

論文 緊張PC鋼棒を用いた極脆性柱のせん断破壊実験および応急補強実験

宮城 敏明*1・山川 哲雄*2・藤川 将吾*3・森下 陽一*4

要旨：緊張PC鋼棒を用いた極脆性柱を対象に，PC鋼棒への緊張力量をパラメータとしたせん断実験を行った。せん断実験の結果，緊張力導入量が多いほど，せん断強度は高く，劣化勾配も緩やかであることが確認できた。また，そのせん断損傷柱を緊張PC鋼棒で応急補強を行い，一定軸力下の正負繰返し水平加力実験を行い，応急補強の有効性を実験的に検証した。さらに，応急補強実験における効果的なPC鋼棒間隔および緊張力量の検討を目的に解析と実験結果との照合を試みた。

キーワード：PC鋼棒，緊張力，極脆性柱，せん断破壊，応急補強，外部横補強

1. 序

山川・宮城は震災後の損傷RC柱を対象とする応急補強法を提案し，一定軸圧縮力下の正負繰返し水平加力実験，損傷後の残存軸耐力および応急補強後の修復軸耐力の確認を目的とした鉛直載荷実験を行ってきた¹⁾。提案する応急補強法の特徴は，Fig. 1に示すように緊張力を導入した外付けのPC鋼棒により横拘束力を向上させ，損傷したコンクリートの強度，軸耐力および耐震性能（耐力と変形能力）の回復・改善を図ることである。これまでの応急補強に関する加力実験結果から，長期軸力を支持できる損傷度のRC柱であれば，応急補強を施すことにより，曲げ耐力および軸耐力が健全なコンクリー

トとしてのレベルまでほぼ回復可能であることが明らかとなった。

そこで，PC鋼棒の緊張力や鋼板が耐震性能に及ぼす効果などをさらに定量的に把握することを目的に，せん断実験および応急補強実験を実施した。せん断実験では，緊張PC鋼棒のせん断補強効果を直接検討するために，PC鋼棒の横補強間隔を大きくして，すなわち横補強量を少なくして，PC鋼棒への導入緊張量をパラメータとした一定軸圧縮力下の正負繰返し水平加力実験を行った。一方，応急補強実験では，せん断実験で損傷した試験体に応急補強を施した試験体を用いた。さらにこれらの実験結果を基に曲げ強度やせん断強度の評価および効果的な導入緊張量に関する解析的検討を試みた。

すなわち，本研究の目的はPC鋼棒で外部横補強したRC柱のせん断強度と曲げ強度を精度よく評価するための算定式を確立することと，合わせて緊張力が耐震性能に及ぼす効果を明らかにすることである。

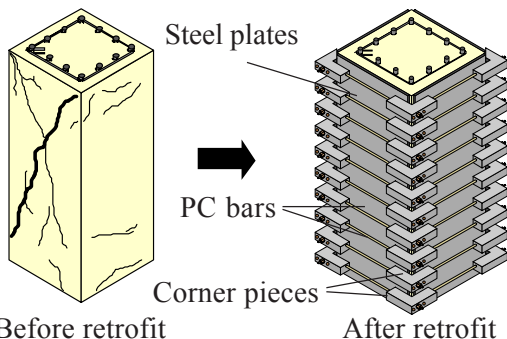


Fig. 1 Emergency retrofit for extreme short RC columns by PC bars and steel plates

2. 実験計画

実験に用いた柱試験体は 250 × 250mm の正

*1 北斗設計 技術統括部長（琉球大学大学院理工学研究科生産エネルギー専攻）（正会員）
 *2 琉球大学教授 工学部環境建設工学科 工博（正会員）
 *3 琉球大学大学院 理工学研究科環境建設工学専攻（正会員）
 *4 琉球大学助教授 工学部環境建設工学科 工博（正会員）

