

# 論文 ひび割れ制御型 RC 造連層耐震壁の開発に関する実験的研究

中原 浩之<sup>\*1</sup>・甲野 裕貴<sup>\*2</sup>

要旨:本研究では,ひび割れ制御性能の向上を目的とした曲げ破壊先行RC造連層耐震壁を提案し,その構造性能を確認するための水平加力実験を行った。提案耐震壁の特徴は,柱形が無く壁脚部に水平スリットを設けた外観上のものと,壁体にアンボンド鉄筋が内蔵されているところにある。アンボンド鉄筋の強度と配置を実験変数とした縮尺2/5スケールの試験体を4体作成し,部材角1/50まで漸増振幅繰返し載荷を行った。その結果,提案する耐震壁は従来の耐震壁と比べて軽微なひび割れ発生に留まり,優れた制御性能を示した。

キーワード:有壁架構,曲げ破壊先行,アンボンド鉄筋,損傷制御

## 1. 序

著者らは,柱降伏が先行する外周骨組<sup>1)</sup>と内部コア連層耐震壁から成るRC系有壁架構の開発研究に取り組んでいる。図-1に開発中の有壁架構の立面と平面の略図を示す。この有壁架構の特徴は,外周骨組と内部コア連層耐震壁の双方がひび割れの発生を極力抑えることができることである。この外周骨組は鋼管横補強短柱とスパンダレルビーム(せいの高い梁)で構成され(詳細は文献1)を参照)柱降伏が先行するメカニズムを形成するように設計されているため,層崩壊が危惧される。併設する連層耐震壁には,建物に生じる層間変形を一樣に保ちつつ,落階を防止することが求められる。

従来型の耐震壁は他の部材と比べて剛性が著しく高いため,大きな水平力を負担できる反面,靱性能はそれほど高くない。そのため,地震時には建物の継続使用・機能維持が困難となるほどの激しい損傷が生じる場合がある。著者らが提案するRC系有壁架構を実現するためには,連層耐震壁が上階部分において剛性を損なうことなく,壁部材の靱性能を向上させることが重要な課題となる。

図-2に著者らが研究対象としている新たなRC造連層耐震壁の概略図を示す。この連層耐震壁の代表的な特徴

として,次の3点が挙げられる。

- 1) 柱形を持たない
- 2) 壁脚部の両端にスリットを有する
- 3) アンボンド鉄筋を有する

上記1),2)は,壁脚部の剛性を下げ,耐震壁の水平力の負担割合を低くすることを意図している。また,コンクリートの圧縮抵抗が減じられているため,中立軸位置が従来の耐震壁よりも中央寄りに移動する。このことで,耐震壁の鉛直方向へのひずみの増大を抑え,壁板上部への損傷領域の拡大を防止することができる。スリット部分には壁縦筋の一部を露出させており,履歴変形による減衰機能をもたせている。上記3)のアンボンド鉄筋については,設計者が設定したある程度の変形までは弾性範囲内に留め,耐震壁の面内剛性を確保する。また,アンボンド鉄筋をシース管内で弾性座屈させることで圧縮応力よりも引張応力を大きくし,中立軸位置を断面中央に移動させる効果がある。

