高層建物を対象とした可変剛性制震システムの制御特性に関する考察

STUDY ON CONTROL CHARACTERISTICS OF ACTIVE VARIABLE STIFFNESS SYSTEM APPLIED TO A HIGH-RISE BUILDING

高橋 元一*, 小堀 鐸二**, 那須 正***, 國末 晃寛****

*Motoichi TAKAHASHI, Takuji KOBORI, Tadashi NASU
and Akihiro KUNISUE*

This paper describes the control characteristics of the Active Variable System (AVS) system applied to a high-rise building. The AVS system controls the structural stiffness to establish non-resonant states against large earthquakes. In practical viewpoints, 10% damping factor produced by variable stiffness devices is introduced to three selectable stiffness types. The non-resonant control gives smallest responses in uncontrolled three stiffness types, thus producing significant response reduction especially for earthquakes with narrow-range long-period component. The control also reduces input energy of earthquakes, so it realizes effective control with small amount of energy absorption of the variable stiffness devices.

Keywords: Large earthquakes, Semi-active control, Non-resonance, Variable stiffness, High-rise building, Energy input

大地震、セミアクティブ制御、非共振、可変剛性、高層建物、エネルギー入力

1. はじめに

地震や強風による建物や構造物の応答を低減するため、各種の構造制御に関する研究開発が精力的に進められている^{1),2),3)}。これらのうち、パッシブ制御に属するものには、各種の制震装置により振動エネルギーを吸収し応答低減するタイプや、積層ゴムに代表される免震装置により振動系の長周期化を図り、1次共振を避けて（避共振）応答低減するタイプ⁴⁾などがある。また、アクティブあるいはハイブリッド制御に属するものには、これまではいわゆる付加質量タイプのものが多く、供給エネルギーや制御システムの規模の面からの制約により強風や中小地震を主たる制御の対象外乱としている。

構造制御に対するこのように活発な取り組みは、そもそも小堀による制震構造の提唱⁵⁾により本格的に開始された。この提唱においては、地震動の正確な予測は将来に渡って困難と言わざるを得ない状況の中で、今後の建物や都市が求める安全や機能の維持、さらには社会資本の保全といったより高度な社会的要求に対し、最も確実に答え得る技術として能動的な制震構造が位置づけられている。そして大地震を対象とした場合の具体的な実現方法として、構造物の剛性や減衰といった構造特性を可変とする制御が有効となることが指摘されている⁶⁾。建築や土木構造物のような大型構造物を、大地震に対して能動的に制御しようとする場合には、付加質量タイプに代表される制御力による方法では自ずから限界があるためである。このような観点から提案されたのが可変剛性制御で、これまでも

幾つかの解析的研究がなされている。すなわち、自律型あるいは予測型適応制御により可変剛性制御の特性を検討⁷⁾したものや、瞬間最適制御に基づいた可変剛性制御則を導いてその制御性能を検討⁸⁾したもの等⁹⁾がある。

ここで報告する可変剛性制震システム¹⁰⁾（以下、本システム）は、大地震に対する制御を目的とした非共振型の可変剛性制御を原理とし、この機構を実現する装置として油封式可変剛性装置（以下、装置）を使用する事を特徴としている。制御の分類上セミアクティブ制御に属する。セミアクティブ制御は一般的にアクティブ制御に比べ制震装置の駆動エネルギーが非常に僅かで済み、システム構成も比較的単純にできる実用上の長所がある上、パッシブ制御に比べ優れた制御効果が得られるため、近年では大地震対応の制震システムとして活発な研究^{11)~15)}等がなされている。非共振型の可変剛性制御は、構造物の剛性を能動的に変化させ時々刻々地震動に対する非共振化を図って入力を減らし応答低減を目指すところに、従来の多くの制震システムと異なる大きな特徴がある。

本システムに関してはこれまで、小電力で構造物の剛性を高速にon/offできる装置を開発し動的加力実験¹⁶⁾によりその性能を確認している。また、模型試験体による振動台実験¹⁰⁾を通してシステムの成立性、有効性を検討し、本システムがとりわけ狭帯域の地震動に対して構造物の共振を抑制する優れた応答低減効果のあることを確認している。そして、1990年には鉄骨造3階建て実建物に世界で初めて

* 鹿島小堀研究室 次長・工修

** 京都大学名誉教授, 鹿島最高技術顧問・工博

*** 鹿島小堀研究室 主管研究員・工修

**** 鹿島小堀研究室 研究員・工修

Deputy Senior Manager, Kobori Research Complex, Kajima Corp., M. Eng.
Prof. Emeritus of Kyoto Univ., Chief Executive Adviser, Kajima Corp., Dr. Eng.
Principal Research Engineer, Kobori Research Complex, Kajima Corp., M. Eng.
Research Engineer, Kobori Research Complex, Kajima Corp., M. Eng.

