

論文 低強度 RC フレームの耐震補強に関する実験的研究

作山 寛子*1・山川 哲雄*2・Pasha JAVADI*3・奥村 建成*4

要旨: 山川らは鋼板を型枠兼補強材とし、セパレータとしてPC鋼棒及びナットを用いてコンクリートを増打ちし、硬化後にPC鋼棒に緊張力を導入する合成極厚無筋壁補強法を提案した。これまでの研究で普通強度コンクリートを用いたRCフレームに本補強法を適用した無開口壁やそで壁タイプについて強度及び靱性に富んだ耐震補強法であることを確認した。本研究では、低強度RCフレームに合成極厚無筋壁補強法を適用したそで壁タイプの補強について正負繰返し水平加力実験を行った。その結果、本補強法が低強度RCフレームに対しても有効な耐震補強法であることが明らかとなった。

キーワード: 合成極厚無筋壁補強法, 低強度 RC フレーム, そで壁, 鋼板, PC 鋼棒, 増打ち

1. 序

山川らは、RC フレーム内に型枠兼補強材として鋼板を、セパレータ兼緊結材としてPC鋼棒及びナットを用いてコンクリートを増打ちし、コンクリート硬化後にPC鋼棒に緊張力を導入し、圧着する合成極厚無筋壁補強法を提案した¹⁾²⁾。これまでの研究では、普通コンクリート強度のRCフレームに本補強法を適用した無開口壁タイプやそで壁タイプについて実験を行い、耐力及び靱性が大幅に改善され、有効な耐震補強法であることが明らかとなっている。

一方、耐震診断によって、補強が必要とされる既存RC建物の中には低強度コンクリートのRC建物があることが確認されている³⁾。しかし、低強度コンクリートについては、近年、研究が進みつつあるが、不明な点が多く、既存RC建物を耐震補強する際にコンクリート圧縮強度が13.5MPaを下回る場合については補強の適用外となることが多い。また、耐震診断の結果、保有水平耐力が小さく補強効果が期待できないことなどから、低強度コンクリートのRCフレームについては有効な補強法が少ないのが現状である。

そこで本研究では、合成極厚無筋壁工法を低強度RCフレームに適用したそで壁タイプの補強試験体を高軸力比0.4の下、正負繰返し水平加力実験を行い、耐震性能について比較、検証する。

2. 実験計画

2. 1 試験体

基準試験体の形状、配筋及び寸法を Fig. 1 に示す。試験体は実大の約1/3程度を想定しており、柱は175×175mmの正方形断面とし、柱主筋はD10を8本($p_g=1.85\%$)、帯筋は 3.7ϕ を105mm間隔($p_w=0.12\%$)として配筋したせん断柱

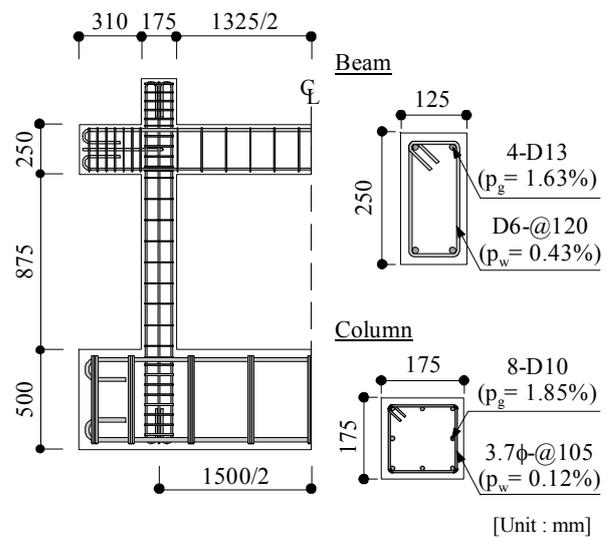


Fig. 1 Details of reinforcements of RC frame

Table 1 Mixing values of concrete (Unit: kg/m³)

cement	water	fine aggregate		coarse aggregate	AE water reducing
		(1)	(2)		
186	180	879	216	810	1.86
water-cement ratio: 97.0%			sand percentage: 58.1%		

Notes: fine aggregate (1) is decomposed limestone based sand and (2) is sea sand.

