

ステンレス鋼と炭素鋼で構成される圧縮補剛板の強度評価法

An evaluation method for strength of compressive stiffened plates with stainless steels and carbon mild steels between longitudinal stiffeners and plate panels

井比亨*, 宮寄靖大†, 奈良敬**

Toru Ibi, Yasuhiro Miyazaki, Satoshi Nara

*長岡工業高等専門学校, 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)

**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)

Stainless steels have advantage of high corrosion resistance and elongation compared with structural carbon mild steels. This paper presents the compressive strength behavior of stiffened plate which has a variety of stiffness ratio of longitudinal stiffeners and structural materials as well as plates slenderness based on numerical analysis. Firstly, combination of structural materials for the stiffeners and plate panels consists of the following four patterns ;(a)simple material, (b)material hybrid, (c)strength hybrid, (d)dual hybrid. At first, the strength behavior of these compressive stiffened plate models up to ultimate state is compared to that of stiffened plates with single material. Moreover, proposed is a strength evaluation method for the hybrid compressive stiffened plates with the stainless steels and carbon mild steels.

Key Words: stainless steel, compressive stiffened plate, hybrid cross-section, stiffness ratio of longitudinal stiffener

キーワード: ステンレス鋼, 圧縮補剛板, ハイブリッド断面, 縦補剛材剛比

1. はじめに

ステンレス鋼は一般的な構造用炭素鋼に比べて優れた耐食性およびひずみ硬化特性を有するとともに, 多種多様な鋼種がある. このようなステンレス鋼で構成される土木構造物は, 従来の炭素鋼製構造物に比べて耐久性向上が可能となり, ライフサイクルコストの低減および耐震性能向上が期待できる.

我が国のステンレス鋼土木構造物の設計基準類^{1,2)}は, 整備されはじめている. これらのステンレス鋼部材の設計は, 従来の炭素鋼の設計基準を踏襲しており, 炭素鋼とほぼ同様にしてステンレス鋼を活用できることが示されている. 一方, 前述したステンレス鋼特有の材料特性については, それらを有効に活用した評価式が確立されていない. このような状況において, ステンレス鋼が持つ材料特性を有効に活用し, 橋梁主部材に活用するための研究が行われている³⁻⁹⁾. 松下ら^{3,4)}は, SUS304N2A お

よびSM490Yの組合せのみで構成される補剛板を対象に, 実験および数値計算によりその圧縮強度特性を明らかにしている. また, 従来から使用されている炭素鋼製補剛板については, 様々な条件下での強度特性が実験および数値計算¹⁰⁻¹⁵⁾により調べられている. しかし, 補剛材として板パネルに比べて高強度な材料を使用した補剛板の強度特性および縦補剛材剛比の変化が補剛板の強度特性に及ぼす影響を詳細に調べた研究例¹³⁻¹⁵⁾は, 極僅かである. 構造物の高強度化および高耐久化が進められる現状では, 腐食環境が厳しい土木構造物主部材の一部をステンレス鋼とした構造, または薄肉軽量化の観点から構造部材の一部を高強度材料とした構造など, 種々の特性を有する材料を適材適所に配置した部材構成が有用であるといえる.

本研究では, 土木構造物へのステンレス鋼製補剛板を有効に活用する方法を提案するため, 種々の断面で構成される補剛板の力学的挙動を把握し, それらの強度評価法を示す. まず, 3系5種類のステンレス鋼および3種類の構造用炭素鋼で構成される圧縮補剛板の強度特性を

† 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: y-miyazaki@nagaoka-ct.ac.jp

表-1 対象材料の機械的性質^{6),17)}

分類	鋼種	弾性係数 $E(\text{GPa})$	ポアソン比 μ	0.01%耐力 $\sigma_{0.01}(\text{MPa})$	0.2%耐力または 降伏応力 $\sigma_{0.2}$ or $\sigma_y(\text{MPa})$	引張強さ $\sigma_u(\text{MPa})$	降伏比 $(\sigma_{0.2}$ or $\sigma_y)/\sigma_u(\%)$
オーステナイト系 (Cr-Ni 系)	SUS304	157	0.3	146	261	697	37.4
	SUS316	174	0.3	162	254	561	45.2
	SUS304N2	173	0.3	253	402	723	55.7
二相系(Cr-Ni 系)	SUS329J3L	202	0.3	346	533	749	71.2
	SUS410L	199	0.3	241	350	486	72.0
フェライト系(Cr 系) 構造用炭素鋼	SM400	200	0.3	-	249	417	59.7
	SM490Y	200	0.3	-	388	543	71.5
	SM570	206	0.3	-	504	593	85.0

数値計算¹⁶⁾により明らかにする。つぎに、数値計算により得られた結果を精査し、材料が異なる断面構成の圧縮補剛板の強度評価式を提案する。本研究で対象とする補剛板は、単リブおよび多リブ形式とする。また、補剛板を構成する板パネルと縦補剛材の断面は、大別して、a. 単一材料の場合(ステンレス鋼)、b. 強度が同程度かつ材料(ステンレス鋼と炭素鋼)が異なる材料面でのハイブリッドの場合、c. 強度が異なりかつ材料が同種の構成とした強度面でのハイブリッドの場合、d. 強度が異なりかつ材料が異なる構成としたデュアルハイブリッドの場合の4パターンとする。そして、提案する圧縮補剛板の強度評価式は、数値計算により明らかにした縦補剛材剛比および断面構成が異なる補剛板の強度特性を考慮したものとする。

2. 圧縮補剛板の数値計算法

2.1 対象材料

本研究で対象とするステンレス鋼は、Cr-Ni 系のオーステナイト系(SUS304, SUS316 および SUS304N2)および二相系(SUS329J3L), Cr 系のフェライト系(SUS410L)の5鋼種である。また、対象とする構造用炭素鋼は、これら5種類のステンレス鋼と JIS において同程度の材料強度

を有する SM400(SUS304, SUS316, SUS410L と同程度), SM490Y(SUS304N2 と同程度), SM570(SUS329J3L と同程度)の3鋼種である。表-1は、以上の対象材料の機械的性質を示す^{6),17)}。また、図-1はこれら材料の応力ひずみ関係を示している⁶⁾。同図より、ステンレス鋼は、炭素鋼に見られる明確な降伏棚を持たず、初期弾性域から連続的に応力が上昇するラウンドハウス型の応力ひずみ関係を示すことがわかる。なお、数値計算では、材料試験で得られた同図の応力ひずみ関係を用い、塑性開始点をステンレス鋼で0.01%耐力点、炭素鋼で降伏応力点とした応力塑性ひずみ関係により与える。

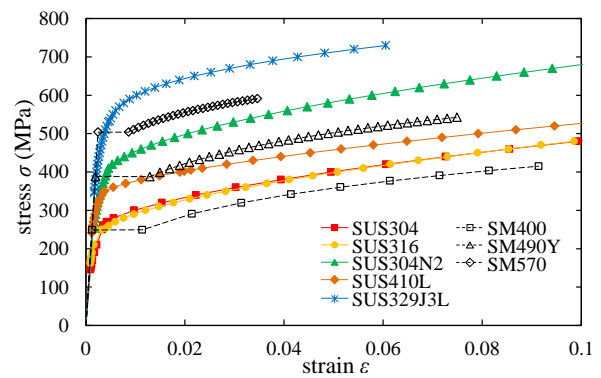
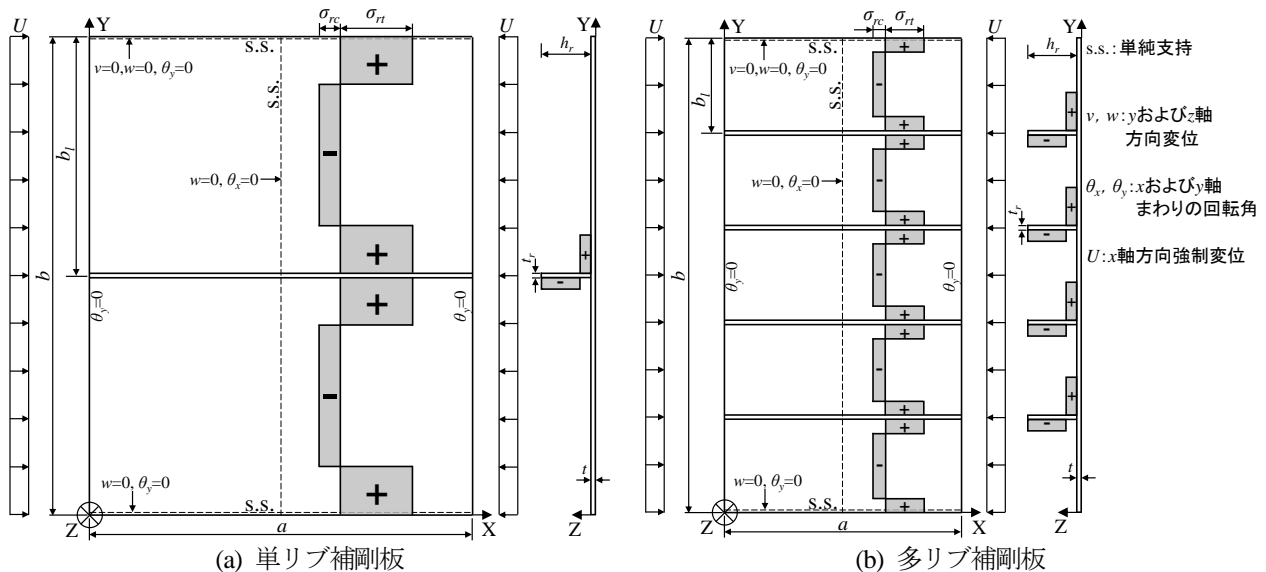
図-1 対象材料の応力ひずみ関係^{6),17)}

図-2 単軸面内圧縮負荷を受ける圧縮補剛板

2.2 圧縮補剛板の数値計算モデル

図-2 は、単軸面内圧縮荷重を受ける 1 本および 4 本の縦補剛材を有する単リブおよび多リブ連続補剛板を示す。また、対象とする補剛板の板パネルは、無載荷辺を単純支持とする。そして、このような補剛板の縦横比 $a(b)$ は、単リブ補剛板では 0.5, 1.0 および 1.5 の 3 パターンとし、多リブ補剛板では 0.5 とする。なお、多リブ補剛板において、 $\alpha=0.5$ を対象とする理由は、3.1 にて後述する結果から、単リブ補剛板において $\alpha=0.5$ の場合に終局圧縮強度が最小となることによる。また、板パネルの板厚 t は、式(1)で示す幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ を 0.3 から 1.5 まで 0.2 刻みで変化させて決定する。

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b_l}{t} \sqrt{\frac{\sigma_F}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (1)$$

