

論文 鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱の終局強度算定法に関する研究

瀬口 稜*1・津田 和明*2

要旨：鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱の終局強度算定法に着目した研究・実験は数少なく、既往算定法の算定精度は明確とは言えない。本研究では片側袖壁付き柱のFEM解析を行い、曲げ終局強度算定法とせん断終局強度算定法の検討を行った。曲げ終局強度算定法には部材断面が全て塑性化したとして考える全塑性モーメントを用いた結果、既往算定法と同等程度の精度を示すことが分かった。せん断終局強度算定法には筆者らによる鉄筋コンクリート造耐震壁と両側袖壁付き柱のせん断終局強度算定法を拡張し、片側袖壁付き柱に対応できるせん断終局強度算定法を検討した。本報では、現状の検討結果をまとめた。

キーワード：片側袖壁付き柱、曲げ終局強度、せん断終局強度、トラス理論

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物における袖壁付き柱は、過去の実験などにより、柱の剛性、耐力を上昇させるための有効な耐震部材となることが実証されている。しかし、袖壁付き柱の挙動が不明確な点もあり耐震要素として設計されないことが多くある。

現在、袖壁付き柱の終局強度に関する計算式はいくつかある。まず、曲げ終局強度算定法は、日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説」¹⁾(以下、保有水平耐力基準と称す)の曲げ終局強度式がある。

せん断終局強度算定法は、日本建築防災協会の「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」²⁾のせん断終局強度式(以下、耐震診断式と称す)や日本建築センターの「建築物の構造関係技術基準解説書」³⁾のせん断終局強度式や、壁谷澤らによる2つの提案式^{4) 5)}(以下、分割累加式、トラスアーチ式と称す)がある。この分割累加式は保有水平耐力基準にも採用されている。しかし、これらは荒川min式⁶⁾や日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」⁷⁾(以下、靱性指針と称す)の算定法を準用し、せん断補強筋の全降伏を前提としており、実際の破壊現象と対応しない場合がある。

耐震壁と両側袖壁付き柱においては、トラス剛性に基づくせん断終局強度算定法⁸⁾⁹⁾を筆者らが提案している。これらの算定法は実際の破壊現象をほぼ再現できている。そこで、本研究ではこの算定法を片側袖壁付き柱に拡張することにした。

2. 曲げ終局強度算定法

2.1 保有水平耐力基準

まず、曲げ終局強度算定法について検討を行う。既往算定法としては保有水平耐力基準の式がある。

$$M_u = \sum(a_i \sigma_y j_i) + N j_N \quad (1)$$

$$A_{cc} = \frac{\sum(a_i \sigma_y) + N}{\beta_{cc} F_c} \quad (2)$$

$$L_{cc} = \begin{cases} \frac{A_{cc}}{2t_w} & A_{cc} \leq A_{w1} = t_w L_{w1} \\ \frac{A_{w1} L_{w1}}{A_{cc}} + \left(1 - \frac{A_{w1}}{A_{cc}}\right) \left(L_{w1} + \frac{A_{cc} - A_{w1}}{2b}\right) & A_{cc} > A_{w1} = t_w L_{w1} \end{cases} \quad (3)$$

上式中 a_i は引張鉄筋の断面積、 σ_y は引張鉄筋の材料強度、 j_i は引張鉄筋とコンクリート圧縮域の応力中心距離(= $d_i - L_{cc}$)、 N は袖壁付き柱に作用する軸力、 j_N は軸力作用位置とコンクリートの圧縮域の応力中心距離、 A_{cc} はコンクリートの圧縮域の面積、 $\beta_{cc}=0.85$ (ただし、圧縮領域の縦筋比が0.01以上である場合は $\beta_{cc}=1.0$ とする)、 L_{cc} はコンクリート圧縮域中心の圧縮縁からの距離である。これらの単位はSI単位系で、力がN、距離がmmである。

2.2 全塑性モーメント

全断面が塑性化していると仮定し、力の釣り合いより中立軸を求める全塑性モーメントを検討した。この式は、保有水平耐力基準の式に対し圧縮鉄筋を考慮した形になっている。今回の検証では柱が引張側となる場合の曲げ

*1 近畿大学 産業理工学部建築・デザイン学科 (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)

