

# 超高強度コンクリートを用いたRC柱のせん断強度に関する研究

高見 信嗣 吉岡 研三

## Shear Strength of RC Columns Using Ultra-High-Strength Concrete

Shinji Takami Kenzo Yoshioka

### Abstract

Eight reinforced concrete columns using concrete of  $f_c$  100 MPa were tested to investigate shear behavior and shear strength. Test variables were axial load ratio and shear force direction. It was found that shear strength increased as axial load ratio was increased. The influence of loading direction on shear strength was small. An analytical method for estimating shear strength was proposed from the test results, the Beam theory and the Truss-Arch mechanism theory. The correspondence between the analytical results and test results of other investigators including a high strength concrete found to be good.

### 概要

100MPa級のコンクリートを用いたRC柱に対し、せん断性状把握を目的に、軸力比と載荷方向をパラメータにした実験を行った。実験より、軸力比0.5程度以下の範囲では、軸力の増大に伴い、せん断強度が上昇すること、および載荷方向が変化してもせん断強度の変化は小さいことがわかった。さらに曲げ理論とトラス・アーチ理論を応用したせん断強度解析法を提案した。これにより、軸力とせん断強度の相関を考慮することができた。また普通強度から超高強度までのコンクリートを用いた試験体を対象に解析結果との対応を調べた結果、その精度は比較的良好で、解析手法の妥当性が確認できた。

### 1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート造建物の高層化の要求に伴い、使用材料の高強度化が進み、 $f_c$ 60MPaを超えるコンクリートが実用化されるに至っている。特に超高層建物において、柱などの鉛直部材は、高軸力が作用するため、高強度コンクリートの使用が求められることが多い。一方、柱は鉛直荷重を支える役割があり、脆性的な破壊を起こすことは許されないため、せん断設計の重要性は言うまでもない。柱のせん断耐力は、軸力の増大に伴い上昇することが実験的に確認されているが、実務レベルで用いられる代表的なせん断強度式である学会のトラス・アーチ理論式<sup>1)</sup>は、軸力の効果が考慮されていない。また、NewRC提案式<sup>2)</sup>や荒川式は、軸力の効果が考慮されているが、その理論的根拠は明確ではない。本研究は、 $f_c$ 100MPaクラスの超高強度コンクリートを用いた柱において、主に軸力の大きさがせん断性状に及ぼす影響を実験的に確認している。また曲げ理論とトラス・アーチ理論を用いて、せん断抵抗機構に関する考察を行ない、軸力とせん断強度の相関を表現しうるせん断強度解析法を提案した。

### 2. 実験

#### 2.1 実験概要

試験体一覧をTable 1に、試験体形状・配筋をFig.1に示す。柱断面 ( $b \times D$ ) は25×25cm、柱高さは50cmである。No.1~No.4は、横補強筋4-D6@100、No.5~No.8は横補強筋4-D6@50となるが、No.4とNo.8は、せん断力の載荷方向が主要な面に対して45度となる。軸力比  $\eta$  ( $N/\sigma_B \cdot bD$ ) は、No.1とNo.5が0.13、No.2、No.4、No.6、No.8が0.32、No.3とNo.7が0.51となる。載荷は、建研式逆対称曲げせん断装置を用い、一定軸力を加えながら繰り返しせん断力を加えた。コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果をTable 2に示す。コンクリートの圧縮強度は、1007kgf/cm<sup>2</sup>、横補強筋はSD685クラス、主筋は降伏しないように焼入れを施して高強度化した。

#### 2.2 実験結果

2.2.1 破壊性状 曲げひび割れは、 $\eta=0.13$ および $\eta=0.32$ の試験体では生じたが、 $\eta=0.51$ の試験体では、最後までほとんど確認されなかった。せん断ひび割れは部材角が0.0025~0.005rad程度で発生するが、軸力が大き

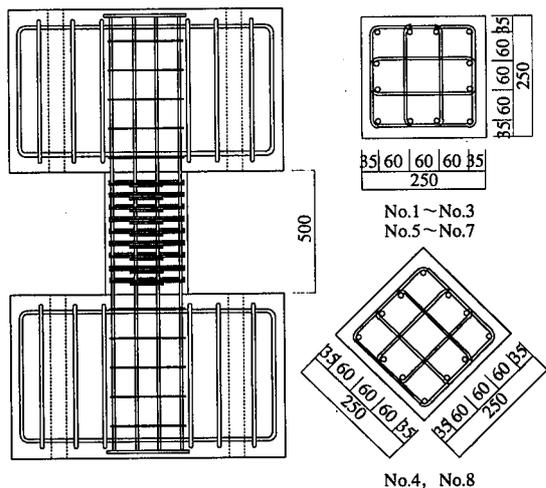


Fig. 1 試験体形状・配筋  
Reinforcement Detail of Specimen

な試験体ほど発生荷重が高くなる。載荷方向45度の試験体のせん断ひび割れは、各平面の中で対角線状に発生しており、加力方向を共有する2つのせん断面の隅部を横切るせん断ひび割れは、破壊以前には生じていない。いずれの試験体も横補強筋の破断を伴うせん断破壊であり、破壊と同時に軸力保持能力を失う脆性的な挙動を示した。なお、いずれの試験体も主筋の降伏は起きていない。

2.2.2 荷重と変位 荷重-一部材角関係をFig.2に示す。同じ軸力ならば横補強筋比が高い方が最大荷重時の変位が大きくなっている。最大荷重後の荷重低下は、横補強筋比が低いほど、軸力が高いほど激しくなる。実験値一覧を、Table 3に、最大荷重と軸力比の関係をFig.3に示す。同じ軸力比であれば横補強筋比が高い試験体の方が最大荷重が高く、また同じ横補強筋比であれば、軸力比が高くなるほど最大荷重が高くなっている。よって本実験の範囲内においては、圧縮強度1000kgf/cm<sup>2</sup>程度のコンクリートに対し、少なくとも  $\eta = 0.5$  程度までは軸力の増加に伴いせん断耐力の上昇が期待できることがわかる。また載荷方向の影響をNo.2とNo.4, No.6とNo.8と比較すると、若干ではあるが、載荷方向45度の試験体の方が最大荷重が低い。筆者らの既往の実験<sup>3)</sup>によれば、載荷角度が大きくなるほどせん断耐力が上昇する傾向があったが、今回は、それと逆の結果となった。

