

鋼板と繊維シートを併用した外付け補強柱の耐震性能

荒木 秀夫*・内田 和彦**

(平成30年10月26日受付)

Seismic Performance of Retrofitted RC Column with Steel Plates and FRP Sheet

Hideo ARAKI and Kazuhiko UCHIDA

(Received Oct. 26, 2018)

Abstract

This paper presents the seismic performance of RC columns retrofitted with steel plates and FRP sheet. The test columns were subjected to cyclic lateral loads under lateral displacement control. The column section was 300 mm×400 mm, and the shear span was 1200 mm. The test columns were designed to replicate existing columns, of which the ratio of the shear strength to the flexural strength was 0.69. The failure mode of the column without retrofitting was not the shear failure, but the bond slippage failure. The maximum shear strength of the retrofitted columns had the 1.4~1.5 times that of the column without retrofitting. The increased strength of the retrofitted column could be estimated by accumulating the strength of the added column to that of the original column.

Key Words: existing building, retrofit, steel plates, FRP sheet

1 はじめに

従来の鉄筋コンクリート造既存建物に対する補強方法として強度増強型と靱性改善型がある。1971年以前に建設されたせん断破壊先行型の柱を靱性型に改善する方法として鋼板巻き立て及び連続繊維シート巻き立てによる方法が存在する。この方法において前者は鋼板相互を現場溶接しなければならず、溶接性能に対する信頼性が欠けること以外に、施工時に火花が散り、火災の危険性がある。また鋼板の重量が大きいので、重機が必要となり、工事費が高くなる等の欠点が存在する。一方、連続繊維巻き立て工法は、前者に較べて施工性は優れているが、強度が既存躯体とシートの接着性能に依存するために、繊維自身の持つ高い引張強度を十分に発現できず、強度の向上に限界が生じる。また繊維シートの価格は高く、工事費が増大するなどの欠点があるとされる。

以上のような背景からこれまでに薄肉鋼板と連続繊維シートを併用して両者の欠点を改善する方法を提案されて

いる。鋼板を薄くし、かつ分割することによって軽量化を図り、重機を不要とすることができ、連続繊維シートで薄肉鋼板を巻き立てることで、鋼板同士の溶接を不要とすることが可能となる。工事費も軽減され、両者を個々に用いるときに生じる欠点を改善することが可能となる方法である。

一方、柱巻き立て工法として柱の全周を巻き立てるのに対して、外付け補強も多く用いられるようになっている。その理由は室内に居住しながら外側から補強できるという利点のためである。この外付け補強の場合は、従来の全周巻き立て工法が柱のせん断破壊を防止し、靱性を高めることが目的であるのに対し、外付け柱の耐力を既存躯体の耐力に累加することによって、建物自体の耐力を高めることを主目的とするものである。靱性改善型の考え方から強度増強型に変わるものでもある。

本論文で提案するものは上記の分割鋼板と連続繊維シート補強を外付け補強に応用し、補強部分に主筋を配置し、曲げ耐力向上を目指すものである。本論文は、提案する補強による効果を実験的に検証するものである。

* 広島工業大学工学部建築工学科

** 株ウチダ

2 実験概要

2.1 基準試験体概要

既存柱を想定した基準となる鉄筋コンクリート柱の幅は 300 mm, せいは 400 mm である。鉄筋には丸鋼を使用し, 引張主筋は 3-19 φ, せん断補強筋は 2-6 φ@200 である。コンクリートの設計基準強度は Fc18 としている。設計基準強度および配筋は 1970 年代に建設された建物の柱を模擬している。柱断面詳細は表 1 に示すとおりである。なお, 試験体とする柱部分の上下端部には加力用の試験機に固定するため 400 mm×600 mm×1350 mm のスタブを設けている。スタブは D19 および D10 で補強している。なお, コンクリートは平打ちである。

柱の耐力算定に使用したせん断耐力式と曲げ耐力式は以下のとおりである。柱の耐力算定の際にはコンクリート設計基準強度 18 N/mm² を使用し, 鉄筋強度は設計時には耐震診断基準¹⁾ に常用される値 (294 N/mm²) を使用している。また, せん断強度式については設計時には荒川 minimum 式 (1), 実強度算定では材料強度としてコンクリートは実験実施日に行った圧縮試験の結果 26.1 N/mm², 鉄筋には引張試験の結果を用いている。算定式はせん断破

