靱性改善を目的とした新形式鉄筋コンクリート柱の開発研究

DEVELOPMENT OF DUCTILE R/C COLUMN WITH A NEW CONCEPT

鈴木敏郎*, 滝口克己*, 宮下真一**

Toshiro SUZUKI, Katsuki TAKIGUCHI and Shin-ichi MIYASHITA

In the reinforced concrete buildings, it is important to prevent the columns from shear failure and improve the seismic performance of the columns. It is well known that the shear reinforcement is effective to improve the behavior of the reinforced concrete column by confining the core concrete of the columns.

In this paper the authors present a new concept to improve the performance of columns subjected to large displacements in the inelastic range. To lead transverse cracks prevent slant cracks caused the shear failure. In order to verify the adequacy of this concept two tests are conducted, one is the cyclic shear bending test and the other is the monotonic compression test. The following findings can be obtained.

- 1) The cyclic loading performance of this new R/C columns can be improved much by inserting steel plates.
- 2) By inserting steel plates the monotonic loading performance can be also improved.
- 3) These effectiveness are brought by separating concrete section and steel plates reinforcement.
- 4) Various method is existent to improve the seismic performance of R/C column.

Keywords : Column, Shear failure, Cyclic loading, Monotonic compression, Stable limit

柱, せん断破壊, 繰り返し曲げせん断実験, 一軸圧縮実験, 安定限界

1. 序論

近年、鉄筋コンクリート構造物の設計においては、部材の終局時の特性に立脚した設計法いわゆる終局強度型の設計手法が提案されている¹⁾。この設計手法における耐震性確保の考え方は、構造物に一定の水平耐力を保有させ、かつ、そのときの変形をある限度内にとどめるというものである。このとき構造物を構成する各部材は、降伏を計画する部材と降伏を許容しない部材に分類され、前者には十分な靱性能を持たせ、後者には十分な強度を確保するものとしている。現在、この観点から鉄筋コンクリート柱の靱性評価式および強度評価式が提案されているが、それらはある具体的な配筋方法に対して行われているのが現状である。ここで言う具体的な配筋方法とは通常の配筋方法あるいはX形配筋等をさしている。部材の靱性を向上させるための配筋方法は、数多く提案されているが、現在最も一般的な方法は、横補強筋量を多くし、主筋およびコンクリートを十分拘束するコン

ファインドコンクリートとすることである。横補強筋がコアコンクリートを拘束することにより、最大耐力以降の負担圧縮応力の低下を防ぎ、その結果として限界曲率を改善できることも確認されている^{2), 3)}。

筆者らも、鉄筋コンクリート柱の靱性向上の方法を模索しており、脆性破壊のうち特にせん断破壊の防止に着目した方法として、コンクリート部分を水平に分断するという新しい形式を提案している⁴⁾。本論文では、新形式の鉄筋コンクリート柱に関し、その概念と靱性向上に対する有効性について考察する。

2. 新形式の鉄筋コンクリート柱

柱に要求される最も重要な性能は、軸力を安定的に保持することである。逆に、せん断破壊は、変形の比較的小さなところで、水平復元力ならびに軸力保持能力が急激に低下する最も避けるべき破壊モードであるとされている。本論文で提案する新形式の鉄筋コンクリート柱

* 東京工業大学工学部建築学科 教授・工博

Prof., Dept. of Architecture and Building Eng., Faculty of Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

** 東京工業大学工学部建築学科 大学院生(社会人プログラム), 東急建設(株)構造設計部・工修

Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, Struct. Eng., Structural Eng. Dept., Tokyu Construction Co., Ltd., M. Eng.

