

3.2.2 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の動的挙動と静的挙動の比較に関する研究

目 次

(1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5カ年の年次実施計画
- (e) 平成16年度業務目的

(2) 平成16年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
 - 1) 試験体
 - 2) 材料特性
 - 3) 計測計画
 - 4) 載荷計画
 - 5) 試験体の強度
- (c) 業務の成果
 - 1) H15年度実験の結果の概要
 - 2) H16年度実験の結果
 - 3) 載荷サイクル数の影響に関する検討
- (d) 結論ならびに今後の課題
 - 1) せん断スパン比の違いによる影響
 - 2) 繰り返し回数の違いによる影響
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

(3) 平成14～16年度業務のまとめ

(1) 業務の内容

(a) 業務題目 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の動的挙動と静的挙動の比較に関する研究

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
豊橋技術科学大学			
工学部建設工学系	助教授	倉本 洋	kura@tutrp.tut.ac.jp
大学院工学研究科	修士課程 2年	秋田 知芳	akita@rcvx.tutrp.tut.ac.jp
大学院工学研究科	修士課程 1年	島崎 伸彦	simazaki@rcvx.tutrp.tut.ac.jp

(c) 業務の目的

鉄筋コンクリート造連層耐震壁の動的耐震性能と静的耐震性能を比較・検討することを目的とした静的加力実験を実施する。さらに、静的実験結果に基づいて当該耐震壁の復元力特性をモデル化し、地震応答解析により 2002 年度に独立行政法人防災科学技術研究所で実施した震動台実験結果のシミュレーションを試み、動的挙動に及ぼす静的復元力特性の影響因子を検討する。

(d) 3 ヶ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）

- 1) 平成 14 年度：時刻歴地震応答解析に慣用されている耐震壁の復元力特性の妥当性、有効性を耐震壁単体の震動台実験¹⁾（以下、震動台実験と呼称）の結果を用いて検証し、せん断スパン比が小さい試験体 A よりもせん断スパン比が大きい試験体 B の方が履歴曲線、応答変位のいずれにおいても実験結果と解析結果の対応は良好であることが確認できた。
- 2) 平成 15 年度：せん断スパン比の異なる鉄筋コンクリート造連層耐震壁の静的加力実験²⁾（以下、H15 年度実験と呼称）を実施し、震動台実験との比較を行い、耐震壁の動的挙動と静的挙動の違いを大略把握することができた。
- 3) 平成 16 年度：繰り返し回数の異なる鉄筋コンクリート造連層耐震壁の静的加力実験（以下、H16 年度実験と呼称）を実施し、H15 年度実験の結果と比較・検討を行い、静的挙動に及ぼす載荷サイクル数の影響を把握することができた。

(e) 平成 16 年度業務目的

鉄筋コンクリート造連層耐震壁の静的挙動に及ぼす載荷サイクル数の影響の把握を目的として、H15 年度実験と同形状、同配筋、同材料強度の試験体を用いて、曲げ降伏後の繰り返し回数のみを実験変数とした静的加力実験を行った。

(2) 平成 16 年度の成果

(a) 業務の要約

昨年度は、せん断スパン比の異なるせん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の RC 造耐震壁 2 体について、同一変位振幅における繰り返し回数を 2 回として実施した静的加力実験を実施した。本年度は、RC 造耐震壁の静的挙動に及ぼす載荷サイクル数の影響の把握を目的として、昨年度と同形状、同配筋の試験体を用いて繰り返し回数を 6 回とした静的加力実験を実施し、昨年度の実験結果と比較・検討を行った。その結果、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体とも載荷サイクル数の違いによる破壊形式の差異はなく、RC 造耐震壁の崩壊には累積損傷エネルギーよりも部材の限界変形が大きく影響することが明らかとなった。

(b) 業務の実施方法 (H16 年度実験の概要)

1) 試験体

本実験で用いた試験体は、6 層壁フレーム形式の RC 造建築物における連層耐震壁の下部 2 層を想定したものであり、縮尺は実大の約 1/3 としている。試験体は H15 年度実験で用いた RC 造耐震壁と同形状、同配筋、および同材料強度である。H15 年度実験で用いたせん断スパン比の異なるせん断破壊先行型の試験体 AS および曲げ破壊先行型の試験体 BS とそれぞれせん断スパン比が等しい試験体 ASR および試験体 BSR の 2 体について静的加力実験を実施した。試験体の部材断面詳細を表 1 に、形状を図 1 に、配筋を図 2 に示す。耐震壁の寸法は全試験体とも壁内法高さ 800mm、内法長さ 1600mm、壁厚 80mm である。側柱は 200mm 角で、1 層の梁は幅 150mm、梁せい 200mm である。2 層の梁は上部スタブと一体となっている。また、基礎スタブは高さ 400mm、幅 2700mm、奥行き 700mm、上部スタブは高さ 350mm、幅 2700mm、奥行き 700mm である。

2) 材料特性

使用したコンクリートは呼び強度 21N/mm² (実験時の目標圧縮強度が 27 N/mm²) である。実験時の圧縮強度を H15 年度実験で用いた試験体と併せて表 2 に示す。

試験体に使用した鉄筋は、SD295A の D6 (壁筋、柱・梁横補強筋) と D10 (梁主筋)、SD390 の D13 (柱主筋、スタブ幅止筋) と SD295A の D13 および D25 (スタブ筋) である。鉄筋の材料特性を表 3 に示す。

3) 計測計画

測定箇所は平成 15 年度実験と同様のものとした。変位の測定は、歪型変位計を用いて行った。変位の計測位置を図 3 に示す。測定箇所は、上部スタブおよび側柱での水平変位、側柱を 4 分割した軸方向変位、1 層梁および壁板の部分変位である。鉄筋の歪は、柱主筋、帯筋、壁のせん断補強筋、梁主筋の主要な位置に歪ゲージを貼り測定を行った。歪ゲージ貼付位置を図 4 に示す。

4) 載荷計画

実験変数は載荷サイクル数であり、H15 年度実験では曲げ降伏してから耐力低下が起きるまでの同一変位振幅の繰り返し回数を 2 回で行ったのに対して H16 年度実験では繰り返し回数を 6 回として実験を行った。表 4 に載荷計画を示す。

実験は試験体頂部の水平変位 () を計測高さ (h=2000mm) で除した部材角 $R = \text{ } / h$ で制御した。また壁脚部のせん断スパン比が H15 年度実験で用いた試験体 AS および試験体 BS とそれぞれ等しくなるように試験体 ASR で 1.38 および試験体 BSR で 1.76 となるように付加モーメントを与えた。載荷装置を図 5 に、載荷装置全景を写真 1 に示す。

5) 試験体の諸強度

耐力算定結果を表 5 に示す。曲げ強度は実用略算式、せん断強度は既往の略算式(荒川式、広沢式)、および靱性保証型指針のせん断強度式を用いて求めた。H15 年度耐震壁実験と H16 年度耐震壁実験の試験体の算定結果を比較するとせん断耐力はほぼ同じ値を示した。

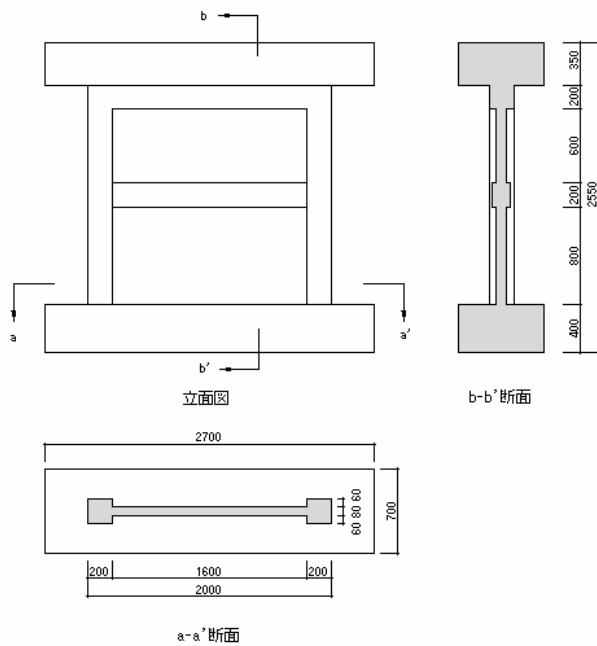
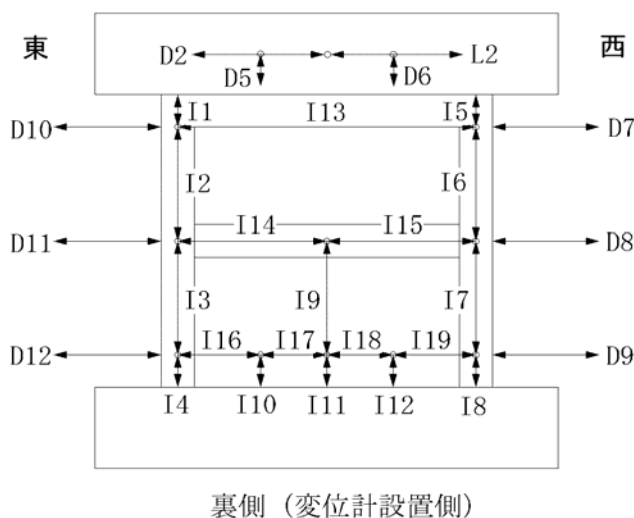


図 1 試験体形状

D, L: 計測フレームから計測
I : 試験体に取り付けて計測



裏側 (変位計設置側)

