論文　繰り返し力を受ける RC 柱の破壊領域での主鉄筋座屈性状に関する研究

鈴木　森晶[*1]・水野　英二[*2]

要旨：RC 柱の変形性能には，横拘束筋の間隔などが大きく影響する。また，主鉄筋の座屈がポストピーク領域での挙動に大きな影響を与えるが，そのメカニズムは明確になっていない。本研究では，RC 柱破壊領域での主鉄筋の座屈性状などを検証するため，「かぶりコンクリート」，「横拘束筋間隔」ならびに「載荷パターン」を要因とした載荷実験を行った。また，「横拘束筋間隔」および「初期不整」を要因とし，主鉄筋の座屈解析を行った。特に，ポストピーク領域における主鉄筋の座屈長ならびに座屈発生点と横拘束筋間隔との関係，さらには主鉄筋の初期不整（はらみだし量）との関係について実験的ならびに解析的な検討を行った。

キーワード：鉄筋コンクリート柱，かぶりコンクリート，主鉄筋，座屈，破壊領域，初期不整，FEM 解析

1. はじめに

鉄筋コンクリート（RC）構造物の変形性能に大きな影響を与える要因として，横拘束筋の間隔と配筋量およびそれの定着状態が挙げられる。さらに，主鉄筋の座屈が RC 構造物のポストピーク領域での挙動に大きな影響を与えることが分かっている[1,2]。しかし，主鉄筋の座屈現象は，横拘束筋間隔や載荷パターンなどの条件で異なるため，そのメカニズムは明確になっていない。それゆえ，筆者らは，「横拘束筋間隔」および「載荷パターン」[3]，さらには「コンクリート強度」[4]を要因として，繰り返し曲げを受ける RC 柱供試体の載荷実験を実施してきた。しかし，主鉄筋の座屈挙動に関する詳細な観察は，かぶりコンクリートが剥落した後に限られ，はらみ出し前後の主鉄筋の挙動を十分に観察することが困難であった。

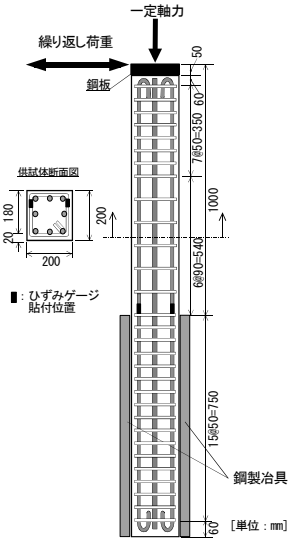
本研究では，繰り返し載荷下における，主鉄筋の座屈性状を詳細に観察・検討するため，「かぶりコンクリートの有る RC 柱供試体」と「無い RC 柱供試体」を新たに作製し，軸圧縮下での一方向繰り返し曲げ載荷実験[4]を実施した。そして，本研究で得られた実験結果と，これまで筆者らが実施した「横拘束筋間隔」，「載荷パターン」および「コンクリート強度」を要因とした RC 柱に対する繰り返し曲げ載荷実験結果[4]とを加えて，主に RC 柱破壊領域での主鉄筋の座屈性状について検証した。

特に，載荷方向反転後の主鉄筋の座屈挙動に着目し，「横拘束筋間隔」，「載荷パターン」，「かぶりコンクリート」などの要因が，座屈発生・進展などの挙動に与える影響を詳細に検討した。さらに，「横拘束筋間隔」および「座屈等による初期不整」を要因とし，FEM 解析を実施し，主鉄筋の耐力低減率と座屈との関連について検討を行った。これらの結果を基に，繰り返し曲げ力を受ける RC 柱に対する，ポストピーク領域における主鉄筋の座屈性状および挙動について検証した。

2. 実験計画

2.1 実験供試体

実験には，文献[4]と同様，断面寸法 200×200 mm，柱有効高さ 1000 mm，せん断スパン比 5 を有する RC 柱供試体を用いた。主鉄筋には D10（SD295A）を 8 本，横拘束筋には D6（SD295A）を，間隔 s = 65，90，105，120 mm でそれぞれ配筋した。s = 90 mm の供試体配筋図を**図－1** に示す。打設コンクリートには，設計基準強度 f'_{ck} = 40 MPa の普通強度コンクリートを用いた。本研究では，RC 柱基部の主鉄筋の座屈性状に特に着目し，主鉄筋の座屈挙動を観察するため，文献[4]で筆者らが行った実験と同様の供試体 4 体，基部から 400 mm 区間をかぶりコンクリート無しとした供試体 4 体を加えた，計 8 体を作製した。各供試体の材料定数一覧を**表－1** に示す。



