

# 論文 鉄筋コンクリート造連層耐震壁のせん断終局強度算定法に関する研究

武田 高太朗\*1・津田 和明\*2

**要旨:** 昨年度に報告した鉄筋コンクリート造連層耐震壁のせん断終局強度算定法では、筆者らの一層耐震壁のせん断終局強度算定法に日本建築学会の性能評価指針式の水平力分布の考慮方法を用い、簡易的なせん断終局強度算定法を考案した。しかし、この方法をせん断挙動算定法へ発展させることが困難であることから、各層の側柱の曲げ抵抗バネ剛性と中間梁主筋の影響に着目し、4 ケースのモデルを考え検討した。その結果、一つのモデルの算定精度は、シアスパン比の大きさに応じて若干変動するものの、設計での使用には十分であることが確認できた。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート造, 連層耐震壁, せん断終局強度

## 1. はじめに

昨年度、筆者らの一層耐震壁のせん断終局強度算定法に「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指 (案)・同解説」<sup>1)</sup> に示された式 (以下、耐震性能評価指針式と称す) の水平力分布の考慮方法を用い、簡易的なせん断終局強度算定法を考案した。

昨年度の手法はせん断終局強度の算定のみに着目し、簡易な係数補正で算定する手法を提案したが、今後、せん断挙動 (せん断力～せん断変形関係) の算定法を検討するに当たって、ひび割れ後のせん断剛性を構成する水平バネ剛性を妥当に評価する必要があると考え、今回それを反映した新たな算定法を考案することにした。

昨年度の方法ではシアスパン比の影響は小さかったが、今回の方法に対するシアスパン比の影響は不明であること、また連層耐震壁の各層のせん断力分布の違いを表すのにシアスパン比が妥当であると考え、今回の検討においてもシアスパン比の変動に対して行った。

## 2. 昨年度提案手法の概要

耐震壁のせん断抵抗機構として、図-1 に示すトラス抵抗機構を仮定している。連層耐震壁では、先ず、以下に示す単層耐震壁の算定法を用い、各層の仮のせん断終局強度を求め、耐震性能評価指針式を用いて、シアスパン比の影響を反映させている。

トラス抵抗機構は、コンクリートの斜め圧縮バネと鉛直方向と水平方向の引張バネで構成される。鉛直バネは側柱の主筋と壁板の縦筋、水平バネは壁板横筋と側柱による曲げ抵抗バネ (詳細は後述) により形成される。そして、斜めと水平方向のバネのどちらかが、強度に達した時を耐震壁のせん断終局強度とする。詳細については既報<sup>2)</sup> を参照願いたい。以下の式に用いる記号の単位は

SI 単位系であり、力は N, 距離は mm である。

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

式(1)中、 $Q_{cc}$  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終局強度、 $Q_{hy}$  は壁板横筋の降伏で決定するせん断終局強度でそれぞれ式(2), (3)で求める。

$$Q_{cc} = \frac{\nu \sigma_B \sin 2\theta}{2} \ell_a t_w \quad (2)$$

$$Q_{hy} = \frac{\sigma_{hy} K_x}{E_{hs} \tan \theta} (\ell_w + D_c) t_w \quad (3)$$

式(2), (3)中の  $\sigma_B$  はコンクリートの圧縮強度、 $\sigma_{hy}$  は壁板横筋の降伏強度、 $\ell_a$  は有効壁長さ、 $\ell_w$  は両側柱の芯々間距離、 $D_c$  は側柱せい、 $t_w$  は壁厚である。

コンクリートの有効圧縮強度係数  $\nu$  は、式(4)のように圧縮強度に応じて、Nielsen の下限式と CEB 式により算定する。

$$\nu = \begin{cases} 0.7 - \frac{\sigma_B}{200} & \sigma_B \leq 45 \text{ N/mm}^2 \\ 1.698 \sigma_B^{-0.333} & \sigma_B > 45 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (4)$$

