論文 RC 部材の軸力の有無による内部応力状態変化とせん断終局強度

石田 雄太郎*1·日比野 陽*2

要旨:本研究では圧縮軸力がせん断終局強度に与える影響を考察する事を目的として,せん断補強筋量が少ないせん断破壊先行型の試験体の実験を行い,ひずみゲージにより計測したコンクリートの内部応力状態変化とせん断終局強度の関係について考察を行った。実験の結果,トラス・アーチ理論に基づくせん断強度式では,軸力の影響により,せん断強度過小評価することを明らかにした。さらに,既往の文献で示されている修正されたせん断強度式を適用した場合についても検討し,内部応力状態からストラットの形状や有効圧縮強度,せん断強度の予測精度について検討を行った。

キーワード: せん断強度, トラス・アーチ理論, 内部ひずみ, 有効圧縮強度, 中立軸位置, 圧縮ストラット

1. はじめに

近年,建物の構造設計においては,性能評価型設計法 の実現が期待されている。建物の構造性能を精度良く評 価するために,各部材の強度及び変形能力を把握する事 が重要であるとされている。

現在,理論的にせん断強度を求める方法として「鉄筋 コンクリート造建物の靭性保証型・同解説¹⁾」(以下,靭 性指針)において,トラス・アーチ理論に基づくせん断 強度式(以下,靭性指針式)が示されている。靭性指針 式ではアーチ機構とトラス機構の負担せん断耐力を理論 的に求める事が可能なため,せん断設計の手順が明解と なった。

筆者ら²⁾は靭性指針式がせん断補強筋量が少ない場合 において圧縮軸力の増大とともにせん断強度を過小評価 する傾向にある事を指摘している。他にも普通コンクリ ートに対して高強度コンクリートの方が軸力によるせん 断強度の上昇が顕著であることも述べている。圧縮軸力 によるせん断力の上昇に与える主な要因として,せん断 補強筋量,圧縮軸力(軸力比),コンクリート強度が挙げら れている。しかしながら,文献2)ではアーチ機構を把握 しやすくする事を目的として,柱主筋の付着力がせん断 強度に及ぼす影響を排除するために,試験体の主筋に試 験区間の付着を除去したアンボンド PC 鋼棒を用いてい ること,また,試験体の破壊形式を曲げ圧縮破壊時のせ ん断力で評価していることから,精確なせん断挙動評価 が行えていない可能性がある。

そこで本研究では、圧縮軸力がせん断終局強度に与え る影響をコンクリートの応力変化から定量的に考察する 事を目的として、異形鋼棒を主筋に用いてせん断補強筋 量が少ないせん断破壊先行型の鉄筋コンクリート試験体 の実験を行った。

*1 東京工業大学 大学院総合理工学研究科 (学生会員) *2 広島大学 大学院工学研究院 准教授 博士(工学) (正

2. トラス・アーチ理論に基づくせん断強度評価式

鉄筋コンクリート柱梁部材のせん断強度を求める方 法として、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説³⁾」 によるせん断強度式 Q_{su}(式(1))(以下,規準式)が一般的 である。この式からは鉄筋コンクリート柱梁部材のせん 断耐力を精度良く算定することが可能であるが,規準式 は複数の試験体を用いた実験結果の下限値から経験的に 導かれた評価式であるため、応力の流れが式中に反映さ れておらず、崩壊メカニズムを理論的に説明できないな どの問題点が指摘されている。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj \quad (1)$$

ここに, *pi*: 引張主筋比, σ_B: コンクリート圧縮強度, *M/Qd* せん断スパン比, *pw*: せん断補強筋比, σ_{wy}: せん断 補強筋の降伏強度, σ₀: 軸方向応力度(=*N/(bD)*), *b*: 部材 幅, *j*: 応力中心間距離(=7/8*d*), *d*: 有効せい

