

論文 集中配筋を山形状に配筋した RC 造矩形壁の耐震性能に関する研究

魏 丞瑾*1・孫 玉平*2・竹内 崇*3・武田 恭典*4

要旨：中高層建物に用いることを想定した RC 造矩形壁に、複数の鉄筋を束ねた集中鉄筋を山形状に配筋した場合の靱性と耐力を把握するために、主筋種別と軸力比を変数とした片持ち形式の曲げモーメント分布を受ける 3 体の壁試験体に対し、一定軸力下での正負交番繰り返し水平力の載荷実験を行った。その結果、集中鉄筋を山形状に配筋した耐力壁は高い変形性能を有すること、SBPDN 鉄筋を用いた壁は SD345 異形鉄筋を用いた壁より、高い水平耐力とレジリエンス性を有することを明らかにした。また、SBPDN 鉄筋を山形状に集中配置した RC 造壁の終局強度評価方法の検討を行い、断面解析によって耐力計算を行った。

キーワード：矩形 RC 壁、片持ち載荷、山形状配筋、終局耐力

1. はじめに

現在、使用されている 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⁾で柱型のない耐力壁（以下、矩形壁）の許容応力度設計法が提示され矩形壁が許容されるようになっている。

矩形壁は欧米や中国など海外では主要な耐震・耐風要素として中高層の建築物に多用されている。柱型が現れず、より自由な空間を設けることができるため、建物の利便性や快適性を高めることができる反面、側柱付きの耐力壁よりも耐力と剛性が低い点が懸念され、耐震性能の高い矩形壁の開発が重要な課題となる。

直川らは、中低層建築物に単層壁として使用することを想定した RC 造矩形壁に、4 本の鉄筋を束ねた集中鉄筋を X 形状に配置することによる矩形壁の耐力と靱性の向上効果を検証した結果、集中鉄筋を X 形配筋した矩形壁はせん断破壊が抑制され、非常に高い耐力と変形能力を有することを明らかにした²⁾。また、著者らは、この壁を中高層建物に連層壁として用いた場合を想定し、片持ち RC 造矩形壁の耐震性能を調べた結果、集中鉄筋を X 形状に配筋した片持ち壁は、図-1 に示すように壁の曲げ耐力は高さ方向に沿って変化するため、外力による曲げモーメント分布によっては、危険断面の位置が壁脚からシフトし、壁は予想外の箇所では終局を迎え、高い変

形能を得られないことを明らかにした³⁾。

一方、図-1 (c)に示すように、集中鉄筋を山形状に配筋すれば、危険断面が壁脚からシフトせず、靱性と耐力に優れた矩形片持ち壁の実現が可能であると考えられる。そこで、本論では、集中鉄筋を山形状に配筋した、中高層建築に用いる矩形 RC 造壁の耐震性能を明らかにすることを目的とした。集中鉄筋に用いる鉄筋として、普通強度の SD345 異形鉄筋の他に、超高強度鉄筋 SPBDN 1275/1420 を用いた。山形状に配筋した集中鉄筋は矩形壁の曲げ耐力とせん断耐力をほぼ同量に向上させるため、超高強度鉄筋を用いることによって、矩形壁の水平耐力の更なる向上が期待できるかどうかを検証した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-2 と表-1 に試験体の配筋詳細と一覧を示す。試験体は厚さ 150mm、断面せい 600mm、高さ 1000mm の壁板を持つ RC 造矩形壁とした。載荷点高さは 1200mm で、せん断スパン比は 2.0 である。試験体は 3 体で、実験変数は集中鉄筋の種別および軸力比である。

試験体 WC-TD15 は、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、山形状に配筋した。山形状に配置された集中鉄筋が水平面となす角度は

表-1 試験体一覧

試験体	t	D	h	f_c	a/D	n	縦筋		集中鉄筋		横筋		Q_{exp}
	(mm)	(mm)	(mm)	(N/mm ²)			p_{sv} (%)	配筋	配筋	配筋形式	p_{wh} (%)	配筋	
WC-TD15	150	600	1000	33.8	2.0	0.15	0.70	20-D6	8-D13	山形	0.65 0.94	壁脚315mm以上	231
WC-TU15				34.3								D6@65	332
WC-TU25				33.8		0.25			8-U12.6			壁脚315mm以下 D6@45	326

