

超高強度材料を使用した鉄筋コンクリート造柱の 構造性能に関する実験的研究

岩 岡 信 一 堀 伸 輔
渡 邊 朋 之 山 本 憲 一 郎^{*1}

要 旨

鉄筋コンクリート構造建物の超高層化に伴い、下層部の柱には大きな長期軸力が作用し、外柱には地震時に大きな変動軸力が生じる。そのため、より高強度なコンクリートおよび鉄筋を使用することが必要とされる。また超高層建物では部材のプレキャスト化など施工の合理化が必要とされる。そこで著者らは部材のプレキャスト化を想定し、 $F_c=100\text{N/mm}^2$ 以上の超高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いたRC造柱部材の構造特性を把握するために、曲げせん断実験およびせん断実験を実施した。その結果、超高強度材料を使用したプレキャスト柱部材は靱性能に優れた良好な履歴性状を示すことが確認された。また、部材の曲げ耐力、せん断耐力の評価方法およびスケルトンカーブの設定法について検討を行なった結果、実験値と良い対応を示すことがわかった。

キーワード 柱部材／高強度材料／プレキャスト／曲げ耐力／せん断耐力／復元力特性

目 次

- | | |
|---------|------------|
| 1. はじめに | 4. 実験結果の検討 |
| 2. 実験計画 | 5. まとめ |
| 3. 実験結果 | |

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE COLUMN USING ULTRA HIGH STRENGTH MATERIALS

Shinnichi IWAOKA Shinnsuke HORI
Tomoyuki WATANABE Kennichiro YAMAMOTO

Synopsis:

As RC structure building is higher, long term high axial force acts on the lower columns, and earthquakes cause variable axial force on the outer columns. So, it is necessary to use high strength concrete and high strength steel bar. And it is necessary to use pre-cast member for rational construction.

Then, authors carried out cyclic loading tests in order to grasp the structure characteristic of RC column using Pre-cast members consists high strength concrete($F_c \geq 100\text{N/mm}^2$) and high strength steel bar. Results of the tests, it became clear that the RC column have good structure characteristic.

And as the results of the comparison experimental results with evaluation method of bending capacity and shear capacity of the members and setting method of skeleton curve, it was recognized that these agreed well.

* 1 本店 建築本部 建築エンジニアリング設計部 構造設計

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート（以下 RC）構造建物の超高層化が進んでいる。超高層 RC 造建物の下層部の柱には大きな長期軸力が作用するとともに、外柱には地震時に大きな変動軸力が生じる。従来の材料を使用して、これらの軸力を負担させた場合、下層部での柱部材断面サイズが実用的な範囲を超えてしまう。そのため、 $F_c=100\text{N/mm}^2$ 以上のコンクリートおよび USD685 鉄筋など、より高強度な材料を使用することが設計上要求される。また超高層建物では部材のプレキャスト化など施工の合理化が必要とされる。そこで本報ではプレキャスト化を想定した、 $F_c=100\text{N/mm}^2$ 以上の超高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いた RC 構造柱部材の曲げせん断実験、せん断実験を実施し、その構造特性について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は縮小率を約 1/3 とし、曲げ破壊を想定した 6 体、およびせん断破壊を想定した 2 体である。実験変数は破壊形式、コンクリート強度、機械式継手の有無、芯鉄筋の有無および加力方向である。コンクリートの設計基準強度(F_c)は 100N/mm^2 、および 120N/mm^2 とした。主筋には USD685、せん断補強筋には SPBD1275 および KSS785 の高強度せん断補強筋を使用した。表-1 にコンクリートの力学的特性、表-2 に鉄筋の力学的特性を示す。なお、表-1 に示したコア強度は、 $350\times 350\times 1000\text{mm}$ のコンクリートブロックから採取したコア供試体の強度である。

表-3 に試験体諸元、図-1 に試験体形状を示す。No.1,2,3,4,7 試験体は下層階中柱を想定して一定軸力载荷とした。No.1 は基準となる試験体であり、柱コンクリートをスタブ部分と一体打設とした。No.2 は No.1 において柱脚部にプレキャスト化を想定した機械式継手を用いた試験体である。No.3 は No.2 において、地震時の加力方向を 45 度と想定した試験体である。No.4 は No.2 において、せん断補強筋を閉鎖型の KSS785 とし、せん断補強筋量($p_w\cdot\sigma_y$)を No.2 と同等にした試験体である。No.7 は No.2 において、 $F_c=120\text{N/mm}^2$ とした試験体である。

No.5 試験体は下層階側柱を想定し、芯鉄筋（4-D16, USD685）を配筋している。地震時の軸力変化を模擬した変動軸力载荷とした。

No.6, 8 はせん断破壊型の試験体で、No.6 は $F_c=100\text{N/mm}^2$ 、No.8 は $F_c=120\text{N/mm}^2$ とし、一定軸力载荷とした。

