

論文 低降伏点鋼デバイスを組み込んだ高層RC造建物の地震応答解析

和泉信之^{*1}・竹中啓之^{*2}・清水 隆^{*3}・多田公平^{*4}

要旨：低降伏点鋼デバイスを組み込んだ高層RC造建物を対象とする地震応答解析モデルについて、制振デバイス付き間柱や骨組の水平載荷実験結果との比較、異なる解析モデルによる骨組の応答値の比較を行い、解析結果の精度およびその妥当性を検討した。さらに、階数、デバイス数等をパラメータとした高層RC造建物の地震応答解析を行い、低降伏点鋼デバイスによる変形低減効果および等価減衰定数等について検討した。

キーワード：RC造建物、高層建物、制振、地震応答解析、耐震性能、変形制御

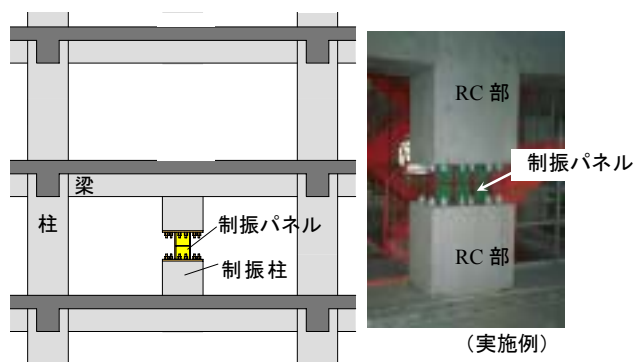
1. はじめに

著者らは、鉄筋コンクリート造（以下、RC造と呼ぶ）建物の大地震時の損傷制御を目的として、エネルギー吸収型デバイス、いわゆる制振デバイスの適用に関する研究¹⁾等を行ってきた。

RC造では、鉄骨造と異なり、ひび割れにより制振デバイスが接合された部材等の剛性低下が生じて、制振デバイスの効果が低減することが危惧される。そのため、著者らは制振デバイス付き部材¹⁾や骨組²⁾の構造実験による性能評価を行ってきた。従来、RC造建物では、制振技術は鉄骨造に比べて利用が少なかったが、最近、高層建物ではスパンの増大や高強度化に伴い、実用化が進められている。高層RC造の設計では、様々な地震応答解析モデルが用いられるが、制振デバイス付き骨組の解析では、実験結果との比較等、解析モデルの妥当性に関する検証が十分とは言えない。また、制振デバイスの採用には、接合部材等の影響を含めた精度の良い変形制御効果の評価が重要である。

そのため、本論文では、低降伏点鋼デバイスを組み込んだ高層RC造建物を対象とする地震応答解析モデルについて、水平載荷実験結果との比較、骨組の応答比較を行い、その妥当性を

検討する。さらに、階数、デバイス数をパラメータとした高層RC造建物の解析を行い、低降伏点鋼デバイスによる変形制御効果等について検討する。なお、ここでは、一般の高層建物に適用性が高い低降伏点鋼デバイス（以下、制振パネルと呼ぶ）を組み込んだ間柱（以下、制振柱と呼ぶ）を対象とする（図—1）。



図—1 高層RC造骨組と制振柱

2. 地震応答解析

2.1 解析計画

本解析では、高層RC造建物を対象として、制振柱の解析モデルの検証を目的とする「検証解析」および制振柱による変形制御効果の評価を目的とする「制振解析」を計画する。

「検証解析」では、まず、制振柱および制振

*1 戸田建設（株）構造設計部グループ長 博（工）（正会員）

*2 戸田建設（株）技術研究所 工修 （正会員）

*3 戸田建設（株）構造設計部

*4 戸田建設（株）構造設計部 工修

柱付き骨組の実験試験体の解析を行い、解析モデルの精度等を検討する。次に、制振柱付き高層骨組の解析を行い、解析モデルによる応答結果の違いを検討する。「制振解析」では、階数、制振柱数を変えた高層建物の解析を行い、制振柱の変形制御効果等について検討する。