本システムを適用¹¹⁾し、建物の強制振動実験そして竣工後の地震観測を通してシステムが所期の性能を有していることを検証している。

装置はその減衰係数を変えることで振動系の剛性と減衰定数をあわせて変えられるため¹⁷⁾、適当な減衰係数を設定することにより、可変剛性による非共振制御ができる上に、選択剛性タイプにある一定の減衰性能を付与できる特性を有している。従って、実用上はこの特性を有効に利用でき、また、本システムの有効性を評価するに当たっては、この点について実際の建物を対象として、システムのハード、ソフトを含めて実現し得る現実的な諸元をもとに定量的に把握することが課題の一つとなっていた。そこで、ここではその基礎的な1ステップとして、このような本システムの特性を、限られた例とはなるが一般的な高層建物を対象として、それぞれ特徴を持ついくつかの地震動を設定し、これを入力した場合の数値解析を通して把握した。また、今後の本システムの開発に必要な資料を得ることとした。

高層建物を対象とした構造制御に関しては、これまで主に強風による居住性の改善を目的に行った例が多く^{18),19)}等、大地震に対する検討は限られている²⁰⁾等。また、可変剛性制御によるものについては、これまでいくつかの数値解析による検討があるが、そこでは可変剛性幅を可能な限り広くとるため、選択剛性タイプの保有する減衰性能については期待せず、又、その影響については特に考慮していなかったり^{21),22)}、可変剛性による非共振制御効果の定量的な把握に検討の余地が残されていた²³⁾。そこで、本報告では装置による減衰付加を計画的に図り、選択可能な各剛性タイプの1次減衰定数をほぼ揃えた設定をした上で可変剛性制御を行い、制御結果と各剛性タイプの応答、また本システムを設置しなかった場合とを比較し、これをもとに制御並びに本システムの特性を建物の応答のみならずエネルギー入力の観点から定量的に把握し、大地震に対して本システムが有効なものとなり得ることを示した。

2. 可変剛性制震システムの概要

(1) システム構成

本システムは図1に示すように油封式可変剛性装置、制御コンピュータ、建物への入力地震動を計測するセンサからなる。建物の剛性を可変する可変剛性機構は、通常はブレースなどの構造要素と装置とを直列に接合して構成され、装置のロック、アンロックによりブレースの接合状態を切り換え、これにより建物層剛性を可変する。

装置は図2に示すように油を内封した両ロッド型シリンダである。左右の油圧室を繋ぐ流路の途中にあり、数十ワットの電力で稼働する弁の開閉のみで装置両端の接合状態を切り換える機構となっている。弁の開閉時それぞれの弁開度、すなわち減衰係数の設定により、振動系の剛性並びに減衰定数が可変となる、バネとMaxwellモデルとが並列したモデルの特性を持つことが確認されている¹⁷⁾。

(2) 制御方法

制御方法は、本システムにおいてこれまで採用してきた図3に示すフィードフォワード制御である。入力地震動のみの情報をもとに、以下に示すような簡便な算定式に基づいて剛性選択する実用的な制御方法である。構造物の選択可能な各剛性タイプの応答を制御コンピュータによりリアルタイムに計算し、次に示すような手順により

選択すべき剛性タイプを決定する²⁴⁾。

まず、(1)式で定義される評価値を、着目する評価項目に相当する応答量に対して制御時間間隔毎（ここでは10msec毎）に計算する。

時刻 t における剛性タイプ i の評価項目 k に関する評価値

$E_{i,k}(t)$ は、

$$E_{i,k}(t) = \sqrt{\frac{\sum_{N_{i,k}=1}^{N_{i,k}} (R_{i,k}(t - \Delta t \times N_{i,k} + \Delta t))^2}{N_{i,k}}} \quad (1)$$

ここで、 $R_{i,k}(t)$ は時刻 t での剛性タイプ i の評価項目 k に関する応答値、 $t_{i,k}$ は剛性タイプ i の評価項目 k を評価する際に考慮する周期、 Δt は制御時間間隔、 $N_{i,k} = t_{i,k}/2\Delta t$ は剛性タイプ i の評価項目 k を評価する際に考慮する周期の半周期分の時間内の応答値のサンプリング個数である。