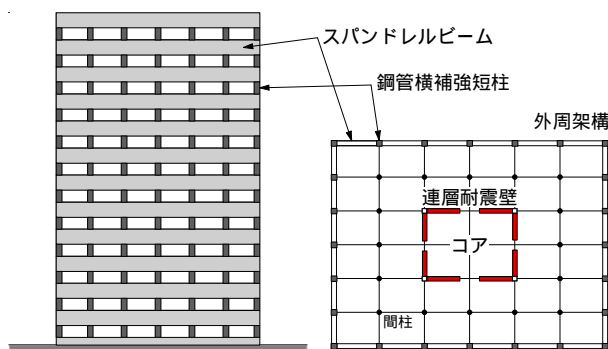


図-1 ひび割れ制御型RC系有壁架構の立面と平面

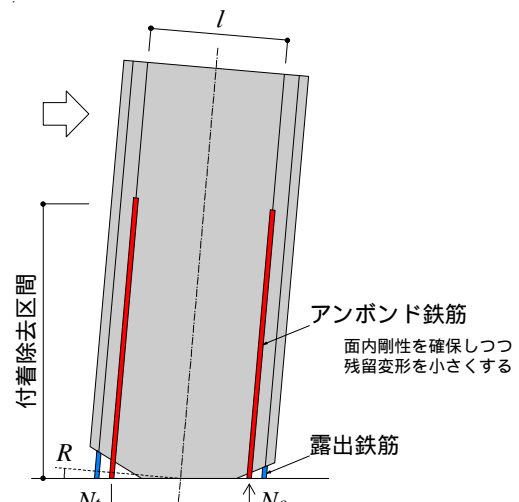


図-2 ひび割れ制御型RC造耐震壁の概略図

\*1 九州大学大学院人間環境学研究院 准教授 博士(工学) (正会員)  
 \*2 九州大学大学院人間環境学府 大学院生

## 2. 試験体

### 2.1 試験体詳細

表-1に試験体の一覧を示し、試験体の詳細を図-3に示す。試験体は、中層RC建物(6~12層)を想定しており、縮尺が2/5スケールの耐震壁と基礎梁から成る。試験体はほぼ同一形状のものを4体作製した。

断面形状は壁脚部を除いて140×810mmとした。壁脚部の両端には、基礎梁上端20mmの位置から壁中央に向けて絞るようにスリットを設けており、壁脚部の断面寸法を140×410mmとした。スリットの高さは、本実験の最大変形部材角2.00/100rad.に断面せいの半分の405mmを掛けた値よりも大きくなるように設定した。

試験体の実験変数は、アンボンド鉄筋の配筋位置と種類とした。アンボンド鉄筋を外側に配筋した試験体をOシリーズ、内側に配筋した試験体をIシリーズと呼ぶことにする。アンボンド鉄筋は、D10-SD295とD13-SD490の2種類を使用した。アンボンド鉄筋の付着除去には鋼製の30のシース管を使用し、シース管の上下部分にウエスとビニールテープで防水処理を施し、管内の鉄筋を乾いた状態に保った。OシリーズとIシリーズの違いは、アンボンド鉄筋を面外変形に抵抗させるか否かである。しかしながら、両者とも面外変形はほとんど観測されていない。アンボンド鉄筋の付着除去長さ $L_b$ は、以下に示す式により算定した。

$$L_b = \frac{R \cdot l}{2 \varepsilon_y} \quad (1)$$

式中の $R$ 、 $l$ 、 $\varepsilon_y$ は順に壁の部材角、アンボンド鉄筋間の距離、アンボンド鉄筋の降伏ひずみである。壁の部材角 $R$ は、中立軸が壁脚部断面の中央に位置すると仮定して式

(1)を定義している。アンボンド鉄筋については、D10-SD295を使用している試験体では $R=0.70/100\text{rad.}$ 、D13-SD490を使用している試験体では $R=1.00/100\text{rad.}$ で降伏するようにそれぞれ設計した。提案する建物はレベル2地震動において、最大変形のクライテリアを部材角 $R=1.00/100\text{rad.}$ としており、D13-SD490を使用している試験体では変形のクライテリアまでは弾性を保つように設計した。壁の縦筋は全ての試験体においてD10@40ダブル(SD295)とし、横筋はD10@80ダブル(SD295)とした。スリットを設けたことで壁縦筋の一部が露出している。実験では、打設時に使用したスリット型のスタイロフォームを抜いているが、実際の建物ではそのまま使用できると考えている。

試験体に用いた鉄筋の力学的性質を表-2に示し、コンクリートの力学的性質を表-3に示す。

### 2.2 加力装置と測定方法

図-4に加力装置の概略図を示す。鉛直荷重は5MN試験機により載荷し、Oシリーズの試験体では鉛直荷重約520kN(軸力比0.3程度)、Iシリーズの試験体では鉛直荷

表-1 試験体一覧

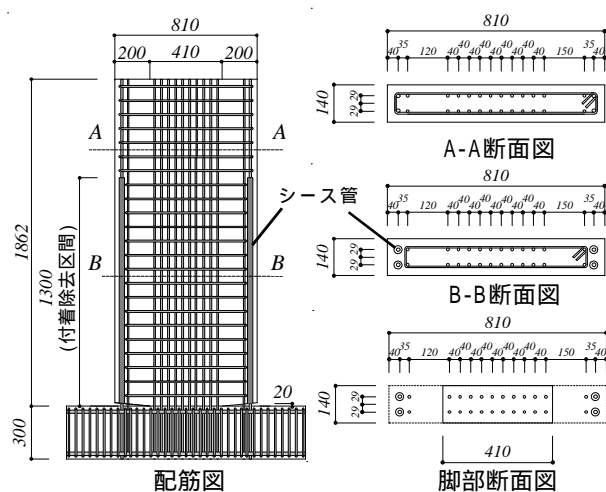
	試験体			
	O-295-0.3	O-490-0.3	I-295-0.25	I-490-0.25
B×D	140mm×810mm			
B×D(脚部)	140mm×410mm			
縦筋	D10@40ダブル(SD295)			
横筋	D10@80ダブル(SD295)			
アンボンド鉄筋 (配筋位置)	D10-SD295 (外側配置)	D13-SD490 (外側配置)	D10-SD295 (内側配置)	D13-SD490 (内側配置)
軸力比	0.3程度		0.25程度	

