

論文 既存 RC 柱の薄肉鋼板巻付けによる耐震補強効果に関する研究

佐藤 立美

要旨：中低層既存 RC 独立柱の安価で施工性の良い新しい耐震補強方法を提案しその補強効果について実験的検証を行った。提案した工法は、試作した薄肉鋼板巻き上げ機を使用し、既存 RC 柱に薄肉鋼板を巻き上げた後、鋼板と既存 RC 柱の間に無収縮モルタルを注入し、RC 柱の変形性能を改善することで耐震補強する工法である。本工法で補強されたせん断破壊先行型の RC 柱は、いずれも曲げ降伏後、巻き上げた薄肉鋼板が破断するまで耐力低下することなく、十分な変形性能を有する実用的補強方法であることを実験的に確認した。

キーワード：薄肉鋼板、耐震補強、鋼板巻き上げ機、せん断耐力

1. はじめに

現在なお約 300 万棟存在すると推測されている既存不適格建築物の特徴として極脆性柱や剪断破壊型 RC 柱の存在がある。これら剪断破壊先行型 RC 柱の靱性を向上させ、曲げ破壊先行型に移行させることは有効な補強方法といえる。そこで筆者は、中低層 RC 建物のピロティ柱や独立柱を対象に、安価で施工性の良い合理的な補強方法として、既存 RC 柱に現場で非常に薄い鋼板を円筒状に巻き上げ、柱部と鋼管の隙間に無収縮モルタルを充填して補強する「薄肉鋼板巻き付け工法」を提案、その補強効果について実験的検証を行った。

提案した工法は、図 1 に示す過去の RC 柱の開発研究の延長であり、曲げ補強を伴わず、薄肉鋼板のコンクリート拘束効果とせん断補強効果により、せん断耐力と変形性能の向上を目的としている。本論では、文献⁵⁾の薄肉鋼板巻き付け工法を実用化するために開発試作した巻き上げ機の概要についても報告するものである。

2. 薄肉鋼板巻き付け工法の概要と特徴

試作巻き上げ機の概要を図 2 に、機材部品を写真 1 に示す。

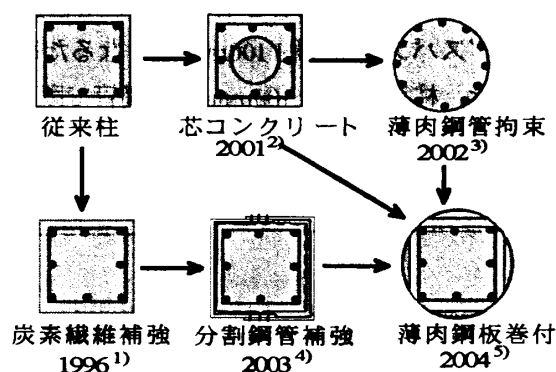


図 1 既往の RC 柱の研究開発と
本論の補強方法の関係

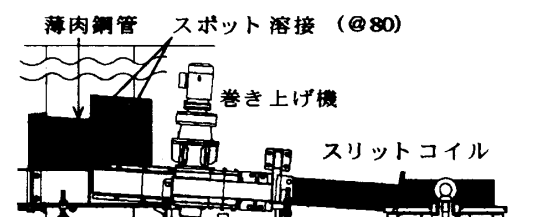


図 2 巻き上げ機の概要

写真 1(a)の巻き上げ機は、スリットコイル状の薄肉鋼板を口金の内面に沿って薄肉鋼板を送り出し、既存コンクリート柱の外側に薄肉鋼管を巻き上げる装置である。送り出されたスパイラル状のスリットコイルの縁部は一定の間隔でスポット溶接することにより薄肉スパイラル鋼管が完成する。

