

# 論文 水平載荷を受けるステンレス鉄筋を用いた RC 柱部材に関する実験的研究

佃 有射<sup>\*1</sup>・横田 弘<sup>\*2</sup>・二羽 淳一郎<sup>\*3</sup>・長瀧 重義<sup>\*4</sup>

**要旨**：ステンレス鉄筋を橋梁下部工等の柱部材へ適用することを目的に、耐震性能に関する基礎的実験として、矩形断面試験体を用いた正負交番繰返し載荷試験を実施した。その結果、じん性率 7 以上および終局時の部材角 0.05 以上と大きな変形性能を有すること、さらに終局時に主鉄筋が破断することはなく、ステンレス鉄筋は低サイクル疲労に優れた性能を有していた。そして、部材の降伏耐力および終局耐力の評価には、異形棒鋼を使用した柱部材で用いられている従来の方法が適用できることも併せて確認した。

**キーワード**：ステンレス鉄筋, 正負交番載荷, じん性率, 低サイクル疲労

## 1. はじめに

ステンレス鉄筋は、極めて高い防食性を有しており、厳しい腐食性環境下における鉄筋コンクリート構造物に適用した場合、大幅な耐久性向上が期待できる。これを実証するため、塩害環境下におけるステンレス鉄筋の耐食性に関する研究が主になされ<sup>1)</sup>、これらに基づき、海外では基準類の整備・実用化が進んでいる<sup>2)</sup>。これに対して、構造性能の観点からの研究は少なく、特に耐震性能に関する検討はほとんどなされていない状況にある。

ステンレス鉄筋、特にオーステナイト系ステンレス鉄筋は伸び能力が高く、引張強度や疲労強度が大きい等の報告がなされている<sup>3)</sup>。この大きな伸び能力や引張強度は、降伏後の降伏領域が大きいことを意味している。このような性能は、高応力の繰返しを受ける鉄筋コンクリート柱部材の耐震性能を向上させる可能性がある。

本研究は、このような背景を踏まえ、橋梁下部工等の柱部材へステンレス鉄筋を適用することを目的に、この鉄筋を使用した柱部材試験体への正負交番載荷を行った。これより、実験結

果に基づき、ステンレス鉄筋を用いた柱部材の構造性能を考察した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

図-1 は、試験体の形状寸法を示したものである。試験体の柱部分は、断面が 500mm × 500mm の矩形断面で、高さを 2,100mm とした。また、フーチング部分の厚さは 700mm とした。試験体は、表-1 に示す 2 体で、試験体名を SUS122 と SUS162 としている。SUS122 試験体は、圧縮側および引張側の両方に D25 を 3 本ずつ配置し、主鉄筋比を 1.22% とした。帯鉄筋は、D13 を 100mm 間隔に配置し、帯鉄筋比を 0.5% とした。この試験体は、せん断耐力と終局時の曲げ耐力の比、すなわちせん断余裕度が 4.35 となっている。これに対して、SUS162 試験体は、圧縮側および引張側の両方に D25 を 4 本ずつ配置し、主鉄筋比を 1.62% とした。帯鉄筋は SUS122 試験体と同一で、せん断余裕度は 3.48 である。

ステンレス鉄筋はオーステナイト系ステンレ

\*1 日本コンクリート技術株式会社技術部 (正会員)

\*2 (独)港湾空港技術研究所 LCM センター長 工博 (正会員)

\*3 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻教授 工博 (正会員)

\*4 愛知工業大学 工学部都市環境学科教授 工博 (正会員)

