

# 論文 能動的横拘束法とX形鉄骨ブレースを用いて補強したRCフレームの繰返し性状

李 文聰\*1

**要旨:** 既存不適格ラーメン構造の柱頭・柱脚の四面に鋼板を当て、柱の四隅に予め穴を設けた鉄製のコーナーブロックを鋼板の外側に配置し、PC鋼棒を貫通させて、そのPC鋼棒に導入した緊張力を利用して鋼板を柱に圧着させて補強した後、さらにX形鉄骨ブレースを取付ける。靱性型と強度型の簡易な工法で補強した試験体について、正負交番繰返し水平力載荷実験を行い、無補強の試験体と比較し、両補強工法とも耐震性能の改善を明らかにした。また、両工法による初期水平剛性と終局耐力と変形性能について比較検討した。

**キーワード:** 能動的横拘束, PC鋼棒, 超高力ボルト, RCフレーム, X形鉄骨ブレース, 耐震性能

## 1. 序

主筋に丸鋼を使用した低強度コンクリートRC柱に、コーナーブロックと緊張力を導入したPC鋼棒を利用して、柱四面に鋼板を圧着して能動的横拘束すれば、拘束されている領域にほぼ無損傷で、靱性に富んだ弾塑性挙動を示した<sup>1)</sup>。この能動的横拘束法を既存不適格RCフレームの柱頭・柱脚に適用した後、さらにX形鉄骨ブレースを併用して靱性型と強度型の簡易な工法で取付けた場合の初期水平剛性と終局耐力と変形性能を、正負繰返し水平加力実験で検証し、その耐震補強工法が効果的であるかどうかの見通しをつけることが本研究の目的である。

## 2. 試験体

試験体の使用材料の力学特性などを **Table 1** に、試験体一覧表を **Table 2** に、試験体における耐震補強及び柱の配筋の詳細を **Fig. 1** に示す。RCフレームは分けて打設した両単独柱の上スタブと上スタブの間及び下スタブと下スタブの間に剛性が大きいH形鋼を利用して接合して製作した。柱は200mm×200mmの正方形断面で、内法高さ800mmである。試験体のスパン長さは1,800mmである。柱領域には、主筋にD13の異型鉄筋を4本( $p_g=1.27\%$ )配筋し、せん断補強筋に4φの丸鋼を155mm間

隔( $p_w=0.08\%$ )で配筋した。本研究では既存RCフレームと鉄骨ブレースとの水平力伝達機構を確認するため、全ての試験体の柱軸力比はゼロとしている。

試験体10-Fは無補強の基準試験体で、試験体10-FBと11-FXBは鋼板とPC鋼棒及びブレースにより補強した試験体である。両試験体の柱頭及び柱脚の四面に200mm(高さ)×195mm(幅)×3.2mm(厚さ)の鋼板を当て、柱の四隅に予め穴を設けた鉄製のコーナーブロックを鋼板の外側に配置し、PC鋼棒を貫通させて、そのPC鋼棒に導入した緊張力を利用して鋼板を柱に圧着させて補強する。ただし、鋼板とスタブの間に10mmの隙間を設けている(**Fig. 1**参照)。また、ガセットプレートに溶接されて厚さが16mmのエンドプレート(**Fig. 1**参照)もPC鋼棒の緊張力を利用してコーナーブロックと摩擦接合されている。その上下のエンドプレートは東材(2枚の3×40×40の等辺山形鋼)に4本M12の高力ボルトの緊張力で接合されている。その後、2枚の3×40×40の等辺山形鋼は両側に設置したガセットプレートの両面に取付け、M22のボルトで摩擦接合されている。また、ブレースの座屈を防ぐため、長い等辺山形鋼の中央に、2本M12の高力ボルトの緊張力で固定されている(**Fig. 1**参照)。ボルト穴の断面欠損を解決するため、等辺山形鋼のボルト穴の付近に鋼板で溶接により補強した。斜材のボルトの

**Table 1 Properties of reinforcement**

Reinforcement		$a$ (cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ (%)	$E_s$ (GPa)
Rebar	D13	10-F & 10-FB	365	0.24	151
		11-FKB	334	0.19	179
Hoop	4φ	0.13	199	0.10	197
High strength steel bar	9.2φ	0.66	1080		201
Steel plate	3.2 mm	10-FB	231		203
		11-FKB	311	0.16	192
Steel angle	3×40×40	10-FB	334	0.17	201
		11-FKB	317	0.18	173

Note :

