

# 鉛直変形に対する履歴型制震壁の補剛リブ・ウェブ設計法

## Design Method of Stiffeners and Web Panels of Hysteresis Wall Dampers for Vertical Deformation

山田 哲也 TETSUYA YAMADA

構造設計部 鯨井 孝一 KOUICHI KUJIRAI

履歴型制震壁は、層間のせん断変形に対して履歴特性を評価し設計に利用されている。しかし、高層 RC 構造物に制震壁を連層で用いた場合、長期荷重・クリープ・全体曲げの影響により、制震壁に鉛直変形が発生する。本研究では、これら鉛直変形が、制震壁の履歴特性・座屈防止用補剛リブの設計に与える影響を検討し、その評価方法を示した。

キーワード：履歴型制震壁、極軟鋼、履歴特性、座屈安定解析、補剛リブ、詳細設計法、有限要素法

Hysteresis characteristics of wall dampers are based on these shear deformation. Vertical deformation due to long-term loads, RC creep strain, and flexural deformation of a structure must be considered, when the dampers are applied to high-rise RC structures as multi-story wall system. This paper describes that the influence of these vertical deformation on hysteresis characteristics and design method of stiffeners.

**Key Words:** Hysteresis Wall Damper, Low Yield Point Steel, Hysteresis Characteristics, Stability Analysis, Stiffener, Detail Design, Finite Element Method

### 1. 序

近年、20階を越える高層建物に対し、制震ダンパーを組み込んだ制震構造として設計する例が増えている。それに伴い、筆者らは、高層鉄筋コンクリート(RC)構造物に適用する極軟鋼を用いた履歴型ダンパーの開発を進めてきた。履歴型ダンパーは、住宅を対象として、材料の安定性・価格・維持管理の容易さから適用例が増えている。また、ダンパーの設置場所に制限が多い集合住宅の場合、戸境を利用して連層壁状に制震壁を設置することが多くなっている。

このような背景のもと、制震部材としての設計法がある程度確立されてきている中で、新たな技術的課題が指摘されてきた。それは、制震壁を高層 RC 建物に連層で用いた場合に懸念される鉛直変形の問題である。制震壁の鉛直変形は、建物長期荷重・RC 造特有のクリープおよび建物の全体曲げによって発生すると考えられる。

本研究は、鉛直変形に伴い懸念される座屈防止用補剛リブの設計法・ウェブパネルの履歴特性への影響を検討したものである。さらに、施工中の制震壁の諸歪を計測し、設計上の仮定と比較検討した結果を報告する。

### 2. 補剛リブ必要剛性算定法

#### (1) 目的

制震壁は、その履歴によって地震時の振動エネルギーを吸収する。そして、所定の履歴特性を確保するため、不安定な座屈を防ぐ目的で補剛リブが設けられている。

補剛リブの設計法について、文献1)~3)などがある。文献1)の手法は、実験的な研究に基づいており、汎用的な設計法として確立されていない。文献2)は、有限要素法(FEM)を用いた設計法を示しているが、設計者が簡便に検討できる方法ではない。文献3)も FEM を用いた弾塑性解析結果をもとにした設計法であるが、比較検討している実験が補剛リブの剛性をパラメータとしたものでなく、実験と数値解析の間の検証が十分といえない。

本報では、上記の既往の研究をもとに、一般の指針<sup>4)</sup>を利用し、理論的裏付けと関連させた汎用性のある補剛リブの設計法を提案する。3節で、補剛リブ剛性をパラメータとした既往の実験結果と座屈安定解析の関係から、必要補剛リブ剛性を推定する。4節で幅厚比・縦横比・補剛リブの配置が異なる制震壁に対する座屈安定解析により、設計法の汎用性について検討する。

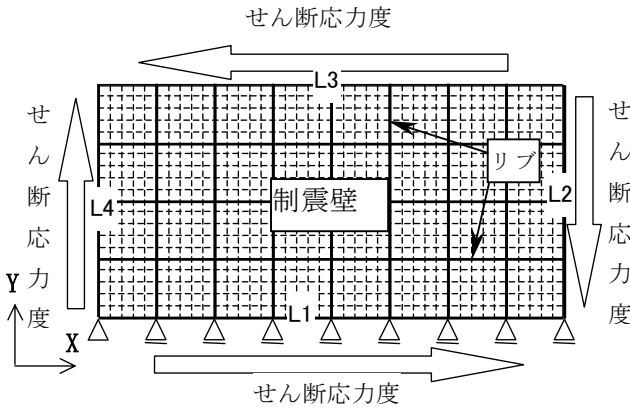


図-1 解析モデルの例

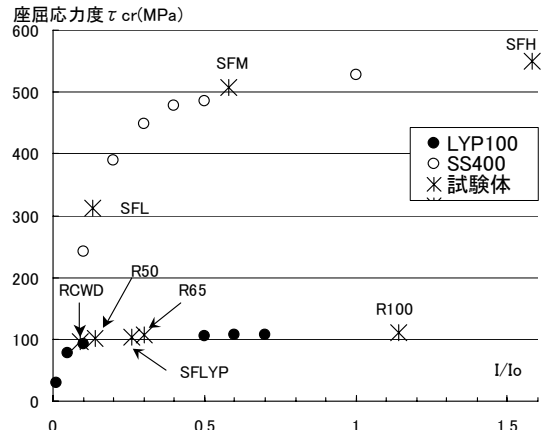


図-2 剛性比 (I/Io) と  $\tau_{cr}$  の関係

表-1 検討試験体一覧

試験体名	ウェブパネル		補剛リブ (SS400)			履歴性状
	材料	形状 mm	形状	I(cm <sup>4</sup> )	I/Io	
SFL	SS400	幅 960 (4 分割)	23 × 4.5	2.1	0.13	不安定
SFM		高 720 (3 分割)	38 × 4.5	9.2	0.58	安定
SFH		厚 3 (幅厚比 80)	53 × 4.5	24.3	1.58	安定
SFLYP	LYP100	文献 1)	27 × 4.5	3.5	0.26	安定
RCWD	LYP100	文献 5) 参照	21 × 4.5	1.4	0.09	不安定
R50	LYP100	幅 2400 (5 分割)	50 × 5.6	23.3	0.14	安定
R65		高 1440 (3 分割)	65 × 5.6	51.3	0.30	安定
R100		厚 5.8 (幅厚比 83)	100 × 5.7	190.0	1.14	安定

(2) 座屈安定解析の条件

図-1に解析モデルの一例を示す。解析パラメータは、制震壁の幅厚比・縦横比・リブの剛性や数・板厚である。制震壁のウェブパネル部は、4 節点曲面シェル要素を、補剛リブは、2 節点梁要素を用いた。各リブで区画されたウェブパネル部は、5 × 5 = 25要素で構成されている。拘束条件は、辺L1の左端をピンとし、その他の節点はローラーとした。L1~4の各辺に属する節点の面外の回転は自由とした。荷重条件は、図に示すように、各辺のせん断応力度が同一になるような辺荷重を与えた。

材料モデルはすべて弾性で、特にウェブは、SS400とLYP100の2種類ある。それぞれの弾性係数は、2.1、 $1.8 \times 10^5$ MPa (但し、LYP100は、明確な降伏点を持たないため3、4節の座屈安定解析では、規格降伏点の割線剛性として $0.44 \times 10^5$ MPaを用いた。)とした。

(3) 補剛リブ基準剛性Ioと実験結果との比較

表-1に文献1), 2), 5)から補剛リブの剛性をパラメータとした既往の試験体の諸元および履歴性状を示す。これらのうちSFLとRCWDが比較的早期に全体座屈の兆候を見せた試験体である。

