

論文 炭素繊維シートを用いた腰壁付 RC 柱の耐震補強方法の開発

北野敦則*1・後藤康明*2・城 攻*3・宇都宮永三*4

要旨：本研究では腰壁付鉄筋コンクリート造(以下 RC 造)短柱を対象として、開口部柱のみならず腰壁部分の柱を炭素繊維シート(以下 CF シート)と鋼板を用いてせん断補強し、水平力に対する破壊過程を把握すると共に、より合理的な耐震補強方法の開発を目的として実験的に検討した。その結果、柱脚部と腰壁にも補強を施すことで柱の損傷を抑制し、更に 2 次壁である腰壁を積極的に抵抗要素として捉えることが可能であり、その結果最大耐力と共に変形性能の向上が期待できることを明らかにした。又、腰壁が偏心して接合する柱とスパン比が更に小さな柱にも有効な補強方法であることを示した。

キーワード：RC 造短柱、炭素繊維シート、腰壁、鋼板補強、降伏ヒンジ位置、偏心

1. はじめに

現在、CFシートによるRC造柱に対するせん断補強方法は独立柱を対象としており、2次壁は全長に亘ってシートなどで絶縁し、シートを閉鎖状に成形することを前提としている。本研究は、過去に行った実験から得られた知見¹⁾を基に、柱の破壊の防止、腰壁が偏心して接合した柱および、柱開口高さが極めて短い柱を対象に、剛性と耐力を確保し、なおかつ靱性にも富んだ補強方法を提案することを目的としている。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1に試験体一覧、表-2,3に材料の力学的性状、図-1に試験体概要図・配筋図を示す。製作した試験体は7体であるが、左右の腰壁部の補強方法を変えることによって同一試験体の正負加力時においてそれぞれ異なる補強方法となる場合は別の試験体として扱っている。試験体形状は、RC柱の左右に腰壁が接合した実大の約 1/2 縮小模型である。柱の断面形状は全試験体共通で 300mm×300mm、柱開口部スパン長さ

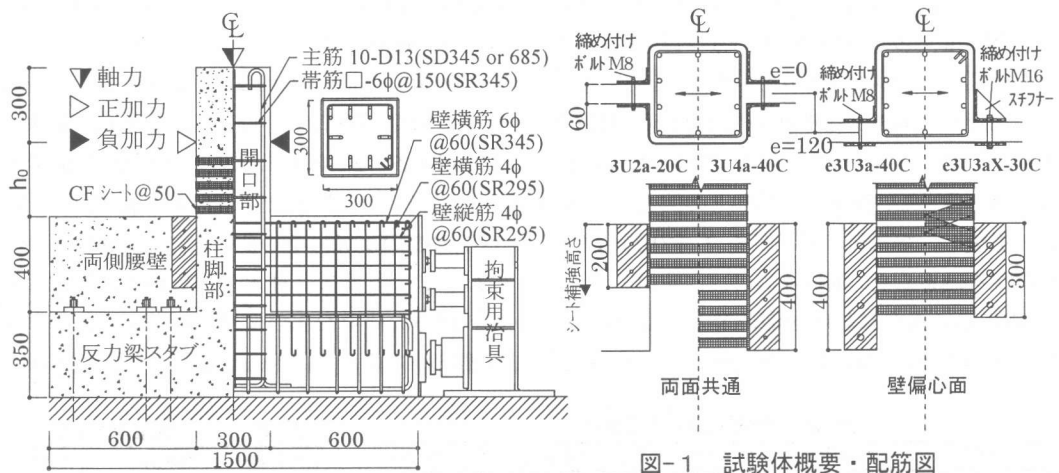


図-1 試験体概要・配筋図

- *1 北海道大学大学院助手 工学研究科社会基盤工学専攻 工修 (正会員)
 *2 北海道大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)
 *3 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)
 *4 北海道大学大学院生 工学研究科社会基盤工学専攻修士課程 (正会員)

h_0 は300mmと150mmの2種である。腰壁の形状は、高さ400mm、水平長さ600mm、厚さ60mmである。腰壁は柱に対して偏心距離 $e=0$ と120mmの2種である。配筋は、柱主筋に10-D13 ($p_g=1.41\%$, SD345およびSD685), 帯筋には□-6φ@150 ($p_w=0.124\%$, SR345相当), 壁筋には4φ (SR295相当)と壁横筋最上部に6φ (SR345相当)を標準とし、設計強度20MPaの低強度コンクリートを使用した。実験変数は柱主筋強度、柱スパン比、壁の補強方法、柱脚の補強方法、腰壁偏心距離である。開口部のCFシートの接着は、