終局モーメントで決定する場合が多かったため(14 体中 11 体)、柱が引張側となる場合の算定法を示す。

$$T_c = c \sigma_y c a_y \quad (4)$$

$$C_{w1} = -w_1 \sigma_y w_1 a_y \quad (5)$$

$$C_{w2} = -w_2 \sigma_y w_2 a_y \quad (6)$$

$$C = -\sigma_B t_w x_n \quad (7)$$

$$x_n = \frac{1}{\sigma_B t_w} (T_c + C_{w1} + C_{w2} + C + N) \quad (8)$$

$$M_u = T_c j_c + C_{w1} j_{w1} + C_{w2} j_{w2} + C x_n / 2 + N j_N \quad (9)$$

上式中 T_c は柱主筋の断面力, $c \sigma_y$ は柱主筋の降伏強度, $c a_y$ は柱主筋の断面積, C_{w1} は壁縦筋の断面力, $w_1 \sigma_y$ は壁縦筋の降伏強度, $w_1 a_y$ は壁縦筋の断面積, C_{w2} は端部壁縦筋の断面力, $w_2 \sigma_y$ は端部壁縦筋の降伏強度, $w_2 a_y$ は端部壁縦筋の断面積, C はコンクリートの断面力, σ_B はコンクリートの圧縮強度, t_w は袖壁厚さ, M_u は終局モーメント, j_c は壁端部から柱主筋群までの距離, j_{w1} は壁端部から壁縦筋群までの距離, j_{w2} は壁端部から端部縦筋群までの距離, N は軸力, j_N は壁端部から軸力作用位置までの距離である。図-1 に各距離の図解を示す。

2.3 検証結果

既往実験結果¹⁰⁾⁻¹⁵⁾を用い、保有水平耐力基準の式と全塑性モーメントの式を検証した結果を図-2 に示す。検証では柱が引張側の場合に曲げ終局強度が決定した試験体は、14 体中 11 体であった。この検証に用いたせん断終局強度式は分割累加式である。検討の結果、平均値は多少大きくなったが変動係数は小さくなった。このような結果になったのは、片側袖壁付き柱では柱が圧縮側の場合には、圧縮力を負担する柱主筋の影響が大きいと思われる。検証対象試験体が少ないことから、今後、さらに検討したい。

3. 既往せん断終局強度算定法

3.1 耐震診断式

耐震診断式では引張側となる袖壁を無視した独立柱の場合と圧縮側となる壁を考慮して求めたせん断終局強度のそれぞれの平均値とした場合、等価断面の長方形断面に置換した場合、連続する壁を無視し独立柱とした場合、柱を無視して雑壁の耐力とした場合の計 4 ケースの最大値を採用する。

$$Q_{su} = \begin{cases} \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q d_e) + 0.12} \\ + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_{0e}} \end{cases} b_e j_e \quad (10)$$

式(10)中 p_t は引張鉄筋比, $M / (Q d_e)$ はせん断スパン比, $p_{we} \sigma_{wy}$ は横筋比とその降伏強度の積, σ_{0e} は軸力比, b_e は等価断面厚さである。耐震診断式では引張側の袖壁を無視して評価している。ただし、片側のみに袖壁が付く場

合の算定精度は不明である。

3.2 分割累加式

分割累加式を次に示す。

$$Q_{su} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N \quad (11)$$

$$Q_{suw} = \begin{cases} \frac{0.053 p_{twe}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q d_w) + 0.12} \\ + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{why}} \end{cases} t_w j_w \quad (12)$$

$$Q_{suc} = \begin{cases} \frac{0.053 p_{tce}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q d_w)} \\ + 0.85 \sqrt{p_{cwe} \sigma_{cwy}} \end{cases} b_{ce} j_{ce} \quad (13)$$

上式中 Q_{suw} は壁部分のせん断終局強度, Q_{suc} は柱部分のせん断終局強度, p_{twe} は壁部分の引張鉄筋比, d_w は有効壁長さ (=0.95L), t_w は袖壁厚さ, $p_{we} \sigma_{why}$ は袖壁横筋比とその降伏強度の積, p_{tce} は柱部分の引張鉄筋比, d_{ce} は柱部分の有効せい (=0.95D), $p_{cwe} \sigma_{cwy}$ は柱帯筋比とその降伏強度の積, b_{ce} は柱の有効幅である。分割累加式は、壁と柱の断面を壁長さ方向に分割してそれぞれのせん断終局強度を算出し、累加してせん断終局強度を算出する方法である。