$a$  = cross section area,

$f_y$  = yield strength of steel,

$\epsilon_y$  = yield strain of steel,

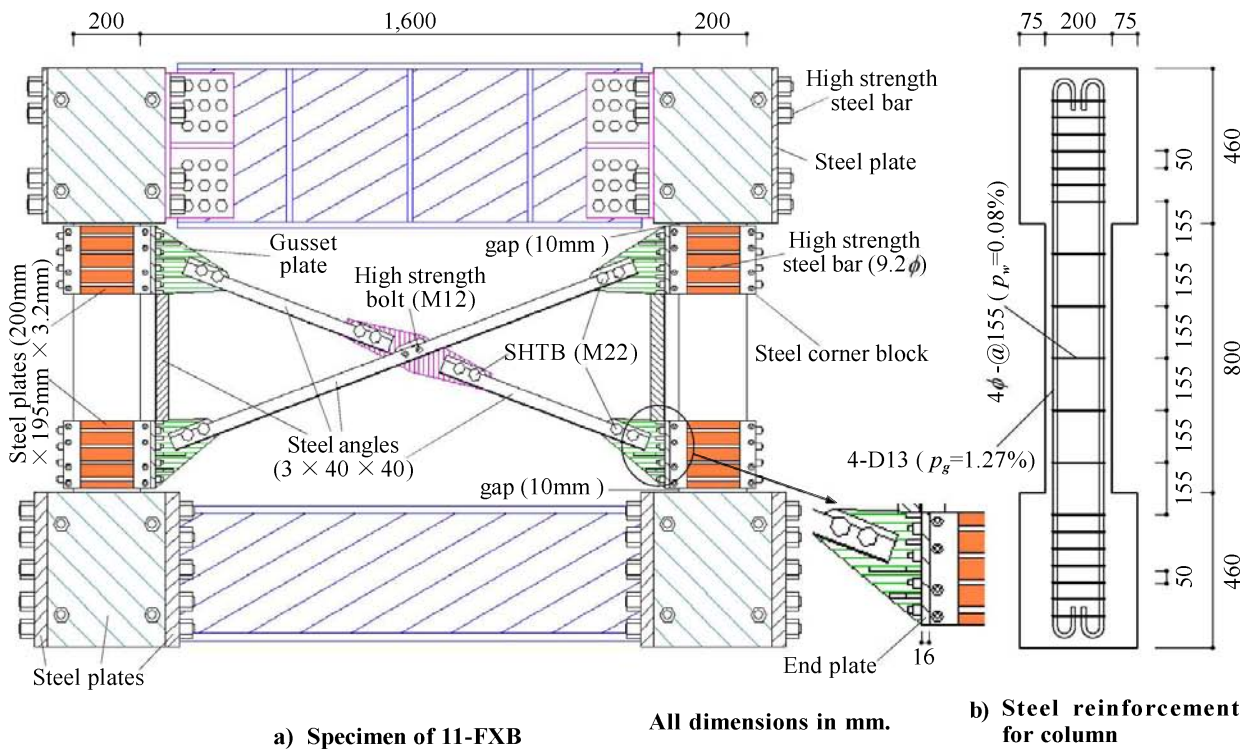
$E_s$  = modulus of elasticity.

\*1 福岡大学 工学部建築学科助教 博士(工学) (正会員)

