繰返し面内せん断力を受ける波形鋼板パネルの弾塑性変形挙動

ELASTO-PLASTIC DEFORMATION BEHAVIOR OF CORRUGATED STEEL DIAPHRAGM UNDER CYCLIC SHEAR LOAD

清水 信孝*, 岡田 忠義**, 五十嵐 規矩夫***
Nobutaka SHIMIZU, Tadayoshi OKADA and Kikuo IKARASHI

Shear panel tests on corrugated steel diaphragms were carried out to examine elasto-plastic deformation behavior due to end failure action and tension field action under cyclic loading. Based on the test results, two types of elasto-plastic hysteresis model were proposed for each action. The hysteresis of end failure action was modeled as a bi-linear curve based on initial stiffness and end failure strength. Furthermore, the hysteresis of tension field action was modeled as a curve based on initial stiffness, load decreasing stiffness, tension field strength, and slip strength. Each hysteresis model provided appropriate estimation of energy dissipation for the test results.

Keywords : *Corrugated steel plate, Shear strength, Shear stiffness, Elasto-plastic deformation, Hysteresis model*

波形鋼板, せん断耐力, せん断剛性, 弾塑性変形, 履歴モデル

1. はじめに

波形鋼板は主として面外力に抵抗する材として建築構造物の屋根や壁に利用されているが, 面内せん断力に対する優れた抵抗特性を活用した構法への適用も試みられている. これらの例として, 面内せん断力に対する波形鋼板の弾性抵抗を利用することで水平ブレースを省略した屋根^{1), 2)}, 波形鋼板の板要素をせん断降伏させることで繰返し地震力に対しエネルギー吸収する耐震壁^{3), 4)}, 波形鋼板周囲のビス接合部の支圧破壊で面内せん断力に対しエネルギー吸収する耐力壁^{5), 6)}や屋根⁷⁾などが挙げられる.

これらの構法では, ①弾性的な応答性状を得るために全ての抵抗要素を降伏させず弾性範囲に留める, ②エネルギー吸収性能を発揮させるために特定の抵抗要素を降伏させる, の何れかの設計手法が採られる. ここで, 波形鋼板に起こり得る崩壊モード: 波形鋼板全体のせん断座屈^{8), 9)}, 板要素の局部せん断座屈, 板要素のせん断降伏, 波形鋼板山部の端部崩壊^{10), 11)}, 波形鋼板周囲のビス接合部の支圧破壊^{12), 13)}は, 波形鋼板の幾何形状, 素材強度, パネル周囲の接合条件などにより制御される.

各崩壊モードの耐力の評価については, 既往の研究成果により設計技術が概ね整備された状況にある. 一方, エネルギー吸収性能の評価については, 板要素のせん断降伏およびビス接合部の支圧破壊

に関する繰返し変形挙動が実験的に明らかにされるに留まり, その他の崩壊モードが発現する場合の繰返し変形挙動に関する研究はほとんど見られない.

このような状況を踏まえ, 筆者等は, 波形鋼板の幾何学的な特徴に起因する二つの崩壊モード: パネルの山部に生じる端部崩壊¹¹⁾, パネル全体がせん断座屈した後生じる張力場¹⁴⁾の基礎的な変形性状を把握するための単調載荷試験を実施した. ここでは, 波形鋼板パネルの断面形状がせん断抵抗特性に与える影響を明らかにし, 断面形状の設計により剛性と耐力を制御することで, 耐力劣化を抑えた安定的な弾塑性変形性状が得られることを確認している. この単調載荷試験に基づく知見を, 繰返し変形挙動の性能評価に展開することで, エネルギー吸収材としての波形鋼板の可能性がさらに広がるものと考えられる.

本研究では, 波形鋼板の端部崩壊挙動および張力場挙動に焦点を当て, 載荷履歴とパネル断面形状を実験変数としたパネルせん断試験により, 繰返し面内せん断力に対する波形鋼板パネルの弾塑性変形挙動を明らかにする. 単調載荷試験に基づき導出した剛性式^{11), 15)}および耐力式^{11), 14)}の繰返し変形挙動に対する適用性を検証した後, これらの式に基づく履歴モデルを提案し, エネルギー吸収性能の評価を試みる.

* 新日本製鐵鋼構造研究開発センター 主任研究員・工修
東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻
博士後期課程(社会人コース)

** 新日本製鐵鋼構造研究開発センター 主幹研究員・工博
*** 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻
准教授・博士(工学)

Senior Researcher, Steel Structure Development Center, Nippon Steel, M. Eng.
Graduate Student, Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology

Chief Researcher, Steel Structure Development Center, Nippon Steel, Dr. Eng.
Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

2. 単調載荷試験で確認した波形鋼板の基礎的な変形性状

単調載荷試験における波形鋼板パネルの端部崩壊挙動および張力場挙動の基礎的な変形性状として、文献 11 および文献 14 の研究で得られたせん断力 P - せん断変形角 γ 関係を図 1(a) および図 1(b) にそれぞれ示す。ここで、図 1(a) 中の記号は、 K : 初期剛性、 P_y : 降伏耐力、 P_{max} : 最大耐力を表す (図 5(d) の定義に対応)。また、図 1(b) 中の記号は、 K : 初期剛性、 P_y : 弾性座屈耐力、 P_p : 後座屈耐力、 P_t : 張力場耐力を表す (図 6(d) の定義に対応)¹¹⁾。パネル試験体は、サイズが幅 800mm × 長さ 800mm、板厚が $t=0.4$ mm の波形鋼板からなり、断面形状は図 2 に示す寸法記号による。

図 1(a) は、山ピッチ $q=80$ mm、山高さ $h=20$ mm とし、上フランジ幅 f を 0, 15, 25, 40mm と変化させた場合 (図 2(a)) の、端部崩壊挙動の P - γ 関係である。これは、山部の断面が弾性的にゆがむ変形を伴う載荷初期の線形域から、断面が倒れ込みながら降伏するスウェーイのモードによる端部崩壊の形成過程に移行し、徐々に剛性を低下して最大耐力に到達した後に耐力劣化する、という変形性状により特徴付けられる¹¹⁾。剛性、耐力、耐力劣化の程度は、上フランジ幅 f に影響され、 f が小さいほど、初期剛性、降伏耐力、最大耐力が上昇するが、最大耐力到達後の耐力劣化が著しくなる傾向を示している。一方、 f が大きいほど、剛性、耐力は低下するが、耐力劣化は抑えられている。特に、 $f=40$ mm とした長方形断面のケースでは、劣化後の耐力が P_y より大きな荷重域に留まり、耐力劣化が抑制された安定的な弾塑性変形挙動を示している。

