柱基部のみ耐震補強を行った RC 柱の正負交番載荷試験

東日本旅客鉄道㈱　正会員　○倉岡　希樹　東日本旅客鉄道㈱　正会員　松本　浩一
東日本旅客鉄道㈱　正会員　築嶋　大輔

1．はじめに

曲げ破壊先行型の RC 構造物の破壊に関する特徴の一つに，地震時の変形の増大に伴い柱基部において塑性ヒンジを形成することが挙げられる．ラーメン高架橋の柱基部に十分なじん性能がある場合，大規模地震時における被害は，塑性ヒンジ部の限定的な損傷に抑えることができる．そこで，RC 柱の塑性ヒンジ区間（柱基部の 1.0D（D:柱の断面高さ））のみ耐震補強を行った場合の補強効果について，補強方法をパラメータとして交番載荷試験を行った．本稿ではその試験結果について報告する．

２．試験概要

図-1 に試験体概要図、表-1 に試験体の諸元を示す. 試験体 No.1 は比較のための無補強試験体で, 耐力比（曲げ耐力とせん断耐力の比）は 0.92 とした．試験体 No.2 は，柱基部の 1.0D の区間に対して鋼板巻きによる補強を行ったもので，補強後の耐力比が 2.0 程度となるよう試験体を製作した．なお，実際の施工状況を想定し，補強鋼板とフーチングの間に緩衝材等を設けていない．試験体 No.3，4 は，柱基部の 1.0D の区間に対して，No.3 が柱外周に鉄筋を配置する補強を行なったもの，No.4 が帯鋼板を配置する補強を行ったもので, 両試験体とも基部から 1.0D の区間の補強後の耐力比を 1.5 程度とした試験体である[1)]．

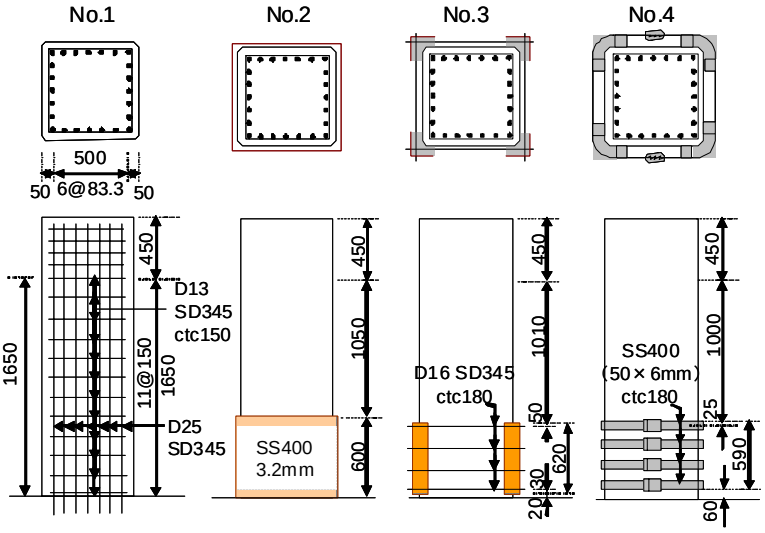

図-1　試験体概要図

表-1　試験体諸元

No	断面寸法	有効高さ	せん断スパン	a/d	軸方向鉄筋本数	帯鉄筋		補強方法	補強範囲	補強部材	補強量
						径	ピッチ				
	(mm×mm)	(mm)	(mm)		(本)	(本)	(mm)				
1	600×600	550	1650	3.0	D25×24	D13	150	無補強	－	－	－
2								鋼板	1.0D	SS400	3.2mm(鋼板厚)
3								外周鉄筋		D16	180mm(ピッチ)
4								帯鋼板		SS400　50×6mm	

試験方法は，柱頭部に 0.98N/mm^2 の一定軸力を作用させた状態で静的正負交番載荷試験により行った．載荷は，最外縁の軸方向鉄筋ひずみが，材料の試験結果から定まる降伏ひずみに達したときの変位を降伏変位（1δ_y）とし，その後は降伏変位の整数倍となるように変位制御により行った．

３．試験結果

図-2 に全試験体の荷重-載荷点変位曲線，写真-1 に全試験体の破壊時の状況を示す．無補強の試験体 No.1 は，曲げ降伏後にせん断破壊した．試験体 No.2 では，載荷開始後，無補強部にて発生した曲げひび割れが斜めひび割れに進展し，その後，載荷点と無補強部下部（補強鋼板上部）を結ぶ斜めひび割れのひび割れ幅が大きくなり，無補強部においてせん断破壊した．試験体 No.3 は，載荷開始後の降伏変位までのひび割れ発生状況は No.1 とほぼ同様の傾向であったが，3δ_y で，No.1 で斜めひび割れのひび割れ幅が大きくなったのに対し，No.3 ではひび割れ幅は大きくならなかった．無補強部から補強部にかけて発生した斜めひび割れについては，新たに発生した斜めひび割れもあるが，ひび割れ幅が大きくなることはなかった．最大荷重載荷後は基部からの高さ 400mm 以下の補強部にお

