

論文 SBPDN 鉄筋を用いた RC 造矩形耐力壁の動的性能に関する研究

藤谷 卓也*1・孫 玉平*2・竹内 崇*3・魏 丞瑾*1

要旨: 本研究では、集中鉄筋に SBPDN 鉄筋を用いた矩形 RC 造片持ち耐力壁について、実際の地震動のような荷重を受ける場合の性能を明らかにすることを目的とし、2 体の RC 造耐力壁試験体の耐震性能を調べた。その結果、集中鉄筋に SBPDN 鉄筋を用いた矩形耐力壁において、動的載荷の場合にも、SBPDN 鉄筋のひずみを分散させる効果は発揮され、水平耐力が部材角に伴って上昇し続け、壁の残留部材角が静的繰り返し載荷を受ける壁のそれよりも大きく抑制できることを明らかにした。また、付着すべりの影響を考慮した部材解析により、壁の履歴挙動を再現し、各サイクルでの耐力を精度良く評価できることを示した。

キーワード: 矩形 RC 壁, 動的載荷, SBPDN 鉄筋, 残留部材角, 付着すべり

1. はじめに

現在、RC 造耐力壁の多くは、両端柱付き壁であるが、2010 年に改訂された RC 造計算規準¹⁾で、矩形耐力壁の許容応力度設計法が提示され、矩形耐力壁が利用できるようになっている。矩形耐力壁は、建物の設計の自由度を高められる利点がある一方、水平抵抗力の構造要素として、両端柱付き壁よりも剛性と耐力が小さいため、高い靱性を確保する必要がある。そのため、矩形耐力壁においては境界要素として壁の両端に集中的に縦筋(以下、集中鉄筋と称す)を配置して、壁の剛性と曲げ耐力を向上させることが一般的である。

魏ら²⁾は、中高層建物への使用を想定した曲げ型耐力壁として、矩形耐力壁を用いた時の集中鉄筋の配筋形式の影響を片持ち載荷により検討した。片持ち型耐力壁の場合、X 形配筋よりも平行配筋とした方が、曲げ圧縮領域のコンクリートの損傷を抑制するのに有効であり、壁の靱性が高いことを報告しており、著者ら³⁾は超高強度鉄筋(以下、SBPDN 鉄筋と称す)を平行配筋することで、部材角 0.03rad まで壁の耐力を上昇させることができ、残留変形を抑制できることを明らかにしている。残留変形を抑制できたのは SBPDN 鉄筋の弾性域が広く、付着強度が低い特性より鉄筋が降伏しなかったためである。

本論は、その続きとして、集中鉄筋に SBPDN 鉄筋を使用し、平行配筋した矩形 RC 造片持ち耐力壁において、実際の地震動のような荷重を受ける場合にも、静的載荷実験時と同様に、SBPDN 鉄筋を用いることで残留変形の抑制効果が得られるかを検証するために、地震動下の壁の試験体の挙動を解析によりシミュレートし、解析により得られた応答を入力した動的載荷実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1 と表-1 に試験体の配筋詳細と一覧を示す。試験体は実大スケールの 1/2 程度の矩形壁を想定したもので、上下に加力スタブを有する厚さ(t)150mm、壁せい(D)900mm、高さ(h)1135mm の RC 壁である。せん断スパン比は 2.25、載荷点高さは 2025mm であり、壁試験体の上に鋼製ブロックとピン治具を設置し、載荷点を設けている。載荷プログラムを実験変数とし、試験体を 2 体作製し、それぞれ静的載荷と動的載荷を実施した。

試験体 WC-S 及び試験体 WC-D は、軸力比を 0.075 とし、D6 帯筋(間隔:65mm)で束ねた 4 本の SBPDN 鉄筋 U12.6 を集中鉄筋として、壁の端部に配筋した。SBPDN 鉄筋は降伏強度が大きく、コンクリートとの付着強度が

