

論文 建物外部から施工可能な定着型補強筋工法による RC 柱のせん断補強実験

永作 智也*1・芳村 学*2・中村 孝也*3・中村 敏治*4

要旨: 柱の片面から削孔し、両端に定着部を持つ鉄筋を挿入することでせん断強度を向上させる補強技術を定着型補強筋工法という。本研究では、同工法で補強された RC 柱の力学性状を明らかにするために、10 体の柱試験体に対して崩壊実験を行った。補強前の基準試験体は古い RC 柱を想定し、主筋及びフープに丸鋼を用いた。その結果、破壊モードは「せん断型」と「付着型」となり、「曲げ型」はなかった。実験より、1) 「せん断型」では定着型補強筋はフープと同等程度せん断強度を上昇させること、2) 「付着型」では補強の効果は見られなかったが、補強前でも「せん断型」に比べて非常に高い変形性能を有すること、などが分かった。

キーワード: 定着型補強筋, 耐震補強, せん断破壊, 付着劣化

1. 研究の背景・目的

大都市中心部には開口方向に 1 スパンで塔状のペンシルビル (図-1) が数多く見られる。その中で 1981 年以前に建設された耐震性能が不十分と考えられる建物は、依然として数多く存在し、大地震時に柱がせん断破壊して倒壊するなどの被害が懸念される。

ペンシルビルは、桁行き方向には妻壁があり十分な耐震性能を持つため、開口方向のみを補強すればよいという特徴がある。また、建物がテナント等に利用されることが多いため、建物を利用しながら施工できるかどうか重要な点である。ペンシルビルの耐震補強が進まない理由としては、耐震補強に多大な費用がかかること、壁やブレースを増設すると使い勝手が悪くなることなどが挙げられる。

このような特徴を考慮して開発されたのが、定着型補強筋工法である。定着型補強筋工法とは、図-2 に示すように既存の柱に対して建物外部片面から削孔し、モルタルをグラウトした後に両端に定着部を持つ鉄筋 (定着型補強筋, 写真-1) を挿入するものであり、施工中も施工後も建物内部の使用性を損なうことがないというメリットを持つ。定着型補強筋工法の概要や施工性については文献 1), 2) で検討されているが、この工法は定着型補強筋とフープの複合せん断補強になるため、どの程度の補強効果があるのかが未知である。

そこで、本研究では定着型補強筋を用いた柱の崩壊実験を行い、定着型補強筋による補強効果について検討する。

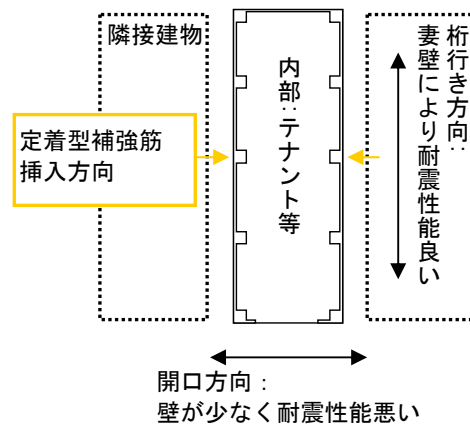


図-1 ペンシルビルの平面形状

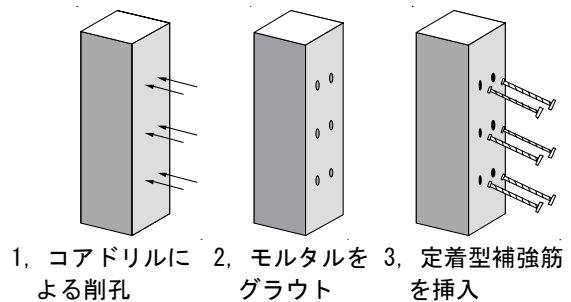


図-2 定着型補強筋工法の施工手順

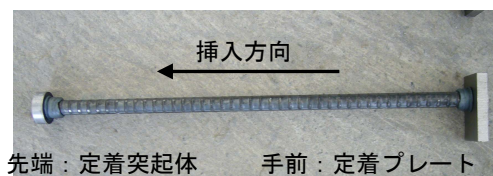


写真-1 定着型補強筋

*1 首都大学東京大学院都市環境科学研究科建築学専攻, 大学院生 (正会員)

