論文　緊張材で能動横拘束された損傷RC柱に関する実験的研究

中田　幸造[*1]・山川　哲雄[*2]・喜屋武　徹[*3]・NOORI Mohammad Zahid[*4]

要旨：本論文では，能動横拘束した損傷RC柱の軸力支持能力，曲げ強度，せん断強度を把握するため，能動横拘束と損傷の有無を実験変数とした圧縮実験と水平加力実験を実施した。その結果，損傷RC柱に与える能動側圧がゼロと高い場合を比べた場合，高い能動側圧を与えた方が，圧縮強度，水平耐力，剛性の回復が大きくなること，能動横拘束された損傷RC柱のせん断強度の低下は曲げ強度の低下よりも大きいこと，能動側圧がゼロの場合，斜めひび割れが拡幅し易く，また，ひび割れが閉合していないので，アーチ機構によるせん断抵抗が十分に働かないために，せん断力はトラス機構による負担が大きいことの結論を得た。

キーワード：プレストレス，横拘束，拘束コンクリート，応急補強，せん断破壊

1. はじめに

著者らは，高強度緊張材による能動横拘束を地震で損傷したRC柱への「ひび割れ閉合」に応用し[1]，損傷RC柱の軸力支持能力と水平耐力および靭性能に関する応急補強効果を検証してきた。あらかじめコンクリートを締付ける能動横拘束が損傷RC柱のひび割れを閉合することで，損傷により低下したRC柱の軸力支持能力（みかけのコンクリート強度）を回復させ，アラミド繊維ベルトによるせん断補強によって能動横拘束損傷RC柱は曲げ破壊する結果が得られている[2]。「ひび割れ閉合」を実現するためには，受動横拘束より能動横拘束がはるかに効果的であることを検証するため，本研究では能動横拘束と損傷の有無を実験変数とした補強RC柱の圧縮実験と水平加力実験を実施した。また，損傷によって，補強RC柱の曲げ強度とせん断強度がどの程度低下するのかを実験的に検証を行った。

2. 実験計画

損傷RC柱に補強を施し，圧縮実験を行う柱試験体（ACシリーズ）の一覧を**Table 1**に，水平加力実験を行う柱試験体（ERシリーズ）の一覧を**Table 2**に示す。**Fig. 1**の柱試験体は，1辺が250mmの正方形断面で（1/2.4の縮尺），ACシリーズとERシリーズ共に柱全高さは900mmである。柱の試験区間は500mm（せん断スパン比1.0）とし，試験区間以外には帯筋（D6）を密に配筋した。柱にはD10主筋を12本使用し（p_g = 1.36%），試験区間には3.7ϕの帯筋を105mm間隔（p_w = 0.08%）で配筋したせん断破壊先行の柱である（せん断余裕度はACシリーズが0.83，ERシリーズは0.83と0.49）。**Table 2**に示すERシリーズには，高強度のD10（σ_y = 912MPa）を配筋した柱試験体が2体あり，これらの柱試験体（ER18S-6HD3s，6Hs）は能動横拘束後もせん断破壊が先行する。これらの柱試験体の加力方向の中主筋には付着割裂防止筋を配筋した（D6-@52.5）。鋼材の機械的性質を**Table 3**に示す。**Fig. 2**は加力実験の流れ[1]である。(1) AC18-6ND4（**Table 1**），ER18S-6ND4，6HD3s，6HD4f（**Table 2**）では，軸力比0.2の下で斜めひび割れを導入するせん断損傷実験を行った（**Fig. 2** (a)）。せん断破壊を制御するため，アラミド繊維ベルト（2ply，以後，ベルト）を疎に配置して，目標の損傷レベル[3]まで正負繰返し水平加力を行った。(2) せん断損傷導入後，残留水平変位はゼロに戻し，軸力を除荷した。その後，損傷したAC18-6ND4柱試験体にベルトで横拘束を行い圧縮実験を行った。AC18-6N，6H（**Table 1**）は無損傷柱にベルトで横拘束を行った柱試験体である。圧縮実験の材端条件は一端ピン，他端固定であり，圧縮ひずみは載荷板間（900mm）とスタブ間（675mm）の2か所を各4台，計8台の変位計で測定した（**Fig. 2**（c））。

ER18S-6ND4，6HD3s，6HD4f（**Table 2**）では，損傷RC

Table 1 Details of specimens (AC series)

Specimen (AC18-)	N1	6ND4	6N	6H
Damage level[3] (Max. crack width)	-	IV (3.0 mm)	-	-
ε_{pt} (initial force)	-	-	-	2400 μ (8.1 kN)
σ_B (MPa)	18.3			
σ_r (MPa)	-	-	-	2.06
N_{max} (kN)	1323	733	1268	1540
N_{max}/N_0	1.00	0.55	0.96	1.16
Common details	Cross section: 250 × 250mm, $M/(VD)$ = 1.0, Bar: 12-D10 (p_g = 1.36%), Hoop: 3.7ϕ-@105 (p_w=0.08%).			

