

柱頭柱脚を拘束した鋼板巻立補強RC柱の曲げせん断実験

Experimental Study on RC Column Retrofitted by Steel Jacket with Steel Angle

森 浩二* 井上 重信*

山内 豊英*

要 旨

アングル材で柱頭柱脚を拘束した角形鋼板巻立補強RC柱について、巻き立てる鋼板の厚さをパラメータとした実験を行い、巻立鋼板の厚さの違いがアングル材による拘束効果に与える影響について調査した。実験の結果から、巻立鋼板の厚さが薄い場合には拘束アングル材による局部座屈抑制の効果が小さくなり、靱性能向上効果が低減することが確認された。

キーワード：耐震補強／鋼板巻立補強／アングル材／拘束効果

1. はじめに

角形RC柱に鋼板を巻き立てる鋼板巻立補強工法では、大変形時に柱頭・柱脚部鋼板の局部座屈が発生するため、耐力が大きく低下する。前報¹⁾では、鋼板巻立補強柱の柱頭柱脚をアングル材で拘束する実験を行い、拘束アングル材が巻立鋼板に生じる局部座屈を抑制し、柱の靱性能を向上させることを確認した。

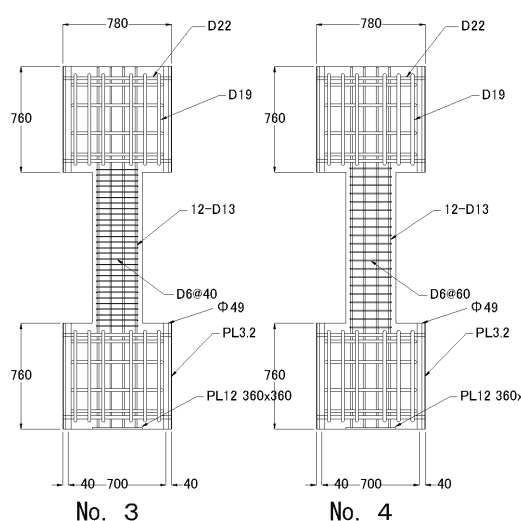
しかし、巻立鋼板の厚さが薄い場合にはアングル材の拘束効果の範囲が限定され、局部座屈を抑える効果が十分に発揮されないことが予想される。本報では、巻立鋼板の厚さが拘束アングル材の補強効果に与える影響を調べるために、巻立鋼板の厚さをパラメータとした実験の結果について報告する。

2. 実験方法

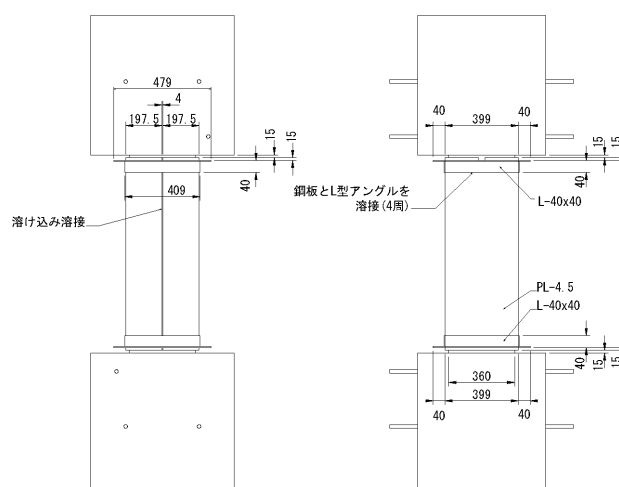
2.1 試験体形状

実大の1/2.5相当の角形RC柱について、巻き立てる鋼板厚さが2.3mmのもの（No.3）と、4.5mmのもの（No.4）の計2体を製作した。柱頭・柱脚を拘束するアングル材にはいずれも40mm×40mm×5mmのものを使用した。