表-1 試験体一覧

試験体	t (mm)	D (mm)	h (mm)	f_c (N/mm ²)	a/D	n	縦筋		集中鉄筋		横筋		$exp Q_u$ (kN)	Q_{mu} (kN)	$\frac{exp Q_u}{Q_{mu}}$
							p_{vv} (%)	配筋	p_s (%)	配筋	p_{wh} (%)	配筋			
WC-S	150	900	1135	40.1	2.25	0.075	0.63	12-D10	0.37	8-U12.6	0.65	D6@65	365.0	362.6	1.01
WC-D				42.9									367.7	369.2	1.00

f_c : コンクリート圧縮強度, a/D : せん断スパン比, n : 軸力比 ($=N/tDf_c$, N : 軸力), p_{vv} : 縦筋比,

p_s : 集中鉄筋比 ($=a_g/tD$, a_g : 集中鉄筋の全断面積), p_{wh} : 横補強筋比,

$exp Q_u$: 最大水平耐力実験値(正負平均), Q_{mu} : NewRC ブロック法による壁脚断面の最大保有耐力

*1 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生 (学生会員)

*2 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

*3 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教 博士 (工学) (正会員)

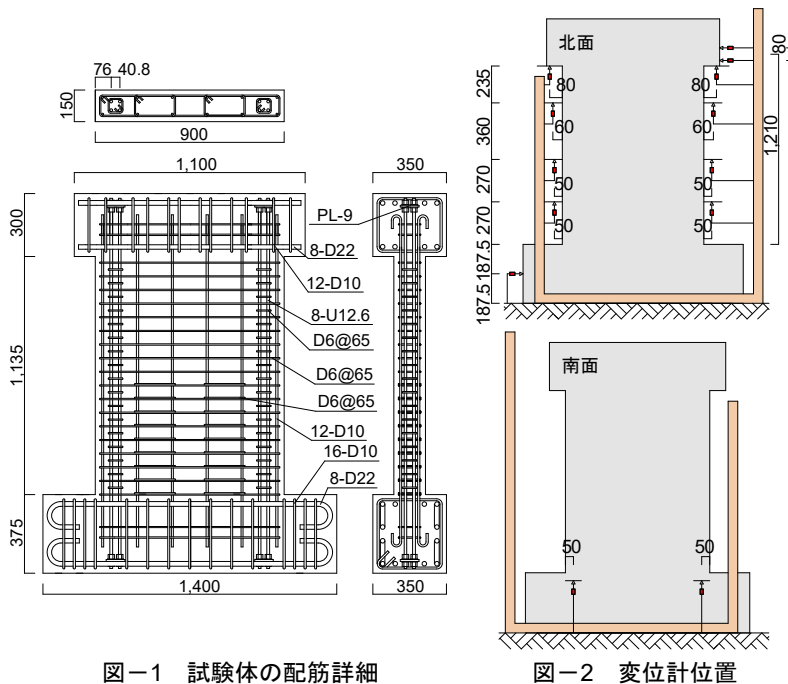


図-1 試験体の配筋詳細

表-2 鋼材の力学的特性

種別	f_y (N/mm ²)	ϵ_y ($\times 0.01$)	f_u (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)	
D6	377	0.20	513	189	
D10	352	0.20	476	174	
U12.6	SBPDN 1275/1420	1361	0.84	1470	212

f_y : 降伏点応力, ϵ_y : f_y 時ひずみ,

f_u : 引張強さ, E_s : 弾性係数

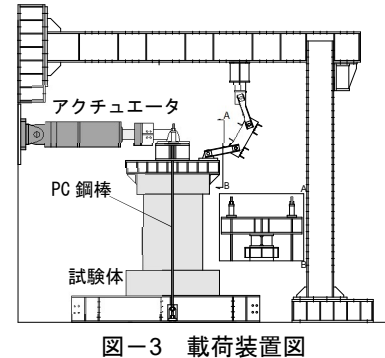


図-3 荷装置置図

小さいため、ひずみが分散しやすく、降伏しにくい鉄筋である。これらの特性から壁の曲げ耐力の上昇及び残留変形を小さくする効果が期待される。壁の縦筋としてD10異形鉄筋を166mmの間隔で計12本の複配筋とした。横筋は135度フックのフープ筋を65mm間隔で配筋し、壁脚から540mmまでの範囲には横筋の上に接するように中子筋を配筋した。曲率が大きくなる範囲に中子筋を配筋したのは、縦筋の座屈を防ぐためである。中子筋は135度フックのD6フープ筋とし、縦筋の2列目と3列目及び4列目と5列目を囲むように配筋した。集中鉄筋U12.6は端部で鋼板を介してボルト接合することで機械式定着とした。

使用した鋼材の引張試験結果を表-2に示す。コンクリートは呼び強度24N/mm²のレディーミクストコンクリートを使用し、各試験体の荷荷日に行ったシリンダー強度を表-1に示す。