図 3 変位計測位置

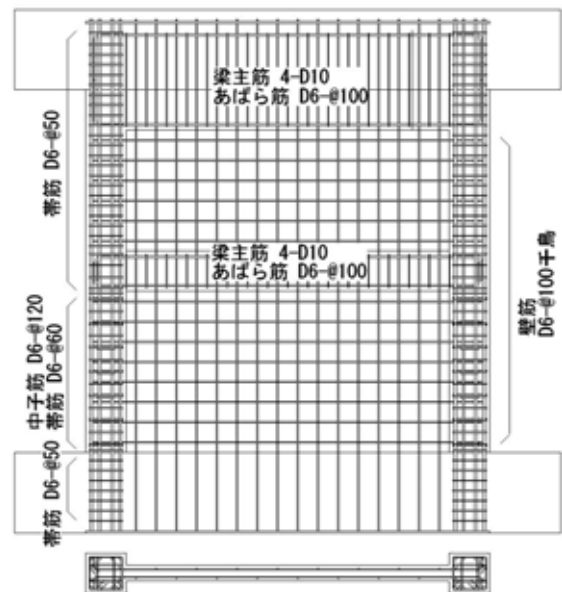


図 2 壁部の配筋

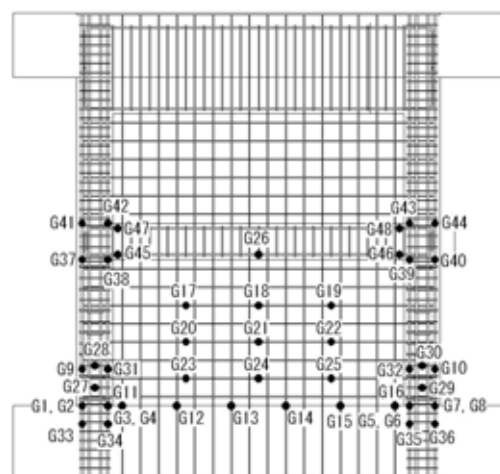


図 4 歪ゲージ貼付位置

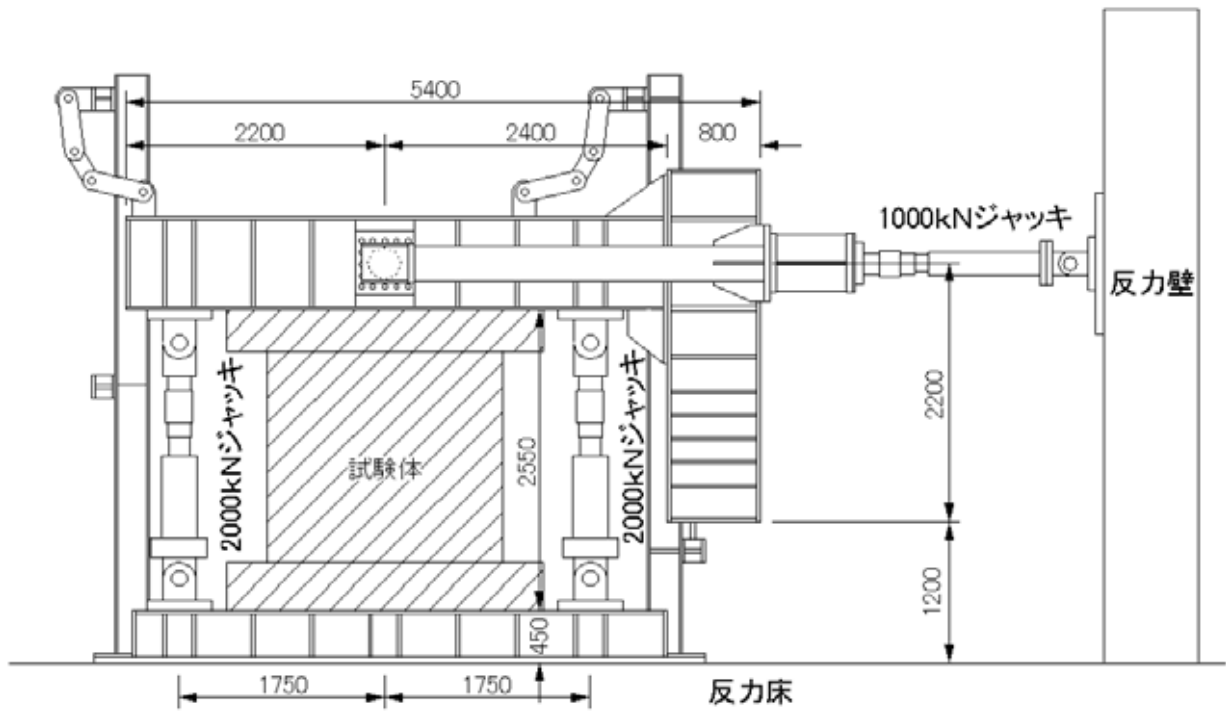


図 5 載荷装置



写真 1 載荷装置全景

表1 部材断面詳細(単位:mm)

部材	Fc=27MPa, SD295,SD390(柱主筋のみ)			
	B×D		柱(1F)	B×D
柱(2F)	200×200			200×200
基礎	主筋	12-D13(pg=3.8%)		主筋
スタブ	帯筋	2-D6@50(pw=0.64%)		帯筋
接合部	副帯筋	none		副帯筋
梁(3F)	200×200		梁(1F)	150×200
スタブ内	主筋	4-D10(pt=0.54%)		主筋
300に飲込	あばら筋	2-D6@100(pw=0.42%)		あばら筋
壁(2F上部)	壁厚	80	壁(1F)	80
	縦筋	2-D6@100(ps=0.8%)		縦筋
				D6@100(ps=0.4%)

表2 実験時のコンクリートの圧縮強度

H15年度実験

H16年度実験

試験体	部位	材令	B	試験体	部位	材令	B
		(日)	(N/mm ²)			(日)	(N/mm ²)
試験体AS	1層壁部	39	26.0	試験体ASR	1層壁部	53	27.6
	2層壁部	34	27.9		2層壁部	47	29.3
試験体BS	1層壁部	46	27.4	試験体BSR	1層壁部	61	26.7
	2層壁部	41	30.2		2層壁部	55	28.9

表3 鉄筋の材料特性

種別・使用部位		降伏点	ヤング係数	引張強さ	伸び
		(%)	(kN/mm ²)	(N/mm ²)	(%)
D6(SD295A)	壁筋、柱・梁横補強筋	371	199	495	12.9
D10(SD295A)	梁主筋	378	199	473	28.0
D13(SD390)	柱主筋	485	192	615	18.5

表4 載荷計画

H15年度実験

H16年度実験

部材角(rad)	変位(mm)	試験体AS	試験体BS	試験体ASR	試験体BSR
		サイクル(回)	サイクル(回)	サイクル(回)	サイクル(回)
1/1600	1.25	1	1	1	1
1/800	2.5	1	1	1	1
1/400	5	2	2	2	2
1/200	10	2	2	6	6
1/133	15	2	2	6	6
1/100	20	2	2	6	6
1/67	30	2	2	2	6
1/50	40	1	2	1	2
1/33	60	1	1	1	1
1/20	100	正方向のみ	正方向のみ	正方向のみ	正方向のみ

表5 耐力算定結果(単位:kN)

	曲げ			せん断		
	降伏	終局	ひび割れ	終局		
				荒川式	広沢式	指針式(Ru=1/200)
試験体ASR	608.2	686.1	346.2	514.1	605.0	648.8
試験体AS	607.8	686.1	339.2	502.9	590.6	629.9
試験体BSR	476.1	537.2	342.3	474.0	553.5	585.9
試験体BS	476.2	537.2	345.3	478.4	559.2	592.6

(c) 業務の成果

1) H15 年度実験の結果の概要

ここでは、せん断破壊先行型の試験体 AS と曲げ破壊先行型の試験体 BS の RC 造耐震壁 2 体について静的加力実験を実施した H15 年度実験より得られた知見を要約する。

既往の設計式による耐力算定結果から、試験体 AS および試験体 BS の破壊形式は、それぞれせん断破壊先行型および曲げ破壊先行型となることが予想された。しかし両試験体ともに曲げ降伏後のせん断破壊となった。

試験体 AS および BS の最大耐力はそれぞれ 681kN($R=1/133$ rad.時) , 545kN($R=1/67$ rad.時)であり両試験体ともに曲げ強度計算値とほぼ一致した。

試験体 AS および BS はそれぞれ $R=1/67$ rad. および $R=1/50$ rad. の載荷において部材角が進行しながら耐力の低下が起こった。

2) H16 年度実験の結果

ここでは、H16 年度実験の結果について述べるとともに、上記 H15 年度実験の結果との対応を示す。

a) 破壊状況

各部材角の終了時における試験体のひび割れ状況を図 6 に、各試験体の破壊経過を写真 2～15 に示す。

試験体 ASR は $R=1/200$ rad. および $R=1/133$ rad. の繰り返し載荷によって圧縮側柱脚近傍の壁に細かなせん断ひび割れの発生および伸展が見られたが載荷サイクル数の増加に伴いその発生量は少なくなった。以降、 $R=1/100$ rad. では載荷サイクルの増加に伴い壁脚部のコンクリートの剥落が進行し、 $R=1/67$ rad. の 1 サイクル目には試験体 AS と同様に西側柱脚が圧壊し、一層の壁板の対角線に沿った壁板の圧壊が起こることで、壁がすべり急激に破壊が進行した。

試験体 BSR は $R=1/133$ rad. および $R=1/100$ rad. の 1 サイクル目に一層の柱および壁板の中央部に、 $R=1/67$ rad. の 1 サイクル目に一層の柱および壁板上部に新たな曲げひび割れが発生した。ここまでの載荷履歴におけるひび割れ経過は試験体 BS でも同様に見られ曲げ型の特徴が現れている。また、 $R=1/133$ rad. および $R=1/100$ rad. の 2 サイクル目以降の繰り返し載荷ではひび割れの発生および伸展はほとんど見られなかった。以降、 $R=1/67$ rad. の載荷サイクルの増加に伴い壁脚部のコンクリートの剥落が進行し、6 サイクル目に東側柱脚が圧壊し破壊が進行した。

以上のように、両試験体ともコンクリートの剥落が進行する部材角(試験体 ASR では $R=1/100$ rad. および試験体 BSR では $R=1/67$ rad.) 以前では、載荷サイクルの増加に伴いひび割れの発生状況に変化が見られなくなることから、繰り返し回数の増加による影響は少なくなっていると考えられる。また破壊形式としては H15 年度実験結果((c)の 1)節の参照)と同様に、曲げ破壊先行型およびせん断破壊先行型の試験体とも、曲げ降伏後に圧縮側柱脚付近での、壁のコンクリートの圧壊によるせん断圧縮破壊となり繰り返し回数が増加しても破壊形式に変化はなかった。

