

高強度材料を用いた高軸力下の鉄筋コンクリート柱のせん断実験

Experimental Study on Shear Behavior of High Strength Concrete Columns Under High Axial Forces

木 村 暁 子
丸 田 誠

I. はじめに

超高層鉄筋コンクリート建物の更なる高層化に伴い下層階 RC 柱には設計基準強度が 100N/mm^2 を越えるコンクリートが使われ始めてきた。このような高強度 RC 柱の構造性能に関しては、総プロ「NewRC」¹⁾を始めとし数多くの実験が行われてきている。しかし、これらの実験では圧縮強度 80N/mm^2 以下のコンクリートを用いた柱の低軸力下のせん断強度についての検討がほとんどであるため、高軸力下の高強度柱のせん断性状に関しては未だ不明な点が多い。そこで、 $0.6cNu$ (cNu :柱の圧縮軸耐力 $cNu=0.85Ac \cdot \sigma_B + \Sigma Ag \cdot \sigma_y$) の高軸力を受ける高強度柱を中心としたせん断実験を実施したので報告する。

II. 試験体および実験概要

試験体は実物の 1/4.5 縮尺とした。試験体数は 14 体とし、その一覧を Table 1 に示す。代表的な試験体の形状・配筋を Fig. 1 に示す。せん断破壊を曲げ降伏より先行させるため、せん断スパン比 (M/QD) は 1.0 とした。また、柱の主筋には D13-SD785 相当の高強度鉄筋を用いた。実験因子は、①横補強筋の配筋形状 (角フープ・中子筋混合、円スパイラル・角フープ混合)、②横補強筋比 ($Pw=0.3, 0.6, 1.2, 1.8\%$)、③軸力比 ($N/cNu=0.15, 0.3, 0.6$) および④横補強筋強度と径 (D6-SD785 と $\phi 5.1$ -SBPR1275) とした。試験体は軸力が $0.6cNu$ と高い試験体を中心に計画した。コンクリートは実験時の現場封鎖供試体の圧縮強度が 130N/mm^2 となるように調合を計画した。各試験体の実験時のコンクリート圧縮強度を Table 1 中に示す。横補強筋の閉鎖形式として、SD785 の角フープ、中子筋には溶接閉鎖型、SBPR1275 の角フープには 135 度フック形式、SBPR1275、SD785 の円フープには円スパイラル形式を使用した。

実験は試験体に軸力を載荷後、逆対称のせん断力を正負交番繰返しで載荷した。繰返しは変形制御で、変形角 $R=0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0\%$ を目標に各 2 回づつ行った。

III. 実験結果

1. 実験結果および計算値との比較

せん断ひび割れ発生荷重と最大強度を Table 2 に示す。全ての実験値は $P-\Delta$ 効果を考慮した値を示す。H-1.8-0.6 試験体を除いて最大強度以前に主筋の降伏は確認されず、いずれの試験体も横補強筋

Table 1 List of Specimen

試験体名称	横補強筋 形状	軸力 比	横補強筋			σ_B (N/mm ²)
			Pw (%)	σ_{wy} (N/mm ²)	Pw・ σ_{wy} (N/mm ²)	
H-0.6-0.15	S+N (H シリ-ズ*)	0.15	0.6	D6 785	4.7	128
H-0.6-0.3		0.3				125
H-0.6-0.6		0.6				120
HS-0.6-0.3	S+C (HS シリ-ズ*)	0.3	0.6	D6 785	9.4	128
HS-0.6-0.6		0.6				128
HS-1.2-0.6		0.6				129
H-0.3-0.6	S+N (H シリ-ズ*)	0.6	1.2	D6 785	2.4	128
H-1.2-0.6			0.3		9.4	121
H-1.8-0.6			1.8		14.1	130
H-0.3-0.3		0.3	0.3		2.4	130
H-1.2-0.3			1.2		9.4	121
H-1.8-0.3			1.8		14.1	121
U-0.4-0.6	S+C (U シリ-ズ*)	0.6	0.37	$\phi 5.1$ 1275	4.7	130
U-0.7-0.6			0.74	9.4	129	

S:角フープ, N:中子筋, C:円スパイラル

H-0.6-0.6 降伏強度 D6: 1053N/mm^2 , $\phi 5.1$: 1450N/mm^2

*0.2%オフセット値

(配筋形状)-(Pw(%))-(軸力比 N/cNu)

