拘束鋼製せん断パネルの終局耐力と変形性能に関する研究

STUDY ON ULTIMATE STRENGTH AND DEFORMATION CAPACITY
OF CONFINED STEEL PANELS竹内 崇^{*1}, 孫 玉平^{*2}

Takashi TAKEUCHI and Yuping SUN

This paper investigated experimentally the hysteretic behavior of steel panels confined by two pieces of polypropylene plates and bolts. The steel panels confined by polypropylene plates with thickness enough to prevent the panel from out-of-plane buckling exhibited high lateral resistance and sound energy absorption performance until the drift angle of 0.07 rad. Furthermore, methods to evaluate ultimate strength and deformation capacity of the confined steel panels were also proposed and compared with the experimental results.

Keywords : Shear Panel, Buckling load, Cumulative plastic drift angle, Equivalent shear buckling deformation angle

せん断パネル, 座屈荷重, 累積塑性変形角, 等価せん断座屈変形角

1. はじめに

地震時の建物の応答を抑制するためには、建物に制振デバイスを組み込み、制振構造とすることが有効であり、その中でパッシブ制振装置の一種であるせん断パネルは建物の層間変位により鋼材を塑性化させ地震エネルギーを吸収するもので、安定して性能を発揮するため、広く普及している¹⁾。一方、大変形時までせん断パネルがエネルギー吸収性能を維持し続けるためには、パネルが早期に座屈しないようにパネルの面外変形を抑制する必要がある。せん断パネルは、パネルの左右にフランジ、上下にエンドプレートを溶接し、さらにスチフナを溶接したものが一般的に使用されており、その性質や評価方法に関する研究が進められてきた^{2)~9)}。玉井、近藤、花井ら²⁾は、K型ブレースを介する極低降伏点鋼正方形パネルの静的せん断実験を行い、パネル左右辺のフランジ板にテーパを設けた鋼板パネルを用いた場合、端部の塑性変形集中を緩和できるためパネルが高いエネルギー吸収性能を有することを明らかにした。また、泉、可児ら³⁾は、間柱の中央高さ位置のウェブに極低降伏点鋼を使用したH形鋼を高力ボルト接合してダンパー部材を形成し、静的せん断実験・疲労実験を実施し、静的せん断実験において、幅厚比が大きければ座屈発生時の平均せん断応力度とせん断変形角が小さくなることを示すと共に、極低降伏点鋼を用いた制振部材の制振効果の指標となる等価粘性減衰定数などの特性を明らかにした。

以上に示すように、せん断パネル型ダンパーが構造的に優れていることが既往の研究より明らかとなっている一方で、フランジやスチフナ等の補剛材を溶接によりパネルに取り付けるため、溶接

加工によるコストならびに補剛材による質量の増加に伴う。そこで著者らは、より施工性に優れたせん断パネルの開発を目標として、Fig. 1に示すように、溶接を用いず、面外補剛材としてポリプロピレン（以下、PP）板とボルトで鋼製パネルを拘束したせん断パネルに関する研究を行ってきた^{10)~14)}。本提案パネルは、スチフナ等が溶接されないため、より軽量で、パネルの力学性状の評価がより容易である。補剛材については、比較的安価で入手しやすく、弾性域が広く、延性に富むPP板を使用する。鋼板を面外補剛材で両側から挟み拘束する手法として、日高ら、伊藤ら^{15)~18)}は構造用合板で面外補剛されたスリット入り鋼板耐震壁に関する研究を行っており、一般的に実用化されている耐震壁と同等の性能を発揮することを示した。本提案せん断パネルは、鋼板を面外補剛材で両側から挟み拘束することで、鋼板の座屈を抑制し、高いエネルギー吸収性能を発揮することを期待したものである。これまでの研究で、本提案せん断パネルの履歴特性ならびにPP板厚の影響を実験的に調べ、その結果、適切な面外剛性を有するようにPP板厚を決定すれば、鋼板パネルが最大耐力に達するまで面外変形をほとんど生じず、優れたエ

Fig.1 Concept of the confined steel panel

^{*1} 神戸大学大学院工学研究科 助教・博士(工学)

^{*2} 神戸大学大学院工学研究科 教授・工博

Assist. Prof., Graduate School of Engineering, Kobe University, Dr.Eng.
Prof., Graduate School of Engineering, Kobe University, Dr.Eng.

エネルギー吸収性能を発揮できることが明らかになっている^{10)~14)}。

本提案パネルを設計する上では、パネルの保有する耐力と変形性能を正しく評価する必要がある。耐力の評価については、鋼製パネルが保有する最大限の耐力を発揮した際の「最大耐力」と、後半の座屈によってパネルの耐力が決定した際の「座屈耐力」の2つがあり、パネルの耐力はPP板厚による拘束力が十分な場合は前者によって決まり、不十分な場合は後者によって決定される。言い換えれば、座屈耐力が最大耐力を上回るように、PP板厚を設計することで、パネルは座屈せず、高いエネルギー吸収性能を発揮することが期待できる。そのためには、最大耐力と座屈耐力を精度良く評価する必要がある。

パネルの変形性能としては、地震時に本パネルを組み込んだ骨組に生じる最大変形量や累積変形量に対して、パネルのエネルギー吸収性能を低下せずに維持できることが要求される。そのため、せん断パネルの変形性能は、繰り返し載荷下において評価される必要がある。既往の研究においては、繰り返し載荷下における、せん断パネルの主な終局状態の判定基準および変形能力の指標が定義されている¹⁹⁾。しかしながら、指針にて定義された終局状態の判定基準、および変形能力の指標は、いずれもフランジ付のせん断パネルを対

Fig.2 Configuration of the specimens

Table 1 Outlines of the Specimens

Series	No	Specimen	Steel panel						Polypropylene plate				Loading program
			Steel	Type of Steel	t	b	h	b/t	t_c	b_c	h_c	E_c	
					mm	mm	mm	-	mm	mm	mm	N/mm ²	
A	1	A77P00	PL2.3	SS400	2.3	176	176	77	-	250	175	-	①
	2	A77P10							10			1640	
	3	A77P15							15			1610	
	4	A77P20							20			1580	
	5	A77P25							25			1580	
	6	A55P00	PL3.2	SS400	3.2	176	176	55	-	250	175	-	①
	7	A55P05							5			2220	
	8	A55P10							10			1640	
	9	A55P15							15			1610	
	10	A55P20							20			1580	
	11	A55P25							25			1580	
	12	A39P00	PL4.5	SS400	4.5	176	176	39	-	250	175	-	①
	13	A39P05							5			2220	
	14	A39P10							10			1640	
	15	A39P15							15			1610	
	16	A39P20							20			1580	
B	17	B55P00	PL6.0-1	SN400	6.0	330	330	55	-	448	326	-	①
	18	B55P20							20			1430	
	19	B55P25							25			1560	
C	20	C55P00	PL6.0LY	LY225	6.0	330	330	55	-	448	326	-	①
	21	C55P10							10			1380	
	22	C55P15							15			1350	
	23	C55P20							20			1370	
	24	C55P25							25			1560	
	25	C37P00	PL9.0LY	LY225	9.0	330	330	37	-	448	326	-	①
	26	C37P10							10			1380	
	27	C37P15							15			1350	
28	C37P20	20							1320				
D	29	D55P20C1	PL6.0-2	SN400	6.0	330	330	55	20	448	326	1590	①
	30	D55P20C2										1590	②
	31	D55P20C3										1590	③

Note. t : Thickness of steel panel, b : Width of steel panel, h : Height of steel panel, t_c : Thickness of confinement, b_c : Width of confinement, h_c : Height of confinement, E_c : Young's modulus of confinement.

