

論文 損傷 RC 柱の圧縮強度と応急補強実験

長濱 温子*1・山川 哲雄*2・上松 茂*3・中田 幸造*4

要旨：損傷 RC 柱への応急補強法では，損傷 RC 柱の残存軸耐力を大幅に回復させる必要がある。本研究では損傷 RC 柱の残存軸耐力を把握し，損傷レベルとの関係を明らかにするため，損傷レベルを実験変数とした損傷 RC 柱の軸力載荷実験を行った。さらに，緊張 PC 鋼棒と鋼板による応急補強量を固定し，損傷レベルを実験変数とした修復軸耐力，および応急補強実験から能動的横拘束圧が応急補強後の拘束した損傷コンクリートの圧縮強度や曲げせん断性能に与える影響を検討した。

キーワード：損傷レベル，残存軸耐力，PC 鋼棒，能動的横拘束圧，応急補強，せん断損傷 RC 柱

1. はじめに

大地震のたびに RC 造建築物は被害を受け，応急復旧の遅れは人々の安全・安心を脅かす。被災 RC 造建築物への応急補強は余震等に対する安全性の確保へと繋がるため社会的な必要性は高まってくるものと考えられる。また，震災後における建築物の解体・復旧においては大量の廃棄物が発生することから，応急補強により建築物の被害拡大を防止し，恒久補強が可能な状態を維持させることが，公害対策および環境負荷の低減の面から重要となる。

このような中で，山川らは RC 柱が地震でせん断損傷したことを想定し，緊張 PC 鋼棒または緊張アラミド繊維ベルトと鋼板を用いたせん断損傷 RC 柱への応急補強法に関する研究を行ってきた^{1),2)}。その結果，上記の応急補強が可能な柱であれば，本補強法を適用することで，せん断損傷 RC 柱の軸耐力を回復し，損傷前以上に耐震性能を回復できることを明らかにした^{1),2)}。

しかし，せん断損傷後の残存軸耐力に関してはデータが少なく³⁾，応急補強後の曲げせん断性能に与える損傷レベルや修復軸耐力などの影響が十分に明らかになっていない。本研究の目的は，著者らのこれまでの残存軸耐力実験結果に

新たにデータを追加するため，せん断損傷レベルが異なるせん断スパン比 1.0 の RC 極短柱に鉛直荷重を載荷し，その残存軸耐力を測定すること，および応急補強による能動的横拘束圧の曲げせん断性能に与える影響を照査することである。

2. 実験計画

試験体は 250mm の正方形断面で，柱高さ 500mm，せん断スパン比 1.0 の RC 極短柱である。試験体一覧を Table 1 に示す。試験体には D10 の主筋を 12 本 ($p_g=1.36\%$) 使用し，帯筋は 3.7ϕ を 105mm 間隔 ($p_w=0.08\%$) で配筋した。実験に用いた材料の力学的特性を Table 2 に示す。5.4 ϕ の PC 鋼棒は母材が降伏する前にネジ部で破断するため，破断強度のみ記載している。

基準試験体 ER06S-P0 (以後，ER06S は省略) は，損傷の無い健全なコンクリートの圧縮強度を測定するための試験体である。

試験体 PII, PIII, PM は緊張 PC 鋼棒 (3.8 ϕ -@250, 補強筋比 0.035%) による損傷コントロール下でせん断損傷を発生させた (Fig. 1(a))。与える損傷レベルは II ~ IV を目標とした。損傷レベルのコントロールは PC 鋼棒に導入する初期緊張ひずみにより行い，目標損傷レベルが II の場合は

*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教授 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 工学部環境建設工学科助手 工修 (正会員)

Table 1 Details of column specimens

Specimen	ER06S-P0	ER06S-PII	ER06S-PIII	ER06S-PIV
Shear failure test specimen				
PC bar	-	3.8φ-@250		
Prestress (Initial strain)	- (-)	529 MPa (2450 μ)	265 MPa (1225 μ)	Non (0 μ)
Emergency retrofitted specimen				
PC bar	-	5.4φ-@65		
Prestress (Initial strain)	- (-)	505 MPa (2450 μ)		
Steel plate	-	t=3.2 mm		
Common details	M/(VD)=1.0, N/(bDσ _B)=0.2, σ _B =28.8MPa, Rebar:12-D10 (p _g =1.36%), Hoop:3.7φ-@105 (p _w =0.08%).			