は、コンクリート部分を水平に分断することによりこのせん断破壊を防止しようとしたものである。分断することに期待した効果は、①あらかじめ水平ひび割れ（曲げひび割れ）を入れておくあるいは誘発することにより、その部分に変形を集中させ、②ある程度の摩擦力を伝達することを条件に、水平ひび割れ部での水平すべり変形も許容し、③結果的に、部材全長につながる斜めひび割れを防止あるいは遅延することである。これらの効果により、最終的には部材に安定した復元力特性を保有させることが可能になると考えている。部材の危険断面位置に当初から水平ひび割れを設けることは、部材の水平復元力に対して悪影響を及ぼすことはないものと考えられるが、曲げモーメントが小さい部分での水平ひび割れおよびそれを誘発するために設けた装置の挙動あるいは大変形時における水平ひび割れ部周辺の挙動は実験により確認する必要がある。

3. 圧縮曲げせん断実験

3. 1 実験概要

2章で示した概念を導入した新形式の鉄筋コンクリート柱の一定軸力下における繰り返し逆対称曲げせん断加力実験を行った。試験体は、あらかじめ水平ひび割れを入れておくことを目的に分断材として鋼板を用いたもの、水平ひび割れを早期に誘発することを目的として鋼板フープを用いたものおよび従来の手法による標準試験体の3種類である。コンクリートの分断材として用いた鋼板は、①水平ひび割れを誘発すること、②部材全長につながる斜めひび割れを防止あるいは遅延すること、③斜めひび割れが発生したとしても、そのひび割れに沿ったすべり変形を抑止することならびに④コンクリートと鋼板の間に働く摩擦力を介して鋼板に働く引張力によってコンクリートを拘束することなどの効果をもたらすものと考えられる。本形式の発想は、2章でも述べたように①および②の効果に着目したものであり、③および④は、分断材に鋼板を用いたことにより付加された効果である。本論文では、①および②を「分断効果」、③および④を「補強効果」、①～④を総じて「鋼板挿入効果」と呼ぶこととする。分断効果のみを抽出するという観点からみれば、鋼板は結果的に補強効果も含むので分断材として適切な材料ではないことになる。しかしながら、コンクリートの打設時に分断材が変形することなく所定の位置に設置されていることおよび試験体の軸方向剛性が極端に小さくならないことを満足するものの中で理想的ではないが現実的な選択として鋼板を使用した。

(1) 試験体

試験体は表-1に示す計6体である。各試験体の共通事項は、断面が250x250mm、材長が500mm（シアスパン比1.0）、主筋が6-D13（引張鉄筋比0.61%）である。

N40-S00-A30およびN46-S00-A60は、通常形式の試験体であり、比較対照のためのものである。横補強筋には6φ丸鋼を使用しており、横補強筋形状は通常用いられている矩形とし、末端部は135度フックとしている。横補強筋比は-A30で0.75%、-A60で0.38%である。図-1(a)にN40-S00-A30の試験体図およびその配筋を示す。

図-1(b)は、試験体材軸に対し垂直に鋼板を入れ、コンクリートを層状に分断することによりあらかじめ水平ひび割れを入れておくことを意図した試験体N40-S30-A30の断面図である。N46-S60-A60についても鋼板間隔、横補強筋間隔以外は同様である。鋼板は、厚さ0.8mmのものを使用し、-S30は30mm間隔、-S60は60mm間隔で試験体の危険断面位置から18cmの範囲まで試験体内に配置した。横補強筋比は通常形式のものと同一であり、-A30で

表-1 試験体一覧

Name of Specimen	Axial F. (kN)	Shear Reinf.	Pw(%)	Plate
N40-S00-A30	390	6φ □ -#30	0.75	
N40-S30-A30	390	6φ □ -#30	0.75	Steel Plate #30
N46-S00-A60	450	6φ □ -#60	0.38	
N46-S60-A60	450	6φ □ -#60	0.38	Steel Plate #60
N50-S00-PH30	490	PH □ -#30	0.75	Steel Plate #30
N50-S00-PH60	490	PH □ -#60	0.38	Steel Plate #60

