

# 論文 極厚無筋壁補強した各種壁体の水平加力実験

森下 陽一\*1・山川 哲雄\*2・山城 浩二\*3・高良 慎也\*4

**要旨:**耐力の低いピロティフフレームへの耐震補強法として、山川らは極厚無筋壁補強法を適用した場合の実験を既に発表している。この補強法を施すことにより柱のせん断破壊が防がれ、曲げ壁に移行することによって耐力と靱性を飛躍的に向上させることが可能となる。本研究では、本補強法を既存の各種壁体を有するフレームへ適用した場合についてそれぞれ比較検討を行うことによって、既存の壁体を有する場合にも有効であることを確認するとともに、耐力の評価式の検証を行った。

**キーワード:**耐震補強, コンクリートブロック, 鋼板, PC鋼棒, 増し打ちコンクリート

## 1. 序

山川らによって提案されている合成極厚無筋壁補強法は、図-1に示すように耐力の低いピロティフフレームを鋼板により閉鎖的に横拘束し、これを型枠としてコンクリートを増し打ちし、コンクリート硬化後に型枠のセパレータとして使用したPC鋼棒に緊張力を導入し、鋼板と増し打ちコンクリートを圧着させるものである。これによってフレームへの水平力に対し、増し打ちコンクリートによる強い圧縮束が抵抗し、さらに鋼板による横拘束のためコンクリートが弾けず、柱のせん断破壊も防がれ、全体の耐力と靱性を飛躍的に向上させることが可能となる。これらの発想のもと、本研究では合成極厚無筋壁補強法を、ピロティフフレームのみならず、RC造耐震壁やコンクリートブロック(以下CBと略称)壁などの既存の壁体を有するフレームへ適用した場合について比較検討を行い、本補強法の適用の有効性を検証した。またあわせて補強後の曲げ耐力の検証を試みると共に、せん断耐力および、パンチングシェア耐力の計算を行った。

## 2. 実験計画

実験に用いた試験体の詳細を図-2に、試験体の一覧を図-4に示す。また表-1に試験体に用いた鋼材の力学的性質を、表-2にコンクリートの力学的性質を示す。試験体R05P-P0,R05W-P0およびR06W-B0は無補強の基準

試験体である。試験体は実大の約1/3スケールを想定したもので、一辺175mmの正方形断面柱(M/(VD)=2.5)と、梁(M/(VD)=2.6)からなるRC造ラーメンフレームである。側柱のせん断補強筋比は $p_w=0.2\%$ を満たしていないせん断柱である。R05W-P0はこれに厚さ60mmのRC造耐震壁を、R06W-B0は10×13段のCB壁を先積み工法にて組み込んだものである。図-2に示すCBは通常規格の約1/

表-1 鋼材の力学的性質

Steel materials	Series	a (mm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ (%)	E (GPa)	
Rebar	D10	R05	335	0.23	195	
		R06	349	0.17	202	
		R07	355	0.17	201	
		R09	357	0.19	184	
	D13	R05	341	0.19	200	
		R06/R07	342	0.17	201	
R09		403	0.18	227		
Panel wall and hoop	3.7φ	R05	643	0.29	199	
		R06	650	0.31	208	
		R07	683	0.31	202	
		R09	371	0.20	188	
	D6	R05	393	0.27	176	
		R06	423	0.24	175	
		R07	504	0.24	194	
		R09	468	0.26	191	
Stud dowel	M16*	R07	153	245	-	-
	D16	R05	199	327	0.19	175
PC bar	13φ	all	133	1220	0.61	200
Steel plate	t=2.3mm	R05	-	286	0.12	236
		R07	-	331	0.16	221
		R09	-	229	0.30	207
	t=3.2mm	R09	-	306	0.26	203

Notes: a=cross section area,  $\sigma_y$ =yield strength,  $\epsilon_y$ =yield strain, E=Young's modulus. \*Based on Japanese Industrial Standards G 3101:2004