表-2 鉄筋の力学的性質

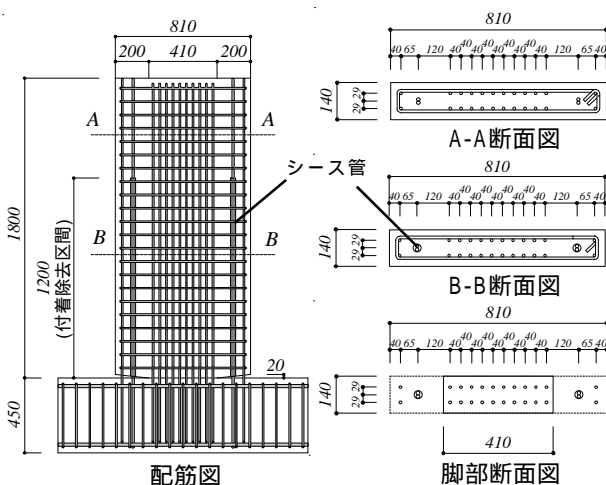
試験体	規格	降伏強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	降伏ひずみ ( $\mu$ )	引張強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	降伏比
Oシリーズ	D-10(SD295)	355	1730	466	0.762
	D-13(SD490)	539	2630	662	0.814
	D-19(SD345)	387	1890	548	0.706
Iシリーズ	D-10(SD295)	359	1753	488	0.736
	D-13(SD490)	541	2638	662	0.817
	D-19(SD345)	384	1875	542	0.708

表-3 コンクリートの力学的性質

試験体	呼び強度	圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	ヤング係数 ( $\text{kN}/\text{mm}^2$ )	スランプ (cm)	空気量 (%)
Oシリーズ	24	30.3	27.9	21.5	4.5
Iシリーズ	36	43.6	33.3	16.3	4.8



(a) Oシリーズ試験体



(b) Iシリーズ試験体

図-3 試験体詳細

重約620kN(軸力比0.25程度)を載荷し,実験中一定に保持した。なお,軸力比は壁脚部の断面(140×410mm)にコンクリート強度をかけた値を用いて算定した。水平力は1MN油圧ジャッキにより載荷した。高さを基礎梁上面から1600mmとし,水平力は正負交番で繰返し載荷を行った。試験体の面外変形を拘束するために,試験体に取り付けた水平加力板に補剛装置を取り付けている。鉛直荷重は加力梁上部に設置したロードセルにより測定し,水平力は1MN油圧ジャッキの先端に取り付けたロードセルにより測定した。

図-5に変位計の測定位置を示す。水平力の載荷点高さにおいて水平変位と鉛直変位を測定した。この水平変位を基礎梁上面から載荷点までの距離で除した値を壁の部材角として定義した。また,本試験体は壁脚部にスリットを設けており,すべり破壊が懸念されるため,壁脚部(スタブ上面から300mm)にて水平変位を測定した。また,ひずみゲージを用いて,鉄筋の変形挙動を観察した。

図-6に載荷プログラムを示す。載荷は載荷点位置の水平変位で制御した。載荷プログラムは漸増振幅繰返し型で,部材角 $R = \pm 0.25/100\text{rad}$ から $R = \pm 1.00/100\text{rad}$ まで変位振幅増分を $0.25/100\text{rad}$ とし,各変位振幅で3回ずつ載荷を行い,以降は $R = \pm 1.50/100\text{rad}$ を3回, $R = \pm 2.00/100\text{rad}$ を1回を行い,合計16回の繰返し載荷を行った。