Table 1 Details of emergency retrofitted test specimens

	ER04S-P150N/P65S1	ER04S-P150	ER04S-P150/P65S2	ER03S-P41SN	ER03S-P41S
Shear test					
Specimen Unit : mm	PC bar 150	PC bar 150	PC bar 150		
PC bar		3.8φ-@150		—	—
Pre-tension strain level	0μ	2450μ	3700μ	—	—
$\sigma_B(N/mm^2)$		27.2		28.3	
Max crack width	3.0 mm	5.0 mm	5.0 mm	0.8 mm	6.0 mm
Damage level	III	IV	IV	III	IV
Retrofit test					
Specimen Unit : mm	Steel plate 65		Steel plate 65	Steel plate 41	Steel plate 41
PC bar	5.4φ-@65		5.4φ-@65	5.4φ-@41	
Pre-tension strain level	2450μ	—	2450μ	0μ	2450μ
Common details	Specimen: M/(VD)=1.0, N/(bDσ _B)=0.2, Rebar : 12-D10 (SD295) (p _s =1.36%), Hoop : 3.7φ-@105(p _w =0.08%), Steel plate (t=3.2mm).				

Table 2 Mechanical properties of materials

Reinforcement	a(cm ²)	f _y (MPa)	ε _y (%)	E _s (GPa)	
Rebar	D10	0.71	401	0.23	173
Hoop	3.7φ	0.11	559	0.29	190
PC bar	3.8φ	0.11	1279	0.59	216
PC bar	5.4φ	0.23	1103	0.54	206
Steel plate	3.2mm	0.76	277	0.13	207

Notes: a=cross section area, f_y=yield strength of steel,
ε_y=yield strain of steel, E_s=modulus of elasticity.

方形断面で、柱高さ 500mm (せん断スパン比 1.0),せん断補強筋 p_w=0.08%,主筋比 p_g=1.36% の極脆性柱である。Table 2 に主筋, 帯筋, PC 鋼棒, 鋼板の力学的材料定数を示す。

せん断実験では,柱試験体に外付けのPC鋼棒を有効せい(226.3mm)よりも小さい間隔(150mm)で3段設置し,せん断破壊となるように試験体を計画した。また,PC鋼棒への緊張ひずみ量 ε_p のパラメータは施工上の観点から PC 鋼棒降伏ひずみの 1/3 程度 (ε_p=2450μ) を基準とし,その値の 1.5 倍程度 (ε_p=3700μ) および導入しない場合(ε_p=0μ)とした(Table 1 参照)。載荷は,長期軸力比に相当する一定軸圧縮力比 0.2 のもとで正負繰り返し水平加力を行った。加力方法は部材角 R=0.125%,0.25% および 0.5% から 0.5% の増分で 3 回ずつ繰り返した。

一方,応急補強実験は 4 体を対象 (Table 1 参照) に,緊張力の有無,PC 鋼棒間隔をパラメータに行った。補強実験は,一度せん断破壊させ,

軸力比で 0.2 を載荷させたまま,応急補強を施し,再度水平交番加力実験を行った。なお,Table 1 に示す損傷度は日本建築防災協会「被災度判定基準」を適用した。

3. せん断実験結果および考察

Fig. 2 にせん断実験による荷重 - 部材角曲線 (以下,V-R 曲線)を示す。なお,実線は健全な RC 柱としての AIJ の多段配筋柱に関する曲げ強度略算値 (以下,曲げ強度)である。曲げ強度算定におけるコンクリート強度は,スケール効果を考慮して²⁾,シリンダー強度 σ_B に強度低減係数(ここでは 0.89)を乗じたコンクリート強度 σ_B に,緊張力による能動的横拘束効果および PC 鋼棒,帯筋による受動的横拘束効果を加算した値を用いた (Table 3 参照)。能動的横拘束効果によるコンクリート強度 σ_{ac} は, Mander 式による拘束効果係数 k_c を用い,能動的横拘束効果を平均的な側圧 σ_r に換算し, Richart らの式で算出する。受動的拘束効果によるコンクリート強度 σ_{pc} は, Mander 式により算出する。曲げ強度算定に用いるコンクリート強度 f'cc は (1) 式のとおりである。