*1 広島工業大学 工学部建築工学科教授 工博（正会員）



(a) 巻き上げ機 (b) 口金(φ350) (c) スリットコイル
写真 1 巻き上げ機材

3. 既存 RC 柱の補強手順

補強後の柱の外径をできるだけ小さくする目的で、鋼板巻き上げ前に既存柱の隅角部をはつり取る事とした。また、巻き上げ機によりスリットコイルをスパイラル状に巻き上げる時、柱のクリアスパン内で巻き上げられる鋼管長は柱クリアスパン長より約 100mm 短くなるため、本論では、柱長さより 100mm 短い鋼管で既存 RC 柱を補強する方法として、図3に示すように 2 種類の設置方法を採用した。

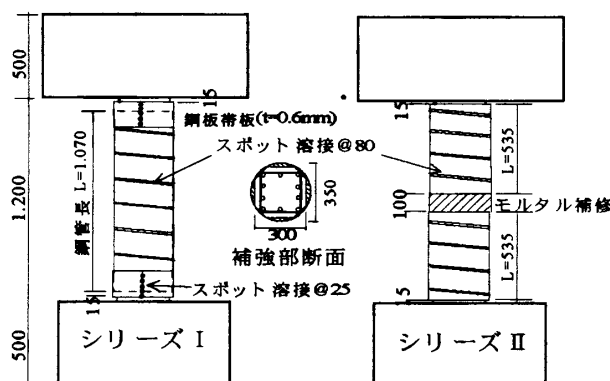


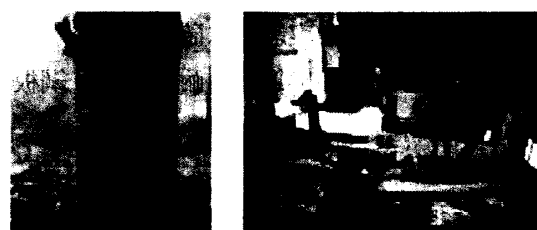
図3 鋼管の設置方法

シリーズ I は、柱上下に 50mm ずつのクリアランスを設け、この部分に幅 150mm のスリットコイルを使用した帯板を設置したものである。シリーズ 1 の試験体の作成手順は以下のとおりである。

無補強 RC 柱の製作後、隅角部コンクリートをはつり取り、巻き上げ機を設置する。次に、巻き上げ機により柱のクリアスパンより約 100mm 短い薄肉鋼管を作成する。巻き上げた鋼管を柱の中央部に設置し、柱上下部の隙間については帯板を巻きつける。この帯板は、鋼管の上下端のスポット溶接部の破断防止が目的であり、帯

板の端部は 25mm 間隔のスポット溶接接合とした。なお、帯板と柱上下端の間に 15mm のクリアランスを設け、補強薄肉鋼板に圧縮力を作用させないようにしている。

シリーズ II は巻き上げ鋼管を中央で切断し、上下に 15mm のクリアランスを設けて設置したものであり、柱中央部に約 100mm の鋼管補強のない部分が生じるが、この部分は無収縮モルタルで補修し、径 350mm の円断面となっている。



①隅角部のはつり ②巻き上げ機の設定



③鋼板の巻き上げ作業 ④無収縮モルタル充填
写真 2 補強工法の施工手順

4. 補強薄肉鋼管のスポット溶接間隔

巻き上げ機により製作した鋼板厚 0.6mm、直径 350mm、長さ 700mm の薄肉鋼管内にコンクリートを充填した試験体を製作し、コンクリート部分のみを圧縮する一軸圧縮試験を行った。なお、コンクリートの試験日材令強度は 21N/mm² である。実験のパラメーターはスポット溶接間隔のみであり、スポット間隔は 40mm、80mm、120mm の 3 種類とした。図 4 に示す圧縮試験の応力-歪関係に見られるように、スポット間隔 120mm の鋼管の場合は、最大耐力時に試験体の上下部でスポット溶接が破断し急速に耐力が低下したが、他の 2 体は、最大強度時までスポット溶接部の破断はなく、最大強度も鋼管の拘束効果により上昇していることが確認できた。

