

論文 超高強度二重定着横補強筋で補強された RC 柱の耐震性能

加納 直樹*¹・今井 弘*²

要旨：本研究では横補強筋に超高強度鉄筋 (USD1275)を用いた柱部材の実験を行い、その耐震性能を把握する。横補強筋に直角フック二重定着法を用いた柱と溶接閉鎖型筋を用いた柱を製作し、それぞれの耐震性能の相違について調べる。またコンクリート強度が柱部材の強度と靱性能に与える影響についても調べる。ひび割れ状況では、横補強筋の定着方法による相違はほとんど認められなかった。二重定着横補強筋を用いた柱の最大耐力は、定着余長が短いと、定着部がゆるむため、溶接閉鎖型のものより劣るが、ある程度長くすると、ほぼ同等の値を示すことが確認された。

キーワード：超高強度横補強筋, 直角フック二重定着法, 定着余長

1. はじめに

近年、超高強度コンクリートおよび超高強度鉄筋の研究・開発が進み、実構造物に適用されている。高層の鉄筋コンクリート（以下 RC）柱では、主筋とコンクリートを十分に拘束するために、外周筋だけでなく中子筋も配筋し、また、せん断強度を確保するため、横補強筋に超高強度鉄筋が用いられる例が増えている。

従来の 135° フック定着法では、高強度横補強筋に対応する定着強度を確保しにくい上に、横補強筋を密に配筋すると、定着余長が邪魔してパイプレーターが入りづらく、コンクリートの充填性が悪くなる欠点がある。

横補強筋に溶接閉鎖型筋を使用すれば、密に

配筋し、かつ定着不良による問題を除くことが出来るが、高強度鉄筋では溶接性が低下し、品質管理が厳しくなる欠点がある。

これらの問題を解決するために、直角フック二重定着法（図-1）が提案されてきた。¹⁾ この方法を用いた横補強筋（以下、二重定着筋）の特徴は、連続した鉄筋を折り曲げ、柱の辺にある主筋に直角フックで2回定着するもので、溶接が不要であり、配筋施工時の作業性とコンクリート充填性が向上する。本工法の利点は超高強度鉄筋を利用するときに特に発揮することができる。

本研究では、横補強筋に超高強度鉄筋を使用し、二重定着筋と溶接閉鎖型筋を用いた柱の耐震性能の相違を調べる。

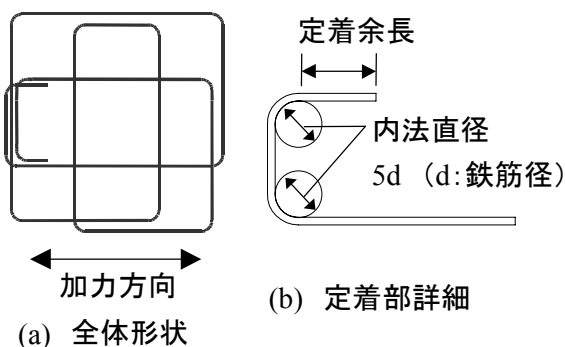


図-1 直角フック二重定着法

2. 試験体概要

表-1に試験体の一覧を、図-2に試験体概略図を示す。試験体の総数は14体で、曲げ破壊型5体、せん断破壊型9体である。柱の断面は450mm x 450mmで、高さは、せん断破壊型では1350mmであり、曲げ破壊型では1800mmである。コンクリート強度は $F_c = 24, 36, 45 \text{ N/mm}^2$ の3種類である。

*1 筑波大学大学院 理工学研究科理工学専攻 加納 直樹 (正会員)

*2 筑波大学教授 機能工学系 今井 弘 工博 (正会員)

横補強筋には超高強度鉄筋(細径異形 PC 鋼棒 SBPD1275/1420, 以下 USD1275 と呼ぶ)を用いた。横補強筋の種類には, 溶接閉鎖型筋(W)と, 3種類の定着余長をもつ二重定着筋(短い S, 長い L, 中間 M)がある。主筋は, せん断破壊型では高強度鉄筋(SD685)を, 曲げ破壊型では普通強度鉄筋(SD354)を用いた。

