

論文 変動軸力が作用する鉄筋コンクリート造耐力壁部材の耐力評価に関する研究

森 萌美*1・内宮 孝郷*2・壁谷澤 寿一*3・中村 聡宏*4

要旨: 本研究では変動軸力が作用する耐力壁のせん断耐力の評価を目的とし、柱壁厚比の異なる2体の鉄筋コンクリート造耐力壁部材の静的載荷実験を実施し、最大せん断耐力と既往の広沢式のせん断終局強度との比較を行った。従来の耐力壁の実験に比べて圧縮側ではせん断スパンが短く、軸力比が大きい特徴がある。その結果、耐力壁部材のみを部分的に取り出した実験でも既往の並列壁架構の実験と同様に、広沢平均式によるせん断終局強度を大きく上回る強度が確認された。また、現行設計においてせん断耐力の過小評価が圧縮側壁のせん断剛性、架構内の部材負担力評価の過小評価につながる懸念があることを示した。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 耐力壁, 引張り軸力, 変動軸力, せん断強度

1. はじめに

現行の一般的な鉄筋コンクリート造建築物の構造設計では、架構が3次元骨組に置換され、静的漸増載荷解析が実施されている。この時、鉄筋コンクリート造連層耐力壁は、壁板部分と2つの側柱に分割し、側柱には曲げモーメントに伴う軸伸縮を表す軸ばね、壁板には曲げモーメント、せん断力、軸力を負担するばねでモデル化される。そのため、曲げ剛性とせん断剛性は独立して評価されるため、変動軸力によって生じる曲げ剛性および終局曲げ強度の低下がせん断ばねの剛性に影響を与えることがない。また、せん断ひび割れによるせん断剛性低下率(菅野式)の算定式にも耐力壁に生じる軸力は一般的に大きくならないことを考慮し、軸力項が含まれていないのが現状である。したがって、連層耐力壁の下層に大きな開口を有する場合で、開口左右の部材をそれぞれモデル化した際に、転倒モーメントによって引張軸力となる部材の負担可能モーメントが大きく低下した場合も、耐力壁のせん断ばね剛性は変わらず、部材としてせん断力を負担できるモデルとなっており、実際の応力状態と差が生じる。

国土交通省の建築基準整備促進事業 S36「引張軸力が作用する鉄筋コンクリート造連層壁部材の耐力評価に関する検討」(令和3年度~5年度)において、静的載荷実験と静的漸増載荷解析を行い、変動軸力の生じる連層耐力壁の設計解析モデルと実際の負担せん断力の比較検討を行っている。¹⁾

既往研究²⁾では、8層および6層建物の最下層の2枚の耐力壁を対称に配置した有開口耐力壁を有する架構の静的載荷実験を実施した。2層以上では1枚の無開口耐力壁を想定している。架構の最大耐力時には圧縮側の耐力

壁が概ね全せん断力を負担し、その応答せん断力は広沢式せん断強度の2倍程度となっていた。一方、従前の骨組解析モデルでは圧縮側の耐力壁も引張側の耐力壁も同程度のせん断力を負担しており、現行設計において引張軸力を受ける壁のせん断剛性評価と高圧縮軸力下の壁の終局せん断耐力評価に課題があることを実験的に明らかにした。これは柱壁厚比が大きく、せん断スパンと軸力が変動し、既往の耐力壁の部材実験で確認されている範囲にないことが理由であると考えられるが、一定のせん断スパンや軸力比を変動させた部材実験での再現性は確認されていない。

本研究では柱壁厚比の異なる鉄筋コンクリート造耐力壁部材2体について既往の実験²⁾を参考に載荷方向によって異なる変動軸力・せん断スパンを与えた静的漸増載荷実験を実施し、部材せん断力と広沢式せん断強度の差異について検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図—1に試験体形状、図—2に試験体断面を示す。