2.2.3 せん断ひび割れ荷重の計算値との比較 計算値は、以下の弾性理論による主応力度式<sup>4)</sup>を用いた。

$$Q_c = \frac{\sigma_t b D}{\kappa} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{\sigma_t}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

- ここに、 $Q_c$ : せん断ひび割れ荷重
- $\sigma_t$ : コンクリート引張強度 ( $=\sqrt{\sigma_b}$ )
- $b, D$ : 柱幅およびせい
- $\sigma_o$ : 軸方向応力度

Table 1 試験体一覧  
Test Specimens

	断面 (cm)	主筋 (Pg)	せん断補強筋 (pw)	柱高さ (cm)	L/D	載荷方向	軸力比
No.1	25×25	12-D16 (3.82%)	4-D6 @100 (0.51%)	50	2	0°	0.13
No.2							0.32
No.3						0.51	
No.4						0.32	
No.5			4-D6 @50 (1.02%)			0°	0.13
No.6							0.32
No.7						45°	0.51
No.8							0.32

Table 2 使用材料の力学的性質  
Mechanical Properties of Materials

鉄筋	$\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_y$ ( $\mu$ )	$E_s \times 10^3$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
D6	7727	9752	5856	2003
D16	10190	10909	5875	1963

コンクリート	$\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_B$ ( $\mu$ )	$E_c \times 10^3$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
	1007	55.7	3048	4075

Table 3 実験値と計算値  
Summary of Experimental Results  
in Comparison with Calculated Values

	実 験						計 算	
	せん断ひび割れ荷重	最大荷重		せん断ひび割れ時部材角	最大荷重時部材角		せん断ひび割れ荷重	曲げ強度
	eQsc	eQ+u	eQ-u	eRsc ( $\times 10^3$ rad)	eR+u ( $\times 10^3$ rad)	eR-u ( $\times 10^3$ rad)	cQsc (eQsc/cQsc)	cQbu (eQu/cQbu)
No.1	-37.3	+56.1	-57.4	-2.58	+10.00	-8.08	29.9 (1.25)	103.8 (0.55)
No.2	+50.3	+68.5	-60.2	+2.48	+6.57	-5.06	44.3 (1.14)	136.7 (0.50)
No.3	+56.8	+75.0	-64.9	+2.41	+4.98	-5.05	55.0 (1.03)	116.8 (0.64)
No.4	+51.8	+67.6	-61.4	+2.90	+8.44	-5.01	59.1 (0.88)	127.1 (0.53)
No.5	+35.8	+76.7	-70.1	+2.06	+14.94	-14.97	29.9 (1.20)	103.8 (0.74)
No.6	+56.8	+83.5	-75.8	+3.30	+9.96	-7.69	44.3 (1.28)	136.7 (0.61)
No.7	+64.8	+89.9	-78.5	+2.91	+9.32	-4.99	55.0 (1.18)	116.8 (0.77)
No.8	+58.8	+79.4	-76.9	+3.45	+9.96	-9.73	59.1 (0.99)	127.1 (0.62)

各荷重の単位は, tonf

$\kappa$ : せん断応力度集中係数

$$\kappa = \max(\kappa_1, \kappa_2)$$

$$\kappa_1 = 1.5 - \sin^2\theta$$

$$\kappa_2 = \frac{9}{16} (1 + \sin 2\theta)$$

$\theta$  は、せん断面に対する載荷方向の角度

載荷角度0度の試験体の実/計 (実験値/計算値) は、1.03~1.28となり、若干過小側の評価となる。一方、載荷角度45度の試験体の実/計は、0.88および0.99と載荷角度0度のものよりは過大側の評価を与える結果となった。

