

論文 合成極厚無筋壁のパンチングシア破壊に関する実験的研究

桃原 茂樹*1・山川 哲雄*2・山城 浩二*3

要旨 : RC フレームの耐震補強法として, 山川らは鋼板を型枠としてコンクリートを柱幅まで増し打ちし, コンクリート硬化後に PC 鋼棒に緊張力を加え, 鋼板をそのまま横補強部材として使用する合成極厚無筋壁工法を提案している。しかし, この補強法は全体曲げ挙動に移行する前に, 柱頭部におけるパンチングシア破壊を生じる場合がある事が確認されている。そこで本研究では, 合成極厚無筋壁補強法のタイプの異なった試験体についてパンチングシア強度の実験値と計算値の比較・検討を行った。

キーワード : 耐震補強, パンチングシア, PC 鋼棒, 横拘束効果, 鋼板

1. 序

山川らは, ピロティフレーム内に鋼板を型枠としてコンクリートを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使用したPC鋼棒を緊結材として用い, 鋼板と増し打ちコンクリートを圧着する合成極厚無筋壁補強法を提案している。これによりせん断強度が高くなり, 壁体におけるせん断破壊が防止され, 耐力および靱性に富む耐震性能を確保でき, 本補強法が強度・靱性型耐震補強法として有効であることが確認された。しかし, 本補強法において, 補強壁が曲げ回転挙動に移行する前に, 柱頭や柱脚部においてパンチングシア破壊することも確認されている²⁾。また, 無補強の壁体及び柱と比べて, 本補強において鋼板の形状など, 各種の要素が破壊挙動や耐力, 靱性に及ぼす影響については不明な点が多い。

そこで本研究では, コ形鋼板の有無, 梁及び壁脚部の接合部分における補強の有無の2つの実験変数を設定し, 一定軸力下での正負繰り返し水平加力実験を行い, 実験値と計算値の検討を行った。また, 各実験変数に対する補強法の有効性及び耐力の向上・維持能力の比較・検討も行った。

2. 実験計画

補強を施す基準RCフレームの詳細を Fig. 1 に, 試験体に用いた鋼材の力学的特性を Table 1 に示す。補強を施す基準RCフレームの形状及び寸法は各試験体共通であり, 試験体は実物大の約1/3を想定したものとなっている。柱断面は一辺175mmの正方形断面(M/(VD)=2.5)とし, 梁断面は250mm×125mmの長方形断面(M/(VD)=2.6)である。柱にはD10の主筋を8本($p_g=1.85\%$), 3.7φの帯筋を105mmピッチ($p_w=0.12\%$)で配筋した。梁においては, 主筋にD13を4本($p_g=1.63\%$), D6のせん断補強筋を120mmピッチ

($p_w=0.43\%$)で配筋した。試験体総数は計4体であり, 1体が基準RCフレーム, 残りの3体には極厚無筋壁補強を施した。実験に用いた試験体の一覧を Fig. 2 に示す。試験体 R05P-P0³⁾は無補強の基準RCフレームである。試験体 R05P-P0は2005年に実験を行ったものであるが, 比較検討のためここに再掲する。

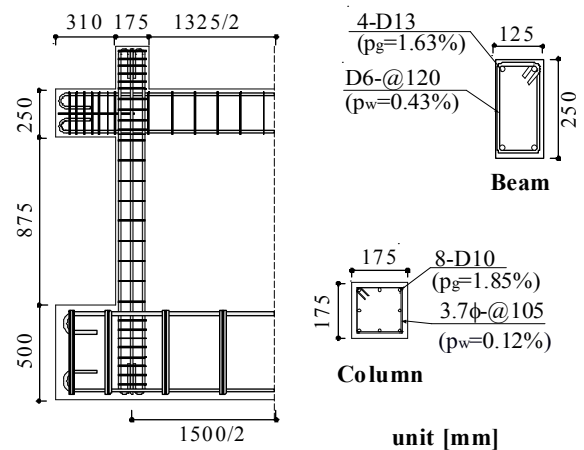


Fig. 1 Details of reinforcements of pilotis frame

Table 1 Properties of steel materials

		a	σ_y	ϵ_y	E	
		(mm ²)	(MPa)	(%)	(GPa)	
R05P-P0	Rebar	D10	71	412	0.21	195
		D13	127	341	0.17	200
	Hoop	3.7φ	11	643	0.32	199
		D6	32	393	0.22	176
R09P Series	Rebar	D10	71	357	0.19	184
		D13	127	403	0.18	227
	Hoop	3.7φ	11	371	0.20	188
		D6	32	468	0.25	191
	PC bar	13φ	133	1220	0.61	201
		Steel plate	t=2.3mm	-	229	0.11
		t=3.2mm	-	306	0.15	203

Notes: a=cross sectional area; σ_y =yield strength of steel; ϵ_y =yield strain of steel; E=Young's modulus.

