

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

A study on ultimate compressive strength of stainless steel plates stiffened with mild carbon steel ribs

松下 裕明*, 岩田 節雄**, 有住 康則***, 矢吹 哲哉****

Hiroaki MATSUSHITA, Setsuo IWATA, Yasunori ARIZUMI, Tetsuya YABUKI

*工修 Hitz 日立造船(株) 技術開発部 (〒559-8559 大阪市住之江区南港北 1-7-89)

**工博 Hitz 日立造船(株) 技術研究所 (〒551-0022 大阪市大正区船町 2-2-11)

*** 工博 琉球大学助教授, 工学部環境建設工学科 (〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原 1)

**** 工博 琉球大学教授, 工学部環境建設工学科 (〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原 1)

In order to decrease the life cost of steel bridges, in this paper, we propose to use hybrid members of stainless steel plates stiffened with mild carbon steel ribs. Material property of stainless steel is different from that of mild structural steel. Then the effect of these different properties on the ultimate strength of the hybrid members should be clarified at first. Thus, this paper describes and discusses the effect based on the experimental test results on the ultimate compressive strength of hybrid members using element jigs in a smart technological manner.

Key Words: minimum maintenance bridge, stainless steel, local buckling, axial compressive strength

キーワード: ミニマムメンテナンス橋, ステンレス鋼, 局部座屈, 軸圧縮耐荷力

1. はじめに

近年, 社会資本整備に対するコスト意識の高まりとともに, 建設コスト縮減と耐久性向上を目指した構造物の構築が強く望まれている. 特に, 橋梁構造物の場合, ライフサイクルコストの縮減を勘案したミニマムメンテナンス橋梁に対する実用化の要望が益々強まっている.

鋼橋のミニマムメンテナンス化に向け, 現在進められている研究開発は種々挙げられるが¹⁾, 耐久性支配の主要因である腐食に対する防食技術開発の必要性は高い. そこで著者らは, 鋼橋の新たな長期防食システムとして, ステンレス鋼を橋梁主部材に採用したステンレス橋梁を提案した^{2)~6)}. ステンレス鋼は普通鋼に比べ耐候性に優れ, 発錆による補修や再塗装等のメンテナンスコスト縮減効果が期待できる. また, 近年では建築分野を中心としてステンレス鋼の利用促進に向けた技術開発が進み⁷⁾, JISG4321:2000 において建築構造用ステンレス鋼材が規格化されるなど, 溶接組立構造物として利用可能なステンレス鋼の橋梁への選択肢も広がりつつある.

しかし一方, ステンレス鋼は普通鋼に比べ材料コストが高く, 全構造部材をステンレス鋼で製作した場合, 建設コストの増加が問題となる. そこで, 比較的腐食環境の厳しくない箱内部材は, 従来の箱桁内面仕様の塗装を施した普通鋼とすることにより, 初期コストの増加を抑える方法が考えられる. 例えば, 図 1 に示す開断面箱桁の場合, フランジやウェブ等の外膜材をステンレス鋼板とし, その内部補剛材には普通鋼板を用いたハイブリッド補剛板の採用

が考えられる. しかし, このようなハイブリッド補剛板が橋梁部材に使用された事例はなく, 実用化を促進するためにはその強度特性を把握し, 設計手法を確立することが必要となる. 特に, 下フランジを構成する圧縮補剛板においては, 降伏応力度 (あるいは 0.1% オフセット耐力) に達する前に, 縦横の補剛材で囲まれた単一パネルの板座屈, 横補剛材間の縦補剛材を含む部分パネルの座屈, あるいは, 縦横補剛材を含む全体パネルの座屈等の生じる可能性があり, これらの座屈挙動の解明が不可欠である.

従来から, 普通鋼や高張力鋼を用いた圧縮補剛板に対するこれらの座屈挙動については, 解析的・実験的研究が精力的になされてきた⁸⁾. しかし, ステンレス鋼の応力-ひ

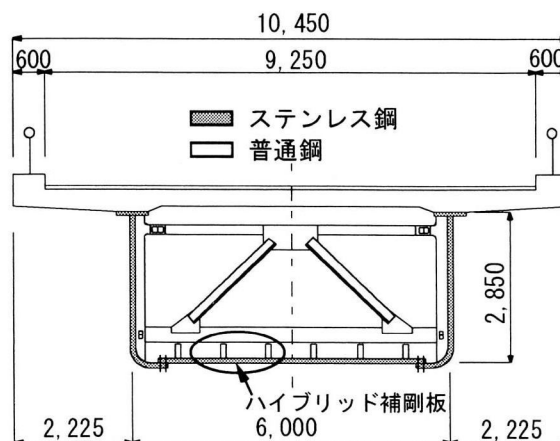


図1 ハイブリッド補剛板を用いたステンレス橋の例

ずみ関係は比例限が低く、明確な降伏棚を持たず、初期の段階から接線剛性が低下するいわゆるラウンドハウス型を有する。よって、その座屈挙動は普通鋼や高張力鋼と異なると考えられる。さらに、ステンレス鋼を普通鋼で補剛したハイブリッド補剛板の場合、応力度の増加とともにステンレス鋼の変形が先行し、補剛材の応力度分担比率が高まり、補剛板としての座屈強度が低下することも考えられる。このような応力-ひずみ特性が異なる鋼材を組み合わせたハイブリッド補剛板に対する既往の研究としては、補剛材にステンレス鋼を用いることにより地震時の変形性能向上を目的としている例⁹⁾はあるが、板パネルにステンレス鋼を用いた研究は皆無に等しい。

そこで、本研究ではステンレス鋼板を普通鋼補剛材で補剛したハイブリッド補剛板に対し、その耐荷力特性に関する基礎資料を得る目的で、1本の縦補剛材を有する部分パネルに着目し、一様軸圧縮荷重を作用させて耐荷力実験を行った。実験では、板パネルと補剛材ともに SUS304N2A を用いたステンレス補剛板、および両方に SS400 を用いた普通鋼補剛板供試体もあわせて製作し、耐荷力特性の比較を行った。

さらに、ハイブリッド補剛板の耐荷力特性を精度よく評価できる解析手法として、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手法を提案し、実験結果との比較により、その妥当性を検討した。

2. 一様軸圧縮耐荷力実験

2.1 供試体の種類および載荷方法

(1) 供試体形状および寸法

供試体は、図2に示すように載荷軸線と平行な1本の補剛材を有する補剛板とし、支持間隔を幅方向 $b_0=350\text{mm}$ 、長さ方向 $a_0=1000\text{mm}$ とした。供試体断面は、板パネルの

幅厚比パラメータ R が耐荷力特性に及ぼす影響を検討するため、 $R=0.7$ 程度 ($t=6\text{mm}$) とした TYPE A、および $R=0.5$ 程度 ($t=9\text{mm}$) とした TYPE B を用いた。なお、板パネルの幅厚比パラメータ R は次式で表される。

$$R = \frac{b_0}{n \cdot t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \tag{1}$$

