

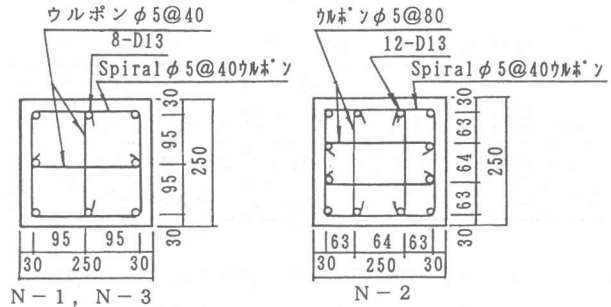
論文

[2071] 高軸力を受ける高強度鉄筋コンクリート柱の強度と変形能力に関する実験的研究

正会員 ○黄 楷 (横浜国立大学大学院)
 正会員 李 康寧 (横浜国立大学工学部)
 正会員 壁谷澤 寿海 (横浜国立大学工学部)

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート造建築物に関する研究分野では、(超)高強度材料を用いた鉄筋コンクリートの実用化を目指した研究開発が行われている。本研究は、主筋に規格降伏強度 8000 kgf/cm²級、横補強筋に 13000 kgf/cm²級の鉄筋を用いて、コンクリートの設計基準強度を 800 kgf/cm²とした柱を対象として、設計で想定する限界に近いレベルの高軸力を受ける場合の挙動を明らかにすることを目的として静加力実験を行ったものである。実験では、主筋量および軸力レベルをパラメータとして、これらが破壊性状、強度と変形能力等に及ぼす影響を検討した。



2. 実験計画

2.1 試験体

試験体の形状及び配筋詳細を図1に、試験体の一覧を表1に示す。試験体は縮尺約1/3の柱計3体で、形状寸法は共通である。すなわち、柱部分の内法高さは100cm、断面は25×25cmで、逆対称モーメントによる加力とした。シアスパン比は2.5である。

主筋は、規格降伏強度8000 kgf/cm²(SD80)を用いて、試験体N-1とN-3は8-D13(1.63%)、N-2は12-D13(2.44%)とした。横補強筋には13000 kgf/cm²級の異形PCスパイラル(5φ)及び同じ強度の副帯筋(フック余長10d)を用いて、全ての主筋を拘束した。試験体は曲げ破壊させることを意図している。ただし、せん断補強筋比をいずれも0.6%としたため、主筋本数の多いN-2で

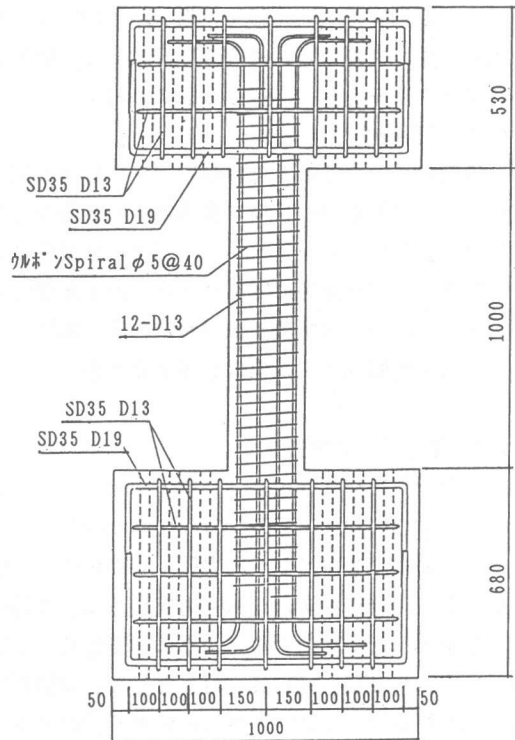


図1 試験体の配筋詳細

は副帯筋の間隔が他の試験体の2倍になっている。

表1 試験体の一覧表

試験体	b×D(mm)	H(mm)	a/D	主筋	$P_w(\%)$	補強筋	$P_w(\%)$	N(ton)	N/bD σ_B
N-1	250×250	1000	2.0	8-D13	1.63	2- ϕ 5@40(Spiral) 1- ϕ 5@40(副帯筋)	0.60	200	0.35
N-2				12-D13	2.44	2- ϕ 5@40(Spiral) 2- ϕ 5@80(副帯筋)	0.60	200	0.35
N-3				8-D13	1.63	2- ϕ 5@40(Spiral) 1- ϕ 5@40(副帯筋)	0.60	300	0.52