*2 首都大学東京大学院都市環境科学研究科建築学専攻, 教授, 工学博士 (正会員)

*3 首都大学東京大学院都市環境科学研究科建築学専攻, 助教, 博士(工学) (正会員)

*4 大成建設株式会社 技術センター, 博士(工学)

表-1 試験体概要及び実験結果一覧

シリーズ名	試験体名	試験体諸元					終局強度計算値						実験結果		
		断面 b×D (mm)	柱内法 高さ h ₀ (mm)	軸力比 η ⁽¹⁾	横補強 筋比 p _w (%)	主筋比 p _g (%)	定着型補強筋 種類	曲げ V _f ⁽³⁾ (kN)	せん断			せん断 余裕度 V _s /V _f	最大 耐力 (kN)	崩壊 変形 (%)	破壊 モード ⁽⁷⁾
									V _s ⁽⁴⁾ (kN)	V _u ⁽⁵⁾ (kN)	V _c ⁽⁶⁾ (kN)				
S2 シリーズ	S2	450 × 450	1000	0.18	0.09 [2-9φ @300]	2.25 [12-22 φ]	なし	665	347	333	376	0.52	391	3.0	SC
	2-D10@300						0.11		385	412		0.58	396	4.0	SC
	2-D13@300						0.19		403	464		0.61	446	4.0	S
	2-D16@300						0.29		424	536		0.64	454	3.7	S
S1 シリーズ	S1	450	1500	0.09	[2-9φ @300]	2.25 [12-22 φ]	なし	541	319	333	302	0.59	363	13.8	S
	2-D13@300						0.19		374	464		0.69	457	20.8	S
L2 シリーズ	L2	450	1500	0.18	[2-9φ @300]	2.25 [12-22 φ]	なし	443	280	257	376	0.63	361		B
	2-D10@300						0.11		318	322		0.72	352		B
	2-D13@300						0.19		335	372		0.76	381		B
	2-D16@300						0.29		356	437		0.80	357		B

(1) $\eta = N_0 / (bD\sigma_B)$ (N_0 : 軸力, σ_B : コンクリート強度)。 (2) $p_w = 2 \cdot a_w' / (b \cdot x')$ (a_w' : 定着型補強筋の断面積, x' : 定着型補強筋のピッチ)。 (3) 曲げ耐力略算式による値。 (4) 荒川 min 式によるせん断強度(詳細は 4 章)。 (5) AIJ 終局強度指針式³⁾によるトラス・アーチ機構のせん断強度。 (6) AIJ 靱性指針式⁴⁾によるせん断ひび割れ強度。 (7) S: 通常のせん断破壊, SC: せん断ひび割れ破壊, B: 付着破壊。

表-2 材料特性

		圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	圧縮強度時 歪 ϵ_B (%)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
コンクリート		20.4	0.19	1.9
		降伏強度 σ_y (N/mm ²)	降伏歪 (%)	ヤング係数 E_s ($\times 10^5$ N/mm ²)
フープ	9φ	362	0.17	2.1
主筋	22φ	331	0.16	2.1
定着型 補強筋	D10	379	0.19	1.9
	D13	352	0.23	1.9
	D16	349	0.20	1.8

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体概要を表-1 に、材料特性を表-2 に、試験体形状・配筋例を図-3 に示す。試験体は実大規模のサイズを有する両端固定形式の柱部材 10 体である。補強前の基準試験体 (S2, S1, L2) は、旧基準により設計された RC 建物の柱を想定して、主筋及びフープに丸鋼を使用し、せん断破壊が曲げ降伏に先行するよう計画した。柱断面寸法 ($b \times D = 450\text{mm} \times 450\text{mm}$), フープ量 ($p_w = 0.09\% [2-9\phi @ 300]$), 主筋量 ($p_g = 2.25\% [12-22\phi]$), は全試験体共通である。実験変数は、柱内法高さ $h_0 = 1000\text{mm}$, 1500mm , の 2 種類, 軸力比 $\eta = 0.18$, 0.09 (各々 0.2, 0.1 を目指して計画した) の 2 種類, 定着型補強筋による補強量, 2-D10@300, 2-D13@300, 2-D16@300 の 3 種類, とした。定着型補強筋は全シリーズに共通して, 300mm ピッチのフープ筋の中央に配置した。試験体名は図-4 に示す内容を表している (図中の軸力比は計画時の値)。

