

論文 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

直川 周平*1・孫 玉平*2・竹内 崇*3・藤永 隆*4

要旨：本論文は X 形配筋した柱型のない RC 造壁の靱性向上効果を明らかにする事を目的とし、壁断面の両端の集中鉄筋の有無およびその配置方法を実験変数とした 3 体の 1/2 程度の縮小モデルの柱型のない RC 造壁の試験体を作製し、一定軸力下における正負交番の繰り返し載荷実験を行った。その結果、集中鉄筋を X 形に配置した試験体は、せん断破壊が抑制され、部材角 3.5%まで紡錘形履歴ループを描き、非常に高い変形能力を示した。さらに、X 形配筋した試験体を含む柱型のない RC 造壁のひび割れ強度と終局強度の評価方法の検討を行い、現行基準を準用することで、諸実験強度を比較的精度よく評価できる事を明らかにした。

キーワード：柱型のない RC 壁、X 形配筋、靱性、終局強度

1. はじめに

現在、建物の耐震性能確保のために欠かせない部材として広く使用されている RC 造耐力壁の多くは、両端柱付き壁である。2010 年に改訂された RC 造計算規準¹⁾では、耐力壁の柱型の推奨規定が緩和され、柱型のない耐力壁の許容応力度設計法が推奨されたので、日本においても柱型のない耐力壁が許容されるようになってきている。

柱型のない耐力壁は柱型が出ないため、建築空間を有効に活用できるほか、採光口や通路を容易に設けることが出来るといった利点があり、耐震性能を確保しながらも、建物の利便性や快適性を高めることができる有効な構造要素として活用することが期待できる。

一方、水平抵抗力の構造要素として用いる場合、柱型のない耐力壁は両端柱付き壁よりも剛性と耐力が小さく、同規模の地震動を受ける際に、壁は大きく変形させられるので高い靱性を確保する必要がある。そのため、柱型のない耐力壁において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。しかし、このような集中鉄筋の配置方法は壁のせん断耐力の向上

につながらず、壁の靱性改善には寄与しがたい。

柱型のない耐力壁の靱性向上に関する研究として、Paulay らによる研究²⁾、江崎らによる研究³⁾および広沢らによる研究⁴⁾などが挙げられる。しかし、これらの研究における対象はいずれも境界要素（集中鉄筋）を断面両端に配置した壁であり、X 形鉄筋を追加配置しても層間変形角 1.0%程度の靱性能しか得られなかった。

境界要素の存在は壁板中央部付近のコンクリートに大きなせん断応力を生じさせ、コンクリートの早期せん断破壊を引き起こして、靱性能向上の妨げになっている主因であると思われる。したがって、境界要素を構成する鉄筋を束ねて、壁の対角線方向に沿って X 形に配置すれば、壁板のコンクリートに生じるせん断応力を低く抑えることができるだけでなく X 形に配筋した集中鉄筋の軸耐力を活かし、柱型のない耐力壁の剛性、耐力および靱性能の同時向上が図れると推測できる。

そこで、本研究はこの推測の妥当性検証の第一歩として、中低層建築物に用いる単層壁を想定した 3 体の壁試験体について一定軸力下における繰り返し載荷実験を行い、X 形配筋した柱型のない壁の靱性向上効果を実証す

表-1 試験体一覧

試験体名	t (mm)	D (mm)	h (mm)	f_c (N/mm ²)	n	縦筋	p_{vv} (%)	集中鉄筋	p_s (%)	集中鉄筋配筋方法	横筋	p_{wh} (%)	Q_{exp} (kN)	R_{exp} ($\times 10^{-2}$ rad.)
W-N	150	600	1000	37.09	0.05	10-D6	0.35	-	-	-	8-D6 @130	0.32	180	1.71
W-D				35.56		6-D6	0.28	8-D13	0.56	軸平行			301	0.59
W-XD				36.53		10-D6	0.35	8-D13	0.56	X形			358	2.16