壊の中央値を示すものとして荒川 mean 式 (2) を使用している。曲げ耐力算定は略算式 (3) を使用している。強度計算に用いた変数および耐力等を表 2 に示す。設計時における試験体の曲げせん断耐力比 (Qsu/Qmu) は 0.69 であり, 材料試験によるせん断耐力式

荒川 minimum 式

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (18 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (1)$$

荒川 mean 式

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (18 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (2)$$

曲げ耐力式

$$Q_{mu} = \frac{0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot Fc} \right)}{L/2} \quad (3)$$

実強度を使用した曲げせん断耐力比 (Qsu/Qmu) は 0.89 となった。

表 1 柱断面詳細

断面 b×D [mm]	設計基準強度 Fc [N/mm ²]	せん断スパン比 M/Qd	主筋 SR24	帯筋 SR24	$\frac{Q_{su}}{Q_{mu}}$
300×400	17.6 (180 kg/cm ²)	1.67	6-19 φ Pg=1.42%	2-6 φ@200 Pw=0.19%	0.69

表 2 柱の各種強度一覧

記号		設計強度	実強度
pt	引張主筋比 (%)		0.71
Fc	コンクリート強度 (N/mm ²)	17.6	26.1
M/Qd	シアスパン比		1.67
pw	せん断補強筋比 (%)		0.19
σwy	せん断補強筋降伏強度 (N/mm ²)	294	549
σ0	軸力比	0.19	0.13
at	引張鉄筋断面積 (mm ²)		851
σy	主筋降伏強度 (N/mm ²)	294	324
D	柱せい (mm)		400
b	柱幅 (mm)		300
d	有効せい (mm)		360
N	軸力 (kN)		400
Qsu	せん断強度 (kN)	165.7 (minimum 式)	235.2 (mean 式)
Qmu	曲げ強度 (kN)	241.5	263.5
Qsu/Qmu	曲げせん断耐力比	0.69	0.89

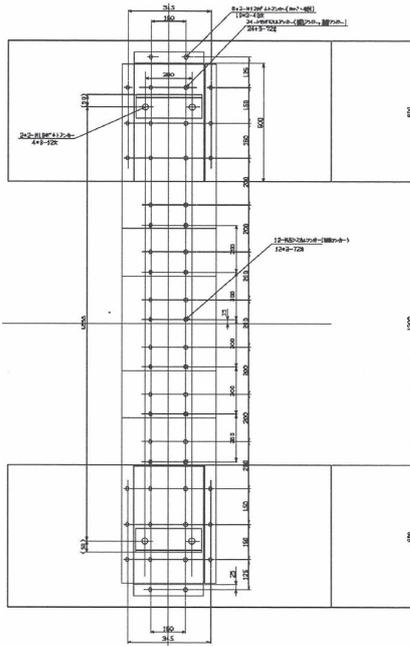
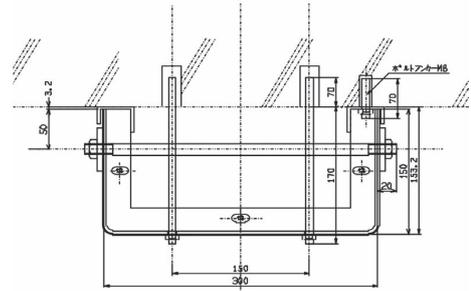
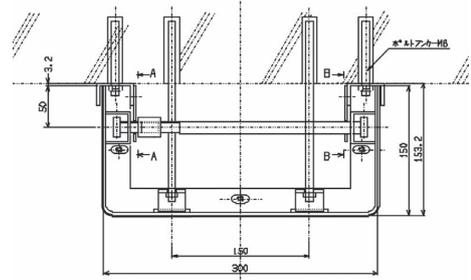


