

中規模高層共同住宅での制震構造の応用と実践

石村友乃 * 近藤秀信 ** 吉村由紀 * 梅田正芳 ***

耐震性の高い共同住宅への関心と需要は高く、大手住宅デベロッパーでは高さ 60m を超える建物計画は、免震や制震またハイブリッド構造とすることが必須となっている。ここでは、高さ 80m 程度の中規模共同住宅で応用、実践した省スペース型の制震構造について、建物形状、デバイス、設置基数などの違いから特性と耐震性能についてまとめた結果を示す。

キーワード：高層共同住宅、鉄筋コンクリート造、制震構造、履歴系ダンパー、粘性系制震壁

1. はじめに

近年、東北地方太平洋沖地震（平成 23 年 3 月 11 日）や熊本地震（平成 28 年 4 月 14 日）に代表される震度 7 を超える大型の地震が発生している。首都圏での共同住宅は建物高さ 60m を超える建物が数多く設計、施工され、高層化が進んでいる。そのため、耐震性の高い共同住宅への関心と需要は高く、大手住宅デベロッパーでは高さ 60m を超える建物計画には、免震や制震構造およびハイブリッド構造（免震構造と制震装置を組合わせた構造）とすることが必須となっている。当社でも建物高さ 60m を超える共同住宅の設計は中間階に免震層を設けた免震構造や制震構造およびハイブリッド構造の案件が増加し、制震構造の全国の施工実績も 1400 棟に至る。

建物高さが 100m を超える超高層マンションにおけるハイブリッド構造の有効性については報告¹⁾を行っている。本報告では建物高さ 80m 程度の中規模高層共同住宅において採用した省スペース型の制震構造について、建物形状、デバイスおよび設置基数などの違いから特性と耐震性能についてまとめた結果を示す。なお、本研究では三つのモデルを設定し、モデル I では粘性体制震壁または履歴減衰型間柱を用いたデバイスの種類及び設置基数、モデル II では制震装置の長さ及び設置階数による建物の応答を比較検討し、モデル III では免震構造における制震装置に有効性について考察した。

搭状比は 3.3) となっている。構造種別は鉄筋コンクリート造、架構形式は地上階が純ラーメン構造、地下階が耐震壁付ラーメン構造としている。上部構造の部材断面は基準階において柱が \square -1100×1100~1200×1200、大梁が $B \times D=620 \times 850 \sim 870 \times 900$ としており、コンクリート強度は B2~2 階で柱 Fc54~60、B1~3 階大梁床 Fc54~48、住宅階は柱 Fc60~36、大梁床 Fc48~36 としている。Fig. 2 に示す粘性減衰型（粘性体制震壁：オイレス工業(株)製）：以下、制震装置 A をプランの制約により、0°（以下、X）方向に粘性耐震壁長さ L=1000mm を 1 基、90°（以下、Y）方向に L=800mm を 2 基配置した（■印）。なお、設置階は、予備応答解析結果より変形が大きかった 3~17 階とした。建物の固有周期は並進方向で約 1.90 秒、ねじれ方向で約 1.49 秒となっている。



Fig. 1(a) 基準階(5~8階)伏図 (■: 制震装置A位置)

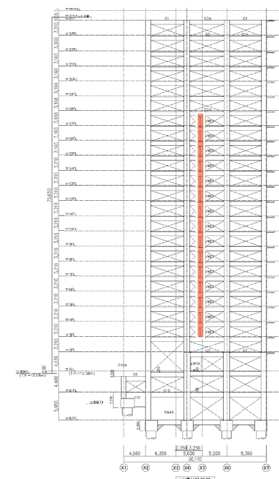


Fig. 1(b) Y3 通軸組図 (■: 制震装置A位置)

2. 建物モデル I による検討

2.1 建物概要

検討する建物ベースモデル I²⁾は地下 2 階地上 23 階建ての制震構造で 1 階が共用部、2 階以上が共同住宅、地下階が機械室である。Fig. 1(a), (b) に建物形状を示す。地上階は約 29.05m × 25.07m のひし形状であり、建物高さは 75.65m（短辺方向の

- | | | | |
|-----|------|-------|----------|
| * | 設計本部 | 構造設計部 | 構造第一グループ |
| ** | 設計本部 | 構造設計部 | 構造第二グループ |
| *** | 設計本部 | 構造設計部 | |

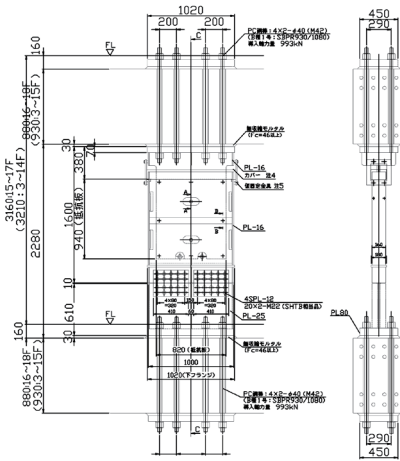


Fig. 2 採用した制震装置A (粘性体耐震壁)

2.2 検討用地震波の概要

建物ベースモデル I の敷地地盤は、武蔵野台地の東縁部が古川河口部から東京湾岸部に形成された沖積低地へと移行する部分であり、台地と低地の境界部に当たっている。液状化に対する危険度は低い地域である。PS 検層の結果より、GL-22~23m の砂礫層 (S 波速度 400m/s 以上) が工学的基盤の上端と想定される。常時微動計測の測定結果より地盤の卓越周期は 0.33 秒付近で第二種地盤と判定される。事前に実施した時刻歴応答解析により、検討用地震波は応答結果が大きくなる既存観測波 2 波、告示波 1 波を採用した。既存観測波は 50cm/s の最大速度値で基準化した(a)EL CENTRO 1940 NS および(b)HACHINOHE 1968 NS を、告示波はレベル 2 の模擬地震動波形とし、HACHINOHE 1968 NS 位相によるもの(c-I)を採用した。Table 1 に採用する地震波の諸元を示す。

