

論文 ピロティ架構における耐震壁下梁の断面形状が耐震壁のせん断強度に及ぼす影響

松本 健規^{*1}・勅使川原 正臣^{*2}・市之瀬 敏勝^{*3}・神谷 隆^{*4}

要旨：ピロティ架構上部の耐震壁のせん断強度や破壊性状にピロティ階の梁（以下、ピロティ梁）が与える影響については十分に解明されていない。そこで、ピロティ梁、ピロティ構面耐震壁のせん断性状への影響を調べるために、ピロティ梁の断面と主筋比をパラメータとした実験を行い、ピロティ梁断面を大きくすることで耐震壁のせん断耐力が向上するという知見を得た。

キーワード：ピロティ、耐震壁、せん断強度、梁

1. はじめに

ピロティ架構では2階の壁に曲げ降伏ヒンジを設けることが推奨されている。そのためには1階の強度を上げることになるが、その結果、2階の壁にせん断破壊が生じる可能性を否定できない。壁板のせん断ひび割れの拡大を抑制するためには十分に剛強なピロティ梁を設けた方がよいとされるが、設計上は最小限の断面とする要請が強い。しかし、ピロティ梁が十分に剛強でない場合に上層部の耐震壁のせん断性状に及ぼす影響については解明されていないのが現状である。

本論文では最下層がピロティ架構となる連層耐震壁において、ピロティ梁の強度が耐震壁のせん断性状に与える影響を調査することを目的とする。そこで、ピロティ梁の断面と主筋比をパラメータとした実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の寸法および配筋図を図-1、試験体の配筋一覧を表-1、使用したコンクリートおよび鉄筋の材料特性を表-2、表-3に示す。コンクリートは1階と2階を分けて打設したので、材料特性は1階と2階で異なる。また、試験体パラメータを表-4に示す。

試験体は9階鉄筋コンクリート構造物の下層部の3層の耐震壁を対象とした、3層1スパン1/3縮尺モデルである。試験体の1階はピロティ架構とし、隣り合う構面の1階には耐震壁があり、1階の層間変形角と2階の層間変形角が近くなる場合を想定している。試験体は全部で2体で、いずれの試験体も2階の耐震壁はせん断破壊先行型となるように設計している。

試験体のパラメータは、ピロティ梁の断面 $B_b \times D_b$ と主筋比である。梁断面は、試験体 LB は $300\text{mm} \times 350\text{mm}$ 、試験体 SB は $250\text{mm} \times 250\text{mm}$ とした。これらのピロティ梁断面形状はいずれも鉄筋コンクリート構造計算規準・同

解説¹⁾（以下、RC規準）で推奨されている枠フレームの断面形状の条件を満たしている。また、文献²⁾に従って接合部耐力を算出した結果、試験体 SB の接合部の強度が不足していたため、試験体 SB には図-1のように鍔筋による接合部補強を行っている。なお、鉄筋の定着長さはRC規準で推奨されている必要定着量を満たしている。

2.2. 加力方法

載荷装置図を図-2に示す。載荷方法は軸力一定条件下での片持ち梁形式の正負交番載荷とした。ただし、試験体は平行して隣り合う構面の1階に耐震壁がある場合を想定しており、試験体の耐震壁頂部と1階柱頂部の変形角が等しくなるように下スタブから1100mmの高さにある床スラブに水平荷重を与えた。また、軸力は左右の柱にそれぞれ588kN（1階柱断面の軸力比=0.2）を一定軸力として与えた。

載荷は層間変形角制御（変位制御点は図-1配筋図に示す）とし、載荷履歴 $1/2000(1) \rightarrow 1/1000(1) \rightarrow 1/750(1) \rightarrow 1/500(2) \rightarrow 1/250(2) \rightarrow 1/150(2) \rightarrow 1/100(1) \rightarrow 1/75(1)$ で行った。括弧内の数字は繰り返し回数である。

2.3. 破壊形式の評価

本研究では次の3点を仮定する。

- ・本試験体は側柱の断面積が大きいので、等価矩形断面幅 t_e を壁板の厚さの1.5倍とし、壁板のせん断応力度を、水平荷重 Q と耐震壁の全長 l および t_e から $\tau = Q / (t_e \times l)$ とする。
- ・コンクリートの主応力の角度を45度とし、コンクリートの引張強度はゼロとする。
- ・壁縦筋は降伏強度 σ_{wy} を負担する。

これらの仮定からモールの応力円を描くと、ピロティ梁には図-3のように分布荷重 $\tau \cdot p_{wy} \sigma_{wy}$ が作用することになる。この分布荷重 $\tau \cdot p_{wy} \sigma_{wy}$ により、ピロティ梁には曲げモーメント、せん断力が作用する。ピロティ梁中央部の

