

## 低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーの実験的研究

## EXPERIMENTAL STUDY ON COUPLING BEAMS USING LOW YIELD STRENGTH STEEL

佐藤 宏貴, 島崎 和司, 黒瀬 行信, 熊谷 仁志, 戸沢 正美

Hiroki SATOU, Kazushi SHIMAZAKI, Yukinobu KUROSE, Hitoshi KUMAGAI and Masami TOZAWA

This paper describes an experimental study on coupling beams reinforced with low yield strength steel. The coupling beams are constructed between multi-story shear walls in a reinforced concrete high-rise building and expected to enhance earthquake resistance of the building by dissipating seismic energy with plastic deformation reversal in the low yield strength steel. Four specimens were fabricated with reinforced concrete and H section steel for modeling various details of the coupling beams. These were tested under seismic loading conditions. Test results showed that the details of the beams had a significant influence on energy-dissipating ability and the level of damage under seismic actions.

**Keywords:** Reinforced concrete, Damage control design, Coupling beams, Low yield strength steel

鉄筋コンクリート構造, 損傷制御設計, 境界梁, 低降伏点鋼

## 1. はじめに

超高層鉄筋コンクリート造は、その適度の剛性と耐震安全性により居住性に優れた構造形式として、特に住宅に多く用いられている。それらの多くは、構造性能の明確さのため、純ラーメン構造が用いられてきた<sup>1)</sup>。近年、使用性能の向上や中小地震時の居住性改善、大地震時の安全性の向上を目指して、コア型耐震壁の利用や制振構造の導入が行われるようになってきた<sup>2)~6)</sup>。

図1に示したようなコア型連層耐震壁を用いた構造形式をとる場合、耐震壁に連結される境界梁は短スパンであり、地震時に大きな変形とせん断力を受ける。この境界梁部分に低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーを組み込むことで地震応答を低減できる事が中島ら<sup>7)</sup>により確認されている。このような制振架構により中小地震時の損傷制御、大地震時の安全性の確保が可能と考えられる。境界梁ダンパーの形式としては、耐震壁に鋼材を埋め込む形式と、そうでない形式が考えられるが、施工上は耐震壁に埋め込まない形式が望ましい。耐震壁に鋼材を埋め込まない形式は、根巻き型鉄骨柱脚と同等の接合形式となり、既往の研究<sup>8)</sup>では、根巻主筋の曲げ降伏、根巻せん断補強筋の降伏、根巻頂部コンクリートの局部破壊、根巻主筋の付着破壊、根巻頂部の縦亀裂による破壊など、様々な破壊モード

が明らかにされており、耐荷機構、損傷等の評価には接合ディテールの検討が重要となる。

鉄筋コンクリート部材と鋼構造を組み合わせた梁形式としては、

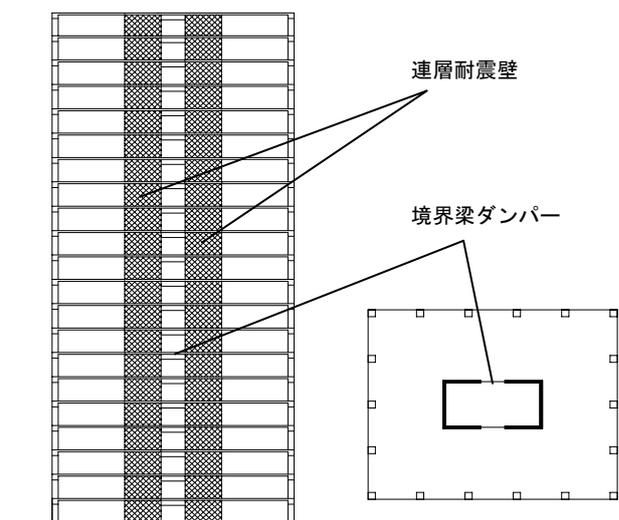


図1 プロトタイプ建物

\*1 神奈川大学大学院

\*2 神奈川大学 工学部建築学科 助教授・博士 (工学)

\*3 清水建設 (株) 設計本部 副部長・博士 (工学)

\*4 清水建設 (株) 技術研究所 主任研究員

\*5 清水建設 (株) 設計本部 設計長

Graduate School, Kanagawa University

Associate professor, Kanagawa University, Dr. Eng.

Deputy General Manager, Design Division, Shimizu Corporation, Dr. Eng.

Senior Research Engineer, Institute of Technology, Shimizu Corporation

Design Chief, Design Division, Shimizu Corporation

C.S. Beam 構法設計指針<sup>9)</sup>があるが、ダンパーとしての使用を想定したものではなく、ダンパーとして用いるには接合ディテールの検討が必要となる。

境界梁ダンパーは、接合部のディテールによって安全性に直結する構造性能や、使用性に直結する中・大地震後の修復性、さらには建設コスト、施工性が異なると考えられる。本研究では、部材性能、施工性、修復性を考慮した境界梁ダンパー部材の接合部ディテールをパラメーターとした実験から、設計手法の確立に必要と思われる、耐力、応力伝達、損傷等の基礎データを取得するものとする。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

図2に境界梁ダンパー試験体の形状寸法を示す。ダンパー部には降伏点のばらつきが少なく、伸び性能に優れた低降伏点鋼(SLY225)を用いた。ダンパー部に低降伏点鋼を用いることにより、SN 材などの構造材に比べ降伏点のばらつきが少なくなるため、設計時において性能評価が明快で、かつ、根巻き部の損傷評価がクリアとなる。また伸び能力に優れていることより、大地震後の再利用も十分可能になると考えられる。