これらの補剛リブの剛性を、相対的に比較するために定義した基準値Ioを以下に説明する。文献4)の板要素の

補剛の節に、補剛リブの最適剛性を示す表が示されている。ここには、縦リブのみの場合の最適剛性が示されており、そのIを基準値Ioと定義した。表-1に、算定したIoと各リブ剛性Iとの比I/Ioを示した。I/Ioと実験による履歴性状を比較すると、この比がある値以上の場合、履歴性状が安定する傾向があることが分かる。

図-2に、制震壁の座屈安定解析による座屈応力度 ( $\tau_{cr}$ ) とI/Ioの関係を示す。\*マークは、表-1の各試験体のI/Ioと $\tau_{cr}$ のポイントを示す。○と●は、ウェブの材料(弾性係数)をSS400( $2.1 \times 10^5$ MPa)、LYP100( $0.44 \times 10^5$ MPa)とした場合、I/Ioをパラメトリックに与えた場合の解析結果である。両材料とも、I/Ioがある値より小さくなると、 $\tau_{cr}$ が急激に低下する傾向が見られる。各試験体の実験の履歴性状と比較すると、両材料とも、 $\tau_{cr}$ が一定レベルにあるものは安定し、低下した箇所位置するものは不安定な性状を示すことが分かる。この現象は、解析の1次モードが、局部座屈から全体座屈に移行することに対応する。代表的な座屈モードを図-3に示す。これより、図-2で $\tau_{cr}$ が一定の領域では、局部座屈が支配的になり、低下する箇所では全体座屈が生じることが分かる。この実験と解析結果の対応に基づき、I/Ioをパラメータとした座屈安定解析より、 $\tau_{cr}$ が急低下する時のI/Ioを定め、同値以上の剛性Iでリブ補剛す

表-2 解析ケース一覧

共通	$I/I_o=0.01 \sim 1.5$
a) 幅厚比	80, 60, 40
b) 縦横比	$L2:L1=1:2, 1:4$
c) リブ位置	縦横, 縦のみ
d) 弾性係数	SS400, LYP100

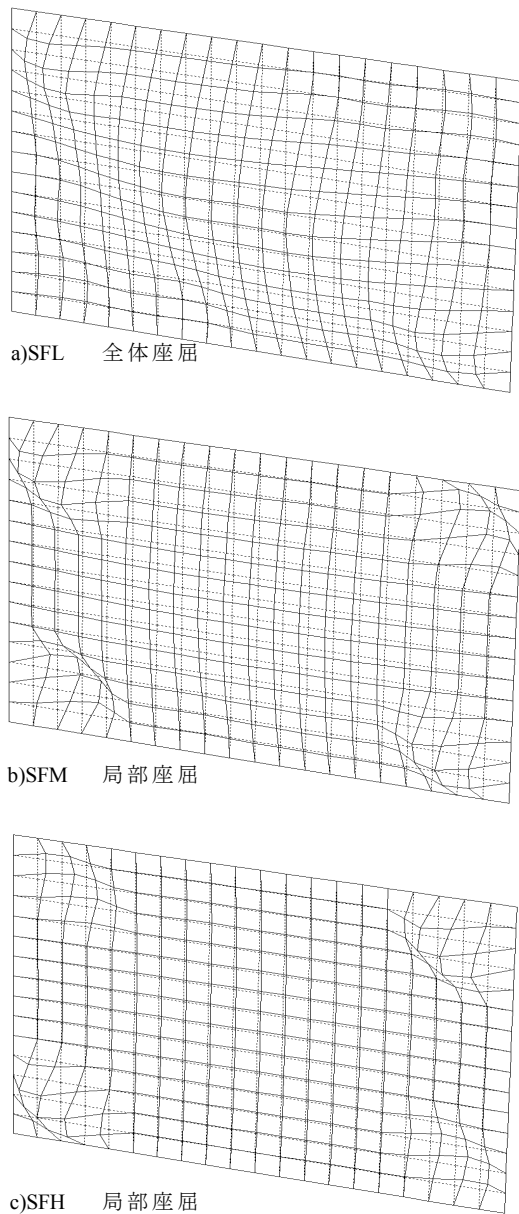


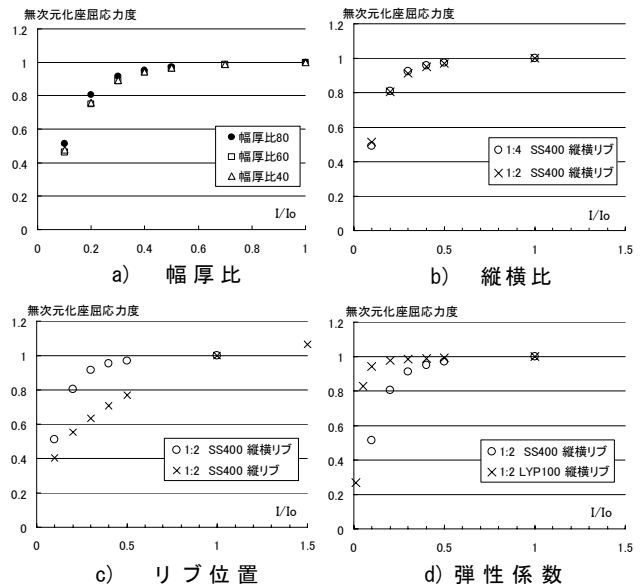
図-3 座屈モード図

ることにより、安定した履歴を確保できると考えられる。

図-2より、SS400とLYP100で必要な $I/I_o$ は異なり、それぞれ0.5、0.15以上となる補剛リブを設置すれば安定した履歴性状が得られると考えられる。

#### (4) パラメトリックスタディ

幅厚比・制震壁の縦横比( $L2:L1$ )・補剛リブの設置方向・ウェブの弾性係数が、3節で示した $\tau_{cr}$ と $I/I_o$ の関係に与える影響について検討した。表-2に解析ケース一覧を示す。図-4に解析結果を示す。縦軸は、 $I/I_o=1$ の

図-4 剛性比( $I/I_o$ )と無次元化座屈応力度の関係

時の $\tau_{cr}$ で無次元化している。この結果、制震壁の幅厚比・縦横比が必要 $I/I_o$ 値に与える影響は無いことが分かる。また、c)図から、縦リブのみの場合、必要 $I/I_o$ は1以上といえる。これは、3節で定義したように、 $I_o$ は縦リブ補剛のみの鋼板を想定しているため合理的な結果である。d)図から、弾性係数が小さくなると、必要な $I/I_o$ 値は小さくなる事が分かる。

#### (5) まとめ

制震壁の補剛リブの最適剛性を、実験結果をもとに、一般の指針<sup>4)</sup>を用いて簡単に算定する方法を示した。

算定方法を以下にまとめる。

文献4)の板要素の補剛の節に示されている、縦リブのみが配置された場合に必要となる最適剛性 $I_o$ を算定する。そして、SS400の場合は、 $I_o$ の0.5倍、LYP100の場合は、 $I_o$ の0.15倍以上の縦リブ剛性とする。

この方法により、制震壁の任意の縦横比・幅厚比・ウェブパネルの材料に対し、安定した履歴特性を確保する制震壁の補剛リブの設計が可能になる。

### 3. 鉛直変位が縦補剛リブに与える影響

#### (1) 目的

高層建物に制震壁を連層で用いた場合、曲げ変形の影響により、制震壁にせん断変形のみでなく鉛直変位が生じる。本章では、その鉛直変位が縦補剛リブに与える影響および設計法を検討する。

2章で示した座屈解析に基づく補剛リブの設計方法は、リブの応力度が弾性範囲であることを条件としている。よって、曲げ変形による鉛直変位により縦補剛リブが降伏点を越えた場合、同設計法が成立しなくなる。

