

論文 脚部にスリットを有する RC 造連層耐震壁の損傷制御性能に関する実験的研究

中原 浩之*1・田中 裕紀*2

要旨：著者らは、壁脚部に水平スリットを設け、壁体内部にアンボンド鉄筋を配した連層耐震壁を提案し、これのひび割れ制御性能を調査してきた。本研究では、これまでの実験に加えて、高強度のアンボンド鉄筋を有する縮尺 2/5 スケールの試験体をさらに 4 体作成し、一定軸力下における部材角 1/50 までの漸増振幅繰返し水平力載荷を行った。実験より、提案耐震壁は、曲げ破壊が先行して、安定した履歴特性を示した。特に、高強度鉄筋の曲げ耐力負担分が増加することで、RC 造壁板部の応力負担が小さくなり、既報と同等以上の損傷制御性能を発揮することが分かった。

キーワード：ひび割れ抑制、有壁架構、曲げ破壊先行、アンボンド鉄筋

1. 序

著者らは、せん断破壊を避けつつさらに曲げひび割れを抑制することができる RC 造連層耐震壁の開発研究に着手している¹⁾。

RC 部材端部にスリットを入れて損傷を制御しようとする先行研究としては、文献 2) が挙げられる。文献 2) では、RC 梁下部のコンクリートを欠損させて、この部分での鉄筋の圧縮・引張降伏を誘導しスラブを有する梁上の損傷を留めおくことが実験的に示されている。こうした損傷制御の考え方は、文献 3) で RC 造梁に、文献 4) で RC 造壁に拡張され、それぞれについて研究が進捗している状況である。

本研究は、上記の研究におけるコンクリート部に設けるスリットとアンボンド筋の使用の考え方を参照し、RC 造ラーメン構造に挿入する連層耐震壁の開発に取り組んだものである。図 - 1 に本研究で開発する壁部材の配置を示す。現段階では、ラーメンが支配的な方向（桁行方向）に補助的に挿入し、地震被害が多くみられる桁行方向の耐震性能を強化しつつ、激しい損傷を抑制し、震災後も継続使用できる建物を構築することを目指している。

2. 試験体

2.1 試験体形状

本研究は、文献 5) の様な柱降伏先行型のフレームに用いる連層耐震壁の開発である。従って、試験体は文献 5) の実験と同縮尺 (2/5 スケール) の耐震壁と基礎梁から成るものを計画した。しかしながら、実験施設の制限により計画時での壁の高さと壁長を確保できていない。また、実用上問題となる境界梁や、スラブの影響についても考慮できていない。これらは今後随時検討する。試

験体はほぼ同一形状のものを 4 体作製した。表 - 1 に試験体の一覧を示す。

試験体の高さは 1800mm で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 $R=2.00/100\text{rad}$ 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ている。壁脚部のスリットは、打設前に型枠内の当該箇所にスリットの形状に加工した発砲プラスチック材を設置し、脱型後に取り除く

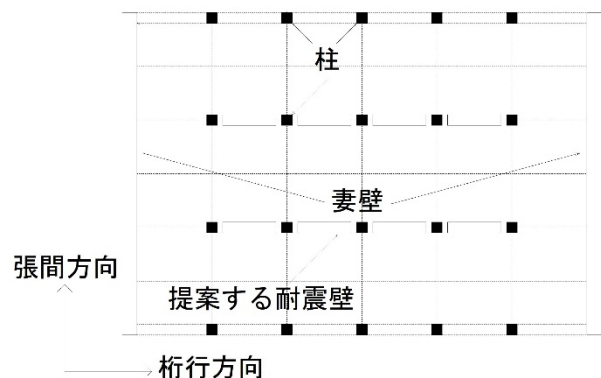


図 - 1 壁部材配置図

表 - 1 試験体一覧

試験体	S-685-0.10	S-685-0.25	A-685-0.10	N-685-0.10
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 (付着除去長さ)	D19-USD685 (650mm)	D19-USD685 (1000mm)	D19-USD685 (815mm)	
露出鉄筋	D10-SD295		D13-SD490	-
軸力比	0.1程度	0.25程度	0.1程度	

*1 長崎大学大学院工学研究科 教授・博士 (工学) (正会員)