N00-S00-A00
-PH00

N00: 軸力 (t)
S00: 鋼板の間隔 (mm)
A00: 矩形フープの間隔 (mm)
PH00: 鋼板フープの間隔 (mm)

(a) N40-S00-A30

(b) N40-S30-A30

(c) N50-S00-PH30

図-1 試験体図

0.75%、-A60で0.38%である。

図-1(c)は、N50-S00-PH30の断面図である。N50-S00-PH60についても鋼板フープの間隔以外は同様である。これらの試験体は、N40-S30-A30およびN46-S60-A60のように断面を大きく分断するのではなく、横補強筋を兼ねた鋼板フープで、かぶりコンクリートのみを分断することにより水平ひび割れを誘発することを意図したものである。鋼板フープの断面積は6φ丸鋼と同一となるようにしている。したがって、横補強筋比に換算すれば-PH30で0.75%、-PH60で0.38%となっている。

表-2 鉄筋および鋼板の力学特性

	Main Reinf. D13	Shear Reinf. 6φ	Plate PL 0.8	Plate Hoop PL 1.6
Standardized Classification	SD295A	SR235	SS400	SS400
Yield Strength (MPa)	337	460	277	272
Tensile Strength (MPa)	483	486	370	393
Elongation (%)	25.0	14.9	25.0	31.0

表-3 コンクリートの力学特性

Name of Specimen	N40 S00 A30 (S30 A30)	N46 S00 A60 (S60 A60)	N50 S00 PH30 (PH60)
Age (days)	15 (22)	28 (36)	44 (48)
Compressive Strength (MPa)	50.2 (52.1)	58.8 (61.1)	63.4 (60.5)
Strain at the Max. Stress(%)	0.18 0.24	0.20 0.25	0.25 0.27
$\sigma_{\text{sc}} 3$ Secant Modulus ($\times 10^4$ Pa)	4.0	3.0	4.0

図-2 実験装置

(a) N40-S00-A30

(2) 使用材料

表-2に使用した鉄筋および鋼板の力学特性を示す。主筋にはSD295Aを使用し、横補強筋にはSR235を使用している。また、鋼板にはSS400を使用している。

表-3に使用したコンクリートの力学特性を試験体別に分けて示す。コンクリートの水セメント比は33.3%と全試験体共通である。

(3) 加力および測定方法

図-2に加力および測定装置を示す。試験体に逆対称曲げせん断力を加えるために両側に各々2本ずつの油圧ジャッキを取り付けている。

加力は一定軸力を保ちながら、試験体両端に逆対称強制回転角を与えることにより行う。一定軸力は $N=0.125b_d\sigma_B$ とした。一荷重階で増加させる部材角の最大値を、軸力変動が、 $\pm 2\%$ 以内になるように制御し、変動した軸力は、各荷重階ごとに調整した。

変形履歴は、5.5サイクルの部材角漸増繰り返しとし、 $1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/25\text{rad}$ の正負で1回ずつ繰り返すものとし、目標最大部材角を $1/12.5\text{rad}$ とした。

3. 2 実験結果

図-3～図-5に各試験体の荷重-変形関係を示す。縦軸は部材両端部が曲げ耐力に達するときのせん断力で無次元化したものであり、横軸は部材角である。曲げ耐力は、コンクリート強度にシリンダー試験より得られた σ_B を、鉄筋の降伏強度に引張試験より得られた σ_y を用い、各々の $\sigma-\epsilon$ 関係を完全剛塑性と仮定して求めた。

図-3(a)は、通常形式で横補強筋が30mm間隔で入っているN40-S00-A30の荷重-変形関係である。第3サイクル($1/100\text{rad}$)の正方向で斜めひび割れの発生が確認されるとともにわずかな耐力低下が見られた。第4サイクル($1/50\text{rad}$)の正方向で耐力上昇がなくなり、同サイクル負方向でせん断破壊し、軸力を保持できなくなった。

