

1. はじめに

現行の建築基準法にて最低限度求められている耐震性能は、建物の倒壊を免れ、人命を保護することである。このことは建物の大地震時における塑性化(損傷)の許容を意味し、未だ大地震の度に多くの被害がみられる遠因となっている。被災した建物には、余震等に対する倒壊の防止、防災拠点の確保のために応急復旧が必要となるが、損傷部材の補修に関する研究は少ない。

筆者らの研究室では、鋼構造建物の重要な部材である柱に着目し、応急復旧までの流れ(図1)のうち、簡便な実測による残存耐力評価法の構築と被災後補修に関する研究を行ってきた。本論では、被災後補修に関する追加実験の結果を考察する。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体を図2に、実験パラメータを表1に示す。試験体は、角形鋼管柱(BCR295)の損傷部位に鋼板を貼り付けて補修した部材であり、 $\square 200 \times 6$ 、 $\square 200 \times 9$ 、 $\square 300 \times 9$ の3断面を用意した。実験パラメータは補修する面、軸力比 n 、補修長さ L 、補修材厚 t 、柱脚の隙間 s 、損傷度とし、比較のため各柱断面、軸力比ごとの無補修試験体も用意した。なお、補修に用いる鋼板は厚さ6、9、12mmのSS400材とする。

2.2 荷重方法

実験は、長期荷重を想定した一定軸力下で繰り返し荷重を行う。荷重プログラムは、柱断面、軸力比、損傷度により異なり、 $\square 200 \times 6$ 、軸力比0.15、損傷度小を例に挙げると、まず1/50、1/40radの振幅で繰り返し変形を与え、柱脚に局部座屈を発生させる。次いで、損傷部分に補修を施し、再び繰り返し変形を与えて補修の効果を確認する。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形関係

代表的な荷重-変形関係(左から無補修試験体、損傷度小、損傷度中、損傷度大)を図3に示す。縦軸は柱脚に作用する曲げモーメント M 、横軸は部材角 θ であり、破線は損傷実