*2 長崎大学大学院工学研究科 大学院生

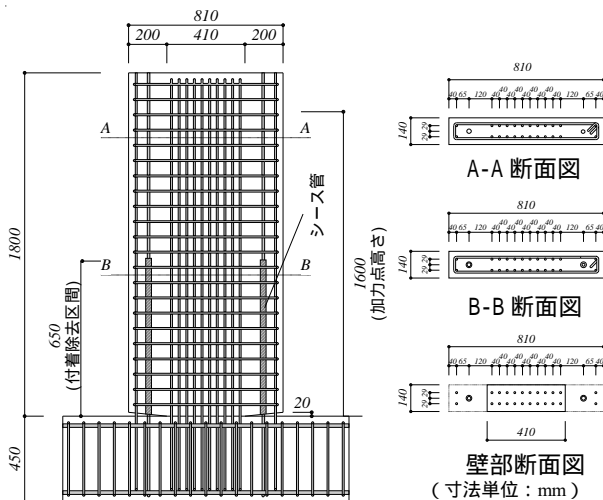
ことで作製した。実際の建物を施工する場合は、このような発泡プラスチック材料を残したまま仕上げを行うことを想定している。

試験体の実験変数は露出鉄筋の有無と種類、軸力比とした。試験体名は露出鉄筋の種類が D10-SD295, D13-SD490, 配筋なしの順に S, A, N のアルファベットに続き、アンボンド鉄筋の降伏強度、軸力比の組み合わせとして表記しており、それぞれ S-685-0.10, S-685-0.25, A-685-0.10, N-685-0.10 とした。アンボンド鉄筋には、各試験体とも高強度筋である D19-USD685 を使用している。アンボンド鉄筋の付着除去長さ L は、以下に示す式により算定した。

$$L = Rl/2\varepsilon_y \quad (1)$$

式中の R, l, ε_y は順に壁の部材角、アンボンド鉄筋間水平距離、アンボンド鉄筋の降伏ひずみである。壁の部材角は、中立軸が壁脚部断面の中央に位置すると仮定している。アンボンド鉄筋の降伏部材角については、S-685-0.10 は $R=0.80/100\text{rad}$ 、S-685-0.25 は $R=1.20/100\text{rad}$ 、A-685-0.10 と N-685-0.10 は $R=1.00/100\text{rad}$ 以上で降伏するように設計した。提案する耐震壁はレベル 2 地震動において、最大変形のクライテリアを $R=1.00/100\text{rad}$ としている。実験では、その 2 倍となる $R=2.00/100\text{rad}$ まで載荷した。S-685-0.25 を除いた試験体においては変形のクライテリアまでアンボンド鉄筋が弾性を保つように設計した。壁の縦筋は D10@40 ダブル (SD295) とした。アンボンド鉄筋と露出鉄筋は、基礎梁の帯筋に 180 度フックで定着している。

コンクリート打設は横打とした。即ち、試験体を寝かせた状態で、コンクリートを壁面に広げるように打設し



S-685-0.10 試験体
図 - 2 試験体詳細

た。S-685-0.10 試験体の詳細を図 - 2 に示す。試験体に用いた鉄筋の機械的性質を表 - 2 に示し、コンクリートの緒元を表 - 3 に示す。

2.2 加力装置と測定方法

図 - 3 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、水平力 H は 1MN 油圧ジャッキにより載荷した。鉛直荷重は S-685-0.10 で 190kN (軸力比 0.10 程度)、S-685-0.25 で 470kN (軸力比 0.25 程度)、A-685-0.10 と N-685-0.10 で 170kN (軸力比 0.10 程度) を載荷し、実験中一定に保持した。なお、軸力比は、載荷軸力を壁脚部の断面 (140 × 410mm) にコンクリート強度を掛けた値で除して算定した。水平力は基礎梁上面から 1600mm の位置で正負交番繰返し載荷を行った。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 - 4 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間での距離で除した値を壁の

表 - 2 鋼材の機械的性質

試験体	規格	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	引張強度 (N/mm ²)	降伏比
S-685-0.10	D10 (SD295)	349	1922	491	0.711
S-685-0.25	D19 (USD685)	713	3681	894	0.797
A-685-0.10	D10 (SD295)	369	2047	490	0.753
N-685-0.10	D13 (SD490)	555	3002	691	0.803
	D19 (USD685)	713	3633	886	0.805