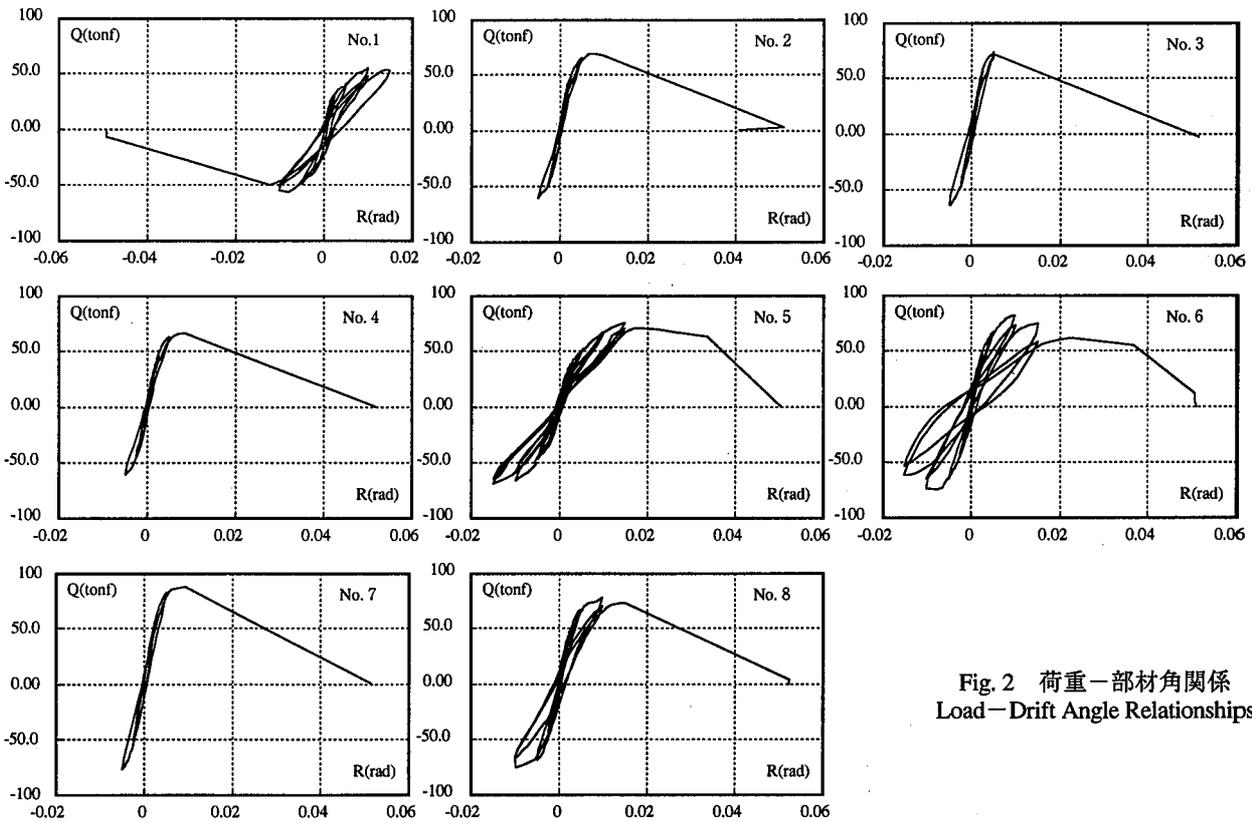


Fig. 2 荷重—部材角関係  
Load—Drift Angle Relationships

### 3 軸力の効果を考慮したせん断強度解析

#### 3.1 解析概要

先に述べたように、学会指針で示されるトラス・アーチ理論式は、軸力によるせん断耐力の上昇を考慮できない。本解析法は、曲げ理論による断面の力の釣合いから部材端部での鉄筋とコンクリートのひずみを求め、これによりせん断力をトラス機構とアーチ機構に分解して、コンクリートと帯筋の応力を算出するところに特徴があり、軸力によるせん断強度の上昇を考慮することができる。本解析の仮定を以下に列記する。

- 1) 破壊は部材中央のトラス機構一様区間に限定する。
- 2) 上記区間で塑性理論を適用し、コンクリートの圧壊と帯筋の降伏が同時に起きる場合のトラス機構角度を適用する。
- 3) コンクリートの引張負担を無視する。
- 4) アーチ機構のせいは、材端部の圧縮ゾーンのせいと等しい。
- 5) 主筋位置は、弾性重心に代表させ、トラス機構は、弾性重心間で働く。
- 6) コンクリートの圧縮強度有効係数は、引張主ひずみに依存する。
- 7) 付着は完全である。
- 8) 主応力と主ひずみの角度は一致する。

抵抗機構のモデル図をFig.4に示す。このモデルでは、(b)に示すように主筋の付着応力分布は一定ではなく、引

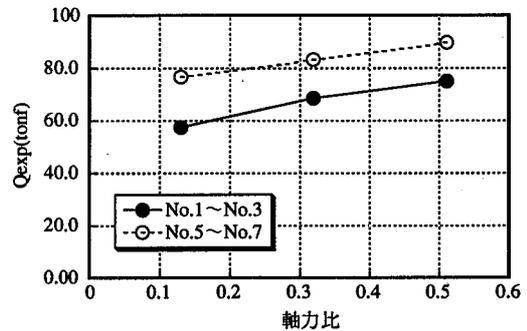


Fig. 3 せん断強度と軸力比  
Relationships between Shear Strength and Axial Load Ratio

張側で材端に向かって減少していき、それに応じてトラス機構による圧縮ストラットの流れる方向が材軸直交方向に変化する〔付録1〕。またアーチ機構の圧縮ストラットのせいは、学会指針では、部材せいの半分としているが、ここでは、平面保持を仮定した材端断面での力の釣り合いから求まる中立軸から圧縮縁までの距離とする。よって、アーチ機構の圧縮ストラットせいは、断面の曲率の変化に伴い、変化することになる。材端部断面での力の釣り合いより求まる曲げモーメントとせん断力との間には、以下の関係が成り立つ。

$$Q = \frac{2M}{L} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、Q：せん断力、M：材端モーメント

