専攻 (正会員)

*2 筑波大学 機能工学系 工博 (正会員)

コンクリート強度は $F_c = 24$ と 36N/mm^2 の 2 種類である。試験体数は曲げ破壊型が 5 体で、せん断破壊型が 9 体である。柱の断面は $450\text{mm} \times 450\text{mm}$ で、高さは、せん断破壊型では 1350mm で、曲げ破壊型では 1800mm である。

横補強筋には普通強度鉄筋 (SD390, D10) を用いた。横補強筋の種類には、溶接閉鎖型筋 (W) を用いたものと、二重定着筋を用いたものでは、定着余長が 40mm のもの (S) と、 100mm のもの (L) の合計 3 種類がある。

表 2 材料試験結果

(a) コンクリート

試験体名	F_c (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)	ヤング率 (kN/mm^2)
C1, C2	24	28.7	2.6	24.3
C5~C8	36	36.7	3.0	27.8

(b) 鉄筋

径	規格	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	備考
D19	SD345	401	562	C1 (曲げ破壊型主筋)
D22		400	527	C5 (曲げ破壊型主筋)
D19	SD685	732	946	C2 (せん断破壊型主筋)
D22		722	930	C6~C8 (せん断破壊型主筋)
D10	SD390	444	656	C1, C2 (横補強筋)
		431	549	C5~C8 (横補強筋)

3. 加力方法

図 3 に加力装置を示す。一定軸力下で逆対称曲げモーメントとなるように、正負交番繰り返し静的せん断力を与えた。加力履歴は、せん断破壊型の試験体では、部材変形角 ($R = \theta$) で $1/800$ を正負 1 回、 $1/400$, $1/200$, $1/100$, $1/50$, $1/25$ を正負各 2 回行い、曲げ破壊型ではさらに $1/16$ を正負 1 回行った。部材変形角 R とは、上下スタブの相対変位 Δ を (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。

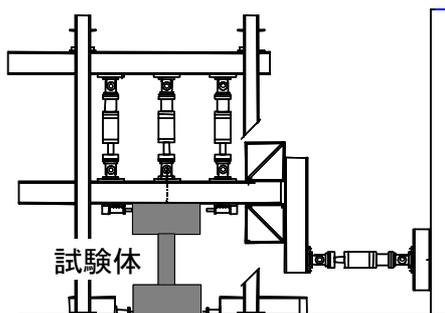


図 3 加力装置

4. 実験結果

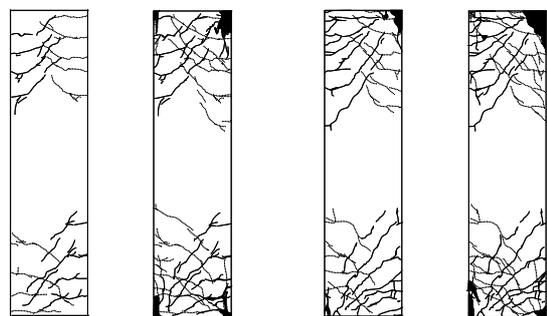
4.1 ひび割れ状況

曲げ破壊型とせん断破壊型の、部材変形角 $R=1/100$ と $1/25$ 時におけるひび割れ状況の例を図 4 に示す。すべての試験体において、初期曲げひび割れは、 $R=1/800$ 付近で柱とスタブの接合部付近で発生した。

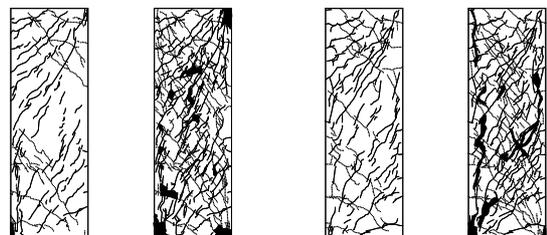
曲げ破壊型試験体では、柱脚部と柱頭部に曲げひび割れが進展し、 $R=1/25$ 付近で圧縮側が破壊し、コンクリートの剥離が目立った。

せん断破壊型試験体では、 $R=1/200$ で試験体中央付近に微少なせん断ひび割れが発生し、 $R=1/100$ で対角線上に大きなせん断ひび割れが発生した。また、 $R=1/50$ 付近で主筋 1 段目に沿う付着ひび割れも発生した。