選択すべき剛性タイプは、(1)式をもとに(2)式で定義される剛性選択用判定値が最小値を与えるものである。時刻 t における剛性タイプ i の剛性選択用判定値 $J_i(t)$ は、

$$J_i(t) = \sum_k \left[C'_{1,k} \frac{E_{i,k}(t)}{\max_k (\max_i (E_{i,k}(t)))} + C'_{2,k} \frac{E_{i,k}(t-t') \times \max_i (E_{i,k}(t))}{\max_i (E_{i,k}(t-t')) \times \max_k (E_{i,k}(t))} \right] \quad (2)$$

ここで、 $C'_{1,k}$ 、 $C'_{2,k}$ は評価項目 k に関する評価係数、 t' は評価値の増減傾向を見るための微小時間である。

(1)、(2)式に基づき図1に示すようなシステムを用いて、実際に可変剛性制御が実行可能であるという基本的確認は、本システムの縮小試験体を使用した振動台実験¹⁰⁾により行っている。

なお、本手法を採用したこれまでの検討結果から、地震動の卓越周期の経時変化が比較的明瞭な地震の場合には、剛性切り換え指令や制御効果は評価項目の設定、その組み合わせには比較的左右されないという結果²⁴⁾が得られているため、ここでは評価項目として建物頂部変位を採用した。

図1 可変剛性制震システムの構成

図3 制御フロー

3. 検討対象及び解析条件

(1) 対象建物

検討の対象とした建物は図4(a),(b)に示すような一般的な25階建て鉄骨フレーム構造を例として採用した。柱・梁フレームはベースシャー係数 0.07 で慣用的な耐震設計されたものである。以下、これを原設計モデル（以下、原設計）と呼ぶ。このフレームの短辺方向を検討対象とし、図に示すように可変剛性機構を付加的に設置した。

(2) 振動解析モデル

フレーム部の振動解析モデルは、建物各階の質量を床位置に集中させ、1本の等価な曲げ剪断棒に置換した多質点型振動解析モデルを用いた。曲げ変形に対しては弾性を、剪断変形に対しては、フレームが塑性化した場合を考慮して3折れ線の Non-Degrading 型の復元力特性を仮定した。ここで、第1折れ点は該当階上下梁の初降伏点とし塑性率はこれを基準に評価した。フレームの減衰は内部粘性減衰を仮定し1次周期に対して2%とした。可変剛性機構は図4(c),(d)に示すように、ブレースと装置剛性を評価したバネ要素と、装置の可変ダッシュポット要素とを直列に配した Maxwell モデルとした。ただし、装置はフレーム層間の剪断変形にのみ効くよう剛棒要素を用いてモデル化している。振動解析モデルの主要な諸元を示すと、階高 4.0m の標準階の重量は $8.7 \times 10^3 \text{ kN}$ (24 階) $\sim 8.9 \times 10^3 \text{ kN}$ (4 階)、フレーム剛性としての等価剪断断面積は $4.4 \sim 6.3 \times 10^2 \text{ cm}^2$ 、等価断面 2 次モーメントは $1.2 \sim 2.7 \times 10^6 \text{ cm}^4$ であり、この間の階はそれぞれほぼ比例的に変化している。なお、ブレースはここでは弾性を仮定し、各層の全剪断剛性に対するブレースの剛性比は各層ほぼ 0.5 となっている。

(3) 可変剛性タイプ

制御に用いる剛性タイプは、表1に示す3タイプとした。建物を上層部、中層部、そして下層部の3ブロックに分け、それぞれの装置の接続状態を表に示すように設定した。剛性切り換えは Maxwell モデルのダッシュポット要素の減衰係数を切り換えて行う。ここでは各剛性タイプのダッシュポット要素の減衰係数を表1に示すように決めた。各剛性タイプの減衰系固有値を求めるため複素固有値解析¹⁷⁾をした結果を表2に示す。各剛性タイプの1次モード減衰定数はほぼ10%となっている。なお、1次モード減衰定数10%という値は、あらかじめ設定した複数の減衰係数に対して複素固有値解析を行い、タイプ1と3の減衰系1次周期が可変剛性制御の効果を高める観点からできるだけ離れた値を持ち、かつその時の1次減衰定数ができるだけ高く、両者ともほぼ同一の値となるよう設定したものである。タイプ2はこれと同様の1次減衰定数を持ち、減衰系1次周期が両タイプの間値となるよう装置の配置を決定した。これらをもとに制御を行うモデルを可変剛性モデル（以下、制御時）と呼ぶ。