耐震壁の有効壁長さ  $\ell_a$  は、式(5)で求める。

$$\ell_a = \ell_w + D_c - h_a \tan \theta \quad (5)$$

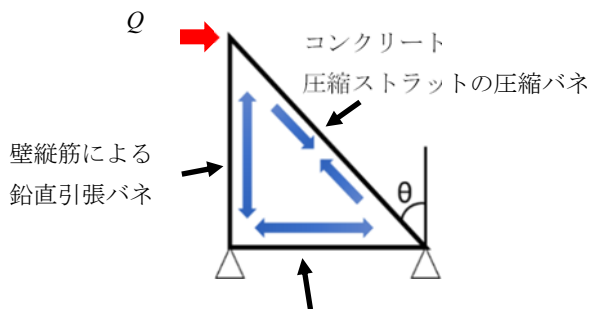


図-1 本提案手法におけるトラス機構の概念

\*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)

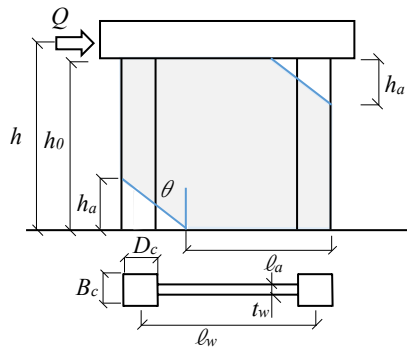


図-2 耐震壁各部の記号

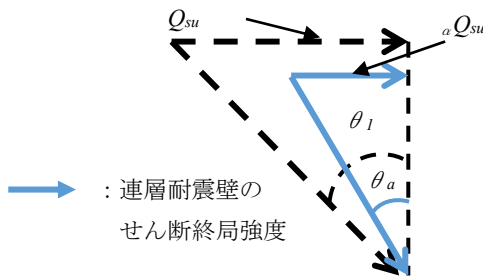


図-4 検討手法の概念

式(5)中の  $h_a$  は引張側端部での圧縮ストラットの最下端から壁脚部までの距離であり、式(6)で算定する。図-2に耐震壁脚部の記号を示す。

$$h_a = \frac{K_2 \cos \theta \sin^3 \theta}{\frac{2K_x}{\ell_w}} \leq \frac{h_0}{2.7} \quad (6)$$

ここで、主圧縮方向角度( $\theta$ )は式(7)で算定する。 $h_0$  は、各層の内法高さである。

$$\left( \frac{1}{K_x} - \frac{1}{K_y} \right) \cos^4 \theta - 2 \left( \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} \right) \cos^2 \theta + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} = 0 \quad (7)$$

式(7)中の水平方向、鉛直方向の単位面積当たりの平均バネ剛性  $K_x$ 、 $K_y$  は式(8)、(9)で算定する。

$$K_x = K_f + p_{wh} E_{hs} = \frac{360 E_c I_c \ell_w}{t_w h_0^4} + p_{wh} E_{hs} \quad (8)$$

$$K_y = 2 p_{cgd} E_{cs} + p_{wvd} E_{vs} \quad (9)$$

式(8)中の  $K_f$  は、側柱の曲げ抵抗による水平抵抗バネ剛性である。この式は、引張側、圧縮側の柱が同様に変形すると仮定し、それが等分布荷重を受ける両端固定梁とみなした場合の平均たわみ量を両側柱芯々間距離で除すことにより求めた。この概念を図-3に示す。式(8)、(9)中の  $E_c$ 、 $E_{hs}$ 、 $E_{vs}$ 、 $E_{cs}$  はコンクリート、壁板横筋、縦筋および側柱主筋のヤング係数、 $I_c$  は側柱の断面二次モーメント、 $p_{wh}$  は壁板横筋比であり、 $p_{we}$ 、 $p_{wv}$  は側柱主筋比、壁板縦筋比である。