*1 琉球大学 工学部環境建設工学科 (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 エスパス建築事務所 (正会員)

	Specimen	Cross section
R05P-P0		<p>4-D13 ($p_g=1.63\%$)</p> <p>D6-@120 ($p_w=0.43\%$)</p> <p>Beam</p> <p>125</p> <p>250</p> <p>8-D10 ($p_g=1.85\%$)</p> <p>3.7φ-@105 ($p_w=0.12\%$)</p> <p>Column</p> <p>175</p> <p>175</p>
	$\sigma_B=28.3$ [MPa]	
R09P-SC		<p>PC bar 13φ</p> <p>Channel-shaped steel plate t=3.2mm</p> <p>PC bar 13φ (as stud dowel)</p> <p>175</p> <p>300</p> <p>Steel plate t=2.3mm</p> <p>Add.concrete (29.0MPa)</p> <p>198</p> <p>158</p>
	$\sigma_B=27.4$ [MPa]	
R09P-NC		<p>PC bar 13φ</p> <p>Channel-shaped steel plate t=3.2mm</p> <p>PC bar 13φ (as stud dowel)</p> <p>175</p> <p>300</p> <p>Steel plate t=2.3mm</p> <p>Add.concrete (29.6MPa)</p> <p>198</p> <p>158</p>
	$\sigma_B=21.1$ [MPa]	
R09P-S		<p>PC bar 13φ</p> <p>PC bar 13φ (as stud dowel)</p> <p>Steel plate t=2.3mm</p> <p>Add.concrete (29.0MPa)</p> <p>198</p> <p>158</p>
	$\sigma_B=27.4$ [MPa]	

Fig. 2 Details of test specimens [unit: mm]

試験体 R09P-SC は、R05P-P0 と同様の試験体にコ形鋼板 (t=3.2mm) と鋼板 (t=2.3mm) 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緊結材として PC 鋼棒 (13φ) に緊張ひずみを約 1000μ 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。増し打ち部分の鋼板とコ形鋼板も PC 鋼棒とナットで接合されている。また、梁部分の補強については、鋼板 (290mm × 280mm × 3.2mm) を梁部分の両端に取

