

折返し式ブレースの構造特性に関する研究

Study on Structural Characteristic of Folded Braces

令和 2年 1月

日本大学大学院理工学研究科博士後期課程

海洋建築工学専攻

波 田 雅 也



## 折返し式ブレースの構造特性に関する研究

## 目次

## 第1章 序論

1.1 鉄骨造建物におけるブレース構造の現状と課題-----	1
1.2 既往の研究 -----	2
1.2.1 弾性範囲の広いブレース -----	2
1.2.2 座屈拘束ブレース -----	5
1.3 折返し式ブレースの考案 -----	6
1.4 本研究の目的 -----	9
1.5 本論文の構成 -----	9
1.6 第1章のまとめ -----	11
第1章 参考文献 -----	12

## 第2章 折返しブレースの実大実験

2.1 はじめに -----	13
2.2 実験概要 -----	13
2.2.1 試験体諸元 -----	13
2.2.2 降伏軸力, 軸剛性, 軸降伏変位の計算値 -----	15
2.3 実験方法 -----	16
2.3.1 載荷方法 -----	16
2.3.2 計測項目 -----	18
2.4 軸力-軸変位関係 -----	20
2.4.1 履歴曲線 -----	20
2.4.2 包絡曲線 -----	22
2.5 各鋼材のひずみ -----	23
2.5.1 弾性領域のひずみ -----	23

2.5.2 塑性領域のひずみ	24
2.6 各鋼材の軸変位の内訳	26
2.7 折返しブレースの終局状態	27
2.7.1 終局状態までの履歴曲線	27
2.7.2 最終破壊状況	27
2.7.3 破壊過程まとめ	30
2.8 折返しブレースの製作	31
2.9 第2章のまとめ	36
第2章 参考文献	37

### 第3章 座屈拘束メカニズムの検討

3.1 はじめに	38
3.2 座屈拘束メカニズムと限界軸力 $N_c$	38
3.2.1 座屈拘束メカニズムの検討モデル	38
3.2.2 限界軸力 $N_c$ の誘導	40
3.2.3 一般的な座屈拘束ブレースとの比較	41
3.3 座屈拘束メカニズムを検証するための要素実験	43
3.3.1 試験体	43
3.3.2 実験方法	44
3.3.3 軸力-軸変位関係	46
3.3.4 中鋼管ひずみの検討	47
3.3.5 限界軸力 $N_c$ の実験値と計算値の比較	48
3.3.6 降伏点が不明瞭な鋼材の $N_c$ 算定式の適用性に関する検討	49
3.4 第3章のまとめ	50
第3章 参考文献	51

### 第4章 折返しブレース構造建物の性能に関する検討

4.1 はじめに	52
4.2 1層1スパンに模擬した鉄骨造建物のケーススタディ	52
4.2.1 1層1スパンに模擬した鉄骨造建物の基本特性	52
4.2.2 フレームの耐力と降伏変形を変数とした検討	53
4.3 5層5×2スパン鉄骨造建物の試設計スタディ	58



---

4.3.1	設計概要	58
4.3.2	時刻歴応答解析	63
4.4	第4章のまとめ	67
	第4章 参考文献	68
	第5章 鉄骨造実建物への適用と効果の確認	
5.1	はじめに	69
5.2	鉄骨造8階建て事務所ビル新築工事への実施適用	69
5.2.1	建物概要と構造計画	69
5.2.2	折返しブレースの設計	71
5.2.3	建物の耐震性能(荷重増分解析結果)	74
5.2.4	折返しブレース構造と純ラーメン構造の鋼材量の比較	77
5.2.5	折返しブレースの製作と施工	78
5.3	実建物に設置した折返しブレースの構造実験	81
5.3.1	試験体および載荷装置	81
5.3.2	載荷計画	83
5.3.3	実験結果	85
5.4	第5章のまとめ	88
	第5章 参考文献	89
	第6章 結論	
6.1	はじめに	90
6.2	本論文の結論	90
付録	発表論文リスト	94
謝辞		106



# 第 1 章

## 序論

Introduction



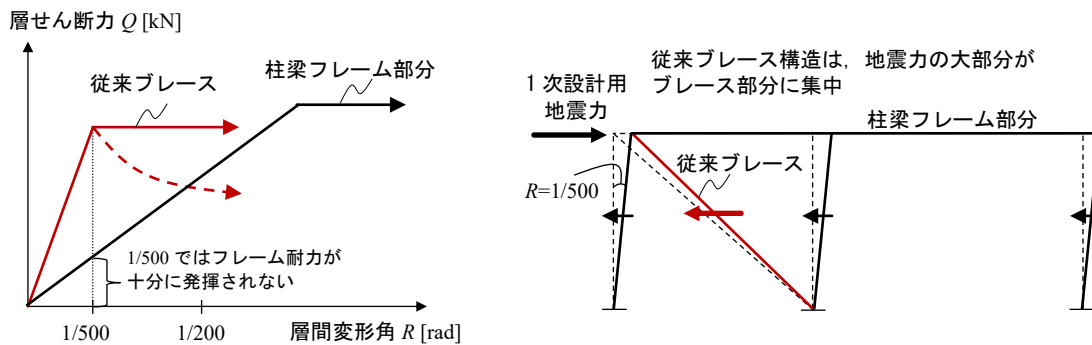
## 第1章

### 序論

#### 1.1 鉄骨造建物におけるブレース構造の現状と課題

鉄骨造建物では、柱梁接合部を剛接合としたフレームに耐震ブレースを設置したブレース構造が広く採用されている。ブレース構造は、柱梁フレームのみで構成される純ラーメン構造に比べて少ない鋼材量で剛性や耐力を確保でき、合理的かつ経済的な設計を志向できる[1.1][1.2]。

しかし、図 1.1 に示すように、従来の耐震ブレース（以下、従来ブレース）の軸降伏変位は小さく、層間変形角  $R=1/500\text{rad}$  程度の変形レベルで早期に降伏（または座屈）することが多い[1.1][1.3][1.4]。一方、フレームは、1次設計用地震力に対する変形制限である  $R=1/200\text{rad}$  程度まで十分弾性であることが多く、 $R=1/500\text{rad}$  の変形レベルではフレーム耐力が十分に発揮されない[1.5][1.6]。そのため、従来ブレース構造は、部材の降伏を許容しない1次設計において地震力の大部分をブレースが負担しなければならず、結果的にブレースを多量に配置する必要がある。したがって、建物の外観や機能面が優先されブレースを少量しか配置できない場合は、経済的なブレース構造を断念して純ラーメン構造を採用せざるを得ないケースが多いという課題があった。この課題を解消するためには、弾性範囲の広いブレースが有効である[1.1]。



- ・柱梁フレームは、柔らかく粘り強い。1/200radでも十分弾性を保持。
- ・従来ブレースは、1/500rad程度の小変形で降伏(または座屈)。

・部材の降伏を許容しない1次設計用地震力の大部分がブレース部分に集中するため、ブレースを大量に配置できないと設計が成立しない。

・建物の外観や機能面が優先され少量しか配置できない場合は、経済的なブレース構造を断念して純ラーメン構造を採用せざるを得ない。

図 1.1 鉄骨造建物におけるブレース構造の現状と課題

1.2 既往の研究

1.2.1 弾性範囲の広いブレース

既往の研究開発において、ブレースの弾性範囲を広くするために種々の工夫が行われ、実用化されている。しかし、特殊な材料を用いるが故にコストが高く、接合方法の制約があること等から、いずれも十分に普及しているとは良い難い。

弾性範囲の広いブレースに関する既往技術をまとめて以下に示す。

(1) 偏心ブレース

一般に用いられる偏心 K 形ブレース（八形ブレース）や Y 形ブレースは、ブレース架構の弾性剛性を低く抑え、ブレースへの応力集中を回避する従来技術の一つである[1.1]。図 1.2 に示すように、ブレース架構の降伏箇所を、図中にⓄで示す束材や梁の一部（リンク部）に限定する。ブレースの座屈耐力より小さな荷重で、束材またはリンク部を曲げないしせん断降伏させることで、安定した履歴が得られる。ブレースの角度や断面積、束材（またはリンク部）長さを変えることで、ブレース架構の弾性範囲をある程度調整できる。しかし、束材長さを長くするほど、弾性剛性が低くなるものの、束材の曲げ降伏耐力も低下するため、弾性範囲の増大はさほど期待できない。

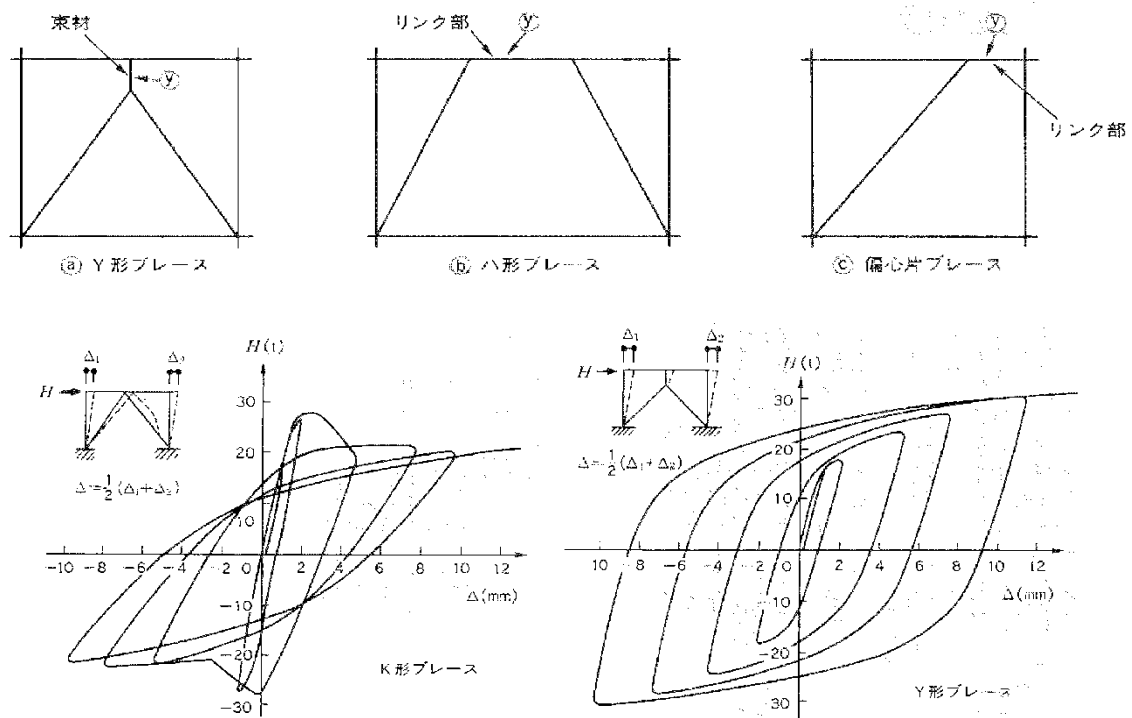


図 1.2 偏心ブレース  
(文献[1.1]から転載)

(2) アルミニウム合金製ブレース

ヤング率が鋼材の約 1/3 であるアルミニウム合金を用いたブレース（以下、アルミブレース）は、RC 造建物の外付け耐震補強を中心に普及している(図 1.3)[1.4][1.7][1.8]。仮に普通鋼材並みの降伏応力を有する高強度アルミニウムを用いれば、ヤング率に反比例して軸降伏変位(=部材長×降伏応力/ヤング率)が増大し、 $R=1/250\sim 1/200\text{rad}$  程度まで降伏しないブレースとなる。

アルミブレースが RC 造建物の外付け耐震補強に採用される理由として、RC 主架構が  $R=1/250\text{rad}$  前後で最大耐力に達するためアルミブレースの最大耐力( $R=1/250\sim 1/200\text{rad}$  前後で発揮)を単純和できること、比重が鋼材の約 1/3 と軽量であるため施工性に優れるとともに付加重量が低減されること、耐食性に優れメンテナンスフリーであることが挙げられる。

しかし、高強度アルミニウムは、熱処理工程を経ているため溶接部では耐力が低下し、一般的に母材強度を確保することができない。また、アルミブレースの接合部にはボルト摩擦接合を使用できないためピンとクレビスを用いることが一般的であるが、クレビスとブレース母材間の溶接接合部が早期に破断することが懸念される。大久保、石川ら[1.7]は、クレビスの降伏を母材や溶接部の降伏に先行させることでアルミブレースの塑性変形能力を高めた設計法を提案しているが、それでもアルミブレースが安定して塑性変形して躯体との追従性能を確保できるのは  $R=1/100\text{rad}$  程度までとしており、一般に  $R=1/100\sim 1/80\text{rad}$  の変形レベルで 2 次設計が行われる鉄骨造建物には適合し難い。

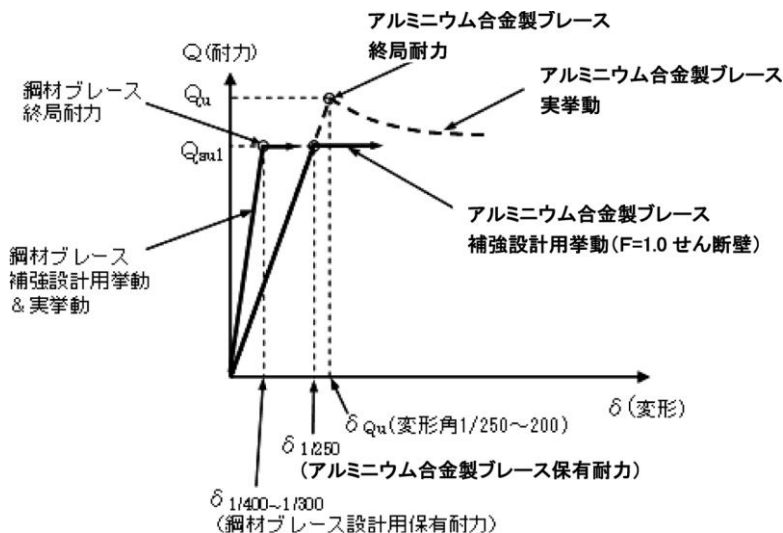


図 1.3 アルミニウム合金製ブレースの Q-δ 関係の概念図  
(文献[1.8]の図 7 を転載)

(3) 高強度鋼材を用いたブレース

普通強度の鋼材に比べて降伏応力の大きな高強度鋼材を用いることで、軸降伏変位を増大させたブレースも実用化されている[1.1][1.9][1.10]。鋼材のヤング率は降伏応力によらずほぼ一定であるため、部材長さが共通のブレースで比較すると、降伏応力(ヤング率×降伏歪み)に比例して軸降伏変位(部材長さ×降伏歪み)が増大する。

一般的に、高強度鋼材は降伏比が高く塑性変形能力が乏しいため、高張力鋼やPC鋼棒を用いて断面を小さく抑え、圧縮耐力に期待しない引張ブレースで設計されることが多い[1.1]。一方で、従来の高張力鋼よりも降伏比が小さく抑えられる高性能 60 キロ鋼を用いた圧縮引張ブレース[1.9]や、建築構造用 550N/mm<sup>2</sup> 鋼を用いた座屈拘束ブレース[1.10]も提案されている。

しかし、550N/mm<sup>2</sup> 鋼(降伏応力の範囲 385~505 N/mm<sup>2</sup>)を用いたとしても、通常鋼 : SN400B(降伏応力の範囲 235~355N/mm<sup>2</sup>)に比べて軸降伏変位は 1.6 倍程度しか増大せず、 $R=1/200\text{rad}$  まで降服しないブレースを実現するには不十分である。

(4) 曲げ降伏先行型ブレース

図 1.4 や図 1.5 に示すように、ブレースの形状に工夫を凝らして曲げ降伏させることで、ブレース部材としての軸剛性が小さく、弾性範囲を広くする試みも提案されている[1.11][1.12][1.13]。いずれも弾性範囲の広いブレースの有効性に着目した点で本論文と共通しているが、曲げ降伏先行型は構面外変形の拘束や耐力確保などが課題として挙げられている。

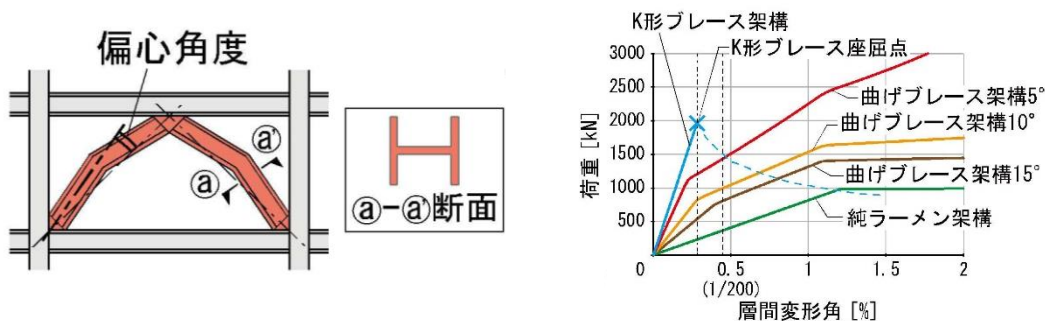


図 1.4 曲げ降伏先行ブレース (文献[1.11]の図 1, 図 2 を転載)

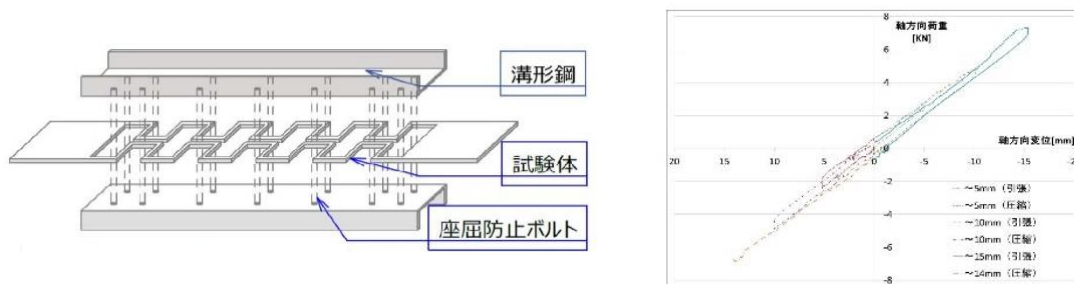


図 1.5 大変形弾性部材 (文献[1.13]の図 1, 図 2 を転載)



### 1.2.2 座屈拘束ブレース

鉄骨造建物におけるブレース構造は、ブレースの座屈問題を解消した「座屈拘束ブレース」の発明により、塑性変形能力に優れたブレース構造を設計する手段が確立され、広く普及している[1.14][1.15][1.16]。座屈拘束ブレースとは、鉄骨ブレースの周囲を交換やモルタルなどで覆って座屈を拘束することにより、圧縮側に引張側と同様の履歴特性を付与できるブレースである(図1.6, 図1.7)。しかし、座屈拘束ブレースであっても、ブレースが早期に降伏するために1次設計用地震力の大部分がブレースに集中し、フレーム耐力が有効に発揮されないという課題は解消されない。

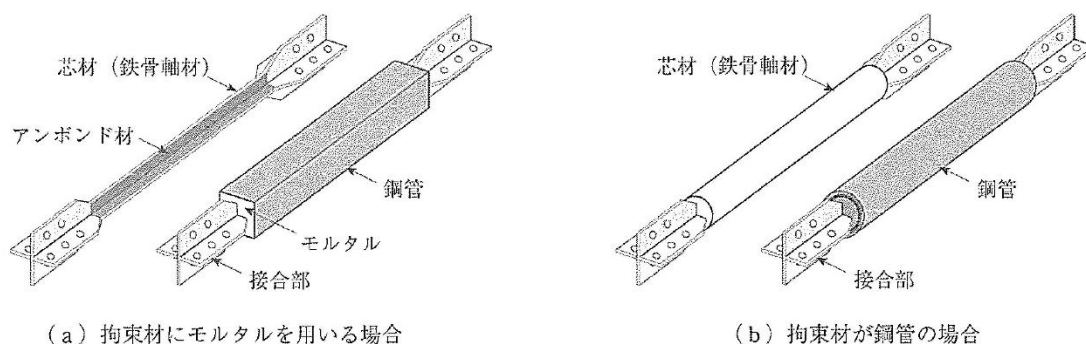


図 1.6 座屈拘束ブレースの基本的な構成 (文献[1.6]の図 C3.1.1 を転載)

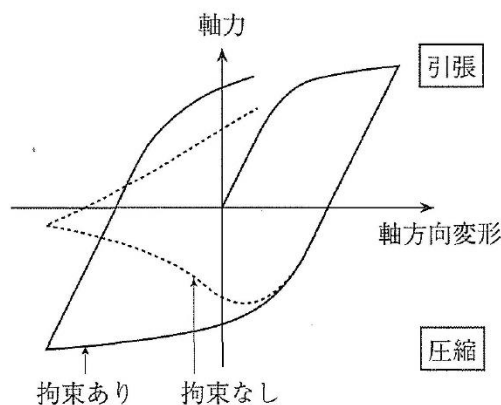


図 1.7 座屈拘束ブレースの履歴特性 (文献[1.6]の図 C3.1.2 を転載)

### 1.3 折返し式ブレースの考案

筆者らは、普通強度の鋼材でもブレースの弾性範囲を広くでき、 $R=1/200\text{rad}$  程度の変形レベルまで降伏しない“折返し式ブレース”（以下、折返しブレースと称す）を考案した。

折返しブレースの断面パースを図 1.8 に示す。折返しブレースとは、断面の異なる 3 本の鋼材（内側から芯材、中鋼管、外鋼管）による 3 重構成で、各鋼材を両端のエンドプレートを通じて、一筆書きの要領で折り返して直列接合することにより、実際の部材長さを見付けの部材長さ(L)の約 2.5 倍( $2.5L$ )に長くしたブレースである。

折返しブレースは、部材長さに比例して軸降伏変位が約 2.5 倍増大するとともに、芯材と中鋼管に作用する軸力の向き(圧縮・引張)が互いに反転することで、芯材(圧縮材)の全体座屈を中鋼管(引張材)が拘束する独自の座屈拘束効果を有する。この折返しブレースを鉄骨造建物に設置することで、従来ブレースでは困難であったブレース材の少量配置が可能となり、1 次設計レベルからフレーム耐力が有効に発揮される合理的なブレース構造が実現する。

なお、折返しブレースは、北嶋[1.17]が提唱した折返し方式の超弾性柔要素部材(連想耐震壁脚部に組込む軸力部材)を、ブレースに応用したものである。

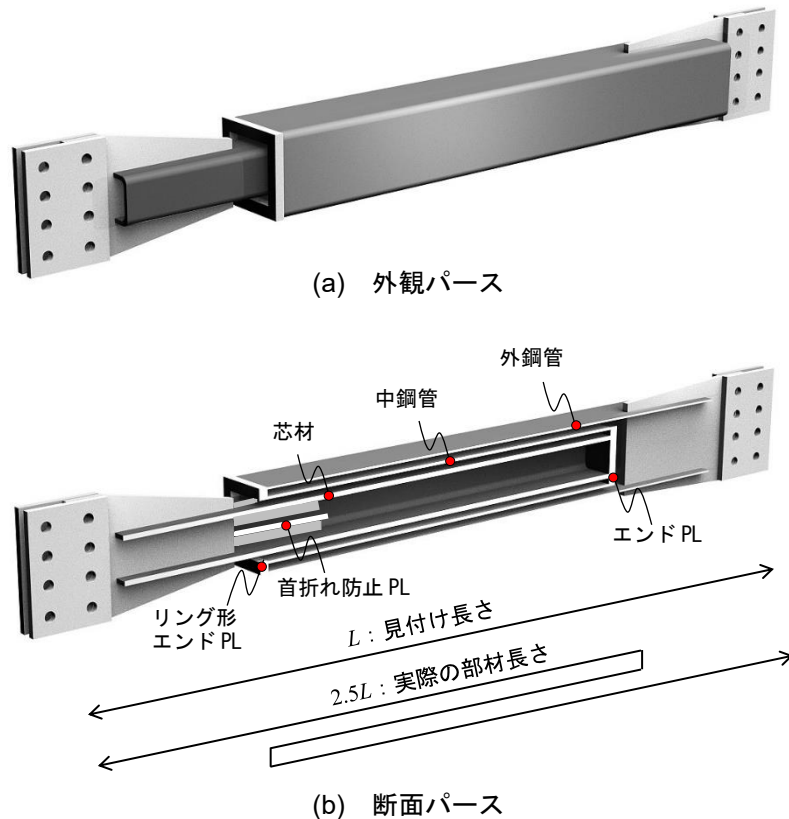


図 1.8 折返しブレースのパース

(1) 折返しブレースの「部材構造特性」

折返しブレースは、3本の鋼材を一筆書きの要領で接続するという新たなアイデアを用いることで、以下の(a), (b)に示す2つの部材構造特性(軸降伏変位増大, 座屈拘束効果)を有する独創的なブレースである。

(a) **軸降伏変位の増大:** 折返しブレースの軸力-軸変位関係の概念図を従来ブレースと比較して図 1.8 に示す。図 1.9 より、従来ブレースの軸力-軸変位関係に対し、断面積を大きくすると、軸剛性と軸耐力は断面積に比例して大きくなる。しかし、軸降伏変位は降伏ひずみと部材長さの積で決定するため、断面積を大きくしても変わらない。一方、折返しブレースは、実際の部材長さを見付けの部材長さ( $L$ )の約 2.5 倍( $2.5L$ )に長くすることで、材料の降伏強度やヤング率を変えないこと、従来ブレースに対して軸降伏変位を約 2.5 倍増大させることができ、 $R=1/200\text{rad}$  程度まで降伏しないブレースが実現できる。

(b) **座屈拘束効果:** 座屈拘束効果の概念図を図 1.10 に示す。折返しブレースは、3本の鋼材を直列系で接続しており、部材全体に圧縮軸力が作用すると、芯材は圧縮(-)、中鋼管は引張(+), 外鋼管は圧縮(-)というように、隣り合う鋼材には常に同じ大きさの軸力が圧縮と引張で反転して同一直線上に作用する。そのため、芯材(圧縮材)の全体座屈を中鋼管(引張材)が拘束する座屈拘束効果を有する。この座屈拘束効果により、折返しブレースは、引張耐力と同等の圧縮耐力を発揮する。

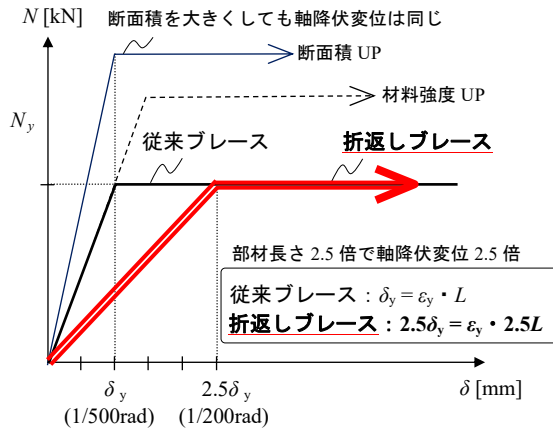


図 1.9 軸降伏変位の増大

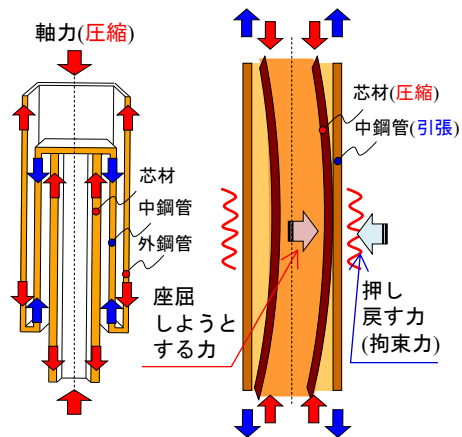


図 1.10 座屈拘束効果

(2) 折返しブレースを設置した鉄骨造建物の「建物構造特性」

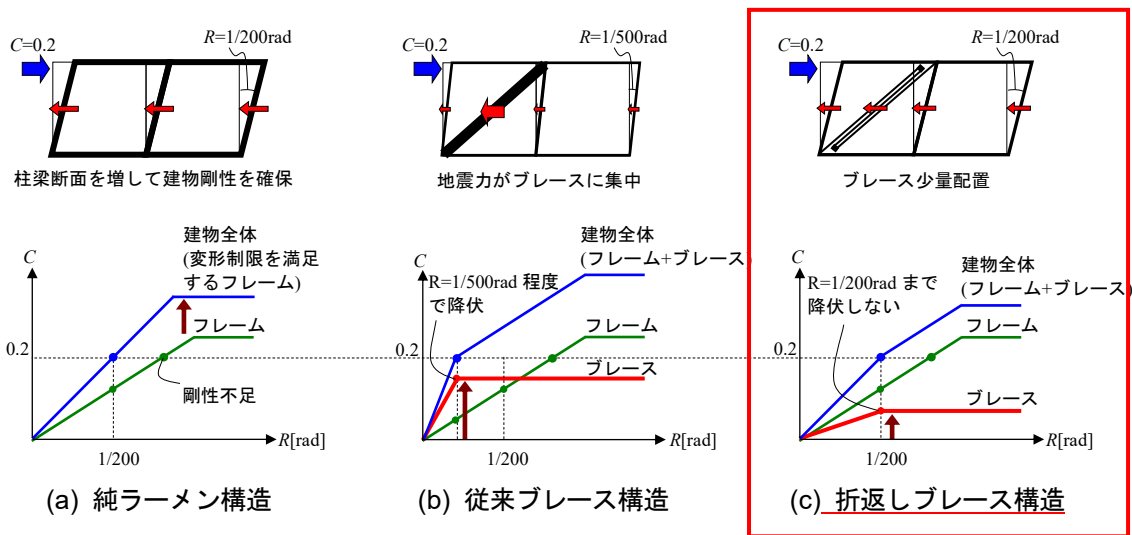
折返しブレースのような弾性範囲の広いブレースが鉄骨造の設計に有効であることは、幾つかの文献において定性的には述べられている[1.1][1.10]。しかし、その建物構造特性について、耐震性や経済性が定量的に示された研究は見当たらない。

各種鉄骨造建物の建物構造特性について、ベースシア係数  $C$ —層間変形角  $R$  関係を比較して図 1.11 に示す。(a)が純ラーメン構造, (b)が従来ブレース構造, (c)が折返しブレース構造である。

(a) 純ラーメン構造： 1 次設計時の変形制限( $R_1 \leq 1/200\text{rad}$ )を満足させるために、耐力的には十分であっても柱梁断面を増すことで建物剛性を確保しなければならない。

(b) 従来ブレース構造：  $R=1/500\text{rad}$  程度の小さな変形でブレースが降伏するため、部材の降伏を許容しない 1 次設計レベル( $C=0.2$ )の地震力がブレースに集中し、フレーム耐力が十分に発揮されない。

(c) 折返しブレース構造：  $R=1/200\text{rad}$  までブレースが降伏しないため、1 次設計レベルでフレームに不足する耐力分のみを少量のブレース耐力によって効率良く補うことができ、フレーム耐力を有効に発揮させた合理的なブレース構造が実現する。



※ベースシア係数  $C$  : 1 階の層せん断力を建物総重量で除して無次元化したもの

図 1.11 鉄骨造建物のベースシア係数  $C$ —層間変形角  $R$  関係の概念図

## 1.4 本研究の目的

本研究は、折返しブレースの「部材構造特性」と、折返しブレースを鉄骨造建物に用いたときの「建物構造特性」の2項目を明確に示すことを目的とする。

## 1.5 本論文の構成

本論文は、図 1.12 に示す全 6 章で構成している。以下に、各章の概要を記す。

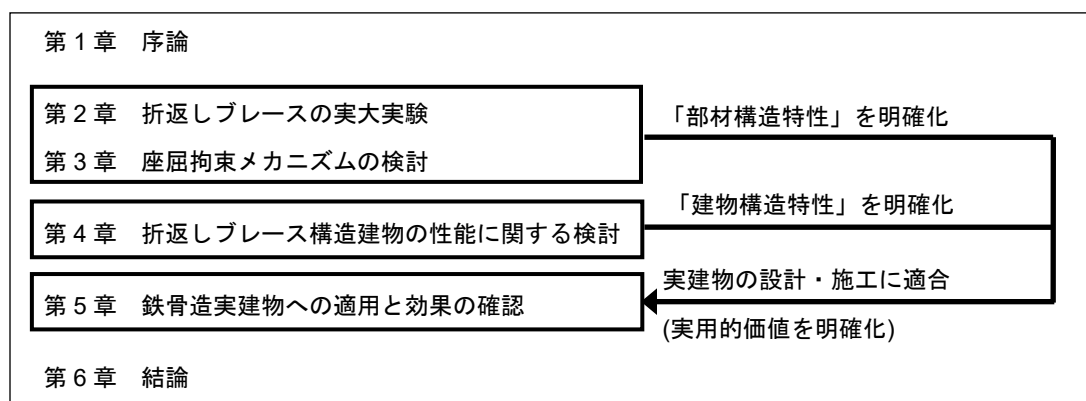


図 1.12 本論文の構成

### 第1章 序論

第1章では、本研究の経緯と目的、および論文の構成を示す。まず、鉄骨造建物におけるブレース構造の現状と課題、弾性範囲の広いブレース(梁曲げ降伏を先行させる偏心ブレースを含む)に関する既往研究について整理する。そのうえで、折返しブレース特有の「部材構造特性」である軸降伏変位の増大と座屈拘束効果の概要について示し、折返しブレースの新規性を明確にする。つぎに、折返しブレースを用いた鉄骨造建物の「建物構造特性」を概念的に整理し、ブレースの少量配置が可能となること、1次設計レベルからフレーム耐力を有効に発揮させた合理的なブレース構造が実現し得ることを示すことで、折返しブレースの有用性を明らかにする。

### 第2章 折返しブレースの実大実験

第2章では、折返しブレースの実大実験より、折返しブレース特有の部材構造特性(軸降伏変位の増大、座屈拘束効果)を明らかにする。試験体は、H形鋼芯材(H-175×175×7.5×11.0, SN400B)

を用いた降伏軸力 1600kN 程度の折返しブレースを 1 体、比較用として同じ H 形鋼芯材を単体で用いた一般的なブレース(芯材単体ブレース)を 1 体の計 2 体とする。実験方法は、柱梁架構を模擬した荷重装置に取付け角度 45 度で設置した状態で、正負交番の繰り返し漸増荷重とする。実大実験の結果、折返しブレースの軸降伏変位は芯材単体ブレースに比べて約 2.5 倍に増大し、層間変形角  $R=1/200\text{rad}$  程度の変形レベルまで弾性挙動を示すことを確認した。また、折返しブレースは、座屈拘束効果によって圧縮・引張とも芯材が軸降伏し、引張耐力と同等の圧縮耐力を発揮するとともに、軸降伏後も圧縮側で全体座屈することなく、 $R=1/50\text{rad}$  の変形まで概ね安定した紡錘型の履歴を示すことを確認した。

### 第3章 座屈拘束メカニズムの検討

第3章では、芯材(圧縮材)の全体座屈を中鋼管(引張材)が拘束するという折返しブレース特有の座屈拘束メカニズムを明らかにする。まず、圧縮軸力が作用して横たわみ(全体座屈)しようとする芯材と、それを拘束する中鋼管の関係を表す力学モデルを示し、力の釣合い条件について整理することで、「折返しブレースが全体座屈しない軸力の限界値(以下、これを限界軸力  $N_c$  と称す)」の算定式を導出する。 $N_c$  算定式は、中鋼管の断面特性値(降伏軸力  $N_y$ 、降伏曲げモーメント  $M_y$ )と、芯材と中鋼管との隙間  $s$  を用いた陽な形で表される。 $N_y$  と  $M_y$  が大きいほど、また  $s$  が小さいほど、 $N_c$  は大きくなる。つぎに、導出した  $N_c$  算定式の妥当性を検討するために、芯材と中鋼管の関係を模擬し、 $s$  のみを変数として単調圧縮荷重した要素実験を行う。要素実験の結果、限界軸力  $N_c$  の算定式による計算値が、要素実験で得た実験値とよく対応することを示し、導出した  $N_c$  算定式の妥当性を確認した。

### 第4章 折返しブレース構造建物の性能に関する検討

第4章では、純ラーメン構造、従来ブレース構造および折返しブレース構造建物を比較・検討し、折返しブレース構造建物の耐震性能や経済的な優位性を明らかにする。まず、鉄骨造建物の基本性能が 1 層 1 スパンに模擬した単純モデルで把握できるものと仮定し、フレームの耐力および降伏変形をパラメトリックに変化させて、純ラーメン構造、在来ブレース構造および折返しブレース構造建物の基本性能を比較する。このとき、従来ブレースは層間変形角  $R=1/500\text{rad}$  で降伏し、折返しブレースは  $R=1/200\text{rad}$  で降伏するものとする。その結果、折返しブレースを適用すれば、1 次設計レベルの耐力・剛性の不足分のみを負担するブレースを設置すればよく、従来ブレースでは困難な少量配置が可能となって合理的に耐震性能を確保できることを確認した。つぎに、5 層 5×2 スパン鉄骨造建物を対象とした試設計スタディを行い、折返しブレース構造建物の建物構造特性ならびに経済的な優位性について検討する。その結果、折返しブレース構造とすることで、保有水平耐力が同程度の純ラーメン構造に比べて、ブレースの水平力分担率に応じて総鋼材量が低減できることを確認した。また、立体骨組モデルの時刻歴応答解析を行った結果、折返しブレース構造の最大応答値は純ラーメン構造と同程度の値であることを確認した。

### 第 5 章 鉄骨造実建物への適用と効果の確認

第 5 章では、実際の 8 階建て鉄骨造事務所ビル新築工事に折返しブレースを適用し、その効果を確認することで、折返しブレースの実用的価値を明らかにする。まず、実建物の設計概要を示し、折返しブレースを適用することで従来ブレースでは成立しないブレース配置(少量かつ偏心配置)が実現すること、同等の保有水平耐力を有する純ラーメン構造建物と比較して総鋼材量が約 20%削減することを確認した。また、実建物の設計・施工を通じて、部材設計や製作および建方に特殊性は無く、容易に施工可能であることを確認した。さらに、実建物に適用した折返しブレースの構造実験を行い、設計時に想定したとおりの部材構造特性を有することを確認した。

### 第 6 章 結論

第 6 章では、各章で示した検討項目ならびに研究成果を総括する。

#### 1.6 第 1 章のまとめ

以上、第 1 章では、本研究の経緯と目的、および論文の構成を示した。

## 第1章の参考文献

- [1.1] 内田直樹, 福田俊文, 清水敬三, 高橋泰彦, 大越俊男, 福田豊: 最近のブレース工法, 建築技術, No.481, pp.101-141, 1991.4
- [1.2] 宮里直也: 鉄骨ブレースの特長, 建築技術, No.814, pp.130-131, 2017.11
- [1.3] 藤本盛久, 和田章, 佐伯英一郎, 渡辺厚: 鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドブレースに関する研究, 構造工学論文集, Vol.34B, pp.249-258, 1988.3
- [1.4] 竹内 徹, 堀内健太郎, 松井良太, 渡辺和志: 繰返し荷重を受けるアルミブレースの座屈性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 682 号, pp.1969-1976, 2012.12
- [1.5] 和田章: 靱性確保は損傷覚悟, 鋼構造制振技術の現状と設計指針への期待 —鋼構造における制振のこれから—, 2006 年度日本建築学会大会 (関東) 構造部門 (鋼構造) パネルディスカッション資料, No.349, pp.2-7, 1980.9
- [1.6] 堀江昌博, 和田章: ラーメンの変形と部材のプロポーシオン, 建築技術, No.349, pp.155-164, 1980.9
- [1.7] 大久保昌治, 檜山裕二郎, 石川浩一郎: アルミ合金ブレースの耐荷力及び接合方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.57B, pp.475-482, 2011.3
- [1.8] 檜山裕二郎, 大久保昌治: アルミニウム合金を用いた既存建築物の耐震補強工法の開発と実用化, 軽金属, 第 60 巻, 第 2 号, pp.93-99, 2010
- [1.9] 中島正愛, 辻文三, 西野孝仁, 芦沢知樹: 高性能 60 キロ鋼を用いた筋違材の復元力特性, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 437 号, pp.105-113, 1992.7
- [1.10] 森貴久, 岡本勇紀, 吉田文久, 岩田衛: 芯材に建築構造用 550N/mm<sup>2</sup> 鋼を用いた座屈拘束ブレースの実験的研究, その 1~その 2, 建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp.1055-1058, 2014.9
- [1.11] 小花瑠香, 高木次郎, 大崎純: 曲げ降伏先行ブレースを用いた鋼構造架構の解析的性状評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.1255-1256, 2017.8
- [1.12] 上野彰太, 高木次郎, 小花瑠香, 大崎純: 断面形状が異なる曲げ降伏先行ブレースの正負交番載荷時挙動評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.707-708, 2018.9
- [1.13] 西田銀次, 中村健人, 澤田樹一郎: 大変形弾性部材の実験及び解析的研究 その 1 大変形弾性部材の性能実験と有限要素解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp.821-822, 2016.8
- [1.14] 井上一朗, 沢泉紳一, 東端泰夫, 井ノ上一博: アンボンド平鋼ブレース内蔵コンクリート壁の座屈補剛設計, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 432 号, pp.41-49, 1992.2
- [1.15] 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, 2009.11
- [1.16] 日本建築学会: 鋼構造制振設計指針, 2014.11
- [1.17] 北嶋圭二, 波田雅也, 竹内健一, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を用いた次世代制震構造システムの研究開発, 第 13 回日本地震工学シンポジウム (2010), pp.3726-3733, 2010.



