

論文 低降伏点鋼ダンパー部の埋め込み形式が異なる RC・S 複合梁を有する超高層 RC 造壁フレーム構造の地震応答

竹中 啓之^{*1}・和泉 信之^{*2}・毎田 悠承^{*3}・タンマ アディチャ^{*4}

要旨：コア壁を有する超高層 RC 造建物では、地震時のエネルギー吸収要素としてコア壁内の境界梁に制振ダンパーを用いる形式がある。研究対象とする境界梁は、端部が RC、中央部が低降伏点鋼ダンパーの RC・S 複合梁である。RC・S 複合梁には、低降伏点鋼ダンパーを取り付ける S 部が埋め込み型と非埋め込み型の 2 つの埋め込み形式がある。本研究では、埋め込み型の RC・S 複合梁の解析モデルを構築し、その適用性を検討する。次に、埋め込み形式が異なる RC・S 複合梁を有する超高層 RC 造壁フレーム構造を対象に地震応答解析を実施して、RC・S 複合梁が地震応答に及ぼす影響について考察する。

キーワード：超高層 RC 造建築物、壁フレーム構造、制振部材、低降伏点鋼、地震応答解析

1. はじめに

著者らは、超高層鉄筋コンクリート造（以下、RC 造）建物のコア壁を想定した L 型立体耐震壁の研究を行っている¹⁾。この構法では地震時のエネルギー吸収要素として、コア壁同士を結ぶ境界梁を用いることが多い（図-1）。永井らは、境界梁に高靱性を有する繊維補強セメント複合材料を用いて地震時のエネルギー吸収要素とした研究を行っている²⁾。佐藤らは、端部を梁の RC 部に埋め込んだ形式の低降伏点鋼を用いた境界梁をエネルギー吸収要素として用いる研究を行っている³⁾。著者らは、低降伏点鋼ダンパーを用いた RC・S 複合梁（以下、制振梁）を研究している。制振梁には、低降伏点鋼ダンパーを取

り付ける S 部を RC 部に埋め込む形式（埋め込み型）と埋め込まない形式（非埋め込み型）の 2 つの埋め込み形式がある。両形式とも低降伏点鋼を取り付けた S 部と RC 部との応力伝達が重要である。著者らは、非埋め込み型制振梁を対象に構造実験を実施して、応力伝達を検討した。また、実験結果から非埋め込み型制振梁の解析モデルを構築して、その妥当性を示した⁴⁾。非埋め込み型では、S 部を RC 部に埋め込まないため、鉄骨のテコ作用による RC 部の損傷を抑えられる。一方、埋め込み型では、上記のテコ作用による RC 部の損傷を評価し、その影響を考慮した解析モデルを構築することが必要である。本研究では、埋め込み型制振梁の実験結果に基づいて解析モデルを構築する。次に、埋め込み型および非埋め込み型の制振梁の解析モデルを用いて超高層 RC 造建物の地震応答解析を行い、埋め込み形式が異なる RC・S 複合梁が地震応答に及ぼす影響を考察する。

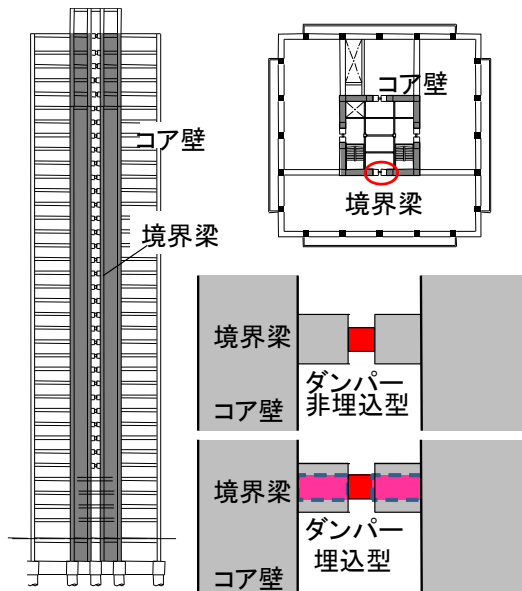


図-1 コア壁に用いる制振境界梁

2. 埋め込み型制振梁の実験と解析モデルの構築

2.1 構造実験

埋め込み型制振梁の試験体を図-2 に示す。試験体中央の制振ダンパーはフランジ部分を厚さ 12mm 幅 100mm の SM490 材とし、ウェブ部分に板厚 6mm の LY225 材を用いた。鉄骨部分はウェブの材質を SM490 に変えて RC 部分のほぼ全長にわたり埋め込んでいる。埋め込んだ鉄骨の端部には定着力を高める目的で PL12 のプレートを溶接した。試験体は 1/2 縮尺とした。RC 部分について、主筋は 6+2-D19(SD490)および断面中央に 2-D16(SD490)を設け、せん断補強筋は 4-D10(USD685)@40 とし、端部