である。梁は125×250mmの長方形断面で梁主筋にはD13を4本($p_g=1.63\%$)、あばら筋はD6を120mm間隔($p_w=0.43\%$)で配筋した。各寸法は、柱内法高さを875mm ($M/(VD)=2.5$)、下スタブ表面から柱梁接合部中心までの高さを1,000mm、柱中心間距離を1,500mm($M/(VD)=2.65$)とした。コンクリートの打設は、普通コンクリート強度を用いてスタブを充填した後、約40分程度の時間をおき、柱梁に低強度コンクリートを充填した。

Table 1に基準試験体に用いたコンクリートの配合表を

*1 琉球大学大学院理工学研究科 博士前期課程 (正会員)
 *2 琉球大学 工学部 教授 工博 (正会員)
 *3 琉球大学 島嶼防災研究センター 博士研究員 (正会員)
 *4 琉球大学大学院理工学研究科 博士前期課程

Table 2 Details of specimens

	R09P-L0	R09P-L1	R09P-L2	R09P-L3
Specimen				
Cross section of column				
σ_B	13.0 (MPa)	14.2 (MPa)	14.2 (MPa)	13.0 (MPa)

Common details: Reinf. in column:-main reinf.: 8-D10 ($p_g=1.85\%$), hoop: $3.7\phi\text{-@}105$ ($p_w=0.12\%$), Add. transverse reinf.: $3.7\phi\text{-@}100$. Reinf. in beam:-main reinf.: 4- D13 ($p_g=1.63\%$), Stirrup: D6-@120 ($p_w=0.43\%$), Axial force ratio, $N/(bD\sigma_B)=0.4$ (per column), Additional concrete strength=29.0MPa.

Table 3 Properties of steel materials

		a (mm ²)	σ_y (MPa)	ϵ_y (%)	E_s (GPa)
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	200
Steel plate	t=2.3mm	-	229	0.11	207

Notes: a = cross sectional area, σ_y = yield strength, ϵ_y = yied strain, E_s =Young's modulus.

示す。基準試験体は低強度コンクリートとするために、水セメント比を97.0%とした。

試験体総数は基準試験体を含め4体であり、試験体一覧をTable 2に、試験体に使用した鋼材の力学的性質をTable 3に示す。補強試験体は、合成極厚無筋壁補強法をそで壁タイプに適用させたものであり、型枠兼補強材としてコ形鋼板(t=2.3mm)を用い、増設部分には粗骨材の最大寸法を20mmとするコンクリートを増打ちした。コ形鋼板とRC柱の間には10mmの隙間を設け、グラウト材を充填することで増設壁とRC柱の一体性を確保した。増打ちコンクリート及び、グラウト材硬化後に型枠のセパレータ兼緊結材として用いたPC鋼棒(13φ)に約1,000μ(手動で可能な程度)に緊張力を導入して圧着させた。なお、鋼板は柱頭柱脚に20mmのクリアランスを設けた。主な実験変数はそで壁長さで、試験体R09P-L1及びR09P-L2は柱せいの1/2、試験体R09P-L3(以降、R09P-は省略する。)は柱せいと同じ長さとし、低強度RCフレームにおける柱の脆性的なせん断破壊に対する合成極厚無筋壁補強法の有効性、及びそで壁長さによる補強効果を確認する。また、試験体

- ① Horizontal loading reaction wall
- ② Vertical loading reaction frame
- ③ Servohydraulic actuator
- ④ Counter balance
- ⑤ Load cell
- ⑥ Specimen

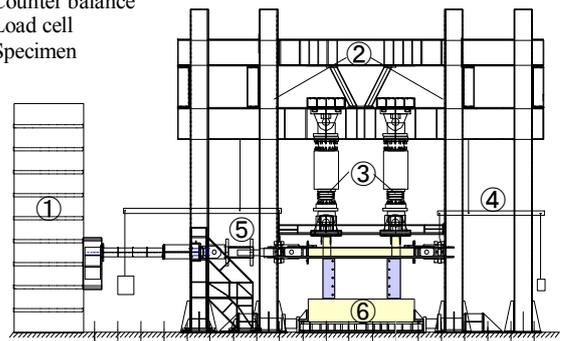


Fig. 2 Test setup

L2はコ形鋼板を下スタブから350mmの高さで2分割した。なお、分割部分に隙間は設けていない。これは、実用サイズの鋼板は施工上の取り扱いが困難で、人力で搬入可能なサイズとする必要があるため、鋼板の分割による補強効果への影響を確認するために計画した。なお、RCフレームのコンクリート圧縮強度は13.5MPa以下を計画したが、試験体L1及び試験体L2については多少上回った。