*1 名古屋工業大学大学院生（仮会員）

*2 名古屋大学大学院 環境学研究科 教授・工学博士（正会員）

*3 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科 教授 工学博士（正会員）

*4 矢作建設工業株式会社（正会員）

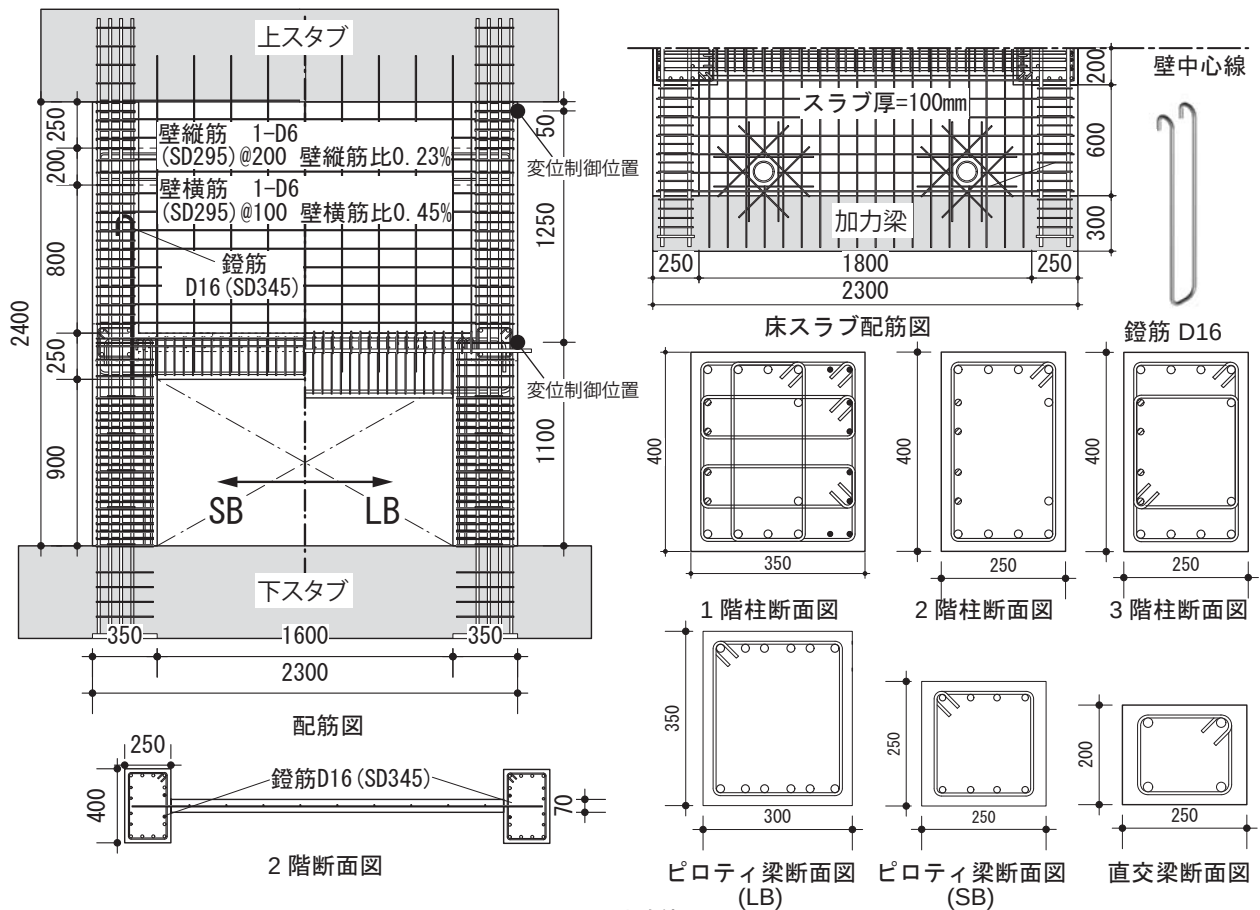


図-1 試験体図面

表-1 試験体の配筋一覧

	壁板				1階柱			直交梁			3階梁	
	壁厚 t (mm)	等価壁厚 t_e (mm)	壁縦筋 (壁縦筋比)	壁横筋 (壁横筋比)	断面 $b \times D$ (mm)	主筋 (主筋比)	帯筋 (帯筋比)	断面 $b \times D$ (mm)	上下主筋 (主筋比)	あばら筋 (あばら筋比)	断面 $b \times D$ (mm)	上下主筋
LB	70	105	D6@200 (0.23%)	D6@100 (0.45%)	400×350	8-D10 4-D13 10-D16 (2.20%)	6-D6@40 (1.20%)	250×200	2-D19 (2.30%)	2-D6@50 (0.64%)	70×200	1-D10
SB												

	2階柱			3階柱			床	
	断面 $b \times D$ (mm)	主筋 (主筋比)	帯筋 (帯筋比)	断面 $b \times D$ (mm)	主筋 (主筋比)	帯筋 (帯筋比)	長手方向筋 (床筋比)	短手方向筋 (床筋比)
LB	400×250	4-D13 10-D16 (2.50%)	2-D6@50 (0.32%)	400×250	4-D13 10-D16 (2.50%)	2-D6@50 (0.64%)	2-D6@100 (0.64%)	2-D6@100 (0.64%)
SB								