一方、図-3(b)は、N40-S00-A30と同一条件で、鋼板が30mm間隔で入っているN40-S30-A30の荷重-変形関係

(b) N40-S30-A30

図-3 荷重-変形関係

図-4 荷重-変形関係

図-5 荷重-変形関係

係である。目標最大部材角である $1/12.5\text{rad}$ に到るまでほとんど耐力低下が見られず、安定した復元力特性を示している。

図-4 (a) は、通常形式で横補強筋が 60mm 間隔で入っているN46-S00-A60の荷重-変形関係である。第2サイクル ($1/200\text{rad}$) の負方向ピーク時にせん断破壊し、軸力を保持できなくなった。

一方、図-4 (b) は、N46-S00-A60と同一条件で、鋼板が 60mm 間隔で挿入されているN46-S60-A60の荷重-変形関係である。第4サイクル ($1/50\text{rad}$) の正方向で耐力が増大しなくなり、第5サイクル ($1/25\text{rad}$) の負方向ピーク時にせん断破壊し、軸力を保持できなくなった。

鋼板を挿入した試験体においては、曲げひび割れの早期発生が認められ、その後もせん断破壊に進展することなく安定した復元力特性を示している。最大耐力は、通常形式のものに比べやや大きくなっており、横補強筋 30mm 間隔の試験体で 1.07 倍、 60mm 間隔の試験体で 1.04 倍となっている。鋼板を入れて水平ひび割れを誘導することが、曲げ耐力の劣化にはつながらないことが判明した。

図-5 (a) は、鋼板フープを 30mm 間隔で入れ、かぶり部分のみを分断したN50-S00-PH30に関する実験結果である。第5サイクル ($1/25\text{rad}$) 载荷中に急激なせん断破

壊を起こし、軸力保持ができなくなった。

図-5 (b) は、鋼板フープを 60mm 間隔で入れたN50-S00-PH60に関する実験結果である。N50-S00-PH30同様、第5サイクル ($1/25\text{rad}$) 载荷中に急激なせん断破壊を起こし、軸力保持ができなくなった。

鋼板フープを用いた試験体は、ひび割れの発生とその進展状況および靱性の改善とともに鋼板を挿入した試験体ほど顕著ではないものの同様の性状を示している。

写真-1 (a) に通常形式の試験体N40-S00-A30の最終破壊状況を示す。斜めひび割れは試験体の圧縮縁を結ぶ線上に生じており、ひび割れ上下端でコンクリートの圧壊が起こっていた。ひび割れを横切る横補強筋の大半は切断していた。

写真-1 (b) は、鋼板によりコンクリートを分断した試験体N40-S30-A30の最終破壊状況である。第1サイクル時に生じる水平ひび割れは挿入した鋼板に沿って起こっていることが確認された。その後、鋼板間での斜めひび割れは発生しているが、大変形時に到るまで部材全長にわたりつながることはなく、部材端部での鋼板に沿ったひび割れが拡大するだけであった。

写真-2 (a) に通常形式の試験体N46-S00-A60の最終破壊状況を示す。N40-S00-A30と同様に、斜めひび割れは試験体の圧縮縁を結ぶ線上に生じており、ひび割れ上下端でコンクリートの圧壊および剥離が起こっていた。

(a) N40-S00-A30

(b) N40-S30-A30

写真-1 最終破壊状況

(a) N46-S00-A60

(b) N46-S60-A60

写真-2 最終破壊状況

ひび割れを横切る横補強筋の大半は切断していた。

写真-2(b)は、N46-S60-A60の最終破壊状況である。N40-S30-A30と同様に、第1サイクル時に生じる水平ひび割れは挿入した鋼板に沿って起こっていることが確認された。その後、第2サイクル時に鋼板間での斜めひび割れが発生し、第4サイクルの正方向で鋼板間のひび割れがつながり、引張側のコンクリートが剥離している。第5サイクル負方向ピーク時にせん断破壊を起こし軸力を保持できなくなった。