$$f'_{cc} = {}_c\sigma_B + \sigma_{ac} + \sigma_{pc} \quad (1)$$

ただし, Mander 式における非拘束コンクリート強度 f'co には f'co = {}_c\sigma_B + σ_{ac} を用いる。また,受動

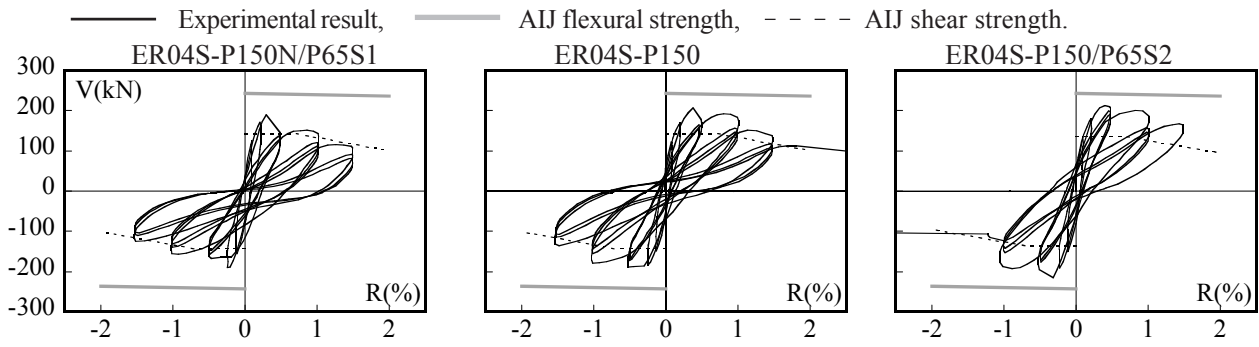


Fig. 2 Measured shear force V - drift angle R relationships

Table 3 Concrete strength due to confinement

Specimen	σ_B (MPa)	σ_{ac} (MPa)	σ_{pc} (MPa)	f'_{cc} (MPa)
ER04S-P150N/P65S1	24.2	0.0	2.3	26.5
ER04S-P150	24.2	0.4	2.3	26.9
ER04S-P150/P65S2	24.2	0.4	2.1	26.7

σ_B = compressive strength of concrete considering scale effect ($\sigma_B = 0.89\sigma_{B,c}$, $\sigma_{B,c}$ = cylinder strength),

σ_{ac} = incremental concrete strength due to prestressing,

σ_{pc} = incremental concrete strength due to passive confinement,

f'_{cc} = confined concrete strength of sound concrete.

的横拘束に横補強筋として帯筋およびPC鋼棒が寄与するとし，その横補強筋の降伏強度は，帯筋には降伏強度を用い，PC鋼棒には降伏強度から緊張力による初期導入応力を差し引いた値とし，その上限値を800MPaとした⁴⁾。

Fig. 2 に示すように，いずれの試験体も正側 R=0.5%の直前に荷重の低下が見られ，また，曲げ強度に達していないことが確認できる。次に，Fig. 3 に各試験体の載荷後のひび割れ状況および各載荷ステップにおけるPC鋼棒のひずみを示す。ひび割れ図より，いずれの試験体とも大きな斜めひび割れが発生している。すなわち，せん断破壊したと考えられる。

試験体の帯筋の配筋は，105mm 間隔の 5 段配筋で，中段帯筋および最上段帯筋の web 面でひずみの計測を行った。PC鋼棒を 150mm 間隔で 3 段配置し，3 段ともひずみを計測した。Fig. 3 より，いずれの試験体においても，帯筋および PC 鋼棒ひずみは最大荷重時までほとんど増加しないことがわかる。また，柱部材の中段位置のひずみが，せん断ひび割れに伴い他の位置よりも大きな値となっているのが特徴である。