表 - 3 コンクリートの強度および調合一覧

試験体	呼び強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	スランブ (cm)	空気量 (%)
S-685-0.10	24	33.0	1.9	29.3	20.5	3.6
S-685-0.25						
A-685-0.10	24	29.6	2.4	28.4	19.3	4.3
N-685-0.10						

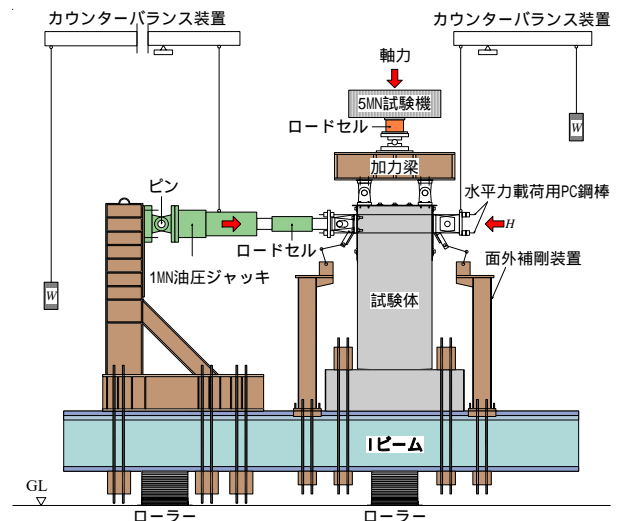


図 - 3 加力装置

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（基礎梁上面から 200mm）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測した。

図 - 5 に荷重プログラムを示す。荷重は荷重点位置の水平変位で制御した。荷重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 $R = 0.25/100\text{rad}$. とし、各変位振幅で 3 回ずつ荷重を行い、以降は $R = \pm 1.50/100\text{rad}$. を 3 回、 $R = \pm 2.00/100\text{rad}$. を 1 回として、合計 16 回の繰返し荷重を行った。

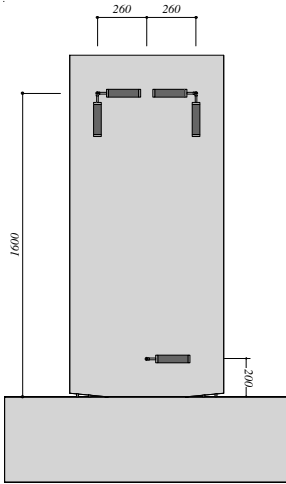


図 - 4 変位計位置

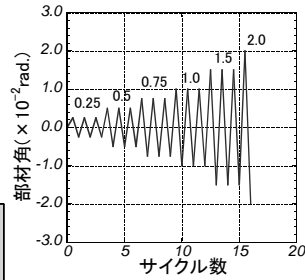


図 - 5 荷重プログラム

3. 実験結果

3.1 荷重 - 変形関係

図 - 6 に実験より得られた荷重 - 変形関係を示す。図の縦軸は荷重点高さの水平力 H (kN) で、横軸は壁の部材角 R ($\times 10^{-2}\text{rad}$.) である。図には露出鉄筋が引張降伏した点を印、アンボンド鉄筋が引張降伏した点を○印で示している。また、表 - 4 に各試験体の露出鉄筋とアンボンド鉄筋がそれぞれ引張降伏したときの荷重と部材角を示す。

実験経過については、N-685-0.10 を除いた試験体において、露出鉄筋の降伏後、アンボンド鉄筋が降伏するまでは耐力が上昇し、アンボンド鉄筋の降伏後最大耐力を發揮した。N-685-0.10 では、アンボンド鉄筋が降伏するまでは耐力が上昇し、アンボンド鉄筋の降伏後最大耐力を發揮した。

各試験体とも $R = 1.50/100\text{rad}$. の 1 サイクル目に正側最大耐力を發揮した。そのときの荷重はそれぞれ 170kN, 180kN, 215kN, 143kN であった。 $R = 2.00/100\text{rad}$. の繰返し荷重まで大きな耐力低下を起こすことなく安定した履歴性状を示し、実験を終了した。