図 1(b) は、山ピッチ $q=40$ mm、上フランジ幅 $f=20$ mm とし、山高さ h を 5, 7, 10mm と変化させた場合 (図 2(b)) の、張力場挙動の P - γ 関係である。これは、載荷初期の線形性がせん断座屈により失われ、後座屈耐力まで耐力上昇した後に耐力劣化し、座屈波形のしわに沿って波形鋼板が引き伸ばされる張力場の形成により再び耐力上昇していく、という変形性状により特徴付けられる¹⁴⁾。耐力劣化と耐力上昇の程度には、後座屈耐力と張力場耐力の相対的な大小関係による変化が見られる。 h が大きいと ($h=10$ mm)、後座屈耐力が張力場耐力より大きくなり、後座屈耐力から張力場耐力への移行に伴う耐力劣化が著しくなる。一方、 h が小さくなり ($h=7$ mm)、後座屈耐力が張力場耐力の大きさに近づくと、耐力劣化は抑制される。さらに h が小さくなると ($h=5$ mm)、より耐力劣化は抑えられるが、張力場挙動に移行後の変形の進展に伴う耐力上昇が顕著となっている。

以上のように、単調載荷に対しては、端部崩壊挙動および張力場挙動ともに、波形鋼板パネルの断面形状により、剛性、耐力、耐力劣化および耐力上昇の程度を制御できることを確認している。端部崩壊挙動では、山部の断面を長方形とすることで、耐力劣化を抑えた安定的な弾塑性変形挙動を得ることができる。また、張力場挙動では、山高さの設定により後座屈耐力を張力場耐力の大きさに近づけることで、座屈後の耐力劣化および変形進展時の耐力上昇を抑えることができる。これらの知見を参考に、繰返し変形挙動の調査に向けたせん断試験を計画した。

3. 繰返し履歴特性の把握に向けた波形鋼板パネルせん断試験

崩壊モードに応じた二つのシリーズからなる試験体の一覧を表 1 に示す。端部崩壊挙動の調査を目的とするシリーズ I では、単調載荷試験 (図 1(a)) で安定的な弾塑性変形挙動を示した長方形断面 (図

図 1 単調載荷試験のせん断力 P - せん断変形角 γ 関係

図 2 単調載荷試験のパネル断面形状

表 1 試験体一覧

試験体		パネル形状									載荷履歴
		a (mm)	b (mm)	t (mm)	q (mm)	f (mm)	e (mm)	g (mm)	l (mm)	h (mm)	
I	E-h20-f40-M	800	800	0.55	80	40	20	0	40	20	単調
	E-h20-f40-C	800	800	0.55	80	40	20	0	40	20	繰返し
	E-h20-f25-M	800	800	0.55	80	25	20	7.5	40	20	単調
	E-h20-f25-C	800	800	0.55	80	25	20	7.5	40	20	繰返し
	E-h15-f40-C	800	800	0.55	80	40	20	0	40	15	繰返し
II	T-h10-f20-M	800	800	0.55	40	20	10	0	20	10	単調
	T-h10-f20-C	800	800	0.55	40	20	10	0	20	10	繰返し
	T-h7-f20-M	800	800	0.55	40	20	10	0	20	7	単調
	T-h7-f20-C	800	800	0.55	40	20	10	0	20	7	繰返し
	T-h5-f20-M	800	800	0.55	40	20	10	0	20	5	単調
	T-h5-f20-C	800	800	0.55	40	20	10	0	20	5	繰返し

表 2 試験体の予想耐力

試験体		降伏	端部崩壊			せん断座屈			張力場	耐力比
		cP_y (kN)	cP_{ly} (kN)	cP_1 (kN)	cP_{cr1} (kN)	cP_{cr2} (kN)	cP_{cr3} (kN)	cP_t (kN)	$\frac{cP_{cr3}}{cP_1}$	
I	E-h20-f40-M/C	86.6	13.8	20.6	122.1	145.2	74.0	-	-	
	E-h20-f25-M/C	86.6	28.6	42.9	109.2	132.4	72.7	-	-	
	E-h15-f40-C	86.6	18.3	27.5	78.9	129.6	72.4	-	-	
II	T-h10-f20-M/C	86.6	55.0	82.5	42.8	46.2	46.1	27.7	0.60	
	T-h7-f20-M/C	86.6	78.6	117.9	24.9	24.3	32.5	30.6	0.94	
	T-h5-f20-M/C	86.6	110.0	165.0	15.0	13.5	24.3	34.1	1.40	

表 3 鋼材の機械的性質

板全厚 (mm)	めっき厚 (mm)	鋼板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)	試験片規格
0.60	0.05	0.55	341	480	33.2	JIS5

2(a) において $f=40$ mm) に近い断面形状を基本に、山高さ h と上フランジ幅 f の断面変化、載荷履歴 (繰返し有無) を実験変数とする。張力場挙動の調査を目的とするシリーズ II では、単調載荷試験 (図 1(b)) で座屈後の耐力劣化と変形進展時の耐力上昇の抑制に有効であった断形状 (図 2(b) において $h=7$ mm) を基本に、山高さ h の断面変化、載荷履歴 (繰返し有無) を実験変数とする。

表 1 中の記号は、図 3(a) ~ (b) に示す試験体パネルの寸法記号に対応する。ここで、 a : パネル幅、 b : パネル長さ、 q : 山ピッチ、 h : 山高さ、 t : 板厚、 e : 下フランジ幅の 1/2 ($2e$ が下フランジ幅に相当)、 f : 上フランジ幅、 g : ウェブの投影幅、 l : 上フランジ幅とウェブ投影

幅の和を表す。試験体名称の記号は、頭文字が想定する崩壊モード(E:端部崩壊, T:張力場), h 以下の数値が山高さ, f 以下の数値が上フランジ幅, 末尾のハイフン以下の文字が荷重履歴 (M:単調, C:繰返し) を表す。

シリーズ I では, $q=80\text{mm}$, $e=20\text{mm}$ を共通とし, f を 25, 40 mm , h を 15, 20 mm と変化させた。一方, シリーズ II では, $q=40\text{mm}$, $f=20\text{mm}$, $e=10\text{mm}$ を共通とし, h を 5, 7, 10 mm と変化させた。なお, パネルの断面形状は, 調査対象とする端部崩壊またはせん断座屈後の張力場挙動を他の崩壊モードよりも先行させることを狙い設定したものであるが, シリーズ I および II のパネルは, 一般的なキーストンプレートの約 1/1.3 および 1/2.5, デッキプレートの約 1/3.5 および 1/7 のスケールに, それぞれ対応している。表 2 に文献 11 および文献 14 の各耐力式 ($5.1 \sim 5.2$ 節を参照) とせん断降伏耐力式による耐力予測値 (P_{ly} : 端部崩壊の降伏耐力, P_l : 端部崩壊の最大耐力, P_{ey} , P_{e2} : せん断弾性座屈耐力, P_{es} : 後座屈耐力, P_t : 張力場耐力, P_v : せん断降伏耐力 ($=b \cdot t \cdot \tau_v$, τ_v は降伏せん断応力度)) を示す。各耐力予測値を比べると, シリーズ I では端部崩壊, シリーズ II ではせん断座屈および座屈後の張力場の耐力が他のモードより小さくなっている。このように耐力予測値を比較することで, 波形鋼板パネルの崩壊モードを予測することができる。

