ステンレス鋼—構造用鋼ハイブリッド 圧縮補剛板の耐荷力評価

松下 裕明¹・矢吹 哲哉²・有住 康則³・下里 哲弘⁴

¹正会員 日立造船株式会社 機械インフラ本部 (〒559-8599 大阪市住之江区南港北1-7-89)
E-mail: matsushita@hitachizosen.co.jp

²フェロー 琉球大学名誉教授 (〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原1)
E-mail: yabuki@tec.u-ryukyu.ac.jp

³正会員 琉球大学教授 環境建設工学科 (〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原1)
E-mail: arizumi@tec.u-ryukyu.ac.jp

⁴正会員 琉球大学准教授 環境建設工学科 (〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原1)
E-mail: simozato@tec.u-ryukyu.ac.jp

著者らは鋼橋の耐久性向上の一方策として、耐食性の確保と低コスト化の観点から箱内補剛材を従来の構造用鋼とし、その外膜材にステンレス鋼を用いたステンレス橋梁を提案している。本研究では、ステンレス橋梁に用いられるハイブリッド補剛板を対象にパラメトリックな解析的検討を行うことによりその圧縮耐荷力特性を明らかにし、従来の構造用鋼と同等の評価が可能であることを定量的に示した。耐荷力評価に際して、パラメトリック解析で設定した解析モデルの適用性は実験結果と比較することにより確認されている。

Key Words : *stainless steel, hybrid stiffened plate, ultimate compressive strength, nonlinear finite element analysis, tri-linear stress strain relation*

1. まえがき

近年、社会資本整備に関する維持管理コストの増加とともに土木構造物に対する耐久性向上や環境負荷低減への要求がますます高まってきている。このような中、著者らは鋼橋の長期防食性確保と初期コスト低減の観点から、図-1に示すように、外気接触面となる外膜材をステンレス鋼とし、腐食環境が比較的厳しくなく、かつ維持管理のための近接が容易な箱内補剛材を従来の構造用鋼としたステンレス橋梁を提案¹⁾⁶⁾している。しかし、ステンレス鋼の応力—ひずみ関係は一般に鋼橋に用いられる構造用圧延鋼材⁷⁾（以下、構造用鋼と呼ぶ）に比べ、降伏棚を持たず低い応力レベルから非線形性が現われる一方でひずみ硬化が大きい点異なる。よって、ステンレス橋梁の実用化のためには、ステンレス鋼特有の応力—ひずみ関係を考慮した部材の強度特性を明らかにする必要がある。

鋼橋は比較的薄肉の鋼板を溶接集成した部材から構成されるため、従来から構造用鋼を対象として無補剛圧縮板や圧縮補剛板の耐荷力特性に関する実験的・解析的研

究が精力的になされてきた⁸⁾⁹⁾。ステンレス鋼を用いた部材の耐荷力特性に関する研究としては建築用の骨組部材に用いるH形鋼¹⁰⁾や鋼管¹¹⁾に関するもの、およびこれらの研究に基づく設計指針¹²⁾などがある。橋梁用のI形や箱形断面部材を構成する鋼板の諸元を有するステンレス板に関しては、奈良らの研究^{13)–15)}がある。また、著者らはこれまでにステンレス鋼を用いた補剛板¹⁾、腹板⁴⁾⁵⁾および自由突出板⁶⁾を対象に、実験および解析的にその耐

図-1 ステンレス橋梁の例

荷力特性を研究している。しかし、ステンレス橋梁の開発の一環として、構造用鋼で補剛された複合ステンレス補剛板（以下、ハイブリッド補剛板と呼ぶ）に着目した研究は極めて少ない¹⁾。そこで本研究では、ハイブリッド補剛板を対象とし、パラメトリックな解析的検討によりその圧縮耐荷力特性を明らかにすることを目的とする。

本論文では、まず初めに、別途実施したハイブリッド補剛板の耐荷力実験供試体¹⁾を対象に弾塑性有限変位解析を行い、パラメトリック解析に用いる初期不整のモデル化、および著者らが提案するトリリニア型の材料構成式の適用性について検討した。次に、検討結果を反映した解析モデルを用いてハイブリッド補剛板の耐荷力に影響を及ぼすと考えられる因子を変化させてパラメトリック解析を行い、その耐荷力特性を明らかにした。

2. 弾塑性有限変位解析モデル

(1) 解析手法

採用解析モデルの適用性を確認するために実験結果¹⁾との比較検討を行った。比較解析対象は図-2に示すように一本の縦補剛材を有するハイブリッド補剛板供試体とした。供試体諸元を表-1に示す。板パネルにはオーステナイト系ステンレス鋼SUS304N2A（JIS G 4321：建築構造用ステンレス鋼）を、縦補剛材には構造用鋼SM490Yを使用し、表-1に示すように板パネルの厚さが異なる2種類の供試体を対象とした。なお、表中の板パネルの幅厚比パラメータ R 、および補剛材剛比 γ は式(1)および式(2)を用いて算出した。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{0.1}}{E_0} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{4 \cdot \pi^2}} \quad (1)$$

$$\gamma = \left(\frac{t_r h_r^3}{3} \right) / \left(\frac{n b t^3}{11} \right) \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_{0.1}$ はSUS304N2Aの0.1%耐力、 E_0 は初期弾性係数、 ν はポアソン比、 n は縦補剛材で区切られるパネル