Notes: ■=emergency retrofitted specimen, M/(VD)=shear span to depth ratio, N/(bDσ_B)=axial force ratio, σ_B=cylinder strength.

Table 2 Properties of reinforcement

		a (mm ²)	σ _y (MPa)	E _s (GPa)	σ _u (MPa)
Rebar	D10	71	335	182	489
Hoop	3.7φ	11	643	199	688
PC bar	3.8φ	11	1279	216	1359
	5.4φ	23	-	206	1103
Steel plate	t=3.2	-	291	205	410

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

2450μ (PII), IIIの場合は1225μ(PIII), IVでは0μ(PIV)とした。実験は Fig. 1のように, (a)軸力比0.2の下でせん断損傷実験を行った後, (b)軸力をゼロに戻してPC鋼棒を除去し, 残存軸耐力実験を行った。その後, (c)軸力を再びゼロまで戻し, 間隔65mmで配置した5.4φの緊張PC鋼棒で鋼板を損傷柱4面に圧着する応急補強後 (PII, PIII, PIVともに初期緊張ひずみ2450μ, 実験変数は損傷レベル), 修復軸耐力実験を行った。そして (d)軸力比を0.2まで戻し, PC鋼棒の緊張ひずみの再調整を行い, 正負繰り返し水平加力実験により, 応急補強後の耐震性能を確認した。最後に, (e)応急補強後の残存軸耐力実験を行った。実験では Fig. 2に示す加力装置を

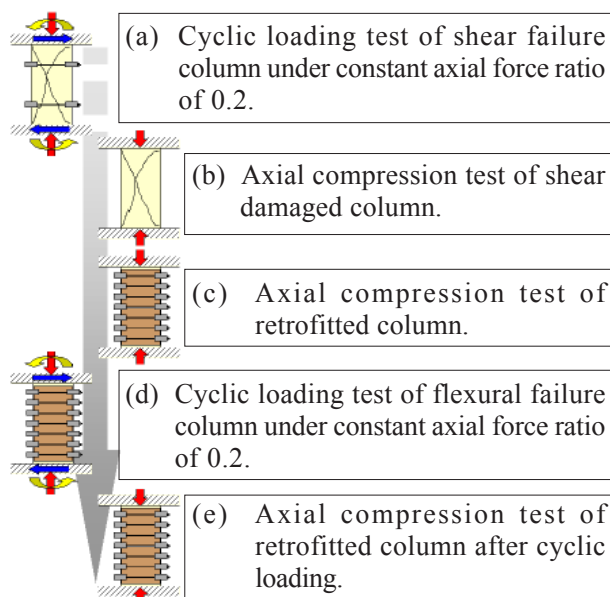


Fig. 1 Procedure of loading test

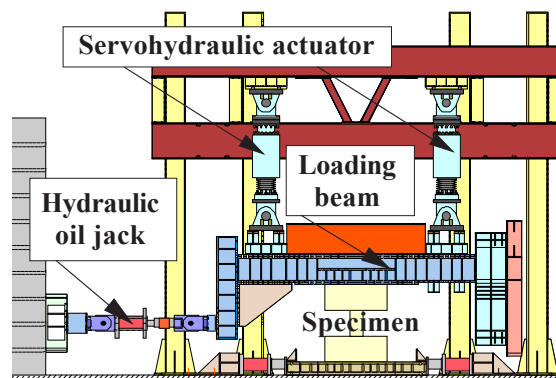


Fig. 2 Test setup

用い, 2台のサーボアクチュエータ (合計2000kN) によって, 加力ビームがテストベッドに対して常に平行を保つよう制御した。水平加力実験の加力方法は部材角 R=0.125%, 0.25%を各1回, 0.5%から0.5%の増分で2回ずつ3%まで行い, 4%, 5%を1回ずつ繰り返した。

3. 実験結果

3.1 せん断損傷実験

せん断損傷実験を行った試験体(PII, PIII, PIV)は, 帯筋比 (p_w=0.08%) に, PC鋼棒の補強筋比 (0.035%) を加えても最小せん断補強筋比0.2%を満足していない極脆性柱である。

