

中央部に鋼材ダンパーを有する RC 境界梁に関する実験的研究

低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーに関する研究 その1

EXPERIMENTAL STUDY ON COUPLING BEAMS WITH STEEL DAMPERS IN MID-SPAN

Coupling beam dampers with low yield point steel (Part 1)

熊谷仁志*, 島崎和司**, 林 静雄***

Hitoshi KUMAGAI, Kazushi SHIMAZAKI and Shizuo HAYASHI

RC shear walls coupled with beams are becoming widely used for high-rise buildings in Japan. Since short-span coupling beams are subjected to large displacement during an earthquake, high ductility and excellent energy absorption performance are required.

RC coupling beams with low-yield-point steel damper in the mid-span (coupling beam damper) have been developed and experimentally investigated in this study. Steel dampers in the mid-span are embedded into the RC beams at the both ends, and embedded lengths are ranging from 2 to 3.5 times as long as steel depth.

The coupling beam dampers provide the stable hysteretic performance up to 1/20 of drift angle, and equivalent damping coefficients of 20 to 30%. Sufficient amount of shear reinforcement needs to be arranged, so as to transfer shear force from steel damper to RC beams. Shear reinforcements are more effective when arranged in the tip of RC beams.

Keywords : *Steel damper, Low yield point steel, Steel-Concrete Connection, Coupling beam*

鋼材ダンパー, 低降伏点鋼, 根巻き接合, 境界梁

1. はじめに

高層建物のコア部と供用部を区画する壁（コアウォール）を鉄筋コンクリート造（RC）立体耐震壁とすると、地震力の大半が負担されるため柱の負担が軽減し、柱本数を少なくすることやスパンを拡大することができるため、より自由度や使用性の高い空間を実現することができる。RC コアウォールを連結する境界梁は短スパンとなることが多く、地震時に大きな変形を受けるため、当初はX形配筋を施したRC梁が採用されていた¹⁾。その後、地震時のエネルギーを鋼材ダンパー等に吸収させることによって損傷を制御するような設計が普及してきたことに対応して、ウェブに低降伏点鋼を用いた鉄骨造（H形鋼）の境界梁が採用されるようになった²⁾。鉄骨造の境界梁はRCコアウォール内に十分に埋め込む必要があり、RCコアウォールの主筋と干渉するため施工が難しいという問題がある。そこで図1に示すように、端部をRC梁として中央部に鋼材ダンパーを有する構造形式（以下、境界梁ダンパーとする）を開発し、その実験結果や適用事例について一部報告している^{3),4),5)}。

境界梁ダンパーは、境界梁全体を鉄骨造とした場合に比べて、中央部の鋼材ダンパーに変形が集中し、小さな層間変形角から鋼材ダンパーの効果が期待できるという長所がある。一方で、短スパンとなることから、根巻き接合とした場合に鉄骨の埋め込み長さが比較的

短くなり、RC部の損傷が境界梁ダンパーの構造性能に影響を及ぼす可能性がある。本論文では、特に鉄骨の埋め込み長さを変化させた場合の構造性能の違いや、根巻き接合部におけるせん断力伝達機構について検討を行った結果について報告する。

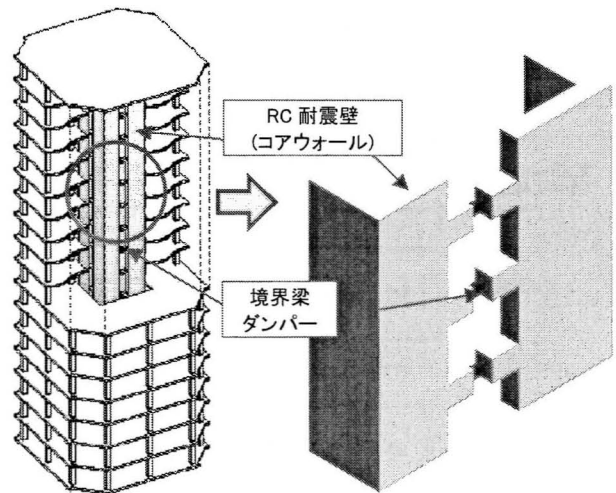


図1 境界梁ダンパーの適用イメージ

* 清水建設株式会社 主任研究員・工修
** 神奈川大学工学部建築学科 教授・工博
*** 東京工業大学セキュアマテリアル研究センター 教授・工博

Senior Research Engineer, Institute of Technology, Shimizu Corporation, M. Eng. Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Kanagawa University, Dr. Eng. Prof., Secure Materials Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

なお、RC造と鋼構造を組み合わせた梁についてはいくつかの研究があり^{6),7)}、RC造建物に取り付ける間柱型の鋼材ダンパーに関する研究例も見られる⁸⁾。しかしながら、境界梁ダンパーはRC梁に取り付くため、鋼材ダンパーの大きさに制約がありパネルの幅厚比が小さくなることが特徴的である。

2. 実験方法

まず、境界梁ダンパーの基本的性能を把握するため試験体形状を同一とし、鉄骨をRCコアウォールまで埋め込んだ場合、梁端部まで埋め込んでアンカーボルトをRCコアウォールに定着した場合、梁端部まで埋め込んでアンカーボルトが無い場合、アンカーボルト接合とした場合の4種類について実験を実施し、比較検討を行った(シリーズ1)⁹⁾。鉄骨を梁端部まで埋め込んだ場合で良好な結果が得られたため、さらに埋め込み長さ等を変化させて実験を実施した(シリーズ2)⁴⁾。境界梁の長さ(内法スパン)は建物計画によって変化する。そこで実際に想定される範囲で、内法スパンを変化させることにより埋め込み長さを変化させた。