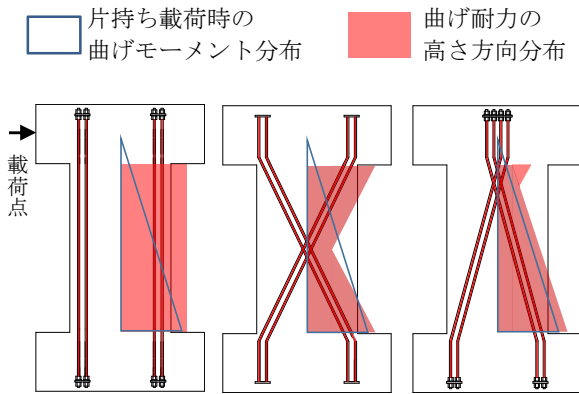
ここに、 t ：壁の厚さ、 D ：壁の全せい、 h ：壁の高さ、 f_c ：コンクリート圧縮強度、 a/D ：せん断スパン比、 n ：軸力比（ $=N/(tDf_c)$ 、 N ：軸力）、 p_{sv} ：縦筋比、 p_{wh} ：横補強筋比、 Q_{exp} ：最大水平耐力実験値（正負平均）

*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）

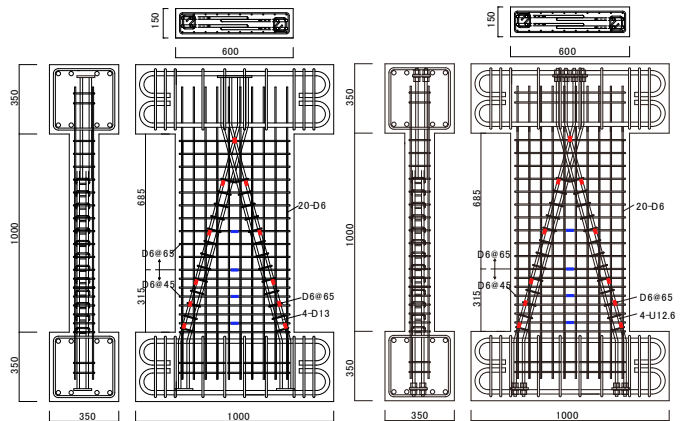
*3 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教 博士（工学）（正会員）

*4 トヨタ T&S 建設株式会社



(a) 平行配筋 (b) X形配筋 (c) 山形配筋

図-1 片持ち載荷時の曲げモーメント分布図と各種配筋での曲げ耐力の高さ方向分布のイメージ図



WC-TD15 WC-TU15, WC-TU25
図-2 試験体詳細及びひずみゲージ貼付位置
(単位: mm)

表-2 鉄筋の材料特性

種別		f_y N/mm ²	ϵ_y ×0.01	f_u N/mm ²	E_s kN/mm ²
D6	SD295A	434	0.22	549	196
D13	SD345	393	0.23	571	172
U12.6	SBPDN 1275/1420	1381	0.84	1474	216

f_y : 降伏強度, ϵ_y : f_y 時のひずみ, f_u : 引張強さ, E_s : ヤング係数

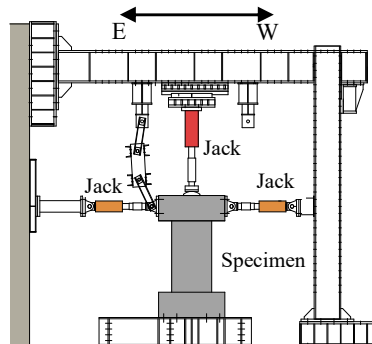


図-3 荷重装置

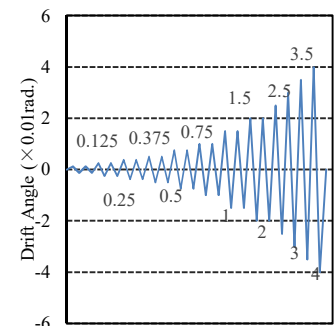


図-4 荷重プログラム

約 75 度である。壁の縦筋は D6 異形鉄筋を 65mm の間隔でダブル配置し、横筋は、壁脚部から 315mm 以上の高さでは D6 フープ筋を 65mm 間隔で配置し、315mm 以下では曲げ圧縮力による縦筋の座屈を抑制する目的で、フープ筋間隔を 45mm とした。試験体 WC-TU15, WC-TU25 は、試験体 WC-TD15 と同様の配筋形式で、集中鉄筋に SBPDN 鉄筋 (U12.6) を用いた。

壁板の縦筋 D6 は上下端では直線定着し、集中鉄筋 D13 は主筋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、各試験体の荷重日に行ったシリンダー圧縮強度を表-1 に示す。