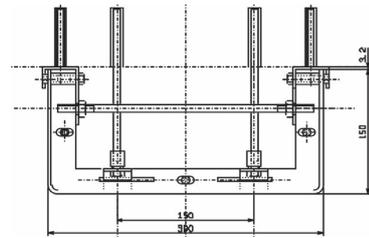
図1-1 試験体形状および接合筋位置



No. 2 試験体



No. 3 試験体



No. 4 試験体

図1-2 補強断面詳細

2.2 補強概要

補強は外付け柱を想定して柱部分の片側のみに設置している。断面は 150 mm×300 mm としている。主筋は異形鋼とし、引張主筋 1-D19 を使用している。タイバーとして 1-D13@100 を使用している。タイバーは鋼板のグラウト打設時の孕みだしを防止する役目とグラウト硬化後はせん断補強筋の役目も期待している。鉄板はリブ付分割鋼板であり、SS41 を使用している。厚さ $t=32$ である。分割幅は 200 mm とし、試験体部分は 6 分割となっている。鋼板を補強する FRP シートはポリアリレート（商品名ベクトラン）である。注入する無収縮グラウトは低発熱タイプ（商品名プレユーロックス M）を用いている。グラウトは鋼板+シートを施工後、柱上部から打設した。また、既存部と新設するグラウトの接合筋は接着系あと施工アンカー M8 全ねじボルトを 12 本打設した。また、鋼板を既存柱部分に接続するためのあと施工アンカー 12 本を打設している。あと施工アンカー打設位置を図 1-1 に示す。補強の無い既存試験体を No. 1 としている。補強試験体は 3 体である。従来型補強型 No. 2 試験体はタイバーや鋼板を固定するボルトが分割鋼板の外側に露出している。この形態は施工に手間がかかることおよび外観が良くないことが問題と考えられる。これらを改善するために、あと施工アンカーとタイバーを分割鋼板内で固定するタイプを 2 種類提案している。No. 3 試験体はタイバーを固定するために C 型鋼及び山型鋼を用いている。No. 4 試験体はさらに簡素化したものである。図 1-2 に補強柱断面詳細図を示す。

2.3 材料特性

①コンクリート

材料試験用テストピースは試験体同様、現場封緘養生を行っている。各試験体の加力試験直前でコンクリートおよびグラウトの圧縮試験および割裂試験を行った。圧縮試験方法は JIS A1108 に準拠して行った。また割裂引張試験は JIS A1113 に準拠して行った。コンクリートのひずみはひずみゲージとコンプレッソメーターを併用して計測している。無収縮モルタルはひずみゲージのみで計測している。表 3 にコンクリート及び無収縮グラウトの力学的特性を示す。コンクリートの圧縮強度は設計基準強度が F_c18 であったが、実験実施日には 26.1 N/mm^2 となった。これはコンクリートの材令が約 4 ヶ月となったためである。逆にグラウトの圧縮強度は社内規格値の 60.7 N/mm^2 （標準養生；材令 28 日）より下回っている。これは本供試体が現場封緘

表 3 コンクリート及びグラウトの力学的特性

	σ_B (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)	σ_{st} (N/mm ²)
Concrete	26.1	25.0	2.29
Grout	41.8	29.7	3.79

養生であったためと考えられる。

②鉄筋

既存柱部分のせん断補強筋φ6 および主筋φ19 および補強部分の縦筋D19 それぞれ6本ずつ引張試験を行った。そのうち3本はひずみゲージを貼付し応力ひずみ関係を調べた。丸鋼のφ6はゲージ貼付のため断面を研磨したため強度が低下したのでゲージを貼付したものとしないものの平均の割合で応力を増加させている。表4に鉄筋の力学的特性一覧を示す。またFRPシートの力学的特性を表5に示す。ただし、この値はカタログ値である。

表4 鉄筋の力学的特性

	σ_y (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)	σ_t (N/mm ²)
φ6	549	187.2	631
φ19	333	200.6	445
D19	397	188.1	546

表5 FRPの力学的特性 (カタログ値)