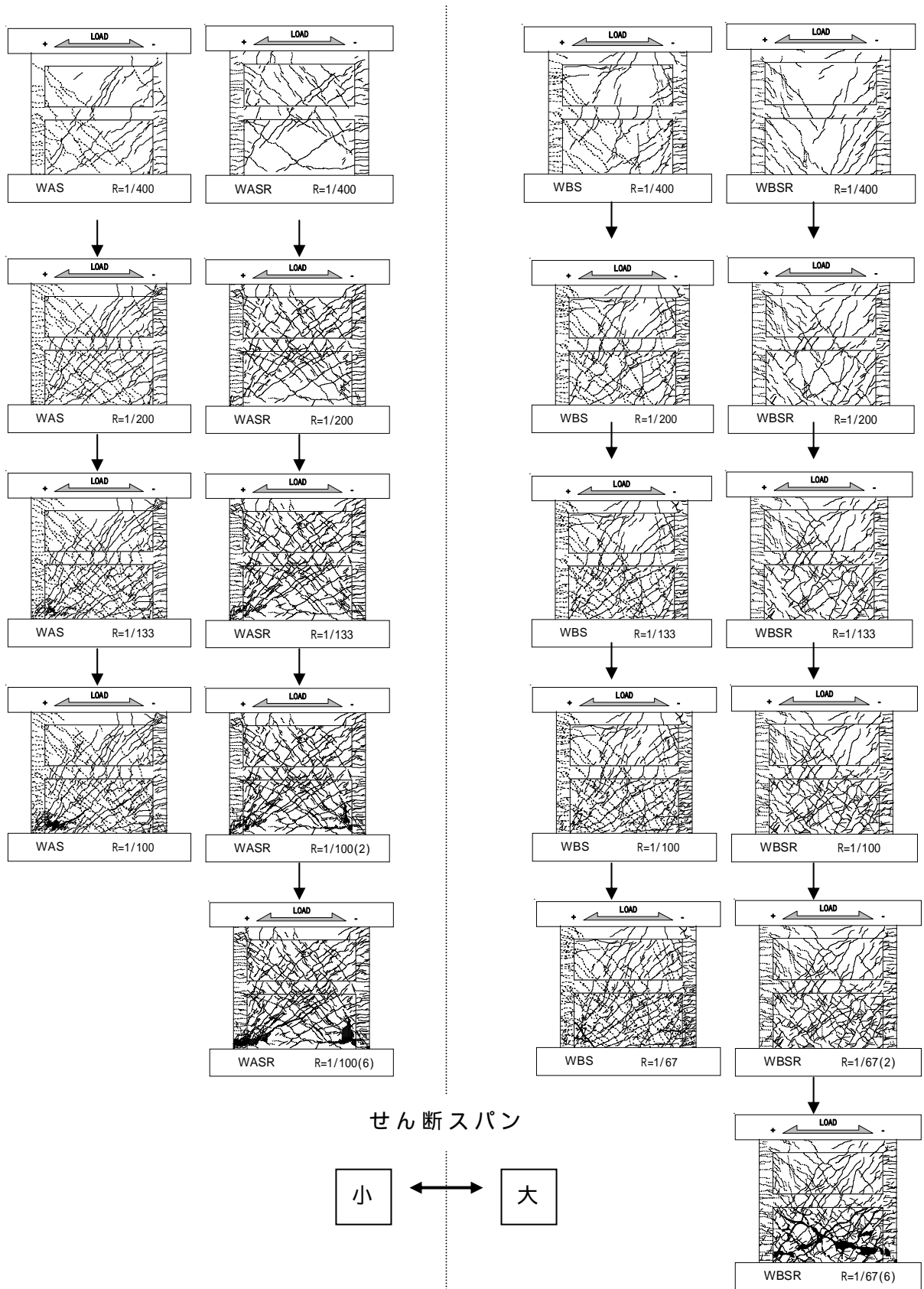


図6 各部材角の終了時における破壊状況



写真2 部材角 1/100(2)終了時 (試験体 AS)



写真3 部材角 1/67(2)終了時 (試験体 AS)



写真4 最終破壊状況 (試験体 AS)

せん断スパン比

小

繰り返し回数

2回

6回



写真5 部材角 1/100(2)終了時 (試験体 ASR)



写真6 部材角 1/100(6)終了時 (試験体 ASR)



写真7 部材角 1/67(2)終了時 (試験体 ASR)



写真8 最終破壊状況 (試験体 ASR)

せん断スパン比

大

繰り返し回数

2回

6回



写真9 部材角 1/67(2)終了時 (試験体 BS)



写真12 部材角 1/67(2)終了時 (試験体 BSR)



写真13 部材角 1/67(6)終了時 (試験体 BSR)



写真10 部材角 1/50(2)終了時 (試験体 BS)



写真14 部材角 1/50(2)終了時 (試験体 BSR)



写真11 最終破壊状況 (試験体 BS)



写真15 最終破壊状況 (試験体 BSR)

b) 履歴特性

試験体のせん断力と部材角の關係に既往の曲げ強度およびせん断強度(AIJ式)³⁾の算定結果を重ねたものを図7(a)、(b)に示す。ここでのせん断力は水平ジャッキに取り付けたロードセルによって測定した水平力であり、部材角は水平変位(D)を計測高さ(h=2000mm)で除した部材角 $R=D/h$ である。

試験体 ASR および BSR とも部材角 $R=1/800$ でほぼ弾性範囲であり、部材角 $R=1/400$ で剛性低下が見られ、部材角 $R=1/200$ の 1 サイクル目において引張側柱脚の主筋が全て降伏したことにより、ほぼ最大耐力に達した。最大耐力は試験体 ASR で $R=1/133\text{rad.}$ において 690kN、試験体 BSR で $R=1/67\text{rad.}$ において 566kN を記録し、両試験体とも曲げ強度の計算値とほぼ一致している。繰り返し回数の少ない H15 年度実験の最大耐力((c)の 1)節の 参照)と比較すると同じ部材角においてほぼ同じ最大耐力を記録しており、载荷サイクル数の増加による最大耐力および最大耐力時の部材角に違いは見られなかった。また図に示すように、試験体 ASR および試験体 BSR とともに、H15 年度実験において、部材角が進行しながら耐力が低下する部材角((c)の 1)節の 参照) 以前まで、载荷サイクル数の少ない H15 年度実験の履歴特性と同様の履歴を示した。

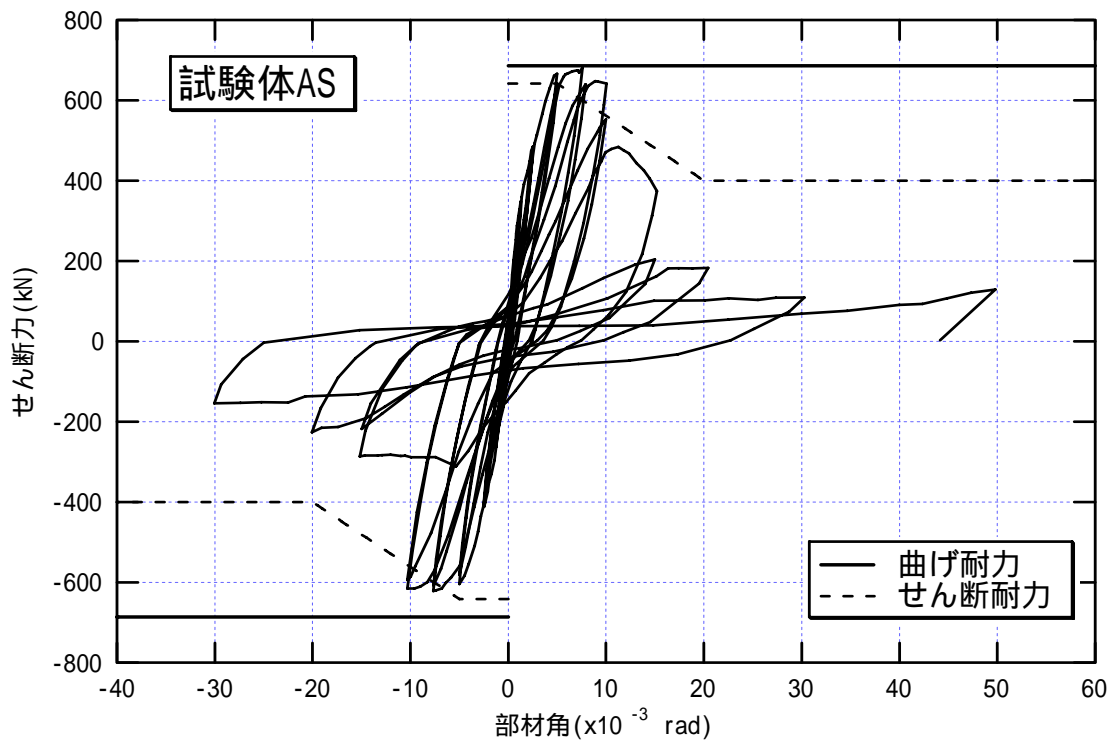
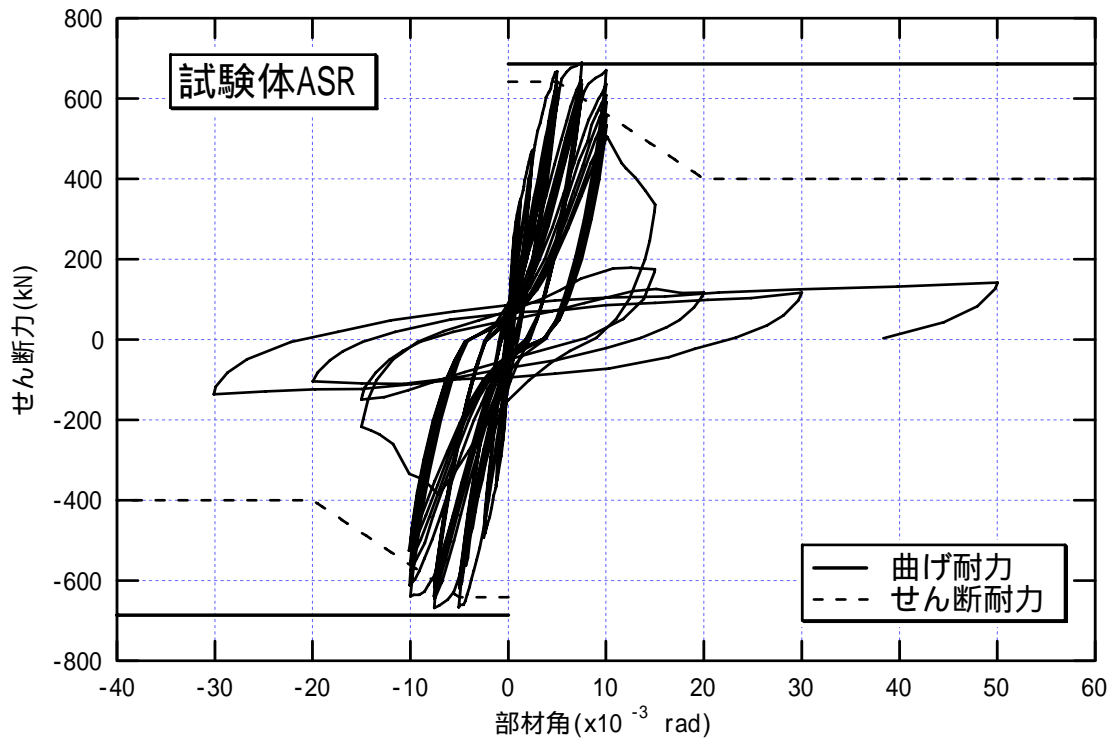


