

論文 大小の試験体による外帯筋状 PC 鋼棒応急補強柱の水平加力実験

和田 賢也*1・黒木 正幸*2・中田 幸造*3・菊池 健児*4

要旨：地震で損傷した RC 柱に対する応急補強法の検討を縮小試験体で行うためには、ひび割れ幅や応急補強後の耐震性能に寸法の違いによる影響があるかを明らかにする必要がある。本論では、外帯筋状の PC 鋼棒による応急補強法を対象とし、大小の試験体による比較実験を行った。その結果、損傷度の評価に用いるひび割れ幅は寸法の影響を考慮する必要があることを示した。また、応急補強後の限界変形角および等価粘性減衰定数については大小の試験体間で違いが見られたが、それが寸法の影響かどうかはコンクリート強度が同程度の実験を追加した後に検討を行う必要がある。

キーワード：柱, 実大, 応急補強, 損傷度

1. はじめに

近年、既存建物の耐震補強工事が進められているが、耐震補強に必要なすべての建物に対する補強工事が完了しないうちに地震が発生している。このため、地震被災直後の応急補強法を検討することも緊急の課題の一つであり、地震で損傷した RC 柱に対する応急補強法の実験研究が行われている^{例えば1)}。

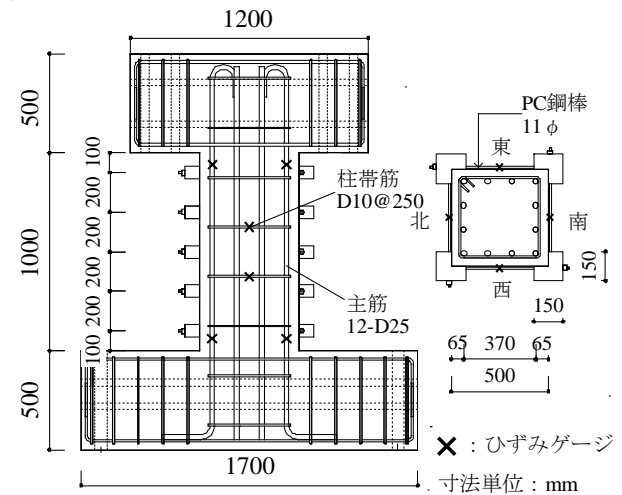
柱の実験は実大試験体で行うのが理想であるが、実際には実験装置の荷重能力や寸法上の制約から縮小試験体で行われることが多い。ここで、地震力による RC 柱の損傷度を評価する具体的な指標としてはひび割れ幅の絶対値が用いられる²⁾ ことなどから、応急補強法の検討を縮小試験体で行うためには、ひび割れ幅や応急補強後の耐震性能に寸法の違いによる影響があるかを明らかにする必要がある。

本研究では、文献1)で提案された外帯筋状の緊張 PC 鋼棒による RC 柱の応急補強法を対象とし、寸法の影響を明らかにすることを目的とする。

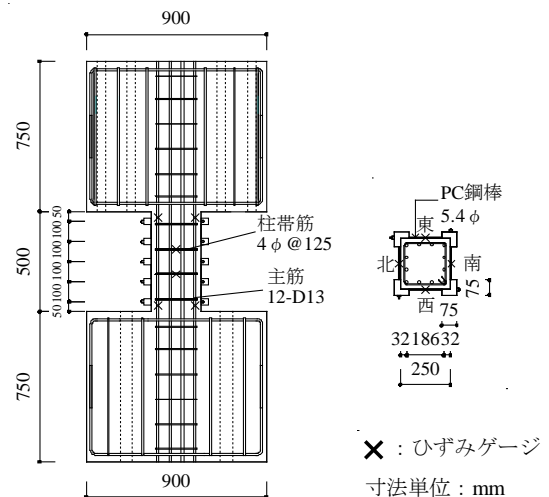
2. 試験体

本実験に用いた試験体の形状・寸法および配筋状況を図-1に、試験体の諸元および応急補強量を表-1に、コンクリートの配合表を表-2に示す。試験体は計4体で、大型試験体 (ER-L1, ER-L2) は柱高さ 1000mm, 小型試験体 (ER-S1, ER-S2) は柱高さ 500mm で 1:0.5 の関係にある。表-1に示すように、その他の諸元も概ね 1:0.5 の関係にある。また、表-2に示すように粗骨材の最大寸法も 1:0.5 の関係にある。ただし、表-1の上段の2体 (試験体 ER-L1, ER-S1) と下段の2体 (試験体 ER-L2, ER-S2) の間では主筋径と応急補強量が異なり、応急補強後の破壊モードがそれぞれ曲げ破壊とせん断破壊

