

論文 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評価に関する研究

内宮 孝郷*1・壁谷澤 寿一*2・中村 聡宏*3 壁谷澤 寿海*4

要旨: 本研究では変動軸力により引張軸力を受ける耐力壁のせん断耐力の評価を目的として、2枚の耐力壁が対称に向かい合う有開口耐力壁の静的載荷実験を実施した。引張側と圧縮側に分かれる耐力壁それぞれのせん断負担力を計測するため、基礎スタブを分離してロードセルを取り付けた。その結果、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ていることが確認され、圧縮側壁の負担せん断力は広沢式による終局せん断強度を大きく超過した。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力評価に課題があることを実験的に明らかにした。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 耐力壁, 有開口耐力壁, 引張軸力, 変動軸力, せん断強度, 枠梁

1. はじめに

現行の鉄筋コンクリート造建築物の構造設計では、架構を3次元骨組に置換したモデルに対して静的漸増載荷解析が実施された事例が確認されている。この時、鉄筋コンクリート造連層耐力壁は一般的に、3本の柱部材でモデル化され、壁部材の曲げ変形は中央の壁板の曲げ変形と軸変形に加え、側柱の軸変形によって表現され、せん断変形はせん断ひび割れを考慮したせん断ばねでモデル化される。すなわち、せん断剛性と曲げ剛性は独立して評価されるため、地震時の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)の算定式にも軸力項が含まれていない。したがって、引張軸力によって連層耐力壁の負担可能な曲げモーメントが大きく低下した場合でも、壁板の耐力壁のせん断ばねの剛性は変わらないため、部材としてせん断力を負担できてしまうモデルとなっている。そこで、図-1のような設計事例における安全性について国土交通省建築基準整備促進事業において検討することとなった。

既往研究¹⁾では部材単体での検討が多く、架構内の引張軸力を受ける耐力壁の応答性状について検討された事例は少ない。本研究では高層建物を想定し、変動軸力によって引張軸力が生じた連層耐力壁の負担せん断力について検討する。図-1のような架構実験は正負で応答性状が大きく異なる可能性があるため、本試験体は、変動軸力をうける耐力壁の基本的な性状を抑えておくために対称になるよう配置した。1層部のみを設計した「単層試験体」と、枠梁の影響について検討するために

2階梁と2層部が付帯させた「連層試験体」である。正負水平力を加えた時の圧縮側と引張側基礎の負担せん断力を分割して荷重計でせん断力および軸力を計測しながら実験を行った。

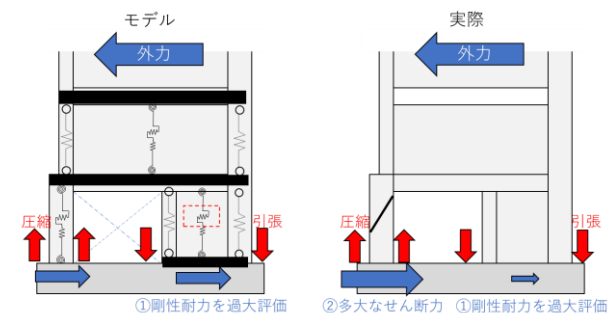


図-1 現状モデルの問題点

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-2に試験体形状を、図-3に試験体断面を示す。両試験体は10階建て程度のRC造建物の1~2層部を想定した耐力壁で、40%縮小スケールとした。試験体配筋図のように耐力壁を対称に配置することで、圧縮側と引張側のせん断力負担の差を明確にすることとした。また、開口幅比 $l_0/l=0.4$ (l_0 : 開口幅, l : 側柱間距離)になるように配置し、十分剛な枠梁を上部に設けることで、2枚の耐力壁を1枚の有開口耐力壁と見なし、有開口耐力壁として作用外力高さからせん断強度を算定できるように計画した。連層試験体の1層部は単層試験体と同形状である。

表-1に試験体諸元を、表-2にコンクリート材料強度を、表-3に鉄筋材料強度を示す。両試験体は10層を想

*1 東京都立大学 都市環境科学研究科 建築学域 (学生会員)