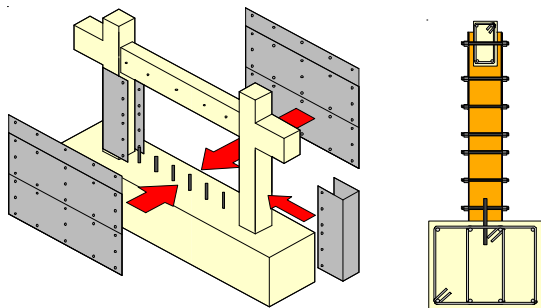


図-1 補強概要図

表-2 コンクリートの力学的性質

Specimen	concrete	add. concrete	block prism
R05P-P0	28.3	-	-
R05W-P0	27.8	-	-
R06W-B0	26.7	-	13.6
R09P-SC	27.4	29.0	-
R07W-S	24.1	29.6	-
R07W-BS	22.7	29.6	10.1

(MPa)

\*1 琉球大学工学部環境建設工学科 准教授・工博(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 株式会社 エスペース建築事務所 工修(正会員)  
 \*4 琉球大学理工学研究科 博士研究員・博士(工学)(正会員)

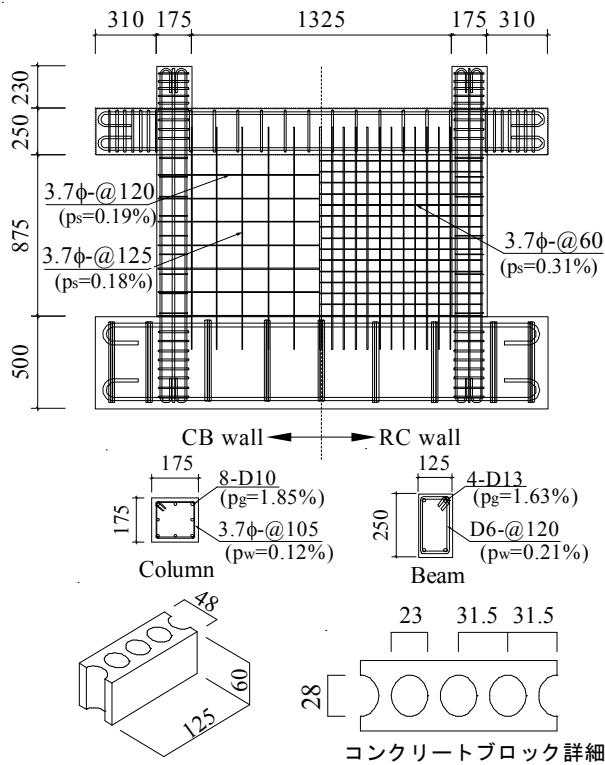


図-2 試験体配筋図およびコンクリートブロック詳細

3で製作したものであり、全断面積に対するプリズム強度で約10MPa以上と、C種ブロックに相当するものである。

試験体 R09P-SC は R05P-P0 と同様の試験体に鋼板 ( $t=2.3\text{mm}$ ,  $3.2\text{mm}$ ) を型枠としてコンクリートを側柱幅まで増し打ちし、コンクリート硬化後に型枠のセパレーターとして用いた PC 鋼棒 (13φ) に緊張ひずみを約 1000 $\mu$  導入し、鋼板を増し打ちコンクリートに圧着する耐震補強法を施したものである。また、増設壁板の脚部にはアンボンド化した 13φ の PC 鋼棒をあと施工アンカーとして配している。これは、あと施工アンカーが付着引き抜き抵抗により曲げ補強筋として働いてしまう事を防ぎ、せん断のみに抵抗させることを意図している。壁頂部は補強壁の一部を梁せいの中央部まで延長することによりせん断力を伝達させている。さらに、柱と柱に巻きたてたコの字形鋼板の隙間にはグラウトを施し密着させている。

試験体 R07W-S と R07W-BS は、R09P-SC と同様の補強方法をそれぞれ既存の RC 造耐震壁と CB 壁の補強に適用したものである。ただし、鋼板はすべて  $t=2.3\text{mm}$  を用い、梁部分の補強は梁幅全体に施し、あと施工アンカーにはアンボンド化した M16 の SS400 鋼を使用した。

図-4 に示す試験装置によりそれぞれの柱に軸力比

	Specimens	Cross section	Specimens	Cross section
R05P-P0			R09P-SC	
R05W-P0			R07W-S	
R06W-B0			R07W-BS	
Common details	<p>Axial force ratio, <math>N/(bD\sigma_B)=0.2</math> (per column)            Column reinforcement:- main reinf.: 8-D10 (<math>p_g=1.85\%</math>)            Hoop: 3.7φ-@105 (<math>p_w=0.12\%</math>);            Beam reinf.: - main reinf.: 4-D13 (<math>p_g=1.63\%</math>)            Stirrup: D6-@120 (<math>p_w=0.43\%</math>);            RC panel wall reinf.: 3.7φ-@60 (<math>p=0.31\%</math>);            CB panel wall reinf.: - Vertical: 3.7φ-@125 (<math>p_s=0.18\%</math>), horizontal: 3.7φ-@120 (<math>p_s=0.19\%</math>)</p>			