縦リブの応力状態は、建物の形状や制震壁の設置位置により異なる。ここでは、検討法の流れを示す目的で、試設計建物を対象に、制震壁の縦補剛リブの応力状態を把握し、その評価および対策方法の例を示す。

#### (2) 検討方法

制震壁に加わる諸応力度は、RC 架構と制震壁を有限要素法 ( FEM ) により算定する。以下に検討の手順を示す。

##### STEP 1 制震壁に加わる鉛直変位量の把握

RC 架構の静的弾塑性解析の結果から水平変位に対する軸変位の関係を検討し、最も軸変位の影響が大きい階を把握する。

##### STEP 2 制震壁付き RC 架構の解析

制震壁を含む 1 架構に対し、有限要素法解析 ( FEM ) のモデルを作成する。

ダンパー部は極軟鋼用の弾塑性モデルとする。コンクリート・リブ部は弾性モデルとする。STEP 1 で得られた関係を強制変位として与える。

##### STEP 3 解析結果の検討

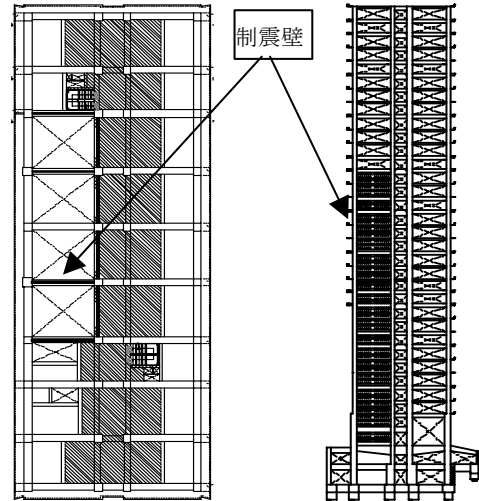
縦リブの軸応力度と層間変形の関係を把握する。検討対象となる階の応答限界変形時の軸応力度に長期軸力およびクリープ変形の影響を考慮した軸応力度を算定する。その結果と降伏応力度または全体座屈応力度を比較し、上回った場合は、STEP 4 で対策を検討する。

##### STEP 4 対策の検討

鉛直変位の影響を考慮した縦リブの軸応力度が、降伏応力度または全体座屈応力度を越えた場合、以下の対策が考えられる。

- (a) 縦リブの材料強度を変更する。
- (b) 縦リブ上端と制震壁の外枠フランジの間に縮み代を考慮した隙間を設け、軸力発生を避ける。

対策 (b) の場合は、縦リブの上端の拘束が溶接した場



平面図 立面図  
図-5 検討対象建物概要

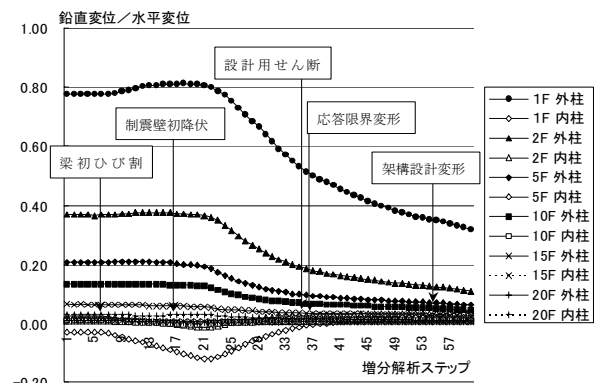


図-6 鉛直変位と水平変位の比の推移

合に比べ小さくなるため、該当縦リブが無い状態を想定して、2章で示した必要リブ剛性の検討を実施する必要がある。詳細は、3節の検討例で示す。

#### (3) 検討例

対象建物は、32階 RC 造で制震壁を 1～20階まで連層に設けた構造物である。図-5に平面図及び制震壁を設置した架構の立面図を示す。

以下、前節の STEP の順に検討過程を示す。

##### a) STEP1 制震壁に加わる鉛直変位量の把握

制震ダンパーに与える軸力の影響を把握するため、制震壁を組み込んでいる構面を取り出し、静的弾塑性解析の結果から、1,2,5,10,15,20階の層間変位と鉛直変位の関係を検討した。図-6に静的弾塑性解析による各階の鉛直変位と水平変位の比の推移を示す。制震壁を設置する左右の柱について示しており、それぞれ架構の外柱・内柱

MIDAS

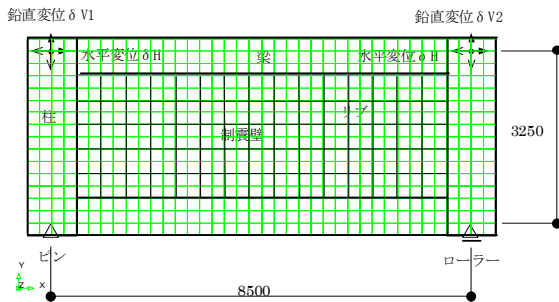


図-7 解析モデル

表-3 モデル形状

部材	形状	材料
柱	1000 × 1000mm	コンクリート
梁	650 × 1200mm	コンクリート
制震壁	7500 × 2500 × 6mm	鋼 LYP100
リブ	16 × 75 mm	鋼 SS400

表-4 解析ケース一覧

	想定階数	変動軸力 (強制変位)
ケース S0	15階以上	無し
ケース S1	1階	有り
ケース S2	2階	有り

表-5 履歴ルール

想定イベント	梁初ひび割れ 1/1827	制震壁初降伏 1/498		設計用せん断力 1/183	応答限界変形時 1/178		架構設計変形時 1/99		
R (層間変形角 1/R)	1625	406	271	203	163	125	101	90	
δ h (水平変位) mm	2	8	12	16	20	26	32	36	
δ v = α δ h α 値	ケース S0	0.0							
	ケース S1	0.8	0.8	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.35
	ケース S2	0.4	0.4	0.4	0.3	0.3	0.2	0.15	0.15

注) 各振幅で1サイクルづつとする。

に対応し、外柱が圧縮状態になるときのものである。横軸は、弾塑性解析の解析ステップを示す。図中に、矢印で架構の特徴的状态に達するステップを示す。図-6より、内柱は、各階とも鉛直変位はわずかであるが、外柱は、下層階ほど比が大きくなっていることが分かる。また、各階とも、架構が弾性時の時に比べ、制震壁が降伏した後、分母の水平変位が大きくなるため、比は徐々に減少していく様子が見られる。

この結果、軸変位の影響が大きい1,2階、そして比較のため影響が小さい15階以上の制震壁を対象として、補剛リブの軸応力度を検討することとする。

#### b) STEP2 制震壁付きRC架構の解析

制震壁付き架構の1層1スパンの有限要素モデルを作成する。図-7に解析モデル図、表-3にモデル形状を示す。架構部とダンパーウェブ部は平面応力要素、補剛リブは梁要素を用いる。架構部は、弾性係数  $2.1 \times 10^4$  MPa、ポアソン比0.16、リブ部は、弾性係数  $2.1 \times 10^5$  MPa、ポアソン比0.33とした。制震壁のウェブパネル部は、弾塑性材料モデルを用い、弾性係数  $1.7 \times 10^5$  MPa、ポアソン比0.33とし、VonMises降伏条件に、極軟鋼の材料特性の歪硬化を考慮したマルチリニア曲線で応力-歪関係(図-14参照)を与えた。

拘束条件は、左柱下部接合部中心をピン支持、右柱下部接合部中心をローラー支持とした。荷重は変位制御

とし、水平変位 ( $\delta_H$ ) を左右柱上部接合部中心に、鉛直変位 ( $\delta_{V1}$ ,  $\delta_{V2}$ ) を左右の柱上部接合部中心にそれぞれ与えた。

