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せん断強度 SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH LOW WEB REINFORCEMENT CONSIDERING COMPRESSIVE STRUT SHAPE

日比野 陽*, 久田 昌典**, 篠原 保二***, 林 静雄****

Yo HIBINO, Masanori HISADA, Yasuji SHINOHARA
and Shizuo HAYASHI

Previous research shows the prediction of the shear capacity of column, with low web reinforcement ratios, based on truss and arch mechanism provided by AIJ gives underestimate strengths when consider axial load. In this study, experimental tests were conducted to evaluate the effect of axial force on ultimate shear strength calculated based on arch and truss mechanisms concept having specimens with low web reinforcement. From the experimental tests, the following conclusions were obtained: 1) the angle and width of compressive strut decrease and increase with an increase of axial load, respectively; 2) the estimation of column shear capacity including an increase of axial force was determined by modifying the shape of compressive strut; 3) the recent formula shows a good agreement with previous research results by using proposed factor of effectiveness concrete compressive strength; 4) the shear strength contributed from truss mechanism was not influenced by an increasing of axial load.

Keywords: Axial force, Ultimate shear strength, Neutral axis, Truss and arch mechanism, Compressive strut, Effectiveness compressive strength factor

軸力, 終局せん断強度, 中立軸, トラス・アーチ機構, 圧縮ストラット, 圧縮強度有効係数

1. はじめに

鉄筋コンクリート柱梁部材のせん断強度を理論的に求める方法として、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説¹⁾」(以下, 靱性指針)では, トラス・アーチ理論に基づくせん断強度式(以下, 靱性指針式)が示されている。柱と梁のせん断強度を評価可能であるとされているが, 圧縮軸力によるせん断強度の上昇は式中において考慮されておらず, また, せん断補強筋量が少ない場合において実験値に対して過大な安全率を与える傾向がある²⁾ことが指摘されている。

瀧口ら³⁾はせん断補強筋を配筋せず, 主筋の付着を除去し, せん断補強筋や主筋の付着による斜め圧縮力伝達をなくした試験体を用いて, アーチ機構のコンクリートの圧縮力伝達能力の把握を行い, 実験結果の下限值からアーチ機構発生時のコンクリート有効圧縮強度($v_0\sigma_B$)を直接的に求めている。軸力により部材端部の圧壊が生じ, 破壊形式が変化するため, 最大耐力に影響を及ぼすと述べている。白石ら⁴⁾はせん断補強筋がない試験体および, 主筋の付着がない試験体の解析結果から, 軸力が大きいほど, 解析で求めたせん断強度が靱性指針式による計算値を上回ることを指摘している。軸力が大きくなるとトラス機構の角度は大きくなり, 靱性指針式の上限の角度である45度を上回ることから, このときのコンクリート圧縮強度

有効強度係数 v_0 は軸力比 η によって異なると述べている。

図1は既往の文献⁵⁾⁻²⁷⁾から得られた柱試験体のせん断破壊時の最大耐力値 Q_{max} と靱性指針式 V_u および, 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説²⁸⁾」における下式のせん断強度式 Q_{sw} (以下, 規準式)の比と軸力比の関係を示したものである。図中の点種の違いは横補強筋量($p_{we}\sigma_{wy}/v_0\sigma_B$)を表し, 実線は全プロットの回帰直線である。

$$Q_{sw} = \left\{ \frac{0.052 p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj \quad (1)$$

ここに, p_t : 引張鉄筋比(%), σ_B : コンクリート圧縮強度, $M/(Qd)$: せん断スパン比, p_w : せん断補強筋比($=a_w/(b \cdot s)$), σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度, σ_0 : 軸方向応力度($=N/(BD)$), b : 部材幅, j : 応力中心間距離($=7/8d$)

図1(a)の規準式によるせん断強度は実験値と精度良く一致している。回帰直線は軸力比の増大に伴い小さくなるが, ほぼ1となる。また, 横補強筋量の大小に関わらずせん断強度は実験値と一致している。一方, 靱性指針式によるせん断強度は軸力比の増大とともに実験値を過小評価する(図1(b))。特に, 軸力比が大きい場合において, 実験値を2倍程度過小評価するものが多く, 横補強筋量が小さいほどその傾向が大きい。これは, 靱性指針式において軸力による

* 東京工業大学応用セラミックス研究所 助教・博士(工学)

** 鹿島建設(株) 修士(工学)

*** 東京工業大学建築物理研究センター 准教授・工博

**** 東京工業大学応用セラミックス研究所 教授・工博

Assist. Prof., Materials and Structures Laboratory, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng. Kajima Corporation, M. Eng.

Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng. Prof., Materials and Structures Laboratory, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

せん断力上昇の効果が横補強筋比の小さい範囲で現れることを示唆している。

そこで本研究では、靱性指針式におけるトラス・アーチ機構に及ぼす圧縮軸力の影響を明らかにするため、一定軸力を与えたせん断補強筋量が少ない試験体の載荷実験を行い、圧縮ストラット形状の変化に着目することで、軸力による耐力上昇の影響を考慮したせん断強度評価式の提案を行う。筆者らは既往の文献²⁹⁾において靱性指針式に基づく軸力の影響を考慮したせん断強度式を提案しているが、力学的な釣り合いや式の連続性が失われているものであった。本稿ではそれらを修正するとともに、既往の文献との比較による検討を加えた新たなせん断強度式を提案する。以降、本稿で述べる軸力とは圧縮軸力のことを表す。

2. トラス・アーチ機構に基づくせん断強度評価式

トラス・アーチ機構に基づくせん断強度は靱性指針から下式(2)～(4)による値のうちの最小値で表される。

$$V_u = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (2)$$

$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (3)$$

$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (4)$$

ここに、 μ ：トラス機構の角度を表す係数(= $\cot \phi$, $2-20R_p$)、 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(= $(1-20R_p)v_0$)、 v_0 ：降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しないときの有効係数(= $0.7-\sigma_B/200$)、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度、 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2に前述の3式と横補強筋量の関係を示す。図中の(2)～(6)は式番号を表し、(5)、(6)はトラス機構による負担せん断力 V_t として、それぞれ下式で表される。

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

$$V_t = 2 p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e \quad (6)$$

$p_{we} \sigma_{wy} / v_0 \sigma_B \leq \lambda/5$ の範囲にあっては、アーチ機構が生じるため、せん断強度式はOCABとなる。図1で示した横補強筋量が小さい場合と

