

【論文】

# 片側袖壁付 R C 柱の終局せん断耐力評価に関する研究

## (その1 実験概要と結果)

松本 豊<sup>\*1</sup>・上原修一<sup>\*1</sup>・野口聡仁<sup>\*2</sup>・呉 濟元<sup>\*3</sup>

### Experimental Study on Shear Strength for Reinforced Concrete Column with a Wing Wall on Either One Side (Part1 Experiment Summary and Results)

Yutaka MATSUMOTO<sup>\*1</sup>, Shuichi UEHARA<sup>\*1</sup>, Akihito NOGUCHI<sup>\*2</sup>, Jewon OH<sup>\*3</sup>

#### Abstract

The purpose of this study is to investigate the shear strength of reinforced concrete columns with wings on both sides, an element that has not yet been clarified. Three specimens were fabricated using the ratio of longitudinal to transverse reinforcements in a Wing wall as a parameter. Static force tests were conducted to compare the shear capacity and interlaminar deformation angles of the three specimens and to quantitatively examine the influence of the transverse bars in the Wing wall. Additionally, the failure mechanism was discussed by examining the strain of the rebar obtained from strain gauges attached to the rebar. Furthermore, the shear stiffness, which is still largely unexplored, was examined.

**Key Words** : RC wing wall, shear strength, shear failure mechanism, shear stiffness

#### 1. はじめに

近年袖壁付き RC 柱の剛性や耐力評価の関する袖壁特有の取り扱い方の問題が顕在化してきた。そこで、2010年に改訂された鉄筋コンクリート構造計算規準<sup>(1)</sup>(以下、RC規準)では、これまでに示されなかった袖壁付き RC 柱の許容応力度の評価方法が示された。これにより許容応力度設計においては袖壁などの2次部材構造設計に取り入れることが可能となった。しかし、袖壁付き柱を設けることは建物の耐震性能を向上させるのに有効であるが、構造計画の煩雑さや、柱の剛性評価、袖壁が引張側となるときせん断終局強度式が確立されていないことから、積極的に採用されることは少ない。したがって、実務においては構造スリットのより袖壁を構造部材と切り離して設計されることが多いのが現状である。

また2011年の東日本大震災<sup>(2)</sup>、2016年の熊本地震<sup>(3)</sup>では、1987年に施工された新耐震基準以降のRC造建物には、構造部材の脆性的なせん断力はほとんど見られなかった。しかし、構造的に注目してこなかった袖壁付き柱の袖壁には、スリットの有無に係わらず、せん断破壊が多く見受けられた。このような非構造壁の損傷による建物の大破・倒壊はなかったものの、建物の継続使用ができなくなる等の支障が生じていると考えられる。

以上のような背景より、袖壁付き RC 柱を有効な耐震要素として積極的に利用するために、袖壁付き RC 柱のせん断耐力評価に関する実験的研究および構造特性の評価法についての研究<sup>(4)~(8)</sup>がおこなわれた。

袖壁付き RC 柱の耐力や破壊性状などの構造特性に影響を及ぼす要因には、袖壁の配置、袖壁の形状(壁厚さ、壁長さ)、袖壁の縦・横筋量および柱の主筋、帯筋量、せん断スパン比などが考えられ、袖壁付き RC 柱の構造特性を把握するためにはこれらの要因の影響を定量的・定性的に把握する必要がある。しかしながら、片側袖壁付き RC 柱(以降、片袖壁付柱と呼ぶ)については、既往せん断実験における試験体が少なかったため、十分な検討に至っていない。また RC 規準では「片

<sup>\*1</sup> 建築・設備工学科

<sup>\*2</sup> ものづくりセンター

<sup>\*3</sup> AI 応用研究所

令和4年10月30日受理

側柱付き壁については、未解明な問題が多い。今後のさらなる研究が待たれるところである」と述べられている。

そこで、本研究の目的は一般的な共同住宅の妻側の柱を模擬した縮小片袖壁付柱の試験体 3 体を製作し、久留米工業大学の構造実験棟に新設された静的 2 軸加力装置に取付けて正負交番の繰返し載荷実験を行う。この載荷実験より、片袖壁付柱の終局時におけるせん断耐力および破壊メカニズムについて検討を行う。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体計画

試験体は実大の1/3スケールものを3体製作する。本実験の試験体諸元を表1に、図1に試験体の形状をそれぞれ示す。柱は、250x250mmおよび袖壁は70x250mmであり柱の高さは、500mmで計画する。柱部分でのせん断スパン比は2.0であり、せん断破壊するように設計を行う。柱の帯筋比  $P_w=0.26\%$  とする。