の試験体である。表-3に使用した鉄筋および PC 鋼棒の力学的性質を示す。



(a) 試験体 ER-L2 (大型試験体)



(b) 試験体 ER-S2 (小型試験体)

図-1 試験体の形状・寸法および配筋状況

*1 大分大学大学院 工学研究科福祉環境工学建築学コース (学生会員)

*2 大分大学 理工学部創生工学科教授 博士(工学) (正会員)

*3 琉球大学 工学部工学科准教授 博士(工学) (正会員)

*4 大分大学 名誉教授 工博 (フェロー会員)

表-1 試験体の諸元および応急補強量

試験体名	断面寸法 (mm)	主筋	帯筋	p_l (%)	p_w (%)	σ_B (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)	軸力比	外帯筋状 PC 鋼棒	p_{wpc} (%)	ϵ_{pc0} (μ)	σ_r (N/mm ²)	
曲げ破壊型	ER-L1	500×500	12-D19	D10@250	0.46	0.11	23.1	2.20	2.51	0.2	11φ @200	0.19	2450	0.92
	ER-S1	250×250	12-D10	4φ@125	0.46	0.08	17.0	1.57	1.81	0.2	5.4φ @100	0.18	2450	0.92
せん断破壊型	ER-L2	500×500	12-D25	D10@250	0.81	0.11	23.5	2.10	2.30	0.2	11φ @200	0.19	1225	0.46
	ER-S2	250×250	12-D13	4φ@125	0.81	0.08	18.1	1.80	2.10	0.2	5.4φ @100	0.18	1225	0.46

表-2 コンクリートの配 (調) 合

試験体	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 (%)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)				
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 A
大型	20	18	63.8	4.5	50	181	284	886	906	2.56
小型	10	18	77.5	4.0	55	225	290	918	762	3.48

表-3 鉄筋および PC 鋼棒の力学的性質

種類	使用箇所	降伏点強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
4φ	ER-S1帯筋	650*	683	標点外
	ER-S2帯筋			
D10	ER-L1帯筋	367	499	22
	ER-S1主筋			
	ER-L2帯筋	366	498	19
D13	ER-S2主筋	344	463	17
D19	ER-L1主筋	364	520	27
D25	ER-L2主筋	375	570	19
5.4φ	小型試験体 PC 鋼棒	1034*	1115	測定せず
11φ	大型試験体 PC 鋼棒	1241*	1273	13

注) *: 0.2% オフセット耐力

3. 実験方法

図-2 に本実験に用いた加力装置を示す。大型試験体の上下スタブにおいては実験中にひび割れの発生が懸念されたため、圧縮強度 32.8N/mm² のコンクリートの使用に加え、水平方向に PC 鋼棒 (23φ) を 4 本ずつ通しプレストレスを導入した。実験は鉛直方向の油圧ジャッキにより軸力比 0.2 となるように一定鉛直荷重を載荷した後、水平方向の油圧ジャッキにより水平加力を行った。

損傷導入荷重は、大型試験体、小型試験体ともに、せん断破壊後に正負の部材角 R が 0.75×10^{-2} rad になるまで行った後、水平荷重をゼロにして終了した。ここで部材角は上下スタブ間の相対水平変位を柱高さで除した値である。外帯筋状の PC 鋼棒は、損傷導入荷重の初めから無緊張の状態に取り付けている。これは、せん断ひび割れ発生後に PC 鋼棒が効くことで急激な部材角の増大を抑制するためである。効いた PC 鋼棒のナットをゆるめることで徐々に部材角を進めていき、PC 鋼棒が無緊張の状態となってもまだ部材角が目標に達していない場合は、再び水平加力を行い、部材角を増大させた。なお、コーナブロックの間には木製スペーサーを挟んでいるが、これは PC 鋼棒が無緊張の状態の時に外帯筋状の PC 鋼棒が落下するのを防ぐためである。

損傷導入荷重に引き続き、軸力を保持した状態で外帯筋状の PC 鋼棒を緊張し (試験体 ER-L1 および ER-S1 は

注)

p_l : 引張鉄筋比 σ_r : 能動側圧 $= p_{wpc} \cdot E_{pc} \cdot \epsilon_{pc0}$
 p_w : 帯筋比 a_{pc} : PC 鋼棒一本の断面積
 σ_B : コンクリートの圧縮強度 x_{pc} : PC 鋼棒の配置間隔
 σ_t : コンクリートの割裂引張強度 E_{pc} : PC 鋼棒のヤング係数
 E_c : コンクリートのヤング係数 ϵ_{pc0} : PC 鋼棒の初期ひずみ度
 p_{wpc} : PC 鋼棒補強比 $= 2a_{pc} / (bx_{pc})$ b : 柱幅