ここで、 σ_F は材料強度であり(ステンレス鋼では $\sigma_{0.2}$ 、炭素鋼では σ_y)、 b_l は縦補剛材間隔を、 k は座屈係数(=4)を意味する。つぎに、縦補剛材については、式(2)で算出される縦補剛材の剛比 γ_l と道路橋示方書¹⁸⁾にて定義される縦補剛材の必要剛比 $\gamma_{l,req}$ との比である縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma_{l,req}$ を表-2 中に示すパラメータの範囲で断面を決定する。なお、表-2 の詳細については後述する。

$$\gamma_l = \left(\frac{t_r h_r^3}{3} \right) / \frac{b_l^3}{11} \quad (2)$$

ここで、 t_r は縦補剛材の板厚を、 h_r は縦補剛材の高さを意味する。また、縦補剛材の幅厚比 h_r/t_r については、局部座屈の防止のため 7 と設定し、 t_r および h_r を決定する¹²⁾。そして、連続補剛板の横補剛材については、十分に剛であると仮定し、横補剛材部分を単純支持とする。さらに、単リブおよび多リブ補剛板に与える初期不整は、残留応力および初期たわみを考慮する。ここで、ステンレス鋼の残留応力については、既往の実験結果⁵⁾より、ステンレス鋼と炭素鋼でほぼ同様な傾向を示すことから、炭素鋼と同じ条件で与える。まず、補剛板の板パネルおよび補剛材の残留応力は、図-2 中に示すように、自己平衡を保つ矩形分布とする。また、その大きさは、炭素鋼¹¹⁾に関する残留応力と同様に、式(3)で示す圧縮残留応力 σ_{rc} および引張残留応力 σ_{rt} の大きさで与える⁵⁾。なお、ハイブリッド断面の場合についても、ステンレス鋼と炭素鋼に変化がないものとして、下限値レベルの終局強度を与える同様の残留応力の大きさとする。

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

また、初期たわみは、補剛板の板パネル部分に式(4)で表す波形を導入する。

$$w_0 = \delta_0 \cos\left(\frac{\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{\pi y}{b}\right) + w_{10} \cos\left(\frac{3\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{\pi y}{b}\right) \quad (4)$$

ここで、 δ_0 および w_{10} は、道路橋示方書¹⁸⁾で規定される制限値とし、 $a/1000$ および $b/150$ とする。

表-2 は、本研究で対象とする圧縮補剛板の断面構成を示す。同表中のモデル名は、板パネルおよび補剛材の

表-2 圧縮補剛板の断面構成
(a) 単一材料および材料面のハイブリッド

モデル名	クラス	板パネル	補剛材	$\gamma/\gamma_{l,req}$	縦補剛材本数
304-304	Simp	SUS304		(単)	1, 4
316-316		SUS316			1, 4
N2-N2		SUS304N2			1, 4
410L-410L		SUS410L			1, 4
J3L-J3L		SUS329J3L			1, 4
SM40-SM40		SM400			1, 4
SM49Y-SM49Y		SM490Y			1, 4
SM57-SM57		SM570		1.0	1, 4
304-SM40	MH	SUS304	SM400	(多)	1, 4
SM40-304		SM400	SUS304		1, 4
316-SM40		SUS316	SM400	1.0	1, 4
SM40-316		SM400	SUS316		1, 4
N2-SM49Y		SUS304N2	SM490Y	2.0	1, 4
SM49Y-N2		SM490Y	SUS304N2		1, 4
410L-SM40		SUS410L	SM400		1, 4
SM40-410L		SM400	SUS410L		1, 4
J3L-SM57		SUS329J3L	SM570		1, 4
SM57-J3L		SM570	SUS329J3L		1, 4

(b) 強度面のハイブリッドおよびデュアルハイブリッド

モデル名	クラス	板パネル	補剛材	$\gamma/\gamma_{l,req}$	縦補剛材本数
304-N2	S1	SUS304	SUS304N2		1
316-N2		SUS316	SUS304N2		1
N2-J3L		SUS304N2	SUS329J3L		1
410L-N2		SUS410L	SUS304N2		1
SM40-SM49Y		SM400	SM490Y		1
SM49Y-SM57		SM490Y	SM570		1
304-J3L	S2	SUS304	SUS329J3L	0.4	1
316-J3L		SUS316	SUS329J3L		1
410L-J3L		SUS410L	SUS329J3L		1
SM40-SM57		SM400	SM570	0.6	1
304-SM49Y	D1	SUS304	SM490Y	0.8	1
316-SM49Y		SUS316	SM490Y		1
N2-SM57		SUS304N2	SM570	1.0	1
410L-SM49Y		SUS410L	SM490Y		1
SM40-N2		SM400	SUS304N2		1
SM49Y-J3L		SM490Y	SUS329J3L		1
304-SM57	D2	SUS304	SM570		1
316-SM57		SUS316	SM570		1
410L-SM57		SUS410L	SM570		1
SM40-J3L		SM400	SUS329J3L		1

順に、断面を構成する材料を表している。例えば、304-SM40 の場合、板パネルが SUS304、補剛材が SM400 となる。また、同表中のクラスは、補剛板の断面構成を区別しており、Simp が補剛板全体を単一材料の場合、MH が材料面のハイブリッドの場合、S1 および S2 が補剛材の材料強度が板パネルの材料強度に比べて 1 クラスおよび 2 クラス大きくなる強度面でのハイブリッドの場合、D1 および D2 が材料面のハイブリッドかつ補剛材の材料強度が板パネルに比べて 1 クラスおよび 2 クラス大きくなるデュアルハイブリッドの場合を意味している。なお、対象とする補剛板は、単リブの場合、全クラスを、多リブの場合、Simp クラスおよび MH クラスを照査する。そして、同表中の Simp および MH クラスの多リブ補剛板の $\gamma/\gamma_{l,req}$ は、1.0, 1.5 および 2.0 と変化させ、 $\gamma/\gamma_{l,req}$ の変化に伴う対象補剛板の強度特性を調べる。ここで、 $\gamma/\gamma_{l,req}$ を 1.0 以上とした理由は、道路橋示方書の規定を

満たすためである。また、S1, S2, D1 および D2 クラスの γ/γ_{req} は、縦補剛材に高強度材料を使用することによる補剛材断面薄肉化の有用性を調べるため、0.4 から 1.0 まで 0.2 刻みで変化させて縦補剛材の断面を決定する。

このように決定した補剛板の数値計算モデルは、対象とする単リブおよび多リブ補剛板の全領域を 8 節点アイソパラメトリックシェル要素により有限要素離散化を行う。また、対象領域の要素分割数は、単リブモデルで板パネルの X 方向×Y 方向を 10×16 分割、補剛材の X 方向×Z 方向を 10×3 分割、多リブモデルで板パネルの X 方向×Y 方向を 20×40 分割、補剛材の X 方向×Z 方向を 20×4 分割とする。これら有限要素モデルへの荷重条件は、図-2 中の Y=b の辺の板パネルおよび補剛材における全節点に、X 軸方向の強制変位を一定刻みで与える。そして、数値計算では、大変形大ひずみを仮定し、Von Mises の降伏条件および等方硬化則に従う材料として仮定する。なお、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 MARC¹⁰⁾を使用する。

2.3 数値計算モデルの妥当性の検証

本研究で用いる多リブ補剛板の数値計算法の妥当性は、3 本以上の縦補剛材を有する圧縮補剛板の実験結果がないため、2 本の縦補剛材を有する圧縮補剛板の実験結果¹⁰⁾と比較して検証する。ここでは、対象材料を SS400 とし、その応力ひずみ関係は弾完全塑性体として扱う。また、同数値計算モデルにおける残留応力分布形状および

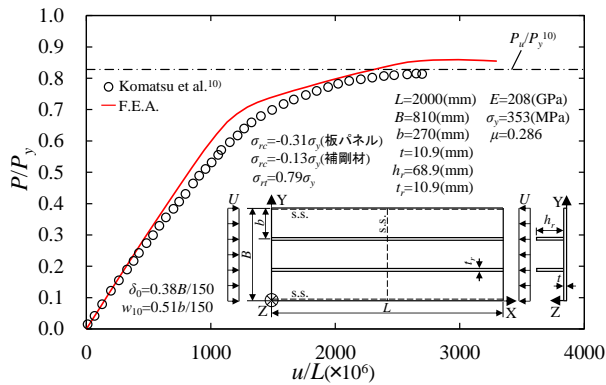
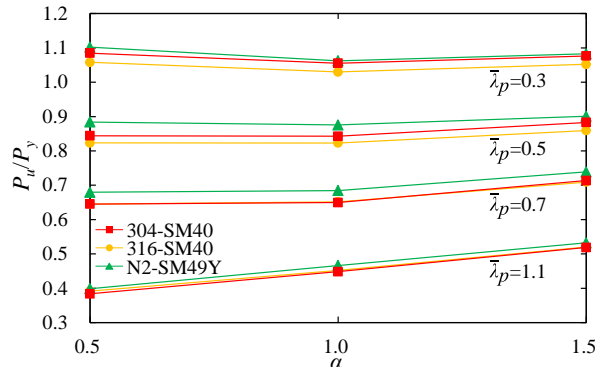


図-3 数値計算法の妥当性の検証



(a) オーステナイト系ステンレス鋼

初期たわみ波形は、図-2 および式(4)の条件とする。なお、残留応力の大きさおよび初期たわみの最大値は、実験結果の値¹⁰⁾を用いる。

図-3 は、妥当性の検証で実施した本研究で扱う数値計算および既往の実験¹⁰⁾で得られた荷重と変位の関係を表す。同図の縦軸は、既往の実験および本研究の数値計算により得られた荷重 P を降伏荷重 P_y により無次元化した値を、横軸は与えた圧縮変位 u を無載荷辺長 L で無次元化した値を表す。同図より、実線で表す数値計算結果は、点で表す既往の実験結果とほぼ一致していることがわかる。また、本数値計算により得られた終局圧縮強度 (P_u/P_y) は、既往の実験結果に比べて約 3.7% の誤差となることから、十分な精度で実験結果を再現できると判断する。なお、単リブ補剛板の数値計算法については、既往の研究にて妥当性を確認している¹⁹⁾。

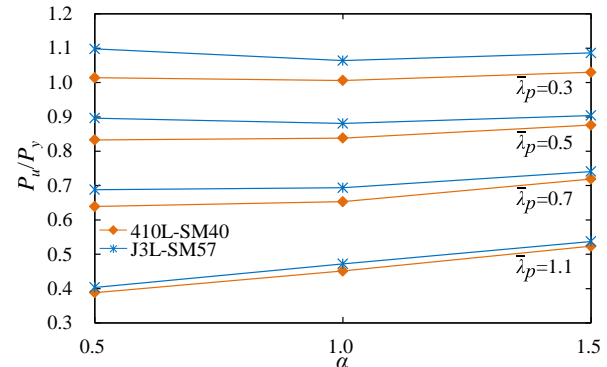
3. 材料が異なる断面 (MH クラス) とした圧縮補剛板の強度特性

3.1 終局圧縮強度と縦横比の関係

図-4 は、 $\bar{\lambda}_p=0.3, 0.5, 0.7$ および 1.1 の単リブ補剛板の終局圧縮強度と縦横比の関係を表す。なお、紙面の都合上、板パネルがステンレス鋼かつ補剛材が炭素鋼の断面構成の補剛板についてのみ述べる。同図の縦軸は、数値計算により得られた終局圧縮強度 P_u を式(5)で定義する降伏荷重 P_y で無次元化した値を表す。

$$P_y = A_p \sigma_{yp} + A_s \sigma_{ys} \quad (5)$$

ここで、 A_p および σ_{yp} は補剛板を構成する板パネルの断面積および降伏応力 (0.2% 耐力) を、 A_s および σ_{ys} は補剛材の断面積および降伏応力 (0.2% 耐力) を意味する。同図より、 $\bar{\lambda}_p \geq 0.7$ の補剛板の終局圧縮強度は、 $\alpha=0.5$ の場合に最小となることがわかる。そして、 $\bar{\lambda}_p \leq 0.5$ については、 $\alpha=0.5$ の場合の終局圧縮強度が $\alpha=1.0$ の場合に比べて、 $\bar{\lambda}_p=0.5$ で最大約 1.8% (J3L-SM57)、 $\bar{\lambda}_p=0.3$ で最大約 3.6% (N2-SM49Y) 大きくなる程度である。また、全断面がステンレス鋼の補剛板は、図-4 と同様の結果となり、板パネルが炭素鋼の補剛板では、全ての $\bar{\lambda}_p$ において、