以下の応答結果の比較検討においては、制御を行わない各剛性タイプに比した制御時を、ここでは可変剛性制御による応答低減効果（以下、制御効果）と呼ぶ。従って、原設計に比した制御時は、制御効果に装置の減衰付加性能による効果を合わせた本システム設置による応答低減効果を示す。なお、装置の減衰付加性能のみによる応答低減効果は原設計に比したタイプ1に見ることができる。

装置の剛性切り換え特性は、これまでの実験結果¹⁶⁾をもとに簡略化して表し図5に示すよう仮定した。なお、剛性切り換え指令は各

装置に対して同時に与えられるとした。

(4) 入力地震波

本システムの基本的な特性を評価することを主目的に、ここでは過去の地震観測記録の中からそれぞれ特徴ある幾つかの地震動波形を用いた。採用した入力地震動波形は、HACHINOHE 1968 (NS),

図4 検討対象建物と解析モデル

図5 可変剛性装置減衰係数切り換えタイムチャート

表1 可変剛性タイプ

建物剛性 位置	タイプ1	タイプ2	タイプ3	備考
上部8層	アンロック	アンロック	ロック	ダッシュポットの減衰係数 ロック時: 9807kNsec/cm アンロック時: 1177kNsec/cm
中間部8層	アンロック	アンロック	ロック	
下部9層	アンロック	ロック	ロック	

表2 複素固有値解析結果

次数		タイプ1	タイプ2	タイプ3	原設計
1次	T(sec)	3.52	3.18	2.80	3.57
	h(%)	10.0	10.9	10.4	2.0
2次	T(sec)	1.06	0.95	0.88	1.21
	h(%)	24.6	17.9	11.5	5.9
3次	T(sec)	0.55	0.53	0.49	0.69
	h(%)	28.1	24.8	17.0	10.4

MEXICO-CDAO 1985 (NS), KOBE-JMA 1995 (NS), SAKAI 1995 (NS)の計4波（以下、それぞれ HACHINOHE, MEXICO, KOBE, SAKAI）である。各地震波の最大振幅及び継続時間を表3に、応答スペクトルを図6にそれぞれ示す。

HACHINOHE は高層建物の構造設計に慣用的に用いられる地震波のうち長周期成分を含む例で、最大速度は慣例のレベル2地震に相当する50cm/secとした。MEXICO は長周期に比較的狭帯域の成分を有する特徴的な地震波で、高層建物のような長周期構造物の応答に大きな影響を与える可能性のあるものである。後者2波は、先の兵庫県南部地震の際に神戸と堺で記録された地震波で、震源に極めて近いKOBEと、震源から約50km離れた大阪平野に位置するSAKAIである。SAKAIはいわゆる「あと揺れ」と呼ばれる大阪平野特有の後続位相のやや長周期成分を含んだものである。なお、後者3波の最大振幅はここでは観測記録のまま用いた。

4. 解析結果

(1) 建物頂部応答変位に見る制御効果

可変剛性による制御効果並びにその特性の全体的傾向を見るために、ここでは建物頂部変位に着目して結果を考察する。

a. 時刻歴上に見る剛性切り換え指令と制御効果

図7から図10には各地震波について、(a)入力地震波の加速度時刻歴、(b)ランニング変位応答スペクトル（減衰10%、以下、ランニングスペクトル）と可変剛性切り換え指令、(c)制御時並びに制御を行わない各剛性タイプの建物頂部応答変位時刻歴をそれぞれ示す。ここで、(c)は可変剛性制御の経過を把握する一つの方法として、建物頂部の応答変位時刻歴（以下、変位時刻歴）について制御時と各剛性タイプの応答とを比較して示したものである。また、参考までに原設計の結果を併せて示した。なお、ここでは示さないが応答加速度波形に剛性切り換えによる特別な影響は現れていない。

HACHINOHE では、ランニングスペクトルは20秒付近及び30秒

から40秒にかけて、周期2秒から4秒以上に渡る比較的広帯域の2つのピーク帯が見られる。制御はこの間、ピークのより小さいタイプ1を選択している。これ以降はタイプ1を主とし、タイプ2あるいは3を部分的に選択している。変位時刻歴では、ランニングスペクトルで指摘したピーク付近で各タイプとも応答が増大しているが、制御によりタイプ1が選択され応答をより小さくしている。