2. 2 実験方法

Fig. 2に加力装置を示す。実験は、普通コンクリート強度の既存RCフレームで軸力比 $N/(bD\sigma_B)=0.2$ 程度に相当する一定鉛直荷重(軸力比 $N/(bD\sigma_B)=0.4$)を補強後のRC柱に載荷した。また、軸力導入時の鋼板のひずみ増分は約200μであった。油圧ジャッキにより正負繰り返し水平加力を行った。加力は柱梁接合部中心の水平変位の平均 δ (mm)によって制御した。試験体は下スタブ上面から柱梁接合部中心までが1000mmであるため、水平変位 $\delta=10$ mmは層間変形角 $R=1.0\%$ に相当する。加力プログラムは全試験体共

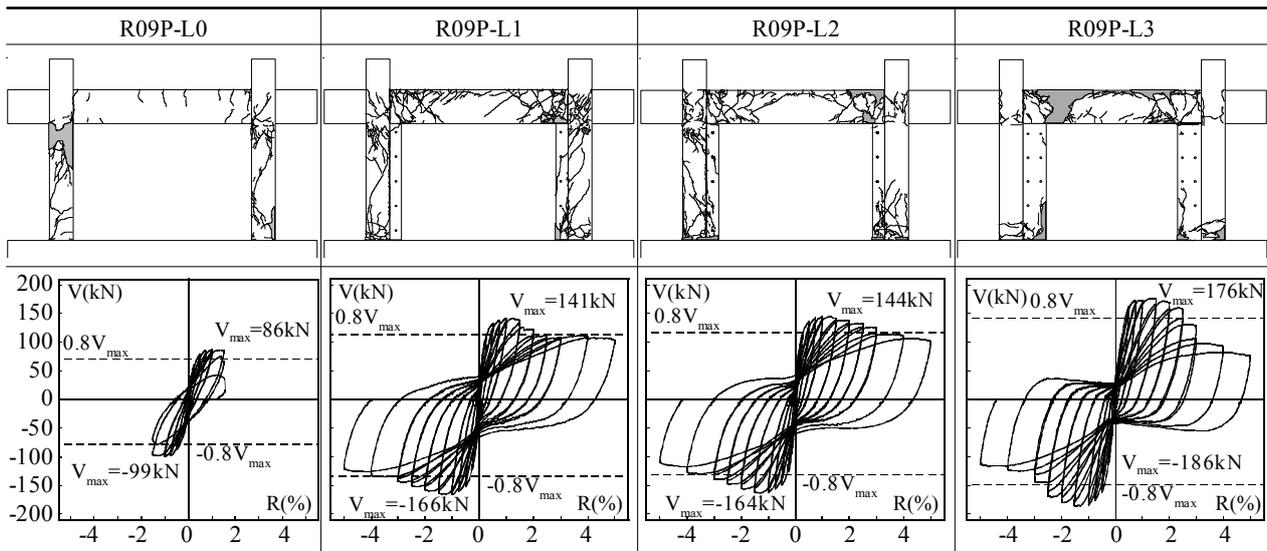


Fig. 3 Observed cracking patterns at final drift angle and experimental V-R relationships

通で、 $R=0.125\%$ 及び $R=0.25\%$ を正負1回ずつ、 $R=0.5\%$ から 3.0% を 0.5% の増分で正負2回ずつ($R=0.75\%$ を含む)、 $R=4.0\%$ 及び $R=5.0\%$ を正負1回ずつ繰り返し水平加力実験を行った。

3. 実験結果及び崩壊メカニズム

Fig. 3に実験終了後の最終破壊状況及び水平荷重 V と層間変形角 R の関係を示す。実験終了後の最終破壊状況は鋼板を除去して描いたものであり、V-R曲線中の破線は最大耐力の80%を示している。

無補強試験体L0は、 $R=0.125\%$ より梁端にひび割れが発生し、 $R=0.5\%$ より柱頭部にも曲げひび割れが発生した。 $R=0.75\%$ にかけて柱頭部及び脚部主筋が降伏し、柱にせん断ひび割れが発生した。 $R=1.0\%$ でせん断ひび割れ幅は最大で約 1.5mm となり、正側の最大耐力 86kN に達した。その後は柱のせん断ひび割れがさらに進行し、 $R=2.0\%$ 正側加力中 1.0% 近傍において柱頭部でせん断破壊を引き起こし実験を終了した。

