# 論文 内部に引張強度の高い領域を有する RC 柱の破壊挙動と変形特性

佐々木 尚美\*1·小林 薫\*1·伊東 佑香\*2

要旨:鉄筋コンクリート柱の内部に樹脂と骨材で形成された引張強度の高い領域を設けた試験体を用いて水 平交番載荷試験を行い,その破壊挙動と変形特性について分析した。その結果,内部に引張強度の高い領域 を設けた試験体の耐力は,帯鉄筋をより密に配置した鉄筋コンクリート試験体よりも大きくなり,荷重低下 後,内部の引張強度の高い領域が破壊するまで,一定の荷重を保持したまま変位が大幅に増加するような変 形特性を示した。

キーワード:柱,引張強度,樹脂,せん断耐力,交番載荷,破壊挙動,変形特性

## 1. はじめに

鉄道用の鉄筋コンクリート(以下, RC という。)高 架橋では, RC 柱部材において, 軸方向鉄筋を取り囲む ように帯鉄筋を密に配置し, 地震時の変形性能を高める ことにより大規模地震に対する耐震性能を確保してい る。しかし, 大変形領域において, かぶりコンクリート の剥落以降, 軸方向鉄筋のはらみ出しにより, 帯鉄筋の フックが外れ, 急激に耐荷力が低下する挙動を示す<sup>1)</sup> ことが報告されている。また, RC 柱の軸方向鉄筋の内 側に円形スパイラル状の帯鉄筋を配置した RC 柱は, 通 常の帯鉄筋のみを密に配置した RC 柱に比べ, 変形性能 が飛躍的に向上する<sup>2)</sup>ことが報告されている。

一方,著者らは、せん断補強鉄筋の過密配筋をせずに せん断耐力を向上させることを目的とし、RCはりの内 部に引張強度の高い領域(以降,高強度領域という。) を設けた場合の耐力および破壊性状について載荷試験 を行っている。その結果、樹脂と骨材からなる高強度領 域部は、通常のコンクリートの3倍程度の高い引張強度 を有することを確認している<sup>3),4)</sup>。

そこで、今回は、柱の内部にコンクリートよりも引張 強度の高い高強度領域部を設けることで、柱内部(コア 部)の損傷を抑制し、大変形時の耐力保持機能の確認を 目的として、水平交番載荷試験を行った。本試験では、 高強度領域を有する場合の破壊挙動と変形特性に着目 した。試験体の諸元設定にあたっては、通常の帯鉄筋を 配置したRC柱試験体の既往の実験結果<sup>1),5)</sup>を参考にした。

#### 2. 試験の概要

# 2.1 試験体の諸元

試験体の諸元を表-1に示す。試験体は、鉄道のラー メン高架橋の柱を想定し、実構造物の1/2スケールを想 定したものである。断面は、幅400mm、高さ400mmの 正方形で,側方鉄筋を配置した形状である。せん断スパ ン比は3.19である。高強度領域を有する試験体(以降, 高強度試験体という。)は、高強度領域部の断面寸法を 変えた2タイプ(試験体名:高強度100,高強度200)と した。帯鉄筋は、曲げ耐力に対するせん断耐力の余裕(以 降,耐力比といい,耐力比=せん断耐力:V,/曲げ耐力 に達するときのせん断力: Vmuにて算出する。)が1.0以 上となるように、帯鉄筋比0.32% (D13-1組-200mm間隔 で配置)とした。なお、せん断耐力および曲げ耐力は、 鉄道構造物等設計標準<sup>6</sup>の算出式により求めた。また, 既往の実験結果<sup>1),5)</sup>より、今回の高強度試験体と耐力比 が最も近い耐力比1.5程度(帯鉄筋比0.51%, D13-1組 -125mm間隔で配置)の試験体(以降, RC試験体という。) を参考に掲載した。

