

2. RM ユニットを用いた増設耐震壁補強工法の開発

— その5 そで壁の増設による耐震補強工法 —

Development of RM Retrofit Shear Wall

— Part 5 Seismic Retrofitting of RC Column with RM Wing Wall —

森 浩二*¹ 中澤 敏樹*¹

要 旨

既開発の RM 耐震補強工法の適用範囲の拡大として、独立柱にそで壁を増設する工法の開発を行った。そで壁補強後の柱の耐震性能を確認するため、両そで壁補強の場合と片そで壁補強の場合について逆対称载荷による曲げせん断実験を行った。両そで壁補強については、RC 耐震改修指針の場所打ちそで壁補強、プレキャスト板そで壁補強のいずれの評価方法によっても、耐力を安全側に評価できることを実験により確認した。また、片そで壁補強については、RC 耐震診断基準に準じた評価を行うことにより、耐力を安全側に評価できることを確認した。

キーワード：RM 耐震補強工法／RM ユニット／両そで壁／片そで壁／あと施工アンカー

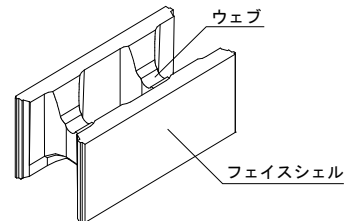
1. はじめに

筆者らは、RM ユニット（図－1）を用いて増設耐震壁を構築する RM 耐震補強工法を開発してきた¹⁾²⁾³⁾。RM 耐震補強工法は、鉄筋コンクリート（RC）増設耐震壁による耐震補強工法と比べて、施工性が良く、工期が短縮できるなどのメリットがある。しかし、増設耐震壁は既存建物のオープンフレームを閉塞することから、機能上、適用可能な箇所が限られ、閉塞の少ない耐震補強工法が求められていた。

本報では RM ユニットを用いて既存独立 RC 柱にそで壁を増設する耐震補強工法の開発について報告する。そで壁増設による柱補強は増設耐震壁に比べて既存のオープンフレームを閉塞する範囲が限定的であるため、耐震補強計画の自由度が向上し、既存建物の耐震補強に適用しやすい特長がある。

想定する既存躯体強度の下限である 15N/mm^2 として計画した。

増設する RM そで壁は縮小 RM ユニット（ $100\times 100\times 200$ ）を用いて構築し、柱および梁（スタブ）に施工する接着系あと施工アンカーによって接合した。RM 増設壁と同様に、上部梁（スタブ）に施工するアンカー周囲には割裂防止のためのスパイラル筋を配置する仕様とした。



図－1 RM ユニット

2. 実験概要

2.1 試験体

独立 RC 柱に RM ユニットでそで壁増設補強を行った試験体を製作した。試験体はそで壁の配置をパラメータとして、柱の両側に増設したもの 1 体、柱の片側に増設したもの 1 体の計 2 体である。試験体の諸元を表－1 に、形状を図－2 に示す。

試験体の製作では、図－2 (a) の独立 RC 柱を先行して製作し、約 8 週経過後に RM そで壁部分を増設した。独立 RC 柱は縮尺約 1/3（柱断面 $250\times 250\text{mm}$ ）で、せん断破壊先行型となるように鉄筋量を設定し、コンクリート強度は