(b) フェライト系および二相系ステンレス鋼

図-4 単リブ補剛板の終局圧縮強度と縦横比の関係

$\alpha=0.5$ の場合の終局圧縮強度が最小となる結果を得た。これらのことから、以降の数値計算結果では、終局圧縮強度が最小となる $\alpha=0.5$ の場合の結果について述べる。

3.2 荷重と変位の関係

図-5 は、 $\bar{\lambda}_p=0.3, 0.7$ および 1.1 の場合の補剛板における荷重と変位の関係を表す。同図の縦軸は、数値計算により得られた荷重 P を降伏荷重 P_y で無次元化した値を、横軸は数値計算で与えた変位 u を式(6-a)で定義する降伏変位 u_y で無次元化した値を表す。

$$u_y = \left(\frac{\sigma_{yp}}{E_p} + \frac{\sigma_{ys}}{E_s} \right) a/2 \quad (6-a)$$

ここで、 E_p および E_s は補剛板を構成する板パネルおよび補剛材の弾性係数を意味する。なお、4. にて後述する高強度補剛材を使用した補剛板の場合、式(6-a)の補剛板全体を平均化した圧縮変位は、高強度材料との併用を適切に表現できないと考えるため、補剛板を構成する板パネルと補剛材の断面積を考慮した式(6-b)の降伏変位 u_y を用いることとする。

$$u_y = \left(\beta_1 \frac{\sigma_{yp}}{E_p} + \beta_2 \frac{\sigma_{ys}}{E_s} \right) a \quad (6-b)$$

ここで、 β_1 および β_2 は補剛板に対する板パネルおよび補剛材の断面積比を意味する。同図より、対象とした補剛板の圧縮荷重と圧縮変位の関係は、板パネルに用いた材料により傾向が異なることがわかる。この傾向は、 $\bar{\lambda}_p$ が

小さい場合に顕著に現れる。これは、補剛板の断面積比が大きい板パネルの材料により、その材料特性が補剛板全体に影響を及ぼすことを意味している。すなわち、板パネルをステンレス鋼とした補剛板では、弾性域から連続的に応力が上昇することで強度が発現していることを表している。また、強度面でのハイブリッド(S1 および S2 クラス)およびデュアルハイブリッド(D1 および D2 クラス)の補剛板においても、同様の傾向が現れることを確認した。以上の結果より、本研究で対象とした圧縮補剛板の荷重と変位の関係は、板パネルに用いる材料特性に依存する。

3.3 終局圧縮強度

図-6 および図-7 は、対象とした $\gamma/\gamma_{req}=1.0$ の単リブおよび多リブ補剛板の終局圧縮強度と幅厚比パラメータの関係を表す。両図より、 $\bar{\lambda}_p=0.3$ の場合、板パネルをステンレス鋼とした補剛板の終局圧縮強度は、同程度の材料強度を有する炭素鋼のみの補剛板に比べて、単リブ補剛板のオーステナイト系で最大約 15%、フェライト系および二相系で最大約 6% および最大約 12%、多リブ補剛板のオーステナイト系で最大約 9%、フェライト系および二相系で最大約 3% および最大約 7% 大きくなることからわかる。これは、塑性化が十分に進行した後に終局圧縮強度に達する補剛板の板パネルにステンレス鋼を使用することで、ひずみ硬化による応力上昇が炭素鋼の

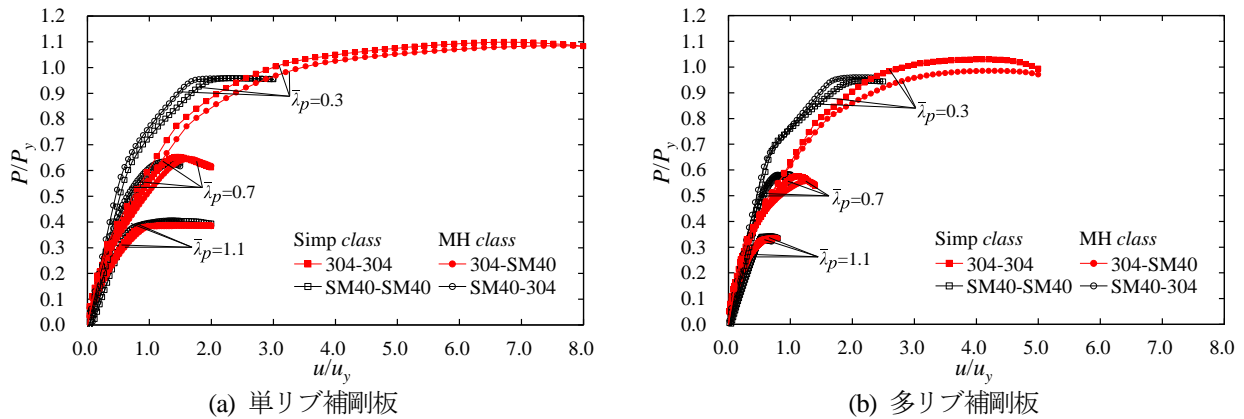


図-5 圧縮補剛板の荷重と変位の関係

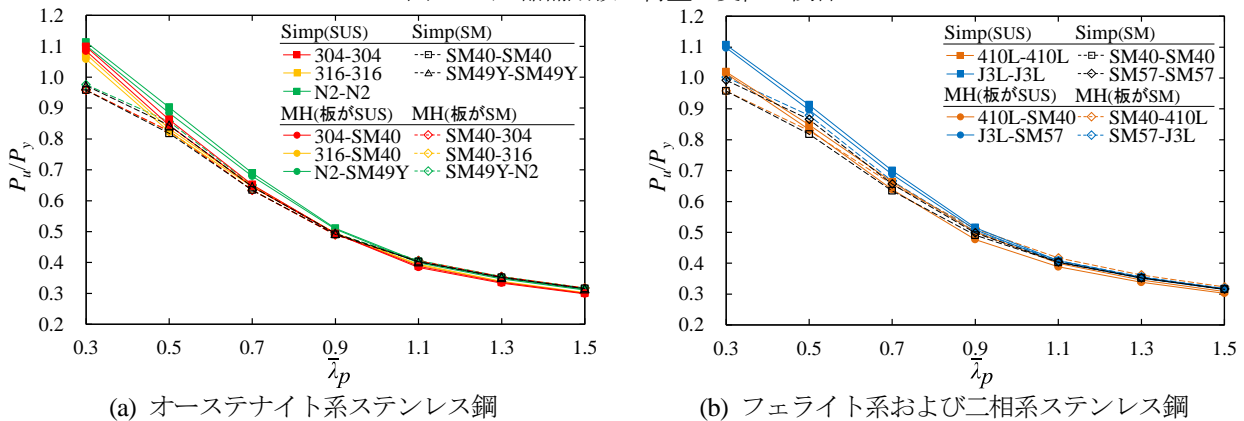


図-6 単リブ補剛板の終局圧縮強度と幅厚比パラメータの関係($\gamma/\gamma_{req}=1.0$)

それに比べて大きくなることによる。そして、 $\bar{\lambda}_p \leq 0.7$ の場合、板パネルをステンレス鋼とした補剛板の終局圧縮強度の平均は、同程度の材料強度を有する炭素鋼のみの補剛板に比べて、単リブ補剛板で約 1.03 倍から約 1.08 倍、多リブ補剛板で約 0.96 倍から約 1.05 倍となることがわかる。また、全ての $\bar{\lambda}_p$ における板パネルを炭素鋼 (MH クラス)とした補剛板の終局圧縮強度の平均は、同程度の材料強度を有する炭素鋼のみの補剛板に比べて、多リブ補剛板の SM40-304(約 0.99 倍)を除いて同程度以上となることがわかる。

図-8 は、 $\gamma/\gamma_{Lreq}=1.0$ の多リブ補剛板の終局圧縮強度に対する $\gamma/\gamma_{Lreq}=1.5$ および 2.0 の多リブ補剛板の終局圧縮強度比を表す。同図の縦軸は、 $\gamma/\gamma_{Lreq}=1.5$ または 2.0 の多リブ補剛板の無次元化した終局圧縮強度を、 $\gamma/\gamma_{Lreq}=1.0$ の多リブ補剛板の無次元化した終局圧縮強度で除した値を表す。なお、同図は、板パネルがステンレス鋼または炭素鋼による区別でプロットを示している。同図より、 $\bar{\lambda}_p \geq 0.9$ の多リブ補剛板の終局圧縮強度は、 $\gamma/\gamma_{Lreq}=1.0$ の補剛板に比べて、 $\gamma/\gamma_{Lreq}=1.5$ の板パネルがステンレス鋼および炭素鋼の補剛板で、約 11% から約 27% および約 13% から約 24% 大きくなり、 $\gamma/\gamma_{Lreq}=2.0$ の場合では、約 25% から約 47% および約 22% から約 43% 大きくなることわかる。これらの結果は、縦補剛材が強度部材として機能し、 γ/γ_{Lreq} の増加による補剛板全体の強度上昇が期待できることを表している。一方、 $\bar{\lambda}_p=0.3$

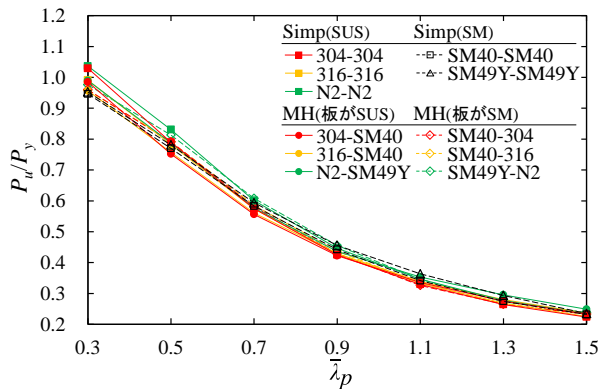
の多リブ補剛板の終局圧縮強度は、 $\gamma/\gamma_{Lreq}=1.0$ の補剛板に比べて、 $\gamma/\gamma_{Lreq}=1.5$ で最大約 3%、 $\gamma/\gamma_{Lreq}=2.0$ で最大約 7% 大きくなる程度である。これは、 $\bar{\lambda}_p=0.3$ の場合、板パネルの板厚が大きいので、終局強度時に補剛材が変形し、板パネルでの圧縮負荷分担が大きくなることによる。

以上の結果から、板パネルが Cr-Ni 系のステンレス鋼の MH クラスは $\bar{\lambda}_p \leq 0.7$ の領域、板パネルが炭素鋼の MH クラスは全ての $\bar{\lambda}_p$ の領域において、炭素鋼のみの補剛板の強度の 95% 以上を有することがわかる。