図-3 試験体一覧

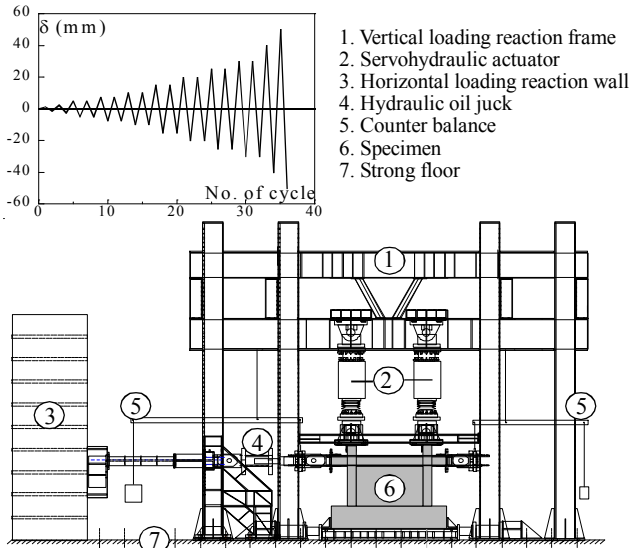


図-4 実験装置および加力プログラム

0.2の一定鉛直荷重をかけ、水平ジャッキにより繰り返し水平加力実験を行った。水平加力は柱梁接合部中心での平均水平変位により制御し、水平変位 $\delta$ が1.25mm, 2.5mmで正負1回ずつ繰り返し、水平変位 $\delta=5$ mmからは5mmずつの増分で( $\delta=7.5$ mmを含む) $\delta=30$ mmまで繰り返し、最終的に $\delta=50$ mmまで繰り返し加力を行った。試験体下スタブ表面から梁せい中心部までの高さは1000mmであるので、水平変位10mmで部材角1.0%に相当する。ただし水平変位には滑り変位等も含まれるため、実際の部材角

とは一致しない点に留意する必要がある。

### 3. 実験結果

図-5に実験により得られた水平耐力 $V$ と部材角 $\delta$ の関係、および実験終了後のひび割れ状況を示す。V- $\delta$ グラフ中の破線は最大荷重の80%を示している。

フレームのみの基準試験体である試験体R05P-P0は、水平変位 $\delta=5$ mmから10mmにかけて柱と梁に曲げひび割れを生じ、柱主筋が降伏し、最大水平耐力約119kNを記録した。その後、 $\delta=25$ mmで柱にせん断破壊を生じて実験を終了した。柱のせん断補強筋比が0.12%と低いために、曲げ降伏後のせん断破壊となった。

基準試験体R05W-P0は、水平変位 $\delta=1.25$ mmで壁板にせん断ひび割れを生じ、 $\delta=5.0$ mmで柱にも小さいせん断ひび割れが生じた。 $\delta=10$ mmでの正加力時には、壁板および柱のせん断ひび割れ幅は20mmに達していた。 $\delta=10$ mmの負側加力時において、 $\delta=6.5$ mmに達したときに急激に耐力が低下し、実験を終了した。

CB壁体の基準試験体であるR06W-B0は、水平変位 $\delta=1.25$ mmでCB造壁体部分にせん断ひび割れが生じた。水平変位 $\delta=5$ mmに到達する直前で柱頭部にせん断ひび割れが生じ、そこで最大耐力約272kNとなった。水平変位 $\delta=7.5$ mmで柱頭のせん断ひび割れをつなぐように側柱にせん断ひび割れが抜け、スリップ破壊が生じ耐力が低下