3. 3 実験結果の考察

図-6は、6体の試験体の限界変形角と横補強筋比の関係を示したものである。限界変形角は、試験体ごとに以下に示す方法で求めた。耐力が急激に低下した試験体のうちN40-S00-A30およびN46-S00-A60は、経験した最大変形角を、同じく耐力が急激に低下したN50-S00-PH30およびN50-S00-PH60は、破壊した時の変形角を、耐力低下を起こさなかったN40-S30-A30は、実験で与えた最大変形を、ならびに正方向第5サイクルにおいて耐力低下したN46-S60-A60は、最大耐力の80%低下時の変形角を、それぞれ限界変形角とした。

曲げ降伏が先行する鉄筋コンクリート柱に対して、コンクリートの最大応力以降の負担応力の低下が断面の性能劣化につながるとして、その限界変形角の計算式が提案されている^{2),3)}。この計算式は、コアコンクリートの応力-ひずみ関係を簡略化した2折線にモデル化することにより限界変形角を求めようとするものである。せん断破壊が先行する部材には、曲げ降伏後の靱性を評価し

ようとしたこの計算式は適用できない。6体の試験体のうちN46-S00-A60を除く5体の試験体は、曲げ降伏が先行しており、N46-S00-A60も最大耐力は曲げ耐力に達していることから、ここでは、横補強筋量と急激に耐力が低下するときの変形角との関係を規定したこの計算式を一つの評価尺度として用いている。

また、横補強筋を配した鉄筋コンクリート柱の応力-ひずみ関係は古くから提案されており、ここではそれらの研究のうち2つの提案式^{5),6),7)}を用いて上述の限界変形角を算出する(具体的な算出方法については、付録に示す)。これらの提案式は、いずれもプレーンコンクリートの応力-ひずみ関係を基準に、横補強筋量の増加に伴いコンクリートの強度が上昇し、最大耐力以降の劣化勾配が緩やかになるとしたものである。これらの提案式により求めた応力-ひずみ関係を2折線にモデル化して算出した限界変形角を図中実線および点線で示す。

通常形式の試験体の限界変形角は、曲げ降伏の直後にせん断破壊したN46-S00-A60を除き、この計算式によりほぼ評価できる。また、鋼板フープによる試験体の限界変形角は、計算値をやや上回っており、鋼板フープの分断効果が認められる。鋼板によりコンクリートを分断し、水平ひび割れをあらかじめ入れておくことを意図した2体の限界変形角は、計算値を大幅に上回っており、鋼板挿入効果が顕著に現れている。

仮に、鋼板を同一断面積の横補強筋に換算することにより、鋼板挿入効果のうち補強効果が評価できるものとして、N40-S30-A30とN46-S60-A60の等価横補強筋比を算

図-6 横補強筋比-限界変形角関係

出して示したのが、図中◎印である。等価横補強筋比という尺度でみても実験値は計算値を上回っており、本仮定条件のもとでは、その増大分がもう一つの鋼板挿入効果である分断効果と考えられる。鋼板と横補強筋の降伏点は表-2に示すように異なっているが、鋼板の降伏強度の方が小さいこともあり、補強効果を最大に見積もるものとして降伏強度の違いを無視している。

しかしながら、コンクリートと鋼板の間に十分な摩擦力があれば、鋼板は試験体断面最外縁までコンクリートを拘束することになり、かぶりコンクリート部分が拘束されていない通常の横補強筋による補強とは異なるため、鋼板を同一断面積の横補強筋に換算した場合には、この点を無視したことになる。このコンクリートと鋼板との摩擦による力の伝達は、圧縮側断面では考えられるが、引張側では考えにくい。

このように、鋼板の補強効果として、鋼板を同一断面積の横補強筋に換算して想定することは困難であり、鋼板を挿入することによる靱性改善効果、鋼板フープによる靱性改善効果ともにその効果のうちどの部分が分断効果であり、どの部分が補強効果であるというように明快な分離はできなかった。