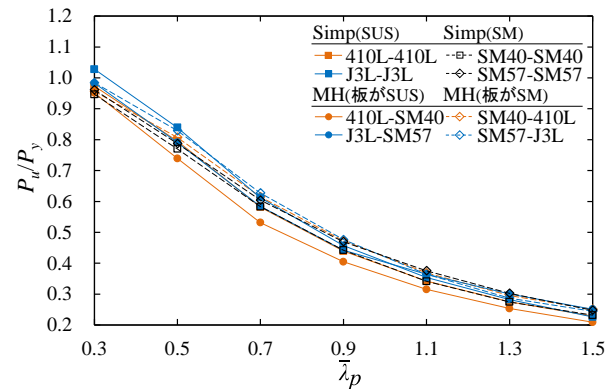
3.4 終局圧縮強度時の圧縮変位

図-9 から図-11 は、対象とした補剛板の終局圧縮強度時の圧縮変位と幅厚比パラメータの関係を表す。これらの図の縦軸は、数値計算で与えた終局圧縮強度時の圧縮変位 u_u を降伏変位 u_y で無次元化した値を示す。

図-9 および図-10 より、 $\bar{\lambda}_p=0.3$ の場合、板パネルをステンレス鋼とした補剛板の終局圧縮強度時の圧縮変位は、同程度の材料強度を有する炭素鋼のみの補剛板に比べて、単リブ補剛板のオーステナイト系で最大約 3.3 倍、フェライト系および二相系で最大約 2.7 倍および最大約 1.2 倍、多リブ補剛板のオーステナイト系で最大約 2.0 倍、フェライト系および二相系で最大約 1.5 倍および最大約 1.3 倍となることがわかる。これは、前述したように、板パネルをステンレス鋼とした補剛板は、ひずみの増加とともに応力が上昇する材料特性に依存した

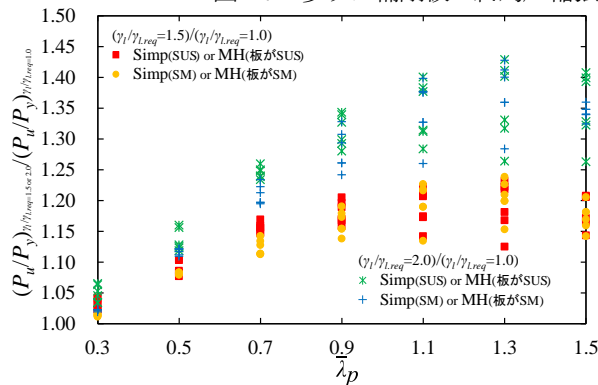


(a) オーステナイト系ステンレス鋼

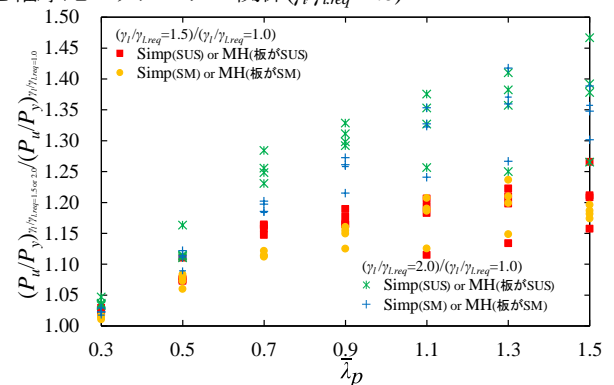


(b) フェライト系および二相系ステンレス鋼

図-7 多リブ補剛板の終局圧縮強度と幅厚比パラメータの関係($\gamma/\gamma_{Lreq}=1.0$)



(a) オーステナイト系ステンレス鋼



(b) フェライト系および二相系ステンレス鋼

図-8 縦補剛材剛比の違いによる多リブ圧縮補剛板の終局圧縮強度の比較

結果である。また、板パネルを炭素鋼(MH クラス)とした単リブ補剛板の終局圧縮強度時の圧縮変位の平均は、全ての $\bar{\lambda}_p$ において、同程度の材料強度を有する炭素鋼のみの補剛板に比べて、オーステナイト系で約 6%、フェライト系および二相系で約 13%および約 1%小さくなることがわかる。

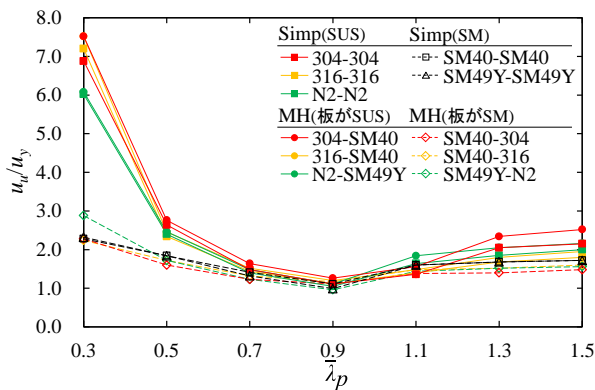
図-10 より、 $\bar{\lambda}_p \geq 1.3$ において、板パネルがステンレス鋼の MH クラスを除く多リブ補剛板の終局圧縮強度時の圧縮変位は、 $\bar{\lambda}_p$ の増加に伴い大きくなる結果が見られる。この理由は、終局強度時の変形モードが変化するためであり、その詳細を 3.6 で述べる。一方、図-11 では、このような結果が見られないことから、 $\gamma/\gamma_{lreq} \geq 1.5$ とすることで対象とした $\bar{\lambda}_p$ の範囲にて、変形モード

の変化を抑制できることがわかる。

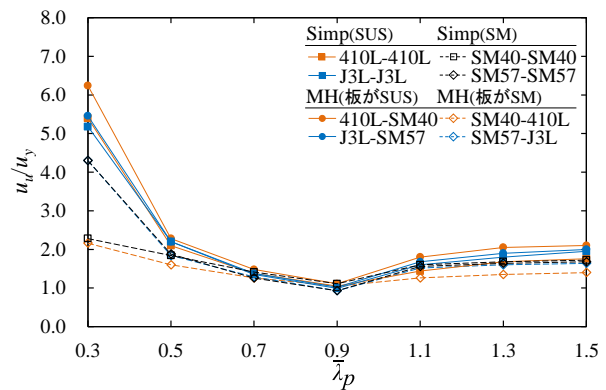
3.5 終局圧縮強度時の最大面外たわみ

図-12 から図-14 は、対象とした補剛板の終局圧縮強度時の最大面外たわみと幅厚比パラメータの関係を表す。同図の縦軸は、終局圧縮強度時の補剛板の板パネルの最大面外たわみ $W_{u,max}$ に最大面外たわみが発生した節点の初期たわみ W_0 を加算した面外たわみ($W_{u,max}+W_0$)を板パネルの板厚 t で無次元化した値を示す。

図-12 より、 $\bar{\lambda}_p=0.3$ を除く板パネルをステンレス鋼とした単リブ補剛板の終局圧縮強度時の最大面外たわみの平均は、同程度の材料強度を有する炭素鋼のみの補剛板に比べて、オーステナイト系で同程度、フェライト系

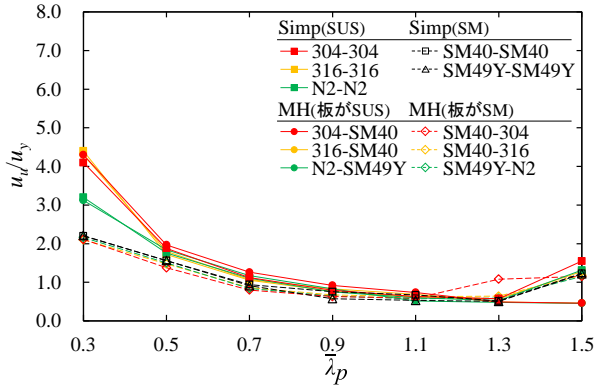


(a) オーステナイト系ステンレス鋼

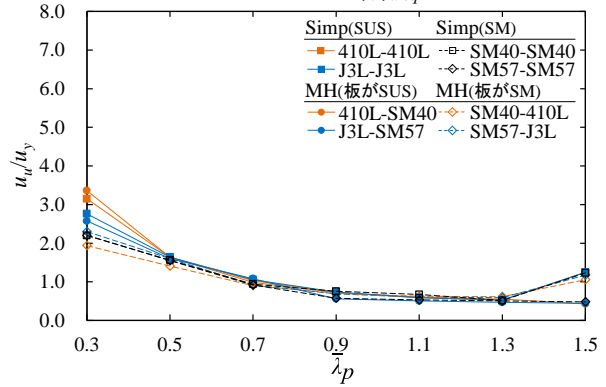


(b) フェライト系および二相系ステンレス鋼

図-9 単リブ補剛板の終局圧縮強度時の圧縮変位と幅厚比パラメータの関係($\gamma/\gamma_{lreq}=1.0$)

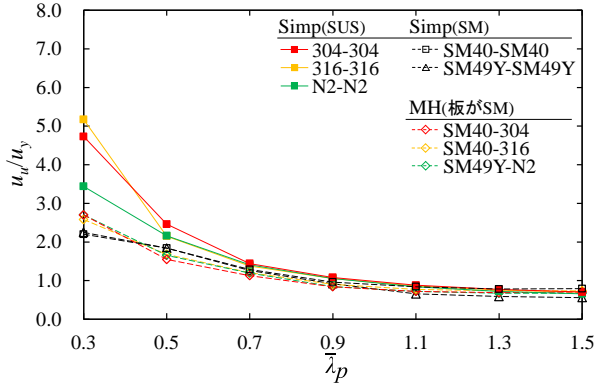


(a) オーステナイト系ステンレス鋼

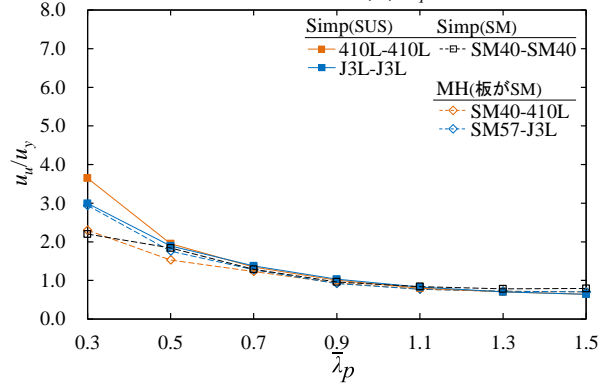


(b) フェライト系および二相系ステンレス鋼

図-10 多リブ補剛板の終局圧縮強度時の圧縮変位と幅厚比パラメータの関係($\gamma/\gamma_{lreq}=1.0$)



(a) オーステナイト系ステンレス鋼



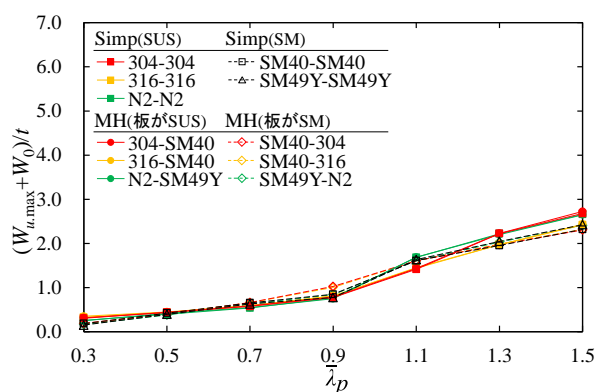
(b) フェライト系および二相系ステンレス鋼

図-11 多リブ補剛板の終局圧縮強度時の圧縮変位と幅厚比パラメータの関係($\gamma/\gamma_{lreq}=1.5$)

