論文

[2076] 変動軸力を受ける RC 部材の主筋とコンクリートの拘束法

加藤大介*1・菊池政智*2・本多良政*3・鈴木広孝*3

1. 序

鉄筋コンクリート(RC)造部材における横補強筋の役割は、i)せん断補強、ii)付着割裂強度 の補強、iii)コアコンクリートの拘束(曲げと軸力に対する補強)、および、iv)主筋の座屈防止、 の4つに大別できる。日本建築学会の鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(学会 指針) [1] では、前記のうちi)ii)については具体的な設計式が提案されているが、iii)iv)につ いては、軸力制限と構造規定が示されているだけである。本論文の目的は、この2つの項目にお ける具体的な設計式を提案することである。ただし、このような配筋が必要となる部材は高軸力 を受ける隅柱であるため、変動軸力の扱いに重点をおいて検討した。

2. 主筋の座屈防止のための拘束筋の配筋法

筆者らは、繰り返し曲げを受ける部材の主筋の圧縮方向の累積塑性軸歪度が座屈歪度計算値に 達したときを変形能の限界とすることにより、式(1)で座屈防止筋の評価を試みた[2]。

 $(\Sigma e a w/\Sigma a h) \cdot (\sigma wy/\sigma y)/(S/\phi h) = 0.039 \qquad (tt US/\phi h \le 10) \qquad (1)$

ここで、 σ wy、 σ yは横補強筋と主筋の降伏応力度、Sは横補強筋間隔、 ϕ hは主筋径、 Σ ahは断面1辺の主筋の全断面積、 Σ eawはこれらの主筋を拘束する横補強筋の有効な全断面積であるが、 中子筋の断面積は2倍としてよい。なお、式(1)は柱の必要部材角を0.015radとしたときのもので あり、このとき要求される累積座屈歪度は地震応答解析および断面曲げ解析より30000microと推 定している。本来、断面の曲げ抵抗要素として、引張と圧縮を受ける主筋および圧縮コンクリー トの組み合わせにより靭性能が決まるので、このように主筋のみを分離して評価する方法には問 題がある。しかし、曲げに対するコンクリートの拘束筋を算定する場合には、主筋は圧縮側と引 張側の双方で降伏力を維持していることを仮定するのが一般的であるため、このような座屈防止 筋の考え方は安全側の考え方として許容しうる。

一方、筆者らは主筋の座屈が部材の靭性に及ぼす影響を検討するため、主筋の座屈で靭性が決 まるように設計された4体のRC柱試験体(試験体名H1~H4)の静加力実験を行った。試験 体はシアスパン比2.7の22cm角の正方形断面であり、加力方法は建研式で行っている[3]。配筋 と軸力比は図-2中に示してある。本章では、試験体の主筋の圧縮方向累積塑性軸歪度(図-1参照)、 座屈歪度計算値および試験体の挙動の関係について検討し、文献[2]の考え方、すなわち、式 (1)の妥当性を検討する。

図-2は、この4体の試験体の主筋位置の歪の圧縮方向累積塑性歪度の履歴(正加力で圧縮力を 受けるもの)を加力サイクルを横軸にとって示したものである。なお、主筋位置の歪とはヒンジ ゾーンの軸変形(危険断面から11cm(柱幅22cm)で測定)を主筋位置の変位に換算し、主筋の抜 け出し量を引いて求めた平均歪である。同図には平面保持解析でヒンジゾーンのモーメントー曲

- *1 新潟大学助教授 工学部建設学科、工博(正会員)
- *2 東京電力(株)(正会員) *3新潟大学大学院 工学部建設学科

率関係を追跡した際の主筋の歪も併せて示した。両者はほぼ一致している。一方、実験と解析よ り得られた線上には、それぞれ座屈が確認された点と文献 [4] による座屈歪度計算値を記号で示 した。この座屈歪度計算値は、中心軸圧縮実験から得られた主筋の応力度 – 歪度関係を用いて実

