

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]。

$$(\Sigma eaw/\Sigma ah) \cdot (\sigma wy/\sigma y)/(S/\phi h) = 0.039 \quad (\text{ただし } S/\phi h \leq 10) \quad (1)$$

ここで、 σwy 、 σy は横補強筋と主筋の降伏応力度、 S は横補強筋間隔、 ϕh は主筋径、 Σah は断面1辺の主筋の全断面積、 Σeaw 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靱性が決まるので、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靱性に及ぼす影響を検討するため、主筋の座屈で靱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、H1~3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箇所データの得た。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○で、その座屈長さを

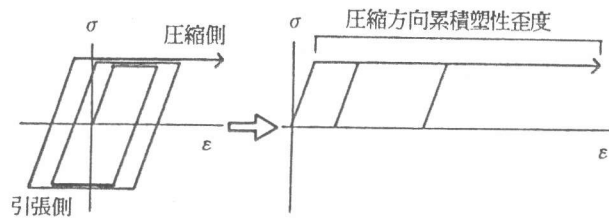


図-1 圧縮方向累積塑性歪度の概念

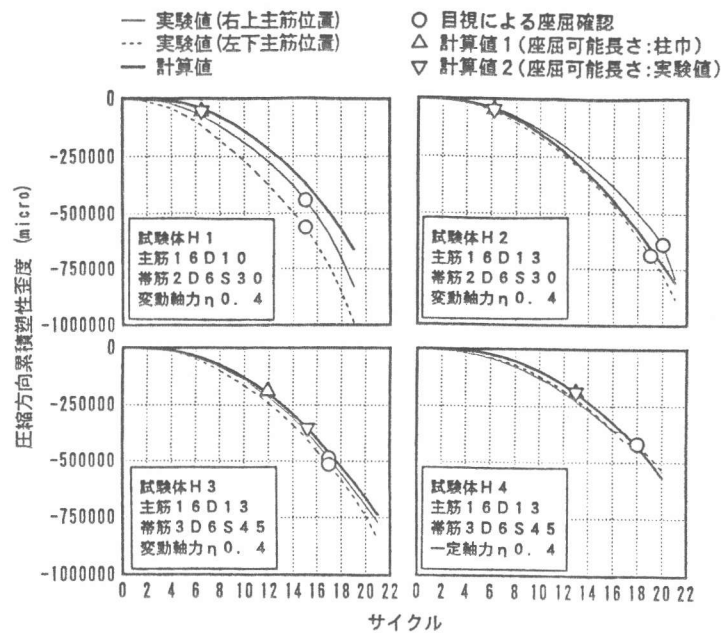


図-2 主筋位置の歪の圧縮方向累積塑性歪度の履歴と座屈歪度計算値の関係 (文献 [3])

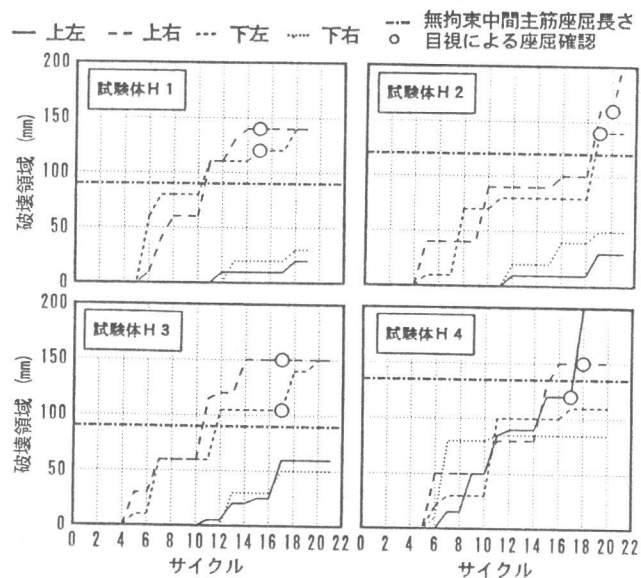
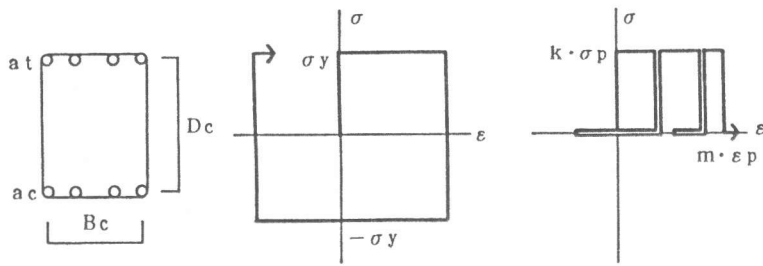