図1 せん断強度と軸力比 η

は、主にはこの範囲のことであり、軸力によるせん断力の上昇が顕著であったことから、アーチ機構の負担せん断力が上昇していることが考えられる。すなわち、図2中の実線OCABで表されるせん断強度式がアーチ機構の負担せん断力の上昇により、実線ODABに変化していることが予想される。よって、軸力下における試験体のせん断強度から一点鎖線DAが求まればアーチ機構の負担せん断力の増加分を求めることが可能になると考えられる。

3. 実験概要

3.1 試験体

本研究では軸力によるせん断力上昇を考察するための試験体として全部で4シリーズ、計18体を作製した。アーチ機構を考察するための試験体シリーズA1～A4と、トラス機構を考察するためのシリーズTである。図3に試験体配筋図、表1に試験体一覧を示す。表1中の曲げ終局強度 Q_{mu} は平面保持を仮定した断面の釣り合いから主筋の降伏より先にコンクリートの圧壊が生じて終局に至るという条件の時の曲げモーメントにより算出した値である。

試験体の断面はA1～A4シリーズで $b \times D = 120 \times 200$ (mm)、Tシリーズで $b \times D = 180 \times 250$ (mm)である。A1～A4シリーズ試験体の主筋には付着力がせん断強度に及ぼす影響を排除するため、試験区間の付着を除去したアンボンドPC鋼棒($\phi 13$, SBPR1090)を用い、せん断補強

図2 横補強筋量とせん断強度

(a) A1, A2, A3 シリーズ試験体

(b) A4 シリーズ試験体

(c) T シリーズ試験体

図3 試験体配筋図

表 1 試験体詳細

シリーズ	試験体名	b (mm)	D (mm)	L (mm)	M/QD	F_c (N/mm ²)	主筋	せん断補強筋	$p_{we}\sigma_{wy} / v_0\sigma_B$	軸力比 η	V_{sc} (kN)	V_{scmin} (kN)	V_u (kN)	V_{u0} (kN)	Q_{mu} (kN)	Q_{max} (kN)	R_{max} (rad)	Q_{bu} (kN)	破壊形式				
A1	A1-0	120	200	600	1.5	30	4- ϕ 13 ($p_r=1.11\%$)	-	0	0	42.4	21.6	32.2	57.1	59.8	48.6	0.015	52.0	FC				
	A1-2									0.2	76.0	38.8			57.2	59.8	0.011	47.7	FC				
	A1-4									0.4	98.7	50.4			56.7	64.7	0.007	58.1	FC				
	A1-6									0.6	117.1	59.7			46.4	71.6	0.005	63.0	FC				
A2	A2-0									0	76.3	38.9	63.2	156.2	144.3	85.1	0.022	87.7	FC				
	A2-2									0.2	159.4	81.3			143.6	109.8	0.009	96.8	FC->ST				
	A2-4									0.4	212.1	108.2			146.9	123.2	0.004	128.2	DT				
	A2-6									0.6	254.1	129.6			116.6	126.0	0.003	125.4	DT				
A3	A3-0			400	1	120				0	108.0	55.1	83.0	234.5	194.3	101.1	0.017	96.4	FC				
	A3-2									0.2	230.8	117.7			201.6	144.1	0.008	141.8	FC->ST				
	A3-4									0.4	308.0	157.1			211.9	161.4	0.004	195.3	DT				
	A3-6									0.6	369.5	188.4			163.8	148.2	0.002	183.7	DT				
A4	A4-0									30				0	39.5	20.2	45.5	79.6	86.6	78.2	0.011	78.6	FC->ST
	A4-2													0.2	71.5	36.5			82.8	94.0	0.008	97.3	FC->ST
	A4-4													0.4	93.1	47.5			81.9	75.4	0.002	103.4	DT
	A4-6													0.6	110.6	56.4			67.1	71.6	0.001	97.4	DT
T	T-0	180	250	750	1.5	30	6-D16 ($p_r=1.33\%$)	D6@50 ($p_w=0.63\%$)	0.18 λ ($=\lambda/5$)	0	85.8	43.8	145.3	219.3	144.3	178.9	0.015	-	FC->ST				
	T-3									0.3	181.7	92.6			131.7	209.2	0.009	-	ST				

b : 部材幅, D : 部材せい, L : 部材長さ, $L/2D$: 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($a_i/(b \cdot D)$), a_i : 引張主筋の断面積, σ_y : 主筋の降伏強度, σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度, p_w : せん断補強筋比($a_w/(b \cdot s)$), a_w : 1組のせん断補強筋の断面積, s : せん断補強筋間隔, p_{we} : 有効せん断補強筋比($a_w/(b_e \cdot s)$), b_e : トラス機構に関与する断面の有効幅, v_0 : コンクリート圧縮強度の有効係数($1.72\sigma_B^{-0.33}$), 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_{sc} : せん断ひび割れ強度($=bd\sigma_s(1+\sigma_0/\sigma_c)^{0.5}/1.5$), V_u : 靱性指針による終局せん断強度, V_{u0} : $v_0=0$ としたときの靱性指針式, Q_{mu} : 曲げ終局時せん断力, Q_{max} : 最大耐力, R_{max} : 最大耐力時変形角, Q_{bu} : 実験の計測値をもとに、応力ブロックを仮定して計算したコンクリート圧壊時の曲げ強度, 破壊形式: 端部コンクリート圧縮破壊(FC); せん断引張破壊(ST); せん断斜張力破壊(DT)

筋を配さないことで、アーチ機構のみが出現するようにした³⁾。主筋の付着を除去することで、アーチ機構の形状変化により、ひび割れや破壊状況が変化し、安全側のアーチ機構強度を与える可能性もある^{30), 31)}が、アーチ機構を把握しやすくするために使用した。Tシリーズ試験体の主筋にはD16の高強度鉄筋(USD980)を用い、トラス機構における軸力の影響を検討するため、 $p_{we}\sigma_{wy}/v_0\sigma_B$ が $\lambda/5$ (軸力がない場合にトラス機構が全せん断力を負担する最小補強筋量)程度となるようにせん断補強筋を配筋した。付着割裂破壊を防止するための割裂補強筋も配筋した。A1~A4シリーズ試験体のコンクリート強度は30, 80, 120 (N/mm²)を目標とし、軸力比($\eta=0, 0.2, 0.4, 0.6$)の異なる試験体として各シリーズ4体ずつ作製した。せん断スパン比はA4シリーズ試験体のみ1.0とし、A1~A3シリーズ試験体は1.5とした。Tシリーズ試験体のコンクリート強度は30 (N/mm²)を目標として、軸力比0と0.3の試験体を作製した。せん断スパン比は1.5としている。試験体に用いた鉄筋とコンクリートの材料特性を表2, 3に示す。