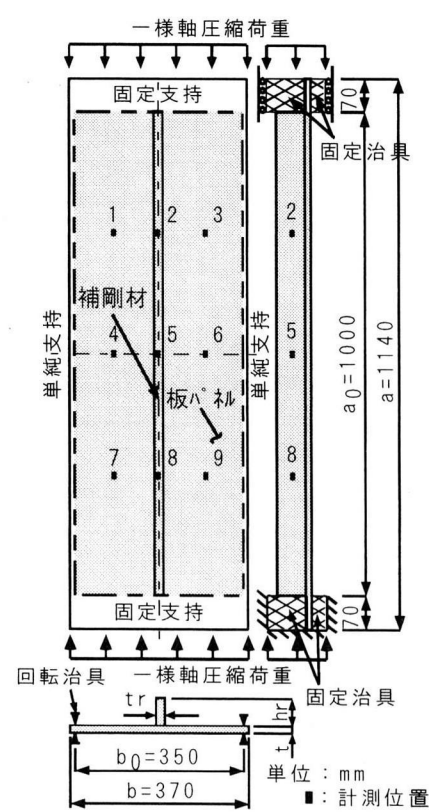


図2 供試体

表1 供試体緒元

種別	供試体名称	板パネル				補剛材					備考	
		板厚 t mm	幅厚比 $b_0/(2t)$	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		
A	CSM49US6-1	(6.2)	28	0.68	SUS304N2A	60	9	(8.7)	7	1.5	SM490Y	ハイブリッド 補剛板
	CSM49US6-2	(6.1)	29	0.70				(8.6)	7	1.6		
	CSM49US6-3	(6.1)	29	0.70				(8.6)	7	1.6		
	CSUN2US6-1	(6.0)	29	0.71	SUS304N2A			(9.1)	7	1.7	SUS304N2A	ステンレス 補剛板
	CSUN2US6-2	(6.0)	29	0.71				(9.1)	7	1.7		
	CSM40MS6-1	(5.8)	30	0.63	SS400			(8.9)	7	1.8	SS400	普通鋼 補剛板
	CSM40MS6-2	(5.8)	30	0.63				(8.9)	7	1.8		
	CSM40MS6-3	(5.8)	30	0.63				(8.9)	7	1.8		
B	CSM49US9-1	(9.2)	19	0.47	SUS304N2A	70	9	(8.6)	8	1.1	SM490Y	ハイブリッド 補剛板
	CSM49US9-2	(9.3)	19	0.46				(8.8)	8	1.1		
	CSM49US9-3	(9.3)	19	0.46				(8.6)	8	1.1		
	CSUN2US9-1	(9.2)	19	0.47	SUS304N2A			(9.2)	8	1.1	SUS304N2A	ステンレス 補剛板
	CSUN2US9-2	(9.3)	19	0.46				(9.0)	8	1.1		

注1) 板厚の()内は実測値を示す。

注2) γ_{req} は道路橋示方書Ⅱ解4.2.3および解4.2.4により算出した。(σ_y および E は板パネルの材料試験結果を用いた)。

ここに、 σ_y は材料引張試験から得られた降伏応力度 (SUS304N2A では0.1%オフセット耐力)、 ν はポアソン比 (=0.3)、 k は座屈係数 (=4)、 E はヤング係数、 n は補剛材で区切られるパネル数 (=2)、 t は板パネル厚の実測値である。

表1に本実験で用いた供試体の名称と断面緒元を示す。なお、表中の γ は補剛材の必要剛比で、次式で表される。

$$\gamma = (t_r h_r^3 / 3) / (b_0 t^3 / 11) \quad (2)$$

また、 γ_{req} は道路橋示方書¹⁰⁾で規定された補剛材の必要剛比である。

補剛材は、道路橋示方書に規定された必要剛比を満足し、かつ、補剛材自身の局部座屈を防ぐために幅厚比 (h_r/t_r) を7～8とした。

(2) 材質の組み合わせ

ハイブリッド補剛板の板パネルに使用するステンレス鋼は、耐食性、加工性、溶接性に優れ、その降伏点 (0.1%オフセット耐力) がSM490のそれと等価であり、構造材としての有用性が高い材料であるという必要性を考慮し、SUS304N2Aを選択した。また、補剛材には、鋼橋での使用実績が高く、かつ、その降伏強度がSUS304N2Aのそれと同等以上であることから、SM490Yを採用した。

前述の表1に示すように、TYPE Aについては、ハイブリッド補剛板 (CSM49US6-1, CSM49US6-2, CSM49US6-3) の他に、比較のため板パネルと補剛材ともに SUS304N2A

を用いたステンレス補剛板 (CSUN2US6-1, CSUN2US6-2)、両方に SS400 を用いた普通鋼補剛板 (CSM40MS6-1, CSM40MS6-2, CSM40MS6-3) を製作した。一方、TYPE Bについては、ハイブリッド補剛板 (CSM49US9-1, CSM49US9-2, CSM49US9-3)、および、比較のためのステンレス補剛板 (CSUN2US9-1, CSUN2US9-2) を製作した。

表2に、それぞれの鋼材の材料試験結果を示す。また、図3には材料試験から得られたステンレス鋼の応力-ひずみ関係の一例 ($t=6\text{mm}$) を示す。図中、 σ_p は比例限である。

(3) 荷重装置および荷重方法

耐力力実験では、2000kN アムスラー型万能試験機を用いて、図4に示すように上下方向に一樣圧縮荷重を荷重した。荷重辺は、上・下端とも治具により固定支持としたが、上端は A-A 断面に示すように荷重方向平行にスライド可能な構造とした。一方、非荷重辺 (側辺) は、既往の研究成果¹¹⁾を参考に、C-C 断面に示すような回転および面内変形が自由な単純支持とした。本支持部は、②③の回転治具に対し、④の側辺支持治具との接触面を円弧に加工し、さらに接触部にグリースを塗布することにより、供試体の回転および面内変位に拘束を与えない構造となっている。ここで、回転治具の円弧の半径 R は、 $R=21\text{mm}$ とした。これは、C-C 断面において、TYPEA 供試体の板厚中心から、②あるいは③の回転治具と④側辺支持治具の接点までの距離に一致している。

表2 各鋼材の材料特性値

鋼種	公称板厚 mm	降伏応力度 σ_y N/mm ²	引張強さ σ_u N/mm ²	降伏比	初期ヤング係数 E_0 N/mm ²
SUS304N2A	6	389	778	0.50	183000
	9	399	771	0.52	183000
SM490Y	9	378	531	0.71	212000
	6	316	456	0.69	200000
SS400	9	303	448	0.68	200000

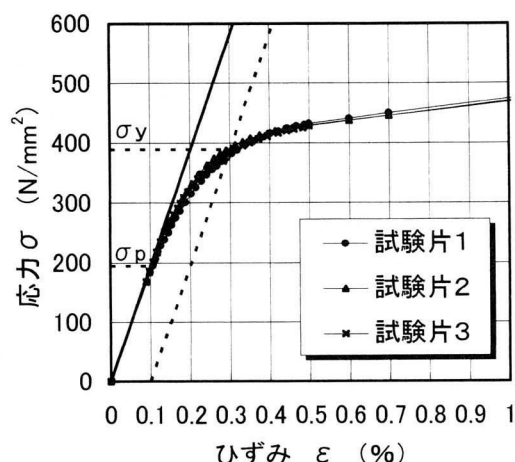


図3 ステンレス鋼の応力-ひずみ関係 ($t=6\text{mm}$)

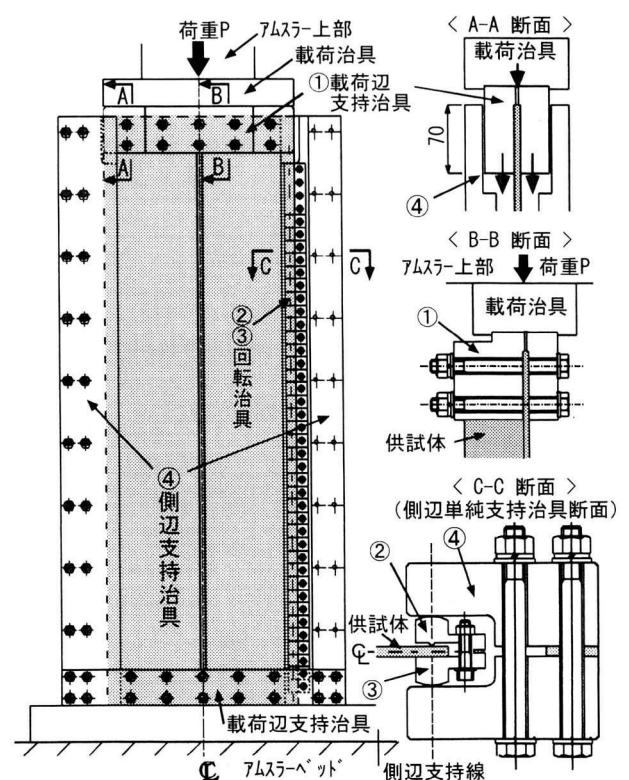


図4 荷重装置概略図

荷重は、定速変位制御で行った。計測は、荷重荷重、荷重軸方向変位の他に、図2に示した計測位置におけるひずみおよび面外変位を測定した。写真1は、計測装置装着後の供試体設置状況である。なお、すべての供試体において、実験前に予備試験により弾性域でのひずみ分布を計測し、荷重荷重が一樣となるように治具を調整した。その調整は、図4に示すB-B断面において、荷重治具と①荷重辺支持治具の接触面、および①荷重辺支持治具と供試体補剛材の