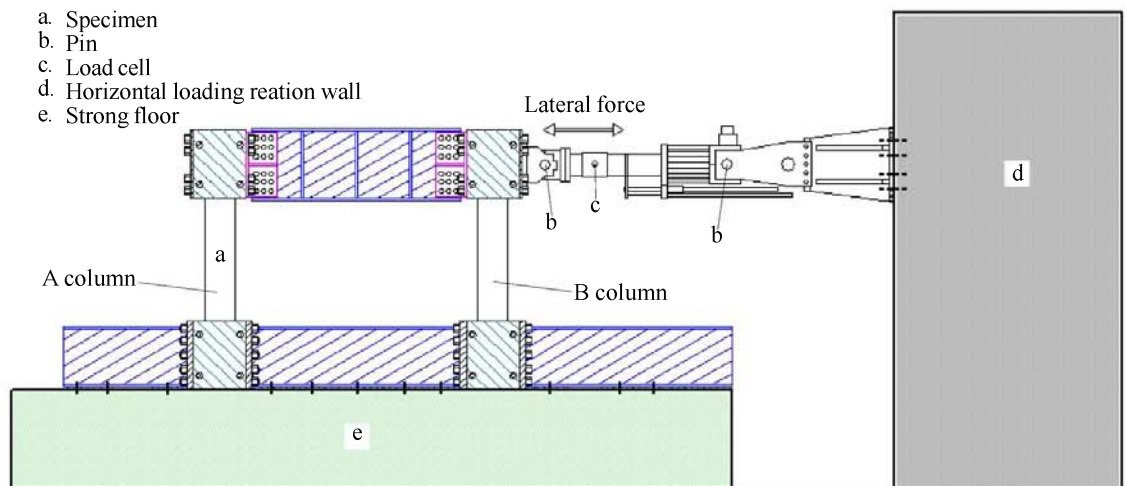
**Table 2 RC frame specimens**

	10-F	10-FB	11-FXB
Retrofitting		By high strength steel bars ( $9.2\phi$ ), steel plates (thickness of 3.2 mm) and steel angle ( $3\text{ mm} \times 40\text{ mm} \times 40\text{ mm}$ ).	
$\epsilon_{pc}$		about $4300\mu$	about $4000\mu$
Bolt for brace joint		F10T (M22)	SHTB (M22)
$\sigma_B$	27.8 MPa		30.2 MPa
Common details	Axial force ratio $N/(b \cdot D \cdot \sigma_B)$ of per column = 0, Column rebar : 4-D13 ( $p_g = 1.27\%$ ), Hoop : $4\phi\text{-@}155$ ( $p_w = 0.08\%$ ).		

Note :  $\epsilon_{pc}$  = initial strain of high strength steel bar for prestressing force,  $\sigma_B$  = concrete compressive strength,  $p_g$  = longitudinal reinforcement ratio,  $p_w$  = hoop steel ratio.



**Fig. 1 Details of retrofitted specimen 11-FXB**



**Fig. 2 Details of test setup**

中心間距離は座屈長さとし、長い等辺山形鋼の両端がピンとする場合の細長比は54である。

試験体 10-FB は変形性能を期待するため、等辺山形鋼とガセットプレートの間に市販の滑り止め材(素材:アクリル・PVC)を取付けて、ブレース接合部にF10Tの高力ボルトを採用した。コーナーブロックとエンドプレートの接合面に滑らないように、P C 鋼棒に導入した緊張力は全てひずみの約4300 $\mu$ 強とし、P C 鋼棒1本当たり約57kNである。一方、11-FXB は終局耐力と初期水平剛性を期待するため、コーナーブロックとエンドプレートの接合面及びブレースとガセットプレートの接合面に赤錆びをさせ、ブレース接合部にトルシア形超高力ボルト SHTB を採用した。P C 鋼棒に導入した緊張力は全てひずみの約4000 $\mu$ 強とし、P C 鋼棒1本当たり約53kNである。

Fig. 2 に示す加力装置を用いて本実験を行った。

### 3. 実験結果及び検討

Fig. 3 に実験終了後観察された各試験体のひび割れ状況を示す。Fig. 4 に水平荷重  $Q$  と層間変形角  $R$  の関係および材軸方向の平均ひずみ  $\epsilon_x$  と層間変形角  $R$  の関係を示す。10-F の  $Q$ - $R$  関係図に破線で示した直線はフレームの曲げ耐力  $V_f$  である。 $V_f$  は式(1)で表示される。

$$V_f = 4M_u / h \quad (1)$$

ここで、 $M_u$  は柱の曲げ終局強度(モーメント)<sup>2)</sup>、 $h$  は柱内法高さである。10-F の  $Q$ - $R$  関係図に実線で示した曲線は日本建築学会靱性指針式に基づいて計算したフレームのせん断強度値  $V_u$ <sup>3)</sup> である。 $V_u$  は式(2)で表示される。

$$V_u = 2\mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + (\nu \cdot \sigma_B - 5p_{we} \cdot \sigma_{wy} / \lambda) \cdot b \cdot D \cdot \tan\theta / 2 \quad (2)$$

ここで、 $b$  は柱の断面の幅、 $D$  は柱の断面のせい、 $b_e$  はトラス機構に関与する断面の有効幅、 $j_e$  はトラス機構に関与する断面の有効せい、 $p_{we}$  は柱の有効横補強筋比、 $\sigma_{wy}$  は

