RC 部材端部におけるコンクリートの圧縮特性と曲げ耐力

COMPRESSIVE PROPERTIES OF CONCRETE AND FLEXURAL STRENGTH AROUND CRITICAL SECTION OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS

今井和正*, 是永健好**, 瀧口克己***

Kazumasa IMAI, Takeyoshi KORENAGA and Katsuki TAKIGUCHI

It is known that the prediction of the flexural strength of reinforced concrete columns on the basis of confined concrete stress block is conservative. The purpose of this research is to propose a method in which the flexural strength can be calculated accurately. Stress-strain relationship of concrete around the end of columns is presumed based on the results of compression test, and the flexural strength is calculated on the basis of the stress block. It is compared with previous experimental results of reinforced concrete columns and the validity of the calculation method is confirmed. Some factors are assumed to be variables, and numerical calculation is conducted. Main factor that influences the flexural strength is extracted, and abbreviated calculation method is proposed.

Keywords : reinforced concrete, end of members, flexural strength, compressive strength, confinement, critical section

鉄筋コンクリート, 部材端部, 曲げ耐力, 圧縮強度, 拘束, 危険断面

1. はじめに

鉄筋コンクリート柱（以下、RC柱と略す）の曲げ耐力を断面計算で求める場合、軸力比が高いほど実験結果が過小評価されることが知られている^{例えば1)}。これは建物の設計上必ずしも安全側の結果をもたらすものではなく、例えば柱のせん断破壊に対する安全性を検討する場合や当該柱が接続する接合部や梁部材の設計時などには、曲げ耐力下限値の算定式のみでは設計資料として不十分である。こうした場合への対処として、靱性保証型設計指針²⁾では実験の平均値を評価できるGheeらの提案式³⁾が紹介され、高軸力下の曲げ上限強度算定時の指標に用いられている。New RCプロジェクトの報告書³⁾では、この傾向が横補強筋の拘束効果（コンクリートの強度上昇と靱性改善）を考慮した場合にも見られること、軸力比を変数とした二次関数で実験での傾向を表現できることが述べられている。しかしながら、いずれの提案でも曲げ耐力上昇のメカニズムが明確にされていないため、部材諸元（材料強度、せん断スパン比、鉄筋量など）の影響が定量的に評価されておらず、その妥当性が十分に確認されているとは言い難い状況にある。

田中らは、部材が取り付く接合部（コンクリートブロック）からの付加拘束によって材端近傍のコンクリート強度が上昇し、危険断面位置が接合部フェースから移動することが曲げ耐力上昇の原因であると捉え、危険断面位置を中立軸深さと関連付けて検討している⁴⁾。堀田らは、田中らと同じ耐力上昇のメカニズムを想定し、三軸応力

下の構成則を用いた有限要素解析により危険断面の移動と曲げ耐力の上昇を再現している⁵⁾。これらの実験的および解析的研究によりメカニズムの妥当性は確認されているが、部材諸元の影響をパラメトリックに検討した例はない。

一方、滝口らは純曲げを受ける柱と逆対称曲げを受ける柱の実験結果から、後者の方が高い曲げ耐力が得られることを示し、この原因をコンクリートの圧縮特性の違いによるものと推定している^{6)~9)}。後者の場合、実験結果から推定される材端コンクリートのストレスブロックは、応力の大きさを表す形状係数 k_{max} （文献3）などでは k_3 ）が1以上となり、Hognestadの純曲げ実験結果¹⁰⁾をもとにACI318規準¹¹⁾で定められた値より大きいこと、この結果は軸力比に影響されないこと、横補強筋による拘束効果のみが原因ではないことなどを報告しているが、係数の算定式提案には至っていない。

本研究では、高軸力を受ける柱も含めて、RC部材の曲げ耐力を精

図1 強拘束領域の模式図

* 大成建設技術センター建築技術研究所 工修

** 大成建設技術センター建築技術研究所 博士(芸術工学)

*** 東京工業大学 教授・工博

Building Engineering Research Institute, Technology Center, Taisei Corporation, M. Eng.

Building Engineering Research Institute, Technology Center, Taisei Corporation, Dr. Design

Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

度良く推定できる手法の構築を目的としている。耐力上昇のメカニズムとして田中ら⁴⁾、堀田ら⁵⁾と同様に接合部からの付加拘束の影響を想定し、図1に示す強拘束領域を設定する。同領域内のコンクリートの応力-ひずみ関係を実験結果に基づいて推定し、ストレスブロックに置換して曲げ耐力を算定する。既往の実験結果との比較によりその妥当性を確認した上で、主要な諸元を変数としたパラメトリックスタディを行い、耐力上昇に影響する因子を抽出して略算式の提案を試みる。