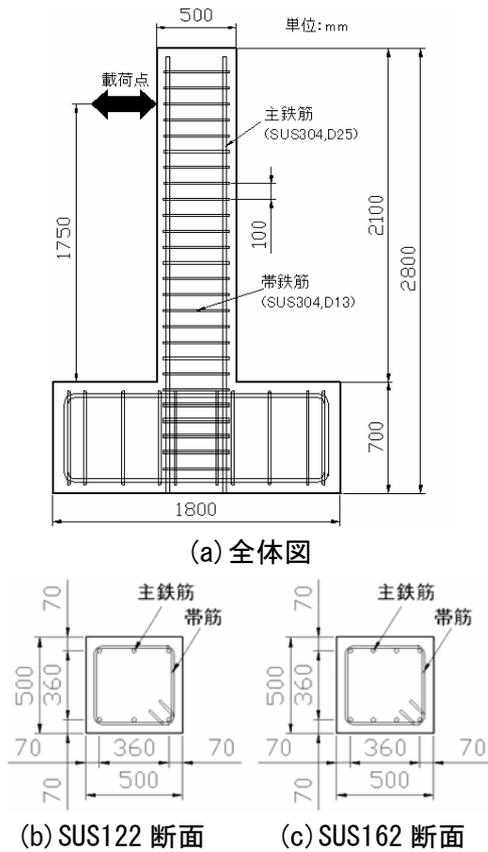


図-1 試験体の形状寸法

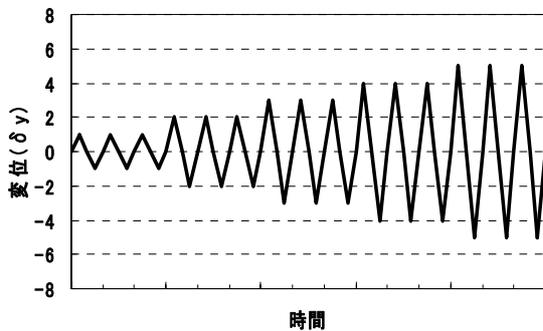


図-2 荷重ステップ

ス SUS304 で、その機械的性質を表-2に示す。主鉄筋 D25 は、0.2%耐力が  $369\text{N/mm}^2$  で、破断伸び率が 42.5%と大きな値となっている。ステンレス鉄筋は降伏強度が明確でないので、ここでは残留ひずみが 0.2%に相当する応力度を降伏強度とした。このときのひずみは  $4000 \times 10^{-6}$  であった。なお、解析における鉄筋の応力-ひずみ曲線は、降伏まで一定のヤング係数としたバイリニアのものとした。また、コンクリートの配合を表-3に示す。コンクリートは呼び強度が  $30\text{N/mm}^2$  のレディーミクストコンクリート

表-1 試験体諸元

	主鉄筋		帯鉄筋			せん断余裕度
	鉄筋径	鉄筋比 (%)	鉄筋径	間隔 (mm)	帯鉄筋比 (%)	
SUS122	D25	1.22	D13	100	0.50	4.35
SUS162	D25	1.62	D13	100	0.50	3.48

表-2 SUS304 鉄筋の機械的性質

鉄筋径	引張強さ ( $\text{N/mm}^2$ )	降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	伸び (%)	ヤング係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )
D13	576.7	310.0	56.8	171.6
D25	657.3	368.6	42.5	186.2

表-3 コンクリートの配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量 ( $\text{kg/m}^3$ )				混和剤 ( $\text{kg/m}^3$ )
		W	C	S	G	
49.5	40.9	146	295	759	1151	0.885

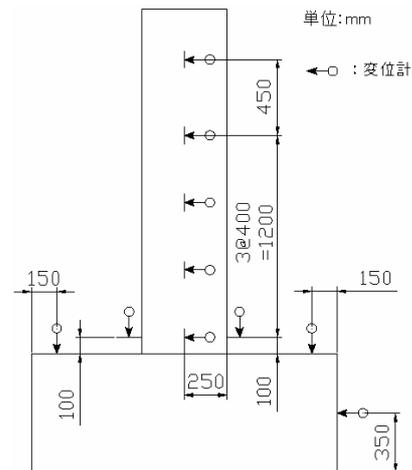


図-3 変位計の設置箇所

を使用した。荷重時のコンクリートの圧縮強度は SUS122 試験体で  $39.1\text{N/mm}^2$ 、SUS162 試験体で  $41.3\text{N/mm}^2$  であった。

