日本建築学会・電子計算機利用委員会
第7回電子計算機利用シンポジウム、1985

鉄筋コンクリート部材のかぶりコンクリートはく離後の主筋座屈性状の解析

正会員　黒正　清治*、同　和田　章**、同○久保田　英之***

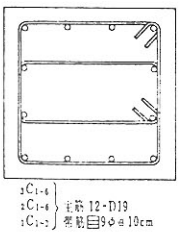
1．はじめに

これまで鉄筋コンクリート構造に関する実験報告で多く発表されているように、軸力と曲げモーメントを受ける柱または、曲げモーメントをうける梁において、圧縮力を受ける部分は、破壊時に主筋の座屈を伴うことが多い。特に、かぶりコンクリートがはく離し、そのおさえ効果が期待できなくなった場合、主筋の座屈現象は、帯筋などの補強筋のおさえ効果との関係が深い。本研究は、主筋の座屈性状と補強筋間隔・補強筋の種類・副補強筋（サブタイ）の配置との関係を、解析的に明らかにすることを目的とする。

2．現在の規準とその問題点

現在の学会規準（文献 1））では、せん断補強筋の間隔は、第16条２項および３項に定めてあり、９φあるいはＤ10を用いる場合には、はりで（1/2）Ｄ以下かつ25cm以下、柱で 10cm 以下（ただし、柱の上下端より柱の最大径の 1.5倍に等しい範囲外では、帯筋間隔を前記数値の 1.5倍まで増大することができる）とされている。また、それ以上の径の鉄筋を用いるか特殊配筋を用いる場合には、はりで(1/2) Ｄあるいは45cm以下、柱で20cm以下とされている。

ただし、「構造計算例１」では、柱頭・柱脚に図１のような「目」字のせん断補強筋を設け、曲げ降伏する柱のじん性を高める設計法を示している。

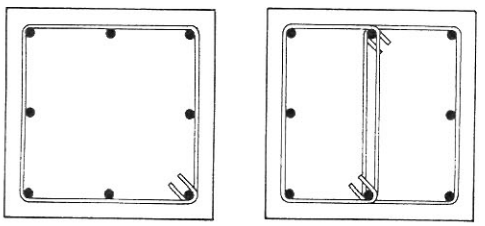


付図 2.26 (a)

図１

また、ＡＣＩ基準（文献 2、3)）では、一般的な部材のせん断補強筋については11.5.4に「d/2 以下、プレストレストコンクリート部材では(3/4)h、かつ24インチ以下」と定めている、また、APPENDIXでは、変形能力を高めるための配筋例として Overlapping hoop, Transverse reinforcementの使用例をのせ、一本一本の主筋のはらみ出しをおさえることが重要である、と述べられている。

これらからわかるように、現在の規準では、補強筋の最大間隔と Pw （あばら筋比または帯筋比）が定められてあるにすぎず、配筋方法の詳細は定められてはいない。例えば、図２の(A),(B) の２つの配筋方法において、Pwが等しかったとするとき、部材の変形性能に与える配筋法の違いによる効果が定量的に明らかにされているとはいえない。



(A)　　図２　　(B)

一般に、補強筋の役割は、せん断補強やじん性確保のほかに、主筋の座屈防止のためでもあるとされている。補強筋のせん断補強効果やじん性増大効果は、これまで多くの研究で確かめられている。さらに、多くの実験結果によれば、終局状態では、かぶりコンクリートがはく離し、せん断補強筋が変形し、主筋が座屈することにより変形能力・耐力が失われ、場合によっては、せん断補強筋が破断することもある、ということもわかっている。にもかかわらず、主筋の座屈現象を解析的に扱った研究はほとんどなく、前述した最大間隔も実験的・経験的に定められたものである。

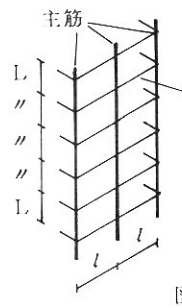
また、鉄筋コンクリート部材が繰り返し載荷を受ける時を考えると、引張時に鉄筋が降伏し、コンクリートにひび割れができ、その部分が再度圧縮力を受ける時にコンクリートのひび割れが閉じるまでは圧縮力を鉄筋だけが負担することがある。さらに、コンクリートが圧縮力により変形することにより、外側に膨らんできて、主筋を内側から押すようになるとも考えられる。このように、鉄筋は常に座屈の危険があり、それを押さえているのが補強筋であり、かぶりコンクリートであるといえる。