Table1 List of specimens

Specimen	B×D(mm)	Main	Hoop	Wing Wall(mm)	Vert.reinf.	Hori.reinf.	N/N <sub>0</sub>	M/QD
CW-W1D-1.0-0.1N	250×250	4-D16	D6@100	70x250	D6@100	D6@100	0.2	2.0
CW-W1D-1.5-0.1N		+				D6@66		
CW-W1D-2.0-0.1N		2-D13				D6@50		

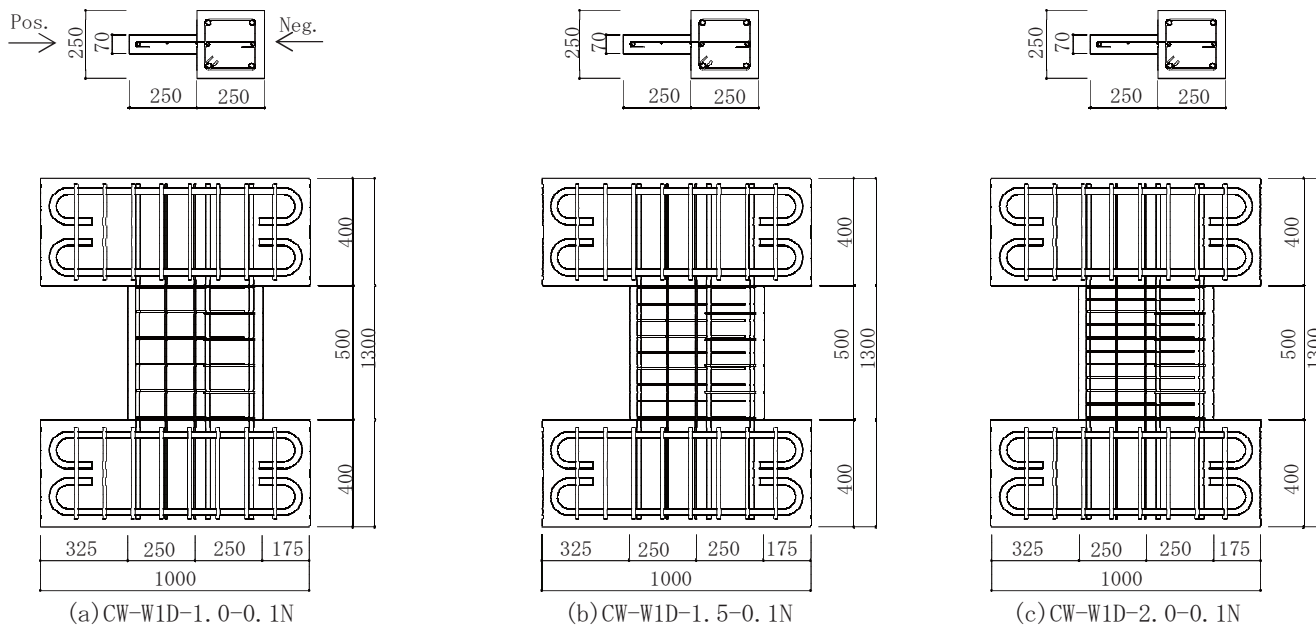


Fig. 1 Specimen

### 2.1 材料試験結果

#### (1) 鉄筋

表4に、鉄筋の材料試験結果を示す。鉄筋の材料試験片は、同ロットの鉄筋から3本切り出した。各試験片の降伏応力は、0.2%オフセット耐力により評価した。

Table4 Rebar material test results

Diameter	$s \sigma_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$s \sigma_u$ (GPa)
D6	405.0	188.8	489.4
D13	390.0	178.8	549.9
D16	355.0	188.6	461.6

## (2) コンクリート

表2に、コンクリートの材料試験結果を表3に、コンクリートの調合表を示す。調合は、普通ポルトランドセメントを用いている。スランプは180mm、骨材の最大寸法は10mmとした。

一連の実験を2ヶ月間で実施した。この期間中の材齢の違いでシリンダー強度に10.1N/mm<sup>2</sup>差が生じていることが確認できる。この差の原因は圧縮強度試験を行う際にユニバーサルジョイントが斜めになり、圧縮試験片に偏心モーメントが作用したため圧縮強度が小さくなったと考えられる。

Table2 Concrete material test results

Specimens	$\sigma_c$ (MPa)	$\epsilon_0$ (%)	$E_c$ (GPa)
CW-W1D-1.0-0.2N	28.5	0.20	27.5
CW-W1D-1.5-0.2N	20.2	0.21	25.4
CW-W1D-2.0-0.2N	30.1	0.27	20.5