試験体に使用した材料の力学的特性を表-2に示す。

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, せん断破壊型の柱では, 部材変形角 R 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, 曲げ破壊型の柱ではさらに 1/18 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 (表裏 2 カ所の全体変位の平均) を柱の内法長さ h で除したものである。

4. 実験結果

4.1 ひび割れ状況

部材変形角 R=1/100 と 1/25 におけるせん断破壊型柱のひび割れ状況を, 図-4に示す。初期曲げひび割れは, R=1/800 付近で柱の両端部付近で発生した。R=1/200 で柱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柱頭から柱脚にかけて発生した。1/50 付近では主筋一段目に沿う付着ひび割れも発生した。

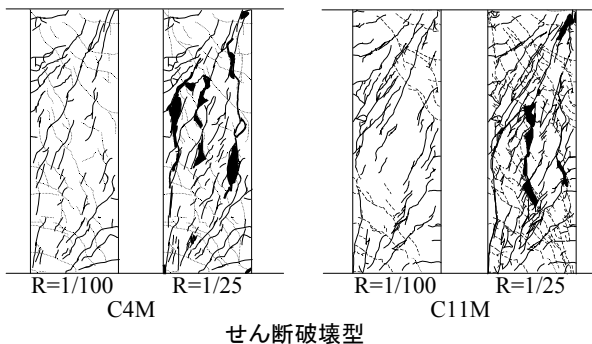


図-4 ひび割れ状況

表-1 試験体一覧

実験年度	試験体名	破壊型	内法長さ (mm)	主筋	横補強筋			コンクリート強度 (N/mm ²)
					径間隔	余長 (mm)	横筋比 Pw (%)	
1999	C3W	曲げ	1800	D19 SD345	4-U7.1 @100	溶接	0.36	24
	C3S					40		
	C3M					100		
	C4W	せん断	1350	D19 SD685	4-U7.1 @170	溶接	0.21	
C4S	40							
C4M	100							
2000	C9W	曲げ	1800	D22 SD345	4-U6.4 @100	溶接	0.27	45
	C9M					100		
	C10W	せん断	1350	D22 SD685	4-U6.4 @170	溶接	0.16	36
	C10M					100		
	C10L					150		
	C11W					溶接		45
	C11M					100		
C11L	150							

共通事項 横補強筋の形式
断面 : 450 × 450mm W : 溶接閉鎖筋
軸力比 : $\sigma_0 = N/bDF_c = 0.15$ S, M, L : 二重定着筋 (短、中、長)

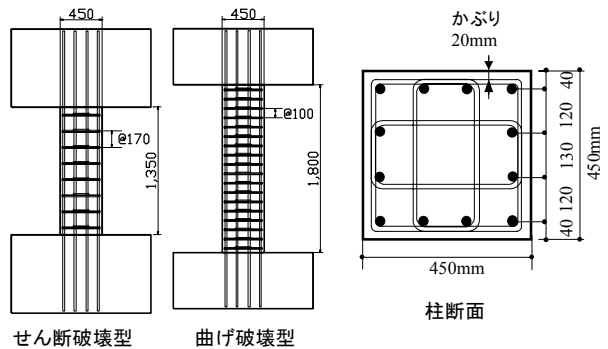


図-2 試験体概略図

表-2 材料の力学的特性

(a) コンクリート

試験体名	Fc (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング率 ($\times 10^3$ N/mm ²)
C3	24	26.6	2.3	27.2
C4	24	24.4	2.6	23.8
C9	45	39.7	2.9	22.8
C10	36	33.9	2.8	24.2
C11	45	41.5	3.0	25.1

(b) 鉄筋

実験年度	径	規格	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	備考
1999	D19	SD345	401	562	C3(主筋)
	D19	SD685	732	946	C4(主筋)
	U7.1	USD1275	1448	1479	C3, 4(横筋)
2000	D22	SD345	400	527	C9(主筋)
	D22	SD685	722	930	C10, 11(主筋)
	U6.4	USD1275	1516	1537	C9, 10, 11(横筋)

