

論文

[2068] 高軸力を受ける高強度RC柱の弾塑性性状

正会員 ○金田 和浩 (大成建設技術研究所)

正会員 黒羽 健嗣 (大成建設技術研究所)

1. はじめに

近年になってコンクリートや鉄筋等の材料の高強度化が実現し、これと相まってRC建築物の超高層化が進んでいる。しかしこれらは低層の建物に比べて柱断面が大きく、その上軸方向力の制限から通常スパンは5 m程度に抑えられており、この平面計画上の制約が建物の用途拡大への障壁となって一般にはラーメン構造の集合住宅に限られているのが現状である。従ってスパンの拡大や部材断面の縮小を図るためにも高強度材料を積極的に利用し、耐力と靱性の両方を備えた部材を実用化する必要がある。しかし $F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$ 以上のコンクリートを使用した柱の高軸力下での性状に関する資料は皆無に近く、その材料特性をいかした設計法も整備されていない。

このような状況から、設計基準強度 $F_c=600, 1000 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートを使用した高軸力を受ける柱の基本的な性状を明らかにし、既往の終局強度式や曲げ解析による計算結果との適合性を検討するために、一定軸力方式による静的繰返し载荷試験を実施した。

2. 実験計画

2. 1 試験体

表-1に試験体の一覧表を、図-1には配筋図を示す。本実験では次の様にパラメータを設定した。

1) コンクリート設計基準強度

$$\bullet F_c = 600, 1000 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

2) コンクリート設計基準強度に対する軸力比

$$\bullet P_e/bDF_c = 0.3, 0.6, 0.9$$

$$P_e: \text{軸方向力} \quad (\text{kgf})$$

$$b, D: \text{柱の全幅、全せい} \quad (\text{cm})$$

3) 横補強筋比 (せん断補強筋比)

$$\bullet p_s = 0.64, 1.07$$

$$(\text{補強筋比} \times \text{降伏点} = 83, 139 \text{ kgf/cm}^2)$$

4) 横補強方法 (せん断補強方法)

• 仲子と外周フープを組合わせた従来型

• 仲子の代りに外周フープの内側に収まる八角形のサブフープを用いたもの

試験体は断面が $25 \times 25 \text{ cm}$ 、内法高さ 62.5 cm 、せん断スパン比1.25の短柱である。主筋は各試験体とも12-D13で、主筋比は $A_s/bD=2.44\%$ となる。軸力の限界を調べるために、一般に設計軸力比の上限とされる0.3を基準にその整数倍の軸力比を設定したが、実強度に対する軸力比は表-4に併記する。

表-1 試験体一覧

Unit desig.	P_e bDFc	F_c (kg/cm ²)	Reinforcement Arrangement	Transverse Reinforcement			
				p_s (%)	$p_s \times 0.7$ (kg/cm ²)	p_s (%)	note
C3R6L	0.3	600		0.64	83.2	1.82	4-US-1050
C3R10H		1000		1.07	138.7	3.03	4-US-1030
C30R6L	0.6	600		0.64	83.2	1.76	US-1035
C6R6L		600		0.64	83.2	1.82	4-US-1050
C6R8H	0.6	1000		1.07	138.7	3.03	4-US-1030
C6R10H		1000		1.07	138.7	3.03	4-US-1035
C60R6L	0.9	600		0.64	83.2	1.76	US-1035
C60R8H		600		1.07	138.7	3.07	US-1030
C9R6L	0.9	600		0.64	83.2	1.82	4-US-1050
C9R8H		600		1.07	138.7	3.03	4-US-1030

表-2 配合表 ($F_c=1000 \text{ kgf/cm}^2$)

水セメ ント比	SF N+SF	細骨 材率	スラ ンプ	空気 量	単位量 (kg/ml)				
					水	セメント N SF	細骨材	粗骨材 10~5	
%	%	%	cm	%					
25	11.5	38	21	2.0	155	549 71.3	613	1012	

表-3 配合表 ($F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$)

水セメ ント比	細骨 材率	スラ ンプ	空気 量	単位量 (kg/ml)				
				水	Fly Ash Cement B	細骨材	粗骨材 10~5	
%	%	cm	%					
32	42	18	1.5	160	500	720	1006	