2.2 加力方法

加力には、パンタグラフにより上下スタブの平行が保持される逆対称加力装置を用いた。鉛直アクチュエーターにより所定の軸力を加えたあと、水平アクチュエーターにより水平力を加えた。なお、鉛直アクチュエーター

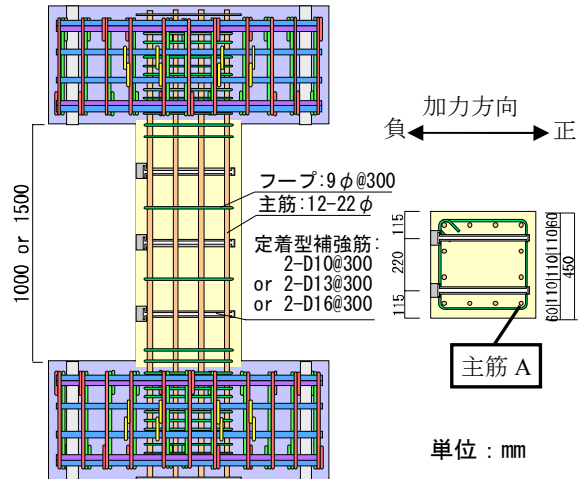


図-3 試験体形状・配筋例

S2-10		
h ₀	軸力比	定着型補強筋
1000: Short	0.2	2-D10
1500: Long	0.1	2-D13
		2-D16

図-4 試験体名

には崩壊時に鉛直変形(縮み)が急増することに備えて 50mm のリミットを設け、崩壊するとこのリミッターが作動して実験が強制終了されるようにした。荷重履歴は、 $\pm 0.125\%$ を 1 サイクル, $\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 1\%$, $\pm 2\%$, $\pm 3\%$, $\pm 4\%$ を各 2 サイクル行ったあと、崩壊するまで正方向に押し切ることを原則とした。ただし、L2-13 のみ片方向押し切りの単調荷重とした。

3. 実験結果

本章では各シリーズの荷重変形関係、試験体の破壊性状などから定着型補強筋による補強の効果を検討するとともに各試験体の破壊モードを定義した。破壊モードの定義に関してはせん断ひび割れが発生し、それ以降に

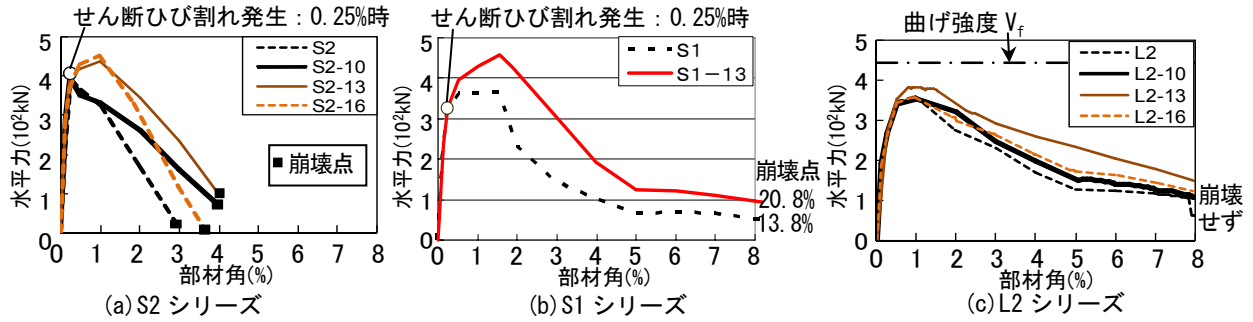


図-5 荷重-変形関係の包絡線

せん断破壊したものを「せん断型」、せん断ひび割れが発生せず曲げの挙動を示し、主筋が降伏に至る前に付着破壊したものを「付着型」とした。本実験において、主筋が降伏する「曲げ型」はなかった。