なお、本論文では、柱に取り付く比較的大きな体積を有する部分（実験では加力スタブに相当）を接合部と呼ぶこととする（図1参照）。

2. 強拘束コンクリートの応力-ひずみ関係の推定

2.1 強拘束領域

是永らはプレストレストコンクリート梁の曲げ解析において、梁端部に強拘束領域を仮定し、領域内コンクリートのモデルとして完全弾性の応力-ひずみ関係を設定している¹²⁾。これは堀田らが有限要素解析で取り入れた接合部からの付加拘束による圧縮強度の上昇⁵⁾を単純化したものと考えられる。本論文でも同様の強拘束領域を仮定するが、曲げ圧縮の卓越する柱部材を対象とするために、是永らとは異なり、剛性低下と応力低下を表現できる応力-ひずみ曲線を設定することとした。

2.2 圧縮実験の概要

強拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を実験的に把握するのは困難である。通常行われるシリンドラ試験体の圧縮実験では、高さ中央付近に破壊が集中して上下端面付近は弾性範囲に留まるからである。一方、シリンドラ試験体における圧縮強度（最大荷重を断面積で除した値）は、供試体の高さと直径の比が小さいほど高くなる事が知られており^{13)～15)}など、載荷板からの拘束によってコンクリートが三軸応力状態となることがその原因と考えられている¹⁶⁾など。本研究ではこの実験事実を利用して、強拘束コンクリートの応力-ひずみ関係の推定を試みる。

表1 圧縮実験の試験体一覧

試験体名	載荷面	目標強度	高さ	最大応力 (N/mm ²)		
		(N/mm ²)	直径	実験値	計算値	
A30-0.5	鋼板	30	0.5	60.3	62.5	
A30-1.0		(W/B=60%)	1.0	41.0	37.6	
A30-1.5			1.5	33.3	34.8	
A30-2.0			2.0	34.8	34.8	
A100-0.5			100	0.5	120	118
A100-1.0		(W/B=33%)		1.0	99.6	97.7
A100-1.5				1.5	94.3	97.7
A100-2.0				2.0	97.7	97.7
A150-0.5			150	0.5	164	154
A150-1.0		(W/B=17%)		1.0	148	136
A150-1.5				1.5	137	136
A150-2.0				2.0	136	136
B30-0.5	コンクリート		30	0.5	57.3	56.0
B30-1.0		(W/B=60%)	1.0	37.1	31.0	
B30-1.5			1.5	30.5	27.2	
B30-2.0			2.0	27.2	27.2	
B100-0.5			100	0.5	127	112
B100-1.0		(W/B=33%)		1.0	106	91.7
B100-1.5				1.5	94.2	91.7
B100-2.0				2.0	91.7	91.7
B100-3.0			3.0	94.3	91.7	
B150-0.5		150	(W/B=17%)	0.5	151	161
B150-1.0				1.0	149	143
B150-1.5				1.5	143	143
B150-2.0	2.0			130	143	
B150-3.0	3.0			143	143	

*：断面平均応力の最大値
計算値：後述する式(2)～式(5)により推定した値

応力-ひずみ関係の推定に用いる圧縮実験¹⁷⁾の概要を述べる。試験体は直径150mmの円筒形ブレンコンクリートで、表1に示すように強度および「高さ/直径」をパラメータとした。Aシリーズでは鋼板を介して載荷し、Bシリーズでは実部材の端面条件を想定して試験体上下に設置したコンクリート製ブロックを介して載荷した（図2参照）。Bシリーズ試験体は下側ブロックの打設・硬化後、試験区間と上側ブロックを連続的に打設して製作されている。下側ブロックの打ち継ぎ面は金ゴテにより平滑化した。両シリーズとも目標強度を30, 100, 150N/mm²の3水準とし、それぞれ表2に示す調合とした。目標強度が100, 150N/mm²のコンクリートには、普通ポルトランドセメント、スラグ石膏およびシリカフュームを混合した三成分結合材を用いた。

実験で得られた最大応力を表1内に示す。高さ/直径が小さいほど最大応力が高いこと、その強度上昇は高強度領域では比較的小さいことが分かる。また、端面条件の違いによる明確な差異は見られない。いずれの試験体においても、高さ中央近傍のコンクリートが圧壊、剥落し、上下端面を底面とする錘状の部分が残存した。Bシリーズ試験体の上下で端面条件が異なる（上側：ブロックと一体打設、下側：打ち継ぎ）ことによる破壊性状の明確な差異は見られなかった。

なお、B150-2.0試験体の最大応力実験値が他と比べて極端に小さくなっているのは、試験体製作時または加力実験時に生じた何らかの精度誤差が原因と考えられる。次節では高さ/直径=2.0の試験体の強度を基準値 f'_c として用いるが、B150シリーズではこれの代わりにB150-3.0試験体の結果（143N/mm²）を用いる。

2.3 応力-ひずみ関係の推定

図2に示すように、コンクリート供試体を端面からの付加拘束の影響を受ける強拘束領域と周辺領域の2つに分けて考え、供試体端面を底面とした円錐部分を強拘束領域と定義する。強拘束コンクリートは鋼板またはコンクリート製ブロックによって、端面を介して周方向の膨張を拘束される。三軸応力状態となることにより、横補強筋による拘束コンクリートと同様のメカニズムで圧縮強度が上