2.2 解析方法

制振柱の解析モデルは、著者が提案した曲げせん断モデル¹⁾（以下、提案モデルと呼ぶ）と2種類の検討モデルを設定する（図-2）。提案モデルは、制振パネルをせん断ばねに、RC部を曲げばねに置換した弾塑性ばねモデルである。RC部の曲げばねは、提案モデルではひび割れを考慮した弾塑性ばねであるが、検討モデル1では弾性ばねに、検討モデル2では剛とする。

骨組の解析モデルは、制振柱を提案モデルとし、部材の弾塑性特性に立脚したフレームモデルのほかに、等価曲げせん断モデルを設定する。等価曲げせん断モデルでは、制振柱を除いた骨組の静的非線形解析結果に基づいた等価な曲げせん断ばね（曲げ：弾性，せん断：弾塑性）に、剛床仮定により制振柱モデルを並列させる。制振柱モデルは、境界梁が取付いた制振柱の提案モデルを基本モデルとし、周辺部材の評価を変えた2種類の検討モデルを設定する（図-3）。復元力特性は、RC部材をTAKEDAモデル³⁾、制振パネルを標準トリリニアとする。内部粘性減衰は、瞬間剛性比例型（ $h1=3\%$ ）とする。

2.3 検討用地震動

検討用地震動は、図-4に示す応答スペクトルに対応した2種類の模擬地震動である。BCJ波は、いわゆる日本建築センター波⁴⁾であり、

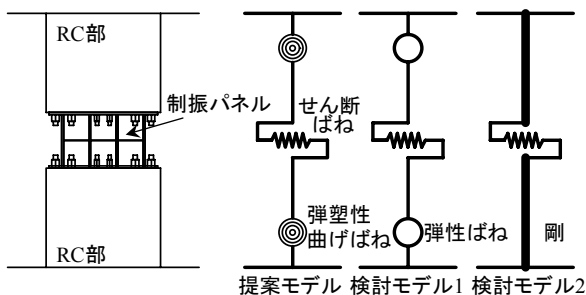


図-2 制振柱の解析モデル

KANTO波は、関東地震を想定したやや長周期の成分を含む模擬地震動波形である。