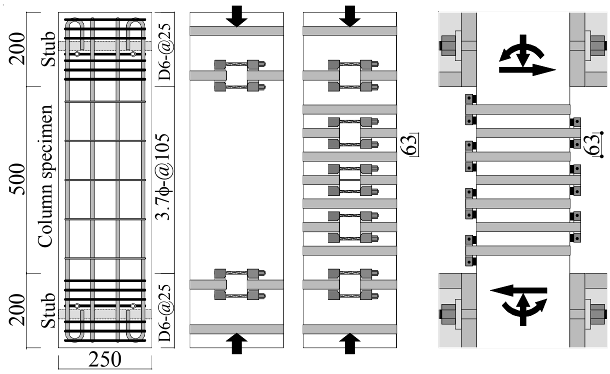
Notes: σ_B = compressive strength of concrete cylinder, σ_r = lateral confining pressure, N_{max} = max. axial load, N_0 = max. axial load of non-damaged RC column, $M/(VD)$ = shear span-to-depth ratio.

*1　琉球大学　工学部工学科准教授　博士（工学）（正会員）
*2　琉球大学　名誉教授　工博　（正会員）
*3　琉球大学　工学部環境建設工学科
*4　琉球大学大学院　理工学研究科博士後期課程　修士（工学）

Table 2 Details of specimens (ER series)

Specimen (ER18S-)	6ND4	6HD3s	6HD4f	6Hs	6Hf
Damage level[3)] (Max. crack width)	IV (2.05 mm)	III (1.13 mm)	IV (2.7 mm)	-	-
ε_{pt} (initial force)	-	2400 μ (8.1 kN)			
σ_B (MPa)	18.3				
σ_r (MPa)	-	2.06			
σ_y (MPa)	393	912	393	912	393
Common details	Cross section: 250 × 250mm, $M/(VD)$ = 1.0, η = 0.2, Bar: 12-D10 (p_g = 1.36%), Hoop: 3.7ϕ-@105 (p_w=0.08%).				

Notes: η = axial force ratio (= $N/(bD\sigma_B)$).



(a) Bar arrangement　(b) Non-retrofitted and retrofitted sp. (AC series)　(c) Retrofitted sp. (ER series)

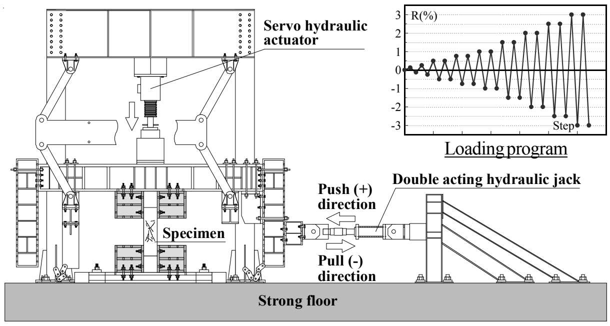
Fig. 1 Column specimen [unit: mm]

Table 3 Mechanical properties of materials

Reinforcement		a (mm^2)	σ_y , σ_u* (MPa)	E (GPa)
Bar	D10	71	393	193
		71	912	177
Hoop	3.7ϕ	11	306	207
Hoop	D6	32	479	180
Aramid fiber belt	t = 0.572mm	28.6	2060*	118

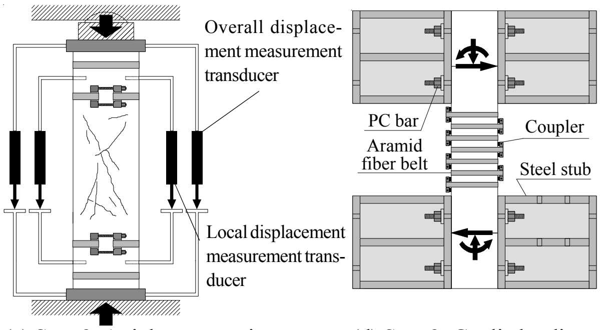
Notes: a = cross section area, σ_y = yield strength of steel, σ_u = ultimate strength of fiber reinf., E = Young's modulus of elasticity.

柱にベルトによる能動横拘束を行い（**Fig. 1**（c），作業時の写真は文献 1）参照），再び軸力比 0.2 の下で正負繰返し水平加力を行った（**Fig. 2**（d））。ER18S-6Hs，6Hf では無損傷の柱に能動横拘束を適用し，それぞれせん断強度，曲げ強度実験値を検証する。水平加力実験では，部材角 R=0.125%，0.25%，を各 1 回，0.5% ～ 3.0% を 0.5% の増分で各 2 回繰り返した。補強において，柱試験体の隅角部は半径 20mm で面取りし，隅角部およびカプラーの位置に厚さ 0.8mm のテフロンシートを設置した。ベルトは 50mm の幅を半分に折り曲げて幅 25mm とし，1 本のベルトの両端を 100mm ラップさせ，エポキシ樹脂で接着し，リング状に製作した。ベルトの両端は鋼製のカプラーにて連結した。カプラーとベルトの間には摩擦低減のため離形フィルムを設置している。緊張ひずみは，ベルトの継ぎ目と継ぎ目の反対側にエポキシ樹脂で硬化部を製作し，ゲージを貼付することで管理した。損傷 RC 柱に設置したベルトへの張力導入時には，ひび割れ閉合による張力のバラつきが少なくなるように，何回か均等に締付