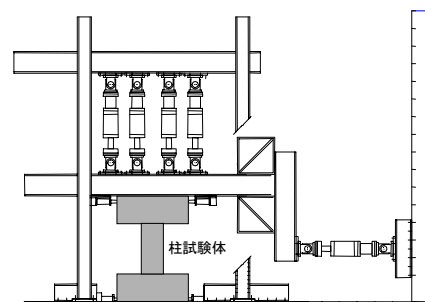


図-3 加力装置

溶接閉鎖型筋の柱と二重定着筋の柱のひび割れ状況に関して相違は認められなかった。

4. 2 荷重変形曲線

図-5に全ての柱の荷重変形曲線を示す。また、図中に既往の耐力式による計算結果を示す。曲げ耐力 Q_{mu} は日本建築センター式で、せん断耐力 Q_{su} は、日本建築学会のA法で、また付着耐力 Q_{bu} は角式²⁾で算出した。曲げ破壊型、せん断破壊型ともに、最大耐力の実験値は計算結果とおおむねよく対応している。

曲げ破壊型柱は、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。

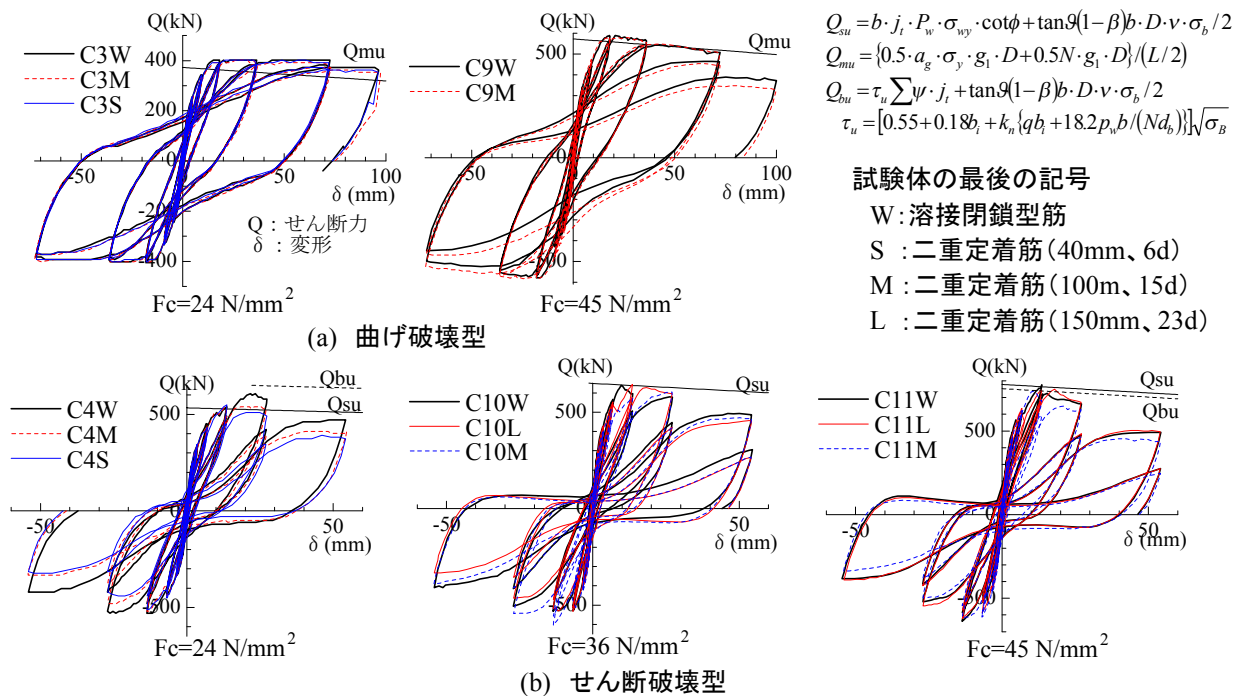
せん断破壊型柱では、コンクリート強度が $F_c=36N/mm^2$ 以上になると、横補強筋による荷重変形曲線において相違は認められない。しかし、コンクリート強度の低い $F_c=24N/mm^2$ 柱では、溶接閉鎖型筋の柱 (C4W) に対して、二重定着筋の柱 (C4S と C4M) の最大耐力が約1割低くなっている。これはコンクリート強度が低く、かつ、定着余長が短いため、定着強度の不足が原因であると思われる。