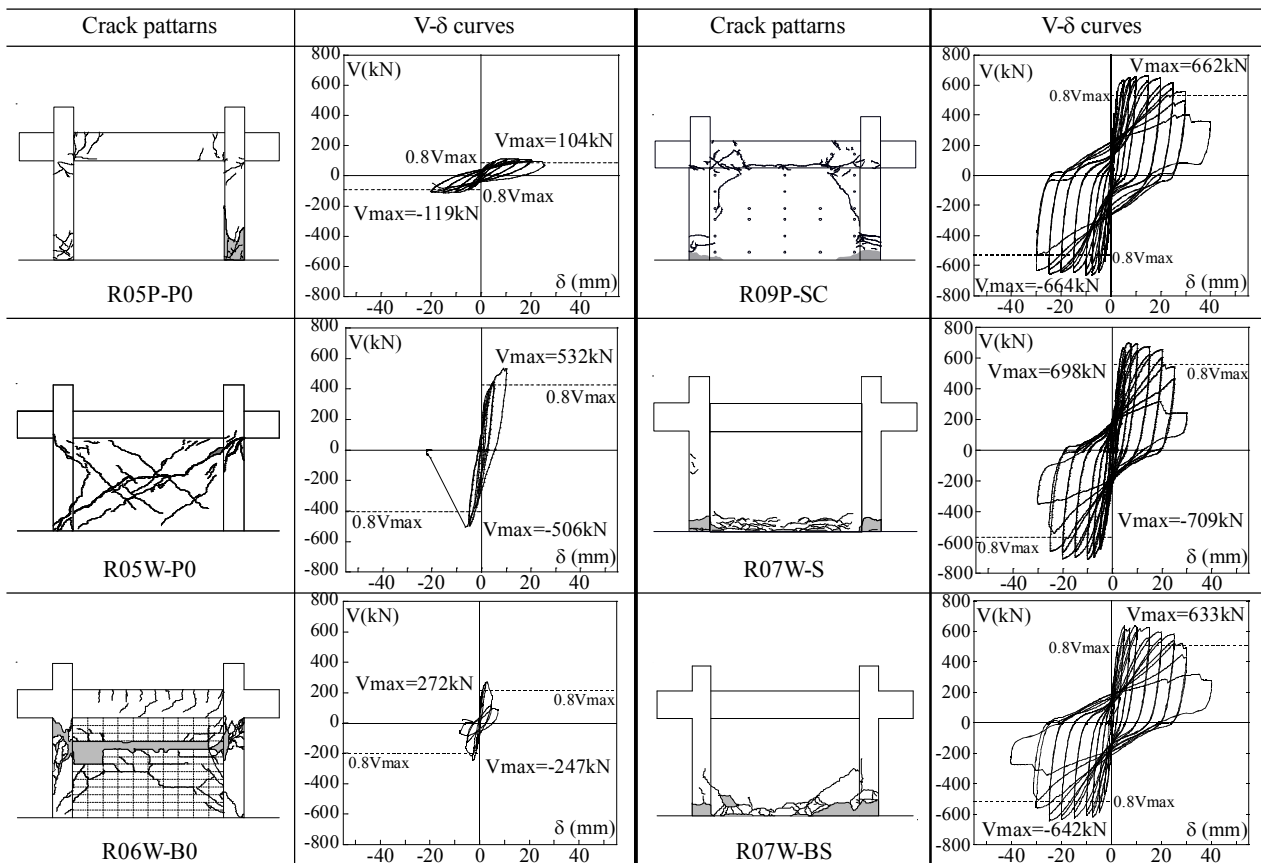


図-5 ひび割れ図および耐力-層間変位関係

したため、実験を終了した。R05P-P0と比較し、CB壁により水平耐力が約2.4倍増加したが、せん断破壊を起こしたことにより変形性能は低下した。

ピロティフレームに補強を施した試験体 R09P-SC は水平変位  $\delta=5.0\text{mm}$  時においてスタブと壁の境界に曲げひび割れが生じ、これが拡大して柱脚部において主筋の降伏が観察された。この時壁脚部のアンカー筋にはほとんどひずみは生じておらず、曲げ強度には影響していなかったと考えられる。 $\delta=10\text{mm}$  引き時および  $\delta=15\text{mm}$  押し時に最大耐力に達した。水平変位のほとんどは壁脚部の曲げひび割れが大きく開くことに拠り、壁板や梁にはほとんど損傷を生じなかった。その後徐々に耐力は低下し、 $\delta=25\text{mm}$  時に柱脚部において柱主筋が露出し、 $\delta=30\text{mm}$  から  $\delta=40\text{mm}$  にかけて、柱脚部において柱主筋のほとんどが破断し、大幅に耐力が低下した。