3.1. S2・S1 シリーズ

各試験体の水平力-部材角関係の包絡線を図-5 に、一例として S2-13 の破壊状況を写真-2 に示す。S2・S1 シリーズの全試験体で部材角 0.25%付近で、写真-2(a)に見られるようなせん断ひび割れが生じた。その後、せん断ひび割れが広がり崩壊に至っており、「せん断型」の破壊モードとなった。

S2 シリーズでは(図-5(a)), S2, S2-10 ではせん断ひび割れ発生時に最大耐力となったが、S2-13, S2-16 ではその後も水平力が上昇し、部材角 1.0%付近で最大耐力を迎えた。S2-10 を除く試験体で補強による最大耐力の上昇が見られ、S2-13 では補強によって最大耐力が 15% 上昇した。一例として S2 と S2-13 の荷重-変形関係を図-6 に示す。補強によって履歴ループの面積が大きくなっていることが分かる。最大耐力の上昇が見られなかった S2-10 も含め、補強によりせん断ひび割れ発生以降の挙動が改善されたといえる。軸力保持能力を喪失するまでに経験した最大変形を崩壊変形と定義すると、崩壊変形は補強前 3.0%→補強後 3.7~4.0%と若干改善した。

S1 シリーズでは(図-5(b)), せん断ひび割れ発生後も水平力が上昇した。S1 では部材角 1.0%, S1-13 では 1.5%で最大耐力となり、補強によって最大耐力が 25% 上昇した。補強によりせん断ひび割れ発生以降の挙動が改善されたといえる。崩壊変形は、補強前 13.8%→補強後 20.8%と大きく改善した。

S2・S1 シリーズの全試験体で「せん断型」の破壊モードとなったが、この中でせん断ひび割れ発生以降も耐力が上昇したものを通常のせん断破壊(S破壊)、せん断ひび割れの発生によって最大耐力が決定したものをせん断ひび割れ破壊(SC破壊)とする。横補強筋比が小さく、軸力比が大きいものが SC 破壊となった。

本実験における既存のフープ(丸鋼)と定着型補強筋(異形鉄筋)の挙動の違いについて述べる。図-7 に写

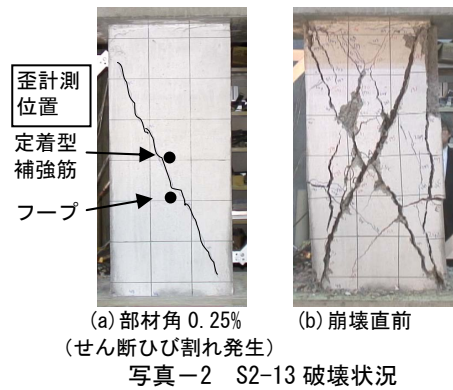


写真-2 S2-13 破壊状況

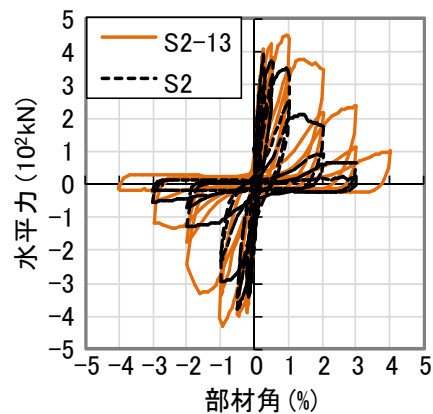


図-6 水平力-部材角関係

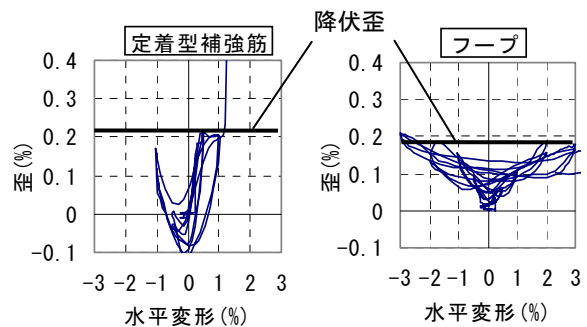


図-7 定着型補強筋とフープの歪 (S2-13)