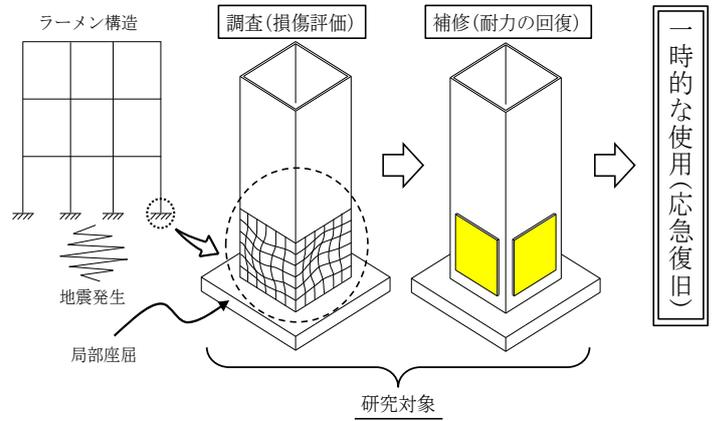


図1 応急復旧までの流れ

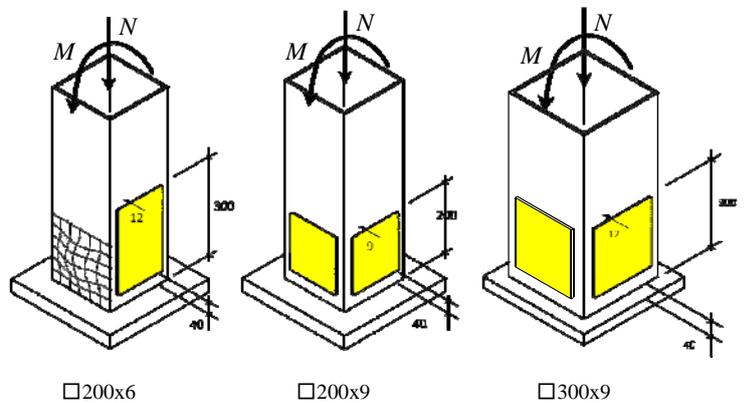


図2 補修試験体の一例

表1 実験パラメータ

試験体名	柱断面	補修面	補修材厚	補修材高さ	軸力比	損傷度	局部座屈位置	柱脚の隙間	
			t (mm)	L (mm)					
A-1	$\square 200 \times 6$	全面	6	200	0.15	小	上部	40	
A-2							下部	60	
A-3							下部	40	
A-4	$\square 200 \times 9$	全面	9	300	0.30	小	上部	40	
A-5							下部	60	
A-6	$\square 300 \times 9$	全面	9	450	0.15	小	下部	60	
B-1	$\square 200 \times 6$	ウェーブ	12	300	0.15	中	中	下部	40
B-2							大	上部	60
B-3							中	上部	60
B-4							$\square 300 \times 9$	全面	9
C-1	$\square 200 \times 6$	フランジ	6	200	0.15	小	下部	40	
C-2									300
C-3									12
D-1	$\square 200 \times 9$	無補修	-	-	0.30	-	-	-	
D-2									0.15
D-3									0.30
D-4									$\square 300 \times 9$