表－1 試験体諸元

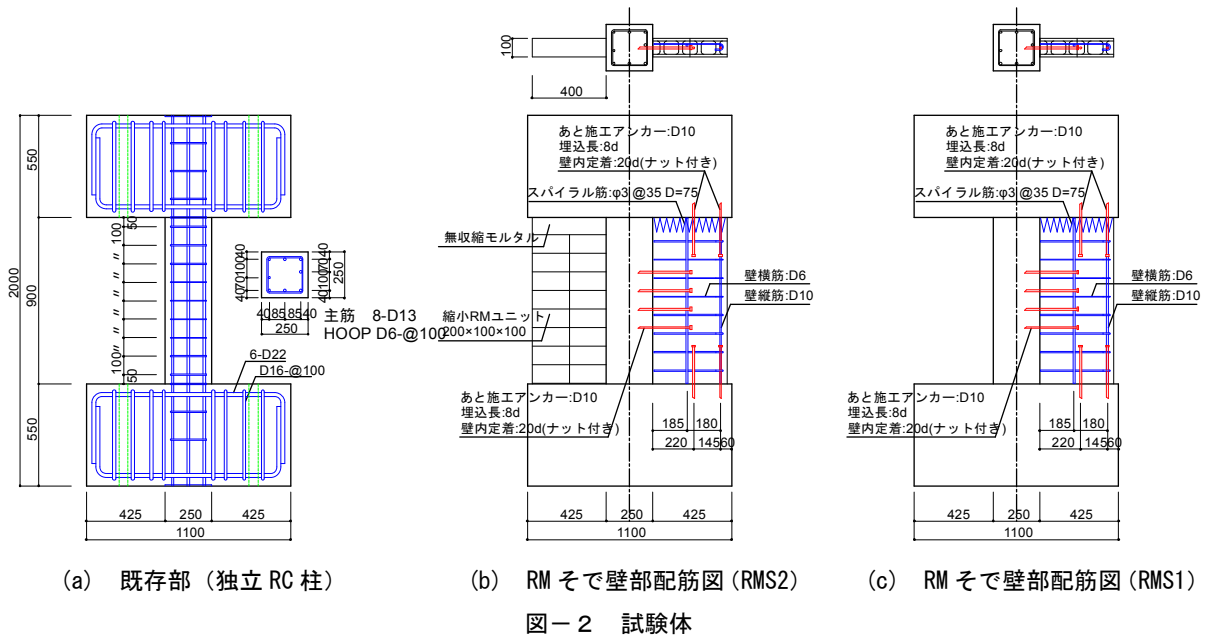
(a) 共通事項

	B×D (mm)	主筋	帯筋
柱	250×250	12-D13	□-D6@100

(b) 試験体一覧

名称	形状	h×l (mm)	壁厚 (mm)	縦筋	横筋
RMS2	両そで壁	900	100	2-D10	D6@100
RMS1	片そで壁	×400			

*¹ 技術研究所構造研究グループ



表－2 材料試験結果

(a) コンクリート・モルタル・RM 壁体

部位	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	静弾性係数 E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
既存部 RC	15.4	2.59
壁体部充填モルタル	70.8	—
無収縮グラウト	67.7	—
目地モルタル	53.3	—
プリズム圧縮強度	26.5	2.13

(b) 鉄筋

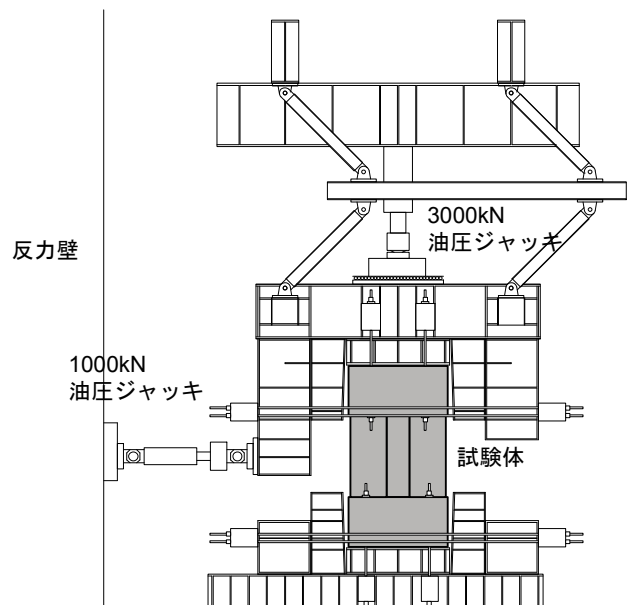
部位	呼び (鋼種)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)
柱帯筋	D6 (SD295A)	381	531
壁横筋	D10 (SD295A)	378	514
柱主筋・ 壁横筋	D13 (SD295A)	369	523