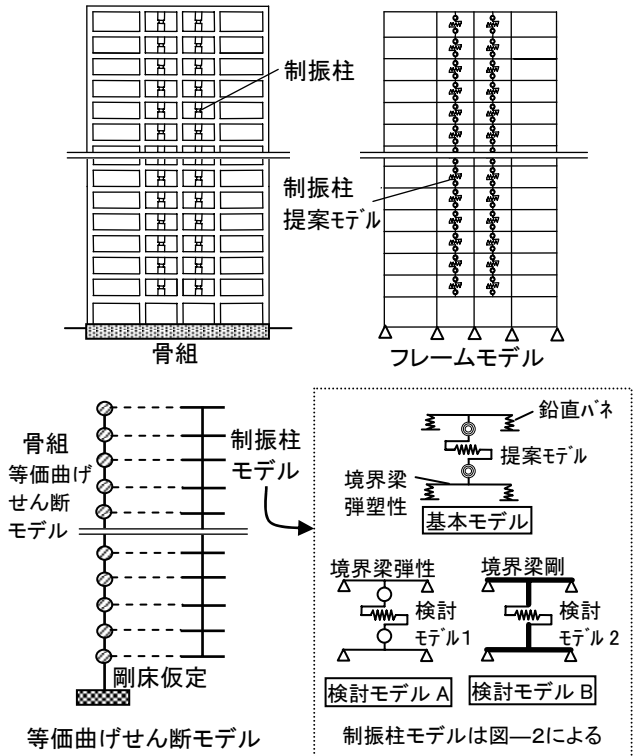


図-3 制振柱付き骨組の解析モデル

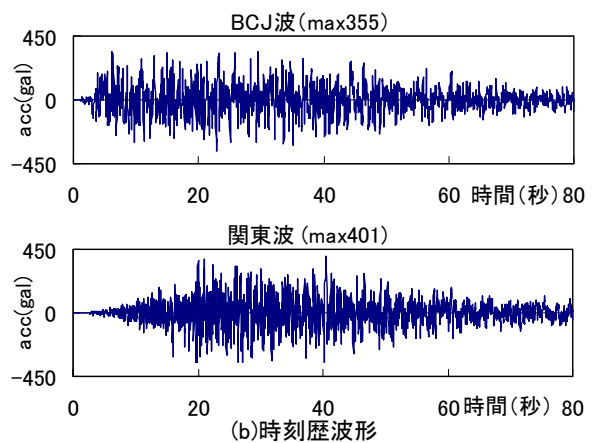
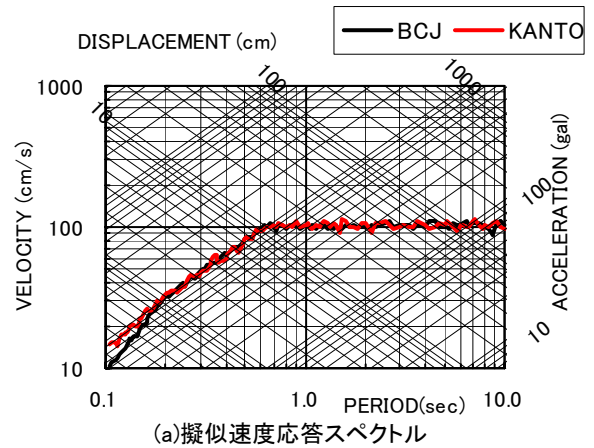


図-4 検討用地震動

3. 制振柱実験の検証解析

3.1 制振柱実験の概要

制振柱の検証解析用実験は、低降伏点鋼（降伏点 235N/mm² 級）を用いた実大制振柱試験体の水平載荷実験¹⁾である（図-5）。制振柱の水平力—水平変形角関係は、制振パネルの挙動が支配的であり、RC 部とのずれ変形は極めて小さく、RC 部の残留ひび割れは 0.04mm 以下である。

3.2 制振柱実験の解析

図-2 に示す解析モデルを用いて制振柱試験体の静的非線形解析を行う。制振パネルの諸定数（図-6）は、ウェブ板の断面および制振パネル単体実験結果に基づき設定している¹⁾。

3.3 制振柱実験の解析結果

制振柱の荷重変形関係の比較を図-7 に示す。提案モデルは、制振パネルの耐力上昇をやや小さく評価しているが、RC 部に生じた曲げひび割れも考慮されており、実験結果と比較的良好に対応している。

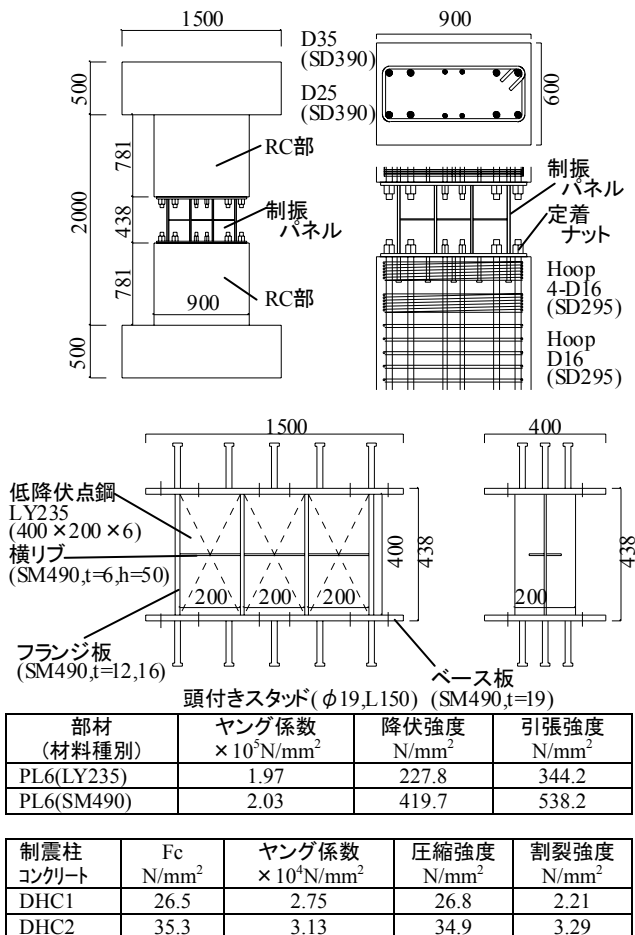
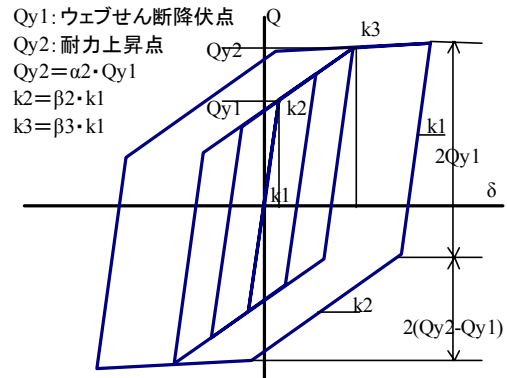


