

柱に STKR 材等を用いた既存不適格鋼構造建築物の地震応答と補強方法  
(その 14 根巻き補強を施した STKR 柱の補強効果に関する実験結果と考察)

STKR 柱 補強 全塑性曲げ耐力  
根巻き 載荷実験

正会員 ○ 伊藤 隆之<sup>\*1</sup>, 同 聲高 裕治<sup>\*2</sup>,  
同 長谷川 隆<sup>\*3</sup>, 同 中野 達也<sup>\*4</sup>,  
同 牧田 敏郎<sup>\*1</sup>, 同 園田 正雄<sup>\*5</sup>,  
同 伊藤 善三<sup>\*5</sup>

1. はじめに

本論その 14 では、根巻き補強を施した STKR 柱の実験結果を示し、補強効果や力学挙動に及ぼす各因子の影響について考察する。なお、実験結果の一覧については、その 13 の表 1 にまとめて示している。

2. シヤーコッターおよび床スラブの影響

図 1 に、柱端曲げモーメント  $M$  と部材角  $R$  の関係を示す。図中の●印は、 $M-R$  関係の接線剛性が弾性剛性の  $1/6$  となった時点を表しており、この点を全塑性曲げ耐力  $M_p$  の実験値と定義している<sup>1)</sup>。また、▽印は最大曲げ耐力  $M_{max}$  に到達した時点、×印は終局状態に到達した時点をそれぞれ表しており、終局状態（その 13 の表 1 参照）は、角形鋼管の局部座屈や引張側フランジ破断によって、柱端曲げモーメント  $M$  が最大曲げ耐力  $M_{max}$  の 90% 以下に低下した時点としている。

図 1 より、根巻き補強を施すことによって、試験体 No.1（無補強）と比べて弾性剛性・全塑性曲げ耐力・最大曲げ耐力・終局状態到達時の部材角が増大することがわかる。試験体 No.2～No.7 では、写真 1 に示すように補強部の角形鋼管下端の圧縮側フランジに局部座屈が生じ、部材角  $R$  の増大に伴って徐々に曲げモーメントが低

下した。一方、全塑性曲げ耐力が大きい試験体 No.8～No.12 では、写真 2 に示すように、補強部の引張側フランジに破断が生じて、急激に曲げモーメントを喪失した。

図 2 に、全塑性曲げ耐力に及ぼすシヤーコッターの影響をまとめる。(a) 図より、シヤーコッターの高さ方向の設置箇所数が 3 以上になると、全塑性曲げ耐力  $M_p$  がほとんど増加していないことがわかる。また (b) 図より、シヤーコッターの厚さとモルタル厚さの比が 0.2 程度以上になると、 $M_p$  の実験結果は  $M_p$  の計算結果を上まわっている。

図 1 (d) より、床スラブの有無による全塑性曲げ耐力  $M_p$  や最大曲げ耐力  $M_{max}$  の差は 5% 程度であり、有意な差は見られない。したがって、床スラブを有する場合であっても、その 13 で提案した全塑性曲げ耐力の算定法が適用できるものと考えられる。ただし、床スラブを有する場合、部材角  $R$  の増大に伴って角形鋼管柱の圧縮側フランジが床スラブによって面外に押し込まれるため、最大曲げ耐力到達後の劣化挙動が著しくなっている。