RC造耐震壁に補強を施した試験体 R07W-S は R09P-SC とほぼ同様の挙動を示し  $\delta=3.2\text{mm}$  で壁脚部に水平曲げひび割れを生じ、 $\delta=6.2\text{mm}$  で最大耐力約  $700\text{kN}$  に達した。その後変形が進むと共に徐々に耐力は低下し、 $\delta=25\text{mm}$  時に

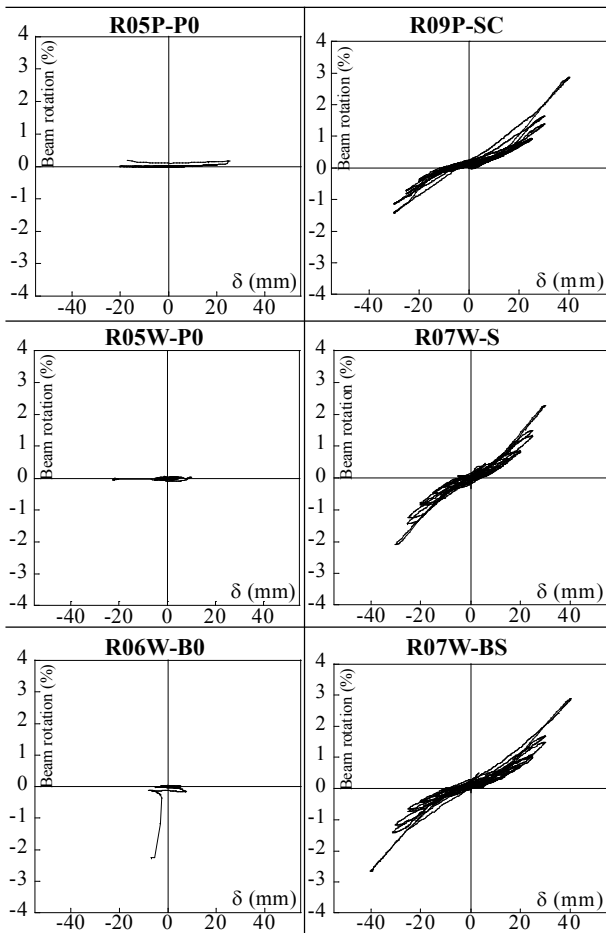


図-6 梁回転角

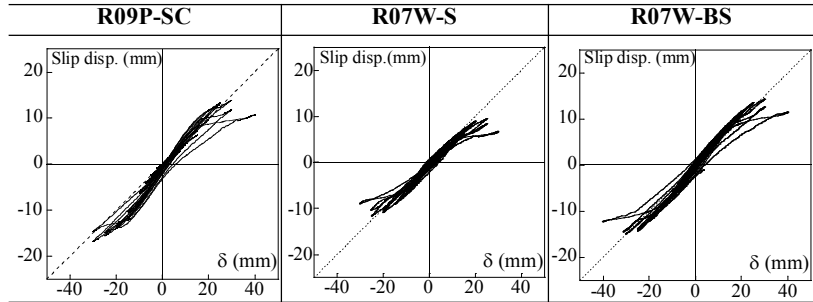


図-7 滑り変位(回転成分を除く)

柱脚部の主筋が破断し始め、 $\delta=30\text{mm}$  で実験を終了した。

CB壁に耐震補強を施した試験体 R07W-B0 も、他の補強試験体と同様に  $\delta=3.5\text{mm}$  で壁脚部に水平曲げひび割れを生じ、全体曲げ回転挙動を示した。最大耐力は R07W-S に対して  $60\text{kN}$  程低いが、最大耐力の  $80\%$  まで低下した時点での水平変位は  $\delta=30\text{mm}$  と、やや大きな部材角まで耐力を維持した。

ひび割れ図を見ると R07W-S は壁体下部の破壊が他の補強試験体に比べて狭い範囲で生じており、繰り返し水平加力による主筋の座屈もこの狭い範囲で起こり、結果として局所座屈と引張の繰り返しによる破断が早期に発生したものと考えられる。

図-6 に梁の回転角と水平変位の関係を示す。補強を施さない試験体はいずれも梁の回転をほとんど起こしていないのに対し、補強を施した試験体は水平変位が大きくなるとともに梁の回転も大きくなる。これらの結果より補強によってせん断破壊が抑えられ、全体曲げ回転破壊となったことがわかる。

