

論文 フライアッシュを外割混合したコンクリートを用いた RC 柱部材のせん断性状に関する研究

吉野 健太郎*1・谷 昌典*2・小山 智幸*3・孫 玉平*4

- ・ **要旨**：石炭灰の大部分を占めるフライアッシュを外割混合したコンクリートを用いた RC 柱部材(FA 柱)のせん断性状の把握を目的として、軸力比と横補強筋比を実験変数とした片持ち形式の縮小試験体を作製し、一定軸力下における繰り返し載荷実験を行った。その結果、せん断スパン比 2.0 で単位体積当たり 244kg のフライアッシュを外割混合したコンクリートを用いた RC 柱が最低限のせん断補強筋を有すれば、せん断破壊が先行しても耐力低下が緩やかであることが明らかになった。また、通常のコンクリートを用いた RC 部材を対象とした既存の終局せん断強度式の FA 柱への適合性について検討した。

キーワード：フライアッシュ, RC 柱, せん断破壊, 終局せん断強度, モールの応力円, クーロンの破壊基準

1. はじめに

近年、エネルギー需要の伸びに伴い、石炭火力発電における石炭使用量も年々増加している。石炭火力発電では産業廃棄物として石炭灰が発生し、その有効利用は各分野において検討されている。特に、セメント分野における有効利用量は全体の約 6 割となっているが、近年ではセメント消費量の減少を背景に、セメント分野での利用率が低下している傾向がある。今後の石炭灰の発生量の増加を考えると、新たな石炭灰の有効利用方法が確立されることが望まれる。

このような要望に対して、フライアッシュ（以下 FA）をセメントに対して外割で混合するコンクリート混和材としての利用法が松藤らによって提案されている。¹⁾

FA 外割混合コンクリートは長期強度促進、乾燥収縮低減などの面で有効であり、その応力-ひずみ関係や割裂引張強度は、普通コンクリートを対象とした式で評価可能であることが既に明らかにされてきている²⁾³⁾。しかし、FA を活用した RC 部材の曲げ性状やせん断性状などに関する研究が不十分で、実験データの蓄積が必要である。

著者らはこれまでに、FA を外割混合したコンクリート

(以下、FA 外割混合コンクリート)を用いた RC 柱の曲げ降伏先行型の柱試験体について載荷実験を実施し⁴⁾、通常の RC 部材を対象とした既存の曲げ終局耐力、骨格曲線の算定式は FA 外割混合コンクリート柱へも適用できることを明らかにしてきた。そこで、本研究では、せん断破壊型の柱試験体を作製し、FA 外割混合コンクリートを用いた RC 柱のせん断破壊性状を確認するための繰り返し載荷実験を行い、得られた実験データを用いて、通常の RC 部材を対象とした既存の終局せん断強度式の FA 外割混合コンクリートを用いた RC 柱への適用性を検証することを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本研究に用いる試験体の一覧及び配筋詳細をそれぞれ表-1 と図-1 に示す。試験体は実部材に対し、縮尺が 1/3 程度の縮小片持ち RC 柱である。柱は共に 250mm の正方形断面を有し、実験変数に横補強筋比と軸力比を取った。横補強筋比が 0% と 0.26% の試験体を各 2 体、計 4 体製作した。柱脚危険断面から水平載荷位置までの距

表-1 試験体一覧

試験体名	f'_c (N/mm ²)	a/D	N (kN)	η_0	主筋	横補強筋			Q_{exp} (kN)	R_{exp} ($\times 10^2$ rad.)
					p_g (%)	x (mm)	p_w (%)	ρ_h (%)		
FC244N15W0	40.2	2.0	377	0.15	2.40	-	0	0	179.8	1.50
FC244N15W100						100	0.26	0.85	186.9	1.43
FC244N33W0	44.2		912	0.33		-	0	0	245.8	1.46
FC244N33W100						100	0.26	0.85	260.0	1.49

ここに、 f'_c ：コンクリートシリンダー強度、 a/D ：せん断スパン比、 N ：軸力、 η_0 ：軸力比、 p_g ：主筋比、 x ：横補強筋間隔、 p_w ：横補強筋比、 ρ_h ：横補強筋体積比、 Q_{exp} ：最大水平力実験値（正負平均）、 R_{exp} ： Q_{exp} 時部材角（正負平均）

