

論文 高強度材料を用いた RC 短柱のせん断性状に関する解析的研究

瀬尾 正幸*¹・柏崎 隆志*²・野口 博*³

要旨：せん断補強筋比、軸力比のせん断耐力への影響を検討するために高強度材料を用いたせん断破壊型のRC短柱の曲げせん断実験を行い、主に次の2点の結果を得た。①標準的な軸力下においてせん断補強筋比の増加に伴い $P_w=1.8\%$ までせん断耐力が低下せず、その後の変形性能も向上した。②軸力比の増加に伴いせん断耐力が上昇し、その上昇の割合は低補強筋比において最も顕著である。さらに有限要素法による2次元、3次元解析を行い、せん断補強筋量、軸力比がせん断耐力に及ぼす影響を実験結果と比較し、せん断ひび割れ耐力、コンクリートの有効圧縮強度等がせん断耐力に及ぼす諸元を検討した。

キーワード：軸力比、せん断補強筋比、有限要素法、コンクリートの有効圧縮強度

1. はじめに

日本建築学会の『鉄筋コンクリート(RC)造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説』[1]（以下、終局指針）では、塑性理論に基づき、トラスとアーチ作用で算定するせん断設計式が提案されている。終局指針の適用範囲はコンクリート強度は $F_c=210\sim360\text{kgf/cm}^2$ 、鉄筋はSD390以下と規定されている。しかし、 $F_c=600\sim1000\text{kgf/cm}^2$ 程度の高強度コンクリートの場合には普通強度に比べ圧縮劣化特性が顕著である等の違いがあり、設計式を修正する必要がある。また、このせん断設計式には柱軸力のせん断耐力への影響が考慮されていないことや、用いられている仮定の妥当性の検証不足等の問題点も指摘されている。そこで本研究では、主に、横補強筋量、軸力のせん断耐力への影響を検討するために高強度材料を用いたせん断破壊型のRC短柱の曲げせん断実験を行った。さらに有限要素法による2次元、及び3次元解析（以下、FEM解析）を行い、せん断補強筋量・軸力比がせん断耐力に及ぼす影響を実験結果と比較し、検討した。

2. RC短柱の曲げせん断実験

2.1 実験概要

試験体は、実大の約1/4の正方形断面の柱20体とした。全試験体とも寸法・形状は断面寸法 $20\text{cm}\times20\text{cm}$ 、内法スパン長さ 40cm 、せん断スパン比 $M/QD=1.0$ とし、試験体の境界条件を明確にするために両側にスタブを設けた。本実験で使用した材料の特性を表-1に示す。

表-1 材料特性

鉄筋材料の特性					コンクリートの材料特性			
種類 単位	降伏強度 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	弾性係数 (kgf/cm^2)	ϵ_y μ	圧縮強度 (kgf/cm^2)	ϵ_u μ	引張強度 (kgf/cm^2)	弾性係数 (kgf/cm^2)
主筋 (D13)	7350	8885	2.23×10^6	3360	576.0	2250	36.7	3.83×10^6
せん断補強筋(D6)	8630	9410	2.18×10^6	6670	565.8	2431	35.8	3.24×10^6
せん断補強筋(D6)	4490	5700	2.07×10^6	4261	*上段No. 1~10、 下段: No. 11~20			

* ϵ_y :降伏応力時ひずみ ϵ_u :圧縮強度時ひずみ 0.2%オフセット値

*1 五洋建設(株) 工修(正会員)
 *2 千葉大学助手 工学部建築学科、工修(正会員)
 *3 千葉大学教授 工学部建築学科、工博(正会員)

加力は軸力を作用させた後、逆対称正負交番繰り返し载荷を行った。図-1に代表試験体の配筋・断面を表-2にパラメータ一覧を示す。主なパラメータは、载荷方法(単調と繰り返し)、せん断補強筋の配筋形状(角型と丸型の補強筋を交互に配筋、同一断面に角型と丸型をまとめて配筋、角型のみ、中子筋型)、せん断補量強筋比($P_w = 0.3, 0.6, 1.2(\%)$)、補強筋降伏強度($\sigma_{wy} = 4000, 8000 \text{ kg/cm}^2$)、軸力比($n = N/cN_u = 0, 0.15, 0.3, 0.6$)とした。

