論文 側柱型のない鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断性状に関する研究

津田 和明^{*1}

要旨: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」では,耐震壁のせん 断強度に関して,その算定式の適用を側柱型を有する耐震壁に限定し,側柱型がない場合は柱梁の式を適用 することを薦めている。しかしながら,その際の算定精度に関しては記載されていない等,側柱型のない耐 震壁のせん断性状に関しては未解明な部分が多い。この側柱型のない耐震壁のせん断性状に関して,既往実 験結果,FEM 解析等を用いて検討したところ,せん断強度やそれに至るまでのせん断挙動は,壁端部より壁 厚部分を側柱型と見なすことにより,既往算定手法でほぼ評価できることが分かった。 キーワード:耐震壁,せん断強度,せん断変形,側柱型,矩形断面

1. はじめに

鉄筋コンクリート造耐震壁は,弾塑性性状が複雑であ ることから,壁板のせん断応力状態をほぼ均一と見なせ るよう,側柱型を設けた方が良い。この側柱型は,軸力 や曲げモーメントに対しても大きく寄与する。しかし, 近年では,空間の有効利用の観点から,側柱型を有しな い矩形断面の耐震壁が多々用いられるようになってき た。これを用いる建物は比較的高層建物が多く, 殆んど の場合, 耐震壁は大きな耐震余裕度を有して曲げ破壊に 至る。この耐震壁の既往研究においても,高層建物への 適用を前提とし,試験体は曲げ破壊型で靱性能に着目し たものが大半である^{例えば1)}。また,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」²⁾(以降, AIJ 靱性指針と称す)では, 耐震壁のせん 断強度算定式は側柱型を有することを前提とし,それを 有しない場合は,柱梁用の算定式を用いることを薦めて いるが、その算定精度に関しては記載されていない。

上述のように,側柱型を有しない耐震壁のせん断強度 やそれに至るまでのせん断挙動に関しては,未解明な部 分が多い。そこで,数少ないせん断破壊型の既往実験と FEM 解析を用い,側柱を有しない耐震壁のせん断強度に 至るまでのせん断挙動に対する既往算定手法の算定精 度に関して検討した。

2. 対象とした既往実験結果

検討対象とした既往実験は,壁式構造の高層化のため に行われた側柱型を有しない耐震壁の実験^{3),4)}で,これ らの内,曲げ降伏の前後でせん断破壊したと思われる実 験結果である。その試験体諸元を表-1 に示す。表中に は,文献に記載されていた破壊モードも示した。

試験体形状は,壁全長(ℓ_{aw})が1700mm,壁内法高さ

*1 大林組 技術研究所 博士(工学) (正会員)

(*h*₀)が1600mm,壁厚(*t*_w)が160mmで,壁上部には 加力スラブ(幅 800mm,厚さ 200mm)が設けられてい る。加力点位置は加力スラブ中央であり,壁脚部からの 高さ(*h*)は1700mmである(シアスパン比1.00)。

コンクリート圧縮強度(*B*)は比較的低く,14.7~ 20.8N/mm²である。壁縦横筋には丸鋼(9)を用いてお り,縦筋比は全試験体共通で*Pwv*=0.52%,横筋比は *Pwv*=0.26,0.52,1.04の三水準である。また,壁端部には, 縦方向に 4 - D19+2 - D16 が配されている。軸方向力も 共通で,全断面積に対して, *0*=1.96 N/mm²である。

破壊モードに関しては,表-1 には文献中の内容をそ のまま記載したが,破壊状況の写真や破壊経過から推測 すると,「S」は壁横筋の降伏(文献中に,横筋の降伏を 確認したとの記載)を伴う斜張力破壊,「SC」は壁脚部 でのコンクリート圧壊(文献中には,壁横筋の降伏は生 じなかったと記載),「S」は曲げ降伏直後,「SC」は曲げ 降伏後比較的早期に生じたものと思われる。