柱の横補強筋の信頼強度(横補強筋の降伏点強度 $f_y$ )、 $\mu$  はトラス機構の角度を表す係数、 $\nu$  はコンクリート圧縮強度の有効係数、 $\sigma_B$  はコンクリート圧縮強度、 $\lambda$  はトラス機構の有効係数、 $\theta$  はアーチ機構の圧縮束の角度である。ただし、文献3)により引張軸力を受ける柱ではアーチ機構を無視して  $\tan\theta = 0$  とする。また、引張軸力を受ける柱には  $\tan\theta \neq 0$  の場合の計算値も Fig. 4 に示している。

基準試験体 10-F は、層間変形角  $R$  が 0.5% には柱端部に曲げひび割れ及び柱に幅が小さい曲げせん断ひび割れが目視された。 $R$  が 1.0% に向かっている途中、柱端部の主筋が降伏し、フレームの曲げ強度略算値を超え、最大耐力の 77kN に至った。その後、せん断補強筋比が小さいため、 $R$  が 1.5% に進行中、両柱の端部の曲げせん断ひび割れの幅が一気に増大し(Fig. 3 参照)、実験を強制的に終了させた。但し、加力ジャッキ側の柱(以下 B 柱と言う)の曲げせん断ひび割れ幅は反対側の柱(以下 A 柱と言う)のものより大きい。せん断破壊の際に水平力実験値は  $\tan\theta$  が 0 としない場合の計算値に近い。この事から分かる様に、引張軸力を受ける柱の場合、 $\tan\theta = 0$  としてアーチ機構を無視する事は不適切で、再検討する必要がある。本試験体の軸力がないので、せん断破壊時に急激な水平耐力の低下及び急激な材軸方向の平均ひずみの変化は得られなかった。

鋼板と P C 鋼棒及びブレースにより補強した試験体 10-FB と 11-FXB の  $Q$ - $R$  関係図には、純 R C フレームの曲げ強度略算値  $V_f$  と試験体の保有水平耐力  $sQ_u$  も示している。但し、 $sQ_u$  は純 R C フレームの曲げ耐力  $V_f$  と Fig. 5 に示す有効断面積<sup>4)</sup>を考慮したブレースの水平耐力  $sQ_u$  の和で評価する。

試験体 10-FB は、層間変形角  $R$  が 0.5% には柱端部に曲げひび割れのみが目視された。 $R$  が 1.0% に向かっている途中、柱端部の主筋も 10-F と同様に降伏したが、圧縮ブレース接合部付近で局部座屈及び引張アングル材とガセットプレートの間の滑りが観察された。そのため水平せん断力を十分に伝達できなかった。しかし、その後の正側では  $R$  が 3% の付近に最大水平耐力の 206kN を向か