## 2.2 荷重概要および計測項目

試験体への荷重は、柱部分の高さ 1,750mm の位置にアクチュエータ(能力 500kN)により、押し引きする静的な正負交番荷重方式とした。図-2は、荷重ステップを示したものである。荷重は、主鉄筋のひずみが  $4000 \times 10^{-6}$  に達した時点の変位量  $\delta_y$  を基準とし、 $\delta_y$  の整数倍の変位量 ( $\pm \delta_y$ ,  $\pm 2 \delta_y$ ,  $\pm 3 \delta_y \dots$ ) において各 3 サイクルずつの荷重を変位制御で行った。荷重は、部材が終局に至ったステップの終了まで継

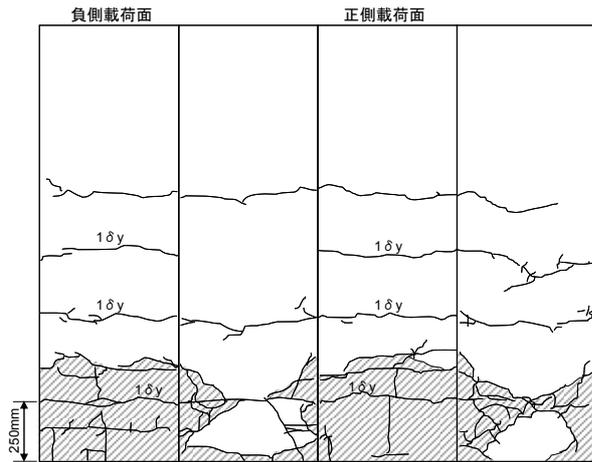


図-4 載荷終了時ひび割れ発生状況 (SUS122)

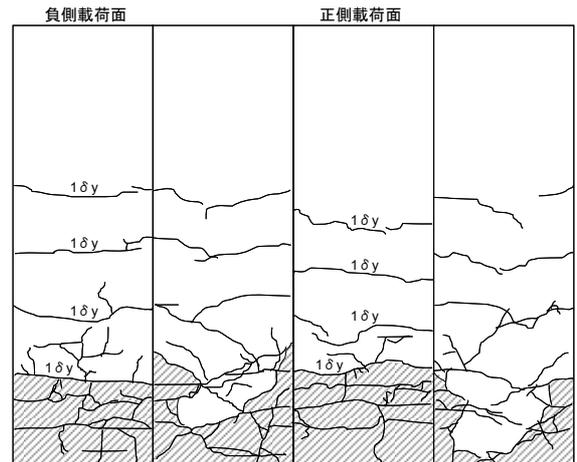


図-6 載荷終了時ひび割れ発生状況 (SUS162)

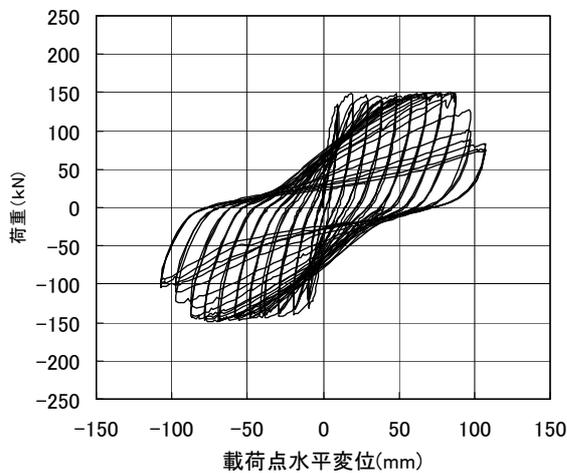


図-5 荷重-変位曲線 (SUS122)