験的に評価した式で、主筋の応力度が 歪硬化域から再び降伏応力度のレベル に低下した点を座屈点と定義している。 また、座屈が帯筋の数区間に渡って生 じる場合を考慮できる点に特徴があり、 本報告では座屈可能な長さを柱幅とし たものと実験で観察された座屈長さと したものの2通り行った。これらの試 験体はH1、2が中子筋の無い試験体、 H3、4が中子筋の有る試験体で、H 1~3が変動軸力を受けるもの、H4 が定軸力である。なお、座屈が確認さ れた点は試験体としての変形限界と概 ね対応している[3]。結果をみると、 いずれの試験体も座屈確認実験値は計 算値を大きく上回っており、式(1)が安 全側であることが分かった。特に、中 子筋の無いものでこの傾向が顕著であ った。また、変動軸力を受けた試験体 H3は、一定軸力の試験体H4よりも、 受ける歪度が大きく、座屈に対しては 不利になるが、今回はその差はあまり 顕著ではなかった。

図-3は、各試験体のヒンジ領域にお ける破壊領域長さの変化を加力サイク ルを横軸にとって示したものである。 ここで、破壊領域長さは上下のヒンジ 領域の左右の主筋位置でのコンクリー トの剥落長さと定義し、試験体1体に つき4箇所のデータを得た。各箇所で の具体的な測定は、同時に圧縮力を受 ける一列の主筋のうち、隅角部の2本 と中央の1本の位置において、コア位 置までかぶりコンクリートが剥落して いる長さを測定し、この3つの平均を 破壊領域長さとした。図中には座屈が 確認された点を〇で、その座屈長さを



図-1 圧縮方向累積塑性歪度の概念



──図-3 破壊領域の変化(文献[3])

-462-



(a)対象断面(at=ac)(b)主筋のモデル
 (c)コンクリートモデル
 図-4 対象断面と材料のモデルの仮定

ー点鎖線で示してあるが、かぶりコンクリートが剥落し、座屈 長さ分のコアが露出した付近で座屈が生じていることが分かる。 すなわち、実際の部材ではかぶりコンクリートの主筋座屈防止 効果は大きく、従って、図-2において、中子筋がなく横補強筋 による座屈防止効果が少ない試験体で実験値が計算値を大きく 上回ったことが説明できる。

3. 曲げ拘束筋の配筋法

3.1 既往のコンクリートモデルを用いた検討

本章ではコンクリートの曲げ拘束法について提案する。ただ し、このような配筋が必要となる部材は高軸力を受ける隅柱で

あるため、変動軸力の効果を扱える大まかなモデルで検討した。対象断面と材料のモデルの仮定 を図-4(a)~(c)に示す。すなわち、腹筋比が1で主筋の芯間距離で定義されるコア断面を対象に し、鉄筋は完全剛塑性に、コンクリートは繰り返しループで履歴面積がないストレスブロックに 置換した。ストレスブロックの係数はコア最大応力度とそのときの軸歪度に対してkとmとした。

図-5は変動軸力と正負繰り返しモーメントを受ける断面の歪と応力度の分布を示したもので、 曲率±φprのサイクルを繰り返した後に、曲率φcyで限界状態に至る場合を示している。同図よ り、正負両側で圧縮力を受ける断面は軸歪が徐々に蓄積していく様子が分かる。ここで、φpr=φ cy(=φu)を仮定すると、限界曲率φuは式(2)で表される。

 $\phi u/(m \cdot \varepsilon p/Dc) = \begin{cases} k/\eta p & (0 < \eta p \le 1/(1+\gamma) \cdot k) & (2-1) \\ k/((3+2\gamma) \cdot \eta p-2k) & (1/(1+\gamma) \cdot k < \eta p \le k) & (2-2) \end{cases}$ (2)

 $\eta p = N p / (D c \cdot B c \cdot \sigma p)$ $\eta n = N n / (D c \cdot B c \cdot \sigma p)$ $\gamma = \eta n / \eta p$ $(\gamma \ge 0)$

ここで、Np、Nnは部材に生じる最大軸力と最小軸力である(圧縮を正とする)。また、以後、 $\phi u/(\epsilon p/Dc)$ を限界曲率基準値と呼ぶ。

図-6は、k=2/3、m=1としたときの限界曲率基準値と ηp の関係を、 $\gamma が 0$ 、0.5、1.0の3ケースについて、式(2)に従って示したもので、軸力と限界曲率の関係に及ぼす変動軸力の影響を示す図となっている。なお、式(2)の適用範囲は $\eta p \leq k$ であるが、図は $\eta p > k$ についても一点鎖線で示した。同図より軸力比が1/3以下では変動軸力の影響がないことが分かる。ここで、 $\gamma=1$ 、すなわち一定軸力部材を基準に考え、変動軸力を受ける部材は限界曲率が同じとなる一定軸力部材に