L：柱内法高さ

また、重心位置に代表させた主筋群の軸方向力の変化  $\Sigma N_s$  は、次式となる。

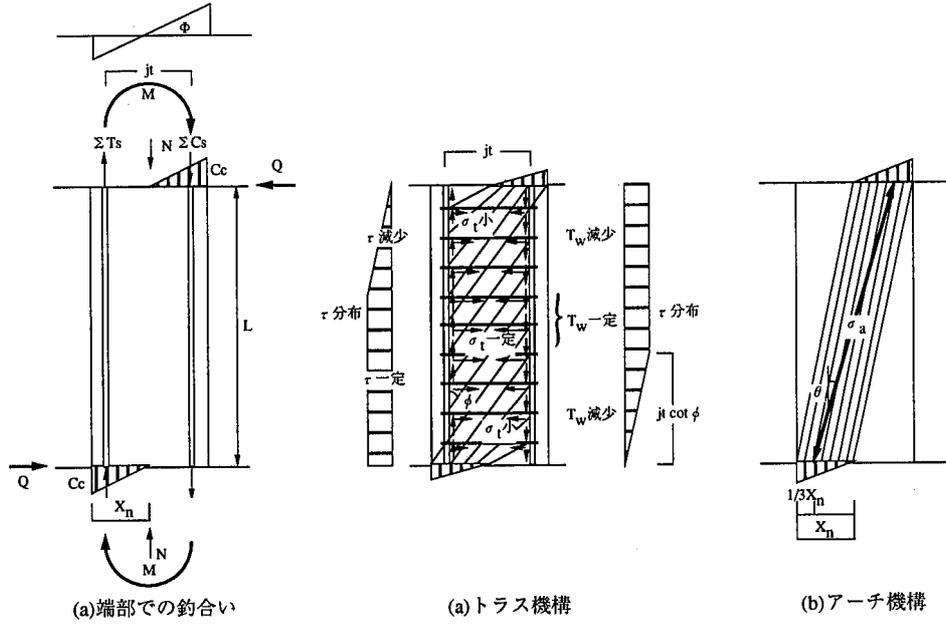


Fig. 4 抵抗機構のモデル  
Models of Resistant Mechanism

$$\Sigma N_s = \Sigma T_s - \Sigma C_s \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $\Sigma T_s$  : 材端引張側主筋群の総軸方向力

$\Sigma C_s$  : 材端圧縮側主筋群の総軸方向力

主筋の付着応力  $\tau_s$  が、Fig.4(b)のように、引張側主筋については、 $jt \cot \phi$  の区間で直線的に減少し、材端で、付着応力がゼロになるとすると、付着一定区間（引張主筋群と圧縮主筋群がともに付着一定域）の主筋群の軸方向力の変化量は、次式と表わせる。

$$\Sigma \Delta N_s = \frac{\Sigma T_s - \Sigma C_s}{L - \frac{1}{2} jt \cdot \cot \phi} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、

$\Sigma \Delta N_s$  : 付着一定区間の主筋群の単位長さ当たりの軸方向力の変化量

$jt$  : 主筋の弾性重心間距離で次式より求める。

$$jt = \frac{\Sigma n_i \cdot j_i^2}{\Sigma n_i \cdot j_i} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$n_i$  :  $i$ 段筋の本数、 $j_i$  :  $i$ 段筋間の距離

$\cot \phi$  : トラス機構の角度

そして、付着一定区間でのトラス機構による負担せん断力は、次式により与えられる。

$$Q_t = \Sigma \Delta N_s \cdot jt \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 $Q_t$  : トラス機構による負担せん断力

トラス機構による圧縮応力と帯筋の引張応力は、力の釣合い条件によって次式より求められる。

$$\sigma_t = \frac{-Q_t(1 + \cot^2 \phi)}{b \cdot jt \cdot \cot \phi} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$\sigma_w = \frac{Q_t}{p_w \cdot b \cdot jt \cdot \cot \phi} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 $\sigma_t$  : トラス機構による圧縮ストラット応力

$\sigma_w$  : 帯筋の引張応力

$b$  : 柱幅、 $p_w$  : 帯筋比

ここで、トラス機構の角度は次式の範囲とする<sup>5)</sup> [付録2]。

$$1 \leq \cot \phi \leq 2 \quad \dots\dots\dots (9)$$

一方、アーチ機構によるせん断力は、全体のせん断力からトラス機構せん断力を差し引いた残りとなることより、以下の関係が成り立つ。

$$Q_a = Q - Q_t \quad \dots\dots\dots (10)$$

本解析法では、ある時点での材端断面の主筋の軸方向応力と中立軸位置を知ることにより、全せん断力をトラス機構とアーチ機構に分解し、各機構によるコンクリート圧縮応力と帯筋の引張力を求めることができることになる。この主筋の軸方向応力と中立軸を求めるために断面解析を行う。断面解析上の仮定を以下に示す。

9) 平面は保持される。

10) 鉄筋は、完全弾性とする。

12) コンクリートは圧縮のみを負担し、完全弾性とする。

一般にコンクリートの圧縮応力とひずみの関係は、膨らみがある曲線でモデル化されているが、12)の仮定では、解析を簡便にするために圧縮応力とひずみの関係を完全弾性と仮定している。Fig.5に示すようにコンクリートが圧壊ひずみに達するまでのエネルギーが同値とすることで、圧縮縁が圧壊ひずみ時のコンクリート圧縮合力が等しくなるように解析上で用いるコンクリートの等価弾性剛性を求める。原形とするコンクリート圧縮応力とひずみのモデルには、Fafitisらの提案式<sup>6)</sup>を用いた。

$$\int_0^{\epsilon_B} f(\epsilon) d\epsilon = \frac{E_{cc} \epsilon_B^2}{2} \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 $f(\epsilon)$  : Fafitisらの提案する最大強度点までの

コンクリート圧縮応力～ひずみ関係で次式となる。

$$f(\epsilon) = \sigma_B \left\{ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_B} \right)^A \right\} \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$A = \frac{{}_0E_c \epsilon_B}{\sigma_B} \quad \dots\dots\dots (13)$$

$E_{ce}$  : 断面解析時コンクリート等価弾性剛性  
 $\epsilon_B$  : コンクリート圧縮強度時ひずみ  
 $\epsilon$  : 圧縮ひずみ,  $\sigma_B$  : 圧縮強度  
 ${}_0E_c$  : コンクリート弾性剛性

式 (11) を整理し, 次式の関係を得る。

$$E_{ce} = \frac{2 \cdot {}_0E_c \cdot \sigma_B}{{}_0E_c \cdot \epsilon_B + \sigma_B} \quad \dots\dots\dots (14)$$

端部断面でのコンクリートの圧縮応力分布形は, 前述の3)の仮定より全圧縮にならなければ三角形となる。よって端部でのアーチ機構圧縮力の重心位置は, 次式となる。

$$D_g = \frac{X_n}{3} \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここに,  $D_g$  : 端部でのアーチ機構圧縮力の重心位置  
 $X_n$  : 中立軸位置