4. 3 包絡線

図-6にせん断破壊型柱の荷重変形曲線の包絡線を示す。図-6(a)に示すように、コンクリート強度が低い $F_c=24N/mm^2$ の柱において、二重定着筋の柱は溶接閉鎖型筋の柱に比べ、最大耐力が小さくなった。溶接閉鎖型筋を用いた C4W の最大耐力は $R=1/50$ への加力の途上であるが、二重定着筋を用いた C4S, C4L では $R=1/100$ で最大耐力となり、それ以降では耐力の向上は見られなかった。定着長が短いもの (40mm, 6d) は、最大耐力後の耐力低下が激しくなっている。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。

一方、コンクリート強度が大きい $F_c=36$ と $45N/mm^2$ の柱では、図-6(b)と(c)に示すように、横補強筋による荷重変形曲線の包絡線に大きな相違は認められなかった。また、定着余長が中程度のもの (100mm, 15d) は、余長が長いもの (150mm, 23d) と比べ、荷重変形曲線に相違はなく、十分な定着強度が得られているものと考えられる。

図-6(d)に二重定着筋の余長が中程度のものについて、コンクリート強度の違いによる包



$$Q_{su} = b \cdot j_c \cdot P_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot\theta + \tan\theta (1 - \beta) b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_b / 2$$

$$Q_{mu} = \{0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5 N \cdot g_1 \cdot D\} / (L/2)$$

$$Q_{bu} = \tau_u \sum \psi \cdot j_c \cdot \tan\theta (1 - \beta) b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_b / 2$$

$$\tau_u = [0.55 + 0.18 b_l + k_n \{q b_l + 18.2 p_w b / (N d_b)\}] \sqrt{\sigma_b}$$

試験体の最後の記号

- W : 溶接閉鎖型筋
- S : 二重定着筋 (40mm, 6d)
- M : 二重定着筋 (100mm, 15d)
- L : 二重定着筋 (150mm, 23d)

図-5 荷重変形曲線

絡線の比較を示す。Fc=24N/mm²の柱はR=1/100の時に耐力が最大になって、その後耐力は上昇しない。これは定着端部がゆりみ、十分な定着強度が得られなかったためであると思われる。一方、Fc=45N/mm²の柱では剛性が高くなり、R=1/100で耐力が最大になっている。コンクリート強度を高くすると、定着強度も増大し、最大耐力が上昇した。しかし、その後の耐力低下が激しく、大変形時のせん断耐力は、コンクリート強度が低いものと同程度で、変形能力を確保するには至らなかった。

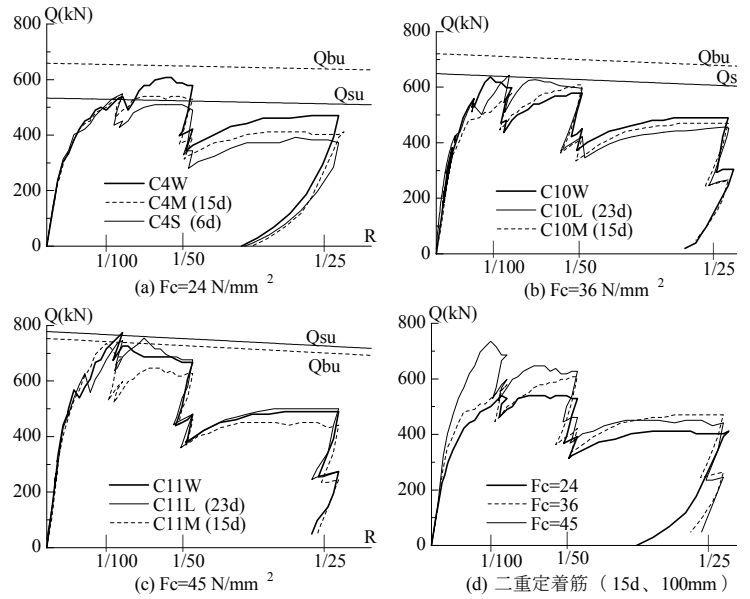


図-6 包絡線（せん断破壊型）

5. ひずみ分布

5.1 横補強筋のひずみの進展

全ての柱の各部材変形角Rにおける横補強筋のひずみの進展を図-7に示す。曲げ破壊型の柱では柱頭と柱脚の横補強筋に2枚ずつ、せん断破壊型の柱では中段部の4枚の横補強筋について、図-7に示す位置でひずみを測定した。各横補強筋について6点のひずみの平均をとり、さらに4枚の平均を求めて柱全体の横補強筋のひずみとした。