MEXICO では、ランニングスペクトルは60秒以降で周期3秒から4秒を越えるところに比較的狭帯域の幾つかの明瞭なスペクトルピークのある特徴的な様相を示し、制御はこれ避けるよう地震継続時間中、主にタイプ3を選択している。変位時刻歴では各タイプは1次減衰定数ではほぼ10%程度を有するにもかかわらず、応答に大きな差が生じており、なかでもタイプ1では80秒以降で明瞭な共振状態を示し3剛性タイプのうち最も大きく応答している。制御により主にタイプ3が選択され、地震動に対して非共振化が図られれば最小の応答となり、顕著な制御効果が見られる。

KOBE では、ランニングスペクトルには、10秒付近に集中して周期1秒から4秒以上の広い周期範囲に渡り際だったピーク帯が見られ、制御はタイプ1を選定し、このピークを越えた直後の12秒付近でタイプ3に切り換えている。変位時刻歴では各剛性タイプとも比較的似た傾向を示し、地震開始直後のパルス的な特徴ある応答を示している。最大値はこの付近で生じ、制御によりタイプ1が選択され3剛性タイプの中ではほぼ最小の応答を与えている。制御時のこの最大値を示す付近の変位時刻歴からは、応答において2次以上の高次モードが卓越していることが推測される。

SAKAI では、ランニングスペクトルは地震前半の15秒付近から35秒付近にかけて周期2秒から3秒の間にスペクトルの比較的卓越した箇所が、また、地震後半の50秒以降には周期3秒以上の比較的狭帯域の2、3の明瞭なピークが見られる。制御は地震前半のスペクトルの卓越した箇所では、これを避けるように主にタイプ1を選択し、地震後半では周期3秒以上のピークをかわすように主にタイプ3を選択し、地震動の変化する特性に応じた剛性切り換えが実現されている。変位時刻歴では、地震前半ではタイプ3の応答が比較的大きく、地震後半ではタイプ1の応答が卓越する傾向はランニングスペクトルと対応している。制御時の応答は、地震動の特性に合わせた剛性選択により、全継続時間に渡って小さな応答を実現し顕著な制御効果が認められる。

b. 応答最大変位に見る制御効果

前項に示した建物頂部応答変位の最大値に着目して整理した結果を図11に示す。なお、各棒グラフの横の括弧内には最大値の起生時刻を記す。制御時と各剛性タイプを比較し、最大値における制御効果を見ると、採用した4地震波全てについて制御時は各タイプの内のほぼ最小を実現していることがわかる。特にMEXICO及びSAKAIでは地震に対する共振の程度により各タイプの差が大きく、前節で見たように顕著な制御効果が認められる。このように応答に差が生ずるといことは、これらの地震に対し、仮に各タイプそれぞれの固定した周期特性を持つ構造があれば、応答は図に示すように大きく異なり、それぞれの構造は安全上大きな差を生ずることとなる。本システムは制御により共振を避けることによって、このような懸念を払拭する際だった特徴を有している。なお、MEXICOでは制御時は最小値を与えるタイプ3より僅かながら大きい。制御時の最大

表3 入力地震波諸元

地震波名	最大速度 (cm/sec)	最大加速度 (cm/sec ²)	継続時間 (sec)
HACHINOHE 1968 (NS)	50.0	338.1	120.0
MEXICO-CDAO 1985 (NS)	35.0	69.0	180.0
KOBE-JMA 1995 (NS)	91.0	818.0	60.0
SAKAI 1995 (NS)	15.9	148.6	100.0

図6 入力地震波の応答スペクトル

図7 HACHINOHE 入力による解析結果

図9 KOBE-JMA 入力による解析結果

図8 MEXICO 入力による解析結果

図10 SAKAI 入力による解析結果

値は 43.2 秒に起生しているが、図 8(b)の剛性切り換え経過から、制御開始後タイプ 3 からタイプ 1 に切り換え、その後の 40 秒付近でのタイプ 3 へ切り換えが遅かったことが原因と推定され、採用した剛性選択方法に改良の余地のあることが示唆される。

HACHINOHE 及び KOBE では各剛性タイプの応答値の差は比較的小さく、制御効果は先の 2 地震波に比べて小さい。これは前節でも見たように、これらの地震による各タイプの応答最大値が、比較的広帯域の周期特性を持つスペクトルのピーク帯においてほぼ同時刻帯に起生することに起因しているものと考えられる。しかしながら、本システムはそもそも装置の減衰係数の設定により、各剛性タイプとも 1 次減衰定数でほぼ 10% の減衰性能が付加されており、これによる効果の一例は原設計とタイプ 1 の比較において見い出せるものである。従って、HACHINOHE や KOBE のような地震に対しても、制御による効果は少ないものの、本システムは装置による減衰付加性能により安定した応答低減効果を有している。