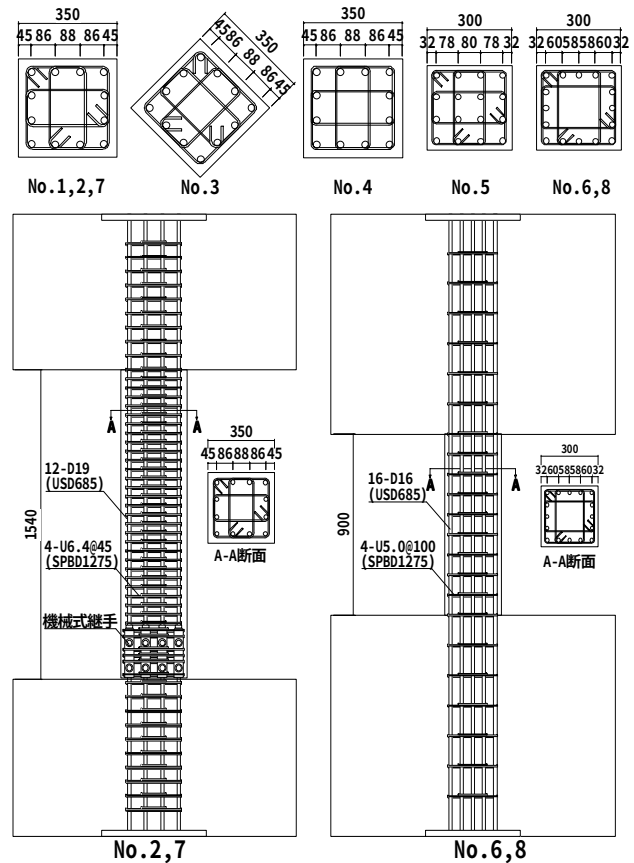


図-1 試験体形状

表-1 コンクリートの力学的特性

試験体	供試体	圧縮強度 σ_c (N/mm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比 ν	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
No.1,2,3	コア	92.7	3.64	0.21	-
	標準養生	113.1	-	-	6.5
No.4,5,6	コア	89.8	3.39	0.20	-
	標準養生	107.0	-	-	6.7
No.7,8	コア	117.0	3.88	0.19	-
	標準養生	136.7	4.28	0.22	6.5

表-2 鉄筋の力学的特性

鉄筋径 (材質)	降伏点 σ_{sy} (N/mm ²)	引張強度 σ_{su} (N/mm ²)	伸び (%)	降伏ひずみ度 ϵ_{sy} ($\times 10^{-5}$)	ヤング係数 E_s ($\times 10^5$ N/mm ²)
S6.0(KSS785)	932*	1083	-	7770	1.65
U5.0(SPBD1275)	1506*	1503	-	7400	2.07
U6.4(SPBD1275)	1449*	1507	-	7280	2.09
D16(USD685)	693	886	13.8	4700	1.87
D19(USD685)	740	919	11.5	4460	1.97

(注)*: 降伏点は0.2%オフセット法により算出した。

表-3 試験体諸元

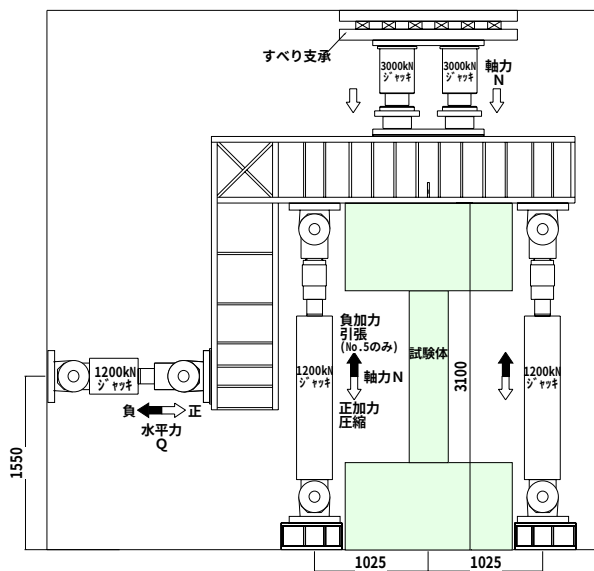
			No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8					
設計基準強度	F _c	(N/mm ²)	100						120						
想定破壊形式	曲げ										せん断	曲げ	せん断		
機械式継手	無	有				無		無		有	無				
芯筋	無										有		無		
加力方向	0°		45°		0°										
断面	B×D	(mm)	350			300			350		300				
柱内法寸法	h	(mm)	1540			1320		900		1540		900			
シアスパン比	a/D	2.2										2.2	1.5		
軸力比	圧縮	N _c /B・D・σ _B	0.33			0.34		0.50		0.25		0.34		0.26	
引張	N _t /A _g ・σ _y		-			-		-0.7				-			
導入軸力	圧縮	N _c	4542			4400		4849		2425		5733		3160	
引張	N _t		-					-1545				-			
主筋	12-D19 USD685					16-D16 USD685		16-D16 USD685		12-D19 USD685		16-D16 USD685			
	p _g	(%)	2.81					3.54		3.54		2.81		3.54	
せん断補強筋	4-U6.4@45 SPBD1275		4-S6@30 KSS785			4-U5.1@50 SPBD1275		4-U5.1@100 SPBD1275		4-U6.4@45 SPBD1275		4-U5.1@100 SPBD1275			
	p _w	(%)	0.76			1.22		0.52		0.26		0.76		0.26	
	p _w ・σ _y	(N/mm ²)	11.0			11.4		7.8		3.9		11.0		3.9	

2.2 加力方法

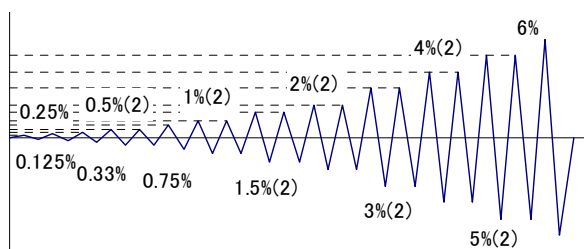
図－2に加力装置を示す。加力は鉛直方向に2台ずつ設置した1200kNおよび3000kNジャッキにより軸力(N)を載荷するとともに、柱高さ中央位置に設置した1200kNジャッキにより水平力(Q)を正負交番繰り返し載荷する。曲げ破壊型試験体の加力サイクルを図－3に示す。せん断破壊型試験体の加力サイクルは $R=\pm 0.125\%, \pm 0.25\%, \pm 0.5\%, \pm 1.0\%$ で各1サイクルずつとした。載荷軸力は No.1,2,3,4,7 が $0.33N_{cu}(N_{cu}=B \cdot D \cdot \sigma_B)$ 、No.6,8 が $0.25N_{cu}$ の定圧縮軸力とする。なお σ_B は標準養生供試体によるコンクリート圧縮強度とする。No5 試験体は $0.1N_{cu}$ の長期軸力を導入後、水平力(Q)の変動に伴い軸力(N)を $0.5N_{cu} \sim 0.7N_{ty}(N_{ty}=A_g \cdot \sigma_y)$ ここに A_g : 主筋断面積, σ_y : 主筋降伏強度)の範囲で変化させる変動軸力とする。水平力(Q)に対する軸力(N)の割合は、圧縮軸力時は $N/Q=20$ 、引張軸力時は $N/Q=40$ とした。