2.2 使用材料

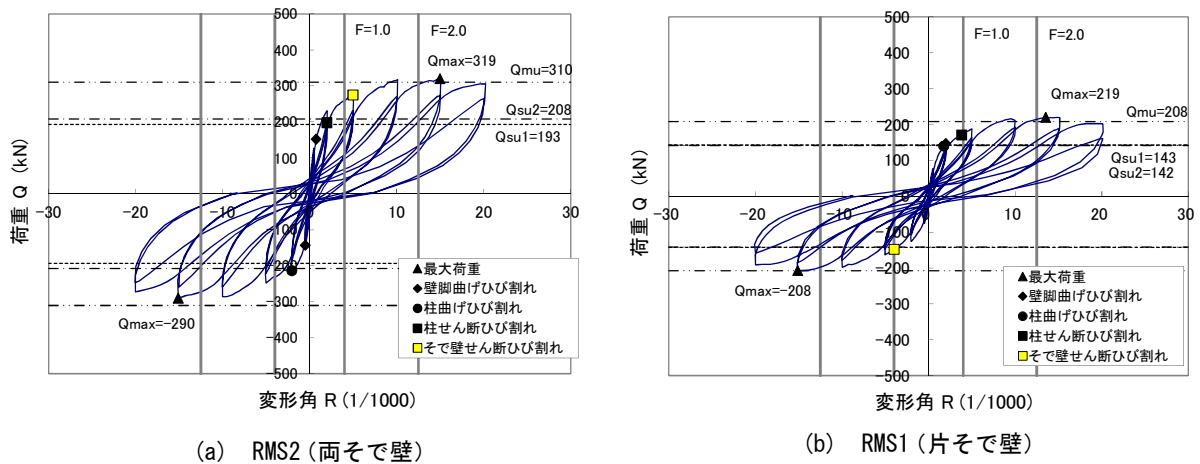
試験体を使用したコンクリート、モルタル、RM 壁体、鉄筋の材料試験結果を表－2に示す。RM 壁体の強度は3段に重ねてモルタルを充填した無筋のプリズム試験体に対する圧縮強度を示している。

2.3 荷重装置および荷重スケジュール

荷重装置を図－3に示す。柱軸力比0.2の一定軸力を保持し、逆対称荷重となるよう水平力を荷重した。水平力の荷重制御は、上下スタブ間の水平相対変位 (δh) を柱内のり高さ (h) で除した変形角 R を基準とし、荷重スケジュールを変形角 $R=0.5/1000$ 、 $2/1000$ 、 $5/1000$ (各3回)、 $10/1000$ 、 $15/1000$ 、 $20/1000$ (各2回) の正負交番荷重とした。



図－3 荷重装置



図－4 荷重変形関係

3. 実験結果

3.1 実験経過

試験体の荷重変形関係を図－4に、最終破壊状況を写真－1に示す。両そで壁試験体 RMS2、片そで壁試験体 RMS1 のいずれも変形角 $R=10/1000$ でほぼ最大耐力に達した。柱主筋の引張降伏は RMS2 では $R=8/1000$ 、RMS1 では $R=11/1000$ で生じたものの、耐力の低下は $R=20/1000$ まで見られなかった。また、荷重変形関係の履歴性状は、両試験体ともに加力方向の正負に対してほぼ対称であり、左右非対称である片そで壁試験体についても加力方向による耐力の違いは生じていない。

3.2 鉄筋ひずみ

各変形角ピーク時の鉄筋ひずみを図－5に示す。柱フープ (H3) およびそで壁横筋 (RHI) のひずみの推移をみると、変形角 $R=5/1000$ の時点でのせん断変形は小さいことがわかる。また、柱主筋が降伏ひずみに達するまでの脚部柱主筋 (CBO, CBI) ひずみの推移に着目すると、柱の曲げに対する中立軸位置が柱断面内であり、左右の柱主筋のひずみは加力方向の正負に対して逆転する関係にあったことがわかる。これらのことから、本試験体では柱とそで壁が独立して変形し、柱は逆対称曲げ変形となったと考えられる。

