

単軸面内準静的負荷を受けるステンレス鋼板の強度特性  
The Strength Behavior of Stainless Steel Plates  
under In-plane Quasi-statically Uniaxial Loading

○加藤 健太郎\*      宮寄 靖大\*\*      奈良 敬\*\*\*  
Kentaro KATO      Yasuhiro MIYAZAKI      Satoshi NARA

**ABSTRACT** Stainless steel structures can cutting for life cycle costs than carbon mild steel structures. And, stainless steel structures promise high durability. If these structures construct in the earthquake-prone area, strength behavior under cyclic loading for the stainless steel members have to be defined. Therefore this paper clarifies strength behavior of austenitic stainless steel plates under in-plane quasi-statically uniaxial loading by numerical computation. First, to use a hardening rule in a numerical computation confirmed combined hardening rule better than isotropic or kinematic hardening rules. And then, the stainless steel plates for smaller width-thickness ratio have adequate strength behavior than carbon mild steel plates.

**Keywords:** オーステナイト系ステンレス鋼, 硬化則, 周辺単純支持板, 準静的負荷, 累積変位  
*austenitic stainless steel, hardening rule, simply supported plates,  
quasi-statically loading, cumulated displacement*

1. はじめに

ステンレス鋼は、構造用炭素鋼に比べて優れた耐食性を有する。このような特徴を有するステンレス鋼は、従来の構造用炭素鋼に比べて高性能な鋼材であるといえる。そのため、超長期的な供用が期待される土木構造物において、主部材にステンレス鋼を使用することは、耐久性の向上によるライフサイクルコストの低減が可能となる<sup>1)</sup>。

我が国では、建築分野において、オーステナイト系ステンレス鋼を対象とした設計規準<sup>2)</sup>が整備されている。一方、土木分野に着目してみると、ステンレス鋼を土木構造物の主部材に使用することを目的とした研究<sup>3)~11)</sup>が実施されている。なかでも、土木構造物を構成する基本要素である板要

素を対象とした強度特性の研究については、面内圧縮、面内曲げまたは面内せん断力を受ける場合の検討が行われている。このような構造部材へのステンレス鋼の活用に向けては、地震多発地域での使用を考慮した設計法の確立が望まれる。そのためには、繰返し荷重下のステンレス鋼部材の力学的挙動を明らかにする必要がある。

本研究は、土木鋼構造物の基本要素である周辺単純支持板を対象に、単軸面内準静的負荷を受けるオーステナイト系ステンレス鋼板の強度特性を数値計算<sup>12)</sup>により明らかにする。ここで、準静的負荷とは、静的繰返し負荷を意味する。これらの結果は、同様にして行う炭素鋼板の強度特性と比較しながら示す。

\*長岡工業高等専門学校専攻科 環境都市工学専攻 (〒940-8532 新潟県長岡市西片貝町 888)

\*\*博士(工学) 長岡工業高等専門学校准教授 環境都市工学科

(〒940-8532 新潟県長岡市西片貝町 888) 準会員

\*\*\*工博 大阪大学大学院教授 工学研究科地球総合工学専攻

(〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1) 第2種正会員

表 1 対象鋼種の材料特性<sup>10),13)</sup>

鋼種	0.01%耐力 $\sigma_{0.01}$ (MPa)	0.2%耐力または降伏応力 $\sigma_{0.2}$ or $\sigma_y$ (MPa)	ヤング係数 $E$ (GPa)	ポアソン比 $\nu$
SUS304	146	261	157	0.3
SUS316	162	254	174	0.3
SUS304N2	320	402	173	0.3
SM400	—	249	200	0.3
SM490Y	—	388	200	0.3

## 2. 対象とするステンレス鋼

本研究で対象とするステンレス鋼は、オーステナイト系ステンレス鋼 SUS304, SUS316 および SUS304N2 である。また、比較に用いる炭素鋼は、これらのステンレス鋼と材料強度が同程度である SM400 および SM490Y とする。表 1 は、これら鋼種の機械的性質<sup>10),13)</sup>を示す。また、図 1 は、数値計算に用いた応力-塑性ひずみ関係を示す。同図は、材料試験結果<sup>10)</sup>をマルチリニア型の近似直線で表現している。なお、ステンレス鋼の塑性開始点は、0.01%耐力点とする。同図より、ステンレス鋼は、炭素鋼に現れる明確な降伏点を持たず、初期弾性域から連続的に非線形領域に移移することがわかる。

