

高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱部材の構造性能

金 本 清 臣
(技術研究所)

山野辺 宏 治
(技術研究所)

香 田 伸 次
(技術研究所)

§1. はじめに

近年、大都市圏並びにその近郊では、超高層住宅に対するニーズが高まっており、住宅の階数もより高層化する傾向にある。また、超高層住宅の基準階平面も、構造計画を重視した整形な平面形から、居住性を重視した比較的不整形な平面形へ移行しつつある。したがって、超高層住宅の柱やはりなどの主要構造部材は、高層化による建物重量の増加や平面形状の不整形性による応力集中などに伴い、より厳しい応力条件下で設計されつつある。このような背景のもとで、昭和63年より5年間にわたり、建設省の総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート(以下、RC) 造建築物の超軽量・超高層化技術の開発(NewRC)」が実施され、600kgf/cm²以上の高強度コンクリートを用いた超高層RC造の実用化への道が開かれた。

本研究は、このような動向から当社の保有技術の一つとして、高強度材料を用いた超高層RC造の設計法を確立するため柱の部材実験を行ったものである。

§2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に示す。試験体は、縮尺2/5で全6体とし、試験体No.1,2はシアスパン比を2.5、試験体No.3~6は1.25とした。試験体における部材寸法、配筋等は32階建てRC純ラーメン構造の集合住宅を想定した試設計に基づいて決定した。

実際の計画では施工合理化を図るため、遠心力成形外殻を用いるハーフプレキャスト(以下、ハーフPCa)柱とした。その際、PCa外殻部を単に型枠として利用するだけではなく構造断面の一部として算入できれば断面寸法の縮小化が可能となり意匠上の納まりもよくなる点から、ハーフPCa柱の構造性能を把握すると共に先の計画への適用性についても検討を行った。

ハーフPCa柱試験体は2体(試験体No.4,6)で、在来構法(一体打ち)試験体2体(試験体No.3,5)との比較を行った。試験体No.4,6の構造仕様は、主筋およびせん断補強筋を後打ちコア部に配し、PCa外殻内には施工、運搬時の補強程度にウ

試験体No.1		試験体No.2	試験体No.3	試験体No.4	試験体No.5	試験体No.6
長柱 (L=190 cm, a/D=2.5)				短柱 (L=95 cm, a/D=1.25)		
曲げ破壊先行型				せん断破壊先行型		
一定軸力 (0.35・Nuc)		変動軸力 (-0.7・Nuc ~ 0.60・Nuc)		一定軸力 (0.35・Nuc)		
0度方向加力				45度方向加力		
在来構法(一体打ち)			遠心成形外殻 ハーフPCa	在来構法(一体打ち)	遠心成形外殻 ハーフPCa	
12 - D19 (pg = 2.38 %)	12 - D19, 8 - D19 (pg = 3.97 %)	16 - D19 (pg = 3.17 %)	16 - D19 (pg = 3.17 %)	16 - D19 (pg = 3.17 %)	16 - D19 (pg = 3.17 %)	

表-1 試験体一覧

エルドメッシュ3.2φ@50×50を配した、PCa外殻部内面には、周方向に帯状のコッター（深さ5mm@60）を設けた。また、試験体No.4,6の断面寸法

は実際にはPCa外殻表面が仕上げとしての仕様を有することを考慮し、試験体No.3,5の断面寸法より大きくした。

(a) コンクリート

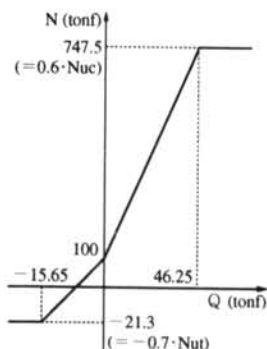
試験体名 (部位)	圧縮強度	ヤング係数(×10 ⁹)
No.1, No.2	679	3.53
No.3~No.6 (コア部)	702	3.74
(PCa外殻部)	621	3.76

単位: kgf/cm²

(b) 鉄 筋

部 位 (呼び名)	降伏強度	引張強度	ヤング係数(×10 ⁹)
主 筋 (D19)	5,282	7,161	1.97
横補強筋 (U6.4)	13,949	14,500	2.08
ウェルドメッシュ (3.2φ)	5,550	5,863	1.97