3. FEM 解析手法

FEM 解析に用いたプログラムは、「FINAL」⁵⁾である。

試験体 名	$\sigma_{\rm B}$ (N/mm ²)	$\ell_{\rm aw} \mathop{\rm x} t_{\rm w} \\ \mathop{\rm h}_{\rm h_0} \\ (\rm mm)$	端部 縦筋 p _g (%) ^{*1}	壁縦筋 p _{wv} (%) ^{*2}	壁横筋 p _{wh} (%) ^{*2}	軸方向 応力度 σ ₀ (N/mm ²)	文献中 の 破壊 モード ^{*3}
A103a	17.2	1700	4-D19	2-00	$2-\phi 9$		S
A103b	20.7	1700 × 160 1700 1600	$\sigma_{y}=377$ N/mm ² 2-D16 $\sigma_{y}=373$ N/mm ² (6.00)	$2-\phi 9$ @131 (0.52) $\sigma_y=407$ N/mm ²	(0.26)	1.96	S
A106a	20.8				$2-\phi 9$ @131 (0.52) $2-\phi 9$ @66 (1.04)		SC
A106b	13.8						SC
A112a	14.7						SC
A112b	18.3						SC
*1:参考文献中の鉄筋断面積を用い、160×160の面積で算定した。 *2:参考文献中の断面積を用いて算定した。 *3:S:せん断破壊、SC:曲げ降伏近傍でせん断圧縮破壊							

表 - 1 検討対象とした既往実験の試験体諸元

主な解析仮定を以下に示す。

- 1) コンクリートは平面要素とし,鉄筋はコンクリート 要素内の埋込み鉄筋としてモデル化する。
- コンクリートの圧縮の応力度~ひずみ度関係は,修正 Ahmad 式^ので表す。これに用いるピーク応力とその時のひずみ度は,Darwin,Pecknold らの提案式⁷⁾による。また,一軸圧縮強度時のひずみ度は,雨宮らの提案式⁸⁾による。
- 3) コンクリートの2軸応力下の破壊条件は, Kupferらのモデル⁹⁾による。
- 4) コンクリートの引張のひびわれ強度(= $0.33\sqrt{\sigma_B}$)

以降の応力度~ひずみ度関係は,出雲モデル¹⁰ (C=1.0)とする。通常の耐震壁の解析では,側柱に 出雲モデル,壁板に山口・長沼モデル¹¹⁾を適用する が,今回は側柱を有しないこと,壁板の縦横筋が丸 鋼であることから,コンクリートと鉄筋の付着特性 は著しく劣ると考え,全て出雲モデルで表す。

- 5) コンクリートのひびわれ後の圧縮劣化特性とひびわ れ面のせん断伝達特性は,長沼の提案モデル¹²⁾とす る。ただし,通常の耐震壁の解析において,圧縮劣 化特性は,強度とひずみ度の両方に考慮する(低減 係数を両者に乗じる)が,今回はひびわれ強度以降 の応力度~ひずみ度関係と同様,コンクリートと鉄 筋の付着特性は著しく劣ると考え,ひずみ度には考 慮しない。
- 6)鉄筋の応力度~ひずみ度関係は,完全弾塑性のバイ リニア型とする。
- 7) 解析モデルは,壁脚部で固定とする。
- 8)解析は,鉄筋降伏の生じない低荷重領域は荷重増分で,以降は変位増分で行う。

4. FEM 解析結果

既往実験結果を対象とした解析による最大強度を実





Ⅲ :縦筋降伏

:横筋降伏

図 - 3 FEM 解析による鉄筋降伏状況(最大強度時)

験結果と比較して図 - 1 に示す。なお,解析に用いたヤング係数は,コンクリートは文献4)中の値,鉄筋は2.0 × 10⁵ N/mm²とした。

 $p_{wh}=1.12\%$, $_{B}=14.7N/mm^{2}$ のA112a 試験体で解析と実験結果に差が生じたが,全体的には,パラメータの違いによる強度の変動傾向を解析結果は的確に捉えている。

比較的コンクリート圧縮強度が高い A103b, A106a, A112b 試験体のせん断力~水平変位関係を解析と実験結果で比較して図-2に示す。

A112b 試験体以外は,解析結果は実験結果と良好に対応した。A112b 試験体では,Q=600kN 程度までは良い対応を示したが,以降は実験に表れたような剛性低下を生じなかった。これは,A112aの強度比較結果も勘案すると,A112シリーズでは,コンクリート圧縮強度が低く, 壁筋量が多いことに起因し,コンクリートと鉄筋の付着劣化が解析仮定よりも大きく生じたものと推察される。

A103b, A106a, A112b 試験体の FEM 解析より得られ た最大強度時の鉄筋降伏状況を図-3 に示す。

実験では,全ての試験体で引張側端部縦筋が脚部で降 伏し A103 シリーズ試験体のみ壁横筋の降伏が生じてい る。FEM 解析結果は,これと良く対応している。

上述のように,コンクリート圧縮強度が低く,壁筋量 が多い場合は,解析結果はやや実験結果と異なる挙動を 示したが,全体的には,今回設定した解析仮定で,壁筋 に丸鋼を用いた側柱型を有しない耐震壁の挙動をほぼ 的確に表せることが確認できた。