図-1に示す様に横補強法には外周フープと井桁状の伸子を組合せた従来型と、施工性の改善を目的に伸子を八角形のスパイラル筋に置換えたタイプがあり、比較のために体積比で補強筋量を等価にした。尚横補強筋量の算定については軸力、コンクリート強度、補強筋の降伏点等を考慮したNZS3101の式¹⁾を適用し、C6R6LとC6R10Hの2体を標準試験体として設計した。

2. 2 使用材料

表-2、表-3に各々のコンクリートの配合を示す。 $F_c=1000\text{kgf/cm}^2$ の場合は普通ポルトランドセメントとシリカヒュームを 1m^3 当り各々549 kg、71.3kg使用し、高性能減水剤をセメント重量に対して2%添加した。細骨材は鹿島砂(粗粒率2.91)、粗骨材には5mm~10mmの硬質砂岩(碎石)を使用した。表-4には荷重開始時材令における材料試験結果を記す。

使用した鉄筋の機械的性質は表-5に記す。鉄筋は各試験体とも共通で、主筋がSD35、横補強筋には異形PC鋼棒を用いた。

2. 3 荷重および測定事項

図-2に示す荷重装置によって軸力を一定に保持しながら逆対称曲げ荷重を行った。荷重は部材角で制御し、同振幅で正負に2回ずつ繰返す変位漸増の正負交番繰返し荷重とした。

変形の測定は全体(層間)変形、反曲点の上下の部分変形の他、材軸方向の伸縮や曲率分布を決定するための区間変形等について行った。また危険断面位置の主筋ひずみや主要点の横補強筋ひずみをW.S.G.によって測定した。

3. 実験結果

3. 1 荷重-変形状

図-3に代表的な試験体の荷重-変形状を終局時ひびわれ図と共に示す。図中には主筋の圧縮および引張降伏荷重 Q_{yc} 、 Q_{yt} と終局耐力 Q_u の曲げ解析による計算値を、 $P-\Delta$ 効果を考慮して破線で示している。各材料の応力-ひずみ関係については、次の構成式を用いた。

コンクリート：六車・渡辺モデル²⁾

鉄筋：弾性域と塑性流れ域を各々線形で仮定し、 20000μ 以降のひずみ硬化域を弾性係数の $1/100$ の勾配で近似したTri-Linear型

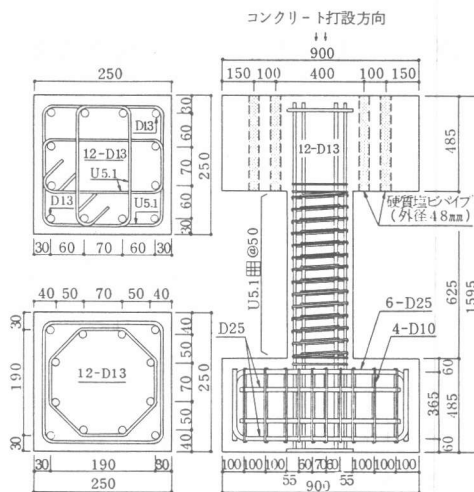


図-1 試験体配筋図

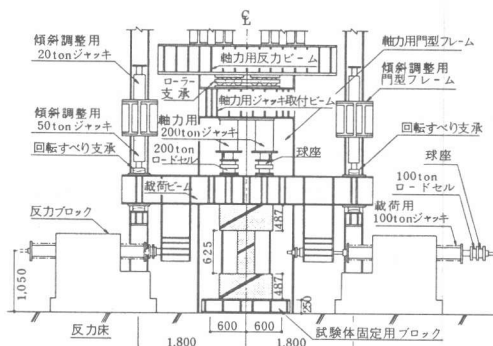


図-2 荷重装置図

表-4 コンクリート試験結果

試験体	圧縮強度 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	弾性係数 (10^5 kgf/cm^2)	実軸力比 P_e/bD_0
C3R6L	691	48.2	3.93	0.26
C3R10H	1072	77.1	4.78	0.28
C3R6L	772	—	4.04	0.23
C6R6L	767	53.6	4.13	0.47
C6R6H	780	48.8	4.03	0.46
C6R10H	1143	60.3	4.64	0.52
C6R6L	821	55.5	4.24	0.44
C6R6H	774	63.5	4.35	0.47
C9R6L	807	—	4.46	0.67
C9R6H	831	53.2	4.49	0.65