試験体名	断面寸法 B×H (mm)	有効高さ d (mm)	高強度領域 断面寸法 b×h (mm)	せん断 スパン a (mm)	せん断 スパン比 a/d	軸方向鉄筋 (鉄筋の呼び名) ×(本)	軸方向 鉄筋比 (%)	側方鉄筋 (鉄筋の呼び名) ×(本)	帯鉄筋 (鉄筋の呼び名) -(組)-(間隔(mm))	帯鉄筋比 (%)
高強度 100	400×400	00×400 360	100×200		3.19	D19*×16	2.865	D19×3	D12v 1 at 200	0.32
高強度 200			200×200	1150					D13×-1-ctc200	
RC			_						D13×-1-ctc125	0.51

表-1 試験体の諸元

\*: RC試験体は異形鉄筋,高強度試験体はネジテッコンを使用。

\*1 東日本旅客鉄道(株) JR東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 博(工) (正会員) \*2 東日本旅客鉄道(株) JR東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 (正会員)



試験体の概要を図-1に示す。図-1(a)は、高強度試 験体の側面図である。高強度試験体の軸方向鉄筋には、 ネジテッコン(SD345)を用いたため、頭部はプレート ナットにより定着した。高強度領域部の高さは、柱基部 から載荷位置より下50mmまでの1,100mmとした。載荷 位置から50mm下がりとした理由は、載荷位置には、 100mm幅の載荷板を当てて載荷を行うため、載荷板によ る拘束の影響を無くすためである。また、高強度領域部 の断面位置がずれないようにするため、予め、丸鋼をフ ーチング上面に突出するように配置した。丸鋼は、直径 6mm、長さ約50mmとし、高強度領域部の4隅に2本ずつ 配置した。フーチングのコンクリート硬化後、フーチン グ上面のレイタンスを除去し、丸鋼の内側に高強度領域 部を配置して、柱部のコンクリートを打込んだ。

図-1 (b)は, RC試験体の側面図である。軸方向鉄筋 は, 異形鉄筋 (SD345) を用い,帯鉄筋は, D13 (SD345) を125mm間隔で配置している。

図-1(c)は、高強度試験体の柱断面図である。高強度 領域部の載荷方向の断面高さは、柱断面高さの半分の 200mmとし、断面幅を100mmおよび200mmと変化させ た。高強度領域部は、柱断面の中央に配置した。なお、 RC試験体の断面は、図-1(c)の高強度領域がない断面 となる。

#### 2.2 高強度試験体の作製方法

高強度試験体は、はじめに高強度領域部を作製する。 高強度領域部の寸法に合わせた型枠を作製し、予め計量 した骨材の半分の量を型枠内に充填し、その上から樹脂 (低粘度系エポキシ樹脂)を流し入れる<sup>3)</sup>。樹脂が骨材 の表面まで充填されたら、残りの骨材を入れ、型枠上面 まで樹脂を流し入れる。高強度領域部の作製状況を**写真** -1に示す。樹脂は型枠面および流し込み表面まで充分 に満たされた状態となるため、樹脂硬化後の高強度領域



写真-1 高強度領域部の作製状況

部の表面は、ほぼ樹脂で構成された滑らかな状態となる。 次に、鉄筋を組み立てた柱試験体の所定の位置に、事前 に作製した高強度領域部を配置し、柱の型枠を組み立て て、周りのコンクリートを打ち込む。よって、高強度領 域部とあと打ちコンクリートとの境界面は、ほとんど付 着が期待できない状態である。なお、組み立てた柱の鉄 筋の内部に高強度領域部を配置する際、軸方向鉄筋上部 のフックが支障してしまうため、高強度試験体の軸方向 鉄筋には、プレートナットによる定着が可能なネジテッ コンを用いた。

