

Title	低降伏点円形鋼管を用いた間柱支持せん断履歴型ダン パー付き鋼構造骨組の地震応答性状
Author(s)	金, 眞佑
Citation	大阪大学, 2016, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/59592
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

博士学位論文

低降伏点円形鋼管を用いた間柱支持せん断 履歴型ダンパー付き鋼構造骨組の地震応答性状

金 眞 佑

2016年7月

大阪大学大学院工学研究科

目次

第1章	序論			1
	1.1	本研究の	背景と目的	1
	1.2	せん断履	歴型ダンパーに対する既往の研究	2
	1.3	論文の概	要	5
	参考	文献		6
第2章	低降伊	代点円形鋼管的	ダンパーの力学性状	9
	2.1	序		9
	2.2	実験概要		9
		2.2.1	試験体と機械的性質	9
		2.2.3	測定方法と載荷方法	11
	2.3	全塑性せん	断耐力と弾性剛性の算定	12
		2.3.1	全塑性せん断耐力の算定	12
		2.3.2	弾性剛性の算定	14
	2.4	実験結果及	び考察	14
		2.4.1	せん断力と平均せん断変形角の関係	14
		2.4.2	耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係	18
		2.4.3	累積塑性変形倍率	22
		2.4.4	疲労曲線	23
	2.5	FEM 解析		25
		2.5.1	解析概要	25
		2.5.2	せん断力と平均せん断変形角の関係(ケース 1)	26
		2.5.3	アスペクト比と相当塑性歪の関係(ケース 1)	27
		2.5.4	径厚比と相当塑性歪の関係(ケース 2)	28
	2.6	結		29
	参考	文献		30
第3章	2方向	向載荷を想定	した低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状	31
	3.1	序		31
	3.2	実験概要		32
		3.2.1	試験体と載荷方法	32
	3.3	実験結果及	び考察	33
		3.3.1	せん断力と平均せん断変形角の関係	33
		3.3.2	耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係	35
		3.3.3	累積塑性変形倍率	38
	3.4	結		39
	参考	文献		40

第4章	間柱支	を持された低	降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状	41
	4.1	序		41
	4.2	実験概要		41
		4.2.1	試験体と設計方法	41
		4.2.2	試験体の機械的性質	44
		4.2.3	載荷方法	45
	4.3	実験結果及	び考察	46
		4.3.1	せん断力と平均せん断変形角の関係	46
		4.3.2	耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係	49
		4.3.3	累積塑性変形倍率	50
		4.3.4	疲労曲線	51
	4.4	FEM 解析		52
		4.4.1	解析概要	52
		4.4.2	接合プレートとエンドプレートの影響(ケース1とケー	-ス2)
				54
		4.4.3	構面外に作用する力の影響(ケース 3)	55
	4.5	結		56
	参考	文献		57
第5章	間柱	支持低降伏,	点円形鋼管ダンパー付き骨組の設計と地震応答性状	59
	5.1	序		59
	5.2	円形鋼管ダ	ンパーの履歴モデル	59
		5.2.1	断面置換	59
		5.2.2	IKRO モデルの概要	61
		5.2.3	実験結果との比較	64
	5.3	地震応答解	析概要	67
		5.3.1	骨組の選定	67
		5.3.2	地震応答解析パラメータと解析条件	77
	5.4	地震応答解	析結果	78
		5.4.1	最大層間変形角	78
		5.4.2	塑性吸収エネルギーの分布	80
		5.4.3	ダンパー変形性能の検証	82
	5.5	結		84
	参考	文献		85
第6章	結論			87
発表論文	:			91
謝辞				93

第1章 序論

1.1 本研究の背景と目的

日本は世界有数の地震国であり,過去の地震による建物の被害を教訓として耐震設計手法や技術 が日増しに進歩し続けている。特に 1995 年兵庫県南部地震の被害 1.1)により人命保護という従来 の安全目標に加えて,財産価値などを保護する観点から建物の修復性が重要視されるようになって きている。さらに,今後,首都直下型地震や南海トラフ地震の巨大地震の発生が懸念されており, 地震後にも建物に限られた箇所のみ補修して利用可能とする機能維持を目標とし,建物に対して耐 震性能の把握,要求性能を満足する性能設計が望まれる。平成 17 年 9 月にエネルギーの釣合いに 基づく耐震計算法 1.2)が施行され,エネルギー吸収部材の性能を陽に評価した建築物の設計に対する 法整備が進んでおり,エネルギー吸収部材を用いたパッシブ制振構造の一層の普及が進んでいる。

地震時,建物に投入される地震エネルギーは,建物の固有周期が同じであればエネルギー吸収部 材の有無によらずほぼ一定であり,建物にエネルギー吸収部材を適切に配置することにより建物の 振動を減衰させることができる.エネルギー吸収部材の一種として,鋼材を用いた履歴型ダンパー がある.図1.1.1と図1.1.2に履歴型ダンパーの設置例を示す.履歴型ダンパーは軸降伏型,せん断 降伏型などの降伏形式により分類される.軸降伏型とせん断降伏型履歴型ダンパーは,鋼材の軸降 伏とせん断降伏して塑性変形を繰返すことで地震エネルギーを吸収し,柱・梁などの重要部材に発 生する応答変位及び作用力が低減することにより主体骨組の損傷を緩和する.そのため,履歴型ダ ンパーには普通鋼より先行降伏し,同程度以上の剛性と高変形性能を有する低降伏点鋼が用いられ ることが多い^{鋼スば1.3)-1.4)}.軸降伏型は,ブレース材の材軸方向の伸縮によって地震エネルギーを吸収 し,座屈防止のため鉄骨ブレースの外側に鋼管及びモルタルなどで拘束することが多い.そのため, 部材の構成が複雑であり,地震で損傷を受けた場合に内部の状況を把握できない.一方,せん断降 伏型は軸降伏型と比べ構成が単純であり,外観で損傷部位の確認ができることからメンテナンス及



び交換が比較的に容易である利点がある. せん断降伏型は図 1.1.2 に示すように間柱支持型・ブレ ース支持型・壁パネル型などがある. ここで間柱支持型に着目すると, 柱・梁に間柱を介してダン パー(せん断履歴型ダンパー)が配置され, 他の場合より平面計画における自由度を比較的に損な わないなどの利点がある.このようなせん断型履歴ダンパーには H 形断面が一般的に使われている (以下, H 形せん断パネルダンパーと称する).

H形せん断パネルダンパーは、ウェブの板要素のせん断変形により安定した紡錘形の履歴性状を 得るものである.しかし、せん断変形及び累積塑性せん断変形が過大になるとパネルのせん断座屈、 フランジ端部の局部座屈などが発生することより十分なエネルギー吸収能力が得ることができな い.また、板厚が薄いパネルにせん断座屈が発生する場合、繰返し載荷によって張力場の方向が逆 転することによりせん断変形角0の近傍で履歴性状が一時的に不安定となるピンチング現象が起こ り、安定した紡錘形の履歴性状を失う場合がある.この不利なことを補完するため、H形せん断パ ネルダンパーのパネルにはスチフナやリブを適切な間隔で溶接し補強する.しかし、この補強を行 うことにより工数の増大,鋼材量の増加,製作性の悪化などのデメリットが生じる.これを克服す るため、製作性及び経済性が高いかつ、高変形性能が発揮できる新たなせん断降伏型履歴型ダンパ ーの開発が必要となる.

本研究では、せん断履歴形ダンパーとして低降伏点円形鋼管を用いたせん断履歴型ダンパーを使 用し、間柱支持形として架構内に設置され構面内の力を受ける場合を対象とする。円形鋼管を用い たせん断履歴型ダンパー(以下、低降伏点円形鋼管ダンパーと称する)を履歴型ダンパーとして骨 組内で有効に機能するためには以下の項目を検証することが重要となる。

1) ダンパー単体の力学性状

2) 間柱支持されたダンパーの力学性状と隣接する部材との相互関係

3) ダンパー付骨組の地震応答性状

また,以上の一連の項目について全塑性せん断耐力と弾性剛性が等しい H 形せん断パネルダンパー の場合との比較・検討を行うことにより低降伏点円形鋼管ダンパーを履歴型ダンパーとしての有効 性を確認し,設計者に幅広い選択肢を提供することで設計の自由度を高め,制振構造の一層の普及 を図ることを目的とする.

なお,低降伏点円形鋼管ダンパー単体は,H形せん断パネルダンパーと比べて,外力に対する方 向性がないという特徴がある。そのため,将来的には免震層や橋脚など任意方向への変位が生じる ような場所への適用も期待される。このことから,多方向載荷に対する円形鋼管ダンパーの力学性 状を把握する必要があり,その実用化に寄与する基礎的な情報を得ることを目的とする。

1.2 せん断履歴型ダンパーに対する既往の研究

図 1.2.1 に間柱支持せん断履歴型ダンパーの変形状態を、図 1.2.2 に H 形せん断パネルダンパー と低降伏点円形鋼管ダンパーを示す.間柱支持せん断履歴型ダンパーは柱・梁に間柱を介して階高 のほぼ中央位置に配置され、大梁から間柱を通じてせん断履歴ダンパーにせん断力を伝達する.こ のせん断履歴型ダンパーには通常、上・下エンドプレートと左・右フランジに囲まれるパネルのせ ん断変形によって地震エネルギーを吸収する H 形せん断パネルダンパーが用いられる.そのため、 パネルには大きな塑性変形能力が要求され、パネルには低降伏点鋼を用いられることが多い(図 1.2.2 左の灰色).また、H 形せん断パネルダンパーは、パネルにスチフナ補強とし(図 1.2.2 左参



図 1.2.2 H形せん断パネルダンパーと低降伏点円形鋼管ダンパー

照),高い塑性変形性能を確保する場合がある.以下に H 形せん断パネルダンパーに関する既往の 研究例を示す.

○ 無補強 H 形せん断パネルダンパーの力学性状に関する研究

玉井ら 1.5)は、K 型ブレース架構に対してブレースと梁の交差部に挿入される降伏応力度 100N/mm²の低降伏点パネルを対象とし、パネル単体に単調載荷・漸増載荷・定常振幅載荷を行い、 それの力学特性を検討した.三山ら 1.6)は、降伏応力度 100N/mm²の H 形せん断パネルダンパーに 対して漸増載荷を行い、パネルの幅厚比が変形性能に及ぼす影響について報告した.古賀ら 1.7)は低 降伏点鋼パネルが SS400 材の左・右フランジに溶接接合される H 形せん断パネルダンパーに対し て、フランジ幅と焼鈍処理の有無が力学性状に及ぼす影響を検討した.嶋脇ら 1.8)は、鉄骨造弱小骨 組模型に間柱支持として挿入される H 形せん断パネルダンパーに対して、載荷速度とパネルの鋼種

(降伏応力度 100N/mm²の低降伏点鋼と SS400 材)の影響を検討した. 佐々木ら 1.9)は,パネルの 降伏応力度 100N/mm²の H 形せん断パネルダンパーに対して,定常振幅載荷を行い軸力の影響に ついて検討した.田中ら^{1.10)}は,パネルの鋼種が異なる(降伏応力度 100N/mm² と 235N/mm²の低 降伏点鋼と SS400 材) H 形せん断パネルダンパーについて漸増載荷を行い,パネル鋼種の影響に ついて検討した.佐藤ら^{1.11)}は,パネル降伏応力度 100N/mm²の H 形せん断パネルダンパーに対し て定常振幅載荷を行い載荷速度の影響について検討した.須賀ら^{1.12)}は,パネル鋼種(降伏応力度 125N/mm²の低降伏点鋼と SS 材)が異なる H 形せん断パネルダンパーに対して単調・漸増載荷を 行い,パネルの鋼種と幅厚比の影響について検討した.

○ スチフナ補強された Η 形せん断パネルダンパーの力学性状に関する研究

佐分利ら^{1,13}は、パネル降伏応力度 125N/mm²の H 形せん断パネルダンパーに対して、漸増載荷 を行い、スチフナ補強により変形性能が高くなることを確認した。田中ら^{1,14}は、間柱及び K 型ブ レースを介して配置されるパネル降伏応力度 100N/mm²の H 形せん断パネルダンパーを対象とし、 漸増載荷を行い、スチフナ補強有無の影響を検討した。また、実験結果に基づき、換算幅厚比を用 いてダンパーの最大耐力と累積塑性せん断変形角を予測した。小野ら^{1,15}は、パネル降伏応力度 100N/mm²の H 形せん断パネルダンパーに対して漸増載荷を行い、スチフナ補強有無とパネル幅 厚比の影響を確認した。吉永ら^{1,16}は、降伏応力度が 225N/mm²のパネルにスチフナ補強した H 形 せん断パネルダンパーに対して、定常振幅載荷重を行い、載荷速度の影響を検討した。

○ H形せん断パネルダンパーの疲労寿命に関する研究

田上ら^{1,17}は,パネル降伏応力度 100N/mm²の H 形せん断パネルダンパーに対して定常振幅載荷 を行い,載荷速度による疲労寿命を予測した。堀江ら^{1,18}はパネルの降伏応力度が 100N/mm²の H 形せん断パネルダンパーに対して定常振幅・ランダム振幅載荷を行い,幅厚比による疲労寿命を予 測した。成原ら^{1,19}と玉井ら^{1,20}は,パネルが無補強・スチフナ補強の定常振幅載荷した H 形せん 断パネルダンパーを対象とし,等価幅厚比及び基準化幅厚比を用いて疲労寿命を予測した。

○ H形せん断パネルダンパーの履歴モデルに関する研究

奥本ら^{1.21)}は,スチフナ補強されたパネルの降伏応力度が^{130N/mm²}のH形せん断パネルダンパ ーに対して,定常振幅載荷を行い載荷速度の影響を検討し,Bi-Linearモデルを用いて実験結果を 追跡した.桑原ら^{1.4)}はパネル降伏応力度が^{225N/mm²}のH形せん断パネルダンパーに対して,漸 増・漸減載加実験を行いパネルの幅厚比とフランジ厚の影響を検討し,IKROモデルを用いて実験 結果を追跡した.藤本ら^{1.22)}は,パネルの降伏応力度が^{100N/mm²}のH形せん断パネルダンパーに 対して,単調・漸増・ランダム振幅載荷を行い,載荷形式の影響を検討し,スケルトン・シフトモ デルと Menegotto-pintoモデルを用いて実験結果を追跡した.

○ H形せん断パネルダンパーを組み込んだ架構に対する研究

国末ら^{1,23}は, H形せん断パネルダンパーを K型ブレースと梁の交差部に挿入した1層1スパン の架構に対して,漸増載荷を行い架構の中でダンパーが十分なエネルギー吸収能力を発揮すること を示した.中野ら^{1,24}は, H形せん断パネルダンパーを X型ブレースの中央交差部に挿入した架構 に対して,漸増載荷を行いブレースの断面性能がダンパーに及ぼす影響について検討した.土屋ら ^{1,25}は, H 形せん断パネルダンパーが間柱・ブレースに支持された1層1スパンの架構に対して, 漸増・漸減載荷重,定常振幅載荷を行い,ダンパーの変形性能及びエネルギー吸収能力の力学性状 を検討した.鈴井ら^{1,26}は,パネルの降伏応力度が235N/mm²の H形せん断パネルダンパーを間柱 と K 形ブレースで支持された1層1スパンの架構に対して,ランダム振幅載荷を行い,支持形式 がダンパーに及ぼす影響を検討した.時野谷ら^{1,27}は,H形せん断パネルダンパーをオイルダンパ ーと並列配置された K 形ブレースの1層1スパンの加構に対して,漸増載荷を行いパネル鋼種と スチフナ補強形状の影響を検討した.

以上のように H 形せん断パネルダンパーは多くの既往研究が存在し,様々な内容について研究が 進んできている.一方,低降伏点円形鋼管ダンパーに対する既往の研究に対しては,H 形せん断パ ネルダンパーと比較して極めて少ない.無山ら^{1.28)}は,連結された2棟の建物を介して挿入する円 形鋼管ダンパーに対して(連結制振構造:RC 造+S 造),図1.1.2の右に示す鋼管部(図中の灰色) の鋼種が低降伏点鋼と SS400 材,アスペクト比(鋼管高さと鋼管径の比)をパラメータとし,単 調載荷,漸増載荷,定常振幅載荷を行い,その影響について検討した.しかしながら,実験パラメ ータが少なく,円形鋼管ダンパー単体の力学性状が十分に明らかにされていない.

1.3 論文の概要

本論文は6章で構成されている。1章から第6章は以下に示す内容となる。

- 第1章 序論
- 第2章 低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状
- 第3章 2方向載荷を想定した低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状
- 第4章 間柱支持された低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状
- 第5章 間柱支持低降伏点円形鋼管ダンパー付骨組の設計と地震応答性状
- 第6章 結論

以下に各章の概要を述べる.

第2章 「低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状」

低降伏点円形鋼管ダンパー単体の弾性剛性・全塑性せん断耐力・破壊性状・変形性能などの力 学特性を把握することを目的とし,鋼管径・アスペクト比・径厚比・鋼管種・載荷振幅をパラメ ータとしせん断加力実験と単調載荷に対する FEM 解析を行い,各々のパラメータの影響につい て検討する.また,定常振幅載荷した試験体に対して疲労寿命を予測し,H形せん断パネルダン パーと比較する.

第3章「2方向載荷を想定した低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状」

低降伏点円形鋼管ダンパー単体は,外力に対する方向性がないという特徴があることから将来 的には,免震層・連結制振などの任意方向に変位が生じる部位での利用が期待される.そのため, 任意方向に対する低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状を把握する必要がある.その一環とし て,2方向載荷を想定したせん断加力実験を行い,その結果について考察する.

第4章 「間柱支持された低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状」

間柱に支持された低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状とダンパーと支持部材の相互関係を 把握することを目的とし、鋼管種と間柱支持部材の剛性をパラメータとし、せん断加力実験と単 調載荷重に対する FEM 解析を行い、その結果について考察する.また、弾性剛性と全塑性せん 断耐力が同じ H 形せん断パネルダンパーの試験体を用意し、低降伏点円形鋼管ダンパーと比較・ 検討する.

第5章「間柱支持低降伏点円形鋼管ダンパー付骨組の設計と地震応答性状」

- 間柱支持低降伏点円形鋼管ダンパー付骨組の地震応答性状を検討することを目的とし、地震応 答解析を実施する.また、解析結果より得られたダンパーの最大せん断変形角と累積せん断変形 角の関係をダンパー単体の疲労曲線と比較し、ダンパーの変形性能を検証する.同時に、全塑性 せん断耐力と弾性剛性が円形鋼管ダンパーと同じ H 形せん断パネルダンパー付骨組の地震応答 性状について両者を比較検討する.
- 第6章「結論」

第5章までに検討した知見を要約する.

参考文献

- 1.1) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会:1995 年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書, 1995.5
- 1.2) 平成 17 年国土交通省告示第 631 号:エネルギーの釣合に基づく耐震計算法(エネルギー法)
- 1.3) 石井匠,貴樹伸之,藤澤一義,清水孝徳,宮川和明,喜多村亘:二重鋼管座屈補剛ブレースの低サイクル疲労性能-その 1~2,日本建築学会大会学術講演概要集 C-1, pp.781-784, 2012.9
- 1.4) 桑原進,諸石智彦,池田耕二,陶山貴宏:降伏応力度が225N/mm²級の鋼材を用いたシャパネル型履歴ダンパーの静的加力実験と履歴モデル-その1~その3,日本建築学会大会学術講 演概要集 C-1, pp.629-632, 2001.7
- 1.5) 玉井宏章,竹中啓之,中野孝司,小島修,近藤一夫,花井正実: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~その2,日本建築学会大会学術講演概要集C, pp.1447-1450, 1991.8
- 1.6) 三山剛史,田中清,孟令樺,平沢光春:極低降伏点鋼を用いた制振構造に関する研究-その3, 日本建築学会大会学術講演概要集 B, pp.1043-1044,
- 1.7) 古賀洋行,玉井宏章,近藤一夫,花井正実:低降伏応力度鋼を用いた履歴減衰装置の力学的 特性-その1,日本建築学会中国支部研究報告集,pp.157-160, 1995.3
- 1.8) 嶋脇与助,大井謙一,高梨晃一,近藤日出夫,田中清,佐々木康人:履歴ダンパー付き鉄骨 造骨組の振動性状に関する研究-その1,日本建築学会大会学術講演概要集 C-1, pp.795-796, 1996.07
- 1.9) 佐々木康人,田中清,荒井信行,今枝武晴:極低降伏点鋼制震パネルダンパーの静的履歴特 性に及ぼす軸力の影響に関する実験研究,日本建築学会大会学術講演概要集 C-1, pp.793-794, 1998.07
- 1.10)田中清,佐々木康人,米山真一朗: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,No.520, pp.117-124, 1999.06
- 1.11) 佐藤沢,和田章,奥田賢持,栗林博之,稲葉拓,前田良治:極低降伏点鋼せん断パネルの動 的加力実験,日本建築学会大会学術講演概要集 B-2, pp.941-942, 1999.07
- 1.12) 須賀亮介,六山恒亮,滝下良一,崔宰赫,福住忠裕,大井謙一:極低降伏点鋼を用いたせん 断型パネルダンパーの非弾性挙動に関する実験的研究,日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.93-96, 2006.5
- 1.13) 佐分利和宏,中島正愛,岩井哲,岩田衛,許斐信三,赤沢隆士:低降伏点鋼を用いた鋼板パ ネルの履歴性能,日本建築学会大会学術講演概要集 C, pp.1341-1342, 1994.07
- 1.14)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,No.509, pp.159-166, 1998.07
- 1.15) 小野喜信,金子洋文,中山信雄,上田忠男:極低降伏点鋼を用いた制震パネルの変形限界に 関する実験的研究,日本建築学会大会学術講演概要集 C-1, pp.783-784, 1999.07
- 1.16) 吉永剛大,加藤雅樹,吉敷祥一,坂田弘安,篠崎洋三,成原弘之,宮原貴昭:低降伏点鋼を 用いたせん断パネルの動的効果に関する研究-その1~その2,日本建築学会大会学術講演概 要集 C-1, pp.1053-1056, 2010.07

- 1.17) 田上淳, 吉田弘, 木原碩美, 鳥井信吾, 小檜山雅之, 田原新六, 力山聖: 極低降伏点鋼を用 いた薄肉鋼板せん断パネルの動的加力実験, 日本建築学会大会学術講演概要集 C-1, pp.777-778, 1998.07
- 1.18) 堀江竜巳,中込忠男,寺田岳彦,李建,薬師寺圭,原山浩一:低降伏点鋼を用いたせん断パ ネルの疲労特性に関する実験的研究-その1~その2,日本建築学会大会学術講演概要集 C-1, pp.773-776, 1999.07
- 1.19) 成原弘之,中込忠男:低降伏点鋼製せん断パネル型履歴ダンパーの低サイクル疲労曲線,日本建築学会大会学術講演概要集 C-1, pp.627-628, 2001.07
- 1.20) 玉井宏章: せん断パネルダンパーの累積損傷度について,日本建築学会構造系論文集, No.707, pp.147-155, 2015.01
- 1.21) 奥本英史,福山国夫,前野敏元,原克巳,阿波野昌幸,伊藤敦,金子洋文,宇佐美徹:幅厚 比の小さい極低降伏点鋼せん断パネルの力学特性-その1~その2,日本建築学会大会学術講 演概要集 C-1, pp.743-746, 1997.07
- 1.22) 藤本利昭, 稲井栄一, 冨田将弘: 極低降伏点鋼を用いたせん断型パネルダンパーの履歴挙動 に関する研究, 鋼構造論文集, No.49, pp.51-58, 2006.03
- 1.23) 国末晃寛, 竹中啓之, 中野孝司, 玉井宏章, 近藤一夫, 花井正実: 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 3~その 4, 日本建築学会大会学術講演概要集 C-1, pp.1337-1340, 1992.08
- 1.24) 中野孝司, 竹中啓之, 國末晃寛, 玉井宏章, 近藤一夫, 花井正実: 低降伏応力度鋼板を用いた X 型ブレース制振装置付架構の弾塑性性状について, 日本建築学会研究報告中国・九州支部, No.9, pp.413-416, 1993.03
- 1.25) 土屋博訓,和田肇允,小林秀雄,高橋泰彦,品部祐児,鈴井康正,中田安洋:低降伏点鋼材 を利用した制振間柱架構の構造性能に関する研究-その1~その2,日本建築学会大会学術講 演概要集 C-1, pp.717-720, 1997.07
- 1.26) 鈴井康正, 高橋泰彦: せん断降状型耐震要素が組込まれた架構の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演概要集 C-1, pp.823-824, 1998.07
- 1.27)時野谷浩良,佐野剛志,鈴井康正,勘坂幸弘,高橋泰彦,八木貞樹:せん断降伏型履歴ダン パーと老いるダンパーを並列配置した架構の動的実験,日本建築学会大会学術講演概要集 C-1, pp.873-876, 1999.07
- 1.28) 六山恒亮,張蓬勃,須賀亮介,崔宰赫,福住忠裕,大井謙一:円形鋼管ダンパーを用いた二 棟の建築構造物の連結制振に関する研究,日本建築学会近畿支部研究報告集,pp.113-116, 2007.5

2.1 序

本章では、低降伏点円形鋼管ダンパー(以下、円形鋼管ダンパーと称する)の単体の弾性剛性、 全塑性せん断耐力、変形性能などの力学特性を把握することを目的とし、せん断加力実験を行う. 実験パラメータは鋼管径・アスペクト比・径厚比・鋼管種・載荷振幅である。また、円形鋼管ダン パーの一部の試験体について全塑性せん断耐力、弾性剛性、重量がほぼ同じ H 形せん断パネルダン パーの試験体を用意し、その力学特性を比較・検討する。また、単調載荷に対する FEM 解析を行 い、荷重-変形関係の追跡とともにき裂に関係する局所歪について検討し、各々のパラメータの影 響を検討する。

2.2 実験概要

2.2.1 試験体と機械的性質

図 2.2.1 に試験体形状を,表 2.2.1 に試験体の一覧を示す. 試験体は, 階高(H)4mの架構内に設 置することを想定し、実大試験体とする。実験パラメータは、断面形状・鋼管種・鋼管径・アスペ クト比(鋼管高さ h と鋼管径 D の比)・径厚比(鋼管径 D と鋼管厚 t の比)・載荷方法である.試験 体の断面形状は、円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの2 種類である。円形鋼管ダンパ ーの試験体に使用する鋼管種は LY100 と LY225 の 2 種類であり, 鋼管径は 130mm, 175mm, 177.8mmの3種類とする. アスペクト比は 1.0, 1.25, 1.50の3種類, 径厚比は, 14.8, 18.7, 19.9, 20.0, 26.9 の5種類とする。但し, 径厚比 18.7, 19.9, 20.0 については近傍の値であるため、以下 ではまとめて評価する.また,H形せん断パネルダンパーは,高さ hhを円形鋼管ダンパーNo.15~ No.17 試験体の高さ h と等しくし, アスペクト比 hb/hD を 1.0 とする. 断面形状は H-263×90×9× 12 とし, 材料はウェブに LY225, フランジに SN490B を使用する. H 形せん断パネルダンパー (No.30~No.32 試験体)は、弾性剛性と全塑性せん断耐力が後述する円形鋼管ダンパー(No.15~ No.17)の場合とほぼ等しくなるように設計している。結果として重量もほぼ同等となる。図 2.2.1 の中に溶接詳細の例を示す。ダンパーの鋼管及びフランジの両端にエンドプレートを YGW-11 を 使用し完全溶込み溶接で接合する。円形鋼管ダンパーでは、裏当て金は全て PL9×25 (図中、ハッ チ部分)を使用し, 鋼管厚 8.8mm と 9.5mm の場合, それぞれ 3 層 6 パスと 3 層 5 パスで溶接する. H 形せん断パネルダンパーでは、フランジ両端の外側を2層3パスで溶接し、反対側をガウジング



		低降伏点円形鋼管ダンパー										
No.	No. 試験体名	细答话	D		t		DU		h		載荷	載荷振幅
		鄄 问'目 作里	(mn	n)	(mm)		D t		(mm)	h/D	方法	(rad)
1	C13065-100m										単調	-
2	C13065-100i								130.0	1.00	漸増	—
3	C13065-100c3										定常*	0.03
4	C13065-100c7										定常	0.07
5	C13065-125m		130	0	G F		20.0				単調	—
6	C13065-125i		130.	.0	0.0)	20.0		162.0	1.25	漸増	—
7	C13065-125c3										定常*	0.03
8	C13065-150m										単調	-
9	C13065-150i								194.0	1.49	漸増	—
10	C13065-150c3	1 V 9 9 5									定常*	0.03
11	C17588-100i	11220									漸増	—
12	C17588-100c3								175.0	1.00	定常*	0.03
13	C17588-100c5							175.0	1.00	定常	0.05	
14	C17588-100c7				8.8		19.9				定常	0.07
15	C17588-150i		175								漸増	-
16	C17588-150c3		175.	.0					263.0	1.50	定常	0.03
17	C17588-150c5										定常	0.05
18	C17565-100c3										定常	0.03
19	C17565-100c5				6.5		26.9		175.0	1.00	定常	0.05
20	C17565-100c7									定常	0.07	
21	CL17812-100c3				12.0		14.8				定常	0.03
22	CL17812-100c5								175.0	0.98	定常	0.05
23	CL17812-100c7										定常	0.07
24	CL17895-100c3										定常	0.03
25	CL17895-100c5	LY100	177.	.8					175.0	0.98	定常	0.05
26	CL17895-100c7				9 5		187				定常	0.07
27	CL17895-150i				0.0	,	10.7				漸増	—
28	CL17895-150c3								263.0	1.48	定常	0.03
29	CL17895-150c7										定常	0.07
						H形も	とん断パネル	ダンバ	<i>х</i> —			
No.	試験体名	パネル	$_{h}D$	htw	htf			ьb	ьh		載荷	載荷振幅
	HANDALL.	錮種	$\binom{\mu}{(mm)}$	(mm)	$\binom{n}{(mm)}$	$(_hD^-)$	$2_h t_f)/_h t_w$	(mm)	$\binom{\mu^{-2}}{(mm)}$	$_{h}h/_{h}D$	方法	(rad)
30	H26390-100i	21.21	((11111)				(11111)			漸増	(iau) —
31	H26390-1003	LY225	263.0	9.0	12.0		26.6	90.0	263.0	1.00	定常	0.03
32	H26390-1007			0.0	12.0				-00.0	1.00	定常	0.07
					1							

表 2.2.1 試験体一覧

ULITIOUS 載荷方法(m:単調載荷, i:漸増載荷 c3, 5, 7:定常載荷(平均せん断変形角 γ : 3%, 5%, 7%)) アスペクト比 h/D及び $_hh/_hD$ (100: 1.00, 125: 1.25, 150: 1.50) 但し, No.8~10は, 150: 1.49, No21~26は, 100: 0.98, No27~29は, 150: 1.48である. 円形鋼管:鋼管厚 t (65: 6.5, 88: 8.8, 95: 9.5, 12: 12.0) mm H形せん断パネル:パネル厚 $_ht_w$ (90: 9.0) mm 円形鋼管:鋼管径 D (130: 130, 175: 175, 178: 177.8) mm H形せん断パネル: H形パネルせい $_hD$ (263: 263) mm 鋼管種及びパネル鋼種 (L: LY100, 無し: LY225) ダンパーの断面形状(C: 円形断面, H: H形断面)

した後、2層2パスで溶接する.また、ウェブとフランジは隅肉溶接で接合する.