*2 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)

*3 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)

*4 東京大学 工学系研究科 名誉教授 工博 (正会員)

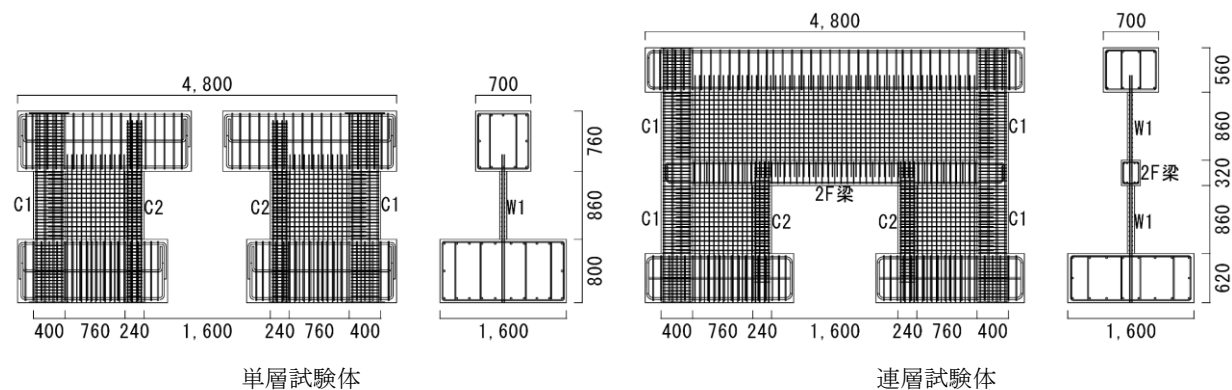


図-2 試験体配筋図

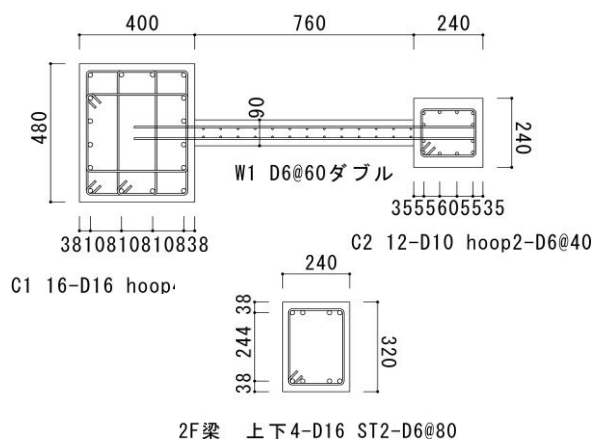


図-3 試験体断面詳細図

表-1 試験体諸元

試験体	単層試験体	連層試験体
せん断スパン	8m	6m
軸力比*	0.08	0.06
壁厚	90mm	
W1 壁	壁縦筋	D6@60 ダブル($p_s = 0.7\%$)
	壁横筋	D6@60 ダブル($p_w = 0.7\%$)
C1 柱	せい×幅	480mm×400mm
	主筋	16-D16($p_g = 1.7\%$)
	帯筋	4-D6@40mm($p_w = 0.7\%$)
C2 柱	せい×幅	240mm×240mm
	主筋	12-D10($p_g = 1.5\%$)
	帯筋	2-D6@40mm($p_w = 0.7\%$)
2F 梁**	せい×幅	240mm×320mm
	主筋	4-D16@40mm($p_t = 1.0\%$)
	あばら筋	2-D6@80mm($p_w = 0.3\%$)

* 設計基準強度($F_c=36 \text{ N/mm}^2$)に対する、長期軸力を2枚の耐力壁の断面積で除した値の比

** 連層試験体のみ有する。

定して設計されたが、荷重計に軸力が均等にかからずに許容値を超えるおそれがあったため、せん断スパンと軸力比を下げた。連層試験体では、2層部の有無を比較す

表-2 コンクリート材料強度

試験体	層	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
単層試験体	1層	50.8	3.00
連層試験体	1層*	49.0	3.18
	2層	54.2	2.73