試験体は低降伏点鋼を用いたダンパーを中央に組み込んだ境界梁と、耐震壁の一部を取り出したもので、スケールは実際の約1/2としている。ダンパーとなる低降伏点鋼は図2に示すように、鉄骨(H鋼)の中央ウェブに溶接により組み込み、この低降伏点鋼を境界梁の他の変形要素よりも先行してせん断降伏させる事でエネルギーを吸収させる。このため、根巻き部の固定度がエネルギー吸収能力にとって重要となる。

試験体は、根巻き部の主筋、せん断補強筋、中子筋、腹筋、根巻部長さを全試験体共通とし、鉄骨埋め込み長さ、ベースプレート・アンカーボルトの有無をパラメータとした4体とした。試験体の設計は、鋼管構造設計施工指針<sup>10)</sup>、鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準<sup>11)</sup>、および鉄骨柱脚についての既往の研究<sup>8)</sup>を参考に行った。ダンパーウェブの降伏せん断耐力は最大速度250mm/secの中地震程度からエネルギー吸収を行う事を想定し

て設定した。根巻き部の設計は、ダンパーウェブの降伏せん断耐力を1.5倍したものをダンパー部に作用するせん断力とし、曲げモーメントに対しては余裕度を1.3、せん断力に対しては鉄骨の反力によるせん断力の増分も含めて余裕度を1.35としている。

各試験体ダンパー部形状を図3に、試験体一覧を表1に示す。No.1試験体はベースプレート無しでH鋼が耐震壁内に埋め込まれる形状、No.2試験体はベースプレート有りで、アンカーボルトのみが耐震壁内に埋め込まれる形状、No.3試験体はNo.2試験体のアンカーボルトが無い形状、No.4試験体は鉄骨

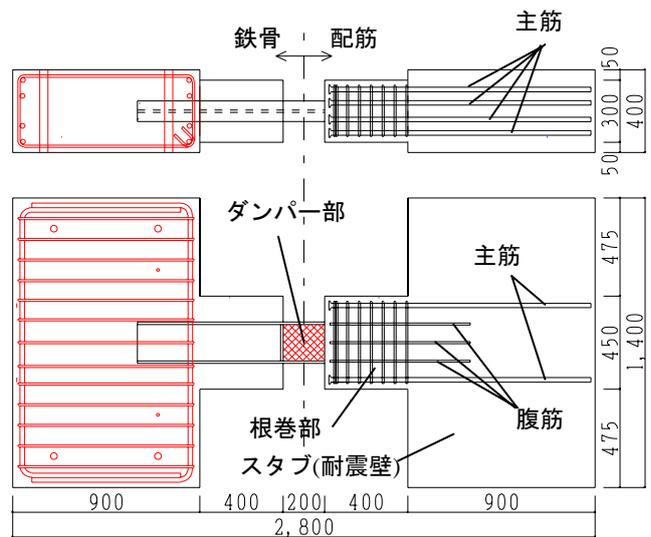


図2 試験体形状寸法

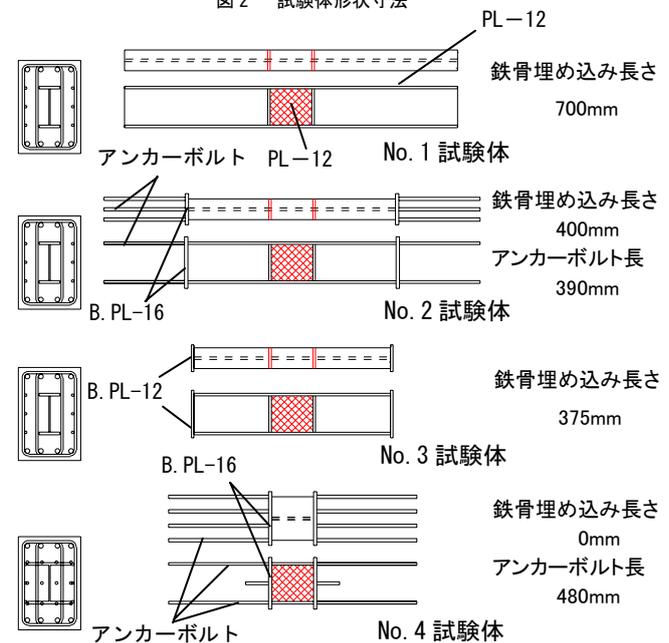


図3 各試験体ダンパー部形状

表1 試験体一覧

試験体	鉄骨・ダンパー部形状 (SS400)	ベースプレート (SS400)	アンカーボルト (SD345)	根巻形状 (mm)	ダンパーウェブ寸法 (SLY225)	主筋 (SD490)	せん断補強筋 中子筋 (SPR785)	腹筋 (SD295A)
No.1		-	-	450×300	PL-12×176	8-D22	D10-@57	6-D10
No.2	H-200×100×12×12	B.PL-16	6-D13					
No.3		B.PL-12	-					
No.4	H-200×210×12×12	B.PL-16	12-D16					

表2 使用材料の機械的性質

コンクリート	Fc45(N/mm <sup>2</sup> )	鋼材						
		SS400 PL-16	SS400 PL-12	SLY225 PL-12	SD490 D22	SPR785 D10	SD345 D16	
圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	52	281	287	219	537	861	446	
引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	3.7	447	448	319	699	1024	546	
ヤング係数(×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	3.33	21.0	19.2	19.8	19.6	20.5	19.2	