キーワード　耐震補強，鋼板巻き，外周鉄筋，帯鋼板，耐力比
連絡先　〒151-8578　東京都渋谷区代々木 2-2-2　東日本旅客鉄道（株）構造技術センター　ＴＥＬ03-5334-1288

いて損傷が集中し，曲げ破壊に至った．試験体No.4のひび割れ発生状況はNo.3と似ており，無補強部から補強部にかけて発生した斜めひび割れについては，ひび割れ幅が大きくなることはなかった．最大荷重載荷後，基部からの高さ300mm以下で損傷が集中し，破壊形態もNo.3と同様に曲げ破壊になった．

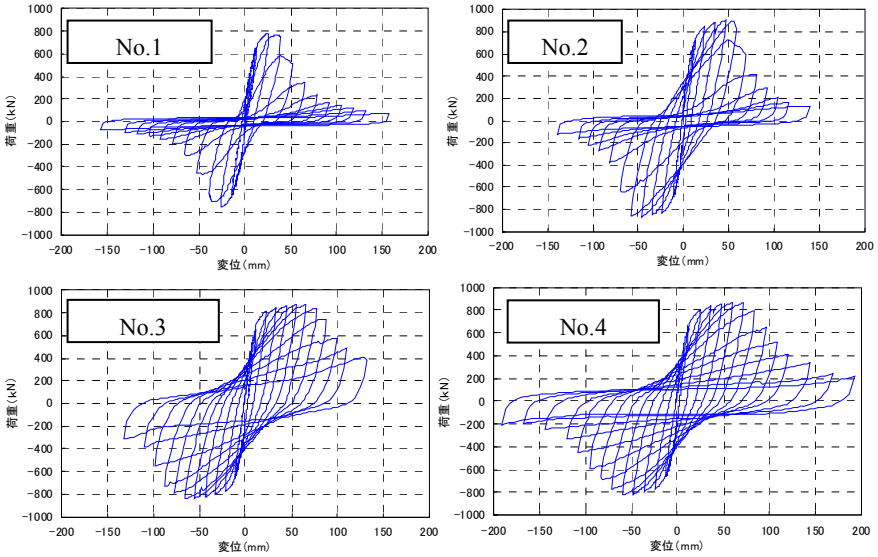

図-2　荷重－載荷点変位曲線

4．実験結果に関する考察

塑性ヒンジ区間を鋼板巻きにより補強を行った場合，斜めひび割れが補強部分で発生せず，補強部分の上端付近へ抜ける無補強部でのせん断破壊となった．これは，補強部がフーチングに接し，基部断面の圧縮抵抗に寄与することおよび補強部の剛性が大きくなることから，無補強部をせん断スパンとする構造に近い挙動を示すと考えられる．

一方，柱外周に鉄筋および帯鋼板を配置する工法による補強の場合，破壊形態が曲げ破壊型に移行した．補強部における剛性の増加が少なく，斜めひび割れが載荷点付近から補強部内に進展していくため，補強部で斜めひび割れの拡大が抑えられる．このため，斜めひび割れが貫通できず，せん断破壊に至らない．その結果，破壊形態をせん断破壊から曲げ破壊に移行できると考えられる．

No.1　No.2　No.3　No.4

写真-1　破壊時状況

5．計算結果との比較

表-2に，計算結果と実験結果について示す．実験の最大荷重 P_u と無補強部をせん断スパンとしたせん断耐力[2]との比を見ると，曲げ破壊型となった試験体No.3，No.4では，それぞれ1.01，1.06となり，1.0を若干上回る結果となった．

表-2　計算値と実験値

No	計算値							実験値	
	P_{ycal} (kN)	P_{ucal} (kN)	V_y (kN)	V_y' (補強部) (kN)	V_y'' (無補強部) (kN)	V_{yd}/V_{mu} (補強前)	V_{yd}'/V_{mu} (補強部)	P_u (kN)	Vy''/Pu (無補強部)
1	575.0	729.5	670.1	－	670.1	0.92	－	783.6	0.86
2	580.9	743.1	691.1	1576.0	869.4	0.93	2.12	906.5	0.96
3	583.4	747.1	699.2	1117.6	887.7	0.94	1.50	876.5	1.01
4	583.9	747.9	700.7	1218.9	924.5	0.94	1.63	871.3	1.06

6．まとめ

・鋼板巻き補強により柱基部1.0D区間に補強を行った場合，補強部の剛性および曲げ耐力の増加の影響もあり，無補強部でのせん断破壊となった．

・柱外周に鉄筋および帯鋼板を配置する工法で柱基部1.0D区間に補強を行った場合，塑性ヒンジ区間以外の補強を省略しても，無補強部でせん断破壊を生じず，破壊形態を曲げ破壊型にすることができた．

・塑性ヒンジ以外の補強を省略しても，曲げ破壊になるのは，V''_y/P_uが1.0以上の場合であった．

参考文献

1) 東日本旅客鉄道㈱：維持管理マニュアルⅡ　補修・補強編　耐震補強設計施工マニュアル，2007.12

2) 財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説　コンクリート構造物，丸善，1999.