

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	実効変形に基づく粘性・粘弾性ダンパー付き制振構造の性能評価に関する研究
Title(English)	Study on performance evaluation of response control structures with viscous dampers or viscoelastic dampers based on effective damper deformation
著者(和文)	戸張涼太
Author(English)	Ryota Tobari
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第12466号, 授与年月日:2023年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:吉敷 祥一,佐藤 大樹,松岡 昌志,石原 直,西村 康志郎
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第12466号, Conferred date:2023/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

実効変形に基づく
粘性・粘弾性ダンパー付き制振構造の
性能評価に関する研究

令和5年3月

戸張 涼太

目次

第1章 序論

1.1	本研究の背景と目的	1
1.2	既往研究	3
1.2.1	実効変形および骨組特性値に基づく制振性能評価に関する研究	3
1.2.2	実効変形を考慮した簡易モデルの作成に関する研究	3
1.2.3	実効変形を考慮した制振構造の応答予測法に関する研究	4
1.2.4	実効変形の増幅を図った制振機構に関する研究	4
1.2.5	既往研究の総括	6
1.3	本論文の構成	7
	第1章の参考文献	9

第2章 実効変形比と骨組特性値を用いた制振構造建物の性能評価

2.1	はじめに	11
2.2	実効変形比と骨組特性値の定義	12
2.2.1	実効変形比	12
2.2.2	骨組特性値	12
2.2.3	実効変形比の上限値と下限値の予測値	14
2.3	せん断モデルによる実効変形比と制振性能	14
2.3.1	履歴ダンパーの場合	14
2.3.2	粘性ダンパーの場合	16
2.3.3	粘弾性ダンパーの場合	19
2.4	履歴型ダンパー付き架構モデルによる制振性能評価	22
2.4.1	検討建物およびモデル化	22
2.4.2	入力地震動概要	25
2.4.3	各モデルの応答低減効果	26
2.4.4	実効変形比と骨組特性値を用いた制振性能評価	31
2.5	まとめ	34
	第2章の記号リスト	35
	第2章の参考文献	36

第3章 実効変形を考慮した制振構造におけるエネルギーの予測法の提案

3.1	はじめに	37
3.2	対象とする粘弾性ダンパー	38
3.2.1	間柱型粘弾性ダンパーの概要	38
3.2.2	力学モデル	39
3.2.3	各種依存性	40
3.2.4	性能変動の考慮	40

3.2.5	1 サイクルの粘弾性体の単位体積あたりのエネルギー	41
3.3	ダンパーのエネルギーの予測法	45
3.4	実効変形比の検討	48
3.4.1	実効変形比の評価方針	48
3.4.2	k_b/k_{deq} の評価	49
3.5	等価繰り返し数の検討	51
3.5.1	等価繰り返し数の評価方針	51
3.5.2	解析結果の考察	52
3.6	実効変形を考慮したエネルギーの予測結果の検証	54
3.6.1	検討モデルおよび入力地震動	54
3.6.2	時刻歴応答解析と予測結果の比較	55
3.7	エネルギーの予測に基づくダンパーの性能低下を考慮した最大変形の予測	61
3.7.1	ダンパーの性能低下の考慮	61
3.7.2	ダンパーの特性値の低下率	61
3.7.3	ダンパーの性能低下を考慮した最大変形の予測法	62
3.7.4	予測結果の検証	63
3.8	まとめ	68
	第3章の参考文献	69

第4章 実効変形を増幅させる架構形式の提案

4.1	はじめに	71
4.2	提案する架構形式	72
4.2.1	変形増幅機構を有する架構形式の概要	72
4.2.2	粘性制振壁に生じる実効変形の増減	72
4.3	検討モデル	75
4.3.1	検討建物	75
4.3.2	粘性制振壁の概要とモデル化	75
4.3.3	提案システムを適用した建物モデル	77
4.4	一次モード定常状態での実効変形成分の考察	79
4.4.1	実効変形の成分分離とその目的	79
4.4.2	従来架構と比べた提案システムの実効変形成分	82
4.5	時刻歴応答解析による性能評価	85
4.5.1	入力地震動	85
4.5.2	時刻歴応答解析結果	86
4.6	等価減衰定数 h_{eq} と等価周期 T_{eq} による性能評価	90
4.6.1	h_{eq} と T_{eq} の算出方法	90
4.6.2	せん断モデルの妥当性検証	92
4.6.3	h_{eq} と T_{eq} の算出結果	98
4.7	提案システム適用の際の留意点	101
4.8	まとめ	102

第4章の参考文献	103
第5章 例題建物への適用	
5.1 はじめに	105
5.2 実効変形を考慮した粘弾性ダンパーのエネルギー予測法の適用検討	106
5.2.1 検討建物および制振ダンパー概要	106
5.2.2 検討方針	107
5.2.3 せん断モデルの作成	107
5.2.4 検討地震動の選定とエネルギーの予測	109
5.2.5 性能低下を考慮した最大変形の予測	110
5.2.6 時刻歴応答解析との比較	111
5.3 中低層鋼構造建物への変形増幅機構の適用検討	113
5.3.1 建物概要	113
5.3.2 制振構造の計画概要	114
5.3.3 制振部材の諸元	117
5.3.4 解析モデル	118
5.3.5 主架構の固有値および骨組特性値の比較	118
5.3.6 時刻歴応答解析結果	120
5.3.7 周辺架構の設計	125
5.3.8 躯体数量等	127
5.4 まとめ	128
第5章の参考文献	129
第6章 結論	
6.1 本研究のまとめ	131
6.2 今後の課題	133

関連発表論文

謝辞

第1章 序論

1.1 本研究の背景と目的

現在の建築基準法における耐震設計では、建物の倒壊・崩壊等の被害を防ぎ、人命の保護を図ることを最低限の目的としている。これは、地震後の建物性能や財産保護を保証しているものではなく、1995年兵庫県南部地震では倒壊は免れたものの継続使用が困難となり取り壊された建物も多かった。以降は、地震後の継続的な建物の使用を見据えて耐震性向上への価値観が高まり、免震・制振構造が急速に普及した。2005年には「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法」¹⁾(エネルギー法)が施行され、F値の規定された鋼材ダンパーに限定されるが、高さ60m以下の中低層建築物でも大臣認定不要で効率的に制振構造を適用できるように法整備が進んだ。また、2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震の発生や、2016年の国土交通省による超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策²⁾の通知等、長周期地震動に対する世間の関心も高いレベルにあり、長周期地震動の影響を受けやすい超高層建築物では、免震・制振あるいはこれらを組み合わせた構造を用いて新築・改修されることが一般的となっている。さらに近年では、中低層建物においてもエネルギー法や、従来の保有水平耐力計算で制振部材の効果を付加的に評価して設計される「付加制振」建物も多く見られる³⁾⁴⁾ようになり、超高層建築物のみならず制振構造は耐震設計における通常の実施法として検討されるようになってきたといえる。

制振構造は、制振部材のエネルギー入力の有無によって大きくパッシブ制振、セミアクティブ制振、アクティブ制振に分類され、一般にはパッシブ制振構造が用いられることが多い。パッシブ制振構造は、建物内外に生じる相対変位によって制振部材を変形させてエネルギーを吸収するため、電力による制御を行わない点がアクティブ制振等との大きな違いになり、停電等の非常時でも安定した性能を発揮することが利点である。制振部材には、金属の塑性変形や流体の粘性減衰、粘弾性材料の配合剤間摩擦などを利用した部材が多数開発されており、使用する材料によって変位や速度に依存して抵抗力が発揮される。また、パッシブ制振構造においては層間変形を利用するように制振部材が設置される場合が多く、主にブレース型、間柱型、壁型、シアリンク型など多数の設置形態が用いられている。

パッシブ制振構造ではその機構の特徴から、制振部材に有効に働く変形(以降、実効変形と称す)、さらには制振部材のうちの減衰機構に係る部分に有効に働く変形が、制振構造の性能を左右する因子となる。架構内の制振部材の変形を考えると、層間に配される設置形態の場合、図1.1に示すように層間変形が生じた際に主に架構のせん断変形に対して制振部材が有効に変形し、架構の全体曲げ変形は制振部材の変形に寄与しないこととなる。特に建物幅に対する高さの比率の大きい建物では中層～上層にかけて、層間変形に対して全体曲げ変形の占める割合が大きくなり、実効変形が低下することが知られる。また、制振部材を同一スパンにて建物高さ方向に連層配置した場合などは、制振部材の設置スパンにおける局所的な架構の曲げ変形が卓越し、実効変形を低下させる要因となる。さらに設置形態で見ると、間柱型や壁型では、制振部材の取り付け大梁の曲げ変形も実効変形に影響を与える。一方で、制振部材側に着目すると、主架構と制振部材の接合部材や減衰機構から接合部までを支持する部材等(以降、支持部材と称す)に加え、粘性材料等では内部剛性も存在することから、減衰機構に係る部分に働く変形に影響する。このように実効変形は架構内の各部材の

変形から支持部材の変形まで複雑に影響し、これらの変形を適切に評価し、制御することが制振構造の特性の理解および効果的な設計のために重要であると考えられる。

制振構造の設計では、一般的には時刻歴応答解析により層間変形角や層の塑性率などの設計クライテリアを満たすことを確認しており、3次元の架構の自由度を適宜縮約した等価せん断モデルや等価曲げせん断モデルなどの簡易モデルが用いられることが多い。簡易モデルにてパッシブ制振構造をモデル化する場合、単純に主架構と並列に制振部材を配置するだけでは架構内の実効変形を適切に評価することができず、制振性能を過大に評価するおそれがある。この課題に対し、既往の研究⁵⁾によって制振部材周辺の変形の影響を加味できる新たな簡易モデルの作成方法が提案された。この手法では、主架構のみのモデルに対して2回の弾性の静的解析を行うことで「骨組特性値」を計算し、この値を周辺架構の変形の影響を表すパラメータとして簡易モデルの設定に利用している。一方で、制振構造の応答を静的な外力により予測する方法として、等価線形化法⁶⁾やエネルギーの釣り合いに基づく方法⁷⁾が挙げられる。これらの方法も基本的には等価せん断モデルを用いた理論に基づき、制振部材のエネルギー吸収量やこれによる等価減衰定数を評価するため、応答予測の過程でエネルギー吸収量に直接影響を与える実効変形の適切な評価が必要である。

以上の背景から本論文では、実効変形を軸としたパッシブ制振構造の設計や考え方に資する、制振性能評価から架構形式まで包括的に示すことを目的とする。具体的には、複数のダンパー種類やアスペクト比の異なる建物モデルを用いた、実効変形および骨組特性値と、等価減衰定数や時刻歴応答との基礎的な対応関係を整理する。さらに、この知見をもとに、実効変形を適切に考慮したエネルギーの予測手法の提案および、実効変形を制御した新たな架構形式の提案を行う。

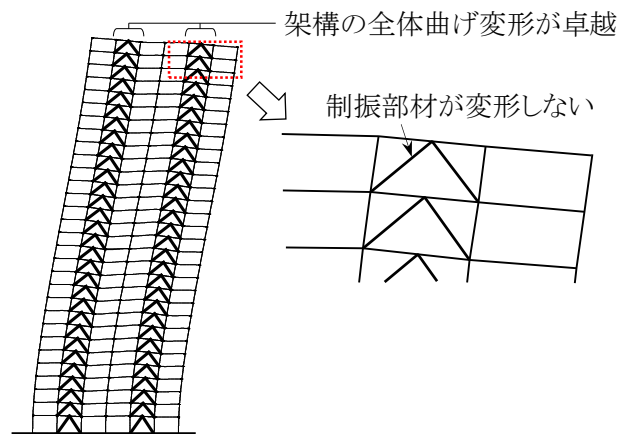


図 1.1 架構の全体曲げ変形

1.2 既往研究

1.2.1 実効変形および骨組特性値に基づく制振性能評価に関する研究

(1) 古谷らの研究^{8),9)}

古谷らは、超高層建物を検討モデルにして、実効変形比および骨組特性値と時刻歴応答の対応を確認し、さらに実効変形比および骨組特性値を用いたパッシブ制振構造の制振性能評価手法を提案している。この制振性能評価手法は静的解析のみから得られる実効変形比の上・下限値の予測値を、効率的なダンパー配置や量、架構の判断指標として用いるものである。これらの研究では30層鋼構造建物モデルを用いて、古谷ら⁸⁾により履歴型ダンパー、渡辺ら⁹⁾により粘性制振壁を対象とした研究が報告されている。またこれらの研究の延長として、澤ら¹⁰⁾は履歴ダンパーにおける骨組特性値を用いた制振性能評価⁸⁾に塑性率を加味した検討を行い、最適ダンパー量時の実効変形比と塑性率の関係性を述べている。これらの関係から、性能の高いダンパー配置や投入量の探索への発展を目指したものとなっている。

(2) その他の研究

石井ら¹¹⁾は、特定層に集中的に制振部材を設置した複合用途に供する超高層建築物の構造計画の報告の中で、2種類の静的弾性解析から算出される骨組特性値を用い、架構内外に制振部材を取り付けた場合の制振効果の優劣や特徴を評価している。

鈴木ら¹²⁾は、架構内に組み込まれた間柱型の非線形粘弾性ダンパーについて、実効変形比の観点から、動的加振実験および骨組解析を用いてその性能を評価している。

1.2.2 実効変形を考慮した簡易モデルの作成に関する研究

パッシブ制振構造の簡易モデルは、静的弾塑性解析から得られる制振部材の等価な復元力特性を、主架構の等価せん断モデルや曲げせん断モデルに並列結合したモデルが用いられた。しかし、このような簡易モデルの作成手法は速度依存性のある制振ダンパーの場合適用できず、実効変形を適切に表現できる簡易モデルの開発が笠井、石井らによって行われた。

(1) 石井らの研究^{13),14)}

位相差の影響により静的解析では評価できない速度依存性のあるダンパーに対して有用なせん断モデルとして、実効変形比を用いて粘性係数とバネ定数を修正した実効バネモデル¹³⁾、複素固有値解析より得られた複素実効変形比を用いて粘性係数とバネ定数を修正した修正実効バネモデル¹⁴⁾が提案されている。

(2) 石井・笠井らの研究^{15),5)}

ダンパー種類や設置形式によらず汎用的に適用できるせん断モデルの作成手法が、1層の制振建物を対象に笠井・岩崎¹⁵⁾により提案され、さらに石井・笠井⁵⁾がこれを多層制振構造に拡張させている。これらのせん断モデルは図1.2に示すように、擬似付加系と擬似ブレースの直列結合により構成されるのが大きな特徴であり、主架構のみのモデルに対して2回の静的弾性解析を行うことで「骨組特性値」を計算し、この値を周辺架構の変形の影響を表すパラメータとして擬似付加系と擬似ブレースの設定に利用している。また、ここで得られ

る骨組特性値は主架構とダンパー配置のみから定まり、ダンパーの種類や量に依存しない、パッシブ制振構造における主架構の特性を表す重要なパラメータとして位置づけられる。なお、この手法は学会指針¹⁶⁾の記載や市販の構造解析プログラム¹⁷⁾への搭載を経て一般実務にも広まりつつある。

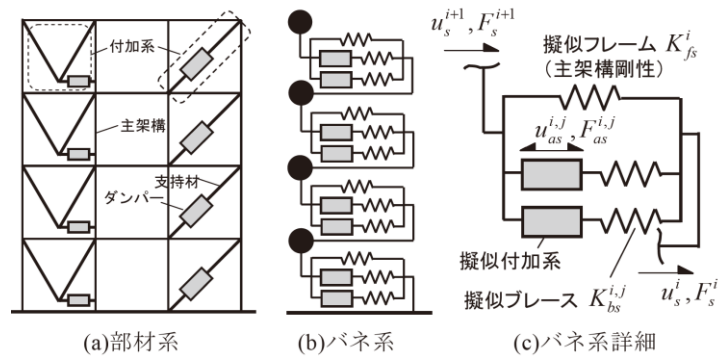


図 1.2 石井・笠井らの簡易モデル

1.2.3 実効変形を考慮した制振構造の応答予測法に関する研究

(1) 笠井らの研究^{18)~21)}

笠井らは、様々な種類のダンパーに対して等価な線形系への置換手法を提案し、パッシブ制振構造の応答予測に関する研究が精力的に行っている。これらの手法では、多数の時刻歴応答解析によるパラメトリックスタディに基づき付加減衰による応答低減係数を評価し、別途求めた定常状態をもとにした制振構造の等価減衰定数と等価周期と合わせて応答予測を行っている。検討は基本的にせん断モデルにより、主架構に並列に配置されるダンパーには支持部材を表す直列ばねが考慮されている。さらに、実効変形を単純に表すことが難しい、リリーフ機構を持つオイルダンパーや減衰力が速度の指数乗に比例する非線形粘性ダンパーにおいて、定常状態での実効変形を明快な形の式で表し、等価線形化手法の中に組み込んでいる。

(2) 栗林らの研究²²⁾

栗林らは、履歴型ダンパーを対象に、実効変形を考慮できる等価せん断モデル作成手法を提案し、これを用いて実効変形の影響を考慮したエネルギーの釣り合いに基づく応答予測法を展開している。ここで提案された等価せん断モデルの作成手法では、1.2.2 節の研究と同様に主架構に並列に配置された履歴型ダンパーに直列ばねが付与されるが、直列ばねの作成過程で静的解析を行わずに部材モデルによる水平方向の自由度に縮約した剛性マトリクスを使っている点でほかの研究とは異なっている。

1.2.4 実効変形の増幅を図った制振機構に関する研究

制振性能を十分に発揮することを目的に、実効変形を増幅させる機構の研究がなされ、実用化の例が存在する。これらの研究は大きく分けると、(1) 制振部材自体に実効変形を増幅させる機構を持つものと、(2) 主架構側の構造的な工夫により実効変形を増幅させる機構の2種類に分類できる。

(1) 制振部材自体に実効変形を増幅させる機構を持つもの

実効変形を増幅させる機構において最も著名なものとしてトグル機構^{23),24)}がある。トグル機構の事例を図 1.3 に示す。トグル機構は、2 本のトグル腕と 1 本のオイルダンパーで構成され、この原理を応用し層間変形を 2~3 倍に増幅させ効率的にエネルギーを吸収できるもので、①制振部材自体に実効変形を増幅させる機構を持つものである。日本国内において新築、耐震改修を問わず多数の適用実績がある。文献 25)は斜材中心のピンを中心とする回転変形に対してダンパーが作用するように、湾曲した鋼材ダンパーを配置した事例である。また、図 1.4 はレバーアーム²⁶⁾と呼ばれる部材と 1 本の斜材によって、床面に配置したダンパーの変形を層間変形に対して増幅させる海外の研究事例である。その機構はトグル機構に類似するものと考えられるが、層間変形に対するダンパー変形の増幅率が 7~13 と非常に大きいことが示されている。これらのような、変形増幅機構を内包する制振部材の研究開発が国内海外を問わず多数行われている。

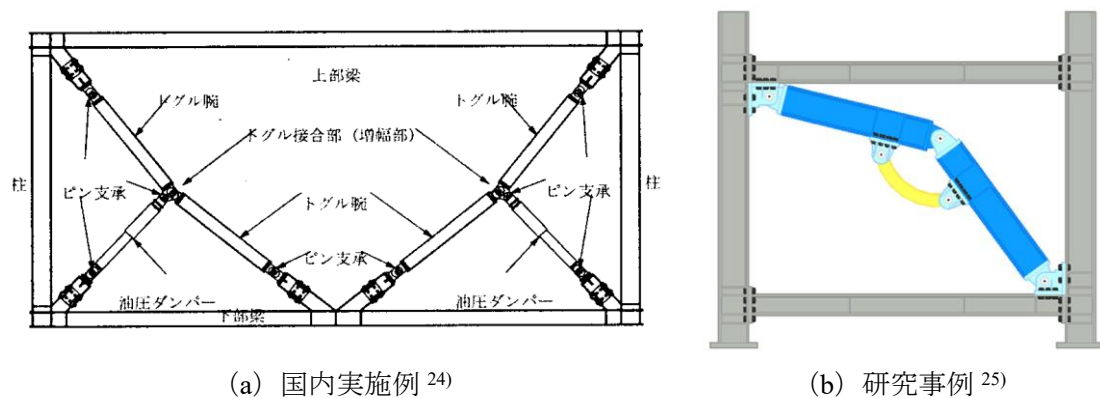


図 1.3 トグル機構の事例

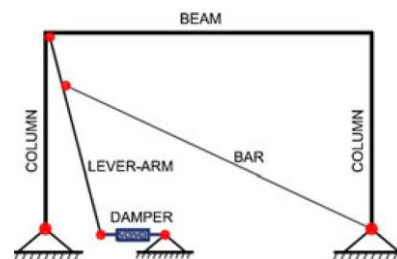


図 1.4 レバーアームシステム²⁶⁾

(2) 主架構側の構造的な工夫により実効変形を増幅させる機構

石橋ら²⁷⁾は、400m 級の超高層建築物において合理的に剛性と減衰の確保を目的として、建物の外周全面にチューブ状にブレースを配置し、この一部分の縦スリット状にブレースに代えて制振部材を設けた制振システム「外郭制振構造」を提案している。これにより、スリット状の部分架構の曲げ変形による鉛直変位差を有効に活用して高い減衰効果を得られるとされている。この研究は、直接的に層間変形に対する実効変形の増幅という概念ではないものの、架構形式の工夫によって実効変形を増長させる構造として興味深い事例である。

孫ら²⁸⁾は、鋼構造制振建物における速度依存型ダンパーの効果的な配置に関する研究と

して、実効変形に着目した応答低減効果の評価を行っており、実効変形の大小が応答低減効果に与える影響が大きいとしている。さらに、より効果的な制振ダンパーの配置の提案を目的として、ブレース型ダンパーを鉛直方向に連層配置した建物において、ダンパー設置位置上下の梁の両端をピン接合とすることで実効変形を意図的に大きくする方法を提案している。これは主架構側の工夫により実効変形を増幅させる提案である。

1.2.5 既往研究の総括

実効変形および骨組特性値に基づく制振性能評価に関する研究では、実効変形比および骨組特性値と時刻歴応答の対応が示され、さらに実効変形比の上・下限値という骨組特性値に基づく有益な指標が提案されたが、それらの検証範囲は建物モデルが限定されており、建物のアスペクト比の異なる建物など実効変形に差のある建物モデル間での比較においては検討の余地が残る。

実効変形を考慮した簡易モデルの作成に関する研究においては、ダンパー種類や設置形式によらず汎用的に適用できるせん断モデルの作成手法が示された。これによれば、速度依存型ダンパーにも対応可能で、かつ制振性能を過大評価せずに適切に考慮することができる時刻歴応答解析に用いる簡易モデルの作成が可能になった。

実効変形を考慮した制振構造の応答予測法に関する研究では、主に等価線形化法において様々な種類のダンパーの実効変形を適切に評価した応答予測法が提案されている。一方で、エネルギー法において実効変形を考慮した応答予測法は、履歴型ダンパーを対象とした研究のみであり、特に複雑な復元力特性を有する粘弾性ダンパーなどにおいて、実効変形を評価した応答予測のためには等価線形化法における事例と同様に適当な工夫が必要となる。

実効変形を増幅を図った制振機構に関する研究では、(1) 制振部材自体に実効変形を増幅させる機構を持つものと、(2) 主架構側の構造的な工夫により実効変形を増幅させる機構の2種類の事例について述べた。この領域はアイデア次第でより良い架構形式を提案しうる分野であり、これらの事例はいずれも新たな架構形式を考えるうえで貴重な足掛かりとなるものである。

以上より本論文は、これらの残された課題および新たな提案に対応するものと位置づける。次節で本論文の構成とともにその具体的な内容を述べる。

1.3 本論文の構成

本論文は、「実効変形に基づく鋼構造制振建物の性能評価に関する研究」と題し、以下の6章から成っている。

第1章「序論」では、実効変形の重要性および、既往研究における簡易モデル作成の過程で算出される骨組特性値について述べ、これらに関連する既往研究について述べた。さらに本論文の目的として、実効変形を軸とした制振構造の設計や考え方に資する、実効変形と骨組特性値に着目した基礎的な性能評価、応答評価法、高性能化を図る架構形式の提案までを包括的に示すものとした。

第2章「実効変形と骨組特性値を用いた制振構造建物の性能評価」では、まず一質点構造物を用いて複数のダンパー種類を対象に実効変形を定式化し、各ダンパー種類での実効変形と制振性能の関係の特徴を理論的に整理する。次に、全体曲げ変形に大きな影響を与えるアスペクト比の異なる4種類の制振構造建物を用いて、実効変形と骨組特性値に着目しつつ中低層から超高層までの建物における制振性能の違いについて評価し、これらの指標が制振性能の評価に有用であることを明らかにする。

第3章「実効変形を考慮した制振構造のエネルギー予測」では、制振構造の設計においてダンパーの負担するエネルギーの評価が重要であることを述べ、エネルギーの評価に大きな影響を及ぼす実効変形を考慮したエネルギーの予測法を提案する。ここで対象とするダンパー種類は、振幅依存性を有することで実効変形を容易に評価することができない非線形粘弾性ダンパーとする。実効変形の評価においては扱いやすさを考慮してダンパー変形を直接用いずに、基準とするせん断ひずみにおける等価剛性と、層間変形による擬似的なせん断ひずみを用いた評価式を構築する。さらに、エネルギーの予測に実効変形の評価式を取り入れるとともに、基本となるエネルギー配分の理論や非線形性の考え方を既往研究に倣いつつ、変形に対する依存性を収束計算により考慮したものとする。実効変形を適切に捉えつつダンパーのエネルギーを良好な精度で評価できることを確認するため、提案したエネルギーの予測法の精度検証を行う。

第4章では、第2章の実効変形比の大小と建物応答の間の相関関係に着目し、主架構の構造的な工夫によって実効変形を制御した、従来の主架構よりも実効変形を増幅させて高い制振性能を狙った架構形式について検討する。具体的には、粘性制振壁を設置した制振構造において、粘性制振壁を設置する梁の中間にピン接合を設けることで層間変形より大きな実効変形が得られる新たな制振システムを提案し、その性能評価を行う。提案システムは、架構の水平変形に対する増幅に加え、従来の架構で実効変形の低減要因にしかない柱の軸伸縮が実効変形の増大にも転じる点で既往の技術と異なる。30層の鋼構造建物を例に、部材モデルを用いた実効変形の構成成分の分析とともに、ピン接合を有しない従来の架構における制振構造との比較を通して提案システムの有効性を検討する。具体的には、1次モードによる定常状態解析や時刻歴応答解析による評価と、さらに一般的な評価尺度である1次モードにおける等価周期と等価減衰を用いた性能評価の結果を示す。

第5章「例題建物への適用」では、第3章のダンパーのエネルギーの予測法および第4章の実効変形を増幅させる架構形式について、例題建物を対象に適用検討を行った事例を示す。第3章のエネルギーの予測法の適用検討に用いる建物は、間柱型の粘弾性ダンパーを配置した地上21階建ての超高層の鋼構造建物である。本検討例では、粘弾性ダンパーが負担

するエネルギーを予測し、繰り返しによる粘弾性ダンパーの性能低下を考慮した応答を概略的に算出し、その応答を評価する事例を示す。また、時刻歴応答解析の結果との比較を行い、その予測精度を確認する。第4章の架構形式の適用検討対象建物は、2021年8月にすでに竣工している東京都内に建つ高さ約35mの中低層事務所ビルとする。この検討は、ピン接合部のディテールや部材数量に基づくコスト検討も行い、可能な限り現実的な形での提案システムの適用検討例を示すことを目的としている。ここでは、原設計の耐震構造と比較してその有効性を述べる。

第6章「結論」では、各章の知見を総括するとともに、今後の課題について述べる。

本論文の各章の位置づけと対応を図1.5に示す。本論文では大きく実効変形・骨組特性値の2指標と、時刻歴応答解析等の応答評価手法について議論する。2章では、これらの各指標・手法の対応関係について整理し、この知見をもとに、3章では実効変形を適切に考慮したエネルギー予測手法に、4章では実効変形に着目した架構形式の提案に繋げる。さらに5章では実効変形に基づいた3章・4章の提案の例題建物への適用検討を行う。以上のとおり、本論文では一貫して実効変形に基づく検討により、制振性能の評価に始まり、適切な応答の予測や高性能化を図る架構形式の提案に発展させた研究となっている。

