

Ⅲ-B223 地下駅中柱を想定した耐震補強実験について

東日本旅客鉄道株式会社 正会員 齋藤 貴
 正会員 中根 理
 正会員 相沢 文也

1. はじめに

阪神・淡路大震災以降、高架橋柱等の鉄筋コンクリート(以下、RCとする)部材のせん断破壊による脆性的な破壊を避けるため、耐震補強方法として鋼板巻き補強が用いられている。しかし、大規模地下駅等のRC中柱は、供用状態が複雑であり、全面的な鋼板巻き補強では仕切り壁の取壊し、支障物移転等が必要となる。また、上部工に比べ高軸力下にあるため、その影響を無視することができないものと考えられる。そこで、鋼板と貫通ボルトを用い、仕切り壁の取壊し等を不要とする補強方法を考案し、その補強効果を確認するために、試験体による静的水平力交番載荷試験を行ったので報告する。

2. 試験概要

2.1 試験体諸元

表一に試験体諸元、表二に材料強度、図一に試験体形状を示す。試験体の形状、寸法、配筋等は、実構造物の補強対象RC中柱の各種諸元を考慮し、1/2モデルを想定し決定した。柱断面は400×400mm(Type2-1'は300×300mm)で、軸方向鉄筋はD19を16本、帯鉄筋はD10を300mmピッチで配置した。補強方法は図二に示すように、Type1~2については柱の両側に鋼板を取付け、柱を削孔してボルトを貫通し、ナットにより固定した。Type4はモルタルアンカーを打込み鋼板を貫通ボルトにて固定し、増打ちコンクリートを打設した。貫通ボルトの断面積は、せん断耐力比($S_u \cdot a / M_u$)が1を上回るように決定した。なお鉄筋と貫通ボルトはSD345、鋼板はSS400(厚さ $t=3.2\text{mm}$)、コンクリートの設計基準強度は 27N/mm^2 とした。ひずみゲージは鋼板と鉄筋にフーチング天端より300mmピッチで配置し測定を行った。

2.2 載荷方法

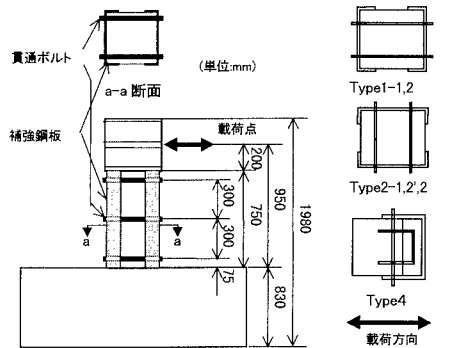
試験体フーチング部をPC鋼棒で床に固定し、フーチング天端より950mmの高さで、正負の水平力交番載荷を行った。本試験は地下駅中柱を想定しているため、実構造物の補強対象中柱が受けている平均的な軸力と考えられる一定軸方向力 4.9N/mm^2 (Type2-1'は 8.8N/mm^2)を載荷している。柱部材の降伏は、引張縁の軸方向鉄筋が、予め行った引張試験により得られた降伏ひずみ 2000μ に達した時とした。また、この時の載荷点の水平変位を降伏変位 δ_y 、水平荷重を降伏荷重 P_y とした。載荷パターンは、軸方向鉄筋の降伏までは荷重制御で1サイクル(押しと引きで1サイクル)の載荷とし、その後は変位制御とし降伏変位 δ_y の整数倍の各変位段階で各々3サイクルの載荷とした(Type0は1~2mmずつの変位制御で1サイクル)。

表一 試験体諸元

試験体	せん断スパン比 a/d	引張鉄筋比 (%)	貫通ボルト		載荷方向と貫通ボルトの関係
			配置	本数	
Type0	2.839	0.995	—	—	無補強
Type1-1			D16ctc.300	6	平行
Type1-2			D22ctc.600	4	平行
Type2-1			D16ctc.300	6	直角
Type2-1'		1.837	D16ctc.300	6	直角
Type2-2		0.995	D22ctc.600	4	直角
Type4			D16ctc.300	3	直角

表二 材料強度

種類	規格	降伏強度 (N/mm ²)		引張強度 (N/mm ²)		降伏ひずみ (μ)		
鋼板	SS400	268		432		1302		
鉄筋	SD345	386		566		2000		
コンクリート		圧縮強度 (N/mm ²)						
試験体 Type		0	1-1	1-2	2-1	2-1'	2-2	4
		20.2	32.8	33.6	34.9	30.6	23.9	32.8



図一 試験体形状(Type1-1)