解析ケースは、a)項で述べたように、鉛直変位が比較的少ない15階以上と鉛直変位の影響が大きい1,2階を対象とした。表-4に解析ケース一覧、表-5に各ケースの履歴ルールを示す。15階以上を対象としたケース S0 は、水平変位のみで鉛直変位は与えていない。1階、2階を対象としたケース S1,S2 は、図-6を参考に、想定イベント時での水平変位に対する鉛直変位の比を定めて強制変位を与えた。

#### c) STEP3 解析結果の検討

解析の結果として、図-8に水平変位と鉛直リブの軸応力度の推移を示す。対象とした箇所は、圧縮載加時に圧縮応力度が最大を示す、左端の鉛直リブの最下端部の要素である(図-9参照○部)。軸変形を0としたケース S0 の最大圧縮応力度は、応答限界変形時(32mm)で100MPa程度である。柱軸変位を与えたケース S1, S2 は、同じ位置のリブの応力度は、同じ層間変位時と比較すると大きくなる。ケース S2 は、水平変位20mm以上で軸応力度は230MPa程度で一定になる。一方ケース S1 の場合、軸変位が大きいため最大450MPa程度に達する。しかし、表-5に示した水平変位と想定イベントとの関係は、全層の中で最初に該当イベントが発生したと

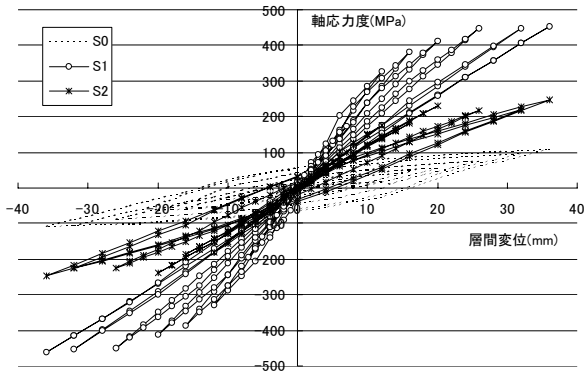


図-8 水平変位とリブ軸応力度の関係

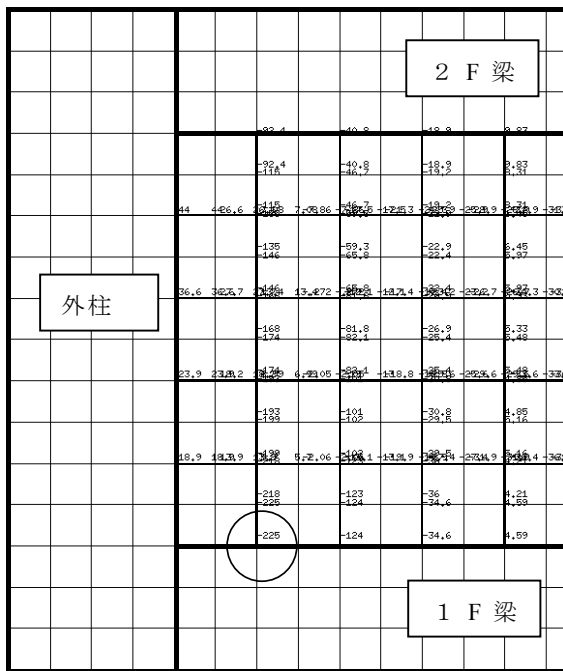


図-9 縦リブの応力度分布 (MPa)  
(1階制震壁 応答限界変形時 8mm 時)

きのものである。よって、ケース S1, S2 に関しては、想定した階で各イベントが発生した時(表-6参照)の変位で検討する必要がある。

次に、軸応力度が降伏応力度を超えるケース S1 について詳しく検討する。ケース S1 で想定した1階の制震ダンパーに対し、制震ダンパーの機能を確実に発揮する必要がある応答限界時を検討対象とする。静的弾塑性解析の結果、1階の応答限界変形時の水平変位は、8mmである。図-9に水平変位 8mm 時のリブの軸応力度分布図およびその数値を示す。図-9より、1階の応答限界変形時の最大圧縮軸応力度は225MPaであることが分かる。

表-6に各ケースの軸応力度の比較を示す。曲げよる変動軸力を受ける場合、1,2階に取り付く制震壁の外柱より1本目の縦リブの圧縮軸応力度(225MPa)がSS400の

表-6 軸応力度の比較

ケース	応答限界変形時 検討対象階 水平変位	最大軸応力度 (長期荷重及び クリープ考慮 *1) MPa	降伏応 力度 MPa (SS400)	座屈 応力 度 MPa *2
S0	20mm	100 ( 200 )	235	651
S1	8mm	225 ( 325 )		
S2	20mm	230 ( 330 )		

\*1 クリープ係数 1.5

\*2 制震壁に一樣な鉛直荷重を加えた場合の座屈応力度

降伏点(235MPa)とほぼ同程度になることが分かる。しかし、本物件の場合、長期荷重およびクリープの影響を考慮すると100MPaの軸応力度が累加され、SS400材の降伏点を超えることになり対策が必要になる。

d) STEP4 対策の検討

c)項STEP3の結果、補剛リブ軸応力度は、SS400の降伏点(235MPa)を超えるため、地震時に最外端の縦リブは降伏することが判明した。この対策として、材料強度を上げる方法と縦リブ上端に隙間を設ける方法が考えられる。本例の場合、表-6より軸応力度が最大330MPaであるため、縦リブをSM490に変更してもその降伏点(325MPa)を僅かに超える。第2の方法として、最外端の縦リブ上端に隙間を設ける案を検討する。

この縦リブに軸力が入らないように、その上端に隙間を設ける場合、縦リブの端部固定条件が変わるため、制震壁の座屈特性が変化する可能性がある。このため、最外端の縦リブが無い状態を想定し、座屈特性、および残った縦リブの軸応力度の検討を行う。

座屈特性は、制震壁のパネル部を取り出し、2章で示した座屈安定解析により検討する。また、縦リブの軸応力度は、c)項STEP3と同じ方法で検討する。

解析モデルを図-10に示す。表-7に解析ケース一覧を示す。解析ケースは、縦横リブがすべて設置されている場合(原案)と、最外端の縦リブが1本無い場合(対策案)の2つとした。そして、座屈特性を把握するために、リブ剛性Iを変動させたパラメトリックスタディを行った。リブ剛性Iは、2章で示した基準値I<sub>0</sub>に対する比を0.1~1.0まで変動させた。

図-11に、解析結果を示す。横軸は、リブ剛性Iと基準リブ剛性I<sub>0</sub>の比、縦軸は、1次の座屈応力度である。

図-11より、両ケースのI/I<sub>0</sub>をパラメトリックに変動させた結果をみると、I/I<sub>0</sub>が小さくなると座屈応力度が急激に低下する箇所があるのが分かる。座屈応力度が一定レベルを示すI/I<sub>0</sub>の範囲では、局部座屈モードを示す。また、座屈応力度が低下するあたりでは、座屈モードが局部座屈から全体座屈に変化していく。2章の検討で示したように、リブ必要剛性を算定する場合、図-11の関係から、I/I<sub>0</sub>値を0.5以上と定めている。