## 第2章

### 折返しブレースの実大実験

Full-scale experiment of folded braces



## 第2章

### 折返しブレースの実大実験

#### 2.1 はじめに

本章では、折返しブレース特有の部材構造特性(軸降伏変位増大, 座屈拘束効果)を確認するために実施した実大折返しブレースの載荷実験について示す。

#### 2.2 実験概要

##### 2.2.1 試験体諸元

試験体の外観を写真 2.1, 試験体諸元を表 2.1, 使用鋼材の引張材料試験結果を表 2.2 に示す。また, 試験体図を図 2.1 に示す。また, 試験体は, (a)-1, (a)-2 に示す折返しブレースを 1 体, 比較用として(b)-1, (b)-2 に示す芯材単体ブレースを 1 体の計 2 体とする。折返しブレースは, 芯材に H 形鋼(H-175×175×7.5×11.0, SN400B)を, 中鋼管と外鋼管に組立鋼管(中:□-191×197×9.0×6.0, 外:□-213×213×6.0×9.0, とともに SM490A)を使用した 3 重構成で, エンドプレートを介して突合せ溶接することで, 各鋼材を一筆書きの要領で互いに直列接合している。見付け長さ  $L=3,870\text{mm}$  は折返しブレースと芯材単体ブレースで共通とし, 芯材の細長比は  $\lambda=89$ (座屈長さ=見付け長さ)である。各鋼材間の隙間は, 座屈拘束効果を確保するため, 製作可能な範囲で極力隙間を小さくすることを意図して片側 2.0mm(見付け長さの約 1/2000 程度)に設定している。各鋼材間にアンボンド材は用いていない。なお, 折返しブレースの芯材露出部分は特に弱軸周りで断面性能が不足し, 首折れ座屈[2.1]の発生が予想されることから, 文献[2.2]の方法に基づきカバープレートで補強を行っている。



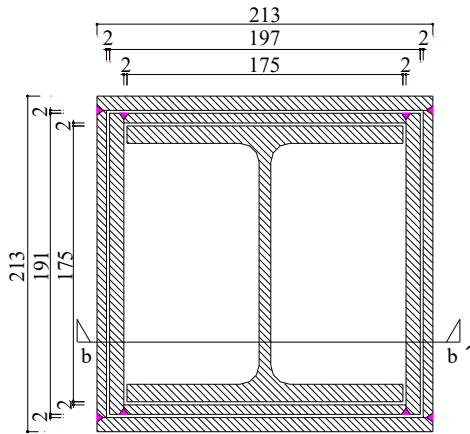
写真 2.1 試験体の外観

表 2.1 試験体諸元

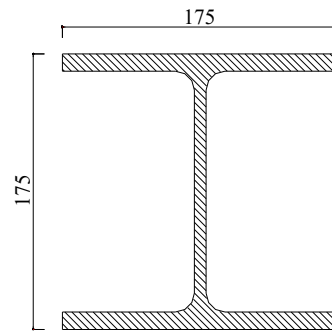
試験体	断面形状 H-h×B×t <sub>w</sub> ×t <sub>f</sub> □-A×B×t <sub>w</sub> ×t <sub>f</sub>	各鋼材単体							部材全体				
		降伏点	断面積	見付け長さ	部材長さ	細長比	軸降伏耐力	軸剛性	軸降伏耐力	軸剛性	軸降伏変位	降伏時層間変形角	
		$\sigma_y$	$A$	$L$	$\ell$	$\lambda$	$N_y$	$K$	$N_y$	$K$	$\delta_y$	$R_y$	
		[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	-	[kN]	[kN/mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[rad]	
(a) 折返しブレース	芯材	H-175×175×7.5×11.0	308	5,142	3,870	3,110	88	1,583	339	1583	125	12.70	1/206
	中鋼管	□-191×197×9.0×6.0	398	5,586		3,000	54	2,223	382				
	外鋼管	□-213×213×6.0×9.0	398	6,174		3,110	48	2,457	407				
(b) 芯材単体ブレース	H-175×175×7.5×11.0	308	5,142	3,870	3,220	88	1,583	327	1,583	327	4.83	1/541	

表 2.2 引張材料試験結果

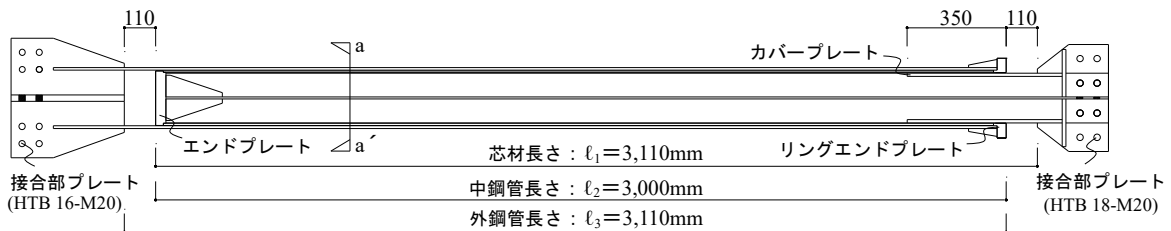
使用鋼材の規格				材料引張試験結果						
鋼材名	材質	部位	公称厚さ	基準強度	降伏点	引張強さ	降伏比	降伏ひずみ	破断伸び	
			t	F	$\sigma_y$	$\sigma_u$	$\sigma_y/\sigma_u$	$\epsilon_y$	$\Delta$	
			[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	-	[μ]	[%]	
芯材	H-175×175×7.5×11.0	SN400B	ウェブ	7.5	235	335	471	0.71	1634	39
			フランジ	11.0	235	308	449	0.69	1501	43
中鋼管 外鋼管	□-191×197×9.0×6.0 □-213×213×6.0×9.0	SM490A	6mm厚	6.0	325	410	580	0.71	1999	33
			9mm厚	9.0	325	398	560	0.71	1941	38



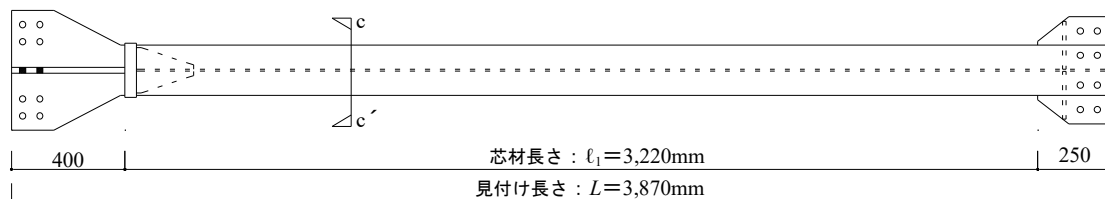
(a)-1 折返しブレース a-a'断面図



(b)-1 芯材単体ブレース c-c'断面図



(a)-2 折返しブレース b-b'断面図



(b)-2 芯材単体ブレース 外観図

図 2.1 試験体図

## 2.2.2 降伏軸力, 軸剛性, 軸降伏変位の計算値

## (a) 降伏軸力

折返しブレースの降伏軸力  $N_y$  は, 式(2.1)のように芯材・中鋼管・外鋼管の降伏軸力の最小値で決定し, 芯材の降伏軸力で決まるように設計している。芯材は中鋼管による座屈拘束効果が期待できるため, 芯材のみを軸降伏させて中鋼管と外鋼管は弾性を保持することで, 繰り返し軸力下でも安定した紡錘形の履歴が得られる。

$$N_y = \min (N_{1y}, N_{2y}, N_{3y}) = N_{1y} \quad (2.1)$$

ここで,  $N_{1y}$  は芯材の降伏軸力,  $N_{2y}$  は中鋼管の降伏軸力,  $N_{3y}$  は外鋼管の降伏軸力であり, それぞれ各鋼材の断面積  $A$  に材料試験で得られた降伏強度  $\sigma_y$  を乗じて算出した。なお, 降伏軸力の比率は,  $N_{1y} : N_{2y} : N_{3y} = 1.0 : 1.4 : 1.6$  程度である。

## (b) 軸剛性, 軸降伏変位

折返しブレースの軸剛性  $K$  は式(2.2)のように各鋼材の軸剛性を直列系で接続することで算出し, 軸降伏変位  $\delta_y$  は式(2.3)のように降伏軸力  $N_y$  を軸剛性  $K$  で除することで算出した。

$$K = \frac{1}{(1/K_1) + (1/K_2) + (1/K_3)} \quad (2.2) \quad \delta_y = \frac{N_y}{K} \quad (2.3)$$

ただし,

$$K_1 = \frac{E \times A_1}{\ell_1}, \quad K_2 = \frac{E \times A_2}{\ell_2}, \quad K_3 = \frac{E \times A_3}{\ell_3} \quad (2.4a), (2.4b), (2.4c)$$

ここで,  $K_1$  は芯材の軸剛性,  $K_2$  は中鋼管の軸剛性,  $K_3$  は外鋼管の軸剛性であり, 式(2.4a)~(2.4c)のようにヤング率  $E$  と断面積  $A_1, A_2, A_3$  の積を部材長さ  $\ell_1, \ell_2, \ell_3$  で除して算出した。なお, 鋼材のヤング率は全て  $205,000\text{N/mm}^2$  とした。

表 2.1 に示すように, 折返しブレースの軸剛性は  $125\text{kN/mm}$  であり, 芯材単体ブレース ( $327\text{kN/mm}$ ) の約  $1/2.6$  である。また, ブレース取付け角度  $\theta = 45$  度とすると折返しブレース降伏時の層間変形角  $R$  は  $1/206\text{rad}$  であり, 芯材単体ブレース ( $1/541\text{rad}$ ) の約  $2.6$  倍に増大する設計となっている。

2.3 実験方法

2.3.1 載荷方法

載荷装置図を図 2.2 に、載荷装置写真を写真 2.2 に示す。試験体は、実架構を模擬した柱と梁の間に、取付け角度  $\theta = 45$  度で設置した。接合部は、写真 2.2 (a), (b) に示すように頂部(柱側), 脚部(梁側)とも一般的な高力ボルト摩擦接合により両端固定とした。載荷は、脚部ピンの柱を介して、柱の頂部に取り付けたアクチュエータによる正負交番繰り返し載荷とし、初めに許容軸力  $N_a$  (芯材の基準強度  $F_t$  と断面積  $A_t$  の積と定義) 到達時まで荷重制御で載荷した後、層間変形角  $R$  を基準とした変位制御で行った。なお、層間変形角  $R$  はブレース軸変位  $\delta$  を式(2.5)にて、ブレース軸力  $N$  は頂部水平荷重  $P$  より式(2.6)にて算出した(図 2.3)。

$$R = \frac{\delta / \cos\theta}{H} \quad (2.5) \quad N = \frac{P}{\cos\theta} \quad (2.6)$$

ここで、 $R$ : 層間変形角,  $H$ : 階高,  $\delta$ : ブレース軸変位,  $\theta$ : ブレース取付け角度,  $N$ : ブレース軸力,  $P$ : 頂部水平荷重である。

載荷サイクルは、図 2.4 に示すように層間変形角  $R = \pm 1/300$  (芯材単体ブレースのみ),  $\pm 1/200$ ,  $\pm 1/133$ ,  $\pm 1/100$ ,  $\pm 1/67$ ,  $\pm 1/50$  rad に相当する軸変位で各 2 サイクルずつ載荷した。

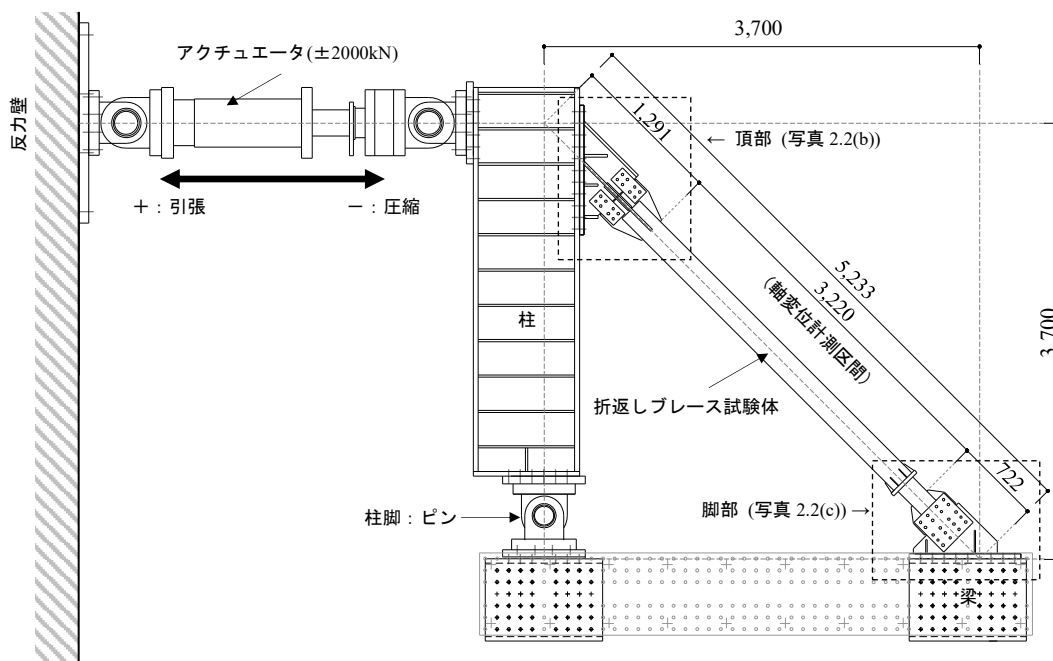
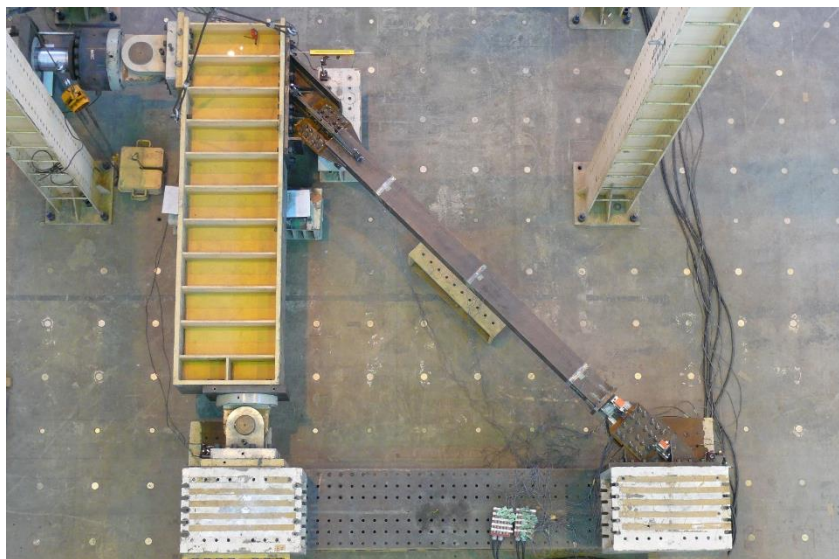


図 2.2 載荷装置図



(a) 全景



(b) 頂部(柱-外鋼管の接合部)



(c) 脚部(梁-芯材の接合部)

写真 2.2 載荷装置写真

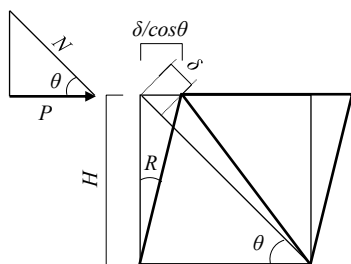
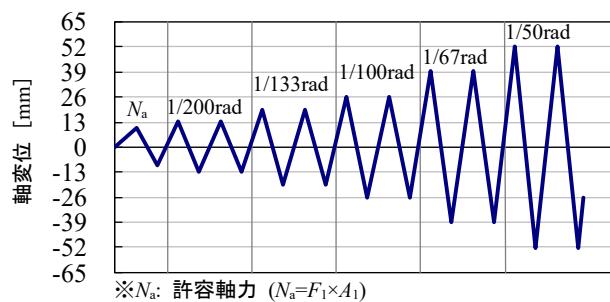


図 2.3 荷重-変位の幾何学図



※ $N_a$ : 許容軸力 ( $N_a = F_1 \times A_1$ )

図 2.4 载荷サイクル

### 2.3.2 計測項目

変位計測位置を図 2.5 に、ひずみ計測位置を図 2.6 に示す。計測項目は、頂部水平荷重  $P$  とブレース軸変位  $\delta$  および芯材軸ひずみとする。頂部水平荷重  $P$  はアクチュエータに取付けたロードセルにより計測し、ブレース軸変位  $\delta$  は試験体両端の接合部プレート間(図 2.5 中の軸変位計測区間=3,220mm)で計測した。

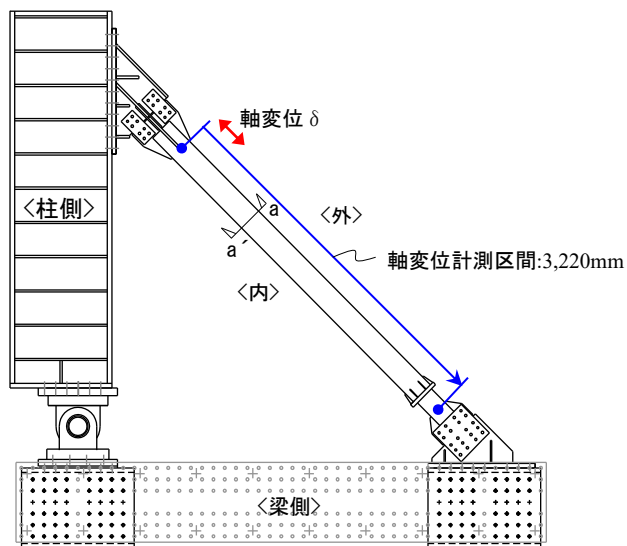
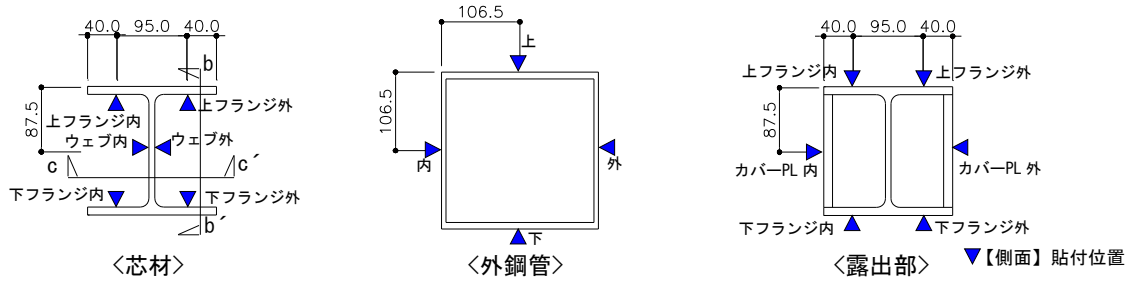
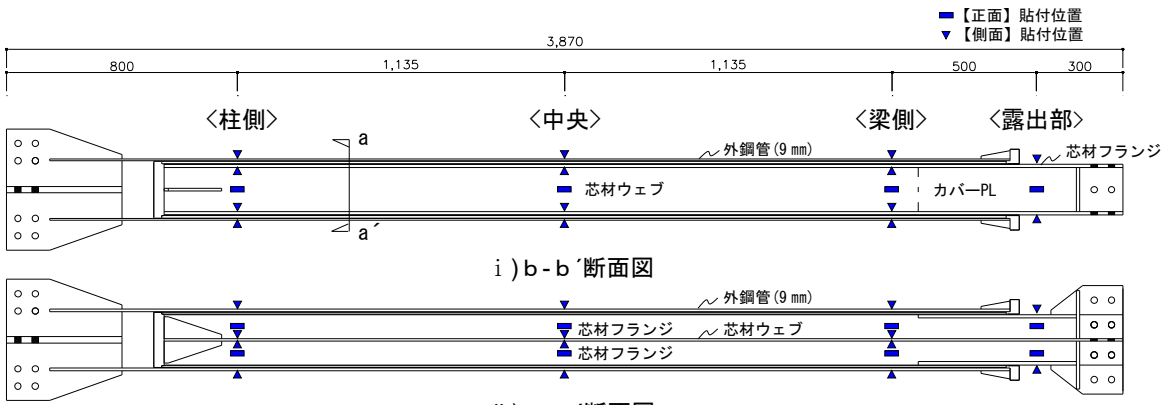


図 2.5 軸変位計測区間

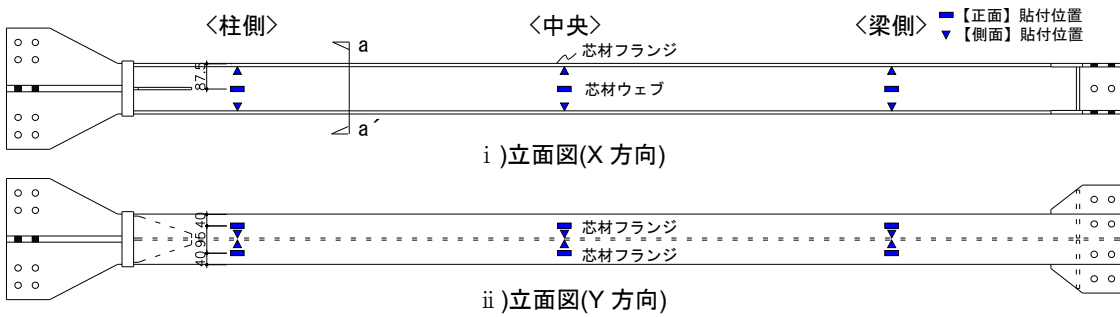




(a) a-a'断面



(b) 折返しブレース試験体



(c) 芯材単体ブレース試験体

図 2.6 ひずみゲージ貼付箇所

2.4 軸力-変位関係

2.4.1 履歴曲線

軸力-軸変位関係の履歴曲線を図 2.7 に、降伏軸力および最大軸力の実験値を表 2.3 に示す。降伏軸力の実験値  $expN_y$  は、見付け長さ  $L$  の 0.2%(7.74mm) のオフセット耐力[2.3]で評価した。図 2.7 には、降伏軸力と軸剛性の計算結果も併せて示している(芯材単体の圧縮耐力は、有効長さ係数=1.0(両端ピン)として、非弾性座屈荷重  $calN_{cr}$  と座屈後安定荷重  $calN_u$  を文献[2.4]中の式で算出)。まず図 2.7(b)より、芯材単体ブレースは、最初の圧縮荷重時に全体座屈が発生して耐力が低下 ( $expN_{max} = -1571kN$ ) し、その後はサイクルを重ねるごとに圧縮耐力が低下していることがわかる。一方図 2.7(a)より、折返しブレースは、前述の座屈拘束効果により圧縮・引張荷重時ともに全体座屈せず芯材が軸降伏し、 $R=1/50rad$  の変形レベルまで耐力・剛性とも安定した紡錘型の履歴を示していることがわかる。

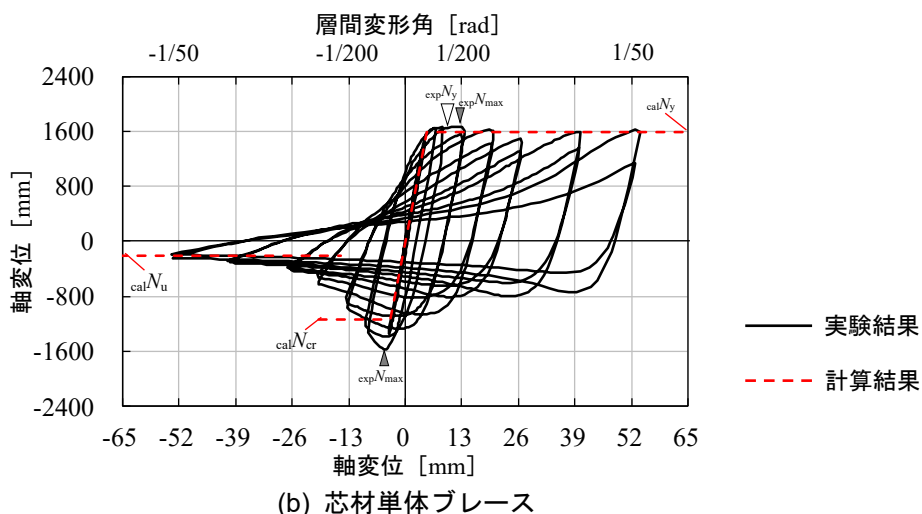
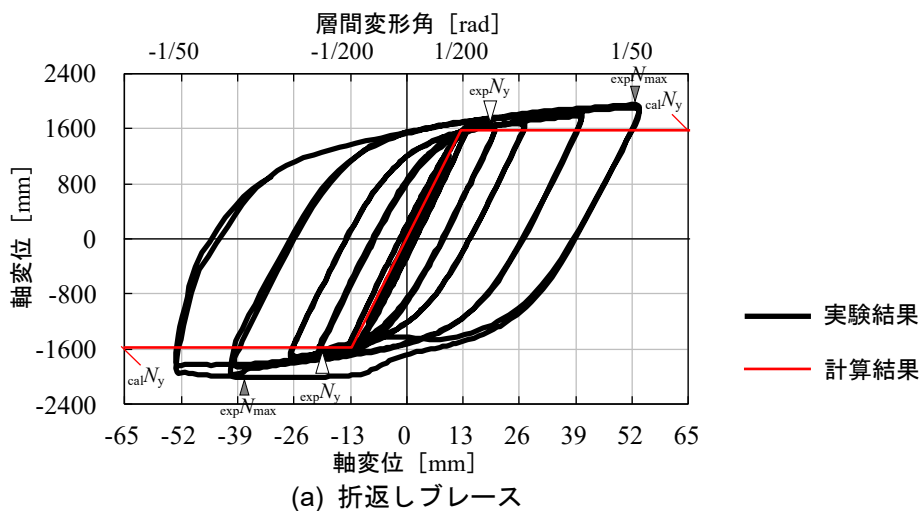


図 2.7 軸力-軸変位関係 (履歴曲線)

表 2.3 降伏軸力と最大軸力

			計算値 (Calculation)			実験値 (Expeliment)		
			降伏軸力	非弾性 座屈荷重	座屈後 安定荷重	降伏軸力	最大軸力	$\frac{\text{exp}N_{\max}}{\text{exp}N_y}$
			$\text{cal}N_y$	$\text{cal}N_{\text{cr}}$	$\text{cal}N_u$	$\text{exp}N_y$	$\text{exp}N_{\max}$	
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
(a)	折返し ブレース	引張 (+)	1583	—	—	1654	1946	1.18
		圧縮 (-)	-1583	—	—	-1651	-2018	1.22
(b)	芯材単体 ブレース	引張 (+)	1583	—	—	1659	1665	1.00
		圧縮 (-)	—	-1130	-214	—	-1571	—

・非弾性座屈荷重： $\text{cal}N_{\text{cr}} = N_y \cdot (1 - 0.4(\lambda/\Lambda)^2)$  ……文献[2.4]中の 式(2.6.2)

ここで、 $N_y$ :降伏軸力、 $\lambda$ :細長比、 $\Lambda$ :限界細長比であり、 $\lambda$ 算定時の座屈長さ=見付長 3,870mm・有効長さ係数=1.0(両端ピン)とする。

・座屈後安定荷重： $\text{cal}N_u = N_y / (6 \cdot \lambda_B + 0.85)$  ……文献[2.4]中の 式(3.4.4)

ここで、 $\lambda_B$ :基準化細長比、 $0.15 < \lambda_B < 0.3$  であり、 $\lambda_B$ 算定時の座屈長さ=見付長 3,870mm・有効長さ係数=1.0(両端ピン)とする。

2.4.2 包絡曲線

軸力-軸変位関係の包絡曲線を図 2.8 包絡曲線から評価した軸変位と軸剛性を表 2.4 に示す。包絡曲線上の○印が許容軸力時(許容軸力  $N_a=F_1 \times A_1$ )、●印が弾性限界時に到達した点を示している。表 2.4 に示す軸剛性の実験値  $_{exp}K$  は、包絡曲線上における芯材軸ひずみ 0.03%と 0.06%程度の 2 点を結んだ直線で評価した。弾性限界時は、見付け長さ  $L$  の 0.03%(1.16mm)オフセットした軸剛性(実験値)と包絡曲線の交点と定義した[2.3]。図 2.8 中には軸剛性の計算値  $_{cal}K$  も併せて示している。表 2.4 より、折返しブレースと芯材単体ブレースの軸剛性は、いずれも実験値と計算値が良く対応しており、折返しブレースの軸剛性が芯材単体ブレースの約 1/2.6 倍となることがわかる。また、折返しブレースは、芯材単体ブレースに対して許容軸力時の軸変位  $_{exp}\delta_a$  が約 2.6 倍に増大していることがわかる。さらに、共通の 0.03%オフセット変位を含む弾性限界時の軸変位  $_{exp}\delta_e$  でも約 2.3 倍に増大し、折返しブレースは圧縮・引張とも  $R=1/200rad$  程度の変形レベルまで概ね弾性挙動を示していることがわかる。

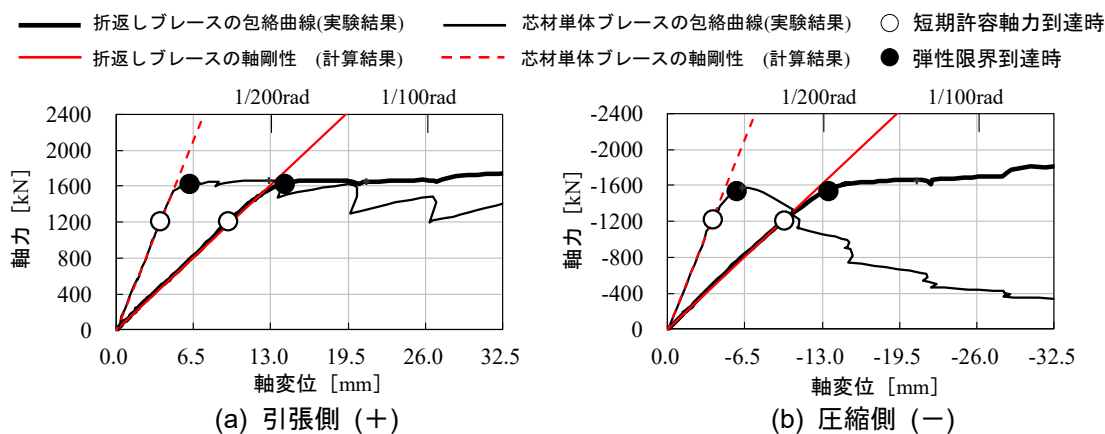


図 2.8 軸力-軸変位関係 (包絡曲線)

表 2.4 軸剛性と軸変位

		軸変位		軸剛性			
		許容軸力到達時	弾性限界到達時	実験値	計算値	$\frac{_{exp}K}{_{cal}K}$	
		$_{exp}\delta_a$ [mm]	$_{exp}\delta_e$ [mm]	$_{exp}K$ [kN/mm]	$_{cal}K$ [kN/mm]		
(a)	折返しブレース	引張 (+)	9.4	14.2	124.4	124.6	1.00
		圧縮 (-)	-9.9	-13.5			
(b)	芯材単体ブレース	引張 (+)	3.7	6.1	326.8	327.4	1.00
		圧縮 (-)	-3.8	-5.9			
折返し 芯材単体		引張 (+)	2.6	2.3	1/2.6	1/2.6	—
		圧縮 (-)	2.6	2.3			

2.5 各鋼材のひずみ

2.5.1 弾性領域のひずみ

弾性範囲(短期許容応力度到達時)における各部のひずみ曲線を図 2.9 に示す。図 2.9 より、芯材および外鋼管ともに、柱側・中央・梁側のひずみが一様に進展していることがわかる。また、図 2.10 は、部材中央の軸ひずみ  $\varepsilon$  にヤング係数  $E$  および断面積  $A$  を乗じて軸力に換算して横軸にとり、縦軸の水平力  $P$  を  $\cos \theta$  で除して算定した軸力との相関を表している。図 2.10 より、両者が良く一致していることから、芯材と外鋼管が直列に結合され、同じ大きさの軸力を伝達していることがわかる。

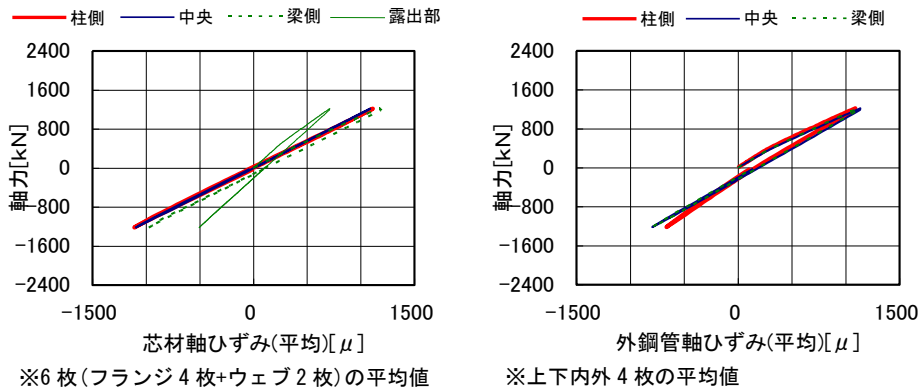
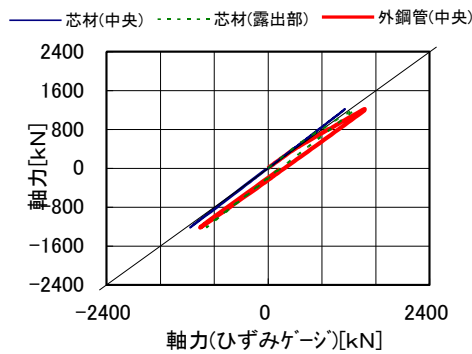


図 2.9 弾性範囲(短期許容応力度到達時)のひずみ曲線



※縦軸：軸力 $=P \times \cos \theta$   
 ※横軸：軸力(ひずみゲージ) $=\varepsilon \cdot E \cdot A$

図 2.10 载荷軸力と軸ひずみの対応

2.5.2 塑性領域のひずみ

$R=\pm 1/200$  および  $R=\pm 1/67$  相当の軸変位におけるひずみ曲線を図 2.11 および図 2.12 に示す。まず、図 2.11 より、降伏ひずみ( $1501 \mu$ )を越えたあたりで芯材の梁側から徐々に塑性化していることがわかる。また、図 2.12 より、その後は梁側のみに塑性化が集中すること無く、 $R=\pm 1/67$  の変形レベルにおいても、芯材が部材全体で概ね一様に塑性化していることがわかる。なお、 $R=\pm 1/67$  の変形レベルにおいても、外鋼管および芯材露出部は概ね弾性挙動している。