表 2.2.2 に円形鋼管・H 形せん断パネルダンパーの引張素材試験結果を示す.引張試験片は,円 形鋼管には JIS 12B 号,H 形せん断パネルダンパーには JIS 5 号試験片を用いる.円形鋼管の素材 は LY225 と LY100 の 2 種類であり,LY225 の場合は φ130×6.5, φ175×8.8, φ175×6.5 の 3 種 類,LY100 の場合は断面形状が φ177.8×9.5, φ177.8×12 の 2 種類である.またH 形せん断パネ ルの素材はウェブに LY225,フランジに SN490B を使用する.全ての供試体で試験片は 3 片ずつ

ダンパーの種類	部位	2	名称		厚さ	σ_y	σ_u	破断伸び
		鋼種	寸法	使用試験体	(mm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)
	円形鋼管	LY225	ϕ 130×6.5	No.1~10	6.8	213	312	56.7
田形網答		LY225	\$\$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$	No.11~17	9.5	217	330	49.2
「「小ショット」		LY225	\$\$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$ \$\$	No.18~20	6.5	225	326	43.7
997		LY100	ϕ 177.8×12.0	No.21~23	13.0	87	257	69.7
		LY100	ϕ 177.8×9.5	No.24~29	10.1	103	246	68.0
H形せん断	パネル	LY225	PL-9	No 20~22	9.2	243	339	48.0
パネルダンパー	フランジ	SN490	PL-12	110.30~32	12.0	382	561	43.4

表 2.2.2 試験体の機会的性質

とし,計 21 片の引張試験を行った.表中の値はそれぞれの平均値を示し,降伏応力度 oy には 0.2% off-set 耐力を採用する.

2.2.2 測定方法と載荷方法

図 2.2.2 に試験体の変位測定治具を,図 2.2.3 に測定治具による測定変位を示す.図 2.2.2 に示す 測定治具を用いて d₁ と d₂を測定し,鉛直方向に変形したときの平均対角変位量 d',せん断変形し たときの平均対角変位量 d" を次式で求める.

$$d' = \frac{d_1 + d_2}{2}, \quad d'' = \frac{d_2 - d_1}{2}$$
(2.2.1), (2.2.2)

d', d" により鉛直変位量 v, 水平変位量 u を次式で算定する.

$$v = \frac{d'}{\sin\theta}, \quad u = \frac{d''}{\cos\theta} \tag{2.2.3}, \quad (2.2.4)$$

平均せん断変形角γは、次式で得られる.

$$\gamma = \tan^{-1} \left(\frac{u}{h - v} \right) \tag{2.2.5}$$

但し、h: 円形鋼管及び H 形せん断パネルの高さである.

載荷方法は単調載荷・漸増載荷(γが1,2,3,4,5,7.5,10%で,各2サイクルの漸増載荷, 最終20~30%まで単調載荷)・3%定常振幅載荷・5%定常振幅載荷・7%定常振幅載荷の5種類であ る.但し,CL17895-150iとH26390-100iの試験体(No.27,30)は,γが1,2,3,4,5,7.5% で各2サイクルの漸増載荷した後10%で定常振幅載荷する.3%定常振幅載荷は,間柱を介してダ ンパーを架構内に設置する場合,間柱などの弾性変形を考慮して,層間変形角*R*が1/200程度,7% 定常振幅載荷は,*R*が1/100程度になるように設定している.また,定常振幅載荷では全塑性せん





断耐力の計算値 *eQp*以下または最大耐力の 80%以下に低下するまで繰返し載荷を行う.但し,表 2.2.1の中で載荷方法欄に*印で表記される試験体は,100サイクルを上限とし,繰返し載荷する.

図 2.3.4 に載荷装置を示す. 試験体を載荷梁に固定し, 試験体中央の高さに 2000kN ジャッキで 水平力を加力する. 高さの異なる試験体ではエンドプレートと載荷梁や設置台の間に鋼板を挿入, 高さを調整する. また, パンタグラフにより載荷梁の剛体回転を拘束する. なお, 円形鋼管ダンパ ーに長期軸力が作用させない場合を想定し, 載荷梁の重量などによる軸力が試験体に入らないよう に載荷梁上部に設置したジャッキで制御する.

2.3 全塑性せん断耐力と弾性剛性の算定

- 2.3.1 全塑性せん断耐力の算定
- 円形鋼管ダンパー



図 2.3.1 の左に円形鋼管ダンパーがせん断加力を受ける場合の崩壊機構を示す. 鋼管径 D, 鋼管 p_t , 鋼管高さ h, 降伏応力度 σ_y の円形鋼管を対象とする. 図中のハッチ部分が塑性化部位であり, 円形鋼管断面の太線で示す部分は一様なせん断降伏応力 τ_y が作用してせん断降伏する領域,その両 側が曲げ降伏する領域を示す. せん断降伏領域を α で示す. $\alpha=0$ の場合は曲げのみを考慮した機 構であり, $\alpha=\pi/2$ の場合はせん断のみを考慮した機構となる. 仮想仕事式より円形鋼管ダンパー の全塑性せん断耐力 $_{c}Q_{p}$ は次式で得られる.

$${}_{c}Q_{p} = 4\tau_{y} \cdot t \cdot r \sin \alpha + 8\sigma_{y} \frac{t \cdot r^{2}}{h} \left\{ \cos \alpha - \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) \sin \alpha \right\}$$
(2.3.1)

式中の*a*を変数とし, *_eQ_p*が最小になる場合が真の円形鋼管ダンパーの全塑性せん断耐力である. つまり,以下の式が成り立つ.

$$\frac{\partial_c Q_p}{\partial \alpha} = 0 \tag{2.3.2}$$

(2.3.1)式を(2.3.2)に代入するとせん断降伏領域αが得られる.

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \frac{h}{\sqrt{3} \cdot d} \tag{2.3.3}$$

但し, d: 鋼管中心間距離 (=2r) である. (2.3.3)式よりせん断降伏領域αは, アスペクト比 h/D の 影響を受ける. (2.3.3)式を(2.3.1)に代入すると次式となる.

$${}_{c}Q_{p} = 2\sqrt{3} \cdot \tau_{y} \cdot t \cdot \frac{d^{2}}{h} \cdot \sin\left(\frac{h}{\sqrt{3} \cdot d}\right)$$
(2.3.4)

上式が円形鋼管ダンパーの全塑性せん断耐力の算定式となる.

○日形せん断パネルダンパー

図 2.3.1 の右に H 形せん断パネルダンパーの崩壊機構を示す. 幅 $_hD$, ウェブの板厚 $_ht_w$, フラン ジの幅 $_hb$, フランジの板厚 $_ht_r$, パネルの高さ $_hh$, フランジの降伏応力度 $_{r_y}$, ウェブの降伏応力 度 $_w\sigma_y$ の H 形せん断パネルダンパーを対象とする. 円形鋼管ダンパーと同様にハッチの部分が塑性 化部位であり, せん断パネル断面の斜線部分がせん断降伏する領域, その両側が曲げ降伏領域を表 す. せん断降伏領域を $_h\alpha$ で表す. $_h\alpha=0$ の場合は曲げのみを考慮した機構, $_h\alpha=_hD$ の場合はせん 断のみを考慮した機構を表す.

ここで _hαがウェブ内にある場合とフランジ内にある場合に分けて考える. 仮想仕事式より以下 の式が得られる.

・_hα がウェブ内にある場合 ($_{h}\alpha \leq _{h}D - 2_{h}t_{f}$):

$${}_{c}Q_{p1} = {}_{w}\tau_{y} \cdot {}_{h}\alpha \cdot {}_{h}t_{w} + 2{}_{w}\sigma_{y} \cdot {}_{h}t_{w} \cdot \frac{1}{{}_{h}h} \left(\frac{{}_{h}D - 2{}_{h}t_{f} - {}_{h}\alpha}{2}\right)^{2} + 2{}_{f}\sigma_{y} \cdot {}_{h}b \cdot {}_{h}t_{f} \cdot \frac{1}{{}_{h}h} \left({}_{h}D - {}_{h}t_{f} - {}_{h}\alpha\right) \quad (2.3.5)$$

・ $h\alpha$ がフランジ内にある場合 ($hD-2ht_f < h\alpha \leq hD$):

$${}_{c}Q_{p2} = {}_{w}\tau_{y} \cdot \left({}_{h}D - 2{}_{h}t_{f}\right) \cdot {}_{h}t_{w} + {}_{f}\tau_{y}\left\{{}_{h}\alpha - \left({}_{h}D - 2{}_{h}t_{f}\right)\right\} \cdot {}_{h}b + 2{}_{f}\sigma_{y} \cdot {}_{h}b \cdot \frac{1}{{}_{h}h}\left(\frac{{}_{h}D - {}_{h}\alpha}{2}\right)^{2}$$
(2.3.6)

(2.3.5)式と(2.3.6)式中の hα を変数とし、それぞれの cQp が最小となる値を求め、最も小さい値が H



形せん断パネルダンパーの全塑性せん断耐力となる. つまり,以下の式となる.

 ${}_{c}Q_{p} = \min\left\{{}_{c}Q_{p1}, {}_{c}Q_{p2}\right\}$ (2.3.7)

2.3.2 弾性剛性の算定

せん断力 *Q*が作用する円形鋼管ダンパー及び H 形せん断パネルダンパーの変形状況を図 2.3.2 に示す. それぞれの平均せん断変形角γ は曲げ変形角γ かん断変形角γ の和となり, 次式が成り 立つ.

 $\gamma = \gamma_m + \gamma_s \tag{2.3.8}$

せん断力 Qと曲げ変形角 γ_m とせん断変形角 γ_s の関係を次式で定義される曲げ剛性 K_m とせん断剛 性 K_s を用いて示す.

$$Q = \frac{12E \cdot I}{h^2} \cdot \gamma_m = K_m \cdot \gamma_m, \quad Q = \frac{G \cdot A}{2} \cdot \gamma_s = K_s \cdot \gamma_s \tag{2.3.9}, \quad (2.3.9), \quad (2.3.10)$$

(2.4.8)式に(2.4.9)と(2.4.10)式を代入して,円形鋼管ダンパー及び H 形せん断パネルダンパーの弾 性剛性 *K*を定義する以下の式を得る.

$$Q = {}_{c}K \cdot \gamma , \quad {}_{c}K = \left(\frac{h^{2}}{12E \cdot I} + \frac{2}{G \cdot A}\right)^{-1}$$
(2.3.11), (2.3.12)

但し,式中の h は円形鋼管高さ, E はヤング係数, I は円形鋼管の断面 2 次モーメント, G:せん 断弾性係数, A: 円形鋼管の断面積であり, H 形せん断パネルダンパーの場合は,式中の h, E, I, G, A に H 形せん断パネルダンパーの高さ hh, ヤング係数 E, 断面 2 次モーメント hI, せん断弾 性係数 G, 断面積 hA を代入する.

2.4 実験結果及び考察

2.4.1 せん断力と平均せん断変形角の関係

表 2.4.1 に実験より得られた全塑性せん断耐力 $_{e}Q_{p}$ と弾性剛性 $_{e}K$, (2.3.4), (2.3.7) 式及び(2.3.12) 式から計算した全塑性せん断耐力 $_{e}Q_{p}$ と弾性剛性 $_{e}K$ の比較を示す. 但し, $_{e}Q_{p}$ はせん断力 Qと平均 せん断変形角 $_{\gamma}$ 関係の 0.35% off-set 耐力値, $_{e}K$ は $_{e}Q_{p}$ の 1/3の割線剛性である. ここで, 0.35% off-set 耐力値を採用する理由は以下の通りである ^{2.1)}.

相当塑性歪 Eeq は次式で得られる.

_		_										
No	試驗体名	$_eQ_p$	cQ_p	$_eQ_{max}$	0/0	0 10	$_{e}K$	$_cK$	k k	η_{γ}	η_E	N.
110.			(kN)	(kN)	$e^{\mathbf{q}}p^{\prime}c^{\mathbf{q}}p$	e&max'e&p	$\times 10^3$ (kN/rad)	×10 ³ (kN/rad)		(2.4.3)式	(2.4.4)式	IV_f
1	C13065-100m	192		—	0.99	_	79.6		0.87	-	_	-
2	C13065-100i	192	194	—	0.99	_	104.8	011	1.15	—	_	-
3	C13065-100c3	198		360	1.02	1.85	91.4	91.1	1.00	5142^{\uparrow}	20967^{\uparrow}	200↑
4	C13065-100c7	210	1	388	1.08	2.00	92.4	1	1.01	2483	8668	46
5	C13065-125m	184		-	0.98	_	71.8		0.84	—	—	-
6	C13065-125i	193	188	—	1.03	—	92.1	85.4	1.08	—	—	-
7	C13065-125c3	194	1	308	1.03	1.64	82.7	1	0.97	4418^{\uparrow}	17362^{\uparrow}	$200\uparrow$
8	C13065-150m	181		—	1.01	—	67.7		0.85	_	—	-
9	C13065-150i	179	180	—	1.00	—	75.9	79.2	0.96	—	—	-
10	C13065-150c3	194	1	294	1.08	1.64	90.1		1.14	4466^{\uparrow}	11774^{\uparrow}	200↑
11	C17588-100i	367		—	0.99	—	188.2		1.10	_	_	-
12	C17588-100c3	359	071	575	0.97	1.55	178.4	1710	1.04	5435↑	$16174\uparrow$	200↑
13	C17588-100c5	370	371	635	1.00	1.71	195.1	171.2	1.14	4040	13429	94.5
14	C17588-100c7	369	1	694	0.99	1.87	188.6]	1.10	3473	12943	49.5
15	C17588-150i	344		—	1.00	—	162.1	148.0	1.10	—	—	-
16	C17588-150c3	330	343	520	0.96	1.52	165.9		1.12	3945	11665	150.5
17	C17588-150c5	346	1	574	1.01	1.68	163.8]	1.11	2446	8171	58.5
18	C17565-100c3	266		409	0.99	1.52	156.6		1.31	6175	17969	192.5
19	C17565-100c5	267	269	448	0.99	1.67	136.0	119.5	1.14	2951	9042	62.5
20	C17565-100c7	275	1	474	1.02	1.76	129.0]	1.08	1994	6645	32.5
21	CL17812-100c3	216		631	1.07	3.12	214.8		0.93	12117	68418	224.5
22	CL17812-100c5	215	202	722	1.06	3.57	203.6	232.1	0.88	5975	42679	70.5
23	CL17812-100c7	211		781	1.04	3.87	207.8		0.90	4724	34085	36.5
24	CL17895-100c3	178		516	0.94	2.72	195.9		1.06	16067	98181	266.5
25	CL17895-100c5	190	190	588	1.00	3.09	181.7	184.3	0.99	7985	51377	88.5
26	CL17895-100c7	188]	632	0.99	3.33	166.7		0.90	5915	43475	50.5
27	CL17895-150i	227		—	1.30	—	160.0		1.00	-	—	14
28	CL17895-150c3	225	175	480	1.29	2.74	156.7	159.6	0.98	8115	38917	202.5
29	CL17895-150c7	217	1	599	1.24	3.42	162.4		1.02	3925	19447	34.5
30	H26390-100i	327		—	0.98	—	178.3		1.22	—	—	13
31	H26390-1003	315	334	499	0.94	1.49	155.1	145.8	1.06	4120	11595	154.5
32	H26390-1007	328]	595	0.98	1.78	153.8		1.05	2446	8660	38.5

表 2.4.1 全塑性せん断耐力と弾性剛性の比較

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{\varepsilon_{px}^{2} + \varepsilon_{py}^{2} + \varepsilon_{pz}^{2} + \frac{1}{2} \left(\gamma_{pxy}^{2} + \gamma_{pyz}^{2} + \gamma_{pzx}^{2}\right)}$$

(2.4.1)

但し、 ε_{pi} : *i*方向の軸塑性歪み、 γ_{pij} : *ij*方向のせん断塑性歪である. xy方向に対して純せん断応 力状態では $\varepsilon_{px} = \varepsilon_{py} = \varepsilon_{pz} = 0$, $\gamma_{pyz} = \gamma_{pzx} = 0$ となり、(2.4.1)式は次式となる.

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{\frac{1}{2} \gamma_{pxy}^{2}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \gamma_{pxy}$$
(2.4.2)

引張素材試験から鋼材の降伏応力度を決定するために 0.2% off-set 法が用いられる. つまり, ε_{eq} = 0.2% に対応する xy 方向のせん断塑性歪 γ_{pxy} = 0.35% となる.

全塑性せん断耐力の実験値と計算値の比 $_eQ_p / _cQ_p$ は 0.94~1.30 であり、弾性剛性の比 $_eK/_cK$ は 0.84~1.31 である.

図 2.4.1 に漸増, 3%, 5%, 7%定常振幅で載荷した試験体の実験結果の例を示す. 縦軸にせん断力 *Q*, 横軸に平均せん断変形角 *y* を示す. いずれも図のように安定した紡錘形の履歴性状を示す.

漸増載荷した試験体では図 2.4.1 (a) に示す C17588-150i, CL17895-150i, H26390-100i 試験 体を除き,載荷装置の載荷限界 (0.2rad または 0.3rad) に至るまで耐力が劣化しない. 但し, CL17895-150i と H26390-100i の試験体は, γ が 1, 2, 3, 4, 5, 7.5 で各 2 サイクルの漸増載荷 した後 10%で定常振幅載荷した試験体で,いずれも γ が 10%の領域で耐力が劣化した. 図 2.4.1 (b) ~ (d) に示す定常振幅載荷の試験体では,いずれも 3 サイクル程度で安定した紡錘形の履歴性状



となる.表 2.4.2 に破壊形式及び破断の時点を,写真 2.4.1 に試験体の破壊形式の例を示す.但し, それぞれの時点は目視で観察した時点である.破壊形式は以下のように分類される. 円形鋼管ダンパー:

- · 鋼管中央部に面外変形が発生し、最終的にせん断座屈による破壊(表 2.4.2 中の S, 写真 2.4.1
 (a))
- 鋼管端部溶接止端部にき裂が発生し、き裂進展により板厚方向に貫通(表 2.4.2 中の C, 写真
 2.4.1 (c))
- ・ 以上の2つが両方発生(表 2.4.3 中の S+C, 写真 2.4.1 (b)) H 形せん断パネルダンパー:

No.	. 試験体名 破壊形式		P.O	P.C	P.P	$\mathrm{P}.Q_{\mathrm{max90\%}}$
1	C13065-100m	-	_	_	_	_
2	C13065-100i*	_	_	_	_	_
3	C13065-100c3	_	_	_	_	_
4	C13065-100c7	C	_	5Cycle	15Cycle	23Cycle
5	C13065-125m	-	-	_	_	_
6	C13065-125i	-	-	-	-	-
7	C13065-125c3	-	-	90Cycle	-	-
8	C13065-150m	-	-	_	-	-
9	C13065-150i	-	-	-	—	-
10	C13065-150c3	-	-	40Cycle	-	-
11	C17588-100i*	-	-	-	-	-
12	C17588-100c3	-	-	51Cycle	_	-
13	C17588-100c5	C	-	30Cycle	40Cycle	48Cycle
14	C17588-100c7	C	-	2Cycle	23Cycle	26Cycle
15	C17588-150i*	S	0.15rad	_	-	-
16	C17588-150c3	C	_	20Cycle	69Cycle	76Cycle
17	C17588-150c5	C	-	17Cycle	27Cycle	30Cycle
18	C17565-100c3	S+C	55Cycle	65Cycle	130Cycle	97Cycle
19	C17565-100c5	S+C	18Cycle	12Cycle	31Cycle	32Cycle
20	C17565-100c7	S+C	6Cycle	9Cycle	16Cycle	17Cycle
21	CL17812-100c3	C	-	20Cycle	85Cycle	113Cycle
22	CL17812-100c5	C	-	6Cycle	33Cycle	36Cycle
23	CL17812-100c7	C	-	2Cycle	12Cycle	19Cycle
24	CL17895-100c3	C	-	40Cycle	115Cycle	134Cycle
25	CL17895-100c5	C	-	10Cycle	32Cycle	45Cycle
26	CL17895-100c7	C	-	9Cycle	21Cycle	26Cycle
27	CL17895-150i**	S+C	0.1radの4Cycle	0.1radの2Cycle	0.1radの6Cycle	0.1radの10Cycle
28	CL17895-150c3	C	-	30Cycle	88Cycle	102Cycle
29	CL17895-150c7	S+C	7Cycle	8Cycle	21Cycle	18Cycle
30	H26390-100i**	S+C _W	0.075radの4Cycle	0.1radの7Cycle	0.1radの8Cycle	0.1radの8Cycle
31	H26390-1003	S+C _W	20Cycle	74Cycle	82Cycle	78Cycle
32	H26390-1007	S+C _W	7Cycler	19Cycle	21Cycle	20Cycle

C:円形鋼管の溶接止端部にき裂が発生する場合

S:鋼管中央部にせん断座屈が発生する場合

S+C:鋼管中央部のせん断座屈と溶接止端部にき裂が共に発生する場合

S+Cw:パネル中央にせん断座屈とパネルとフランジ接合部にき裂が共に発生する場合

*: yが1, 2, 3, 4, 5, 7.5, 10%で, 各2サイクルの漸増載荷, 最終20~30%まで単調載荷した試験体

**:γが1, 2, 3, 4, 5, 7.5%で各2サイクルの漸増載荷した後10%で定常振幅載荷した試験体

P.O:鋼管中央部及びパネル中央部に膨らみが発生した時点

P.C:鋼管溶接止端部及びパネルとフランジ接合部にき裂が発生した時点

P.P: P.Cの部位にき裂が進展して、板厚方向にき裂が貫通した時点

P.Q_{max90%}:耐力が最大耐力の90%まで低下した時点



(a) C17588-150i



(b) C17565-100c5写真 2.4.1 破壊形式



(c) CL17812-100c5

(d) H26390-100c7 写真 2.4.1 破壊形式

パネル中央部にせん断座屈とフランジとパネル接合部のき裂による破壊(表 2.4.2 中の S+Cw, 写真 2.4.1 (d))

図 2.4.1 中の Δ 及び ∇ 印で表す現象について図 2.4.2 に示す.図 2.4.2 の左に示す $Q - \gamma$ 関係での ①~④の状態は、①曲げ変形により溶接止端部にき裂が板厚方向に貫通され(図中, a, b, c, d) 試験体が傾き, a と c のき裂が材長方向に開き, b と d のき裂は閉じている状態である。②載荷を 行うと試験体の傾きが載荷方向に戻り, a と c のき裂が材長方向に閉じる.同時に b と d のき裂が 材長方向に開く.③き裂が材長方向に閉じている a と c が、貫通されたき裂断面に接触され、支圧 状態となる.④載荷を続けると接触された a と c での支圧により耐力が上昇する.



図 2.4.2 Qγ関係における耐力上昇の原因

2.4.2 耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係

定常振幅載荷した試験体の耐力上昇と耐力劣化の状況を図 2.4.3~図 2.4.8 に示す. 図の縦軸に各 載荷サイクルの最大せん断力 iQ_{max} を全塑性せん断耐力の実験値 $_eQ_p$ で除した比(耐力上昇率),横 軸に平均せん断変形角 γ より算出した累積塑性せん断変形角 $\Sigma\gamma_p$ の関係を示す. なお, $\Sigma\gamma_p$ は正側 と負側のループからそれぞれ算出し,図中の縦軸の正側と負側にそれぞれ示す.図中,×印は,鋼 管端部の溶接止端部及びパネルとフランジの接合部にき裂が発生した時点,◇印はそれぞれのき裂 が進展して,板厚方向に貫通した時点,△印は鋼管中央部及びパネル中央部に面外方向に膨らみが 発生した時点を示す.以上の3つの時点は目視より確認された時点である.また,→印は繰返し載 荷回数を 100 サイクルに上限とした試験体であり,載荷終了時まで耐力劣化せず,それ以上の変形 性能を有することを示す.

○ アスペクト比の影響

図 2.4.3 にアスペクト比 h/Dの影響を示す.図 2.4.3 (a)の鋼管径 130mm,定常振幅 3%の試 験体では,耐力上昇率は 1.52~1.82 程度であり,h/D=1.25 (C13065-125c3) とh/D=1.50 (C13065 -150c3) ではそれぞれ溶接止端部にき裂が発生したが,アスペクト比によらず,いずれも 100 サイ クル ($\Sigma\gamma_p$ =5.2rad) に至るまで耐力が劣化しない.図 2.4.3 (b)の鋼管径 175mm,定常振幅 5% の試験体では,耐力上昇率は 1.68~1.72 程度であり,h/D=1.00 試験体 (C17588-100c5) よりh/D=1.50 試験体 (C17588-150c5) の方が溶接止端部のき裂発生及び耐力劣化が早くなる.これは, アスペクト比が大きくなるほど(2.3.3)式のせん断降伏領域 α が小さくなり,曲げ降伏領域が大きく なる.そのため,アスペクト比が大きくなると曲げ降伏領域に生じる変形 (図 2.3.1 の三角形部分) が大きくなり,き裂の発生が起こりやすくなるためであると考えられる.



○ 径厚比の影響

図 2.4.4 に径厚比 *D/t* の影響を示す.図 2.4.4 (a)の鋼管種 LY225,定常振幅 7%の試験体では,耐力上昇率は 1.72~1.88 程度である.*D/t*=19.9 試験体 (C17588-100c7)では溶接止端部のき裂により耐力が劣化し,*D/t*=26.9 試験体 (C17565-100c7)では,鋼管中央部に面外方向の膨らみにより耐力が劣化し,その後,溶接止端部にき裂が発生した.定常振幅 3%と 5%の試験体でも,定常振幅 7%の試験体と同様に *D/t*=26.9 の試験体が *D/t*=19.9 の試験体より耐力劣化が早くなる.図 2.4.4 (b)の鋼管種 LY100,定常振幅 3%の試験体では,耐力上昇率は 2.90 程度であり,鋼管種 LY225 の場合と比較して,耐力上昇率が高くなることが確認できる.*D/t*=18.7 試験体 (CL17895-100c3)と*D/t*=14.8 試験体 (CL17812-100c3)では,いずれも溶接止端部のき裂が発生し,*D/t*=18.7 試験体 (CL17895-100c3)より *D/t*=14.8 試験体 (CL17812-100c3)の方がき裂発生及び耐力劣化が早





くなる. 鋼管径が等しい場合, 径厚比が小さい試験体でき裂発生が早くなる原因は, 曲げ引張側の 最外縁で生じる歪が大きくなるためである. 平均せん断変形角が等しい場合, 曲げ引張側端部の板 厚方向に生じる曲率は両者で大きく違わないため, 板厚が大きな試験体で最外縁に生じる歪が大き くなる. この内容については, 後述する FEM 解析結果で考察する.

以上, *D*/*t*=14.8 試験体と *D*/*t*=18.7 の試験体では, 径厚比が大きくなるほどき裂発生条件によっ て累積塑性変形角が大きくなる傾向がある. 但し, *D*/*t*=26.9 の試験体では, せん断座屈によって 耐力が劣化するため累積塑性変形角が小さくなる. 結果として径厚比 20 程度の試験体が最も高い 変形性能を有することになった.

○ 載荷振幅の影響

図 2.4.5 に載荷振幅の影響を示す. 図 2.4.5 (a) の鋼管径 175mm, 鋼管厚 6.5mm の試験体 (*D*/*t*=26.9) では,耐力上昇率は 1.54~1.72 程度であり,載荷振幅が大きくなるほど耐力上昇率 が高くなり,耐力劣化が早くなる.図 2.4.5 (b)の鋼管径 177.8mm,鋼管厚 12mmの試験体 (*D*/*t*=14.8) では,耐力上昇率は 2.93~3.70 程度で,載荷振幅が大きくなるほど溶接止端部のき 裂発による耐力劣化が早くなる.載荷振幅が大きくなるほど溶接止端部のき裂発生と耐力劣化が早 くなり,耐力上昇率が大きくなる.



〇 鋼管径の影響

図 2.4.6 に鋼管径 D の影響を示す. 図 2.4.6 (a) のアスペクト比 1.0, 定常振幅 3%の試験体では, 耐力上昇率は 1.57~1.64 程度であり, D=175mm (C17588-100c3) では溶接止端部にき裂が発生 したが, 鋼管径によらず, いずれも 100 サイクル (Σγ_P=5.3rad) に至るまで耐力が劣化しない.



図 2.4.6 (b) のアスペクト比 1.5, 定常振幅 3%の試験体では,耐力上昇率は,1.52~1.58 程度で あり,溶接止端部にき裂が生じるものの 100 サイクルに至るまで耐力が劣化しない D=130mm 試 験体 (C13065-150c3) に比べ,D=175mm 試験体 (C17588-150c3) では溶接止端部のき裂発生に より耐力劣化が発生した.アスペクト比が同じ鋼管径 130mm と 175mm 試験体は径厚比も同じで ほぼ相似形の関係にあるにもかかわらず,その変形性能は鋼管径の小さな 130mm 試験体の方が高 い.これは,鋼管端部溶接部の裏当て金の影響であり,後述する FEM 解析結果で考察する.

○ 鋼管種の影響

図 2.4.7 に鋼管種の影響を示す. 図 2.4.6 (a) の径厚比 *D*/*t* が 20 程度,定常振幅 5%の試験体で は,耐力上昇率は鋼管種 LY225 の試験体(C17588-100c5)は 1.72 であり,LY100 の試験体 (CL17895-100c5)は 3.09 である.LY225 とLY100 の試験体ではいずれも溶接止端部のき裂よ り耐力劣化が発生し,LY100 試験体の方が LY225 試験体に比べ,溶接止端部のき裂が早く発生す るが,耐力 *Q*が最大耐力 *Q_{max}*の 90%まで低下した時点のΣγ_{*p*}は 4.2 程度でほぼ同じである.図 2.4.6 (b)の径厚比 *D*/*t* が 20 程度,定常振幅 7%の試験体では,定常振幅 5%の場合とほぼ同様なこと により耐力劣化が発生し,耐力 *Q*が最大耐力 *Q_{max}*の 90%まで低下した時点のΣγ_{*p*}は LY100 の試験 体(CL17895-100c5)が 3.35,LY225 の試験体(C17588-100c7)が 3.48 程度でほぼ同じである.