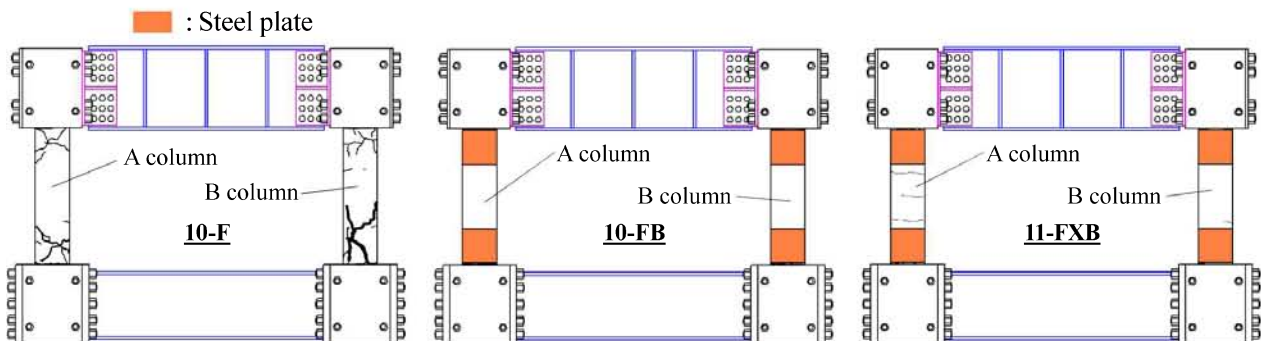


Fig. 3 Observed cracking patterns of specimens after loading test

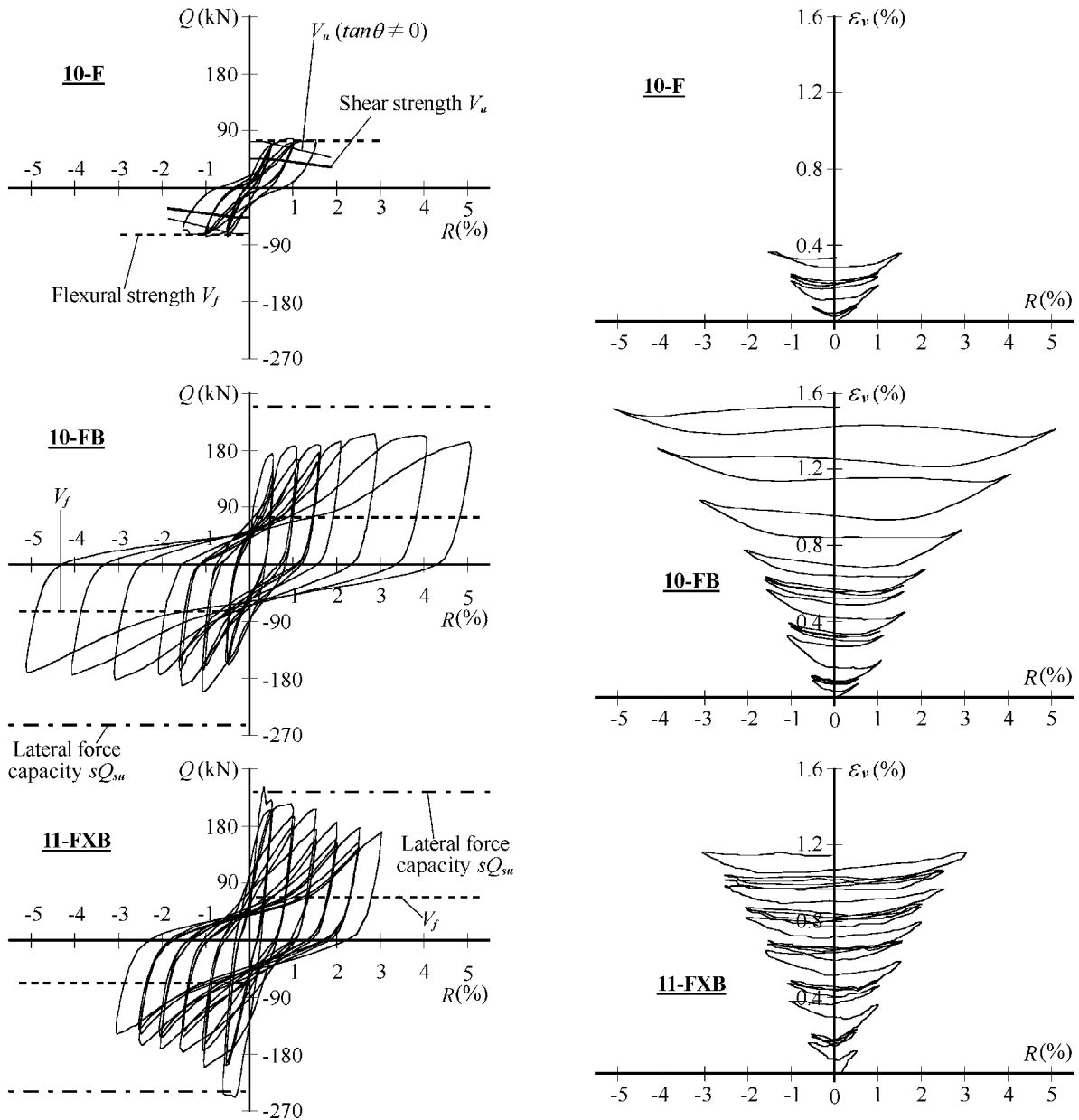


Fig. 4 Measured  $Q$ - $R$  and  $\varepsilon_v$ - $R$  relationships

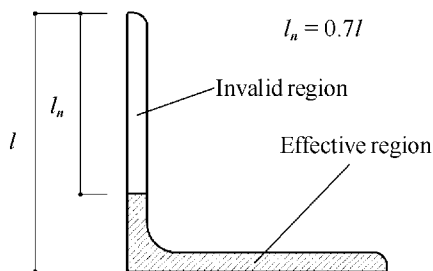


Fig. 5 Invalid region of projection for steel angle

え、 $R$ が5%に至っても急激な耐力低下が生じず、安定した履歴性状を示した。負の方向に載荷する時に、座屈したブレースが伸ばされ、 $R$ が-1%以後から水平耐力は低下し始めた。10-FBはブレース接合部で滑りが生じたた

