

# 論文 SRC 造架構に増設した補強せん断壁の耐震性能に関する実験的研究

伊藤 衛<sup>\*1</sup>・三本菅 良太<sup>\*2</sup>・前田 匡樹<sup>\*3</sup>・古野 雄大<sup>\*4</sup>

**要旨**：体育館や工場などの大スパン建築で、下層が RC 造（あるいは SRC 造）で上層が鉄骨構造の架構の下層 RC 造部分にあと施工 RC 造耐震壁を増設する耐震補強工法について、あと施工アンカー筋量をパラメータとした耐震補強壁の耐震性能や補強効果の検討を行った。あと施工補強壁及び、比較対象の一体施工耐震壁について静的漸増載荷実験を行い、せん断強度や損傷状況を検討した。試験体間で損傷状況や耐力には大きな差は生じず、いずれの試験体も壁板の対角方向のせん断圧縮破壊となった。そこで、簡易的に仮定した圧縮ストラットを用いてせん断強度を算出したところ実験値と概ね一致した。

**キーワード**：耐震壁，耐震補強，SRC 造架構，あと施工アンカー，圧縮ストラット，せん断強度

## 1. はじめに

既存鉄筋コンクリート造建物には、耐震補強を必要とするものが多く存在する。1995 年阪神淡路大震災を受けて、耐震改修促進法が制定され、全国的に耐震改修が広く実施されている。鉄筋コンクリート造ラーメン構造の耐震補強方法では既存の架構内に RC 造耐震壁を増設し、あと施工アンカーを用いて既存の RC 梁・柱に接合する方法が広く用いられる。一方で、体育館や工場のような大スパン建物で、下層が RC 造、上層が鉄骨構造となっている建物の下層 RC 造部分を対象とした耐震補強は、実施例、研究とも少ないのが現状である。本研究では、体育館のような下層が RC 造（あるいは SRC 造）で上層が鉄骨構造の架構の下層 RC 造部分に RC 造耐震壁を増設する耐震補強工法について、繰り返し静的漸増載荷実験を行い、耐震性能や補強効果の検討を行う。

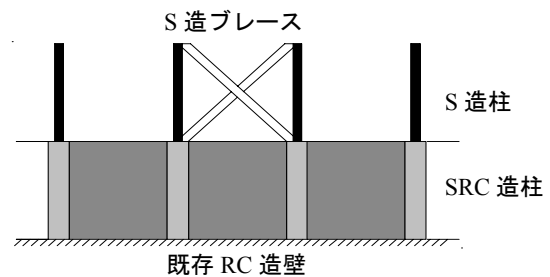


図-1 補強対象架構概念図

あと施工アンカーを用いて耐震壁をあと施工した試験体 3 体（以下あと施工試験体とする）の計 4 体を試験体とした。一体施工試験体を比較対象として使い、あと施工試験体は耐震壁の周辺架構に接合するあと施工アンカー筋量をパラメータとした。4 体の試験体を用いて一体施工試験体と、あと施工試験体の剛性・せん断強度などの耐震性能やひび割れなど損傷の進展状況の比較、RC 造耐震壁のせん断抵抗機構の検討を目的とする。

## 2. 実験概要

補強対象の架構は、図-1 に示すように 1 階は RC 造耐震壁と SRC 柱（上階の鉄骨柱を 1 階 RC 柱の中に落とし込んでいる）からなる架構で、2 階は鉄骨ブレース構造とした。鉄骨ブレース構造と RC 造部の境界である 2 階床レベルには元々梁がないような構造を想定している。このモデル架構の 1 階部分の RC 耐震壁を打ち増す耐震補強を対象とする。新設（増打ち）する耐震壁は、1 階梁及び両側柱、基礎部（両側柱、基礎部には目荒らしを行う）にあと施工アンカーで接合し、壁頭部に新設梁を設けることで、既存架構と一体性を確保する計画とした。