Table 1 採用する地震波の諸元

		最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)	最大変位 (cm)	継続時間 (sec)
a	既存観測波 EL CENTRO 1940 NS	510.8	50	12.4	53.8
b	既存観測波 HACHINOHE 1968 NS	348.9	50	16.3	234
c-I	告示波 (HACHINOHE 1968 NS 位相)	458.2	76	43.9	200

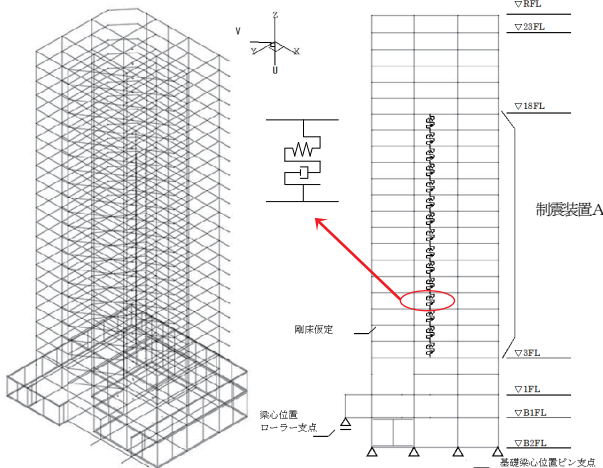


Fig. 3 解析モデル I

2.3 解析モデルの概要

地震動に対する時刻歴応答解析を行った立体解析モデル I の概要を Fig. 3 に示す。今回比較検討する制震装置は層間変形に作用するタイプであるため、上部構造の復元力は曲げせん断分離型モデルとし、建物全体曲げ変形とせん断変形を分離した。建物全体の曲げ剛性は、静的荷重増分解析結果の初期弾性状態での柱の軸変形と、軸力のエネルギー保存則から求めた等価曲げ剛性を各階の回転ばねとして評価した。内部粘性減衰は瞬間剛性比例型、1 次固有周期に対して 3% とした。解析プログラムは RESP-D (構造計画研究所) を使用した。

2.4 制震装置の違いによる比較

建物ベースモデル I において、各階の設置基数を同じとし、制震装置 A を Fig. 4 に示す履歴減衰型 (JFE の制震間柱 (BCJ 評定-ST02354-01) JFE シビル株式会社) : 以下、制震装置 B に置換えたモデルを検討する。

制震装置 A を採用した場合 (CASE-A) と制震装置 B を採用した場合 (CASE-B) について、重心位置における最大応答層間変形角の比較を Fig. 5 (a) に、既存観測波 b による制震装置の吸収エネルギーの分担割合を Fig. 5 (b) に示す。

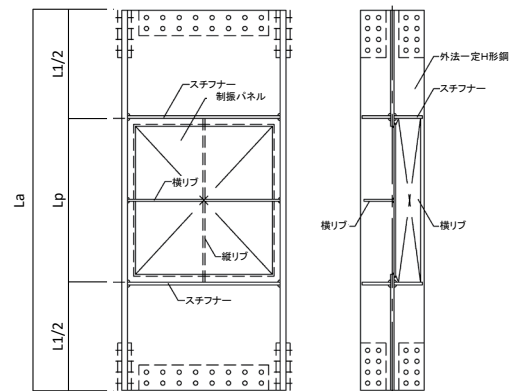


Fig. 4 制震装置 B : 履歴減衰型 (JFE の制震間柱)

● ELCENTRO NS ▲ HACHINOHE NS □ 告示波

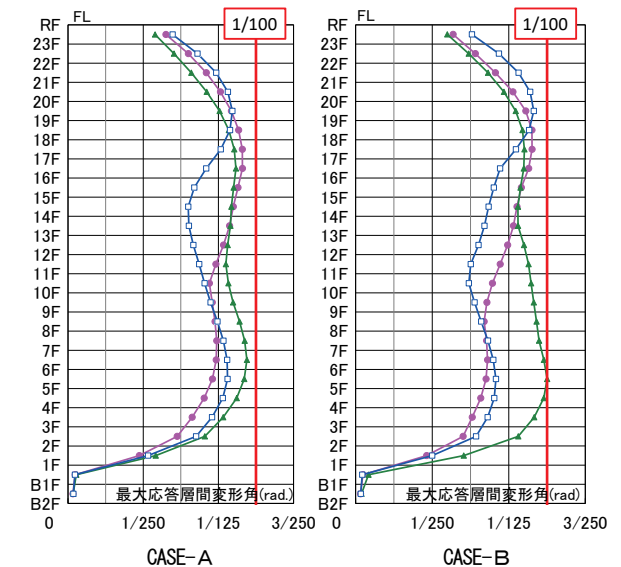


Fig. 5(a) 最大層間応答変形角の比較

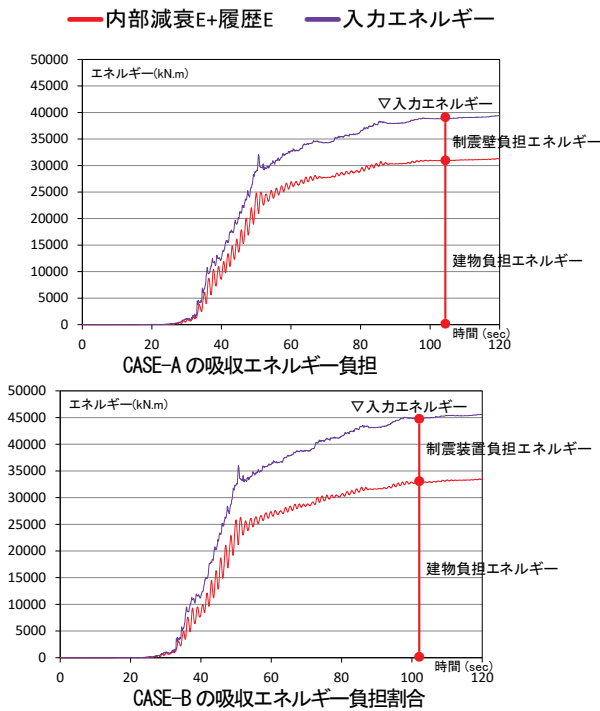


Fig. 5(b) 制震装置の吸収エネルギー負担の比較

層間変形角は4~6階にてY方向ではCASE-Aが $R=1/104$, CASE-Bが $R=1/100$ であり, 大きな差は生じていない. 20階以上ではCASE-Bで, 地震波c-Iの層間変形角が卓越している.