Table3 Mix proportion

W/C (%)	Unit mass (kg/m <sup>3</sup> )				
	W	C	Coarse Agg.	fines	Super plastcizer
64.1	195	305	909	1018	3.05

## 2・3 積載方法

水平加力荷は図2に示すように試験体区間頂部の水平変位 $\theta$ を試験体区間高さ $h(=500\text{mm})$ で除した層間変形角 $R(=\theta/h)$ により変位制御とした。載荷プログラムは図3に示すように $\pm 0.25, \pm 0.5, \pm 0.75, \pm 1.0, \pm 1.52, \pm 2.0$ および $\pm 3.0\%$ の順に変位を漸増しながら、袖壁側(東側)を正とした正負交番の漸増繰返し載荷を行った。加力方法は片持形式とした。

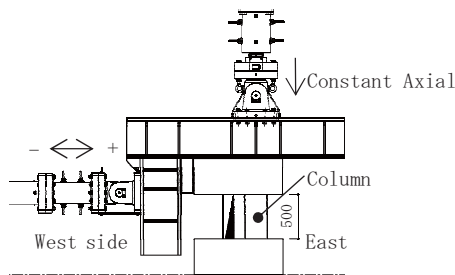


Fig. 2 Loading Setup

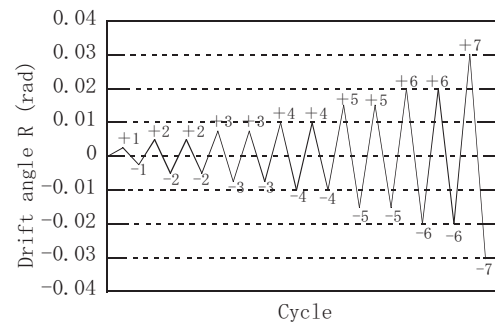


Fig. 3 Loading Cycle

## 3. 実験結果

### 3・1 せん断力Q-層間変形角Rおよび破壊メカニズム

図4(a)~(c)は、各試験体のせん断力 $Q$ -層間変形角 $R$ の関係を示す。図中には、柱せん断補強筋の降伏を□、柱主筋引張降伏を△、袖壁縦筋引張り降伏を▽、袖壁横筋引張降伏を×、最大せん断耐力を○で示している。各試験体の実験経過を示す。写真1(a)~(c)は、各試験体の層間変形角 $R=0.5\%$ 時点のひび割れ性状を示す。

試験体CW-W1D-1.0-0.2Nは、層間変形角 $0.5 \times 10^{-2}\text{rad}$ 正負加力時に袖壁中央部分にせん断ひび割れが発生した。層間変形角 $0.75 \times 10^{-2}\text{rad}$ 正負加力時に柱脚で曲げひび割れが発生した。層間変形角 $1.0 \times 10^{-2}$ 負荷力時で、柱の破壊につながるせん断ひび割れが確認された。このせん断ひび割れが進展し始め、著しいせん断滑りが生じると同時に袖壁が圧壊して最終破壊となった。なお、最大耐力は正加力で182.3kN( $1.52 \times 10^{-2}\text{rad}$ )負荷力で、271.5kN( $1.00 \times 10^{-2}\text{rad}$ )となった。破壊メカニズムを写真2(a)に示す。柱部分に対角線状のせん断ひび割れが形成されており、袖壁脚部には、圧壊を確認できる。これより、破壊メカニズムは、「せん断破壊」と判断される。

試験体CW-W1D-1.5-0.2Nは、層間変形角 $0.25 \times 10^{-2}\text{rad}$ 正負加力時に袖壁部で曲げひび割れが発生した。層間変形角 $0.5 \times 10^{-2}\text{rad}$ 正負加力時に袖壁中央部分でせん断ひび割れおよび袖壁端部で、圧縮ひび割れが発生した。層間変形角 $1.00 \times 10^{-2}\text{rad}$ 負加力時に袖壁端部の圧壊および柱脚にせん断ひび割れが確認された。 $R=-1.52\%$ で、袖壁端部から柱側へ圧壊領域が著しく広がっていることを確認された。その後、負荷力の載荷途中で、急激に剛性低下が確認され最終破壊となった。なお、最大耐力は正加力219.8kN( $1.52 \times 10^{-2}\text{rad}$ )負荷力で、271.5kN( $1.00 \times 10^{-2}\text{rad}$ )となった。破壊メカニズムを写真2(b)に示す。袖壁端部から柱側の領域でコンクリートが完全に圧壊し、袖壁内部の縦横筋が座屈していることも確認できる。これより、破壊メカニズムは「袖壁圧壊(せん断)」と判断される。