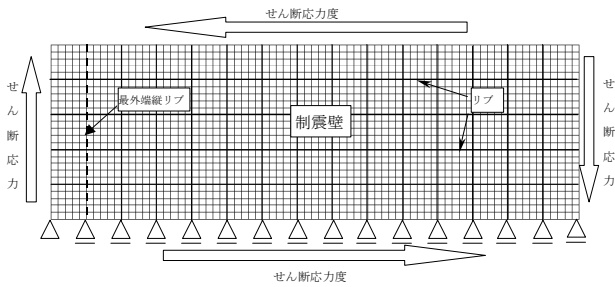


図-10 解析モデル

表-7 解析ケース一覧

ケース	縦横リブ有り	$I/I_0 =$
ケース S	縦横リブ有り	0.1 ~ 1.0
ケース NS	最外端縦リブ無し	

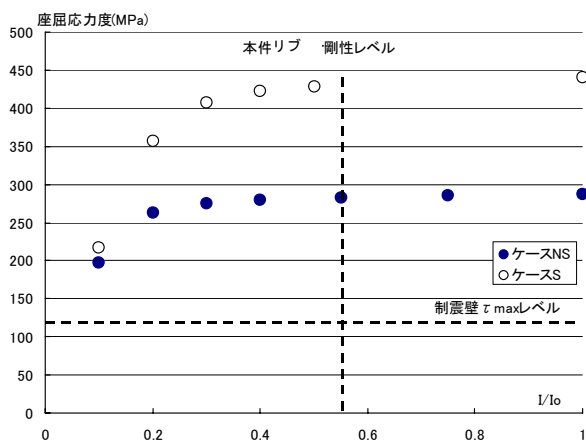


図-11 座屈応力度とリブ剛性の関係

ここで、ケース NS とケース S の比較検討を行う。先に提案したように、最外端のリブを除いた場合（ケース NS）、ケース S の場合に比べ 2 倍の面積のウェブパネルの局部座屈で決まるため、座屈応力度が低下する。そして、局部座屈から全体座屈に座屈モードが変換していく  $I/I_0$  比は、0.35 あたりである。

この結果、現状のリブ剛性（図-11 鉛直破線）の状態、最外端の縦リブを 1 本抜いた場合も、座屈モードは、局部座屈を維持することが分かる。局部座屈荷重が低下するが、制震壁の歪硬化を考慮した  $\tau_{max}$ （図-11 水平破線）を下回る状態にはなっていない。

次に、STEP3 で示した方法を用いて、最も軸力の影響を受ける 1 階のリブ軸応力度について検討した。

図-12 に、1 階の応答限界変形時のリブ軸応力度分布を示す。この結果、最外端の内側の縦リブの下部の軸応力度は、 $-146\text{MPa}$ （図中○部）になることが分かる。この応力度に、長期荷重およびクリープにより累加される応力度（本件の場合  $100\text{MPa}$ ）を考慮すると、 $246\text{MPa}$  の圧縮応力度になる。この場合も、SS400 材の降伏点

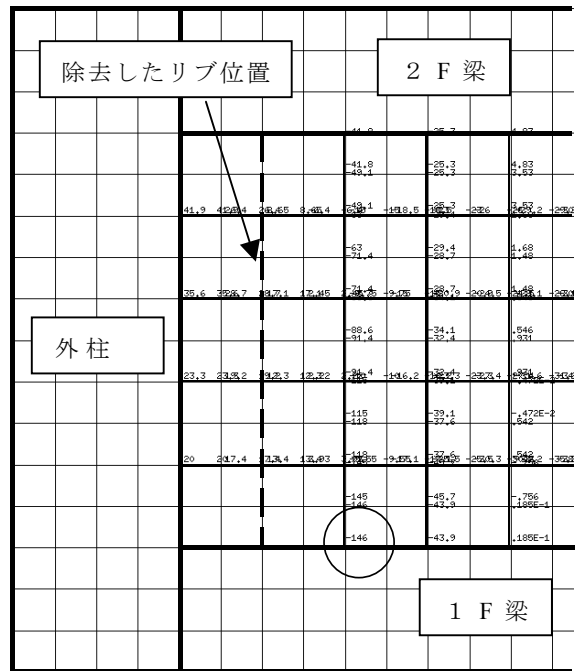


図-12 縦リブの応力度分布 (MPa)

（1 階制震壁 応答限界変形時 ケース NS）

（ $235\text{MPa}$ ）を越えるため、リブの材料強度を変更する必要がある。

#### （4）まとめ

本章では、曲げ変形・長期軸力・クリープひずみにより発生する鉛直変位が、制震壁の縦リブに与える影響の評価および検討方法を示した。

制震壁を高層 RC 構造物に連層で適用する場合、低層階で補剛リブの一部が降伏する可能性があることが分かった。補剛リブの軸応力度を弾性範囲に留めるため、降伏する縦リブの上端に隙間を設け、軸力の発生を防ぐ方法がある。この場合の座屈特性および軸応力度の評価方法を設計例を用いて示した。

## 4. 鉛直変位がせん断降伏型制震壁の履歴特性に与える影響

### （1）目的

極軟鋼せん断降伏型制震壁を高層鉄筋コンクリート構造に用いた場合、長期軸力下のクリープや連層で制震壁を用いた場合の曲げ変形が、制震部材の履歴特性に与える影響の評価が検討項目として挙げられる。せん断降伏型制震壁の履歴特性は、せん断加力試験の結果を基に履歴モデルが構築されている。そのため、長期軸力や曲げ応力に伴う鉛直変位を考慮した履歴特性は明確にされて

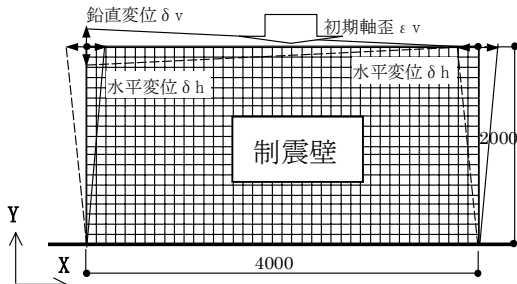


図-13 解析モデル

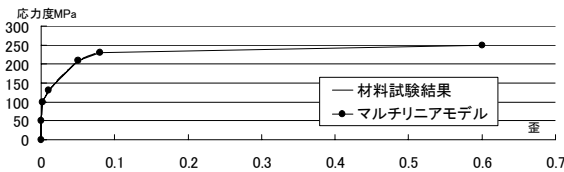


図-14 鋼材の応力度—歪関係

いない。

軸力の影響を考慮した既往の研究例として、文献6,7,8が挙げられる。文献6,7では、せん断パネル型ダンパーの軸力レベルを変えた場合、骨格曲線に与える影響は少ないと示されている。ただし、これらの研究対象のダンパーは、側面にフランジを有するという点で、本研究で扱う制震壁と異なる。一方、文献8では、本研究と同様、制震壁を対象とし、軸力を考慮した研究であるが、その定量的な評価については言及していない。

本研究では、制震壁の履歴特性が、長期軸力や曲げ変形により受ける影響を、有限要素法を用いた材料非線形解析により把握した結果について示す。

(2) 解析条件

a) 解析モデル

図-13に解析モデルを示す。形状は、一般的に用いられる制震壁を代表して、高さ2000mm、長さ4000mm、厚さ6mmとした。制震壁は、1辺100mmの正方形の1次の平面応力要素を800要素用いてモデル化した。

b) 拘束条件および変形条件

下辺のX,Y方向変位を0とし、左右の側辺に沿った節点のX,Y方向変位は、それぞれの上端節点のX,Y変位を1とし、各節点の下端からのY座標値に比例する値となるような拘束条件を与えた。また、制震壁にせん断変形・鉛直軸歪・曲げ変形を与えるため、上辺に沿った各節点に強制変位を与えた。せん断に対してはX方向、鉛直軸歪に対してはY方向、曲げ変形に対しては上辺右端の節点を0、左端を1とし、その中間部の節点のY方向変位は、そのX方向距離に比例する値を与えた。

c) 材料モデル

極軟鋼制震壁の材料モデルは、一軸方向引張材料試験

表-8 解析ケース一覧

	せん断	初期軸歪	曲げ
		$\epsilon v$	$\delta v$
SA0	水平	---	---
SA	変位 $\delta h$	0.05%	---
SB		---	0.5 $\delta h$
SAB		0.05%	0.5 $\delta h$