2.2 荷重方法・計測方法

図-3 に荷重装置を示す。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。試験体は下スタブと下荷重梁を 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、回転中心が水平力荷重高さを維持するようなかまぼこ球座を設けた。荷重は部材角制御による正負交番繰り返し荷重とし、図-4 に示す荷重プログラムに従う。部材角は、下スタブ

に対する荷重点の相対水平変位を荷重点高さで除して導出した。鉄筋のひずみは、図-2 中に赤と青のマーカーで示す位置にて、ひずみゲージを用いて計測した。

3. 実験結果

3.1 履歴性状

図-5 に実験で得られた各試験体の水平力一部材角関係を示す。図中の白丸は試験体の最大耐力点を、白三角形は試験体の集中鉄筋が降伏し始める点を表す。赤い点線は P - Δ効果による耐力減少を考慮した終局曲げ耐力で、その計算詳細は後述する。

試験体 WC-TD15 は部材角 $R=0.0075\text{rad.}$ のサイクルで集中鉄筋 D13 が降伏した、部材角 $R=0.02\text{rad.}$ で最大耐力 231kN に達した後、コンクリートの損傷によって、部材角の増大に伴って水平耐力が低下したが、部材角 $R=0.05\text{rad.}$ まで最大耐力の 8 割を保持し、高い靱性を示した。部材角 $R=0.05\text{rad.}$ の 2 回目の途中集中鉄筋の局部座屈により水平耐力が急激に低下した。

試験体 WC-TU15 は部材角 $R=0.035\text{rad.}$ の正側まで水平耐力が上昇し続け、最大耐力は 332kN に達した。その後、部材角 $R=0.04\text{rad.}$ で集中鉄筋が降伏し、耐力低下した。追加荷重の $R=0.05\text{rad.}$ に向かう途中、集中鉄筋の局部座

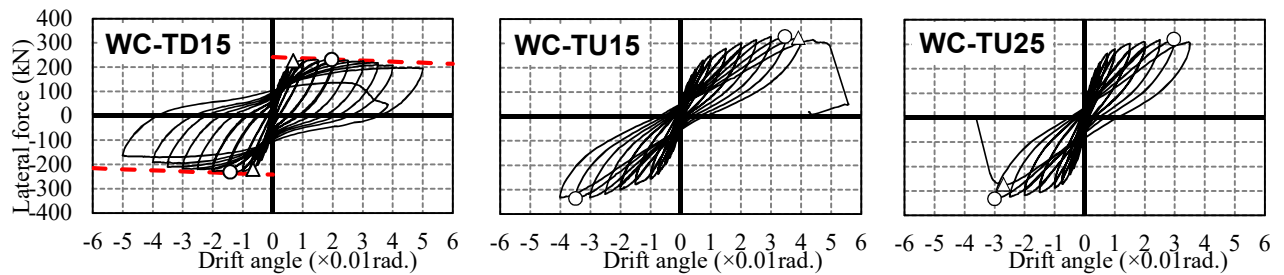


図-5 水平力—部材角関係

屈により、急激に水平抵抗力が低下し、実験を終了した。

試験体 WC-TU25 は部材角 $R=0.03\text{rad.}$ まで水平耐力が上昇つづけた。最大耐力は 326kN に達した後、コンクリートの損傷と縦筋の座屈により、耐力低下した。部材角 $R=0.035\text{rad.}$ の負側載荷途中で、集中鉄筋の局部座屈が発生し、急激に耐力が低下した。3体の試験体はいずれも曲げ型破壊の性状を示した。D13 鉄筋を用いた試験体は最大耐力に達した後、P- Δ ラインに沿って耐力低下し、超高強度鉄筋を用いた試験体の水平耐力は集中鉄筋が座屈するまで上昇し続け、異形鉄筋を用いた試験体より高い耐力と二次剛性を示した。

図-6 に各試験体の残留部材角の実験結果を示す。残留部材角は、各変形角の1回目のサイクルの正負ピーク経験後にせん断力が0となる時点での部材角の絶対値の平均値である。部材角 $R=0.0075\text{rad.}$ までいずれの試験体も同程度の値で推移した。試験体 WC-TD15 は部材角 $R=0.0075\text{rad.}$ で集中鉄筋が降伏したため、 $R=0.01\text{rad.}$ から残留変形が急激に上昇し始めたのに対して、超高強度鉄筋を用いた試験体は、集中鉄筋が降伏しなかったため、残留変形を小さく抑えることができた。また、図-6 より、軸力比が高いほど壁の残留部材角が大きくなるということが明らかである。