補強した試験体については、壁体中央下部に変位計を取り付け、壁脚部における滑り変位を測定している。図-7 に滑り変位を示し、縦軸が滑り変位、横軸が水平変位である。グラフ中の破線は全体の水平変位に対する滑りの割合が  $50\%$  である線を示し、グラフがこれより上であれば滑り変位が支配的であることを表す。いずれの試験体も滑りの割合はほぼ  $50\%$  前後であるが、部材角が大きくなり耐力が低下してくると、滑り量も減少する傾向が見られる。

図-8 に各試験体のエネルギー吸収量の比較を示す。無補強の試験体は、いずれもせん断破壊してしまったためにエネルギー吸収量は非常に小さい。無補強のプロッ

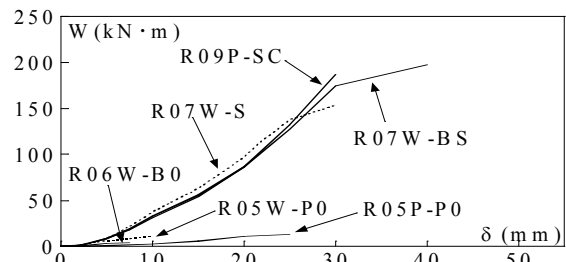


図-8 エネルギー吸収量の比較

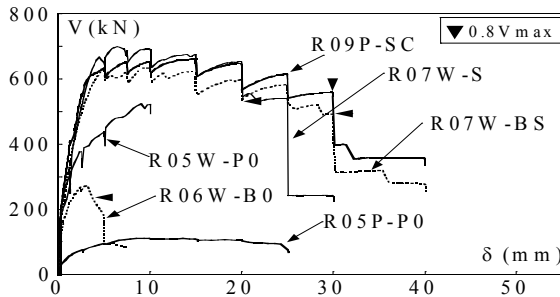


図-9 包絡線の比較

ク壁試験体 R06W-B0 は特に低く、R05P-P0 と R05W-P0 の 1/3 程しかない。しかしながら、補強を施した試験体は壁体の種別にかかわらず、いずれも高いエネルギー吸収量を示している。R07W-S は主筋の破断が他の試験体に比べて早く、実験を  $\delta=30\text{mm}$  の変位までしか行えなかったため、やや低い値にとどまっている。

図-9 に各試験体の正側包絡線の比較を示す。純フレームの R05P-P0 に比べて、CB 壁および RC 耐震壁が存在する R06W-B0 および R05W-P0 はそれぞれ耐力は増大するが、早い段階でのせん断破壊が生じている。極厚無筋壁補強法を施した試験体はいずれも耐力がほぼ同程度まで上昇し、水平変位  $\delta=30\text{mm}$  程度まで最大耐力の 80% を維持している。

#### 4. 解析的検討

##### 4.1 CB 造基準試験体の計算耐力

RC フレーム内に間仕切壁などとして挿入される CB 壁は、通常の構造設計において地震力を負担しない帳壁として扱われることが多い。しかし本実験結果において試験体 R06W-B0 は変形性能は低下しているものの、CB 壁により耐力が増大している。そこで無補強の CB 壁試験体 R06W-B0 の耐力算定を試みた。

補強ブロック造壁体に対するせん断強度評価式として (1) 式が示されている<sup>2)</sup>。(1) 式によるせん断強度をブロック壁部分の負担分として、(2) 式による柱部分のせん断力を累加すると、図-10 に示すように、実験値に対して過小評価となる。また、端部曲げ補強筋比をどのようにとるべきかについても疑問が残る。今回は CB 壁に隣接する柱主筋を端部曲げ補強筋として計算を行った。

$$Q_u = \left\{ k_u \cdot k_p \left[ \frac{0.76}{(h/d+0.7)} + 0.012 \right] \sqrt{F_m} + 0.144 \sqrt{p_h \cdot h \cdot \sigma_y \cdot F_m} + 0.2 \sigma_0 \right\} t \cdot j \quad (1)$$

ここで、 $k_u$ : 低減係数  $\approx 0.64$ ,  $k_p$ :  $1.16 p_t^{0.3}$ ,  $p_t$ : 耐力壁の端部曲げ補強筋比 (%),  $h$ : 耐力壁高さ,  $d$ : 耐力壁有効せい,  $p_h$ : 水平方向補強筋比,  $\sigma_y$ : 水平方向補強筋の降伏点強度,  $F_m$ : 組積体プリズム強度,  $\sigma_0$ : 全断面当りの軸方向応力度,  $t$ : 耐力壁厚さ,  $j$ : 応力中心間距離  $\approx (7/8)d$  とする。

$$c Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot s \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (2)$$