全圧縮になる場合は, 圧縮応力分布は台形となるが, この場合は, 台形の重心位置を  $D_g$  とする。

アーチ機構の圧縮力の傾きを材両端部の圧縮力重心位置を結ぶ方向に代表させれば, アーチ機構せん断力と、部材中央領域でのアーチ機構の圧縮力には, 次の関係が成り立つ。

$$N_a = \frac{Q_a}{\sin \theta} \quad \dots\dots\dots (16)$$

ここに,  $N_a$  : アーチ機構による圧縮合力  
 $\sin \theta$  : アーチ機構の角度で次式となる。

$$\sin \theta = \frac{(D - 2D_g)}{\sqrt{L^2 + (D - 2D_g)^2}} \quad \dots\dots\dots (17)$$

そして部材中央領域ではアーチ機構圧縮応力がアーチ機構せいの範囲で一様になるとすれば次式が導びかれる。

$$\sigma_a = \frac{N_a}{b \cdot X_n \cdot \cos \theta} \quad \dots\dots\dots (18)$$

ところで, トラス機構圧縮応力が一様となる部材中央領域での材軸直交方向のひずみは, 帯筋のひずみと等しく次式となる。

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_w}{E_{sw}} \quad \dots\dots\dots (19)$$

ここに,  $\epsilon_x$  : 部材中央領域での材軸直交方向ひずみ  
 $E_{sw}$  : 帯筋の弾性剛性

一方, 部材中央領域での材軸方向のひずみは, 外からの軸方向力と, トラス機構圧縮合力の材軸方向成分およびアーチ機構圧縮合力の材軸方向成分の反力を主筋が受け持つとして, 次の関係式が導かれる。

$$\epsilon_y = \frac{Q_c \cot \phi + N_a \cos \theta - N}{A_s \cdot E_{sm}} \quad \dots\dots\dots (20)$$

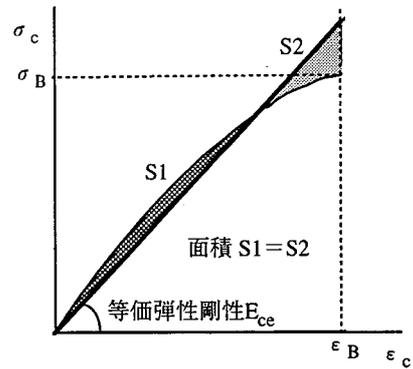


Fig. 5 端部コンクリートの等価弾性剛性  
Equivalent Elastic Stiffness of Concrete in end

ここに,  $\epsilon_y$  : 部材中央領域での材軸方向ひずみ

$N$  : 軸方向力 (圧縮を正)

$A_s$  : 主筋の全断面積

$E_{sm}$  : 主筋の弾性剛性

部材中央領域でのトラス機構圧縮力とアーチ機構圧縮力が交差する部分の引張り主ひずみと材軸との角度  $\alpha$  は, 以下の式(21)～式(27)より導かれる。

$$\sigma_{\alpha X} = \frac{\sigma_t(1 - \cos 2\phi)}{2}, \sigma_{\alpha Y} = \frac{\sigma_t(1 + \cos 2\phi)}{2} \quad \dots (21)$$

$$\sigma_{\alpha X} = \frac{\sigma_a(1 - \cos 2\theta)}{2}, \sigma_{\alpha Y} = \frac{\sigma_a(1 + \cos 2\theta)}{2} \quad \dots (22)$$

$$\tau_{\alpha XY} = \frac{-\sigma_t \sin 2\phi}{2}, \tau_{\alpha XY} = \frac{-\sigma_a \sin 2\theta}{2} \quad \dots\dots (23)$$

$$\tau_{XY} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \sin(2\alpha - \pi)}{2} = \frac{-(\sigma_t \sin 2\phi + \sigma_a \sin 2\theta)}{2} \quad \dots\dots\dots (24)$$

$$\sigma_X = \sigma_{\alpha X} + \sigma_{\alpha X}, \sigma_Y = \sigma_{\alpha Y} + \sigma_{\alpha Y} \quad \dots\dots\dots (25)$$

$$\sigma_X + \sigma_Y = \sigma_t + \sigma_a = \sigma_1 + \sigma_2 \quad \dots\dots\dots (26)$$

$$\sigma_Y = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos(2\alpha - \pi) \quad \dots (27)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left( \frac{\sigma_t \sin 2\phi + \sigma_a \sin 2\theta}{\sigma_t \cos 2\phi + \sigma_a \cos 2\theta} \right) + \frac{\pi}{2} \quad \dots (28)$$

ここに,  $\sigma_{tX}, \sigma_{tY}$  : トラス機構圧縮応力の材軸直交方向および材軸方向成分

$\sigma_{\alpha X}, \sigma_{\alpha Y}$  : アーチ機構圧縮応力の材軸直交方向および材軸方向成分

$\tau_{tXY}, \tau_{\alpha XY}$  : トラス機構およびアーチ機構によるせん断応力

$\sigma_X, \sigma_Y$  : トラス機構とアーチ機構が交差する部分の材軸直交方向および材軸方向の圧縮応力

一方, コンクリートの圧縮強度有効係数は, Hsu ら

の提案<sup>7)</sup>による次式を採用する。

$$v = \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400 \epsilon_1}} \quad \dots\dots\dots (29)$$

ここに、 $v$  : 圧縮強度有効係数、 $\epsilon_1$  : 引張主ひずみ  
 $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$ , 引張り主ひずみの角度  $\alpha$  が既知であること  
より、モールのひずみ円を用いて  $\epsilon_1$  を求めることができる。

$$\frac{\epsilon_1 - \epsilon_y}{\tan \alpha} = \frac{\gamma_{xy}}{2} \quad \dots\dots\dots (30)$$

$$(\epsilon_1 - \epsilon_x) \tan \alpha = \frac{\gamma_{xy}}{2} \quad \dots\dots\dots (31)$$