2.2 計測方法・荷荷方法

(1) 計測方法

図-2に示す位置に設置した変位計により、試験体の水平変位と鉛直変位を計測した。また、図-3に荷荷装置を示す。試験体上の鋼製ブロックを剛体と見なし、荷荷点での水平変位 Δ を下式により求め、これをせん断スパンで除して部材角を求めた。

$$\Delta = (\Delta_1 + L \times \theta) - \Delta_2$$

ここに、 Δ_1 : 上スタブで計測した水平変位, L : 水平変位計から荷荷点までの鉛直距離, θ : 2台の鉛直変位計で計測した上スタブの回転角, Δ_2 : 下スタブで計測した水平変位とする。

また、アクチュエータのピストンの変位量(以下、こ

れをストローク変位と称す),ならびにアクチュエータ付属のロードセルで水平力を計測した。実際に壁に導入された水平力は、アクチュエータで計測した水平力から、PC鋼棒の変形に使用した力を算出して差し引いて得た。また縦筋、横筋および集中鉄筋にひずみゲージを貼付し、鉄筋のひずみを計測した。

(2) 荷荷方法

試験体の断面中央点から南北にそれぞれ450mm離れた地点に $\phi 26$ のPC鋼棒を配し、実験室の床と試験体の上に設置した鋼製ブロックとの間にプレストレスを導入することにより、試験体に軸力比が0.075となるように所定の軸力を与えてから、アクチュエータを用いて繰り返し水平力を作用させた。PC鋼棒はそれぞれロードセルを介して締め付けており、荷荷中の軸力変動を計測した。軸力は変形に伴って増減し、変動幅は軸力比で0.066~0.123程度であった。試験体は下スタブと下荷荷梁をPC鋼棒で固定して、上スタブと鋼製ブロックをPC鋼棒で固定し、鋼製ブロックとアクチュエータを連結した。

(3) 静的荷荷概要

試験体 WC-S に対しては、部材角制御による正負交番繰り返し荷荷とし、静的荷荷を行った。荷荷は図-4に示す荷荷プログラムに従った。

(4) 動的荷荷概要

試験体 WC-D に対しては、複数の速度レベルに対する地震動下の壁の試験体の挙動をシミュレートし、その応答を入力した動的荷荷を実施する。地震動下での応答シミュレーションについては、試験体を1質点系として実施した。質量は、導入軸力と対応させ、41.3tonとし、減衰定数は5%とした。剛性は、先行して実施した静的実

験結果（試験体 WC-S）の水平力-部材角関係の包絡線をトリリニアモデルに置換し、履歴ループは Takeda モデルとした。この時の固有周期は 0.206s である。入力地震動は、図-5 に示す El Centro 波の NS 成分とし、解析時間刻み 0.005 秒で解析を実施した。試験体が 1/2 スケールであるため、入力データの時間間隔を $1/\sqrt{2}$ 倍とした。また、解析結果における試験体の最大応答値が、静的載荷の載荷プログラムの各サイクルで目標とした部材角 (0.00125~0.02rad.) と対応するように入力加速度の倍率 (以下、これを入力倍率と称する) を調整し、表-3 に示す通り、部材角 0.02rad. までの 8 通り、および入力倍率を 1.0, 2.0 とした時の動的載荷を行った。動的載荷においては、ストローク変位で制御するため、各解析結果における質点変位を、試験体 WC-S の結果から得たストローク変位と壁の載荷点での変位量の関係を用いて、対応するストローク変位に変換し、それをアクチュエータに入力した。ただし、部材角 0.01rad. 以降においては、リアルタイムの速度では、アクチュエータが目標変位に達しない場合があったため、入力波形の速度を半分にして入力したケース、および入力変位を割り増したケースがあり、それぞれ表-3 中に速度倍率、変位倍率として記す。動的載荷実施後、図-4 に示す載荷プログラムの部材角 0.02rad. 以降の静的載荷を行った。