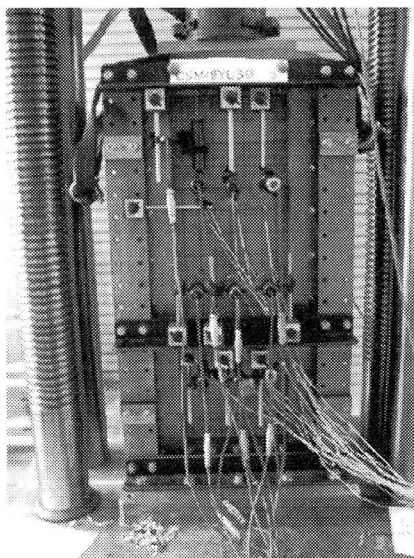


写真1 供試体設置状況

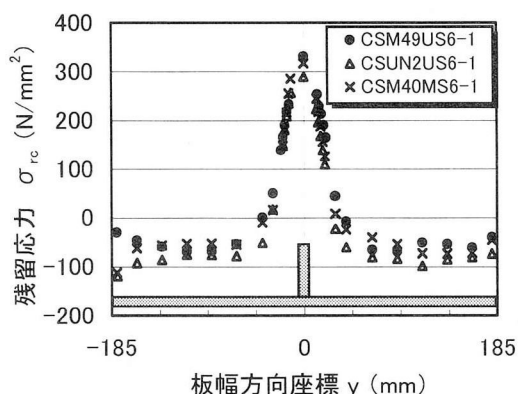


図5 板パネル残留応力度分布

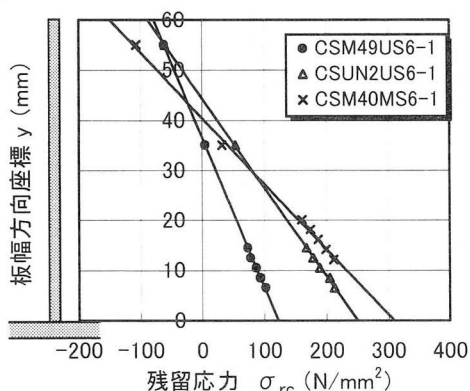


図6 補剛材残留応力度分布

接触面の荷重伝達を均等にするために、機械切削や薄板の挿入等により行った。

2.2 溶接初期不整

(1) 残留応力度

表1の耐荷力実験供試体と同一条件で CSM49US6-1, CSUN2US6-1, CSM40MS6-1 を各1体ずつ製作し、板パネルと補剛材との溶接による残留応力度を計測した。溶接は両側からのすみ肉溶接とし、その溶接施工条件は表3に示すとおりである。溶接材料は、それぞれの供試体の材質に応じて選択し、SUS304N2A と SM490Y の異材溶接である CSM49US6-1 では、専用の溶接材料である GFW309L を用いた¹²⁾。

残留応力の測定方法は機械的分割法による応力開放方式とした。図5は板パネル、図6は補剛材の残留応力度分布である。また、表4に残留応力度の計測結果を示す。ここに、 σ_{rc} は板パネルの圧縮応力度の平均値、 $\sigma_{rc,r}$ は補剛材の圧縮応力度の最大値、 σ_{rt} および $\sigma_{rt,r}$ は板パネルおよび補剛材の引張応力度の最大値である。また、 σ_y は表2に示した降伏応力度である。

(2) 初期たわみ

残留応力度と同様に、溶接等による初期たわみも供試体の耐荷力に影響を及ぼす。特に、ステンレス鋼は、熱伝導

表3 溶接施工条件

脚長 mm	電流 A	電圧 V	溶接速度 cm/min	入熱量 J/mm
4	230	31	85	503

表4 残留応力度計測結果

供試体種類	板パネル		補剛材	
	σ_{rc}/σ_y	σ_{rt}/σ_y	$\sigma_{rc,r}/\sigma_y$	$\sigma_{rt,r}/\sigma_y$
ハイブリッド補剛板	-0.14	0.85	-0.21	0.32
ステンレス補剛板	-0.19	0.74	-0.22	0.63
普通鋼補剛板	-0.17	1.00	-0.49	1.00

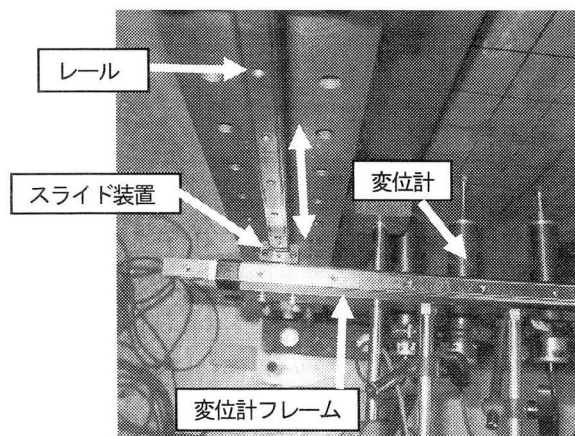


写真2 初期たわみ計測装置設置状況

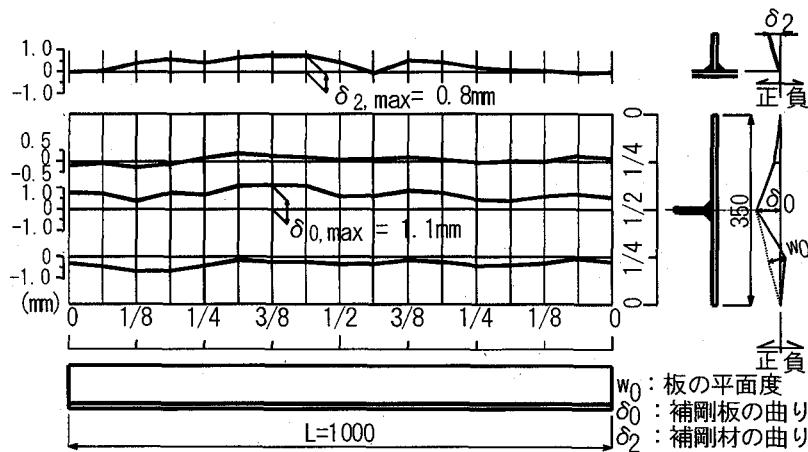


図7 初期たわみ分布(CSM49US6-1)

度、線膨張係数等の物理定数が普通鋼と異なるため、溶接変形量も普通鋼と異なると考えられる。本実験では、事前に検討したSUS304N2Aに対する溶接変形量の推定結果¹²⁾に基づき、道路橋示方書で規定する板の平面度：W/150 (W：縦補剛材間隔＝ $b_0/2$)、および圧縮材の曲り：L/1000 (L：部材長) 以下を目標に、それぞれ予変形を与えて供試体を製作し、製作後、初期たわみの計測を行った。

計測位置は、板パネルについて鉛直方向16分割、水平方向4分割した位置とし、補剛材については長さ方向16分割した位置とした。初期たわみ量の計測には変位計を用いた。まず、供試体を図4に示すように支持治具に設置した状態で、左右の側面支持治具に鉛直方向にレールを取り付け、レールにはスライド装置を設置した。次に、水平方向に変位計を取り付けたフレームをこのスライド装置に設置し、鉛直方向にスライドさせながら面外変位を計測し、初期たわみ量を算出した。なお、実験終了後の面外変位も同様に計測した。写真2は、レール、スライド装置、および変位計フレームの設置状況である。