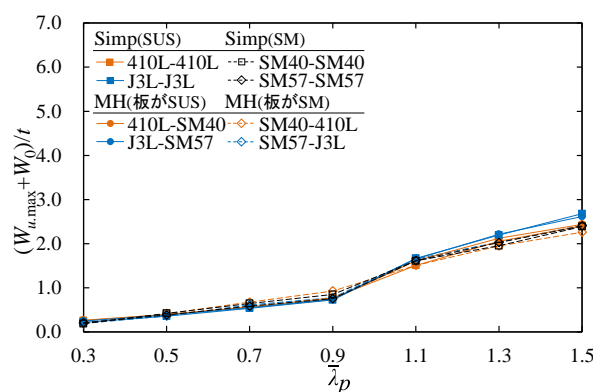
および二相系で約 0.95 倍および約 1.01 倍となることがわかる。つぎに、図-13 より、 $\bar{\lambda}_p=0.3$ および 3.4 で明らかにした変形モードが変化する補剛板を除いた、板パネルをステンレス鋼とした多リブ補剛板の終局圧縮強度時の最大面外たわみの平均は、同程度の材料強度を有する炭素鋼のみの補剛板に比べて、オーステナイト系で約 1.13 倍、フェライト系および二相系で約 0.99 倍および約 1.2 倍となることがわかる。なお、前述した領域(単リブは $\bar{\lambda}_p=0.3$ を、多リブは $\bar{\lambda}_p=0.3$ かつ変形モードが変化する領域を除く)において、板パネルを炭素鋼(MH クラス)とした補剛板の終局圧縮強度時の最大面外たわみの平均は、同程度の強度を持つ炭素鋼のみの補剛板に比べて、単リブ補剛板のオーステナイト系で約 1.02 倍、フェラ

イト系および二相系で等倍および約 1.01 倍、多リブ補剛板のオーステナイト系で約 1.2 倍、フェライト系および二相系で約 1.13 倍および約 1.47 倍となる。これらの結果より、ステンレス鋼を使用した単リブ補剛板の終局圧縮強度時の最大面外たわみは、板パネルの塑性化が進行した後、終局状態を迎える補剛板形状を除いて、炭素鋼のみの補剛板と同程度の面外たわみの大きさとなることがわかる。

図-13 および図-14 についてみると、補剛材を炭素鋼とした多リブ補剛板の最大面外たわみは、 $\bar{\lambda}_p$ の増加に伴い減少することがわかる。これらの結果を示す補剛板は、終局強度時の変形モードが板パネル先行型または補剛板全体型(板パネルと縦補剛材の連成)の違いによる。

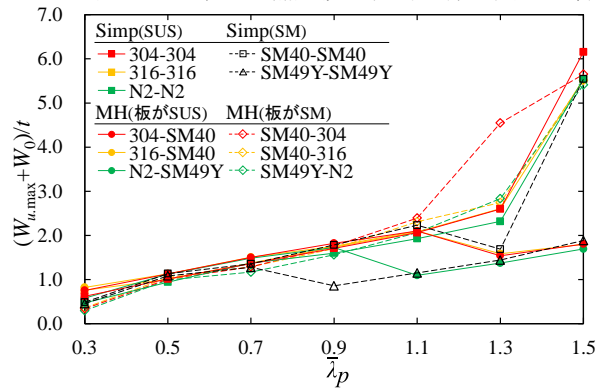


(a) オーステナイト系ステンレス鋼

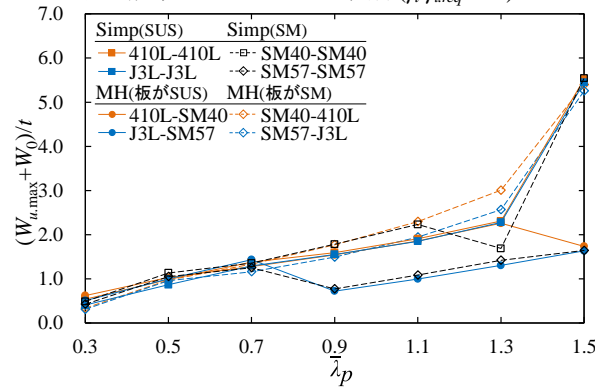


(b) フェライト系および二相系ステンレス鋼

図-12 単リブ補剛板の終局圧縮強度時の最大面外たわみと幅厚比パラメータの関係($\gamma/\gamma_{req}=1.0$)

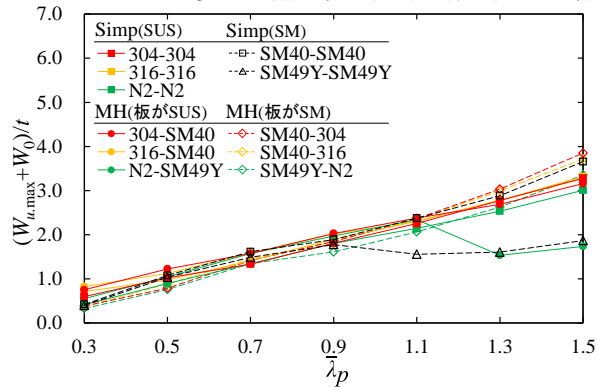


(a) オーステナイト系ステンレス鋼

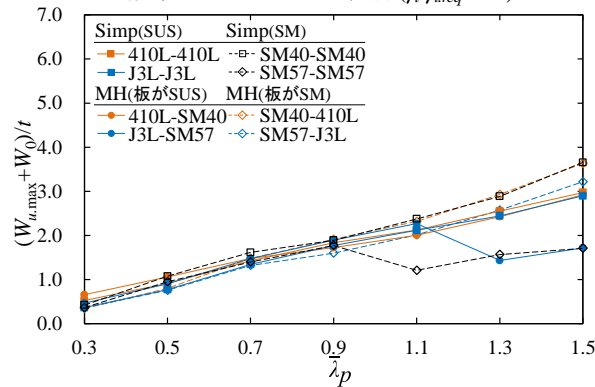


(b) フェライト系および二相系ステンレス鋼

図-13 多リブ補剛板の終局圧縮強度時の最大面外たわみと幅厚比パラメータの関係($\gamma/\gamma_{req}=1.0$)



(a) オーステナイト系ステンレス鋼



(b) フェライト系および二相系ステンレス鋼

図-14 多リブ補剛板の終局圧縮強度時の最大面外たわみと幅厚比パラメータの関係($\gamma/\gamma_{req}=1.5$)

この詳細については、3.6にて後述する。

3.6 終局圧縮強度時の変形モードおよび応力状態

図-15 および図-16 は、3.4 および 3.5 で記述した終局強度時の変位に変化が生じる多リブ補剛板の終局圧縮強度時の変形モードおよび相当ミーゼス応力等高線図を示す。

図-15(a)より、 $\gamma/\gamma_{l.req}=1.0$ の SM40-304 モデルの終局圧縮強度時の補剛板全体の変形は、同図(b)および(c)の結果に比べて大きくなるのがわかる。これより、補剛板全体が変形するモードは、 $\gamma/\gamma_{l.req}$ を増加させることで、その発生を抑制できることがわかる。これは、補剛材をステンレス鋼としたハイブリッド補剛板の場合、ステンレス鋼の材料特性であるひずみの進行とともに応力が上昇する効果が作用し、補剛材と板パネルが連成して終局状態に至るためである。また、 $\gamma/\gamma_{l.req}=1.0$ でこのような現象が発生する理由は、補剛板を構成する板パネルと補剛材の板厚が同程度であることによる。

つぎに、図-16(a)より、SM49Y-SM49Y モデルの $\bar{\lambda}_p=0.7$ の終局強度時の板パネル部分の面内方向の変形は、同図(b)および(c)に比べて不規則に発生していることがわかる。これは、 $\bar{\lambda}_p \leq 0.7$ の場合、板パネルおよび補剛材の板厚が厚く、前述のような板パネルと補剛材の連成効果による結果である。一方、3.5 で示した最大面外たわみの推移が変化する $\bar{\lambda}_p \geq 0.9$ の場合、終局強度時の変形モードは、補剛材間の板パネルにおいて、左右対称に局所的な面外たわみが発生していることがわかる。これは、

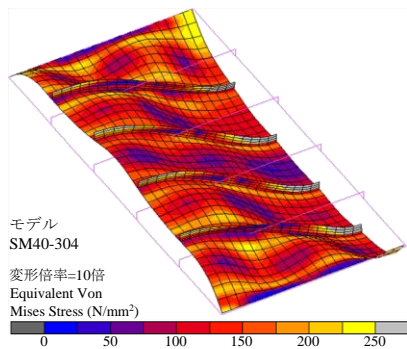
板パネルおよび補剛材の板厚が薄くなるため、板パネルの座屈により、補剛板全体の終局状態を迎えることを意味している。以上の変形モードの観点から、両図(a)では補剛板全体が1つの板要素として、両図(b)および(c)では補剛板の縦補剛材間の板パネルを要素として捉えることができる。

4. 材料と強度が異なる断面(S1, S2, D1 および D2 クラス)とした圧縮補剛板の強度特性

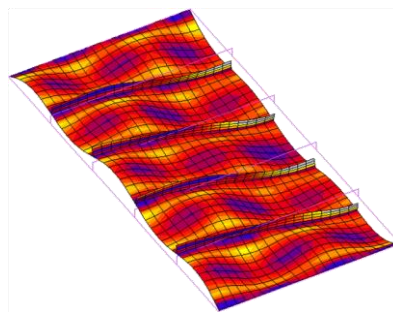
4.1 圧縮強度特性

図-17 から図-19 は、補剛板を構成する縦補剛材の材料強度を板パネルの材料強度に比べて大きくした補剛板の終局圧縮強度、終局圧縮強度時の圧縮変位および終局圧縮強度時の板パネルの最大面外たわみを表す。以降では、鋼種の違いによる傾向の差が見られないため、補剛板の断面構成のクラスに基づいて結果を述べる。図中には、比較として Simp(炭素鋼)クラスの数値計算結果、S1 および D1 クラス、S2 および D2 クラスの数値計算結果の平均値(実線が板パネルをステンレス鋼とした場合、破線が板パネルを炭素鋼とした場合)を示している。

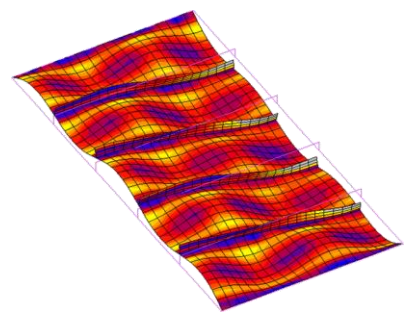
図-17 の $\bar{\lambda}_p=0.9$ から 1.1 の場合の終局圧縮強度についてみると、S1 および D1 クラスは、Simp クラスに比べて最大約 7%、S2 および D2 クラスは、Simp クラスに比べて最大約 13% 大きくなるのがわかる。これは、縦補剛材を板パネルに比べて高強度化することにより、補剛板全体の強度が上昇することを意味している。一方、 $\bar{\lambda}_p=0.3$