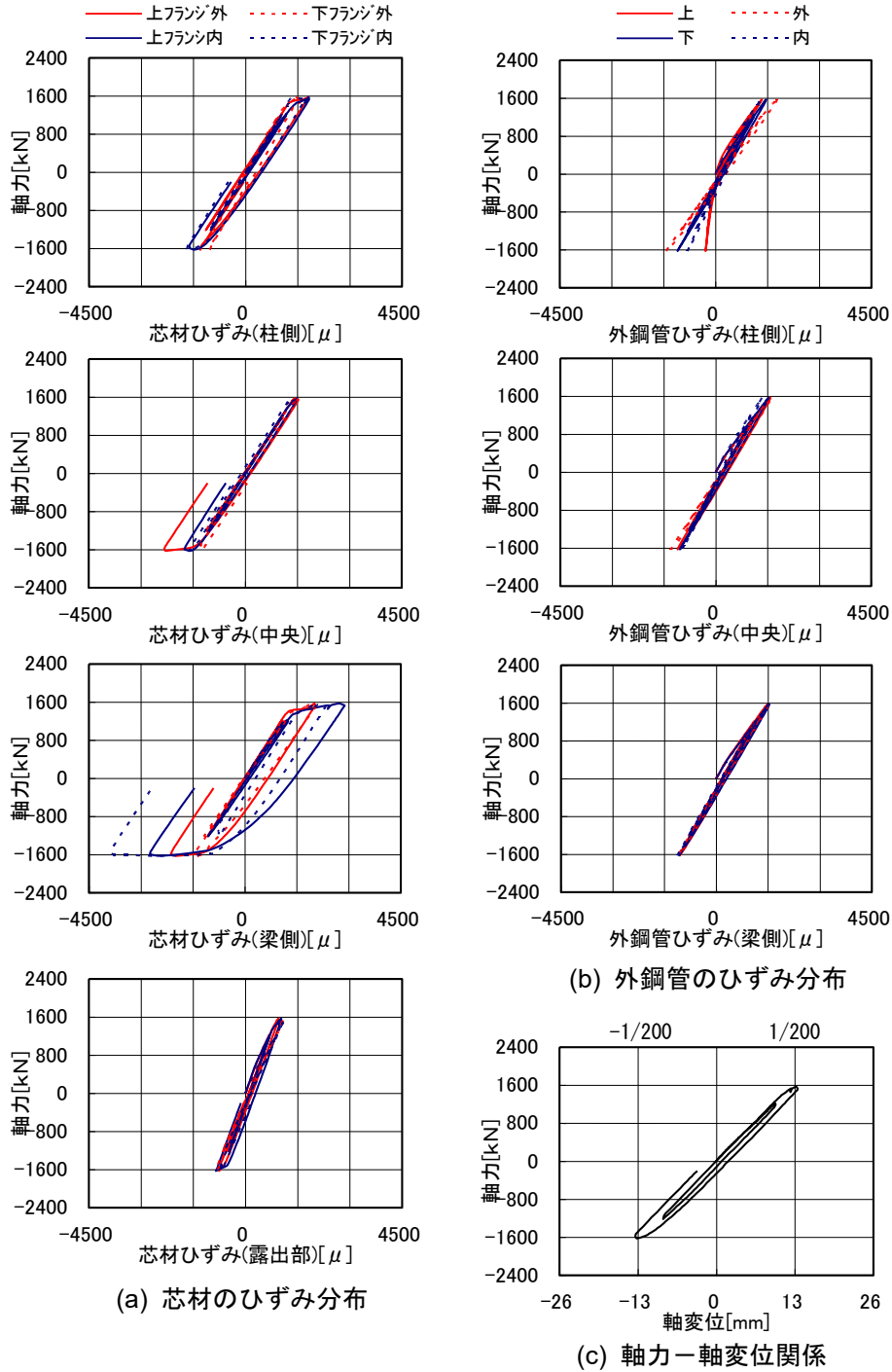


図 2.11  $R=\pm 1/200$ (軸変位 $\pm 13.1$  mm) 1 サイクル目におけるひずみ曲線

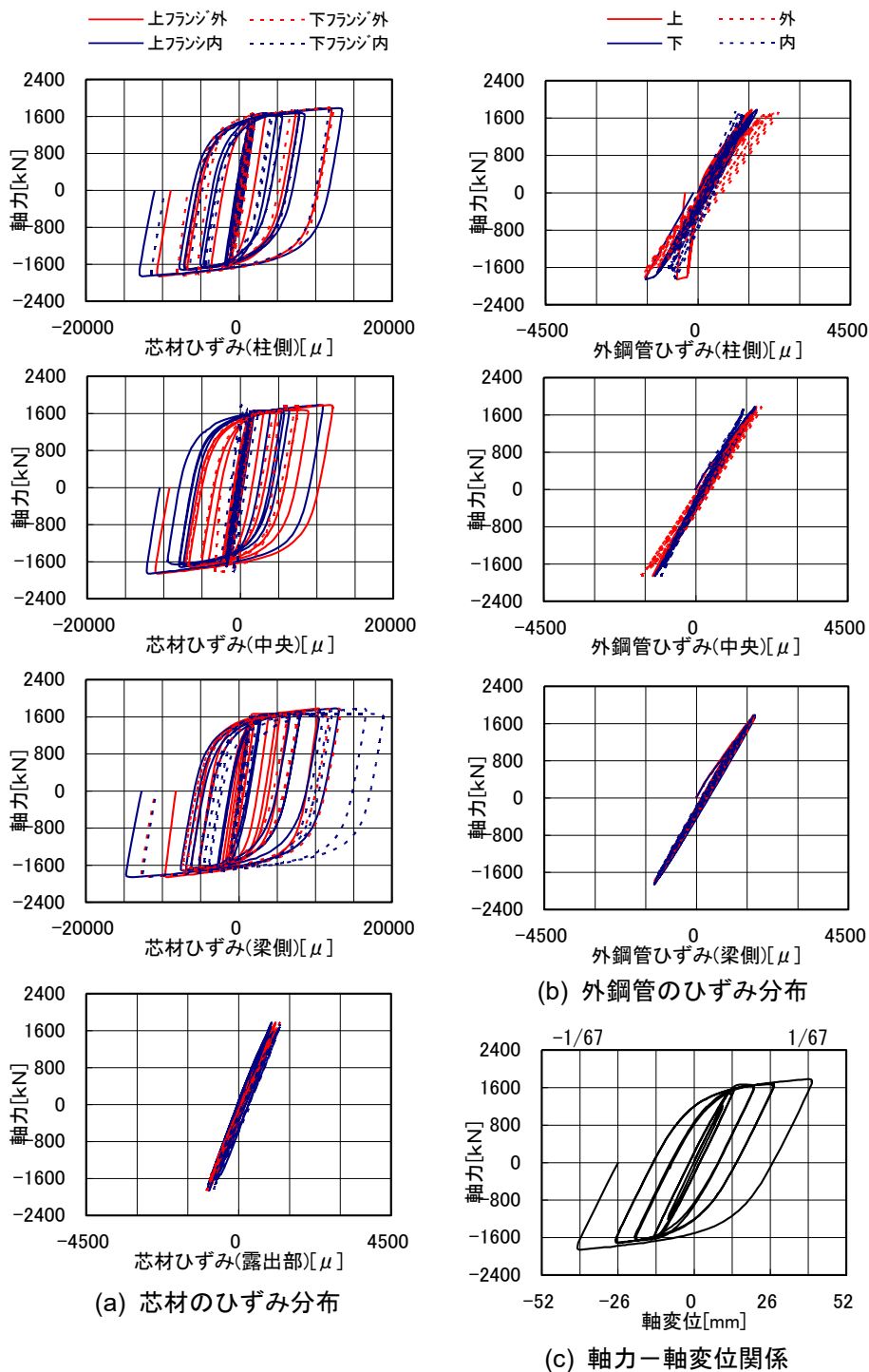


図 2.12  $R = \pm 1/67$  (軸変位  $\pm 39.3$  mm) 1 サイクル目におけるひずみ分布

2.6 各鋼材の軸変位の内訳

折返しブレースでは、直列に結合された各鋼材のうち芯材のみが軸降伏し、軸降伏後も中鋼管と外鋼管は弾性を保持する。そのため、ブレース全体の軸変位に占める各鋼材の軸変位の内訳は、芯材の塑性化の進展とともに変化する。

芯材降伏時( $R=1/200$ )および終局時( $R=1/50$ )におけるブレース軸変位に占める各鋼材の軸変位の内訳の計算値を図 2.13 に示す。芯材降伏時( $R=1/200$ )における各鋼材の軸変位は、実験で得られたブレース全体の軸変位を、各鋼材が軸剛性の逆数の比率で分担しているものとして算出した。終局時( $R=1/50$ )における各鋼材の軸変位については、芯材の降伏後荷重上昇(約 1.2 倍)に比例して中・外鋼管の弾性変位が線形的に増加するものとし、芯材の軸変位は、全体の軸変位と中・外鋼管の弾性軸変位の差分として算出した。図 2.13 より、降伏時は全体塑性率  $\mu$  と芯材塑性率  $\mu_c$  はいずれも 1.0 であるが、終局時は全体塑性率  $\mu=4.0$  に対して芯材塑性率  $\mu_c=9.0$  となっている。これは、ブレース全体塑性率の分母(降伏変位)には中・外鋼管の弾性軸変位分が含まれているためである。なお、ブレース全体の軸変位に対する芯材軸変位の割合は、降伏時で 36%、終局時で 81% である。

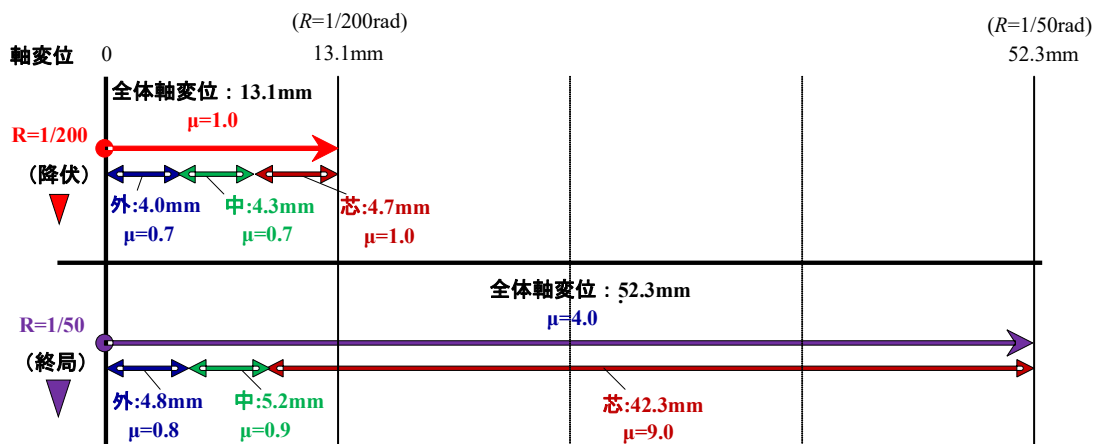
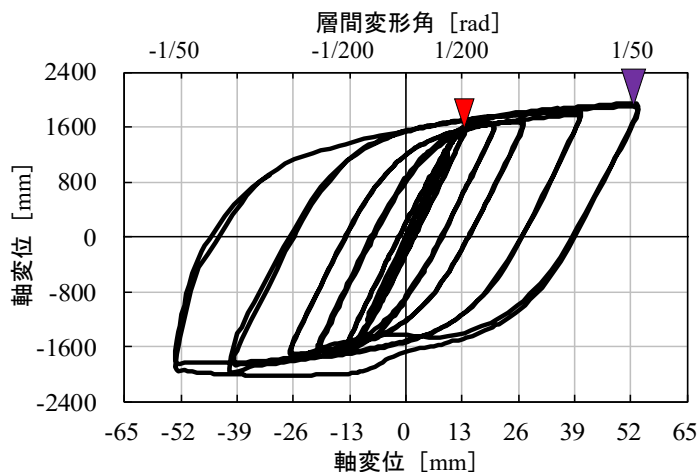


図 2.13 芯材，中鋼管，外鋼管の軸変位の内訳



(図 2.7(a)の履歴曲線を再掲載)



## 2.7 折返しブレースの終局状態

### 2.7.1 終局状態までの履歴曲線

折返しブレースの終局状態(最終ステップ)までの軸力-軸変位関係を図 2.14 に示す。図 2.14 より、折返しブレースは、 $\pm R=1/50\text{rad}$  の変位 2 サイクル終了まで降伏軸力以上の耐力を保持した後、引張側で芯材が破断して耐力低下に至った。なお、 $R=1/50\text{rad}$  の 1 サイクル目の圧縮側において、変位ゼロ付近を通過するあたりで荷重が上昇して履歴が不安定になるとともに、 $R=-1/50\text{rad}$  のピーク到達後の除荷剛性が、初期剛性よりも高くなっている様子が確認された。これは、後述する解体状況写真からわかるように、内部で芯材に局部座屈が生じ、中鋼管に接触したことに起因すると考えられる。

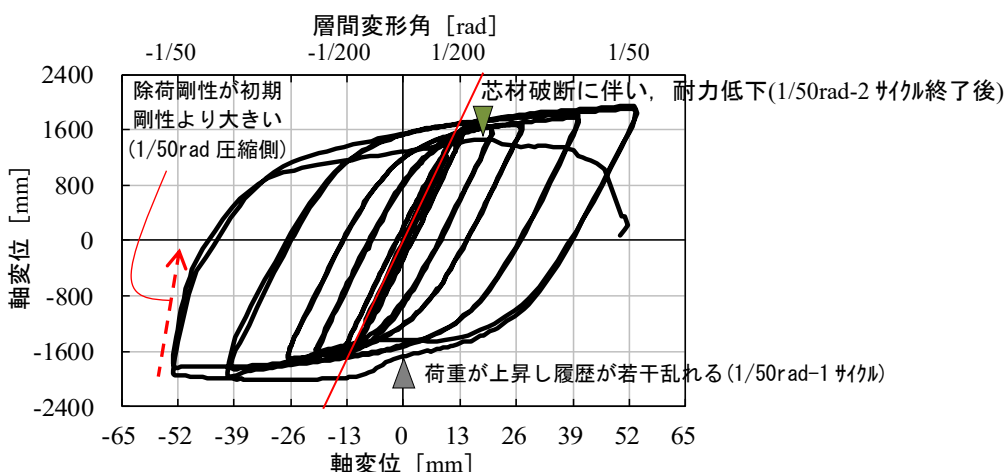


図 2.14 最終ステップまでの折返しブレースの軸力-軸変位関係

### 2.7.2 最終破壊状況

折返しブレースおよび芯材単体ブレースの実験後状況を写真 2.3 に示す。また、芯材単体ブレースの最終破壊状況を写真 2.4 に、折返しブレースの最終破壊状況を写真 2.5 に示す。写真より、芯材単体ブレースは全体座屈によって大きく横撓みが生じたのに対して、折返しブレースは全体座屈が生じず、芯材の補強プレート付近で生じた局部座屈が進展して破壊に至ったことが確認できる。また、折返しブレースの外鋼管には、柱側の外鋼管とエンドプレート接触部および梁側の芯材局部座屈部でハラミが生じていることが確認された。これらは、 $R=\pm 1/50$  加力 2 サイクル目の圧縮時に局部座屈の進行が顕著になってから発生したものである。なお、中・外鋼管の組立溶接は、芯材局部座屈部近傍のハラミによって中鋼管に 5cm 程度の亀裂が確認されたのみであり、全体的に健全な状態を維持していた。



(a) 折返しブレース (b) 芯材単体ブレース

写真 2.3 各試験体の実験後状況



(a) 芯材単体ブレース全景(実験後)



(b) 柱側 (c) 中央 (d) 梁側

写真 2.4 芯材単体ブレース試験体の最終破壊状況





(a) 折返しブレース全景(実験後)



(b) 折返しブレース全景(実験後、外鋼管の上面切断)



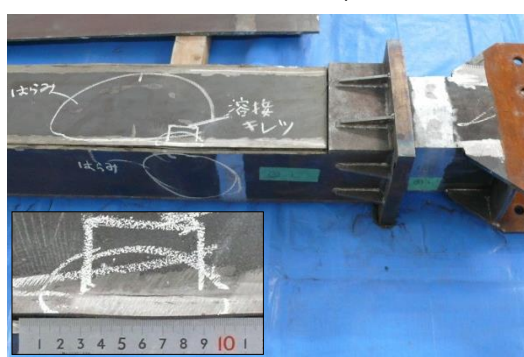
(c) 折返しブレース全景(実験後、外鋼管・中鋼管の上面切断)



(d) 折返しブレース全景(実験後、外鋼管・中鋼管の上面・側面切断)



(e) [柱側] 中鋼管(上)・外鋼管(外)



(f) [梁側] 中鋼管(上)・外鋼管(内)



(g) [柱側] 芯材



(h) [梁側] 芯材

写真 2.5 折返しブレース試験体の最終破壊状況(試験体断面の切断)

2.7.3 破壊過程まとめ

折返しブレースの破壊過程を鋼材毎に整理して図 2.15 に示す。

(a) 1次設計(許容応力度設計)レベル

短期許容応力度到達時においては、各鋼材とも軸ひずみが弾性範囲にあり、ブレース全体の軸力-軸変位関係も線形を保持した。その後、1次設計の変形制限である  $R=\pm 1/200$  程度で徐々に芯材が降伏し始めたが、外鋼管および芯材露出部の軸ひずみは弾性範囲で推移した。

(b) 2次設計(保有水平耐力算定)レベル

芯材の降伏に伴ってブレース全体の軸力-軸変位関係は非線形となり、保有水平耐力算定時[2.5]の  $R=\pm 1/100$  さらには  $R=\pm 1/67$  の変形レベルまで安定した紡錘形の履歴形状を示した。なお、芯材は部材全体で安定的に塑性変形し、外鋼管および芯材露出部は弾性範囲で推移した。

(c) 終局(Ds算定)レベル

終局モード確認(Ds算定)領域[2.5]にあたる  $R=1/50$  では、内部で芯材に局部座屈が発生した影響で圧縮側の履歴が若干不安定になったものの、 $R=1/50$  を2サイクル終了時まで降伏軸力以上の耐力を保持した。したがって、折返しブレースは終局レベルにおいても、目標とする構造性能を発揮したといえる。なお、 $R=1/50$  サイクルでも試験体に全体座屈は発生せず、芯材露出部および外鋼管は概ね弾性範囲を推移した。

(d) 終局モード

$R=1/50$  を2サイクル終了後の引張載荷側において、芯材に局部座屈が発生した箇所が破断し、耐力低下に至った。折返しブレースは、座屈拘束効果により全体座屈が生じないため、最終的な終局モードが芯材の局部座屈で決定することがわかった。

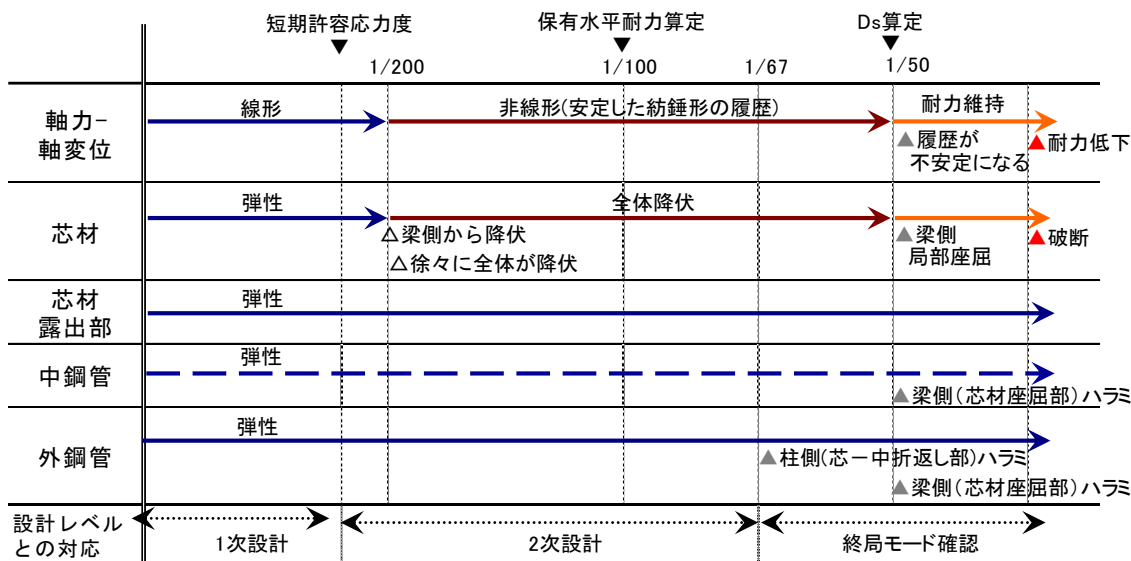


図 2.15 折返しブレースの破壊過程まとめ

2.8 折返しブレースの製作

折返しブレースの製作手順を図 2.16 に、製作状況写真を写真 2.6 に示す。まず、①エンドプレートに芯材を、②リング形エンドプレートに中鋼管をそれぞれ突合せ溶接する。次に、③エンドプレートに中鋼管を突合せ溶接することで、芯材と中鋼管をひとつなぎにする。さらに、④リング形エンドプレートに外鋼管を突合せ溶接することで、中鋼管と外鋼管をひとつなぎにする。このとき、①・②の溶接検査(目視および超音波探傷)は③の前に実施し、③の溶接検査は④の前に実施する。この①～④の手順で製作することにより、折返しブレースは、特殊な鋼材および溶接方法を用いること無く、現行の指針等[2.6][2.7][2.8][2.9]に従って製作・管理することができる。

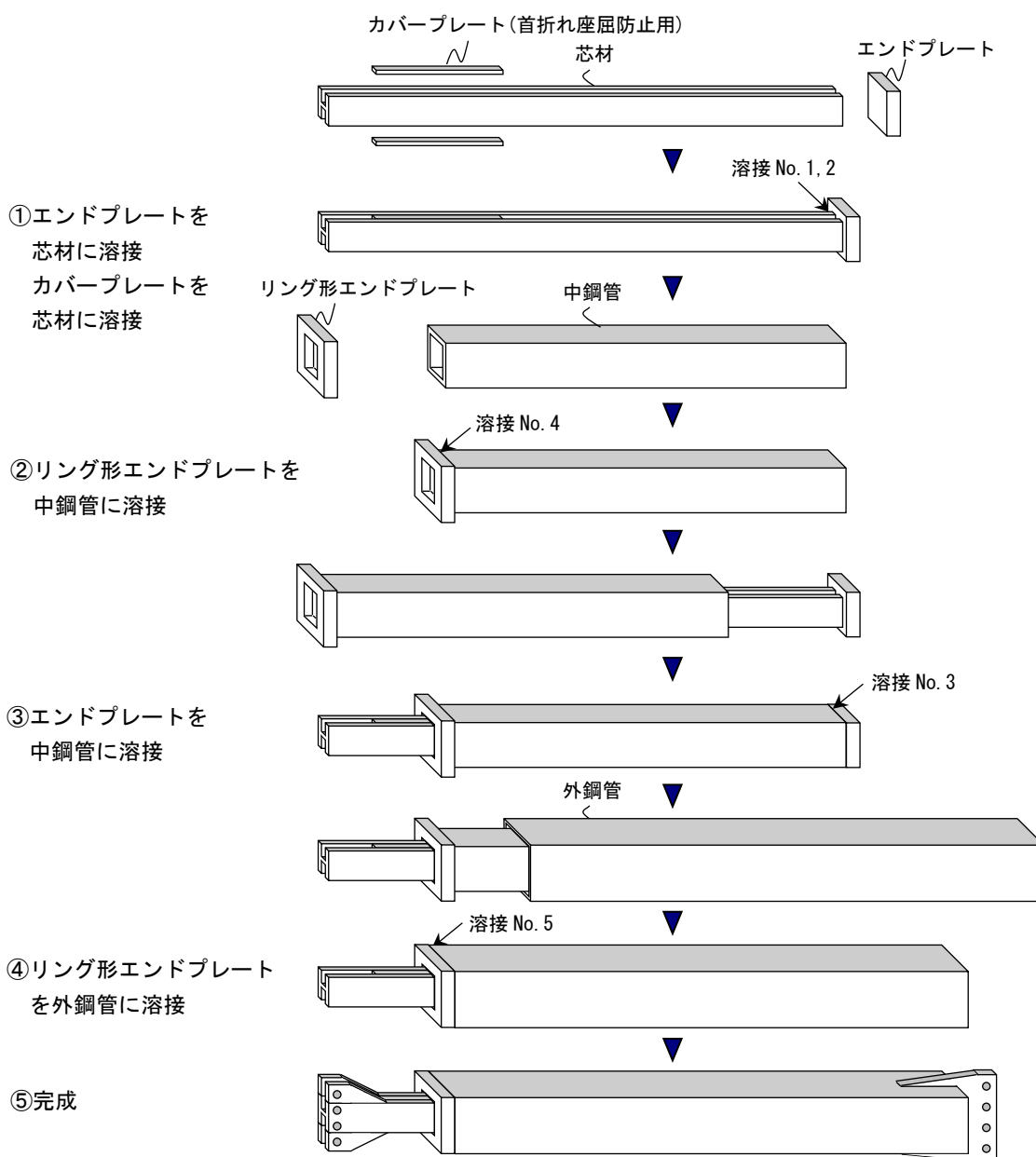


図 2.16 折返しブレースの製作手順





1) エンドプレート(EPL)



2) EPL(2)



3) 芯材と EPL の完全溶込み溶接(裏研り仕様)



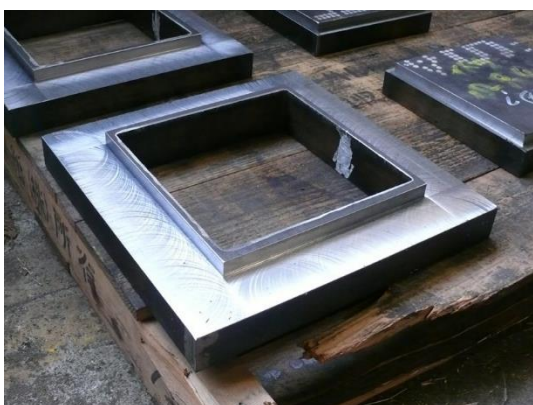
4) 芯材と EPL の完全溶込み溶接(裏当て仕様)



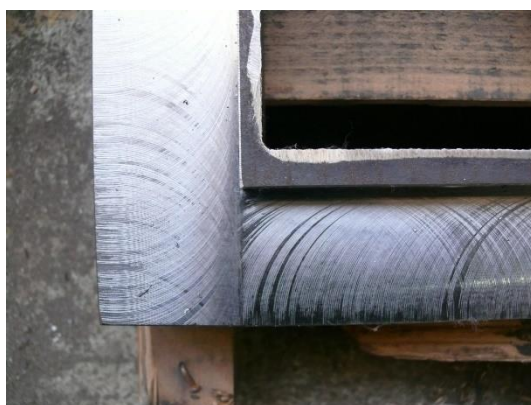
5) 芯材と EPL 溶接部の UT 検査



6) カバープレートの部分溶込み溶接



7) リング形エンドプレート(REPL)



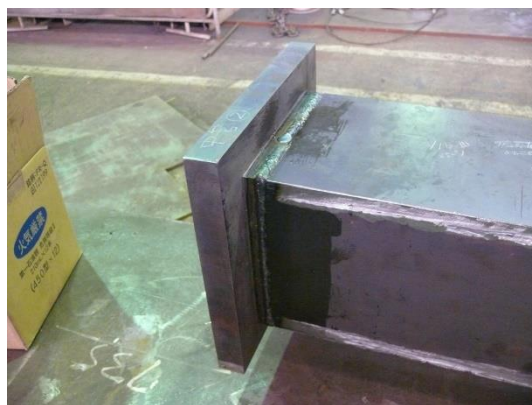
8) REPL(2)

写真 2.6 折返しブレース製作工程 (1)





9) 中鋼管の組立溶接(部分溶込み)



10) 中鋼管と REPL の完全溶込み溶接



11) 中鋼管と REPL の完全溶込み溶接(2)



12) 中鋼管と REPL の完全溶込み溶接(3)



13) 中鋼管と REPL 溶接部の UT 検査



14) 芯材と中鋼管の挿込み状況



15) 芯材と中鋼管の挿込み状況(2)



16) 中鋼管と EPL の完全溶込み溶接

写真 2.6 折返しブレース製作工程 (2)





17) 中鋼管と EPL 溶接部の UT 検査



18) 芯材とウイングプレートの完全溶込み溶接



19) 芯材とウイングプレート溶接部の UT 検査



20) 外鋼管の組立溶接(部分溶込み)



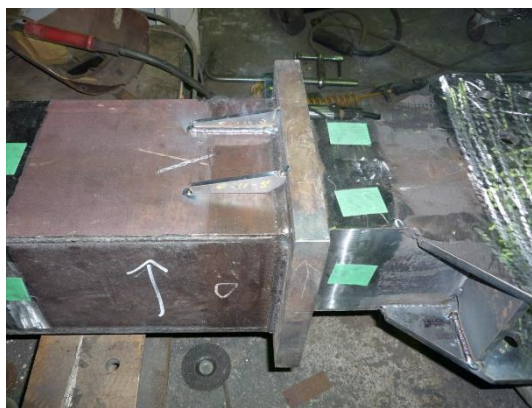
21) 中鋼管と外鋼管の挿込み状況



22) 外鋼管と REPL の完全溶込み溶接



23) 外鋼管と REPL 溶接部の UT 検査



24) REPL 補強リブの隅肉溶接

写真 2.6 折返しブレース製作工程 (3)





25) 十字プレートと外鋼管の隅肉溶接



26) 摩擦面処理(錆発生剤の塗布)



27) スプライスプレートの摩擦面処理



28) 折返しブレース完成状況

写真 2.6 折返しブレース製作工程 (4)

### 2.9 第2章のまとめ

以上、第2章では、ブレース部材の実大実験を行い、1章で示した折返しブレース特有の部材構造特性(軸降伏変位の増大, 座屈拘束効果)を明確に示した。得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 軸力-軸変位関係(履歴曲線)より、折返しブレースの短期許容軸力時の軸変位は、芯材単体ブレースに比べて約2.6倍に増大した。また、層間変形角  $R=1/200\text{rad}$  程度の変形レベルまで弾性挙動を示したことから、折返しブレースの「軸降伏変位の増大」が確認された。
- (2) 軸力-軸変位関係(包絡曲線)より、折返しブレースは圧縮・引張とも芯材が軸降伏し、引張耐力と同等の圧縮耐力を発揮した。また、軸降伏後も全体座屈する事なく、 $R=1/50\text{rad}$  の変形レベルまで概ね安定した紡錘型の履歴を示したことから、折返しブレースの「座屈拘束効果」が確認された。
- (3)  $R=1/50\text{rad}$  の変形レベルを2サイクル終了した後、引張載荷側において芯材の局部座屈発生箇所が破断し、耐力低下に至った。折返しブレースは、座屈拘束効果により全体座屈が生じないため、最終的な終局モードが芯材の局部座屈で決定することが確認された。

第2章の参考文献

- [2.1] 竹内徹, 小崎均: 座屈拘束ブレースの面外安定条件, 座屈に関する設計上の諸問題, 日本建築学会大会パネルディスカッション資料, pp.56-67, 2011.8
- [2.2] 織田博孝, 宇佐美勉: 既設 H 形ブレース材の制震ダンパー化に関する基礎的研究, 構造工学論文集, pp.499-510, 2010.3
- [2.3] 機械工学会: 機械工学便覧, A4, pp.137-138, 1989.9
- [2.4] 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, 2009.11
- [2.5] 国土交通省ほか: 2015 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2016 年追補収録版, 2017.10
- [2.6] 日本建築学会: 建築工事標準仕様書 JASS 6 鉄骨工事, 2018.1
- [2.7] 日本建築学会: 鉄骨工事技術指針—工場製作編, 2007.2
- [2.8] 日本建築学会: 鉄骨制度測定指針, 2014.10
- [2.9] 日本建築学会: 鋼構造建築溶接部の超音波探傷検査規準・同解説, 2018.12



## 第3章

### 座屈拘束メカニズムの検討

Examination of buckling restraint mechanism



## 第3章

## 座屈拘束メカニズムの検討

## 3.1 はじめに

前章の実大実験では、折返しブレースが座屈拘束効果により全体座屈することなく引張・圧縮とも芯材が軸降伏し、さらには  $R=1/50\text{rad}$  程度まで安定した紡錘型の履歴を示した。

本章では、芯材(圧縮材)の全体座屈を中鋼管(引張材)が拘束するという折返しブレース特有の座屈拘束メカニズムを明らかにする。

3.2 座屈拘束メカニズムと限界軸力  $N_c$ 

一般的な座屈拘束ブレースは、圧縮軸力が作用する芯材の周囲に軸力が作用しない拘束材を設けて全体座屈を拘束する。その座屈拘束メカニズムは、藤本ら[3.1]や井上ら[3.2]の研究によって、実験的および理論的に明らかにされており、芯材が全体座屈しないための条件が定式化されている。折返しブレースの座屈拘束メカニズムが一般的な座屈拘束ブレースと異なる点は、芯材に圧縮軸力が作用すると中鋼管(拘束材)には同じ大きさの引張軸力が作用する点である。

## 3.2.1 座屈拘束メカニズムの検討モデル

1章(図 1.4)より、折返しブレースは、ブレース全体に圧縮軸力が作用すると、芯材には圧縮、中鋼管には引張、外鋼管には圧縮といったように各鋼材には同一の軸力が正負反転して作用する。以下では、ブレース全体に圧縮軸力が作用し、芯材(圧縮材)が1次モードで全体座屈しようとするときの中鋼管(拘束材)による座屈拘束メカニズムについて検討する。

座屈拘束メカニズムの検討モデルを図 3.1 に示す。図 3.1 (a)は、検討モデルの全体図を表している。芯材および中鋼管とも座屈拘束区間  $L$  において一端をピン支持、他端をローラー支持とする。芯材については、全断面が軸降伏して曲げ剛性を喪失した状態を仮定し、部材中央( $Y=L/2$ )もピン節点の3ピン構造でモデル化する。中鋼管については、弾性範囲で座屈拘束した状態を仮定し、曲げ剛性を有する単純梁でモデル化する。芯材に圧縮軸力  $N$  が作用すると、部材中央に隙間  $s$  だけ横撓みが生じたところで、芯材が中鋼管に接触する。芯材の撓み量が  $u$  のとき、中鋼管には  $u-s$  だけ撓みが生じ、拘束力を発揮する。このとき、中鋼管には引張軸力  $N$  が作用している。図 3.1 (b)にはその状態の釣合い式を表している。芯材と中鋼管には、式(3.1a), (3.1b), (3.1c)のように水平力( $\sum X=0$ )、鉛直力( $\sum Y=0$ )、部材中央の曲げモーメント( $\sum M=0$ )の釣合条件が成立する。

$$\Sigma X = 0 : P_1 - P_2 - P_3 = 0 \quad (3.1a)$$

$$\Sigma Y = 0 : -N + N = 0 \quad (3.1b)$$

$$\Sigma M = 0 : -N \cdot u + N \cdot (u - s) + M^B = 0 \quad (3.1c)$$

ここで、 $P_1$ は横撓み  $u$  の芯材が圧縮軸力で中鋼管を押す力、 $P_2$ は横撓み  $u-s$  の中鋼管が引張軸力で芯材の横撓みを押し戻す力、 $P_3$ は横撓み  $u-s$  の中鋼管が曲げ抵抗で芯材の横撓みを押し戻す力、 $M_B$ は中鋼管の部材中央における曲げモーメントである。

図 3.1 (b)より、水平力の釣合いに着目すると、まず芯材と中鋼管に隙間が無い理想的な状態 ( $s=0$ )では、芯材と中鋼管の軸力が一直線上に作用することから、芯材の圧縮軸力で中鋼管を押す水平力  $P_1$ に対して、中鋼管の引張軸力で芯材を押し戻す水平力  $P_2$ が逆向きに作用することで釣合い状態が成立し、折返しブレースは座屈しない。しかし、実際には芯材と中鋼管の間に隙間  $s$  が空いており、前述の  $P_1$ と  $P_2$ のみでは釣り合わないため、中鋼管の曲げモーメントで芯材を押し戻す水平力  $P_3$ が  $P_1$ に対して逆向きに作用することで、釣合い状態が成立する。 $P_1$ と  $P_2$ は、いずれも軸力  $N$ を用いて式(3.2a)、(3.2b)のように表される。また、 $P_3$ は  $M_B$ を用いて式(3.2c)のように表される。

$$P_1 = N \frac{u}{(L/2)}, \quad P_2 = N \frac{u-s}{(L/2)}, \quad P_3 = \frac{M^B}{(L/2)} \quad (3.2a), (3.2b), (3.2c)$$

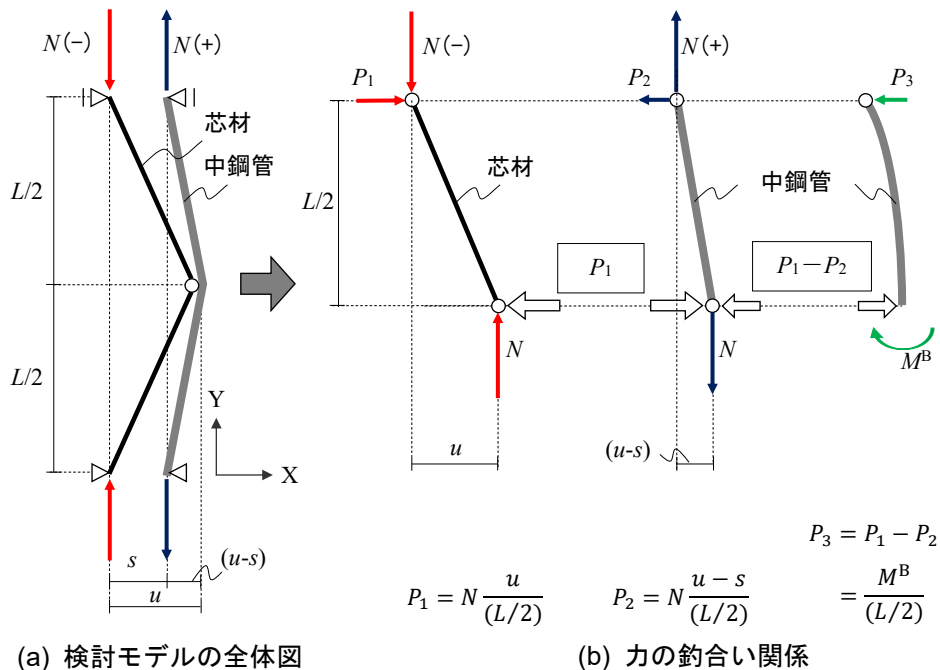


図 3.1 座屈拘束メカニズムの検討モデル



3.2.2 限界軸力  $N_c$  の誘導

以下では、水平方向( $\Sigma X=0$ )の釣合い式を展開し、「折返しブレースの芯材が全体座屈しない軸力の限界値(限界軸力  $N_c$ )」の算定式を誘導する。まず、式(3.1a)に式(3.2a), (3.2b), (3.2c)を代入して整理すると、撓み  $u$  が相殺され、式(3.3)のように  $N$  と  $M_B$  の関係が隙間  $s$  のみに依存する形で整理できる。式(3.3)より、 $N$  の増加に比例して  $M_B$  が増加し、 $M_B$  が降伏曲げモーメントに達したところで  $N$  が頭打ちになる。この時の  $N$  が「限界軸力  $N_c$ 」であり、式(3.4)のように表される。

$$N \cdot s = M^B \leq M_{y(N_c)}^B \quad (3.3) \qquad N_c = \frac{M_{y(N_c)}^B}{s} \quad (3.4)$$

ここで、 $M_{y(N_c)}^B$  は軸力  $N_c$  が作用する中鋼管の降伏曲げモーメントである。なお、式(3.4)の関係は図 3.2(a)に示す中鋼管の  $M-N$  インタラクション上の点で表すことができ、原点と結んだ勾配が隙間の逆数  $1/s$  となる。 $M_{y(N_c)}^B$  は、中鋼管降伏時の曲げ応力と断面係数の積であり、Fig.12(b)に示す要領で式(3.5)のように表される。ここで、図 3.2 中の  $Z_B$  は中鋼管の断面係数、 $A_B$  は中鋼管の断面積、 $\sigma_y$  は降伏点、 $\sigma_t$  は軸応力、 $\sigma_b$  は曲げ応力である。この式(3.5)を式(3.4)に代入することで、 $N_c$  が式(3.6)のように表される。

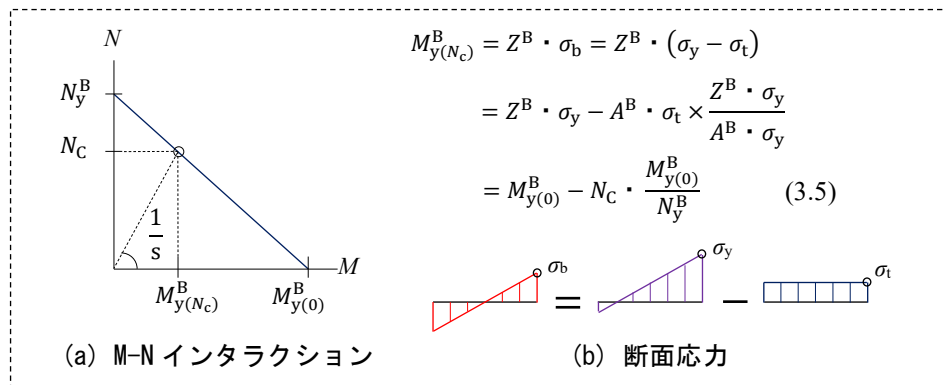


図 3.2 軸力が作用する中鋼管の降伏曲げモーメント (弾性仮定)

$$M_{y(N_c)}^B = M_{y(0)}^B - N_c \cdot \frac{M_{y(0)}^B}{N_y^B} \quad (3.5) \qquad N_c = \frac{M_{y(0)}^B}{(s + M_{y(0)}^B/N_y^B)} \quad (3.6)$$