スポット溶接間隔 40mm、80mm 間隔の 2 試験体の応力-歪関係にほとんど差異がなかった事

から、補強用鋼管のスポット間隔は 80mm としている。

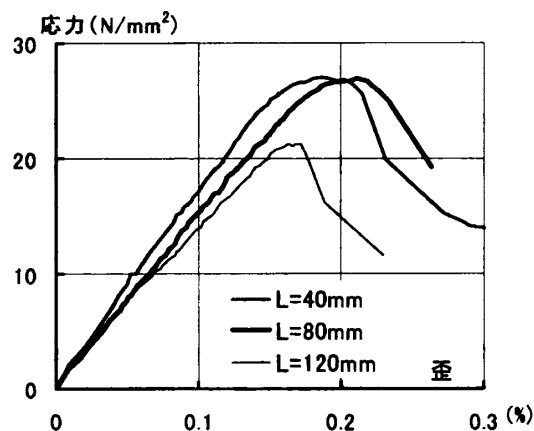


図4 スポット溶接間隔差による
圧縮試験の応力-歪関係

5. 試験体の実験計画

比較用の無補強試験体は、2002 年 3 月の芸予地震によりせん断破壊した低層 RC 建物の 2 階柱の配筋図を参考にして制作した 1/2 模型であり、柱長さ 1200mm、柱断面 300×300mm であり、巻き上げ鋼管径は $\phi 420\text{mm}$ が必要となるが、本論では、柱の隅角部を削除することによって $\phi 350\text{mm}$ の薄肉鋼板巻き付け補強ができるようにしている。スリットコイルは幅 150mm (縦ピッチ 144mm) 厚さ 0.6mm の薄肉鋼板を使用した。

試験体は無補強試験体 2 体と鋼板巻き付け補強した試験体 4 体を作製した。全ての試験体とも、引張鉄筋は 4-D16 ($P_t=0.98\%$)、帯筋は D6@100 ($P_w=0.21\%$) であり、コンクリートの設計強度は F_c21 とし、載荷軸力比 ($n=N/bDF_c$) は $n=0.2$ と $n=0.4$ の 2 種類とした。

表 1 に試験体名称と載荷軸力比 n 、表 3 に日本建築学会 RC 構造計算規準による無補強試験体の計画時における曲げおよびせん断耐力計算値を示す。

表 2 に示すように、軸力比 $n=0.2, 0.4$ の場合とも、無補強試験体のせん断余裕度 (Q_u/Q_{my}) は 0.7 程度であり、実験計画では剪断破壊先行型の試験体となっている。

表 3 に、使用した鋼材のミルシートによる材料強度を示す。なお、充填した無収縮モルタル

表 1 試験体名称と載荷軸力比

試験体名称			軸力比 n
無補強試験体		NR2	0.2
		NR4	0.4
補強試験体	シリーズⅠ	SC2-1	0.2
		SC4-1	0.4
	シリーズⅡ	SC2-2	0.2
		SC4-2	0.4

表 2 計画時耐力とせん断余裕度

軸力比 n	$Q_{my}(\text{kN})$	$Q_u(\text{kN})$	余裕度
0.2	185.2	135.9	0.73
0.4	223.0	164.2	0.74

表 3 使用材料強度

	鋼材種類	降伏強度 $\sigma_y (\text{N/mm}^2)$	引張強度 $\sigma_u (\text{N/mm}^2)$
主筋	D16 SD345	395.9	605.4
	D16 SD295	353.6	496.2
帯筋	D6 SD295	337.0	472.0
	D6 SD345	372.6	498.9
鋼板 STKP ($t=0.6\text{mm}$)		293.0	378.0

の試験日材令強度は、 47.4N/mm^2 であった。

5-1 実験概要

実験は、図 5 に示す二軸載荷装置を使用し、各試験体に所定の軸力比 ($n=0.2, 0.4$) まで鉛直載荷した後、変位制御により部材角 $R=0.5\%$ ずつ増加させ正負各 2 サイクル繰り返し載荷を行なう事を原則とし、部材角 $=5.0\%$ 終了時または最大耐力の 70% 以下に耐力が低下した時を実験終了の目安とした。

