

鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する耐震補強を行った実物大 RC 柱の耐震性能確認試験

東日本旅客鉄道（株）東京工事事務所正会員 ○石山 大祐

正会員 中村 真二

東日本旅客鉄道（株）構造技術センター正会員 醍醐 宏治

正会員 丸山 哲郎

1. はじめに

鉄筋コンクリートラーメン高架橋柱の耐震補強を進める上で、高架下を事務所等で利用している狭隘箇所で鋼板巻き補強等の一般的な補強工法を適用できない箇所がある。そのような箇所には、人力で施工できる方法として、鉄筋を柱外周に配置し四隅で定着する耐震補強工法(以降、RB 耐震補強工法と記載)を適用することがある(図 1)。本工法は、柱の縮小試験体による交番載荷試験で既設柱の耐震性能を向上できることを確認している。しかし、本工法は、既設柱の断面寸法による補強効果への影響(以降、寸法効果と記載)が明らかになっていない。そこで今回は、実際の鉄道 RC 高架橋柱を実物大相当で模擬した試験体について、本補強方法による耐震性能の確認試験を行い、既往の縮小試験体による試験結果と比較検証を行ったので、その結果を報告する。

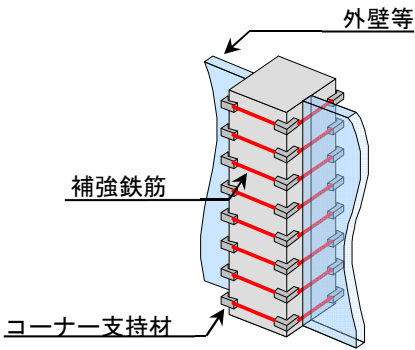


図 1 RB 耐震補強工法概要図

2. 試験概要

試験体諸元を表 1、試験体の概要図を図 2 に示す。既往の No.0 試験体¹⁾を基準とし、実物大相当にした場合の寸法効果を確認するため、柱幅を 800×800 としたものを No.1 試験体とした。なお、引張鉄筋比や曲げせん断耐力比 (V_u/V_{mu})、せん断スパン比は極力 No.0 試験体と同一としたが、実構造物の配筋と大きな乖離がないよう No.1 試験体では帯鉄筋 D10 を 200mm ピッチで配置している。

試験は、 0.98N/mm^2 の一定圧縮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、最外縁の引張鉄筋ひずみが材料の試験結果から定まる降伏ひずみに

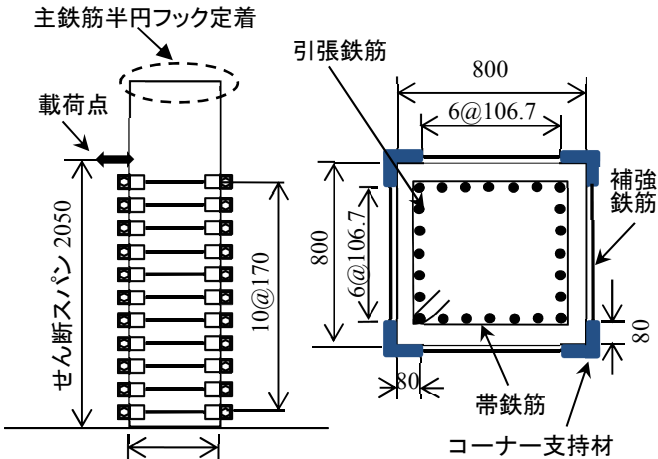


図 2 No.1 試験体概要図

に達したときの載荷点変位を降伏変位 δ_y とし、 $2\delta_y$ 以降は No.1 試験体は降伏変位の偶数倍、No.0 試験体は降伏変位の整数倍となるように変位制御により交番載荷を行った。

表 1 試験体諸元

No.	断面寸法 (mm)	せん断 スパン比 (mm)	引張鉄筋 (径・本数)	引張 鉄筋比 (%)	帯鉄筋 (径・ピッチ)	帯 鉄筋比 (%)	補強鉄筋 (径・ピッチ)	曲げせん断耐力比(V_u/V_{mu})	
								補強前	補強後
0	400×400	3.19	D19 - 5 本 (SD345)	0.99	—	—	D13(SD345) ctc150	0.73	1.5
1	800×800	2.85	D32 - 7 本 (SD345)	0.97	D10(SD345) ctc200	0.11	D29(SD345) ctc170	0.68	1.43

3. 試験結果

3. 1 損傷状況

No.1 試験体の引張鉄筋降伏時、最大荷重時および載荷終了時の状況を図 3 に示す。No.1 試験体の損傷状況として、まず載荷開始後に発生した曲げひび割れが引張鉄筋降伏時に斜めひび割れに進展した。その後、フーチング上面からの高

キーワード：RB 耐震補強工法，実物大，交番載荷試験

連絡先：〒151-8512 東京都渋谷区代々木 2-2-6 JR 新宿ビル 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 TEL: (03)3379-4353