め、最大水平耐力実験値は保有水平耐力に到達しなかったが、RC柱の両端部に塑性ヒンジが生じ、柱両端部以外の領域にはひび割れが全く生じなかった。本試験体の最大耐力は基準試験体10-Fの約2.6倍まで上昇し、 $\varepsilon_v$ - $R$ 曲線における伸びひずみも10-Fより増大している (Fig. 4参照)。10-FBは最大耐力後も良い靱性能を有し、耐震性能が10-Fより著しく改善されている。

一方、試験体11-FXBは層間変形角 $R$ が0.29%に保有水平耐力 $sQ_{sn}$ を超えた。 $R$ が0.33%に正側の最大水平耐力の243kNに至った後、圧縮ブレースは接合部付近で局部座屈が生じ、試験体の水平耐力は急激に低下した。 $R$ が0.5%に引張ブレースが降伏し、全ての柱頭・柱脚に曲げひび割れが観察された。その際にB柱の両端部の主筋

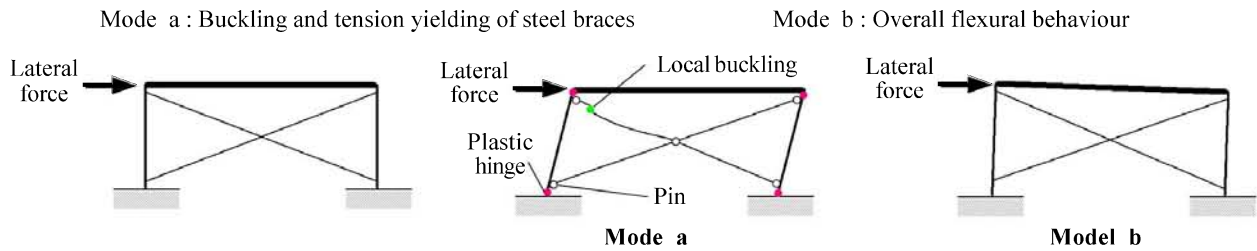


Fig. 6 Failure mechanism of specimen 11-FXB

Table 3 Experimental results and calculated results

Specimen	Experimental results					Calculated results				
	$exp Q^+_{max}$ (kN)	$R^+$ (%)	$exp Q^-_{max}$ (kN)	$R^-$ (%)	$K_{exp}$ (kN/mm)	$V_f$ (kN)	$V_u$ (kN)	$sQ_{su}$ (kN)	$Q_{bMu}$ (kN)	$pQ_c$ (kN)
10-F	77	1.00	-77	-0.50	174	74	46			
10-FB	206	2.88	-201	-1.02	275	74	46	249	334	367
11-FXB	243	0.33	-248	-0.33	502	68	48	234	305	363

Note :  $exp Q^+_{max}$  = experimental lateral capacity in push loading direction,  $R^+$  = story drift angle corresponding to  $exp Q^+_{max}$ ,  $exp Q^-_{max}$  = experimental lateral capacity in pull loading direction,  $R^-$  = story drift angle corresponding to  $exp Q^-_{max}$ ,  $K_{exp}$  = initial experimental lateral stiffness of frame,  $V_f$  = calculated flexural strength of frame without retrofit by AIJ simplified equation,  $V_u$  = calculated shear strength of frame without retrofit by AIJ design guidelines,  $sQ_{su}$  = calculated ultimate lateral capacity of frame,  $Q_{bMu}$  = calculated lateral capacity due to overall flexural behaviour of frame,  $pQ_c$  = calculated lateral capacity due to punching shear failure of frame.