(2) 制御時の応答最大値分布

制御の結果得られた建物の応答レベルを見ることにより本システムの効果を把握するため、ここでは応答最大値分布に着目する。図 12 には制御時の各地震波についてフレーム剪断力及び層間変形角の応答最大値分布を示す。なお、剪断力の図にはフレームの弾性限に対する応答の程度を計る目安として弾性限剪断力を、また、参考までに原設計の結果を併記した。

SAKAI は入力レベルが小さく、他の 3 地震波に比べ応答レベルは小さいが、ここで採用した条件下においては、4 地震波に対して制御時の剪断力はほぼ弾性限以下に、また、層間変形角は 0.005 (1/200) 程度以下となっている。SAKAI を除く 3 地震波はいわゆる大地震に相当すると考えられ、これらの地震波に対してこの程度の

応答レベルにおさまるという結果は、構造安全上も、また建築や設備の変形による機能損傷を防止する上にも、本システムが優れた効果のあることを示す例といえる。なお、通常の耐震設計されたフレームに相当する原設計では弾性限を越え、最大塑性率は KOBE で 2.22 (22 階)、最大層間変形角は MEXICO で 0.012 (1/87) (6 階) となっている。

MEXICO 及び SAKAI においては剪断力、層間変形角とも制御時と原設計の差が他の 2 地震波に比べて大きく、前節までに見たように、制御効果に装置による減衰付加効果を合わせた本システムの効果を

図 11 建物頂部応答最大変位の各地震波による比較

図 12 応答最大値分布の各地震波による比較

応答最大値分布の上で確認できる。

なお、制御時の装置発生減衰力は一般にロック状態に大きくなる傾向にある。本例の場合では、制御時にロック状態（タイプ 3）を主に選択する MEXICO において装置の最大減衰力は約 1.62×10^4 kN（3 階）となっている。通常はこれら減衰力に見合った装置を層毎に複数台設置することになる。

（3）エネルギー入力に見る可変剛性制御の特性

可変剛性制御の特性をエネルギー入力の観点から考察するため、エネルギーの釣り合い式(3)に基づき、各項のエネルギー成分を計算した。

$$\int_0^t m_i \ddot{X}_i \dot{X}_i dt + \int_0^t c(\dot{X}_i) \dot{X}_i dt + \int_0^t D(\dot{X}_i) \dot{X}_i dt + \int_0^t Q(X_i) \dot{X}_i dt = - \int_0^t m_i \ddot{Y}_0 \dot{X}_i dt \quad (3)$$

ここで、 $\ddot{Y}_0$ は地動加速度、 X_i は各階水平変位、 $c(\dot{X}_i)$ は内部粘性減衰力、 $D(\dot{X}_i)$ は装置減衰力、 $Q(X_i)$ は復元力である。よって、(3)式の左辺は順に、運動エネルギー、内部粘性減衰エネルギー、装置による減衰エネルギー、履歴減衰エネルギー、そして右辺は入力エネルギーを示す。

図 13 には、(3)式の右辺に相当する入力エネルギーの時刻歴を各地震波について、制御時と制御をしなかった各剛性タイプの結果を比較して示す。4 地震波とも、制御時は剛性タイプのうち最小のものに近接して推移していることがわかる。特に、MEXICO においては、タイプ 1 の 90 秒以降、共振による急激な入力エネルギーの増加が見られるが、制御により主にタイプ 3 が選択されてこれを避け、入力エネルギーを小さくしている。また、SAKAI では、タイプ 3 が地震前半の 15 秒から 20 秒付近、及び 25 秒から 35 秒付近にかけて入力エネルギーの増加が著しく、地震後半の 60 秒以降でタイプ 1 の増加が激しい。制御は地震前半半において入力エネルギーの小さいところを採り、地震終了時にはどの剛性タイプよりも小さな値となっており、可変剛性制御の他の制震システムには見られない大きな特徴を示している。

図 14 には地震終了時の (3) 式左辺の第 2～第 4 項に相当する各エネルギー成分を、各地震波について制御時、各剛性タイプを比較して

図 13 入力エネルギー時刻歴の各地震波による比較

示す。ここで、横軸は制御時の入力エネルギーを 1.0 として示す。なお、運動エネルギーは地震終了時は他のエネルギー成分に比べ無視する値となっている。

3 剛性タイプの入力エネルギーを比較すると、HACHINOHE では最大のタイプ 3 と最小のタイプ 1 では 2 倍以上の、また MEXICO では同様の差が 3 倍以上となっている。これらは共に 1 次減衰定数が 10% 程度あるにもかかわらずこれだけの差が生じたものであるが、制御によりほぼ最小に近い結果が得られている。なお、入力エネルギーと応答最大変位の周期に依存して変化する傾向は一般に異なるため、図 14 と図 11 との比較において見受けられるように各剛性タイプの大小関係の傾向は必ずしも一致しない。