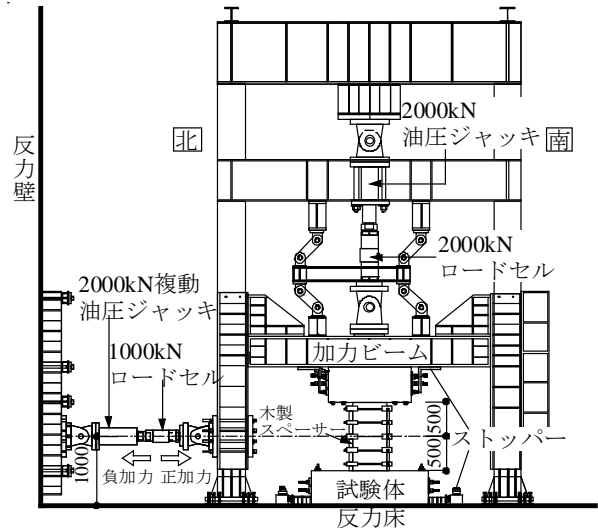


図-2 加力装置 単位: mm

緊張ひずみ $\epsilon_{pc0} = 2450 \mu$, 試験体 ER-L2 および ER-S2 は $\epsilon_{pc0} = 1225 \mu$, 応急補強後の実験を行った。荷重は正加力、負加力の順に、同一部材角で 2 回の繰返し荷重を行う合計 10 サイクルの静的漸増荷重である。

4. 損傷導入荷重の実験結果および考察

4.1 初期剛性

表-4 に損傷導入荷重の初期剛性 K の実験値と計算値を示す。実験値は、第 1 サイクルの最大荷重の 1/3 点の割線で評価した。計算値は、次式により算定した。

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{12E_c I_e} + \frac{\kappa h}{G_c A}} \quad (1)$$

ここに、 h は柱頭と柱脚に柱せいの 1/4 の剛域を考慮し、柱高さに柱せいの 1/2 を加えた寸法とした。 E_c はコンクリートのヤング係数、 I_e は鉄筋をヤング係数比倍し評価した等価断面 2 次モーメントである。 G_c はせん断弾性係数 $= E_c / \{2(1+\nu)\}$ で、ポアソン比 $\nu = 1/6$ とした。 A は柱の断面積、 κ は形状係数で 1.2 とした。

実験値と計算値は、試験体 ER-S2 を除いて概ね一致す

表-4 初期剛性 K (損傷導入载荷)

試験体名	実験値 (kN/mm)		計算値 (kN/mm)		実/計
	比 (S/L)		比 (S/L)		
ER-L1	0.34	582	0.35	600	0.97
ER-S1		198		212	0.93
ER-L2	0.35	539	0.46	581	0.93
ER-S2		188		266	0.71

る。試験体 ER-S2 の計算値が実験値に比べて大きいのは、材料試験によるコンクリートのヤング係数が圧縮強度の割に高めの数値になっているためであると考えられる。また、大型試験体に対する小型試験体の実験値の比をとると 0.34 および 0.35 であり、理想値の 0.5 からは離れている。これは、コンクリート強度の違いによると考えられる。以上より、初期剛性において、寸法の違いによる影響はないと考えられる。

4.2 ひび割れ幅

図-3 に損傷導入载荷終了時のひび割れ状況を示す。あらかじめ試験体にグリッド線を引いておき、その縦方向のグリッド線とひび割れの交点をひび割れ幅の計測点とした。計測は、目標部材角 ($R=0.75 \times 10^{-2}$ rad) 到達時、損傷導入载荷終了時、PC 鋼棒緊張時に行った。

図-4 に大小試験体のひび割れ幅の比較を示し、両者の比の具体的な数値を表-5 に示す。図の直線の傾きは 0.5 であり、小型試験体のひび割れ幅が大型の 1/2 であれば直線上に並ぶ。損傷導入载荷終了時に着目すると、小型試験体の大型試験体に対する最大ひび割れ幅の比は 0.44, 0.40 となっている。これは既往の研究³⁾の 0.6~0.7 よりも小さい。この違いがコンクリート強度によるかは今後検討が必要と考えられる。一方、ひび割れ幅が大きいもの 3 点を取り、その平均値で比較した場合の比は 0.48, 0.52、すべてのひび割れ幅の累積値で比較した場合の比は 0.45, 0.47 であり、概ね 0.5 に近づいている。