ここで、 $N_c$  は芯材が全体座屈しない限界軸力、 $s$  は芯材と中鋼管の隙間、 $N_y^B$  は中鋼管の降伏軸力、 $M_{y(0)}^B$  は中鋼管の降伏曲げモーメント(軸力  $N=0$ )である。

以上より、芯材が全体座屈しない限界軸力  $N_c$  が、中鋼管の特性値( $N_y^B$  と  $M_{y(0)}^B$ )および隙間  $s$  のみで算定される陽な形で誘導できた。

### 3.2.3 一般的な座屈拘束ブレースとの比較

一般的な座屈拘束ブレースは、圧縮軸力が作用する芯材の周囲に軸力が作用しない中鋼管(拘束材)を設けて、中鋼管の曲げ抵抗により全体座屈を拘束する。座屈拘束メカニズムの検討モデルは、折返しブレースと共通(前述の図3.1)である。以下では、一般的な座屈拘束ブレースの限界軸力  $N_c'$  の算定式を誘導し、折返しブレースの限界軸力  $N_c$  と比較する。

まず、中鋼管に引張軸力が作用しないこと( $P_2=0$ )を考慮し、水平方向( $\Sigma X=0$ )の釣合い式(3.1a)に式(3.2a), (3.2b)', (3.2c)を代入して整理すると、 $N$ と $M^B$ の関係が未知数である撓み $u$ を含む式(3.3)'のように表される。

$$\Sigma X = 0 : P_1 - P_2 - P_3 = 0 \quad (3.1a)$$

$$P_1 = N \frac{u}{(L/2)}, \quad P_2 = 0, \quad P_3 = \frac{M^B}{(L/2)} \quad (3.2a), (3.2b)', (3.2c)$$

$$N \cdot u = M^B \leq M_{y(0)}^B \quad (3.3)'$$

ここで、 $Y=y$ における中鋼管の撓み量 $X(y)$ を式(3.7)のように正弦波で与えると、曲率 $\ddot{X}(y)$ が式(3.8)で表される。さらに曲げモーメントと曲率の関係から、部材中央( $Y=L/2$ )における曲げモーメント $M^B$ が、中鋼管のオイラー座屈荷重 $N_E^B$ を用いて式(3.9)のように表される。

$$X(y) = (u - s) \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L} \cdot y\right) \quad (3.7) \quad \ddot{X}(y) = -\left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot (u - s) \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L} \cdot y\right) \quad (3.8)$$

$$\left( \begin{array}{l} Y=0 \text{ のとき: } X(0) = (u - s) \cdot \sin(0) = 0 \\ Y=L/2 \text{ のとき: } X\left(\frac{L}{2}\right) = (u - s) \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = (u - s) \end{array} \right) \quad \left( \begin{array}{l} Y=0 \text{ のとき: } \ddot{X}(0) = -\left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot (u - s) \cdot \sin(0) = 0 \\ Y=L/2 \text{ のとき: } \ddot{X}\left(\frac{L}{2}\right) = -\left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot (u - s) \cdot \sin\left(\frac{L}{2}\right) = -\left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot (u - s) \end{array} \right)$$

$$M^B = -E^B \cdot I^B \cdot \ddot{X}\left(\frac{L}{2}\right) = \left(\frac{\pi^2 \cdot E^B \cdot I^B}{L^2}\right) \cdot (u - s) = N_E^B \cdot (u - s) \quad (3.9)$$

式(3.3)'と式(3.9)から $u$ を消去して $N$ について整理すると、式(3.10)のようになる。式(3.10)より、 $N$ の増加に比例して $M^B$ が増加し、 $M^B$ が降伏曲げモーメントに達したところで $N$ が頭打ちになる。この時の $N$ が座屈拘束ブレースの限界軸力 $N_c'$ であり、式(3.6)'のように表される。

$$N = \frac{M^B}{(s + M^B/N_E^B)} \quad (3.10) \quad N_c' = \frac{M_{y(0)}^B}{(s + M_{y(0)}^B/N_E^B)} \quad (3.6)'$$

なお、 $N=N_{1y}$ のとき、式(3.10)を $M^B$ について整理すると、一般の座屈拘束ブレースにおいて拘束材が芯材の全体座屈を拘束する条件として文献[3.6]等に示される式(3.11)が得られる。

$$M^B = \frac{N_{1y} \cdot s}{(1 - N_{1y}/N_E^B)} \leq M_{y(0)}^B \quad (3.11)$$

折返しブレースの限界軸力  $N_c$  算定式：式(3.6)と、一般的な座屈拘束ブレースの限界軸力  $N_c'$  算定式：式(3.6)' を改めて以下に示す。

(a) 折返しブレース・・・・・・・・・・ 
$$N_c = \frac{M_{y(0)}^B}{(s + M_{y(0)}^B / N_y^B)} \quad (3.6)$$

中鋼管(拘束材)の降伏軸力

(b) 一般的な座屈拘束ブレース・・ 
$$N_c' = \frac{M_{y(0)}^B}{(s + M_{y(0)}^B / N_E^B)} \quad (3.6)'$$

中鋼管(拘束材)のオイラー座屈荷重

式(3.6)と式(3.6)'より、両者の限界軸力の相違点は、分母に中鋼管(拘束材)の降伏軸力  $N_y^B$  が含まれるか、オイラー座屈荷重  $N_E^B$  が含まれるかのみであることがわかる(式中○で囲った部分)。隙間  $s$  が無い状態を仮定すると、折返しブレースの限界軸力  $N_c$  は  $N_y^B$  と一致し、一般的な座屈拘束ブレースの限界軸力  $N_c'$  は  $N_E^B$  と一致する。また、降伏軸力  $N_y^B$  は座屈長さ  $L_k$  (=部材長  $L$ ) や曲げ剛性  $EI$  によらず断面積  $A$  と降伏応力  $\sigma_y$  の積により決定 ( $N_y^B = A \cdot \sigma_y$ ) し、オイラー座屈荷重  $N_E^B$  は断面積や降伏応力によらず座屈長さ  $L_k$  と曲げ剛性によって決定する ( $N_E^B = \pi^2 \cdot E \cdot I / L_k^2$ )。

すなわち、部材プロポーションが細長く、中鋼管のオイラー座屈荷重  $N_E^B$  が降伏軸力  $N_y^B$  より小さい場合において、折返しブレースの座屈拘束効果が一般的な座屈拘束ブレースよりも優位となることがわかる(図 3.3)。

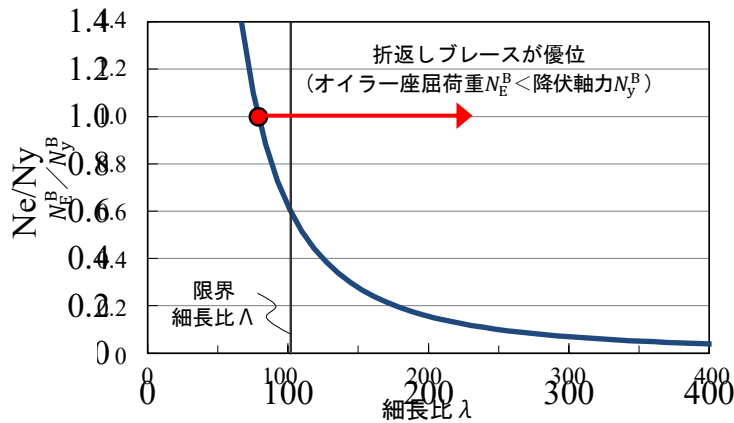


図 3.3  $N_E^B / N_y^B$  と細長比  $\lambda$  の関係 ( $\sigma_y = 325 \text{ N/mm}^2$ )

3.3 座屈拘束メカニズムを検証するための要素実験

本節では、前章で示した座屈拘束メカニズムと限界軸力  $N_c$  算定式の妥当性を検証するために、芯材と中鋼管のみで構成される試験体に対して単調圧縮载荷を行った要素実験について示す。

3.3.1 試験体

試験体の形状を図 3.4 に示す。図 3.4 は、(a)が芯材、(b)が中鋼管、(c)が芯材を中鋼管に挿入した载荷実験時の状態を表している。この状態は、部材全体に圧縮軸力が作用した時の芯材(圧縮材)と中鋼管(拘束材)の関係を模擬している。試験体に用いる芯材と中鋼管の材料特性を表 3.1 に、試験体パラメータを表 3.2 に示す。試験体は、芯材に S45C の丸棒鋼、中鋼管には STK400 の円形鋼管を使用した。実験変数は隙間  $s$  とし、60mm ピッチで芯材に設置したリング形のスペーサーの外径を変化させた(図 3.4, 図 3.5)。スペーサーの設置間隔は文献[3.3][3.4]を参考に設定した。試験体の名称は、左右片側の隙間  $s$  の数値(S03, S13, S35, S57 : 0.3~5.7mm)で表記する。表 3.2 に示す  $0.03N_c$  および  $0.2N_c$  は、中鋼管の材料特性  $\sigma_{0.03}$ ,  $\sigma_{0.2}$ (JIS 規格に基づく管状試験片の引張試験結果 : 図 3.8 を参照)を用いて式(3.6)により算定した限界軸力の計算値である。なお、折返しブレースは本来、芯材の降伏軸力  $N_{iy}$  を限界軸力  $N_c$  より小さく設定することで引張・圧縮とも芯材を軸降伏させ、安定した紡錘形の履歴特性を發揮するが、本実験では、 $N_c$  の実験値を得るために、芯材の降伏軸力  $N_{iy}=74.3\text{kN}$  を  $0.2N_c=30.5\sim 57.0\text{kN}$  より大きく設定している。

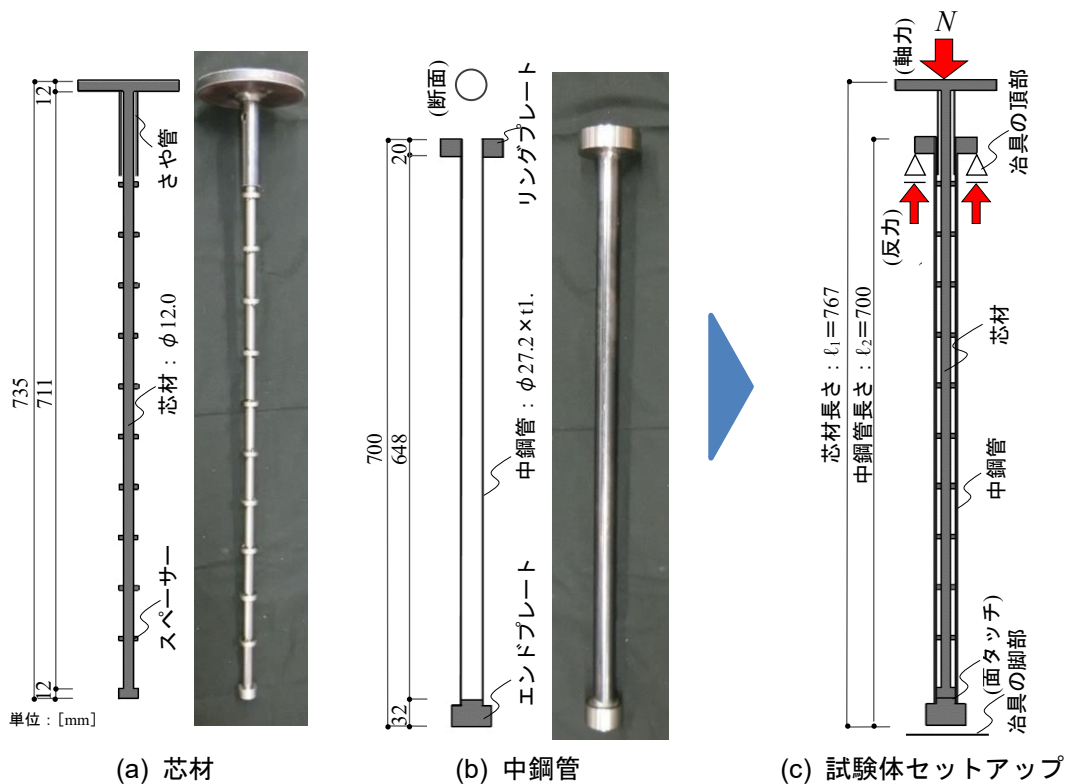


図 3.4 試験体の形状

表 3.1 芯材と中鋼管の材料特性

	鋼種	断面形状		断面積	断面係数	ヤング係数	基準強度		0.03%オフセット耐力時		0.2%オフセット耐力時		引張強さ	降伏軸力
		直径	厚さ				応力	ひずみ	応力	ひずみ	応力	ひずみ		
		$D$	$t$											
[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[μ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[μ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[μ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]		
芯材	S45C	12.0	—	113	170	209432	345	1,647	540	2,880	657	5,137	823	74.3
中鋼管	STK400	27.2	1.9	151	893	199518	235	1,178	294	1,776	396	3,987	434	59.9

表 3.2 試験体パラメータ

試験体名称	隙間	弾性限界(0.03%オフセット)			降伏(0.2%オフセット)		
		中鋼管の耐力		限界軸力	中鋼管の耐力		限界軸力
		軸力	曲げモーメント		軸力	曲げモーメント	
		$s$	$0.03N_y^B$	$0.03M_{y(0)}^B$	$0.03N_c$	$0.2N_y^B$	$0.2M_{y(0)}^B$
[mm]	[kN]	[kN・mm]	[kN]	[kN]	[kN・mm]	[kN]	
S03	0.3	44.4	263	42.3	59.9	354	57.0
S13	1.3			36.4			49.1
S35	3.5			27.9			37.6
S57	5.7			22.6			30.5

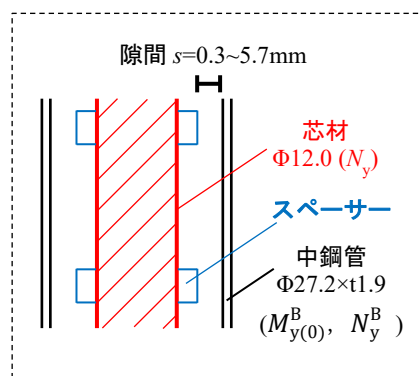


図 3.5 隙間  $s$

### 3.3.2 実験方法

実験状況を写真 3.1 に示す。試験体は、中鋼管上端のリングプレートを治具に引っかけるように設置することで、芯材に圧縮軸力  $N$  を作用させると中鋼管に同じ大きさの引張軸力  $N$  が作用する(図 3.6)。載荷方法は、アムスラー試験機を用いて耐力低下が生じるまで単調圧縮載荷する。

計測項目は、部材全体の軸力と軸変位および図 3.7 中に示す中鋼管ひずみとする。実験に用いた中鋼管は、明瞭な降伏点を持たない(図 3.8)。そこで、図 3.8 に示すように、0.03%オフセット耐力時のひずみを弾性限ひずみ  $\epsilon_{0.03}$ 、0.2%オフセット耐力時のひずみを降伏ひずみ  $\epsilon_{0.2}$  と定義する[3.5]。さらに、中鋼管の部材中央断面(図 3.7 のひずみゲージ貼付位置(iii))で計測したひずみ 4 箇所のうち 1 箇所でも、縁ひずみが  $\epsilon_{0.03}$  に到達した時の軸力を弾性限軸力  $N_{0.03}$ 、 $\epsilon_{0.2}$  に到達した時を降伏軸力  $N_{0.2}$  と定義する。 $N_{0.03}$  は弾性理論に基づく式(3.6)との対応を確認するために検討し、 $N_{0.2}$  は弾性限度を超えた応力・ひずみレベルでの座屈拘束力を把握するために検討する。



(a) アムスラー試験機の全景



(b) 試験体セットアップ

写真 3.1 実験状況

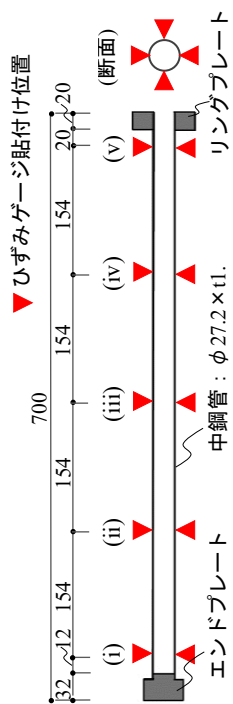


図 3.7 ひずみゲージ貼付け位置(中鋼管)

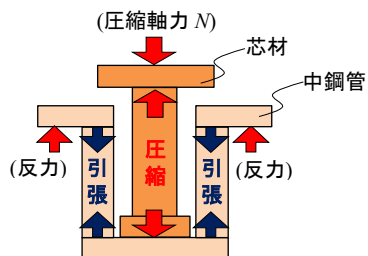


図 3.6 芯材と中鋼管に作用する軸力の概念図

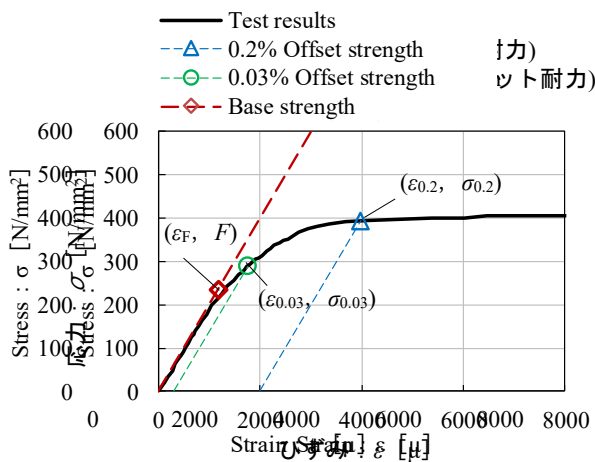


図 3.8 中鋼管の応力-ひずみ関係 (材料引張試験結果)

3.3.3 軸力-軸変位関係

芯材と中鋼管の隙間  $s$  のみが異なる試験体 4 体(S03,S13, S35,S57)の軸力-軸変位関係について比較・検討する。

実験で得られた軸力-軸変位関係を図 3.9 に示す。また、前述した弾性限軸力  $N_{0.03}$ 、降伏軸力  $N_{0.2}$ 、および最大軸力  $N_{max}$  の実験値一覧を表 3.3 に示す。図中には、各試験体の  $N_{0.03}$  を●印、 $N_{0.2}$  を▲、 $N_{max}$  を■印で示している。また、隙間  $s$  が無限大に相当する芯材単体の実験結果についても示している。まず、 $N_{max}$  についてみると、芯材単体は中鋼管を有する他の試験体に比べて極めて小さな軸力( $N_{max}=11.1\text{kN}$ )で弾性座屈している。また、隙間  $s$  が異なる試験体 4 体を比較すると、隙間  $s$  が最小の試験体 S03 の  $N_{max}$  が 58.5kN で最も大きく、中鋼管の降伏軸力( $N_{2y}=59.9\text{kN}$ )と同程度の値である。なお、各試験体とも  $N_{max}$  が芯材の降伏軸力( $N_{1y}=74.5\text{kN}$ )より十分小さく、試験体計画時に意図した通り、芯材は軸降伏せずに限界軸力  $N_c$  に達して全体座屈した。つぎに、 $N_{0.03}$  と  $N_{0.2}$  についてみると、いずれの値も隙間  $s$  が小さくなるにつれて大きくなっており、3.2 節の式(3.4)で示した関係が実験で得られていることがわかる。また、 $N_{0.2}$  は  $N_{0.03}$  に比べて 1.34~1.55 倍大きな値であり、弾性限度を超えたひずみレベルでも概ね強度比( $\sigma_{0.2}/\sigma_{0.03}=1.35$ )に応じて軸力が増大していることがわかる。

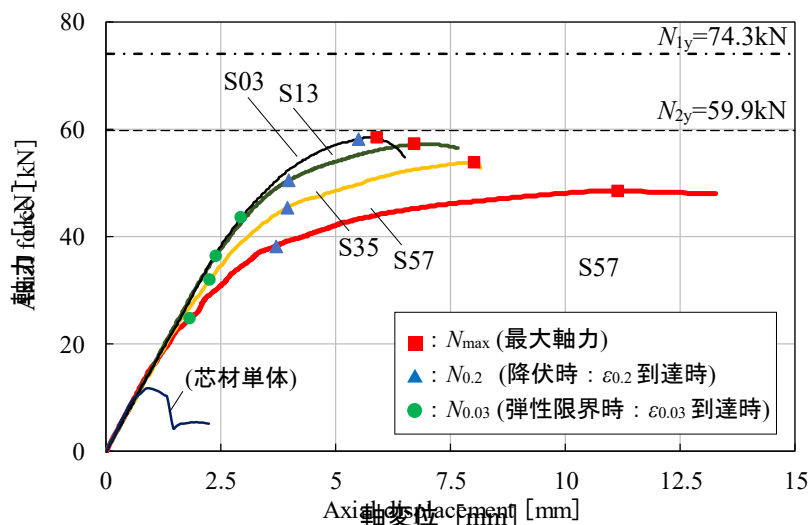


図 3.9 軸力-軸変位関係

表 3.3 各軸力の実験値一覧

試験体 名称	隙間	弾性限界	降伏	最大
	$s$	$N_{0.03}$	$N_{0.2}$	$N_{max}$
	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]
S03	0.3	43.5	58.2	58.5
S13	1.3	36.2	50.4	57.2
S35	3.5	31.8	45.4	53.9
S57	5.7	24.6	38.2	48.5
芯材単体	—	—	—	11.6



3.3.4 中鋼管ひずみデータの検討

3.3 節で示した座屈拘束メカニズムの妥当性をより詳細に確認するため、中鋼管(拘束材)ひずみデータについて検討する。

弾性限界時( $N_{0.03}$  到達時)における中鋼管の曲率分布を図 3.10 に示す。図 3.10 より、各試験体とも縁ひずみ(弾性限ひずみ  $\epsilon_{0.03}=1776\mu$ )は同じであるにもかかわらず、隙間  $s$  が小さい試験体ほど曲率が小さくなっていることがわかる。また、いずれの試験体も部材中央(iii)の曲率が最も大きく、両端に向かうにつれて小さくなっており、3.2 節で示した検討モデルと同じ 1 次モードの変形状態となっていることがわかる。つぎに、弾性限界時における部材中央(iii)の縁ひずみ  $\epsilon_{0.03}$  を軸ひずみ  $\epsilon_t$  と曲げひずみ  $\epsilon_b$  に分割して図 3.11 に示す。図 3.11 より、隙間  $s$  が最も大きな試験体 S57 では、 $\epsilon_t$  と  $\epsilon_b$  の割合が同程度となっている。また、隙間  $s$  が小さくなるにつれて  $\epsilon_t$  の割合が大きくなり、S03 試験体では  $\epsilon_t$  の割合が全体の約 9 割を占めていることがわかる。これは、隙間  $s$  が小さいほど中鋼管に作用する曲げモーメントが小さく、負担できる引張軸力が大きくなることを示しており(図 3.12 を参照)、図 3.9 の結果(隙間  $s$  が小さいほど  $N_{0.03}$ 、 $N_{0.2}$  が大きくなったこと)と良く対応している。

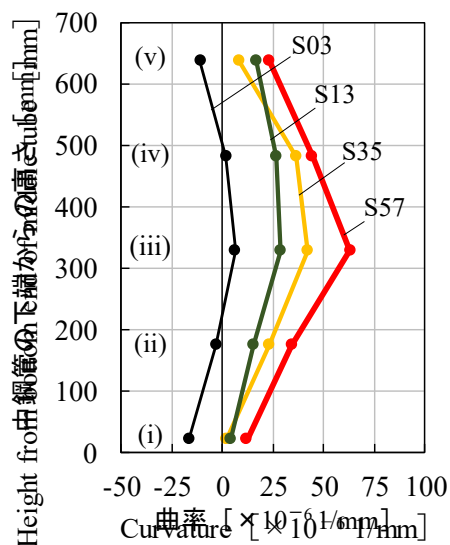


図 3.10 弾性限界時( $N_{0.03}$ )の中鋼管の曲率分布

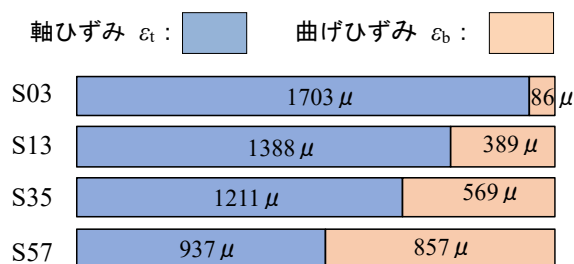


図 3.11 弾性限界時( $N_{0.03}$ )の中鋼管中央(iii)の軸ひずみと曲げひずみの割合 (縁ひずみ :  $\epsilon_{0.03}=1776\mu$ )



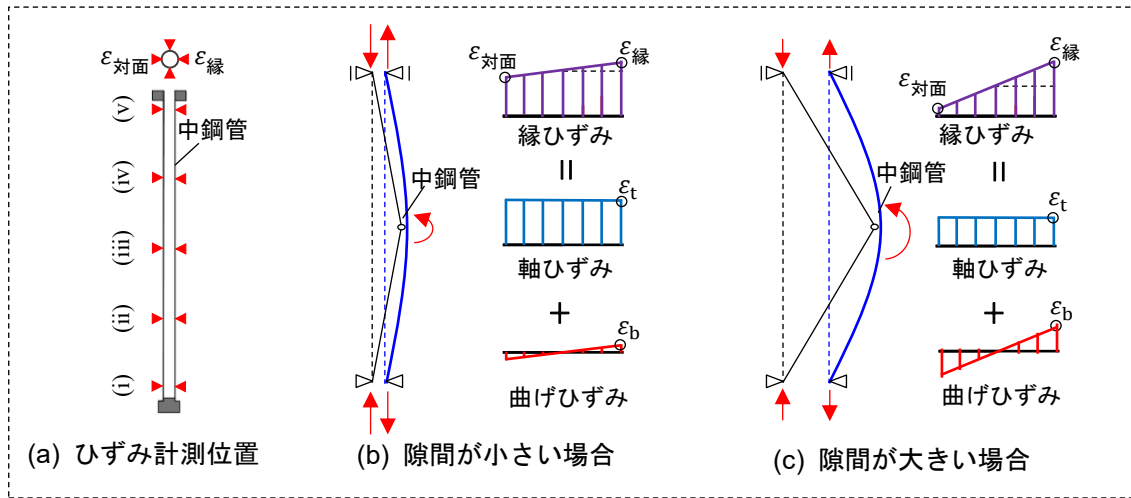


図 3.12 軸ひずみと曲げひずみ

$$\phi = (\varepsilon_{\text{縁}} - \varepsilon_{\text{対面}}) / D, \quad \varepsilon_t = (\varepsilon_{\text{縁}} + \varepsilon_{\text{対面}}) / 2, \quad \varepsilon_b = (\varepsilon_{\text{縁}} - \varepsilon_{\text{対面}}) / 2 \quad (3.7a), (3.7b), (3.7c)$$

ここで、 $\varepsilon_{\text{縁}}$ ：縁ひずみ、 $\varepsilon_{\text{対面}}$ ：対面の縁ひずみ、 $\phi$ ：曲率、 $\varepsilon_t$ ：軸ひずみ、 $\varepsilon_b$ ：曲げひずみ

### 3.3.5 限界軸力 $N_c$ の実験値と計算値の比較

3.2 節で示した式(3.6)の妥当性を確認するため、弾性限界時における限界軸力  $N_c$  の実験値 ( $N_{0.03}$ )と計算値( ${}_{0.03}N_c$ )と相関を図 3.13 に示す。図 3.13 より、隙間  $s$  が異なる試験体 4 体ともに、実験値  $N_{0.03}$  と計算値  ${}_{0.03}N_c$  が良く対応していることがわかる。

以上、芯材(圧縮材)と中鋼管(引張材)の関係を模擬した要素実験より、3.2 節で示した折返しブレース特有の座屈拘束メカニズムに基づいて誘導した限界軸力  $N_c$  算定式の妥当性が確認された。

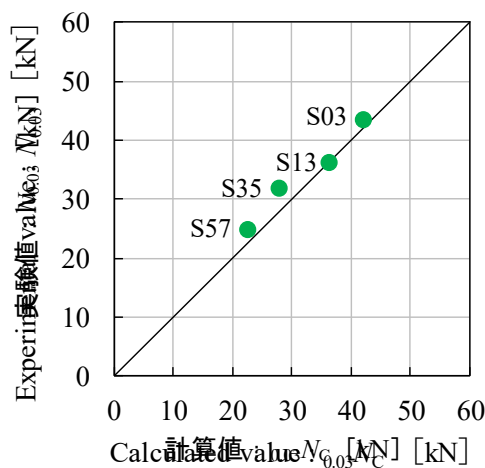


図 3.13 限界軸力の実験値と計算値の比較 (弾性限界時)

3.3.6 降伏点が不明瞭な鋼材の  $N_c$  算定式の適用性に関する検討

3.3.5 項で妥当性を示した限界軸力  $N_c$  算定式：式(3.6)は、折返しブレースの中鋼管(拘束材)を弾性状態と仮定して導出している。以下では、中鋼管が塑性加工等により降伏点が不明瞭で、降伏応力に 0.2%オフセット耐力( $\sigma_{0.2}$ )を用いる場合における、式(3.6)の適用性について検討する。

3.3.5 項の図 3.13 では、弾性限界時( $\sigma_{0.03}$  到達時)の実験値  $N_{0.03}$  と、弾性仮定に基づく式(3.6)に  $\sigma_{0.03}$  を代入した計算値  $_{0.03}N_c$  の対応が良好であることを示した。本項の図 3.14 では、部分降伏を伴った  $\sigma_{0.2}$  到達時の実験値  $N_{0.2}$  と、式(3.6)に  $\sigma_{0.2}$  を代入した計算値  $_{0.2}N_c$  を比較する。図 3.14 より、隙間  $s$  が異なる試験体 4 体ともに実験値が計算値を上回っており、安全側の評価となっていることがわかる。また、隙間  $s$  の小さな試験体(S03, S13)では実験値と計算値の差が小さく、隙間の大きい試験体(S35, S57)では実験値と計算値の差が大きい傾向がみられる。これについて、図 3.15 に示す  $M-N$  インタラクション曲線(円形中空鋼管、縁応力= $\sigma_{0.2}$ )の概念図により検討する。図 3.15 中の [A] は弾性状態の  $M-N$  曲線、[B] は全塑性状態の  $M-N$  曲線である[3.6]。部分降伏時の  $M-N$  曲線は、[C] のように [A] と [B] の中間に位置する。図 3.15 より、同じ隙間  $s$  における軸力  $N$  は、常に [A]  $\leq$  [C] となることがわかる。また、隙間  $s$  が小さいと [A] と [C] の軸力差が小さく、隙間が大きいほど [A] と [C] の軸力差が大きくなり、図 3.14 の傾向と対応する。

以上より、中鋼管の降伏応力に 0.2%オフセット耐力を用いる場合、弾性仮定に基づく式(3.6)を適用すれば座屈拘束効果を安全側に評価できる。

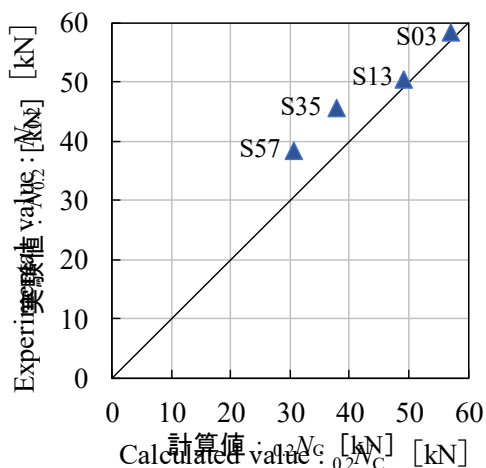


図 3.14 限界軸力の実験値と計算値の比較 (降伏時)

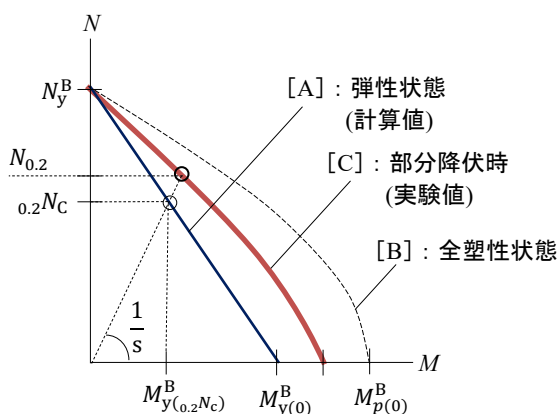


図 3.15 M-N インタラクション (円形中空鋼管、縁応力： $\sigma_{0.2}$ )

### 3.4 第3章のまとめ

以上、第3章では、芯材(圧縮材)の全体座屈を中鋼管(引張材)が拘束するという折返しブレース特有の座屈拘束メカニズムを明確に示した。得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 芯材(圧縮材)の全体座屈を中鋼管(引張材)が拘束するという折返しブレース特有の座屈拘束メカニズムについて検討し、「芯材が全体座屈しない軸力の限界値(限界軸力  $N_c$ )」の算定式を誘導した。 $N_c$ は、中鋼管の特性値( $N_y^B$ と $M_{y(0)}^B$ )および隙間  $s$  のみで算定される陽な形で表され、 $s$  が小さいほど  $N_c$  が大きくなる。
- (2) 芯材(圧縮材)と中鋼管(引張材)の関係を模擬し、隙間  $s$  のみを変数として単調圧縮载荷した要素実験より、最大軸力  $N_{\max}$ 、降伏軸力  $N_{0.2}$ 、および弾性限軸力  $N_{0.03}$  の実験値は、いずれも  $s$  が小さい試験体ほど大きな値となることが確認された。
- (3) 要素実験より、限界軸力  $N_c$  の算定式(式(3.6))による計算値が、要素実験で得た実験値と良く対応したことから、 $N_c$  算定式の妥当性が確認された。

第3章の参考文献

- [3.1] 藤本盛久, 和田章, 佐伯英一郎, 渡辺厚: 鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドブレースに関する研究, 構造工学論文集, Vol.34B, pp.249-258, 1988.3
- [3.2] 井上一朗, 沢泉紳一, 東端泰夫, 井ノ上一博: アンボンド平鋼ブレース内蔵コンクリート壁の座屈補剛設計, 日本建築学会構造系論文報告集, 第432号, pp.41-49, 1992.2
- [3.3] 藤井俊二, 田川治: 丸鋼芯材を二重鋼管により座屈拘束したブレースに関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第650号, pp.879-885, 2010.4
- [3.4] 藤井俊二, 田川治: 丸鋼芯材を二重鋼管により座屈拘束したブレースの挙動特性, 日本建築学会構造系論文報告集, 第659号, pp.167-174, 2011.1
- [3.5] 機械工学会: 機械工学便覧, A4, pp.137-138, 1989.9
- [3.6] 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, 2010.2

## 第4章

### 折返しブレース構造建物の性能に関する検討

Study on performance of folded brace structure building



## 第4章

## 折返しブレース構造建物の性能に関する検討

## 4.1 はじめに

2章と3章では、折返しブレースの「部材構造特性」について示した。本章では、折返しブレースを設置した鉄骨造建物の「建物構造特性」について、純ラーメン構造、従来ブレース構造および折返しブレース構造建物を比較・検討することにより、折返しブレース構造建物の耐震性能や経済的な優位性を明らかにする。

## 4.2 1層1スパンに模擬した鉄骨造建物のケーススタディ

4.2節は、折返しブレース構造建物の基本性能を明確にすることを目的とする。鉄骨造建物を1層1スパンに模擬し、フレームの耐力と降伏変形をパラメータとしたケーススタディを行い、純ラーメン構造、従来ブレース構造および折返しブレース構造建物の基本性能を比較・検討する。折返しブレース構造は、従来ブレース構造に比べ必要ブレース耐力・剛性を小さく抑えられるため、ブレース材の少量配置・偏心配置が可能となる。また、純ラーメン構造に比べ柱梁フレーム耐力を小さくできることを示す。

## 4.2.1 1層1スパンに模擬した鉄骨造建物の基本特性

鉄骨造建物の基本性能が、1層1スパンの単純モデルで把握できるものと仮定して、純ラーメン構造、従来ブレース構造および折返しブレース構造の基本性能を比較・検討する。

(a)純ラーメン構造、(b)従来ブレース構造、(c)折返しブレース構造の基本性能(ベースシア係数 $C_1$ -層間変形角 $R$ 関係)を図4.1に示す。各図中、緑線で示した柱梁フレームは、層間変形角 $R$ が $1/100\text{rad}$ で降伏し、保有水平耐力 ${}_tC_u$ が0.25であると設定している。柱梁フレームは、1次設計時( $C_1=0.2$ )の変形制限( $R_1 \leq 1/200\text{rad}$ )を満足しないため、柱梁断面を増すか、ブレース材を設置して1次設計レベルの耐力・剛性を補う必要がある。まず、(a)純ラーメン構造では、 $R_1=1/200\text{rad}$ での基準フレームの負担せん断力 ${}_tC_1$ が0.125であるため、 $C_1=0.2$ となるように柱梁断面を増す必要がある。結果、フレーム耐力 ${}_tC_u=0.4$ を満足する柱梁断面を確保しなければならない(図4.1(a)中、青線)。また、(b)従来ブレース構造では、ブレース降伏時の層間変形角が $1/500\text{rad}$ であるので、その変形での柱梁フレームの負担せん断力 ${}_tC_1$ が0.05となり、従来ブレースの必要耐力 ${}_bC_u$ が0.15となる(図4.1(b)中、赤線)。一方、(c)折返しブレース構造では、折返しブレース降伏時の層間変形角が $1/200\text{rad}$ であるため、柱梁フレームの負担せん断力 ${}_tC_1$ が0.125となり、折返しブレースの必要耐力 ${}_bC_u$ は0.075となる(図4.1(b)中、赤線)。以上の結果より、折返しブレース

の必要耐力は、従来ブレースの50%に低減されており、1本当たりのブレース軸耐力が同じであれば、折返しブレース構造ではブレース設置本数が半減できること、あるいは、設定本数を同じとすれば、ブレース耐力を半減できるので、ブレースが取付く柱や杭の設計用作用力が半減され、折返しブレース構造が合理的なブレース構造であることがわかる。