3. 実験結果と考察

3.1 破壊性状

試験体 WC-S については各サイクルピークで損傷状況

の確認を実施した。部材角 0.00125rad. のサイクルで曲げひび割れが、部材角 0.0025rad. のサイクルでせん断ひび割れが生じ、部材角 0.01rad. のサイクルで圧縮側のかぶりコンクリートの軽微な剥離と縦ひび割れが確認された。部材角 0.0075rad. のサイクルで D10 縦筋が降伏し始めた。部材角 0.015rad. のサイクルで圧縮側の壁脚のコンクリートの剥離が顕著となった。部材角 0.03rad. のサイクルで D10 縦筋が座屈した。部材角 0.03rad. のサイクルで集中鉄筋は降伏し、部材角 0.035rad. で耐力が頭打ちとなった。部材角-0.035rad. で引張側の縦筋が破断し、せん断ひび割れが拡大し、耐力及び軸力が低下し、実験終了とした。実験後の観察において、壁脚からの高さ 300mm までの範囲にあるせん断ひび割れが、集中鉄筋内部のコンクリート断面を除いて、試験体の断面を貫通していることが確認された。破壊性状は曲げ型の履歴性状を示した後のせん断破壊である。

試験体 WC-D は、各ケースの動的載荷後に観察を実施した。入力倍率 1.0 の載荷後に曲げひび割れが、目標部材角 0.01rad.(1) の載荷後にせん断ひび割れが確認された。目標部材角 0.0075rad. の載荷時に D10 縦筋が降伏し始めた。目標部材角 0.01rad.(2) の載荷後に縦ひび割れが確認され、目標部材角 0.015rad.(1) の載荷後に、曲げ圧縮力による壁脚のコンクリートの剥離が確認された。入力倍率 2.0 の載荷後に、壁脚のコンクリートの剥離が顕著となった。目標部材角 0.02rad. の載荷後まで集中鉄筋は降伏せず、耐力も上昇し続けた。その後、静的載荷を行い、各サイクルピークで観察した。部材角-0.02rad. で壁脚の D10

表-3 各サイクルの部材角のピーク値及びピーク値における水平力の一覧

WC-S			WC-D					
目標部材角 (×0.01rad.)	実際の部材角 (×0.01rad.)	水平力 (kN)	目標部材角 (×0.01rad.)	入力 倍率	最大速度 (kine)	速度倍率 (変位倍率)	実際の部材角 (×0.01rad.)	水平力 (kN)
+0.125	0.101	79.8	0.125	0.4	13.4	1倍	max	103.5
-0.125	-0.124	-103.2					min	-48.8
+0.25	0.186	113.6	0.25	0.65	21.8	1倍	max	137.4
-0.25	-0.236	-143.2					min	-110.1
+0.375	0.324	149.7	0.375	0.9	30.2	1倍	max	169.2
-0.375	-0.351	-173.4					min	-120.4
				1	33.5	1倍	max	185.7
							min	-145.0
+0.5	0.444	175.5	0.5	1.05	35.2	1倍	max	190.9
-0.5	-0.460	-194.7					min	-154.7
+0.75	0.754	250.6	0.75	1.37	45.9	1倍	max	233.4
-0.75	-0.755	-244.8					min	-233.8
+1.0	1.001	282.8	1.0(1)	1.53	51.3	1倍	max	240.5
-1.0	-1.009	-273.6					min	-269.5
+1.5	1.505	327.1	1.5(1)	1.84	61.6	1倍	max	261.1
							min	-288.0
-1.5	-1.505	-320.6	1.5(2)			1倍	max	251.2
							min	-308.6
			1.5(3)			0.5倍	max	269.9
							min	-311.5
						0.5倍	max	259.9
							min	-323.1
				2	67.0	0.5倍	max	337.6
							min	-342.8
+2.0	2.004	366.3	2	2.2	73.7	0.5倍	max	320.1
-2.0	-2.007	-341.3					min	-356.7

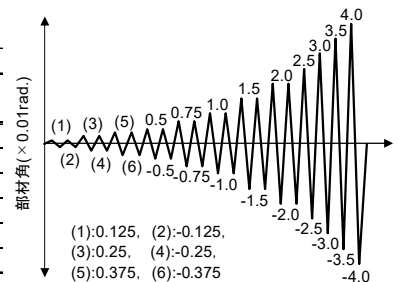


図-4 載荷プログラム (静的)