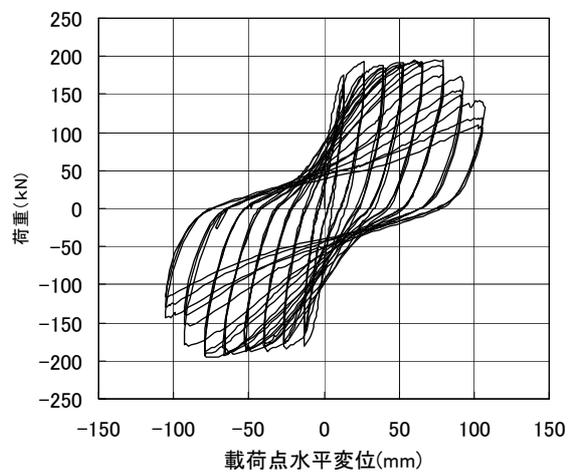


図-7 荷重-変位曲線 (SUS162)

続して行った。ここで、終局荷重は最大荷重、終局変位は最大荷重の 20% 荷重が低下した時点の変位とした。

図-3 は、試験体変位の測定箇所を示したものである。柱部分の荷重方向での水平変位と基部のズレおよび開きを測定した。また、主鉄筋および帯鉄筋のひずみをひずみゲージ(ゲージ長 2mm)により測定した。

### 3. 実験結果および検討

#### 3.1 試験体の破壊経過

##### (1) SUS122 試験体

図-4 は、SUS122 試験体の載荷終了時のひび割れの発生状況を示したものである。なお、図中のハッチングはコンクリートはく落部分を

示している。試験体は、 $1\delta_y$  の載荷時に正側荷荷面、負側荷荷面に主な曲げひび割れが発生した。さらに載荷を行うと、基部と基部から高さ約 250mm の位置に発生した曲げひび割れの開口量が大きくなった。また、試験体側面の斜めひび割れは  $3\delta_y$  の載荷時に発生し始め、変形量の増大とともに長さおよび幅が大きくなった。さらに、 $3\delta_y$  時の載荷ステップで主鉄筋に沿って縦ひび割れが発生し、 $8\delta_y$  時より主鉄筋の局部座屈により基部を中心にかぶりコンクリートのはく離が生じた。SUS122 試験体の荷重と載荷点における水平変位の関係を図-5 に示す。荷重は  $1\delta_y$  から  $2\delta_y$  にかけて上昇したが、 $2\delta_y$  以降ほぼ一定となり、変位の増加にも関わらず、荷重はほぼ一定となった。 $9\delta_y$  を超え  $10\delta_y$  の

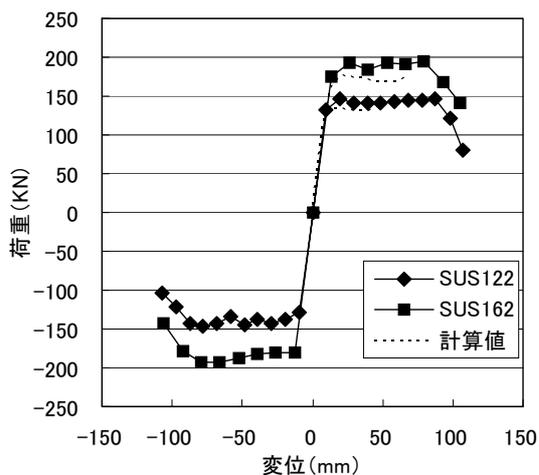


図-8 荷重-変位関係の包絡線

時点がかぶりコンクリートのはく落が著しく進行し荷重が低下した。この間、主鉄筋の局部座屈は繰り返されたが、低サイクル疲労による鉄筋破断は生じなかった。なお、終局時の変位量は 98.7mm であった。