3. 実験結果

図－4に曲げ破壊した試験体の層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係およびひび割れ発生状況を、図－5にせん断破壊した試験体の Q－R 関係およびひび割れ発生状況をそれぞれ示す。図中の層せん断力は、軸力による P－ δ 効果は考慮していない。ひび割れ発生状況は、曲げ破壊した試験体については $R=\pm 2.0\%$ 時、せん断破壊した試験体については $R=\pm 1.0\%$ 時の状況を示す。また表－4に



図－2 加力装置



図－3 加力サイクル(曲げ破壊試験体)

各試験体の実験結果の一覧を示す。表中に示した各計算値の算定に用いたコンクリート圧縮強度は、表－2に示した標準養生供試体による圧縮強度とした。

3.1 実験経過および履歴性状

最終破壊形式は No.1,2,3,4,5,7 が曲げ破壊、No.6,8 がせん断破壊であり、いずれも想定した破壊性状を示した。

一定軸力下で曲げ破壊となった No.1,2,4,7 はほぼ同様のひび割れ性状を示した。 $R=\pm 0.5\%$ のサイクルで曲げひび割れが発生した。 $R=\pm 1.0\%$ のサイクルで柱頭柱脚部におけるコンクリートの圧壊および曲げせん断ひび割れが発生するとともに、主筋に沿った縦ひび割れが生じた。 $R=\pm 1.5\%$ のサイクルでさらに縦ひび割れは進行した。 No.1,2 は $R=\pm 2.0\%$ のサイクル以降、圧壊・縦ひび割れが進行するとともに、かぶりコンクリートが試験体全面にわたって剥離していった。せん断補強筋を KSS785 とした No.4 では、かぶりコンクリートの剥離は柱頭・柱脚 1.5D(D:柱せい)の範囲だけであった。

45度方向加力とした No.3 は、 $R=\pm 0.33\%$ のサイクルで曲げひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\%$ のサイクルでコンクリートの圧壊が生じた。しかし、主筋に沿った縦ひび割れは最終変形まで生じず、コンクリートの剥落もなかった。 No.3 の履歴性状は最大耐力を示した $R=\pm 3.0\%$ のサイクル時までは No.1,2 と同様な履歴性状であるが、最大耐力以降は No.1,2 に比べ履歴面積がやや小さい性状を示した。

No.1,2,3,4,7 試験体はいずれもコンクリートの圧壊、主筋の圧縮降伏が生じた後、最大耐力を示した。最大耐力時の層間変形角(R)は No.1,2,7 が $R=2.0\%$ 、No.3,4 が $R=3.0\%$ であった。最大耐力後は徐々に耐力低下を示したが、各試験体とも紡錘型の良好な履歴性状を示した。せん断補強筋を閉鎖型の KSS785 として、せん断補強筋量 ($p_w \cdot \sigma_y$) を No.1～3 と同等にした No.4 は、最終加力サイクルまで No.1～3 よりも耐力低下の小さい良好な履歴性状を示している。曲げ破壊となった試験体は、No.5 を除いて $R=\pm 4.0 \sim \pm 5.0\%$ で主筋の座屈が顕著になり、せん断補強筋の降伏および主筋の破断が生じて耐力低下した。また、コンクリートを一体打設とした No.1 と機械式継手を用いてプレキャスト化した No.2 の履歴性状に差異は見られない。

$F_c=120N/mm^2$ とした No.7 は $R=4.0\%$ まで No.2 と同等の履歴性状を示しており、コンクリート強度の違いによる履歴性状の違いは見られない。

変動軸力載荷とした No.5 は、 $R=-0.125\%$ で引張軸力によるひび割れが全体に発生し、 $R=+0.5\%$ でコンクリートの圧壊が始まった。 $R=\pm 0.75\%$ で主筋が圧縮および引張降伏した。最大耐力は圧縮軸力時では $R=+1.5\%$ 、引張軸力時では $R=-3.0\%$ でそれぞれ示した。圧縮軸力時は、最大耐力以後、主筋の座屈が顕著になり、耐力の低下を示した。

せん断破壊した No.6,8 は、 $R=+1.0\%$ のサイクルにおける $R=+0.5\sim+0.6\%$ 時で顕著なせん断ひび割れが発生した後、正加力時は $R=+1.0\%$ 、負加力時は $R=-0.5\%$ で最大耐力を示した。最大耐力以降、変形角(R)が大きくなるとともにひび割れ幅、せん断補強筋のひずみが増大し、No.6 は $R=+4.6\%$ 、No.8 は $R=+2.0\%$ でせん断補強筋が破断して、水平力・軸力が保持できなくなり载荷を終了した。No.8 はコンクリート強度の小さい No.6 に比べて、最大耐力後

の耐力劣化勾配が大きかった。

4. 実験結果の検討

4.1 耐力の評価

RC 部材の曲げ耐力およびせん断耐力の評価式は種々提案されているが、 σ_B が 100N/mm^2 を超えるコンクリートについては適用範囲としていないものが多い。そこで、