曲げ破壊型とせん断破壊型ともにひび割れ状況に関して、横補強筋の定着方法による違いは認められなかった。



R=1/100 R=1/25 R=1/100 R=1/25
C1W (溶接閉鎖型筋) C1S (二重定着筋)
(a) 曲げ破壊型 ($F_c=24\text{N/mm}^2$)



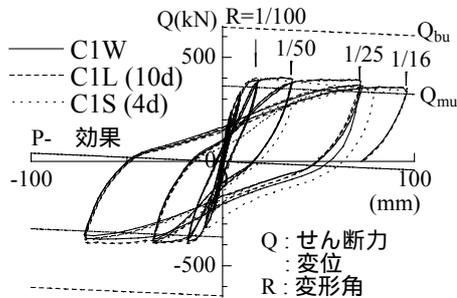
R=1/100 R=1/25 R=1/100 R=1/25
C6W (溶接閉鎖型筋) C6S (二重定着筋)
(b) せん断破壊型 ($F_c=36\text{N/mm}^2$)

図 4 ひび割れ状況

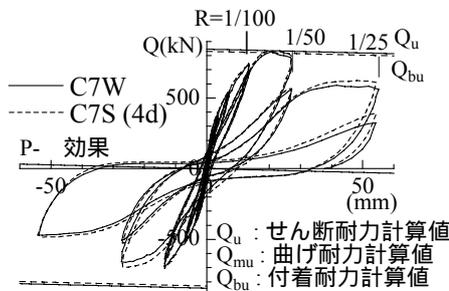
4.2 荷重変形曲線

曲げ破壊型とせん断破壊型の荷重変形曲線の典型例を、それぞれ図 5 に示す。軸力による P- 効果を考慮して、既往の耐力式による計算値を図中に示す。曲げ耐力は日本建築センター式で、せん断耐力は日本建築学会 A 法で、また、付着耐力は角式でそれぞれ算出した。

曲げ破壊型、およびせん断破壊型ともに、定着方法や定着余長による荷重変形曲線の相違は認められなかった。また、実験結果は、正加力時には計算耐力を發揮しているが、負加力時には正加力時の破壊の影響のためか、計算値より下回っていることが認められる。



(a) 曲げ破壊型 ($F_c=24\text{N/mm}^2$)



(b) せん断破壊型 ($F_c=36\text{N/mm}^2$)

図 5 荷重変形曲線

4.3 包絡線

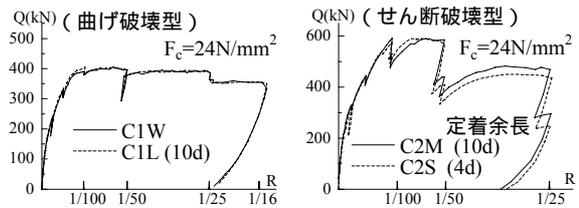
荷重変形曲線の包絡線を、図 6 に示す。

曲げ破壊型試験体では、溶接閉鎖型筋の柱と二重定着筋の柱の包絡線を比較した。ほぼ似たような挙動を示していることがわかる。

せん断破壊型試験体では、二重定着筋を用いた柱のうち、定着余長の違い、横補強筋比 p_w の違い、及び軸力比 の違いによる影響を比較した。定着余長の違いによる影響はほとんど認

められず、余長は 4d 以上あれば十分であることが認められた。

横補強筋比の増加により、全体的に耐力が増加し、また、軸力が増加することにより、最大耐力が増加していることがわかる。しかし、 $R=1/50$ 以上の大変形時には、高軸力による耐力低下が激しくなっている。