数値計算に用いる材料モデルは、J2 流れ則に従い、等方硬化則、移動硬化則または複合硬化則のいずれかを仮定し、硬化則の違いによる板の強度特性の変化を調べる。また、降伏曲面の移動は、降伏曲面が応力点の法線方向に移動する Prager 則に従うこととし、複合硬化則では、式(1)に示す移動硬化率 $f_h$ を 0.5 と仮定する。

$$f_h = \frac{3}{2} \frac{d\bar{\alpha}}{d\bar{\epsilon}^p} \quad (1)$$

ここで、 $d\bar{\alpha}$ は相当背応力増分を、 $d\bar{\epsilon}^p$ は相当塑性ひずみ増分を表す。

## 3. 周辺単純支持板のモデル化

図 2 は、本研究で対象とする周辺単純支持板を示す。周辺単純支持板の形状は、載荷辺長  $b$  を 150mm とし、縦横比 $\alpha(=a/b)$ を 0.5, 0.75 および 1.0 に変化させる。また、板厚  $t$  は、各縦横比について、式(2)に示す幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ を 0.3 から 1.3 まで 0.2 刻みで変化させて決定する。

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{0.2}}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (2)$$

ここで、 $k$ は板の座屈係数( $=4.0$ )を表す。なお、炭素鋼では、式(2)中の $\sigma_{0.2}$ を $\sigma_y$ に置換する。また、対象とする周辺単純支持板には、初期不整として残留応力および初期たわみを考慮する。まず、残留応力は、図 2 中に示すような自己平衡を保つ矩形分布で与え、圧縮残留応力 $\sigma_{rc}$ および引張残留応力 $\sigma_{rt}$ を、式(3)に示す大きさとする。

$$\begin{aligned} \sigma_{rt} &= \sigma_{0.2} \\ \sigma_{rc} &= -0.3\sigma_{0.2} \end{aligned} \quad (3)$$

なお、炭素鋼では、式(3)の $\sigma_{0.2}$ を $\sigma_y$ に置換する。つぎに、初期たわみは、式(4)に示す形状で与える。

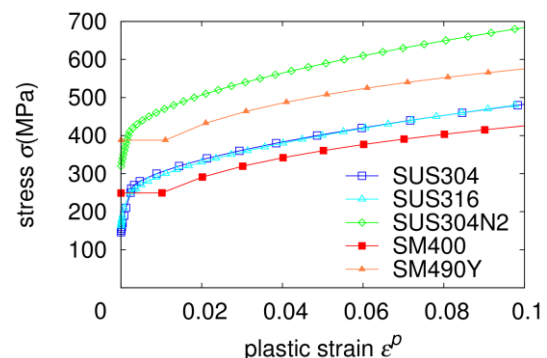


図 1 応力-塑性ひずみ関係

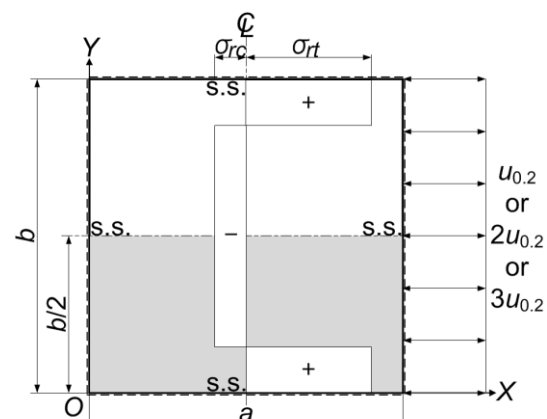


図 2 周辺単純支持板

$$W_0 = W_{0\max} \sin \frac{\pi X}{a} \sin \frac{\pi Y}{b} \quad (4)$$

ここで、初期たわみの最大値 $W_{0\max}$ は、構造用炭素鋼の設計許容値<sup>14)</sup>である $b/150$ とする。

数値計算モデルは、変形の対称性を考慮して、図2中のY軸方向の $b/2$ 部分を対象とする。また、対象領域は、縦横比が0.5, 0.75および1.0のそれぞれの形状において、(非載荷辺の分割数)×(載荷辺の分割数)を、 $10 \times 8$ ,  $16 \times 8$ および $20 \times 8$ 分割とした8節点シェル要素により有限要素離散化を行う。また、準静的負荷は、図2に示す $X=a$ の載荷辺にて、図3に示すような圧縮変位を先行させた両振りの定振幅6サイクルの強制変位で与える。このような強制変位の大きさは、0.2%耐力時の変位 $u_{0.2}$ または降伏応力時の変位 $u_y$ (以降、降伏変位とする)の1, 2および3倍の3パターンとする。これらの数値計算は、汎用非線形有限要素解析プログラム MARC<sup>12)</sup>により行う。