図 7 (a) せん断力 部材角関係 (せん断破壊先行型)

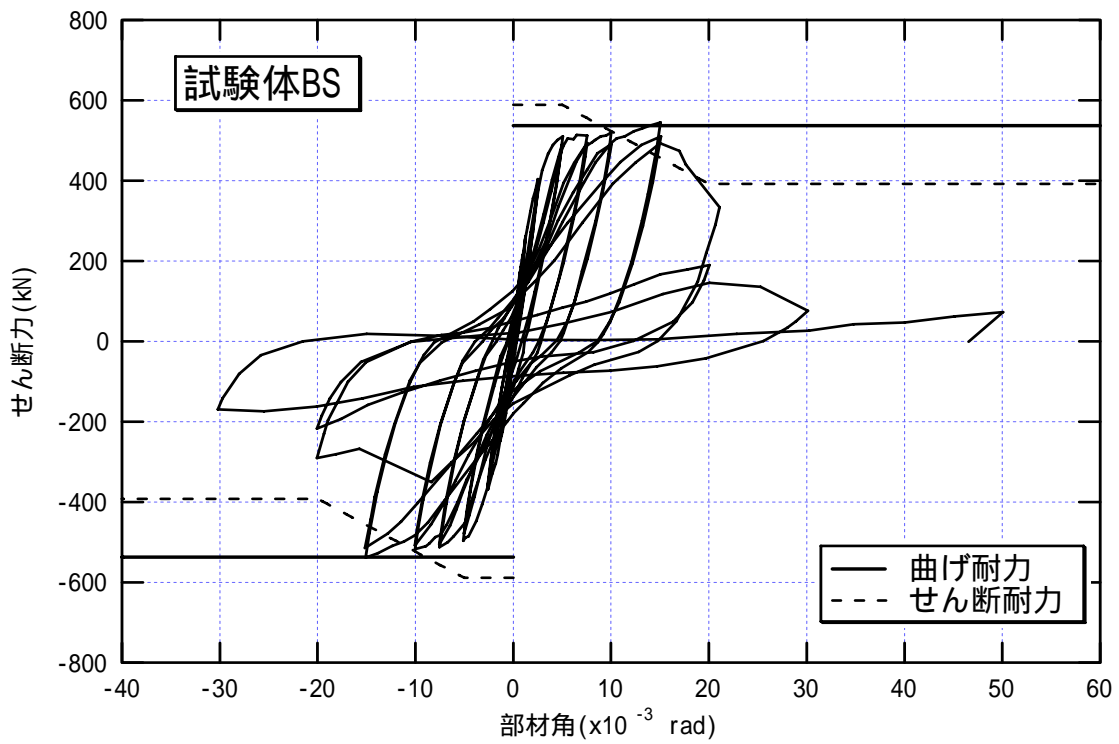
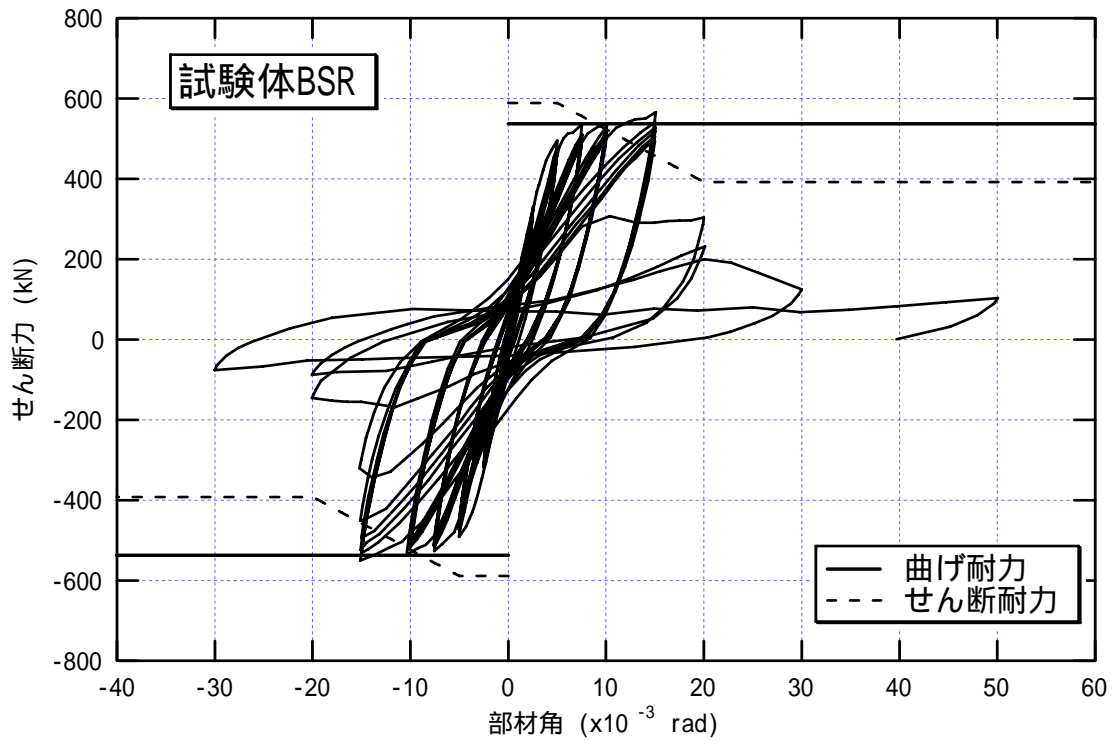


図 7 (b) せん断力 部材角関係(曲げ破壊先行型)

c) 変形性能

i) 側柱の軸方向変形

柱頭部（頭部から下 200mm）の軸方向ひずみと部材角の関係を図 8 (a)、(b)に、柱脚部（脚部から高さ 200mm）の軸方向ひずみと部材角の関係を図 9 (a)、(b)に示す。柱頭部における軸方向変形を見ると、全ての試験体とも軸方向歪は小さく、ほぼ弾性範囲内で変形していると言える。また、引張側の傾きが圧縮側の傾きに比べて緩やかになっており、引張側においてはひび割れが開いて鉄筋によって引張力を負担し、圧縮側においてはひび割れが閉じて、コンクリートと鉄筋で圧縮力を負担している様子がよく見てとれる。柱脚部における引張側軸方向歪について見ると、全ての試験体とも $R=1/200\text{rad.}$ の载荷で主筋が降伏したことにより $R=1/133\text{rad.}$ において急激に軸方向歪が大きくなり約 2%に達した。以降、試験体 ASR は $R=1/100\text{rad.}$ の 1 サイクル目において試験体 AS と同様に、軸方向歪の最大値は約 2%のまま変化せず、同部材角における载荷サイクルの増加に伴い軸方向歪が低下していった。一方、試験体 BSR は、試験体 BS と同様に $R=1/100\text{rad.}$ の载荷においても軸方向歪が大きくなり、 $R=1/67\text{rad.}$ の 1 サイクル目において軸方向歪が最大となり、約 3%に達した。以降、 $R=1/67\text{rad.}$ における载荷サイクル数の増加に伴い軸方向歪が低下していった。以上のように、曲げ破壊先行型およびせん断破壊先行型の試験体とも、引張側軸方向歪が最大となる以前において、载荷サイクル数の増加による影響は見られなかった。

) 曲率分布

各部材各における 1 サイクル目の壁高さ方向の曲率分布を図 10 に示す。曲率は、高さ方向を 4 分割し、変位計 (I1~I8) により測定した側柱伸縮量から平面保持を仮定して、各ブロックから算定した。全試験体ともに $R=1/400\text{rad.}$ までは下層から上層にかけてなだらかに曲率が減少し、 $R=1/200\text{rad.}$ において最下層部に曲率が集中しはじめ、 $R=1/133\text{rad.}$ において、さらに際下層部に曲率がした。以降、試験体 AS および試験体 ASR では、 $R=1/100\text{rad.}$ 以降において曲率の増加は見られなかった。一方、試験体 BS および試験体 BSR では $R=1/100\text{rad.}$ において最下層部の曲率は変化せず、中層部の曲率が増加したために曲率がなだらかになり、 $R=1/67\text{rad.}$ では、最下層部と中層部において同程度の曲率の増加がみられた。以上のように、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体とも载荷サイクル数の増加による曲率の変化は見られず、せん断破壊先行型の試験体では最下層部の曲率のみが大幅に増加しているのに対して、曲げ破壊先行型の試験体では、高さ 900mm 位置においても大幅に曲率の増加が確認できた。

) 頂部回転角

ベースモーメントと頂部回転角の関係を図 11 に示す。試験体 AS および試験体 ASR では、曲げ降伏以降、頂部回転角はあまり変化しなかったのに対して、試験体 BS および試験体 BSR では、曲げ降伏以降もベースモーメントを保持したまま頂部回転角が増加し、履歴エネルギー吸収能力の大きい性状を示した。頂部回転角の最大値は試験体 AS および試験体 ASR とともに $R=1/100\text{rad.}$ の 1 サイクル目において 0.005rad. 程度となり、試験体 BS および試験体 BSR とともに $R=1/67\text{rad.}$ の 1 サイクル目において 0.01rad. 程度となった。最大値を記録して以降、試験体 ASR および試験体 BSR とともに载荷サイクル数の増加に伴い、頂部回転角が低下していった。以上のことより、曲げ破壊先行型およびせん断破壊先行型の試験体とも、頂部回転角が最大となる部材角以前における载荷サイクル数の影響は少なく、頂部回転角