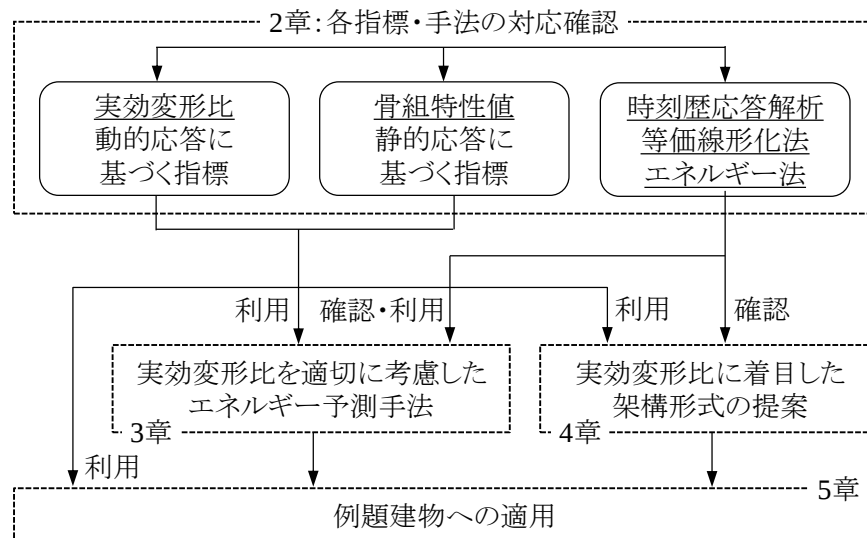


図 1.5 本論文の各章の位置づけと対応

第1章の参考文献

- 1) 独立行政法人 建築研究所:鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアルー平成 17 年度国土交通省告示第 631 号「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法」に準拠してー, 第 1 版, 技報堂出版, 2008.9
- 2) 国土交通省: 超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について (技術的助言), 国住指第 1111 号, 2016
- 3) 脇田直弥, 松蔭知明, 樋口公平, 中村秀司: エネルギー法による建物の構造設計 ～優れた耐震性と経済性を両立した設計手法の確立～, 新日鉄エンジニアリング技報, Vol. 3, 2012
- 4) 原田玄, 村上夏樹, 津之下睦: 中規模オフィスビルにおける制振構造 エキスパート渋谷, 建築技術 (2014 年 11 月号), pp.54-57, 2014.11
- 5) 石井正人, 笠井和彦: 多層制振構造の時刻歴解析に用いるせん断棒モデルの提案, 日本建築学会構造系論文集, No.647, pp.103 - 112, 2010.1
- 6) 柴田明德: 最新 耐震構造解析 第 2 版, 森北出版, 2003.5
- 7) 秋山宏: エネルギーの釣合いに基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999
- 8) 古谷慶, 添田幸平, 佐藤大樹, 北村春幸, 石井正人, 吉江慶祐, 宮崎充, 佐々木和彦, 岩崎雄一: 履歴ダンパーを有する超高層弾性架構の実効変形比に着目した制振性能評価, 構造工学論文集, Vol.58B, pp.197-207, 2012.3
- 9) 渡辺重仁, 添田幸平, 佐藤大樹, 北村春幸, 石井正人, 吉江慶祐, 宮崎充, 佐々木和彦, 岩崎雄一: 粘性制震壁の配置位置及び設置タイプを考慮した超高層建物の性能評価, 日本建築学会技術報告集, No.42, pp.425-430, 2013.6
- 10) 澤侑弥, 佐藤大樹, 戸張涼太, 吉永光寿, 安永隼平, 金城陽介: 履歴ダンパーを有する超高層建物における実効変形比と塑性率の関係, 日本建築学会技術報告集, Vol.27, No.65, pp.154-159, 2021.2
- 11) 石井正人, 木村征也, 小板橋裕一, 安藤顕祐: 特定層集中型制振構造を用いた超高層建築物の構造設計事例 (その 3) 簡易地震応答解析モデルの設定法, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.939-940, 2012.9
- 12) 鈴木公平, 中尾貞治, 津之下睦, 高島英幸: 非線形型粘弾性ダンパーを有する間柱型制振架構の減衰性能評価と動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 745 号, pp.373-383, 2018.3
- 13) 石井正人, 北村春幸, 和田章, 笠井和彦: 粘弾性型制振部材付き架構のモデル化に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 531 号, pp.55-62, 2000.5
- 14) 石井正人, 太田弘俊, 多田有輝, 北村春幸, 和田章: 速度依存型制振部材付き架構の簡易モデル化手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 592 号, pp.43-50, 2005.6
- 15) 笠井和彦, 岩崎啓介: 様々な形式の制振構造における自由度縮約法と水平バネ系への変換法, 日本建築学会構造系論文集, No.605, pp.37 - 46, 2006.7
- 16) 日本建築学会: 鋼構造制振設計指針, 2014.11
- 17) RESP-D 操作マニュアル, <https://resp-d-docs.gitlab.io/operation/>, (参照 2023/1/10)
- 18) パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第 3 版, (社)日本免震構造協会, 2013.11

- 19) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚: 等価線形化法による一質点系弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, No.571, pp.53-62, 2003.9
- 20) 笠井和彦, 鈴木陽, 大原和之: 減衰力が速度の指数乗に比例する粘性ダンパーをもつ制振構造の等価線形化手法, 日本建築学会構造系論文集, No.574, pp.77-84, 2003.12
- 21) 笠井和彦, 西村忠宗: 減衰力が速度にバイリニア的に比例するオイルダンパーをもつ制振構造の等価線形化手法, 日本建築学会構造系論文集, No.583, pp.47-54, 2004.9
- 22) 栗林晃司, 佐藤大樹, 北村春幸, 山口路夫, 西本晃治: 実効変形を考慮した履歴減衰型制振部材を有する鋼構造建物のエネルギーの釣合に基づく応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, No.661, pp.543-552, 2011.3
- 23) 久保田雅春, 石丸辰治, 秦一平: トグル制震装置の鉄骨架構におけるエネルギー吸収性能に関する振動実験, 第2回日本制震(振)シンポジウム, 2000.11
- 24) 久保田雅春, 前川康雄, 中川三夫, 堀田潔: ダンパーを用いた制震改修に関する設計検討: その3 トグル制震装置を用いた検討例, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.139-140, 1999.9
- 25) H.-L. Hsu, H. Halim: Brace performance with steel curved dampers and amplified deformation mechanisms, Engineering Structures, 175, pp.628-644, 2018.11
- 26) J. Sebastián Baquero Mosquera¹, José Luis Almazán and Nicolás F. Tapia: Amplification system for concentrated and distributed energy dissipation devices, Earthquake Engng Struct. Dyn., 45, pp.935-956, 2016.1
- 27) 石橋洋二, 横山亮, 渥美孝紘, 小川一郎, 溜正俊, 竹内徹: 400m級の超高層ビルに対する外郭制振構造の適用(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.873-874, 2018.7
- 28) 孫光宇, 川崎恵梨, 多賀謙藏: 高層鉄骨造建物における連層配置速度依存型ダンパーの付加減衰設計法, 鋼構造論文集, 第28巻, 第109号, pp.89-102, 2021.3

第2章 実効変形比と骨組特性値を用いた制振構造建物の性能評価

2.1 はじめに

制振構造は、新築から耐震改修まで構造種別や建物高さに制限されることなく、多くの建物に適用されている。層間に配置されるパッシブ制振構造は層間変形のうちせん断変形に対して有効であるため、実効変形が小さくなるような配置計画ではダンパーが有効に稼働せず、期待した制振性能が得られないことがある。実効変形はダンパーの種類や量、主架構や外力の分布など多くの影響を受けるため、制振ダンパーの配置計画、種々の要因への適切な配慮が必要である。

文献¹⁾では、超高層建物を検討モデルにして、実効変形比および骨組特性値と時刻歴応答の対応を確認し、さらに実効変形比および骨組特性値を用いたパッシブ制振構造の制振性能評価手法を提案している。この制振性能評価手法は静的解析のみから得られる実効変形比の上・下限値の予測値を、効率的なダンパー配置や量、架構の判断指標として用いるものである。これらの研究では30層鋼構造建物モデルを用いて、古谷ら²⁾により履歴型ダンパー、渡辺ら³⁾により粘性制振壁を対象とした研究が報告されている。しかしながら、実効変形比と骨組特性値は建物の幅に対する高さの比（アスペクト比）に大きく影響すると考えられ、実効変形比および骨組特性値に基づく制振性能の評価にあたって、中低層から超高層までの建物において広範的にこれらの対応を整理する必要がある。

以上の背景より、本章ではまず基礎的な検討として、ばねやダッシュポットからなる付加系要素をもつ単純な一質点構造物を用いて複数のダンパー種類を対象に実効変形を定式化し、各ダンパー種類での実効変形と制振性能の関係の特徴を理論的に整理する。次に、架構の曲げ変形に大きな影響を与えるアスペクト比の異なる4種類の制振構造建物を用いて、実効変形と骨組特性値に着目しつつ中低層から超高層までの建物における制振性能の違いについて評価し、これらの指標が制振性能の評価に有用であることを明らかにする。後者の検討では実効変形への影響がほかの種類のダンパーと比べて比較的大きい履歴型ダンパーを対象としているが、粘性ダンパーの場合も履歴ダンパーと同様の傾向になると推察される³⁾。

2.2 実効変形比と骨組特性値の定義

本節では本論文での中心的な指標である，実効変形比と骨組特性値について定義する．

2.2.1 実効変形比

図 2.1 にブレース型，壁型および間柱型の設置形式における実効変形比の模式図を示す．本論文では，制振部材に有効に作用する実効変形を δ_e とし，これと層間変形 δ の比を実効変形比 α_e として定義する．

$$\alpha_e = \delta_e / \delta \quad (2.1)$$

図 2.1 より，実効変形 δ_e はブレース型の場合，層間変形 δ から架構の曲げ変形 δ_b を差し引くことで求められる．一方で，壁型や間柱型などの上下階の大梁に接続される制振部材の場合は，層間変形 δ から制振部材と大梁の接続節点の回転角 θ による増減を加えることで実効変形 δ_e が求められる．なお，大梁の接続節点の回転角 θ には架構の曲げ変形成分も含んでいる．

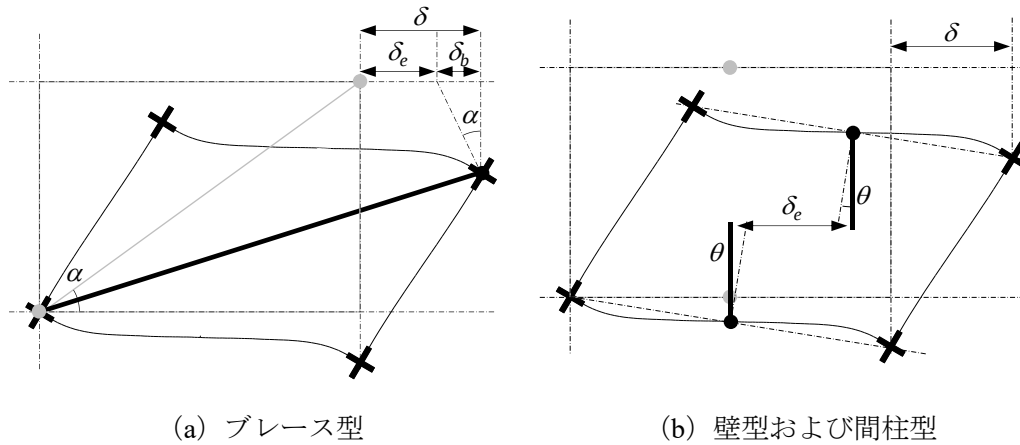


図 2.1 実効変形比の模式図

2.2.2 骨組特性値

骨組特性値^{4),5)}は，様々なダンパー設置形式とダンパー種類の組み合わせに適用可能な簡易モデルに関する研究において，簡易モデルの作成過程で求められる物理特性値である．笠井・岩崎は 1 層骨組について架構の 2 ケースの静的弾性解析（状態 N ， R 解析）から得られる骨組特性値を用いて，任意の架構やダンパーからなる制振構造を 2 自由度に縮約し，厳密に再現する簡易モデルの提案を行っている．さらに，石井・笠井はこれに仮定条件を加えて多層建物に拡張した．この簡易モデルと部材モデルの対応は図 2.2 のように示される．

骨組特性値 α_N および疑似ブレース剛性 K_{bs} は，主架構のみの弾性部材モデル（図 2.3 (a) 状態 N ）と，主架構の制振部材配置位置に剛性が極端に大きい弾性バネを挿入したモデル（図 2.3 (b) 状態 R ）の静的解析結果から式(2.2)~(2.4)により得られる．なお，本論文では外力分布に A_i 分布を用いる．

$$\alpha_N = \delta_{aN} / \delta_N \quad (2.2)$$

$$K_{aR} = F_{aR} / \delta_R \quad (2.3)$$

$$K_{bs} = \alpha_N \cdot K_{aR} \quad (2.4)$$

ここで、 δ_a ：ダンパー設置箇所の相対変形（水平成分）、 δ ：層間変形、 F_a ：ダンパー設置箇所の弾性バネが負担する荷重（水平成分）、 K_a ：ダンパー設置箇所の層間変形に対する剛性である。また、右下の添え字 N および R は、状態 N および状態 R の計算値を、 s はせん断モデルを示す。 α_N はダンパー量 0 における実効変形比にあたり、 K_{bs} は簡易モデルにおける付加系要素に直列結合されるばね剛性と考え、ダンパー設置箇所周辺や架構の曲げ変形を考慮したダンパーのゆるみを表す剛性として捉えられる。なお、軸方向成分に $\wedge$ を付して表すと、 δ_a および F_a の水平成分と軸方向成分の関係はブレースの取り付け角 α を用いて式(2.5)、式(2.6)で表される。

$$\delta_a = \hat{\delta}_a / \cos \alpha \quad (2.5)$$

$$F_a = F_a \cdot \cos \alpha \quad (2.6)$$

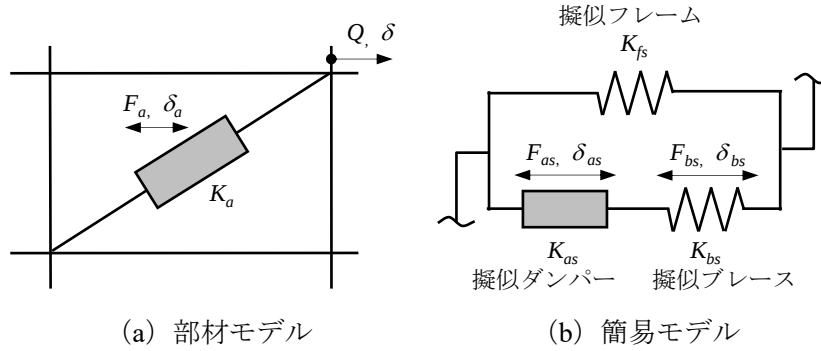


図 2.2 部材モデルと簡易モデルの対応

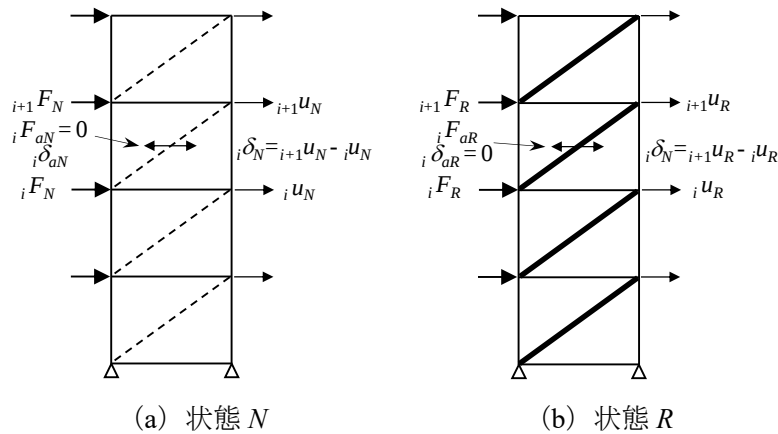


図 2.3 状態 N , R 解析

2.2.3 実効変形比の上限値と下限値の予測値

前節の骨組特性値より，状態 N 解析から求められる α_N は，ダンパー量 0 すなわちダンパーの反力が主架構に作用していない状態における仮想的な実効変形比と考えられ，実効変形比の上限値を意味する指標となる．また，実効変形比の下限値の予測値 $\alpha_{es}^{(1)}$ は，簡易モデルにおける実効変形比を計算することで求められ，履歴型ダンパーの場合は式(2.7)を用いて算出する．

$$\alpha_{es} = \frac{\alpha_N}{1 + \alpha_N^2 \cdot K_{a1}/K_{bs}} \quad (2.7)$$

式(2.7)が実効変形比の下限値となるのは，付加系剛性の水平方向の 1 次剛性である K_{a1} を用いているためであり，ダンパーが弾性時の実効変形比を意味する．

2.3 せん断モデルによる実効変形比と制振性能

本節では，ばねやダッシュポットからなるダンパーをもつ単純なせん断モデルの挙動から，実効変形比および骨組特性値と制振性能の関係を示す．対象とするダンパーは履歴ダンパー，粘性ダンパー，粘弾性ダンパーとする．まず，主架構およびこれと並列に取り付くダンパーと直列ばねによる付加系要素で構成されるせん断モデルを考え，実効変形比と各種ダンパー量の関係に加え，制振性能を表現する指標として等価減衰定数，等価周期の関係について述べる．次に骨組特性値に着目し，前述の指標との対応関係について述べる．なお，ここではダンパーと直列ばねを付加系と呼ぶが，簡便のためにこの直列ばねにはダンパー接合部等の支持部材に加えてダンパー周辺架構の局所変形や架構の曲げ変形も含むものとする．

2.3.1 履歴ダンパーの場合

履歴ダンパーのモデルを図 2.4 に示す．付加系要素の力学モデルは図 2.4 (a)に示す直列ばねと履歴ダンパーの結合で表される．直列ばねは剛性 k_b の弾性ばねとし，履歴ダンパー部分のばねの変形が実効変形を表すとする．この付加系要素に，付加系変形 δ_a の定常振動を与えた場合の実効変形比 α_e は式(2.8)となる．

$$\alpha_e = \frac{\delta_d}{\delta_a} = 1 - \frac{\delta_b}{\delta_a} \quad (2.8)$$

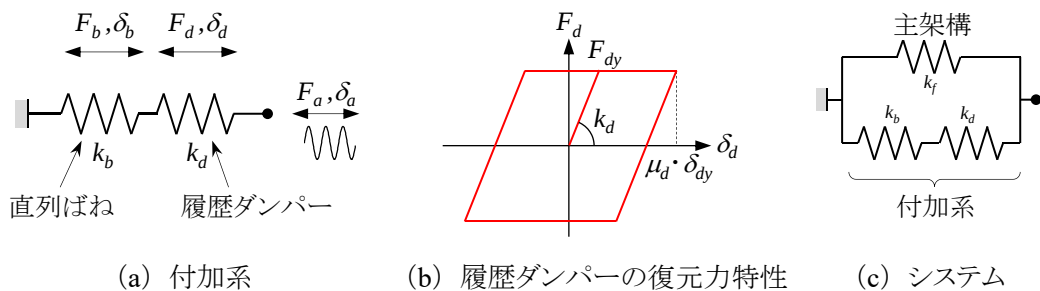


図 2.4 履歴ダンパーのモデル

ここで、履歴ダンパーが図 2.4 (b)の完全弾塑性型の復元力特性の場合を考えると、履歴ダンパー降伏前後でその挙動が変わるため実効変形比にも影響を及ぼす。履歴ダンパーの降伏前後で場合分けを行うと、実効変形比 α_e は式(2.9)、式(2.10)となる。

$$\text{＜履歴ダンパー降伏前＞} \quad \alpha_e = \frac{1}{1 + k_d/k_b} \quad (2.9)$$

$$\text{＜履歴ダンパー降伏後＞} \quad \alpha_e = \frac{1}{1 + (k_d/\mu_d)/k_b} \quad (2.10)$$

式(2.9)、式(2.10)によれば、履歴ダンパー降伏前後ともに実効変形比はダンパー剛性 k_d と直列ばね剛性 k_b の比によって表されることがわかる。履歴ダンパー降伏前の実効変形比は、変形に依存せずに一定値となる。一方、履歴ダンパー降伏後の実効変形比は、履歴ダンパーの塑性率 μ_d (≥ 1) に依存する形となり $\mu_d=1$ のときに最小値を取った後、 μ_d が増大するにつれ実効変形比も大きくなる。これは履歴ダンパー付きの付加系における実効変形比の取りうる範囲を表しており、 $\mu_d=1$ のときの実効変形比が下限値になることを意味する。この実効変形比の下限値は、実効変形比を制振性能の評価指標として考える際に、実効変形比の応答値などと比較可能な指標になる。

式(2.9)、式(2.10)による実効変形比 α_e と直列ばね剛性比 k_b/k_d の関係を図 2.5 に示す。ここで、 μ_d は弾性 (=1) ～5 の範囲としている。数式形からもわかるように、 k_b/k_d が大きくなるほど、また μ_d が大きいくほど α_e が増大する傾向が見て取れる。前段で述べた実効変形比の下限値と捉えられる履歴ダンパーが弾性時の α_e は、 $k_b/k_d = 10$ の時に約 0.9、 $k_b/k_d = 4$ の時に約 0.8 となり、 $k_b/k_d=4$ 程度以上であれば 0.8 以上の実効変形比を保証できることがわかる。一方で、 $k_b/k_d=2$ を下回ると履歴ダンパーが弾性時の α_e は急激に低下し、ダンパーの塑性化により α_e 増大の余地はあるものの、 $\mu_d > 1$ の α_e も大きく低下するためその改善も難しくなるといえる。したがって履歴ダンパーの場合、履歴ダンパーが弾性時の α_e を著しく低下させることのないように、支持部材やダンパー配置を決めることが重要である。

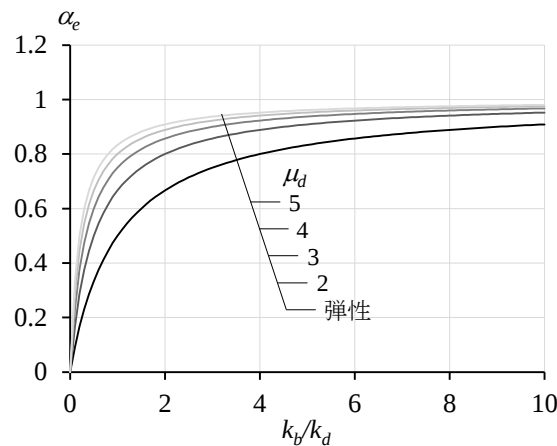


図 2.5 α_e と k_b/k_d の関係

続いて図 2.4 (c)のシステムにおける実効変形比と等価減衰定数、等価周期の関係を確認する。履歴ダンパーの等価減衰定数 h_{eq} と主架構周期 T_f に対する等価周期 T_{eq} の比 T_{eq}/T_f は、直

列ばね剛性比 k_b/k_d を実効変形比 α_e により表すことで、次式のように書ける．

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{(\mu_d - 1) \cdot (\alpha_e / \mu_d)^2}{k_f/k_d + \alpha_e / \mu_d} \quad (2.11)$$

$$\frac{T_{eq}}{T_f} = \frac{1}{\sqrt{1 + k_d/k_f \cdot \alpha_e / \mu_d}} \quad (2.12)$$

ここで、 ΔW は履歴ダンパーの 1 ループのエネルギー、 W はシステムの弾性振動エネルギー、 k_f は主架構の剛性である．式(2.11)は主架構の構造減衰を考慮しておらず、履歴ダンパーのみの付加減衰を表す．

式(2.11)、式(2.12)による等価減衰定数 h_{eq} と主架構・等価周期の比 T_{eq}/T_f について、ダンパー量 k_d/k_f を横軸にとり、実効変形比 α_e をパラメータにして図 2.6 に示す． μ_d は 2 としている．図 2.6 (a) より α_e が大きいほど h_{eq} は大きくなる． α_e の違いによる h_{eq} の変化を確認するために例として $k_d/k_f = 0.5$ の場合に着目すると、 $\alpha_e = 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$ のときの h_{eq} は、順に 0.3%, 1.2%, 2.5%, 4.2%, 6.4% となっており、 $\alpha_e = 0.2$ や 0.4 では h_{eq} が大きく低下し、ほとんどダンパーによる減衰を付加できていないといえる．また、図 2.6 (a) では k_d/k_f が大きいほど h_{eq} も大きくなるが、実際の設計で考えると同一の架構の中では k_d/k_f を大きくしていくと直列ばね剛性比 k_b/k_d が低下していくので、 α_e 自体が低下することに注意が必要である．図 2.6 (b) では、 α_e が大きいほど T_{eq}/T_f が小さくなり、高い付加剛性を与えられていることがわかる．

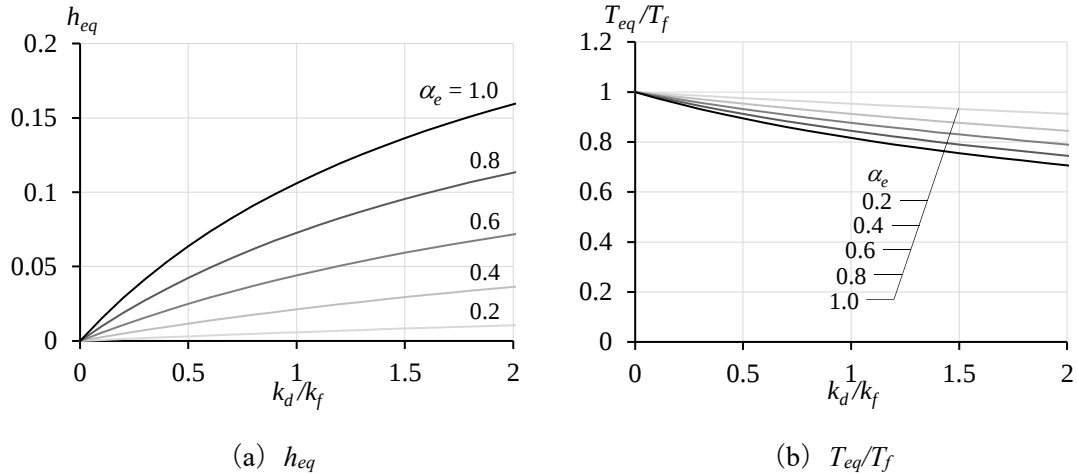


図 2.6 α_e による h_{eq} と T_{eq}/T_f の変化 ($\mu_d = 2$ の場合)

2.3.2 粘性ダンパーの場合

粘性ダンパーのモデルを図 2.7 に示す．粘性ダンパーはここではリニア型の粘性要素を想定し、力学モデルは図 2.7 (a) に示す直列ばねとダッシュポットの結合で表される．直列ばねは剛性 k_b の弾性ばねとし、ダッシュポット部分の変形が実効変形を表すとする．付加系要素はばねとダッシュポットからなる Maxwell モデルとなり、下式の微分方程式を解くことで実効変形比が得られる．

$$\frac{dF_a(t)}{dt} + \frac{k_b}{c_d} \cdot F_a(t) = k_b \cdot \frac{d\delta_a(t)}{dt} \quad (2.13)$$

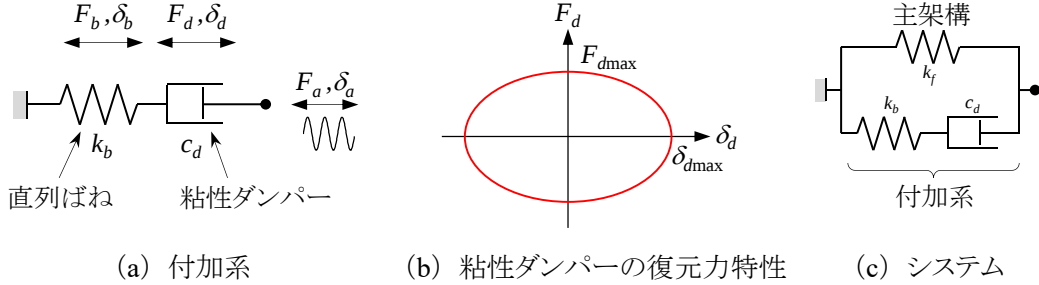


図 2.7 リニア型粘性ダンパーのモデル

付加系変形 δ_a を最大変形 δ_{amax} と角振動数 ω の定常振動の式(2.14)で表し、式(2.13)を解くと式(2.15)の実効変形 δ_d を得る.

$$\delta_a(t) = \delta_{amax} \cdot \sin \omega t \quad (2.14)$$

$$\delta_d(t) = \frac{1}{\sqrt{1 + (c_d \omega / k_b)^2}} \delta_{amax} \cdot \sin \omega t \quad (2.15)$$

すなわち、実効変形比 α_e は下式によって表される.

$$\alpha_e = \frac{\delta_{dmax}}{\delta_{amax}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (c_d \omega / k_b)^2}} \quad (2.16)$$

式(2.11)より、実効変形比は粘性ダンパーの損失剛性 $c_d \omega$ と直列ばね剛性 k_b の比⁶⁾にのみによって表され、変形には依存しないことがわかる. これはリニア型の粘性ダンパーの特徴である. 一般的に使用されるリリーフ機構を有するバイリニア型の粘性ダンパーの場合は、変形の依存性も生じるが一定速度以上では粘性係数 c_d が低下してダンパーの荷重 F_d が頭打ちになるため、実効変形比は式(2.16)よりも大きくなるものと考えられる. したがって、式(2.16)はバイリニア型の粘性ダンパーにおいては実効変形比の下限值と捉えられる.