*1 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生（正会員）

*2 独立行政法人建築研究所 研究員 博士（工学）（正会員）

*3 九州大学大学院 人間環境学研究院都市・建築学部門 准教授 博士（工学）（正会員）

*4 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 教授 工博（正会員）

離は 500mm である。また、加力時に、柱脚付近の加力スタブに生じるひび割れを防止するために、加力スタブ軸方向に PC 鋼棒を通し、PC 鋼棒に約 260kN の張力を導入した。本実験で使用したコンクリートの調合を表-2 に示す。コンクリートの設計基準強度 F_c は 40N/mm^2 とした。セメントには普通ポルトランドセメントを、細骨材には海砂と砕砂の混合物を、粗骨材には碎石（最大粒径 20mm）をそれぞれ使用した。FA は JIS A6201 の II 種に適合するもの（密度 2.29g/cm^3 ）を、混和剤は高性能 AE 減水剤を使用した。

柱の主筋として、せん断破壊を先行させるために RB12.6 の異形鉄筋を用いた。主筋は最外縁から 30mm の

位置に均等に断面周辺に沿って 12 本を配置し、主筋比は 2.4% である。また、横補強筋として、SD295A の D6 異形鉄筋を用いた。主筋に付着強度の低い鉄筋を用いているので、主筋定着部で引き抜き現象が発生する可能性がある。それを防ぐために、端部では 90° フックの定着ではなく、12 個の穴をあけたプレートに全ての主筋を貫通させ、主筋の端部とプレートをアーク溶接により定着した。

試験体の設計では、せん断破壊を先行させるために、文献 5) に推奨されている終局曲げ耐力の算定式及び、修正大野・荒川式⁶⁾に基づき、柱のせん断余裕度が 0.55~0.83 になるようにした。

表-2 コンクリート調合

F_c (N/mm^2)	水セメント比 (%)	水結合材比 (%)	水 (kg/m^3)	セメント (kg/m^3)	細骨材 (kg/m^3)	FA (kg/mm^3)	粗骨材 (kg/m^3)	混和剤 (kg/m^3)
40	65	35	185	285	603	244	924	2.85

表-3 鉄筋材料特性

呼び	規格	E_s (kN/mm^2)	f_y (N/mm^2)	ϵ_y ($\times 10^{-2}$)	f_u (N/mm^2)
RB12.6	SBPDN1275/1420	200	1447	0.92	1496
D6	SD295A	184	449	0.24	533

ここに、 f_y , ϵ_y : 降伏点応力及びひずみ, f_u : 引張強度, E_s : 弾性係数

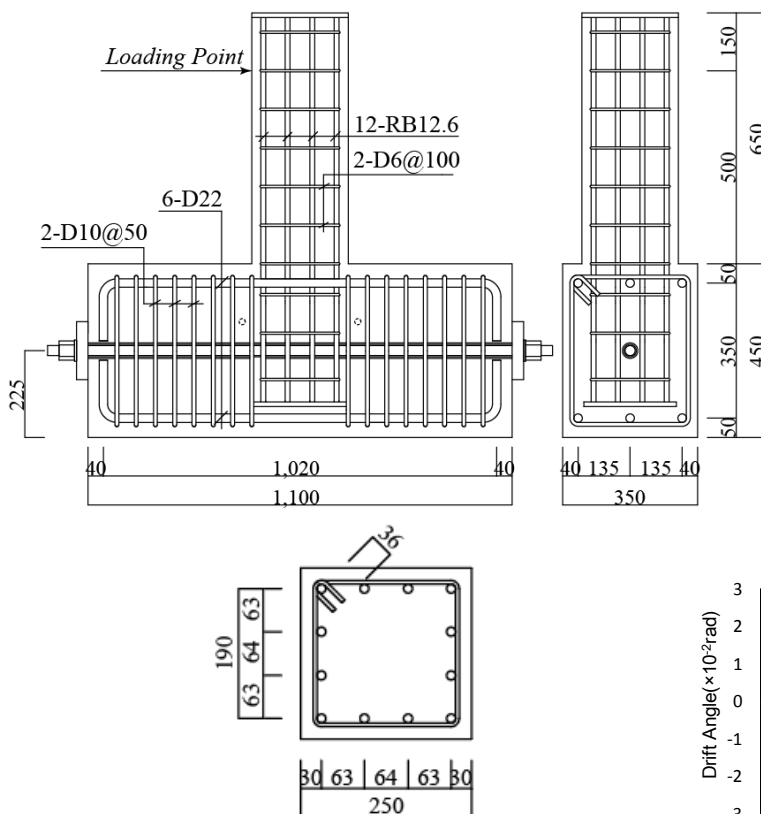


図-1 試験体詳細($p_v=0.26\%$)

