

論文 小型鋼板補強した既存 RC 柱部材の耐震性能確認実験

杉本 訓祥*1・増田 安彦*1・前田 泰史*2・外園 聡*2

要旨：既存鉄筋コンクリート柱部材を対象とした補強工法の耐震性能確認実験を行った。補強工法は、小型の鋼製パネルを、嵌め込みとボルト接合により既存鉄筋コンクリート造柱に巻立て、既存躯体と鋼製パネルの隙間にはモルタルを充填し、一体化するものである。高軸力下で曲げ降伏先行する試験体を2体、せん断破壊する試験体を3体を計画し、鋼製パネルを高強度鋼材とした場合や、2重に巻立てる場合を想定して静的載荷実験を行った。実験により、高軸力下でも、十分な性能を確保していること、高強度材料では、補強効果に限界があることなどが確認された。

キーワード：耐震補強, 鋼板巻立て補強, ボルト接合, 高軸力

1. はじめに

既存鉄筋コンクリート造柱（以下、既存 RC 柱）の耐震補強方法として、鋼板巻立て補強方法がある¹⁾。この工法は、既存 RC 柱の周囲に鋼板を溶接して巻き立て、既存躯体との空隙内にモルタルを充填して一体化し、鋼板によるせん断補強効果や拘束による軸耐力、靱性能向上効果を期待するものである。しかし、一般の鋼板巻き立て補強方法では、補強対象となる建物内での溶接作業が必要となる点や、補強材料の運搬作業等に重機が必要となる点など、適用しにくい面がある。そのため、小型の鋼製パネルの嵌め込みとボルト接合およびグラウト充填による一体化による補強工法が考案された^{2,3)}。筆者らは、本工法の適用範囲を広げるため、これまでに、耐震補強効果の確認を行ってきた（図-1）⁴⁾。

本報では、高軸力下の力学性状、および、2層巻立てによる補強効果や、高強度材料の補強効果の確認を目的とした曲げせん断実験結果について述べる。

2. 試験体概要

試験体一覧を表-1 に、材料特性を表-2 に示す。また、試験体の形状寸法の例を図-2 に、加力装置を図-3 に示す。

試験体は、合計5体とし、軸力比、補強量、破壊モード（曲げ降伏先行またはせん断破壊型）をパラメータとした。補強により曲げ降伏が先行するよう計画し、高軸力を加えた2体と、補強後の断面でせん断破壊するよう計画した3体からなる。軸力は一定とし、コンクリート圧縮強度 21N/mm^2 を基準として軸力比 0.7 相当、および 0.15 相当とした。載荷は、2本の鉛直アクチュエーターを制御して上下スタブの平行を維持しながら、1本の水平アクチュエーターにより静的に水平力を載荷した。曲げ降伏先行型では部材角 $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33$ を、せん断破壊型では $R=1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33$ を各2回繰り返した。

なお、せん断破壊型（S シリーズ）試験体では、鋼製パネルの基本寸法（高さ 300mm）によって、柱高さが割り切れない場合を想定し、もっとも補強効果の小さい状況を再現した。すなわち、柱高さ中央に、あまり部分を配置し、補強を施さないこととした。また、曲げ降伏先行型（F シリーズ）試験体では、補強により曲げ耐力が変動しないように、柱頭柱脚部に 30mm のスリットを設け、補強パネル全高さ 1800mm に対し、試験体の内法高さを 1860mm とした。

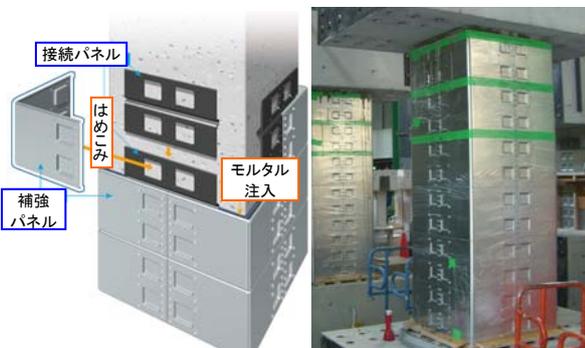


図-1 工法概要

表-1 試験体一覧

	F-45H	F-64N	S-45H	S-45N	S-64N
断面	600X600		650X650		590X590
高さ	1860		1350		
主筋	12-D25		14-D35		
帯筋	2-D10@200		2-D10@225		
軸力	0.7FcBD		0.15FcBD		0.18FcBD
補強量 板厚×段	4.5×6	3.2×6 (2層)	4.5×4	4.5×4	3.2×4 (2層)
鋼板強度	高強度	普通	高強度	普通	普通