表2 材料特性 (単位: kgf/cm²)

鉄筋				コンクリート	
公称径	規格	弾性係数	降伏点	圧縮強度	928
D13	SD80	2.01×10^6	8880	圧縮強度時歪	3.11×10^{-3}
ϕ 5	ウルボン	2.01×10^6	13600	引張強度(割裂)	55

コンクリートは、普通ポルトランドセメントと最大粒径10mmの粗骨材(青梅産)を使用して、設計基準強度を800kgf/cm²を目標に、水セメント比30%、細骨材率43%として、高性能減水剤を用いて調合し、横打ちで打設した。使用した鉄筋およびコンクリートの材料特性を表2に示す。

2.2 材料特性

鉄筋とコンクリート材料の応力-歪関係を図2に示す。鉄筋は、降伏歪が約0.45%で普通鉄筋の2倍以上で、歪硬化の効果が少ない。コンクリートの応力-歪関係は、圧縮強度の70%程度まではほぼ線形関係にあり、最大強度時の歪は0.33%程度である。試験機および測定方法の関係でコンクリートの応力-歪関係の下降部は計測不能であった。

2.3 加力及び計測方法

加力装置を図3に示す。試験体には、両側で反力床にピン接合した4台のジャッキ(100tonf、50tonf)の引張力によって一定圧縮軸力を保持し、反力壁に取り付けた75tonアクチュエータによって逆対称モーメントとなるよう正負交番繰返し水平力を加えた。両側のジャッキは、柱上下端の変形角が等しくなる(上部梁が平行に移動する)ように微調整をしている。主筋比が異なる試験体N-1とN-2の軸力は0.35 b D σ_B (約200tonf)とした。試験体N-3は、軸力0.55 b D σ_B (約300tonf)とし、軸力比が柱の耐力と靱性に与える影響を検討する。

水平加力は変位制御とし、部材角5/1000、7.5/1000で各1サイクル、10/1000、15/1000、20

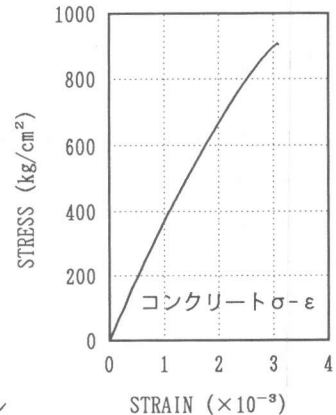
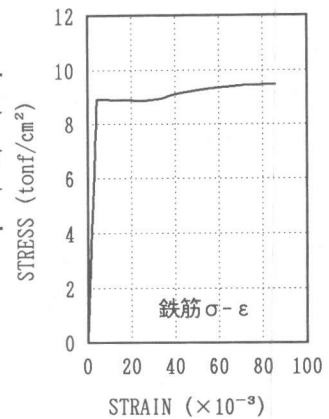


図2 材料の応力-歪関係

/1000、30/1000、40/1000で各2サイクルずつ繰返して加力した。

2. 4 計測方法

ワイアストレインゲージによって、柱頭、柱脚の危険断面における四隅柱主筋の歪、スタブ内に定着した柱主筋、柱脚から柱中央までの柱主筋、危険断面附近のフープ筋の歪等を測定した。また、全体あるいは柱高さ方向に分割した区間における水平変形、軸方向変形等を変位計により測定した。