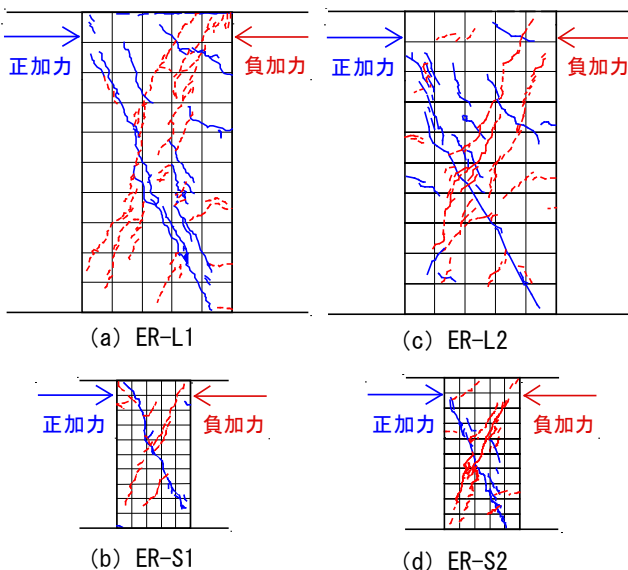
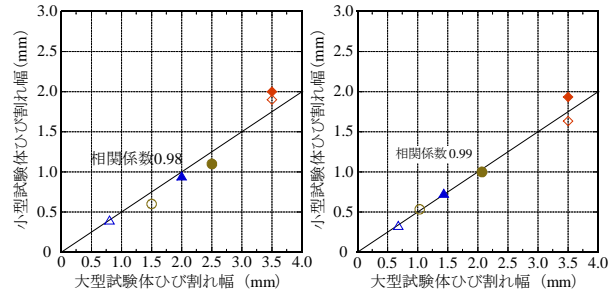
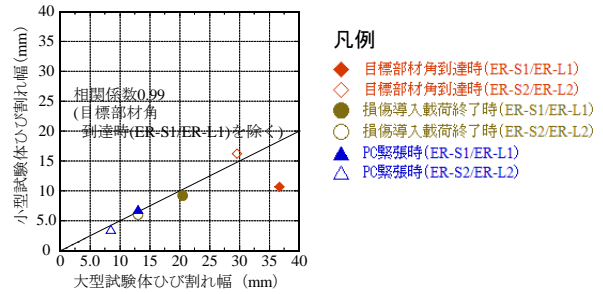


図-3 ひび割れ状況 (損傷導入载荷終了時、西面)



(a) 最大ひび割れ幅による比較

(b) 3点のひび割れ幅の平均値による比較



(c) ひび割れ幅の累積値による比較

図-4 大小試験体のひび割れ幅の比較

表-5 ひび割れ幅の比 (小型/大型)

ひび割れ幅の評価法	PC鋼棒緊張時		損傷導入载荷終了時		目標部材角時		全体的平均値	標準偏差
	S1/L1	S2/L2	S1/L1	S2/L2	S1/L1	S2/L2		
最大ひび割れ幅	0.48	0.50	0.44	0.40	0.57	0.54	0.49	0.06
3点の平均値	0.51	0.49	0.48	0.52	0.55	0.47	0.50	0.03
累積値	0.53	0.42	0.45	0.47	0.29	0.55	0.45	0.09

なお、図-4 (c) の目標部材角時 (ER-S1/ER-L1) の記号が傾き 0.5 の直線から大きく離れているのは、試験体 ER-S1 において負加力側のひび割れ幅を測定していなかったためであり、統計量の評価には入っていない。以上より、損傷度の評価に用いるひび割れ幅は試験体寸法の影響を考慮する必要があることを示唆しているが、コンクリート強度の影響については今後検討が必要である。

5. 応急補強実験の結果および考察

5.1 荷重変形関係および破壊モード

図-5 に応急補強実験の水平荷重 Q と部材角 R の関係を、図-6 に各試験体の最終ひび割れ状況 (西面) を示す。また、図-7 に同一部材角での繰返しである偶数サイクルにおける正加力側最大部材角時の PC 鋼棒のひずみ分布を示し、その後負加力に向かう途中の部材角 $R=0$ 時の PC 鋼棒のひずみ分布を図-8 に示す。ここで、図-5 中に示す曲げ終局強度時せん断力の計算値 Q_{mu} は式(2)⁴⁾ による M_u を 2 倍し、柱高さで除して算定した。せん断終局強度の計算値 Q_{su} は広沢式⁵⁾ を基にし、第 1 項の係