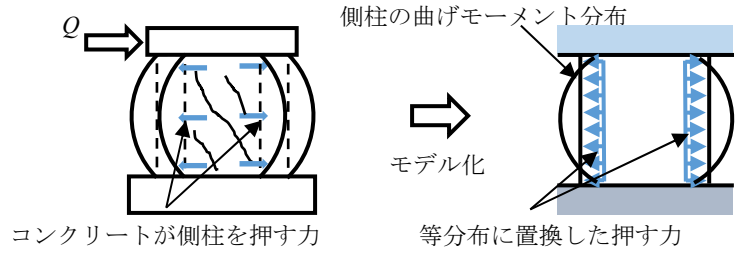


図-3 側柱の曲げ抵抗による水平抵抗バネ剛性の概念

表-1 各層の側柱の曲げ抵抗バネ剛性の検討モデル一覧

	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
最上階				
中間階				
最下階				

(バネは中間梁主筋の軸方向引張バネ)

また、 $K_2$  は斜め圧縮方向のバネ剛性であり、式(10)で算定する。

$$K_2 = 0.168 \sigma_B^{0.38} E_c \frac{1}{0.01 \sigma_B + 0.8} \quad (10)$$

以上が、各層の仮のせん断終局強度算定法である。これに耐震性能評価指針式の水平力分布の考慮方法を適用し、新たに各層の圧縮ストラット角度を求め、それを用いて図-4のように各層のせん断終局強度を決定する。図-4中の  $\theta_1$  は単層耐震壁の1層の角度、 $\theta_a$  は連層耐震壁の一層角度、 $aQ_{su}$  は  $Q_{su}$  に係数を乗じたものである。

### 3. 新たな提案手法

#### 3.1 新たな提案手法の検討モデル

新たな提案手法では、各層の側柱の曲げ抵抗バネ剛性と中間梁主筋の影響に着目し、以下の4ケースのモデルを考え検討した。

各層の側柱の曲げ抵抗バネ剛性の検討モデル一覧を表-1に示す。各層の側柱の曲げ抵抗バネ剛性の検討は、支持条件と水平移動、中間梁主筋の軸方向引張バネの有無で4ケース行った。

- ・ケース 1: 最下階: 脚部固定, 頭部ピン, 中間層: 脚部・頭部ピン, 最上階: 脚部ピン, 頭部固定
- ・ケース 2: 最下階: 脚部固定, 頭部ローラー, 中間階: 脚部・頭部ローラー, 最上階: 脚部ローラー, 頭部固定, 中間梁主筋による水平バネ設置
- ・ケース 3: 全階: 脚部・頭部固定
- ・ケース 4: 最下階: 脚部固定, 頭部固定, 中間階: 脚