#### 4. 準静的負荷を受けるステンレス鋼周辺単純支持板の強度特性

##### 4. 1 硬化則の違いによる強度の変化

図4は、縦横比 $\alpha$ が1.0, 幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ が0.5の SUS304N2 および SM490Y について、降伏変位の3倍の強制変位を与えた場合の荷重と変位の関係を示す。同図の縦軸は、数値計算で得られた載荷辺での荷重 $P$ を0.2%耐力または降伏応力時の荷重( $P_{0.2}$ または $P_y$ )で無次元化した値を、横軸は同様に得られた変位 $u$ を $u_{0.2}$ または $u_y$ で無次元化した値を表す。まず、同図(a)および(c)より、等方硬化則の結果は、複合硬化則の結果に比べて、繰返し数の増大に伴う荷重と変位の関係で囲まれる面積が大きくなることからわかる。また、SUS304N2 の荷重と変位の関係で囲まれる面積は、SM490Y に比べて大きくなることからわかる。このような荷重と変位の関係で囲まれる面積の違いは、降伏棚を有する炭素鋼に比べて、ステンレス鋼が連続したひずみ硬化を発生するラウンドハウス型の応力ひずみ関係を示すことによる。つぎに、同図(b)および(c)より、移動硬化則の結果は、複合硬化則の結果に比べて、繰返し数増大に伴う荷重と変位の関係で囲まれる面積が小さくなることからわかる。また、SUS304N2 の荷重と変位で囲まれる面積は、SM490Y に比べて小さくなること

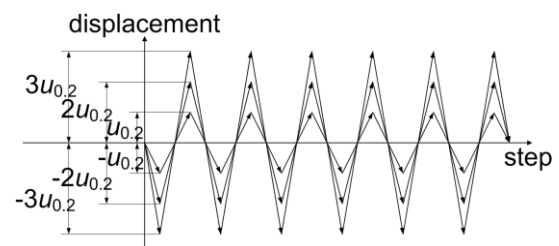
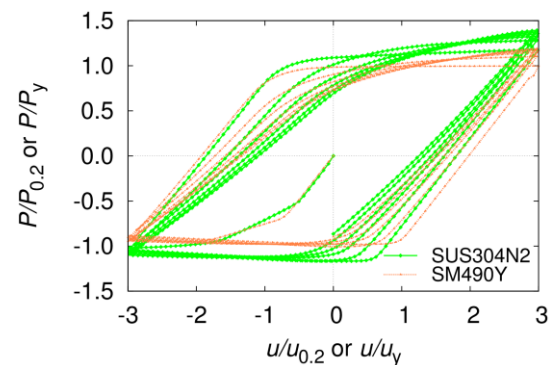
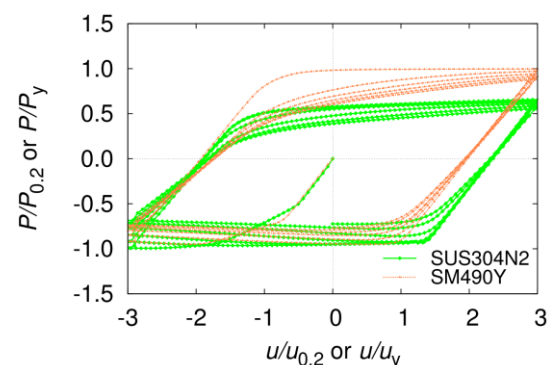


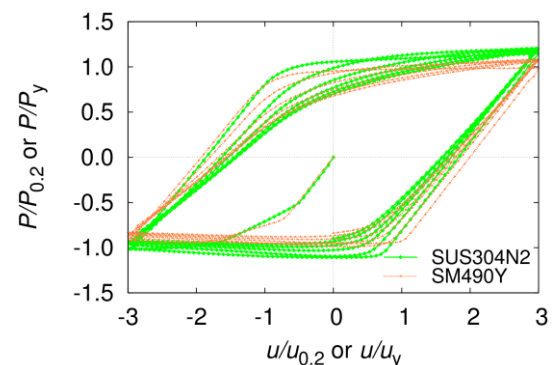
図3 準静的負荷条件



(a)等方硬化則



(b)移動硬化則



(c)複合硬化則

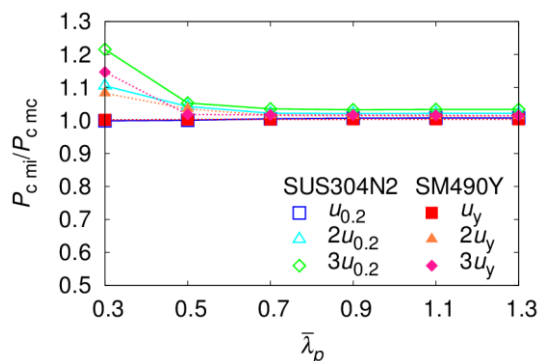
図4 荷重と変位の関係( $\alpha=1.0$ ,  $\bar{\lambda}_p=0.5$ )