*1 大林組 技術研究所 博士（工学）（正会員）

*2 新日鉄エンジニアリング（正会員）

3. 実験結果

3.1 破壊経過および荷重～変形関係

各試験体のせん断力(Q)～部材角(R)関係および最終破壊状況写真を図-4に示す。なお、せん断力～部材角関係には、耐力計算値(Q_{mu}, Q_{su}:表-3参照)、降伏時(YC:主筋圧縮降伏時, Y-H:帯筋降伏時)を示した。

(1) F シリーズ試験体

両試験体とも、部材角 R=1/200 において柱頭・柱脚の圧壊が確認され、R=1/100 でほぼ最大荷重となった。R=1/50 では、荷重低下が生じたが、その後、軸方向変形が大きく進むとともに、スリットがつぶれ、鋼製パネルの一部がスタブに接し、荷重が再び上昇した。その後の加力サイクルでは、鋼製パネルは完全にスタブに接し、座屈が生じるとともに、スタブに割裂を生じさせるに至り加力を終了した。試験体 F-45H は、F-64N に比べ、パネルがスタブに接触する水平変位がやや小さかったが、F-64N とほぼ同様の破壊性状となった。

(2) S シリーズ試験体

試験体 S-64N では、R=1/800～400 の加力サイクルで、ひびわれと思われる音が発生し、やや剛性低下が見られた。R=1/100～1/67 で耐力が最大となり、繰返し載荷と変位の増大とともに、徐々に荷重低下した。R=1/20 の加力サイクル中に、圧縮側パネルの座屈が確認された。

試験体 S-45H および S-45N は、ほぼ同様の破壊経過となった。すなわち、R=±1/400 付近で、高さ中央位置(モルタル露出部分)にせん断ひびわれが発生し、R=1/100 で耐力が最大となり、R=1/67 で既存せん断補強筋の降伏とともに激しく荷重低下しせん断破壊した。両試験体とも、柱高さ中央の無補強部の破壊が支配的となった。

(3) 各耐力

各試験体の耐力一覧を表-3に示す。曲げ耐力およびせん断耐力は、式(1)、(2)により算出した。

$$M_u = \left\{ 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1) b D^2 F_c \right\} \frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - N_b} \quad (1)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{12}^{0.23} (18 + F_c)}{M / Q d_2 + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy} + p_{w2} \sigma_{wy2}} + 0.1 \frac{N}{b_2 \cdot D_2} \right\} \times 0.8 b_2 D_2 \quad (2)$$

ここで、 b , D , b_2 , D_2 : 補強前後の断面幅とせい, a_g : 全鉄筋比, σ_y : 主筋降伏強度, g_1 : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比, N_{\max} , N_{\min} : 中心圧縮, 引張時終局強度, N : 軸力, p_{12} : 補強後断面の引張鉄筋比, p_w , σ_{wy} : せん断補強筋比と降伏強度, p_{w2} , σ_{wy2} : 鋼製パネルの補強材比と降伏強度, N : 軸力, F_c : コンクリート圧縮強度, $M / Q d_2$: せん断スパン比, である。

F シリーズ試験体は、計算値は軸力による P-8 効果を考慮していないため、実験値の計算値に対する比が 1 より小さい場合もあるが、式(1)により概ね評価可能である。

