

間柱型制震ダンパーのRC造建物への 適用に関する実験的研究

龍 神 弘 明 藤 波 健 剛^{*1}
富 永 修 夫^{*1} 岡 谷 雄 介^{*1}
青 田 晃 治^{*2} 堀 伸 輔

要 旨

近年、RC造高層住宅に適用される制震ダンパーとして、設置スペースが小さくて済む間柱型制震ダンパーが増えてきている。

本研究では、せん断抵抗材を用いた間柱型の制震ダンパーについて載荷試験を行い、基本性能の確認を行った。その結果、以下のことが確認できた。

- 1) 初期軸力を与えると、せん断抵抗材の面外方向変形、及び支持部材の剛性に影響がでた。
- 2) 間柱型制震ダンパーは十分な累積変形性能とエネルギー吸収性能を保有している。
- 3) せん断抵抗材の鉛直フランジは早期に降伏している。
- 4) RC支持部材のせん断ひび割れに対する有効範囲、及び主筋歪みの分布が確認できた。

キーワード RC造建物／間柱型制震ダンパー／軸力／せん断抵抗材／面外補剛材／PCa化

目 次

- | | |
|---------|---------|
| 1. はじめに | 3. 実験結果 |
| 2. 実験概要 | 4. まとめ |

EXPERIMENTAL STUDY ON APPLYING THE WALL DAMPER SETTING THE SHEAR PANEL BETWEEN A SAGGING WALL AND A WAIST- HIGH WALL TO RC STRUCTURE BUILDINGS

Hiroaki RYUJIN	Takeyoshi FUJINAMI
Nobuo TOMINAGA	Yuusuke OKAYA
Kouji AOTA	Shinsuke HORI

Synopsis:

In recent years, in order to applying RC structure buildings, the wall damper is increasing in number because it takes little space.

In this paper, in order to confirm basic characteristics, loading tests were carried out on the wall damper with the shear resistance member. According to the tests, the following results were obtained.

- 1) The initial axial influences the out-of-plate deformation characteristics of the shear resistance member and the stiffness of support member.
- 2) This damper shows excellent deformation capacity and efficient energy absorption capacity
- 3) The vertical flanges of the shear resistance member yield in an early stage.
- 4) We confirm the effective width of the RC support member for the shear cracking strength and the distribution of main reinforcement strain.

* 1 本店 建築本部 建築エンジニアリング・設計部

* 2 関東支店 本郷桜蔭学園

1. はじめに

これまで架構内に設置するエネルギー吸収部材(制震ダンパー)は、主に弾性変形が大きいS造建物に適用されてきたが、近年 RC 高層住宅への適用が増加してきている。集合住宅などでは、制震ダンパーの設置場所が限られており、設置スペースが小さくて済む間柱型制震ダンパー(制震パネル+支持部材)の利用例が増えている。

RC 造建物は弾性変形が小さいため、ダンパー取り付け部、及び支持部材の剛性を十分確保し、制震パネルに層間変形を集中させ、小さい層間変形から降伏させる必要がある。また、支持部材（垂れ壁、腰壁）の変形、亀裂の発生に伴う剛性低下などが生じ、制震パネルの保有性能が十分発揮出来ない可能性があり、支持部材の性能を含めた間柱型制震ダンパー全体での制震性能を評価する必要がある。

本報では、RC 造建物への適用を目的とした間柱型制震ダンパーの基本性能を確認するために実施した漸増載荷実験について述べる。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1 に制震パネル(以下,せん断抵抗材)試験体形状を、図-2 に間柱型制震ダンパー試験体形状を、表-1、表-2、表-3 に使用した材料の強度試験結果を、それぞれ示す。なお、試験体は同じものを2体製作した。

(1) せん断抵抗材

せん断抵抗材¹⁾は、パネルがせん断変形し塑性化することにより、地震時の入力エネルギーを吸収するものである。この時、パネルの幅厚比（パネルの辺長/板厚）が大きいと、大きな繰返しせん断変形に対して、塑性せん断座屈が生じ、履歴特性やエネルギー吸収性能が劣化することが考えられるので、適切な面外補剛を施す必要がある²⁾³⁾。

本実験では、板厚 6mm の普通鋼(SN400B)パネルにフランジ鋼板として、左右に板厚 14.7mm (SN490B) の鋼板、上下に板厚 25mm (SN490B) の鋼板をそれぞれ溶接したものに、パネル部を板厚 10.7mm (SS400) の面外補剛材で挟み込み込んだものである。面外補剛材は左右のフランジに溶接された上下 2 本の水平スチフナで押さえ込まれて、パネルとメタルタッチしている。ここで、水平スチフナを 2 本とも面外補剛材に溶接すると、固定度が高まり水平スチフナの端部に過大な変形が加わり、パネル部より先に水平スチフナ端部が破断する破壊モードになることがある。そこで面外補剛材の脱落防止のために一本だけ溶接した。

(2) 間柱型制震ダンパー

間柱型制震ダンパーは、PCa 化を想定しており、せん断抵抗材に、RC 造の垂れ壁、腰壁（以下、支持部材）を含めてモデル化した。下部の梁（スタブ）とはコッター接合させて製作した。ここで、間柱 PCa 側のコッターには、接合