C3R6L
 横補強筋量 (L:Ps=0.64, H:1.07%)
 コンクリート強度 (6:600, 10:1000 kgf/cm^2)
 横補強方法 (R:Regular, O:Octagon)
 設計軸力比 (3:0.3Fc, 8:0.6Fc, 9:0.9Fc)

表-5 鉄筋引張試験結果

呼称	降伏点又は耐力 σ_f (kgf/cm^2)	引張強さ σ_t (kgf/cm^2)	ヤング係数 E (10^5 kgf/cm^2)	伸び (%)
D13	3810	5670	1.92	18.1
U6.4	14200	15100	2.01	9.7
U5.1	14300	15500	1.98	8.6

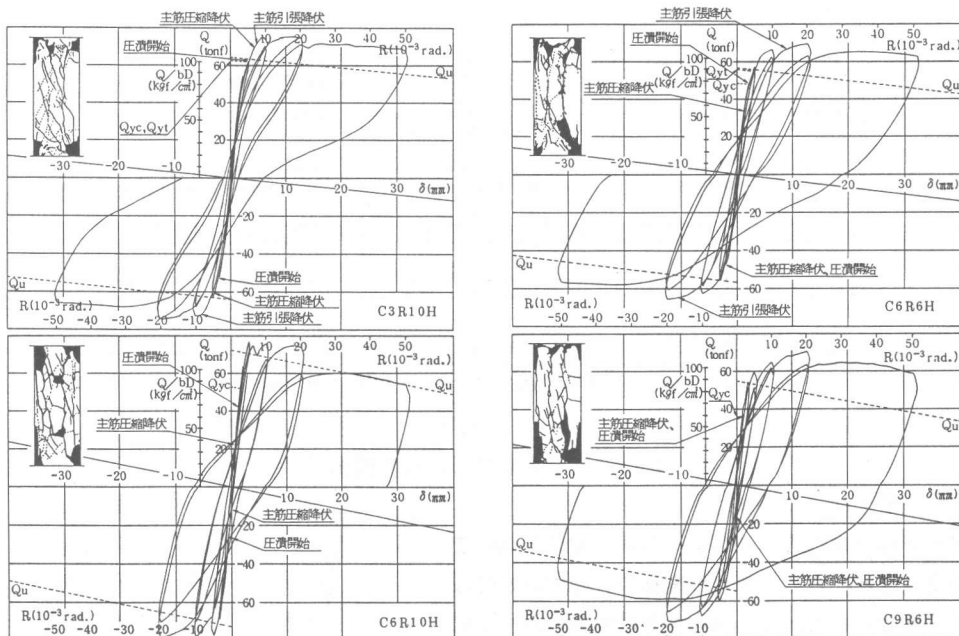


図-3 荷重（せん断力）- 全体変形曲線

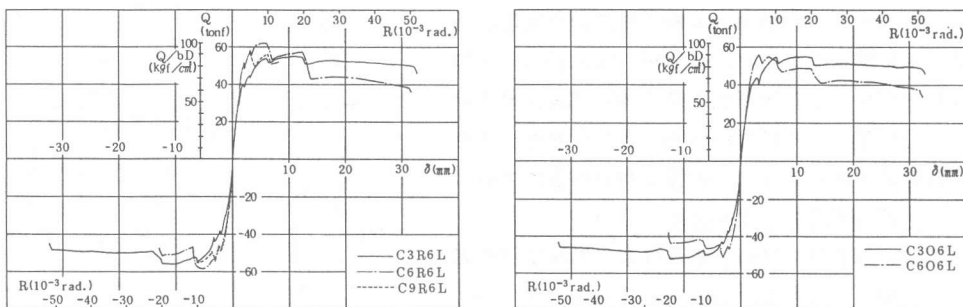


図-4 荷重-変形曲線の包絡線

軸力比が0.3で $F_c = 1000 \text{ kgf/cm}^2$ のC3R10Hは、同じ軸力比の他の2体に比べて降伏以前の剛性と耐力がともに高く、終局時の残留変形も小さくて弾性的なループ形状を示している。更に最大耐力以降は終局に至るまで、 $P-\Delta$ 効果程度の耐力低下しか示さなかった。また軸力比が0.6の5体では、C6R10Hの剛性が高い以外は部材角 $R \leq 10 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ の範囲内の履歴性状はほぼ同様であった。しかし高応力レベルでの繰返し载荷の影響で、 $R = 20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で耐力が低下したC6R10Hに対してC6R6Hは $R = 50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ に至っても最大耐力の約90%を保持しており、優れた変形性能を発揮した。一方、軸力比が0.9のC9R6Hは極端な高軸力故に初期载荷時から材端部に圧潰が現れたが、ループ形状は紡錘形に比較的近く、見掛上は曲げ降伏型の復元力特性を示している。しかしC9R6Lは軸力に対して横補強筋量を過少設計したために、 $R = 14 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で主筋の座屈とともに横補強筋が破断し、爆裂的な様相を呈して軸圧縮破壊した。