図-5 制振柱試験体

制振柱のエネルギー吸収量（図-8）を見ると、同一の制振柱の水平変形角（Rc）時点では、RC 部の変形を弾性評価した検討モデル 1、あるいは無視した検討モデル 2 では、実験値に対して過大に評価している。制振柱の解析モデルでは、制振デバイスが接合された RC 部の変形を適切に考慮する必要があることがわかる。



	Qy1 (kN)	$\alpha 2$	k1 (kN/mm)	$\beta 2$	$\beta 3$
DP23-235	448	1.5	715	0.1	0.0075

図-6 制振パネルの復元力特性

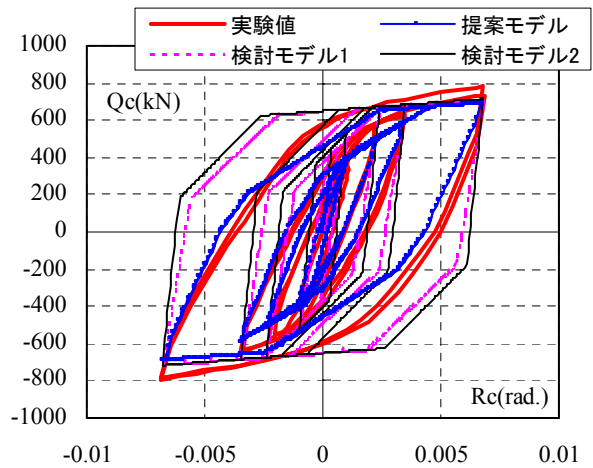


図-7 制振柱の荷重変形関係の比較

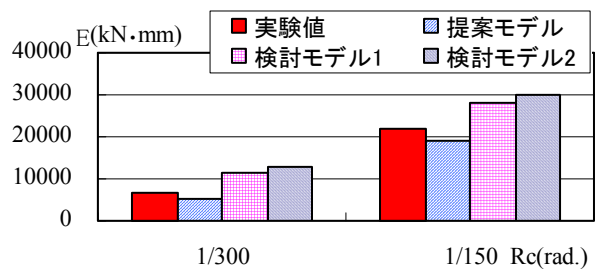


図-8 制振柱のエネルギー吸収量の比較

4. 制振柱付き骨組実験の検証解析

4.1 制振柱付き骨組実験の概要

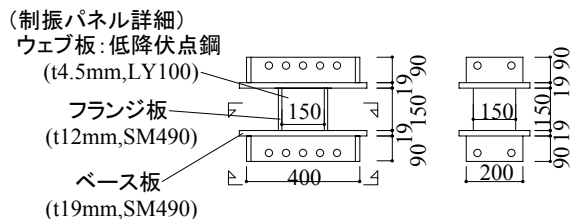
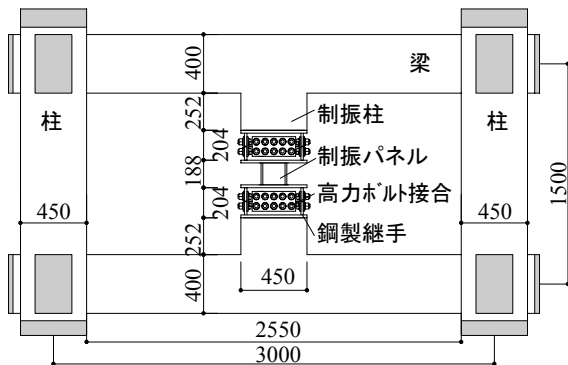
制振柱付き骨組の検証解析用実験は、低降伏点鋼（降伏点 100N/mm^2 級）を用いた縮尺約 1/2 の 1 層 1 スパンの制振柱付き骨組試験体の水平載荷実験²⁾である（図-9）。骨組の荷重変形関係（図-11、実験値）を見ると、梁主筋が降伏していない水平変形角が 1/100 以前において、制振パネルの降伏により、紡錘形を示している。