3.3 トラスアーチ式

トラスアーチ式では分割累加式と同様に断面を壁長さ方向に分割し、柱部分と壁部分のせん断終局強度を算出し累加する方法である。算出においては靱性指針の柱、梁のせん断終局強度算定法より算出する。

$$V_u = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{b D}{2} \tan \theta \quad (14)$$

$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (15)$$

$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (16)$$

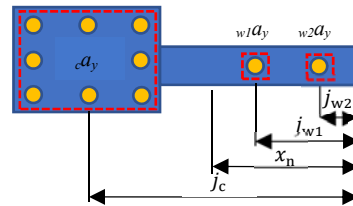
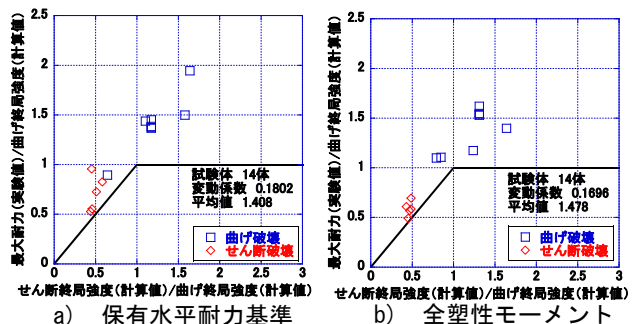


図-1 全塑性モーメント解説図(柱が引張の場合)



a) 保有水平耐力基準

b) 全塑性モーメント

図-2 曲げ終局強度の精度検証

※せん断終局強度は分割累加式で算定

式(14), (15), (16)中 j_e はトラス機構に関する断面の有効せい, b_e はトラス機構に関する断面の有効幅, σ_{wy} は横補強筋の信頼強度, p_{we} 有効横補強筋比, ν はコンクリート圧縮強度の有効係数, λ はトラス機構の有効係数である。

4. 既往のせん断終局強度算定法の精度検証

片側袖壁付き柱のせん断終局強度算定法に関する既往実験は少ないため, 十分な精度検証が行えない。そのため, FEM 解析結果を用いて検証対象を増やすこととした。

FEM 解析には, 「FINAL」を用いた。まず, 妻らの実験結果¹¹⁾のシミュレーション解析を行い, 解析仮定の妥当性を確認後, 柱主筋と端部壁縦筋を弾性としたパラメトリック解析を行うことにした。解析モデルを図-3に, 諸元を表-1示す。コンクリートは六面体要素とし, 主筋, 帯筋及び壁筋は線材要素としてモデル化した。テンションスティフニング特性は出雲らのモデル¹⁶⁾($C=1.0$), コンクリートの圧縮応力度~ひずみ度曲線は修正 Ahmad モデル¹⁷⁾, ひび割れ面のせん断伝達特性は長沼モデル¹⁸⁾, 圧縮強度到達後のひずみ軟化域曲線は修正 Ahmad モデル, 付着応力度~滑り関係は Elmersi らのモデル¹⁹⁾, ひび割れ後の圧縮強度・ひずみ低減は長沼モデルとした。コンクリートのひび割れ強度は $0.33\sqrt{\sigma_c}$ より算定した。シミュレーション解析より得られた荷重~変位関係の結果を実験結果と比較して, 図-4に示す。FEM 解析では実験と同様に壁横筋の降伏が先行した。その時の鉄筋の降伏図を図-5に示す。また実験で圧壊した位置のコンクリートが, 解析では圧縮軟化した。その時のひび割れ図を図-6に示す。これらより,

表-1 モデル試験体諸元

柱	B×D(mm)	400×400
	主筋	16-D16
	帯筋	2-D6@50
袖壁	厚さ×壁長さ(mm)	100×800
	端部縦筋	8-D10
	壁縦横筋	D6@200
	内法高さ(mm)	1400