地震波bにおける制震装置の吸収エネルギー負担はY方向において, CASE-Aでは17.3~19.0%, CASE-Bでは20.6~24.5%であり, 履歴減衰型制震装置を採用したCASE-Bが2割程度高くなっている.

CASE-Aの制震装置よりCASE-Bで採用した制震装置の剛性が高いことにより, 5~6階で層間変形角が大きく, 制震装置の吸収エネルギーが大きくなっていると考えられる.

2.5 制震装置の基数の相違による比較

制震装置の設置基数を変更することで制震装置の効果を検討する. 3~17階に設置する制震装置Bの基数をFig. 6に示す. 4基の場合 (CASE-B4) と8基の場合 (CASE-B8) について, 重心位置における最大応答層間変形角の比較をFig. 7(a)に, 既存観測波bによる制震装置の吸収エネルギーの分担割合をFig. 7(b)に示す. 比較のため, 制震装置を設置しない場合 (CASE-B0) を追加する.

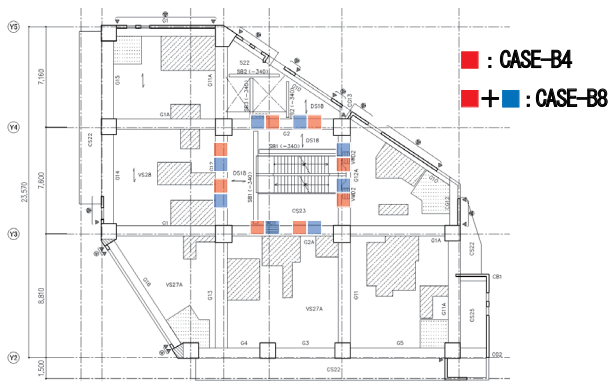


Fig. 6 制震装置の設置位置

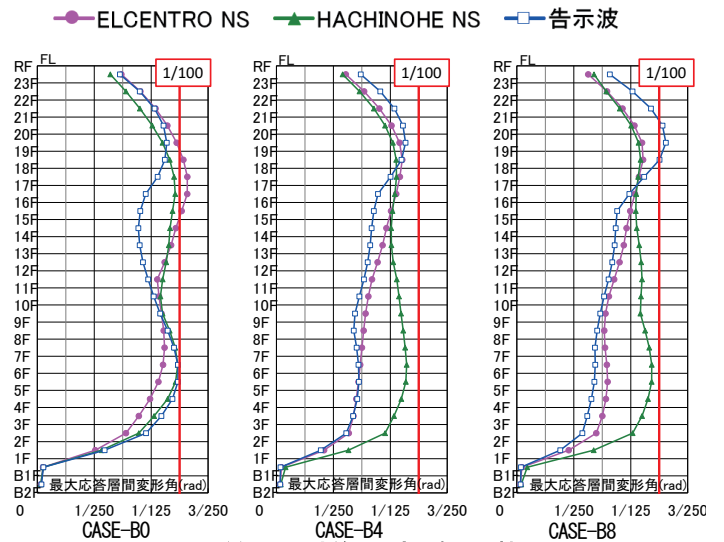


Fig. 7(a) 最大応答層間変形角の比較

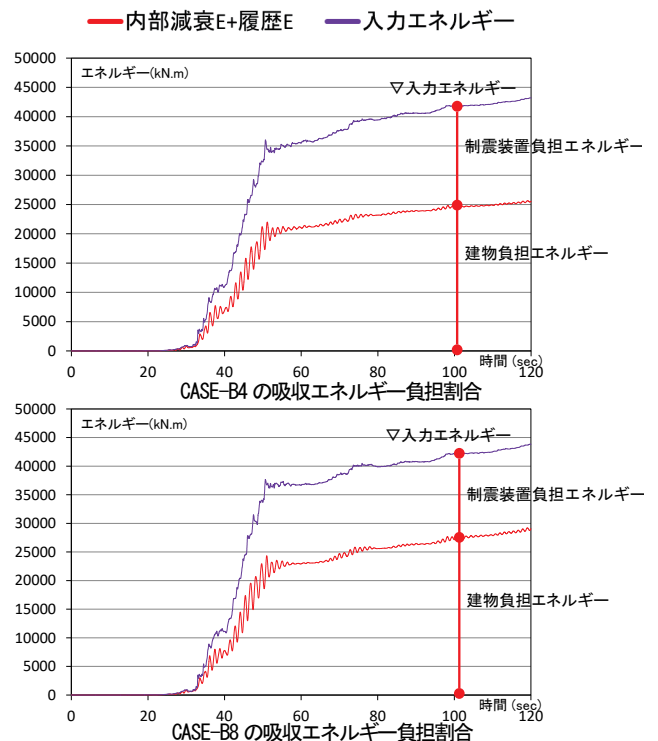


Fig. 7(b) 制震装置の吸収エネルギー負担の比較

層間変形角は, Y方向に制震装置を設置しないCASE-B0では, 16~18階で層間変形角が $1/95$ となっている. 層間変形角を $1/100$ 以下とするため, CASE-B4では17階以下に制震装置を設置している. 制震装置の影響により5~6階で $R=1/109$, 16~18階で $R=1/110$ となり, 16~18階ではa波でなく, c-I波が最大を示している. CASE-B8では4~6階の層間変形角が $R=1/96$ でCASE-B4よりも大きく, 18階以上に制震装置を設置しないことにより, 応答加速度が増加し, 層間変形角がCASE-B0よりも大きいと考えられる.

地震波bにおける制震装置の吸収エネルギー負担はY方向において, CASE-B4では40.4%程度, CASE-B8では37.3%程度であり, 設置基数の少ないCASE-B4が1割程度高くなっている.