試験体の諸元を表－1に、RC柱部分の形状および配筋を図－1に示す。RC部は断面の大きさ $b \times D$ （ b :柱幅, D :柱せい）が360mm×360mm、内法高さ h が1080mm（せん断スパン比 $M/QD=1.5$ ）である。主筋は12-D13（引張鉄筋比 $p_t=0.4\%$ ）で共通としたが、せん断補強筋比 p_w は鋼板巻立補強後のせん断終局断強度が同等となるように計画し、No.3では $p_w=0.0044$ 、No.4では $p_w=0.0029$ とした。



図－1 試験体配筋



図－2 補強概要（No.4）

*構造研究グループ

表－１ 試験体諸元

	No.3	No.4
柱 $b \times D$ (mm)	360×360	360×360
柱長 h (mm)	1080	1080
コンクリート強度 (N/mm ²)	33	33
モルタル強度 (N/mm ²)	36.2	36.2
主 筋	12-D13	12-D13
せん断補強筋	D6@40	D6@60
巻立鋼板厚 t (mm)	2.3	4.5
拘束アングル材	40×40×5	40×40×5

表－２ 材料試験結果（鉄筋・鋼板・アングル材）

	主 筋	フープ筋	鋼板 1	鋼板 2	アングル材
形 状	D13	D6	PL-2.3	PL-4.5	L-40×40×5
種 別	SD295A	SD295A	SS400	SS400	SS400
降伏点(N/mm ²)	351	409	226	304	316
引張強さ(N/mm ²)	488	543	314	394	414

2.2 鋼板巻立および拘束アングル補強

補強の概要を図－２に示す。

鋼板巻立補強では、コの字型に折り曲げた鋼板２枚でRC柱の外側を囲い、突合せ部分を溶接した。巻立鋼板とRC柱表面との間には15mmの隙間を設け、巻立鋼板と上下スタブとの間には15mmのスリットをスペーサを用いて確保した。巻立鋼板間の溶接部分には6mmの裏当て板をあらかじめ仮止めた。折曲げ部分の内法半径は板厚 (t) の３倍とし、No.3で6mm、No.4では13.5mmとした。突合せ部分の溶接後、巻立鋼板とRC柱との隙間には流動性の高いモルタルを充填した。

拘束アングル材は、柱頭・柱脚部に柱を囲むように設置し、アングル材間および巻立鋼板とアングル材の接合は溶接接合とした。

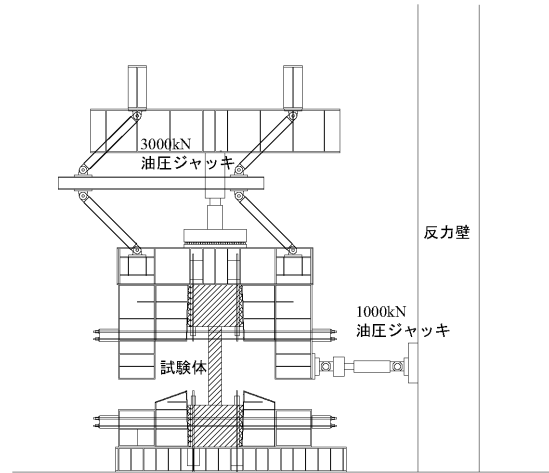
2.3 鋼材試験結果

使用した鉄筋・鋼板・アングル材の材料試験結果を表－２に示す。主筋・せん断補強筋にはSD295Aを、巻立鋼板とアングル材にはSS400を使用した。なお、鋼材の材料試験結果の中で、降伏点が明確でないものについては0.2%オフセット法による降伏点強度を記載している。

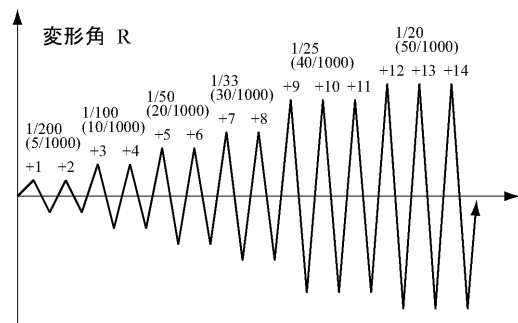
2.4 荷重方法

図－３に荷重に使用した建研式逆対称加力装置を示す。加力は鉛直方向に軸力比 $\eta=0.4$ ($N=0.4bD\sigma_B$, σ_B : コンクリート圧縮強度) 相当の一定荷重、水平方向には正負交番荷重をそれぞれ油圧ジャッキを用いて行った。