図-4には軸力比が異なる試験体の荷重-変形曲線の包絡線の比較を示す。これらは全て横補強筋量が同じであるが、軸力差によって途中の剛性と耐力の低下点及びその度合いが異なっている。しかしC9R6Lを除けばどれも $R = 50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で最大耐力の70%以上を保持しており、高軸力、高せん断力の過酷な応力状態の中で、十分な耐荷性能を有していたと考えられる。

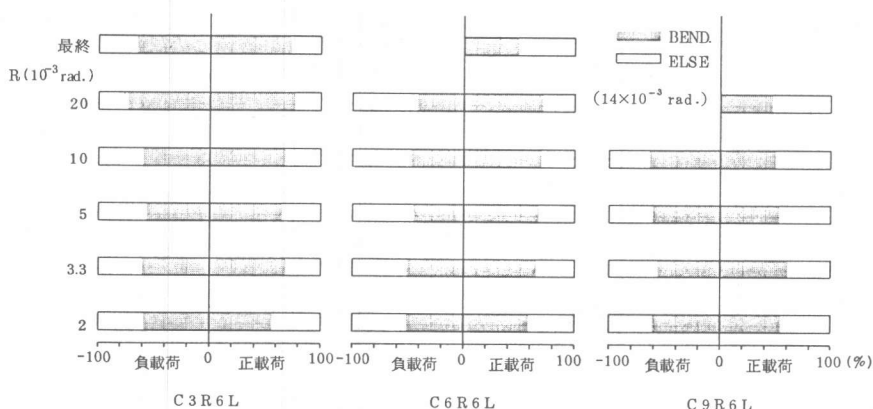


図-5 曲げ変形成分の推移

3. 2 変形成分の分解

図-5には材軸方向の曲率分布から求めた曲げ変形の全体変形に占める割合の推移を、軸力のみ異なる試験体について示す。何れも曲げ変形の割合が50～80%に達し、 $M/QD=1.25$ の短柱にしては曲げ成分が卓越している。同図からは軸力の差異が変形成分に及ぼす影響は明らかではないが、全試験体の比較では軸力が小さくて横補強筋量の多い試験体の方が、曲げ成分が漸増する傾向が僅かに認められた。また変位振幅の増大につれても同様の傾向が現れていた。

3. 3 横補強筋のひずみ分布

同様に、外周フープのひずみ分布の推移状況を表したのが図-6である。同図では $R=5, 10, 20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ における分布状態を、測定点間を線形で近似して表している。正負両載荷時とも材端部で小さく、中央部が大きい凸型の分布形状を示し、変位振幅の増大とともにそのままの形状でひずみが増大する傾向が現われている。これは高いせん断力や繰返し載荷の影響で多数のせん断ひびわれが発生し、コンクリートが劣化して部材全体がせん断力の入力方向に膨脹するためである。この事は上記各部材角時におけるC6R6Lの入力せん断力が殆ど同じであるにも拘らず、アーチ機構による負担力が減少して横補強筋のひずみが増加している様子から理解できる。