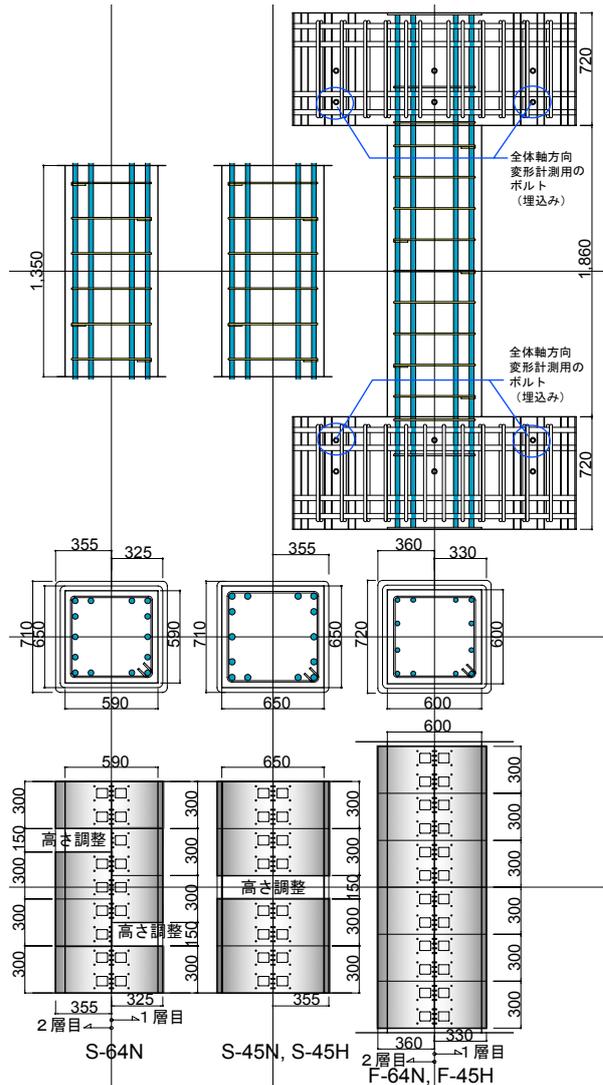


図-2 試験体形状・寸法

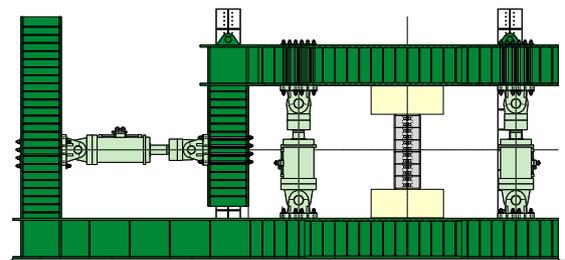


図-3 加力装置

表-2 材料特性 (a) コンクリート 単位:[N/mm²]

	圧縮強度	強度時歪度	割裂強度	ヤング係数
柱部	20.7	2420	2.04	2.13 X 10 ⁴
スタブ	29.8	2407	2.62	2.47 X 10 ⁴
モルタル	60.5	—	—	—

(b) 鋼材 単位:[N/mm²]

	降伏強度	引張強度	ヤング係数	部位
D10	366	512	1.95 X 10 ⁵	帯筋
D25	371	565	1.93 X 10 ⁵	主筋(F)
D35	373	564	1.99 X 10 ⁵	主筋(S)
t=3.2(普通)	330	464	1.95 X 10 ⁵	-64N
t=4.5(普通)	354	452	2.07 X 10 ⁵	S-45N
t=4.5(高強度)	532	590	2.17 X 10 ⁵	-45H