そで壁長さを柱せいの $1/2$ とした試験体L1は、 $R=0.125\%$ より梁端にひび割れが発生し始め、 $R=0.5\%$ より柱に曲げひび割れが発生し、 $R=0.75\%$ にかけて柱脚部主筋が降伏した。 $R=1.0\%$ で梁主筋が降伏し、 $R=1.5\%$ で正側の最大耐力 141kN に達した。その後、緩やかに耐力は低下し、 $R=3.0\%$ まで最大耐力の80%を維持し、 $R=2.5\%$ より梁主筋に沿った付着ひび割れが発生した。その後正側において $R=3.0\%$ の耐力 108kN に対し、 $R=4.0\%$ が耐力 111kN となり、約 3kN の耐力回復が見られた。これは層間変形角の進行に伴い鋼板が下スタブに接触し鋼板によって一時的に水平力が伝達されたためである。試験体L1は実験終了まで安定した曲げ挙動を示した。

そで壁長さを柱せいの $1/2$ とし、鋼板を分割した試験体

L2試験体は、ひび割れの発生位置や時期がL1とほぼ同様となり、正側の最大耐力は $R=1.5\%$ 時に 144kN を記録し、鋼板が下スタブに接触することなく、曲げ挙動を示した。

そで壁長さを柱せいと同じ長さにした試験体L3は $R=0.5\%$ より梁端及び柱頭、柱脚部に曲げひび割れが発生した。 $R=1.0\%$ で柱脚部主筋及び梁主筋が降伏し、 $R=1.5\%$ で正側の最大耐力 176kN に達した。 $R=2.0\%$ で梁端から梁中央部及び、柱梁接合部から柱頭部に主筋に沿って付着ひび割れが発生し、 $R=2.5\%$ まで最大耐力の80%を維持した。 $R=2.5\%$ から $R=4.0\%$ において、そで壁と梁で構成する隅角部から梁上部で、Fig. 3の最終破壊状況に示すような大きな剥落が生じた。剥落に伴い耐力低下を引き起こしたが、その後は実験終了まで耐力を維持した。

Fig. 4に試験体の崩壊メカニズムを示す。基準試験体L0は、柱のせん断補強筋比が 0.12% と低い無補強試験体であり、柱頭及び柱脚部でヒンジを形成し、曲げ降伏後に柱頭部でせん断破壊を引き起こした。試験体L1及びL2は、 $R=1.5\%$ までに梁両端及び柱脚部に曲げによる塑性ヒンジを形成した。実験中は曲げ破壊の挙動を示したが、鋼板除去後の柱にはうっすらとせん断ひび割れがみられ、せん断ひび割れを伴う曲げ破壊であった。せん断ひび割れ発生後も急激な耐力低下を防止できたのは鋼板とPC鋼棒

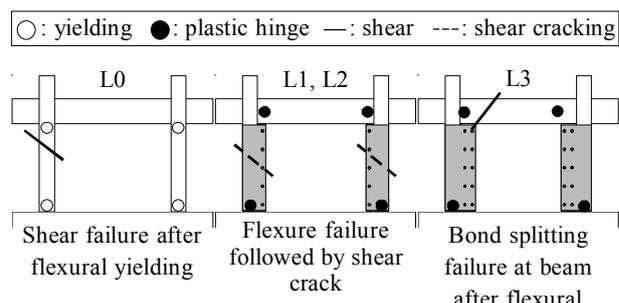
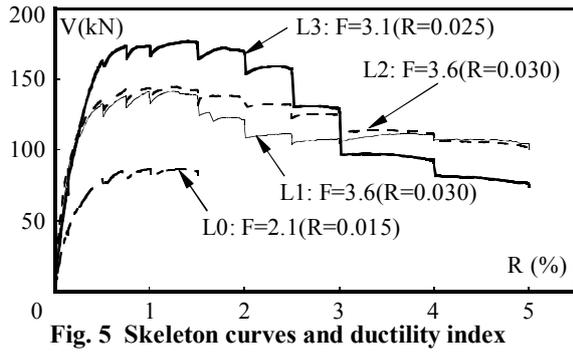


Fig. 4 Observed failure modes



による拘束効果によるものであると考えられる。また、試験体L1がL2と比較し、R=1.5%からR=2.5%正側において耐力低下がやや大きくなった原因として、L1は梁の付着割裂に伴う損傷が進展したためであると考えられる。試験体L3は最大耐力時に梁端部及び柱脚部に塑性ヒンジを形成した。その後、R=2.0%より発生し始めた付着ひび割れが進行するとともに、梁端部の曲げせん断ひび割れが大きく拡幅し、Fig. 3に示すような最終破壊状況に至った。試験体L3は最大耐力までは安定した曲げ挙動を示したが、最終破壊状況は梁の付着割裂破壊であった。