ここで強調したいのは、鉄筋コンクリート部材の靱性を向上させるための方法の多様性であり、従前の考え方にはなかったコンクリートを水平に分断するように鋼板を挿入するという方法が、靱性を向上させる上で極めて有効であることを明らかにしたことである。

このような方式が靱性向上のために有効であるのであれば、コンクリートの単純な圧縮に対しても有効であると考えられる。なぜならば、単純圧縮を受ける場合も、曲げせん断を受ける場合と同様に斜めひび割れが破壊あるいは強度低下に大きな影響を与えていると考えている

からである。次章に示す一軸圧縮実験は、そのことを確認するために行ったものである。

4. 一軸圧縮実験

4.1 実験概要

本実験は、圧縮方向と垂直に鋼板を入れ、コンクリートを分断した場合の一軸圧縮特性を確認するために行っている。横補強筋は、用いていない。

(1) 試験体

図-7に試験体図を示す。試験体は、100x100x200mmの直方体である。実験のパラメータは、試験体を分断する鋼板の枚数とコンクリートの種類である。

試験体数は、コンクリート種類ごとに、試験体を分断する鋼板を入れないもの1体、1枚および3枚入れたものの各々2体、5枚入れたもの1体の4種類6体としている。鋼板の厚さは0.8mm、降伏点強度は277MPaである。鋼板には中央に直径20mmの孔を開け、試験体の連続性を確保している。連続している部分は、全断面に対して約3%であり、その影響は小さいものと考えている。コンクリートの種類は、水セメント比55%、40%の2種類で、その粗骨材の最大粒径は10mmである。試験体は、コンクリート打設後24時間で脱型し、その後標準養生した。

(2) 加力および測定方法

圧縮実験は、コンクリート打設後材令14日に、アムスラー型万能試験機で行った。

測定は、加力時の荷重と試験体の鉛直変位である。鉛直変位は試験機の球座と台座の間に取り付け左右2個のダイヤルゲージにより測定し、その平均値を測定値としている。

4.2 実験結果

図-8(a)は、水セメント比55%の場合の応力-ひずみ関係である。鋼板を配置したことによる影響が顕著に現れていることがわかる。鋼板を配置することにより最大耐力が増加し、最大耐力時のひずみはそれに伴い大きくなった。また、最大耐力後の剛性低下も緩やかになった

図-7 試験体図

(a) W/C = 55 %

(b) W/C = 40 %

図-8 応力-ひずみ関係

ており、その傾向は鋼板の枚数が増すにつれ顕著になっている。コンクリートを分断するように入れた鋼板が斜めひび割れの発生を防止あるいは遅延させているために、コンクリートの一軸圧縮時の特性が改善しているものと考えられる。

図-8(b)は水セメント比40%の場合の応力-ひずみ関係である。全体の傾向は水セメント比55%の場合と同様であるが、鋼板を入れていない試験体は高強度のものほど最大耐力以降の剛性低下がより脆性的である。また、鋼板を入れている試験体では、その圧縮靱性の改善効果は高強度のものほど顕著になっている。

4. 3 実験結果の考察

3章で示した曲げせん断実験では、鋼板の間隔は横補強筋の間隔と同一であり、コアコンクリートの幅に対して3/20ないしは6/20となっている。一軸圧縮実験の結果からは、断面幅の3分の1程度の間隔（鋼板枚数5枚に相当）でコンクリートを分断すれば圧縮靱性が十分改善できると言える。

鋼板を同一断面積の横補強筋に換算するとその横補強筋比は、鋼板1枚のものが0.32%、3枚が0.96%、5枚が1.6%となる。この補強筋比に対する応力-ひずみ関係を、図-8(a)および(b)にあわせて示している。応力-ひずみ関係は、コンファインドコンクリートの提案式のうち、本実験に用いたコンクリート強度の範囲では、横補強筋の効果を大きめに評価している式^{6),7)}から求めている。実験結果は、この提案式により求めた結果よりも安定したものとなっており、コンクリート強度の大きいものほど、鋼板を挿入する効果がより顕著に現れている。