一定軸力下 (軸力比0.2) の正負繰り返し水平加力実験により得られたせん断力 V と部材角 R の関係を Fig. 3 に示す。なお, グラフ中には本補強法を反映した修正荒川 mean 式⁴⁾とトラス・

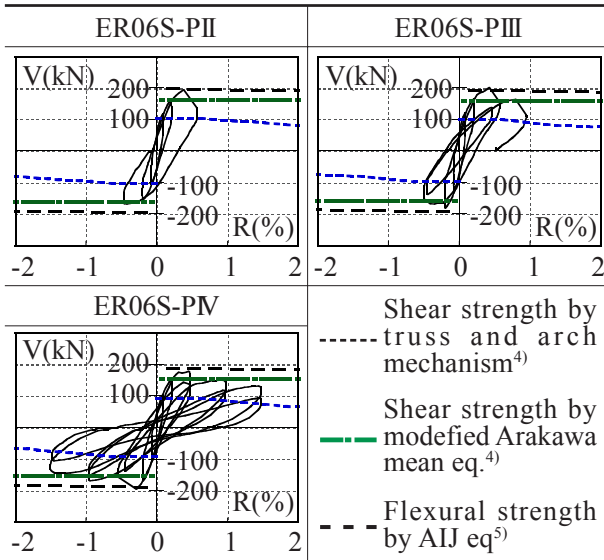


Fig. 3 Measured V-R relationships (shear failure)

ER06S-PII		ER06S-PIII		ER06S-PIV	
Depth	Width	Depth	Width	Depth	Width
II (0.35mm)		III (2.0mm)		IV (2.1mm)	

II, III, IV: Damage level⁶⁾, (): Max. crack width(depth side).
Fig. 4 Observed cracking patterns after shear failure test

アーチ機構に基づくせん断強度⁴⁾, および多段配筋柱の曲げ強度略算値⁵⁾も合わせて示す。これらのコンクリート強度には後述するP0の軸支持能力実験結果($\sigma_p=14.6\text{MPa}$)を用いた。文献4)に報告されているように、補強量が小さい場合は修正荒川 mean 式が実験値を良く評価できている。

また、Fig. 4 にせん断損傷実験終了後のひび割れ図、ひび割れ幅、損傷レベルを示す。損傷レベルは日本建築防災協会の判定基準⁶⁾に基づき、ひび割れ幅等により総合的に評価した。その結果、計画通り、試験体 PII は損傷レベル II, PIII は III, PIV は IV に該当する。

3.2 軸支持能力および残存軸耐力

健全な試験体 (P0) の中心圧縮耐力 (軸支持能力) および損傷試験体 (PII, PIII, PIV) の中心圧縮耐力 (残存軸耐力) を確認する中心圧縮実験では、Fig. 2 に示す加力ビームを平行に保ちながら

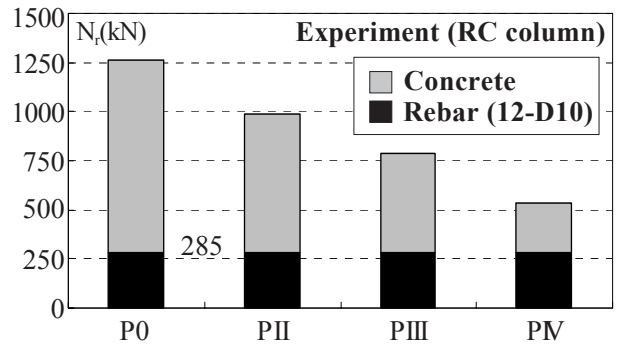


Fig. 5 Residual axial compression capacity (N_r) after shear failure of specimen (without PC bars)

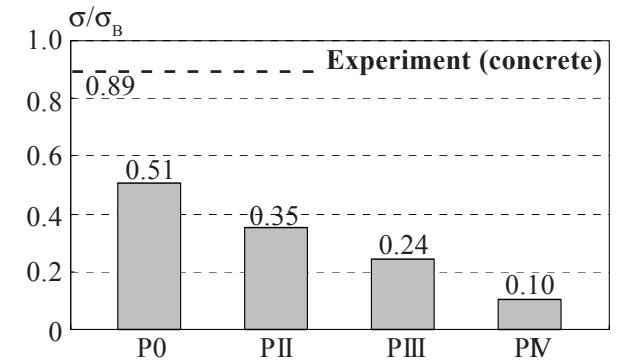


Fig. 6 Compressive strength of concrete (σ) after shear failure of specimen (without PC bars)