表-3 鉄筋の材料特性

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm ²)	降伏歪 (μ)	弾性係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D6(SD295A)	419	2223	1.96	508
D10(SD345)	393	2372	1.87	552
D13(SD345)	406	2172	1.87	566
D16(SD345)	375	2135	1.88	558

表-4 試験体パラメータ

	ピロティ梁			接合部 補強
	断面 $B \times D$ (mm)	上下主筋 (主筋比)	あばら筋 (あばら筋比)	
LB	300×350	6-D16 (2.27%)	2-D16 (0.43%)	なし
SB	250×250	4-D13 (1.63%)	2-D16 (0.51%)	鍍筋 2-D16

曲げモーメントが許容値を超えれば、ピロティ梁中央が大きく変形し、壁板のせん断ひび割れが広がるような破壊形式が予想される (図-4 (b))。ピロティ梁端部のせん断耐力が許容値を超えれば、ピロティ梁端部が大きく変形し、壁板が下に抜け落ちるような破壊形式が予想される (図-4 (c))。また、壁板の広がり量が許容値を超えれば、壁板の縦方向のせん断ひび割れがせん断強度を発揮する前に広がってしまう破壊形式が予想される (図

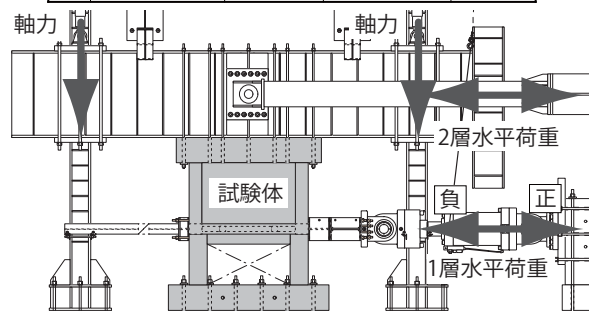


図-2 加力装置

ー 4 (d))。ピロティ梁の中央部の曲げモーメント、ピロティ梁端部のせん断力、壁板の広がり量が許容値以下であれば、耐震壁のせん断力は十分に発揮される。以上の破壊形式の評価を試みる。

本研究では、図-5 に示すようにピロティ梁を単純梁と仮定した。そのため、ピロティ梁に作用する曲げモーメント図、せん断力図は図-5 のようになる。ピロティ梁中央部の曲げモーメント M_b 、ピロティ梁端部のせん断力 Q_b 、壁板の広がり量 ε_b を式(3)～(5)より計算する。また、それぞれの許容値は式(6)～(8)より計算する。式(6)は耐震壁のせん断強度が期待するせん断強度を十分に発揮するため許容できる広がり量で、枠柱を弾性状態として考えた場合の枠柱の平均ひずみが 0.15% 程度であるという実験的な知見より設定した³⁾。文献³⁾では水平方向の広がり量を論じているが、本実験では 1 階が壁抜けであることから鉛直方向にも壁板が膨張変形すると考え、式(3)と式(6)は壁板の鉛直ひずみに関する式となっている。ここで、3 階梁の変形は微小であると仮定し、考慮しないものとした。

以上の方法により計算した結果と予想される破壊形式を表-5 に示す。断面が大きいピロティ梁を持つ試験体

LB の予想破壊形式は耐震壁のせん断破壊となったが、試験体 SB ではピロティ梁の曲げ降伏と判定された。

3. 実験結果

試験体 LB、試験体 SB の 2 階の層間変形角を用いた荷重変形関係および鉄筋降伏時点を図-6、鉄筋降伏位置を図-7 に示す。また、試験体ひび割れ図と最終破壊状況の写真を図-8、図-9 に示す。

3.1 試験体 LB

変形角 $\pm 1/4000$ から $\pm 1/1000$ において、2 階壁板に幅 0.04mm 程度のせん断ひび割れが生じた。その後、変形角 $\pm 1/750$ 時にピロティ梁端部にひび割れが生じ、変形角 $\pm 1/500(1)$ 時にピロティ梁中央下側に曲げひび割れが発生した。この時、2 階柱に曲げひび割れも発生した。変形角 $\pm 1/250$ 付近で計算上のせん断耐力 (876kN) に達し、変形角 $\pm 1/150(1)$ に至ると、壁板のせん断ひび割れはピロティ梁まで広がり、ピロティ梁端部を貫く幅 1.1mm のせん断ひび割れとなった。変形角 $\pm 1/120$ 付近で最大耐力 1170kN に達したが、その後、図-10 のように壁板とピロティ梁を貫くせん断ひび割れが縦方向に拡大することで破壊し、耐力は緩やかに低下した。