図7にCSM49US6-1の初期たわみ量の計測結果を示す。図に示すように、本実験供試体では、板パネルの局所的な面外たわみ量 W_0 を板の平面度、補剛板全体の面外たわみ量 δ_0 を補剛板の曲り、補剛材の面外たわみ量 δ_2 を補剛材の曲りとした。表5に各供試体の計測結果について、それぞれの最大値を示す。この結果、CSM40MS6-2、CSM49US9-3、CSUN2US9-1、およびCSUN2US9-2の補剛板の曲りにおいて、道路橋示方書の規定値より大きな値を示した。これは、予変形量と溶接変形量の差異が大きかったためと考えられる。なお、その他の初期たわみ量については道路橋示方書の規定値程度か、それ以下であった。

2.3 実験結果と考察

(1) TYPE Aの耐力力特性

a) 荷重－変位関係

図8に、ハイブリッド補剛板 (CSM49US6-1～3)、および普通鋼補剛板 (CSM40MS6-1～3) における荷重－軸方向変位関係を示す。なお、図中の縦軸は、載荷荷重 P を全断面降伏荷重 P_y で除して無次元化している。本実験

表5 初期たわみ計測結果

供試体名称	単位:mm		
	板の平面度 $ w_{0,max} $	補剛板の曲り $ \delta_{0,max} $	補剛材の曲り $ \delta_{2,max} $
CSM49US6-1	1.0 (W/180)	1.1 (1/910)	0.8 (1/1300)
CSM49US6-2	0.9 (W/190)	0.8 (1/1300)	0.3 (1/3300)
CSM49US6-3	0.8 (W/220)	0.7 (1/1400)	0.2 (1/5000)
CSUN2US6-1	0.9 (W/190)	0.8 (1/1300)	0.2 (1/5000)
CSUN2US6-2	0.5 (W/350)	0.4 (1/2500)	0.4 (1/2500)
CSM40MS6-1	0.3 (W/580)	0.8 (1/1300)	0.3 (1/3300)
CSM40MS6-2	0.7 (W/250)	1.5 (1/670)	0.2 (1/5000)
CSM40MS6-3	0.4 (W/440)	1.1 (1/910)	0.2 (1/5000)
CSM49US9-1	0.2 (W/880)	1.1 (1/910)	0.7 (1/1400)
CSM49US9-2	0.4 (W/440)	1.1 (1/910)	1.1 (1/910)
CSM49US9-3	0.3 (W/580)	1.3 (1/770)	0.3 (1/3300)
CSUN2US9-1	0.5 (W/350)	1.8 (1/560)	0.9 (1/1100)
CSUN2US9-2	0.3 (W/580)	1.3 (1/770)	0.8 (1/1300)

供試体は板パネルと補剛材の降伏応力度が異なるため、全断面降伏荷重 P_y を次式のように定義した。

$$P_y = b \cdot t \cdot \sigma_y + h_r \cdot t_r \cdot \sigma_{yr} \quad (3)$$

ここに、 b 、 t 、 σ_y はそれぞれ板パネルの幅、厚さ、および降伏応力度であり、 h_r 、 t_r 、 σ_{yr} はそれぞれ補剛材の幅、厚さ、および降伏応力度である。また、横軸は軸方向の縮み量 δ を長さ a_0 にて除した平均ひずみである。

図8の破線に示すように、普通鋼補剛板では約 $0.8P_y$ まで線形関係を保った後、変位が急増し最大荷重に達した。一方、ハイブリッド補剛板では、 $0.3P_y$ 付近から多少剛性の低下が見られるが変位は急増せず、約 $0.3P_y$ ～約 $1.0P_y$ までは図3における比例限 σ_p 以降の応力－ひずみ関係にはほぼ相似して変位が増加し、 $1.0P_y$ 付近にて変位が急増後、最大荷重に達している。このことから、本供試体諸元のハイブリッド補剛板の荷重－軸方向変位関係は、板パネルに用いたステンレス鋼の応力－ひずみ関係の影響を支配的に受けることが分かる。ここで、約 $0.3P_y$ で剛性が低下したのは、板パネルの残留応力度の影響と考

えられる。すなわち、本供試体のステンレス鋼の σ_p は図3に示すように約 $0.5\sigma_y$ であり、残留応力度 $0.14\sigma_y$ を考慮すると、約 $0.36\sigma_y$ から塑性域に入ることになる。

図9はハイブリッド補剛板 (CSM49US6-3) および普通鋼補剛板 (CSM40MS6-2) の測点1~3に対する荷重-面外変位関係である。図中の横軸は、各々の測点の面外変位 δ であり、縦軸は図8と同様に載荷荷重を全断面降伏荷重にて除した無次元荷重である。図9において、ハイブリッド補剛板および普通鋼補剛板とも、約 $0.8P_y$ 付近から面外変位が増加していることが分かる。なお、その後の面外変位量は、着目する測点や、供試体の初期不整の差異等により異なる履歴を示したが、最終的にはハイブリッド補剛板および普通鋼補剛板とも、後述するような同じ破壊モードを示した。

b) 荷重-ひずみ関係

普通鋼補剛板とハイブリッド補剛板の局部座屈挙動を比較検討するために、代表的な計測点の荷重-軸方向ひずみ関係を抽出し、図10および図11に示す。図中の横軸は、各供試体の軸方向ひずみを、板パネルに用いた鋼材の降伏ひずみ ϵ_y で除して無次元化した。ここに、降伏ひずみ ϵ_y は、降伏応力度(あるいは0.1%オフセット耐力)を初期ヤング係数で除した値とした。

図10は、普通鋼補剛板 (CSM40MS6-2) の全計測点の内、最初に非線形性が現れた測点1の計測結果である。

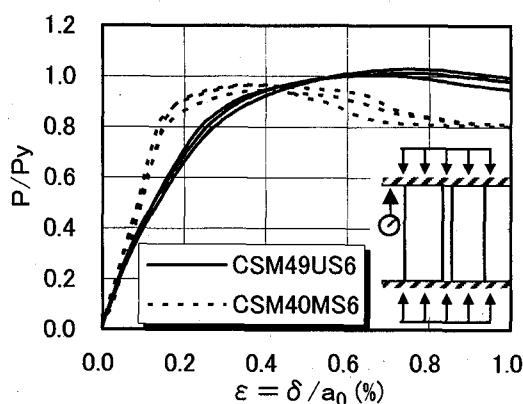


図8 荷重-軸方向変位関係

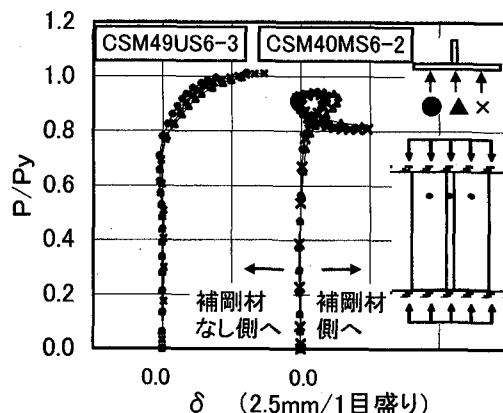


図9 荷重-面外変位関係

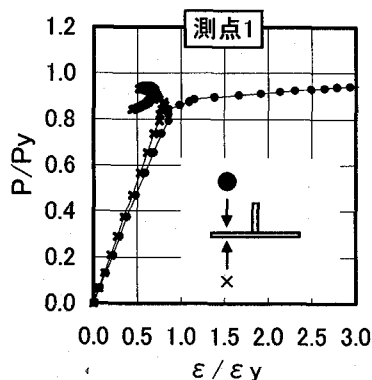


図10 荷重-軸方向ひずみ関係(CSM40MS6-2)