3. 軸力の影響

図 3 に軸力を与えた試験体の  $M-R$  関係を、図 4 に補強断面における全塑性相関曲線を示す。これらの図より、

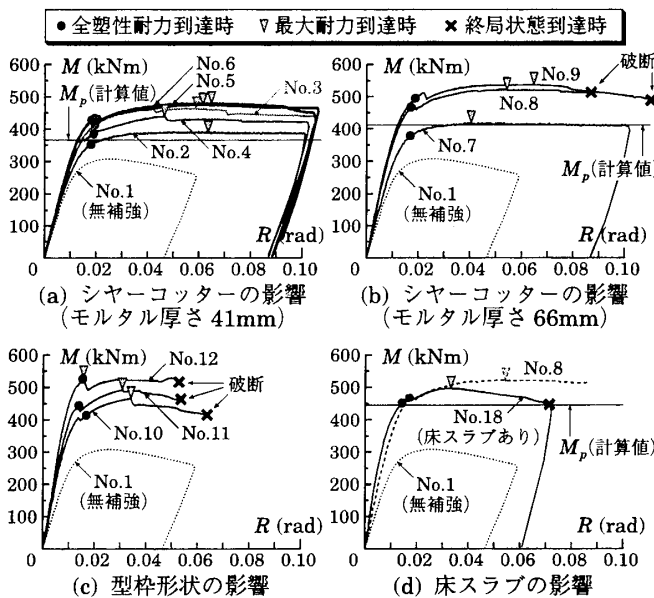


図 1 柱端曲げモーメント  $M$  - 部材角  $R$  関係

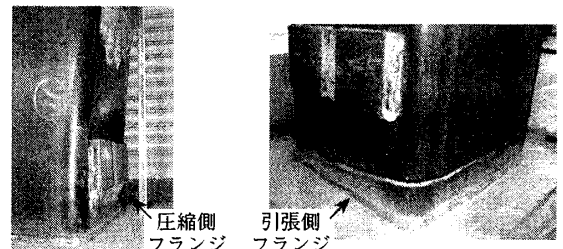


写真 1 終局状態 (No.5 圧縮側フランジ)

写真 2 終局状態 (No.8 引張側フランジ)

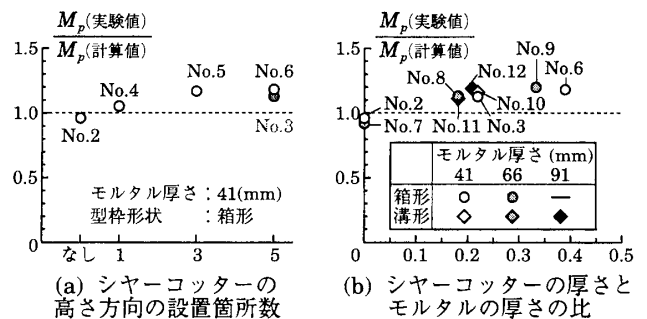


図 2 全塑性曲げ耐力に及ぼすシヤーコッターの影響

Seismic response and reinforcement method of existing non-comformed steel buildings using STKR columns  
(Part 14 : Test results of STKR column with base-wrapping reinforcement)

ITOY Takayuki, KOETAKA Yuji, HASEGAWA Takashi, NAKANO Tatsuya, MAKITA Toshiro, SONODA Masao and ITOY Yoshimitsu

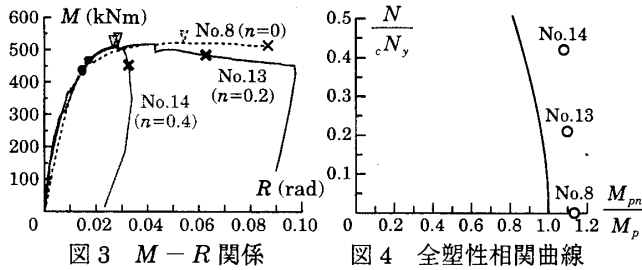


図3 M-R関係

図4 全塑性相関曲線

全塑性曲げ耐力  $M_p$  や最大曲げ耐力  $M_{max}$  は軸力の増加に伴ってわずかに低下するが、全塑性曲げ耐力に及ぼす軸力の影響は、その13で提案した算定結果(図4の実線)より小さいことがわかる。

また試験体 No.14 は、写真4に示すように、無補強部の角形鋼管柱の局部座屈発生に伴って、他の試験体より曲げモーメントが著しく低下し、早期に終局状態を迎えている。軸力を与えた試験体 No.13, No.14 の補強高さは試験体 No.8 と同じであり、柱に作用する軸力を考慮せずに補強高さを定めている。このことより、無補強部の柱の塑性化を防止するためには、無補強部の柱の曲げ耐力に作用軸力を考慮して補強高さを算定する必要があるといえる。

4. 荷重履歴の影響

図5に、繰返し荷重時の M-R 関係(点線は終局状態到達時以降の M-R 関係)を示す。図中には角形鋼管の全塑性曲げ耐力  $cM_p$  と補強断面の全塑性曲げ耐力  $M_p$  を併記している。根巻き補強を施した試験体 No.16, No.17 では、M-R 関係にスリップ性状が確認され、一度経験