がわかる。これは、ステンレス鋼の塑性開始点を0.01%耐力点としているため、ステンレス鋼の降伏曲面の大きさが炭素鋼に比べて約18%小さくなることによる。

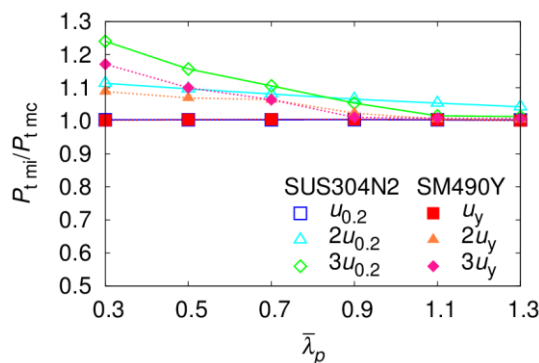
図5は、 $\alpha=1.0$ のSUS304N2およびSM490Yにおいて、等方硬化則または複合硬化則を仮定した場合の極限強度比と幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ の関係を示す。また、図6は、移動硬化則と複合硬化則を仮定した場合の極限強度比と幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ の関係を示す。以降に示す極限強度は、それぞれの強制変位において、6サイクル中に得られた最大荷重を意味する。両図の縦軸は、図5が等方硬化則を仮定した場合の極限圧縮強度 $P_{c\ mi}$ または極限引張強度 $P_{t\ mi}$ を、図6が移動硬化則を仮定した場合の極限圧縮強度 $P_{c\ mk}$ または極限引張強度 $P_{t\ mk}$ を、複合硬化則を仮定した場合の極限圧縮強度 $P_{c\ mc}$ または極限引張強度 $P_{t\ mc}$ で除した値を表す。まず、図5(a)より、等方硬化則を仮定したSUS304N2およびSM490Yの極限圧縮強度は、複合硬化則を仮定した場合に比べて、降伏変位の

3倍の強制変位を与えた $\bar{\lambda}_p=0.3$ の場合に最大で約22%および約14%大きくなることわかる。また、図5(b)より、SUS304N2およびSM490Yの極限引張強度比は、圧縮領域と同様に、降伏変位の3倍の強制変位を与えた $\bar{\lambda}_p=0.3$ の場合に最大となり、等方硬化則を仮定した場合が複合硬化則を仮定した場合に比べて、約24%および約17%大きくなることわかる。つぎに、図6(a)より、移動硬化則を仮定したSUS304N2およびSM490Yの極限圧縮強度は、複合硬化則を仮定した場合に比べて、降伏変位の3倍の強制変位を与えた $\bar{\lambda}_p=0.3$ の場合に約18%および約10%小さくなることわかる。また、図6(b)より、SUS304N2およびSM490Yの極限引張強度は、複合硬化則を仮定した場合に比べて、降伏変位の3倍の強制変位を与えた $\bar{\lambda}_p=0.3$ の場合に最大で約50%および約16%小さくなることわかる。

以上の結果より、本研究では、準静的負荷を受けるステンレス鋼板の強度特性を数値計算により明らかにする場合、一般的に用いられる複合硬化

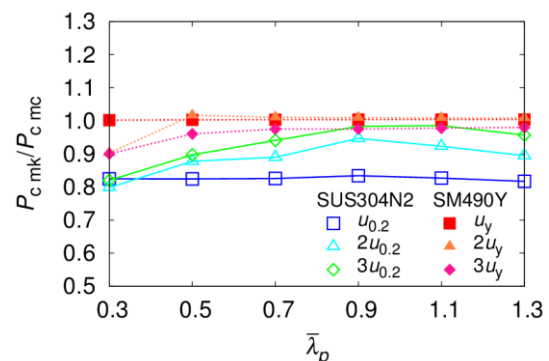


(a)圧縮領域

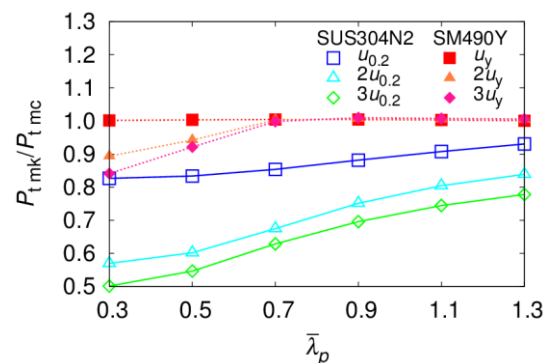


(b)引張領域

図5 極限強度比と幅厚比パラメータの関係  
(等方硬化則)



(a)圧縮領域



(b)引張領域

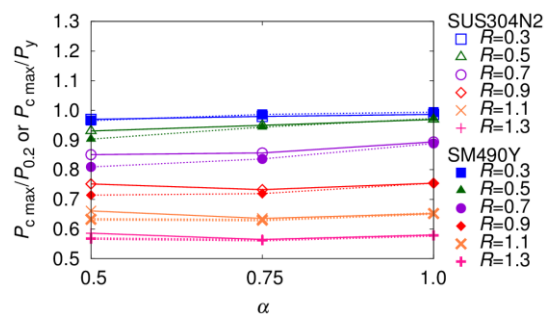
図6 極限強度比と幅厚比パラメータの関係  
(移動硬化則)