(a) $\gamma/\gamma_{l.req}=1.0$

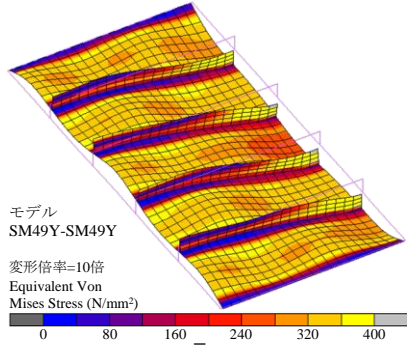


(b) $\gamma/\gamma_{l.req}=1.5$

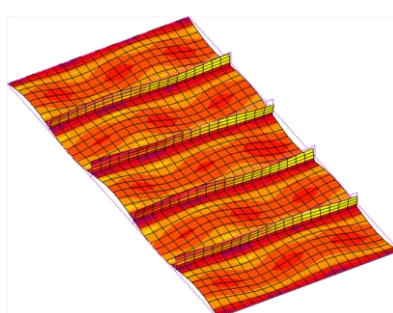


(c) $\gamma/\gamma_{l.req}=2.0$

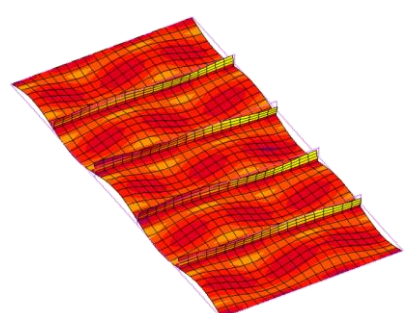
図-15 $\gamma/\gamma_{l.req}$ が異なる多リブ補剛板の終局圧縮強度時の変形モードおよび応力図($\bar{\lambda}_p=1.3$)



(a) $\bar{\lambda}_p=0.7$



(b) $\bar{\lambda}_p=0.9$



(c) $\bar{\lambda}_p=1.1$

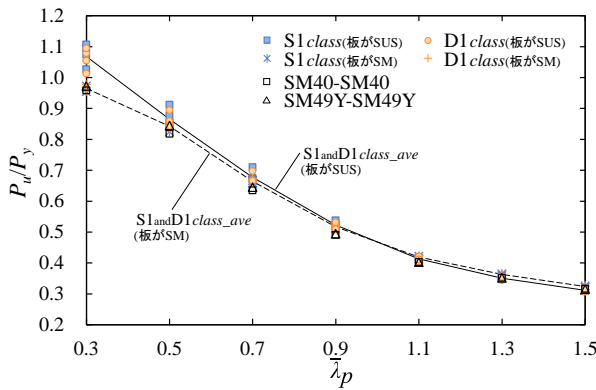
図-16 $\bar{\lambda}_p$ が異なる多リブ補剛板の終局圧縮強度時の変形モードおよび応力図($\gamma/\gamma_{l.req}=1.0$)

の場合、S1、S2、D1 および D2 クラスの補剛板の終局圧縮強度は、Simp クラスに比べて約 0.98 倍から約 1.01 倍となる。これは、板パネルの板厚が大きい場合、補剛材が先行して塑性化し、補剛材が強度部材としての機能を発現しないためである。

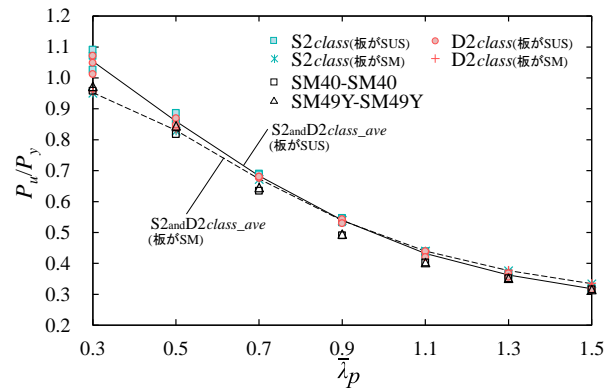
図-18 の $\bar{\lambda}_p \geq 1.1$ の高強度補剛材を使用した補剛板の終局圧縮強度時の圧縮変位についてみると、S1 および D1 クラスは、Simp クラスに比べて最大約 22%、S2 および D2 クラスは、Simp クラスに比べて最大約 41% 小さくなることからわかる。これは、 $\bar{\lambda}_p \geq 1.1$ の場合、補剛材を板パネルに比べて高強度材料とすることで、ステンレス鋼のみまたは炭素鋼のみの単一材料の補剛板に比べて、補剛板全体の終局圧縮強度時の圧縮変位を抑制できること

を意味している。なお、 $\bar{\lambda}_p \geq 0.9$ の S2 および D2 クラスの補剛板の終局圧縮強度時の圧縮変位の推移は、Simp クラスの推移と異なることがわかる。これは、3.6 で述べたように、高強度補剛材を使用することで、補剛板の変形モードが変化することによる。

図-19 の $\bar{\lambda}_p \geq 1.1$ の高強度補剛材を使用した補剛板の最大面外たわみの平均を表す実線および破線についてみると、S1 および D1 クラスは、Simp クラスに比べて約 7%、S2 および D2 クラスは、Simp クラスに比べて約 13% 小さくなることからわかる。これらの結果より、 $\bar{\lambda}_p \geq 1.1$ の場合、終局圧縮強度時の圧縮変位の結果と同様に、板パネルに用いた材料に比べて高強度な補剛材で構成される補剛板は、ステンレス鋼のみまたは炭素鋼のみの単一材

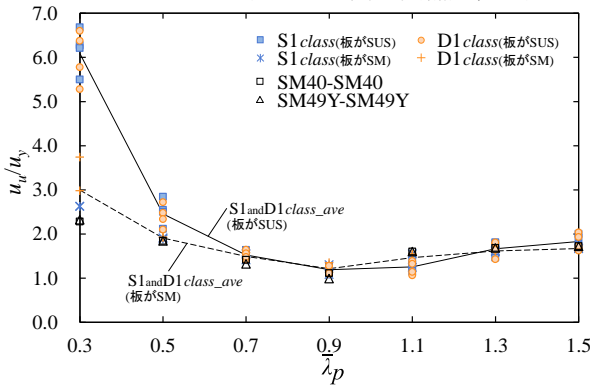


(a) S1 および D1 クラス

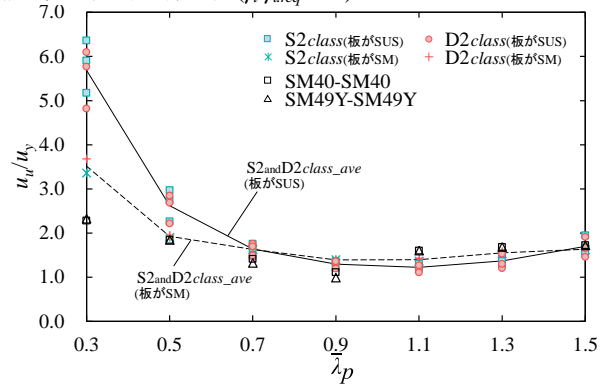


(b) S2 および D2 クラス

図-17 高強度補剛材を使用した補剛板の終局圧縮強度($\gamma/\gamma_{req}=1.0$)

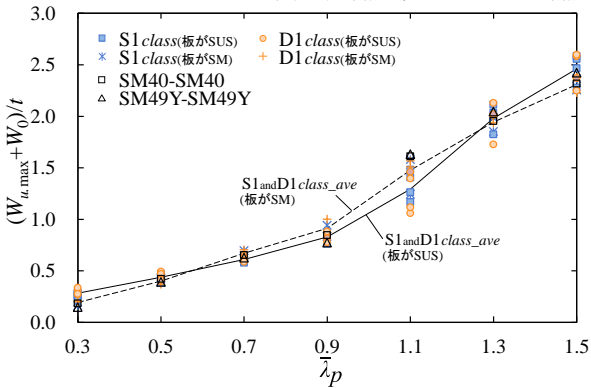


(a) S1 および D1 クラス

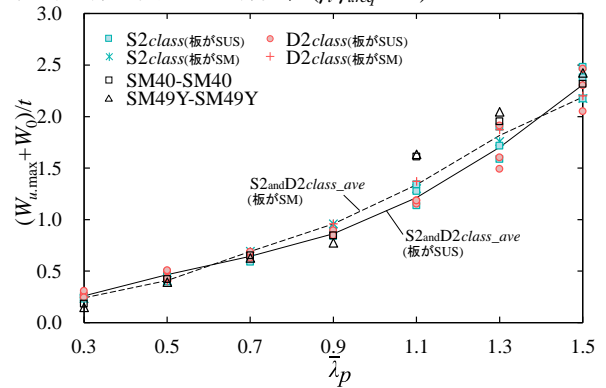


(b) S2 および D2 クラス

図-18 高強度補剛材を使用した補剛板の終局圧縮強度時の圧縮変位($\gamma/\gamma_{req}=1.0$)



(a) オーステナイト系ステンレス鋼



(b) フェライト系および二相系ステンレス鋼

図-19 高強度補剛材を使用した補剛板の終局圧縮強度時の最大面外たわみ($\gamma/\gamma_{req}=1.0$)

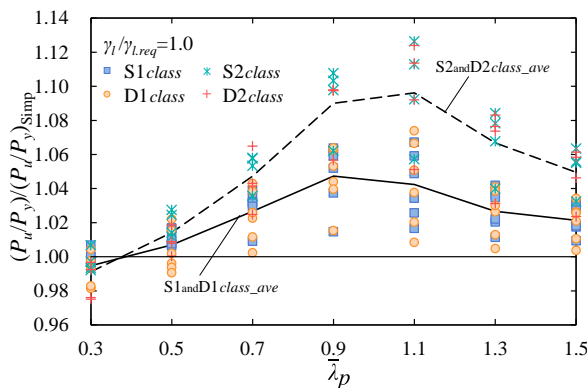
料の補剛板に比べて、板パネルの面外たわみを抑制できることを意味している。

4.2 ハイブリッド断面を考慮した場合の終局圧縮強度

補剛板を構成する縦補剛材の材料を板パネルの材料に比べて高強度とした場合の数値計算により得られた最大圧縮荷重 P_u を式(5)による補剛板全断面降伏荷重 P_y で除した値は、その終局強度(P_u/P_y)を適切に表現できないことが考えられる。そこで、強度面のハイブリッド断面とした補剛板では、補剛板を構成する板パネルと補剛材の断面積比から降伏荷重 P_{y-h} を式(7)に定義し、その終局強度を検証する。

$$P_{y-h} = \left(\frac{\sigma_{ys} t_r}{b} + \sigma_{yp} \right) (A_p + A_s) \quad (7)$$

図-20 は、単一材料で構成される補剛板(Simp)に対する S1, S2, D1 および D2 クラスの降伏荷重の異なる補剛板の終局圧縮強度比を表す。同図の縦軸は、S1, S2, D1 および D2 クラスの式(5)による全断面降伏または強度面のハイブリッド断面を考慮した式(7)による降伏荷重で無次元化した終局圧縮強度を、それらの板パネルと同じ材料の Simp(ステンレス鋼または炭素鋼) クラスの無次元化した終局圧縮強度で除した値を表す。なお、図中には、S1 および D1 クラス(実線)、S2 および D2 クラス(破線)の終局圧縮強度比の平均値を示す。同図(b)の全ての $\bar{\lambda}_p$ における強度面のハイブリッド断面を考慮した補剛板の終局圧縮強度比は、同図(a)の全断面降伏とした場合の補剛板に比べて、平均でほぼ同等 (S1 および D1 クラス) および約 1%(S2 および D2 クラス)大きくなることがわかる。これより、本研究で対象とした単リブ補剛板について、補剛板を構成する板パネルに比べて高強度材料を縦補剛材に用いた補剛板では、終局圧縮強度を P_{y-h} または P_y で無次元化した場合の変化が最大約 2%以下となり、簡易な全断面降伏荷重を用いて問題ないといえる。ただし、補剛材の断面占有率が大きくなる複数の高強度縦補剛材を有する補剛板では、式(7)による終局圧縮強度の値が全断面降伏としたその値に比べて過小評価することを緩和できると考える。