帯筋ひずみでは，緊張力を導入していない試験体 ER04S-P150N/P65S1 は最大荷重発生後の

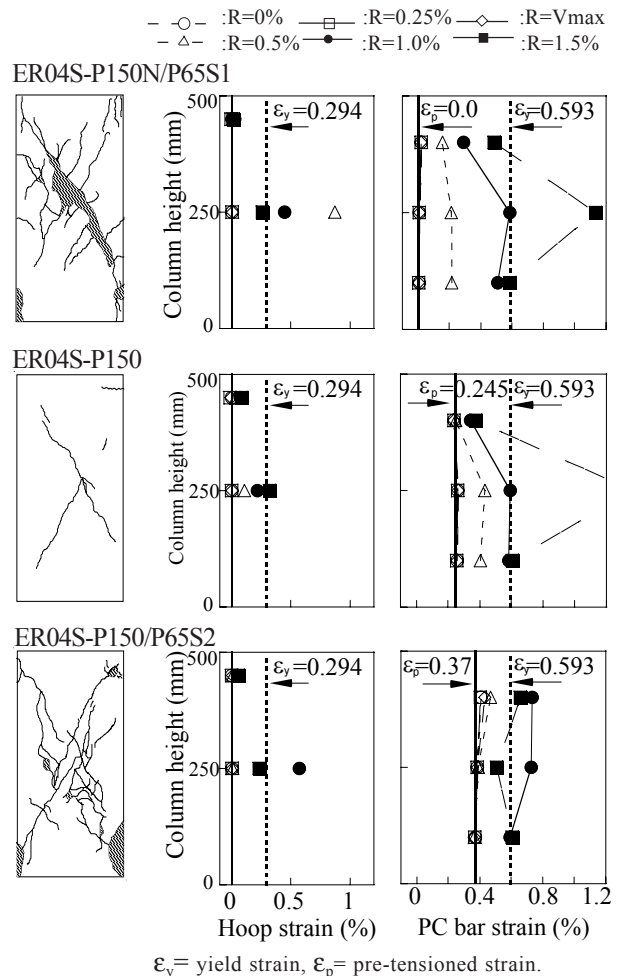
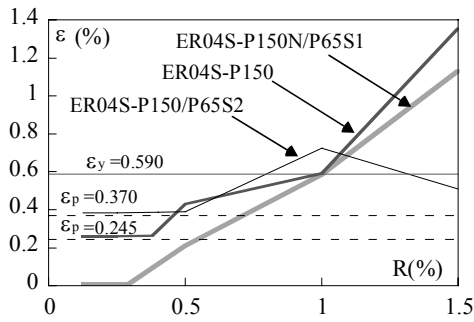


Fig. 3 Observed cracking patterns and variation of hoop and PC bar strains

R=0.5%において，降伏ひずみ ϵ_y に達しているが，緊張力を導入している試験体は，R=0.5%では降伏せず，R=1.0%またはR=1.5%で降伏ひずみに達していることがわかる。一方，PC鋼棒ひずみは中段位置において，いずれの試験体も R=1.0% 時において降伏ひずみに達している。

ここで，Fig. 4 に中段位置における柱せい面の PC 鋼棒ひずみおよび R の関係を示す。この図より，いずれの試験体においても，PC 鋼棒のひ



ϵ = strain of PC bar, ϵ_y = yield strain, ϵ_p = pre-tensioned strain.

Fig. 4 ϵ -R relationships of PC bar located at center of column

ずみは最大荷重後においてRの増大に伴い増加する傾向を示し、R=1.0%時にPC鋼棒は降伏ひずみに達することがわかる。このように、RとPC鋼棒ひずみ値とは相関があり、PC鋼棒は帯筋と同様に、トラス機構として柱部材のせん断強度に寄与すると考えられる。

次に、Fig. 5に実験結果のV-R曲線に関する包絡線を示す。この図より、緊張力の大きい試験体ほど最大荷重が大きく、その時の部材角も大きいことが確認できる。また、最大荷重後のせん断強度の劣化も小さい。これらのことにより、PC鋼棒に緊張力を導入することは、せん断強度に関して有利に働くと考えられる。

そこで、曲げ強度算定時と同様に拘束コンクリート強度を用い、AIJ靱性指針式³⁾によりせん断強度(以下、せん断強度)を算出する。その場合、PC鋼棒が帯筋と同様のメカニズムでせん断強度に寄与するものとする。高強度材料はせん断補強筋として用いられる場合、材料の能力が降伏強度まで発揮できず、上限値800MPaが用いられる⁴⁾。今回せん断強度算定に用いるPC鋼棒の降伏強度は、PC鋼棒への緊張力による応力を降伏強度から差し引いた値とし、その上限値を800MPaとする。つまり、その計算方法により、緊張力を導入することによりPC鋼棒の材料としての特性を活かし、緊張力がせん断強度に有利に寄与することとなる。ただし、緊張力の有効限界を設ける必要があると考える。