図－1　供試体配筋

2.2 載荷装置ならびに載荷パターン

本研究では，軸圧縮下での一方向繰り返し載荷実験を実施するため，文献[4]と同様な載荷装置を用いた。載荷パターンとして，文献[4]で用いた載荷パターン 1, 2 に加えて，新たに載荷パターン 3, 4（**図－2** 参照）を設定し，計 4 水準とした。ここで，載荷パターン 1 は低変位レベルから大変位レベルにかけての繰り返し漸増載荷であり，載荷パターン 2 は大変位のみでの繰り返し漸増載荷である[4]。なお，載荷パターン 3 はかぶり有り供試体の場合で，0 → 8 → -8 → 8 → -16 → 16 → -16（× δ_y）である。一方，載荷パターン 4 はかぶり無し供試体の場合で，

*1 愛知工業大学　工学部都市環境学科土木工学専攻　准教授　博士（工学）（正会員）
*2 中部大学　工学部都市建設工学科　教授　Ph.D.（正会員）

表－1　供試体の材料定数一覧

横拘束筋間隔 s (mm)	コンクリート	主鉄筋(D10)		横拘束筋(D6)	
	設計基準圧縮強度 40 MPa	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)
65 90 105 120	かぶり有 39.7 かぶり無 33.4	328	452	326	423

表－2　降伏変位および降伏荷重

横拘束筋間隔 s (mm)	かぶり有り		かぶり無し	
	降伏変位 δ_y (mm)	降伏荷重 P_y (kN)	降伏変位 δ_y (mm)	降伏荷重 P_y (kN)
65	8.31	20.5	7.88	13.5
90	8.65	20.2	7.49	14.2
105	8.24	20.4	7.60	14.5
120	8.05	22.0	7.34	12.9

0→8→-8→16→-16→16（×δ_y）である。なお，δ_yは部材降伏時の柱頭での水平変位である。部材降伏時の変位δ_yおよび降伏荷重P_yを**表－2**に示す。

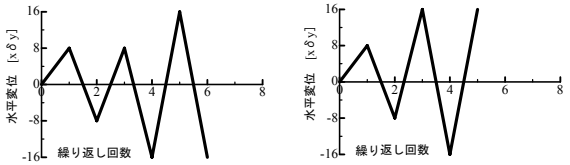
8δ_yまでの初期載荷の理由としては，文献[4]にあるように，8δ_yから鉄筋のはらみ出しにより荷重－変位特性に差異が出ることによる。また，載荷パターン3および載荷パターン4で載荷履歴が異なる理由は，かぶりコンクリートの有無により主鉄筋の座屈が発生する面（載荷パターン3では初期圧縮面；載荷パターン4では初期引張面）の状態を座屈が生ずる直前の載荷方向の反転時にて等価な状態とするためである。

3. 実験結果および考察

3.1 主鉄筋の座屈状況

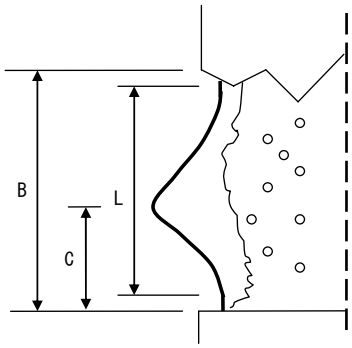
本研究では，特に，主鉄筋の座屈に関して着目する。そのため，まず，文献[4]で用いた供試体（横拘束筋間隔 s = 35, 50, 65, 90, 105, 120, 150 mm）の実験結果に対して，今回新たに座屈形状を詳細に観察した。鉄筋が曲率を有してはらみ出す区間長を座屈長 L，最大のはらみ出し高さを C，かぶりコンクリートが剥離し内部が破壊している領域を B とし，それらのイメージを**図－3**に示す。

一例として，横拘束筋間隔 s = 35，90，120 mm の供試体に対する実験終了後の正面の破壊状況を**写真－1**に示す。なお，写真中に座屈長 L および破壊領域 B も併せて示す。ただし，写真は載荷終了後に水平変位を 0 mm に戻した時点のものである。