なお、そで壁端部の鉛直アンカー (JVBO, JVBI) は引き抜きによるコーン破壊が生じたため、降伏ひずみに達していない。

3.3 終局せん断耐力

RC 耐震改修指針⁴⁾におけるそで壁補強では、場所打ち RC そで壁補強によるものと PCa 板そで壁補強によるもの

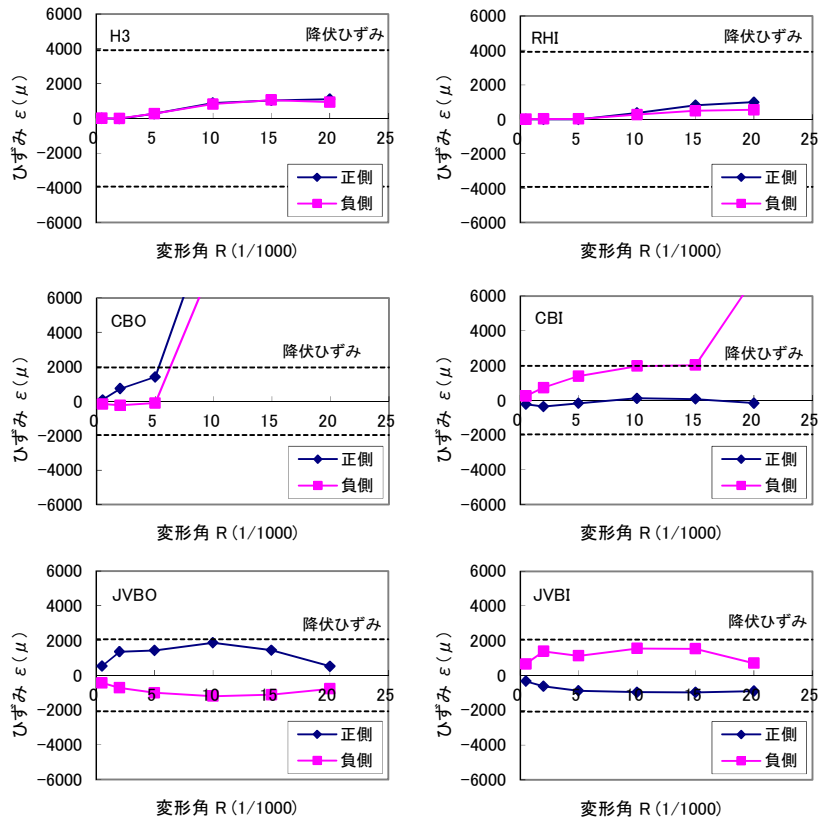


写真－1 最終破壊状況

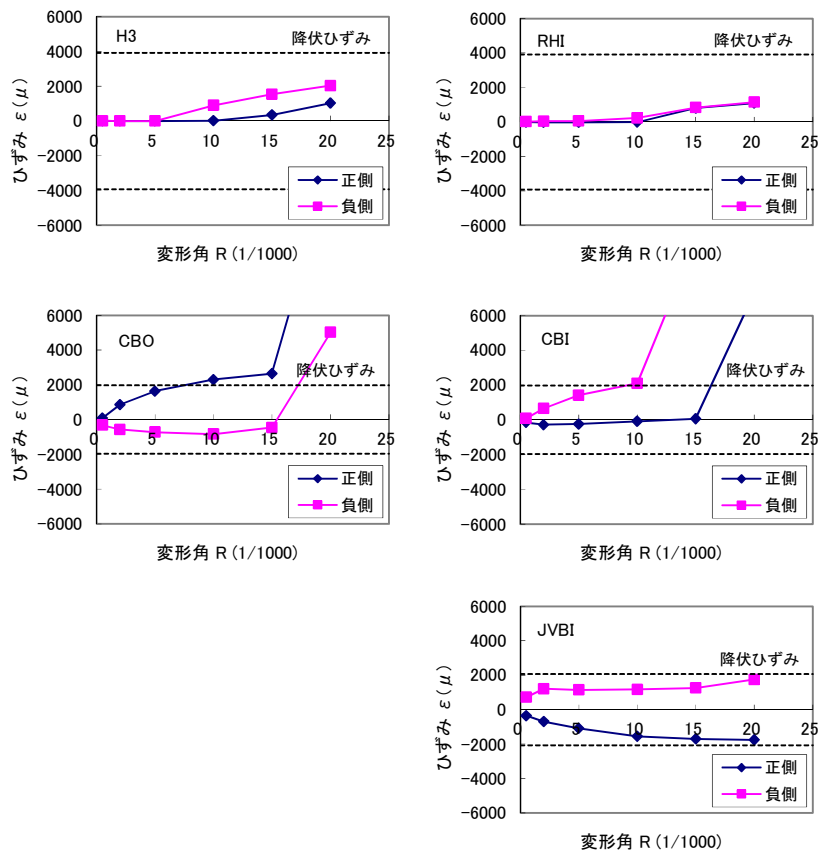
の、2種類の補強方法について異なる耐力評価方法が示されている。RM そで壁の破壊形式は、場所打ち RC および PCa 板のどちらの破壊形式とも一致する可能性があるため、これらの耐力式の妥当性について検討した。ここでは図－6および(1)式に示す場所打ち RC そで壁増設柱のせん断終局強度を Q_{su1} 、図－7および(2)式に示す PCa 板そで壁増設柱の保有耐力を Q_{su2} とし、耐力算定結果の一覧を表－3に示す。