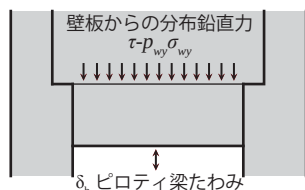


図-3 ピロティ梁の荷重の仮定

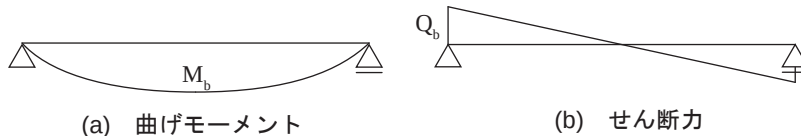


図-5 ピロティ梁のモデル化

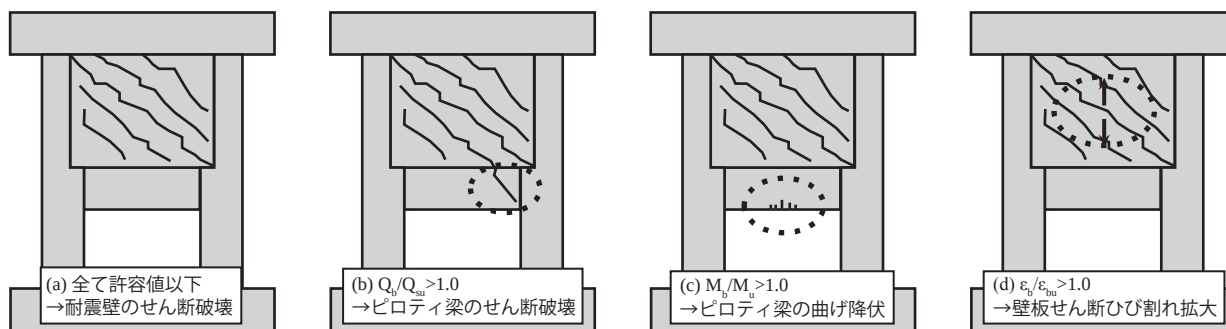


図-4 予想破壊形式

表-5 破壊形式の評価

	耐震壁			ピロティ梁										予想破壊形式
	Q_{wsu} (kN)	Q_{wmu} (kN)	Q_{wmu}/Q_{wsu} (-)	τ (N/mm ²)	ε_b (%)	M_b (kNm)	Q_b (kN)	ε_{bu} (%)	M_u (kNm)	Q_{su} (kN)	$\varepsilon_t/\varepsilon_{bu}$ (-)	M_b/M_u (-)	Q_b/Q_{su} (-)	
LB	876	1035	1.37	3.12	0.008	53	133	0.150	114	180	0.05	0.46	0.74	耐震壁のせん断破壊
SB	876	1035	1.37	3.12	0.027	53	133	0.150	35	94	0.18	1.51	1.41	ピロティ梁の曲げ降伏

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e \cdot j \quad \cdots (1) \quad Q_{wmu} = M_{wu} / h \quad M_{wu} = a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w \quad \cdots (2)$$

$$\delta_b = \frac{5(\tau - p_{wy} \cdot \sigma_{wy}) \cdot t_w \cdot L_c^4}{384 E \cdot I_e} \quad \varepsilon_b = \frac{\delta_b}{h_w} \times 100 \quad \cdots (3) \quad M_b = \frac{(\tau - p_{wy} \cdot \sigma_{wy}) \cdot t_w \cdot L_c^2}{8} \quad \cdots (4) \quad Q_b = \frac{(\tau - p_{wy} \cdot \sigma_{wy}) \cdot t_w \cdot L_c}{2} \quad \cdots (5)$$

$$\varepsilon_{bu} = 0.15\% \quad \cdots (6) \quad M_u = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad \cdots (7)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wy} \cdot p_w} \right\} b j \quad \cdots (8)$$

※式(1)、(2)、(7)、(8)の記号は文献⁴⁾を参照のこと。

σ_{wy} : 壁縦筋の降伏強度 (N/mm²) h_w : 壁板の高さ (mm) L_c : ピロティ梁のクリアスパン長さ (mm)

E : コンクリートのヤング係数 (N/mm²) I_e : ピロティ梁の等価断面 2 次モーメント (mm⁴)

