論文 軸方向力と曲げが同時に作用する超高強度コンクリート RC 柱の曲 げ耐力

村松 晃次*1·今井 和正*2·小室 努*1·是永 健好*3

要旨: 圧縮強度が 150N/mm²級の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の終局 曲げ耐力算定法に関して検討する。圧縮実験結果に基づいたコンクリートの応力--ひずみモ デル(プレーン,コンファインド)を用いた断面解析によって,曲げ耐力実験値を適切に評 価できることを確認した。また,同モデルからストレスブロックの形状係数を導出し,曲げ 耐力を略算しうる手法を提案した。

キーワード: 超高強度コンクリート, 鉄筋コンクリート柱, 曲げ耐力, ストレスブロック

1. はじめに

筆者らは, 圧縮強度 150N/mm²級の超高強度コ ンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱(以下, RC柱)の曲げせん断実験の結果¹⁾⁻³⁾から, 既 往のストレスブロックを用いた終局曲げ耐力算 定法(ACI⁴⁾, New RC⁵⁾)を準用した場合に, 実 験結果を適切に評価できないことを確認してい る。本報では, 圧縮実験結果に基づいて再評価 したコンクリートの応力-ひずみモデル⁶⁾を用 いて終局曲げ耐力を算定し, 実験結果と比較, 検討する。また, 同モデル⁶⁾からストレスブロ ック形状係数の算出式を導出し, これを用いた 終局曲げ耐力略算値と実験値の比較によりその 妥当性を検討する。

2. 断面解析

2.1 断面解析法

(1) ファイバーモデル

平面保持を仮定した危険断面位置でのファイ バーモデルによる断面解析を行った。ファイバ ーモデルは、かぶりコンクリート部分(プレー ンコンクリート)と横補強筋によって囲まれた コアコンクリート部分(拘束コンクリート)を 個別に考慮できるモデルとした。材料の応力- ひずみ関係は、プレーン及び拘束コンクリート については 100~180N/mm²を対象として筆者ら が提案したモデル⁶⁾を、鉄筋については完全弾 塑性モデルを用いた。

(2) コンクリートの応力-ひずみ関係

コンクリートの応力-ひずみモデル⁶⁾を図-1 に示す。曲線 OABC はプレーンコンクリートの 応力-ひずみ曲線を表しており、O~A は初期剛 性が E_i である 2 次曲線とし、コンクリート強度 f_c 、以降のひずみ軟化域は AB および BC の 2 本の 折れ線としている。点 B は曲げ圧縮限界ひずみ 時、点 C はひずみ 1%の応力が 0 の点である。曲 線 OADE は、拘束されたコンクリートの応力-ひずみ曲線を表しており、O~A はプレーンコン



*1	大成建設	(株)	設計本部 構	造グループ	工修	(正会)	員)	
*2	大成建設	(株)	技術センター	建築技術研	肝究所	工修	(正会員)	
*3	大成建設	(株)	技術センター	建築技術研	肝究所	博士	(芸術工学)	(正会員)

クリートと同じとし, A~D は D に頂点を持つ2 次曲線, DE は直線としている。E 点は拘束コン クリートの曲げ圧縮限界ひずみに対応している。 曲げ圧縮限界ひずみ時の点 B および点 E は,そ れぞれプレーンコンクリートと拘束コンクリー トの「矩形応力ブロック係数 k₁・k₃が最大となる 点」と定義されている。

2.2 断面解析結果

文献 1) -3) に示されている, 圧縮強度 150N/mm² 級の超高強度コンクリートを用いた RC 柱の曲げせん断実験を解析対象とした。代表 試験体(150-8)の断面を図-2 に,実験から得 られた曲げモーメントー部材回転角関係(M-R 関係)を図-3に示す。実験では,R=1/100の加 力中にかぶりコンクリートの圧壊が発生し,耐 力が大きく低下している。その後,R=1/50 で耐 力の極大値を示すが、R=1/25 まで安定した履歴 性状を示している。ここで、かぶりコンクリー トによりその性状が支配される圧壊時を一次ピ ークとする。かぶりコンクリートの剥落後、コ アコンクリートの圧縮靭性により決まる耐力の 極大値を二次ピークとする。図-3 に解析から得



図-3 曲げモーメントー部材回転角関係(150-8)