表面のケルとコーナ部を $r=20\text{mm}$ に面取りした後、ポキシ系下地材を塗布し、硬化後に30mm幅のCFシートを、ポキシ系樹脂を用いて50mmピッチで3層に接着させた。ただしスパン比0.5の試験体のみ幅70mmのCFシートを6層を接着している(腰壁頂部から加力鋼板下部まで全面貼り)。いずれの試験体も腰壁頂部を厚さ9mmの鋼板、もしくは厚さ7mmの山形鋼を用いて両面から拘束するように補強してある。柱脚部のCFシート補強はシートをU字型に巻き付け、腰壁に定着長を100mmとり、腰壁両側から山形鋼で定着させた。CFシートへの局所的な力の集中を防ぐためこの山形鋼は隅角部を曲面半径20mmが確保できるように加工してある。なお、鋼板の取り付け方法は一律とし、鋼板と試験体との間をポキシ樹脂で充填し、締め付けのボルトを1本/100cm²とし鋼板を固定した。鋼板締め付けに使用したボルトは腰壁偏心接合試験体e3U3aX-40C, e3U3aX-30CのみM16の高力ボルトを、他の全ての試験体

表-1 試験体一覧

試験体名	加力方向	σ_B (MPa)	鋼板形状*		鋼板長さ(mm)	柱脚シート補強高さ(mm)	備考
			北面	南面			
HCSW2	+	16.7	-	-	-	-	基準試験体, 過年度試験体 ¹⁾
H-30C	+	18.7	PL	PL	300	-	高強度柱主筋
H-20C	-		PL	PL	200	-	
3U4a-40C	+	22.2	L ₁	L ₁	400	400	(正負同体)
3U4a-40C	-		L ₁	L ₁	400	400	
3U3a-40C	+	20.9	L ₂	L ₂	400	300	-
3U3a-30C	-		L ₂	L ₂	300	300	
3U2a-30C	+	24.8	L ₂	L ₂	300	200	-
3U2a-20C	-		L ₂	L ₂	200	200	
S'3U3a-40C	+	29.6	L ₂	L ₂	400	300	極短柱 $h_0=150$, $h_0/D=0.5$
S'3U3a-30C	-		L ₂	L ₂	300	300	
e3U3a-40C	+	29.6	PL	L ₂	400	300	腰壁偏心接合, $e=120\text{mm}$
e3U3a-30C	-		PL	L ₂	300	300	
e3U3aX-40C	+	29.3	PL	L ₃	400	300	腰壁偏心接合, 偏心面CFシートX貼
e3U3aX-30C	-		PL	L ₃	300	300	

*鋼板形状 PL:平鋼 幅100mm×厚さ9mm L₁:L-100×100×9mm
L₂:L-100×50×7mm L₃:L-100×100×7mm+9mmスチフナ溶接

はM8のボルトを用いた。また、e3U3aX-40C, e3U3aX-30Cの試験体は腰壁が偏心しているため、振れによるせん断耐力の低下を防止することを目的に、山形鋼にスチフナを設け、また壁の偏心側においてX型CFシート補強(幅50mm, 3層)を施した。

2.2 加力および計測方法

加力方法は壁面内方向へ柱頭水平変位漸増正負繰返し静的加力とし、柱軸力は定軸力(軸力比0.2)とした。制御方法は柱開口部スパン $h_0(=300$ 又は $150\text{mm})$ における部材角を R_0 とし、 $R_0=1/500\text{rad}$ で±1回、 $R_0=1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20, 1/17, 1/14, 1/12.5, 1/11, 1/10, 1/9\text{rad}$ で各±2回繰返し加力を行った。層間変形角 R に読み替えるためには、極短柱では $3.67(=550/150)$ 倍、その他は $2.33(=700/300)$ 倍すればよい。計測は、柱水平荷重および加力点変位、軸方向荷重および変位、腰壁両端部における腰壁のスリップ荷重、柱層間変位、柱各標点