を根巻とせずにアンカーボルトでダンパーを固定する形状とした。No.4 試験体のアンカーボルトはフランジ部に各 4 本、中央部に 4 本の片側計 12 本で、中央部アンカーボルトはせん断力のみを負担させるので、他のアンカーボルトより短くなっている。鉄骨フランジは、アンカーボルトの必要耐力上断面を大きくしている。アンカーボルトはスタッド溶接により取り付けた。

使用材料の機械的性質を表 2 に示す。

## 2.2 加力方法

加力装置を図 4 に示す。試験体は 90° 回転して取り

付け、試験体の中央高さにとりつけた主アクチュエーターにより変位制御による正負交番繰返し载荷とした。また、上下スタブ間の水平を保ちながら軸力が加わらないように加力装置上部に取り付けた副アクチュエーターで連続制御した。加力サイクルは図 5 に示すとおりで、部材角  $R=1/2000$  を想定ひび割れ荷重、 $R=1/1000$  をダンパー想定降伏荷重から設定した。またプロトタイプ建物の動的フレーム解析結果から、 $R=1/400 \sim 1/200$  を最大速度 250mm/sec レベル地震動における応答部材角、 $R=1/100$  を最大速度 500mm/sec、 $R=1/50$  を最大速度 750mm/sec レベル地震動における応答部材角に設定した。 $R=1/100$  の繰返し回数は 500mm/sec レベル地震動入力時のダンパー部材での消費地震エネルギーを、その時の最大振幅のみで繰返して消費するのに必要な回数として設定した。

## 3. 実験結果

### 3.1 実験経過

写真 1 に  $R=1/100$  のひび割れ状況、写真 2 に最終状況( $R=1/20$ )を示す。全試験体とも  $R=1/2000$  で根巻端部の曲げひび割れ、 $R=1/1000$  程度で根巻頂部に鉄骨支圧によるひび割れ、 $R=1/400$  で根巻部せん断ひび割れ、ダンパーウェブの降伏を確認した。 $R=1/100$  以上の変形では、せん断ひび割れ、曲げひび割れが増加していき、また根巻頂部で鉄骨の支圧によるめり込み変形、鉄骨の引き抜きが目視でも確認できた。 $R=1/200$ 、 $1/100$  では全試験体とも曲げひび割れ、せん断ひび割れの本数・幅は少なく、修復が容易な状態であった。 $R=1/200$  では全試験体修復無しでも再使用可能と考えられ、 $R=1/100$  においても No.4 試験体を除き、荷重 0 時の残留ひび割れ幅は小さくそのまま再使用可能と考えられる。No.4 試験体はアンカーボルトの付着劣化によるひび割れ、ダンパーの引き抜き、ダンパー端部の支圧による変形が大きく、最終的にはアンカーボルト、せん断補強筋の降伏によりダンパー部の変形が元に戻らなくなり修復が困難な状態となった。

### 3.2 荷重—水平変形関係

図 6 にスタブ間の水平変形から作成した荷重—水平変形関係を示す。全試験体とも歪硬化により耐力が上昇しているが、最大変形角まで耐力の劣化は無く、鋼と同等な履歴を描いている。また、荷重 0 付近でスリップが確認でき、その大きさは No.1・No.2→No.3→No.4 試験体の順に大きくなっている。

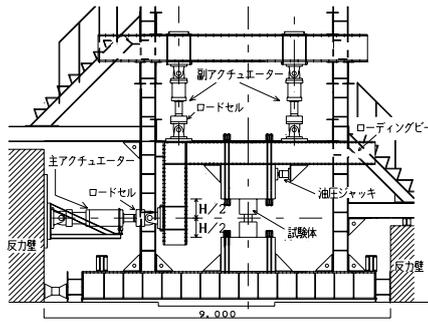


図 4 加力装置

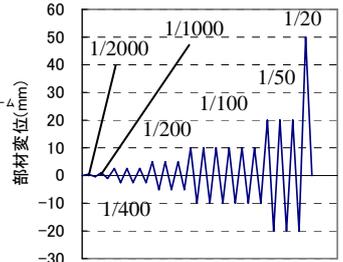
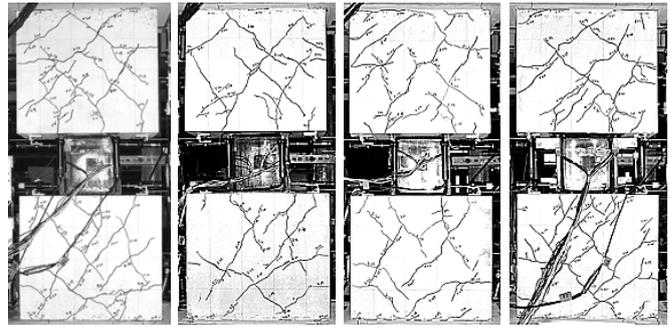


図 5 加力サイクル



No. 1 試験体 No. 2 試験体 No. 3 試験体 No. 4 試験体  
写真 1 ひび割れ状況 ( $R=1/100$ )