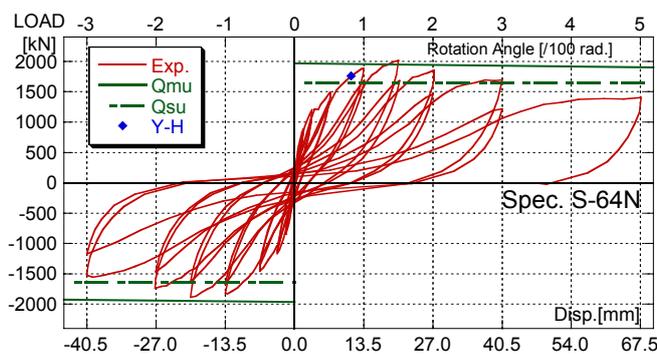
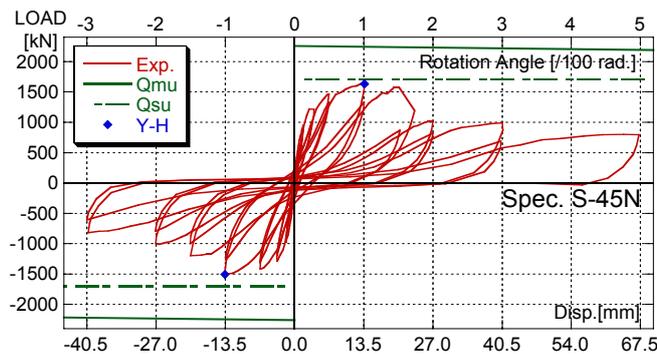
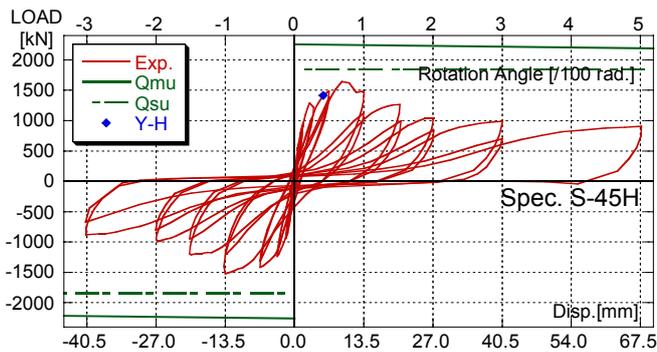
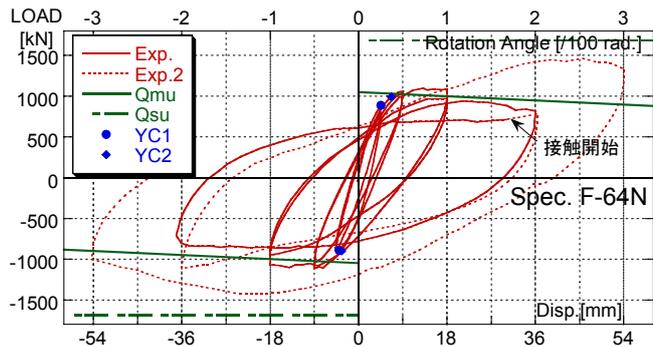
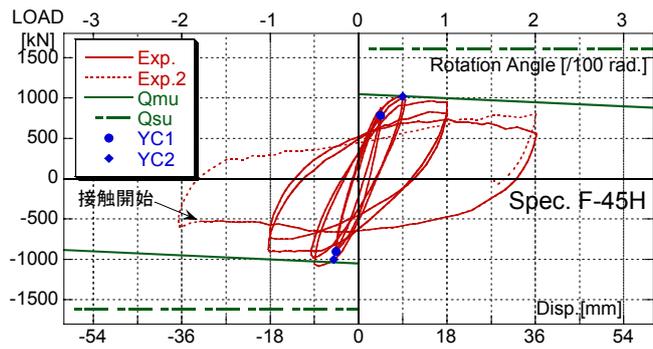