(a) 全断面降伏

4.3 縦補剛材剛比の変化を考慮した場合の圧縮強度特性

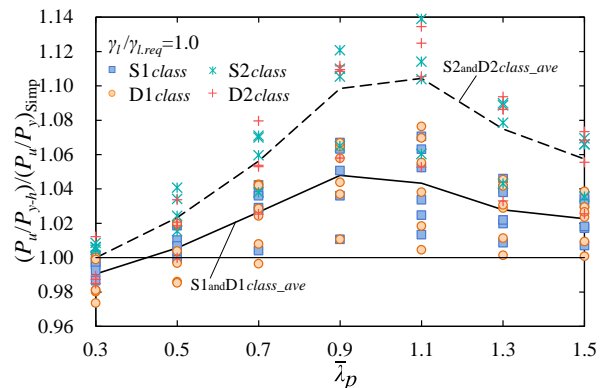
図-21 は、単一材料で構成される補剛板(Simp)に対する S1, S2, D1 および D2 クラスの補剛板の終局圧縮強度比、圧縮変位比および最大面外たわみ比を表す。同図の縦軸は、 $\gamma_t/\gamma_{t,req}=0.4$ から 1.0 の S1, S2, D1 および D2 クラスの無次元化した終局圧縮強度、終局圧縮強度時の圧縮変位および最大面外たわみを、それらの板パネルと同じ材料の $\gamma_t/\gamma_{t,req}=1.0$ の Simp(ステンレス鋼または炭素鋼) クラスの無次元化した終局圧縮強度、終局圧縮強度時の圧縮変位および最大面外たわみで除した値を表す。なお、これら図中の結果は、各クラスの補剛板の結果の平均値を表す。

図-21(a)より、 $\gamma_t/\gamma_{t,req} \geq 0.8$ かつ $\bar{\lambda}_p \geq 0.5$ の場合、高強度縦補剛材を使用した補剛板の終局圧縮強度の平均は、 $\gamma_t/\gamma_{t,req}=1.0$ の Simp クラスと同程度以上の強度を有することがわかる。これより、高強度縦補剛材を使用した補剛板は、縦補剛材剛比を必要最小剛比以下とした場合でも、単一材料で構成されるステンレス鋼のみまたは炭素鋼のみの補剛板と同等の強度を有することが期待できる。

図-21(b)および(c)より、 $\bar{\lambda}_p \geq 1.1$ の場合、S1, D1, S2 および D2 クラスの補剛板の終局圧縮強度時の圧縮変位または最大面外たわみの平均値は、 $\gamma_t/\gamma_{t,req}=1.0$ の Simp クラスに比べて、 $\gamma_t/\gamma_{t,req}=0.8$ の S1 および D1 クラスで約 0.97 倍または約 0.98 倍、S2 および D2 クラスで約 0.91 倍または約 0.92 倍、 $\gamma_t/\gamma_{t,req}=0.6$ の S1 および D1 クラスで約 1.01 倍または約 1.02 倍、S2 および D2 クラスで約 0.97 倍または約 0.98 倍となることがわかる。これより、 $\gamma_t/\gamma_{t,req}=0.6$ までは、 $\gamma_t/\gamma_{t,req}=1.0$ と同様に高強度縦補剛材を使用することで、単一材料で構成されるステンレス鋼のみまたは炭素鋼のみの補剛板に比べて、板パネルの圧縮変位および面外たわみを抑制できることがわかる。

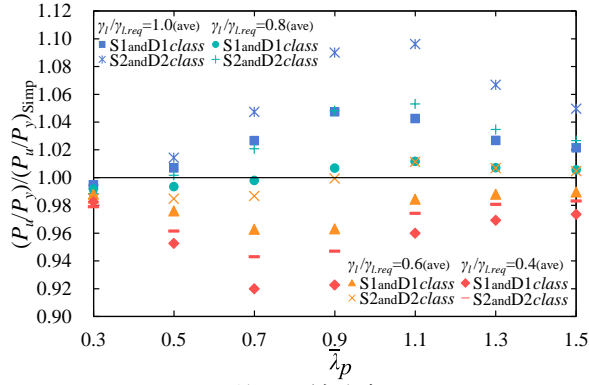
5. 板パネルと縦補剛材で材料が異なる断面構成とした圧縮補剛板の強度評価法

ここでは、3. で示した数値計算結果に基づき、板パネルと縦補剛材で材料が異なる断面構成とした圧縮補剛板

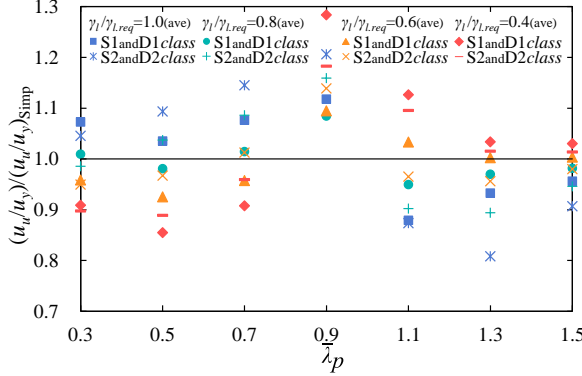


(b) 強度面のハイブリッド断面を考慮

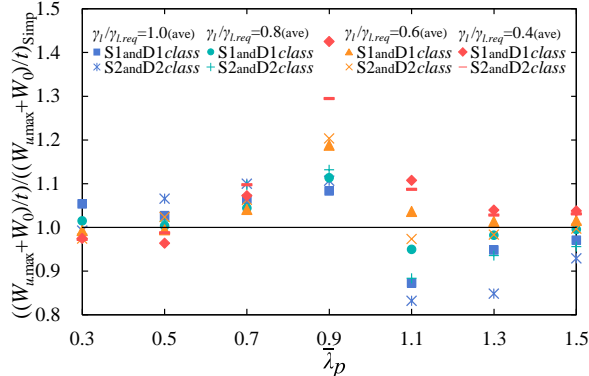
図-20 降伏荷重の違いによる高強度縦補剛材を使用した補剛板の終局圧縮強度の比較($\gamma_t/\gamma_{t,req}=1.0$)



(a) 終局圧縮強度比



(b) 終局圧縮強度時の圧縮変位比



(c) 終局圧縮強度時の最大面外たわみ比

図-21 γ/γ_{req} の違いによる単リブ補剛板の圧縮強度特性の比較

の強度評価法を提案する。本研究では、単リブおよび多リブ圧縮補剛板の断面構成として、(i)板パネルがCr-Ni系のステンレス鋼（オーステナイト系、二相系）、(ii)板パネルがCr系のステンレス鋼（フェライト系）、(iii)板パネルが炭素鋼かつ補剛材がステンレス鋼の(i)から(iii)の材料面のハイブリッド補剛板および、(iv)全断面が炭素鋼の(i)から(iv)の断面構成に分け、式(8)に示す強度評価式を提案する。

$$\frac{P_u}{P_y} = \begin{cases} C_1 - C_2 \bar{\lambda}_p & (\bar{\lambda}_{p-u} \leq \bar{\lambda}_p \leq 0.90) \\ \frac{C_3}{\bar{\lambda}_p^4} & (0.90 < \bar{\lambda}_p) \end{cases} \quad (8)$$

なお、多リブ補剛板の縦補剛材剛比を、 $\gamma/\gamma_{req}=1.5$ および 2.0 とした場合の評価式は、式(9)の強度評価式を提案する。式(9)は、式(8)に式(10)の1次式で表す係数 $K(\bar{\lambda}_p)$

表-3 強度評価式に含まれる定数

(a) 単リブ補剛板

分類	C_1	C_2	C_3	C_4	$\bar{\lambda}_{p-u}$
板がCr-Ni系ステンレス鋼	1.37	0.966	0.447	0.988	0.38
板がCr系ステンレス鋼	1.28	0.884	0.439	0.938	0.32
板が炭素鋼のMHクラス	1.23	0.814	0.450	0.884	0.28
炭素鋼	1.23	0.825	0.446	0.893	0.28

(b) 多リブ補剛板($\gamma/\gamma_{req}=1.0$)

分類	C_1	C_2	C_3	C_4	$\bar{\lambda}_{p-u}$
板がCr-Ni系ステンレス鋼	1.25	0.908	0.384	1.21	0.28
板がCr系ステンレス鋼	1.21	0.872	0.369	1.28	0.24
板が炭素鋼のMHクラス	1.22	0.858	0.395	1.28	0.26
炭素鋼	1.19	0.809	0.401	1.25	0.23

(c) 係数 $K(\bar{\lambda}_p)$

分類	γ/γ_{req}	ζ_1		ζ_2		$\bar{\lambda}_{p-u}$
		1.5	2.0	1.5	2.0	
板がCr-Ni系ステンレス鋼	0.119	0.362	1.01	0.928	0.33	
板がCr系ステンレス鋼	0.252	0.455	0.954	0.901	0.26	
板が炭素鋼のMHクラス	0.209	0.390	0.954	0.904	0.27	
炭素鋼	0.160	0.325	0.981	0.939	0.26	

を乗じた形とする。

$$\frac{P_u}{P_y} = \begin{cases} K(\bar{\lambda}_p)(C_1 - C_2 \bar{\lambda}_p) & (\bar{\lambda}_{p-u} \leq \bar{\lambda}_p \leq 0.90) \\ K(\bar{\lambda}_p = 0.90) \frac{C_3}{\bar{\lambda}_p^4} & (0.90 < \bar{\lambda}_p) \end{cases} \quad (9)$$

$$K(\bar{\lambda}_p) = \zeta_1 \bar{\lambda}_p + \zeta_2 \quad (10)$$

ここで、 P_u/P_y は終局圧縮強度を、 C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_4 、 $\bar{\lambda}_{p-u}$ 、 ζ_1 および ζ_2 は定数を表す。まず、 C_1 、 C_2 、 C_3 および C_4 の値は、3.3で示した数値計算結果との誤差が最小となるように最小二乗法を用いて決定した。つぎに、評価式の区間領域を表す $\bar{\lambda}_{p-u}$ の値は、 $P_u/P_y=1$ となるように決定している。そして、 $K(\bar{\lambda}_p)$ 中の係数 ζ_1 および ζ_2 は、3.3の図-8の結果に基づいて決定した。図-8において、 $\bar{\lambda}_p \leq 0.9$ の領域では、 $\bar{\lambda}_p$ の増加に伴い強度比が増加するため、最小二乗法により線形近似で表現した。つぎに、 $0.9 < \bar{\lambda}_p$ の領域では、強度比がほぼ一定のため、安全側の評価として数値計算結果が最小となる $\bar{\lambda}_p=0.9$ で式(10)を決定した。表-3は、以上のようにして決定した係数をまとめている。ここで、 $\gamma/\gamma_{req}=1.5$ および2.0の $\bar{\lambda}_{p-u}$ が、 $\gamma/\gamma_{req}=1.0$ と異なる理由は、式(9)の P_u/P_y が1となるように $\bar{\lambda}_{p-u}$ を決定していることによる。

図-22は、本研究で提案する終局圧縮強度評価式(8)、(9)および3.3で示した数値計算結果を示す。また、同図には、比較のため、道路橋示方書の耐荷力曲線¹⁸⁾、弾性座屈曲線、奈良ら²⁰⁾および桑野ら²¹⁾による多数補剛材を有する補剛板の耐荷力曲線を示している。さらに、提案する各評価式の数値計算結果に対するばらつきの指標として、各評価式の R^2 値を調べ、その最小値を同図中に示す。