#### 2.3 載荷方法

試験体の載荷位置を図-1に示す。水平方向の載荷は, 3,000kNまで載荷可能なアクチュエータを用いた。軸力 は、門型フレームに取り付けた鉛直アクチュエータ (3,000kN)により、156.8kN(平均軸圧縮応力度: 0.98N/mm<sup>2</sup>)を一定で与えた。静的交番載荷試験により、 引張側となる最外縁の軸方向鉄筋のひずみが、材料の引 張試験から求まる降伏ひずみに達したときの変位を降 伏変位(δ<sub>y</sub>)、その時の荷重を降伏荷重(P<sub>y</sub>)とした。

高強度試験体の載荷は、荷重の小さい段階におけるひ び割れの発生状況を確認するため、部材角 1/800(1.44mm, 約 0.2 $\delta_y$ )から、1/100(11.50mm,約 1.3 $\delta_y$ )までは 1.5~2.0mm 程度となる部材角で変位を微増させ、それ以降は、最大 1/5.75(200mm,約 22.1 $\delta_y$ )まで変位を増加させて、各 1 サイクルずつ載荷した。



図-2 柱側面からみた高強度領域部の ひずみゲージ貼り付け位置





(a) 圧縮試験後(b) 割裂引張試験後写真-2 高強度領域部の供試体(材料試験後)

表-2 材料強度試験結果

試験体名	材料強度										
		コンクリート			高強度領域	軸方向鉄筋の	帯鉄筋の				
	圧縮強度	引張強度	ヤング係数	圧縮強度	引張強度	ヤング係数	降伏強度	降伏強度			
	$f'_{c}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_t (\text{N/mm}^2)$	$E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$f'_{c}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_t (\text{N/mm}^2)$	$E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{wy}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
高強度 100	24.3	2.38	26.6	71.8	7.12	14.6	395	373			
高強度 200	26.6	2.74	27.3	71.8	7.12	14.6	395	373			
RC	27.4	_	_	-	_	-	378	359			

RC 試験体の載荷は、 $1\delta_y$ 終了後、 $2\delta_y$ 、 $4\delta_y$ ・・・と、降伏変位の偶数倍をそれぞれ 1 サイクルずつ載荷し、荷重低下した時点からは、 $1\delta_y$ ずつ変位を増加させ、荷重低下後はそれぞれ 3 サイクルの載荷を行っている<sup>1).5)</sup>。

よって,載荷方法は異なるが,今回,高強度試験体に ついては,大変形時の耐力保持機能の確認を目的として おり,鉄筋の低サイクル疲労破壊を避けるため,最大荷 重以降も1サイクルずつ載荷した。

いずれの試験体も,荷重が降伏荷重 (*P<sub>y</sub>*)の 1/2 程度 に低下するまで載荷した。

## 2. 4 高強度領域部のひずみの計測

高強度試験体には、高強度領域部の樹脂の表面にひず みゲージを貼り付けた。これは、高強度領域部が応力を 負担しているか確認するためである。ひずみゲージ貼り 付け位置を図-2 に示す。高強度領域部の載荷面側に、 柱軸方向と平行(垂直)になるように、柱基部から 200mm、 400mm の位置に両面に貼り付けた。ひずみゲージは、コ ンクリート用ひずみゲージを用いた。

#### 3. 試験結果

# 3. 1 材料強度

試験体に使用した材料で作製したテストピースの強 度試験結果を表-2に示す。高強度領域部の圧縮強度お よび割裂引張強度は、コンクリートの強度に対し、いず れも3倍程度の値を有していた。ヤング係数は、コンク リートは平均27.0kN/mm<sup>2</sup>、高強度領域は14.6kN/mm<sup>2</sup>で あった。

高強度試験体の高強度領域部の強度は,試験体の内部 に配置する高強度領域部と同日に作製した円柱供試体 の強度である。円柱供試体の寸法は,直径100mm×高さ 200mmである。円柱供試体は,円柱鋼製型枠に骨材を充 填し,型枠上面から樹脂を流し込んで作製した。高強度 領域部の圧縮試験後の供試体を写真-2(a)に,割裂試験 後の供試体の割裂断面を写真-2(b)に示す。写真-2(b)に 示すように,円柱鋼製型枠の上部から流し込んだ樹脂は, 骨材間に充分に充填されていることがわかる。