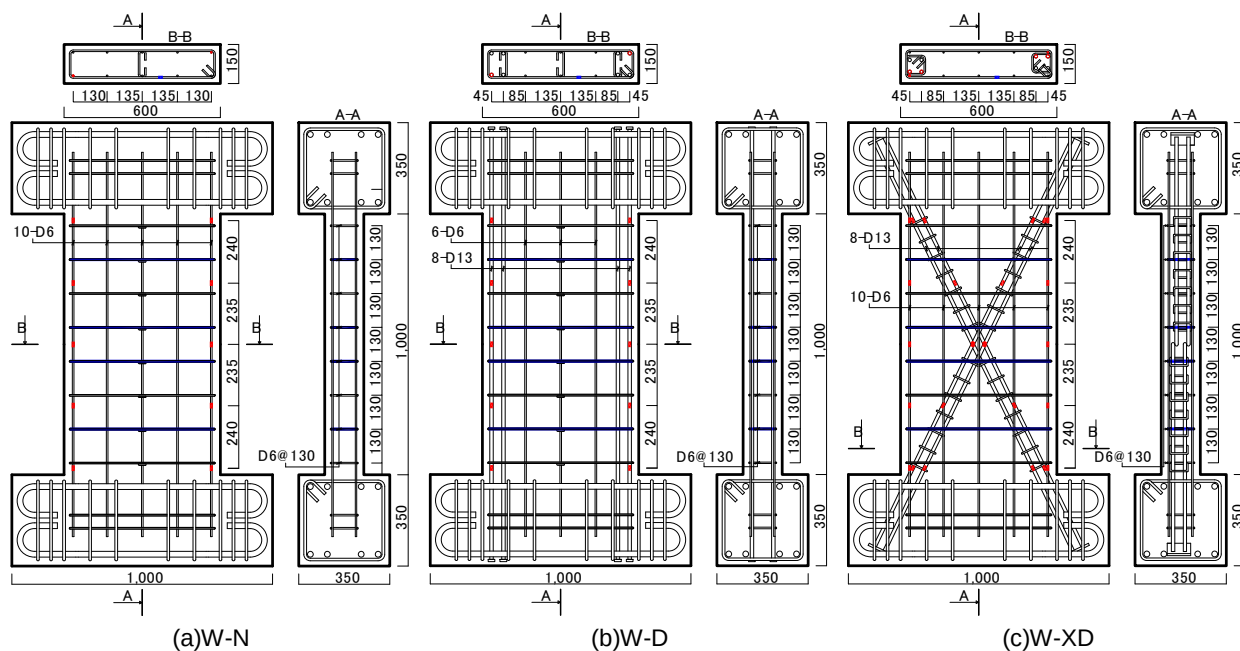
ここに、 t ：壁の厚さ、 D ：壁の全せい、 h ：壁の高さ、 f_c ：コンクリート圧縮強度、 n ：軸力比（ $=N/tDf_c$ 、 N ：軸力）、 p_{vv} ：縦筋比、 p_s ：主筋比、 p_{wh} ：横補強筋比、 Q_{exp} ：最大水平耐力実験値（正負平均）、 R_{exp} ：最大水平耐力時部材角（正負平均）

*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 神戸大学 都市安全研究センター 准教授 博士（工学）（正会員）



図－1 試験体詳細及びひずみゲージ貼付位置(単位：mm)

ることを目的とした。また、X 形配筋を施した柱型のない壁の曲げおよびせん断ひび割れ強度と終局強度の評価方法に関する検討も行った。

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 1/3 程度の柱型のない壁を想定したもので、厚さ 150mm、壁せい 600mm、高さ 1000mm の RC 壁である。試験体は 3 体で、実験変数は集中鉄筋の有無およびその配置方法である。

