

# 論文 鉄筋コンクリート造両側袖壁付き柱の終局強度とせん断破壊型の復元力特性算定法に関する研究

今泉 拓\*1・津田 和明\*2

**要旨：**昨年度、筆者らは鉄筋コンクリート造両側袖壁付き柱のせん断終局強度算定法を提案したが、既往実験結果を用いてこの算定法の精度検証した結果、柱断面積を考慮する必要があることが分かった。そこで、それを考慮し、その他の修正を行った結果、算定精度の向上が確認できた。また、せん断破壊型の終局強度までの復元力特性算定法の検討も行った。現段階での検討手法は、種々の改善点はあるものの、比較的良く既往実験結果と対応することが確認できた。

**キーワード：**復元力特性、せん断変形、トラス剛性、せん断終局強度

## 1. はじめに

昨年度、筆者らは鉄筋コンクリート造両側袖壁付き柱のトラス剛性に基づくせん断終局強度算定法<sup>1)</sup>を提案した。既往実験結果を用いたこの算定法の精度検証の結果、構成因子に応じて、強度比(実験値/計算値)が変動した。この問題を解決するため、柱断面積を考慮する必要があると考え、せん断終局強度算定法の修正を行った。

また、せん断破壊型両側袖壁付き柱部材のせん断終局強度に至るまでの復元力特性算定法の検討も行った。本報では、それらの算定手法とその算定精度をまとめる。

## 2. せん断終局強度算定法の修正

両側袖壁付き柱部材におけるトラス抵抗機構を図-1に示す。これは、コンクリート斜め圧縮バネ $K_2$ と壁板縦筋と柱主筋による鉛直引張バネ $K_1$ と壁板横筋と仮想水平抵抗領域(耐震壁の側柱に対応する部位)の曲げ抵抗による水平引張バネ $K_x$ により構成される。そして、斜め圧縮バネと水平引張バネの強度から求まるせん断力の小さい方と、せん断ひび割れ強度の大きい方を本提案手法でのせん断終局強度とする。

今回、柱負担せん断力の影響は大きいと判断したため、考慮することにした。壁板部分のせん断終局強度にその時点での柱の負担せん断力を加算する。この際の壁板と柱の区分は、保有水平耐力計算規準による手法<sup>2)</sup>と同様とする。以下、式中の記号は、SI単位系(力はN、距離はmm)である。

### 2.1 壁板部分のせん断終局強度

壁板部分のせん断終局強度( ${}_wQ_{su}$ )を式(1)に示す。

$${}_wQ_{su} = \max\{\min({}_wQ_{cc}, {}_wQ_{hy}), Q_{cr}\} \quad (1)$$

$${}_wQ_{cc} = \frac{0.85v\sigma_B \cdot \sin 2\theta_w}{2} \ell_a t_w \quad (2)$$

$${}_wQ_{hy} = \frac{\sigma_{hy} \cdot w K_x}{E_{hs} \cdot \tan \theta_w} L_w t_w \quad (3)$$

$$Q_{cr} = 1.2 \left( \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) A_{all} / \kappa_s \quad (4)$$

${}_wQ_{cc}$ はコンクリート斜め圧縮バネの強度で決定されるせん断終局強度であり、コンクリートの有効圧縮強度( $v\sigma_B$ )を0.85倍に低減した。これは、I型耐震壁では、大きな側柱の存在により、壁内の圧縮応力度分布はほぼ均等になると判断していたが、矩形断面耐震壁では、圧縮側から引張側にかけて、圧縮応力度が変動すると判断したためである。これに関しては、今後、更なる検討を要する。

${}_wQ_{hy}$ は、壁板横筋が降伏する時のせん断終局強度、 $Q_{cr}$ は、主応力度式によるせん断ひび割れ強度である。式中の $t_w$ 、 $L_w$ は壁の幅、全長、 $\sigma_{hy}$ 、 $E_{hs}$ は壁板横筋の降伏強度、ヤング係数、 $\sigma_T$ はコンクリートの引張強度( $=0.33\sqrt{\sigma_c}$ )、 $\sigma_0$ は軸方向応力度、 $A_{all}$ は全断面積、 $\kappa_s$ は応力度