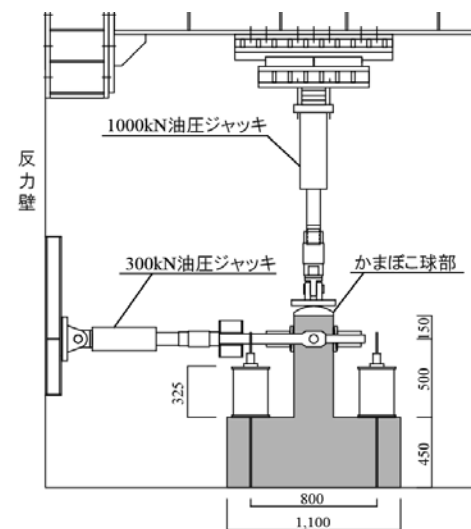


図-2 載荷装置

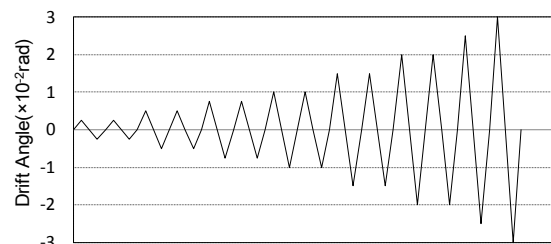
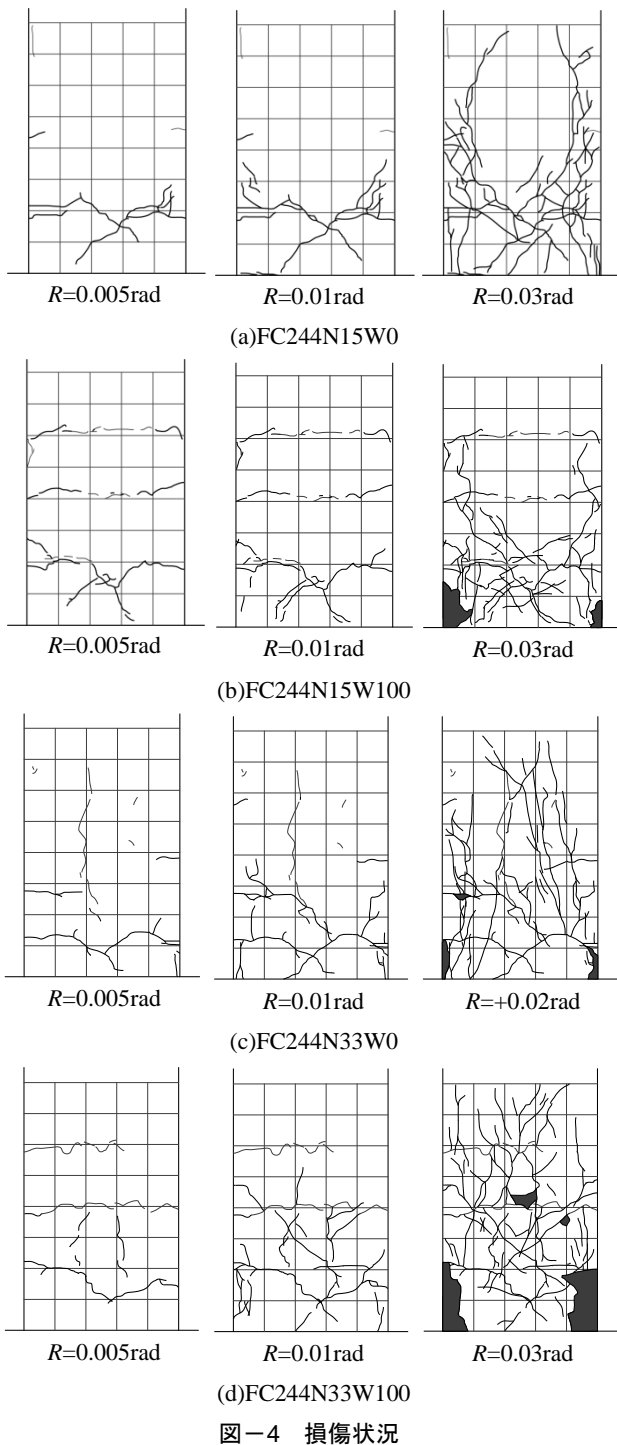