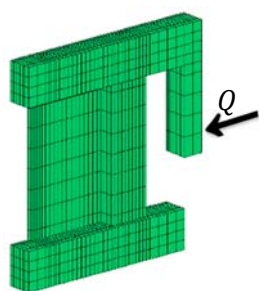


図-3 解析モデル

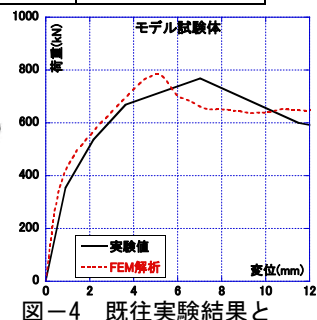


図-4 既往実験結果と FEM 解析結果の比較

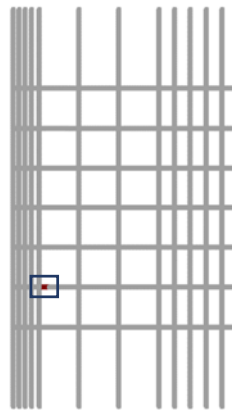


図-5 FEM 解析 鉄筋降伏図

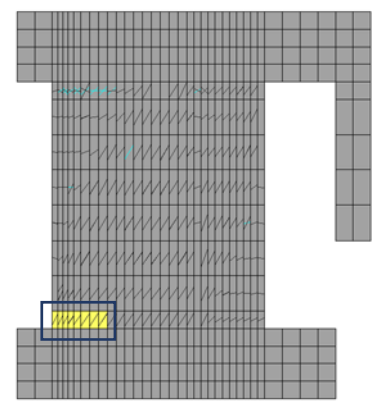


図-6 FEM 解析 ひび割れ図

表-2 パラメトリック解析諸元

CASE	壁全長 (mm)	柱幅 (mm)	壁筋ピッチ	σ_B (N/mm ²)	軸力 (kN)	FEM 最大耐力 (kN)
1	800	400	200 double (0.32%)	33	800	748
2					1200	809
3					1600	890
4				55	800	848
5					1200	995
6					1600	1088
7				77	800	945
8					1200	1057
9					1600	1176
10				150 double (0.43%)	33	800
11			1200			849
12			1600			929
13			55		800	928
14					1200	1040
15					1600	1124
16			77		800	1007
17					1200	1175
18					1600	1253
19			100 double (0.64%)		33	800
20				1200		885
21				1600		971
22	55	800		975		
23		1200		1083		
24		1600		1205		
25	77	800		1134		
26		1200		1221		
27		1600		1303		
28	600	33		800	891	
29			1200	1041		
30			1600	1092		
31		55	800	1024		
32			1200	1160		
33			1600	1356		
34		77	800	1151		
35			1200	1232		
36			1600	1452		
37		200 double (0.32%)	33	800	567	
38	1200			631		
39	1600			701		
40	55		800	630		
41			1200	716		
42			1600	740		
43	77		800	721		
44			1200	824		
45			1600	872		