軸力を徐々に増大させ、最大軸耐力を確認後、軸力をゼロになるまで除荷した。なお、試験体 PII, PIII, PIV ではせん断損傷実験終了後に軸力と残留水平変形をゼロに戻した後、外部横補強材としての緊張 PC 鋼棒を除去し中心圧縮载荷を行った。

その結果を Fig. 5 に示す。また、Fig. 6 には、Fig. 5 の全軸力から主筋の負担分を差し引いたコンクリート負担分をその断面積で除して応力度を算出し、シリンダー強度で基準化した結果を示している。

Fig. 6 より、健全な RC 柱試験体 P0 のコンクリート強度は、シリンダー強度 ($\sigma_B=28.8\text{MPa}$) の約 51% (14.6MPa) である。文献7) によると形状寸法 (250 × 250mm の断面) を考慮したコンクリート強度はシリンダー強度の 89% になるが、本結果はそれよりさらに小さい。この原因は、縦打ちによるブリージング、打設時のバイブレーションおよび養生などの影響が考えられるが、詳細な検討は今後の研究課題としたい。

次に、残存軸耐力実験で最大耐力を確認した本実験結果と文献3) のデータを用いて、損傷レ

Table 3 Shear damaged concrete strength

Specimen	ER06S-series				ER05S-series ³⁾			
	P0	PII	PIII	PIV	P0	P2	P3	P4
σ_B (MPa)	28.8 ($\sigma_p=14.6$)				25.8 ($\sigma_p=16.1$)			
Crack width (mm)	-	0.35	2.0	2.1	-	0.75	3.0	4.0
Damage level	-	II	III	IV	-	II	IV	IV
σ_B' (MPa)	14.6*	10.2	7.0	3.0	16.1*	7.6	1.6	1.1
σ_B'/σ_B	0.51	0.35	0.24	0.10	0.62	0.29	0.06	0.04
σ_B'/σ_p	1.00	0.70	0.48	0.21	1.00	0.47	0.10	0.07

Notes: σ_B' =compressive strength of damaged concrete, σ_p =compressive strength of sound concrete, *= σ_p .

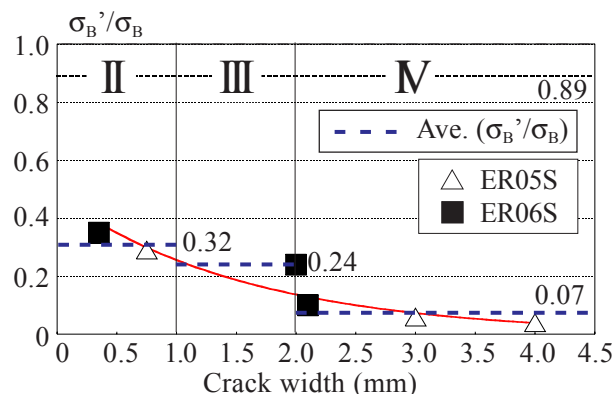


Fig. 7 Degradation of shear damaged concrete strength at different damage level

ベルと損傷コンクリート強度の関係を検討する。Table 3 に損傷コンクリート強度と損傷レベルおよびひび割れ幅の一覧を示す。また、Fig. 7にはTable 3の結果をひび割れ幅(損傷レベル)ごとに整理した。縦軸が損傷コンクリート強度をシリンダー強度で基準化した値(σ_B'/σ_B)、横軸がひび割れ幅(損傷レベル)である。Fig. 7より、損傷レベルが大きくなるに従い損傷コンクリート強度は小さくなり、シリンダー強度比で、損傷レベルII(ひび割れ幅が0.2~1.0mm)であれば約32%、損傷レベルIII(ひび割れ幅が1.0~2.0mm程度まで)であれば約24%、損傷レベルIV(ひび割れ幅2.0mm以上)では約7%に低下する。図示していないが、基準試験体強度比では、損傷レベルIIであれば約59%、損傷レベルIIIあれば約48%、損傷レベルIVでは約13%に低下していた。