図-3 載荷履歴

2.2 荷重方法及び測定方法

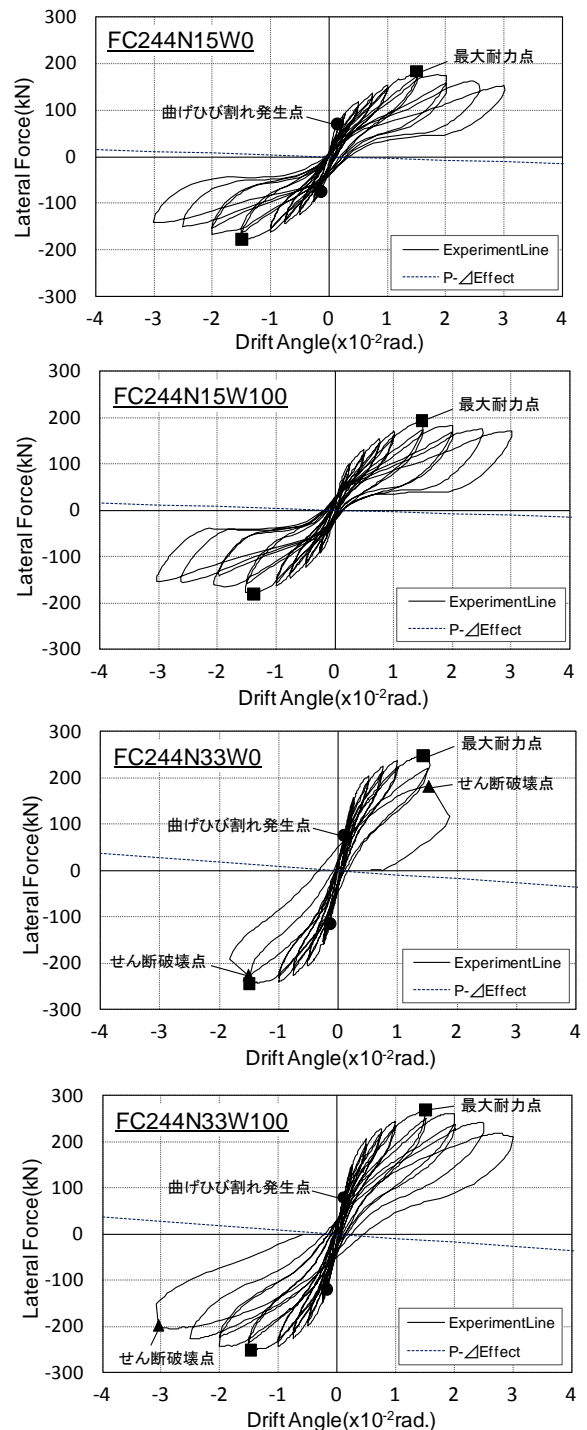
図-2 に荷重装置を示す。1000kN 油圧ジャッキで所定の圧縮力を加えた状態で、300kN 油圧ジャッキで繰り返し水平力を作用させた。荷重は部材角制御で行い、 $R=0.0025\text{rad}$, 0.005rad , 0.0075rad , 0.01rad , 0.015rad , 0.02rad , 0.025rad , 0.03rad を目標部材角とする正負交番繰り返し荷重 (図-3 に示すように、 $R=0.0025\text{rad}\sim 0.02\text{rad}$ のサイクルは各 2 回繰り返し、それ以外は各 1 回) とした。なお、部材角 R は、荷重点の水平変位をせん断スパンで除することにより算出した。