表-9 履歴ルール

サイクル数	2	2	2	2	2
せん断変形角 $\gamma$ ( $\times 10^{-3}$ rad.)	1	2	4	10	20
水平変位 $\delta h$ mm	2	4	8	20	40
鉛直変位 $\delta v$ mm	1	2	4	10	20
軸変位	初期に-1mm (軸歪 0.05%)				

結果をもとに、歪硬化特性をマルチリニア型で表現した(図-14)。塑性モデルの降伏条件はVonMisesとした。

d) 解析ケース

表-8に解析ケース一覧を示す。各ケースは、せん断・初期軸歪・曲げ変形の3つの荷重条件(強制変位)の組み合わせを変えて構成した。表-9に示すように、せん断変形は、せん断変形角0.001~0.02rad.を各2サイクルずつ繰り返して与えた。長期軸力を考慮した初期軸歪は、クリープ歪を考慮して0.05%と仮定した。曲げ変形は、制震壁を連層で用いた場合の下層階に設置された制震壁を想定したものである。実施物件の設計を参考に、鉛直変位( $\delta v$ )を水平変位( $\delta h$ )の0.5倍になるように仮定した。

(3) 解析結果および考察

図-15に各ケースの負方向変形時の変形図を示す。ケースSA0は、せん断変形のみを加える場合で、上下辺のY方向変位は0のまま水平変位のみ生じている。これに対し、ケースSAは、上辺に初期軸歪を与えているため、一様な鉛直変位が生じている。また、ケースSBは、曲げ変形を与えた場合で、負荷加時は、制震壁左側に圧縮が生じる状態の図である。ケースSABは、ケースSBの初期段階にケースSAと同様な初期軸歪を与えた変形を示している。

図-16にせん断応力度( $\tau_{xy}$ )とせん断変形角( $\gamma$ )の関係を示す。本図は、 $\gamma=0.002$ の1サイクル目の正載加状態までを示している。図-17は、図-16に対応する鉛直応力度( $\sigma_{yy}$ )とせん断変形角( $\gamma$ )の関係を示す。

処女載加時の履歴を各ケースで比較する。ケースSBは、初期軸歪が無く、 $\gamma$ の増加に伴い、全体に鉛直方向に引張歪が生じている状態である。このため、 $\sigma_{yy}$ の影



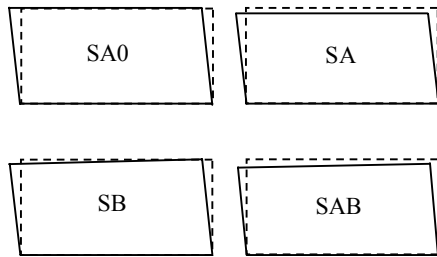


図-15 変形図 (負荷加時)

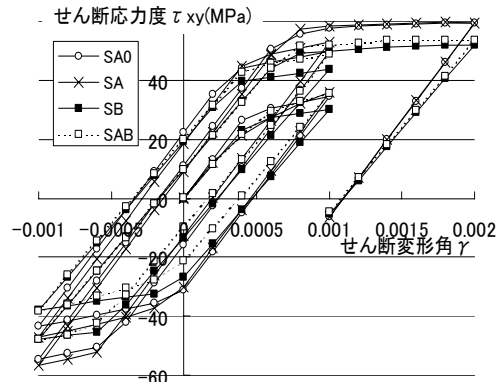
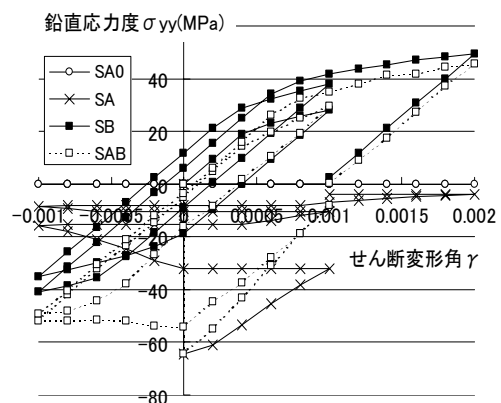
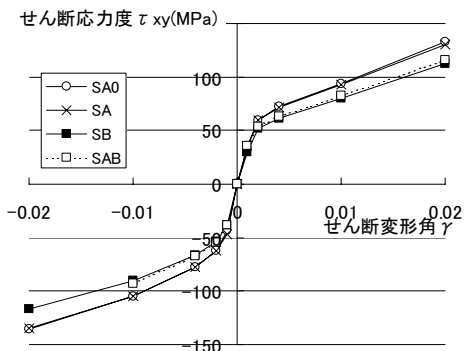
響で、降伏条件を満たす  $\tau_{xy}$  の値が小さくなるため、ケース SA0 に比べ全体に低い履歴曲線を描いている。また、初期軸力を与えたケース SA, SAB は、初期軸応力度の影響で、先と同様、降伏条件を満たす  $\tau_{xy}$  が小さくなる。しかし、徐々に  $\tau_{xy}$  が大きくなる。これは、初期軸歪の影響で塑性歪が大きくなり、その結果歪硬化の影響により  $\tau_{xy}$  が増加したためと考えられる。また、図-17 に示すように、初期軸歪による  $\sigma_{yy}$  が、載加中に徐々に減少していくため、降伏条件より  $\tau_{xy}$  が増加することも原因と考えられる。

次に、負の処女載加の履歴を比較する。ケース SAB が他に比べて、小さい履歴を示す。これは、 $\sigma_{yy}$  のレベルが大きいため、降伏条件より  $\tau_{xy}$  の成分が小さくなるためと考えられる。ケース SA が  $\gamma = -0.001$  のピーク値に向けて、他に比べ大きな  $\tau_{xy}$  を示す。これは、ケース SA の  $\sigma_{yy}$  の値がさらに減少することと、塑性歪が大きくなるため歪硬化の影響を受ける結果と考えられる。 $\gamma = -0.001$  時の 2 サイクル目は、いずれのケースも、歪硬化の影響を受けて履歴ループは、1 サイクル目 비해拡大している。

$\gamma = 0.002$  時の正の 1 回目の履歴特性は、曲げを受ける場合 (ケース SB, SAB) と受けない場合 (ケース SA0, SA) で特徴が分かる。曲げを受ける場合は、 $\sigma_{yy}$  の値が増加するため、降伏条件より、曲げを受けない場合に比べ  $\tau_{xy}$  が小さくなるのが分かる。

図-18 に  $\gamma = 0.02$  までの各 1 サイクル目のピーク値の包絡線の比較を示す。ここでも、曲げを受けるケース SB, SAB の包絡線は、受けないケース SA0, SA より小さくなるのが分かる。この低下の割合は、曲げを考慮した鉛直変位  $\delta_v$  の水平変位  $\delta_h$  に対する比に依存すると考えられる。

また、初期軸歪を加えた場合、曲げ変形の有無に関わらず、初期軸歪が存在しないケースと差がほとんどないことが分かる。これは、図-17 に示す  $\sigma_{yy}$  の推移が示すように、初期軸歪がある場合の  $\sigma_{yy}$  は  $\gamma = 0.002$  時まで、無い場合とほぼ一致するため、初期軸力の影響がなくなると考えられる。

図-16  $\tau_{xy} - \gamma$  曲線図-17  $\sigma_{yy} - \gamma$  曲線図-18  $\tau_{xy} - \gamma$  曲線 (包絡線)

#### (4) まとめ

- ① 長期軸力による鉛直変位の影響は、繰り返しせん断変形を経験する間に減少する。よって、初期軸力が履歴特性に与える影響はわずかである。
- ② 曲げ変形による鉛直軸応力度の影響で、制震壁のせん断応力度は低下する。制震壁を連層で用いる場合、水平変位と鉛直変位の関係を考慮して履歴モデルを補正する必要がある。