が最大となる部材角以降の繰り返し载荷によってせん断破壊へと移行し、耐力が低下していくと考えられる。

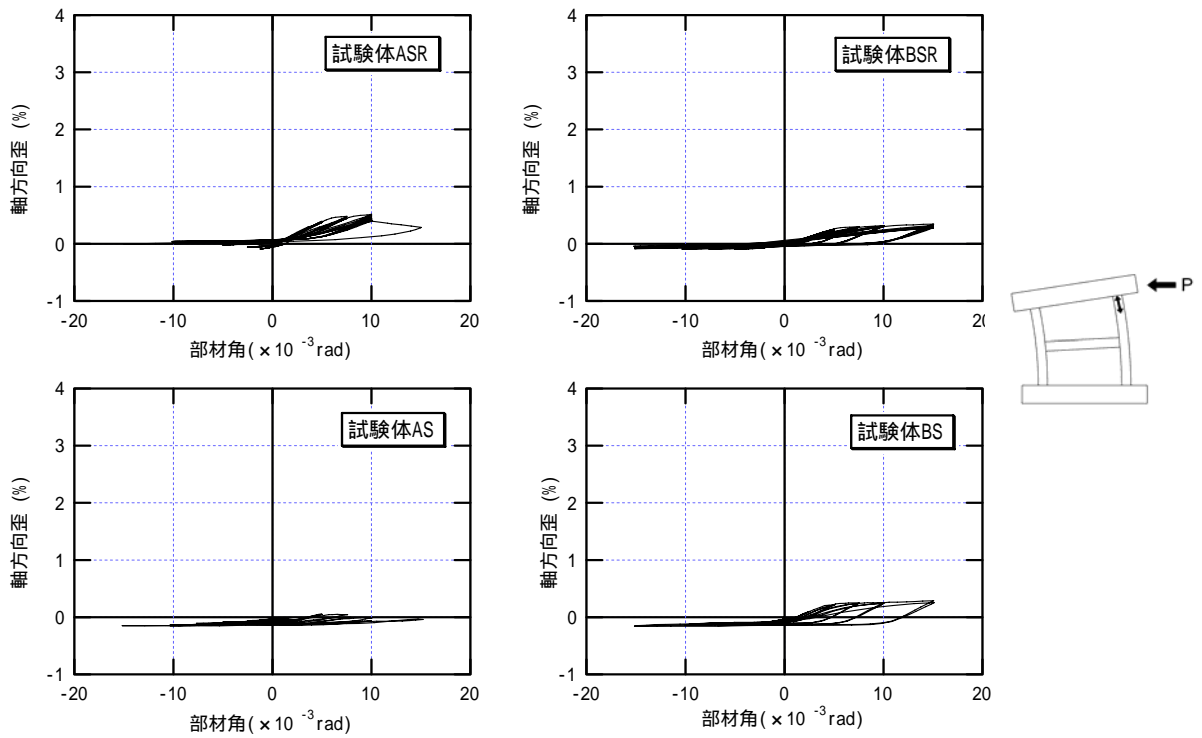


図 8 (a) ベースモーメントと軸方向ひずみの関係 (柱頭部東側)

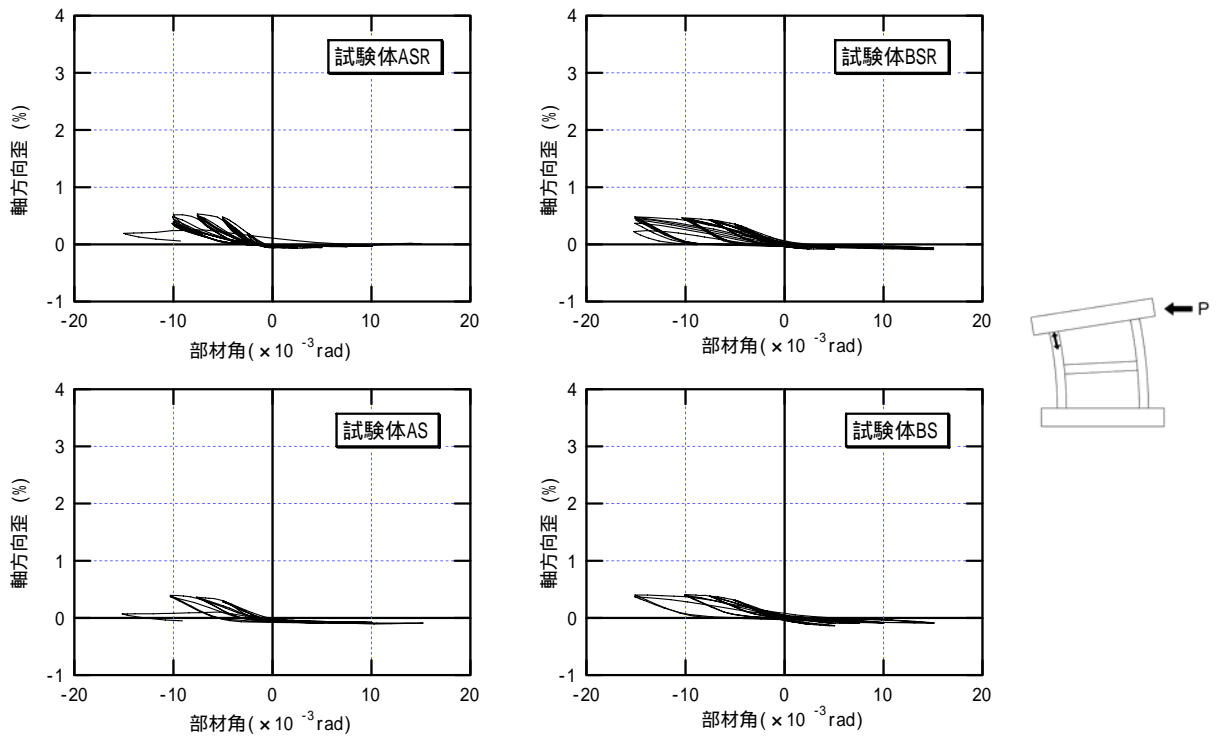


図 8 (b) ベースモーメントと軸方向ひずみの関係 (柱頭部西側)

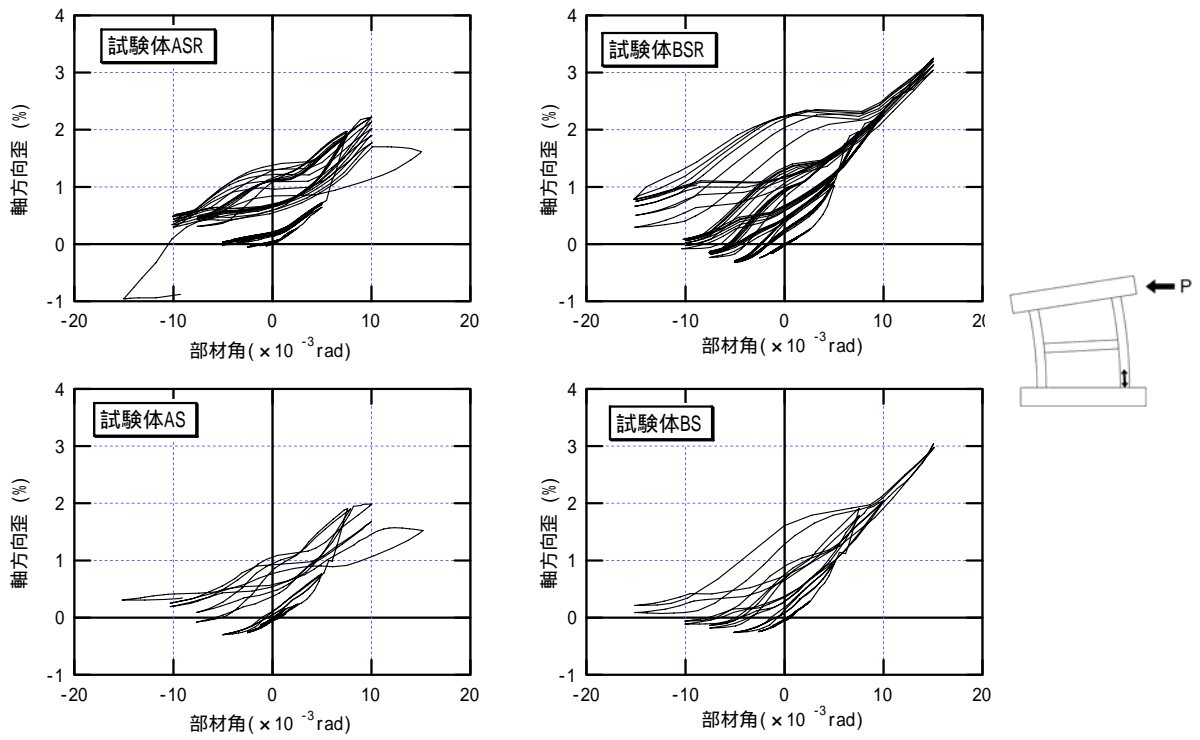


図 9 (a) ベースモーメントと軸方向ひずみの関係 (柱脚部東側)

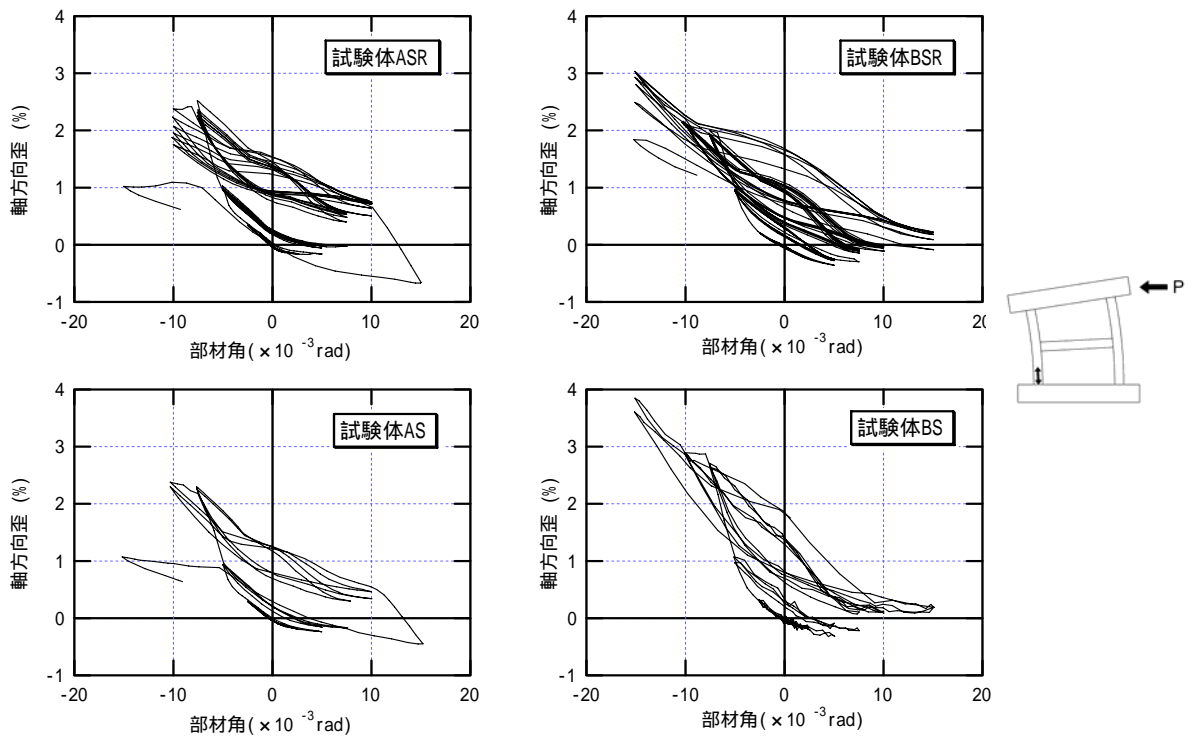


図 9 (b) ベースモーメントと軸方向ひずみの関係 (柱脚部西側)

