

論文 緊張PC鋼棒で外部横補強されたRC柱のせん断強度に関する研究

上原 早奈恵*1・中田 幸造*2・山川 哲雄*3・舩木 裕之*4

要旨: 緊張PC鋼棒で外部横補強されたRC柱のせん断強度を照査するため、柱主筋の付着の有無、PC鋼棒の配置間隔、初期緊張ひずみを実験変数としてせん断破壊実験を行った。その結果、柱主筋の付着を除去した外部横補強RC柱試験体のせん断強度、即ち、アーチ機構強度には、拘束コンクリート強度が影響していること、実験から求めたトラス機構の角度は補強量と共に大きくなり、補強量が大きい場合に概ね一定値の傾向にあること、実験から逆算したコンクリートの有効強度係数は既往の評価式より大きな値となること、せん断強度計算値は実験値を概ね評価できることを明らかにした。

キーワード: プレストレス、PC鋼棒、せん断強度、トラス機構、アーチ機構

1. 序

緊張PC鋼棒による外部横補強法は、能動的な横拘束効果によりコンクリートの圧縮強度が上昇し¹⁾、高軸力下ではRC柱の曲げ強度が増加する²⁾。文献2)では、高軸力下において緊張PC鋼棒で外部横補強したRC柱の曲げせん断実験を行い、実験で観察された拘束機構を適切にモデル化すれば、能動拘束により上昇した曲げ強度が評価できることを示した。しかし、せん断強度については、PC鋼棒のせん断補強効果や拘束コンクリート強度の寄与について不明な点が多く、未解明である。一方、RC柱にプレストレスを導入可能な本補強法は、連続繊維ベルトを用いたせん断損傷RC柱の応急・緊急補強法に応用され、曲げせん断性状や軸支持能力の回復にも非常に有効であることが示されており³⁾、この点からも能動的な横拘束効果のせん断強度への影響を解明することが待たれている。本研究では、緊張PC鋼棒で能動的に外部横補強されたRC柱のせん断強度に焦点を当て、PC鋼棒のせん断補強効果、拘束コンクリート強度の寄与について明らかにし、せん断強度の評価法を確立することを最終的な目的としている。本論では、拘束コンクリート強度の影響を直接照査するため、柱主筋の付着を除き、アーチ機構が卓越するようなRC柱試験体を通常のRC柱試験体と共に製作した。本論の目的は、(1) 主筋の付着を除いた外部横補強RC柱試験体のせん断強度と補強量の関係、(2) アーチ機構強度の実験値と計算値の検討、(3) 実験から求めたトラス機構角度の検討、(4) コンクリートの有効強度係数の検討、(5) せん断強度実験値と計算値の比較、を行うことである。

2. 実験計画

試験体の一覧をTable 1に、Fig. 1にRC柱試験体を示

*1 琉球大学 工学部環境建設工学科 (正会員)

*2 琉球大学 工学部環境建設工学科助教 博士(工学) (正会員)

*3 琉球大学 工学部環境建設工学科教授 工博 (正会員)

*4 沖縄職業能力開発大学校 住居環境科(琉球大学大学院 博士後期課程) 修士(工学) (正会員)

す。Fig. 1のように、柱主筋に付着抵抗を期待できる通常のRC柱試験体(4体)と柱主筋をビニールチューブで被覆し、周囲にビニールテープを巻きつけて柱主筋の付着抵抗を除去したRC柱試験体(3体)の2種類を製作した(総数7体)。柱主筋の付着抵抗を除去したのは、せん断抵抗機構のうち、トラス機構の発生を抑制し、アーチ機

Table 1 Details of specimens

Series	Specimen	M	$c\sigma_B$ (MPa)	p_s (mm)	ϵ_{pt} (μ)	Bond Performance of Rebar
		VD				
1	R09S-P25LB	1.0	22.2	25	1997	Bond
	R09S-P25LU				1484	Unbond
	R09S-P25HB				3547	Bond
	R09S-P25HU				3421	Unbond
2	R09S-P41NB	26.5	41	330	Bond	
	R09S-P41NU			346	Unbond	
	R09S-P41HB			3530	Bond	
Common details		Cross section: 250×250mm, Axial force ratio: 0.2, Rebar: 12-D19, Hoop: 3.7 ϕ -@105, Hook: D6-@52.5.				

Notes: M/(VD)= shear span to depth ratio, $c\sigma_B$ = cylinder strength of concrete, p_s = interval of PC bar, ϵ_{pt} = initial tensile strain of PC bar.