靭性指針に示されているトラス・アーチ理論に基づく せん断強度式は式(2)~(4)による値の最小値をせん断強 度とする。

$$V_{u(1)} = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(\nu \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} tan \theta \qquad (2)$$

$$V_{u(2)} = \frac{\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \tag{3}$$

$$V_{u(3)} = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e \tag{4}$$

ここに、 μ : トラス機構の角度を表す係数(=cotø, 2-20 R_p), R_p : 終局限界状態でのヒンジ領域の回転角、 p_{we} : 有効補 強筋比、 σ_{wy} : 横補強筋の信頼強度、 b_e : トラス機構に関与 する断面の有効幅、 j_e : トラス機構に関与する断面の有効 せい、v: コンクリート圧縮強度の有効係数、w: 降伏ヒ ンジ・潜在ヒンジを計画しないときの有効係数、 σ_B :コン

(正会員)

クリート圧縮強度, λ: トラス機構の有効係数, b: 断面幅, D: 断面せい, θ: アーチ機構の圧縮束の角度

図-1に式(2)~式(4)とせん断強度の関係を示す。図中の式(5)及び式(6)はトラス機構の負担せん断耐力 V_iとして以下の式で表される。

$$V_t = p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e \sqrt{\frac{\lambda v_0 \sigma_B}{p_{we} \sigma_{wy}} - 1}$$
(5)

$$V_t = 2p_{we}\sigma_{wy}b_e j_e \tag{6}$$

p_{we}σ_{wy}/w₀σ_b≤5λの範囲ではアーチ機構が生じるため, せん断強度式は OCAB となる。前章のせん断補強筋量が少ない場合とは主にこの範囲である。軸力によるせん断強度の上昇が顕著である事から,アーチ機構の負担せん断耐力が上昇していることが考えられる。すなわち,せん断強度式は圧縮軸力によるアーチ機構の負担せん断耐力の上昇により,図-1において OCAB から ODAB となることが予想される。よって,軸力を与えた試験体のせん断強度から線分 DA を求めることで,アーチ機構の負担

文献2)では一定軸力を与えたせん断補強筋量が少ない 試験体を用いて載荷実験を行い,圧縮ストラット形状の 変化に着目することで,圧縮軸力によるせん断耐力に及 ぼす影響を考慮したせん断強度式の考察を行っている。 提案されているせん断強度式を次に示す。

$$V_{u}' = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(\nu_0 \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{b x_n}{2} \sin 2\theta \tag{7}$$

式(7)からわかるように、軸力によって変化する中立軸 位置 x_n を考慮している。また、CEB 式によって求められ ていたコンクリートの圧縮強度有効係数(ν =1.72 σ_B -^{0.33})は 120N/mm² 以上の超高強度コンクリートでは減少する事 を指摘し、CEB 式に準ずる形で実験値の下限値をとる圧 縮強度有効係数(ν =2.3 σ_B -^{0.33})を定めている。

3. 実験概要

3.1 試験体

本研究で用いた試験体の詳細を図-2(a)から図-2(c), 試験体詳細を表-1 に示す。本研究で使用する試験体は



主なパラメータを圧縮軸力とコンクリート強度とした 3 シリーズ,計7体である。

柱主筋には D19 高強度異形鉄筋(USD685)を使用した。 せん断補強筋には D6(SD295)を使用し,せん断補強筋量 はアーチ機構が及ぼす範囲(せん断補強筋量が pweσwy /wos≤5λ)の中央に位置するように定めた。また,コンク リートの応力分布を計測するために文献4)を参考にして コンクリート内部及び表面に 3 軸ゲージを貼付した(図 -2(d))。内部には 3 軸ゲージを貼付した板状のアクリル を挿入し,表面にも内部と対応させた位置に 3 軸ゲージ を貼付した。図中の数字はひずみゲージの番号を表す。 コンクリート強度は AD1, AD2, AD3 シリーズの順にそ れぞれ 30N/mm², 80N/mm², 100N/mm²を目標とした。圧 縮軸力は AD1 シリーズは軸力比η(=0, 0.2, 0.4), AD2, AD3 シリーズは軸力比η(=0, 0.2)で与え,各1 体ずつと した。コンクリート,鉄筋及びアクリルの材料特性を表 -2,表-3及び表-4 に示す。

3.2 載荷方法

試験体は建研式の載荷装置に設置し、逆対称載荷方式 で載荷を行った。

鉛直方向は 1000kN ジャッキを使用し,指定の軸力を 与えながら,水平方向の 2000kN ジャッキで変形角 *R*=1/800, *R*=1/400, *R*=1/200, *R*=1/150, *R*=1/100, *R*=1/50 を目標として各変形角について正方向,負方向に 2 回ず つ載荷を行った。なお最大耐力以後の載荷は,試験体の 耐力が最大耐力の 80%以下に低下するまで行った。