各試験体の比較を行う。A-685-0.10 は露出鉄筋に高強

度筋を使用しているため、最大耐力が他の試験体に比べ大きくなっている。また、大きな耐力低下も見られずに実験を終了している。N-685-0.10 は露出鉄筋を使用していないため、最大耐力が他の試験体に比べ小さくなっているが、大きな耐力低下は見られなかった。実験終了後にスリット部分の露出鉄筋を調べたところ、S シリーズにおいて破断が確認された。しかし、荷重 - 変形関係は若干の耐力低下を示したのみで、安定した紡錘形の履歴ループを示している。提案している壁は、露出鉄筋が地震応答時に破断した場合でも、これを除去して継続使用することを想定している。破断鉄筋除去後の状態を再現した N-685-0.10 の実験結果では、耐力及び剛性の低下は認めないが、安定した履歴性状を示している。

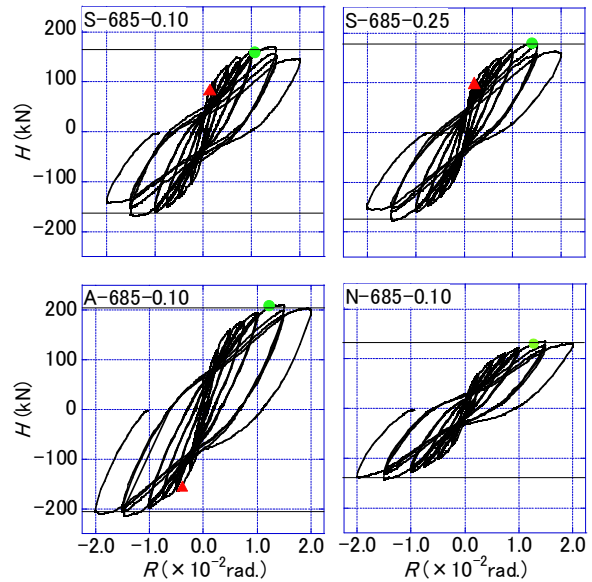


図 - 6 荷重 - 変形関係

表 - 4 引張降伏時の荷重, 部材角

試験体	露出鉄筋		アンボンド鉄筋	
	荷重 (kN)	部材角 ($\times 10^{-2}\text{rad}$.)	荷重 (kN)	部材角 ($\times 10^{-2}\text{rad}$.)
S-685-0.10	84.5	0.13	157.0	1.08
S-685-0.25	99.5	0.21	178.0	1.41
A-685-0.10	-154.5	-0.39	206.5	1.24
N-685-0.10	-	-	130.0	1.28

3.2 耐力評価

表 - 5 に各試験体の曲げ耐力時のせん断力 Q_f , せん断耐力 Q_s , パンチングシア耐力 Q_p およびせん断ひび割れ強度 Q_c を示す。なお、各耐力を算定する際の断面幅 b は、壁厚 140mm であり、断面せい D は、壁脚部におけるせい (410mm) を使用している。

Q_f については、壁脚部の RC 断面 (140 \times 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。

せん断耐力 Q_s については、文献 6) の耐震壁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。

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

式中の記号は文献を参考されたい。文献 6) のせん断終局強度式は、想定する終局変形角によって強度低減されるが、本研究の損傷制御性型の耐震壁に適用可能かどうかは不明である。また、式中のトラス機構に有効な壁長さ l_{wb} やアーチ機構に有効な壁長さ l_{wa} の設定についても議論のあるところである。これについては、本研究を含む合計 10 体の実験試験体を参照して、統一的に検討中であり、近く論文として提出予定である。

パンチングシア耐力 Q_p については、文献 7) の式により算定した。この式を採用した根拠として文献 8) がある。文献 8) 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 7) の式により安全側に評価できることが分かっている。以下に Q_p の算定式を示す。

$$Q_p = 0.58 / (0.76 + a/D) \cdot \tau_0 \cdot bD \quad (2)$$

$$\tau_0 = 0.98 + 0.1\sigma_B + 0.85(p_g \cdot \sigma_y + \sigma_0)$$

詳しくは、文献を参照されたい。なお、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。

せん断ひび割れ強度 Q_c は文献 5) の式により算出した。以下に Q_c の算定式を示す。

$$Q_c = 2/3 \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) bW \quad (3)$$