図4 せん断力～層間変位関係 および 最終破壊状況

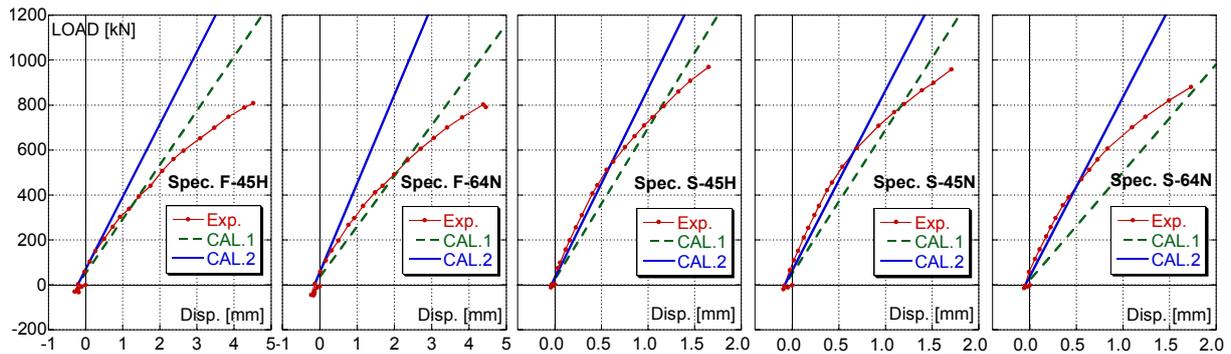


図-5 荷重～変位関係（初期剛性の比較）

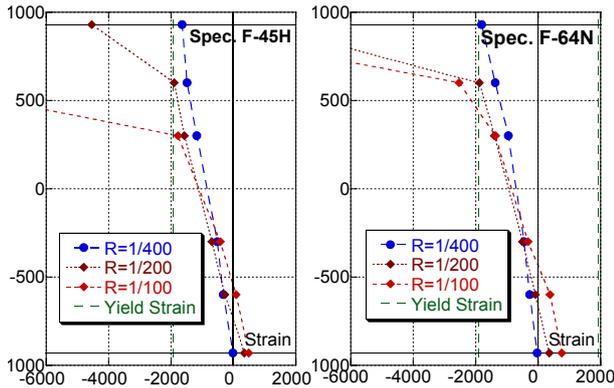


図-6 主筋歪度分布（Fシリーズ）

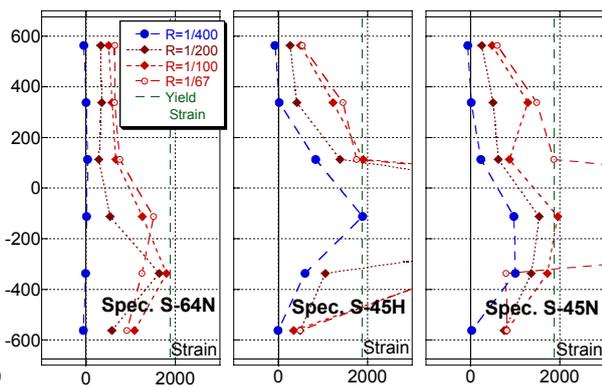


図-7 帯筋歪度分布（Sシリーズ）

一方、せん断破壊型試験体では、S-64Nに比べ、S-45H、S-45Nでは、実験値の計算値に対する比が小さくなっており、安全側の評価とはいえない結果となっている。

3.2 初期剛性

初期剛性の計算値と実験結果を比較して図-5に示す。計算値は、次式(3)により、2つのケースによりそれぞれ算出した。すなわち、曲げ剛性を、既存RC躯体のみで算出する場合（CAL.1）と、補強後断面として算出する場合（CAL.2）とした。計算値は、柱頭柱脚にスリットを設けた曲げ型試験体では、せん断剛性を補強後断面、曲げ剛性を既存躯体断面によりそれぞれ算出した結果とよく対応し、スリットの無いせん断型試験体では、全て補強後断面により算定した結果とよく対応している。

CAL.1：曲げ剛性 K_b を、既存RC柱断面で算出する。

CAL.2：曲げ剛性 K_b を、補強後断面で算出する。

$$K_e = K_b \cdot ({}_{RC}K_s + {}_S K_s) / (K_b + {}_{RC}K_s + {}_S K_s) \quad (3)$$

$$K_b = 12EI / L^3,$$

$${}_{RC}K_s = GA / (\kappa L_0), \quad {}_S K_s = G_s \cdot A_s / (\kappa L_0)$$

ここで、 K_e ：弾性剛性、 K_b ：曲げ剛性、 K_s ：せん断剛性、 E ：ヤング係数、 G ：せん断弾性係数、 I ：断面2次モーメント、 A ：断面積、 L_0 ：内法スパン、 L ：可撓長さ ($L_0 + 2 \cdot D/4$)、 κ ：形状係数 (=1.2)、 ν ：ポアソン比 (=0.2)、 ${}_{RC}K_s$ ：RC柱部のせん断剛性、 ${}_S K_s$ ：鋼製パネルのせん断剛性、 G_s ：鋼製パネルのせん断弾性係数、 A_s ：鋼製パネルのせん断面積、である。

表-3 各耐力一覧

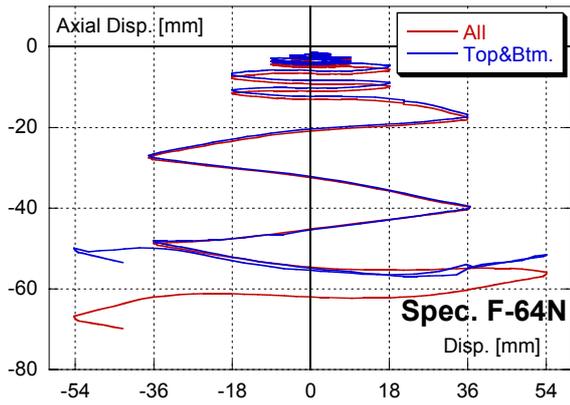
	F-45H	F-64N	S-45H	S-45N	S-64N
最大耐力	1017	1097	1641	1635	2016
主筋降伏	800	889	—	—	—
帯筋降伏	—	—	1415	1629	1758
Qmu	1048 (0.97)	1048 (1.05)	2257	2257	1966
Qsu	1609	1691	1850 (0.89)	1702 (0.96)	1647 (1.22)