3. 実験結果及び考察

3.1 実験経過状況及びひび割れ幅

図-4 に、部材角 $R=0.005\text{rad}$, 0.01rad , 0.03rad (FC244N33W0 は $+0.02\text{rad}$) における各試験体の損傷状況を示す。図中のグリッド間隔は 50mm で、右向きが正荷重の方向である。図-4 より分かるように、いずれの試験体も $R=0.0025\text{rad}$ の荷重サイクル途中で曲げひび割れの発生が確認され、 $R=0.0025\sim 0.005\text{rad}$ サイクル途中で曲げひび割れが斜め方向に進展し始めた。試験体の破壊性状については、軸力比の違いでやや異なる傾向が見ら



れた。軸力比の低い試験体 FC244N15W0, 及び試験体 FC244N15W100 では, 最外縁の主筋に沿ってひび割れが多く発生しており, コンクリートの損傷は柱脚から $1.0D \sim 1.5D$ 程度の範囲に集中した。一方, 軸力比の高い試験体 FC244N33W0 と FC244N33W100 では, コンクリートの損傷の範囲が軸力比の低い試験体よりもやや広がった。また, 試験体 FC244N33W0 については $R=0.015\text{rad}$ 時, 試験体 FC244N33W100 については $R=0.03\text{rad}$ 時に於いて大幅な耐力低下が生じ, せん断破壊した。

3.2 履歴性状

図-5 に実験で得られた各試験体の水平力-部材角関係を示す。図中では, ●印で曲げひび割れが発生した点を, ■印で水平力が最大となった点を, ▲印でせん断破壊した点を, 一点鎖線は軸力による P-A効果の影響を示す。主筋に高強度で付着抵抗の低い鉄筋を用いているので, 復元力特性は原点指向型の履歴ループを示した。軸力比の低い試験体 FC244N15W0 と FC244N15W100 については, $R=0.03\text{rad}$ まで残留部材角の小さな復元力特性を示し, 付着割裂によって最大耐力が決定され, 純粋なせん断破壊に至らなかった。

一方, 軸力比の高い試験体 FC244N33W0 と試験体 FC244N33W100 のうち, 試験体 FC244N33W0 は破裂音に伴う斜めひび割れ発生直後に軸力が保持できないほどの急激な耐力の低下がみられ, 斜め引張破壊を起こした。また, 試験体 FC244N33W100 は最大耐力を経験した後も, 最低限の横補強筋が配置されたので, $R=0.03\text{rad}$ まで耐力低下が緩やかであった。ただし, $R=0.03\text{rad}$ を過ぎた時点でせん断ひび割れの進展に伴い, 軸力を保持できなくなり, せん断圧縮破壊を起こした。

3.3 主筋ひずみ

図-6 に各載荷サイクル目標部材角時の引張主筋のひずみ分布を示す。ここで, 軸力比の同じ試験体では同じ傾向を示したので, 試験体 FC244N15W100 と試験体 FC244N33W100 のみを掲載する。図中の縦軸は柱脚からの高さ位置を, 横軸は主筋ひずみを表す。図-6 より, すべての試験体で主筋ひずみは 0.3×10^{-2} 以下で主筋が降伏に至らなかった。また, 柱脚から $1.0D$ の範囲内で主

筋ひずみが最も大きかったが, 部材角の増加に伴い, ひずみの勾配がほとんど変化しなかった。これは, 主筋の付着抵抗が低いことが原因だと考えられる。また, 試験区間以外の位置で大きな主筋ひずみが発生したが, 試験体上部にひび割れが観察されなかったため, 曲げ耐力の低下には直接的な影響を及ぼさないものと考えられる。軸力比の低い試験体 FC244N15W100 においては $R=0.02\text{rad}$ のひずみが $R=0.015\text{rad}$ のひずみより小さくなり, 軸力比の高い試験体 FC244N33W100 では, ひずみがほぼ増加していないことが分かる。これは, $R=0.015\text{rad}$ 付近で最大耐力が決定されたことで, 主筋に入力される応力が頭打ちになったためと考えられる。

4 終局せん断耐力の評価

表-4 には, 各試験体の曲げ終局強度の実験結果 cM_u 及び計算値 cM_{uc} の他, 最大せん断力実験値 cQ_{su} とせん断終局強度の計算値を示している。表中に示す cM_{uc} は, 文献5)で推奨されている略算式を用いて算定されたものである。なお, 略算式を用いて cM_{uc} を計算するにあたって, 超高強度鉄筋のひずみは概ね 3500μ 前後に留まっている既往の実験結果⁷⁾を踏まえて, 主筋の降伏点強度に $700\text{N}/\text{mm}^2$ を用いた。さらに, 計算には FA を混合したことにより上昇したコンクリート強度を用いた。