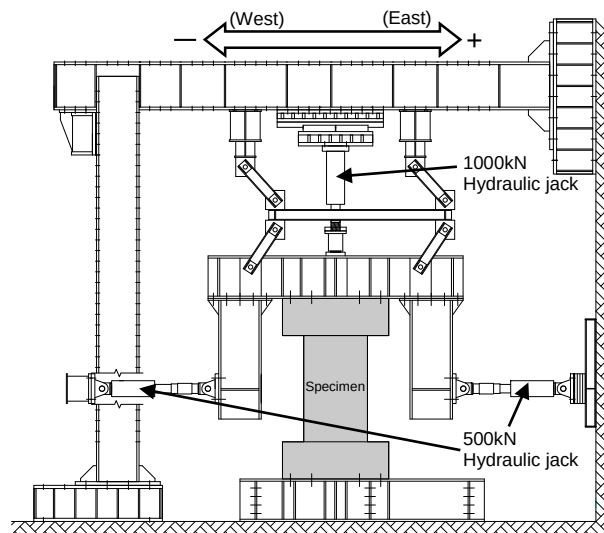
試験体 W-N は壁筋のみを配筋した試験体で、縦筋は D6 異形鉄筋を 130mm の間隔で 10 本ダブル配置し、横筋は 135 度フックのフープ筋を 130mm 間隔で配置した。また壁筋の面外変形を抑えるために、中央の縦筋に対して D6 のサブタイ(両側 180 度フック)を設けている。試験体 W-D は D6 縦筋のほか、壁断面の両端に D13 異形鉄筋を 4 本ずつ集中鉄筋として計 8 本配筋した。壁の横筋は試験体 W-N のそれと同様に配筋した。サブタイは、断面中央の縦筋だけでなく、断面両端から 2 列目の主筋に対しても設けた。試験体 W-XD は、D6 帯筋(間隔：75mm)で束ねた 4 本の D13 異形鉄筋からなる集中鉄筋の鉄筋かごを X 形配筋したものである。その他の壁筋の配筋は試験体 W-N と同様であるが、面外変形抑制用のサブタイは X 形配筋と干渉するため設けていなかった。

D6 縦筋は上下端では直線定着としたが、D13 集中鉄筋は主筋端部を鋼板に溶接して定着した。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、各試験体の载荷日に行ったシリンダー圧縮強度を表－1 に

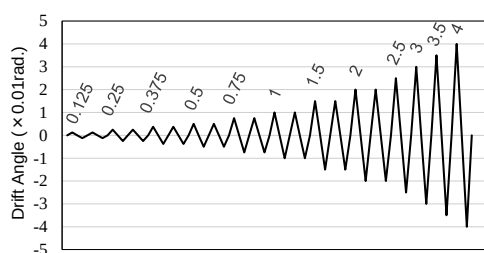
表－2 鉄筋の材料特性

種別	f_y (N/mm ²)	ε_y ($\times 0.01$)	f_u (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)
D6 SD295A	366	0.22	489	184
D13 SD345	367	0.23	538	172

ここに、 f_y ：降伏強度、 ε_y ：降伏ひずみ、 f_u ：引張強度、 E_s ：ヤング係数



図－2 载荷装置



図－3 载荷プログラム

示す。各試験体に導入する軸力比は 0.05 とした。

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。試験体は上下スタブと加力梁を PC 鋼棒で緊結する事で固定した。パンタグラフにより面外変形を抑制した状態で、上下スタブの平行を維持して載荷を行っており、反曲点は壁中央高さに位置する。載荷は部材角 R により制御し、図-3 には載荷プログラムを示す。水平および鉛直変位は図-4 に示す位置に設置した変位計で計測した。また、図-1 中に赤と青のマーカーで示す位置にひずみゲージを貼付し、鉄筋のひずみを計測した。縦筋（試験体 W-D においては集中鉄筋）においては、最外縁に位置する 2 本の鉄筋に対して下スタブから 25mm, 265mm, 500mm, 735mm, 975mm の貼られた位置でのひずみを計測し、横筋においては下スタブから 175mm, 435mm, 565mm, 825mm の貼られた位置のフープ筋のひずみを計測した。

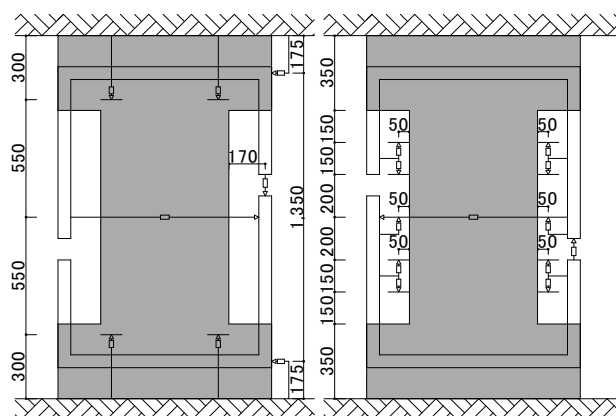
3. 実験結果

3.1 ひび割れ及び破壊性状

図-5 に $R=0.005, 0.01, 0.02\text{rad.}$ 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を示す。

