

国鉄構造物設計事務所 正会員 斉藤 俊彦

国鉄構造物設計事務所 正会員 石橋 忠良

1. はじめに

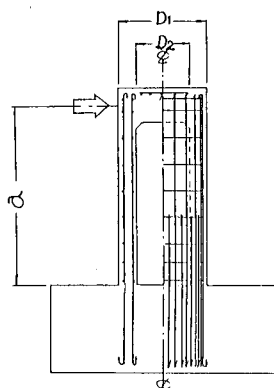
RC橋脚や柱の耐震性能を評価する方法として塑性変形能(靱性)が問われるようになって矩形や円形断面の交番載荷実験が数多く行なわれRC部材のもつ靱性についてもかなり精度よく求めることができるようになってきている。しかし、既設の橋脚には円形中空橋脚も数多く有り、これらの耐震性能を知るためのデータは極めてまれであり、ここに実橋のうち代表的なものを選んで $1/4 \sim 1/5$ の縮尺模型の柱を作成し交番載荷実験を行なったので、その結果について報告する。

2. 実験概要

供試体は、実橋脚と軸方向鉄筋比、帯鉄筋比、せん断スパンなどを等しくモデル化した。

表-1に供試体の諸元を示す。鉄筋は実橋脚と同様にSD30, SR24を使用した。No. 1~3は、軸方向鉄筋量の $1/2$ を途中定着(Cut-off)させたモデルである。

表-1 供試体の諸元



No.	検討断面	a/D_1	a (cm)	D_1 (cm)	D_2 (cm)	軸方向鉄筋の配置		帯鉄筋の配置(cm)
						外側	内側	
1	下 端	2.47	185.	75.	46.6	D6-40本	D6-20本	D6etc15
	Cut-off	1.33	100.			D6-20本	D6-20本	D6etc22
2	下 端	2.00	150.	75.	46.6	D6-40本	D6-20本	D6etc15
	Cut-off	1.08	81.			D6-20本	D6-10本	D6etc22
3	下 端	1.53	115.	75.	46.6	D6-40本	D6-40本	D6-
	Cut-off	0.67	50.5			D6-20本	D6-20本	etc15
4	下 端	1.53	115.	75.	46.6	D6-8本	D6-4本	D6etc32
5	下 端	1.00	75.	75.	51.8	D6--12本		D6etc14.5

載荷は、実橋脚の上部工による軸方向応力度を加味して一定鉛直力を加えながら変位制御で繰返し行なった。基準の変位は、載荷方向に供試体の直径の $1/4$ 程度入ったところの引張軸方向鉄筋(外側鉄筋)に着目し、荷重を徐々に上げてゆきこの鉄筋の歪が降伏値に達した時の変位(δ_1)とした。以後この δ_1 の整数倍を片振幅として交番載荷を各変位($\delta_1 \times 1, 2, 3, \dots$)で10回繰返すことを原則としたが、最低3回繰返した後の荷重-変位曲線が前サイクルとほぼ同じであれば次の変位段階に進むものとした。終局時の変位(δ_{max})は、 δ_n 時の1回目の繰返し時の荷重が δ_1 時の1回目の荷重を下回った時、それ直前の変位(δ_{n-1})とした。

注) 着目した鉄筋の降伏時には、載荷方向最外縁の鉄筋の歪は、 $5000 \sim 7000 \mu$ に達していたが、供試体の中には、この最外縁の鉄筋の歪が $5000 \sim 7000 \mu$ に達しているのに着目した鉄筋の歪が 1000μ に満たないものもあった。こういった場合は繰返してゆき荷重がそれ以上増加しないことを確かめて、この変位を基準の変位とした。

3. 実験結果

表-2に供試体の耐力の計算結果と実験結果を示す。計算最大水平荷重(P_u)は、終局せん断耐力(S_u)と終局曲げモーメント/せん断スパン(M_u/a)とを比較して小さい値を載せている。ここにおける S_u は、円環断面の供試体と肉厚が等しく、等断面積の正方形の中空断面に置換えて計算した値である(図-1参照)。