表-2 鉄筋の力学的性状

鉄筋	$\sigma_y(\text{MPa})$	$\epsilon_y(\%)$	$\sigma_{\max}(\text{MPa})$	Es(GPa)	伸び率(%)
主筋D13(SD345)	397	0.204	572	195	20.9
主筋D13(SD685)	722	0.395	920	183	13.2
帯筋6φ(SR345)	411	0.209	475	196	16.2
壁筋4φ(SR295)	379	0.192	456	197	19.5

表-3 炭素繊維シートの性能

設計厚さ	(mm)	0.111
引張強度	(N/mm幅)	382
設計強度	(MPa)	3480
設計弾性率	(GPa)	231
破断伸度	(%)	1.5

の上下及び水平2方向変位，柱腰壁相対変位，腰壁せん断変形，ならびに柱主筋，せん断補強筋，壁筋，CFシートの各歪度を随時計測し記録した。

3. 実験結果及び考察

3.1 破壊状況

図-2 に最終破壊状況を示す。亀裂発生は，まず圧縮側の腰壁鋼板際にせん断亀裂が発生，その後柱脚部分に曲げ亀裂が発生し剛性が低下する。次に柱開口部に曲げ亀裂，続いてせん断亀裂が発生した。最大耐力時には腰壁の圧壊開始，柱主筋の降伏等が確認された。それ以降，補強方法によって異なるが，柱脚部を補強した試験体は柱脚部コンクリートの圧壊は抑制され，補強鋼板周囲の腰壁コンクリートが損傷した。柱脚部を補強していない試験体は変形の増大と共に柱脚部せん断亀裂が拡幅し，柱脚部コンクリートが剥落した。

H-30&H-20C（柱主筋高強度鉄筋使用）： $R_0=\pm 1/20\text{rad}$ （以降 $R_0=\pm'$ と $'\text{rad}$ を省略）で腰壁の圧壊が始まり，以降柱脚部分および腰壁でせん断亀裂が発生し， $+1/30$ と $-1/25$ で最大耐力に達した。その後は腰壁鋼板周りの圧壊が顕著になり，更に変形が進むと柱脚部分で圧壊が開始し，主筋が降伏した。最終的に柱脚部のコンクリートの圧壊を伴いながら耐力が低下した。

3U4a-40C（柱脚部全域シート補強+山形鋼長さ400mm）：柱主筋の降伏，腰壁の圧壊が開始した直後 $1/20$ で最大耐力に至った。その後鋼板周

囲のコンクリートの剥落が開始し，徐々に耐力低下した。コンクリートの剥落が確認できたのは，腰壁のみで柱脚部を含め柱には終局時まで損傷は少なかった。

3U3a-40&30C（シート補強高さ 300mm+山形鋼長さ 400mm および 300mm）： $\pm 1/50$ 前後で腰壁の圧壊が開始し，柱主筋が降伏した。 $\pm 1/33$ で最大耐力に至り，このときの柱脚部における柱曲げ亀裂が最も大きな亀裂であった。それ以降は正負で破壊の程度に違いはあるものの腰壁の圧壊と共に，緩やかに耐力低下した。

3U2a-30&20C（シート補強高さ 200mm+山形鋼長さ 300mm および 200mm）：正負共に最大耐力までの亀裂発生状況，柱主筋の降伏，腰壁の圧壊開始は試験体 3U3a-40&30C とほぼ同様であった。しかし最大耐力以降，柱脚部のシート補強範囲が小さいため柱脚部で曲げ圧壊が生じた。

S'-3U3a-40&30C（シアパ ン比 0.5+シート補強高さ 300mm+山形鋼長さ 400mm および 300mm）： $1/50$ 以前で柱主筋が柱付根部で降伏し，その後腰壁の圧壊が開始し， $1/50$ で最大耐力に至った。その後は柱脚部における曲げ亀裂の拡幅と，腰壁の圧壊と共に急激に耐力低下した。

e-3U3a-40&30C（腰壁偏心+シート補強高さ 300mm+山形鋼長さ 400mm および 300mm）： $\pm 1/100$ で柱筋の降伏が見られ， $1/50$ でシートが破断し，最大耐力に至った。その際，偏心側において腰壁頂部と柱面の滑り亀裂が，逆側では柱脚における曲げ亀裂の拡幅が著しい。その後柱