4.2 制振柱付き骨組実験の解析

制振柱付き骨組試験体の解析モデル（図-10）を用いて静的非線形解析を行う。制振柱の解析モデルは、3 章と同様に設定（図-2）する。

4.3 制振柱付き骨組実験の解析結果

骨組の荷重変形関係の比較を図-11 に示す。制振柱の RC 部のひび割れによる剛性低下を無視した検討モデル 1 や 2 では、骨組の剛性を実験値より大きく評価している。一方、提案モデル



	B×D(mm)	主筋	帯筋
柱	450×450	16-HD22	4-φ6@50
梁	200×400	4+2-HD19	4-φ6@40
制振柱	200×450	10-HD19	4-D6@55 2-D6@40

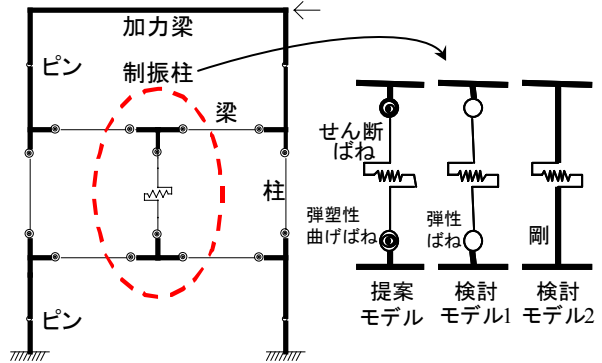
HD筋：SD490、φ筋：USD685、D筋：SD295

鋼材 (材料種別)	ヤング係数 $\times 10^5\text{N/mm}^2$	降伏強度 N/mm^2	引張強度 N/mm^2
PL4.5(LY100)	1.69	97	248
PL12(SM490)	2.06	384	530

コンクリート	ヤング係数 $\times 10^5\text{N/mm}^2$	圧縮強度 N/mm^2	割裂強度 N/mm^2
梁、制振柱	0.26	31	2.35
柱	0.35	55	4.56