試験体CW-W1D-2.0-0.2Nは、層間変形角 $0.5 \times 10^{-2}\text{rad}$ 正負加力時に袖壁中央部分にせん断ひび割れと柱脚に曲げひび割れを確認した。層間変形角 $0.75 \times 10^{-2}\text{rad}$ 正加力で柱にせん断ひび割れが発生した。それ以降、袖壁端部の圧壊および柱のせん断ひび割れが顕著となり、CW-W1D-1.5-0.2Nと同様な剛性低下が確認され変形層間変形角 $1.52 \times 10^{-2}\text{rad}$ で最終

破壊となった。なお、最大耐力は正加力で 194.8kN( $1.00 \times 10^{-2}$  rad) 負加力で 236.5kN( $0.92 \times 10^{-2}$  rad) となった。写真 2(c) に示す。柱部分に対角線状のせん断ひび割れが形成されており、袖壁脚部には、圧壊を確認できる。これより、破壊メカニズムは、「せん断破壊」と判断される。柱部分に対角線状のせん断ひび割れが形成されており、袖壁部にも、せん断ひび割れを確認できる。これより、破壊メカニズムは、「せん断破壊」と判断される。

また、全ての試験体において、正加力の最大耐せん断力は、負加力に比べ小さくなっていることが分かる。この理由は、負加力において柱の主筋が引張に大きく抵抗したと考えられる。

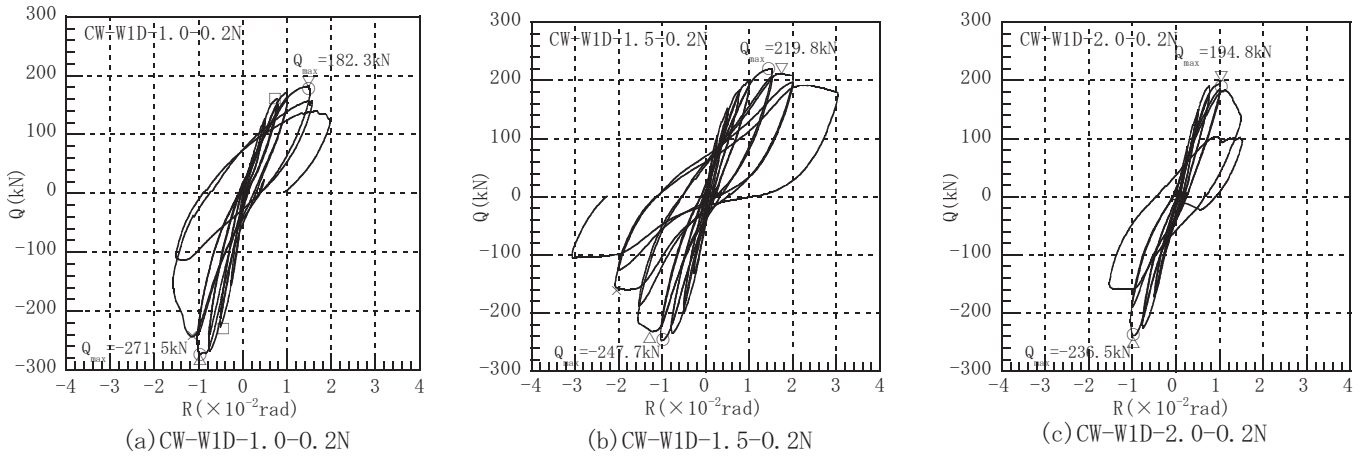


Fig.4 Shear force—Drift angle



(a)CW-W1D-1.0-0.2



(b)CW-W1D-1.5-0.2



(b)CW-W1D-2.0-0.2

Photo1 Crack condition at R=0.5%



(a)CW-W1D-1.0-0.2 R=2%



(b)CW-W1D-1.5-0.2 R=3%



(c)CW-W1D-2.0-0.2 R=1.52%

Photo2 Final failure condition

3・2 鉄筋のひずみ分布

片袖壁のせん断性状を検討する上で、袖壁の縦筋・横筋および柱の主筋、せん断補強筋のひずみ分布の推移を検討することは重要な因子であるものと考える。図5は、袖壁縦筋と柱主筋のひずみゲージ位置を示す。試験体CW-W1D-1.0-0.2Nのひずみゲージ②、H2およびCW-W1D-1.5-0.2Nのひずみゲージ①は、コンクリート打設中に破損しており計測不能となっている。