*2F梁を含む。

表-3 鉄筋材料強度

規格	使用箇所	降伏強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)
D6(SD295)	W1 壁	374	1.67×10^5
D6(SD345)	柱帯筋	473	1.83×10^5
D10(SD345)	C2 柱主筋	375	1.74×10^5
D16(SD390)	C1 柱主筋	425	1.77×10^5

る計画であったが、単層試験体における実験で明確なせん断引張破壊が確認できなかったため、せん断耐力式との対応を確認することを優先させて、さらにせん断スパンと軸力比を下げる事となった。単層試験体は8層、連層試験体は6層を想定した実験となった。

2.2 枠梁の設計

日本建築学会 鉄筋コンクリート構造計算規準(2018) 2)19条では耐震壁の枠梁及び枠柱の規定として下記を定めている。

①壁部材の柱及び梁の断面積は $st/2$ 以上

②柱及び梁の最小径は $\sqrt{st/3}$ かつ $2t$ 以上

s : 連層耐震壁の壁板 (内法) の高さとの小さい値

t : 壁板の厚さ

ここで、「連続する耐震壁で中間に柱型 (拘束域) がある場合」に該当するので、s については1スパンの壁板内法長さとし、枠柱梁の必要断面積は 68400 mm^2 、最小せいは 214 mm となる。C1 柱 ($B \times D=450 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}=192000 \text{ mm}^2$) と連層試験体の 2F 梁 ($B \times D=220 \text{ mm} \times 320 \text{ mm}=76800 \text{ mm}^2$) は本規定を満たすように設計した。

2.3 加力計画

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。連層試験体の載荷装置立面図を図-4 に示す。反力梁に上スタブを、反力床に鉄骨治具とロードセルと基礎スタブを、それぞれ PC 鋼棒で固定する。水平方向の 2 台の加力ジャッキで±800kN の水平力で加力した後、上スタブに取り付けた絶対変位計の値による制御変形角で、±0.125%, ±0.5%, ±0.75% を 1 サイクル、±1.0%, ±1.5% を 2 サイクル、±2.0% を 1 サイクルとして正負交番繰り返し載荷を行った。鉛直方向の 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。ロードセルについては、防災科学技術研究所が保有する 3 分力計 32 台³⁾を基礎スタブの底面に取り付けて、圧縮側と引張側の耐力壁が負担する軸力及びせん断力を計測する。しかし、事前のロードセルを含む試験体の有限要素法の検討で C1 柱直下のロードセルに局部的に圧縮力が生じ許容軸力を超過することが懸念されたため、台座間中央にスペーサーブロックを設けて補剛する計画とした(図-5)。ブロックの負担軸力・せん断力については、ジャッキの入力値とロードセルの計測値の差分から求める(1)式と(2)式)。ここで、ブロックは引張軸力を負担できないため生じる軸力は 0 を最小値とした(3)式)。各ブロックで負担するせん断力は各ブロックに生じている圧縮軸力に比例した摩擦力として分配した。

$$M_j - M_c = ({}_sN_b - {}_N N_b) D_b \quad (1)$$

$$N_j - N_c = {}_s N_b + {}_N N_b \quad (2)$$

$${}_s N_b \geq 0, \quad {}_N N_b \geq 0 \quad (3)$$

${}_s N_b$: 南側スペーサーブロックの負担軸力

${}_N N_b$: 北側スペーサーブロックの負担軸力

D_b : 南北スペーサーブロック間距離(=2045mm)

M_j : ジャッキ入力モーメント

M_c : ロードセル計測モーメント

N_j : ジャッキ入力軸力, N_c : ロードセル計測軸力

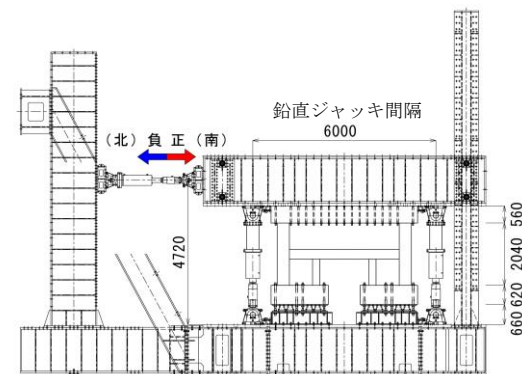


図-4 載荷装置立面図(連層試験体)