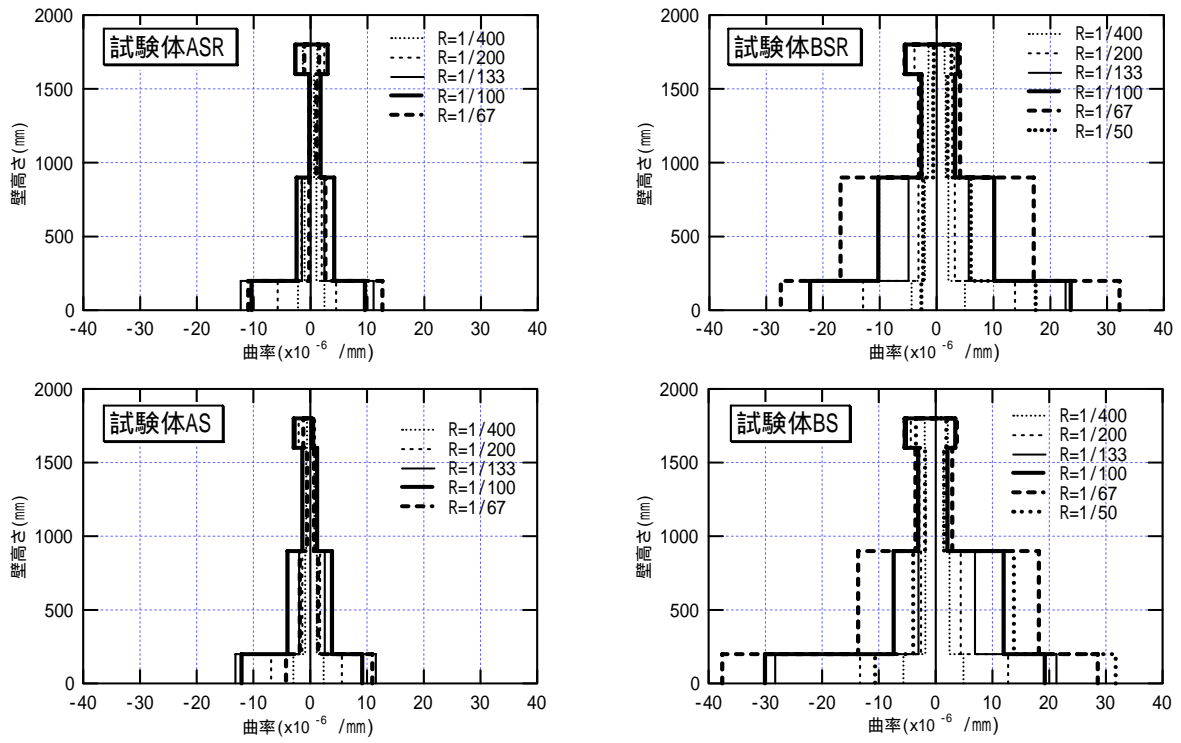


図 10 壁高さ方向の曲率分布

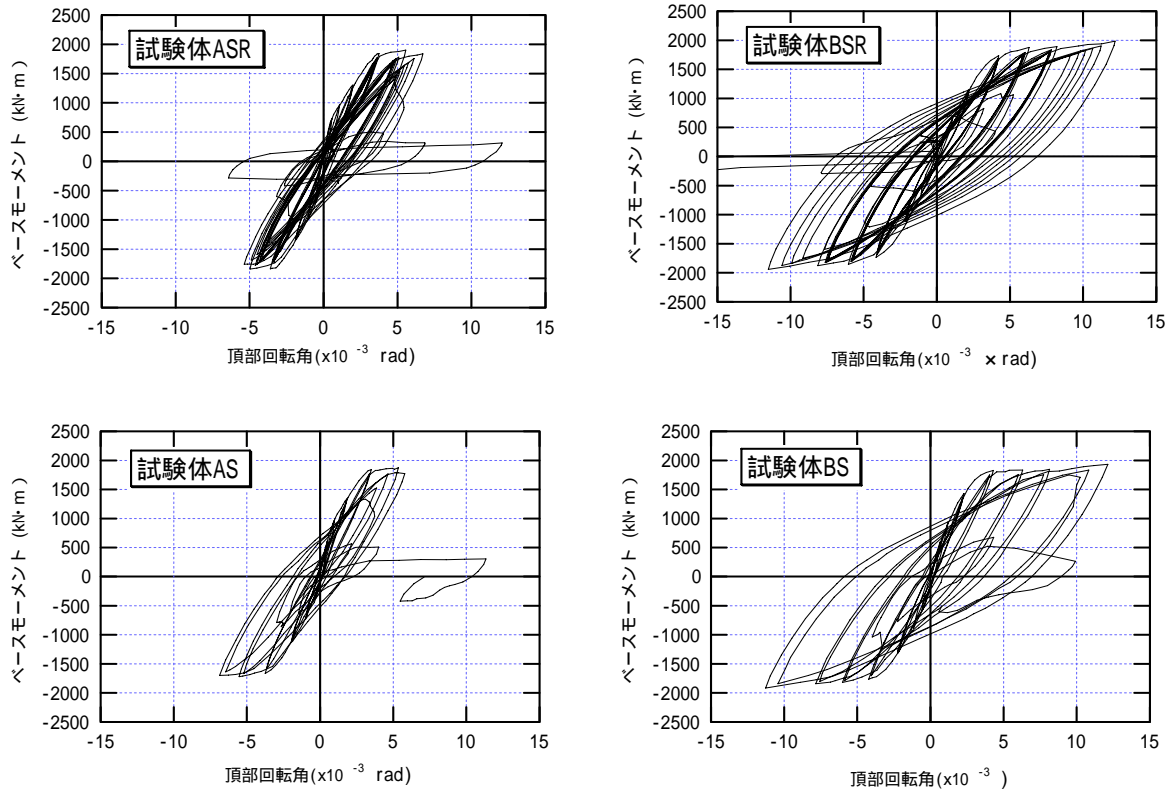


図 11 ベースモーメントと頂部回転角

3) 荷重サイクル数の影響に関する検討

ここでは、エネルギー、耐力低下率および試験体の挙動より、耐力および崩壊に及ぼす荷重サイクル数の影響に関する検討結果について示す。

a) 累積損傷エネルギー

試験体の累積損傷エネルギーを各サイクルの荷重終了時ごとにプロットしたものを図12に示す。ここでの累積損傷エネルギーとは、各サイクルにおける履歴曲線の面積とそれ以前のサイクルにおける履歴曲線の面積を足し合わせたものである。

試験体 ASR は $R=1/133\text{rad.}$ の繰り返し荷重が終了した時点で、試験体 AS の約 1.8 倍程度のエネルギーを吸収したが、両試験体とも $R=1/100\text{rad.}$ の 1 サイクル目において同程度の耐力を維持している。一方、試験体 BSR は $R=1/100\text{rad.}$ の繰り返し荷重が終了した時点で、試験体 BS の約 2.0 倍程度のエネルギーを吸収したが、両試験体とも $R=1/67\text{rad.}$ の 1 サイクル目における耐力低下は認められない。また、H15 年度実験と比較してせん断破壊先行型および曲げ破壊先行型試験体ともに約 2.0 倍のエネルギーを吸収して崩壊に至った。以上のことより、累積損傷エネルギーが変形能力および崩壊に及ぼす影響は小さいと考えられる。