図-9 制振柱付き骨組試験体

ルは、鉄筋降伏以降の耐力がやや小さいが、実験結果を安全側に評価している。



$Q_{VI}(\text{kN})$	α_2	$k_1(\text{kN/mm})$	β_2	β_3
57.4	2.5	267.5	0.4	0.04

記号は図-6による。

図-10 制振柱付き骨組試験体の解析モデル

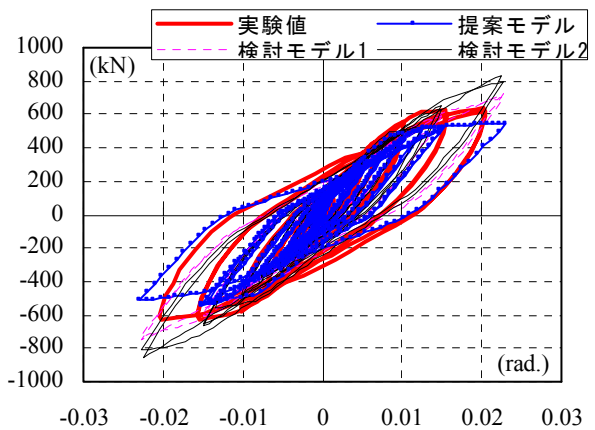


図-11 骨組の荷重変形関係の比較

5. 制振柱付き高層骨組の検証解析

5.1 解析対象骨組と解析モデル

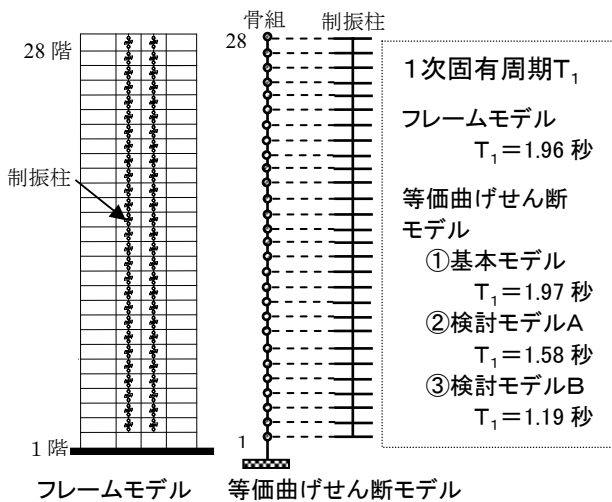
解析対象は、28 層 4 スパンの骨組であり、制振柱が中央に 2 列配置されている（図-12）。解析モデルは、図-3 に示すフレームモデルと等価曲げせん断モデル 3 ケース（基本 1+検討 2）である。フレームモデルと基本モデルにおける制振柱の解析モデルは、提案モデルである。なお、各解析モデルの固有周期は異なるが、検討用地震動の速度一定領域の周期帯である。

5.2 地震応答解析

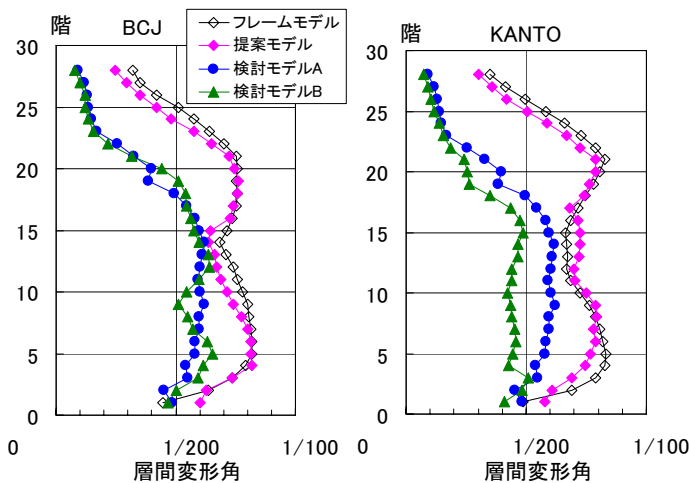
フレームモデルでは、制振パネルは降伏しており、RC 部には曲げひび割れが生じている。

層間変形角の比較（図-13）では、基本モデル

ルによる値はフレームモデルによる値と比較的良く対応している。一方、検討モデル A や B は、固有周期が異なるが、その応答値はフレームモデルの値より小さく、制振柱の変形低減効果を過大評価するとともに、高さ方向の層間変形角の分布形も異なっている。制振柱の提案モデルは、前章までの実験結果との対応も良好であり、フレームモデルとともに等価曲げせん断モデルにも利用できる実用的な解析モデルといえる。