全試験体ともせん断破壊先行型として設計し、終局曲げ強度 Q_{mu} が靱性指針式によるせん断強度 V_u を上回るように設計した。参考としてせん断ひび割れ強度 V_{sc} , V_{scmin} も示した。表中の V_{u0} はコンクリート圧縮強度有効係数 v_0 を1とした場合の終局せん断強度である。

3.2 載荷方法

図4に載荷装置図を示す。試験体はローラー支承とピン支承で支持する。試験体両側に配した反力用の鉄骨ブロックを試験体両側面に配置した鉄骨梁で接続し、試験体片側(図中左側)に半球座を介して固定したジャッキにより、軸力を与えた。

試験体上部の載荷装置によって鉄骨梁を介して逆対称形式になるようせん断力を与え、一方単調載荷を行った。載荷は、せん断ひび割れが発生した試験体においては発生直後まで、せん断ひび割れが発生しなかった試験体では、最大耐力以後、せん断力が最大耐力の80%に低下した時点まで行った。

表 2 鉄筋の材料特性

呼び名	規格	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	降伏歪 ε_y (μ)	最大応力度 σ_t (N/mm ²)	弾性係数 E_s (N/mm ²)	伸び率 (%)
D6	SD295A	365	3732	513	2.11×10^5	23.3
ϕ 13	SBPR1090	1183	11200	1283	1.95×10^5	11.2
D16	USD980	1072	7190	1143	2.02×10^5	7.8

表 3 コンクリートの材料特性

シリーズ	材齢 (day)	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	圧縮強度時歪 ε_y (μ)	弾性係数 E_c (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)
A1	54	29.3	1918	2.72×10^4	2.65
A2	36	80.2	2781	3.52×10^4	4.77
A3	42	120.4	3109	4.42×10^4	6.75
A4	40	28.1	1702	2.68×10^4	2.47
T	68	33.2	1909	2.70×10^4	2.86

図 4 載荷装置図

4. 実験結果

4.1 最終破壊状況

図5に各試験体の最終破壊状況を示す。破壊形式は表1中に示した。破壊形式は曲げ圧縮破壊(FC), せん断引張破壊(ST), せん断斜張力破壊(DT)と分類した。曲げ圧縮破壊とは、曲げ変形の卓越により、危険断面の端部のコンクリートが圧壊し、耐力が低下し、終局に至る破壊形式である。せん断引張破壊とは、せん断ひび割れが生

図5 最終破壊状況

じた後、ひび割れ幅の増大により耐力が低下し、終局に至る破壊形式である。せん断斜張力破壊はせん断ひび割れ発生と同時に耐力が急激に低下し、終局に至る破壊形式である。各試験体の破壊形式は計算した各強度による比較に加え、終局強度と破壊状況およびせん断ひび割れ強度、次節で示すせん断力-変形角関係および曲げ圧縮破壊時の強度 Q_{bu} によって判別した。基本的にはせん断ひび割れ強度 V_{sc} よりも小さい荷重で破壊した試験体はせん断斜張力破壊とし、それ以外は曲げ圧壊あるいは曲げ圧壊後のせん断引張破壊とした。

A1 シリーズでは、全ての試験体が曲げ圧縮破壊により終局に至った (図 5(a))。軸力が大きいほど、かぶりコンクリートがほとんど剥落せず、かつ大きな曲げひび割れが生じないまま終局に至った。いずれの試験体においても顕著なせん断ひび割れは確認できなかった。一方、A2, A3, A4 シリーズでは、軸力比によって破壊形式が異なった。軸力比が比較的小さい場合には、曲げ圧縮破壊により終局に至

ったが、軸力比が大きくなるとせん断斜張力破壊により終局に至った (図 5(b)(c)(d))。A2-2, A3-2, A4-0, A4-2 試験体については、端部コンクリート圧壊後に部材の対角方向に沿ったせん断ひび割れが生じて終局に至った。A2-4, A2-6, A3-4, A3-6, A4-4, A4-6 試験体ではひび割れ発生と同時に荷重が急激に低下し、脆性的な破壊性状を呈した。T シリーズの試験体 T-0 では、端部コンクリートの圧壊が生じた後、せん断引張破壊して終局に至り、T-3 試験体はせん断引張破壊を生じて終局に至った (図 5(e))。

4.2 せん断力-変形角関係

図 6 に各シリーズのせん断力-変形角関係を示す。図中の×印はせん断ひび割れ発生時の点である。

A1 シリーズの試験体 A1-0 の最大耐力は V_u を大きく上回り、せん断ひび割れ強度 V_{sc} とほぼ同じになった。A1 シリーズのその他の試験体の最大耐力は軸力の増加に伴い大きくなり、コンクリート圧縮強度の有効係数 v_0 を 1 として計算したせん断強度 V_{u0} をも上回った。A1-6 試験体は靱性指針式のせん断強度 V_u の 2 倍以上となった。A2, A3, A4 シリーズにおいても、最大耐力は軸力の増加に伴い大きくなった。A4 シリーズでは A4-0 試験体の最大耐力が V_{u0} とほぼ同値となり、 V_u を大きく上回った。曲げ圧縮破壊となった試験体の靱性能は非常に大きく、変形角 1/50 程度まで耐力を保っていたが、コンクリート強度、軸力比が共に大きい試験体である A3-6, A4-4, A4-6 試験体は他の試験体に見られた軸力に伴う最大耐力の上昇が見られず、脆性的な破壊性状を示した。

最大耐力値がせん断強度 V_u よりも大きいにも関わらず、上記のような曲げ圧縮破壊が生じた理由として、主筋に付着がないことが原因であると考えられる。文献 31), 32) において、主筋付着がない場合には部材中央部におけるせん断力の伝達が小さくなり、端部にひび割れが集中することが示されており、本稿の試験体においても同様の状態であったと推察される。