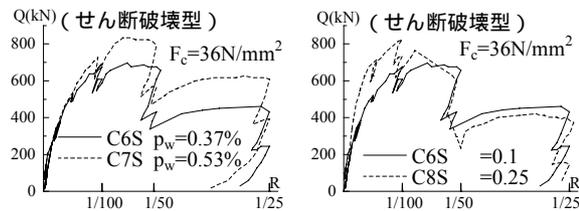


(a) 定着方法

(b) 定着余長

による違い

による違い



(c) p_w による違い

(d) による違い

図 6 包絡線

5. ひずみ分布

5.1 主筋のひずみ分布

主筋のひずみゲージの位置を図 7 に示す。各部材変形角 R における同一主筋 (1) の軸方向のひずみ分布を図 8 に示す。

曲げ破壊型試験体では、 $R=1/200$ までひずみはほぼ直線上に分布しており、 $R=1/100$ 以降に降伏ひずみに達し、破壊に至った。

一方、せん断破壊型試験体では、最終破壊に至るまで主筋は降伏しなかった。主筋のひずみ分布に関しては、溶接閉鎖型筋と二重定着筋による相違は認められなかった。

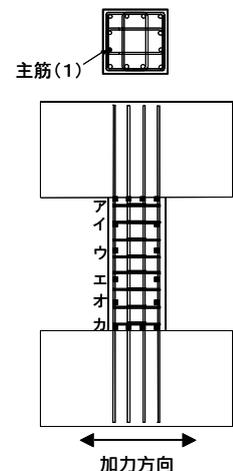
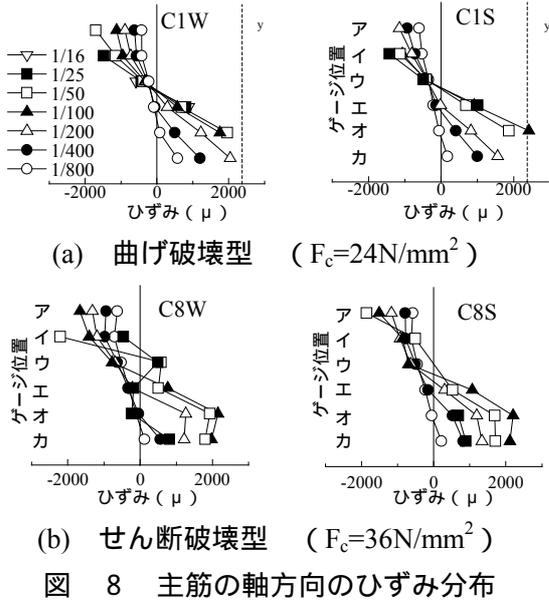
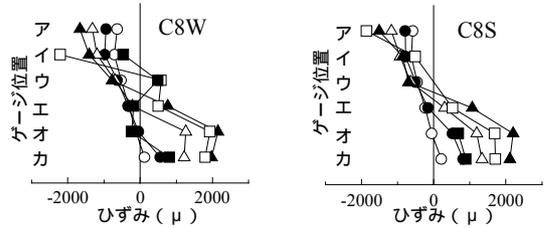


図 7

主筋のゲージ位置



(a) 曲げ破壊型 ($F_c=24\text{N/mm}^2$)



(b) せん断破壊型 ($F_c=36\text{N/mm}^2$)

図 8 主筋の軸方向のひずみ分布

5.2 横補強筋のひずみの進展

横補強筋のひずみゲージの位置を図 9 に示す。曲げ破壊型の柱では柱両端部付近の 4 枚の横補強筋に、せん断破壊型の柱では柱中段部付近の 4 枚の横補強筋にひずみゲージを貼り付けた。各横補強筋の(1)~(4)の位置にひずみゲージを貼り付け、加力方向と同じ方向の鉄筋のひずみを測定した。(1)と(4)では帯筋 a と副帯筋 b のゲージの平均をその位置のひずみとした。(1)~(4)のひずみの平均をとり、さらに横補強筋 4 枚のひずみの全平均を横補強筋のひずみとした。各部材変形角における横補強筋のひずみの進展を図 10 に示す。

曲げ破壊型において、 $F_c=24\text{N/mm}^2$ の柱の横補強筋は降伏せず、定着方法や定着余長による相違はほとんど認められなかった。

$F_c=36\text{N/mm}^2$ の柱の横補強筋は、 $R=1/25$ で降伏した。二重定着筋のひずみは、溶接閉鎖型筋のひずみと同様に進展しており、十分な定着強度が得られてい

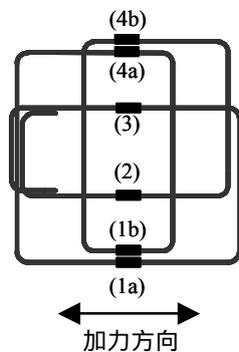
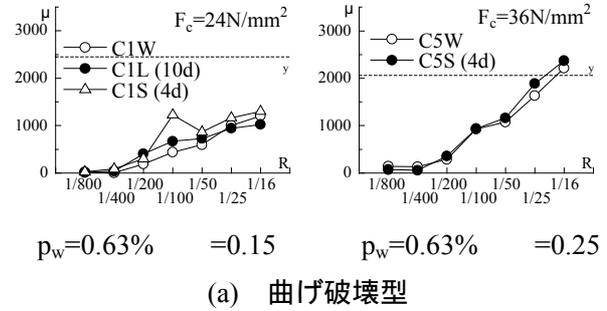