式(2.16)による実効変形比 α_e と直列ばね剛性比 $k_b / c_d \omega$ の関係を図 2.8 に示す. $k_b / c_d \omega$ が大きくなるほど α_e が増大する傾向が見て取れる. 前述の通り、この数値が実効変形比の下限值と捉えれば、 $k_b / c_d \omega = 2$ のときに約 0.9 の実効変形比を保証できることがわかるが、一方で $k_b / c_d \omega = 2$ を下回ると α_e は急激に低下する. $k_b / c_d \omega$ の確認を行いつつ、支持部材やダンパー配置の検討が必要である.

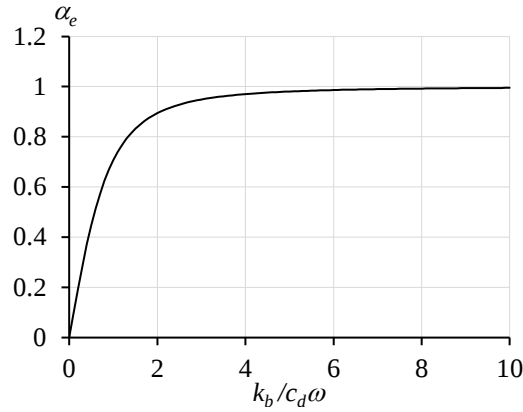


図 2.8 α_e と $k_b/c_d\omega$ の関係

続いて図 2.7 (c) のシステムにおける実効変形比と等価減衰定数, 等価周期の関係を確認する. 履歴ダンパーの等価減衰定数 h_{eq} と主架構周期 T_f に対する等価周期 T_{eq} の比 T_{eq}/T_f は, 直列ばね剛性比 $k_b/c_d\omega$ を実効変形比 α_e により表すことで, 次式のように書ける.

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha_e^2}{k_f/c_d\omega + \alpha_e\sqrt{1-\alpha_e^2}} \quad (2.17)$$

$$\frac{T_{eq}}{T_f} = \frac{1}{\sqrt{1 + c_d\omega/k_f \cdot \alpha_e\sqrt{1-\alpha_e^2}}} \quad (2.18)$$

ここで, ΔW は粘性ダンパーの 1 ループのエネルギー, W はシステムの弾性振動エネルギー, k_f は主架構の剛性である. 式(2.17)は主架構の構造減衰を考慮しておらず, 粘性ダンパーによる付加減衰のみを表す.

式(2.17), 式(2.18)による等価減衰定数 h_{eq} と主架構・等価周期の比 T_{eq}/T_f について, ダンパー量 $c_d\omega/k_f$ を横軸にとり, 実効変形比 α_e をパラメータにして図 2.9 に示す. 図 2.9 (a) より履歴ダンパー同様に, α_e が大きいほど h_{eq} は大きくなる. α_e の違いによる h_{eq} の変化を確認するために例として $c_d\omega/k_f = 0.5$ の場合に注目すると, $\alpha_e = 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$ のときの h_{eq} は, 順に 0.9%, 3.4%, 7.3%, 12.9%, 25.0% となっており, $\alpha_e = 0.2$ や 0.4 では $\alpha_e = 1.0$ に比べて h_{eq} が大きく低下し, ほとんどダンパーによる減衰を付加できていない. 図 2.9 (a) に $c_d\omega/k_f$ が大きいほど h_{eq} も大きくなることについては, 履歴ダンパー同様に同一の架構内では α_e 自体が低下することに注意が必要である. 図 2.9 (b) では, $\alpha_e = 1$ のときに $\alpha_e = 0$, また $\alpha_e = 0$ に近づくとつれ T_{eq}/T_f が 1 に近づいている. これは, $\alpha_e = 1$ に近いときには剛性を持たないダッシュポット単独の特性に近づき, $\alpha_e = 0$ に近いときには直列ばねで表した支持部材や周辺架構が変形しやすく付加剛性も 0 に近づくものと理解できる. 一方, α_e が 0 と 1 の間に T_{eq}/T_f の最小値が存在し, 図 2.9 (b) の検討パラメータの範囲では, $\alpha_e = 0.6$ および 0.8 のときである. ここで式(2.18)を見返し, T_{eq}/T_f が最小となる α_e を求めると $\alpha_e = 0.7$ となる.

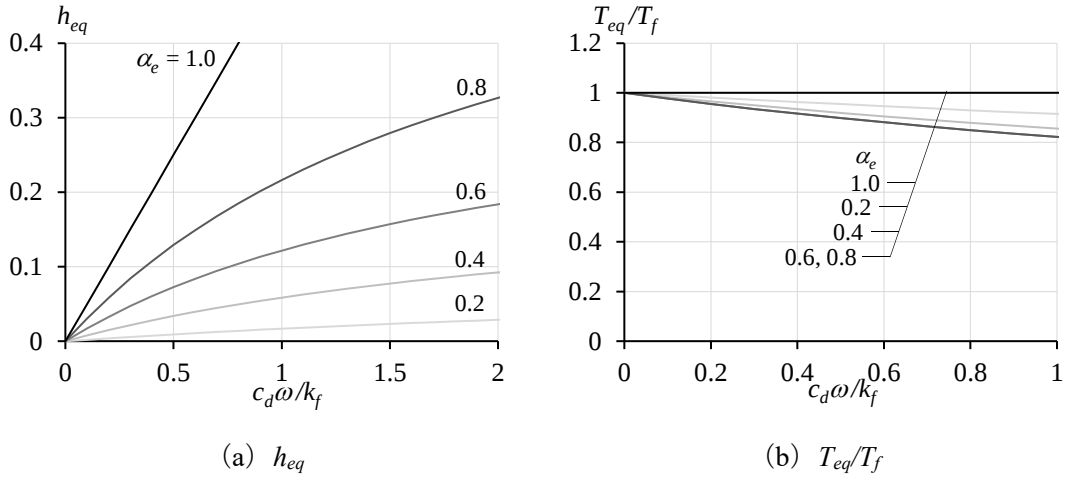


図 2.9 α_e による h_{eq} と T_{eq}/T_f の変化

2.3.3 粘弾性ダンパーの場合

粘弾性ダンパーのモデルを図 2.10 に示す．粘弾性ダンパーは線形のばねとダッシュポットの並列である Voigt 要素を想定し，力学モデルは図 2.10(a) に示す直列ばねと Voigt 要素の直列結合で表される．直列ばねは剛性 k_b の弾性ばねとし，Voigt 要素部分の変形が実効変形を表すとする．付加系要素の力の釣り合いより，下式の微分方程式が得られる．

$$\frac{c_d}{k_b} \cdot \frac{dF_a(t)}{dt} + \left(1 + \frac{k_d}{k_b}\right) \cdot F_a(t) = k_d \cdot \delta_a(t) + c_d \cdot \frac{d\delta_a(t)}{dt} \quad (2.19)$$

付加系変形 δ_a を最大変形 δ_{amax} と角振動数 ω の定常振動（式(2.20)）で表し，式(2.19)を解くことで，式(2.21)の実効変形 δ_d を得る．

$$\delta_a(t) = \delta_{amax} \cdot \sin \omega t \quad (2.20)$$

$$\delta_d(t) = \frac{1}{\sqrt{(1 + k_d/k_b)^2 + (c_d\omega/k_b)^2}} \delta_{amax} \cdot \sin(\omega t + \theta) \quad (2.21)$$

すなわち，実効変形比 α_e は式(2.22)によって表される．

$$\alpha_e = \frac{\delta_{dmax}}{\delta_{amax}} = \frac{1}{\sqrt{(1 + k_d/k_b)^2 + (c_d\omega/k_b)^2}} \quad (2.22)$$

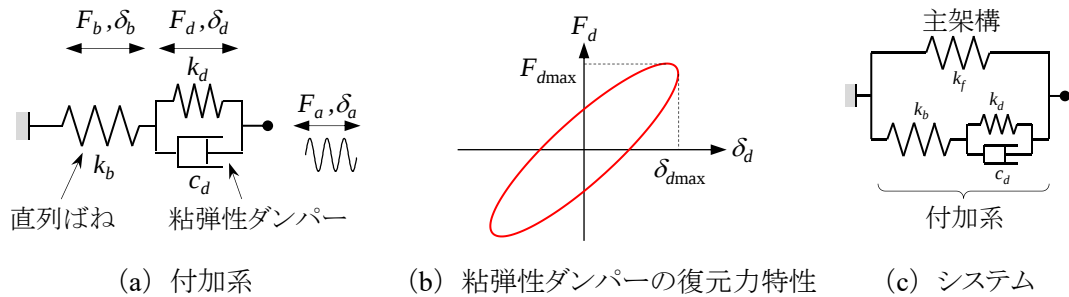


図 2.10 粘弾性ダンパーのモデル

ここで、式(2.22)による実効変形比の挙動を確認するにあたりパラメータを削減する．粘弾性ダンパーの減衰が等価減衰定数 H_{eq} を用いた剛性比例減衰として式(2.23)で与えられている場合を考えると、式(2.22)は式(2.24)に書き換えられる．

$$c_d \omega = 2H_{eq} \cdot k_d \quad (2.23)$$

$$\alpha_e = \frac{\delta_{dmax}}{\delta_{amax}} = \frac{1}{\sqrt{(1 + k_d/k_b)^2 + (2H_{eq}k_d/k_b)^2}} \quad (2.24)$$

式(2.24)より粘弾性ダンパーの実効変形比 α_e は、剛性 k_d と直列ばね剛性 k_b の比と粘弾性ダンパーの等価減衰定数 H_{eq} にのみによって表され、線形の粘性ダンパーと同様に変形には依存しないことがわかる．一般に、実用に供される粘弾性ダンパーは複雑な履歴特性を有するが、その特性は等価せん断弾性率 G_{eq} と等価減衰定数 H_{eq} によって簡易に表現できることも多い．そのような場合には、式(2.24)により実効変形比を表現できると考えられ、本論第4章で扱う粘弾性ダンパーにおいてもその対応を確認している．

式(2.24)による実効変形比 α_e と直列ばね剛性比 k_b/k_d の関係を図 2.11 に示す．ここで、 H_{eq} は 0.1～0.4 の範囲としている． k_b/k_d が大きくなるほど α_e が増大する傾向が確認できるが、 H_{eq} が変化しても α_e はほぼ変わらず H_{eq} の影響はほとんどないといえる．これは Voigt モデルにおいて、ばねとダッシュポットで位相に 90° のずれがあるためと考えられる． α_e の値としては、 $k_b/k_d = 10$ の時に約 0.9、 $k_b/k_d = 4$ の時に約 0.8 となり、 $k_b/k_d = 4$ 程度以上であれば 0.8 以上の実効変形比となることがわかる．一方で、 $k_b/k_d = 2$ を下回ると履歴ダンパーが弾性時の α_e は急激に低下する．これらは、図 2.5 に示した履歴ダンパーの弾性時の α_e とほぼ同等であるが、粘弾性ダンパーの場合塑性化による α_e の増加が見込めない．また、実際の粘弾性ダンパーは、振幅依存性により軟化または硬化するため、さらなる実効変形の低下を招く可能性もあり、等価剛性等を用いた k_b/k_d の確認検討が必要である．

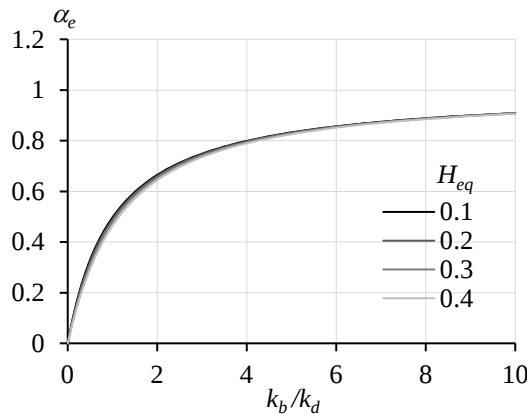


図 2.11 α_e と k_b/k_d の関係

続いて図 2.10(c)のシステムにおける実効変形比と等価減衰定数、等価周期の関係を確認する．履歴ダンパーの等価減衰定数 h_{eq} と主架構周期 T_f に対する等価周期 T_{eq} の比 T_{eq}/T_f は、直列ばね剛性比 k_b/k_d を実効変形比 α_e により表すことで、下式のように書ける．

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha_e^2}{\frac{k_f}{c_d \omega} + \alpha_e \sqrt{\left(\frac{k_d}{c_d \omega}\right)^2 + (1 - \alpha_e^2)}} \quad (2.25)$$

$$\frac{T_{eq}}{T_f} = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{c_d \omega}{k_f} \cdot \alpha_e \sqrt{\left(\frac{k_d}{c_d \omega}\right)^2 + (1 - \alpha_e^2)}}} \quad (2.26)$$

ここで、 ΔW は履歴ダンパーの 1 ループのエネルギー、 W はシステムの弾性振動エネルギー、 k_f は主架構の剛性である。式(2.25)(2.11)は主架構の構造減衰を考慮しておらず、履歴ダンパーによる付加減衰のみを表す。また、式(2.24)と同様に式(2.23)を用いてパラメータを削減すると、式(2.25)、(2.26)(2.11)は下式のように書き換えられる。

$$h_{eq} = \frac{H_{eq} \cdot \alpha_e^2}{\frac{k_f}{k_d} + \alpha_e \sqrt{1 + 4H_{eq}^2(1 - \alpha_e^2)}} \quad (2.27)$$

$$\frac{T_{eq}}{T_f} = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{k_d}{k_f} \cdot \alpha_e \sqrt{1 + 4H_{eq}^2(1 - \alpha_e^2)}}} \quad (2.28)$$

式(2.27)、式(2.28)による等価減衰定数 h_{eq} と主架構・等価周期の比 T_{eq}/T_f について、ダンパー量 k_d/k_f を横軸にとり、実効変形比 α_e をパラメータにして図 2.12 に示す。ダンパーの等価減衰 H_{eq} が 0.2 の場合とする。図 2.12 (a) より他ダンパー同様に、 α_e が大きいほど h_{eq} は大きくなる。 α_e の違いによる h_{eq} の変化を確認するために例として $k_d/k_f = 0.5$ の場合に注目すると、 $\alpha_e = 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$ のときの h_{eq} は、順に 0.4%, 1.3%, 2.7%, 4.5%, 6.7% となっており、図 2.6(a) に示した $\mu_d = 2$ の場合の履歴ダンパーが弾性時の α_e とほぼ同等である。実際の設計では他ダンパー同様に、ダンパー量 k_d/k_f が大きくなると、同一の架構内では α_e 自体が低下することに注意が必要である。図 2.12 (b) では、 $\alpha_e = 1$ に近づくほど単純に T_{eq}/T_f が小さくなりダンパーによる付加剛性が高いことが見て取れる。

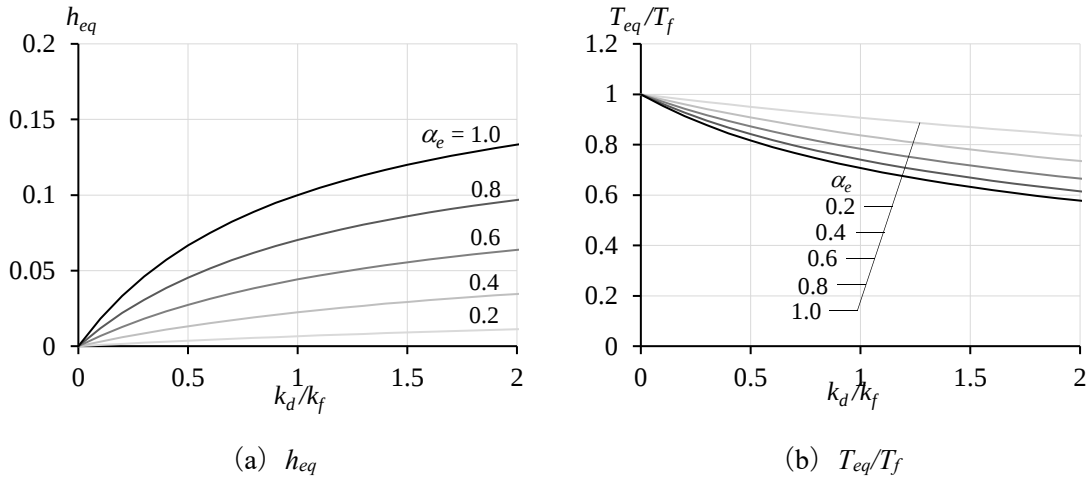


図 2.12 α_e による h_{eq} と T_{eq}/T_f の変化 ($H_{eq} = 0.2$)

2.4 履歴型ダンパー付き架構モデルによる制振性能評価

2.4.1 検討建物およびモデル化

検討建物は、中低層モデルとして5階建て⁷⁾と8階建て⁸⁾、超高層モデルとして21階建て⁹⁾と35階建て⁹⁾の鋼構造建物とする。それぞれの平面図と軸組図を図2.13 (a)~(d)に、建物諸元一覧を表2.1に示す。建物高さが高いモデルほど、アスペクト比も高くなっている。全モデル階高は1階のみ他の階に比べ高く、平面形状は各階同一とする。解析には、部材軸方向の捩れモーメントを除き、部材の軸力、2方向のせん断力、2方向の曲げモーメントに対して弾塑性挙動を表現できる部材レベルの3次元立体架構モデルを用い、剛床を仮定している。柱部材は、材端に2平板間に複数の弾塑性軸ばねを部材の断面形状に合わせて配置した Multi spring Model¹⁰⁾でモデル化し、軸力と2方向の曲げモーメントに対する弾塑性挙動を、部材中央部に2平板間に複数の弾塑性せん断ばねを部材の断面形状に合わせて配置した Multi Shear Spring Model¹¹⁾でモデル化し、2方向のせん断力に対する弾塑性挙動を評価する。梁部材は、柱部材と同じモデルを用いるが、軸力は生じない。本論文では主架構を弾性とし、構造減衰は主架構の弾性1次固有周期 T_1 に対し2%となる剛性比例型とする。建物高さ方向のダンパー配置は図2.13に示すように連層配置とし、平面配置位置には内側配置および外側配置の2種を用いる。

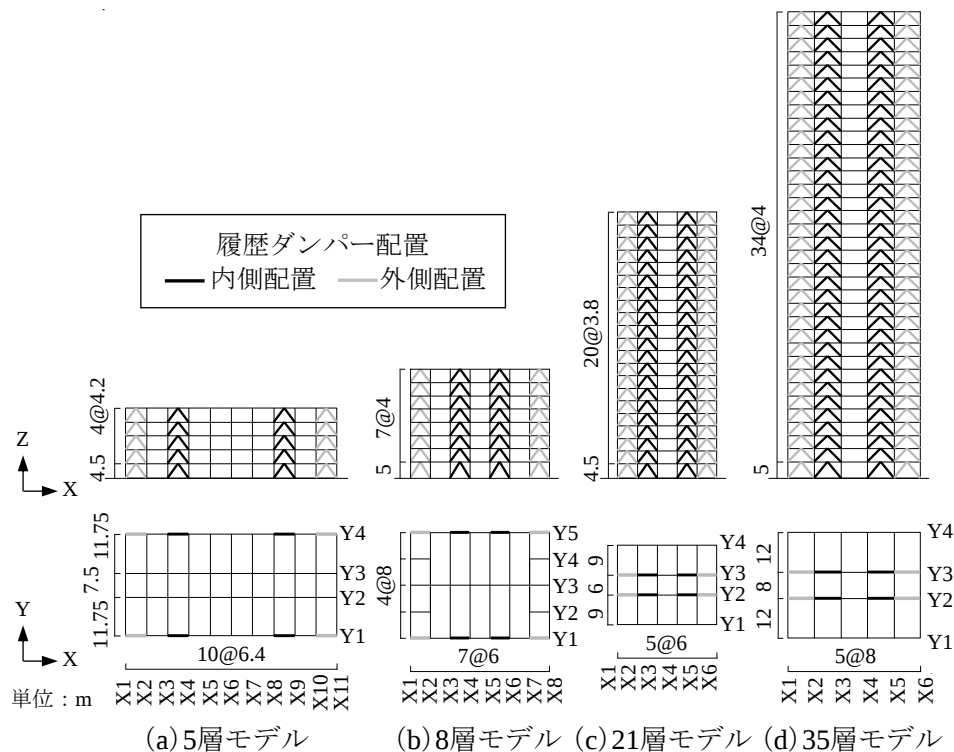


図 2.13 建物モデルおよびダンパー配置

表 2.1 建物諸元一覧

	高さ(m)	重量(kN)	アスペクト比	$T_H(s)$	部材断面	
5 層モデル	21.3	72580	0.33	1.09	柱	□-450×450×16×16 ～ □-450×450×22×22
					大梁	WH-600×200×11×17 ～ WH-800×300×16×28
8 層モデル	33.0	71954	0.79	1.52	柱	□-500×500×19×19 ～ □-550×550×50×50
					大梁	WH-500×200×9×12 ～ WH-850×300×16×32
21 層モデル	80.5	109491	2.68	2.41	柱	□-450×450×16×16 ～ □-600×600×40×40
					大梁	WH-600×250×12×19 ～ WH-600×300×12×32
35 層モデル	141.0	373868	3.52	4.07	柱	□-600×600×16×16 ～ □-700×700×85×85
					大梁	WH-700×200×12×19 ～ WH-800×350×14×40

履歴ダンパーは、塑性化部（軸剛性 K_d ）と弾性部（軸剛性 K_c ）を持ち、塑性化部には LY225 材（ $\sigma_y = 225 \text{ N/mm}^2$ ）を用いてその長さは節点間距離（材長） L の 1/3 とし、履歴性状は完全弾塑性型を用いて表現する．解析上のモデルを図 2.14 に示す．同図のように解析上は付加系を等価なヤング係数 E_{eq} を用いて 1 要素（一様断面）でモデル化する． E_{eq} の算出方法を以下に示す．付加系の軸方向の等価剛性 K_a ，塑性化部の軸剛性 K_d ，支持部材の軸剛性 K_c は次式で算出される．

$$K_a = \frac{K_d \cdot K_c}{K_d + K_c} \quad (2.29)$$

$$K_d = \frac{E \cdot A_d}{\lambda \cdot L} \quad (2.30)$$

$$K_c = \frac{\alpha}{1 - \lambda} \cdot \frac{E \cdot A_d}{L} \quad (2.31)$$

ここで、 λ ：部材長さに対する塑性化部長さの比、 α ：塑性化部断面積に対する弾性部断面積の比である．式(2.30)、式(2.31)を式(2.29)に代入して下式を得る．

$$K_a = \frac{\alpha}{1 + (\alpha - 1)\lambda} \cdot \frac{E \cdot A_d}{L} = \frac{E_{eq} \cdot A_d}{L} \quad (2.32)$$

式(2.32)を式変形すると、等価なヤング係数 E_{eq} は式(2.33)で表される．

$$E_{eq} = \frac{\alpha}{1 + (\alpha - 1)\lambda} \cdot E \quad (2.33)$$

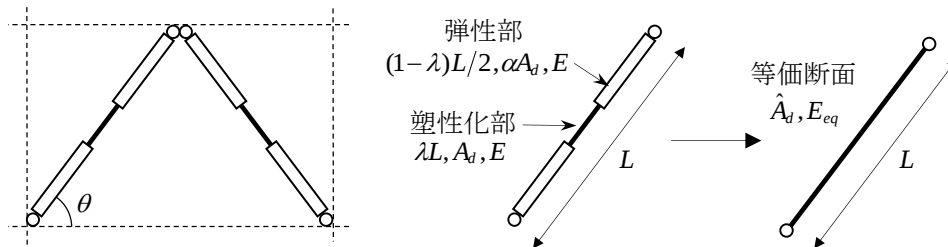


図 2.14 履歴ダンパーの解析モデル

5層モデルと8層モデルにおける各層のダンパーの降伏層せん断力 dQ_{yi} は、第1層のダンパーの降伏層せん断力 dQ_{y1} と同じ一律分布とする ($dQ_{yi} = dQ_{y1}$)。21層モデルと35層モデルにおいては dQ_{y1} を基準とし、地震層せん断力係数の高さ方向分布 (Ai 分布) に基づく設計用層せん断力分布をもとに図 2.15 に示す4段階の分布とした。 dQ_{y1} と第1層のダンパーの降伏層せん断力係数 $d\alpha_{y1}$ の関係は次式で表される。

$$dQ_{y1} = d\alpha_{y1} \sum_{i=1}^N m_i \cdot g \quad (2.34)$$

m_i : i 層の質量, g : 重力加速度, N : 層数である。

層せん断力係数 α_i は、振動特性係数 R_i の分布からわかるように、 $1.0 \text{ s} \leq_f T_1$ の領域では建物周期の逆数に比例する。そのため、建物周期の異なる複数の建物を統一的に評価する上では、標準せん断力係数 C_0 相当に換算した式(2.35)で表される基準化降伏せん断力係数 $d\alpha'_{y1}$ を用いる。

$$d\alpha'_{y1} = d\alpha_{y1} \quad fT_1 < 1.0 \text{ (s)} \quad (2.35a)$$

$$d\alpha'_{y1} = d\alpha_{y1} \cdot fT_1 \quad 1.0 \text{ (s)} < fT_1 \quad (2.35b)$$

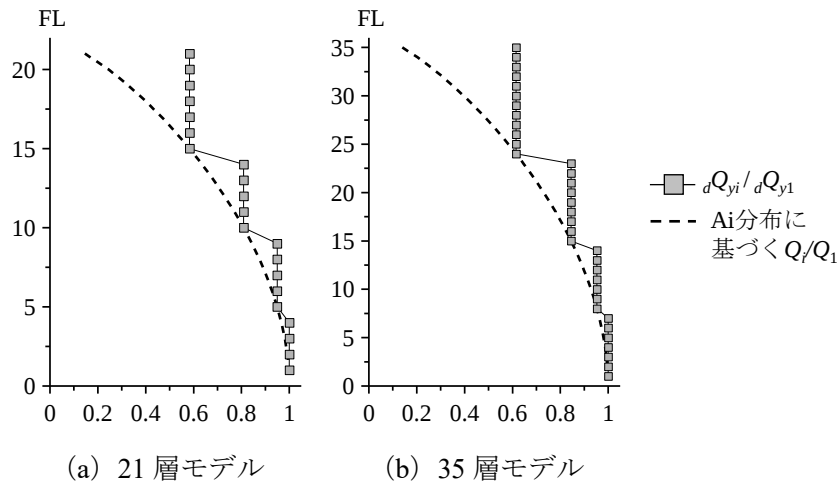


図 2.15 履歴ダンパーの降伏耐力比分布

2.4.2 入力地震動概要

本論文では、建物周期のばらつきに対する影響の少ない解放工学的基盤における告示波を用いることにし、告示波の位相特性として、設計で用いられることが多い HACHINOHE 1968 EW および JMA KOBE 1995 EW を採用する（以後、ART HACHI および ART KOBE）。コーナー周期 $T_c = 0.64\text{s}$ 以降で擬似速度応答スペクトル $pS_V = 0.8\text{m/s}$ とする。図 2.16 に入力地震動の加速度時刻歴波形、図 2.17 に pS_V ($h = 5\%$) およびエネルギースペクトル V_E ($h = 10\%$) を示す。図中の網掛けと矢印は各モデルに履歴ダンパーを設置した場合に、固有周期が変化する範囲を示したものである。