(a) 載荷パターン 3　　(b) 載荷パターン 4

図－2　載荷パターン

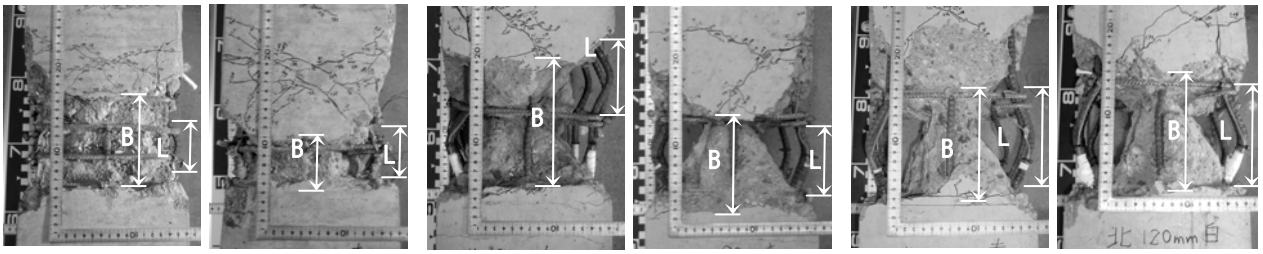


図－3　L，B，C の定義

写真－1 より分かるように，載荷パターン 1 と載荷パターン 2 での座屈頂点の高さの違いは左右の主鉄筋においてほとんど差はなかった。横拘束筋間隔 s が大きくなるのに従い，座屈頂点の位置も基部から高くなる傾向がある。ただし，**写真－1**（c）に示すように，s = 90 mm，載荷パターン 1 の場合は左右の主鉄筋で頂点の高さに違いが生じた。これは，上層の鉄筋から柱基部直上の鉄筋へと座屈領域の遷移する段階が横拘束筋間隔 90 mm 程度にあたるため，左側の主鉄筋は横拘束筋より下側に，右側の主鉄筋は上側に座屈が生じたと考えられる。同様の傾向が載荷パターン 3 においても観察された。

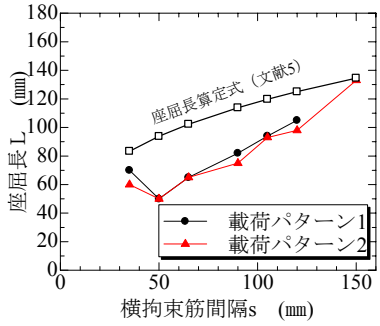
3.2 座屈長 L－横拘束筋間隔 s 関係

L－s 関係を**図－4**に示す。s = 35 mm を除いて，両載荷パターンとも主鉄筋の座屈長 L は横拘束筋間隔 s とほぼ比例の関係にある。座屈長さ 100 mm～1100 mm で検証されている座屈長算定式[5]による結果も併せて，**図－4** に示す．算定式は，本論文で用いた小型供試体（座屈長が 100 mm 以下となる）の実験結果を幾分過大評価しているため，100 mm 以下の座屈長算定には，算定式の係数を修正して適用することも可能であると考える。

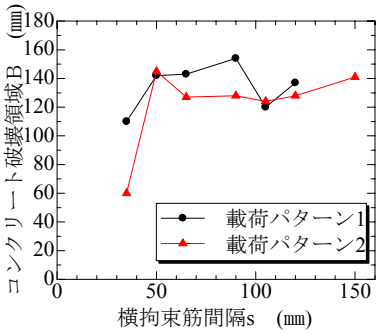


(a) s = 35 mm 載荷パターン 1　(b) s = 35 mm 載荷パターン 2　(c) s = 90 mm 載荷パターン 1　(d) s = 90 mm 載荷パターン 2　(e) s = 120 mm 載荷パターン 1　(f) s = 120 mm 載荷パターン 2

写真－1　実験終了後の破壊状況（正面）



図－4　L－s 関係

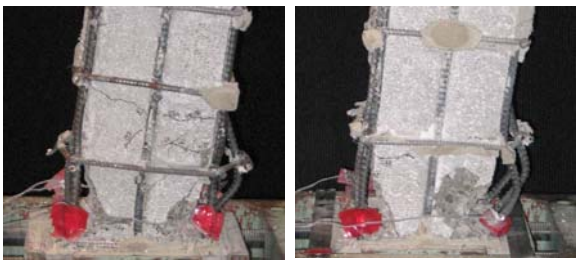


図－5　B－s 関係

s = 35 mm の場合では，基部と直上の横拘束筋間では座屈頂点高さが生じず，座屈長 L は横拘束筋間隔 s の 2 倍の長さとなった。本研究では，主鉄筋の限界座屈長は 50 mm 程度になると思われる。なお，載荷パターン 3 についても同様の傾向が観察された。