*1 千葉大学大学院 工学研究科 建築・都市科学専攻 工修 (正会員)
 *2 千葉大学大学院 工学研究科 建築・都市科学専攻教授 博(工) (正会員)
 *3 千葉大学大学院 工学研究科 建築・都市科学専攻助教 博(工) (正会員)
 *4 千葉大学大学院 工学研究科 建築・都市科学専攻 博士前期課程 (学生会員)

については拘束力を高める目的で4+2巻とした。RC部のコンクリート強度は $Fc45N/mm^2$ とした。材料試験結果を表-1に示す。加力は試験体上下に加力スタブを設け、梁を立てた状態で正負交番繰返し载荷を行った(図-3)。制御は部材角(Rb)で行い、図-4に示すように、1/100radを1回、1/400, 1/200radを各2回繰返した後、1/100, 1/67, 1/50radを各4回繰返した。4回の繰返しのうち、1回目と2回目は梁の軸力が0kNを保持するよう軸方向ジャッキを制御し、また、3回目と4回目は軸方向ジャッキにより梁の軸変位を拘束した状態で水平载荷を行い、変形に伴い梁に軸方向力が作用する形式で载荷を行った。その後、梁の軸力が0kNを保持するよう軸方向ジャッキを制御しながら、1/33radを2回繰返すまでを通常载荷として一連の载荷を行った後、1/100radを10回、1/50radを10回と耐力が低下するまで多数回繰返し载荷を行った。多数回繰返し载荷においても、梁には軸力が作用しないように制御し、加力した。

2.2 実験結果

【荷重変形関係】制振梁のせん断力と部材角の関係およびパネル部のせん断力と部材角の関係を図-5に示す。参考文献4)で報告した非埋め込み型の制振梁(図-5(a)中に点線で示す。)に比べ、部材全体の剛性がやや小さくなっている。低降伏点鋼ダンパー部は大きなエネルギー吸収性能を示している。

【RC部のひび割れ幅】RC部のひび割れ状況を図-6に示す。図中(A,D)のひび割れ幅の最大値と残留ひび割れ幅の推移を図-7に示す。ひび割れ幅の計測位置は図-6中に▲で示し、クラックスケールにより計測した。制振梁のRC部のひび割れは、曲げひび割れが数本生じ、

埋め込み鉄骨部の影響で生じたと考えられる縦方向のひび割れであった。このうちRC部の曲げ剛性に影響を及ぼす曲げひび割れ幅は変形の増加とともに大きくなっていき、1/50rad時では最大0.5mm程度であった。

【RCせん断補強筋ひずみの推移】RC部のせん断補強筋のひずみ値の推移を図-8に示す。埋め込んだ鉄骨に

表-1 材料試験結果

鋼材	ヤング係数 kN/mm ²	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²
D19(梁主筋)	186	520	706
D16(梁主筋)	188	525	720
D10(補強筋)	193	729	893
PL12	203	377	484
PL6	200	263	328

コンクリート	ヤング係数 kN/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²
埋め込み型	33.1	51.7	3.26