(a) Step 1: Shear failure test

(b) Step 2: Retrofitting by fiber belts prestressing



(c) Step 3: Axial compression test (AC series)　(d) Step 3: Cyclic loading test (ER series)

Fig. 2 Test setup and loading procedure

けを行った。なお，後述の圧縮実験時には，ベルトのひずみは増大傾向にあったが，水平加力実験時にはベルトのひずみがやや減少する場合があった。AC シリーズの総数は 4 体であり（**Table 1**），実験変数は能動横拘束と損傷の有無である。ER シリーズの総数は 5 体であり（**Table 2**），実験変数は能動側圧，損傷の有無である。能動側圧 σ_r は以下の式で求めた。

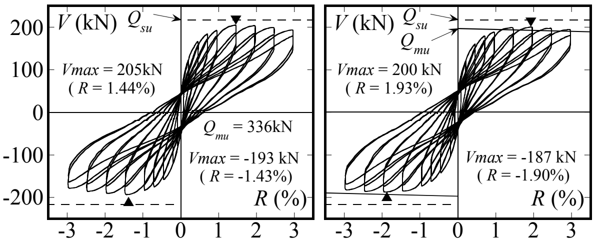
$$\sigma_r = 2_A a / (b_A s)_A E \varepsilon_{pt} \quad (1)$$

ここで，$_A a$：ベルトの断面積，b：柱幅，$_A s$, $_A E$, ε_{pt}：ベルトの補強間隔，ヤング係数，初期緊張ひずみ。

3. 実験の結果

3.1 無損傷補強 RC 柱の水平加力実験

ER18S-6Hs と 6Hf（**Table 2**）はベルトの能動側圧を等しくし，主筋の材質を 6Hs は高強度，6Hf は普通強度として，6Hs はせん断破壊，6Hf は曲げ破壊となるように計



(a) ER18S-6Hs　(b) ER18S-6Hf

Notes: Q_{mu} = Flexural strength by AIJ eq.[4)], Q_{su} = Shear strength by Arakawa mean eq.[5)], ▼ = peak point.

Fig. 3 *V-R* relations (ER series, nondamaged specimens)

画した。実験結果である **Fig. 3** にはシリンダー強度（σ_B）による多段配筋柱の曲げ強度略算値 Q_{mu}[4] と，修正荒川 mean 式によるせん断強度計算値 Q_{su}[5] も示した。**Fig. 3**（a）より，6Hs の最大水平耐力時には主筋は引張降伏しておらず，従って Q_{mu}（336kN）に到達していないので曲げ破壊ではないと考えられる。しかしながら，ベルトの能動横拘束により耐力低下は緩やかである。6Hs の最終ひび割れ状況では，柱頭柱脚に短い斜めひび割れが観察された。**Fig. 3**（b）より，6Hf は最大水平耐力時に主筋が引張降伏を示しており，曲げ破壊した（正負の最大水平耐力平均値は 194kN）。**Fig. 3**（a）に示す 6Hs の正負の最大水平耐力平均値 199kN（せん断強度実験値）は，Q_{su} の 92% だが，6Hf の曲げ強度実験値 194kN より大きく，せん断強度＞曲げ強度の関係を実験値で確認できたと言える。

3.2 せん断損傷実験

代表的な柱試験体（ER18S-6ND4，6HD4f）の水平荷重 V- 部材角 R 関係を **Fig. 4** に，最終ひび割れ状況（ウェブ面），最大残留ひび割れ幅，損傷レベル[3] を **Table 4** に示す。**Fig. 4** には曲げ強度 Q_{mu}[4] と，せん断強度計算値 Q_{su}[5] も示した。損傷レベルは文献 3）を参考に総合的に判断しており，全ての柱試験体で斜めひび割れが生じて損傷レベル III ～ IV に到達している。なお，ER18S-6HD3s は加力試験機への設置時に斜めひび割れが生じており（ひび割れ幅 0.4mm），このひび割れが拡幅することによって損傷レベル III に到達している。

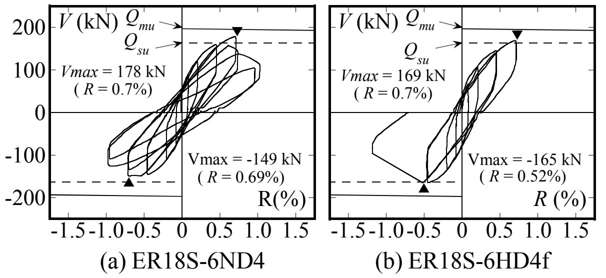
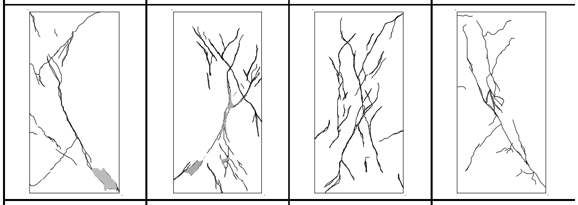