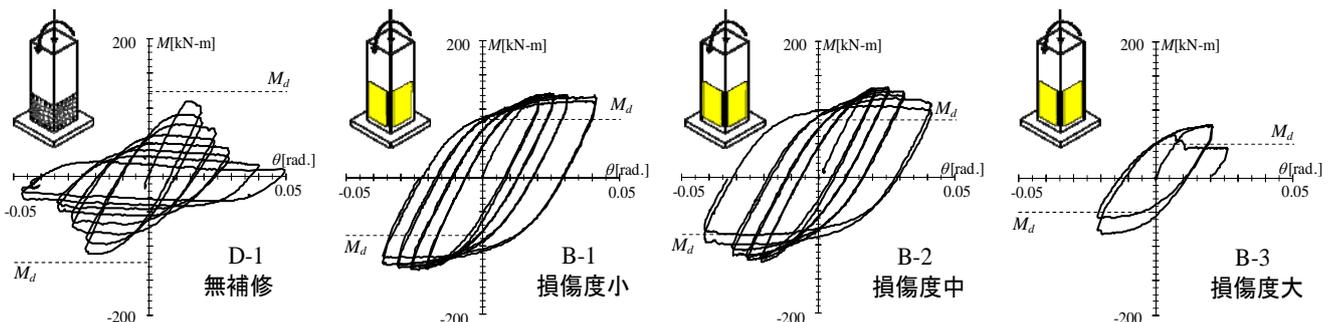


図3 荷重-変形関係

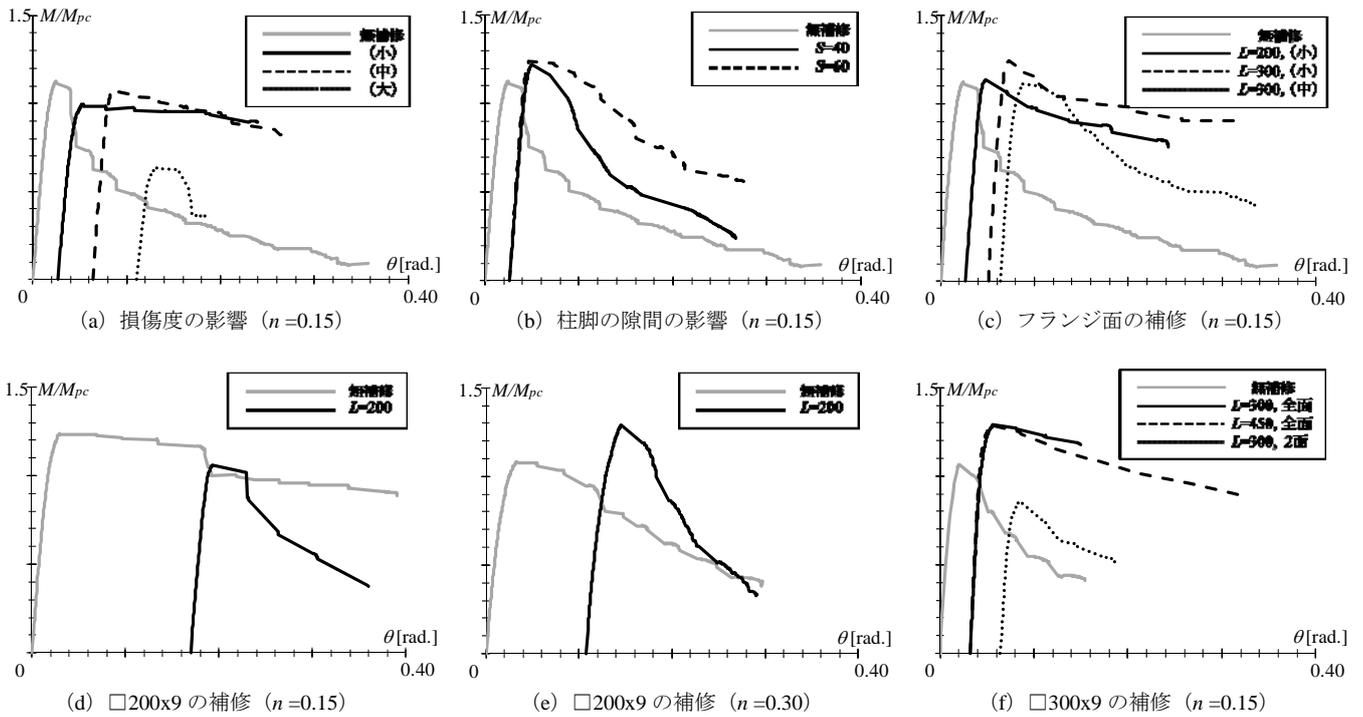


図4 拡張骨格曲線による補修後の履歴挙動の比較

験後の残存耐力 M_d を表す。

損傷度小、中の試験体は補修後の最大耐力が元断面の最大耐力近くまで回復しており、大変形時においても回復した耐力を概ね維持している。一方、損傷度大の試験体は元断面の最大耐力の半分程度までしか回復しなかった。さらに、大変形時には補修材の溶接部分に亀裂が生じ、亀裂の進展に伴い耐力が急激に劣化した。

3.2 拡張骨格曲線による補修効果の比較

補修後の履歴挙動の比較を図4に示す。縦軸は柱脚に作用する曲げモーメント M 、横軸は部材角 θ であり、グレーの線は無補修試験体の履歴を示す。(a)は、図3で示した荷重-変形関係から抽出した拡張骨格曲線であり、損傷度による耐力劣化の程度の違いが良く表現されている。

(b)は柱脚の隙間の影響を比較している。補修後の最大耐力には差はみられないが、 $S=60$ は比較的耐力劣化の程度が緩やかである。これは補修後に局部座屈が柱脚で生じたためだと考えられる。

(c)はフランジ面の補修効果を比較している。(C-2)に着目すると、補修材厚、補修長さを大きくすることで元断面以上の耐力まで回復しており、大変形時においても安定した履歴を描いている。したがって、ウェブ面の補修も踏まえて、補修材厚は柱厚の1.5~2倍以上にするべきだと言える。損傷度中の場合(C-3)は急激な耐力劣化が見られるが、これは補修材の溶接端部に亀裂が生じたためである。

(d)は□200x9 ($n=0.15$)に対する補修の効果を示している。補修後は元断面の最大耐力には至らず、早期に急激に耐力を喪失している。これは、柱脚のベースプレートとの溶接部が破断したためであり、補修による過剰な耐力上昇が原

因である。このことから、□200x9のような変形能力の高い部材(部材種別FA)においては、補修がむしろ骨組に悪影響を及ぼす可能性があると言える。

(e)は□200x9 ($n=0.30$)に対する補修の効果を示している。補修後の耐力は元断面を上回ったが、補修材の上部に局部座屈が生じることで最大耐力に至り、耐力は急激に劣化した。したがって、 $n=0.30$ の場合においては、初期の耐力回復は可能だが、変形能力の改善はほとんど期待できないと言える。

(f)は□300x9 ($n=0.15$)に対する補修の効果を比較している。 $L=300$ (A-5)と $L=450$ (A-6)を比較すると、補修後の耐力回復の程度、変形能力とも同程度であることから、□300x9を補修する際の補修長さは柱幅程度で十分だと言える。次に、損傷度中(B-4)に着目すると、元断面の6割程度までしか回復していない。これは、試験体(B-3)と同様、凹形の局部座屈変形の影響で補修材の全周を溶接することができず、局部座屈変形に追従する形で非溶接部分に亀裂が生じたためだと考えられる。

4. まとめ

本報では、局部座屈により耐力劣化した角形鋼管柱に対する補修実験を行い、補修効果を考察した。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，日本建築学会構造系論文集，pp.178-181，2015
- 2) 岩崎祐介，吉敷祥一：局部座屈により耐力劣化した角形鋼管柱の簡易な損傷評価法と補修，鋼構造年次論文報告集，第23巻，pp.521-526，2015.11