象としたものであり、本提案パネルにそのまま適用できるものはない。

本研究では、PP板とボルトで拘束されたせん断パネルについて、PP板厚、鋼材種別、載荷プログラム等を変数とした実験的検討を行い、軸力を受けない状況下でのせん断パネルの履歴性状を明らかにすると共に、実験より得られた結果を元に、せん断パネルの耐力評価法ならびに変形性能評価法を提案することを目的とする。耐力評価法としては、パネルの最大耐力の推定法および座屈荷重の評価法を提案し、補剛材の設計に関する検討を行う。変形性能評価法に関しては、既往の変形性能評価式¹⁹⁾を参考に、本研究のせん断パネルに適用できる変形性能評価式を提案し、その妥当性を検証する。

2. 拘束せん断パネルの履歴性状に関する実験

2.1 試験体概要

本研究で対象となるせん断パネルは、鋼製パネルと、パネルの面外変形を拘束するPP材による拘束部で構成され、さらに鋼製パネルは主にエネルギー吸収をするパネル部と、載荷治具と接続するための接続部からなる。鋼板のパネル部を2枚のPP板で両面から挟み、ボルトで締め付けることで拘束した(Fig.2)。なお、本研究ではエネルギー吸収をするパネル部の縦横比をアスペクト比と定義しており、いずれの試験体のアスペクト比も1.0である。試験体は1/4あるいは1/2スケールの縮小試験体であり、実験変数は、鋼材種別(普通鋼SS400材、SN400B材、低降伏点鋼LY225材)、鋼板厚さ、拘束材PP板の厚さ、載荷プログラムの4種類である。試験体一覧をTable 1に示す。試験体は4つのシリーズA~Dに分類した。シリーズA~Cは鋼材種別およびパネル部寸法に応じて分類し、各

Fig. 3 Loading Programs

シリーズにおいて PP 板厚を変数としている。シリーズ D は、シリーズ B と同等のパネル寸法、鋼材種別として、荷重プログラム(Fig. 3)を変数としたものである。パネルは隅部にフィレット部を有しており、その半径 (Fig.2 中の r) はシリーズ A では 20mm、シリーズ B~D では 37.5mm である。PP 板は試験体の中央部および四隅部でボルトにより拘束されており、シリーズ A では 14mm の孔に M10 の強力ボルト (強度区分 10.9) を、シリーズ B~D では 20mm の孔に M16 の高力ボルトを通した。拘束材と鋼板に隙間が生じないように、ボルトは約 5Nm のトルクで締め付けた。PP 板の引張試験で得られたヤング係数を Table 1 中に記し、鋼材の引張試験結果を Table 2 に示す。ただし、引張試験の試験片は兩種共に JIS Z 2201 の 5 号試験片の形状とした。なお PP 板の引張強さは 29.1~31.9 N/mm² であった。

2.2 荷重方法

荷重装置を Fig. 4 に示す。パネルが軸力を負担しない状態で、上

Table 2 Mechanical Properties of the Steels used

Steel	Type of Steel	Thickness	Yield Stress	Tension Strength	Young's modulus	Fracture Elongation
		mm	N/mm ²	N/mm ²	×10 ⁵ N/mm ²	%
PL2.3	SS400	2.19	394	471	1.99	30.5
PL3.2	SS400	3.06	377	464	1.97	32.7
PL4.5	SS400	4.30	302	462	1.96	38.7
PL6.0-1	SN400B	5.93	344	463	2.01	37.5
PL6.0-2	SN400B	6.01	302	449	1.93	40.7
PL6.0LY	LY225	5.94	246	337	2.03	47.7
PL9.0LY	LY225	8.98	233	332	2.00	53.4

Fig. 4 Loading system

Fig. 5 Measured shear force - drift angle relationships

下パネル接合部の平行を維持し、500kN ジャッキを用いて、せん断変形角制御による静的正負交番繰り返し漸増荷重実験を行った。なお、本研究では、せん断変形角 γ は、上下接合部間の相対水平変位 δ を試験体パネル部高さで除した値と定義している。

実験に用いた荷重プログラムは、Fig. 3 に示すように、①~③の 3 通りである。荷重プログラム①は漸増荷重を行うものであり、荷重プログラム②は、荷重プログラム①で終局に至る変形レベルより小さいレベルでの変形を多数回与えるものである。荷重プログラム③は、荷重当初から大きな変形を与えるものである。シリーズ A~C の試験体はいずれも荷重プログラム①に従い、シリーズ D の 3 体の試験体はそれぞれ荷重プログラム①~③に従って実験を実施した。

2.3 履歴特性

Fig. 5 に、代表的な試験体 8 体 (No. 6, No. 8, No. 9, No. 11, No. 19, No. 20, No. 22, No. 24) の荷重 Q - せん断変形角 γ 関係を示す。図中の□印と△印は試験体が終局状態に達したと判断した点を示しており、鋼板パネルに亀裂が発生したと判断した時点 (□印)、あるいは、パネルに顕著な局部座屈が発生した時点 (△印) を示す。終局状態の判定基準の詳細は、後述の 2.5 節を参照されたい。

実験結果より、パネルを拘束する PP 板厚が大きいほど最大耐力時のせん断変形角、および座屈発生時のせん断変形角が大きくなる傾向が見られた (Fig. 5(a~h))。シリーズ A において、無拘束の試験体 A55P00 (Fig. 5(a)) と PP 板厚 10 mm の試験体 A55P10 (Fig. 5(b)) は、それぞれ-0.02rad.①(0.02rad.のサイクル 1 回目の負側)と +0.04rad.②のサイクルでパネルの座屈により終局状態に達した。一方で PP 板厚 15mm の試験体 A55P15 (Fig. 5(c)) と PP 板厚 25mm の試験体 A55P25 (Fig. 5(d)) は、共に+0.07rad.のサイクルでパネルの隅部に亀裂が生じることで終局状態に達するまで、ほぼ同じ履歴ループを描いた。このことから、無拘束あるいは PP 板厚が不十分な場合、試験体は座屈により終局状態を迎え、その変形性能は PP 板厚が大きいほど向上することが分かる。一方で、PP 板厚が十分な場合は、試験体は亀裂により終局状態を迎え、PP 板厚による変形性能の差はほとんどない。また、パネルのサイズがシリーズ A

よりも大きいシリーズ B の PP 板厚 25mm の試験体 B55P25 (Fig. 5(e)) も、0.08rad. の 1 回目のサイクルで亀裂により終局に達するまで安定した紡錘型の履歴ループを示しており、PP 板厚が十分であれば、パネルサイズによらず高い変形性能を示すことが分かる。低降伏点鋼を用いたシリーズ C においては、無拘束の試験体 C55P00 (Fig. 5(f)), PP 板厚 15mm の試験体 C55P15 (Fig. 5(g)), PP 板厚 25mm の試験体 C55P25 (Fig. 5(h)) は、それぞれ+0.02rad.②, +0.04rad.①, -0.08rad.②のサイクルで座屈により終局状態に達した。PP 板厚 25mm で普通鋼を用いた試験体 B55P25 が亀裂により終局状態に達したのに対して、同じ PP 板厚で低降伏点鋼を用いた試験体 C55P25 は亀裂が生じず、座屈により終局に達した。これは、低降伏点鋼の方が破断伸びが大きく、亀裂が生じにくいと考えられる。両試験体は共に 0.08rad. のサイクルまで安定した履歴ループを示しており、せん断パネルに普通鋼を用いた場合も、低降伏点鋼を用いた場合と同じく、試験体は高いエネルギー吸収性能を有することが分かる。またシリーズ A では幅厚比(b/t) 55 の場合、座屈を防ぐために必要な PP 板厚は 15mm であったが、シリーズ C では、より大きい PP 板厚を必要としており、パネルサイズ、鋼材種別によって必要な PP 板厚が異なることが窺える。