Table 4に実験結果および計算結果を示す。AIJ靱性指針式によるせん断強度計算値は、いずれの試験体においても、実験結果の荷重以下

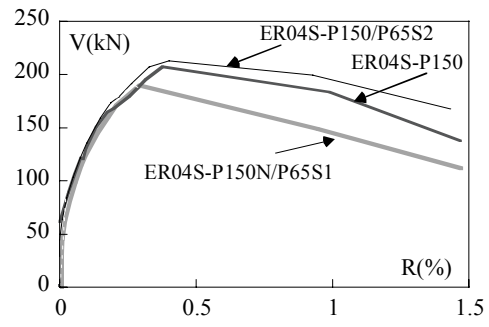


Fig. 5 Experimental V-R relationships

Table 4 Shear strength

Specimen	Experimental		Calculated
	V _{max} (kN)	R (%)	V _u (kN)
ER04S-P150N/P65S1	189.7	0.294	141.5
ER04S-P150	207.5	0.379	141.5
ER04S-P150/P65S2	212.9	0.402	133.3

V_u = AIJ shear strength.

であり、緊張ひずみを3700 μ 導入した場合が最も小さい値となっている。そのことは、今回用いたせん断強度算定方法は、AIJ靱性指針式において、安全側に評価でき、また緊張力の制限を考慮できると考えられる。

4. 応急補強実験結果と解析的検討

4.1 応急補強実験結果および考察

応急補強実験は、補強前に水平加力実験により損傷を与えた試験体を用いて行った(Table 2参照)。応急補強実験は、長期軸力比に相当する一定軸圧縮力比0.2のもとで正負繰り返し水平加力実験を行った。加力方法はR=0.5%から0.5%の増分で3回ずつ繰り返し、3.0%まで強制変形を与え、それでも靱性能が期待できる場合にはR=4.0%と5.0%を1回ずつ正負繰り返した。本応急補強は、損傷した極脆性柱に4面とも鋼板(幅240mm、高さ470mm、厚さ3.2mm)をあてた上でコーナーピースを柱の四隅に配置し、PC鋼棒(5.4 ϕ -@41 or @65mm)を架け渡し、トルクレンチ等により緊張力を導入する方法である。鋼板同士や柱頭、柱脚部における溶接やコンクリートのひび割れ補修のためにエポキシ樹脂等の注入を行わないのが特徴である。

Fig. 6に実験結果のV-R曲線および平均軸ひずみ ϵ_v -R曲線を示す。なお、 ϵ_v は柱材軸上の上

— Befor retrofit, — After retrofit, — AIJ flexural strength (f'_{cc} =Table 3), - - - AIJ flexural strength (f'_{cc} =Table 5).

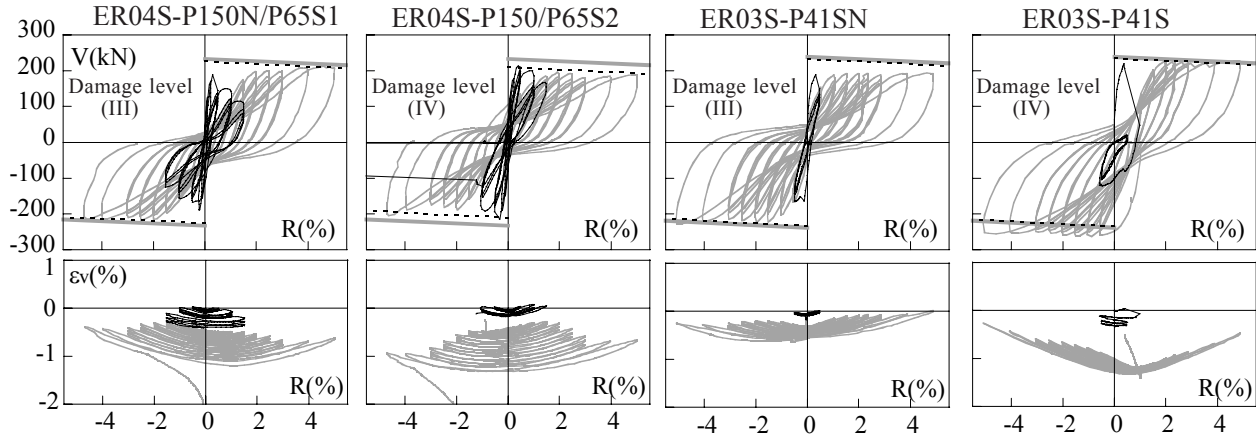


Fig. 6 Measured V - R and ϵ_v -R relationships

Table 5 Concrete strength at different damage level

Specimen	Damage level	σ_B (MPa)	σ'_B (MPa)	f'_{cc} (MPa)	f'_{cc}/σ_B
ER04S-P150N/P65S1	III	24.2	9.5	21.2	0.88
ER04S-P150/P65S2	IV	24.2	4.1	15.3	0.63
ER03S-P41SN	III	25.2	9.9	22.5	0.89
ER03S-P41S	IV	25.2	4.2	23.8	0.94

σ_B = compressive strength of concrete considering scale effect,

σ'_B = compressive strength of damaged concrete,

f'_{cc} = confined concrete strength of damaged RC column.