Qmu：曲げ終局耐力 (= $2Mu/Ho$ 、式(1)による Mu と、柱内法高さ Ho による)、Qsu：せん断終局耐力 (式(2)による)、()内は実験値の計算値に対する比

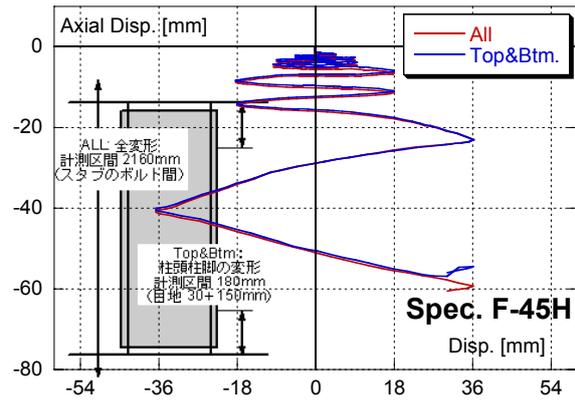
3.3 歪度分布

Fシリーズ試験体の主筋歪度分布を図-6に、Sシリーズ試験体の帯筋歪度分布を図-7に示す。

Fシリーズ試験体では、圧縮軸力が大きいことにより、 $R=1/200$ までに、主筋が圧縮降伏していることがわかる。一方、Sシリーズ試験体のうち、S-45N、S-45Hでは、一部の帯筋が、 $R=1/200 \sim 1/100$ までに、降伏歪度に到達しているが、S-64Nでは、降伏には至っていない。これは、2層巻き立てとしたことで、S-45シリーズに比べて拘束効果が強かったことによると考えられる。また、S-45NとS-45Hに差が見られないことから、鋼板の高強度化による補強効果は小さいと考えられる。



(a) 試験体 F-64N



(b) 試験体 F-45H

図-8 軸方向変形

Top&Btm : 目地部の変形量 (鋼製パネル表面にマグネットスタンドを用いて設置した変位計により, スタブまでの距離を計測/目地 30+150mm の区間), All : 高さ全長の変形量 (上下スタブに埋込んだボルト間距離を計測)

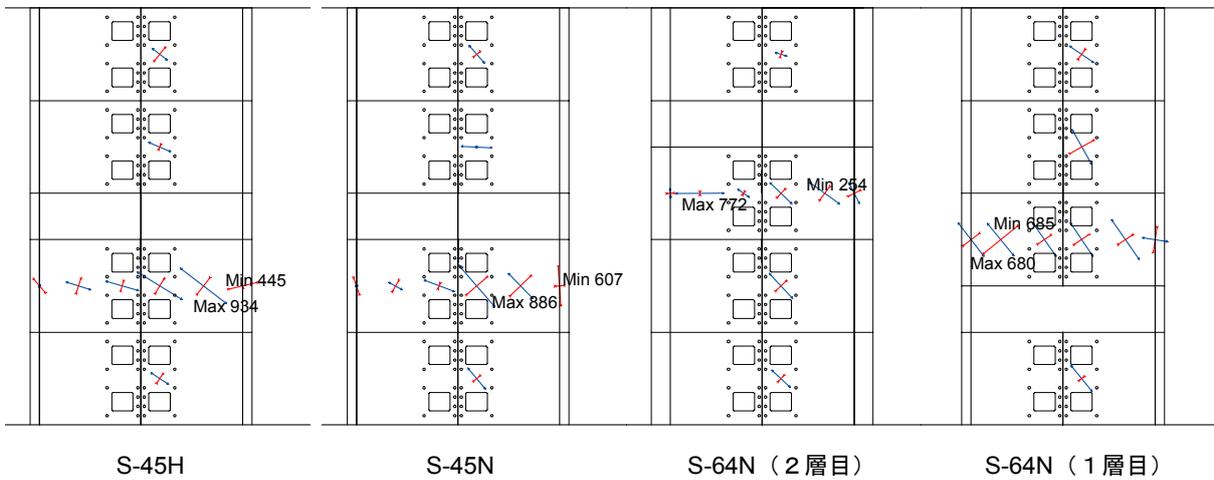


図-9 鋼製パネルの主歪度分布 (赤 : 圧縮, 青 : 引張)