3.3 コンクリート破壊領域 B－横拘束筋間隔 s 関係

B－s 関係を**図－5** に示す。**図－5** より，コンクリートの破壊領域 B は，横拘束筋間隔 s や載荷パターンに影響されず，いずれの供試体も B = 120 mm～150 mm の間であった。例外として，s = 35 mm の両載荷パターンの場合は，他と比べて概ね小さくなった。設計基準の上限である 1.80 %（限界座屈長さ 50 mm を特定した横拘束筋体積比 1.70 %に概ね一致。）を超えた s = 35 mm の過密配筋（横拘束筋体積比 2.42 %）では，コンクリートの破壊領域が小さくなることを示唆していると考えられる。破壊領域については，載荷パターン 3 は載荷パターン 1，2 と同様の傾向であったが，かぶりが無い場合の載荷パターン 4 では，基部の一部に限定される傾向にあった。一例として s = 90 mm と 120 mm の例を**写真－2** に示すが，この場合の破壊領域はおよそ 100 mm 以下であった。



(a) s = 90 mm　　(b) s = 120 mm

写真－2　16δ_yでの破壊状況（載荷パターン 4）

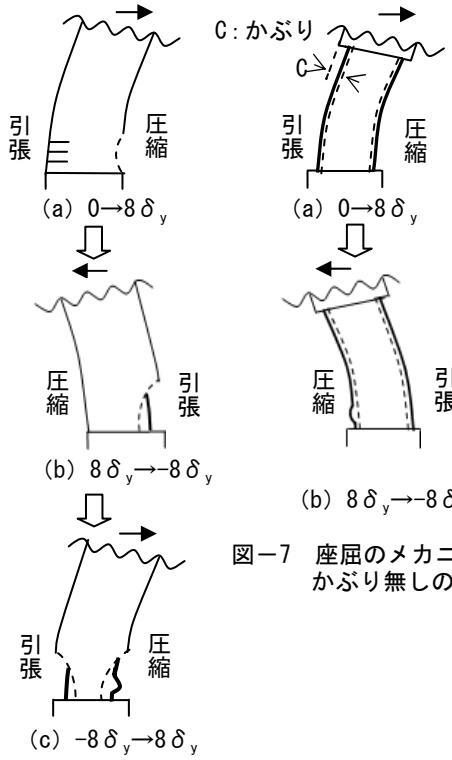
3.4 かぶりの有無による座屈発生のメカニズム

RC 柱基部における主鉄筋が大きく座屈を生じ始めるためには，一般に，(1) 基部破壊域でのかぶりコンクリートが剥離する，(2) 主鉄筋が塑性域で引張状態にある，(3) 載荷方向が反転して，引張状態にある主鉄筋が圧縮側に負荷される，ことが条件となる。

かぶり有りおよびかぶり無しの RC 供試体を対象として，座屈発生のメカニズムを**図－6** により説明する。例えば，かぶり有り供試体の場合には，十分大きな繰り返し変形を受けて圧縮側のかぶりコンクリートが剥落した後に（**図－6(a)→図－6(b)**），引張鉄筋（**図－6(b)** の右側）が圧縮側に載荷を受ける過程で座屈が発生する（**図－6(c)**）。一方，かぶり無し供試体の場合は，かぶりコンクリートの剥落がすでに生じていることと等価であるため，大きな変形を受けた引張鉄筋（**図－7** の左側の鉄筋）が，載荷方向の反転により圧縮側に負荷されたときに座屈が発生する（**図－7(a)** → **(b)**）。

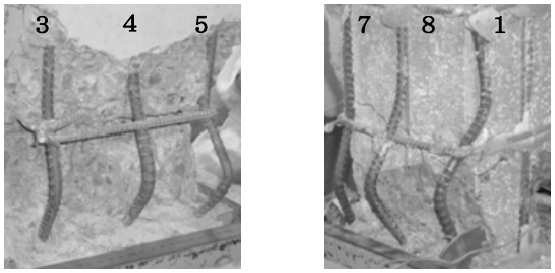
主鉄筋の座屈状況の一例として，横拘束筋間隔 s = 120 mm を有する供試体の載荷方向東面と西面を**写真－3** に示す。ここで，載荷履歴 -16 δ_y→ 16 δ_yにおける，かぶり有り供試体西面の主鉄筋（番号 3，4，5）の座屈発生後の状況を**写真－3(a)**に示す。また，載荷履歴 16 δ_y→ -16 δ_yにおける，かぶり無し供試体東面の主鉄筋（番号 1，7，8）の座屈発生後の状況を**写真－3(b)**に示す。