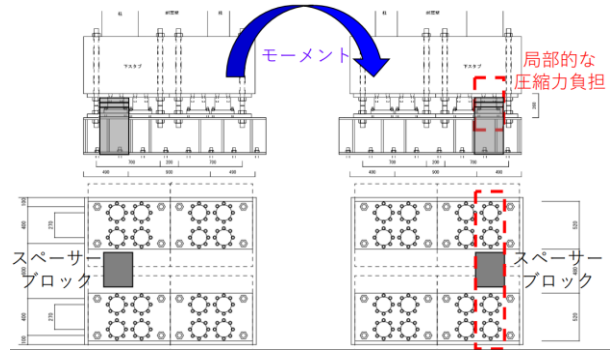


図-5 ロードセルの補剛

2.4 耐力壁の強度計算方法

耐力壁の強度計算は、曲げ終局強度 M_u に(4)式を、せん断終局強度 Q_{su} に広沢平均式(5)式を用いた⁴⁾。両式は 1 枚の有開口耐力壁としての算定値と、片側の耐力壁としての算定値の両値を示した。有開口耐力壁のせん断強度は開口低減率 $1 - l_0/l$ によって低減させた。有開口耐力壁として計算する場合のせん断スパンや軸力比は、制御せん断スパンおよび長期軸力とした。片側の耐力壁のせん断スパンは、1 階各壁で負担するモーメント・せん断力によって逐次変化するため、実験時にロードセルで計測された値を用いて計算を行った。せん断終局強度算定時の耐力壁の等価壁厚 t_e は実用設計式の上限值⁴⁾として壁板厚 t の 1.5 倍とした。

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y D + 0.4a_w\sigma_{wy} D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{BD\sigma_B}\right) \quad (4)$$

B : 耐力壁側柱の幅, D : 耐力壁の全長

N : 耐力壁の軸方向力, σ_B : 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

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_{te}^{0.23}(\sigma_B + 18)}{\sqrt{\frac{M}{QD} + 0.12}} + 0.85\sqrt{\sigma_{wh}p_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} t_e j \quad (5)$$

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(%), σ_B : コンクリート圧縮強度

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

3. 実験結果

3.1 破壊性状

表-4 に正載荷+0.5%時の各部材の残留ひび割れ幅を、写真-1 に正載荷終局時の破壊状況を示す。

単層試験体は、±800kN の載荷サイクルで引張側の W1 壁と C1 柱に斜めのひび割れが、C2 柱に水平のひび割れが発生した。±0.4%の載荷サイクル以降では圧縮側の W1 壁にせん断ひび割れが多数みられ、引張側の C1 柱頭・

表-4 +0.5%正載荷残留ひび割れ幅 (単位 mm)

部材	1 層部北側 (引張時)			1 層部南側 (圧縮時)			2 層部	
	C1 柱	W1 壁	C2 柱	C2 柱	W1 壁	C1 柱	2F 梁	W1 壁
単層試験体(+2.0%)	0.05	0.10	0.75	0.35	0.15	0.00	-	-
連層試験体(+3.0%)	1.40	0.60	0.55	0.15	0.10	0.00	1.10	0.25