られた曲げ耐力の一次ピークと二次ピークを示 す。それぞれ,実験で観察された圧壊時と,

	主筋比	圧縮強度	横補強筋比	拘束係数	軸力比	一次と	ニーク	二次と	ニーク	Mexp/	/Mcal	比率
試験体	Pg(%)	$f_c'(N/mm^2)$	pw(%)	Сс	η	Mexp	Mcal	Mexp	Mcal	一次	二次	βcal
150-1	-1 2.65	147	1.00	0. 0018	0. 33	471	479	477	460	0. 98	1.04	0.96
150-2	3. 54				0. 33	465	489	470	476	0. 95	0. 99	0. 97
150-6	4. 42		0. 98	0.0017	0. 33	—	564	546	557		0. 98	0. 99
150-8		173	0. 98	0. 0015	0. 33	301	305	291	283	0. 99	1. 03	0. 93
150-9					0.40	292	307	300	281	0.95	1.07	0. 92
150-10	2 71				0. 50	283	297	251	266	0. 95	0. 94	0. 90
150-11	3.71				N₁~0. 50	281	297	286	266	0. 95	1. 08	0. 90
150-12					$N_1 \sim 0.60$	223	268	250	244	0. 83	1. 02	0. 91
150-13		154	1. 30	0.0022	N₁~0.70	201	213	208	199	0. 94	1. 05	0. 93

表-1 実験値と解析値の曲げ耐力比較

Mexp:実験から得られた曲げ耐力(kNm), Mcal:断面解析から得られた曲げ耐力(kNm), $\eta = N/bDf_c$

N_l=-0.70_tN_u/bDf_c', tN_u=bD σ_yPg, σ_y: 主筋降伏強度, 主筋: SD685, 横補強筋: SBPD1275/1420,

β cal:二次ピーク計算値/一次ピーク計算値の比 *試験体 150-6 は、実験で明確な一次ピークを示さなかった。

*150-10の二次ピークの Mexp が 150-11 に比較して低くなっているのは,一定高軸力下での繰返し載荷を受けて, 断面中央付近の圧縮力重複領域での劣化が進展したためと考えられる。 R=1/50 での極大値を再現できている。実験^{1) -3)} から得られた耐力と断面解析から得られた耐力 の比較を表-1 に示す。解析における二次ピーク が不明確な場合には、ひずみが後述する ϵ_{c2} に達 したとき (k_2 / ($k_1 \cdot k_3$)が最小のとき)の結果を記 した。実験値の最大曲げ耐力は P- \angle 効果を考慮 したものである。終局曲げ耐力に関して、実験 値と解析値は一次ピーク、二次ピーク共に良く 一致している。

設計時には,ア)かぶりコンクリートの性状 が支配的な一次ピークの耐力を,十分な安全率 をもって確保する。イ)想定以上の入力に対し 脆性的な破壊を防ぐため,二次ピークの耐力を, 一次ピークの耐力のある割合以上確保する。こ れを実現するために軸力比を制限し,適切な横 補強を配する断面設計となる。

3. ストレスブロック形状係数の導出

3.1 ストレスブロック形状係数

終局曲げ耐力は、曲げモーメントー曲率関係 ($M-\phi$ 関係)上の極大値として定義することが できる。しかし、これを求めるためには、漸増 的な断面解析を行い $M-\phi$ 関係を求める必要が あり、煩雑である。本章では、終局曲げ耐力を $\mathbf{20-4}$ に示すストレスブロックを用いて求める 方法を検討し、その形状係数 $k_1 \cdot k_3$ および k_2 を提 案する。

図-5 に圧縮強度 100~180N/mm²のプレーン コンクリートの応力-ひずみ⁶⁾ 関係を示す。こ のモデルは, f_c '=100N/mm² を超えるような超高 強度コンクリートに対しては、圧縮強度によら ず最大応力時ひずみ ε_m を一定値 (0.00287) にし ている。また、超高強度コンクリートの圧縮実 験結果⁶⁾ もこの値に近いものであったので本考 察ではこの値を採用した。100N/mm²以上の超高 強度コンクリートでは、最大応力までほぼ直線 的に応力が増加し、その後、急激に低下する。 また、実験¹⁾⁻³⁾で観察されたように、かぶりコ ンクリートは激しく圧壊して、軸応力を負担で きていない。そこで、かぶりコンクリートの圧 壊で決まる一次ピーク時の終局曲げ耐力は、最 大応力時を頂点とする三角形の応力分布を仮定 する。

拘束コンクリートに関しては、形状係数 $k_2/(k_1 \cdot k_3)$ が極小値となる時を二次ピークの終局曲 げ耐力とした。 $k_2/(k_1 \cdot k_3)$ が極小値をとるのは圧 縮域のコンクリートの負担曲げモーメントが最 大となる時点であり、この点の近傍で $M-\phi$ 関 係も極大値に達するからである ⁵⁾。拘束コンクリ ートの応力-ひずみモデル ⁶⁾を用いて、コアコ ンクリートのみ(せい、幅とも)を対象断面と した二次ピーク時の曲げ耐力を定める。