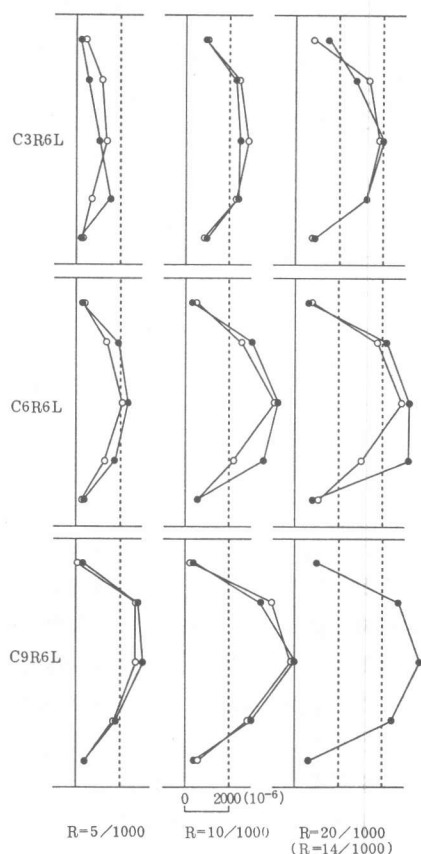


図-6 横補強筋のひずみ分布

しかし特に短柱の場合、一般的な部材に比べて斜張力ひびわれが直接通過する中央部の負担が大きくなり、トラス機構で言う様な斜め圧縮応力場とは異なった状態になっていることが分かる。また八角形のサブフープを用いた試験体についてもこれらと同様のひずみ性状を示し、せん断力に対しても同等の補強効果を発揮していたと考えられる。

4. 考察

4. 1 主筋降伏荷重と終局せん断強度

表-6、図-7に主筋降伏荷重および終局せん断強度の実験値と計算値の比較を示す。計算値は前述の曲げ解析の結果で、表-7には六車・渡辺モデルによるコンクリートの $\sigma-\epsilon$ 曲線の特性値を記す。

圧縮降伏荷重の実験値はばらつきが大きく、実験値/計算値は0.42~1.16とかなりの変動幅がある。しかし引張降伏荷重と最大耐力に関しては、その比が各々1.09~1.18、0.98~1.29と実験値が高めではあるが良く一致している。これよりこのモデルは本実験範囲のコンクリートに対して、応力-ひずみ関係を適切に評価したと考えられる。

一方建築学会で提案されているせん断強度式³⁾(A法、B法)による計算結果と実験値(最大荷重時せん断応力度)との比較を表-8、図-8に示す。八角形のサブフープを用いた3体では、横補強筋間隔から求めた補強筋比と従来型と等価な補強筋比の両方で計算し、後者をカッコ内に記す。全体的にA法の結果が実験値に対して低目になり、逆にB法

では高くなった。これはA法では計算上、 $p_s \sigma_y \geq 0.2 \nu \sigma_B$ でアーチ機構による負担力が0となり、全試験体がトラス機構のみのせん断強度になったためである。更にはコンクリート強度が高くなる程その有効係数が小さくなり、補強限界が低下してトラス機構の負担力が減少する場合がある。このためC3R6LとC3R10H、C6R6LとC6R10Hを各々比較すると、コンクリート強度が高くて補強筋量も多い後の方がせん断強度が低くなる奇妙な結果が現れた。一方B法ではせん断スパン比のみの関数で有効係数を表しており、本試験体は全て $\nu=0.875$ で一定となる。従ってコンクリート強度や補強筋量に直接的に比例して両機構の負担力が増大し、せん断強度を過大に評価する結果となった。

この様に $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ 以上、特に 1000kgf/cm^2 を越えるような高強度コンクリートを用いた部材に両式をそのまま適用するには無理があり、精度を上げるためには有効係数や補強限界等に再考の余地があると思われる。