試験体 W-N は $R=0.00125\text{rad.}$ の載荷サイクルで曲げひび割れの発生が確認され、壁脚部の縦筋の降伏が確認された。 $R=0.005\text{rad.}$ の載荷サイクル時に引張側スタブのコンクリートの浮き上がりが確認された。 $R=0.025\text{rad.}$ で曲げひび割れのみ壁頭部と壁脚部に確認されたがせん断ひび割れは生じなかった。 $R=0.025\text{rad.}$ の載荷サイクル時に壁脚においてかぶりコンクリートとコアコンクリートの境界面で割裂ひび割れが生じた。 $R=0.03\text{rad.}$ の載荷サイクル時にかぶりコンクリートが大きく剥離し、同箇所から縦筋の座屈が確認され、 $R=0.035\text{rad.}$ の載荷サイクル時に壁脚部の縦筋の破断が確認された。最終的な破壊状況として損傷は壁脚・壁頭に集中しており、せん断ひび割れの発生はなく曲げ型破壊の性状を示した。

試験体 W-D は $R=0.00125\text{rad.}$ の載荷サイクルで曲げひび割れが発生し、 $R=0.0025\text{rad.}$ の載荷サイクルでせん断ひび割れが発生した。 $R=0.00375\text{rad.}$ の載荷サイクルで壁頭部・壁脚部の D13 集中鉄筋の降伏が確認された。 $R=0.0075\text{rad.}$ の載荷サイクルで壁の対角線上に大きなせん断ひび割れが発生し、このせん断ひび割れの発生によりコンクリートのずれが見られ、周辺のコンクリートが剥離し始めた。 $R=0.015\text{rad.}$ の載荷サイクル時には、この



南面

北面

図-4 変位計位置

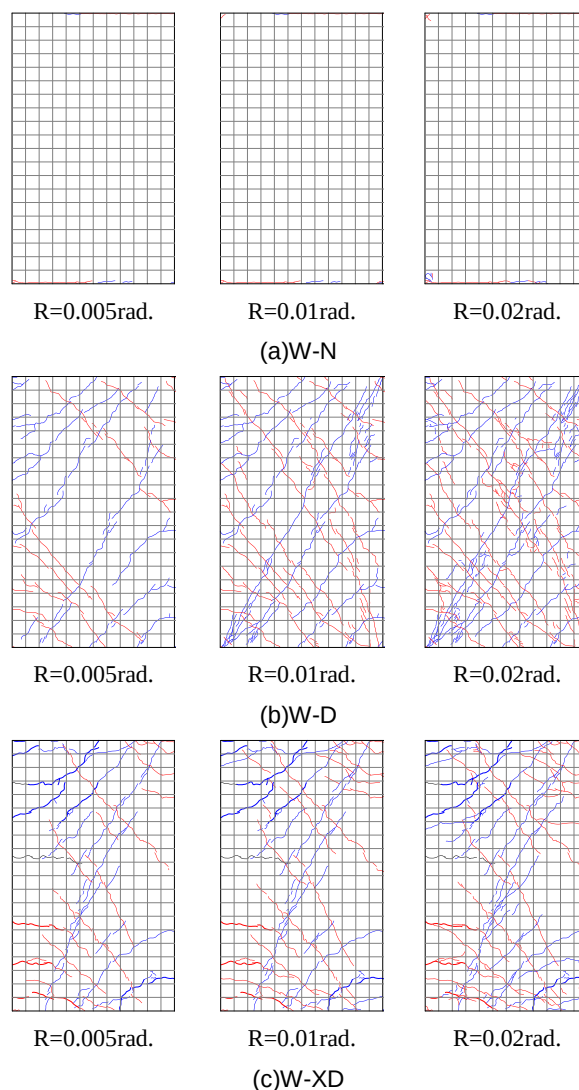


図-5 ひび割れ図(北面)

主要なせん断ひび割れは壁の横筋が見えるほどひび割れ幅が増大した。 $R=0.025\text{rad.}$ の載荷サイクル時に試験体の対角線上に生じたせん断ひび割れの交差部にあるコンクリートの剥離が大きく進行し、その位置から縦筋の座屈が確認された。また $R=0.03\text{rad.}$ の載荷サイクル時には中央の横筋が破断した。最終的な破壊状況は対角線に入