数であり、その他の値は表-1に示す通りである。また、表中の γ_{req} は道路橋示方書⁷⁾で規定された縦補剛材の必要剛比を示す。

図-3に示すように解析対象は実験供試体と同じ寸法形状とし、境界条件を実験供試体に合わせて荷重辺を固定支持、非荷重辺を単純支持とした。解析ではハイブリッド補剛板、ステンレス腹板、およびステンレス鋼圧縮フランジの耐荷力特性の検討で適用性を確認したアイソパラメトリックシェル要素を用いた弾塑性有限変位理論に基づく数値解析法を用いた^{1), 4), 6)}。解析には汎用構造解析プログラムMSC.Marcを用い、要素は8節点厚肉曲面シェル要素（要素番号22）を用いた。要素分割は図に示すように板パネルの長さおよび幅をそれぞれ16および12分割、縦補剛材の長さおよび高さをそれぞれ16および3分割とした。荷重は縦補剛材を含む荷重辺に一律な強制変

図-2 実験供試体

表-1 ハイブリッド補剛板実験供試体の諸元

供試体 種別	板パネル							補剛材					
	板幅(mm)			板厚 t mm	パネル 数 n	幅厚比 b/t	幅厚比 パラ メータ R	使用鋼材	高さ h _r mm	板厚 t _r mm	幅厚比 h _r /t _r	必要剛比 γ / γ _{req}	使用鋼材
	全幅 B ₀	幅 B	パネル 幅 b										
A	370	350	175	6.1	2	29	0.70	SUS304N2A	60	8.6	7.0	1.6	SM490Y
B				9.2		19	0.47		70	8.6	8.1	1.1	

注) γ_{req} は道路橋示方書⁷⁾II式4.2.5により算出した。(なお、式中の σ_y および E は表-5に示すSUS304N2Aの $\sigma_{0.1}$ 、 E_0 を用いた。)

位を与えることにより一様軸圧縮力を導入する方法を用いた。

(2) 材料構成式

a) 降伏点 (0.1%耐力)

鋼橋の設計では一般的に基準強度に降伏点を用い、座屈挙動による強度低下は基準強度からの低減率で規定される⁷⁾ことから、降伏点の設定は重要となる。

図-4にJIS規格材料試験片によるSUS304N2Aの材料試験結果の一例¹⁾を示す。図に示すようにその応力-ひずみ関係は降伏棚を持たない、いわゆるラウンドハウス型となる。このような降伏棚を持たない鋼材の降伏点は一般にオフセット法¹⁶⁾を用いた0.2%耐力が用いられる¹⁷⁾。しかし、本研究で取り扱うSUS304N2Aは、JIS規格化されるにあたり各鋼材メーカーによる鋼材の試験値を総合的に判断し、設計基準強度として用いられる降伏点として0.1%耐力が採用されている¹⁸⁾。よって、本研究ではSUS304N2Aの降伏点として0.1%耐力を採用した。

b) 初期弾性係数と比例限度

ステンレス鋼の初期弾性係数は適用する規準毎に異なり、例えばSUS304に代表されるオーステナイト系の熱間圧延ステンレス鋼材はBS/ENにおいて $200,000\text{ N/mm}^2$ 、ASCEにおいて $193,100\text{ N/mm}^2$ が採用されている¹⁹⁾。また、国内でSUS304N2AのJIS規格化にあたり規定されたステンレス建築構造の設計基準¹²⁾では $193,000\text{ N/mm}^2$ が採用されている。一方、図-5は著者らが行った材料試験結果の一例であるが、初期の段階から緩やかな接線剛性の低下が見られ、例えば、初期弾性係数を図中の $200,000\text{ N/mm}^2$ 、 $193,000\text{ N/mm}^2$ のいずれかに決定することは困難であることが分かる。よって、本研究では、SUS304N2Aの国内での建築構造物の設計基準に用いられていること、および著者らが別途行った材料試験⁵⁾において接線剛性の最大値が $200,000\text{ N/mm}^2$ 以下となる試験体があったことから、初期弾性係数は $193,000\text{ N/mm}^2$ とした。

また、比例限度は図に示すように割線弾性係数が $193,000\text{ N/mm}^2$ 点の応力度を採用した。

図-3 解析モデル

c) 応力-ひずみ関係

SUS304N2Aのようなラウンドハウス型の応力-ひずみ関係を有する金属材料の構成式としては、式(3)に示すRamberg-Osgood曲線²⁰⁾が一般的である。

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} + 0.002 \left(\frac{\sigma}{\sigma_{0.2}} \right)^n \quad (3)$$

ここに、 $\sigma_{0.2}$ は0.2%耐力での応力度、 n は硬化パラメータである。硬化パラメータ n は材料試験による代表的な1点、例えば0.01%耐力の通過を条件²¹⁾とすることで決定できる。しかし、本式は0.2%耐力を超える領域での精度の低下が指摘されており、0.2%耐力を境界として2種類のRamberg-Osgood曲線が滑らかに接続するように拡張したNethercotらの構成式²²⁾や、さらに原点から比例限度までを線形弾性に修正した奈良らの構成式¹⁵⁾などが提案されている。また、国内の建築分野においては、式(4)に示すSUS304を対象とした中務・中村の式²³⁾が提案されている。