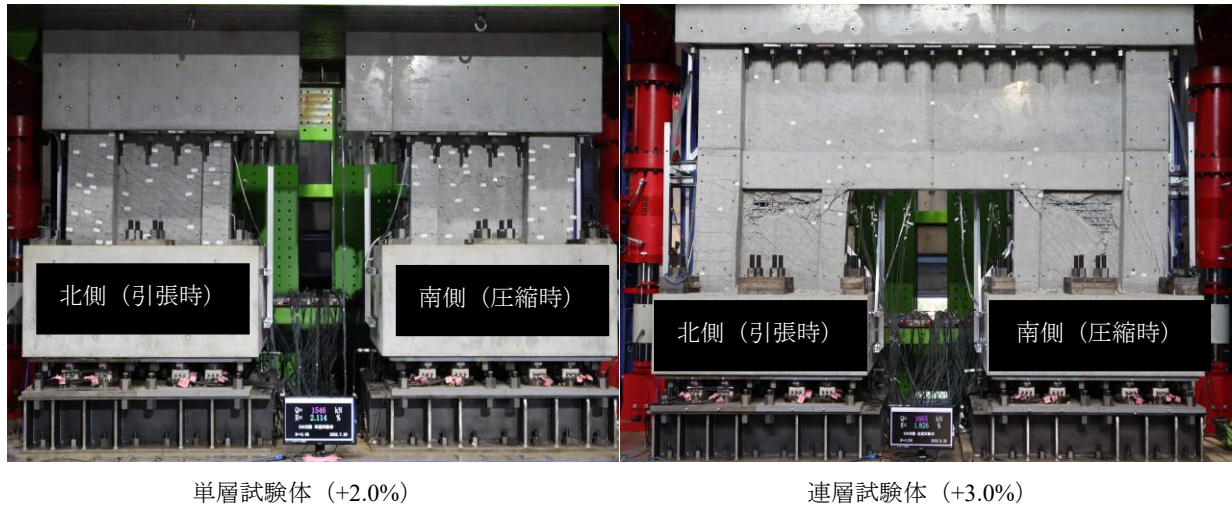


写真-1 正載荷終局状況

柱脚の主筋が降伏した。最終的には 0.4%まで 1 枚の壁として曲げ降伏して靱性的な挙動を示した後に、圧縮側の壁板部分で軸圧壊が生じた。

連層試験体は、 $\pm 800\text{kN}$ の載荷サイクルで引張側の W1 壁に斜めのひび割れが、C2 柱に水平のひび割れが発生し、圧縮側では W1 壁にせん断ひび割れがわずかに確認された。 $\pm 0.5\%$ の載荷サイクルでは引張側の C1 柱脚の主筋に降伏した後に圧縮側の W1 壁の横筋の降伏も見られた。 $\pm 1.0\%$ の載荷サイクルで正載荷時に C2 柱のせん断補強筋、 $\pm 1.5\%$ の載荷サイクルで正載荷時に C1 柱のせん断補強筋の降伏が確認された。単層試験体と同様に壁板部分に大きなせん断圧縮破壊が生じたものの、最終的には C1 側柱にも大きなせん断ひび割れが生じた。

3.2 脚部応力度分布

図-6 に耐力壁の脚部の柱主筋・壁縦筋の鉛直応力度分布を正載荷+0.25%まで示す。それぞれの鉄筋のひずみから、材料試験結果をもとにしたバイニリア履歴モデルを仮定して応力に変換した。

両試験体は、変形が進むにつれ圧縮側耐力壁の C1 柱を除いて全鉄筋に引張力が生じている。+0.25%時を比較すると、単層試験体の圧縮側の W1 壁縦筋は多くが降伏しているのに対し、連層試験体の圧縮側の W1 壁縦筋にはあまり応力が発生していない。単層試験体はせん断スパンが大きいために、圧縮側の耐力壁でも顕著な曲げ変形が発生したと考えられる。