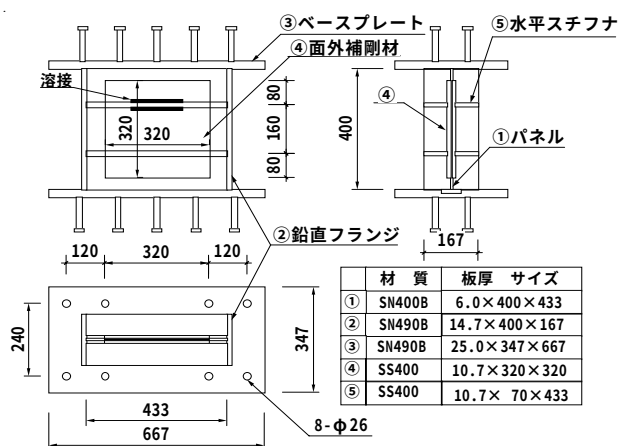


図-1 せん断抵抗材試験体

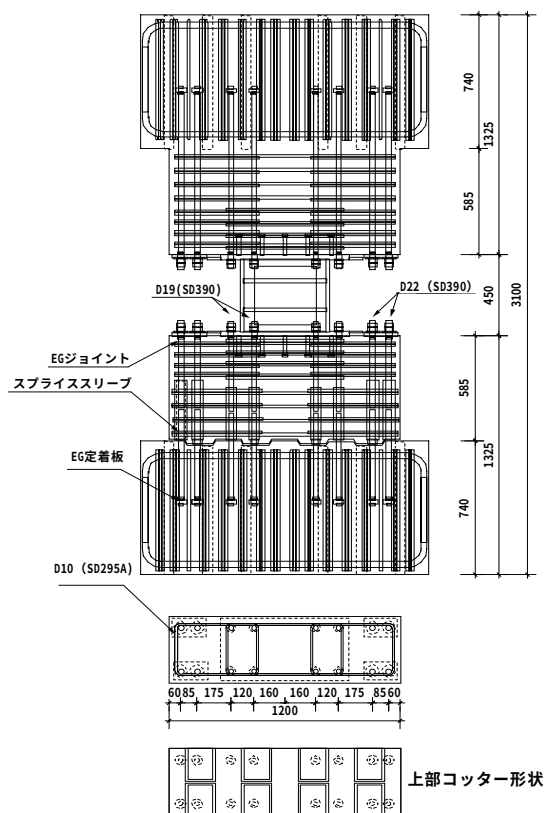


図-2 間柱型制震ダンパー試験体

面にグラウト材が容易に進入するように中央にスリットを設けている。

せん断抵抗材と支持部材とは、スタッド、及び鉄筋に JIS
ねじを摩擦圧接した EG ジョイントで、支持部材と上下梁
(スタブ) とは EG 定着板で一体化を図った。

機械式継手（スプライススリーブ）のグラウト材、およびコッター接合部注入グラウト材は、セメント系無収縮性高強度グラウト材を使用した。

実験のパラメータは初期軸力とし、試験体 No.1 には、長期軸力による柱の変形量に相当する軸変形が加わると想定し、初期軸力 400kN を加え、試験体 No.2 には初期軸力を加えなかった。

表-1 コンクリートの強度試験結果

試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比 ν	引張強度 σ_t (N/mm ²)
No.1	55.6	2.82	0.19	3.6
No.2	56.4	2.72	0.20	3.6

表-2 グラウト材の強度試験結果

試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比 ν	引張強度 σ_t (N/mm ²)
No.1	113	2.82	0.19	-
No.2	124	2.82	0.19	-

表-3 鋼材・鉄筋の強度試験結果

鋼材・鉄筋 (材質)	使用箇所	降伏点 σ_{sy} (N/mm ²)	引張強度 σ_{su} (N/mm ²)	伸び (%)
t=6 (SN400B)	パネル部	349	462	32.7
t=14.7(SN490B)	フランジ部	370	544	40.1
D22 (SD390)	主筋	442	617	27.6
D19 (SD390)	主筋	434	604	25.5
D10 (SD295)	フープ筋	340	478	22.9

2.2 加力方法

載荷装置を図-3に示す。本載荷装置は、鉛直方向に設置した2台の1200kNジャッキにより圧縮軸力および引張軸力を試験体に載荷するとともに、水平方向に設置した1200kNジャッキにより正負交番の繰り返し加力を行なうものである。

水平ジャッキにより試験体の高さの中央に水平力を加えた。またスタブ間の内法距離（鉛直ジャッキ長さ）を一定とすることにより、水平変形に伴い軸力を変動させる加力を行った。

加力制御は、部材の水平変位による変位制御とし、加力は、図-4に示すように、部材角R（スタブ間の内法距離Hに対する水平層間変位の比） $\pm 1, 3, 5, 7.5 (\times 10^{-3} \text{rad})$ で各2回、 $\pm 10 (\times 10^{-3} \text{rad})$ で20回、 $\pm 15, \pm 20 (\times 10^{-3} \text{rad})$ で各10回、 $\pm 30 (\times 10^{-3} \text{rad})$ で3回繰り返すスケジュールとした。

2.3 計測方法

変位計測項目は、間柱型制震ダンパーの層間変形、せん断抵抗材のせん断変形、面外方向変形、支持部材の水平変形、その他主要な位置で実施した。図-5に本報に使用した変位の計測位置、及び部材角R、せん断変形角 γ の定義を示す。

ひずみ計測は、せん断抵抗材のパネル、フランジ、スチフナ、及びせん断抵抗材から伝わってきた力が支持部材内でどのように流れるか、大略的に確認するために主要な主筋、せん断補強筋で実施した。