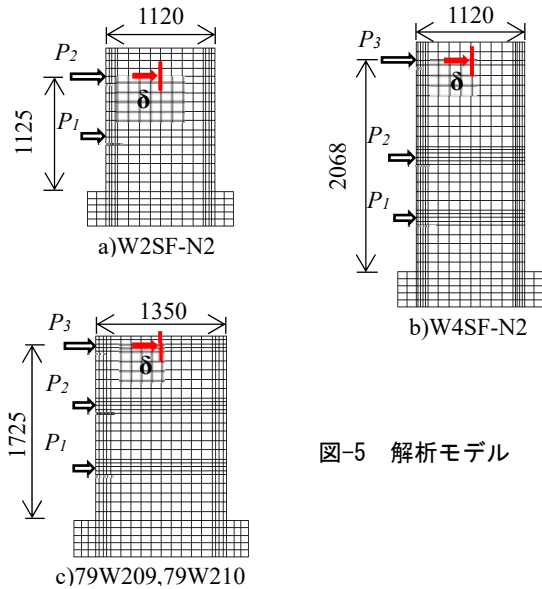


図-5 解析モデル

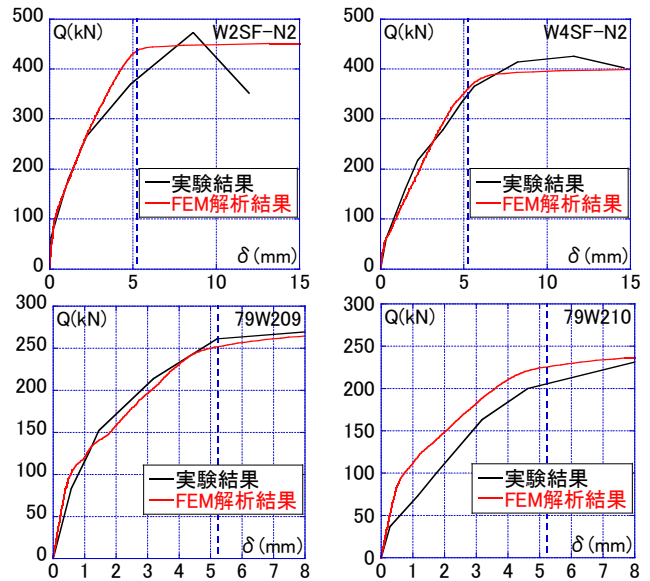


図-6 既往実験結果と FEM 解析結果の比較

表-2 解析諸元

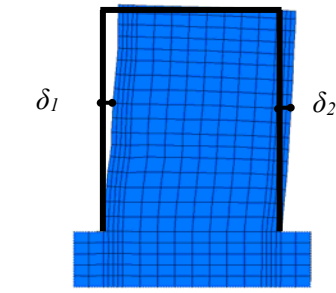


図-7 FEM 解析の変形モード

試験体名	$P_1:P_2$	$M/QD$
W2SF-N2	0 : 1	1.004
	1 : 0	0.468
	1 : 0.5	0.647
	1 : 1	0.736
	1 : 1.5	0.790
	1 : 2	0.825
	1 : 2.5	0.851
	1 : 3	0.871

試験体名	$P_1:P_2:P_3$	$M/QD$
W4SF-N2	0 : 0 : 1	1.846
	1 : 0 : 0	0.468
	1 : 1 : 1	1.107
	1 : 1 : 2	1.291
	1 : 2 : 2	1.234
	1 : 2 : 3	1.336
	1 : 2 : 7	1.540
	1 : 3 : 3	1.289
	1 : 3 : 4	1.358
	1 : 4 : 4	1.319
	1 : 4 : 5	1.372
	1 : 5 : 5	1.334
	1 : 5 : 6	1.381
1 : 6 : 6	1.352	
1 : 6 : 7	1.387	

□ : 既往実験と同じ

試験体名	$P_1:P_2:P_3$	$M/QD$
79W209/ 79W210	0 : 0 : 1	1.278
	1 : 0 : 0	0.389
	1 : 1 : 1	0.833
	1 : 1 : 2	0.944
	1 : 2 : 2	0.922
	1 : 2 : 3	0.981
	1 : 3 : 3	0.960
	1 : 3 : 4	1.000
	1 : 4 : 4	0.981
	1 : 4 : 5	1.011
	1 : 5 : 5	0.995
1 : 5 : 6	1.019	
1 : 6 : 6	1.004	
1 : 6 : 7	1.024	

部・頭部固定，最上階：脚部固定，頭部固定，中間梁主筋による水平バネ設置

### 3.2 FEM 解析結果を用いた検討モデルの検証

各ケースの精度検証を行うために，昨年度のせん断終局強度算定法の精度検証を行う際に用いた FEM パラメトリック解析の結果を用いることにした。

FEM 解析には，「FINAL」を用いた。まず，柴田ら<sup>4)</sup><sup>5) 6)</sup>，佐藤ら<sup>7)</sup>の実験結果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，柱主筋を弾性としたパラメトリック解析を行った。解析モデルを図-5 に示す。

解析での载荷は，水平力比に従い，モデル平面引張側端部に増分で水平力を与えた。コンクリートは四辺形要

素とした。テンションスティフニング特性は出雲らのモデル<sup>8)</sup> ( $C=1.0$ )，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<sup>9)</sup>，ひび割れ面のせん断伝達特性は長沼モデル<sup>10)</sup>，圧縮破壊条件は Kupfer-Gerstle の提案<sup>11)</sup> 方法，ひび割れ後の圧縮強度低減方法は長沼の提案式により低減，ひび割れ後の圧縮強度時ひずみ度は低減しなかった。

シミュレーション解析より得られた W2SF-N2, W4SF-N2, 79W209, 79W210 試験体の水平荷重～水平変位 (モデル頂部梁中央) 関係を実験結果と比較して，図-6 に示す。解析において，全てのケースで部材角 1/100 で水平荷重がほぼ一定になったことから，今回は 1/100 時の水