(1) 両側そで壁

計算耐力に対する実験時最大荷重 Q_{max} の比は、場所打ち RC そで壁補強の場合で $Q_{max}/Q_{su1}=1.65$ 、PCa 板そで壁補強の場合で $Q_{max}/Q_{su2}=1.53$ であり、いずれも安全側の評価となった。

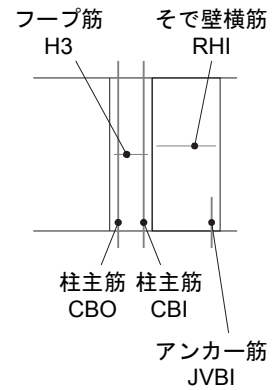
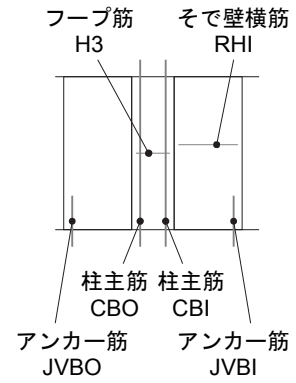


(a) 両そで壁 (RMS2)



(b) 片そで壁 (RMS1)

図-5 鉄筋ひずみ状況



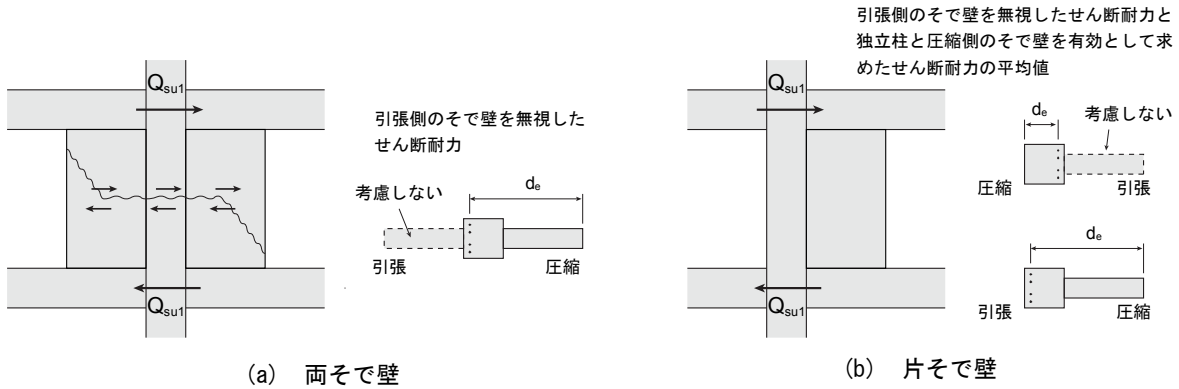


図-6 場所打ちそで壁補強としての耐力

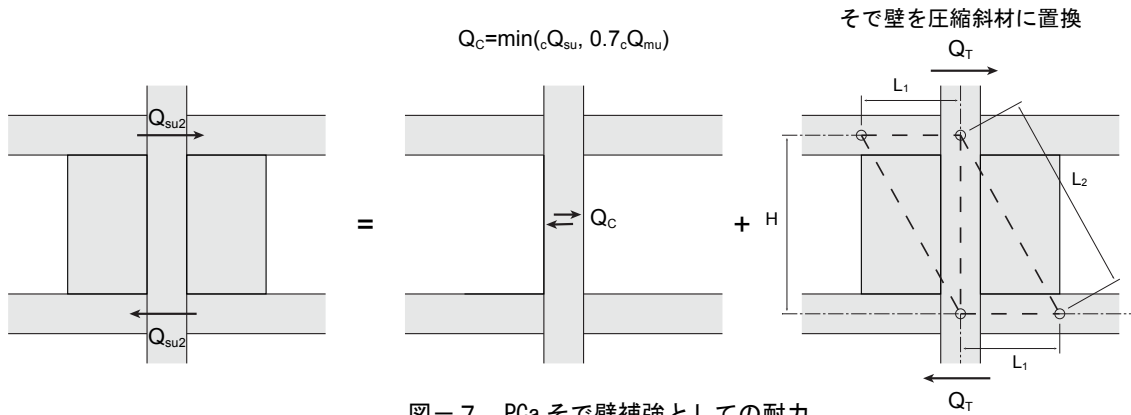


図-7 PCa そで壁補強としての耐力

表-3 計算耐力一覧

試験体	そで壁	cQ_{su} (kN)	cQ_{mu} (kN)	Q_{su1} (kN)	Q_{su2} (kN)	Q_{mu} (kN)	Q_{max} (kN)	Q_{su1} / Q_{max}	Q_{su2} / Q_{max}	Q_{mu} / Q_{max}
RMS2	両側	92	105	193	208	310	319	1.65	1.53	1.03
RMS1	片側	92	105	143	142	208	219	1.54	1.55	1.06

$$Q_{su1} = \phi \cdot \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + F_{cl})}{M/(Q \cdot d_e) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad (1)$$

$$Q_{su2} = Q_T + Q_C \quad (2)$$

$$Q_T = \min(Q_{T1}, Q_{T2}, Q_{T3})$$

$$Q_{T1} = 2\alpha_B \cdot t^2 \cdot f_c (L_1/L_2) \quad \text{ただし } Q_{T1} \leq 2(N + a_g \cdot \sigma_y)(L_1/H)$$