図-3 破壊領域の変化 (文献 [3])



(a)対象断面(a t= a c) (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

一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。

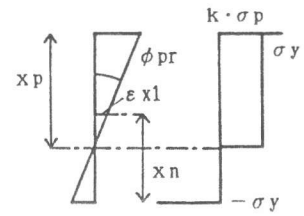
図-5は変動軸力と正負繰り返しモーメントを受ける断面の歪と応力度の分布を示したもので、曲率±φ_{pr}のサイクルを繰り返した後に、曲率φ_{cy}で限界状態に至る場合を示している。同図より、正負両側で圧縮力を受ける断面は軸歪が徐々に蓄積していく様子が分かる。ここで、φ_{pr}=φ_u(=φ_u)を仮定すると、限界曲率φ_uは式(2)で表される。

$$\phi_u / (m \cdot \epsilon_p / D_c) = \begin{cases} k / \eta_p & (0 < \eta_p \leq 1 / (1 + \gamma) \cdot k) & (2-1) \\ k / ((3 + 2\gamma) \cdot \eta_p - 2k) & (1 / (1 + \gamma) \cdot k < \eta_p \leq k) & (2-2) \end{cases} \quad (2)$$

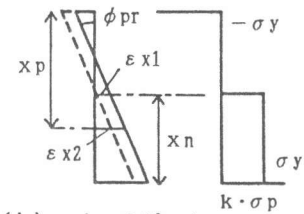
$$\eta_p = N_p / (D_c \cdot B_c \cdot \sigma_p) \quad \eta_n = N_n / (D_c \cdot B_c \cdot \sigma_p) \quad \gamma = \eta_n / \eta_p \quad (\gamma \geq 0)$$

ここで、N_p、N_n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、φ_u/(ε_p/D_c)を限界曲率基準値と呼ぶ。

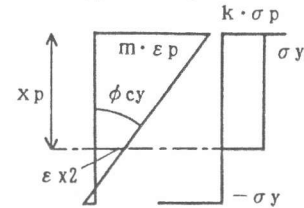
図-6は、k=2/3、m=1としたときの限界曲率基準値とη_pの関係を、γが0、0.5、1.0の3ケースについて、式(2)に従って示したもので、軸力と限界曲率の関係に及ぼす変動軸力の影響を示す図となっている。なお、式(2)の適用範囲はη_p ≤ kであるが、図はη_p > kについても一点鎖線で示した。同図より軸力比が1/3以下では変動軸力の影響がないことが分かる。ここで、γ=1、すなわち一定軸力部材を基準に考え、変動軸力を受ける部材は限界曲率が同じとなる一定軸力部材に



(a) 曲率φ_{pr}のピーク



(b) -φ_{pr}のピーク



(c) φ_{cy}のピーク(終局状態)

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、 $\eta_p, \gamma=0$ の変動軸力を受ける部材は $e\eta$ 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 $e\eta$ 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 ($k=2/3$)。

$$e\eta = \begin{cases} \eta_p & 0 < \eta_p \leq 1/3 \\ \eta_p/5 + 4/15 - \eta_s & (\geq 1/3) & 1/3 < \eta_p < 2/3/(1+\gamma) \\ (3+2\cdot\gamma)/5 \cdot \eta_p - \eta_s & (\geq 1/3) & 2/3/(1+\gamma) \leq \eta_p \leq 2/3 \end{cases} \quad (3)$$