3.3 応急補強による拘束した損傷コンクリートの圧縮強度

損傷RC柱の耐震性能を回復させるには、外部

Table 4 Estimated values of emergency retrofitted concrete strength

Specimen	ER06S series			ER03S-P series ⁸⁾	
	PII	PIII	PIV	P41SN	P41S
σ_B (MPa)	28.8			28.3	
Crack width (mm)	0.35	2.0	2.1	0.8	6.0
Damage level	II	III	IV	II*	IV
σ_p/σ_B	0.51			0.64	
Retrofit type	5.4 ϕ - @65			5.4 ϕ - @41	
Initial strain (μ)	2450			0	2450
σ_r (MPa)	1.43			0	2.26
f'_{cc} (MPa)	26.9	23.5	16.8	18.6	26.2
f'_{cc}/σ_B	0.93	0.82	0.58	0.66	0.93

Notes: σ_r =uniform lateral confining pressure, f'_{cc} =concrete strength of emergency retrofitted specimen before cyclic loading, *=revised damage level type that differs from Ref.10).

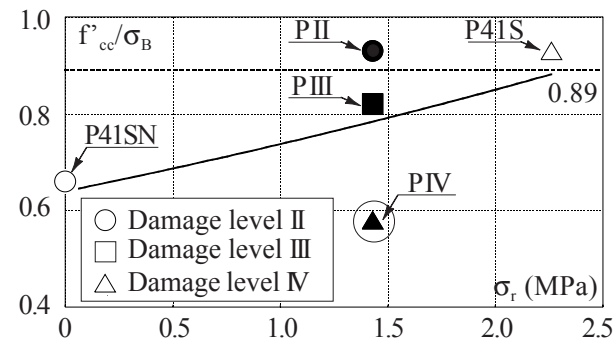


Fig. 8 $f'_{cc}/\sigma_B - \sigma_r$ relationship

横拘束による応急補強で損傷RC柱のコンクリート強度を増大させる必要がある。Table 4には、修復軸耐力実験(Fig. 1(c))から得られた本実験結果と、修復軸耐力をピーク値近傍まで確認できた文献8)の結果を示している。Fig. 8には拘束した損傷コンクリートの圧縮強度をシリンダー強度で基準化した値(f'_{cc}/σ_B)と式(1)で計算される能動的横拘束圧(σ_r)の関係を示した。ここで、拘束した損傷コンクリートの圧縮強度とは修復軸耐力実験値から主筋の軸力負担分を差し引きコンクリート負担分を求め、その断面積で除して求めた値である。なお、黒塗りのプロットがER06Sシリーズであり、実線は実験結果から得られる回帰曲線である。

$$\sigma_r = \frac{2 \cdot p \cdot a}{b \cdot p \cdot s} \cdot \sigma_{pt} \quad (1)$$

ここで、 σ_{pt} : PC 鋼棒の緊張応力度, p_a : PC 鋼棒

の断面積, b : 柱幅, s_p : PC 鋼棒の間隔。Table 4 において * の付いた損傷レベルは, 文献 3) で再評価したものである。修復軸耐力実験でピーク値を未確認の試験体 (PIII, PIV, ER03S-P41SN, ER03S-P41S) に関しては Mander 式⁹⁾ によりピーク値の推定³⁾ を行った。これらの試験体でピーク値が未確認なのは, 応急補強後の水平加力実験への影響を極力抑えるため, および安全を配慮したためである。Fig. 8 のように, 損傷 RC 柱に導入される能動的横拘束圧が大きくなれば, 拘束した損傷コンクリートの圧縮強度は損傷前 ($0.51\sigma_B, 0.64\sigma_B$) 以上に増大することがわかる。なお, Fig. 8 の で囲んだ試験体は拘束した損傷コンクリートの圧縮強度が他に比べて小さい。これは損傷レベルが大きい場合にはより大きい能動的横拘束圧を導入する必要があることを示している。

3.4 応急補強後の履歴性状

応急補強後の水平加力実験 (Fig. 1(d)) により得られた V-R および ϵ_v -R 曲線を Fig. 9 に, 残存軸耐力実験 (Fig. 1(b)) 後のひび割れ状況を Fig. 10 に示す。V-R 曲線中の破線は, 拘束した損傷コンクリートの圧縮強度 (Table 4) を用いた曲げ強度略算値⁵⁾ である。