ここで、装置により吸収される減衰エネルギーを見ると、入力エネルギーの大小と傾向をほぼ同様にしており、入力エネルギーの低減が装置の吸収する減衰エネルギーを低減することがわかる。すなわち、可変剛性制御は装置の吸収する減衰エネルギーが小さくとも MEXICO や

図 14 地震終了時のエネルギー入力の比率に関する各地震波による比較

SAKAI で見たような大きな応答低減効果が得られるという、エネルギー吸収型の制震システムでは実現できない特徴を有している。なお、KOBE においては、装置の減衰エネルギーの入力エネルギーに対する割合が他の 3 地震波に比べ小さい。特に、固有周期の短いタイプ 3 において顕著である。これは建物頂部応答変位時刻歴の節で見たように、応答に高次モードが卓越しておりエネルギー吸収にかかわる装置の効きが低下したためと考えられる。

5. 結論

油封式可変剛性装置を使い非共振型の制御を行う大地震対応の可変剛性制震システムについて、ここでは一般的高層建物を対象として、システムを含めて現実的な諸元にに基づき、特徴的な 4 地震波を入力した数値解析を通してその特性を定量的に把握した。この際、選択可能な各剛性タイプの 1 次減衰定数をそれぞれほぼ 10% に設定し、装置の持つ減衰付加性能に加えて可変剛性による制御効果を評価した。限られた例ではあるが、本研究から得られた知見は以下の通りである。

(1) 採用した可変剛性制御により、本研究で取り上げた 4 地震波に対して、建物の頂部応答変位は時刻歴上及び最大値において制御をしなかった各選択剛性タイプの内ほぼ最小となった。特に、MEXICO や SAKAI のような比較的狭帯域の周期成分を有する地震波に対しては、各タイプの応答は共振の程度により大きな差が生じるが、制御により非共振化が図られ顕著な効果が得られた。これは、建物の安全を最も脅かす共振応答を励起する周期成分が地震動中に多く含まれるほど制御効果が際立つという本システムの特徴を示す。

(2) 一方、HACHINOHE や KOBE のように、ある時間帯に比較的広帯域の周期成分を有する地震波に対しては、制御効果は前 2 地震波に比べ顕著ではない。しかしながら、本システムは装置の保有する減衰付加性能により、これらの地震波に対しても安定した応答低減効果を有している。

(3) (1)、(2)より、本システムは可変剛性による制御効果に加え、装置による減衰付加性能により、多様な特性を持つ大地震に対して有効な制震システムとなり得る。

(4) 制御時の入力エネルギーは制御しなかった各剛性タイプの内ほぼ最小となった。特に、SAKAI のように地震の継続時間中に卓越周期成分が明瞭に変化するような場合においては、地震終了時の入力エネルギーは制御によってどのタイプよりも小さい結果を得た。また、制御により装置の吸収する減衰エネルギーも同時に低減できる傾向があるため、可変剛性制御はより小さな減衰エネルギー吸収能力を持つ装置で MEXICO や SAKAI で見られたような大きな応答低減効果が得られる。これらは他の制震システムには見られない本システムの特徴である。

(5) 地震動の特性は、もとより地震毎に異なる不確定なものであり、また建物の周期特性もそれぞれ異なるものではあるが、ここで確認された本システムの特性は、高層建物や免震構造物などの長周期構造物のやや長周期地震動²⁰⁾に対して懸念される設計上の課題に対し、本システムが有力な解決策の一つを与え得ることを示唆している。