#### (2) SUS162 試験体

図-6は、SUS162 試験体のひび割れの発生状況を示したものである。なお、図中のハッチングはコンクリートはく落部分を示している。試験体は、 $1\delta_y$ の載荷時に正載荷面、負載荷面に主な曲げひび割れが発生した。これら曲げひび割れおよび斜めひび割れの成長は、SUS122 試験体で見られた結果と同様であった。ただし、SUS162 試験体は主鉄筋量が多く、最大荷重が SUS122 試験体に比べて 40kN 以上大きくなっており、二次的なひび割れが多く発生している。図-7は SUS162 試験体の荷重と載荷点における水平変位の関係を示したものである。荷重は SUS122 試験体と同様に  $1\delta_y$  から  $2\delta_y$  にかけて上昇したが、 $2\delta_y$ 以降ほぼ一定となり、変位の増加にも関わらず、荷重はほぼ一定となった。また、コンクリート片のはく離・はく落の進行過程も SUS122 試験体と同様であった。SUS162 試験体は  $6\delta_y$  を超え  $7\delta_y$  の時点で終局変位に至った。この時の変位量は 98.2mm で SUS122 試験体とほぼ同一の値であった。また、同様に、低サイクル疲労による鉄筋破断は生じなかった。

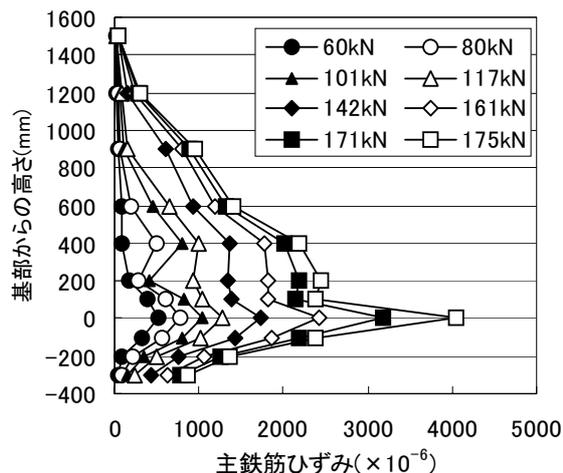


図-9 載荷初期の主鉄筋ひずみの高さ方向分布 (SUS162)

### 3.2 変位および鉄筋ひずみ

#### (1) 変位

図-8は、荷重と変位関係の包絡線と計算値を示したものである。試験体間で約 40kN の荷重差はあるが、ほぼ類似した変位挙動を示している。図中の計算値は、分散ひび割れモデルによる計算値である。実験値と計算値には良い一致が見られる。降伏強度時の変位量と終局時の変位量との比（じん性率）は SUS122 試験体で 10.1, SUS162 試験体で 7.4 と異なっている。しかし、終局時の変位量はほぼ同一で、この時の部材角でみると SUS122 および SUS162 ともに 0.056 であった。なお、変形性能の向上を目的とした耐震補強の結果<sup>4)</sup>を参照すると、せん断余裕度を増しても終局時の部材角は 0.05 程度で頭打ちになったと報告されている。これは異形棒鋼の局部座屈に起因する低サイクル疲労による鉄筋破断が原因のひとつとされている。今回実施した試験体では低サイクル疲労による鉄筋破断は確認されておらず、ステンレス鉄筋は異形棒鋼と同等の耐震性能を有するといえる。

#### (2) 鉄筋ひずみ

図-9は、柱主鉄筋の高さ方向のひずみ分布を示したものである。基部において最大となり、載荷点位置に向かってほぼ直線的に減少する分布形状を示した。一部値が乱れているのはひび

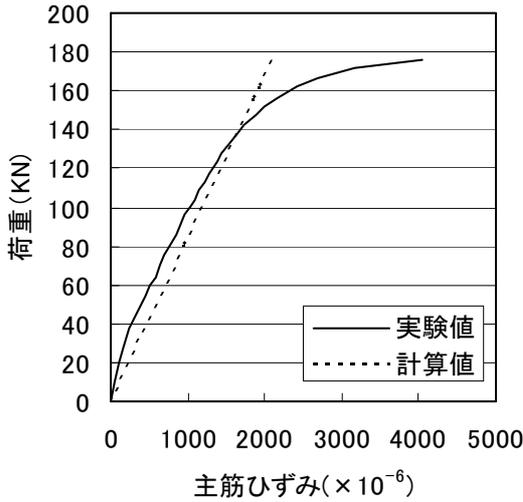


図-10 荷重初期の鉄筋ひずみ (SUS162)