3.2 ひび割れ及び破壊性状

図-7 に部材角 $R=0.01, 0.02, 0.03, 0.04\text{rad.}$ の載荷サイクルピーク点で観察された各試験体のひび割れ状況を示す。なお、図中のグリッド間隔は 50mm である。赤線は正側の載荷時に生じたひび割れ、青線は負側の載荷時に生じたひび割れ、黒い部分はコンクリートの崩落を示す。

試験体 WC-TD15 は水平力 70kN で曲げひび割れが発生し、 $R=0.0025\text{rad.}$ のサイクルでせん断ひび割れが発生した。部材角 $R=0.00375\text{rad.}$ のサイクルで壁脚部の D6 縦筋が降伏し、 $R=0.0075\text{rad.}$ の載荷サイクルで集中鉄筋が降伏した。部材角 $R=0.01\text{rad.}$ の載荷サイクルで壁脚部の圧縮側コンクリートに縦ひび割れが発生し、少量の剥離が生じた。部材角 $R=0.015\text{rad.}$ の載荷サイクルで圧縮側コンクリートの剥離が発生し、負側の最大耐力に達した。部材角 $R=0.02\text{rad.}$ の載荷サイクルで壁脚部のかぶりコンクリートが崩落し、その時点で、正側の最大耐力に達した。その後、部材角の増大に従って、コンクリートの崩

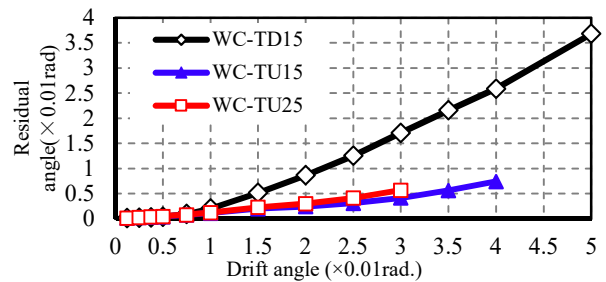


図-6 残留部材角

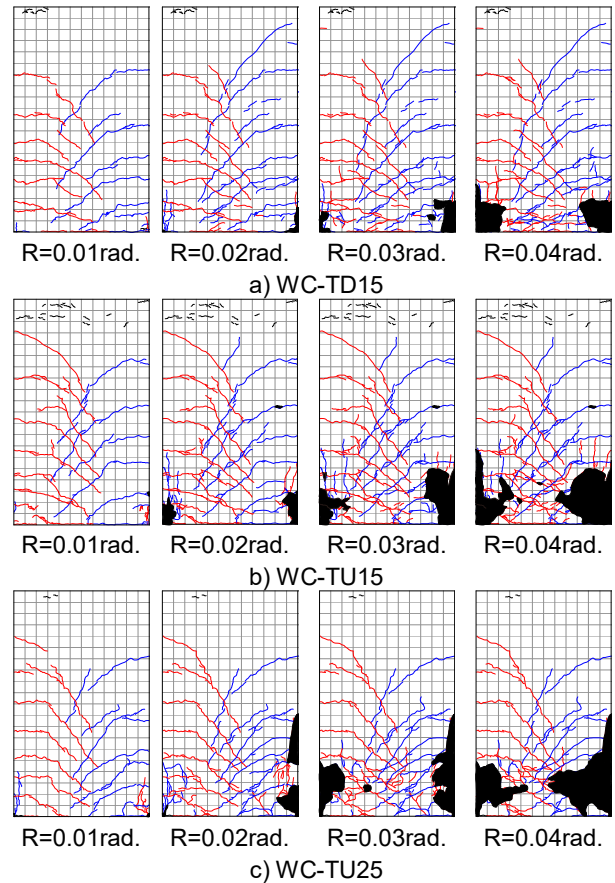


図-7 ひび割れ状況（北面）

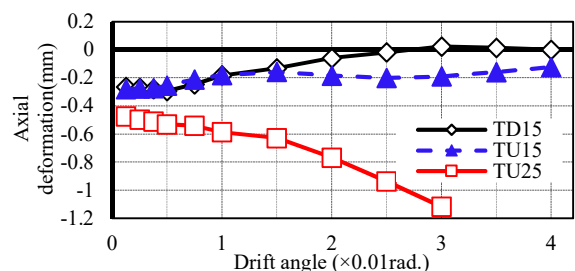


図-8 軸方向変形の実験結果

落が進展した。部材角 $R=0.035\text{rad}$ のサイクルで D6 縦筋の座屈が確認され、部材角 $R=0.04\text{rad}$ のサイクルで縦筋の破断が見られた。所定の載荷終了後、追加で載荷を行い、部材角 $R=0.05\text{rad}$ で集中鉄筋の座屈を確認した。