曲げ破壊型柱において、R=1/18まで、二重定着筋と溶接閉鎖型筋のひずみの進展には相違が認められなかった。

せん断破壊型柱においても同様に、二重定着筋と溶接閉鎖型筋のひずみの進展には、相違がほとんど認められなかった。

曲げ破壊型、せん断破壊型ともに最終破壊まで、横補強筋は降伏に至らなかった。これは横補強筋の強度に比べコンクリート強度が小さく、横補強筋が降伏する以前にコンクリートが破壊したため、約25Fcの応力に相当するひずみにとどまっていたものと思われる。

5.2 定着端部のひずみ分布

定着端部のひずみゲージの位置を図-8に示す。部材変形角R=1/100と1/50における、セ

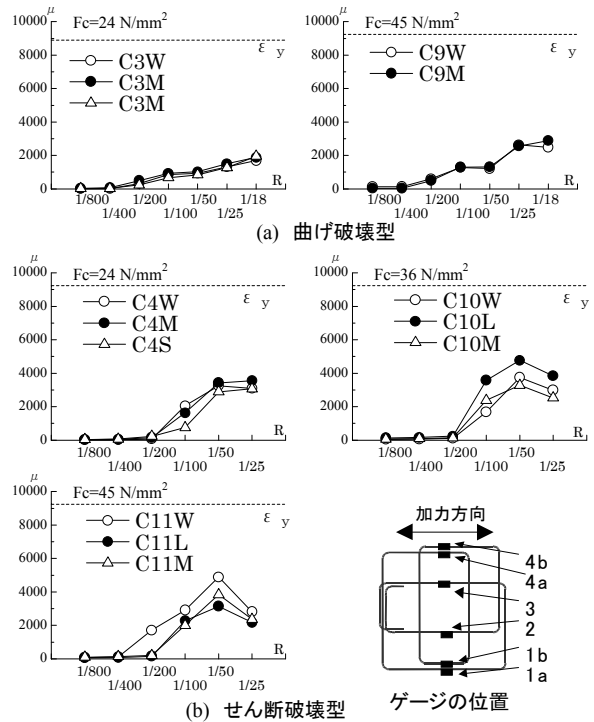


図-7 横補強筋のひずみの進展

ん断破壊型の横補強筋定着端部のひずみ分布を図-9に示す。それぞれの位置で、中子筋2本の平均をその位置でのひずみとした。柱中央部のアとイのひずみはほぼ同じであるが、定着端部のウのひずみは小さくなっている。Fc=24N/mm²の柱(C4)では、二重定着筋は、溶接閉鎖型筋に比べひずみが小さく、余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。Fc=36 と 45N/mm² の柱 (C10 と C11) では、定着端部のひずみは溶接閉鎖型筋のものと同様であり、中程度の定着余長 (100mm, 15d) でも、十分な定着強度が得られていることがわかる。また定着長さによる相違は認められなかった。

5. 3 横補強筋の負担せん断力

せん断破壊型柱において、柱中央の横補強筋のひずみを図-10に示す。また、式(1)からトラス機構の負担せん断力を求め、その推移を図-11に示す。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せん断力とした。

$$V_t = b j_t p_w \sigma_w \cot \phi \quad (1)$$

ここで、 σ_w は横補強筋の応力度で、 $\sigma_w = E \cdot \varepsilon_w$ とする。 b 、 j_t 、 p_w はそれぞれ部材の幅、主筋中心間距離、横補強筋比である。また、 ϕ はトラス機構のコンクリート圧縮束の角度で、 $\cot \phi = 2.0$ とする。

