論文 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

藤谷 卓也*1·孫 玉平*2·竹内 崇*3·魏 丞瑾*1

要旨:本研究では、矩形 RC 造片持ち耐力壁において、集中鉄筋に使用する鉄筋の種別を変えた場合の耐震性 能の違いを明らかにすることを目的とし、集中鉄筋の鉄筋種別、縦筋の径及び軸力比を実験変数として、一定 軸力下における繰り返し載荷実験を行い、4 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 筋に異形鉄筋 SD345 を用いた耐力壁は、部材角 0.03rad.まで高い靱性を有し、SBPDN 鉄筋を用いた試験体は部 材角 0.03rad.まで耐力上昇し続け、残留変形を抑制できることを明らかにした。また、SBPDN 鉄筋を用いた試 験体は付着すべりの影響を考慮した部材解析により履歴性状を精度よく評価できることを明らかにした。 キーワード:矩形 RC 壁、片持ち載荷、曲げ解析、超高強度鉄筋、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,高い靭性を確保する 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。先行研究^のにおいて,中低層建物への使用 を想定したせん断型耐力壁として,矩形耐力壁を用いた 時の集中鉄筋の配筋形式の影響を検討した。せん断型耐 力壁の場合,X形配筋とした方がせん断耐力を効果的に 上昇させ,壁の靭性を向上させられることを明らかにし ている。一方,魏ら³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、壁の靭性が高いことを報告している。

本論は、その続きとして、集中鉄筋を配置した矩形 RC 造片持ち耐力壁において、集中鉄筋に使用する鉄筋の種 別を変えた場合の耐震性能の違いを実験的に検討した。 集中鉄筋に用いる鉄筋として、普通強度の異形鉄筋 SD345 と、超高強度鉄筋 SBPDN 1275/1420 (以下、SBPDN 鉄筋と称す)を用いた。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り、壁の残留変形を小 さくする効果が期待される。そこで、鉄筋種別を SBPDN 鉄筋とした場合に、耐力壁の耐力の上昇と、残留変形の 抑制効果が得られるかを検証する。また、矩形片持ち耐 力壁の履歴性状の評価方法と精度に関する検討を行った。 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* =)600mm、高さ(*h*=)1000mm の RC 壁である。試験体

学家を	t D		h	f_c	- <i>/</i> D		縦筋		集中鉄筋		横筋		exp Qu
武駛伴	(mm)	(mm)	(mm)	(N/mm ²)	a/D	n	$p_{wv}(\%)$	配筋	$p_{s}(\%)$	配筋	$p_{wh}(\%)$	配筋	(kN)
WC-D6D-25				32.7		0.25				8 D12	0.65	壁脚300mm以上	259
WC-D6D-15	150	150 600 1000	600 1000	31.6	20		0.70	20-D6	0.50	8-015	0.05	D6@65	228
WC-D6U-15			1000	31.8 2.0	0.15			0.36	0 1112 6	0.04	壁脚300mm以下	320	
WC-D10U-15				31.7]		0.63	8-D10		0-012.0	0.94	D6@45	322

表-1 試験体一覧

 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_{wv} : 縦筋比,

ps:集中鉄筋比(=ag/tD, ag:集中鉄筋の全断面積), p_{wb}:横補強筋比, expQu:最大水平耐力実験値(正負平均)

*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)



表-2 鋼材の力学的特性

は4体で,実験変数は集中鉄筋の種別,縦筋の径,軸力 比である。

試験体 WC-D6D-25 は,軸力比を 0.25 とし,D6 帯筋 (間隔:65mm) で束ねた 4 本の D13 異形鉄筋を集中鉄 筋として,壁の端部に配筋した。壁の縦筋として D6 異 形鉄筋を 59mm の間隔で 20 本ダブル配置し,横筋は 90 度フックのフープ筋を,壁脚から高さ 300mm の区間は 45mm間隔で,その高さ以上では65mm間隔で配筋した。 曲率が大きくなる範囲に横筋を密に配筋したのは,端部 のコンクリートの損傷と,縦筋の座屈を防ぐためである。

試験体 WC-D6D-15 は、縦筋、横筋及び集中鉄筋の配 置は前述の試験体と同様であるが、軸力比を0.15とした。

試験体 WC-D6U-15 は、軸力比、縦筋、横筋及び集中 鉄筋の配置は試験体 WC-D6D-15 と同様であるが、集中 鉄筋に SBPDN 鉄筋 U12.6 を用いた。