真-2(a)に示す位置でのフープと定着型補強筋それぞれの歪-部材角関係を示す。フープ・定着型補強筋ともに歪計測位置の付近をせん断ひび割れが横切っているのが分かる。定着型補強筋は部材角 1.2%程度で降伏している。それに対してフープは降伏歪近くには達しているものの、降伏しなかった。この傾向は S2・S1 シリーズの全試験体で見られた。

せん断ひび割れが横切っているにもかかわらずフープが降伏しなかった理由の一つとしては、フープの付着滑脱が考えられる。しかし、フープが主筋の部分で 90° 折り曲げられている以上定着は十分と考えられるため、せん断ひび割れの拡大とともにフープの歪も増大し、降伏するはずである。この疑問に対する答えは得られなかった。

3.2 L2 シリーズ

L2-13 の破壊状況を写真-3 に示す。L2 シリーズは表-1 に示すようにせん断余裕度を 0.63~0.80 とし(S2・S1 シリーズは 0.52~0.69), 破壊モードが「せん断型」から「曲げ型」となるように計画した(荒川 min 式がもつ安全率によりせん断余裕度が 1.0 以下でも「曲げ型」となることがある⁵⁾)。しかし、全ての試験体で、写真-3 に見られるような端部近くの曲げ的な破壊が卓越し、部材中央にせん断ひび割れは発生しなかった。

L2 シリーズでは、一部の試験体で主筋の降伏が見られたものの柱頭柱脚の両方で主筋が降伏したものはなかった。本実験では主筋に丸鋼を使用しているため、付着破壊が起こったと考えられる。そこで、最も付着劣化にくい単調荷の L2-13 を例に主筋 A (図-3) の歪分布を図-8 に示す。縦軸に歪計測位置、横軸に主筋歪を取っている。部材角 0.5% 時までは、柱脚で圧縮歪になっているが、最大耐力を迎えた部材角 1.0% 時には柱脚の歪も引張側にシフトし、付着の劣化が確認できる。L2 シリーズの他の試験体でも同様の傾向が見られたため、破壊モードを全て「付着型」とした。

L2 シリーズでは、全試験体で部材角 1.0% 程度で最大耐力を迎えた(図-5(c))。単調荷とした L2-13 を除いて補強による最大耐力の上昇は見られず、最大耐力以降の挙動も、ほとんど変わらなかった。定着型補強筋はせん断強度を上昇させるものであるため、「付着型」に対しては補強の効果が見られなかった。

崩壊変形に関しては補強前のもも含めた全ての試験体で、水平アクチュエーターのリミット 250mm (部材角 16.0%) まで押し切っても崩壊しなかった。これは、軸力が同じである S2 シリーズの崩壊変形(最大で 4.0% 程度)の 4 倍に当たり、非常に高い変形性能を示した。

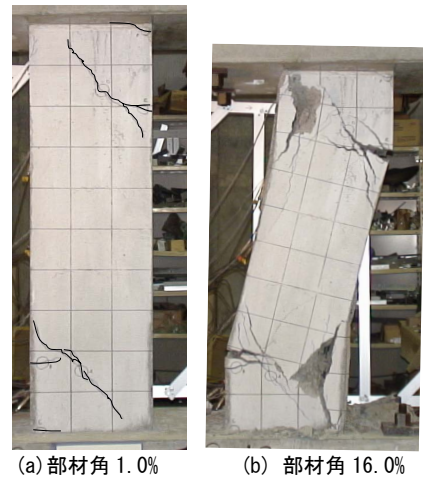


写真-3 L2-13 破壊状況

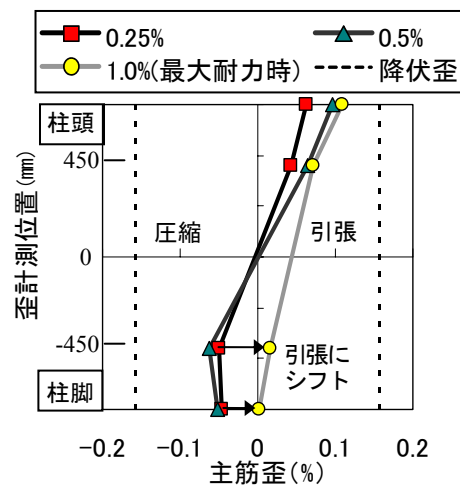


図-8 主筋歪分布(L2-13, 主筋 A)