Fig. 6 に、载荷プログラムの異なる試験体 3 体 (No.29, No.30, No.31) の荷重 - せん断変形角関係を示す。いずれも座屈により終局状態に達したと判断した。試験体 D55P20C1 は、0.06rad.まで紡錘型の履歴ループを描いた。試験体 D55P20C2 は、0.02rad.サイクルを 40 回、0.04rad.サイクルを 6 回経験後も終局状態に到達せず、その後、0.08rad.の正側の半サイクルで終局となった。なお、载荷中のパネルの温度上昇は確認されなかった。試験体 D55P20C3 では、0.1rad.サイクルを 1 度を経験した後、負側領域で急激な耐力低下がみられた。これらより、载荷プログラムによって、終局時の変形量が異なることが分かる。

2.4 エネルギー吸収性能

シリーズ C の各試験体のエネルギー吸収率 e - 累積塑性変形角関

係を鋼板厚さごとに比較したものを Fig. 7(a, b)に、シリーズ A~C の PP 板厚 15mm, 25mm の試験体を PP 板厚ごとに比較したものを Fig. 7(c, d)に示す。ここで、エネルギー吸収率 e は、次式により計算される無次元量であり、試験体サイズや鋼材の降伏点によらず、エネルギー吸収量を比較するために定義した指標である。

$$e = E / (V \cdot \sigma_y) \quad (1)$$

ここに、 E : パネルの総エネルギー吸収量 ($= \int Qd\delta$) [Nmm], V : パネル部の体積 ($= t b h$) [mm³], σ_y : 降伏点 [N/mm²]。なお、正負方向別の累積塑性変形角¹⁹⁾とエネルギー吸収率を求めており、 x 軸の負値は、負側変形時の累積塑性変形角を示す。

図中の□印は終局状態に達した点を示すが、Fig. 7(a, b)を見ると、終局状態に達すると累積塑性変形角に対するエネルギー吸収率の勾配が低下し、エネルギー吸収性能が低下することが分かる。一方で、終局状態に達するまでは PP 板厚によらず、ほぼ等しいエネルギー吸収性能を示している。試験体の PP 板厚が大きいほど、より大きな累積塑性変形角まで高いエネルギー吸収性能を維持することが分かる。また Fig. 7(c, d)より、終局状態に至り、エネルギー吸収性能が低下し始める累積塑性変形角は、PP 板厚が同じ場合、パネルサイズが小さく、幅厚比が小さいほど、大きくなる傾向が見られた。また、試験体 B55P20 と C55P20 を比較すると、パネルは同サイズであるが、終局時の累積塑性変形角が大きく異なった。これは、低降伏点鋼は、降伏点が普通鋼より小さいことにより、後述の一般化幅厚比が小さくなり、座屈の発生が遅れ、より大変形時までエネルギー吸収性能を維持できたためと考えられる。また、Fig. 7(c, d)より、パネルのサイズや鋼材種別によらず、終局状態に達するまでのエネルギー吸収率の勾配はほぼ等しいことが分かる。

Fig. 8 に試験体 D55P20C1, D55P20C2, D55P20C3 (シリーズ D) のエネルギー吸収率 e - 累積塑性変形角関係を示す。シリーズ D の試験体についても、その他の試験体と同様、終局状態に達するまではエネルギー吸収率はほぼ一定の勾配を維持しており、終局状態に達すると吸収性能は低下することが確認された。しかしながら、終局時の累積塑性変形角は、载荷履歴によって異なっており、終局

Fig. 6 Measured shear force - drift angle relationships of series D

Fig. 7 Relationships between energy-absorption ratio (e) and cumulative plastic drift angle (γ_u)

Fig. 8 Relationship between e and γ_u of series D

状態に達するまでのエネルギー吸収量は、荷重履歴の影響を受けることが分かる。

2.5 終局状態

鋼構造制振設計指針¹⁹⁾において、繰り返し荷重下における、せん断パネルの主な終局状態の判定基準は以下の3種類と定められている。

- ①破断または大きな亀裂が発生した時点
- ②最大耐力の9割まで耐力低下した時点
- ③顕著な局部座屈が生じ、局部的に耐力低下し、荷重-変形角関係に負勾配が生じた時点

本研究の試験体の終局状況^{10)~14)}は、パネルの四隅に亀裂が生じたものと局部座屈を生じたものと大きく大別できる。そこで本研究では、終局状態の判定基準を以下のように設定した。

「亀裂」: 試験後にパネルの四隅に亀裂が生じたもの。最大耐力の

9割まで耐力が低下した時点を終局状態と判断する。

「座屈」: 顕著な局部座屈が生じたもの。荷重変形角関係の接線勾配が負勾配となった時点を終局状態と判断する。

本研究における具体的な判定手順として、まず実験終了後の試験体において、主に亀裂の有無により終局となった要因を判定し、その後、水平力変形角関係から終局状態に至った点を抽出した。Fig.9に試験体の終局状態の例を示す。無拘束の試験体ならびに拘束板の厚さが不十分であった試験体は、Fig. 9(a,b)のように、面外変形が卓越し、座屈により耐力低下する。一方で、十分な拘束板厚を持つ試験体は、拘束板により試験体の面外変形ならびに座屈による耐力低下を防ぎ、Fig. 9(c)のように鋼板に亀裂が入ることで耐力低下する。各試験体の終局状態の判定結果および終局時の累積塑性変形量をTable 3に示す。普通鋼を用いたシリーズA, B, Dの試験体において、2.3節で述べたように、PP板厚が不十分であった試験体は終局状態が座屈と判断され、PP板厚が十分であった試験体は亀裂と