試験体パネルは, 亜鉛めっき鋼板を折り曲げ半径 (内法) が板厚と同等となるようにプレス成形して製作した。パネル寸法 ($a=b=800\text{mm}$) と使用した鋼板 (めっき層を除き $t=0.55\text{mm}$) は各試験体で共通であり, 鋼板の機械的性質および板厚実測値を表 3 に示す。

せん断試験は, 図 4 に示す試験装置により実施した。試験体パネルの下フランジ面を, 図 4(b) に示す四隅にピン機構 (自己潤滑タイプの軸受を設置) を設けた鋼製枠 (ピン間距離を $800\text{mm} \times 800\text{mm}$, 枠断面を幅 60 $\text{mm} \times$ 高さ 95 mm の無垢材とした) の上面にボルト接合し, 図 4(a) に示すように鋼製枠の一边を反力床に固定した固定梁に締結した。その対辺を荷重梁につなぎ, 油圧ジャッキを用いて静的な面内せん断力 P を与え, 測定したせん断変形 δ からせん断変形角 $\gamma (= \delta/800)$ を求めた。

荷重履歴は, 単調荷重のものを除き, 変位制御 ($\gamma = \pm 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/66, 1/50, 1/40, 1/33$) による漸増交番繰返し荷重を正負二回づつ与えるものとした。最大変位振幅は試験体の変形挙動を観察しながら決定し, シリーズ I (端部崩壊挙動) の試験体は $\gamma = \pm 1/40$ まで繰返し, シリーズ II (張力場挙動) の試験体は $\pm \gamma = 1/33$ まで繰返した後に $\gamma = + 1/20$ まで一方向に荷重した。

繰返し荷重に対するパネルのせん断変形挙動を確実に捉えるため, パネル周囲と鋼製枠の接合部は, 先行降伏しないよう, パネルの下フランジ面と鋼製枠を六角穴付きボルト M8 (締め付けトルク 25Nm) で締結するボルト摩擦接合とした。ボルト頭部とパネルの間には, 図 3(c) に示す座金タイプの接合金物を設け, 摩擦接合面の面積を確保した。ここで, 接合金物の底面形状は, 下フランジの鋼製枠からの浮き上がりを抑制するよう設定し, シリーズ I では長方形 (長さ (j) 34 $\text{mm} \times$ 幅 14 mm), シリーズ II では円形 (直径 (j) 14 mm) とした。

4. 波形鋼板パネルの繰返し履歴特性

シリーズ I および II の各試験体について, 実験観察されたパネルの変形状況を写真 1 および写真 2 に, せん断力 P とせん断変形角 γ

図 3 試験体パネル

図 4 試験装置

写真 1 シリーズ I の端部崩壊挙動 (E-h20-f40-C, $\gamma = \pm 1/66$)

の関係を図5および図6に、図5(d)および図6(d)に基づき定義した実験値を表4および表5にそれぞれ示す。ここで、シリーズIの実験値は図5(d)に基づき、初期剛性 K ： $\gamma=1/800$ 時の割線剛性、最大耐力 P_{max} ：実験で発揮された最大耐力、降伏耐力 P_y ： P_{max} の点を通り変形軸に平行に引いた直線と K を示す直線との交点の変形に対応する荷重、として定義した¹¹⁾。また、シリーズIIの実験値は図6(d)に基づき、弾性座屈耐力 P_y ：試験体パネル中央で測定した鋼板表裏面の主ひずみ値に乖離が生じる荷重、後座屈耐力 P_p ：弾性座屈の後に耐力上昇し耐力劣化を起こす前の頂点の荷重、張力場耐力 P_t ：耐力劣化後に荷重が再上昇した点の荷重、初期剛性 K ： P_y の1/3荷重時の割線剛性、として定義した¹⁴⁾。

また、実験耐力の変動を把握するため、シリーズIの降伏耐力と最大耐力の比 P_{max}/P_y を表4に、シリーズIIの弾性座屈耐力と後座屈耐力の比 P_p/P_y 、後座屈耐力と張力場耐力の比 P_t/P_p を表5に示す。さらに、表4～5には、載荷履歴の影響として、単調載荷に対する繰返し載荷の実験値の比も併せて示す。

4.1 端部崩壊挙動の繰返し履歴特性

シリーズIで観察された端部崩壊の代表的な変形挙動として、E-h20-f40-Cの $\gamma=\pm 1/66$ の履歴ループにおける変形状況を写真1に示す。載荷初期の線形域から、山部の断面が弾性的にゆがむ波形鋼板特有のせん断変形状¹⁵⁾を示し、この断面のゆがみ変形が進み、山部が倒れ込みながら降伏するスウェイのモードによる端部崩壊挙動¹¹⁾に移行した。この挙動は、写真1(a)→写真1(b)→写真1(c)のように、せん断力の載荷方向が逆転しても同様に繰返して発現する。ここで、変形の正負が切り替わる $\gamma=0$ (写真1(b))では、山部の断面は変形前の状態に戻っていることが確認できる。

図5の P - γ 関係に示すように、各試験体とも、端部崩壊の進展に伴い剛性を徐々に低下させ、 $\gamma=\pm 1/100$ から $\gamma=\pm 1/66$ において最大耐力 P_{max} に到達した。ここで、 P_{max} に到達する変形域まで、 P - γ 関係は紡錘形の安定した履歴ループを描いている。スウェイによる端部崩壊の状況からさらに変形を進めると、山部の断面が大きく倒れ込むことでウェブが局部的に折れ曲がるクリッピングが連成し、さらに下フランジが局部座屈して局部的な張力場が形成される複合的な抵抗モード¹¹⁾へと移行した。変位振幅が増加すると、モードの連成に伴い履歴ループが徐々に痩せ細る傾向を示しているが、載荷を終了した $\gamma=\pm 1/40$ の変形域まで載荷方向が逆転しても同様のモードによる抵抗機構が繰返して形成され、 P - γ 関係は概ね安定した履歴曲線を描いた。特に、断面を長方形とした試験体 (E-h20-f40-C, E-h15-f40-C) では、変形の進展により履歴曲線が痩せ細っても、耐力劣化は降伏耐力 P_y を下回らない程度で留まっている。

載荷履歴の影響を比較するため、図5(a)～(b)に、単調載荷と繰返し載荷の試験結果を重ねて示す。 P_{max} に到達するまでは繰返し載荷の骨格曲線と単調載荷の P - γ 曲線は一致しており、 P_{max} から耐力劣化した変形域においても繰返し載荷の P - γ 関係の包絡線は単調載荷の P - γ 曲線に対応している。また、表4に示す実験値の比から、初期剛性 K 、降伏耐力 P_y 、最大耐力 P_{max} に対する載荷履歴の影響は小さいことが分かる。