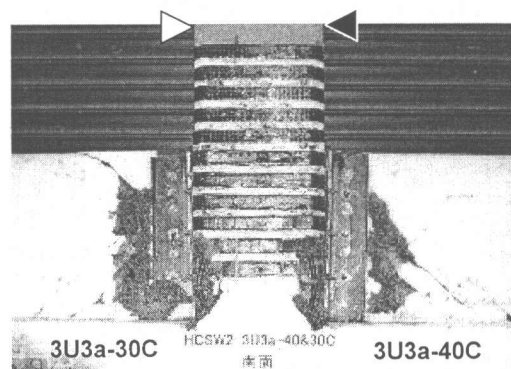
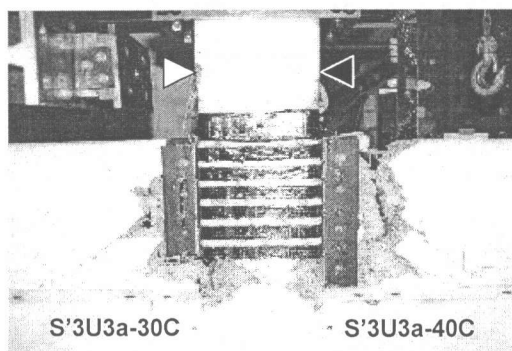


図-2 最終破壊状況 △：正加力 ▲：負加力

が加力面外へねじれ、柱のコンクリート圧壊が顕著になり軸力を維持できず終局に至った。正負共に腰壁にはほとんど損傷はなかった。

e-3U3aX-40&30C（腰壁偏心+シート補強高さ300mm+ステフナ付山形鋼長さ400mmおよび300mm+柱シートX形補強）：e-3U3a-40&30Cと同様な亀裂性状を示したが、X状シートにより腰壁頂部と柱面の滑り変位が拘束される代わりに腰壁に亀裂が発生した後、X状シートが破断し、最大耐力時に柱コンクリートの剥落が見られた。その後は柱が加力面外へねじれ、柱コンクリート圧壊が顕著になり軸力を維持できず終局に至った。

3.2 荷重変形関係

柱せん断力 Q_c と柱開口部スパン部材角 R_0 との履歴曲線の包絡線を各試験体で比較し図-3に示す。図には過去に行った柱脚部シート無補強試験体（基準試験体）HCSW2⁹⁾を比較のために示した。

(1) 柱脚部シート補強有無の影響（図-3-a）

過年度⁹⁾の柱脚部シート無補強の試験体（SW20C、SW30C）を比較のため示した。初期剛性は基準試験体以外の鋼板補強した試験体はほとんど差異は見られない。いずれの試験体も圧縮側腰壁にせん断亀裂の発生が剛性低下の原因となっている。全試験体とも1/50で最大耐力に至った。柱脚部をシート補強した試験体（破線）は最大耐力以降の急激な耐力劣化は見られず、軸圧壊も防ぐことができる。また、柱脚部補強なしの試験体（実線）でも靱性性能は確保できるが、過年度の高軸力試験体⁹⁾では、大変形時に軸圧壊したので、補強対象柱が外柱の場合に、変動軸力により軸力を維持できない恐れがあるため注意が必要である。

(2) 柱脚部シート補強範囲の影響（図-3-b）

初期剛性は補強範囲が大きいほど高い。柱脚全高さをシート補強した試験体3U3a-40Cは剛性及び最大耐力が共に高い。しかし最大耐力(1/50)後、次サイクル(1/33)で鋼板周囲のコンクリートの圧壊及び剥落によって耐力低下し、その低下率10%は他の試験体に比べて大きい。柱脚部の上半分200mmを補強した3U2a-20Cは1/33以上の大変形時に柱脚部の曲げ圧壊により耐力低下が顕