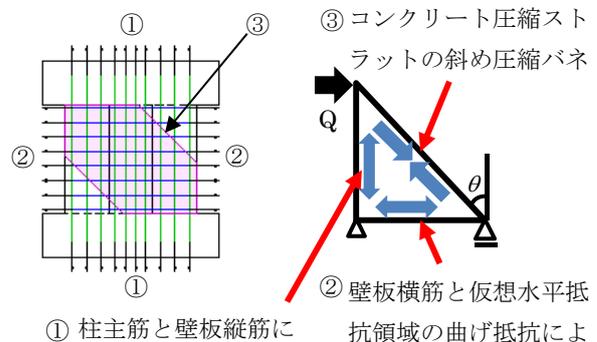


図-1 本手法におけるトラス抵抗機構

\*1 近畿大学大学院 産業理工学研究科 (学生会員)

\*2 近畿大学 産業理工学部建築・デザイン学科教授 博士(工学) (正会員)

法によるせん断に対する形状係数である。主圧縮方向角度 ( $\theta_w$ : 縦軸より反時計回り) は、式(5)より算定する。

$$\left(\frac{1}{{}_wK_x} - \frac{1}{{}_wK_y}\right) \cos^4 \theta_w - 2\left(\frac{1}{K_2} + \frac{1}{{}_wK_x}\right) \cos^2 \theta_w + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{{}_wK_x} = 0 \quad (5)$$

${}_wK_x$ ,  ${}_wK_y$  は、式(6), (7)で算定する。式(6)中の  ${}_wK_f$  は、仮想水平抵抗領域の曲げ抵抗による水平抵抗バネ剛性である。仮想水平抵抗領域は、水平方向の拘束効果を発揮する領域であり、その範囲を  $\alpha_w L_w$  とした。水平方向の拘束領域について、既報<sup>1)</sup>では、暫定的に  $0.2L_w$  の範囲を設定していた。しかし、両側袖壁付き柱は I 型耐震壁と異なり、拘束領域の断面積が小さい。そのため、拘束領域のせん断変形の影響が大きいと判断し、せん断弾性剛性を考慮して、拘束領域のせいを決定した (後述)。

$$\begin{aligned} {}_wK_x &= p_{wh} \cdot E_{hs} + {}_wK_f \\ &= p_{wh} \cdot E_{hs} + \frac{360E_c \cdot I_w (L_w - \alpha_w L_w)}{t_w \cdot h_0^4} \end{aligned} \quad (6)$$

$${}_wK_y = p_{wy} \cdot E_{vs} + \omega p_{cg} \cdot E_{cs} \quad (7)$$

$$K_2 = 0.168 \sigma_B^{0.38} E_c \frac{1}{0.01 \sigma_B + 0.8} \quad (8)$$

式中の  $E_c$  はコンクリートのヤング係数、 $I_w$  は壁板部分の仮想水平抵抗領域の断面二次モーメント、 $h_0$  は内法高さ、 $p_{wh}$  は壁板横筋比、 $p_{wy}$  は壁板縦筋比、 $p_{cg}$  は柱主筋比であり、 $E_{vs}$ ,  $E_{cs}$  は壁板縦筋、柱主筋のヤング係数である。

柱主筋による鉛直引張バネ剛性を  $\omega$  倍に低減した。これは、両側袖壁付き柱は、壁厚に対し、幅の大きい柱が平面中央に存在しており、柱全主筋が全て寄与するとは考えにくいためである。低減係数  $\omega$  は、既往実験結果との対応性の検討により、0.28 に決定した。

壁板脚部の有効長さ ( $l_a$ ) は、式(9)で求める。

$$l_a = L_w - h_a \cdot \tan \theta_w \quad (9)$$

$h_a$  は圧縮ストラット最下端の壁板脚部からの距離で、式(10)より求められる。この値には、制限値を設けた。

$$h_a = \frac{K_2 \cdot \cos \theta_w \cdot \sin^3 \theta_w}{2 {}_wK_x / (L_w - \alpha_w L_w)} \leq \frac{h_0}{2.7} \quad (10)$$