図－４に荷重スケジュールを示す。柱の変形角（層間変形角） R について、 $R=5/1000$, $10/1000$, $20/1000$, $30/1000$ では正負各２回、 $40/1000$, $50/1000$ では正負各３回の交番荷重を行った。



図－３ 加力装置



図－４ 荷重スケジュール

2.5 計測

試験体上下スタブ間の水平変位 δ を計測し、柱内法高さ h で除したものを柱の変形角 R とした ($R=\delta/h$)。また、主筋・せん断補強筋・鋼板のひずみをワイヤストレインゲージで計測した。さらに目視により、鋼板の膨らみ状況を観察した。

3. 実験結果

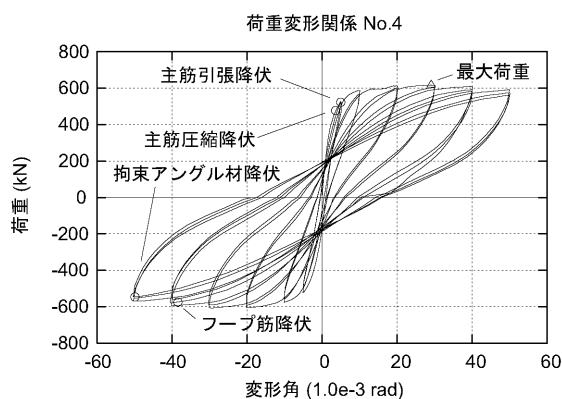
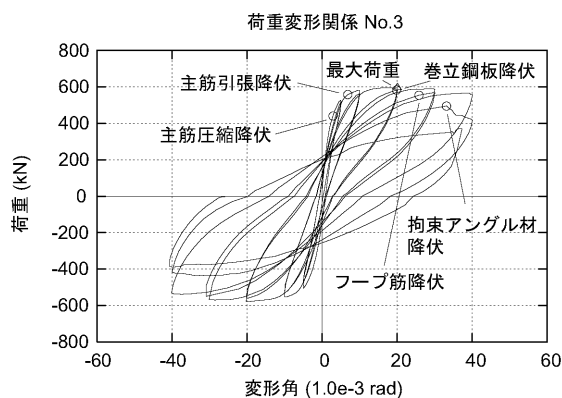
3.1 実験経過

試験体の実験時耐力を表－３に、荷重変形関係を図－５に示す。

試験体No.3 ($t=2.3$) では、変形角 $R=2.9/1000$ で圧縮側主筋が降伏し、 $R=6.8/1000$ で引張側主筋が降伏した。 $R=10/1000$ の時点では、巻立鋼板とスタブの間に設けたスリットの部分に柱の曲げひび割れが観察されたが、その後も耐力は上昇し、 $R=20/1000$ で最大荷重となった。また、RC柱部と巻立鋼板との間にずれが生じ、柱が巻立鋼板から抜け出す現象が観察された。 $R=20/1000$ の繰返し荷重時に、柱中央部反曲点付近の巻立鋼板が降伏した。 $R=30/1000$ になると、巻立鋼板からの柱の抜け出しが顕著となり、繰返し荷重時にせん断補強筋が降伏した。 $R=40/1000$ では柱脚部で充填モルタルの抜け出しが

表－3 実験時耐力

	No.3				No.4			
	せん断力 (kN)	変形角 ($\times 10^{-3}$)	サイクル		せん断力 (kN)	変形角 ($\times 10^{-3}$)	サイクル	
主筋圧縮降伏時	440	2.9	+1	5/1000 (+1)	477	3.6	+1	5/1000 (+1)
主筋引張降伏時	557	6.8	+3	10/1000 (+1)	524	5.0	+2	5/1000 (+1)
最大せん断力	595	20.1	+5	20/1000 (+1)	618	29.1	+7	30/1000 (+1)
せん断補強筋降伏時	555	25.8	+8	30/1000 (+2)	-574	-38.5	-10	40/1000 (-2)
鋼板(中央部)降伏時	583	19.8	+6	20/1000 (+2)	—	—	—	—
アングル降伏時	496	33.2	+10	40/1000 (+2)	-545	-49.9	-14	50/1000 (-3)