なお、主筋上下端に各 2 本、帯筋は 1 本おきに、鋼板の表面には縦方向に 144mm 間隔で歪ゲージを貼付し、鋼材のひずみ測定を行った。

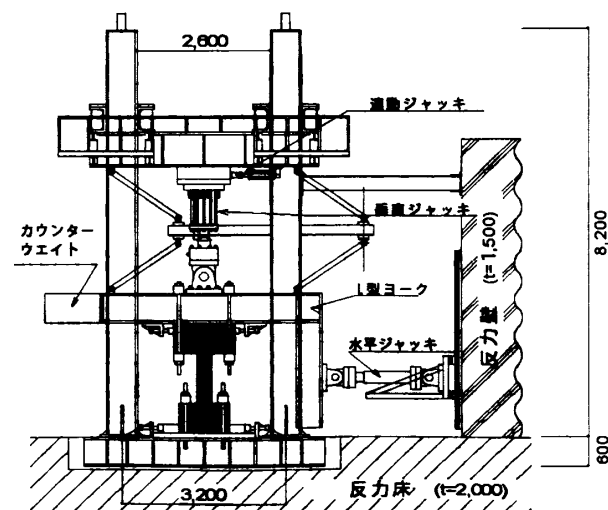


図 5 2 軸載荷装置の概要

5-2 実験結果

図6に各試験体の水平荷重一部材角曲線(P-R曲線)を示す。また、P-R曲線中に主筋、鋼管の降伏した点と補強鋼板またはスポット溶接部の破断した点を示している。

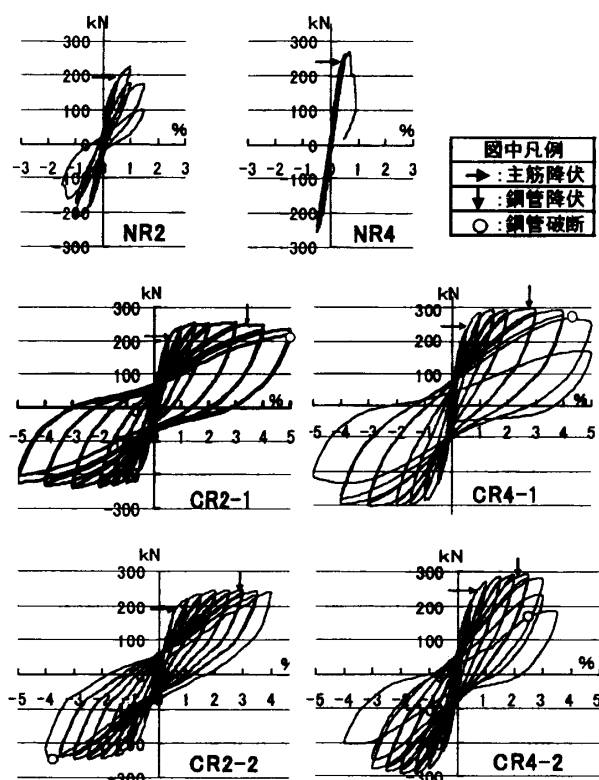


図6 水平荷重一部材角曲線一覧

以下に各試験体の破壊の進行状況を記す。

無補強試験体 NR2 は部材角 $R=0.58\%$ で主筋が降伏し $R=0.98\%$ で最大耐力に達した後、急速に耐力が低下するせん断破壊となっている。

軸力比 $N=0.4$ の NR4 は $R=0.49\%$ で主筋が降伏し、部材角 $R=0.7\%$ で最大耐力に達した直後に、軸力支持能力を失う脆性破壊となったため、直ちに実験を終了した。

シリーズ I の 2 試験体とも、荷重途中で鋼管上下の帯板のスポット溶接部が破断し落下した

が、それに伴う耐力低下は見られなかった。

CR2-1 は、主筋降伏後、 $R=3.38\%$ で薄肉鋼板が降伏し、 $R=3.67\%$ で上部帯板、 $R=4.86\%$ で下部帯板のスポット溶接が破断したが、その後も $R=5.0\%$ まで耐力低下はほとんどなく、 $R=5.0\%$ の実験終了時でも降伏耐力の 1.2 倍程度の耐力を保持していた。但し、 $R=5.0\%$ の 2 回目の負側最大変形時に鋼管下部のスポット溶接が縦方向に破断し、ずれが生じていることを確認した。