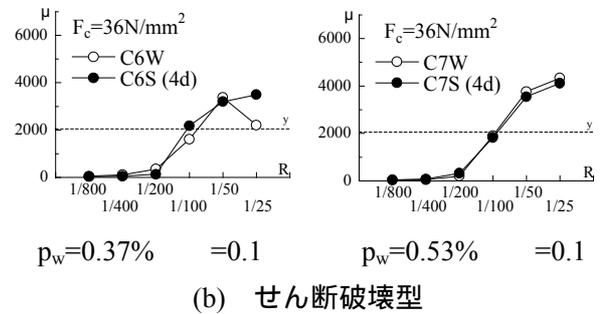
図 9 横補強筋のひずみゲージの位置

ることが認められる。

せん断破壊型において、横補強筋は $R=1/100$ で降伏した。C6 ($p_w=0.37\%$)と C7 ($p_w=0.53\%$)では、横補強筋比 p_w とは無関係に横補強筋のひずみはほぼ同様に進展していることがわかる。



(a) 曲げ破壊型



(b) せん断破壊型

図 10 横補強筋のひずみの進展

5.3 横補強筋定着端部のひずみ分布

横補強筋定着端部のひずみゲージの位置を、図 11 に示す。各部材変形角における定着端部のひずみ分布を図 12 に示す。このひずみは、横補強筋 4 枚 8 箇所（溶接閉鎖型筋の定着部ウでは 4 箇所）の平均である。横補強筋定着端部のひずみ分布に関しては、溶接閉鎖型筋と二重定着筋による差は小さいことが認められた。

曲げ破壊型では、C1($F_c=24\text{N/mm}^2$)の柱の横補強筋定着端部は降伏せず、C5($F_c=24\text{N/mm}^2$)の柱の定着端部は $R=1/25$ で降伏した。

せん断破壊型では、溶接閉鎖型筋と二重定着筋の横補強筋定着端部のひずみは、試験体中央部アと横補強筋端部イで大きく、定着部ウで小さいなど、ほぼ似たような挙動を示していることがわかる。溶接閉鎖型筋のウのひずみが二重定着筋の同位置のひずみより大きいのは、横補強筋が 90° 曲げた後も連続しているためと思われる。