$\frac{\gamma_{xy}}{2}$  を消去して次式を得る。

$$\epsilon_1 = \frac{\epsilon_y - \epsilon_x \cdot \tan^2 \alpha}{1 - \tan^2 \alpha} \quad \dots\dots\dots (32)$$

得られた  $\epsilon_1$  を式 (29) に代入することにより有効圧縮強度  $v \sigma_B$  が得られることになる。そして、トラス機構圧縮応力とアーチ機構圧縮応力および有効圧縮強度が次の不等号範囲を超えた時にコンクリートは圧縮破壊することになる<sup>8)</sup>。

$$(\sigma_t + \sigma_a) v \sigma_B \leq (v \sigma_B)^2 + \sigma_t \cdot \sigma_a \sin^2(\theta - \phi) \quad \dots\dots\dots (33)$$

一方、主筋が弾性範囲ならば、引張主筋群と圧縮主筋群の位置を弾性重心位置と考えてよいため、材端部断面での力の釣合いより、中立軸位置  $X_n$ , 主筋の引張合力 ( $\Sigma T_s$ ), 圧縮合力 ( $\Sigma C_s$ ), コンクリートの圧縮合力 ( $C_c$ ) と材端部断面の曲率 ( $\Phi$ ) の間には以下の関係が成り立つ。

$$X_n = \frac{-2\Phi E_{sm} \cdot A_t + A(\Phi)}{b \cdot E_{cc} \Phi} \quad \dots\dots\dots (34)$$

ここに、

$$A(\Phi) = \sqrt{4 E_{sm}^2 A_t^2 \Phi^2 + 2b E_{cc} \Phi (DE_{sm} A_t \Phi + N)} \quad \dots\dots\dots (35)$$

$$\Sigma T_s = (D - X_n - \frac{D-jt}{2}) E_{sm} A_t \Phi \quad \dots\dots\dots (36)$$

$$\Sigma C_s = -(X_n - \frac{D-jt}{2}) E_{sm} A_t \Phi \quad \dots\dots\dots (37)$$

$$C_c = -\frac{b X_n^2 E_{cc} \Phi}{2} \quad \dots\dots\dots (38)$$

一方、曲げモーメントは次式により与えられる。

$$M = \frac{ND}{2} + \frac{C_c X_n}{3} + \Sigma T_s (D - \frac{D-jt}{2}) + \Sigma C_s \frac{D-jt}{2} \quad \dots\dots\dots (39)$$

式(34)～式(38)を用いて、式(39)のMを曲率 $\Phi$ の関数  $M(\Phi)$  とすれば、せん断力は、曲率 $\Phi$ の関数として次式より算出できることになる。

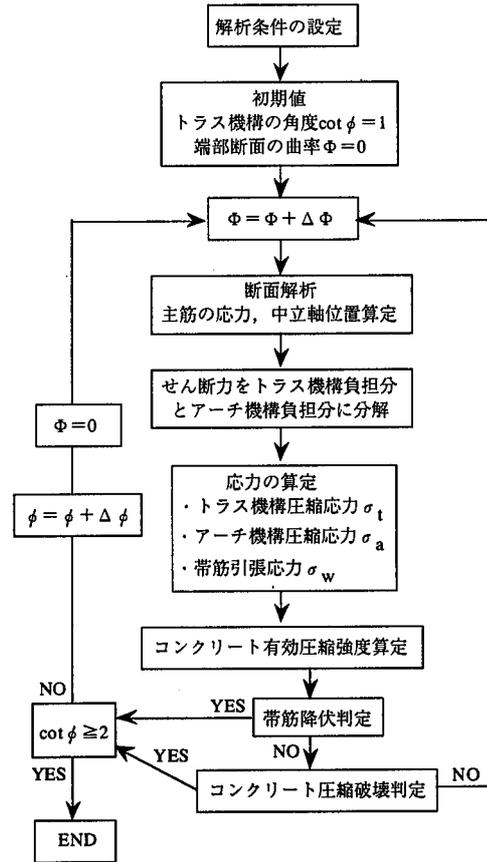


Fig. 6 解析のフローチャート  
Flow Chart of Analysis

$$Q(\Phi) = \frac{2M(\Phi)}{L} \quad \dots\dots\dots (40)$$

また、 $\sigma_t$ と $\sigma_w$ は式(4), 式(6), 式(36), 式(37)を用いてQを算出し、これを式(7)および式(8)に代入することにより、 $\sigma_a$ は式(10), 式(16)および式(34)を用いることにより、それぞれ $\Phi$ の関数となる。

解析のフローチャートをFig.6に示す。解析は曲率増分の漸増計算により行う。 $\cot \phi$ の最小値1から解析を始め、帯筋が降伏あるいはコンクリートの圧壊が発生するごとに $\cot \phi$ を微増させて曲率ゼロから解析をする。そして $1 \leq \cot \phi \leq 2$ の範囲の最大荷重(=2M/L)が、せん断強度となる。

3.2 解析結果

Fig.7に軸力をパラメータとする本試験体の解析値と実験値の比較を示す。解析は、軸力によるせん断強度の上昇を表現できており、その上昇の大きさは実験結果に近い。実験値/解析値も0.98～1.06とよい対応が得られた。Fig.8に軸力比をパラメータにした既往の実験と本実験で、曲げ降伏以前にせん断破壊した柱試験体 ( $\sigma_B = 295 \sim 1,007 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\sigma_{wy} = 3,718 \sim 14,500 \text{ kgf/cm}^2$ , 軸力比 = 0～0.6) の解析値と実験データとの対応を軸力比,  $P_w \cdot \sigma_{wy}$ , および $\sigma_B$ を横軸にして示す。平均値(実験値