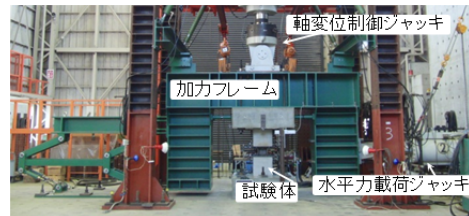


図-3 実験装置

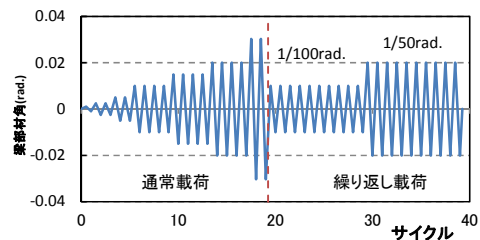


図-4 加力サイクル

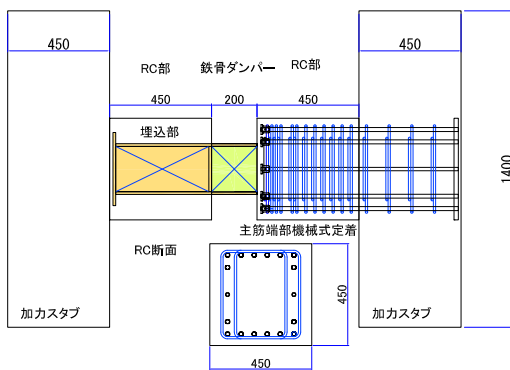
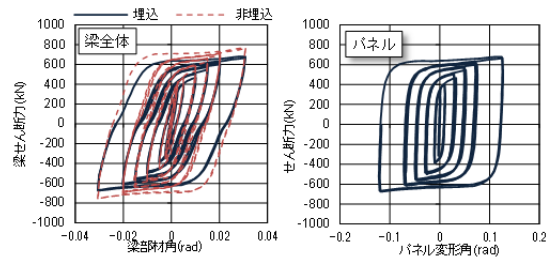


図-2 埋め込み型制振境界梁試験体 (単位:mm)



(a)梁全体 (b)ダンパー部
図-5 埋め込み型制振境界梁試験体

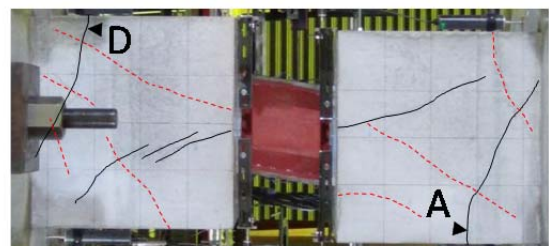


図-6 試験体状況

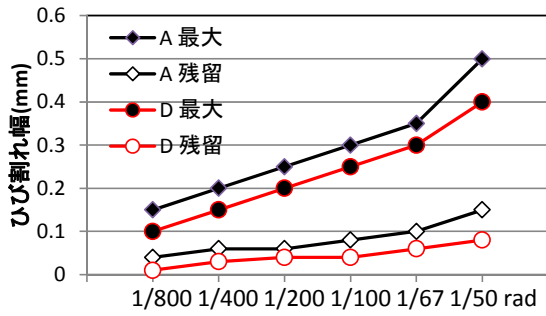


図-7 ひび割れ幅の推移

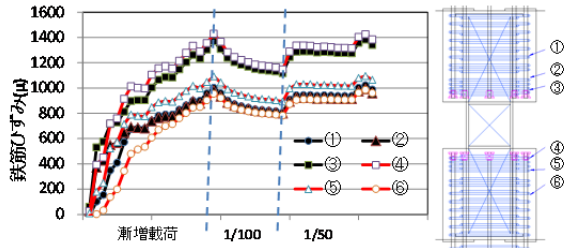


図-8 RC せん断補強筋ひずみの推移

表-2 制振梁 RC 部分の解析パラメータ

	α_2	α_3	β_1	β_2
Case1	0.1	0.001	1	1
Case2	0.1	0.001	0.75	0.9
Case3	0.1	0.001	1	0.8
Case4	0.067	0.001	1	1
Case5	0.067	0.001	0.75	0.9
Case6	0.067	0.001	1	0.8