4 実験結果

4.1 破壊状況

図-3 に各試験体の最終破壊状況を示す。破壊形式は 全試験体ともせん断破壊であった(表-1)が、せん断ひ び割れが部材の中央に生じず、くの字型に生じた。これ は養生または設置時に生じた初期ひび割れが原因である と考えられる。

AD1 シリーズでは, *R*=1/800 から比較的早いサイクル でひび割れが生じる傾向にあった。しかし,軸力比が大 きい*η*=0.4 の試験体では表面のかぶりコンクリートの剥 落が少なく,破壊と同時に大きなせん断ひび割れが急に 発現した。AD1-0, AD1-4 は正側, AD1-2 は負側の載荷 時に破壊した。

AD2-0 は早いサイクルで曲げひび割れが生じ, R=1/400, R=1/200 から大きなせん断ひび割れが生じ破壊した。 AD2-2 も同様に R=1/800 で端部に曲げひび割れが生じ, 中央部に垂直ひび割れが生じた。その後サイクルを増す ごとにピーク荷重が下がり始め, R=1/100 で最大耐力の 80%を下回った。



図-2 試験体詳細図

	表一1 試験体詳細																									
			h	D	I		F		11 / Mars	Ρσ	ᇔᆂᄔ	$V_u = n$	$\min(V_{u(1)})$	$-V_{u(3)})$	V '	0	0									
0	/リーズ	試験体名	(mm)	(mm)	(mm)	M/QD	$D = \frac{P_c}{(N/mm^2)}$	主筋	補強筋	$/ v_0 \sigma_B$	軸 /) 応 η	V _{u(1)} (kN)	V _{u(2)} (kN)	V _{u(3)} (kN)	(kN)	€ _{su} (kN)	Q _{max} (kN)	破壊形式								
		AD1-0								D6@220	0			170.4 246.2	81.7	119.8	128.7	-								
	AD1	AD1-2					30) 4-D19	$\begin{array}{c} 4-D19 \\ (p_w=0.16\%) \\ \hline D6@360 \\ \hline \end{array}$		0.2	93.7	170.4		91.8	145.9	159.8									
		AD1-4								4-D19	4-D19	4-D19	4-D19	4-D19	4-D19	4-D19	4-D19	4-D19	0.07.1	0.4				97.3	172.1	211.1
	4.D2	AD2-0	D2-0 180 D2-2 D3-0 D3-2	180	300	900	1.5	80			D6@360	(-1/10)	0	147.1	2171	460.0	120.4	206.1	155.9	ぜん断						
	AD2	AD2-2										80	$(p_t - 1.1870)$	$(p_w = 0.10\%)$	$(p_w=0.10\%)$ (- $\lambda/10$)	0.2	147.1	1 517.1	409.9	142.9	274.9	307.7	伮裘			
	4.D2	AD3-0					100		D6@380		0	166.6	265.0	542.0	135.4	241.1	145.1									
L	7.05	AD3-2							100		$(p_w=0.09\%)$		0.2	100.0	565.0	542.0	161.7	326.2	352.8							

b: 部材幅, D: 部材せい, L: 部材長さ, M/QD: せん断スパン比, σ_B: コンクリート圧縮強度, σ_T: 引張強度, p_i: 引張主筋比(a_i((b·D)), a: 引張主筋の断面積, σ_y: 主筋の降伏強度, σ_w: せん断補強筋の降伏強度, p_w: せん断補強筋比(a_w/(b·s), a_w: 1 組のせん断補強筋の 断面積, pwe: せん断補強筋比(aw(bes)), be: トラス機構に関与する断面の有効幅, w: コンクリート圧縮強度の有効係数(1.72 のB-0.33), λ: トラス機構の有効係数(1-s/(2j_e)-b_s/(4j_e)), j_e: トラス機構に関与する断面の有効せい, b_s: せん断補強筋の断面方向の間隔, V_{u(1)}-V_{u(3)}: 靭性指針式による終局せん断強度(3 式の最小値), Vu:: 文献³⁾の提案式による終局せん断強度, Qn: 荒川 mean 式による終局せん断強 度, Qmax: 最大耐力(実験値)