ったせん断ひび割れによる典型的なせん断破壊であった。

試験体 W-XD は $R=0.00125\text{rad}$ の荷重サイクルで曲げひび割れが発生した。 $R=0.0025\text{rad}$ の荷重サイクル時にせん断ひび割れが発生し、縦筋が壁頭部で降伏した。X形配筋した鉄筋が降伏したのは部材角 $R=0.00375\text{rad}$ の荷重サイクル時であった。 $R=0.02\text{rad}$ まで部材角の増大に伴って曲げとせん断ひび割れはともに進展したが、せん断ひび割れに関しては、試験体 W-D は対角線に入ったせん断ひび割れの幅の拡大が支配的に進行したのに対して、試験体 W-XD は何本かのせん断ひび割れに分散していた。 $R=0.03\text{rad}$ の荷重サイクル時に壁脚部分のかぶりコンクリートが剥離し始め、縦筋の座屈が確認された。 $R=0.03\text{rad}$ 以後では、壁頭部・壁脚部にかぶりコンクリートの剥離と縦筋の座屈の進行が顕著に見られたが、曲げひび割れ幅がせん断ひび割れ幅より大きい状態で変形が進み、 $R=0.05\text{rad}$ までせん断ひび割れ幅の顕著な増大は見られず、試験体は曲げ破壊の性状を示した。集中鉄筋を束ねて壁の対角線に沿って配置することによって、曲げとせん断ひび割れの数が低減されたことを図-5 より読み取れる。

3.2 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○は試験体の最大耐力を、△は試験体 W-D および試験体 W-XD の集中鉄筋、または試験体 W-N の縦筋が降伏し始めた点を表す。また、図中の赤線と青線はそれぞれ後述の算定式によって計算された各試験体の曲げ終局強度とせん断終局強度を表す。

試験体 W-N は $R=0.00125\sim0.0025\text{rad}$ の荷重サイクルで壁頭部および壁脚部の最外縁の縦筋が降伏し始めたのに伴って、水平力の上昇が頭打ちとなったが、 $R=0.015\text{rad}$ で最大耐力を示した後も、抵抗力を維持し続ける靱性能の高い履歴性状を示し、 $R=0.035\text{rad}$ まで最大耐力の8割を維持した。これは集中鉄筋を省くことによって、壁の曲げ耐力がせん断耐力より小さくなり、試験体が曲げ破壊の性状を示したためである。また、履歴ループ形状はスリップ型の形状となっており、エネルギー吸収能力は低いものの残留変形は小さかった。

試験体 W-D は、 $R=0.00375\sim0.005\text{rad}$ の荷重サイクルで壁頭部および壁脚部の最外縁の集中鉄筋の降伏が観察され、 $R=0.0075\text{rad}$ の荷重サイクルで壁の対角線に沿って大きなせん断ひび割れが生じると同時に最大耐力に達した。その後、部材角の増大に伴って、せん断ひび割れ幅が拡大し、水平耐力が大きく低下していった。試験体は典型的なせん断型耐力壁の履歴性状を示した。

試験体 W-XD は $R=0.00375\text{rad}$ の荷重サイクルで X 形集中鉄筋は両端部で降伏し始めたが、 $R=0.005\text{rad}$ の時点で全長にわたって降伏し、 $R=0.025\text{rad}$ で最大耐力に達し