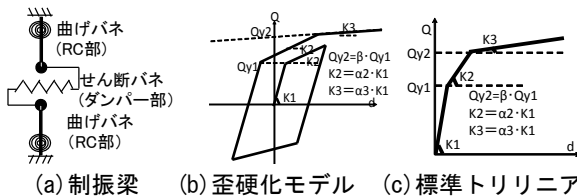


図-9 復元力モデル

よるテコ作用の影響によりパネル近傍のひずみ値が大きくなったと考えられる。

2.3 解析モデル

制振梁の部材モデルでは RC 部を曲げバネ、低降伏点鋼ダンパーをせん断バネで置換する (図-9(a))。埋め込み型制振梁のモデル化については、埋め込み鉄骨によるテコ作用が RC 部の損傷に及ぼす影響を考慮する必要がある。非埋め込み型制振梁のモデル化⁴⁾では RC 部分の第 2 分枝剛性倍率を 0.1 としたが、埋め込み型の場合、ひび割れ後の損傷による RC 部の剛性低下が非埋め込み型に比べて大きくなっている。よって、埋め込み型制振梁の解析モデルでは、実験結果より第 2 剛性倍率を低減させること、および RC 部の曲げバネ値を低減させることにより、埋め込み型制振梁の RC 部の損傷を評価する。

【ダンパー部分の復元力特性モデル】本章では制振梁の RC 部の損傷に着目してモデル化を行うため、ダンパー

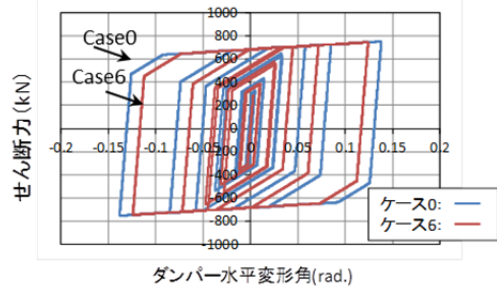
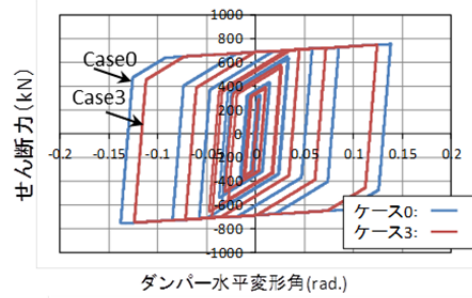


図-10 埋め込み型制振梁ダンパー部荷重変形角関係

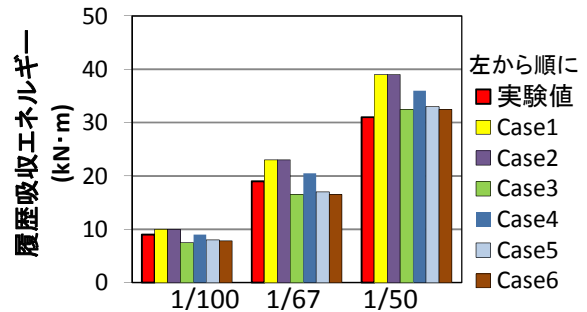


図-11 エネルギー吸収量の比較 (埋め込み型制振梁)

部分の復元力特性モデルは、実験時の荷重変形関係を概ね表現できる歪硬化型のトリリニアモデル⁴⁾とする (図-9(b))。

【RC 部の復元力特性モデル】RC 部の復元力特性モデルについて、曲げについてはひび割れ点および降伏点を考慮した TAKEDA モデル⁵⁾ ($\gamma = 0.4$ は共通。)とした。復元力特性の各特性点は従来の RC 造の評価式⁷⁾を準用する。解析パラメータを表-2 に示す。Case1 から Case3 は、非埋め込み型と同様に第 2 剛性倍率 (α_2) を 0.1、第 3 剛性倍率 (α_3) を 0.001 とした。各剛性倍率 α_2 、 α_3 は図-9(c) に示す。Case4 から Case6 についてはテコ作用の影響を考慮してひび割れ発生後の剛性低下を非埋め込み型よりも大きい値 (0.067) とし、第 3 剛性倍率は Case1 から Case3 と同様に 0.001 とした。表中の β_1 および β_2 は埋め込み型制振梁の RC 部の初期剛性を低減させるためのパラメータで以下の式で表す。