平荷重を最大耐力とした。解析はトーナメント方式で変位増分を行おうとしたが、解析結果が乱れることがあったため、今回は荷重増分で解析を行った。

水平荷重～水平変位関係において、初期剛性、ひび割れ後のマクロ的剛性、最大耐力が実験と解析でほぼ対応したことから、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水平力比をパラメーターとして、51 ケースを行った。表中の赤四角で囲まれている比は、既往実験と同じものである。

次に、水平方向のバネ剛性の検証を行った。せん断ひび割れが発生することにより耐震壁は水平方向に膨らむ。その挙動をせん断ひび割れ点とせん断終局強度点の2折れ線型で示し、検証を行った。図-7にFEM解析の変形モード例を示す。FEM解析の水平方向のひずみ度は、耐震壁の右縁の変位  $\delta_2$  と左縁の変位  $\delta_1$  の差を芯々間距離  $l_w$  で除し算出した(式(11))。これは耐震壁の内法の全ての節点の平均値を求め、検討手法と計算結果の比較を行った。

$$\varepsilon_x = \frac{\delta_2 - \delta_1}{l_w} \quad (11)$$

提案手法による水平方向のひずみ度は、式(13)によって求められる。

式(12)中の  $\sigma_x$  は、モールの応力円より求められる。

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_2 - \sigma_y \\ &= \frac{2\tau}{\sin 2\theta} - \frac{\tau}{\tan \theta} \\ &= \frac{\tau(1 - \cos^2 \theta)}{\sin \theta \cdot \cos \theta} \\ &= \tau \times \tan \theta \end{aligned} \quad (12)$$

$$\varepsilon_x = \sigma_x / K_x \quad (13)$$

式(12)中の  $\tau$  はせん断応力度、式(12)中の  $\theta$ 、式(13)中の  $K_x$  はせん断終局強度算定法の検討手法で用いたものと同じである。せん断ひび割れ強度は、式(14)を用いて求める。

$$Q_{scr} = \left( \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) \cdot t_w \cdot \ell / \kappa_s \quad (14)$$

上式中、 $\sigma_T$  はコンクリートの引張強度(=  $0.33\sqrt{\sigma_B}$ )、 $\sigma_0$  は軸方向応力度(圧縮を正)である。

その検証結果例を図-8、9に示す。図-8、9の縦軸はせん断力、横軸は水平方向のひずみ度である。W2SF-N2、W4SF-N2試験体は各2ケース、79W209、79W210試験体は各1ケースを示す。

FEM解結果では、明瞭なせん断ひび割れ後のせん断剛性を得られない場合もあったため、図-9のように最初の大きな剛性変化点と最大耐力点を結び、その線と解析結果の  $Q \sim \varepsilon_x$  関係によって得られる領域の面積  $S_1$  を二等分する剛性線(二等分された領域の面積は  $S_2$ 、 $S_3$ )を求め、この剛性をFEM解析によるせん断ひび割れ後の剛性とし、提案法の水平方向剛性と比較した。

図-9中の直線  $a$  で示される剛性と各ケースの計算による剛性を比較したところ、今回は統一的なモデルを見出すことができなかった。FEMと提案法の水平方向剛性比を算定し、その値の全解析ケースに対する平均値をモデル数の割合と呼び、表-3に示した。モデル数の割合はケース1が18.64%、ケース2が45.8%、ケース3が0.0%、ケース4が35.6%であり、ケース2と4が拮抗する結果であった。

この結果から、今回はケース2を採用することにした。ケース2の側柱と中間梁主筋による水平方向バネ剛性は、式(15)～(19)となる。

$$\bar{\delta}_x = \frac{wh^4(K_1h^3 + 48EI)}{160EI\ell_w(K_1h^3 + 3EI)} \quad (15)$$

$$\bar{\varepsilon}_x = \frac{\bar{\delta}_x}{\ell_w} \times 2 \quad (16)$$

$$\sigma_x = \frac{w}{t_w} \quad (17)$$

$$K_f = \frac{\sigma_x}{\varepsilon_x} \quad (18)$$

$$\begin{aligned} K_x &= K_f + p_{wh}E_{hs} \\ &= \frac{160E_cI_c\ell_w(K_1h^3 + 3E_cI_c)}{t_w h^4(K_1h^3 + 48E_cI_c)} + p_{wh}E_{hs} \end{aligned} \quad (19)$$