Fig. 9 Ultimate state of specimens

Table 3 Strength and deformation at ultimate states

Series	No	Specimen	Steel	t_c mm	Ultimate state	$exp\gamma_u$ rad.	exQ_{max} kN	$calQ_{bu1}$ kN	$calQ_{bu2}$ kN	$calQ_{cr1}$ kN	$calQ_{cr2}$ kN	$(d/t_w)_{BE}$ -	$calQ_y$ kN	$calK_i$ kN/rad.	γ_y rad.	$\bar{\gamma}_B$ rad.	$\bar{\gamma}_B/\gamma_y$ -
A	1	A77P00	SS400 PL2.3	-	Buckling	0.009	57			20	60	3.904				0.007	2.7
	2	A77P10		10	Buckling	0.114	69			35	60	3.691				0.041	14.9
	3	A77P15		15	Crack	0.500	71	76	84	54	66	2.577	51	18,643	0.00272	-	-
	4	A77P20		20	Crack	0.508	72			78	95	0.555				-	-
	5	A77P25		25	Crack	0.559	72			105	118	0.229				-	-
	6	A55P00	SS400 PL3.2	-	Buckling	0.039	91			53	86	2.793				0.020	7.5
	7	A55P05		5	Buckling	0.061	90			56	88	2.601				0.029	11.1
	8	A55P10		10	Buckling	0.239	100	101	112	70	98	1.665	68	25,735	0.00263	0.043	16.2
	9	A55P15		15	Crack	0.656	100			97	119	0.737				-	-
	10	A55P20		20	Crack	0.631	103			133	149	0.287				-	-
	11	A55P25		25	Crack	0.616	105			174	187	0.111				-	-
	12	A39P00	SS400 PL4.5	-	Buckling	0.108	110			147	108	1.987				0.039	18.3
	13	A39P05		5	Buckling	0.189	114			149	112	1.755				0.051	24.2
	14	A39P10		10	Buckling	0.491	126	114	126	165	132	0.860	76	36,003	0.00212	0.065	30.9
	15	A39P15		15	Crack	0.751	132			200	174	0.277				-	-
	16	A39P20		20	Crack	0.752	132			250	229	0.087				-	-
B	17	B55P00	SN400 PL6.0-1	-	Buckling	0.021	274			210	292	2.691				0.025	10.8
	18	B55P20		20	Buckling	0.210	326	336	370	270	337	1.471	224	95,470	0.00235	0.062	26.5
	19	B55P25		25	Crack	0.588	374			320	379	0.909				-	-
C	20	C55P00	LY225 PL6.0LY	-	Buckling	0.029	220			213	219	2.256				0.020	11.9
	21	C55P10		10	Buckling	0.082	227			226	227	1.938				0.035	21.2
	22	C55P15		15	Buckling	0.173	231	241	266	239	244	1.440	161	96,583	0.00166	0.038	22.6
	23	C55P20		20	Buckling	0.601	274			271	273	0.893				0.092	55.0
	24	C55P25		25	Buckling	0.852	280			322	326	0.430				0.127	76.3
	25	C37P00	LY225 PL9.0LY	-	Buckling	0.110	343			731	347	1.497				0.049	30.5
	26	C37P10		10	Buckling	0.304	350			739	365	1.222				0.063	39.2
	27	C37P15		15	Buckling	0.437	375	345	380	757	400	0.832	230	143,854	0.0016	0.094	58.7
	28	C37P20		20	Buckling	0.742	396			791	465	0.444				0.108	67.4
D	29	D55P20C1	SN400 PL6.0-2	-	Buckling	0.496	301									0.108	50.4
	30	D55P20C2		20	Buckling	1.291	280	300	330	281	323	1.144	200	92,907	0.00215	0.068	31.6
	31	D55P20C3			Buckling	0.116	326									0.101	46.7

Note. t_c : Thickness of confinement, exQ_{max} : Maximum strength of specimen, $exp\gamma_u$: Cumulative plastic drift angle at ultimate state of specimen, $calQ_{bu1}$: Ultimate flexural strength calculated by Eq.(2), $calQ_{bu2}$: Modified ultimate flexural strength calculated by Eq.(3), $calQ_{cr1}$: Buckling load calculated by Eq.(5), $calQ_{cr2}$: Modified buckling load calculated by Eq.(9), $(d/t_w)_{BE}$: Equivalent reduced width-to-thickness calculated by Eq.(14), $calQ_y$: Yield bending strength calculated by Eq.(18), $calK_i$: Initial stiffness calculated by Eq.(19), γ_y : Yield drift angle calculated by Eq.(17), $\bar{\gamma}_B$: Equivalent shear buckling drift angle at ultimate state of specimen.

判断される傾向がみられた。次に、同じ鋼板サイズと PP 板厚を持つ試験体 B55P25 (No.19)と試験体 C55P25 (No.24)を比較すると、それぞれの終局状態は亀裂と座屈と判定され、異なる結果になった。これは、それぞれに使用した鋼材が普通鋼か低降伏点鋼かの違いによるものであり、鋼材の降伏点や破断伸び等の性質によって必要な PP 板厚が異なることが推察される。

3. 耐力評価

本節では、本試験体の耐力評価方法について述べる。本試験体は、PP 板厚が十分であれば、試験体の終局状態は亀裂となり、曲げ耐力を発揮し、PP 板厚が不十分であった場合は、終局状態が座屈となり、試験体の耐力は座屈荷重により決定すると考える。尚、本試験体の耐力評価においては漸増載荷を受ける場合を想定し、シリーズ A, B, C の試験体に対して検討を行う。

3.1 最大曲げ耐力

本試験体のパネル部は、逆対称曲げを受ける状況下であり、アスペクト比 1.0 の試験体においては、パネルの上下端部が曲げ耐力に達することで最大耐力を発揮する¹⁰⁾。そこで、パネルの上下端部の断面が全塑性モーメント時の応力分布となると想定し、パネルの最大曲げ耐力を式(2)により算定した。

$$calQ_{bu1} = \left(\frac{b^2 t}{4} \right) \frac{\sigma_y}{2h} = \frac{b^2 t}{2h} \sigma_y \quad (2)$$

ここに、 b : パネルの幅、 t : パネルの厚さ、 h : パネルの高さ、 σ_y : パネルの降伏点。

各パネルサイズおよび鋼材種別で PP 板が最も厚いものは、最大曲げ耐力を発揮していると考え、それらの試験体 6 体の実験最大耐力値と式(2)による最大曲げ耐力の計算値の比較を Fig. 10(a)に示す。式(2)により求めた計算最大曲げ耐力は実験値を約 10%程度過小評価することが分かった。これは、応力集中緩和のためパネルの隅部に設けたフィレット部の影響や鋼材のひずみ硬化の影響と考えられる。せん断パネルの耐力を評価する上では、最大曲げ耐力の過小評価は安全側となるが、実用化のためには PP 板厚の設計法が必要であり、それには最大曲げ耐力を精度良く評価する必要があると考えられる。例として、パネルに座屈が生じないように PP 板厚を設計する場合、パネルの最大耐力を後述の座屈荷重が上回るように PP 板厚を決定する方法が考えられるが、その際に最大耐力を過小評価する式を用いてパネルの最大耐力を評価すると、必要 PP 板厚を小

さく見積もり、実際には座屈が先行する恐れがある。そこで、本研究では、PP 板厚を設計する際に用いる計算曲げ耐力においては、鋼材のひずみ硬化の影響等を簡潔に考慮し、降伏点を 1 割増した式(3)を用いるものとする。

$$calQ_{bu2} = \frac{b^2 t}{2h} \times 1.1\sigma_y \quad (3)$$

実験結果との対応を示したグラフを Fig. 10(b)に示す。Fig. 10(b)より、式(3)により求めた計算最大曲げ耐力は実験最大耐力を精度よく評価していることが確認できる。

3.2 座屈荷重評価式

伊藤ら¹⁸⁾はスリット入り鋼板は、せん断力を受けると、拘束材で挟まれている鋼板部分が弱軸方向（面外方向）にねじれを伴って横座屈をするのみならず、座屈耐力算定式を提案している。本研究においても同様に、本試験体における鋼製パネルの座屈現象は横座屈によるものとする。片持ち梁の横座屈荷重設計式²⁰⁾を適用すると、無拘束せん断パネルの座屈荷重算定式は下式のようにになる。

$$Q_{cr1} = 4.013 \frac{\sqrt{G_s J_s E_s I_s}}{(h/2)^2} \quad (4)$$

ここに、 $G_s J_s$: パネルの捩り剛性、 $E_s I_s$: パネルの面外曲げ剛性

更に、PP 板で拘束されたパネルにおいては、PP 板が曲げ剛性の増加にのみ寄与すると仮定することで、拘束せん断パネルの座屈荷重の算定式が式(5)のように得られる。

$$calQ_{cr1} = 4.013 \frac{\sqrt{G_s J_s (E_s I_s + n E_c I_c)}}{(h/2)^2} \quad (5)$$