表2 コンクリートの調合

目標強度 (N/mm ²)	水結合材比 (%)	結合材 (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)
30	60	283 ^{*1}	170	982	853
100	33	485 ^{*2}	160	865	872
150	17	882 ^{*2}	150	865	572

*1 普通ポルトランドセメント

*2 普通ポルトランドセメント：スラグ石膏：シリカフューム=7：2：1（質量比）

図2 試験体
(Bシリーズ 高さ/直径=0.5)

図3 応力-ひずみ関係
(B30-0.5)

昇し、圧縮靱性が向上すると考えられる。

表1に示した最大応力実験結果によれば、高さ/直径による影響は「高さ/直径 ≥ 1.5 」の場合は明確ではなく、「高さ/直径 ≤ 1.0 」の場合に顕著となっている。この結果から、円錐の底角はおおむね $\pi/3$ 以下で $\pi/4$ より大きな値に設定すべきと考えられる。ここでは底角を $\pi/3$ と仮定し、その妥当性は計算による平均応力-ひずみ関係を実験結果と比較することで検証する。

実験では全断面の荷重が計測されているので、この全体荷重から周辺コンクリートの負担荷重を差し引いて強拘束コンクリートの負担荷重を推定し、強拘束領域の断面積で除して負担応力を求める。高さ/直径=2.0の試験体の中央断面では強拘束領域が存在しないため、その実験結果を評価できる応力-ひずみモデルを周辺コンクリートの応力推定に用いることができるが、100N/mm²シリーズと150N/mm²シリーズでは高さ/直径=2.0の試験体で脆性的な破壊が生じてモデル化に不可欠な応力下降域のデータが得られなかったため、対象から除外した。また、全断面に対する強拘束領域の面積比率が小さいと強拘束コンクリートの応力推定精度が著しく低下するので、その比率が最も大きなB30-0.5試験体をモデル化の対象とした（A30-0.5試験体はモールドゲージの断線によりひずみデータが得られなかった）。B30-0.5試験体の平均応力-ひずみ関係を図3に示す（平均応力実験値）。ひずみは試験体中央のモールドゲージによる計測値である。

周辺コンクリートの応力を推定するため、B30-2.0試験体の実験結果を評価しうる数式モデルを設定した（図3の周辺領域計算値）。試験体に用いたコンクリートは六車・渡邊らの提案によるプレーンコンクリートのモデル¹⁹⁾（図4参照）に比べて応力下降勾配が緩やかであったので、点Bを六車・渡邊モデルの定義に従い実験結果から設定した。また、六車・渡邊モデルでは点Cのひずみが2%とされているが、同様の理由により点B以降はABの延長線上を推移するモデルと

した。なお、点Bは六車・渡邊モデルでプレーンコンクリートの曲げ圧縮限界時として定義されている点である。

周辺コンクリートの負担荷重を全体荷重から差し引いて推定した強拘束コンクリートの応力-ひずみ関係実験結果を図3に示す（強拘束領域実験値）。この結果をもとに、六車・渡邊らの拘束コンクリートモデル¹⁹⁾をベースとして（図4参照）、強拘束コンクリートのモデル化を行う。図4の点Dおよび点Eは拘束コンクリートの最大応力時および曲げ圧縮限界時としてそれぞれ定義されている点である。本論文で扱う強拘束コンクリートも前述のように一種の拘束状態にあると考えられるので、実験結果をもとにこれらの特性点を設定することで、強拘束コンクリートの応力-ひずみ関係として読み替えることができる。強拘束コンクリートの応力最大値は97.6N/mm²であり、コンクリート強度（B30-2.0：27.2N/mm²）の約3.6倍であった。一方、六車・渡邊モデル¹⁹⁾では、横補強筋の拘束効果による強度上昇は式(1)で与えられている。

$$\sigma_{cm}/f'_c = 1 + 150 C_c \quad \cdots(1)$$

ここで、 f'_c ：プレーンコンクリートの圧縮強度

σ_{cm} ：拘束コンクリートの圧縮強度

C_c ：横補強筋による拘束係数（横補強筋の強度、量およびコンクリート強度などから定められる）

上記の強度上昇も一種の拘束効果と考えてその上昇率から係数 C'_c を求めると0.017となる。参考までに、この拘束係数は円形断面コンクリート柱を体積比4%程度の異形PC鋼棒（SBPD1275/1420）で補強した場合に相当する。 C_c と同様に C'_c が f'_c に反比例するものとして、式(2)で C'_c を設定する。