3. 建物モデルⅡによる検討

3.1 建物概要

検討する建物ベースモデルⅡ³⁾は、地下1階地上26階建ての制震構造で1, 2階を共用部, 3階以上を共同住宅, 地下階を機械式駐車場である。Fig. 8(a), (b)に建物形状を示す。地上階は約21.0m×30.4mの長方形であり、建物高さは89.4m(短辺方向搭括比は4.26)となっている。構造種別は鉄筋コンクリート造、架構形式は地上階が純ラーメン構造、地下階が耐震壁付ラーメン構造としている。上部構造の部材断面は基準階において柱が□-1100×1100、大梁がB×D=670×850~780×1000としており、コンクリート強度はB1~2階で柱Fc60, B1~3階大梁床Fc60~54、住宅階は柱Fc60~36、大梁床Fc54~36としている。3~17階に前章で示した制震装置Aを各方向に2基ずつ配置している(■印)。建物の固有周期は並進方向で約1.96秒、ねじれ方向で約1.49秒となっている。

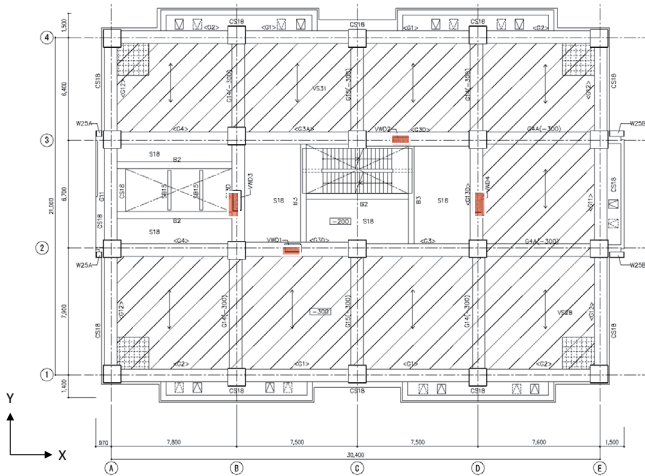
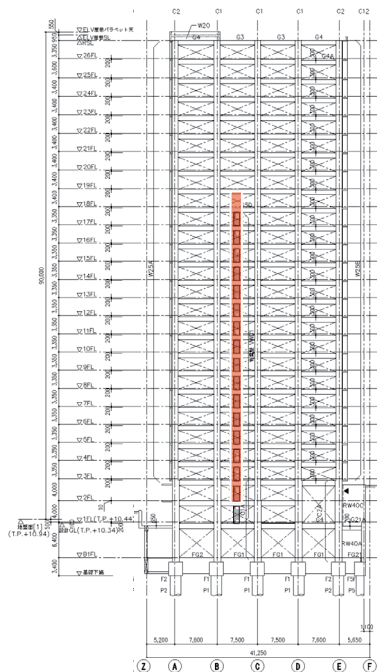


Fig. 8(a) 基準階(4~10階)伏図 (■: 制震装置A位置)



(■: 制震装置A位置)

Fig. 8(b) 2通軸組図

3.2 検討用地震波の概要

建物ベースモデルⅡの敷地地盤は、沖積層である有楽町層が分布し、その下位は東京礫層、上総層が分布している。液状化に対する危険度は低い地域である。PS 検層の結果より、GL-19.875m以深の東京層砂礫層でS波速度510m/sを示し、十分な層厚があることから工学的基盤と考えられる。常時微動計測の測定結果より地盤の卓越周期は0.28~0.33秒付近で第二種地盤と判定される。

検討用地震波は、前章と同様に既存観測波2波と告示波1波(c-II) HACHINOHE 1968 NS位相によるものを採用した。Table 2に採用する地震波の諸元を示す。

Table 2 採用する地震波の諸元

	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)	最大変位 (cm)	継続時間 (sec)
a 既存観測波 EL CENTRO 1940 NS	510.8	50	12.4	53.8
b 既存観測波 HACHINOHE 1968 NS	348.9	50	16.3	234
c-II 告示波 (HACHINOHE 1968 NS位相)	433.7	57.8	42.3	200

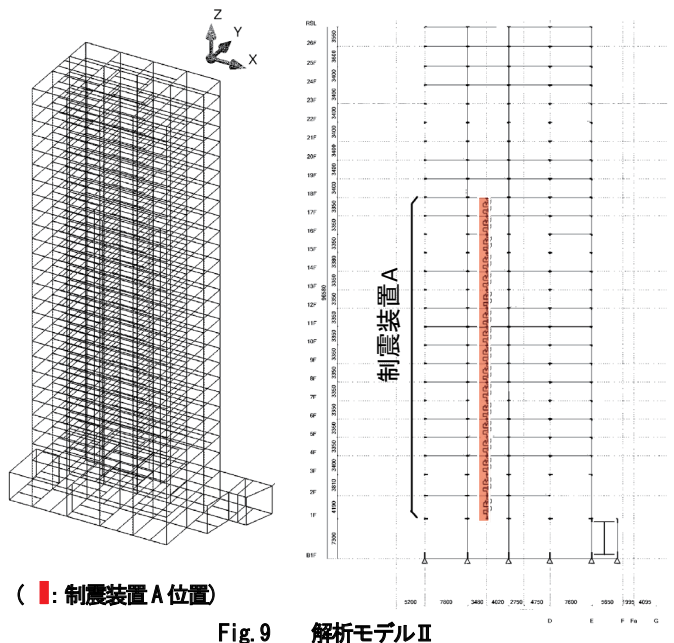
3.3 解析モデルの概要

地震動に対する時刻歴応答解析を行った立体解析モデルⅡの概要をFig. 9に示す。内部粘性減衰は瞬間剛性比例型、1次固有周期に対して3%とした。制震装置Aの性能変動として製造誤差および温度差による性能のばらつきを考慮した。解析プログラムはRESP-D(構造計画研究所)を使用した。

3.4 制震装置の粘性壁長さによる比較

制震装置の粘性壁長さを変更することで効果を検討する。検討ケースをTable 3に示す。

各階の設置位置および設置階数は予備応答解析により最も



(■: 制震装置A位置)

Fig. 9 解析モデルⅡ

効果が大きかった 1~17 階に固定し、粘性体制震壁の長さ $L=800\text{mm}$ を設置した場合 (CASE-C)、粘性壁長さ $L=1000\text{mm}$ を設置した場合 (CASE-D) について、重心位置における最大応答層間変形角の比較を Fig. 10(a), (b) に、既存観測波 b による制震装置の吸収エネルギーの分担割合を Fig. 10(c) に示す。