# 3.2 降伏荷重,降伏変位,耐力比の算定値と実験値

降伏荷重,降伏変位,耐力比の算定値と実験値を表-3に示す。降伏変位の算定値( $\delta_{y,cal}$ )は、鉄道構造物にお ける耐震設計標準<sup>7)</sup>の算定式を用いて算出した。耐力比 ( $V_y/V_{mu}$ )の $V_y$ の計算に用いた $V_c$ は、せん断補強筋の ない棒部材のせん断耐力算定式である二羽らの式<sup>8)</sup>に より求めた。なお、高強度試験体は、異なる材料を用い ているため、面積に応じて加重平均した平均圧縮強度を 求め、各耐力を算出した。 $V_s$ は帯鉄筋が負担するせん断 耐力、 $V_{mu}$ は $M_u$ (曲げ耐力)/a(せん断スパン)である。 また、載荷方法が異なるため、 RC 試験体の結果は参 考とし、最大耐力のみ直接比較した。

表-3に示すように、高強度試験体の最大荷重  $P_{max}$ は、 RC 試験体の約 1.1 倍の値を示した。また、RC 試験体の 最大荷重  $P_{max}$ は計算値  $V_y$ より小さいが、高強度試験体の 最大荷重  $P_{max}$ はいずれも計算値  $V_y$ を超えた。

		計算値								実験値(正負載荷時の平均値)			
試験体名	平均 圧縮強度 (N/mm <sup>2)</sup>	降伏 荷重 P <sub>y_cal</sub> (kN)	降伏 変位 $\delta_{y\_cal}$ (mm)	V <sub>c</sub> (kN)	V <sub>s</sub> (kN)	Vy (kN)	V <sub>mu</sub> (kN)	耐力比 V <sub>yd</sub> /V <sub>mu</sub>	降伏 荷重 P <sub>y</sub> (kN)	降伏 変位 $\delta_y$ (mm)	最大荷重 <i>P<sub>max</sub></i> (kN)		
高強度 100	30.2	224.4	6.5	155.4	147.9	303.3	262.6	1.15	266.0	8.6	325.0		
高強度 200	37.9	228.3	5.9	167.3	147.9	315.2	270.5	1.17	272.0	9.5	320.0		
RC	27.4	214.6	6.4	150.5	227.8	378.3	249.9	1.51	236.1	6.5	287.0		

表-3 降伏荷重,降伏変位,耐力比の算定値と実験値

# 3.3 荷重と変位の関係

各試験体の荷重変位関係を図-3に示す。図-3(a) は 高強度 100 試験体,図-3(b)は、高強度 200 試験体,図 -3(c) は、RC 試験体である。高強度試験体は、帯鉄筋 量の多い RC 試験体よりも高い耐力を有した。また、高 強度試験体は、荷重低下後も一定量の耐力を保持した。

次に、高強度試験体2体の高強度領域部の表面のひず みと水平変位および荷重変位包絡線との関係を図-4 に示す。ひずみは、柱基部から200mm、400mmの位置 で計測したが、ほぼ同じような計測結果であったため、 ここでは400mm位置の正荷重載荷時の計測結果を示す。 なお、グラフには計測できたところまでのデータを用い た。図-4に示すように、いずれの試験体も高強度領域 の表面のひずみは、最大で600µ程度の値を示した。ま た、水平変位10mm程度までは荷重の増加とともにひず みが増加し、それ以降は減少した。高強度100試験体お よび高強度200試験体の高強度領域表面に発生してい るひずみの大きさや変化に大きな差はみられなかった。 3.4 破壊状況