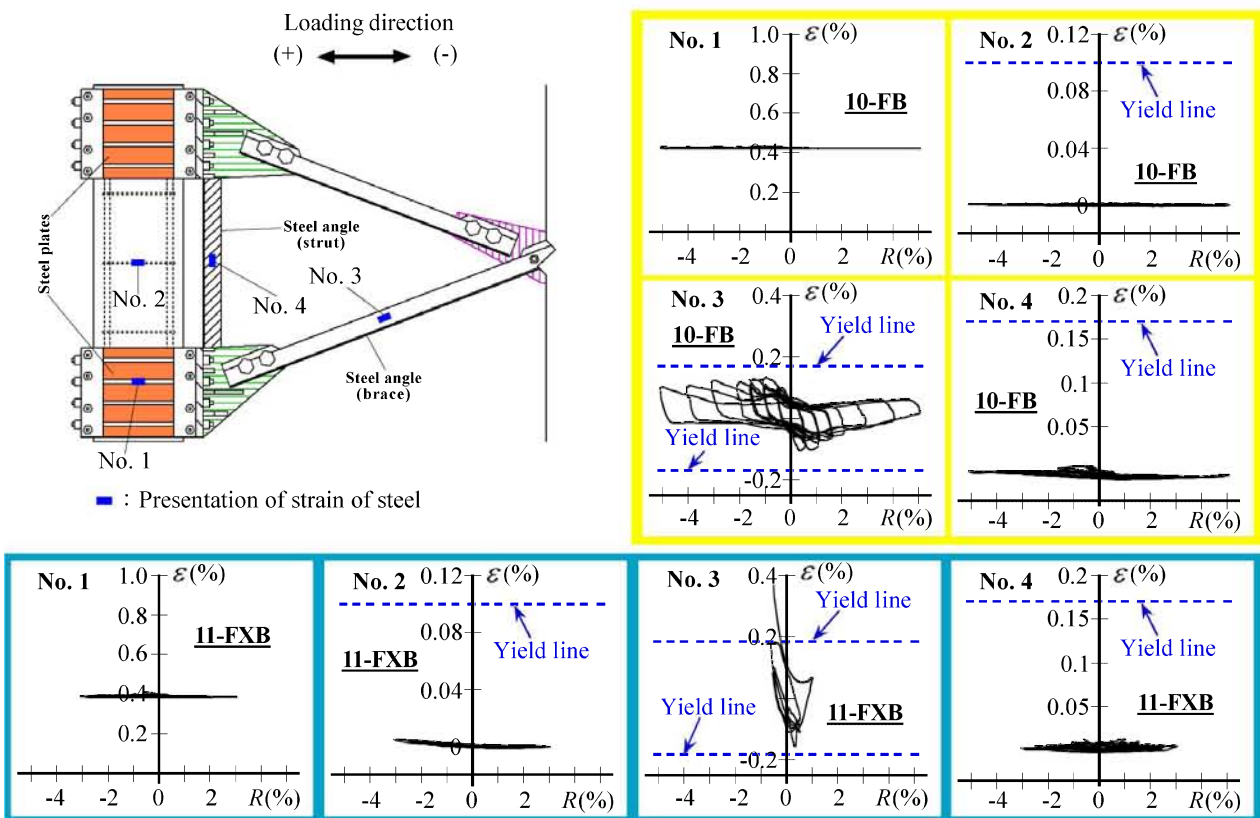


Fig. 7 Presentation of measured strain of high strength steel bar, hoop and steel angle members

は降伏レベルに到達したが、A柱の両端部の主筋は降伏しなかった。また、B柱鋼板で補強していない領域に幅が非常に小さい引張ひび割れは目視され、B柱の材軸方向伸びひずみ $\epsilon_x$ はA柱より増えた。続いて、負の方向に

載荷する際、座屈したブレースが伸ばされ、 $R$ が-0.33%に負側の最大水平耐力の-248kNを向かえた後、A柱とB柱の弾塑性挙動はそれぞれ正の方向に載荷する際のB柱とA柱に似ている。水平力を作用する時に、11-FXBの

変形はFig. 6に示すRC純フレームにおける柱の曲げ降伏変形成分と全体曲げ変形成分が共存している。また、試験体10-FBも似ている挙動を示した。11-FXBは $R=0.5\%$ 以後の正負方向の载荷に、 $R$ の増大と共に試験体の水平耐力が徐々に低下してきた。 $R$ が2.0%に局部座屈が生じた所で亀裂が観察され、 $R$ が3.0%にその1本のアンクル材は破断した。しかし、柱両端部以外の領域には柱の損傷が軽微であった。载荷する際、コーナーブロックとエンドプレートの間及びガセットプレートとアンクルの間には滑りが生じなかった。また、 $\epsilon_p$ - $R$ 曲線における伸びひずみは10-Fと10-FBより増大している。

各試験体の実験結果及び解析結果をTable 3に示す。 $Q_{bMu}$ は全体曲げ形の崩壊モードによる水平耐力<sup>5)</sup>、 $pQ_c$ はRCフレームのバンチングシア耐力<sup>5)</sup>である。無補強試験体10-Fの最大耐力実験値は曲げ耐力 $V_f$ に近いので、 $V_f$ はほぼ終局耐力を評価できる。試験体10-FBは、終局耐力と初期水平剛性が10-Fより大きくなっている。また、試験体11-FXBの $Q_{exp,max}$ は計算値 $V_f$ の約3.6倍上昇し、初期水平剛性 $K_{exp}$ も10-Fと10-FBより大幅に増大している。11-FXBの $Q_{su}$ は $Q_{bMu}$ と $pQ_c$ より小さくなっているが、 $sQ_{su}$ に近い。 $sQ_{su}$ は試験体11-FXBの終局耐力をほぼ評価できる。