Fig. 4 *V-R* relations (shear failure test)

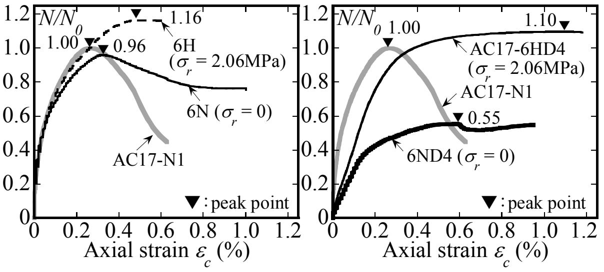
Table 4 Observed cracking patterns after shear failure test

	AC18-	ER18S-		
	6ND4	6ND4	6HD3s	6HD4f
After shear failure test				
	IV (3.0 mm)	IV (2.05 mm)	III (1.13 mm)	IV (2.7 mm)

Notes: III- IV = damage level[3], ( ) = residual crack width after shear failure test (depth side).

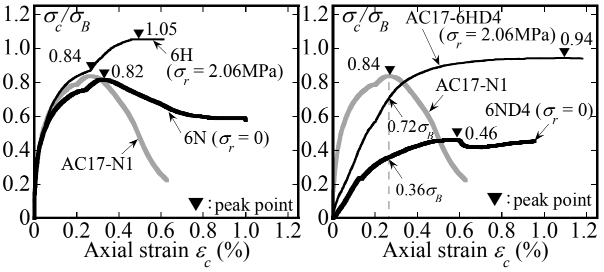
3.3 圧縮実験（AC シリーズ）

Fig. 5 に AC シリーズの圧縮軸力－圧縮ひずみ関係を示す。**Fig. 5** の基準柱試験体 N1 のデータは，充分なデータが得られた AC17-N1[1] を表示した。ただし，AC18-6N, 6H,



(a) Non-damaged specimens　　(b) Damage level IV

Fig. 5 N/N_0 versus ε_c (AC series)



(a) Non-damaged specimens　　(b) Damage level IV

Fig. 6 σ_c/σ_B versus ε_c (AC series)

6ND4 の圧縮軸力は，AC18-N1 の最大圧縮軸力で除している。また，比較のため AC17-6HD4[1] も示した。

Fig. 5（a）より，ベルトを無緊張の AC18-6N の最大圧縮軸力は基準柱試験体 N1 とほぼ同じだが，最大圧縮軸力以後の軸力低下は緩やかである。一方，AC18-6H の最大圧縮軸力は AC17-N1 と AC18-6N よりも大きい（1.16N_0）。6H 試験体は，試験区間外に生じたひび割れによってベルトのひずみが大きくなり，カプラーの損傷を防止するため，最大圧縮軸力以後のデータは充分に測定できなかった。**Fig. 5**（b）より，ベルトを無緊張の AC18-6ND4 は軸剛性が小さく，最大圧縮軸力は 0.55N_0 であるが，ベルトの受動横拘束により，最大圧縮軸力後の軸力低下は小さい。一方，AC17-6HD4 は高い能動側圧によって AC18-6ND4 より最大圧縮軸力が増大し，軸剛性も大きい。損傷 RC 柱に能動横拘束を適用することで鉛直荷重支持能力を修復できると言える。

Fig. 6 は，柱試験体の圧縮軸力から主筋の負担軸力を差し引いたコンクリートの負担軸力を全断面積で除して求めた応力度とひずみ度の関係である。縦軸は σ_B で無次元化した。主筋の負担軸力を差し引く際に，AC17-N1，6HD4，AC18-6N，6H の主筋は，完全弾塑性体で主筋のひずみは柱試験体の平均軸方向ひずみに等しいと仮定した。6ND4 は，文献 2）に従い主筋の負担軸力を差し引いた。**Fig. 6**（a）より，AC18-6H の圧縮強度は 1.05σ_B（AC17-N1 の圧縮強度からは 1.25 倍，AC18-6N からは 1.28 倍）であり，能動横拘束は圧縮強度を増大させることがわかる。**Fig. 6**（b）より，AC17-6ND4 の圧縮強度は 0.46σ_B であるのに対し，AC17-6HD4 は 0.94σ_B である（AC18-6ND4 の 2.04