-463-



図-5 変動軸力と正負繰 り返しモーメントを受け る断面の歪と応力度

置換する方法を考える。図中の破線はこの置換法を示したもので、ηp、η=0の変動軸力を受ける 部材はeηの一定軸力を受ける部材と考えればよいことがわかる。このeηを等価軸力と呼び、式 (2)を等価軸力という観点で整理すると、式(3)が得られる(k=2/3)。

	ηp		$0 < \eta p \leq 1/3$	
eη	$= \{ \eta p/5 + 4/15 - \eta s \}$	(≧1/3)	$1/3 < \eta \ p < 2/3/(1 + \gamma)$	(3)
	$(3+2\cdot\gamma)/5\cdot\eta p - \eta s$	(≧1/3)	$2/3/(1+\gamma) \le \eta p \le 2/3$	

ここで、η sは芯筋が負担する軸力比とするが、芯筋を考慮する場合でも軸力比は1/3以下とはしないことにする。図-7に式(3)で与えられる変動軸力と等価軸力の関係を示す。

図-8は、コア断面の軸力比と限界曲率基準値の関係を、3種類のコンクリートモデルを用いて 示したものである。図(a)が筆者らが提案したモデル[5]、図(b)が鈴木らのモデル[6]、図(c) が建築研究所の行ったNewRcプロジェクトで提案されたモデル[7]である。これらのモデルは横 補強筋のコンクリートへの拘束効果を考慮したモデルであるが、いずれも横補強筋間隔等の配筋 法が拘束効果へ及ぼす影響も考慮可能なモデルとなっている。また、文献[7]のモデルは、特に 高強度材料を意識して開発されたモデルである。それぞれの図で、変動軸力を等価軸力に変換す る前(図(1))と変換したもの(図(2))について示した。用いた実験データは、文献[8]であげ られている参考文献で示されている試験体計46体とした(定軸力25体、変動軸力21体)。材料の 強度の範囲はコンクリートは268~820kg/cm⁴、主筋強度が3480~6969kg/cm⁴、帯筋強度が2790~ 14400kg/cm⁴、軸力比が0.15~0.74、である。なお、限界変形は包絡線上で耐力が最大耐力の80% に低下した点の変位とし、そのときの限界曲率はヒンジゾーンで曲率分布を一定として計算した (文献[3]と同じ)。また、断面中心に軸方向筋が有る場合のみ芯筋として考慮した。

図-8(a-2)~(c-2)の等価軸力に変換した図には、 γ =1(一定軸力)とした場合の式(2)も示して ある。ただし、ストレスブロックの歪に関する係数mの値が未定であるので、最小自乗法により 平均評価式を求めた。さらに、20%下限式もあわせて評価した。それぞれのmの値は図の上部に示 してある。ただし、検討の対象にしたのは、各図で軸力比が1/3~2/3に入る試験体のみとした (式としては式(2-2)のみで評価した)。また、得られた平均評価式を γ =0の場合も含めて、図-8(a-1)~(c-1)中に示した。図(1)より、変動軸力を受ける試験体は、その最大軸力で評価すると、 一定軸力の試験体より限界変形が大きく、その平均的な値は γ =0とした各図の破線で表されるこ とが分かる。また、図(2)より、変動軸力を受ける試験体を、等価軸力で評価すると、一定軸力の 試験体とほぼ同じ集団に含まれること、すなわち、式(3)の等価軸力が有効性が分かる。

3.2 簡易モデルを用いた設計式の提案

文献 [5~7] で示されたコンクリートモデルは、横補強筋の間隔や中子筋の数などがパラメー タとなっており、複雑である。そこで、実際の設計条件を満たし、安全側に簡略化したモデルを 用いて、設計式を作成することを試みる。設計条件としては、帯筋間隔/断面幅が0.2以下、およ び、中子筋の数が2本以上、を用いる。これは軸力比で1/3以上の高軸力を受ける柱としては、一 般的な値である。このとき、帯筋により拘束されるコアコンクリートの最大応力度 σ pとそのとき の歪度 ε pは、コンクリート強度には依存するが、他の要因にはあまり影響を受けない。この様子 を図-9(a)(b)に示す。同図の縦軸は、拘束による σ pと ε pの増分に及ぼす拘束応力度の影響を意 味しているが、これを安全側に評価したものが図の上部に示した式である。