式中の σ_T はコンクリートの引張強度で、 W はスリットの無い断面の全せい 810mm である。

表 - 5 より、 Q_f が最も小さく壁脚の曲げ耐力により最大耐力が決定する設計となっていることが分かる。

表 - 6 で、各試験体の実験による最大耐力 Q_{exp} と Q_f を比較する。試験体の Q_{exp}/Q_f の平均は 1.00 となり、実験耐力を Q_f により精度良く評価できている。また、表 - 6 にはせん断余裕度 Q_s/Q_f も載せている。この値が、1.40 以上であれば、せん断破壊による脆性的な破壊性状を示すことはないといえる。

3.3 試験体の構造性能

図 - 7 に各試験体の最終的な損傷状況をスケッチしたものを、写真 - 1 に実験終了後の試験体の様子を示す。

各試験体とも $R=2.00/100\text{rad}$ の繰返し変形を経験しても、スリット部におけるわずかなコンクリートの剥落と水平ひび割れが観測されているのみであった。図 - 7 より、各試験体とも損傷領域は壁脚部に収まっており、壁板上部は健全な状態を保持していることが分かる。

設計上の変形のクライテリアとして設定した $R=1.00/100\text{rad}$ 時における各試験体の壁面を観測したところ、顕著なひび割れは観測されておらず、壁試験体は想定通りの損傷制御性能を有しているといえる。

3.4 試験体の鉛直ひずみ

図 - 8 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。図の縦軸の鉛直ひずみについては、試験体に取り付けた変位計により測定した鉛直変位を基礎梁上面

表 - 5 計算値一覧

試験体	Q_f (kN)	Q_s (kN)	Q_p (kN)	Q_c (kN)
S-685-0.10	166	292	540	238
S-685-0.25	181		625	331
A-685-0.10	208	291	512	271
N-685-0.10	143			

表 - 6 実験と計算の比較

試験体	Q_{exp}	Q_{exp}/Q_f	Q_s/Q_f
S-685-0.10	169	1.02	1.76
S-685-0.25	179	0.99	1.61
A-685-0.10	212	1.02	1.40
N-685-0.10	139	0.97	2.03