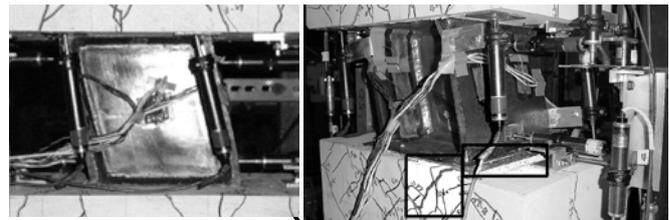
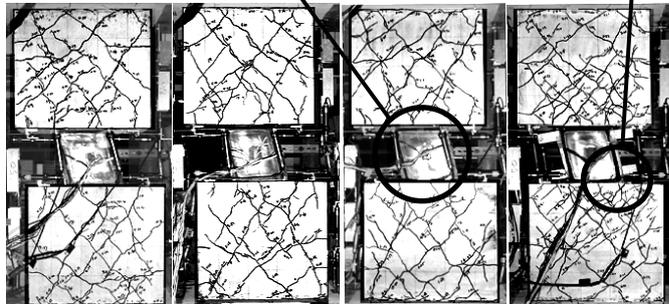


写真 2 最終状況 ( $R=1/20$ )



No. 1 試験体 No. 2 試験体 No. 3 試験体 No. 4 試験体  
写真 2 最終状況 ( $R=1/20$ )

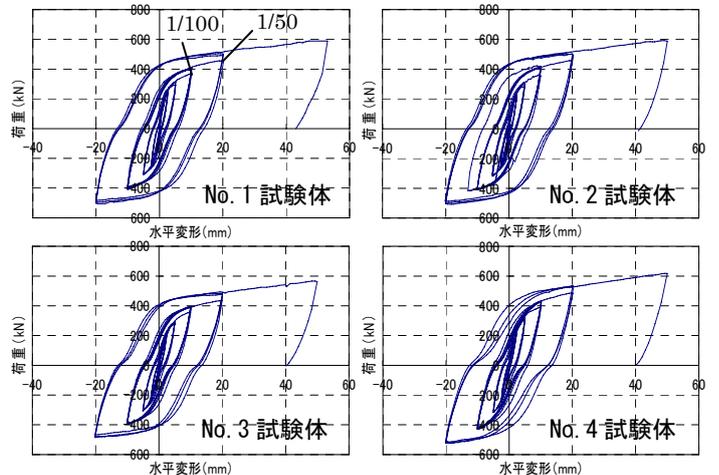


図 6 荷重—水平変形関係

#### 4. 実験結果の検討

##### 4.1 荷重－変形関係の包絡線と計算値の比較

図7に荷重－変形関係の算定方法の概要、図8に荷重－変形関係の包絡線と計算値の比較を示す。荷重－変形関係の計算値は境界梁を単一の梁と考え、根巻部の荷重－変形関係を SRC 梁

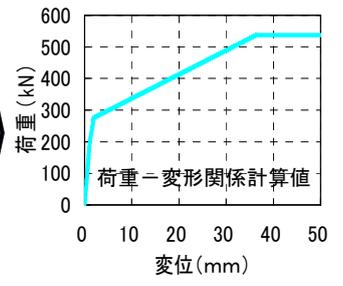
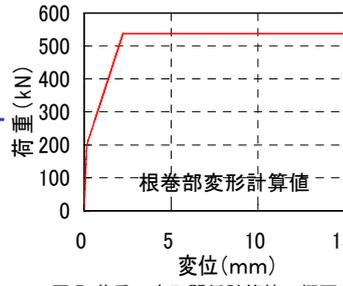
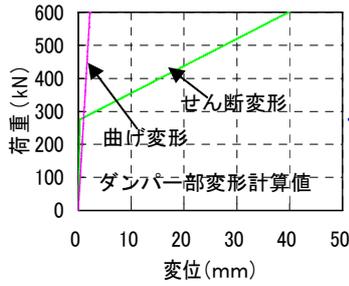


図7 荷重－変形関係計算値の概要

の初期剛性、RC 梁としてのひび割れ荷重、降伏荷重、剛性低下率<sup>12)</sup>を用いて計算し、それにダンパー部の曲げ変形、せん断変形分を加えることにより算出した。計算値のモデルは No.3 試験体を想定している。図8中の計算値1は、ダンパー部ウェブの降伏後のせん断剛性を弾性せん断剛性に対し0%、計算値2は1%、計算値3は1.5%としたもので、根巻主筋の降伏点強度として、計算値1、2は規格降伏点強度、計算値3は実降伏点強度を用いている。また、根巻主筋降伏後の剛性は0としている。実験結果では  $R=1/20$  で根巻主筋がほぼ降伏ひずみに到達している。荷重－変形関係の実験値の包絡線と計算値2,3はおおむね対応しており、ダンパー部の荷重－変形関係を適切に評価すれば合成部材として算定できると考えられる。また、境界梁ダンパーの信頼強度としては鋼材の規格降伏点強度を用い、上限強度としては降伏後の歪硬化を適切に評価したものに安全率を考慮すれば良いと考えられる。最大荷重は No.4 試験体が大さいが、これはフランジ断面が他の試験体よりも大きく、フランジ自体の曲げ降伏による耐力が無視できない事を示している。