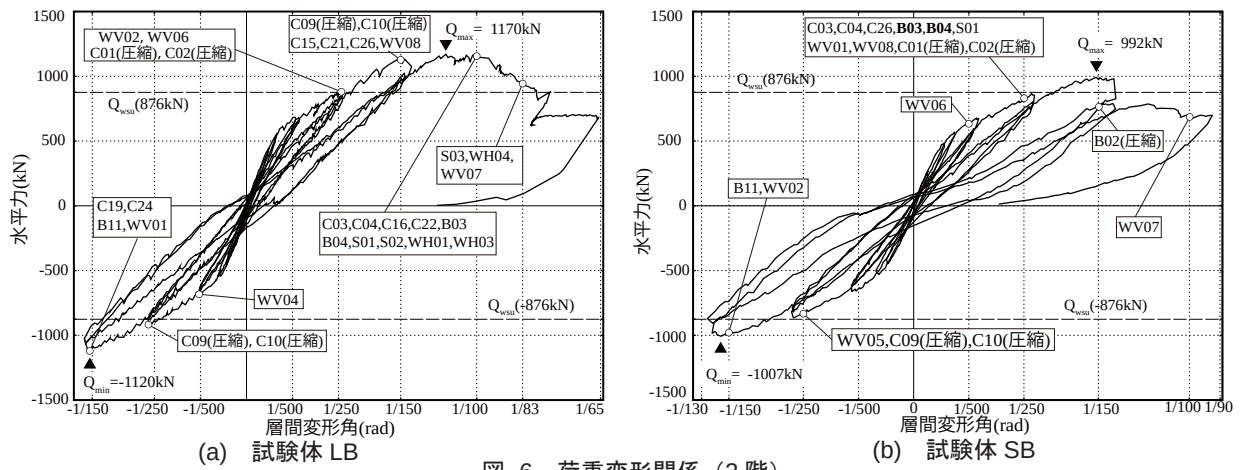


図-6 荷重変形関係 (2 階)

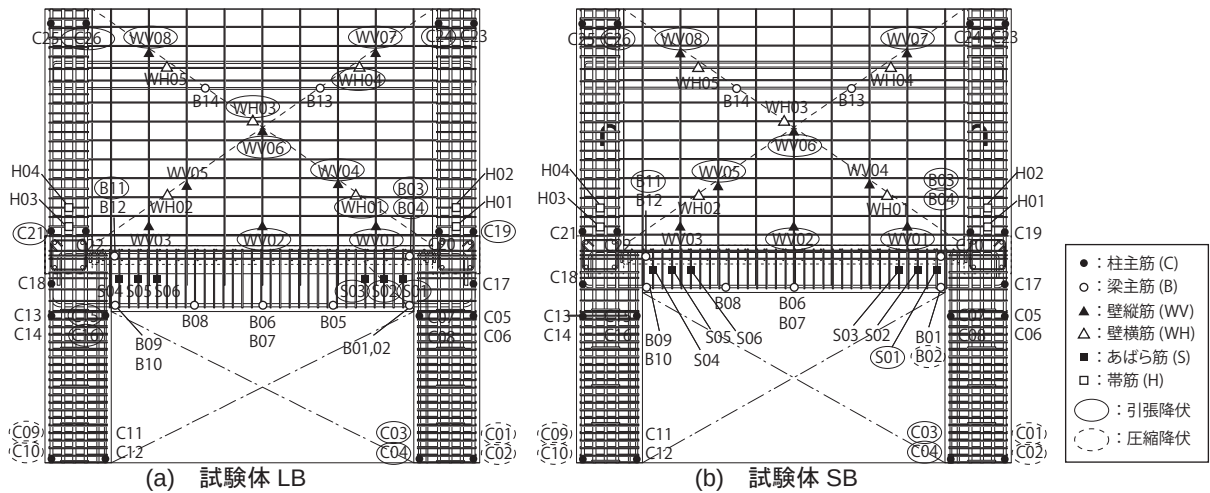


図-7 鉄筋降伏位置図 (最大変形に至るまで)