Fig. 5にスケルトンカーブ及び靱性指標を示す。靱性指標Fは(1)に示す略算式によって求めた⁴⁾。

$$F = 0.6 + 100R \quad (1)$$

ここで、Rには耐力が最大の80%を維持した層間変形角(rad)を採用し、グラフ中の括弧内に示す。

補強試験体は、無補強試験体L0と比較し、そで壁長さを柱せいの1/2とした試験体L1及び試験体L2で約1.6倍、そで壁長さを柱幅と同じ長さとした試験体L3で約2倍耐力が向上した。また、(1)式による靱性指標Fは曲げ降伏後のせん断破壊であった無補強試験体L0が2.1で過大評価の傾向にあるが、補強試験体は無補強試験体に比べさらに高い値を示し、靱性能も向上したと言える。また、試験体L3は試験体L1及び試験体L2と比較し、靱性指標が低くなった。これは、試験体L3は梁の付着割裂破壊によって耐力低下が大きかったためである。また、試験体L1及びL2の比較では、耐力・靱性ともに同等であり、崩壊メカニズムからも本実験の範囲では鋼板を分割することによる耐震性能への影響はないと言える。

4. 解析的検討

4. 1 曲げ強度

既存評価式によって各試験体の計算強度及び曲げ耐力を求める。無補強であるL0の柱の及び梁の曲げ強度は耐震診断基準・同解説に準拠し、式(2)によって算出した⁵⁾。

$$cM_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bD\sigma_B} \right) \quad (2)$$

ここに、 cM_u : 柱1本あたりの曲げ強度(N・mm), a_t : 柱の引

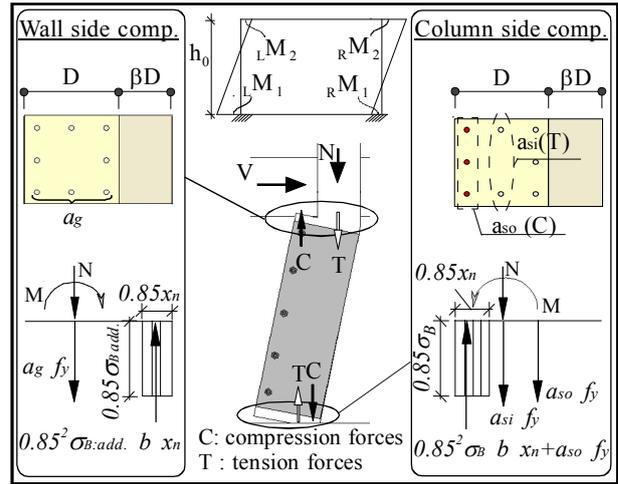


Fig. 6 Calculation mechanism moment capacity for wing-wall column by simplified method and moment distribution

張鉄筋断面積(mm²), σ_y : 柱主筋の降伏強度(MPa), N: 軸力(=0.4b・D・ σ_B)(N), D: 柱せい(mm), b: 柱幅(mm), σ_B : コンクリート圧縮強度(MPa)である。

Fig. 6に片側そで壁付き柱の曲げ終局時の断面における簡略的な応力状態及びモーメント分布を示す。Fig. 6について、主筋は引張と圧縮に、コンクリートは圧縮のみに抵抗するものとし、圧縮コンクリートの応力分布はACIの等価応力ブロックの考え方に基いて算定した⁶⁾⁷⁾。式(3)にそで壁圧縮時の、式(4)に柱圧縮時の曲げ強度式を示す。そで壁圧縮時

$$cM_u = (N + a_g \sigma_y) \left\{ (0.5 + \beta)D - \frac{N + a_g \sigma_y}{1.7b\sigma_{B: add}} \right\} \quad (3)$$

柱圧縮時

$$cM_u = 0.8a_{so} \sigma_y D + (N + a_{si} \sigma_y) \left(0.5D - \frac{N + a_{si} \sigma_y}{1.7b\sigma_B} \right) \quad (4)$$

ここに、 a_g : 柱主筋全断面積(mm²), a_{so} : 柱外側主筋の断面積(mm²), a_{si} : 柱内側主筋の断面積(mm²), β : 柱せいに対するそで壁長さ, σ_B : 既存RC柱のコンクリート圧縮強度(MPa), $\sigma_{B: add}$: 増打ちコンクリート圧縮強度(MPa)である。