一方、現実の建物の柱の終局状態を考えると、たとえ柱が曲げ降伏したとしても、軸力だけは負担させて

おかなければ建物の崩壊をまねく恐れがある。しかし、曲げ降伏時に主筋が座屈しせん断補強筋が外側に膨らんでくると、せん断補強筋で囲まれたコア内部のコンクリートの破壊につながることになり、軸力を負担しつづけることが不可能になる。　このような理由により、主筋の座屈を解析的に明らかにすることは意味があると思われる。

3．弾性座屈理論による補強筋の効果の検討

弾性座屈理論により、図3に示すような単純なモデルを用い、単純な補強筋の効果を検討する。



L　：補強筋間隔
l　：主筋間隔（※）

※考えている補助筋が隣の主筋の位置で直角に曲がり引っ掛かっているとした場合を考えている。

図3

補強筋の主筋に対する座屈防止効果を、圧縮材の補剛の問題として捉えると図4のようになる。

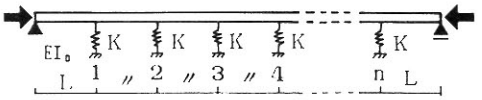
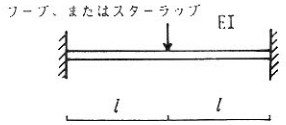


図4

ここで、K（バネ定数）は、図5のようなモデル化を考えることにより、次のように書ける。



$$K = \frac{24EI}{l^3} \qquad (1)$$

図5

文献 4）によると、(2) 式で与えられるばね定数比 k が n＝1 のとき 1.0以上、n＝2 のとき 1.5以上、n＝3 のとき約1.7 以上、n が無限大で 2.0以上のときに、補剛間隔、つまり補強筋間隔 L が座屈長さとなる。

$$k = \frac{K}{K_0} \qquad (2)$$

ここに K_0 は圧縮材の持つ基準ばね定数で、

$$K_0 = \frac{2\pi^2 EI_0}{L^3} \qquad (3)$$

と与えられる。

上記の文献 4）によると、実用上、圧縮材を弾性設計するとするならば　k＞1、塑性域でも安定して降伏することを目標とするならば　k＞3が望ましいとされている。

主筋の直径を d_0、補強筋の直径を d とすると、ばね定数比 k は(4) 式のようになる。

$$k = \frac{\frac{24E}{l^3}\frac{\pi d^4}{64}}{\frac{2\pi^2 E}{L^3}\frac{\pi d_0^4}{64}} = \frac{12}{\pi^2}\left(\frac{d}{d_0}\right)^4 \Big/ \left(\frac{l}{L}\right)^3 \qquad (4)$$