倍)。能動横拘束は，**Fig. 6**（a）の無損傷コンクリートより，損傷コンクリートへの効果がより大きいと言える。

3.4 補強損傷RC柱の水平加力実験（ERシリーズ）

Fig. 7は能動横拘束した損傷RC柱の水平荷重V−部材角R関係（灰色はせん断損傷実験の結果）である。**Fig. 7**には，曲げ強度Q_{mu}[4]とせん断強度計算値Q_{su}[5]を示しているが，Q_{mu1}はシリンダー強度σ_Bを用いた場合，**Fig. 7**(c)に示すQ_{mu2}は後述する$0.72\sigma_B$を用いた場合の結果である。**Fig. 7**（b）ER18S-6HD3sは能動横拘束後のせん断破壊を狙って高強度主筋を配筋しており，対応する（c）ER18S-6HD4fには普通強度主筋を配筋した。**Fig. 8**は柱高さ方向における隅主筋の応力度，**Fig. 9**は柱高さ方向におけるベルトのひずみ度の分布である。**Table 5**には実験終了後の最終ひび割れ状況を示す。

Fig. 7（a）より，ER18S-6ND4の最大水平耐力はせん断損傷実験時のそれより小さく，水平剛性も小さい。また，主筋の引張降伏も観察されなかった（**Fig. 8**（a））。一方で高い変形能力を示したが，ベルトの受動横拘束によるものと考えられる（**Fig. 9**（a））。実験中には新たな斜めひび割れの発生が多数確認された（**Table 5**）。**Fig. 7**（b）より，ER18S-6HD3sの主筋は引張降伏しておらず（**Fig. 8**（b）），最大水平耐力は曲げ強度計算値に到達していないため，曲げ破壊ではないと考えられる。また，新たな斜めひび割れやせん断損傷実験での斜めひび割れの拡幅が観察された。**Fig. 7**（c）より，ER18S-6HD4fは最大水平耐力時に主筋が引張降伏しており（**Fig. 8**（c）），曲げ破壊したと考えられる。実験中には柱脚での曲げひび割れや斜めひび割れの発生が観察された（**Table 5**）。**Fig. 7**(a)，（c）の結果は，損傷RC柱の水平耐力，水平剛性の修復には能動横拘束が非常に有効であることを示している。

Fig. 10は隅主筋1本の付着応力度τ_bと部材角Rの関係である。τ_bは隅主筋1本の柱頭と中央部に添付したひずみゲージ測定値による主筋の引張力の差ΔTを柱頭と中央部のひずみゲージ間の主筋の表面積で除して求めた（$\tau_b = \Delta T/(\Phi h_g)$，$\Phi$：主筋の周長，$h_g$：柱頭と中央部のひずみゲージ間距離）。**Fig. 10**（a），（b）より，最大水平耐力までの付着応力度τ_bを見ると，損傷RC柱を能動横拘束した6HD3sと6HD4fでは，無損傷RC柱を能動横拘束した6Hsと6Hfよりもτ_bが小さい。また，無損傷試験体6Hs，6Hfからの付着応力度τ_bの低下は，せん断破壊モードで

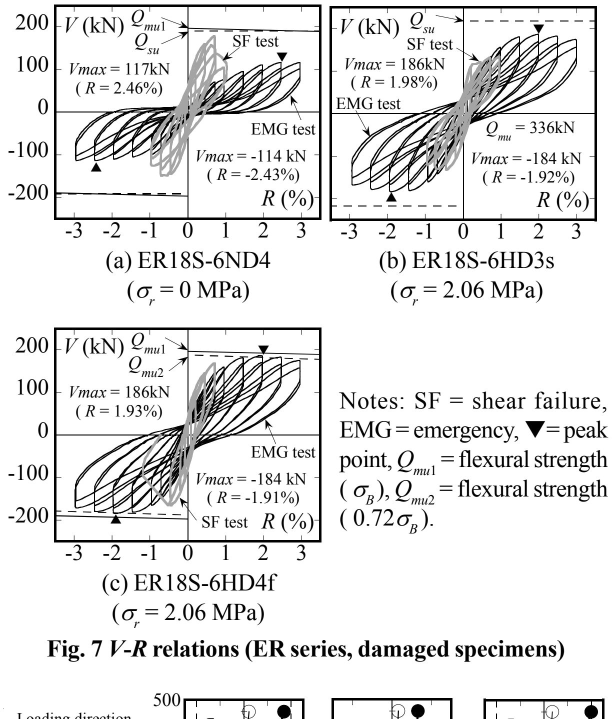


Fig. 7 *V-R* relations (ER series, damaged specimens)

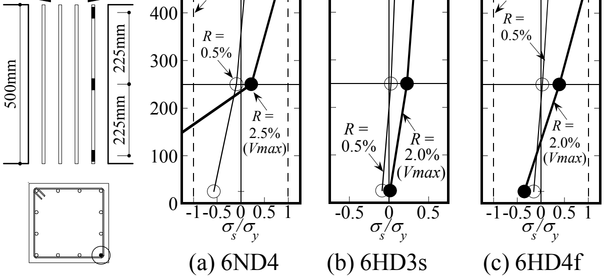


Fig. 8 Stress distribution of longitudinal bars along the column hight (ER series)