単位: kgf/cm²



ただし、Nuc, Nut は鉄筋を考慮した軸圧縮・引張耐力

図-1 変動軸力パス

表-2 使用材料定数

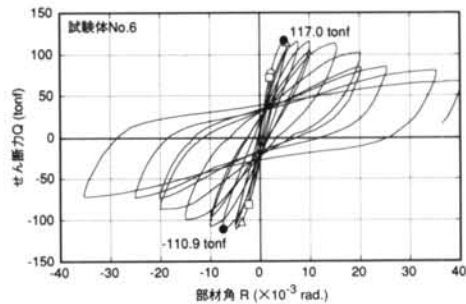
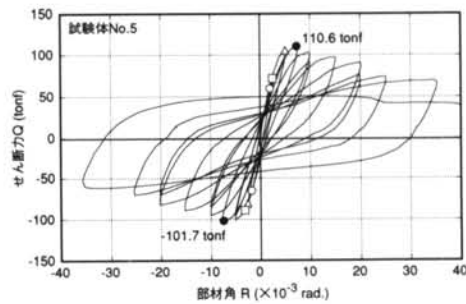
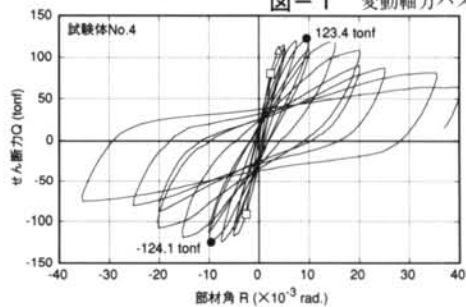
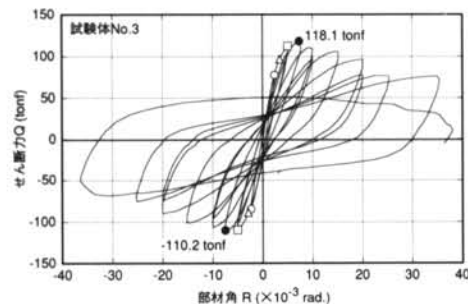
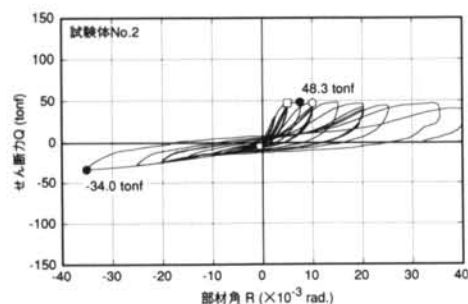
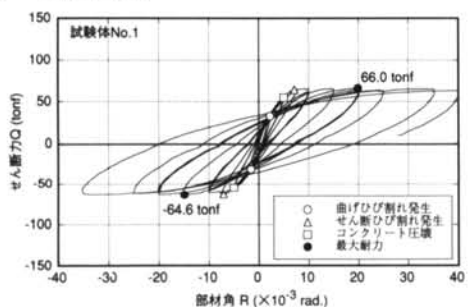


図-2 セン断力(Q)一部材角(R)関係

スタップとPCa外殻部の上下端部との間には幅25mm、深さ10mmの目地によって境界を設け、後打ちコンクリートが回り込むように配慮した。ただし、当該区間については試験体No.3,5と同じ断面寸法とした。

2.2 材料定数

使用材料定数を表-2に示す。コンクリートは設計基準強度 $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ で、鉄筋は主筋にSD490を、せん断補強筋にウルボン (SBPDN 1275/1420) を用いた。

2.3 加力および測定方法

加力は、導入軸力を試験体No.2で変動としたほかは鉄筋を考慮した軸耐力の0.35倍 (384.0tonf) で一定に保持した状態で、水平力を正負交番繰り返し逆対称形式で入力した。試験体No.5,6は2方向水平力の影響を調べるため45度方向の固定入力とした。

試験体No.2における変動軸力パスは、試設計の結果に基づいて決定した (図-1)。

加力サイクルは、試験体No.1,2では変形角 $R=1/400$ (長期許容応力度レベル) で1回繰り返した後、 $R=\pm 1/200, \pm 1.5/200, \pm 1/100, \pm 1.5/100, \pm 2/100, \pm 2.5/100, \pm 3.5/100, \pm 4/100$ でそれぞれ1回もしくは3回繰り返しとした。試験体No.3~6については試験体No.1,2と同様の加力サイクルとし、各変形角で1~2回繰り返した。

計測は、導入軸力および水平力、各部の変形量、鉄筋 (主筋、せん断補強筋) のひずみについて行った。各計測値からは、部材全体変形に占める曲げおよびせん断変形成分の割合、PCa外殻部と後打ちコア部との境界部の挙動 (剥がれ、ずれ量)、材軸各方向の曲げ曲率等を得た。

§ 3. 実験結果

3.1 実験結果の概要と荷重変形関係

せん断力 (Q) - 部材角 (R) 関係を図-2示す。試験体No.1は主筋の引張降伏により最大耐力に達

した後、ヒンジ域で被りコンクリートの圧潰が進展したが顕著な耐力低下は見られず、紡錘形の良い履歴ループを示した。試験体No.2は、正加力 (圧縮軸力) 時に主筋の圧縮降伏により最大耐力に達し、履歴曲線にスリッ形状がかなり見られた。

試験体No.3~6では、主筋の圧縮降伏により最大耐力に達した後、せん断ひび割れの拡大や端部の圧潰が進展し徐々に耐力が低下した。とくに試験体No.3,5は、 $R=1/25$ の正サイクルで中央部付近の主筋が座屈し軸力の保持が不能となった。これらの状況から、試験体No.3~6の破壊モードは曲げ降伏後のせん断圧縮破壊であると判定した。