そこで、コンクリート圧壊時の終局曲げ耐力の計算を行い、実験値と比較を行った。最大耐力時におけるコンクリート曲げ圧壊時のせん断力 Q_{bu} の計算値と実験値の比較を図 7(a) に示す。最大耐力時の平面応力状態は付着がないことを考慮して、図 7(b) のとおり仮定した。圧縮側のコンクリートには ACI 規準³²⁾の応力ブロックを仮定し、 T_s には計測されたひずみデータを元に計算した PC 鋼棒 4 本の軸力を用いた。なお、軸力の大きな試験体においては、圧縮ひずみが計測されていた。また、コンクリートの圧縮領域の係数 β_1 は ACI 規準³²⁾に準じてコンクリート強度により変動させた ($0.85-0.05(\sigma_B \times 9.8-280)/70$: A1, A4 シリーズ, 0.65 : A2, A3 シリーズ)。図 7(a) の白抜き印は表 1 の破壊形式において「FC」または「FC→ST」、黒塗り印は「DT」と判定した試験体である。曲げ圧壊と判定した試験体の実験値はいずれも計算値を上回っており、曲げ圧壊したと考えられる。また、斜張力破壊と判定された試験体の実験値はいずれも計算値より小さく、曲げ強度に達する前にせん断破壊したと考えられる。

以上から、端部コンクリートの圧壊で終局に至った試験体における軸力上昇による耐力の上昇は、曲げ変形に伴うものであったと考えられ、結果として、最大耐力値は靱性指針式のせん断強度を大きく上回ったと考えられる。これにより、コンクリート圧縮強度の有効係数を 1 にした場合のせん断耐力 V_{u0} を上回ったと説明できる。

図6 セン断カー変形角関係

図7 曲げ圧壊強度の計算

図8 圧縮ストラットの形状

せん断斜張力破壊した試験体においては、終局時せん断強度 V_c よりもせん断ひび割れ強度が小さかったことから、アーチ機構が形成されていたと推察される。

5. 軸力を受ける時のアーチ機の負担せん断強度

5.1 圧縮ストラットの形状と角度

靱性指針式におけるアーチ機構の圧縮ストラットの角度は簡略化され、式(7)によって与えられる。

$$\tan \theta_0 = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D} \quad (7)$$

ここに、 L ：部材長さ、 D ：断面せい

このときの圧縮ストラットの見付け幅は部材せい D の $1/2$ で簡略化されており(図8参照)、部材のせん断スパン比によって決定される。靱性指針において軸力を受ける部材のストラット形状の変化については言及されていないが、軸力の増大によりコンクリートの圧縮力も増大することから、圧縮ストラットの形状はトラス機構のストラットと同様に、軸力の増大に伴い変化すると考えられる³³⁾。本研究では、A1シリーズ試験体に3軸ひずみゲージ(図9参照)を貼付し、最大耐力時の主ひずみにより、圧縮ストラットの形状を求めた。ただし、圧縮領域の見付け幅を直接求めることは困難であるため、花井らの研究³⁴⁾と同様に部材端部の圧縮縁から中立軸までの距離 x_n を求めた。なお、曲げ圧壊した試験体は純粋なせん断破壊とはなっていないため、アーチ機構に関して論ずることは必ずしも的確ではないと言えるが、アーチ機構が形成された上で曲げ圧壊が生じていると考えることができるため、アーチ機構への軸力の影響は評価可能であると考えた。

図9 3軸ひずみゲージ貼付位置 (A1シリーズ試験体)

圧縮ストラットの求め方は、1) 圧縮ストラットの角度を仮定する(最初は靱性指針式により求められる角度 θ_0 を仮定した)。2) 仮定した角度での圧縮ストラットを描画し、ストラット上に存在する3軸のひずみゲージの主ひずみ角度の平均値を求める(圧縮ストラットの対角は必ず部材の対角に一致することとする)。3) 主ひずみから求めた圧縮ストラットの角度と比較し、角度が一致しなければ1)~3)を繰り返す。角度が一致した時の角度と形状を圧縮ストラットの角度と形状とした。図10に実験から得られたストラットの形状と角度を示す。図中の矢印の長さや方向が主ひずみの大きさと方向を表し、矢印の出発点がゲージ位置を表す。灰色部分は靱性指針によって求められるストラット形状であり、濃い灰色部分が本実験より求められたストラット形状である。

実験より得られた圧縮ストラットの角度 θ は、軸力ゼロのA1-0試験体では靱性指針式により求めた角度 θ_0 より大きく、ストラットの形状は靱性指針式よりも細くなり、それに伴い中立軸位置 x_n も小さくなった(図10(a))。軸力比 $\eta=0.2$ のA1-2試験体(図10(b))のみ他とは形状が細く、異なっているが、圧縮ストラットの角度は軸力の増加に伴い靱性指針式の角度に近くなり、軸力比 $\eta=0.6$ のA1-6

試験体（図 10(d)）では靱性指針式の角度 θ_0 より小さくなった。ストラットの形状も軸力の増大に伴い太くなった。

靱性指針による圧縮ストラットは、図 8(a)に示すように、中央部が膨らんだ形となるが、負担せん断力は中央の形状によらず、部材中央の有効圧縮強度 $v_0\sigma_B$ によって決定されるため、直線的に表現された簡略モデルを用いた。図 8(b)の主ひずみ（図中の数値）は端部の圧縮域ほど大きくなっており、破線で囲まれた中央部での主ひずみの大きさはほぼ等しかった。中央部のひずみから算出したコンクリートの圧縮応力度は平均で 9.15 N/mm^2 であり、計算される有効圧縮強度($=16.5 \text{ N/mm}^2$)よりもやや小さかったが、図 8(b)の最大耐力時の主ひずみの分布からストラット中央の膨らむ傾向が確認できたといえる。

5.2 中立軸位置

A1 シリーズ試験体の圧縮縁から中立軸までの距離 x_n を図 11 に示す。図 11 中の○印は図 10 に示す圧縮ストラットの角度から計算した値、□印は試験体の曲げひび割れより求めた中立軸位置 x_n であり、圧縮域のコンクリートの全応力が有効圧縮強度に達するという仮定に基づき、図 12 に示すように載荷後の試験体から測定した。破線は靱性指針式の見付け幅($=D/2$)を表す。ひび割れから求めた x_n は上下部材端の引張側で発生した曲げひび割れの長さを測定し、その長さを部材せいから引いた値 x_{n1}, x_{n2} の平均値 $x_n=(x_{n1}+x_{n2})/2$ とした。 x_n の算出にはひび割れを確認できた試験体のみ選定し、A2 試験体も含めた。なお、図の右軸は部材せいを表し、左軸と対応している。