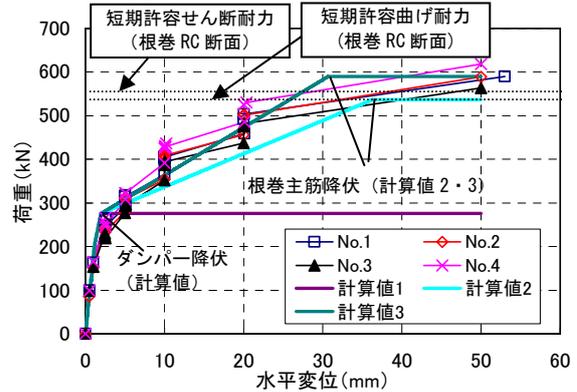


図8 荷重－変形関係の包絡線と計算値の比較

##### 4.2 変形成分比

図9に変形成分比の変形量に伴う変化を示す。ダンパー支圧によるめり込み変形は実測による値で、ダンパー部変形は上下根巻頂部の水平変位差である。また根巻部曲げ変形は曲率から、根巻部せん断変形は根巻部変形から根巻部曲げ変形を差し引いて求めた値である。図9では、根巻部の鉄骨埋め込み長さの減少に伴い、No.1 試験体から No.4 試験体に向かうほど根巻部曲げ変形の割合が増加しており、その分ダンパー部の変形が減少し、スリップや繰り返し後の剛性低下など履歴形状に影響を与えていると考えられる。また、No.4 試験体ではダンパー端部の支圧めり込み変形成分が大きくなっている。

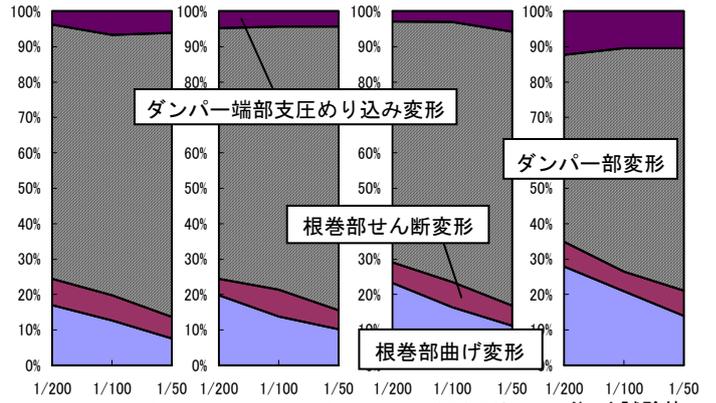


図9 変形成分比

##### 4.3 ひずみ分布

図10にダンパーウェブ・せん断補強筋ひずみ分布 ( $R=1/400$ ) を、

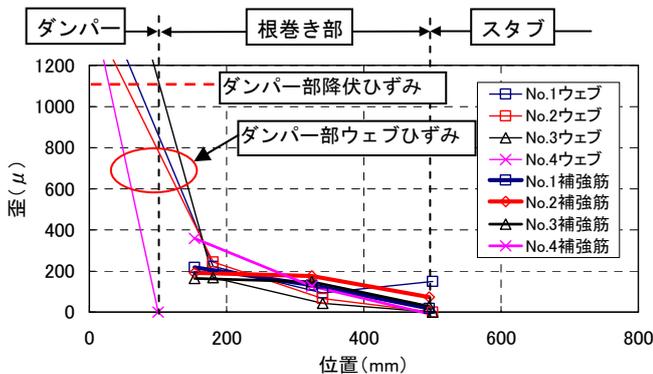


図10 ダンパーウェブ・せん断補強筋ひずみ分布 ( $R=1/400$ )

図11に鉄骨フランジ・アンカーボルト、根巻主筋ひずみ分布 ( $R=1/50$ ) を示す。ダンパーウェブは3軸ゲージの値から求めた主ひずみの値をとった。図10のせん断ひずみでは、全試験体でダンパ

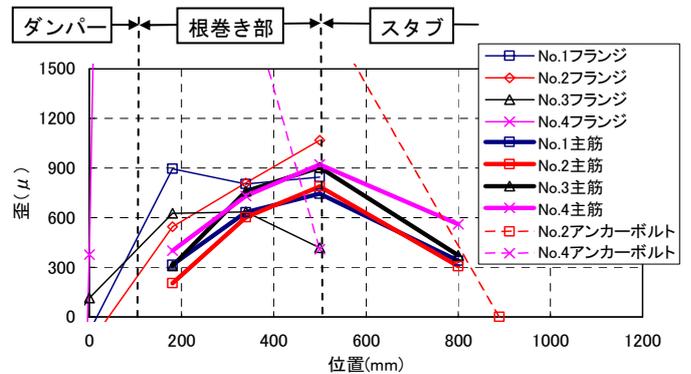


図11 鉄骨フランジ・アンカーボルト、根巻主筋ひずみ分布 ( $R=1/50$ )

一部が降伏(降伏点ひずみ  $1100\mu$ )している事が確認できる。また、せん断補強筋は No.4 試験体の 200mm の位置で若干大きくなっている他は全試験体はほぼ等しい値をとっている。図 11 の根巻区間の主筋曲げひずみでは、No.1、No.2 試験体は No.3、No.4 試験体に比べ小さく、鉄骨部分で負担する応力が大きいと考えられ、逆に No.3、4 試験体では根巻部の曲げ変形が大きくなっていると考えられる。根巻部根元の鉄骨フランジのひずみは No.2 試験体が最も大きく、鉄骨端部にベースプレートが取り付けられている No.3 試験体もひずみが 0 となっていない。No.4 試験体のアンカーボルトは  $R=1/50$  で降伏し、せん断補強筋は  $R=1/20$  から変形を戻す途中で降伏した。その他の試験体では、ダンパーの降伏と、 $R=1/20$  において根巻部主筋がおおむね降伏ひずみに到達した以外に降伏は見られなかった。