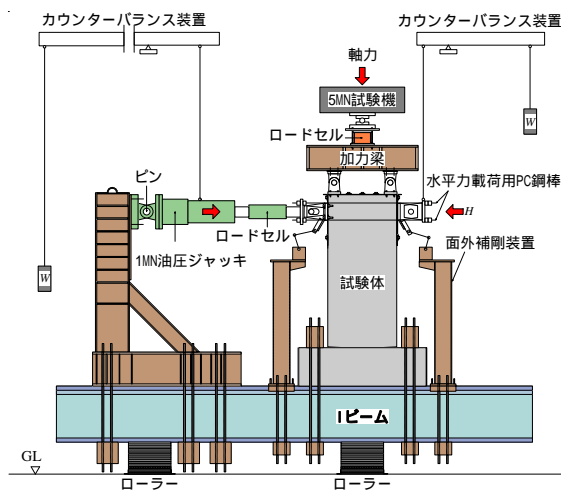


図-4 加力装置と測定位置

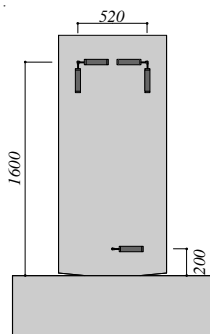


図-5 変位計位置

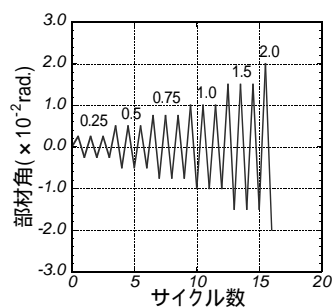


図-6 載荷プログラム

### 3. 耐力評価

表-4に各試験体の曲げ耐力時のせん断力,せん断ひび割れ強度,せん断耐力,パンチングシア耐力を示す。なお,各耐力を算定する際の断面せいは,全て壁脚部におけるせい(410mm)を使用している。

曲げ耐力時のせん断力 $Q_f$ については,壁脚部のRC断面(140×410mm)の全塑性モーメントに,アンボンド鉄筋とスリット部分の露出鉄筋による負担曲げモーメントを足し合わせたものを試験体の曲げ耐力とし,これを基礎梁上面から載荷点までの距離(1600mm)で除した値を $Q_f$ として定義した。

せん断ひび割れ強度 $Q_c$ については,文献2)の式により算定した。以下に $Q_c$ の算定式を示す。

$$Q_c = \frac{2}{3} b \cdot D \cdot \sigma_r \sqrt{1 + \sigma_0 / \sigma_r} \quad (2)$$

$$\sigma_r = 0.33 \sqrt{\sigma_B} \quad (3)$$

$$\sigma_0 = N / b \cdot D \quad (4)$$

式中の $b, D, \sigma_B, N$ は順に,壁脚部の断面幅,断面せい,コンクリートの圧縮強度,軸力である。

せん断耐力 $Q_s$ については,文献3)のせん断終局強度式により算定した。以下に $Q_s$ の算定式を示す。

$$Q_s = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \phi \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2 \quad (5)$$

$$\tan \phi = \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1} - L/D \quad (6)$$

$$\beta = \left\{ \left(1 + \cot^2 \phi\right) \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \right\} / \left( \nu \cdot \sigma_B \right) \quad (7)$$

$$\nu = 0.7 - \sigma_B / 200 \quad (8)$$

$$\cot \phi = \min \left[ 2.0, j_t / (D \cdot \tan \phi), \sqrt{\nu \cdot \sigma_B / (p_w \cdot \sigma_{wy})} - 1.0 \right] \quad (9)$$

式中の $\sigma_{wy}, j_t, L, p_w, \nu$ は順に,せん断補強筋の降伏強度,主筋中心間距離(引張鉄筋と圧縮鉄筋の重心間距離とした),試験体反曲点高さの2倍,せん断補強筋比,コンクリート圧縮強度の有効係数である。

パンチングシア耐力 $Q_p$ については,文献4)の式により算定した。この式を採用した根拠として文献5)がある。文献5)では鋼管横補強短柱のパンチングシア破壊の実験を行っており,その際のパンチングシア耐力が文献4)の式により安全側に評価できることがわかっている。以下に $Q_p$ の算定式を示す。

$$Q_p = K_{ave} \cdot \tau_0 \cdot b \cdot D \quad (10)$$

$$K_{ave} = 0.58 / (0.76 + a/D) \quad (11)$$

$$\tau_0 = 0.98 + 0.1 \sigma_B + 0.85 \sigma (0 \leq \sigma \leq 0.33 F_{ct} - 2.75) \quad (12)$$