ここに、 n : PP 板枚数、 $E_c I_c$: PP 板の面外曲げ剛性。

しかし、本実験結果と式(5)から求めた座屈荷重を比較すると、Table 3 に示す通り、本試験体の座屈荷重は PP 板の有無に依らず実験値と計算値が大きく異なる。これは、本試験体は鋼材が塑性化した後に終局状態に達しているが、式(5)では鋼材の塑性化の影響を考慮していないことが原因と考えられる。

そこで、一般化幅厚比を用いて式(5)を修正し、新たな座屈荷重設計式を提案する。まず、無拘束の試験体の座屈荷重に着目し、修正係数を求める。縦軸を式(4)による計算座屈荷重 $calQ_{cr1}$ と実験最大耐力 exQ_{max} の比 α とし、横軸を式(6)による一般化幅厚比 ξ とし、無拘束の試験体の実験結果をプロットした Fig. 11 を見ると、実験結果はほぼ同一線上にプロットされ、高い関係性が見られた。

Fig. 10 Comparison of experimental and calculated ultimate flexural strengths

Fig. 11 Relationship between $\alpha (=calQ_{cr1} / exQ_{max})$ and $\xi (= \text{generalized width-to-thickness})$

$$\xi = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E_s}} \quad (6)$$

そこで、Fig. 11 の近似曲線として得られる式を、式(7)の修正係数 α として用い、無拘束試験体の座屈荷重算定式を式(8)のように修正する。ただし、この関係式は、せん断パネルのアスペクト比によって変化するものと考えられる。

$$\alpha = 0.32\xi^{1.76} \quad (7)$$

$$Q_{cr2} = 4.013 \frac{\sqrt{G_s J_s E_s I_s}}{(h/2)^2} \times \alpha \quad (8)$$

PP 板で拘束された試験体に対しては、式(9)により、座屈荷重を算定する。

$$cal Q_{cr2} = 4.013 \frac{\sqrt{G_s J_s (\alpha^2 E_s I_s + n E_c I_c)}}{(h/2)^2} \quad (9)$$

ここで、本研究で提案された修正係数 α の適用範囲はパネルの一般化幅厚比 1.25 から 3.57 までとし、式(9)はアスペクト比 1 のパネルに対して適用可能とする。実験最大耐力と計算最大曲げ耐力の比と、座屈荷重計算値と計算最大曲げ耐力の比の関係において、修正係数を用いない場合 (式(5)を使用) と用いた場合 (式(9)を使用) の評価を Fig. 12 に示す。なお最大曲げ耐力の計算には式(3)を使用した。図の縦軸は実験最大耐力を計算曲げ耐力で除した値であり、横軸は計算座屈荷重を計算曲げ耐力で除した値である。図の原点から引かれた斜線は、実験最大耐力が計算座屈荷重と一致することを示し、斜線の上方に点が位置する場合、その試験体の計算座屈荷重は実験結果を過小評価したことを示す。図中に水平に引いた線は、実験最大耐力が計算曲げ耐力と一致することを示し、水平線の上方に点が位置する場合は計算曲げ耐力が実験結果を過小評価することを意味している。図中の実線に点が近いほど、計算式の精度が高いこ

Fig. 12 Evaluation of maximum strength

とを示す。図より、本研究の修正係数を用いた提案式 (式(9)) は、PP 板で拘束された試験体の座屈荷重を精度よく評価できていることが分かり、座屈により終局に達した試験体において、耐力比 $ex Q_{max} / cal Q_{cr2}$ は 0.85~1.15 の範囲にあり、平均は 0.98 であった。また、本提案式は、本実験変数内においては、鋼板パネルのサイズによらず座屈荷重を精度よく評価できている。本提案式を用いて計算される最大曲げ耐力と座屈荷重の一覧を Table 3 に示す。

鋼製パネルの補剛材である PP 板の厚さによって座屈荷重は変化する。そのため、パネルの座屈を防ぐために必要となる PP 板厚は下記の式(10)を満足する必要がある。

$$cal Q_{bu2} < cal Q_{cr2} \quad (10)$$

この式を展開し、必要な PP 板厚 $r t_c$ は次式により得られる。

$$\frac{r t_c}{t} > \sqrt[3]{0.11 \frac{E}{n E_c} \left(\frac{h}{b}\right)^2 \xi^4 - 0.1 \xi^{3.52}} \quad (11)$$

上式を用いることで、アスペクト比 1 の鋼板の座屈を防ぐために必要な PP 板厚を推定することが可能と考えられる。

4. 変形性能に関する評価指標の計算式の提案

せん断パネルは、建物が終局に至るまで機能を維持できるように設計する必要がある。そのためには、せん断パネルが終局状態に達するまでの保有性能を規定する必要がある。鋼構造制振設計指針¹⁹⁾においては、(1)累積塑性変形角 (2)累積損傷度 (3)等価せん断座屈変形角という保有性能を評価する 3 種類の指標が挙げられており、この 3 種類の指標はいずれも繰り返し変形下におけるパネルの変形能力の指標として利用されている。しかし、指針にて規定されているこれらの指標の評価式は、いずれも従来のフランジ付のせん断パネルに適用するように策定されたものである。そこで、本節では、本試験体の変形性能に関して、これらの指標の評価式の構築を試みる。本論では、座屈により終局を迎える試験体を主対象として、(1)累積塑性変形角と(3)等価せん断座屈変形角の 2 つの評価指標について検討する。

4.1 累積塑性変形角

累積塑性変形角は、せん断パネルの繰り返し载荷時における保有性能を評価する指標である。試験体が終局状態に達した時点に性能保証限界とし、その時点での累積塑性変形角を評価する。田中、佐々木ら^{4,5)}は、座屈によって終局となるフランジ付のせん断パネルの保有性能に関して、性能保証限界時の累積塑性変形角と、式(12)により得られる換算幅厚比 $(d/t_w)_B$ とに関係性があることを示している。田中らは、試験体が性能保証限界に至ったときの正負方向別の累積塑性変形角のうち、いずれか小さい値 γ_u と換算幅厚比 $(d/t_w)_B$ との間には式(13)が良好に成立することを示している⁴⁾。

$$\left(\frac{d}{t_w}\right)_B = \left(\frac{d}{t_w}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_u}{\sigma_y}} = \left(\frac{d}{t_w}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_u}{E}} \quad (12)$$

1.16 ≤ $(d/t_w)_B$ ≤ 2.14 のとき

$$\gamma_u = 2.936 \cdot \left\{ \left(\frac{d}{t_w}\right)_B \right\}^{-3.569} \quad (13)$$

ここに、 (d/t_w) : フランジ付のせん断パネル幅厚比、 E : ヤング係数、

σ_y : パネル鋼材の降伏点, σ_u : 鋼材の引張強さ.