#### 4.4 荷重-ダンパー端部水平変形関係

図 12 に荷重-ダンパー端部水平変形関係を示す。変形はダンパー両端部の計測値の平均を用いており、計測値にはダンパー支圧によるめり込み変形、ダンパー引き抜きによる回転変形、ダンパー端部曲げ変形・せん断変形が含まれるが、図 9 の結果から No.1 ~ No.3 試験体までは、主にダンパーせん断変形と支圧によるめり込み変形、No.4 試験体では支圧によるめり込み変形から成ると考えられる。この図ではスリップ性状が顕著に顕れていることから、ダンパー支圧によるめり込み変形、ダンパー引き抜きによる回転変形が要因となっていると考えられる。また荷重-変形関係で見られるスリップの割合から考えると、この二つが主要因であり、接合部ディテールの影響が大きいと言える。

#### 4.5 軸方向変形

図 13 に軸方向変形を示す。ダンパー部軸方向変形はダンパー区間の鉛直変形を測定したもので、鉄骨の根巻き部からの抜出しと、ダンパー自体の軸方向変形によると考えられる。根巻部軸方向変形はスタブ間の鉛直変形からダンパー部軸方向変形を引いたもので、根巻部の軸方向変形、および根巻のスタブからの抜出しが含まれていると考えられる。全試験体で軸方向に伸びており、ベースプレートとアンカーボルトの有る No.2 試験体がやや小さい。No.1 試験体と No.3 試験体は同程度であるが、ベースプレートのある No.3 試験体はダンパー部での変形が少なく、根巻部の比率が大きくなっている。No.4 試験体は大きく伸びており、アンカーボルトの抜出しが原因であると考えられる。全試験体でダンパー部は伸びている事がわかる。ダンパー部軸方向変形の割合の違いは、ベースプレート・アンカーボルトの有無、鉄骨埋め込み長さの影響が大きいと考えられる。

#### 4.6 ダンパーウェブの変形

図 14 に X 軸に水平変位、Y 軸にダンパーウェブの材軸方向の歪を取ったグラフを示す。正歪が伸び、負歪が縮み状態を示す。このグラフから No.1~No.3 試験体は、 $R=1/100$  まで軸方向歪は 0 付近か縮み側にあるが、 $R=1/50$  からダンパーウェブは軸方向に伸びている事が確認できる。

この軸方向伸びを検討するために、三軸ゲージの歪から最大主歪と最小主歪を求め、その step 歴から応力度を推定した。材料モデルとしては Ramberg-Osgood モデルに降伏棚を持つようにした修正 KALSON モデル<sup>13)</sup>を用いた。