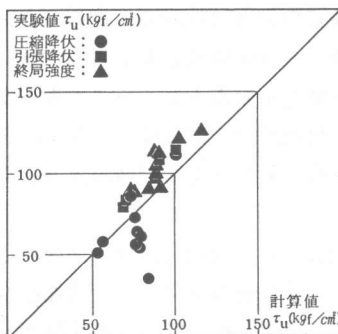


図-7 曲げ解析結果

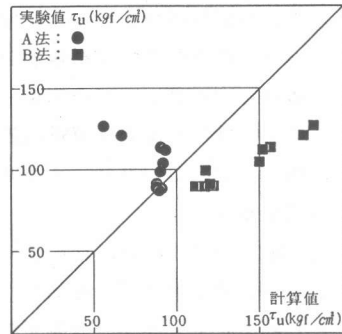


図-8 A法とB法の比較

表-6 実験値と計算値の比較

試験体	主筋圧縮降伏			主筋引張降伏			最大耐力		
	実験値 (tonf)	計算値 (tonf)	実/計	実験値 (tonf)	計算値 (tonf)	実/計	実験値 (tonf)	計算値 (tonf)	実/計
C3R6L	53.4	46.1	1.16	52.3	44.3	1.18	55.5	46.3	1.20
C3R10H	69.2	62.9	1.10	71.2	62.9	1.13	75.4	64.2	1.18
C306L	45.2	47.4	0.95	49.1	43.2	1.14	54.9	47.4	1.16
C6R6L	40.1	48.3	0.83	—	55.6	—	61.7	55.6	1.11
C6R6H	34.0	48.9	0.70	67.0	56.6	1.18	69.8	56.8	1.23
C6R10H	22.1	52.7	0.42	—	72.3	—	78.5	72.6	1.08
C606L	37.7	49.8	0.76	—	56.8	—	56.6	57.4	0.98
C606H	35.2	47.8	0.74	60.3	55.4	1.09	65.0	55.9	1.16
C9R6L	32.1	33.7	0.96	—	—	—	56.1	52.8	1.06
C9R6H	36.2	35.3	1.02	—	—	—	70.6	54.8	1.29

表-7 六車モデルによる計算結果

試験体	コンクリート		拘束係数 C_c (10^{-3})	最大圧縮強度		曲げ圧縮限界		σ_{cm}		ϵ_{cm}	
	σ_B (kg/cm ²)	ϵ_m (10^{-4})		σ_{cm} (kg/cm ²)	ϵ_{cm} (10^{-4})	σ_{cu} (kg/cm ²)	ϵ_{cu} (10^{-4})	σ_B	ϵ_m	σ_{cu}	ϵ_{cu}
C3R6L	691	2473	2.78	785	4817	646	9637	1.14	1.95	—	—
C3R10H	1072	2871	3.14	1237	5948	1006	11014	1.15	2.07	—	—
C306L	772	2568	2.50	866	4755	704	9167	1.12	1.85	—	—
C6R6L	767	2562	2.50	861	4749	699	9171	1.12	1.85	—	—
C6R6H	780	2577	4.32	945	6378	795	13224	1.21	2.47	—	—
C6R10H	1143	2871	2.95	1309	5757	1055	10564	1.14	2.01	—	—
C606L	821	2825	2.35	915	4728	738	8913	1.11	1.80	—	—
C606H	774	2570	4.40	941	6426	793	13387	1.22	2.50	—	—
C9R6L	807	2609	2.38	901	4726	727	8960	1.12	1.81	—	—
C9R6H	831	2637	4.05	996	6282	833	12478	1.20	2.38	—	—

表-8 終局強度の比較

試験体	実験値 (kgf/cm ²)	計算値A法 (kgf/cm ²)	計算値B法 (kgf/cm ²)	実験/A法	実験/B法
C3R6L	88.7	90.1	110.2	0.98	0.80
C3R10H	120.7	66.8	176.9	1.81	0.68
C306L	87.9	92.1(89.3)	139.2(116.4)	0.95(0.98)	0.63(0.76)
C6R6L	98.6	89.4	116.6	1.10	0.85
C6R6H	111.6	91.9	152.3	1.21	0.73
C6R10H	125.6	55.8	182.9	2.25	0.69
C606L	90.5	90.3(87.9)	143.4(120.8)	1.00(1.03)	0.63(0.75)
C606H	104.0	92.1(92.1)	194.1(150.5)	1.13(1.13)	0.54(0.69)
C9R6L	89.7	88.4	119.9	1.01	0.75
C9R6H	112.9	89.8	156.6	1.25	0.72