試験体 WC-D10U-15 は, 試験体 WC-D6U-15 から, 縦 筋の配筋を, D10 異形鉄筋の 8 本ダブル配筋に変えたも のである。縦筋比を大きく変えずに, 鉄筋の径を大きく することで, 縦筋の座屈抵抗力が向上するかを検証する ことを目的とした。縦筋 D6 は上下端では直線定着し, 集中鉄筋 D13 は端部を鋼板に溶接して定着し, 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

種	51	f_y	ε _y	f_u	E_s	
13	./	(N/mm^2)	(×0.01)	(N/mm^2)	(kN/mm ²)	
D6(横)		435	0.23	543	187	
D6(縦)	SD295A	434	0.22	549	196	
D10		351	0.20	479	174	
D13	SD345	393	0.23	571	172	
U12.6	SBPDN	1281	0.84	1474	216	
012.0	1275/1420	1381	0.84	14/4		

 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

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,各試験体の載荷日に行ったシリンダー 強度を表-1に示す。

2.2 載荷方法・計測方法

図-2に載荷装置を示す。1000kN 油圧ジャッキで所定 の圧縮軸力を与えた状態で、2本の500kN ジャッキを用 いて繰り返し水平力を作用させた。また、試験体のねじ り止め装置を加力フレームとジャッキ接合部とに取り付 け、試験体の面外変形を抑制した。試験体は下スタブと 下載荷梁を PC 鋼棒で固定して、上スタブと水平ジャッ キを連結した。上スタブとジャッキの間に、回転中心が 水平力載荷高さを維持するようなかまぼこ球座を設けた。

載荷は部材角制御による正負交番繰り返し載荷とし, 図-3 に示す載荷プログラムに従った。水平変位と鉛直 変位は図-4 に示す位置に設置した変位計により計測し 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。

3. 実験結果と考察

3.1 ひび割れ及び破壊性状

図-5 に各試験体の北面のひび割れ状況の変遷を示す。 なお、図中のグリッド間隔は50mm である。赤線は正側 載荷時に生じたひび割れ、青線は負側載荷時に生じたひ び割れ、黒塗り部は剥離した部分を示す。4 体共に、部 材角 0.00125~0.0025rad.のサイクルで曲げひび割れとせ ん断ひび割れが生じ、部材角 0.0075rad.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。

試験体 WC-D6D-25 では、部材角 0.00375rad.のサイク ルで D6 縦筋が降伏し始め、部材角 0.0075rad.のサイクル で集中鉄筋が降伏し始めた。部材角±0.015rad.で圧縮側 の壁脚のコンクリートの剥離が顕著となり、正側・負側 ともに最大耐力に達した。部材角-0.025rad.のサイクルで D6 縦筋が座屈した。部材角 0.035rad.到達時に、集中鉄筋 が座屈し、軸力を維持することができなくなり、実験終 了とした。破壊性状は曲げ破壊である。

試験体 WC-D6D-15 では部材角 0.005rad.のサイクルで 縦筋が降伏し始め,部材角 0.0075rad.のサイクルで集中鉄 筋が降伏し始めた。部材角-0.015rad.で圧縮側の壁脚のコ ンクリートの剥離が顕著となり,負側で最大耐力に達し た。部材角 0.02rad.で圧縮側の壁脚のコンクリートの剥離 が顕著となり,正側で最大耐力に達した。部材角 0.025rad. のサイクルで壁脚の D6 縦筋の座屈を確認した。部材角 0.035rad.のサイクルで縦筋が破断した。部材角 0.05rad.の サイクルで集中鉄筋が壁脚で座屈した。部材角-0.05rad. に向かう途中で集中鉄筋が壁脚で破断したため,実験終 了とした。試験体 WC-D6D-25 と比較すると,軸力が低 く設定してあるため,壁脚部のコンクリートの損傷が小 さかった。破壊性状は曲げ破壊である。

試験体 WC-D6U-15 では,部材角 0.005rad.のサイクル で D6 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 0.025rad. のサイクルで D6 縦筋が座屈した。部材 角±0.03rad.まで集中鉄筋が降伏せず,耐力も上昇し続け たが,部材角 0.035rad.へ向かう途中せん断ひび割れが大 きくなり,急激に耐力低下し,軸力を維持できなくなり, 実験終了とした。集中鉄筋は降伏しなかった。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-D10U-15 では,部材角 0.005rad.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±0.025rad.まで集中鉄筋が降伏せず,耐力も上昇し続 けたが,部材角-0.030rad.へ向かう途中せん断ひび割れが