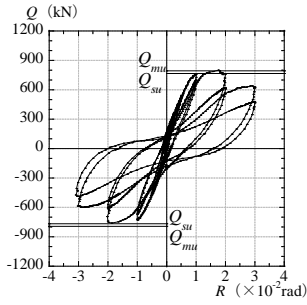
数は文献⁶⁾の $0.115k_u k_p$ を用い、PC鋼棒は帯筋とみなし、式(3)により算定した。

$$M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bD\sigma_B}\right) \quad (2)$$

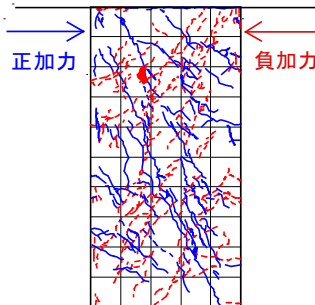
$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.115k_u k_p (\sigma_B + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy} + p_{wpc} \sigma_{pcy} + 0.1\sigma_0} \right\} bj \quad (3)$$

ここに、 a_t :引張鉄筋断面積、 σ_y :引張鉄筋の降伏点強度、 D :柱せい、 N :軸力、 b :柱幅、 σ_B :コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、 k_u :断面寸法による補正係数で大型試験体では0.72、小型では0.87、 k_p :引張鉄筋比 p_t (%)による補正係数 $k_p = 0.82p_t^{0.23}$ 、 M/Qd :せん断スパン比、 p_w :帯筋比、 σ_{wy} :帯筋の降伏点強度 (N/mm²)、 p_{wpc} :PC鋼棒補筋比、 σ_{pcy} :PC鋼棒の降伏点強度 (N/mm²)、 σ_0 :軸応力度 (N/mm²)、 j :応力中心距離である。