表-4 より, 実験値 cM_u と計算値 cM_{uc} の比は $0.80 \sim 1.07$ となり, 特に低軸力の試験体は, 高軸力の試験体に比べて主筋の付着すべりがより生じやすく, 曲げ耐力の低下が大きくなるため解析結果は若干実験値を過大評価する傾向があった。

各試験体の最大せん断力実験値 cQ_{su} とせん断強度計算値の比較を以下に述べる。考察に用いたせん断強度式を以下に示す。

修正大野・荒川式によるせん断強度 cQ_{su1}

$$cQ_{su1} = \left\{ \frac{0.115k_u k_p (f'_c + 17.6)}{M/(Qd) + 0.115} + 0.85\sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (1)$$

ここで, k_u, k_p : 断面寸法による補正係数 ($k_u=0.9, k_p=0.82p_t^{0.23}$), p_t : 引張鉄筋比 (%), d : 有効せい, σ_0 : 軸力による平均軸応力度, j : 応力中心間距離 ($=7/8d$)

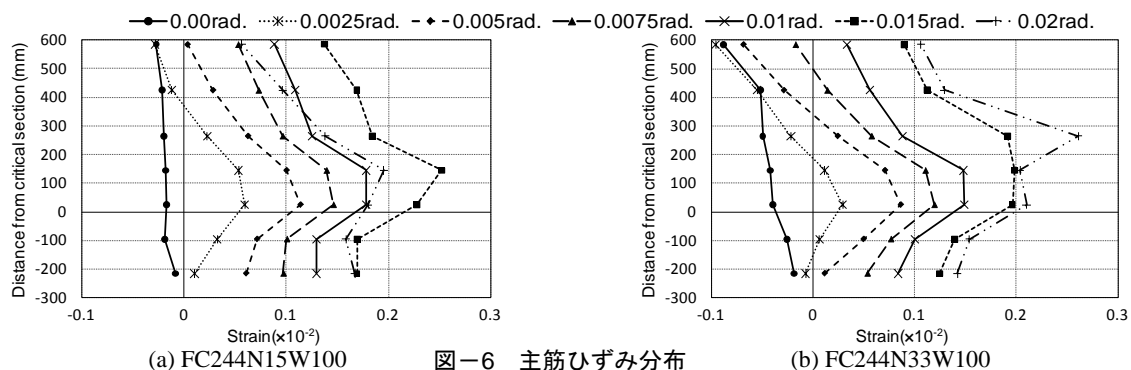


図-6 主筋ひずみ分布

である。

靱性保証型耐震設計指針⁸⁾におけるせん断強度 cQ_{su2}

柱のせん断信頼強度 cQ_{su2} は以下のうち最小値とする。なお、表-4に示す計算結果 cQ_{su2} の値は、全て式(2)による計算値である。

$$cQ_{su2} = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(v f'_c - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (2)$$

$$cQ_{su2} = \frac{\lambda v f'_c + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (3)$$

$$cQ_{su2} = \frac{\lambda v f'_c}{2} b_e j_e \quad (4)$$

ここに、 b ：断面の全幅、 D ：断面の全せい、 j_e ：横補強筋のせい側の芯々間距離、 b_e ：横補強筋の幅側の芯々間距離、 σ_{wy} ：横補強筋の信頼強度、 p_{we} ：有効横補強筋比、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度、 μ ：トラス機構の角度を示す係数、 v ：コンクリート圧縮強度の有効係数、 λ ：トラスの有効係数、 θ ：アーチ機構の圧縮束の角度である。

モールクーロンの破壊基準を用いたせん断強度 cQ_{su3}

この算定式は、花井らが提案しているモールクーロンの破壊基準を適応したせん断強度式である。ただし、当該式では、トラス機構とアーチ機構を組み合わせて評価する方法が確立されていないので、トラス機構の寄与分が0と考えられる試験体 FC244N15W0、FC244N33W0のみを検証の対象とする。図-7には算定式のベースとなるせん断破壊機構を示す。また、算定手順を以下に記す。