試験体 WC-TU15 は水平力 40kN で曲げひび割れが発生し、部材角 $R=0.00125\text{rad}$ のサイクルでせん断ひび割れが確認された。部材角 $R=0.005\text{rad}$ のサイクルで D6 縦筋が降伏した。同時に壁脚部の圧縮側コンクリートに縦ひび割れが発生し、西壁脚部でコンクリートに軽微な剥離が見られた。 $R=0.015\text{rad}$ のサイクルで縦ひび割れが発生した位置のかぶりコンクリートの剥落が確認された。部材角 $R=0.03\text{rad}$ のサイクルにおいて、かぶりコンクリートの崩落が進行し、縦筋の座屈が確認された。部材角 $R=0.035\text{rad}$ のサイクルで、正側、負側ともに最大耐力に達した。 $R=0.04\text{rad}$ のサイクルで集中鉄筋が降伏し、南東隅部の縦筋が破断した。追加の載荷で、部材角 $R=0.05\text{rad}$ に向かう途中で集中鉄筋が座屈した。

試験体 WC-TU25 は水平力 65kN で曲げひび割れが発生し、 $R=0.0025\text{rad}$ のサイクルの載荷途中、水平力 140kN でせん断ひび割れが確認された。部材角 $R=0.005\text{rad}$ のサイクルにおいて、D6 縦筋が降伏し、縦ひび割れが確認された。部材角 $R=0.0075\text{rad}$ のサイクルでコンクリートの剥離が少し発生し、 $R=0.015\text{rad}$ のサイクルでかぶりコンクリートが大きく崩落した。部材角 $R=0.025\text{rad}$ の載荷サイクルで D6 縦筋の座屈が見られた。 $R=0.035\text{rad}$ の載荷サイクルで高さ 80mm~高さ 250mm 範囲のコアコンクリートが崩落し、2 列目の縦筋の座屈が確認され、負側の載荷途中で集中鉄筋が座屈した。

ひび割れの状況は集中鉄筋の種別に関係なく同じように見えるが、部材角 0.02rad まで、超高強度集中鉄筋を用いた壁の残留ひび割れ幅は普通強度集中鉄筋を用いた壁の約 1/2~1/3 程度であった。

3.3 軸方向変形

図-8 に各試験体の軸方向変形一部材角の関係を示す。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。

軸力比 0.15 の両試験体の軸方向縮みは、いずれも部材角の増大に関係なく、小さな値に収束した。また変形の進行に伴って、軸方向変形が伸びる傾向がみられるが、これは軸力比が低いため、中立軸深さが浅く、引張側にひずみが累積したものと考えられる。一方、試験体 WC-TU25 は、高い軸力を受けていたため、部材角の増加に従い、コンクリートの損傷が進行し、軸方向変形が圧縮方向に大きく進展していく傾向が見られた。

3.4 集中鉄筋ひずみ

図-9 に各試験体の壁の東側（フランジ側）脚部から

30mm 離れた箇所計測した集中鉄筋のひずみ履歴を示す。赤の点線は降伏応力時のひずみを示す。試験体 WC-TD15 は部材角 $R=0.0075\text{rad}$ で集中鉄筋が引張・圧縮ともに降伏強度時ひずみに達した。試験体 WC-TU15 は、付着すべりの影響により、試験体 WC-TD15 よりも緩やかに集中鉄筋のひずみが上昇する傾向が見られる。部材角 $R=0.04\text{rad}$ のサイクルの正側で SBPDN 鉄筋の降伏強度時ひずみに達し、部材角 $R=0.05\text{rad}$ に向かう途中で集中鉄筋が座屈したため、ひずみが急激に減少した。試験体 WC-TU25 は、軸力比が高いため、ひずみの進展が試験体 WC-TD15 よりも圧縮側にシフトしており、部材角 $R=0.035\text{rad}$ のサイクルの負側で集中鉄筋が座屈したため、ひずみが急激に減少した。