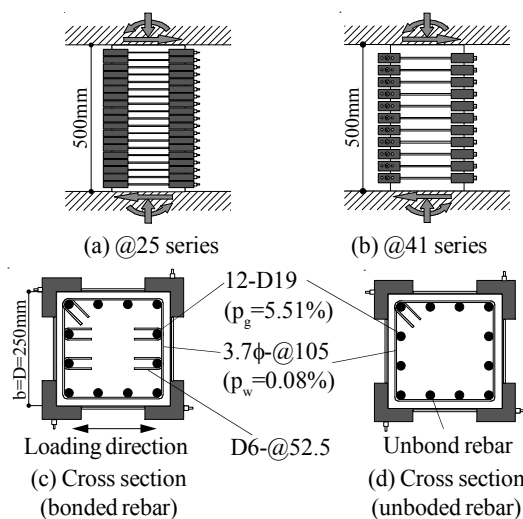


Fig. 1 Test specimen retrofitted by PC bar

Table 2 Mechanical properties of materials

Reinforcement		a (mm ²)	σ_y, σ_u^* (MPa)	E (GPa)
Hoop	3.7 ϕ	11	371	188
Rebar	D19	287	526	191
Hook	D6	32	449	153
PC bar	5.4 ϕ	23	1103*	206

Notes: a= cross sectional area, σ_y = yield strength of steel, σ_u = ultimate strength of steel, E= Young's modulus of elasticity.

構を卓越させ、拘束コンクリート強度がアーチ機構強度に与える影響を検証するためである。主筋に付着がある試験体名の末尾には「B」を、付着がない試験体名の末尾には「U」を付して区別した。これらの試験体の断面は、1辺が250mmの正方形で、柱高さは500mm、せん断スパン比は1.0である。全ての試験体には、D19の柱主筋を12本 ($p_g=5.51\%$)、3.7 ϕ の帯筋を105mm間隔で配筋した ($p_w=0.08\%$)。柱主筋にD19を12本用いたのは、曲げ強度を高くし、多量のPC鋼棒で横補強した上でもせん断破壊を先行させるためである。柱主筋に付着がある試験体には、主筋による付着割裂を防止するため、付着割裂防止筋⁴⁾を配筋した (D6-@52.5)。

実験変数は、柱主筋の付着の有無、外部横補強に使用するPC鋼棒 (5.4 ϕ)の配置間隔、PC鋼棒に導入する初期緊張ひずみである。柱試験体は、PC鋼棒の補強間隔が25mmのシリーズ1と41mmのシリーズ2から成る。シリーズ1では、目標緊張ひずみを1400 μ と3500 μ の2種類とし、それぞれに主筋の付着有り試験体と付着無し試験体を用意した。シリーズ2は、目標緊張ひずみを0 μ と3500 μ とし、前者には付着有り試験体と付着無し試験体があり、後者は付着有り試験体のみである。なお、大きな緊張ひずみは補強の上限をねらうためであり、Table 1に示す ϵ_{pt} は、水平加力直前に測定された全段のPC鋼棒ひずみの平均値である。鋼材の機械的性質をTable 2に示す。

加力は建研式加力装置により、軸力比0.2の一定軸力下で部材角0.125%、0.25%を各1回、0.5%、0.75%を各2回、1.0%~3.0%を0.5%の増分で各2回、その後、4.0%と5.0%を1回ずつ繰り返した。

3. 実験結果

3.1 せん断力V- 部材角R 関係

Fig. 2にせん断力V- 部材角Rの関係、Fig. 3に最大耐力時のひび割れ図 (ウェブ面)を示す。Fig. 2に示す付着有り試験体のV-R関係には、拘束コンクリート強度¹⁾による多段配筋柱の曲げ強度略算値²⁾を示した。また、式(1)で計算した能動平均側圧 σ_r も示した。

$$\sigma_r = (2p_a)/(b_p s) p E \cdot \epsilon_{pt} \quad (1)$$

ここで、 p_a : PC鋼棒の断面積、 b : 柱幅、 p_s : PC鋼棒配置間隔、 E : PC鋼棒のヤング係数、 ϵ_{pt} : PC鋼棒の緊張ひずみ。なお、Fig. 2にはP- δ 効果が含まれている。付着有り