i) コンクリートの破壊条件の仮定

せん断破壊は、コンクリートが図-8に示す破壊条件1、または破壊条件2に達したときに生じるものとする。

破壊条件1はコンクリートの圧縮破壊によるものであり、以下の式を用いる。

$$\tau = k_1 \cdot \beta_1 f'_c + k_2 \cdot \sigma \quad (5)$$

ここで、 σ は軸応力度、 τ はせん断応力度、 β_1 はACI基準による圧縮ブロックコンクリート強度の有効係数、 $k_2=0.75$ 、 $k_1=0.25$ とする。

k_1 は曲げ降伏後に変形とともに低減させるが、今回の検討はアーチ機構のみを用いるので0.25と一定とする。破壊条件2はコンクリートの引張強度 σ_t を係数 β_2 により低減した値で、 $\beta_2=0.6$ とされている。⁹⁾

ii) コンクリートの応力状態の仮定

コンクリートのせん断応力度 τ は、せん断力 Q を全断面面積 A_g で除した値とする。

花井らは、コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 x_n を算定するため、以下の式を用いている。

$$x_n = \frac{N+T}{b\beta_1 f'_c} \quad (6)$$

ここで、柱の軸力を N （圧縮を正とする）、鉄筋の引張力 T とする。主筋の引張力 T は曲げを受けずに引張軸力のみを受けて全主筋が降伏する場合と圧縮軸力のみを受けてコンクリートが圧縮強度に達するとともに全主筋が降伏する場合を想定し、その2点間を直線補間するものであるとしている。しかし、本実験では高強度の付着強度の低い鉄筋を用いているので、便宜的に主筋の引張力 T は文献5)で求められる曲げ終局耐力発揮時の全主筋の引張力の総和と考え、その時の中立軸を用いている。部材の破壊時、中央部ではせん断ひび割れが生じること

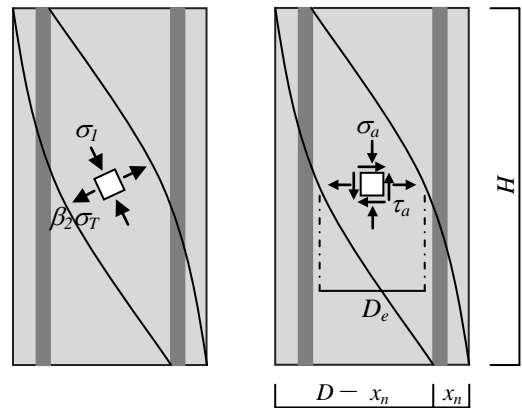


図-7 アーチ機構

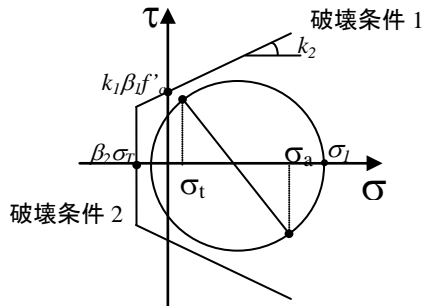


図-8 破壊条件

表-4 耐力比較

試験体名	曲げ耐力			せん断耐力						
	eM_u (kNm)	cM_u (kNm)	$\frac{eM_u}{cM_u}$	eQ_{su} (kN)	cQ_{su1} (kN)	cQ_{su2} (kN)	cQ_{su3} (kN)	$\frac{eQ_{su}}{cQ_{su1}}$	$\frac{eQ_{su}}{cQ_{su2}}$	$\frac{eQ_{su}}{cQ_{su3}}$
FC244N15W0	93	116	0.80	180	126	85	118	1.43	2.12	1.52
FC244N15W100	96		0.83	187	170	143	/	1.10	1.30	/
FC244N33W0	130	128	1.01	246	174	89	138	1.41	2.77	1.78
FC244N33W100	137		1.07	260	218	147	/	1.19	1.77	/