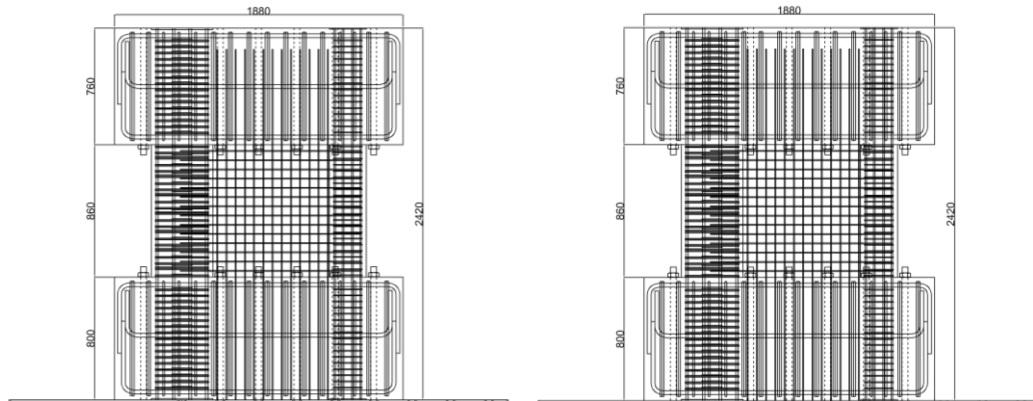
壁薄試験体は6階建てのRC造建築物の1層部をモデル化した既往の架構実験結果¹⁾を参照し、40%縮小スケールの耐力壁部材を想定した。断面および配筋についても既往の架構実験における試験体の1層部の耐力壁部材と同形状である。壁薄試験体に対して柱壁厚比を変化させた壁厚試験体を製作した。壁厚は1.5倍(120mm)とし、側柱(C1柱)と間柱(C2柱)断面の大きさの差を解消するため、側柱(C1柱)せい(450mm)を小さく、間柱(C2柱)せい(300mm)を大きくしている。また、間柱(C2柱)断面の増加に合わせて柱主筋(14-D10)も増やしている。等価壁厚

*1 東京都立大学 都市環境学部 建築学科 (学生会員)

*2 東京都立大学 都市環境科学研究科 建築学域 (学生会員)

*3 東京都立大学 都市環境科学研究科 建築学域 准教授 建築研究所 客員研究員 博士(工学) (正会員)

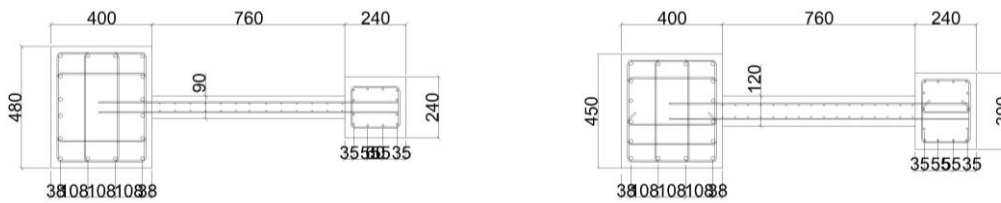
*4 国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ主任研究員 博士(工学) (正会員)



壁薄試験体

壁厚試験体

図— 1 試験体配筋図



壁薄試験体

壁厚試験体

図— 2 試験体断面詳細図

表— 1 試験体諸元

| 試験体 | | 壁薄試験体 | 壁厚試験体 |
|------|------|-------------|-------------|
| 軸力比 | 正載荷 | 0.25 | 0.24 |
| | 負載荷 | -0.095 | -0.054 |
| 柱壁厚比 | — | 5.32 | 3.75 |
| | 壁厚 | 90mm | 120mm |
| W1 壁 | 壁縦筋 | D6@60mm ダブル | D6@50mm ダブル |
| | 壁横筋 | D6@60mm ダブル | D6@50mm ダブル |
| C1 柱 | せい×幅 | 480mm×400mm | 450mm×400mm |
| | 主筋 | 16-D16 | 16-D16 |
| | 帯筋 | 4-D6@40mm | 4-D6@50mm |
| C2 柱 | せい×幅 | 240mm×240mm | 300mm×240mm |
| | 主筋 | 12-D10 | 14-D10 |
| | 帯筋 | 2-D6@40mm | 2-D6@50mm |

表— 2 コンクリート材料強度

| 試験体 | 圧縮強度 [N/mm ²] | ヤング係数 [N/mm ²] |
|-------|------------------------------|-------------------------------|
| 壁薄試験体 | 38.2 | 3.09×10 ⁴ |
| 壁厚試験体 | 44.3 | 3.19×10 ⁴ |