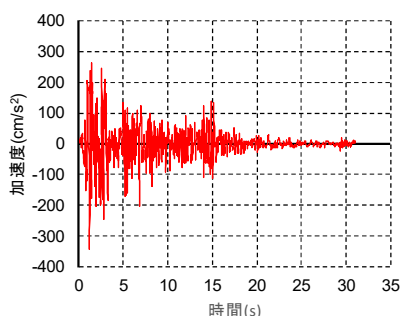


図-5 El Centro NS 成分

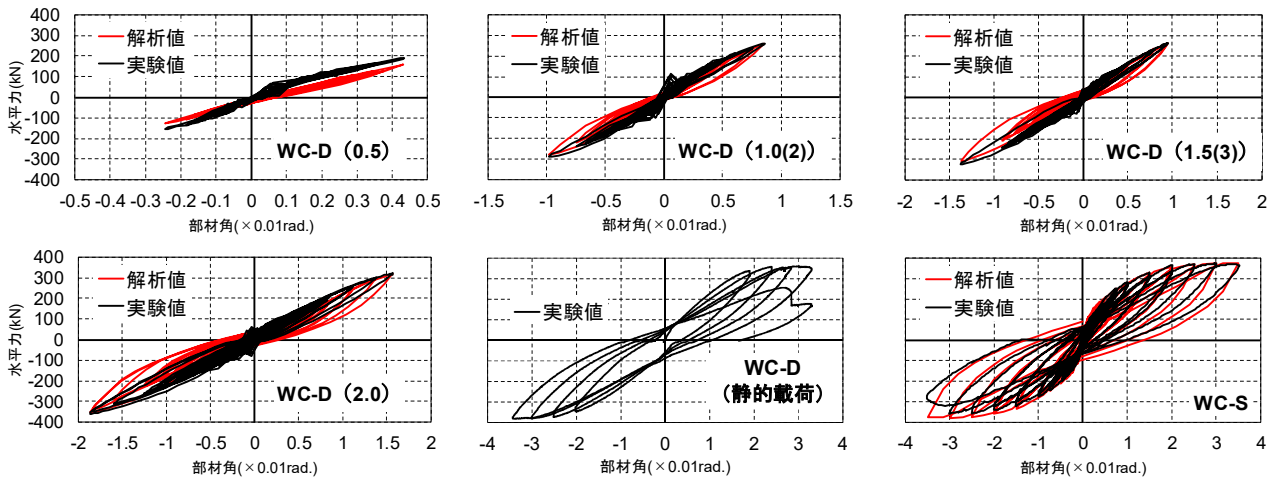


図-6 水平力-部材角関係の実験値及び解析値

縦筋の座屈を確認した。部材角 0.03rad のサイクルまで耐力は上昇し続けた。部材角 0.035rad のサイクルで D10 縦筋が破断した。部材角 0.04rad に向かう途中でせん断ひび割れが大きくなり、急激に耐力低下し、実験終了とした。ひずみゲージの不調により、集中鉄筋の降伏は確認できなかった。破壊性状は試験体 WC-S と同様に曲げ型の履歴性状を示した後のせん断破壊である。

3.2 水平力-部材角関係

図-6 に実験で得られた各試験体の水平力-部材角関係を示す。試験体 WC-D の動的荷重の結果に関しては一部の荷重ケースの結果のみを示す。また、表-3 中に各荷重ケースでの部材角のピーク値とそのピーク値における水平力の結果を示す。動的荷重において部材角が目標部材角に到達していないが、これはアクチュエータの速度が入力波形に対応しきれなかったためと考えられる。

試験体 WC-S は、集中鉄筋が降伏する部材角 $\pm 0.03\text{rad}$ まで耐力が上昇し続け、典型的なドリフト硬化型の性状を示した。その後、部材角 -0.035rad で耐力が低下し、曲げ型の履歴性状を示した後のせん断破壊となった。

試験体 WC-D は、試験体 WC-S と同様に、部材角 $\pm 0.03\text{rad}$ まで耐力が上昇し続け、典型的なドリフト硬化型の性状を示した。その後、部材角 $\pm 0.035\text{rad}$ で緩やかに耐力低下し、部材角 0.04rad のサイクルでせん断ひび割れ幅が大きくなり、急激な耐力の低下が生じ、曲げ型の履歴性状を示した後のせん断破壊となった。

表-3 の部材角のピーク値と水平力の関係を比較すると、同じ変形角の場合、動的荷重か静的荷重かに関わらず、同程度の水平力を発揮していることが分かる。平行配筋した集中鉄筋に SBPDN 鉄筋を用いた矩形耐力壁は、地震動下においても、静的荷重時と同様の水平抵抗力を發揮するものと考えられる。