荷重の計測は、試験体に作用する水平方向荷重および鉛直方向荷重をジャッキ先端に取り付けられたロードセルの値から求めた。

その他、支持部材のひび割れ観察、せん断抵抗材の亀裂観察を実施した。

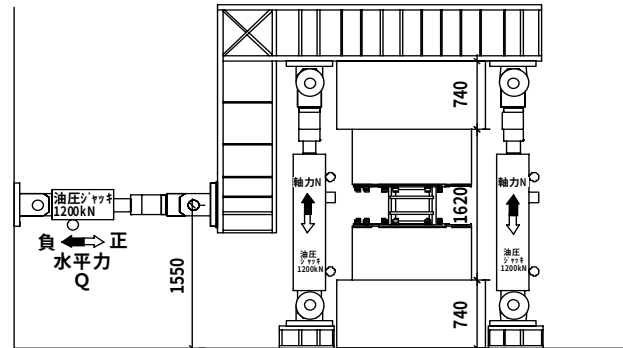


図-3 載荷装置

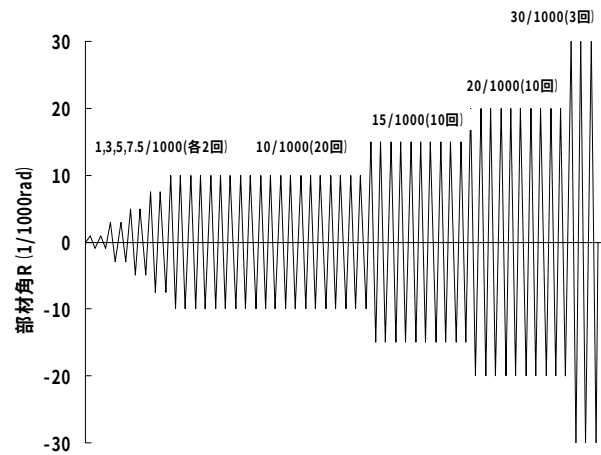


図-4 加力サイクル

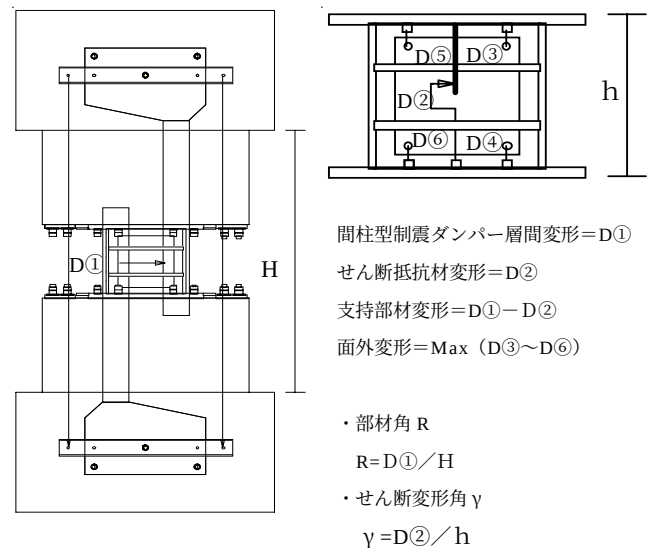


図-5 変位計測位置

3. 実験結果

3.1 実験経過

(1) セン断抵抗材

写真-1 に試験体 No.1 の部材角 $R=10$ ($\times 10^{-3}\text{rad}$) の変形状況、及び部材角 $R=30$ ($\times 10^{-3}\text{rad}$) の変形状況（破壊状況を）を示す。各試験体とも部材角 30 ($\times 10^{-3}\text{rad}$) の1回目の繰返しにおいてパネル右下(写真中 A)の溶接による熱影響部付近に、2回目の繰返しにおいてパネル左下(写真中 B)の溶接による熱影響部付近に亀裂が入ったが、亀裂が入った後も急激な耐力低下はなく、安定した履歴特性を示した。

図-6 に間柱型制震ダンパーの層間変形に占めるせん断抵抗材の変形の割合を示す。各試験体とも層間変形に占めるせん断抵抗材変形の割合は、部材角が大きくなるにつれ増加する傾向にある。また、同じ部材角で繰返し载荷を行うと徐々に減少する傾向がある。初期軸力を加えたことによって支持部材のひび割れが少なかった試験体 No.1 では層間変形の 90%程度がせん断抵抗材の変形で占めているが、試験体 No.2 は 75~80%程度で、繰返しによる割合の減少も大きかった。

図-7 にせん断変形角 γ とせん断抵抗材の面外方向変形の関係を示す。面外方向変形は面外補剛材の4隅に設置した変位計の最大値をプロットしている。なお、せん断変形角 γ はせん断抵抗材のパネル部高さ h に対するベースプレート間の水平変形の比とする。また、図-6 に示したように同じ部材角でもせん断抵抗材の変形が試験体によって同じではない。図-7 では参考で試験体 No.1 の部材角を第2軸として示しているため、第2軸(部材角)上では試験体 No.2 のプロットが少しずれている。パネル面外方向変形は、変形に伴い徐々に増大するが、部材角 10 ($\times 10^{-3}\text{rad}$) では 0.6mm 程度、部材角 20 ($\times 10^{-3}\text{rad}$) で 2mm 程度であり、パネルに亀裂などの発生は見られなかった。同じ部材角で比較すると、試験体 No.1 の方が面外変形が若干大きくなっているが、これは初期軸力を与えたことに起因していると考えられる。

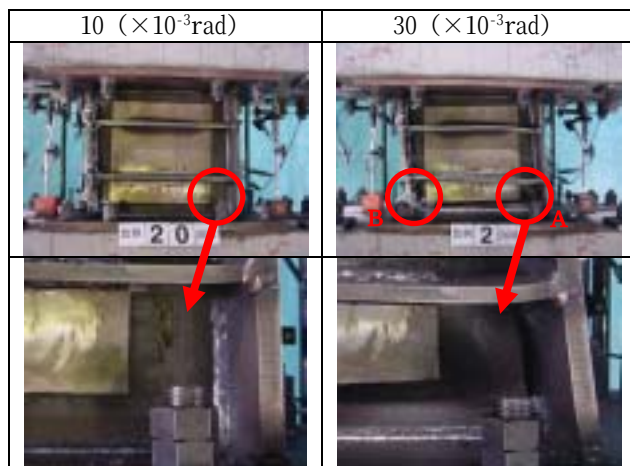


写真-1 変形及び破壊状況 (No.1)