Fig. 7に補強試験体10-FBと11-FXBのP C鋼棒、帯筋とアンクル材のひずみ測定位置及びこれらの測定結果を示す。Fig. 7から分かるように測定したP C鋼棒と柱中央部の帯筋及び束材のひずみの変化が層間変形角の増大と共に小さく、両試験体の柱領域はほぼ安定の挙動を示している。また、10-FBの接合部の滑りが生じたため、ブレースは降伏レベルに到達していない。一方、11-FXBのブレースは降伏した。

Fig. 8に加力実験で得られたスケルトンカーブの比較を示す。Fig. 8から分かるように10-FBと11-FXBの水平耐力は10-Fより大幅に上昇した。このような耐震性能の改善は柱頭・柱脚の能動的横拘束効果とX形鉄骨ブレースの併用によるものである。ブレース接合部にアクリル

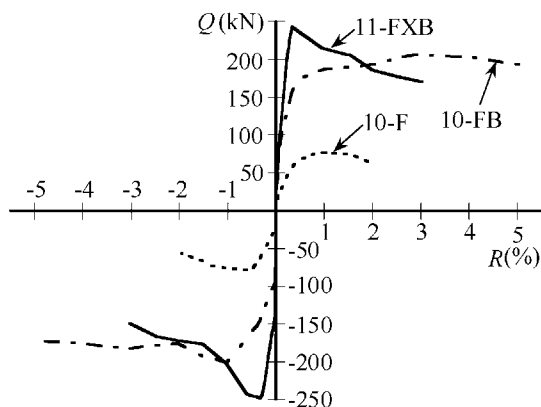


Fig. 8 Measured skeleton curves

製の材料を取付けた10-FBはブレース接合部で徐々に滑ったため、終局耐力時の層間変形角が大きくなった。一方、接合面に赤錆びをされてSHTBを利用した試験体11-FBXは、層間変形角が小さい時に、終局耐力が発揮した。その終局耐力は10-FBより大きい。

試験体10-FBと11-FBXのような補強工法は工場で補強材料を作成でき、現場で組み立て、重機を必要とせず、騒音も粉塵も少なく、環境に優しい簡便なドライ工法である。特に、小中地震の場合、柱の補強領域の損傷が小さいので、柱頭・柱脚を補修した上で、ブレースのみを取替すれば、建物はすぐ再利用でき、大きな補強効果を期待できる。

#### 4. 結論

既存RCフレームの柱頭・柱脚にコーナーブロックとP C鋼棒を外帯筋状に配置し、鋼棒を圧着させると同時にさらに高力ボルトで摩擦接合されたX形鉄骨ブレースにより補強した試験体及び無補強試験体について、水平力载荷実験を行った結果、以下のことが分かった。

- 1) 日本建築学会靱性指針式のせん断強度計算式には引張軸力を受ける柱の場合、アーチ機構の無視に関してさらに検討する必要がある。
- 2) ブレース接合面にアクリル製の材料を取り付けた試験体の最大耐力は無補強試験体の約2.6倍上昇させることが確認できた。また、ブレース接合部で徐々に滑ったため、急激な耐力低下が生じず、終局耐力の到来も遅らせ、ブレースが座屈した後も良い靱性能が期待できる。
- 3) 接合面に赤錆びをさせてSHTBを採用した補強試験体の最大耐力と初期水平剛性は大幅に上昇し、良い耐震性能を示した。

謝辞: 本研究は元福岡大学工学部建築学科江崎文也教授にお世話になった。実験にあたっては、卒論を担当した福岡大学学部学生竜口謙人氏ほか、李研究室及び稲田研究室の学生の協力を得た。加力装置の組み立てにあたっては、福岡大学工学部建築学科技術職員平國久雄氏にお世話になった。ここに、謝意を表します。

#### 参考文献:

- 1) 李文聰, 木村潤一, 江崎文也: 主筋に丸鋼を使用した低強度コンクリートRC柱の高強度外帯筋による耐震補強効果, 日本建築学会九州支部研究報告, 第47号・1構造系, pp. 401-404, 2008.3.
- 2) 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, pp.396-397, 1990.
- 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) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, pp.237-238, 2008.7.
- 5) 日本建築防災協会: 2001年改定版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針 同解説, 2001.