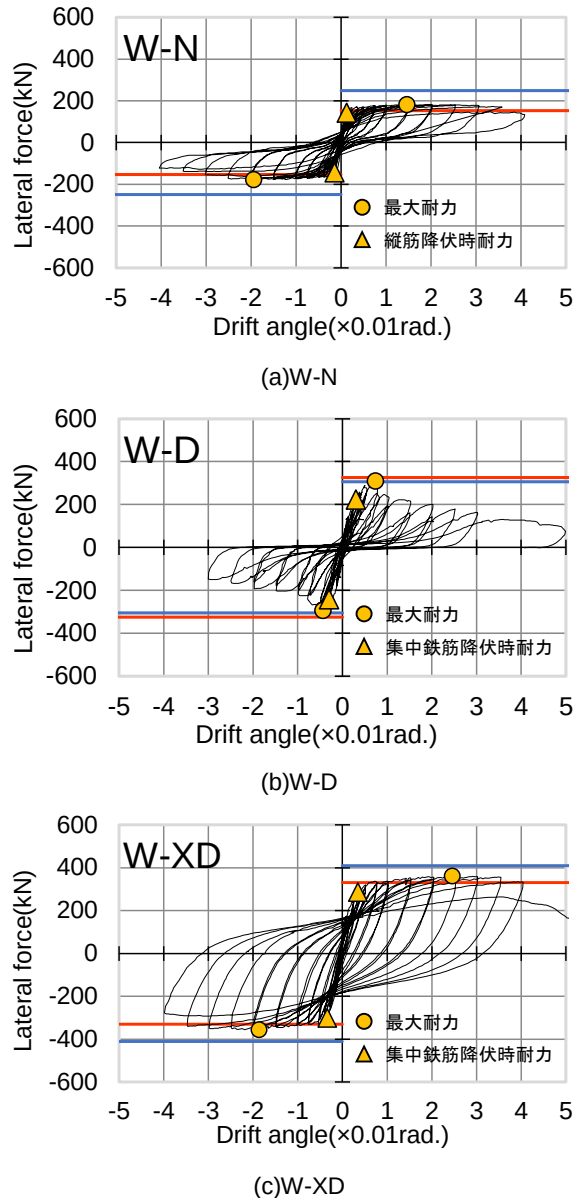


図-6 水平力—部材角関係

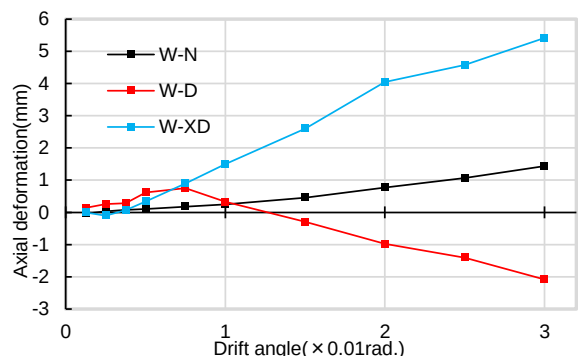


図-7 軸方向変形

た。試験体 W-D のそれより約 20% 高かった。その後、試験体は耐力を維持し続け、 $R=0.04\text{rad}$ の正側荷重まで最大耐力の8割以上を保ち、非常に高い変形性能を示した。これは X 形配筋した集中鉄筋束によりせん断ひび割れの進行を抑えられ、集中鉄筋束の軸耐力の水平成分がせん断耐力を大きく向上させたためである。さらに、豊

満な履歴ループから、試験体 W-XD は靱性の高い水平力抵抗要素となりえることが判断できる。

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一部材角関係を示す。軸方向変形は各部材角振幅の载荷終了後の上下スタブ間の鉛直変形である。

試験体 W-N は、部材角 $R=0.0025\text{rad.}$ において縦筋が降伏した後、部材角の増大に伴って部材が伸びていった。これは試験体に作用する軸力が比較的低いので、壁断面における中立軸深さが浅くなり、縦筋の塑性ひずみが引張側に累積していったためである。

試験体 W-D は、部材角 $R=0.00375\text{rad.}$ で集中鉄筋が降伏したため、 $R=0.005\text{rad.}$ では試験体が少し伸びたが、その後、せん断ひび割れの発生およびせん断ひび割れ幅の増大により、試験体は大きく縮んでいった。

試験体 W-XD は、部材角 $R=0.00375\text{rad.}$ での主筋降伏までは W-N と同様に部材角の増大に伴って、軸方向変形は引張側に大きくなっていった。試験体 W-D と比較すればわかるように、集中鉄筋の配筋形式が異なると、軸方向の変形にも大きな差異を生じた。

3.4 最大ひび割れ幅

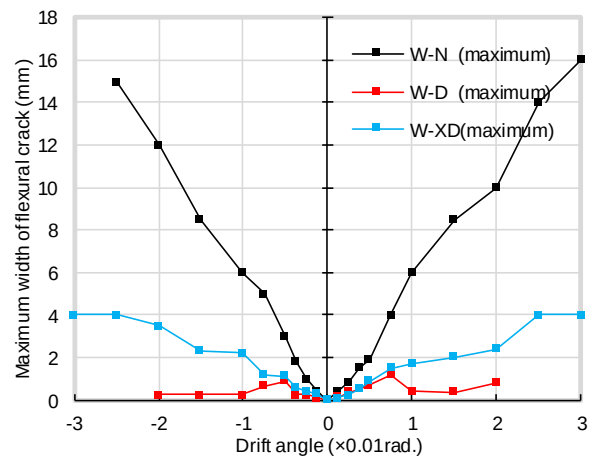
図-8 は各試験体のピーク時の最大曲げひび割れと最大せん断ひび割れの実験結果を示す。図中に示す結果は各部材角振幅における測定値を表す。計測方法に関しては、クラックスケールによる目視の計測とした。