表-2 コンクリートの材料特性

	材齢	圧縮強度	圧縮強度時歪	弾性係数	引張強度
シリース	(day)	$\sigma_B(N/mm^2)$	$\varepsilon_y(\mu)$	$E_c(N/mm^2)$	$\sigma_t (N/mm^2)$
AD1	33	30.8	2006	2.45×10^{4}	2.84
AD2	25	80.8	2299	4.16×10^{4}	5.41
AD3	32	100.0	2806	4.13×10^{4}	5.90





AD1-0(*η*=0.0) AD1-4(*η*=0.4) AD1-2(η=0.2) (a)AD1 シリーズ

表-3 鉄筋の材料特	生
------------	---

	呼び名	規格	降伏応力度 $\sigma_y(N/mm^2)$	降伏歪 <i>ε_y(μ)</i>	最大応力度 $\sigma_l(N/mm^2)$	弾性係数 E _s (N/mm ²)	
	D19	USD685	719.5	3952	901	1.82×10^{5}	
	D6	SD295	403.8	4028	558	2.04×10^{5}	

呼び名	規格	降伏応力度 $\sigma_y(N/mm^2)$	降伏歪 <i>ε_y(μ</i>)	最大応力度 $\sigma_t(N/mm^2)$	弹性係数 E _a (N/mm ²)					
アクリル	アクリサンデーEX板	55	17082	77	3.69×10^{3}					



(b)AD2 シリーズ





AD3-0(*η*=0.0) AD3-2(*η*=0.2) (c)AD3 シリーズ

図-3 最終破壊状況

AD3-0 は *R*=1/400 で柱上部左側にせん断ひび割れが生じ、その後そのひび割れが進展し、破壊に至った。AD3-2 も同様に *R*=1/200 から柱上部左側及び柱下部右側にせん断ひび割れが生じ、*R*=1/150 になると大きな破壊音と共にせん断破壊した。

4.2 せん断カー水平変位関係

各試験体の荷重-水平変位関係を図-4 に示す。図中 にはせん断強度式 Vu とコンクリート圧縮強度有効係数 v=1 としたときのせん断強度 Vu0 も示している。

AD1 シリーズでは, 試験体 AD1-0, AD1-2 は *R*=1/100 で, AD1-4 は *R*=1/200 でせん断破壊となった。また, AD1-4 は AD1-0, AD1-2 に比べると変形能力が小さくなった。 せん断耐力は AD1-0 の 1.6 倍, AD1-2 の 1.3 倍程度とな った。いずれの試験体も *Vu*を超えたが, AD1-2 及び AD1-4 は *Vu*のをも超えた。このように *Vu*のを超えることは文献 2)においても, 高軸力比または高強度コンクリートの試 験体で確認されている。

AD2 シリーズも試験体 AD1-0, AD1-2 と同様に *R*=1/100 で破壊となった。せん断強度は AD1 シリーズの同じ軸力 比の試験体と比べると, AD2-0 は AD1-0 の 1.2 倍, AD2-2 は AD1-2 の 1.9 倍程度であった。 AD2 シリーズは *V*_u は 超えたものの, *V*_{u0} は超えなかった。

AD3 シリーズは 2 体とも *R*=1/200 で破壊となり, 軸力 比に関わらず, 変形角が小さい段階で破壊した。AD3-0 のせん断強度は AD1-0 の 1.1 倍, AD3-2 は AD1-2 の 2.2 倍程度となった。他の試験体と同様に AD3-2 は *Vu* を上 回ったが AD3-0 は *Vu* を下回った。

AD3-0以外の試験体は靭性指針式によるせん断強度 V_u を上回り、靭性指針式がせん断強度を過小評価した。しかし、AD2-0、AD3-0以外の5体は規準式によるせん断 強度 Q_{max}をも上回っており、コンクリート強度が上がる ほど顕著であった。

試験体 AD2-0, AD3-0 においては,規準式によるせん 断強度を下回ったため,この2体については精確な数値 が得られなかった可能性がある。これは高強度コンクリ ートの自己収縮が原因であることも考えられる。