写真－3 から分かるように，かぶりの有無で座屈形状が異なり，座屈長 L に違いがあった。かぶり有り供試体の場合には，柱基部固定端とその直上の横拘束筋との間で主鉄筋が座屈する形状（**写真－3(a)**）が観察されたが，かぶり無しの供試体では，横拘束筋を越えて座屈範囲が広がっている。これは，かぶりコンクリートが無いため横拘束筋だけでは主鉄筋が十分に拘束されず，座屈範囲が広がったと考えられる。かぶり無しの場合は，座屈形



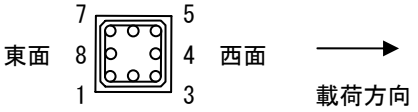
図－7　座屈のメカニズム
かぶり無しの場合

図－6　座屈のメカニズム
かぶり有りの場合



(a) −16δy→16δy
かぶり有り 西面

(b) 16δy→−16δy
かぶり無し 東面



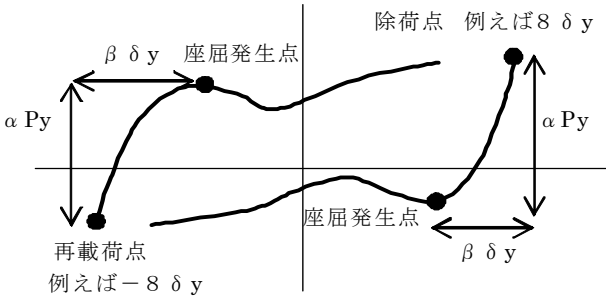
写真−3 主鉄筋の座屈状況（s = 120 mm）

状がS字型の形状を呈した。

この座屈形状はかぶり無しの場合にのみ生じ，載荷履歴は異なるものの s = 65 mm および 90 mm にも同様な座屈が観察された。さらに，かぶり有りとかぶり無しの場合では座屈長に違いが観察された。かぶり有りの場合は，座屈長が横拘束筋間隔とほぼ同じ（L = 110 mm 程度）であったが，かぶり無しの場合は，座屈長が横拘束筋間隔の約 2 倍程度（L = 230 mm 程度）となった。

3.5 座屈発生点の検討

再載荷または除荷曲線上の座屈発生点について着目し，横拘束筋間隔 s と主鉄筋の座屈発生点との関係を考察する。ここでは，**図−8** に示すように，履歴ループにおいて座屈発生点を αP_y，$\beta\delta_y$ として定義する。以下には，文献[4] の実験結果（載荷パターン 1，2）および本



図−8 αとβの定義

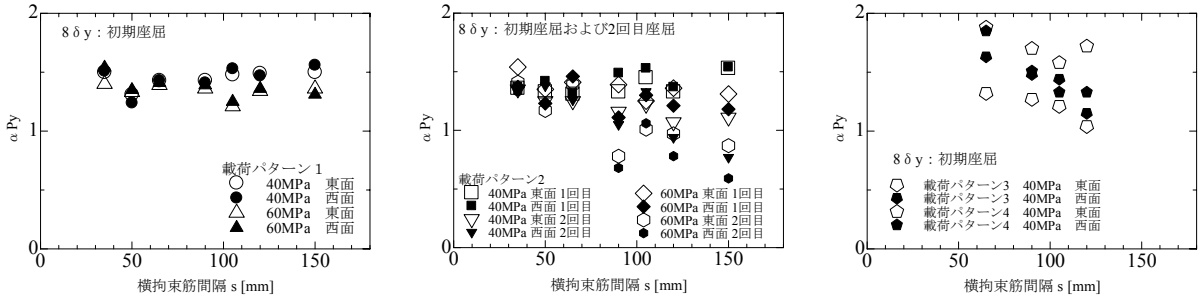
実験結果（載荷パターン 3，4）より得られた，座屈耐力 α と横拘束筋間隔 s との関係を検討・考察する。

$8\delta_y$の載荷ループにおける 1 回目の座屈発生点での α の値を**図−9** に示す。載荷パターン 1 では，小変位レベルの繰り返し載荷が主鉄筋の変形性状に影響しているため，ほぼ一定値を示すと推察される。載荷パターン 2 では，横拘束筋間隔が大きくなると，α が小さくなる場合もある。一方，載荷パターン 3，4 では，横拘束筋間隔が大きくなるに従い，α が全体的に小さくなる傾向にある。β についても，α と同様の傾向が認められた。

$12\delta_y$ないし$16\delta_y$の載荷ループにおける座屈発生点での α 値を**図−10** に示す。図より分かるように，載荷パターンに関わらず，横拘束筋間隔が大きくなるに従い，α は小さくなる傾向にある。また，その度合いは，$8\delta_y$ の場合よりも大きい。β も α と同様の傾向が認められた。