試験体 W-N は、せん断ひび割れが発生せず、曲げひび割れのみが発生した。曲げひび割れも壁頭部と壁脚部の境界面に集中しており、そのひび割れ幅が部材角の増大に伴い比例的に増加する結果となった。

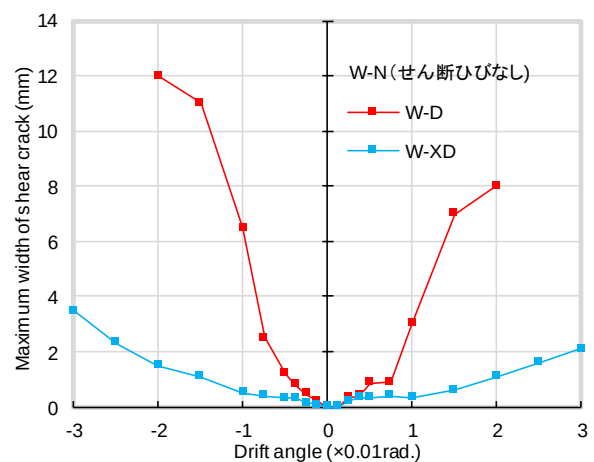
試験体 W-D は $R=0.0075\text{rad.}$ の载荷サイクルで壁の対角線上に大きなせん断ひび割れが生じてから、せん断ひび割れ幅は急激に増大し始めた。その後、せん断ひび割れ幅の更なる増大に伴い、曲げひび割れ幅は逆に縮小傾向に転じた。一方、試験体 W-XD の場合、曲げひび割れ幅は部材角の増加に従い増加していくが、集中鉄筋を X 形配筋にしたことでせん断ひび割れ幅の急激な拡大を防ぐことができた。部材角 $R=0.02\text{rad.}$ での最大せん断ひび割れ幅は試験体 W-D のその約 1/7 程度に抑えられていた。また、最大曲げひび割れ幅は試験体 W-N のそれよりもはるかに小さかった。

4. ひび割れ発生強度及び終局強度の評価

本節では、柱型のない RC 造耐力壁を扁平な長方形断面を有する鉛直部材と見なして、その曲げひび割れ強度、せん断ひび割れ強度、および終局強度について、現行設計規準に推奨されている柱および耐震壁用の諸設計式を用いて評価することを試みる。



(a) 曲げひび割れ



(b) せん断ひび割れ

図-8 ひび割れ幅

曲げひび割れ強度 Q_{mc} 、せん断ひび割れ強度 Q_{sc} 、および曲げ終局強度 Q_{mu} はそれぞれ文献 5) で推奨されている式(1)～式(3)によって算定する。

$$M_{mc} = 0.56\sqrt{f_c}Z_e + \frac{ND}{6}, \quad Q_{mc} = \frac{M_{mc}}{a} \quad (1)$$

$$Q_{sc} = \left(1 + \frac{\sigma_0}{14.7}\right) \left\{ \frac{8.5k_c(f_c + 49)}{a/D + 1.7} \right\} tj \quad (2)$$

$$Q_{mu} = \frac{a_t \sigma_y l_w + 0.5a_w \sigma_{wy} l_w + 0.5Nl_w}{a} \quad (3)$$

ここに、 f_c はコンクリートの圧縮強度、 Z_e は縦筋を考慮に入れた壁の断面係数、 D は壁の断面全せい、 a はせん断スパン、 σ_0 は平均軸応力、 k_c は壁断面せいに対する補正係数、 $j(=7/8d)$ 、 d : 壁の有効せい、 a_t は平行配筋した引張集中鉄筋(D13)の総断面積、 σ_y は集中鉄筋の降伏応力度、 $l_w=0.9D$ 、 a_w は縦筋 (D6) の総断面積、 σ_{wy} は縦筋の降伏応力度である。

また、終局せん断強度 Q_{su} は修正大野・荒川 mean 式⁵⁾を用いて算定する。また、X 形配筋した集中鉄筋による

表－3 実験結果と計算値の比較一覧

試験体名	Q_{mc} (kN)	Q_{expmc} (kN)	比較 (Q_{expmc}/Q_{mc})	Q_{sc} (kN)	Q_{expsc} (kN)	比較 (Q_{expsc}/Q_{sc})	Q_{mu} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_{expu} (kN)	比較 (Q_{expu}/Q_u)
W-N	96	90	0.94	163	-	-	153	250	180	1.18
W-D	96	85	0.89	159	150	0.94	325	306	301	0.98
W-XD	98	85	0.87	162	186	1.15	314	410	358	1.14