(1) 袖壁縦筋と柱主筋の軸ひずみ

図6(a)～(c)は、正加力の袖壁縦筋、柱主筋のひずみ分布の推移を示したものである。図中の○、□、△は、層間変形角R=0.5, 0.1, 1.52%時点のひずみ値を示す。この図から分かるように、全試験体とも、層間変形角R=0.5%では、柱主筋④の位置の領域において引張ひずみとなり、柱主筋⑤の位置においては、圧縮領域となっていることが分かる。その後、層間変形角が大きくなるにつれ袖壁縦筋①～③、柱主筋④の引張ひずみも増加する推移を示した。また、R=1.52%では、試験体CW-W1D-1.0-0.2NおよびCW-W1D-2.0-0.2Nの袖壁縦筋①、②は降伏ひずみ(2000×10<sup>-6</sup>)達して崩壊に至っている。

図7(a)～(c)は、負加力の袖壁縦筋、柱主筋のひずみ分布の推移を示したものである。図中の○、□、△は、層間変形角R=0.5, 0.1, 1.52%時点のひずみ値を示す。この図から分かるように、全試験体とも、層間変形角R=0.5～0.1において柱主筋⑤の位置では引張ひずみとなり、③、④近傍で、中立軸となることが分かる。また、袖壁縦筋①、②の位置においては、圧縮領域となっていることが分かる。R=1.52%では、試験体CW-W1D-1.0-0.2NおよびCW-W1D-2.0-0.2Nの袖壁縦筋①は降伏ひずみ(2000×10<sup>-6</sup>)達して崩壊に至っている。CW-W1D-2.0-0.2Nの柱主筋⑤も同様に引張降伏している。

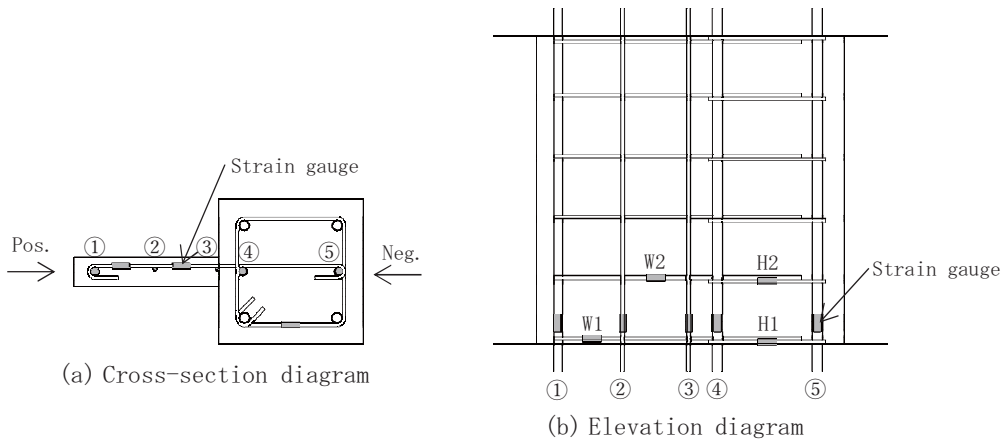


Fig.5 Strain gauge sticking position

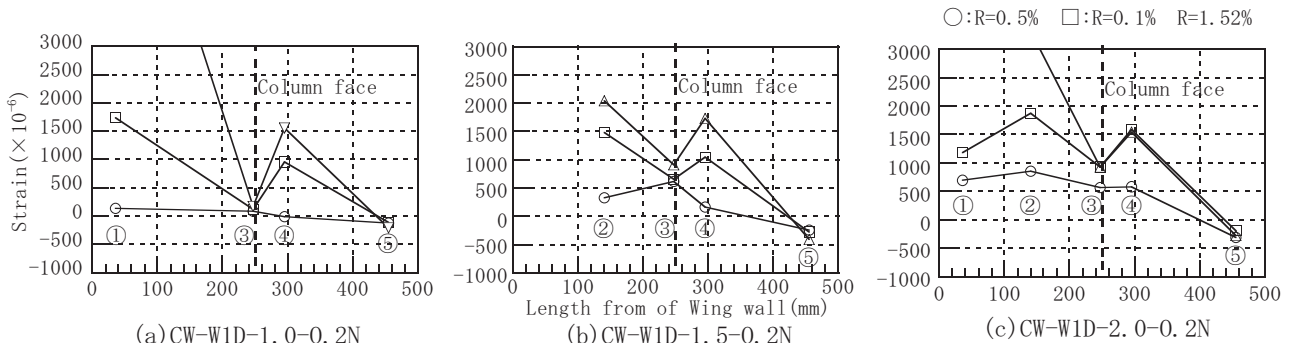


Fig.6 Axial strain of Wing wall longitudinal bars and column main bars in the positive force

