

枠柱せん断補強筋量が耐震壁の曲げ変形性能に及ぼす影響に関する実験的研究 (その2: 実験結果及び考察)

耐震壁 耐震性能 拘束筋
枠柱 曲げ変形

正会員 ○阪本康平* 同 河野 進*
同 坂下雅信*

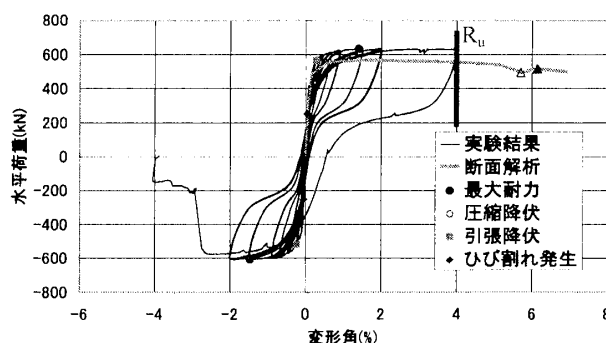
1. はじめに

本稿では、実験での水平荷重－変形角関係及び塑性ヒンジ領域の考察と、実験で得られた強度及び荷重－変形角関係の予測を目的とした断面解析を行った。

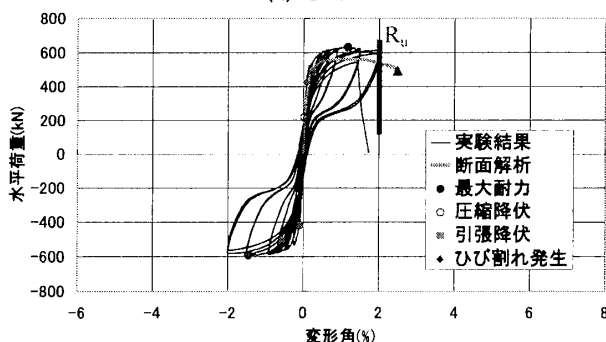
2. 実験結果

2.1. 水平荷重－変形角関係

図－1 に水平荷重－変形角関係を示す。P- Δ 効果によって生じる付加水平荷重を足し合わせて評価した。両試験体共に引張側枠柱脚部に曲げひび割れが入った後、 $R= \pm 0.3\%$ 付近で引張側の枠柱端部の主筋が脚部で引張降伏し、剛性が急激に低下した。剛性低下後は、BC40 は $R=+1.41\%$ で最大耐力 634kN に、BC80 は $R=+1.17\%$ で最大耐力 633kN に達した。その後、水平力を保ちながら変形し、BC40 では $R=-2.75\%$ 、BC80 では $R=1.43\%$ において脚部が圧壊し、水平力が大きく低下した。BC40 の $R=+4.0\%$ 除荷時を除いて、残留変形はほとんど見受けられなかった。実験での限界変形角は図－1 に示すように、BC40 では $R_u=4.0\%$ 、BC80 では $R_u=2.0\%$ とする。



(a) BC40

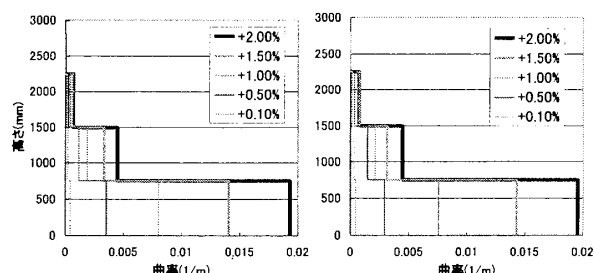


(b) BC80

図－1 水平荷重－変形角関係

2.2. 変位計による曲率分布

試験体を高さ方向に4つの領域 (Z1:0~750mm, Z2:750~1500mm, Z3:1500~2250mm, Z4:2250~2830mm) に分割し、各領域に取り付けた変位計により、その領域における平均曲率分布を算出した。図－2 に両試験体共に引張鉄筋の降伏直後である $R=+0.50\%$ までは概ね線形に曲率分布が変化しているのに対して、以降の変形角では Z1 領域の曲率が他の曲率から推測される線形分布より大きくなった。このことより Z1 領域に曲げ降伏後の変形が集中し、塑性ヒンジ領域は Z1 領域に留まると考えられる。



(a) BC40

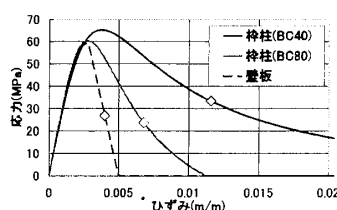
(b) BC80

図－2 曲率分布

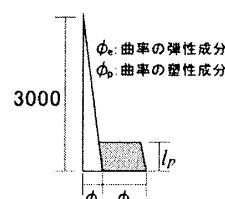
3. 断面解析

3.1. 解析方法

断面解析によってモーメント－曲率関係を求めた。耐震壁の断面は、長さ方向に175分割し、それぞれの要素に試験体に対応する面積を与えた。図－3 に使用したコンクリートモデルを示す。壁板のコンクリートモデルにはピークまで Popovics^[2]モデルとし、その後直線降下するよう設定した。枠柱には拘束コンクリートとして孫・崎野モデル^[3]を用いた。図中の◇印は、Mander^[4]による(1)式で求められた終局ひずみ ϵ_{cu} に達した点である。鉄筋は完全弾塑性モデルを用いた。



図－3 コンクリートモデル



図－4 変形の考え方

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm} / f'_{cc} \quad (1)$$

ρ_s : 拘束鉄筋体積比(BC40 : 2.3%, BC80 : 0.75%)

f_{yh} : 拘束鉄筋降伏強度(387MPa)