上記の考えを参考に, PP 板で補剛した本試験体の終局時累積塑性変形角について換算幅厚比による評価を試みる. 換算幅厚比 (式(12))は, 形状により定まる幅厚比を使用鋼材の降伏ひずみと降伏比の逆数で補正したものであり, 補剛材の効果は含まれていない. フランジ付きせん断パネルにおいては, スチフナによる効果を評価する場合, 補剛パネルの弾性せん断座屈の固有値解析から求めた座屈応力と等しい座屈応力を持つスチフナなしパネルの幅厚比により算定される換算幅厚比が用いられる¹⁹⁾. そこで, 本論では, PP 板で補剛された試験体の換算幅厚比に関して, 該当試験体の座屈荷重と同等の座屈荷重を持つ無拘束パネルの換算幅厚比として求めることとし, 以下, この換算幅厚比を等価換算幅厚比と称する. 等価換算幅厚比は, 式(8)より求まる座屈荷重が式(9)より求まる座屈荷重 $calQ_{cr2}$ と等しい値となるときの換算幅厚比であり, その等式を右辺が換算幅厚比となるように整理して得られる次式により計算される.

$$\left(\frac{d}{t}\right)_{BE} = \left\{ 1.89 \cdot \beta^2 \cdot \frac{calQ_{cr2}}{\sigma_y \cdot bt} \right\}^{-4.17} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_u}{\sigma_y}} \quad (14)$$

ここで $calQ_{cr2}$: 計算座屈荷重(式(9)), σ_y : パネル鋼材の降伏点, σ_u : 鋼材の引張強さ, β : アスペクト比(= h/b)

式(14)より求めた換算幅厚比 (以下, 等価換算幅厚比 $(d/t)_{BE}$) と実験結果より得られた終局時累積塑性変形角の関係を Fig. 13(a)に示す. ここでは, 座屈によって終局に至った試験体のみを掲載している. Fig. 13(a)より, シリーズ D の試験体は, 鋼材や PP 板は同等のものであるため, 等価換算幅厚比は同じになるが, 試験体の保有累積塑性変形角が載荷プログラムによって異なるため, 等価換算幅厚比で評価することが出来ないことが分かる. 一方で, せん断パネルの地震時の応答は, 比較的繰り返しの回数が少なく, せん断パネルの地震時の損傷は漸増振幅試験により把握できるとされている¹⁸⁾. そこで, Fig. 13(b)に示すように, 載荷プログラム①による漸増載荷実験の結果であるシリーズ A, B, C の試験体に対象を絞って検討したところ, 等価換算幅厚比と終局時累積塑性変形角に相関関係が見られ, 等価換算幅厚比が小さいほど, 終局時累積塑性変形角が大きくなる傾向が見られる. 等価換算幅厚比 $(d/t)_{BE} \leq 2.8$ の範囲で, 近似曲線を作成したところ, 以下のような関係式(式(15))が得られた.

$$\gamma_u = 1.62 \cdot e^{-1.46\left(\frac{d}{t}\right)_{BE}} \quad (15)$$

(a) Buckled specimen of all series

(b) Buckled specimen of Series A through C

(c) All specimen of Series A through C

Fig. 13 $\gamma_B - (d/t)_{BE}$ relationships

これより, 本試験体において, 漸増載荷時の保有累積塑性変形角は等価換算幅厚比 $(d/t)_{BE}$ によって比較的良好に評価できるといえる.

次に, 「亀裂」により終局状態に達したと判定した試験体も含めた, 各試験体の累積塑性変形角—等価換算幅厚比関係を Fig. 13(c)に示す. 先と同様に, 漸増載荷時の実験結果のみを記載する. Fig. 13(c)において, 亀裂により終局に至った試験体は, 実験結果がばらついて見えるが, 各鋼材種別 (幅厚比) ごとに見ると, 等価換算幅厚比によらずほぼ一定の値となっている. 座屈により終局に至る場合は, 等価換算幅厚比が小さいほど累積塑性変形角が大きくなるが, 等価換算幅厚比がある値より小さくなると, 亀裂により終局に至るようになり, 終局時の累積塑性変形角は一定となる傾向にあると考える. このことから, 試験体の終局状態が「座屈」と「亀裂」に分かれる境目となる等価換算幅厚比を鈞合等価換算幅厚比と定義した. ここで, 第3節の耐力評価で検討したように, 亀裂によって終局となる場合は式(3)による最大曲げ耐力を発揮し, 座屈によって終局となる場合, 試験体の耐力は式(9)による座屈荷重となるため, 亀裂と座屈の境においては, 座屈荷重と最大曲げ耐力が鈞り合っていると考えられる. そこで, 式(14)の座屈荷重 Q_{cr} に式(3)による最大曲げ耐力 Q_{bu} を代入した時の等価換算幅厚比が鈞合等価換算幅厚比 $eq(d/t)_{BE}$ であると考え, 次式により得られる.

$$\left(\frac{d}{t}\right)_{eqBE} = \left\{ 1.89 \cdot \beta^2 \cdot \frac{calQ_{bu2}}{\sigma_y \cdot bt} \right\}^{-4.17} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_u}{\sigma_y}} \quad (16)$$

ここで $calQ_{bu2}$: 計算最大曲げ耐力(式(3)).

シリーズ A~C の試験体を試験体のサイズと幅厚比で分類して, 仮定の妥当性を検証した. 分類した各試験体の鈞合等価換算幅厚比をそれぞれ計算したところ, 鈞合等価換算幅厚比は 0.94~1.07 の範囲に存在することが分かった. 求めた鈞合等価換算幅厚比を式(15)に入れることで得られた値を終局時累積塑性変形角の上限値とする. Fig. 13(c)中の一点鎖線は, 計算した鈞合等価換算幅厚比の最大値および最小値の場合に得られる終局時累積塑性変形角の値を示している. 「亀裂」と評価される範囲においては, すべての試験体は安全側に評価できており, 式(16)で得られる鈞合等価換算幅厚比 $eq(d/t)_{BE}$ を用いて式(15)で計算される終局時累積塑性変形角を上限値とすることで, 本ダンパーの保有性能を安全に設計できると考えられる. 実験より得られた累積塑性変形角および換算幅厚比の一覧を Table 3 に示す.

4.2 等価せん断座屈変形角

等価せん断座屈変形角とは、繰返し載荷時におけるせん断力 0 の時点から最大変形までの変形角のことである¹⁹⁾。シアリンク形のせん断パネルダンパーに関して、Kasai ら^{6,7)}は、繰返し載荷の履歴によらず、最大の変形角振幅がせん断座屈発生の主因であることを示し、せん断座屈発生による耐力減少時点を予測しうる評価式を提案している。このことから、せん断パネルにおいても、せん断座屈変形角は使用限界の判定指標として利用できると考えられている¹⁹⁾。繰返し載荷時のフランジ付きせん断パネルにおいては、塑性座屈が生じる等価変形角 $\bar{\gamma}_B$ とパネルの降伏せん断変形角 γ_y の比 $\bar{\gamma}_B/\gamma_y$ は、基準化幅厚比により算出される^{8,9)}。

しかしながら、本試験体は、既往のフランジ付きせん断パネルと境界条件が異なるため、既往の提案式を適用することはできない。そこで、前項で求めた等価換算幅厚比(式(16))を用いて等価せん断座屈変形角を評価することを検討した。

本試験体の $\bar{\gamma}_B/\gamma_y$ を評価することを試みる。 $\bar{\gamma}_B$ は荷重 0 の点からの繰返し載荷中の最大値までの全振幅である。本研究では、パネルの降伏せん断変形角 γ_y は式(17)のように計算降伏曲げ耐力を計算初期剛性で除して得られる計算降伏せん断変形角 $_{cal}\gamma_y$ を用いることとした。パネルの計算降伏曲げ耐力は式(18)により得られるものとし、計算初期剛性は、パネル部の弾性曲げ変形量と弾性せん断変形量を考慮し、式(19)により求める。なお、パネル四隅のフィレット部の影響を無視し、鋼板が平面形状を保持すると仮定している。

$$_{cal}\gamma_y = \frac{_{cal}Q_y}{_{cal}K_i} \quad (17)$$

$$_{cal}Q_y = \frac{b^2 \cdot t_w \cdot \sigma_y}{3h} \quad (18)$$

$$_{cal}K_i = \frac{1}{\frac{h^3}{E_s b^3 t} + \frac{\kappa h}{G_s b t}} \quad (19)$$

