

(V-18) 鋼板巻きRC柱の地震時変形性能について

東日本旅客鉄道(株) 正会員 渡部 太一郎
 東日本旅客鉄道(株) 正会員 菅野 貴浩
 東日本旅客鉄道(株) 正会員 大久保 啓一

1. はじめに

昨年の兵庫県南部地震の発生により、多くの鉄道用RCラーメン高架橋が被害を受けたことは記憶に新しいところである。そこで、ラーメン高架橋の柱部材の耐震性能を向上させる必要性が生じてきており、耐震補強方法の検討が急務となっている。RC柱部材の補強方法としては、RC巻き補強法、鋼板巻き補強法等が考えられているが、中でも柱自重を比較的増加させることなく耐震性能を向上させることができる鋼板巻き補強法が注目されている。そのような鋼板巻き補強を行った柱部材の塑性変形性能については、交番載荷試験による検討例が報告されており、じん性率増分量についての定式化が試みられている¹⁾。そこで著者らは、比較的鋼板厚が大きい場合についての交番載荷試験を行い、検討を行ったのでこれについて述べることにする。

2. 試験方法

試験概要を図-1に、供試体諸元を表-1に示す。

供試体は、無補強のものを除き、載荷部を除く全範囲を鋼板で補強した。鉄筋はSD345を用いた。

載荷は、一定軸方向応力度(10kgf/cm²)のもとで、柱頭部付近を載荷点とした静的正負水平交番載荷を行った。載荷パターンは、最外縁の軸方向鉄筋の降伏までは荷重制御で1サイクルの載荷、その後は、載荷点変位が降伏時変位 δy の整数倍となるように3サイクル載荷し、荷重-載荷点変位曲線が前サイクルと同様とみなせる場合には、次の変位段階に進むものとした。

3. 試験結果

図-2に供試体の荷重-変位曲線の包絡線を示す。

図-2(a)において、供試体No.1は帯鉄筋なしの無補強供試体であるが、降伏荷重に達する前にせん断

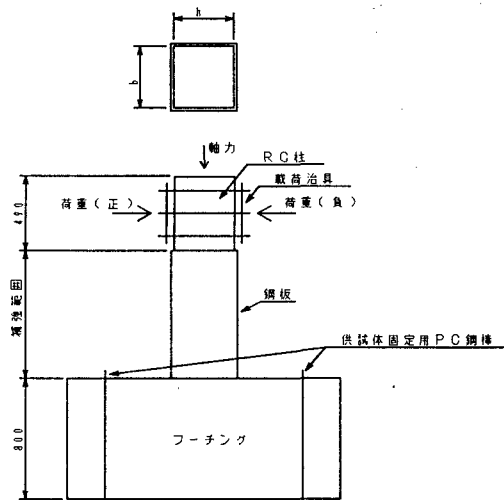


図-1 試験概要

表-1 供試体諸元

No.	供試体寸法 b×h(cm)	断面有効 高さ(cm)	せん断スパン L(cm)	引張鉄筋 配置	帯鉄筋配置	軸方向鉄 筋配置	鋼板厚 t(mm)	鋼板高さ h(cm)	特記事項
1	40×40	36	115	D19×5		D19×16		全85	無補強
2	40×40	36	115	D19×5		D19×16	2.0	全85	
3	40×40	36	115	D19×5		D19×16	3.2	全85	
4	40×40	36	115	D19×5		D19×16	4.5	全85	
5	40×40	36	115	D19×5	D10-1組ctc150	D19×16	2.0	全85	
6	40×40	36	115	D19×5	D10-1組ctc150	D19×16	3.2	全85	
7	40×40	36	115	D19×5	D10-1組ctc150	D19×16	4.5	全85	
8	40×40	36	85	D19×5	D10-1組ctc250	D19×16	3.2	全55	
9	40×40	36	115	D19×5	D10-1組ctc225	D19×16	3.2	全85	
10	40×40	36	115	D19×5	D10-1組ctc100	D19×16	3.2	全85	
11	40×70	66	115	D19×6	D10-1組ctc250	D19×28	3.2	全85	
12	40×25	21	70	D19×4		D19×10	3.2	全40	