なお、ここでは本システムの特性を、システムも含めて現実的な諸元をもとに定量的に把握する事を目的としたため、対象建物を高

層建物に限定したが、周期特性の異なる他の建物や、他の特性を持つ地震波についても今後検討する予定である。

参考文献

- 1) Kobori, T. : Mission and Perspective towards Future Structural Control Research, Proceedings of the Second World Conference on Structural Control, Vol.1, pp.25-34, 1998.6
- 2) Housner, G.W. et al. : Structural Control - Past, Present, and Future, Special Issue of Journal of Engineering Mechanics, Vol.123, No.9, 1997
- 3) 西谷章 : アクティブ制震技術、建築雑誌 Vol.114 No.1439, pp.36-37, 1999.6
- 4) 日本建築学会 : 特集一免震、建築雑誌、Vol.112, No.1414, 1997.11
- 5) 小堀鐸二 : 耐震構造の新しい展開、内藤中伸生誕 100 年記念文集、1986.5
- 6) Kobori, T. : Future Direction on Research and Development of Seismic-Response-Controlled Structure, Proceedings of the First World Conference on Structural Control, Vol.1, pp.Panel-19-31, 1994.8
- 7) Kamagata, S. et al. : Autonomous Adaptive Control of Active Variable Stiffness System for Seismic Ground Motion, Proceedings of the First World Conference on Structural Control, Vol.2, pp.TA4-33, 1994.8
- 8) 池田芳樹、他 : 瞬間最適化手法による 1 自由度系構造物に対する可変剛性型制御システム、日本建築学会構造系論文集、第 435 号、pp.51-59、1992.5
- 9) Yamada, K. et al. : Control Algorithm for Estimating Future Response of Active Variable Stiffness Structure, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.24, pp.1085-1099, 1995
- 10) 小堀鐸二、他 : 多層構造物による可変剛性制震システムの振動台実験、第 8 回日本地震工学シンポジウム、pp.1923-1928, 1990.12
- 11) Kobori, T. et al. : Seismic response controlled structure with active variable stiffness system, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.22, pp.925-941, 1993.11
- 12) Niwa, N. et al. : Application of Semi-active Damper System to an Actual Building, Proceedings of the Second World Conference on Structural Control, Vol.1, pp.815-824, 1998.6
- 13) Kurino, H. et al. : Semi-active Structural Response Control by Optimizing the Force-deformation Loop of Variable Damper, Proceedings of the Second World Conference on Structural Control, Vol.1, pp.407-416, 1998.6
- 14) Patten, W.N. : The I-35 Walnut Creek Bridge : An Intelligent Highway Bridge via Semi-active Structural Control, Proceedings of the Second World Conference on Structural Control, Vol.1, pp.427-436, 1998.6
- 15) Iwan, W.D. et al. : A Comparison of Control Algorithms for Active Interaction Control of Civil Structures, Proceedings of the Second World Conference on Structural Control, Vol.2, pp.1559-1567, 1998.6
- 16) 小堀鐸二、他 : 可変剛性機構を有する実大鉄骨骨組の動的加力実験、構造工学論文集 Vol.37B, pp.317-328, 1991.3
- 17) 小堀鐸二、他 : 構造性能可変型制震システムの研究 - 可変剛性・減衰機構の基本特性と振動台による基礎実験 -、構造工学論文集、Vol.37B, pp.183-191, 1991.3
- 18) Kondo, A. et al. : Application of Active-Passive Composite Tuned Mass Damper, Proceedings of the Second World Conference on Structural Control, Vol.3, pp.2279-2287, 1998.6
- 19) Higashino, M. et al. : Application of Active Mass Damper (AMD) System, and Earthquake and Wind Observation Results, Proceedings of the Second World Conference on Structural Control, Vol.1, pp.785-794, 1998.6
- 20) Kurata, N. et al. : Active Variable Damping System in Large Earthquakes, Proceedings of the third International Conference on Motion and Vibration Control, Vol.3, pp.285-290, 1996.9
- 21) 那須正、他 : 可変剛性 (AVS) 制震システムの高層建物への適用研究、構造工学論文集 Vol.41B, pp.33-38, 1995.3
- 22) 那須正、他 : 兵庫県南部地震・大阪平野観測記録を用いた AVS 制震システムの高層建物適用シミュレーション解析、構造工学論文集 Vol.42B, pp.1-8, 1996.3
- 23) T.Nasu et al. : Analytical Study on a High-rise Building with the Active Variable Stiffness System, Proceedings of the Second World Conference on Structural Control, Vol.1, pp.805-814, 1998.6
- 24) 那須正、他 : 可変剛性 (AVS) 制震システムの制御方法とその有効性に関する研究、構造工学論文集、Vol.40B, pp.133-145、1994.3
- 25) 鳥海勲 : 大阪平野のあとゆれについて、第 24 回地盤震動シンポジウム、pp.65-70, 1996.10
- 26) 例えば、釜江克宏、入倉孝次郎 : 1946 年南海地震 ($M_s=8.1$) 時の震源近傍及び周辺地域における強震動評価、日本建築学会構造系論文集、第 455 号、pp.61-71、1994.1

(1999年10月8日原稿受理、1999年12月9日採用決定)