断面形状の影響については、上フランジ幅 f が40mmから25mmと狭くなると、 K 、 P_y 、 P_{max} が増加する一方で、 P_{max} からの耐力劣化が生じる履歴ループの変位振幅が $\gamma=\pm 1/66$ radから $1/100$ radと小

図5 せん断力 P －せん断変形角 γ 関係 (シリーズI)

表4 実験結果 (シリーズI)

試験体	実験値			耐力変化		単調と繰返しの比	
	ϵK (kN/rad)	ϵP_y (kN)	ϵP_{max} (kN)	$\frac{\epsilon P_{max}}{\epsilon P_y}$	$\frac{\epsilon K}{\text{比}}$	$\frac{\epsilon P_y}{\text{比}}$	$\frac{\epsilon P_{max}}{\text{比}}$
E-h20-f40-M	6050	20.0	28.9	1.45	1.00	1.00	1.00
E-h20-f40-C	6300	20.3	29.4	1.45	1.04	1.02	1.02
E-h20-f25-M	11590	29.3	41.6	1.42	1.00	1.00	1.00
E-h20-f25-C	12420	30.6	42.0	1.37	1.07	1.04	1.01
E-h15-f40-C	8970	23.0	32.9	1.43	-	-	-

写真2 シリーズIIの張力場挙動 (T-h10-f20-C, $\gamma=\pm 1/66$)

図6 せん断力 P －せん断変形角 γ 関係 (シリーズII)

さくなり、履歴曲線が痩せ細る傾向も強くなる（図 5(b)）。一方、 $f=40\text{mm}$ のまま山高さ h が 20mm から 15mm と低くなると、 K 、 P_y 、 P_{max} が増加するが、 P_{max} からの耐力劣化が生じる変位振幅、履歴曲線が痩せ細る傾向はほとんど変わらない（図 5(c)）。これらの結果から、端部崩壊挙動においては、断面を長方形とし、剛性と耐力を山高さ h で設計するという手法が、耐力劣化を抑えて痩せ細り難い安定した履歴曲線を得るために有効であると言える。

4.2 張力場挙動の繰返し履歴特性

シリーズ II で観察された張力場挙動の代表的な変形挙動として、T-h10-f20-C の $\gamma = \pm 1/66$ の履歴ループにおける変形状況を写真 2 に示す。荷重初期は線形的なせん断変形挙動を示し、荷重増加によりせん断座屈を発生した。さらに変形を進めると、座屈波形のしわに沿って波形鋼板が引き伸ばされる張力場の抵抗機構が発現した。この張力場挙動は、写真 2(a) → 写真 2(b) → 写真 2(c) のように、せん断力の荷重方向が逆転しても同様に繰返して発現している。ここで、変形の正負が切り替わる $\gamma=0$ （写真 2(b)）では、パネルが引き伸ばされた残留変形がしわとして確認できる。

図 6 の $P-\gamma$ 関係に示すように、各試験体とも、せん断座屈の発生に伴い荷重初期の線形性を失い、徐々に剛性を低下させた。弾性座屈後の後座屈耐力への耐力上昇、後座屈耐力からの耐力劣化の程度には試験体により差異が見られるが、何れの試験体も、張力場を形成することで劣化後の耐力を再上昇している。繰返し荷重の試験体は、張力場形成後に荷重方向が逆転すると、張力場耐力より低いほぼ一定の耐力を維持したまま変形が進む棚状の変形領域を形成している。この棚状域から更に変形を進めると、ある変形角を境に棚状部分から耐力を再び上昇させながら張力場を再形成し、最大経験変位点近傍で前履歴サイクルの延長線に沿って変形曲線を描いた。また、除荷剛性は初期剛性より小さくなる傾向が見られる。

荷重履歴の影響を比較するため、図 6(a) ~ (c) に、単調荷重と繰返し荷重の試験結果を重ねて示す。後座屈耐力 P_p に到達するまでは繰返し荷重の骨格曲線と単調荷重の $P-\gamma$ 曲線は一致しており、表 4 に示す実験値においても、初期剛性 K 、降伏耐力 P_y 、後座屈耐力 P_p に対する荷重履歴の影響は小さい。一方、 P_p から耐力劣化し、張力場を形成して耐力が再上昇する変形域においては、繰返し荷重の $P-\gamma$ 関係の包絡線は単調荷重の $P-\gamma$ 曲線を耐力が下回る傾向を示している。これは、張力場形成による残留変形の発生により、荷重方向が逆転した場合に耐力上昇に要する変位量が增大するため、繰返し荷重において変位振幅を一定値で折り返すと耐力上昇が打ち切られたものと推察する。なお、最終ループでは、繰返し荷重の $P-\gamma$ 関係の包絡線は単調荷重の $P-\gamma$ 曲線に概ね到達している。このため、表 5 に示す繰返し荷重の張力場耐力 P_t は、単調荷重のものより 10 ~ 20% 程度小さくなっている。また、繰返し荷重により生じる棚状域の耐力は、変位振幅に応じて漸減する傾向を示しており、 P_t の $1/2 \sim 1/5$ 程度の荷重域に対応している。

断面形状の影響については、山高さ h が大きいほど K が減少し、 P_y 、 P_p が増加する傾向が見られるが、 P_t の増減は小さい。また、繰返し荷重においても、 h による P_p と P_t の相対的な大小関係の変化が、座屈後の耐力劣化および変形進展時の耐力上昇の程度に影響を与えることが分かる。 $h=10\text{mm}$ の T-h10-f20-C では、 P_t / P_p が 0.55 で後座屈耐力から張力場耐力への移行に伴う耐力劣化が著しい。一方、 h

表 5 実験結果（シリーズ II）

試験体		実験値				耐力変化		単調と繰返しとの比			
		ϵK (kN/rad)	ϵP_y (kN)	ϵP_p (kN)	ϵP_t (kN)	$\frac{\epsilon P_p}{\epsilon P_y}$	$\frac{\epsilon P_t}{\epsilon P_p}$	ϵK 比	ϵP_y 比	ϵP_p 比	ϵP_t 比
II	T-h10-f20-M	16500	39.4	41.6	28.6	1.06	0.69	1.00	1.00	1.00	1.00
	T-h10-f20-C	17100	41.1	42.0	23.1	1.02	0.55	1.04	1.04	1.01	0.81
	T-h7-f20-M	22800	23.9	30.5	28.7	1.28	0.94	1.00	1.00	1.00	1.00
	T-h7-f20-C	23100	24.3	31.3	25.0	1.29	0.80	1.01	1.02	1.03	0.87
	T-h5-f20-M	27100	11.7	26.5	26.5	2.26	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	T-h5-f20-C	26900	11.5	27.2	25.1	2.37	0.92	0.99	0.98	1.03	0.95