2.1 試験体および使用材料

試験体の形状および配筋を図2、図3に、試験体一覧を表1に示

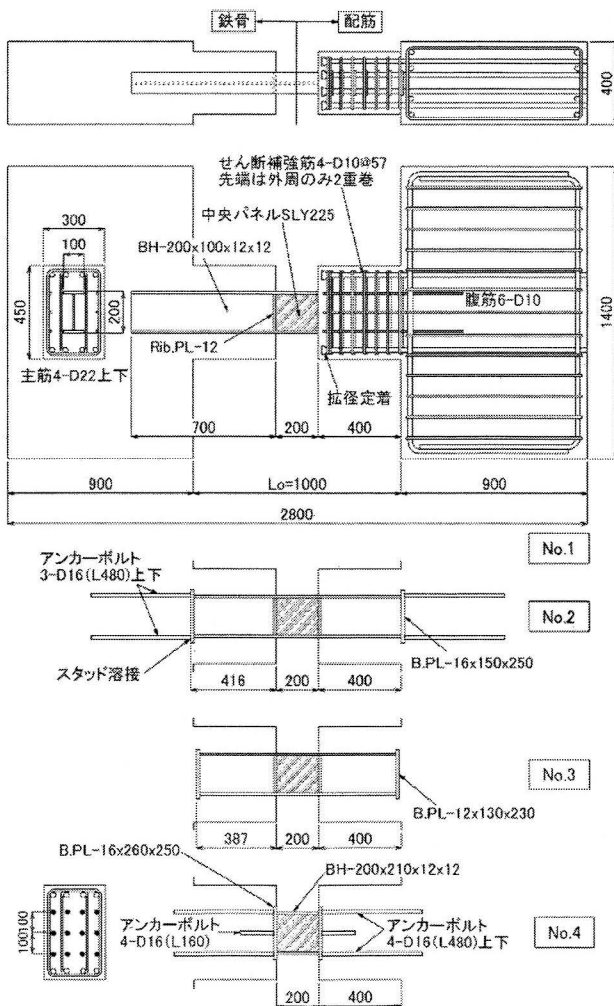


図2 試験体の形状および配筋 (シリーズ1)

す。試験体は中央に鋼材ダンパーを有する境界梁の約1/2の縮小モデルである。厚さ12mm(実物では25mmを想定)の低降伏点鋼板LY225をH形鋼の中央ウェブに溶接により組み込み、他の部分にはすべて普通鋼SS400を用いている。ダンパーのせん断降伏によりレベル1程度の地震時からエネルギーを吸収し(梁全体の応答変形角にして1/400~1/200程度)、ダンパーのせん断耐力時にRC部の曲げ降伏やせん断破壊が発生しないように設計されている。

シリーズ1では、内法スパンが1000mm、ダンパーの区間は200mmで共通であり、RC部の配筋も同じである。試験体No.1, No.2, No.3のダンパー両端は根巻き接合となっており、No.1はRCコアウォールまで鉄骨を埋め込んだことを想定したもので、No.2, No.3はRC梁端部近傍まで埋め込んでいる。No.2には鉄骨端部のベースプレートにアンカーボルトD16をスタッド溶接している。No.4は埋め込みが無く、スタッド溶接されたアンカーボルトによる接合となっており、アンカーボルトの配置の関係で、他の試験体よりもフランジ幅を大きくしている。

シリーズ2では、先に行ったシリーズ1のNo.3と同様に鉄骨をRC梁端部近傍まで埋め込み、アンカーボルトを設けない根巻き接合としている。内法スパンを1375mm(No.5, No.6), 850mm(No.7)と、シリーズ1の1000mmに対して変化させている。ダンパーの

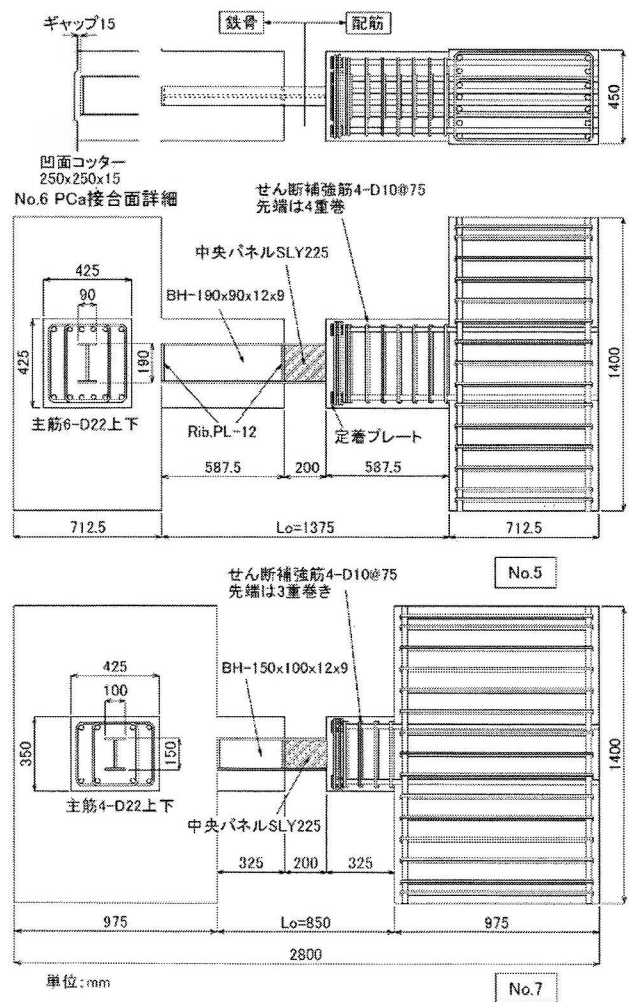


図3 試験体の形状および配筋 (シリーズ2)

表1 試験体一覧

試験体	スパン L_0	鉄骨 (せいを D とする)	埋込長 L_d (mm)	RC 部寸法 (mm)			L_d D	アンカー ボルト	主筋 上下	せん断 補強筋
				幅 b	せい D_c	長さ L_c				
No.1	1000	BH-200×100×12×12	700	300	450	400	3.50	無	4-D22 +腹筋 6-D10	4-D10@57 先端は外周のみ 2重巻 (共通)
No.2			416				2.08	6-D16		
No.3			387				1.94	無		
No.4			0				0	12-D16		
No.5	1375	BH-190×90×12×9	587.5	425	425	587.5	3.09	無	6-D22	4-D10@75 先端 4重巻(No.5,6)
No.6			572.5				3.01	無		
No.7	850	BH-150×100×12×9	325		350	325	2.18	無	4-D22	先端 3重巻(No.7)