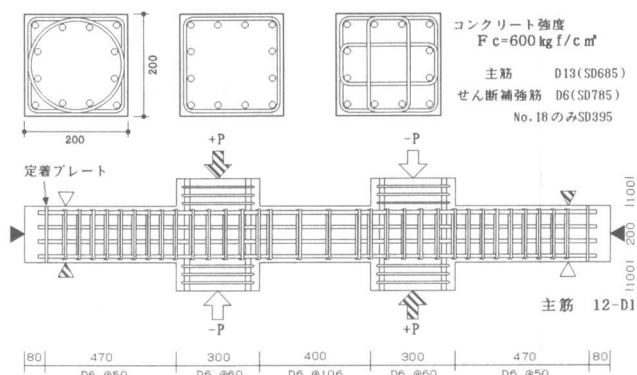


図-1 試験体断面・配筋

表-2 試験体パラメータ

試験体番号	補強筋形状	軸力比 n^*	補強筋比 $P_w(\%)$	補強筋量 ($P_w \sigma_{wy}$)	備考
No. 1	同一断面配筋	0.3	0.6(@106)	4 8	標準タイプ試験体
No. 2	同一断面配筋		0.6(@53)		単調载荷
No. 3	角フープのみ		0.6(@106)		配筋形式(角フープのみ)
No. 4	中子筋タイプ		0.3(@106)		配筋形式(中子筋タイプ)
No. 5	交互配筋		1.2(@53)		低補強筋量
No. 6	交互配筋		1.8(@36)		せん断補強筋量増加
No. 7	同一断面配筋	0	0.6(@106)	4 8	最大せん断補強筋量
No. 8		0.15			標準配筋軸力なし
No. 9		0.6			標準配筋低軸力
No. 10	交互配筋	0.3	0.3(@106)	2 4	標準配筋高軸力
No. 11		0			No. 1のやり直し $P_w = 0.6\%$, $n = 0.3$
No. 12		0.15			低補強筋量軸力なし
No. 13		0.3			低補強筋量低軸力
No. 14	同一断面配筋	0.6	1.2(@53)	9 6	低補強筋量標準軸力
No. 15		0.15			低補強筋量高軸力
No. 16		0.6			高補強筋量低軸力
No. 17		0.3			高補強筋量高軸力
No. 18	交互配筋	0.3	0.6(@106)	2 4	$P_w \sigma_{wy} = 24(\text{kg/cm}^2)$, $\sigma_{wy} = 4000 \text{ kgf/cm}^2$
No. 19		0.3	0.3(@212)		ピッチによる効果
No. 20		0.3	0.6(@53)		$P_w \sigma_{wy} = 24(\text{kg/cm}^2)$, $\sigma_{wy} = 8000 \text{ kgf/cm}^2$

* $n = N/cN_u = (\text{軸力}) / (\text{主筋断面積}) \times (\text{主筋強度}) + 0.85 \times (\text{コンクリート断面積}) \times (\text{コンクリート強度})$

2.2 実験結果

(1) せん断力-層間変形関係: $P_w = 0.3, 0.6, 1.2(\%)$ の試験体のせん断力-層間変形関係をそれぞれ図-2(a)~(c)に示す。各 P_w において軸力による初期剛性に差異は認められなかった。 $P_w = 0.3\%$ では軸力比の増加に伴い最大耐力は上昇するがその上昇率は鈍化する傾向だった。軸力比の小さい試験体では剛性低下が初期に起こり最大せん断耐力以後の変形性能は良好であったが、高軸力の試験体では最大耐力以後の耐力低下は著しかった。 $P_w = 1.2\%$ の試験体では軸力によるせん断耐力の上昇は殆ど認められず、最大耐力以後の耐力低下と変形性能の低下は低補強筋比における傾向ほど顕著ではなかった。軸力の影響は、低補強筋量ほど顕著であり、軸力の増加により、剛性低下が遅れ、最大耐力が上昇し、その後の変形性能は低下することが分かった。