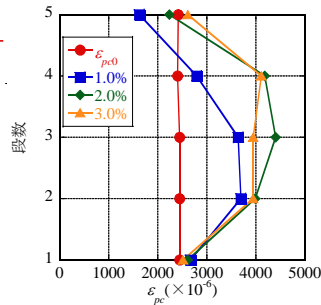
図-6より、大小試験体の最終ひび割れ状況に顕著な



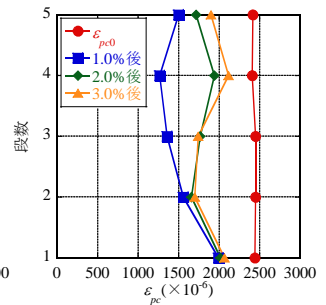
(a) 試験体 ER-L1



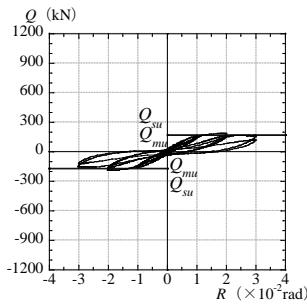
(a) 試験体 ER-L1



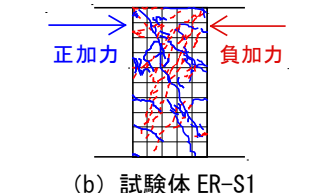
(a) 試験体 ER-L1



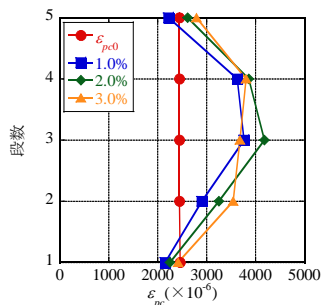
(a) 試験体 ER-L1



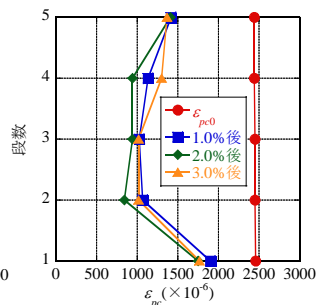
(b) 試験体 ER-S1



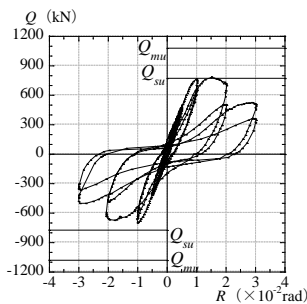
(b) 試験体 ER-S1



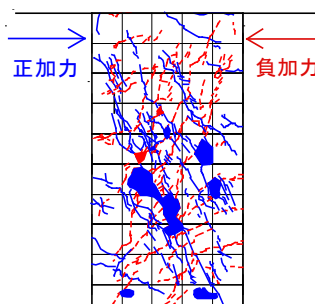
(b) 試験体 ER-S1



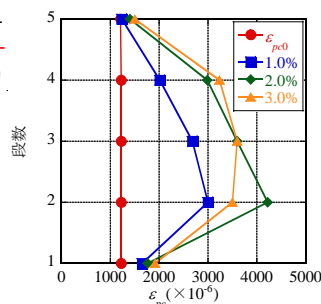
(b) 試験体 ER-S1



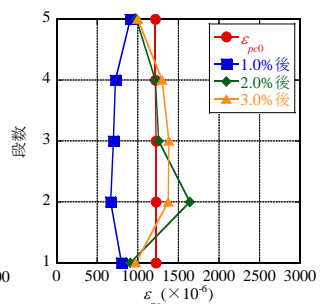
(c) 試験体 ER-L2



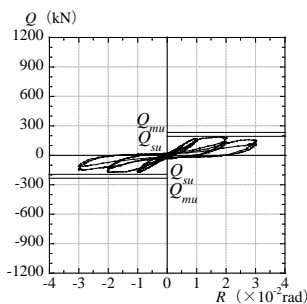
(c) 試験体 ER-L2



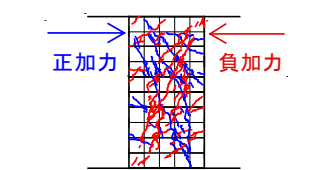
(c) 試験体 ER-L2



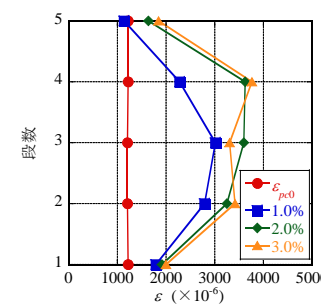
(c) 試験体 ER-L2



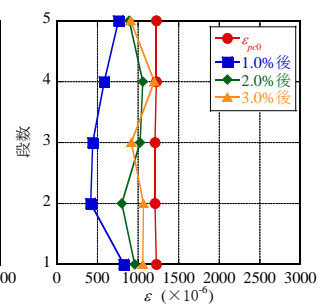
(d) 試験体 ER-S2



(d) 試験体 ER-S2



(d) 試験体 ER-S2



(d) 試験体 ER-S2

図-5 水平荷重 Q -部材角 R 関係 (応急補強後)

図-6 最終ひび割れ状況 (西面)

図-7 PC鋼棒のひずみ分布 (最大部材角時)

図-8 PC鋼棒のひずみ分布 (部材角 $R=0$ 時)

違いはみられない。また、図-7 より、最大部材角時の PC 鋼棒のひずみは 4 体とも最大で約 4000μ であり、降伏ひずみ 7350μ よりも小さい。図-8 より、部材角 $R=0$ 時の PC 鋼棒のひずみは大型試験体のほうが大きい。

図-9 に材端部主筋ひずみ ε —部材角 R 関係包絡線 (応急補強後) を示す。ここで、 ε は柱頭と柱脚の曲げ引張側主筋ひずみの平均値としている。また、各試験体の主筋の降伏ひずみは約 2000μ であるため、その線を引いている。試験体 ER-L1, ER-S1 では $R=1.0 \times 10^{-2}$ rad 近くで主筋が引張降伏している。一方、試験体 ER-L2, ER-S2 の主筋ひずみは降伏ひずみを下回っている。以上より、応急補強後の破壊モードは試験体 ER-L1, ER-S1 では曲げ破壊、試験体 ER-L2, ER-S2 ではせん断破壊と判断した。

図-10 に応急補強後の $\bar{\tau}$ - R 関係を示す。ここで、 $\bar{\tau}$ は水平荷重 Q を柱断面積 A で除したせん断応力度である。正加力側の最大せん断応力度は大型試験体の方が少し大きい。一般的には、寸法が大きくなると耐力は小さくなると言われているのに対し、本研究では小型試験体の方が小さい。これは大型試験体の方がコンクリート強度が高かったためであると考えられる。また、最大荷重到達後の耐力低下は大型試験体のほうが大きい。特にせん断破壊型の試験体 ER-L2 では顕著である。

5.2 初期剛性

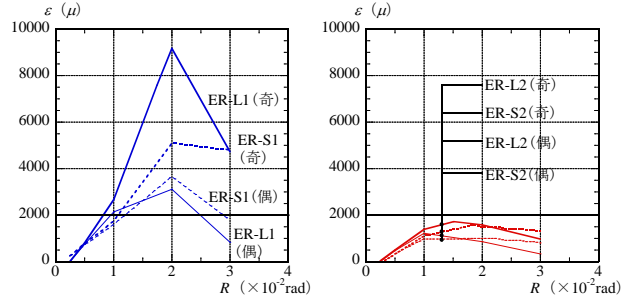
表-6 に応急補強後の初期剛性の実験値を損傷導入载荷の結果と合わせて示す。応急補強後の初期剛性は第 1 サイクルにおける正負の最大荷重点を結んだ直線の傾きとした。損傷導入载荷に対して、応急補強後の初期剛性は 0.20~0.26 倍であり、若干小型試験体の方が大きい傾向が見られるが顕著な違いはないと考えられる。