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 $268 \sim 820 \text{ kg/cm}^2$ 、主筋強度が $3480 \sim 6969 \text{ kg/cm}^2$ 、帯筋強度が $2790 \sim 14400 \text{ kg/cm}^2$ 、軸力比が $0.15 \sim 0.74$ 、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、 $\gamma=1$ (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 $1/3 \sim 2/3$ 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 $\gamma=0$ 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 $\gamma=0$ 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

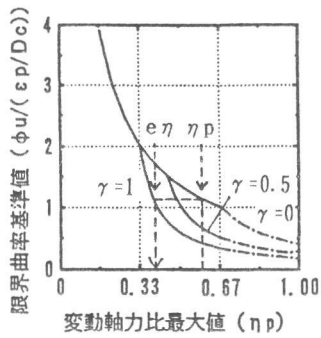


図-6 軸力と限界曲率の関係に及ぼす変動軸力の影響

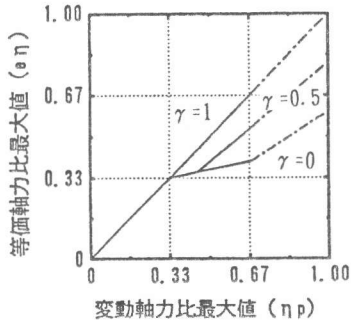


図-7 変動軸力と等価軸力の関係

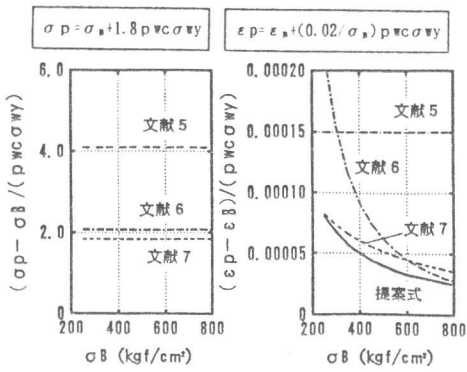


図-9 S/D=0.2、中子筋2本を仮定したときのコンクリートモデルの比較

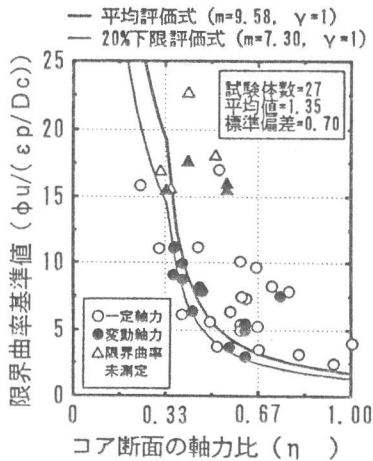
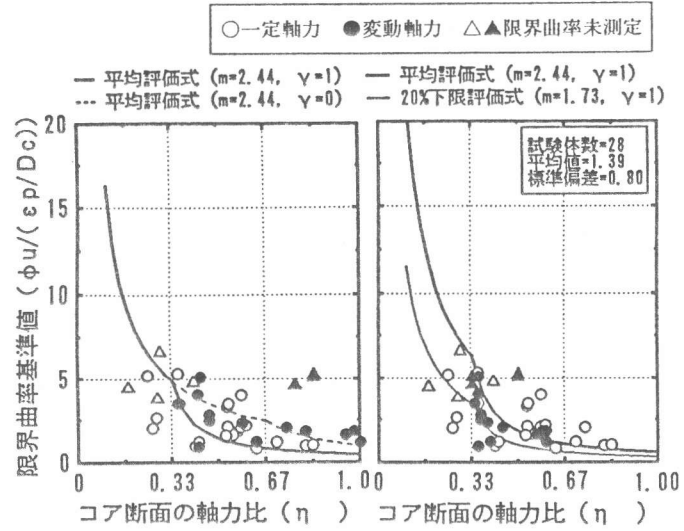
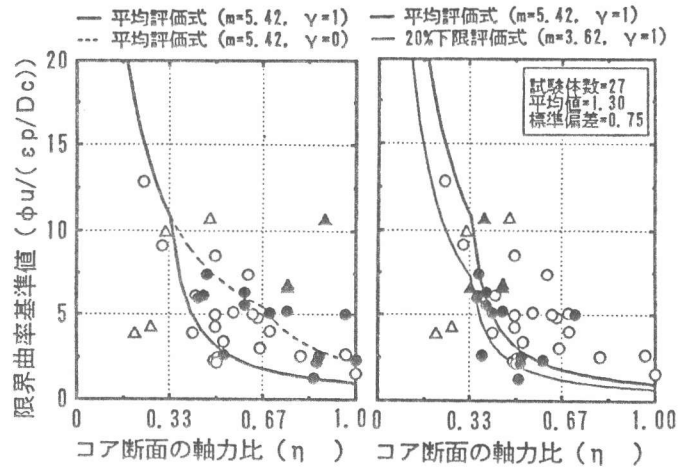