$$C'_c = 0.017 (27.2/f'_c) = 0.46/f'_c \quad \cdots(2)$$

$$\sigma'_{cm}/f'_c = 1 + 150 C'_c \quad \cdots(3)$$

ここで、 C'_c ：端面からの付加拘束の効果を表す係数

σ'_{cm} ：強拘束コンクリートの圧縮強度

図4 コンクリートの応力-ひずみ関係（六車・渡邊モデル¹⁹⁾）

図5 平均応力-ひずみ関係の実験結果と計算結果（B30シリーズ）

図6 f'_c に対する最大応力 σ_{max} の上昇率（実験値と計算値の比較）

応力-ひずみ関係を定める特性点（最大応力時、曲げ圧縮限界時）のひずみを、六車・渡邊モデル¹⁹⁾と同一の式形状で表すと、式(4)、式(5)となった。両式の左辺は、B30-0.5試験体の強拘束コンクリートの応力-ひずみ関係（図3の強拘束領域実験値）と、B30-2.0試験体の結果から設定した周辺コンクリートの応力-ひずみ関係（図3の周辺領域計算値）の特性値の比である。

$$\varepsilon'_{cm}/\varepsilon_m = 1 + 370 C'_c \quad \cdots (4)$$

$$\varepsilon'_{cu}/\varepsilon_u = 1 + 170 C'_c \quad \cdots (5)$$

ここで、 ε_m 、 ε_u ：プレーンコンクリートの f'_c 時ひずみおよび曲げ圧縮限界ひずみ

ε'_{cm} 、 ε'_{cu} ：強拘束コンクリートの σ'_{cm} 時ひずみおよび曲げ圧縮限界ひずみ

なお、強拘束コンクリートの曲げ圧縮限界時応力 σ'_{cu} は、六車・渡邊モデル¹⁹⁾の定義により ε'_{cu} から求められる。式(4)、式(5)と六車・渡邊らの円形断面を対象としたモデル¹⁹⁾を比較すると、強拘束領域の ε'_{cm} と ε'_{cu} は、拘束係数が同一の場合の拘束領域の値より小さい。

式(2)～式(5)から得られる強拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を図3中に示す（強拘束領域計算値）。この結果と周辺領域計算値から求める全断面の平均応力計算値を図中に示す。また、B30シリーズの平均応力-ひずみ関係の計算結果を実験結果と比較して図5に示し、全試験体について求めた平均応力の最大値を表1中に示す。なお、小室・今井らは、 f'_c が100N/mm²を超える超高強度コンクリートでは、帯筋による拘束効果が普通強度の場合と定量的に異なることを報告している²⁰⁾が、本実験では強拘束領域の特性が得られていないので同一の式で表現した。ただし、周辺コンクリートについては文献20)のモデルを使用した。表1および図5から、提案した強拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を用いることにより、2.2節で述べた実験結果の傾向をおおむね再現できていることが分かる。

本実験と同様に高さ/直径をパラメータとした圧縮実験^{13)～15)、18)}の結果を計算結果と比較して図6に示す。図は高さ/直径 = 0.5, 1.0の試験体を対象としており、縦軸は最大応力実験値 σ_{max} の f'_c に対する比を示している。限られた実験データではあるが、端面拘束による圧縮強度上昇が100N/mm²を超える超高強度コンクリートも含めて適切に評価できており、図2に示した強拘束領域の範囲とその応力-ひずみ関係の設定はおおむね妥当なものと判断できる。

3. ストレスブロックによる曲げ耐力の検討

3.1 曲げ耐力算定法

2章で設定した強拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を矩形ストレスブロックに置換し、RC柱の曲げ耐力を算定する。対象試験体は100N/mm²を超える超高強度コンクリートを用いた9体²¹⁾を含む計44体^{21)～26)}である。文献中で曲げ破壊以外のモードと報告されているものと、主筋のひずみ硬化による耐力上昇が報告されているものは対象から除外した。対象試験体のコンクリート強度は23.2～173N/mm²、せん断スパン比は1.25～2.5、主筋比は1.6～4.4%、帯筋比は0.4～1.6%、軸力比は0.23～0.91の範囲にある。

断面の曲げ耐力は、図7に示すように a) かぶり部を含む全断面の耐力、b) コアだけの耐力の2通りについて平面保持解析により求め、その大きい方を計算値とした。a) の場合にも拘束領域と強拘束領域は存在すると考えられるが、圧縮縁が終局ひずみに達したとき

の内部コンクリートは、大きな強度上昇が生じる程のひずみに達しないので、文献3)と同様に全領域をプレーンコンクリートとして扱った。b) の場合は帯筋による拘束効果を文献20)、27)から求めるストレスブロックで表現し、強拘束領域では式(2)～式(5)から求めるストレスブロックの応力増加分をこれに累加して評価した。各領域のストレスブロックの形状係数と終局ひずみは、文献3)や21)と同様に $k_2/(k_1 \cdot k_3)$ （または $k'_2/(k'_1 \cdot k'_3)$ ）が最小となるときを対象とし、文献21)を参考にして数値計算により設定した。強拘束領域は、スタブフェースの圧縮領域を底面として底角を $\pi/3$ とする五面体（図1および図7b)参照）とした。主筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とした。