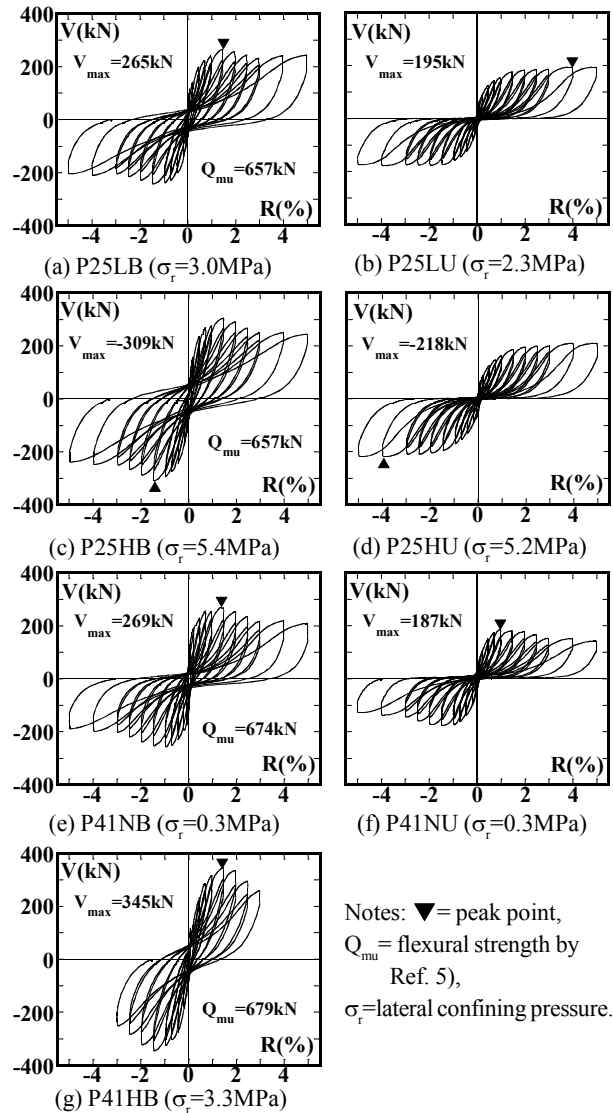


Fig. 2 V-R relationships

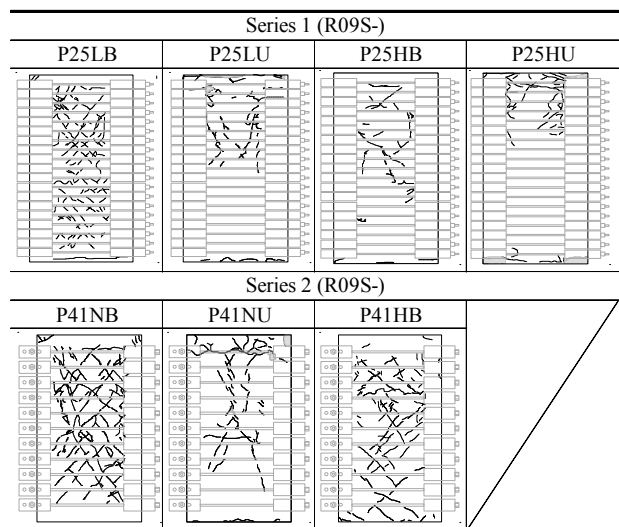


Fig. 3 Observed cracking patterns at V_{max}

試験体に外部横補強を施したFig. 2 (a), (c), (e), (g)は、耐力劣化の少ない履歴性状であるが、主筋が降伏していないこと (Fig. 4)、せん断ひび割れが生じていること (Fig.

3) から、せん断破壊したと判断した。Fig. 3 より、柱への能動側圧が大きくなるにつれ、ひび割れ数が減少し、角度も材軸に対して大きくなるのがわかる。また、同シリーズで比較すると、実験で得られたせん断強度は、能動側圧が大きくなると上昇することもわかる。なお、Fig. 2 (g) に示す R09S-P41HB 試験体は (以後、R09S- は省略)、 $R=3.0\%$ の第 1 サイクルで下から 4 段目 (フランジ側) の PC 鋼棒が破断したため、 $R=3.0\%$ で実験を終了した。

柱主筋の付着を除去した試験体に外部横補強を施した Fig 2 (b), (d), (f) は、これらに対応する付着有り試験体に比べて剛性は小さく、従って最大耐力も小さい。しかし、能動側圧の大きい Fig. 2 (b) P25LU, (d) P25HU では、耐力の低下は見られなかった。加力初期のひび割れは、柱頭柱脚にまず発生したが、最大耐力時には柱上部に斜めひび割れが観察された (Fig. 3)。PC 鋼棒に緊張ひずみを導入しなかった試験体 P41NU は、最大耐力に到達後、耐力は緩やかに低下した。最大耐力時の PC 鋼棒のひずみは非常に小さく、従って、最大耐力への PC 鋼棒の寄与はなかったものと考えられる (Fig. 5 (b))。P41NU においても、ひび割れは柱頭柱脚の端部にまず発生し、最大耐力時に斜めひび割れが発生した (Fig. 3)。P25LU, P25HU と異なり、最大耐力後に耐力が低下したのは、能動拘束がなかったためと考えられる。主筋の付着を除去した Fig. 2 (b), (d), (f) は、コンクリートの斜め圧縮束材で応力を直接伝達するアーチ機構が形成されていると考えられ、これらの実験結果において、能動側圧が大きくなれば最大耐力が上昇する結果が得られていること