5 軸力下でのアーチ機構の負担せん断力

5.1 中立軸位置

文献 2)では圧縮縁から中立軸までの距離 x_n が圧縮軸 力によって変化する事に着目した。靭性指針においては 見付け幅(=D/2)とされているが,曲げひび割れから求め る方法と圧縮ストラットの角度から計算する方法で中立 軸位置x_nを求め, x_n をηを用いて近似式を提案している。

$$x_n = \frac{D}{4} (1 + 2 \eta)$$
(8)

しかし、この近似式の精度について不明な点が多いため、



図-4 せん断カー水平変位関係

本研究では図-5(a)に示すように試験体上下に各3つず つ変位計を取付け,危険断面位置の変位から中立軸位置 xnを求めた。算出方法は,最大耐力時の各変位から最小 二乗法により求め,変位が0となったところを中立軸位 置 xnとし(図-5(b)),上下の中立軸位置で平均を実際の xnとした。しかし,ひび割れ等が原因で変位が精確に計 測できなかったデータについては,片側だけで算出した。

算出結果を図-6 に示す。横軸が軸力比,縦軸が中立 軸位置を表す。図中には靭性指針式の見付け幅(=D/2)及 び,文献2)に示されている式(8)も示している。図中の実 線は全試験体の中立軸位置 x_n から最小二乗法で求めた直 線である。図-6より,測定値から求めた近似式と式(8) との差は僅かである。しかしながら, η =0.2の測定値は



図-5 変位計位置と x_n算出方法

高強度コンクリートの試験体において誤差が大きい。また、危険断面位置の引張・圧縮側主筋のひずみから算出した値についても、軸力比に関わらず概ね式(8)と一致しているが、 $\eta=0.2$ との測定値とは誤差が大きいことから、 $\eta=0.2$ の測定値はひび割れ等による影響により若干大きくなったものと考えられる。さらに、 $\mathbf{表}=5$ に示した式(8)および測定値による x_n を式(7)に代入した場合のせん断強度から、 $\eta=0.2$ の試験体においては式(8)を用いた場合のせん断強度と実験値の誤差が概ね1割程度にとどまっており、式(8)で評価は概ね妥当であると判断できる。したがって、式(8)をせん断強度式に用いることで軸力下でのせん断強度の評価精度の向上が期待できると言える。

5.2 コンクリートの有効圧縮強度

本研究の試験体の実験値から式(7)を用いて逆算した コンクリートの有効圧縮強度 vo_B を図-7に示す。また, 既往の研究においてせん断破壊した試験体も示した(青 丸)。図-7より靱性指針式の有効圧縮強度 (vo_B =1.72 $o_B^{0.67}$)では、軸力を受ける試験体で有効圧縮強 度を過小評価する傾向にあることがわかる。また、高軸 力の試験体の実験結果のみに対して最小二乗法より算出 した近似式は vo_B =3.23 $o_B^{0.67}$ となる。便宜的ではあるが、 これが有効圧縮強度 vo_B に対する軸力の効果であり、軸 力はせん断終局強度の上昇の要因の一つであることが考 えられる。この現象のメカニズムについては今後の検討 課題としたい。



文献 5)では、靭性指針に示されているコンクリートの



圧縮強度有効係数 μこついて、物理的説明が曖昧である ことを指摘し、図-8 に示すようなモールの応力円がク ーロンの破壊条件に接するという仮定の下で鉄筋コンク リート柱部材のせん断挙動を評価している。この方法で は鉄筋コンクリート柱部材の破壊基準から圧縮側の主応 力σを求めており、圧縮側の主応力σは有効係数 βιを用 いて以下の破壊条件の2式により求めた直線に接するよ うにモールの応力円を描き算出する(**表-6**)。

クーロンの破壊基準: $\tau = 0.25\beta_1\sigma_B + 0.75\sigma$ (9)

引張破壞条件 : $\sigma = 0.6\sigma_t$ (10)

本研究ではこの主応力のをコンクリートの有効圧縮 強度vosと理論的に相当すると仮定し,図-7に示した。

図-7より, 主応力のは靭性指針式(*vos* =1.72*os*^{0.67})に近い値となることが確認できる。しかし,文献 5)においても軸力を与えた試験体から逆算した有効圧縮強度と主応力のには大きな差がある。

