

正会員 国鉄 構造物設計事務所 吉野伸一

正会員 国鉄 構造物設計事務所 石橋忠良

正会員 国鉄 下関工務局 青木桂一

1. まえがき

鉄筋コンクリート部材の地震時の安全性の検討は、従来から静的な震度法で耐力の検討を行ってきたが、大地震によるぜい性的な破壊の危険を少なくするためには鉄筋応力がその降伏点を越えてもある範囲内ではねばりをもって変形し得るような構造とすることが必要であると考えられることから、最近では耐力のみならず鉄筋降伏後のじん性を考慮した設計法についても検討されるようになってきた。

変形性能の検討に際して、主鉄筋のフーチングからの抜け出しが大きな影響を与えることが明らかにされているが、その抜け出し量を分離した脚柱部分のみの変形性能について検討を試みたので報告する。なお、今回の報告は帯鉄筋を配置していない供試体についてである。

2. 実験の概要

供試体の諸元を表-1に示す。荷重載荷は図-1に示すように一定軸力のもとで、最大曲げモーメントを生じる断面(脚柱下端)における主鉄筋降伏に基く降伏荷重まで(荷重制御により行い、降伏以降は降伏時の変位を片振幅とした変位制御により交替載荷を行ない、以下降伏時変位の整数倍の変位を片振幅として交替載荷を行った。各変位段階における繰返し回数は10回を原則とし、荷重-変位曲線が前サイクルとほぼ同一と見なせる場合は次の変位段階へ進むものとした。

測定項目は図-2に示すように供試体の水平変位、鉄筋のひずみである。

荷重-変位曲線の例を図-3(a),(b),(c)に示す

供試 体 No.	α/d	$b \times R$ (cm)	d (cm)	P_f 荷重 (kN)	σ_{yk} % %	σ_{yk} % %
Ⅱ-2	4.0	60×40	35	90.3	0.54	10
	4.30	60×40	35	60.3	0.32	10
	4.30	60×40	35	60.3	0.32	10
Ⅲ-1	2.5	40×50	46	30.3	0.21	5
	2.5	40×50	46	70.3	0.48	5
	4.207	40×50	46	40.0	0.16	5
	5.207	40×50	46	60.3	0.41	5
	7.152	40×50	46	30.0	0.12	5
	8.152	40×50	46	40.3	0.28	5
Ⅳ-1	4.0	40×40	35	60.6	0.45	5
	2.25	40×40	35	60.3	0.41	5
	3.20	40×40	35	40.3	0.28	5
	4.15	40×40	35	60.3	0.41	5
	5.15	40×40	35	50.6	0.34	5
	5.15	40×40	35	50.6	0.34	5

α/d : せん断スパン比 d : 有効高さ
 $b \times R$: 供試体断面 σ_{yk} : 軸方向圧縮耐力
 σ_{yk} : コンクリートの設計基準強度
 表-1 供試体諸元

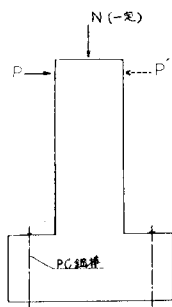


図-1 荷重載荷

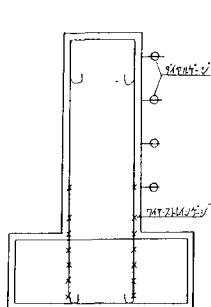


図-2 測定項目

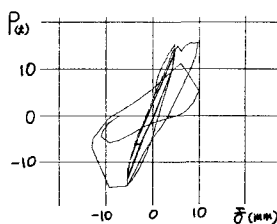
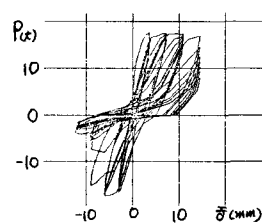
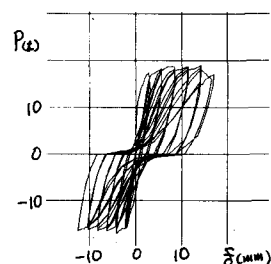
(a) No. Ⅱ-2 ($\alpha/d = 2.5$)(b) No. Ⅲ-5 ($\alpha/d = 2.07$)(c) No. Ⅲ-8 ($\alpha/d = 1.52$)

図-3. 荷重-変位曲線の例

3. 主鉄筋抜け出しを考慮した変形性能の検討

先に述べたように実験から得られる供試体の水平変位には、主鉄筋がフーチングから抜け出すことによる回転変位量を含んでいるので(図-4) 脚柱部分のみの変形性能の検討にはそれを除いて考えなければならぬ。脚柱部分のみのじん性率 μ_o を次のように定義する。

$$\mu_o = (\bar{\delta}_u - \bar{\delta}_{u1}) / (\bar{\delta}_y - \bar{\delta}_{y1})$$