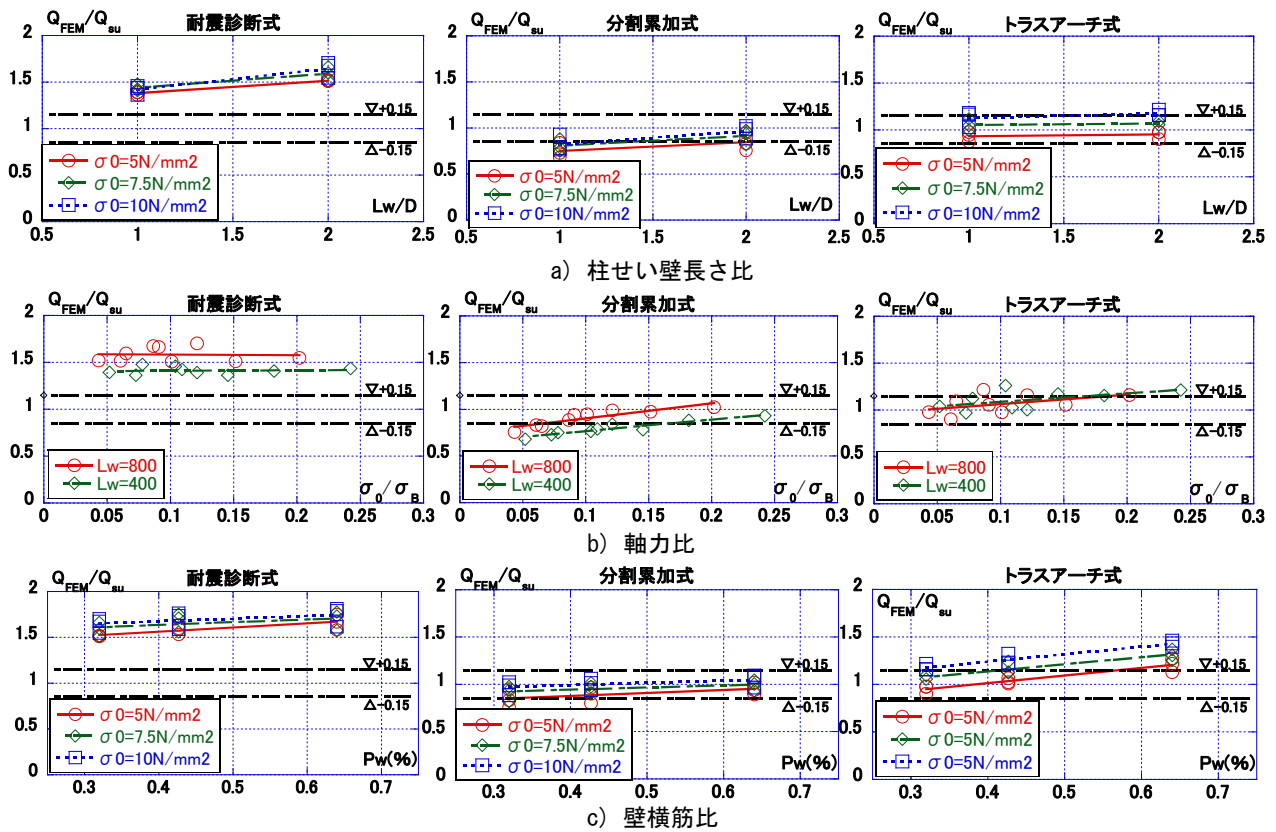


図-7 既往算定法の因子別検証

この解析仮定は妥当と判断し、パラメトリック解析を行った。

パラメトリック解析の諸元を表-2 に示す。パラメトリック解析は、壁全長、柱幅、壁筋ピッチ、コンクリート圧縮強度、軸力をパラメーターとし、45 ケース行った。

強度比 (Q_{FEM}/Q_{SU}) の因子別検証をした結果を図-7 に示す。検証因子は、柱せい壁長さ比 (L_w/D)、軸力比 (σ_0/σ_B)、壁横筋比 (p_w) である。図中の凡例 σ_0 は柱断面積に対する軸応力度である。

耐震診断式は全体的に安全側に評価した。分割累加式は柱せいに対して壁長さが短い場合に危険側に判定した。トラスアーチ式はどの因子でも良好に対応した。しかし、これらの式は壁板横筋、柱帯筋の全降伏を前提としており、実現象と対応しない場合がある。そこで、新たな手法を検討することにした。

5. せん断終局強度算定法の検討手法

5.1 検討手法の概要

検討手法は、柱部分では壁厚のみ考慮する。この手法は図-8 に示すトラス機構を仮定する。このうち斜め圧縮バネと水平引張バネのいずれかが強度に達した時をせん断終局強度としている。また、ひび割れ強度が最大となる場合も考慮した。提案式は式(17)~(20)式で表される。

$$Q_{su} = \max \left\{ \min \left(Q_{cc}, Q_{hy} \right), Q_{cr} \right\} \quad (17)$$

上式中、 Q_{cc} はコンクリート斜め圧縮バネの強度で決定される強度であり式(18)で表される。

$$Q_{cc} = \frac{v\sigma_B \sin 2\theta}{2} l_a t_w \quad (18)$$

$$v = \begin{cases} 0.7 - \frac{\sigma_B}{200} & \sigma_B \leq 45 \text{ N/mm}^2 \\ 1.698\sigma_B^{-0.333} & \sigma_B > 45 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (19)$$

$$l_a = L - h_a \tan \theta \quad (20)$$

上式中 v はコンクリート圧縮強度の有効係数、 θ は主圧縮方向角度 (後述)、 L は壁全長、 l_a は有効長さ、 t_w は袖壁厚さである。 h_a の概念を図-9 に示す。これは式(21)で算定する。

$$h_a = \frac{K_2 \sin^3 \theta \cos \theta}{2K_x} \leq \frac{h_0}{2.7} \quad (21)$$