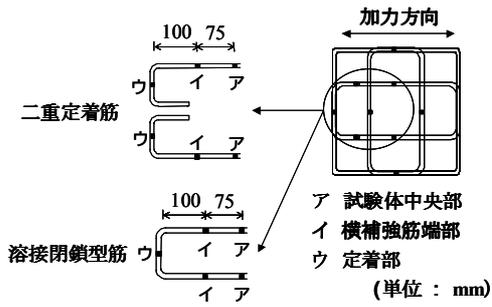


図 1 1 定着端部のひずみゲージの位置

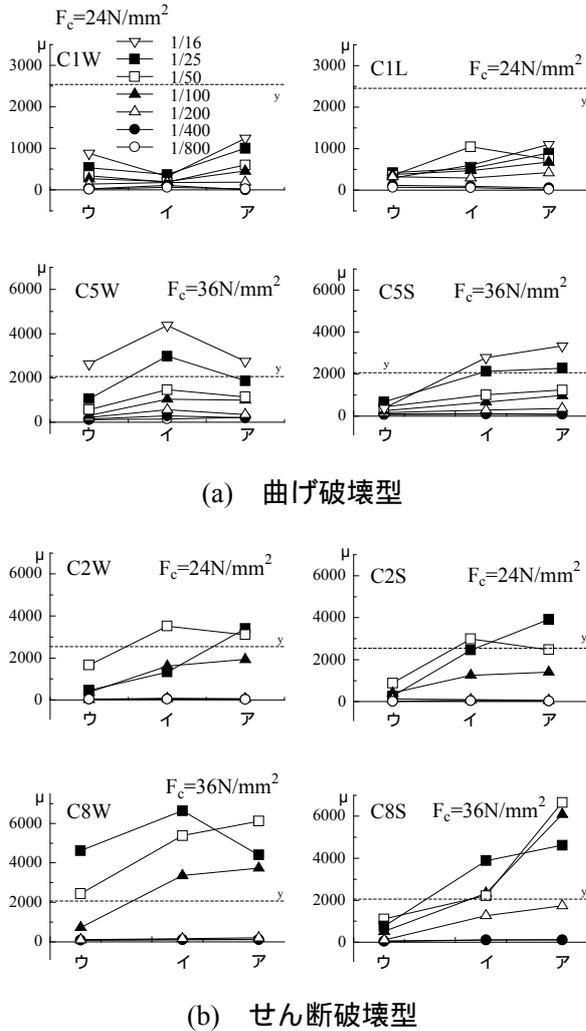


図 1 2 定着端部のひずみ分布

5. 4 横補強筋定着端部のひずみの進展

図 1 1 に示す横補強筋定着端部のうち、試験体中央部アでのひずみの進展を図 1 3 に示す。このひずみは、横補強筋 4 枚 8 箇所平均である。

$R=1/200$ まではひずみが非常に小さく、それ以降はコンクリートのひび割れの増加に伴い、ひずみが増加していることが認められる。

曲げ破壊型では、C1S と C5S の二重定着筋のひずみは、それに対応する溶接閉鎖型筋と同様に進展しており、十分な定着強度が得られていることがわかる。

せん断破壊型では、最大耐力を示した部材変形角 $R=1/100$ 以降も定着端部の試験体中央部のひずみは降伏ひずみを超えて上昇しており、二重定着筋は十分な定着強度が得られていることが認められた。

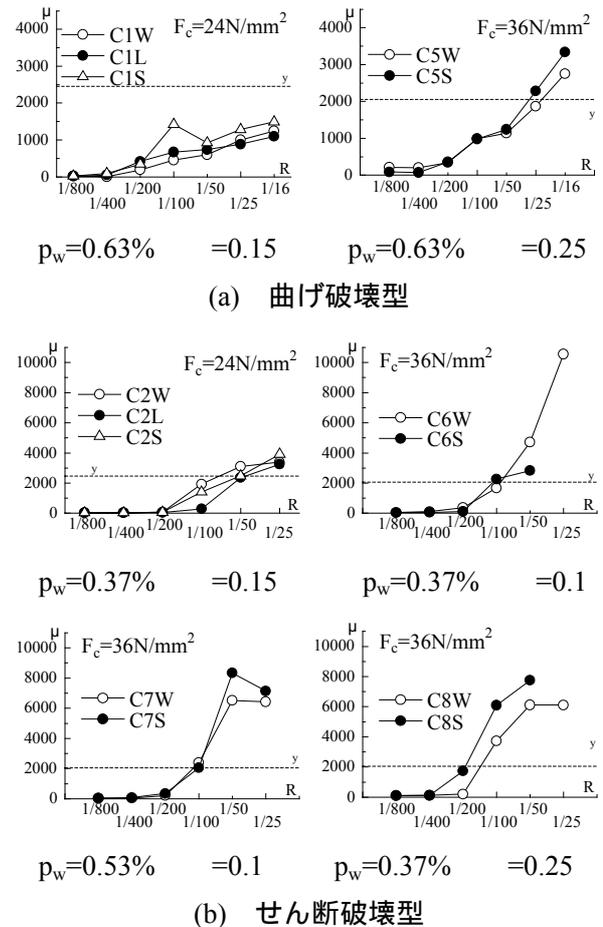


図 1 3 定着端部の試験体中央部でのひずみの進展

5. 5 横補強筋の負担せん断力の推移

せん断破壊型の試験体において、横補強筋定着端部のうち、柱中段 4 枚 8 箇所試験体中央部アの平均ひずみ $\bar{\epsilon}_w$ より、式 (1) を用いて求めたトラス機構の負担せん断力の推移を図 1 4 に示す。ここで、全せん断力からトラス機構の負担せん断力を差し引いたものをアーチ機構の負担するせん断力とみなした。

$$V_t = b_j p_w \cot \theta \quad \dots (1)$$

ここで、 $\cot \theta = 2.0$

$$p_w = E \bar{\epsilon}_w$$

(ただし $\bar{\epsilon}_w$ は ϵ_w の平均値)