$$I = \beta_1 \times I_0 \quad (1)$$

$$A = \beta_2 \times A_0 \quad (2)$$

但し、

I: 低減した埋め込み型の制振梁の RC 部の断面 2 次モーメント

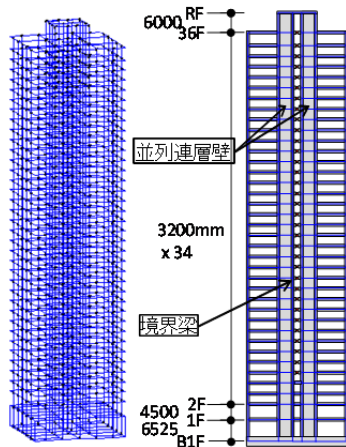


図-12 36階建て超高層RC建物解析モデル

表-3 主な部材断面

階	項目	柱1	柱2	柱3	大梁
36 (Fc30)	断面	800×800	900×800	900×900	680×750
	配筋	20-D29	20-D29	16-HD41	12-HD29
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
34,35 (Fc30)	断面	800×800	900×800	900×900	740×750
	配筋	20-D32	20-D32	16-HD41	12-HD32
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
31-33 (Fc30)	断面	800×800	900×800	900×900	800×750
	配筋	20-D35	20-D35	16-HD41	12-HD35
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
29,30 (Fc36)	断面	850×850	900×850	900×900	800×750
	配筋	20-D38	20-D38	16-HD41	12-HD38
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
24-28 (Fc42)	断面	850×850	900×850	900×900	800×750
	配筋	20-HD38	20-HD38	16-HD41	12-HD38
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
17-23 (Fc48)	断面	850×850	900×850	900×900	800×750
	配筋	20-HD38	20-HD38	16-HD41	12-HD38
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
15,16 (Fc48)	断面	900×900	900×900	900×900	800×750
	配筋	20-HD38	20-HD38	16-HD41	12-HD38
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
1-14 (Fc60)	断面	900×900	900×900	900×900	800×750
	配筋	20-HD41	20-HD41	20-HD41	12-HD38
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150

各階の()内はコンクリート設計基準強度。配筋は(本数)・(強度・径)を示す。但し、D:SD390, HD:SD490を示す。補強筋はUSD685。

表-4 耐震壁部材断面

階		1	2-24	25-36
耐震壁	壁厚	900mm	900mm	900mm
	縦筋	HD41(3列)@200	HD38(3列)@200	HD35(3列)@200
	横筋	D29(2列)@150	D29(2列)@150	D29(2列)@150

D:SD390, HD:SD490を示す。

表-5 境界梁部材断面

断面	構造種別		主筋	あばら筋	パネル性能
	1-4階	5-36階			
750×900	RC梁	制振梁	8-HD38 (上下)	4-D13 @150	400×400×16 (B/t=25)LY225

D:SD390, HD:SD490を示す。

表-6 解析用地震動諸元

	入力倍率	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)	継続時間(s)
CODE-ELC	1.48	506	50	50
CODE-HAC	1.44	330	50	50
CODE-BCJL2	1.0	330	54	80

I_0 : 非埋め込み型の制振梁のRC部の断面2次モーメントで、鉄筋を考慮する。

A: 低減した埋め込み型の制振梁のRC部の断面積

A_0 : 非埋め込み型の制振梁のRC部の断面積

2.4 解析モデルの比較

解析結果から求めた埋め込み型制振梁のダンパー部分の荷重変形関係の例を非埋め込み型の履履(Case0)⁴⁾とあわせて Case3 および Case6 について図-10 に示す。また Case1 から Case6 の解析結果について、梁部材角 1/100rad, 1/67rad, 1/50rad 時の履歴ループから算出したエネルギー量と実験結果の比較を図-11 に示す。解析ケース1~6の中で、Case5の結果が実験値を1/100~1/50radにわたってなるべく安全側でかつ最も実験値に近い値となった。よって、埋め込み型の制振梁の解析モデルには Case5 のパラメータを使用することとする。