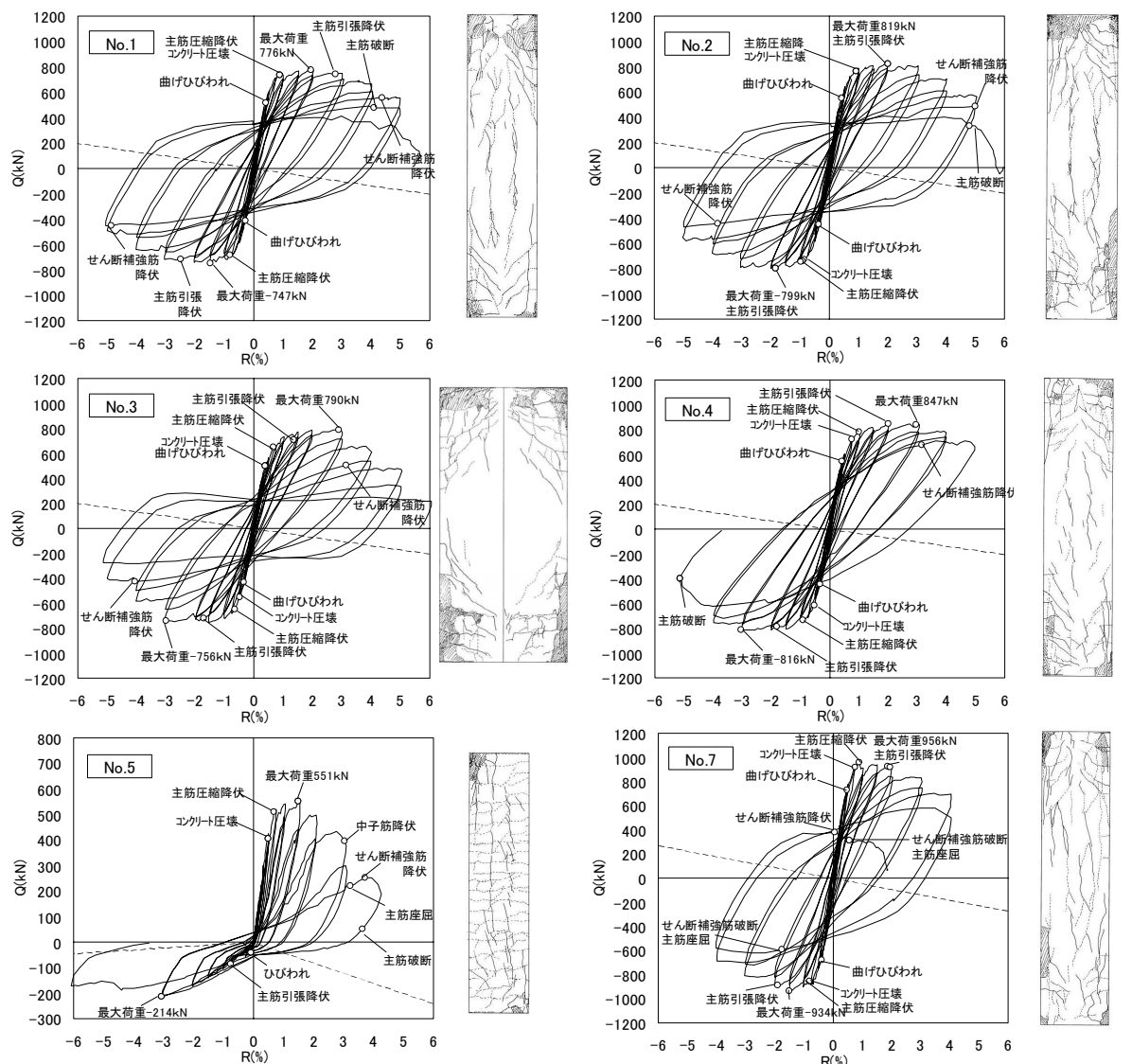


図-4 層間変形角(R)－層せん断力(Q)関係 および ひび割れ発生状況 (曲げ破壊試験体)

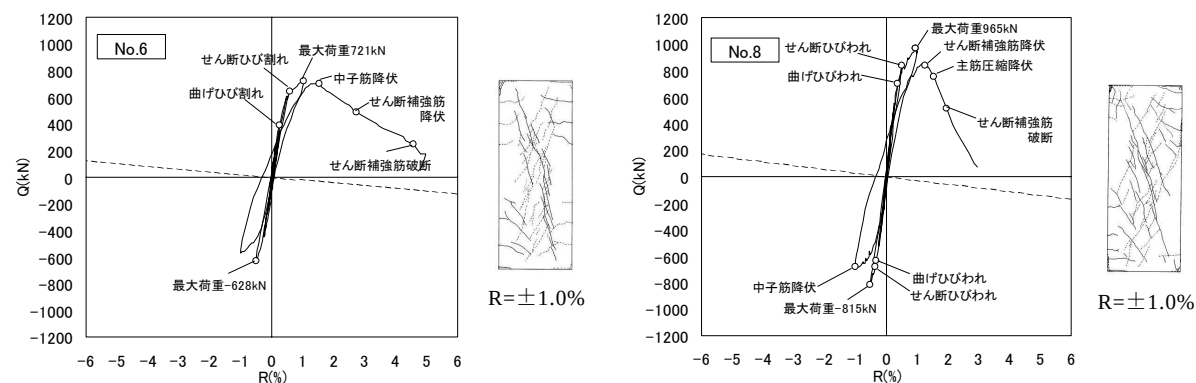


図-5 層間変形角(R)－層せん断力(Q)関係 および ひび割れ発生状況 (せん断破壊試験体)

本実験結果による柱部材の曲げ耐力およびせん断耐力を評価するために、既往の研究結果^{1)~13)}による実験データを含めて、既往の種々の耐力式による耐力評価の検討を行った。検討に用いた実験データは、コンクリート圧縮強度が80N/mm²以上のものを抽出した。表-5に検討に用いた既往実験データの材料強度の範囲を示す。検討に用いた試験体総数は本実験結果含めて、曲げ破壊型が40体、せん断破壊型が20体である。検討した試験体の最大耐力は軸力によるP-δ効果を考慮しない実験値とした。