### 2.2 試験体

試験体は、図-2、図-3 に示すように、架構モデルの 1 階部分の補強耐震壁架構部分のみを切り出した形状とした。柱スパン（中心間距離）及びスタブ上端から加力芯までの距離 H（以下 H とする）はともに 1400mm とし、壁がほぼ正方形の形状とした。柱断面は 250mm×300mm、梁断面は 300mm×250mm でともに内蔵鉄骨を有する SRC 造とし、耐震壁は厚さ 120mm、壁筋 D6@80 ダブルである。コンクリート強度は共通で試験時の実圧縮強度 33N/mm<sup>2</sup> を目標とした。あと施工アンカーとしては接着系アンカーを使用した。試験体は一体施工試験体とした M 試験体（M100）1 体と、アンカー筋比を壁筋比の 1.00 倍、1.25 倍、1.50 倍とし、梁・壁をあと施工とした P 試

### 2.1 実験目的

本実験では、周辺の梁・柱架構と耐震壁を一体打ちで施工した試験体 1 体（以下一体施工試験体とする）と、

*1 東北大学	工学部建築・社会環境工学科	(学生会員)
*2 東北大学	工学研究科 都市・建築学専攻 修士課程	(正会員)
*3 東北大学	工学研究科 都市・建築学専攻 教授 博士 (工学)	(正会員)
*4 鹿島建設		(非会員)

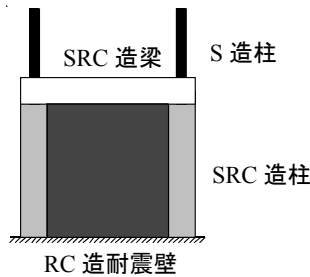


図-2 試験体概念図

表-1 試験体パラメータ

部材	試験体名	M100	P100	P125	P150
壁	階高	1400 (mm)			
	スパン	1400 (mm)			
	断面tw × lw (mm)	120 × 1150			
	壁配筋(縦・横)	D6@80 Double			
	壁筋比 (%)	0.667			
	アンカー筋比 (%)	0	0.667	0.821	0.953
柱	断面 (mm)	250 × 300			
	主筋	10-D13 (SD295A)			
	柱帯筋	D6@125 (SD295A)			
	鉄骨 (mm)	BH-200 × 120 × 9 × 12 (SN490B)			
梁	断面 (mm)	300 × 250			
	主筋	8-D13 (SD295A)			
	梁帯筋	2-D10@100 (SD295A)			
	鉄骨 (mm)	2 × [-140 × 60 × 9 × 9 (SN490B)]			

tw:壁厚 (mm), lw:内法スパン (mm)

験体 (P100, P125, P150) の合計 4 体とし、すべて壁のせん断破壊が先行するように設計した。試験体のパラメータについては表-1 に示す。また、アンカー筋比は以下の式で計算した。

アンカー筋比 =  $a/t \cdot s$

$a$ : 1 組のアンカー筋の断面積(mm<sup>2</sup>)

$t$ : 壁厚(mm)  $s$ : アンカー筋の間隔(mm)

### 2.3 加力計画

加力装置図を図-4 に示す。鉄骨フレームと反力床及び反力壁に、鉛直に軸力用油圧ジャッキ 2 本と水平にせん断力用油圧ジャッキ 2 本を取り付けた加力装置に試験体を設置した。左右の水平ジャッキで試験体にせん断力を与え、鉛直ジャッキで曲げ戻しをかけることで壁の反曲点が H=1400mm の中央 (H/2) となるように制御した。ただし、試験体 M100 については、制御プログラムの設定ミスにより、反曲点高さを (5/8) H として制御を行った (ただし、いずれの場合でも壁の曲げ強度には十分な余裕があり、破壊性状に大きな影響は無かったと考えられる)。正加力を鉛直方向は試験体圧縮方向、水平方向は西方向とし、梁の水平変位を H (1400mm) で割った層間変形角に対して ±0.25/1000rad, ±0.5/1000rad を 1 サイクル, ±1/1000, ±2/1000, ±4/1000, ±8/1000rad を各 2 サイクル, +16/1000rad を 1 サイクル加力する計画とした。ただし、途中で破壊した時はそのサイクルで押切りを行う。