この関係をグラフにすると図6のようになる。

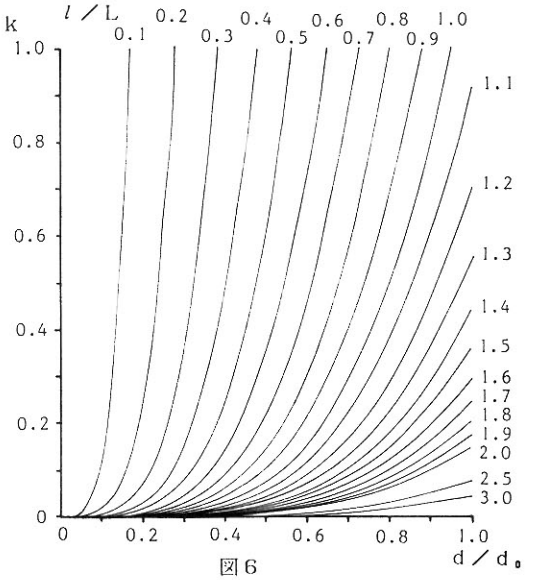


図6

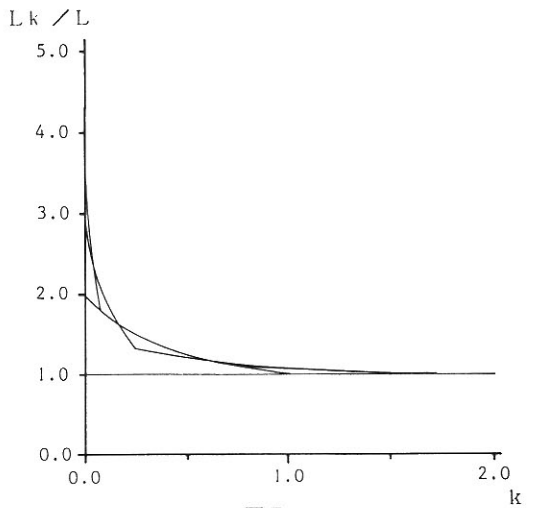


図7

（文献 4）による）

いま考えている配筋のｄ／ｄ。と l ／Ｌとから図６によってバネ定数比ｋを求めることができる。ｋを用いて図７より座屈長さ係数Ｌｋ／Ｌが求められ、座屈長さＬｋが計算できる。さらにこのＬｋと主筋の直径ｄ。とから図８により主筋の弾性座屈応力度 σ_{cr} が求まる。σ_{cr} が σ_y より大きければ、この主筋は降伏するまで座屈しないことになるが、一般の鉄骨構造で知られているように $\sigma_{cr} \gg \sigma_y$ でない限り、σ_y 以下の応力度で座屈を生じてしまう。

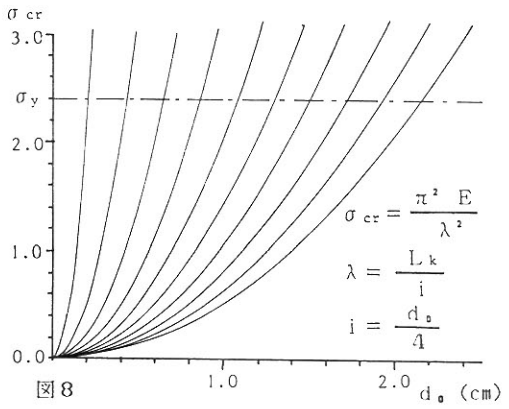


図８

例えば、図９(A) で ｄ。＝22.2mm (D22)、ｄ＝9.53 mm (D10)、Ｌ＝10.0cm、l ＝12.0cmとするとｋ＝0.02となり、よく用いられている図９(A) のような配筋法における辺の中央にある鉄筋に対しては、補強筋は主筋の座屈防止には役立たないことがわかる。

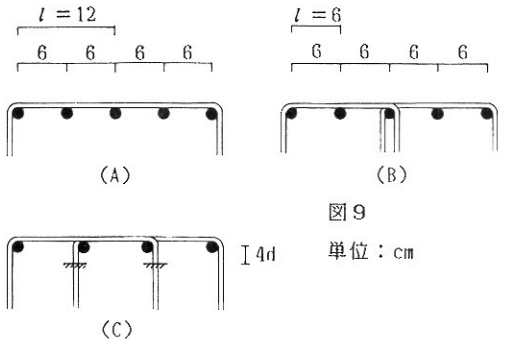


図９
単位：cm

一方、図９(B) のように配筋するとｋ＝0.19となり、図７よりＬｋ／Ｌ＝1.6 となり、座屈の防止効果が表われてくるということがわかる。

また、図９(C) の形の配筋を行なった場合、上記のＫは、補強筋が４ｄの深さの位置で完全定着しているとすると、

$$K = \frac{\frac{\pi d^2}{4} E}{4 d} = \frac{\pi d E}{16} \qquad (5)$$

$$k = \frac{2 d L^3}{d_0^4} \qquad (6)$$

前記の例ではｋ＝78.5となり、Ｌが座屈長さとなることがわかる。従って、この場合、座屈条件は補強筋の間隔にのみ依存する、ということがわかる。

４．弾塑性解析にあたっての仮定

３．では、主筋の座屈条件を弾性座屈論による補剛材の剛性と間隔という面から考察した。実際には、鉄筋は軸降伏し、また、内側のコンクリートがあるため鉄筋の変形は外側にしか起こらないことなど、上記の理論で捉えることは困難である。さらに座屈後の挙動を追うためにも弾塑性解析が必要になる。