から直交方向に $\beta_2\sigma_T$ 程度の引張応力度が残留していると考えられるので、モール円は破壊条件 1, 2 の両方に接すると仮定する。

iii) せん断強度の算定

部材に生じる圧縮束の角度 θ は以下の式で計算する。

$$\theta = \tan^{-1} \frac{D - xn}{H} \quad (7)$$

ここで、 D は断面の有効せい、 H は双曲率変形を受ける柱の内法長さである（本論では 1000mm となる）。

次に、モール円が破壊条件 1, 2 の両方に接することから、 σ_1 が求められる。また、モール円から θ を用いて σ_a 、 τ_a を求めると以下ようになる。

$$\sigma_1 = \frac{2k_1\beta_1f'_c + k_2\beta_2\sigma_T}{\sqrt{1+k_2^2} - k_2} \quad (8)$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_1 + \beta_2\sigma_T}{2} + \frac{\sigma_1 - \beta_2\sigma_T}{2} \cdot \cos 2\theta \quad (9)$$

$$\tau_a = \frac{\sigma_1 - \beta_2\sigma_T}{2} \cdot \sin 2\theta \quad (10)$$

ここで、圧縮ストラットのせいはスパン中央で広がっているため、スパン中央部（本柱の水平載荷部）の圧縮ストラットのせい D_e は、力の釣り合いより、

$$D_e = \frac{\beta_1f'_c}{\sigma_a} \cdot xn \quad (11)$$

D_e と τ_a が得られれば、せん断強度 cQ_{su3} は以下のように算定できる。

$$cQ_{su3} = bD_e\tau_a \quad (12)$$

以上のせん断強度式による計算値と実験結果との比較を表-4に示す。表-4より分かるように、修正大野・荒川式による計算値は、実験結果を最も良い精度で安全側に評価できているが、横補強筋の無い試験体については実験値を大幅に過少評価した。一方、靱性保証型耐震設計指針による計算値とモールクーロンの破壊基準による計算値は、共に実験値を過小評価する傾向が見られる。これは、片持ち柱試験体の圧縮束の形成角度が仮定と異なることや、主筋によるコンクリートのせん断抵抗への影響が考えられていないことが理由として挙げられる。また、モールクーロンの破壊基準を用いた算定法では、主筋の引張力の計算値が実際の主筋の応力状態と大きく異なる可能性があり、計算結果に影響を及ぼしているものと考えられる。

5. まとめ

本研究では、軸力比と横補強筋比がせん断破壊先行型の FA 外割混合コンクリートを使用した RC 柱試験体に対する載荷実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 履歴性状及び耐力には横補強筋比よりも軸力比の影響が大きいたことが確認された。試験体の破壊形式については、横補強筋比の影響がみられ、軸力比が 0.33 で横補強筋比が 0% では、斜め引張破壊形式を示し、横補強筋比が 0.26% ではせん断圧縮破壊形式を示した。また、いずれの試験体においても、せん断破壊時の部材角が 0.015rad 以上と高い値を示した。
- 2) 通常のコンクリートを用いた RC 部材を対象とした既存の終局せん断強度式の FA 柱への適合性について検討し、修正大野・荒川式による計算値が実験値を最も良い精度で評価できた。

謝辞

本研究を進めるにあたり、神戸大学技術職員・金尾優氏、同大学院生・井上卓馬氏の多大な協力を得た。記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 松藤泰典, 他: 接続可能な火力発電を実現するための電力産石炭灰の環境負荷低減処理システム, 九州大学大学院人間環境学研究院紀要, 第 2 号, pp.57-68, 2002.7
- 2) 小山智幸, 他: フライアッシュを外割混合したコンクリートの圧縮応力-ひずみ関係のモデル化, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.85-90, 2008
- 3) 高巢幸二, 他: フライアッシュ外割混合コンクリートの諸特性に関する研究 (その 2 フライアッシュの強度寄与), 日本建築学会九州支部研究報告, 第 48 号, pp.65-68, 2009.3
- 4) 谷昌典, 他: フライアッシュを外割混合したコンクリートを用いた RC 柱部材の力学性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.73-78, 2010
- 5) Sun, Y., Sakino, K. and Yoshioka, T.: Flexural Behavior of High-Strength RC Columns Confined by Rectilinear Reinforcement, 日本建築学会構造系論文集, 第 486 号, pp.95-106, 1996.8
- 6) 広沢雅也, 他: 軸力をうける鉄筋コンクリート部材の強度と粘り (その 2 既往の資料に関する検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.819-820, 1971.11
- 7) 谷昌典, 他: 高復元性を有する高強度 RC 柱部材に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.565-570, 2009
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート建造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説 (1999), pp.15, 1999
- 9) 花井伸明, 他: モールクーロンの破壊基準を用いた RC 柱部材のせん断挙動評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.19, No.1, pp.1-8, 2008.1