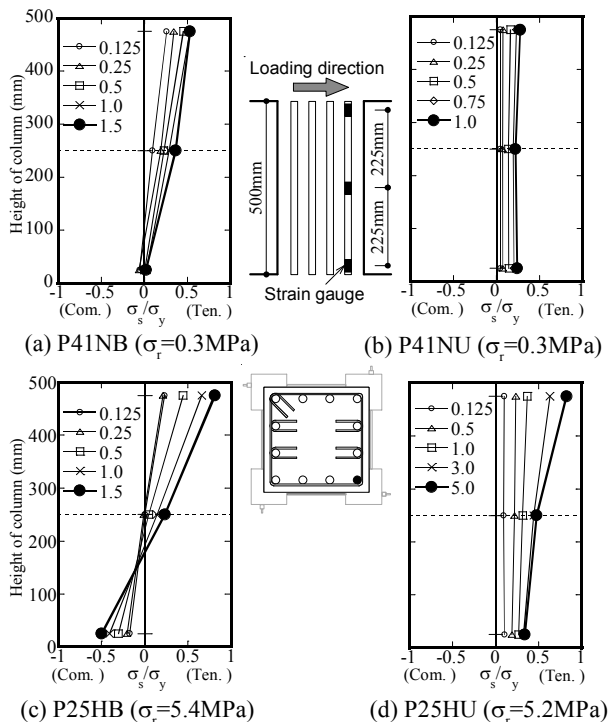


Fig. 4 Stress distribution of longitudinal reinforcement along the height of column

は、能動拘束による拘束コンクリート強度がアーチ機構強度に影響を与えていることを示唆している。

3.2 柱主筋の応力分布

Fig. 4 は、実験で得られた柱高さ方向における主筋の応力分布である。ここでは、代表して能動側圧がほぼゼロの P41NB と P41NU、および能動側圧が一番大きな P25HB と P25HU についてのみ示した。Fig. 4 の横軸は、ひずみ測定値にヤング係数を乗じ、柱主筋の降伏強度で基準化した値であり、正加力側部材角第 1 サイクルのピーク強度時のデータを最大耐力時まで示した。最大耐力時は、太線と●で示されている。Fig. 4 より、最大耐力時に主筋は降伏していないことがわかる。柱主筋に付着のある P41NB と P25HB 試験体は柱頭は引張、柱脚は圧縮となっており、応力勾配が明瞭に見られるのに対し、主筋の付着を除去した P41NU と P25HU では、主筋は全て引張応力度を負担しており、付着除去にほぼ成功したといえる。

3.3 PC 鋼棒のひずみ

Fig. 5 は、主筋付着の有無が対応している P41NB と P41NU, P25HB と P25HU 試験体の柱高さ方向における PC 鋼棒ひずみ (ウェブ面) の分布である。細線が初期緊張ひずみ、太線がせん断耐力時の PC 鋼棒ひずみである。PC 鋼棒に緊張ひずみを導入しなかった Fig. 5 (a), (b) より、主筋の付着がある場合は、せん断強度時に最大で 0.3% のひずみ増分が発生しているのに対し、主筋の付着を除去するとせん断強度時に PC 鋼棒ひずみはほとんど生じておらず、PC 鋼棒のせん断補強効果は発生していないことがわかる。一方、大きな緊張ひずみを導入した P25HU は、最大耐力時の PC 鋼棒のひずみが初期緊張ひずみより減少し