5.3 最大荷重

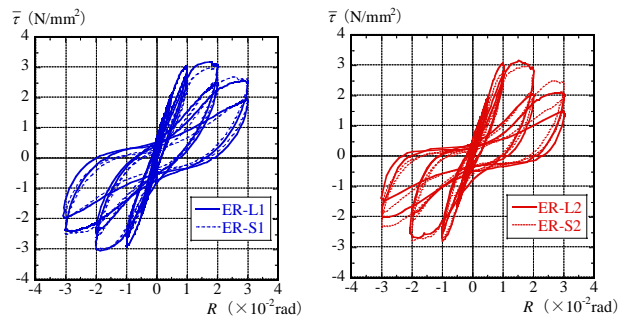
表-7 に最大荷重実験値と終局強度計算値を示す。ここで、最大荷重 Q_{max} は正負加力の平均値としている。式(2)により求めた曲げ終局強度時せん断力 Q_{mu} に対し、曲げ破壊型の試験体 ER-L1, ER-S1 の最大荷重 Q_{max} の比は 0.98, 1.11 であり、小型試験体の方が少し大きい。また、断面寸法による補正係数 k_u を有する式(3)によるせん断強度の計算値 Q_{su} に対し、せん断破壊型の試験体 ER-L2, ER-S2 の Q_{max} の比は 0.96, 0.94 であり、導入した損傷の影響はあまり見られず、大小の試験体で同等の数値となっている。

5.4 限界変形角

図-11 に柱のせん断応力度 $\bar{\tau}$ —部材角 R 関係包絡線を示す。図-11 (a) は最大部材角を更新する奇数サイクルの包絡線であり、最大荷重の 90% 時を限界変形角としている。図-11 (b) は同一部材角における繰り返しである偶数サイクルの包絡線であり、最大荷重の 80% 時を限界変形角としている。



(a) 試験体 ER-L1, ER-S1 (b) 試験体 ER-L2, ER-S2
図-9 材端部主筋ひずみ ε —部材角 R 関係包絡線 (応急補強後)



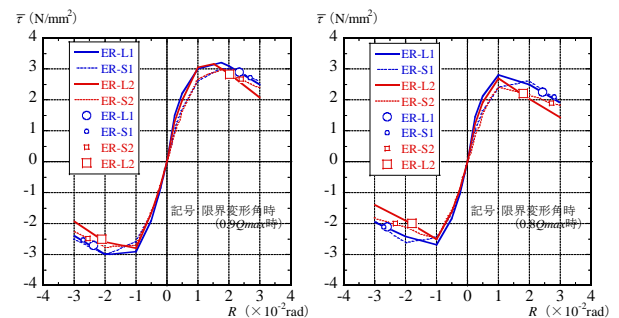
(a) 試験体 ER-L1, ER-S1 (b) 試験体 ER-L2, ER-S2
図-10 せん断応力度 $\bar{\tau}$ —部材角 R 関係 (応急補強後)

表-6 初期剛性

試験体名	(1) 損傷導入载荷 (kN/mm)	(2) 応急補強後 (kN/mm)	(2) / (1)
ER-L1	582	125	0.21
ER-S1	198	52	0.26
ER-L2	539	108	0.20
ER-S2	188	43	0.23

表-7 最大荷重実験値と終局強度計算値

	最大荷重 Q_{max} (kN)	破壊モード	曲げ Q_{mu} (kN)	せん断 Q_{su} (kN)	Q_{max}/Q_{mu}	Q_{max}/Q_{su}
ER-L1	779	曲げ	796	726	0.98	1.07
ER-S1	187	曲げ	168	175	1.11	1.07
ER-L2	744	せん断	1078	775	0.69	0.96
ER-S2	180	せん断	230	191	0.78	0.94



(a) 奇数サイクル (b) 偶数サイクル
図-11 せん断応力度 $\bar{\tau}$ —部材角 R 関係包絡線

図-11 (b) の偶数サイクルの限界変形角に着目し、曲げ破壊型の試験体 ER-L1, ER-S1 を比較すると、小型試験体の限界変形角の方が正負の平均値で約 1 割大きい。また、せん断破壊型の試験体 ER-L2, ER-S2 間の比較では、小型試験体の方が約 4 割大きい。このように小型試験体の方が限界部材角が大きく、せん断破壊型においてそれが顕著になったのが寸法の違いによるものかどうかは、コンクリート強度が同程度の実験を追加した後に検討が必要である。なお、スタブからの主筋の抜け出し量は計測していないが、図-9 より同図(a)の奇数サイクルを除けば大小試験体で同一部材角時の材端部主筋ひずみが同程度となっていることから、主筋の抜け出しによる部材角も同程度であると考えられる。