表-4 計算耐力一覧

試験体	$Q_f$ (kN)	$Q_c$ (kN)	$Q_s$ (kN)	$Q_p$ (kN)
O-295-0.3	126	170	212	635
O-490-0.3	165			
I-295-0.25	141	206	238	800
I-490-0.25	173			

$$\tau_0 = 0.22\sigma_b + 0.49\sigma(0.33F_{ct} - 2.75 < \sigma \leq 0.66F_{ct}) \quad (13)$$

$$\tau_0 = 0.66\sigma_b(0.66\sigma_b < \sigma) \quad (14)$$

$$\sigma = P_g \cdot \sigma_y + \sigma_0 \quad (15)$$

$$\sigma_0 = N/b \cdot D \quad (16)$$

式中の  $a$ ,  $P_g$ ,  $\sigma_y$  は順に, 反曲点高さ, 壁脚部断面積に対する柱の主筋断面積の比, 壁脚部主筋の降伏強度である。なお,  $Q_p$  を算定する際, 反曲点高さ  $a$  については, 壁脚部のスリットの高さとして設定した 20mm を用いて計算した。

表-4に示すように 試験体の各計算耐力を比較すると, せん断ひび割れ強度  $Q_c$  は, 曲げ耐力時のせん断力  $Q_j$  を上回っていることから提案する耐震壁は曲げ降伏が先行し, せん断ひび割れは生じないと予想される。また, せん断耐力  $Q_s$ , パンチングシア耐力  $Q_p$  は, 曲げ耐力時のせん断力  $Q_j$  を大きく上回っていることが確認できる。すなわち, 試験体はせん断破壊およびパンチングシア破壊を生じることなく, 曲げ破壊が先行することが予想される。

#### 4. 試験体の構造性能

##### 4.1 荷重-変形関係と最大耐力

図-7に実験より得られた荷重-変形関係を示す。図の縦軸は載荷点高さの水平力  $H$  (kN) で, 横軸は壁の部材角  $R$  ( $\times 10^{-2}$ rad.) である。図には露出鉄筋の降伏点を印, アンボンド鉄筋の降伏点を  $\circ$  で示している。

O-295-0.3の実験経過について述べる。まず, 部材角  $R=0.18/100$ rad. で露出縦筋が降伏した。その後, 耐力は上昇を続け,  $R=0.50/100$ rad. で壁脚部の縦筋が降伏し,  $R=0.70/100$ rad. でアンボンド鉄筋が降伏した。 $R=1.00/100$ rad. の繰返し載荷で最大耐力に達した。 $R=2.00/100$ rad. の繰返し載荷で耐力に若干の低下が見られた。損傷状況については  $R=0.75/100$ rad. の繰返し載荷までは壁脚部において顕著な損傷は観察されなかった。 $R=1.00/100$ rad. の繰返し載荷で壁板と壁脚部に曲げひび割れが数本観測された。 $R=1.50/100$ rad. の繰返し載荷で壁脚部のコンクリートの剥離と新たなひび割れが数本観測された。

O-490-0.3の実験経過について述べる。まず, 部材角  $R=0.29/100$ rad. でスリット部分の露出縦筋が降伏した。その後, 耐力は上昇を続け,  $R=0.51/100$ rad. で壁脚部の縦筋が降伏し,  $R=1.11/100$ rad. でアンボンド鉄筋が降伏し始めた。 $R=1.50/100$ rad. の繰返し載荷で最大耐力に達した。損傷状況については, O-295-0.3と同様の経過を辿った。ただし,  $R=2.00/100$ rad. の負側載荷において, 試験体側面のコンクリートの剥離が確認された。これはシース管のかぶり厚さが不十分だったことが要因として考えられる。

Iシリーズではアンボンド鉄筋を束ね筋として一つのシース管内に配置し, 外周筋の内側に移動させた。これ

により, 上記の試験体側面の割れを防ぐことができた。

I-295-0.25の実験経過について述べる。まず,  $R=0.13/100$ rad. で露出縦筋が降伏した。 $R=0.24/100$ rad. で壁脚部の縦筋が降伏し,  $R=0.65/100$ rad. でアンボンド鉄筋が降伏した。アンボンド鉄筋の降伏後, 履歴曲線の勾配が緩やかになり始め,  $R=1.50/100$ rad. の繰返し載荷で最大耐力に達した。 $R=2.00/100$ rad. の繰返し載荷で耐力に若干の低下が見られた。損傷状況については,  $R=0.75/100$ rad. の繰返し載荷で壁脚部において曲げひび割れが生じ始め,  $R=1.00/100$ rad. の繰返し載荷でそのひび割れが顕著になり始めた。 $R=1.50/100$ rad. の繰返し載荷で壁脚部において新たなひび割れが数本観察された。また, スリット部分の露出鉄筋が破断した。露出鉄筋の破断後, 履歴曲線において剛性と耐力の低下が見られた。