ここで、 $p_t$ : 引張鉄筋比 (%),  $\sigma_B$ : コンクリート強度,  $p_w$ : せん断補強筋比  $p_w \geq 0.012$  のときは  $p_w = 0.012$  とする。 $s \cdot \sigma_{wy}$ : せん断補強筋比の降伏点強度,  $\sigma_0$ : 柱軸方向応力度,  $d$ : 柱有効せい,  $M/Q$ :  $h_0/2$ ,  $h_0$ : 柱内法高さ,  $b$ : 長方形断面とした時の等価壁厚,  $j$ : 応力中心間距離  $\approx 0.8D$  とする。

AIJ 靱性指針式<sup>3)</sup>をそのまま適用した (3) 式の場合では実験値に近い値となるが、トラス-アーチ理論に基づく評価式に対して、試験体の破壊性状は壁のパンチング及び柱のせん断かパンチングである。

$$V_u = t_w \cdot l_{wb} \cdot p_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot l_{wa} \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (3)$$

$$\tan \theta = \left( \sqrt{(h_w/l_{wa})^2 + 1} - h_w/l_{wa} \right)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \cdot \sigma_{sy} / v \sigma_B$$

ここで、 $t_w$ : 耐震壁厚さ,  $p_s$ : 壁のせん断補強筋比,  $\sigma_{sy}$ : 壁のせん断補強筋降伏点強度,  $\cot \phi$ : トラス機構のコンクリート圧縮束角度  $\approx 1.0$ ,  $l_{wa}$ ,  $l_{wb}$ : アーチ機構およびトラス機構の等価壁長さ,  $v$ : コンクリート圧縮強度の有効係数  $\approx 0.7 \cdot \sigma_B / 200$ ,  $\sigma_B$ : コンクリート強度,  $h_w$ : 壁高さとする。

そこで、(4) 式による壁板のパンチングシヤ強度と (2) 式の圧縮側柱のせん断強度及び (5) 式の引張側柱のパンチングシヤ強度の累加で考えると、ほぼ実験で得られた最大耐力及び破壊性状との整合性が得られる。

$$w Q'_{su} = (\sigma_B / 20 + 0.5 p_s \cdot w \cdot \sigma_y) t_w \cdot l_w' \quad (4)$$

ここで、 $\sigma_B$ : コンクリート強度,  $p_s$ : 壁筋比,  $w \cdot \sigma_y$ : 壁筋降伏強度,  $t_w$ : 壁厚,  $l_w'$ : 壁内法長さとする。

$$c Q_{pu} = K_{\min} \cdot \tau_0 \cdot b \cdot D \quad (5)$$

$$K_{\min} = 0.34 / (0.52 + a/D)$$

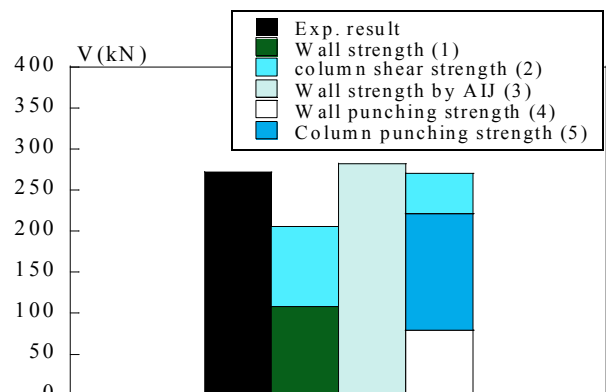


図-10 R06W-B0 の各計算耐力の比較

$$\begin{aligned}\tau_0 &= 0.98 + 0.1\sigma_B + 0.85\sigma \quad (0 \leq \sigma \leq 0.33\sigma_B - 2.75) \\ &= 0.22\sigma_B + 0.49\sigma \quad (0.33\sigma_B - 2.75 < \sigma \leq 0.66\sigma_B) \\ &= 0.66\sigma_B \quad (\sigma = 0.66\sigma_B)\end{aligned}$$