5.5 等価粘性減衰定数

図-12 に等価粘性減衰定数 h_{eq} の実験結果を示す。 h_{eq} は同一部材角 2 回目のループに対して、次式により算定した。

$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{\Sigma W} \quad (4)$$

ここに、 ΔW : 履歴ループの面積、 ΣW : 各ループの最大変形角と荷重を用いた三角形の面積の正負合計とする。

図-12 より、部材角 $1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時から h_{eq} は小型試験体より大型試験体の方が大きいことがわかる。

図-13 に外帯筋状の PC 鋼棒のひずみの比較を示す。ここで、各データは図-7, 8 に示した柱せいの面に平行な 5 段の PC 鋼棒の平均値である。大小試験体の PC 鋼棒のひずみは最大部材角時ではほぼ等しいが、部材角 $R=0$ 時では大型試験体の方が大きい。これは、部材角が小さい領域においても大型試験体の方が比較的大きな横拘束応力下でひび割れが開閉していることを意味し、履歴ループの面積の増大にも寄与していると考えられる。これが寸法の違いによるものかは、コンクリート強度が同程度の実験を追加した後に検討が必要である。

6. まとめ

本研究の主な結果を以下にまとめて示す。

- 1) 柱の損傷度の評価に用いるひび割れ幅は寸法の影響を考慮する必要があるが、コンクリート強度の影響について追加検討が必要であると考えられる。
- 2) 応急補強後の初期剛性に寸法による顕著な影響は見られなかった。曲げ終局強度は、既往の略算式に対する比で見れば小型試験体の方が少し大きかった。一方、大小試験体のせん断終局強度は、寸法の影響を考慮した既往の算定式で同等に評価できた。
- 3) 応急補強後の限界変形角は小型試験体の方が大きく、等価粘性減衰定数は大型試験体の方が大きかった。これが寸法の影響かはコンクリート強度が同

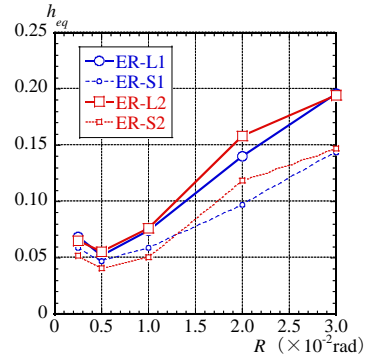


図-12 等価粘性減衰定数 h_{eq}

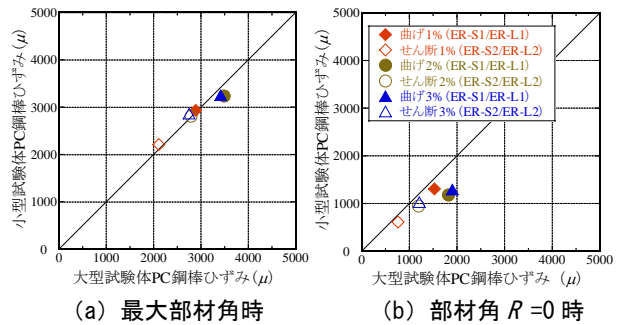


図-13 大小試験体の PC 鋼棒ひずみの比較

程度の実験を追加した後に検討が必要である。

謝辞

実験に際し、大分大学技術職員平松強氏、株式会社佐伯建設(元大分大学4年生) 首藤万莉菜氏、4年生川口真由氏、杉浦大地氏の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 山川哲雄, 李文聰, 倉重正義: PC 鋼棒によりプレストレスを導入した極短柱の応急補強法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No. 2, pp.1219-1224, 2002.6
- 2) 日本建築防災協会: 2015 年改訂版 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 [鉄筋および鉄骨鉄筋コンクリート造建築物], pp.18-30, 2016.3
- 3) 永山憲二, 文野正裕, 鄭文淑, 前田匡樹, 田才晃, 長田正至: 柱部材の損傷状態に基づく震災 RC 造建築物の残余耐震性能評価 その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C2 構造IV, pp.453-454, 2001.9
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018, p.173, 2018.12
- 5) 広沢雅也ほか: 軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.817-818, 1971.1
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018, p.161, 2018.12