さ 1D(D:断面高さ)程度以下の範囲において曲げ、せん断ひび割れ幅が大きくなり、最大荷重に達した。最大荷重に達した後、載荷面の引張鉄筋がはらみ出し、かぶりコンクリートが浮き上がり、剥落した。その後、コーナー支持材と接する試験体隅角部のコンクリートが大きく損傷することでコーナー支持材の一部が固定できなくなり荷重が大きく低下した。最終的にはフーチング



(a)引張鉄筋降伏時



(b)最大荷重時



(c)載荷終了後



図3 No.1 試験体損傷状況

曲げ破壊に至った。補強前はせん断破壊先行型に分類される柱であったが、補強により、実物大相当の柱においても、曲げ破壊先行型へ破壊形態を変えることができた。

3. 2 試験体の断面寸法による影響

図4にNo.1試験体の荷重－変位曲線、図5にNo.0とNo.1試験体の載荷点における荷重－変位曲線の包絡線を示す。図5では両試験体の比較を行うため、既往の論文¹⁾と同様、横軸は載荷点変位を降伏変位の計算値 δ_{ycal} で、縦軸は載荷点荷重を降伏荷重の計算値 P_{ycal} で除して無次元化した。No.1試験体は、No.0試験体と比較して、最大荷重が大きくなったが、変形性能にあまり差異はなかった。最大荷重が大きくなったのは、No.1試験体の引張鉄筋の引張強さがNo.0試験体よりも大きかったためと考えられる。また、試験体の諸元が一部異なることから両試験体を単純には比較できないが、変形性能が同程度であったことから、寸法効果による影響は限定的であると考えられる。

表2にNo.0とNo.1試験体のじん性率の実験値を示す。ここで、じん性率とは終局変位の実験値を降伏変位の計算値で除した値とし、終局変位の実験値は降伏荷重の計算値を維持する最大変位とした。No.1試験体のじん性率はNo.0と比較してあまり差異はなく、正負平均でじん性率16程度の変形性能を確保していることが確認できた。よって、実物大相当のRC柱においても、補強により耐力比1.5程度を確保することで、じん性率10程度以上の変形性能が確保できる結果となった。

4. まとめ

- ・補強前はせん断破壊先行型に分類される実物大相当のRC柱においても、RB耐震補強工法により耐力比を1.5程度とすることで破壊形態を曲げ破壊先行型へ変えられることが確認できた。
- ・今回の試験の範囲では、RB耐震補強工法における寸法効果は限定的であったと考えられる。また、実物大相当のRC柱においても、RB耐震補強工法により耐力比を1.5程度とすることで、じん性率10程度以上の変形性能が確保できるという結果であった。

参考文献

1)津吉毅・石橋忠良・小林将志・田附伸一 鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する既設RC柱の耐震補強に関する研究, 土木学会論文集 No.662/V-49,205-216,2000.11

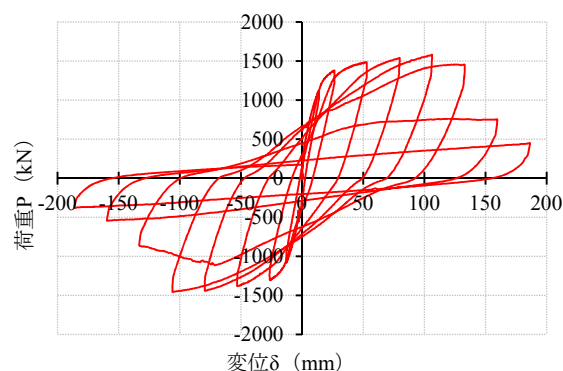


図4 No.1 試験体荷重－変位曲線

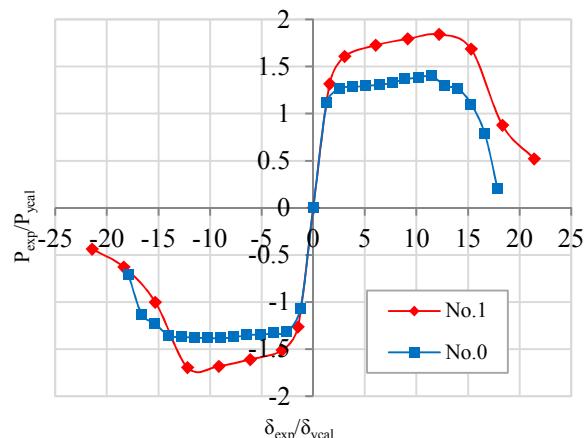


図5 No.1, No.0試験体荷重変位包絡線

表2 No.1, No.0 試験体のじん性率

	δ_{ycal} (mm)	δ_{uexp} (mm)	じん性率 $\delta_{uexp}/\delta_{ycal}$
No.1	8.70	引 155.50	引 17.87
		押 133.32	押 15.32
		平均 144.41	平均 16.60
No.0	4.67	引 73.45	引 15.73
		押 79.49	押 17.02
		平均 76.47	平均 16.37