表— 3 鉄筋材料強度

| 鉄筋 | 使用箇所 | 降伏強度 [N/mm ²] | ヤング係数 [N/mm ²] |
|------------|--------|------------------------------|-------------------------------|
| D6(SD295) | W1 壁 | 410 | 1.89×10 ⁵ |
| D6(SD345) | 柱帯筋 | 382 | 1.72×10 ⁵ |
| D10(SD345) | C2 柱主筋 | 362 | 1.74×10 ⁵ |
| D16(SD390) | C1 柱主筋 | 422 | 1.60×10 ⁵ |

te は広沢せん断強度式の上限である 1.5t は上回っているが、概ね 2.0 となっている。表— 1 に試験体諸元、表— 2 に鉄筋材料強度、表— 3 にコンクリート材料強度を示す。

2.2 枠柱の最小断面検討

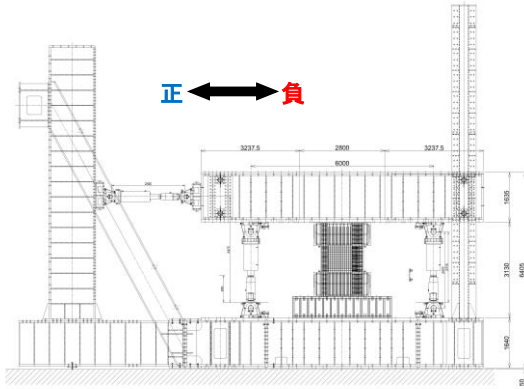
壁厚試験体の側柱(C1 柱)および間柱(C2 柱)については、日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準(2010) 19 条 耐震壁の枠梁及び枠柱の下記の規定を満たすように設計した。³⁾

- ① 壁部材の柱及び梁の断面積は $st/2$ 以上
 - ② 柱及び梁の最小せいは $\sqrt{st/3}$ かつ2以上
- s: 耐震壁の壁板(内法)の高さと幅の短辺の値
t: 壁板の厚さ

よって、枠柱の必要断面積は 45600[mm²]、最小せいは 240[mm]となるので、壁厚試験体 C1 柱(B×D=450[mm]×400[mm]= 180000[mm²])、C2 柱(B×D=240[mm]×300[mm]=72000[mm²])は本規定を満たしている。

2.3 加力計画

本実験は本実験は建築研究所強度試験棟の鉛直水平2方向自己釣合型加力装置を用いて行った。図—3 に試験体の載荷装置設置立面図を示す。



図—3 載荷装置立面図

反力梁に上スタブ、反力床に嵩上げ架台と基礎スタブをそれぞれ PC 鋼棒で固定する。下スタブと上スタブの相対水平変位の値による制御変形角で、壁薄試験体では、 $\pm 0.125\%$ 、 $\pm 0.25\%$ を1サイクル、 $\pm 0.5\%$ を2サイクル $\pm 0.75\%$ を1サイクル、 $\pm 1.0\%$ を2サイクル、 $\pm 1.5\%$ 、 $\pm 2.0\%$ を1サイクル、壁厚試験体では、これに加えて $\pm 0.0625\%$ を1サイクル正負交番繰り返し載荷を行った。また、軸方向には4台の加力ジャッキでは軸力を制御するだけでなく、圧縮側と引張側で6000mm離れた鉛直ジャッキの荷重の差異によって反曲点の高さを任意の値に制御することができる。