4. 結果の検討

4.1 高軸力の影響

F シリーズ試験体について, 軸方向変形と水平変位の関係を, 図-8 に示す。図は, 柱頭柱脚の目地近傍 (柱頭柱脚断面からそれぞれ 180mm の区間) の測定結果と柱高さ全長にわたって計測した結果 (上下スタブに埋込んだボルト間で計測 : 図-2 参照) を示した。なお, 柱頭柱脚の 180mm 区間の計測では, 変位計は, 鋼製パネル表面に磁石により固定した。荷重開始から軸方向変形は縮み始めており, $R=1/100$ 以降では, 変形の増大とともに, 急激に軸方向変形の縮みが進行していることがわかる。さらに, 軸方向変形のほぼすべてが, 目地部分で生じている。これは, 巻立てた鋼製パネルが既存 RC 柱を拘束していることで軸方向に縮みを生じないが, スリット部分では拘束効果がないために, 縮みが集中していることを示している。

一方, 文献¹⁾では, 鋼板巻立て補強効果として, 軸力比の制限値を以下の式(3)により緩和できるとしている。

$$\eta_H = \eta_{H0} + \frac{P_w^2 \cdot \sigma_{wy}^2}{20} \quad (4)$$

ここで, η_H : 補強後の柱の軸力比の制限値, η_{H0} : 補強前の軸力比制限値で, ここでは 0.4 とする。

本実験シリーズの試験体 F-64N および F-45H の場合, 式(4)による軸力比制限値は, それぞれ 0.66 および 0.67 となる。これに対して, 軸力比 0.7 を荷重した結果, 想定どおり曲げ降伏を生じたことと, $R=1/100$ 程度まで曲げ耐力を維持していることから, 軸力比 0.7 までの軸力比制限の緩和 (式(4)) は適用可能と判断できる。

4.2 せん断補強効果の検討

S シリーズ試験体について, 鋼製パネル表面の主歪度分布を 図-9 に示す。図は, 部材角 $R=1/100$ 時の状態を示した。試験体 S-45H および S-45N は, ほぼ同様の傾向を示しており, 歪度の最大値はおよそ 900 μ 前後となっている。鋼製パネルの強度を大きくしても耐力時の歪度に差が生じないため, 補強効果を高めることはできていない。前節に示したように, 両者の最大耐力はほぼ同じ値となっており, 鋼板に高強度材料を用いる場合には, せん断

補強効果として降伏強度を発揮するまで期待することはできないと考えられる。ただし、高さ調整のために、連続しない状況、すなわち、高さ中央領域で不連続とした状況も、耐力を発揮しなかったことの要因と考えられるため、この点も注意が必要である。

一方、試験体 S-64N は、1層目が2層目に比べてやや大きな歪度が生じているが、大きな差は見られない。このことから、2層巻立てとした場合でも、2層分の補強効果が得られると考えられる。

4.3 S-45 シリーズのせん断耐力

本実験シリーズのうち S-45H および S-45N は、柱内法高さ付近の約 150mm の区間に無補強の領域が存在する。また、最終破壊状況では、この領域の損傷が最も激しくなっている。そこでここでは、高さ調整部の強度をパンチングシア耐力式により評価する方法を検討する。パンチングシア耐力は、次式により求める¹⁾。

$$pQ_c = K \cdot \tau_0 \cdot b \cdot D \quad (5)$$

$$K = \begin{cases} K_{\min} = 0.34 / (0.53 + a/D) \\ K_{\text{ave}} = 0.58 / (0.76 + a/D) \end{cases}$$

$$\tau_0 = \min(0.98 + 0.1\sigma_B + 0.85\sigma, 0.22\sigma_B + 0.49\sigma)$$

ここで、 K ：シアスパンの影響を考慮した強度低減係数 (K_{\min} ：下限値式、 K_{ave} ：平均値式)、 τ_0 ：基本せん断強度、 b 、 D ：断面の幅とせい、 a/D ：シアスパン比、 σ_B ：コンクリート圧縮強度、 σ ： $=Pg \cdot \sigma_y + \sigma_0$ (Pg ：全主筋比、 σ_y ：主筋強度、 σ_0 ：軸応力度)