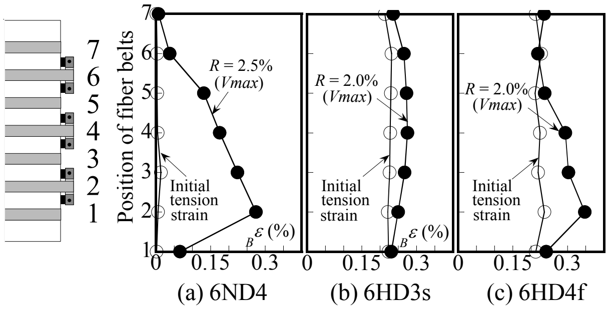
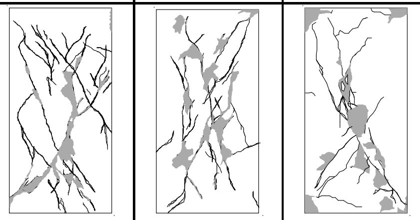


Fig. 9 Distribution of fiber belts strain (ER series)

Table 5 Observed cracking patterns after EMG test

	6ND4	6HD3s	6HD4f
ER series (ER18S-)			
	IV (2.05 mm)	III (1.13 mm)	IV (2.7 mm)

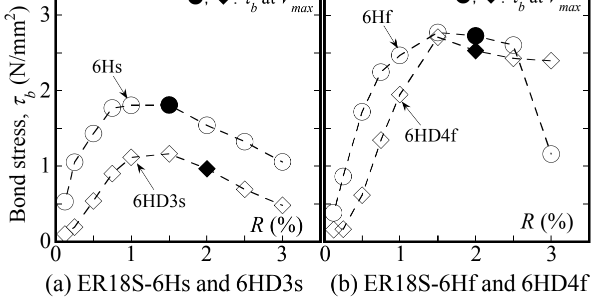


Fig. 10 Bond stress of outer bars

ある6HD3sが6HD4fより大きい。

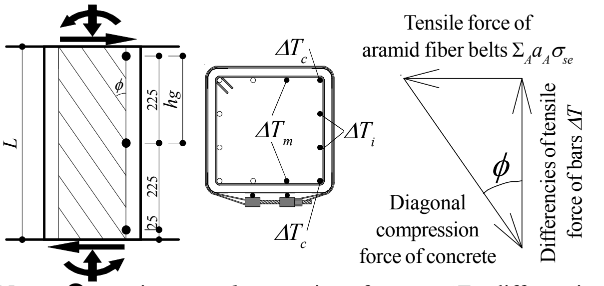
Fig. 7（b）に示した柱試験体の最大水平耐力が，無損傷RC柱の実験結果である**Fig. 3**（a）より小さかったのは，能動横拘束された損傷コンクリート強度が無損傷の拘束コンクリート強度まで回復していないことや，主筋の付着力の低下（**Fig. 10**（a））が主な理由と考えられる。同様に，**Fig. 7**（c）と**Fig. 3**（b）の差異は，能動拘束された損傷コンクリート強度と無損傷の拘束コンクリート強度の差にあるものと考えられる。**Fig. 7**（b）の最大水平耐力は，能動横拘束損傷RC柱のせん断強度実験値，（c）は曲げ強度実験値と考えられるが，損傷レベルと破壊モードが異なるにも関わらずこれらはほぼ同じ値である。ER18S-6HD3sと6HD4fは，主筋の材質は異なるが断面積が同じであることから，同一部材角で主筋の応力が同程度となることなどが理由として考えられる。次年度は主筋量を変えてせん断破壊実験を行う予定である。**Fig. 3**（a）の正負の最大水平耐力平均値は199kN，**Fig. 7**（b）のそれは185kNであり，損傷によるせん断耐力の低下は14kNと言える。同様に，曲げ破壊モードである**Fig. 3**（b）の正負の最大水平耐力平均値は194kN，**Fig. 7**（c）のそれは185kNであり，損傷による曲げ耐力の低下は9kNとなった。損傷による耐力の低下は曲げ耐力よりもせん断耐力の方が大きいことが伺える。

3.5 曲げ強度の検証

Fig. 7（c）に示したER18S-6HD4fの最大水平耐力（曲げ強度実験値）がシリンダー強度によるQ_{mu1}よりやや小さいのは，前述のように損傷によるコンクリート強度の低下によるものと考えられる。本節では，ACシリーズの圧縮実験結果を用いてER18S-6HD4fの曲げ強度を検証する。曲げ強度の計算には文献4）の略算式を用いた。コンクリート強度は，ER18S-6HD4fに対応する圧縮試験体AC17-6HD4（**Fig. 6**（b））のデータを参照し，また，AC17-N1の圧縮強度時ひずみにおけるAC17-6HD4の圧縮応力度（$\sigma_c = 0.72\sigma_B$，**Fig. 6**（b）参照）を用いた。作用軸力は実験で与えた$0.2bD\sigma_B$である。そのため，軸力比は0.2から0.28に増加している。曲げ強度を再計算した結果を**Fig. 7**（c）にQ_{mu2}として示した。**Fig. 7**（c）より，Q_{mu2}はER18S-6HD4fの最大水平耐力を精度良く評価しており，見かけのコンクリート強度の低下で曲げ強度を評価できそうであるが，実験データが少ないため，今後もデータ集積を行っていく予定である。