表2 鋼材の力学的性質

鋼材	シリーズ1						シリーズ2					
	LY225	SS400	SS400	SD345	SD490	USD785	LY225	SS400	SS400	SD490	USD785	
	パネル ダンパー PL-12	フランジ ウェブ他 PL-12	ベース プレート PL-16	アンカー ボルト D16	主筋 D22	せん断 補強筋 D10	パネル ダンパー PL-12	フランジ ウェブ他 PL-9	ウェブ他 PL-12	主筋 D22	せん断 補強筋 D10	
降伏強度(N/mm ²)	219	287	281	446	537	861	199	411	304	516	928	
引張強度(N/mm ²)	319	448	447	546	699	1024	307	470	441	685	1079	
破断伸び(%)	36.6	28.4	30.2	21.5	19.7	10.9	41.7	24.2	30.4	16.5	7.2	

表3 コンクリートの力学的性質

コンクリート	シリーズ1	シリーズ2	No.6 PCa部
圧縮強度(N/mm ²)	52.0	57.7	51.6
引張強度(N/mm ²)	3.7	4.0	3.7
弾性係数(N/mm ²)	33300	35100	35500

区間はシリーズ1と同じくいずれも200mmである。No.6は、No.5と同様の試験体であるが、梁端部をプレキャスト接合面（耐震壁側に凹面コッター付き）とし、施工方法による違いを評価するためのものである。鋼構造接合部設計指針⁹⁾では根巻き接合部の埋め込み長さは鉄骨せいの2.5倍以上となっているが、本実験では表1に示すように2~3.5倍の範囲となっている。

シリーズ1ではRC梁先端部のせん断補強筋を外周のみ2重としたが、後述するようにRC梁先端部のせん断補強筋の効果が大きいことが明らかになったため、シリーズ2では外周、中子とも4重（No.5, No.6）または3重（No.7）とRC梁先端部に集約的に配筋している。

使用した鋼材の力学的性質を表2に、コンクリートの力学的性質を表3に示す。RC部の主筋にはSD490、せん断補強筋にはUSD785の高強度鉄筋を用いている。コンクリートの設計基準強度は48N/mm²とした。

2.2 加力および計測方法

加力装置を図4に示す。試験体は90°回転させて加力装置に設置した（コンクリート打設方向は実際と同じである）。スタブ間の水平を保ち、かつ軸力が加わらないように副アクチュエーターで制御しながら、試験体中央高さに取り付けた主アクチュエーターにより変位制御で正負交番繰返し加力を行った。加力サイクルはスタブ間水

平変形を内法スパン L_0 で除した梁全体の変形角 R で制御した。 $R=1/2000$ (1 サイクル) $\rightarrow 1/1000$ (1 サイクル) $\rightarrow 1/400$ (3 サイクル) $\rightarrow 1/200$ (3 サイクル) $\rightarrow 1/100$ (6 サイクル) $\rightarrow 1/50$ (3 サイクル) $\rightarrow 1/33$ (1 サイクル) を加力した後、正側で $1/20$ まで加力した。プロトタイプ建物の地震応答解析結果から、 $R=1/400 \sim 1/200$ を最大速度 250mm/sec、 $1/100$ を最大速度 500mm/sec、 $1/50$ 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吸収エネルギーを、 $R=1/100$ 定振幅繰返しのみで消費し得る回数として設定した。試験装置の制約から最大部材角は $R=1/20$ としたが、これは設計で考慮すべき部材角に比べて十分大きなものである。シリーズ2の実験では $1/33$ のサイクルを追加して実施した。

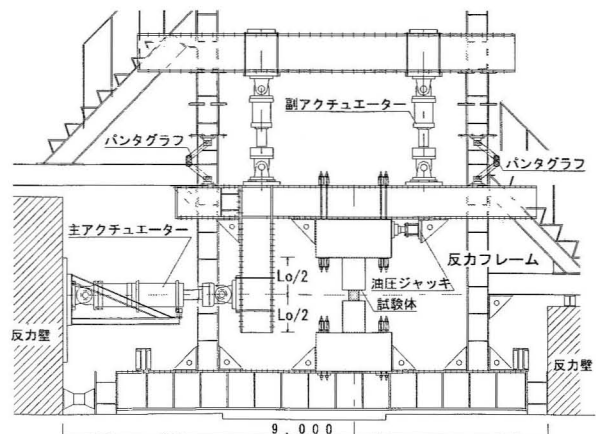


図4 加力装置

スタブ間水平変形のほか、RC部の水平変形、ダンパー端部のめりこみ変形、ダンパー部抜出しによる変形を計測できるように変位計を設置した。また主筋、せん断補強筋(中子筋含む)、鉄骨(ダンパー部含む)のウェブ・フランジに歪ゲージを貼付した。

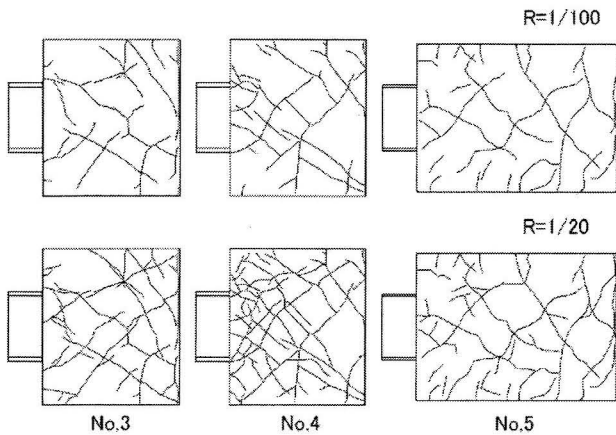


図5 ひび割れ状況(試験体 No.3, No.4, No.5)

3. 実験結果および考察

まず、破壊経過、せん断力-変形角関係、等価粘性減衰定数など実験結果を概観し、境界梁ダンパーの基本的構造性能について述べる。次に構造設計に必要なデータとして、ダンパー部および根巻き部の最大耐力について述べる。特に根巻き部のせん断耐力については、鉄骨、主筋、せん断補強筋のひずみ計測結果を分析した結果からせん断力伝達機構を仮定して検討を行う。

3.1 実験経過

図5に試験体 No.3, No.4 および No.5 の R=1/100 および R=1/20

のピーク時のひび割れ状況を示す。いずれの試験体も R=1/2000~1/1000 で RC 梁端部の曲げひび割れ、R=1/400~1/200 で RC 部のせん断ひび割れおよびダンパー部のせん断降伏が認められた。最終的に R=1/20 まで加力したが、荷重は低下しておらず、ダンパー部の屈曲も確認されなかった。試験体 No.4 を除き、R=1/100 程度までは RC 部のひび割れ幅は小さく、ひび割れ本数も少なかった。R=1/20 に達するとダンパー端部フランジの RC 部へのめりこみ変形が認められたものの、それ以外には著しい損傷は見られなかった。No.4 については他の試験体に比べて RC 部のひび割れが多く、最終的にはアンカーボルトの残留抜け出し変形が目視でも確認できるようになっていた。プレキャストの試験体 No.6 の RC 梁端とスタブの境界面にはひび割れ・ずれは認められず、ひび割れ状況も一体打設された No.5 と同様であった。