図－5 荷重変形関係（せん断力）



No. 3



No. 4

写真－1 試験体最終状況



写真－2 No. 3 柱頭局部座屈状況

観察された。また、柱頭部では圧縮側側面で巻立鋼板とスタブが接触し、巻立鋼板が座屈する現象が観察された。 $R=40/1000$ の繰り返し載荷時に、拘束アングル材が降伏し、急激に耐力が低下した。以降、載荷とともに鋼板の局部変形が増大し、耐力の低下が著しくなったため、載荷を終了した。

試験体No.4 ($t=4.5$) では変形角 $R=3.6/1000$ で圧縮側主筋が降伏し、 $R=5.0/1000$ で引張側主筋が降伏した。 $R=20/1000$ では柱脚部の充填モルタルが圧壊し、脱落する現象が認められた。その後も耐力はやや上昇し、 $R=30/1000$ で最大荷重となった。このとき、巻立鋼板の面外方向の膨らみはほとんど認められなかった。 $R=40/1000$ においても耐力はほぼ同じであり、鋼板の膨らみもほとんど見られなかったが、繰り返し載荷時にせん断補強筋が降伏した。 $R=50/1000$ の繰り返し載荷では、巻立鋼板に若干の膨らみが観察され、アングル材が降伏したが、巻立鋼板の降

伏や局部座屈、耐力の急激な低下などは見られなかった。スタブには主筋の引き抜きによるひび割れが発生し、コンクリートの浮き上がりが見られた。

3.2 最終状況

試験体の最終状況を写真－1に示す。

試験体No.3では、柱頭部で巻立鋼板とスタブが接触しており、拘束アングル材の下側で巻立鋼板の局部座屈が生じていた（写真－2）。また、拘束アングル材自身にも柱が膨らむ向きの曲げ変形が残留していた。

試験体No.4では、柱頭・柱脚部ともに、巻立鋼板とスタブは接触しておらず、巻立鋼板の局部座屈はほとんど見られなかった。

4. 考察

4.1 荷重変形関係の比較

荷重変形関係の包絡線の比較を図－6に示す。最大耐力の80%に耐力が低下した時点の限界部材角 R_{80} を、No.3では $R=40/1000$ 載荷の繰り返し時の耐力が最大耐力の80%以下となったため40/1000とし、No.4では実験終了時

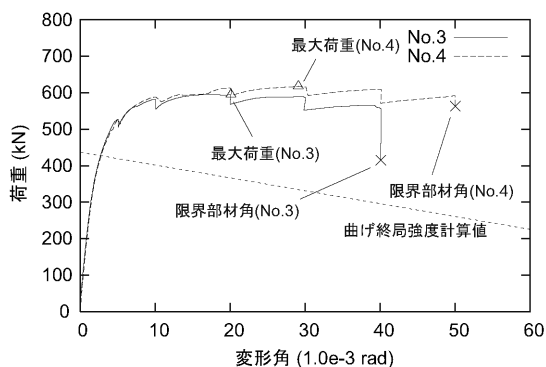


図-6 荷重変形関係 (包絡線)

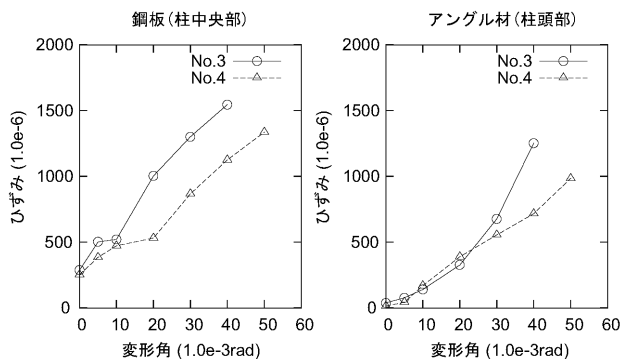


図-7 鋼板・アングル材ひずみ

($R=50/1000$) まで耐力低下がほとんど生じていないため $50/1000$ とした。

変形角 $R=10/1000$ までの荷重変形関係に差はない。一方、 $R=20/1000$ 以降の変形について、試験体 No. 3 では耐力が低下したのに対し、No. 4 では耐力低下がほとんど見られず、限界部材角 R_{90} にも顕著な差があった。これは、拘束アングル材による補強が主に大変形時に有効であることを示している。また、巻立鋼板の厚さが薄い場合には、大変形時に局部座屈を生じるために耐力が低下することが確認された。