本試験体はせん断損傷実験後に残存軸耐力および修復軸耐力実験を行っているので, 損傷がさらに進行している (Fig. 10)。また, 試験体 PII は, 修復軸耐力実験でピーク値の確認を行ったため, 他の試験体に比べ軸圧縮ひずみが進行している (Fig. 9 ϵ_v -R 参照)。

Fig. 9 より, 試験体 PII, PIII は損傷がやや小さいので水平耐力の回復が早く, 部材角の小さい段階 ($R=1.5\%$ 以前) で実験値が曲げ強度計算値に達している。水平加力実験による軸圧縮ひずみの進行もほとんどなく, 応急補強により優れた耐震性能が得られている。しかし, 損傷が大きい PIV は大変形時に曲げ強度に到達し, 応急補強実験での軸圧縮ひずみの進行も著しい。これは 3.3 節で述べたように, 損傷レベルに比して導入した能動的横拘束圧が小さく, そのた

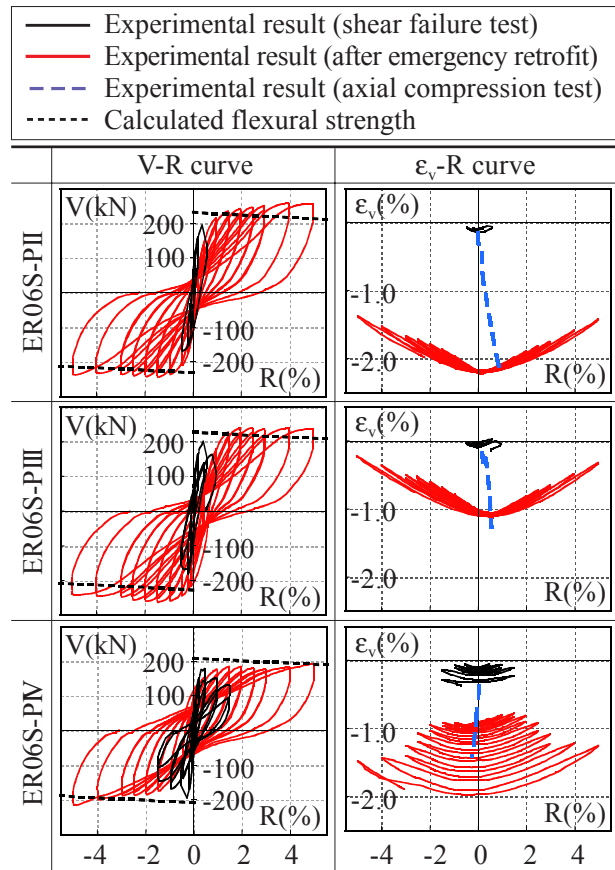


Fig. 9 Measured V-R and ϵ_v -R relationships before and after emergency retrofit

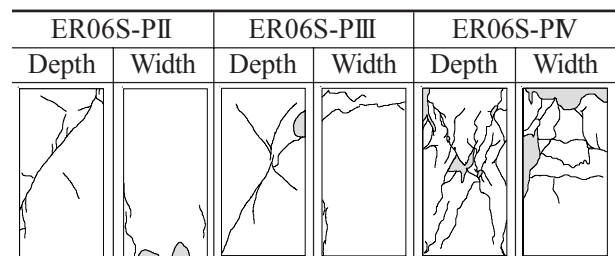


Fig. 10 Observed cracking patterns after axial compression test

め拘束した損傷コンクリートの圧縮強度が小さかったことによると考えられる。従って, 応急補強後の履歴性状には拘束した損傷コンクリートの圧縮強度が大きく影響すると言える。

4. 耐震診断基準¹⁰⁾ による残存軸力比

本研究ではせん断損傷 RC 柱の残存軸耐力 (Fig. 1 (b)) および応急補強後の水平加力実験後に行った残存軸耐力 (Fig. 1 (e)) を測定しており, これらの結果と耐震診断基準の規定との比較を行う。せん断損傷 RC 柱の残存軸耐力として使用するの, ピーク値を確認した本実験