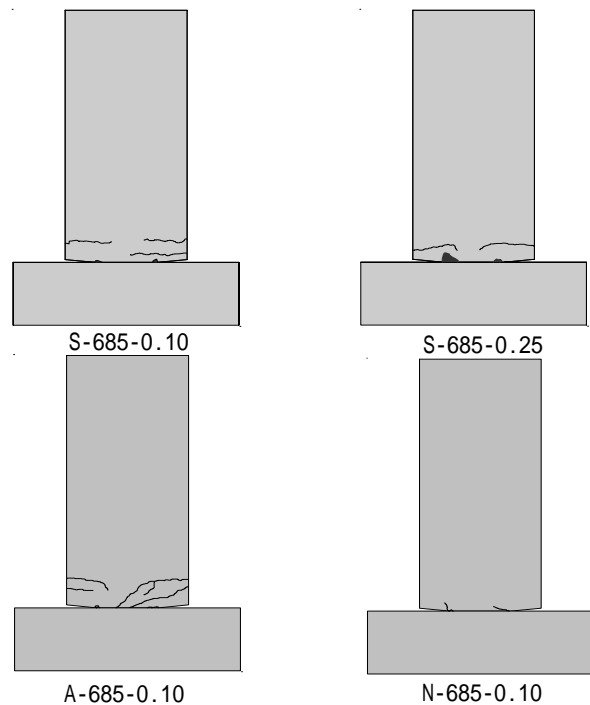


図 - 7 試験体損傷状況



S-685-0.10

S-685-0.25



A-685-0.10

N-685-0.10

写真 - 1 実験後の試験体の様子

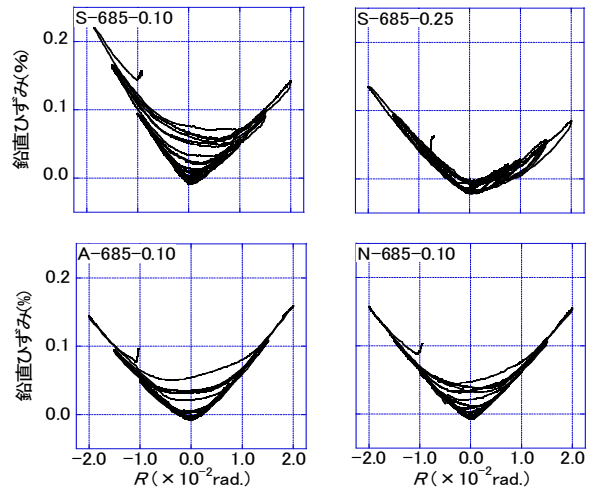


図 - 8 鉛直ひずみ - 部材角関係

A-685-0.10 は $R=1.24/100\text{rad.}$, N-685-0.10 は $R=1.28/100\text{rad.}$ でアンボンド鉄筋が降伏し始めた。各試験体とも設計時に想定した部材角より遅れて降伏している。この原因として、施工時におけるアンボンド鉄筋の端部の止水ディテールによる付着力の低下や、繰返し载荷によるアンボンド鉄筋の上下部の定着のゆるみが挙げられる。これらの評価については、現在 10 体の実験試験体について検討中であり、今後の課題としたい。

アンボンド鉄筋は露出鉄筋と異なり、小変形時に弾性を維持している。これは、面内剛性を確保しつつ鉄筋の曲げ戻し効果による残留変形の抑制を意図したものである。図 - 6 の荷重 - 変形関係から、各試験体ともアンボンド鉄筋が降伏するまでは残留変形が小さい値に留まっている。アンボンド鉄筋に高強度筋を用いることによって $R=1.00/100\text{rad.}$ 以下の水平変形において、残留変形を小さくできる効果があることが実験的に確認できた。

3.6 試験体脚部の変形性状

図 - 10 に試験体脚部における変形角 R' と壁の部材角 R の関係を示す。図 - 10 の縦軸の変形角については、試験体脚部（壁脚から高さ 200mm）に取り付けた変位計（図 - 4 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 200mm で除した値として定義した。

従来の耐震壁では、壁脚部のコンクリートにひび割れが発生する部分でのすべりが観測されることがある。一方、図に示すように、試験体の基礎直上の変形角 R' は部材角 R と比例関係にあり、壁脚部の局部変形は生じていないことが分かる。これは、せん断ひび割れの発生が観測されていないことやすべり（パンチングシア）破壊が生じていない実験性状と一致している。提案している耐震壁は、壁脚部の両端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。

から測定位置までの距離で除した値として定義した。

通常の耐震壁は中立軸深さが浅いため、繰返し载荷により曲げひび割れ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現象が観測される。例えば文献 4) では、実験終了時の伸びは 1.5% 以上と推測できる。これに対し、提案する耐震壁の場合、図に示すように、各試験体とも鉛直方向の最大ひずみが 0.2% 程度の伸びに留まっている。これが提案する耐震壁の特徴の一つであり壁板上部に損傷が進展していない結果と一致していることが確認できる。もう少し細かく見ると、軸力比が大きい S-685-0.25 は残留鉛直ひずみがほとんど生じておらず、軸力は残留鉛直ひずみの抑制にとって有効に働く。一方で、軸力比の小さいその他の試験体では残留鉛直ひずみが S-685-0.25 よりも若干増えて、0.05 ~ 0.08% くらいになっている。しかしながら、この程度の伸びは、ひび割れの上部進展につながっておらず、軸力比を 0.1 程度と小さくしても壁体のひび割れを抑制する押さえ効果は減少しないといえる。

3.5 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 R の関係を示す。処女载荷時に引張となる結果のみを示している。図中の破線は、鉄筋の降伏ひずみの値を示している。S-685-0.10 は $R=1.08/100\text{rad.}$, S-685-0.25 は $R=1.40/100\text{rad.}$,