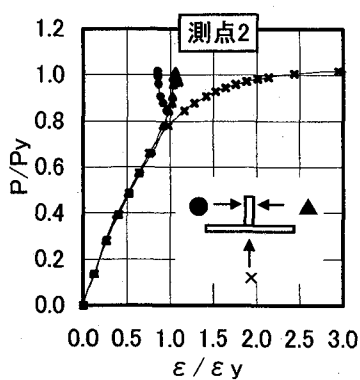


図11 荷重-軸方向ひずみ関係(CSM49US6-3)

図から、約 $0.8P_y$ を越えるとひずみに非線形性が現れ、板パネルの局部座屈が発生したことが分かる。この結果、図9に示した面外変形の増加、さらに図8に示した軸方向変位の増加が生じ、最大荷重に達したと考えられる。

一方、図11はハイブリッド補剛板 (CSM49US6-3) における測点2および測点4の荷重-ひずみ関係である。測点2において、板パネルと補剛材のひずみは、補剛材の降伏する約 $0.8P_y$ まで一致しながら増加した。これは、測点2での初期たわみが少なく、面外方向の曲げの影響をほとんど受けなかったためであると考えられる。一方、測点4では面外曲げの影響により、早い段階から少しずつ表裏のひずみ差が生じていることが分かる。測点2において、 $0.3P_y$ 付近で剛性が低下したのは、前述の荷重-変位関係に述べたとおりである。その後、約 $0.8P_y$ で補剛材が降伏した。図9において、 $0.8P_y$ 付近で面外変位が増加を始めたのは、この補剛材の降伏が原因と考えられる。しかし、本供試体諸元では、補剛材降伏後も板パネルのひずみは急増せず、ステンレス鋼の応力-ひずみ関係に従って緩やかに増加していることが分かる。測点4についても、約 $1.0P_y$ にて板パネルに座屈が生じるまで、ステンレス鋼の応力-ひずみ関係に従っていることが分かる。さらに、約 $1.0P_y$ での測点4の板パネルの不安定が、図8における約 $1.0P_y$ での変位急増、最大荷重への決定につながったと考えられる。

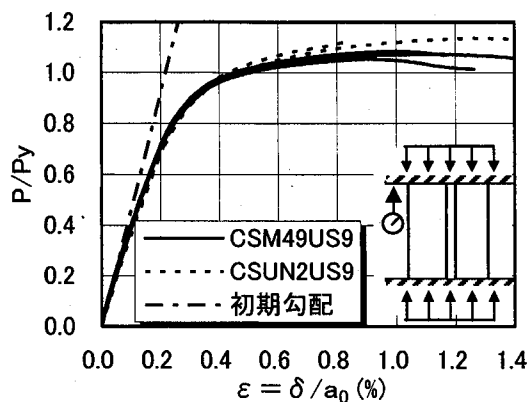


図12 荷重—軸方向変位関係

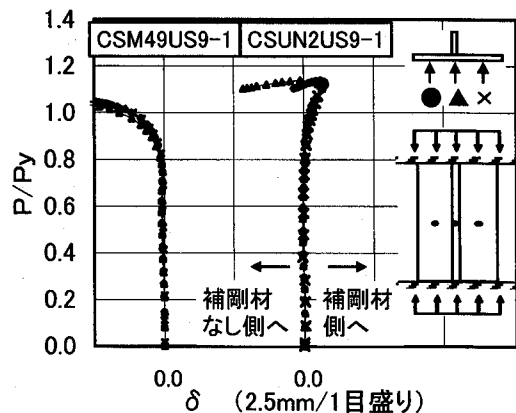


図13 荷重—面外変位関係

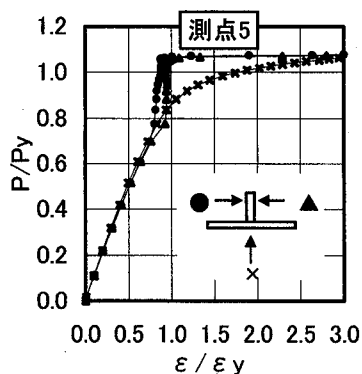


図14 荷重—軸方向ひずみ関係(CSM49US9-1)

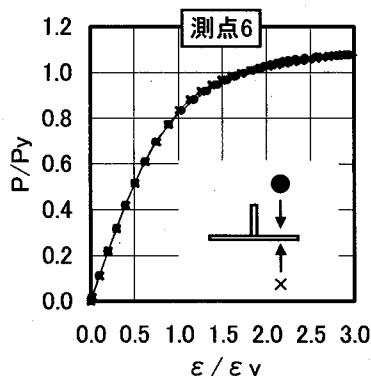


図15 荷重—軸方向ひずみ関係(CSUN2US9-1)

(2) TYPE B の耐荷力特性

図12に、ハイブリッド補剛板 (CSM49US9-1～3) およびステンレス補剛板 (CSUN2US9-1～2) における荷重—軸方向変位関係を示す。また、図13に、ハイブリッド補剛板 (CSM49US9-1) およびステンレス補剛板 (CSUN2US9-1) に対する測点4～6の荷重—面外変位関係を示す。さらに、図14にハイブリッド補剛板 (CSM49US9-1) における測点5および測点6、図15にステンレス補剛板 (CSUN2US9-1) の測点5における荷重—軸方向ひずみ関係の計測結果を示す。

図14の測点5に示すように、TYPE Bのハイブリッド補剛板においてもTYPE Aと同様、約 $0.8P_y$ にて補剛材が降伏した。この結果、図13の荷重—面外変位関係に示すように、TYPE Aと同様、約 $0.8P_y$ において面外変位が急増したと考えられる。一方、ステンレス補剛板は板パネルおよび補剛材にステンレス鋼を用いているため、図15の荷重—軸方向ひずみ関係が示すように、 $0.8P_y$ 付近での補剛材のひずみの乱れは生じず、約 $1.1P_y$ に達するまで緩やかに荷重およびひずみが増加していることが分かる。この結果、面外変位についても図13に示すように、 $0.8P_y$ 付近ではなく、 $1.1P_y$ 付近で不安定となり急変したと考えられる。面外変位は、図13のハイブリッド補剛板およびステンレス補剛板とも、それぞれ約 $0.8P_y$ および約 $1.1P_y$ 以降に補剛材なし側へ増加し、これらの供試体ではすべての測点

において同様の傾向を示した。なお、図12の荷重—軸方向変位関係に示すように、板パネルと補剛材にステンレス鋼を用いたステンレス補剛板は、ハイブリッド補剛板に比べ最大荷重および最大荷重到達時の軸方向変位が大きいことが分かる。

(3) 最大荷重と破壊モード

実験より得られた各供試体の最大荷重 P_u 、前述の全断面降伏荷重 P_y 、無次元耐荷力 (P_u/P_y) 、およびその破壊モードを表6に示す。

表に示すように、TYPE Aにおいて、ハイブリッド補剛板の無次元耐荷力は普通鋼補剛板のそれを上回っている。また、TYPE Bにおいても、ハイブリッド補剛板の無次元耐荷力は1以上であり、設計で用いられる最大耐荷力、すなわち全断面降伏荷重 P_y を超過していることが分かる。このことから、本実験に用いた供試体諸元において、ハイブリッド補剛板は実用上十分な軸圧縮耐荷力を有していると言える。

なお、ハイブリッド補剛板の最大荷重到達時の軸方向平均ひずみは、図8に示すように、TYPE Aで約0.7%、図12に示すようにTYPE Bで約1.0%であり、普通鋼の降伏ひずみを大きく超過していることが分かる。このことから、普通鋼補剛板に比べ、ハイブリッド補剛板が高いじん性を有していることが分かる。