5.3 内部応力と圧縮ストラット

図-9に AD1 シリーズの主ひずみと角度, 圧縮ストラットのモデルを示す。また, 圧縮ストラットの幅 xn は危険断面位置の変位より求めている。内部と外部では,おおよそ同じ結果であったので本稿では内部のみを示す。

図-9より,実験から得られたxnから求めた圧縮スト ラットのモデルの中の主ひずみの角度が,圧縮ストラッ トの角度とほぼ等しい事が確認できる。また,部材中央 の主ひずみ(ゲージ番号 No.3, No.8, No.13, No.18)がほ ぼ等しいことから,圧縮ストラットの幅は部材中央で最



大となっている事が確認できる。

図-10 に、AD1 シリーズの最大耐力時の内部応力状 態を示す。これより、1)コンクリートの内部応力が圧縮 縁付近でコンクリート強度に達する、2)部材中央で圧縮 応力がひび割れにより低減する、という靭性指針に示さ れている仮定について確認できる。図-3(a)からもわか るように、試験体 AD1-0 は AD1-2、AD1-4 と比較して破 壊時にひび割れが多く生じているが、内部の応力度には ほとんど違いが見られなかった。なお、他のシリーズに おいては後述のとおり応力度の違いが見られた。

図-11 は試験体中央の 4 つの圧縮主応力の平均値で あり、軸力ありの試験体のvosと軸力なしの試験体のvos の比を示したものである。また、実験値から式(7)を用い て計算した逆算値も示す。実験値、逆算値ともに軸力の 影響を受けて上昇しており、これによってせん断終局強 度が上昇したと考えられる。さらに、試験体 AD1-2(η=0.2) は実験値と逆算値とでほぼ等しい増加が見られた。その 他の試験体において、実験値と逆算値とで差が生じたの は、ひび割れなどの原因でひずみが精確に計測できなか ったことが原因であると考えられる。

6. まとめ

本研究では、アーチ・トラス理論に基づくせん断強度 式において、圧縮軸力がコンクリートの内部応力に与え る影響を考察するため、異形鋼棒を主筋に用いた試験体





を用いた実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 高軸力の試験体において文献2)のせん断強度式は実 験値の1.6倍程度となり、実験値を過小評価した。
- (2) 実験から得られた圧縮ストラットの幅を表す中立 軸位置は文献 2)による近似式とほぼ等しくなった。
- (3) 軸力下でのコンクリートの有効圧縮強度は靭性指 針の評価式を上回った。軸力下の実験結果から求め た近似式はvog=3.23 og0.67 となった。
- (4) 文献 5)における主応力は靭性指針式(vog =1.72 og^{0.67})
 に近い値となることが確認できたが、軸力を与えた
 試験体から逆算した有効圧縮強度は過小評価した。
- (5) 内部応力の実験値から靭性指針に示されているコンクリートの内部応力状態の仮定が確認できた。また、軸力による有効圧縮強度の上昇が確認された。

謝辞

本研究は JSPS 科研費(課題番号:24686063,代表:日 比野陽)の助成の一部により実施したものである。また, 本研究の実験にあたり,東京鉄鋼株式会社より鉄筋の提 供を受けました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証 型耐震設計指針・同解説,1997
- 2) 日比野陽,久田昌典,篠原保二,林靜雄:横補強筋 量が少ない鉄筋コンクリート柱部材の圧縮ストラ ット形状の変化と終局強度,日本建築学会構造系論 文集, Vol.77, No.677, pp.1113-1122, 2012.7
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,1999
- 4) 田所敏弥,谷村幸裕,服部尚道,北沢宏和:逆対称 曲げ荷重を受ける RC 円形断面部材のせん断耐力に およぼすせん断スパン比の影響,コンクリート工学 年次論文集, Vol.27, No.2, pp.811-816, 2005.6
- 5) 花井伸明,平林聖尊,市之瀬敏勝:モールクーロンの破壊基準を用いた RC 部材のせん断挙動評価,コンクリート工学論文集, Vol.19, No1, pp.1-9, 2008.7