3.3 履歴特性

両試験体とそれぞれの南北の耐力壁の荷重一層間変形

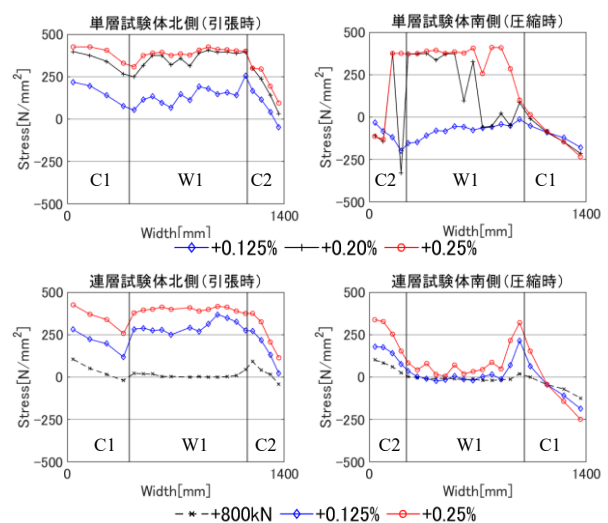
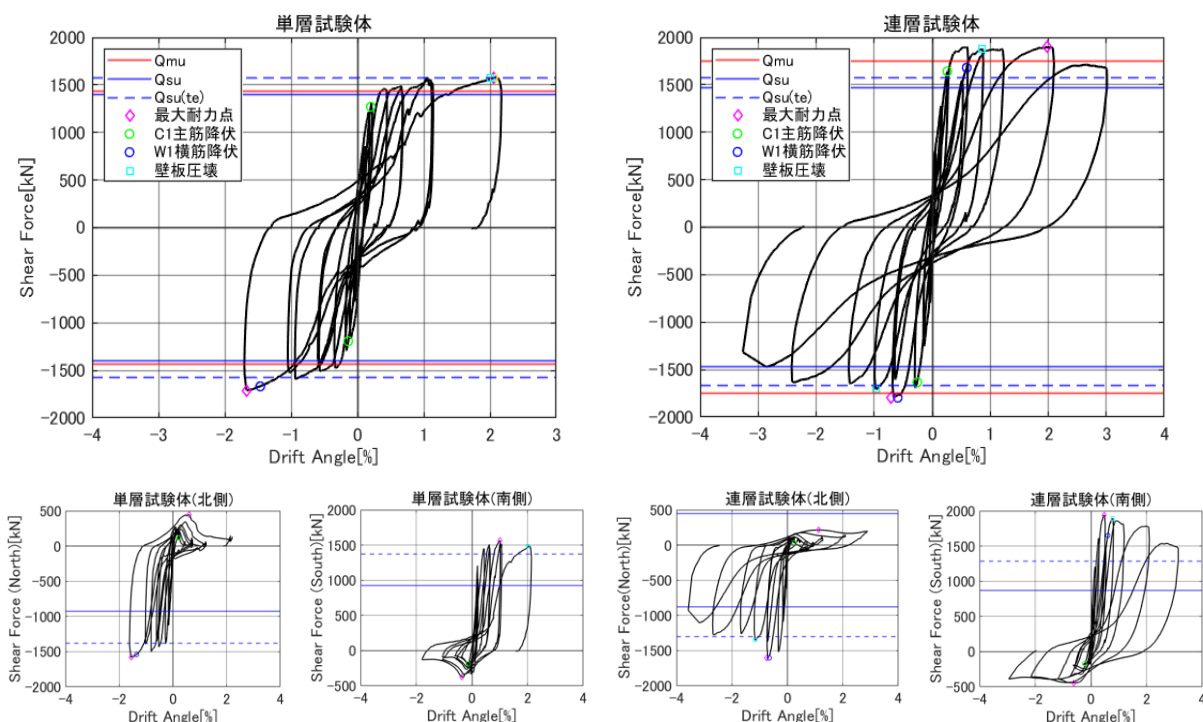


図-6 耐力壁脚部の鉄筋の鉛直応力度分布

角関係を図-7 に示す。最大耐力時変形角および壁板に圧壊が見られた終局変形角は、単層試験体に比べて連層試験体では小さく、履歴形状でもせん断変形が卓越している。

負載荷では-1.5%のサイクルで、北側耐力壁の最大応答せん断力 1581kN 、架構全体としてのせん断力が最大値 1711kN を記録し、載荷終了まで明確なせん断耐力低下は見られなかった。正載荷では+1.0%の 1 サイクル目で南側耐力壁の最大負担せん断力 1565kN を記録し、+2.0%の載荷サイクルでは 1486kN に低下したものの、北側 (引張側) 耐力壁の負担せん断力が増加し、架構全体としては変形角+2.0%での 1578kN が最大の負担せん断力となり、耐力低下は確認できなかった。