4.2 鋼板・アングル材ひずみ

巻立鋼板の柱中央部のひずみと柱頭部の拘束アングル材のひずみの推移を図-7 に示す。変形角 $R=0$ 時 (初期軸力導入時) の鋼板とアングル材のひずみの差は、柱中央部と柱頭部の補強量の差によるものである。No. 3 では $R=10/1000$ 以降、No. 4 では $R=20/1000$ 以降で柱中央部の鋼板ひずみの増加が著しくなっている。これは内部の柱のせん断変形成分の増加によるものであり、せん断補強筋と巻立鋼板による補強量の比の違いが影響していると考えられる。柱頭部の拘束アングル材のひずみは、No. 3 では $R=40/1000$ で急増し、破壊に至っている。これは、柱頭部コンクリートの圧壊により応力分布に変化が生じたためと考えられる。一方、No. 4 では拘束アングル材のひずみは変形角とほぼ比例の関係にあり、 $R=50/1000$ まで

表-4 実験時耐力と計算値の比較

	No. 3	No. 4
曲げ終局強度計算値 M_u (kNm)	236	236
実験時最大曲げモーメント αM_{max} (kNm)	378	413
曲げ終局時せん断強度計算値 Q_{su} (kN)	437	437
せん断終局強度計算値 Q_{su} (kN)	483	504
実験時最大せん断力 αQ_{max} (kN)	595	618

安定した挙動を示した。

4.3 耐力計算値の比較

実験時耐力と耐震改修指針²⁾による耐力計算値との比較を表-4 に示す。実験時の曲げモーメントは $Qh/2$ (Q : 水平荷重, h : 柱内法高さ) に $P-\delta$ 効果を考慮して算出した。曲げ終局強度は RC 柱部分の断面から算定し、せん断終局強度は巻立鋼板を等価なせん断補強筋に換算して評価した。拘束アングル材は曲げ終局強度・せん断終局強度に影響を与えないと仮定し、耐力の計算には含まなかった。

曲げ終局時せん断力 Q_{su} に対するせん断終局強度 Q_u の比 Q_{su}/Q_u は No. 3 で 1.11、No. 4 で 1.15 であり、いずれも曲げ降伏先行型である。実験結果から得られた破壊形式も、両試験体ともに曲げ降伏先行型であり、計算結果と一致した。曲げ終局強度計算値 M_u に対する実験時最大曲げモーメント αM_{max} の比はそれぞれ 1.60、1.75 であり、No. 3、No. 4 ともに耐力は計算値を大きく上回った。

せん断終局強度計算値 Q_{su} に対する実験時最大せん断力 αQ_{max} の比は No. 3、No. 4 ともに 1.23 であり、終局状態の違いにかかわらず、ほぼ同じ値となった。

5. まとめ

本実験結果より、鋼板巻立補強を行った角形 RC 柱について、以下のことが確認された。

- ・巻立鋼板に局部座屈が発生すると、繰り返し載荷時の耐力低下をともなう不可逆な変形が進行する。
- ・巻立鋼板の厚さが薄い場合、拘束アングル材による巻立鋼板の局部座屈防止の効果は低い。

したがって、拘束アングル材による補強効果を期待する場合は、巻立鋼板を適切な厚さとすることが必要である。

[参考文献]

- 1) 森浩二、井上重信、山内豊英：柱頭柱脚を拘束した鋼板巻立補強 RC 柱の開発，浅沼組技術研究所報 No. 16, pp. 17-20, 2004 年
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリートの耐震改修設計指針・同解説，2001 年