比較のため、制震装置を設置しない場合(CASE-E)を追加する。層間変形角は 4~11 階にて 0° (以下, X) 方向では CASE-C が $R=1/102$, CASE-D が $R=1/103$, CASE-E が $R=1/99$, 90° (以下, Y) 方向では CASE-C が $R=1/101$, CASE-D が $R=1/106$, CASE-E が $R=1/101$ となっており、制震装置の粘性壁が長い CASE-D の

Table 3 検討したケース

検討ケース	制震壁仕様		各階の設置数	設置階
CASE-C	粘性制震壁 (ダブルタイプ)	粘性壁長さ $L=800\text{mm}$ (抵抗力約 170kN)	X、Y 方向とも 2箇所づつ	1~17階
CASE-D		粘性壁長さ $L=1000\text{mm}$ (抵抗力約 300kN)		1~17階
CASE-E	制震壁を設置しない			

● ELGENTRO NS ▲ HACHINOHE NS □ 告示波

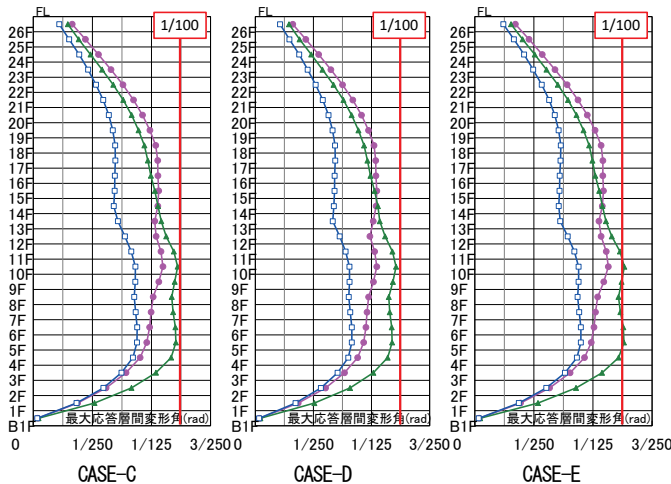


Fig. 10(a) 最大応答層間変形角の比較(X方向)

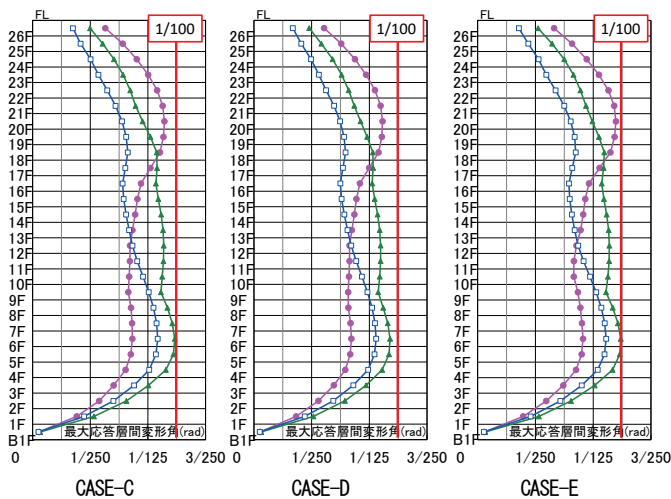


Fig. 10(b) 最大応答層間変形角の比較(Y方向)

層間変形角は Y 方向で小さくなっているが、大きな差は生じていない。CASE-E の層間変形角は CASE-C, D よりも X 方向では大きく、制震装置の効果が現われているが、Y 方向では大きな差が生じていない。

地震波 b における制震装置の吸収エネルギー負担は CASE-C では、X 方向 7.5%, Y 方向 8.3%, CASE-D では X 方向 13.7%, Y 方向 15.2% であり、吸収エネルギーが 1.8 倍程度に増加しており、X, Y 方向とも粘性体制震壁長を長くした効果が現れている。

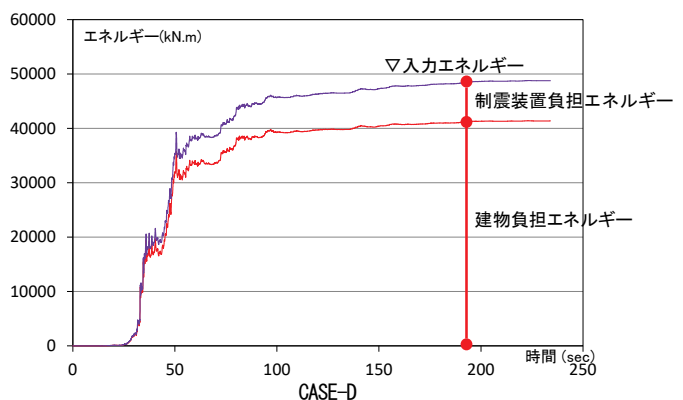
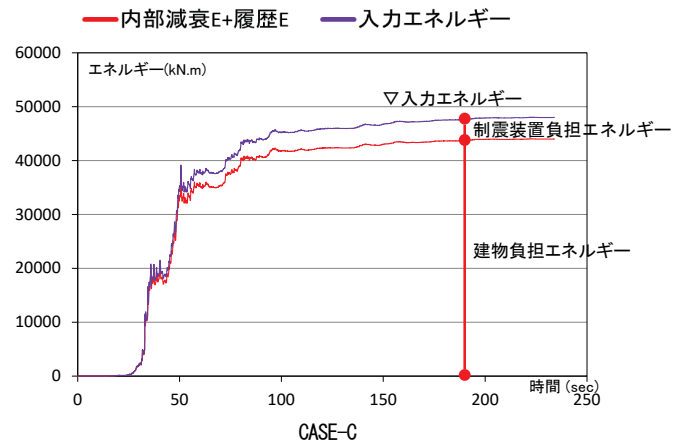