試験体No.3,4およびNo.5,6の履歴曲線において、ともに最大耐力以降の耐力低下の傾向が類似している。最大耐力は試験体No.4,6がNo.3,5より各々上回っている。これは、試験体No.4,6の断面寸法がNo.3,5より大きいためであると考えられる。

試験体No.3,5および試験体No.4,6の平均せん断応力度 (試験体No.3,5では最大耐力を断面積 ($38 \times 38\text{cm}^2$) で、試験体No.4,6では最大耐力を断面積 ($39 \times 39\text{cm}^2$) で除した値) を表-3に示す。両算定値が概ね一致していることから、試験体No.4,6はPCa外殻部を含む全断面有効としての耐力は評価し難いが、PCa外殻部断面の一部を有効とみなせば、試験体No.3,5 (38cm角断面) と同程度となり安全側の評価となる。

3.2 各部の変形

部材の水平変形全体に占める、曲げおよびせん断変形成分の比率の推移を図-3に示す。

最終破壊モードが曲げ破壊型となった試験体No.1,2では水平変形の増大に伴い曲げ変形成分が増加している。

一方、最終破壊モードがせん断破壊型となった試験体のうち在来構法の試験体No.3,5では、水平変形の増大に伴いせん断変形成分の増加が見られる。

ハーフPCa柱試験体No.4,6では最終的にせん断破壊に至ったにもかかわらず、本傾向が増加 (詳細は後述) したのは、PCa外殻部にアンカーされた変位計の計測値が不正確となったためであると考えられる。