3.3 残留部材角

図-7 に各試験体の残留部材角を表す。残留部材角は、

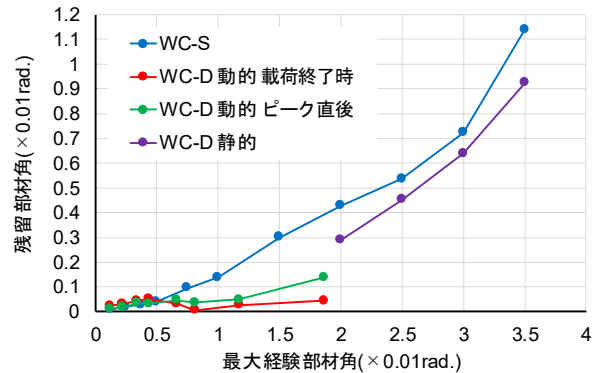


図-7 残留部材角

静的荷重においては各サイクルで水平力が 0 になった時の部材角とし、動的荷重においては各荷重ケースでの最大経験部材角に対する荷重終了後の部材角を「荷重終了時残留部材角」として示し、各荷重ケースで最大経験部材角を経験した直後の水平力が 0 になった時の部材角を「ピーク直後残留部材角」として示す。複数回同じサイクルで荷重した部材角ではすべて 1 回目のサイクルの結果を用いた。

試験体 WC-S の結果と試験体 WC-D の結果との比較では、動的荷重においては、試験体 WC-D の残留部材角が荷重終了時及びピーク直後ともに非常に小さい結果となり、動的荷重後の静的荷重においては、試験体 WC-D の方がやや小さいものの、試験体 WC-S と同じ傾向を示した。これは実際に地震動を受けた場合の残留部材角は、静的な実験の結果では明らかにすることはできない可能性を示唆している。また、この結果の違いには、荷重速度による影響と荷重履歴の違いによる影響が考えられる。

3.4 集中鉄筋ひずみ分布

図-8 に各試験体の壁の高さ方向に沿う引張側及び圧縮側集中鉄筋のひずみ分布を示す。ひずみ分布は動的載

荷の各載荷ケースのピーク部材角時のひずみを各高さでプロットしたものである。動的載荷の部材角 0.015rad.(2)以降のひずみはゲージの不調により計測できなかったため、部材角 0.015rad.(1)までのひずみ分布を比較する。ひずみは壁脚から 50mm, 145mm, 275mm, 570mm, 865mm, 1090mm の高さで計測した。

静的載荷及び動的載荷ともに変形初期は壁脚部付近のひずみが大きかったが、部材角 0.0075rad.以降は壁頭部付近のひずみも伸びている傾向が見られた。これは SBPDN 鉄筋の付着強度が低いことにより、付着すべりを生じたためであり、動的載荷時も静的載荷時と同様に付着すべりを生じることが確認できる。

3.5 各種変形の割合及びヒンジ領域長さの推定

壁の変形は、一般にせん断変形と曲げ変形から成る。著者らは既往の研究³⁾で、曲げ変形は集中ヒンジモデルに基づくと仮定した上で、壁の各高さで計測した鉛直変位量から、全体変位量における曲げ変形の割合 α と壁せいに対するヒンジ領域長さの割合 β を算出し、壁幅 600mm せん断スパン比 2.0 の SBPDN 鉄筋を集中鉄筋に用いた矩形耐力壁試験体に対して $\alpha=0.8$, $\beta=0.6$ であることを示した。本論の試験体 WC-S に対して、同様の手法で算出した α と β を表-4 に示す。算出方法の詳細は文献3を参照されたい。ここで、大変形時はかぶりコンクリートの損傷の進行により、鉛直変形のデータの信頼性が劣ると考え、部材角 0.015rad.までのデータを分析した。

曲げ変形の割合は、平均が 0.88 と変形のおほとんどが曲げ変形であることが分かる。ヒンジ領域長さは部材角の増加に伴い小さくなる傾向が見られた。既往のせん断スパン比 2 の試験体と比較すると、 α , β 共に高い値となっているが、これはせん断スパン比の変化によるものと考えられる。