3. 制振梁を有する壁フレーム構造の地震応答解析

3.1 解析概要

建物中央にL型耐震壁を有する36階建超高層RC造建物⁹⁾を対象に地震応答解析を行う(図-12, 表-3, 表-4, 表-5)。耐震壁は全層に配置し、壁間の境界梁は5階から最上階まで制振梁を配置し、1階から4階まではRC梁を配置した。解析モデルは剛床仮定の立体フレームモデルとする。柱及び大梁のスケルトンカーブは曲げひび割れ点及び曲げ降伏点を折れ点としたトリリニア型とし、曲げ降伏時の剛性低下率は菅野式⁷⁾を用いて算出する。履歴特性はTAKEDAモデル⁵⁾とし、除下時剛性低下指数は柱が0.4, 梁が0.5とする。耐震壁は平面保持を仮定したFiberモデルに置換したモデル⁶⁾とする。せん断の履歴特性は原点指向型とし、せん断終局強度は荒川mean式⁷⁾により算出する。制振梁の解析パラメータは、RC部の復元力特性が2タイプ(埋め込み型, 非埋め込み型)、低降伏点鋼ダンパーの復元力特性が2タイプ(標準トリリニア, 歪硬化型トリリニア)である。また、RC部については、非埋め込み型は通常のTAKEDAモデルとし、埋め込み型は初期剛性と第2分枝剛性を低減させたCase5のTAKEDAモデルとする。内部粘性減衰は瞬間剛性比例型($h_1=0.03$)とする。また、検討用地震動は、法告示によるレベル2相当の模擬地震動3波(第2種地盤, 表-6)とする。

3.2 応答解析結果

埋め込み型及び非埋め込み型の制振梁を有する壁フレーム構造の地震応答を図-13および図-14に示す。層せん断力分布等の応答値を見ると、地震波による応答量の違いはあるものの、解析モデルの違いが建物全体の応答量へ与える影響は小さいことがわかる。