2.4 セン断スパン制御

壁薄試験体、壁厚試験体は柱寸法が左右で異なり、鉄筋重心が中央でない。そのため引張軸力による鉄筋重心周りのモーメントが水平力による作用方向と逆向きとなり、引張載荷時にC2柱の引張軸変形が進んでしまう(架構実験では反曲点高さが変動することにより鉄筋重心よりも図—4右側に軸力重心が作用することにはならなかった)。そのため、 M_1 (1) 式が M_2 (2) 式³⁾を上回るせん断スパンとなることを条件とする。また、鉛直ジャッキ中心周りのモーメントによってせん断スパンを計算した。

$$M_1 = V_c \times \frac{M}{Q} \quad (1)$$

$$M_2 = (\text{試験体の引張降伏強度}) \times e \quad (2)$$

$$V_c = \frac{t_{scr} t_w l_w}{k_w} : \text{せん断ひび割れ強度} \quad (3)$$

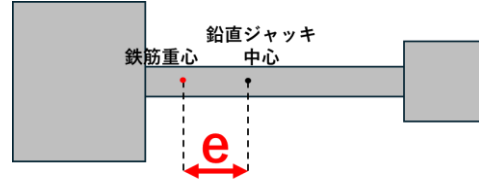
$$t_{scr} = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \sigma_0} \quad (4)$$

$$\kappa_w = \frac{3(1+u)\{1-u^2(1-v)\}}{4\{1-u^3(1-v)\}} \quad (5)$$

$$u = \frac{l'_w}{l_w + \sum D} \quad (6)$$

$$v = \frac{t_w}{b} \quad (7)$$

M/Q : せん断スパン、 e : 鉛直ジャッキ中心から鉄筋重心までの距離、 t_w : 壁厚、 l_w : 柱中心間距離、 σ_t : コンクリート引張強度、 σ_0 : 鉛直荷重による壁板の圧縮応力度、 l'_w : 壁板の内法長さ、 D : 柱のせい、 b : 柱の幅



図—4 鉛直ジャッキ中心から鉄筋重心までの距離 e

両試験体の、修正前・後のせん断スパンを表—4に示す。修正前は架構実験結果¹⁾の最大終局強度時のせん断スパンに合わせ両試験体とも1.4mに設定していたが、架構実験載荷中にせん断スパンが変動していたため、壁薄試験体圧縮側(正載荷)では、架構試験体圧縮側壁の載荷中の値と概ね同程度のせん断スパンとなるように1.8mに設定した。引張側(負載荷)では、前に記述した条件を満たすよう修正した。壁のせん断強度を把握することが目的であるため、壁薄試験体で曲げ破壊が生じたことを考慮し、壁厚試験体では、圧縮側(正載荷)のせん断スパンを階高の1/2とし、逆対称曲げモーメントが生じるようにせん断スパンの修正を行い、せん断破壊が生じるようにした。

表—4 セン断スパン比較

| M/Q[m] | 壁薄試験体 | | 壁厚試験体 | |
|--------|-------|-----|-------|-----|
| | 正載荷 | 負載荷 | 正載荷 | 負載荷 |
| 修正前 | 1.4 | 1.4 | 1.4 | 1.4 |
| 修正後 | 1.8 | 3.0 | 0.6 | 4.0 |

2.5 強度計算方法

耐力壁の強度計算については、曲げ終局強度 M_u には式(8)、せん断終局強度 Q_{su} には広沢式(9)、せん断剛性低下率 β_u には菅野式(10)を用いた。⁴⁾せん断スパンは、圧縮載荷時と引張載荷時で異なるためそれぞれ計算を行った。せん断終局強度算定時の耐力壁の等価壁厚 te は実用設計式の上限値として壁板厚 t の1.5倍とした。

$$M_u = 0.9a_t \sigma_y D + 0.4a_w \sigma_{wy} D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{BDF_c}\right) \quad (8)$$

B : 耐力壁側柱の幅、 D : 耐力壁の全長、 N : 耐力壁の軸方向力、 F_c : コンクリート圧縮強度、 a_t : 引張側柱の主筋断面積、 σ_y : 引張側柱の主筋降伏強度、 a_w : 耐力壁縦筋及び中間にある柱主筋断面積、 σ_{wy} : 耐力壁縦筋及び中間にある柱主筋降伏強度

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{\frac{M}{QD} + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (9)$$

t_e :耐力壁の等価壁厚, j :耐力壁の応力中心間距離, p_{te} :等価引張鉄筋比(%), M/Q :せん断スパン, D :耐力壁の全長, p_{wh} :壁横筋の等価水平せん断補強筋比, σ_{wh} :壁横筋の降伏強度, σ_0 :耐力壁の軸応力度