図-10 に各試験体の各載荷振幅 1 回目の正側ピーク点における、壁の高さ方向に沿う集中鉄筋のひずみ分布を示す。赤の点線は降伏応力時のひずみを示す。

試験体 WC-TD15 は壁脚から 500mm までのひずみが伸びており、特に 250mm までのひずみが大きかった。これは集中鉄筋が壁の曲げ変形に対して抵抗するために生じたものと考えられる。一方、SBPDN 鉄筋を用いた試験体 WC-TU15 において、変形初期は壁脚部付近のひずみが大きかったが、部材角 $R=0.0075\text{rad}$ からは壁頭部付近のひずみも伸び始め、全体的にほぼ均一なひずみ分布へと変化していった。これは、SBPDN 鉄筋の付着強度が低いため、付着すべりを生じたためである。この鉄筋ひずみの分散効果は、集中鉄筋の早期降伏を防ぎ、壁の残留変形とひび割れ幅を小さく抑えられたと思われる。試験体 WC-TU25 は部材角 $R=0.001\text{rad}$ からは壁頭部付近のひずみが伸び始め、試験体 WC-TU15 と同様に、全体的に均一なひずみ分布へと変化していった。試験体 WC-TU25 のひずみの値は WC-TU15 より小さいが、これは軸力比が高く、ひずみは圧縮側にシフトしたためである。

4. 終局耐力評価

4.1 設計式による耐力評価

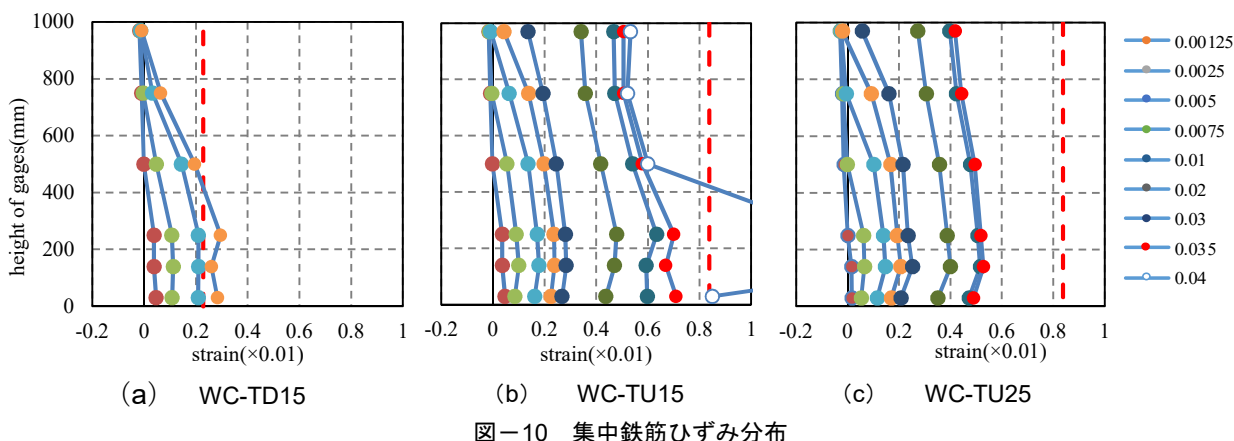
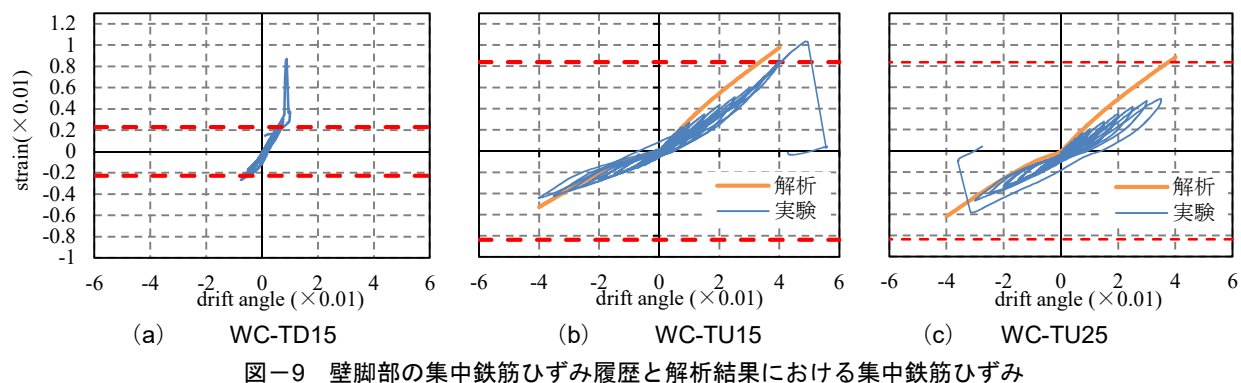
RC 造矩形壁を扁平な長方形断面を有する鉛直部材として、現行設計規準における柱と耐震壁用の設計式を用いて、終局耐力の評価を試みた。