軸力比 $\eta=0$ では、いずれの点も $x_n=50\text{mm}$ ($=D/4$) 程度と靱性指針式の見付け幅 $D/2$ の約半分の大きさとなった。 x_n は軸力の増加に伴い大きくなり、軸力比 $\eta=0.4, 0.6$ では靱性指針式とほぼ同等の $x_n=100\text{mm}$ ($=D/2$) 程度となった。ここで、中立軸位置 x_n を部材せい D と軸力比 η を用いて近似すると、以下に示す関係が得られる。

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

式(8)は図 11 の図中に実線で示しており、他の点とよく適合している。特に、軸力比が小さい場合において、靱性指針式よりも式(8)のほうの実験値とよく対応している。

実際には、中立軸位置は主筋比やコンクリート強度、せん断スパン比によっても影響を受けられるが、靱性指針式ではアーチ機構の圧縮縁から中立軸までの距離を部材長さとの関係により簡略化して評価しており、十分な評価精度を有している。本研究でもこれに準ずる形で中立軸位置を評価した。軸力比や異なる主筋比の場合において、若干異なることもあるが、靱性指針式と同等に評価することが可能であると考えられる。

5.3 軸力によるアーチ機構負担せん断力の上昇

A1～A4 シリーズ試験体および既往の文献におけるせん断補強筋がない試験体の実験結果および、式(2)に式(8)の中立軸位置考慮時のアーチ機構負担せん断力との比較を行った。式(8)の中立軸位置 x_n を考慮したアーチ機構の負担せん断力 V_a は式(9)で表される。簡略化するため $R_p=0$ を仮定した。

$$V_a = \frac{1}{2} v_0 \sigma_B b x_n \sin 2\theta \quad (9)$$

ここで、アーチ機構の角度は式(10)によって求められる。

$$\theta = \tan^{-1} \frac{D-x_n}{L} \quad (10)$$

図 13 に横補強筋がない試験体の実験値から式(2)を用いて逆算したコンクリートの圧縮強度有効係数を、図 14 に式(8)により計算される中立軸位置 x_n を用いた場合のコンクリートの圧縮強度有効係数を示す。圧縮強度有効係数の算出にはいずれの図においても、本実験結果の A1～A4 シリーズ試験体および既往の文献^{3), 5), 6), 35)-38)}においてせん断スパン比 1.0 以上で、せん断補強筋がない試験体の最大耐力を用いた。白抜きは軸力のない試験体を表す。また、図中には靱性指針式で採用されている Nielsen³⁹⁾によって提案された式($v_0=0.7-\sigma_B/200$)と CEB¹⁾式($v_0=1.72\sigma_B^{-0.33}$)、瀧口ら³⁾によって提案された圧縮強度有効係数の下限値を表す式($v_0=0.85-\sigma_B/340$)も合わせて示した。あまりひび割れていない本稿の試験体を対象とすることは、曲げ強度時のコンクリート強度を求めていることとほぼ同等であり、実際のひび割れた部材の有効圧縮強度係数よりも高くなるが、他の試験体も含めた分布として評価した。

図 13 において、コンクリート強度が 60 N/mm^2 以上の場合、有効係数は軸力がある試験体とない試験体で異なり、軸力がある試験体のほうが大きくなる。軸力によるせん断強度の上昇に伴い、圧縮強度有効係数も上昇しているといえる。コンクリート強度が 40 N/mm^2 以下の場合においては、0.6 から 1.6 の範囲でばらついているが、CEB 式は圧縮強度有効係数の下限値となる。一方、図 14 では、軸力のあるなしに関わらず、圧縮強度有効係数はコンクリートの圧縮強度に比例して減少する傾向にある。ただし、コンクリート圧縮強度が小さい場合においては、圧縮強度有効係数が 1 を上回るものも多く、

図 10 圧縮ストラットの角度

図 11 中立軸位置 x_n (A1, A2 シリーズ試験体)

図 12 ひび割れから求めた中立軸位置

梁については2倍近くなるものもある。軸力比が大きい試験体（図中の左上破線円内）については、靱性指針式と式(9)による計算値がほぼ同じになるため、計算される圧縮強度有効係数は図13と図14でほとんど変化しない。両図において、コンクリート圧縮強度が小さい場合で、圧縮強度有効係数が1を上回った理由は、前述のせん断補強筋がないことや、付着がないことなどで、せん断ひび割れが少なかったこと、曲げ圧壊したことに起因していると考えられる。そのため、厳密にはひび割れて、トラス・アーチ機構が混在する実際の柱梁部材とは異なる係数になっていることも考えられる。その場合、せん断破壊時の有効圧縮強度は実際には小さくなるが、すべての試験体の下限値をとる Nielsen 式を下回することは考えにくいこと、他の結果が多数あることから、本稿への影響は小さいと考え、そのまま扱うこととした。図14において、瀧口らの式³⁾は実験値の下限値をとり、おおよその傾向を示しているが、 $v_0\sigma_B$ により計算される有効圧縮強度は、コンクリート圧縮強度が120 N/mm²以上になると減少することになることから超高強度コンクリート使用時には問題が生じる。そこで、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として下式を定めた。求められる有効圧縮強度は CEB 式の約1.3倍となる。

$$v_0 = 2.3\sigma_B^{-0.33} \quad (11)$$

また、参考として同様の形で最小2乗法により求めた近似曲線 ($v_0 = 3.47\sigma_B^{-0.33}$)を図中に示した。コンクリート強度が40 N/mm²以下の場合に1以上になる。以上から、式(9)において、圧縮強度有効係数として式(11)を用いれば、下限値としてアーチ機構に基づくせん断強度算定において軸力の効果を考慮できるといえる。ただし、式(9)はアーチ機構を対象としているため、最大耐力がせん断ひび割れによって決定してしまうような、非常に高い軸力が作用する短スパンの部材や超高強度コンクリートが用いられている部材には適用することはできないと考えられる。

本稿では軸力に伴うせん断力上昇はアーチ機構の形状変化によるものであると結論づけ、形状変化のメカニズムや有効圧縮強度の上昇については考慮しなかった。軸力に伴う中立軸位置変化や有効圧縮強度の増加は、文献34)によるモールクーロンの破壊基準の適用によっても評価可能である。本稿の提案式は軸力によるせん断強度上昇を評価する方法の一つとして靱性指針式に準ずる形で示したものである。