大きくなり、急激に耐力低下し、軸力を維持できなくなり、実験終了とした。集中鉄筋は降伏しなかった。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。 3.2 繰り返し履歴性状

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。図中の破線はP-Δ効果による耐力低下を考慮 した計算曲げ耐力 ⁴を示す。曲げ耐力の計算詳細は次節 で述べる。

試験体 WC-D6D-25 は集中鉄筋の降伏後,部材角 0.0075rad.以降,水平力はほぼ頭打ちとなり,正側は部材 角 0.015rad.で最大耐力に達した。その後, P-∆ 効果によ り耐力は低下するが,部材角 0.03rad.まで耐力の 8 割以 上を維持することができた。破壊性状は曲げ破壊である。

試験体 WC-D6D-15 は,部材角 0.0075rad.サイクルで, 集中鉄筋が降伏し,水平力は横ばいとなり,正側では部 材角 0.020rad.で,負側は部材角 0.015rad.で最大耐力に達 した。その後,部材角 0.04rad.まで最大耐力の 8 割を保持 し,高い靱性能を示し,曲げ破壊の履歴性状を示した。

試験体 WC-D6U-15 は部材角 0.0075rad.までは試験体 WC-D6D-15 とほぼ同様の耐力を示すが,集中鉄筋が降伏 しないため,その後は部材角 0.03rad.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。しかし, 部材角 0.035rad.サイクルでせん断ひび割れ幅の拡大に伴って急激な耐力低下が生じ,曲げ型の履歴性状を示した後のせん断破壊となった。実験最大耐力は終局せん断耐力 4)を上回った。また,実験最大耐力がせん断破壊時の耐力を上回っていたことは,SBPDN 鉄筋を集中鉄筋に用いた場合に,大変形時に終局せん断耐力を上回って,せん断破壊を起こす恐れがあること及びそれを防ぐためには壁板の横筋設計に細心の注意を払う必要があることを示唆している。

試験体 WC-D10U-15 は試験体 WC-D6U-15 とほぼ同様

の履歴性状を示す。しかし、部材角-0.03rad.サイクルでせん断ひび割れ幅の拡大によ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。

3.3 軸方向変形

図-7 に実験で得られた各試験体の軸方向変形-部材 角関係を示す。軸方向変形は各部材角での載荷サイクル の終了後の部材角0の時点における上下スタブ間の鉛直 変形量であり,試験体が伸びる方向を正としている。 試験体 WC-D6D-25 は,軸力が大きいため,縮み続けた。 試験体 WC-D6D-15 は,集中鉄筋の降伏に伴い,試験体 が伸びたが,縦筋の座屈が起こった部材角0.025rad.以降 は伸びなくなった。試験体 WC-D6U-15 と試験体 WC-D10U-15 は,集中鉄筋が降伏せず,横ばいとなった。 3.4 残留部材角

図-8 に各試験体の残留部材角を表す。残留部材角は 各サイクルで水平力が0になった時の部材角とする。試 験体 WC-D6D-25 と WC-D6D-15 は軸力比のみ異なるが, 軸力比が大きい方が,残留部材角がやや小さい結果とな った。鉄筋種別で比較すると SBPDN 鉄筋を使用した試 験体の方が,残留部材角が小さいことが分かる。一方, 縦筋の径による影響はほとんど見られなかった。

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。 本論では、曲げ変形は集中ヒンジモデルに基づくと仮定 した上で、以下の手順により、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とヒ ンジ領域長さを算出した。まず、各部材角ピーク時の各 計測高さでの実験回転角 $exp \theta$ を導出する。 $exp \theta$ は $\mathbf{20-4}$ に示す変位計 $\mathbf{3} \sim 10$ で計測される各高さの鉛直変位差を 変位計同士の距離で除すことで導出される。次に、全体 の水平変位 Δ における曲げ変形による割合 a, 壁の全せい Dに対するヒンジ領域長さ L_p の割合 β の2つをパラメー タとして、せん断変形による各計測高さでの回転角 cal θ_i と曲げ変形による回転角 cal θ_i を算出してから、両者の和 である計算回転角 cal θ と exp θ の差が最も小さくなるよう に a と β を求めた。 cal θ_i は壁面が一様にせん断変形した 際の各計測点の計算回転角、cal θ_i は、曲げ変形による水 平変位 aAとヒンジ領域長さ $\beta D(=L_p)$ を用いて集中ヒンジ 領域の曲率 ϕ を求め、 L_p の範囲内の高さ(h)の回転角につ いては cal $\theta_i = \phi h$ とし、 L_p の範囲外にある高さでの回転角 については cal $\theta_i = \phi L_p$ として導出した。