ここで、拘束領域のせいについて記す。両側袖壁付き柱の壁板部分の拘束領域のせいを  $\beta L_w$ 、エネルギー法によるせん断に対する断面形状係数を  $\kappa_e = 1.2$  とすると拘束領域による曲げバネ ( $K_f$ )、拘束領域によるせん断バネ ( $K_s$ )、せん断弾性剛性 ( $G_c$ ) は、式(11), (12), (13)で表される。

$$K_f = \frac{360E_c \cdot I_w (L_w - \beta L_w)}{t_w \cdot h_0^2} \quad (11)$$

$$K_s = \frac{6A_c \cdot G_c (L_w - \beta L_w)}{\kappa_e \cdot t_w \cdot h_0^2} \quad (12)$$

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} = \frac{E_c}{2(1+0.167)} = 0.43E_c \quad (13)$$

せん断バネと曲げバネによる剛性を曲げバネのみで表現するとし、その時の拘束領域のせいを  $\alpha_w L_w$  とすると、式(14), (15)となる。

$$\frac{360E_c \frac{t_w (\alpha_w L_w)^3}{12} (L_w - \alpha_w L_w)}{t_w \cdot h_0^4} = \frac{1}{1/K_f + 1/K_s} \quad (14)$$

$$\alpha_w^3 - \alpha_w^4 = \frac{2.15\beta^3(1-\beta)}{2.15 + 30\beta^2(L_w/h_0)^2} \quad (15)$$

柱の検討結果<sup>4)</sup>より、 $\beta = 0.2$  とし、近似解を求めると、式(16)となる。 $\alpha_w$  と  $L_w/h_0$  の関係を図-2 に示す。

$$\alpha_w = 0.206 - 0.0372(L_w/h_0) \leq 0.2 \quad (16)$$

## 2.2 柱部分の負担せん断力

壁板部のせん断終局強度がコンクリート圧壊もしくは、壁板横筋の降伏で決定する場合は式(17)で求める柱部分の負担せん断力を加算する。

$${}_cQ_{st} = \max({}_cQ_h, {}_cQ_c) \quad (17)$$

${}_cQ_h$  は柱帯筋の引張力から算定される負担せん断力であり、式(18)で算定する。

$${}_cQ_h = \frac{{}_c\sigma_x (B_c - t_w) D_c}{\tan \theta_c} \quad (18)$$

$B_c$ ,  $D_c$  は柱の幅、せいであり、柱の水平方向引張応力度  ${}_c\sigma_x$  は、式(19)で算定する。

$${}_c\sigma_x = \varepsilon_x \cdot {}_cK_x \leq \sigma_{cy} \cdot p_{ch} \quad (19)$$

$\varepsilon_x$  は、壁板と柱の水平方向ひずみ度が等しいと仮定し、壁板部分破壊時のひずみ度を用いた。式中、 $p_{ch}$ ,  $\sigma_{cy}$  は柱帯筋の鉄筋比、降伏強度である。

$$\varepsilon_x = {}_w\sigma_x / {}_wK_x \quad (20)$$

${}_w\sigma_x$  は、壁板部分破壊時の水平方向応力度であり、破壊モードによって場合分けを行う。壁板部分のせん断終局強度がコンクリートの圧壊で決定する場合は式(21)、壁板横筋の降伏で決定する場合は式(22)を用いることとした。

$${}_w\sigma_x = 0.85\nu\sigma_B \frac{l_a}{L_w} \sin^2 \theta_w \quad (21)$$

$${}_w\sigma_x = \sigma_{wy} \cdot {}_wK_x / E_{ws} \quad (22)$$

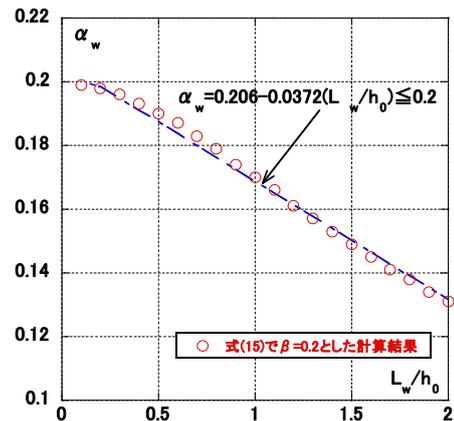


図-2 拘束領域と部材形状の関係

柱の主圧縮方向角度 ( $\theta_c$ ) は、式(23)により算定する。

$$\left(\frac{1}{{}_c K_x} - \frac{1}{{}_c K_y}\right) \cos^4 \theta_c - 2 \left(\frac{1}{K_2} + \frac{1}{{}_c K_x}\right) \cos^2 \theta_c + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{{}_c K_x} = 0 \quad (23)$$