ここに、 $_{cal}Q_y$: 計算降伏曲げ耐力、 $_{cal}K_i$: 計算初期剛性、 b : パネルの幅、 t : パネル厚さ、 σ_y : 鋼材の降伏耐力、 h : パネル高さ、 E_s : 鋼材のヤング係数、 κ : せん断断面積係数(=1.2)、 G_s : 鋼材のせん断弾性係数

式(16)、式(17)より得られた、 $\bar{\gamma}_B/_{cal}\gamma_y$ と等価換算幅厚比の関係を Fig. 14 に示し、計算結果一覧を Table 3 に示す。なお、座屈により終局状態に達したと判断された試験体の実験結果のみを対象として

Fig. 14 $\bar{\gamma}_B/\gamma_y - (d/t)_{BE}$ relationship

いる。Fig. 14 より、実験結果はほぼ同一線上にプロットされており、等価換算幅厚比と $\bar{\gamma}_B/_{cal}\gamma_y$ に関係性が見られ、等価換算幅厚比が小さいほど、 $\bar{\gamma}_B/_{cal}\gamma_y$ は大きくなる。また載荷プログラムの異なるシリーズ D の $\bar{\gamma}_B/_{cal}\gamma_y$ についても比較的小さなバラつきで評価できていることが分かる。この実験結果の近似曲線として、式(20)が得られる。適用範囲は $0.43 \leq (d/t)_{BE} \leq 2.8$ とする。

$$\frac{\bar{\gamma}_B}{_{cal}\gamma_y} = 99.3 \cdot e^{-0.88(d/t)_{BE}} \quad (20)$$

この式を用いることで、本提案パネルの等価せん断座屈変形角を評価できると考えられる。

5. 結論

本論では、本研究のせん断パネルの履歴性状を明らかにすることを目的として、実験的検討を行った。また、せん断パネルの耐力評価法ならびに変形性能評価法に関する検討を行った。得られた知見を以下に記す。

- 1) 十分な板厚を有する PP 板により拘束された鋼板パネルは、漸増載荷に対して変形角 0.07rad. まで高い耐力ならびに高いエネルギー吸収性能を発揮する。
- 2) 無拘束あるいは PP 板厚が不十分な場合、試験体は座屈により終局状態を迎え、PP 板厚が大きいほど変形性能が向上する。PP 板厚が十分な場合は、試験体は亀裂により終局状態を迎え、PP 板厚による変形性能の差はほとんど生じない。鋼板の座屈を防ぐために必要な PP 板厚は、パネルサイズ、鋼材の性質によって異なる。
- 3) 終局状態に達すると累積塑性変形角に対するエネルギー吸収率の勾配が低下し、エネルギー吸収性能が低下するが、終局状態に達するまでは PP 板厚によらず、ほぼ等しいエネルギー吸収性能を示す。
- 4) 終局時の累積塑性変形角は、載荷履歴によって異なっており、終局状態に達するまでのエネルギー吸収量は、載荷履歴の影響を受ける。
- 5) 十分な PP 板厚で拘束された本提案パネルの最大耐力は、全塑性モーメント時の計算耐力により安全側に評価できる。一方、鋼材のひずみ硬化の影響を考え、降伏点を 1 割増しすることで、本パネルの最大耐力を精度良く評価でき、座屈耐力との比較により PP 板厚を決定する際においては、後者の計算により評価する。
- 6) 既往の横座屈荷重設計式に拘束材の曲げ剛性と一般化幅厚比による修正係数を加えた提案式を用いることで、拘束鋼板パネルの耐力を精度良く評価できる。またこの座屈荷重の提案式と上記の最大耐力評価式から、パネルの座屈を防ぐために必要となる PP 板厚の推定式を示した。
- 7) PP 板で補剛された試験体の換算幅厚比に関して、該当試験体の座屈荷重と同等の座屈荷重を持つ無拘束パネルの換算幅厚比を等価換算幅厚比として求めることを提案した。
- 8) 等価換算幅厚比と漸増載荷の載荷履歴を受ける試験体の終局時累積塑性変形角に関係性があり、座屈により終局となる場合、等価換算幅厚比が小さくなるほど、終局時累積塑性変形角が大きくなることを示した。一方で、亀裂により終局を迎える場合は、終局時累積塑性変形角は一定となるため、終局状態が亀裂か座屈かの境目となる等価換算幅厚比を釣合等価換算幅厚比として計算し、

それより等価換算幅厚比が小さい場合は終局時累積塑性変形角を一定とする評価方法を提案した。

- 9) 座屈により終局に至った試験体の等価せん断座屈変形角と等価換算幅厚比との間に、載荷履歴に依らず関係性があることを示し、等価換算幅厚比による $\bar{Y}_B / \alpha Y_y$ の評価式を示した。