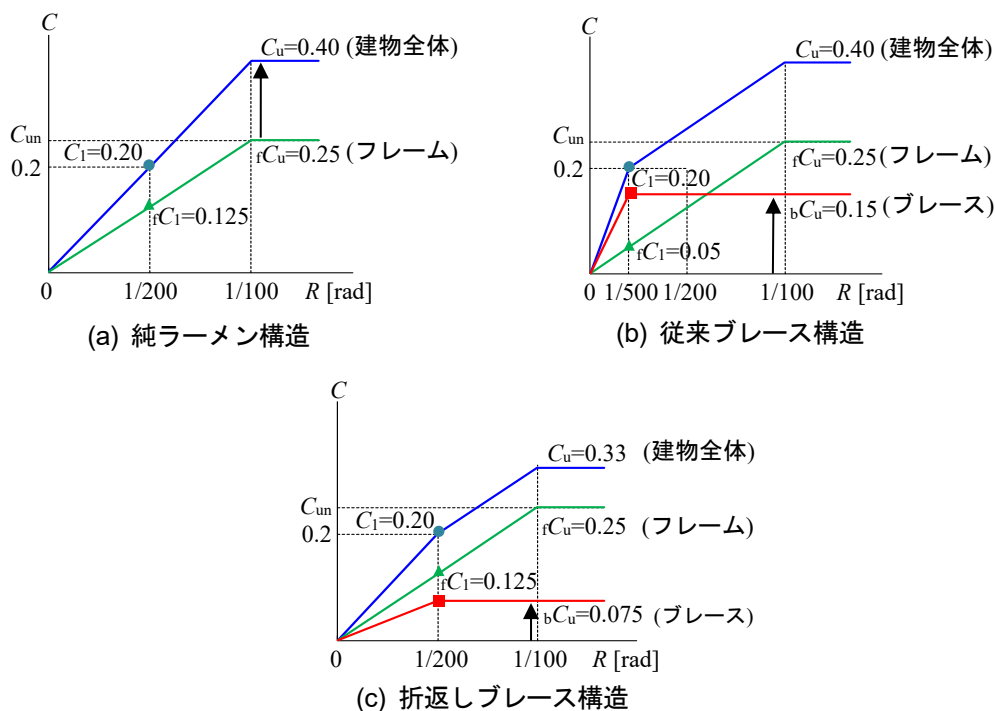


図 4.1 鉄骨造建物の構造基本性能

#### 4.2.2 フレームの耐力と降伏変形を変数とした検討

##### (a) 検討方法

検討方法を図 4.2 に示す。前項(4.2.1 項)では、柱梁フレームの降伏層間変形角  $rR_y$  が  $1/100\text{rad}$ 、保有水平耐力  $rC_u$  が  $0.25$  のケースについて、各建物の基本性能を示した。4.2.2 項では、柱梁フレームの降伏層間変形角  $rR_y$  が  $1/150$ ,  $1/125$ ,  $1/100\text{rad}$  の 3 ケースについて、保有水平耐力  $rC_u$  を  $0$  から  $0.40$  に変化させたケースに対して検討する。なお、いずれのケースも前章と同様、従来ブレースの降伏層間変形角は  $1/500\text{rad}$  で種別 BA[4.1][4.2]とし、折返しブレースの降伏層間変形角は  $1/200\text{rad}$ 、建物全体の必要保有水平耐力  $C_{um}$  は  $0.25$  であるものとする。

フレーム耐力  $rC_u$  が  $0.25$  で、 $rR_y$  が  $1/150$ ,  $1/125$ ,  $1/100\text{rad}$  のケースについて図 4.3 に例示する。従来ブレース耐力  ${}_{\text{従}}bC_u$  は  $R=1/500\text{rad}$  でのフレーム負担せん断力  $rC_1$  と  $C_1=0.2$  の差として求まる(式(4.1))。また、折返しブレース耐力  ${}_{\text{折}}bC_u$  は  $R=1/200\text{rad}$  での  $rC_u$  と  $C_1$  の差として求まる(式(4.2))。



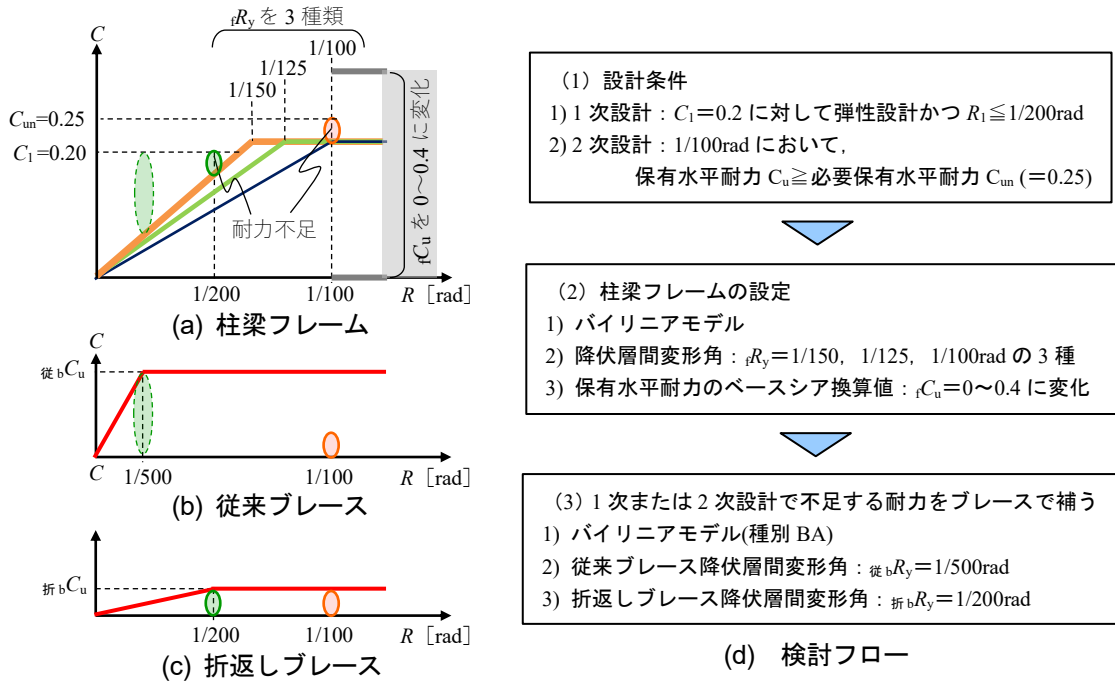


図 4.2 検討方法

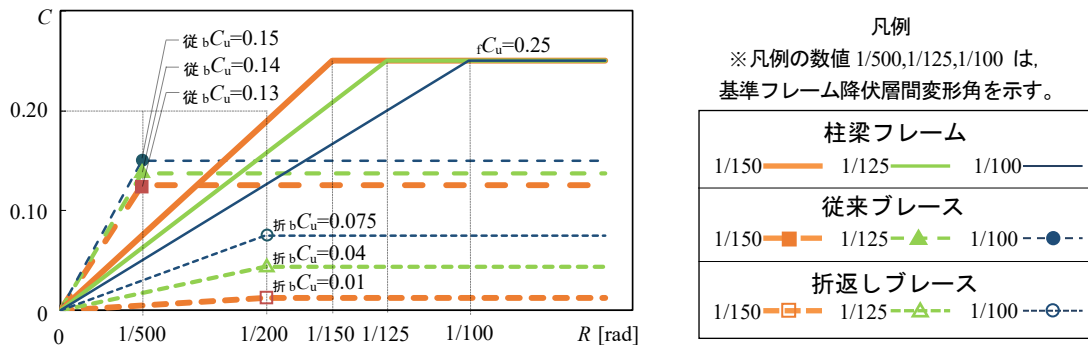


図 4.3 フレーム耐力  $fC_u=0.25, rR_y=1/150, 1/125, 1/100\text{rad}$  のケースの例示

$$\text{従 } bC_u = C_1 - fC_1 = 0.2 - fC_u \times \frac{rR_y}{1/500} \quad (4.1)$$

$$\text{折 } bC_u = C_1 - fC_1 = 0.2 - fC_u \times \frac{rR_y}{1/200} \quad (4.2)$$

(b) 検討結果

$fC_u$  を 0 から 0.40 に変化させたケースにおける、従来ブレース構造のブレース耐力(従  $bC_u$ )を図 4.4 に、折返しブレース構造のブレース耐力(折  $bC_u$ )を図 4.5 に、ブレース耐力比(折  $bC_u / \text{従 } bC_u$ ) を図 4.6 に示す。図 4.4(a), 図 4.5(a)中に示されている  $fC_u=0.25$  の時の  $bC_u$  の値は、(b)~(d)および図

4.3 中の  $bC_u$  と対応している。また図 4.4(a) , 図 4.5(a)中の  $bC_u+rC_u=0.25$  の黒の実線は、2 次設計 ( $C_{un}=0.25$ )で決まるブレース耐力を示している。

まず、(a)従来ブレース構造では、ブレース耐力  $bC_u$  は、 $rC_u$  が  $0\sim 0.072$  の領域では 2 次設計で決まり、 $rC_u \geq 0.072$  の領域では 1 次設計で決定される。その後、 $rC_u$  の増加に伴い  $bC_u$  は減少していくが、フレーム負担せん断力  $rC_1$  が  $R=1/200rad$  で  $0.2$  となる  $rC_u$  ( $rR_y=1/150rad$  の時  $rC_u=0.27$ ,  $rR_y=1/125rad$  の時  $rC_u=0.32$ ,  $rR_y=1/100rad$  の時  $rC_u=0.40$ )で、いずれの  $rR_y$  であっても  $bC_u$  は  $0.12$  となる。すなわち、従来ブレース構造は、柱梁フレームが 1 次設計の変形制限を僅かでも満たさない場合には、 $bC_u=0.12$  のブレースが必要となることを示している(図(a)中、破線)。

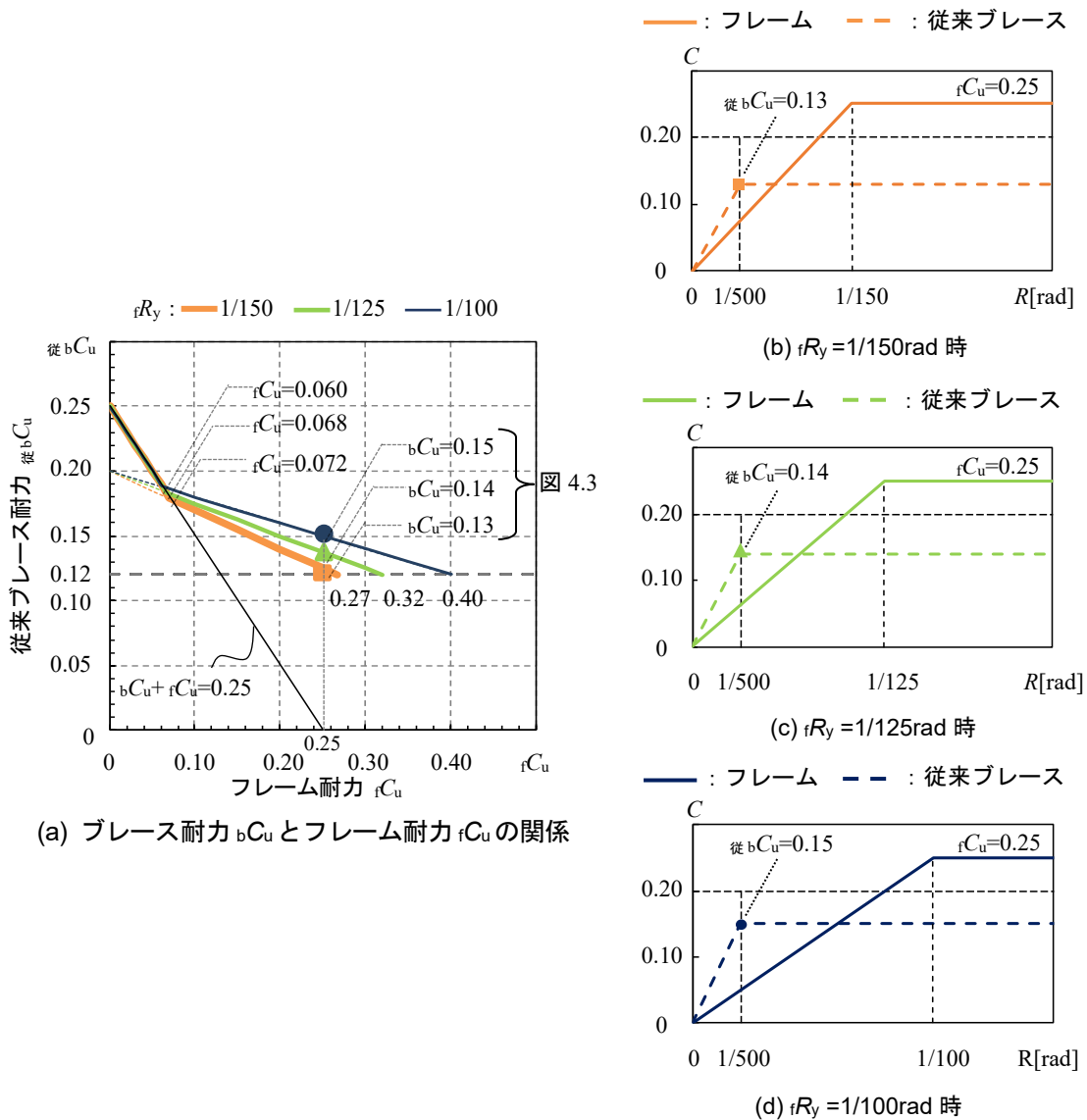


図 4.4 従来ブレース構造 (ブレース耐力  $bC_u$  とフレーム耐力  $rC_u$  の関係)

一方、図4.5の折返しブレース構造では、ブレース耐力 $bC_u$ は、 $rR_y = 1/150\text{rad}$ の時 $rC_u \geq 0.20$ 、 $rR_y = 1/125\text{rad}$ の時 $rC_u \geq 0.13$ 、 $rR_y = 1/100\text{rad}$ の時 $rC_u \geq 0.10$ の領域で、1次設計で決定される。その後、 $rC_u$ の増加に伴い $bC_u$ は0まで連続的に減少していく。すなわち、折返しブレース構造は、柱梁フレームが1次設計の変形制限を僅かでも満たさない場合には、その不足分のみを負担するブレースを設置すれば良く、合理的な構造であることがわかる。

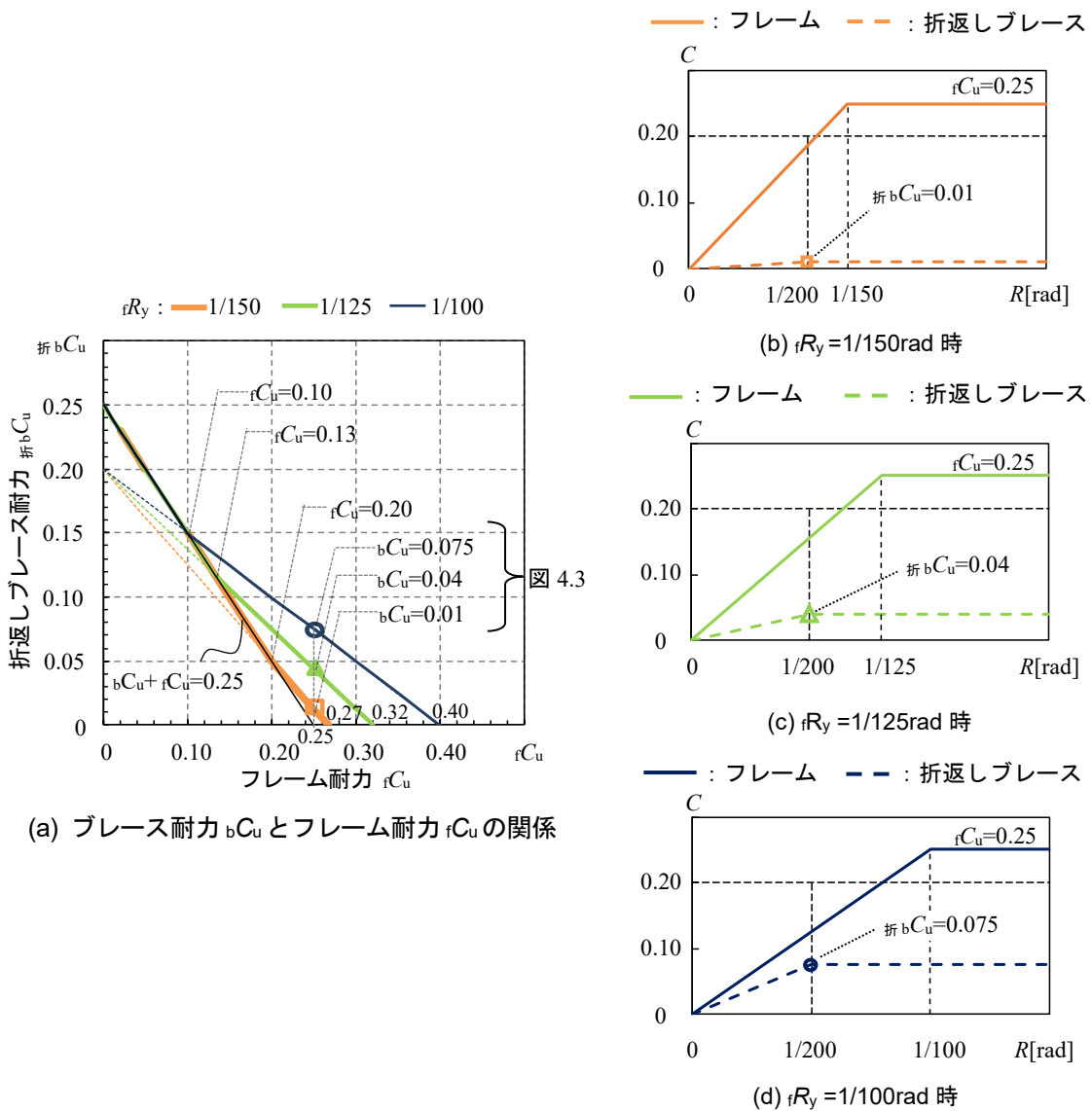


図4.5 折返しブレース構造 (ブレース耐力  $bC_u$  とフレーム耐力  $rC_u$  の関係)

図4.6のブレース耐力比(折<sub>b</sub>C<sub>u</sub>/従<sub>b</sub>C<sub>u</sub>)より、r<sub>Cu</sub>が小さく従来ブレース、折返しブレースともに2次設計でブレース耐力が決まる領域では、同じブレース耐力(折<sub>b</sub>C<sub>u</sub>/従<sub>b</sub>C<sub>u</sub>=1.0)が必要となるが、r<sub>Cu</sub>の増加に伴い折<sub>b</sub>C<sub>u</sub>/従<sub>b</sub>C<sub>u</sub>が顕著に減少していくことがわかる。なお、折返しブレースの実際の部材長さは、見付け長さの約2.5倍であるため、同一耐力(耐力比1.0)の従来ブレースの剛性より1/2.5(=0.4)倍小さくなる。したがって、図4.6の耐力比を0.4倍した値がブレース水平剛性比折<sub>b</sub>K/従<sub>b</sub>Kとなる(式(4.3))。よって、折返しブレース構造のブレース剛性は、従来ブレースに比べ極めて小さく、ブレースの偏心配置が可能となり、構造計画上、優位性が高い構造であるといえる。なお、耐力比を2.5倍した値がブレース鋼材量比折<sub>b</sub>W/従<sub>b</sub>Wとなり、耐力比折<sub>b</sub>C<sub>u</sub>/従<sub>b</sub>C<sub>u</sub>が0.4以下では、ブレース鋼材量も従来ブレースより少なくなることを示している(式(4.4))。

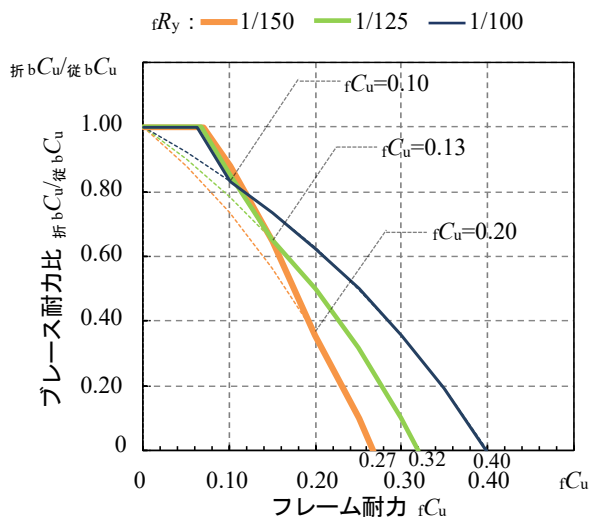


図4.6 ブレース耐力比 (折<sub>b</sub>C<sub>u</sub>/従<sub>b</sub>C<sub>u</sub>)

$$\text{ブレース剛性比} : \frac{\text{折}_b K}{\text{従}_b K} = \frac{\text{折}_b C_u / \text{折}_b \delta_y}{\text{従}_b C_u / \text{従}_b \delta_y} = \frac{\text{折}_b C_u}{\text{従}_b C_u} \times 0.4 \quad (4.3)$$

$$\text{ブレース鋼材量比} : \frac{\text{折}_b W}{\text{従}_b W} = \frac{\text{折}_b A \times \text{折}_b L}{\text{従}_b A \times \text{従}_b L} = \frac{\text{折}_b C_u}{\text{従}_b C_u} \times 2.5 \quad (4.4)$$

ここで、折<sub>b</sub>C<sub>u</sub>/従<sub>b</sub>C<sub>u</sub>：ブレース耐力比，折<sub>b</sub>K/従<sub>b</sub>K：ブレース剛性比，折<sub>b</sub>δ<sub>y</sub>：折返しブレース軸降伏変位，従<sub>b</sub>δ<sub>y</sub>：従来ブレース軸降伏変位，折<sub>b</sub>W/従<sub>b</sub>W：ブレース鋼材量比，折<sub>b</sub>A：折返しブレース断面積，従<sub>b</sub>A：従来ブレース断面積，折<sub>b</sub>L：折返しブレース部材長さ，従<sub>b</sub>L：従来ブレース部材長さ

### 4.3 5層5×2スパン鉄骨造建物の試設計スタディ

本節では、5層5×2スパン鉄骨造を対象とした折返しブレース構造建物の試設計スタディを行い、折返しブレース構造と純ラーメン構造の比較から、折返しブレース構造の合理性および経済性について検討する。また、折返しブレースを偏心配置した試設計建物の時刻歴応答解析を実施し、純ラーメン構造と比較する。

#### 4.3.1 設計概要

##### (a) 設計条件(共通事項)

建物概要を表4.1に、設計条件を表4.2に示す。また、建物形状を図4.7に、建物パースを図4.8に示す。対象建物は、5層5×2スパンの鉄骨造建物で、設計用1次固有周期は約0.6sec、単位面積当たりの重量は約9.7kN/m<sup>2</sup>である。1次設計の設計条件は、C<sub>1</sub>=0.2の地震荷重に対して許容応力度設計を満足し、かつ層間変形角Rは1/200rad以下とする。ブレース構造を採用する際、意匠や機能面からブレースの配置箇所は多くの制約を受ける。本建物においても、折返しブレースの配置箇所は梁間・桁行方向ともに2構面ずつの少量配置とし、とくに桁行方向はコア部分に偏心する計画とした。柱は冷間成形角形鋼管(BCR295)、梁は細幅・外法一定のH形鋼(両端SM490, 中央SS400)とし、全て種別FAの部材で統一した。折返しブレースには普通鋼材(SN400)を使用し、2章と3章で明らかとなっている座屈拘束効果を考慮してブレース種別BA[4.1]とした。

表 4.1 建物概要

構造種別	鋼構造
架構形式	折返しブレース構造
用途	事務所
建築面積	595m <sup>2</sup>
延べ床面積	2976m <sup>2</sup>
階数	地上5階
高さ	軒高20.6m
基準階高	4.0m
建物重量	約27.8MN
単位面積当たり重量	9.7kN/m <sup>2</sup>

表 4.2 設計条件(共通事項)

○柱梁断面
・部材種別：すべて種別FA
・使用材料：柱=ボックスコラムBCR295(F=295)， 梁=H形鋼[両端SM490(F=325)，中央SS400(F=235)]
・柱脚形状：根巻または埋込み柱脚(完全固定)
○折返しブレース断面
・部材種別：BA
・使用材料：400N級(F=235)
・設置箇所：梁間，桁行とも2構面(V型配置)
※桁行はコア部分に限定し，偏心配置

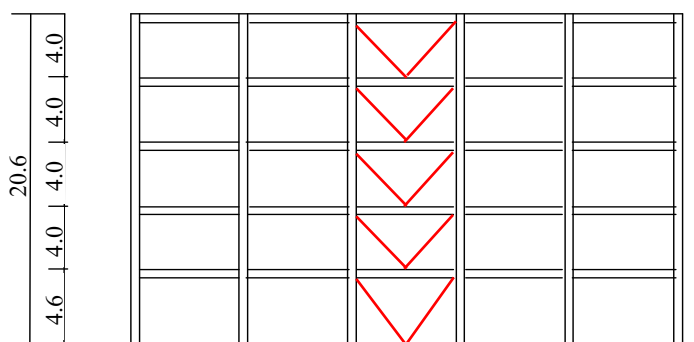
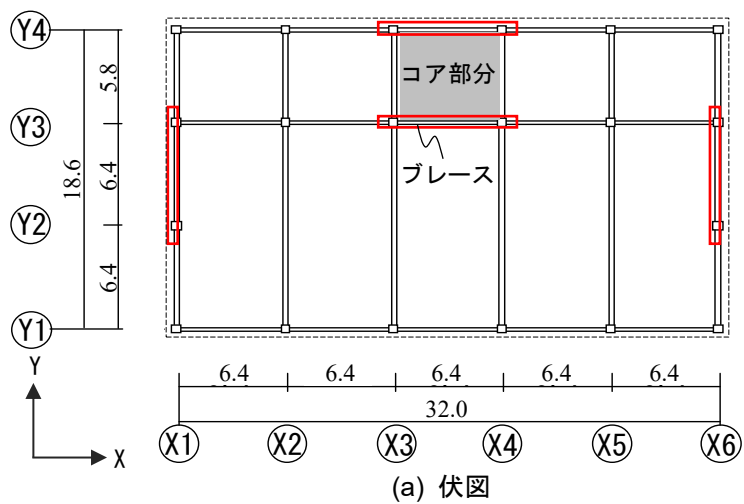


図 4.7 建物形状

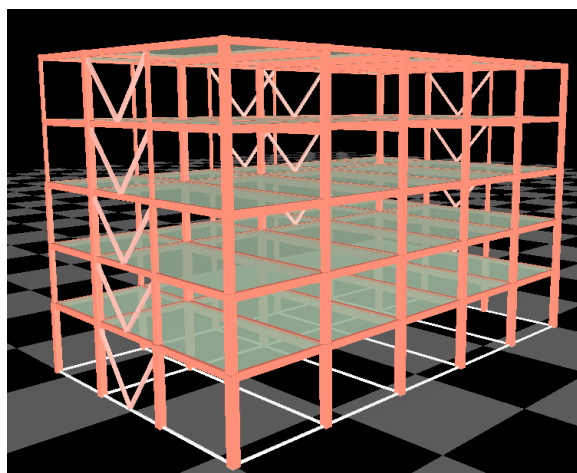


図 4.8 建物パース

(b) 設計変数および設計方針

折返しブレース構造の設計変数を図 4.9 および表 4.2 に示す。本項では、折返しブレースを少量配置・偏心配置した影響を確認するために、1 次設計時におけるブレース水平力分担率  $\beta_1$  を設計変数とし、 $\beta_1=0, 0.2, 0.4, 0.6$  と 4 段階に変化させた折返しブレース構造建物を設計する。 $\beta_1=0$  は純ラーメン構造建物に相当する。柱・梁断面は、 $(1-\beta_1)\cdot C_1$  の地震荷重に対して、 $R_1=1/200$  で許容応力度を満足するように設計した。また、折返しブレースの軸降伏変位は、従来ブレースの 2.0 倍に増大させた( $R=1/200\text{rad}$  程度で降伏)とし、ブレースの断面は、Y3, Y4 構面で同一断面とした。以下では、ブレースを偏心配置した桁行方向(X 方向)の検討結果について示す。

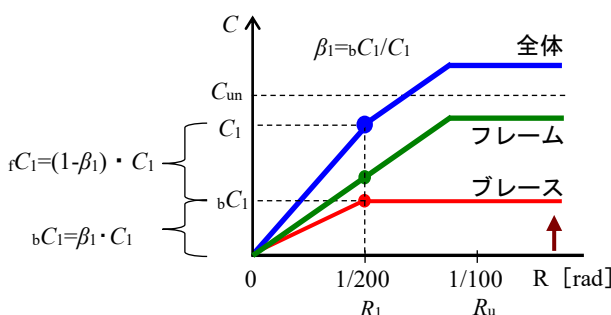


図 4.9 1 次設計時のブレース分担率を変化させた設計の概念図

表 4.2 設計変数

略称	架構形式	1次設計時のブレース水平力分担率 $\beta_1$
純ラ	純ラーメン構造	$\beta_1=0$
折02	折返しブレース構造	$\beta_1=0.2$
折04	"	$\beta_1=0.4$
折06	"	$\beta_1=0.6$

(c) 許容応力度設計及び保有水平耐力の確認

折返しブレースの諸元を表 4.3 に、立体骨組静的増分解析で得られた各建物の層せん断力-層間変形角関係を図 4.10 に示す。図中には、1 次設計時および保有水平耐力算定時におけるブレース水平力分担率(1 次: $\beta_1$ , 保有時: $\beta_u$ )、偏心率  $R_e$ 、および必要保有水平耐力のベースシア換算値  $C_{un}$  をあわせて示している。図 4.8 より、各建物とも意図した通りに  $R_1=1/200\text{rad}$  で許容応力度を満足していること、および保有水平耐力が必要保有水平耐力  $C_{un}$  を上回っていることが確認できる。折返しブレース構造建物の 1 次設計レベルの剛性は、 $\beta_1$  によらず純ラーメン構造の建物とほぼ同等となっており、1 次設計レベルで柱梁フレームに不足する耐力分のみを折返しブレースによって効率良く補えていることがわかる。また、 $\beta_1$  が異なっても各建物の保有水平耐力(いずれかの階が  $R=1/100\text{rad}$  に到達したときの水平耐力)には大きな変化が生じておらず、ブレース構造でありながら純ラーメン構造と同程度の耐力・剛性を有する建物が設計できることがわかる。

表 4.3 折返しブレースの諸元

階	折02		折04		折06	
	断面積[cm <sup>2</sup> ]	軸耐力[kN]	断面積[cm <sup>2</sup> ]	軸耐力[kN]	断面積[cm <sup>2</sup> ]	軸耐力[kN]
5	6.7	157	13.2	310	17.1	401
4	14.0	329	34.8	818	58.9	1384
3	17.5	411	39.6	932	58.9	1384
2	20.0	470	39.6	932	67.6	1587
1	16.3	383	34.0	799	38.4	901

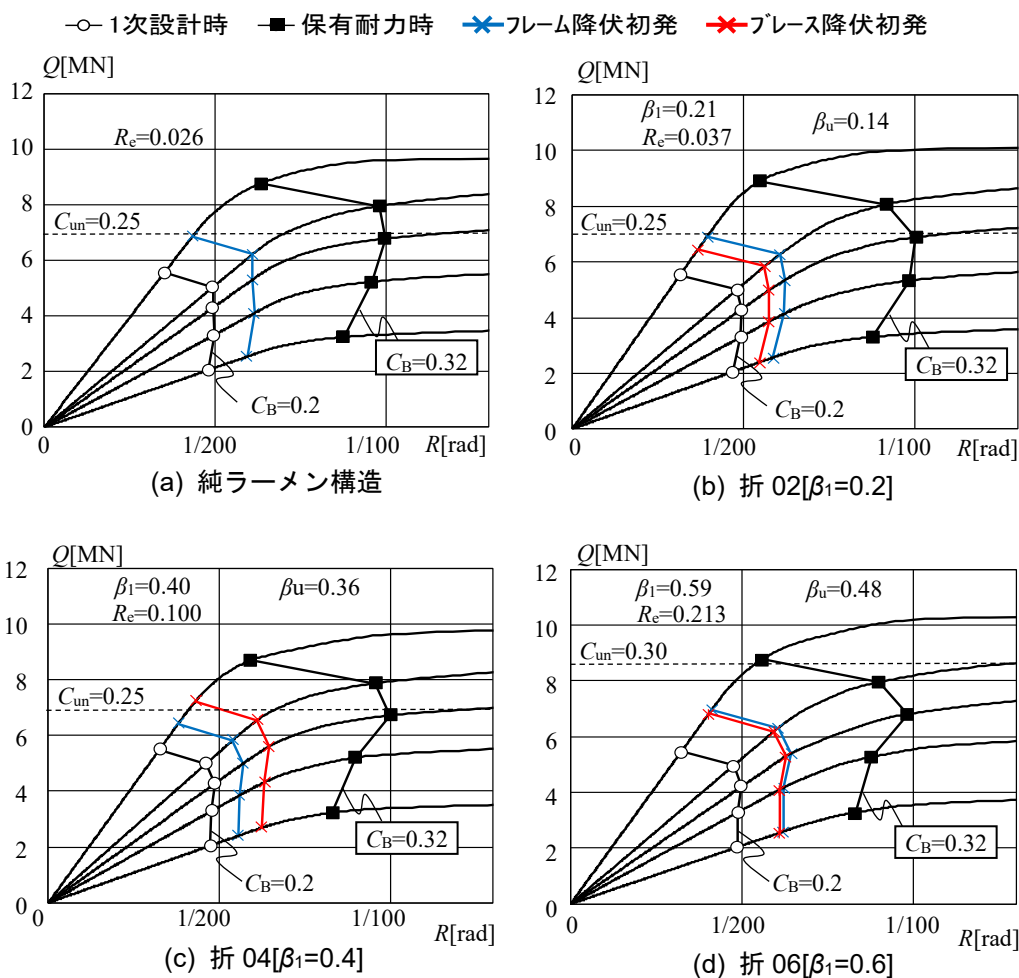


図 4.10 各建物の層せん断力-層間変形角関係



(d) 使用鋼材量の比較

折返しブレース構造の経済的優位性を確認するために、各建物の使用鋼材量を比較して表 4.4 および図 4.11 に示す。図表より、折返しブレース構造とすることで、純ラーメン構造に比べて使用鋼材量が少なくなっていること、 $\beta_1$ が大きくなるにつれて鋼材量がより少なくなっていることがわかる。すなわち、純ラーメン構造ではフレームの曲げ・せん断力のみで建物剛性を確保するため、大きな柱梁断面を必要として使用鋼材量(経済性、環境負荷)の観点からは効率的ではないのに対して、折返しブレースを使用することで効率よく建物剛性が確保でき、柱梁の使用鋼材量を合理的に減らせるため、経済的に優位であることが確認できた。

表 4.4 使用鋼材量一覧

略称	メモ	鋼材量 [ton]				
		柱	梁	ブレース	合計	／純ラ
純ラーメン	比較用	89	119	-	209	-
折ブ02	$\beta_1=0.2$	77	115	5	197	0.94
折ブ04	$\beta_1=0.4$	76	101	11	187	0.90
折ブ06	$\beta_1=0.6$	77	90	16	183	0.87

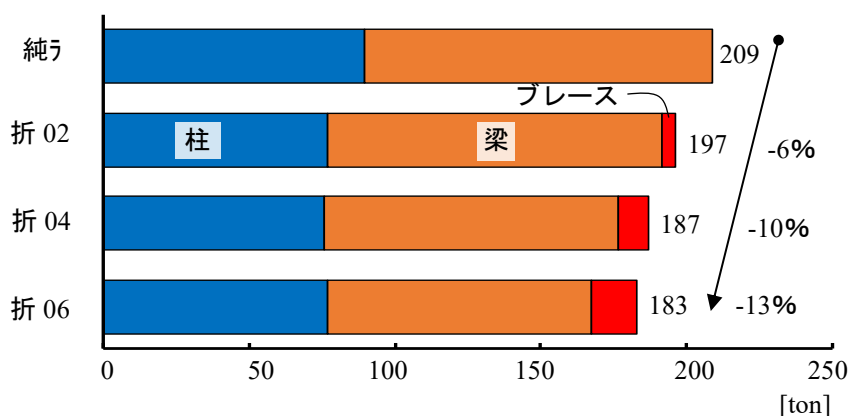


図 4.11 使用鋼材量の比較

4.3.2 時刻歴応答解析

(a) 解析条件

立体骨組モデルの時刻歴応答解析を実施し、折返しブレース構造建物の応答性状を確認する。本項では、ブレース偏心配置の影響で振れが生じる  $\beta_1=0.6$  の折返しブレース構造建物(折ブ 06)と、純ラーメン構造(純ラ)の応答性状を比較する。各建物の固有周期(1次~3次)を表 4.5 に示す。入力地震動には、図 4.12 のスペクトル特性を有する模擬地震動 4 波(観測位相 3 波(EL-NS, HACH-NS, KOBE-NS)+ランダム位相 1 波)を作成し使用した。入力地震動の諸元を表 4.6 に、加速度波形は図 4.13 に示す。なお、内部粘性減衰は、初期剛性比例型の 2%を仮定した。

表 4.5 固有周期 [sec]

	1次	2次	3次
純ラ	1.06 (X方向)	1.03 (Y方向)	1.00 (ねじれ)
折06	1.08 (X方向)	0.98 (Y方向)	0.82 (ねじれ)

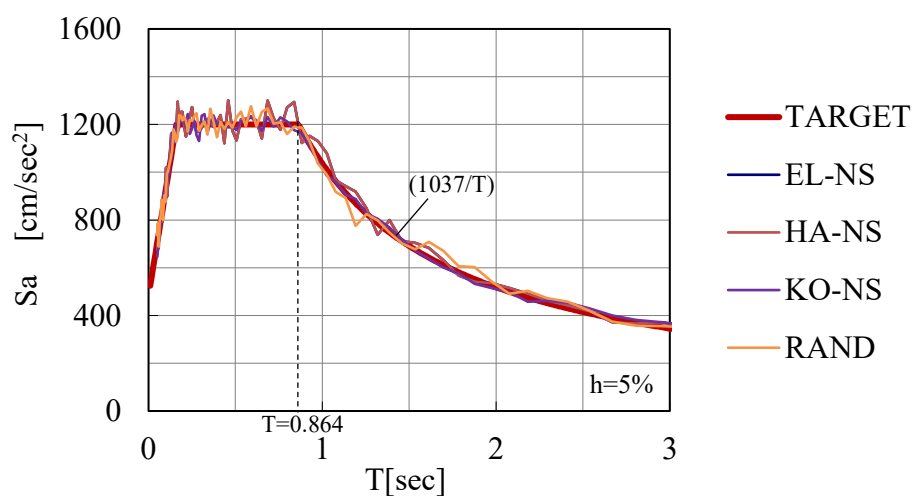
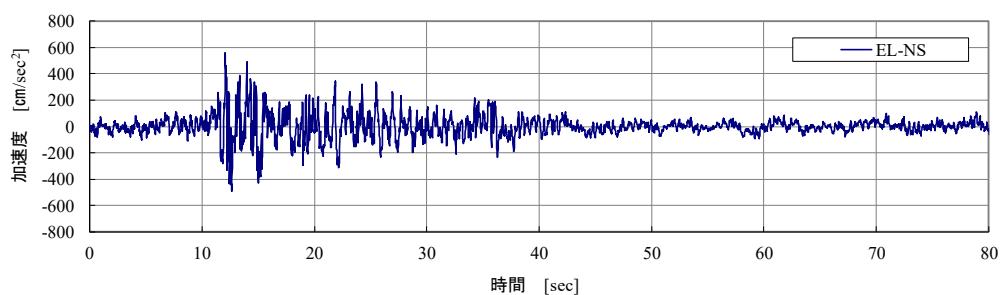