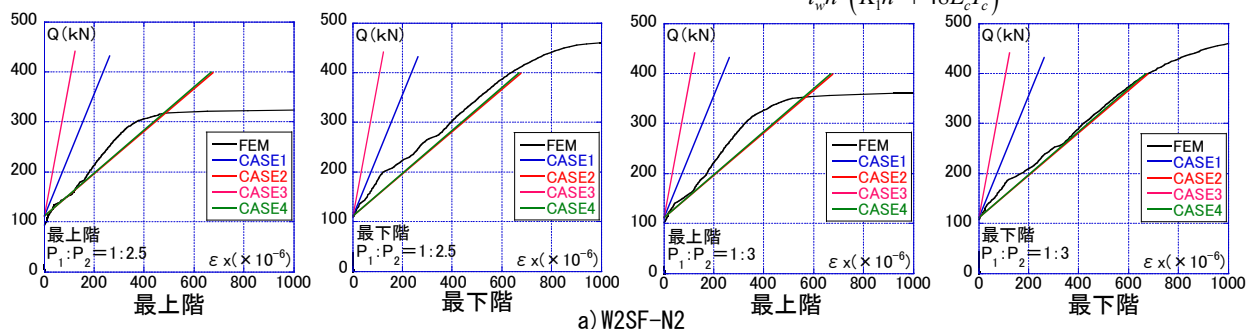


図-8 水平方向のバネ剛性の検証結果-1

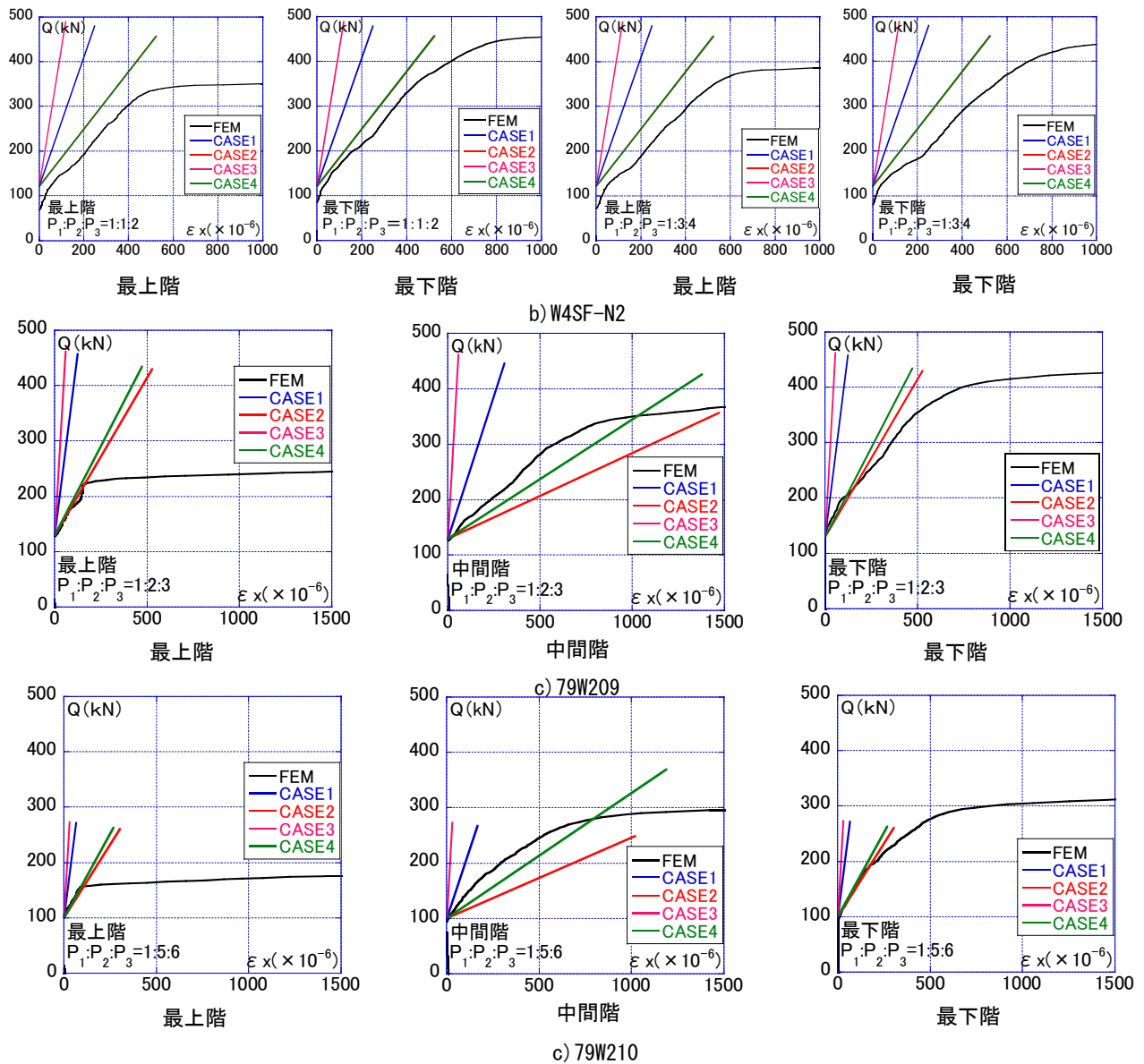


図-8 水平方向のバネ剛性の検証結果-2

表-3 対応の良いモデル数の割合

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