3.2 プレーンコンクリート

ストレスブロック形状係数 k₁・k₃および k₂は、 その定義よりそれぞれ式(1),式(2)で表される。

$$k_1 \cdot k_3 = \Sigma S / (f_c \cdot \varepsilon_c) \tag{1}$$

 $k_2 = (\varepsilon_c - \Sigma G) / \varepsilon_c$ (2) ただし, ε_c : コンクリート圧縮縁ひずみ,

 $\Sigma S: \epsilon_c$ までのコンクリート応力ーひずみ 曲線で囲まれる面積, $\Sigma G: \Sigma S$ の重心位置



200 σ_{c} 180 (N/mm^2) 160 140 120 $180N/mm^2$ 100 140N/mm² 80 60 100N/mm² 40 $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_m = 0.00287$ 20 ε, 0 0.000 0.002 0.004 図-5 プレーンコンクリート 応カーひずみ関係

図-4 ストレスブロック形状係数

ひずみ、とする。

ここで、簡便さの為に応力形状を三角形と仮定 しているので、一次ピーク時のコンクリート圧 縮縁ひずみ ϵ_{cl} 、 $k_l \cdot k_3$ および k_2 は以下となる。

 $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_m = 2.871 \times 10^{-3} \tag{3}$

$$k_1 \cdot k_3 = 0.50 \tag{4}$$

$$k_2 = 1/3$$
 (5)

式(3)~式(5)を用いて,一次ピーク時の終局曲げ 耐力が算定できる。

3.3 拘束コンクリート

(1) k₂/(k₁·k₃)最小時ひずみ *E*_{c2}

拘束コンクリートの場合もプレーンコンクリ ートと同様に、ストレスブロック形状係数 $k_l \cdot k_3$ および k_2 は、その定義よりそれぞれ式(1),式(2) で表される。式(1),式(2) より $k_2/(k_l \cdot k_3)$ が最小 となる $\varepsilon_c \varepsilon x$ めて、二次ピーク時のコンクリー ト圧縮縁ひずみ ε_{c2} とする。 ε_{c2} は、拘束コンク リートの応力ーひずみモデル⁶⁾の特性上、コン クリート圧縮強度 f_c と、横拘束の効果を表す係 数である拘束係数 C_c の2 種類の変数による関数 として表される。ここで、拘束係数 C_c は下式で 表される。

$$C_{c} = 0.313 \rho_{s} \frac{\sqrt{f_{y}}}{f_{c}'} \left(1 - 0.5 \frac{s}{W} \right)$$
(6)

ただし, ρ_s : 横補強筋の体積比, f_y : 横補強筋降伏強度(N/mm²), s: 横補強筋の間隔(mm),

W: 拘束コア断面最小寸法(mm), とする。 式(1),式(2)より, $C_c=0\sim0.003$ の範囲における拘 束コンクリートの二次ピーク時の ϵ_{c2} を図-6に 示す(精算値)。図-6より二次ピーク時の ϵ_{c2} は $C_c=0.0013$ で折れ曲がる2直線で近似できる。 これは、拘束コンクリートの応力-ひずみモデ μ^{6} が, $C_c=0.0013$ を境に横拘束による圧縮靭性 の改善効果を変化させているからである。そこ で、以下の略算式(7)を提案する。

$$C_{c} < 0.0013$$

$$\varepsilon_{c2} = 3.08 \times 10^{-1} C_{c} + 3.25 \times 10^{-3}$$

$$0.0013 \le C_{c} \le 0.0030$$

$$\varepsilon_{c2} = (-1.03 \times 10^{-3} f_{c} + 2.63)C_{c}$$

$$+ (1.34 \times 10^{-6} f_{c} + 2.36 \times 10^{-4})$$
(7)

二次ピーク時の ϵ_{c2} の精算値と略算値を図-7に示す。略算値は精算値を概ね近似できている。

(2) 二次ピーク時 k₁·k₃, k₂

式(1),式(2)から得られる二次ピーク時の k₁・k₃, k₂をそれぞれ図-8,図-9に示す(精算値)。図 より,k₁・k₃および k₂は,C_c=0.0013を境に直線 と曲線で近似できる。そこで,以下の略算式(8), (9)を仮定する。

$$\begin{split} C_c &< 0.0013 \\ k_1 \cdot k_3 = \left(4.80 \times 10^{-2} f_c \, '+3.98 \times 10 \right) C_c \\ &+ \left(-6.25 \times 10^{-4} f_c \, '+6.65 \times 10^{-1} \right) \, (8) \\ k_2 &= \left(-9.62 \times 10^{-3} f_c \, '+1.92 \times 10^{-1} \right) C_c \\ &+ \left(-2.13 \times 10^{-4} f_c \, '+3.83 \times 10^{-1} \right) \end{split}$$