図-4 材料試験結果 (応力-ひずみ関係) の例

図-5 SUS304N2Aの初期剛性と比例限

$$\left. \begin{aligned} (\sigma/\sigma_p) &= (\varepsilon/\varepsilon_p) & 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_p \\ (\sigma/\sigma_p) &= a_1 \ln(\varepsilon/\varepsilon_p) + a_p \sqrt{\varepsilon/\varepsilon_p} + a_3 (\varepsilon/\varepsilon_p) + a_4 & \varepsilon_p \leq \varepsilon < b_1 \varepsilon_p \\ (\sigma/\sigma_p) &= a_5 (\varepsilon/\varepsilon_p) + a_6 & b_1 \varepsilon_p \leq \varepsilon \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

ここに、 σ_p および ε_p は比例限度の応力度およびひずみ、 $a_1 \sim a_6$ 、 b_1 は材料試験結果から求まる定数である。

これらの構成式は原点から数%程度のひずみに至るまで材料試験結果を精度よく表わせる利点を有する^{15), 22), 23)}一方で、定式化のために多数の係数を材料試験結果から求めなければならない。そこで、次式に示すような比例限度と0.1%耐力を折点としたトリリニア型の応力-ひずみ関係⁹⁾が提案されている。

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= E_0 \varepsilon & 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_p \\ \sigma &= \left(1 - \frac{0.001}{\varepsilon_{0.1} - \varepsilon_p} \right) E_0 \varepsilon + \frac{0.001 E_0 \varepsilon_p}{\varepsilon_{0.1} - \varepsilon_p} & \varepsilon_p \leq \varepsilon < \varepsilon_{0.1} \\ \sigma &= E' \varepsilon + (\varepsilon_{0.1} - 0.001) E_0 - E' \varepsilon_{0.1} & \varepsilon_{0.1} \leq \varepsilon \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

ここに、 E_0 は初期弾性係数、 ε_p は比例限度でのひずみ、 $\varepsilon_{0.1}$ は0.1%耐力でのひずみ、 E' は0.1%耐力以降の弾性係数である。これらの構成式から選択される本研究でのパラメトリック解析に用いる構成式については次節で詳述する。

縦補剛材に用いるSM490Yは、既往の研究結果を参考に以下の構成式²⁴⁾を用いる。

$$\left. \begin{aligned} (\sigma/\sigma_y) &= (\varepsilon/\varepsilon_y) & \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ (\sigma/\sigma_y) &= 1 & \varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_H \\ (\sigma/\sigma_y) &= B(\varepsilon/\varepsilon_y)^n & \varepsilon_H \leq \varepsilon \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ここに、 B および n はひずみ硬化領域における硬化パラメータ、 ε_H はひずみ硬化開始ひずみを示す。

図-6 残留応力分布 (板パネル)

(3) 初期不整 (残留応力および初期たわみ)

残留応力および初期たわみに関する既往の研究⁸⁾は主に構造用鋼が対象であり、ステンレス鋼に関しては、例えば、藤井らによるステンレスクラッド鋼に着目した研究²⁵⁾など限られている。そこで、表-1に示す供試体の残留応力および初期たわみの計測結果^{1), 2)}を用いてパラメトリック解析に用いるモデルについて検討した。

a) 残留応力

表-1に示す供試体種別Aの板パネルの残留応力計測結果^{1), 2)}を図-6に示す。図中横軸は板幅方向の計測位置を供試体全幅で除し、縦軸は計測された残留応力を0.1%耐力で除して無次元化している。構造用鋼に対する既往の研究結果と同様^{1), 2), 8)}、ハイブリッド補剛板においても溶接部近傍に高い引張残留応力が発生し、その他の領域ではほぼ均等な圧縮残留応力が分布していることが分かる。そこで、解析に用いる残留応力分布として、計測から得られた圧縮残留応力の平均値と引張残留応力の最大値を用いて、釣り合い条件を考慮してモデル化した分布形状を「計測モデル」として図中に併記した。計測された残留応力分布形状は、構造用鋼のそれと同様であることから、定性的傾向を評価していると言える。他方で、残留応力度は構造用鋼より小さい値を示したものの、まだ定量的に十分な評価とは言い難い。そこで、本研究では、残留応力分布形状が構造用鋼と同様であったこと^{1), 2), 8)}を考慮し、構造用鋼での箱型断面鋼製橋脚の数値解析に用いられる代表的な残留応力分布⁸⁾を適用することとした。具体的には図中の「解析モデル」で示すように実験モデルに比べ圧縮残留応力の平均値、および引張残留応力の最大値を計測結果より高く設定したモデルを用いた。また、縦補剛材に対する残留応力分布を図-7に示す。図中の縦軸は板幅方向の計測位置を板幅で除して無次元化し、横軸は計測で得られた残留応力を使用鋼材(SM490Y)の降伏点で除して無次元化している。縦補剛材についても板パネルと同様に構造用鋼に適用される代表的な応力分布を参考としたが、モデルの簡便性を考慮して図中の「解析モデル」で示す矩形分布とした。

図-7 残留応力分布 (補剛材)

設定した残留応力分布モデルの適用性を確認するため、表-1の供試体種別Aを対象に表-2の解析CASE-1およびCASE-2に対する弾塑性有限変位解析を行った。なお、表に示す通り、初期たわみおよび材料構成式のモデル化は同じとした。これらのモデル化の詳細は後述の通りである。