柱梁接合部では柱頭部及び梁端部の曲げ強度を算定し、小さい方を採用するため、耐震診断基準・同解説に準拠し、式(5)によって梁の曲げ強度を算出した⁵⁾。

$$bM_u = 0.9a_t \sigma_y d \quad (5)$$

ここに、 bM_u : 梁の曲げ強度(N・mm), a_t : 梁の引張主筋断面積(mm²), d : 梁有効せい(=7D/8)(mm), σ_y : 梁主筋の降伏強度(MPa)である。

式(3)から式(5)で求めた柱頭及び柱脚部の曲げ強度よりFig. 6に示すようなモーメント分布が得られ、曲げ耐力を式(6)によって算出した。

$$Q_{mu} = (\sum_L M + \sum_R M) / h_0 \quad (6)$$

ここに、 Q_{mu} : 曲げ耐力, $\sum_L M$: 左側柱の曲げ強度

(=LM1+LM2)(N・mm), ΣRM : 右側柱の曲げ強度 (=RM1+RM2)(N・mm), h_0 : 柱内法高さ (mm) である。

4. 2 セン断強度

無補強柱のせん断強度は耐震診断基準・同解説に準拠し、式(7)によって算出した。

$$cV_u = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(18 + \sigma_B)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{ws}\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} b j_e \quad (7)$$

ここに、 cV_u : 柱1本分のせん断強度 (N), p_t : 引張鉄筋比 (a/bD) (%), a : 引張鉄筋断面積 (mm^2), p_w : せん断補強筋比 ($2a_{wy}/(sb)$), s : せん断補強筋間隔 (mm), b : 柱幅 (mm), $s\sigma_{wy}$: せん断補強筋の降伏強度 (MPa), σ_0 : 軸方向応力度 (MPa), d : 柱有効せい ($=D-30$)(mm), M/Q : $h_0/2$, h_0 : 柱内法高さ (mm), j_e : 応力中心間距離 ($=0.8D$)(mm) である。

Fig. 7に片側袖壁付き柱のせん断終局時のメカニズムを示す。せん断強度はAIIのトラス・アーチ機構に準拠し、式(8)から式(13)によって求めた。

$$cV_u = V_t + V_a \quad (8)$$

$$V_t = p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e \cdot \cot \phi \quad (9)$$

$$V_a = 0.5(1 + \beta)bD\sigma_a \tan \theta \quad (10)$$

$$\sigma = \min\{\sigma_B, \sigma_{B, add}\} \nu \quad (11)$$

$$\sigma = p_{we} \cdot \sigma_{wy} (1 + \cot^2 \phi) \quad (12)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{H}{(1 + \beta)D} \right)^2 + 1} - \frac{H}{(1 + \beta)D} \quad (13)$$

ここに、 cV_u : 柱1本分のせん断強度 (N), V_t : トラス機構による寄与分 (N), V_a : アーチ機構による寄与分 (N), p_{we} : せん断補強筋比 ($2a_{wy}/(sb)$), b_e : 柱有効幅 ($=0.8b$)(mm), ϕ : トラス機構の角度で横補強筋量が十分に小さいため $\cot \phi = 2.0$ とする。 σ_a : アーチ機構のコンクリート圧縮応力 ($=\sigma - \sigma_t$)(MPa), σ : コンクリート有効圧縮強度 (MPa), ν : コンクリート圧縮強度の有効係数で鋼板及びPC鋼棒による横拘

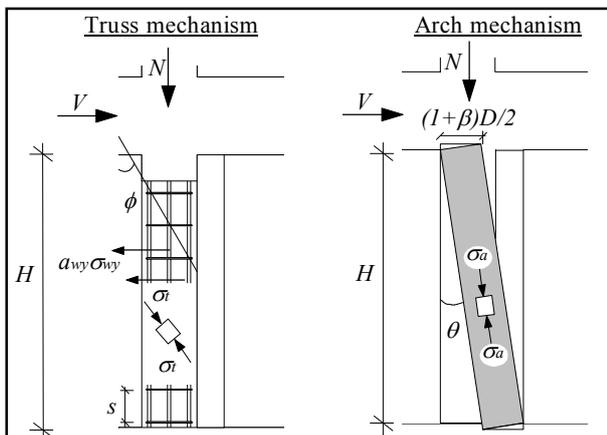


Fig. 7 Mechanism of shear strength for wing-wall column

束を考慮し1.0とする。、 σ_B : 既存RC柱のコンクリート圧縮強度 (MPa), $\sigma_{B, add}$: 増打ちコンクリート圧縮強度 (MPa), σ_t : トラス機構のコンクリート圧縮応力 (MPa), H : 柱内法高さ (mm) である。