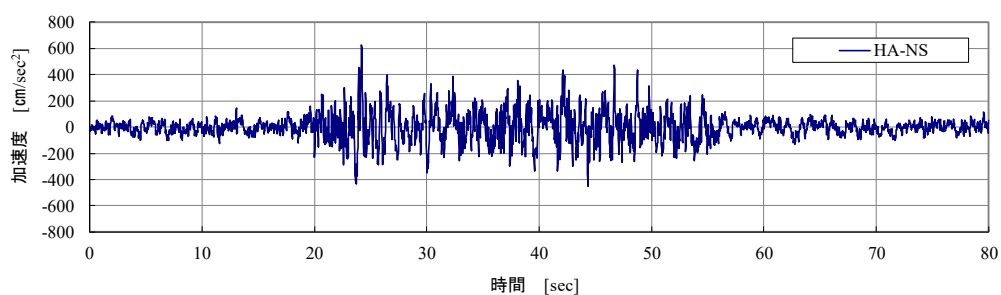
図 4.12 入力地震動の加速度応答スペクトル

表 4.6 入力地震動の諸元

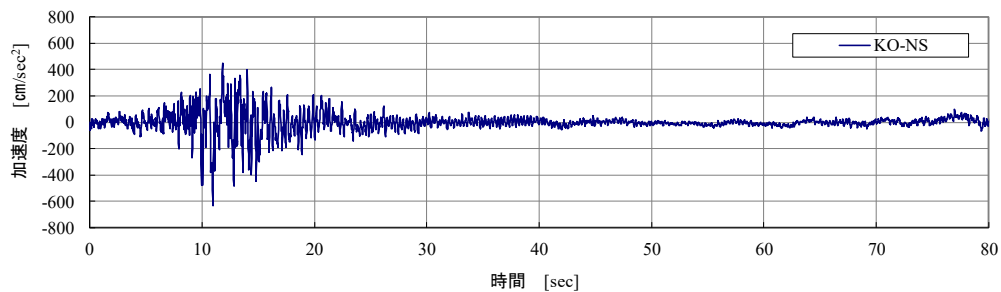
	EL-NS	HA-NS	KO-NS	RAND
地動最大加速度 [cm/sec <sup>2</sup> ]	556	625	632	555
地動最大速度 [cm/sec]	82	101	103	91



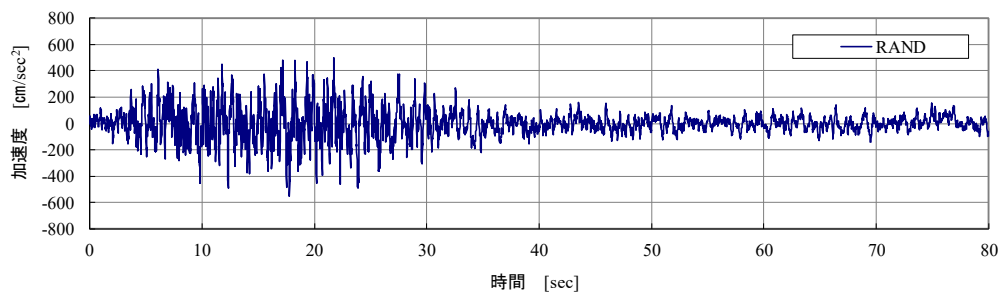
(a) Elcentro-NS (EL-NS)



(b) Hachinohe-NS (HA-NS)



(c) Kobe-NS (KO-NS)



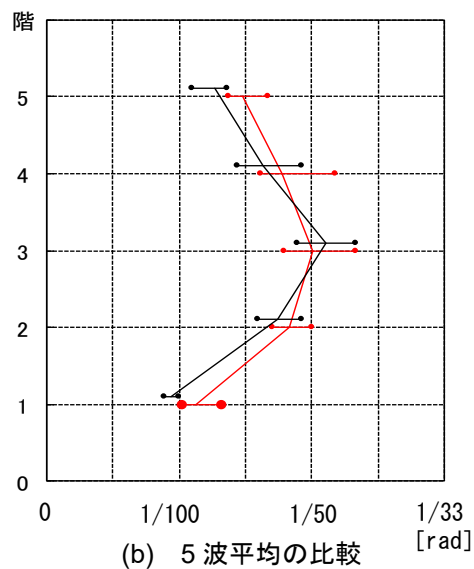
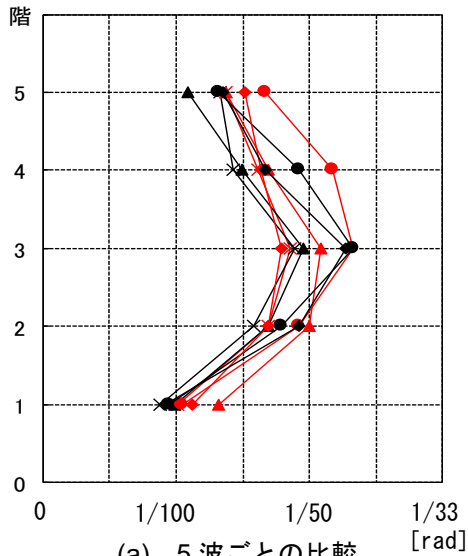
(d) Random (RAND)

図 4.13 入力地震動の加速度波形

(b) 解析結果

応答解析結果(最大応答層間変形角, 最大応答加速度, 最大応答層せん断力)を図4.14~図4.17に示す。図4.14と図4.15より, 揺れ振動により増幅されるY1構面の層間変形角は, 折返しブレース構造が若干大きな応答値を示しているものの, 重心位置では純ラーメン構造と変わらない結果となっていることが確認できる。また, 図4.14と図4.15より, 最大応答加速度および最大応答層せん断力ともに, 折返しブレース構造の最大応答値は純ラーメン構造と同程度の値となっており, ブレース偏心配置が応答性状にさほど悪影響を及ぼしていないことが確認できた。

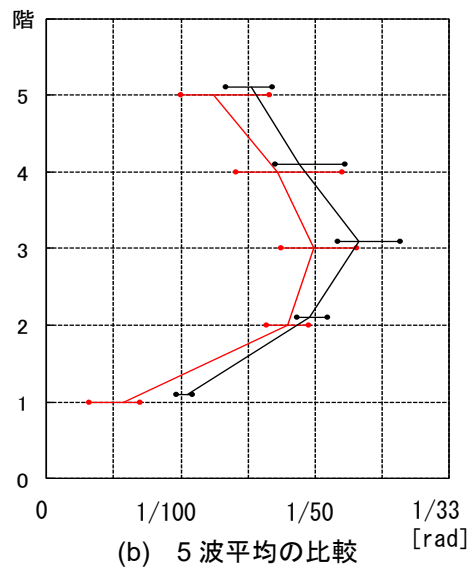
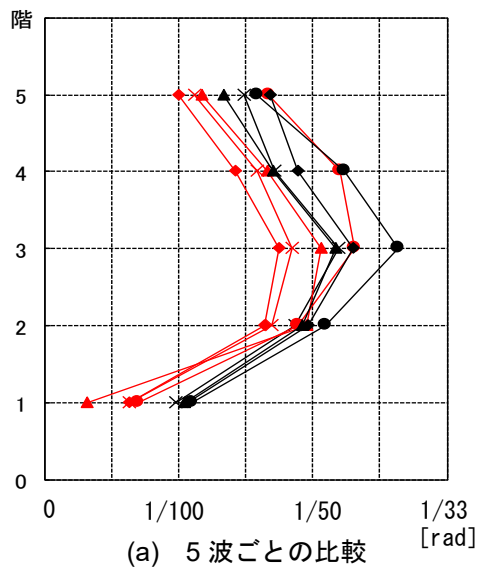
折06: —×— EL —▲— HA —●— KO —◆— RA  
 純ラ: —×— EL —▲— HA —●— KO —◆— RA



(a) 5波ごとの比較

(b) 5波平均の比較

図4.14 応答解析結果 (重心位置の最大応答加速度)



(a) 5波ごとの比較

(b) 5波平均の比較

図4.15 応答解析結果 (Y1構面の最大応答加速度)

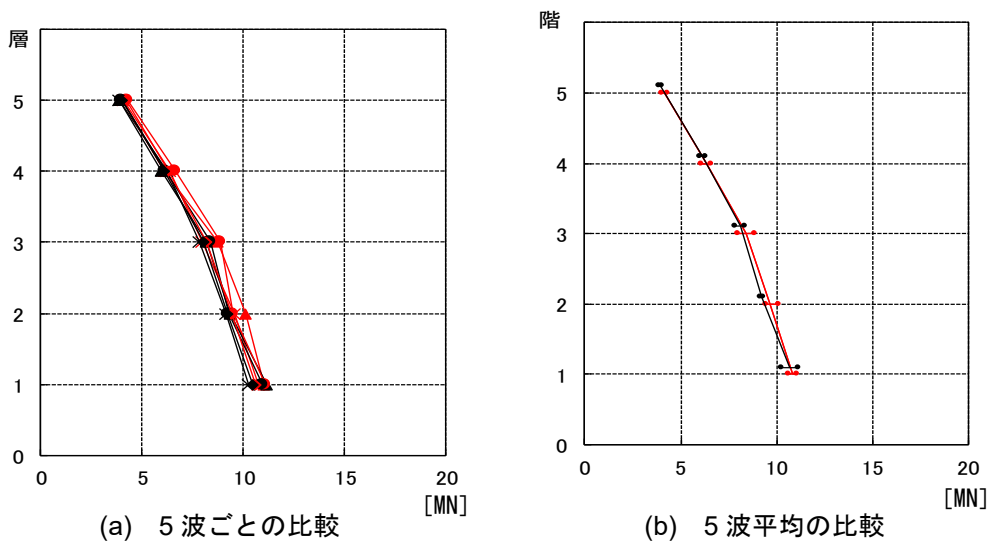


図 4.16 応答解析結果（最大応答層せん断力）

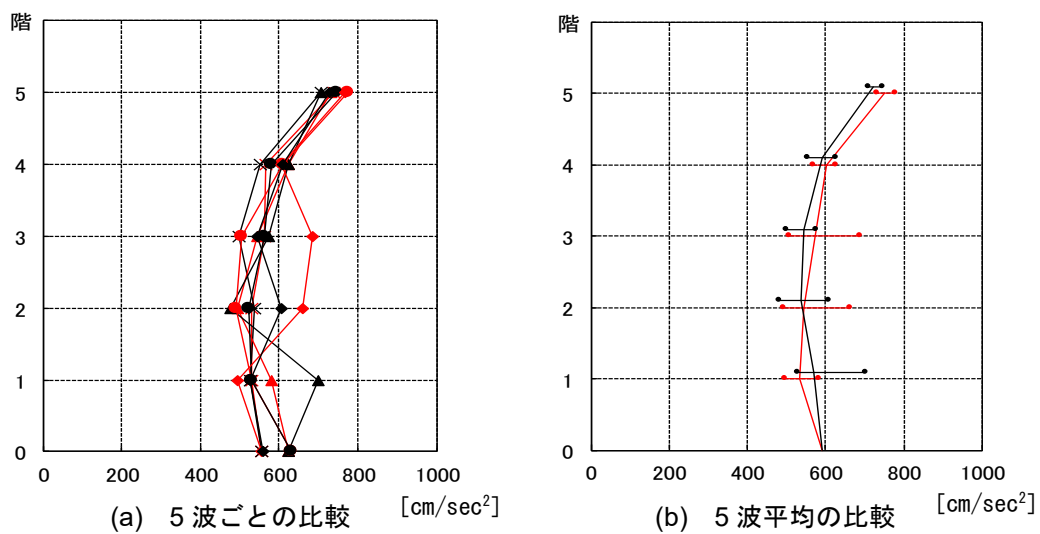


図 4.17 応答解析結果（最大応答加速度）

### 4.4 第4章のまとめ

以上、第4章では、純ラーメン構造、従来ブレース構造および折返しブレース構造建物を比較・検討し、折返しブレース構造建物の「建物構造特性」について明確に示した。得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 鉄骨造建物の基本性能が1層1スパンに模擬した単純モデルで把握できるものと仮定し、フレームの耐力および降伏変形をパラメトリックに変化させたケーススタディを行った結果、折返しブレース構造は、基準フレームが1次設計の変形制限を僅かでも満たさない場合には、その不足分のみを負担するブレースを設置すれば良く、従来ブレース構造に比べて合理的な構造であることが確認された。
- (2) 5層5×2スパン鉄骨造建物を対象とした試設計スタディを行った結果、純ラーメン構造ではフレームの曲げ・せん断力のみで建物剛性を確保するため、大きな柱梁断面を必要として経済性(≒使用鋼材量)の観点からは効率的ではないのに対して、折返しブレースを使用することで効率よく建物剛性が確保でき、柱梁の使用鋼材量を合理的に減らせるため、経済的に優位であることが確認された。

#### 第4章の参考文献

- [4.1] 国土交通省ほか:2015年度版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2016年追補収録版, 2017.10
- [4.2] 日本建築センター: 建築新技術レポート 性能評価・評定/審査証明, 2010.6





## 第 5 章

### 鉄骨造実建物への適用と効果の確認

Application to actual steel structure building and  
confirmation of effect



## 第5章

### 鉄骨造実建物への適用と効果の確認

#### 5.1 はじめに

本章では、8階建ての鉄骨造事務所ビル新築工事に折返しブレースを適用し、その効果を確認した事例と、建物に採用した折返しブレースに対して行った構造実験について示す。

#### 5.2 鉄骨造8階建て事務所ビル新築工事への実施適用

本節では、8階建て鉄骨造事務所ビル新築工事に折返しブレースを適用した事例について示す。

##### 5.2.1 建物概要と構造計画

建物概要を表5.1に、外観写真を写真5.1に示す。また、折返しブレースの配置を示した平面図を図5.1に、軸組図を図5.2に示す。平面形状は20m×20m、基準階は西側を執務エリアとした片寄せコア型である。構造形式は、折返しブレースを用いたブレース付きラーメン構造である。一般的にブレース構造を検討する際、外観や機能面からブレースの配置箇所は制約を受ける場合が多い。本建物も制約が多く、XY方向ともブレースの配置可能な箇所が少ない。特にX方向は、A通りが一面ガラス張りとなっておりD通り1箇所のみの偏心配置とせざるを得ず、応力集中やねじれの問題から、従来であればブレース構造を断念していた。しかし、少量かつ偏心配置が可能な折返しブレースを採用することで、従来ブレース構造では成し得ないブレース配置を実現している。

表 5.1 建物概要

構造種別	鉄骨造
用途	事務所
階数	地上8階
架構形式	ブレース付き ラーメン構造
基準階階高	3.64m
軒高	31.38m
建築面積	558m <sup>2</sup>
延床面積	3,267m <sup>2</sup>
基礎構造	杭基礎
床構造	合成デッキ
外壁	金属パネル



写真 5.1 外観写真

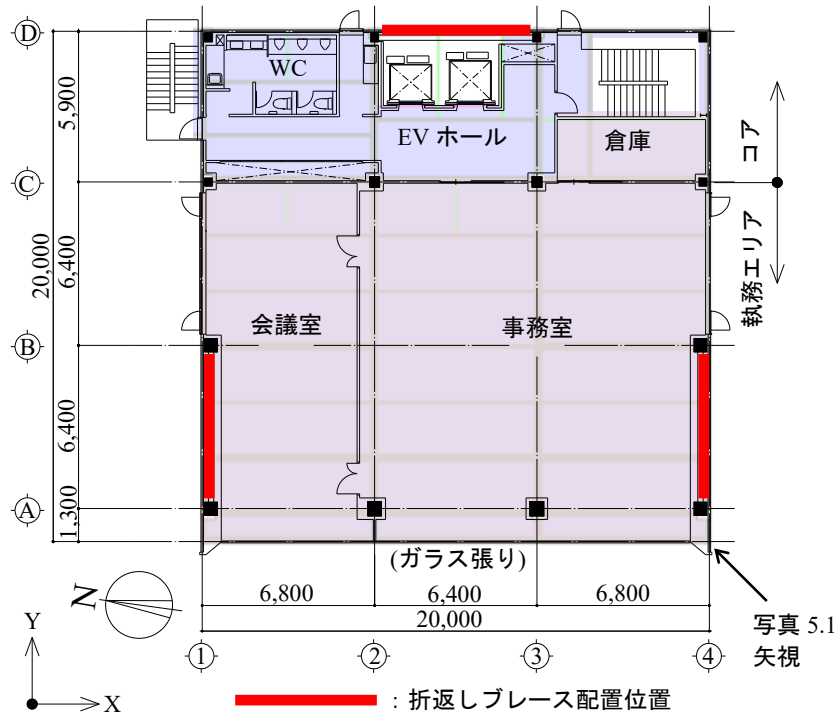


図 5.1 基準階平面図

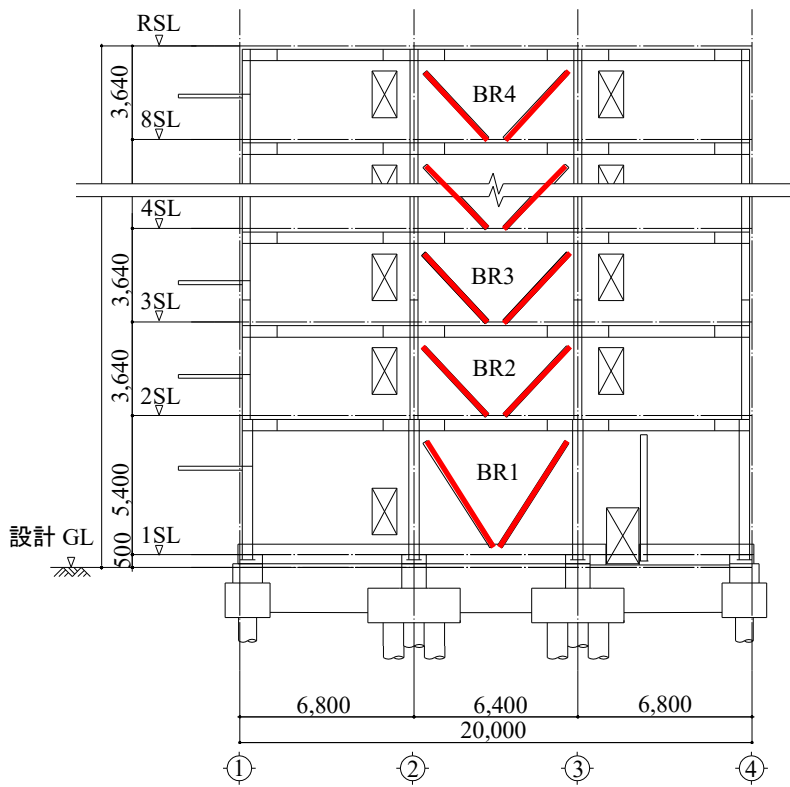


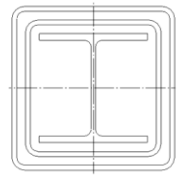
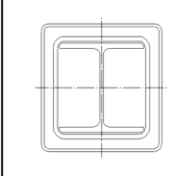
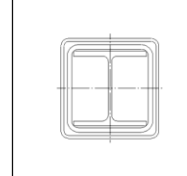
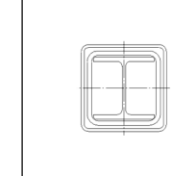
図 5.2 軸組図

### 5.2.2 折返しブレースの設計

#### (a) 断面構成

実建物に採用した折返しブレースの断面構成を表 5.2 に示す。偏心への配慮や支点反力の観点から、ブレースの負担が過度にならないように、ブレースの耐力は、1 次設計時の水平力分担率がブレース 1 スパンあたり 20%程度となるように設定した。断面構成は、芯材を H 形鋼、中鋼管と外鋼管を角形鋼管とし、耐力が芯材で決定するように中鋼管と外鋼管を設計した。

表 5.2 実建物に採用した折返しブレースの断面構成

階	1階	2階	3-4階	5-8階
タイプ	H200	H175	H150	H125
芯材	H-200x200x8x12 (SN400B)	H-175x175x7.5x11 (SN400B)	H-150x150x7x10 (SN400B)	H-125x125x6.5x9.0 (SN400B)
中鋼管	□-250x250x9 (BCR295)	□-200x200x9 (BCR295)	□-175x175x9 (BCR295)	□-150x150x9.0 (BCR295)
外鋼管	□-300x300x9 (BCR295)	□-250x250x6 (BCR295)	□-200x200x6 (BCR295)	□-175x175x6.0 (BCR295)
降伏軸力	1,493kN	1197kN	928kN	701kN
芯材断面積	6,353mm <sup>2</sup>	5,093mm <sup>2</sup>	3,947mm <sup>2</sup>	2,982mm <sup>2</sup>
備考	BR1	BR2	BR3	BR4
断面図				

#### (b) 短期許容応力度設計時の軸力，軸剛性，軸変位

折返しブレースの諸元(短期許容応力度設計時の軸力，軸剛性，軸変位)を表 5.3 に示す。短期許容軸力  $N_a$ ，軸剛性  $K_a$ ，軸変位  $\delta_a$  は，それぞれ 2 章(折返しブレースの実大実験)で前述した式(2.1)，式(2.2)および式(2.3)に対して降伏強度を基準強度(F 値)に置き換えた式(5.1)，式(5.2)および式(5.3)により算出する[5.2]。

折返しブレースの短期許容軸力  $N_a$  は，式(5.1)のように芯材・中鋼管・外鋼管の降伏軸力の最小値で決定し，芯材の降伏軸力で決まるように設計している。

$$N_a = \min(N_{1a}, N_{2a}, N_{3a}) = N_{1a} \quad (5.1)$$

ここで、 $N_{1a}$  は芯材の短期許容軸力、 $N_{2a}$  は中鋼管の短期許容軸力、 $N_{3a}$  は外鋼管の短期許容軸力であり、それぞれ各鋼材の断面積  $A$  に基準強度(F 値)を乗じて算出した。

$$K = \frac{1}{(1/K_1) + (1/K_2) + (1/K_3)} \quad (5.2) \quad \delta_a = \frac{N_a}{K} \quad (5.3)$$

ただし、

$$K_1 = \frac{E \times A_1}{\ell_1}, \quad K_2 = \frac{E \times A_2}{\ell_2}, \quad K_3 = \frac{E \times A_3}{\ell_3} \quad (5.4a), (5.4b), (5.4c)$$

ここで、 $K_1$  は芯材の軸剛性、 $K_2$  は中鋼管の軸剛性、 $K_3$  は外鋼管の軸剛性であり、式(5.4a)～(5.4c)のようにヤング率  $E$  と断面積  $A_1, A_2, A_3$  の積を部材長さ  $\ell_1, \ell_2, \ell_3$  で除して算出した。なお、鋼材のヤング率は全て 205,000N/mm<sup>2</sup> とした。表 5.3 より、折返しブレースの短期許容軸力  $N_a$  はすべて芯材断面で決定し、芯材を単体で用いた従来ブレースに対して短期許容到達時の軸変位  $\delta_a$  が 2.3～2.5 倍に増大する設計となっている。

表 5.3 折返しブレースの諸元(短期許容軸力, 軸剛性, 軸変位)

		各鋼材単体							ブレース全体					
		基準強度 (F値)	断面積 $A_{1,2,3}$	※1 見付け長さ $L$	部材長さ $\ell_{1,2,3}$	※2 細長比 $\lambda$	軸剛性 $K_{1,2,3}$	単体の短期許容軸力 $N_{1a,2a,3a}$		軸剛性 $K$	短期許容到達時			
								引張	圧縮		軸力 $N_a$	軸変位 $\delta_a$	層間変形角 $R_a$	芯材単体に対する軸変位増大率
[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	—	[kN/mm]	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN]	[mm]	[rad]			
BR1 (1階)	芯材	235	6,353	4,473	3,783	90	344	1,493	924	146	1493	10.22	1/235	2.3
	中鋼管	295	8,398		3,673	46	469	2,477	2,120					
	外鋼管	295	10,200		3,783	38	553	3,009	2,705					
BR2 (2階)	芯材	235	5,093	3,180	2,500	73	418	1,197	875	159	1197	7.52	1/319	2.5
	中鋼管	295	6,598		2,400	42	564	1,946	1,709					
	外鋼管	295	5,763		2,500	33	473	1,700	1,569					
BR3 (3～4階)	芯材	235	3,947	3,296	2,706	88	299	928	587	119	928	7.80	1/308	2.4
	中鋼管	295	5,698		2,566	50	455	1,681	1,398					
	外鋼管	295	4,532		2,666	42	348	1,337	1,174					
BR4 (5階)	芯材	235	2,982	3,383	2,843	109	215	701	343	91	701	7.68	1/313	2.3
	中鋼管	295	4,798		2,743	60	359	1,415	1,085					
	外鋼管	295	3,932		2,843	50	284	1,160	965					
BR4 (6～8階)	芯材	235	2,982	3,454	2,919	111	209	701	333	89	701	7.89	1/305	2.3
	中鋼管	295	4,798		2,819	62	349	1,415	1,066					
	外鋼管	295	3,932		2,919	51	276	1,160	958					

※1: 見付け長さ=両端接合部のボルト中心間距離

※2: 座屈長さ=見付け長さとして算出

(c) 座屈判定

折返しブレースの全体座屈判定は式(5.5)～式(5.8)を用いて評価した。式(5.5) と式(5.6)は、芯材および中鋼管が各々全体座屈しない限界軸力であり、3章(座屈拘束メカニズムの検討)で導出した式(3.6)を、文献[5.1]に準拠して隙間  $s$  を2倍( $2 \cdot s$ =両側合計の隙間)にするとともに、元たわみ  $a(=L/1000)$ を考慮している。また、外鋼管の座屈判定については、芯材の軸耐力に対して外鋼管単体が座屈しないように式(5.7)を用いて評価した。折返しブレース部材全体としての限界軸力  $N_c$  は、式(5.8)のように  $N_{1c}, N_{2c}, N_{3c}$  の最小値で決定する。本建物で使用した折返しブレースは、限界軸力  $N_c$  を短期許容軸力軸力  $N_a$  に対して 1.3 倍(座屈拘束安全率  $\alpha=1.3$ )以上大きくなるよう設計している(表 5.4)。

$$N_{1c} = \frac{M_{2y(0)}^B}{(2 \cdot s_1 + a + M_{2y(0)}^B / N_{2y}^B)} \quad (5.5)$$

$$N_{2c} = \frac{M_{3y(0)}^B}{(2 \cdot s_2 + a + M_{3y(0)}^B / N_{3y}^B)} \quad (5.6)$$

$$N_{3c} = N_{3y} \cdot \left(1 - 0.4 \cdot \left(\frac{\lambda_3}{\lambda_3}\right)^2\right) \quad (5.7)$$

$$N_c = \min(N_{1c}, N_{2c}, N_{3c}) \geq \alpha \cdot N_a \quad (5.8)$$

表 5.4 折返しブレースの座屈判定

部材		各鋼管単体						ブレース全体			
		基準強度 (F値)	断面積 $A_{1,2,3}$	断面係数 $Z^B$	軸降伏耐力 $N_y^B$	曲げ耐力 $M_y^B(0)$	※3 隙間 (片側) $s$	短期許容軸力 $N_y$	限界軸力 $N_{1c}, N_{2c}$	外鋼管の座屈荷重 $N_{3c}$	座屈拘束安全率 $\frac{\min N_c}{N_y}$
		[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[kN]	[kN·m]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	
BR1 (1階)	芯材	235	6,353	—	—	—	1.5	1,493	2,256	—	1.51
	中鋼管	295	8,398	639	2,477	189	1.5		2,785	—	
	外鋼管	295	10,200	946	3,009	279	—		—	2,857	
BR2 (2階)	芯材	235	5,093	—	—	—	1.5	1,197	1,766	—	1.32
	中鋼管	295	6,598	399	1,946	118	1.5		1,576	—	
	外鋼管	295	5,763	454	1,700	134	—		—	1,635	
BR3 (3~4階)	芯材	235	3,947	—	—	—	1.5	928	1496	—	1.31
	中鋼管	295	5,698	291	1,681	86	1.5		1213	—	
	外鋼管	295	4,532	280	1,337	83	—		—	1254	
BR4 (5階)	芯材	235	2,982	—	—	—	1.5	701	1231	—	1.48
	中鋼管	295	4,798	205	1,415	60	1.5		1036	—	
	外鋼管	295	3,932	210	1,160	62	—		—	1059	
BR4 (6~8階)	芯材	235	2,982	—	—	—	1.5	701	1230	—	1.48
	中鋼管	295	4,798	205	1,415	60	1.5		1035	—	
	外鋼管	295	3,932	210	1,160	62	—		—	1054	

※3: 鋼板スペーサーを用いて、隙間(片側)を調整

5.2.3 建物の耐震性能(X方向の荷重増分解析結果)

(a) 建物重量

建物の地震用重量を表 5.5 に示す。外壁やスラブの仕様により建物の軽量化を図ったことで、単位面積当たりの地震用重量は、5.9~7.1kN/m<sup>2</sup>とやや小さい値となっている。

表 5.5 建物重量

階	層重量 Wi [kN]	総重量 ΣWi [kN]	Ai	Ci	地震力 Qi(Co=0.2) [kN]	Wi/A [kN/m <sup>2</sup> ]
8	4,088	4,088	2.041	0.382	1,563	10.2
7	2,353	6,441	1.757	0.329	2,121	5.9
6	2,447	8,888	1.567	0.294	2,610	6.1
5	2,368	11,256	1.428	0.268	3,012	5.9
4	2,438	13,694	1.309	0.245	3,359	6.1
3	2,579	16,273	1.199	0.225	3,656	6.4
2	2,586	18,859	1.100	0.206	3,887	6.5
1	2,859	21,718	1.000	0.187	4,070	7.1
略算T=				0.937	Rt=	0.937



(b) 水平力分担率, 偏心配置の影響

X 方向加力時の 1 次設計時( $C_0=0.2$ )および保有水平耐力算定時( $R=1/100\text{rad}$ )のフレームと折返しブレースの水平力分担率を表 5.6 に示す。従来ブレース構造では、ブレース降伏時の層間変形角が小さく、1 次設計時のブレース水平力分担率が大きくなるため、ブレースの少量配置が困難であり、またブレースの応力集中と断面変更の収斂計算を行う必要があった。しかし、折返しブレース構造では、軸降伏変位の増大効果により 1 次設計レベルの層間変形角でブレースが降伏しないため、少量配置が可能となり、収斂計算せずとも意図した通りに 20%程度の耐力を付加できた。また、1 次設計時と保有水平耐力算定時でブレースの負担割合に大きな差は生じていない。重心位置、A 通り節点、D 通り(ブレース配置)節点の 3 点について、1 次設計時( $C_0=0.2$ )および保有水平耐力算定時( $R=1/100\text{rad}$ )における各階の層間変形角を図 5.3 に示す。X 方向はブレースを偏心配置しているにも拘らず、1 次設計時には 3 点の変位差が殆ど無く、ねじれが生じていない。また、保有水平耐力算定時には変位差がやや大きくなるが、その差は 10%程度であり、偏心配置の影響は小さいといえる。

表 5.6 水平力分担率

階	1次設計時( $C_0=0.2$ )		保有算定時( $R=1/100$ )	
	フレーム [%]	折返しBR [%]	フレーム [%]	折返しBR [%]
8F	83.0	17.0	82.4	17.6
7F	80.2	19.8	80.4	19.6
6F	79.2	20.8	78.0	22.0
5F	80.0	20.0	78.7	21.3
4F	76.0	24.0	74.8	25.2
3F	75.7	24.3	76.7	23.3
2F	67.8	32.2	71.8	28.2
1F	72.7	27.3	76.9	23.1

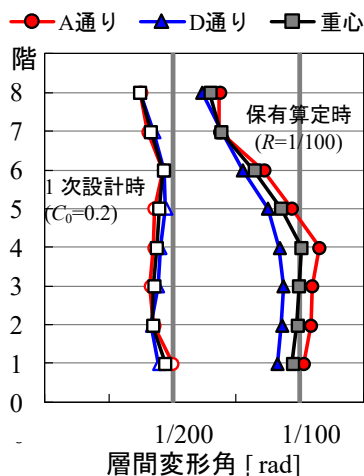


図 5.3 各階の層間変形角

(b) 保有水平耐力，層せん断力－層間変形角関係

X方向正加力時の保有水平耐力を表5.7に示す。折返しブレースは靱性能に優れる種別BAのブレースであるため、 $D_s$ は下限の0.25に、また、偏心配置してもねじれが殆ど生じていないため、 $F_{es}$ は1.0になり、必要保有水平耐力が最小限に抑えられている。増分解析結果の層せん断力 $Q$ －層間変形角 $R$ 関係を図5.4に示す。(a)は建物全体を示し、(b)は2層部分のフレームと折返しブレースの負担せん断力を分離して示している。折返しブレース降伏時の層間変形角は $R=1/200\text{rad}$ 程度であり、フレームのみで不足する耐力と剛性を折返しブレースにより効率よく補うことで、1次設計時( $C_0=0.2$ )からフレームの耐力が有効に発揮される合理的なブレース構造が実現されている。

表 5.7 X方向の保有水平耐力

階	$Q_{ud}$ [kN]	$D_s$	$F_{es}$	$Q_{un}$ [kN]	$Q_u$ [kN]	$Q_u/Q_{un}$
8F	7,815	0.25	1.00	1,954	2,421	1.24
7F	10,602	0.25	1.00	2,651	3,284	1.24
6F	13,051	0.25	1.00	3,263	4,043	1.24
5F	15,060	0.25	1.00	3,765	4,665	1.24
4F	16,795	0.25	1.00	4,199	5,203	1.24
3F	18,288	0.25	1.00	4,572	5,665	1.24
2F	19,446	0.25	1.00	4,862	6,024	1.24
1F	20,345	0.25	1.00	5,086	6,302	1.24

$Q_{ud}$ :  $C_0=1.0$ 時の水平力  $D_s$ : 構造特性係数  $F_{es}$ : 形状特性を表す数値  
 $Q_{un}$ : 必要保有水平耐力  $Q_u$ : 保有水平耐力

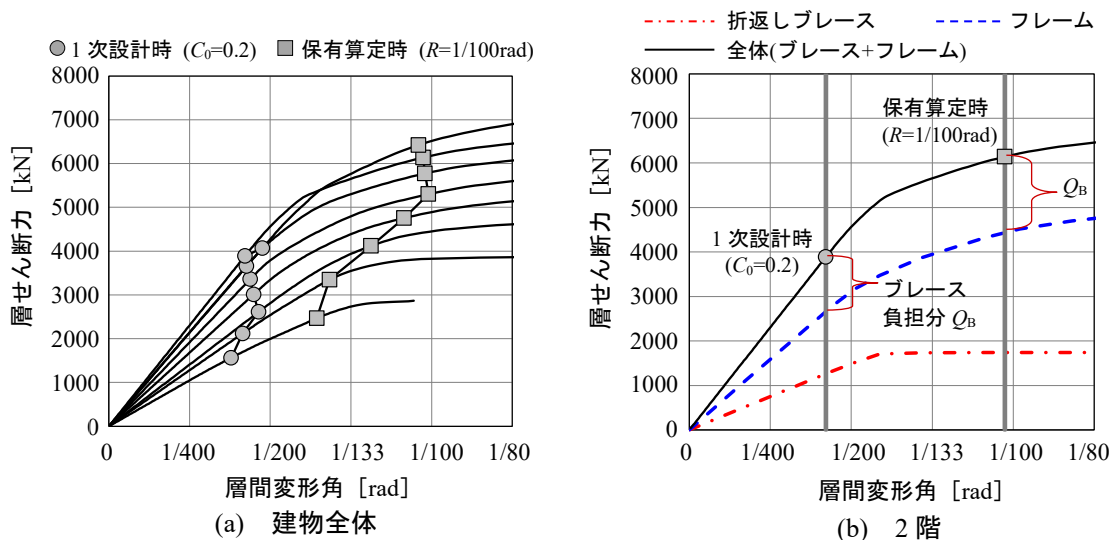


図 5.4 増分解析結果の層せん断力  $Q$ －層間変形角  $R$  関係

5.2.4 折返しブレース構造と純ラーメン構造の鋼材量の比較

折返しブレースの有効性を確認するために、同等の保有水平耐力を有する純ラーメン構造を設計し、建物全体の使用鋼材量を比較した。図 5.5 より、折返しブレース構造は、純ラーメン構造に比べて主架構部分の使用鋼材量が約 23%低減している。また、小梁などの 2 次部材を含めても約 20%低減している。すなわち、純ラーメン構造ではフレームの曲げ・せん断力のみで剛性や耐力を確保するために大きな柱梁断面を必要とするのに対して、折返しブレース構造では、フレームに不足する剛性や耐力を少量のブレースによって効率よく補うことで、柱梁断面を小さく抑えることができ、純ラーメン構造に比べて使用鋼材量を低減できることが確認できた。

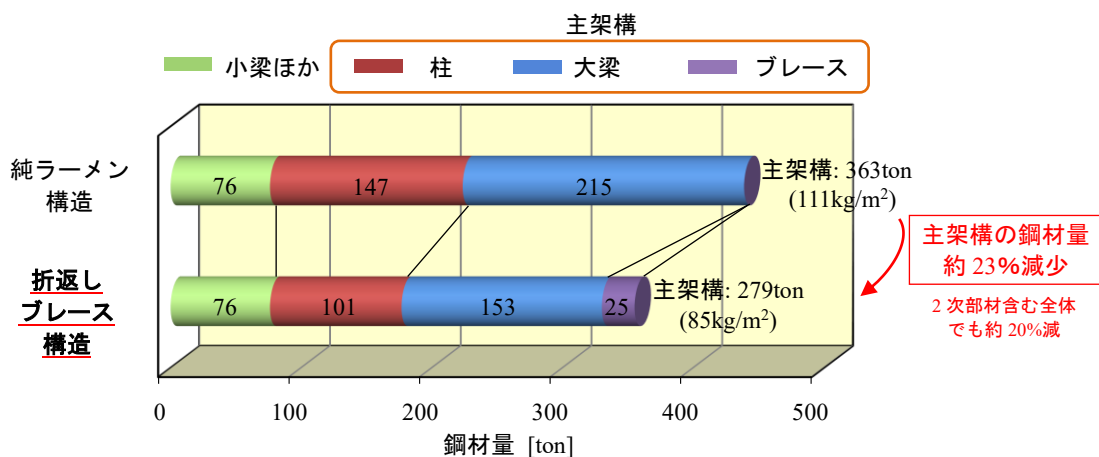
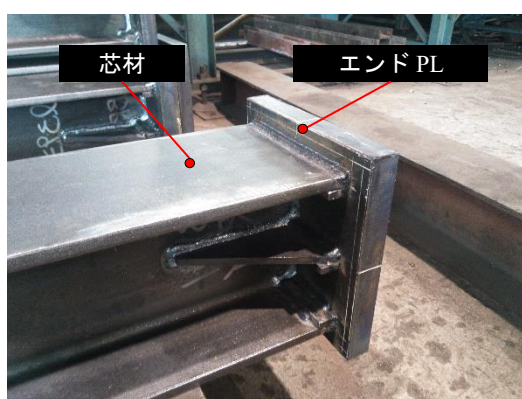