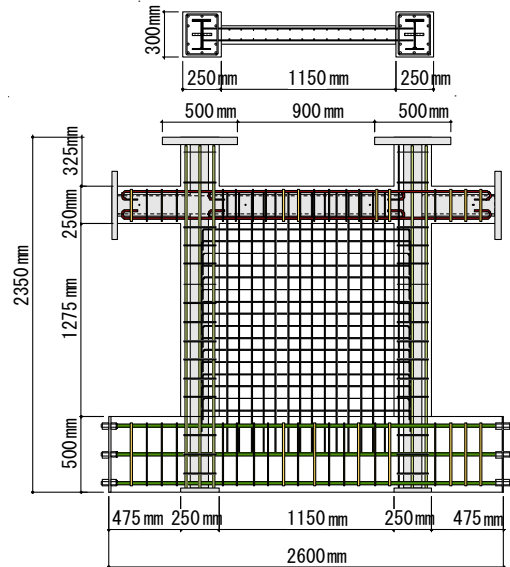


図-3 配筋図

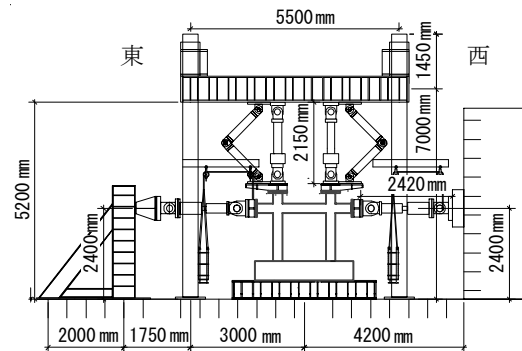


図-4 加力装置図

表-2 コンクリート圧縮試験結果

コンクリート圧縮試験結果		壁	柱	梁	基礎
M100	材齢 (日)	35	35	35	44
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	32.6	32.6	32.6	37
	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	2.73	2.73	2.73	3.01
P100	材齢 (日)	41	62	41	68
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	32.2	35.7	32.2	33.2
	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	2.84	2.70	2.84	2.86
P125	材齢 (日)	43	65	43	71
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	37.5	34.6	37.5	34.3
	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	2.85	2.98	2.85	2.87
P150	材齢 (日)	63	85	63	91
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	40.1	36.6	40.1	37.1
	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	2.91	3.04	2.91	2.95

## 3. 実験結果

### 3.1 材料試験結果

コンクリート材料試験結果を表-2、鉄筋・鉄骨の材料試験結果を表-3 に示す。コンクリートの調査・設計基準強度はすべて共通であり、最大骨材寸法はいずれの試験体も 13mm であった。M100, P100 試験体に比べ、P125, P150 試験体のコンクリート圧縮強度が高い結果となった。これはコンクリートの打設日が異なるためだと思われる。

表-3 鉄筋・鉄骨材料試験結果

鉄筋・鉄骨材料試験結果	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
壁筋・柱帯筋・アンカー筋D6 (SD295A)	374	18.8	503
梁帯筋D10 (SD295A)	376	18.1	539
柱主筋・梁主筋D13 (SD295A)	341	17.8	479
梁鉄骨 (SN490B)	400	20.3	538
柱鉄骨ウェブ (SN490B)	373	18.5	545
柱鉄骨フランジ (SN490B)	349	19.7	524

### 3.2 破壊過程と荷重-変形関係

荷重-変形関係を図-5, 各試験体の最終破壊性状を写真-1~4に示す(写真では試験体左側半分の表面に白ペンキを塗り, ひび割れを油性ペンでなぞった。一方, 右側半分は, ありのままの損傷を観察するため何も手を加えていない)。試験体終局せん断力は, 建築学会の靱性保証型耐震設計指針<sup>1)</sup>のトラス・アーチ理論式(式(1))で求めると1020kNであった。一方, 耐震改修設計指針式<sup>2)</sup>で計算すると1460kNであった(式(2))。ただし, 計算には材料の規格強度を用いた。

$$V_u = t_w l_{wb} P_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (1)$$

$$\beta = \{ (1 + \cot^2 \phi) P_s \sigma_{sy} \} / v \sigma_B$$

$$\tan \theta = \sqrt{ (h_w / l_{wa})^2 + 1 } - h_w / l_{wa}$$

$t_w$ : 耐震壁の壁厚(mm),  $l_{wa}$ ,  $l_{wb}$ : 等価壁長さ(mm)