(1) 曲げ耐力

曲げ耐力の評価は①NZ基準¹⁴⁾によるストレスブロック法、②ACI規準¹⁵⁾によるストレスブロック法、および③構造関係技術基準¹⁶⁾に示されている多段配筋柱の曲げ強度の略算式(以下、多段配筋式とする)の3種類の算定方法により計算し、それぞれ実験値との比較を行なった。

NZ基準, ACI規準におけるコンクリートストレスブロックの長さは図-6に示すように $\beta_1 \cdot X_n$ (X_n : 中立軸位置)で与えられる。係数 β_1 はNZ基準, ACI規準ともに、コンクリート強度 σ_B が55N/mm²以上の場合には $\beta_1=0.65$ の一定値として与えられている。

また、コンクリートの平均圧縮応力は図-6に示すように $\alpha_1 \cdot \sigma_B$ (σ_B : 標準養生供試体による圧縮強度)とする。ACI規準ではコンクリート強度に関係なく $\alpha_1 \cdot \sigma_B=0.85 \cdot \sigma_B$ の一定値として与えられている。

一方、NZ基準では σ_B が55N/mm²以上の高強度コンクリートに対して、 α_1 は次式によって与えられる。

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.004 (0.098 \cdot \sigma_B - 55)$$

(ただし α_1 の下限値は0.75, σ_B はkg/cm²単位)

上式は σ_B が80N/mm²以上で $\alpha_1=0.75$ の下限値として与えられる。検討に用いた既往実験データのコンクリート強度は $\sigma_B \geq 80\text{N/mm}^2$ であるため、今回の検討ではNZ基準の平均圧縮応力度は、0.75 σ_B の一定値として与えられる。

コンクリートの終局ひずみ(ϵ_{cu})は、NZ基準, ACI規準とも、圧縮強度試験の結果をもとに $\epsilon_{cu}=0.35\%$ とした。

多段配筋式については文献16)に示す式を用いた。

図-7に上記3種類の曲げ耐力式による計算値と実験値の比較を示す。計算値および実験値はいずれも圧縮軸力時の値である。実験値に対する計算値の比は、NZ基準が0.95~1.95, ACI規準が

0.75~1.43, 多段配筋式が0.75~1.68であった。図-6よりNZ基準による計算値は全実験データをほぼ下限値として評価していることがわかる。ACI規準による曲げ耐力は、ほぼ実験値を評価しているが、NZ基準に比べて実験値をやや過大評価している。多段配筋式は耐力が大きくなるほど実験値を過大評価する傾向がある。

本実験で曲げ破壊となったNo.1~No.5およびNo.7試験体について、実験値に対する各計算値の比は、NZ基準式が0.96~1.11, ACI規準式が0.89~1.01, 多段配筋式が0.75~0.85であった。本実験結果の曲げ耐力はNZ基準式でよく評価されている。

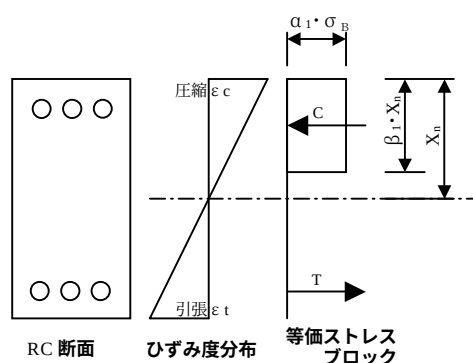


図-6 等価ストレスブロック

表-5 検討に用いた実験データの材料強度

			N/mm ²
曲げ破壊	コンクリート強度	σ_B	80 ~ 104
	主筋降伏強度	σ_y	393 ~ 813
	せん断補強筋降伏強度	σ_{wy}	729 ~ 1506
せん断破壊	コンクリート強度	σ_B	85 ~ 148
	主筋降伏強度	σ_y	548 ~ 999
	せん断補強筋降伏強度	σ_{wy}	758 ~ 1506

表-4 実験結果一覧

試験体		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.7	No.6	No.8
コンクリート強度 σ_B (N/mm ²)		113.1	113.1	113.1	107.0	107.0	136.7	107.0	136.7
破壊形式		曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	せん断	せん断
導入軸力	圧縮 Nt (kN)	4542	4542	4542	4400	4041	5733	2425	3159
	引張 Nc (kN)	-	-	-	-	-1545	-	-	-
初期剛性	実験値 eE (kN/mm)	99	113	99	119	71	125	212	270
	計算値 cE (kN/mm)	122	122	122	115	98	128	244	272
	実/計	0.81	0.93	0.82	1.03	0.73	0.97	0.87	0.99
曲げひびわれ	実験値 eQmc (kN)	518	550	499	541	-	726	389	703
	計算値 cQmc (kN)	519	519	519	512	531	635	444	546
	実/計	1.00	1.06	0.96	1.06	-	1.14	0.88	1.29
最大耐力	実験値 Qmax (kN)	776	819	790	847	551	956	721	965
	正負	-747	-799	-756	-816	(214)	-934	-628	-815
曲げ耐力	NZ基準 計算値 Qmu (kN)	797	797	797	766	530 (124)	914	931	1078
	実/計 Qmax/Qmu	0.97	1.03	0.99	1.11	1.04	1.05	0.77	0.90
	正負	-0.94	-1.00	-0.95	-1.07	1.72	-1.02	-0.67	-0.76
ACI規準	計算値 Qmu (kN)	871	871	871	838	596 (125)	1002	977	1141
	実/計 Qmax/Qmu	0.89	0.94	0.91	1.01	0.93	0.95	0.74	0.85
	正負	-0.86	-0.92	-0.87	-0.97	(1.71)	-0.93	-0.64	-0.71
多段配筋	計算値 Qmu (kN)	1029	1029	1029	1000	675	1191	1099	1277
	実/計 Qmax/Qmu	0.75	0.80	0.77	0.85	0.82	0.80	0.66	0.76
	正負	-0.73	-0.78	-0.73	-0.82	-	-0.78	-0.57	-0.64
せん断耐力	計算値 Qsu (kN)	1080	1080	1080	1074	755	1184	651	697
	実/計 Qmax/Qsu	0.72	0.76	0.73	0.79	0.73	0.81	1.11	1.39
	正負	-0.69	-0.74	-0.70	-0.76	(0.28)	-0.79	-0.96	-1.17
せん断余裕度 靱性/NZ Qsu/Qmu		1.36	1.36	1.36	1.40	1.42	1.30	0.70	0.65
限界部材角 実験値 Ru (%)		3.98	4.32	3.96	4.91	2.69 (-4.56)	3.31	2.23	1.50