${}_c K_x, {}_c K_y$  は、それぞれ式(24), (25)で算定する。式(24)

中の  ${}_c K_f$  は、壁板部分と同様に考え、式(26)で算定する。

$${}_c K_x = p_{ch} \cdot E_{chs} + {}_c K_f \quad (24)$$

$${}_c K_y = p_{cs} E_{cs} = \frac{{}_c a_g}{(B_c - t_w) D_c} E_{cs} \quad (25)$$

$${}_c K_f = \frac{360 E_c \cdot I_c (D_c - \alpha_c \cdot D_c)}{(B_c - t_w) \cdot {}_c h_0^4} \quad (26)$$

式中の  $I_c$  は柱部分の仮想水平抵抗領域の断面二次モーメント,  $a_g$  は柱主筋断面積であり,  $E_{chs}, E_{cs}$  は柱帯筋, 柱主筋のヤング係数である。

$\alpha_c D_c$  は、柱部分の拘束領域のせいであり,  $\alpha_c$  は、壁板部分と同様に考え、式(27)で表される。

$$\alpha_c = 0.206 - 0.0372 \left(\frac{D_c}{{}_c h_0}\right) \leq 0.2 \quad (27)$$

${}_c h_0$  は仮想せん断破壊領域であり、柱・梁の検討結果<sup>4)</sup>と同様に式(28)で表す。

$${}_c h_0 = \begin{cases} h_0 & 2.5 D_c \geq h_0 \\ \max(2.5 D_c, h_0 - 2 D_c) & 2.5 D_c < h_0 \end{cases} \quad (28)$$

次に、 ${}_c Q_c$  について記す。 ${}_c Q_c$  は、コンクリート圧縮パネの強度で決定される柱の負担せん断力であり、式(29)で算定する。これは、脚部コンクリートの平均圧縮強度が  $0.85 v \sigma_B$  となるように、分布形状を決定し、柱位置とこの分布形状の関係から、コンクリートで決定する場合の柱負担せん断力を算定する。柱の負担せん断力算定時、柱位置と応力度分布の形状の関係からパターン分けを行う (図-3)。

$${}_c Q_c = \frac{{}_c \sigma_2 \sin 2\theta_c}{2} \times \frac{(\ell_{c1} - \ell_{c2}) \min\{2(\ell_{c1} - \ell_{c2}), (B_c - t_w)\}}{2} \quad (29)$$

${}_c \sigma_2$  は、柱脚部圧縮応力域の平均斜め圧縮応力度であり、式(30)で表される。

$${}_c \sigma_2 = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_{c1} + \sigma_{c3})(\ell_{c1} - \ell_{c3}) + \sigma_{c2}(\ell_{c3} - \ell_{c2})}{\ell_{c1} - \ell_{c2}} \quad (30)$$

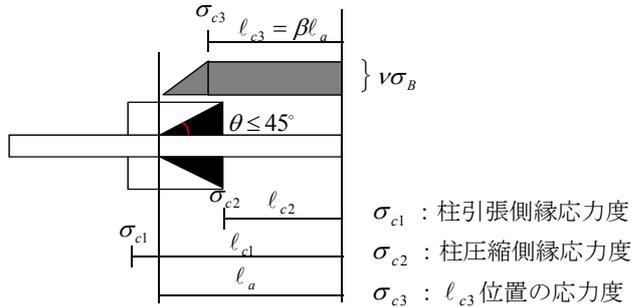
### 3. せん断終局強度算定法の算定精度検証

既往実験結果(42 体)<sup>1)</sup>を用いて、算定精度検証を行った。その際の曲げ終局強度は、保有水平耐力計算規準<sup>2)</sup>による手法を用いた。