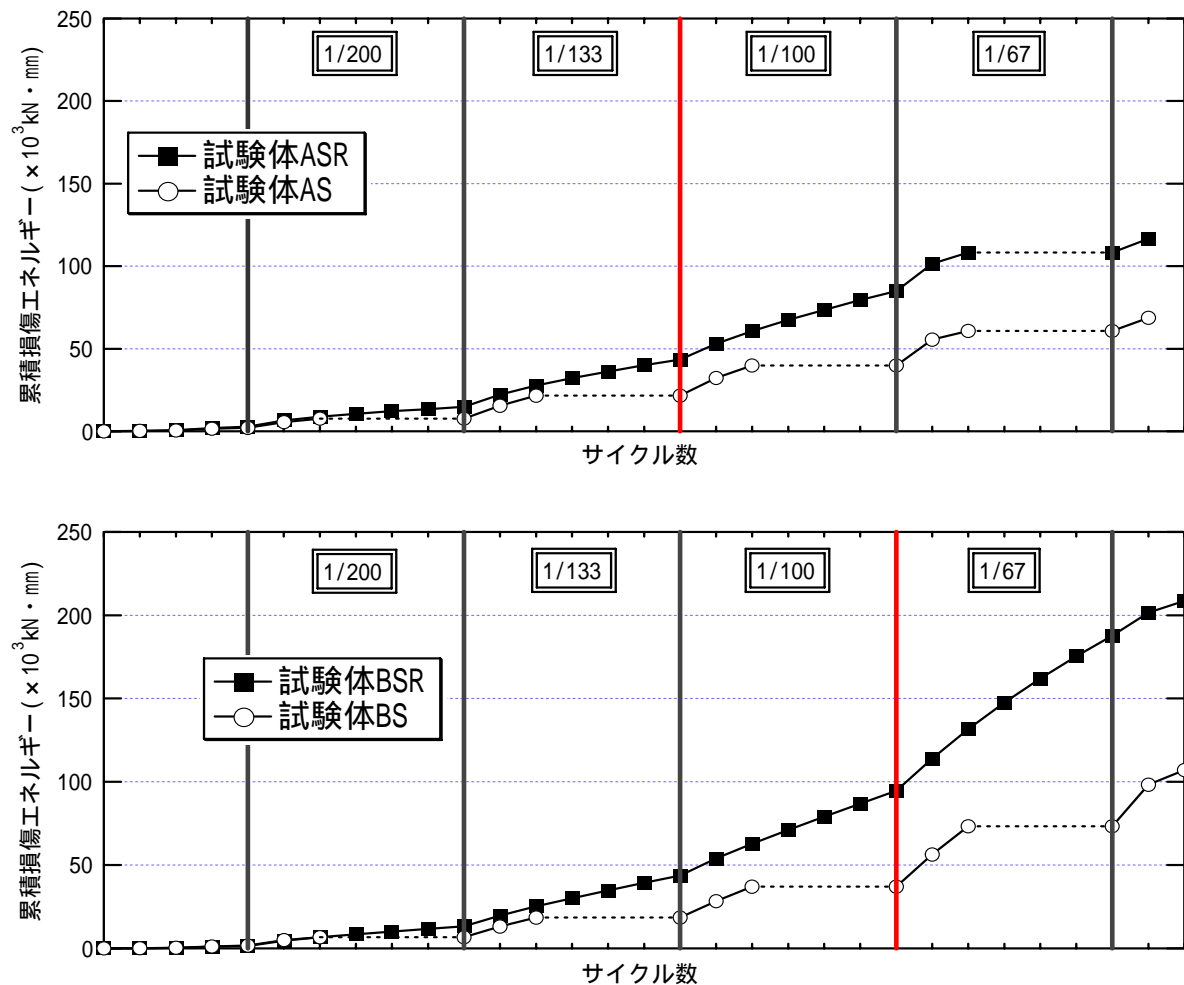


図 12 累積損傷エネルギー

b) 耐力低下率

試験体 ASR および BSR の 1 サイクル目の耐力(Q_1)に対する i サイクル目の耐力(Q_i : $i = 1 \sim 6$)の比率を制御部材角毎に図 13 に示す。試験体 ASR は $R=1/200\text{rad}$. および $1/133\text{rad}$. の 3 サイクル目以降も繰り返し荷重による耐力低下が起こったのに対して、試験体 BSR は $R=1/100\text{rad}$. までの 3 サイクル目以降における繰り返し荷重による耐力低下はほとんど見られず、せん断スパン比による違いが見られた。しかし、試験体 ASR は $R=1/100\text{rad}$. において、試験体 BSR は $R=1/67\text{rad}$. において、それ以前の部材角における繰り返し荷重と比較して、荷重サイクルの増加に伴う耐力低下が顕著となっている。このことより、曲げ降伏後に繰り返し荷重を受ける時、変形量が小さい場合における同一変位振幅での繰り返し荷重の影響は小さく、変形がある程度進んでから繰り返し荷重の影響を受けると考えられる。

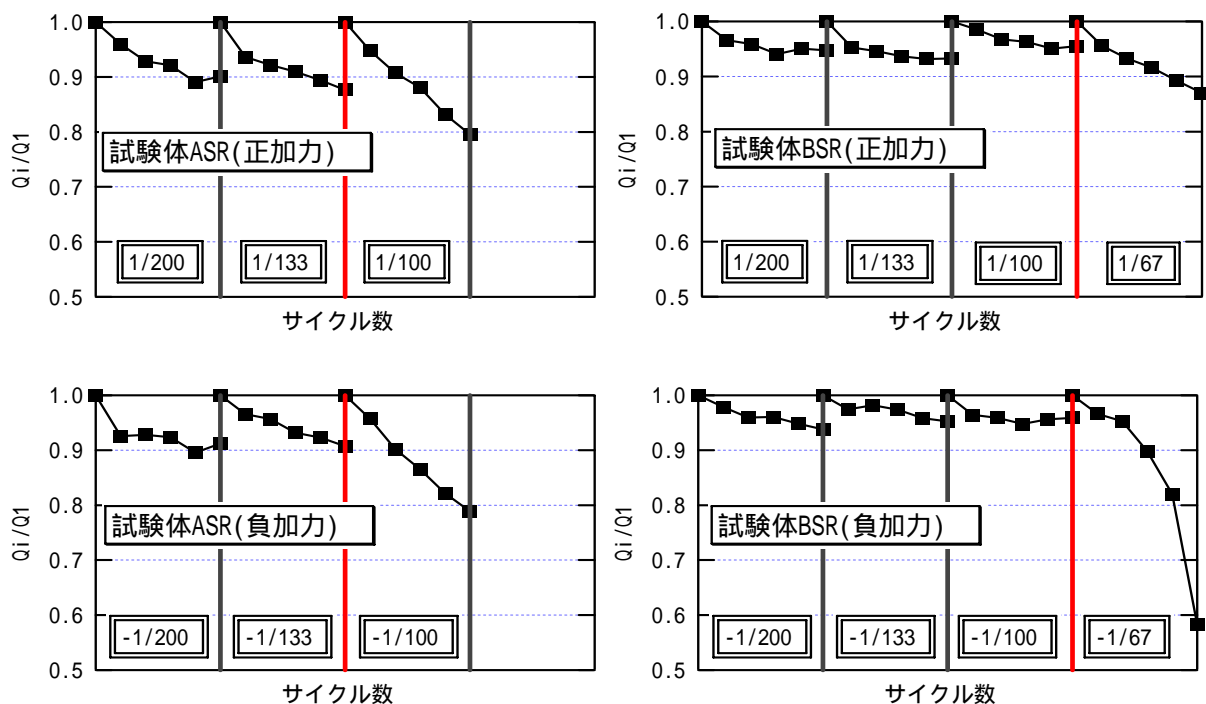


図 13 耐力低下率

c) 壁板の挙動

繰り返し荷重により耐力低下が顕著となった部材角(試験体 ASR では $R=1/100\text{rad}$. および試験体 BSR では $R=1/67\text{rad}$.) およびその前の部材角(試験体 ASR では $R=1/133\text{rad}$. および試験体 BSR では $R=1/100\text{rad}$.) における壁板の挙動を図 14 に示す。ここでの壁板の挙動とは図 3 に示した D7 ~ D12 を水平方向の変形量として、I2 ~ I4 および I6 ~ I8 を鉛直方向の変形量としてそれぞれ計測されたデータを 70 倍して示したものである。試験体 ASR と AS および試験体 BSR と BS のそれぞれを比較すると、耐力低下が顕著となる前の部材角(図中の に相当)では、荷重サイクル数の増加による違いは見られず、各層の水平変位がほぼ直線的に分布していることが分かる。一方、耐力低下が顕著となった部材角では 1 層に変形が集中し、荷重サイクルの増加に伴い 1 層の圧縮側柱の水平変位が進んでいることが分かる。以上のことより耐力低下以前では 1 層および 2 層全体で変形が進むのに対して、耐力低下が顕著となる部材角では圧縮側柱脚近傍に損傷が集中することにより 1 層に変形が集中したと考えられる。

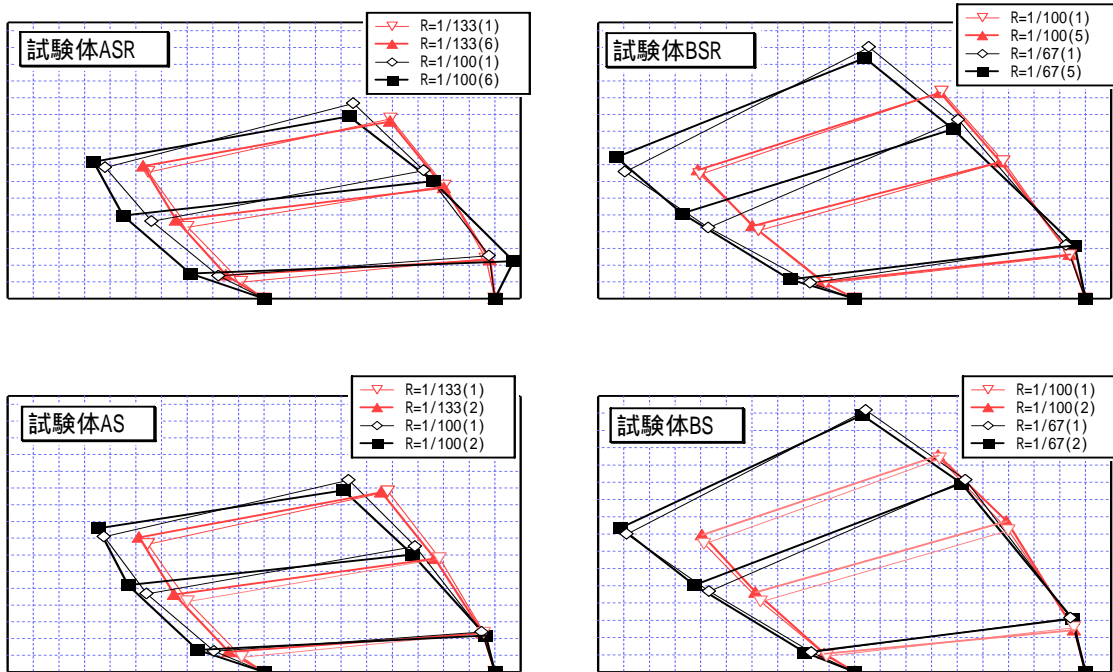


図 14 壁板の挙動

d) 2 層枠梁の挙動

図 15 に 2 層枠梁位置における柱間距離を正負別々に各部材角ごとに示す。2 層梁位置の柱間距離は図 3 に示した、I14 と I15 を足し合わせたものより求めた。2 層枠梁位置の柱間距離の増加は 2 層枠梁を横切るせん断ひび割れ幅が増大したことに対応していると考えられる。せん断破壊先行型の試験体において、試験体 ASR は試験体 AS と比較して $R=1/200\text{rad}$. および $1/133\text{rad}$. の繰り返し荷重によって柱間距離は大きくなっているが、同一変位振幅では荷重サイクル数の増加に伴い一つ前のサイクルに対する増加率は小さくなっている。曲げ破壊先行型の試験体について柱間距離を見ると、 $R=1/67\text{rad}$. の 2 サイクル目終了時まで、試験体 BSR と試験体 BS の 2 層枠梁位置における柱間距離はほぼ同じであることが分かる。これらのことよりせん断破壊先行型および曲げ破壊先行型試験体ともに変形量が小さい場合において、荷重サイクル数の増加によるコンクリートの損傷の影響は小さいと考えられる。また、試験体 ASR では $R=1/100\text{rad}$. および試験体 BSR では $R=1/67\text{rad}$. において、荷重サイクル数の増加に伴い柱間距離が急激に増加している。このことより、2 層枠梁を横切るせん断ひび割れが開くことで応力伝達が局所的になり、壁脚部のコンクリートの剥落が進行したと考えられる。