式(21)中 h_0 は内法高さ、 K_2 は補正係数を乗じたコンクリートの圧縮方向のバネ剛性、 α は拘束領域せいの係数であり、 K_2 、 α はそれぞれ式(22)(23)で算定する。 α は、拘束領域の曲げ剛性とせん断剛性を考慮して導いた。

$$K_2 = 0.168\sigma_B^{0.38} E_c \frac{1}{0.01\sigma_B + 0.8} \quad (22)$$

$$\alpha = 0.206 - 0.0372 \left(\frac{L}{h_0} \right) \leq 0.2 \quad (23)$$

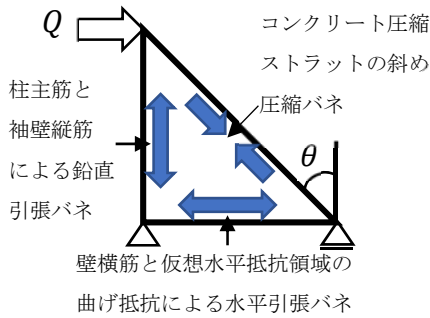


図-8 検討手法の概念

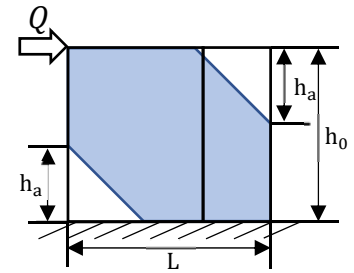
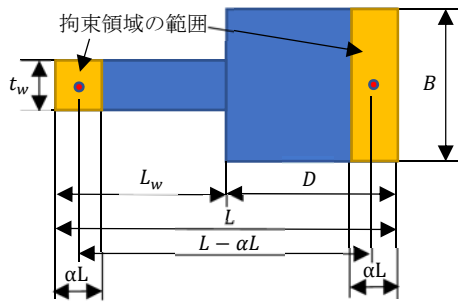
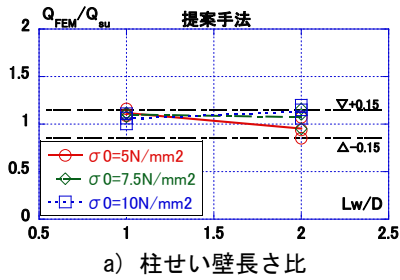
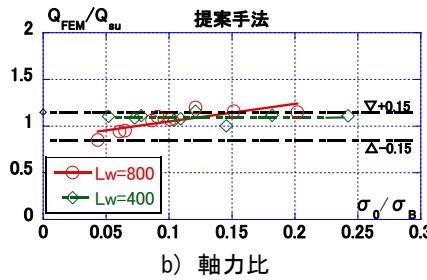


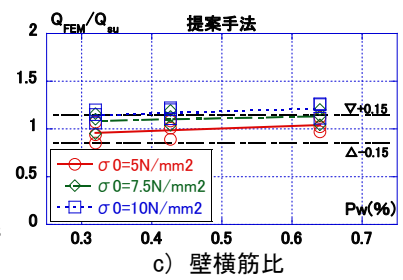
図-9 haの概念



a) 柱せい壁長さ比



b) 軸力比



c) 壁横筋比

図-10 検討手法の因子別検証

式(22)中 E_c はコンクリートのヤング係数である。

Q_{hy} は横筋が降伏するときのせん断終局強度であり式(24)で算定する。

$$Q_{hy} = \frac{\sigma_{hy} K_x}{E_{hs} \tan \theta} L t_w \quad (24)$$

上式中 σ_{hy} は壁横筋の降伏強度、 E_{hs} は壁横筋のヤング係数である。

ここで、主圧縮方向角度 (θ) の算定方法を式(25)に示す。

$$\left(\frac{1}{K_x} - \frac{1}{K_y} \right) \cos^4 \theta - 2 \left(\frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} \right) \cos^2 \theta + \left(\frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} \right) = 0 \quad (25)$$

上式中 K_x は水平方向の平均バネ剛性、 K_y は鉛直バネであり、それぞれ式(26)(27)で算定する。

$$K_x = p_{wh} E_{hs} + \frac{L - \alpha L}{\frac{t_w h_0^4}{720 E_c I_c} + \frac{t_w h_0^4}{720 E_c I_w}} \quad (26)$$

$$K_y = p_v E_v \quad (27)$$

上式中 $p_v E_v$ はすべての縦筋の鉄筋比とそのヤング係数の積で、鉄筋比は(全長×壁厚)に対する比である。 p_{wh} は壁横筋比、 I_c は柱部分の拘束領域の断面二次モーメント、 I_w は壁部分の拘束領域の断面二次モーメントでそれぞれ式(28)、(29)で算定する。

$$I_c = B(\alpha L)^3 / 12 \quad (28)$$

$$I_w = t_w(\alpha L)^3 / 12 \quad (29)$$

式(28)中 B は柱幅である。

ここで、せん断ひび割れ強度式 (Q_{cr}) を式(30)に示す。

$$Q_{cr} = 1.2 \sqrt{\sigma_t^2 - \sigma_t \sigma_0} \frac{A_{all}}{\kappa_s} \quad (30)$$

$$\sigma_t = 0.33 \sqrt{\sigma_B} \quad (31)$$

上式中 σ_0 は軸方向応力度(圧縮を負)、 A_{all} は部材全断面積、 κ_s は応力度法によるせん断に対する形状係数、 σ_t はコンクリートの引張強度である。