解析を行なうにあたって、次のように仮定する。

(1) 主筋は外側にのみ座屈し、その他の方向へは座屈しない。

(2) 部材はすべて線材として扱う。

(3) 断面は変形後も平面を保持する。

(4) 軸方向変形および曲げ変形を考慮し、せん断変形は無視する。

(5) 材料（鋼材）の応力－歪関係は図10に示すものを用いる。

(6) 断面内の応力度、歪度に関しては、断面を細かく層状に分割し、その単位分割内では一定とする。

(7) 残留応力は考慮しない。

(8) 数値解析により塑性座屈を扱うため若干の初期たわみを与える。

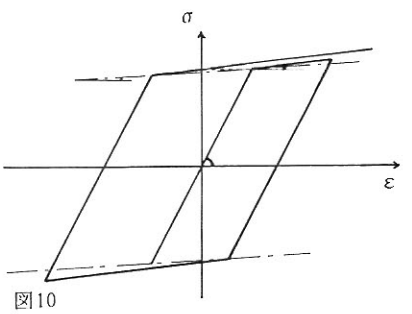


図10

5．解析法

本研究で用いた解析法は、増分ポテンシャルエネルギの停留原理に基づく変位法である。理論の詳細は文献 5）に述べられているので、ここでは概要を示すにとどめる。

解析は一つの部材を数～数十分割した要素に対し、通常の線材に用いる簡単な変位関数、すなわち軸方向に関して１次、軸に直角方向に関して３次の多項式を増分変位関数として用いる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \\ \Delta \theta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & x & x^2 & x^3 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 2x & 3x^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \alpha \\ \int \\ \Delta \alpha_0 \end{Bmatrix} \quad (7)$$

重心軸の縦ひずみ増分、および曲率の増分は

$$\Delta \varepsilon_0 = \frac{d \Delta u}{d x} + \frac{1}{2}\left(\frac{d \Delta v}{d x}\right)^2 \quad (8)$$

$$\Delta \phi = \frac{d^2 \Delta v}{d x^2} \quad (9)$$

と書ける。したがって、鉄筋の重心からｙの高さの位置の材軸方向の歪Δεは次式で表わされる。

$$\Delta \varepsilon = \frac{d \Delta u}{d x} + \frac{1}{2}\left(\frac{d \Delta v}{d x}\right)^2 - \frac{d^2 \Delta v}{d x^2} y \quad (10)$$

この増分変位によって要素に蓄えられる歪エネルギ増分と、外力を受けている部位が変位することによって失う外力のポテンシャルエネルギ増分が得られる。これに増分ポテンシャルエネルギの停留原理を用いることによって得られる方程式を解くことにより増分変位が求まる。しかし、これだけでは材料の降伏・要素の位置変化などにより内力と外力が必ずしもつりあっていない。従って、これらがつりあうまで繰り返して計算するIteration が必要である。

この解析法は線材理論として一般的であるが、鉄筋の座屈を考えるにあたり、さらに別の拘束条件が必要となる。

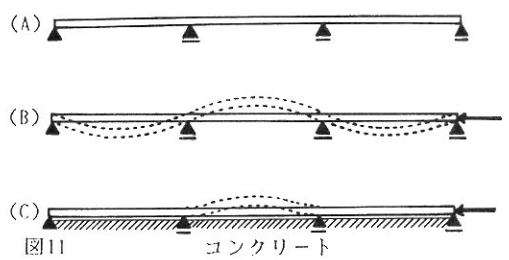


図11

図11(A）のような座屈を考える場合、他に拘束条件がなければ(B）のように座屈する。しかし、コンクリート側には座屈しないで(C）のようになるはずである。このため、図12に示すような特性を持つバネを境界条件として入れる。（図13）