四 2.4.7 购 百 僅 7 家

○ 断面形状の影響

図 2.4.8 に断面形状の影響を示す.全塑性せん断耐力と弾性剛性がほぼ同じである円形鋼管ダン パーと H 形せん断パネルダンパーの耐力上昇率はいずれも 1.55 で同程度である.円形断面の試験 体(C17588-150c3)では溶接止端部のき裂により耐力が劣化し,H 形断面の試験体(H26390-100c3)



ч.0 р/ш///(ч/

では、パネル中央部に面外方向の膨らみが発生し、その後、パネルとフランジの接合部にき裂が発生した。円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの耐力 *Q*が最大耐力 *Q*maxの 90%まで低下した時点のΣγ_pはそれぞれ 4.02, 4.06 程度でほぼ同じである。

2.4.3 累積塑性変形倍率

累積塑性変形倍率は図 2.4.9 に示す記号を用いて次式で算定する.式(2.4.3)はせん断変形角γを用いて算定する方法であり、式(2.4.4)はエネルギー吸収量を用いて算定する方法である.

$$\eta_{\gamma} = \frac{\Sigma \gamma_{p90}}{\gamma_{e}}, \quad \eta_{E} = \frac{\Sigma E_{p90}}{E_{e}}$$
(2.4.3), (2.4.4)

但し, Σγ_{p90} は耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での累積塑性せん断変形角, γ_eは全塑性せん 断耐力の実験値 _eQ_pを弾性剛性の実験値 K_eで除した弾性平均せん断変形角, ΣE_{p90} は耐力が最大耐 力の 90%まで低下した時点でのエネルギー吸収量の累積値, E_eはγ_e時の弾性エネルギー吸収量であ る.

表 2.4.1 及び図 2.4.10 に定常振幅で載荷した試験体における算定したそれぞれの累積塑性変形倍



図 2.4.9 累積塑性変形倍率の算定における記号





率を示す.表及び図中の↑及び→印は,載荷終了時まで耐力の低下がない場合の載荷終了時の値を 示し,それ以上の変形性能及びエネルギー吸収能力を有することを示す.図中の黒色,灰色,白色 はそれぞれ円形鋼管ダンパーの鋼管種 LY225, LY100の試験体と H 形せん断パネルダンパーの試 験体を示す.

円形鋼管ダンパーは鋼管種 LY100 の場合が LY225 の場合より $\eta_r \ge \eta_E$ が高くなり,定常振幅 3%・ 5%・7%の試験体で, η_r は 3944・2446・1994 以上の値を有し, η_E は, 11665・8171・6645 以上 の値を有することが確認できる.また,全塑性せん断耐力と弾性剛性がほぼ同じ円形鋼管ダンパー と H 形せん断パネルダンパーの $\eta_r \ge \eta_E$ は,それぞれ 4000 程度,11600 程度でほぼ同じである.

2.4.4 疲労曲線

鋼構造制振設計指針 ^{2.2), 2.3)}では,定常振幅載荷されたア スペクト比 1.0 の H 形せん断パネルダンパーを対象とし, Manson-Coffin 則 ^{2.4), 2.5)}を用いて式(2.4.5)のせん断変形角 片振幅 γ_t と耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での 半サイクル数 N_fの関係の疲労寿命を予測している.



 $N_{f} = \frac{1}{2} \cdot \left| \frac{\gamma_{t}}{C} \right|^{-1}$ (2.)

(2.4.5) 図 2.4.11 せん断変形角片振幅γt と 半サイクルの定義

但し, *C*と*m*:実験定数, *γ*_t: せん断変形角片振幅, *N*_f: 耐力が最大耐力の 90%まで低下した時 点での半サイクル数であり, *γ*_tと半サイクルの定義を図 2.4.11 に示す. また,式(2.4.5)の疲労寿命 にはパネルの幅厚比・アスペクト比・鋼種を考慮した基準化幅厚比が強い相関があり,それぞれの 基準化幅厚比に対する疲労曲線を以下のように示している.

$$0.150 \le \frac{h}{h} \cdot \sqrt{\frac{w \tau_u}{\kappa_s \cdot E}} \le 0.165 \text{ CM}, \quad C = 0.482, \quad m = 2.40, \quad R = -0.980 \quad (2.4.6)$$

$$0.299 \le \frac{h}{h_{w}^{t}} \cdot \sqrt{\frac{w\tau_{u}}{\kappa_{s} \cdot E}} \le 0.303 \text{ CM}, \quad C = 0.410, \quad m = 2.27, \quad R = -0.986$$
(2.4.7)

$$0.339 \leq \frac{{}_{h}h}{{}_{h}t_{w}} \cdot \sqrt{\frac{{}_{w}\tau_{u}}{\kappa_{s} \cdot E}} \leq 0.355 \ \text{Cht}, \ C = 0.365, \ m = 2.17, \ R = -0.998$$
(2.4.8)

$$0.500 \le \frac{h}{h} \frac{t}{\kappa_w} \cdot \sqrt{\frac{w\tau_u}{\kappa_s \cdot E}} \le 0.505 \text{ CMI, } C = 0.252, \ m = 1.94, \ R = -0.978$$
(2.4.9)

$$0.655 \le \frac{h}{h} \cdot \sqrt{\frac{\pi}{\kappa_s \cdot E}} \le 0.707 \ \text{Ch}, \ C = 0.273, \ m = 1.52, \ R = -0.977$$
(2.4.10)

但し、 $_{h}h$:パネルの高さ、 $_{h}t_{w}$:ウェブの板厚、 $_{w}\tau_{u} = _{w}\sigma_{u}/\sqrt{3}, _{w}\sigma_{u}$:パネルの引張応力度、 κ_{s} :周 辺単純支持板の板座屈係数であり、次式で算定する.

$$\frac{{}_{h}d}{{}_{h}h} \ge 1.0 \ \mathcal{O} \succeq \stackrel{*}{\approx}, \quad \kappa_{s} = 5.34 + 4.0 \left/ \left(\frac{{}_{h}d}{{}_{h}h}\right)^{2}$$

$$(2.4.11)$$



図 2.4.12 H 形せん断パネルダンパーのyt と Nfの関係 (No.30~No.32)



図 2.4.13 円形鋼管ダンパーの_{γt}と N_fの関係

$$\frac{h}{h}\frac{d}{h} < 1.0 \ \mathcal{O} \succeq \stackrel{*}{\approx}, \quad \kappa_s = 4.0 + 5.34 \left/ \left(\frac{h}{h}\frac{d}{h}\right)^2$$

$$(2.4.12)$$

但し, "d:パネルの幅である.

本節では、定常振幅載荷した試験体におけるせん断変形角片振幅 γ_tと半サイクル数 N_tに対して Manson-Coffin 則を用いて疲労寿命を予測し、鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルの疲 労寿命と比較検討する。

表 2.4.1 に半サイクル数 N_fを併記し,図 2.4.12 と図 2.4.13 に_{Pt}と N_fの関係を示す.図中には鋼 構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの疲労曲線の中で,変形性能が最も高い場合で ある基準化幅厚比が 0.150~0.165 の場合と 0.299~0.303 の場合の回帰式をそれぞれ破線と一点鎖 線で示す.図 2.4.12 に本章で使用した H 形せん断パネルダンパーの_{Pt}-N_f 関係を示す.本章での H 形せん断パネルダンパーは基準化幅厚比が 0.28 であり,鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パ ネルダンパーの内,変形性能が最も高い場合(基準化幅厚比:0.150~0.165, 0.299~0.303)と同 程度の疲労寿命を有することが確認できる.図 2.4.13 に円形鋼管ダンパーに対する_{Pt}-N_f 関係をア スペクト比 h/D と径厚比 D/t に分類して示す.図中,色塗りの試験体は 100 サイクルを上限とし た試験体の中で,載荷終了時まで耐力が劣化しない場合であり,それ以上の変形性能を有すること を示す. y,と N,は負の相関があり, h/D と径厚比 D/t の影響は小さく,これと同様に鋼管種の影 響も小さい.また,色塗りの試験体を除き,回帰分析すると式(2.4.13)が得られる.

 $\gamma_t = 0.376 \cdot N_r^{-0.468}$

(2.4.13)

但し,相関係数*R*は-0.938 ある. (2.4.13)式を図 2.4.13 に実線で示す.定常振幅を受ける円形鋼管 ダンパーの平均的な疲労寿命は(2.4.13)式で予測可能であり,設計時には,これに安全率を考慮す る.本章での円形鋼管ダンパーの実験範囲(*h*/*D*:1.00~1.50, *D*/*t*:14.8~26.9)では,*h*/*D*及 び*D*/*t*によらず,鋼構造制振設計指針で示すH形せん断パネルダンパーの内,変形性能が最も高 い場合(基準化幅厚比:0.150~0.165, 0.299~0.303)と同程度の疲労寿命を有し,円形鋼管ダン パーは高い疲労寿命を有することが確認できる.

2.5 FEM 解析

2.5.1 解析概要

本項では、単調載荷実験における荷重-変形関係の追跡とともに、き裂に関係する局所歪を把握 するため、FEM 解析を実施する.使用するプログラムは、汎用有限要素プログラム MSC.Marc^{2.6} である.円形鋼管ダンパーは、図 2.2.1 に示すように上・下エンドプレート部、鋼管部、裏当て金、 溶接余盛りで構成される.そこで、FEM 解析モデルは、図 2.5.1 に示すように上・下エンドプレー トを除いた部分を対象とし、鋼管部と裏当て金と溶接余盛りを考慮してモデル化する.該当部分に は8節点の Solid 要素を使用し、対称性より2分の1モデルとする.解析モデルは、鋼管の上・下 部の外側と溶接余盛りを一体化とする.また、鋼管の上・下部の内側と裏当て金は、材軸に対して 両端部から10mm までを一体化とし、他の部分には摩擦係数 0.25 として接触させる.境界条件は、 下端部を固定端とし、上端部に強制変位を与え単調載荷する.なお、解析に入力する応力度-歪度関



図 2.5.1 解析モデルと相当塑性歪 *ε*_{eq} 測定位置

No	試験体名	D (mm)	t (mm)	D/t	h (mm)	h/D	$_{a}Q_{p}$ (kN)	$_{e}Q_{p}/_{a}Q_{p}$	$_{a}K$ ×10 ³ (kN/rad)	$_{e}K\!/_{\mathrm{a}}K$	備考							
1	C13065-100m				130	1.00	198	0.97	112.7	0.71								
5	C13065-125m	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	6.5	20.0	162	1.25	193	0.96	102.5	0.70				
8	C13065-150m																194	1.50
11	C17588-100i	175.0	175.0	0.0	0 10.0	175	1.00	387	0.95	195.4	0.96							
15	C17588-150i		0.0	19.9	273	1.50	365	0.94	171.8	0.94								
			12.0	14.8														
0.1	CI 17819-100-2	177.9	10.0	17.8	175	1 00												
	CL17812-100c3	117.8	8.0	22.2		1.00		_										
			7.0	25.4														

表 2.5.1 解析対象及び解析結果

係は,引張素材試験の結果から得られた平均値を真応力-真塑性歪関係に置換して使用する.

表 2.5.1 に解析対象を示す. 解析対象は、2 つのケースに分類する. 表中, 備考欄のケース 1 で は鋼管径及びアスペクト比の影響を検討することを目的とし、鋼管径が 130mm の場合, アスペク ト比が 1.0, 1.25, 1.5 の 3 種類, 鋼管径が 175mm の場合, アスペクト比が 1.0, 1.5 の 2 種類で ある. 但し、鋼管径 175mm の場合は、漸増載荷曲線を骨格曲線に置換したものを比較対象とする. ケース 2 では、径厚比が小さいほどき裂の発生が早くなる原因を検討することを目的とし、No.21 (CL17812-100c3) 試験体に基づいた単調載荷したもので、鋼管径が 177.8mm, アスペクト比を 1.0 とし、鋼管厚が 12mm, 10mm, 7mm の 4 種類とする.

2.5.2 せん断力と平均せん断変形角の関係(ケース1)

ケース 1 の解析結果より得られた全塑性せん断耐力 ${}_{a}Q_{p}$,初期剛性 ${}_{a}K$ を実験結果と比較し,表 2.5.1 に併記する.但し、 ${}_{a}Q_{p}$ はせん断力 Q と平均せん断変形角 γ 関係の 0.35% off-set 耐力値、 ${}_{a}K$ は ${}_{a}Q_{p}$ の 1/3 の割線剛性である.全塑性せん断耐力の実験値と解析値の比 ${}_{e}Q_{p}/{}_{a}Q_{p}$ は、0.94~0.97 であり、解析値は実験値とよく対応している.弾性剛性の比 ${}_{e}K/{}_{a}K$ に対しては、鋼管径 130mmの 場合、0.70~0.73 であり、鋼管径 175mmの場合では、約 0.95 となる.図 2.5.2 と図 2.5.3 に解析 及び実験結果から得られたせん断力 Q と平均せん断変形角 γ 関係を比較して示す.鋼管径 130mm の場合は、いずれも降伏棚を有する履歴性状を示し、アスペクト比が大きくなるほど、解析結果と 実験結果が良く対応する.一方、漸増繰返し載荷曲線を骨格曲線に置換して比較した鋼管径 175mm の場合は、全塑性せん断耐力の近傍では、実験結果と同程度であるが、歪硬化以降の耐力上昇域で は、 γ が約 0.15 までには実験結果が解析結果より耐力上昇が若干大きくなり、以降、ほぼ一致する.



図 2.5.2 せん断力 Q と平均せん断変形角 y の関係(鋼管径 130mm)



図 2.5.3 せん断力 Q と平均せん断変形角 y の関係(鋼管径 175mm)



(a)実験結果(b)解析結果図 2.5.4 変形状態(C13065-100m, γ: 0.17rad)

図 2.5.4 に C13065-100m 試験体における実験及び解析終了時の変形状態を示す。裏当て金と溶接 余盛りを考慮した FEM 解析モデルは実験結果とほぼ同じ変形をすることが確認できる。 2.5.3 アスペクト比と相当塑性歪の関係(ケース1)

鋼材の塑性変形能力及び延性き裂発生に及ぼす有効なパラメータとして(2.4.1)式の相当塑性歪 ε_{eq} がある^{2.7)}. アスペクト比及び鋼管径の影響を調べるため,局部的に発生する相当塑性歪を出力 する.出力位置は図 2.5.1 に示すように材端部では 30mm まで 2mm 間隔ごとと図中に×印で表記 した鋼管中央部である.相当塑性歪が最大となる位置は溶接止端部であり.写真 2.4.1 (a) に示す ように繰返し載荷実験結果のき裂発生位置と一致する(図 2.5.1 中,→印の所).

図 2.5.5 に溶接止端部及び鋼管中央部 (図 2.5.1 中の×印) に発生する平均せん断変形角 0.05rad, 0.1rad, 0.15rad 時の相当塑性歪 ε_{eq} とアスペクト比 h/Dの相関を示す. 図中, \triangle 印は鋼管径 130mm の試験体, ◆印は鋼管径 175mm の試験体の結果を示す. 図 2.5.5 (b) より鋼管中央では, アスペクト比が大きくなるほど相当塑性歪が減少し, 鋼管径によらず, ほぼ同じ傾きで変化することが分



かる. 図 2.5.5 (a) 溶接止端部では、アスペクト比が大きくなるほど相当塑性歪が大きくなり、鋼 管径 130mm より鋼管径 175mm の方が、傾きが大きく変化する. また、同じ平均せん断変形角時 の相当塑性歪を比較すると鋼管径 130mm より鋼管径 175mm の方が高い. 従って、鋼管径 175mm のき裂が早期に発生するし、それによる耐力劣化も早くなると考えられる. この結果は、2.4.2 項 のアスペクト比と径厚比が同じ鋼管径 130mm と 175mm 試験体はほぼ相似形の関係にあるにもか かわらず、変形性能は鋼管径の小さな 130mm 試験体の方が高い実験結果と対応する. これは、鋼 管径によらず高さ 25mm・幅 9mm の裏当て金が使われていることに起因すると考えられ、裏当て 金を除いた鋼管高さ h' (図 2.2.1(a)参照) と鋼管径 D の比として定義する有効アスペクト比 h' /Dを用いて以下で説明する.

図 2.5.6 に溶接止端部と鋼管中央に発生する平均せん断変形角 0.05rad, 0.1rad, 0.15rad 時の相 当塑性歪と有効アスペクト比の関係を示す。有効アスペクト比の大きさ順に記すと C13065-100m <C17588-100m<C13065-125m<C13065-150m<C17588-150m となり,有効アスペクト比は鋼 管径 175mmの方が大きくなる。図 2.5.6 (a)より溶接止端部に発生する相当塑性歪は有効アスペ クト比が大きくなるほど高くなる。また,有効アスペクト比 1.11 (C13065-150m)から 1.27 (C17588-150ci)では急激に上昇する傾向である。一方,図 2.5.6 (b)より鋼管中央では,有効ア スペクト比が大きくなるほど相当塑性歪が小さくなり,ほぼ線形的に変化する。すなわち,有効ア スペクト比が大きいほど溶接止端部の延性き裂が生じやすく変形性能が小さくなると考えられ,こ の傾向は実験結果と対応する。

本節では、相似形の関係にある試験体は、裏当て金の影響により変形性能が異なる原因を明らか にした. 但し、表 2.4.1 に示す全塑性せん断耐力及び弾性剛性の計算結果においては、裏当て金の 有無による影響はほとんどない. また、図 2.5.4 (a) に示すように裏当て金の部位でも曲げ変形が 起こることが確認されており、全塑性せん断耐力・弾性剛性の算定において計算に裏当て金を除い た鋼管高さ *B*を考慮すると式が複雑になるため、平均せん断変形角 γとアスペクト比 *h* /*D* におい ては鋼管高さ *h*で定義することとした.

2.5.4 径厚比と相当塑性歪の関係(ケース 2)

径厚比が小さい試験体のき裂発生が早くなる原因を調べるため,局部的に発生する歪を出力する.出力位置は図 2.5.1 中での→印の所の板厚方向である.図 2.5.7 に曲げ引張側の板厚方向に対する材軸方向歪 εの分布を示す(平均せん断変形角 0.1rad の時).図の縦軸は材軸方向に発生する







図 2.5.8 相当塑性歪*εeg* と径厚比 *D*/*t* の関係

歪 ε, 横軸は鋼管厚を示し, 左側が鋼管の外側, 右側が鋼管の内側を示す. 図より径厚比が小さく なるほど, 最外縁での歪が大きくなることが確認できる. また, 歪分布が線形ではないことは, 溶 接止端部で歪集中が生じるためであると考えられる. 図 2.5.8 に溶接止端部の最外縁(曲げ引張側) と鋼管中央に発生する平均せん断変形角 0.05rad, 0.1rad, 0.15rad 時の相当塑性歪と径厚比の関 係を示す. 図 2.5.8 (a) より径厚比が小さいほど相当塑性歪が大きくなり, 径厚比が小さな試験体 のき裂発生が早くなる実験結果の傾向と一致することが確認できる. 一方, 図 2.5.6 (b) より鋼管 中央では, 径厚比によらず相当塑性歪がほぼ一定となる.

2.6 結

本章では、低降伏点円形鋼管ダンパー単体に対しての鋼管径・アスペクト比・径厚比・載荷振幅・ 鋼管種をパラメータとし、その弾性剛性、全塑性せん断耐力などの履歴性状を把握するため、せん 断加力実験及び単調載荷実験に対する FEM 解析を行った.また、低降伏点円形鋼管ダンパーの試 験体について全塑性せん断耐力、弾性剛性、重量がほぼ同じ H 形せん断パネルダンパーの試験体を 用意し、その力学特性を比較・検討する.これまでの検討結果から以下の知見が得られた.

- 1) 繰返しせん断加力実験結果より,低降伏点円形鋼管ダンパーは紡錘形の安定した履歴性状を 示した.
- 2) 曲げ降伏領域とせん断降伏領域を想定した崩壊機構による全塑性せん断耐力の評価式を提案した。実験値と計算値の比 eQp/cQp は 0.96~1.30 であり、評価式が妥当であること示した。 また、曲げ変形とせん断変形を考慮して算定した弾性剛性について、実験値と計算値の比 eK/cK は 0.84~1.31 であり、提案した評価式は実験結果と良好な対応を示す。
- 3) 円形鋼管ダンパーの破壊形式は鋼管中央部に面外変形が発生し、最終的にせん断座屈による 破壊、鋼管端部溶接止端部にき裂が発生し、き裂進展により板厚方向に貫通、以上の2つが 両方発生することの3種類である。
- 4) アスペクト比が大きくなるほど累積塑性変形角が小さくなる.これは、アスペクト比が大きくなるほど(2.3.3)式のせん断降伏領域αが小さくなり、崩壊機構の曲げ降伏領域が大きくなる.そのため、アスペクト比が大きくなると曲げ降伏領域に生じる変形が大きくなり、き裂の発生が起こりやすくなるためである.
- 5) 径厚比 14.8 と 18.7 試験体では、両方ともき裂により耐力が劣化し、鋼管径が等しく径厚比が

小さい試験体でき裂発生が早くなった.その原因は,FEM 解析結果により曲げ引張側最外縁 で生じる歪が大きくなるためである.但し,径厚比 26.9の試験体では,せん断座屈によって 耐力が劣化するため累積塑性変形角が小さくなる.結果として径厚比 20 程度の試験体が最も 高い変形性能を有することになる.

- 6) 鋼管種以外のパラメータがほぼ同じ LY100 と LY225 試験体を比較すると,耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点の累積塑性せん断変形角はほぼ同じである.
- 7) アスペクト比が同じ鋼管径130mmと175mmの試験体は径厚比も同じでほぼ相似形の関係になるにも関わらず,累積塑性せん断変形角は鋼管径が小さな130mm 試験体の累積塑性変形せん断変形角が大きい.これは,裏当て金の影響であり,有効アスペクト比(裏当て金を除いた鋼管高さ *h*/鋼管径 *D*)を用いて整理すると,FEM 解析から得られた溶接止端部・鋼管中央部の相当塑性歪と良い相関関係が得られた.
- 8) 全塑性せん断耐力と弾性剛性がほぼ同じ円形鋼管ダンパーとH形せん断パネルダンパーは耐力上昇率がほぼ同じであり、耐力が最大耐力の90%まで低下した時点の累積塑性せん断変形角はほぼ同じである。
- 9) 定常振幅を受ける試験体の疲労寿命について Manson-Coffin 則を用いて(2.4.13)式の疲労曲線式を提示した.実験パラメータの範囲(*h/D*:1.00~1.50, *D/t*:14.8~26.9)では,鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの内,変形性能が最も高い場合(基準化幅厚比:0.150~0.165, 0.299~0.303)と同程度の疲労寿命を有し,円形鋼管ダンパーは高い疲労寿命を有することを確認した.

参考文献

- 2.1) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針, 2001.11
- 2.2) 日本建築学会:鋼構造制振設計指針, 2014.11
- 2.3) 玉井宏章: せん断パネルダンパーの累積損傷度について,日本建築学会構造系論文集, No.707, pp.147-155, 2015.01
- 2.4) S.S.Manson, T.J.Dolan : Thermal Stress and Low Cycle Fatigue, Journal of Applied Mechanics, vol.33, issue 4, pp.957, 1961.12
- 2.5) J.F.Tavernell, L.F.Coffin : Experimental Support for Generalized Equation Predicting Low Cycle Fatigue, Journal of Fluids Engineering, pp.533-537, 1962.12
- 2.6) Msc.Marc User's Guide Version 2013.1, Msc Software Corporation LA, 2013.10
- 2.7) 小野徹郎, 佐藤篤司, 横川貴之, 相川直子: 構造用鋼材の延性き裂発生条件, 日本建築学会構造系論文集, No.565, pp.127-134, 2003.3

第3章 2方向載荷を想定した低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状

3.1 序

2 章では、円形鋼管ダンパーに対して鋼管径・アスペクト比・径厚比・鋼管種・載荷振幅をパラ メータで1方向のせん断加力実験を行い、その力学性状を把握した.一方、円形鋼管ダンパーは、 円形の断面形状から外力に対する方向性がないという特徴がある.

図 3.1.1 に間柱支持された円形鋼管ダンパーが架構内に設置される状況を示す.本研究では,間 柱支持された円形鋼管ダンパーが構面内の力を受ける場合を想定している.但し,この場合でも, 円形鋼管ダンパーには構面内方向の力と比較すると小さくなるものの,構面外方向の力は作用する. 一方,間柱支持された円形鋼管ダンパーが次の条件であれば,円形鋼管ダンパーに構面外方向の力 を積極的に受けることとなる.



図 3.1.1 間柱支持された円形鋼管ダンパーの設置状況(架構内)


- ・ 間柱端部に接合される梁に小梁が直交配置で剛接合されること
- ・ 間柱端部と梁が構面外方向に対して剛接合されること
- ・ 構面外方向に対して間柱がダンパー最大耐力時にも弾性状態に留まり、十分な弾性剛性 を有すること

また,架構外では,図3.1.2 に示すように固有周期が異なる建物の間に連結制振^{@ネェぼ3.1)3.2)}として使用する場合と免震層に積層ゴム^{@ネェぼ3.3)3.4)}と併用する場合に円形鋼管ダンパーを使用することにより任意方向に対する地震エネルギーを吸収し,建物の振動を減衰させる機構として使用できる.

以上のように、本研究で対象とする間柱支持された円形鋼管ダンパーが構面内の力を受ける場合 でも構面外方向の力を受ける可能性があり、将来的には任意方向へ変位が生じる部位での利用が期 待されるため、任意方向に対する円形鋼管ダンパーの力学性状を把握する必要がある。その一環と して本章では、円形鋼管ダンパーのアスペクト比・鋼管種をパラメータとし、2方向載荷に対する 基礎的な知見を得るために、定常振幅繰返し載荷(以下、2方向載荷)を行い、2章での1方向に 対する場合と力学性状を比較・検討する。

3.2 実験概要

3.2.1 試験体と載荷方法

試験体一覧を表 3.2.1 に示す. 但し, 試験体形状は図 2.2.1 と同様である. 実験パラメータは鋼 管種・アスペクト比である. 試験体に使用する鋼管種は LY100 と LY225 の 2 種類であり, 断面形 状は φ 175×8.8, φ 177.8×9.5 の 2 種類とする. また, アスペクト比 h/D は 1.0, 1.50 の 2 種類, 径厚比 D/t は 18.7, 19.9 の 2 種類とする. 但し, 径厚比の 18.7, 19.9 は, 近傍の値であるため, 以下ではまとめて評価する. それぞれの試験体は 2 章の No.12, 16, 24, 28 (C17588-100c3, C17588-150c3, CL17895-100c3, CL17895-150c3) が比較対象となる. それぞれの機械的性質は 2 章の表 2.2.2 と同じである. 測定方法と載荷装置は, 2 章と同様である.

図 3.2.1 に載荷方法を示す. 試験体の平均せん断変形角γが 3%の定常振幅載荷 30 サイクルで繰返す. その後, 試験体を時計回りに 90°回転し同様に 30 サイクル繰返し載荷する. これを耐力が最 大耐力の 90%以下に低下するまで繰返す.

No.	試験体名	鋼管種	D (mm)	t (mm)	D/t	<i>h</i> (mm)	h/D	載荷振幅 (rad)
1	C17588-100c3r	IVOOF	175.0	0.0	10.0	175.0	1.00	
2	C17588-150c3r	L1229	175.0	0.0	19.9	263.0	1.50	0.02
3	CL17895-100c3r	IV100	177.9	0.5	197	175.0	0.98	0.05
4	CL17895-150c3r	L1100	111.8	9.0	10.7	263.0	1.48	

表 3.2.1 試験体一覧

CL17895-100c3r

$\Gamma \top \top$	
	載向方法(c3r:半均せん断変形角γが3%の定常振幅載向で繰返し
	載荷回数を30サイクルとし,90°回転しながら繰返し載荷)
	アスペクト比(100:1.00, 150:1.50)
	但し, No3は, 1.00:0.98であり, No4は, 1.48:1.50である.
	鋼管厚(88:8.8,95:9.5)mm
	鋼管径(175:175,178:177.8)mm
	鋼管種(無し:LY225, L:LY100)



図 3.2.1 載荷方法

3.3 実験結果及び考察

3.3.1 せん断力と平均せん断変形角の関係

表 3.3.1 に全塑性せん断耐力と弾性剛性に対する実験結果と計算結果の比較を示す. 全塑性せん 断耐力と弾性剛性の算定は 2 章の 2.3 項と同様である. 表中の記号は, $_eQ_p$:実験より得られた全 塑性せん断耐力, $_eQ_p$: (2.3.4)式で計算した全塑性せん断耐力, $_eK$: 実験より得られた弾性剛性, $_eK$: (2.3.12)式で計算した弾性剛性である. 但し, $_eQ_p$ と $_eK$ は各試験体において回転する前の $Q-\gamma$ 関係から求めた値である. 全塑性せん断耐力の実験値と計算値の比 $_eQ_p/_eQ_p$ は 0.10~1.37 であり, 弾性剛性の比 $_eK/_eK$ は 0.94~1.09 である.

図 3.3.2~図 3.3.3 に試験体の実験結果の例を示す.縦軸にせん断力 Q, 横軸に平均せん断変形角 yを示す.図 3.3.1 に図 3.3.2 と図 3.3.3 の実験結果に対する凡例の例を示す.試験体名の後ろの数

No.	試験体名	eQp (kN)	cQp (kN)	$_{e}Q_{p}/_{c}Q_{p}$	$_{e}K$ ×10 ³ (kN/rad)	$_{c}K$ ×10 ³ (kN/rad)	$_{e}K/_{c}K$
1	17588-100c3r	407	371	1.10	186.6	171.2	1.09
2	17588-150c3r	386	343	1.12	151.1	148.0	1.02
3	L17895-100c3r	259	190	1.37	173.0	184.3	0.94
4	L17895-150c3r	230	175	1.31	160.1	159.6	1.00

表 3.3.1 全塑性せん断耐力と弾性剛性の比較









(2章の No.12: C17588-100c3, No.28: CL17895-150c3)

字は,載荷方向と回転回数を示し,以降の結果ではこれと同様に表現する.なお,図 3.3.4 に比較 対象とし,2章の1方向に対する試験体の実験結果を示す.2方向載荷した試験体でも載荷方向と 回転順番と関わらず1方向載荷した試験体と同様に安定した紡錘形の履歴性状を示し,いずれも3 サイクル程度で安定した履歴性状となる.