強拘束領域の存在により生ずる危険断面の移動と曲げ耐力の上昇を図8に示す。これは田中ら⁴⁾の考え方を具体的に示したものである。コア耐力を算定する場合は、断面が潜在的に保有している曲げ耐力は高さ方向に一定ではなく端部付近で曲線状に増大するため（図8b)）、入力モーメントの分布を想定すれば（図8a)）、両者が接するときに材端モーメントが最大となり、接点位置が危険断面となる（図8c)）。ここでは、強拘束領域を仮定した五面体の範囲を高さ方向に50等分して各断面での耐力を求め、危険断面位置と曲げ耐力を算定した。なお、図7の断面図は算定断面の一例を示したもので、危険断面位置を意図したものではない。図7のa) かぶり部を含む断面耐力は高さ方向に一定で、危険断面はスタブフェイスとなる。

3.2 実験結果との比較

曲げ耐力の計算値に対する実験値の比を図9に示す。軸力比 n ($=N/bD f'_c$ 。Nは柱軸力、b、Dは柱の断面はばおよびせい) のみが

M_0 : 強拘束領域を考慮しない場合の終局耐力
 M_e : 材端の終局耐力（強拘束領域を考慮）
 M_c : 危険断面の終局耐力（強拘束領域を考慮）
 M_u : 材端の終局時モーメント（強拘束領域を考慮）

図8 危険断面の移動と曲げ耐力の上昇

異なるデータを直線でつないで示した。また、 n をパラメータとした実験シリーズ（文献22），21）の曲げ耐力－軸力比相関曲線の比較を図10に示す。図10の曲げ耐力はせん断力を全断面で除して求めた平均せん断応力で表した。文献21）の実験では、かぶり圧壊時とその後の変形増大時に2回の荷重ピーク値が得られているので、その双方を図10に示した。横補強筋の拘束効果²⁷⁾のみを考慮した場合には、文献1)～3)での報告と同様に軸力比が高いほど過小評価となっており、文献3)に示されている補正式と同様の傾向が見られるが、強拘束コンクリートを考慮した場合にはその傾向が見られなくなっている。また、これらの試験体では大半がかぶりコンクリートの圧壊後も耐力が上昇して最大耐力に達したことが報告されており、本手法ではこの事実とおおむね一致した結果が得られている。

図9 曲げ耐力の実験値/計算値と軸力比の関係

図10 耐力－軸力比相関関係

4. パラメトリックスタディと曲げ耐力略算法の提案

提案した強拘束コンクリートの応力－ひずみ関係を用いれば、高軸力下においても柱の曲げ耐力を適切に評価できることを3章で述べた。しかしながら、この手法は部材の高さ方向の耐力分布を求めて外力モーメントとの接点を求める必要があるため、計算が煩雑である。また、耐力上昇に影響を及ぼす因子が明確でない。そこで、4章ではこの計算手法を用いてコア断面を対象としたパラメトリックスタディを行い、曲げ耐力の上昇率 M_u/M_0 (M_u :材端の終局時モーメント、 M_0 :強拘束領域を考慮しない場合の終局耐力。いずれも図8参照) に影響を及ぼす因子を抽出する。また、これらを考慮した簡便な曲げ耐力算定法を提案する。

4.1 パラメトリックスタディ

モデルケースとして表3に示す4ケースを設定した。断面寸法および主筋配置は図11に示すとおりで、共通とした。また、曲げ耐力上昇のメカニズムから、 M_u/M_0 に影響を及ぼす可能性のある因子として、コンクリート強度 f'_c 、せん断スパン比 h/D (h :せん断スパン、 D :柱のせい)、主筋比 p_g および帯筋比 p_w を選定した。表3のモデルケースを基本として、表4のうちの一つの因子を変動させて、3章で述べた手法により M_u/M_0 と軸力比 n の相関を求めた。

表3のケース2を基準として、 h/D 、 f'_c 、 p_g および p_w をそれぞれ変動させた結果を、軸力比 n を横軸にして図12に示す。同図から、 h/D の影響が最も大きく、 f'_c 、 p_g および p_w の影響は比較的小さいことが分かる。 h/D の影響は危険断面の移動として現れるため、見かけの耐力上昇に大きく影響するものと推察される。なお、これらの結果はいずれのケースにも共通して見られた。

4.2 曲げ耐力略算法の提案

4.1節のパラメトリックスタディの結果から、せん断スパン比 h/D が M_u/M_0 に及ぼす主要な因子であると捉え、これに着目して曲げ耐力 M_u の略算法を構築する。略算の手順を、後に導出する数式とともに示す（図13参照）。

- ①強拘束領域を考慮しない場合の終局耐力 M_0 と中立軸深さ x_n を求める（通常の断面解析）。
- ②材端の終局耐力 M_e を求める（式(7)）。
- ③危険断面高さ h_e を求める（式(8)）。
- ④危険断面における終局耐力 M_c を求める（式(13)、式(14)）。

表3 パラメトリックスタディに用いたモデル

	コンクリート強度 f'_c (N/mm ²)	主筋			
		配筋	鋼種	配筋	鋼種
1	30	12-D16	SD390	D6--@40	SD345
2	60		SD490	D6--@40	SD490
3	100		USD685	U6.4--@40	SBPD1275/1420
4	150		USD685	U6.4--@40	SBPD1275/1420