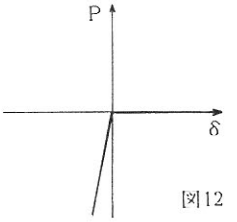


図12

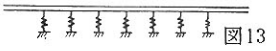


図13

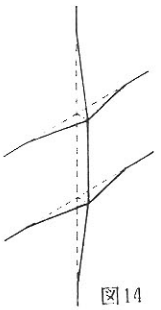


図14

また、本解析法のような平面ラーメンの理論で、図14のような構面外への変形を考えるために、交わる２本の鉄筋の線材の交点における、線材の軸方向と直交する方向の変形量を等置できるようにする。

6．解析例１

前述したように、図２(A）、図９(A）のような補強筋では座屈防止という面からはさほど効果がない、ということがわかった。しかし、補強筋の役割はそれだけではなく座屈後の座屈進行防止という面もある。

いま、図15のように、かぶりコンクリートがはく離した柱の主筋と補強筋の一部を取り出して考える。補強筋がある場合とない場合の、辺中央の主筋が座屈したあとの挙動を比較したのが図16、図17である。座屈後の変形の様子を図18に示す。また、この時の補強筋の軸力の推移を図19に示す。中央の補強筋の軸力の増加が激しいことがわかる。この補強筋は、端部と中央（主筋位置）とで引張・曲げ降伏している。

これをみると、図２(A）のような補強筋は座屈発生防止の効果は少ないが、座屈進行防止という役割は果たしていることがわかる。

7．解析例２

図20のような主筋間隔のせまい場合について解析する。この場合ではｋ＝0.33となり、３．の弾性論からはＬｋ／Ｌ＝1.4 となる。弾塑性解析の結果は図21のようなモードとなり、補強筋が座屈発生のときから効果的に作用していることがわかる。