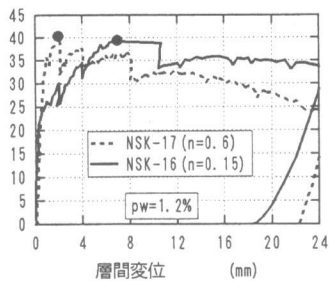
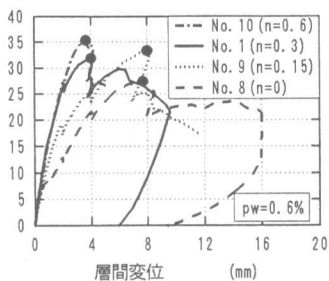
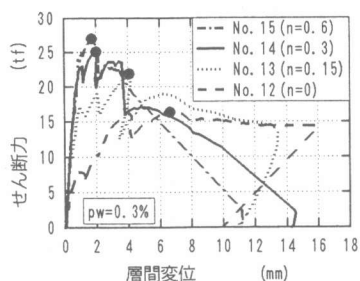


図-2 (a) せん断力-層間変位関係 図-2 (b) せん断力-層間変位関係 図-2 (c) せん断力-層間変位関係
(2) せん断耐力の実験値と計算値 表-3 実験値とせん断耐力の計算値

表-3 にせん断耐力の実験値と A 法[1] による計算値を図-3 にパラメータごとにせん断力の実験値と A 法による計算値をプロットしたものを示す。なお、計算には式(1)(AIJ 式)、式(2)(CEB 式)[2] のそれぞれで計算したものを示す。

$$\nu \cdot \sigma_B = (0.7 - \sigma_B / 2000) \cdot \sigma_B \quad (1)$$

$$\nu \cdot \sigma_B = 3.68 \cdot \sigma_B^{0.667} \quad (2)$$

式(1)、(2)の計算結果を比較してみると式(1)の方が実験値/計算値は大きめの値を示した。また、どちらの算定方法でも軸力のない試験体で危険側の評価を示した。式(2)では、軸力の無い No. 8 (Pw=0.3%) 及び No. 12 (Pw=0.3%) を除くと実験値/計算値が 0.94~1.29 となり、0.98~1.37 の式(1)より良い適合性を示した。この表-3 の $\cot \phi$ と β の値に着目すると、Pw=0.3% とせん断補強筋比の小さい試験体 (No. 5, 12~15, 19) 及び普通強度せん断補強筋を用いた試験体 No. 18 のみアーチ作用が働いている。Pw=1.8% の試験体 (No. 7) ではトラスの角度が 45° となる評価を示している。

試験体	曲げひび割れ (tf)	せん断ひび割れ (tf)	最大耐力 Q_u (tf)	せん断耐力計算値 (A 法)					実験値/計算値
				CSE	$\cot \phi$	β	Q_u (tf)	実験値	
No. 1	18.0	24.7	31.9	$\frac{1}{2}$	$\frac{1.88}{1.97}$	1	$\frac{30.7}{32.1}$	1.04	0.99
No. 2	17.9	24.3	34.3	$\frac{1}{2}$	$\frac{1.88}{1.97}$	1	$\frac{30.7}{32.1}$	1.12	1.07
No. 3	17.2	25.4	33.4	$\frac{1}{2}$	$\frac{1.88}{1.97}$	1	$\frac{30.7}{32.1}$	1.09	1.04
No. 4	18.8	24.9	37.2	$\frac{1}{2}$	$\frac{1.88}{1.97}$	1	$\frac{30.7}{32.1}$	1.21	1.21
No. 5	16.8	23.6	28.7	$\frac{1}{2}$	$\frac{2.00}{2.00}$	$\frac{0.55}{0.51}$	$\frac{21.3}{22.2}$	1.34	1.29
No. 6	20.0	25.7	40.6	$\frac{1}{2}$	$\frac{1.13}{1.20}$	1	$\frac{36.8}{38.2}$	1.11	1.04
No. 7	18.0	28.3	50.9	$\frac{1}{2}$	$\frac{1.00}{1.00}$	1	$\frac{37.0}{38.8}$	1.37	1.28
No. 8	4.9	7.9	27.4	$\frac{1}{2}$	$\frac{1.88}{1.97}$	1	$\frac{30.7}{32.1}$	0.89	0.82
No. 9	10.4	18.5	33.4	$\frac{1}{2}$	$\frac{1.88}{1.97}$	1	$\frac{30.7}{32.1}$	1.09	1.04
No. 10	26.3	23.1	35.3	$\frac{1}{2}$	$\frac{1.88}{1.97}$	1	$\frac{30.7}{32.1}$	1.15	1.10
No. 11	12.0	22.6	30.2	$\frac{1}{2}$	$\frac{1.88}{1.97}$	1	$\frac{30.7}{32.1}$	0.98	0.94
No. 12	5.6	7.8	18.4	$\frac{1}{2}$	$\frac{2.00}{2.00}$	$\frac{0.55}{0.52}$	$\frac{21.3}{22.1}$	0.87	0.83
No. 13	9.0	16.1	21.9	$\frac{1}{2}$	$\frac{2.00}{2.00}$	$\frac{0.55}{0.52}$	$\frac{21.3}{22.1}$	1.03	0.99
No. 14	13.1	23.1	25.1	$\frac{1}{2}$	$\frac{2.00}{2.00}$	$\frac{0.55}{0.52}$	$\frac{21.3}{22.1}$	1.18	1.14
No. 15	17.3	25.2	27.0	$\frac{1}{2}$	$\frac{2.00}{2.00}$	$\frac{0.55}{0.52}$	$\frac{21.3}{22.1}$	1.27	1.22
No. 16	11.9	14.5	33.3	$\frac{1}{2}$	$\frac{1.13}{1.19}$	1	$\frac{36.6}{38.8}$	1.07	1.01
No. 17	25.2	26.9	40.3	$\frac{1}{2}$	$\frac{1.13}{1.19}$	1	$\frac{36.6}{38.8}$	1.10	1.04
No. 18	16.1	23.1	28.7	$\frac{1}{2}$	$\frac{2.00}{2.00}$	$\frac{0.57}{0.54}$	$\frac{21.7}{22.5}$	1.32	1.27
No. 19	14.0	23.6	23.7	$\frac{1}{2}$	$\frac{2.00}{2.00}$	$\frac{0.55}{0.52}$	$\frac{21.3}{22.1}$	1.11	1.07
No. 20	14.8	20.5	23.6	$\frac{1}{2}$	$\frac{1.88}{1.96}$	1	$\frac{30.6}{31.9}$	1.02	0.98