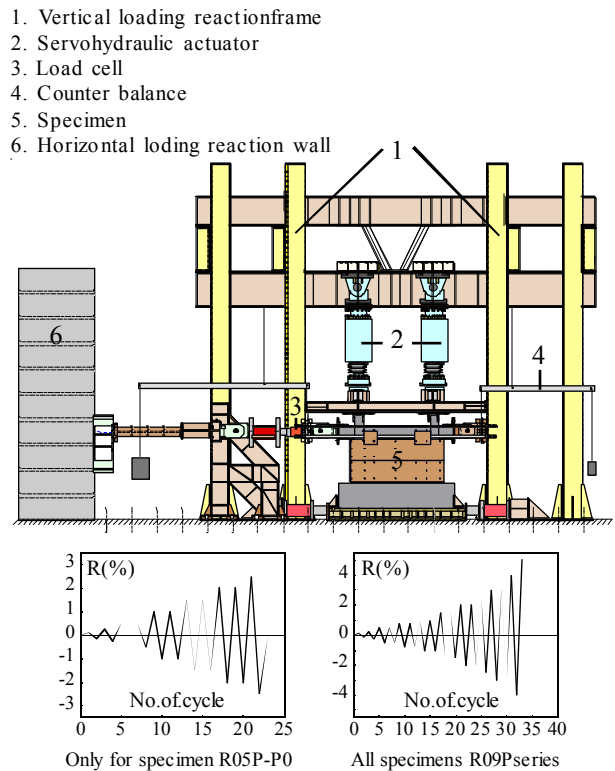


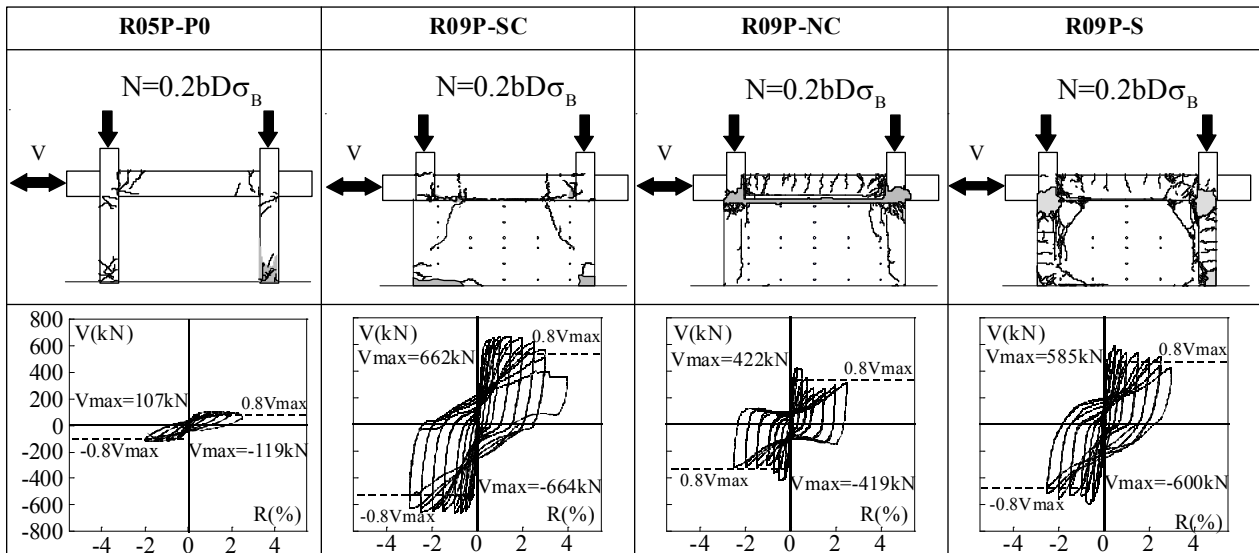
Fig. 3 Loading program and test setup

り付ける部分補強とした。増設壁板の脚部にはあと施工アンカー (PC 鋼棒) を 250mm ピッチで 5 本配し、アンカーをせん断のみに抵抗させ、壁体の曲げ強度に寄与しないように、グリースを塗布することによって増し打ちコンクリートとの付着を切っている。アンカーは増し打ち壁及びスタブに 8d ずつ埋め込まれている。柱と柱に巻きつけたコ形鋼板の隙間には RC 柱と補強部との一体化を図るため、コ形鋼板上部よりグラウト材を充填している。

試験体 R09P-NC は、柱頭または柱脚におけるパンチングシア破壊を想定して計画したものであり、あと施工アンカーや梁鋼板による水平境界部分の補強を施していない試験体である。

試験体 R09P-S は、パンチングシア強度へのコ形鋼板の影響を検討するため、柱部分にコ形鋼板を使用せず、壁板部分のみの補強とし、梁部分は R09P-SC と同様の補強を施した試験体である。増設壁板の脚部のあと施工アンカー (PC 鋼棒) は、R09P-SC と同様に付着を切り、250mm ピッチで 5 本配した。また、アンカーの埋め込み長さは増し打ち壁及びスタブに 8d ずつとした。

Fig. 3 に加力装置と加力プログラムを示す。それぞれの柱に軸力比 0.2 の一定鉛直荷重をかけ、水平ジャッキにより正負繰り返し水平加力実験を行った。柱梁接合部中心での層間変形角 $R=0.125\%$ 、 0.25% を正負各 1 回繰り返す、 $R=0.5\%$ からは 0.5% の増分で ($R=0.75\%$ を含む) $R=3.0\%$ まで正負各 2 回、最終的に $R=4.0\%$ を正負各 1 回繰り返すものとした。



Note: N=Axial force (per column)

Fig. 4 Crack patterns and experimental V-R relationships

3. 実験結果

3.1 荷重 - 層間変形角関係

Fig. 4 に実験終了時のひび割れ状況、実験により得られた水平荷重 V と層間変形角 R の関係を示す。なお、V-R グラフ中の破線は最大耐力の 80% を示している。

基準 RC フレームである R05P-P0 は、R=0.5% から 1.0% にかけて柱と梁に曲げひび割れを生じた後、柱主筋が降伏し、最大耐力 119kN を記録した。その後、R=2.5% 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。

試験体 R09P-SC は、R=0.5% 時にスタブと壁の境界に曲げひび割れが生じ、全体曲げ挙動となった。この時、柱脚部において主筋の降伏が確認され、R=-1.0% で最大耐力 664kN に達した。この時、アンカー筋にはほとんどひずみは生じていなかった。その後、耐力は低下していき、R=2.5% で柱脚部分の柱主筋が露出し始め、R=3.0% から R=4.0% にかけて主筋の局部座屈と伸びの相互繰返しによる主筋の低サイクル疲労破断が生じ、柱脚の主筋が全て破断したために R=4.0% で実験を終了した。