4. 3 鋼板の負担せん断力

Fig. 8に鋼板の三軸ゲージ貼り付け位置と式(14)から式(16)によって求めた鋼板1枚あたりの鋼板負担せん断力 V_s と各層間変形角のピーク時 R_{peak} 関係及びピーク時水平荷重に対する鋼板のせん断力が占める割合を示す。なお、グラフ中の \blacktriangledown は最大耐力時 V_{max} であり、各変位ステップのピーク時水平荷重に対する鋼板のせん断力は、鋼板1枚あたりの鋼板負担せん断力を4倍して求めた (式(17))。

$$\gamma_{xy} = 2\varepsilon_B - (\varepsilon_A + \varepsilon_C) \quad (14)$$

$$V_s (\text{per a plate}) = A_s \cdot G \cdot \gamma_{xy} \quad (15)$$

$$G = \frac{E_s}{2(1 + \nu)} \quad (16)$$

$$V_s = 4V_s (\text{per a plate}) \quad (17)$$

ここに、 γ_{xy} : 鋼板のせん断ひずみ度, V_s (per a plate): 鋼板1枚あたりのせん断力 (N), A_s : 鋼板の断面積 (mm^2), G : 鋼板のせん断弾性係数 (MPa), E_s : 鋼板の弾性係数 (MPa), ν : ポアソン比 ($=0.3$), V_s : 鋼板の負担せん断力 (N) である。

また、式(14)から式(17)によって求めた鋼板の負担せん断力からせん断応力度を求め、式(18)を満たしているかを確認した結果、最大耐力時及び最終層間変形角時の鋼板負担せん断力において十分満たしており、弾性域内であることを確認した。

$$\sqrt{3}\tau_{xy} \leq \sigma_y \quad (18)$$

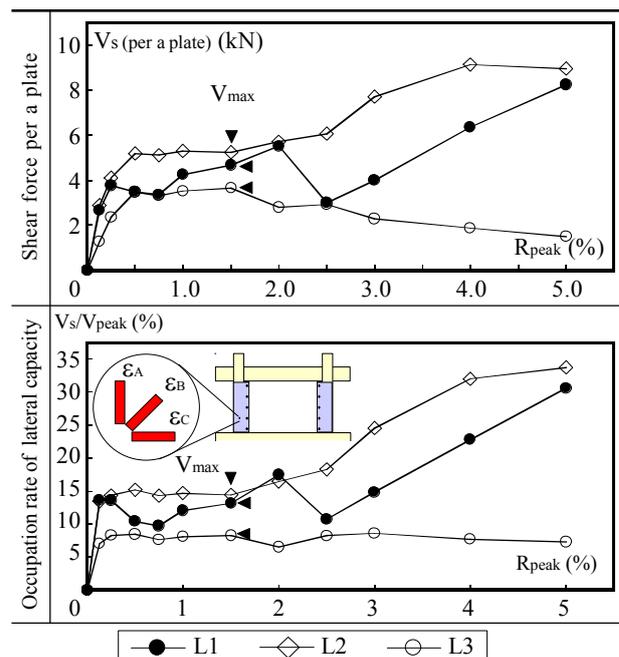


Fig. 8 Shear force of steel plate and occupation rate of lateral capacity

ここに、 τ_{xy} :鋼板のせん断応力(MPa), σ_y :鋼板の降伏強度(MPa)である。

Fig. 8より最大耐力時に鋼板が負担する鋼板1枚当たりのせん断力はL1及びL2が4.6kN～5.7kNで鋼板が最大耐力に占める割合は14%程度であり、L3が約3.7kNで8%程度であった。また、最大耐力発揮後、L1及びL2に関しては、鋼板の負担せん断力は層間変形角の進行に伴い上昇傾向にあり、最終層間変形角時には耐力の31%～34%を占めている。L1及びL2が実験終了まで急激な耐力低下を引き起こすことなく安定した曲げ挙動を維持することができたのは、最大耐力到達後、鋼板のせん断ひずみが増大し、鋼板の負担せん断力も増大したためだと考えらる。一方、L3は最終破壊が梁の付着割裂破壊であったため、最大耐力発揮後、耐力の低下に伴い、鋼板の負担せん断力も低下し、各変位ステップのピーク時水平荷重に対する割合は最終層間変形角までほとんど変動していない。