$$Q_{T2} = Q_A + 0.25\alpha_B \cdot t^2 \cdot f_c (H/L_2)$$

$$Q_{T3} = \sum A_w (f_s + 0.5 p_{sh} \cdot \sigma_{sy})$$

$$Q_C = \min(cQ_{su}, 0.7cQ_{mu})$$

cQ_{su} : 既存柱のせん断終局強度、 cQ_{mu} : 既存柱の曲げ終局時せん断強度、

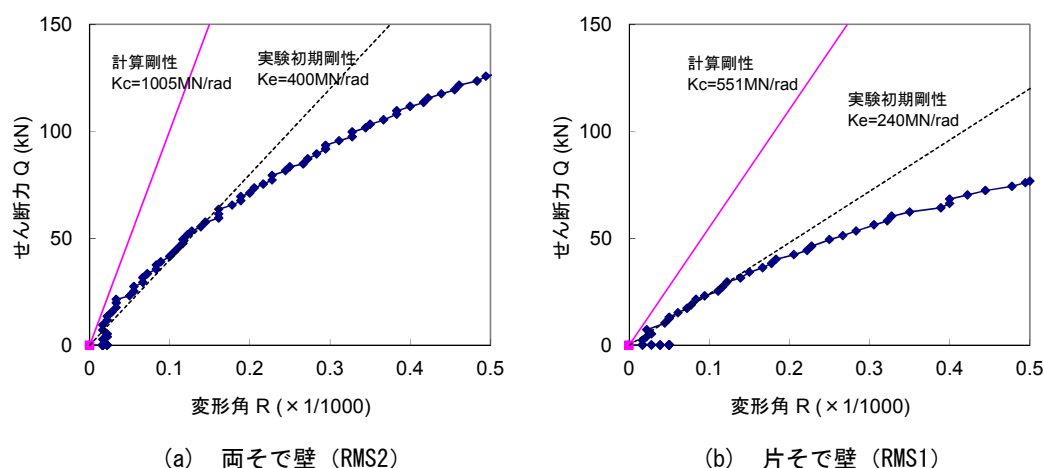
Q_{max} : 実験時最大せん断力

その他の記号は RC 耐震改修指針⁴⁾による

(2) 片側そで壁

片側そで壁の Q_{su1} については、RC 耐震診断基準⁵⁾の片そで壁における評価法(付則3解説(4)(a))にならい、引張側となるそで壁を無視した独立柱と圧縮側となる壁を考慮して求めたせん断耐力の平均値とした(図-6(b))。

計算耐力に対する実験時最大荷重 Q_{max} の比は、場所打ち RC そで壁補強の場合で $Q_{max}/Q_{su1}=1.54$ 、PCa 板そで壁補強の場合で $Q_{max}/Q_{su2}=1.55$ であり、いずれも安全側の評価となった。



図－8 初期剛性

3.4 変形性能

図－4で示したように試験体は両そで壁、片そで壁のいずれも柱主筋の降伏後、変形角 $R=10/1000$ でほぼ最大荷重となっており、最大荷重は曲げ降伏によって決定している。また、限界部材角については実験時に耐力がほとんど低下していないため実験時の最大変形角である $20/1000$ 以上と考えられる。

RC 耐震改修指針のそで壁補強で想定される靱性指標 $F=1.0$ は層間変形角 $R=4/1000$ ($1/250$) に相当する。変形角 $R=4/1000$ 時の荷重に着目すると、両そで壁および片そで壁のいずれの試験体も終局せん断耐力 Q_{su1} および Q_{su2} を上回っている。さらに、靱性指標 $F=2.0$ に相当する変形角 $R=12/1000$ ($1/82$) の時点では耐力低下が生じていないことから、本試験体は所定の変形性能を満足していると考えられる。

3.5 初期剛性