断面寸法：300×300mm，せん断スパン：450mm，
主筋比 p_g ：2.7%，帯筋比 p_w ：1.0%

表4 変数の設定

f'_c (N/mm ²)	30～180(30, 60, 100, 150)
h/D	1.0, 1.5, 2.0, 2.5
p_g (%)	2.2, 2.7, 3.1, 3.5
p_w (%)	0.5, 0.8, 1.0, 1.2

※下線は基本とする値を示す。

図11 モデルの断面図

⑤材端の終局時モーメント M_u を求める（式(15), 式(16)）。

これらを算定するための近似式を、パラメトリックスタディの結果から導く。図7に示したように、強拘束領域は材端における中立軸深さ x_n' によって決定されるので、 x_n' を指標として用いる（中立軸がコア断面外にある場合はコア断面のせい D' に読み替える）。また、モーメントは M_0 に対する上昇率 M_c/M_0 , M_e/M_0 および M_u/M_0 で表現し、 h_c および x_n' は D' で無次元化して表す。

まず、②材端の終局耐力 M_c を与える数式を導く。図14は M_0 に対する M_c の上昇率と中立軸深さ x_n' との関係を示している。式(2)および式(3)によれば、強拘束コンクリートの強度 σ_{cm}' と f_c' の差は式(6)に示すように f_c' によらず一定値となる。

$$\sigma_{cm}' - f_c' = \left(1 + 150 \frac{0.46}{f_c'}\right) f_c' - f_c' = 69 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots(6)$$

したがって、同一の x_n'/D' に対する M_c と M_0 の差も f_c' によらず概略一定と見なせる。 M_c が f_c' に比例すると考えれば、 $(M_c - M_0)/M_0$ は f_c' に反比例することになるため、図14の縦軸を $(M_c/M_0 - 1) f_c'$ で表示した。この指標と x_n'/D' の関係は、同図中に示した四次関数で近似できるので、材端の終局耐力 M_c は式(7)で求められる。

$$\frac{M_c}{M_0} = \frac{120(x_n'/D')^4}{f_c'} + 1 \quad \dots(7)$$

次に③の危険断面高さ h_c の算出式を導く。図15は h_c と中立軸深さ x_n' の関係を示している。図中の太い破線は、五面体で定義した強拘束領域の頂点高さを示している。 x_n'/D' が小さい場合、すなわち n が小さい場合は危険断面は材端にあるが、 x_n'/D' が大きい場合（ n が大きい場合）は強拘束領域の頂点近傍に移動する。このときの h_c は h/D により異なっている。これは、図8b)に示した耐力分布がいずれの h/D に対しても変化しないのに対し、図8c)に示したモーメント分布が h/D により変化するためである。危険断面が強拘束領域の頂点近傍にあるときの高さは、 x_n'/D' の一次関数として式(8)で表せる。

$$\frac{h_c}{D'} = a \left(\frac{x_n'}{D'} \right) + b \quad \left(\text{ただし, } 0 \leq \frac{h_c}{D'} \leq \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{x_n'}{D'} \right) \quad \dots(8)$$

式(8)の傾き a と切片 b は、図16および図17に示すように $f_c'^2$ に比例し、 h/D' に反比例する傾向があり、式(9)～式(11)で近似できる。

$$a = \frac{0.815}{h/D' - 1.12} \left(\frac{f_c'}{150} \right)^2 + \sqrt{3}/2 \approx 0.8A + \sqrt{3}/2 \quad \dots(9)$$

$$b = \frac{-1.24}{h/D' - 1.10} \left(\frac{f_c'}{150} \right)^2 \approx -1.2A \quad \dots(10)$$

$$\text{ここで, } A = \frac{1}{h/D' - 1.1} \left(\frac{f_c'}{150} \right)^2 \quad \dots(11)$$

これらの式による計算結果を図15～図17内に点線で示す。なお、危険断面が材端と五面体頂点の間にある場合については定式化が困難であるので、中立軸が式(12)の x_{nb}' のときを境界とした二折れ線を与えることとした。

$$\frac{x_{nb}'}{D'} = \frac{-b}{a} \quad \dots(12)$$

次に、④危険断面における終局耐力 M_c の推定式を検討する。パラメトリックスタディの結果を図18に示す。危険断面が材端から離れている場合の M_c は定式化が困難であるので、 $x_n'/D' = x_{nb}'/D'$ を式(7)に代入して得られる値を用いることとした。

$$\frac{M_c}{M_0} = \frac{M_e}{M_0} \quad \left(\frac{x_n'}{D'} < \frac{x_{nb}'}{D'} \text{ のとき} \right) \quad \dots(13)$$

a) コンクリート強度 f_c を変数とした結果

b) セン断スパン比 h/D を変数とした結果

c) 主筋比 p_r を変数とした結果

d) 帯筋比 p_w を変数とした結果

図12 曲げ耐力の上昇率 M_u/M_0 と軸力比 n の関係
(ケース2 ($f_c = 60 \text{ N/mm}^2$) の計算結果)