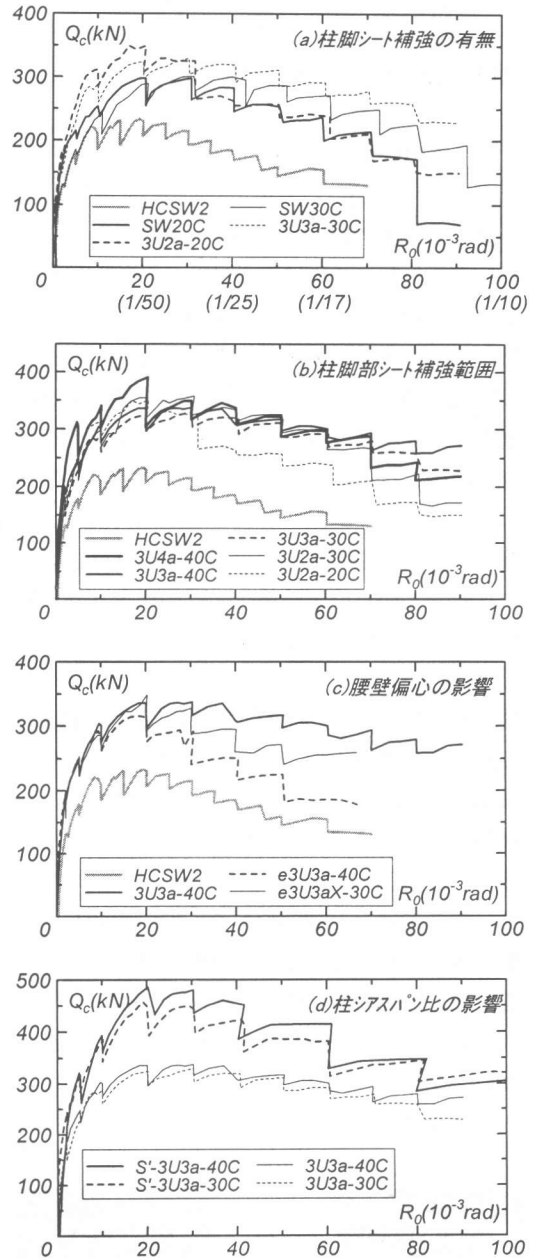


図-3 柱せん断力(Q_c)-柱開口部部材角(R_0)関係

著となるが、鋼板のみを300mmにして補強(3U2a-30C)すれば、十分な変形性能が得られる事がわかる。

(3) 腰壁偏心接合の影響（図-3-c）

初期剛性に関しては腰壁偏心の影響は見られ

ない。偏心試験体は1/70で、無偏心試験体は1/50で柱主筋が降伏した後最大耐力に至った。最大耐力以降の耐力劣化は試験体e3U3a-40C、e3U3aX-40C、3U3a-40Cの順で大きく、偏心の影響を受けるが、X状シート補強により改善効果がある程度得られた。しかし、偏心試験体は捩れ変形によって1/17で軸力保持不可能となった。

(4) 柱シートの比の影響(図-3-d)

初期剛性は極短柱のS'-3U3a-40C、S'-3U3a-30Cが著しく高い。いずれの試験体も圧縮側腰壁せん断亀裂、柱曲げ亀裂の発生で剛性低下し、柱主筋降伏後、最大耐力に至った。最大耐力以降、腰壁の圧壊と共に急激に耐力を失い短柱試験体耐力に漸近した。-40Cと-30Cに現れる鋼板長さの影響をもっとも受けやすかった。

3.3 耐力

表-4に降伏耐力及び最大耐力時柱せん断力 Q_y と Q_{max} の一覧を示す。計算値は、平面保持を仮定した断面解析により曲げ降伏モーメント及び曲げ終局モーメントを求めた。コンクリートの σ - ϵ 関係にはe関数法を用い、鉄筋の σ - ϵ 関係には完全弾塑性とし、材料強度及びヤング係数には材料試験の結果を用いた。また柱せん断力への換算には、柱の有効高として加力点から腰壁頂部よりD/4(D:柱せい)下がった位置までの長さとした。 Q_y と Q_{max} について、柱脚無補強のH-30CとH-20Cは実験値を過大に評価し、腰壁無偏心