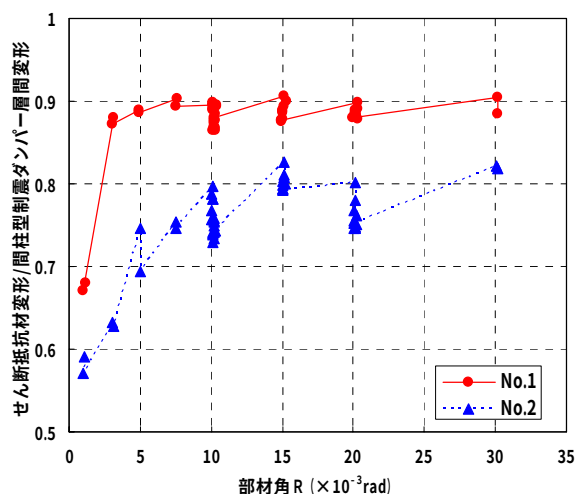


図-6 セン断抵抗材変形の割合

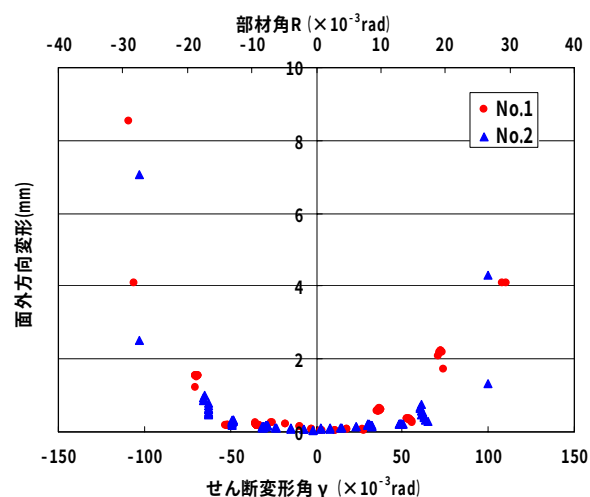


図-7 セン断抵抗材面外方向変形

(2) 支持部材

写真-2 に試験体 No.1, No.2 の部材角 $R=10$ ($\times 10^{-3}\text{rad}$) のひび割れ写真を示す。

試験体 No.1 は部材角 5 ($\times 10^{-3}\text{rad}$) で支持部材にせん断ひび割れが発生し、部材角 10 ($\times 10^{-3}\text{rad}$) でせん断抵抗材のベースプレートと支持部材に肌分かれが生じた。部材角 10 ($\times 10^{-3}\text{rad}$) でのひび割れ幅は 0.15mm 程度であった。一方、試験体 No.2 は部材角 3 ($\times 10^{-3}\text{rad}$) で支持部材にせん断ひび割れが発生し、部材角 5 ($\times 10^{-3}\text{rad}$) でせん断抵抗材のベースプレートと支持部材に肌分かれが生じた。部材角 10 ($\times 10^{-3}\text{rad}$) でのひび割れ幅は 0.2mm 程度であった。

最終的に支持部材全体にひび割れが生じたが、特にせん断抵抗材の鉛直フランジ近傍(写真中 C)で局所的な力が加わり、ひび割れ幅が大きくなった。鉛直フランジはせん断抵抗材の水平せん断力に伴う部材軸方向力を負担するために、フランジ周辺の主筋に大きな力が集中したためだと考えられる。

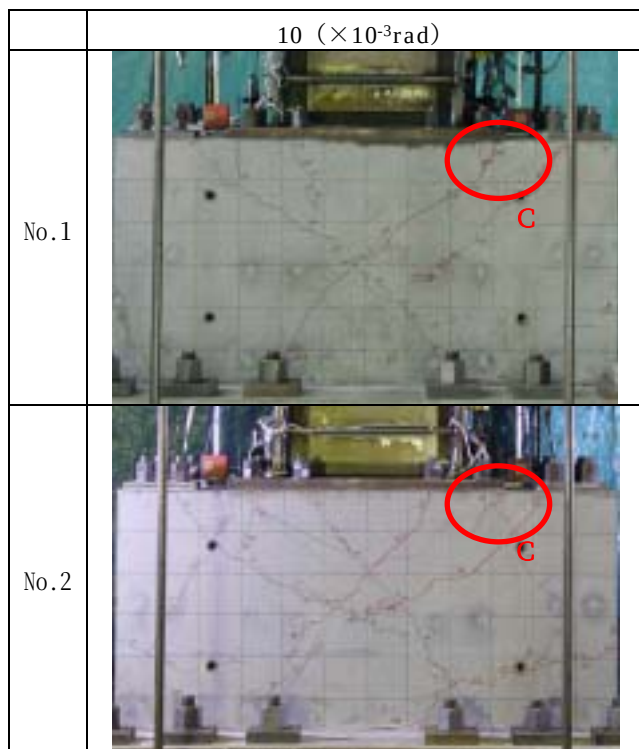


写真-2 ひび割れ観察

3.2 荷重変形関係

図-8から図-11に、間柱型制震ダンパー、せん断抵抗材、および支持部材の荷重変形関係と軸力を示す。

試験体 No.1 では部材角 $15 (\times 10^{-3}\text{rad})$ 、試験体 No.2 は部材角 $10 (\times 10^{-3}\text{rad})$ より、支持部材のひび割れのために荷重0付近でスリップ現象が現れてくるが、各試験体とも大変形下でも耐力低下を生じず、最終的に部材角 $30 (\times 10^{-3}\text{rad})$ では 1000kN に達し、安定したエネルギー吸収量の大きい紡錘型の履歴を描いている。