試験体 R09P-NC は、R=0.25% で梁両端部に曲げひび割れが生じ、最大耐力が 422kN となった。R=0.5% で柱頭部及び壁頂部にパンチングシアによるひび割れが生じ、梁下端と壁頂部との間のずれが顕著になった。同時に耐力低下も大きくなり、R=1.0% で耐力が最大の 80% を下回った。R=2.5% で柱頭及び壁頂部での損傷が激しく、柱の軸ひずみが進行したため実験を終了した。最終破壊状況としては柱頭部におけるパンチングシア破壊となった。

試験体 R09P-S は R=0.25% で梁端部及び柱頭部にひび割れが生じ、R=-0.75% で最大耐力 600kN となった。また、

この試験体は曲げ破壊を想定した試験体であったが、R=0.75% から梁鋼板がずれ始め R=1.0% で柱頭部のパンチングシアによるひび割れが進行し剥落が生じた。R=2.5% まで最大耐力の 80% を維持したが R=2.0% から梁が上方向にたわみ、柱の圧縮ひずみが大きくなった。しかし、柱頭部でパンチングシア破壊を起しているにも関わらず、急激な耐力低下は生じず安定した挙動を示した。

3.2 梁下がり及び梁回転角

Fig. 5 に梁下部と壁体との相対水平変位、および柱梁接合部の鉛直変位から算定した梁の回転角を示す。梁の回転角は式 (1) より求めた。

$$\theta = \frac{(\delta_{v1} - \delta_{v2})}{l} \times 100 \quad (1)$$

ここで、 δ_{v1} 、 δ_{v2} : 柱 1、柱 2 の鉛直変位量 (Fig. 5)、l: 柱中心間距離とする。

梁滑り変位は、試験体 R05P-P0 を除いた試験体について示す。また、図中の破線は水平変位に占める割合が 50% であることを示す。

試験体 R05P-P0 は、RC フレームのせん断型変形のため、梁の回転はほとんど見られない。試験体 R09P-SC は、R=0.5% の主筋降伏時より若干の滑り量が見られるが、コ形鋼板によって柱のパンチングシア強度が増加し、頂部での滑り抵抗が大きくなった。したがって、試験体 R09P-SC は梁の回転角が大きく、梁の滑り変位がほとんど無いことから、柱頭部でのパンチングシア破壊が抑えられ、全体曲げ回転破壊であったことがわかる。一方、試験体 R09P-NC および R09P-S では梁の回転角が小さく、滑り変位が大きく出ている。これらの試験体においては梁部分の鋼板による補強が無いことや、コ形鋼板による柱への横拘束が無いことから壁頂部におけるパンチングシア強