で柱脚補強した試験体は過小評価している。過小評価となる試験体は、腰壁・柱脚の補強により柱降伏ヒンジ位置が上昇することと、曲げモーメントを直線分布としてせん断力に換算することで算出される見かけの有効高さが、実際の降伏ヒンジ位置より短くなるためである。偏心腰壁試験体の計算値は実験値とほぼ一致しており、捩りにより有効高さが大きくなったためである。

3.4 柱主筋の歪度分布

図-4に3U4a-40C、S'3U3a-40C、e3U3a-40Cの柱主筋の歪度分布を(図中の縦軸において腰壁頂部位置は400mmに相当する)例示する。

試験体3U4a-40C以外の3U3a-40Cと3U2a-30Cは図示していないが、いずれも加力点高さから腰壁頂部まで歪は直線的に増加し、壁頂部から柱脚にかけて増加の割合は小さくなる。最大耐力時の歪最大値は順に柱付根(スタブ上端)から400mm、300mm、100mmの高さに現れ、柱脚部の補強範囲でヒンジ位置の調整が可能であることがわかる。極短柱のS'3U3a-40Cは柱脚部分を3U3a-40Cと同様に補強したものであるが、最大耐力時に柱付根から100mmで柱主筋が最大歪となっている。このように実際にヒンジ位置は柱付根に近いところにあるにもかかわらず、表-4において終局時耐力計算値は終局モーメント時の柱有効高さを $(150+D/4)=225$ mmを用いたために計算値は大きな値となった。

表-4 耐力一覧

試験体	加力方向	$\exp R_y$ ($\times 10^{-3}$ rad)	$\exp Q_y$ (kN)	$\text{cal } Q_y$ (kN)	Q_y exp/cal	$\exp R_{max}$ ($\times 10^{-3}$ rad)	$\exp Q_{max}$ (kN)	$\text{cal } Q_{max}$ (kN)	Q_{max} exp/cal	R_u ($\times 10^{-3}$ rad)	μ = R_u/R_y	F
H-30C	+	50.2	274	328	0.84	26.7	323	368	0.88	60.2	1.20	1.49
H-20C	-	47.3	278		0.85	40.2	289		0.79	60.5	1.28	1.56
3U4a-40C	+	18.5	383	233	1.64	20.6	391	271	1.44	60.2	3.26	2.69
3U4a-40C	-	18.6	361		1.55	18.6	361		1.33	70.4	3.78	2.87
3U3a-40C	+	20.2	296	225	1.32	30.4	338	265	1.28	90.4	4.48	3.07
3U3a-30C	-	16.9	319		1.42	30.4	330		1.25	76.9	4.55	3.09
3U2a-30C	+	16.7	347	247	1.40	30.9	357	286	1.25	70.0	4.18	2.99
3U2a-20C	-	18.6	344		1.39	20.8	349		1.22	37.4	2.01	2.11
S'3U3a-40C	+	17.0	459	459	1.00	20.3	486	522	0.93	71.8	4.22	3.00
S'3U3a-30C	-	19.2	457		1.00	19.2	457		0.88	71.0	3.70	2.85
e3U3a-40C	+	13.5	299	274	1.09	18.4	316	313	1.01	37.2	2.76	2.49
e3U3a-30C	-	13.7	288		1.05	19.1	309		0.99	40.8	2.98	2.58
e3U3aX-40C	+	13.5	307	272	1.13	20.4	349	311	1.12	45.2	3.35	2.73
e3U3aX-30C	-	12.0	265		0.97	20.2	300		0.96	50.6	4.22	3.00

極短柱の場合、柱の剛性が著しく高まり、図-4に示されるように腰壁内でもモーメント勾配が生じ、腰壁に大きな強制変形を与えていることが分かる。e3U3a-40Cは腰壁が接している面(以降、北面)と離れている面(南面)で主筋歪分布に違いがある。北面では壁頂部が、南面では付根より200mmでの歪が最も大きい。図-5は柱脚より加力点までの柱水平変位を計測した値から、振れによって生じる回転角を求めたもので、壁頂部高さで最も回転角が大きい。振れによる付加せん断力により北面の壁頂部と柱の間で水平に滑り破壊し、その後は腰壁が抵抗要素として十分に機能しなかった。しかし、この滑り破壊線を交差してX状にシート補強した e3U3aX-40C では耐力後の変形能力の改善が確認されている。