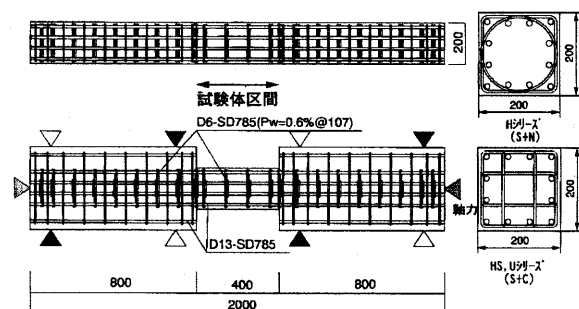


Fig.1 Outline of Specimen

が降伏した後軸力を保持できなくなり耐力低下を起こすせん断破壊型の破壊形式であった。全補強筋溶接閉鎖型で角フープ+中子筋の組合せの H-1.2-0.6 試験体は溶接閉鎖型角フープ+円スパイラルの組合せの HS-1.2-0.6 試験体および 135 度フック付角フープ+円スパイラルの組合せの U-0.7-0.6 試験体より 15~20% 高い最大強度が得

本報は、コンクリート工学年次論文報告集第 24 巻第 3 号
(2002.6) pp.752-756 掲載論文の要約である。

キーワード: 高層 RC 建物, 高強度材料, 高軸力,
せん断ひび割れ, せん断

Table 2 List of Test Results and Comparison of Crack and Maximum Strengths Between Calculation

試験体名	実験値		計算値 (実験値/計算値)			
	$Q_{SCR}^{[1]}$ (kN)	Q_{MAX} (kN)	$cQ_{SC}^{[2]}$ (kN)	$Q_{S-AIJ}^{[3]}$ (kN)		$Q_{S-NewRC}^{[4]}$ (kN)
				Rp=0	Rp=0.01	
H-0.6-0.15	270	522	244(1.08)	439(1.19)	364(1.44)	455(1.15)
H-0.6-0.3	367	516	330(1.07)	439(1.18)	364(1.42)	475(1.09)
H-0.6-0.6	466	523	452(0.98)	439(1.19)	364(1.44)	641(0.82)
HS-0.6-0.3	400	494	332(1.17)	439(1.13)	364(1.36)	475(1.04)
HS-0.6-0.6	445	508	460(0.94)	439(1.16)	364(1.40)	641(0.79)
HS-1.2-0.6	533	588	461(1.13)	604(0.97)	538(1.09)	802(0.73)
H-0.3-0.6	431	485	460(0.91)	321(1.51)	268(1.81)	561(0.86)
H-1.2-0.6	555	681	453(1.17)	604(1.13)	538(1.27)	802(0.85)
H-1.8-0.6	588	778	462(1.24)	664(1.17)	571(1.36)	962(0.81)
H-0.3-0.3	394	524	334(1.16)	321(1.63)	268(1.95)	409(1.28)
H-1.2-0.3	354	689	327(1.04)	604(1.14)	538(1.28)	607(1.13)
H-1.8-0.3	439	798	327(1.29)	664(1.20)	571(1.40)	739(1.08)
U-0.4-0.6	478	508	462(1.01)	408(1.25)	338(1.50)	605(0.84)
U-0.7-0.6	506	561	461(1.07)	578(0.97)	504(1.11)	728(0.77)

[1] Q_{SCR} :せん断ひび割れ強度実験値 [2] 主応力度式²⁾によるせん断ひび割れ強度 [3] AIJ-終局指針³⁾によるせん断強度 [4] NewRC¹⁾によるせん断強度