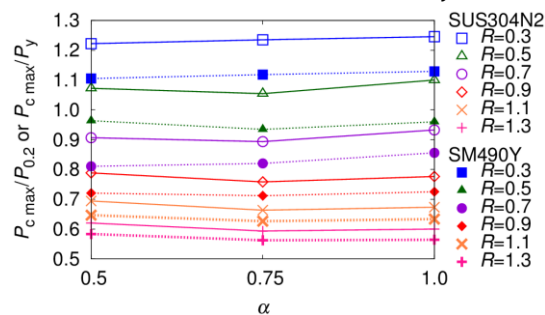
則を採用することが妥当であると判断する。したがって、以降では、複合硬化則の結果について述べる。しかしながら、これらの硬化則の決定に当たっては、材料試験および板の繰返し試験等の実験的検証により、硬化則を明らかにする必要がある。

#### 4. 2 縦横比の違いによる極限圧縮強度の変化

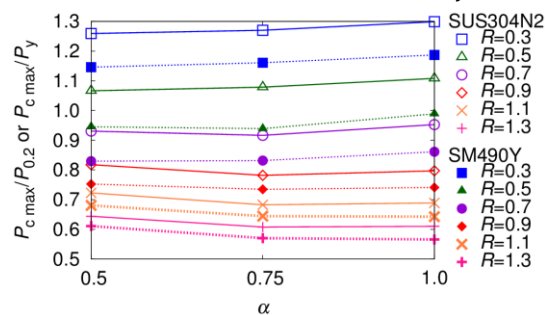
図7は、SUS304N2およびSM490Yについて、降伏変位の2倍の強制変位を与えた場合の極限圧縮強度と縦横比 $\alpha$ の関係を示す。同図の縦軸は、数値計算で得られた極限圧縮強度 $P_{c\max}$ を $P_{0.2}$ または $P_y$ で無次元化した値を表す。同図およびその他の割愛する極限圧縮強度と縦横比の関係より、 $\alpha=0.75$ の場合の極限圧縮強度は、一部の結果を除き、 $\alpha=0.5$ および1.0の場合に比べて小さくなる



(a)強制変位量 $=(\pm u_{0.2}$  or  $\pm u_y)$



(b)強制変位量 $=(\pm 2u_{0.2}$  or  $\pm 2u_y)$



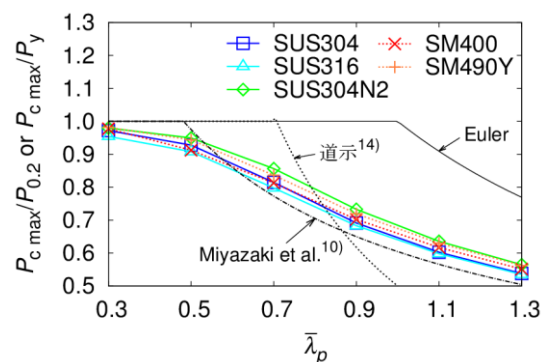
(c)強制変位量 $=(\pm 3u_{0.2}$  or  $\pm 3u_y)$

図7 極限圧縮強度と縦横比の関係

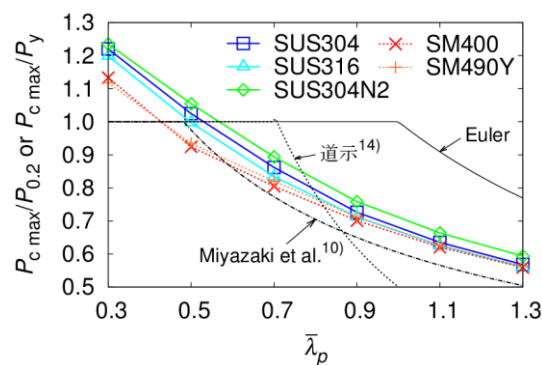
ことがわかる。また、 $\alpha=0.75$ の場合の極限圧縮強度が最小となる値は、 $\alpha=0.5$ または1.0の結果に比べて、5%程度の差が生じるのみである。したがって、以降では、 $\alpha=0.75$ を用いた準静的負荷を受ける周辺単純支持板の強度特性について述べる。

#### 4. 3 極限圧縮強度

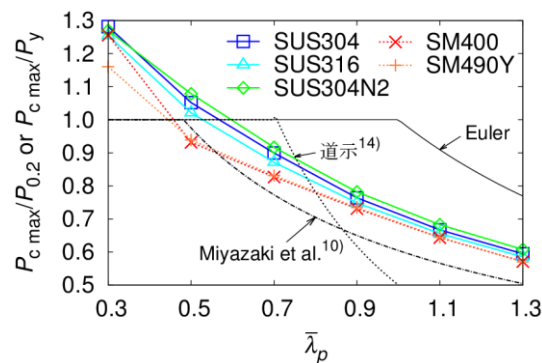
図8は、極限圧縮強度と幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ の関係を示す。同図の縦軸は、極限圧縮強度と縦横比の関係と同様に、数値計算で得られた極限圧縮