この応力-ひずみ関係の提案式は、横拘束筋で囲まれたコアコンクリート部分を対象としたもので、圧縮曲げせん断実験の場合に論じたかぶりコンクリート部分の拘束の影響を無視できるため、鋼板の補強効果の評価は、より単純である。ただし、コンクリートを横補強筋で拘束することと鋼板で面的に補強材を分散させて拘束する

ことの相異はあり、ここでも、摩擦その他、その評価が困難な面を何点か含んでいるので、鋼板挿入効果を分断効果と補強効果とに分離する議論は行わず、鋼板挿入効果として論ずる。

図-8によれば、鋼板を挿入した試験体10体のうち、鋼板を同一断面積の横補強筋に換算し、既往の研究成果^{6),7)}によって想定したみかけ上の応力-ひずみ関係の最大耐力より下回っているものが2体（鋼板1枚のもの）であり、耐力低下も想定されたものと同等か、より小さいものとなっている。試験体によるバラツキを考慮しても、鋼板挿入効果は、同一断面積の横補強筋による補強効果を上回っていると言える。

5. 結論

1) 圧縮曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート部材の材軸と直角に鋼板を挿入することにより、曲げひび割れの早期発生およびその部分への変形集中が生じる。また、部材全長にわたる幅の大きな斜めひび割れの発生を防止あるいは遅延させることができ、靱性を大きく改善することができる。

2) 鋼板による靱性改善効果は、鋼板を同一断面積の横補強筋に換算して想定した靱性改善効果より大きい。

3) 鋼板フープで補強した柱においても、鋼板を挿入した柱ほど顕著ではないが同様な効果が認められ、鋼板フープ柱は、鋼板フープと同一断面積の通常の横補強筋で補強した柱より靱性が高い。

4) 鋼板を挿入する効果は、純圧縮においても認められ、鋼板を挿入した試験体のみかけ上の応力-ひずみ関係は、鋼板を同一断面積の横補強筋に換算して既往の提案式を用いて求めたコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係より安定している。

実験結果に基づく具体的な知見は以上の通りであるが、最も重要なことは、鉄筋コンクリートの靱性を向上させる手法の幅広さを示したことである。本実験では、靱性改善効果の影響因子ごとの明快な分離はできなかった。

たが、十分に定着が確保されているとは言い難い鋼板が極めて効果的であった。

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，昭和63年
- 2) 平石久廣，稲井栄一：鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の靱性に関する解析的研究，日本建築学会構造系論文報告集，第408号，pp. 21-30，平成2年2月
- 3) 日本建築学会鉄筋コンクリート構造運営委員会：靱性設計小委員会報告書（終局強度型耐震設計法に関連する最新の研究成果），pp. 95-102，平成4年8月
- 4) 鈴木敏郎，滝口克己，堀田久人：鉄筋コンクリート柱の変形機構の制御，コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集，pp. 205-210，平成2年5月
- 5) 西山峰広，六車熙，井上弘行：横拘束によるコンクリート系部材の曲げ靱性改善，コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム論文集，Ⅱ，pp. 33-44，昭和53年3月
- 6) 鈴木計夫，中塚佑，吉田晴彦：円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性，材料，第34巻，第376号，pp. 33-394，昭和60年1月
- 7) 鈴木計夫，中塚佑，菅田昌宏：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，pp. 449-460，平成元年