ハイブリッド補剛板の実験終了後の変形モードについて、TYPE A (CSM49US6-3) の例を写真3 および図16に、TYPE B (CSM49US9-1) の例を図17に示す。図16および図17は、初期たわみの計測方法と同様に計測した面外たわみの相対量を示している。図16と図17の比較から、TYPE A 供試体では板パネルに波長 $\lambda=L/4$ 程度の変形モードが発生しているのに対し、TYPE B では発生していないと言える。この傾向は普通鋼補剛板およびステンレス補剛板でも同様であった。このことから、板パネルの幅厚比パラメータRが $R=0.7$ 程度のTYPE A 供試体では板パネルに局部座屈が生じたが、 $R=0.5$ 程度のTYPE B 供試体では生じなかったことが分かる。

3. 弾塑性有限変位解析

前節で示した耐荷力実験の結果、本実験供試体諸元にお

表6 最大荷重の比較

種別	供試体名称	鋼材の組合せ	最大荷重 P_u (kN)	降伏荷重 P_y (kN)	P_u/P_y	破壊モード
A	CSM49US6-1	ハイブリッド補剛板	1122	1090	1.03	局部座屈
	CSM49US6-2		1080	1073	1.01	
	CSM49US6-3		1090	1073	1.02	
	CSUN2US6-1	ステンレス補剛板	1111	1081	1.03	
	CSUN2US6-2		1128	1081	1.04	
	CSM40MS6-1	普通鋼補剛板	810	840	0.96	
	CSM40MS6-2		793	840	0.94	
	CSM40MS6-3		812	840	0.97	
B	CSM49US9-1	ハイブリッド補剛板	1717	1586	1.08	圧壊
	CSM49US9-2		1722	1606	1.07	
	CSM49US9-3		1686	1601	1.05	
	CSUN2US9-1	ステンレス補剛板	1837	1615	1.14	
	CSUN2US9-2		-	1624	-	

注) CSUN2US9-2は最大荷重が計測できず。

けるハイブリッド補剛板の一樣軸圧縮力耐荷力は全断面降伏荷重を基準に算出した無次元耐荷力で1.0を上回り、実用上十分な耐荷力を有しているとともに、高いじん性を有していることが明らかとなった。こうしたハイブリッド補剛板の座屈耐荷力特性を精度よく評価できる解析手法として、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手法を提案し、実験結果との比較によりその妥当性を検討した。

3.1 解析モデルおよび解析手法

解析対象は表7に示す4種類とし、図18に示すように板パネルについて長さ×幅を 16×12 分割、補剛材について長さ×高さを 16×3 分割し、モデル化を行った。境界条件は実験と同様、載荷辺を固定支持、非載荷辺を単純支持とした。また、非載荷辺の支持位置は実験供試体と同一とするために、供試体端から10mm内側の位置とした。載荷は、補剛材を含む載荷辺上に一樣な強制変位を与えることにより、一樣軸圧縮力を導入した。解析では、実験供試体をアイソパラメトリックシェル要素でモデル化し、弾塑性有限変位理論に基づいた数値解析を行った。幾何学的非線形挙動は、更新ラグランジェ法による増分理論を用いて評価した。また、材料非線形挙動は、von-Mises の降伏条件およびPrandtl-Reuss の塑性流れ理論に従うものとした。本数値解析では、接線剛性マトリックス等の積分を Gauss の

表7 解析に用いた供試体の種類

種別	補剛板の種類	供試体名称
A	ハイブリッド補剛板	CSM49US6-3
	普通鋼補剛板	CSM40MS6-2
B	ハイブリッド補剛板	CSM49US9-1
	ステンレス補剛板	CSUN2US9-1

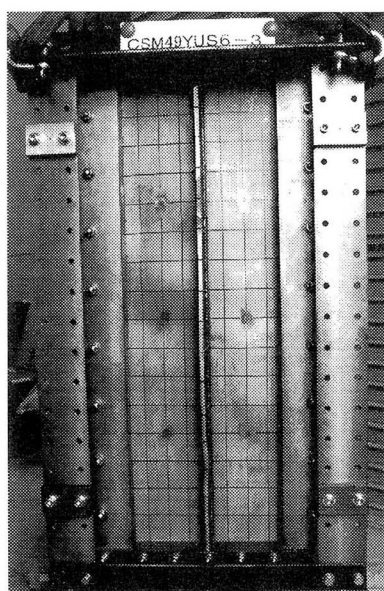


写真3 実験終了後の供試体

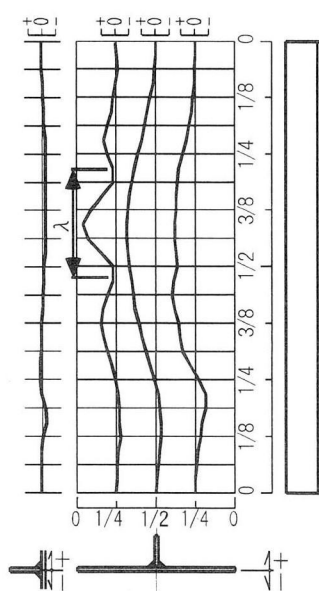


図16 実験終了後たわみ分布(TYPE A)

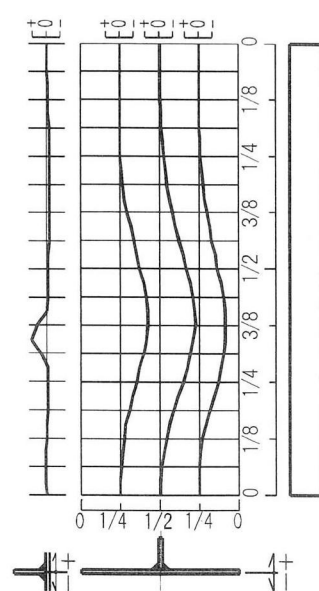


図17 実験終了後たわみ分布(TYPE B)

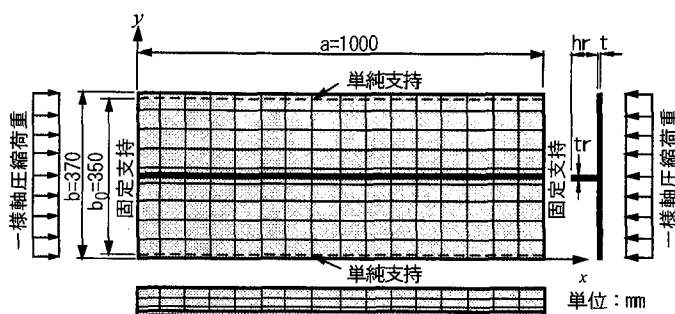


図18 解析モデル

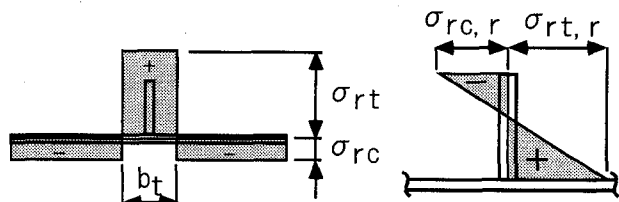


図20 解析に用いた残留応力度分布形状

数値積分で行ったが、板厚方向への塑性域の進展を考慮できるように配慮した。また、ひずみおよび応力度の評価は各 Gauss 数値積分点にて行った。一方、非線形方程式の解は、変位増分法に Newton-Raphson 法を併用した逐次収斂計算によって算出した。なお、本解析法の詳細については文献13) に述べられている。

解析に用いる各鋼材の降伏応力度およびヤング係数は表2の材料特性値を用いた。また、ステンレス鋼の応力-ひずみ関係は次式で近似した¹⁴⁾。

$$\left. \begin{aligned} (\sigma/\sigma_p) &= (\varepsilon/\varepsilon_p) & 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_p \\ (\sigma/\sigma_p) &= a_1 \ln(\varepsilon/\varepsilon_p) + a_2 \sqrt{\varepsilon/\varepsilon_p} + a_3 (\varepsilon/\varepsilon_p) + a_4 & \varepsilon_p \leq \varepsilon \leq 5\varepsilon_p \\ (\sigma/\sigma_p) &= (1/30)(\varepsilon/\varepsilon_p) + a_5 & 5\varepsilon_p \leq \varepsilon \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