せん断抵抗材は、せん断変形角 $3 (\times 10^{-3}\text{rad})$ 、荷重が 500kN を越えた付近で降伏した。初期サイクルでは比較的大きなひずみ硬化を示したが、大変形下でも耐力低下をすることもなく、せん断変形角 $100 (\times 10^{-3}\text{rad})$ まで安定したエネルギー吸収量の大きい紡錘型の履歴を描いている。

支持部材は、軸力の影響が現れ、初期軸力を加えた試験体 No.1 は初期軸力のない試験体 No.2 に比べて変形が小さかった。試験体 No.1 は部材角 $2.4 (\times 10^{-3}\text{rad})$ 、試験体 No.2 は部材角 $1.2 (\times 10^{-3}\text{rad})$ 付近でひび割れにともなう剛性低下が生じ、最終的に部材角 $30 (\times 10^{-3}\text{rad})$ ではそれぞれ変形量は 4mm 、 8mm 程度となった。

軸力は水平変形が大きくなるにつれ大きくなるが、水平荷重が0付近(図中D)では軸力は抜ける荷重変形関係を示した。試験体 No.2 で 8kN 程度の引張軸力が発生したが、その他は常に圧縮軸力が発生していた。

3.3 ひずみ分布

(1) せん断抵抗材

図-12 にせん断抵抗材の鉛直フランジのゲージ添付位置を、図-13、図-14 に正側加力時の試験体 No.1、試験体 No.2

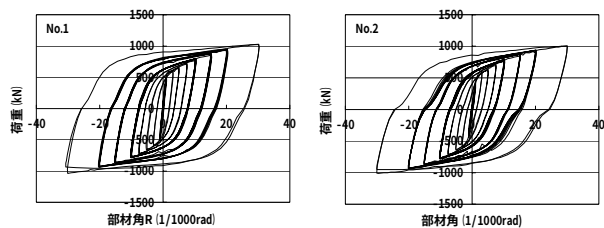


図-8 荷重－変形関係（間柱型制震ダンパー）

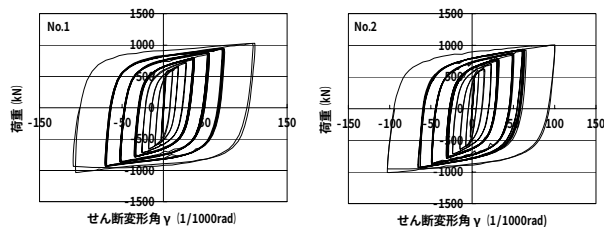


図-9 荷重－変形関係（せん断抵抗材）

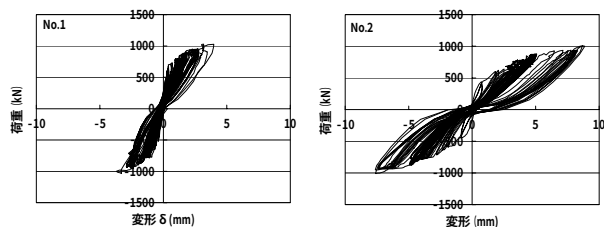


図-10 荷重－変形関係（支持部材）

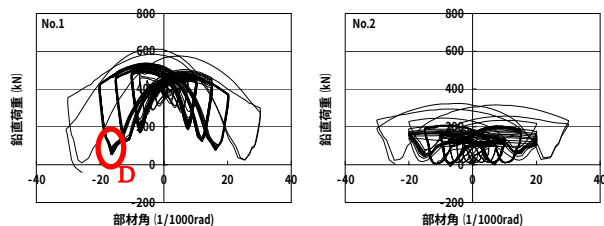


図-11 軸力

の各部材角における鉛直フランジのひずみ分布を示した。

各試験体とも部材角 $5 (\times 10^{-3}\text{rad})$ 付近でフランジの上下端部が塑性ひずみを越えている。ただし、せん断抵抗材の鉛直フランジ上下端部が降伏した後、水平変形が進み軸力が増加しても、せん断抵抗材の履歴特性には特に問題は生じなかった。

せん断抵抗材の鉛直フランジは、早期に上下端部にヒンジを生じることでパネルのせん断塑性変形を生じさせ易くしている。また、鉛直フランジの内側と外側のひずみの符号が逆になっていることより、フランジ内部に直応力が0となる位置が存在することがわかる。

(2) RC 支持部材

図-15、図-16 に支持部材の変形が大きかった試験体 No.2 の部材角 $10 (\times 10^{-3}\text{rad})$ までの主筋ひずみ分布、フープ筋ひずみ分布を示す。

せん断ひび割れが発生した部材角 $3 (\times 10^{-3}\text{rad})$ で、主

筋ひずみが大きくなった。

B, C断面では、せん断抵抗材引張側フランジの鉄筋(B断面：正側加力時(⑤, ⑥), 負側加力時(③, ④) / C断面：正側加力時(③, ④), 負側加力時(⑤, ⑥))で大きなひずみが発生しており、部材角 $10 (\times 10^{-3} \text{rad})$ の正側加力時でB断面主筋⑥, C断面主筋③が降伏している。また、せん断抵抗材を留めていない主筋①, ②, ⑧にはほとんどひずみが発生していない。

A, D断面では、降伏した主筋は見られない。また, B, C断面でほとんどひずみが発生していなかった主筋①, ②, ⑧にもひずみが発生しており、せん断抵抗材より主筋③～⑥に伝えられた力が支持部材内部で主筋①, ②, ⑧にも分散されて、スタブに伝達されている。