M_0 : 強拘束領域を考慮しない場合の終局耐力, M_e : 材端の終局耐力
 M_c : 危険断面の終局耐力, M_u : 材端の終局時モーメント

図13 曲げ耐力算定の概念図

図14 材端の終局耐力 M_e と中立軸深さ x_n' の関係 図15 危険断面高さ h_c と中立軸深さ x_n' の関係 図18 危険断面における終局耐力 M_e と中立軸深さ x_n' の関係 図19 材端の終局時モーメント M_u と中立軸深さ x_n' の関係

$$\frac{M_e}{M_0} = \frac{120(x_n'/D')^4}{f_c} + 1 \quad \left(\frac{x_n'}{D'} \geq \frac{x_{nb}'}{D'} \text{ のとき} \right) \quad \cdots (14)$$

⑤材端の終局時モーメント M_u は式(15)および式(16)で求められる。

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{M_e}{M_0} \left(= \frac{M_e}{M_0} \right) \quad \left(\frac{x_n'}{D'} < \frac{x_{nb}'}{D'} \text{ のとき} \right) \quad \cdots (15)$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{M_e}{M_0} \frac{h/D'}{h/D' - h_c/D'} \quad \left(\frac{x_n'}{D'} \geq \frac{x_{nb}'}{D'} \text{ のとき} \right) \quad \cdots (16)$$

図19の横軸を軸力比 n に置き換えたのが図12b)である。

式(7)～式(16)による略算結果を図12内に点線で示した。また、3章で扱った実験値と略算値の比を図20に示すとともに、軸力比との

図16 図15における傾き a 図17 図15における切片 b

図20 曲げ耐力の実験値/略算値と軸力比の関係

図21 曲げ耐力の略算値と精算値の比較
(対象：パラメトリックスタディ全ケース)

相関関係を前掲の図10内に示す。さらに、パラメトリックスタディを行った全ケースについて略算値と精算値を比較して図21に示す(いずれも平均せん断応力)。略算法は、 f_c が100N/mm²以上の超高強度コンクリートを用い、かつ軸力比 n が0.6以上の高軸力作用させた場合については若干過大に評価しているが、他の場合については精算結果と同等の値が得られており(図21)、実験結果との整合性も良好である(図20)。本節で示した簡便化はおおむね妥当であったと判断できる。この方法は、通常の断面解析による耐力値

M_0 とそのときの中立軸深さ x_n' が与えられれば、前述の④～⑤の手順により強拘束領域を考慮した曲げ耐力を簡便に算定でき、部材の上限強度を求める有効な手段となりうると考えられる。

5. まとめ

RC柱の曲げ耐力の算定法について、柱端部コンクリートの圧縮特性に着目した検討を行った。その概要と得られた結果を述べる。

1. 部材内コンクリートを、三軸応力を受ける強拘束領域と周辺領域に領域分けする概念を示し、高さ/直径の異なるシリンダー供試体の圧縮実験結果から強拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を推定した。
2. 「1.」で設定した応力-ひずみ関係をストレスブロックに置換して平面保持解析により曲げ耐力を算定し、実験結果との比較によりその妥当性を確認した。柱端部の強拘束コンクリートを考慮し、危険断面の移動を想定することにより、高軸力下の曲げ耐力実験結果が通常の曲げ解析結果を大きく上回る現象を説明することができる。
3. 「2.」の曲げ耐力算定法を用いてパラメトリックスタディを行い、耐力上昇は軸力比とせん断スパン比の影響を強く受けることを把握した。また、これを考慮でき、精度良く曲げ耐力を算定しうる略算法を提案した。本手法は、部材の上限強度を求める有効な手段となりうると考えられる。

なお、本論文では剛強な加力スタブを有する柱試験体による実験結果に基づいて検討を行った。実際の建物では、基礎に接続する柱がこれと同等の拘束条件であり、他の柱ではこれより拘束条件が劣ると考えられる。しかしながら、端面の拘束条件を種々設定した柱の実験により、周辺に梁と床スラブの取り付け柱の曲げ性状は剛強なスタブ付きの場合と明確な差異がないとの報告がなされている²⁸⁾ことから、本論文で検討した曲げ耐力算定法はこれらの柱にも適用しうると考えている。