図-10は、この簡易モデルを用いたコア断面軸力比と限界曲率基準値の関係を、図-8(2)と同様



図-10 簡易モデルを用いたコア断 面軸力比と限界曲率基準値の関係



のスタイルで示したものである。ただし、簡略化の ため部材角から曲率への変換は曲率分布を逆三角形 として求めている。本論文では、図中の20%下限式を 等価軸力比が1/3~2/3の部材を対象にした曲げ圧縮 コンクリートの拘束筋の設計式として用いるが、コ ア長さは柱全幅の85%と仮定して、全断面を対象にし た式(4)を提案する。

$$R u = 0. 27 \cdot L s \cdot \varepsilon p/D/(\sigma_B/\sigma p \cdot e \eta - 0. 19)$$

$$(1/3 < e \eta \le 2/3) \qquad (4)$$



 $\sigma p = \sigma_{B} + 2.1 \cdot p \cdot w \cdot \sigma \cdot w \qquad \varepsilon p = \varepsilon_{B} + (0.024/\sigma_{B}) \cdot p \cdot w \cdot \sigma \cdot w \qquad (\varepsilon_{B} = 1.37 \cdot 10^{-6} \cdot \sigma_{B} + 0.00169)$

ここで、 σ_{B} はコンクリート強度(kgf/cm²)、pwは帯筋比、Lsは柱のシアスパン長さ、Dは柱幅、 σ wyは帯筋の降伏応力度で、文献 [7] に倣い7000kgf/cm²以下という条件をつける。また、en は 全断面と σ_{B} を用いた等価軸力比であるが、式(3)で算出する。なお、本来式(3)はコアを対象にし た式であるが、コアと全断面での軸力比は一般的にあまり変わらないので、これを許容した。

4. 設計例での検討

最後に、本提案による必要配筋が学会指針と比較してどの程度になるかを、要求部材角0.015r adで設計されている指針設計例201C1柱を例にとって、図-11に示す。特別ヒンジ領域であるの で、主筋間隔20cm以内毎に主筋が拘束されている。本提案を用いると、最大軸力比0.37が式(3)よ り0.34に低減される。本例では、式(1)、式(4)とも帯筋比0.7%となるので、図-11(c)に示すよう に横補強筋にD13鉄筋を用いると間隔は11cmとなる。ただし、柱のシアスパン長さは降伏機構設計 時の応力分布から求め194cmとしたが、厳密な応力解析を行わない場合には、柱内法高さの半分 (本例では140cm)とすれば安全側となる。

5. まとめ

主筋の座屈防止筋の設計式として、式(1)が安全側であることを確認した。また、曲げ圧縮部の コンクリートの拘束筋設計式として、式(4)を提案した。さらに、変動軸力を受ける部材は、式 (3)により等価軸力に換算し、一定軸力を受ける部材と同一の変形能評価式を適用しうる。

[参考文献] 1)日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、19 90年、2)加藤大介:鉄筋コンクリート造部材の配筋設計法に関する研究(コンクリートの拘束筋と主筋 の座屈防止筋に関する考察)、日本建築学会構造系論文報告集、第452号、1993年、10月、pp.99 -107、3)本多良政、加藤大介:主筋の座屈挙動に着目した変動軸力を受けるRC柱の静加力実験、 第16回コンクリート工学年次論文報告集、1994年、4)加藤大介、若月康二:高強度材料を用いた RC部材の主筋の座屈性状、日本建築学会構造系論文報告集、第453号、1993年、11月、pp.141-147、5)加藤大介:角形補強筋で拘束されたコンクリート柱の軸応力度-盃度関係に関する研究、 日本建築学会構造系論文報告集、第422号、1991.4、pp65-74、6)鈴木計夫、中塚佶、他:角形横 補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と強度・変形特性、コンクリート工学年次 論文報告集、11-2、1989、pp.449-454、7)平成4年度 New Rc 研究開発概要報告書 C-7)コンファインド コンクリートの力学特性に関する資料のとりまとめ、国土開発技術センター、8)平石久広:靭性設計小 委員会報告書5.1断面の曲げ靭性設計、日本建築学会、pp.95-121、1992年

-466-