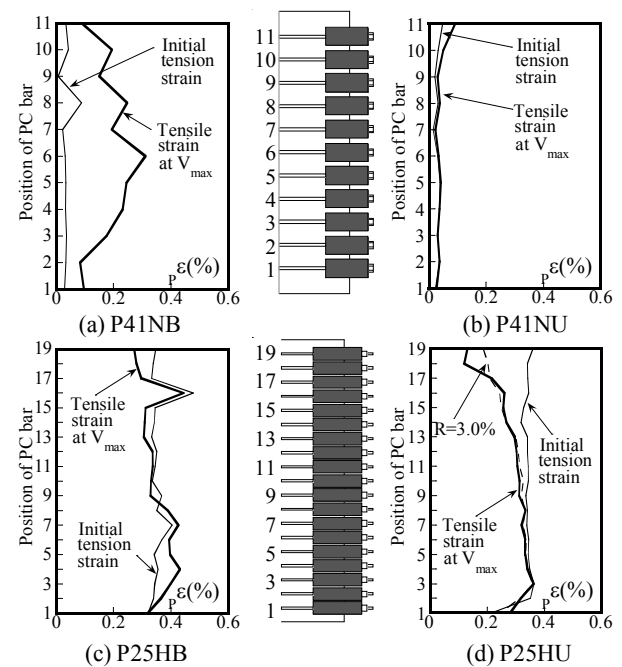


Fig. 5 Distribution of PC bar strain along the height of column

た。これは、緊張ひずみが大きいため、損傷箇所に必要な以上の横拘束圧が作用したためと考えられる（緊張ひずみによる支圧応力度は13.5MPa）。

3.4 せん断強度と補強量の関係

Fig. 6は、せん断応力度実験値を拘束コンクリート強度 σ_{cb} で無次元化した値 q_{exp} ($V_{exp}/(bD_c\sigma_{cb})$)と無次元化補強量 ($p_p\sigma_{sc}/\sigma_{cb}$) の関係である。ここで、 p_p : PC鋼棒補強比 ($p_p=(2_p a)/(b_p s)$)、 $p_s\sigma_{sc}$: せん断強度時のPC鋼棒の存在応力度実験値 (式 (9))。PC鋼棒に比べて帯筋の補強量は小さいため、無次元化補強量では帯筋を省略した。Fig. 6 (a)は付着有り試験体の実験結果である。本実験結果を黒で示し、また、文献(6)～(9)で報告されているせん断破壊した試験体の実験結果も示した。これらの試験体一覧と実験結果を Table 3 に示す。R01S-P65, P65mの主筋が12-D10 ($p_g=1.36\%$, $\sigma_y=920\text{MPa}$) であること、R01S-P65mの軸力比が0.4である以外は、断面の形状寸法、帯筋の配筋状況はTable 1の試験体と全て同じである(以後、R08S, R07S, ER06S, R01Sは省略)。Fig. 6 (b) は付着無し試験体の実験結果である。Fig. 6 (a) より、補強量が大きくなるにつれせん断強度実験値も大きくなり、補強量が多い場合に頭打ちの傾向が見られる。Fig. 6 (b) より、付着無し試験体についても右上がりの傾向があり、P25HUの

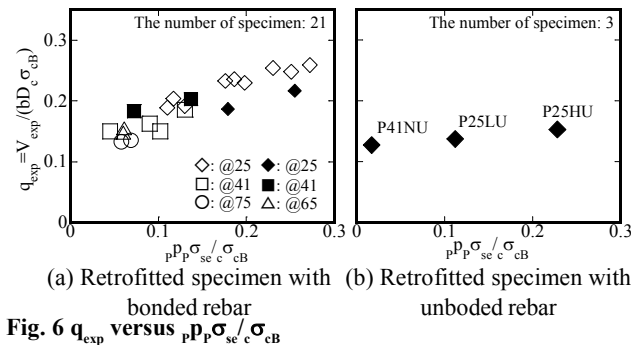


Fig. 6 q_{exp} versus $p_p\sigma_{sc}/\sigma_{cb}$

Table 3 Details of specimens and test results^(9,9)

Specimen	σ_B (MPa)	ϵ_{pt} (μ)	p_s (mm)	PC bar	M/VD	V_{su} (kN)	$\Delta_p\epsilon$ (μ)
R08S-P41ML	19.3	2502	41	5.4 ϕ	1.0	230	221
R08S-P25LL		801				250	713
R08S-P25ML		2554				284	24
R08S-P25HL		3547				319	0
R08S-P25LH		830				268	814
R08S-P25MH		2511				342	328
R08S-P25HH		3354				367	153
R08S-P25H+H	22.6	3833	359	0			
R07S-P25M	25.5	2322	75	41	306	380	713
R07S-P25Mh	33.1	2420				407	480
ER06S-P75M	32.8	2436	65	41	323	254	1096
ER06S-P75H	32.8	3672				269	680
ER06S-P41N	38.4	229				309	1370
ER06S-P41M	32.8	2561				335	626
ER06S-P41H	32.8	3547				315	153
R01S-P65	35.5	2358	65	41	323	306	1059
R01S-P65m	35.5	2440				323	1023

Notes: V_{su} = experimental shear strength, $\Delta_p\epsilon$ = test results of increment of PC bar strain, σ_B = cylinder strength of concrete.

q_{exp} はP41NUの1.2倍である。付着無し試験体はアーチ機構が卓越すると考えられ、Fig. 6 (b) は、アーチ機構に能動側圧、即ち拘束コンクリート強度が影響していることを示している。

4. 外部横補強RC柱のせん断強度

4.1 アーチ機構の実験値と計算値

本節では、主筋の付着を除去した外部横補強RC柱 (P25LU, P25HU, P41NU) の実験値と既往のアーチ機構評価式による計算値の比較検討を行う。計算には、拘束コンクリート強度 σ_{cb} を用いる。参照する既往の評価式は、AIJ靱性指針式¹⁰⁾、修正荒川 mean 式¹¹⁾ である。

トラス機構が発生しない場合、文献(10)によるとアーチ機構強度 V_{a1} は次式で求められる。

$$V_{a1} = bDv_0c\sigma_{cb}\tan\theta/2 \quad (2)$$

ここで、 D : 柱せい、 v_0 : 有効強度係数。なお、P41NUでは、せん断ひび割れが入ることで最大耐力に達したこと、P25LU, P25HUでは、耐力低下のない履歴性状であったことから、ここでは v_0 を1.0として計算を行う。

修正荒川 mean 式 ($\alpha=0.115$) は次式である。

$$V_{su}/bj = \tau_c + \tau_s + 0.1\sigma_0 \quad (3)$$

ここで、 V_{su} : せん断強度、 j : 応力中心間距離、 τ_c : コンクリートの負担せん断応力度、 τ_s : せん断補強筋の負担せん断応力度、 σ_0 : 軸方向応力度。本節では、式 (3) の τ_s を0とおくことで修正荒川 mean 式のアーチ機構強度 V_{a2} とした (式 (4))。

$$V_{a2}/bj = \tau_c + 0.1\sigma_0 \quad (4)$$

$$\tau_c = \alpha K_u K_p (17.6 + c\sigma_{cb}) / \{M/(V \cdot d) + 0.12\} \quad (5)$$