ε_{sm} : 鉄筋の破断時ひずみ, ここでは 4%と仮定

f'_{cc} : 拘束コンクリート圧縮強度(59.5MPa)

3.2. 強度比較

表-1 に曲げひび割れ発生時, 曲げ降伏時, 最大強度時の水平荷重である Q_c , Q_y , Q_{max} を実験値と比較したものを示す。 $exp Q$ が実験値であり, $cal Q$ が計算値である。解析では曲げひび割れの設定条件を引張縁ひずみがコンクリートのひび割れひずみに達した時点, 曲げ降伏は引張縁に位置する枠柱主筋が降伏ひずみに達した時点とした。ここで, コンクリートのひび割れひずみはシリンダー試験による引張強度 5.10MPa をヤング係数 30900MPa で除した値を用いた。実験の曲げひび割れ強度は, 変位計より算出した脚部から高さ 750mm までの領域の曲げ剛性が, 大きく低下した時点の水平力である。また, (2)式, (3)式を用いて計算した曲げ強度時のせん断力を $cal Q_{u2}$, $cal Q_{u3}$ として併せて示す。

実験値を計算値で除した値を見ると, 曲げひび割れ強度に関しては, BC40 で 0.86 と, 計算値が実験値をやや大きく評価し, BC80 では 1.4 程度と過小評価した。引張降伏強度, 最大耐力に関しては, 両試験体共に 1.01~1.18 というずれも精度よく評価した。

$$M_{u2} = 0.9a_s \sigma_y D_w + 0.4a_w \sigma_{wy} D_w + 0.5ND_w \left(1 - \frac{N}{BD_w \sigma_B}\right) \quad (2)$$

$$M_{u3} = a_s \sigma_y l_w + 0.5a_w \sigma_{wy} l_w + 0.5Nl_w \quad (3)$$

3.3. 水平荷重—変形角関係の比較

変形を弾性変形と塑性変形に分けて(4)式と(5)式を用いて計算し, (6)式で足し合わせるにより断面解析によって得られた曲率 ϕ を変形角 Q に変換した。図-4 に仮定した曲率分布を示す。この時に塑性変形が生じている範囲を塑性ヒンジ領域とし, 脚部より高さ l_p までの範囲とした。

$$\delta_e = \frac{Q(3000)^3}{3EI} \quad (4)$$

$$\delta_p = \frac{1}{2} \phi(l_p)^2 + \phi(l_p)(3000 - l_p) \quad (5)$$

$$R(\%) = \frac{\delta_e + \delta_p}{3000} \times 100 \quad (6)$$

図-4 に示す実験結果より推察された塑性ヒンジ領域が Z1 領域(壁全せい D に対して 0.43 までの範囲)内であると確認できたことから $l_p=350, 700, 1050\text{mm}$ (壁全せい D に対して順に 0.2, 0.4, 0.6)として解析を行った。それらのうち実験と最も対応した $l_p=0.2D$ の曲線を, 図-1 に示す。解析の曲線上の▲印は圧縮側柱の中心位置でのひずみが図-3 における終局ひずみ ε_{cu} に到達する点を, △印は壁の圧縮縁ひずみが ε_{cu} となる点を示し, これらのうち変形角が小さい方を断面解析での変形限界とした。 l_p を 0.2D としたところ, この限界変形角が実験での限界変形角 R_u と概ね対応した。

4. まとめ

実験では両試験体共, 引張側鉄筋の降伏後に水平力を保ちながら変形が進行した。試験体によりひび割れの分布など損傷状況に差異は見受けられなかったが, 限界変形角が枠柱のせん断補強筋量が多い BC40 では 4.0%, せん断補強筋量が少ない BC80 では 2.0%であり, 変形性能に違いが見られた。また, 破壊時に BC40 では柱が軸力を保持していたのに対し, BC80 では破壊時に軸力の低下が生じた。両試験体共に脚部より高さ 750mm までの領域に曲げ降伏後の変形が集中した。

変形を弾性変形と塑性変形に分けて考え, 塑性変形が生じる領域を塑性ヒンジ領域 l_p としたところ, $l_p=350\text{mm}$ (壁全せいに対して 0.2)とした場合に, 実験での最大変形角と解析の限界変形角が概ね対応した。

参考文献

- [1] 日本建築学会:「壁部材の算定」,『鉄筋コンクリート構造計算規準・解説』, pp. 319-322, 2010
- [2] Popovics, S.: A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete, Cement Concrete Research, No. 3, pp. 583-599, 1973
- [3] 孫玉平, 崎野健治: 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の靱性改善に関する実験的研究, JCI 年次論文報告集, Vol.15, No.2, p. 719-724, 1993
- [4] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R.: Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, August 1988, pp. 1827-1849

謝辞

本研究の一部は, 国土交通省平成 22 年度「建築基準整備促進補助金事業」プログラムによるものです。また, (独)建築研究所・向井智久氏には技術的助言を頂きました。ここに謝意を表します。

表-1 各強度比較

		exp Q_c (kN)	cal Q_c (kN)	①/②	exp Q_y (kN)	cal Q_y (kN)	③/④	exp Q_{max} (kN)	cal Q_{max} (kN)	cal Q_{u2} (kN)	cal Q_{u3} (kN)	⑤/⑥	⑤/⑦	⑤/⑧
		①	②		③	④		⑤	⑥	⑦	⑧			
BC40	正	253	295	0.86	563	479	1.18	633	568	571	532	1.11	1.11	1.19
	負	253		0.86	521		1.09	608				1.07	1.06	1.14
BC80	正	424	295	1.44	487	481	1.01	633	561	571	532	1.13	1.11	1.19
	負	417		1.41	508		1.06	592				1.06	1.04	1.11

*京都大学大学院工学研究科

*Dept. of Architecture & Architectural Eng., Kyoto Univ.