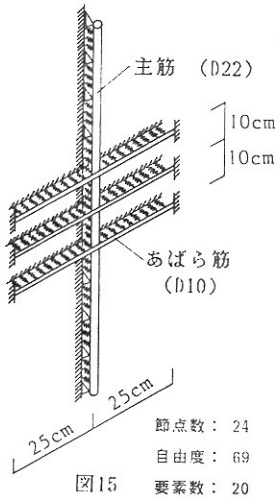


図15

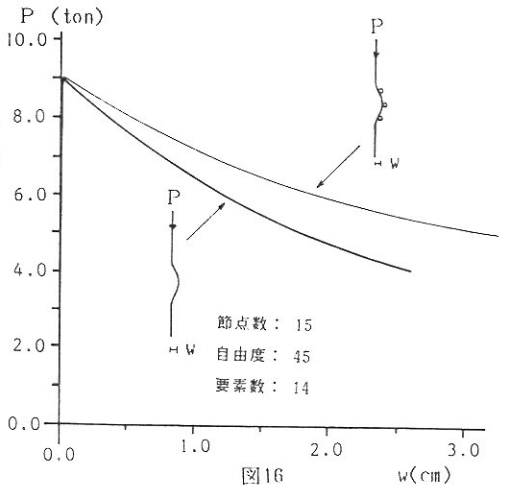


図16

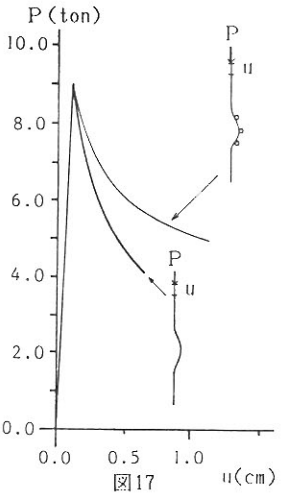


図17

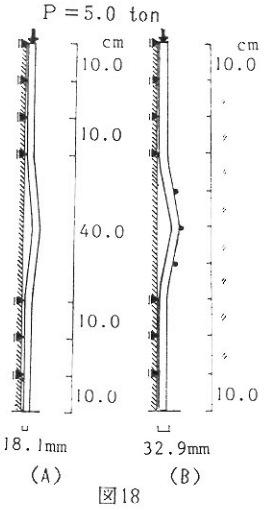


図18

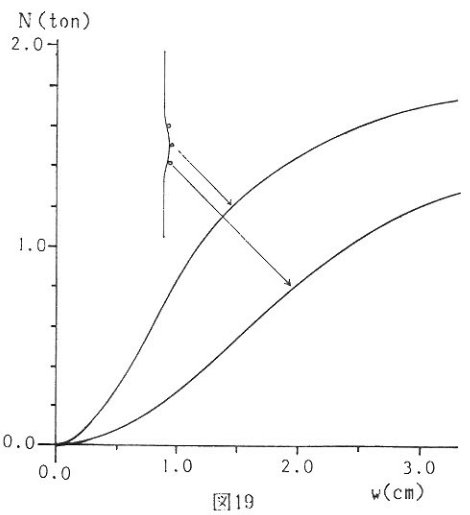


図19

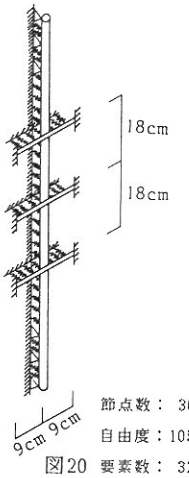


図20

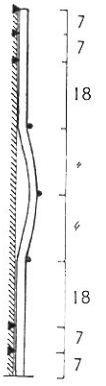


図21

8．結び

少ない数値計算の結果ではあるが、補強筋の効果は大きく3つに分けられる、と考える。すなわち、①図9(A)のように補強筋が座屈防止にはきかないが、座屈進行の抵抗とはなる場合、②座屈長を短くすることができ、座屈に抵抗するもの、③座屈長を補強筋間隔にできるもの、である。今後は、さらに発展させ、有限要素法を用いることにより、コンクリートとの関係も明かにしたい。

なお、このような解析が、パーソナル・コンピュータ上でできる、ということを付記する。

謝辞

鉄筋の座屈に関する資料を御紹介戴いた福井大学・林　静雄講師に感謝致します。

参考文献

1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1982
2) ACI：Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)、1983
3) ACI Committee 318：Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 813R-83)、1983
4) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針、1980
5) 藤本　盛久、和田　章、白方　和彦、小杉　立：「筋違付鉄骨ラーメンの弾塑性解析に関する研究」日本建築学会論文報告集、第209号（昭和48年7月）

＊　東京工業大学教授　工博
＊＊　同　助教授　工博
＊＊＊　同　大学院生

An Elastic Plastic Analysis of a Longitudinal Steel Bar in Failed Reinforced Concrete Members

Seiji Kokusho* Akira Wada** Hideyuki Kubota***

As we can find from the results of reinforced concrete experiments and from damaged building structures subjected to severe earthquake, there are many buckled longitudinal steel bars in the failed reinforced concrete members.

Longitudinal steel bars can easily buckle, when these bars bear compression forces after the reinforced concrete column or girder loses its shell of concrete which is around the core concrete and steel bars.

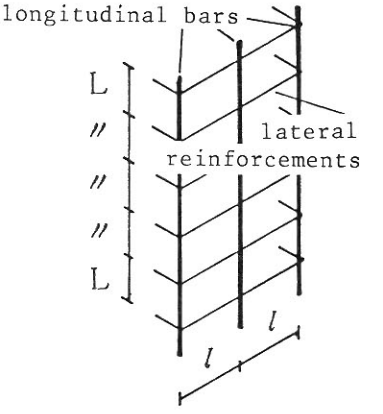
In order to clarify the buckling behaviour of longitudinal steel bars protected by some lateral reinforcement in reinforced concrete members, this paper deals with a nonlinear analysis taking into consideration the nonlinearities due to the yield of steel and based on the finite deformation theory.

A conclusion given from this analysis is shown as follows.

Case A <when l is relatively large>
The lateral reinforcements cannot increase the buckling load, but they prevent the reduction of postbuckling load.

Case B <when l is relatively small>
The lateral reinforcements increase the buckling load of longitudinal bars.

Case C <when bar is at corner>
A length of buckling mode of a longitudinal bar is one space of the lateral reinforcement <L>.



* Dr.Eng., Prof., Tokyo Institute of Technology.
** Dr.Eng., Assoc. Prof., Tokyo Institute of Technology.
*** Graduate Student, Tokyo Institute of Technology.