3.2 せん断力-変形角関係

図6にせん断力-全体変形角関係を示す。いずれも全体として紡錘形の復元力特性を示しているが、せん断力の正負が反転する付近で逆S字型のスリップ性状も見られる。アンカーボルト接合の No.4 は R=1/100 でアンカーボルトが降伏し、残留抜け出し変形が生じるため、繰返しサイクルでは最初のループに比べて剛性低下が認められる。同様の接合方法である No.3 とシリーズ2の No.5, No.6, No.7 のせん断力-変形角関係は、1/33のサイクルを実施していないことを除けば、ほとんど同等であった。プレキャスト試験体 No.6 と一体打設された No.5 のせん断力-変形角関係はまったく同等であった。試験体 No.7 の耐力が他の試験体よりも低いのは、ダンパー部鉄骨のせいが小さいためである。

3.3 等価粘性減衰定数

図7にせん断力-全体変形角関係から求めた各サイクルにおける等価粘性減衰定数の推移を示す。R=1/20 は正側を用いたが、他のサイクルは1サイクルのループの面積から求めている。大まかに見

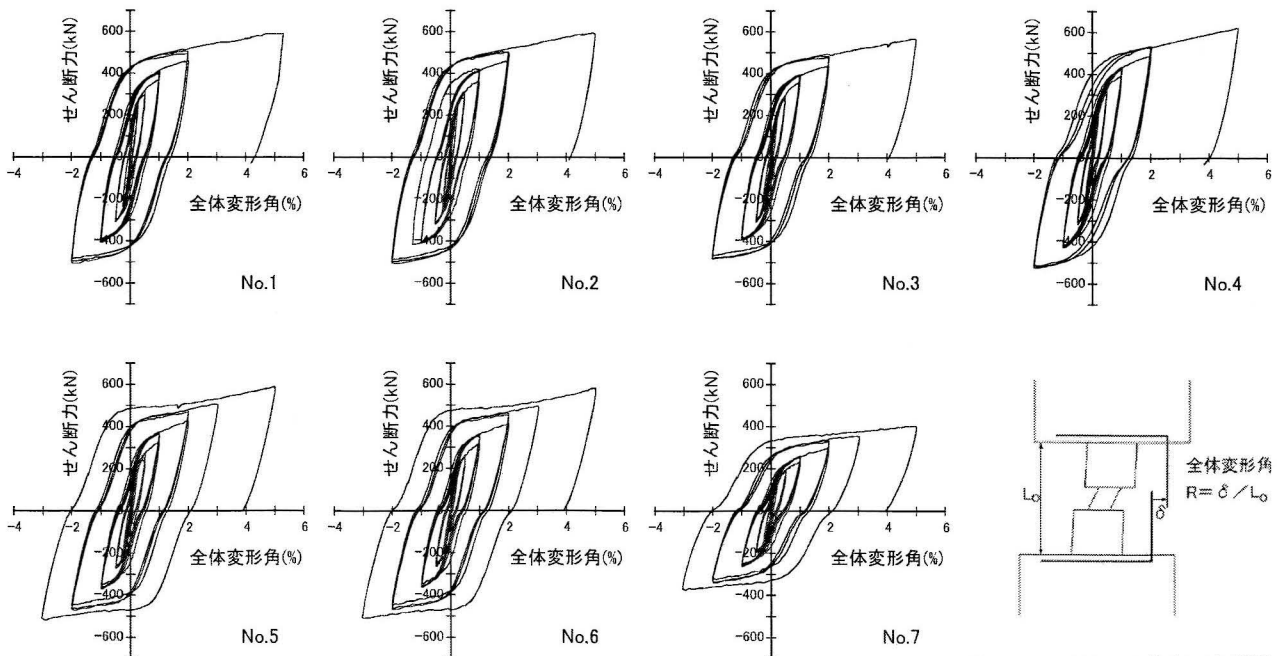


図6 せん断力-全体変形角関係

表4 最大耐力実験値および計算値一覧

試験体	実験値				計算値		
	最大せん断力 Q_{max} (kN)	梁端最大曲げモーメント M_{max} (kN・m)	せん断補強筋先端位置 L_j (mm)	RC部最大せん断力 Q_{jmax} (kN)	梁端曲げ耐力*1 M_{bu} (kN・m)	RC部せん断耐力*2 Q_{ju} (kN)	ダンパー部せん断耐力 Q_{pu} (kN)
No.1	590	295	347	850	—	947	421
No.2	593	297		855	358		
No.3	567	283		817	303		
No.4	619	310		—	—		
No.5	590	406	538	754	404	1627	383
No.6	581	399	278	743	—	—	—
No.7	404	172	—	618	216	991	299

*1 梁端曲げ耐力は鋼構造接合部設計指針の根巻き柱脚に準じて計算した。

*2 RC部せん断耐力は3.5節で述べる方法によって求めた。

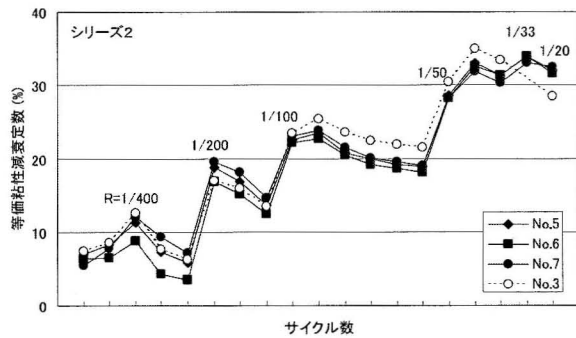
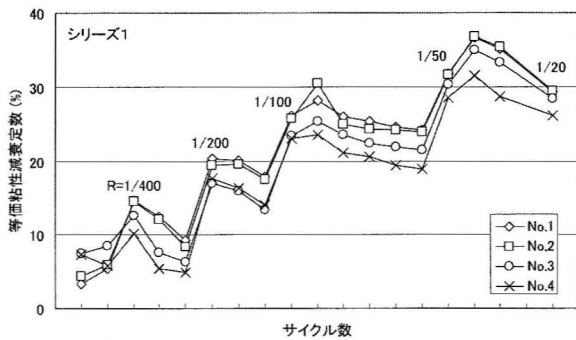