R=1/400 まではひび割れも少なく、コンクリートの引張応力とアーチ機構でせん断力を負担しており、トラス機構の負担せん断力は小さい。R=1/200 以降は、ひび割れの増加とともに横補強筋のひずみ (応力) が大きくなり、トラス機構の負担が増加している。コンクリート強度が大きくなると、大変形時でトラス機構の負担が増大している。これは、コンクリート強度が大きくなったため、低強度のコンクリートを用いた柱に比べて、超高強度鉄筋の性能を発揮出来ているものと思われる。溶接閉鎖型筋の柱と二重定着筋の柱の負担せん断力の推移に相違は認められなかった。

コンクリート強度 σ_B と横補強筋の負担応力 σ_w の最大値との関係を図-12に示す。横補強筋の負担応力は、弾性域であるので、実測ひずみより求めた。図-12(a)より、コンクリート強度が大きくなると横補強筋の応力が上昇しているが、横補強筋比 p_w を考慮した横補強筋負担応力 $p_w \sigma_w$ では、コンクリート強度が大き

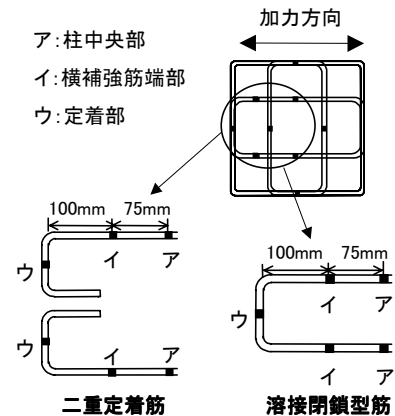


図-8 定着端部のゲージの位置

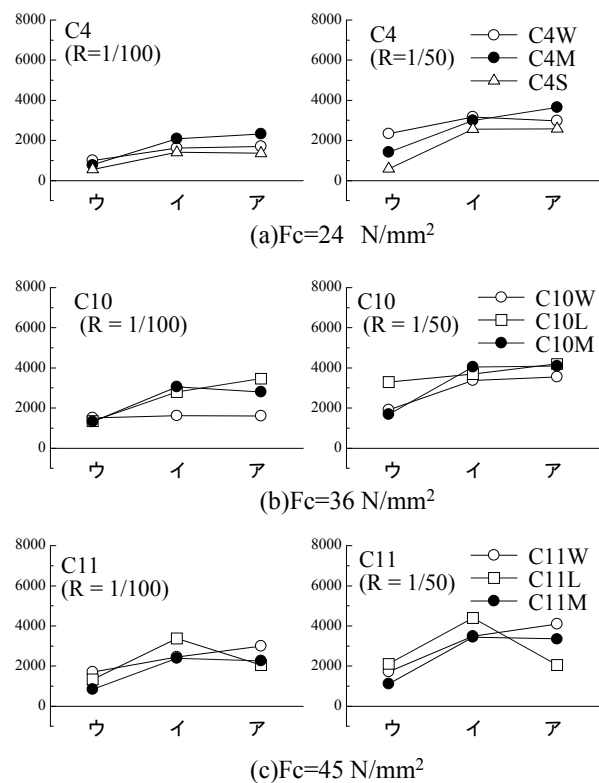


図-9 せん断破壊型の柱の定着端部のひずみ分布

くなると若干応力は上昇するものの、全体では 1.6~2.1N/mm² の範囲にあり、それほど大きな差は認められない。コンクリート強度が大きくなっても、柱全体での横補強筋の負担応力に大きな差はない。

終局強度型設計指針では、横補強筋の強度が $25 \sigma_B$ 以下に制限されているが、溶接閉鎖型筋、二重定着筋ともに、 $\sigma_w / \sigma_B = 27 \sim 34$ の範囲にあるのは、横補強筋比 p_w が 0.16, 0.21(%) と小さいためであると思われる。