参考文献

- 1) A. B. Ghee, M. J. N. Priestley and T. Paulay : Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns, ACI Structural Journal, Vol.86, No.1, pp.45-59, Jan.-Feb. 1989
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型設計指針・同解説、1999年8月
- 3) 建設省総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造建築物の超軽量化・超高層化技術の開発 平成4年度高強度鉄筋分科会コンファインドコンクリートWG報告書、1993年3月
- 4) H. Tanaka, R. Park and B. McNamee : Anchorage of Transverse Reinforced Concrete Columns in Seismic Design, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.18, No.2, June, pp.165-190, 1985
- 5) 堀田久人、曹昌根：コンクリートの三軸応力-ひずみ特性を考慮した鉄筋コンクリート部材の三次元有限要素曲げ強度解析、日本建築学会構造系論文集、第530号、pp.115-121、2000年4月
- 6) 滝口克己、堀田久人、溝渕知己、森田修平：RC柱端部コンクリートの圧縮特性に関する基礎実験、日本建築学会構造系論文集、第442号、pp.123-131、1992年12月
- 7) 滝口克己、森田修平：偏心圧縮を受けるR/C部材におけるコンクリートの圧縮挙動、日本建築学会構造系論文集、第464号、pp.109-118、1994年10月
- 8) 滝口克己、宮崎裕一、溝渕知己：逆対称偏心圧縮を受けるR/C柱端部コンクリートの圧縮特性、日本建築学会構造系論文集、第478号、pp.143-151、

- 1995年12月
- 9) 滝口克己、今井和正、溝渕知己：圧縮曲げせん断を受けるR/C柱端部コンクリートの圧縮強度、日本建築学会構造系論文集、第496号、pp.83-90、1997年6月
- 10) E. Hognestad : A STUDY OF COMBINED BENDING MOMENT AND AXIAL LOAD IN REINFORCED CONCRETE MEMBERS, UNIVERSITY OF ILLINOIS ENGINEERING EXPERIMENT STATION, Bulletin Series No.399, 1951
- 11) American Concrete Institute : Building Code and Commentary ACI 318-95/318R-95, 1995
- 12) 是永健好、渡辺英義：PC鋼材の付着すべりを考慮したプレキャストPC梁の曲げ変形解析法、日本建築学会構造系論文集、第536号、pp.143-150、2000年10月
- 13) J. W. Murdock and C. E. Kesler : Effect of Length to Diameter Ratio of Specimen on the Apparent Compressive Strength of Concrete, ASTM Bulletin, No.221, pp.68-73, 1957
- 14) 奥島正一、小坂義夫：コンクリート供試体の圧縮強度と加圧面の摩擦との関係について、セメント技術年報、XVI, pp.381-385、昭和38年
- 15) 野口貴文、友澤史紀：高強度コンクリートの圧縮力学特性に及ぼす供試体寸法・形状の影響、日本建築学会構造系論文集、第473号、pp.19-28、1995年7月
- 16) H. Hotta and C. G. Cho : Three-Dimensional Finite Element Analysis on Compressive Strength of Concrete Prisms with Several Height/Width Ratios, 日本建築学会構造系論文集、第517号、pp.115-123、1999年3月
- 17) 今井和正、是永健好、滝口克己：RC部材端部におけるコンクリートの圧縮強度と曲げ耐力（その2 強拘束コンクリートのモデル化）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.325-326、2004年8月
- 18) 今井和正、是永健好、滝口克己：RC部材端部におけるコンクリートの圧縮強度と曲げ耐力、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.209-210、2003年9月
- 19) 日本建築学会鉄筋コンクリート構造運営委員会靱性設計小委員会：靱性設計小委員会報告書（終局強度型耐震設計法に関する最新の研究成果）、pp.20-21、1992年8月
- 20) 小室努、今井和正、村松見次、是永健好、渡辺史夫：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、第577号、pp.77-84、2004年3月
- 21) 村松見次、今井和正、小室努、是永健好：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、コンクリート工学年次論文集、第26巻、pp.811-816、2004年7月
- 22) 黒正清治、松崎育弘、滝口克己、和田章、林静雄、福原正志、小林克己、三枝達夫：高軸力下における鉄筋コンクリート柱の耐震性能の評価に関する研究（その1）～（その4）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.2109-2116、昭和58年9月
- 23) 田村彰男、菅野俊介、長嶋俊雄、木村秀樹、原誠、沢村牧人：超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および架構に関する実験的研究（その5）高軸圧縮力を受ける溶接金網柱の曲げせん断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.151-152、昭和61年8月
- 24) 金田和宏、黒羽健嗣：高軸力を受ける高強度RC柱の弾塑性性状、コンクリート工学年次論文報告集、第12巻、2号、pp.411-416、1990年
- 25) 黄楮、李康寧、壁谷澤寿海：高軸力を受ける高強度鉄筋コンクリート柱の強度と変形性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、第12巻、2号、pp.427-432、1990年
- 26) 小室努、是永健好、竹崎真一、川端一三：超高強度材料を用いたRC柱の構造性能（その1 実験計画および実験結果概要）、（その2 実験結果の検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.37-40、1997年9月
- 27) 六車熙、渡辺史夫、岩清水隆、光枝良：横補強による高強度コンクリートのじん性改善に関する研究、第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集、pp.317-320、1983年
- 28) 堀田久人、香川賢次、滝口克己：実構造物を模した端部境界条件を有するRC造柱の曲げ強度及び変形性能に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第559号、pp.197-204、2002年9月

（2004年6月10日原稿受理、2004年10月13日採用決定）