図 7 断面ゆがみ変形モデル

図 8 端部崩壊モデル

図 9 波形鋼板の張力場耐力モデル

$=7\text{mm}$ の T-h7-f20-C では、 P_t / P_p が 0.80 と耐力劣化は抑制され、変形の進展に伴う耐力上昇も緩やかである。 $h=5\text{mm}$ の T-h5-f20-C では、 P_t / P_p が 0.92 と耐力劣化は抑制されているが、変形の進展に伴う耐力上昇が著しい。これらの結果から、繰返し荷重に対する張力場挙動を制御する上でも、後座屈耐力と張力場耐力が同等になるように山高さ h を設定するという手法が、座屈後の耐力劣化および変形進展時の耐力上昇を抑えた履歴曲線を得るために有効であると言える。

5. 波形鋼板の繰返し履歴特性に対する初期剛性と耐力の評価

シリーズ I（端部崩壊挙動）およびシリーズ II（張力場挙動）の繰返し荷重試験から得られた実験値と、単調荷重試験に基づく耐力式^{8), 9), 11), 14)} および既往の剛性式^{14), 15)} との対応を比較し、各評価式

の繰返し変形挙動に対する適用性を検証する。

5.1 端部崩壊挙動の剛性と耐力

面内せん断力を受ける波形鋼板の初期剛性 K は、板要素の面内せん断剛性 K と、図7に示す山部の断面がゆがむ変形により定まる剛性 K に基づき、パネル全体の山数 n を用いて次式で与える¹¹⁾。

$$cK = \left(\frac{1}{dK} + \frac{1}{sK} \right)^{-1} \frac{1}{n} \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$sK = \frac{b \cdot t \cdot E}{2(f + 2w + 2e)(1 + \nu)} \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$dK = \frac{E \cdot t^3 \cdot b^3}{144D \cdot h^3 \cdot f^2} \quad \dots \dots \dots (3)$$

$$D = \frac{8e^3 + 8e^2 \cdot w - 4e \cdot f \cdot w + 2f^2 \cdot w + f^3}{12h(l + 2e)^2} \quad \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 E ：ヤング係数、 ν ：ポアソン比、その他の記号は図3に示すパネル各部の寸法記号に対応する。

山部が倒れ込みながら降伏するスウェイのモードによる端部崩壊挙動の耐力 P_1 は、図8に示す崩壊モデル（図7の変形モデルにおいて、山部の断面各辺で曲げモーメントが最大となる稜線部に、塑性モーメント $m_p (= t^2 \cdot \sigma_y / 4)$ の降伏線ヒンジを仮定）に基づき、次式で与える¹¹⁾。

$$cP_1 = \frac{b^2}{f \cdot w \cdot \sin \chi} \left(1 + \frac{w}{f} \cos \chi \right) m_p \quad \dots \dots \dots (5)$$

ここで、パネル各部の寸法記号は、図8に示す記号に対応する。

さらに、最大耐力に対応する式(5)中の塑性モーメント m_p を降伏モーメント $m_y (= t^2 \cdot \sigma_y / 6)$ に置き換えることで、降伏耐力 cP_{1y} を与える次式を得る。

$$cP_{1y} = \frac{b^2}{f \cdot w \cdot \sin \chi} \left(1 + \frac{w}{f} \cos \chi \right) m_y \quad \dots \dots \dots (6)$$

なお、図7の変形モデルおよび図8の崩壊モデルでは、上フランジとウェブの面がねじれる変形を伴うが、この面のねじれ変形がなすひずみエネルギーは小さい¹⁵⁾ことから、剛性式および耐力式の導出過程では、面のねじれ変形がなすエネルギーは考慮していない。

5.2 張力場挙動の剛性と耐力

せん断座屈から張力場に移行する変形挙動においても、初期剛性は式(1)で表す K により与える。

せん断弾性座屈耐力については、波形鋼板を直交異方性平板と仮定して導出したEaslay⁸⁾および五十嵐⁹⁾の提案する式(7)および式(8)それぞれの耐力式との対応を検討する。

$$cP_{cr1} = 36r \frac{\sqrt{D_x^3 \cdot D_y}}{b^2 \cdot t} a \cdot t \quad \dots \dots \dots (7)$$

$$cP_{cr2} = k_{\tau,G} \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{a} \right)^2 a \cdot t \quad \dots \dots \dots (8)$$

$$k_{\tau,G} = 5.95 \left(I_x / I_y - 1 \right)^{0.82} + 14.58 \quad \dots \dots \dots (9)$$

ここで、 r ：パネル周囲の固定度（単純支持1.0、固定支持1.9）、 D_x ：強軸板曲げ剛度（ $= (E \cdot I_x) / q$ ）、 D_y ：弱軸板曲げ剛度（ $= (E \cdot t^3 \cdot q) / (12s)$ ）、 I_x ：山部の断面二次モーメント、 I_x / I_y ：曲げ剛比（強軸剛性 I_x を弱軸剛性 I_y で除した値）である。

表6 実験値と計算値の対応（シリーズI）

試験体		計算値			実験値/計算値		
		cK (kN/rad)	cP_{1y} (kN)	cP_1 (kN)	$\frac{cK}{cK}$	$\frac{cP_y}{cP_{1y}}$	$\frac{cP_{max}}{cP_1}$
I	E-h20-f40-M	4804	13.8	20.6	1.26	1.45	1.40
	E-h20-f40-C	4804	13.8	20.6	1.31	1.48	1.43
	E-h20-f25-M	12035	28.6	42.9	0.96	1.02	0.97
	E-h20-f25-C	12035	28.6	42.9	1.03	1.07	0.98
	E-h15-f40-C	8021	18.3	27.5	1.12	1.25	1.20
		平均			1.14	1.26	1.19
		変動係数			0.12	0.15	0.16

表7 実験値と計算値の対応（シリーズII）

試験体		計算値					実験値/計算値				
		$\frac{cK}{(kN/rad)}$	$\frac{cP_{cr1}}{(kN)}$	$\frac{cP_{cr2}}{(kN)}$	$\frac{cP_{cr3}}{(kN)}$	$\frac{cP_t}{(kN)}$	$\frac{cK}{cK}$	$\frac{cP_y}{cP_{cr1}}$	$\frac{cP_y}{cP_{cr2}}$	$\frac{cP_p}{cP_{cr3}}$	$\frac{cP_t}{cP_t}$
II	T-h10-f20-M	18676	42.8	46.2	46.1	27.7	0.88	0.92	0.85	0.90	1.03
	T-h10-f20-C	18676	42.8	46.2	46.1	27.7	0.92	0.96	0.89	0.91	0.83
	T-h7-f20-M	23010	24.9	24.3	32.5	30.6	0.99	0.96	0.98	0.94	0.94
	T-h7-f20-C	23010	24.9	24.3	32.5	30.6	1.00	0.98	1.00	0.96	0.82
	T-h5-f20-M	26193	15.0	13.5	24.3	34.1	1.03	0.78	0.86	1.09	0.78
	T-h5-f20-C	26193	15.0	13.5	24.3	34.1	1.03	0.77	0.85	1.12	0.74
		平均					0.98	0.89	0.91	0.99	0.86
		変動係数					0.06	0.10	0.07	0.09	0.12