3.5 終局塑性率 μ と靱性指標F

最大耐力の80%に低下した際の部材角を限界部材角 R_u として、この値を降伏時部材角 R_y で除した値を終局塑性率 μ とし、靱性指標F(耐震基準の曲げ柱に関する算定法³⁾ $F=\phi\sqrt{2\mu-1}$)を求めて表-4に併記した。Fは3a2U-20Cが極端に小さいことから柱脚部と腰壁は壁頂部より概ね柱せい相当区間を補強すればよい事が分かる。

4. おわりに

腰壁付きRC短柱を対象とし、窓開口部分をCFシートで腰壁と柱脚部を鋼板とCFシートで補強し水平加力実験を行った結果、以下の知見が得られた。1) 柱脚にも補強を施すことで柱の損傷を抑制し、大変形時も柱の機能を維持させることが可能である。2) 腰壁端部を補強した場合、腰壁を抵抗要素として扱うことができ、最大耐力及び変形性能が向上する。3) シアパン比が極端に短い柱でも本補強によってせん断破壊を防ぎ、靱性に富む柱への移行が可能である。4) スリット付き鋼板とX状シートによる補強方法を用いれば、腰壁が偏心した場合でも有効である。

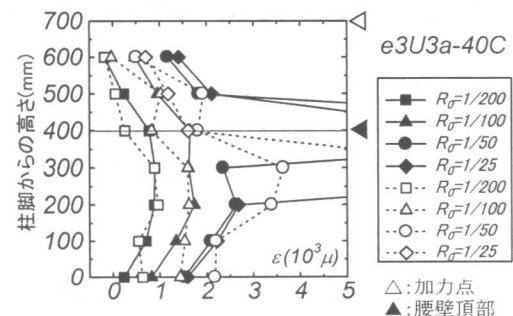
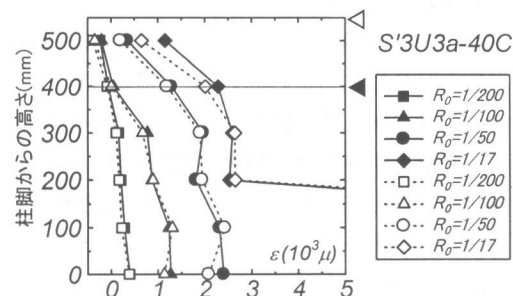
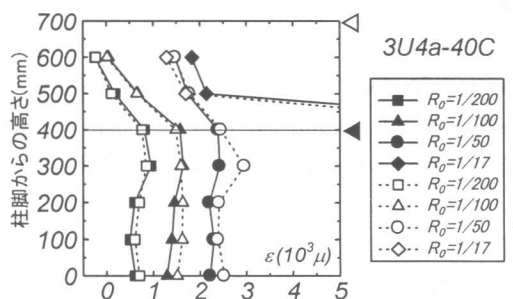


図-4 柱主筋歪度分布

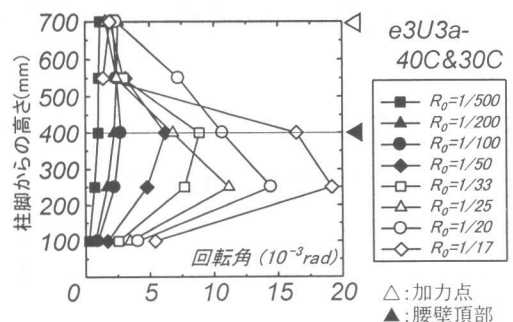


図-5 柱振れ回転角

【謝辞】本研究の遂行にあたり東燃(株)より材料及び研究費の補助を得た。記して謝意とする。

【参考文献】1) 北野敏則ほか、炭素繊維シートを用いた腰壁付RC柱の耐震補強に関する実験的研究、コンクリート工学

年次論文集、21-3、pp.1375-1380、1999.6、2) 日本建築学会、鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説、3) 日本防災協会編、既存鉄筋コンクリート構造建築物の耐震診断規程・同解説、1990