Fig. 10(c) 制震装置の吸収エネルギー負担の比較

3.5 制震装置の設置範囲の違いによる比較

制震装置の設置範囲 (階数) を変更することで制震装置の効果を検討する。検討したケースを Table 4 に示す。

粘性体耐震壁の長さを $L=800\text{mm}$ に固定し、設置階を 1~26 階 (CASE-C26), 1~17 階 (CASE-C17), 1~10 階 (CASE-C10) に変更した場合について、重心位置における最大応答層間変形角の比較を Fig. 11(a), (b) に、既存観測波 b による制震装置の吸収エネルギーの分担割合を Fig. 11(c) に示す。

Table 4 検討したケース

検討ケース	制震壁仕様		各階の設置数	設置階
CASE-C26	粘性制震壁 (ダブルタイプ)	粘性壁長さ $L=800\text{mm}$ (抵抗力約 170kN)	X、Y 方向とも 2箇所づつ	1~26階
CASE-C17				1~17階
CASE-C10				1~10階

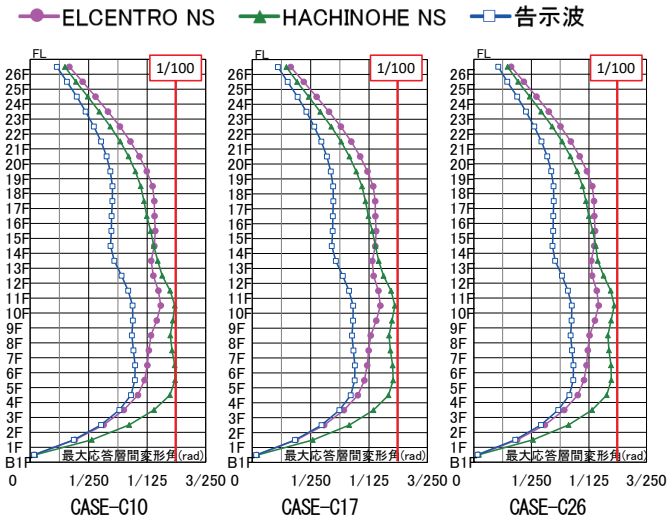


Fig. 11(a) 最大応答層間変形角の比較(X方向)

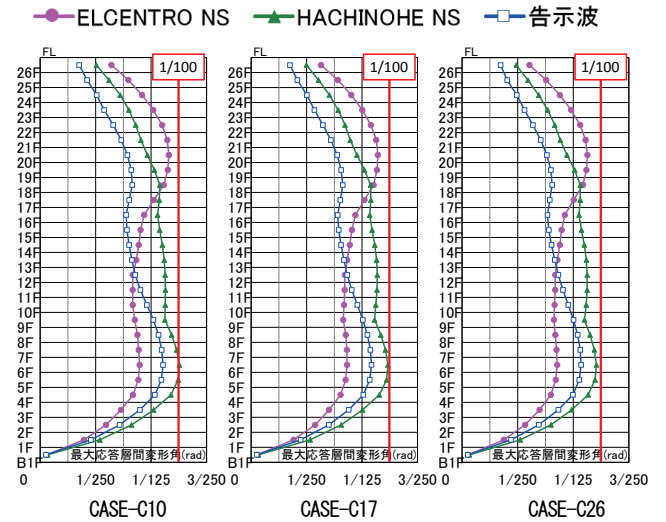


Fig. 11(b) 最大応答層間変形角の比較(Y方向)

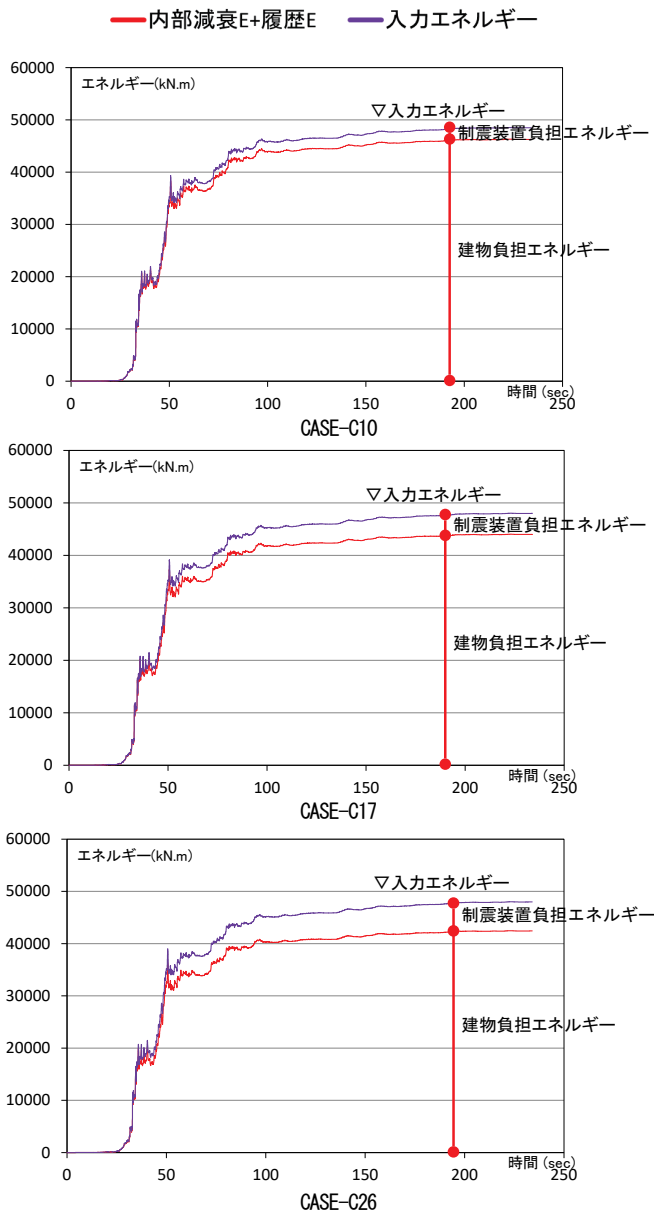


Fig. 11(c) 制震装置の吸収エネルギー負担の比較

層間変形角は4～11階にてX方向ではCASE-C10が $R=1/101$ 、CASE-C17が $R=1/102$ 、CASE-C26が $R=1/102$ 、Y方向ではCASE-C10が $R=1/100$ 、CASE-C17が $R=1/101$ 、CASE-C26が $R=1/103$ となっている。X方向では4～11階にてCASE-C10の層間変形角が大きくなっているが、CASE-C17とC26は差が生じていない。層間変形が大きい下層階から17階程度まで制震装置を設置することで効果があるが、26階まで設置しても効果は少なくなっている。Y方向では4～9階にてCASE-C17とC10はほとんど差が生じていないが、CASE-C26の層間変形角が小さく、制震装置を26階程度まで設置しなければ効果が少ない。