主筋同様、せん断ひび割れが発生した部材角 $3 (\times 10^{-3} \text{rad})$ で、フープ筋のひずみが大きくなった。

E, G断面では、せん断抵抗材に近いフープ筋ほど大きなひずみが発生しており、部材角 $10 (\times 10^{-3} \text{rad})$ でE断面フープ筋①が降伏している。

F断面では、支持部材のひび割れ位置に近いフープ筋④のひずみがもっとも大きくなっている。

試験体 No.1 も同様に、主筋③, ⑥などに大きなひずみが発生するといったひずみ分布の傾向は同じであったが部材角 $10 (\times 10^{-3} \text{rad})$ までに降伏した鉄筋はなかった。

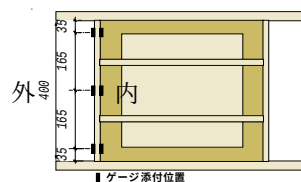


図-12 ゲージ添付位置

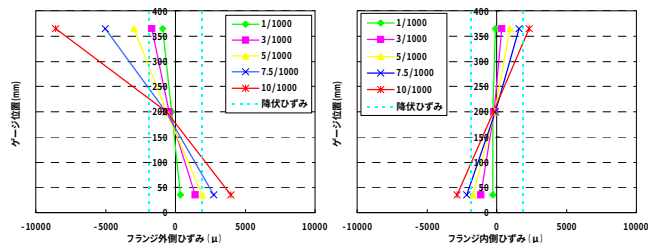


図-13 鉛直フランジひずみ分布図(No.1)

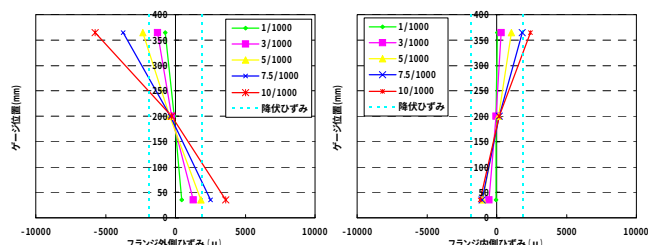


図-14 鉛直フランジひずみ分布図(No.2)

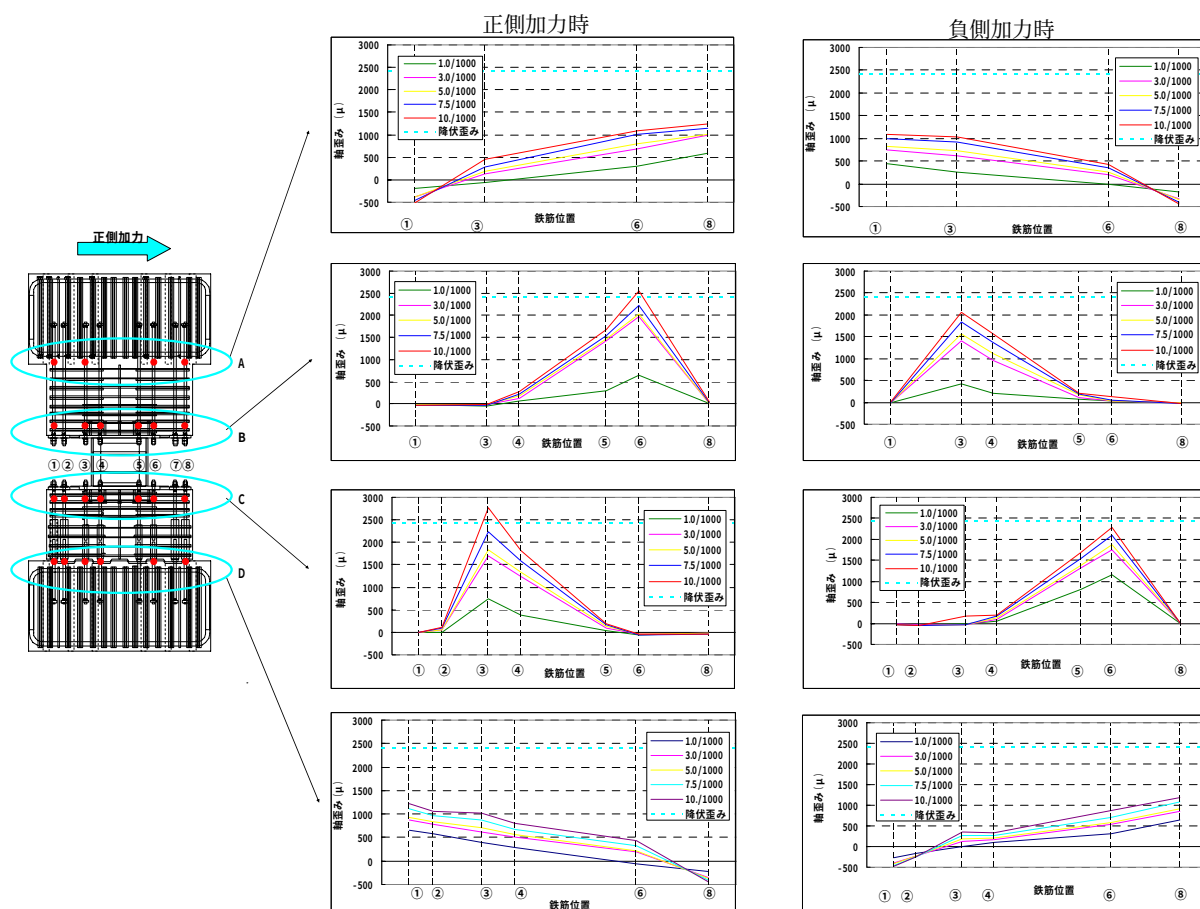


図-15 主筋ひずみ分布図 (No.2)