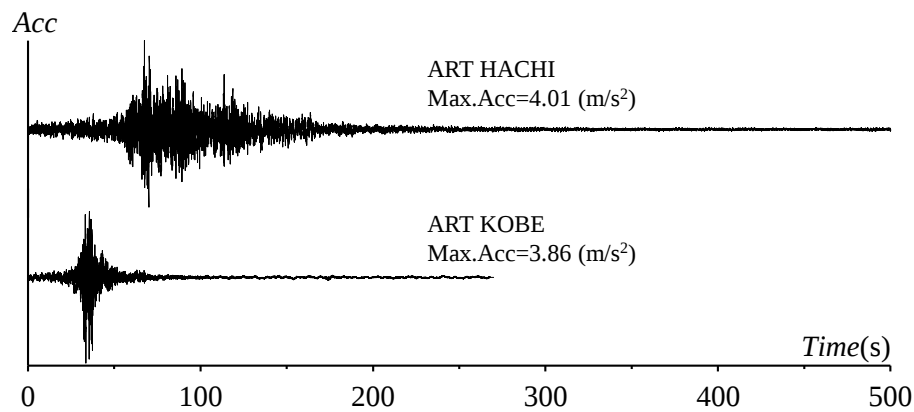
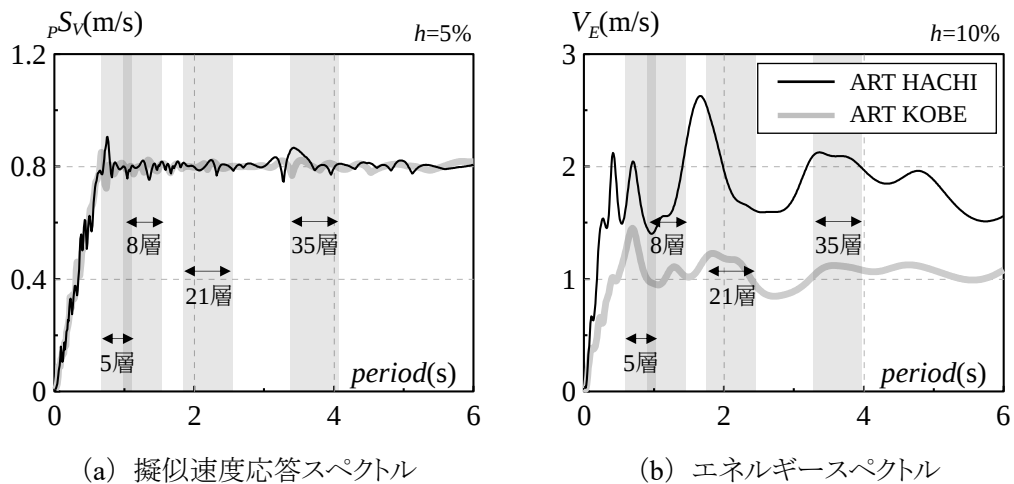


図 2.16 入力地震動の加速度時刻歴波形



(a) 擬似速度応答スペクトル

(b) エネルギースペクトル

図 2.17 地震動のスペクトル

2.4.3 各モデルの応答低減効果

本章では、アスペクト比の異なる建物の応答低減効果の違い、ならびに各モデルにおける履歴型ダンパーの配置位置と応答の低減効果の関係について、立体部材モデルを用いた時刻歴応答解析結果より検討する。

・アスペクト比に着目したダンパー量と応答低減効果の関係

図 2.18, 図 2.19 に、5 層モデル～35 層モデルでの、内側配置における ART HACHI, ART KOBE を入力した際の最大層間変形角 R , 第 1 層の層せん断力係数 α_1 , 入力エネルギー E に対するダンパーの総エネルギー吸収量 dW_p の割合 dW_p/E , 実効変形比 α_e の全層平均とダンパー量 $d\alpha_{y1}$ の関係を示す。同時に横軸を $d\alpha'_{y1}$ に基準化した際の応答とダンパー量の関係も示す。 $d\alpha_{y1} (d\alpha'_{y1}) = 0$ はダンパー非設置時の状態を表す。固有周期が長いほど層せん断力係数は低下するため、超高層モデルの 2 モデルにおいては中低層モデルの 2 モデルに比べ小さい $d\alpha_{y1}$ で検討を行なっている。なお、 $d\alpha'_{y1}$ の図における層せん断力係数については、 $d\alpha'_{y1}$ と同様に 1 次固有周期を乗じて、縦軸 α_1 に関しても基準化を行なっている。

図 2.18 (a)の層間変形角に着目すると、5 層モデル、8 層モデルにおいてはダンパー量を増やすほど層間変形角は低減するか横ばいとなる傾向にあるが、21 層モデル、35 層モデルでは低減の程度が鈍くなった後増大していることが確認できる。また、ダンパー非設置時と比べると、層数の多いモデルほど層間変形角の低減効果が小さいことがわかる。例えば ART HACHI 入力時を見ると、5 層モデルおよび 8 層モデルではダンパー非設置時と比べ最大 59%, 53%低減しているのに対し、21 層モデル、35 層モデルでは最大 28%, 33%しか低減していない。この傾向は ART KOBE 入力時においても確認できる。図 2.18 (b)の層せん断力係数に着目すると横軸が $d\alpha_{y1}$ の図において低層建物 (fT_1 が短い) ほど層せん断力係数 α_1 は大きくなるが、 fT_1 を乗じて基準化をした $\alpha_1 \cdot fT_1$ の値は全モデル概ね同等の値となる。図 2.18 (c)のダンパーのエネルギー吸収率に着目すると、層数の少ないモデルほどエネルギー吸収率が高いことが確認できる。ART HACHI 入力時を見ると、5 層モデルおよび 8 層モデルでは最大 63%, 64%吸収しているのに対し、21 層モデルと 35 層モデルでは最大 41%, 49%の吸収に留まっていることがわかる。図 2.18 (d)の実効変形比に着目すると、全モデルにおいてダンパー量を増加するほど実効変形比は低下していく。また、層数の多いモデルほど実効変形比が低い値を示していることが確認できる。

横軸 $d\alpha_{y1}$ を $d\alpha'_{y1}$ に基準化すると、 R または $\alpha_1 \cdot fT_1$ の低減が鈍る時の $d\alpha'_{y1}$ は、全モデルで概ねある範囲に収まることが確認できる。その範囲は、ART HACHI 入力時で $d\alpha'_{y1}=0.05 \sim 0.10$ 程度、ART KOBE では少しばらつき $d\alpha'_{y1}=0.05 \sim 0.12$ 程度である。本論文での今後の検討では、ART HACHI 入力時に $\alpha_1 \cdot fT_1$ の低減が鈍る時のダンパー量を用いることとし、に表 2.2 に示す。

図 2.20 に ART HACHI を入力、内側配置時における各層のダンパーのエネルギー吸収率および実効変形比の高さ方向分布を示す。各層のダンパーのエネルギー吸収率は、1 層から各層までの総和を全体のダンパーの吸収エネルギー dW_p で除した値としている。なお、縦軸は層数を各モデルの全層数で除して基準化した値としている。図 2.20 (a)より各層のダンパーのエネルギー吸収率に着目すると、いずれのモデルにおいても、最下層から全層数の 2/3 に位置する層までの dW_{pi} の合計は、全体の 90%を占めている。図 2.20 (b)に示す実効変形比

ではどのモデルにおいても、上層ほど実効変形比が低下していることが確認できる。また、図 2.18、図 2.19 の $d\alpha_{y1}$ および $d\alpha'_{y1}$ と $\bar{\alpha}_e$ の関係同様、高さ方向分布からも層数の多いモデルほど実効変形比が低下していることがわかる。検討用ダンパー量の際の $\bar{\alpha}_e$ は 5 層モデルにおいて 0.80 であったのに対し、35 層モデルでは 0.66 となった。最上層の実効変形比に着目すると 5 層モデル、8 層モデルで 0.4 を超えているのに対し、35 層モデルでは 0.2 を下回っており曲げ変形成分が非常に大きくなり、ダンパーがほとんど稼働していないことが確認できる。以上のように層数の多いモデルほど制振性能が劣る要因としては、層数の多いモデルほどアスペクト比が高くなり架構の曲げ変形が卓越していることが考えられる。

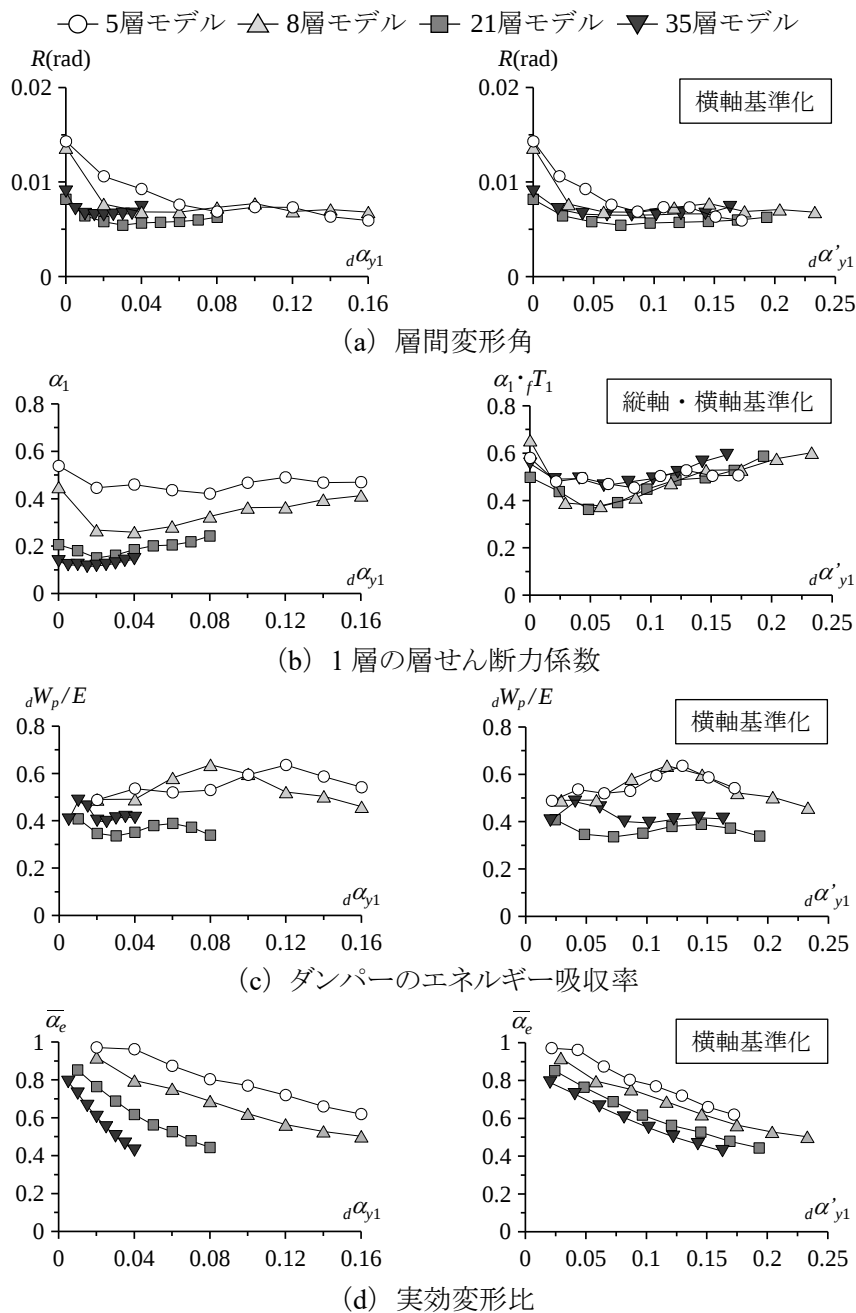


図 2.18 $d\alpha_{y1}$ および $d\alpha'_{y1}$ と応答の関係（内側配置，ART HACHI）

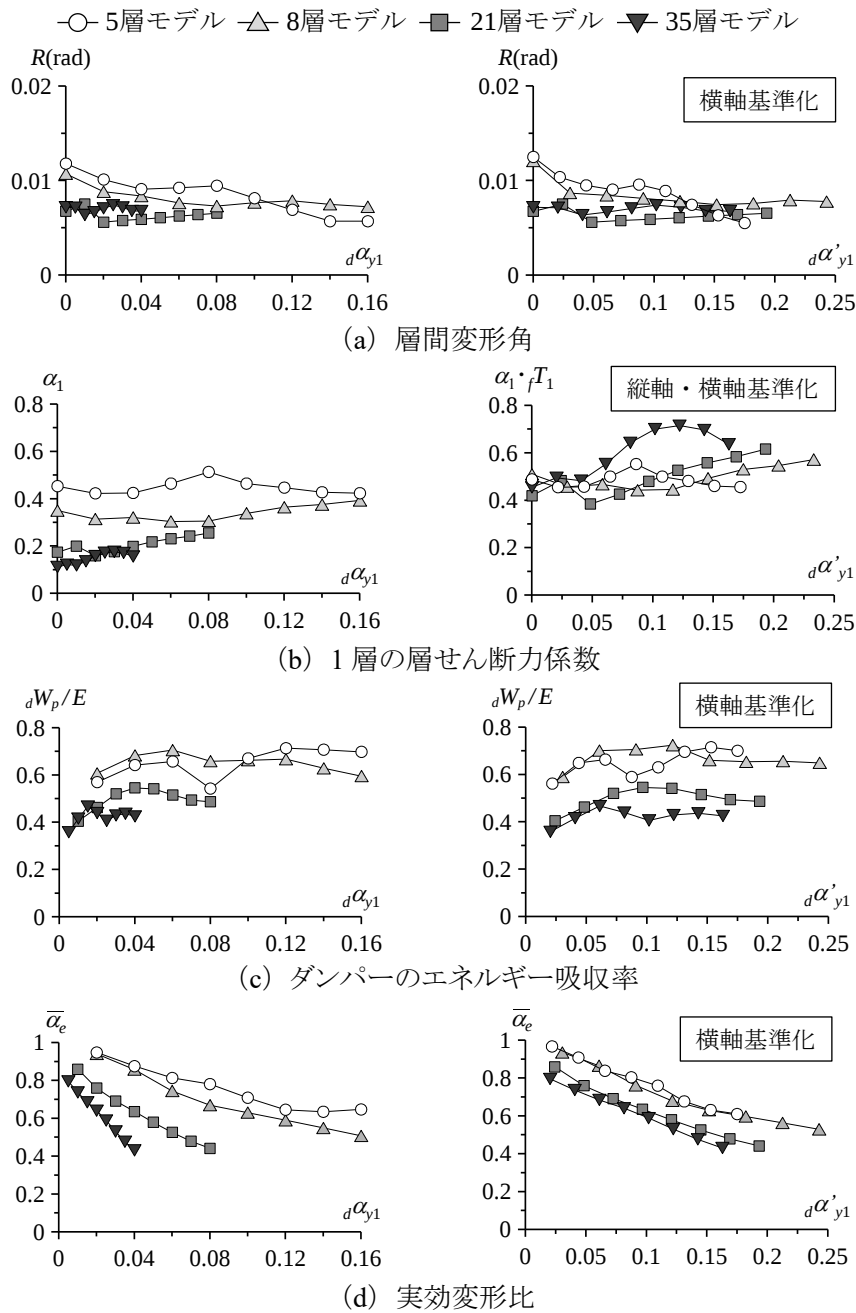


図 2.19 $d\alpha_{y1}$ および $d\alpha'_{y1}$ と応答の関係（内側配置，ART KOBE）

表 2.2 各モデルの検討ダンパー量一覧

モデル	$d\alpha_{y1}$	$d\alpha'_{y1}$
5 層モデル	0.080	0.080
8 層モデル	0.040	0.061
21 層モデル	0.020	0.048
35 層モデル	0.015	0.061

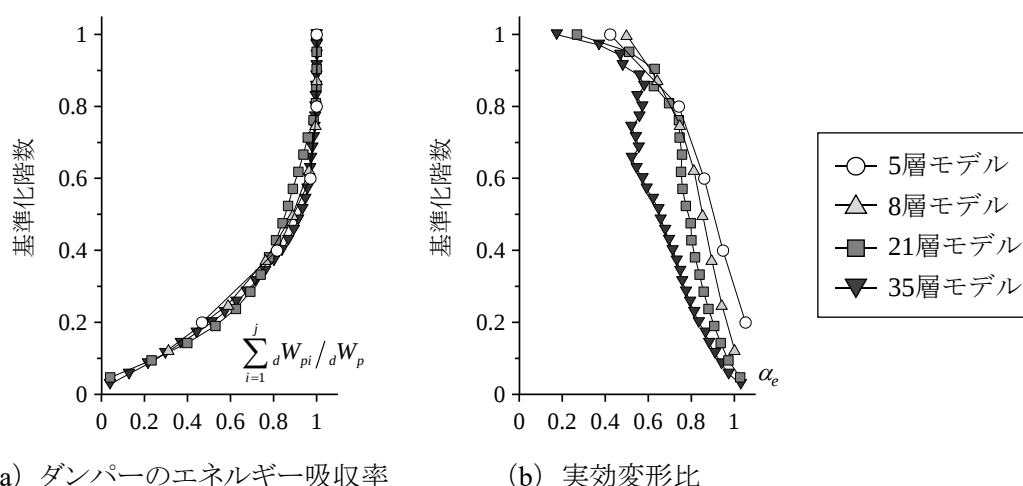


図 2.20 高さ方向の応答の分布 (内側配置, ART HACHI)

・アスペクト比に着目したダンパー配置と応答低減効果の関係

図 2.21, 図 2.22 に, ダンパー配置位置別の層間変形角, 各層のダンパーのエネルギー吸収率, 実効変形比の高さ方向分布を, 5 層モデルと 35 層モデルについてそれぞれ示す. 入力 は ART HACHI とする. 図 2.21 の 5 層モデルの応答に着目すると, 層間変形角では内側配置と外側配置でほとんど同じ値を示しているが, ダンパーのエネルギー吸収率および実効変形比から, 外側配置に比べ内側配置の制振性能が高い傾向が確認できる. 図 2.22 に示す 35 層モデルの応答においても, 層間変形角, ダンパーのエネルギー吸収率, 実効変形比の結果より, 外側配置に比べ内側配置の制振性能が高いことが確認できる. 5 層モデルおよび 35 層モデルと同様に, 外側配置に比べ内側配置の制振性能が高い傾向は 8 層モデルと 21 層モデルにおいても確認した.

図 2.21, 図 2.22 について, モデルの違いによる検討を行う. 図 2.21 の 5 層モデルに着目すると, 内側配置と外側配置での差は層間変形角で $\pm 5\%$ 以内, 各層のダンパーのエネルギー吸収率でもエネルギーをほぼ吸収していない 4, 5 層を除けば $\pm 5\%$ 以内と両配置による差は小さい. 一方, 図 2.22 の 35 層モデルの層間変形角に着目すると, 外側配置に比べ内側配置では最上階において 26% ほど小さい. 各層のダンパーのエネルギー吸収率においては上層で内側配置, 下層で外側配置が高い吸収率を示すが, E に対する総エネルギー吸収量 dW_p の割合 dW_p/E では, 内側配置が外側配置に比べ高い吸収率を示す. 以上より, 層数の少ないモデルにおいてはダンパー配置位置が制振性能に与える影響は小さく, 層数の多いモデルにおいてはダンパー配置位置による制振性能の違いが大きく現れると言える.

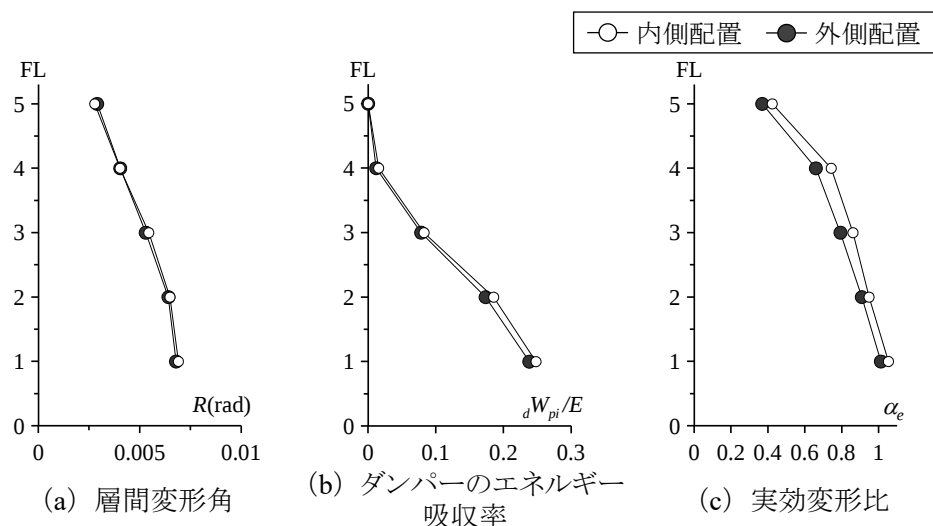


図 2.21 配置別の応答値の高さ方向分布（5 層モデル， $d\alpha_{y1}=0.080$ ，ART HACHI）

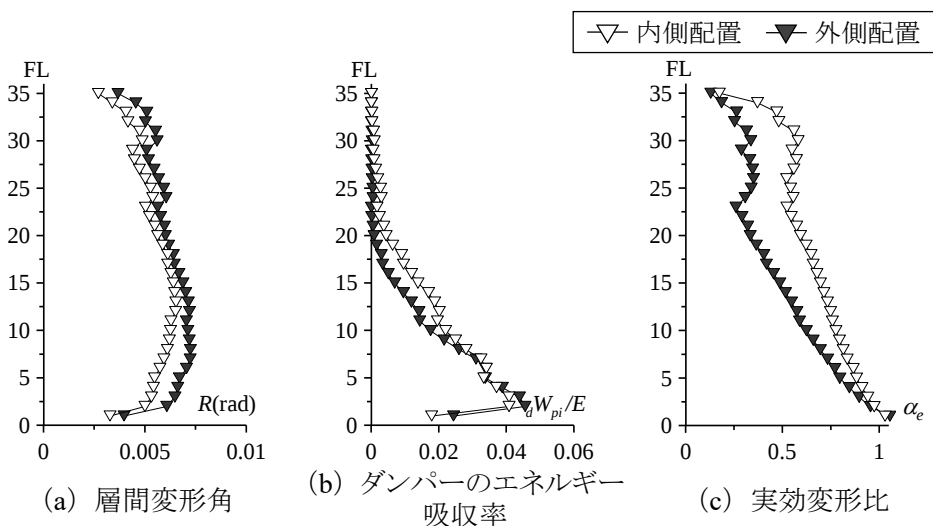


図 2.22 配置別の応答値の高さ方向分布（35 層モデル， $d\alpha_{y1}=0.015$ ，ART HACHI）

2.4.4 実効変形比と骨組特性値を用いた制振性能評価

本章では、文献 1)の骨組特性値を用いた制振性能評価手法を、本論文で用いた中低層から超高層の 4 種類の建物に適用しその有用性を示す。また、時刻歴応答解析での地震波のばらつきに依らない、より定性的な評価を行う。

・ α_N , K_{bs} および α_{es} と応答の関係

文献 1)において、静的解析のみから算出できる α_N , K_{bs} および α_{es} より、時刻歴応答解析から求まる実効変形比 α_e の傾向や制振性能を捉えることが可能であると示されている。本節では、文献 1)の制振性能評価手法を、当文献で未検証であった中低層建物を含む本論文の 4 種類の建物に適用し、その有用性を確認する。

図 2.23, 図 2.24 に α_N , 主架構の剛性 K_f に対する K_{bs} の比, α_{es} と応答の関係をモデル別, ダンパー配置位置別としてそれぞれ示す。図 2.23, 図 2.24 の(a)~(c)は静的解析のみから算出することができる。応答は ARTHACHI 入力時の層間変形の低減率（ダンパー非設置時の層間変形角 R_N に対する層間変形角 R の割合）と実効変形比 α_e を示す。ダンパー量は表 2.2 の検討ダンパー量とする。図 2.23 より, α_N は 5 層モデルと 8 層モデルでは全層において 0.9 ~1.0 を示すのに対し, 21 層モデルと 35 層モデルでは上層ほど低下し, その傾向は層数の多いモデルほど顕著である。 α_{es} および K_{bs}/K_f でも α_N と同様の傾向が確認できる。これらは時刻歴応答解析の結果である層間変形の低減率および α_e と同様の傾向を示しており, 特に α_{es} は α_e の分布形状までもよく捉えている。21 層モデルと 35 層モデルでは, 5 層モデルおよび 8 層モデルに比べると, 曲げ剛性が低いため上層における実効変形比が低下する。これはアスペクト比が高い建物の架構における特徴である。図 2.24 のダンパー配置位置別の α_N , K_{bs}/K_f および α_{es} は, 5 層モデル, 35 層モデル共に外側配置に比べ内側配置で大きな値を示している。層間変形の低減率と α_e より外側配置に比べ内側配置の制振性能が高いことが確認でき, α_N , K_{bs}/K_f , α_{es} よりダンパー配置位置別の制振性能評価も可能である。以上より本論文の層数の異なる複数の建物モデルにおいても文献 1)の評価手法が有用であることが示された。

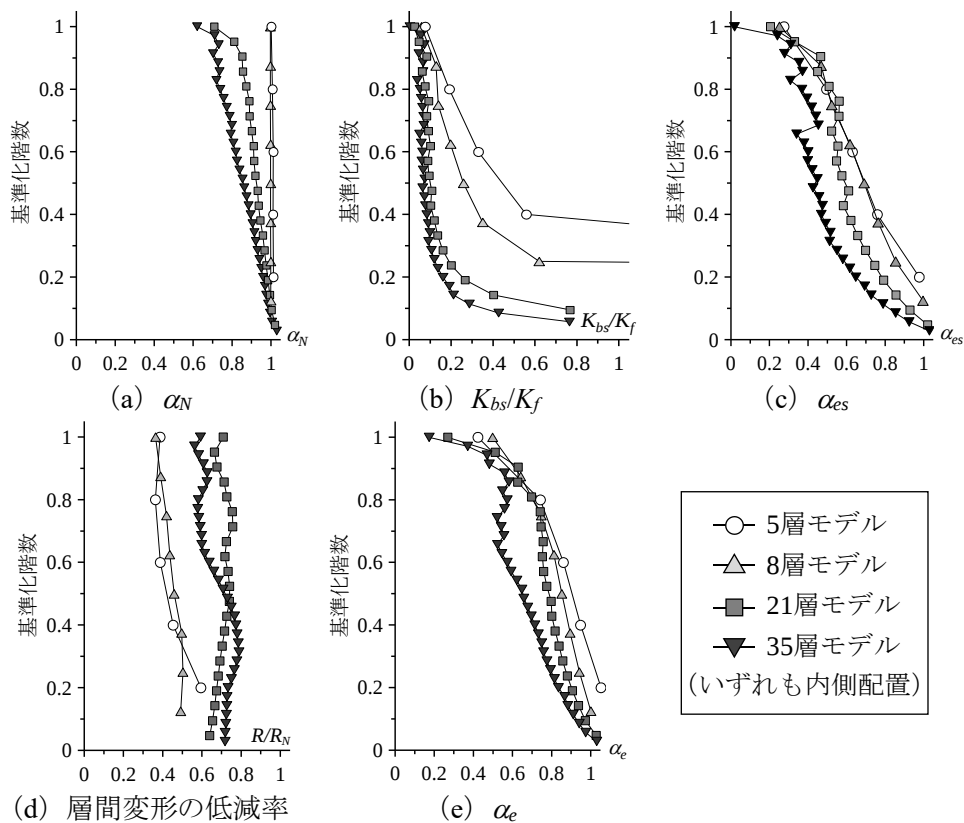


図 2.23 α_N , α_{es} , K_{bs}/K_f と応答値の関係-モデル別- (検討ダンパー量 (表 2.2))

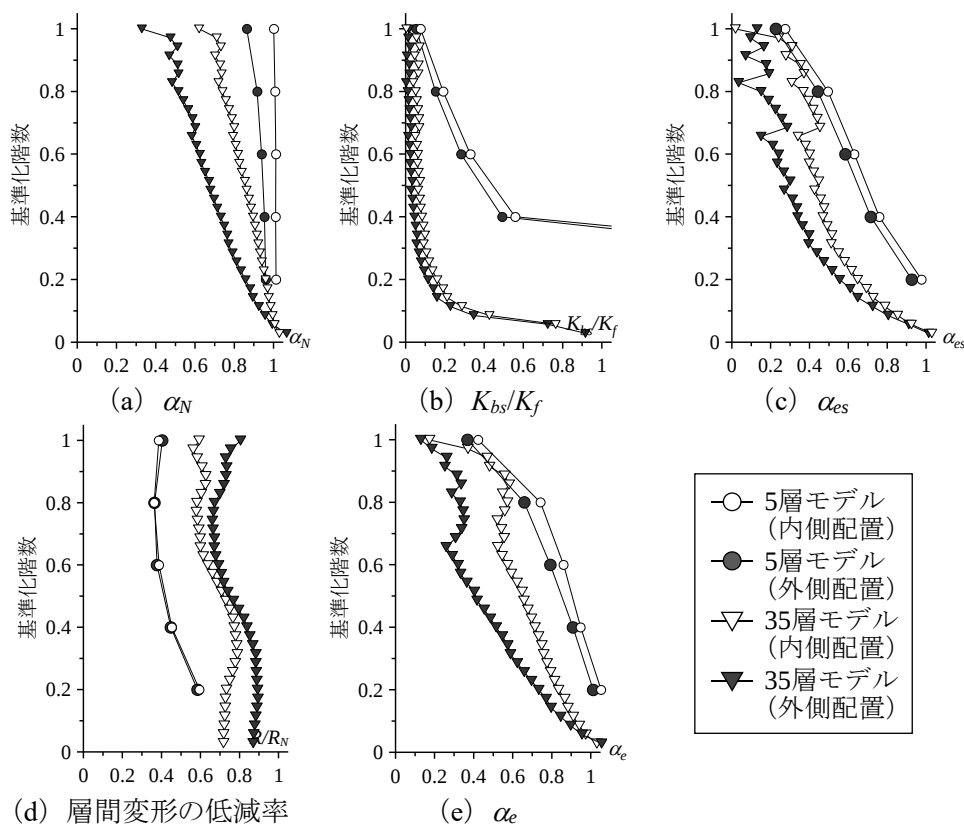


図 2.24 α_N , α_{es} , K_{bs}/K_f と応答値の関係-ダンパー配置別- (検討ダンパー量 (表 2.2))

・ α_N , α_e と α_{es} の関係

図 2.25 (a), (b)に各モデルの内側および外側配置における, α_N , α_e と α_{es} の平均値 ($\bar{\alpha}_N$, $\bar{\alpha}_e$, $\bar{\alpha}_{es}$) とダンパー量 ($d\alpha_{y1}$, $d\alpha'_{y1}$) の関係を示す. なお, 2.4.3 節において最下層から全層数の 2/3 に位置する層までのダンパーは, 全モデル有効に稼働していることを確認したため, 本節での $\bar{\alpha}_N$, $\bar{\alpha}_e$, $\bar{\alpha}_{es}$ は各モデルの全層数の 2/3 に位置する層までの平均値とする. 図 2.25 の横軸には $d\alpha'_{y1}$ をとり, $d\alpha_{y1}$ の値も示す. 図 2.25 (a), (b)より, いずれのモデルにおいてもダンパー量を増加していくと $\bar{\alpha}_e$ は実効変形比の上限値を表す $\bar{\alpha}_N$ から, 実効変形比の下限値を表す $\bar{\alpha}_{es}$ に近づいていくことが確認できる. いずれのモデルにおいても, は $\bar{\alpha}_N$ と $\bar{\alpha}_{es}$ の間の値となる. 建物モデルの違いに着目すると, 層数の多いモデルほど実効変形比の上限値である $\bar{\alpha}_N$ と下限値である $\bar{\alpha}_{es}$ が低下しており, 同様に $\bar{\alpha}_e$ も低下していることが確認できる. ダンパーの配置位置に着目すると, 図 2.25 (b)の外側配置では $\bar{\alpha}_N$, $\bar{\alpha}_{es}$ が図 2.25 (a)の内側配置に比べ低下するため $\bar{\alpha}_e$ も低下し, 外側配置における制振性能が劣ることが確認できる. さらに $\bar{\alpha}_N$, $\bar{\alpha}_{es}$ の低下の程度は層数の多いモデルほど大きく, 配置位置による影響が大きい. 以上のようにこれらの指標より, 定性的な制振性能の評価が可能である.