3.6 せん断力伝達機構の検証

本節ではまず，文献6）を参考にER18S-6ND4，6Hs，および6HD3sのトラス機構を検証する。柱試験体のトラス機構は，主筋の付着力，ベルトの引張力，拘束コンクリートの斜め圧縮力で構成されると考える（**Fig. 11**）。本節では，柱試験体の主筋の柱頭と中央に貼付したひずみゲージ測定値からせん断強度時の主筋の引張力の差（主筋の付着力）ΔTを算出し，このΔTとベルトの引張力から$\cot\phi$を算出する（**Fig. 11**）。せん断強度時のベルトの引張力は，柱頭～中央（**Fig. 11**のh_g間）の総和である。**Fig. 11**の力の三角形から$\cot\phi$は次式で算定できる。



Notes: ●= strain gauge, h_g = spacing of gauge, ΔT = differencies of tensile force of bars.

Fig. 11 Force equilibrium of truss mechanism [Unit: mm]

Table 6 Diagonal concrete stress of truss and arch mechanism

Specimen (ER18S-)	ϕ (degree)	V_t (kN)	σ_t (MPa)	V_t/V_{max} (%)	V_a/V_{max} (%)	σ_a (MPa)
6ND4	44.4	58.2	2.4	50.1	49.9	-
6Hs	59.5	62.4	2.5	31.4	68.6	-
6HD3s	71.3	42.0	1.7	22.7	77.3	20.0

Notes: ϕ = angle of diagonal concrete sturt of truss mech., V_t = shear force of truss mech., σ_t = diagonal concrete stress of truss mech., V_{max} = average max. lateral strength of push and pull direction, V_a = shear force of arch mech. (= V_{max} - V_t), σ_a = diagonal concrete stress of arch mech.

$$\cot\phi = \Delta T_A s / (2h_{gA} a_A \sigma_{se}) \quad (2)$$

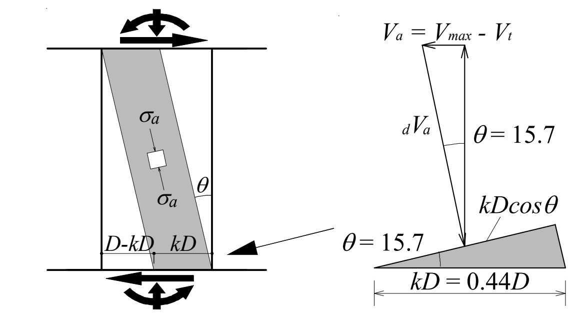
$$_A\sigma_{se} = {_A}E_A \varepsilon_T \quad (3)$$

$$_A\varepsilon_T = \varepsilon_{pt} \Delta_A \varepsilon \quad (4)$$

ここで，$\Delta T = \Sigma(\Delta T_c + \Delta T_i + \Delta T_m)$，$_A\sigma_{se}$：せん断強度時のベルトの存在応力度，$_A\varepsilon_T$：せん断強度時のベルトの存在ひずみ度，$\Delta_A\varepsilon$：せん断強度時のベルトのひずみ増分実験値。6ND4試験体では，中段主筋の柱頭のひずみゲージ測定値が得られなかったため，隅主筋（ΔT_c）と中主筋（ΔT_i）のみからΔTを求めた。トラス機構の角度ϕの算定結果を**Table 6**に示す。6ND4試験体の角度ϕは44.4度となった。無損傷RC柱を能動横拘束した6Hsの角度ϕが45度を超えているのは，ベルトの緊張ひずみが大きすぎた可能性も考えられる。データを集積し，次年度以降も引き続き検証を進めていきたい。6Hsと6HD3sの角度ϕの比較において，6HD3sの角度ϕが45度を大きく超えているのは，損傷により付着が劣化したことがその理由の一つとして考えられる（**Fig. 10**（a））。次に，6ND4試験体では角度ϕ実験値を使用し，6Hsと6HD3sはベルトの引張力を主筋の付着力ΔTで制限してトラス機構の負担せん断力V_tを求めた結果，ならびに以下の式（5）でトラス機構の斜め圧縮応力度σ_tを求めた結果を**Table 6**に示す。

$$\sigma_t = C_{exp} / (bj_t \cot\phi \sin\phi) \quad (5)$$

ここで，C_{exp}：トラス機構の斜め圧縮力実験値（**Fig. 11**）。



Notes: ${}_dV_a$ = diagonal concrete force.