この結果を受け,コンクリートと鉄筋の付着特性の改善と,曲げ破壊の回避を期待して,コンクリート圧縮強度を _B=30.0N/mm²(ヤング係数:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹³⁾による)とし,壁端部縦筋を弾性とした解析を行った。他の諸元は既往実験結果と同様である。この解析結果に関しては,次項以降で示す。便宜上, これらの解析モデルをA103c,A106c,A112cと呼ぶ。

5. 既往のせん断強度算定法の検証

ここでは,側柱型を有しない耐震壁を対象に,既往の せん断強度算定法の精度を検証する。

5.1 検討対象とする算定法

検討対象とする算定法は,広沢式,AIJ 靱性指針の耐 震壁と柱梁用の算定式,そして筆者の提案手法である。 以下,式中の記号の単位はSI単位系であり,力はN,距 離はmmである。

広沢式¹⁴⁾を式(1)に示す。広沢式は,実験結果を統計的 に分析して導かれた実験式であり,側柱型を有する耐震 壁の実験結果を的確に表す。下式中, p_{cg} は側柱主筋比 (%), $_{\theta}$ は軸方向応力度(圧縮を正), b_{e} は等価壁厚, ℓ_{av} は壁全長,jは応力中心間距離である。

$$Q_{hiro} = \begin{cases} \frac{0.068 p_{cg}^{0.23} (\sigma_B + 17.6)}{\sqrt{M / (Q\ell_{aw})}} \\ + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \end{cases} \times b_e j$$
(1)

AIJ 靱性指針の耐震壁用の算定式を式(2)に,柱梁用の 算定式を式(3)に示す。これらは,せん断抵抗機構をトラ スとアーチ機構で表した半理論式であり,これらも実験 結果と良い対応を示す。

$${}_{w}Q_{aij} = t_{w}\ell_{wb}p_{wh}\sigma_{wy}\cot\phi + \tan\theta_{a}(1-\beta)t_{w}\ell_{wa}v\sigma_{B}/2$$
(2)

上式中, *ℓ_{wb}*, *ℓ_{wa}*はトラスとアーチ機構の有効壁長さ, はトラス機構によるコンクリート圧縮応力度と有効 圧縮強度の比, , *θ_a*はトラスとアーチ機構の圧縮スト ラット角度である。

$$_{2}Q_{aij} = \min(Q_{1}, Q_{2}, Q_{3})$$
 (3)

$$Q_{1} = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_{e} j_{e} + \left(\nu \sigma_{B} - \frac{5p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{t_{w} \ell_{aw}}{2} \tan \theta$$
$$Q_{2} = \frac{\lambda \nu \sigma_{B} + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_{e} j_{e}$$
$$Q_{3} = \frac{\lambda \nu \sigma_{B}}{2} b_{e} j_{e}$$

上式中, b_e と j_e は,トラス機構に関与する断面の有効 幅と有効せいであり,今回はこの算定における壁横筋の 位置を壁表面から 15mm とした。また,μはトラス機構 の角度を表す係数, はトラス機構の有効係数である。

筆者の提案手法も側柱型(柱せい:*D_c*)を有する耐震 壁を対象に導いたものであり,詳細は文献 15)を参照さ れたい。ここでは,算定手法の概略を記す。

提案手法では,耐震壁のせん断抵抗機構として,コン クリートの斜め圧縮バネ(K₂)と鉛直方向と水平方向の 引張バネにより構成されるトラス機構を仮定している。 鉛直バネ(K_y)は側柱の主筋と壁板の縦筋,水平バネ(K_x) は壁板横筋と側柱による曲げ抵抗バネ(K_f)により形成 される。そして,これらのバネのいずれかが,強度に達 した時を耐震壁のせん断強度とする。ただし,鉛直方向 に関しては,曲げに支配されると考え,ここでは,式(4) に示す通り,コンクリート斜め圧縮バネと水平方向バネ の強度によって,せん断強度を決定する。

$$Q_{su} = \min(Q_{cc}, Q_{hy}) \tag{4}$$

Q_{cc} はコンクリートの斜め圧縮バネの強度で決定されるせん断強度であり,式(5)で表される。

$$Q_{cc} = \frac{\nu \sigma_B \sin 2\theta}{2} \ell_a t_w \tag{5}$$

Q_{hy} は壁板横筋が降伏する時のせん断強度である。このことから,本提案手法では,壁板横筋が存在しない耐 震壁は対象外となる。*Q_{hy}*は式(6)より算定される。

$$Q_{hy} = \frac{\sigma_{wy} K_x}{E_{hs} \tan \theta} \left(\ell_w + D_c \right) t_w \tag{6}$$