## 5. 制震壁施工時歪計測結果

### (1) 目的

制震壁を高層建物に適用する場合、制震壁に生じる初期歪を出来るだけ少なくするため、複数階上の躯体が施工された後に、躯体へ固定する方法が取られている。先行させる階数は、建物の規模・階数などを考慮し、制震壁の縦リブの鉛直歪が地震時に降伏しないことおよび、竣工時にウェブパネルが降伏しないことを満足するように決定される。

本報 3.4 章では、解析により、地震時に制震壁各部の歪がどのような状態になるか推定する方法を示した。ここでは、長期荷重時の歪を仮定しているが、実際の状態を把握していないのが現状である。

上記の仮定の妥当性を検討する上で、施工時の制震壁の歪を把握する必要がある。ここでは、23階建の RC 構造物に設置された制震壁の歪の推移を計測し、施工方法の妥当性や設置時の歪状態を把握することを目的としている。

### (2) 対象建物および測定方法

図-19 に、本計測を実施した対象建物の平面図および立面図を示す。23階建て RC 造で、極軟鋼制震壁を1階から14階まで設置している。計測対象とした制震壁は、2階のほぼ中央に位置する。

歪測定箇所を図-20 に示す。制震壁のウェブ部は、上辺・下辺にそって縦3枚ずつ (WV-1,2,3・WV-4,5,6)、左右側辺に沿って横2枚ずつ (WH-2,4・WH-1,3) 歪ゲージを貼付した。また、3本の縦リブの上下 (S-3,6・S-2,5・S-1,4) および左右の RC 柱の表面に2枚ずつ (C-3,4・C-1,2) 貼付した。また、2階梁上部で外気温度 (T) を計測した。

鉛直方向に貼付したゲージは、取り付け時の影響および上階施工の進行に伴うウェブ・リブ・柱の軸歪の推移を把握する目的がある。また、水平方向に貼付したゲージは、溶接の影響を把握する目的がある。

測定は、対象制震壁を3階の梁に吊り下げ、仮設置した状態を初期値とし、1月下旬に開始した。その後、6階のスラブ打設後、制震壁を本締めした。最上階である23階の打設を7月初旬に行い、8月中旬まで計測を継続した。計測は、朝4:00と夕18:00の1日2回とした。

### (3) 測定結果および考察

図-21 に RC 柱軸歪の推移を示す。C-1,2 は、X-2 通り、C-3,4 は X-3 通りの RC 柱に貼付したものである。図-20 より X-2 通りの柱は内スパンに位置するため X-3 通りの柱に比べ支配床面積が大きい。このため、X-2 通

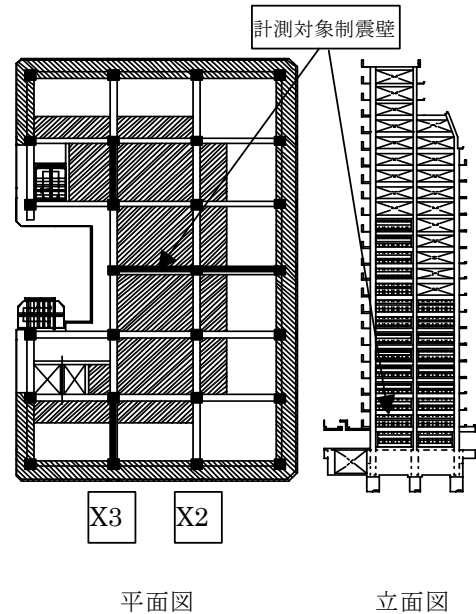


図-19 対象建物概要

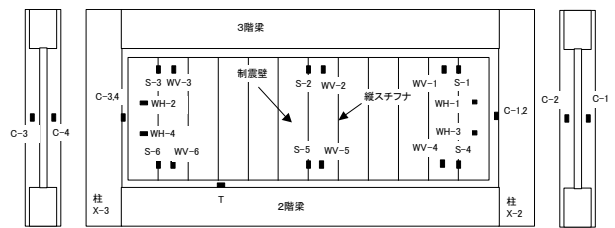


図-20 歪測定箇所

りに貼付した C-1,2 の圧縮歪が大きくなると想定される。しかし、計測結果には、支配面積の違いによる顕著な差は現れていない。また、C-2 のデータは、15階打設後、圧縮歪が減少する動きが見られるが、この原因は不明であり、局部的に特異なことが生じたと考え、考察の対象は、残りの3点とする。

図中の計算値は、X-2 通りの柱の支配面積を X, Y 方向1スパン分とし、その範囲の柱・梁・スラブの固定荷重を元に算定した軸歪の推移である。1層分立ち上がると約22 $\mu$ 軸歪が増加する。計測を開始してから最上階まで、18層分が積層されるため、上棟時には、約380 $\mu$ に達する。上棟後、実際には内装などの荷重が累加されるが、その割合は僅かであるため、柱の軸歪は一定になると仮定した。なお、計測期間が半年であるため、クリープの影響は考慮していない。