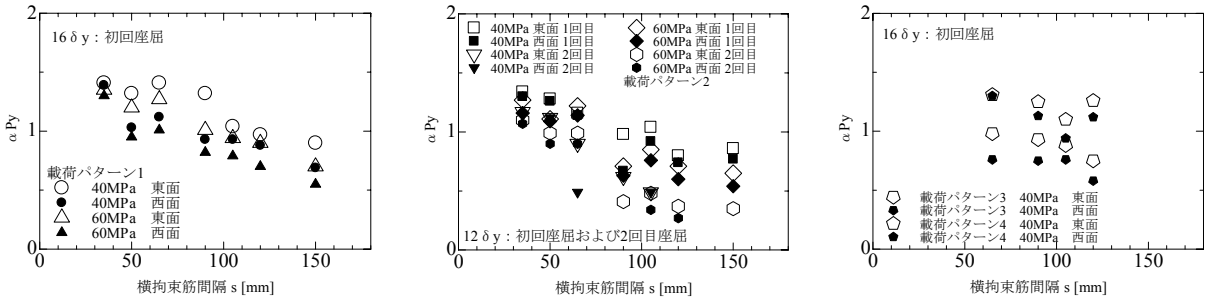
4. 主鉄筋の座屈解析

ファイバー解析手法に基づいた有限要素法により主



(a) 載荷パターン 1　(b) 載荷パターン 2　(c) 載荷パターン 3，4

図−9 座屈発生点でのαと横拘束筋間隔 s の関係（$8\delta_y$での座屈）



(a) 載荷パターン 1　(b) 載荷パターン 2　(c) 載荷パターン 3，4

図−10 座屈発生点でのαと横拘束筋間隔 s の関係（$12\delta_y$または$16\delta_y$での座屈）

鉄筋の座屈に関する弾塑性有限変形解析[6,7]を実施することにより，異なる横補強筋間隔を有する RC 供試体の鉄筋の座屈モードの変化，荷重－変位曲線上での座屈発生箇所の考察を実験結果に基づいて，解析的に行った。

4.1 解析モデル

載荷方向が反転する RC 柱基部周辺の解析モデルを**図－11** に示す。図中，右側の主鉄筋は引張状態にあり，載荷方向反転後，圧縮力が作用することになる。このような状況に基づいて，以下の解析モデルを設定した。

・柱基部と直上の横補強筋までの主鉄筋（モデル 1）：
境界条件：固定端－ヒンジ下で，圧縮力 P を受けるはり（固定－ヒンジ解析）

・横補強筋間での主鉄筋（モデル 2）：
境界条件：ヒンジ－ヒンジ下で，圧縮力 P を受けるはり（ヒンジ－ヒンジ解析）

4.2 解析条件

・はりの種類：モデル 1 およびモデル 2 の 2 種類

・はり長さ L : 35 mm，50 mm，65 mm，90 mm，105 mm，120 mm，150 mm の 7 種類（横補強筋間隔 s の種類）

・載荷反転時での初期不整形状の最大値 δ：0 mm，1.5 mm，3 mm，6 mm，9 mm，12 mm，15 mm の 7 種類

・初期不整形状と最大値位置：モデル 1 およびモデル 2 の境界条件下で軸圧縮力を受けるはりの有限変形解析による変形モードを基に，それぞれを設定した。

・分割数：はりを 10 要素に分割した。

なお，鉄筋の材料定数と断面諸量は**表－1** を参照した。

5. 解析結果および考察

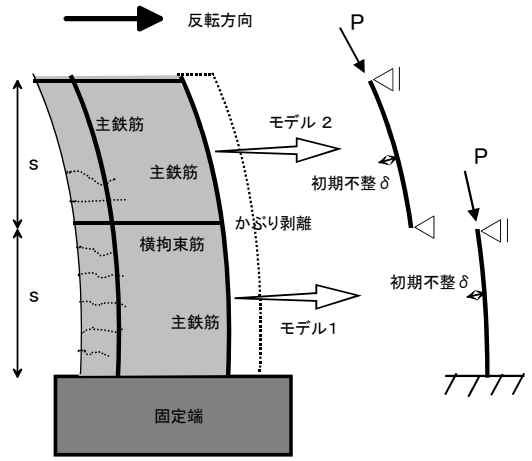
ここでは，横補強筋間隔 s ならびに初期不整 δ を水準とする「圧縮力 P－軸変位関係」，横補強筋間隔 s を水準とする「耐力の低減率－初期不整関係」を考察する。