最上階 (%)	6.52	82.6	0.0	47.8
中間階 (%)	53.8	0.0	0.0	46.2
最下階 (%)	10.9	60.9	0.0	47.8
全階 (%)	18.64	55.9	0.0	47.5

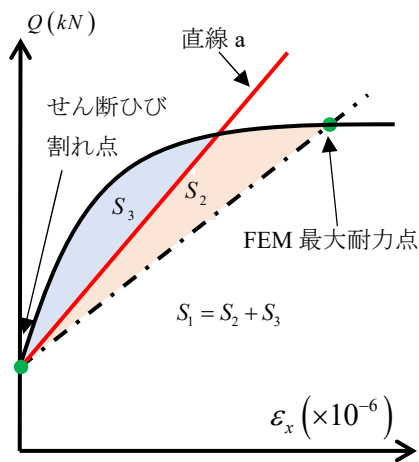
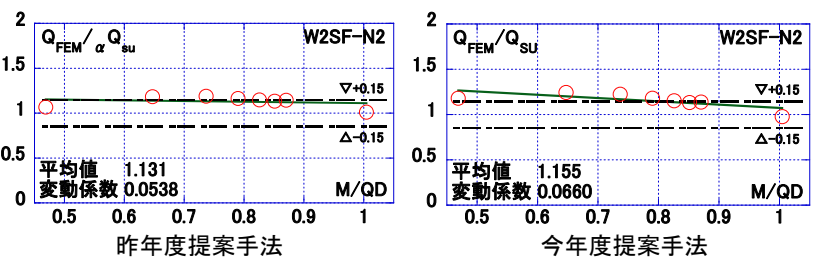