図-22(a)より、板パネルがCr-Ni系ステンレス鋼の強度評価式は、Cr系に比べて、終局圧縮強度を大きく評価していることがわかる。これより、多リブおよび単リブ補剛板において、ステンレス鋼の系別により終局強度評価を行うことが妥当であるといえる。つぎに、同図(b)よ

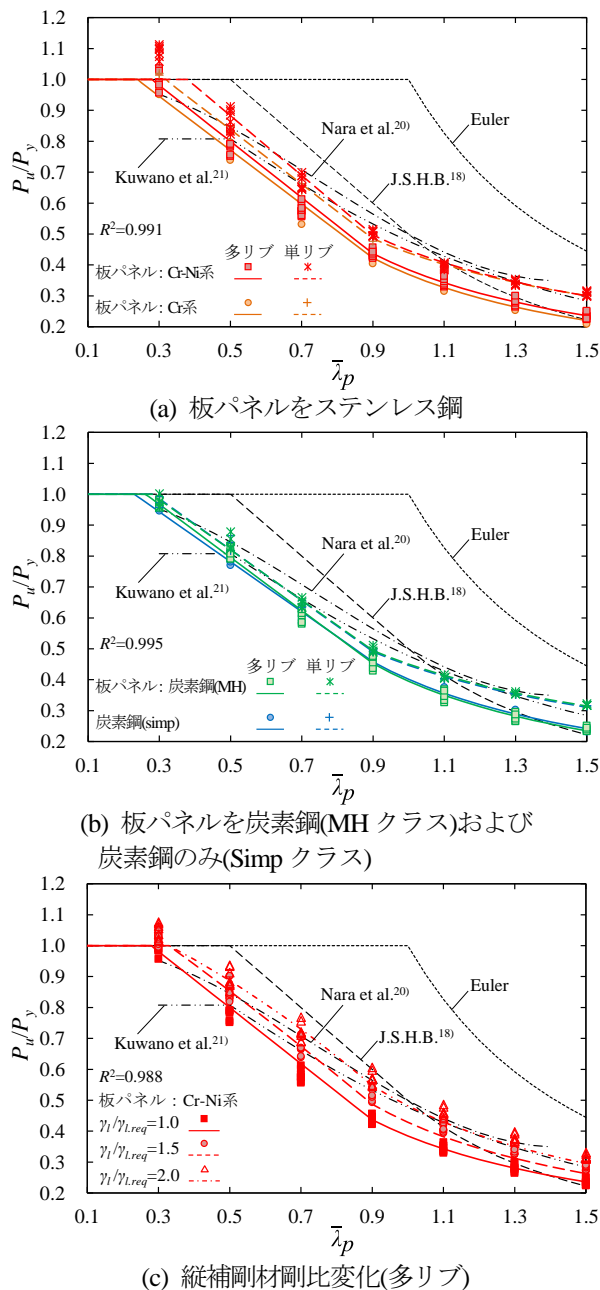


図-22 材料が異なる補剛板(MH クラス)の終局圧縮強度曲線

り、板パネルを炭素鋼とした MH クラスの多リブ補剛板の強度評価式は、炭素鋼のみの補剛板(Simp クラス)に比べて、 $\bar{\lambda}_p \leq 0.7$ では上回り、 $\bar{\lambda}_p \geq 0.9$ では下回ることがわかる。これは、多リブ補剛板の場合、補剛材と板パネルの断面積比が単リブ補剛板に比べて大きくなるため、縦補剛材に用いるステンレス鋼の材料特性が補剛板全体の強度に大きく影響を及ぼすことを意味している。そして、同図(c)では、 $\gamma_t/\gamma_{t.req}$ の増加により、補剛板の終局強度を大きく評価できることがわかる。これより、補剛材を強度部材として考慮すると、補剛板全体としての強度上昇が期待できる。

本研究で提案する $\gamma_t/\gamma_{t.req}=1.0$ の多リブ圧縮補剛板の強度評価式は、 $\bar{\lambda}_p \leq 0.5$ を除いて、奈良ら²⁰⁾および桑野ら²¹⁾

による多リブ補剛板の耐荷力曲線に比べて小さくなることがわかる。また、同評価式は、道路橋示方書の耐荷力曲線¹⁸⁾に比べて、 $\bar{\lambda}_p \geq 1.3$ を除いた領域で終局強度が小さくなる。これらの理由は、本研究で対象とした補剛板の強度が最小となる形状および実験結果に基づく下限値レベルの強度を与える初期不整を組合せたことによる。

6. おわりに

本研究では、ステンレス鋼および炭素鋼で構成される単リブおよび多リブ補剛板を対象に、それらを構成する板パネルと補剛材の断面構成として、a. 単一材料のもの、b. 強度が同程度かつ材料(ステンレス鋼と炭素鋼)が異なるもの、c. 強度が異なりかつ材料が同種のもの、d. 強度が異なりかつ材料が異なるものについて、その圧縮強度特性を数値計算により明らかにした。また、a.および b. の補剛板についての強度評価式を提案した。本研究で得られた結果は、以下の通りである。

(全体的な傾向)

(1)対象とした単リブ補剛板の終局圧縮強度は、5%未満の差で縦横比が0.5で最小となる。

(2)対象とした圧縮補剛板の荷重と変位の関係は、板パネルに使用する材料に依存する。

(材料面でのハイブリッドの場合)

(3) $\bar{\lambda}_p \leq 0.5$ のステンレス鋼を使用した補剛板の終局圧縮強度は、同程度の強度を持つ単一材料で構成される炭素鋼のみの補剛板の終局強度の95%以上となる。

(4) $\bar{\lambda}_p \geq 0.9$ の $\gamma_t/\gamma_{t.req}$ を1.5および2.0とした多リブ補剛板の終局圧縮強度は、 $\gamma_t/\gamma_{t.req}=1.0$ のそれに比べて、最大約47%大きくなる。

(5)板パネルが炭素鋼の補剛板の終局圧縮強度時の圧縮変位の平均は、同程度の強度を持つ単一材料で構成される炭素鋼のみの補剛板に比べて、約1.26倍以下となる。

(6) $\bar{\lambda}_p=0.3$ を除いたステンレス鋼を使用した単リブ補剛板の終局圧縮強度時の最大面外たわみの平均は、同程度の強度を持つ単一材料で構成される炭素鋼のみの補剛板の約0.95倍から約1.03倍となる。

(強度面でのハイブリッドおよびデュアルハイブリッドの場合)

(7) $\gamma_t/\gamma_{t.req} \geq 0.6$ かつ $\bar{\lambda}_p \geq 0.9$ の単リブ補剛板の終局圧縮強度は、単一材料で構成されるステンレス鋼のみまたは炭素鋼のみの補剛板($\gamma_t/\gamma_{t.req}=1.0$)の約0.95倍から約1.13倍となる。

(8) $\gamma_t/\gamma_{t.req} \geq 0.6$ かつ $\bar{\lambda}_p \geq 1.1$ の単リブ補剛板の終局圧縮強度時の圧縮変位の平均は、単一材料で構成されるステンレス鋼のみまたは炭素鋼のみの補剛板($\gamma_t/\gamma_{t.req}=1.0$)に比べて約0.86倍から約1.01倍となる。

(9) $\gamma_t/\gamma_{t.req} \geq 0.6$ かつ $\bar{\lambda}_p \geq 1.1$ の単リブ補剛板の終局圧縮強度時の最大面外たわみの平均は、単一材料で構成される

ステンレス鋼のみまたは炭素鋼のみの補剛板($\gamma/\gamma_{l, req}=1.0$)に比べて約0.87倍から約1.02倍となる。

(10)強度面でのハイブリッド断面とした単リブ補剛板の終局圧縮強度は、全断面降伏圧縮力と強度のハイブリッド構造を考慮した降伏圧縮力で表現した場合の差が最大約2%以下となり、殆ど影響しない。

(提案した強度評価式について)

(11)縦補剛材剛比および断面構成を考慮したステンレス鋼および炭素鋼で構成される圧縮補剛板の強度評価法を提案した。

本研究で提案した圧縮補剛板の強度評価式は、ステンレス鋼と炭素鋼で構成されるハイブリッド補剛板として、5.で示した分類で提示した。これらの評価式の基となる数値計算は、特定の鋼種および材料特性を用いたものである。そのため、今後は、より多くのハイブリッド断面で構成される補剛板の数値計算結果および実験データを蓄積し、提案した評価式の定数を精査することが望まれる。

参考文献

- 1) 一般社団法人日本鋼構造協会：ステンレス鋼土木構造物の設計・施工指針(案), JSSC テクニカルレポート, No.108, 2015.
- 2) 水道用ステンレス鋼管設計・施工指針(WSP068-2004)：日本水道鋼管協会, 2004.
- 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耐荷力特性, 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, 下里哲弘：ステンレス鋼一構造用鋼ハイブリッド圧縮補剛板の耐荷力評価, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.69, pp.121-132, 2013.
- 5) 宮寄靖大, 上谷明夫, 奈良敬：溶接組み立て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.
- 6) 宮寄靖大, 奈良敬：無補剛ステンレス鋼圧縮板の座屈照査法, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.122-134, 2010.
- 7) 宮寄靖大, 奈良敬：面内純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.
- 8) 宮寄靖大, 奈良敬：ステンレス鋼板の面内純せん断強度特性および強度評価法, 鋼構造年次論文報告集, 第22巻, pp.72-78, 2014.
- 9) 加藤健太郎, 宮寄靖大, 奈良敬：単軸面内準静的負荷を受けるステンレス鋼周辺単純支持板の圧縮強度特性および極限圧縮強度評価法, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.49-61, 2015.
- 10) 小松定夫, 牛尾正之, 北田俊行, 奈良敬：縦横に補剛された圧縮板の極限強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第288号, pp.13-28, 1979.
- 11) 小松定夫, 牛尾正之, 北田俊行：補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第285号, pp.25-37, 1977.
- 12) 北田俊行, 中井博, 越智内士：高張力鋼を用いた圧縮板・圧縮補剛板の終局強度に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.179-190, 2000.
- 13) 奈良敬, 小松定夫, 北田俊行：連続補剛板の極限圧縮強度特性に関する研究, 土木学会論文集, 第392号, I-9, pp.273-280, 1988.
- 14) 長谷川彰夫, 長浜正孝, 西野文雄：圧縮を受ける補剛された板の座屈強度, 土木学会論文報告集, 第236号, pp.1-14, 1975.
- 15) 北田俊行, 中井博, 古田富保, 秦野啓司：十分剛でない縦補剛材を有する補剛板の横方向圧縮強度に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.211-218, 1991.
- 16) MSC. Software Co. : Marc User's Guide, MSC. Software Corporation, 2014.
- 17) 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.
- 18) 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.
- 19) 井比亨, 宮寄靖大, 奈良敬：材料と強度が異なる断面構成とした圧縮単リブ補剛板の強度特性, 鋼構造年次論文報告集, 第23巻, pp.568-575, 2015.11.
- 20) 奈良敬, 小松定夫：補剛された圧縮板の極限強度曲線に関する統計学的研究, 土木学会論文集, 第392号, I-9, pp.289-296, 1988.
- 21) 桑野忠生, 依田照彦：局部座屈と全体座屈の連成効果を考慮した補剛板の耐荷力に関する一考察, 土木学会論文集, 第368号, I-5, pp.245-254, 1986.

(2016年9月26日受付)

(2017年2月1日受理)