4 最大耐力の検討

4.1 S2・S1 シリーズ

本節では「せん断型」の S2・S1 シリーズの最大耐力と荒川 min 式によるせん断強度計算値 V_s の比較を行う。ここで荒川 min 式を用いたのは、同式が実験式であり主筋・フープに丸鋼を使用した柱や SC 破壊となった柱の実験結果が含まれているためである。3 章で検討したように、本実験においては定着型補強筋が降伏していることから、定着型補強筋による補強の 100% がせん断強度に寄与すると仮定し、荒川 min 式により V_s を求めた。なお、フープは降伏しなかったが、降伏歪近くには達しているため、せん断強度に対する寄与分の低減は行わないこととした。図-9 に S2・S1 シリーズの最大耐力と V_s の比較を示す。図中の実線はプロットした点の最小二乗近似線である。実験時の最大耐力は、計算値 V_s より 12% 程度大きくなった。

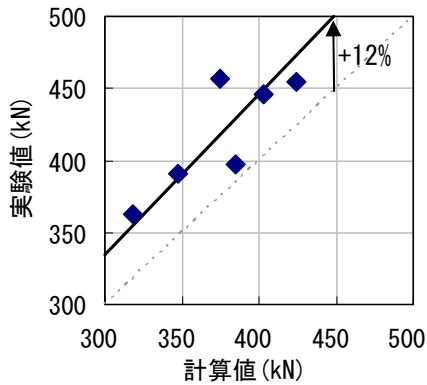


図-9 せん断強度計算値 V_s と実験値の比較

4.2 L2 シリーズ

「付着型」に関しては最大耐力を評価する適当な式がない。そこで、「付着型」の挙動が曲げのことから、L2 シリーズの最大耐力の実験値と曲げ強度計算値 V_f (443kN)を比較した(図-5(c))。最大耐力は繰り返し載荷の L2, L2-10, L2-16 で 352kN~360kN, 単調載荷の L2-13 で 381kN であり, 繰り返し載荷では 20%程度, 単調載荷では 15%程度計算値より実験値の方が低かった。これは付着劣化によって曲げ強度が発揮されなかったためである。本実験で取り扱った範囲では, 丸鋼を用いた柱の付着強度は曲げ強度計算値 V_f の約 20%減と考えられる。

5 破壊モードに関する考察

5.1 「せん断型」と「付着型」の分類

本節では4章で得られた知見をもとに, 柱のせん断強度を荒川 min 式によるせん断強度 V_s より 12%高く, 付着強度を曲げ強度計算値 V_f より 20%低く見積もることによって破壊モードの分類を試みた(図-10)。なお, 条件が違うので単調載荷とした L2-13 は除いた。せん断余裕度 $1.12V_s/0.8V_f=1.0$ を境界として, それ以上が「付着型」, それ以下が「せん断型」となっており, 実験時の破壊形式と一致した。

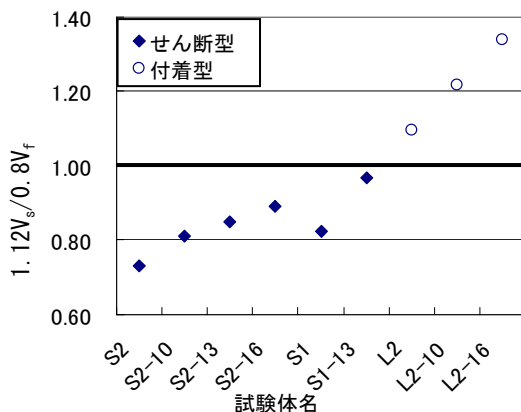


図-10 各試験体のせん断余裕度

5.2 S 破壊, SC 破壊と V_c/V_u の関係

本節では, AIJ 終局強度指針式によるトラス・アーチ機構のせん断強度 V_u と AIJ 靱性指針式によるせん断ひび割れ強度 V_c を用いて S 破壊と SC 破壊の分類を試みた(図-11)。明確な境界は得られなかったが, V_c/V_u の大きいものが SC 破壊, 小さいものが S 破壊という傾向がみられた。