試験体名	No.3	No.4	No.5	No.6
平均せん断応力度	81.8	81.1	76.6	76.9

単位: kgf/cm^2

表-3 平均せん断応力度の比較

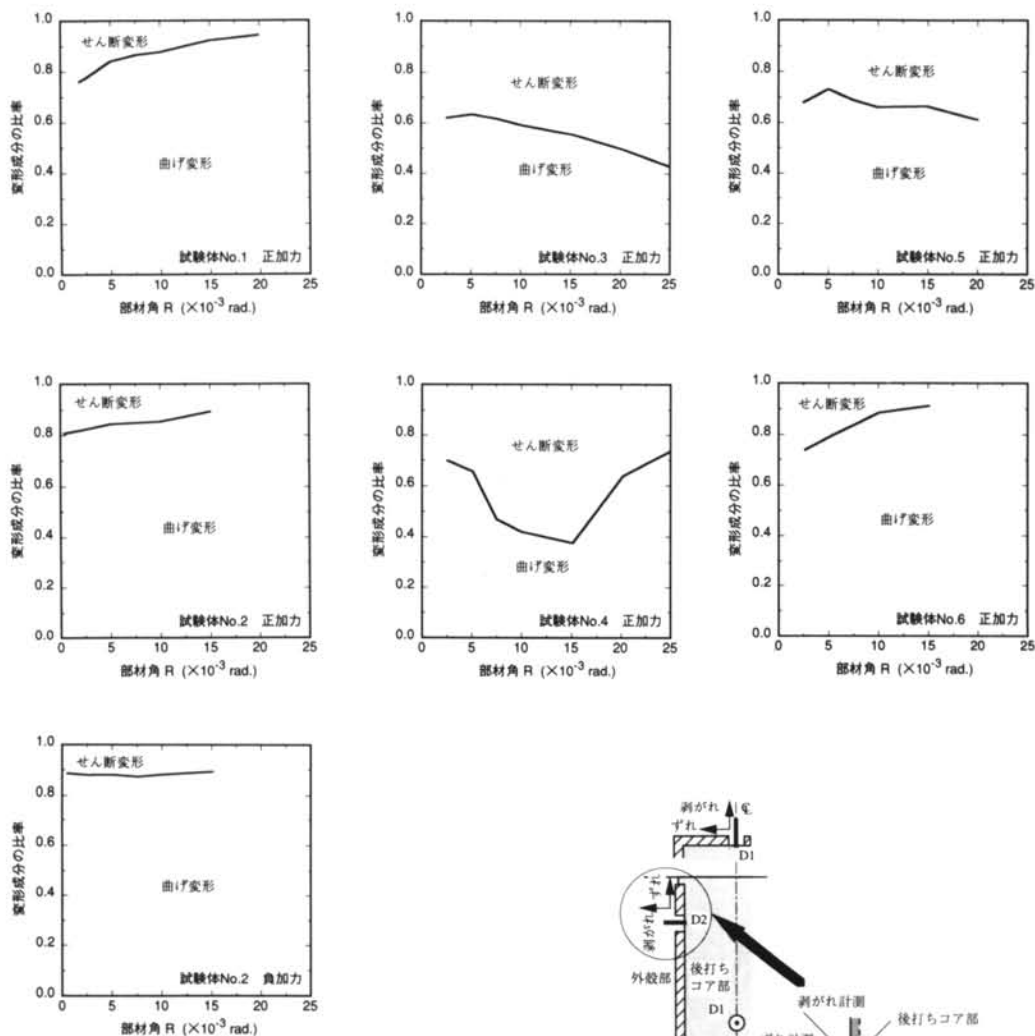


図-3 曲げおよびせん断変形成分の比率

3.3 PCa外殻部の挙動

試験体No.4を代表例に、PCa外殻部と後打ちコア部との剥がれおよびずれの推移を図-4に示す。

剥がれおよびずれはかなり早期に発生し繰返し加力によって剥がれ量が累積されている。また位置D2,3に見られるように、鉛直方向のずれが過去に経験した変形量までは剥がれの変動は小さいが、それを越えると剥がれが再び進展している。これは図-5に示すように、鉛直ずれが増大しコッターに接触した後、コッターを乗り越えようとして剥がれが進展するためであると考えられる。

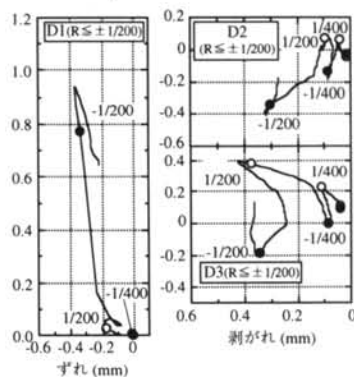
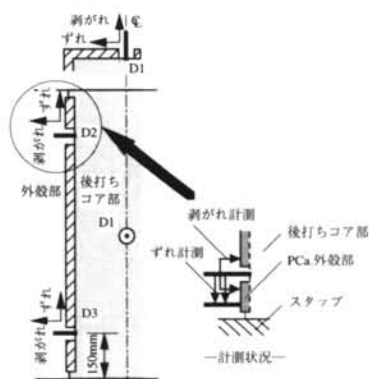


図-4 PCa外殻部と後打ちコア部との剥がれおよびずれの推移

3.4 各部のひずみ分布

試験体No.3,5を代表例に各材軸方向位置におけるせん断補強筋のひずみ分布を図-6に示す。シアスパン比1.25の試験体のうち0度方向加力である試験体No.3では、部材中央付近のひずみが大きな値となっており、45度方向加力である試験体No.5では、材端より約0.5Dの位置のひずみの値が大きくなっている。

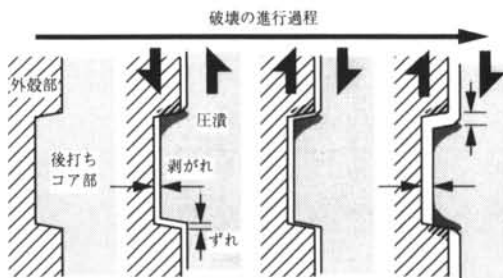


図-5 PC外殻部の挙動メカニズム

以上のことから、試験体No.3では形成されるトラス機構のストラット角度はほぼ45度であったが、試験体No.5ではそれに比べて浅い角度となっていると考えられる。つまり、試験体No.5では45度方向加力によって、材端部での圧縮ゾーンの奥行きが小さくなりストラットにより伝達できる圧縮力も小さくなっている。この結果、せん断補強筋による十分な引張力と釣り合うために角度が浅くなったものと考えられる。