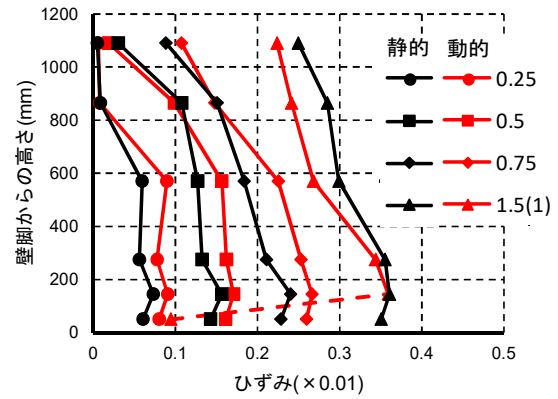
4. 耐震性能評価の検討

4.1 耐力評価

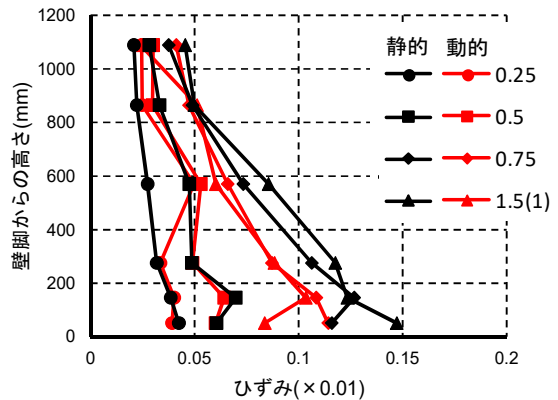
既往の研究において、集中鉄筋に SBPDN 鉄筋を用いた試験体の最大耐力は NewRC ブロック法⁴⁾を用いることで精度よく評価できることを明らかにしている。本論で述べた壁の計算終局曲げ耐力 Q_{mu} と実験結果との比較を表-1 に示す。終局曲げ耐力の算定手法の詳細については、文献4を参照されたい。表-1 より NewRC ブロック法による計算曲げ耐力は、静的および動的載荷を受ける試験体のいずれにおいても、実験曲げ耐力を精度よく評価できたことが分かる。

4.2 解析による履歴挙動評価

本耐力壁の変形性能を評価するために、部材解析を行う。著者ら³⁾は集中鉄筋に SBPDN 鉄筋を用いた壁試験体について、北島ら⁵⁾により提案された付着バネモデル



(1) 引張側



(2) 圧縮側

図-8 集中鉄筋ひずみ分布

表-4 曲げ変形の割合 α 及びヒンジ領域長さの割合 β の計算結果一覧

部材角R ($\times 0.01$ rad.)		0.25	0.375	0.5	0.75	1	1.5	Ave.
WC-S	α	1.00	0.93	0.90	0.81	0.81	0.85	0.88
	β	0.90	0.91	0.88	0.76	0.44	0.50	0.73

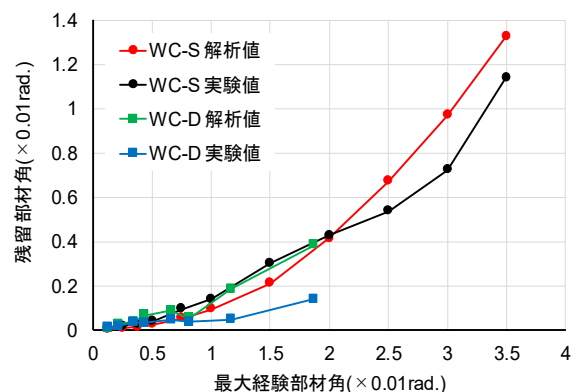


図-9 残留部材角（ピーク直後）の解析値と実験値の比較

を用いた分割要素解析を行うことで、その変形性能を精度良く評価できることを明らかにしたことを踏まえ、本耐力壁についても同様の解析手法を用いて解析を行った。

3.5 節の結果に基づき、全変形に占める曲げ変形の割合は 0.88 とし、ヒンジ領域長さは 0.73D(657mm)とした。材料の構成則としては、コンクリートは NewRC モデルを、縦筋は完全弾塑性のバイリニア型モデルを用いた。また、SBPDN 鉄筋の付着応力-すべり関係のモデルには、船戸ら⁹⁾が提案したモデルを用いた。試験体 WC-S は解析上、実験の最終サイクルまで、図-4 に示す荷重サイクルに従い部材角を入力した。試験体 WC-D に対しては、実験より得られた各荷重ケースの部材角の履歴を入力した。解析の詳細については文献 5 を参照されたい。