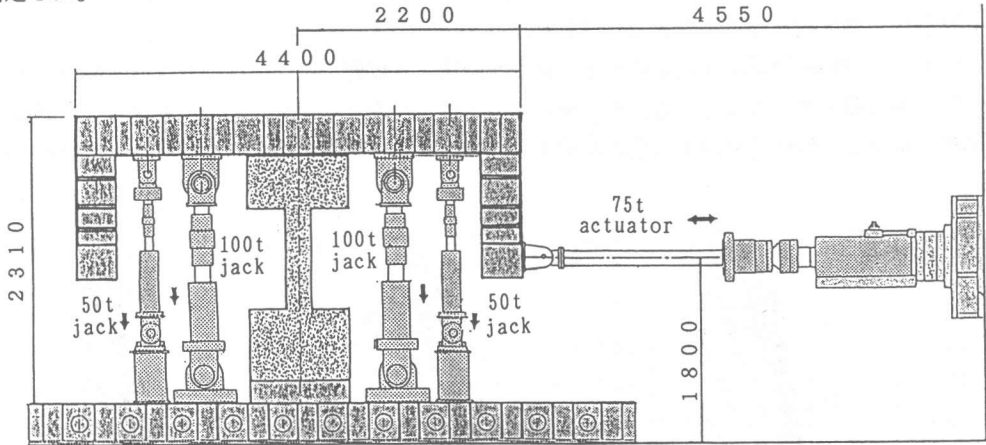


図3 加力状況

3. 実験結果

3. 1 破壊経過

試験体N-1とN-2の破壊経過は、最終破壊状況を除いてほぼ同様であったので、共通事項として以下に示す。部材角5/1000のサイクルで、柱頭柱脚危険断面とその附近に曲げひび割れが生じた。部材角7.5/1000では、曲げ圧縮側の危険断面附近に縦ひび割れが生じ、かぶりコンクリートの圧壊、剥落が観察された。部材角10/1000までは、残留変形が少なく、弾性的な挙動である。部材角15/1000でも被りコンクリートの破壊は進行したが、安定した挙動を示し、部材角30/1000では柱全長に渡って中段筋に沿う付着ひび割れが観察された。部材角40/1000の大変形に至っても最大耐力の70%程度耐力を持ち、危険断面より30cm以上の部分でかぶりコンクリートはほとんど剥落したが、フープ筋の拘束効果が有効で、コアコンクリートには顕著な圧壊は見られなかった。

大変形における繰返し加力では、試験体N-1は、十分な変形能力があり、部材角50/1000の大変形でも最大耐力の55%以上の耐力を保持し、致命的な破壊はしなかった。一方、試験体N-2は、最大耐力に達した後は試験体N-1よりやや大きく耐力低下した。また、部材角50/1000の加力サイクルでは、柱の全長に渡って被りコンクリートが圧壊剥落し、最終的には（中間の

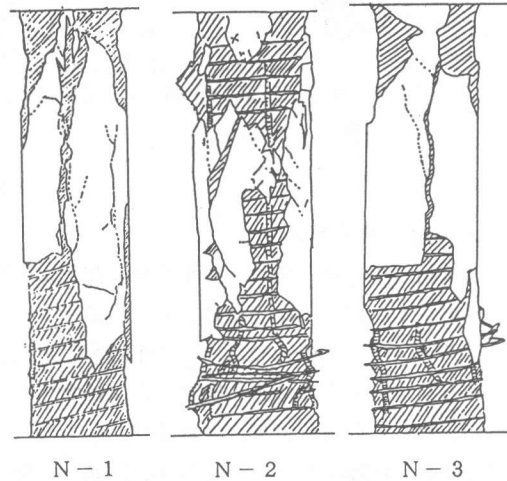


図4 最終破壊状況

主筋が座屈してスパイラル補強筋が破断して崩壊した。これは、試験体N-2では、副帯筋の間隔をN-1の2倍とした配筋詳細によるものと考えられる。

軸力が釣合軸力を超える試験体N-3の最初の破壊経過は、試験体N-1、N-2とほぼ同じであるが、部材角10/1000では最大耐力に達し、危険断面主筋に圧縮降伏が生じた。部材角15/1000以降の加力では、耐力が急激に低下し、コアコンクリートの圧壊も激しく進み、軸方向変形が急に増大した。部材角20/1000の繰返し加力以後の再載荷途中で、スパイラル補強筋が破断して、試験体が軸方向圧縮により急激に潰れた。