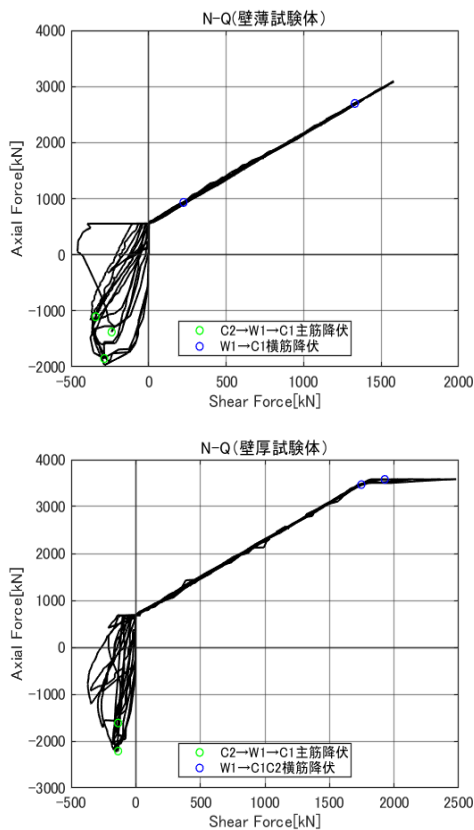
$$\beta_u = \frac{0.46 p_w \sigma_y}{F_c} + 0.14 \quad (10)$$

p_w : 壁筋比

3. 実験結果

3.1 軸力—せん断力関係

載荷実験における各試験体の軸力とせん断力の関係を図—5に示す。



図—5 軸力とせん断力の関係

両試験体とも、正載荷（圧縮軸力となる方向）では既往の架構実験結果²⁾のせん断力と軸力の相関関係を考慮し、概ね圧縮側壁ですべてのせん断力を負担するとして、軸力とせん断力は式 (11) の比例関係を与えている。負載荷（引張軸力となる方向）では、圧縮時の正載荷サイクルで得られた変動軸力—部材角関係を反転させ、部材角に比例した変動軸力となるように制御した。

$$N = 1.60Q + (\text{長期軸力}) \quad (11)$$

Q : 水平力

なお、長期軸力は全断面積に関する軸力比を 0.045 として、壁薄試験体では 547kN、壁厚試験体では 684kN とした。また、軸力の最大値を架構試験体で記録された 3200kN、軸力比 0.21 としているため、それ以降軸力は一定としている。

3.2 破壊性状

表—5 に各部材の残留ひび割れ幅を、図—6 に正載荷終局時の破壊形状を示す。

壁薄試験体は、+0.125%の載荷サイクルで W1 壁にひび割れが、C2 柱に曲げひび割れが発生した。-0.125%載荷サイクルで C1 柱に曲げひび割れが発生した。また、C2 柱頭の主筋が降伏した。-0.25%の載荷サイクルでは、W1 壁縦筋が降伏した後、C1 柱頭・C2 柱脚主筋が降伏した。-0.5%の載荷サイクルで C1 柱脚主筋が降伏した。+1.0%の載荷サイクルで W1 壁横筋が降伏した。+1.5%の載荷サイクルで最大耐力を記録した。最終的には、側柱(C1 柱)で曲げ降伏が生じたため靱性的な挙動を示し、+1.5%の部材角で壁板の C1 柱近傍で壁板の圧縮破壊が生じた。

壁厚試験体は、+0.0625%の載荷サイクルで W1 壁にせん断ひび割れが生じ、-0.0625%の載荷サイクルで C1 柱 C2 柱に曲げひび割れが発生した。また、C2 柱頭の主筋、W1 壁縦筋が降伏した。-0.25%の載荷サイクルで C1 柱の主筋が降伏した。+0.5%の載荷サイクルで最大耐力を記録した。-0.5%の載荷サイクルで C2 柱脚の主筋が降伏した。+0.75%の載荷サイクルで W1 壁横筋が降伏した。その後 W1 壁にせん断圧縮破壊が生じ、最終的に C2 柱、C1 柱側にもせん断ひび割れが進展している。