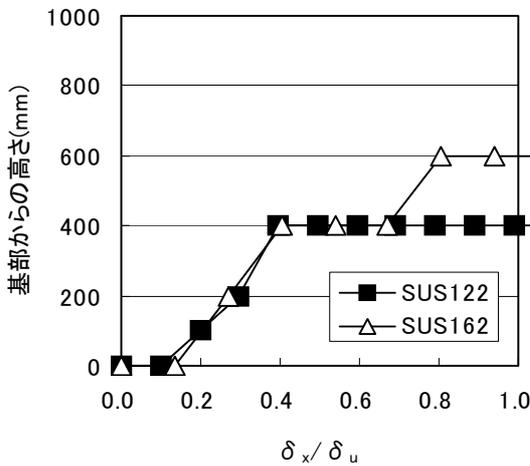
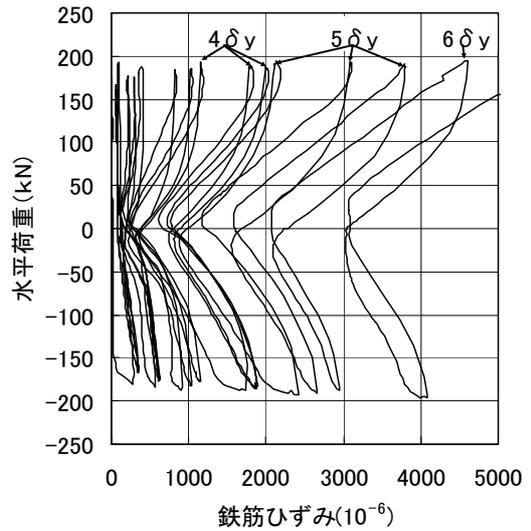


図-11 降伏領域の推移

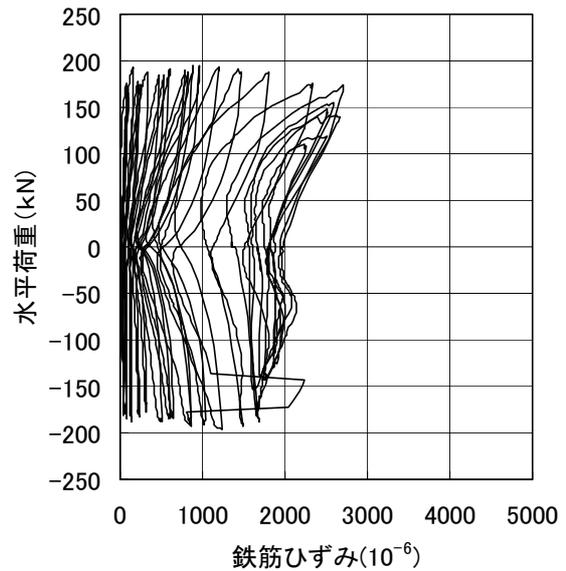
割れの影響と思われる。なお、フーチング内の定着領域ではひずみの値が急激に低下し、主鉄筋の定着が十分であることを示唆している。

図-10は、荷重と基部における主鉄筋ひずみの関係を示したものである。ここで、計算値は鉄筋コンクリート断面の弾性計算で求めたものである。ひずみが  $1500 \times 10^{-6}$  程度までは実測値と計算値には良い一致が認められる。

図-11は、主鉄筋が降伏した領域と  $\delta_x / \delta_u$  ( $\delta_x$ : 水平変位,  $\delta_u$ : 終局変位) の関係を示したものである。水平変位の増大とともに降伏領域も増え、 $\delta_x / \delta_u = 0.4$  で基部から 400mm の高さまでの主鉄筋が降伏領域に達している。また、SUS162 試験体はその領域が 600mm と大きくなっている。



(a) 荷重方向, 高さ 250mm



(b) 荷重直角方向, 高さ 250mm

図-12 帯鉄筋のひずみ (SUS162)