(2) せん断耐力

せん断耐力の評価は、①靱性保証指針式¹⁷⁾、②終局強度指針式(A法)¹⁸⁾によって検討した。これらの2式によるせん断耐力を求める際のコンクリートの有効圧縮強度 $\nu_o \sigma_B$ は、係数 $\nu_o=3.68 \sigma_B^{-1/3}$ として算定した。

また部材の終局限界状態でのヒンジ領域の回転角 $R_p(\text{rad.})$ は、曲げ破壊型の試験体では $R_p=0.01$ 、せん断破壊型試験体では $R_p=0$ として計算した。

図-8にせん断破壊した試験体の耐力の実験値と計算値の比較を示す。靱性保証指針式、終局強度指針式とも実験値に対する計算値の比は、0.85~1.85であり、いずれも実験値をやや過小評価しているが、これらの耐力式により下限値は推定できると考えられる。

表-4に本実験でせん断破壊となったNo.6, No.8試験体の実験値に対する靱性保証指針式によるせん断耐力の比を示す。実験値に対して計算値は1.1~1.4であり、本実験のせん断耐力は靱性保証指針式でほぼ評価されている。

(3) せん断余裕度

図-9にせん断余裕度(せん断耐力/曲げ耐力)による破壊形式の比較を示す。検討対象とした実験データは、曲げ耐力およびせん断耐力の評価の検討で用いた既往の実験データである。せん断余裕度を求める際のせん断耐力は靱性指針式、曲げ耐力はNZ基準式による計算値を用いた。表-4に本実験のせん断余裕度を示す。本実験で曲げ破壊となったNo.1~5, No.7のせん断余裕度は1.3

から1.4であった。図-9より、これらの耐力式で評価したせん断余裕度が1.0程度では、曲げ破壊とせん断破壊が混在している状況であり、せん断余裕度が1.1以上であれば曲げ破壊となっていることがわかる。

4.2 変形性能

(1) 復元力特性のモデル化

本実験において曲げ破壊の性状を示したNo.1~5およびNo.7試験体に対して、復元力特性のスケルトンカーブのモデル化を行なった。スケルトンカーブは図-10に示す方法でモデル化し、圧縮軸力時はトリリニア、引張時はバイリニアとした。スケルトンカーブのモデル化を行なう際の、初期剛性、曲げひび割れ荷重、降伏荷重、および降伏時変形は以下の方法で算定した。

・初期剛性: K_e

$$K_e = \frac{1}{(1/K_f + 1/K_s)} \quad (\text{N/mm})$$

$$K_f = \frac{12 E_c \cdot I_e}{H^3} \quad K_s = \frac{G \cdot A}{\kappa \cdot H}$$

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

I_e : 鉄筋を考慮した断面二次モーメント(mm⁴)

G : コンクリートのせん断弾性係数(N/mm²)

ν : ポアソン比

A : 柱断面積(mm²)

κ : 形状係数($\kappa=1.2$)

H : $H=H_o+0.5D$ (mm)

(H_o : 柱内法長さ, D : 柱せい)