CR4-1 も主筋降伏後、 $R=1.07\%$ で上部帯板、 $R=1.3\%$ で下部帯板のスポット溶接が破断した後、 $R=2.81\%$ で薄肉鋼管が降伏したが、 $R=4.0\%$ までは降伏耐力を保持していた。その後 $R=4.25\%$ で鋼板の破断が生じ、その後の P-R 曲線は緩やかな負勾配となっている。

シリーズ II の補強試験体 CR2-2 は、 $R=0.45\%$ で主筋が降伏し、 $R=2.81\%$ で薄肉鋼板が降伏し、その後 $R=3.5\%$ 終了時までは耐力低下は生じなかったが、 $R=4.0\%$ の負側の荷重途中 ($R=3.65\%$) で鋼管の最下端部でスポット溶接部の破断が生じ、次いで、スポット溶接部の破断が次々に進行していったため、その時点で実験を終了した。

CR4-2 は、 $R=0.58\%$ で主筋が降伏し、 $R=2.02\%$ で薄肉鋼管が降伏し、その後 $R=3.0\%$ 終了時までは降伏耐力を維持していたが、 $R=3.5\%$ の正側の荷重中に $R=2.29\%$ で柱中央部の鋼板端部のスポット溶接部の破断が生じ、耐力が最大耐力の 70% 以下まで低下した。

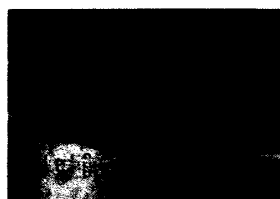
写真 5 に補強試験体の終局時状態を示し、表 4 に試験日材令でのコンクリート圧縮強度 σ_b と、各種実験結果一覧表を示す。ここで、終局時部材角は、無補強試験体では最大耐力時部材角を、補強試験体では鋼管またはスポット溶接部の破断時の部材角を採用している。

表 4 実験結果一覧表

試験体 名称	軸力比 n	σ_b (N/mm^2)	載荷軸力 $N(kN)$	主筋降伏時		最大耐力時		鋼管降伏時 $R_{py}(\%)$	終局時 $R_u(\%)$	塑性率 $\mu = R_u/R_y$
				$Q_y(kN)$	$R_y(\%)$	$Q_u(kN)$	$R_u(\%)$			
NR2	0.2	27.7	498.6	194.0	0.58	225.6	0.98	—	0.98	1.68
NR4	0.4	29.2	1051.2	248.9	0.49	276.2	0.70	—	0.70	1.43
CR2-1	0.2	24.8	446.4	218.6	0.57	247.4	2.99	3.38	5.00	8.73
CR4-1	0.4	24.8	892.8	265.7	0.75	301.1	2.92	2.81	4.25	5.64
CR2-2	0.2	27.7	498.6	195.0	0.45	248.0	2.96	2.81	3.65	8.17
CR4-2	0.4	27.7	997.2	265.6	0.57	291.4	1.44	2.02	2.29	4.00



CR2-1 スポット溶接破断



CR4-1 鋼板の破断



CR2-2 スポット溶接破断



CR4-2 スポット溶接破断

写真5 各試験体の実験終了時の鋼管の状況

シリーズⅠの場合、補強鋼管端部の帯板は比較的早期にスポット溶接が破断し帯板がはずれてしまうが、その後も試験体の耐力は低下しない事を確認した。シリーズⅡでは帯板を設けず、かつ、柱中央部に鋼管補強のない試験体であるが、シリーズⅠの試験体と比較してやや終局時変形は小さくなっているものの、変形性能の改善効果は大きいことが確認できた。