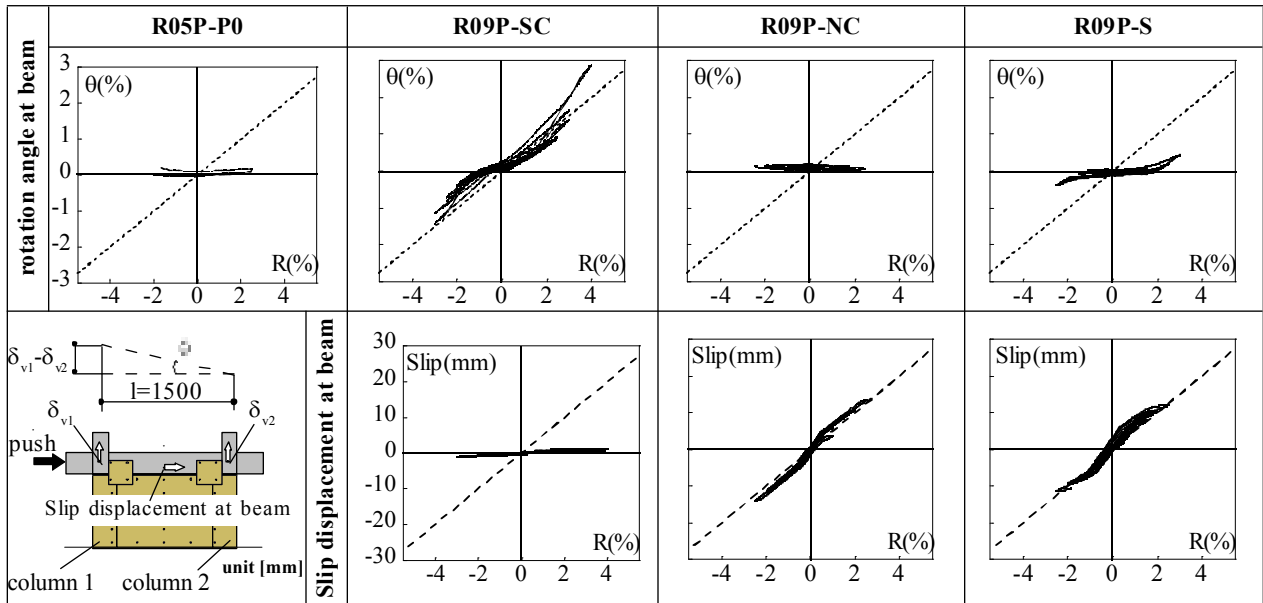


Fig. 5 Position of transducers, experimental results of slip displacement and rotation angle of beam

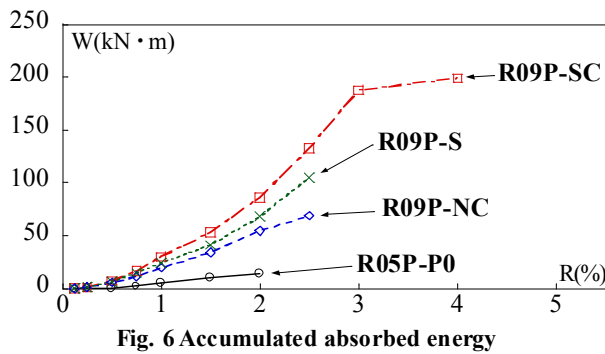


Fig. 6 Accumulated absorbed energy

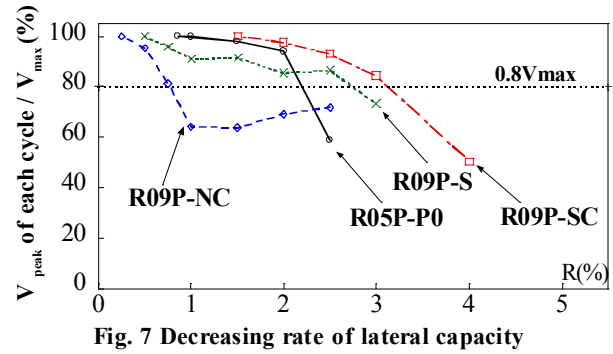


Fig. 7 Decreasing rate of lateral capacity

度が不足し、全体曲げ回転破壊に至る前にパンチングシア破壊を起こしたものと考えられる。

Fig. 6 に各試験体のエネルギー吸収量, Fig. 7 に耐力低下率を示す。Fig. 6 を見ると全体曲げ破壊となった試験体 R09P-SC は優れたエネルギー吸収量を示している。梁および壁脚部に補強がなく、パンチングシア破壊を起こした試験体 R09P-NC は、 $R=2.5\%$ 時において R09P-SC よりもエネルギー吸収量が5割も低いことから、梁および壁脚部における補強の有無の影響は大きいと言える。一方、 $R=2.5\%$ 時で試験体 R09P-SC と試験体 R09P-S のエネルギー吸収量を比較すると、コ形鋼板を使用していない R09P-S は R09P-SC の約8割程度の値を示している。Fig. 7 において、試験体 R09P-S は壁頂部においてパンチングシア破壊しているにもかかわらず急激な耐力の低下は見られない。これは梁部分の鋼板が耐力維持に寄与しているものと考えられる。試験体 R09P-NC においては $R=1.5\%$ 以降から耐力が回復する傾向にあるが、これは梁の滑りに伴う柱主筋のダボ効果によるものと考えられる。

4. 解析的検討

4.1 曲げ及びせん断強度評価式と実験値との比較

曲げ強度は AIJ 靱性指針式⁹⁾による耐震壁の曲げ強度式(式(2))により算定した。

$${}_w M_u = a_g \sigma_y L_w + 0.5 N L_w \quad (2)$$

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, σ_y : 柱主筋の降伏強度, L_w : 柱中心間距離, N : 柱一本分の軸力とする。