§4. 実験結果の検討および考察

4.1 曲げ耐力

柱の曲げ耐力の算定にあたっては、コンクリートの応力ひずみ関係をバラボラ直線モデルとし、圧縮強度時ひずみはコンクリートの圧縮強度に比例させる式(1)4)によった。

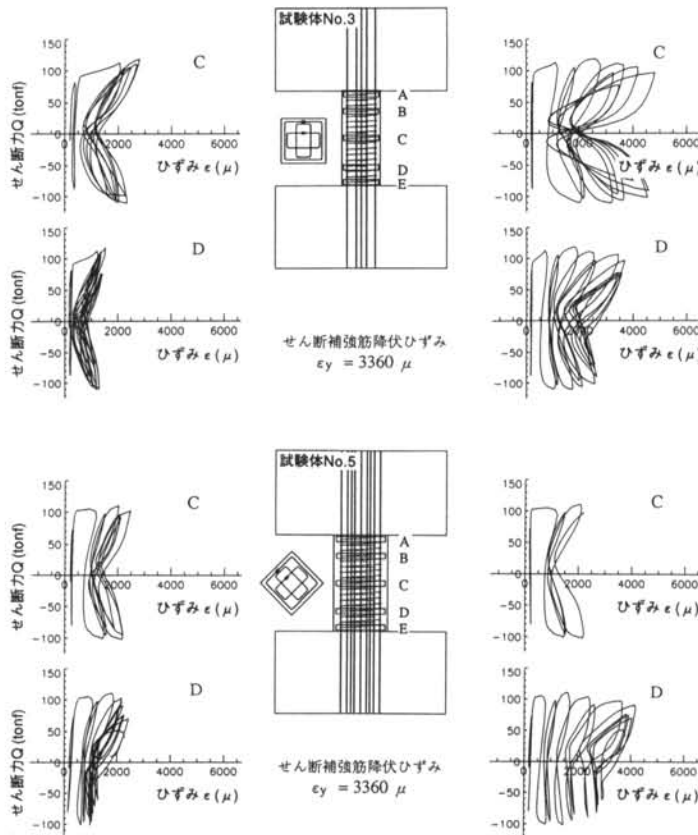


図-6 試験体No.3, 5のせん断補強筋のひずみ

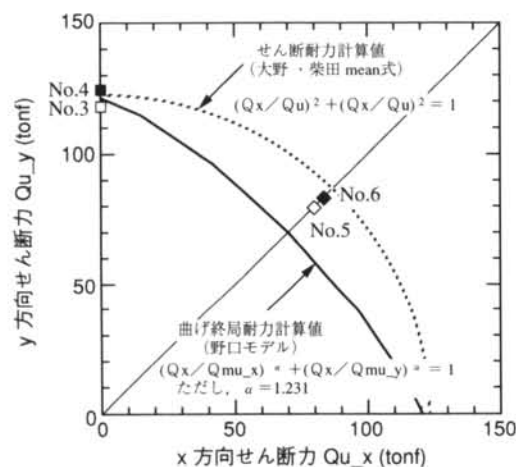
試験体名	コンクリート 実圧縮強度 (kgf/cm ²)	せん断力Q (実験値) (tonf)	曲げ耐力M* (実験値) (tonf・m)	曲げ耐力 (計算値) (tonf・m)	実験値／計算値
No.1	679	66.0	62.7	1.00σ _B 57.7	1.09
				0.95σ _B 55.5	1.13
				0.90σ _B 53.2	1.18
				0.85σ _B 50.8	1.23
No.2	679	48.3	45.9	1.00σ _B 48.7	0.94
				0.95σ _B 44.8	1.02
				0.90σ _B 40.6	1.13
				0.85σ _B 36.0	1.28
No.3	696	118.1	56.1	1.00σ _B 61.7	0.91
				0.95σ _B 59.3	0.95
				0.90σ _B 56.8	0.99
				0.85σ _B 54.0	1.04
No.5	696	110.6	52.5	1.00σ _B 51.0	1.03
				0.95σ _B 49.0	1.07
				0.90σ _B 47.0	1.12
				0.85σ _B 44.9	1.17

*：曲げ耐力（実験値）は、以下のようにせん断力（実験値）から算定した。

$$M = Q \cdot L / 2$$

ここに、L：試験部長さ（表－1 参照）

表－4 曲げ耐力と実験値の比較（圧縮強度の低減を考慮）



図－7 柱の2軸耐力（実験値と計算値の比較）

$$\varepsilon_B = 0.169 + 0.000137\sigma_B \quad (\%) \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに、

σ_B ：コンクリートの実圧縮強度(kgf/cm²)

なお、最大強度時ひずみは0.20%、終局ひずみは0.30%とした。表－4は、便宜上、圧縮強度を低減して求めた曲げ耐力と実験値との比較を示したものである。

コンクリートの圧縮強度低減係数を0.9として曲

げ耐力を評価すると、いずれの場合でも、実験値／計算値が1.0を越える。したがって、曲げ耐力の評価において、コンクリートの圧縮強度低減係数を導入することにより所定の安全率が確保できる。

加力方向を考慮した試験体No.3～6の耐力実験値を図－7に示す。45度方向試験体であるNo.5, 6は、ほぼ両計算値の中央付近に分布している。曲げ耐力計算値とせん断耐力計算値が非常に近接している試験体No.3～6の耐力実験値が本計算値付近に分布していることから、試験体No.3～6の破壊形式を一義的には判定できない。なお、実際の本試験体の破壊形式は、曲げ降伏後のせん断圧縮破壊であった。

4.2 せん断耐力

せん断耐力の算定にあたり、各せん断耐力評価式のほかに、建設省総合プロジェクト「鉄筋コンクリート構造物の超軽量・超高層化技術の開発」構造成能分科会の報告で提案されたせん断耐方式（以下、NewRC式）の適用性についても検討した。

試験体No.1～3およびNo.5について、各せん断耐力評価式による計算値と実験値の比較を表－5に示す。とくに、曲げ降伏後のせん断圧縮破壊と判定できる試験体No.3,5においては、NewRC式による計算方法でも実験値との整合性が良いことが確認できた。