5.1 解析結果

(a) ヒンジ－ヒンジ解析

横補強筋間隔 35 mm と 150 mm に対する，圧縮力 P－軸変位関係を**図－12** (a) および (b) に示す。また，全解析結果をまとめた耐力の低減率－初期不整関係を**図－12** (c) に示す。なお，圧縮耐力の低下は，鉄筋の軸力を降伏軸圧縮力で無次元化して，低減率としてある。

横補強筋間隔 35 mm ならびに 150 mm の結果を比較すると，初期不整量による耐力の低減状況は，はり長さ 150 mm の方がより敏感であるが，2 mm 程度の初期不整量で耐力が 40%～60%まで大きく低減するというような，概ね同様な傾向を示している。しかし，同じ初期不整量（例えば，2 mm 程度までの不整量）を有するはりが軸変形を受ける場合，長さ 150 mm のはりの方が，軸耐力の低減が 2 倍程度早いことが分かる（**図－12** (c)）。また，残留耐力に大きな違いが出ていることに留意されたい。



図－11　解析モデル

(b) 固定－ヒンジ解析

一例として，横補強筋間隔 65 mm と 120 mm に対する，圧縮力 P－軸変位関係を**図－13** (a) および (b) に示す。また，全解析結果をまとめた耐力の低減率－初期不整関係を**図－13** (c) に示す。横補強筋間隔 65 mm ならびに 120 mm の結果を比較すると，初期不整量による耐力の低減状況は，ほぼ同様の低減傾向を示す。ヒンジ－ヒンジ解析結果と同様であるが，2 mm までの初期不整量で耐力が 60%程度まで低減するという，緩やかな低減傾向を示している。しかし，残留耐力に大きな違いが出ている。

5.2 実験結果との比較

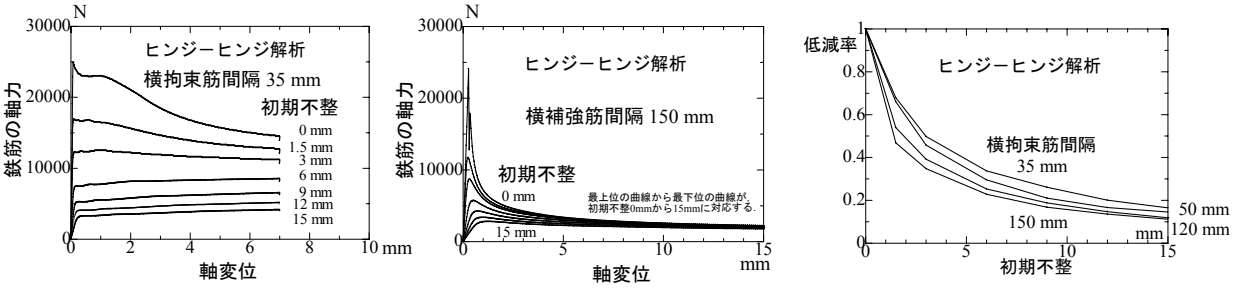
(a) 座屈発生箇所

繰り返し載荷実験を検証すると，RC 基部のかぶりコンクリートが剥離する領域は徐々に広がり，最終的には，3.3 節で述べた領域まで破壊が進展する。例えば，横補強筋間隔 35 mm では，基部の直上の 35 mm 区間の主鉄筋で座屈が生ずるのではなく，先ずその上の 2 段目にて，座屈が生じている[4]。固定－ヒンジの条件下での軸耐力よりもヒンジ－ヒンジの条件下での軸耐力の方が小さいためと考える。しかし，破壊領域が進展するに従い，横拘束筋のはらみ出しなどによりヒンジ支持の効果がなくなり，第 2 層目のはり（ヒンジ－ヒンジの条件下）としての変形よりも，第 1 層目と第 2 層目とを合わせた長さ 70 mm のはり（固定－ヒンジの条件下）の変形へと移行する。このことは，解析結果（**図－12** (a) と**図－13** (a)）などを比較・考察することからも推測できる。

同様な傾向は，横補強筋間隔 65 mm までの供試体で観察された。一方，90 mm より長い横補強筋間隔を有する供試体では，柱基部の領域にて，固定－ヒンジの条件下で主鉄筋の座屈が生じた。