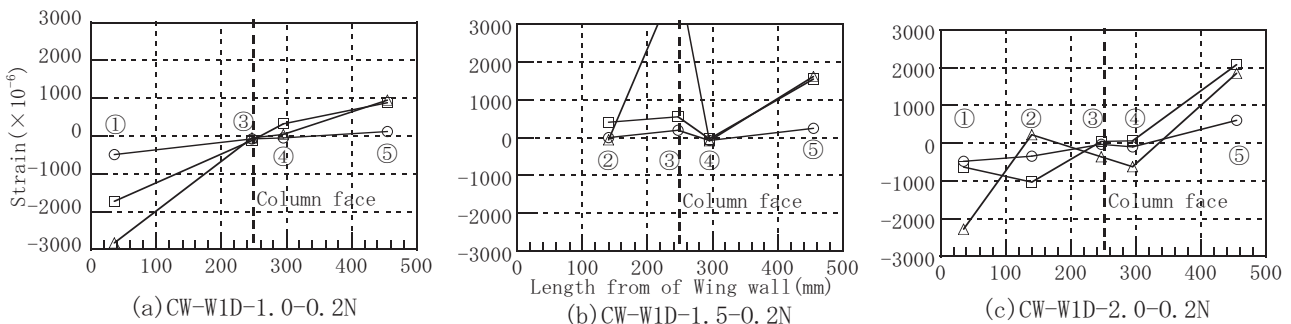


Fig.7 Axial strain of Wing wall longitudinal bars and column main bars in the negative force direction

(2) 袖壁横筋と柱フープ筋の軸ひずみ

図 8(a)～(c)および図 9(a)～(c)は、正および負加力の袖壁、柱の縦筋、フープ筋のひずみ分布推移を示したものである。図中の○、□、△は、層間変形角 R=0.5, 0.1, 1.52%時点のひずみ値を示す。この図から分かるように、全試験体とも W1, H1, H2 位置のひずみは、概ね  $1000 \times 10^{-6}$  程度推移している。したがって、この位置におけるひずみは、降伏ひずみには至っていない。一方で、負加力において、試験体 CW-W1D-1.0, CW-W1D-1.5 の W1 は、概ね降伏ひずみに達していることが分かる。

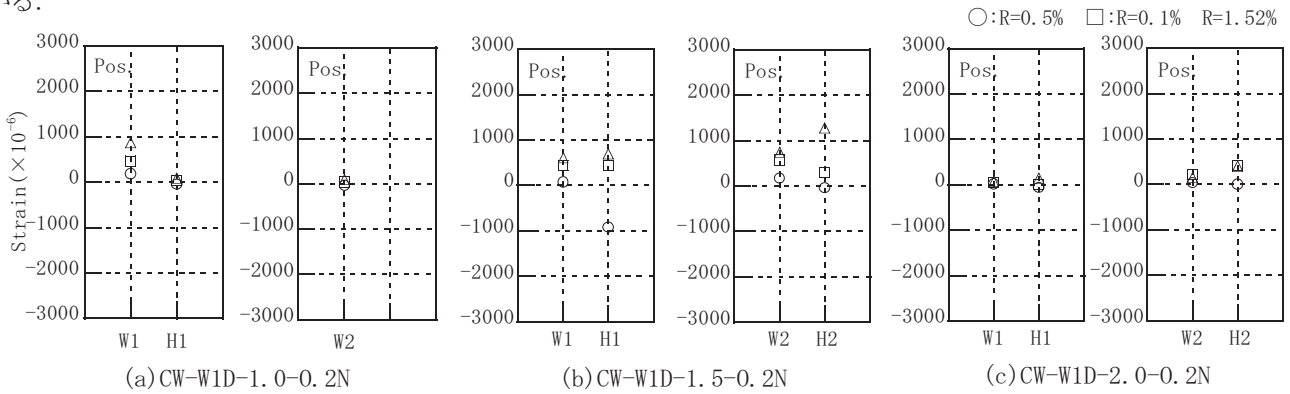


Fig. 8 Axial strain of Wing wall lateral bars and column hoop in the positive force direction