検討結果を図-4 に示す。比較対象として、修正前の手法による算定結果も示した。ここでは、最大耐力決定

要因 ( $cc$  : コンクリート圧縮ストラットの圧壊で決定,  $hy$  : 壁板横筋の降伏で決定,  $cr$  : せん断ひび割れ強度で決定) で記号を分けた。強度比の平均値, 変動係数は修正前の手法で 1.21, 0.158, 修正後の手法で 1.12, 0.104 である。今回の修正で、柱負担せん断力を考慮したことが最も効果的であった。

次に、因子別分析を行った。コンクリート圧縮強度 ( $\sigma_B$ ), 軸力比 ( $\sigma_0 / \sigma_B$ ) に対する計算精度の変動傾向を図-5 に示す。図中,  $\pm 15\%$  の横線を示した。また、変動傾向を最小二乗法で求めた近似直線を示した。どちらの因子でも近似直線の傾きは小さくなっている。



$\beta$  は、灰色部分の平均圧縮強度が、 $0.85 v \sigma_B$  となるように定める。柱の圧縮負担面積は黒色部分。計算の簡略化のため、矩形断面として算定したせん断力の半分とする。

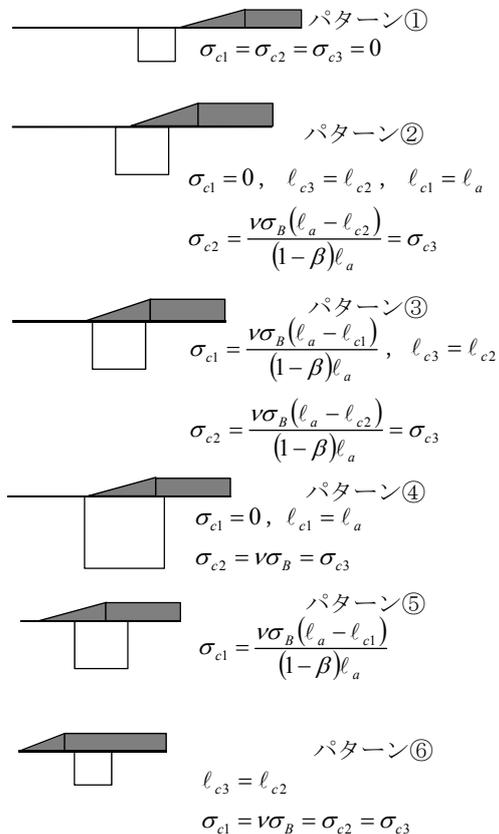


図-3 柱位置と応力度分布の形状の関係

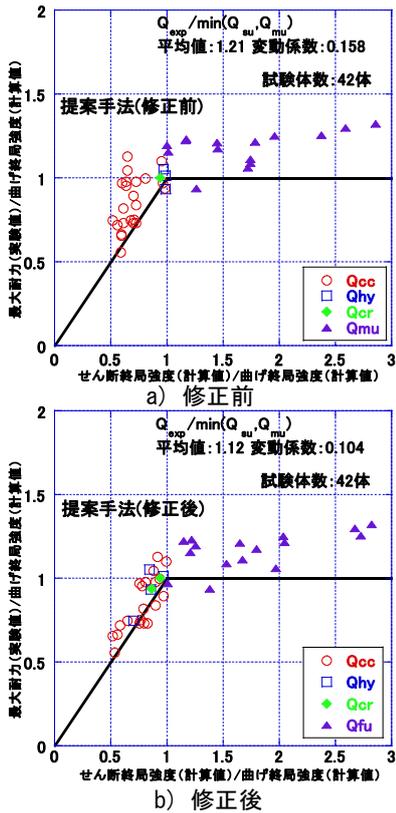


図-4 終局強度算定法の算定精度

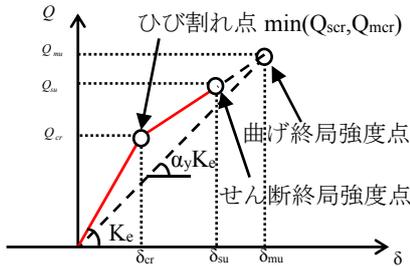


図-7 検討手法 1 の荷重～変位関係算定モデル

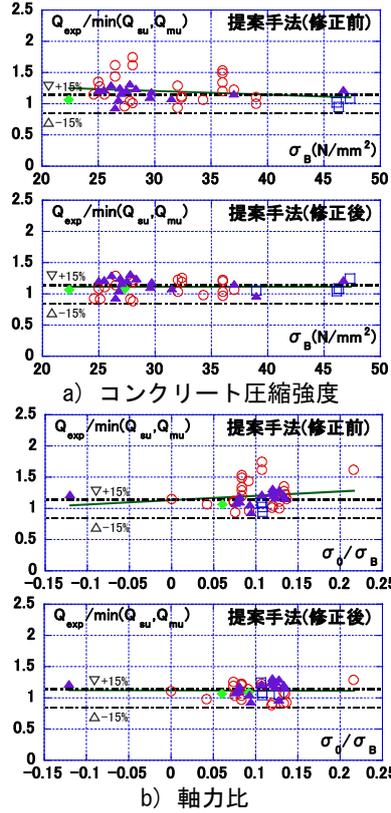


図-5 終局強度算定法の因子別分析

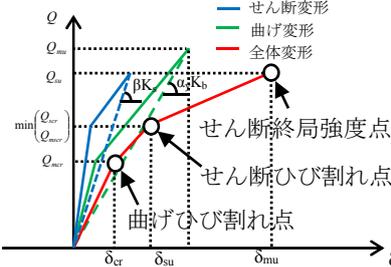


図-8 検討手法 2 の荷重～変位関係算定モデル

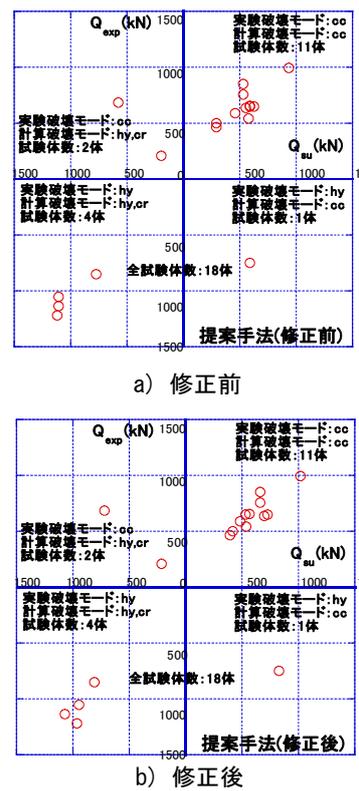


図-6 終局強度算定法の実験結果と計算結果の破壊モード比較