図7 等価粘性減衰定数の推移

れば $R=1/400$ で10%程度, $1/200 \sim 1/100$ で20%程度, $1/50$ 以降で30%程度の等価粘性減衰定数となっている。既往の鉄骨境界梁ダンパーの実験では²⁾, $R=1/200 \sim 1/100$ における等価粘性減衰定数が10%程度であることから, 本論文の境界梁ダンパーでは中央部の鋼材ダンパーに変形が集中し, エネルギー吸収性能が向上しているものと考えられる。接合方法を変化させたシリーズ1については, 試験体 No.1 と No.2 はほぼ同等であるが, No.3 はそれより若干等価粘性減衰定数が小さくなり, アンカーボルト接合とした No.4 ではさらに小さくなっている。埋め込み長さの影響については, 試験体 No.3 とシリーズ2の No.5, No.6, No.7 の等価粘性減衰定数は, ほぼ同等であった。今回の実験の範囲では, 境界梁ダンパーのエネ

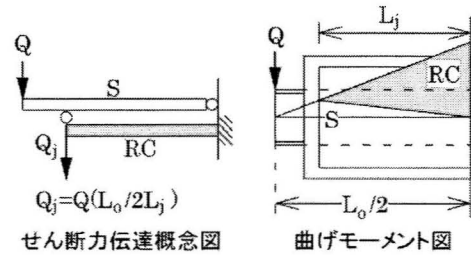


図8 RC部せん断力の計算方法

ルギー吸収能力は, 接合方法による違いは認められるが, 鉄骨の埋め込み長さの影響は顕著ではない。

3.4 最大耐力の評価

表4に各試験体の最大耐力 ($R=1/20$ 時のせん断力) およびその計算値の一覧を示す。RC部せん断力は鋼構造接合部設計指針⁹⁾で示されているようにRC梁先端部のせん断補強筋の位置に集中的にてこ反力が作用していると仮定して計算している。その概念図を図8に示す。梁端曲げ耐力は鋼構造接合部の根巻き柱脚に準じて計算し, 試験体 No.2 についてはアンカーボルトの曲げ耐力も累加している。

梁端曲げモーメントは, 試験体 No.5, No.6 では曲げ耐力計算値と同等であるが, 他の試験体では曲げ耐力計算値に達していない。RC部せん断力についてもせん断耐力計算値に達していない。以上のことはRC部に顕著な損傷が見られなかったことと符合している。ダンパー部せん断耐力 Q_{pu} については下式によって計算した。

$$Q_{pu} = Q_{pfu} + Q_{pwu} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$Q_{pfu} = \frac{4\sigma_{fu}Z_{pf}}{L_s} \quad \dots \text{式(2)}$$

$$Q_{pwu} = \frac{\sigma_{wu}}{\sqrt{3}} t_w d_w \quad \dots \text{式(3)}$$

ここで,

Q_{pfu} : フランジの負担せん断力

σ_{fu} : フランジの引張強度

Z_{pf} : フランジの塑性断面係数
 L_s : ダンパー部の区間長さ
 Q_{pww} : ウェブの負担せん断力
 σ_{wy} : ウェブの降伏強度
 σ_{ww} : ウェブの引張強度
 E : ウェブのヤング係数
 t_w : ウェブの厚さ
 d_w : ウェブのせい (フランジの内側)

今回の実験ではダンパー部のウェブのせん断降伏によって最大耐力が決定しているが、実験値は材料強度として降伏強度ではなく引張強度を用いた場合の計算値を大きく上回っている。このような耐力上昇現象は田中ら¹⁰⁾の正方形鋼材パネルの実験によっても指摘されている。そこで田中らの実験式(5)と今回の実験結果の比較を行い図9に示す。縦軸は実験結果から式(2)で計算されるフランジの負担せん断力計算値を差し引いてウェブの負担せん断力を計算し、この値と式(3)によるウェブのせん断耐力計算値の比率をとったものである。横軸は式(4)で計算される換算幅厚比である。

$$(d_w/t_w)_{eq} = (d_w/t_w) \sqrt{\frac{\sigma_{wy}}{E}} \sqrt{\frac{\sigma_{ww}}{\sigma_{wy}}} \quad \dots \text{式(4)}$$

$$\text{規格化最大耐力} = 1.671 \left\{ (d_w/t_w)_{eq} \right\}^{-0.741} \quad \dots \text{式(5)}$$

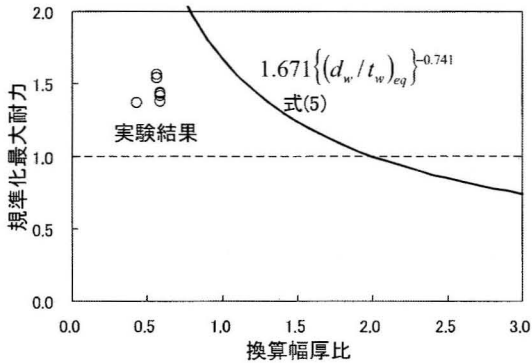


図9 田中らのパネルせん断耐力実験式との比較

実験終了時にまだ耐力は上昇してはいたものの、式(5)よりはかなり耐力上昇率は小さくなっている。今回の実験は、田中らの実験よりも幅厚比が小さいため式(5)の適用範囲外と考えられる。一般的には境界梁ダンパーの最大応答変形角は 1/50 以下で収まるように設計されており、ダンパー部のせん断耐力は式(1)において、材料強度として引張強度を用いた計算値の約 1.5 倍と評価しておけば良いものと考えられる。

3.5 根巻き接合部のせん断力伝達

RC 部のせん断耐力については、終局強度型耐震設計指針¹¹⁾に示されるような、アーチ・トラス理論を準用して求められると考えられるが、RC 部に生じるせん断力は鉄骨埋め込み部にて反力を介して伝達されており、通常の RC 梁と同様には計算することはできない。そこで、鉄骨、主筋、せん断補強筋のひずみ計測結果を手がかりにして、せん断力伝達機構について検討する。