図10 端部崩壊挙動の繰返し履歴モデル

後座屈耐力は、平板を対象とした木村¹⁶⁾の耐力式を波形鋼板に拡張¹⁴⁾した次式で与える。

$$cP_{cr3} = \frac{\lambda_p^*}{\lambda} \tau_y \cdot a \cdot t \quad (\lambda^* \geq \lambda_e^*) \quad \dots \dots \dots (10a)$$

$$cP_{cr3} = \left((\alpha - 1) \left(\frac{\lambda^*}{\lambda_e^*} \right) + 1 \right) \tau_y \cdot a \cdot t \quad (\lambda^* \leq \lambda_e^*) \quad \dots \dots \dots (10b)$$

ここで、 τ_y ：降伏せん断応力度、 α ：降伏応力度に対する比例限応力度の比（ $= 0.5$ ）、 λ^* ：換算幅厚比（ $= a / t (\tau_y / (k_{\tau,G} \cdot E))^{0.5}$ ）、 λ_e^* ：弾性限界幅厚比（ $= 0.9 / \alpha$ ）、 λ_p^* ：塑性限界幅厚比（ $= (3\alpha - 1) \lambda_e^* / (2\alpha)$ ）である。

張力場耐力は、Wagnerの張力場モデル¹⁰⁾を拡張した図9に示す波形鋼板の張力場モデルから導出¹⁴⁾した次式で与える。

$$cP_t = a \cdot t \cdot \frac{S}{q} \sigma_y \cdot \sin(\eta \cdot \phi) \cdot \cos(\eta \cdot \phi) \quad \dots \dots \dots (11)$$

ここで、 ϕ はせん断弾性座屈の波形の角度を表し、文献8に基づき強軸板曲げ剛度 D_x と弱軸板曲げ剛度 D_y を用いて下式から求める。

$$\phi = \tan^{-1} \sqrt{\frac{D_y}{11D_x}} \quad \dots \dots \dots (12)$$

また、 η はせん断座屈から張力場への移行に伴う座屈波形の角度変化を表す係数であり、文献14に基づき $\phi = 1.48$ として与える。

5.3 剛性式および耐力式と実験結果の対応

端部崩壊挙動の実験値（表4）と剛性式および耐力式から求めた計算値との対応を表6に示す。 K/K , P_y/P_{ly} , P_{max}/P_l の実験値/計算値について、平均はそれぞれ1.14, 1.26, 1.19, 変動係数はそれぞれ0.12, 0.15, 0.16であり、各式は実験結果に対して妥当な評価結果を与えている。評価結果に対する載荷履歴の影響はほとんどなく、単調載荷試験に基づく剛性式および耐力式が、繰返し載荷試験結果に適用できることが分かる。

張力場挙動の実験値（表5）と剛性式および耐力式から求めた計算値との対応を表7に示す。 K/K , P_y/P_{cr1} , P_y/P_{cr2} , P_y/P_{cr3} , P_l/P_l の実験値/計算値について、平均はそれぞれ0.98, 0.89, 0.91, 0.99, 0.86, 変動係数はそれぞれ0.06, 0.10, 0.07, 0.09, 0.12であり、各式は実験結果に良好に対応している。ここで、繰返し載荷における張力場耐力実験値 P_l は、単調載荷のものより5～20%程度低下しているため、 P_l/P_l の比率も同様に低下している。この影響により、張力場については、計算値が実験値より若干大きくなる傾向にあるが、単調載荷試験に基づく剛性式および耐力式は、繰返し載荷試験結果に対し概ね妥当な評価を与えることが分かる。

6. 波形鋼板の繰返し履歴特性に対するエネルギー吸収性能の評価

5章で繰返し変形挙動に対する適用性を検証した剛性式および耐力式に基づき、端部崩壊挙動および張力場挙動の繰返し履歴のモデル化を行い、エネルギー吸収性能の評価を試みる。

6.1 端部崩壊挙動の繰返し履歴モデル

4.1節で述べたように、端部崩壊による繰返し変形性状は、断面のゆがみを伴う弾性的な変形挙動と、山部が倒れ込みながら降伏するスウェイのモードによる塑性崩壊挙動により特徴付けられる。塑性域では、 P_{max} に到達する変形域までは $P-\gamma$ 関係は紡錘形の安定した履歴曲線を描く。一方、最大耐力 P_{max} に到達した後の変形域では、スウェイのモードにウェブのクリップリングと下フランジの局所的な張力場形成が連成した複合的な抵抗モードに移行し、履歴曲線が痩せ細る傾向を示している。ここでは、山部を長方形断面とした試験体において、履歴が痩せても耐力劣化は概ね降伏耐力実験値 P_y の荷重域で留まったことを考慮し、降伏耐力計算値 P_{ly} を基本とした図10のバイリニア型の繰返し履歴モデルを仮定する。このモデルは以下の手順による。

- ①荷重ゼロの点Oと降伏耐力 P_{ly} （式（6））となる点Aを結ぶ初期剛性 K （式（1））の直線
- ②点Aから点Bに伸びる二次剛性 K_e の直線
- ③点Bから $2P_{ly}$ の荷重差となる点Cに伸びる剛性 K の直線

ここで、二次剛性 K_e の勾配は、実験で得られた $P-\gamma$ 関係と履歴モデルの対応から、 K の5%として与えた。

6.2 張力場挙動の繰返し履歴モデル

4.2節で述べたように、張力場挙動の繰返し履歴は、棚状域の形成、前履歴サイクルで発現した張力場の再形成による耐力上昇、初期剛性より小さくなる傾向を示す除荷剛性により特徴付けられる。ここでは、文献18で提案されている平板のせん断座屈後繰返し履歴特性を参考に、図11に示す履歴モデルを仮定する。このモデルは、図12の履歴曲線に示す(1)除荷剛性 K_l の勾配となる除荷域、(2)棚状耐力 P_s を一定に保つ棚状域、(3)張力場再形成開始点 γ_{st} から耐

図11 張力場挙動の繰返し履歴モデル

図12 張力場挙動の履歴特性の抽出

図13 除荷剛性と係数 β の関係

図14 棚状耐力

力上昇し張力場耐力を保つ張力場域、の特性を抽出したものであり、以下の手順による。

- ①荷重ゼロの点Oと張力場耐力 P_l （式（11））となる点A(γ_l , P_l)を結ぶ初期剛性 K （式（1））の直線
- ②点Aから除荷開始点Bに伸びる P_l で耐力一定の直線
- ③点Bと棚状耐力 $-P_s$ の荷重となる点Cを結ぶ除荷剛性 K_l の直線
- ④点Cから張力場再形成開始点Dに伸びる $-P_s$ で耐力一定の直線
- ⑤正負最大経験変位点を結ぶ線分に沿い $-P_s$ から $-P_l$ に変化する直線