$p_s$ : 壁板のせん断補強筋比,  $v$ : 有効圧縮強度係数

$\sigma_{sy}$ : 壁板のせん断補強筋の強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\phi$ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度

$h_w$ : 耐震壁の高さ(mm)

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Ql) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{se} \sigma_{wy}} \right\} t_e j_e \quad (2)$$

$p_{te}$ : 引張側柱の等価主筋比(%),  $t_e$ : 等価壁厚(mm)

$F_c$ : コンクリートの設計基準強度(N/mm<sup>2</sup>)

$M/(Ql)$ : 耐震壁に作用する応力のせん断スパン比

$\sigma_{wy}$ : 壁横筋の規格降伏点(N/mm<sup>2</sup>)

$p_{se}$ : 壁横筋の等価補強筋比,  $j_e$ : 応力中心間距離(mm)

以下に, 各試験体の破壊性状を示す。

破壊性状については, 試験体による違いはほとんど見られなかった。いずれの試験体も0.5/1000rad.サイクル時までに壁板にせん断ひび割れが生じ, 4/1000rad.サイクル時には壁筋が降伏した。6/1000rad.時付近で最大耐力を迎え, 最大せん断ひび割れ幅は壁板の対角に生じたひび割れであった。8/1000rad.時には壁筋の降伏箇所も増え, P試験体ではアンカー筋も降伏し, 壁のかぶりコンクリートが剥落し始め, せん断ひび割れ幅が大きくなるとともにせん断強度が低下し, 壁がせん断破壊した。M100, P100, P150試験体は最大耐力を迎えた後, 耐力が2割以上低下

をしたため押切ったが, P125試験体は耐力低下が少なかったため8/1000rad.サイクルを2回行い耐力低下を確認した後, 押切った。

P125, P150試験体はM100, P100試験体と比較すると乾燥収縮による初期ひび割れが比較的多かったが, 最大耐力は高かった。M100, P100試験体と比較してP125, P150試験体の最大耐力が高いのはコンクリート圧縮強度が前述の2体よりも高いためであると思われる。いずれの試験体でも破壊性状にほとんど違いはなく, 最大耐力は耐震改修設計指針式<sup>2)</sup>で安全側に評価できた。また, いずれの試験体も最大耐力を迎えたのち耐力が低下したが, 層せん断力が800kNで頭打ちになった。式(2)を用いて柱1本あたりの耐力を求めると300kNであったことから, これは壁板の耐力がほぼ0となり, 周辺の柱梁架構がオープンフレームとして挙動したときの耐力に達したものである。