破壊を起こした。これに対し、同じ配筋で鋼板巻き補強をした供試体は、せん断破壊することなく曲げ降伏に至った後、塑性変形に移行した。なお、鉄筋の降伏は、全ての供試体において柱部材の根元の主鉄筋で起こった。終局変位は、他の条件が等しい場合鋼板厚が大きくなるに従って増加する傾向を示しており、鋼板厚が大きくなるほど部材のじん性率が大きくなる（図-2(a)、(b)）。また、鋼板厚を一定にして帯鉄筋量を大きくした場合にも、同様にじん性率が大きくなる事が分かる（図-2(c)）。

4. 鋼板巻き補強によるじん性率増分量の検討

図-3に供試体のく体のみによるじん性率（じん性率 $\delta u/\delta y$ から鉄筋の抜け出しによる影響を除いたもの）の鋼板による増分と補強鋼材比（RCく体幅と鋼板厚の比 $p_{wp}:(2t/b)\times 100(\%)$ 、 t :鋼板厚、 b :く体幅）の関係を示す。なお、無補強供試体のく体のみによるじん性率 μ_0 は、次式(2)により求めた²⁾。

$$\mu_0 = -1.9 + 6.6V_{yd} \cdot L_a / M_{ud} + (13p_s - 1.6) \cdot p_s \dots \dots (2)$$

ここに、 V_{yd} : 終局せん断耐力、 L_a : せん断スパン、 M_{ud} : 終局曲げモーメント、 p_s : せん断補強鉄筋比(%)である。

図には、文献1)の試験結果もプロットしている。また、図中破線は同文献で提案された式による計算値を表している。本試験結果は、大体式(1)を満足するものとなっているが、かなりばらつきも見られる。これは、式(1)においては、補強鋼材比すなわち鋼板厚 t とく体幅 b がパラメータとなっており、断面高さ h が異なっても、じん性率の増分量は一定となる。これに対して、試験において断面高さ異なる供試体では、く体下端からの鋼板のはらむ範囲が、断面の有効高さにおおよそ比例する結果を示しており、断面の形状寸法が異なった場合、鋼板による拘束効果が変化するためであると考えられる。

5. おわりに

今回の試験から以下のことが分かった。

- (1) せん断破壊先行型の供試体においても、鋼板で柱部材を補強することにより、曲げ破壊先行型となり、地震時における塑性変形に対応した構造とすることが可能である。
- (2) 補強鋼材比 p_{wp} の増加に伴い、じん性率の増分量は大きくなる。
- (3) 鋼板補強によるじん性率の増分量が供試体によって若干ばらつきが見られた点は、断面の有効高さの影響によるものと考えられるが、今後の検討課題としたい。

【参考文献】

- 1) 宮本征夫、石橋忠良、斉藤俊彦：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No.89。
- 2) 石橋忠良、吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究、土木学会論文集、第390号。

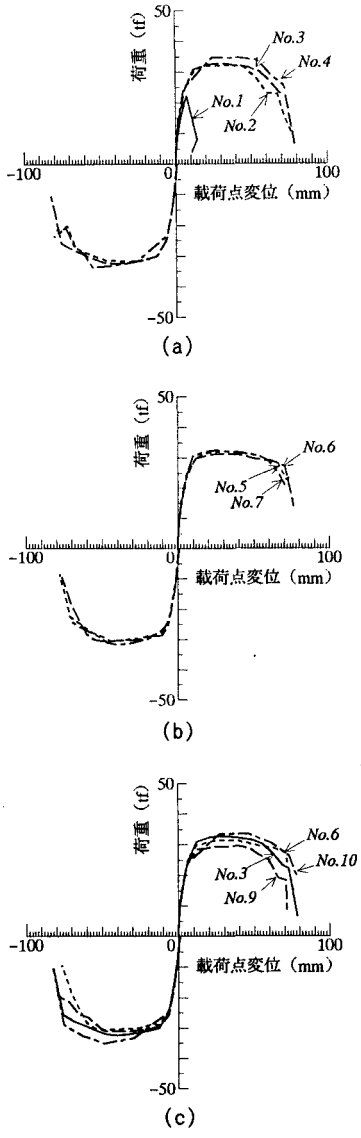


図-2 荷重-変位包絡線

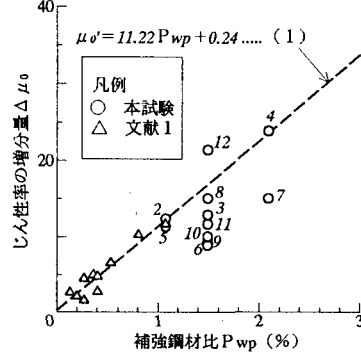


図-3 $p_{wp}-\Delta\mu_0$ 関係