Fig. 12 Diagonal concrete strut of arch mechanism

トラス機構の負担せん断力 V_t を見ると，ベルトを無緊張の 6ND4 の V_t は，緊張ひずみの大きい 6HD3s の V_t より大きい。AC シリーズにおいて，AC18-6ND4 の圧縮強度は 8.4MPa（$0.46\sigma_B$），AC18-6H は 19.2MPa（$1.05\sigma_B$），AC17-6HD4 は 17.2MPa（$0.94\sigma_B$）であったので，6ND4 試験体の σ_t の圧縮試験結果に占める割合は 29%（2.4/8.4）であり，6Hs の 13%（2.5/19.2），6HD3s の 9.9%（1.7/17.2）に比べて大きい。また，**Table 6** より，6ND4 試験体のトラス機構負担割合も大きい。6ND4 試験体ではベルトを緊張していないため，せん断損傷実験で生じた斜めひび割れが拡幅し易く，そのためトラス機構でのせん断力負担が大きくなったことが考えられる。言い換えれば，ひび割れが閉合していないため，アーチ機構でのせん断力負担は大きくならないと考えられる。一方，6Hs と 6HD3s ではアーチ機構のせん断力負担が大きい結果となった。

文献 1）では，能動横拘束された損傷RC柱のアーチ機構を検証するため，主筋の付着がない柱試験体 ER17S-6HD4U（損傷レベル IV，ε_{pt} = 2400μ）の水平加力実験を行っている。ここでは，**Table 6** の ER18S-6HD3s のアーチ機構を ER17S-6HD4U で得られた結果を基に考察する。ER18S-6HD3sの損傷レベルはIIIであり，ER17S-6HD4Uより損傷度が小さいが，現時点で同じ損傷レベルでの主筋の付着がない柱試験体の実験データがないこと，損傷レベルIVであるER17S-6HD4Uの結果を用いた場合，ER18S-6HD3s を厳しく評価すると考えられる。

ER17S-6HD4U から得られたアーチ機構の角度 θ は 15.7 度，アーチ機構の圧縮域の断面せいに対する比 k は 0.44 である[1)]。なお，角度 θ には軸力が考慮されている。**Fig. 12** より，アーチ機構のコンクリート斜め圧縮力 ${}_dV_a$ は式（6）となる。従って，**Fig. 12** より，アーチ機構の斜め圧縮応力度 σ_a は式（7）のように得られる。

$$ {}_dV_a = V_a / \sin\theta \quad (6) $$

$$ \sigma_a = 2V_a / (bkD\sin 2\theta) \quad (7) $$

ここで，$V_a = V_{max} - V_t$，θ = 15.7度，k = 0.44。ER18S-6HD3s のアーチ機構の斜め圧縮応力度 σ_a を **Table 6** に示す。σ_a は 20MPa となり，シリンダー強度 18.3MPa より大きい（$\sigma_a = 1.09\sigma_B$）。この結果は，文献 1），2）の主筋の付着がない柱試験体の結果と同じ傾向である。引き続きデータを集積してアーチ機構の検証を進めていきたい。

4. まとめ

本研究では，能動横拘束した損傷 RC 柱の軸力支持能力と曲げ強度，せん断強度の把握を目的として，能動横拘束と損傷の有無を実験変数とした圧縮実験と水平加力実験を行った。得られた結果を以下にまとめる。

（1）圧縮実験と水平加力実験の結果，能動側圧がゼロの場合より，高い能動側圧を与えた方が圧縮強度，水平耐力，剛性の回復が大きかった。従って，損傷 RC 柱の耐震性能の回復には，受動横拘束より能動横拘束が効果的であると言える。

（2）能動横拘束された無損傷 RC 柱と損傷 RC 柱の水平加力実験の結果，損傷 RC 柱のせん断強度の低下は曲げ強度の低下よりも大きい結果となった。

（3）ベルトに緊張ひずみを導入しない場合，せん断力はトラス機構による負担が大きくなった。これは斜めひび割れが拡幅し易く，また，ひび割れが閉合していないので，アーチ機構によるせん断力の抵抗が十分に働かないためと考えられる。

謝辞

本研究は，JSPS 科研費，JP16K06579 の助成を受けた。アラミド繊維ベルトは（株）クラッシードイツキから提供頂いた。実験では淵脇秀晃，東舟道裕亮 技術職員，大学院生 李龍輝各位の尽力を頂いた。

参考文献

（1）中田幸造，山川哲雄：緊張材で能動横拘束された損傷 RC 柱のせん断破壊実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 40，No. 2，pp. 1261-1266，2018

（2）中田幸造，CASTRO Juan Jose，井出大希：緊張材で能動拘束された損傷 RC 柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集, Vol. 39, No. 2, pp. 1177-1182, 2017

（3）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，2016

（4）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

（5）前田興輝，山川哲雄，新城良大，中田幸造：緊張アラミド繊維ベルトで横補強した RC 柱の正負繰り返しせん断実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28，No. 2，pp. 1147-1152，2006

（6）中田幸造，黒木正幸，山川哲雄，菊池健児：PC 鋼棒で能動的横拘束を受ける RC 柱のせん断伝達機構，日本建築学会構造系論文集，第82巻，第737号，pp. 1071-1080，2017.7