5.2 検討手法の精度検証

4章のパラメトリック解析結果を用いて検討手法の強度比 (Q_{FEM}/Q_{SU}) に対する因子別検証を行った結果を図-10に示す。検証因子は既往算定法の検証と同じ、柱せい壁長さ比 (L_w/D)、軸力比 (σ_0/σ_B)、壁横筋比 (P_w) に対して行った。検討手法は既往算定法と同等の算定精度を確認できた。しかし、回帰曲線がやや傾く場合があることから、今後さらに検討したい。

6. まとめ

鉄筋コンクリート造片側袖壁付柱の曲げ終局強度について検討した結果、以下の見解を得た。

- 1) 全塑性モーメントは既往算定法と同等の算定精度を有することが確認できた。
- 2) 既往式に比べ平均値は多少大きくなったが変動係数は小さくなった。

検証した試験体数が少ないため今後詳細に検討したい。

また、筆者らの提案手法をベースにした片側袖壁付柱のせん断終局強度算定法を考案した。これをFEM解析結果を用いて検討した結果、以下の見解を得た。

- 3) 既往算定法と同等の算定精度を有することが確認できた。
- 4) 構成因子の大小に対し、算定精度が変動した。
以上のことを踏まえて、今後詳細に検討したい。

参考文献

- 1) 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，pp.226-228，2016.4
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート耐震診断基準同解説，pp.229-238，2001.10
- 3) 日本建築センター：建築物の構造関係技術基準解説書，2008.5
- 4) 壁谷澤寿成，壁谷澤寿海，東條有希子，壁谷澤寿一：せん断破壊型袖付き柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，vol.30，No.3，pp.115-120，2008
- 5) 裴根國，壁谷澤寿海，金裕錫，壁谷澤寿一：袖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
- 6) 日本建築学会：建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能(1990)，1990.10
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.142-159，1998.8
- 8) 津田和明：鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度算定法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第74巻，第645号，pp.2069-2075，2009.11
- 9) 今泉拓，津田和明：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，コンクリート工学会年次論文集，Vol.39，No.2，pp.115-120，2017.7
- 10) 木原智美，鈴木卓，倉本洋，樋渡健：片側袖壁付きRC柱の損傷制御に及ぼす壁筋の定着と構造スリットの影響，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系，vol.55，pp.653-pp.656，2015
- 11) 裴根國，壁谷澤寿海，金裕錫，壁谷澤寿一，PHAN Van Quang，石井貴子：鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱の終局強度に関する実験的研究，日本建築学会構造工学論文集，vol.55B，pp.385-390，2009.3
- 12) 磯雅人，上原正敬，福山洋，田尻清太郎：袖壁付きRC柱のせん断挙動に与える袖壁の出幅の影響，コンクリート工学会年次論文集，vol.32，No.2，pp.109-114，2010
- 13) PHAN Van Quang，壁谷澤寿海，金裕錫，壁谷澤寿一，裴根國，石井貴子，福山洋，田尻清太郎：高強度鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱の耐震性に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.121-124，2009.8
- 14) 久徳琢磨，徳広育夫：片側袖壁付き柱の変形および耐力に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.743-744，1988.10
- 15) 山田貴大，磯雅人，河南孝典，小川敦久：袖壁付きRC柱の高靱性化に関する研究 その3 片側袖壁付き柱RC柱の場合 実験概要・破壊性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.287-288，2014.9
- 16) 出雲淳一，他：内面力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87.9-1，pp.107-120，1987.9
- 17) Al-Mahaidi，R.S.H.：Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Member, Report 79-1, Dep.of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan.1979
- 18) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第474号，pp.163-170，1995.8
- 19) Elmorsi，M.，Kianoush，M.R. and Tso，W.K.：Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-columm joints，Canadian Journal of Civil Engineering，Vol.27，pp.490-505，2000