耐震壁脚部の有効壁長さ (ℓ_a) は,式(7)で求める。 $\ell_a = \ell_w + D_c - h_a \tan \theta$ (7)

h_aは,コンクリート圧縮ストラットの引張縁での最下 端の耐震壁脚部からの高さを表したものであり,式(8) で表される。 (_vは,側柱芯々間距離である。

$$h_a = \frac{K_2 \cos\theta \sin^3 \theta}{\frac{2K_x}{\ell_w}} \le \frac{h_0}{2.7}$$
(8)

主圧縮方向角度(θ)は,最小ポテンシャルエネルギ

ーの原理に従い,式(9)より算定する。

$$\left(\frac{1}{K_{x}} - \frac{1}{K_{y}}\right)\cos^{4}\theta - 2\left(\frac{1}{K_{2}} + \frac{1}{K_{x}}\right)\cos^{2}\theta + \frac{1}{K_{2}} + \frac{1}{K_{x}} = 0$$
(9)

水平方向の単位面積当りの平均バネ剛性 K_x は側柱に よる拘束効果を考慮し,式(10)で算定する。

$$K_{x} = K_{f} + p_{wh}E_{hs} = \frac{360E_{c}I_{c}\ell_{w}}{t_{w}h_{0}^{4}} + p_{wh}E_{hs}$$
(10)

これら算定手法を用いるに当たり,壁端部より壁厚部 分を側柱型と見なした。

既往実験結果との比較においては,既往実験結果が曲 げ強度に達している可能性もあるため,平面保持仮定の 曲げ応力解析(応力度~ひずみ度関係:コンクリート: 圧縮=黒正式,引張=カットオフモデル,鉄筋:完全弾



図 - 7 FEM 解析による鉄筋降伏状況(最大強度時)

塑性のバイリニア型)により曲げ強度を求め,これと各 せん断強度算定値の小さい方を計算強度とした。

5.2 算定精度の検証

既往実験結果,FEM 解析結果との強度比較を図-4に 示す。また,コンクリート圧縮強度を _B=30.0N/mm²とし, 端部縦筋を弾性としたcシリーズのFEM 解析結果との 強度比較を図-5に,FEM 解析より得られた最大強度時 の最小主応力度コンターと鉄筋降伏状況をそれぞれ図 -6,7に示す。

図 - 5 は,壁横筋比のみが異なる場合の強度比較であ り,壁横筋比の増大に伴い,FEM 解析による最大強度は 比例的に大きくなっている。これに対応して,図 - 6 の 最小主応力度コンターでは,壁横筋比が大きくなるにし たがい,圧縮ストラットの幅が広くなっている。

FEM 解析結果と最も良い対応を示したのは,AIJ 靱性 指針の耐震壁用の算定式であった。この算定式は,A103a 試験体の場合において,強度をやや小さく算定したが, 各パラメータに対する強度の変動傾向をほぼ的確に捉 えている。次いで対応が良いのは,AIJ 靱性指針の柱梁 用の算定式と筆者の提案手法である。これらの算定法も FEM 解析結果と変動傾向はほぼ対応する。広沢式は全般 的に控えめの結果であった。

筆者の提案手法では,A103a,A103b,A103c,A106c 試験体が壁横筋の降伏で,それ以外はコンクリート圧壊 で最大強度が決定した。これは,図-3,7に示した FEM 解析の鉄筋降伏状況と対応する。他の算定手法では壁横 筋の降伏を前提としているが,上述のように壁横筋の降 伏が生じない試験体が存在し,実際の破壊モードと対応 しない場合がある。

以上より,今回の検討では,側柱型を有しない耐震壁 に対しても,AIJ 靱性指針の耐震壁用の算定式が有効で あると言える。ただし,FEM 解析結果を上回る場合も存 在するため,適当な安全率の設定が必要と思われる。