I-490-0.25の実験経過について述べる。まず,  $R=0.12/100$ rad. で露出縦筋が降伏した。 $R=0.25/100$ rad. で壁脚部の縦筋が降伏し,  $R=1.07/100$ rad. でアンボンド鉄筋が降伏した。損傷状況については, I-295-0.25と同様であった。履歴曲線については,  $R=1.50/100$ rad. の繰返し載荷で最大耐力に達し, その後, 耐力低下が見られた。これはスリット部分の露出鉄筋の座屈が要因として考えられる。また,  $R=1.50/100$ rad. の繰返し載荷で壁脚部のかぶりコンクリートの剥落が観察された。

図からわかるように, いずれの試験体も急激な耐力低下を示すことなく安定した履歴性状を示した。これは, 曲げ破壊先行の耐震壁の特徴で, せん断破壊が起きていないことを示している。

試験体の破壊性状について述べる。写真-1に実験終了後の試験体全景を示す。本実験では試験体の損傷抑制効果が発揮されているため, 写真ではひび割れ状況を十分

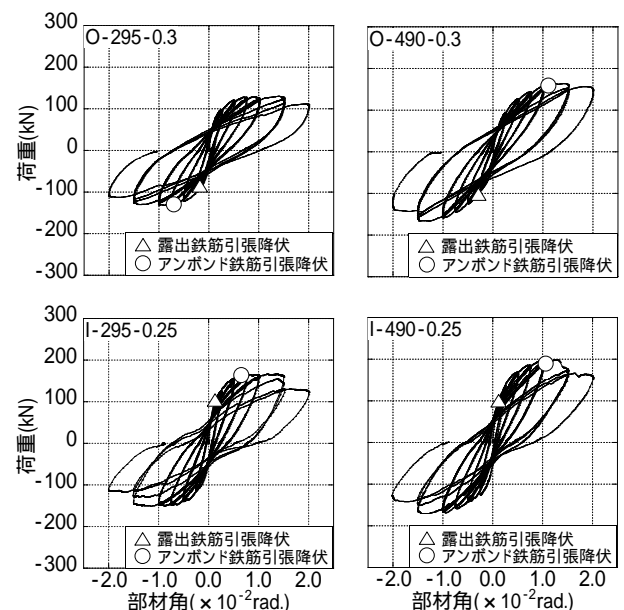


図-7 荷重-変形関係

に観察することができない。そのため、図-8に各試験体の最終的な損傷状況をスケッチしたものを示す。いずれの試験体もひび割れ領域は壁脚部付近に留まり、壁板上部は健全な状態を保持していることがわかる。ただし、O-490-0.3の試験体では、アンボンド鉄筋が内蔵されているシーす管に沿って壁の側面のコンクリートが剥落する現象が見られた。また、I-295-0.25の試験体では露出鉄筋が破断し、I-490-0.25の試験体では露出鉄筋が座屈する現象が見られた。しかしながら、この現象より荷重-変形関係の著しい劣化は観測されていない。提案耐震壁では露出鉄筋はコンクリートで覆われていないので、従来型の耐震壁のようにコンクリートが圧壊することはなかった。



写真-1 実験後の損傷状況

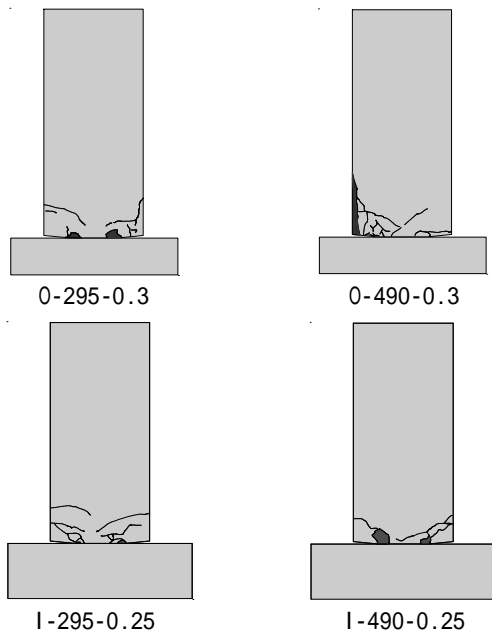


図-8 実験後の損傷状況

また、提案耐震壁は露出鉄筋がなくても耐震壁としての機能を保持できるように設計する予定である。O-490-0.3とIシリーズで起きた挙動は、部材角 $R=1.50/100\text{rad}$ 以降の繰返し載荷で生じたものであり、設計上の変形のクライテリアとして設定した部材角 $R=1.00/100\text{rad}$ 以内では、顕著な損傷は観察されていない。最終的な損傷度合いも、従来の耐震壁と比べて軽微なもので、試験体は優れたひび割れ抑制機能を有することが確認できた。