3. RC 短柱の FEM 解析

解析には当研究室で開発された 2 次元 FEM プログラム[3][4](RCFEM)、及び 3 次元 FEM プログラム[5](RCSFEM) を用いて解析を行った。各材料定数は実験結果に従った。荷重は初めに軸力を作用させ、次にせん断力を変位制御で载荷した。

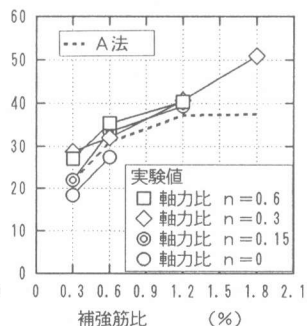
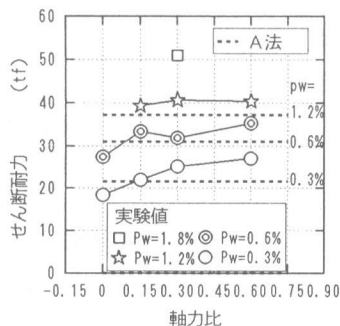


図-3 (a) せん断耐力-軸力比関係 (b) せん断耐力-補強筋量関係

3.1に各構成則を示す。図-4に2次元解析の要素分割図と3次元解析の要素分割図を示す。なお、3次元解析では節点数を削減するため、対称条件を用い試験体の半分を解析している。

3.1 2次元FEM解析

(1) **コンクリート**：コンクリート要素には要素内の剛性の評価を内部積分点で行なう8節点の平面応力要素を使用する。二軸応力下の構成法則には、*Darwin*等の等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデル[6]を使用し、破壊条件は*Kupfer*等の研究[7]に基づく。圧縮応力-ひずみ関係には、*Fafitis-Shah*のモデル[8]により高強度コンクリートの上昇曲線を表現し、横補強筋による拘束コンクリートのひずみ軟化域は雨宮・野口等の提案[9]である直線降下とした。また、コアコンクリートはせん断補強筋等の拘束効果により耐力上昇していると考えられるため、*New RC*式[10]により拘束効果を考慮した。ひび割れ後のコンクリートの圧縮強度低減係数には高強度の場合を考慮した榎本・野口式[11]を用いる。コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係を図-5に示す。