6. 軸力を受ける時のトラス機構負担せん断強度

靱性指針式におけるトラス機構によるせん断強度 V_u は式(12)によって求められ、その時のトラス機構の角度 ϕ は式(13)によって求められる ($R_p=0$ と仮定する)。式(13)で表されるトラス機構の角度が最小になる時 ($\cot\phi=2$ の時)、式(12)は式(2)と一致する。

$$V_u = p_{we}\sigma_{wy}b_ej_c\cot\phi + \left\{ v_0\sigma_B - \frac{(1+\cot^2\phi)p_{we}\sigma_{wy}}{\lambda} \right\} \frac{bD}{2} \tan\theta \quad (12)$$

$$\cot\phi = \begin{cases} 2 & (p_{we}\sigma_{wy}/v_0\sigma_B \leq \lambda/5) \\ \sqrt{\frac{\lambda v_0\sigma_B}{p_{we}\sigma_{wy}} - 1} & (\lambda/5 \leq p_{we}\sigma_{wy}/v_0\sigma_B \leq \lambda/2) \end{cases} \quad (13)$$

また、軸力によるトラス機構の角度変化を考慮した式として、軸力

図13 コンクリート圧縮強度有効係数

図14 式(9)から計算したコンクリート圧縮強度有効係数

比が0.6程度においておおよそトラス機構の角度が45度になるとした下式⁴⁰⁾が示されている。

$$\cot\phi = 2 - 3\eta \quad (14)$$

式(14)では、 $\cot\phi$ はトラス機構の角度が大きくなると減少し、それに伴って、せん断力 V_u も減少することになる。

本研究では、軸力が作用した場合のトラス機構の角度 ϕ を、Tシリーズの試験体の実験結果から求めた。トラス機構の角度は、鉄筋がトラス機構にのみ寄与する⁴¹⁾と考え、せん断補強筋の引張力と主筋の付着力の合力から求まるコンクリートの斜め圧縮力 C_t の角度とした。Tシリーズ試験体のせん断補強筋量 $p_{we}\sigma_{wy}/v_0\sigma_B$ を $\lambda/5$ 程度とした理由は、図2のA点を表し、アーチ機構の負担せん断力が最小となることから、斜め圧縮力の変化がトラス機構によってのみ生じると考えたからである。また、図1からも、 $p_{we}\sigma_{wy}/v_0\sigma_B > \lambda/2$ となるものにおいて、軸力の増加に伴いせん断力が上昇したものが多くないこともそのように考えた理由である。最大耐力時における各点の測定ひずみから得られた圧縮力（せん断補強筋の引張力と主筋の付着力の合力）とその角度を図15に図示する。図15中の矢印の大きさと向きが圧縮力の大きさと角度を表し、値は各節点における斜め圧縮力 C_t を表す。なお、部材端部危険断面位置の斜め圧縮力とその角度 ϕ は曲げ変形の応力を負担していることから、他の測定点と比較して著しく大きかったため、図からは除外した。図16に斜めひび割れ領域におけるコンクリートの斜め圧縮力の釣り合い状態を示す。なお、式(14)により計算される T-0、T-3 試験体のトラス機構の角度 ϕ はそれぞれ26.6度と42.3度となる。

図15の斜め圧縮力 C_t は、両試験体とも端部圧縮領域のみやや小さく、ばらつきが見られる。表4に図15のゴシックで示される斜めひび割れ領域¹⁾（部材両端部からヒンジ領域を想定した部材せい部

分を抜いた領域と定義した) 内の斜め圧縮力の平均値と平均角度を示す。表 4 に示される T-3 試験体の斜め圧縮力は T-0 試験体に比べてやや小さくなっているが、角度は T-0 試験体よりもやや増加している。これは、斜め圧縮力を主筋の付着力から求めたことによると思われる。すなわち、軸力の増加により、主筋の付着力が減少したため、付着力によって計算される斜め圧縮力が小さくなったと考えられる。したがって、このとき生じていたせん断補強筋による引張力は T-0、T-3 試験体でほぼ同じであったことから、表 4 に示される(平均) 斜め圧縮力は T-3 試験体のほうが小さくなり、(平均) 角度は T-0 試験体の方が大きくなったと考えられる。軸力により軸方向力がかぶりコンクリートの圧縮力によって負担された¹⁾と考えると、T-3 試験体に生じた斜め圧縮力は T-0 試験体に比べて、ほぼ等しいかやや大きくなっていったと思われる(図 16 参照)。上記の理由により、角度変化は僅少であると考えられることから、本稿では軸力による角度変化は無視することとする。なお、計測により求めた角度の平均値(表 4 参照)は $\cot\phi=2$ の時の角度(26.6 度)よりやや小さいが、計測された圧縮力はある程度妥当なものであったといえる。

図 17 に式(13)と式(14)を用いて計算したせん断強度と実験値との比を示す。※印は式(12)に式(13)を代入した場合であり、○印は式(12)に式(14)を代入した場合である。破線は $\cot\phi$ を表しており、右縦軸に対応する。試験体は文献⁵⁻²⁷⁾から横補強筋量が $p_{we}\sigma_{wy}/v_0\sigma_B<\lambda/5$ となり、せん断強度が式(12)によって計算されるものを抽出した。トラス機構の角度に式(14)を用いた場合、適用範囲内となる軸力比 0.6 以下においては、式(13)に比べてやや大きくなり、実験値を過小評価する。しかしながら、軸力比が 0.6 よりも大きい場合には式(14)の適用範囲外となることから実験値が計算値を大きく上回るようになり、7 倍程度上回るものもある。

以上から、軸力によるトラス機構の負担せん断力への影響はなく、アーチ機構の負担せん断力のみが増えたと考えられる。つまり、トラス機構の角度は靱性指針式の式(13)によって評価するのが妥当であるといえる。

7. 提案せん断強度式の評価

本研究の検討結果から、軸力の影響を考慮したせん断強度式は軸力によって変化する中立軸位置 x_n を考慮した式(15)で表される。ただし、式(3)、(4)による計算値が式(15)よりも小さくなる場合には式