6. 最大耐力実験値の評価

無補強試験体は主筋降伏直後にせん断破壊したが、補強した試験体はいずれも曲げ降伏後、鋼板の破断もしくはスポット溶接が破断するまで耐力低下しないことを確認した。また、全ての降伏耐力は、使用材料強度を用いた RC 構造計算規準の終局曲げ強度計算式 $Q_{mu}^{(9)}$ と良く一致致している。しかし、曲げ破壊した全ての試験体の補強試験体の最大耐力実験値は、せん断耐力式である修正荒川 mean 式 Q_{su} を大きく上回る値となっているため、これらの試験体がせん断破壊しないことの説明が必要となる。

但し、曲げ破壊となった補強試験体はいずれも $Q_{su}/Q_{mu} > 1.0$ となっていることから、 Q_{su}/Q_{mu} と破壊性状の相関は高く、試験体の破壊性状の判断材料になると言える。

ここでは、最大耐力実験値を上回るせん断耐力を得る事を目的に、文献⁷⁾の修正 B 法によるせん断耐力 V_u の評価式に、さらに以下に示す仮定を導入している。

1) 検討断面は、図7に示すように無収縮モルタルを含めた円断面を面積の等しい長方形断面に置換した断面で評価する、

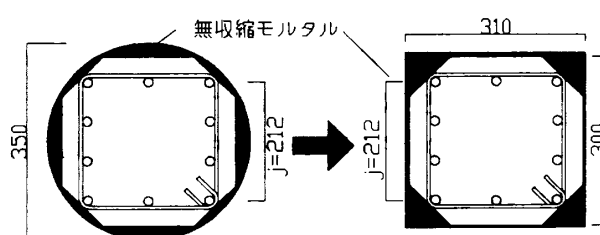


図7 せん断耐力計算用置換断面

2) 鋼板の断面積 (板厚 $t=0.6\text{mm}$) をせん断補強筋比 $p_p = 2t/\phi$ (ϕ は鋼管径 350mm) に換算し、帯筋のせん断補強量 $P_w \cdot w \cdot \sigma_y$ と合計したせん断補強量として計算する。したがって、せん断補強量は下式とする。

$$\Sigma p \sigma = p_p \cdot p \cdot \sigma_y + p_w \cdot w \cdot \sigma_y$$

3) 巻上げ薄肉鋼管の拘束効果により上昇する見かけのコンクリート強度 σ_b' は下記の Richart の提案式⁸⁾を使用する。

$$\sigma_b' = \sigma_b + k \times \frac{2t}{\phi - 2t} \times \sigma_y$$

ここで、拘束係数 k は、 $k=4.1$ を採用しているが、これは図4の実験結果と良く一致している。なお、充填した無収縮モルタルの試験日材令での圧縮強度は $47.4/\text{mm}^2$ であり、見かけのコンクリート強度を十分上回ることから、コンク

表5 試験体の耐力計算結果と最大耐力実験値との比較

試験体名称	軸力比 n	σ_y N/mm ²	$s \sigma_y$ N/mm ²	$\Sigma p \sigma$ N/mm ²	Q_{mu} (kN)	Q_{su} (kN)	V_u (kN)	$\frac{Q_{su}}{Q_{mu}}$	exQmax (kN)	$\frac{\text{exQmax}}{\max(V_u, Q_{su})}$
NR2	0.2	353.6	337.5	0.709	212.1	203.0	193.9	0.96	225.6	1.11
NR4	0.4	395.9	372.6	0.782	283.5	248.8	203.9	0.88	276.2	1.11
CR2-1	0.2	395.9	372.6	1.787	215.1	237.6	267.0	1.10	247.4	0.93
CR4-1	0.4	395.9	372.6	1.787	263.5	275.2	268.0	1.04	301.1	1.09
CR2-2	0.2	353.6	337.5	1.713	212.1	241.8	279.4	1.14	248.0	0.89
CR4-2	0.4	353.6	337.5	1.713	258.2	277.5	285.2	1.07	291.4	1.02