本研究の試験体の各部材角での曲げ変形量の割合を表 -3 に示す。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、0.015rad.までのデータを分析した。試験体による 差はそれほど大きくなく、いずれの試験体も曲げ変形の 割合はおおむね0.8 程度であった。

各部材角での壁せいに対するヒンジ領域長さの割合を 表-4 に示す。部材角の増加に伴い、ヒンジ領域長さは 小さくなっていく傾向が見られた。集中鉄筋に SD345 を 用いた試験体は 0.01rad.から急激に小さくなっており、 平均値は 0.6D 程度だが、0.01rad.以降は 0.4D 程度であっ た。これは集中鉄筋の降伏が影響するものと推察される。

4. 終局耐力の評価

4.1 現行規準式による耐力評価

各試験体の終局曲げ耐力は式 (1)を,終局せん断耐力 は式 (2)を用いて算定した。式 (1),(2)は現行規準⁴に推 奨されている算定式である。

$$Q_{mu1} = \left(a_t \sigma_y l_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} l_w + 0.5 N l_w\right) / a \tag{1}$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \, p_i^{\text{out}} \left(f_c + 18 \right)}{\sqrt{a/D + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj \qquad (2)$$

終局耐力の実験結果と計算結果との比較を表-5 に示す。 すべての試験体は曲げ破壊又は曲げ型の履歴性状を示し た後のせん断破壊を示したにも関わらず,曲げ耐力は, 実験値に対して計算値が過大評価される傾向となった。 そこで,試験体の終局曲げ耐力は NewRC ブロック法⁵⁾ を用いて曲げ耐力を再計算し,その結果を同表中に Qmu2 として示した。NewRC ブロック法は、コンクリート応力 分布を長方形のコンクリート応力ブロックに置換し,平 面保持の仮定の下,断面の曲げ終局耐力を計算する手法 である。表より NewRC ブロック法を用いることで,試 験体の曲げ耐力を精度よく評価できたことが分かる。

4.2 解析による検討

本耐力壁の変形性能を評価するために,部材解析を行った。本解析では,壁部材を,壁脚部に一様な曲率を生 じる塑性ヒンジ領域を有し,それ以外は剛体とする集中 ヒンジモデルとした。塑性ヒンジ領域では,ファイバー 法を用いて,断面の曲げモーメントー曲率解析を行い, その結果より,水平力-部材角関係を算出した。また,

表-3 曲げ変形の割合αの計算結果一覧

部材角R	0.25	0.375	0.5	0.75	1	1.5	Ave.
(×0.01rad.)	0.25						
WC-D6D-25	0.82	0.83	0.82	0.81	0.82	0.84	0.82
WC-D6D-15	0.81	0.82	0.80	0.82	0.82	0.87	0.82
WC-D6U-15	0.78	0.77	0.79	0.77	0.77	0.78	0.78
WC-D10U-15	0.78	0.77	0.77	0.76	0.76	0.77	0.77

表-4 ヒンジ領域長さの割合βの計算結果一覧

部材角R	0.25	0.375	0.5	0.75	1	15	Ave
(×0.01rad.)	0.25	0.375	0.5	0.75	1	1.5	1100.
WC-D6D-25	0.68	0.67	0.66	0.59	0.36	0.37	0.55
WC-D6D-15	0.76	0.76	0.74	0.63	0.37	0.41	0.61
WC-D6U-15	0.74	0.76	0.71	0.66	0.63	0.60	0.69
WC-D10U-15	0.74	0.76	0.73	0.66	0.62	0.57	0.68

表-5 耐力一覧

試験体	Q _{mul} (kN)	Q _{su} (kN)	expQu (kN)	expQu Qmul	Q mu2 (kN)	$\frac{e^{xp}Q_u}{Q_{mn^2}}$
WC-D6D-25	316.8	325.0	258.9	0.82	247.6	1.05
WC-D6D-15	247.3	295.9	228.3	0.92	211.7	1.08
WC-D6U-15	469.1	296.4	320.4	0.68	317.6	1.01
WC-D10U-15	452.1	296.2	321.5	0.71	293.3	1.10