$$0.0013 \le C_c \le 0.0030$$

$$k_1 \cdot k_3 = \left(-7.46 \times 10 f_c' - 4.52 \times 10^4\right) C_c^2$$

$$+ \left(4.60 \times 10^{-1} f_c' + 3.29 \times 10^2\right) C_c$$

$$+ \left(-1.04 \times 10^{-3} f_c' + 3.65 \times 10^{-1}\right) \quad (9)$$

$$k_2 = \left(-2.00 \times 10 f_c' - 1.36 \times 10^4\right) C_c^2$$

$$+ \left(1.37 \times 10^{-1} f_c' + 8.64 \times 10\right) C_c$$

$$+ \left(-3.70 \times 10^{-4} f_c' + 2.94 \times 10^{-1}\right)$$

二次ピーク時の k₁·k₃, k₂の精算値(式(1),式(2)) と略算値(式(8),式(9))を図-10,図-11 にそ れぞれ示す。略算値は精算値を概ね近似できて



いる。

4. ストレスブロックを用いた曲げ耐力

ストレスブロックの略算式(式(3)~式(5),式 (7)~式(9))により求めた軸力-終局曲げ耐力関 係と実験結果³⁾(150-8~150-12)の比較を図-12および図-13に示す。また同図中に ACI⁴⁾, New RC⁵⁾を準用して算定した終局曲げ耐力も併 せて示す。

一次ピーク(図-12)については、本提案の ように f_c'までを弾性とした三角形の応力分布 (k₁·k₃=0.5, k₂=1/3)を仮定した場合に、実験値 のほぼ下限を与えている。二次ピーク(図-13) については、略算式は実験結果を安全側に評価 している。この要因の一つに、コアコンクリー トのみを計算対象としており、側面かぶりコン クリートの負担圧縮力を 0 としていることがあ ると考えられる。しかし、地震時に多方向入力 を受けて側面かぶりが圧壊した後に対して、建 物の安全性を確保するためには、二次ピークの 評価は適切であると考えられる。



150-8 における M-R 関係の実験結果と、スト

レスブロック略算式(式(3)~式(5),式(7)~式(9)) で求めた終局曲げ耐力を図-14に示す。また同 図中に2章で求めた断面解析による終局曲げ耐 力も併せて示す。略算式は実験で観察された, かぶりコンクリートの圧壊による一次ピークと, 解析結果を安全側に評価できている。

5. まとめ

本報では、圧縮強度 150N/mm²級の超高強度コ ンクリートを用いた RC 柱を対象として、コンク リートの応力-ひずみモデル⁶⁾を用いて終局曲げ 耐力を算出し、実験結果(一次ピーク、二次ピ







-815-



図-12 略算式と実験値の比較(一次ピーク)

ーク)と比較,検討した。得られた知見を以下 に示す。

- (1) 応力-ひずみモデル⁶⁾を用いた断面解析に より,曲げ耐力実験値と同程度の値を得た。
- (2) 一次ピークについては、コンクリートの応 力分布として f_c'を最大とする三角形を仮定 した耐力算定により、実験値のほぼ下限が 得られた。
- (3) 二次ピークについては、応力-ひずみモデ ル⁶⁾を基に導出したストレスブロックの形 状係数精算式(式(1),式(2))による曲げ耐 力算定結果、およびこの精算式を簡略化し て求めたストレスブロックの形状係数略算 式(式(7)~式(9))を用いた算定結果は、実 験値を安全側に評価できている。

謝辞 曲げ耐力算定法の検討に際して,京都大 学渡邉史夫教授のご指導をいただきました。こ こに記して,感謝の意を表します。

参考文献

- 小室努ほか:150N/mm² 級の超高強度コンク リートを用いた RC 柱の構造性能(その1, その2),日本建築学会学術講演梗概集,C-2, pp.409-412,2002.8
- 2) 渡辺英義ほか:超高強度コンクリートを用いた RC 柱高軸力下における構造性能(その1, その2),日本建築学会学術講演梗概集,C-2,



図-13 略算式と実験値の比較(二次ピーク)



図-14 略算値と実験値, 解析値の比較(150-8)

pp.151-154, 2003.9

- 小坂英生ほか:超高強度コンクリートを用いたRC柱の高軸力下の構造性能、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.25、No.2、 pp.223-228、2003.7
- American Concrete Institute : Building Code and Commentary, ACI318 M-02, 2002
- 5) 建設省総合技術開発プロジェクト:平成4年 度 NewRC 研究開発概要報告書, pp.3-2-88 -pp.3-2-95, 1993
- 6) 小室努ほか:100~180N/mm²の超高強度コン クリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧 縮特性,日本建築学会構造系論文集,No.577, pp.77-84, 2004.3