各試験体の降伏時の状態を**写真-3**に,各試験体の試 験後の状態を**写真-4**に示す。

**写真-4(a)**に示す高強度 100 試験体は,曲げひび割れ, 斜めひび割れが発生して伸展し,引張側の軸方向鉄筋降 伏後,水平変位約 15mm (1.8*δ*<sub>y</sub>) で載荷点下まで斜めひ び割れが伸展した。水平変位約 46mm (5.3*δ*<sub>y</sub>) で最大荷 重に達した。水平変位約 65mm (7.6*δ*<sub>y</sub>) で内部の樹脂が 割れる音がして柱下端が圧壊し,かぶりコンクリートが 剥離した。その後,水平変位 92mm (10.7*δ*<sub>y</sub>) でコンク リート部の斜めひび割れが貫通し,約 200kN まで荷重 が低下した。変位 115mm (13.4*δ*<sub>y</sub>) で材料試験を行った テストピースの割裂試験破壊時と同様な音とともに,荷 重がさらに約 140kN まで低下した。その後,緩やかに 荷重が低下し 100kN を下回ったため,変位約 143 mm で 載荷を終了した。破壊形態は,軸方向鉄筋の曲げ降伏後, コンクリート部がせん断破壊して荷重が落ち,内部の高 強度領域部が割裂するまで荷重を維持して,最終的には,



(a) 高強度 100 試験体













柱側面

写真-4

高強度 100 試験体 (a)

載荷面

高強度 100 試験体



写真-3 各試験体の降伏時の状態

各試験体の試験後の状態



(c) RC 試験体



(b) 高強度 200 試験体



(c) RC 試験体





(a)

写真-5 試験後に柱基部の剥落したコンクリートを 取り除いた高強度試験体の状態(柱側面側)

表-4 高強度試験体の荷重維持範囲の耐力の算出結果

試験体名	断面幅 b(mm)	有効高さ d'(mm)	圧縮強度	리進側とたる独位の	ひずみの値から求めた	曲げ耐	計管店/		
			$f'_{c}$ (N/mm <sup>2</sup> )	ひずみの平均値 (μ)	鉄筋の応力度 $\sigma_s(N/mm^2)$	計算値*	実験値	実験値	
高強度	100	100	320	71.8	17,000	410	143	140	1.02
高強度	200	200	320	71.8	17,000	410	156	180	0.87

\*:曲げ耐力の計算値は、鉄筋本数を5本として、文献6の算出式により算出した。

高強度領域が曲げ破壊したと推察された。

写真-4(b)に示す高強度 200 試験体は,高強度 100 試 験体と同様,曲げおよび斜めひび割れが発生して伸展し, 引張側の軸方向鉄筋が降伏した。水平変位約 46mm (5.3δ<sub>y</sub>)で最大荷重に達した。同水平変位の負荷重載荷 から戻す際,内部の樹脂が割れる音がした。水平変位約 65mm (6.9δ<sub>y</sub>)の正荷重載荷時に,コンクリート部の斜 めひび割れがほぼ貫通し,かぶりコンクリートが大きく 剥離し荷重が低下した。同水平変位の負荷重載荷時には, 最大荷重が 230kN まで低下した。その後,約 180kN の 荷重を維持したまま変位が増加し,水平変位約 160mm (16.9δ<sub>y</sub>)で,高強度領域部の割裂音とともに約 100kN

まで荷重が低下した。高強度 200 試験体は,高強度 100 試験体と同様な破壊形態を示した。

写真-4(c)に示す RC 試験体は,引張側の軸方向鉄筋 が降伏後,せん断破壊(曲げ降伏後のせん断破壊)した<sup>5</sup>。

試験後に,柱基部の剥落したコンクリートを取り除い た高強度試験体の状態を**写真-5**に示す。いずれの試験 体も柱基部から約 400mm の位置で,高強度領域部が割 裂破壊していた。よって,先述したように,今回の高強 度試験体の破壊形態は,はじめ,軸方向鉄筋の降伏後に コンクリート部でせん断破壊し,その後,内部の高強度 領域部で曲げ破壊したことが確認できた。