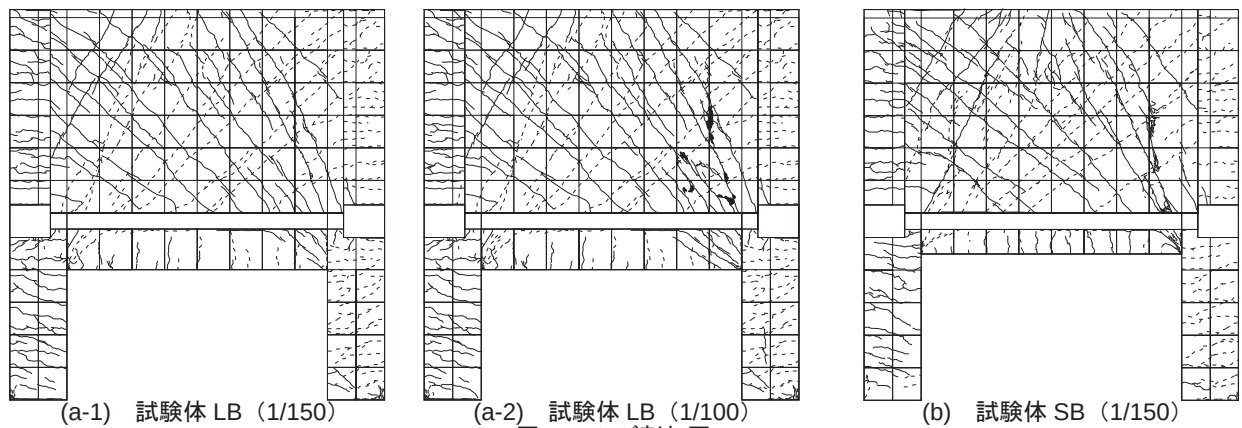


図-8 ひび割れ図

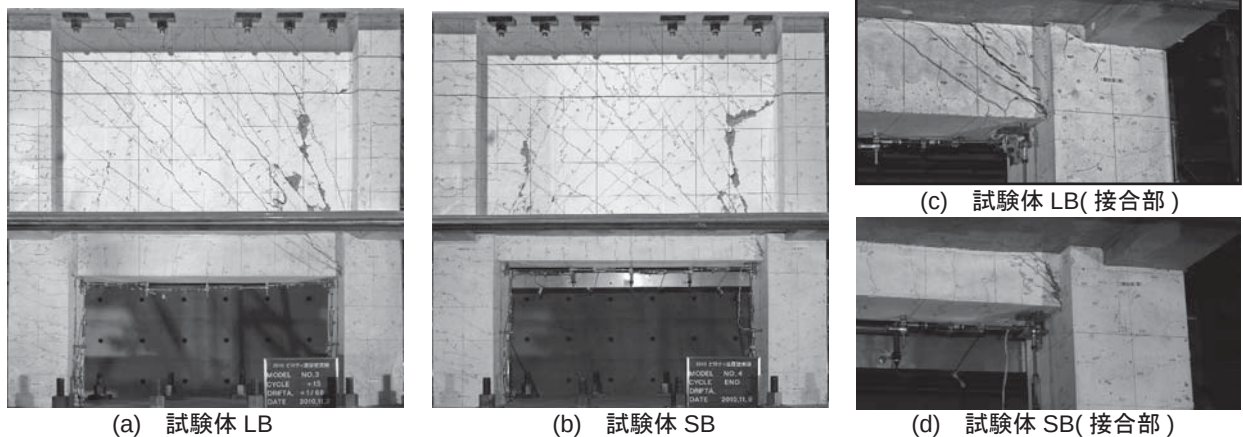


図-9 最終破壊状況

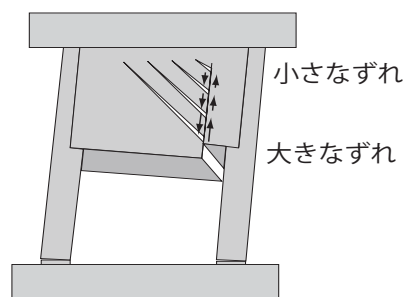
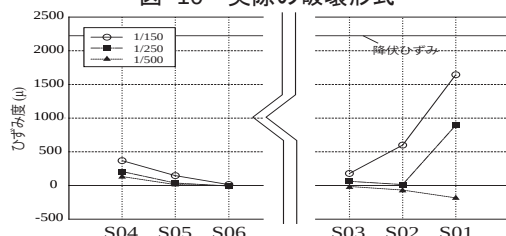
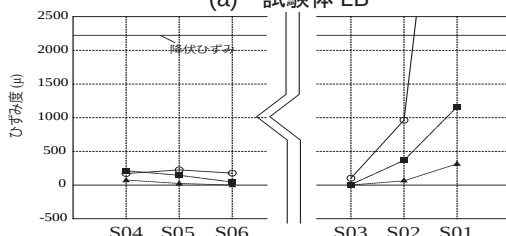


図-10 実際の破壊形式

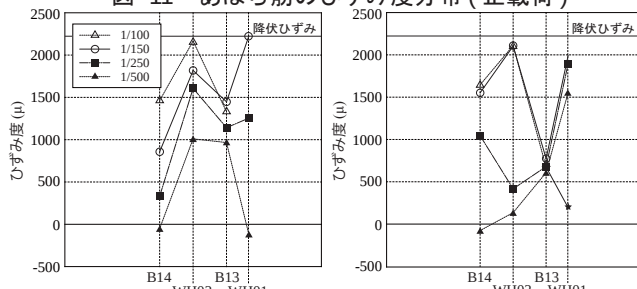


(a) 試験体 LB

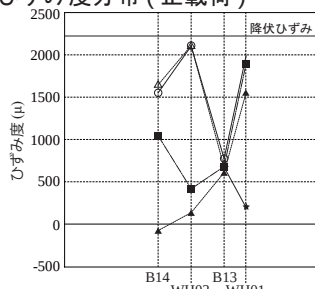


(b) 試験体 SB

図-11 あばら筋のひずみ度分布 (正載荷)

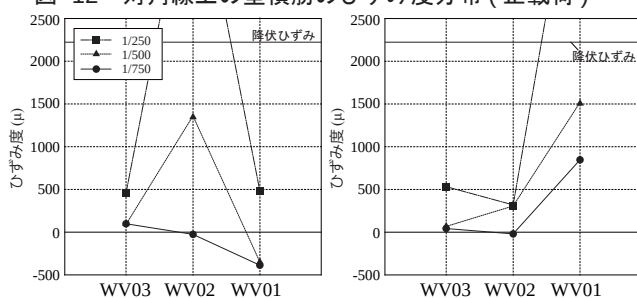


(a) 試験体 LB

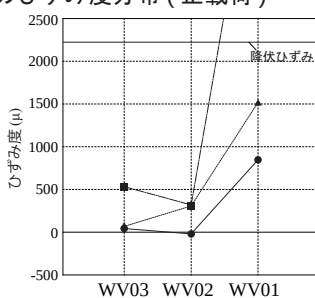


(b) 試験体 SB

図-12 対角線上の壁横筋のひずみ度分布 (正載荷)