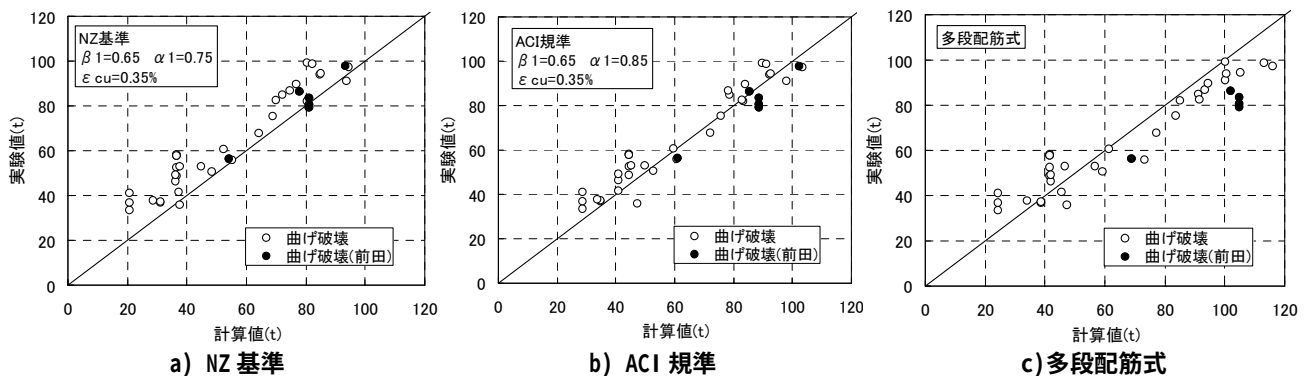


図-7 曲げ耐力の実験値と計算値の比較

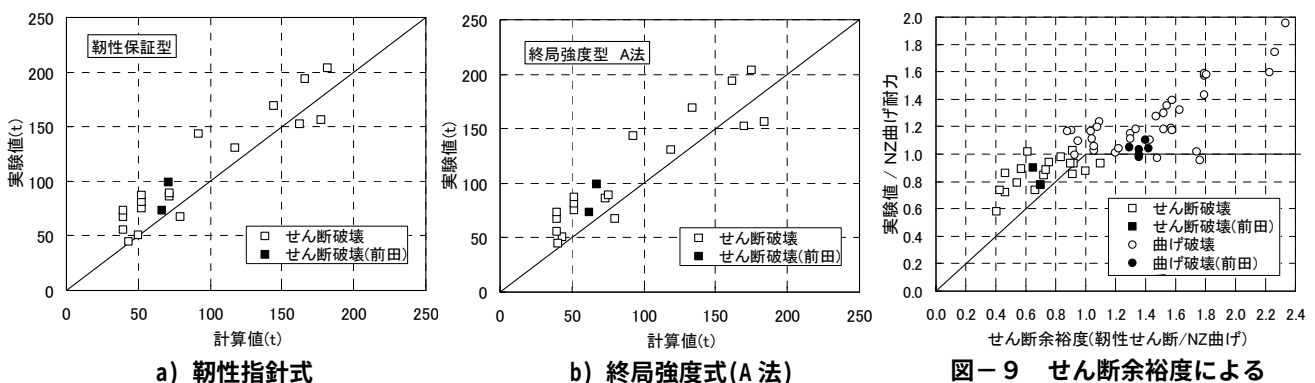


図-8 せん断耐力の実験値と計算値の比較

図-9 せん断余裕度による破壊形式の比較

- ・ 曲げひび割れ荷重：Mcr

$$Mcr = (0.56\sqrt{\sigma_B} + \sigma_0) \cdot Ze \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

σ_B ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

σ_0 ：軸応力度(N/mm²)

Ze ：鉄筋を考慮した等価断面係数(mm³)

$$Qmcr = 2Mcr / Ho$$

- ・ 降伏荷重：Mu

前項に示した NZ 基準ストレスブロック法による曲げ耐力とする。

$$Qmu = 2Mu / Ho$$

- ・ 降伏変形： δ_y

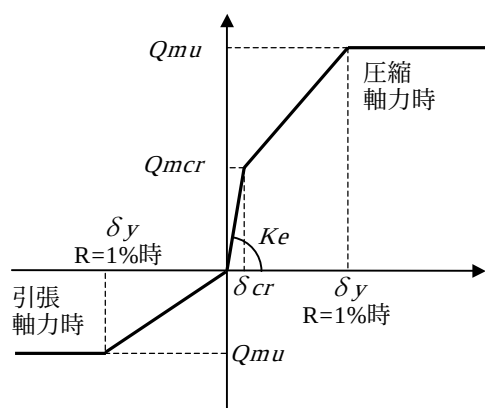
実験結果の荷重－変形関係より判断して、 $R=1.0\%$ 時を降伏変形とする。

性の実験値に対する計算値の比は 0.73～1.04，曲げひび割れ荷重の実験値に対する計算値の比は 0.96～1.06 であり，計算値は実験値を良く評価している。

図－11 に上述した方法により求めたスケルトンカーブと実験による復元力特性の包絡線の比較を示す。包絡線の荷重は軸力による P－ δ 効果は考慮していない。また，変形の増大に伴うせん断力の変化も考慮するため，靱性保証指針式の R_p を変化したせん断耐力も図中に示す。

一定軸力载荷とした No.1～4，および No.7 では本モデル化の方法によるスケルトンカーブで実験結果を良好に表すことができている。変動軸力载荷とした No.5 は，圧縮軸力時における最大耐力以降の耐力劣化が靱性指針式によるせん断耐力に比べて大きい。

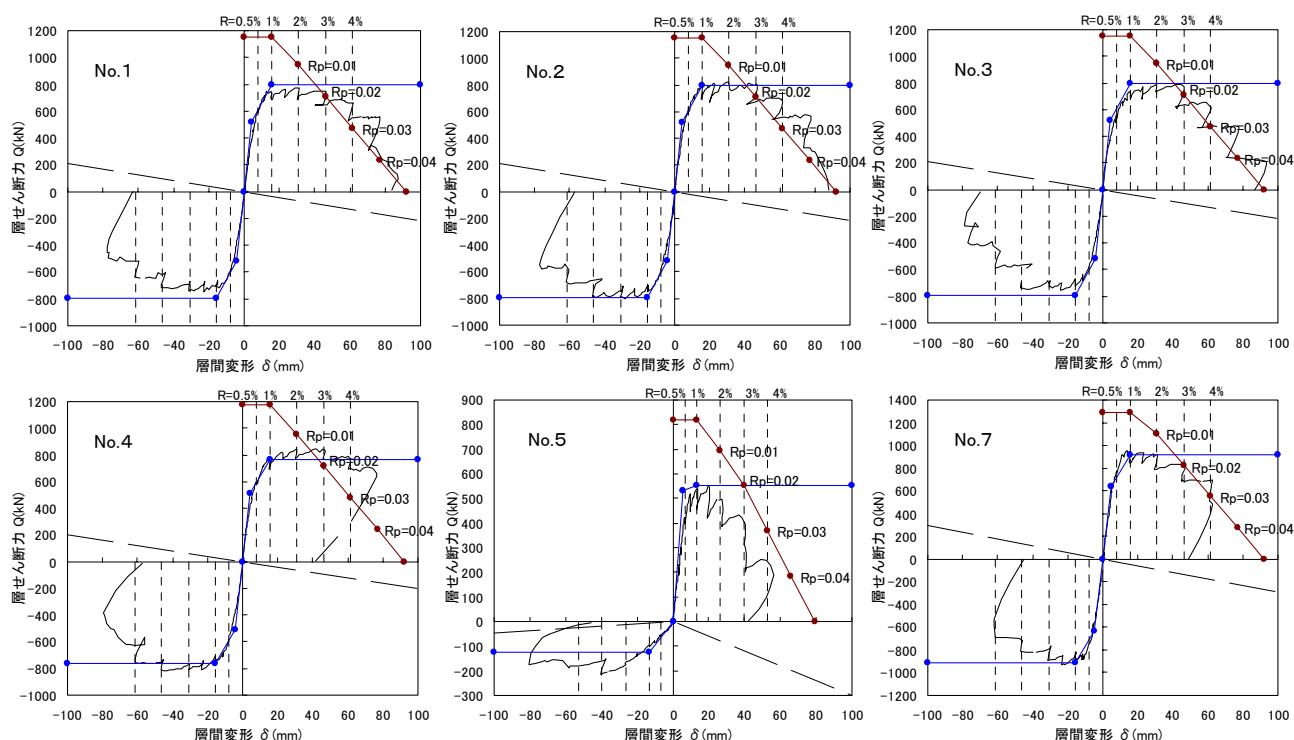
表－4 に初期剛性，曲げひび割れ荷重の実験値と計算値の比較を示す。曲げ破壊型の試験体において，初期剛