実験終了時の破壊状況を図4に示す。鉄筋が降伏する以前では、ひび割れは危険断面より30cmの範囲内に限って分布している。その後の加力では、かぶりコンクリートが剥落してひび割れは明確でないが、塑性変形は主に危険断面より柱断面せいの範囲に集中している状況が観察された。

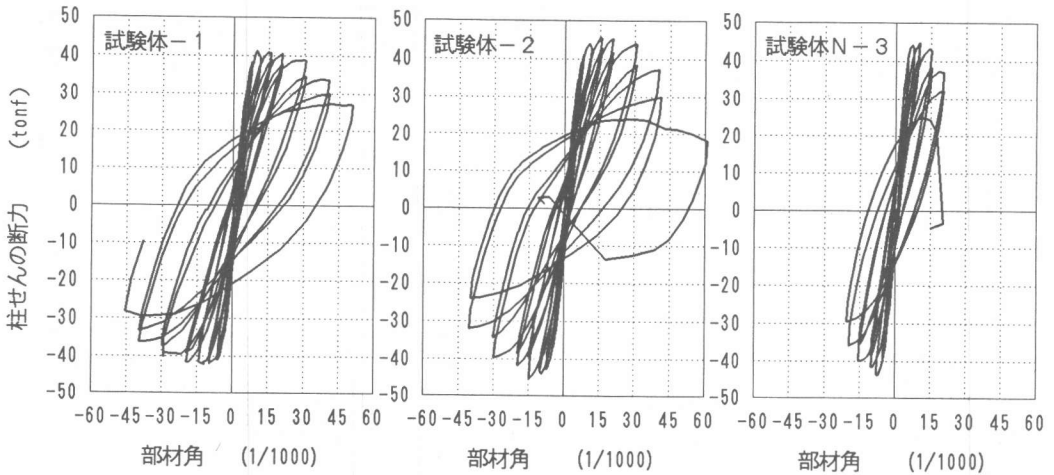
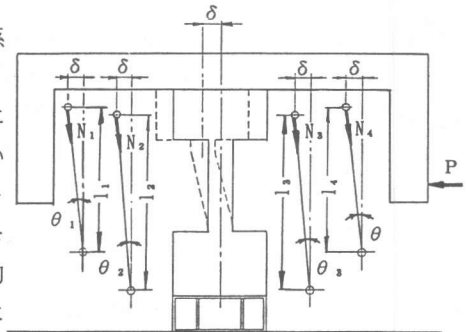


図5 復元力特性

3. 2 荷重-変形関係

各試験体の柱せん断力-水平変形(部材角)関係を図5に示す。柱せん断力 Q は、図6に示すように、水平アクチュエータの力 P に対して相対水平変位 δ による軸方向ジャッキの傾斜角度 θ および軸力 N を用いて修正した。このように算出されるせん断力は、 $P-\Delta$ 効果の影響が除かれたものとなり、柱頭と柱脚のモーメントから算出したせん断力に対応するが、結果的にはジャッキの傾きと試験体の変形角の違いが微妙に影響するだけで、ほぼ水平アクチュエータの力に等しくなる。



$$Q = P - \sum N_i \cdot \sin \theta + R_i \sum N_i \cdot \cos \theta$$

(部材角 $R_i = \delta_i / l_i$)

図6 作用せん断力の算定

試験体N-1とN-2では部材の変形角15/1000、試験体N-3では10/1000以下の加力サイクルでは、復元力特性の履歴ループが逆S型にくびれ、除荷後の残留変形が小さい履歴特性を示した。大変形ですべて同じ変形角の繰返し加力によって耐力低下がみられるが、耐力低下の程度はN-2の方が大きい。