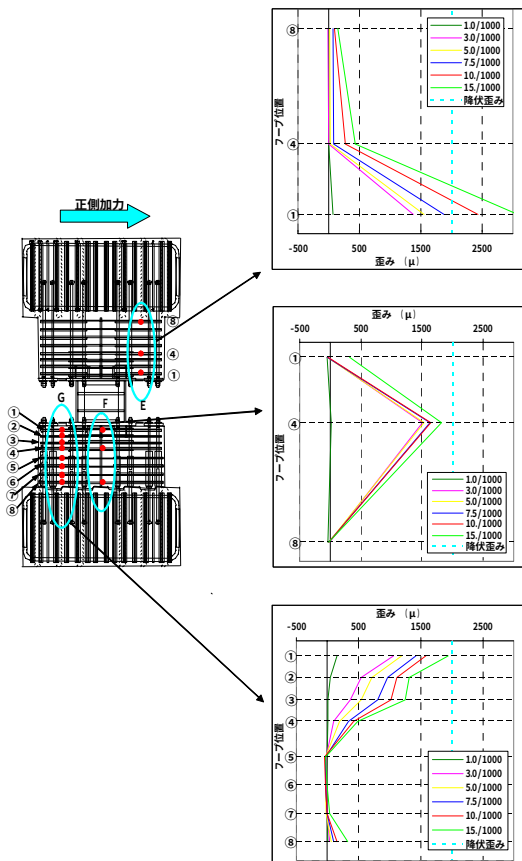


図-16 フープ筋ひずみ分布図 (No.2)

3.4 セン断抵抗材の変形性能とエネルギー吸収性能

本報では間柱型制震ダンパーの耐力が最大耐力の9割になるまでを性能評価の対象とした。

図-17, 図-18に実験で得られた荷重－変形関係より求めたせん断抵抗材の累積変形を示す。試験体 No.1 は部材角 $30 (\times 10^{-3} \text{rad})$ の3回目正側ピークで、試験体 No.2 は部材角 $30 (\times 10^{-3} \text{rad})$ の3回目負側ピークで最大耐力の9割以下の耐力となった。試験体 No.1 は部材角 $30 (\times 10^{-3} \text{rad})$ の2回目負側載荷、試験体 No.2 は部材角 $30 (\times 10^{-3} \text{rad})$ の3回目正側載荷までを対象とした。

各試験体とも累積変形が片振幅で1.5m以上有しており、十分な累積変形性能を保有していることがわかる。

表-4 には、間柱型制震ダンパーの耐力が最大耐力の9割まで低下した時点までの間柱型制震ダンパー全体、せん断抵抗材負担分の各履歴吸収エネルギー量を示す。

間柱型制震ダンパーの履歴吸収エネルギー量は、そのほとんどがせん断抵抗材の塑性化によって負担されており、間柱型制震ダンパーに占めるせん断抵抗材のエネルギー吸収比率が高いことがわかる。

試験体 No.2 は試験体 No.1 の9割程度の履歴吸収エネルギー量となっている。これは、図-6で示したように、同じ部材角でも、支持部材の変形によりせん断抵抗材の変形量が異なり、試験体 No.2 では試験体 No.1 の8～9割程度になっているためである。支持部材の変形が吸収エネルギー量に与える影響は大きいことがわかる。

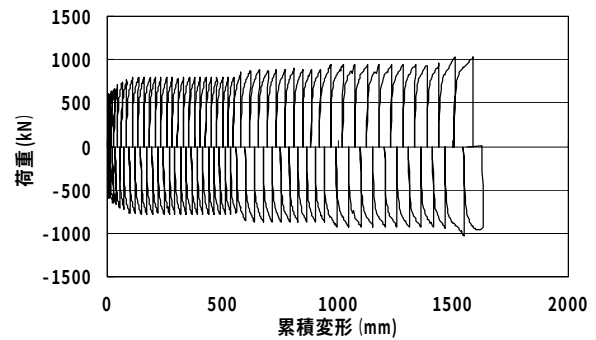


図-17 荷重－累積変形関係 (No.1)

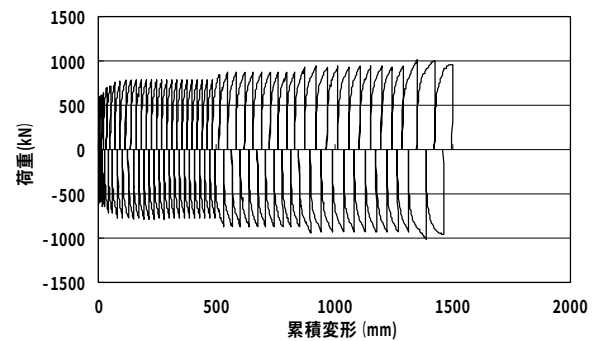


図-18 荷重－累積変形関係 (No.2)

表-4 履歴吸収エネルギー量の比較

	間柱型 制震ダンパー	せん断抵抗材	せん断抵抗材 負担比率
No.1	2335	2320	0.99
No.2	2126	2082	0.98
No.2/No.1	0.91	0.90	—

単位 (kN・m)

3.5 計算値による比較

(1) セン断ひび割れ強度

支持部材のせん断ひび割れ発生時 (No.1: 部材角: $5 \times 10^{-3} \text{rad}$ / No.2 部材角: $3 \times 10^{-3} \text{rad}$) のせん断ひび割れ強度について、下式⁴⁾による計算値と実験値の比較を行った。

$$V_c = \phi \cdot (\sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_o}) \cdot b \cdot D / 1.5$$