試験体の最大耐力について述べる。試験体は、曲げ破壊により最大耐力を発揮しているため、表-4に示した曲げ耐力時のせん断力 $Q_f$ により、耐力評価を行う。表-5に実験値 $H_{exp}$ と計算値 $H_{f1}, H_{f2}$ を示す。実験値 $H_{exp}$ については、正側加力時と負側加力時の各最大耐力の平均値とした。計算値 $H_{f1}$ については、表-4で示した曲げ耐力時のせん断力 $Q_f$ と同じ値である。全ての試験体で、露出鉄筋のひずみがひずみ硬化領域に入っていることが確認されたため、表には露出鉄筋のひずみ硬化を考慮して引張強度 $\sigma_u$ を用いた計算値 $H_{f2}$ も示す。まず、Oシリーズについては、表-5に示すように $H_{exp}$ は $H_{f1}$ と $H_{f2}$ の両方で誤差4%以内となっている。Iシリーズについては、表-5に示すように $H_{exp}$ と $H_{f1}$ を比較した場合、最大で誤差が13%となっている。これに対して、 $H_{exp}$ と $H_{f2}$ を比較した場合、最大で誤差が6%と改善されており、ひずみ硬化を考慮することで精度良く評価出来ていることが確認できる。

表-5 実験値と計算値の比較

試験体	$H_{exp}$ (kN)	$H_{f1}$ (kN)	$H_{exp} / H_{f1}$	$H_{f2}$ (kN)	$H_{exp} / H_{f2}$
O-295-0.3	131	126	1.04	132	0.99
O-490-0.3	165	165	1.00	171	0.96
I-295-0.25	159	141	1.13	150	1.06
I-490-0.25	185	173	1.07	182	1.02

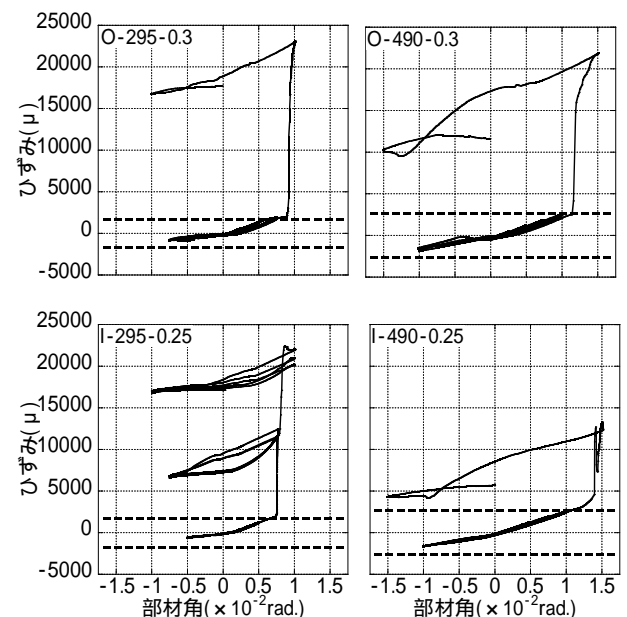


図-9 アンボンド鉄筋のひずみ-部材角関係

#### 4.2 アンボンド鉄筋の挙動

図-9にアンボンド鉄筋のひずみと壁の部材角の関係を示す。O-295-0.3, I-295-0.25 は部材角  $R=1.00/100\text{rad}$ 。までのデータ, O-490-0.3, I-490-0.25 は部材角  $R=1.50/100\text{rad}$ 。の1回目までのデータを示している。処女載荷時に引張となる結果のみを配している。図中には、鉄筋の降伏ひずみを破線で示している。

いずれの試験体も概ね設計時に想定した部材角で降伏しており、付着除去長さを算定する際の中立軸位置の仮定が妥当であったことがわかる。また、アンボンド鉄筋は小変形時には弾性を維持している。これは、中地震時における水平剛性確保を意図したものであり、アンボンド鉄筋が降伏するまでは荷重-変形関係の履歴曲線は正の剛性を維持していることがわかる。