(2) **鉄筋**：鉄筋要素として主筋には2節点線材要素、せん断補強筋には積層要素を使用し、応力-ひずみ関係はバイリニア型、トリリニア型のモデルを用いる。

(3) **付着**：付着モデルにはポイントリンク要素を用いる。付着-すべり関係は森田、角による繰り返し荷重下の τ - S 基本則を基に、付着破壊後の挙動を考慮してモデル化した。鉄筋降伏あるいは付着破壊後は付着応力の1/2を解放した。また、ひび割れ近傍の付着特性の劣化も考慮した。

(4) **ひび割れ**：本解析では特定の位置での顕著なひび割れが予想しづらいため、離散ひび割れモデルは用いず、分布ひび割れモデルのみでひび割れを表現した。

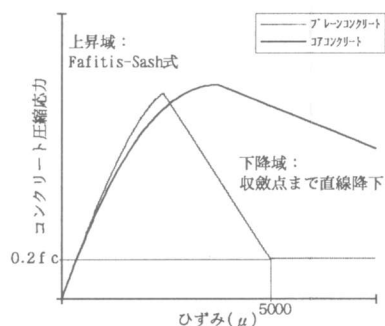


図-5 コンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線

3.2 3次元FEM解析

(1) **コンクリート**：コンクリートは、8節点リッド要素を用い、主応力、剛性等を要素内8個の積分点で評価する。また、コンクリートは、直交異方性体とし、*Darwin・Pecknold*等の等価一軸ひずみモデル[12]を、*Murray*等[13]が三次元に拡張したものを使用する。圧縮応力-ひずみ関係は、破壊基準に5パラメータモデルを用いているので、拘束効果を間接的に評価できると考え拘束効果を

考慮していない。ひび割れ発生後のコンクリート圧縮強度低減係数には、2次元と同じモデルを用いた。

(2) **鉄筋**：鉄筋要素には2節点線材要素を用い、応力-ひずみ関係は、バイリニア型のモデルを用いる。

(3) **付着**：付着特性は2次元と同じモデルを用いる。

(4) **ひび割れ**：2次元と同様に分布ひび割れモデルのみ用いた。

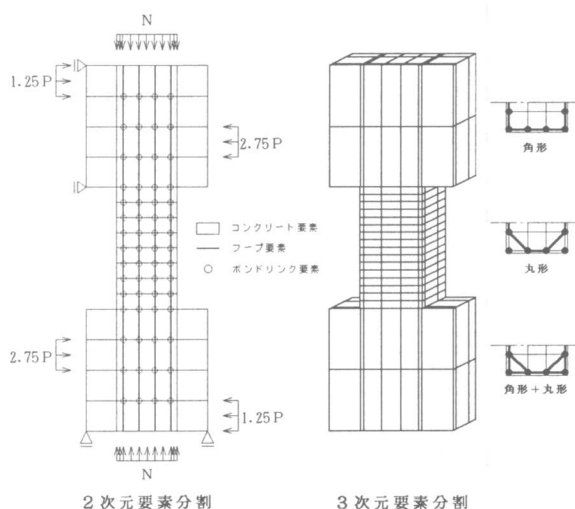


図-4 2次元と3次元FEM解析の要素分割図

4. 解析結果

4.1 2次元FEM解析によるパラメータ解析

(1) **せん断耐力**：解析によるせん断耐力を P_w ごとに軸力比をパラメータとした結果を図-6(a)に、軸力比ごとに P_w をパラメータとした結果を図-6(b)に示す。解析値は、 $P_w=0.3, 0.6\%$ では $n=0.45$ まで、 $P_w=1.2, 1.8\%$ では $n=0.6$ まで、軸力の影響によりせん断耐力が上昇している。上昇の割合はそれほど差異が見られない。その後、軸力の上昇によりせん断耐力が低下しているが、 P_w が小さいほど耐力低下は著しくなっている。

(2) **せん断ひび割れ耐力の検討**：算定式と解析によるせん断ひび割れ耐力を図-7に示す。軸力比の増加に伴いせん断ひび割れ耐力は上昇した。軸力の増加によるせん断耐力の上昇の一因に、せん断ひび割れ耐力の上昇が考えられる。

(3) **最大耐力時の有効圧縮強度**：最大耐力時のコンクリート有効圧縮強度分布の比較を図-8に示す。どちらの P_w の場合も、 $n=0\sim n=0.3$ では有効圧縮強度が上昇し、 $n=0.6$ で下降している。せん断耐力の軸力比による影響と対応している。 $P_w=1.8\%$ では $P_w=0.3\%$ に比べ、有効圧縮強度が大きくなっている。これは、 P_w の増加によりひび割れ直交方向の引張ひずみが小さくなるためと考えられる。これらは P_w の増加に伴うせん断耐力の上昇の一因と推察される。