図-9 算定方法概要図



a) W2SF-N2  
図-10 精度検証結果-1



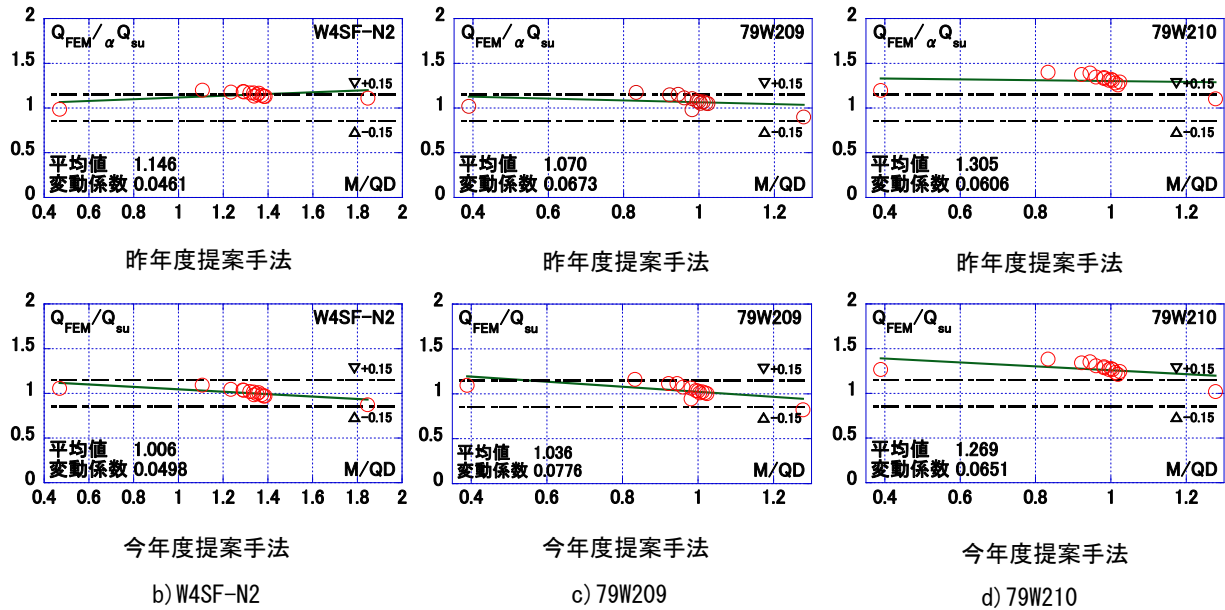


図-10 精度検証結果-2

### 3.3 今回の提案手法の精度検証

FEM パラメトリック解析を用いて提案手法の精度検証を行った。精度検証結果を図-10 に示す。縦軸は強度比 ( $Q_{FEM}/Q_{su}$ )、横軸はせん断スパン比 ( $M/QD$ ) である。

図には、昨年度提案手法の結果も示した。今年度提案手法は、昨年度提案手法に比べ、シアスパン比の大きさによって算定精度がやや変動するが、その差は僅かであり、十分な算定精度を有することが分かった。

### 4 まとめ

各層の側柱の曲げ抵抗と中間梁主筋軸方向剛性を考慮した連層耐震壁のせん断終局強度算定法を提案した。この手法を FEM 解析結果を用いて検証したところ、シアスパン比の大きさに応じて、若干算定精度が変動するものの、それは僅かであり、十分な算定精度を有することが確認できた。

今後は、各層のせん断挙動（せん断力～せん断変形関係）算定法の検討を行う。

### 5. 参考文献

- 1) 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.
- 2) 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
- 3) 武田高太朗，津田和明：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の水平力分布がせん断終局強度に及ぼす影響に関する研究，コンクリート工学会年次論文集，Vol. 41，No. 2，pp. 367～372，2019

- 4) 柴田拓二，平吹雅弘，後藤康明，城攻：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の変形挙動（その1．実験の目的と概要），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp. 573-574，1990. 10
- 6) 平吹雅弘，後藤康明，城攻，柴田拓二：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の変形挙動（その2．破壊形状，耐力），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp. 575-576，1990. 10
- 7) 後藤康明，平吹雅弘，城攻，柴田拓二：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の変形挙動（その3．復元力特性，変形性状），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp. 577-578，1990. 10
- 8) 佐藤稔雄，小野新，安達洋，白井申明，中西三和：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の弾塑性性状に関する研究（その10）各層に分布加力した場合，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），pp. 1625-1626，1980. 9
- 9) 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，No87. 9-1，pp. 107-120，1987. 9
- 10) 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
- 11) 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
- 12) Kupfer, H.B and Gerstle, K.H: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 99, No. EM4, pp. 853-866, Aug., 19