図—7 荷重-層間変形角関係

表—5 計算値と実験値の比較 (単位 kN)

試験体		単層試験体			連層試験体		
		全体	北側	南側	全体	北側	南側
計算値	Q_{mu}	1439	2224	2939	1744	2875	6899
	正載荷 Q_{su}	1394	561	927	1470	558	869
	負載荷 Q_{su}		927	541		879	833
	$Q_{su}(t_e)^*$	1578	1379	1375	1664	1299	1283
最大耐力	正載荷 (τ_u/σ_B)	1578(0.16)	444(0.09)	1565(0.31)	1900(0.20)	215(0.04)	1941(0.40)
	負載荷 (τ_u/σ_B)	1711(0.17)	1581(0.31)	376(0.07)	1797(0.19)	1606(0.33)	444(0.09)

*等価壁厚 t_e を壁厚 t の1.5倍以下とする制限を設けずに計算したせん断終局強度

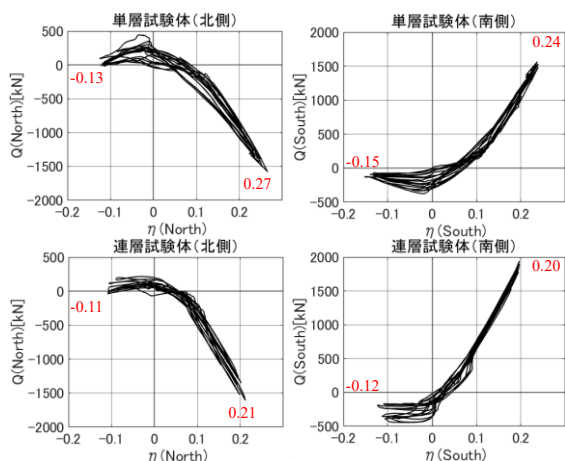
連層試験体は、正載荷では+0.5%の荷重サイクルで南側耐力壁の最大応答せん断力 1941kN を記録した後に耐力が低下し、+3.0%の荷重サイクルで最大せん断耐力の20%以上のせん断耐力低下が見られ安全限界状態となった。架構全体のせん断力は+0.5%から+2.0%の荷重サイクルまで概ね一定値を保ち最大のせん断力 1900kN を記録し、+3.0%の荷重サイクルでの応答せん断力の低下も最大せん断耐力の12%であった。負載荷では-0.5%の1サイクル目で北側耐力壁の最大のせん断力 1606kN を記録し、-1.5%の荷重サイクルで20%以上のせん断耐力低下が見られ安全限界状態となった。こちらも架構全体では南側（引張側）耐力壁のせん断負担力が増加することで、急激な耐力低下には至らず、-3.0%の荷重サイクルでのせん断耐力低下も最大せん断耐力の18%であった。

両試験体で、引張側の最大耐力はサイクルピーク変形で生じていなかった。引張軸力が変動すると、引張側壁

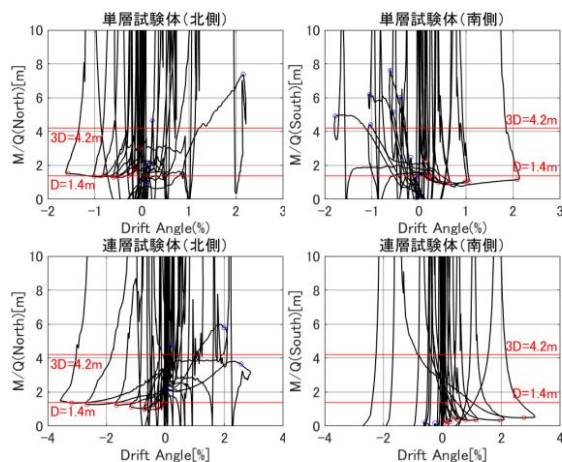
のせん断剛性および負担可能なせん断耐力が徐々に低下するためと考えられる。その後、変形角が大きくなり圧縮側のせん断剛性が低下すると、引張側のせん断負担力がやや大きくなり全体のせん断耐力低下を緩やかにする傾向が見られた。また、正側最大耐力と負側最大耐力に100kN以上の差異があることから、引張側の荷重が先行した耐力壁では事前に生じた損傷によって、その後の圧縮側の荷重では正載荷時圧縮側の耐力壁よりも負担せん断力が小さくなっている。