ダンパー量と $\bar{\alpha}_N$, $\bar{\alpha}_e$, $\bar{\alpha}_{es}$ の関係に着目する. 文文献 1)において, 最適ダンパー量時に $\bar{\alpha}_e$ が $\bar{\alpha}_N$ と $\bar{\alpha}_{es}$ の概ね中間に位置する傾向が示されている. 本論文のモデルにおいても同様の検証を行う. ART HACHI 入力時, 2.4.3 節で確認した応答の低減が鈍くなる範囲 ($d\alpha'_{y1} = 0.05 \sim 0.10$; 図中斜線部) において, 5 層モデルを除く 3 つのモデルで $\bar{\alpha}_e$ は $\bar{\alpha}_N$, $\bar{\alpha}_{es}$ の概ね中間に位置する傾向が確認できた.

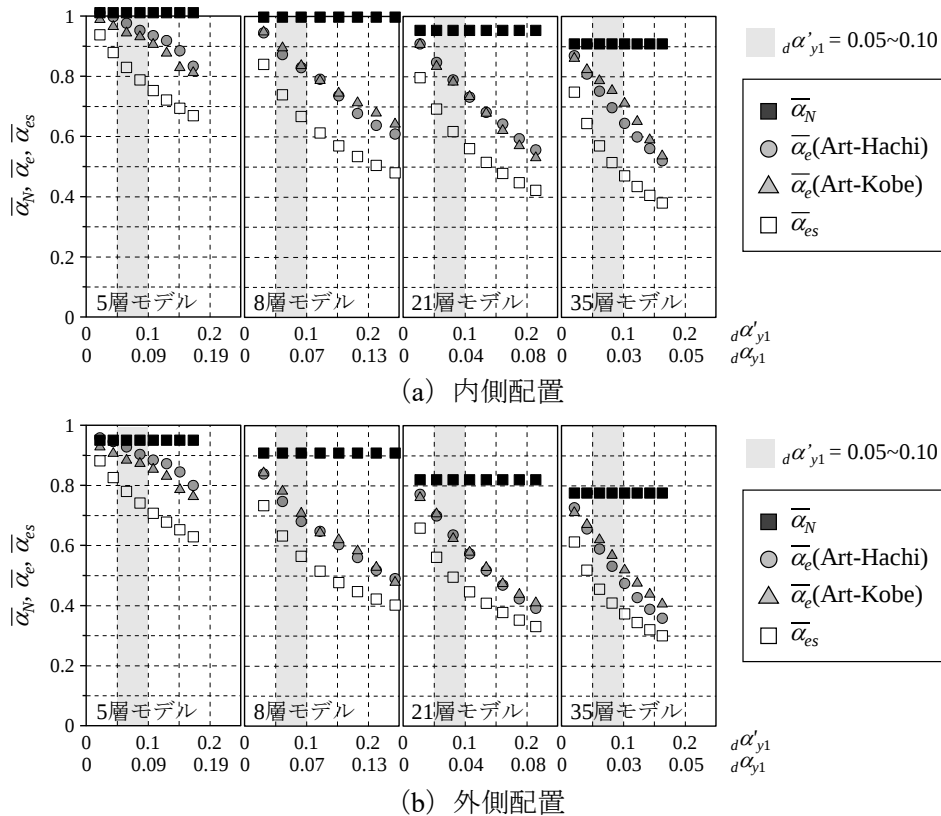


図 2.25 $\bar{\alpha}_N$, $\bar{\alpha}_e$, $\bar{\alpha}_{es}$ の関係

2.5 まとめ

本章では、基礎的な検討としてばねやダッシュポットからなる付加系要素をもつ単純な一質点構造物を用いて複数のダンパー種類を対象に実効変形を定式化し、各ダンパー種類での実効変形と制振性能の関係の特徴を理論的に整理した。また、実効変形への影響が速度依存型のダンパーと比べて比較的大きい履歴型ダンパーを対象に、架構の曲げ変形に大きな影響を与えるアスペクト比の異なる 4 種類の制振構造建物を用いて、実効変形と骨組特性値に着目しつつ中低層から超高層までの建物における制振性能の違いについて評価した。得られた知見を以下に述べる。

- (1) 履歴ダンパー、粘性ダンパー、粘弾性ダンパーを対象として、主架構およびこれと並列に取り付くダンパーと直列ばねによる付加系要素で構成されるせん断モデルを考え、実効変形比と各種ダンパー量の関係に加え、制振性能を表現する指標として等価減衰定数、等価周期の関係について考察した。その結果、履歴ダンパーと粘弾性ダンパーは粘性ダンパーに比べ実効変形比が低下しやすい傾向を確認した。また、いずれも直列ばねとダンパー量の比率 k_b/k_d , $k_b/c_d\omega$ が概ね 2 を下回ると、実効変形比が急激に低下し、等価減衰定数 h_{eq} も大きく低下した。
- (2) アスペクト比の異なる 5 層、8 層、21 層、35 層の制振構造建物を用いて、中低層から超高層までの建物における制振性能の違いについて評価した。アスペクト比の高いモデルほどダンパーの制振性能は劣る結果となった。入力エネルギーに占めるダンパーのエネルギー吸収量の割合は層数の多いモデルほど低下し、概ね 5 層モデルで 6 割、35 層モデルでは 5 割であった。また、実効変形比の全層での平均値も層数の多いモデルほど低下し、5 層モデルでは 0.8、35 層モデルでは 0.66 であった。
- (3) ダンパーの降伏層せん断力係数に主架構の 1 次固有周期を乗じて基準化することで、最適ダンパー量時のダンパーの降伏層せん断力係数は、周期の異なる建物でも概ね同等の範囲に収まることを確認した。本検討で用いた 4 モデルでは、 $\rho S_T=80\text{cm/s}$ の告示スペクトルの入力において 0.05~0.12 となった。
- (4) 骨組特性値 α_N , K_{bs}/K_f , および実効変形比の上・下限値の予測値と、ダンパー非設置時に対する層間変形の低減率の関係を調べ、アスペクト比の異なる建物の制振性能の傾向がこれらの指標と対応することを確認した。また、本検討で用いた 4 モデルでもこれらの指標でダンパー配置別の制振性能評価も可能であることを確認した。

第2章の記号リスト

2.2 節

δ_e : 実効変形	$\delta_{N,R}$: 状態 N または R 解析による層間変形
α_e : 実効変形比	K_{fs} : 疑似フレーム剛性 (変換された簡易モデルの主架構の弾性剛性)
δ : 層間変形	$iF_{N,R}$: 状態 N または R 解析による i 層の作用外力
δ_s : 架構のせん断変形	F_{aR} : 状態 R 解析による付加系の負担荷重の水平成分
δ_b : 架構の曲げ変形	K_{aR} : F_{aR} を δ_R で割った剛性
α : ブレースの取り付け角度	α_{es} : 簡易モデルにおける実効変形比の下限値の予測値
θ : 間柱または壁型ダンパー上下の節点の回転角	K_{a1} : 履歴ダンパーの場合の付加系剛性の1次剛性 (水平成分)
α_N : 骨組特性値	
K_{bs} : 疑似ブレース剛性	
δ_{aN} : 状態 N 解析による付加系設置箇所の相対変形の水平成分	

2.3 節

F_a, δ_a : 付加系の荷重・変形	W : システムの弾性振動エネルギー
F_d, δ_d : ダンパーの荷重・剛性・変形	k_d : 履歴ダンパーの剛性, 粘弾性ダンパーの剛性
F_b, k_b, δ_b : 直列ばねの荷重・剛性・変形	μ_d : 履歴ダンパーの塑性率
k_f : 主架構の剛性	c_d : 粘性ダンパーの粘性係数, 粘弾性ダンパーの粘性係数
h_{eq} : システムの等価減衰定数	ω : 角振動数
T_{eq} : システムの等価周期	H_{eq} : 粘弾性ダンパーの等価減衰定数
T_f : 主架構周期	
ΔW : ダンパーの1ループのエネルギー	

2.4 節

fT_1 : 主架構の弾性1次固有周期	N : 層数
K_a : 履歴ダンパーの軸方向の等価剛性	${}_d\alpha'_{y1}$: 基準化降伏せん断力係数
K_d : 履歴ダンパーの塑性化部の軸剛性	${}_pS_V$: 擬似速度応答スペクトル
K_c : 履歴ダンパーの弾性部の軸剛性	V_E : エネルギースペクトル
A_d : 履歴ダンパーの塑性化部断面積	R : 層間変形角
L : 履歴ダンパーの節点間距離	α_1 : 第1層の層せん断力係数
λ : L に対する塑性化部長さの比	E : 入力エネルギー
α : A_d に対する弾性部断面積の比	${}_dW_p$: ダンパーの総エネルギー吸収量
E_{eq} : 付加系の等価なヤング係数	R_N : ダンパー非設置時の層間変形角
${}_dQ_{yi}$: 第 i 層のダンパーの降伏層せん断力	K_f : 主架構の剛性
${}_d\alpha_{y1}$: 第1層のダンパーの降伏層せん断力係数	$\bar{\alpha}_N$: α_N の各層の平均値
m_i : 第 i 層の質量	$\bar{\alpha}_e$: α_e の各層の平均値
g : 重力加速度	$\bar{\alpha}_{es}$: α_{es} の各層の平均値

第2章の参考文献

- 1) 古谷慶, 添田幸平, 佐藤大樹, 北村春幸, 石井正人, 吉江慶祐, 宮崎充, 佐々木和彦, 岩崎雄一: 履歴ダンパーを有する超高層弾性架構の実効変形比に着目した制振性能評価, 構造工学論文集, Vol.58B, pp.197-207, 2012.3
- 2) 渡辺重仁, 添田幸平, 佐藤大樹, 北村春幸, 石井正人, 吉江慶祐, 宮崎充, 佐々木和彦, 岩崎雄一: 粘性制震壁の配置位置及び設置タイプを考慮した超高層建物の性能評価 その1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.913-914, 2012.9
- 3) 戸張 涼太, 古谷 慶, 佐藤 大樹, 北村 春幸, 石井 正人, 吉江 慶祐, 宮崎 充, 佐々木 和彦, 岩崎 雄一: 粘性制震壁を設置した高さの異なる鋼構造建物の骨組特性値の違いが制震性能に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (2013), pp.919-920, 2013.8
- 4) 笠井和彦, 岩崎啓介: 様々な形式の制振構造における自由度縮約法と水平バネ系への変換法, 日本建築学会構造系論文集, No.605, pp.37 - 46, 2006.7
- 5) 石井正人, 笠井和彦: 多層制振構造の時刻歴解析に用いるせん断棒モデルの提案, 日本建築学会構造系論文集, No.647, pp.103 - 112, 2010.1
- 6) 笠井和彦, 伊藤浩資, 小椋崇之: オイルダンパーの等価剛性調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, No.618, pp.23-31, 2007.8
- 7) 松澤祐介, 佐藤大樹, 栗林晃司, 北村春幸, 山口路夫, 西本晃治: 履歴型ダンパー配置が中低層鋼構造建物の地震応答性状に与える影響, 構造工学論文集, Vol.58B, pp.189-196, 2012.3
- 8) 野村尚史, 佐藤大樹, 北村春幸, 藤澤一善: 建築構造用高強度鋼材 H-SA700 と制振部材を組合せた高耐震化中低層鋼構造建物の応答性状, 構造工学論文集, Vol.58B, pp.179-187, 2012.3
- 9) 島田侑, 佐藤大樹, 長江拓也, 北村春幸, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 斉藤大樹, 福和伸夫, 日高桃子: 超高層建物の下層階に部分配置する履歴ダンパーの効果と影響に関する検討ー長周期地震動を想定した耐震改修ー, 日本建築学会構造系論文集, No.649, pp.549-557, 2010.3
- 10) 石井正人, 斉藤安生, 浅野美次, 堀井昌博: マルチスプリングモデルの特性 その1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.383-384, 1997.7
- 11) 和田章, 木下雅彦: MSS モデルを用いた柱降伏型の建物の立体振動解析 その1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.315-316, 1985.9

第3章 実効変形を考慮した制振構造におけるエネルギーの予測法の提案

3.1 はじめに

前章までに述べた通り，制振構造の設計において実効変形比およびダンパーの負担するエネルギーの評価が重要である．また，長周期かつ長時間継続する地震動においてはダンパーの性能低下が問題となり¹⁾，一般にダンパーが負担するエネルギーを基にその性能低下が評価され^{2)~4)}，この側面においてもエネルギーの適切な評価が重要であるといえる．

時刻歴応答解析においては，既往の手法⁵⁾に従って適切な形で実効変形比を評価できる簡易モデルを作成すれば，ダンパーのエネルギーも妥当な結果が得られるが，等価線形化法やエネルギー法の簡易な応答予測法においては，ダンパーの力学モデルの理論上の前提や仮定から，適切な形でエネルギーを評価することが困難な場合がある．本章では，エネルギーの評価に大きな影響を及ぼす実効変形を考慮したエネルギーの予測法を提案する．ここで対象とするダンパー種類は，振幅依存性を有することで実効変形を容易に評価することができない粘弾性ダンパー（以下，非線形粘弾性ダンパー）とする．また，実効変形が低下しやすい間柱型の設置形式にも対応できるように，支持部材の剛性が低い場合も検討の対象とする．

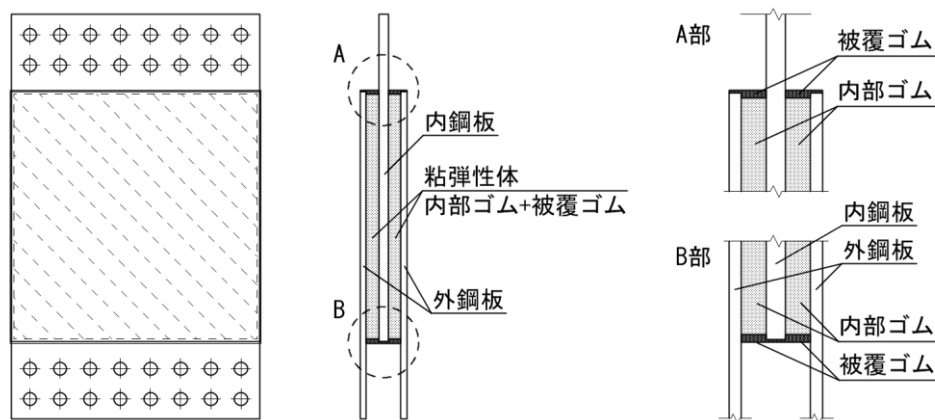
制振構造のエネルギーの予測法に関して，履歴ダンパーの場合は秋山⁶⁾，エネルギー法告示⁷⁾に示されており，線形粘性ダンパーについては原田ら⁸⁾，非線形粘性ダンパーについては岡田・佐藤⁹⁾により予測法が提案されている．さらに履歴ダンパーにおける，エネルギー法告示⁷⁾や栗林ら¹⁰⁾による方法は，実効変形の考えを取り入れた形となっている．本章で扱う非線形の粘弾性ダンパーが，既往研究^{6)~10)}における履歴ダンパーや線形・非線形粘性ダンパーと異なるのは，変形に対する依存性を持つ点である．このため，非線形の粘弾性ダンパーでは高さ方向のエネルギーの分布が各階の実効変形の大きさに依存し，エネルギーの分布を単純に定式化できない．これは，実効変形を取り入れたエネルギー法である文献⁷⁾や¹⁰⁾の手法の考え方を非線形の粘弾性ダンパーにそのまま適用できないことを意味する．そこで，実効変形の評価においては扱いやすさを考慮して実効変形を直接用いずに，基準とするせん断ひずみにおける等価剛性と，層間変形による擬似的なせん断ひずみを用いた評価式を構築する．さらに，エネルギーの予測に実効変形の評価式を取り入れるとともに，基本となるエネルギー配分の理論や非線形性の考え方を既往研究に倣いつつ，変形に対する依存性を収束計算により考慮したものとする．実効変形を適切に捉えつつダンパーのエネルギーを良好な精度で評価できることを確認するため，提案したエネルギーの予測法の精度検証を行う．

ここで得られる知見は，長周期地震動のエネルギーを考慮した制振構造の設計の簡略化や，ダンパー配置計画への活用のみならず，将来的には告示上の「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法」への発展も考えられるものである．

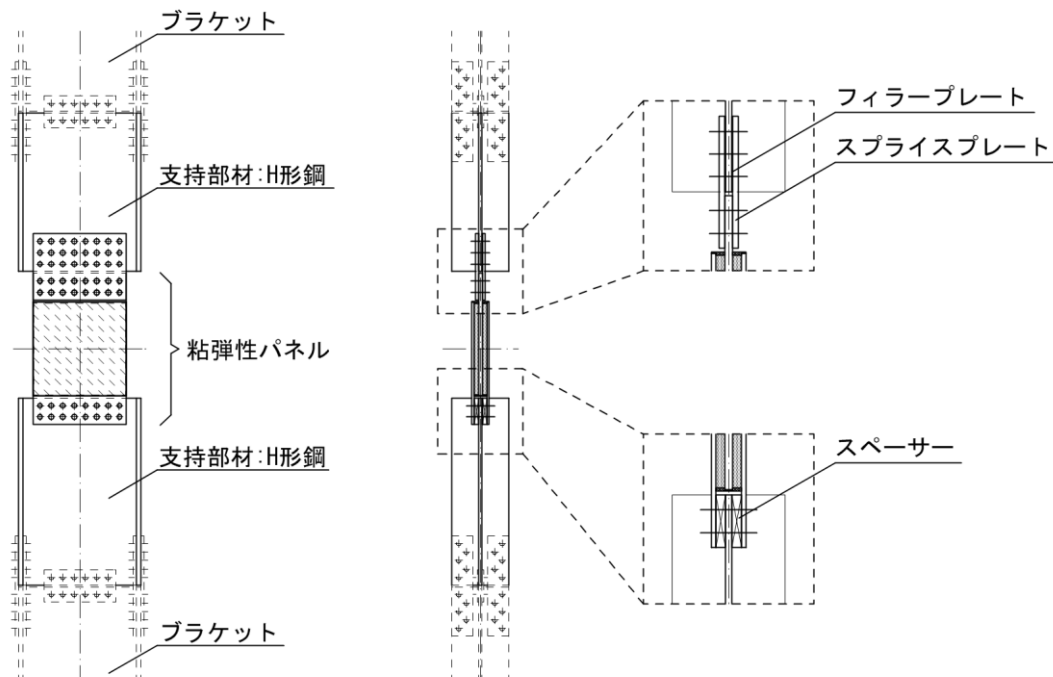
3.2 対象とする粘弾性ダンパー

3.2.1 間柱型粘弾性ダンパーの概要

間柱型粘弾性ダンパーは、高減衰ゴムを用いた粘弾性型の制振装置である。間柱型粘弾性ダンパーの構成概要を図 3.1 に示す。間柱型粘弾性ダンパーは、粘弾性体を鋼板に挟み込んだ粘弾性パネルと H 形鋼を用いた支持部材を高力ボルト接合したものである。粘弾性パネルは、内鋼板と外鋼板間に減衰性能を持つ内部ゴムが接着されており、主に内部ゴムのせん断抵抗機構により外部エネルギーを吸収する。上下の支持部材は直接またはブラケットを介して躯体と接合される。間柱型のダンパーの設置形式は、支持部材や接続梁の変形のため、一般的にブレースタイプと比べて実効変形比が小さくなる傾向がある。



(a) 粘弾性パネル



(b) 間柱型粘弾性ダンパー

図 3.1 間柱型粘弾性ダンパーの概要

3.2.2 力学モデル

本研究で扱う非線形の粘弾性ダンパー¹¹⁾（以下、本粘弾性ダンパー）の、せん断応力度 τ_d とせん断ひずみ γ_d の関係は式(3.1)で表されている。

$$\tau_d = G_e \cdot \gamma_d + G_{p1} \int_0^{\Gamma} e^{-\frac{\Gamma-\Gamma'}{l_1}} \frac{d\gamma_d}{d\Gamma'} d\Gamma' + G_{p2} \int_0^{\Gamma} e^{-\frac{\Gamma-\Gamma'}{l_2}} \frac{d\gamma_d}{d\Gamma'} d\Gamma' + g_v \int_0^t e^{-\frac{t-t'}{v}} \frac{d\gamma_d}{dt'} dt' \quad (3.1)$$

$$G_e = \{\theta_e + (1 - \theta_e) \cdot e^{-\gamma_{dmax}/a_e}\} \cdot g_e \quad (3.2a)$$

$$G_{p1} = \{\theta_p + (1 - \theta_p) \cdot e^{-\gamma_{dmax}/a_p}\} \cdot g_{p1} \quad (3.2b)$$

$$G_{p2} = \{\theta_p + (1 - \theta_p) \cdot e^{-\gamma_{dmax}/a_p}\} \cdot g_{p2} \quad (3.2c)$$

力学モデルを図 3.2 に、各パラメータの値を表 3.1 に示す。ここで、 γ_{dmax} ：過去に経験した最大せん断ひずみ、 Γ ：せん断ひずみの変化の絶対値 $|\Delta\gamma_d|$ の累積値である。式(3.1)は非線形弾性ばね、2つの塑性要素、Maxwell 要素の4つの要素で構成される。式(3.2)は1~3要素の係数で、経験最大せん断ひずみによる剛性と減衰の低減効果を表す。なお、本モデルの適用範囲はせん断ひずみ $\gamma_d = 10 \sim 270\%$ 、振動数 $f = 0.1 \sim 2.0$ Hz、温度 $\theta = 0 \sim 40^\circ\text{C}$ とされている。

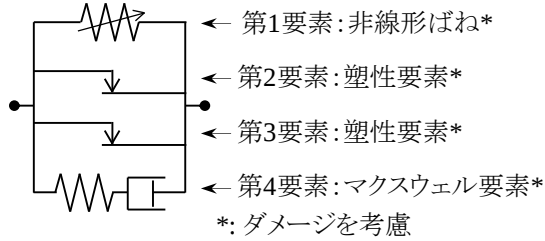


図 3.2 粘弾性ダンパーの力学モデル

表 3.1 材料パラメータ

パラメーター	単位	値
θ_e	-	1.7551×10^{-1}
a_e	-	6.0725×10^{-1}
g_e	N/mm ²	1.0049
θ_p	-	6.2019×10^{-4}
a_p	-	4.1429
g_{p1}	N/mm ²	1.3841×10
l_1	-	7.5579×10^{-3}
g_{p2}	N/mm ²	1.1235
l_2	-	1.7561×10^{-1}
g_v	N/mm ²	4.6832×10^{-1}
v	s	8.5118×10^{-2}

3.2.3 各種依存性

本粘弾性ダンパーにはせん断ひずみ γ_d 、温度 θ 、振動数 f の依存性があり、基準状態時 ($\gamma_d = 1$, $\theta = 20^\circ\text{C}$, $f = 0.33\text{ Hz}$) に対する等価せん断弾性率 G_{eq} と等価減衰定数 H_{eq} の変化率が定式化されている¹¹⁾。以下に各種依存性の評価式を示す。

せん断ひずみ依存性：

$$G_{eq} : 0.42960 + 2.6355 \cdot e^{-\gamma_d/0.65317} + 5.5626 \cdot e^{-\gamma_d/0.10130} \quad (3.3a)$$

$$H_{eq} : 0.91686 + 0.105231 \cdot \gamma_d - 0.0160280 \cdot \gamma_d^2 - 0.0060662 \cdot \gamma_d^3 \quad (3.3b)$$

温度依存性：

$$G_{eq} : -9.029 \times 10^5 \cdot \theta^2 - 1.668 \times 10^2 \cdot \theta + 1.3697 \quad (3.4a)$$

$$H_{eq} : -2.108 \times 10^{-4} \cdot \theta^2 + 5.958 \times 10^{-3} \cdot \theta + 9.652 \times 10^{-1} \quad (3.4b)$$