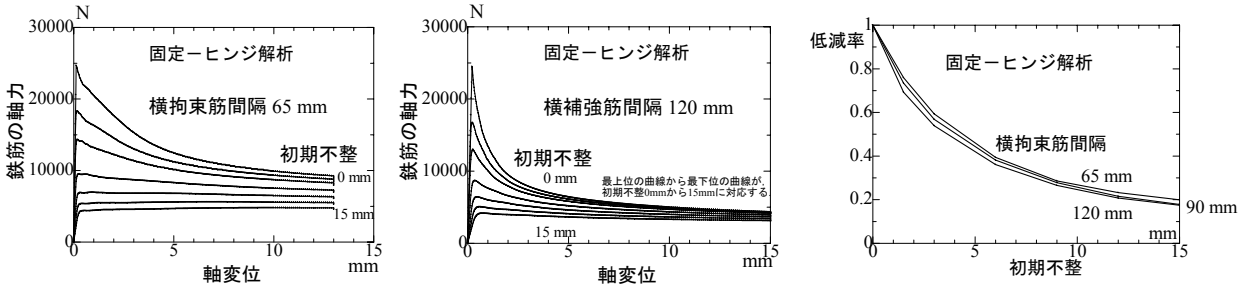
(b) 座屈発生点（α）－横補強筋間隔との関係

荷重反転点（変位点）が同じであっても，横補強筋間隔が大きくなれば，初期不整量に差異が生ずる。それゆえ，初期不整量が小さい場合には，座屈耐力の低減が顕



(a) s = 35 mm　　(b) s = 150 mm　　(c) 初期不整－低減率関係

図－12　座屈解析結果（ヒンジーヒンジ解析）



(a) s = 65 mm　　(b) s = 120 mm　　(c) 初期不整－低減率関係

図－13　座屈解析結果（固定－ヒンジ解析）

著となり，不整量が大きい場合には，低減が収束することが解析結果より推測される。**図－9** および**図－10** の実験結果を考察する限り，横補強筋間隔の増加とともに，座屈発生点での耐力（α）の低下状態または一定状態が見られる。解析結果から推察されるような傾向が明確には見られないものの，ある程度の関連性はあると考える。

6. 結論

(1) 横拘束筋間隔 s = 35 mm の場合を除き，両載荷パターンとも主鉄筋の座屈長 L は横拘束筋間隔 s とほぼ比例関係にある。座屈長さ 100 mm～1100 mm で検証された座屈長算定式[5] は，座屈長が 100 mm 以下となる小型供試体の本実験結果を幾分過大評価するため，算定式の係数を修正して適用することも可能である。

(2) また，横拘束筋間隔 s = 35 mm の場合を除き，コンクリート破壊領域 B の違いは小さく，横拘束筋間隔や載荷パターンによる影響をほとんど受けない。s = 35 mm では，コンクリートの破壊領域が小さくなる。

(3) 鉄筋の座屈は，1）引張側鉄筋の曲率分布，2）かぶりコンクリートによる鉄筋両端の境界条件，が大きく影響する。かぶりコンクリートのない場合には，実構造物の条件と異なる条件となったために、柱基部と直上の横補強筋間の鉄筋が座屈するよりも，横補強筋を超えてさらに上層の鉄筋も含めて座屈した。

(4) 主鉄筋をヒンジーヒンジ支持または固定－ヒンジ支持と仮定したはりの座屈解析結果に基づいて，座屈発生箇所の変遷ならびに座屈発生時点での耐力低減と横補強筋間隔との関係を検討・推察した結果，実験結果と概ね同じ傾向があることが分かった。

謝辞

本研究は，中部大学総合工学研究所ならびに愛知工業大学耐震実験センターの研究助成により行った。ここに感謝の意を表する。

参考文献

1) 島弘・伊藤圭一・水口裕之：曲げ破壊型 RC 橋脚における鉄筋座屈モデルによる靭性解析，コンクリート工学年次論文集, Vol.12-2, pp.741−746, 1990.

2) 中村光・二羽淳一郎・田辺忠顕：鉄筋の座屈が RC 構造のポストピーク挙動に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14,No.2,pp.337-342,1992.

3) 亀田好洋・水野英二ら：圧縮下で繰り返し曲げを受ける鉄筋コンクリート柱の変形特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30, No.3, pp.145-150, 2008.7.

4) 亀田好洋・水野英二・鈴木森晶・梅原秀哲：一方向繰り返し曲げを受ける鉄筋コンクリート柱の変形特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.31, No.2, pp.139-144, 2009.7.

5) 浅津直樹ら：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の座屈長算定式，コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1477-1482, 2000.

6) 渡辺耕平：曲げ破壊型 RC 柱部材の塑性変形評価と座屈挙動に関する研究，武蔵野工業大学工学部都市基盤工学科，修士論文，2002.3.

7) 田上和也・中村光・斉藤成彦・檜貝勇：座屈を考慮した鉄筋の繰り返し履歴モデル，コンクリート工学年次論文集，Vol.24, No.2, pp.223-228, 2002.