4. 4 計算値及び実験値の比較・検討

Fig. 9に実験値及び既存評価式による曲げ耐力及びせん断耐力を示す。また、補強試験体の既存せん断強度式には鋼板の寄与分が含まれていないため、実験によって得られた鋼板の負担せん断力を網掛け部分で示す。

Fig. 9において、いずれの試験体も計算値と実験値は比較的近い値を示している。無補強試験体L0は、曲げ耐力とせん断耐力はほぼ同じ値であり、計算値から実験値及び破壊メカニズムを裏づけられる数値となった。

試験体L1及び試験体L2は、既存のせん断強度式ではせん断耐力が曲げ耐力より小さくなり、せん断破壊先行となることが想定されるが、鋼板の寄与分を考慮することでせん断耐力は曲げ耐力を上回り、実験結果が曲げ挙動を示したこととの整合性を得ることができた。

そこで壁長さを柱幅と同じ長さにした試験体L3は、既存のせん断強度式でせん断耐力は曲げ耐力を上回っており、鋼板の負担せん断力を考慮した場合では、さらにせん断耐力は大きくなり、そこで壁長さを長くすることで耐力の

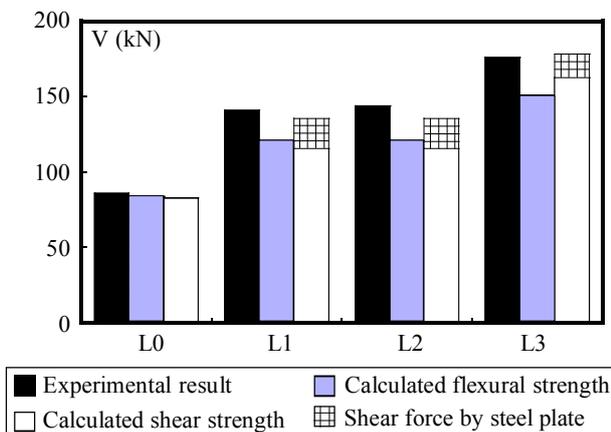


Fig. 9 Comparisons of experimental and calculated result

向上が期待できることが計算結果からも明らかになった。ただし、そこで壁長さによっては梁の補強にも注意する必要がある。また、補強試験体については、鋼板の寄与分を考慮することで実験結果と計算結果が整合がとれることが分かった。

5. 結論

- 1) 低強度RCフレームにおいて、合成極厚無筋壁補強法を用いたそで壁増設タイプの補強は、強度・靱性の向上に有効な補強法であることが明らかとなった。
- 2) 型枠鋼板を分割にしたことによる大きな影響はなく、分割しない場合と同等の強度及び靱性が得られた。
- 3) 低強度コンクリートを用いた場合、既存の計算式に鋼板の寄与分を考慮することで実験結果と計算結果の整合がとれることが分かった。

謝辞

本研究は日本学術振興会の平成21年度科学研究費補助金(基盤研究(A)課題番号:20246091, 代表者:山川哲雄)の助成を受けました。また、実験に際し、砂川恒雄琉球大学技術職員には尽力を頂きました。ここに記して、深くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 山川哲雄, RAHMAN, M.N., 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, 第610号, pp.131-138, 2006.12
- 2) 山川哲雄, 前田興輝, Md. Nafiur RAHMAN, Pasha JAVADI: 1スパン2層ピロティーフレームを合成極厚無筋壁で耐震補強した加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, 2007
- 3) 坂巻健太, 広沢雅也, 清水泰, 周建東: 既存鉄筋コンクリート造建築物のコンクリート強度に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2001.9
- 4) 大竹直人, 山本泰稔, 洪忠喜, 上田洋一, 鈴木基之: 鋼板内臓型RC柱による外付耐震補強工法に関する研究(その11), 日本建築学会大会学術講演梗概集, (東海), 2003.9
- 5) 日本建築防災協会: 2001年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.191-224, 225-246
- 6) American concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-05 and Commentary (ACI318R-05), 2005.
- 7) RAHMAN, M.N., YAMAKAWA, T., MORISHITA, Y., NKADA, K.: Investigation of Bare Frames Retrofitted by Thick Hybrid Walls under Cyclic Lateral Forces and Constant Vertical Load, 日本建築学会大会学術講演梗概 (関東), C-2, pp.541-542, 2006