4. 制振梁と地震応答

4.1 制振ダンパーの復元力特性モデルの影響

ダンパー部の復元力モデルの違いによる応答を非埋め込み型について図-15, 埋め込み型について図-16に

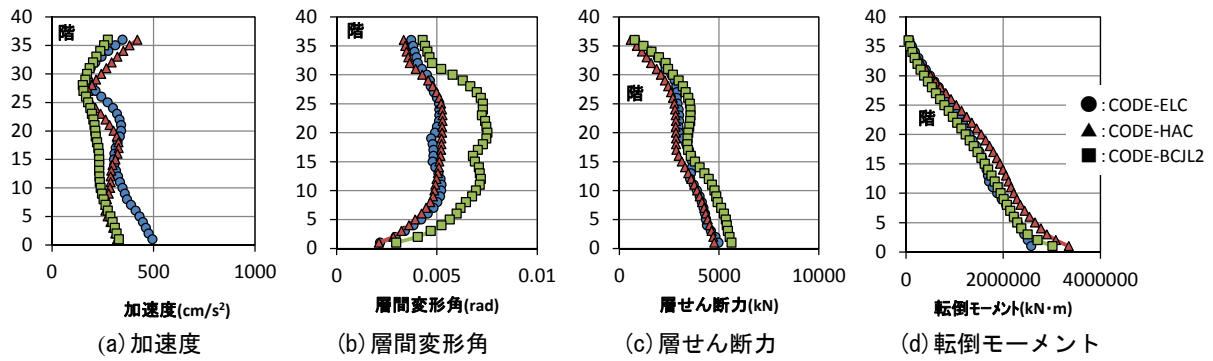


図-13 埋め込み型制振梁（歪硬化考慮）を有する壁フレーム構造の地震応答

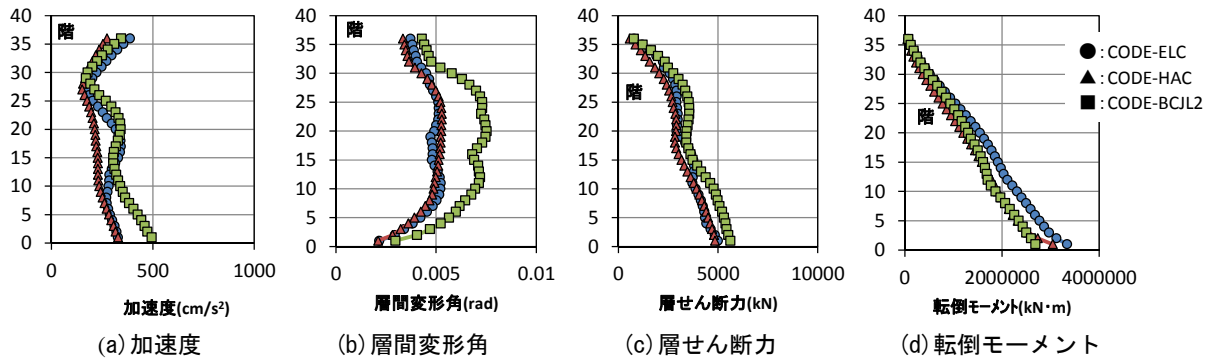


図-14 非埋め込み型制振梁（歪硬化考慮）を有する壁フレーム構造の地震応答

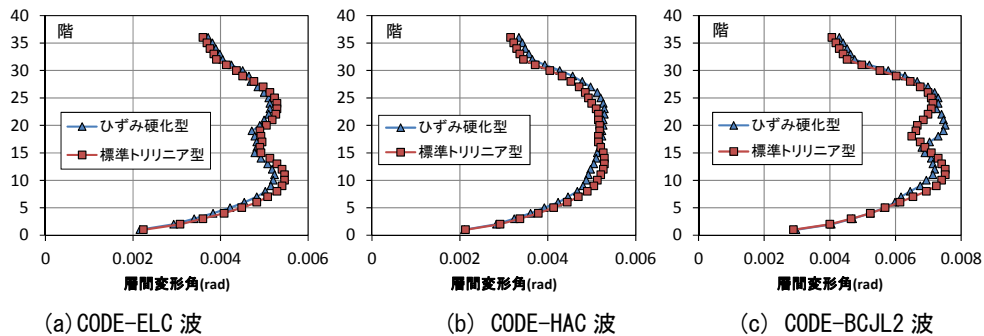


図-15 非埋め込み型ダンパーの復元力特性の違いによる層間変形角の比較

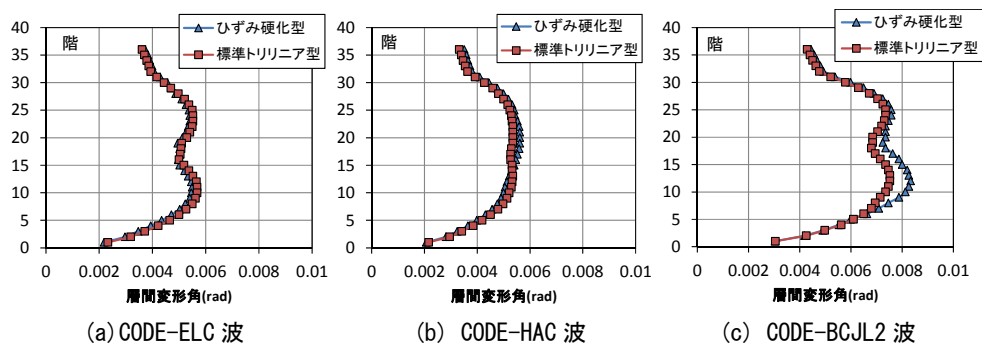


図-16 埋め込み型ダンパーの復元力特性の違いによる層間変形角の比較

示す。解析モデルにおけるせん断バネの復元力特性による応答値を見ると、地震波により中間層においてやや違いはあるが、せん断バネを標準トリリニアとした制振梁の解析モデルを用いても、埋め込み形式によらず、せん断バネを歪硬化型トリリニアとした場合とほぼ同等の結果が得られている。

4.2 埋め込み形式の影響

埋め込み形式の違いを考慮した制振梁の解析モデルを用いた地震応答の比較を図-17、図-18に示す。これらの応答値を見ると、制振梁の埋め込み形式が壁フレーム構造の地震応答に与える影響は大きくないが、中間層では非埋め込み型による層間変形角は埋め込み型よりや