表 3.3.2 に破壊形式及び破断の時点を,写真 3.3.1 に試験体の破壊形式の例を示す.但し,それ ぞれの時点は目視で観察した時点である.破壊形式は以下のようになり,全ての試験体が同じであ る.

鋼管端部溶接止端部の曲げ側にき裂が発生し、き裂の進展により板厚方向に貫通(表 3.3.2 中の C). これは、2章の1方向載荷重した試験体の破壊形式と同じである(表 2.4.2 の No.12, 16, 24, 28 試験体).但し、2方向載荷した試験体は載荷方向が変化することによりき裂の位置が移動する.表 3.3.2 には曲げ側とせん断側に区別して表記し、曲げ側とせん断側の定義は表の右の参考図のとおりとする.

No	封脸休夕	載荷方向と	破壞	P	2.C	P	P.P	DO	
INO.	武殿 平石	回転回数	形式	曲げ側	せん断側	曲げ側	せん断側	P. $Q_{\rm max90\%}$	
		0°1回目		25Cycle	-	-	-	-	
1	C17588-	90°1回目		5Cycle	0Cycle	-	-	-	
	100c3r	0°2回目				22cycle	-	-	
		90°2回目	1				0Cycle	7Cycle	
		0°1回目		-	-	_	-	_	
		90°1回目	1	16Cycle	-	_	-	_	
	CL17895	0°2回目		1Cycle	0Cycle	_	-	-	
	100c3r	90°2回目				-	-	-	
		0°3回目]			-	-	-	
		90°3回目				20Cycle	-	9Cycle	載荷方向
	G = F = 0.0	0°1回目		25Cycle		-	-	_	
3	C17588-	90°1回目] C	10Cycle	0Cycle	30Cycle		-	
	150051	0°2回目]			12Cycle	0Cycle	14Cycle	
		0°1回目		-	-	-	-	-	A second se
	CL17895	90°1回目		10Cycle	-	-	-	-	
	150c3r	0°2回目]	1Cycle	0Cycle	25Cycle	-	-	
		90°2回目]			5Cycle	0Cycle	11Cycle	<参考図

溶接余盛り

ん断側

表 3.3.2 破壊形式及び破断の時点

曲げ側,せん断側:右の参考図を参照

C:円形鋼管の溶接止端部にき裂が発生する場合

P.C:鋼管溶接止端部にき裂が発生した時点

P.P: P.Cの部位にき裂が進展して、板厚方向にき裂が貫通した時点

P.Q_{max90%}:耐力が最大耐力の90%まで低下した時点



写真 3.3.1 破壊形式 (No.4: CL17895-150c3r)

図 3.3.3 中の△及び▽印で表す現象は 2 章と同様に図 2.4.2 に示すように貫通されたき裂がき裂 断面に接触され、支圧状態になることより、耐力が上昇する現象である.

3.3.2 耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係

図 3.3.5~図 3.3.7 に試験体の耐力上昇並びに耐力劣化の状況の例を示す. 図の縦軸に各サイクル の最大せん断力 $_iQ_{max}$ を全塑性せん断耐力の実験値 $_eQ_p$ で除した比(耐力上昇率),横軸には平均せ ん断変形角γより算出した累積塑性せん断変形角 $\Sigma\gamma_p$ の関係を示す. なお、 $\Sigma\gamma_p$ は正側と負側のルー プをそれぞれ算出し、図中の縦軸の正側と負側に示す. また、 $\Sigma\gamma_p$ を0°方向と90°方向の載荷方向 に区別し、載荷順番に累積して示す. 図中、×印は、鋼管端部の溶接止端部(曲げ側)にき裂が発 生した時点、◇印は溶接止端部(曲げ側)のき裂が進展して、板厚方向に貫通した時点、○印は溶 接止端部(せん断側)のき裂が進展して、板厚方向に貫通した時点を示し、以上の3つは目視より 確認された時点である。

○ アスペクト比の影響

図 3.3.5 にアスペクト比 h/Dの影響を示す.図 3.3.5 (a) が載荷方向 0°(180°)の場合,図 3.3.5 (b) が載荷方向 90°の場合である。鋼管種 LY225 の試験体では、耐力上昇率は 1.62~1.64 程度で あり, h/D=1.00 試験体(C17588-100c3r)より h/D=1.50 試験体(C17588-150c3r)の方が溶 接止端部のき裂貫通と耐力劣化が早くなる。これは、2章と同様にアスペクト比が大きくなると図 2.3.1の崩壊機構での曲げ降伏領域に生じる変形が大きくなり、き裂の発生が起こりやすくなるた めであると考えられる.



〇 鋼管種の影響

図 3.3.6 に鋼管種の影響を示す.図 3.3.6 の(a)が載荷方向 0°の場合,図 3.3.6 (b) が載荷方向 90°の場合である。耐力上昇率は鋼管種 LY100の試験体(CL17895-150c3r)では 2.83 程度, 鋼管 種 LY225 の試験体(C17588-150c3r)では 1.64 程度である。耐力が最大耐力の 90%まで低下した 時点での累積塑性変形角Σ γp はそれぞれ 1.51, 1.82 程度で、鋼管種 LY100 の方が若干大きい.



○ 1方向との比較

図3.3.7に2方向載荷した試験体と2章の1方向載荷した試験体の比較を示す.図3.3.7の(a)が載 荷方向0°の場合,図3.3.7(b)が載荷方向90°の場合であり,それぞれを一方向載荷した試験体と比 較する.2方向載荷した鋼管種LY100,h/D=1.50の試験体では,耐力上昇率は2.67~2.83程度であ り,いずれも溶接止端部のき裂によって耐力が劣化する.耐力が最大耐力の90%まで低下した時点 または載荷終了時での累積塑性せん断変形角 $\Sigma\gamma_p$ は,1方向載荷した試験体では5.58程度,2方向載 荷した試験体では0°方向と90°の場合,それぞれ2.67,2.45程度となり,1方向載荷した試験体の半 分程度の $\Sigma\gamma_p$ を有することが確認できる.

表 3.4.5 に 1 方向と 2 方向載荷した試験体の Qが Q_{max} の 90%まで低下した時点での $\Sigma_{\gamma p}$ を示す. 但し,表中の $\Sigma_{\gamma p1}$ は 1 方向載荷した試験体の正側と負側のループのうち,いずれかの側で Qが Q_{max} の 90%まで低下した時点での累積値を表す.また、 $\Sigma_{\gamma p0}$ 。と $\Sigma_{\gamma p00}$ と2 方向載荷した試験体の 0°方向 と 90°方向に対して,正側と負側のループのうち,いずれかの側で Qが Q_{max} の 90%まで低下した 時点での累積値,または載荷終了時までの累積値である.表中の↑印は繰返し載荷回数を 100 サイ クルに上限とした試験体であり、載荷終了時まで耐力劣化せず、それ以上の変形性能を有すること を示し、↓はその試験体に対する $\Sigma_{\gamma p2}$ と $\Sigma_{\gamma p1}$ の比でそれ以下の値になることを示す.2方向載荷重 した試験体の 0°方向、90°方向と 1方向載荷した試験体の累積塑性せん断変形角の比 $\Sigma_{\gamma p0}$ / $\Sigma_{\gamma p1}$ と



図 3.3.7 1方向載荷した試験体との比較

表 3.3.3	累積塑性せん	、断変形角の	比較
---------	--------	--------	----

1	方向載荷した試験	[体(2章)		2方向載荷	「した試験体				
No.	試験体名	$\Sigma \gamma_{p1}$	No.	試験体名	$\Sigma \gamma_{p \ 0^{\circ}}$	$\Sigma \gamma_{p \ 90^{\circ}}$	$\Sigma \gamma_{p 0} \circ / \Sigma \gamma_{p 1}$	$\Sigma \gamma_{p90}$ °/ $\Sigma \gamma_{p1}$	
12	C17588-100c3	$10.9\uparrow$	1	C17588-100c3r	6.6	3.9	$0.62 \downarrow$	$0.36\downarrow$	
16	C17588-150c3	8.0	2	C17588-150c3r	4.6	3.3	0.57	0.41	
24	CL17895-100c3	13.1	3	$\rm CL17895\text{-}100c3r$	9.9	7.7	0.76	0.59	
28	CL17895-150c3	11.1	4	CL17895-150c3r	6.5	4.5	0.59	0.40	

 $\Sigma \gamma_{p1}$: 1方向載荷した試験体の正側と負側のループのうち、いずれかの側でQが Q_{max} の90%まで低下した時点での 累積塑性せん断変形角

 $\Sigma \gamma_{p0^{\circ}}$: 2方向載荷した試験体の載荷方向0°に対して正側と負側のループのうち、いずれかの側でQが Q_{max} の90% まで低下した時点での累積塑性せん断変形角の合計、または載荷終了時までの累積塑性せん断変形角の合計

 $\Sigma_{\gamma_{p90}}$: 2方向載荷した試験体の載荷方向90°に対して正側と負側のループのうち、いずれかの側でQが Q_{max} の90% まで低下した時点での累積塑性せん断変形角の合計、または載荷終了時までの累積塑性せん断変形角の合計 $\Sigma \gamma_{p90^{\circ}} / \Sigma \gamma_{p1}$ はそれぞれ 0.57~0.76, 0.36~0.59 となる.

3.3.3 累積塑性変形倍率

表 3.3.4 と図 3.3.8 に(2.4.3)式と(2.4.4)式を用いて算定した累積塑性変形倍率を示す. 但し、 η_{r} とは η_{E} はそれぞれせん断変形角 γ とエネルギー吸収量を用いて算定する方法である. 但し、表と図中の η_{r1} は 1 方向載荷した試験体の正側と負側のループのうち、いずれかの側に Qが Q_{max} の 90% まで低下した時点での累積値であり、 η_{r0} と η_{r90} は 2 方向載荷した試験体の 0°方向と 90°方向に対して正側と負側のループのうち、いずれかの側に載荷終了時または Qが Q_{max} の 90%まで低下した時点での累積値である. また、表中の↑印は繰返し載荷回数を 100 サイクルに上限とした試験体であり、載荷終了時まで耐力劣化せず、それ以上の変形性能を有することを示し、↓はその試験体に対する η_{r0} と η_{r90} の比でそれ以下の値になることを示す. また、図中の黒色は 1 方向載荷した試験体に対する η_{r0} が 1788、 η_{r90} が 1278 以上の値を有し、 η_{E0} が 4665、 η_{E90} が 3424 以上の値を有することが確認できる. また、2 方向載荷重した試験体の 0°方向、90°方向と 1 方向載荷した試験体の累積塑性変形倍率の比 η_{r0} / η_{r1} と η_{r90} / η_{r1} はそれぞれ 0.41~0.57、0.32~0.37 となり、 η_{E0} / η_{E1} と η_{E90} / η_{E1} はそれぞれ 0.28~0.57、0.22~0.33 となる.

表 3.3.4 累積塑性変形倍率

				-			-	
1方	「向載荷した試験体	、(2章)		2方向載荷した				
	試験体名	$\eta_{ m r1}$		試験体名	$\eta_{ m y0}$ °	$\eta_{\gamma90}$ °	$\eta_{ m y0^\circ}$ / $\eta_{ m y1}$	$\eta_{ m y90^o}$ / $\eta_{ m y1}$
12	C17588-100c3	$5435\uparrow$	1	C17588-100c3r	3074	1803	$0.57 \downarrow$	0.33↓
16	C17588-150c3	3945	2	C17588-150c3r	1788	1278	0.45	0.32
24	CL17895-100c3	16067	3	CL17895-100c3r	6620	5161	0.41	0.32
28	CL17895-150c3	8115	4	CL17895-150c3r	4240	2994	0.52	0.37

(a) せん断変形角γを用いた累積塑性変形倍率ηγ

 $\eta_{\gamma 1}$: 1方向載荷した試験体のQが Q_{\max} の90%まで低下した時点での(2.4.3)式で算定した累積塑性 変形倍率

η₇₀: 2方向載荷した試験体の載荷方向0°に対する載荷終了時またはQがQ_{max}の90%まで低下した時点での(2.4.3)式で算定した累積塑性変形倍率

η₇₉₀・: 2方向載荷した試験体の載荷方向90°に対する載荷終了時またはQがQ_{max}の90%まで低下 した時点での(2.4.3)式で算定した累積塑性変形倍率

1方	「向載荷した試験体	5(2章)		2方向載荷した	と試験体			
No.	試験体名	η_{E1}	No.	試験体名	η_{E0°	η_{E90} °	η_{E0° / η_{E1}	η_{E90° / η_{E1}
12	C17588-100c3	$16174\uparrow$	1	C17588-100c3r	7688	4441	$0.57 \downarrow$	0.33↓
16	C17588-150c3	11665	2	C17588-150c3r	4665	3424	0.40	0.29
24	CL17895-100c3	98181	3	CL17895-100c3r	27037	21265	0.28	0.22
28	CL17895-150c3	38917	4	CL17895-150c3r	16017	11533	0.41	0.30

(b) エネルギー吸収量を用いた累積塑性変形倍率ηE

η_{E1}:1方向載荷した試験体のQがQ_{max}の90%まで低下した時点での(2.4.4)式で算定した累積塑 変形倍率

η_{E0°}: 2方向載荷した試験体の載荷方向0°に対する載荷終了時またはQがQ_{max}の90%まで低下した時点での(2.4.4)式で算定した累積塑性変形倍率

η_{E 90°}: 2方向載荷した試験体の載荷方向90°に対する載荷終了時またはQがQ_{max}の90%まで低した時点での(2.4.4)式で算定した累積塑性変形倍率



以上では、円形鋼管ダンパーのアスペクト比・鋼管種をパラメータとし、2方向載荷を想定した 繰返し載荷実験を行った。但し、この載荷条件は図2.3.1に示す円形鋼管ダンパーの崩壊機構を考え ると多方向に対して厳しい載荷条件であり、変形性能に対して安全側の評価であると考えられる。

3.4 結

本章では、円形鋼管ダンパーは円形の断面形状から外力に対する方向性がないという特徴があ り、架構内と構面外で任意方向へ変位が生じる部位の利用が期待される。そのため、任意方向に対 する円形鋼管ダンパーの力学性状把握することを目的とし、円形鋼管ダンパーのアスペクト比・鋼 管種をパラメータとし、2方向を想定した定常振幅繰返し載荷を行い、2章での1方向に対する場 合と力学性状を比較・検討した。これまでの検討結果から、以下の知見が得られた。

- 1) 載荷方向 0°, 90°のいずれに対しても1方向に載荷する場合と同様に安定した紡錘形の履歴性 状を示す.
- 2) 全塑性せん断耐力の実験値と計算値の比 *_eQ_p*/ *_cQ_p*は 0.10~1.37 であり,弾性剛性の比 *_eK*/ *_cK* は 0.94~1.09 である.
- 3) 試験体の破壊形式は、鋼管端部溶接止端部の曲げ側にき裂が発生し、き裂の進展により板厚 方向に貫通によるものである。
- 4) 2 方向載荷した試験体の耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係で累積塑性せん断変形角 を載荷方向0°方向と90°方向に区別し,載荷順番に累積するとアスペクト比が大きくなるほど 累積塑性せん断変形角が小さくなる.これは1方向の場合と同様にアスペクト比が大きくな るほど崩壊機構での曲げ降伏領域に生じる変形が大きくなり、き裂の発生が起こりやすくな るためであると考えられる.また、鋼管種LY225 試験体がLY100 試験体より耐力劣化の時 点が早くなる.
- 5) 2 方向載荷した試験体の 0°方向, 90°方向と 1 方向載荷した試験体の累積塑性せん断変形角の 比Σγ_{p0°} / Σγ_{p1} とΣγ_{p90°} / Σγ_{p1} はそれぞれ 0.57~0.76, 0.36~0.59 となる.

6) 2方向載荷した試験体はせん断変形角を用いて算定した累積塑性変形場率は0°と90°方向では それぞれ1788,1278以上の値を有する.また,エネルギー吸収量を用いて算定した累積塑性 変形倍率は0°と90°方向でそれぞれ4665,3424以上の値を有する.

参考文献

- 3.1) 西村勝尚, 福本義之, 和田 裕介: 連結制振構造を適用した超高層 RC 造建物の制振効果, 日本建築学会技術報告集, No.28, pp.417-422, 2008.10
- 3.2) 三宅卓也, 辻聖晃, 竹脇出:既存建物のオイルダンパー偏心連結による制振改修設計法, 日本建築学会近畿支部研究報告集, No.53, pp.133-136, 2013.5
- 3.3) 吉田聡, 軸丸久司, 西村京一郎: 免震層に大きな変形能力を付与した免震建物の構造設計,日本建築総合試験所機関誌, No.2, pp.4-13, 2014.04
- 3.4) 徳渕正毅,斉藤賢二,栗林博之,鈴木幹夫,的場真樹,松下剛史:積層ゴム支承、弾性滑り 支承およびオイルダンパーを用いた免震建物の設計例:免震装置の復元力特性のバラツキ によるねじれに対する検討,日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.699-700, 2001.07

4.1 序

本章では,間柱支持された円形鋼管ダンパーの弾性剛性,全塑性せん断耐力,変形性能などの力 学特性と円形鋼管ダンパーとダンパーを支持する間柱の相互関係を把握することを目的とし,せん 断加力実験及び FEM 解析を行い,その結果に対して考察する.また,全塑性せん断耐力,弾性剛 性,重量が円形鋼管ダンパーとほぼ同じ H 形せん断パネルダンパーの試験体を用意し,その力学特 性を比較・検討する.同時に,間柱支持されたダンパーと同じパラメータのダンパー単体の力学特 性に対して比較・検討を行う.

4.2 実験概要

4.2.1 試験体と設計方法

試験体形状を図 4.2.1 に,試験体一覧を表 4.2.1 に示す.ダンパーの断面形状は円形鋼管ダンパー と H 形せん断パネルの 2 種類である.円形鋼管ダンパーの鋼管種は LY225 と LY100 の 2 種類,断 面形状はそれぞれ ϕ 175×8.8, ϕ 177.8×9.5 である.アスペクト比 h/D は 1.5 であり,径厚比 D/tはそれぞれ 19.9, 18.7 である.また,H 形せん断パネルダンパーは,弾性剛性・全塑性せん断耐力・ 重量が鋼管種 LY225,アスペクト比 1.5,径厚比 19.9の円形鋼管ダンパーの場合とほぼ等しく設計 した,断面形状が H-263×90×9×12 のウェブに LY225,フランジに SN490B を使用した試験体であ る.ダンパーを支持する間柱には SN490B を使用し,断面形状が H-550×250×12×22 と H-750×300×16×25 の 2 種類を使用する.ダンパーと間柱は,接合プレートを介して接合され,試 験体の上・下端にはエンドプレートを接合する.この試験体はエンドプレート厚さを含めて全長が 2500mm,ダンパー部の高さが 263mm である.各々の部位に対する溶接接合状態は図 4.2.1 を参







図 4.2.1 試験体図

照する.

間柱は、以下の条件を満たすように設計する.

・円形鋼管ダンパーの鋼管種 LY225 の場合(No.1, 2),層間変形角 Rが 1/1000, 1/500 程度でダンパーが全塑性せん断耐力に達するように間柱の弾性剛性を設定する.鋼管種 LY100 の場合(No.3, 4)は,鋼管種 LY225 の場合と同じ間柱断面とする.また,H形せん断パネルダンパー(No.5)の場合は,No.1の試験体が比較対象となり,No.1と同じ間柱断面とする.

					ダン	パー(の諸量				間柱の諸量		
No	試驗休夕			円形鋼管ダンパー							同正沙阳王		
110.	中心现代中华 11	鋼管種	D		t		D/3	t	h	h/D	断面形状	I	Z
		Ma LI E	(mm	ı)	(mm)	<i>D</i> / 1	2.1				SC ¹ X	$sc \mathbf{Z}_X$
1	S-C17588-1501ci	I V 995	175	0	8.8		10.0				H-750×300×16×25	24.6	6.57
2	S-C17588-1502ci	L1220	175.	0			10.0		962 0	15	$H-550 \times 250 \times 12 \times 22$	9.06	3.29
3	S-CL17895-1501ci	I V100	177	0			18.7		205.0	1.5	H-750×300×16×25	24.6	6.57
4	S-CL17895-1502ci	L1100	111.	°	9.5		10.7				$H-550 \times 250 \times 12 \times 22$	9.06	3.29
				HĦ	彡せん圏	「パネ	ルダンパー	-					
No.	試験体名	パネル	hD	$_{h}t_{w}$	ht_f			$_{h}b$	h^{h}		間柱支持部の)諸量	
		鋼種	(mm)	(mm)	(mm)	(hD-)	$2_h t_f)/_h t_w$	(mm)	(mm)	$_{h}h/_{h}D$			
5	S-H26390-1001ci	LY225	263.0	9.0	12.0		26.6	90.0	263.0	1.0	H-750×300×16×25	24.6	6.57

表 4.2.1 試験体一覧

_{sc}I_x:間柱支持部の強軸に対する断面2次モーメント×10⁸(mm⁴),

sc A sc Z_x:間柱支持部の強軸に対する断面係数 ×10⁶(mm³)

S-CL17895-1501ci

載荷方法(ci:漸増載荷した後定常振幅繰返し載荷) 間柱の断面形状(1:H-750×30×16×25, 2:H-550×250×12×22) アスペクト比 h/D 及び _{<math>h$h/_{h}D$(100:1.00, 150:1.50) 円形鋼管ダンパー:鋼管厚 t(88:8.8, 95:9.5) mm H形せん断パネルダンパー:パネル厚_{<math>htw(90:9.0) mm円形鋼管:鋼管径 D(175:175, 178:177.8) mm H形せん断パネル:H形パネル幅_{$hD(263:263)$ mm 細管種のびパネル:400(1:12100) (1:1222)}</math>}</math>}
$m = 1200$ $(1 \cdot 1100)$, $m \in 1220$
 ダンパーの断面形状(C:円形断面 H:H形断面)
 間柱の有無(S:間柱支持)
Later - Later (m. Laters and)

・ダンパーの最大耐力時に間柱が降伏しない.

○ ダンパーの全塑性せん断耐力

円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの全塑性せん断耐力 $_{c}Q_{p}$ は 2 章の(2.3.4)式と (2.3.7)式を用いて算定する.

○ 試験体全体の弾性剛性の算定

図 4.2.2 にせん断力 Q が作用する試験体全体の変形状態を示す. ダンパーの弾性剛性 $_{dK_{c}}$ は, 2 章の(2.3.12)式を用いる. また,間柱の弾性剛性 $_{scK_{c}}$ は間柱の曲げ変形 $_{sc\delta_{b}}$ とせん断変形 $_{sc\delta_{s}}$ を考慮して次式となる.

$$Q = {}_{sc}K_c \cdot {}_{sc}\gamma \tag{4.2.1}$$

$${}_{sc}K_{c} = \left\{\frac{1}{{}_{sc}E \cdot {}_{sc}I_{x}}\left(\frac{H^{2}}{3} + \frac{H \cdot h}{4}\right) + \left(\frac{{}_{sc}A_{f} + {}_{sc}A_{w}/4}{{}_{sc}A_{f} + {}_{sc}A_{w}/6}\right) \cdot \frac{1}{{}_{sc}G \cdot {}_{sc}A_{w}}\right\}^{-1}$$
(4.2.2)

$$_{sc}\gamma = \frac{sc}{H}\delta/2$$
(4.2.3)

但し、式中の scE: 間柱のヤング係数、 scI_x : 間柱の強軸に対する断面 2 次モーメント、scG: 間柱の せん断弾性係数、 scA_f 、 scA_w : 間柱の全フランジ、ウェブ断面積、H: 間柱の長さである。試験体 全体の弾性剛性 K_c はダンパーと上・下間柱の曲げ変形 δ_b とせん断変形 δ_s 、また、間柱の曲げ変 形によって生じる接合プレートの回転 $sc\theta_c$ による水平変位 $d\delta\theta$ を考慮して次式となる。

$$Q = K_c \cdot R \tag{4.2.4}$$

$$K_{c} = \left\{ \left(\frac{1}{_{d}K_{c}}h + \frac{1}{_{sc}K_{c}}2H + \frac{H^{3} + H \cdot h^{2}}{2_{sc}E \cdot _{sc}I_{x}} \right) \cdot \left(\frac{1}{2H + h} \right) \right\}^{-1}$$
(4.2.5)

$$R = \frac{\delta}{2H + h} \tag{4.2.6}$$

但し, H 形せん断パネルダンパーの場合は, 式中の h の代わりに H 形せん断パネルダンパーの高 さ h を代入して算定する.

図 4.2.3 に円形鋼管ダンパー(鋼管種:LY225, h/D: 1.5, D/t: 19.9)が全塑性せん断耐力 $_{c}Q_{p}$ に達するときの層間変形角 $_{d}R_{p}$ と, 間柱の弾性剛性 $_{sc}K_{c}$ とダンパーの弾性剛性 $_{d}K_{c}$ の比の関係を示す.



図 4.2.2 荷重条件と変形状態



図 4.2.3 ダンパー全塑性せん断耐力 _cQ_p時の層間変形角 _dR_pと 間柱の弾性剛性 _{sc}K_cとダンパーの弾性剛性 _dK_cの比の関係 (円形鋼管ダンパーの鋼管種:LY225, h/D:1.5, D/t:19.9)

図中のプロットは,間柱に外法一定 H 形鋼を使用した結果である.設計条件より *dRp*が 0.002rad と 0.001rad 近傍の H 形鋼の断面を選定する.結果として選定した間柱の断面は,それぞれ H-550×250×12×22, H-750×300×16×25 である.

円形鋼管ダンパーの最大耐力 $_dQ_{max}$ は、2章の結果により、H 形せん断パネルダンパーと円形鋼 管ダンパーの鋼管種及びパネルの鋼種 LY225 では全塑性せん断耐力の2 倍程度、円形鋼管ダンパ ーの鋼管種 LY100 では全塑性せん断耐力の3 倍程度になることが確認されている. この結果に基 づいて、ダンパー最大耐力 $_dQ_{max}$ が間柱の降伏耐力 $_{sc}Q_{y}$ を超えないように次式を満足することを確 認する.

$${}_{d}Q_{\max} < {}_{sc}Q_{y} = \frac{{}_{sc}Z_{x} \cdot {}_{sc}\sigma_{y}}{H + h/2}$$

$$(4.2.7)$$

4.2.2 試験体の機械的性質

表 4.2.2 に円形鋼管,H 形せん断パネルと間柱の引張素材試験結果を示す.引張試験片には円形 鋼管は JIS 12B 号試験片,H 形せん断パネルと間柱には JIS 5 号試験片を用いる.円形鋼管の素材 は LY225 (断面形状: ϕ 175×8.8) と LY100 (断面形状: ϕ 177.8×9.5)の2種類であり,H 形せ ん断パネルの素材はウェブに LY225,フランジに SN490B を使用する.また,間柱の素材には SN490B を使用する.全ての供試体で試験片は3片ずつとし,計24片の引張試験を行う.表中の 値はそれぞれの平均値を示し,降伏応力度 σ_y は0.2% off-set 耐力を採用する.

×17 ++	动/ 44	:	名称	店田試験体	厚さ	σ_y	σ_u	破断伸び
四四	可见	鋼種	寸法	使用武鞅伴	(mm)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(%)
円形鋼管	田形瑠湾	LY225	φ175×8.8	No.1,2	9.5	217	330	49.2
ダンパー	1 1 1 1 1 2 2 四 日	LY100 Ø 177.8×9.5		No.3,4	10.1	103	246	68.0
H形せん断	パネル	LY225	PL-9	No.5	9.2	243	339	48.0
パネルダンパー	フランジ	SN490	PL-12	No.5	12.0	382	561	43.4
	ウェブ	SN490	PL-12	No.2,5	12.0	379	561	44.4
問柱	7.17	SN490	PL-16	No.1,3,5	15.9	374	548	45.8
1EQ/17	フランジ	SN490	PL-22	No.2,4	22.2	385	537	51.7
		SN490	PL-25	No.1,3,5	25.1	379	554	55.6

表 4.2.2 試験体の機械的性質

4.2.3 載荷方法

図 4.2.4 に測定変位及び測定位置を,図 4.2.5 に載荷装置を示す.試験体と載荷梁の間に PL-50× 700×1700 の鋼板を挿入し,試験体を載荷梁と基礎梁に固定する.試験体中央の高さに 2000kN ジ ャッキで水平力を加力する.また,試験体の左・右に設置された鉛直ジャッキにより載荷梁を水平 の状態になるように調節し,載荷梁の重量などによる軸力が試験体に入らないように制御する.

図 4.2.4 に示す試験体全体の層間変形角 *R*を測定し,載荷の制御変数とする.載荷方法は,いず れも層間変形角 *R*が 1/1000, 1/500, 1/250, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75 で各 2 サイクルの漸増載 荷した後,層せん断力 *Q*が最大耐力の 80%以下に低下するまで *R*が 1/50 で定常振幅繰返し載荷す る.



図 4.2.4 測定変位及び測定位置



図 4.2.5 載荷装置

4.3 実験結果及び考察

4.3.1 せん断力と平均せん断変形角の関係

表 4.3.1 に全塑性せん断耐力と弾性剛性に対する実験結果と計算結果の比較を示す.表中の記号 は、 $_eQ_p$:ダンパーの全塑性せん断耐力の実験値、 $_cQ_p$:(2.3.4)式と(2.3.7)式で算定したダンパーの 全塑性せん断耐力の計算値、 $_dK_e$:ダンパーに対する弾性剛性の実験値、 $_dK_c$:(2.3.12)式で算定した ダンパーに対する弾性剛性の計算値、 $_{sc}K_e$:間柱に対する弾性剛性の実験値、 $_{sc}K_c$:(4.2.2)式で算定 した間柱に対する弾性剛性の計算値、 K_e :試験体全体に対する弾性剛性の実験値、 $_{sc}K_c$:(4.2.5)式で 算定した試験体全体の弾性剛性の計算値である.ここで、 $_eQ_p$ は層せん断力 Qとダンパーの平均せ ん断変形角 $_{dY}$ 関係の 0.35% off-set 耐力値である.但し、鋼管種 LY100 の場合は、1 サイクル目の 正方向載荷の範囲内では 0.35% off-set 値が適用できないため、漸増載荷曲線から置換した骨格曲線 での 0.35% off-set 耐力値とする.また、それぞれの弾性剛性の実験値は $_eQ_p$ の 1/3 割線剛性である.