ここに、 $\bar{\delta}_u$: 終局時変位の実験値 $\bar{\delta}_{u1}$: 終局時主鉄筋抜け出しによる回転変位

量の計算値 $\bar{\delta}_i$: 降伏時変位の実験値 $\bar{\delta}_{fi}$: 降伏時主鉄筋抜け出しによる回転変位量の計算値

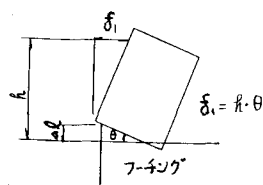


図-4 回転変位

主鉄筋抜け出しによる回転変位量の算定は参考文献2)により求めることとし、降伏時はフーチング天端のひずみを2000 μ として求め、終局時は実験から得られるフーチング天端の鉄筋ひずみが降伏時には約2000 μ であるのに、2 $\bar{\delta}_i$ 時(降伏時変位の2倍の変位を与えた時)には5000~10000 μ 程度にもなりその後あまり変化がないようなので、フーチング天端のひずみを10000 μ として降伏時と同様に算出した。

一般に、部材のせん断耐力が曲げ耐力より十分大きく、部材が曲げ破壊する場合には高いじん性を示すことが知られているので、供試体のせん断耐力と曲げ耐力の比と脚柱部分のみのじん性率 μ_0 の関係について検討した。

曲げ耐力はほぼ正しく算定する方法が示されている。せん断耐力については一方向静荷重の場合についてのみ実験研究が発表されており、交番繰返し荷重の場合については明らかにされていないが、図-3に示す荷重-変位曲線および破壊状況等から判断してせん断スパン比 $(\%a)$ の効果が指定されたので、参考文献4)、5)を参考に軸力の影響を考慮した次式で求めることとした。なお、曲げ耐力は国鉄建築物設計標準によった。

$$1.5 \leq \%a \leq 2.5 \text{ の場合 } S_c = 3.58 (\%a)^{-1.16} \cdot \sigma_c^{\frac{1}{2}} (\sqrt{100\rho_t} + \sqrt{100\%a} + \beta_n - 1) b \cdot d$$

$$\%a > 2.5 \text{ の場合 } S_c = 0.94 (0.75 + 1.40 \%a) \cdot \sigma_c^{\frac{1}{2}} (\sqrt{100\rho_t} + \sqrt{100\%a} + \beta_n - 1) b \cdot d$$

ここに、 $\%a$: せん断スパン比 σ_c : コンクリートの圧縮強度 ρ_t : 引張鉄筋比 d : 有効高さ
 $\beta_n = 2M_u / M_u$ b : 供試体幅

上記から得られたせん断耐力 S_c と曲げ耐力 M_u の比 $R = S_c / M_u$ (a は荷重載荷点から脚柱下端までの距離)と脚柱部分のみのじん性率 (μ_0) の関係を図-5に示す。図から明らかなように、せん断スパン比が1.5から4.0の範囲で、主鉄筋比が小さく、主鉄筋降伏時の発生せん断応力度が小さい(10%程度以下)場合には、脚柱部分の変形性能が S_c / M_u にほぼ比例して大きくなることがわかった。

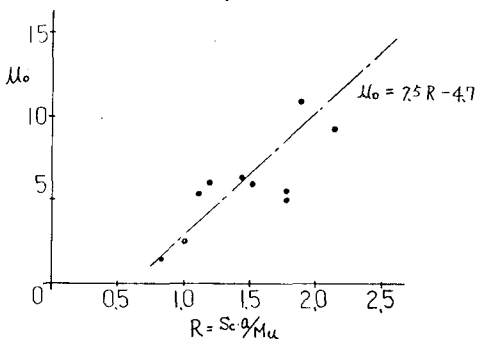


図-5 R と μ_0 の関係

4. あとがき

供試体による実験結果を実構造物へ適用拡大するためには供試体の変形性能を正しく評価しなければならない。

今回の報告は、限られた範囲ではあるが帯鉄筋を配置していない供試体について主鉄筋抜け出しによる回転変位を除いた脚柱部分のみの変形性能が S_c / M_u にほぼ比例して大きくなることがわかった。さらに、帯鉄筋を配置した場合の検討もしてゆきたいと考えている。

参考文献

- 1) 石橋、吉野、青木「鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に関する研究」土木学会第38回年次講演会
- 2) 石橋、青木、吉野「水平力交番繰返し荷重を受ける脚柱の主鉄筋抜け出し量」同上第39回年次講演会
- 3) 石橋、松田、斎藤「少数本のくいをを用いたフーチングのせん断設計について」土木学会論文報告集第337号
- 4) 「コンクリート構造の限界状態設計法試案」土木学会 コンクリートライブラリー第48号