

VI-241

開削トンネルRC柱の耐震補強実験

帝都高速度交通営団 正会員 岡田 龍二
同上 正会員 横田 三則
同上 正会員 永島 茂
メトロ開発株式会社 正会員 助川 禎

1. まえがき

現在、営団では昨年の阪神淡路大震災規模の地震に耐えるよう、開削トンネルRC柱補強工事を進めようとしている。このため、大地震時における中柱の損傷モードをせん断破壊先行型から、曲げ破壊先行型に移行させる事を目的に補強工事の設計基準を確立するため、5種類の補強試験体を製作し、それぞれの補強効果を比較検討する室内実験を行った。本実験は実大規模の柱を対象とし、鉛直方向の載荷荷重を大きくした高軸力下(70kgf/cm²)での静的水平交番載荷実験により実施した。

2. 試験体

本実験は実際の柱の曲げモーメントの編曲点位置である中央部を載荷点とし、その試験体上部の拘束条件は自由端とすることにより実際の柱と等価な実験結果が得られるものとした。試験体の種類は全部で6種類とし、その条件を表1に示す。また試験体の形状、配筋を図1に示す。

3. 加力パターン

加力方法は柱頭部に100tfアクチュエータで水平力を作用させる。加力目標変形と加力パターンを表2に示す。加力は正負交番繰り返しとし、表2に示す7段階の変形角(1/400rad., 1/200rad., 1/100rad., ..., 1/20.)で各3回づつ繰り返すこととし、それ以降は想定される降伏変位 δ_y の10倍の変形角 $R=1/15$ rad.まで単調載荷することとした。

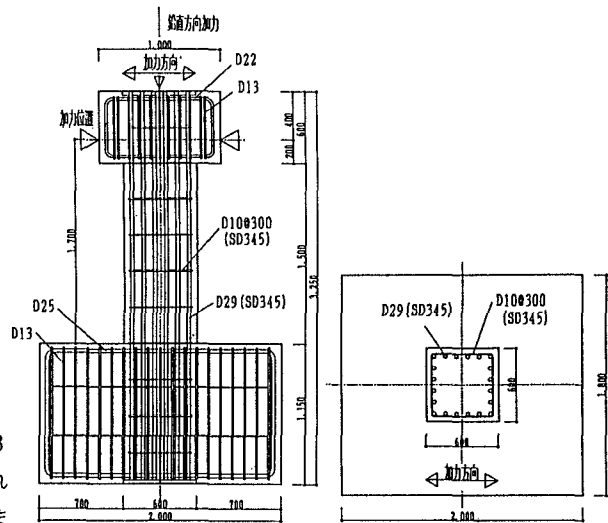


図1 試験体の形状および配筋

表2 加力目標変形と加力パターン

表1 試験体一覧

試験体	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
RC柱法	無補強	補強				
断面	600×600					
軸力	252tf (70kgf/cm ²)					
3ツクリット強度	柱 240kgf/cm ² , 基礎 210kgf/cm ²					
筋		SD345	D29			
筋比		2.0				
筋比		3.57%				
筋		60				
筋		SD345	D10			
筋比		3.00				
筋比		0.08%				
鋼板		鋼板				炭素鋼板2種
筋		SS400	t=6mm			35500kgf/cm ²
溶接		50mm	10mm	50mm	50mm	10mm
溶接		溶接	非溶接			
エポキシ樹脂		エポキシ樹脂	エポキシ樹脂			
圧縮強度		700kgf/cm ²	400kgf/cm ²	240kgf/cm ²		
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				
引張り強度		200kgf/cm ²				

加力目標変形		破壊状況と変形の関係	加力パターン	上下床板間の相対変位 (mm)
部材角rad (部材回転角)	水平変位 (mm)			
1/400	4.25	曲げひび割れ発生	3回正負繰り返し	8.50
1/200	8.50	-		11.70
1/100	17.00	主筋の降伏(予想)		34.00
1/67	25.50	1.5 δ_y		51.00
1/50	34.00	2.0 δ_y		68.00
1/33	51.52	3.0 δ_y		103.00
1/25	68.00	4.0 δ_y		136.00
1/20	85.00	5.0 δ_y	単調漸増1方向	170.00
1/15	113.33	6.7 δ_y		226.66