No.	試験体名	$_{e}Q_{p}$	${}_{c}Q_{p}$ (2.3.4),(2.3.7)式	${}_eQ_p/{}_cQ_p$	$_{d}K_{e}$	$_{d}K_{c}$ (2.3.7)式	$_{d}K_{e}/_{d}K_{c}$	$_{sc}K_{e}$	$_{sc}K_{c}$ (4.2.2)式	$_{sc}K_{e}$ / $_{sc}K_{c}$	K_{e}	<i>K</i> c (4.2.5)式	K_e / K_c
1	S-C17588-1501ci	357	949	1.04	171	149	1.16	335	458	0.73	317	355	0.89
2	S-C17588-1502ci	373	545	1.09	166	140	1.12	144	209	0.69	161	192	0.84
3	S-CL17895-1501ci	232	175	1.33	181	160	1.13	354	458	0.77	318	377	0.84
4	S-CL17895-1502ci	242	175	1.38	176	100	1.10	147	209	0.70	156	193	0.81
5	S-H26330-1001ci	327	334	0.98	176	146	1.21	378	458	0.83	344	394	0.87

表 4.3.1 全塑性せん断耐力と弾性剛性の比較

単位: $_eQ_p$, $_cQ_p$: kN, $_dK_e$, $_dK_c$, $_{sc}K_e$, $_{sc}K_c$, K_e , K_c : ×10³ (kN/rad)







図 4.3.2 せん断力 Q と平均せん断変形角 seyの関係(間柱)



全塑性せん断耐力の実験値と計算値の比 ${}_{e}Q_{p}/{}_{c}Q_{p}$ に対しては, 鋼種 LY225 では, 0.95~1.09 であり, 良い対応を示す. 一方, 鋼管種 LY100 では 1.29~1.38 となる. 2 章の結果より鋼管種 LY100 の場 合で,全塑性せん断耐力の実験値と計算値の比が 0.98~1.07 の範囲で良好な対応をすることが確 認されていることから,この差は,骨格曲線を用いて全塑性せん断耐力を算定したことに起因する と考えられる.

弾性剛性の実験値と計算値の比に対しては、ダンパーのみの $_{eKd/eKd}$ は 1.06~1.16 となる. 一方、 間柱の $_{seKe/seKe}$ が 0.69~0.83、試験体全体の $K_{e/Ke}$ は 0.81~0.89 となり、実験値が計算値より小 さくなる. この間柱と試験体全体に対する弾性剛性の差は、接合プレート及びエンドプレートの局 部的な面外変形の影響であり、後述する FEM 解析で考察する.

図 4.3.1~4.3.4 にせん断力と平均変形角の関係の例を示す. 図 4.3.1 が試験体全体に対するせん 断力 Qと層間変形角 Rの関係,図 4.3.2 が間柱に対するせん断力 Qと間柱の平均せん断変形角 $_{sc\gamma}$ の関係,図 4.3.3 がダンパーのみに対するせん断力 Qと平均せん断変形角 $_{d\gamma}$ の関係である. また, 図 4.3.4 に間柱に支持されたダンパーとの比較のため、間柱に支持されたダンパーと断面形状が同 様なダンパー単体試験体ダンパー単体に対するせん断力 Qと平均せん断変形角 $_{d\gamma}$ の関係を示す(2 章の No.15: C17588-150i, No.27: CL17895-150i, No.30: H26390-100i).

図 4.3.1, 図 4.3.3 よりいずれも安定した紡錘形の履歴性状を示す. 図 4.3.2 により,間柱ではいずれの試験体でも間柱の降伏耐力 scQyを下回り,載荷終了時まで間柱は塑性化しないことが確認で

表 4.3.2 破壊形式及び破め	fの時点
------------------	------

No.	試験体名	破壊 形式	P.O	P.C	P.P	P. <i>Q</i> _{max90%}
1	S-C17588-1501ci	S+C	$R = 1/50 \mathcal{O}1$ cycle	$R = 1/50 \mathcal{O}2$ cycle	$R = 1/50 \mathcal{O}3$ cycle	$R = 1/50 \mathcal{O}3$ cycle
2	S-C17588-1502ci	S+C	$R = 1/50 \mathcal{O}2$ cycle	$R = 1/50 \mathcal{O}1$ cycle	$R=1/50\mathcal{O}3\mathrm{cycle}$	$R = 1/50 \mathcal{O}5$ cycle
3	S-CL17895-1501ci	S+C	$R = 1/50 \mathcal{O}1$ cycle	$R = 1/50 \mathcal{O}1$ cycle	$R = 1/50 \mathcal{O}3$ cycle	$R = 1/50 \mathcal{O}3$ cycle
4	S-CL17895-1502ci	S+C	$R = 1/50 \mathcal{O}2$ cycle	$R = 1/50 \mathcal{O}3$ cycle	$R=1/50\mathcal{O}5\mathrm{cycle}$	$R = 1/50 \mathcal{O}5$ cycle
5	S-H26390-1001ci	$\mathrm{S+C}_{\mathrm{F}}$	$R = 1/50 \mathcal{O}1$ cycle	$R = 1/75 \mathcal{O}1$ cycle	$R = 1/50 \mathcal{O}1$ cycle	$R = 1/50 \mathcal{O}2$ cycle

S+C:鋼管中央部のせん断座屈と鋼管止端部にき裂が共に発生する場合.

S+C_F:パネル中央部にせん断座屈とフランジ端部にき裂が共に発生する場合

P.O:鋼管中央部及びパネル中央部に膨らみが発生した時点

P.C:鋼管止端部及びパネルとフランジ接合部にき裂が発生した時点,

P.P: P.Cの部位にき裂が進展して、板厚方向にき裂が貫通した時点

P.Q_{max90%}:耐力が最大耐力の90%まで低下した時点

R: 層間変形角(rad)



(a) S-C17588-1501ci



(b) S-H26390-1001ci写真 4.3.1 破壊形式

きる.他の試験体も同様である.また、以上の結果より、間柱に支持されたダンパーはダンパー部 で大きい変形及びエネルギーを吸収することが確認できる.表 4.3.2 に破壊形式及び破断の時点を、 写真 4.3.1 に試験体の破壊性状の例を示す.但し、それぞれの時点は目視で観察した時点である. 破壊形式は次のとおりである.

・ 円形鋼管ダンパー付間柱:
 鋼管中央部の面外変形と溶接止端部にき裂が板厚方向に貫通
 (表 4.3.2 中の S+C, 写真 4.3.1 (a))

H形せん断パネルダンパー付間柱:
 パネル中央部の面外変形とフランジ端部のき裂がウェブまで貫通
 (表 4.3.2 中の S+C_F, 写真 4.3.1 (b))

間柱支持された円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの破壊形式は単体の破壊形式と同様である.

4.3.2 耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係

図 4.3.5 に試験体の耐力上昇並びに耐力劣化の状況の例を示す. 図はダンパー部のせん断力 Qと 平均せん断変形角 $d\gamma$ の関係から,縦軸に各サイクルの最大せん断力 iQ_{max} を全塑性せん断耐力の実 験値 $_{e}Q_{p}$ で除した比 (耐力上昇率),横軸にはダンパー部の平均せん断変形角 $_{d\gamma}$ より算出した累積 塑性せん断変形角 $\Sigma_{d\gamma p}$ の関係を示す. なお、 $\Sigma_{d\gamma p}$ は正側と負側のループをそれぞれ算出し,図中の 縦軸の正側と負側に示す. 図中、×印は、鋼管端部及びフランジ端部の溶接止端部にき裂が発生し た時点、◇印はそのき裂が進展して、鋼管厚方向及びフランジの板厚方向に貫通した時点、△印は 鋼管中央部及びパネル中央部の面外方向に膨らみが発生した時点を示し、以上の3つの時点は目視 より確認された時点である.

○ ダンパーの断面形状の影響

図 4.3.5 にダンパー断面形状の影響を示す. 耐力上昇率は S-H26390-1001ci 試験体では最大 2.1 程度, S-C17588-1501ci 試験体では最大 2.0 程度であり,両者は同程度である. 耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での累積塑性変形角Σ_{dγp}(図中,矢印の所)はそれぞれ 1.54, 1.51 程度で, ダンパーの断面形状による変形性能の差は見られない.



〇 鋼管種の影響

図 4.3.6 に鋼管種の影響を示す. 耐力上昇率は S-CL17895-1501ci 試験体では最大 2.9 程度,



S-C17588-1501ci 試験体では最大 2.1 程度であり, 耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での累 積塑性変形角Σ_{dyp}はそれぞれ 1.51, 1.82 程度で, 鋼管種 LY100 の方が若干大きい.

支持部材の影響

図 4.3.7 にダンパーを支持する間柱の形状の影響を示す. 図中には比較対象として 2 章の No.27: CL17895-150ci 試験体を併記して示す。ダンパーの鋼管種 LY100 の場合では、耐力劣化の時点が CL17895-150ci 試験体が最も遅くなり、S-CL17895-1501ci の試験体が最も早くなる. これは、層 間変形角 Rを制御変数とし,それぞれ間柱の断面形状によって間柱の弾性変形が,S-L17895-1501ci の試験体が最も小さくなり、ダンパーに入力される振幅が大きくなるためである。つまり、ダンパ ーに入力される振幅によって、その振幅が大きくなるほど耐力劣化の時点が早くなる。また、耐力 上昇率は最大 2.7~2.9 程度であり、ダンパーに入力される振幅が大きいほど高くなる.



4.3.3 累積塑性変形倍率

表 4.3.3 と図 4.3.8 に (2.4.3) 式と(2.4.4) 式を用いて算定したダンパーの累積塑性変形倍率を示す.

No.	試験体名	η_{γ}	η_E
		(2.4.3)式	(2.4.4)式
1	S-C17588-1501ci	1521	10632
2	S-C17588-1502ci	1499	10741
3	S-CL17895-1501ci	2404	26216
4	S-CL17895-1502ci	2335	25812
5	S-H26390-1001ci	1866	13625

表 4.3.3 累積塑性変形倍率







但し、 η_r とは η_E はそれぞれせん断変形角 γ とエネルギー吸収量を用いて算定する方法であり、いず れも耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での値である.また、図中の黒色、灰色はそれぞれ円 形鋼管ダンパーの鋼管種 LY225 の場合と LY100 の場合であり、白色は H 形せん断パネルダンパ ーの場合を示す.間柱に支持されたダンパーは η_r が 1499 以上の値を有し、 η_E が 10632 以上の値 を有することが確認できる.また、円形鋼管ダンパーの場合、鋼管種 LY100 の場合が LY225 より η_r と η_E が2倍程度の値を有し、全塑性せん断耐力と弾性剛性がほぼ同じ S-C17588-150ci 試験体 と S-H26390-100ci の試験体は、S-H26390-100ci の試験体が若干高い η_r と η_E を有することが確認 できる.

4.3.4 疲労曲線

間柱に支持されたダンパーに対してせん断変形角片振幅 γ_t と半サイクル数 N_f に対して Manson-Coffin 則 ^{4.1), 4.2)}を用いて疲労寿命を予測し,鋼構造制振設計指針 ^{4.3), 4.4)}で示す H 形せん断パネルの 疲労寿命と比較検討する.但し, γ_t と半サイクル数 N_f の定義は 2 章と同じであり,試験体の定常振 幅繰返し載荷した領域(層間変形角 R = 1/50)のみを対象とする.この理由は,S-N 関係による疲 労寿命の予測は,一定振幅を用いることが一般的であるが,本節では,1)漸増載荷領域を除くこ とでより安全側で疲労寿命が予測できること,2)円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパー の疲労寿命を直接比較することを考慮するためである.

表 4.3.4 にせん断変形角片振幅_tと半サイクル数 N_fの値を示し,図 4.3.9 と図 4.3.10 に_tと N_f の関係を示す.試験体全体は層間変形角 Rを載荷の制御変数とするため,R=1/50の定常振幅では, ダンパーに作用する振幅の大きさが若干乱れている(図 4.3.3 参照).そのため,表と図中の_tに対 しては R=1/50 の時に対するダンパーのせん断変形角片振幅の平均値を用いる.また,図中には鋼 構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの疲労曲線の中で,変形性能が最も高い場合で ある基準化幅厚比が 0.150~0.165 の場合と 0.299~0.303 の場合の回帰式をそれぞれ破線と一点鎖 線で示す.但し,両者のデータの範囲は_tが 0.07 の以下であるが,本節でのパラメータと比較のた め,その線を_tが 0.16 まで直線で延長した(図中,灰色の破線と一点鎖線).

図 4.3.9 に円形鋼管ダンパーに対する γ_t - N_f 関係示す. 図中, 色塗りの試験体は間柱支持円形鋼 管ダンパーで□印が鋼管種 LY225 の試験体, △印が鋼管種 LY100 の試験体, ○印が 2 章の定常振 幅繰返し載荷した単体の試験体である(実験パラメータの範囲は,アスペクト比:1.00~1.50,径 厚比:14.8~26.9,鋼管種:LY100 と LY225,定常振幅:3%,5%,7%).間柱支持された円形鋼 管ダンパーと単体試験体に対して回帰分析すると次式が得られる.

 $\gamma_{\star} = 0.369 \cdot N_{\star}^{-0.463}$

(4.3.1)

但し, 層間係数 R は-0.970 である. (4.3.1)式を図 4.3.10 に実線で示す. γ.と N.はほぼ線形的な

No.	試験体名	γ_t (rad)	N_{f}
1	S-C17588-1501ci	0.152	5.0
2	S-C17588-1502ci	0.151	9.0
3	S-CL17895-1501ci	0.160	6.0
4	S-CL17895-1502ci	0.132	10.0
5	S-H26330-1001ci	0.165	4.0

表 4.3.4 せん断変形角片振幅 γt と半サイクル数 Nf



負の相関があり、円形鋼管ダンパーの疲労寿命は間柱支持有無によらず、間柱支持されても十分に 変形性能を発揮することが分かる.以上、円形鋼管ダンパーは、間柱支持有無によらず、鋼構造制 振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの内,変形性能が最も高い場合(基準化幅厚比:0.150 ~0.165, 0.299~0.303)と同程度の疲労寿命を有し、高い疲労寿命を有することを確認できる.

図 4.3.10 に H 形せん断パネルダンパーのγt-Nt 関係を示す. 図中の灰色の×印が間柱支持 H 形せん断パネルダンパー,黒色の×印が2章の H 形せん断パネルダンパー単体である.本章と2章の H 形せん断パネルダンパーの基準化幅厚比が 0.28 であり,鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの内,変形性能が最も高い場合(基準化幅厚比:0.150~0.165, 0.299~0.303)と同程度の疲労寿命を有することが確認できる.

4.4 FEM 解析

4.4.1 解析概要

本項では,前項の弾性剛性の実験値と計算値の相違に対する検討と構面外に作用する力を受ける 場合に対して検討するため,FEM 解析を実施する.使用するプログラムは,汎用有限要素プログ ラム MSC.Marc^{4.5)}である.

図 4.4.1~図 4.4.3 に解析モデルの概要を示す.解析対象は表 4.2.1 で示す No.1(S-C17588-1501ci) 試験体とし、単調載荷とする.解析モデルの該当部分には後述する部分を除き,Shell 要素を使用 する.試験体は、図 4.2.1 に示すように上・下エンドプレート、上・下間柱、円形鋼管ダンパー部、 接合プレートで構成される.

以下の3つの影響を検討するため、それぞれ FEM 解析モデルを設定する.

 (1) 接合プレートの影響(ケース 1,対象試験体: No.1 (S-C17588-1501ci)):
 図 4.4.1 に示すように接合プレートの性状を把握するため,接合プレートを剛としたモデル(以降,剛モデルと称する)と接合プレートを Solid 要素としたモデル(以降,再現モデルと称する)の2つの場合にモデル化して両者を比較する。境界条件は、下端部を固定端とし、上端



図 4.4.1 解析モデル概要(接合プレートの影響,ケース 1)

部は材軸方向(図中, z 方向)の変位を自由とし,他の変位と回転を拘束し,構面内方向(図中, x 方向)に強制変位を与える.

2 エンドプレートの影響(ケース 2,対象試験体: No.1 (S-C17588-1501ci)):
 図 4.4.2 に示すようにエンドプレートの性状を把握するため、エンドプレートを剛としたモデル(以降,剛モデルと称する)とエンドプレートを Solid 要素としたモデル(以降,再現モデルと称する)の 2 つの場合にモデル化して両者を比較する.但し、ケース 2 に対しては、解析時間の短縮のため 1/2 モデルとする.境界条件は、下端部を固定端、上端部は自由端とし、構面内方向(図中、x 方向)に強制変位を与える.但し、再現モデルは実験の条件に従い、下端エンドプレートと載荷梁と接合するボルト位置のみを拘束する.



図 4.4.2 解析モデル概要(エンドプレートの影響,ケース 2)

③ 構面外に作用する力の影響(ケース 3,対象試験体: No.1 (S-C17588-1501ci)) 構面外に作用する力の影響を把握するため、ケース 1 の剛モデルを用いる.境界条件を、下 端部を固定端とし、上端部は材軸方向(図中,z方向)の変位を自由とし、他の変位と回転を 拘束し、構面外方向(図中,y方向)に強制変位を与える。

解析に入力する材料特性は、いずれもヤング係数は 20,5000N/mm²、ポアソン比は 0.3 とし、そ れぞれの部位には表 4.2.2 に示す引張素材試験から得られた応力度-歪度の平均値を真応力度-真塑



図 4.4.3 解析モデル概要(構面外に作用する力の影響,ケース 3)

性歪度に置換して使用する.

4.4.2 接合プレートとエンドプレートの影響(ケース1とケース2)

表4.4.1 にケース1と2の解析から得られた弾性剛性 Kaと(4.2.5)式で算定した弾性剛性 Kc及び 実験結果から得られた弾性剛性 Keの比較を示す.ケース1では、剛モデルに対する弾性剛性の解 析値と計算値の比 Ka/Keが1.04、再現モデルに対する弾性剛性の解析値と実験値の比 Ka/Keが1.02 となり、弾性剛性に対して剛モデルは計算結果と再現モデルは実験結果と良い対応を示す.ケース 2 でも、同じ傾向を示す.図4.4.4 にケース1と2の再現モデルにおける接合プレートとエンドプ レートの変形状況を示す.但し、変形状況は、層間変形角 Rが0.0003radの時の変形状況を80倍 したものである.図のように、接合プレートとエンドプレートを再現したモデルでは、それらの局 部的な面外変形が発生することが確認できる.これによって弾性剛性の計算で考慮しない接合プレ ートとエンドプレートの局部的な面外変形が実験の際には発生し、弾性剛性の実験値が計算値より 低下したと考えられる.従って、間柱を介して架構内に設置されるダンパーを設計する時、接合プ

試験体:				ケー	-ス1			ケー	-ス2	
	No.1: S-C17588-1501ci		剛モ	デル	再現モデル		剛モデル		再現モデル	
	K_c	K_e	K_a	K_a/K_c	K_a	K_a/K_e	K_a	K_a/K_c	Ka	K_a/K_e
	355	317	368	1.04	323	1.02	389	1.10	323	1.02

表 4.4.1 解析結果と計算結果及び実験結果の比較(弾性剛性)

単位: K_c , K_e , K_a : ×10³(kN)



レートとエンドプレートの局部的な面外変形を考量して設計するか,もしくは,それらの面外変形 を無視できる寸法に設計するかのいずれかの考慮が必要となる.

4.4.3 構面外に作用する力の影響(ケース3)

本研究では、間柱支持された円形鋼管ダンパーが構面内の力を受ける場合を想定している.しか し、この場合でも、円形鋼管ダンパーには構面内方向と比較すると小さくなるものの、構面外方向 の力は作用する.本節では、その場合を想定し、図 4.4.3 に示すように間柱支持された円形鋼管ダ ンパーに構面外の力を層間変形角 *R* = 1/100 まで単調載荷する.ここで、接合プレートとエンドプ レートを剛モデルに設定した理由は、4.4.2 節の結果からダンパーに接合プレートとエンドプレー トの影響を抑制することにより、構面外方向の力に対してダンパーにせん断変形をより厳しい条件 で与えるためである.

図 4.4.5 に解析結果から得られたせん断力と平均せん断変形角の関係を示す. 図 4.4.5 (a) が試験体全体に対するせん断力 Qと層間変形角 Rの関係, 図 4.4.5 (b) がせん断力 Qと間柱の平均せん断変形角 $_{sc\gamma}$ の関係, 図 4.4.5 (c) がせん断力 Qとダンパーの平均せん断変形角 $_{d\gamma}$ の関係である. 図中, 灰色の実線と破線はそれぞれ解析結果から得られた弱軸に対する間柱の降伏耐力 $_{sc}Q_{y}$ 'と (2.3.4)式で算定した円形鋼管ダンパーの全塑性せん断耐力 $_{c}Q_{p}$ を示す. 図よりダンパーが全塑性状態になる前に層間変形角 R = 1/190 程度で間柱が先行降伏する. 間柱のダンパーと間柱の降伏状況



図 4.4.6 応力分布



図 4.4.7 ダンパーの平均せん断変形角 dy, 間柱の平均せん断変形角 scyと層間変形角 Rの関係

を図 4.4.6 に示す. 図は間柱降伏時 (R =1/190) と層間変形角 R =1/100 時の応力分布の状態を示 す. また, 図中の凡例は Von-mises の相当応力度を降伏応力度で無次元化したものである. 間柱降 伏時にはダンパーは弾性状態となり, 層間変形角 R = 1/100 時でもダンパーはほぼ弾性状態である ことが確認できる.

図 4.4.7 にダンパーの平均せん断変形角 $_{dY}$,間柱の平均せん断変形角 $_{scY}$ と層間変形角 Rの関係を示す. 層間変形角はダンパーより間柱の方で大きい変形が生じることが確認できる.また,層間変形角 R = 1/100時では,ダンパーに生じる平均せん断変形角 $_{dY}$ は 0.0033rad (0.8mm) 程度で微小量である.ここで,第3章で検証した2方向載荷に対する円形鋼管ダンパーの変形性能と後述する第5章での円形鋼管ダンパー付骨組の地震応答解析結果から,間柱支持されたダンパーが構面外の力を受けて層間変形角 R = 1/100 程度になった後,構面内の力を受けることになっても円形鋼管ダンパーの変形性能には十分な余裕があると考えられる.また,構面外の力が作用しても,間柱の端部が構面外方向に対して降伏するため,ダンパーの方には変形が集中できない状態となり,ほぼ構面内方向に対する挙動になると考えられる.

4.5 結

本章では,間柱に支持された円形鋼管ダンパーの設計法を提案し,弾性剛性,全塑性せん断耐力, 変形性能などの力学性状と円形鋼管ダンパーと間柱の相互関係を把握するため,せん断加力実験及 び単調載荷実験に対する FEM 解析を行った.これまでの検討結果から,以下の知見が得られた.

- 間柱に支持された円形鋼管ダンパーの履歴性状は安定した紡錘形の安定した履歴性状を示す。
- 2) 間柱に支持された円形鋼管ダンパーは間柱部では、最大耐力時でも弾性状態であり、ダンパーで大きい変形及びエネルギーを吸収することが確認できる。
- 3) 試験体の破壊形式は、円形鋼管ダンパーの場合には、鋼管中央部で面外変形が発生した後、 溶接止端部のき裂貫通することで耐力が劣化し、H 形せん断パネルダンパーはウェブ中央部 に面外変形が発生した後、フランジ端部でき裂が貫通することで耐力が劣化する.これはダ ンパー単体と同様な破壊形式となる.
- 同じパラメータの円形鋼管ダンパーは間柱の断面形状によって変形性能が異なる.これは、 間柱の弾性変形の差によって、ダンパーに入力される振幅が異なるためである.

- 5) 間柱支持された円形鋼管ダンパーの疲労寿命について Manson-Coffin 則を用いて(4.3.1)式の 疲労関係式を提示した.円形鋼管ダンパーは,鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネル ダンパーの内,変形性能が最も高い場合(基準化幅厚比:0.150~0.165, 0.299~0.303)と 同程度の疲労寿命を有し,間柱支持有無によらず,高い疲労寿命を有することを確認した.
- 6) 弾性剛性に対してせん断変形と曲げ変形及び接合プレートの回転を考慮して算定すると、およそ 15%程度で実験結果を過大評価し、その差は、計算で考量しなかったエンドプレートと接合プレートの局部的な面外変形によるものだと考えられる.そのため、設計時には、接合プレートとエンドプレートの影響を適切に考慮することが要される.
- 7) 間柱支持されたダンパーが構面外の力を受ける場合を想定した FEM 解析結果により,層間変形角 R=1/100 時に,間柱が先行降伏することにより間柱の方で大きい変形が生じ,ダンパーに生じる平均せん断変形角 dy は 0.0033rad 程度で小さい変形となる.

参考文献

- 4.1) S.S.Manson, T.J.Dolan: Thermal Stress and Low Cycle Fatigue, Journal of Applied Mechanics, vol.33, issue 4, pp.957, 1961.12
- 4.2) J.F.Tavernell, L.F.Coffin : Experimental Support for Generalized Equation Predicting Low Cycle Fatigue, Journal of Fluids Engineering, pp.533-537, 1962.12
- 4.3) 日本建築学会:鋼構造制振設計指針, 2014.11
- 4.4) 玉井宏章:せん断パネルダンパーの累積損傷度について、日本建築学会構造系論文集, No.707, pp.147-155, 2015.01
- 4.5) Msc.Marc User's Guide Version 2013.1, Msc Software Corporation LA, 2013.10

5.1 序

本章では、間柱支持低降伏点円形鋼管ダンパー付き骨組の設計方法の提示とその地震応答性状を 検討することを目的とする.図5.1.1に示すようにダンパー付き骨組は、主体骨組とダンパー系に分 けて考えられ、その骨組の地震応答はダンパー系の耐力と変形能力に左右される 5.0.特に、ダンパ ー系を構成するダンパー単体の解析モデルの精度によって骨組の動的な特性に対する再現性の精度 が異なる.そのため、ダンパー単体の履歴モデルは、実験結果の力学特性を適切に再現する必要が ある.本章では、2章の円形鋼管ダンパーのせん断加力実験から得られた結果に基づき、円形鋼管ダ ンパー付き骨組の地震応答解析を行うために必要となる繰返し履歴のモデルを構築する.また、構 築した履歴モデルを用いて間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組の地震応答解析を実施する.地震応 答解析結果より得られたダンパーの最大せん断変形角と累積せん断変形角の関係をダンパー単体の 疲労曲線と比較し、ダンパーの愛形性能を検証する.同時に、全塑性せん断耐力と弾性剛性が円形 鋼管ダンパーと同じH形せん断パネルダンパー付き骨組の場合と両者を比較・検討する.解析プロ グラムには、一般化ヒンジモデルによる非線形弾塑性解析プログラムCLAP.f 5.2)にダンパー用鋼材 のモデルを組み込んだ骨組解析プログラムである CLAPD.f を用いる.

5.2 円形鋼管ダンパーの履歴モデル

5.2.1 断面置換

CLAPD.f は平面解析用プログラムであり、円形鋼管ダンパーをせん断要素に置換する必要がある. せん断要素への置換方法としては、以下の手順に従う.

①せん断要素と円形鋼管ダンパーの弾性剛性を等しくする.

②せん断要素と円形鋼管ダンパーの全塑性せん断耐力を等しくする.

但し、円形鋼管ダンパーをせん断要素に置換する際、隣接する部材の寸法などに影響を与えないため、せん断要素の幅 $_pD$ と高さ $_ph$ は円形鋼管ダンパーの直径 D と高さ $_h$ と等しくする.

○弾性剛性

せん断力 Qが作用するせん断要素の変形状況を図 5.2.2 に示す. せん断要素の弾性剛性はせん断 変形 $p\delta_s$ を考慮して次式で算定する.





荷重条件と変形状態 (せん断変形のみ)

図 5.2.1 せん断要素の断面形状と変形状態

$$Q = {}_{p}K \cdot {}_{p}\gamma_{s}, \qquad {}_{p}K = \left(\frac{1}{{}_{p}G \cdot {}_{p}A}\right)^{-1}$$
(5.2.1), (5.2.2)

但し, $_{p}A$: せん断要素の断面積, $_{p}G$: せん断要素のせん断弾性係数である. せん断要素の弾性剛 性が (2.3.12) 式の円形鋼管ダンパーの弾性剛性 $_{c}K$ と等しくするとせん断要素の断面積 $_{p}A$ は次式 で得られる.

$${}_{p}A = {}_{p}t \cdot {}_{p}D = \left(\frac{12E \cdot I \cdot A}{h^{2} \cdot G \cdot A + 24E \cdot I}\right)$$
(5.2.3)

但し、ptはせん要素の厚さ、pDはせん断要素の幅、hは円形鋼管高さ、Eは円形鋼管ダンパーの ヤング係数であり、円形鋼管の断面 2 次モーメント I、円形鋼管の断面積 A、円形鋼管のせん断弾 性係数 G (=pG) は次式で与えられる.

$$I = \frac{\pi}{8} \cdot t \cdot d^3 = \frac{1}{8} \cdot A \cdot d^2, \qquad A = \pi \cdot t \cdot d, \qquad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$
(5.2.4), (5.2.5), (5.2.6)

但し, *t*は円形鋼管厚, *d*は円形鋼管の板厚中心間距離, *v*はポアソン比である.(5.24)~(5.26) 式を(5.23)式に代入することで, せん断要素の厚さ *pt*は次式で得られる.

$$_{p}t = \frac{1.5\pi \cdot \left(\frac{d}{_{p}D}\right)}{\frac{1}{2\left(1+\nu\right)} \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^{2} + 3} \cdot t$$
(5.2.7)

但し,式中のせん断要素の幅_pDは円形鋼管ダンパーの直径 Dと同じである.

○全塑性せん断耐力

せん断要素の全塑性せん断耐力 pQp はせん断降伏のみを考慮することにより次式で表される.

$${}_{p}Q_{p} = {}_{p}t \cdot {}_{p}D \cdot {}_{p}\tau_{y}$$

$$(5.2.8)$$

但し、 $p\tau_y$ はせん断要素のせん断降伏応力度である. せん断要素の全塑性せん断耐力 pQ_p が(2.3.4) 式の円形鋼管ダンパーの全塑性せん断耐力 $_cQ_p$ と等しくすると $p\tau_y$ は次式で得られる.

$${}_{p}\tau_{y} = 2\sqrt{3} \cdot t \cdot \frac{d^{2}}{h \cdot {}_{p}D \cdot {}_{p}t} \cdot \sin\left(\frac{h}{\sqrt{3} \cdot d}\right) \cdot \tau_{y}$$
(5.2.9)

但し, τ_yは円形鋼管ダンパーのせん断降伏応力度である.