3.3 履歴特性

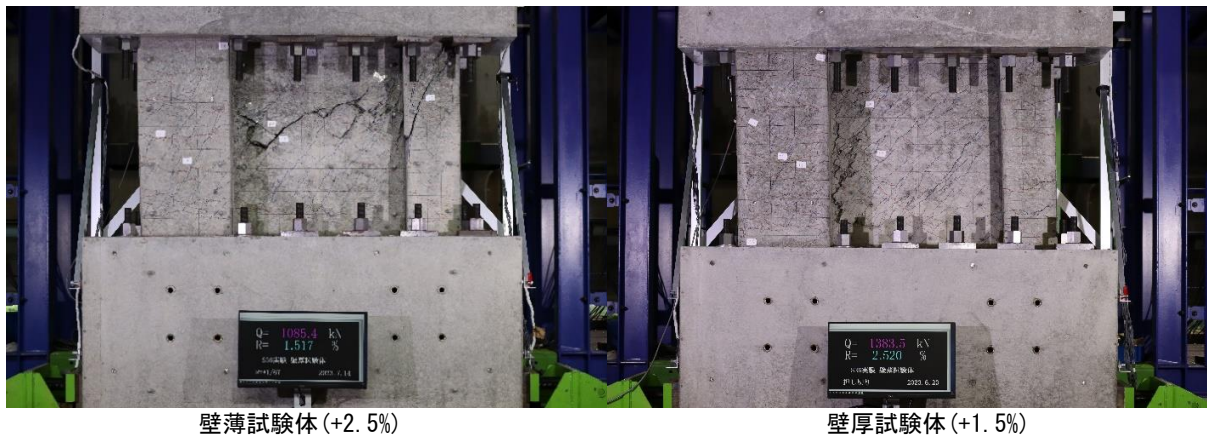
壁薄試験体、壁厚試験体のせん断力—部材角関係を図—7 に示す。（等価壁厚の制限を無視して算出したせん断終局強度を Q_{sue} とした。）

壁薄試験体は、負載荷では層間変形角-0.5%の載荷サイクルで、最大耐力 378kN を記録した。その後、載荷終了まで明確なせん断力低下は見られず、概ね一定を保っている。正載荷では、層間変形角 0.25%~1.5%までは概ね一定のせん断力を保ち、層間変形角+1.5%の 1 サイクル目で最大せん断耐力 1581kN を記録した。その後、変形角+2.5%で 1403kN を記録し、最大せん断耐力から 10%程度低下が見られ、変形角の増加に伴って緩やかに耐力低下した。負載荷側では、変形角-0.25%~1.0%まで、計算曲げ強度と概ね一致した値で耐力が一定を保っていた。

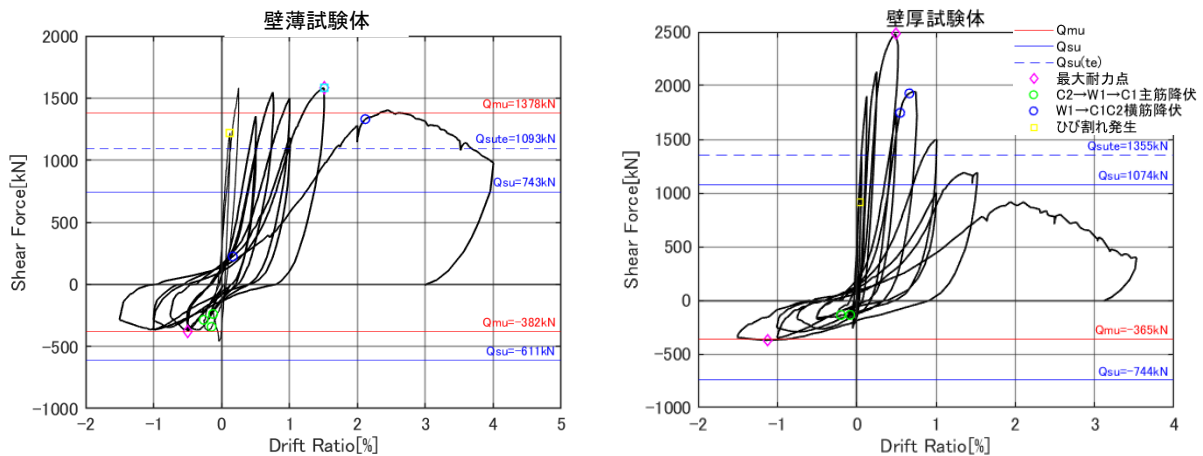
壁厚試験体は、負載荷では変形角の増加に伴い最大耐力が増加し、層間変形角-1.5%のサイクルで、最大耐力 372kN を記録した。正載荷では、層間変形角+0.5%の 1 サイクル目で最大せん断耐力 2481kN を記録し、その後急激に耐力低下し、+0.75%の載荷サイクルの最大せん断力が 1942kN となり、+0.5%サイクルから 20%程度のせん断力低下が見られた。