ここで、 $K_u = (760-d)/600$, $K_p = 0.82(p_t \cdot 100)^{0.23}$, d : 有効せい、 p_t : 引張鉄筋比、 $M/(Vd) = h/(2d)$ 。

拘束コンクリート強度は、式 (6)¹⁾ で計算した。なお、式 (6) は2次式であり、極値 ($\sigma_{cb}/\sigma_p = 1.28$) を有する。ここでは、極値後は $\sigma_{cb}/\sigma_p = 1.28$ と仮定した。

$$c\sigma_{cb}/\sigma_p = -10.9 \cdot (p\sigma_{ce}/\sigma_p)^2 + 3.5 \cdot (p\sigma_{ce}/\sigma_p) + 1.0 \quad (6)$$

$$p\sigma_{ce} = (2_p a)/(b_p s) p E \cdot (\epsilon_{pt} + 5 \times 10^{-4}) \quad (7)$$

ここで、 σ_p : プレーンコンクリート強度 ($0.8\sigma_B$)¹²⁾。

アーチ機構実験値を V_{a1} 、 V_{a2} の計算結果で除した値を Fig. 7 (a), (b) に示す。Fig. 7より、実験値と良く適合

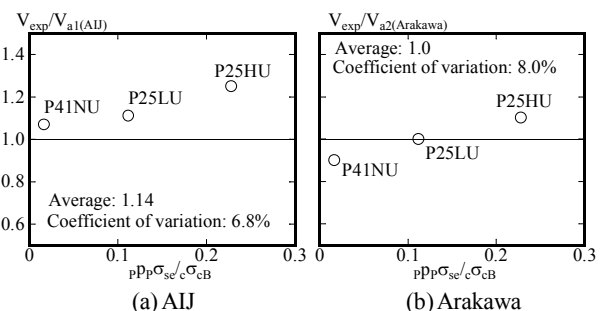


Fig. 7 Comparison of tests and calculated results

するのは荒川mean式であるが、拘束コンクリート強度を用いれば、式(2)、式(4)とも実験結果を概ね評価できるといえる。Fig. 7に共通することは、補強量が大きくなると過小評価となることが挙げられる。この原因は、P41NUは式(6)に示す実験式の範囲内であるが、P25LUとP25HUは式(6)の実験の範囲を超えて外挿し、 σ_{cb} を求めていることが考えられる。

4.2 トラス機構の角度 ϕ

文献8)では、実験で得られた主筋引張力の差 ΔT とPC鋼棒の引張力から $\cot\phi$ を算出し、トラス機構の角度 ϕ の計算を試みた。本節でも同様の考察を行う。考察に使用するのは、本実験結果とTable 3の実験結果である。Fig. 8のように、本実験結果とTable 3のR08シリーズについては、外側主筋1本の ΔT_c は主筋柱頭と中央のひずみゲージから求め、他の試験体は柱頭および柱脚のみゲージを貼付しているので、これから算出される ΔT の半分を用いた。これは、考察に使用した試験体では柱上部にひび割れが集中している試験体が多く、せん断強度は柱上部で決まったと考えるためである。中段主筋については、本試験体の中段主筋の応力勾配はほぼゼロであったため、計算には含めなかった。PC鋼棒の引張力は h_g 間の総和である。以上より、 $\cot\phi$ は次式となる⁸⁾。

$$\cot\phi = 2\Delta T_c \cdot p_s / (h_g \cdot p_a \cdot p \cdot \sigma_{se}) \quad (8)$$

$$p \cdot \sigma_{se} = p \cdot E_p \cdot \varepsilon_T \quad (9)$$

ここで、 $p \cdot \varepsilon_T$ ：せん断強度時のPC鋼棒ひずみ実験値（以下の検討では全て実験値）。文献8)と同様、トラス機構のせいを応力中心間距離 j ($=7d/8$)として、式(10)により繰り返し計算を行い、 $\cot\phi$ を決定した。

$$\cot\phi = \sqrt{2\Delta T_c \cdot p_s / (j \cdot p_a \cdot p \cdot \sigma_{se})} \quad (10)$$