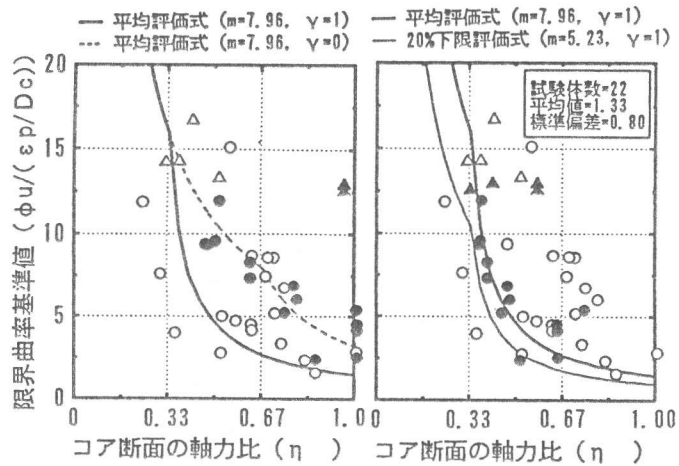
図-10 簡易モデルを用いたコア断面軸力比と限界曲率基準値の関係



(a-1) 等価軸力変換前 (a-2) 等価軸力変換後
(a) 文献 [5] のモデル (加藤)



(b-1) 等価軸力変換前 (b-2) 等価軸力変換後
(b) 文献 [6] のモデル (鈴木)



(c-1) 等価軸力変換前 (c-2) 等価軸力変換後
(c) 文献 [7] のモデル (New Rc式)

図-8 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。

$$R_u = 0.27 \cdot L_s \cdot \varepsilon_p / D / (\sigma_B / \sigma_{py} \cdot e_\eta - 0.19)$$

$$(1/3 < e_\eta \leq 2/3) \quad (4)$$

$$\sigma_{py} = \sigma_B + 2.1 \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \quad \varepsilon_p = \varepsilon_B + (0.024 / \sigma_B) \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \quad (\varepsilon_B = 1.37 \cdot 10^{-6} \cdot \sigma_B + 0.00169)$$

ここで、 σ_B はコンクリート強度(kgf/cm²)、 p_w は帯筋比、 L_s 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、 e_η 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。

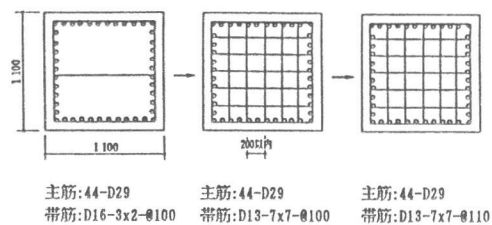
4. 設計例での検討

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0.015radで設計されている指針設計例2の C_1 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、1990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-歪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、中塚信、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：靱性設計小委員会報告書5.1断面の曲げ靱性設計、日本建築学会、pp.95-121、1992年



(a)指針のせん断と付着の規定 (b)指針の構造規定 (c)本提案

図-11 建築学会指針設計例2の C_1 柱の横補強筋の決定例