(a)強制変位量 $=(\pm u_{0.2}$  or  $\pm u_y)$



(b)強制変位量 $=(\pm 2u_{0.2}$  or  $\pm 2u_y)$



(c)強制変位量 $=(\pm 3u_{0.2}$  or  $\pm 3u_y)$

図8 極限圧縮強度と幅厚比パラメータの関係

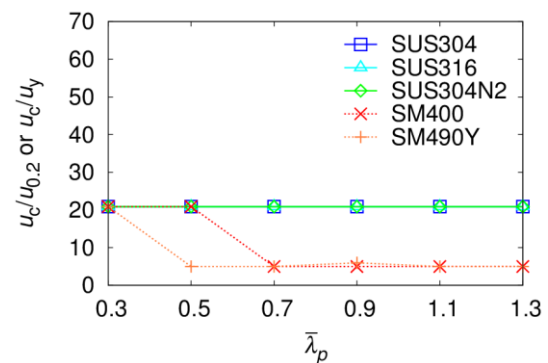
表 2 極限圧縮強度時のサイクル数

$\bar{\lambda}_p$	$\pm u_{0.2}$ or $\pm u_y$						$\pm 2u_{0.2}$ or $\pm 2u_y$						$\pm 3u_{0.2}$ or $\pm 3u_y$					
	0.3	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	0.3	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	0.3	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3
SUS304	6	6	6	6	6	6	6	3	2	2	2	2	6	2	2	2	2	2
SUS316	6	6	6	6	6	6	6	3	2	2	2	2	6	2	2	2	2	2
SUS304N2	6	6	6	6	6	6	6	3	2	2	2	2	6	2	2	2	2	2
SM400	6	6	2	2	2	2	6	6	2	2	2	2	6	2	2	2	2	2
SM490Y	6	2	2	2	2	2	6	2	2	2	2	2	6	2	2	2	2	2

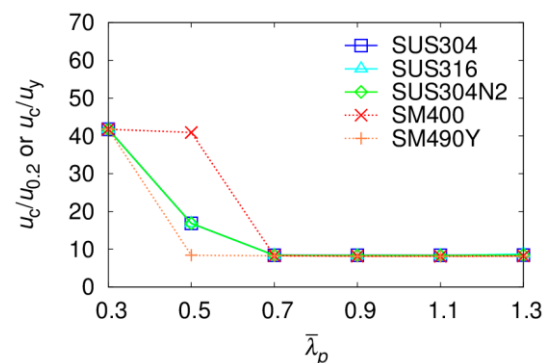
強度 $P_{c\max}$ を $P_{0.2}$ または $P_y$ で無次元化した値を表す。同図には、比較として、弾性座屈曲線、道路橋示方書に規定される耐荷力曲線<sup>14)</sup>、宮寄らの提案したステンレス鋼製周辺単純支持板の耐荷力曲線<sup>10)</sup>を示す。同図(a)より、本研究で得られた極限圧縮強度は、宮寄らの提案した耐荷力曲線に比べて、 $\bar{\lambda}_p=0.3$ および0.5を除いて、大きくなることわかる。なお、 $\bar{\lambda}_p=0.3$ および0.5のステンレス鋼板の極限圧縮強度が1.0を超えない理由は、降伏変位と同等の強制変位を6サイクル与えた場合でも、板の最大耐荷力に達する強制変位よりも小さくなるためである。また、同図(a)より、ステンレス鋼の極限圧縮強度は、比較した炭素鋼に比べて、最大で約3%小さくなる程度であり、炭素鋼の強度と同等となることがわかる。つぎに、同図(b)および(c)より、ステンレス鋼の極限圧縮強度は、比較した炭素鋼に比べて約1から15%大きくなることわかる。このように、準静的負荷を受ける周辺単純支持板は、ラウンドハウス型の応力ひずみ関係を示すステンレス鋼が、降伏棚を有する炭素鋼に比べて応力上昇が大きくなり、この現象が板の強度に影響を及ぼすことがわかる。