図二 補強方法

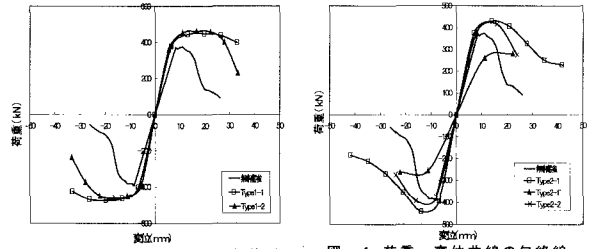
キーワード：地下駅中柱、高軸力、耐震補強

連絡先：〒東京都渋谷区代々木 2-2-2 JR 東日本 建設工事部 TEL(03)5334-1288 FAX(03)5334-1289

3. 試験結果

図一3～4に各試験体の荷重-変位曲線の包絡線を示す。Type0は、水平変位12mm 載荷時に降伏荷重を下回った後、26mm 載荷時に帯鉄筋定着部のフックが外れ、せん断ひび割れの進展後、主鉄筋が座屈する形で耐荷力が大幅に低下した。Type1-1,2は曲げ降伏以降 $5\delta_y$ の載荷まで降伏荷重以上を維持した。Type2-1,2は $3\delta_y$ の載荷時に荷重の急激な低下が見られた。Type4は無補強側 $1\delta_y$ 載荷時に、補強側増打ちコンクリート部の曲げ破壊に伴う変位の急進により載荷不能となった。補強側だけの片振り載荷とした結果、最大荷重に達した後、包絡線が暫減した。また、貫通ボルトの間隔が小さいType1-1,2-1はType1-2,2-2と比較して終局変位が大きかった。

表一3に各試験体の終局変位、じん性率、層間変形角を示す。ここで終局変位は、荷重-変位曲線の包絡線において耐力が降伏荷重を下回ったときの変位とする。表中の括弧内は実験の降伏変位及びその値を用いたじん性率を示す。

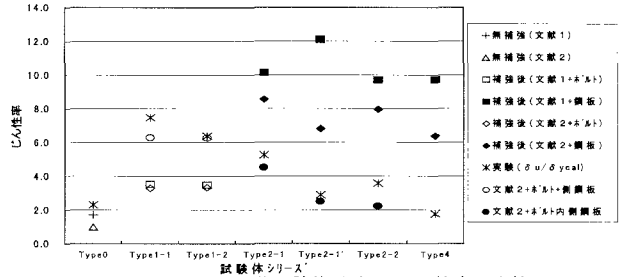


図一3 荷重-変位曲線の包絡線 (Type1シリーズ)

図一4 荷重-変位曲線の包絡線 (Type2シリーズ)

表一3 各試験体の終局変位、じん性率、層間変形角

試験体	降伏荷重 P_y (kN)	降伏変位 δ_y (mm)	終局変位 δ_u (mm)	じん性率 $\mu = \delta_u / \delta_y$	層間変形角 θ_r / I_e
Type0	379	4.90(8.3)	11.3	2.3(1.4)	1/84
Type1-1	391	4.56(6.6)	34.1	7.5(5.2)	1/28
Type1-2	378	4.55(5.5)	29.0	6.2(5.3)	1/33
Type2-1	386	4.52(7.0)	23.7	5.2(3.4)	1/40
Type2-1'	258	8.10(11.1)	23.4	2.9(2.1)	1/41
Type2-2	378	4.78(8.0)	17.1	3.6(2.1)	1/56
Type4	382	4.73(8.35)	16.2	3.4(1.0)	1/58



図一5 既往の計算手法とのじん性率の比較

4. 既往のじん性率算定手法との比較

じん性率の算定手法^{1),2)}及び鋼板巻き補強後のじん性率算定手法³⁾には、適用範囲を有した形で提案され用いられている。本実験の鋼板巻き補強は、柱全周の鋼板巻補強とは異なり閉塞断面となっていないため、載荷方向による鋼板あるいはボルトのせん断耐力の増分をどのように考えるかが問題となる。そこで軸力を考慮した文献2を元に Type1 シリーズは貫通ボルトとその内側の鋼板を、Type2 シリーズは貫通ボルト内側の鋼板部分にせん断補強効果があるものと考え、増加せん断力として定義する。この増加せん断力を構成する鋼板部分に補正係数を乗じることにより、以下のように高軸力下のじん性率算定式を提案する。

$$\mu_o = 12(0.5V_{cd} + V_{sd} + \Delta V_{sd}) / V_{mu} - 3$$

$$\Delta V_{sd} = (2\alpha \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot t \cdot f_{wyd1} + 2A_b / s \cdot f_{wyd2}) \cdot z / 1000$$

$$\alpha = (1 - b_o / b), K_1 = A_{kb} / A_k, K_2 = s_1 / s_2$$

α : 載荷方向に平行な面における鋼板開放割合

K_1 : 載荷方向に平行な面における鋼板の補正係数

K_2 : 載荷方向に平行な面におけるボルトの補正係数

この提案式により算出したじん性率及び既往の鋼板巻補強後のじん性率との比較を図一5に示す。この結果、実験結果と比較的良好な整合が見られた。

5. まとめ

本試験及びデータ解析において得られた点を以下に示す。

- ① 載荷方向と平行な貫通ボルトにはせん断補強効果があり、変形性能の向上を図ることができる。
- ② 貫通ボルトの本数を増やすことで、終局変位が大きくなる。
- ③ 提案した算定式により、高軸力下柱部材のじん性率を比較的精度良く算定できる。

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 平成4年
- 2) (社)土木学会: コンクリート標準示方書 耐震設計編 平成8年
- 3) 宮本, 石橋, 斎藤: 既設橋脚の鋼板巻き耐震補強方法に関する実験 構造物設計資料 日本国有鉄道