地震波bにおける制震装置の吸収エネルギー負担はY方向において、CASE-C10では4.6%、CASE-C17では8.3%、CASE-C26では11.6%となっている。上層階まで制震装置を設置しているCASE-C26では吸収エネルギーが大きくなっている。建物長辺(X)方向では建物の層剛性が比較的高いため、下層階に制震装置を設置することで効果があるが、建物短辺(Y)方向では層剛性が比較的低いため、上層階まで制震装置を設置しなければ効果が少ない。

4. 建物モデルⅢによる検討

4.1 建物概要

検討する建物ベースモデルⅢ⁴⁾は、地上24階建ての基礎免震+制震構造で、1階が共用部、2階以上が共同住宅である。Fig. 12(a), (b)に建物形状を示す。地上階は約 $16.0\text{m} \times 24.55\text{m}$ の長方形であり、建物高さは79.29m(短辺方向の摺り比は4.85)となっている。

構造種別は鉄筋コンクリート造、架構形式は純ラーメン構造としている。上部構造の部材断面は基準階において柱が $\square\text{-}850 \times 750 \sim 950 \times 950$ 、大梁が $B \times D = 680 \times 730 \sim 850$ としており、コンクリート強度は1階で柱Fc54、2階大梁床Fc54、住宅階は柱Fc51～36、大梁床Fc51～36としている。2～24階に前章で示した制震装置AをY方向の建物中央に1箇所設置した(□印)。

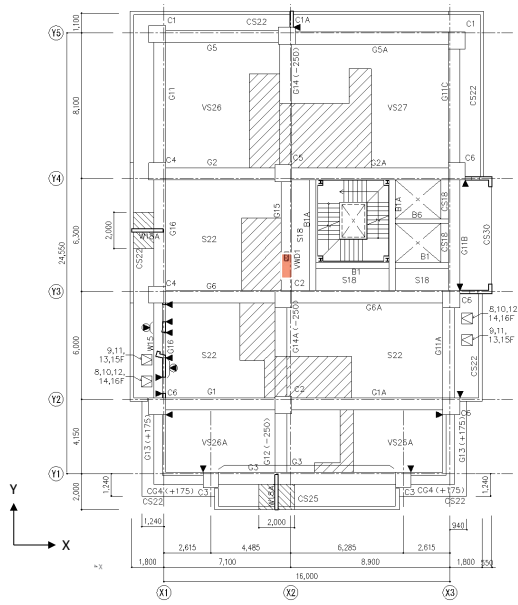


Fig. 12(a) 基準階(8~16階)伏図 (■: 制震装置A位置)

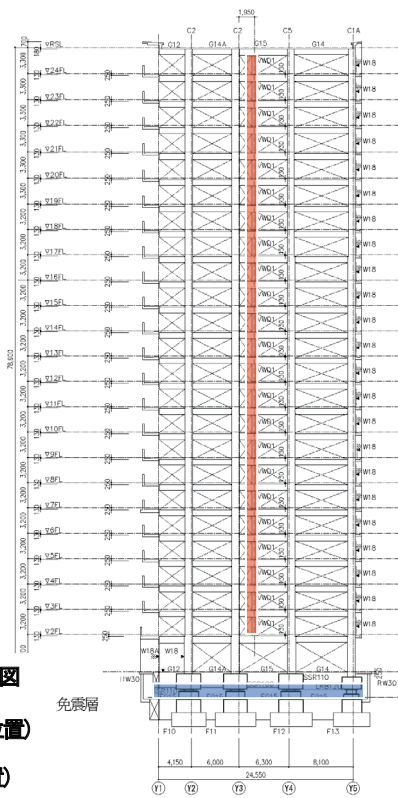


Fig. 12(b) X2 通軸組図

(■: 制震装置A位置)
(■: 免震装置位置)

基礎固定時の建物固有周期はX方向で約 2.34 秒, Y 方向で約 2.08 秒となっている。

4.2 検討用地震波の概要

層厚があることから工学的基盤と考えられる。常時微動計測の測定結果より地盤の卓越周期は 0.072~0.08 秒付近で第一種地盤と判定される。

検討用地震波は、前章と同様に既存観測波 2 波と告示波 2 波(c-III)HACHINOHE 1968 NS 位相、建物ベースモデルIIIにおける層間変形角が最大となる(d-III)JMA KOBE 1995 NS によるものを採用した。Table 5 に地震波の概要を示す。

4.3 解析モデルの概要

地震動に対する時刻歴応答解析を行った立体解析モデルIIIの概要を Fig. 13 に示す。内部粘性減衰は瞬間剛性比例型、1 次固有周期に対して 2% とし、免震装置および制震装置Aの性能変動として製造誤差および温度差による性能のばらつきを考慮した。解析プログラムはRESP-D (構造計画研究所) を使用した。

Table 5 採用する地震波の諸元

		最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)	最大変位 (cm)	継続時間 (sec)
a	既存観測波 EL CENTRO 1940 NS	510.8	50	12.4	53.8
b	既存観測波 HACHINOHE1968 NS	348.9	50	16.3	234
c-III	告示波 (HACHINOHE1968 NS位相)	329	57.1	42.2	200
d-III	告示波 (JMA KOBE 1995 NS位相)	391	54.3	42.8	60

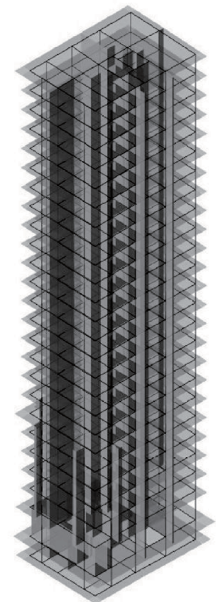


Fig. 13 解析モデルIII

4.4 免震建物における制震装置の効果

免震建物における制震装置 A の効果を確認するため、2~24 階に制震装置 A を設置した場合 (CASE-F) と設置しない場合 (CASE-G) について重心位置における最大応答層間変形角の比較を Fig. 14 に示す。制震装置を設置している Y 方向において CASE-F が R=1/214, CASE-G が R=1/213 となっている。本建物は免震構造であるため、CASE-F と G で層間変形角に大きな差はなく、制震装置による効果は少ない。