ここでは増し打ち壁を耐震壁とみなしたが、壁筋は入っていないので、壁筋の項を除いた式を示す。せん断強度に関しては、曲げ強度式と同様、増し打ちコンクリート部分を耐震壁とみなし、文献4)による式(3)より算定した。

$$V_u = 0.5 v \sigma_{B.add} t_w l_{wa} \tan \theta \quad (3)$$

ここで、 V_u : 補強壁のせん断耐力, v : コンクリート圧縮強度の有効係数 ($v=0.7-\sigma_{B.add}/200$), $\sigma_{B.add}$: 増し打ちコンクリートのシリンダー強度, t_w : 増設壁厚, l_{wa} : 等価壁長さ, θ : アーチ機構のコンクリート圧縮束の角度とする。

また文献5)による式(4)でもせん断強度を算定した。

$${}_w Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{tc}^{0.23} (18 + \sigma_{B.add})}{\sqrt{(M/QD_w) + 0.12}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_c \cdot j \quad (4)$$

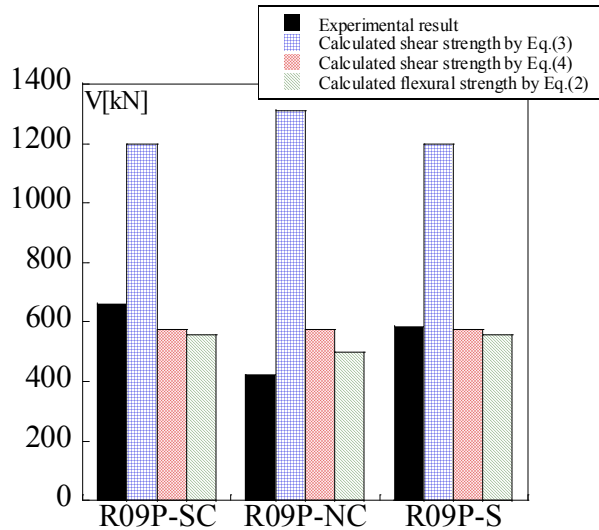


Fig. 8 Experimental results and calculated strength

ここで wQ_{su} : 補強壁のせん断強度, p_{tc} : 等価引張鉄筋比, D_w : 補強壁全長, σ_0 : 軸方向応力度, b_c : 等価長方形断面幅, j : 応力中心間距離, $\sigma_{B,add}$: 増し打ちコンクリートのシリンダー強度, D : 側柱せい, M/Q : せん断スパン比 (ただし, $M/(QD_w) \leq 1$ の場合は 1, $3 \leq M/(QD_w)$ のときは 3 とする) とする。ここではコンクリート強度に増し打ち壁のコンクリート強度を用い, 鋼板におけるせん断力の負担分は含めていない。以上の式 (2), (3), (4) の算定結果を実験結果とともに Fig. 8 に示す。

試験体 R09P-SC は, 式 (3) に関して非常に高い値が出ている。それに対し, 式 (2), 式 (4) における値は実験値に比べて低くなっている。試験体 R09P-NC は, 全ての式に関して高い値が出ており, 式 (3) による値は非常に高い値が出ている。試験体 R09P-S は, 式 (3) に関して非常に高い値がでているものの, 式 (2) 及び式 (4) では実験値とほぼ同等の値となった。

以上の結果から試験体 R09P-SC においては曲げ破壊していることから式 (2) による曲げ強度の算定は適切であったと言えるが, 式 (3) に関してはコ形鋼板による横拘束効果等, 特殊条件下であるため全ての試験体に対して適切であるかは明らかではない。また, 式 (4) についても同様で, せん断強度の評価については今後の課題である。

4.3 壁頂部パンチングシア強度評価

壁頂部パンチングシア強度は, 文献 2), 6) による壁頂部パンチングシア強度式 (5) より算出した。

$$wQ_{pu} = 2cQ_{pu} + wQ'_{su} + \min(sQ'_{su} \text{ or } pQ'_{su} \text{ or } pQ_1) \quad (5)$$

ここで wQ_{pu} : 壁頂部のパンチングシア強度, cQ_{pu} : 柱の 1 本分のパンチングシア強度, wQ'_{su} : 梁補強部分増し打ち壁のせん断強度, sQ'_{su} : 鋼板のせん断強度, pQ'_{su} : PC 鋼棒のせん断強度, pQ_1 : PC 鋼棒の支圧強度とする。