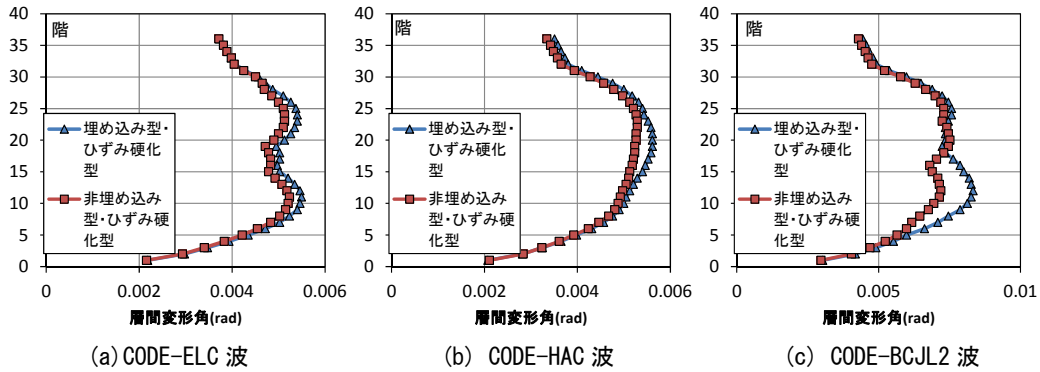


図-17 制振梁の埋め込み形式の違いによる層間変形角の比較

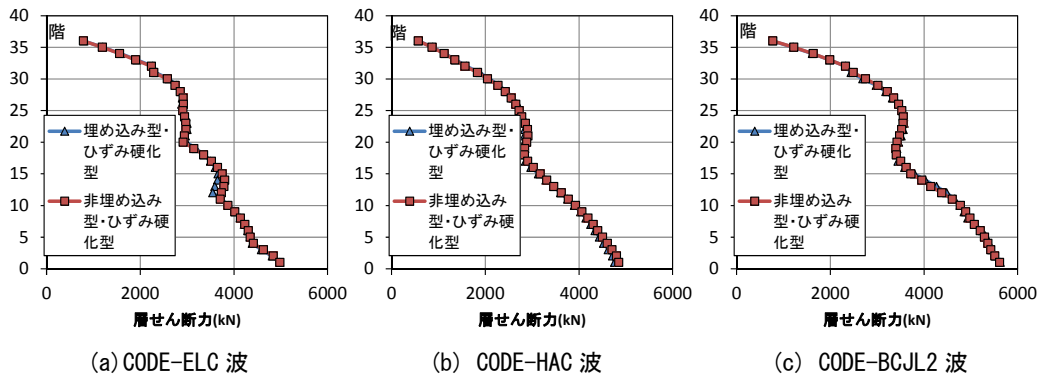


図-18 制振梁の埋め込み形式の違いによる層せん断力の比較

や小さい傾向が見られる。

5. まとめ

埋め込み型の制振梁の解析モデルを構築して、超高層RC造壁フレーム構造を対象に地震応答解析を実施して、制振梁が地震応答に及ぼす影響を検討した。本解析の範囲内であるが、以下に得られた知見を示す。

- (1) 埋め込み型の制振梁の解析モデルは、非埋め込み型と同様に端部の曲げバネと中央部のせん断バネでモデル化できる。
- (2) 埋め込み型の制振梁の解析モデルでは、鉄骨部のテコ作用によるRC部の損傷を端部の曲げバネの剛性低減により評価できる。
- (3) 制振梁の埋め込み形式が壁フレーム構造の地震応答に与える影響は大きくないが、中間層の層間変形角では非埋め込み型が埋め込み型よりやや小さい傾向が見られる。
- (4) せん断バネを標準トリリニアとした制振梁の解析モデルを用いても、壁フレーム構造の地震応答は概ね評価できる。

今後は、制振梁を有する中高層RC造壁フレーム構造について検討を行い、制振梁を用いた壁フレーム構造の損傷制御デザインを研究していきたい。

参考文献

- 1) 竹中啓之, 濱田聡, 菊田繁美, 石岡拓: 超高層鉄筋コンクリート造建物に用いるL型立体耐震壁の実験的研究, コンクリート工学, Vol.34, No.2, pp.391-396, 2012.7
- 2) 永井覚, 閑田徹志, 丸田誠: RC部材との材軸直交接合面を有するPCa高靱性繊維補強セメント複合材料梁部材の構造性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造IV, pp.103-104, 2005.9
- 3) 佐藤宏貴, 島崎和司, 黒瀬幸信, 熊谷仁志, 戸沢正美: 極低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーの実験的研究, 構造工学論文集, Vol.49B, pp.503-509, 2003.3
- 4) 竹中啓之, 和泉信之: 低降伏点鋼を用いた非埋め込み型RC・S造複合梁の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.60B, pp.81-88, 2014.3
- 5) Takeda, T. etc: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, Dec.1970
- 6) Tamma Aditya ほか: 低降伏点鋼を制振梁を用いた超高層RC造壁フレーム構造の地震応答に関する研究(その1)境界梁の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造IV, pp.605-606, 2015.9
- 7) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 2010