除荷剛性 K_t は張力場の発達程度により影響を受ける¹⁹⁾と仮定し、 K_t と K の関係を文献 18 と同様次式で与える。

$$\frac{{}_c K_t}{{}_c K} = 1 - \tanh \left(\beta \cdot \log \frac{\gamma_s}{\gamma_t} \right) \quad \dots \dots \dots (13)$$

ここで、 γ_s ：骨格曲線としての変形角、 γ_t ： P_t を K で除して得られる変形角、である。係数 β (=0.9) は、図 13 に示す各試験体の履歴曲線から求めた実験除荷剛性 K_t (図 12：除荷前耐力 P'_t から 1/3 荷重除荷した時点の割線剛性として定義) と式 (13) の対応の平均値として定めた。なお、 K_t/K は γ_s/γ_t が変化しても概ね 0.2 の値であるため、 K_t/K を一定値 (=0.2) として評価することもできると考えるが、ここでは文献 18 の考えに従い式 (13) を採用している。

棚状耐力実験値 P_s (図 12：各履歴ループの棚状域で絶対値が最小となる荷重として定義) と変形角の関係を図 14 に示す。棚状耐力は変形の進展により、張力場耐力 P_t の 1/2 ～ 1/5 程度の範囲で漸減している。この耐力変化の比率の平均値が約 0.25 となることを考慮し、棚状耐力 P_s を次式により与える。

$${}_c P_s = {}_c P'_t / 4 \quad \dots \dots \dots (14)$$

6.3 繰返し履歴モデルと実験結果の対応

端部崩壊挙動の履歴モデル (図 10) および張力場挙動の履歴モデル (図 11) と、シリーズ I およびシリーズ II の P - γ 関係の対応を、それぞれ図 15 および図 16 に示す。また、履歴モデルによるエネルギー吸収性能の評価結果を、それぞれ図 17 および図 18 に示す。

6.3.1 履歴モデルによる端部崩壊挙動の評価

耐力劣化と履歴曲線が痩せ細る傾向が小さく、安定したエネルギー吸収性能を発揮した、山部が長方形断面の E-h20-f40-C (図 15(a)) および E-h15-f40-C (図 15(c)) については、履歴モデルが実験結果と妥当に対応している。エネルギー吸収性能についても、図 17(a) および図 17(c) に示すように、良好な評価結果を与えている。

一方、耐力劣化と履歴曲線が痩せ細る傾向を強く示した、上フランジ幅の狭い山部が台形断面の E-h20-f25-C (図 15(b)) については、 $\gamma = \pm 1/66$ 以降のループで履歴モデルが P - γ 関係を過大に評価し、図 17(b) に示すエネルギー吸収量についても実験値より大きな評価値を与える傾向を示している。

以上のように、図 10 の繰返し履歴モデルは山部を長方形断面とした波形鋼板パネルに対応し、上フランジ幅 f に対する山高さ h の比 $h/f = 1/2.7 \sim 1/2$ (15/40 ～ 20/40) の範囲での適用性が確認できた。

6.3.2 履歴モデルによる張力場挙動の評価

後座屈耐力から張力場域への耐力変化が小さい T-h7-f20-C (図 16(b)) については、履歴モデルが実験結果と良好に対応している。エネルギー吸収性能についても、図 18(b) に示すように、妥当な評価結果を与えている。

一方、後座屈耐力から張力場域への移行過程で大きく耐力劣化する T-h10-f20-C (図 16(a)) では、初期のループで履歴モデルが P - γ 関係を下回り、張力場形成後の棚状域でも同様の傾向が見られる。この結果、図 18(a) に示すエネルギー吸収量の評価において、計算値が実験値より小さくなる傾向を示している。

また、後座屈耐力から張力場域へ移行してからの耐力上昇が顕著であった T-h5-f20-C (図 16(c)) では、初期のループで P - γ 関係が履歴モデルを下回り、変形の進展に伴い徐々に荷重増加していくが、

$\gamma = 0.03\text{rad}$ 程度でも P - γ 関係が履歴モデルを下回っている。このため、図 18(c) に示すエネルギー吸収量の評価において、計算値が実験値より大きくなる傾向を示している。

以上のように、図 11 の履歴モデルは、後座屈耐力と張力場耐力が同等 (表 2 の耐力比では $P_{cs}/P_t = 0.94$) の波形鋼板パネルに対応することが確認できた。

7. まとめ

本研究では、波形鋼板の端部崩壊挙動および張力場挙動に焦点を当て、載荷履歴とパネル断面形状を実験変数としたせん断試験により、繰返し面内せん断力に対する波形鋼板パネルの弾塑性変形挙動を明らかにした。試験結果の評価から、単調載荷試験に基づき導出した剛性式および耐力式が、繰返し変形挙動に対して妥当に対応することを検証した。さらに、これらの評価式に基づく履歴モデルを提案し、繰返し変形挙動に対して良好なエネルギー吸収性能の評価を与えることを確認した。ここで得られた知見を以下に示す。

- 1) 繰返し載荷に対する端部崩壊挙動として、単調載荷時と同様に、山部が倒れ込みながら降伏するスウェイのモードが観察された。せん断力の載荷方向が逆転しても端部崩壊挙動は繰返して発現し、変形の正負が切り替わる時点では山部の断面は変形前と同様の形状に戻った。最大耐力を発揮した変形域までは紡錘形の安定した履歴ループを描き、その後は、ウェブが局所的に折れ曲がるクリップリングおよび下フランジの局所的な張力場が連成する複合的な抵抗モードへと移行して耐力劣化し、履歴ループが徐々に痩せ細る傾向を示した。
- 2) 端部崩壊挙動において、耐力劣化と履歴曲線の痩せ細る傾向を抑えた安定した履歴曲線を得るには、波形鋼板パネルの山部の断面形状を長方形とすることで、ウェブのクリップリングと下フランジの張力場形成が連成する複合的な抵抗モードへの移行を抑え、剛性と耐力を山高さで設計する手法が有効である。
- 3) 繰返し載荷に対する張力場挙動として、単調載荷時と同様に、せん断座屈で発生したしわが引き伸ばされて降伏するモードが観察された。せん断力の載荷方向が逆転しても張力場挙動は繰返し発現するが、変形の正負が切り替わる時点でパネルが引き伸ばされた変形がしわとして残留し、張力場耐力より低い一定耐力を維持したまま変形が進む棚状域が形成された。棚状域から更に変形を進めると、ある変形角を境に棚状部分から耐力を再び上昇させながら張力場を再形成し、最大経緯変位点近傍で前履歴サイクルの延長線に沿って変形曲線を描いた。また、除荷剛性は初期剛性より小さくなる傾向を示し、変位振幅によらず初期剛性の概ね 0.2 倍程度となった。
- 4) 張力場挙動において、安定した履歴曲線を得るには、山高さで後座屈耐力と張力場耐力が同等になるように制御し、座屈後の耐力劣化および変形進展時の耐力上昇を抑えるという手法が有効である。
- 5) 繰返し載荷試験の実験値は、単調載荷試験に基づき導出した剛性式および耐力式に基づく計算値により妥当に評価できる。端部崩壊挙動については、初期剛性、降伏耐力、最大耐力について実験値 / 計算値の平均がそれぞれ 1.14, 1.26, 1.19 であった。また、張力場挙動については、初期剛性、弾性座屈耐力、後座屈耐力、