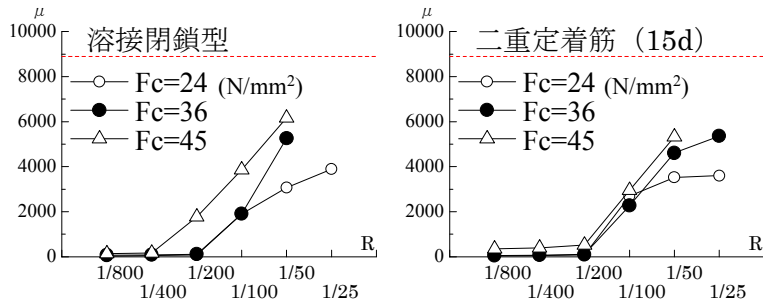


図-10 柱中央のひずみ

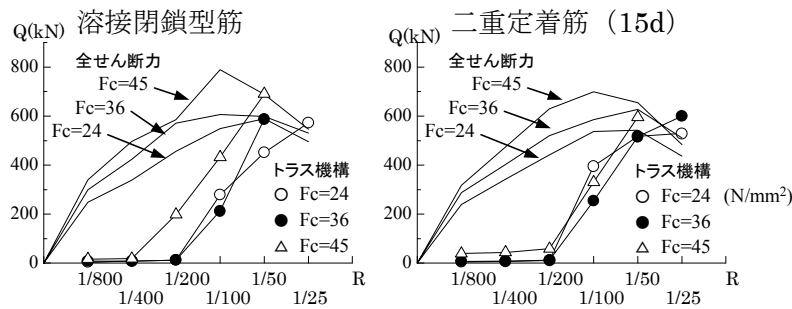


図-11 せん断破壊型の柱の
負担せん断力の推移

結論

超高強度鉄筋 USD1275 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、以下の知見を得た。

- ・せん断破壊型において、
- (1) 定着余長 40mm (6d) では、 $F_c=24\text{N/mm}^2$ の柱では、コンクリート強度が低いために、端部がゆるみ、横補強筋の性能を十分に発揮することはできない。
- (2) 余長 100mm (15d) では、コンクリート強度が低い場合において、端部のゆるみにより耐力が低下するが、コンクリート強度が 36 や 45N/mm^2 と大きくなると、十分な定着強度が得られており、溶接閉鎖型筋の柱と同等の耐震性能を発揮する。
- (3) 余長を 150mm (23d) と長くしても、100mm (15d) のものと性能は変わらず、二重定着筋の端部余長を 100mm (15d) 以上とれば、横補強筋の定着性能を十分に発揮出来る。

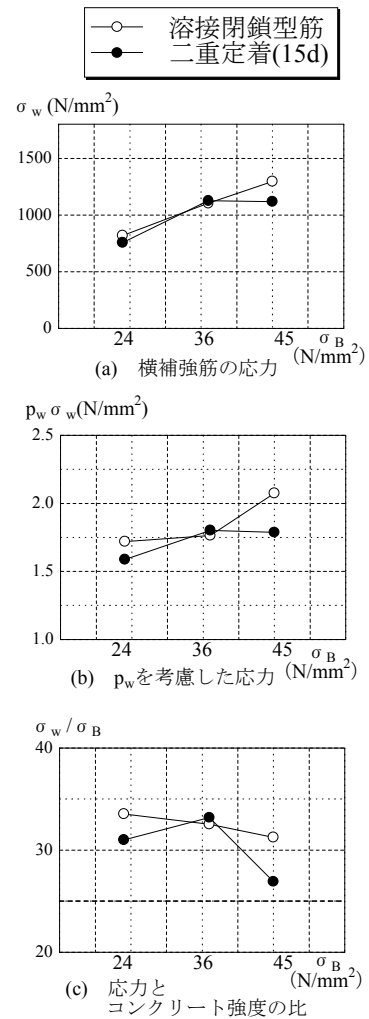


図-12 コンクリート強度と
横補強筋の応力の関係

- ・曲げ破壊型において
- (1) 二重定着筋の余長は 40mm (6d) のものでも、溶接閉鎖型筋の柱と同等の耐震性能を示す。

参考文献

- 1) 中谷庄悟, 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, 第22巻, 第3号, pp.47-55, 平成10年6月
- 2) 角徹三, 張建東, 飯塚信一, 山田守: 高強度コンクリートレベルをも包含するRC部材の付着割裂強度算定式の提案, コンクリート工学論文集, 第3巻, 第1号, pp.97-108, 1992