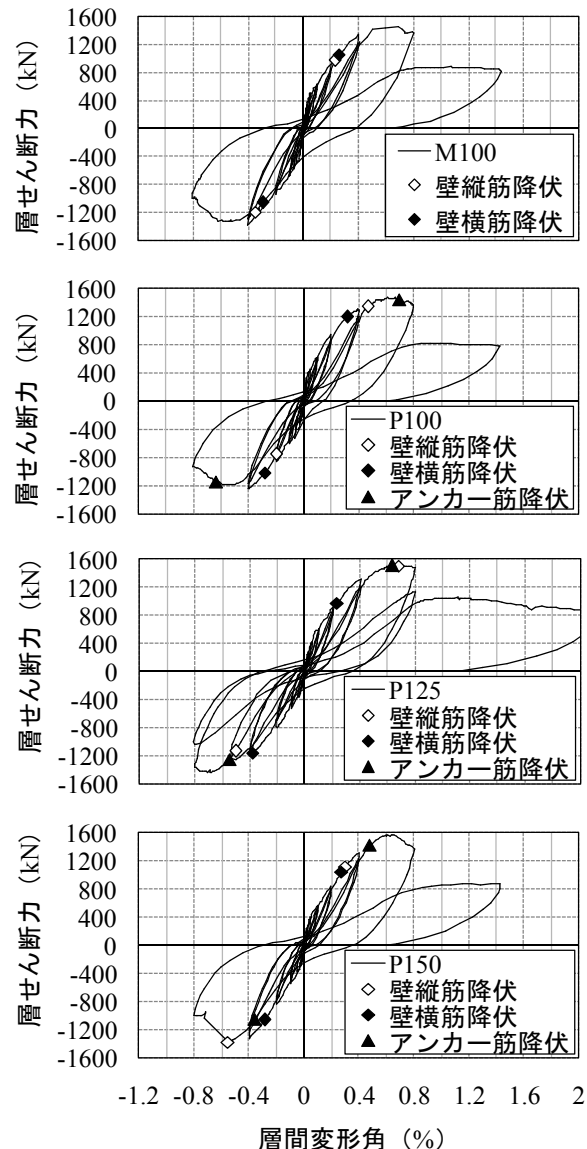


図-5 荷重-変形関係

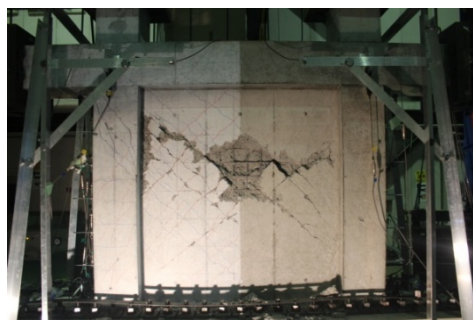


写真-1 M100 最終破壊形状

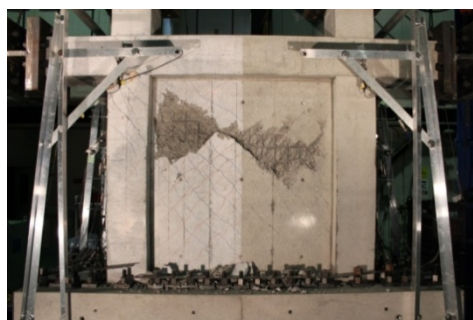


写真-2 P100 最終破壊形状



写真-3 P125 最終破壊形状



写真-4 P150 最終破壊形状

### 3.3 変形成分の割合

各試験体の変形成分の割合を図-6、変位計設置図を図-7に示す。せん断変形は壁板の対角に取り付けた変位計、曲げ変形は両側柱の外側に鉛直方向に取り付けた変位計、危険断面位置での回転変形は両側柱に取り付けた変位計の内の危険断面に取り付けた変位計から求めた。いずれの試験体においても、90%以上をせん断変形成分が占めていた。