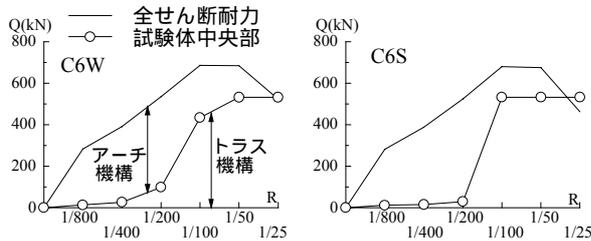
b : 部材幅

j_t : 両側の主筋間距離

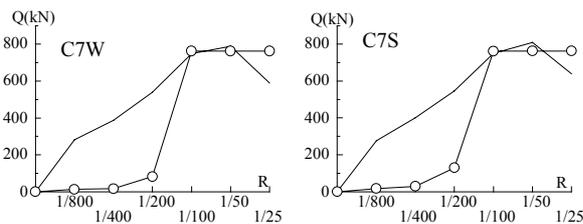
p_w : 横補強筋比

$\epsilon_{w1}, \epsilon_{w2}$: 横補強筋の降伏ひずみと降伏強度

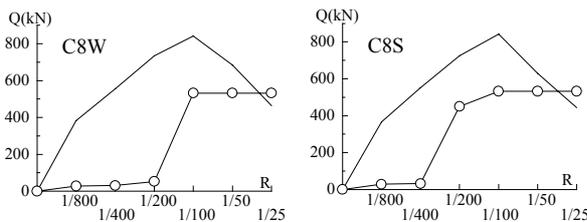
$R=1/400$ までは、ひび割れも少なく、コンクリート引張斜応力とアーチ機構でせん断力を負担しており、横補強筋によるトラス機構の負担は少ない。 $R=1/200$ 以降は、ひび割れの増加とコンクリートの劣化に伴いアーチ機構の負担が減少し、横補強筋の応力が大きくなり、トラス機構の負担が急激に増加する。横補強筋は $R=1/100$ で降伏ひずみに達したので、その後は一定になっている。



(a) $p_w=0.37\%$ $=0.1$ $F_c=36\text{N/mm}^2$



(b) $p_w=0.53\%$ $=0.1$ $F_c=36\text{N/mm}^2$



(c) $p_w=0.37\%$ $=0.25$ $F_c=36\text{ N/mm}^2$

図 14 荷重変形曲線の包絡線と横補強筋によるトラス機構の負担せん断力の推移

横補強筋定着端部の負担せん断力の推移に関しては、溶接閉鎖型筋と二重定着筋による相違は認められなかった。

せん断破壊型では、C6 と比べ横補強筋比 p_w の大きい C7 のトラス機構の負担せん断力が大きくなっている。C6 と C8 を比べると、 p_w が同じため、両者のトラス機構の負担はほぼ同じであるが、軸力比 R の大きい C8 のアーチ機構の負担せん断力が大きくなっている。また、 p_w と R の増加によりせん断耐力が上昇することが確認される。

6. 結論

本研究において以下に示すような知見を得た。

- 1) $F_c=24 \sim 36\text{N/mm}^2$ の実験において、普通強度鉄筋 SD390 を横補強筋として直角フック二重定着法で定着した柱について、曲げ破壊型、せん断破壊型ともに溶接閉鎖型の横補強筋を用いた柱と同等の耐震性能を発揮した。
- 2) 直角フック二重定着筋の定着余長は $4d$ で十分な定着強度を得られ、高軸力下においても横補強筋として十分な拘束力を発揮できる。
- 3) 部材変形角 $R=1/200$ 以前では、ひび割れも少なく、横補強筋によるトラス機構の負担は少ない。 $R=1/200$ 以降は、ひび割れが増加し、トラス機構の負担が急激に増加する。また、コンクリートの劣化に伴いアーチ機構の負担が減少する。

参考文献

- 1) 中谷 庄吾, 今井 弘: 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, コンクリート工学年次論文集, vol.22, No.3, pp.1219-1224, 2000.6
- 2) 菅原 敬, 今井 弘: 直角フックで二重に定着した横補強筋端部の定着強度に関する研究, コンクリート工学年次論文集, vol.22, No.3, pp.1225-1230, 2000.6