振動数依存性：

$$G_{eq} : 1.1836 + 0.3813 \cdot \log_{10} f \quad (3.5a)$$

$$H_{eq} : 1 \quad (3.5b)$$

3.2.4 性能変動の考慮

温度や製造ばらつき等の各種要因のため、本粘弾性ダンパーの等価せん断弾性率 G_{eq} と等価減衰定数 H_{eq} の値が変化する場合、式(3.1)、式(3.2)のパラメータの修正によってその影響を表現でき、 g_e , g_{p1} , g_{p2} , g_v を下式の g'_e , g'_{p1} , g'_{p2} , g'_v に置き換える¹²⁾。

$$\frac{g'_e = X \cdot g_{\lambda\theta} \cdot g_{p1} + (X - X \cdot Y) \cdot \left\{ \left(\theta_p + (1 - \theta_p) e^{-\frac{1}{\alpha_p}} \right) \left[g_{p1} \cdot l_1 \left(1 - e^{-\frac{1}{l_1}} \right) + g_{p2} \cdot l_2 \left(1 - e^{-\frac{1}{l_2}} \right) \right] + 4g_v \cdot v \left(1 - e^{-\frac{3}{4}v} \right) / 3 \right\}}{\theta_e - (1 - \theta_e) e^{-\frac{1}{\alpha_e}}} \quad (3.6a)$$

$$g'_{p1} = X \cdot Y \cdot g_{p1} \quad (3.6b)$$

$$g'_{p2} = X \cdot Y \cdot g_{p2} \quad (3.6c)$$

$$g'_v = X \cdot Y \cdot g_v \quad (3.6d)$$

ここで、 X , Y は G_{eq} と H_{eq} の性能変動が基準状態に対してそれぞれ x , y 倍としたとき、下式で表される係数である。

$$X = x \cdot [1 - 0.026784 \cdot (y^{2.2481} - 1)(y - 1.3666)] \quad (3.7a)$$

$$Y = y \cdot [1 + 0.026784 \cdot (y^{2.2481} - 1)(y - 1.3666)] \quad (3.7b)$$

3.2.5 1 サイクルの粘弾性体の単位体積あたりのエネルギー

後述のエネルギーと最大変形の予測において、1 サイクルのエネルギーを基準に理論展開するため、ここで1 サイクルの粘弾性体の単位体積あたりのエネルギー（以下、エネルギー密度）の算出方法を示す。本粘弾性ダンパーの力学モデルの荷重変形履歴の例として、図 3.3 にせん断ひずみ $\gamma_d = 1$ 、周期 $T = 3\text{s}$ の履歴をサイクルごとおよび要素ごとに分けて示す。図 3.3(a) より 1 サイクル目の第一象限の最大せん断ひずみ到達前は、剛性と減衰の低減効果の影響で 2 サイクル目と比べると荷重変形履歴に膨らみが生じる。2 サイクル目以降は式(3.2) が一定値となるため、同一の荷重変形履歴を描く。本論文では、最大振幅 $\gamma_{d\max}$ の正弦波を受けた時の定常振動を想定して、図 3.3 (a) の 2 サイクル目以降の 1 サイクルのエネルギー密度を算出する。このときの各要素の履歴は図 3.3 (b) となる。 $\tau_d - \gamma_d$ の関係式(3.1)より、1 サイクルのエネルギー密度を下式のように 4 要素の和とする。

$$\Omega = \Omega_1 + \Omega_2 + \Omega_3 + \Omega_4 \quad (3.8)$$

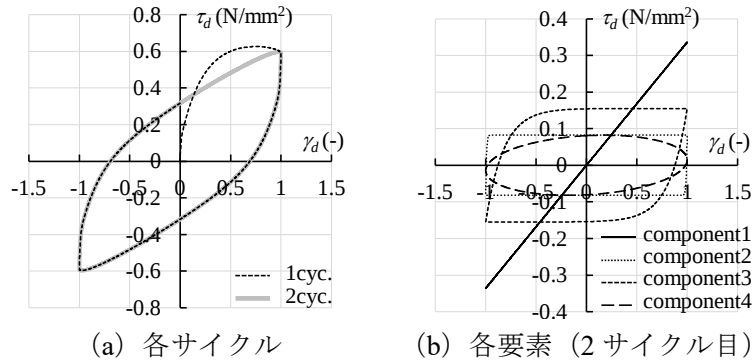


図 3.3 粘弾性ダンパーの $\tau_d - \gamma_d$ 履歴 ($\gamma_{d\max} = 1$, $T = 3\text{s}$)

(1) 第 1 要素

第 1 要素の荷重変形履歴を 1 ループ目と 2 ループ目に分けて図 3.4 に示す。第 1 要素によるせん断応力度 τ_{d1} は式(3.9)で表され、2 ループ目以降係数 G_e が一定値となり線形挙動となるため、エネルギー密度 Ω_1 は 0 となる。

$$\tau_{d1} = G_e \cdot \gamma_d \quad (3.9)$$

$$\Omega_1 = 0 \quad (3.10)$$

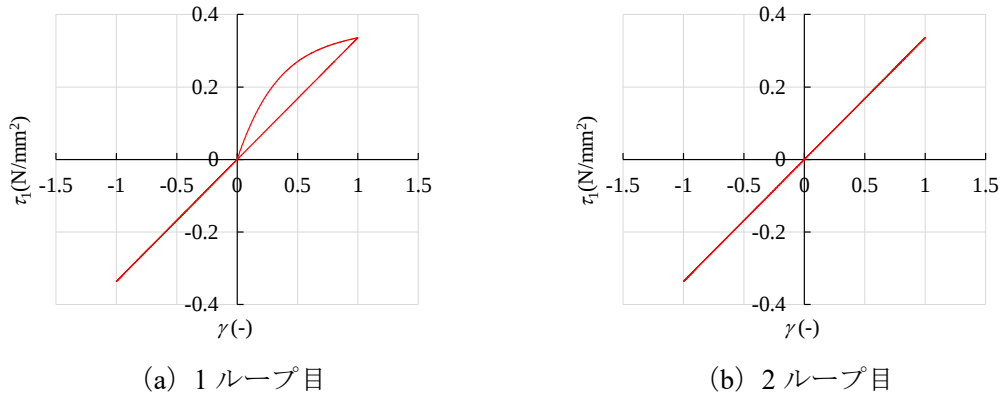


図 3.4 第 1 要素の $\tau_d - \gamma_d$ 履歴 ($\gamma_{d\max} = 1$, $T = 3\text{s}$)

(2) 第2要素

第2要素の荷重変形履歴を1ループ目と2ループ目に分けて図3.5に示す. 第2要素のせん断応力度 τ_{d2} は式(3.11)で, 積分値を F と表すと F の解として式(3.12)が得られる.

$$\tau_{d2} = G_{p1} \int_0^{\gamma} e^{-\frac{(\gamma-\gamma')}{l_1}} \cdot \frac{d\gamma_d}{d\gamma'} d\gamma' = G_{p1} \cdot F \quad (3.11)$$

$$F = \text{sgn}(\dot{\gamma}) \cdot l_1 \cdot \left(1 - e^{\text{sgn}(\dot{\gamma}) \frac{\gamma_{d\max} - \gamma}{l_1}}\right) + F_0 \cdot e^{\text{sgn}(\dot{\gamma}) \frac{\gamma_{d\max} - \gamma}{l_1}} \quad (3.12)$$

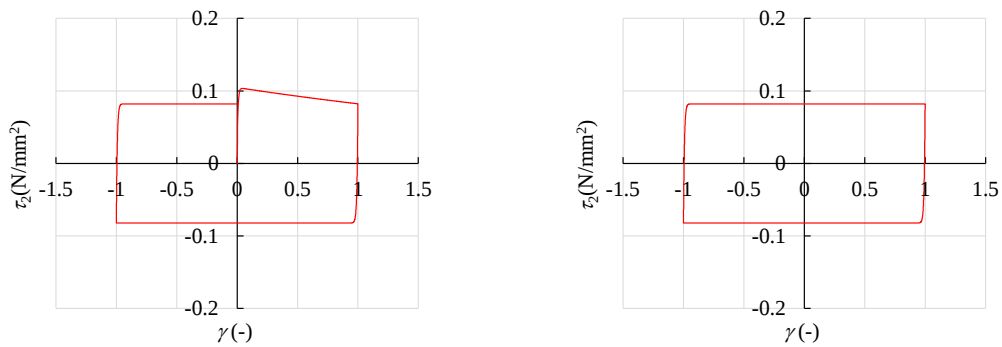
ここで, F_0 は最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ で加力方向が反転したときの積分値であり, 下式で求められる.

$$F_0 = \int_0^{\gamma_{d\max}} e^{-\frac{\gamma_{d\max} - \gamma}{l_1}} \cdot d\gamma_d = l_1 \cdot \left(1 - e^{-\frac{\gamma_{d\max}}{l_1}}\right) \quad (3.13)$$

第2要素による1ループのエネルギー密度 Ω_2 は式(3.11)を1周期分せん断ひずみ γ_d で積分して算定できる. せん断ひずみが $+\gamma_{d\max}$ から $-\gamma_{d\max}$ へ向かう領域と, $-\gamma_{d\max}$ から $+\gamma_{d\max}$ へ向かう領域の2つの積分値の和とすると, Ω_2 は式(3.14)のように求められる.

$$\begin{aligned} \Omega_2 &= \int_0^T G_{p1} \cdot F \cdot \frac{d\gamma_d}{dt} dt \\ &= \int_{\gamma_{d\max}}^{-\gamma_{d\max}} G_{p1} \cdot \left\{ -l_1 + (l_1 + F_0) \cdot e^{-\frac{\gamma_{d\max} - \gamma}{l_1}} \right\} d\gamma_d + \int_{-\gamma_{d\max}}^{\gamma_{d\max}} G_{p1} \cdot \left\{ l_1 - (l_1 + F_0) \cdot e^{-\frac{\gamma_{d\max} + \gamma_d}{l_1}} \right\} d\gamma_d \\ &= 2 \cdot G_{p1} \cdot l_1 \cdot \left\{ 2 \cdot \gamma_{d\max} - l_1 \cdot \left(2 - e^{-\frac{\gamma_{d\max}}{l_1}} \right) \left(1 - e^{-\frac{2 \cdot \gamma_{d\max}}{l_1}} \right) \right\} \end{aligned} \quad (3.14)$$

第2要素の1サイクルのエネルギー密度は上式のとおり $\gamma_{d\max}$ の関数となる.



(a) 1ループ目

(b) 2ループ目

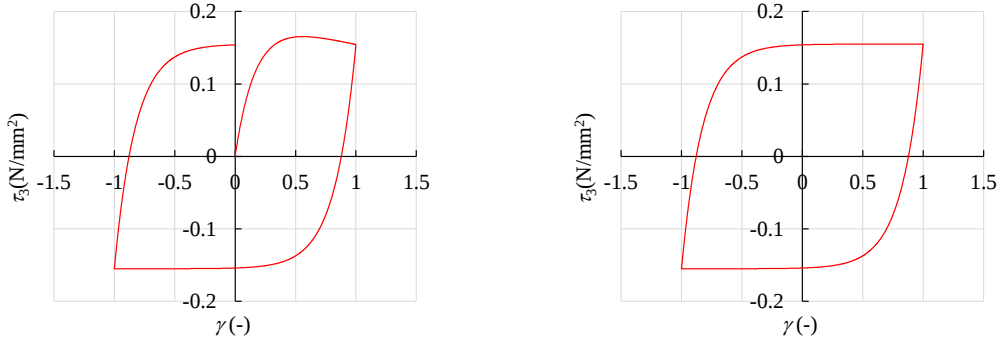
図3.5 第2要素の τ_d - γ_d 履歴 ($\gamma_{d\max} = 1$, $T = 3s$)

(3) 第3要素

第3要素の荷重変形履歴を1ループ目と2ループ目に分けて図3.6に示す. 第3要素によるせん断応力度 τ_{d3} は式(3.15)で表され, 1ループのエネルギー密度 Ω_3 は第2要素と同様に算定でき, 式(3.16)となる.

$$\tau_{d3} = G_{p2} \int_0^{\Gamma} e^{-\frac{(\Gamma-\Gamma')}{l_2}} \cdot \frac{d\gamma_d}{d\Gamma'} d\Gamma' = G_{p2} \cdot F \quad (3.15)$$

$$\Omega_3 = 2 \cdot G_{p2} \cdot l_2 \cdot \left\{ 2 \cdot \gamma_{d\max} - l_2 \cdot \left(2 - e^{-\frac{\gamma_{d\max}}{l_2}} \right) \left(1 - e^{-\frac{2 \cdot \gamma_{d\max}}{l_2}} \right) \right\} \quad (3.16)$$



(a) 1ループ目

(b) 2ループ目

図3.6 第3要素の τ_d - γ_d 履歴 ($\gamma_{d\max} = 1$, $T = 3s$)

(4) 第4要素

第4要素の荷重変形履歴を1ループ目と2ループ目に分けて図3.7に示す. 第4要素はMaxwell要素であり, せん断応力度 τ_{d4} とせん断ひずみ γ_d の関係は式(3.17)となる.

$$\frac{d\tau_{d4}}{dt} + \frac{\tau_{d4}}{\nu} = g_v \cdot \frac{d\gamma_d}{dt} \quad (3.17)$$

定常状態を想定してせん断ひずみ γ_d を式(3.18)と置き, 式(3.17)に代入して解くとせん断応力度 τ_{d4} として式(3.19)が得られる.

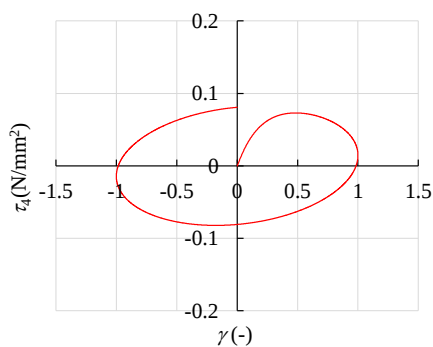
$$\gamma_d = \gamma_{d\max} \cdot \sin \omega t \quad (3.18)$$

$$\tau_{d4} = \left\{ \frac{(\omega \cdot \nu)^2}{1 + (\omega \cdot \nu)^2} \cdot \sin \omega t + \frac{\omega \cdot \nu}{1 + (\omega \cdot \nu)^2} \cdot \cos \omega t \right\} \cdot g_v \cdot \gamma_{d\max} \quad (3.19)$$

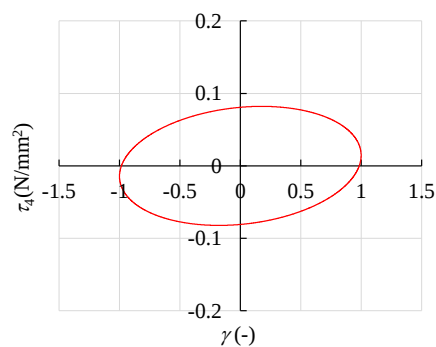
式(3.19)を1周期分せん断ひずみ γ_d で積分すると, 第4要素による1ループのエネルギー密度 Ω_4 は式(3.20)として求められる.

$$\Omega_4 = \int_0^T \tau_{d4} \frac{d\gamma_d}{dt} dt = \frac{\pi \cdot \omega \cdot \nu}{1 + (\omega \cdot \nu)^2} \cdot g_v \cdot \gamma_{d\max}^2 \quad (3.20)$$

第4要素の1サイクルのエネルギー密度は上式のとおりに, $\gamma_{d\max}$ と ω の関数となる.



(a) 1 ループ目



(b) 2 ループ目

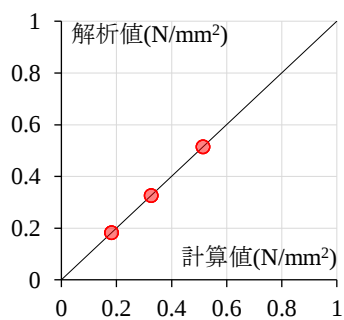
図 3.7 第 4 要素の τ_d - γ_d 履歴 ($\gamma_{d\max} = 1$, $T = 3s$)

(5) 計算結果の検証

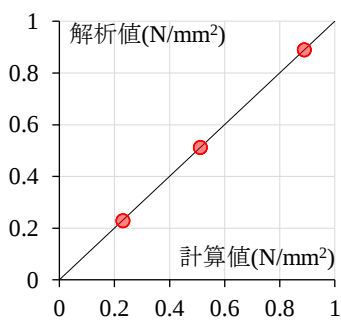
3 章での 1 ループのエネルギー密度 Ω の計算結果を数値解析結果と比較する．検証ケースは周期 $T = 0.5, 3, 10s$ ，せん断ひずみ $\gamma_d = 0.5, 1, 2$ の計 9 ケースとした．解析値は最大せん断ひずみ $\gamma_{d\max}$ の正弦波を 2 ループ与えたときの，2 ループ目のエネルギー密度とした．時間刻みは $0.001s$ とした．表 3.2 に計算値と解析値の比較一覧を，図 3.8 に各要素の比較を示す．誤差はすべて 1%未満である．

表 3.2 計算値と解析値の比較

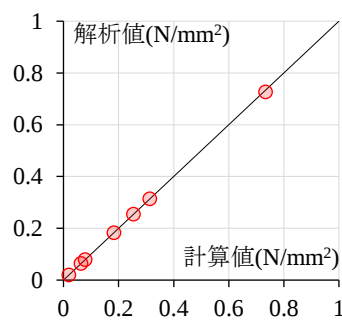
ケース	周期 $T(s)$	せん断ひずみ $\gamma_{d\max} (-)$	$\Omega (N/mm^2)$		計算値/解析値
			解析値	計算値	
1	0.5	0.5	0.5939	0.5970	1.0053
2	0.5	1	1.5672	1.5716	1.0028
3	0.5	2	4.3138	4.3394	1.0059
4	3	0.5	0.4742	0.4771	1.0062
5	3	1	1.0918	1.0918	1.0001
6	3	2	2.4188	2.4203	1.0006
7	10	0.5	0.4301	0.4331	1.0072
8	10	1	0.9159	0.9161	1.0002
9	10	2	1.7169	1.7173	1.0003



(a) Ω_2



(b) Ω_3



(c) Ω_4

図 3.8 各要素の計算値と解析値の比較

3.3 ダンパーのエネルギーの予測法

岡田・佐藤⁹⁾は減衰力が速度の指数乗に比例する非線形粘性ダンパーについて、1サイクルのエネルギーを等価にする線形粘性ダンパーに置き換えた際の等価粘性減衰係数 c_{deq} を定義し、これを用いたエネルギー分配式を提案している。本論文においても、同様に c_{deq} に着目し、本粘弾性ダンパーを線形粘性ダンパーに置き換えた手法をとる。また、本粘弾性ダンパーはせん断ひずみの依存性を持つことから、 c_{deq} の算出に変形 δ が必要であり c_{deq} を直接求めることができない。そのため、ここでは仮定した応答から δ を求め、 c_{deq} を算出した後にエネルギーの釣り合い式から応答を再度算出し、仮定した応答と一致するまで繰り返し計算を行う。仮定する応答は、第1層の層せん断力係数 α_1 とする。以下にエネルギーの予測手順を、図 3.9 に予測手順の概念図を示す。

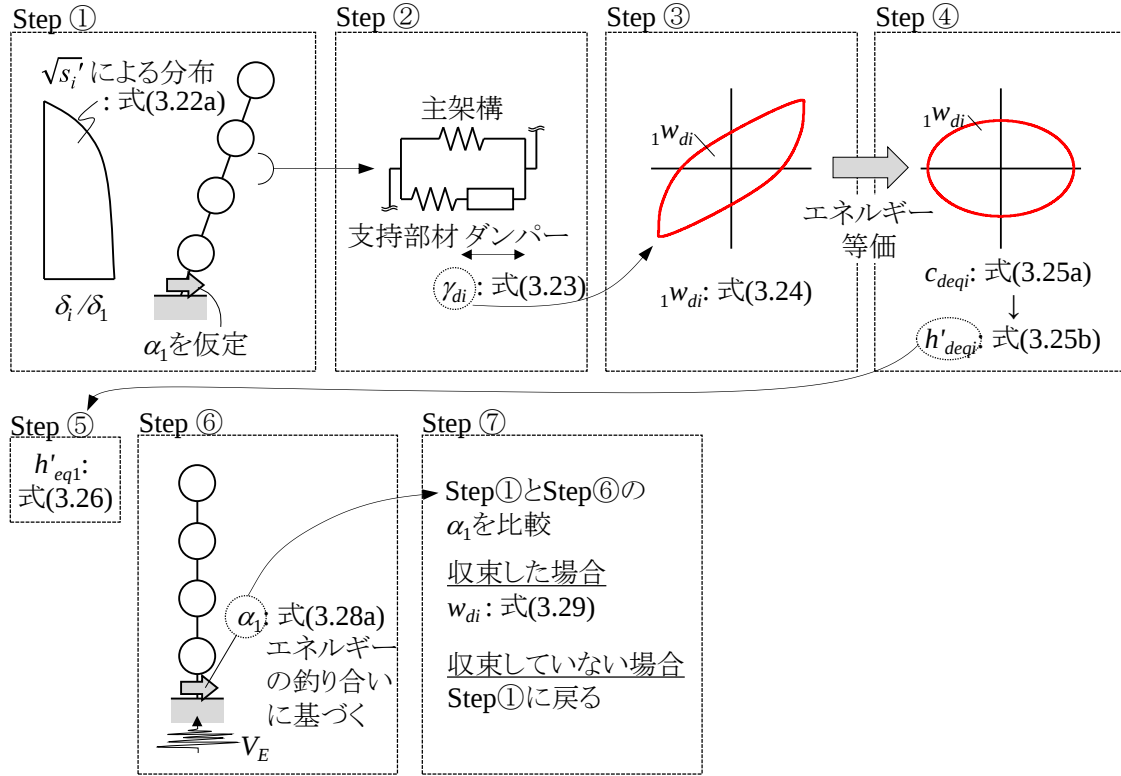


図 3.9 ダンパーのエネルギーの予測法の概要

- ① α_1 を仮定して δ_i を求める (式(3.21))。ここで、 α_1 の初期値には無減衰時の層せん断力係数 α_0 (式(3.22b)) を、収束計算 2 回目以降では後述の式(3.28a)による α_1 を用いる。

$$\delta_i = \sqrt{s'_i} \cdot \frac{\alpha_1 \cdot Mg}{k_{f1}} \quad (3.21)$$

ここで、

$$s'_i = \left(\sum_{j=1}^N \frac{m_j}{M} \right)^2 \cdot r \bar{\alpha}_i^2 \cdot \left(\frac{k_{f1}}{k_{fi}} \right)^2, \quad \alpha_0 = \frac{2\pi \cdot V_E}{T_{f1} \cdot g} \quad (3.22a,b)$$

ここに、 N ：全層数、 m_i ： i 層の質量、 M ：総質量、 g ：重力加速度、 k_{fi} ： i 層の主架構の剛性、 $r\bar{\alpha}_i$ ：最適降伏層せん断力係数分布⁹⁾、 V_E ：入力エネルギーの速度換算値⁹⁾、 T_{f1} ：主架構のみの一次固有周期である。

- ② 実効変形比 α_{ei} を用いて、ダンパーのせん断ひずみ γ_{di} を算出する。

$$\gamma_{di} = \frac{\alpha_{ei} \cdot \delta_i}{t_{di}} \quad (3.23)$$

ここで、 t_{di} ： i 層のダンパーの粘弾体の厚さである。 α_{ei} の評価方法は3.4節に示す。

- ③ i 層のダンパーの1サイクルのエネルギー密度 Ω_i (式(3.8))を用いて、ダンパーの1サイクルのエネルギー ${}_1w_{di}$ を算出する。

$${}_1w_{di} = \Omega_i \cdot A_{di} \cdot t_{di} \quad (3.24)$$

ここで、 A_{di} ： i 層のダンパーのせん断面積である。

- ④ ①、③で求めた δ_i と ${}_1w_{di}$ を用いてダンパーの c_{deqi} を求め、これを無次元化した減衰パラメータ h'_{deqi} で表す。

$$c_{deqi} = \frac{{}_1w_{di}}{\pi \cdot \omega_{f1} \cdot \delta_i^2}, \quad h'_{deqi} = \frac{c_{deqi} \cdot T_{f1}}{4\pi \cdot M} \quad (3.25a,b)$$

ここで、 ω_{f1} ： T_{f1} に対応する角振動数である。なお、減衰パラメータは'を付けて h' とし、減衰定数 h とは区別して表記する。

- ⑤ 主架構とダンパーの減衰パラメータを足し合わせて、第1層の減衰パラメータ h'_{eq1} を求める。

$$h'_{eq1} = \kappa_1 \cdot h_f + h'_{deq1} \quad (3.26)$$

$$\kappa_1 = \frac{k_{f1}}{k_{feq}}, \quad k_{feq} = \frac{4\pi^2 \cdot M}{T_{f1}^2} \quad (3.27a,b)$$

ここで、 h_f ：主架構の剛性比例型の減衰定数であり、 κ_1 を乗じて減衰パラメータ（= $c_{f1} \cdot T_{f1} / (4\pi \cdot M)$ ）に変換している。

- ⑥ 線形粘性ダンパーと弾性要素からなる系のエネルギーの釣り合い式より求められる、第1層の層せん断力係数 α_1 を算出する。

$$\alpha_1 = \frac{\alpha_0}{\sqrt{4n_d \cdot \pi \cdot h'_{eq1} \cdot \gamma_1 / \kappa_1^2}}, \quad \frac{1}{\gamma_1} = \frac{{}_1w_{d1}}{\sum_{i=1}^N {}_1w_{di}} \quad (3.28a,b)$$

ここで、 n_d ：ダンパーの等価繰り返し数である。 n_d の評価方法は3.5節に示す。

- ⑦ で仮定した α_1 と比較して収束していれば、各層の n_d が等しいと仮定した下式による w_{di} を採用する。満足していなければ①に戻る。

$$w_{di} = n_d \cdot {}_1w_{di} \quad (3.29)$$

本予測法では、簡便化のため建物の固有周期や層剛性にダンパーを含まない主架構のみの値を用いている。これは本粘弾性ダンパーのひずみ依存性のために、固有周期や層剛性を収束計算の中で都度修正する手間を省くための配慮であるが、反面、ダンパー量が多くなると予測精度に影響を与えると考えられる。そこで本予測法では、粘弾性ダンパーの最大変形時の等価剛性 k_{deq} と主架構の剛性 k_f との比 k_{deq}/k_f の適用範囲を、3.6 節の検証範囲である 1.85 以下とする。また、ダンパーが不均一に配置される場合や層剛性が急変する層が存在する場合、層間変形の分布に影響を及ぼす式(3.22a)の s'_i においてダンパー剛性を適切に考慮する必要があるが、本論文では適用範囲外とする。

式(3.28a)は、主架構の減衰とダンパーによるエネルギー W_h と入力エネルギー E を用いて、下式による地震終了時刻 $t = t_0$ のエネルギーの釣り合い式に基づいている。

$$W_h(t_0) = E(t_0) \quad (3.30)$$

最大応答の評価にあたってのエネルギーの釣り合い式としては通常、最大応答発生時刻 $t = t_m$ において弾性振動エネルギー W_e を加えた式(3.31)によって求められるが¹³⁾、本予測法はエネルギーの予測に主眼を置いているため、その過程の最大応答も式(3.30)によるものとした。

$$W_e(t_m) + W_h(t_m) = E(t_0) \quad (3.31)$$

したがって式(3.28a)の α_1 を用いた式(3.21)による δ_i は、時刻歴応答解析等による最大変形とは意味合いが異なる。式(3.31)に基づく δ_i の評価に関しては 3.7 節で触れる。

本節の過程は、収束計算を含むため煩雑になるが、ダンパーのエネルギー w_{di} を陽に扱うため、本粘弾性ダンパー以外でも 1 サイクルのエネルギーを求められれば準用できると考える。ただし、等価繰返し数と実効変形比が各種のダンパーによって異なる特徴を示す可能性があることに注意する必要がある。

3.4 実効変形比の検討

3.4.1 実効変形比の評価方針

実効変形比は，ダンパーのエネルギーを予測する上で重要なパラメータである．3.1 節のエネルギーの予測手順では，手順①で求めた変形 δ をもとに，手順②で実効変形を算出する必要がある．本粘弾性ダンパーでは荷重変形関係（式(3.1)）の複雑性から，実効変形比の理論解を得ることが難しいと考えられる．そこで，線形の Voigt モデルによる単純な粘弾性ダンパーの実効変形比を基に，本粘弾性ダンパーの実効変形比の評価式を構築する．以下，実効変形比の評価方法を示す．

粘弾性ダンパーが，図 3.10 に示す線形の Voigt モデルである場合を考える．以降，ダンパーとその支持部材を表す直列ばねを付加系と呼ぶ．図 3.10 の付加系が，付加系変形 δ_a ，角振動数 ω で定常振動する場合，実効変形比の理論解である下式を導くことができる．

$$\alpha_e = \frac{1}{\sqrt{(1 + k_d/k_b)^2 + (c_d \cdot \omega/k_b)^2}} \quad (3.32a)$$

粘弾性ダンパーの減衰が剛性比例減衰（ $c_d = 2H_d \cdot k_d/\omega_f$ ）で与えられる場合，減衰定数 H_d を用いて式(3.32a)を式(3.32b)に書き換えられる．

$$\alpha_e = \frac{1}{\sqrt{(1 + 1/(k_b/k_d))^2 + (2H_d/(k_b/k_d))^2}} \quad (3.32b)$$

これより，線形 Voigt モデルの場合の実効変形比 α_e は，ダンパーと支持部材の剛性の比率 k_b/k_d と減衰定数 H_d によって表すことができる．そこで，本粘弾性ダンパーにおいても式(3.32b)と同じ数式の形を取り，ダンパー剛性 k_d と減衰定数 h_d を，それぞれ等価剛性 k_{deq} と等価減衰定数 H_{eq} に置き換えた下式で実効変形比 α_e を評価する．

$$\alpha_e = \frac{1}{\sqrt{(1 + 1/(k_b/k_{deq}))^2 + (2H_{eq}/(k_b/k_{deq}))^2}} \quad (3.33)$$