下端間の伸縮量を柱内のり高さで除した平均軸ひずみである。また、実線は損傷前のコンクリート強度 f'_{cc} (Table 3 参照) を用いた曲げ強度である。Fig. 6 に示すように、いずれの試験体も靱性能が大幅に向上していることが確認できる。また、ER04S-P150N/P65S1 (@ 65mm, $\epsilon_p=2450\mu$, 損傷度 III) の荷重 V はほぼ曲げ強度に到達し、ER03S-P41S (@ 41mm, $\epsilon_p=2450\mu$, 損傷度 IV) は曲げ強度を上回っていることが確認できる。しかしながら、ER04S-P150/P65S2 (@ 65mm, $\epsilon_p=2450\mu$, 損傷度 IV) および ER03S-P41SN (@ 41mm, $\epsilon_p=0\mu$, 損傷度 III) は、損傷前の曲げ強度に到達していない。

ϵ_v -R 関係においては鉛直載荷実験による残留ひずみの影響が含まれている。鉛直載荷実験は ER04S-P150N/P65S1 では補強後に、それ以外の試験体は補強前後に行った。なお、ER03S-P41S はせん断実験時においてせん断破壊時に荷重が急激に低下し、ひび割れも大きいことにより鉛直載荷実験による残留ひずみが大きくなっている。この図より、PC 鋼棒間隔 65mm の試験体は 45mm 間隔試験体に比べ、R が大きくなるに伴い ϵ_v も徐々に進展した。一方、ER03S-P41S は鉛直載荷実験による残留軸ひずみの影響を除去すると、シャープな引っ張りひずみが生じ、健全な弾塑性性状を確保していることがわかる。

以上のことから、本実験では損傷度が IV の試験体において、PC 鋼棒間隔 41mm、緊張ひずみ 2450μ を導入し鋼板を圧着する応急補強は、せ

ん断補強効果と横拘束効果により大幅な靱性能の向上と、さらに曲げ強度も損傷前のレベルまで回復することがわかる。

4.2 解析的検討

応急補強後の曲げ強度とせん断強度の評価により、効果的な緊張力導入量の解明を目的に解析的検討を行う。

まず、コンクリート強度の算定を行う。コンクリート強度はせん断実験の場合と同様に (1) 式により算定する。ただし、(1) 式における σ_B の代わりに、損傷により低下したコンクリート強度 σ'_B を用いる。 σ'_B はこれまでの補強実験の成果¹⁾から (2) 式、(3) 式のように設定する。

$$\text{損傷レベル III : } \sigma'_B = 0.35 \cdot \sigma_B \quad (2)$$

$$\text{損傷レベル IV : } \sigma'_B = 0.15 \cdot \sigma_B \quad (3)$$

Table 5 に算出したコンクリート強度を示す。 f'_{cc}/σ_B の比較において、損傷度 III の場合、R04S-P150N/P65S1 と ER03S-P41SN の場合は同値であり、緊張ひずみを導入することで、41mm 間隔と同等の補強効果となることが予想される。損傷度 IV の場合、R04S-P150/P65S2 が 0.63 の回復となっているのに比べ、ER03S-P41S は 0.94 ま