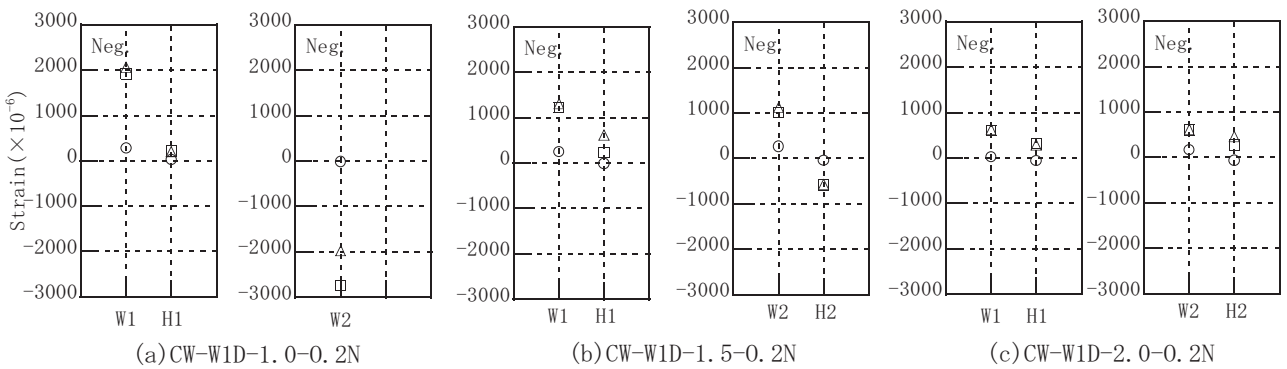


Fig. 9 Axial strain of Wing wall lateral bars and column hoop in the negative force direction

4. せん断剛性低下について

本論ではひび割れたコンクリートのせん断剛性  $G$  について、次のような検討をした。図 10 に、本実験の変位計の位置を示す。各変位計から得られた変位を各ボルト間の距離で除してひずみを求める。実験より得られたひずみを用いて、せん断ひずみ  $\gamma_{xy}$ 、最大主応力およびせん断剛性を式(1), (2), (3)から算出した。なお、せん断剛性  $G$  は、平均せん断応力度より求めた。

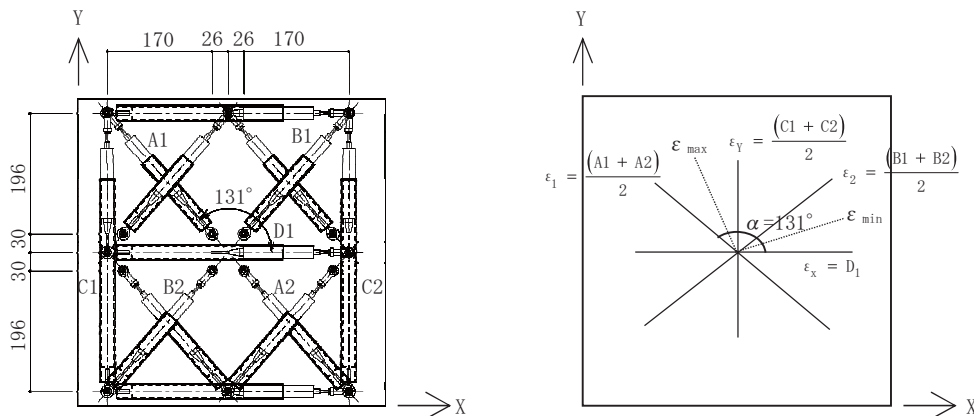


Fig. 10 Displacement form measurement position

$$\text{せん断ひずみ} : \gamma_{XY} = \frac{(\varepsilon_2 - \varepsilon_1)}{\sin 2\alpha} \quad (1)$$

$$\text{最大主ひずみ} : \varepsilon_{\max} = \frac{1}{2}(\varepsilon_X + \varepsilon_Y) + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_X - \varepsilon_Y}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{XY}}{2}\right)^2} \quad (2)$$

$$\text{せん断剛性} : G = \frac{Q}{A \cdot \gamma_{XY}} \quad (3)$$

ここで、

Q : せん断力

A : 部材の断面積

図 11 は、本実験結果より得られた各サイクル peak 時の基準化されたせん断剛性比  $G/G_0$  と最大主ひずみ  $\varepsilon_{\max}$  との関係を示したものである。この図から分かるように、全試験体とも、ひび割れ発生後の最大主ひずみが小さい領域において、急激に低下し、最大主ひずみの増加とともに緩やかな低下を示した。