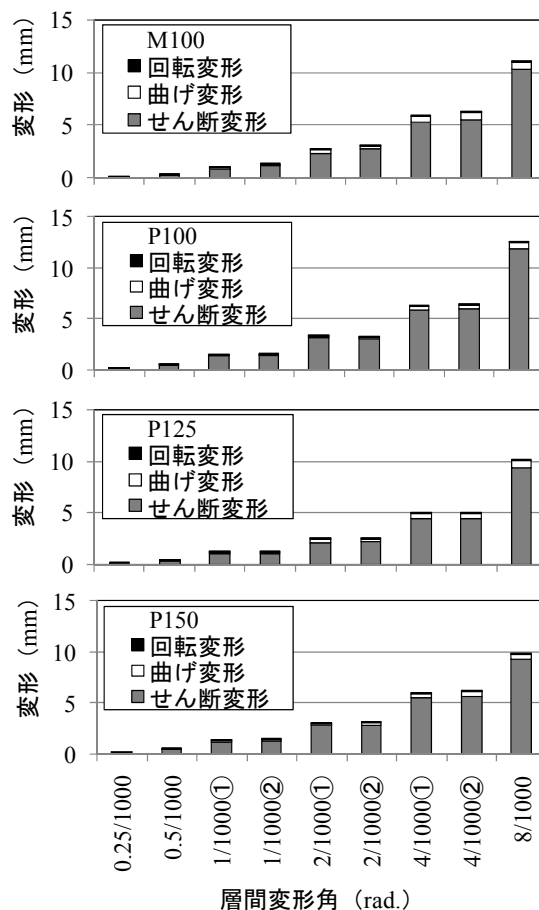


図-6 各サイクルの変形の割合

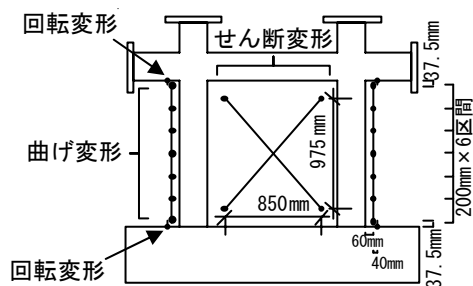


図-7 変位計設置図

### 3.4 残留ひび割れ幅と損傷

各サイクルのピーク時、除荷時の最大ひび割れ幅をクラックスケールを用いて目視で計測した。計測したひび割れ幅と層間変形角の関係を図-8に示す。いずれの試験体も0.25/1000rad.時では、ほとんどひび割れが生じない。2/1000rad.までは、壁筋の降伏は生じず弾性に留まっており、ピーク時にはひび割れ幅が0.5mm程度に拡幅するが、除荷時の残留ひび割れ幅は0.1-0.2mm程度と小さかった。4/1000rad.サイクル時にはいずれの試験体も壁筋の降伏が見られ、残留ひび割れ幅はやや大きくなり始めるが、それでも0.2-0.3mm程度であった。最大耐力を迎える6/1000rad.時付近になるとアンカー筋が降伏する。せん断破壊している8/1000rad.時ではコンクリートの圧壊が進み、ひび割れ幅が2mmを超えた。

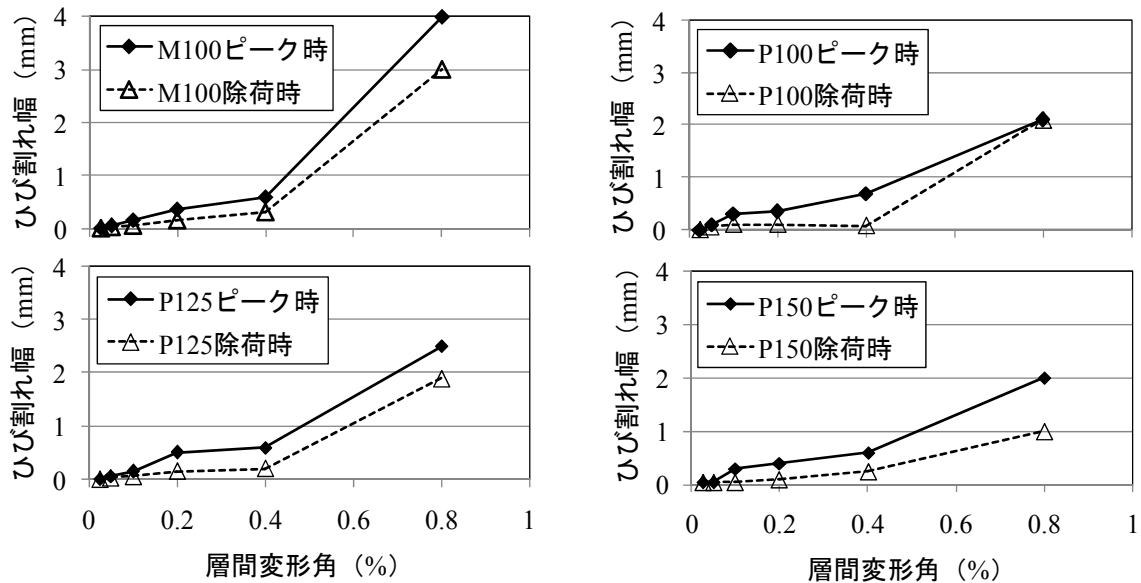


図-8 各サイクルのひび割れ幅

### 3.5 壁板の対角方向の変位挙動

8/1000rad.時までの壁板の対角方向のひずみ度-層間変形角関係を図-9に示す。いずれの試験体でも大きな相違が見られなかったため、代表的なものとしてM100試験体を例としてとりあげた。6/1000rad.時に圧縮側の対角ひずみ度が0.2%に達し最大耐力となった。図中では、図-7に示した対角方向の変位を計測点間の長さで除してひずみ度に換算して示した。载荷の最初の段階から破壊する8/1000rad.まで、概ね層間変形角に比例して壁板の対角方向の軸ひずみ度が増加しており、伸び変形は縮み変形の2倍程度であった。4/1000rad.を超えるあたりで、圧縮ひずみ度は0.1%に達し、最大耐力の6/1000rad.あたりで0.2%となっており、壁板の斜め圧縮ストラットの破壊が生じた破壊性状と対応している。