ここで、 $b$ : 柱幅、 $D$ : 柱せい、 $a_0$ 、 $\sigma_B$ : コンクリート強度、 $\sigma_p$ 、 $\sigma_y + \sigma_0$ 、 $p_g$ : 柱主筋比、 $\sigma_y$ : 柱主筋の降伏点強度、 $\sigma_0$ : 軸方向応力度とする。

以上の計算結果を図-10にまとめて示す。

しかしながらブロック壁に対する実験のサンプル数が少なく、必ずしも本実験と同様な破壊性状が得られるとは限らない。精度良く評価するためには今後更なる実験が必要である。

#### 4.2 補強した試験体の計算耐力

補強した試験体については、以下の各評価式により耐力評価を試みた。その結果を図-11に実験での最大耐力値と併せて示す。式(6)の曲げ強度は文献[3]に示される壁の曲げ強度計算式である。

$${}_w M_u = a_g \sigma_y L_w + 0.5 \Sigma (a_{ww} \sigma_y) L_w + 0.5 N L_w \quad (6)$$

ここで、 ${}_w M_u$ : 補強壁の曲げ強度、 $a_g$ : 引張側柱主筋全断面積、 $\sigma_y$ : 柱主筋の降伏点強度、 $L_w$ : 両側柱中心間距離、 $a_w$ : 壁縦筋断面積、 ${}_w \sigma_y$ : 壁筋の降伏点強度、 $N$ : 全軸力、 $b$ : 側柱幅、 $\sigma_B$ : コンクリート強度とする。

せん断強度は前述のAIJ靱性指針式(3)および荒川式(2)を用いて評価を行った。

補強後の破壊性状はすべての試験体において全体曲げ

回転破壊となっており、最大耐力は壁体の種別に関わらず、式(6)のAIJ靱性指針式で良好に評価できる。せん断強度に対しては荒川式では明らかに過小であり、この点を踏まえ参考文献[4]では鋼板のせん断補強効果を式中の壁筋の項に算入した式が提案されている。この式によるせん断強度は実験値を上回っている。AIJ靱性指針式によるせん断強度はこれよりさらに大きい値を示すが、これらの計算値が適切に評価できているかどうかは今回の実験からは明らかではない。パンチングシヤ耐力は文献[4]に示される評価式を用いた。

#### 5. まとめ

- (1) 合成極厚無筋壁補強法を適用することにより、既存のRC造耐震壁やコンクリートブロック壁を有するフレームにおいても耐力および靱性が著しく向上し、本補強法が有効であることが検証された。また、そのときの最大耐力はAIJ靱性指針式の曲げ強度で良好に評価できる。
- (2) コンクリートブロック壁体は構造設計においては地震力を負担しない帳壁として扱われるが、ブロック壁の存在により耐力が増大し、しかしその一方で靱性は低下する。

#### 謝辞

本研究は、日本学術振興会の科学研究費補助金(基盤研究(B)17360272および(A)20246091)(研究代表者: 山川哲雄)によった。ここに深く感謝致します。

#### 参考文献

- [1] 山川哲雄ほか: 合成極厚壁を用いたオープンフレームの耐震補強法に関する実験と解析, 日本建築学会構造系論文集, No.610, pp.131-138, 2006.12.
- [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.592-593, 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] 山川哲雄ほか: 耐震補強されたRC造耐震壁の正負繰り返し水平加力実験と耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.634, pp.2167-2174, 2008.10.
- [5] 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改修設計指針 同解説, pp.100-116, 2001.

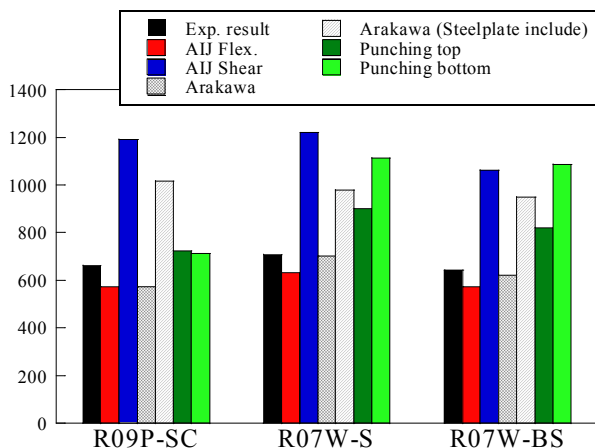


図-11 補強試験体の各計算耐力の比較