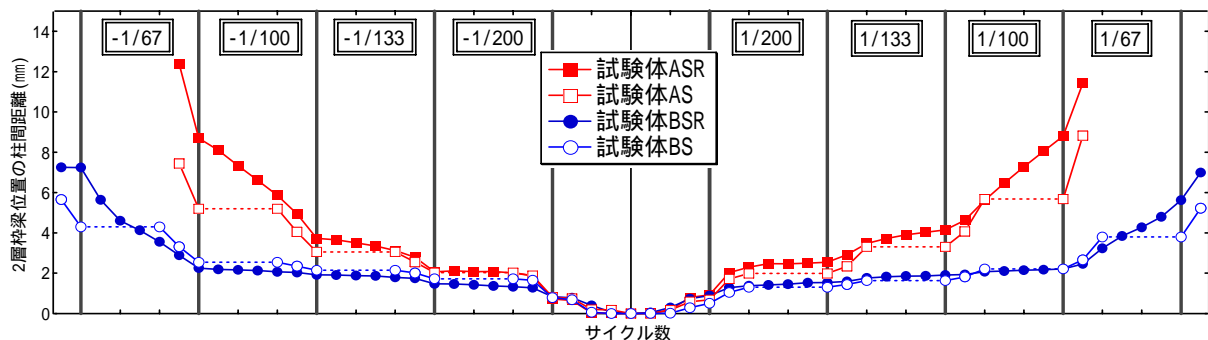


図 15 2 層枠梁での柱間距離

(d) 結論ならびに今後の課題

RC 造耐震壁の静的挙動に及ぼす繰り返し载荷の影響を把握することを目的として、H15 年度実験と同形状、同配筋、同材料強度の試験体を用いて、曲げ降伏後の繰り返し回数のみを実験変数とした静的加力実験を行い、RC 造耐震壁単体の塑性域での力学性状に及ぼす繰り返し载荷の影響を検討した。本研究によって得られた知見を以下にまとめる。

1) せん断スパン比の違いによる影響

H16 年度実験で用いたせん断破壊先行型の試験体(試験体 ASR)および曲げ破壊先行型の試験体(試験体 BSR)の実験結果の比較において以下の結果を得た。

- 試験体 ASR および BSR とともに破壊経過は異なるものの、曲げ降伏後にせん断破壊を起こすという破壊形式となり、せん断スパン比による破壊形式の違いは認められなかった。
- 試験体 ASR および BSR の最大耐力はそれぞれ 690kN (1/133rad.) および 566kN (1/67rad.) であり、両試験体ともに曲げ強度計算値とほぼ一致した。
- 1 サイクル目と 6 サイクル目における耐力の差が大きくなる最初の部材角、すなわち繰り返し载荷による耐力低下が顕著になり始める部材角は、試験体 ASR と BSR で異なることから、繰り返し载荷による耐力低下が顕著になる変形量に、せん断スパン比の違いが影響を及ぼすことが明らかになった。
- 累積損傷エネルギーの比較および変形性能の比較より、試験体 ASR に比べて試験体 BSR の方がエネルギー吸収能力の高い性状を示した。

2) 繰り返し回数の違いによる影響

H15 年度実験結果および H16 年度実験結果の比較(試験体 AS と ASR の比較および試験体 BS と BSR の比較)において以下の知見を得た。

- 破壊経過の比較より繰り返し回数が多い場合でも同一部材角におけるひび割れの発生状況には大きな違いはなく、また曲げ降伏後のせん断破壊という破壊形式にも変化はないことから、繰り返し回数の違いが破壊形式に及ぼす影響は小さい。
- 耐力低下率および 2 層枠梁の挙動より限界変形以前における同一変位振幅の繰り返し载荷が耐力および破壊の進行に及ぼす影響は小さい。
- 壁板の挙動より同一変位振幅の繰り返し载荷による耐力低下は限界変形以降において 1 層の変形が集中することで起こる。
- 側柱の軸方向変形や曲率分布等の変形性能の比較において、繰り返し回数が異な

ることによる変形性能の低下は見られない。したがって繰り返し回数の違いが変形性能に及ぼす影響は小さい。

以上のことより、RC造耐震壁の崩壊には累積損傷エネルギーよりもせん断スパン比によって決定される部材の限界変形が大きく影響することが明らかになった。

(e) 引用文献

- 1) 松井智哉, 秋田知芳, 壁谷澤寿海, 加藤敦, :鉄筋コンクリート造耐震壁の動の実験, コンクリート工学年次論文集, vol.25, No.2, pp.463-468, 2003.7
- 2) 秋田知芳, 倉本洋, 松井智哉, 島崎伸彦:鉄筋コンクリート造耐震壁の静的加力実験 コンクリート工学年次論文集, vol.26, No.2, pp.577-582, 2004.7
- 3) 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

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
松井智哉、壁谷澤寿海、加藤 敦、梶原浩一、倉本洋、長島一郎	鉄筋コンクリート造耐震壁の動の実験	構造工学論文集、Vol.49B	2003年3月
加藤 敦、壁谷澤寿海、梶原浩一、松森泰造、倉本洋	基礎浮き上がりを考慮した RC 連層耐震壁フレーム構造の震動実験	構造工学論文集、Vol.50B	2004年3月
秋田知芳、倉本洋、松井智哉、島崎伸彦	鉄筋コンクリート造耐震壁の静的加力実験	コンクリート工学年次論文集、第26巻、第2号	2004年7月
加藤 敦、松森泰造、壁谷澤寿海、倉本 洋	鉄筋コンクリート造6階建て耐震壁フレーム構造の振動台実験	コンクリート工学年次論文集、第26巻、第2号	2004年7月
秋田知芳、倉本洋、松井智哉、壁谷澤寿海	静的載荷実験に基づくRC造耐震壁の復元力特性のモデル化	構造工学論文集、Vol.51B	2005年4月
島崎伸彦、秋田知芳、倉本 洋	RC造耐震壁の変形能力に及ぼす載荷サイクル数の影響	コンクリート工学年次論文集、第27巻、第2号	2005年6月 (掲載予定)
T. Matsui, T. Kabeyasawa, A. Kato, H. Kuramoto and I.	Shaking Table Test and Analysis of Reinforced Concrete Walls	Proceedings of Thirteenth World Conference on Earthquake	August 2004

Nagashima		Engineering, Vancouver, Canada	
松井智哉、壁谷澤寿海、加藤 敦、梶原浩一、倉本洋、長島一郎	動的破壊実験による鉄筋コンクリート造耐震壁の変形能力の検討	第4回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集	2003年3月
秋田知芳、大井真規子、庄 松涛、金 鎮坤、松井智哉、壁谷澤寿海、倉本 洋、梶原浩一、加藤 敦、長島一郎	鉄筋コンクリート造耐震壁の震動実験(その1 実験の概要)	日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造	2003年9月
松井智哉、大井真規子、庄 松涛、金 鎮坤、秋田知芳、壁谷澤寿海、倉本 洋、梶原浩一、加藤 敦、長島一郎	鉄筋コンクリート造耐震壁の震動実験(その2 残留せん断ひび割れ幅による損傷評価)	日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造	2003年9月
大井真規子、松井智哉、庄 松涛、金 鎮坤、秋田知芳、壁谷澤寿海、倉本 洋、梶原浩一、加藤 敦、長島一郎	鉄筋コンクリート造耐震壁の震動実験(その3 復元力特性に関する検討)	日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造	2003年9月
島崎伸彦、秋田知芳、倉本 洋、松井智哉、壁谷澤寿海	RC造耐震壁の静的加力実験(その1 実験の概要と結果)	日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造	2004年8月
秋田知芳、島崎伸彦、倉本 洋、松井智哉、壁谷澤寿海	RC造耐震壁の静的加力実験(その2 解析の概要と結果)	日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造	2004年8月
島崎伸彦、秋田知芳、倉本 洋	RC造耐震壁の静的加力実験(その3 変形能力に及ぼす載荷サイクル数の影響)	日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造	2005年9月 (投稿中)

(g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

1) 特許出願

なし

2) ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成 14～16 年度業務のまとめ

平成 14 年度においては、連層耐震壁の下部 2 層を模擬した平面耐震壁試験体により、面内一方向入力の震動台実験を実施した。実験では、形状・寸法および配筋が同一の 2 体の試験体に対して実験変数を破壊モードとし、それぞれ曲げ先行型とせん断破壊先行型とした。両試験体は最大耐力に差はあるものの崩壊に至る水平変形は同程度であった。その一因として、曲げ破壊先行型の試験体では、曲げ降伏後の継続時間の長い入力波による繰り返し運動によって大きなエネルギーを消費したため、靱性が向上することなく終局状態に至った可能性があることを示した。

平成 15 年度においては、平成 14 年度に実施した震動台実験に用いたものと同形状、同配筋の連層耐震壁試験体を用いた静的加力実験を実施し、当該耐震壁の静的破壊性状に及ぼすせん断スパン比の影響について検討した。その結果、せん断スパン比の違いにより破壊経過は異なるものの、両試験体とも曲げ降伏後にせん断破壊に至ったことが明らかになった。また、既往の研究に基づいて、繰り返し载荷による耐力低下を考慮した RC 造耐震壁の復元力特性モデルを構築し、実験で得られた履歴曲線の再現および動的解析への適用を試みた。

平成 16 年度は、RC 造耐震壁の静的挙動に及ぼす载荷サイクル数の影響の把握を目的として、平成 15 年度と同形状、同配筋の試験体を用いて繰り返し回数を 6 回とした静的加力実験を実施した。その結果、せん断スパン比の異なる 2 体の試験体とも载荷サイクル数の違いによる破壊形式の差異はなく、RC 造耐震壁の崩壊には累積損傷エネルギーよりも部材の限界変形が大きく影響することを明らかにした。