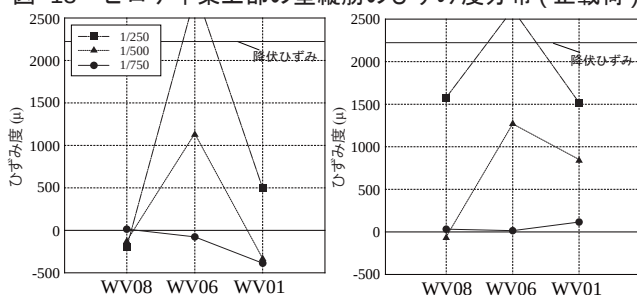


(a) 試験体 LB

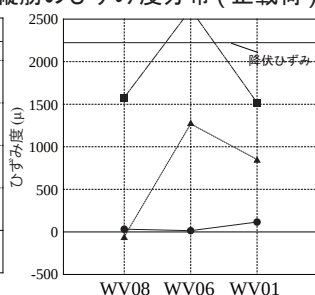


(b) 試験体 SB

図-13 ピロティ梁上部の壁縦筋のひずみ度分布 (正載荷)



(a) 試験体 LB



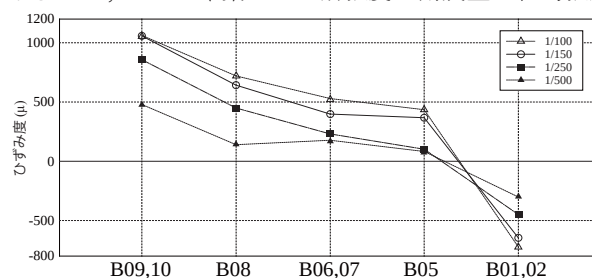
(b) 試験体 SB

図-14 対角線上の壁縦筋のひずみ度分布 (正載荷)

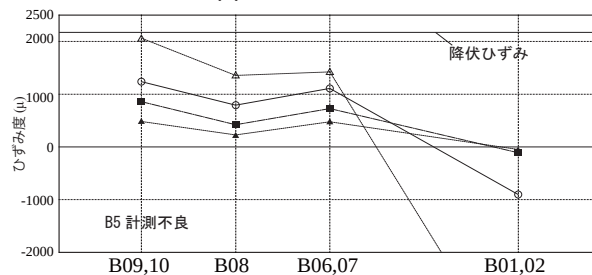
3.2 試験体 SB

変形角 $\pm 1/2000$ 時に、2 階壁板に幅 0.04mm 程度のせん断ひび割れが生じた。その後、変形角 $\pm 1/1000$ 時にピロティ梁端部にひび割れが生じ、同時に、ピロティ梁中央下側の広域に曲げひび割れが発生した。変形角 $\pm 1/500$ に至ると、2 階のせん断ひび割れは壁板全体にまで広がり、変形角 $\pm 1/250$ 時にはピロティ梁を貫通するまでにせん断ひび割れが拡大し、2 階柱に曲げひび割れも確認された。変形角 $\pm 1/250$ 付近で計算上のせん断耐力 (876kN) に達したが、その後の変形角 $\pm 1/150$ 時には最大耐力 992kN を計測した。その直後、図-10 のように壁板とピロティ梁を貫くせん断ひび割れが縦方向に拡大することで破壊し、耐力が低下した。

ピロティ梁断面が 250mm $\times$ 250mm の試験体 SB の最大耐力が 992kN であったのに対し、ピロティ梁断面が 300mm $\times$ 350mm の試験体 LB は 1170kN であり、梁断面のみの変化により 180kN (18%) 程度の耐力の変化がみられたが、両試験体は同様の破壊経過をたどった。また、両試験体とも 2-3 で想定した破壊形式と異なっていた。なお、本実験はピロティ梁がせん断破壊する破壊形式であるため、ピロティ梁のせん断強度が耐震壁の終局強度



(a) 試験体 LB



(b) 試験体 SB

図-15 ピロティ梁下端のひずみ度分布 (正載荷)

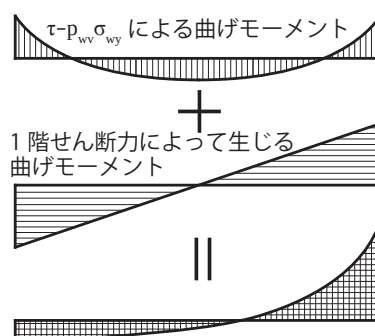
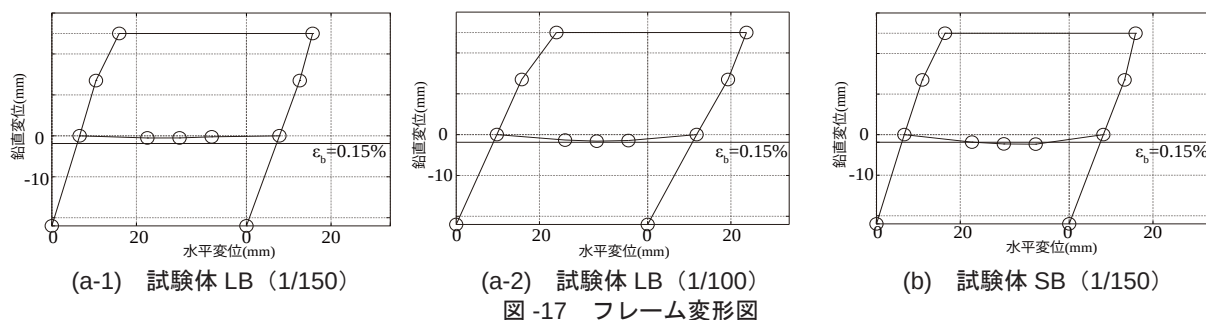