試験体名	コンクリート 実圧縮強度 (kgf/cm ²)	せん断力 (実験値) (tonf)	機 構 分 担 比 実験値/計算値	検 討 式 ^a						
				荒川min式	大野・柴田 mean式	清水HiC式	終局強度型 A法	終局強度型 B法	南・倉本式	NewRC式
No.1	679	66.0	計算値 (tonf)	42.3	91.8	121.4	136.3	122.3	103.7	83.9
			トラス/アーチ(%)	—	—	—	100/0	70/30	61/39	66/34
			実験値/計算値	1.56	0.72	0.54	0.48	0.54	0.64	0.79
No.2	679	48.3	計算値 (tonf)	42.3	138.9	149.0	136.3	122.3	103.7	105.1
			トラス/アーチ(%)	—	—	—	100/0	70/30	61/39	62/38
			実験値/計算値	1.14	0.35	0.32	0.35	0.39	0.46	0.47
No.3	696	118.1	計算値 (tonf)	59.1	142.4	117.0	137.8	146.7	144.4	116.2
			トラス/アーチ(%)	—	—	—	100/0	58/42	45/55	49/51
			実験値/計算値	2.00	0.83	1.01	0.86	0.80	0.82	1.02
No.5	696	110.6	計算値 (tonf)	59.1	142.4	117.0	137.8	147.6	144.4	116.2
			トラス/アーチ(%)	—	—	—	100/0	58/42	45/55	49/51
			実験値/計算値	1.87	0.78	0.95	0.80	0.75	0.77	0.95

表一 5 各せん断耐力評価式による計算値と実験値の比較

4.3 復元力特性

試験体No.1,2の復元力特性は武田モデルとし、スケルトンを以下のように設定した。計算に用いた各パラメータを以下に示す。

$$\text{剛性低下率: } \alpha = (0.043 + 1.64n \cdot pt + 0.043a/D + 0.33\eta_0) \cdot (d/D)^2 \dots\dots\dots(2)$$

ここに、

n: ヤング係数比

pt: 引張鉄筋比

a: シアスパン

η_0 : 軸力比

d: 有効せい (cm), $d = (7/8) \cdot D$

D: 断面せい (cm)

曲げひび割れ耐力: $M_c = 1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_e + ND / (kg \cdot cm)$

ここに、

F_c : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

Z_e : 断面係数 (cm³)

N: 軸力 (kgf)

D: 断面せい (cm)

曲げ降伏耐力 (M_y) は、コンクリートの応力ひずみ関係をパラボラ直線モデルとして求めたNM相関曲線より定め、初期剛性 (K) には主筋の剛性および部材のせん断変形を考慮した。

試験体No.1, No.2の復元力特性の算定結果と実験結果との比較を図-8に示す。なお、試験体No.1の計算結果はTri-linear曲線となるが、試験体No.2の変動軸力の圧縮側では計算上の曲げひび割れ荷重が曲げ降伏荷重の値を上回っているため復元力モデルをBi-linear modelとした。

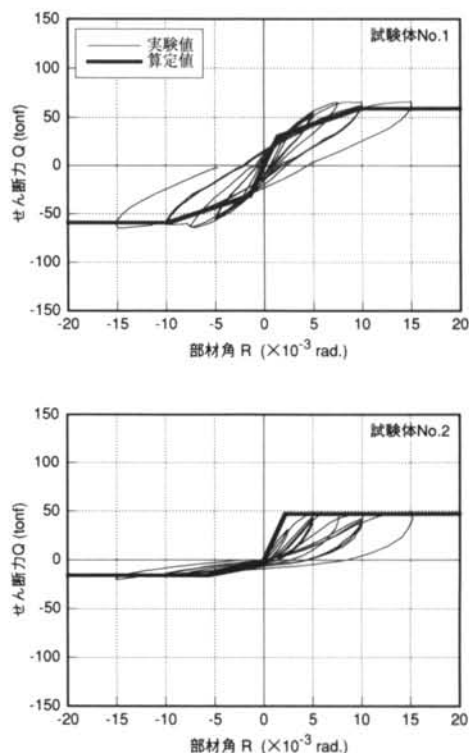


図-8 各試験体No.1, 2の復元力特性の算定および実験結果

本結果から定軸力、変動軸力はともに実験値と概ね良好な対応を示しているが、変動軸力の圧縮側では計算値の剛性がやや高めとなった。

繰返し則に関する除荷時剛性低下指標 (β) を、試験体No.1について実験で得られた等価粘性減衰定数の推移から求めた (図-9)。

曲げ降伏先行型の柱の場合、 $\beta = 0$ 時の復元力モ

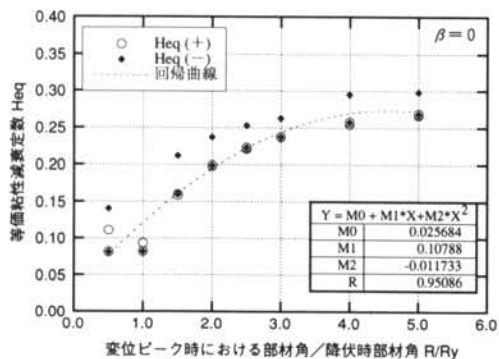
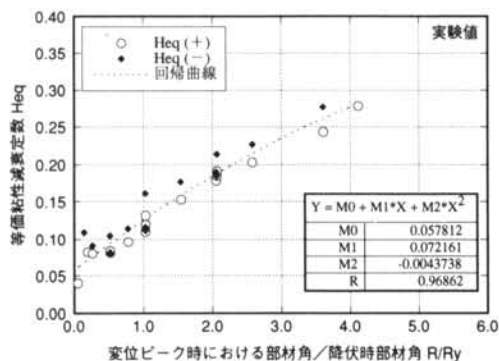