図-8に解析から得られた荷重-軸方向平均ひずみ関係を示す。図中の縦軸は載荷荷重 P を補剛板の全断面降伏荷重 P_y で除して無次元化している。以降、荷重およびひずみは、これらの無次元量で評価するものとする。ここで、ハイブリッド補剛板は板パネルと縦補剛材で降伏応力度が異なるため、全断面降伏荷重 P_y は次のように定義した。

$$P_y = B_0 \cdot t \cdot \sigma_{0.1} + h_r \cdot t_r \cdot \sigma_{yr} \quad (7)$$

ここに、 $\sigma_{0.1}$ は板パネル (SUS304N2A) の0.1%耐力、 σ_{yr} は補剛材の降伏応力度で、 B_0 、 t 、 h_r 、 t_r はそれぞれ表-1に示す通りである。図中横軸は軸方向縮みを供試体長 a_0 で除した平均ひずみを0.1%耐力点での弾性成分ひずみ $\varepsilon_e (= \sigma_{0.1} / E_0)$ で除して無次元化している。

図に示すように、本研究で提案する残留応力分布を用いたCASE-2では、計測結果に基づくCASE-1の解析結果に比べ低い荷重から非線形性が生じるものの、最大荷重および最大荷重到達時の平均ひずみがCASE-1と同程度であることが分かる。また、その最大荷重はCASE-1およびCASE-2ともに実験結果と同程度であることが分か

る。よって、パラメトリック解析に用いる残留応力分布は図-6および図-7に示す「解析モデル」を用いる。

b) 初期たわみ

表-1の供試体種別Aの初期たわみ計測結果¹⁾を図-9(a)に示す。図に示すように初期たわみは複雑な形状を示し、計測から得られた初期たわみ量の最大値は補剛板の曲がり(補剛板全体のたわみ)が $\delta_0 = 0.7 \text{ mm}$ 、板の平坦度(縦補剛材間の局所的なたわみ)が $w_0 = 0.8 \text{ mm}$ となり、それぞれ道路橋示方書の許容値 $\delta_{0a} = 1.0 \text{ mm}$ ($= a/1000$)、 $w_{0a} = 1.17 \text{ mm}$ ($= b/150n$) よりも小さかった。一方、パラメトリック解析では設計上安全側の耐荷力評価の観点から、局部座屈による変形モードを考慮した上で、道路橋示方書の許容値を最大値となるように初期たわみ分布を決定する必要がある^{8),9)}。そこで、式(8)に示す初期たわみ分布形状を用いることとした。

$$w = \delta_0 \sin(\pi x/a) \cos(\pi y/B) + w_0 \sin(\alpha \pi x/a) \sin(\pi y/b) \quad (8)$$

ここに、 $\delta_0 = a/1000$ 、 $w_0 = b/150$ である。 α は縦横の補剛材に囲まれたサブパネルの縦横寸法比 ($= a/b$)、 n は表-1に示すパネル数である。なお、式(8)に用いる供試体の縦横寸法比は $\alpha = 6$ ($\equiv 1000/175$) とした。

図-9(b)に式(8)を用いた初期たわみ形状を示す。

このような初期たわみモデルの差異がハイブリッド補剛板の耐荷力特性に与える影響を把握するために、表-2に示すCASE-3およびCASE-4の2ケースについて、表-1の供試体種別Aを対象に弾塑性有限要素解析を行った。な

図-8 荷重-軸方向平均ひずみ

(a) 供試体計測結果

(b) 式(8)による分布

図-9 初期たわみ形状 (変形倍率 30 倍)

表-2 初期不整モデル化検討解析ケース (供試体種別 A ; 表-1)

解析 CASE	残留応力 分布	初期たわみ		材料構成式		備考
		分布形状	各係数	構成式	各定数	
1	計測モデル	計測モデル(図-9(a))		式(4)	表-5	実験供試体の再現モデル
2	解析モデル					残留応力分布の影響検討
3	計測モデル	式(8)	$\delta_0=0.7, W_0=0.8$			初期たわみ分布の影響検討
4			$\delta_0=1.0, W_0=1.17$			

お、表-2に示すように残留応力分布および材料構成式は同じとした。図-10に解析から得られた荷重-軸方向平均ひずみ関係を示す。図中の縦軸および横軸は前述の図-9に示す通りである。図に示すように、供試体の初期たわみ計測結果を用いたCASE-1に対し、式(8)を用いたCASE-3およびCASE-4では剛性が低下を始める荷重に明確な差は無いものの、最大荷重および最大荷重に到達時のひずみが低下した。しかし、実験結果に対する最大荷

図-10 荷重-軸方向平均ひずみ (初期たわみの影響)

(a) CASE-1 (b) CASE-4

図-11 解析結果(座屈後の変形モード)

図-12 SUS304N2A 材料試験結果の例

重の低下量はCASE-3で6%程度、CASE-4で8%程度と少ない。また、図-11に示すようにCASE-4の座屈後の変形モードはCASE-1と同様であった。以上より、パラメトリック解析に用いる初期たわみ分布は式(8)とし、その最大値は道路橋示方書の規定値とする。