(4) **最大耐力時の主応力の比較**：最大耐力時の主応力流れの比較を図-9に示す。軸力の増加に伴い主応力の角度が急になる傾向がある。また、圧縮ストラットの幅が太くなるが、 $P_w=1.8\%$ に比べ $P_w=0.3\%$ の方が顕著に太くなっている。

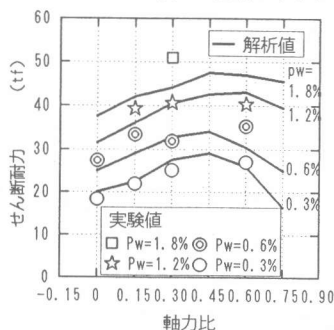


図-6(a) 軸力比による比較

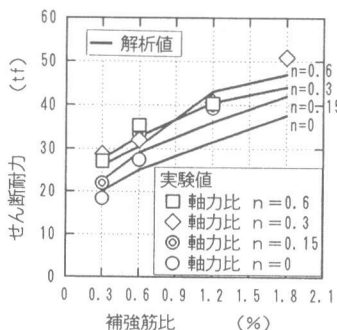


図-6(b) p_w による比較

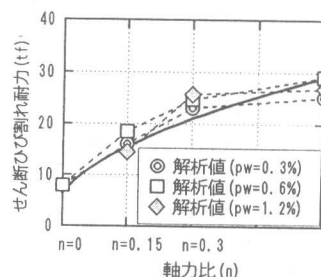


図-7 せん断ひび割れ耐力の比較

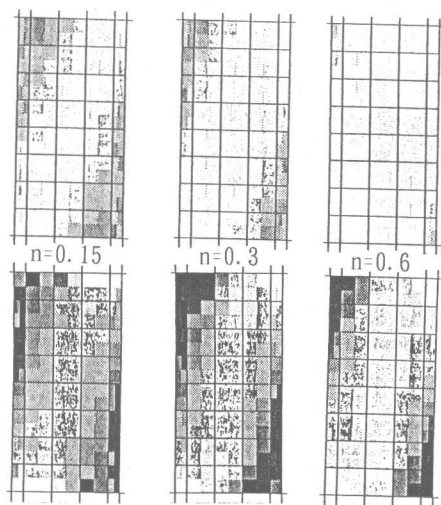


図-8 有効圧縮強度の比較

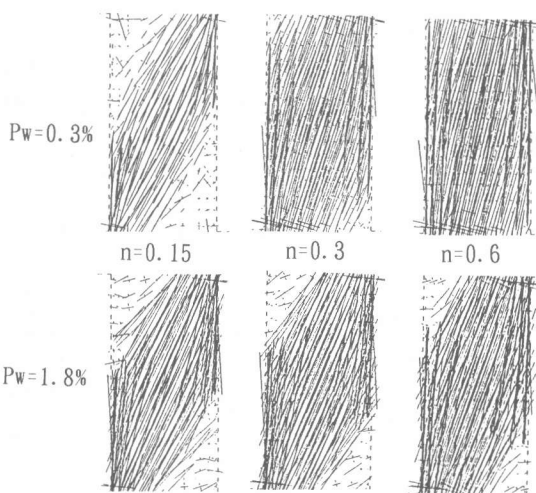


図-9 主応力の流れ

4.2 3次元FEM解析

図-10(a)に $Pw=0.6\%$ で軸力比をパラメータとした解析結果を図-10(b)に $n=0.3$ で Pw をパラメータとした解析結果を実験値と2次元解析結果と併せて示す。軸力比をパラメータとした解析結果では、標準軸力の $n=0.3$ の実験値と良い対応を示したが低軸力で約20%低い耐力、高軸力では約10%高い耐力となった。2次元解析と同様に $n=0.45$ までは耐力が上昇しその後は低下したが、2次元よりも上昇部分は顕著となり、下降部分は同様な傾向となった。