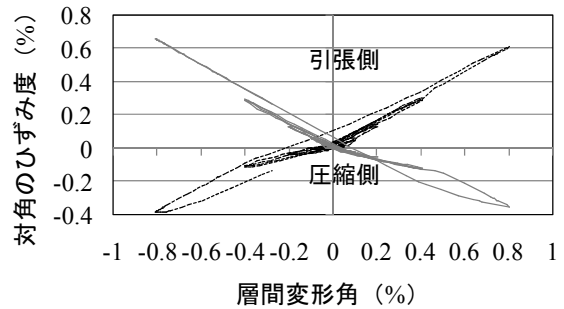


図-9 対角のひずみ度-層間変形角関係

## 4. 実験結果の考察

### 4.1 初期剛性

0.25/1000rad.時までの荷重-変形関係を図-10、初期剛性値を表-4に示す。初期剛性値は0.25/1000rad.サイクル時の加力データから最小二乗法を用いて算定した。

一体打ち試験体の初期剛性が最も高く、あと施工試験体の初期剛性(0.5/1000rad.まで)は、それと比較しやや低い。その後、大変形になると一体打ち試験体とあと施工試験体で最大耐力・変形性能にほとんど差がなく、むしろP125, P150試験体の最大耐力の方が高くなるので、あと施工による接合面やアンカーの影響は終局性能が発揮される時点ではそれほど大きくないと思われる。一方で、小変形時の剛性には、接合面やあと施工アンカーの影響がある可能性も考えられる。しかし、P125, P150試験体の初期剛性がM100, P100試験体よりも低い原因が、アンカー筋量の違いか、乾燥収縮による初期ひび割れ量

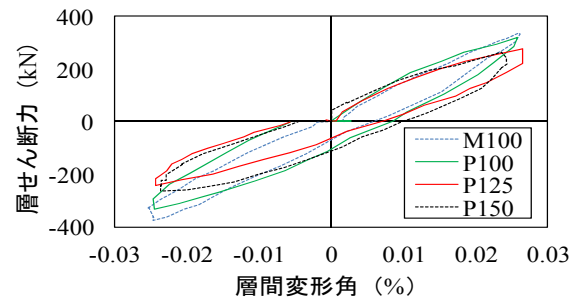


図-10 初期剛性

表-4 初期剛性と最大耐力値

試験体	初期剛性 (kN/mm)	最大耐力時	
	~0.25/1000rad.	耐力 (kN)	層間変形角 (%)
M100	1026	1440	0.69
P100	996	1469	0.61
P125	864	1512	0.69
P150	830	1569	0.64

に存在するの現時点では原因を特定するには至っていない。

### 4.2 せん断抵抗機構の検討

図-6において、いずれの試験体もせん断変形成分が支配的であることから、各試験体は壁板のせん断圧縮破壊が生じたと推測される。そこで壁板の対角に生じたせ

せん断ひび割れを中心に形成される圧縮ストラットからせん断強度を算定する。図-11に圧縮ストラットから算出した荷重-変形関係を示す。まず壁板の対角方向の変位計から対角方向のひずみ度-層間変形角関係を求め、コンクリートの応力-ひずみ度関係と対応させることで、圧縮ストラットに生じる応力（以後  $\sigma_s$  とする。）層間変形角関係を求める。ここで、コンクリートの応力-ひずみ度関係は、靱性保証指針<sup>1)</sup>の圧縮強度有効係数  $\nu$  を乗じて強度を低減した。ストラット応力  $\sigma_s$  の水平方向成分よりせん断強度を算出し、実験値と比較する。図-12に示すように、水平方向・鉛直方向とも壁板の内法長さの半分 ( $L/2$ ,  $T/2$ ) の領域を圧縮ストラットと仮定して、ストラット幅 ( $w=860\text{mm}$ ) を求めた。圧縮ストラットから算出したせん断力の推移は実験値の傾向を概ねとらえている。M100, P100 試験体は圧縮ストラットによるせん断強度は実験値をやや下回るが、P125, P150 試験体では圧縮ストラットによるせん断強度が実験結果を比較的精度良く評価できている。圧縮ストラット幅やコンクリート圧縮強度の有効係数の評価法には課題があると思われるが、簡略なストラットモデルによる評価としては概ね十分な精度を有すると考えられる。