ポリアリレート繊維	引張強度 (N/mm ²)	引張弾性率 (kN/mm ²)
	2030	122

2.4 載荷方法

建研式二軸載荷装置を用いて逆対称モーメント加力による正負交番繰り返し載荷により行った。図2に加力装置図を示す。また軸力Nは400kNとし、水平加力中一定に保つよう制御した。なお、コンクリートの設計基準強度を17.6 N/mm²とするとNo.1試験体の軸力比は0.19程度となる。試験体の固定は上下スタブを反力床および加力梁に鋼棒を用いて緊結した。スタブ間変位δを試験区間Lで除したものを変形角Rとし、変形角R=1/800, 1/400, 1/300, 1/200,

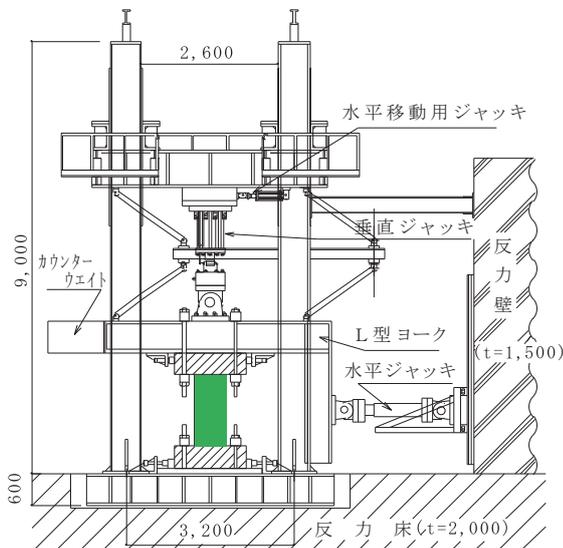


図2 加力装置

1/133, 1/100, 1/80, 1/66, 1/50, 1/25, rad.を正負各1回ずつ行った。その後押し抜き載荷した。

3 実験結果

3.1 ひび割れ性状

図3-1に試験体の最終ひび割れ性状を示す。補強の無いNo.1試験体は変形角R=1/800 rad.で柱脚に曲げひび割れが発生する。以後このひび割れ幅が拡大するのみであるが変形角R=1/50 rad.で柱頭、柱脚にコンクリートの曲げ圧壊が始まる。せん断破壊先行型として設計しているが現実の破壊形式は主筋の抜け出しによる付着滑脱破壊が発生していると考えられる。補強のある試験体は変形角R=1/400 rad.で柱上下端部に曲げひび割れが発生し、その後は補強の無い試験体と同じひび割れ進展過程をたどる。ただし、補強試験体No.3, No.4試験体は変形角R=1/17 rad.あたりで対角上に斜めひび割れが発生する。これは柱にアーチ機構が形成され対角方向に大きな圧縮力が発生したものと考えられる。補強部材は既存部分の主筋の抜け出し位置に