試験体3体の荷重-変位関係の包絡線を比較して図7に示す。配筋が同じで軸力比が異なる試験体N-1とN-3では、軸力比が大きい試験体N-3の方がひび割れ後の剛性が高く、最大耐力時の変形角も小さい。N-3の最大耐力は多少大きくなるが、最大耐力に達した後の耐力低下が激しく、靱性がない。

軸力比が等しい試験体N-1とN-2の初期剛性がほとんど同じであるが、主筋比の低い試験体N-1では、部材角10/1000程度で最大耐力を達し、その後被りコンクリートの圧壊、剥落に伴って緩やかに耐力低下が生じた。これに対して、主筋比の高い試験体N-2では、部材角10/1000を越えた後も耐力が少しずつ増大し、約15/1000で最大耐力に達した。即ち、N-2では、被りコンクリートの圧壊以降、圧縮側の鉄筋が圧縮力を負担していると考えられる。しかし、大変形での耐力低下はN-2の方が大きく、変形能力はむしろ小さいと評価しうる。

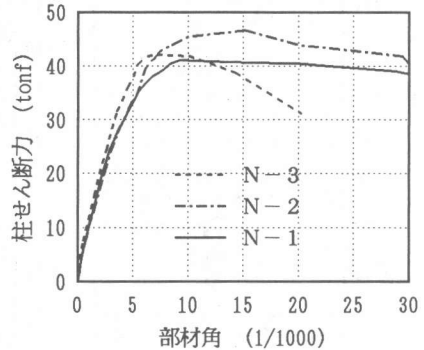


図7 復元力特性の包絡線の比較

3. 3 曲率分布

試験体の部材角が15/1000、20/1000における曲率分布図の例(試験体N-1)を図8に示す。他の試験体についてもほぼ同じ曲率分布を示した。即ち、曲率は柱の危険断面附近概ね柱せい(D=25cm)の高さ範囲に集中している。

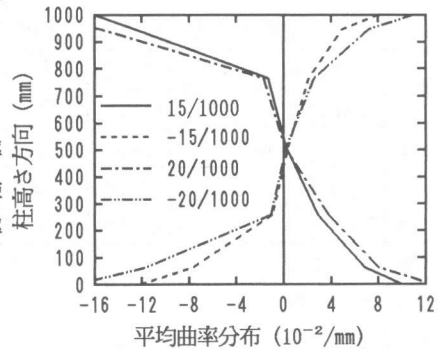


図8 各区間の曲率分布(試験体N-1)

3. 4 主筋の歪状況

各加力サイクルの最大変位における主筋の歪の高さ方向の分布状況を図9に示す。図中の一点鎖線は、主筋の降伏歪レベル(4417×10^{-3})である。変形角7.5/1000では、試験体N-1は引張側が降伏歪に達しようとしているが、試験体N-2は降伏歪より小さい。部材角10/1000では、両試験体とも引張側が降伏する。15/1000でも圧縮側は降伏しないが、降伏歪の1/2以上になっており有効に圧縮力を負担していると考えられる。それに対して、試験体N-3では、引張側の引張歪はほとんど生じないで、10/1000の繰返して圧縮側が降伏する。

4. 実験値と計算値との比較

現行の構造計算指針^[1]の曲げ強度算定式を用いて計算した試験体の強度を実験結果と比較して、表3に示す。高強度材料を用いた本試験体柱では、軸力比0.35程度の試験体N-1とN-2の場合は、従来の耐力計算式で算定した耐力は実験結果を比して過大評価となった。これは主筋の引張降伏の前後にカバーコンクリートの圧壊が生じたため、中段筋が略算式で仮定するほどには有効に働かないで耐力が低下するためであると考えられる。しかし、軸力比の高い試験体N-3では耐力計算式による結果は実験値を比べてやや小さくなった。これは従来の耐力計算式は、高軸力時の柱の靱性劣化、復元力特性の不安定を考慮して耐力を小さく評価するためである。