図10はRC部の主筋および埋め込み部のフランジのひずみ計測値から求めた曲げモーメント分布、図11はウェブのひずみ計測値から求めた主ひずみ図およびせん断力分布である。最終の R=1/20 ではひずみのデータに欠測があったため、R=1/50 サイクル 1 回目ピーク時で作図したが、この時点で主筋、埋め込み部のフランジ・ウェブに降伏は認められていない。計算方法は以下による。

・鉄骨の曲げモーメント M_S 、軸力 N_S 、せん断力 Q_S

$$M_S = Z_S E_S (\varepsilon_{yf} - \varepsilon_{cf}) / 2 \quad \dots \text{式(6-1)}$$

$$N_S = A_S E_S (\varepsilon_{yf} + \varepsilon_{cf}) / 2 \quad \dots \text{式(6-2)}$$

$$Q_S = t_w d_w \frac{E_S}{2(1+\nu_S)} \gamma_w \quad \dots \text{式(6-3)}$$

・RC 部の曲げモーメント M_{RC} 、せん断力 Q_{RC}

$$M_{RC} = \sum a_i E_r \varepsilon_{ir} j \quad \dots \text{式(7-1)}$$

$$Q_{RC} = \sum a_{rw} E_r \varepsilon_{rw} \quad \dots \text{式(7-2)}$$

ここで、

Z_S : 埋め込み部鉄骨の断面係数

A_S : 埋め込み部鉄骨の断面積

E_S : 埋め込み部鉄骨のヤング係数

ν_S : 埋め込み部鉄骨のポアソン比

ε_{yf} : 引張側フランジのひずみ計測値

ε_{cf} : 圧縮側フランジのひずみ計測値

γ_w : ウェブのせん断ひずみ計測値 (3 軸ゲージ使用)

a_i : 引張主筋の断面積

a_{rw} : せん断補強筋の断面積

E_r : 主筋のヤング係数

ε_{ir} : 引張側主筋のひずみ計測値

ε_{rw} : せん断補強筋のひずみ計測値

j : 応力中心間距離 (=7/8 d_s , d_s は有効せい)

シリーズ2の試験体 No.5, No.6, No.7の埋め込み部の曲げモーメント分布 (図10) および No.5のせん断力分布 (図11) は、図8の鋼構造接合部設計指針で想定しているもの (実線で示す) と概ね一致している。主筋ひずみから計算した曲げモーメントが一部大きめに出ているのは、梁端部では曲げ降伏に近い曲げモーメントに達しており、主筋のひずみが先端側にシフトしたためと考えられる。

一方、図10に示すようにシリーズ1では鉄骨の端部にアンカーボルトが無い試験体 No.3 においても鉄骨端部に曲げモーメントが生じている。図11に示す No.3の埋め込み部鉄骨のせん断力についても、梁中央に近い側ではダンパー部と同じ方向にせん断力が作用しており、埋め込み部中間部のせん断力も小さい。このことは図10の曲げモーメント勾配が緩やかであることとも符合している。同様に主筋の曲げモーメントの勾配も緩やかである。シリーズ1ではRC梁先端部に集約したせん断補強筋が無いため、図8の仮定は成立しないようである。

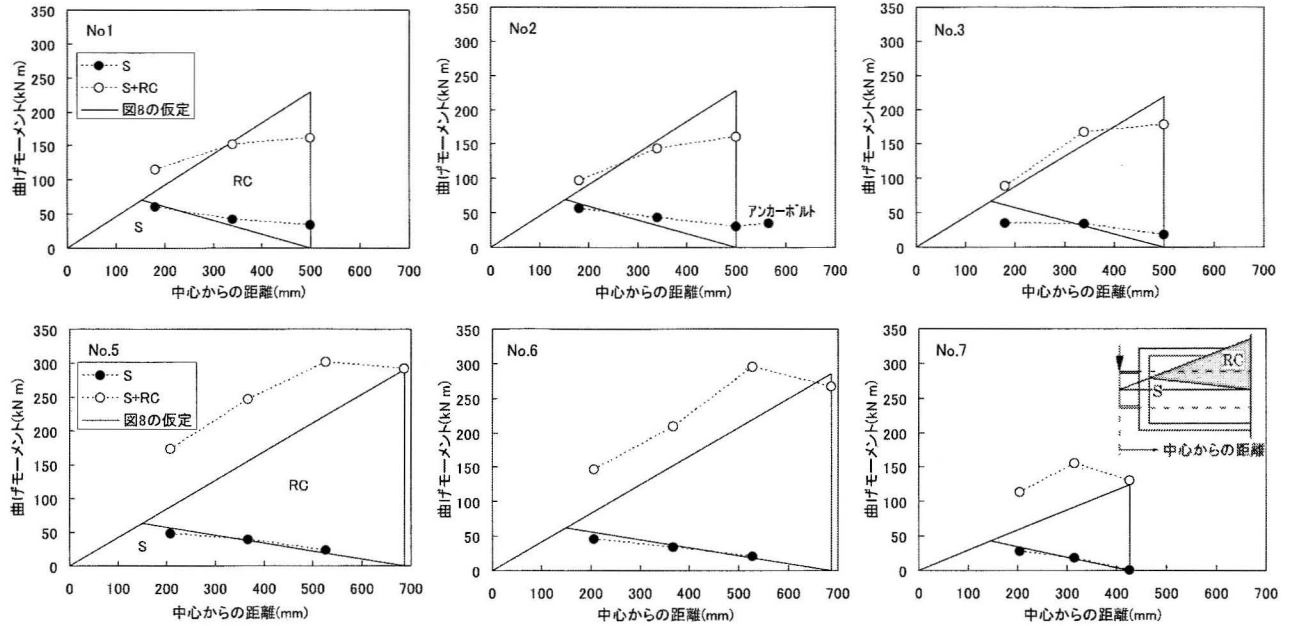


図 10 ひずみ計測値から求めた曲げモーメント分布 (R=1/50)