Q_{expmc} : 曲げひび割れ発生時荷重実験値, Q_{expsc} : セン断ひび割れ発生時荷重実験値, Q_{expu} : 最大水平力実験値

曲げ及びせん断終局強度への寄与分 Q_{xmu} と Q_{xsu} は文献 6) を参考にして、次式によって評価し、各終局強度に単純累加した。

$$Q_{xmu} = 2_d a_t \sigma_y \sin \theta \frac{d_x}{a} \quad (4)$$

$$Q_{xsu} = 2_d a_t \sigma_y \cos \theta \quad (5)$$

ここに、 a_t と $d\sigma_y$ はそれぞれ X 形配筋した集中鉄筋(D13)一束の総断面積と降伏応力度で、 d_x は X 形鉄筋の軸耐力の y 方向成分間の距離で、 θ は X 形鉄筋束が材軸となす角である。

前述した諸算定式による、試験体の曲げひび割れ強度、せん断ひび割れ強度、終局曲げ強度、および終局せん断強度の計算結果と実験結果との比較を表－3 に示す。

曲げひび割れ強度に関しては、式(1)による計算結果は実験結果をやや高めに評価しているが、計算値と実験値の差異は 10% 前後に収まり、良好な対応を示しているといえる。せん断ひび割れ強度に関しては、試験体 W-N の場合、せん断ひび割れ強度の計算値を実験の最大耐力が上回ったが、せん断ひび割れは生じなかった。一方、式(2)による計算結果は試験体 W-D および W-XD のせん断ひび割れ強度の実験結果を比較的精度よく評価していることが表－3 より伺える。

終局強度に関しては、表－3 から分かるように、現行規準で推奨されている終局強度の設計式を用いれば、柱型のない耐力壁の終局耐力は比較的精度よく評価することができる。また、X 形集中鉄筋の有無にかかわらず、現行規準の終局耐力の算定式に基づけば、柱型のない耐力壁の破壊形式の予測も可能であることが表－3 より分かる。

5. 結論

本研究では、柱型のない RC 造耐力壁の耐震性能の把握と X 形配筋を施すことによる柱型のない RC 造耐力壁の靱性向上効果を明らかにするため、3 体の試験体について繰り返し載荷実験を実施した。また、X 形配筋を施した柱型のない RC 造耐力壁の諸強度の評価について考察した。得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 集中鉄筋を壁断面の両端に材軸方向に平行配置した試験体 W-D は典型的なせん断破壊をしたのに対し

て、集中鉄筋を X 形配筋した試験体 W-XD はせん断破壊を防ぐことができた。せん断スパン比が非常に小さいにも関わらず、試験体は部材角 0.035rad. まで非常に安定した、エネルギー吸収能の高い履歴性状を示した。

- 2) 壁断面の両端にある集中鉄筋を省略し、横筋を閉鎖型の帯筋の形に配置された、柱型のない RC 造耐力壁は非常に高い靱性と復元性を示した。
- 3) 集中鉄筋を X 形に配置した、柱型のない RC 造耐力壁の曲げひび割れ強度、せん断ひび割れ強度、および終局強度は、現行規準に推奨されている設計式によって比較的精度よく評価することができる。

以上は本研究の主な結論であるが、X 形配筋を施した柱型のない RC 造耐力壁を中層・高層の連層耐力壁として用いる場合、より高い軸力下での耐震性能を把握する必要がある。これは今後の課題としている。

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・吉森裕樹氏、同大学学部生・月本純暉氏から多大な協力を得た。ここに記して謝意を表します。

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) T. Paulay, M. J. N. Priestley, and A. J. Syng: Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls, ACI Journal, V. 79, No. 4, pp. 257-269, 1982
- 3) 江崎文也, 上原修一: RC 造耐震壁の靱性を高めるための補強法に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 502, pp. 113-118, 1997.12
- 4) 広沢雅也, 後藤哲郎: 軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり (その 1. 矩形断面をした耐力壁の実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 817-818, 1971
- 5) 建築物の構造関係技術基準解説書, pp. 648-695, 2015
- 6) 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