#### 4. 4 極限圧縮強度時の累積変位

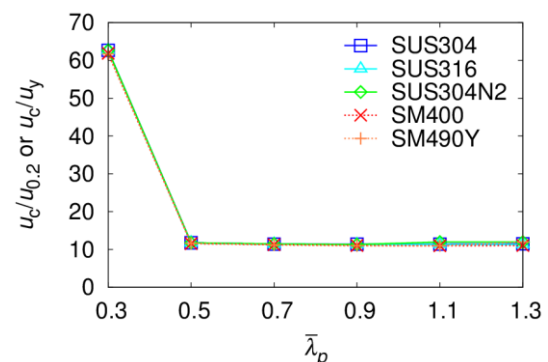
図9は、極限圧縮強度に至るまでの累積変位と幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ の関係を示す。同図の縦軸は、極限圧縮強度時までに累積した変位 $u_c$ を $u_{0.2}$ または $u_y$ で無次元化した値を表す。同図(a)より、 $\bar{\lambda}_p=0.3$ のステンレス鋼および $\bar{\lambda}_p=0.5$ のSUS304, SUS316を除くステンレス鋼板の累積変位は、炭素鋼板に比べて約4倍となることわかる。このようなステンレス鋼と炭素鋼の違いによる累積変位の差は、表2に示すように、降伏変位と同等の強制変位を与えた場合、ステンレス鋼の極限圧縮強度が6サイクル時に発生することに対して炭素鋼では、2サイクル時に発生することによる。つ



(a)強制変位量=( $\pm u_{0.2}$  or  $\pm u_y$ )



(b)強制変位量=( $\pm 2u_{0.2}$  or  $\pm 2u_y$ )



(c)強制変位量=( $\pm 3u_{0.2}$  or  $\pm 3u_y$ )

図9 極限圧縮強度時までの累積変位と幅厚比パラメータの関係

ぎに、同図(b)および(c)より、 $\bar{\lambda}_p=0.5$ の結果を除くステンレス鋼の累積変位は、炭素鋼に比べて最大で約9%大きくなる程度であり、ステンレス鋼と炭素鋼の違いがほとんど現れないことがわかる。

#### 4. 5 極限圧縮強度時の面外たわみ

図10は、極限圧縮強度時の面外たわみと幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ の関係を示す。同図の縦軸は、解析モデルの $(X, Y)=(a/2, b/2)$ 点での極限圧縮強度時の面外たわみ $w_c + W_0$ を板厚 $t$ で無次元化した値を表す。同図(a)より、 $\bar{\lambda}_p=0.7$ のSUS316を除く $\bar{\lambda}_p \leq 0.7$ のステンレス鋼の面外たわみは、炭素鋼に比べて、約1から16%小さくなる。つぎに、同図(b)および(c)より、表2に示す極限圧縮強度時のサイクル数がステンレス鋼と炭素鋼で異なる場合の結果および降伏変位の3倍の強制変位を与えた $\bar{\lambda}_p=0.3$ のSUS304N2を除いた $\bar{\lambda}_p \leq 0.5$ のステンレス鋼は、極限圧縮強度時の面外たわみが炭素鋼に比べて、同等以下となり、最大で約13%小さくなることがわかる。一方、 $\bar{\lambda}_p \geq 0.7$ のステンレス鋼は、極限圧縮強度時の面外たわみが炭素鋼に比べて、約8から45%大きくなることがわかる。

以上の結果は、板の強度が材料特性に依存する幅厚比パラメータが小さい場合において、ステンレス鋼板の強度および変形性能が、炭素鋼板のそれらに比べて優れる結果を示している。

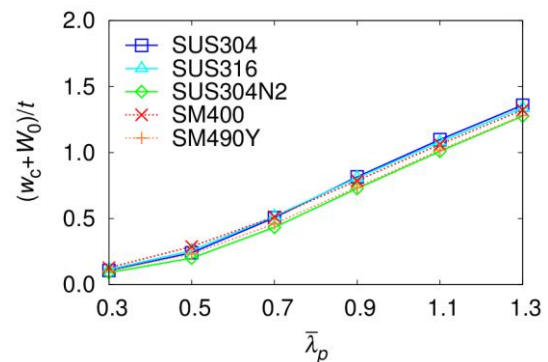
#### 5. おわりに

本研究は、面内準静的荷重を受けるオーステナイト系ステンレス鋼周辺単純支持板の強度特性を、数値計算により明らかにすることを目的として実施した。本研究で得られた内容は、つぎの通りである。

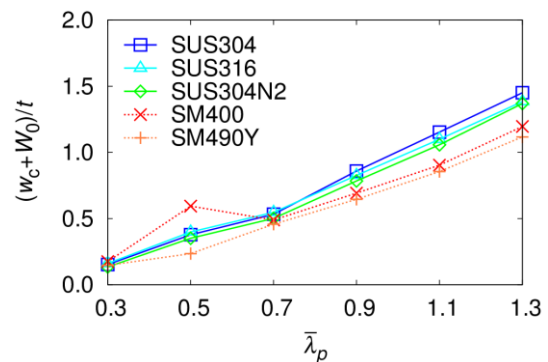
- (1) 準静的荷重を受けるステンレス鋼周辺単純支持板の強度特性は、炭素鋼に比べて仮定する硬化則の影響が顕著に現れる。
- (2) 等方硬化則を仮定したステンレス鋼および炭素鋼の極限強度は、複合硬化則を仮定した場合に比べて、最大で約1.2倍大きくなる。
- (3) 移動硬化則を仮定したステンレス鋼および炭素鋼の極限強度は、複合硬化則を仮定した場合に比べて、最大で約0.2倍および約0.8倍の大きさとなる。
- (4) 準静的荷重を受ける周辺単純支持板の極限圧縮強度は、5%の差を無視すると、縦横比が0.75