式(3.33)を数値解析と比較し精度の検証を行う．図 3.11 に解析モデルを示す．解析は本粘弾性ダンパーに剛性 k_b の支持部材が直列に取り付く付加系に対し，正弦波の強制変形を入力するものとする．定常振動時の実効変形比を考え，初期のサイクルにおける荷重変形履歴の膨らみを抑えるため，入力する正弦波は指定の変形まで 5 サイクルかけて漸増させた後，一定の振幅で 2 サイクルする履歴とした．解析パラメータは表 3.3 に示すとおりで，正弦波の振動数，支持部材の剛性，付加系変形である．ここで，支持部材の剛性と付加系変形を表す指標として，下式の支持部材剛性比 β_{b0} と疑似せん断ひずみ γ^* を導入し，これらを解析パラメータとする．

$$\beta_{b0} = \frac{k_b}{k_{a0}}, \quad \gamma^* = \frac{\delta_a}{t_d} \quad (3.34a,b)$$

k_{a0} は基準状態時（ $\gamma_d = 1$ ， $\theta = 20^\circ \text{C}$ ， $f = 0.33 \text{ Hz}$ ）の本粘弾性ダンパーの等価剛性である．

図 3.12 に、数値解析による k_b/k_{deq} と実効変形比の関係に式(3.33)を合わせて示す．式(3.33)の H_{eq} については、各種依存性を考慮したときの同式の値の変化が非常に小さいことを別途確認しており、依存性を考慮せずに H_{eq0} を用いている．解析の結果、本モデルのせん断ひずみの適用範囲 $\gamma_d = 10 \sim 270\%$ を外れるケースは除外した．図 3.12 より、本粘弾性ダンパーにおいても式(3.33)により実効変形比を評価できることがわかる．

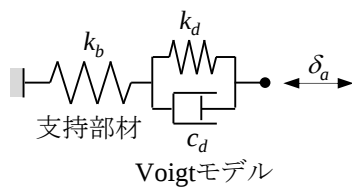


図 3.10 線形 Voigt モデルの粘弾性ダンパー

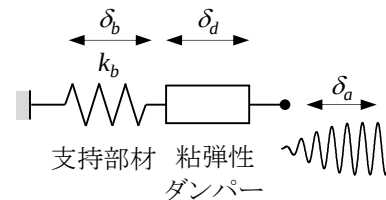


図 3.11 3.4 節の解析モデル

表 3.3 3.4 節の解析条件

加振振動数	$f(\text{Hz})$	0.1, 0.33, 0.5, 1, 2
支持部材剛性比	$\beta_{b0} (-)$	1, 2, 5, 10
疑似せん断ひずみ	$\gamma^* (-)$	0.2, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3

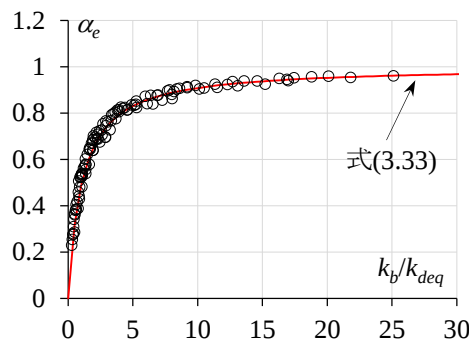


図 3.12 解析による k_b/k_{deq} と α_e の関係

3.4.2 k_b/k_{deq} の評価

式(3.33)で実効変形比を評価するには k_b/k_{deq} が必要になるが、 k_{deq} はダンパー変形が未知の場合求められない．ここで、前節で定義した基準状態に対する支持部材剛性比 β_{b0} と、付加系変形 δ_d のみから定まる疑似せん断ひずみ γ^* は、ダンパーのせん断ひずみに依存せず付加系の特性を表現するパラメータとして扱いやすい．そこで、前節の数値解析結果を用いて、 β_{b0} と γ^* を用いた k_b/k_{deq} の算出について検討する．3.2.3 節の支持部材を除くダンパーのみの依存性の評価と同様に考えて、 β_{b0} と γ^* による G_{eq} の依存性を基準状態時に対する変化率として表す． β_{b0} と γ^* は間接的にダンパーのせん断ひずみ依存性を表現するパラメータとなる． β_{b0} , γ^* の基準状態は、 $\beta_{b0} = \infty$, $\gamma^* = 1$ として定義する．

図 3.13 に解析より得た β_{b0} と γ^* による G_{eq} の変化率を示す．振動数 f はすべて 0.33 Hz の場合である．縦軸の基準値は、図 3.13 (a)では $\beta_{b0} = \infty$ かつ $\gamma^* = 1$ の状態、すなわち G_{eq0} とし、

図 3.13 (b)では各々の β_{b0} の $\gamma^* = 1$ の状態とした．同図より G_{eq} の変化率の近似式として下式（図中実線）を作成できる．

$$\alpha_b = 1 + 1.621 \cdot \beta_{b0}^{-1.562} \quad (3.35a)$$

$$\alpha_G^* = 0.3051 + 5.482 \cdot e^{-\gamma^*/0.4619} \quad (3.35b)$$

式(3.35a)は $\beta_{b0} = \infty$ のとき 1 になるような形に，式(3.35b)は支持部材を除くダンパーのみのせん断ひずみ依存性を表す式(3.3a)と類似の形にし，各係数は二乗誤差が最小になるように Excel のソルバー（GRG 法）を用いて探索した．これらの式の適用範囲は数値解析の範囲と同じで， $\beta_{b0} = 1 \sim 10$ ， $\gamma^* = 0.2 \sim 3$ である．以上より， k_b/k_{deq} を式(3.36)で表す．

$$\frac{k_b}{k_{deq}} = \frac{\beta_{b0}}{\alpha_b \cdot \alpha_G^* \cdot \alpha_v} \quad (3.36)$$

ここで， α_v は振動数依存性を表す係数であり，式(3.5a)で算出する．式(3.36)を式(3.33)に代入して得た実効変形比の算出値と数値解析値の対応関係を図 3.14 に示す．算出値は数値解析結果とよく対応していることがわかる．なお，図 3.13 (b)の破線で示したように β_{b0} が ∞ に近づくにつれ G_{eq} の変化率も式(3.3a)に近づくと考えられるが，式(3.35b)では β_{b0} の変化を考慮していない．しかし， $\beta_{b0} = 1 \sim 10$ の範囲で実効変形比を評価する上では，式(3.35b)に β_{b0} の影響を考慮せずとも精度が得られていると考える．また，図 3.13 (b)の $\beta_{b0} = 10$ のプロット（●）は，支持部材を除くダンパーのみのせん断ひずみ依存性を表す式(3.3a)と概ね対応しており， $\beta_{b0} = 10$ を超える範囲では，支持部材の影響を無視できると考えられる．

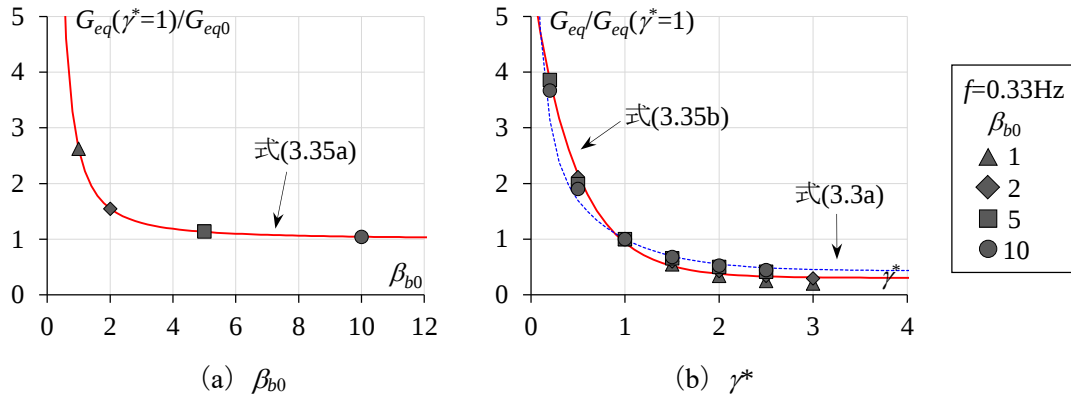


図 3.13 G_{eq} の γ^* と β_{b0} に対する依存性

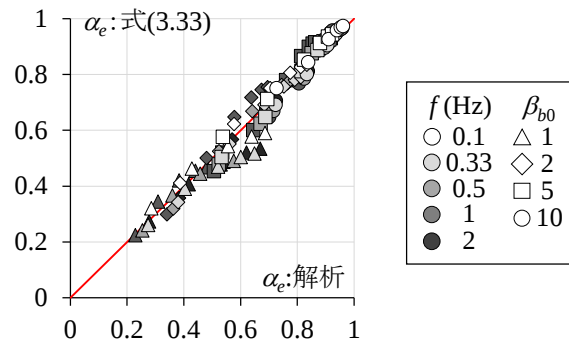


図 3.14 式(3.33)および解析による α_e の比較

3.5 等価繰り返し数の検討

3.5.1 等価繰り返し数の評価方針

既往研究^{14),15)}では、履歴ダンパーや線形粘性ダンパーの場合で等価繰り返し数の検討例がある。しかし、等価繰り返し数はダンパーの種類や履歴形状によって特徴が異なると考えられ、本節では本粘弾性ダンパーを主架構と並列に配置した 1 質点モデルを用いた時刻歴応答解析により等価繰り返し数 n_d の評価式を構築する。また、線形粘性ダンパーとも比較し、本粘弾性ダンパーにおける等価繰り返し数の分布の特徴を確認する。

文献¹⁵⁾では単位地震動の反復数 f 値¹⁶⁾を用いて地震動の特性を考慮した等価繰り返し数の整理を行っており、本論文でも f 値を導入する。 f 値は継続時間の長い地震動をある単位地震動の反復と考えた時の反復数として表されており、地震動の入力エネルギーを単位地震動の入力エネルギーの f 倍と考えることができる。ダンパーのエネルギーを扱う本予測法においても、地震動特性の違いによる入力エネルギーの大小を表現することができ、等価繰り返し数の評価に f 値を用いることは合理的である。

検討パラメータを表 3.4 に示す。以下に 1 質点モデルの諸量の設定方法を示す。線形粘性ダンパーの場合は h_d を用いて粘性減衰係数 c_d を下式で設定する。

$$c_d = \frac{2h_d}{\omega_f} \cdot k_f \quad (3.37)$$

本粘弾性ダンパーの場合、ダンパー量を表すパラメータとして定義した減衰定数 h_d を用いて、式(3.38a)の関係から得られる式(3.38b)を用いて、粘弾性体の面積 A_d を設定する。

$$h_d = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{w_d}{w_e}, \quad A_d = \frac{2\pi \cdot h_d \cdot k_f \cdot t_d \cdot \gamma_d^2}{\Omega} \quad (3.38a,b)$$

w_e : 主架構の弾性振動エネルギー ($= k_f \cdot \delta^2/2$) である。 γ_d の応答値が現実的な範囲として概ね $\gamma_d=10 \sim 270\%$ になるために、ダンパーの粘弾体の厚さ t_d を下式によって定める。

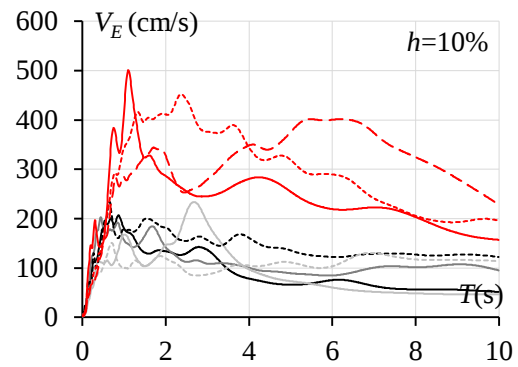
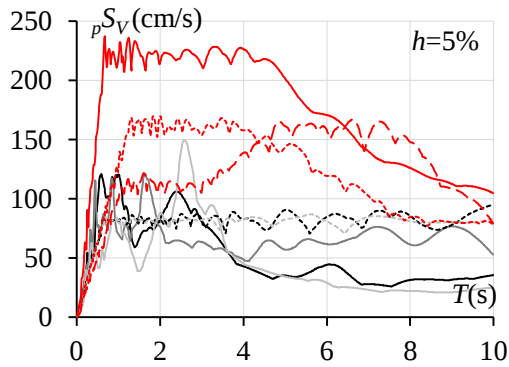
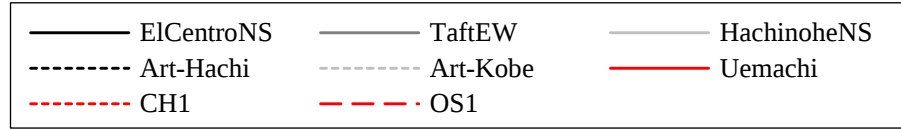
$$t_d = \frac{S_A}{\omega_f^2} \cdot \gamma_d \quad (3.39)$$

ここで、 S_A は加速度応答スペクトルであり、建築基準法告示 1461 号で定義された極めて稀に発生する地震動での設計用応答スペクトルとする。式(3.39)において γ_d を 1 として t_d を設定する。

解析に用いる地震動の擬似速度応答スペクトル ${}_pS_V$ とエネルギースペクトル V_E を図 3.15 に示す。検討地震動には f 値に差異のある地震動計 8 波を採用し、 f 値は表 3.5 のとおりである。なお、 f 値算出の周期帯は 0 ~ 10s としている。

表 3.4 3.5 節の解析条件

主架構の固有周期	$T_f(\text{s})$	1, 2, 3, 4
主架構の減衰定数	$h_f(-)$	0, 0.01, 0.02
ダンパー量	$h_d(-)$	0.01, 0.03, 0.05, 0.10, 0.20
入力地震動	El Centro, Taft, Hachinohe, Art-Hachi, Art-Kobe, Uemachi, OS1, CH1	



(a) 疑似速度応答スペクトル

(b) エネルギースペクトル

図 3.15 入力地震動の応答スペクトル

表 3.5 入力地震動の f 値

地震動	f 値	地震動	f 値	地震動	f 値
ElCentroNS	1.038	TaftEW	1.010	HachinoheNS	1.644
Art-Hachi	1.212	Art-Kobe	0.623	Uemachi	0.642
CH1	2.521	OS1	2.852	-	-

3.5.2 解析結果の考察

時刻歴応答解析によるダンパーの等価繰り返し数 n_d は下式で算出する．本粘弾性ダンパー，線形粘性ダンパーともに共通である．

$$n_d = \frac{w_d}{{}_1w_d} \quad (3.40)$$

ここで， w_d ：ダンパーのエネルギーの解析値， ${}_1w_d$ ：ダンパーの 1 サイクルのエネルギーの計算値である．本粘弾性ダンパーの ${}_1w_d$ の算出は式(3.24)により，時刻歴応答解析による最大せん断ひずみ $\gamma_{d\max}$ と主架構のみの 1 次固有円振動数 ω_{f1} を用いる．線形粘性ダンパーの場合， ${}_1w_d$ の算出は時刻歴応答解析により得たダンパーの最大せん断力 $Q_{d\max}$ ，最大変形 $\delta_{d\max}$ を用いて下式により算出する．

$${}_1w_d = \pi \cdot Q_{d\max} \cdot \delta_{d\max} \quad (3.41)$$

図 3.16 に地震動の f 値と等価繰返し数 n_d の関係を示す．同図より，ダンパー種類によらず， n_d は f 値と正の相関があることがわかる．ダンパー種類で比較すると，線形粘性ダンパーに比べて本粘弾性ダンパーのほうがややばらつきが大きく，特に f が 2.5 以上の範囲で大きくなっている． h_f の違いに着目すると $h_f = 0$ の場合に最もばらつきが大きく，これは本粘弾性ダンパーと線形粘性ダンパーに共通する特徴であるが，本粘弾性ダンパーの場合に特にばらつきが大きい傾向がある．これより，エネルギーの予測に用いる本粘弾性ダンパーの n_d の評価式として， h_f ごとに以下の近似式を作成する．

$$h_f = 0 \text{ のとき} \quad n_d = 7.3764 \cdot f - 0.3975 \quad (3.42a)$$

$$h_f = 0.01 \text{ のとき} \quad n_d = 6.5824 \cdot f - 0.7053 \quad (3.42b)$$

$$h_f = 0.02 \text{ のとき} \quad n_d = 6.5747 \cdot f - 1.0994 \quad (3.42c)$$

(ただしいずれも， $n_d < 1.0$ のとき $n_d = 1.0$)

上式は， n_d のデータ群を用いて，最小二乗法によって一次式に近似したものである．ただし， n_d が負値または小さくなりすぎないように下限を 1 とした．秋山ら⁹⁾は， n_d が小さくなると変形が大きくなり，変形の面では安全側の評価となるため，エネルギーの釣り合いに基づく応答評価の中では通常 n_d の下限をとることとしている．一方で， n_d が小さくなると通常はダンパーが負担するエネルギーが小さくなるため，エネルギーの観点では危険側の評価となることから本論文では n_d の下限を取らずに近似式を採用する．

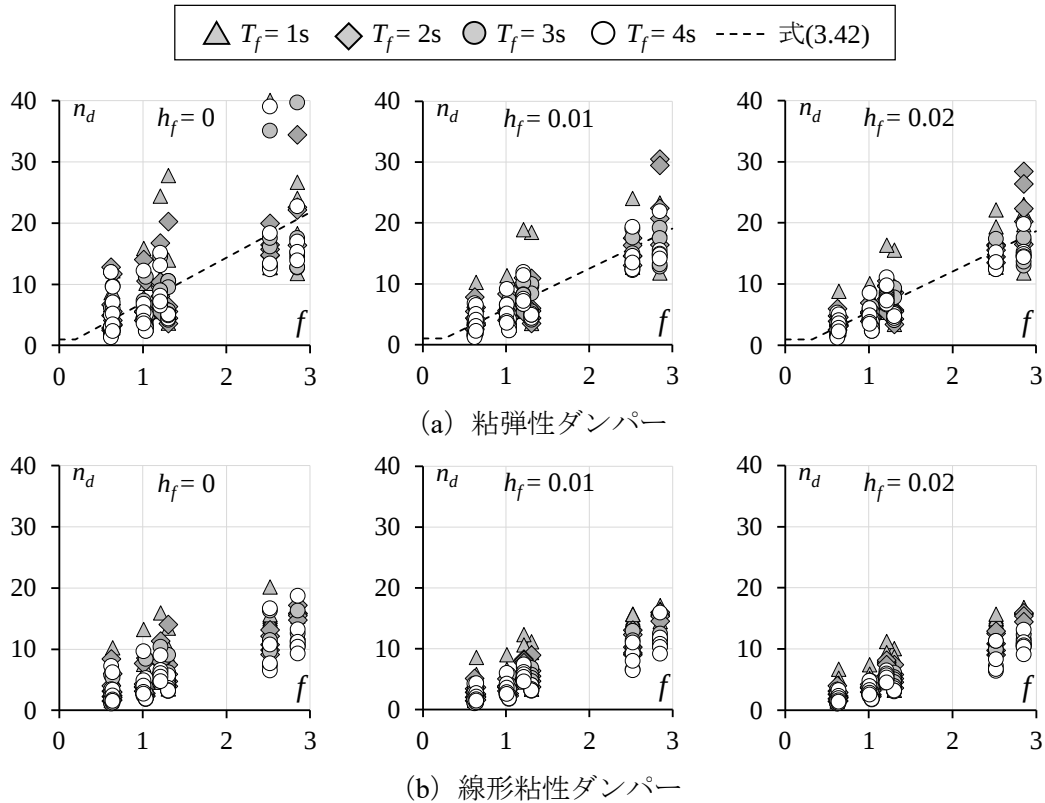


図 3.16 f 値と等価繰返し数 n_d の関係

3.6 実効変形を考慮したエネルギーの予測結果の検証

3.6.1 検討モデルおよび入力地震動

解析モデルを図 3.17 に、解析パラメータを表 3.6 に示す．解析は 10 質点のせん断モデルを用いて行い、各層の質量は均一、各層の剛性は最上階で最下階の半分となる台形分布を仮定する．ダンパー量は第 1 層のダンパーの層せん断力係数 α_{d1} をパラメータに、 $\gamma_{d1} = 2$ 、 $f = 1/T_1$ のダンパーのせん断力を基準に下式より 1 層のダンパーのせん断面積 A_{d1} を定める．

$$A_{d1} = \frac{\alpha_{d1} \cdot Mg}{G_{eq} \cdot \gamma_{d1}} \quad (3.43)$$

A_d の高さ方向の分布は、 A_i 分布に基づく層せん断力の分布に比例する形とする．粘弾性体の厚み t_d は、各階の階高を 4m、支持部材の剛性 $k_b = \infty$ と仮定した場合、層間変形角 $R = 1/100 \text{ rad}$ のときに $\gamma_d = 2$ となるように下式より 20mm とする．

$$t_d = R \cdot h / \gamma_d \quad (3.44)$$

k_b は式(3.34a)の β_{b0} をパラメータとして与える．主架構の減衰は一次固有周期に対する 1% の初期剛性比例型とし、入力地震動は図 3.15 と同じとする．

粘弾性ダンパーの力学モデルには 3.2.2 節で示したモデルを用いる．このモデルは図 3.3 で示した 1 サイクル目の荷重変形履歴の膨らみも表現されるモデルであり、時刻歴応答解析結果は 1 サイクル目の影響も含むものとなる．

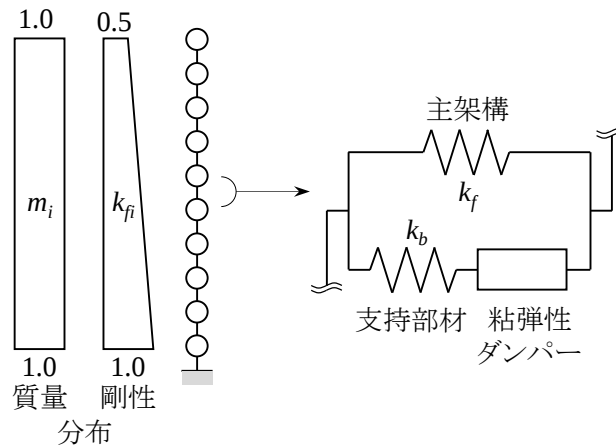


図 3.17 検証用解析モデル

表 3.6 検証用解析モデルの解析パラメータ

主架構の一次固有周期	$T_1 \text{ (s)}$	1, 2
第 1 層のダンパーの負担層せん断力係数	$\alpha_{d1} \text{ (-)}$	0.01, 0.05, 0.10, 0.20
支持部材剛性比	$\beta_{b0} \text{ (-)}$	1, 10, ∞

3.6.2 時刻歴応答解析と予測結果の比較

図 3.18～図 3.20 に、3.3 節で述べたエネルギーの予測法により算出したエネルギー w_{di} とエネルギーの予測法の過程で算出された最大変形 δ_i 、実効変形比 α_{ei} について時刻歴応答解析結果との対応を示す。収束計算は 5 回行い、いずれのケースも第 1 層の層せん断力係数 α_1 は十分収束している。ここで、エネルギーの予測法における式(3.22b)の無減衰時の層せん断力係数 α_0 の算出において、入力エネルギーの速度換算値 V_E の値には時刻歴応答解析の結果を用いている。なお、入力エネルギーに対する全層のダンパーのエネルギーの合計値の割合は約 7～96%となっている。図 3.19、図 3.20 では、本粘弾性ダンパーの解析モデルの適用範囲であるせん断ひずみ $\gamma_a=10\sim270\%$ を外れるケースを除外している。また、 $\beta_{b0}=\infty$ の場合、 α_{ei} は 1 となるため図を省略している。図 3.19、図 3.20 の凡例は地震動で、 f 値（表 3.5）が大きいほどプロットの色が濃くなっている。

図 3.18 では ElCentro と OS1 における各応答値の高さ方向分布を示している。いずれのケースにおいても、解析値と予測値が概ね対応していることがわかる。 T_{f1} 、 β_{b0} 、 α_{d1} 、地震動 2 種のパラメータや層位置について着目しても、特に解析値と予測値の差が大きくなる条件は見られないが、図 3.18 (g)のように高次の変形モードが生じる場合には、エネルギー w_{di} や最大変形 δ_i の分布、特に上層においてやや解析値と乖離する傾向がある。図 3.19、図 3.20 より、 w_{di} に着目すると予測値と解析値の誤差は $\pm 20\%$ 程度であり、概ね対応していることが認められる。一方で δ_i は、 β_{b0} および α_{d1} が小さいときに、予測値が解析値よりも大きくなる傾向が見られる。これは、式(3.28a)が式(3.30)の地震終了時刻 t_0 のエネルギーの釣り合い式に基づくことから、最大変形を大きめに評価しているためと考えられる。 α_{ei} については、予測値は解析値の傾向を良く捉えられている。一部、 $\beta_{b0}=1$ のとき $\pm 20\%$ を超える誤差の大きいケースが目立ち、特に α_{ei} の予測値が概ね 0.5 となる付近で誤差が大きい。これについて α_{ei} の精度と γ^* および β_{b0} の関係を確認するために、図 3.21 に α_{ei} の評価式と解析値の対応を示す。図 3.21 より、 α_{ei} の解析値は $\beta_{b0}=1$ のときに $\beta_{b0}=10$ と比べて評価式(3.33)との対応が悪くなる傾向がある。これは図 3.12 からわかるように、 α_{ei} の評価式が k_b/k_{deq} の小さい領域では k_b/k_{deq} の精度に大きく依存するためと考えられる。一方で図 3.21 より、 α_{ei} の予測値は γ^* が概ね 2 以上で一定値($\beta_{b0}=1$ のとき概ね 0.5)に収束する形となっていることがわかる。以上を整理すると、①評価式(3.33)がそもそも β_{b0} の小さい範囲で誤差が大きい、② α_{ei} の予測値は γ^* が概ね一定値以上で収束する、ことにより図 3.19(a)、図 3.20(a)において α_{ei} の予測値が概ね 0.5 となる付近で誤差が大きくなったものと考えられる。ただし、 w_{di} への影響として α_{ei} の感度は高くなく、 w_{di} の予測の面では問題にはならないと考える。ただし、図 3.19(a)、図 3.20(a)の w_{di} のように、 β_{b0} が小さく α_{ei} が小さい場合、 w_{di} への影響は小さく w_{di} の予測という面では特に問題にはならないと考える。

表 3.7 は、 w_{di} と δ_i の解析値に対する予測値の比率の平均値と標準偏差である。全ケースのデータを対象にした場合と、 β_{b0} ごとに分けた場合を示しており、入力エネルギーに対する w_{di} の比が 1%以下となる層のデータは除外した。全体としては、 w_{di} で平均 1.061、標準偏差 0.284、 δ_i で平均 1.030、標準偏差 0.256 となった。 $\beta_{b0}=1$ のときに特に誤差が大きく、 w_{di} と δ_i ともに予測値は解析値よりも平均で 10%以上大きな値となる。