## 3.5 高強度試験体の荷重維持範囲の耐力の算出

高強度試験体においては、コンクリート部が大きく剥 離剥落した後,荷重が一旦低下するものの,ほぼ一定の 荷重を維持したまま変位が増加する変形特性を示した。 今回の試験体では、水平変位 90~150mm 程度の範囲を いい,以降,荷重維持範囲という。荷重維持範囲では, 高強度領域部の断面積が2倍である高強度200試験体の 方が荷重および荷重を維持する変位量が大きくなった と思われる。そこで、荷重維持範囲での引張側となる鉄 筋のひずみの値から鉄筋の応力度を求め,曲げ耐力を算 出した。なお,鉄筋の応力度は,材料引張試験結果であ る応力ひずみ関係(図-5)より求めた。実験値は、図-3(a), (b)および3.4の破壊状況より,高強度100試験 体は約 140kN, 高強度 200 試験体は約 180kN とした(図 -3 内に破線で表示)。また、荷重維持範囲では、鉄筋 ははらみ出している状態であり圧縮には寄与しないと 考え,高強度領域部と引張鉄筋のみ考慮して曲げ耐力を 算出した。曲げ耐力の算出結果を表-4に示す。実験値 に対する計算値は、高強度 100 試験体は 1.02、高強度 200 試験体は 0.87 となり、実験値と概ね一致した。よっ て,荷重維持範囲では,高強度領域部と引張側鉄筋で耐 力を保持する耐荷機構に移行したと推定される。

## 4. まとめ

内部に引張強度の高い領域を有する RC 柱試験体の 交番載荷試験を実施した。引張強度の高い領域は, 骨材 と樹脂で作製し, 柱の断面中央に配置した。高強度領域 部とコンクリートとの付着はほとんど無い。このような RC 柱試験体において, 以下のことを確認した。

- (1) 帯鉄筋を 200mm 間隔で配置し,内部に高強度領域 部を設けた RC 柱試験体は,帯鉄筋を 125mm 間隔で 配置し,内部に高強度領域部を有さない RC 柱試験体 よりも最大耐力は大きくなった。
- (2)内部に高強度領域部を設けた RC 柱試験体は、はじめ、軸方向鉄筋の降伏後にコンクリート部でせん断破壊し、その後、高強度領域部と引張鉄筋で一定の耐力を保持する耐荷機構に移行し、最終的には、内部の高強度領域部で曲げ破壊する破壊形態を示した。

## 参考文献

- 中山弥須夫,石橋忠良,鎌田則夫,鬼柳雄一:帯 鉄筋を密に配置したRC柱の変形性能,コンクリー ト工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.783-788, 1997.
- 石橋忠良,菅野貴浩,木野淳一,小林薫,小原和宏: 軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コ ンクリート柱の正負交番載荷実験,土木学会論文集, No.795/V-68, pp.95-110, 2005.8
- (法々木尚美,小林薫:鉄筋コンクリート梁の内部 に引張強度の高い領域を有するRC梁試験体の破壊 性状について、コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1483-1488, 2013.
- 小林薫,佐々木尚美:RC部材に引張強度の高い領 域を付与してせん断破壊制御を行うための基礎的 検討,コンクリート工学年次論文集,Vol.36, No.2, pp.7-12, 2014.
- 5) 石橋忠良,津吉毅,小林薫,小林将志:大変形正 負交番載荷を受けるRC柱の損傷状況及び効果に関 する実験的研究,土木学会論文集,No.648/V-47, pp.55-69,2000.5
- 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、2004.4.
- (7) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同 解説,耐震設計,1999.10
- 二羽淳一郎、山田一宇、横沢和夫、岡村甫:せん 断補強鉄筋を用いないRCはり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