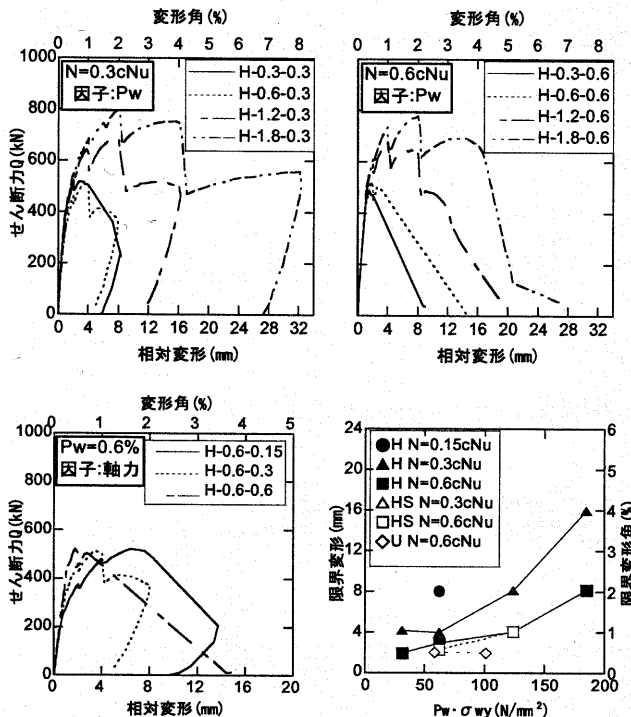


Fig.2 Comparison of Shear Force Displacement Relationship

られ、最大強度後の変形能も優れていた。ひずみの測定値によると H シリーズでは最大強度時に中子筋ひずみがほぼ降伏したが、HS、U シリーズでは角フープおよび円スパイラル筋は降伏しなかった。横補強筋の応力の違いが、強度や変形能に影響したと考えられる。

Table 2 中に主応力度式によるせん断ひび割れ強度計算値と実験値との比較、最大強度と Rp=0 とした AIJ 終局指針-A 法³⁾、NewRC 式¹⁾によるせん断強度計算値との比較を示す。

コンクリートの有効圧縮強度係数 γ_0 は CEB 式²⁾を用いた。せん断ひび割れ発生荷重は軸力の大きな試験体のほうが大きく、主応力度式から求めた計算結果に対して 0.91~1.28 程度とよい対応を示した。Rp=0 とした AIJ 終局指針-A 法³⁾により算出したせん断強度

計算値は Pw=0.3%の試験体を除いて実験値と計算値はよい対応を示した。軸力の効果を考慮できる NewRC¹⁾のせん断強度式により算出した計算値は軸力が 0.15cNu、0.3cNu と比較的小きな範囲では実験値とよい対応を示したが、軸力が 0.6cNu と大きな試験体では実験値を大きく上回った。

各実験因子毎に荷重変形関係の包絡線を比較して Fig.2 に示す。Pw が 0.6%と同じであれば cNu が異なる場合でも最大強度の変化は少なかった。しかし、最大強度時の変形や最大強度後の変形能には差が生じており、Pw が大きく、軸力が小さな方が良好な変形能を示すことが分かった。

2. 限界変形角

Fig. 3 に限界変形角-横補強筋量関係を示す。限界変形角は、従来主に曲げ破壊型部材の変形能を表現するために用いられてきた。しかし、せん断破壊型部材においても作用する軸力、横補強筋比により最大せん断強度に達する時の変形、その後の変形能に差が出るものが指摘されている。そこで、せん断破壊型部材の変形能を表現する指標のひとつとして限界変形角を評価した。ここで限界変形角を、P-Δ 効果を考慮した荷重-変形関係の包絡線上で荷重が最大強度の 95%に低下した時の変形角と定義する。横補強筋比が大きく作用する軸力が小さな試験体ほど限界変形角が大きくなり、横補強筋比が小さく、作用する軸力が大きな試験体ほど限界変形角は小さくなる傾向が見られた。Pw=1.8%程度とすると 2%を越える限界変形角が得られた。

IV. まとめ

高強度材料を使用した鉄筋コンクリート柱部材のせん断性状を把握するための実験を行い、以下の結果を得た。

- ① いずれの試験体もせん断ひび割れ発生時のせん断力は主応力度式によるせん断ひび割れ強度とよい対応を示した。
- ② いずれの試験体も最終的には横補強筋が破断した後、軸力を保持できなくなり耐力低下を起こすせん断破壊型の破壊形式であった。
- ③ 横補強筋比の増加に伴い、最大強度および変形能の増大が見られた。
- ④ 試験体の最大強度は横補強筋の組合せとせん断補強筋比が同じであればほぼ同様の値を示し、軸力による影響は見られなかった。
- ⑤ 角フープ+中子筋混合の H シリーズ試験体は円スパイラル+角フープ混合の HS、U シリーズ試験体より 15~20%高い最大せん断強度が得られ、最大強度後の変形能も優れていた。
- ⑥ 横補強筋比の小さい(Pw=0.3%)試験体を除いて、各試験体の最大強度は AIJ 終局強度型指針(Rp=0.0)のせん断耐力評価式による計算値とよい対応を示した。

参考文献

- 1) 建設省総合技術開発プロジェクト;平成4年度 NewRC 研究開発概要報告書, 1993.3.
- 2) 日本建築学会;鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.
- 3) 日本建築学会;鉄筋コンクリート造建物の終局保証型耐震設計指針・同解説, 1990.