ここに、 σ_p および ε_p は比例限の応力度およびひずみ、 $a_1 \sim a_5$ は定数であり、それぞれの値は、材料試験結果に基づき、表8のように決定した。

一方、普通鋼 (SM400, SM490Y) の応力-ひずみ関係は、次式に示すように降伏棚を有し、ひずみ硬化域まで考慮した。

$$\left. \begin{aligned} (\sigma/\sigma_y) &= (\varepsilon/\varepsilon_y) & \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ (\sigma/\sigma_y) &= 1 & \varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_H \\ (\sigma/\sigma_y) &= B(\varepsilon/\varepsilon_y)^n & \varepsilon_H \leq \varepsilon \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

ここに、SM400 : $B=0.582$, $n=0.245$, $\varepsilon_H=9.11 \varepsilon_y$
SM490Y : $B=0.696$, $n=0.191$, $\varepsilon_H=6.66 \varepsilon_y$
とした⁹⁾。

図19は、解析に用いた応力-ひずみ関係を、ひずみ $\varepsilon < 1.0\%$ の範囲で図化したものである。

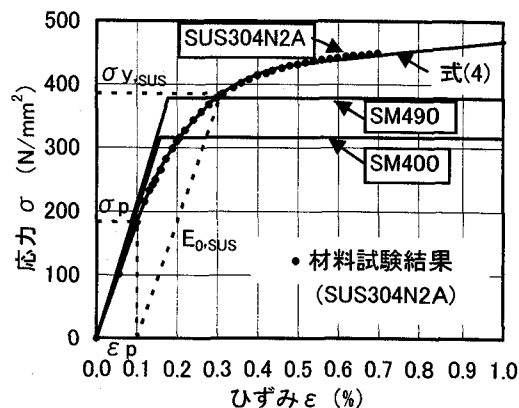


図19 解析に用いた応力-ひずみ関係

表8 σ_p , ε_p , $a_1 \sim a_5$ の値

σ_p	ε_p	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
$0.47 \sigma_y$	σ_p/E_0	-0.230	2.035	-0.825	-2.245	2.360

σ_y : 表2に示した降伏応力度 (0.1%オフセット耐力)

3.2 残留応力および初期たわみ

残留応力度分布は、図5、図6および表4に示した計測結果に基づき、図20に示すとおりモデル化した。なお、板パネルの引張残留応力度の分布範囲 (b_t) は、残留応力により発生する内力が補剛板全体で釣り合うように決定した。

初期たわみ分布形状については、板パネルのアスペクト比 ($a/0.5 b_0=5.71$) を考慮し、次式のように仮定した。

$$w = \delta_{0,\max} \sin(\pi x/a) \sin(\pi y/b_0) + w_{0,\max} \sin(6\pi x/a) \sin(2\pi y/b_0) \quad (6)$$

ここに、 $\delta_{0,\max}$ は補剛板全体の初期たわみ分布形状に関する最大値、 $w_{0,\max}$ は板パネルの局部的な初期たわみ分布形状に関する最大値を表し、それぞれ表5の計測結果を用いた。

3.3 解析結果と考察

図21～図24に荷重-軸方向変位関係に関する解析結果と実験結果の比較を示す。なお、図中の縦軸は全断面降伏荷重 P_y にて除した無次元荷重、横軸は鉛直方向の変位を長さ a_0 にて除した平均ひずみを表している。

図21～図24はそれぞれ、TYPE A ハイブリッド補剛板 (CSM49US6-3), TYPE A 普通鋼補剛板 (CSM40MS6-2), TYPE B ハイブリッド補剛板 (CSM49US9-1) および TYPE B ステンレス補剛板材 (CSUN2US9-1) の結果である。これらの図に示すように、本解析結果は非線形領域での剛性および最大荷重到達後の挙動に若干の差がみられるものの、実験で得られた荷重-軸方向変位挙動を比較的良く評価していると思われる。

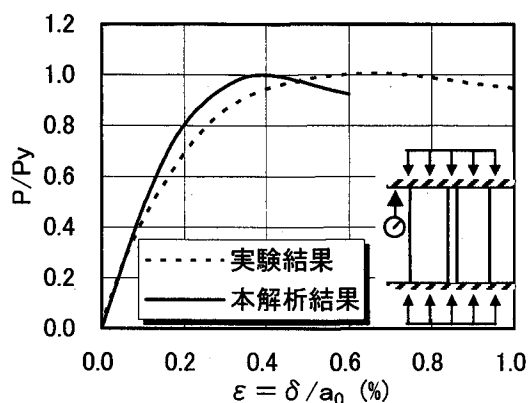


図 21 荷重一軸方向変位(CSM49US6-3)

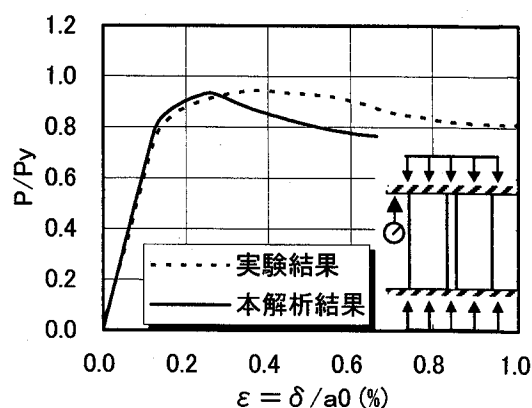


図 22 荷重一軸方向変位(CSM40MS6-2)

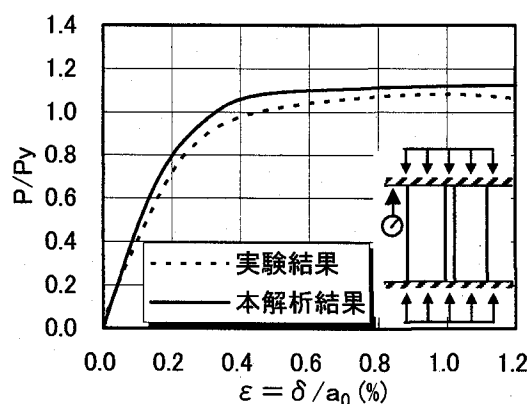


図 23 荷重一軸方向変位(CSM49US9-1)

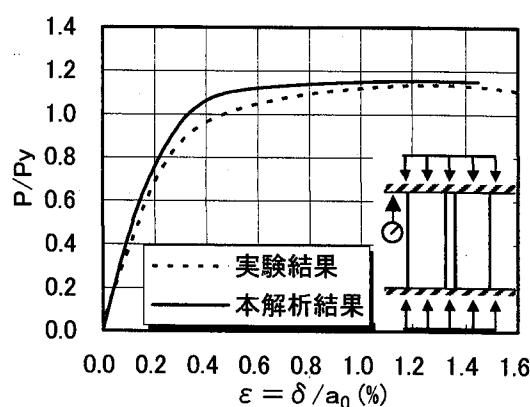


図 24 荷重一軸方向変位(CSUN2US9-1)

表 9 最大荷重の比較

種別	供試体名称	降伏荷重 P_y (kN)	解析結果		実験結果 P_u/P_y (2)	(1)/(2)	備考
			最大荷重 P_u (kN)	P_u/P_y (1)			
A	CSM49US6-3	1073	1073	1.00	1.02	0.98	ハイブリッド補剛板
	CSM40MS6-2	840	784	0.93	0.94	0.99	普通鋼補剛板
B	CSM49US9-1	1586	1738	1.12	1.08	1.04	ハイブリッド補剛板
	CSUN2US9-1	1615	1865	1.16	1.14	1.02	ステンレス補剛板

次に、解析から得られた最大荷重について、実験結果との比較を表 9 に示す。表から明らかなように、本解析結果は無次元最大荷重 (P_u/P_y) について実験結果と実用上十分な精度で一致していることが分かる。