式 (5) 中の各強度値を以下の式 (6) ~ 式 (15) に示す。
 $cQ_{pu} = K_{min} \cdot \tau_0 \cdot b \cdot D \quad (6)$

$$K_{min} = 0.34 / (0.52 + a / D) \quad (7)$$

$$\tau_0 = 0.98 + 0.1\sigma_B + 0.85\sigma (0 \leq \sigma \leq 0.33\sigma_B - 2.75) \quad (8)$$

$$\tau_0 = 0.22\sigma_B + 0.49\sigma (0.33\sigma_B - 2.75\sigma < \sigma \leq 0.66\sigma_B) \quad (9)$$

$$\tau_0 = 0.66\sigma_B (\sigma > 0.66\sigma_B) \quad (10)$$

$$\sigma = p_g \cdot \sigma_y + N / (bD) \quad (11)$$

$$wQ'_{su} = (\sigma_{B,add} / 20) \cdot t'_w \cdot l'_w \quad (12)$$

$$sQ'_{su} = 2 \cdot t_s \cdot l'_w (s\sigma_y / \sqrt{3}) \quad (13)$$

$$pQ'_{su} = 2n_p \cdot a_p (p\sigma_y / \sqrt{3}) \quad (14)$$

$$pQ_1 = 2n_p \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 1.875 \cdot \min(s\sigma_y \text{ or } 0.7s\sigma_u) \cdot d \cdot t_s \\ 0.4\sqrt{E_c \cdot \sigma_{B,add}} \cdot a_p \end{array} \right. \quad (15)$$

ここで, b : 柱幅, D : 柱せい, a : 柱のシアスパン, σ_B : コンクリートのシリンダー強度, p_g : 柱主筋比, σ_y : 主筋の降伏強度, N : 柱 1 本分の軸力, $\sigma_{B,add}$: 増し打ちコンクリートのシリンダー強度, t'_w : 梁補強部分厚さ, l'_w : 梁補強部分長さ, n_p : 1 列の PC 鋼棒の本数, t_s : 梁鋼板厚さ, $s\sigma_y$: 鋼板の降伏強度, a_p : PC 鋼棒断面積, $p\sigma_y$: PC 鋼棒の降伏強度, $s\sigma_u$: 鋼板の引張強度, d : PC 鋼棒の直径, E_c : コンクリートのヤング係数である。

壁頂部パンチングシア強度は, 梁と増設壁の境界にパンチングシア破壊が起こると想定し, 引張側柱および圧縮側柱のパンチングシア強度と増し打ち壁のせん断強度との和に式 (13) の梁部分鋼板のせん断強度, 式 (14) の梁鋼板の緊結材として用いた PC 鋼棒のせん断強度, 式 (15) の PC 鋼棒の支圧強度の一番低い値を単純累加して, 壁頂部における試験体のパンチングシア強度を求めた。本試験体においては PC 鋼棒の支圧強度が支配的である。また壁筋は入っていないので, 式 (12) は壁筋の項を除いた式である。ここで, 式 (7) 中の柱のシアスパン a (以下 a とする) は文献 6) によると「壁から柱に伝達される水平力が集中的に作用すると仮定したときの作用点から柱頭梁フェイス位置までの距離であり, 特に考慮しない場合は $a=D/3$ としてもよい。」とあるが, 合成極厚無筋壁補強法では柱に巻き立てたコ形鋼板の横拘束効果により, a の値が減少する事が考えられる。

そこで, a の値を変化させた場合の壁頂部パンチングシア強度と実験値との関係を Fig. 9 に示す。実線は実験値を, 破線は柱のシアスパンに基づくパンチングシア算定強度である。

試験体 R09P-SC は $a=0$ とした時の算定値が高く出ており, 梁鋼板部分でのせん断抵抗に加えてコ形鋼板による両側柱の横拘束効果が発揮されたため, 壁頂部がパンチングシア破壊せずに全体曲げ破壊となったと考えられる。試験体 R09P-NC はパンチングシア破壊しており, 梁及び脚部における補強を施していない事から, 壁体全体としては両側柱のパンチングシア強度しか発揮しておらず,