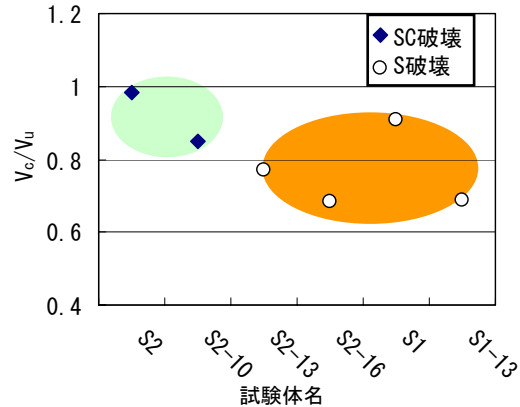


図-11 S2・S1 シリーズの V_c/V_u

6 せん断抵抗機構の検討

6.1 トラス・アーチ機構の負担せん断力

定着型補強筋によるせん断補強は, フープと定着型補強筋の複合補強であり, かつ本実験では丸鋼と異形鉄筋の複合補強となっている。そのため, 定着型補強筋を用いた柱で, トラス機構, アーチ機構がそれぞれどの程度せん断力を負担するかを検討することは重要である。

S 破壊した試験体 (S2-13, S2-16, S1, S1-13) に着目し, 最大耐力時のトラス機構負担せん断力 V_t を求めた。 V_t の算定には, 文献 6) にならい以下の(1)式を用いた。

$$V_t = n \times \phi \times \tau_{aMAX} \times j \quad (1)$$

ここで n : 最外列の主筋本数, ϕ : 主筋周長, τ_{aMAX} : 最大耐力時の主筋付着応力度 (付着応力度の最大値ではない), j : 応力中心間距離

τ_{aMAX} は最大耐力時の主筋の柱頭と柱脚の歪から算定したものである。ここで, S 破壊した試験体のせん断ひび割れ発生 (0.25%) 後から最大耐力までの各変形 (部材角 0.5%, 1.0%, 1.5%) での主筋の付着応力度 τ_a を図-12 に示す。全ての試験体で最大耐力時より前に τ_a が最大値となっており, τ_{aMAX} は τ_a の最大値より小さいことが分かる。

AIJ 終局強度指針式によるトラス機構とアーチ機構の負担せん断力と, 実験時のトラス機構とアーチ機構の負担せん断力の比較を図-13 に示す。実験時のアーチ機構負担せん断力は, 実験時の最大耐力と(1)式によるトラス機構負担せん断力の差とした。トラス・アーチ機構全体で比較すると実験値と計算値は概ね等しい。しかし, トラス機構のみでは実験値は計算値を大きく下回って

おり、逆にアーチ機構のみでは実験値が計算値を大きく上回っている。

このような実験値と計算値の差は、主筋の付着劣化によって説明できる。終局強度指針式では丸鋼の付着劣化は考慮されていないが、実際には付着劣化が起こっており、トラス機構負担せん断力が減少している。そのため、コンクリートが主にアーチ機構に寄与し、アーチ機構負担せん断力が増加したということである。主筋に丸鋼を用いた柱では、繰り返し载荷による主筋の付着劣化が、曲げ強度だけでなくせん断強度（トラス・アーチ機構）にも影響を与えることが改めて示された。