## 5. まとめ

RC造あと施工耐震壁の剛性・せん断強度などの耐震性能やひび割れなど損傷の進展状況について一体施工耐震壁との比較、及びRC造耐震壁のせん断抵抗機構の検討を目的として静的載荷実験を行い、以下の知見を得た。

(1) 一体施工試験体とあと施工試験体で、耐力や損傷の進展状況について概ね同様の結果が得られた。初期剛性は、一体打ち試験体の方があと施工試験体よりもやや高い結果となったが、その原因は現時点で特定するには至らなかった。大変形時には耐力や変形性能に違いがほとんど見られず、十分な接合部強度が確保され、壁板のせん断圧縮破壊で終局性能が支配される壁の場合には、あと施工による接合面やアンカーの影響は終局性能が発揮される時点では大きくなかった。

(2) いずれの試験体においても 4/1000rad. 時までの残留ひび割れ幅は、0.2mm 程度以下に留まった。

(3) SRC造柱及び梁の周辺架構で壁板は十分に拘束されており、いずれの試験体も最終的には壁板のコンクリートが対角方向に圧縮破壊してせん断圧縮破壊した。壁板の対角線方向の計測したひずみ度から圧縮ストラットの負担応力度を推定する簡略なストラットモデルによりせん断強度の実験値を比較的精度良く推定することができた。

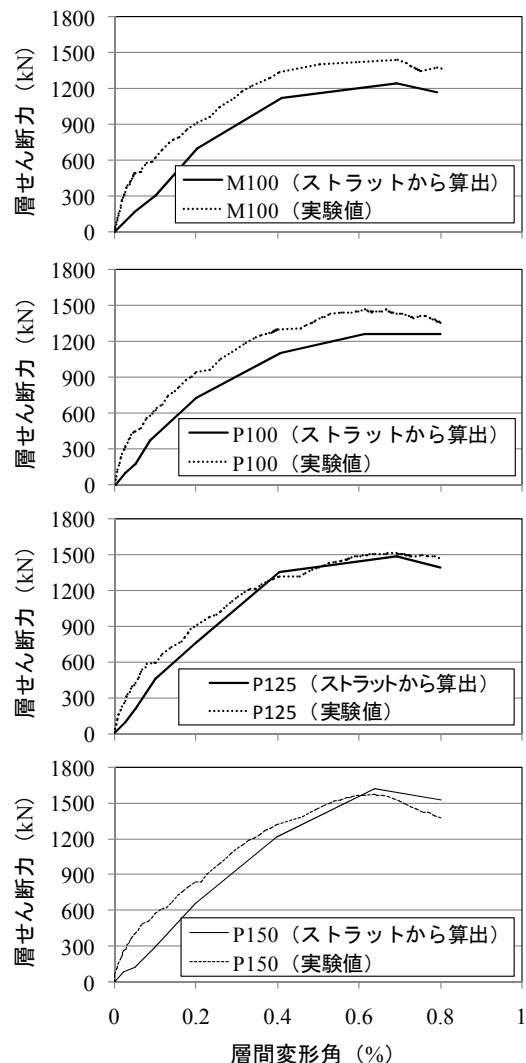


図-11 荷重-変形関係(ストラットから算出)

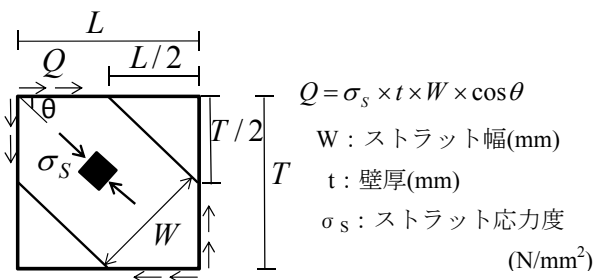


図-12 ストラットからせん断強度を算出

## 参考文献

- 1) 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
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2001

## 謝辞

本研究は、鹿島建設と東北大学・前田研究室の共同研究として実施したものである。ここに記して関係各位に謝意を表す。