(4) 公称値を用いたトリリニア型材料構成式の適用性

前述の通り、ステンレス鋼が有するラウンドハウス型の応力-ひずみ関係に対し、Ramberg-Osgood曲線を始めその適用範囲や精度を向上させた種々の構成式が提案されている。しかし、本研究におけるJIS Z 2241に基づくSUS304N2Aの材料試験結果では、図-12に示すように板厚などの違いにより厳密には応力-ひずみ関係にばらつきが生じることが分かる。よって、これらの構成式を定量化するためには、多数の材料試験からその下限となる基準曲線を与える係数群を設定する必要がある。その中で、式(5)に示したトリリニア型の材料構成式は、簡便で、公称値である0.1%耐力の通過を保証し、かつ、比例限度から降伏点における応力-ひずみ関係が常に材料試験結果の下限値を与える。よって、本研究では式(5)に示すトリリニア型の材料構成式をパラメトリック解析に用いることとした。式(5)の定式化にあたっては、公称値である0.1%耐力および初期弾性係数の他に、比例限度でのひずみ ϵ_p と0.1%耐力以降の弾性係数 E' を設定する必要がある。そこで、別途行ったSUS304N2A供試体の材料試験結果から表-3に示す通り決定した⁵⁾。なお、表中には補剛材に用いるSM490Y材についても併記している。この様に決定した応力-ひずみ関係を図-13に示す。

図-13 公称値を用いたトリリニア型構成式

表-3 トリリニア型構成式(5)で使用する公称値および各定数

鋼 種	公 称 値				本研究での各定数	
	0.1%耐力 $\sigma_{0.1}$ (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	ポアソン 比 ν	初期弾性係数 E_0 (N/mm ²)	比例限度 ϵ_p (%)	0.1%耐力以降の弾性係数 E' (N/mm ²)
SUS304N2A	325	690以上	0.3	1.93×10^5	0.1	$E_0/43$
SM490Y	355 (降伏点)	490~610	0.3	2.00×10^5	完全弾塑性モデル	

公称値を用いたトリリニア型の構成式の適用性を検討するため、表-1の実験供試体を対象に弾塑性有限変位解析を行い実験結果と比較した。解析では比較のため、式(3)および式(4)の構成式を用いたケースも実施した。式(3)および式(4)に用いる各定数は、材料試験結果から表-4および表-5に示す通りとし、補剛材は式(6)を用いて $B = 0.696$, $n = 0.191$, $\varepsilon_H = 6.66\varepsilon_y$ とし²⁴⁾、降伏点は $\sigma_y = 378 \text{ N/mm}^2$ とした¹⁾。表-6に解析ケースをまとめる。表-6に示すように、式(3)および式(4)の構成式を用いた場合には初期たわみおよび残留応力は供試体計測値とし、トリリニア型の式(5)を用いた場合にはそれぞれ本研究で提案するモデルとした。

表-4 Ramberg-Osgood の式(3)で使用する各定数

板厚 (mm)	$\sigma_{0.01}$ (N/mm ²)	$\sigma_{0.2}$ (N/mm ²)	E_0 (N/mm ²)	硬化パラ メータ n	備考
6	357	413	193000	20.7	種別A供試体解析用

※硬化パラメータnは、0.01%耐力点の通過条件²²⁾から決定した。

表-5 中務・中村の式(4)で使用する各定数

板厚 (mm)	$\sigma_{0.1}$ (N/mm ²)	E_0 (N/mm ²)	σ_p (N/mm ²)	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	b_1	備考
6	406	193000	$0.813 \sigma_{0.1}$	2.44	-2.69	-0.75	5.64	0.0166	1.22	3.07	供試体種別A 解析用
9	399	193000	$0.503 \sigma_{0.1}$	-0.23	2.04	-0.83	-2.25	0.0333	2.36	5.00	供試体種別B 解析用

※各定数は文献3)に示す材料試験結果を用いて再整理した。

表-6 解析ケースと初期たわみ、残留応力

解析対象	材料構成式		初期たわみ		残留応力 [*]	備考
	構成式	各定数	分布形状	係数		
供試体種別 A	式(3)	表-4	計測結果		実験モデル	Ramberg-Osgood 曲線
	式(4)	表-5				中村らの式
	式(5)	表-3	式(8)	道示許容値	解析モデル	トリリニア型構成式
供試体種別 B	式(4)	表-5	計測結果		実験モデル	中村らの式
	式(5)	表-3	式(8)	道示許容値	解析モデル	トリリニア型構成式

※)各モデルの詳細は、図-6および図-7を参照のこと。

図-14 荷重一軸方向平均ひずみ (供試体種別 A ; 表-1)

図-15 荷重一軸方向平均ひずみ (供試体種別 B ; 表-1)

表-7 無次元最大荷重の比較

供試体 種別	幅厚比パ ラメータ (R)	最大荷重 (P_u/P_y)		
		実験 結果	解析結果	
			式(4)	トリリニア式(5)
A	0.70	1.02	1.00 (1.00)	0.94
B	0.47	1.08	1.12	1.02

※()内は式(3)による解析結果を示す.