図-6 に赤線で水平力-部材角関係の解析結果を示し、図-9 に残留部材角の実験値と解析結果の比較を示す。試験体 WC-D の残留部材角は実験値及び解析値ともにピーク値を経験した直後の水平力が 0 になった時の部材角である。図-6 より、試験体 WC-S の解析結果と実験結果は曲げ型の履歴性状を示す部材角+0.035rad.まで良く対応しており、付着すべりを考慮することで、履歴性状を精度よく再現できることが分かる。試験体 WC-D については、初期の変形において、解析の耐力は実験値を安全側に評価したが、部材角 0.01rad.以降は耐力のピークを精度良く評価できた。一方で、解析の除荷時の履歴ループが豊満になる傾向を示しており、これは荷重速度の影響によるものと考えられる。

図-9 より、静的繰り返し荷重を受ける試験体 WC-S は実験値の方が初期はやや大きく、大変形時は小さくなるものの、残留変形角を比較的精度よく評価できていることが分かる。動的荷重を受ける試験体 WC-D は部材角 0.10rad.の荷重ケースまでは比較的精度よく評価できたが、部材角 0.15rad.以降は解析結果の方が大きくなり、解析結果は静的荷重の結果の値に近づいた。この結果より、3.3 節で見られた静的荷重と動的荷重のピーク直後の残留部材角の差は、荷重履歴による影響よりも荷重速度による影響が支配的であると考えられる。

5. まとめ

本研究では、矩形 RC 造片持ち耐力壁の耐震性能に関して、荷重プログラムを実験変数として作製した 2 体の試験体の履歴挙動に関する検討を行い、以下の知見を得た。

- 1) 集中鉄筋に SBPDN 鉄筋を用いることで、部材角 0.03rad.まで壁の耐力を上昇させ続けられると共に、残留部材角を小さく抑えることができた。
- 2) SBPDN 鉄筋を用いた壁は、実際の地震動のような荷重を受ける場合にも、静的荷重時と同等の水平抵抗力を発揮する。
- 3) SBPDN 鉄筋を用いた壁は、動的荷重下においても付着すべりを生じ、残留部材角を小さく抑えることが

でき、その値は静的荷重時よりも小さい。

- 4) 終局耐力評価において、集中鉄筋に SBPDN 鉄筋を用いた試験体の曲げ耐力は、荷重速度に関わらず、NewRC ブロック法によって精度よく評価できた。
- 5) 集中鉄筋に SBPDN 鉄筋を用いた試験体の静的荷重下の履歴挙動は、付着すべりを考慮した部材解析によって、精度よく評価できる。
- 6) 集中鉄筋に SBPDN 鉄筋を用いた試験体の動的荷重下の履歴挙動は、付着すべりを考慮した部材解析によって、耐力のピークを精度よく評価できた。一方で、除荷時の履歴ループが実験より豊満になり、残留部材角を大きく評価する結果となった。これは、解析においては荷重速度の影響を考慮していないためと考えられる。

謝辞

本研究の一部はトヨタ T&S 建設株式会社の支援を得た。また、本研究の一部は、中日政府間国際共同研究(National key R&B program of china, 2016YFE 0125600)の支援を得た。また、本研究を進めるにあたり、神戸大学孫・竹内研究室の皆様及び神戸大学技術職員金尾優氏の多大な協力を得た。本実験の試験体に使用した超高強度鉄筋は高周波熱錬株式会社よりご提供頂いた。ここに記して謝意を示します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.274-275, 2010
- 2) 魏丞瑾, 他：反曲点位置の高い柱型のない RC 造壁の耐震性能及び終局耐力評価方法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, vol.39, No.2, pp.247-252, 2017.7
- 3) 藤谷卓也, 他：矩形 RC 造片持ち耐力壁の耐震性能及び評価に及ぼす集中鉄筋種別の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文集, vol.40, No.2, pp.313-318, 2018.7
- 4) 孫玉平, 他：正方形鋼管横補強鉄筋コンクリート柱の曲げ終局強度の算定法, コンクリート工学年次論文集, vol.18, No.2, pp.131-136, 1996.7
- 5) 北島英樹, 他：高強度 RC 部材の耐震性能評価法の提案 その 1, 日本建築学会九州支部研究報告 第 44 号, pp.349-352, 2005.3
- 6) 船戸佑樹, 他：スパイラル溝を有する超高強度鉄筋の付着特性のモデル化と柱部材の履歴解析への応用, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.157-162, 2012.7