の場合に最小値となる。

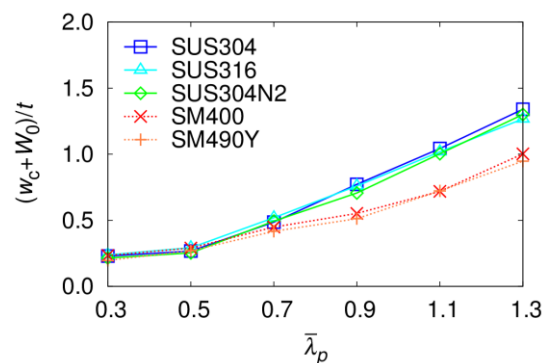
- (5) 準静的荷重を受けるステンレス鋼周辺単純支持板の極限圧縮強度は、降伏変位の2または3倍の強制変位を与えた場合、炭素鋼に比べて、最大で約1.1倍大きくなる。
- (6) 準静的荷重を受けるステンレス鋼周辺単純支持板の極限圧縮強度時の累積変位は、極限圧縮強度時のサイクル数が炭素鋼と同じ場合、炭素鋼に比べて最大で約9%大きくなる程度である。



(a)強制変位量 $=(\pm u_{0.2} \text{ or } \pm u_y)$



(b)強制変位量 $=(\pm 2u_{0.2} \text{ or } \pm 2u_y)$



(c)強制変位量 $=(\pm 3u_{0.2} \text{ or } \pm 3u_y)$

図10 極限圧縮強度時の面外たわみと幅厚比パラメータの関係

- (7) 準静的負荷を受ける幅厚比パラメータが 0.7 以上のステンレス鋼周辺単純支持板の極限圧縮強度時の面外たわみは, 降伏変位の 2 または 3 倍の強制変位を与えた場合, 炭素鋼に比べて, 最大で約 1.5 倍の大きさとなる.
- (8) 板の強度が材料特性に依存する幅厚比パラメータが 0.5 以下のステンレス鋼周辺単純支持板は, 炭素鋼板に比べて, 強度が同等以上かつ変形量が同等以下となることを明らかにした.
- 11) 宮寄靖大, 奈良敬: 面内準曲げを受けるステンレス鋼板の強度特性, 鋼構造年次論文報告集, 第 20 巻, pp.261-268, 2012.
- 12) MSC. Software Co.: Marc User's Guide, MSC. Software Corporation, 2010.
- 13) 奈良敬, 出口恭司, 小松定夫: ひずみ硬化を考慮した圧縮板の極限強度に関する研究, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.141-150, 1987.
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書(I 共通編・II 鋼橋編)・同解説, 丸善, 2012.

【参考文献】

- 1) ステンレス鋼の土木構造物への適用検討小委員会: 土木技術者のためのステンレス鋼ガイドブック, 日本鋼構造協会, pp.61-73, 2009.
- 2) ステンレス鋼建築構造設計基準作成委員会: ステンレス鋼建築構造設計基準・同解説(第 2 版), ステンレス構造建築協会, 1995.
- 3) 松下裕明, 岩田節雄, 有住康則, 矢吹哲哉: ステンレス鋼板を普通鋼で補剛したハイブリッド補剛板の軸圧縮力耐力特性, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.833-844, 2003.
- 4) 松下裕明, 矢吹哲哉, 有住康則, 岩田節雄: ステンレス鋼を用いた I 型断面桁腹板のせん断耐力に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.799-808, 2004.
- 5) 松下裕明, 矢吹哲哉, 有住康則, 岩田節雄: せん断を受けるステンレス鋼板の耐力特性, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.865-874, 2006.
- 6) 有住康則, 矢吹哲哉, 下里哲弘, 池宮真人, 松下裕明: ステンレス鋼を用いた圧縮フランジ板の耐力評価, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.68-79, 2009.
- 7) 松下裕明, 矢吹哲哉, 有住康則, 下里哲弘: ステンレス鋼—構造用鋼ハイブリッド圧縮補剛板の耐力評価, 土木学会論文集, Vol.69, pp.121-132, 2013.
- 8) 三好崇夫, 宮寄靖大, 奈良敬: 二相系ステンレス鋼板の極限圧縮強度特性, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.80-91, 2009.
- 9) 宮寄靖大, 上谷明夫, 奈良敬: 溶接組立されたステンレス鋼箱形短柱の終局強度, 鋼構造年次論文報告集, 第 17 巻, pp.367-374, 2009.
- 10) 宮寄靖大, 奈良敬: 無補剛ステンレス圧縮板の座屈照査法, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.122-134, 2010.