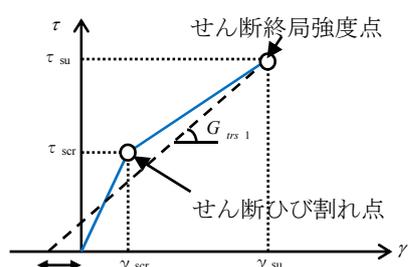


図-9 検討手法 3 のせん断応力度～せん断ひずみ度関係算定モデル

また、実験結果と提案手法の算定結果の破壊モードの対応を検討した。検討結果を図-6 に示す。せん断破壊型で、破壊要因が明記されている試験体 18 体を対象とした。第 1 象限は実験計算ともにコンクリートの圧壊で、第 2 象限は実験がコンクリートの圧壊、計算が壁板横筋の降伏かせん断ひび割れで、第 3 象限は実験、計算ともに壁板横筋の降伏かせん断ひび割れで、第 4 象限は実験が壁板横筋の降伏で、計算がコンクリートの圧壊で最大耐力が決定した場合である。18 体の試験体中 15 体が計算と実験で破壊モードが一致した。

#### 4. 復元力特性算定法の検討

今回は、三つの手法を検討した。検討手法 1 は変形分離しない手法であり、その算定モデルを図-7 に示す。曲げひび割れ強度 ( $Q_{mc}$ )、曲げ終局強度 ( $Q_{mu}$ : モーメント算定式=式(31))、せん断終局強度 ( $Q_{su}$ )、弾性剛性 ( $K_e$ )、

降伏点剛性低下率 ( $\alpha_y$ : 式(32)) は、保有水平耐力計算規準<sup>2)</sup>の袖壁付き柱の項に示された手法により求める。せん断ひび割れ強度は主応力度式 (式(33)) によって求める。

$$M_u = \sum (a_i \sigma_y j_i) + N j_N \quad (31)$$

$$\alpha_y = \left( 0.043 + 1.64 n p_t + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33 \eta_0 \right) \left( \frac{d}{D} \right) \quad (32)$$

$$Q_{scr} = \left( \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) A_{all} / \kappa_s \quad (33)$$