図-9 試験体No.1の除荷時剛性低下指標 (β)

デルが実験から得られた復元力特性に最も近くなることが確認できた。

4.4 ファイバーモデルによる断面曲げ解析

ファイバーモデルによる断面曲げ解析を平面保持の仮定のもとで行った。解析対象試験体として試験体No.1~3およびNo.5を選定した。解析に際し、断面は有限の要素に分割した。解析に用いた断面分割、使用材料の応力ひずみ関係を図-10に、材料定数を表-6に示す。

実験値と比較するにあたり、曲げ変形測定区間における平均曲率と当該区間中央の曲げモーメントとの関係を図-11に示す。なお、区間での曲げモー

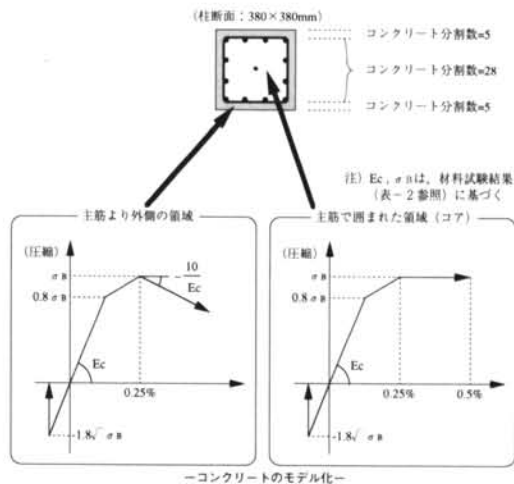


図-10 曲げ解析に用いたコンクリートモデル

【仮定】

- (1) 曲率は、各区間の平均曲率とする。
- (2) 曲げモーメントは、逆対称曲げを仮定し、区間の中央における曲げモーメントとする。
- (3) 軸力は、各区間ですべて共通とする。
- (4) 各区間のM- ϕ 関係の符号は、正加力時を正とする。

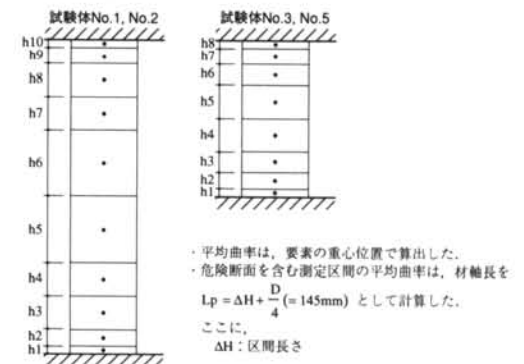


図-11 曲げ変形区間における平均曲率と当該区間中央曲げモーメントの関係

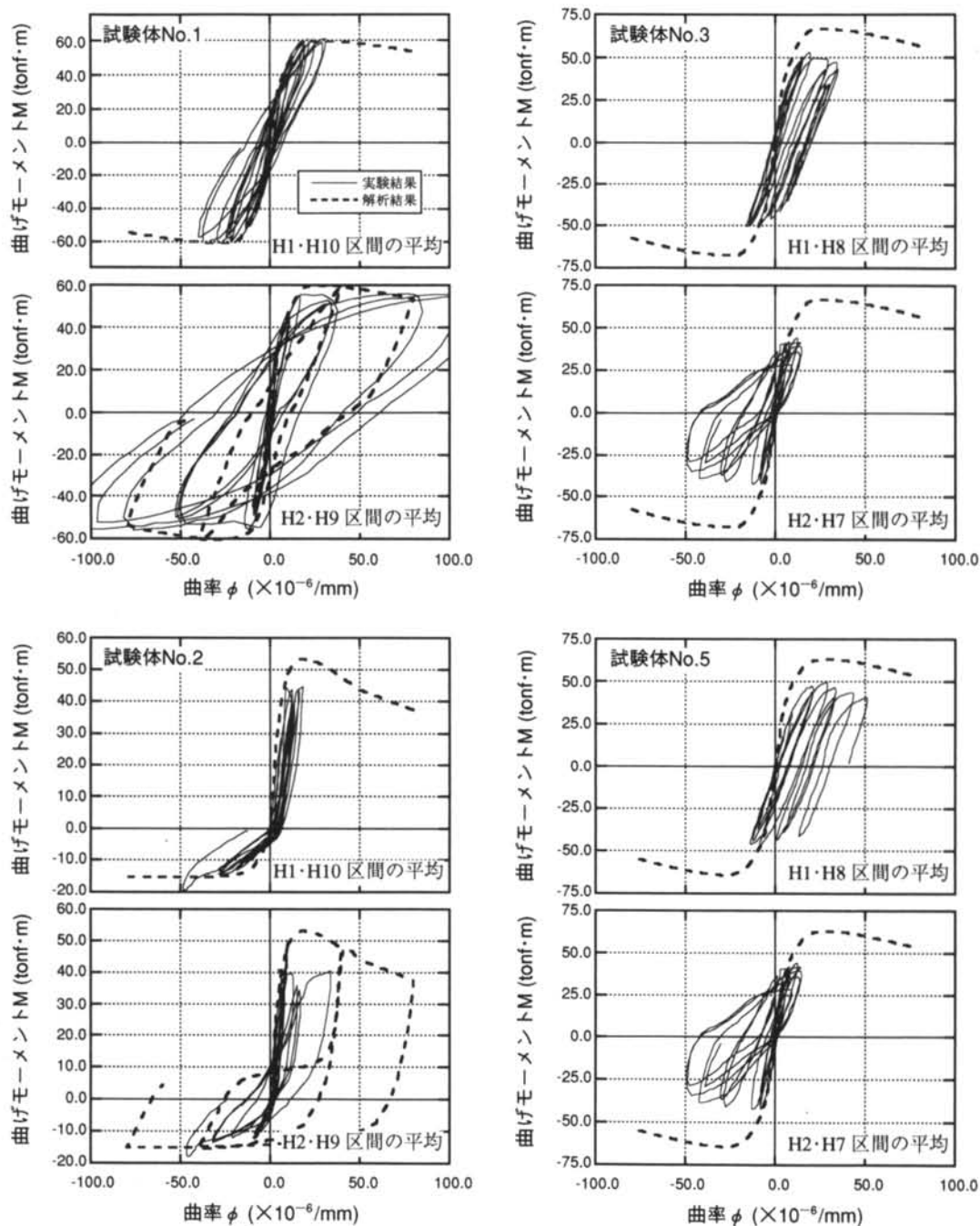
ントは区間中央における曲げモーメントとする。また、危険断面を含む区間の平均曲率は、剛域を考慮して区間長さをD/4だけ材端に付加して算定した。各区間の曲げモーメント曲率関係の実験値と解析