5.2.2 IKRO モデルの概要

4章の実験結果より円形鋼管ダンパーは隣接する部材よりも大きな歪振幅を受けるため、繰返し 載荷に伴う耐力上昇率(耐力に対する全塑性せん断耐力の比)が大きくなる.このような円形鋼管 ダンパーの耐力上昇は隣接する部材の塑性化や接合部の設計に影響を及ぼすため、その履歴挙動を 適切に表現する必要がある.

低降伏点鋼を用いたせん断パネルの履歴挙動を適切に表現できるモデルの一つとしてIKROモデ ルが知られている ^{5.3}. IKROモデルはRamberg-Osgoodモデルに等方硬化と移動硬化を導入したモ デルであり、以下ではIKROモデルについて説明する.

○Ramberg-Osgood モデル

図 5.2.2 に Ramberg-Osgood 型モデル ^{5.4)} (以下, RO モデルと称する)を示す. RO モデルは剛 性が次第に低下するような履歴のモデルに用いられる. また, RO モデルは Skeleton curve (以下, 骨格曲線と称する)と Hysteresis curve (以下, 履歴曲線と称する) 群で構成される. 骨格曲線は 次式で表される.

	$\begin{pmatrix} & & ^{\eta-1} \end{pmatrix}$	
$\frac{\varepsilon}{} = \frac{\sigma}{}$	$1 + \alpha = \frac{\sigma}{\alpha}$	(5.2.10)
$\varepsilon_{_0}$ $\sigma_{_0}$	$\left(\left \sigma_{_{0}} \right \right)$	

但し、 σ は応力度、 ϵ は歪度、 $\overline{\sigma_0}$ は降伏応力度、 $\overline{\epsilon_0}$ は降伏歪度である。また、式中の α と η は曲線 形状を指定するパラメータである。弾性剛性 Kを与えると $\overline{\sigma_0}$ と $\overline{\epsilon_0}$ の関係は次式で表される。

 $\overline{\sigma_0} = K \cdot \overline{\varepsilon_0} \tag{5.2.11}$

骨格曲線は次式で与えられる.

$$\frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{2\varepsilon_0} = \frac{\sigma - \sigma_0}{2\overline{\sigma_0}} \left(1 + \alpha \left| \frac{\sigma - \sigma_0}{2\overline{\sigma_0}} \right|^{\eta - 1} \right)$$
(5.2.12)

但し、のと£0は履歴曲線の原点座標を表す.原点は最後に荷重が反転した点であり、図中○で示す. 応力-歪関係は初期荷重時には骨格曲線上を移動し、除荷すると除荷点(図中のA点)を原点とし た履歴曲線上を移動する.履歴曲線と骨格曲線が交わる点(図中のB点)を超えてさらに負荷され る場合は骨格曲線上を移動する.



図5.2.2 Ramberg-Osgoodモデル

○IKRO モデル

図 5.2.3 に初期荷重状態を表す. 応力-歪関係は図中の骨格曲線上を移動する. この骨格曲線は (5.2.10)式で得られる. 初期降伏応力状態を $\overline{\sigma_0}$ で表す. また, $\overline{\sigma_0}$ と $-\overline{\sigma_0}$ の間を初期移動硬化領 域として定義する. 応力がこの領域内に留まる限り等方硬化は生じない. また, 除荷・再載荷する 場合も RO モデルで与えられる規則に従う. 履歴曲線は(5.2.12)式で与えられる.

応力が移動硬化領域の限界 $\overline{\sigma_0}$ を超え,座標 (ε_1 , σ_1)のA点に到達した状態を考える(図 5.2.4 参照). 初期降伏応力度 $\overline{\sigma_0}$ から応力増分 $\Delta \sigma_1$ は次式で得られる.

$$\Delta \sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_0 \tag{5.2.13}$$

応力増分 $\Delta \sigma_1$ の内,等方硬化によって生じた応力増分は $\beta \Delta \sigma_1$ であると仮定する.これに従い降伏応力度が $\overline{\sigma_0}$ から次式で与えられる $\overline{\sigma_1}$ へ変わる.

$$\sigma_1 = \sigma_0 + \beta \left| \Delta \sigma_1 \right| \tag{5.2.14}$$

対応する降伏歪度は $\overline{e_0}$ から $\overline{e_1}$ (= $\overline{o_1}$ /K)に変わる. したがって A 点から除荷したとこの履歴 曲線は次式で得られる.

$$\frac{\varepsilon - \varepsilon_1}{2\overline{\varepsilon_1}} = \frac{\sigma - \sigma_1}{2\overline{\sigma_0}} \left(1 + \alpha \left| \frac{\sigma - \sigma_1}{2\overline{\sigma_1}} \right|^{\eta - 1} \right)$$
(5.2.15)

RO モデルの規則にしたがうと,履歴曲線が骨格曲線に到達すると経路が変わり,それ以降の載 荷では骨格曲線上を移動する.この規則を IKRO モデルに導入するために新しい骨格曲線を定義す る.骨格曲線は履歴曲線と同じ形であり,大きさは半分になっていると仮定すると,新しい骨格曲 線は以下のような式で表せる.

$$\frac{\varepsilon - O_{\varepsilon_1}}{\overline{\varepsilon_1}} = \frac{\sigma - O_{\sigma_1}}{\overline{\sigma_1}} \left(1 + \alpha \left| \frac{\sigma - O_{\sigma_1}}{\overline{\sigma_1}} \right|^{\eta - 1} \right)$$
(5.2.16)

ここで (O_{ϵ_1} , O_{σ_1}) は新しい骨格曲線の原点の座標を表している。骨格曲線は A 点を通り,降伏 応力度が $\beta |\Delta \sigma_1|$ 大きくなっているので次式を得る.

$$O_{\sigma_1} = -\beta \cdot \Delta \sigma_1$$

(5.2.17)



図 5.2.3 IKRO モデルの初期骨格曲線

図 5.2.4 の B 点は負側の履歴曲線と骨格曲線の交点を示す. A, B 点は原点(*O*_{ε1}, *O*_{σ1})に関して 対称であるから, B 点の応力度は次式のようになる.

$$\sigma_{B} = 2O_{\sigma_{1}} - \sigma_{1} \tag{5.2.18}$$

履歴曲線の(5.2.15)式は B 点を通るので,(5.2.15)式のσに(5.2.18)式を代入すると B 点の歪度ε_Bが 得られる.

$$\varepsilon_{B} = \frac{\sigma_{B} - \sigma_{1}}{\sigma_{1}} \left(1 + \alpha \left| \frac{\sigma_{B} - \sigma_{1}}{2\sigma_{1}} \right|^{\eta-1} \right) \overline{\varepsilon_{1}} + \varepsilon_{1}$$
(5.2.19)

骨格曲線の(5.2.16)式は B 点を通るため(5.2.16)式に(5.2.17)~(5.2.19)式を代入して次式を得る.

$$O_{\varepsilon_1} = -\frac{\sigma_B - O_{\sigma_1}}{\overline{\sigma}_1} \left(1 + \alpha \left| \frac{\sigma_B - O_{\sigma_1}}{2\overline{\sigma}_1} \right|^{\eta_{-1}} \right) \overline{\varepsilon}_1 + \varepsilon_B$$
(5.2.20)

 O_{ϵ_1} と O_{σ_1} が(5.2.20)と(5.2.17)式で定義されると,新しい骨格曲線(5.2.16)式を特定することができる。同時に移動硬化領域は - σ_1 と σ_1 の間に拡大される(図 5.2.4のハッチ部)。応力が新しい移動硬化領域に留まる限り,(5.2.16)式の骨格曲線と(5.2.15)式の履歴曲線で構成される RO モデルとして挙動する(図 5.2.5参照)。応力が移動硬化領域を超えた後に除荷するときは,上記と同様の方法で新しい骨格曲線と履歴曲線を定義する。

以上を要約すると次のようにまとめられる.

• IKRO モデルは次の 5 つのパラメータで特定できる.

初期降伏応力度: $\overline{\sigma_0}$ 初期降伏歪度: $\overline{\epsilon_0}$ Ramberg–Osgood モデルを特定するパラメータ: α , η 等方硬化による応力増分の分担率: β

· 初期の骨格曲線・履歴曲線はそれぞれ(5.2.10)と(5.2.12)式で得られる.

- ・ 応力が移動硬化領域を超えない限り RO モデルに対して決められた規則を使うことができる.
- 応力が移動硬化領域を超えた後、除荷するにときだけ履歴曲線・骨格曲線・移動硬化領域を 定義し直す必要がある。



図 5.2.4 IKRO モデルの履歴・骨格曲線



図 5.2.5 応力が移動硬化領域に留まる場合

・ 新しい骨格曲線・履歴曲線はそれぞれ(5.2.16)と(5.2.15)式で得られる. これらの式に含まれる すべてのパラメータは収斂計算することなく決定できる.

図 5.2.6 に Ramberg–Osgood モデルを特定するパラメータ α と η ,等方硬化による応力増分の分 担率 β の影響を示す。図中の実線は1サイクル目までの履歴曲線を示し、破線は 2 サイクル目の履 歴曲線を示す。図より各パラメータの影響を以下に示す。

- ・ *α*が小さくなるほど,第1回目の折り曲がり点が高くなり(図 5.2.6 (a) の○の所),耐力上 昇が大きくなる.
- ・ ηが大きくなるほど、完全弾塑性型の履歴挙動に近い挙動となる.
- ・ *β*の大きさによらず,1サイクル目の正側の除荷までには同じ履歴挙動を示す.その後,負側 に載荷を続けると*β*が大きくなるほど耐力上昇が大きくなる.



 $\boxtimes 5.2.6$ IKRU (7)/(0)/(7) = 900

5.2.3 実験結果との比較

表 5.2.1 に解析対象となる単体試験体の一覧を示す.また,(5.2.7)式と(5.2.9)式で計算したせん

No. 試験体名	$t \begin{bmatrix} p \tau_y \\ (N/mm^2) \end{bmatrix}$
(mm) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm)	(N/mm ²)
	_
2 C13065-100i	
<u>3 C13065-100c3</u> <u>130.0</u> <u>130.0</u> <u>130.0</u> <u>130.0</u> <u>130.0</u> <u>1.00</u> <u>8.5</u> <u>15.</u>	177.5
4 C13065-100c7	
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	183.1
7 C13065-125c3	10011
<u>9 C13065-150i</u> <u>194.0 1.50</u> <u>194.0 1.50</u> <u>194.0 1.50</u>	189.1
11 C17588-100h	
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	177.5
13 C17388-100c5	
14 C17388-100c7 8.8 19.9	
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	100.0
16 C17588150c3 263.0 1.50 263.0 1.50 9.9 17.	189.3
18 C17365-10063 19 C17555-1005 10 C17555-1005	177.9
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	177.2
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	78.0
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	10.9
24 CU 17805-100c2	
25 CL 17805-100-5 LV100 177.8 175.0 0.98 57.7 177.8 175.0 0.98 12.4 14	78.8
26 CL17895-100c7	10.0
27 CL17895-1501 9.5 18.7	
28 CL17895-150c3 263.0 1.48 263.0 1.48 10.8 16	84.0
29 CL17895-150c7	0.110

表 5.2.1 解析対象とせん断要素の諸元

断要素の諸元を併記する.解析対象は、2章の円形鋼管ダンパーの中で単調載荷した試験体試験体 を除き、漸増載荷と定常振幅載荷した試験体とする.解析モデルの精度検証には、1)弾性剛性、2) 全塑性せん断耐力、3)耐力上昇、4)最大耐力に対して実験結果をよく追跡できるような IKRO モ デルの変数を決定する.試行錯誤により以下の IKRO モデルの変数を決定した.

鋼管種LY225: $\alpha = 0.50$, $\eta = 20.0$, $\beta = 0.63$

鋼管種LY100: $\alpha = 0.02$, $\eta = 20.0$, $\beta = 0.58$

表 5.5.2 に解析結果より得られた全塑性せん断耐力 ${}_{a}Q_{p}$,最大耐力 ${}_{a}Q_{max}$,弾性剛性 ${}_{a}K$ と実験結 果との比較を示す.但し、 ${}_{a}Q_{p}$ はせん断力 Qと平均せん断変形角 ${}_{y}$ 関係の 0.35% off-set 耐力値, ${}_{a}K$ は ${}_{a}Q_{p}$ の 1/3 の割線剛性である.全塑性せん断耐力の実験値と解析値の比 ${}_{e}Q_{p}/{}_{a}Q_{p}$ は,鋼管種 LY225 の場合 0.91~0.99 であり,鋼管種 LY100 の場合では,0.76~1.10 となる.最大耐力の比 ${}_{e}Q_{max}/{}_{a}Q_{max}$ は,鋼管種 LY225 の場合 1.01~1.18,鋼管種 LY100 の場合では 1.00~1.06 となる.また,弾性 剛性の比 ${}_{e}K/{}_{a}K$ は,鋼管種 LY225 の場合 0.95~1.31,鋼管種 LY100 の場合では 0.94~1.12 とな る.図 5.2.7 と図 5.2.8 に解析及び実験結果から得られたせん断力 Qとせん断変形角 ${}_{y}$ 関係の比較 の例を示す.それぞれの図の (a)が漸増載荷した試験体,(b)~(d)が 3%,5%,7%定常振幅 で載荷した試験体である.解析結果は実験結果と同様にずれも安定した紡錘形の履歴性状を示す. 鋼管種 LY225 の場合は,いずれの載荷でも全塑性せん断耐力の近傍,耐力上昇域,耐力が安定し た領域で実験結果とよく対応する.また,鋼管種 LY100 の場合は,全塑性せん断耐力の近傍と耐 力上昇域では実験結果と若干の差があるが,以降の耐力が安定した領域では,実験結果と良い対応 を示す.但し,全塑性せん断耐力近傍から耐力上昇域は全体の履歴挙動に比べて小さな領域であり, その差による累積エネルギー吸収量は小さいと考えられる.

一方,既往の研究でパネルの鋼種がLY225のH形せん断パネルダンパーを対象とし,IKROモ

No.	試験体	eQ_p (kN)	aQp (kN)	$_{e}Q_{p}/_{a}Q_{p}$	eQ _{max} (kN)	aQ _{max} (kN)	$_{e}Q_{\max}$ / $_{a}Q_{\max}$	$_{e}K$ ×10 ³ (kN/rad)	$_{a}K$ ×10 ³ (kN/rad)	$_{e}K/_{a}K$
2	C13065-100i	192		0.91	—	-	—	104.8		1.20
3	C13065-100c3	198	211	0.94	360	305	1.18	91.4		1.05
4	C13065-100c7	210		0.99	388	357	1.09	92.4	87.1	1.06
6	C13065-125i	193	206	0.94	-	-	—	92.1		1.06
7	C13065-125c3	194	206	0.94	308	305	1.01	82.7		0.95
9	C13065-150i	179	105	0.92	-	—	—	75.9	76.9	0.99
10	C13065-150c3	194	195	0.99	294	282	1.04	90.1	10.0	1.17
11	C17588-100i	367		0.97		-	—	188.2		1.18
12	C17588-100c3	359	970	0.95	575	562	1.02	178.4	160.0	1.11
13	C17588-100c5	370	310	0.98	635	614	1.03	195.1	160.0	1.22
14	C17588-100c7	369		0.97	694	654	1.06	188.6		1.18
15	C17588-150i	344		0.99	_	—	—	162.1		1.17
16	C17588-150c3	330	348	0.95	520	507	1.03	165.9	138.0	1.20
17	C17588-150c5	346	1	0.99	574	555	1.03	163.8		1.19
18	C17565-100c3	266		0.93	409	421	0.97	156.6		1.31
19	C17565-100c5	267	284	0.94	448	461	0.97	136.0	119.9	1.13
20	C17565-100c7	275		0.97	474	490	0.97	129.0		1.08
21	CL17812-100c3	216		0.77	631	633	1.00	214.8		0.99
22	CL17812-100c5	215	279	0.77	722	710	1.02	203.6	217.4	0.94
23	CL17812-100c7	211		0.76	781	771	1.01	207.8		0.96
24	CL17895-100c3	178		0.79	516	511	1.01	195.9		1.12
25	CL17895-100c5	190	225	0.84	588	574	1.02	181.7	175.2	1.04
26	CL17895-100c7	188		0.83	632	621	1.02	166.7		0.95
27	CL17895-150i	227		1.10	—	_	—	160.0		1.05
28	CL17895-150c3	225	207	1.09	480	465	1.03	156.7	152.7	1.03
29	CL17895-150c7	217		1.05	599	567	1.06	162.4		1.06

表 5.5.2 解析結果



デルとして、 α_h =2.31、 η_h =13.0、 β_h =0.7が提案され、実験結果と良い対応を示すことが確認さ れている ^{5.5)}. ここで、鋼管種 LY225の円形鋼管から置換したせん断要素の履歴性状について、本 章で提案する IKRO モデルのパラメータ(α =0.50、 η =20.0、 β =0.63)の場合と H 形せん断パ ネルの IKRO モデルの場合を比較する. 図 5.2.9 にせん断力 *Q* とせん断変形角 γ の関係の例を示す. H 形せん断パネルダンパーを対象とした IKRO モデルのパラメータの場合、本章で提案する IKRO モデルのパラメータの場合より全塑性せん断耐力近傍では耐力が小さくなり、以降耐力が安定する 領域まで両者はほぼ同じ履歴性状となるが、漸増載荷と定常振幅載荷では、振幅が大きくなるほど 耐力が大きくなることが確認できる. この結果は、鋼管種及びパネルの鋼種が LY225の全塑性せ ん断耐力と弾性剛性が等しい円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの履歴性状は前述し たようになることを表す.

5.3 地震応答解析概要

5.3.1 骨組の選定

ダンパー間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組の設計には文献 5.6) で示す設計方法を用いる.図 5.3.1 に設計の手順を示す.この設計の手順に従い,間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組の設計を 行う.但し, ⑪と⑫の項目のダンパーの変形性能については,次項の地震応答解析結果で確認する.



図 5.3.1 ダンパー付き骨組の設計手順

建物の層数 *N*, 各層の階高 *h_i*, 各層の重量 *w_i*, 最大層間変形角 *R_{maxi}*, 設計用加速度応答スペクトル *gC₀R_t*(*T*)を与える.

図5.3.2に対象の骨組の例を示す. 骨組は桁行き方向が12.0m, 6.0m, 12.0mの3スパン, 梁間方


向が6.0m, 6.0mの2スパンの鉄骨造建物の4層と8層骨組の2種類とする.また,梁間方向に対して 中央6.0mの構面を対象(図5.3.2の左の斜線)とする.また,該当構面に間柱支持型としてダンパ ーを配置することで,弾性剛性と耐力が調節できるようにする(図5.3.2右の黒色の所).各々間柱 端部と梁は高力ボルトで接合することとする.

基本となる設計条件は以下とする.

- ・ 地盤種別は第2種地盤とする (T_c=0.6sec.)
- ・ 固定荷重は 5.1kN/m², 骨組用と地震用積載荷重は 1.76kN/m², 0.78kN/m²とする.
- ・ 階高は、1層では4m、他の層では3.75mとする.
- ・ 柱・梁はFAランクを満たす部材を用いる.
- ・ 柱は角形鋼管,梁はH形断面とし,柱,梁,パネルの鋼種はSN490(降伏応力度 σ_y=325N/mm²)
 とする。
- ・ 柱は2層1節とする。ゆえに柱断面は2層ずつ一定である。
- ・ 柱脚部分に基礎梁を設ける.基礎梁は第1層の大梁の3倍の剛性を有する弾性体とする.
- ・ 各部材には実断面を割り付ける.
- ・ 円形鋼管ダンパーは鋼管種LY225, アスペクト比1.5, 径厚比19.9のものを使用する.
- 2次設計用標準ベースシヤー係数 C₀=1.0の時,等価1質点系の最大層間変形角R^{eq}_{max}を1/100とする.

以上の条件から算定した骨組の諸元を表 5.3.1 に示す。但し、表中の記号は N: 層数、 h_i : 各層の階高、 w_i : 各層の重量、 W_T : 総重量、 A_i : 層せん断力係数分布係数、 α_i : 基準化重量、 $\overline{Q_i}$: *i* 層の設計用層せん断力の基準値、 $\overline{M_i}$: *i* 層の層モーメントの基準値、 $\overline{M_{ovT}}$: 転倒モーメントの基準値であり、それぞれの算定式を以下に示す。

表 5.3.1 骨組の諸元

(a) 4 層骨組

N	h_i (m)	w_i (kN)	Σw_i (kN)	α_i	A_i	$\overline{Q_i}$ (kN)	\overline{M}_i (kN · m)
4	3.75	1058	1058	0.25	1.67	1773	6648
3	3.75	1058	2117	0.50	1.35	2863	10737
2	3.75	1058	3175	0.75	1.16	3671	13765
1	4.00	1058	4234	1.00	1.00	4234	16934

N	h_i (m)	w_i (kN)	Σw_i (kN)	α_i	A_i	$\overline{Q_i}$ (kN)	$\overline{M_i} (\mathrm{kN} \cdot \mathrm{m})$
8	3.75	1058	1058	0.13	2.32	2454	9201
7	3.75	1058	2117	0.25	1.85	3923	14711
6	3.75	1058	3175	0.38	1.61	5123	19210
5	3.75	1058	4234	0.50	1.45	6121	22953
4	3.75	1058	5292	0.63	1.31	6943	26037
3	3.75	1058	6350	0.75	1.20	7603	28513
2	3.75	1058	7409	0.88	1.09	8110	30412
1	4.00	1058	8467	1.00	1.00	8467	33869

(b) 8 層骨組

$$W_T = \sum_{i=1}^{N} W_i$$
(5.3.1)

$$\overline{Q_i} = A_i \cdot \sum_{j=i}^N W_j = A_i \cdot \alpha_i \cdot W_T, \quad \overline{M_i} = \overline{Q_i} \cdot h_i$$
(5.3.2), (5.3.3)

$$A_{i} = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_{i}}} - \alpha_{i}\right) \cdot \frac{2T}{1 + 3T}, \quad \alpha_{i} = \frac{\sum_{j=i}^{N} W_{j}}{W_{T}}$$

$$(5.3.4), \quad (5.3.5)$$

$$\overline{M_{OVT}} = \sum_{i=1}^{N} \overline{M_i}$$
(5.3.6)

但し、(5.3.4)式中のTは設計用一次固有周期である。

② 等価 1 質点系に対するダンパー系と主体骨組の弾性剛性比 k^{eq} , ダンパー系の耐力分担率 β^{eq} , ダンパー系の最大塑性率 μ_D^{eq} , トリガーレベル係数 ψ^{eq} , ダンパー系の弾性限変形角 R_{Dv}^{eq} , 最大変形角 R_{max}^{eq} , 高さ H^{eq} を仮定する.

ダンパー付き骨組に対する多質点系を図 5.3.3 に示すように等価1質点系に置換する。等価1質 点系は、図 5.1.1 に示すような主体骨組とダンパー系に構成されたものである。等価1質点系への 置換にあたって用いる仮定は、以下である。

- ・ 多質点系の最大せん断応答の分布は、(5.3.2)式の設計用層せん断力分布 Q_i で近似できる.
- ・ 設計用地震荷重を比例荷重にしたときの多質点系の転倒モーメント *Movr* と有効構造回転角 *R*_{EF}関係を,等価1質点系の層モーメント *M*と層間変形角 *R*関係とみなす.
- ・ 等価1質点系の重量および固有周期は、多質点系の全重量および基本固有周期と等しい.
- ・ 多質点系の基本固有周期は、設計用地震荷重を比例した時の弾性変形分布に等しい.



図 5.3.3 等価 1 質点系への置換(ダンパー付き骨組)

図 5.3.4 (a) に 1 質点系に置換される多質点系の i 層の層せん断力 Q_i と層間変形 δ_i の関係を示す. 図中の C_B はベースシヤー係数, $C_B \overline{Q_i}$ は設計用層せん断力で,次式で求める.

 $C_{B} \cdot \overline{Q_{i}} = C_{B} \cdot A_{i} \cdot \alpha_{i} \cdot W_{T}$

(5.3.7)

同図の R_{Dyi} はダンパー系の弾性限層間変形角, β_i はダンパー系の層せん断力分担率, μ_{di} はダンパー系の最大塑性率, ψ_i はトリガー係数でそれぞれ i 層に関する量であり,ダンパー系と主体骨組の弾性剛性比を k_i とするとそれぞれのパラメータは次の関係となる.



図 5.3.4 多質点系の復元力特性

図 5.3.5 等価1質点系の復元力特性

(5.3.12), (5.3.13)

$$\beta_{i} = \frac{k_{i}}{k_{i} + \mu_{Di}}, \quad k_{i} = \frac{\beta_{i} \cdot \mu_{Di}}{1 - \beta_{i}}$$

$$\mu_{Di} = \frac{k_{i} \left(1 - \beta_{i}\right)}{\beta_{i}}, \quad \psi_{i} = \left(1 + \frac{1}{k_{i}}\right) \cdot \beta_{i}$$
(5.3.10), (5.3.11)

図 5.3.4(b)に多質点系の i 層の層モーメント Mi と層間変形角 Riの関係を示す. この図は図 5.3.4 (a) の多質点系の Q_i - δ_i 関係を次式で置き換えたものである.

$$M_i = Q_i \cdot h_i, \quad M_i = Q_i \cdot h_i$$

但し、Miは i 層のモーメント、Qiは i 層のメーメントである。この多質点系の Mi-Ri関係を次式で 多質点系の転倒モーメント Movrと有効構造回転角 R^{EF}関係に置き換え,これが図 5.3.5(a)等価

$$M_{OVT} = \sum_{i=1}^{N} M_{i} \cdot dR_{i}$$
(5.3.14)

但し、dR^{EF}は有効構造回転角であり、層モーメント Miを重み関数とする層間変形角増分 dRiの平 均値である。等価1質点系の Movr と-REF 関係より図 5.3.5 (b) で示す等価1質点系のせん断力 Q と δ 関係に置き換える. 図中の β^{eq} は等価1質点系のダンパー系の耐力分担率, R_{Dv}^{eq} はダンパー系の 弾性限層間変形角, μ^{eq}は等価 1 質点系のダンパー系の最大塑性率, ψ^{eq}は等価 1 質点系のトリガ ーレベル係数である.また、1質点系のダンパー系と主体骨組の弾性剛性比を keq とする. keq, βeq, μ_D^{eq} , ψ^{eq} , $R_{D\nu}^{eq}$ は, 多質点系に対する全層の k_i , β_i , μ_{Di} , ψ_i , R_{Dyi} の重み付き平均値となり, 2つの 値を決めれば、他は自動的に決定される.ちなみに以下となる.

$$\beta^{eq} = \frac{k^{eq}}{k^{eq} + \mu_D^{eq}} = \frac{\psi^{eq} \cdot \mu_D^{eq} - 1}{\mu_D^{eq} - 1}, \quad k^{eq} = \frac{\beta^{eq} \cdot \mu_D^{eq}}{1 - \beta^{eq}} = \frac{\psi^{eq} \cdot \mu_D^{eq} - 1}{1 - \psi^{eq}}$$
(5.3.16)

$$\mu_{D}^{eq} = \frac{k_{eq} \left(1 - \beta_{eq}\right)}{\beta_{eq}} = \frac{R_{\max}^{eq}}{R_{Dy}^{eq}}, \quad \psi^{eq} = \left(1 + \frac{1}{k^{eq}}\right) \cdot \beta^{eq}$$
(5.3.17), (5.3.18)

$$R_{Dy}^{eq} = \frac{R_{\max}^{eq}}{\mu_{D}^{eq}}$$
(5.3.19)

但し、R^{eq}は等価1質点系の最大層間変形角である。また、等価1質点系の高さ Heaは次式で算定 する.

$$H^{eq} = \sqrt{\sum_{i=1}^{N} \left\{ \frac{W_i}{W_T} \left(\sum_{j=1}^{i} h_j \right)^2 \right\}}$$
(5.3.20)

選定した骨組の等価1質点系に対してとりあえずダンパー系と主体骨組の弾性剛性比*k* eqを 1.5, ダンパー系の弾性限変形角*R^{eq}_{Dy}*を 1/500 と仮定し,(5.3.15)式~(5.3.20)式に代入するとそれぞれの パラメータは以下のパラメータとなる.

・ $k^{eq} = 1.5$ ・ $y^{eq} = 0.383$ ・ $\mu_D^{eq} = 5.0$ ・ $\mu_D^{eq} = 5.0$ ・ $H^{eq} = 10.5m$ (4 層骨組), 19.2m (8 層骨組)

③ 必要ベースシヤー係数 CBの概算

②ステップで k^{eq} , β^{eq} , μ_D^{eq} , ψ^{eq} , R_{Dy}^{eq} , H^{eq} を設定すると必要ベースシヤー係数 C_B は次式で算定できる.

$$C_{B} = \sqrt{\frac{\mu_{D}^{eq}}{\psi^{eq} \cdot e_{dm}}} \cdot C_{0} \cdot R_{t} \left(f \cdot T_{0} \right), \quad f \cdot T_{0} = 2\pi \sqrt{\frac{\mu_{D}^{eq} \cdot R_{Dy}^{eq} \cdot H^{eq}}{g \cdot C_{B}}}$$
(5.3.21), (5.3.22)

但し, (5.3.21)式の e_{dm} は k^{eq} , β^{eq} , μ_D^{eq} , ψ^{eq} の値によって決まり, μ_D^{eq} が 7/6 程度より大きい現実的 な領域では次式で算定できる.

$$e_{dm} = \min\left({}_{2}e_{dm}, {}_{4}e_{dm}\right) \tag{5.3.23}$$

$${}_{2}e_{dm} = \frac{\mu_{D}^{eq \ 2} + 2k^{eq} \cdot \mu_{D}^{eq} - 2k^{eq} - 1}{\left(k^{eq} + 1\right) \cdot r_{cycle}}, \quad {}_{4}e_{dm} = \frac{b_{1} + \sqrt{b_{1}^{\ 2} + a_{1}c_{1}}}{a_{1}}$$
(5.3.24), (5.3.25)

但し,

$$a_1 = \left(k^{eq} + 1\right) \cdot r_{cycle} \tag{5.3.26}$$

$$b_{1} = \frac{\left\{\mu_{D}^{eq\,2} + k^{eq} + 2k^{eq} \cdot n\left(\mu_{D}^{eq} - 1\right)\right\} \cdot r_{cycle} - k^{eq} - 1}{2}$$
(5.3.27)

$$c_1 = \mu_D^{eq \ 2} + k^{eq} \tag{5.3.28}$$

但し, r_{cycle}は 0.25, n=10 とする.