式中、 $n$  はヤング係数比、 $p_t$  は引張鉄筋比、 $a/D$  はシアスパン比、 $\eta_0$  は軸力比、 $d$  は有効せい、 $D$  は部材全長である。

検討手法 2 は曲げ変形とせん断変形に分離する手法であり、その算定モデルを図-8 に示す。曲げ変形は、検討手法 1 の弾性剛性を曲げ弾性剛性 ( $K_b$ )、ひび割れ点を

曲げひび割れ点とすることによって求める。せん断変形のせん断終局強度(検討手法1と同じ)時剛性低下率( $\beta$ )は、保有水平耐力計算規準<sup>2)</sup>の耐震壁の項に示された、式(34)を用いる。

$$\beta = 0.46 p_s f_s / \sigma_B + 0.14 \quad (34)$$

式中、 $p_s$ は壁筋比、 $f_s$ は壁筋の降伏強度である。  
検討手法3も曲げ変形とせん断変形を分離する手法で

断変形は、耐震性能評価指針<sup>3)</sup>の耐震壁の項に示されたあり、曲げ変形算定法は検討手法2と同じである。せん断手法により求める。その算定モデルを図-9に示す。せん断変形は、耐震性能評価指針<sup>3)</sup>の耐震壁の項に示されたん断ひび割れ強度は主応力度式、せん断終局強度は筆者らの提案式で求め、それぞれに対するせん断応力度は、各強度を全断面積で除すことにより求めた。図中の $G_{tr1}$