図—12 解析対象の28層4スパン骨組



図—13 28層骨組の層間変形角の比較

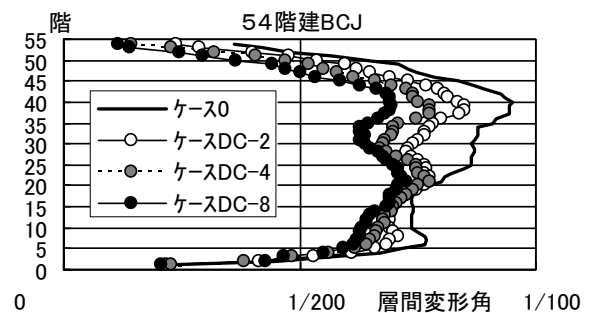
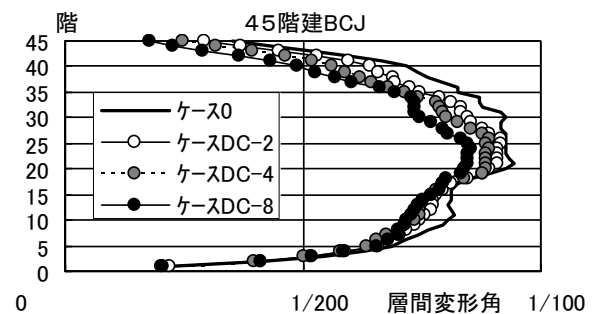
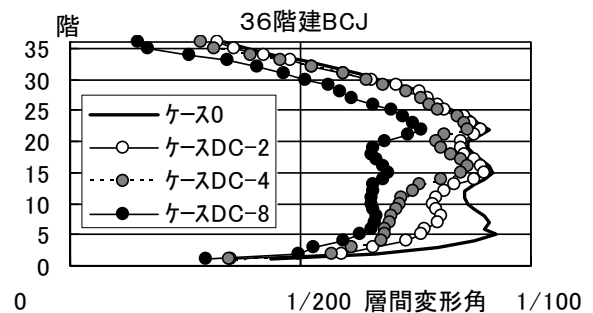
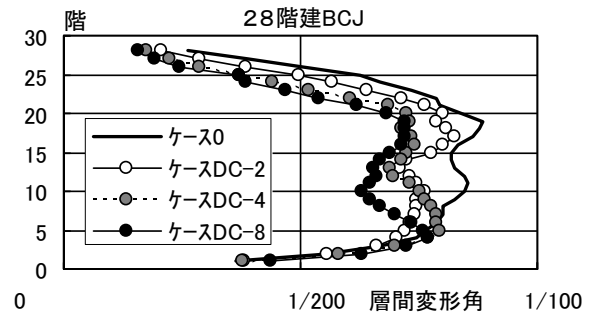
表—1 高層RC造建物の諸元と1次固有周期

検討建物	高さ (軒高)	制振柱無し	制振柱2個	制振柱4個	制振柱8個
		ケース0	ケースDC-2	ケースDC-4	ケースDC-8
28階	93.0m	2.05秒	1.90秒	1.78秒	1.59秒
36階	114.6m	2.27秒	2.11秒	1.98秒	1.79秒
45階	146.1m	3.05秒	2.90秒	2.78秒	2.59秒
54階	174.2m	3.49秒	3.36秒	3.23秒	3.03秒

6. 高層建物の制振解析

6.1 解析対象建物と解析モデル

解析対象は、28～54階建の高層建物4例とする(表—1)。解析モデルは、等価曲げせん断モデルの基本モデルとする。なお、本検討では、制振柱の設定位置を特定しないので、境界梁の鉛直バネは無視する。制振柱は全階に同数設け、その設置数は、2, 4, 8箇所とする。



図—14 高層RC造建物の最大応答層間変形角の比較例(BCJ波)

6.2 地震応答解析

(1) 層間変形角の低減

層間変形角の比較(図-14)では、制振柱の設置数が増すに伴い、概ね変形角が低減し、各層の変形が均一化する傾向が見られる。

(2) 制振柱の変形低減への寄与

制振柱による層間変形角の低減は、剛性および減衰の増大によるものと考えられる。そこで、制振パネルの履歴エネルギー吸収を無視し、履歴法則を非線形弾性とする逆行型モデルを設定して、変形低減効果を比較する(図-15)。