計算値と計測値を比較すると、勾配、歪量、推移ともほぼ一致しており、計算値の仮定および計測値は妥当であると考えられる。

図-22 にウェブの鉛直方向の歪の推移を示す。貼付した場所によってばらつきが見られる。特に下辺両端部の

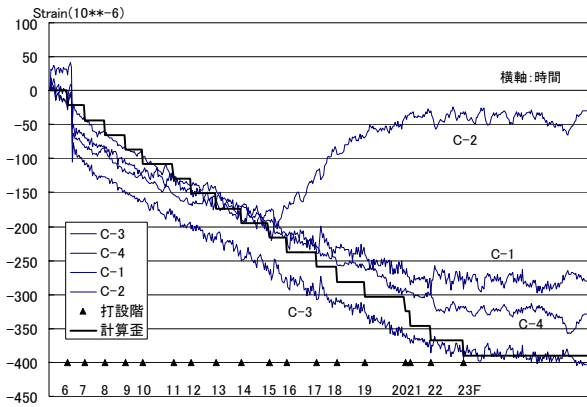


図-21 RC柱軸歪の推移

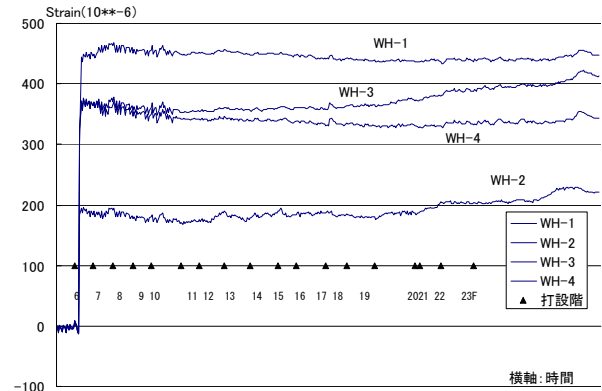


図-23 ウェブ水平歪の推移

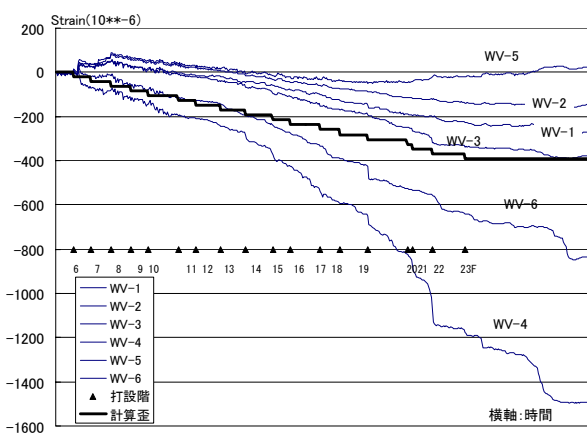


図-22 ウェブ鉛直歪の推移

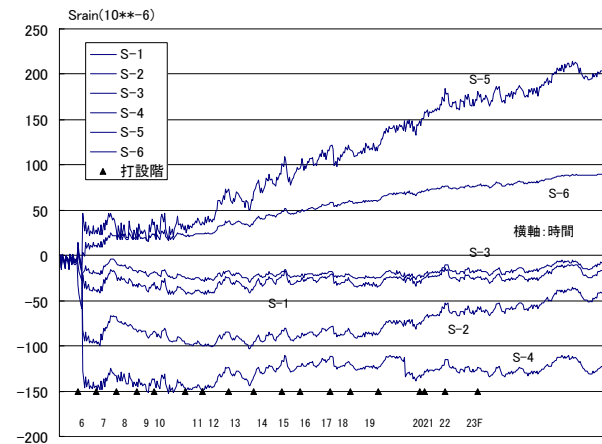


図-24 縦リブ歪の推移

WV-4,6は、軸歪が大きく進展している。22階打設時まで圧縮歪は増大する傾向にあったが、その後、増加率は減少し、計測最終時近くでは、歪はほぼ一定している。上辺に貼付したWV-1,2,3は比較的同様な推移をしている。上辺は、下辺の溶接と異なり、高力ボルトで接合している。このため、鋼材が熱の影響を受けないため、場所によるばらつきが少ないと考えられる。図中に、図-21と同様に柱軸歪の計算値を示す。ウェブ上辺の鉛直歪は、計算値に比べて小さい値を示す。この原因の1つとして、制震壁を躯体に緊結する際に生じるウェブパネル引張歪の影響により、軸歪が引張側にシフトすることが考えられる。

図-23にウェブパネル側辺の水平歪の推移を示す。各点とも、初期時に溶接の影響と考えられる引張歪が発生しているのが分かる。その後、この値は一定に推移している。

図-24に縦リブの歪の推移を示す。圧縮歪で推移するものと引張歪で推移するものがあり、ややばらつきがある。歪の推移をみると、ほぼ一定に推移しており、柱軸歪の影響はあまり見られない。歪の絶対値は、150  $\mu$ 程

度でそれほど大きくないため、地震時に曲げ変形による軸歪の増大を考慮しても、縦リブが降伏することは無いと考えられる。

柱軸歪はウェブパネルと縦リブに同様な影響を与えると考えられる。しかし、図-24の縦リブの鉛直歪にはその影響は見られない。このため、図-22の圧縮側に推移する傾向は、柱軸歪によるものではない可能性がある。ウェブパネルは、曲げの影響や初期不整の影響を受けやすく、温度変化に対しても影響を受けやすいと考えられる。今回の測定は、冬から夏に亘る気温上昇期に実施したものであり、温度の影響を受け、歪値が圧縮側に徐々に移動した可能性がある。

次に、本計測結果と3,4章の結果を比較検討する。3章では、制震壁の縦リブの設計法を示した。本章の計測結果から縦リブの歪は、取り付け時に100  $\mu$ 程度発生するが、その後圧縮歪の増加は見られなかった。3章では、長期荷重およびクリープ歪の影響を考慮して縦リブの検討を行ったが、本計測の範囲では、縦リブにその影響は顕著に現れなかった。その原因として、実際の建物の場合、種々の変形吸収部分があり、柱の軸歪と制震壁の軸歪が一致しないなどが考えられるが、明快にはなっ

ていない。よって設計的には、長期軸力・クリープの影響を考慮しておくことが望ましいと考える。

4章では、ウェブパネルの歪は地震直前に鉛直歪が存在しているにもかかわらず、制震壁の制震機能には影響を与えないことを示した。本測定の結果、鉛直圧縮歪は発生するが、4章の結果から、本建物で採用した施工方法に問題は無いといえる。

#### (4) まとめ

23階建RC構造物の2階に設置した制震壁のウェブパネルと縦リブの歪を計測した。本建物に設置された制震壁の躯体への取り付けは、上階4階分まで躯体の施工が終了した後に実施した。その結果、2階の制震壁は、7階から最上階までの17層分の施工時荷重の影響を受けることになる。

現場計測の結果、ウェブパネルの鉛直歪は、計算値に対しばらつきが見られ、一部の歪が降伏歪の半分程度まで進行したが、多くの部分は、想定した計算値を下回る圧縮歪に収まっていた。また、ウェブパネルの水平歪は、取り付け時の歪から大きく変化する様子は見られなかった。また、縦リブの歪は、一部引張側に変動するものも見られたが、多くは、取り付け時からほぼ一定で、圧縮側に変動する傾向は見られなかった。

## 6. 結語

せん断降伏させる履歴型制震壁を、高層RC建物に適用する場合、本来のせん断変形以外に鉛直変形に対する検討が課題となった。

2章では、履歴型制震壁に必要な座屈補剛リブ剛性を、実験的研究と弾性座屈理論に基づく数値解析の結果を比較することにより、合理的に評価する方法を示した。

3章では、鉛直変位が、制震壁の縦リブに与える影響を評価する手法を示した。制震壁を連層で用いた場合、低層階で、縦リブの一部が降伏する可能性があることが分かった。その対策として、縦リブの一部を除いた場合の検討法を具体例を用いて示した。

4章では、鉛直変位が極軟鋼を用いたウェブパネル部の履歴特性に与える影響を示した。この結果、長期軸力の影響は無視できるが、地震時の曲げによる影響を受けることが分かった。設計時には、その影響度を考慮して、解析上の履歴モデルを補正する必要がある。

5章では、実際の現場計測の結果を報告し、3,4章で検討した設計上の仮定との比較を示した。3章では、縦リブの歪を上階施工に伴い増加する柱軸歪と同じ値と想定したが、計測値では、取り付け時の歪からの増加は見

られなかった。ウェブパネルの鉛直歪は、計測値にばらつきが見られたが、降伏歪には達していない。ただし、4章の検討により、仮に長期軸力下でウェブパネルが降伏しても、履歴特性に与える影響は無いという検討結果から、施工時のウェブパネルの歪の増加は許容できる。

**謝辞：**制震壁の実施物件への適用に際し、建築事業本部設計統括部構造設計部から多くの検討の機会を得たことは、本研究の遂行の大きな力になりました。ここに深く感謝いたします。また、「東新小岩1丁目計画」作業所の山本広三所長、杉野英隆主任には、現場計測にご協力を頂きましたことをここに深謝いたします。

## 参考文献

- 1) 山中他3名：せん断降伏型制震パネルの構造特性（その3 補強スチフナの影響に関する実験的研究），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 783-784，1998年9月
- 2) 加村他5名：座屈補剛の違いに着目した極低降伏点鋼制震壁の研究，鋼構造論文集，第5巻第20号，pp. 9-16，1998年12月
- 3) 宇田川他2名：鋼板耐・制震壁の補剛リブプレートの必要剛性，鋼構造論文集，第9巻第36号，pp. 103-112，2002年12月
- 4) 鋼構造座屈設計指針，日本建築学会，1996，367pp
- 5) 佐藤他3名：せん断降伏型制震部材を組み込んだRCラーメン架構に関する実験的研究（その1 実験計画及び荷重変形関係），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 897-898，1999年9月
- 6) 佐々木他3名：極低降伏点鋼制震パネルダンパーの静的履歴特性に及ぼす軸力の影響に関する実験研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 793-794，1998年9月
- 7) 佐々木他1名：極低降伏点鋼を用いたせん断パネル型ダンパーの引張・圧縮定軸力下の静的せん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 785-786，1999年9月
- 8) 松岡他6名：極軟鋼制振壁の開発（その4 3層1スパン骨組実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 829-830，1996年9月