 Q_{mul} :式(1)による曲げ耐力, Q_{su} :式(2)によるせん断耐力, $expQ_u$:実験最大耐力,

Qmu2: NewRC ブロック法による壁脚断面の最大保有耐力

3.6節の結果に基づき,曲げ変形の割合は0.8で一定であ るとし,断面解析で得られた部材角を0.8で除すること でせん断変形を考慮した部材角を算定した。また,ヒン ジ領域長さは表-4の結果より,丸めて0.6D(360mm)と した。しかし,3.6節において,集中鉄筋にSD345を使 用した試験体については変形の進行によってヒンジ領域 長さが減少する傾向が見られたので,0.4D(240mm)につ いても検討した。材料の構成則として,コンクリートは NewRC式を,鉄筋は完全弾塑性のバイリニア型を用いた。 また,平面保持の仮定を設けた。

実験結果と解析結果の水平力-部材角関係の比較を 図-9に示す。集中鉄筋に異形鉄筋 SD345 を用いた試験 体は、初期剛性は計算結果の方がやや高めに出るが、ピ ーク値以降の実験結果の包絡線を概ね再現できているこ とが分かる。ヒンジ領域長さの違いについては 0.6D とし た方が初期剛性は近づいた。この結果は 0.075rad.までの ヒンジ領域長さが 0.6D に近い結果と対応している。ピー ク値以降については、ヒンジ領域長さの影響がほとんど 見られなかった。また、解析のピーク値は NewRC ブロ ック法による曲げ耐力の計算値とよく対応していた。一



図-9 水平カー部材角関係の解析値と実験値の比較

方,SBPDN 鉄筋を用いた試験体の解析結果は、大きく危 険側に評価する結果となった。また、解析のピーク値は NewRC ブロック法による曲げ耐力の計算値と大きく異 なる結果となった。これは、NewRC ブロック法では圧縮 縁のコンクリートが終局ひずみに達する際の曲げ耐力を 算出しており、その時点では、SBPDN 鉄筋は降伏ひずみ に達していないが、解析ではその後の鉄筋応力の上昇に より耐力が上昇し続けたため差が生じたものと考えられ る。また、SBPDN 鉄筋は付着強度が低く、付着すべりを 生じやすいため、平面保持に基づいた断面解析ではその 影響を考慮できなかったと推察される。

そこで,集中鉄筋に SBPDN 鉄筋を用いた試験体については,北島らのにより提案された付着バネモデルを用いた分割要素解析を行った。SBPDN 鉄筋の付着応カーすべり関係のモデルには,船戸ら^のが提案したモデルを用いた。解析上,実験の最終サイクルまで,図-3 に示す載荷サイクルに従い部材角を入力した。解析の詳細については文献 6)を参照されたい。

図-9 に緑線で付着すべりを考慮した履歴曲線の解析 結果を示し,図-10 に残留部材角の実験値と解析結果の 比較を示す。図-9 において解析結果と実験結果は良く 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たことが分かる。また,残留部材角 についても精度よく評価できることが分かる。

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、軸力比・集中鉄筋の種別・縦筋の径をパラメータ として作製した4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。

 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る。

図-10 残留部材角の 解析値と実験値の比較

- 2) 集中鉄筋に普通強度の異形鉄筋を用いた場合,部材 角 0.03rad.においても、最大耐力の 8 割以上を維持 することができる。しかし、軸力比が大きい場合、 壁脚部のコンクリートの損傷が著しくなり、耐力を 維持できる部材角が小さくなる。
- 終局耐力評価において,鉄筋の種別に関わらず,試 験体の曲げ耐力は NewRC ブロック法によって精度 よく評価できる。
- 4) 集中鉄筋に SBPDN 鉄筋を用いた試験体の変形性能 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。

参考文献

- 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
- 直川周平,他:X形配筋を施した柱型のないRC造 壁の耐震性能に関する基礎研究,コンクリート工学 年次論文集,Vol.38,No.2,pp.421-426,2016.7
- 3) 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
- 4) 建築物の構造関係技術基準解説書, pp.648-695, 2015
- 5) 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
- 6) 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
- 7) 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