V_c : セン断ひび割れ強度 (N/mm²)

ϕ : 耐力係数 (=1.0)

σ_t : コンクリートの引張強度 ($=0.33 \sqrt{\sigma_o}$) (N/mm²)

σ_o : 作用圧縮応力度 ($=N/(B \cdot D)$) (N/mm²)

b : RC 支持部材の幅 ($=367$) (mm)

D : RC 支持部材のせい (mm)

図-16に支持部材のせいDの取り方を示す。Dの取り方は、せん断力がRC支持部材全断面に有効に働くとは考えにくいため、圧縮縁からせん断抵抗材のベースプレート端まで ($D=934\text{mm}$) とする。なお、参考値として全断面を考慮した場合 ($D=1200\text{mm}$) も算定している。

計算値との比較を表-5に示す。各試験体ともせん断ひび割れ発生時のせん断力は、RC 支持部材のせいDの値を934mmとした場合の結果とほぼ一致する。

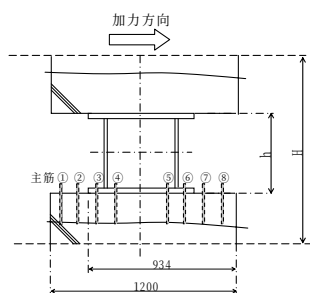


図-16 RC 支持部材のせいの取り方

表-5 せん断ひび割れ強度式との比較

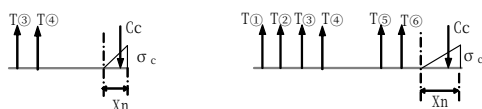
	部材角 rad	実験値 (kN)	計算値(kN)	
			D=934mm	D=1200mm
No.1	5×10^{-3}	655	695	893
No.2	3×10^{-3}	595	601	763

(2) 主筋歪み

試験体 No.2 (部材角 7.5×10^{-3} rad 時) の RC 支持部材主筋に生じる歪みについて計算値との比較を行った。引張力は以下の方法により算定する。

- ①制震パネルに生じているせん断力Qに対して、反曲点を $0.5h(H)$ として曲げモーメントを算定する。
- ②RC 支持部材頭部 (範囲 a) および脚部 (範囲 b) に対してそれぞれ図-17に示す RC 基準⁵⁾の釣り合い条件により主筋の引張力を算定する。

図-18に正加力時の実験値と計算値との主筋軸歪みを示す。軸歪みの分布については、範囲 a、bとも、実験値と計算値はほぼ同様の傾向を示している。



T①～⑥：主筋①～⑥の引張力，Xn：圧縮縁から中立軸までの距離

図-17 釣り合い条件

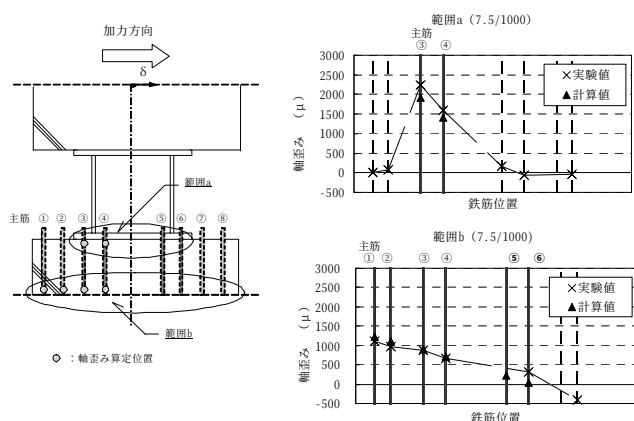


図-18 主筋軸歪み

4. まとめ

間柱型制震ダンパーの漸増載荷実験を行い、その結果から以下のことが明らかになった。

- 1)初期軸力を与えると、パネル面外方向変形は若干大きくなるが、支持部材のひび割れは小さくなった。
- 2)間柱型制震ダンパーは、変形にともない支持部材にひび割れが生じたが、大変形下でも耐力低下を生じず、部材角 $30 (\times 10^{-3} \text{rad})$ まで安定したエネルギー吸収性能を有している。
- 3)せん断抵抗材は早期に鉛直フランジ上下端にヒンジを形成し、パネルにせん断変形を生じやすくさせている。
- 4)間柱型制震ダンパーは十分な累積変形性能とエネルギー吸収性能を保有している。
- 5)せん断ひび割れ強度式⁴⁾で RC 支持部材せいの値を圧縮縁からせん断抵抗材のベースプレート端までとした計算とほぼ一致した。
- 6)主筋歪みの分布は、実験値と計算値でほぼ同様の傾向を示していた。

謝辞：本研究の実施に当たり、貴重な御意見や御指導を頂きました広島工業大学 玉井宏章助教授に厚く御礼を申し上げます。また、実験および実適用に当たり東雲 UDC 作業所 (前田・ハザマ・長谷工 JV) に多大なご協力を頂いた。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 龍神弘明, 岩岡信一, 森下真行, 藤波健剛, 斉藤芳人, 玉井宏章：普通鋼を用いたせん断抵抗材の履歴特性と極低サイクル疲労特性, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp.2737-2742, 1998
- 2) 玉井宏章, 近藤一夫, 花井正実, 岩岡信一, 龍神弘明, 藤波健剛：普通鋼を用いた制振ブレースエネルギー吸収部材のパネル面外補剛効果とエネルギー吸収性能について, 構造工学論文集, VOL.44B,
- 3) 金澤寛, 玉井宏章, 近藤一夫, 花井正実, 藤波健剛：普通鋼を用いた制振ブレースせん断抵抗材のパネル面外補剛条件, 鋼構造年次論文報告集, 第 8 巻, 2000
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, p141, 1999
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 1999