リート強度のみを対象とした。

以上の仮定による試験体の諸量および計算結果のせん断耐力を表 5 に示す。

補強試験体はいずれも曲げ破壊しており、そのせん断耐力は曲げ耐力以上であるはずである。

しかし、表 5 に示すように、上記の仮定を導入しても修正 B 法のせん断耐力計算結果 V_u は実験値以上のせん断耐力となっていないが、ほぼ実験値に近い値を得ることができている。この結果により、補強鋼管のせん断補強効果と拘束効果を考慮し、 V_u を算定し曲げ強度 Q_{mu} 以上になるように鋼板厚を決定することで、せん断破壊する RC 柱の変形能力の改善ができると考えている。さらに、薄肉鋼板で拘束補強された円形 RC 柱のせん断耐力評価方法の検討も行う予定である。

7. 結論

せん断柱の耐震補強として開発した薄肉鋼板巻上げ機を用いた薄肉鋼管巻き付け工法による RC 柱の補強効果について以下に示す。

- 1) 通常の鋼板巻き付け補強では、厚さ 4.5mm 以上の鋼管が使用される。しかし、本論で使用した厚さ 0.6mm の非常に薄い鋼板を使用しても、鋼管に圧縮力を作用させず円周方向の引張耐力のみを期待する方法の導入で、剪断破壊型の RC 柱を、曲げ破壊型 RC 柱に改善することができる。特に、柱の軸力比が小さい場合は変形性能の非常に大きい RC 柱とすることができ、低層建物の独立 RC 柱の耐震性能の改善方法としての有用性が十分に認められた。
- 2) 鋼管の両端部分を拘束用鋼板で補強した場合は、軸力比が $n=0.2$, 0.4 の場合とも部材角 $R=4.0\%$ まで、柱の降伏耐力を維持することを確認した。これは、耐震診断における部材の靱性指標 F 値として、 $F=3.2$ の部材に相当する。
- 3) 鋼管を水平切断したまま端部の補強を行わない場合でも、軸力比 $n=0.2$ の場合は部材角 $R=3.5\%$ まで、軸力比 $n=0.4$ の場合は部材角 $R=3.00\%$ まで、柱の降伏耐力を維持することが確

認でき、 $F=3.0$ 相当の部材となる。但し、この場合、鋼管のスポット部が破断すると耐力が低下する可能性がある。

4) 巻き付け補強した鋼管は、鋼板の円周方向の降伏強度を帯筋に換算し、さらに鋼管の拘束効果を考慮した修正 B 法計算値が既存柱の曲げ耐力以上となるように薄肉鋼板の厚さを決定することで、補強設計ができる可能性があると言える。

但し、充填モルタル強度はコンクリート強度以上であることが必要である。この場合、曲げ耐力は、既往の終局曲げ耐力式 Q_{mu} の適用が可能である。

なお、本工法の今後の課題として、鋼管下部の溶接方法についての検討改良と、モルタルの充填方法に改良すべき項目は多い。

参考文献

- [1] 道管, 佐藤: 炭素繊維巻き付け補強した RC 柱の耐力・靱性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 C, pp223-PP224, 1996.9
- [2] Tatsumi Sato, Ben Wada: The mechanical Characteristics of New Reinforced Concrete Columns Using Very Thin Steel Spiral Tube, 12th WCE, 2001.1
- [3] 諸石, 佐藤: 薄肉スパイラル鋼管で拘束した円形 RC 柱の力学的特性, コンクリート工学年次論文集 Vo25, No2, pp295-1300 2003.7
- [4] 村上・菅野・佐藤・奥本: 分割鋼板巻き補強による RC 柱の耐震性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 Vo125, No2, pp1555-1560, 2003.7
- [5] T.Sato, B.Wada: The Mechanical Characteristics of New Reinforced Concrete Columns using Very Thin Spiral Tube, 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004.8
- [6] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 pp604-615, 1991
- [7] 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(案)・同解説, 1997, p190
- [8] Richart F.E., Bandzaeg A., Brown R.I.: A Study of the failure of Concrete under Combined Compressive Stresses, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulltin No.185, 1928