(5.3.21), (5.3.22)式の解は, 例えば「(5.3.22)式中の $C_B \ge 1.0 \ge 6 \mod 1.0 \le 6 \mod 1.0 \ge 6 \coprod 1.0 \ge 6 \coprod 1.0 \ge 6 \mod 1.0 \ge 6 \mod 1.0 \ge 6 \mod 1.0 \ge 6 \boxtimes 1.0 \ge 6 \boxtimes 1.0 \ge 1.0 \ge$

図 5.3.6 に②ステップでの仮定値 $R_{max}^{eq} = 1/100$, $k^{eq} = 1.5$ に対する必要ベースシヤー係数 C_B と 等価 1 質点系の高さ H_{eq} の関係を示す。但し、(5.3.21)式中の C_0 を 1.0 とし、振動特性係数 $R_t(T)$ を以下の式で求めたものである。



$T < T_c$ の場合:	$R_t(T) = 1$	(5.3.29)
----------------	--------------	----------

$T_c \leq T < 2T_c$ の場合:	$R_t(T) = 1 - 0.2 (T/T_c - 1)^2$	(5.3.30)
--------------------------	----------------------------------	----------

 $2T_c \le T \mathcal{O}$ 場合: $R_t(T) = 1.6T/T_c$ (5.3.31)

但し, T_c=0.6sec. (2 種地盤) である.

結果として、*H*^{eq} = 10.5m, 19.2m に対する *C*^Bはそれぞれ 0.443 (4 層骨組), 0.276 (8 層骨組) となる.

④ C_B , β^{eq} に応じて部材を設計する.

以上で得られた C_B , β_{eq} を用いて主体骨組に対する必要ベースシヤー係数 C_F を次式で算定する. $C_F = C_B \cdot (1 - \beta^{eq})$ (5.3.32)

上式で算定した 4 層骨組と 8 層骨組の C_F はそれぞれ 0.341 と 0.213 となる。主体骨組の必要耐力 $C_F \overline{Q_i}$ に相当する層せん断力に対して主体骨組の塑性設計を行う。図 5.3.7 に 4 層骨組に対する崩壊 型を示す。4 層と 8 層の骨組を全体崩壊型と仮定し、各層の柱・梁の断面を選定する。

表 5.3.2 に選定した柱・梁の諸量を示し、図 5.3.7 の崩壊機構に対する崩壊フロアモーメント M_f と必要フロアモーメント M_{Fi} ($C_F \overline{Q_i} h_i$) と併記する.また、各階における柱・梁の取り付く接点 での柱耐力の和に対する梁耐力の和の比 COFを併記する.但し、COFは最上階の柱頭側と最下層 の柱脚側の値を除いた値である.いずれも M_f/M_{Fi} が 1.0 を上回っており、上層になるほど過利に

なっている.また,*COF*はいずれも 1.5 を上回り,冷間 成形角形鋼管を使用する場合の条件を満足することが確 認できる⁵⁻⁷⁾.ここでは,梁断面は長期許容応力度で決定 した断面であるため,後術する精算モデルでは,柱・梁 断面を変化せず,上部のダンパー系の耐力を下部より低 減したモデルで静的な解析を行う.



図 5.3.7 主体骨組の崩壊型 (4 層骨組)

							(a) 4 層骨組					
	図			σ_y	来 梁断面		σ_y	M_{f}	M _{Fi}		COL	
/崔	眉	外柱	内柱	(N/mm^2)	1/15	外梁	内梁	(N/mm^2)	$(kN \cdot m)$	$(kN \cdot m)$	M_f / M_{Fi}	
	4	□-400	□ -450		R	H-600×200×12×19	H-600×200×12×19		7001	1133	6.2	-
		~99	~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~		4	H-600×200×12×19	H-600×200×12×19		4102	2964	1.4	2.3
	0 0	~22	~22	325	3	H-600×200×12×22	H-600×250×16×28	325	5628	4178	1.3	1.9
	2 0-400	L-450		2	H-600×200×12×22	H-600×300×16×32		6547	5234	1.3	1.8	
	1	×25	×25		1	$H-600\times 200\times 16\times 22$	H-600×200×16×22		7941	2887	97	_

	(b)) 8)	曽'	胄	組
--	-----	------	----	---	---

國	柱断面		σ_y	庄	梁迷	所面	σ_y	M_{f}	M_{Fi}	74 / 74	COF
眉	外柱	内柱	(N/mm^2)		外梁	(N/mm^2)	$(kN \cdot m)$	$(kN \cdot m)$	M _f / M _{Fi}	COF	
8	- 150	500		R	$H-600 \times 250 \times 12 \times 22$	H-600×300×12×22		7228	980	7.4	-
	L-450	006-1		8	H-600×250×12×22	H-600×300×12×22		5752	2547	2.3	1.7
$\frac{\gamma}{2}$	×16	×19		7	H-600×250×12×22	H-600×300×12×25		6062	3613	1.7	1.8
6	□-450	□-500		6	H-600×300×12×22	H-600×300×12×25		6475	4490	1.4	1.7
5	×19	×22	325	5	H-600×300×12×22	H-600×300×12×25	325	6475	5217	1.2	1.9
4	□-450	□-500		4	H-650×300×12×25	H-650×300×16×28		8062	5810	1.4	1.6
3	×22	×25		3	H-650×300×12×25	H-650×300×16×28		8062	6275	1.3	1.8
2	□-450	□-500		2	H-650×300×16×28	H-700×300×16×28		9061	6846	1.3	1.8
1	×25	×35		1	H-700×300×16×28	H-700×300×16×28		11800	3607	3.3	-

⑤ 主体骨組の弾性剛性 K_{Fi},ダンパー系の弾性剛性 K_{Di},ダンパー系の降伏耐力 Q_{Dyi}を求める. ④ステップで設計した主体骨組にダンパーを配置する.図 5.3.8 に間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組の概要を、表 5.3.3 に 4 層と 8 層骨組の選定した間柱断面諸元と配置数 n を示す.骨組の低層には間柱支持円形鋼管ダンパーを並列に配置する.上・下層の間柱配置本数が異なる場合,間柱が軸に対して中心が一致するように配置する.また,間柱を並列に配置する場合,複数の間柱が一体挙動するように間柱のフランジを高力ボルトで接合する(図 5.3.8 の右参照).各々の間柱断面と並列配置数は後述するダンパー系と主体骨組の剛性比を合わせたものである.



ダンパーにせん断変形を集中させるため、以下のような条件が必要となる.

図 5.3.8 間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組(8 層骨組)

層	間柱断面	$_{sc}\sigma_y$	n	${}_{sc}I_x$	$_{sc}Z_{x}$	$_{sc}M_y$	$_{sc}M_{d\max}$ (5.3.32)式	$_{sc}M_y/$ $_{sc}M_{d\max}$	床	内梁断面	$_{b}I_{x}$	$_{b}Z_{x}$	$_{b}M_{y}$	_b M _{dmax} (5.3.33)式	$_{b}M_{y}/$ $_{b}M_{d\max}$				
4	IL CEON	205	295	295	1	1.29	3.98	1294	643	2.0	R	$H-600 \times 200 \times 12 \times 19$	0.82	2.73	887	351	2.5		
3	H-650×				395	325	395	325	325	1	1.29	3.98	1294	643	2.0	4	$H-600 \times 200 \times 12 \times 19$	0.82	2.73
2	200 x12x28	520	2	6.46	9.94	3229	1286	2.5	3	H-600×250×16×28	1.36	4.54	1476	673	2.2				
1	A12A20		2	6.46	9.94	3229	1372	2.4	2	H-600×300×16×32	1.76	5.85	1901	716	2.7				

(a)	4 僧宵組	
(a)	4 眉 用 租	

層	間柱断面	${}_{sc}\sigma_y$	n	$_{sc}I_{x}$	$_{sc}Z_{x}$	$_{sc}M_y$	$_{sc}M_{d\mathrm{max}}$ (5.3.32)式	$_{sc}M_y/$ $_{sc}M_{d\max}$	床	内梁断面	$_{b}I_{x}$	$_{b}Z_{x}$	$_{b}M_{y}$	$_{b}M_{d\max}$ (5.3.33)式	$_{b}M_{y}/$ $_{b}M_{d\max}$						
8			1	1.36	4.20	1364	643	2.1	R	H-600×300×12×22	1.27	4.25	1381	351	3.9						
7			1	1.36	4.20	1364	643	2.1	8	H-600×300×12×22	1.27	4.25	1381	351	3.9						
6	TLCEON	×	2	6.69	10.29	3344	1286	2.6	7	H-600×300×12×25	1.41	4.69	1524	673	2.3						
5	п-650×		0.07		0.05	205	295	225	325	2	6.69	10.29	3344	1286	2.6	6	H-600×300×12×25	1.41	4.69	1524	673
4	300	325	2	6.69	10.29	3344	1286	2.6	5	H-600×300×12×25	1.41	4.7	1524	673	2.3						
3	*12*19		3	19.93	20.44	6644	1929	3.4	4	H-650×300×16×28	1.91	5.9	1905	994	1.9						
2			3	19.93	20.44	6644	1929	3.4	3	H-650×300×16×28	1.91	5.9	1905	994	1.9						
1			3	19.93	20.44	6644	2058	3.2	2	H-700×300×16×28	2.25	6.4	2093	1059	2.0						

(b) 8 層骨組

 $_{sc}\sigma_{y}$:間柱降伏応力度 (N/mm²), $_{sc}I_{x}$:間柱の強軸に対する断面2次モーメント×10⁹ (mm⁴), $_{sc}Z_{x}$:間柱の強軸に対する断面係数 ×10⁶ (mm³), $_{sc}M_{y}$:間柱の降伏モーメント (kN・m), $_{b}I_{x}$:内梁の強軸に対する断面2次モーメント×10⁹ (mm⁴), $_{b}Z_{x}$:内梁の強軸に対する断面係数 ×10⁶ (mm³), $_{b}M_{y}$:内梁の降伏モーメント (kN・m)

- 1) 間柱と内梁(間柱が接合する梁)の接合部パネルは降伏しない.
- 2) ダンパーの最大耐力時に間柱が降伏しない.
- 3) ダンパーの最大耐力時に内梁が降伏しない.

1) に対して,間柱と内梁の接合パネルの表と裏に板厚 12m の W プレートを接合するとことする(図 5.3.8 の右参照). また, 2) と 3) に対しては以下で検討する.

図 5.3.9 にダンパー最大耐力 dQmax時の間柱のモーメント分布を示す. 図中, n は間柱支持ダン パーの配置数である. なお, 2 章の結果により, 円形鋼管ダンパーの鋼管種 LY225 では全塑性せん 断耐力の 2 倍程度, 鋼管種 LY100 では全塑性せん断耐力の 3 倍程度になることが確認されている. この結果に基づいて, n 個配置されたダンパーの最大耐力時に対する間柱端部のモーメント seMdmax が間柱の降伏耐力 seMyを超えない次式を満足することを確認する.

$$_{sc}M_{y} > _{sc}M_{d\max} = \frac{n \cdot _{d}Q_{\max}}{h_{i}/2}$$
(5.3.33)

但し, n は間柱支持ダンパーの配置数, h_i は i 層の階高, ${}_{se}\sigma_{y}$ は間柱の降伏応力度, ${}_{se}Z_x$ は間柱の断面係数である.また、ダンパー最大耐力時の間柱端部のモーメント(図中 ${}_{se}M_t$)は間柱と内梁の接合部パネルの節点モーメントより小さいが、安全側の設計のため、その節点モーメントと間柱の降伏モーメントを比較する.表 5.3.3 に(5.3.33)式で算定した値を併記する.いずれも、選定した間柱断面は、(5.3.32)式の条件を満足することが確認できる.

図 5.3.10 にダンパー最大耐力 dQ_{max} 時の内梁のモーメント分布を示す. n 個配置されたダンパー の最大耐力時に対する内梁端部のモーメント $_bM_d$ max が内梁の降伏耐力 $_bM_y$ を超えない次式を満足 することを確認する.

$$_{b}M_{y} > _{b}M_{d\max} = \frac{n \cdot _{d}Q_{\max} \cdot h_{i}}{4} + \frac{P \cdot l}{8}$$
(5.3.34)

但し, Pは内梁に作用する鉛直荷重, h_iは i層の階高, 1はスパン長さ, bZxは内梁の断面係数, boy は内梁の降伏応力度であり,上・下層のダンパー並列配置数 n が異なる場合,大きい方で計算する. また,間柱の場合と同様に接合部パネルの節点モーメントと内梁の降伏モーメントを比較する.表 5.3.3 に(5.3.34)式で算定した値を示す.いずれも,内梁断面は (5.3.34)式を満足することが確認で きる.万一,以上の3つの条件を満たさない場合,④ステップに戻り,部材を再設計する.

以上,設計したそれぞれの部材を用いて間柱支持ダンパー付き骨組と主体骨組の2つの場合を設





図 5.3.11 層せん断力 Qiと層間変形角 Riの関係(静的解析結果)

けて設計用地震荷重に対する静的弾性解析を行う.解析モデルは、柱・梁・間柱を梁要素にモデル 化とし、復元力特性を2次剛性比が0.1%のバイリニア型と作成する.また、それぞれの柱・梁接 合パネルと間柱と内梁の接合パネルとダンパー部をパネル要素にモデル化し、復元力特性をせん断 弾性剛性 G,降伏せん断応力度τyを有する完全弾塑性型とする.載荷条件はAi分布の比例荷重を与 える.

図 5.3.11 に静的解析結果から得られた各層の層せん断力 *Qi*と層間変形角 *Ri*を示す. 図中の黒線が間柱支持ダンパー付き骨組, 灰色線がダンパー系のものである. 但し, ダンパー系の *Qi*-*Ri*関係は, 間柱支持ダンパー付き骨組と主体骨組のみの解析結果の差により求めたものである. 表 5.3.4 に解析結果から算定した各層に対する主体骨組の弾性剛性 *KFi*, 各層に対するダンパー系の弾性剛性 *KDi*, 各層に対するダンパー系のダンパー降伏時の層せん断力 *QDyi*を示す. また, 設計条件では等価1 質点系の最大層間変形角*R^{eq}max*を 1/100 と設定している. 解析結果によると4 層骨組と8 層骨組の間柱支持ダンパー付き骨組ではそれぞれ2 層と4 層が最初に層間変形角 1/100 に達している. この時点での各階の層せん断力 *Qlimit, i*を図中に〇印で表し,表 5.3.4 に併記する.

表	5.3.4	静的解析結果

(a) 4 層骨組

層	K_{Fi} (kN/rad)	K _{Di} (kN/rad)	Q_{Dyi} (kN)	Q _{limit, i} (kN)	$\frac{\Sigma w_i}{(kN)}$	C_B'	k_i	β_i	ψ_i	R_{Dyi} (rad)
4	142920	166201	235	1103	1058		1.16	0.16	0.30	1/707
3	175781	233974	467	1990	2117	0.00	1.33	0.20	0.35	1/501
2	217603	377653	644	2747	3175	0.80	1.74	0.22	0.34	1/586
1	391891	617316	797	3399	4234		1.58	0.23	0.38	1/775

層	K_{Fi}	K_{Di}	Q_{Dyi}	$Q_{limit, \ i}$	Σw_i	a	1_	0	- 1-	R_{Dyi}
眉	(kN/rad)	(kN/rad)	(kN)	(kN)	(kN)	C_B	K _i	p_i	ψ_i	(rad)
8	163516	122108	199	928	1058		0.75	0.15	0.34	1/614
7	189666	172347	359	1668	2117		0.91	0.16	0.34	1/480
6	206873	240810	533	2312	3175		1.16	0.19	0.35	1/452
5	220447	286261	667	2891	4234	0.56	1.30	0.20	0.35	1/429
4	250658	367815	788	3415	5292	0.50	1.47	0.20	0.34	1/467
3	286082	534391	898	3895	6350		1.87	0.21	0.32	1/595
2	342914	693258	999	4331	7409		2.02	0.22	0.33	1/694
1	614789	1118599	1018	4731	8467		1.82	0.22	0.33	1/1098

(b) 8 層骨組

⑥ 保有ベースシヤー係数 *C*^{*B*} 'を求める.

骨組の保有ベースシヤー係数は,設計用地震荷重を比例載荷する条件の下で,いずれかの層の最 大層間変形角が①ステップで設定した最大層間変形角 *R*_{max} *i* を 1/100 に達する時のベースシヤー係 数として求める.4層と8層のダンパー付き骨組の保有ベースシヤー係数 *C*_B は,表 5.3.4 に示す 1 階に対する *Q*_{limit,1} と骨組の総重量 *W*_Tの比で算定する.その結果,それぞれ 0.80, 0.56 となる.

⑦ 各層のダンパー系と主体骨組の弾性剛性比 k_i, ダンパー系の耐力分担率b_i, ダンパー系の弾性 限層間変形角 R_{Dyi}を求める.

解析結果からダンパー系と主体骨組の弾性剛性比 k_i , ダンパー系の層せん断力分担率 β_i , ダンパー系の弾性限層間変形角 R_{Dyi} を次式で算定する.表 5.3.4 にそれぞれの値を併記する.

$$k_{i} = \frac{K_{Di}}{K_{Fi}}, \quad \beta_{i} = \frac{K_{Di}}{C_{B} \cdot Q_{i}}, \quad R_{Dyi} = \frac{Q_{Dyi}}{K_{Di}}$$
(5.3.36), (5.3.36), (5.3.37)

但し, C_B は⑥ステップで算定した保有ベースシヤー係数, $\overline{Q_i}$ は(5.3.2)式で算定した i 層の設計用層せん断力の基準値である.

 ⑧ 等価 1 質点系に対する主体骨組の弾性剛性比 k^{eq}, ダンパー系の耐力分担率β^{eq}, ダンパー系の 最大塑性率μ^{eq}_{Dy}, トリガーレベル係数ψ^{eq}, ダンパー系の弾性限変形角R^{eq}_{Dy}, ダンパー系の弾性 限変形角R^{eq}_{max}, 高さ H^{eq}を求める.

等価1 質点系の k^{eq} , β^{eq} , R_{Dy}^{eq} , R_{max}^{eq} , H^{eq} は, ⑦ステップで算定した k_i , β_i , R_{Dyi} を用いて次式で算定する.

$$k^{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{N} \left\{ \overline{M_i} \cdot R_{Dyi} \cdot k_i^2 / \beta_i \left(1 + k_i \right) \right\}}{\sum_{i=1}^{N} \left\{ \overline{M_i} \cdot R_{Dyi} \cdot k_i / \beta_i \left(1 + k_i \right) \right\}}, \quad \beta^{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{N} \overline{M_i} \cdot \beta_i}{\overline{M_{OVT}}}$$
(5.3.38), (5.3.39)

$$R_{Dy}^{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{N} \overline{M_{i}} \cdot \beta_{i} \cdot \sum_{i=1}^{N} \left(\overline{M_{i}} \cdot R_{Dyi} \cdot k_{i} / \beta_{i} \right) \cdot \sum_{i=1}^{N} \left\{ \overline{M_{i}} \cdot R_{Dyi} \cdot k_{i} / \beta_{i} \left(1 + k_{i} \right) \right\}}{\overline{M_{OVT}}^{2} \cdot \sum_{i=1}^{N} \left\{ \overline{M_{i}} \cdot R_{Dyi} \cdot k_{i}^{2} / \beta_{i} \left(1 + k_{i} \right) \right\}}$$
(5.3.40)

$$H^{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{N} \overline{M_{i}} \sqrt{\sum_{i=1}^{N} \left\{ \frac{W_{i}}{W_{T}} \left(\sum_{j=1}^{i} \frac{R_{Dyi} \cdot h_{j}}{\psi_{j}} \right) \right\}}}{\sum_{i=1}^{N} \frac{R_{Dyi} \cdot \overline{M_{i}}}{\psi_{i}}}$$
(5.3.41)

但し, $\overline{M_i}$ は(5.3.3)式で算定した *i*層の層モーメントの基準値, $\overline{M_{ovT}}$ は(5.3.6)式で算定した転倒モーメントの基準値である.また, μ_D^{eq} , ψ^{eq} は(5.3.17)式と(5.3.18)式で算定する.算定した値は以下となる.

4 層骨組:

 $k^{eq}=1.50$, $\beta^{eq}=0.21$, $\mu_D^{eq}=5.55$, $\psi^{eq}=0.35$, $R_{Dy}^{eq}=1/625$, $R_{max}^{eq}=1/113$, $H^{eq}=10.34$ m 8 層骨組:

 $k^{eq}=1.49$, $\beta^{eq}=0.20$, $\mu_D^{eq}=5.93$, $\psi^{eq}=0.34$, $R_{Dy}^{eq}=1/582$, $R_{max}^{eq}=1/98$, $H^{eq}=27.07$ m 結果として, 両者は k^{eq} , β^{eq} , μ_D^{eq} , ψ^{eq} が同程度になるように設定した骨組である.

⑨ 必要ベースシヤー係数 CBの精算

⑧ステップで求めた H^{eq}, R^{eq}_{max}, k^{eq}の場合に対して③ステップと同様に(5.3.21)式と(5.3.22)式を 用いて必要ベースシヤー係数 C_Bを算定する. 算定結果, 4 層骨組と 8 層骨組の C_Bはそれぞれ 0.47, 0.21 となる.

① $C_B' \ge C_B, \psi^{eq} \le 0.7$ の確認

以上の結果より、⑥ステップで得られたダンパー付き骨組に対する保有ベースシヤー係数 C_B が ⑨ステップでの必要ベースシヤー係数 C_B を上回り、等価1 質点系のトリガー係数 ψ^{eq} も許容値 0.7 を下回ることが確認できる. $C_B' \ge C_B$ の条件が満足しない場合は、②ステップでの仮定が不適切で あるのか、④ステップでの断面選定が不適切であるのかを確認し、部材断面を再検討する.前者で あれば⑧ステップで算定した k^{eq} , β^{eq} , μ_D^{eq} , ψ^{eq} , R_{Dy}^{eq} , H^{eq} を用いて⑨ステップの C_B に基づいて、 ④の断面計算を行う.後者であれば、②ステップでの仮定値が合うように部材断面を変更する.ま た、 ψ^{eq} が大きい場合は、⑤ステップでダンパー系の降伏耐力を小さくする必要がある.

5.3.2 地震応答解析パラメータと解析条件

5.3.1節で選定した骨組の部材構成を表5.3.5にまとめる.この骨組に対して地震応答解析を行う. 解析対象は4層と8層の骨組である。各々の骨組は円形鋼管ダンパー付き,H形せん断パネルダン パー付き,間柱支持ダンパーを除外した骨組の3種類,計6つである。それぞれの骨組をFCD, FHD,Fモデルと称する。ダンパー付き骨組は間柱支持型とし,低層部には間柱支持ダンパーを n 個に配置する(表5.3.5のn欄参照).表5.3.6にダンパー付き骨組に挿入するダンパーの諸元を示 す.円形鋼管ダンパーとH形せん断パネルダンパーは全塑性せん断耐力と弾性剛性が等しくなるよ

·			_				
F	梁断面			屋 柱断面		FCD,FHDモデル	
	外梁	内梁	/音	外柱	内柱	間柱断面	n
R	H-600×200×12×19	$H-600 \times 200 \times 12 \times 19$	4	- 100	- 450		1
14	H-600×200×12×19	H-600×200×12×19		□-400	⊔-450		
- +	11 000×200×12×13	11 000×200×12×13	2	×22	×22	II CENVOOD	1
3	H-600×200×12×22	H-600x250x16x28	0			H-650×200	T
0	11 000×200×12×22	11 000×230×10×28	10	- -400	-450	$\times 12 \times 28$	2
10	H-600×200×12×22	H-600×200×16×22	4	L 400	L 400		4
4	11 000~200~12~22	11 000~300~10~32	Ι.	×25	×25		0
1	H-600×300×16×32	$\text{H-}600{\times}300{\times}16{\times}32$		- 20	10		2

表 5.3.5 骨組の諸元 (a) 4 層骨組

	(b) 8 層骨組								
Ē	梁幽	梁断面				FCD,FHD3	ミデル		
1	外梁	内梁	層	外柱	内柱	間柱断面	п		
R	H-600×250×12×22	H-600×300×12×22	8				1		
8	H-600×250×12×22	H-600×300×12×22		□-450	□-500				
7	H-600×250×12×22	H-600×300×12×25	7	×16	×19		1		
6	H-600×300×12×22	H-600×300×12×25	6	□-450	□-500		2		
5	H-600×300×12×22	H-600×300×12×25	5	×19	×22	H-650×300	2		
	H-650×200×12×22	H-650×200×16×28	4	□-450	□-500	×12×19	2		
	IL CE0×200×12×25	IL CE0×200×10×28	3	×22	×25		3		
0	H-650×500×12×25	H-650~500×16×28	2	□-450	□-500		3		
$ ^2$	H-650×300×16×28	H-700×300×16×28		×25	×35				
1	H-700×300×16×28	H-700×300×16×28	$ ^1$				3		

	表 5.3.6 ダンパーの諸元
モデル	ダンパーの諸量及び
C / /:	IKROモデルの変数
FCD	円形鋼管ダンパー
エデル	LY225, D:175, h: 263, h/D:1.5
2770	$\alpha = 0.50, \ \eta = 20.0, \ \beta = 0.63$
	H形せん断パネルダンパー
FHD	LY225, $_{h}d$:263, $_{h}h$:263,
モデル	hh/hd:1.0, 基準化幅厚比:0.28
	$\alpha = 2.31, \ \eta = 13.0, \ \beta = 0.70$

LY225:鋼管種及びパネルの鋼種,D:鋼管径(mm), h:鋼管高さ(mm), $_hd$:パネルの幅(mm), $_hh$:パ ネルの高さ(mm), α, η, β :IKROモデルの変数 表 5.3.7 ダンパーの諸元

周知	モデル				
月加山	F	FCD,FHD			
4層	0.74 (s)	0.46 (s)			
8層	1.24 (s)	0.78 (s)			

表 5.3.8 入力地震動

	最大加	継続	
地震動名	50	$\frac{100}{(am/s)}$	時間 (soc)
	(CIII/S)	(CIII/S)	(sec)
EL Censtro NS	511	1022	30
Taft EW	239	478	30
Hachinohe EW	497	994	30
BCJ-L1	356	712	60
BCJ-L2	356	620	120



因 5.5.12 八月過展到 9 旗 医还反応 日 7 1 7 1 7

う設定したものである.表 5.3.7 にそれぞれの骨組に対する1次固有周期を示す.

ダンパーの復元力特性は、表5.3.6に示すIKROモデルの変数を用いる.また、柱、梁、柱・梁接 合部パネル、間柱は降伏応力度が325N/mm²、復元力特性は2次剛性比が1%のBi-Linear型とし、粘 性減衰定数は剛性比例型で0.02とする.表5.3.8に入力地震動を、図5.3.12に入力地震動の擬似速度 応答スペクトルを示す.入力地震動は、El Centro NS、Taft EW、Hachinohe EW、BCJ-L1^{5.8}、 BCJ-L2^{5.8)}で、それぞれの地震動の最大速度が50、100cm/sに基準化された計10種類である.

5.4 地震応答解析結果

5.4.1 最大層間変形角

図 5.4.1 と図 5.4.2 に各層の最大層間変形角 $R_{\max i}$ の高さ方向分布の例を示す. 図中の□印, ○印, ×印は, それぞれ F モデル, FCD モデル, FHD モデルを示す. 地震動 Hachinohe EW の最大速度 50cm/s 場合, 4 層と 8 層骨組の $R_{\max i}$ は, F モデルではそれぞれ 1/83, 1/63 程度, FCD・FHD モ デルでは, 1/250, 1/200 程度となる. 最大速度 100cm/s の場合, F モデルでは 1/56, 1/42 程度, FCD・FHD モデルでは, 1/143, 1/100 程度である. 地震動 BCJ-L2 に対して, 最大速度 50cm/s の場合, 4 層と 8 層骨組の R_{\max} は, F モデルではそれぞれ 1/77, 1/50 程度, FCD・FHD モデルで







(a) Hachinohe EW

(b) BCJ-L2



地震動	$R_{\max i}$ (rad)							
	最	大速度:50c	:m/s	最大速度:100cm/s				
	Fモデル	FCDモデル	FHDモデル	Fモデル	FCDモデル	FHDモデル		
El Centro NS	0.013	0.006	0.006	0.019	0.013	0.013		
Taft EW	0.010	0.005	0.006	0.018	0.012	0.012		
Hachinohe EW	0.012	0.004	0.004	0.018	0.007	0.006		
BCJ-L1	0.012	0.005	0.005	0.019	0.009	0.009		
BCJ-L2	0.013	0.005	0.005	0.018	0.008	0.008		

表 5.4.1 最大層間変形角 R_{max i} (a) 4 層骨組

(h)	8 層骨組
(D)	0月111

	$R_{\max i}$ (rad)						
地震動	最	大速度:50c	em/s	最大速度:100cm/s			
	Fモデル	FCDモデル	FHDモデル	Fモデル	FCDモデル	FHDモデル	
El Centro NS	0.012	0.007	0.007	0.020	0.012	0.011	
Taft EW	0.011	0.007	0.007	0.021	0.014	0.014	
Hachinohe EW	0.016	0.005	0.006	0.024	0.010	0.010	
BCJ-L1	0.013	0.006	0.005	0.019	0.010	0.010	
BCJ-L2	0.020	0.007	0.006	0.032	0.010	0.011	

は、1/200、1/143 程度となる.最大速度 100cm/s の場合,Fモデルでは 1/56、1/31 程度,FCD・ FHD モデルでは、1/125、1/100 程度である.表 5.4.1 にそれぞれの骨組に対する最大層間変形角 $R_{\max i}$ をまとめる.いずれの場合にも、FCD と FHD モデルの $R_{\max i}$ は同程度となる.また、FCD・ FHD モデルは最大速度 100cm/s の地震動 El Centro NS と Taft EW の場合を除き、目標とした $R_{\max i}^{eq}$ =1/100 より小さくなっていることが確認できる.また、全ての地震動に対してFモデルより FCD と FHD モデルの $R_{\max i}$ が半分以上に低減することが確認できる.