4. 実験結果

各ケースの変形性能

a) 降伏変位

本実験では、主引張鉄筋が降伏した際の変位を鉄筋降伏変位、荷重～変位関係において弾性区間と塑性区間の別れる点の変位を構造的降伏変位と呼ぶ。これらより、Case6の炭素繊維補強を除き、いずれも構造的降伏変位は鉄筋降伏変位に比べて若干大きな値となっている（表3）。鋼板補強については、Case2およびCase4に比べCase3およびCase5の降伏変位は若干小さな値となっている。これらの差異は、柱自体の剛性の差異、鋼板と基礎間の空隙厚の差異による基礎部回転拘束の差異、基礎コンクリートと主筋の付着特性の差異に起因して生じたものと考えられる。

b) 終局変位

実験により得られた柱頭作用荷重と柱頭水平変位（以下、荷重～変位関係と呼ぶ）の関係より得られる各加力変位サイクルの第1サイクルにおけるピーク値を結んだ荷重～変位関係を図2に示す。これより、Case2からCase5までの鋼板補強については荷重～変位関係がほぼ同程度の値となっており、Case6では炭素繊維が破断する直前の加力ステップで最大荷重が生じている。この図2から各ケースにおける終局変位を比較したのが表3である。これより、無補強柱に比べ、炭素繊維補強では2.2倍、鋼板補強では3.3～4.4倍の変形性能の向上が認められる。鋼板補強についてみると、Case2およびCase3に対してCase4およびCase5は終局変位が若干小さな値となっている。

c) 靱性率

靱性率は各ケースの降伏変位と終局変位より算出するが、それらの比較を表3に示す。この結果靱性率はCase3が最も大きく、次いでCase5、Case2、Case4の順となっている。これはCase2およびCase4は鋼板と基礎間の空隙が5.0cmと他のケースよりも大きいため、脚部における鋼板による柱コンクリートの横拘束の程度が小さいためと考えられる。

5. あとがき

せん断破壊先行型の柱(Case1)を、補強することにより曲げ破壊先行型の柱に移行させることが出来、結果として柱の耐力や変形性能が向上した。この中で鋼板補強した柱はいずれも破壊モードが曲げ破壊先行型となり、耐力が26%～29%、変形性能が終局変位で3.3～4.2倍ほど向上した。炭素繊維補強した柱は、補強により耐力は10%、変形性能は終局変位で2.2倍で、鋼板補強柱に比べ劣っているが、耐力、変形性能とも十分に向上していると思われる。今後は本実験結果を基に、耐力や変形性能の評価手法を確立し、補強柱の設計基準を確立したい。

表－3 各ケースの変形性能の比較

Case	降伏変位(mm) 構造降伏変位 鉄筋降伏変位	終局変位(mm)	靱性率
Case1	-	-	-
Case2	17.0 14.9	88.0	5.2 5.9
Case3	14.9 13.8	97.0	6.5 7.0
Case4	17.0 14.9	77.0	4.5 5.2
Case5	16.0 12.7	86.0	5.4 6.8
Case6	17.0 19.1	51.5	3.0 2.7

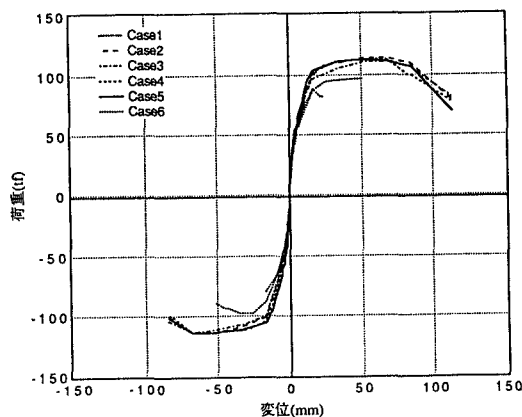


図2 荷重～変形関係