表— 5 除荷時残留ひび割れ幅

| 試験体 | | 壁薄試験体 | | | 壁厚試験体 | | |
|----------------|------|-------|------|------|-------|------|------|
| ピーク時変形角 | | 0.25% | 0.5% | 1.0% | 0.25% | 0.5% | 1.0% |
| ひび割れ幅(正載荷)[mm] | C1 柱 | 0 | 0.00 | 0.2 | 0 | 0.00 | 0.65 |
| | W1 壁 | 0 | 0.10 | 0.6 | 0.05 | 0.55 | 4.0 |
| | C2 柱 | 0 | 0.70 | 1.2 | 0 | 0.05 | 1.4 |
| ひび割れ幅(負載荷)[mm] | C1 柱 | 0.75 | 0.00 | 1.1 | 0.4 | 0.50 | 0.8 |
| | W1 壁 | 0.8 | 0.10 | 0.45 | 0.55 | 0.50 | 0.8 |
| | C2 柱 | 1.8 | 0.40 | 0.55 | 0.55 | 0.55 | 2.5 |



図— 6 正載荷終局時状況



図— 7 荷重-層間変形角関係

最大耐力時変形角は、壁薄試験体が+1.5%、壁厚試験体が+0.5%であり、壁薄試験体と比べて壁厚試験体が小さい。80%耐力点を終局変形角とすると、壁薄試験体では変形角+3.0%、壁厚試験体では+1.0%であり、壁厚試験体のほうが小さい。

3.4 菅野式・広沢式との比較

各試験体の正載荷側について、荷重-せん変形関係と、それぞれの試験体の最大軸力を用いた菅野式・広沢式による骨格曲線との比較を図—8 に、実験結果と計算強度の比較を表—6 に示す。

正載荷側では、両試験体のひび割れ強度・最大応答せん断力ともに実験結果が計算強度を上回っている。

壁薄試験体では、初期ひび割れ発生時耐力は計算値の2.7倍、最大応答せん断力は計算値の2.1倍、その時の変

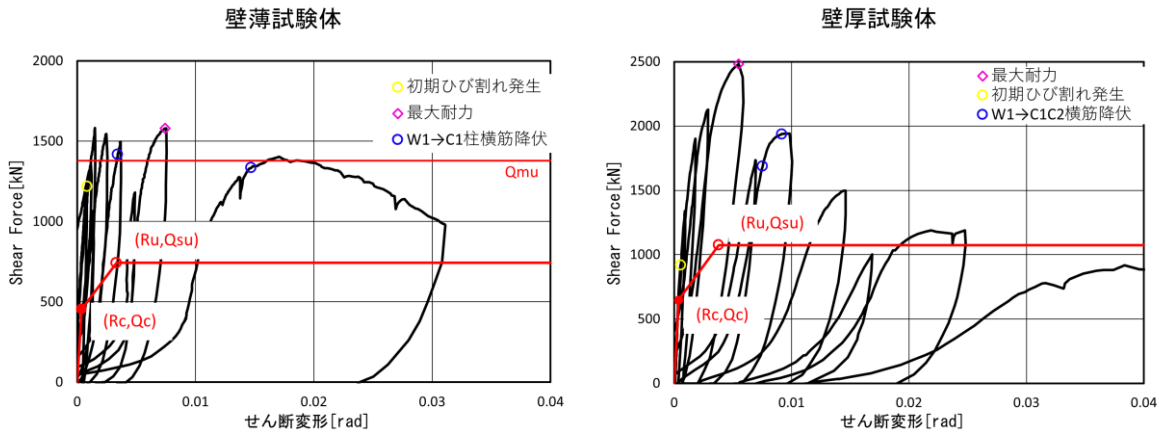
形角は計算値の2.2倍となった。また、降伏後の剛性低下の割合が大きく、間柱(C2柱)の主筋引張降伏が早期に確認されたことからせん断強度に達していないと考えられる。計算曲げ強度に対し最大耐力は1.1倍となったことから、曲げ強度に達し破壊が生じたと考えられる。