5.4.2 塑性吸収エネルギーの分布

図 5.4.3 と図 5.4.4 に地震終了時の塑性化部位の例を示す. 図中の●印は柱・梁の塑性化部位, ●印は柱・梁接合部パネル及びダンパーの塑性化部位を示す. 地震動 Hachinohe EW の最大速度 50cm/s 場合, Fモデルでは最上階を除き柱,梁,柱・梁接合部パネルに塑性化する. また,FCD と FHD モデルでは,1 階の柱脚部に塑性化することもあるが,その以外の柱,梁,柱・梁接合部 パネルは塑性化せず,ほぼダンパーのみ塑性化することが確認できる. 他の地震動でも同様な傾向 である. 最大速度 100cm/s 場合,Fモデルでは最上階を除き柱,梁,梁接合パネルに塑性化する. 特に,1 階の柱脚が全て塑性化する.FCD と FHD モデルは,ダンパー系周辺の部位に塑性化が集 中する. これに対しては,ダンパー系が主体骨組より剛性が大きくなるように設定した上で,内梁 がダンパー最大耐力時に降伏しない(5.3.34)式を満足する断面を選定したため,ダンパー系周辺の 剛性が高くなり,それによってダンパー系周辺に応力が集中したためであると考えられる. 他の部 位はFモデルより FCD と FHD モデルの塑性化部位が小さくなることが確認できる.

図 5.4.5~図 5.4.8 に F, FCD, FHD モデルに対する各層の塑性吸収エネルギー分布を示す.図の横軸は主体骨組の塑性吸収エネルギー*tEp*とダンパー系の塑性吸収エネルギー*dEp*を損傷に寄与



● ■: 塑性化部位

図 5.4.3 地震終了時の塑性化部位(BCJ-L2:最大速度 50cm/s)



図 5.4.6 塑性吸収エネルギー分布 (BCJ-L2:最大速度 50cm/s)



 $E_{dm} = \left(E_e + E_p - E_g\right)_{max}$

(5.4.1)

但し、 E_e は弾性歪エネルギー、 E_p は塑性変形による消費エネルギー、 E_g は重力がなす仕事である. また、 tE_p は*i*階の床に接する梁と柱の端部、梁・柱接合部パネルで吸収した塑性エネルギーの合計 であり、 dE_p は*i*層+0.5 で表したものである。いずれの場合でのFモデルはRF階を除き、他の階 で主体骨組が塑性化している。FCD と FHD モデルに対して、最大速度 50cm/s の場合は、主体骨 組は塑性化せず、ダンパー系のみで塑性化する。また、最大速度 100cm/s の場合は、主体骨組で若 干の塑性化を伴うがダンパー系で大きく塑性化しており、Fモデルより主体骨組の塑性化を減少す ることが確認できる。FHD モデルの性状は FCD モデルとほぼ同程度であり、他の地震動でも同様 な傾向である。また、FCD と FHD モデルは、4 層骨組では 2 階のダンパー、8 層骨組では 3 階の ダンパーが最も塑性エネルギーを吸収する。次節では、このダンパーに対する変形性能を検証する。 5.4.3 ダンパー変形性能の検証

本節では、FCD と FHD モデルに対して最も塑性変形したダンパーの変形性能を検証する.検証 にはダンパーのせん断力 *Q* と平均せん断変形角γ関係から得られた最大変形角ymax と累積せん断変 形角Σγ関係を用いる.図 5.4.9 に各地震動の終了時のymax とΣγをプロットする.図の左が FCD モ デルでの円形鋼管ダンパー,右が FHD モデルでの H 形せん断パネルダンパーの結果を示す.また, ぞれぞれの図中には、円形鋼管ダンパーの疲労曲線と H 形せん断パネルダンパーの疲労曲線を実線 及び破線で示す.但し、円形鋼管ダンパーの疲労曲線は、(4.3.1)式のせん断片振幅yt と耐力が最大 4層骨組:

O El Centro NS △ Taft EW □ Hachinohe EW ◇BCJ-L1 ×BCJ-L2 8層骨組:

○ El Centro NS △ Taft EW □ Hachinohe EW ◇BCJ-L1 ×BCJ-L2



(a) 最大速度: 50cm/s

4層骨組:

O El Centro NS △ Taft EW □ Hachinohe EW ◇ BCJ-L1 × BCJ-L2 8層骨組:

 \bigcirc El Centro NS \triangle Taft EW \square Hachinohe EW \diamondsuit BCJ-L1 \times BCJ-L2



(b)最大速度:100cm/s図 5.4.9 最大変形角 ymax と累積せん断変形角Σyの関係

耐力の 90%まで低下した時点での半サイクル数 N_fの関係をγmax とΣγ 関係に置換したものであり, H 形せん断パネルダンパーの基準化幅厚比:0.299~0.303((2.4.7)式)の場合に対するγt と N_fの関 係をγmax とΣγ 関係に置換したものである.最大速度 50cm/s に対して,円形鋼管ダンパーと H 形せ ん断パネルダンパーでは,いずれの地震動でも疲労曲線を下回り,変形性能に対して余裕がある. また,最大速度 100cm/s では,円形鋼管ダンパーは疲労曲線を上回っているものが僅かであるが, ほとんどの地震動は疲労曲線を下回り,H 形せん断パネルダンパーより疲労曲線を上回るものが少 ないことが確認できる.

本章では、2章と4章で得られた疲労曲線からの円形鋼管ダンパーの保有変形性能と4層と8層 の円形鋼管ダンパー付き骨組の地震応答解析から得られた必要変形性能を比較した.その結果,設 計で想定したレベルである最大速度 50cm/s の地震動では円形鋼管ダンパーの保有変形性能が必要 変形性能に対して十分な余裕があり,最大速度 100sm/s のいくつかの地震動を除き,円形鋼管ダン パーの必要変形性能は保有変形性能を下回ることが確認できた.

5.5 結

本章では、間柱支持低降伏点円形鋼管ダンパー付き骨組の地震応答性状を検討することを目的と し、円形鋼管ダンパー単体の繰返し履歴のモデルを構築した.また、構築した履歴モデルを用いて 間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組の地震応答解析を実施し、解析結果よりダンパーの最大せん断 変形角と累積せん断変形角の関係をダンパー単体の疲労曲線と比較し、ダンパーの変形性能を検証 する.同時に、全塑性せん断耐力と弾性剛性が円形鋼管ダンパーと同じH形せん断パネルダンパー 付き骨組の場合と両者を比較・検討した.これまでの検討結果から以下の知見が得られた.

- 円形鋼管ダンパー単体の繰返し履歴のモデルには Ramberg-Osgood モデルに等方硬化と移動
 硬化を導入した IKRO モデルを適用した. 試行錯誤により IKRO モデルの変数を決定し, 結
 果として鋼管種 LY225 ではα= 0.5, η= 20.0, β= 0.63, 鋼管種 LY100 ではα= 0.02, η=
 20.0, β= 0.58 であれば, 実験結果と良い対応を示すことを確認した.
- 2) 既往の研究でパネルの鋼種が LY225 の H 形せん断パネルダンパーの IKRO モデルとして, $\alpha_h = 2.31$, $\eta_h = 13.0$, $\beta_h = 0.7$ が提案された. これを用いて鋼管種 LY225 の円形鋼管から置 換したせん断要素の履歴性状ついて,本章で提案する IKRO モデルのパラメータの場合と H 形せん断パネルの IKRO モデルの場合を比較する. H 形せん断パネルの IKRO モデルの場合, 本章で提案する IKRO モデルの場合ほぼ同じ履歴性状となるが,振幅が大きくなるほど耐力 が大きくなる.
- 3) 間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組に対して文献 5.6)で示す設計方法を用いて、2 次設計用標準ベースシヤー係数 Co=1.0,等価1 質点系の最大層間変形角 R^{eq}max=1/100 とし、等価1 質点系の剛性比 keq は 1.5 程度、等価1 質点系の耐力負担率β^{eq} は 0.20 程度、等価1 質点系のトリガーレベル係数y^{eq} は 0.35 程度になるように 4 層骨組と 8 層骨組を設計した.また、弾性剛性と全塑性せん断耐力が円形鋼管ダンパーと同じ基準化幅厚比 0.28 の H 形せん断パネルダンパー付き骨組と間柱支持ダンパーを除去した骨組について最大速度 50cm/s と 100cm/s の地震動に対する地震応答性状を検討した.その結果から得られた知見を以下に示す.
 - 円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパー付き骨組は、最大速度 50cm/s の地震動に対して、目標とした R^{eq}_{max}=1/100 より小さくなり、ダンパーで地震エネルギーを吸収し、 主体骨組の塑性化を緩和した。
 - ・ 全ての地震動に対して間柱支持ダンパー付き骨組が間柱支持ダンパーを除去した骨組と 比べて最大層間変形角 *R*_{maxi}が半分以上に低減した.
 - 円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパー付き骨組は最大層間変形角, 塑性吸収エネルギー分布などほぼ同じ地震応答性状を示した.
 - ・ 地震応答解析結果より得られた円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの最大 変形角ymaxと累積せん断変形角Σy 関係を用いて、それぞれダンパーの疲労曲線と比較し た.円形鋼管ダンパーは、最大速度 50cm/s の地震動に疲労曲線を下回り、変形性能に 対して余裕があった。最大速度 100cm/s の地震動で疲労曲線を上回っている場合がある が、僅かでありほとんどの地震動は疲労曲線を下回ることが確認できた。

参考文献

- 5.1) 履歴型ダンパー付き鋼構造骨組の設計法,建築研究所/日本鉄骨連盟市場センター,2002.2
- 5.2) 小川厚治,多田元英:柱・梁接合部パネル部の変形を考慮した静的・動的応答解析プログラ ムの開発,第17回情報システム技術シンポジアム,1994.9
- 5.3) Masayoshi Nakashima, Takashi Akazawa and Bunzo Tsuji : Strain-Hardening Behavior of Shear Panels Made of Low-Yield Steel. II: Model, Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 12, ASCE, 1995.12
- 5.4) Ramberg, W., & Osgood, W. R. : Description of stress-strain curves by three parameters, Technical Note No. 902, National Advisory Committee For Aeronautics, 1943
- 5.5) 桑原 進,諸石 智彦,池田 耕二,陶山 貴宏:降伏応力度が 225N/mm²級の鋼材を用いたシ ヤパネル型履歴ダンパーの静的加力実験と履歴モデルその 1~3,日本建築学会大会学術講演 梗概集 C-1, 629-634, 2001.7
- 5.6) 日本鋼構造協会:履歴型ダンパー付骨組の地震応答と耐震設計法, 1998.9
- 5.7) 独立行政法人建築研究所:冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル, 2008.12
- 5.8) 日本建築センター:設計用入力地震動作成方法,技術指針(案)本文解説編,1992

第6章 結論

本論では、せん断履歴型ダンパーとして低降伏点円形鋼管を用いたせん断履歴型ダンパー(低降 伏点円形鋼管ダンパー)を使用し、間柱支持形として架構内に設置する場合を対象とし、円形鋼管 を用いたせん断履歴型ダンパーがせん断履歴型ダンパーとしての有効性を評価することを目的とし て、種々の検討を行った.第2章から第5章まで得られた結論を以下にまとめる.

第2章では、低降伏点円形鋼管ダンパーがダンパー付き骨組の挙動に及ぼす影響を考慮するため には、低降伏点円形鋼管ダンパー単体の力学性状を把握する必要がある。本論では、低降伏点円形 鋼管ダンパー単体について鋼管径・アスペクト比・径厚比・鋼管種・載荷振幅をパラメータとしせ ん断加力実験と単調載荷に対する FEM 解析を行い、各々のパラメータの影響について検討した。 また、定常振幅載荷した試験体に対して疲労寿命を予測し、H形せん断パネルダンパーと比較した。 以下に得られた結果を列記する。

- 1) 低降伏点円形鋼管ダンパーは紡錘形の安定した履歴性状を示す.
- 2) 全塑性せん断耐力 *cQp* は曲げ降伏領域とせん断降伏領域を想定した崩壊機構による次式で評価 できる.

$$_{c}Q_{p} = 2\sqrt{3} \cdot \tau_{y} \cdot t \cdot \frac{d^{2}}{h} \cdot \sin\left(\frac{h}{\sqrt{3} \cdot d}\right)$$

但し, τ_yはせん断降伏応力度, t は鋼管厚, d は鋼管中心間距離, h は鋼管高さである. 弾性剛性 _cK は曲げ変形とせん断変形を考慮した次式で評価できる.

$$_{c}K = \left(\frac{h^{2}}{12E \cdot I} + \frac{2}{G \cdot A}\right)^{-1}$$

3)

但し, *E* はヤング係数, *I* は円形鋼管の断面 2 次モーメント, *G* はせん断弾性係数, *A* は円形 鋼管の断面積である.

- 4) それぞれの実験パラメータの影響について,
 - アスペクト比が大きくなるほど累積塑性変形角が小さくなる。この原因は、アスペクト 比が大きくなるほど崩壊機構で示す曲げ降伏領域が大きくなることにより曲げ降伏領域 に生じる変形が大きくなり、き裂発生が起こりやすくなるためである。
 - アスペクト比が同じ鋼管径 130mm と 175mm の試験体は径厚比も同じでほぼ相似形の 関係になるにも関わらず,累積塑性せん断変形角は鋼管径が小さな 130mm 試験体の累 積塑性変形せん断変形角が大きい.これは,裏当て金の影響であり,有効アスペクト比 (裏当て金を除いた鋼管高さ h/鋼管径 D)を用いて整理すると,FEM 解析から得られ た溶接止端部・鋼管中央部の相当塑性歪と良い相関関係が得られた.
 - ・ 径厚比 14.8 と 18.7 試験体では、両方ともき裂により耐力が劣化し、鋼管径が等しく径 厚比が小さい試験体でき裂発生が早くなった。その原因は、FEM 解析結果により曲げ引 張側最外縁で生じる歪が大きくなるためである。但し、径厚比 26.9 の試験体では、せん 断座屈によって耐力が劣化するため累積塑性変形角が小さくなる。結果として径厚比 20

程度の試験体が最も高い変形性能を有することになった.

- 載荷振幅が大きくなるほど累積塑性せん断変形角が小さくなる。
- 5) 定常振幅を受ける低降伏点円形鋼管ダンパーの疲労寿命について Manson-Coffin 則を用いて 次式の疲労関係式を提示した.

 $\gamma_t = 0.376 \cdot N_f^{-0.468}$

但し, γt はせん断変形角片振幅, Nf は耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での半サイク ル数である.この疲労曲線により実験パラメータの範囲 (h/D:1.00~1.50, D/t:14.8~26.9) では,鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの内,変形性能が最も高い場合 (基準化幅厚比:0.150~0.165, 0.299~0.303)と同程度の疲労寿命を有し,円形鋼管ダン パーは高い疲労寿命を有することを確認した.

6) 全塑性せん断耐力と弾性剛性がほぼ同じ円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーは耐力上昇率がほぼ同じであり、耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点の累積塑性せん断変形角はほぼ同じである。

第3章では、低降伏点円形鋼管ダンパー単体は、外力に対する方向性がないという特徴があるこ とから将来的には、免震層・連結制振などの任意方向に変位が生じる部位での利用が期待される。 そのため、任意方向に対する低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状を把握する必要がある。その一 環として、アスペクト比・鋼管種をパラメータとし2方向載荷に対する基礎的な知見を得るために、 2方向載荷を想定した定常振幅繰返しせん断加力実験を行い、その結果について考察した。以下に 得られた結果を列記する。

- 7) 載荷方向 0°, 90°のいずれに対しても1方向に載荷する場合と同様に安定した紡錘形の履歴性 状を示す.
- 8) 2 方向載荷した試験体の耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係で累積塑性せん断変形角 を 0°方向と 90°方向の載荷方向に区別し,載荷順番に累積するとアスペクト比が大きくなるほ ど,累積塑性変形角が小さくなり、1 方向の場合と同様に崩壊機構での曲げ降伏領域に生じる 変形が大きくなり、き裂の発生が起こりやすくなるためであると考えられる.また、鋼管種 LY225 試験体が LY100 試験体より耐力劣化の時点が早くなる.
- 9) 2 方向載荷した試験体の 0°方向, 90°方向と1 方向載荷した試験体の累積塑性せん断変形角の 比Σγ_{p0°} / Σγ_{p1} とΣγ_{p90°} / Σγ_{p1} はそれぞれ 0.57~0.76, 0.36~0.59 となる.
- 10) 2方向載荷した試験体はせん断変形角を用いて算定した累積塑性変形場率は0°と90°方向では それぞれ1788,1278以上の値を有する.また,エネルギー吸収量を用いて算定した累積塑性 変形倍率は0°と90°方向でそれぞれ4665,3424以上の値を有する.

第4章では,間柱に支持された円形鋼管ダンパーの設計法を提案し,弾性剛性,全塑性せん断耐力,変形性能などの力学性状と円形鋼管ダンパーと間柱支持部の相互関係把握するため,せん断加力実験及び単調載荷実験に対する FEM 解析を行い,その結果について考察した.以下の得られた知見を列記する.

11) 間柱に支持された円形鋼管ダンパーの履歴性状は安定した紡錘形の安定した履歴性状を示

す.

- 12) 間柱に支持された円形鋼管ダンパーは間柱部では,最大耐力時でも弾性状態であり,ダンパ ー部で大きい変形及びエネルギーを吸収することが確認できる.
- 13) 同じパラメータの円形鋼管ダンパーは間柱支持部の形状によって変形性能が異なる.これは、 間柱支持部の弾性変形の差によって、ダンパーに入力される振幅が異なるためである.
- 14) 上記 5)の円形鋼管ダンパーの疲労寿命について間柱支持された円形鋼管ダンパーの試験体を 追加し疲労曲線式を次式のように修正した.

 $\gamma_t = 0.369 \cdot N_f^{-0.463}$

但し, γt はせん断変形角片振幅, Nt は耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での半サイク ル数である.この疲労曲線により円形鋼管ダンパーは,鋼構造制振設計指針で示す H 形せん 断パネルダンパーの内,変形性能が最も高い場合(基準化幅厚比:0.150~0.165, 0.299~ 0.303)と同程度の疲労寿命を有し,間柱支持有無によらず,疲労寿命を有することを確認し た.

15) 弾性剛性 K_eに対してせん断変形と曲げ変形及び接合プレートの回転を考慮した次式で算定する.

$$K_{c} = \left\{ \left(\frac{1}{_{d}K_{c}} \cdot h + \frac{1}{_{sc}K_{c}} \cdot 2H + \frac{H^{3} + H \cdot h^{2}}{2_{_{sc}}E \cdot _{_{sc}}I_{_{x}}} \right) \cdot \left(\frac{1}{2H + h} \right) \right\}^{-1}$$

但し, h はダンパーの高さ, H は間柱片側の高さ, scE は間柱のヤング係数, scIx は間柱の強軸に対する断面 2 次モーメント, dKc と scKc はそれぞれダンパーと間柱の弾性剛性である. Kcの計算結果はおよそ 15%程度で実験結果を過大評価し, その差は, 計算で考量しなかった エンドプレートおよび接合プレートの局部的な面外変形によるものだと考えられる. そのた め, 設計時には, 接合プレートとエンドプレートの影響を適切に考慮することが要される.

16) 間柱支持されたダンパーが構面外の力を受ける場合を想定した FEM 解析結果により,層間変形角 R=1/100 時に,間柱が先行降伏することにより間柱の方で大きい変形が生じ,ダンパーに生じる平均せん断変形角 dy は 0.0033rad 程度で小さい変形となる.

第5章では,間柱支持低降伏点円形鋼管ダンパー付き骨組の地震応答性状を検討することを目的 とし,円形鋼管ダンパー単体の繰返し履歴のモデルを構築した.また,構築した履歴モデルを用い て間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組の地震応答解析を実施し,解析結果よりダンパーの最大せん 断変形角と累積せん断変形角の関係をダンパー単体の疲労曲線と比較し,ダンパーの変性能を検証 した.同時に,全塑性せん断耐力と弾性剛性が円形鋼管ダンパーと同じH形せん断パネルダンパー 付き骨組の場合と両者を比較・検討した.以下の得られた知見を列記する.

- 17) 円形鋼管ダンパー単体の繰返し履歴のモデルには Ramberg-Osgood モデルに等方硬化と移動
 硬化を導入した IKRO モデルを適用した. 試行錯誤により IKRO モデルの変数を決定し, 結
 果として鋼管種 LY225 ではα= 0.5, η= 20.0, β= 0.63, 鋼管種 LY100 ではα= 0.02, η=
 20.0, β= 0.58 であれば,実験結果と良い対応を示すことを確認した.
- 18) 既往の研究でパネルの鋼種が LY225 の H 形せん断パネルダンパーの IKRO モデルとして, $\alpha_h = 2.31, \ \eta_h = 13.0, \ \beta_h = 0.7$ が提案された. これを用いて鋼管種 LY225 の円形鋼管から置

換したせん断要素の履歴性状ついて、本章で提案する IKRO モデルのパラメータの場合と H 形せん断パネルダンパーの IKRO モデルの場合を比較する. H 形せん断パネルダンパーの IKRO モデルの場合,本章で提案する IKRO モデルの場合ほぼ同じ履歴性状となるが、振幅 が大きくなるほど耐力が大きくなる.

- 19) 間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組に対して文献 5.6)で示す設計方法を用いて,2次設計用標 準ベースシヤー係数 Co=1.0,等価1質点系の最大層間変形角 Reqmax=1/100 とし,等価1質点 系の剛性比 keq は 1.5 程度,等価1質点系の耐力負担率beq は 0.20 程度,等価1質点系のトリ ガーレベル係数yeq は 0.35 程度になるように4層骨組と8層骨組を設計した.また,弾性剛性 と全塑性せん断耐力が円形鋼管ダンパーと同じ基準化幅厚比 0.28 の H 形せん断パネルダンパ ー付き骨組と間柱支持ダンパーを除去した骨組について最大速度 50cm/s と 100cm/s の地震動 に対する地震応答性状を検討した.その結果から得られた知見を以下に示す.
 - 円形鋼管ダンパーとH形せん断パネルダンパー付き骨組は、最大速度 50cm/sの地震動に対して、目標としたR^{eq}_{max}=1/100より小さくなり、ダンパーで地震エネルギーを吸収し、 主体骨組の塑性化を緩和した。
 - ・ 全ての地震動に対して間柱支持ダンパー付き骨組が間柱支持ダンパーを除去した骨組と 比べて最大層間変形角 *R*_{max}*i*が半分以上に低減した.
 - ・ 円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパー付き骨組は最大層間変形角, 塑性吸収エネルギー分布などほぼ同じ地震応答性状を示した.
 - ・ 地震応答解析結果より得られた円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの最大 変形角ymaxと累積せん断変形角Σy関係を用いて、それぞれダンパーの疲労曲線と比較した。円形鋼管ダンパーは、最大速度 50cm/s の地震動に疲労曲線を下回り、変形性能に 対して余裕があった。最大速度 100cm/s の地震動で疲労曲線を上回っている場合がある が、僅かでありほとんどの地震動は疲労曲線を下回ることが確認できた。

発表論文

1. 本論文に関連する発表論文

日本建築学会構造系論文集・その他査読論文

- 1) 金眞佑,桑原進,畑中祐紀,宮川和明,喜多村亘,木下智裕:間柱支持された低降伏点円形鋼 管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状,構造工学論文集,Vol.62B, pp.441-448, 2016.03
- 金眞佑,桑原進,宮川和明,喜多村亘,木下智裕,安井信行:低降伏点円形鋼管を用いたせん 断履歴型ダンパーの力学性状,日本建築学会構造系論文集,Vol.81, No.719, pp.101-109, 2016.01
- 3) Jinwoo KIM, Susumu KUWAHARA, Kazuaki MIYAKAWA, Tomohiro KINOSITA, Wataru KITAMURA: Shear-Type damper using a low-yield-strength circular hollow section, IABSE Symposium Report Elegance in Structures, pp. 1-8, 2015

日本建築学会大会学術講演梗概集・日本建築学会近畿支部研究報告集など

- 金眞佑,桑原進,畑中祐紀,宮川和明,喜多村亘,木下智裕:間柱支持低降伏点円形鋼管せん 断履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状,日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.863-864, 2016.09
- 5) Jin-Woo KIM, Susumu KUWAHARA, Kazuaki MIYAGAWA, Tomohiro KINOSHITA, Wataru KITAMURA, Seiji MUKAIDE : Elasto-Plastic Behavior of Shear Type Damper Using Low-Yield-Strength Circular Hollow Section (Effective aspect ratio, diameter and diameter-thickness ratio), The 17th Taiwan-Korea-Japan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures (SEEBUS2015), pp.171-178, 2015.09
- 6) 金眞佑,桑原進,石川祐理,畑中祐紀,宮川和明,喜多村亘,木下智裕:低降伏点円形鋼管を 用いたせん断履歴型鋼管ダンパーの力学性状(載荷振幅・径厚比・鋼管材料の影響),日本建 築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.1165-1166, 2015.09
- 7) 石川祐理,桑原進,金眞佑,畑中祐紀,宮川和明,喜多村亘,木下智裕:間柱支持された低降 伏点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状 その1.せん断加力実験の概要,日本 建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.1169-1170, 2015.09
- 8) 畑中祐紀,桑原進,金眞佑,石川祐理,宮川和明,喜多村亘,木下智裕:間柱支持された低降 伏点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状 その 2.せん断加力実験結果及び FEM 解析,日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.1171-1172, 2015.09
- 9) 金眞佑,桑原進,石川祐理,畑中祐紀,宮川和明,喜多村亘,木下智裕:低降伏点円形鋼管を 用いたせん断履歴型鋼管ダンパーの力学性状(載荷振幅・径厚比・鋼管材料の影響),日本建 築学会近畿支部研究報告集,No.55, pp.533-536, 2015.6
- 10) 畑中祐紀, 桑原進, 金眞佑, 石川祐理, 宮川和明, 喜多村亘, 木下智裕: 間柱支持された低降 伏点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状, 日本建築学会近畿支部研究報告集, No.55, pp.537-540, 2015.6

- 11) 石川祐理,桑原進,金眞佑,森岡宙光,宮川和明,喜多村亘,木下智裕,安井信行:低降伏 点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状 その 1.せん断加力実験と FEM 解析 の概要,日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.1121-1122, 2014.09
- 12) 森岡宙光,石川祐理,金眞佑,桑原進,宮川和明,喜多村亘,木下智裕,安井信行:低降伏 点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状 その 2.実験結果,日本建築学会大会 学術講演梗概集 C-1, pp.1123-1124, 2014.09
- 13) 金眞佑,桑原進,石川祐理,森岡宙光,宮川和明,喜多村亘,木下智裕:低降伏点円形鋼管 を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状 その 3.単調載荷 FEM 解析による検討,日本建築 学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.1125-1126, 2014.09
- 14) 石川祐理,桑原進,金眞佑,森岡宙光,宮川和明,喜多村亘,木下智裕,安井信行:低降伏 点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状 その 1.せん断加力実験,日本建築学 会近畿支部研究報告集, No.54, pp.445-448, 2014.5
- 15) 金眞佑,桑原進,石川祐理,森岡宙光,宮川和明,喜多村亘,木下智裕:低降伏点円形鋼管 を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状 その2.単調載荷 FEM 解析による検討,日本建築 学会近畿支部研究報告集, No.54, pp.449-452, 2014.5

2. その他の発表論文

査読論文

 D.Y.Abebe, J.W.Kim, J.H.Jang, J.H.Choi : Effect of Slenderness Ratio on Inelastic Buckling and Residual Strength of H-Section Steel Column Member, Applied Mechanics and Materials, Vol.405-408, pp.895-899, 2013.09

会議報告など

- Jinwoo Kim, Daniel Y.Abebe, Jaehyouk Choi : A Study on Structural Characteristics of Circular Hollow Steel Damper for Aspect Ratio, Proceedings of the 7th International Symposium on Steel Structure, pp.308-309, 2013.11
- 3) Daniel Y.Abebe, Jinwoo Kim, Charles Clifton, Jaehyouk Choi: Study on Inelastic Buckling Behavior and Residual Strength of H-Section Steel Column, Proceedings of the 7th International Symposium on Steel Structure, pp.214-215, 2013.11
- DY Abebe, SJ Jeong, JW Kim, JH Choi : Analytical study on large deformation in shear panel hysteresis damper using low yield point steel, Proceedings of 2013 NZSEE Conference, 2013.4
- 5) D.Y.Abebe, J.W.Kim, J.H.Choi : Hysteresis characteristic of circular pipe steel damper using LYP 225, Proceedings of the Steel Innovation Conference 2013, pp.3-10, 2013.2

謝辞

本論文は,筆者が 2013 年 10 月に大阪大学工学研究科 地球総合工学専攻 建築工学コース 鉄骨 系構造学領域に博士課程として入学した以来,3 年間の研究成果をまとめたものであります.論文 を完成させるにあたり,多くの方々から御支援と御助力を頂き,感謝申し上げたいと思います.

まず,大阪大学准教授 桑原進先生には,本研究を行う機会を頂き,終始変わらぬ丁寧な御指導・ 御鞭撻を賜りましたこと厚く御失礼を申し上げます.

大阪大学教授 多田元英先生には,終始暖かい御指導・御鞭撻を頂きました。厚く感謝の意を表す 次第です。

大阪工業大学准教授 向出静司先生(元大阪大学助教授)には,日頃から御鞭撻を頂き,研究を進めるにあたって多くの御指導を頂きました.厚く感謝の意を表す次第です.

大阪大学教授 倉本洋先生,宮本裕司先生には,有益な御指摘・御助言を頂きました.心より感謝 致します.また,同大学 建築工学コース 構造系の先生方々には,御支援・御助言を頂きました. ここに深く感謝いたします.

本研究の遂行に至りまして、宮川和明氏(JEF シビル), 喜多村亘氏(JFE シビル), 木下智裕 氏(JFE スチール)には、試験体作成や、研究に関して有益な御助言を頂きました.ここに、感謝 申し上げます.

大阪大学技術職員松井貴志氏には、実験の実施に当たり多大なご協力を頂きました.記してここ に心からの感謝の意を表します.また、本研究において卒業論文あるいは修士論文のテーマとして 研究の遂行に尽力を頂いた当時大阪大学石川祐理(現大阪府),同森岡宙光(現JFEスチール), 同畑中祐紀(現大阪大学)の諸氏をはじめとする同大学鉄骨系構造学領域の学生の皆様に実験の実 施に限らず様々な面で御助力を賜りました.深く御感謝を申し上げます.

研究を進めるあたり、御支援・御助言を頂きた関係各位に改めて感謝の意を表します.また、貴 重な研究成果を引用させていただいた文献著者の方々に、感謝申し上げます.

最後に、常に暖かく励まして頂きました両親と妻に心から感謝致します.