最後に、本解析から得られた最大荷重到達後の変形モードについて、図 25 に TYPE A ハイブリッド補剛板 (CSM49US6-3)、図 26 に TYPE B ハイブリッド補剛板 (CSM49US9-1) の結果を示す。図 25 および図 26 が示すように、板パネルの幅厚比パラメータ $R=0.70$ の TYPE A 供試体では板パネルの局部変形モードが卓越しているのに対し、 $R=0.47$ の TYPE B 供試体では補剛板全体の一次モードが卓越していることが分かる。これら TYPE A と TYPE B の変形モードの違いは、図 16 および図 17 に示し

た実験結果と同様の傾向を示しており、本解析手法が最大荷重到達後の変形モードについても、実験結果を反映できていると考えられる。

以上の結果より、本解析法は、荷重一軸方向変位関係、最大荷重、および変形モードについて実験結果を精度よく再現できるものと判断できる。

4. 結論

本研究では、ミニマムメンテナンス橋梁に適用する新形式部材として、ステンレス鋼板パネルを普通鋼で補剛したハイブリッド補剛板を提案し、1本の縦補剛材を有する部分パネルに着目した軸圧縮耐荷力実験によりその耐荷力

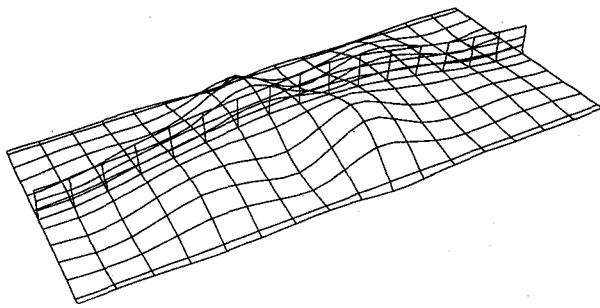


図 25 最大荷重後の面外変形(TYPE A)

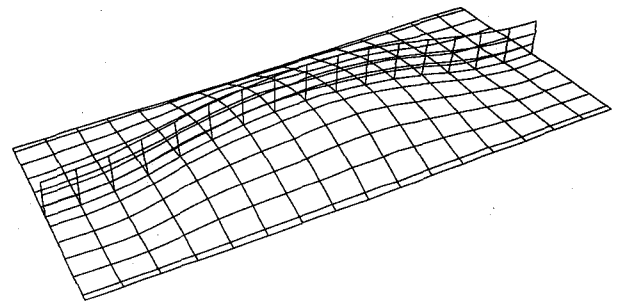


図 26 最大荷重後の面外変形(TYPE B)

特性について検討を行った。さらに、アイソパラメトリックシェル要素でモデル化した実験供試体に対し弾塑性有限変位理論に基づく数値解析を行い、実験結果との比較から本解析手法の妥当性を検討した。なお、本妥当性の検討にあたり、板パネルおよび補剛材ともにステンレス鋼を用いたステンレス補剛板、および両方に普通鋼を用いた普通鋼補剛板を対象例として採用した。

本研究により得られたハイブリッド補剛板の耐荷力特性に関する主な結論を以下にまとめる。

- (1) 本供試体に用いた補剛材の必要剛比 (1.1~1.6) および断面積比 (0.16~0.19) の範囲内の場合、荷重一軸方向変位関係は、板パネルに用いたステンレス鋼の応力一ひずみ関係に従う。
- (2) 本実験で用いたハイブリッド補剛板では、普通鋼補剛材の降伏応力度 ($\sigma_y=378\text{N/mm}^2$) とステンレス鋼板パネルの 0.1%オフセット耐力 ($\sigma_y=389\text{N/mm}^2$ および 399N/mm^2) が近く、このような場合には、荷重の増加に伴い普通鋼補剛材の降伏が先行し、これをきっかけに面外変形の増加が始まる。しかし、本実験に用いた幅厚比パラメータ ($R=0.7$ および $R=0.5$) の供試体では、補剛材降伏後も耐荷力は低下せず、ステンレス鋼の応力一ひずみ関係に従って増加する。
- (3) 耐荷力の低下は、各測点の応力一ひずみ関係の計測結果および実験終了後の変形モードから、TYPE A ($R=0.7$) では板パネルの座屈が原因であったが、TYPE B ($R=0.5$) では板パネルに座屈が生じず、補剛板全体としての圧壊が原因であったことが分かる。
- (4) 最大荷重時の軸方向平均ひずみは $R=0.7$ において約 0.7%、 $R=0.5$ において約 1.0%であり、普通鋼の降伏ひずみを大きく超過した。このことから、普通鋼補剛板に比べハイブリッド補剛板が高いじん性を有していることが分かる。
- (5) 本研究で用いたハイブリッド補剛板の軸圧縮耐荷力は、板パネルおよび補剛材の降伏応力度から算出した全断面降伏荷重を上回り、実用上十分な耐荷力を有している。
- (6) 本研究で提案した解析法は、荷重一軸方向変位関係、最大耐荷力、および降伏後の面外変形モードについて実験結果を精度よく反映できることが確認された。

以上より、本研究に用いた供試体諸元においてハイブリッド補剛板が実用上十分な耐荷力特性を有していると判断できる。

本研究では、1本の縦補剛材を有する最も基本的な補剛板モデルに着目した。今後、ハイブリッド補剛板の実用化を促進するためには、縦補剛材本数をはじめ、板パネルの幅厚比パラメータ、補剛材剛比、およびアスペクト比などの変化に対する耐荷力特性を明らかにし、実構造物に適した設計手法を確立する必要がある。

参考文献

- 1) 西川和廣, 村越潤, 中嶋浩之: ミニマムメンテナンス橋に関する検討, 土木技術資料, 第38巻9号, PP.56-61, 1996.9.
- 2) 松下裕明, 矢吹哲哉, 有住康則他: ステンレス鋼板を炭素鋼で補剛したハイブリッド材の軸圧縮耐荷力実験, 第57回土木学会年次学術講演会講演概要集, 2002
- 3) 有住康則, 矢吹哲哉, 松下裕明他: ステンレス鋼を用いた圧縮補剛板の耐荷力解析について, 第57回土木学会年次学術講演会講演概要集, 2002
- 4) 楠和憲, 松下裕明, 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57回土木学会年次学術講演会講演概要集, 2002
- 5) 中谷光良, 松下裕明, 矢吹哲哉他: ステンレス鋼溶接における変形推定法および残留応力の検討, 第57回土木学会年次学術講演会講演概要集, 2002
- 6) 田原潤, 岩田節雄, 安田和宏: 6 Tクラス摩擦接合用ステンレス高力ボルト, 第57回土木学会年次学術講演会講演概要集, 2002
- 7) 建設省建築研究所, ステンレス協会, ステンレス建築協会: 新ステンレス鋼利用技術指針, 1993.10
- 8) 土木学会: 座屈設計ガイドライン (福本編), 技報堂, 1987.10
- 9) 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
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2002.3
- 11) 小松定夫, 吉川紀, 牛尾正之: 80キロ鋼の補剛板の極限強度に関する実験, 土木学会論文報告集, 第218

号, 1973.10

- 12)中谷光良, 松下裕明, 矢吹哲哉, 有住康則他: 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
- 13)Yabuki,T.,Arizumi,Y.and Yashiro,S. : Ultimate Strength and Its Practical Evaluation of Cylindrical Steel Shell Panels under Various Compressions, Journal of Structural Mech. and Earthquake Eng., JSCE, No.489/I-27,pp.37~47,1994
- 14)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

- 15)小松定夫, 北田俊行: 初期不正を有する圧縮板の極限強度特性に関する研究, 土木学会論文報告集, 第 270 号, 1978.2
- 16)Tim Wilkinson and Gregory Hancock : Finite Element Method for The Analysis of Thin-Walled Tubular Sections Undergoing Plastic Rotation, Third International Conference on Thin-Walled Structures, 2001.Elsevier Science Ltd.

(2002年9月13日 受付)