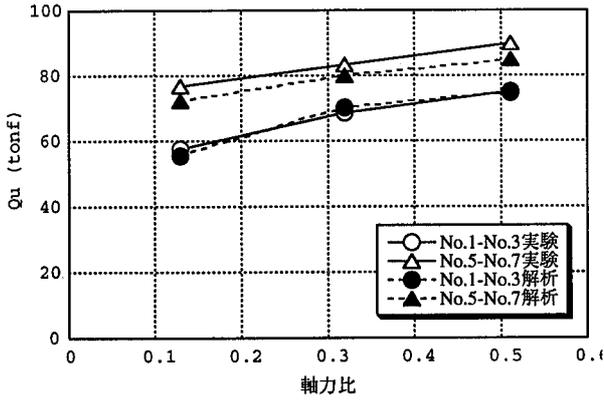


Fig. 7 実験値と解析値の比較  
Comparison with Experiments and Analyses

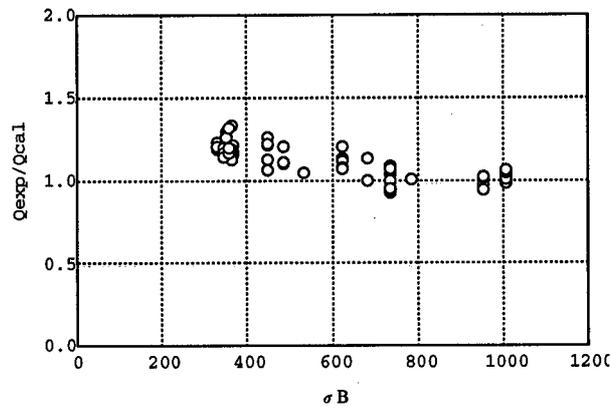
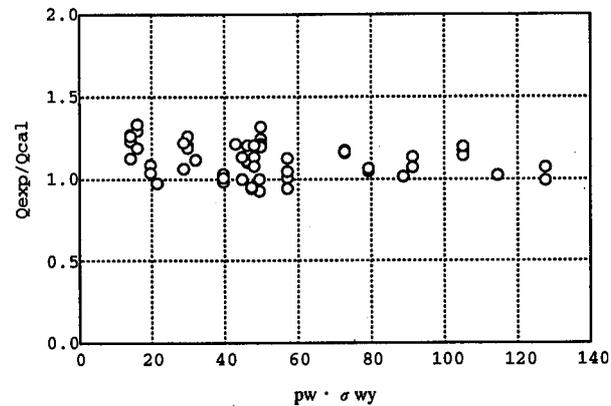
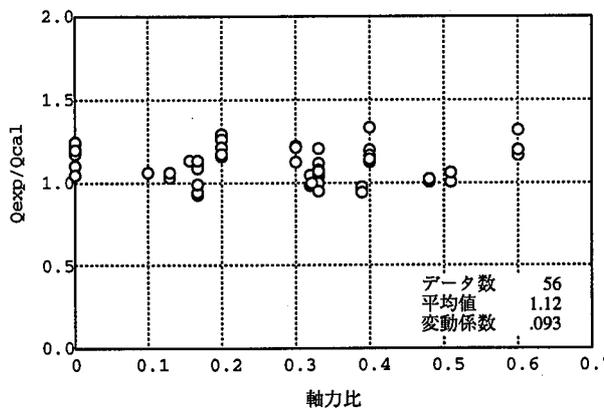


Fig. 8 既往の実験データと解析値の比較  
Comparison with Experiments and Analyses

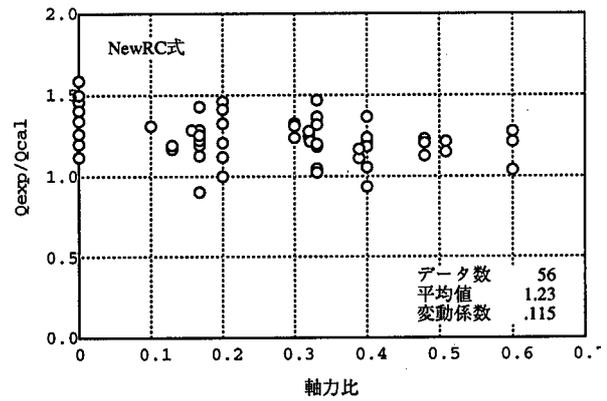
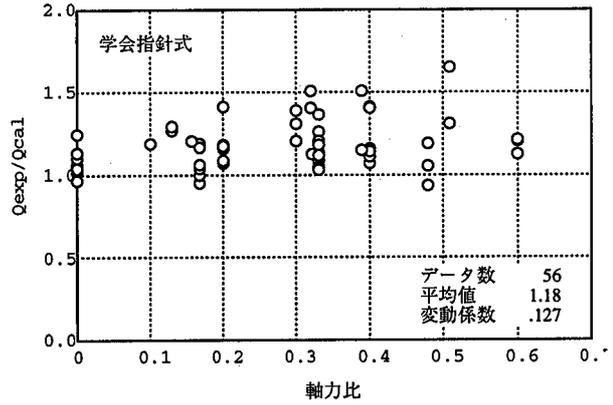


Fig. 9 既往の実験データと既往の計算式の比較  
Comparison with Experiments and Calculations

／解析値)は1.12, 変動係数は0.093と比較的良好であり, 軸力比による対応の偏りもほとんどない。さらに,  $p_w \cdot \sigma_{wy}$  に対するバラツキもほとんど認められないが,  $\sigma_B$  に対しては, これが低くなる方が過小側の評価を与える傾向がある。この理由としては, コンクリートの圧縮強度有効係数を式(22)により引張主ひずみのみの関数で表わしており, コンクリート強度の影響を考慮していないことが一因と考えられる。Fig.9に既往の実験データと既往のせん断強度式(学会指針式<sup>16)</sup>およびNewRC式<sup>2)</sup>)の比較を示す。学会指針式は平均値1.18, 変動係数0.127, NewRC式は平均値1.23, 変動係数0.115となり, いずれに対しても本解析値の方が精度が高い。なお,  $\cot \phi$  が大きくなるほどコンクリートの圧縮応力が大きくなるが, 同時に有効圧縮強度も大きくなるため, 本論で行なった検証データはすべて  $\cot \phi = 2$  でせん断強度が与えられる結果となった。