3.4 計算強度に用いる軸力比・せん断スパン

各試験体の南北の耐力壁下に取り付けたロードセルより得られた、軸力比とせん断力の関係を図—8 に、せん断スパンと層間変形角の関係を図—9 に示す。強度計算では最大せん断耐力時の軸力比を用いた。軸力比とせん断力は圧縮時において概ね線形比例関係にある。引張時には軸力比が小さくなるにつれて負担せん断力が緩や



図—8 セン断荷重 - 軸力比関係



図—9 層間変形角 - セン断スパン関係

かに低下している。

せん断スパンには、引張側では荷が進むと $3D=4.2m$ を超え一定値を得られなかった。一方、圧縮側では、変形が増すにつれて一定値に漸近している。強度計算では $1 \leq M/QD \leq 3$ とした。

3.5 計算強度と実験値の比較

表—5 に各試験体の広沢式の計算結果と実験結果の最大耐力の比較を示す。両試験体で最大応答せん断力が圧縮側の耐力壁で計算強度を大きく上回り、引張側の耐力壁ですべて下回った。圧縮側の耐力壁の実強度は単層試験体で計算強度の 190%、連層試験体で計算強度の 213% であった。1 枚の有開口耐力壁とみなした場合のせん断強度は単層試験体で計算強度の 124%、連層試験体で計算強度の 129% であった。引張側の耐力壁の実強度は単層試験体で計算強度の 79% と 70%、連層試験体で計算強度の 48% と 53% であった。これらは危険側の評価ではあるが、圧縮側の耐力壁のせん断耐力との合計値を求めると安全側の評価となる。またその合計値は全体の架構として求めた計算値を概ね上回り実験値に近づいた。

本試験体は壁厚に対して隅柱と間柱の断面積が非常に大きく、実用設計式の上限である「等価壁厚 t_e は壁厚 t の

1.5 倍以下」という制限を受けている。この制限を設けずに p_{te} と p_{wh} を再計算し、せん断終局強度 $Q_{su}(t_e)$ とした。 t_e と $1.5t$ に大きな差があった片側の耐力壁の $Q_{su}(t_e)$ は特に計算値が大きくなり実験値に近づくものの、なおも下回っている。上記の検討から、高軸力下における等価壁厚が壁厚の 1.5 倍以上の耐力壁のせん断耐力評価において、広沢式の精度は高くない。

また、圧縮側の耐力壁は τ_u/σ_B が高かったが、急激な耐力低下は見られず、脆性的な破壊とはならなかった。

4. まとめ

本実験では 1 層部分が有開口耐力壁となり変動軸力によって片側の耐力壁に引張軸力が作用するような架構の静的荷重実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 引張側の耐力壁の負担せん断力は圧縮側と比べて極めて小さく、広沢平均式を大きく下回った。変形角の増大によって、引張軸力が大きくなることで、引張側壁のせん断剛性および負担可能なせん断耐力が徐々に低下した。
- (2) 圧縮側の無開口耐力壁、2 枚の有開口耐力壁の順で広沢平均式を大きく上回った。等価壁厚が壁厚の 1.5 倍以上で高い軸力比の耐力壁に対する広沢式の精度は高くない。

謝辞

本研究は、令和 4 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、防災科学技術研究所に荷重計を借用することで成立した。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 岩野哲也, 村上幸太, 堀田久人: 引張軸力を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No.2, pp. 289-294, 2020
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2018), 日本建築学会, p.287-345, 2018
- 3) 松森泰造, 壁谷澤寿海, 白井和貴: E-ディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験 その 8 耐震壁の負担せん断力, 大会学術講演梗概集, 日本建築学会, Vol.45, No.6, p.28-34, 2007
- 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