図-12は、帯鉄筋のひずみを荷重方向と荷重直角方向に分けて示したものである。荷重方向のひずみは  $4 \delta_y$  荷重時に増加し、 $6 \delta_y$  の1回目荷重時に降伏ひずみを超えている。このように、変位量が大きくなると、せん断ひび割れが成長し、帯鉄筋が大きなせん断力を負担することになる。これに対して荷重直角方向は荷重方向に比べて値が小さくなっているが  $2000 \times 10^{-6}$  以上の値を記録している。

表－４ 荷重と変位の実験値と計算値

		SUS122			SUS162		
		実験値	計算値	実験 / 計算	実験値	計算値	実験 / 計算
降伏	荷重 (kN)	132.3	126.0	1.05	173.0	166.0	1.04
	変位 (mm)	9.75	6.48	1.50	13.20	8.37	1.58
終局	荷重 (kN)	151.4	135.8	1.11	195.3	176.3	1.11
	変位 (mm)	98.7	30.22*1	3.27	98.2	26.65*1	3.68
			50.57*2	1.95		64.49*2	1.52
	部材角	0.00564	-	-	0.00561	-	-
じん性率	10.1	-	-	7.4	-	-	

\*1 道路橋示方書式による計算, \*2 町田式による計算

### 3.3 降伏および終局耐力

表－４は、本実験で得られた主な結果を示したものである。計算値は、降伏耐力は弾性計算、終局耐力および降伏変位は土木学会標準示方書<sup>5)</sup>、終局変位は道路橋示方書<sup>6)</sup>および町田らの提案式<sup>7)</sup>で求めた。両試験体ともに降伏耐力および終局耐力は実験結果と計算値が良く一致しており、実用上十分な精度で算定されている。変位量は実験値は計算値に比べて大きな値となっている。これは、ステンレス鉄筋の降伏強度の定義が通常の異形棒鋼とは異なることによる。また、終局時の変位量も、計算値に比べて大きな値となっている。これは低サイクル疲労によって鉄筋が破断せず、終局時に大きな変位量に至ったことによると思われる。

### 4. まとめ

本研究で得られた成果のまとめを下記に示す。

- (1) SUS122 試験体および SUS162 試験体は、終局時の変位量が 98mm 程度とほぼ同一で、その時の部材角は 0.056 と大きなものであった。
- (2) SUS122 試験体はじん性率が 10.1, SUS162 試験体はじん性率が 7.4 となった。主鉄筋は局部座屈の繰返し作用を受けたが、終局時まで SUS304 は低サイクル疲労による鉄筋

破断が生じなかった。

- (3) 部材の降伏耐力および終局耐力は、異形棒鋼で使用されている従来の計算方法で精度良く推定できた。また、終局時の変位量は計算値を上回り、変形性能に優れていることが併せて確認された。

謝辞；本研究は、経済産業省工業標準推進調査等委託(社会基盤創生標準化調査)の一環として、平成 17 年から「ステンレス鉄筋の JIS 化および施工指針委員会(委員長：長瀧重義愛知工大教授)」を設置して実施した。また、本実験の実施にあたり、長岡技術科学大学コンクリート研究室の協力をいただいた。ここに、関係各位に厚く御礼申し上げます。

### 参考文献

- 1) たとえば, Gardner L.: The use of stainless steel in structures, Progress in Structural Engineering and Materials, Vol.7, No.2, pp.45-55, 2005
- 2) たとえば, BS 6744 : Stainless steel bars for the reinforcement of and use in concrete – Requirements and test methods, 2001
- 3) 篠田佳男・横田 弘・二羽淳一郎・長瀧重義：ステンレス鉄筋コンクリート部材の基礎的性質，コンクリート工学年次論文集，Vol.28, No.2, pp.1687-1692, 2006
- 4) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の震災復旧・耐震補強技術と事例，pp.648-658, 1998
- 5) 土木学会：2002 年制定コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，pp.60-63, 2002
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 下部構造編，pp.149-159, 2002
- 7) 町田篤彦，睦好宏史，豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，No.378/V-6，pp.203-212, 1987.2