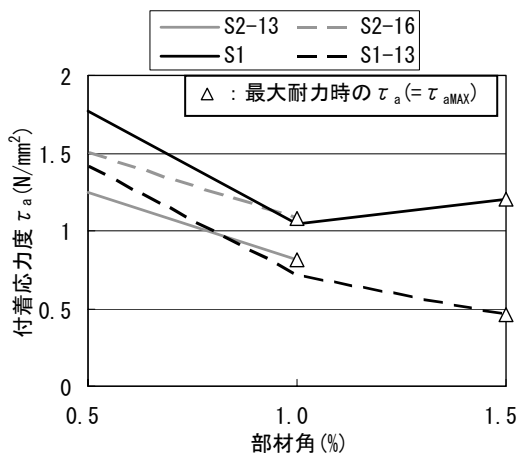


図-12 各試験体の τ_a の推移

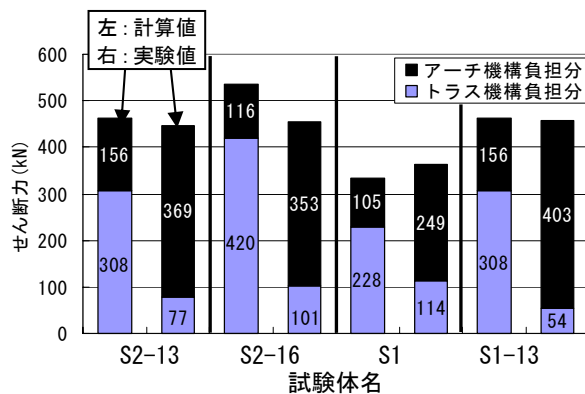


図-13 トラス・アーチ機構の負担せん断力

7 結論

本研究より得られた知見を以下に示す。

- 1) 破壊モードが「せん断型」となった S2・S1 シリーズでは、定着型補強筋による補強の効果が見られ、最大 25%耐力が上昇した。崩壊変形に関しては S2 シリーズでは若干の改善、S1 シリーズでは大きな改善が見られた。定着型補強筋を通常のフープと同様に扱い、荒川 min 式によってせん断強度を求めたところ、最大耐力が 12%程度せん断強度計算値 V_s を上回った。
- 2) 破壊モードが「付着型」となった L2 シリーズでは、

補強による最大耐力の上昇は見られなかった。しかし、崩壊変形に関しては全試験体で部材角 16.0%まで崩壊せず、非常に高い変形性能を示した。最大耐力と曲げ強度の計算値 V_f を比較すると、繰り返し载荷で約 20%、単調载荷で約 15%、最大耐力が曲げ強度の計算値 V_f を下回った。

- 3) せん断強度を荒川 min 式による計算値 V_s の 12%増、付着強度を曲げ強度計算値 V_f の 20%減として計算したせん断余裕度 $1.12V_s/0.8V_f=1.0$ を境界として、それ以上が「付着型」、それ以下が「せん断型」の破壊モードとなる傾向が見られた。
- 4) トラス・アーチ機構によるせん断強度 V_u に対するせん断ひび割れ強度 V_c の比 (V_c/V_u) を指標として、この値の大きいものが SC 破壊、小さいものが S 破壊となった。
- 5) 本実験においては、S 破壊した試験体のトラス機構負担せん断力が AIJ 終局強度指針式による計算値よりも大幅に小さくなった。これは主筋の付着劣化でトラス機構が失われたためである。コンクリートがトラス機構の圧縮力を負担しなかった分、アーチ機構負担せん断力は計算値より大幅に大きくなった。

本研究は、2006 年度国土交通省 住宅・建築関連先端技術開発助成事業の一環として実施したものである。

参考文献

- 1) 藤井俊二, 芳村 学: ペンシルビルを対象とした建物外部から施工可能な耐震補強技術 その 1 技術の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.533-534, 2007.8
- 2) 中村敏治, 村田 勤, 長瀬 公一, 藤井俊二: ペンシルビルを対象とした建物外部から施工可能な耐震補強技術 その 2 施工性能と定着型補強筋の引抜き性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.535-536, 2007.8
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990.11
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997.7
- 5) 芳村学, 高稲宜和: 崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化, 日本建築学会構造系論文集, 第 587 号, pp.163-171, 2005.1
- 6) 横尾一知, 北山和宏, 小山明男: 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する研究 その 4 せん断低機構の変化, 日本建築学会学術大会講演梗概集, C-2, pp.353-354, 1998.7