表-8 解析パラメータおよびその設定範囲

解析パラメータ	多リブモデル	単リブモデル
鋼 種	SUS304N2A, SM400	
幅厚比パラメータ R	0.4~1.2 (0.1ごと)	
縦横寸法比	$\alpha (= a/b)$	2, 4, 6, 8
補剛材剛比	γ/γ_{req}	1, 3
要素分割	長さ方向	$6 \times \alpha$ 分割
	幅方向	10 分割
	補剛材高さ方向	3 分割

図-16 解析モデル (多リブモデル)

図-17 解析モデル (単リブモデル)

に示すように最大荷重の低下量は6%程度であり, 実験結果に対しても8%程度と少ない. また, 供試体種別B ($R = 0.47$) においても図-15および表-7に示すように同様であり, 実験結果に対する最大荷重の低下量は6%程度であった.

以上より, 前節で提案した初期不整を用い, トリリニア型の材料構成則を採用した解析モデルは, 最大荷重が実験結果や他の解析結果に比べ低めの評価になるものの, ハイブリッド補剛板の極限強度特性を把握するための解析モデルとして適用可能であると考えられる.

3. パラメトリック解析

(1) 解析対象, 解析モデルおよび境界条件

本研究では図-16に示す複数の縦補剛材を有する補剛板 (以下, 多リブモデルと呼ぶ) を対象とし, 対称性および連続性を考慮して一本の縦補剛材と隣接する板パネル部を取り出した解析モデル^{8), 26), 27)}を用いた. また, 比較のため図-17に示す1本の縦補剛材を有する補剛板 (以下, 単リブモデル) も対象とした. 境界条件はそれぞれ図中に示す通りであり, いずれも横補剛材は十分剛であ

ると仮定して横補剛材位置で単純支持としている. 要素分割は表-8に示す通りとし, 既往の研究結果²⁶⁾を参考に事前の解析により必要な精度が得られる分割数であることを確認している. また, 荷重は載荷辺上に一樣な相対強制変位を与えることにより一樣軸圧縮応力を導入した.

解析に用いる構成式は式(5)および表-3に示すトリリニア型とし, 残留応力分布は図-6および図-7に示す解析モデル, 初期たわみ分布は式(8)に示す通りとした.

(2) 解析パラメータ

解析パラメータとして, 縦横寸法比, 幅厚比パラメータ, および縦補剛材剛比に着目し, その設定範囲を表-8に示す通りとした. すなわち, 多リブモデルおよび単リブモデルに対して, それぞれ, $9 \times 4 \times 2 = 72$ ケースおよび $9 \times 3 \times 2 = 54$ ケースの終局強度解析を行った. 各パラメータの範囲は既往の研究⁸⁾を参考に, 橋梁での適用範囲を想定して決定した. また, 解析ではハイブリッド補剛板の他, 比較のためにSM400を用いた構造用鋼補剛板も対象とした. なお, 表中の縦横寸法比は, 補剛材で囲まれたサブパネルの縦横寸法比 $\alpha = a/b$ を示し, 以下の解析結果も同様とする.

(a) 多リブモデル

(b) 単リブモデル

 図-18 荷重-軸方向平均ひずみ関係 ($\alpha = 2$, $\gamma/\gamma_{req} = 1$)

 図-19 縦横寸法比と最大荷重
(多リブモデル, $\gamma/\gamma_{req} = 1$)

 図-20 最大荷重時変形モード図
(HB補剛板, 多リブモデル, $\alpha = 8$, $\gamma/\gamma_{req} = 1$)

(3) 解析結果

a) 荷重-軸方向平均ひずみ関係

縦横寸法比 $\alpha = 2$, 縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma_{req} = 1$ の代表的な幅厚比パラメータにおける荷重-軸方向平均ひずみ関係を図-18に示す。図中縦軸および横軸は図-8と同様に無次元化している。また、図中の凡例に示すように、以下ではハイブリッド補剛板をHB、構造用鋼補剛板をSMで示す。図に示すように、補剛板の種類(HB, SM)によらず、幅厚比パラメータの増加に伴い最大荷重が低下すること、および、多リブモデルでは特に幅厚比パラメータが小さい場合に最大荷重到達後の荷重の低下が顕著であることが分かる。一方、同じ幅厚比パラメータにおいてHB補剛板はSM補剛板に比べ、初期の段階から剛性が低下し最大荷重到達時の軸方向平均ひずみが増加するものの、最大荷重の差異は小さいことが分かる。これは、図-13に示すように構造用鋼に比べステンレス鋼の比例限度が低いために、初期の段階から軸方向平均ひずみが増加したものの、比例限度到達後の剛性により、ひずみが急増せず、結果として最大荷重の差異が小さかったものと考えられる。

b) 縦横寸法比の影響

図-19に解析から得られた多リブモデルの最大荷重について縦横寸法比に着目した結果を示す。補剛材剛比は $\gamma/\gamma_{req} = 1$ である。図に示す様に、 α の増加に伴い最大荷重は増加する傾向にあるが、 $R = 0.5$ の場合には α の増加に伴い最大荷重が低下した。図-20は、 $\alpha = 8$ の場合の最大荷重到達時の変形モード図である。図に示す様に、 $R = 0.5$ の場合には補剛板全体の座屈が卓越していることが分かる。なお、 α の増加に伴い最大荷重の変化量は減少し、 $\alpha = 6$ に対する $\alpha = 8$ の変化量は最大でも3%程度であった。また、以上の結果はHB補剛板とSM補剛板で差異は見られなかった。