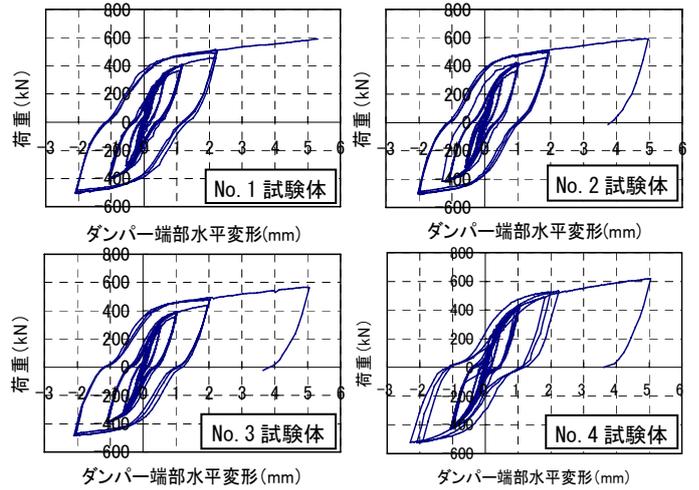


図 12 荷重-ダンパー端部水平変形関係

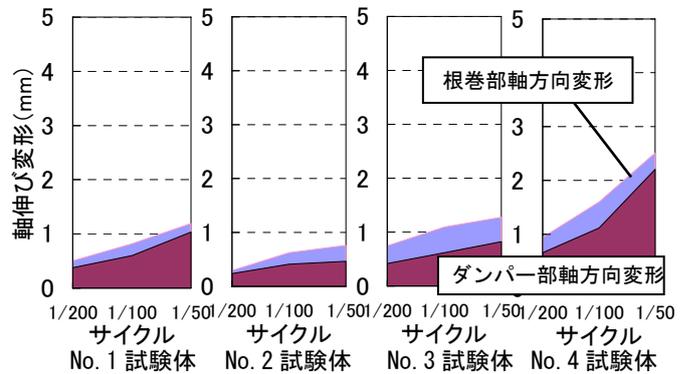


図 13 軸方向変形

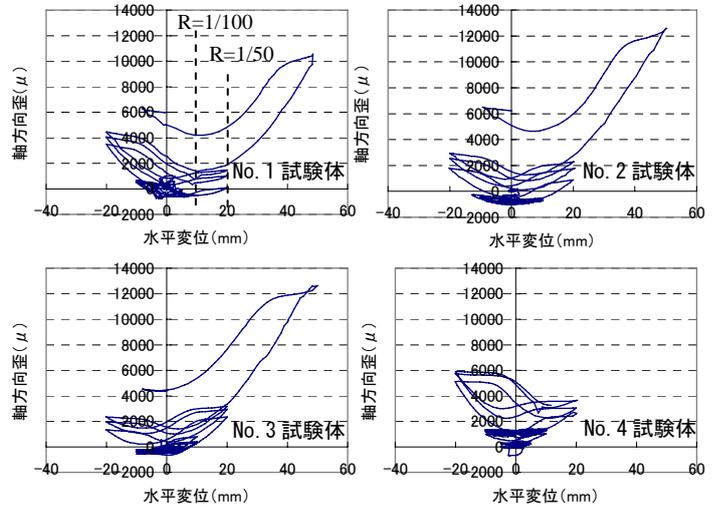


図 14 ダンパーウェブ材軸方向歪-水平変形関係

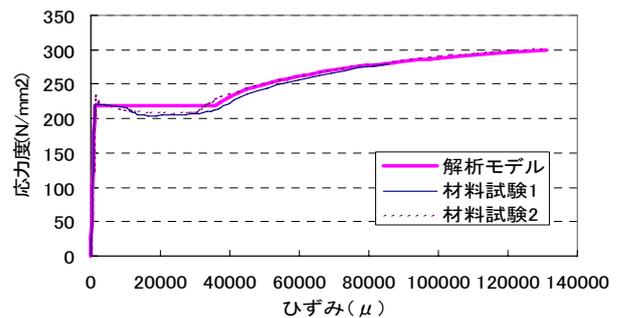


図 15 修正 KALSON モデルによる応力度-ひずみ関係

図 15 は材料試験結果と、単調増加ひずみを用いた修正 KARLSON モデルによる応力度-ひずみ関係である。修正 KARLSON モデルによる解析は材料試験の結果と良い対応を示しており、これにより応力度の推定が可能と考えられる。

図 16 にダンパーウェブの主ひずみ履歴を用いて修正 KARLSON モデルにより算定した応力度-ひずみ履歴を示す。

図 17 に X 軸に  $R=1/100$  の 6 回繰り返し時の水平変形を時間軸で示したものの、Y 軸にダンパーウェブ最大主応力度と最小主応力度の差を取ったグラフ( $R=1/100$ )を示す。グラフ中の応力差が正の場合は引張側の主応力度が大きく、負の場合は圧縮側の主応力度が大きい事を示す。応力度差は  $R=1/20$  までほぼ同様な一定形状を描いた。応力度差の谷の部分は荷重が 0 で、その後に変形が進むと応力度差は正の最大値をとる。その後正負最大変位まで応力度差は減少し、さらに荷重が 0 になる変位でほぼ 0 となる。ダンパーウェブ内の応力が 0 の状態から応力度差が正の最大値に至るまでは、鉄骨の支圧によりできた根巻コンクリートと鉄骨間の支圧によるすき間によりダンパーウェブの圧縮主応力度の反力が十分に取れず、引張側の主応力度の方が大きくなりダンパーが軸方向に伸びていると考えられる。

ダンパーウェブに貼ったゲージより応力度を推定する方法は、実際の建物でも地震時にひずみ履歴をモニターすることにより、応力度-ひずみ関係の履歴が推定でき、損傷評価や残余能力の推定に用いる事が可能であると考えられる。

#### 4.7 軸方向変形拘束加力実験

実際の建物では境界梁ダンパーは軸方向変形が拘束され軸力が作用する可能性もある。そこで No.3 試験体について、試験体のひび割れにエポキシ系樹脂を圧入する方法で補修し、軸方向変形を拘束したものと、自由にしたものの比較のための加力を再度行った。試験は、 $R=1/100$ 、 $1/50$  の変形角で、最初軸変形を拘束せずに軸力一定として 3 回繰り返し、その後、軸変形を拘束して 3 回繰り返した。

図 18 に荷重-変形関係を示す。最初の加力で  $R=1/20$  まで載荷したため、 $R=1/100$  では損傷が大きく剛性が十分に戻っていないが、 $R=1/50$  では軸方向変形を拘束した加力においても、軸力一定加力の場合と同様の履歴を描いている。

主筋は  $R=1/20$  においておおむね降伏状態であったが、せん断補強筋、中子筋とも降伏は無く、おおむね軸力一定加力の結果と同様であった。ダンパーウェブの軸方向変形は平均的に 0 であった。

#### 4.8 等価粘性減衰定数

図 19 に等価粘性減衰定数 ( $h_{eq}$ ) を示す。中地震程度からのエネルギー吸収を想定した  $R=1/200$  では  $h_{eq}=0.15\sim0.2$  程度、 $R=1/100$  では  $h_{eq}=0.2\sim0.25$  程度となっており、No.1,2 が No.3,4 に比べ大きな値となっている。くり返し時にはスリップ性状が大きくなる事で  $h_{eq}$  が低下している。

なお、No.2 試験体の  $R=1/100$  の 1 サイクル目は加力装置の不調により変位制御ができなくなった為、値が大きくなっている。

### 5. 結論

低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーの接合部ディテールをパラメータとした静的加力実験により以下の結論を得た。

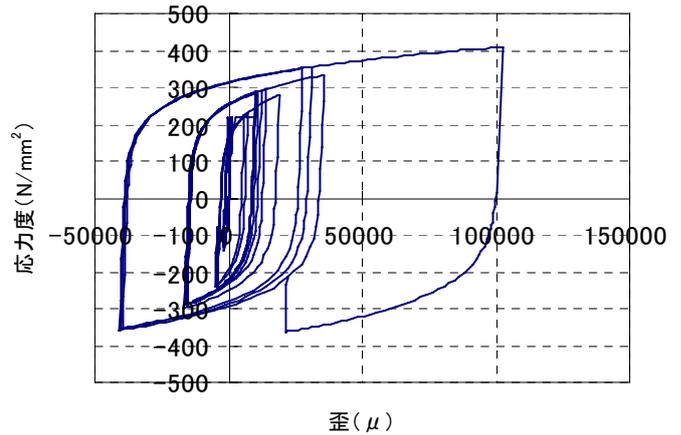


図 16 修正 KARLSON モデルによる  
応力度-ひずみ履歴

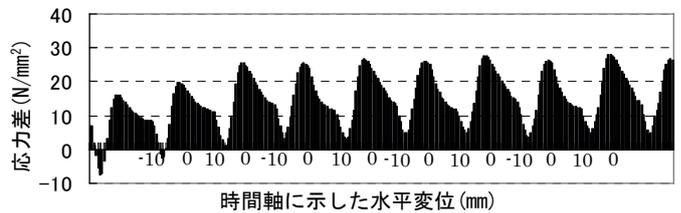


図 17 ダンパーウェブ最大・最小主応力度差 ( $R=1/100$ )