Fig. 9 (a) は、このようにして求めた $\cot\phi$ と $p_p \sigma_{se} / \sigma_{cb}$

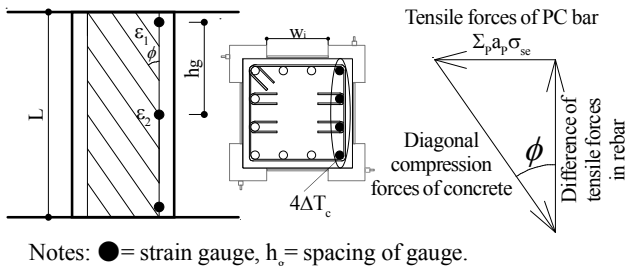


Fig. 8 Force equilibrium of truss mechanism

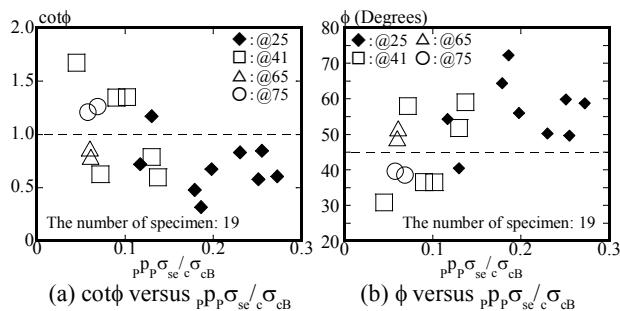


Fig. 9 Test results of inclination of diagonal concrete strut

の関係、(b)は角度 ϕ と $p_p \sigma_{se} / \sigma_{cb}$ の関係である。Fig. 9 (b)より、角度 ϕ は補強量と共に大きくなり、実験から求めた角度 ϕ は、補強量が多い場合に45度を越えているが、概ね一定値を示す結果となった。

4.3 コンクリートの有効強度係数 v_0

PC横補強法は能動側圧を導入できるため、 v_0 は既往の値と異なると予測される。本節では、実験結果の中で、 $p_p \sigma_{se} / \sigma_{cb}$ が0.1近傍にあってアーチ機構負担分が大きいと考えられる、P75M, P75H, P41N, P41NB, P65, P65m試験体の実験値から、有効強度係数 v_0 の逆算を試みる。 v_0 は式(11)で求めた。

$$v_0 = [2V_a / (bD \tan\theta) + \sigma_t] / \sigma_{cb} \quad (11)$$

ここに、

$$V_a = V_{max} - V_t \quad (12)$$

$$V_t = \sum p_a p \sigma_{se} = b j \cot\phi p_p p \sigma_{se} \quad (13)$$

$$\sigma_t = p_p p \sigma_{se} (1 + \cot^2\phi) / p \lambda \quad (14)$$

ここで、 V_{max} ：せん断強度実験値、 $\cot\phi$ ：実験値。Fig. 10に計算結果を示す。有効強度係数実験値 $v_{0,exp}$ は、文献13)の平均値を与える式($v_0 = 0.8 - \sigma_{cb} / 200$)より大きい。P41NBでは、逆算結果 $v_{0,exp}$ が1.0を超えている。この原因としては、補強量が少ないにも関わらず、トラス機構の角度 ϕ が45度を越えていたことが挙げられる。ここで、P41N, P41NBの $v_{0,exp}$ の妥当性は、Fig. 7 (a)が傍証となりうる。Fig. 7 (a)の V_{a1} は、 $v_0 = 1.0$ の計算値であり、即ち V_{exp} / V_{a1} は v_0 を表すと考えられる。Fig. 7 (a)より、P41NUの V_{exp} / V_{a1} は1.07でありFig. 10におけるP41Nの1.0に近い。よって、本実験では、補強間隔41mm、緊張ひずみゼロの場合の v_0 は1.0で評価できると考えられる。また、P65mにおいても $v_{0,exp}$ が1.1となっているが、これは軸力比(0.4)の影響が考えられる。

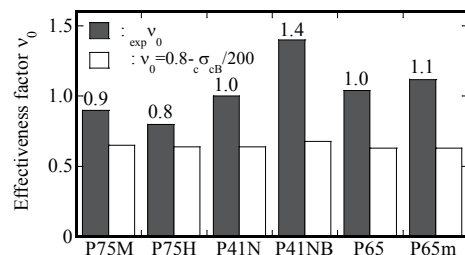


Fig. 10 Effectiveness factor for shear strength of RC column retrofitted by PC bar prestressing