図-21に代表的な縦横寸法比 α における最大荷重と幅厚比パラメータの関係について、HB補剛板とSM補剛板を比較した結果を示す。補剛材剛比は $\gamma/\gamma_{req} = 1$ である。なお、図中には弾性座屈曲線も併記している。図に示すようにHB補剛板の最大荷重は、多リブモデルで $\alpha = 8$ の場合にSM補剛板に比べ若干の低下がみられるものの、その他のケースではSM補剛板と同程度となることが分かる。

図-21 最大荷重—幅厚比パラメータ相関に及ぼす縦横寸法比の影響

図-22 最大荷重—幅厚比パラメータ相関に及ぼす補剛材剛比の影響

図-23 耐荷力曲線

c) 補剛材剛比の影響

HB補剛板に対する最大荷重と幅厚比パラメータの関係について、補剛材剛比の影響に着目した結果を図-22に示す。図に示すように多リブモデルでは α に関わらず補剛材剛比の増加により最大荷重が10%以上増加することが分かる。一方、単リブモデルでは $\alpha = 2$ の場合で、かつ、幅厚比パラメータが比較的大きい場合に最大荷重が増加することが分かる。

d) 耐荷力曲線

本研究で解析したすべての無次元最大荷重 (P_u/P_y) から、幅厚比パラメータ毎の最小値を抽出したものが、図-23に示す耐荷力曲線である。図中には、道路橋示方書⁷⁾の補剛板基準耐荷力曲線も併記している。図に示すように、多リブモデルでは、幅厚比パラメータが小さい領域でHB補剛板の耐荷力がSM補剛板よりも若干低下する一方、単リブモデルでは幅厚比パラメータによらず概

ね同程度以上の耐荷力を有していることが分かる。なお、SM補剛板に対するHB補剛板の無次元最大荷重の比率は、多リブモデルでの全解析ケース（全72ケース）において、最大104.2%、最小92.8%、平均97.2%であり、単リブモデル（全54ケース）では最大103.9%、最小99.0%、平均101.8%であった。

以上より、本研究でのパラメータの範囲内において、SUS304N2Aを用いたハイブリッド補剛板の耐荷力は、0.1%耐力を使用し、式(7)に示す全断面降伏荷重で無次元化することにより、従来の構造用鋼補剛板と同等の評価が可能であると考えられる。

4. まとめ

本研究では、ステンレス橋梁に用いられるハイブリッド補剛板の軸圧縮耐荷力特性を明らかにするために、パラメトリックな解析的検討を行った。まず初めに、別途実施した耐荷力実験結果を用いてパラメトリック解析に用いる初期不整（初期たわみおよび残留応力）のモデル化、および著者らが提案するトリリニア型の材料構成式の適用性について弾塑性有限変位理論による解析結果との比較により検討した。次に、検討結果を踏まえて解析モデルを決定し、ハイブリッド補剛板の最大荷重に影響を及ぼすと考えられる因子を変化させてパラメトリック解析を行い、その軸圧縮耐荷力特性を明らかにした。

本研究で得られた主な結論をまとめると以下の通りとなる。

- (1) 本研究で提案したトリリニア型の構成式、および初期不整を用いた実験供試体の解析結果は、ラウンドハウス型の構成式を用いて実験供試体の初期不整を再現した解析結果に比べ、剛性低下が始まる荷重、および最大荷重が低くなる。しかし、最大荷重の差異は6~10%程度であり実験結果と比較した場合でも6~8%程度と小さい。よって、ハイブリッド補剛板の軸耐荷力特性を把握するための解析手法として適用可能であると考えられる。
- (2) 荷重-軸方向平均ひずみ関係において、ハイブリッド補剛板は構造用鋼補剛板に比べ低い荷重で剛性が低下し、最大荷重到達時の軸方向平均ひずみが大きい。これは、ステンレス鋼が構造用鋼と比べ比例限度が低く、初期の段階から弾性係数が低下するためと考えられる。
- (3) 幅厚比パラメータ R が一定の場合、縦横寸法比 α の増加に伴い最大荷重はわずかながら増加する傾向にあった。
- (4) 縦補剛材剛比を増加させることにより、多リブモデルでは縦横寸法比、幅厚比パラメータによらず最大荷重が10%以上増加した。一方、単リブモデルでは α が小さく、かつ、幅厚比パラメータが比較的大きい場合にの

み最大荷重が増加した。

- (5) 本研究で用いたパラメータの範囲において、多リブモデルでは幅厚比パラメータが小さい領域でハイブリッド補剛板の無次元耐荷力が構造用鋼補剛板のそれよりも若干低下する傾向にあり、単リブモデルでは幅厚比パラメータによらず概ね同程度以上の耐荷力を有していた。
- (6) 構造用鋼補剛板に対するハイブリッド補剛板の無次元最大荷重の比率は、多リブモデル（全72ケース）では最大104.2%、最小92.8%、平均97.2%であり、単リブモデル（全54ケース）では最大103.9%、最小99.0%、平均101.8%であった。

以上より、本研究でのパラメータの範囲内において、SUS304N2Aを用いたハイブリッド補剛板の耐荷力は、0.1%耐力を使用し、式(7)に示す全断面降伏荷重で無次元化することにより、従来の構造用鋼補剛板と同等の評価が可能であると考えられる。