供試体の最大耐力の計算値と実験値は、若干のばらつきは見られるが、ほぼ同程度であった。

図-2に代表的な荷重-変位曲線を示す。No. 3を除く供試体のじん性率(δ_{max}/δ_1)は、10以上であった。

荷重-変位曲線の履歴は、バイリニア型となり、耐力がある値に達すると以後は、その耐力を保持したまま変形が進んでゆき比較的安定した包絡線を形成する。また、曲線の形も紡錘形となっておりエネルギー吸収能力は高いと思われる。No. 2の包絡線が、5割以後で下がっているのは、斜めひびわれが発生してCut-off点に達し途中定着部の破壊へと推移したためと考えられる。

図-3に代表的なひびわれ図を示す。No. 2は、初期に曲げひびわれが発生し、その後斜めひびわれが卓越して途中定着部で大きなひびわれを形成した。No. 1もこれに属する。

No. 3は、計算上もせん断破壊が予想されており、ひびわれ

図-1 断面の換算

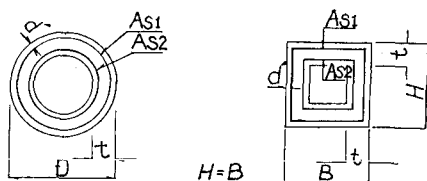
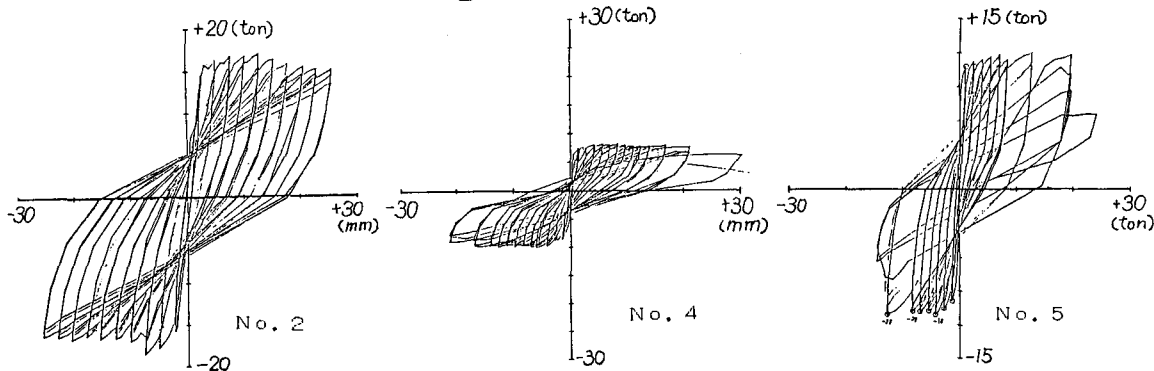


表-2 耐力の計算結果と実験結果

No.	鉛直力 N (tm)	計 算 結 果			実験結果 P _{max} (t)
		M _u (tm)	S _u (t)	P _u (t)	
1	13.0	28.1	27.6	15.2	16.8
2	12.5	27.6	25.1	18.4	16.9
3	12.5	34.8	28.4	28.4	26.4
4	13.0	9.4	17.9	8.2	8.2
5	8.5	8.1	23.3	10.8	11.5

図-2 荷重-変位曲線



図は、これを証明している。

No. 5, No. 4は、ともに計算上せん断耐力と曲げ耐力の比が2.17と最も大きく斜めひびわれは発生せずに柱付根部に大きな曲げひびわれが発生したのみである。

4. まとめ

・円環柱の終局せん断耐力は、今回の実験より肉厚が等しく、等断面積の正方形の中空断面として計算してもほぼ妥当な値になると思われる。

・せん断スパン比(g/D_1)が小さい場合($g/D_1 = 1 \sim 1.15$)でも軸方向鉄筋量が少なく、せん断耐力が十分大きければ、せん断破壊に到らない。逆に、 g/D_1 がこれより大きい場合($g/D_1 = 1.50$)でも[せん断耐力/作用せん断力]の値が小さい場合は、せん断破壊を生じている。つまり[せん断耐力/作用せん断力]に円形中空橋の変形性能も依存していると思われる。

図-3 ひびわれ図