Pw をパラメータとした解析結果では、低補強筋比においては実験と良い対応を示したが、高補強筋比になるにつれ解析値は低めの値となった。3次元解析では、2次元解析のように拘束効果を直接的な方法で考慮しているわけではなく、コンクリートの破壊基準(5パラメータモデル等)で評価している。本解析のようなせん断場では、ひび割れが存在し、ひび割れ発生後は次元を落としてKupferの破壊基準で評価しており、さらに、ひび割れ劣化特性により圧縮強度を低減している。Kupferの破壊基準では、 F_c の上昇は最大1.2倍が上限値であり、 Pw の増加に伴うせん断拘束を過小評価していることが原因と考えられる。

5. まとめ

高強度材料を用いたRC短柱のせん断実験を行った。実験により軸力の影響は低補強筋量ほど顕著であり、軸力の増加により剛性低下が遅れ、最大せん断耐力が上昇し、その後の変形性能は低下することが分かった。終局指針A法で高強度短柱の終局せん断耐力をCEB式を用いることにより Pw が中レベルでは、良い対応を示した。また、これらの実験結果を踏まえてFEM解析を行った。2次元、及び3次元解析では、せん断補強筋比、軸力比の影響を考察できたが、せん断補強筋比の増加に伴うせん断耐力の上昇に関しては、3次元解析は小さめの結果となった。3次元FEM解析の利点としては、本来3次元である部材を忠実に表現できることである。せん断補強筋のディテールや厚さ方向の挙動等を考慮する必要がある部材の解析は、3次元で表現し得る。また、せん断補強筋の拘束効果の検討を行う有効な手段であり、今後ひび割れたコンクリートの圧縮劣化特性及びせん断拘束効果の三次元解析モデルの構築が必要である。

【謝辞】本研究は、文部省科研費補助金(総合研究(A):課題番号 04302049、研究代表者 野口 博)によるものである。

【参考文献】[1]日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、340p、1988。[2]COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON:CEB-FIP Model Code for Concrete Structures,1988 [3]張 愛暉:鉄筋コンクリート部材のせん断挙動に関する非線形解析、千葉大学学位論文、1991。[4]内田和弘、野口博:混合構造接合部の有限要素解析、コンクリート工学年次論文報告集13-2、pp.475-478、1992 [5]米澤健次:コンクリート系構造部材の非線形有限要素解析手法の開発とせん断抵抗機構の分析、千葉大学学位論文、1995。[6]Darwin, D. and Pecknold, D.A.: "Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete", SRS, No.409, Civil Engineering [7]Kupfer, H. and Gerstle, K.: "Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses", Journal of the Engineering, Vol.99, No.ec4, August, 1973, pp.852-866 [8]Fafitis and Shah: "Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns", Journal ACI, SP-87, 1985, pp. 213-232. [9]雨宮篤、野口博:超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素プログラムの開発、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990, pp.639-642 [10]国土開発技術研究センター New RC 研究概要報告書:平成5年3月, pp.3-2-79 [11]榎本勝則、野口博:ひび割れた超高強度コンクリートの圧縮特性の劣化に関する解析的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1994, pp.737-738 [12] Darwin, D., and Pecknold, D.A., "Nonlinear Biaxial Law for Concrete", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM2, Proc. Paper 12839, April, 1977, pp.229-241. [13]Alaa, A. Elwi, and David, W. Murray, "3D Hypoelastic Concrete Constitutive Relationship", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.105, No.EM4, August, 1979, pp.623-641.

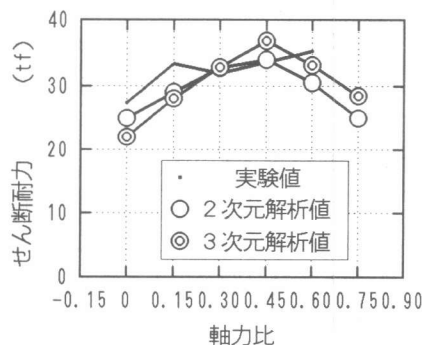


図.10(a) 軸力比による比較

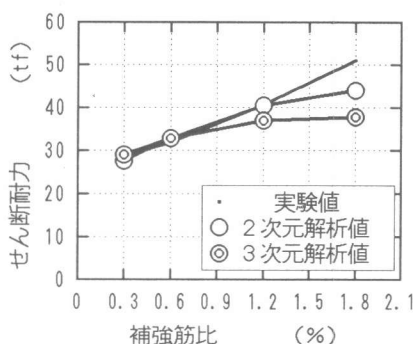


図.10(b) p_w による比較