式(5)に示すパンチングシア耐力は、シアスパン比が1以下の短い部材を対象とした評価式である。本実験においては、無補強区間周辺で局所的に破壊を生じていることから、この区間をシアスパンとして与えて、耐力評価を試みる。シアスパンとして、無補強区間 150mm とした場合 ($a/D=0.23$)、無補強区間を中心として 1D 程度の区間が破壊に影響したとして $a/D=1.0$ とした場合をあわせて、計算結果一覧を表-5 に示す。また、シアスパン比とパンチングシア耐力 pQ_c の関係を図-10 に示す。

同図および表より、シアスパン比 0.23 (シアスパン=無補強区間長さ 150mm) とすると、実験値の計算値に対する比は小さくなり、計算値は過大評価となるが、 $a/D=1.0$ とすると、平均値式で実験値とほぼ一致し、下限値式で安全率 1.5 程度の評価結果となる。

これらの結果から、無補強区間の 4 倍程度まで無補強の影響が及ぶと仮定すると、本手法により安全側に耐力を評価可能となる。また、本手法によれば、無補強部分を 1ヶ所に配置するよりも、複数箇所に分散させる方が無補強の影響を小さくすることができると考えられる。この点については、今後の検討課題である。

表-5 耐力比較一覧

	S-45H	S-45N	S-64N
Exp.	1641	1635	2016
式(2)	1850 (0.89)	1702 (0.96)	1647 (1.22)
Min, $a/D=0.23$	2186 (0.75)	—	—
Min, $a/D=1.00$	1079 (1.52)	—	—
Ave, $a/D=0.23$	2825 (0.58)	—	—
Ave, $a/D=1.00$	1589 (1.03)	—	—

()内は実験値の計算値に対する比
Min : $K=K_{\min}$ とした場合、Ave : $K=K_{\text{ave}}$ とした場合

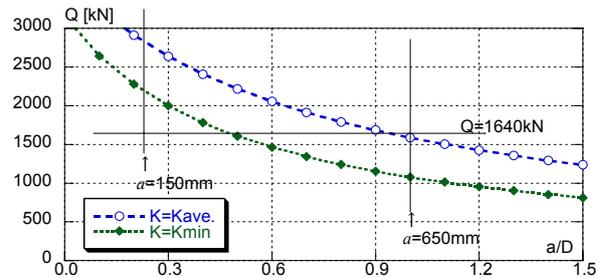


図-10 シアスパン比と耐力の関係

5. まとめ

小型鋼板補強工法を用いた補強 RC 柱の静的載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) 本実験では、軸力比 0.7 としても、曲げ降伏先行型の破壊モードとなり、文献¹⁾による軸力比制限の緩和は適用可能と考えられる。
- 2) 鋼製パネルを2層に巻立てることで、2層分のせん断補強効果が得られた。
- 3) 無補強部を設けた試験体 (S-45H, S-45N) では、無補強部の損傷が発端となって耐力が決定した。

参考文献

- 1) (財)日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 2001
- 2) 岡野素之, 岩田秀治, 小松章, 相京博幸:鋼製パネル組立による既存高架橋柱のじん性補強, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1105-1110, 2007
- 3) 岡野素之, 長縄卓夫, 小松章, 相京博幸:鋼製パネル組立による RC 柱の耐震補強工法の開発, コンクリート工学, Vol.44, No.8, pp.30-38, 2006.08
- 4) 増田安彦, 杉本訓祥, 栗田康平, 木村耕三, 前田泰史, 外園聡:小型補強鋼板を用いた既存柱の耐震補強工法の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.755-756, 2008.09

付記：本工法は、JR 東海、ジェイアール東海コンサルタンツ、大林組、新日鉄エンジニアリングの4者による鉄道高架橋の耐震補強工法^{2,3)}として共同開発したものを、建築物向けに展開したものである。