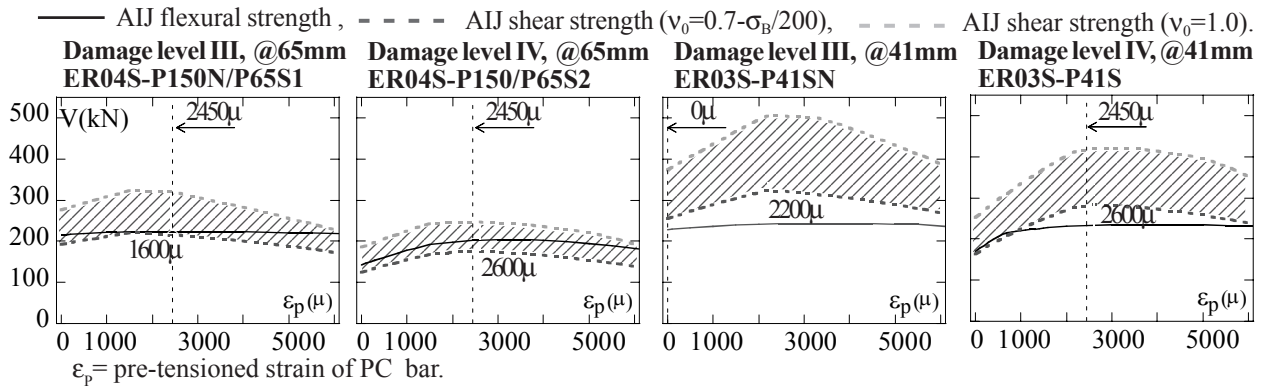


Fig. 7 Variation of calculated flexural and shear strength due to PC bar interval at different damage level

で回復している。そのことから、損傷度が大きいほど初期緊張力導入の効果は高いことが考えられる。ここで、Fig. 6においてTable 5で示す f_{cc} を用い、曲げ強度を算出する。その結果、緊張ひずみを導入していない試験体ER03S-P41SN以外は f_{cc} を用いた曲げ強度と実験値はほぼ一致することが確認できる。

次に、効果的な導入緊張ひずみ ε_p の評価を目的に、損傷度、PC鋼棒間隔および ε_p をパラメータとした解析を行う。解析では、損傷度(III, IV)、PC鋼棒間隔(41mm, 65mm)の4ケースを対象に、 ε_p を0 μ から6100 μ まで増加させ、能動的拘束効果および受動的拘束効果を考慮したコンクリート強度を用い、曲げ強度およびせん断強度を算出した(Fig. 7参照)。せん断強度の算出では、せん断実験で用いた計算方法を採用した。さらに、今回の補強では鋼板が圧着されているので、コンクリートの有効係数 v_0 を1.0と仮定して算出したせん断強度も併記した。

Fig. 7より、PC鋼棒間隔65mmの場合、損傷度IIIおよびIVともせん断強度($v_0=0.7-\sigma_B/200$)を下回っている。実際のせん断強度は斜線部内と思われる。一方、PC鋼棒41mmの場合のせん断強度は十分に曲げ強度を上回っている。また、PC鋼棒41mm間隔の場合、65mm間隔に比べ ε_p の増加に伴うせん断強度の上昇も大きく、損傷度IIIの場合は2200 μ 、損傷度IVの場合は2600 μ において最も大きな値となっている。したがって、今回実験において導入した ε_p (2450 μ)は、せん断補強効果に対し有効な範囲内であると考えられる。

以上の結果、今回の試験体では損傷度III～IVにおける応急補強は、PC鋼棒間隔を41mm確保し、 ε_p を2200 μ ～2600 μ の範囲で導入する方法が効果的な補強方法と考えられる。

5. 結論

- (1)せん断実験結果から、PC鋼棒へ緊張力を導入することにより、せん断強度に関して有利に働くと考えられる。ただし、緊張力の有効限界を考慮する必要がある。
- (2)せん断強度の算出では、PC鋼棒の降伏強度から初期緊張力の導入による応力を差し引いた値を用いることで、AIJ靱性指針式を安全側に評価できる。
- (3)緊張ひずみ量をパラメータとした解析を行い、必要なPC鋼棒間隔および効果的な緊張力の把握を試みた。

参考文献

- 1) 山川哲雄, 宮城敏明: 緊張力を導入したPC鋼棒と鋼板を用いたせん断損傷RC柱の応急補強法, 日本建築学会構造系論文集, No.586, pp.171-178, 2004.12
- 2) 崎野健治, 山口達也, 中原浩之, 向井昭義: コンクリート充填円形鋼管短柱の中心圧縮耐力, 構造工学論文集, Vol.48B, pp.231-236, 2002.3
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8
- 4) 高周波熱錬株式会社: 鉄筋コンクリート造はり・柱のせん断補強筋としてPC鋼棒ウルボンを使用する工法設計指針・同解説, 1995.12