図 15 履歴モデルと P - γ 関係の対応 (シリーズ I)

図 16 履歴モデルと P - γ 関係の対応 (シリーズ II)

図 17 履歴モデルによるエネルギー吸収性能の評価 (シリーズ I)

図 18 履歴モデルによるエネルギー吸収性能の評価 (シリーズ II)

張力場耐力について実験値 / 計算値の平均がそれぞれ 0.98, 0.90, 0.99, 0.86 であった。

- 6) 端部崩壊の弾塑性変形挙動を、山部の断面のゆがみを考慮した弾性剛性、スウェイのモードによる端部崩壊耐力に基づくパイニア型の繰返し履歴でモデル化した。このモデルは、山部を長方形断面とした波形鋼板パネルの P - γ 関係と妥当に対応し、エネルギー吸収性能についても良好な評価を与えた。
- 7) 張力場の弾塑性変形挙動を、張力場域の耐力、棚状域の耐力、棚状域から張力場域への耐力上昇、初期剛性および除荷剛性に基づく繰返し履歴でモデル化した。このモデルは、後座屈耐力と張力

場耐力が同等となる山高さとした波形鋼板パネルの P - γ 関係と良好に対応し、エネルギー吸収性能についても妥当な評価を与えた。

6.1 節の端部崩壊挙動の履歴モデル (図 10) については、異なる形状範囲での適用性確認、また、山部を台形断面としたパネルへ対応する履歴モデルの検討が今後の課題である。また、6.2 節の張力場挙動の履歴モデル (図 11) については、履歴モデルが対応する耐力比範囲の確認、また、後座屈耐力から張力場耐力への耐力変化の影響を考慮した評価手法の検討が今後の課題である。

参考文献

- 1) European Recommendations for the Application of Metal Sheeting acting as a Diaphragm, European Convention for Construction Steelwork, 1995
- 2) Diaphragm Design Manual Third Edition, Steel Deck Institute, 2004. 9
- 3) 麻生直木 他：波形鋼板耐震壁の力学性状に関する研究（その1～2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1, pp. 1123-1126, 2006. 9
- 4) 池田崇 他：波形鋼板耐震壁の力学性状に関する研究（その3～5），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1, pp. 1121-1126, 2007. 8
- 5) 田中浩史，河合良道：折板を面材に用いたスチールハウス用耐力壁の面内せん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp. 837-838, 2009. 8
- 6) S. Tipping, B. Stojadinovic: Innovative Corrugated Steel Shear Walls for Multi-story Residential Buildings, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008. 10
- 7) H. S. Essa, R. Tremblay, C. A. Rogers: Behavior of Roof Deck Diaphragms under Quasistatic Cyclic Loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, pp. 1658-1666, 2003. 12
- 8) J. T. Easlay: Buckling Formulas for Corrugated Metal Shear Diaphragm, Proc. A. S. C. E., J. Struc. Div., pp. 1403-1417, 1975. 7
- 9) 五十嵐規矩夫，藤澤逸志，清水信孝：矩形形状を有する波形鋼板のせん断弾性座屈耐力評価，日本建築学会構造系論文集，第73巻，NO. 632, pp. 1883-1890, 2008. 10
- 10) J. M. Davies, J. Fisher: End failure in stressed skin diaphragms, Proc. Instn Civ. Engrs, Part2, pp. 275-293, 1987. 3
- 11) 清水信孝，五十嵐規矩夫：面内せん断力を受ける波形鋼板の端部崩壊挙動に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第74巻，NO. 645, pp. 2119-2126, 2009. 11
- 12) J. M. Davies, E. R. Bryan: Manual of Stressed Skin Diaphragm Design, 1982
- 13) C. A. Rogers, R. Tremblay: Inelastic seismic response of frame fasteners for steel roof deck diaphragms, Journal of Structural Engineering, ASCE, 129(12), pp. 1647-1657, 2003
- 14) 清水信孝，岡田忠義，五十嵐規矩夫：波形鋼板パネルのせん断座屈後挙動に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第75巻，NO. 651, pp. 1013-1020, 2010. 5
- 15) E. R. Bryan, P. Jackson: The Shear Behavior of Corrugated Steel Sheeting, Thin walled Steel Structures Their Design and Use in Building, pp. 258-274, 1967. 9
- 16) 木村衛，井上哲郎 他：薄板の座屈後耐力，日本建築学会構造系論文集，第545号，pp. 135-140, 2001. 7
- 17) H. Wagner: Flat sheet metal girder with very thin metal web, Part I. General theories and assumptions. Technical memorandum no. 604, NACA, Washington, DC, 1931
- 18) 五十嵐規矩夫，清水真，富澤徹弥：H形鋼ウェブ薄板のせん断座屈後繰返し履歴特性，日本建築学会構造系論文集，第612巻，pp. 197-205, 2007. 2
- 19) P. Kuhn: Strength Analysis of Stiffened Beam Webs, NACA, TN1364, pp. 1-61, 1947. 7
- 20) 岩本いづみ，木村衛，小河利行：薄板要素のリップ補剛効果に関する研究 座屈後耐力について，日本建築学会構造系論文集，第548巻，pp. 153-158, 2001. 10
- 21) 岡田久志，橋本篤秀，緑川光正：金属系新素材・新材料の利用技術の開発（建設省総合プロジェクト・新素材）その66 「一様圧縮力を受ける制振鋼板の座屈強度・後座屈強度」，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造（2），pp. 1331-1332, 1992. 8
- 22) 座屈設計ガイドライン，社団法人土木学会，pp. 161-233, 1987. 10
- 23) 金箱温春，小河利行，竹内徹，松原洋介：せん断力を受ける部分支持された薄鋼板の座屈耐力及び座屈後耐力の評価，日本建築学会構造系論文集，第610巻，pp. 185-190, 2006. 12

注

注1) 座屈後挙動の耐力を表す用語として「座屈後耐力」を用いることが多いが、この用語は弾性座屈後の耐力上昇^{16), 20)}などおよび座屈後の張力場形成²³⁾などのいずれの挙動に対しても使用されている。本論においても、これら両者を含む一連の挙動を「座屈後挙動」の用語で表している。ただし、弾性座屈後の耐力上昇による耐力を「後座屈耐力」（文献21および22の「後座屈」の表現を参考）、張力場形成による耐力を「張力場耐力」として、両者を明確に区別することとした。

（2010年3月9日原稿受理，2010年6月7日採用決定）