図 5.5 建物全体の使用鋼材量の比較

### 5.2.5 折返しブレースの製作と施工

折返しブレースの製作状況を写真 5.2 に、建方状況を写真 5.3 に示す。折返しブレースは、特殊な鋼材や溶接を用いないため、製作は特殊な技術を必要とせず、JASS6 等の標準的な指針 [5.3][5.4][5.5][5.6]に基づいて製作管理できる。なお、座屈拘束の観点から鋼材相互の隙間を両側の累加で 3mm 以下と小さく設計しているが、図 2.16 で前述したように芯材を中鋼管に挿入し、さらに中鋼管を外鋼管に挿入する手順で、無理なくスムーズに製作可能であることを確認した(写真 5.2)。また、折返しブレースとフレームの接合部は、従来ブレースと同様の高力ボルト摩擦接合であり、建方にも特殊性は無く、現行の指針等[5.3][5.7]に基づいて容易に施工できることを確認した。



(a) 芯材とエンド PL の突合せ溶接状況



(b) 中鋼管とリング型エンド PL の突合せ溶接状況



(c) 中鋼管への芯材の挿入状況



(d) 外鋼管とリング型エンド PL の突合せ溶接状況

写真 5.2 折返しブレースの製作





(a) 搬入状況 1 (荷下ろし前)



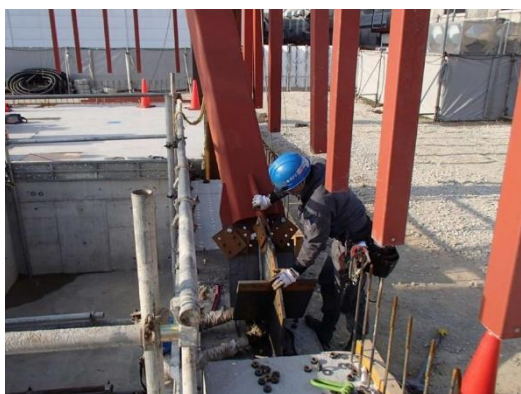
(b) 搬入状況 2 (荷下ろし後)



(c) 外鋼管接合部



(d) 芯材接合部



(e) 建て方状況 1 (1階)



(f) 建て方状況 2 (1階)

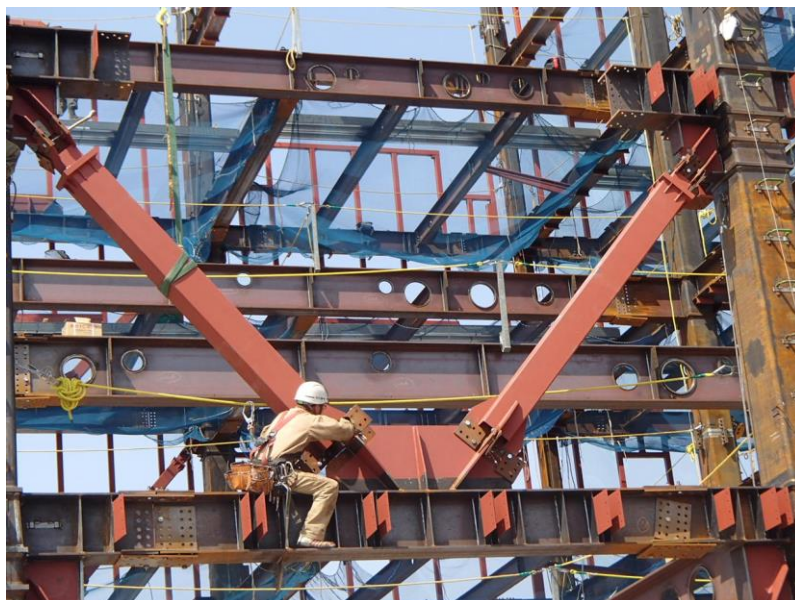
写真 5.3 折返しブレースの施工 1 / 2



(g) 建て方状況 3 (全景)



(h) 建て方状況 4 (全景)



(i) 建て方状況 5 (詳細)

写真 5.3 折返しブレースの施工 2 / 2



5.3 実建物に設置した折返しブレースの構造実験

本節では、前節の実建物に設置した折返しブレースに対して行った構造実験について示す。

5.3.1 試験体および载荷装置

試験体形状を図 5.6 に、試験体の断面構成と諸元を表 5.8 および表 5.9 に示す。また、実建物の骨組写真を写真 5.4 に、骨組の詳細を図 5.7 に、加力装置を図 5.8 に示す。試験体は、5.2 節で述べた 8 階建て鉄骨造ビルの 5 階に設置した折返しブレースであり、従来ブレースに対して軸降伏変位が約 2.3 倍増大する設計となっている。芯材には H 形鋼(材質: SN400B), 中鋼管と外鋼管には角形鋼管(材質: BCR295)を使用し、短期許容軸力(701kN)は芯材の断面で決定される。また、芯材の降伏強度が規格値(F 値)より 1.3 倍程度大きいことを考慮し、短期許容軸力に対して全体座屈耐力の安全率を 1.48, 高力ボルト摩擦接合の短期許容耐力(すべり耐力)の安全率を 1.58 確保している。芯材の細長比は 108 であり、芯材単体(従来ブレース)では種別 BC に相当する。鋼材相互の間隙には、鋼製スペーサーを設けている。芯材の露出部分は、首折れ座屈 [5.8] しないように、カバープレートにより補強している [5.9]。本実験では、実際の架構に組込んだ状態における構造性能を確認するため、階高  $H(3.64\text{m})$ , スパン  $L(3.2\text{m})$ , 取付け角度  $\theta$  および取付け部材(ガセットプレート)は実建物を再現し、脚部のピンを軸に回転する加力柱を介して、柱頂部に取付けたアクチュエータによって試験体に斜め方向から軸力を作用させる。

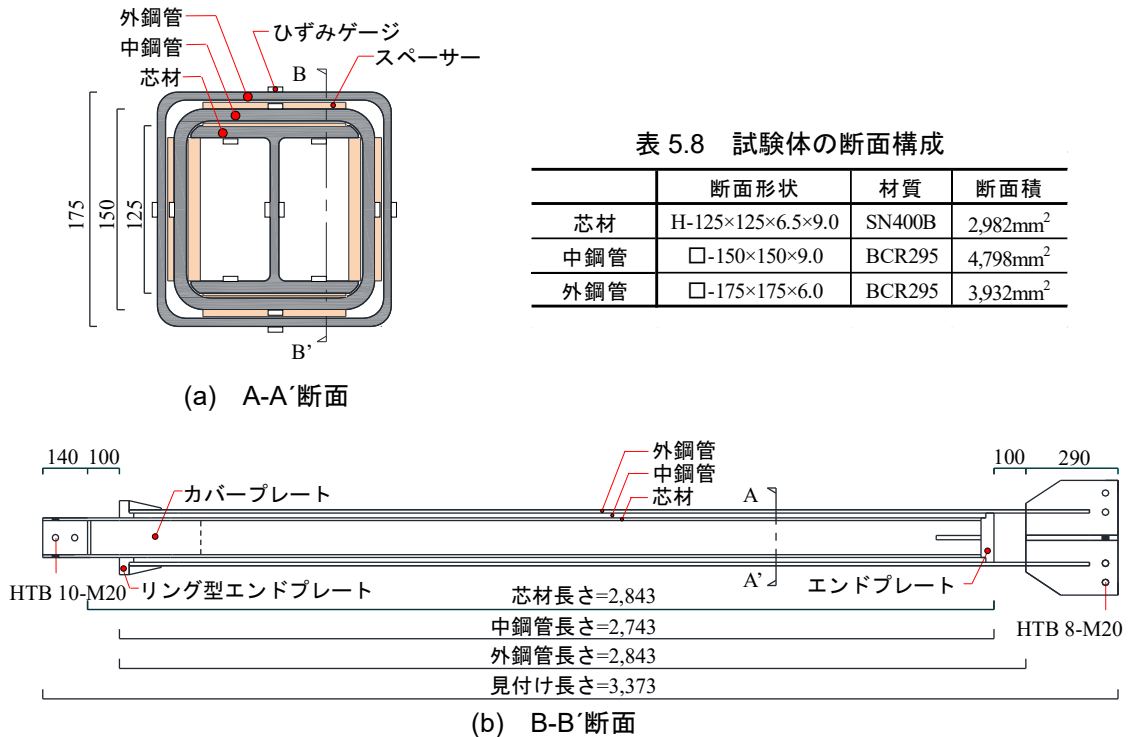


図 5.6 試験体形状

表 5.9 試験体の諸元

	各鋼材	部材全体													
		F値	降伏点	断面積	部材長さ	軸剛性	短期許容軸力	降伏軸力	軸剛性	短期許容到達時			軸降伏時		
										短期許容軸力 $N_a$	軸変位	層間変形角	降伏軸力 $N_y$	軸変位	層間変形角
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[kN/mm]	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN]	[mm]	[rad]	[kN]	[mm]	[rad]		
折返し ブレース	芯材	235	303	2,982	2,843	215	701	903	91	701	7.68	1/313	903	9.91	1/243
	中鋼管	295	416	4,798	2,743	359	1,415	1,996							
	外鋼管	295	348	3,932	2,843	284	1,160	1,368							
(従来ブレース)		235	303	2,982	2,943	208	701	903	208	701	3.37	1/712	903	4.35	1/553

※1:従来ブレースは、折返しブレースと同一の芯材を単体で用いたブレースであり、比較のため参考値として示す

※2:降伏点は材料引張試験結果

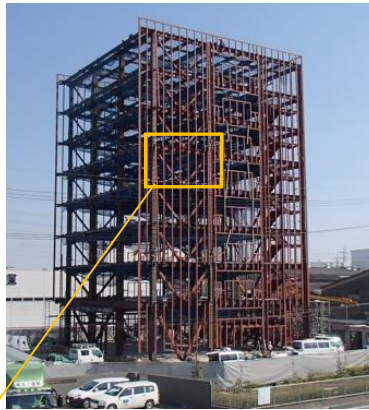


写真 5.4 骨組全景

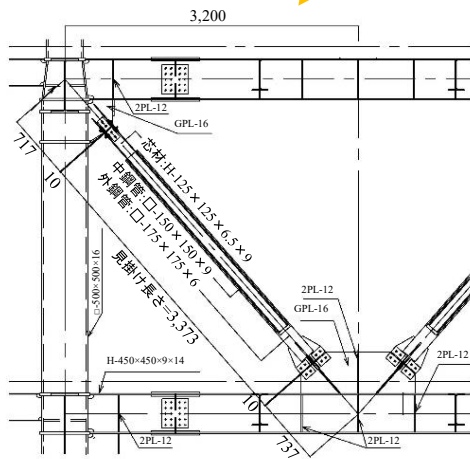


図 5.7 骨組の詳細

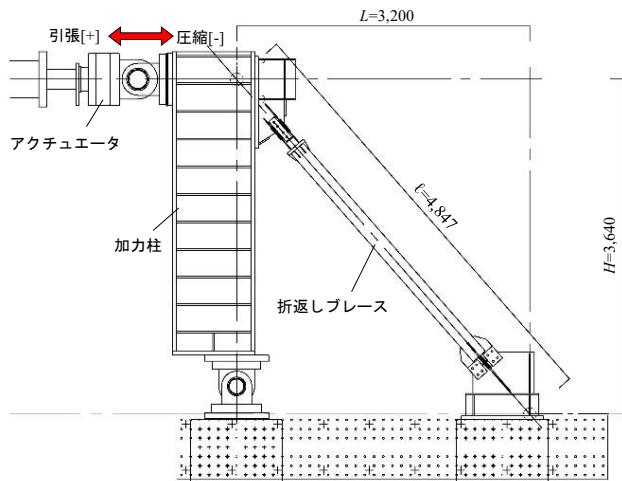


図 5.8 加力装置

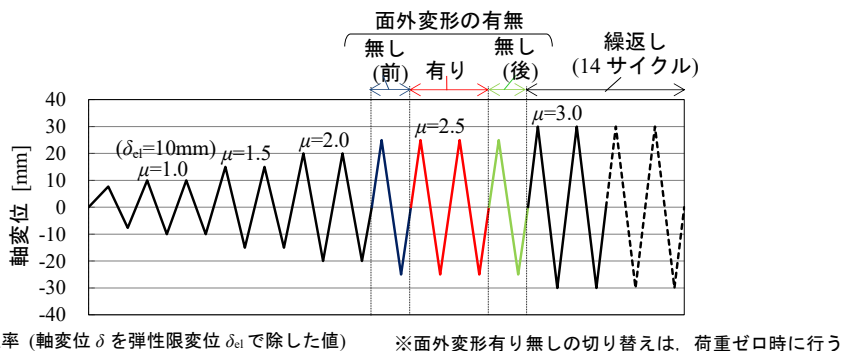


5.3.2 载荷計画

加力サイクルを図 5.9 に、実験状況を写真 5.5 に示す。折返しブレースは、軸降伏変位の増大効果を有する種別 BA のブレースとして扱うため、設計時に想定する構造性能として以下 i)～iv)の4点が挙げられる[5.2][5.10][5.11][5.12]。

- i) 短期許容軸力到達時の軸変位が増大すること
- ii) 軸剛性が前章で示した式(5.2)で算定できること
- iii) 短期許容応力度設計において圧縮耐力と引張耐力を同値にできること
- iv) 保有水平耐力算定時( $R=1/100\text{rad}$ )を超える大変形下でも安定した挙動を示すこと

これらの構造性能を確認するため、加力サイクルは、弾性限軸変位  $\delta_{el}=10\text{mm}$ ( $\mu=1.0$ )を基準とした変位制御で、正負交番载荷とする。まず、塑性率  $\mu=1.0\sim 2.0$  に相当する軸変位を各2サイクル行い、次に  $\mu=2.5$  において1サイクル加力した後、加力柱の先端を  $36.4\text{mm}$  持ち上げて、層間変形角  $R=1/100\text{rad}$  に相当する面外強制変形を与えた状態で2サイクル加力し、元に戻して1サイクル加力する[5.8][5.12]。その後、試験体が破壊するまで  $\mu=3.0$  で加力を繰り返す。加力方向は引張側を正とする。計測項目は、頂部水平荷重  $P$ 、ブレース軸変位  $\delta$ 、および各鋼材の軸ひずみ(図 5.6(a))とし、ブレース軸力  $N$  および層間変形角  $R$  は、写真 5.5 (a)中に示す要領で幾何学的に算出する。なお、部材が線形性を失う時の変位として  $0.03\%$ オフセット耐力到達時を弾性限界時と定義し、弾性限界時の軸変位を弾性限軸変位  $\delta_{el}$  とする[5.13]。



(a) 加力サイクル

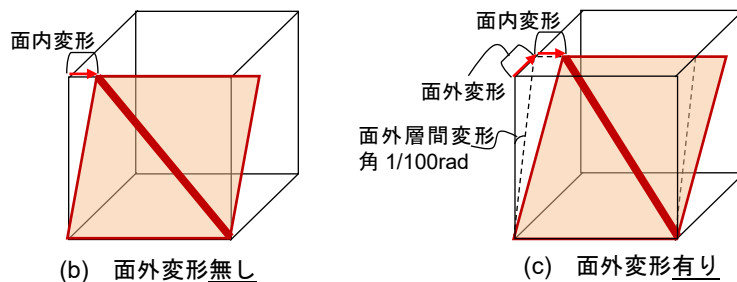
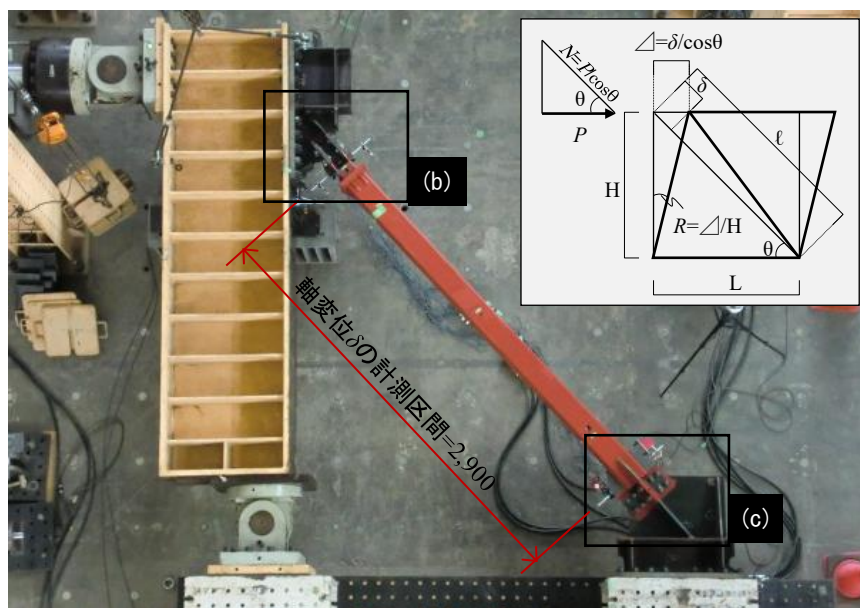


図 5.8 加力サイクル



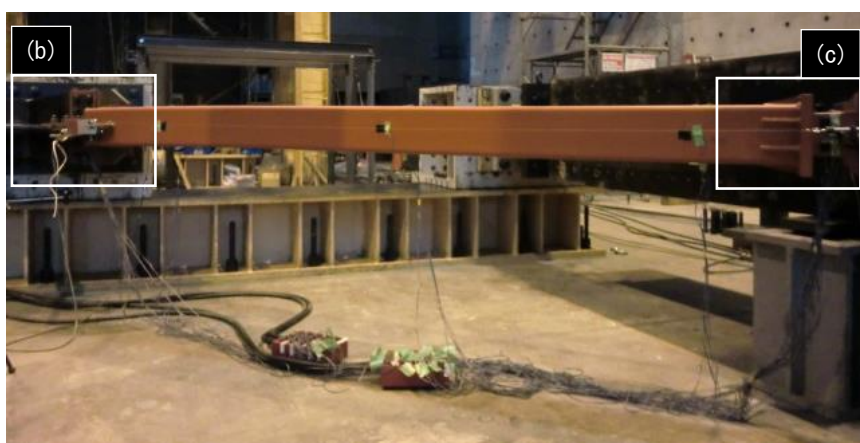
(a) 実験状況全景



(b) 芯材接合部



(c) 外鋼管接合部



(d) 実験状況側面

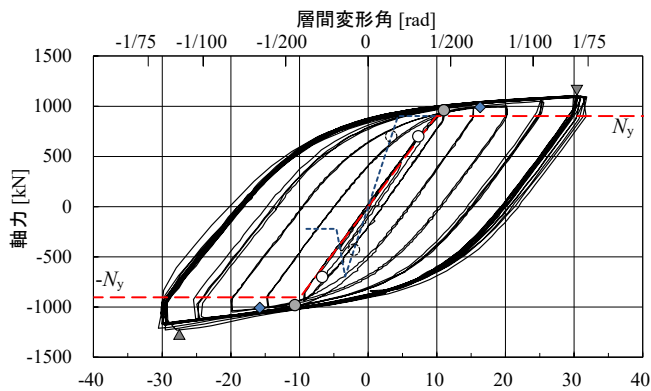
写真 5.5 実験状況

5.3.3 実験結果

(a) 軸力-軸変位関係(履歴曲線)

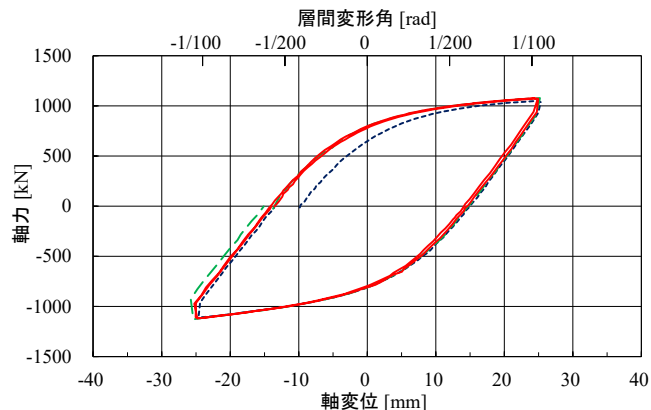
実験で得られた軸力-軸変位関係(履歴曲線)を図 5.10 に、荷重一覧を表 5.10 に示す。図 5.10 (a)は全サイクルの実験結果であり、図 5.10 (b)は軸変位±25mm( $\mu=2.5:R=1/100\text{rad}$  相当)加力時の面外変形有り・無しの4サイクルの実験結果を抽出したものである。また、図 5.10 (a)中には、折返しブレースおよび芯材単体(従来ブレース)の骨格曲線の設計値を合わせて示している。なお、図中の  $N_y$  は表 5.9 中の降伏軸力である。まず図 5.10 (a)と表 5.10 より、折返しブレースは、圧縮時も全体座屈せず引張耐力と同等の圧縮耐力を発揮し、短期許容軸力  $N_a$  の 1.4 倍程度で弾性限界時および 0.2%オフセット耐力を迎えた。また、軸変位±30mm( $\mu=3.0:R=1/75\text{rad}$  相当)の大変形を多数回繰り返しても安定した紡錘形の履歴形状を示した。図 5.10 (b)より、面外変形有り(実線)・無し(破線)の履歴形状に有意差は見られず、折返しブレースは  $R=1/100\text{rad}$  相当の面外変形を与えた状態でも所定の構造性能を発揮した。最終的には、軸変位±30mm( $\mu=3.0$ )の14サイクル目の圧縮ピーク時において、繰返し加力の影響により、短期許容軸力の約 1.7 倍まで荷重上昇し、高力ボルト摩擦接合部にすべりが発生したため、実験を終了した。

- 設計値(折返し)      - - - 設計値(芯材単体)      ● 弾性限界時(実験値)      ▼ 最大耐力時(実験値)
- 履歴曲線(実験値)      ○ 短期許容時(実験値)      ◆ 0.2%オフセット耐力時(実験値)



(a) 全サイクル

- - - 面外変形無し(前)      — 面外変形有り      - - - 面外変形無し(後)



(b) ±25mm( $\mu=2.5:R=1/100\text{rad}$  相当)の4サイクル

図 5.9 軸力-軸変位関係(履歴曲線)

表 5.10 荷重一覧

	短期許容軸力	弾性限界時 (0.03%オフセット耐力)		0.2%オフセット耐力		最大耐力	
	$N_a$ [kN]	$N_{el}$ [kN]	$(N_{el}/N_a)$	$N_{0.2}$ [kN]	$(N_{0.2}/N_a)$	$N_{max}$ [kN]	$(N_{max}/N_a)$
引張	701	960	(1.37)	990	(1.41)	1104	(1.58)
圧縮	-701	-980	(1.40)	-1009	(1.44)	-1230	(1.76)
引張/圧縮	-	98%		98%		90%	

(b) 軸力-軸変位関係(包絡曲線)

実験で得られた軸力-軸変位関係(包絡曲線)を図 5.10 に示す。また、軸剛性を表 5.11 に、軸変位および層間変形角を表 5.12 に示す。まず図 5.10 と表 5.11 より、折返しブレース軸剛性の実験値は、引張・圧縮ともに設計値と良く一致していることがわかる。また図 5.10 と表 5.12 より、折返しブレースの短期許容軸力到達時の軸変位は、従来ブレースに比べて約 2.3 倍に増大していること、折返しブレースは  $R=1/230rad$  程度まで弾性挙動していることがわかる。以上より、折返しブレース試験体は、前述の構造的な性能 i)~iv) を十分に満足しているといえる。

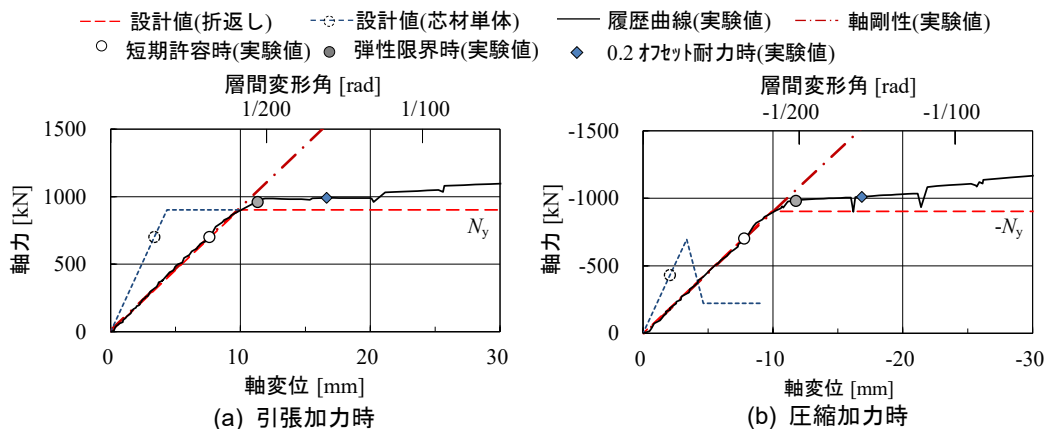


図 5.10 軸力-軸変位関係 (包絡曲線)

表 5.11 軸剛性一覧

	折返しブレース軸剛性 [kN/mm]		
	引張	圧縮	平均
実験値	92	90	91
設計値	91		
実験/設計	100.9%	98.7%	99.8%

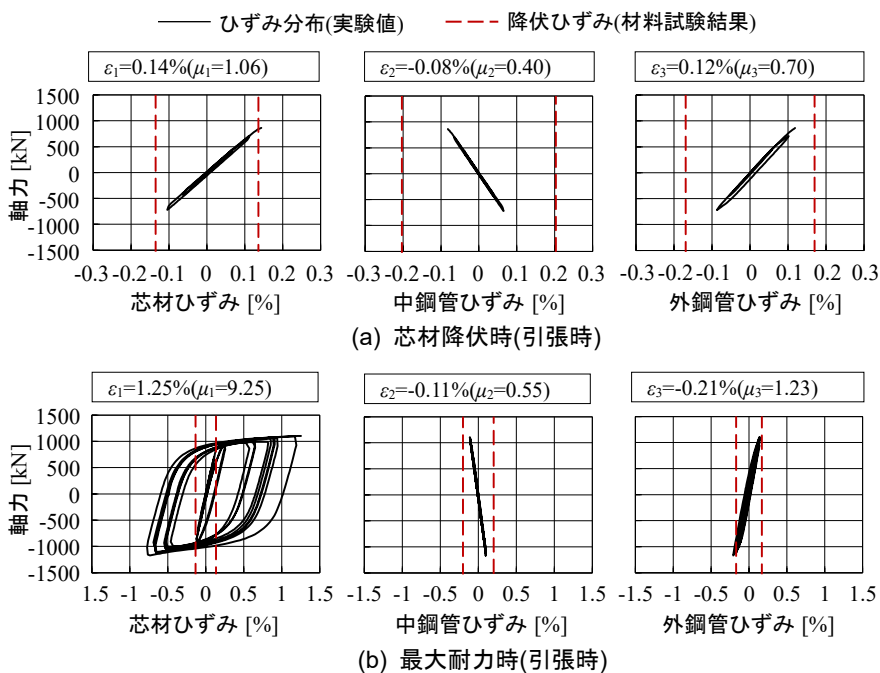
※: 軸剛性は、芯材ひずみ 250~500 $\mu$  の区間で評価

表 5.12 軸変位および層間変形角一覧

	折返しブレース(実験値)				芯材単体(設計値)		折返し(実験)単体(設計)短期許容時軸変位比
	短期許容時		弾性限界時		短期許容時		
	軸変位	層間変形角	軸変位	層間変形角	軸変位	層間変形角	
	[mm]	[rad.]	[mm]	[rad.]	[mm]	[rad.]	
引張	7.6	1/316	10.4	1/230	3.4	1/712	2.3
圧縮	-7.8	-1/309	-10.9	-1/221	-2.1	-1/1161	3.8

(c) 各鋼材(芯材, 中鋼管, 外鋼管)のひずみ分布

各鋼材の部材中央で計測したひずみ分布を図 5.11 に示す。図 5.11(a)は芯材降伏時, 図 5.11 (b)は最大耐力時である。また, 図中には各鋼材の降伏ひずみも合わせて示している。図 5.11 より, 折返しブレースは, 設計時に想定通り芯材が軸降伏し, その後, 芯材が大きく塑性化しても, 中鋼管と外鋼管は概ね弾性を保持していることがわかる。



※1:  $\epsilon_1 \cdot \epsilon_2 \cdot \epsilon_3$  は, 芯材降伏時または最大耐力時における各鋼材の最大ひずみ  
 ※2:  $\mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3$  は, 最大ひずみを降伏ひずみで除した各鋼材の塑性率

図 5.11 ひずみ分布

(d) 各鋼材の損傷状況

加力終了後の試験体内部(芯材)の損傷状態を写真 5.6 に示す。写真 5.6 より, 2章(折返しブレースの実大実験)で示した試験体と同様に, カバープレート補強部と無補強部の境界において芯材に局部座屈が発生していることが確認できる。しかし, 本実験では局部座屈による耐力低下は見られなかった。なお, 外鋼管の内側にエンドプレートとの接触痕が見られたものの, 中鋼管および外鋼管は, 概ね健全な状態を保持していた。

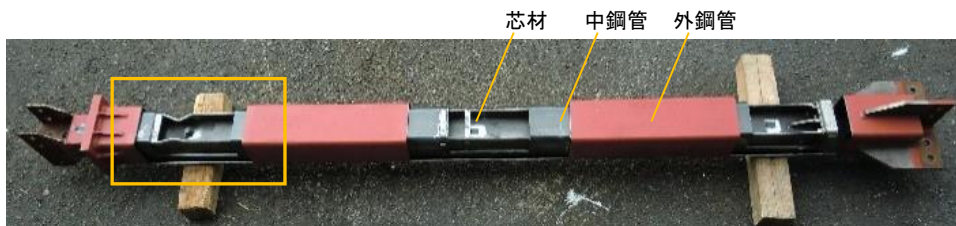


写真 5.6 加力終了後の試験体内部(芯材)の損傷状況

#### 5.4 第5章のまとめ

以上、第5章では、実際の8階建て鉄骨造事務所ビル新築工事に折返しブレースを適用し、その効果を確認することで、折返しブレースの実用的価値を明確に示した。得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 折返しブレースを適用することで、従来ブレースでは成立しないブレース配置（少量かつ偏心配置）を実現できることが確認された。
- (2) 折返しブレース構造を採用することで合理的に耐震性能を確保することができ、同等の保有水平耐力を有する純ラーメン構造建物に比べて主架構の総鋼材量を約23%削減（共通する2次部材を含めても約20%低減）できることが確認された。
- (3) 実建物の設計・施工を通じて、折返しブレースの部材設計や製作および建方に特殊性は無く、現行の指針等に基づいて容易に製作・施工管理が可能であることが確認された。
- (4) 実建物に設置した折返しブレースに対して構造実験を行った結果、軸降伏変位が増大する種別BAのブレース部材として設計時に想定した通りの構造性能(5.2節で定義)を有することが確認された。

### 第5章の参考文献

- [5.1] 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，2009.11
- [5.2] 国土交通省ほか：2015年度版 建築物の構造関係技術基準解説書，2016年追補収録版，2017.10
- [5.3] 日本建築学会：建築工事標準仕様書 JASS 6 鉄骨工事，2018.1
- [5.4] 日本建築学会：鉄骨工事技術指針－工場製作編，2007.2
- [5.5] 日本建築学会：鉄骨制度測定指針，2014.10
- [5.6] 日本建築学会：鋼構造建築溶接部の超音波探傷検査規準・同解説，2018.12
- [5.7] 日本建築学会：鉄骨工事技術指針－工事現場施工編，2007.2
- [5.8] 竹内徹，小崎均：座屈拘束ブレースの面外安定条件，座屈に関する設計上の諸問題，日本建築学会パネルディスカッション資料，pp.56-67，2011.8
- [5.9] 織田博孝，宇佐美勉：既設 H 形鋼ブレース材の制震ダンパー化に関する基礎的研究，構造工学論文集，pp.499-510，2010.3
- [5.10] 日本建築センター：建築新技術レポート 性能評価・評定／審査証明，2010.6
- [5.11] 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2002.9
- [5.12] 竹内徹：座屈拘束ブレースの性能評価と応用形式，鉄鋼技術，Vol.32，No.372，pp.032-035，2019.4
- [5.13] 機械工学会：機械工学便覧，A4，pp.137-138，1989.9





## 第 6 章

### 結論

### Conclusion



## 第6章

### 結論

#### 6.1 はじめに

本章では、本論文各章で示した検討項目ならびに研究成果を総括する。

#### 6.2 本論文の結論

本論文では、軸降伏変位が増大することで  $R=1/200\text{rad}$  程度まで降伏しない折返しブレースの「部材構造特性」と、それを鉄骨造建物に設置した「建物構造特性」を明確に示すことで、より合理的なブレース構造の設計を可能とする新たな手段を提示した。

本論文の各章の結論は以下の通り。

#### 第1章 序論

第1章では、本研究の経緯と目的、および論文の構成を示した。まず、鉄骨造建物におけるブレース構造の現状と課題、弾性範囲の広いブレースに関する既往研究について整理した。そのうえで、折返しブレース特有の「部材構造特性」である軸降伏変位を増大と座屈拘束効果の概要について示し、折返しブレースの新規性を明確にした。つぎに、折返しブレースを設置した鉄骨造建物の「建物構造特性」を概念的に整理し、ブレースの少量配置が可能となること、1次設計レベルからフレーム耐力を有効に発揮させた合理的なブレース構造が実現し得ることを示すことで、折返しブレースの有用性を明確に示した。

#### 第2章 折返しブレースの実大実験

第2章では、ブレース部材の実大実験を行い、1章で示した折返しブレース特有の部材構造特性(軸降伏変位を増大、座屈拘束効果)を明確に示した。実大実験の試験体は、H形鋼芯材(H-175×175×7.5×11.0, SN400B)を用いた降伏軸力1600kNクラスの折返しブレースを1体、比較用として同じ芯材を単体で用いた芯材単体ブレースを1体の計2体とし、実験方法は、柱梁架構を模擬した載荷装置に取付け角度45度で設置した状態で正負交番繰り返し漸増載荷を行った。実大実験の結果、折返しブレースの軸降伏変位は芯材単体ブレースに比べて約2.5倍に増大し、層間変形角  $R=1/200\text{rad}$  程度の変形レベルまで弾性挙動を示したことから、前章で示した「軸降伏変位を増大」が確認された。また、折返しブレースは圧縮・引張とも芯材が軸降伏し、引張耐力と同等の圧縮耐力を発揮するとともに、軸降伏後も圧縮側で全体座屈することなく、 $R=1/50\text{rad}$  の

変形レベルまで概ね安定した紡錘型の履歴を示したことから、前章で示した「座屈拘束効果」が確認された。

第2章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 軸力-軸変位関係(履歴曲線)より、折返しブレースの短期許容軸力時の軸変位は、芯材単体ブレースに比べて約2.6倍に増大した。また、層間変形角  $R=1/200\text{rad}$  程度の変形レベルまで弾性挙動を示したことから、折返しブレースの「軸降伏変位の増大」が確認された。
- (2) 軸力-軸変位関係(包絡曲線)より、折返しブレースは圧縮・引張とも芯材が軸降伏し、引張耐力と同等の圧縮耐力を発揮した。また、軸降伏後も全体座屈する事なく、 $R=1/50\text{rad}$  の変形レベルまで概ね安定した紡錘型の履歴を示したことから、折返しブレースの「座屈拘束効果」が確認された。
- (3)  $R=1/50\text{rad}$  の変形レベルを2サイクル終了した後、引張載荷側において芯材の局部座屈発生箇所が破断し、耐力低下に至った。折返しブレースは、座屈拘束効果により全体座屈が生じないため、最終的な終局モードが芯材の局部座屈で決定することが確認された。

### 第3章 座屈拘束メカニズムの検討

第3章では、芯材(圧縮材)の全体座屈を中鋼管(引張材)が拘束するという折返しブレース特有の座屈拘束メカニズムを明確に示した。まず、圧縮軸力が作用して横たわみ(全体座屈)しようとする芯材と、それを拘束する中鋼管の関係を表す力学モデルを示し、力の釣合い条件について整理することで、「折返しブレースが全体座屈しない軸力の限界値(以下、これを限界軸力  $N_c$  と称す)の算定式を導出した。 $N_c$  は、中鋼管の断面特性値(降伏軸力  $N_y$ 、降伏曲げモーメント  $M_y$ )と、芯材と中鋼管との隙間  $s$  のみを用いて算定される陽な形で表され、 $s$  が小さいほど  $N_c$  が大きくなる。つぎに、導出した  $N_c$  算定式の妥当性を検討するために、芯材と中鋼管の関係を模擬し、 $s$  のみを変数として単調圧縮載荷した要素実験を行った。要素実験の結果、限界軸力  $N_c$  の算定式による計算値が、要素実験で得た実験値とよく対応しており、導出した  $N_c$  算定式の妥当性が確認された。

第3章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 芯材(圧縮材)の全体座屈を中鋼管(引張材)が拘束するという折返しブレース特有の座屈拘束メカニズムについて検討し、「芯材が全体座屈しない軸力の限界値(限界軸力  $N_c$ )」の算定式を誘導した。 $N_c$  は、中鋼管の特性値( $N_y^B$  と  $M_{y(0)}^B$ )および隙間  $s$  のみで算定される陽な形で表され、 $s$  が小さいほど  $N_c$  が大きくなる。

- (2) 芯材(圧縮材)と中鋼管(引張材)の関係を模擬し、隙間  $s$  のみを変数として単調圧縮載荷した要素実験より、最大軸力  $N_{\max}$ 、降伏軸力  $N_{0.2}$ 、および弾性限軸力  $N_{0.03}$  の実験値は、いずれも  $s$  が小さい試験体ほど大きな値となることが確認された。
- (3) 要素実験より、限界軸力  $N_c$  の算定式(式(3.6))による計算値が、要素実験で得た実験値と良く対応したことから、 $N_c$  算定式の妥当性が確認された。

#### 第4章 折返しブレース構造建物の性能に関する検討

第4章では、純ラーメン構造、従来ブレース構造および折返しブレース構造建物を比較・検討し、折返しブレース構造建物の「建物構造特性」を明確に示した。まず、鉄骨造建物の基本性能が1層1スパンの単純モデルで把握できるものと仮定し、フレームの耐力および降伏変形をパラメトリックに変化させて、純ラーメン構造、従来ブレース構造および折返しブレース構造建物の基本性能を比較したケーススタディを行った。このとき、従来ブレースは層間変形角  $R=1/500\text{rad}$  で降伏し、折返しブレースは  $R=1/200\text{rad}$  で降伏するものとした。その結果、折返しブレースを適用すれば、1次設計レベルの耐力・剛性の不足分のみを負担するブレースを設置すればよく、従来ブレースでは困難な少量配置が可能となって合理的に耐震性能を確保できることが確認された。つぎに、5層5×2スパン鉄骨造建物を対象とした試設計スタディを行い、折返しブレース構造建物の建物性能ならびに経済的な優位性について検討した。その結果、折返しブレース構造とすることで、保有水平耐力が同程度の純ラーメン構造に比べて、ブレース水平力分担率に応じて建物の使用鋼材量が低減できることが確認された。また、立体骨組モデルの時刻歴応答解析を実施した結果、折返しブレース構造の最大応答値は純ラーメン構造とほぼ同程度の値であることが確認された。