本研究では、ステンレス橋梁の実用化に向けて、従来の構造用鋼からなる補剛板との比較を中心にハイブリッド補剛板の軸圧縮耐荷力特性を検討した。よって、その構造詳細の一部である補剛材剛比の設定では道路橋示方書の規定を参考にし、また、残留応力分布については、限られた実験結果を補完する形で既往の構造用鋼の残留応力に関する知見を参考とした。また、実験との比較は単リブモデルのみで、それを多リブモデルに展開している点など、結論の汎用性の点ではいくつかの課題が残されている。

今後、著者らが提案するステンレス橋梁の実用化を促進するためには、残留応力分布などの基礎資料を充実させるとともに、さらに数多くの実験やパラメトリック解析を行い、ステンレス橋梁に適した設計手法を確立する必要がある。また、ハイブリッド構造を採用した場合の部材結合部の防食対策を含む各部の構造詳細や、その製作方法の確立など、設計のみならず製作、施工上の課題に対する研究も進める必要がある。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 中谷光良, 谷和彦, 大澤守彦, 松下裕明, 矢吹哲哉, 有住康則: ステンレス鋼溶接における溶接変形推定方法及び残留応力の検討, 溶接構造シンポジウム2002講演論文集, 2002.11
- 3) 楠和憲, 松下裕明, 友野裕, 矢吹哲哉他: ステンレス橋梁用候補材の耐候性評価暴露試験(第2報), 第58回土木学会年次学術講演会講演概要集, 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形断面桁腹板のせん断耐荷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荷力特性, 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の耐荷力評価, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.68-79, 2009.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編, 2012.3
- 8) 土木学会: 座屈設計ガイドライン改訂第二版, 丸善, 2005.10
- 9) 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.
- 10) 松下吉男, 加藤勉: ステンレス橋 SUS304N2 を用いた H 形断面部材の局部座屈耐力と変形能力, 構造工学論文集, Vol.39B, pp.575-582, 1993.
- 11) 松下吉男, 加藤勉: 局部座屈を伴う閉断面ステンレス鋼部材の最大耐力と変形能力, 構造工学論文集, Vol.40B, pp.637-644, 1994.
- 12) ステンレス建築構造設計基準作成委員会: ステンレス建築構造設計基準・同解説 (第二版), ステンレス構造建築協会, 2001.
- 13) 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.
- 14) 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.
- 15) 森章吾, 三好崇夫, 越智内士, 宮寄靖大, 奈良敬: ステンレス鋼の応力-ひずみモデルが終局強度に及ぼす影響について, 鋼構造年次論文報告集, 第 15 巻, pp.645-652, 2007.
- 16) 日本規格協会: JIS Z 2241 金属材料試験方法, 1998.12
- 17) 日本規格協会: JIS G 0202 鉄鋼用語 (試験) No.1164 耐力, 2008.10
- 18) 日本規格協会: JIS G4321 建築構造用ステンレス鋼材解説, 2010.10
- 19) Baddoo, N. R. : A comparison of structural stainless steel design standards, *Stainless Steel in Structures (Proc. The Second Experts Seminar)*, The Steel Construction Institute, pp.131-150, 2003.
- 20) Ramberg, W. and Osgood, W. R. : Description of stress-strain curves by three parameters, *Technical Note No.902*, National Advisory Committee for Aeronautics, 1943.
- 21) Specification for the Design of Cold-Formed Stainless Steel Structural Members (8-02), *Standards ASCE/SEI 8-02*, American Society of Civil Engineers, 2002.
- 22) Nethercot, D. A. and Gardner, L. : Exploiting the special features of stainless steel in structural design, *Journal of Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 9, No. 1, pp. 7-23, 2004.
- 23) 中務尚美, 中村武: 金属系新素材・新材料の利用技術の開発 (建設省プロジェクト・新素材) その 27 SUS304 ステンレス H 形断面材の座屈耐力に関する実験的研究, 日本建築学会学術講演気梗概集, 1991.9
- 24) 奈良敬, 近藤真司: ハイブリッド圧縮補剛板の極限強度と変形性能, 鋼構造年次論文報告集, 第 6 巻, 1998.11
- 25) 藤井堅, 三木千寿, 藤井崇文: ステンレスクラッド鋼板の軸圧縮耐荷力と残留応力, 土木学会論文集, 第 633 号/I-49, pp.181-192, 1999.
- 26) 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, 1988.4
- 27) 奈良敬, 小松定夫: 補剛された圧縮版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, 1988.4

(2012.8.1 受付)

ULTIMATE COMPRESSIVE STRENGTH OF HYBRID STAINLESS STEEL PLATES STIFFENED WITH MILD CARBON STEEL RIBS

Hiroaki MATSUSHITA, Tetsuya YABUKI, Yasunori ARIZUMI
and Tetsuhiro SHIMOZATO

In order to decrease the life cost of steel bridges, we propose to use hybrid stiffened plates of stainless steel plates stiffened with mild carbon steel ribs. The mechanical properties of stainless steels, however, differ from those of mild structural steel. The effect of those different properties on the ultimate strength of the hybrid plates should be clarified. This paper described analytical result on the ultimate compressive strength of the hybrid plates and found that the hybrid plates show almost same strength of ordinary stiffened steel plates. The analytical model used in the parametric analysis was validated with experimental results.