#### 4.3 試験体脚部の変形状

図-10に試験体脚部における変形角と壁の部材角の関係を示す。OシリーズとIシリーズで同様の結果が見られたため、Oシリーズの結果のみを示す。図の縦軸の変形角については、試験体脚部に取り付けられた変位計(図-5参照)により測定した水平変位を、基礎梁上面から測定位置までの距離で除した値として定義した。

図に示すように、試験体脚部の変形角は壁の部材角と比例関係にあることが確認できる。つまり、曲げひび割れが生じている壁脚部の危険断面部分において、すべり(パンチングシア)破壊が生じていないと考えられる。提案する耐震壁は、壁脚部の両側にスリットを設けているため、壁脚部においてすべり破壊が懸念されたが、そのような破壊は生じていないことが実験的に確認できた。

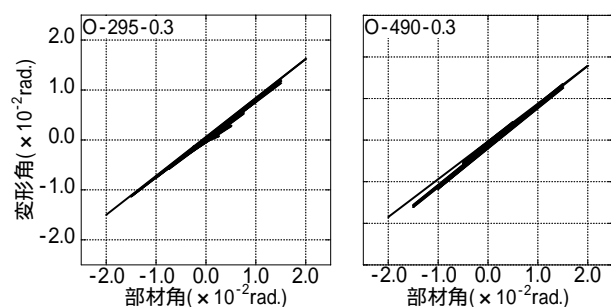


図-10 壁脚部の水平変位 - 部材角関係

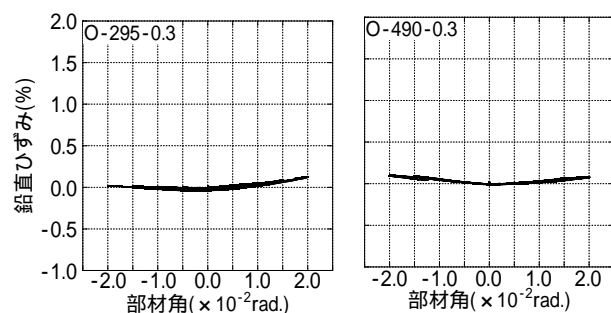


図-11 鉛直ひずみ - 部材角関係

#### 4.4 試験体の鉛直ひずみ

図-11に試験体の鉛直方向のひずみと壁の部材角の関係を示す。OシリーズとIシリーズで同様の結果が見られたため、Oシリーズの結果のみを示す。図の縦軸の鉛直ひずみは、試験体の載荷点高さに取り付けた鉛直変位計(図-5参照)により測定した鉛直変位を、基礎梁上面から載荷点高さまでの距離で除した値として定義した。

通常の曲げ破壊が先行する連層耐震壁は中立軸深さが浅いため、繰返し載荷によって損傷が壁板上部に進展し、壁中央部の伸びが変形に伴い累積していく。これに対して、提案する耐震壁の場合、すべての試験体において鉛直方向の最大ひずみが0.1%程度であり、非常に小さい値に留まっている。

#### 5. まとめ

本研究で得られた結論を以下に示す。

- 1) 壁試験体の損傷は、変形のクライテリアである部材角  $R=1.00/100\text{rad}$ 。以内では、ほとんど観察されなかった。実験の最終状況においても、損傷領域は壁脚部に留まり、提案耐震壁は優れたひび割れ制御性能を有することが確認できた。
- 2) 壁試験体の履歴性状は、部材角  $R=1.00/100\text{rad}$ 。以内では、急激な耐力低下を示すことなく、安定した履歴挙動を示した。
- 3) 提案耐震壁は耐力計算で想定したとおりに曲げ破壊が先行し、最大耐力は簡易な計算により精度良く評価できた。
- 4) アンボンド鉄筋は、概ね想定したとおりの部材角で降伏させることができた。これらは、小変形時には弾性を維持して試験体の水平剛性の確保に寄与した。

#### 参考文献

- 1) 中原浩之, 高橋恵介, Junus, N.: TRC柱とスパンドレルビームからなる柱降伏型骨組の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1153-1158, 2011.7
- 2) 市之瀬敏勝: 鉄筋コンクリート構造, 共立出版株式会社, pp.104, 2000.3
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp.106, 1990.11
- 4) 日本建築防災協会: 2001年改訂版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, pp.102, pp.360, 2001.10
- 5) Junus, N., Nakahara, H., Kawano, A.: Experimental study for shearing behaviour of short columns reinforced by steel tube in the new composite structural walls, 構造工学論文集 Vol.57B, 2011.3