第4章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 鉄骨造建物の基本性能が1層1スパンに模擬した単純モデルで把握できるものと仮定し、フレームの耐力および降伏変形をパラメトリックに変化させたケーススタディを行った結果、折返しブレース構造は、基準フレームが1次設計の変形制限を僅かでも満たさない場合には、その不足分のみを負担するブレースを設置すれば良く、従来ブレース構造に比べて合理的な構造であることが確認された。
- (2) 5層5×2スパン鉄骨造建物を対象とした試設計スタディを行った結果、純ラーメン構造ではフレームの曲げ・せん断力のみで建物剛性を確保するため、大きな柱梁断面を必要として経済性(≒使用鋼材量)の観点からは効率的ではないのに対して、折返しブレースを使用することで効率よく建物剛性が確保でき、柱梁の使用鋼材量を合理的に減らせるため、経済的に優位であることが確認された。

### 第5章 鉄骨造実建物への適用と効果の確認

第5章では、実際の8階建て鉄骨造事務所ビル新築工事に折返しブレースを適用し、その効果を確認することで、折返しブレースの実用的価値を明確に示した。まず、実建物の設計概要を示し、折返しブレースを適用することで従来ブレースでは成立しないブレース配置(少量かつ偏心配置)が実現すること、同等の保有水平耐力を有する純ラーメン構造建物と比較して総鋼材量が約20%低減することが確認された。また、実建物の設計・施工を通じて、部材設計や製作および建方に特殊性は無く、容易に施工可能であることが確認された。さらに、実建物に適用した折返しブレースの構造実験を行い、設計時に想定したとおりの部材構造特性を有することが確認された。

第5章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 折返しブレースを適用することで、従来ブレースでは成立しないブレース配置(少量かつ偏心配置)を実現できることが確認された。
- (2) 折返しブレース構造を採用することで合理的に耐震性能を確保することができ、同等の保有水平耐力を有する純ラーメン構造建物に比べて主架構の総鋼材量を約23%削減(共通する2次部材を含めても約20%低減)できることが確認された。
- (3) 実建物の設計・施工を通じて、折返しブレースの部材設計や製作および建方に特殊性は無く、現行の指針等に基づいて容易に製作・施工管理が可能であることが確認された。
- (4) 実建物に設置した折返しブレースに対して構造実験を行った結果、軸降伏変位が増大する種別BAのブレース部材として設計時に想定した通りの構造性能(5.2節で定義)を有することが確認された。

### 第6章 結論

第6章では、各章で示した検討項目ならびに研究成果を総括した。

付録

Appendix





## 発表論文リスト

### 1 査読付き論文 6編（うち、筆頭著者である論文：5編）

#### 1.1 学位論文にかかわる論文 2編（うち、筆頭著者である論文：2編）

- (1) 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和：折返し式ブレースの構造特性に関する研究  
軸降伏変位増大と座屈拘束効果の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第85巻, 769号,  
2020.3（掲載決定済）
- (2) 波田雅也, 村井克綺, 竹内健一, 北嶋圭二：層間変形角 1/200rad.まで降伏しない“折返  
し式ブレース”の適用事例, 日本建築学会技術報告集, 第23巻, 第55号, pp.885-890,  
2017.10

#### 1.2 その他の論文 4編（うち、筆頭著者である論文：3編）

- (1) 波田雅也, 蔵治賢太郎, 右高裕二, 牛島栄：既設橋梁の耐震性向上に用いるダイス・ロ  
ッド式摩擦ダンパーの開発, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.38, No.2, pp.1003-  
1008, 2016.7
- (2) 牛島栄, 波田雅也, 木村浩之, 和田新：各個撃破を回避するダイス・ロッド式摩擦サイ  
ドブロックの開発, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.39, No.2, pp.853-858, 2017.7
- (3) 波田雅也, 和田新, 右高裕二, 牛島栄：ダイス・ロッド式摩擦ダンパーを用いた橋梁模  
型の振動台実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.39, No.2, pp.859-864, 2017.7
- (4) 波田雅也, 蔵治賢太郎, 右高裕二, 牛島栄：橋梁の耐震補強に用いるダイス・ロッド式  
摩擦ダンパーの開発, 土木学会論文集, Vol.75, No.2, pp.95-110, 2019.5

### 2 口頭発表論文 119編（うち、筆頭著者である論文：32編）

#### 2.1 学位論文にかかわる論文 47編（うち、筆頭著者である論文：21編）

##### (a) 日本建築学会学術講演梗概集

- (1) 波田雅也, 柳川雅嘉, 竹内健一, 北嶋圭二：折返し部材のブレース材適用の有効性に関  
する検討, 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.975-976, 2010.9
- (2) 波田雅也, 柳川雅嘉, 竹内健一, 北嶋圭二：折返し部材のブレース材適用の有効性に関  
する検討（その2 5階建て鉄骨造建物への適用検討）, 日本建築学会学術講演梗概集,

- C-1, pp.861-862, 2011.8
- (3) 木竜雅康, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの構造特性に関する実験的研究 (その 1 実験概要および結果), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.747-748, 2012.9
  - (4) 波田雅也, 木竜雅康, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの構造特性に関する実験的研究 (その 2 座屈拘束メカニズムの考察), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.749-750, 2012.9
  - (5) 波田雅也, 竹内健一, 新井佑一郎, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの構造特性に関する実験的研究 (その 3 二重鋼管ブレースの比較実験), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.1287-1288, 2013.8
  - (6) 竹内健一, 波田雅也, 新井佑一郎, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの構造特性に関する実験的研究 (その 4 実大実験の概要), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.1289-1290, 2013.8
  - (7) 新井佑一郎, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの構造特性に関する実験的研究 (その 5 実大実験の結果), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.1291-1292, 2013.8
  - (8) 竹内健一, 新井佑一郎, 波田雅也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの構造特性に関する実験的研究 (その 6 実建物への適用事例), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.1051-1052, 2014.9
  - (9) 波田雅也, 竹内健一, 新井佑一郎, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 細長比 533 の極細芯材を用いた折返しブレースの実験的研究, 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.1053-1054, 2014.9
  - (10) 波田雅也, 竹内健一, 新井佑一郎, 村井克綺, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの構造特性に関する実験的研究 (その 7 実建物に用いる部材の加力実験), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.1077-1078, 2015.9
  - (11) 波田雅也, 村井克綺, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 部材長 10m の長尺折返しブレースの実大加力実験 (その 1 開発主旨および実大試験体の製作状況), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.795-796, 2016.8
  - (12) 村井克綺, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 部材長 10m の長尺折返しブレースの実大加力実験 (その 2 実験概要および結果), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.797-798, 2016.8
  - (13) 波田雅也, 高村皓輝, 山本圭太, 村井克綺, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレース構造建物の構造特性に関する研究 (その 1 折返しブレース構造建物の基本性能), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.1195-1196, 2017.8
  - (14) 高村皓輝, 波田雅也, 山本圭太, 村井克綺, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレース構造建物の構造特性に関する研究 (その 2 折返しブレース構造建物の

- 試設計), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.1197-1198, 2017.8
- (15) 山本圭太, 波田雅也, 高村皓輝, 村井克綺, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレース構造建物の構造特性に関する研究 (その3 ブレース V 型配置時と片掛け配置時の比較検討), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.1199-1200, 2017.8
- (16) 村井克綺, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 円形鋼管を用いた折返しブレースの実大加力実験, 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.1201-1202, 2017.8
- (17) 波田雅也, 山本圭太, 永野恭史, 藤田勇汰, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの座屈拘束メカニズムに関する研究 (その1 限界軸力  $N_c$  の誘導と検証実験の概要), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.735-736, 2018.9
- (18) 山本圭太, 波田雅也, 永野恭史, 藤田勇汰, 村井克綺, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの座屈拘束メカニズムに関する研究 (その2 検証実験の結果), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.737-738, 2018.9
- (19) 高村皓輝, 波田雅也, 山本圭太, 村井克綺, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレース構造建物の構造特性に関する研究 (その4 折返しブレース構造建物の設計フローと試設計), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.739-740, 2018.9
- (20) 菊地謙太, 波田雅也, 山本圭太, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの変形性能に関する研究 (その1 ブレース全体の最大塑性率  $\mu$  と平均累積塑性変形倍率  $\eta$ ), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.975-976, 2019.9
- (21) 波田雅也, 菊地謙太, 山本圭太, 村井克綺, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの変形性能に関する研究 (その2 芯材に局部座屈が発生する変形レベルの検討), 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.977-978, 2019.9

(b) 日本大学理工学部学術講演会論文集

- (1) 波田雅也, 柳川雅嘉, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの有効性に関する検討, 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.111-112, 2010.11
- (2) 波田雅也, 木竜雅康, 柳川雅嘉, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの有効性に関する検討 (その2 折返しブレース構造建物の試設計), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.183-184, 2011.11
- (3) 北嶋圭二, 波田雅也, 竹内健一, 木竜雅康, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの構造特性に関する実験的研究 (その1 実験概要および結果), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.141-142, 2012.11
- (4) 波田雅也, 竹内健一, 木竜雅康, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの構造特性に関する実験的研究 (その2 座屈拘束メカニズムの考察), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.143-144, 2012.11
- (5) 波田雅也, 竹内健一, 新井佑一郎, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの構

- 造特性に関する実験的研究 (その 3 二重鋼管ブレースの比較実験), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.61-62, 20013.11
- (6) 竹内健一, 波田雅也, 新井佑一郎, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの構造特性に関する実験的研究 (その 4 実大実験の概要), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.63-64, 20013.11
- (7) 新井佑一郎, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの構造特性に関する実験的研究 (その 5 実大実験結果), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.65-66, 20013.11
- (8) 竹内健一, 波田雅也, 新井佑一郎, 村井克綺, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの構造特性に関する実験的研究 (その 6 実建物への適用事例), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.103-104, 20014.11
- (9) 村井克綺, 新井佑一郎, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの構造特性に関する実験的研究 (その 7 実適用部材の加力実験), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.105-106, 20014.11
- (10) 波田雅也, 竹内健一, 新井佑一郎, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 細長比 533 の極細芯材を用いた折返しブレースの実験的研究, 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.39-40, 20014.11
- (11) 村井克綺, 波田雅也, 新井佑一郎, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 細長比  $\lambda=260$  の H 形鋼芯材を用いた実大折返しブレースの実験的研究 (その 1 加力実験の概要および結果), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.119-120, 2015.12
- (12) 波田雅也, 村井克綺, 新井佑一郎, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 細長比  $\lambda=260$  の H 形鋼芯材を用いた実大折返しブレースの実験的研究 (その 2 荷重上昇に関する検討), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.121-122, 2015.12
- (13) 波田雅也, 村井克綺, 竹内健一, 高村皓輝, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 大架構を想定した長尺折返し式ブレースの実大加力実験 (その 1 開発主旨および実大試験体の製作状況), 日本大学理工学部学術講演会予稿集, 構造・強度部会, pp.144-145, 2016.12
- (14) 村井克綺, 波田雅也, 竹内健一, 高村皓輝, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 大架構を想定した長尺折返し式ブレースの実大加力実験 (その 2 実験概要および結果), 日本大学理工学部学術講演会予稿集, 構造・強度部会, pp.146-147, 2016.12
- (15) 波田雅也, 高村皓輝, 山本圭太, 村井克綺, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレース付き鉄骨造建物の構造特性に関する研究 (その 1 折返しブレース構造建物の基本性能), 日本大学理工学部学術講演会予稿集, 構造・強度部会, pp.71-72, 2017.12
- (16) 高村皓輝, 波田雅也, 山本圭太, 村井克綺, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレース付き鉄骨造建物の構造特性に関する研究 (その 2 折返しブレース構造

- 建物の試設計), 日本大学理工学部学術講演会予稿集, 構造・強度部会, pp.73-74, 2017.12
- (17) 山本圭太, 波田雅也, 高村皓輝, 村井克綺, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレース付き鉄骨造建物の構造特性に関する研究 (その3 ブレース V 型配置時と片掛け配置時の比較検討), 日本大学理工学部学術講演会予稿集, 構造・強度部会, pp.75-76, 2017.12
- (18) 村井克綺, 波田雅也, 村井克綺, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 円形鋼管を使用した折返しブレースの実大加力実験, 日本大学理工学部学術講演会予稿集, 構造・強度部会, pp.77-78, 2017.12
- (19) 波田雅也, 山本圭太, 村井克綺, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの座屈拘束メカニズムに関する研究 その1 限界軸力  $N_c$  の誘導と検証実験の概要, 日本大学理工学部学術講演会予稿集, 構造・強度部会 B-7, pp.47-48, 2018.12
- (20) 山本圭太, 波田雅也, 村井克綺, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレースの座屈拘束メカニズムに関する研究 その2 検証実験の結果, 日本大学理工学部学術講演会予稿集, 構造・強度部会 B-8, pp.49-50, 2018.12
- (21) 村井克綺, 波田雅也, 山本圭太, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 折返しブレース付き鉄骨造建物の構造特性に関する研究 その4 折返しブレース構造建物の設計フローと試設計, 日本大学理工学部学術講演会予稿集, 構造・強度部会 B-9, pp.51-52, 2018.12
- (22) 菊池謙太, 波田雅也, 北澤龍太郎, 竹内健一, 村井克綺, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 実大折返しブレースの終局状態に関する研究 その1 ブレース全体の變形性能に関する検討, 日本大学理工学部学術講演会予稿集, 構造・強度部会 B-29, 2019.12
- (23) 波田雅也, 菊池謙太, 北澤龍太郎, 竹内健一, 村井克綺, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 実大折返しブレースの終局状態に関する研究 その1 芯材に局部座屈が発生する變形レベルの検討, 日本大学理工学部学術講演会予稿集, 構造・強度部会 B-30, 2019.12

(c) その他

- (1) 竹内健一, 波田雅也, 北嶋圭二: 軸降伏変位が増大する『折返しブレース』を用いた事務所ビルの設計 中津川包装工業株式会社本社ビル, 建築雑誌(STRUCTURE), feature 3-5, No.133, pp.48, 2015.1
- (2) 北嶋圭二, 竹内健一, 波田雅也: 層間変形角 1/200 まで降伏しない「折返しブレース」～実大性能確認実験と鉄骨造事務所ビルへの適用事例～, Strec 協会ニュース, No.54, pp.4-10, 2016.1
- (3) 波田雅也, 北嶋圭二: 層間変形角 1/200rad まで降伏しない“折返し式ブレース”の適用事例, 海洋建築工学科創設 40 周年記念事業 第 9 回海洋建築及び沿岸域利用に関する日韓シンポジウム 論文集, pp.45-52, 2018.9

2.2 その他の論文 72 編（うち、筆頭著者である論文：11 編）

(a) 日本建築学会学術講演梗概集

- (1) 柳千尋, 北嶋圭二, 横内基, 波田雅也, 森山圭吾, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を組込んだ次世代制震構造システムの研究開発(その7 解析概要と静的弾塑性解析結果), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp.481-482, 2009.8
- (2) 波田雅也, 北嶋圭二, 横内基, 柳千尋, 森山圭吾, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を組込んだ次世代制震構造システムの研究開発(その8 時刻歴応答解析結果と限界耐力計算法の適用検討), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp.483-484, 2009.8
- (3) 横内基, 波田雅也, 北嶋圭二, 竹内健一, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を組込んだ次世代制震構造システムの研究開発(その9 試設計建物の設計概要と構造特性), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp.485-486, 2009.8
- (4) 竹内健一, 柳千尋, 柳川雅嘉, 波田雅也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を組込んだ次世代制震構造システムの研究開発(その12 実験結果と応答解析結果の比較), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp.525-526, 2010.9
- (5) 柳川雅嘉, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二: 滑り基礎構造の地震入力低減効果に関する基礎的研究, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp.313-314, 2010.9
- (6) 柳川雅嘉, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二: 黒鉛を摩擦材とした滑り基礎構造の加振実験, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp.537-538, 2011.8
- (7) 竹内健一, 黒澤諒, 波田雅也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を組込んだ次世代制震構造システムの研究開発(その17 損傷制御設計スタディー概要), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp.979-980, 2012.9
- (8) 黒澤諒, 竹内健一, 波田雅也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を組込んだ次世代制震構造システムの研究開発(その18 無損傷構造建物の解析結果), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp.981-982, 2012.9
- (9) 渡邊恭平, 柳川雅嘉, 大重雄矢, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 黒鉛を摩擦材とした滑り基礎構造に関する研究(その1 摩擦係数確認実験および一方向振動台実験), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp.527-528, 2012.9
- (10) 柳川雅嘉, 大重雄矢, 渡邊恭平, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 黒鉛を摩擦材とした滑り基礎構造に関する研究(その2 二方向振動台実験), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp.529-530, 2012.9
- (11) 大重雄矢, 柳川雅嘉, 渡邊恭平, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 黒鉛を摩擦材とした滑り基礎構造に関する研究(その3 上屋付き2質点系スウェイモデルによる応答解析), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp.531-532, 2012.9
- (12) 北嶋圭二, 波田雅也, 大家貴徳: 摩擦ダンパーによる制震補強建物の被災状況と強震観測記録について, 日本建築学会学術講演梗概集, オーガナイズセッション, pp.57-60,

2012.9

- (13) 渡邊恭平, 山田柊平, 柳川雅嘉, 波田雅也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 黒鉛を摩擦材とした滑り基礎構造に関する研究(その4 建物の重量偏心が滑り基礎構造に及ぼす影響), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp573.-574, 2013.8
- (14) 柳田佳伸, 柳川雅嘉, 渡邊恭平, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 黒鉛を摩擦材とした滑り基礎構造に関する研究(その5 テーパー付き試験体の加振実験), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp575.-576, 2013.8
- (15) 渡邊恭平, 柳田佳伸, 波田雅也, 新井佑一郎, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 黒鉛を摩擦材とした滑り基礎構造に関する研究(その6 滑り基礎構造を有する建物の地震応答性状), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp489.-490, 2014.9
- (16) 柳田佳伸, 渡邊恭平, 波田雅也, 新井佑一郎, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 黒鉛を摩擦材とした滑り基礎構造に関する研究(その7 実大施工実験と滑り性能確認実験), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp491.-492, 2014.9
- (17) 山下勝司, 波田雅也, 村上秀夫, 森和久, 平田延明, 稲生雅史, 和泉信之: 中開孔が近接した大開孔を有する RC 基礎梁の実験的研究(その2) 実験結果, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.225-226, 2014.9
- (18) 近藤裕輔, 波田雅也, 山下勝司, 細矢博, 村上秀夫, 平田延明, 和泉信之: 中開孔が近接した大開孔を有する RC 基礎梁の実験的研究(その3) 鉄筋のひずみとひび割れ幅, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.227-228, 2014.9
- (19) 新井佑一郎, 柳田佳伸, 波田雅也: 超低固定土の杭-柱直接接合部による地中梁不要化構法(その1 構法の概要), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.671-672, 2014.9
- (20) 原田耕成, 渡邊恭平, 柳田佳伸, 波田雅也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 黒鉛を摩擦材とした滑り基礎構造に関する研究(その8 上屋付き模型試験体の加振実験), 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp549.-550, 2015.9
- (21) 伊藤仁, 森和久, 稲生雅史, 近藤裕輔, 波田雅也, 和泉信之: 中開孔が近接した大開孔を有する RC 基礎梁のせん断性状に及ぼす開孔間の補強筋量および内法スパン比の影響 その3 鉄筋のひずみ性状とひび割れ幅, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.467-468, 2015.9
- (22) 土田堯章, 波田雅也, 竹内健一, 上田英明, 北嶋圭二: 制震補強工事前後の既存建物の常時微動測定結果, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.271-272, 2017.8
- (23) 小山大樹, 新保拓海, 北嶋圭二, 名取祥一, 山崎康雄, 波田雅也, 染谷優太, 石渡康弘: レンズダンパーを取り付けた RC 造間柱の構造性能に関する実験的研究(その1 研究目的および実験概要), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.575-576, 2017.8
- (24) 土田堯章, 沖野貴久, 竹内健一, 波田雅也, 関口聖也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: テーパー付き滑り基礎構造建物の加振実験(その6 剛性偏心建物の立体骨組解析モデル), 日本建築学会学術講演梗概集, pp985.-986, 2018.9

- (25) 沖野貴久, 土田堯章, 竹内健一, 波田雅也, 関口聖也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: テーパー付き滑り基礎構造建物の加振実験(その7 解析結果と実験結果の比較および解析スタディ), 日本建築学会学術講演梗概集, pp987.-988, 2018.9
- (26) 新保拓海, 小山大樹, 坂本駿仁, 北嶋圭二, 久保田雅春, 山崎康雄, 波田雅也, 三塩洋一, 山崎信宏: レンズダンパーを取り付けた RC 造間柱の構造性能に関する実験的研究(その3 エネルギー吸収性能に関する検討), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.265-267, 2018.9
- (27) 関口聖也, 大舛久隆, 小松裕, 土田堯章, 波田雅也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 力学的相似則を適用させた滑り基礎構造建物の振動台実験(その3 二方向振動台実験結果と解析結果の比較), 日本建築学会学術講演梗概集, pp127.-128, 2019.9
- (28) 大舛久隆, 小松裕, 関口聖也, 土田堯章, 波田雅也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 力学的相似則を適用させた滑り基礎構造建物の振動台実験(その4 基礎板を小割りにした滑り基礎構造の振動台実験の概要), 日本建築学会学術講演梗概集, pp129.-130, 2019.9
- (29) 小松裕, 大舛久隆, 関口聖也, 土田堯章, 波田雅也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 力学的相似則を適用させた滑り基礎構造建物の振動台実験(その5 基礎板を小割りにした滑り基礎構造の振動台実験の結果), 日本建築学会学術講演梗概集, pp131.-132, 2019.9
- (30) 上田英明, 波田雅也, 土田堯章, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 設置後 20 が経過した外付け制震ブレースの「摩擦ダンパー」性能確認試験, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.893-894, 2019.9
- (31) 小山大樹, 坂本駿仁, 亘健太郎, 北嶋圭二, 小寺直幸, 波田雅也, 野畑茂雄: RC 造間柱型ダンパーを設置した制震構造建物の制震効果に関する研究(その1 RC 造間柱型ダンパーの解析スタディー), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.807-808, 2019.9
- (32) 新保拓海, 山崎信宏, 坂本駿仁, 北嶋圭二, 久保田雅春, 山崎康雄, 波田雅也, 石渡康弘: レンズ形状を有するせん断パネルダンパーの開発(その12 エネルギー評価のための限界性能確認実験), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.763-764, 2019.9

(b) 日本大学理工学部学術講演会論文集

- (1) 北嶋圭二, 横内基, 上田英明, 波田雅也, 柳千尋, 森山圭吾, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を用いた次世代制震構造システムに関する研究(その3 次世代制震構造システムの架構特性と解析概要), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.106-107, 2008.11
- (2) 波田雅也, 横内基, 上田英明, 北嶋圭二, 柳千尋, 森山圭吾, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を用いた次世代制震構造システムに関する研究(その4 パラメトリック応答解析の解析諸元と解析結果), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.108-109, 2008.11
- (3) 横内基, 上田英明, 波田雅也, 北嶋圭二, 柳千尋, 森山圭吾, 中西三和, 安達洋: 超弾



- 性柔要素部材を用いた次世代制震構造システムに関する研究 (その5 次世代制震構造システムの応答性状と応答予測), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.110-111, 2008.11
- (4) 柳千尋, 森山圭吾, 横内基, 上田英明, 波田雅也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を用いた次世代制震構造システムに関する研究 (その6 連層耐震壁脚部の回転性能確認実験), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.112-113, 2008.11
- (5) 森山圭吾, 柳千尋, 横内基, 上田英明, 波田雅也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を用いた次世代制震構造システムに関する研究 (その7 曲げせん断部材の水平加力実験), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.114-115, 2008.11
- (6) 柳千尋, 北嶋圭二, 横内基, 波田雅也, 竹内健一, 森山圭吾, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を用いた次世代制震構造システムに関する研究 (その8 解析概要と静的弾塑性解析結果), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.173-174, 2009.11
- (7) 波田雅也, 北嶋圭二, 横内基, 竹内健一, 柳千尋, 森山圭吾, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を用いた次世代制震構造システムに関する研究 (その9 時刻歴応答解析結果と限界耐力計算法の適用検討), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.175-176, 2009.11
- (8) 横内基, 北嶋圭二, 波田雅也, 竹内健一, 柳千尋, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を用いた次世代制震構造システムに関する研究 (その10 試設計建物の設計概要と構造特性), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.177-178, 2009.11
- (9) 柳川雅嘉, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 滑り基礎構造の地震入力低減効果に関する基礎的研究, 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.157-158, 2010.11
- (10) 柳川雅嘉, 大重雄矢, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 黒鉛を滑り材とした滑り基礎構造に関する研究 (その1 加振実験), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.171-172, 2011.11
- (11) 大重雄矢, 柳川雅嘉, 波田雅也, 竹内健一, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 黒鉛を滑り材とした滑り基礎構造に関する研究 (その2 上屋付き2質点系スウェイモデルによる解析検討), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.173-174, 2011.11
- (12) 竹内健一, 黒澤諒, 波田雅也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を用いた次世代制震構造システムに関する研究 (その18 損傷制御設計スタディー概要), 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.123-124, 2012.11
- (13) 黒澤諒, 竹内健一, 波田雅也, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 超弾性柔要素部材を用いた次世代制震構造システムに関する研究 (その19 無損傷構建造物の解析結果), 日本

- 大学理工学部学術講演会論文集，構造・強度部会，pp.125-126，2012.11
- (14) 渡邊恭平，柳川雅嘉，波田雅也，竹内健一，北嶋圭二，中西三和，安達洋：黒鉛を滑り材とした滑り基礎構造に関する研究（その3 摩擦係数確認実験および一方向振動台実験），日本大学理工学部学術講演会論文集，構造・強度部会，pp.77-78，2012.11
- (15) 柳川雅嘉，渡邊恭平，波田雅也，竹内健一，北嶋圭二，中西三和，安達洋：黒鉛を滑り材とした滑り基礎構造に関する研究（その4 二方向振動台実験），日本大学理工学部学術講演会論文集，構造・強度部会，pp.79-80，2012.11
- (16) 渡邊恭平，柳田佳伸，波田雅也，竹内健一，北嶋圭二，中西三和，安達洋：黒鉛を滑り材とした滑り基礎構造に関する研究（その5 建物の重量偏心が滑り基礎構造に及ぼす影響），日本大学理工学部学術講演会論文集，構造・強度部会，pp.131-132，2013.11
- (17) 渡邊恭平，柳田佳伸，波田雅也，竹内健一，北嶋圭二，中西三和，安達洋：黒鉛を滑り材とした滑り基礎構造に関する研究（その6 滑り基礎構造を有する建物の地震応答性状），日本大学理工学部学術講演会論文集，構造・強度部会，pp.107-108，2014.11
- (18) 柳田佳伸，渡邊恭平，新井佑一郎，波田雅也，北嶋圭二，中西三和，安達洋：黒鉛を滑り材とした滑り基礎構造に関する研究（その7 実大試験体の加力実験），日本大学理工学部学術講演会論文集，構造・強度部会，pp.109-110，2014.11
- (19) 原田耕成，柳田佳伸，波田雅也，竹内健一，北嶋圭二，中西三和，安達洋：黒鉛を滑り材とした滑り基礎構造に関する研究（その8 上屋付き模型試験体の加振実験），日本大学理工学部学術講演会論文集，構造・強度部会，pp.123-124，2015.11
- (20) 林晴香，土田堯章，波田雅也，竹内健一，上田英明，北嶋圭二：制震ブレース補強前後の既存建物の常時微動測定結果，日本大学理工学部学術講演会論文集，構造・強度部会，pp.57-58，2017.12
- (21) 土田堯章，波田雅也，上田英明，北嶋圭二，中西三和，安達洋：設置後20年が経過した日大理工5号館の「摩擦ダンパー」の性能確認，日本大学理工学部学術講演会論文集，構造・強度部会 B-16，2019.12

(c) 土木学会全国大会年次学術講演会

- (1) 波田雅也，牛島栄，右高裕二，蔵治賢太郎：橋梁の制震化に用いる摩擦ダンパーの実験的研究（その1：ダンパー概要と基本特性），土木学会第70回年次学術講演会，I-019，pp.37-38，2015.9
- (2) 波田雅也，牛島栄，右高裕二，蔵治賢太郎：橋梁の制震化に用いる摩擦ダンパーの実験的研究（その2：L2地震時の履歴特性），土木学会第70回年次学術講演会，I-019，pp.39-40，2015.9
- (3) 和田新，右高裕二，滝本和志，林大輔，磯田和彦，波田雅也，藤本和久，牛島栄：橋梁に用いる制震デバイスの振動台実験による制震効果，土木学会第71回年次学術講演会，I-200，pp.399-400，2016.9

- (4) 波田雅也, 前田明日香, 松本夏実, 牛島栄, 和田新, 右高裕二: 摩擦ダンパーを用いた橋梁模型の振動台実験について(その1:実験概要), 土木学会第71回年次学術講演会, I-203, pp.406-407, 2016.9
- (5) 波田雅也, 木村浩之, 藤本和久, 牛島栄, 和田新, 右高裕二: 各個撃破を回避する摩擦サイドブロックの開発(その1:技術概要と振動台実験), 土木学会第72回年次学術講演会, I-583, pp.1165-1166, 2017.9
- (6) 木村浩之, 波田雅也, 木村浩之, 藤本和久, 牛島栄, 和田新, 右高裕二: 各個撃破を回避する摩擦サイドブロックの開発(その2:振動台実験結果), 土木学会第72回年次学術講演会, I-584, pp.1167-1168, 2017.9
- (7) 和田新, 右高裕二, 滝本和志, 林大輔, 磯田和彦, 波田雅也, 藤本和久, 牛島栄: 2方向制震デバイスを設置した場合の制震効果の確認, 土木学会第72回年次学術講演会, I-587, pp.1173-1178, 2017.9
- (8) 木村浩之, 波田雅也, 牛島栄, 蔵治賢太郎, 松原拓朗, 久保田成是: 摩擦サイドブロックの環境促進実験による腐食耐久性に関する検討, 土木学会第73回年次学術講演会, I-313, pp.625-626, 2018.8
- (9) 山崎彬, 波田雅也, 木村浩之, 牛島栄, 蔵治賢太郎, 松原拓朗, 久保田成是: 1200kN級の“大容量ダイス・ロッド式摩擦ダンパー”の開発, 土木学会第73回年次学術講演会, I-316, pp.631-632, 2018.8
- (10) 波田雅也, 木村浩之, 牛島栄, 蔵治賢太郎, 松原拓朗, 久保田成是: 橋梁の制震化に用いるダイス・ロッド式摩擦ダンパーの速度依存性, 土木学会第73回年次学術講演会, I-320, pp.639-640, 2018.8
- (11) 波田雅也, 木村浩之, 山崎彬, 藤本和久, 牛島栄, 蔵治賢太郎, 松原拓朗, 久保田成是: 橋梁の制震化に用いるダイス・ロッド式摩擦ダンパーの水没実験, 土木学会第74回年次学術講演会, I-69, 2頁, 2019.9
- (12) 山本一貴, 蔵治賢太郎, 松原拓朗, 久保田成是, 右高裕二, 波田雅也, 木村浩之: 損傷制御を目的とした橋軸直角方向に設置する摩擦ダンパーの開発, 土木学会第74回年次学術講演会, I-235, 2頁, 2019.9
- (13) 木村浩之, 波田雅也, 山崎彬, 下村将之, 藤本和久, 牛島栄, 蔵治賢太郎, 松原拓朗, 久保田成是, 右高裕二, 張広鋒: 橋梁上部構造の挙動に追随する横変位摩擦ダンパーの静的載荷実験, 土木学会第74回年次学術講演会, I-237, 2頁, 2019.9
- (14) 山崎彬, 波田雅也, 木村浩之, 牛島栄, 栗屋紘介, 山代育民: 施工効率の向上を図る接着系あと施工アンカー工法の提案, 土木学会第74回年次学術講演会, V-342, 2頁, 2019.9

(d) 国際会議論文

- (1) Ken-ichi TAKEUCHI, Masaya HADA, Keiji KITAJIMA, Mitsukazu NAKANISHI: Research

and Development of Next-Generation Seismic Response Control System using Super-Elastic Flexible Members, 13th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures – commemorating JSSI 20<sup>th</sup> Anniversary – September 24-27 2013 Sendai Japan, Paper No.881711, pp.1-7

- (2) Masaya Hada, Arata Wada, Seiji Kubota, Sakae Ushijima : DEVELOPMENT OF DIE AND ROD FRICTION DAMPER FOR SEISMIC RETROFITTING ON ROAD BRIDGES, 15th REAAA, 15<sup>th</sup> REAAA CONFERENCE 2017&IRF GLOBAL ROAD SUMMIT, The Road Engineering Association of Asia and Australasia, Theme: ROAD FOR BETTER LIVING, ERF No.106, March 21-24 2017, NUSA DUA-BARI-INDONESIA

(e) その他

- (1) 北嶋圭二, 波田雅也, 竹内健一, 中西三和, 安達洋 : 超弾性柔要素部材を用いた次世代制震構造システムの研究開発, 第 13 回日本地震工学シンポジウム, pp.3726-3733, 2010.11
- (2) 波田雅也, 藤本和久, 小林健一郎, 牛島栄, 蔵治賢太郎, 和田新 : 摩擦ダンパー付き橋梁模型の振動台実験, 第 15 回日本地震工学シンポジウム, pp.3389-3396, 2018.12
- (3) 山崎彬, 波田雅也, 藤本和久, 牛島栄, 松原拓郎, 山本一貴 : 「摩擦ダンパー」を設置した既設橋梁の制震化の効果に関する検討, 日本地震工学会・大会 2019 梗概集, pp.1-8, 2019.9

## 謝 辞

本論文は、筆者が日本大学大学院理工学研究科博士後期課程海洋建築工学専攻の在学中に行った研究成果をまとめたものです。指導教授である日本大学理工学部海洋建築工学科 教授 北嶋圭二先生には、終始懇切丁寧な御指導ならびに御鞭撻をいただきました。言葉では言い表せないほどの感謝をしています。北嶋先生との出会いは、青木あすなる建設株式会社に入社し、技術研究所に配属された社会人1年目の秋(平成20年10月)にさかのぼります。北嶋先生(当時 技術研究長 兼 建築研究室長)は上司でしたが、その関係性は当時から「先生と研究生」あるいは「親と子」に近かったと感じます。時には反抗期のように感情的になってしまうこともあったかと思いますが、社会人としても研究者としても未熟極まりない筆者を辛抱強く御指導いただき、育てていただきました。また、平成24年4月より教員として日本大学理工学部へ転籍された後も、今日に至るまで変わらず親身に御指導いただきましたことについて、改めて厚く御礼申し上げますとともに、これまで学んだ多くのことを肝に銘じ、これからも精進していきます。

本論文をまとめるにあたり、日本大学名誉教授 安達 洋先生、日本大学理工学部海洋建築工学科 元教授 中西三和先生におかれましては、研究の方向が正しく進むように幾多もの御指導ならびに御教示を賜り誠に有難うございました。筆者がこのような論文をまとめることができましたのも、先生方が研究を温かく見守ってくださったおかげであり、心より感謝を申し上げます。また、耐震・構造分野で多大な御活躍をされている先生方に本論文のご指導をいただけたことは、筆者にとって光栄の至りであり、今後の研究活動における大きな自信にいたします。

毎年度恒例で開催される日本大学理工学部学術講演会ならびに合同マスター会(理工学部 長沼・田嶋研究室&同学部 北嶋研究室)において、有益なご助言をいただきました東京大学名誉教授(元日本大学総合科学研究所 教授) 青山博之先生、日本大学名誉教授 白井伸明先生、日本大学理工学部建築学科 教授 長沼一洋先生、日本大学海洋建築工学科 教授 福井 剛先生、日本大学生産工学部建築工学科 教授 神田 亮先生、日本大学理工学部建築学科 准教授 田嶋和樹先生、日本 ERI 株式会社(日本大学理工学部海洋建築工学科 非常勤講師)古谷章博士には、有益なご助言をいただきました。厚く謝意を申し上げます。

筆者は、青木あすなる建設株式会社に在職のまま、社会人大学院生として博士後期課程に入学し研究を進めてきました。社会人大学院生として研究することを認めてくださり、学費をご支援いただきました青木あすなる建設株式会社 上野康信会長、辻井靖社長ならびに同社専務執行役員 高橋禎夫技術本部長をはじめ、同社役員、社員の皆様には深く御礼申し上げます。博士後期課程への進学を後押し頂いた同社常務執行役員技術研究所長 牛島 栄博士、同社技術研究所 信岡靖久副所長には、終始変わらぬ激励のお言葉をいただき、支えていただきました。また、筆者

が所属する技術研究所構造研究部の藤本和久部長, 上田英明室長, 柳田佳伸博士をはじめとして, 部門の皆様には大変多くのご支援とご配慮をいただきました。誠にありがとうございました。

青木あすなろ建設株式会社設計部 竹内健一課長には, 時に会社の先輩として, 時に北嶋研究室(当時 安達・中西研究室)の先輩として, 昼夜休日問わず構造計画のいろはをご指導いただき, 公私にわたり支えていただきました。研究を進めるにあたっては, 実務設計者の視点で, 平日頃から貴重なご助言をいただきました。また, 第5章で示した鉄骨造実建物への折返しブレース適用と効果の確認は, 竹内課長のご尽力が無ければ成し得なかったプロジェクトでした。心より感謝するとともに, 厚くお礼申し上げます。

本研究の第2章の実大実験は, 青木あすなろ建設株式会社の企業研究として, 平成25年1月に行ったものです。当時の上司である江村秀穂氏(当時 同社専務執行役員 技術本部長)および秋腰健夫氏(当時 同社設計部長兼技術研究所長)におかれましては, リーマンショックの余波で研究開発予算の確保が極めて困難である中, 本研究の将来性を見極め, 実験の実施をご快諾頂きました。改めて深く御礼申し上げます。

本研究の第3章と第4章は, 日本大学理工学部海洋建築工学科の修士論文および卒業論文を兼ねて行われたものです。第3章の要素実験は, 山本圭太氏(平成30年度修了生), 永野恭史氏(平成29年度卒業生), 藤田勇汰氏(平成29年度卒業生)と行いました。また, 第4章の建物構造特性に関する検討は, 高村皓輝氏(平成29年度修了生)と行いました。皆とともに研究を行った日々は, 筆者にとって新鮮で何物にも代えがたい貴重な経験であり, 本当に感謝しています。

筆者が北嶋研究室で過ごした3年間(平成29年4月~令和2年3月)の大学院生活は, 大変充実したものでした。研究が思うように進捗せず, 大学へ向かう足が重い時期もありましたが, そのような時を乗り越えられたのも, 共に学んできた北嶋研究室の大学院生や卒業研究生の皆の支えがあったからこそです。本当にありがとうございました。ここに記して感謝の意を表します。

最後に, 常に心の支えとなり, 筆者を応援し見守り続けてくれた両親ならびに妻・恵, 長女・小町に心より感謝を表して, 謝辞といたします。

令和2年1月

波田 雅也