図-16 ピロティ梁に生じる曲げモーメント図



に加算されると考えられるが、表-5より、梁のせん断強度の差は90kN程度であるため、梁のせん断強度の差以上の耐力の向上が確認できた。

4. 鉄筋のひずみ度の状況

4.1 ピロティ梁あばら筋

ピロティ梁あばら筋のひずみ度分布を図-11に示す。両試験体とも、正載荷の耐力低下の直前にあばら筋が降伏しており、ピロティ梁がせん断破壊していたことが伺える。

4.2 壁筋

対角線上の壁横筋のひずみ度分布を図-12、対角線上の壁縦筋のひずみ度分布を図-13、ピロティ梁上部の縦筋のひずみ度分布を図-14に示す。せん断変形に対して壁横筋が抵抗していたことが確認できるが、壁縦筋には壁横筋よりも大きいひずみが生じている。これは、図-3のように壁縦筋がせん断ひび割れの拡大に抵抗していることが原因であると考えられ、ピロティ梁における壁縦筋はせん断変形により生じる鉛直方向の膨張変形に対しても有効であると推測される。

4.3 ピロティ梁主筋

ピロティ梁下端主筋のひずみ度分布を図-15に示す。両試験体とも、梁下端主筋は降伏ひずみには達していないものの、その分布は両試験体で近い形状を示していた。また、ピロティ梁端部の上端筋(B3, B4)は両試験体とも降伏していた(図-6参照)。これは、ピロティ梁には先述の図-3のような分布荷重 $\tau_w \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}$ だけでなく、1階せん断力により1階柱上部に生じる曲げモーメントがピロティ梁に伝わり、図-16のような応力分布になっていたためと推測される。これにより、ピロティ梁端部に大きな曲げモーメントとせん断力が発生し、梁主筋降伏・梁せん断破壊となったと考えられる。

5. フレームの変形

変位計から得られた試験体のフレームの変形図を図-17に示す。変形角+1/150時の両試験体のピロティ梁中央のたわみを比較すると、試験体SBが2.4mmであるのに対し、試験体LBのたわみが0.5mmと非常に小さくなっている。このことから、ピロティ梁を剛強にすることで、壁板の広がり拘束効果が向上することが確認できる。

また、文献³⁾において、耐震壁のせん断破壊時の壁板の最大の広がり量は、壁板の長さに対する比で0.15%程度となるとされている。この傾向が、ピロティ梁を貫通するようなせん断破壊の場合にも当てはまるかどうか、実験値と比較検討を行う。試験体SBが耐力低下する直前(変形角1/150)のピロティ梁の中央部の広がり量は0.18%、試験体LBが耐力低下する直前(変形角1/100)のピロティ梁の中央部のは0.13%であり、両試験体とも0.15%程度であったことが確認された。

6. まとめ

- 1) ピロティ梁断面を大きくすることで、耐震壁のせん断耐力に18%程度の変化が見られた。
- 2) 両試験体とも、壁板とピロティ梁を貫通するせん断ひび割れが縦方向に拡大することにより破壊した。

7. 今後の課題

本実験のような、ピロティ梁を貫くせん断破壊の場合、せん断終局強度は水平断面ではなく鉛直断面に依存すると考えられる。この形式の終局強度を議論するには、鉛直断面のせん断強度の算出方法を検討する必要がある。

謝辞

本研究は国土交通省の建築基準整備促進補助金事業の一環の共同研究であり、ご協力をいただきました建築研究所(福山洋氏、諏訪田晴彦氏)、矢作建設株式会社、名古屋大学、名古屋工業大学の関係者の皆様に厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造計算規準・同解説 2010.2
- 2) 花井ほか：断面が急変するピロティ柱梁接合部における柱主筋の定着性状、日本建築学会技術報告集, Vol. 15, No. 29, pp. 143-146, 2009年2月
- 3) 田内浩喜, 川崎愛, 中村聡宏, 勅使川原正臣, 諏訪田晴彦, 福山洋, 神谷隆, 梅野達三：連延耐震壁のせん断強度に対する枠フレームの効果(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.375-376, 2010.9
- 4) 財団法人日本建築センター：2007年度版建築物の構造関係技術解説書, 2007