試験体の初期剛性と計算剛性の比較を図－8に示す。試験体の初期剛性 K_e は、载荷初期の荷重変形関係の折れ点における割線剛性とした。試験体の計算剛性 K_c に対する初期剛性 K_e の比は両そで壁で 0.40 、片そで壁で 0.44 とやや低くなっている。原因は明確ではないが、载荷初期段階における柱とそで壁の一体性が一体打ちの場合よりも低い可能性があるため、剛性率算定の際には設計者が適宜考慮する必要があると考えられる。

4. まとめ

RM 耐震補強工法による両そで壁補強および片そで壁補強の実験を行い、以下の事項を確認した。

- (1) 両そで壁補強柱のせん断耐力は、既存の耐力評価式を用いて安全側に評価できる。
- (2) 片そで壁補強柱のせん断耐力は、片そで壁の形状を適切に評価することにより、既存の耐力評価式を用いた評価が可能である。
- (3) 両そで壁および片そで壁補強柱のいずれも、耐震改修指針で想定する変形性能を満足している。

[謝 辞]

本研究は、RM 耐震補強研究会（株式会社浅沼組、株式会社新井組、株式会社松村組、太陽サーブ株式会社）によって行われた。関係各位に謝意を表します。

[参考文献]

- 1) 森浩二，中澤敏樹，山下勝司：RM ユニットを用いた増設耐震壁補強工法の開発 その3 増打ち壁による補強工法およびエポキシ樹脂による接着接合，浅沼組技術研究所報，No.22，p.2，2010.11.
- 2) 森浩二，柏木隆男，山内正明：RM 増設耐震壁に関する実験研究 その1 増打ち壁，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造IV，pp.661-662，2010.9.
- 3) 蕨鉄盛史，中澤敏樹，佐藤武：RM 増設耐震壁に関する実験研究 その2 接着工法，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造IV，pp.663-664，2010.9.
- 4) 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，日本建築防災協会，2001.
- 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診断基準 同解説，日本建築防災協会，2001.