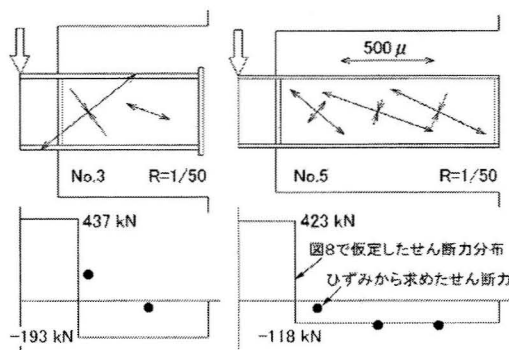


図 11 埋め込み部ウェブの主ひずみ図およびせん断力分布

試験体 No.3 と No.5 のせん断補強筋のひずみ分布を図 12 に示す。せん断補強筋のひずみは、先端部が大きく、端部に行くにしたがって直線的に低下している。このことは先端部のせん断補強筋が最も効果があることを示している。表 4 に示されるように、No.3 と No.5 の最大せん断力が同等の時には、No.3 のほうが RC 部せん断力は大きくなるが、せん断補強筋に発生しているひずみは逆に No.5 のほうが大きくなっている。図 13 はせん断補強筋のひずみを引張力に換算して合計し（計測していない鉄筋については図 12 から内挿して求めた、式(7-2)）、せん断補強筋の負担せん断力と RC 部せん断力の関係を示したものである。RC 部せん断力が 200 kN 程度まではまだせん断ひび割れが進展していないため、コンクリートによってせん断力が負担されているが、せん断力の増大に伴ってせん断補強筋の負担せん断力が増加している。シリーズ 2 の試験体 No.5、No.6 では最大耐力時にはほぼ 100% のせん断力がせん断補強筋によって伝達されているのに対し、シリーズ 1 の試験体 No.1、No.2、No.3 は RC 部せん断力の 6 割程度である。

根巻き部のせん断力は鉄骨フランジの支圧からせん断補強筋を介

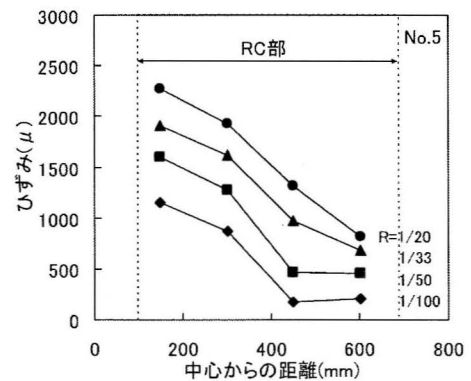
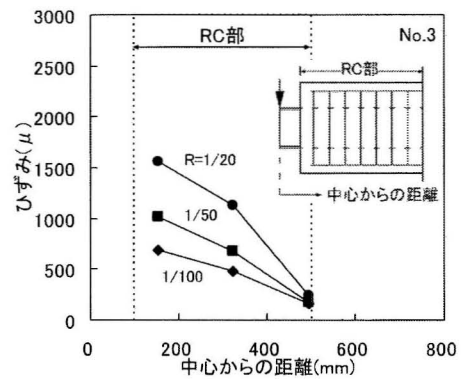


図 12 せん断補強筋のひずみ分布

して RC 部へ伝達されると考えるのが一般的であるが^{7),12)}、以上の実験結果から、せん断補強筋を介さずにせん断力が伝達されるアーチ機構が存在している可能性がある。そこで図 14 に示すような、せん断力伝達機構を仮定してせん断耐力を計算してみた。

$$Q_{ju} = \tan \theta b'_f d v_o \sigma_B / 2 + \sum a'_{rw} \sigma_{rwy} \quad \dots \text{式(8)}$$

$$Q_{ju} \leq b j_i v_o \sigma_B / 2$$

ここで、

$\tan \theta$: アーチ機構の角度 ($=D_c/2L_c$, 図 14 参照)

b'_f : アーチ機構の有効幅 ($=b_f - t_w$, b_f はフランジ幅)

σ_B : コンクリート圧縮強度

$v_o \sigma_B$: コンクリート有効圧縮強度 ($v_o=0.7-\sigma_B/200$)

$\sum a'_{rw}$: RC 梁先端から $L_c/2$ の範囲にあるせん断補強筋断面積

σ_{rwy} : せん断補強筋の降伏強度

j_i : 主筋間距離

アーチ機構は終局強度型耐震設計指針¹⁾を参考にし、フランジ内側の1/2の断面積が有効であり、そこから梁端隅角部に向かう角度で成立すると仮定した。これは図 14 の試験体のひび割れ方向とも対応している。アーチ機構とトラス機構は単純累加できるものとしたが、式(8)の2行目にあるように、コンクリートの圧壊による上限値を設定した(今回の実験結果は上限値では決定していない)。RC 部は短スパンとなることなどから、図 12 に示したように RC 部全長のせん断補強筋が有効であるとは考えにくい。今回は仮に RC 部の先端から 1/2 までを有効範囲とした。

式(8)で求めたせん断耐力計算値を表 4 に示す。試験体 No.3, No.5, No.7 についてアーチ機構とトラス機構の内訳を図 15 に示す。参考として示す実験における内訳は 2 種類の方法で計算した。一つは、図 14 のせん断補強筋の負担せん断力をトラス機構の分担とし、RC