ただし、本論で検討した鋼板パネルは、アスペクト比 1.0、パネルサイズ 176~330mm、一般化幅厚比 1.25~3.57 であり、本結論はこの範囲の実験結果より得られたものである。他のアスペクト比の場合や、より大きなサイズのせん断パネルの履歴性状の検証が今後の課題として挙げられる。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 17K06643 の助成を受けたものである。本研究の遂行においては、神戸大学大学院生(研究当時)・三上紗綾氏、胡弘宇氏、藤井俊介氏、佐々木公一氏、朱華佳氏の多大な協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) The Japan Society of Seismic Isolation : The passive response control structure design construction manual third edition, pp.315-322, 2013.11 (in Japanese)
日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル第 3 版, pp.315-322, 2013.11
- 2) Tamai, H. et al. : On hysteretic damper using low yield stress steel plate installed in K-braced frame (Part 1, 2), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C, Structures-II, pp.1447-1450, 1991.7 (in Japanese)
玉井宏章, 他：低降伏応力度鋼板を用いた K 型ブレース制振装置に関する研究 (その 1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.1447-1450, 1991.7
- 3) Izumi, M. et al. : Low cycle fatigue tests on shear yielding type low yield stress steel hysteretic damper for response control (Part 1, 2), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-II, pp.1333-1336, 1992.7 (in Japanese)
泉満, 他：極低降伏点鋼を用いたせん断降伏型制振部材の低サイクル疲労実験 (その 1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.1333-1336, 1992.7
- 4) Tanaka, K. and Sasaki, Y. : Study on energy absorbing performance of seismic control panel-dampers using low-yield-point steel under static loading, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.509, pp.159-166, 1998.7 (in Japanese)
田中清, 佐々木康人：極低降伏点鋼を用いた制震パネルダンパーの静的履歴減衰性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 509 号, pp.159-166, 1998.7
- 5) Tanaka, K. et al. : An experimental study on hysteretic performance of shear panel dampers using different strength type of steel under static loading, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.520, pp.117-124, 1999.6 (in Japanese)
田中清, 他：鋼種が異なるせん断型パネルダンパーの静的履歴特性に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 520 号, pp.117-124, 1999.6
- 6) Kasai, K. and Popov, E.P. : General Behavior of WF Steel Shear Link Beams, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.112, No.2, pp.362-382, 1986.2
- 7) Kasai, K. and Popov, E.P. : Cyclic Buckling Control for Shear Link Beams, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.112, No.3, pp.505-523, 1986.3
- 8) Tamai, H. : On equivalent shear buckling deformation angle for shear panel damper, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.80 No.707, pp.137-145, 2015.1 (in Japanese)
玉井宏章：せん断パネルダンパーの等価せん断座屈変形角について, 日本建築学会構造系論文集, 第 707 号, pp.137-145, 2015.1
- 9) Tamai, H. and Ogawa, K. : A design formula of shear panel damper – Part 1 Equivalent Shear Buckling Limit Deformation Angle–, Hiroshima Univ. Bulletin research report, Vol.46, 139-148, 2012 (in Japanese)
玉井宏章, 尾川勝彦：せん断パネルダンパーの設計式に関する一考察 その 1 等価せん断座屈変形角, 広島工業大学紀要研究編第 46 巻, pp.139-148, 2012
- 10) Zhu, H. : Hysteretic Property and Design Method of Energy-Absorption Confined Steel Plates, Kobe University, Ph.D. thesis, 2014.1 (in Japanese)
朱華佳：補剛板で拘束された鋼製制振パネルの履歴特性と設計法に関する研究, 神戸大学, 博士論文, 2014.1
- 11) Zhu, H. et al. : Hysteretic Properties of Confined Steel Panels, 10th Japan-China Joint Conference on Structural Engineering, pp.930-935, 2013.11 (in Japanese)
朱華佳, 他：拘束鋼板耐力壁の履歴挙動に関する研究, 第 10 回日中建築構造技術交流会論文集, pp.930-935, 2013.11
- 12) Fujii, S. et al. : Effect of Aspect Ratio Hysteretic Properties of Confined Steel panels Part 1, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp.1163-1164, 2014.7 (in Japanese)
藤井俊介, 他：アスペクト比が拘束鋼製制振パネルの履歴特性に及ぼす影響に関する研究 (その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.1163-1164, 2014.7
- 13) Hu, H. et al. : Effect of Thickness of the Restraining Plate on Hysteretic Properties of Confined Steel Panels, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp.1145-1146, 2015.7 (in Japanese)
胡弘宇, 他：拘束鋼製せん断パネルの履歴特性に及ぼす拘束材厚さの影響に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.1145-1146, 2015.7
- 14) Mikami, S. et al. : Study on Hysteretic Properties of Confined Low Yield Strength Steel Panels (Part 1, 2), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp.855-858, 2016.7 (in Japanese)
三上紗綾, 他：拘束低降伏点鋼せん断パネルの履歴特性に関する研究 (その 1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.855-858, 2016.7
- 15) Hitaka, T. et al. : Development of Slit Steel Baring Wall, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp.763-764, 1997.7 (in Japanese)
日高桃子, 他：スリット入り鋼板耐震壁の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.763-764, 1997.7
- 16) Hitaka, T. et al. : Elastic-plastic behavior of steel bearing wall with slits, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.519, pp.111-117, 1999.5 (in Japanese)
日高桃子, 他：スリット入り鋼板耐震壁の弾塑性性状について, 日本建築学会構造系論文集, 第 519 号, pp.111-117, 1999.5
- 17) Sadakane, Y. et al. : Study on Methods for out-of-plane stiffening of the Steel Bearing Wall with Slits, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp.945-946, 2000.7 (in Japanese)
貞包佳秀, 他：スリット入り鋼板耐震壁の面外補剛法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.945-946, 2000.7
- 18) Ito, M. et al. : Design procedure for panels stiffening steel shear walls with slits, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.78, No.687, pp.987-995, 2013.5 (in Japanese)
伊藤麻衣, 他：スリット入り鋼板耐震壁のパネル補剛設計式：日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 687 号, pp.987-995, 2013.5
- 19) Architectural Institute of Japan : Recommended Provisions for Seismic Damping Systems applied to Steel Structures, Maruzen, 2014.11 (in Japanese)
日本建築学会：鋼構造制振設計指針, 丸善, 2014.11
- 20) Timoshenko, S. and Gere, J.M. : Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill, 1961

STUDY ON ULTIMATE STRENGTH AND DEFORMATION CAPACITY OF CONFINED STEEL PANELS

Takashi TAKEUCHI^{*1} and Yuping SUN^{*2}

^{*1} Assist. Prof., Graduate School of Engineering, Kobe University, Dr.Eng.

^{*2} Prof., Graduate School of Engineering, Kobe University, Dr.Eng.

This paper investigated experimentally the hysteretic behavior of steel panels confined by two pieces of polypropylene plates (hereinafter referred to as PP plates) and bolts, and proposed methods to evaluate ultimate strength and deformation capacity of the confined steel panels. Thirty one 1/2-scale and/or 1/4-scale specimens were made and tested under reversed cyclical lateral loading, with the size, the thickness and the type of steel plates, the thickness of PP plates, and the loading program as main experimental variables.

Test results have indicated that when confined by PP plates thick enough to prevent the panel from out-of-plane buckling, the steel panels exhibited high lateral resistance and sound energy absorption performance until the drift angle of 0.07 rad without resistance degradation. For the bare steel panels and those confined by thin PP plates, out-of-plane buckling occurred before the drift level of 0.05 rad, but the deformation capacity increased along with the thicknesses of steel plates and PP plates. The specimen having sufficient confinement cracked at the corners of the steel panel at large drift beyond 0.07 rad, and the deformation capacity was independent of the thickness of PP plates. Test results also shown that the loading history might affect the cumulative plastic drift angle at the ultimate state.

The full plastic moment of the plate section can predict ultimate strength of the steel panels confined by PP plates with sufficient thickness on the safe side, and increasing the yield strength of steels by 10 percent to take into account the effect of strain hardening can enhance accuracy of the theoretical ultimate strength. An equation based on the elastic lateral buckling strength of the steel-PP composite plate was proposed to predict the lateral buckling load of the confined panel without sufficient confinement by PP plates, and gave very good prediction of the measured buckling loads. It is noteworthy that one can determine the minimum thickness of PP plates to prevent the panel from the premature out-of-plane buckling just by letting the lateral resistance ($_{cal}Q_{bu2}$), defined by Eq. (3), corresponding to the 10% enhanced full plastic moment, be smaller than the calculated buckling load ($_{cal}Q_{cr2}$), defined by Eq. (10).

Furthermore, the equivalently converted width-thickness ratio $((b/t)_{BE})$, see Eq. (14)) and the balanced $(b/t)_{BE} (=_{eq}(b/t)_{BE})$, see Eq. (16)) were introduced to evaluate the ultimate accumulative plastic drift angles (γ_u) and the equivalent shear buckling deformation angle (γ_B) of the confined steel panels. Very strong correlations existed between the measured drift angles at ultimate states and the theoretical ones calculated by Eq. (15) and Eq. (20), respectively. The cumulative plastic drift angles at ultimate states of the specimens failing in out-of-plane buckling increased with the decrease of the $(d/t)_{BE}$, while those of the specimens failing with crack at the corners of steel plates were almost constant. These observations imply the rationality of the introduced two terms $((b/t)_{BE}$ and $_{eq}(b/t)_{BE})$ and the accuracies of the empirical formulae (Eq. (15) and Eq. (20)).

(2019 年 5 月 21 日原稿受理, 2019 年 11 月 1 日採用決定)