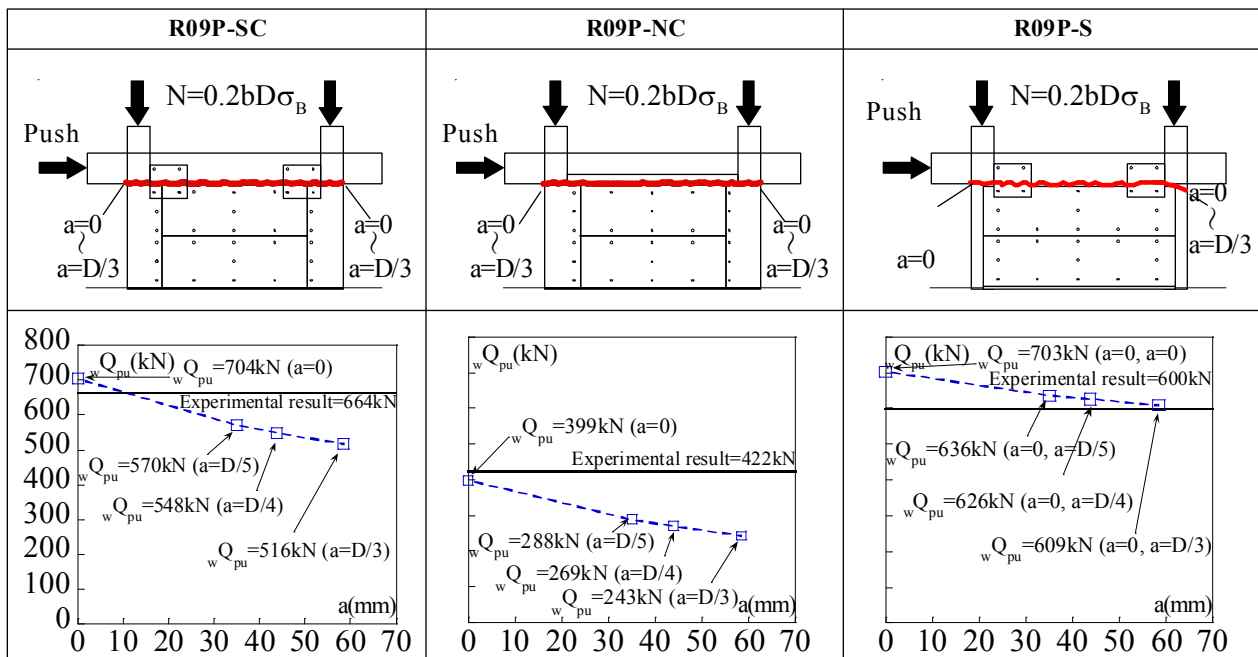


Fig. 9 Calculated punching shear strength

両側柱を $a=0$ とした場合、実験値と算定値に近い値となった。試験体 R09P-S は両側柱を拘束するものはないが、引張側柱は増設壁による横拘束効果が得られるものと考え、引張側柱を $a=0$ とし、圧縮側柱のみの a の値を変数として算定を行うと $a=D/3$ とした時に実験値と算定値との整合性が得られた。

この結果より、コ形鋼板により補強されたタイプとそうでないタイプの試験体とでは、柱の横拘束効果と梁及び壁境界部分の補強の有無がパンチングシア破壊となるかその他破壊形式となるかへの影響を及ぼすと言えるであろう。また a と壁頂部パンチングシア強度との関係から評価すると試験体数が少ないので一概には言えないものの、コ形鋼板で巻きたてられている試験体に関しては、両側柱を $a=0$ とし、またコ形鋼板を使用していない試験体に関しては、引張側柱を $a=0$ とし、圧縮側柱を $a=D/3$ 程度にするのが望ましいと考えられる。

5. 結論

- (1) コ形鋼板を使用しない試験体は、コ形鋼板を使用した試験体と比較して大きな耐力低下は見られないが、梁部分の補強を施していても壁頂部のパンチングシア破壊を招いたことから、全体曲げ挙動とする場合はコ形鋼板を用いるのが望ましい。
- (2) パンチングシア耐力の算定において、コ形鋼板を用いた試験体に関しては、両側柱において $a=0$ とすることにより実験値をよく評価できるが、コ形鋼板を使用していない試験体に関しては、引張側柱では増し打ち壁

による横拘束効果が期待できるため、 $a=0$ とし、圧縮側柱を $a=D/3$ とするほうが望ましい。

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(A)20246091）（研究代表者：山川哲雄）によった。

参考文献

- 1) 山川哲雄, Md.Nafiur RAHMAN, 中田幸造, 森下陽一: Experimental and analytical investigation of seismic retrofit technique for a bare frame utilizing thick hybrid walls, 日本建築学会構造系論文集, No.610, pp.131-138, 2006.12
- 2) 山川哲雄, 高良慎也, Md.Nafiur RAHMAN: 耐震補強された RC 造耐震壁の正負繰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, 2008.12
- 3) Md.Nafiur RAHMAN and Testuo YAMAKAWA: Investigation of a Hybrid Technique for Seismic Retrofitting of Bare Frames, Journal of Advanced Concrete Technology Vol.5, No.2, 209-222, 2007-7
- 4) 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, pp.21-22, 1999
- 5) 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, p.401, 1990
- 6) 日本建築防災協会: 2001 年度改訂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, pp. 7-8, 2002