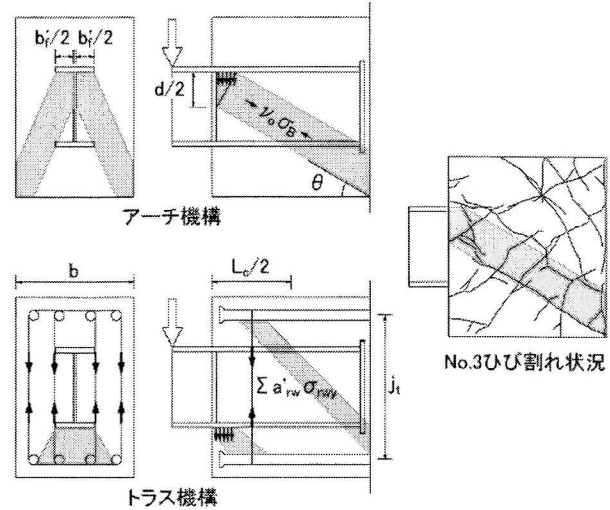


図 14 想定したせん断伝達機構

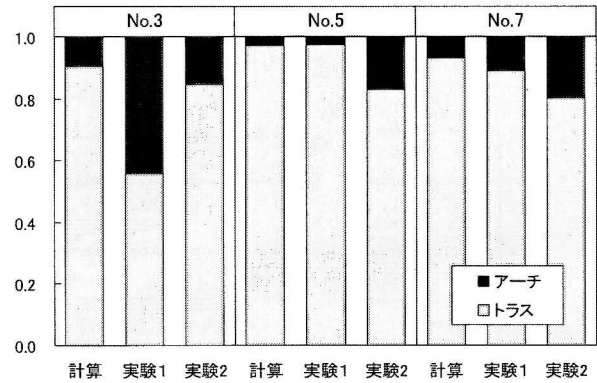


図 15 アーチ機構とトラス機構の内訳

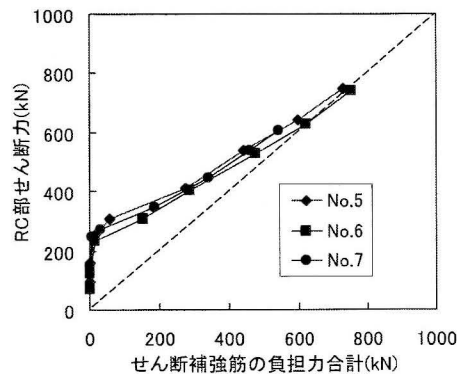
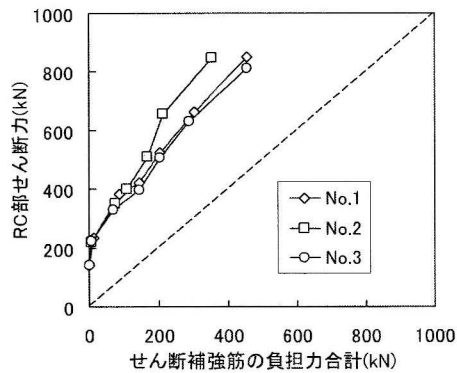


図 13 せん断補強筋の負担せん断力の推移

部せん断力からトラス機構の分担を差し引いた残りをアーチ機構の分担とした(図 15 の実験 1)。もう一つは、式(6-2)に示した方法で鉄骨に生じる引張軸力 N_s を計算し、この引張軸力がアーチ機構のコンクリート斜材軸力およびせん断力と釣合っていると考えて計算した。RC 部せん断力からアーチ機構の分担 $N_s \tan \theta$ を差し引いた残りをトラス機構の分担とした(図 15 の実験 2)。いずれの試験体もせん断破壊には至っていないため単純に比較はできないが、No.3 のアーチ機構の分担が大きく、No.5 のアーチ機構の分担が小さいという定性的な傾向は評価することができた。

4. まとめ

中央に低降伏点鋼を用いた鋼材ダンパーを有する RC 境界梁(境界梁ダンパー)について静的加力実験を実施し、接合方法や鉄骨の埋め込み長さを变化させた場合の構造性能の違いや、根巻き接合部におけるせん断力伝達機構について検討を行った。その結果を以下に要約する。

- 境界梁ダンパーは紡錘形の復元力特性を示し、等価粘性減衰数にして $R=1/400$ で 10%程度、 $1/200 \sim 1/100$ で 20%程度、 $1/50$ 以降で 30%程度の優れたエネルギー吸収能力を有している。
- アンカーボルト型接合と、根巻き型接合の両方について実験的

に検討したが、アンカーボルト型接合は繰返しによる剛性低下が顕著でRC部の損傷も大きかった。

- 根巻き型接合について、鉄骨せいのおよそ2~3.5倍の埋め込み長さで実験を行ったが、今回の実験ではダンパー部のせん断降伏が先行し、埋め込み長さによる構造性能の違いはほとんど見られなかった。
- 根巻き型接合のせん断力伝達機構については、アーチ機構とトラス機構が存在していると考えられる。RC梁先端部に集約的なせん断補強筋を配置した場合は、ほとんどのせん断力がトラス機構によって伝達されていると考えることができる。設計を明快にするためには、施工上可能な範囲でRC梁先端部に集約的にせん断補強筋を配置し、ダンパー部のせん断耐力を保証するせん断補強筋量を確保することが望ましいと考えられる。
- ダンパー部のせん断耐力は、材料強度として引張強度を用いた場合の計算値の約1.5倍となっている。耐力上昇については、解析的な検討を行っており、次稿その2で詳細に報告したいと考えている。

謝 辞

本研究の実施にあたり、清水建設株式会社の開発プロジェクト関係各位に支援をいただきました。また、実験の実施にあたっては、神奈川大学の教務技術主任五十嵐泉氏、島崎研究室学生・大学院生各位の協力を得ました。ここに感謝いたします。

参考文献

- 1) 熊谷仁志, 佐武直紀, 西田朗, 中島秀雄: RCコアウォールシステムの開発と実証, 日本建築学会技術報告集, 第3号, pp.151-156, 1996.12
- 2) 熊谷仁志, 田村和夫, 柴慶治, 磯田和彦: 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
- 3) 佐藤宏貴, 島崎和司, 黒瀬行信, 熊谷仁志, 戸沢正美: 低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーの実験的研究, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.49B, pp.503-509, 2003.3
- 4) 栗田翔, 神野靖夫, 瀧本正樹, 戸沢正美, 刑部章, 島崎和司, 熊谷仁志, 徳田浩: 低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーの研究(その3, その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1227-1230, Vol.C-1, 2008.9
- 5) 熊谷仁志, 松浦正一, 黒瀬行信, 梅津誠二: 工事記録/高強度RCコアウォールと境界梁ダンパーを用いた超高層集合住宅, コンクリート工学, Vol.46, No.2, 2008.2
- 6) 川端一三, 原孝文, 小室努: 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, pp.1-8, 1998.5
- 7) 鈴木英之, 西原寛: 材端部RC造中央部鉄骨造で構成される複合構造梁のせん断耐力と変形性能, 日本建築学会構造系論文集, No.631, pp.1673-1680, 2008.9
- 8) 安田聡, 原孝文, 嶋田隆, 成原弘之, 木村正人, 征矢克彦: 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, Vol.C-1, pp.1073-1074, 2001.9
- 9) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2001
- 10) 田中清, 佐々木康人: 極低降伏点鋼を用いた制震パネルダンパーの静的履歴減衰性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.509, pp.159-166, 1998.7
- 11) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説, 1988
- 12) 秋山 宏: 鉄骨柱脚の耐震設計, 技法堂出版, 1985

(2008年9月9日原稿受理, 2009年1月13日採用決定)