超高強度材料を用いた柱部材の耐力の評価方法については、コンクリートをモデル化した断

面解析等により今後さらに詳細に検討する必要がある。即ち、曲げ終局強度の算定では、比較的早い段階でカバーコンクリートが圧壊する現象を考慮する必要があると思われる。

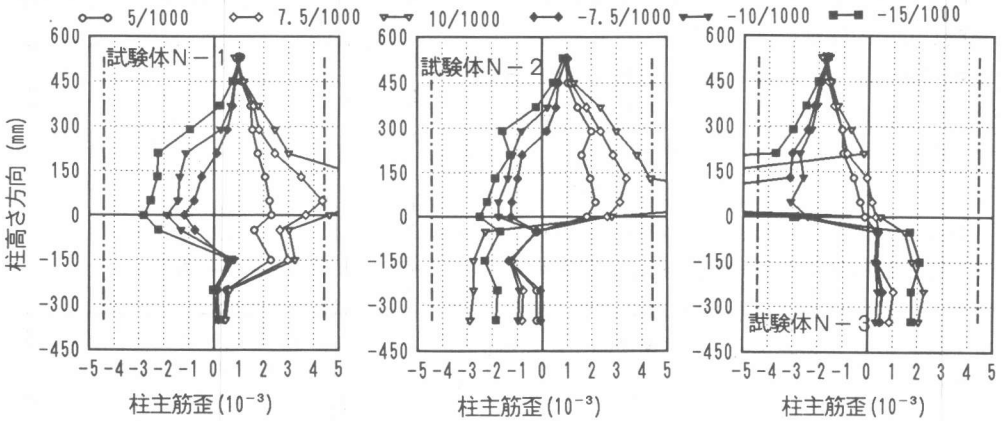


図9 主筋の歪分布

表3 計算値と実験値との比較

試験体	実験結果		計算値	実/計
	Q_{max}	$Q_{max}/bD\sigma$	Q_{max}	$Q(実)/Q(計)$
N-1	41.71	0.072	49.90	0.836
N-2	46.67	0.080	52.78	0.884
N-3	44.12	0.076	43.14	1.023

単位 (ton)

$N_b \geq N \geq 0$ の時:

$$M_u = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$0 \geq N \geq N_{mtx}$ の時:

$$M_u = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot g_1 \cdot D$$

$$N_{max} = b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$$

$$N_b = 0.22(1 + g_1) \cdot b \cdot D \cdot F_c$$

$$N_{mtx} = a_g \cdot \sigma_y$$

計算値: 曲げ耐力

$N_{max} \geq N \geq N_b$ の時

$$M_u = \{0.05a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)b \cdot D \cdot F_c\} \frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b}$$

5. 結論

高軸力を受ける高強度鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験を行った。実験により得られた結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 軸力比の等しい試験体 (軸力比 0.35) では、主筋比は部材の初期剛性に対する影響がほとんど見えないが、主筋比の大きい試験体の最大強度およびそれを発揮する変形が大きくなって、最大強度以降の耐力低下が激しい。
- (2) 軸力比が大きい (軸力比 0.55) 試験体では、ひび割れ以後の剛性が高く、最大強度に達する変形角が小さい。また、最大強度以降の耐力低下、破壊が激しく、靱性は著しく低下する。
- (3) 既往の曲げ終局強度算定式は、今回の高強度材料を用いた部材に対してやや危険側の評価になった。これは、鉄筋の降伏に対して相対的に早い段階でカバーコンクリートの圧壊が生じるためであると考えられ、これを考慮して曲げ強度を評価する必要がある。

<謝辞> 本研究は文部省科学研究費補助金総合研究(A) (代表者、青山博之東京大学教授)の一部として行ったものである。また、実験では、横浜国立大学工学部技官池辺浩平氏、同卒論生宮田有治、金本清臣、萩原浩諸氏に御協力を頂いた。ここに謝意を表する。

<参考文献> (1) 日本建築センター：構造計算指針・同解説、1986年。