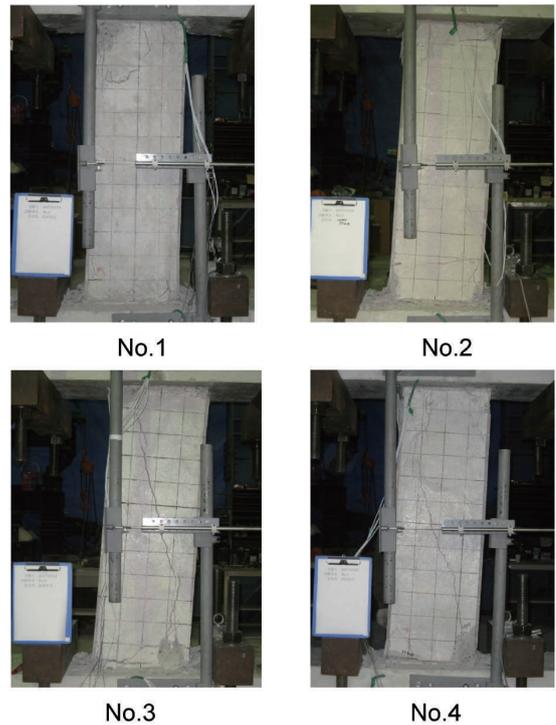


図3-1 最終ひび割れ性状



図3-2 補強部破壊状況

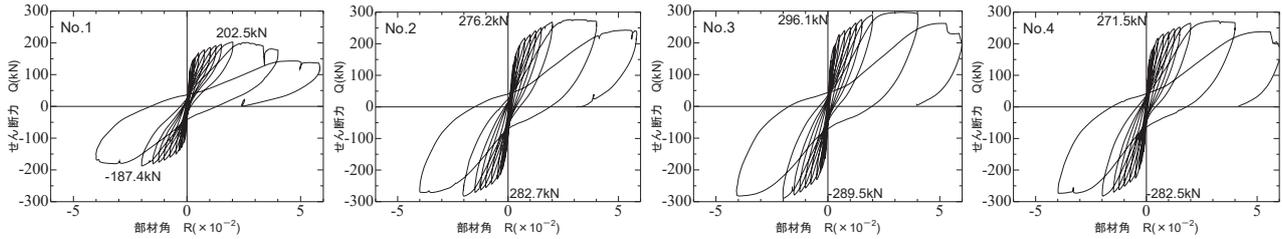


図4 荷重変形関係

相当する柱頭柱脚での分割鋼板が離間する。提案する No. 3 および No. 4 試験体の補強ではこの部分に連続シートがエポキシ樹脂で接着されているため、シートの破断が見られる。図3-2に補強柱の破壊性状を示す。既存柱の柱頭、柱脚位置以外でのシートの破断等は見られなかった。また、いずれの補強試験体においても補強部分と既存柱の接合部に顕著な分離は観察されなかった。

3.2 水平荷重変形関係

図4に各試験体の荷重変形関係を示す。補強のない No. 1 試験体は変形角 $R=1/800$ rad. から剛性低下が始まるものの耐力は上昇し続ける。変形角 $R=1/50$ rad. で最大耐力 202.5 kN に達する。変形角 $R=25$ rad. に至る過程で耐力低下が始まる。変形角 $R=17$ rad. (変位 70 mm) で水平荷重が半減したため実験終了とした。補強試験体も補強の無い試験体と同じ性状を示すが、最大耐力は変形角 $R=1/50 \sim 1/25$ rad. あたりで記録している。最大耐力以降の耐力低下は緩やかであるが、No. 3, No. 4 試験体において試験体の対角方向に斜めひび割れの発生する時に耐力が急落する箇所が見られる。いずれの試験体も最大耐力までの復元力特性は紡錘形を示している。最大耐力以降は幾分スリップ形状となる。

3.3 最大耐力

表6に最大耐力一覧を示す。補強の無い試験体の最大耐力は正負の平均値で 195 kN であり、表2に示す曲げ耐力 Q_{mu} に達していない。これは柱主筋が丸鋼であるため降伏以前にコンクリートから抜け出す付着滑脱破壊が先行しているためと考えられる。主筋の付着滑脱が支配的になることは既往の文献²⁾ から指摘されているところである。補強のある試験体はそれぞれ 280 kN, 293 kN, 277 kN となった。No. 1 試験体に対する耐力平均値の上昇率はそれぞれ 1.43, 1.50, 1.42 となった。このことから補強によって1.4倍の耐力上昇が期待できることがわかった。また、図5に示す荷重変形関係の包絡線比較からも分かるように補強法の違いによる有意な差はない結果となった。

表6 最大耐力比較 (kN)

試験体	正	負	平均	増加率
No. 1 既存柱	203	187	195	—
No. 2 従来型補強	276	283	280	1.43
No. 3 提案補強1	296	290	293	1.50
No. 4 提案補強2	272	283	277	1.42