6. 既往のせん断変形算定法の検証

ここでは,日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物 の耐震性能評価指針(案)・同解説」¹⁶(以降,性能評価 指針と称す)に示された耐震壁のせん断変形算定法の検 証を行う。同手法は,側柱を有する耐震壁のせん断性状 をほぼ妥当に表現できる。本手法を適用するに当たり, 筆者のせん断強度算定の提案手法と同様に,壁端部より 壁厚部分を側柱型と見なした。また,せん断強度には筆 者の提案手法による値を採用した。

既往実験の文献では,全体水平変形を曲げとせん断変 形に分離したデータが示されていなかったため,今回は, FEM 解析結果が的確に実験結果を表していると考え, FEM 解析結果より得られたせん断変形と性能評価指針



による結果を比較した。FEM 解析によるせん断変形は, 耐震壁両端部の鉛直変形から平面保持を仮定して曲げ 変形を算定し,全体水平変形からそれを引くことにより せん断変形を求めた。せん断ひずみ度は,せん断変形を 壁内法高さで除して求めた。 A103b,A106a,A112b, A103c,A106c,A112cのせん断力~せん断ひずみ関係を FEM 解析結果と性能評価指針による結果で比較して,図 -8に示す。

図より,FEM 解析結果に比べ,性能評価指針による結 果はややひびわれ後の剛性が小さいものの,ほぼ的確に FEM 解析結果を表していることが分かる。

今回,壁端部から壁厚部分を側柱型とみなして算定し た結果,性能評価指針によりほぼ的確にせん断性状を表 せることが分かった。

7. まとめ

側柱型のない耐震壁のせん断性状を既往実験結果と FEM 解析を用いて検討した。その結果,以下の知見を得た。なお,各せん断強度,せん断変形算定手法では,壁端部より壁厚部分を側柱型と見なして算定した。

- 今回設定した仮定条件による FEM 解析で 壁筋に丸 鋼を用いた側柱型のない耐震壁の挙動はほぼ的確に 表現できる。ただし,壁板に異形鉄筋を用いる場合 は,今回と異なる挙動を示す可能性がある。
- 2) AIJ 靱性指針の耐震壁用のせん断強度算定式は,側 柱型のない耐震壁のパラメータの違いによるせん断 強度の変動傾向をほぼ的確に表す。ただし,実強度 よりも高め目に算定する可能性があるため,適当な 安全率の設定が必要である。
- 3)筆者の提案するせん断強度算定手法により,側柱型のない耐震壁の破壊モードを的確に表すことができる。他の算定手法に関しては,壁横筋の降伏を前提としており,実際の破壊モードと対応しない場合がある。
- 4) AIJ 性能評価指針に示された耐震壁のせん断変形算 定手法により,側柱型のない耐震壁のせん断強度に 至るまでのせん断挙動をほぼ的確に表すことができ る。

ただし,今回の検討は,シアスパン比が1.00の場合の みである等,限られた条件で行ったものであり,今後, 今回と構成因子が異なる場合も検討対象としたい。

参考文献

- 細矢 博:鉄筋コンクリート造長方形断面コア壁の 構造性能,コンクリート工学,Vol.29,No.3, pp.313-318,2007
- 2) 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,1999.8

- 3) 広沢雅也,後藤哲郎:軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり(その1.矩形断面をした耐力壁の実験結果),日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.817-818,1971
- 広沢雅也,後藤哲郎: -3 量産住宅の構法 2. 現場打ち壁式構造の高層化のための部材実験,建築 研究所年報, pp.65-79,1971
- 5) 長沼一洋:鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度に
 関する解析的研究,日本建築学会構造系論文集,第
 447 号,pp.107~117,1993.5
- 6) 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
- Darwin,D. and Pecknold,D.A. :Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete,Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM2, pp.229 ~ 241, Aplil,1977
- 8) 雨宮 篤,野口 博:超高強度鉄筋コンクリート部 材の有限要素解析プログラムの開発(その1),日本 建築学会大会学術講演梗概集,構造 ,pp.639~ 640,1990.10
- 9) Kupfer,H.B.and Gerstle,K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp.853
 ~ 866, Aug., 1973
- 出雲淳一,他:面内力を受ける鉄筋コンクリ-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
- 11) 長沼一洋,山口恒雄:面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造,pp.649~650, 1990.10
- 12) 長沼一洋:鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解 析手法に関する研究(その1),日本建築学会構造系 論文報告集,第421号,pp.39~48,1991
- 13) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,1999.11
- 14)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(1990),1990.10
- 15) 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 645 号,pp.2069~2075,2009.11
- 16) 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