(3)、(4)のうち小さい方の値をせん断強度とする。式からわかるように、アーチ機構による負担圧縮力は靱性指針式と同じく、トラス機構により負担されない圧縮応力分として決定される。

$$V_u = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(v_0 \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{b x_n}{2} \sin 2\theta \quad (15)$$

式(15)を用いて算出した既往の文献^{5-27)、35-38)、42-44)}の柱梁試験体のせん断応力度と実験値の関係を図 18 に示す。なお、コンクリートの圧縮強度有効係数には式(11)を用いた。点種の違いはせん断補強筋を配しない試験体と梁、柱の試験体を表す。破線は $\pm 20\%$ に対応する直線である。若干過小評価している試験体もあるが、軸力比、コンクリート強度及びせん断スパン比に関わらず式(15)の計算値はほぼ実験値 $\pm 20\%$ にあり、精度よく予測できている。

式(15)を用いて計算した柱試験体のせん断強度、実験値の比と軸力比の関係を図 19 に示す。せん断補強筋のない試験体、式(15)、式(3)、式(4)によりせん断強度が決定した試験体に分けて示している。破線はその回帰式である。図 1(b)と比較すると、せん断補強筋量が少ない試験体(せん断強度が式(15)により決定される試験体)のばらつきが小さくなり、精度もよくなった。ただし、せん断補強筋がない試験体は値が大きくなっており、せん断補強筋のある通常の柱とは異なる応力状態になっていることが過小評価となる原因であると考えられる。この傾向は靱性指針¹⁾においても指摘されている。

表 4 コンクリートの斜め圧縮力と角度の平均値

	T-0 試験体 ($\eta=0.0$)	T-3 試験体 ($\eta=0.3$)
Q_{max} (kN)	179	209
平均斜め圧縮力 C_1 (kN)	84.3	81.4
平均角度 ϕ (°)	15.9	16.3

図 17 $\cot\phi$ における軸力比の影響

図 18 せん断応力度の比較($v_0=2.3\sigma_B^{-0.33}$)

(a) T-0 試験体 (b) T-3 試験体

図 15 コンクリートの斜め圧縮力

図 16 コンクリートの斜め圧縮力の釣り合い

図 19 セン断強度と軸力比

本稿で提案した中立軸位置を求める式(8)やコンクリートの有効圧縮強度を求める式(11)は理論解によって得られていないが、これらの数値は学会の靱性指針式でも理論的に得られておらず、簡略化して評価している。したがって、本稿の提案式が有する理論性は、靱性指針式とそれほど乖離しているものではないと考えられる。より論理的な提案式とするため、軸力が圧縮ストラット幅に与える影響を理論的に導くことが今後の検討課題である。また、本稿のせん断強度評価はすべて降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画せず、ヒンジ回転角 $R_p=0$ として行ったものであるため、ヒンジの回転角想定時におけるせん断強度評価が妥当なものであるかについても検討する余地がある。

8. まとめ

本研究では、アーチ・トラス機構に基づく靱性保証型設計指針のせん断強度式において、軸力が及ぼす影響を考察するため、圧縮軸力を主なパラメータとしたせん断補強筋のない鉄筋コンクリート柱部材の載荷実験を行った。実験結果の考察により、軸力を考慮したせん断強度式の提案を行い、せん断強度式に関する以下の知見を得た。

- (1) アーチ機構の圧縮ストラットの角度は軸力の影響を大きく受け、軸力の増加により角度が小さくなる。それに伴い圧縮ストラットの幅(中立軸長さ)は大きくなり、軸力がない場合は部材せいの 1/4、高軸力の場合は部材せいの 1/2 程度の幅となる。
- (2) 軸力比の増加はトラス機構の負担せん断力の増加には寄与しない。
- (3) 靱性保証型設計指針のせん断強度式において、軸力増加によるアーチ機構の圧縮ストラット幅の変化を考慮し、提案したコンクリート圧縮強度有効係数を用いることで、柱梁部材のせん断強度は軸力比に関わらず精度よく評価できる。

謝辞

本研究の実験にあたり、高周波熱錬株式会社、BASF ポゾリス株式会社、株式会社デイ・シイの協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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・同解説, 1997
- 2) 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

- 3) 瀧口克己, 西村康志郎: セン断補強筋のない RC 柱部材の斜め圧縮力伝達能力, 日本建築学会構造系論文集, No.534, pp.113-119, 2000.8
- 4) 白石一郎, 高木仁之, ジェームズ・イルサ: RC 造部材のトラスアーチ理論におけるトラス機構角度に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, No.548, pp.115-122, 2001.10
- 5) 黒正清治, 松崎育弘, 林静雄, 小林克己, 偉川哲光, 熊谷仁志, 武居泰, 夫拓量: 高強度せん断補強筋を用いた RC 柱に関する実験研究: その 1 実験概要及び荷重・変形関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 構造 II, pp.483-484, 1987.8
- 6) 来田義弘, 坂口昇, 河内武, 香田伸次, 野崎次男, 九々正武: 超高強度コンクリート造柱の曲げせん断実験(その 1) 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 構造 II, pp.697-698, 1988.10
- 7) 柴田正隆, 塚本尚由, 中澤淳, 林優, 白石環, 山本昇, 倉本洋, 南宏一: 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(その 1) 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 構造 II, pp.693-694, 1989.10
- 8) 中澤淳, 塚本尚由, 林優, 柴田正隆, 白石環, 山本昇, 倉本洋, 南宏一: 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(その 3) 破壊性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 構造 II, pp.697-698, 1989.10
- 9) 大芳賀義喜, 田中礼治, 小倉弘一郎: 高強度鉄筋の開発に関する研究: その 14-柱のせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 構造 II, pp.951-952, 1990.10
- 10) 細矢博, 岡田恒男, 安井健治, 安倍勇, 北川良和, 舟山勇司: RC 部材の耐力と破壊モードに及ぼすひずみ速度の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 構造 II, pp.165-166, 1991.9
- 11) 瀬尾正幸, 野口博, 井上範夫, 北山和弘, 丸田誠, 二村有則: 高強度材料を用いた RC 柱のせん断性状に関する研究(その 1. 実験概要と結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 構造 II, pp.627-628, 1992.8
- 12) 板倉康久, 安居功二, 張富明, 益尾潔: 高強度コンクリートと高強度せん断補強筋を用いた RC 柱のせん断耐力と変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.291-296, 1992.6
- 13) 井上章男, 西村泰志, 倉本洋: 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 C, 構造 II, pp.635-636, 1992.8
- 14) 桑田裕次, 南宏一: 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, Vol.17, No.2, pp.857-862, 1995.6
- 15) 高見信嗣, 吉岡研三: 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実験研究(軸力比, 横補強筋, 載荷方向の影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 構造 IV, pp.25-26, 1997.7
- 16) 金杉英輝, 中沢淳, 山下祐司, 宮腰昌平, 桑田裕次, 南宏一: 8000kgf/cm² 級の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に関する実験的研究(その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 構造 IV, pp.1-2, 1997.7
- 17) 宇和田満之, 中沢淳, 山下祐司, 宮腰昌平, 桑田裕次, 南宏一: 8000kgf/cm² 級の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に関する実験的研究(その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 構造 IV, pp.3-4, 1997.9
- 18) 大山博, 中沢淳, 山下祐司, 宮腰昌平, 桑田裕次, 南宏一: 8000kgf/cm² 級の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に関する実験的研究(その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 構造 IV, pp.5-6, 1997.7
- 19) 中澤淳, 山下祐司, 宮腰昌平, 桑田裕次, 南宏一: 高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状に関する実験的研究(その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 構造 IV, pp.337-338, 1998.7
- 20) 熊谷仁志, 中澤春生, 塚越英夫, 黒瀬行信, 矢部喜堂: 超高強度コンクリート構造($F_c=120N/mm^2$)の開発: その 2 柱の曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 構造 IV, pp.609-610, 2000.7
- 21) 堀仲輔, 岩岡信一, 渡邊朋之, 青田晃治, 山本憲一郎: 超高強度鉄筋コンクリート構造の柱部材実験: その 1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造系 (C-2), pp.415-416, 2002.8
- 22) 岩岡信一, 青田晃治, 渡邊朋之, 堀仲輔, 山本憲一郎: 超高強度鉄筋コンクリート構造の柱部材実験: その 2 実験結果の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造系 (C-2), pp.417-418, 2002.8
- 23) 木村暁子, 丸田誠: 高強度鉄筋コンクリート柱の高軸力下におけるせん断