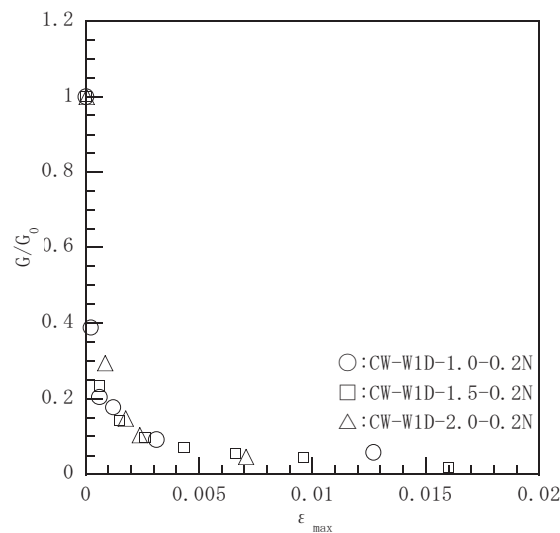


Fig. 11 Shear stiffness–Maximum principal strain

## 6. まとめ

本論では、正負交番の繰返し載荷実験により、片袖壁付柱の終局時におけるせん断力および破壊メカニズムの検討を行った。得られた結果を以下に示す。

- (1) 袖壁鉄筋比 1.0 の試験体 No. 1 より、1.5, 2.0 の試験体 No. 2, No. 3 の最大せん断耐力が若干大きくなった。これは袖壁横筋がせん断力に対して抵抗しているためと考えられる。
- (2) CW-W1D-1.0-0.2N, CW-W1D-2.0-0.2N の破壊メカニズムは、せん断破壊となった。また、CW-W1D-1.5-0.2N においては、袖壁圧壊(せん断)となった。これは、導入軸力が CW-W1D-1.0-0.2N, CW-W1D-2.0-0.2N 比べ小さかったためと考えられる。
- (3) 正加力においては、袖壁縦筋が引張りに抵抗していることがひずみ分布の推移より分かった。一方、負加力では、柱の主筋が引張りに大きく抵抗していた。このことから、負加力側の引張鉄筋量が正加力より大きいため、せん断力も大きくなっていることが分かった。
- (4) せん断剛性は、ひび割れ発生後の最大主ひずみが小さい領域において、急激に低下し、最大主ひずみの増加とともに緩やかな低下を示した。

### 謝辞

本論は、久留米工業大学学部生の2021年度卒業研究として実施されました。また、2019年度の学長裁量経費および(公財)大林財団研究助成金の支援を頂きました。実験計画に際し大分大学 黒木正幸教授ならびに福井大学 磯 雅人教授に貴重なご助言を頂きました。最後に、本学の今泉勝己学長には、ご多忙にもかかわらず、本実験にご参加頂きました。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. 402-425，2010. 2
- (2) 日本建築学会：東日本大震災合同調査報告 建築編 1 鉄筋コンクリート造建築物，pp. 110-112，2015
- (3) 日本建築学会：2016 年熊本地震災害調査報告会，2016 年度日本建築学会(九州)災害部門 緊急報告会資料，pp. 35-38，2016. 8
- (4) 大宮幸，松浦康人，香取慶一，林静雄：袖壁付き柱の破壊形式を考慮したせん断終局強度に関する実験および考察，日本建築学会構造系論文集，第 553 号，pp. 81-88，2002. 3
- (5) 小室達也，広沢雅也，瀧澤正明，赤井裕史：大変形における RC 造袖壁付柱の耐震性能に対する帯筋比や構造スリットの影響に関する実験的研究，コンクリート工学論文集，第 15 巻第 1 号，pp. 69-80，2004. 1
- (6) 澤井謙彰，磯雅人，田尻清太郎：破壊モードを変化させた場合の袖壁付 RC 柱の曲げせん断性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 133-138，2008
- (7) 壁谷澤寿成，壁谷澤寿海，東條有希子，壁谷澤寿一：せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 115-120，2008
- (8) 中村聡宏，勅使河原正臣，井上芳生，太田勤：鉄筋コンクリート造両側袖壁補強柱のせん断終局強度評価，日本建築学会構造系論文集，第 661 号，pp. 619-627，2011. 3

### 付録

本論に登場する記号を列挙する

$\sigma_y$ : yield strength of steel

$\sigma_u$ : ultimate strength of steel

$\sigma_c, \epsilon_0$ : stress and strain of concrete at peak point

$E_s$ : Young's modulus of steel tube

$E_c$ : Young's modulus of concrete