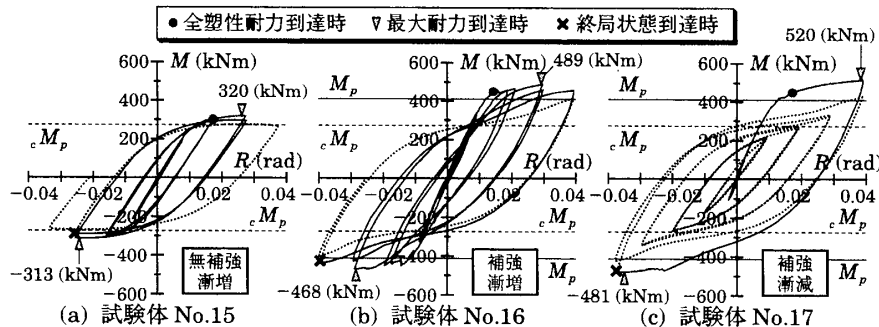


図5 柱端曲げモーメント M-部材角 R 関係

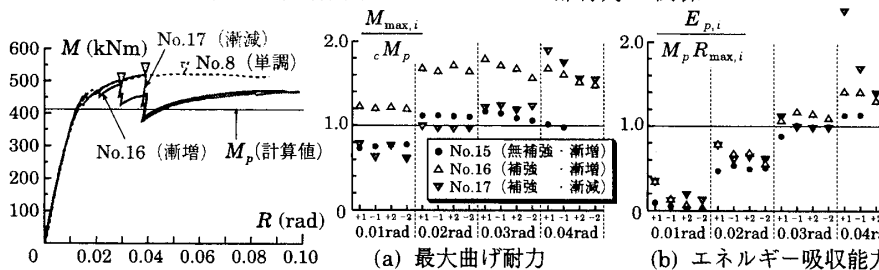


図6 M-R 関係の包絡線

図7 力学挙動に及ぼす荷重履歴の影響

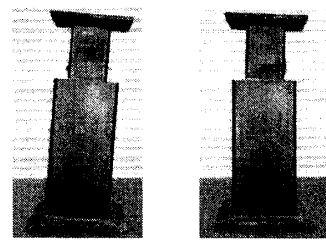


写真3 終局状態 写真4 終局状態 (No.13 全景) (No.14 全景)

した最大変形以下の範囲では、試験体 No.15 (無補強) と同様の履歴特性が表れる。

図6に M-R 関係の包絡線を比較して示す。試験体 No.16 と No.17 (繰返し荷重)

の包絡線は、最大曲げ耐力  $M_{max}$  到達までの範囲において、試験体 No.8 (単調荷重) の包絡線とはほぼ合致している。

図7に、各サイクルごとの最大曲げ耐力およびエネルギー吸収能力を比較して示す。このうち(b)図の縦軸は、半サイクルごとの履歴吸収エネルギーを各試験体の全塑性曲げ耐力とそのサイクルの振幅で無次元化した値である。これらの図より、根巻き補強を施した場合、一度経験した最大変形以下の荷重履歴に対しては、耐力の増大やエネルギー吸収能力の向上が見込めないことがわかる。

5. まとめ

本論その13・14で得られた知見を以下にまとめる。

- [1] 根巻き補強を施した柱の全塑性曲げ耐力を確保するためには、シャークコッターを高さ方向に3箇所以上設け、その厚さをモルタル厚さの20%以上にすればよい。
- [2] 床スラブを有する場合でも本論で提案した全塑性曲げ耐力の算定法が適用できる。
- [3] 根巻き補強を施した柱の全塑性曲げ耐力は、作用軸力の影響をほとんど受けない。また、補強高さを算出する際には、無補強部の柱の曲げ耐力に作用軸力を考慮する必要がある。

- [4] 根巻き補強を施した柱に繰返し水平力が作用する場合、最大曲げ耐力到達時までの力学挙動は単調荷重の力学挙動とほぼ同様である。最大曲げ耐力到達以降、履歴にスリップ性状が確認され、一度経験した最大変形以下の範囲では補強前の角形鋼管柱の履歴特性が表れる。

謝辞 実験の実施にあたって、大阪工業大学の学生諸氏にご尽力いただいた。付記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 建築研究所, 日本鉄鋼連盟: 鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究 委員会報告書, 2002.4

\*1 (株) 間組  
\*2 京都大学  
\*3 (独) 建築研究所  
\*4 宇都宮大学  
\*5 日鐵住金建材 (株)

HAZAMA CORPORATION  
Kyoto University  
Building Research Institute  
Utsunomiya University  
Nippon Steel & Sumikin Metal Products Co., Ltd.