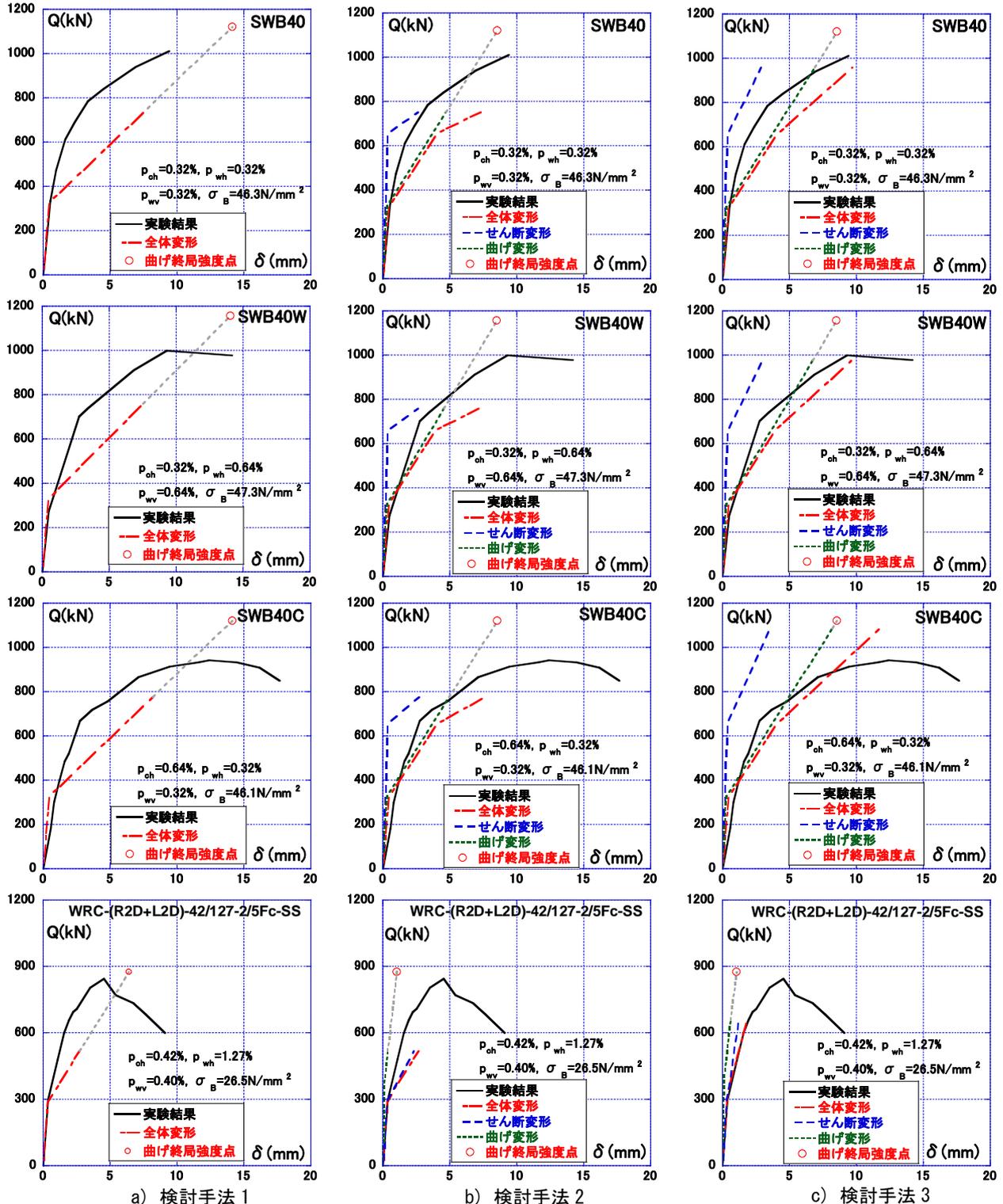


図-10 復元力特性算定法の算定精度

と  $\gamma_{su}$  の算定式を式(35)~(37)に示す。

$$G_{trsl} = 1 / \left[ \frac{1}{K_2 \cdot \cos^2 \theta_w \cdot \sin^2 \theta_w} + \tan^2 \theta_w / {}_wK_x + 1 / ({}_wK_y \cdot \tan^2 \theta_w) \right] \quad (35)$$

$$\gamma_{su} = \tau_{su} / G_{trsl} - \gamma_0 \quad (36)$$

$$\gamma_0 = \sigma_0 / ({}_wK_y \cdot \tan \theta_w) \quad (37)$$

各バネ ( $K_2$ ,  ${}_wK_x$ ,  ${}_wK_y$ ) は、上述のせん断終局強度算定法（修正後）で用いた壁板部のバネと同様である。

## 5. 復元力特性算定法の算定精度検証

既往実験結果を用いて、各算定法の精度検証を行った。今回対象とした両側袖壁付き柱試験体は、裏らが行った試験体3体<sup>5)</sup>と上原らが行った試験体1体<sup>6)</sup>である。精度検証の結果を図-10に示す。せん断破壊型の既往実験結果に対して、検討手法1、検討手法2はともに、ひび割れ後の剛性を小さく評価する傾向が見受けられた。検討手法3は、比較的良く、既往実験結果と対応することが確認できた。

## 6. まとめ

筆者らが提案しているせん断終局強度算定法に柱断面積を考慮し、その他の修正を行った。その結果、修正前よりも算定精度は向上し、構成因子に対する強度比の変動も小さくなった。

また、せん断破壊型の終局強度に至るまでの復元力特性算定法に関する検討を行った。検討の結果、曲げ変形

を保有水平耐力計算規準<sup>2)</sup>の袖壁付き柱の項に示された手法（弾性剛性は曲げ弾性剛性とした）で求め、せん断変形を耐震性能評価指針<sup>3)</sup>の耐震壁の項に示された手法を用いると、比較的良く、既往実験結果と対応することが確認できた。今後更なる検討を行いたい。

## 参考文献

- 1) 今泉拓, 津田和明: 鉄筋コンクリート造両側袖壁付き柱のせん断終局強度算定法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.133-138, 2016.7
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説, 2016
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004
- 4) 中尾駿一, 津田和明: 鉄筋コンクリート造柱・梁のせん断終局強度算定法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.205-210, 2015.7
- 5) 裏根國, 壁谷澤寿海, 金裕錫, 壁谷澤寿一: 袖壁付き柱の構造特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.115-120, 2010.7
- 6) 上原正敬, 磯雅人, 福山洋, 田尻清太郎: 袖壁付きRC柱のせん断挙動に与える軸力, 袖壁の偏心, 壁横筋比の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.103-108, 2010.7