図－10 スケルトンカーブのモデル化

(2) 限界部材角

表－4 に本実験による限界部材角(R_u)の値を示す。 R_u は軸力による P－ δ 効果を考慮しない層せん断力(Q)が，最大荷重の 80%に低下した時点における変形角とした。軸力比 0.33 の定圧縮軸力下での限界部材角は No.1,2,3,4 で $R_u=4.0\sim 5.0\%$ 程度，No.7 で $R_u=3.3\%$ 確保することができる。変動軸力载荷の No.5 は $R_u=2.7\%$ と他の試験体に比べて小さい。これは高軸力下での圧縮・引張の繰り返し载荷により，主筋の座屈が早期に生じたためと考えられる。また No.5 は No.1～4 より高軸力のため曲げ耐力は小さいが，No.1～4 試験体とせん断余裕度を同等にするために $p_w \cdot \sigma_y$ を小さくしたことが， R_u が小さくなったことに影響していると考えられる。



図－11 モデル化したスケルトンカーブと包絡線の比較

5. まとめ

コンクリート強度 $100\sim 120\text{N/mm}^2$, USD685 鉄筋等の高強度材料を用いた RC 柱部材の構造実験の結果、以下の知見を得た。

- 1) 曲げ破壊型の柱部材は良好な履歴性状を示し、機械式継手を用いたプレキャスト化の有無による差は見られない。45度方向加力とした場合も、ほぼ同等の履歴性状を示す。また、圧縮軸力比 $0.6\sim$ 引張軸力比 -0.7 とした高軸力の変動軸力下においても、脆性的な破壊は生じず、良好な履歴性状を示す。
- 2) 曲げ耐力は NZ 基準ストレスブロック法により、実験値の下限値を評価することができる。
- 3) セン断耐力は、靱性保証型耐震設計指針のセン断強度式において、コンクリートの有効係数を $v_e=3.68\sigma_B^{-1/3}$ として算定することにより、安全側に評価できる。
- 4) 靱性指針式によるセン断耐力と NZ 基準式による曲げ耐力から求めたセン断余裕度を 1.1 以上確保することにより、曲げ破壊型の部材として設計することができる。
- 5) 限界部材角(R_u)は圧縮軸力時で軸力比 0.4 とした場合 $3.3\sim 4.5\%$ 程度、軸力比 0.6 とした場合は 2.7% 程度となる。また引張軸力比 0.7 とした場合は 4.6% 程度となる。
- 6) 定軸力載荷の復元力特性の包絡線は、モデル化したスケルトンカーブによって評価できる。

参考文献

- 1) 来田 他：超高強度鉄筋コンクリート造柱の曲げセン断実験（その 1～3），日本建築学会学術講演梗概集，C 分冊 pp.697-701，1989。
- 2) 村上 他：超高強度材料を用いた RC 柱部材の構造特性に関する実験研究，日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.379-380，1995。
- 3) 竹中 他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究（その 1～2）日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.171-174，1996。
- 4) 高見 他：超高強度コンクリートを用いた柱の 2 方向曲げセン断実験，日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.177-178，1996。

- 5) 濱田 他：高強度材料を使用した RC 柱部材の開発，日本建築学会技術報告集，第 3 号 pp.111-116，1996.12
- 6) 高見 他：超高強度コンクリートを用いた RC 柱のセン断強度に関する実験研究（軸力比，横補強筋量，載荷方向の影響），日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.25-26，1997。
- 7) 田野 他：高強度 RC 造柱の曲げおよびセン断性状（その 3），日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.375-376，1998。
- 8) 藤本 他：高強度コンクリート柱($F_c60\sim 100\text{MPa}$)を用いた RC 柱の曲げセン断実験，日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.845-846，1999。
- 9) 山内 他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究（その 3～4），日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.191-194，2000。
- 10) 黒瀬 他：超高強度鉄筋コンクリート構造 ($F_c=120\text{N/mm}^2$) の開発（その 1～2），日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.607-609，2000。
- 11) 石川 他：高強度コンクリート・高強度鉄筋を用いた柱の高軸力下における力学性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.943-948，2000。
- 12) 山内 他：プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究（その 3～4），日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.399-402，2001。
- 13) 岡本 他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験（その 5～6），日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊 pp.423-426，2001。
- 14) Standards New Zealand: Concrete Structures Standard Part1 The Design of Concrete Structures, Part2 Commentary on The Design of Concrete Structures, 1995
- 15) American Concrete Institute: Building Code and Commentary ACI 318-95/318/R-95, 1995
- 16) 国土交通省住宅局建築指導課 他編：建築物の構造関係技術基準解説書，平成 13 年 3 月
- 17) 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造の靱性保証型耐震設計指針・同解説」1999
- 18) 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説」1990
- 19) 建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」平成 4 年度構造性能分科会報告書 平成 5 年 3 月