制振柱の剛性増大のみによる層間変形角の低減効果が明瞭であり、階により異なるが、低減効果の概ね50%程度を占めている。

(3) 制振柱の換算減衰定数

各層の降伏点剛性を等価剛性とし、減衰定数を変えた非制振線形骨組の地震応答解析を行い、制振柱付き骨組の変形(高さの2/3位置)と同等程度の変形を生じる非制振線形骨組の等価減衰

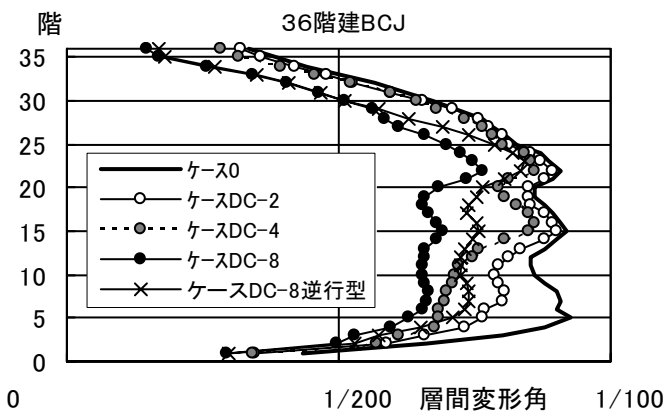


図-15 36階建物の層間変形角の比較(BCJ波)

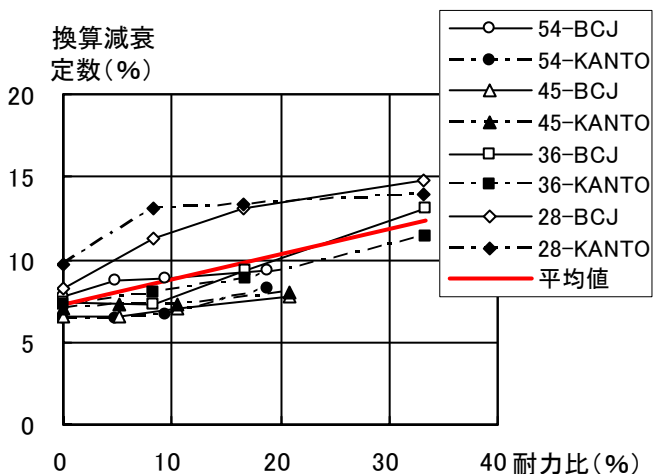


図-16 制振柱の換算減衰定数

定数(以下、換算減衰定数と呼ぶ)を求める。換算減衰定数と制振柱の耐力比(制振柱の第2点耐力合計を建物総重量で除した値)の関係を図-16に示す。換算減衰定数は、非制振の場合、6~9%程度であるが、本解析の範囲では、制振柱の設置により、7(制振柱耐力比5%)~12%(制振柱耐力比30%)程度に増大している。

7. まとめ

これまでの低降伏点鋼制振柱付き骨組等の解析から得られた知見を以下に示す。

(1) 制振柱の解析モデルには、構造実験結果との検証から、制振パネルが接合された部材等の変形を適切に考慮することが必要である。

(2) 著者が提案している制振柱の曲げせん断モデルは、実験結果との比較および高層骨組の解析結果から見て、実用的な妥当性がある。

(3) 制振柱は高層建物の地震時層間変形角を均一化し、その設置数によるが、20~40%程度低減することが可能である。

(4) 制振柱による変形低減は、剛性および減衰の増大効果によるものである。

(5) 高層建物の等価減衰定数は、制振柱の設置により、7~12%程度とすることが可能である。

参考文献

- 1) 和泉信之ほか：低降伏点鋼パネルを組み込んだRC柱の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.1099-1104，2000.6
- 2) 和泉信之ほか：制振デバイス付きRC造骨組の耐震性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.1057-1062，2002.6
- 3) Takeda, Sozen and Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970
- 4) 建設省建築研究所，日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針(案)，1992