#### 4. まとめ

100MPaコンクリートを用いた柱のせん断性状に関する実験と, せん断耐力評価に関する考察を行ない, 以下の知見が得られた。

- 1) 軸力比が0.5程度以下の範囲では, 軸力の増大に伴い, せん断強度は上昇する。
- 2) 荷重方向がせん断強度に与える影響は小さい。
- 3) 荷重方向の影響を考慮した主応力度理論のせん断

ひび割れ荷重計算式は、載荷角度0度に対してはほぼ安全側の評価を与えるが、載荷角度45度に対してはやや過大側の評価を与える傾向がある。

4) 曲げ理論から主筋とコンクリートのひずみを求めて、トラス機構とアーチ機構に分解し、コンクリートと帯筋の応力を決定するせん断強度解析法を提案した。

5) 上記解析法は、軸力とせん断強度の相関を考慮するとともに、実験値との対応も比較的良好であり、既往の設計式よりも高い精度が得られた。

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,(1990)
- 2) (財)国土開発技術研究センター:総プロ・NewRC平成4年度構造成能分科会報告書,(1993)
- 3) 高見,他:超高強度コンクリートを用いた柱の2方向曲げせん断実験,日本建築学会大会学術講演梗概集,(1996)
- 4) 森田,他:RC柱の2方向せん断強度解析,コンクリート工学年次論文報告集,コンクリート工学協会,Vol.16-2,(1994)
- 5) Thurlimann, B: Plastic Analysis of Reinforced Concrete Beams, Introductory Report of IABSE Colloquium, Copenhagen, Plasticity in Reinforced Concrete, (1979)
- 6) Fafitis, A: Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, ACI Special Publication, No.SP-87, (1978)
- 7) Hsu, T.T.C.: Constitutive Laws of Reinforced Concrete in Biaxial Tension-Compression, Research Report UHCEE 91-2, University of Houston, Department of Civil and Environmental Engineering, (1991)
- 8) 市之瀬,他:鉄筋コンクリート梁柱部材のせん断設計法,日本建築学会東海支部研究報告,(1988)
- 9) 桑田,他:480キロ級の高強度コンクリートを用いたRC柱のせん断耐力に及ぼす作用軸力比の影響,コンクリート工学年次論文報告集,コンクリート工学協会,Vol.17-2,(1995)
- 10) 南,他:600キロ級の高強度コンクリートを用いたRC柱のせん断耐力,コンクリート工学年次論文報告集,コンクリート工学協会,Vol.15-2,(1993)
- 11) 中江,他:1200キロ級の高強度コンクリートを用いたRC柱部材のせん断破壊性状,コンクリート工学年次論文報告集,コンクリート工学協会,Vol.12-2,(1990)
- 12) 国正,他:高強度せん断補強筋を用いたRC柱に関する実験研究,日本建築学会大会学術講演梗概集,(1987)
- 13) 岡田,他:二方向曲げせん断応力下での柱のせん断性能に関する研究,日本建築学会大会学術講演梗概集,(1993)
- 14) 柴田,他:13000キロ級のせん断補強筋を用いた40cm

角断面のRC柱のせん断破壊性状,日本建築学会大会学術講演梗概集,(1989)

15) 井上,他:高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状,日本建築学会大会学術講演梗概集,(1992)

16) 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(案)・同解説,(1997)

17) 市之瀬:RC部材の危険断面近傍でのトラス機構,日本建築学会構造系論文集,第475号,(1992)

[付録1]

トラス機構の詳細な概念をFig.10に示す。jt cot φ の区間では、引張主筋側は端部に向かいトラス機構のコンクリート圧縮力が減少し、それと同時に帯筋の引張力も材端に向かって減少する。この帯筋引張力の減少分を、圧縮鉄筋側のかぶりに生じる斜め圧縮力が負担するため、水平方向の力は釣り合いは保たれることになる。結局、トラス機構によるコンクリート圧縮力と帯筋の引張力がともに一樣かつ最大になる区間は、端部からjt cot φ 区間を除いた部材中央領域となる。

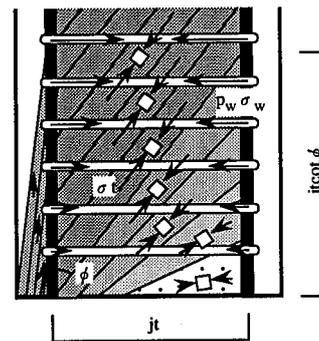


Fig.10 トラス機構の詳細な概念  
Detail of Truss Mechanism

[付録2]

トラス機構の角度 cot φ が2を超えるとひび割れ面でのせん断伝達が困難になると考えられるため、cot φ の最大値を2とする。L/(2jt)が2より小さい場合はcot φ がL/(2jt)を超えることがある。この時は、[付録1]に述べた理由でトラス機構が主筋重心間で一樣となる区間がなくなり、帯筋のひずみとコンクリートの有効圧縮強度が求められなくなる。cot φ がL/(2jt)を超えた場合は、部材中央断面でもかぶりコンクリートに圧縮力が生じることになる。この力により帯筋の引張応力は、式(8)から定まるσ<sub>w</sub>より小さく抑えられ、さらにコンクリートの有効圧縮強度も高くなることになる。本解析法ではこの効果を見逃して帯筋のひずみおよびコンクリートの有効圧縮強度を求めることで、cot φ がL/(2jt)を超えた場合にも危険側の評価には向かわないことにし、cot φ の上限を常に2としてよいとした。形状が比較的短柱の場合にこのような状況が生じることがある。