$$Q_{mu} = \frac{a_t \sigma_y l_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} l_w + 0.5 N l_w}{a} \quad (1)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (f_c + 18)}{\sqrt{a/D + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t j \quad (2)$$

$$Q_{mu} = a_d a_{td} \sigma_y \sin \theta \frac{d_x}{a} \quad (3)$$

$$Q_{su} = 2 a_d a_{td} \sigma_y \cos \theta \quad (4)$$



壁板の曲げ終局耐力 Q_{mu} は文献 4) に推奨されている式 (1) を用い、せん断終局耐力 Q_{su} は修正大野・荒川 mean 式である式 (2) を用いて算定した⁴⁾。また、山形状に配筋した集中鉄筋による曲げ終局耐力 Q_{mu} 及びせん断終局耐力 Q_{tsu} は文献 5) で記載した X 形配筋部材設計式を参考して、式 (3) と式 (4) によって評価することとする。ここに、 D は壁の断面全せい、 t は壁の厚さ、 a はせん断スパン、 σ_0 は平均軸応力、 a_t は平行配筋した引張集中鉄筋の総断面積 (本試験体では 0)、 σ_y は集中鉄筋の降伏応力度、 $l_w=0.9D$ 、 a_w は縦筋の総断面積、 σ_{wy} は縦筋の降伏応力度、 p_{te} は等価引張鉄筋比、 p_{wh} は横筋比、 σ_{wh} は横筋の降伏強度、 a_{dA_t} は片側の山形集中鉄筋の全断面積、 $a_{d\sigma_y}$ は山形集中鉄筋の降伏強度、 d_x は壁脚部における山形鉄筋束の重心間距離、 θ は鉄筋束が水平面となす角である。

試験体の終局曲げ耐力は式 (1) と (3) を、終局せん断耐力は式 (2) と (4) をそれぞれ単純累加して求めた。

前述した計算式によって、試験体の諸強度の計算値と実験値の比較を表-3 に示す。カッコ中は $calQ_{mu}$ におい

て実験の最大耐力時変形角での P- Δ 効果による耐力低下を考慮した値を示す。いずれの試験体も設計通り、曲げ破壊の性状を示したが、試験体 WC-TD15 は曲げ耐力計算値と実験値の差異が 5% 程度で、実験耐力を比較的精度良く評価できたと言える。一方、試験体 WC-TU15 と WC-TU25 は、曲げ耐力計算値が実験値を 3 割程度過大評価した。これは、SBPDN 鉄筋が圧縮側に又は引張圧縮両側ともに最大耐力時には降伏していないが (図-10 参照)、降伏強度を用いて耐力を計算したためである。

4.2 断面解析による耐力評価

本節では、前述の計算結果を踏まえ、超高強度鉄筋を用いた山形集中鉄筋の耐力壁に関して、壁部材に集中ヒンジモデルを適用し、断面の曲げモーメント-曲率解析 ($M-\phi$ 解析) を行うことによって耐力評価を試みる。断面解析にあたっては、コンクリートの応力-ひずみ関係モデルは NewRC 式⁹⁾を用い、鉄筋の応力-ひずみ関係モデルは完全弾塑性の bilinear 型とする。また、ヒンジ領域長さは $0.5D$ と仮定し、コアコンクリートは横筋の芯々

表-3 実験結果と計算値の比較一覧

試験体	$cal Q_{pmu}$ kN	$cal Q_{tmu}$ kN	$cal Q_{mu}$ kN	$cal Q_{psu}$ kN	$cal Q_{tsu}$ kN	$cal Q_{su}$ kN	$exp Q_u$ kN	$exp Q_u / cal Q_u$	破壊形式
WC-TD15	164	78	242(233)	318	105	423	231	0.95(0.99)	曲げ破壊
WC-TU15	166	269	435(419)	320	364	684	332	0.76(0.79)	曲げ破壊
WC-TU25	233	269	502(479)	343	364	707	326	0.65(0.68)	曲げ破壊