地震波 d-IIIにおける制震装置の吸収エネルギー負担は Y 方向において、CASE-F では免震装置が 82.0%, 制震装置が 0.6%, 建物が 17.4% となっている。免震装置の吸収エネルギーが大きく、制震装置の吸収エネルギーはわずかである。

建物ベースモデルIIIの様な高さ 80m 程度の免震構造では免震装置による吸収エネルギーが大きく、制震装置を設置した場合でも地震時における層間変形角低減に対する効果は少ない。

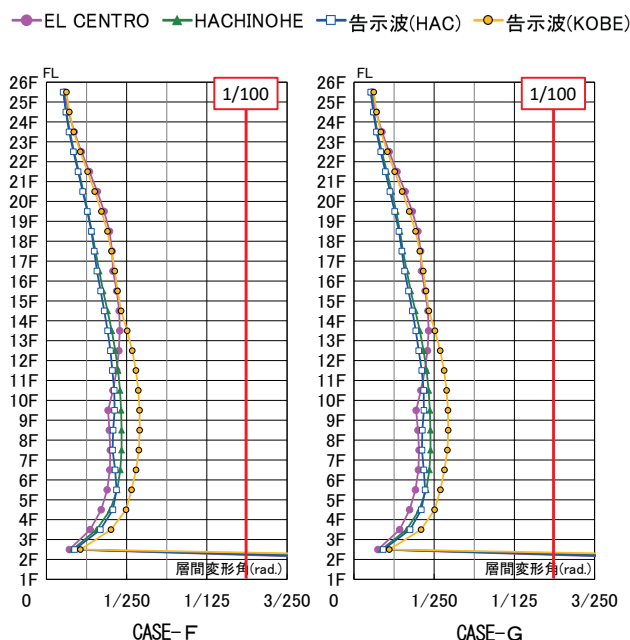


Fig. 14 最大応答層間変形角の比較(Y方向)

5. まとめ

本報告では、建物高さ 80m 程度の中規模高層鉄筋コンクリート造の共同住宅において採用した制震構造について、建物形状、デバイスおよび設置基数などの違いから特性と耐震性能について検討した結果、以下のことがいえる。

- (1) 建物ベースモデル I における制震装置の違い（粘性耐震壁と履歴減衰型）による検討結果では、重心位置での層間変形角に大きな差は生じていない。吸収エネルギー負担は履歴減衰型における制震装置の剛性が高いため、エネルギー負担が大きくなっている。
- (2) 建物ベースモデル I による検討結果では、制震装置を設置することにより、層間変形角が小さくなり効果が現れている。履歴減衰型制震装置の基数（4 基、8 基）の違いによる検討結果では、制震装置の基数を 4 基と 8 基とした場合に吸収エネルギー負担に差は生じていないが、8 基設置した場合は下層階の剛性が高められ、制震装置を設置していない 18 階以上が振られることにより、層間変形角が大きくなっている。

- (3) 建物ベースモデル II による検討結果では、制震装置を設置することにより、層間変形角が建物長辺(X)方向では小さくなり効果が現れているが、建物短辺(Y)方向では大きな差は生じていない。制震装置（粘性耐震壁）の長さの違いによる検討結果では、層間変形角に大きな差は生じていないが吸収エネルギーは 1.8 倍程度に増加しており、粘性壁長さによる効果が現われている。
- (4) 建物ベースモデル II における制震装置の設置範囲(階数)の違いによる検討結果では、建物長辺(X)方向では制震装置を 17 階程度まで設置することで効果があるが、26 階まで設置しても効果は少ない。層間変形角が大きい下層階から 17 階まで制震装置を設置することによる効果が大きい。建物短辺(Y)方向では下層～中間階に制震装置を設置しても効果は小さく、26 階程度まで設置が必要である。建物剛性が高い X 方向では下層階に制震装置を設置することで効果があるが、建物剛性が低い Y 方向では下層階だけの設置では効果は小さいと考えられる。
- (5) 建物ベースモデル I, II の検討結果では、高さ 80m 程度の鉄筋コンクリート造に制震装置を設置した場合、鉄骨造に比較すると建物剛性が比較的高いため、層間変形角低減の効果は少ないが、吸収エネルギー負担による効果があるといえる。
- (6) 建物ベースモデル III による検討結果では、免震構造に制震装置を設置した場合には免震装置による吸収エネルギーが大きく、制震装置の吸収エネルギー負担は少ない。

参考文献

- 1) 高原ほか: 超高層マンションにおける免震・制振ハイブリッド構造の研究 熊谷組技術研究報告 No76 2017 年 12 月 P.85~92
- 2) 石村ほか: (仮称)メゾン三田建替計画概要書 超高層建築物構造性能評価委員会 2017 年 10 月
- 3) 近藤ほか: (仮称)港区高輪一丁目計画概要書 超高層建築物構造性能評価委員会 2017 年 12 月
- 4) 吉村ほか: グランドメゾン勾当台通レジデンス概要書 超高層建築物構造性能評価委員会 2017 年 7 月

Practical Application of Seismic Structure to Middle-sized High-rise Residential Buildings

Tomono ISHIMURA, Masayoshi UMEDA, Hidenobu KONDOU and Yuki YOSHIMURA

Abstract

Highly earthquake-resistant apartments are attracting a lot of interest and are in great demand. Major housing developers, therefore, require that base-isolation structure, damping structure or hybrid structure be adopted for the architectural projects for more than 60-meter-high buildings. In this study, we describe the results of the characteristics and seismic performance of the saving-space damping structure applied to 80-meter-high middle-sized residential buildings, in terms of the difference of the building shapes, the devices, and the number of installation.

Key words: High rise residential building, Damping structure, Hysteretic damper, Viscous seismic control wall