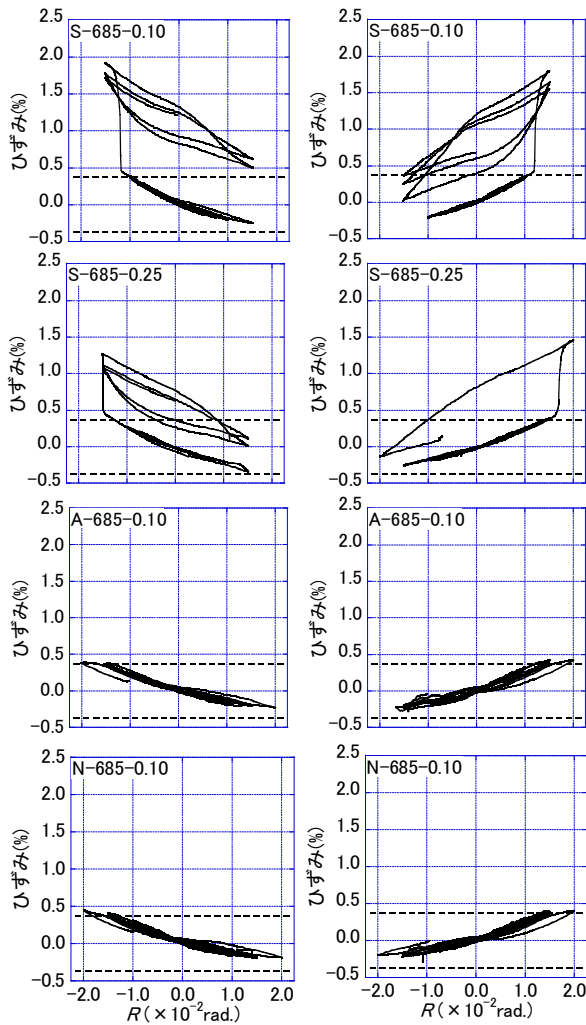


図 - 9 鉄筋のひずみ - 部材角関係

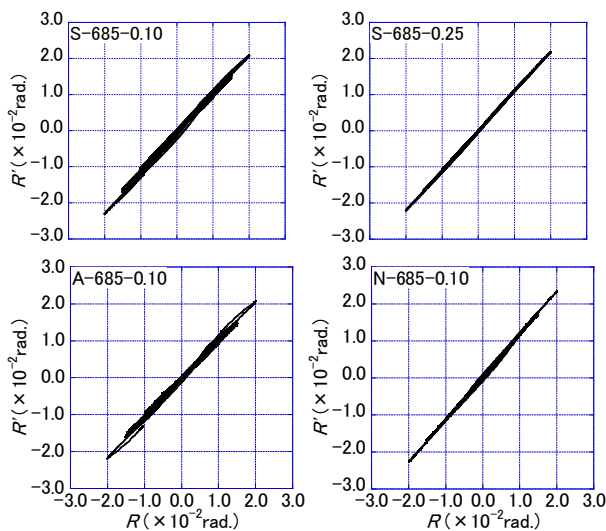


図 - 10 変形角 - 部材角関係

壊やパンチングシア破壊のような脆性的な破壊現象は起こらなかった。

- 2) 試験体は、設計上の変形のクライテリアである部材角 $R=1.00/100\text{rad}$.以内においては、安定した履歴ループを示した。
- 3) 試験体は部材角 $R=2.00/100\text{rad}$.に至る最終状況においても見た目の損傷はほとんど見られなかった。提案する耐震壁の優れた損傷制御性能を確認できた。
- 4) アンボンド鉄筋に高強度筋であるUSD685を用いることで、これが弾性に留まる変形角以内で、水平方向の残留変形を抑制することができた。また、高強度鉄筋による試験体の曲げモーメント負担が増えるため、既往の実験よりも試験体のRC断面の耐力負担割合を下げ、脚部の損傷を抑えることができた。

参考文献

- 1) 中原浩之, 甲野裕貴: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, p.295-300, 2014.7.
- 2) 松岡忠生, 大久保全陸: 梁下端筋曲げ降伏限定によるエネルギー消費機構に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, p.475-476, 1996.6.
- 3) 平石久廣, 他: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発 (梁の耐震実験), 日本建築学会構造系論文集, No.580, p.99-104, 2004.6.
- 4) 勅使川原正臣, 他: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁の基本性能, 日本建築学会構造系論文集, No.593, p.137-143, 2005.7.
- 5) 中原浩之, 高橋恵介, Nasruddin Junus: 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, p.1153-1158, 2011.7.
- 6) 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, p.209, 1999.8.
- 7) 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, p.8, 2001.10.
- 8) Junus, N., Nakahara, H. and Kawano, A.: Experimental study for shearing behavior of short columns reinforced by steel tube in the new composite structural walls, 構造工学論文集, Vol.57B, 2011.3.

4 まとめ

実験により得られた知見を以下に列挙する。

- 1) 試験体は、設計どおり、曲げ破壊が先行し、せん断破