$exp Q_u$: 最大水平耐力実験値(正負平均), $cal Q_u = \min(cal Q_{mu}, cal Q_{su})$,

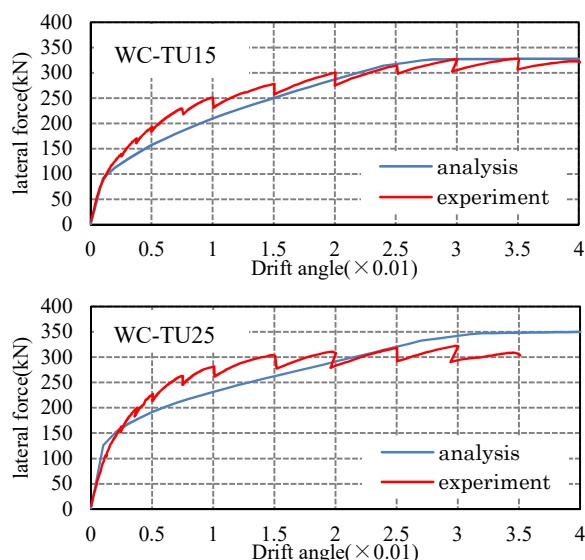


図-11 解析結果と実験結果の比較

間範囲である。超高強度鉄筋に生じるひずみを評価するためには、付着すべりの影響を考慮する必要があるが、本研究では文献 7) に示されている簡易解析法と同様に、ヒンジ領域内のひずみを鉄筋定着間に分散させることで、付着すべりの影響を考慮した。せん断変形の影響は考慮していない。

水平力-部材角関係包絡線の実験結果と解析結果の比較を図-11 に示す。試験体 WC-TU15 に関して、解析値は実験結果を概ね追跡できており、最大耐力もよく対応している。試験体 WC-TU25 に関しては、部材角 $R=0.025\text{rad}$ までは概ね対応しているが、それ以降においては、解析値が実験値をやや過大評価し、最大耐力についても解析値が 1 割程度高い結果となった。これは、かぶりコンクリートの剥落や繰り返しによるコンクリートの損傷を考慮していないためと考えられる。両試験体共に、部材角 $R=0.0025\text{rad}$ から $R=0.02\text{rad}$ までは、解析結果が実験値を下回った。これは、解析仮定で付着応力を無視し、ひずみを鉄筋全長にわたって分散させたためと思われる。図-9 に解析結果における集中鉄筋ひずみの履歴を示す。実験と解析のひずみの値には差異が見られる。これは本解析では、簡便のため、集中鉄筋とコンクリート間のすべり挙動に及ぼす繰り返し载荷の影響を無視したためと思われる。

5. 結論

本研究では、集中鉄筋を山形状に配筋した RC 造矩形壁を中高層建物に用いた場合の耐震性能を明らかにするため、3 体の片持ち耐力壁の耐震性能に関する実験的検討および終局耐力の評価法に関する検討を行った。得られた所見を以下に記す。

- 1) 普通強度の異形鉄筋を集中鉄筋として山形状に配

筋した試験体は、部材角 $R=0.05\text{rad}$ まで最大耐力の 8 割を維持するなど、優れた変形性能を示した。

- 2) SBPDN 鉄筋を集中鉄筋に用いて山形配筋した試験体は、せん断破壊を生じることなく、より高い水平耐力を発揮し、大変形時まで耐力が上昇し続ける傾向を示すと同時に、残留変形は小さく、優れたレジリエンス性を示した。
- 3) SBPDN 鉄筋を集中鉄筋に用いた試験体は軸力比が 0.25 と高い場合、コンクリートの圧壊と集中鉄筋の座屈の発生が早くなるが、部材角 $R=0.03\text{rad}$ までは高いレジリエンス性を示した。
- 4) 超高強度鉄筋を集中鉄筋に用いた試験体の終局曲げ耐力は、付着すべりの影響を考慮した断面解析により評価できるが、軸力比が高い場合はさらにコンクリートの損傷の影響を考慮する必要がある。

以上は本論で得た知見である。一方、超高強度鉄筋を用いた試験体の終局は集中鉄筋の座屈に左右されることから、集中鉄筋束の座屈時部材角の評価は不可欠である。これを今後の課題とする。

謝辞

本研究を進めるにあたり、神戸大学技術職員・金尾優氏、同大学大学院生・福原優美子氏・藤谷卓也氏から多大な協力を得た。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御提供頂いた。ここに謝意を表します。

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) 直川周平，他：X 形配筋を施した柱型のないせん断型 RC 造壁のせん断耐力に関する研究，コンクリート工学年次論文集，vol.39，No.2，pp.253-258，2017.7
- 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) 日本建築学会：鉄筋コンクリート X 形配筋部材設計施工指針・同解説，p.44，2010
- 6) 崎野健治，孫玉平：直線型横補強材によって拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，No.462，pp.131-140，1994.
- 7) 大仲菜保子，他：二方向载荷を受ける付着強度の低い超高強度鉄筋を用いた RC 柱の耐震挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，vol.39，No.2，pp.103-108，2017