4.4 せん断強度実験値と計算値の比較

本試験体は帯筋の配筋が疎であるので、文献8)で検討したせん断強度式について、帯筋の項を省略した以下の式でせん断強度の計算を行う。

$$q_{su1} = 2j'\zeta + (1 - 5\zeta / p\lambda) \tan\theta / 2 \quad (15)$$

$$q_{su2} = (\zeta + p\lambda)j' / 3 \quad (16)$$

$$q_{su3} = j'p\lambda / 2 \quad (17)$$

ここに、

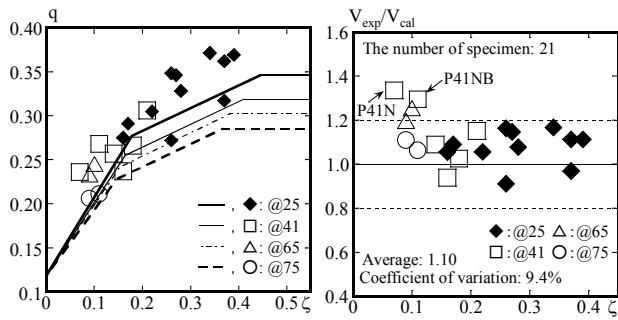


Fig. 11 q versus ζ

Fig. 12 $V_{\text{exp}}/V_{\text{cal}}$ versus ζ

$$q_{su(1,2,3)} = V_{su(1,2,3)} / (bDv_0c\sigma_{cB}) \quad (18)$$

$$\zeta = p p_P \sigma_e / (v_0 c \sigma_{cB}) \quad (19)$$

$$j' = j/D \quad (20)$$

$$v_0 = 0.8 - c\sigma_{cB}/200 \quad (21)$$

Fig. 11 は無次元化せん断力 q と無次元化補強量 ζ の関係、Fig. 12 はせん断強度実験値/計算値と ζ の関係である。Fig. 11 より、実験値と計算値の補強量に対する関係は概ね類似の傾向にある。Fig. 12 より、ほとんどの試験体が平均値から $\pm 20\%$ に収まっているが、補強量が小さい場合に過小評価となっている。そこで、前節の結果である $v_0 = 1.0$ を P41N と P41NB に使用すると、 $V_{\text{exp}}/V_{\text{cal}}$ は P41N が 0.97、P41NB が 1.02 となり、精度は大きく向上する。このことから PC 横補強の v_0 を考察する必要があると考えられる。P75M と P75H の場合、 v_0 を適用した再計算結果の $V_{\text{exp}}/V_{\text{cal}}$ は P75M が 0.89 (再計算前は 1.11)、P75H が 0.93 (同 1.06)、P65 は 0.89 (同 1.20)、P65m は 0.93 (同 1.25) となった。ただし、P65m は $v_0 = 1.0$ とした。 v_0 については、今後データを増やし、検討を進めていく予定である。

5. 結論

- (1) 付着無し試験体の剛性、最大耐力は、付着有り試験体に比べて小さい結果となった。
- (2) 付着無し試験体の実験結果より、アーチ機構には拘束コンクリート強度が影響していることが分かった。
- (3) 実験から求めたトラス機構の角度は、補強量の増加とともに大きくなり、補強量が大きい場合に 45 度より大きくなったが、一定値の傾向にあった。
- (4) データは少ないが、実験結果から逆算した有効強度係数 v_0 は既往の評価式より大きな値を示した。
- (5) せん断強度時の PC 鋼棒存在応力度実験値と拘束コンクリート強度によるせん断強度計算値は、実験結果を概ね評価できた。また、過小評価となった試験体に v_0 実験値を使用すると適合性が向上したことから、今後は v_0 についても検討を進めていく予定である。

謝辞

本研究は、日本学術振興会の平成 21 年度科学研究費補

助金 (基盤研究 (A))、課題番号: 20246091、代表者: 山川哲雄) の助成を受けた。実験では、砂川恒雄 琉球大学技術職員の尽力を頂いた。ここに深く感謝致します。

参考文献

- (1) 中田幸造, 日高桃子, 古川照, 山川哲雄, 崎野健治: 緊張力を導入した PC 鋼棒により外部横補強された鉄筋コンクリート柱の応力ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 600 号, pp.147-153, 2006.2
- (2) 山川哲雄, 中田幸造, Md. Nafiur RAHMAN, 森下陽一: 緊張 PC 鋼棒と鋼材により外部横補強した RC 短柱の高軸力下における弾塑性挙動—主に曲げ耐力を中心に—, 日本建築学会構造系論文集, 第 608 号, pp.135-142, 2006.10
- (3) 許田昇, 長濱温子, 山川哲雄, 中田幸造: 緊張ラッシングベルトによるせん断損傷 RC 柱の応急補強実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp. 109-114, 2009
- (4) 長友克寛, 佐藤裕一, 松原三郎, 高橋恵子: 非閉鎖型補強筋による付着割裂強度の改善効果に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, 2005
- (5) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990
- (6) 新城良大, 山川哲雄: 緊張 PC 鋼棒で外部横補強した RC 柱のせん断強度, 日本建築学会九州支部研究報告, Vol. 46, pp. 405-480, 2007
- (7) 中田幸造, 山川哲雄, 濱田新吾: 緊張 PC 鋼棒で外部横補強された RC 柱のせん断強度に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol. C-2, pp. 533-534, 2008
- (8) 中田幸造, 山川哲雄, 船木裕之, 森下陽一: 緊張 PC 鋼棒で能動拘束された RC 柱のせん断強度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. 133-138, 2009
- (9) 高田祥仁, 山川哲雄, 李文聰: PC 鋼棒によりプレストレスを導入した仕上げ材付き極短柱の耐震補強とせん断破壊実験, 日本建築学会九州支部研究報告, Vol. 41, pp. 509-512, 2002
- (10) 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
- (11) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999
- (12) 中田幸造, 山川哲雄: 緊張アラミド繊維ベルトで外部横補強した RC 柱の中心圧縮性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 631 号, pp. 1617-1624, 2008.9
- (13) M. P. Nielsen: Limit Analysis and Concrete Plasticity, Prentice-Hall, 1984