壁厚試験体では、初期ひび割れ発生時耐力は計算値の1.4倍となった。最大応答せん断力は計算値の2.3倍、せん断変形は1.5倍となった。また、間柱(C2柱)の主筋引張降伏前に壁板が軸圧縮破壊し、急激に耐力低下していることからせん断強度に達したと考えられる。

上記の検討から、変動軸力を与えた既往の架構実験において生じていたせん断スパンと変動軸力を参照して与えた耐力壁部材単体の静的載荷実験では、架構実験とは異なり曲げ破壊が生じたものの、架構実験と同様に耐力

表— 6 計算耐力との比較

| 試験体 | 計算値[kN]([rad]) | | | 実験結果[kN]([rad]) | |
|-------|------------------|------------------|------|------------------|------------------------|
| | Qsu (Ru) | Qc (Rc) | Qmu | 最大耐力 (せん断変形) | 初期ひび割れ発生時耐力 (せん断変形) |
| 壁薄試験体 | 743 (0.0033) | 454 (0.00036) | 1378 | 1581 (0.0074) | 1219 (0.00084) |
| 壁厚試験体 | 1074 (0.0038) | 648 (0.00038) | 4779 | 2481 (0.0055) | 918 (0.00054) |



図— 8 正載荷(圧縮軸力作用時)のせん断力-せん断変形関係

壁の応答せん断力が広沢せん断終局強度式を大きく超えることを確認した。また、既往の架構実験よりも等価壁厚比が小さい試験体であっても、より低いせん断スパンを与えた場合、耐力壁の応答せん断力が広沢せん断終局強度式を大きく超えることを明らかにした。

4. まとめ

本研究では、変動軸力が作用する鉄筋コンクリート造耐力壁部材2体の静的載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 設計式を用いた計算曲げ強度がせん断強度の2倍程度であっても、曲げ降伏破壊が生じる可能性があることを示した。
- (2) 変動軸力が生じる圧縮側壁のせん断強度については等価壁厚比の制限を考慮しない場合でも、軸力比が大きくせん断スパン比が1以下となる場合には広沢式せん断終局強度を2倍以上上回る可能性があることを示した。
- (3) 設計においてせん断耐力の過小評価が圧縮側壁のせん断剛性、架構内の部材負担力評価の過小評価につながる懸念があることを示した。
- (4) 既往の変動軸力の生じた架構実験における圧縮壁・引張壁の応答性状を、せん断スパンを圧縮側と引張側で設定し、架構試験体結果²⁾の圧縮側の変形角-軸力関係を参照する載荷方法を用いることにより概ね再現できることを示した。

本研究実験結果では、せん断スパン・等価壁厚比・軸力比・コンクリート強度等の要因が影響して設計式耐力と実強度に差異が現れたと考えられるため、今後はそれぞれの影響因子の大きさについて分析が必要である。

謝辞

本研究は、令和5年度国土交通省建築基準整備促進事業S36「引張軸力が作用する鉄筋コンクリート造連層壁部材の耐力評価に関する検討」において実施された。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 東京都立大学, 東京大学地震研究所, 国立研究開発法人 建築研究所: S36. 引張軸力が作用する鉄筋コンクリート造連層壁部材の耐力評価に関する検討調査報告書, 2023
- 2) 内宮孝郷, 壁谷澤寿一, 中村聡宏, 壁谷澤寿海: 引張軸力が作用する鉄筋コンクリート造耐力壁部材の耐力剛性評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集 Vol.45, No2, p.499-504, 2023
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2010), 日本建築学会, p.287-345, 2010
- 4) 国土交通省 国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人 建築研究所: 2020年版建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, p.667-669, 2020