4. 2 限界部材角

各試験体の限界部材角 R_u とその時のせん断応力度 τ_u との関係を図-9に示す。ここで言う限界部材角とは、荷重-変形曲線の包絡線上において耐力が最大強度の80%に低下した時点の部材角と定義する。

軸力に対して横補強を過少に設計したC9R6Lでは前述の様に $R_u = 14 \times 10^{-3}$ rad. であるが、横補強筋量を増したC9R6Hでは $R_u = 50 \times 10^{-3}$ rad. に向上し、横補強筋の拘束効果によってコアコンクリートの圧縮靱性が改善されている様子が理解できる。またC9R6L以外の試験体では $R_u \geq 20 \times 10^{-3}$ rad.、 $\tau_u \geq 75 \text{ kgf/cm}^2$ で、どの試験体も高軸力下にも拘らず、優れた変形性能を発揮したと言える。

4. 3 軸方向の変形

軸力が材軸方向全体の変形（伸び、縮み）に及ぼす影響を表したのが図-10である。軸力比が0.3の3体では、ひびわれの発生や拡幅によって全体が伸びているのに対して、これ以外の試験体は载荷が進むにつれて縮みが大きくなるという性状の差が歴然と表れている。特に極端な高軸力のために軸圧縮破壊したC9R6Lの軸ひずみは、 $R = 10 \times 10^{-3}$ rad. の時点で0.5%、破壊直前 ($R = 14 \times 10^{-3}$ rad.) には既に1%に達している。しかし横補強筋量を増したC9R6Hでは、縮み剛性が2倍程度に高くなって $R = 50 \times 10^{-3}$ rad. で約1%で、ここでも圧縮靱性の改善効果が現れている。またコンクリート強度によっても剛性の変化が多少認められるが、横補強方法の相違による差はほとんど無く、軸力に対する耐荷性能に関してほぼ同等であったと考えられる。

5. まとめ

- 1) $F_c = 600 \sim 1000 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートを使用したRC柱でも、NZS3101の算定式を用いて軸力に応じた横補強筋量を配筋すれば、通常の柱と同様に曲げ降伏先行型で設計することができ、 $P_e/bDF_c = 0.6$ の高軸力下でも十分な耐力と変形性能を示す。また六車・渡辺モデルを用いて断面の曲げ解析を行った結果、降伏荷重と終局耐力に対して良好な結果が得られた。
- 2) 八角形のサブフープを矩形の外周フープの内側に配する方法は、従来型の補強法と体積比を等価にすれば、コアの拘束とせん断補強の両方について同等の効果を発揮する。
- 3) $F_c \geq 1000 \text{ kgf/cm}^2$ のRC部材に対して既往のせん断強度式（A法、B法）ではあまり良い精度は得られず、コンクリート強度の有効係数やせん断補強限界等を再検討する必要がある。

<参考文献>

- 1) Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS3101
- 2) 六車、渡辺他“高強度コンクリートの鉄筋コンクリート靱性柱への適用に関する研究”、第11回JCI年次講演会論文集、1989, pp293~298
- 3) 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、日本建築学会、1988, pp114~127

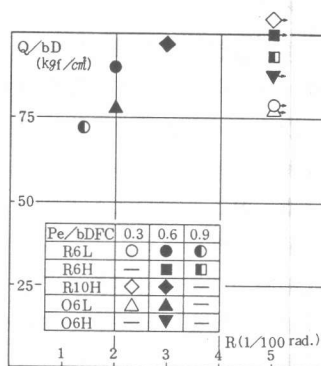


図-9 限界部材角

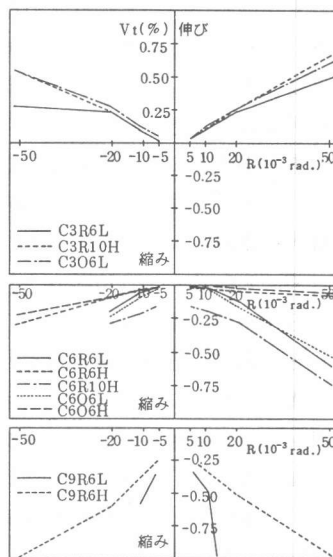


図-10 軸ひずみの推移