付 録 図6および図8に示す計算値の算出方法について

図6および図8に示す計算値の算出方法は、文献5および文献6，7で提案されている応力-ひずみ関係を付図-1のようにモデル化し、文献3に示されている限界変形角算出式にあてはめることにより導いている。文献3に示されている限界変形角算出式は、以下のようである。

$$R = \frac{d_1}{2\alpha\eta_c} \left\{ 1 + \alpha - \left(\frac{\eta_c}{d_1} \right)^2 \right\} \frac{\epsilon_B D}{d_1 D'} \quad (\text{付1})$$

- R : 限界変形角 (rad)
 D : 柱せい (cm)
 D' : コア柱せい (cm)
 B' : コア柱幅 (cm)
 d_1 : 圧縮縁から引張主筋までの距離の柱せいに対する比
 f'_c : コアコンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)
 ϵ_B : コアコンクリートの圧縮強度時のひずみ
 α : 耐力劣化勾配の初期勾配に対する比
 η_c : コアコンクリートの負担軸力比

付図-1 応力-ひずみ関係のモデル化

また、文献5および文献6，7で提案されている角形横補強筋により拘束されたコアコンクリートの圧縮応力-ひずみ関係は付表-1のように表されている。これらの関係式を図示するとそれぞれ付図-2，3のようになる。（付1）式を用いて限界変形角を算出するには、これらの応力-ひずみ関係のうち最大応力 f'_c 、最大応力時のひずみ ϵ_B および応力劣化勾配 α がわかればよいので、2つの関係式による応力-ひずみ関係を付図-1に示す2折線にモデル化して f'_c 、 ϵ_B 、 α を求めている。

付表-1 コアコンクリートの応力-ひずみ関係

	表示式
文献5 [著者] 西山 六車 井上	・上昇域 $\sigma_c = E_1 \epsilon_c + \left(\frac{f'_c - E_1 \epsilon_B}{\epsilon_B^2} \right) \epsilon_c^2 \quad (\epsilon_c < \epsilon_B)$ ・下降域 $\sigma_c = \frac{(f'_c - \bar{\sigma}_u)(\epsilon_c - \bar{\epsilon}_u)^2}{(\epsilon_B - \bar{\epsilon}_u)^2} + \bar{\sigma}_u \quad (\epsilon_B \leq \epsilon_c < \bar{\epsilon}_u)$ $\sigma_c = \frac{(\bar{\sigma}_u - \bar{\sigma}_w)(\epsilon_c - \bar{\epsilon}_u)}{(\bar{\epsilon}_u - \bar{\epsilon}_w)} + \bar{\sigma}_w \quad (\bar{\epsilon}_u \leq \epsilon_c)$ ここで、 $\bar{\sigma}_u = (1 + 49C_c) f'_c$ $\bar{\epsilon}_u = (1 + 341C_c) \epsilon_B$ $\bar{\epsilon}_w = (1 + 509C_c) \epsilon_B$ $C_c = \rho_w \sqrt{\frac{f_y}{f'_c}} \left(1 - 0.5 \frac{s}{w} \right)$
文献7 [著者] 鈴木 中塚 菅田	・最大応力 $\frac{F_{c,t}}{F_0} = 1 + 4.41 \alpha \beta_1 \frac{p_s \sigma_{sy}}{F_0} \left(1 - 1.24 \frac{S}{D} \right)$ ・最大応力時のひずみ $\frac{\epsilon_{c,t}}{\epsilon_0} = 1 + \left(\frac{100}{F_0} \right)^2 \alpha \beta_1 p_s \sigma_{sy} \left(1 - 1.1 \frac{S}{D} \right)$ ・下降域の勾配 $\frac{\bar{E}_{c,t}}{\bar{E}_0} = 1 - \left\{ 1 - \frac{1}{\left(\frac{163}{F_0} \right)^2 \alpha \beta_1 p_s \sigma_{sy} + 1} \right\} \left\{ 1 - \left(\frac{S}{2D} \right)^2 \right\}$

付図-2 応力-ひずみ関係（文献5）

付図-3 応力-ひずみ関係（文献6）

（1993年7月9日原稿受理，1993年12月27日採用決定）