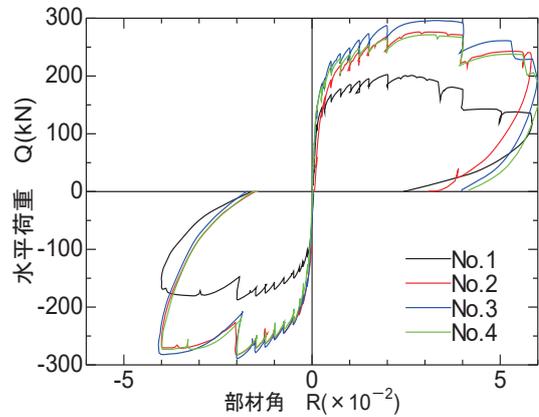


図5 包絡線比較

4 考察

4.1 既存柱の付着滑脱曲げ耐力

ひび割れ性状をみると主筋の付着滑脱の傾向が見られる。そこで材料強度に実強度を用いた付着滑脱する場合の柱耐力を既往の文献³⁾を参考にして(4)式を用いて算出した。この計算方法は軸力を受ける無筋柱の曲げ耐力と引張鉄筋と圧縮鉄筋の曲げ耐力の累加できると仮定したN-M曲線式から導出されたものである。

$$\begin{aligned}
 N_3 &\leq N < N_4 \\
 M_u &= \frac{D}{2 \cdot N_0} \left\{ \frac{N_0^2}{4} - \left(-N + \frac{N_0}{2} - 2 \cdot a_t \cdot \sigma_y + R \right)^2 \right\} + \frac{R \cdot j}{2} \\
 N_3 &= -2 \cdot a_t \cdot \sigma_y + \frac{N_0}{2} \left(1 - \frac{j}{D} \right) + R \\
 N_4 &= -2 \cdot a_t \cdot \sigma_y + \frac{N_0}{2} + R
 \end{aligned} \tag{4}$$

補強の無い No. 1 試験体の強度は 247.5 kN となり実験値

を2割程度上回る値となった。上記の式では鉄筋の付着強度として 1.35 N/mm^2 (短期でその1.5倍) を仮定しているが、コンクリートが平打ちであることを考慮するとこの値より低い付着強度となる可能性があると考えられる。補強柱の場合は補強柱を施工した後に軸力を載荷しているため、実施工の状態と異なり、補強柱も軸力を負担することになる。そのため載荷時軸力を柱断面積割合で負担するとして既存柱の軸力を低減した場合の付着滑脱による曲げ耐力を求めると既存柱が分担する耐力は 223.7 kN となる。

4.2 補強部の曲げ耐力

補強部分には曲げ主筋として D19 が1本配筋されている。この主筋は異形鉄筋であるため、付着滑脱する恐れはない。この主筋が降伏するとして曲げ耐力を前述の曲げ耐力計算式(3)を用いて求めると 70.24 kN となる。前項で述べたように補強柱は軸力を面積割合で負担すると仮定している。補強既存柱と合わせると 293.94 kN となり、補強柱の最大値とほぼ同じ値になる。全体的にみると計算耐力が実験より大きめに出ているのは、先にも述べたように主筋の付着強度を過大評価していること原因があると考えられる。

5 結論

鉄板とFRPシートを用いた外付け補強柱の載荷実験を行った。実験の範囲内で以下の結論を得た。

1) 既存柱と外付け柱は一体で抵抗することを確認した。

- 2) 既存柱に対し、外付け柱補強を行うことで、1.4~1.5倍程度の耐力上昇を見込むことができる。
- 3) 提案したあと施工アンカーとタイバーを内蔵する補強は既往の補強法とほぼ相違が無いことを確認した。
- 4) 耐力算定において既存柱の曲げ耐力と補強部分の耐力を累加することができる。
- 5) 本試験体はせん断破壊先行で設計されているが、付着滑脱破壊が先行したため抵抗機構がアーチ機構に移行し、せん断破壊が発生しない結果となっている。上記の結論は曲げ降伏ないしは付着滑脱の破壊形式のものに適用できると考える。

謝 辞

本実験実施に際して、太平洋マテリアルより資材の提供を受けた。また試験体製作および加力に際しては平成29年度広島工業大学卒論生の多大なる協力を得た。ここに記して謝意を表する。

文 献

- 1) (財)日本建築防災協会：2001年改訂版既存RC造建築物の耐震診断基準・解説，2001
- 2) 荒木秀夫，伊崎聖也：せん断破壊した低強度コンクリート極短柱の補修効果，日本建築学会技術報告集，第18巻，第40号，pp. 919-924, 2012
- 3) 矢作建設工業株式会社，地震工学技術研究所「主筋のすべりを考慮したRC柱の曲げ終局強度」，2009