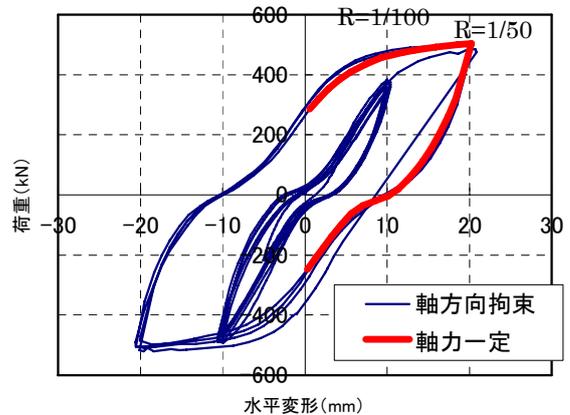


図 18 荷重-変形関係 (軸方向変形拘束加力)

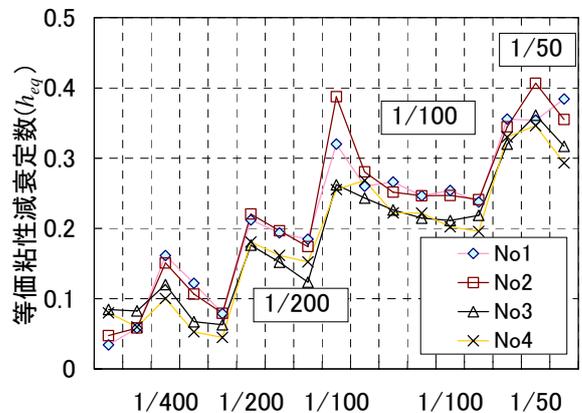


図 19 等価粘性減衰定数 ( $h_{eq}$ )

- 1) 境界梁ダンパーは安定した履歴性状を描き、 $R=1/200$  では  $h_{eq}=0.15\sim 0.2$  程度、 $R=1/100$  では  $h_{eq}=0.2\sim 0.25$  程度のエネルギー吸収能力を有する。
- 2) 履歴に見られるスリップは、埋め込まれた鉄骨と根巻コンクリート間の支圧による隙間、鉄骨の引抜きが主要因であり、設計ディテールにより異なる。
- 3) 根巻で十分に固定された境界梁ダンパーの復元力特性は合成部材として算定が可能であり、接合部の設計はダンパーの耐力を適切に評価し、曲げ、せん断、てこ反力に関して適切な安全率を考慮する事により可能である。
- 4) 根巻型の境界梁ダンパーは、根巻主筋の伸び、鉄骨の拔出し、ダンパーウェブの伸びの影響で、根巻部・ダンパー部において軸方向に伸びる。
- 5) No.1～No.3 試験体は修復が容易であり、エネルギー吸収能力に重点を置くと No.1・2 試験体が、施工性に重点を置くと No.3 試験体が適した接合ディテールであると言える。
- 6) 軸方向変形が拘束される場合においても、ダンパーは根巻により十分固定され、良好な部材性能を示す事が確認できた。

#### 参考文献

- 1) 園部 泰寿、高層鉄筋コンクリート造の現状、コンクリート工学、Vol.29、No.5、P15-26、1991年5月
- 2) 中島 秀雄他、RC コアウォールの実用化に関する研究(その1～4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1992年8月
- 3) 熊谷 仁志他、RC コアウォールを用いた高層事務所ビル  $F_c=600\text{kgf/cm}^2$  の高強度コンクリートの施工、コンクリート工学、Vol.32、No.6、1994年6月
- 4) 寺田 岳彦他、鉄筋コンクリート造建物用の履歴型制振架構の開発(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、p.943、1998年9月
- 5) 熊谷 仁志他、鉄骨梁および鋼材ダンパーで連結された連層耐震壁架構に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21、No.1、1999年
- 6) 安田 聡他、極低降伏点鋼を用いた RC 構造用間柱型制振部材の開発、日本建築学会大会学術講演梗概集、No.22537、2001年9月
- 7) 中島 秀雄他、鋼梁ダンパーで連結された連層耐震壁架構に関する研究(その1～3)、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)、No.22541、1999年9月
- 8) 秋山 宏、鉄骨柱脚の耐震設計、技法堂出版、1985年
- 9) 川端 一三他、端部 RC 造、中央部 S 造の梁(C.S.Beam)を使用した建築物の設計・施工指針、ビルディングレター 1998年5月
- 10) 日本建築学会、鋼管構造設計施工指針・同解説、1996年
- 11) 日本建築学会、鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1998
- 12) 日本建築学会、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1999年
- 13) 藤井 俊二他、材料特性より求めた鉄筋コンクリート断面のモーメント-曲率関係、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)、1973年10月