試験体名	コンクリート (kgf/cm ²)		鉄筋 (D19) (kgf/cm ²)	導入軸力 (tonf)
	ヤング係数	実圧縮強度	降伏強度	
No.1 No.2	3.53	679	5,282	384.0
No.3 No.5	3.74	702		-213.0~747.5
				428.0

表-6 曲げ解析に用いた材料定数

結果を図-12に示す。比較的安定した復元力特性を示す試験体No.1では、剛性および耐力ともほぼ解析値と一致した。変動軸力を与えた試験体No.2で

はとくに高圧縮軸力下において解析値の方が実験値よりやや高めであった。また、曲げ降伏後のせん断圧縮破壊と判定される試験体No.3,5（短柱）にお



注) H1-H8 および H1-H10 区間は危険断面を含む上下区間の平均を示す。

図-12 各区間の曲げモーメント (M) - 曲率 (ϕ) 関係

いても同様であった。

以上のことから、曲げ降伏先行型の柱の解析では実験値を概ね表現できるが、高圧縮軸力下における柱あるいは短柱においては過大評価となる。今後の課題として、コンクリートの応力ひずみ関係のモデル化を別途考える必要がある。

高強度鉄筋 (SD490,SBPDN1275/1420級) を用いた鉄筋コンクリート造柱部材の構造性能を実験により明らかにした。この結果、以下の知見が得られた。

1) 高強度部材を用いた建物の設計は、普通強度部材と同様、従来の方法により概ね可能である。

2) 柱部材の復元力特性は、従来の Tri-linear modelあるいはBi-linear modelでモデル化できる。

§ 5. まとめ

高強度コンクリート ($F_c=600\text{kgf/cm}^2$ 級) および

謝辞 本実験に際しまして、試験体製作に御協力頂きました羽田ヒューム管販売㈱に深謝致します。

＜参考文献＞

- 1) 香田伸次ほか：“高強度コンクリートを使用した柱のせん断特性に関する研究—せん断終局強度に対するシアスパン比の影響と横補強筋負担分の上限值—” 1990年度日本建築学会大会 (中国) 学術講演梗概集, C 構造 II (1990年10月) pp.829-830
- 2) 日本建築学会編：“鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針 (案) ・同解説” (1988年)
- 3) 植村 徹ほか：“鉄筋コンクリート柱の剪断耐力算定式の再検討” 日本建築学会北海道支部研究報告集, No.49 (1978年3月) pp.91-94
- 4) 野口 博：“コンクリートモデルの構築” 平成元年度高強度鉄筋分科会報告書, (1990年3月) pp.4-4-2-4-4-7
- 5) 坂口 昇・山野辺宏治・香田伸次・金本清臣：“超高強度鉄筋コンクリート構造物の設計手法に関する検討報告書 —データベースを用いた検討—” 清水建設㈱技術研究所報告書 AA930198, (1993年11月)
- 6) 山野辺宏治・香田伸次・金本清臣ほか：“高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の構造性能に関する研究 (柱および柱—梁接合部に関する実験)” 清水建設㈱技術研究所報告書