- 性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.24, No.2, pp.751-756, 2002.6
- 24) 半田士昌, 河合繁, 香取慶一, 林静雄: RC 造柱の損傷過程に軸方向及び断面形状が及ぼす影響: その 1 実験概要及び実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 構造 IV, pp.131-132, 2003.7
- 25) 片岡隆広, 今里久明, 市川昌和, 加藤真人, 松浦恒久, 佐藤武: 超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に関する実験研究 (その 3) 一定軸力下での曲げせん断性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 構造 IV, pp.497-498, 2004.7
- 26) 久保田篤史, 大浜設志, 矢野秀樹, 林静雄: 軸力を変動要因とした RC 柱の損傷過程におけるせん断力の評価に関する実験研究: その 1 実験概要及び実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 構造 IV, pp.325-326, 2007.7
- 27) 篠原保二, 久保田透, 林静雄: 超高強度コンクリート柱のひび割れ挙動 (その 1 実験概要および実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 構造 IV, pp.605-606, 2008.7
- 28) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999
- 29) 久田昌典, 日比野陽, 篠原保二, 林静雄: 補強筋量が少ない RC 造柱のせん断強度に及ぼす軸力の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 2, pp.115-120, 2011.7
- 30) 白石一郎, 宮脇毅, 高木仁之: 主筋付着の有無が RC 柱のせん断挙動に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.871-876, 2002.6
- 31) 白石一郎, 高木仁之: RC 柱のトラスアーチ理論におけるアーチ機構のせん断挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.205-210, 2003.7
- 32) Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-08) and Commentary, ACI Committee 318, 2008
- 33) 市之瀬敏勝: 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, No.475, pp.129-135, 1995.9
- 34) 花井伸明, 平林聖尊, 市之瀬敏勝: モールクロー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, No.1, pp.1-9, 2008.1
- 35) 篠原正志, 黒正清治: 鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する実験研究—はりの曲げせん断実験—, 日本建築学会論文報告集, No.320, pp.12-20, 1982.10
- 36) 黒正清治, 篠原正志: 高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート梁・柱の力学的挙動に関する実験研究 (その 1 梁のせん断終局強度), 日本建築学会関東支部研究報告集, 構造系, No.47, pp.201-204, 1976.7
- 37) 植松卓二, 高木仁之, 新田隆雄, 奥出久人, 狩野芳一: 高強度せん断補強筋を用いた RC はりのせん断実験: その 1—降伏点強度の影響 (実験概要および結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 構造 II, pp.711-712, 1989.9
- 38) 坂口昇, 鈴木忠彦, 河内武, 首藤恵治, 来田義弘, 九々正武: 超高強度鉄筋コンクリート造短スパン梁の曲げせん断耐力実験 (その 2) せん断特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 構造 II, pp.69-70, 1987.8
- 39) Nielsen, M.P.: Limit Analysis and Concrete Plasticity, Prentice Hall, 420pp.
- 40) 倉本洋, 渡辺史夫, 南宏一, 西村泰志, 村上秀夫: 部材に対する NewRC せん断強度式の耐力予測精度, 日本建築学会大会学術講演梗概集大会 C, 構造 II, pp.705-706, 1993.7
- 41) 嘉村武浩, 石川裕次, 浜本学, 小谷俊介, 青山博之: 鉄筋コンクリート梁部材の変形能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.335-340, 1993.6
- 42) 榎本浩之, 慶祐一, 柿田芳久, 渡辺史夫, 六車熙: 超高強度鉄筋コンクリートを用いた梁のせん断強度に関する研究 (その 1. $f_c'=1200\text{kg/cm}^2$ に関する実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 構造 II, pp.287-288, 1990.9
- 43) 慶祐一, 榎本浩之, 渡辺史夫, 六車熙: 高強度鉄筋コンクリートを用いた梁のせん断強度に関する研究 (その 1. $f_c'=600\text{kg/cm}^2, 800\text{kg/cm}^2$ に関する実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 構造 II, pp.269-270, 1991.8
- 44) 酒井崇行, 荒井康幸, 溝口光男, 山田基彦, 大沼忠孝, 富士和成, 河原俊哉: 600N/mm^2 級高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート梁のせん断補強効果, 日本建築学会北海道支部研究報告集, No.70, pp.61-64, 1997.3

(2011年9月10日原稿受理, 2012年4月10日採用決定)