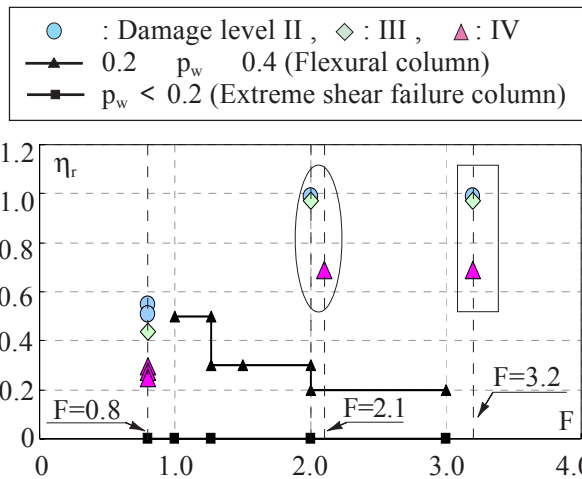


Fig. 11 Relationship of residual axial force ratio (η_r) and ductility index (F)

結果と文献3)のデータ，応急補強後の残存軸耐力は本実験結果を使用する。Fig. 11には靱性指標F値と残存軸力比 η_r ($\eta_r=N_r/(bD\sigma_B)$ ， N_r ：残存軸耐力実験結果)の関係を示しており，合わせて耐震診断基準の極脆性柱($p_w < 0.2$)と曲げ柱($0.2 \leq p_w \leq 0.4$)の残存軸力比の関係も示した。丸と四角で囲んでいるデータは応急補強後の残存軸力比の実験結果であり，応急補強試験体のF値は次式で算定した。

$$F = \frac{\sqrt{2R_{ru}/R_y - 1}}{0.75(1 + 0.05R_{ru}/R_y)} \quad (2)$$

ここで， R_y ：層の降伏変形角($R_y=1/150$ とする)， R_{ru} ：部材の終局層間変形角である。なお， R_{ru} に実験で経験した最大層間変形角 $R=5\%$ ($V=0.9V_{max}$ 以上)を用いた場合の結果も合わせて示し，四角で囲んだ。

Fig. 11より，耐震診断基準では極脆性柱($F=0.8$)の残存軸力比 η_r はゼロと想定されているが，本実験結果は η_r が $0.2 \sim 0.6$ の範囲にあり，耐震診断基準の想定が安全側であることがわかる。また，損傷レベルによる残存軸力比の相違も明らかである。丸で囲んだ応急補強後の残存軸力比($F=2.0 \sim 2.1$)は，耐震診断基準の規定をはるかに上回っている。また，四角で囲んだデータもF値は3.2と大きいが残存軸力比が大きく，本工法の優れた応急補強効果を示している。

5. 結論

- 1) 損傷コンクリート強度はシリンダー強度比で，損傷レベルIIであれば約32%，損傷レベルIIIであれば約24%，さらに損傷レベルIVであれば約7%に低下する。ただし，本実験での健全な試験体のコンクリート強度はシリンダー強度比で最低約51%であった。
- 2) 応急補強後の拘束した損傷コンクリートの圧縮強度は柱に導入する能動的横拘束圧と正の相関がある。
- 3) 応急補強後の曲げせん断性能には拘束した損傷コンクリートの圧縮強度が影響しており，損傷レベルが大きい場合は，より大きい能動的横拘束圧を必要とすることがわかった。
- 4) 耐震診断基準による残存軸力比の規定と本実験による損傷RC柱の残存軸力比の比較の結果，耐震診断基準の規定は安全側の評価であることを確認した。また，応急補強後の残存軸力比においても耐震診断基準をはるかに上回っており，本工法の優れた応急補強効果を確認できた。

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，第586号，pp.171-178，2004.12.
- 2) 藤川将吾ほか：緊張アラミド繊維ベルトで応急補強した損傷柱の弾塑性挙動，コンクリート工学年次論文集 Vol.26，No.2，pp.1579-1584，2004.
- 3) 上松茂ほか：せん断損傷RC極短柱の残存軸耐力と応急補強実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.1123-1128，2006.
- 4) 新城良大ほか：緊張PC鋼棒で横補強したRC柱の正負繰返しせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.169-174，2006.
- 5) 日本建築学会：建築耐震性能における保有軸力と変形性能，1988.
- 6) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001.
- 7) 崎野健治ほか：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.
- 8) 我謝美千代ほか：緊張PC鋼棒で応急補強した損傷柱の残存軸耐力と弾塑性挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.1291-1296，2004.
- 9) Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1988.
- 10) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説，2001.