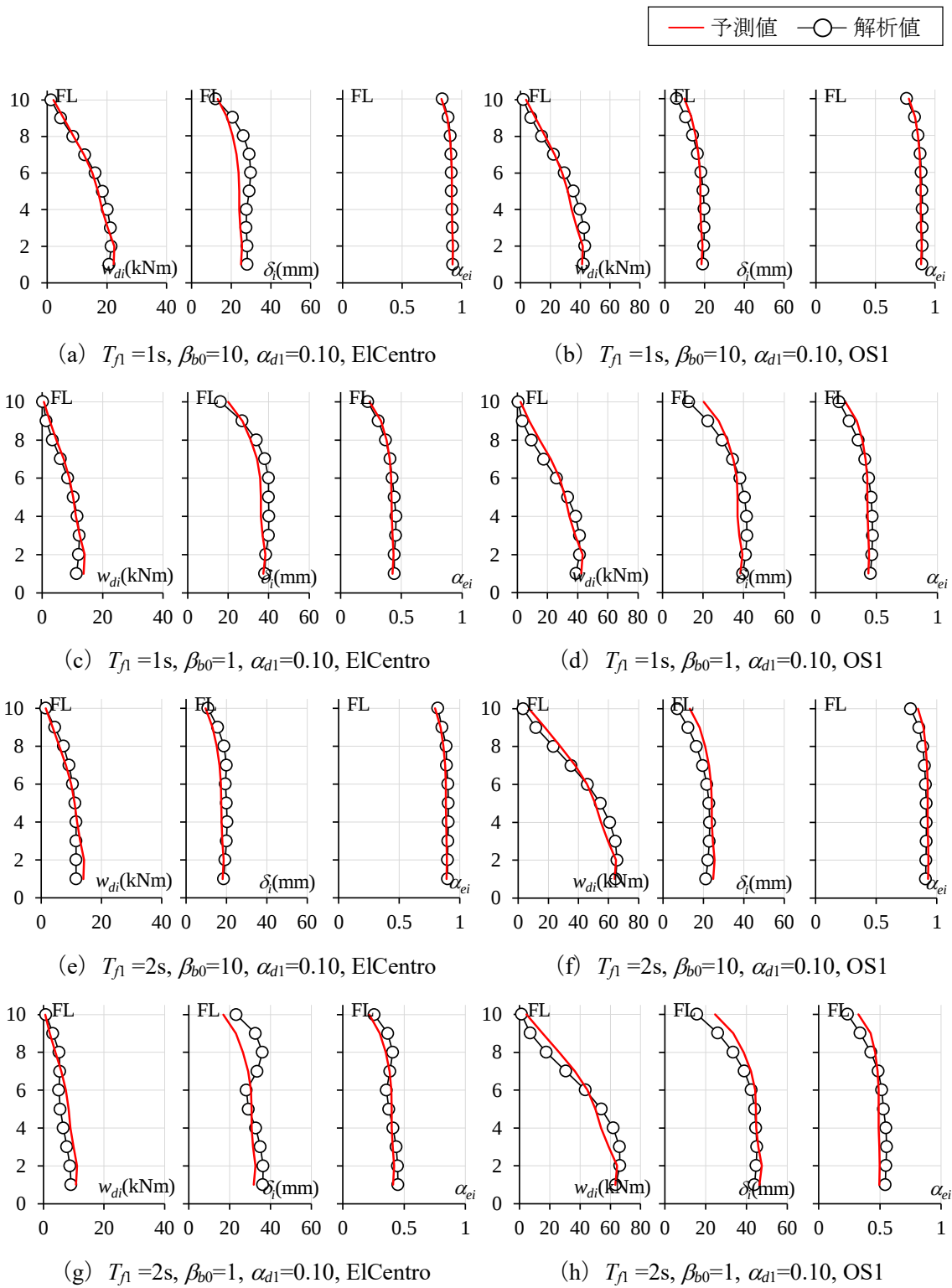


図 3.18 高さ方向の w_{di} , δ_i と α_{ei} の解析値と予測値の比較

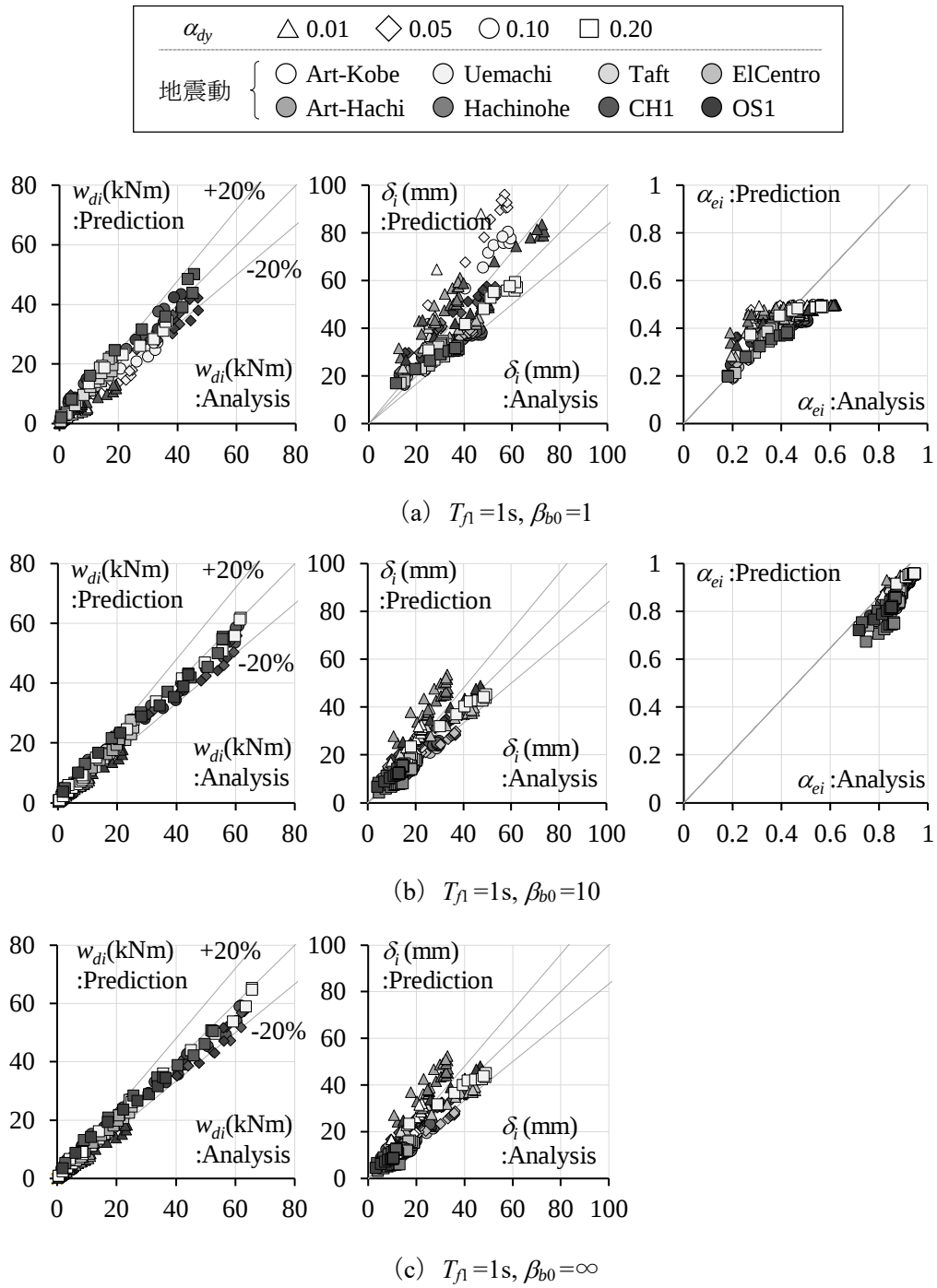


図 3.19 w_{di} , δ_i と α_{ei} の解析値と予測値の比較 ($T_{f1}=1s$)

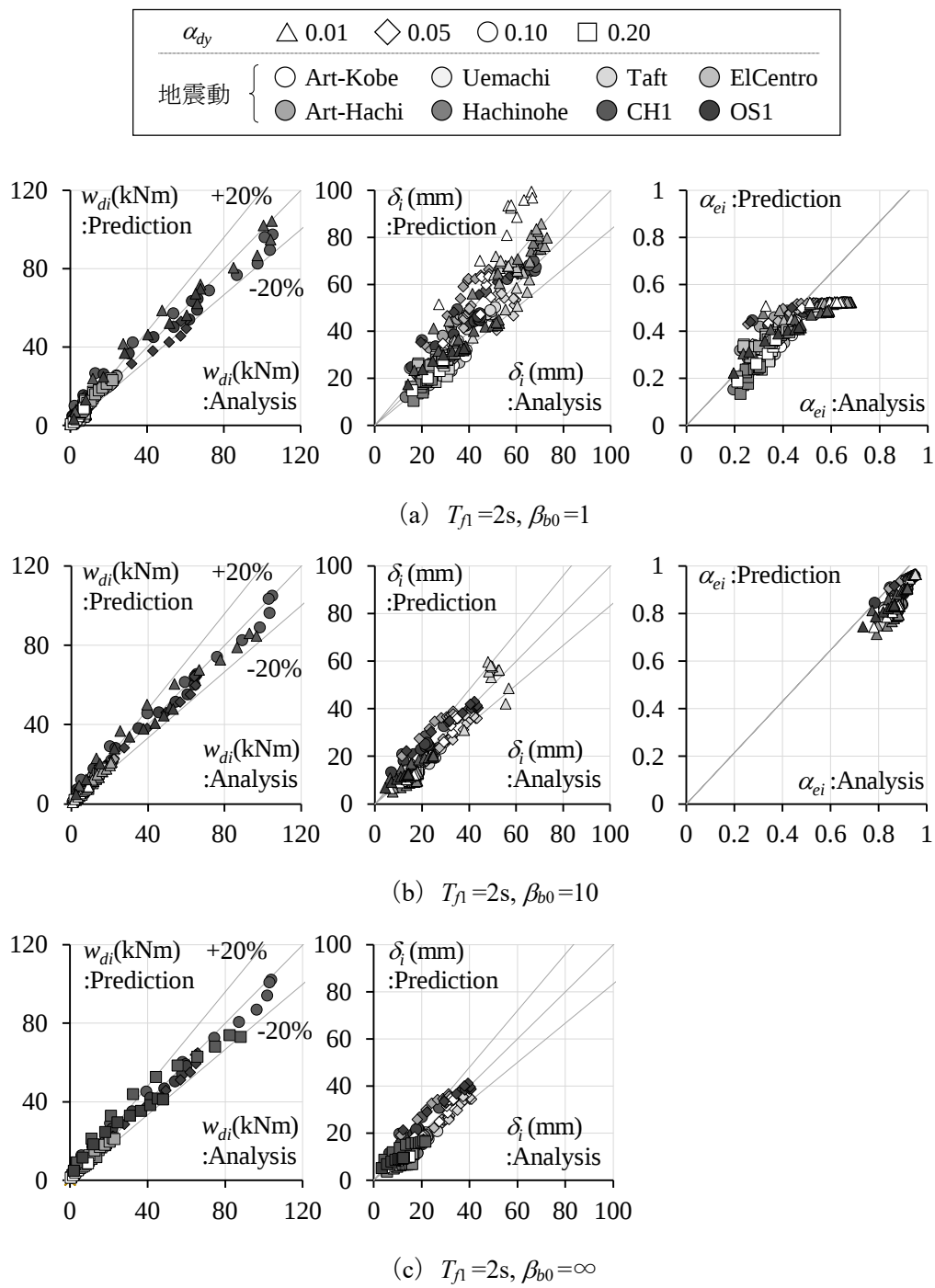


図 3.20 w_{di} , δ_i と α_{ei} の解析値と予測値の比較 ($T_{f1}=2s$)

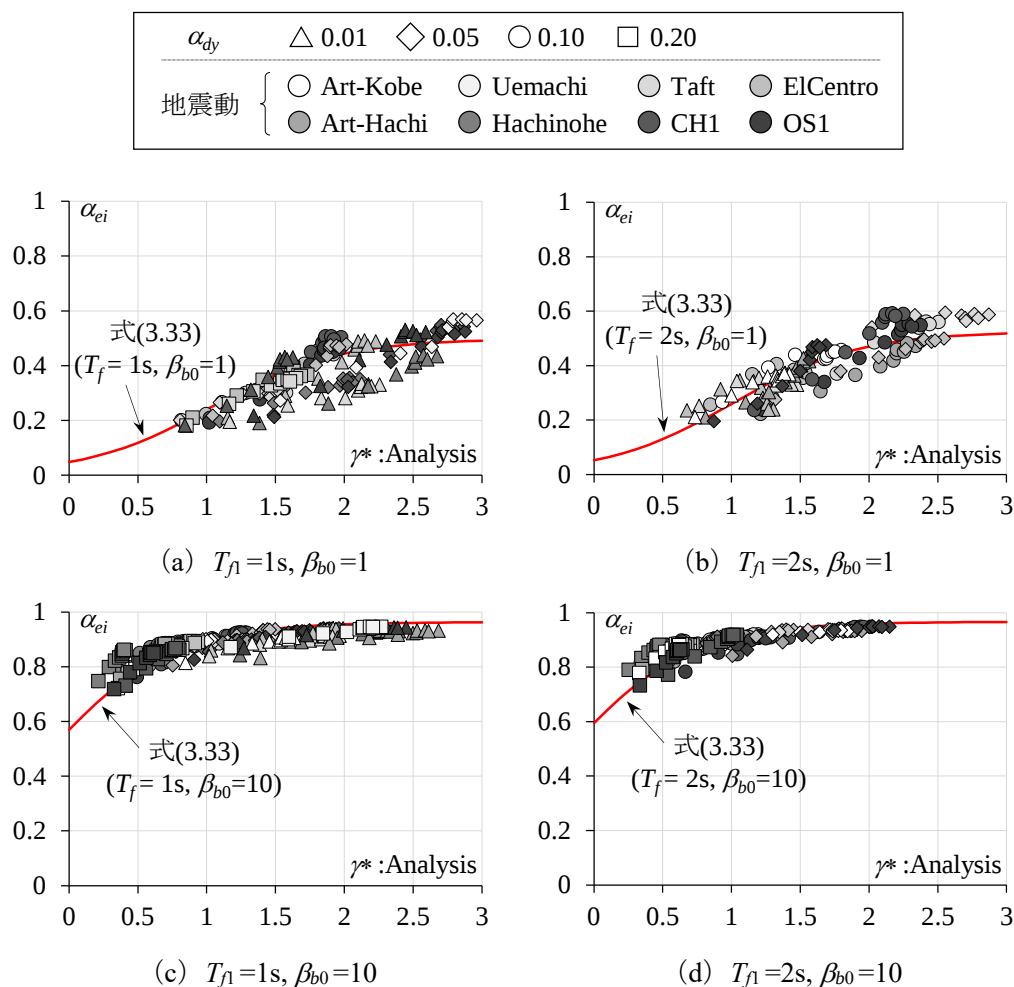


図 3.21 α_{ei} の評価式と解析値の対応

表 3.7 w_{di} と δ_i の予測精度

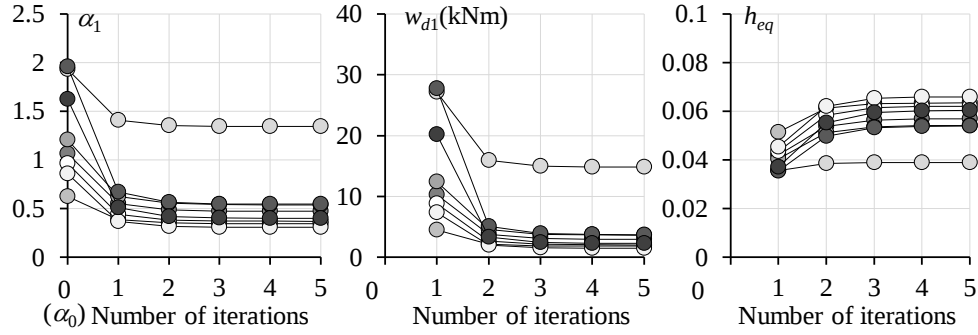
β_{b0}	データ数	予測値/解析値			
		w_{di}		δ_i	
		平均	標準偏差	平均	標準偏差
1	387	1.123	0.377	1.117	0.237
10	462	1.029	0.218	0.996	0.245
∞	461	1.042	0.240	0.991	0.265
All	1310	1.061	0.284	1.030	0.256

本予測法は3.3節で述べたとおり収束計算を含むため、ここではエネルギーの予測過程における式(3.28a)の第1層の層せん断力係数 α_1 、式(3.29)の第1層のダンパーのエネルギー w_{d1} および全体の等価減衰定数 h_{eq} の収束状況を確認する。

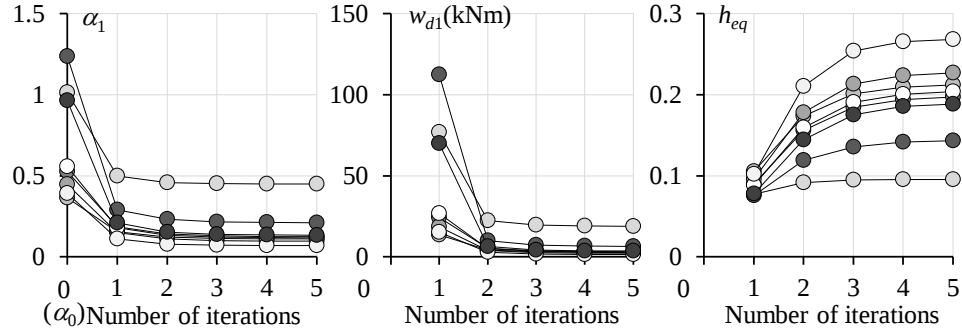
図3.22に、エネルギーの予測過程における α_1 、 w_{d1} 、および h_{eq} を、横軸に収束計算回数をとって示す。 h_{eq} は式(3.45)によって計算している。

$$h_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^N h_{eqi} \cdot w_{ei}}{\sum_{i=1}^N w_{ei}} \quad (3.45)$$

ここで、 h_{eqi} : i 層の等価減衰定数、 w_{ei} : i 層の弾性ひずみエネルギーである。収束計算は5回行っているが、いずれの条件においても、収束計算3回目には α_1 と w_{d1} ともに十分収束していることがわかり、 h_{eq} も α_1 と w_{d1} の収束に伴い一定値に近づいていく。



(a) $T_{f1}=1s, \beta_{b0}=10, \alpha_{d1}=0.10$



(b) $T_{f1}=2s, \beta_{b0}=10, \alpha_{d1}=0.10$

図3.22 α_1 , w_{d1} , h_{eq} の収束状況

3.7 エネルギーの予測に基づくダンパーの性能低下を考慮した最大変形の予測

3.7.1 ダンパーの性能低下の考慮

3.7 節では, 前節で予測したエネルギー w_{di} をダンパーの繰り返しによる性能低下を簡易的に予測する目的で使用することを考える. ダンパーの特性値の低下率および, これを用いて性能低下を考慮した最大変形の予測値と解析値の対応について確認する. 検討モデルおよび地震動は3.6 節の検討と同じである.

図 3.23 に, 図 3.17 のモデルにおける, ダンパーの性能低下の考慮の有無による最大変形 δ_i の比較を示す. 性能低下考慮ありの場合は, 時刻歴応答解析から得たダンパーのエネルギーをもとに次節の特性値の低下率と 3.2.4 節の方法を用いてダンパーの性能を低下させ, 再度時刻歴等解析によって最大変位 δ_i を求めた. 性能低下考慮なしの最大変位 δ_i は, ダンパーの性能を低下させずに時刻歴応答解析を行った結果である. 図 3.23 ではこれらの比率を縦軸に取っている. 同図より, 特に f 値の大きい OS1 や CH1 といった地震動において縦軸が約 0.7~1.0 となっており, 性能変化を考慮しない場合は性能変化を考慮した場合に比べて δ_i を最大で 3 割程度小さく, すなわち危険側に評価していることがわかる. このように, 特に f 値の大きい地震動においては, ダンパーの性能低下を適切に考慮することが重要であるといえる.

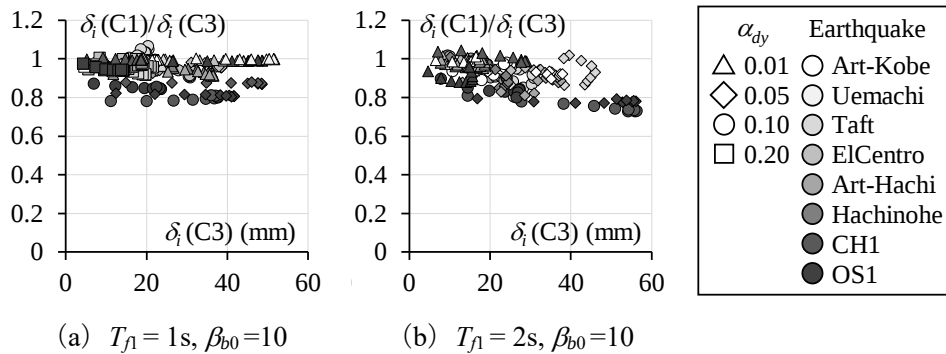


図 3.23 ダンパーの性能低下の考慮の有無による δ_i の比較

3.7.2 ダンパーの特性値の低下率

エネルギー w_{di} の予測結果がダンパーの特性値の低下率に及ぼす影響を確認する. 本粘弾性ダンパーの特性値の低下率は吸収エネルギーを指標に実験結果より回帰された下式を用いる¹⁷⁾.

$${}_G\lambda_{\Omega\theta} = \frac{0.074}{\Omega_{\theta}^{0.595} + 0.070} - 0.056 \quad (3.46a)$$

$${}_H\lambda_{\Omega} = \frac{11.258}{\Omega^{0.585} + 4.194} - 1.684 \quad (3.46b)$$

ここで, ${}_G\lambda_{\Omega\theta}$: 等価せん断弾性率の低下率, Ω_{θ} : 温度基準化エネルギー密度, ${}_H\lambda_{\Omega}$: 等価減衰定数の低下率, Ω : エネルギー密度である. 式(3.46a)中, 温度基準化エネルギー密度の算出には, $\theta=20^{\circ}\text{C}$ を用いる.

前章のエネルギーの予測法または時刻歴応答解析を用いた方法により算出した w_{di} から、ダンパーの特性値の低下率を算出し、予測法と時刻歴応答解析の対応関係を確認する．図 3.24 に G_{eq} と H_{eq} の低下率の予測値と解析値の対応を示す．図 3.24 より、予測法と時刻歴応答解析ではほぼ対応していることが確認でき、最大の誤差は $G_{\lambda_{\Omega\theta}}$ で約-15%、 $H_{\lambda_{\Omega}}$ で約-5%程度である．

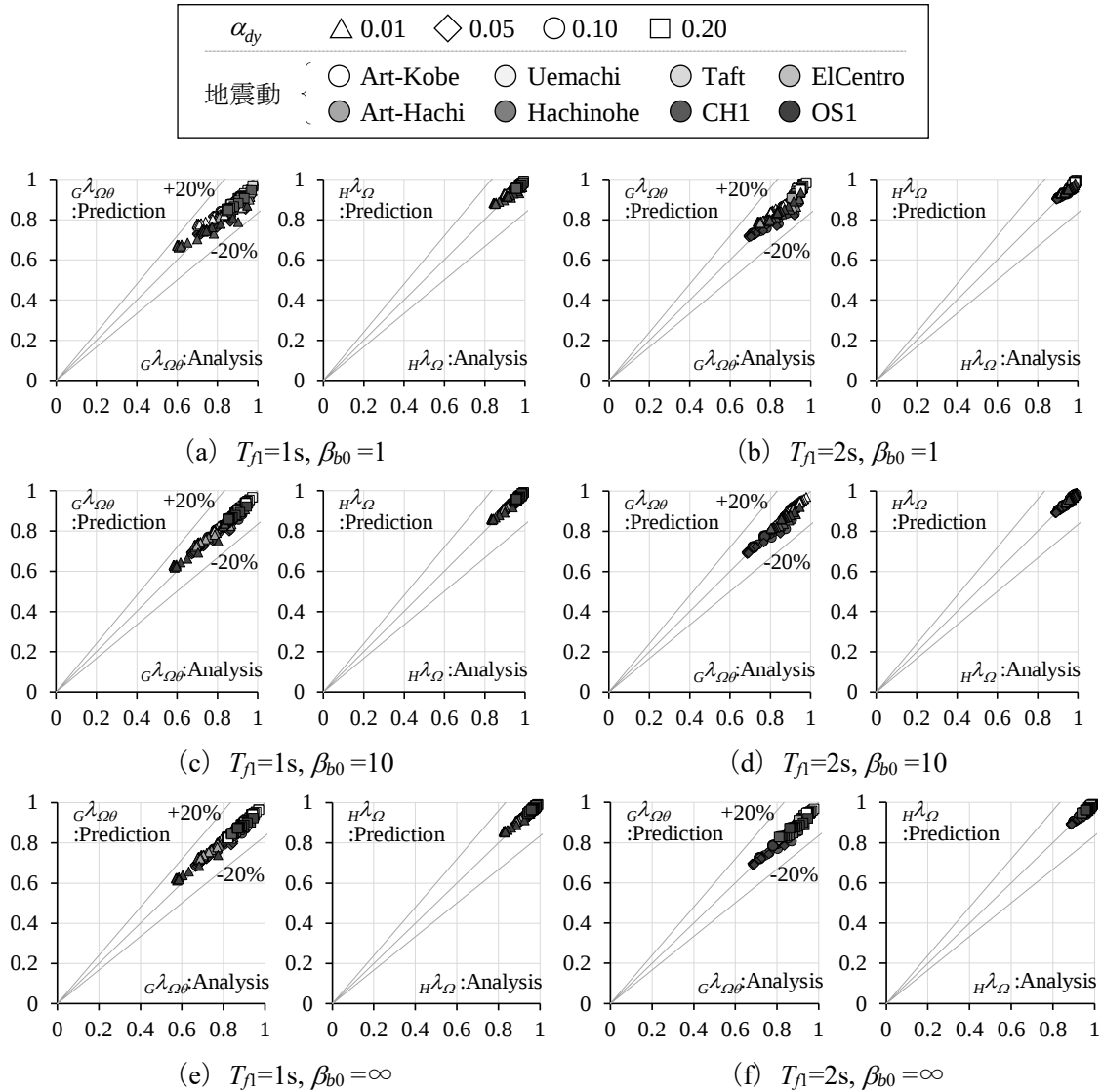


図 3.24 $G_{\lambda_{\Omega\theta}}$, $H_{\lambda_{\Omega}}$ の解析値と予測値の比較

3.7.3 ダンパーの性能低下を考慮した最大変形の予測法

図 3.25 にダンパーの性能低下を考慮した最大変形の予測フローを示す．エネルギーの予測法を用いた最大変形 δ の予測法は、図 3.25 に示す手法 A と手法 B の 2 パターン考えられる．手法 A は、ステップ A1 のエネルギーの予測によって求めた w_{di} (式(3.29)) から、ステップ A2 で特性値の低下率 $G_{\lambda_{\Omega\theta}}$, $H_{\lambda_{\Omega}}$ を求め (式(3.46)), ステップ A3 で時刻歴応答解析により δ を算出する．手法 B では、ステップ B3 おいて再度エネルギーの予測を行い、その過程で得られる δ (式(3.21)) を用いる．手法 C は従来の評価方法であり、時刻歴応答解析に

よって $G\lambda_{\Omega 0}$, $H\lambda_{\Omega}$ を求め (式(3.46)), 再度時刻歴応答解析により δ_i を算出する. 各手法のステップ A3, B3, C3 においては, 2.3 節で示した手法によりダンパーの性能低下を考慮したモデル諸元を用いる. 手法 B では時刻歴応答解析を用いずにダンパーの性能低下を考慮した δ_i を算出することができる.

ここで, 手法 B のステップ B3 においては, 式(3.28)を下式に置き換えて δ_i (式(3.21)) を算出する.

$$\alpha_1 = \frac{\alpha_0}{\sqrt{1 + 4n_d \cdot \pi \cdot h_{eq1} \cdot \gamma_1 / \kappa_1^2}} \quad (3.3.47)$$

式(3.3.47)は, 式(3.31)の最大応答発生時刻 t_m でのエネルギーの釣り合い式に基づく第 1 層の層せん断力係数 α_1 であり, 4.2 節で述べたように式(3.28a)では δ_i を大きめに評価することへの補正である. また, ステップ B3 の入力エネルギーの速度換算値 V_E は, 性能低下を考慮しないステップ B1 と同じと仮定する.

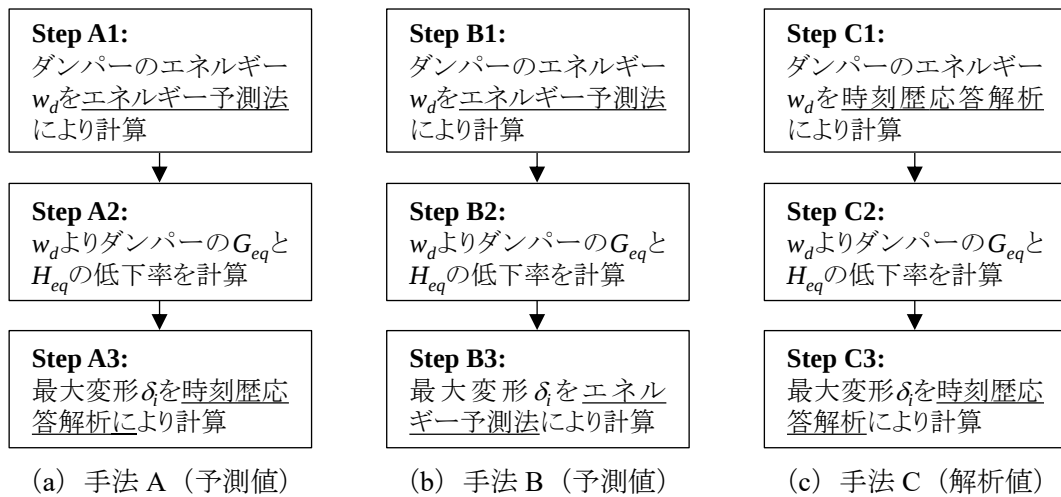


図 3.25 性能低下を考慮した最大変形 δ_i の予測法

3.7.4 予測結果の検証

図 3.26, 図 3.27 に手法 A または手法 B と手法 C の最大変形 δ_i の比較を示す. 図 3.26 より, 手法 A による δ_i は解析値とほぼ一致しており, 5.2 節で示したような $\pm 15\%$ 程度の G_{eq} と H_{eq} の低下率の誤差は時刻歴応答解析による最大変形には大きな影響を与えていない. これは, G_{eq} と H_{eq} の低下率の誤差の大きいケースが, ダンパーの吸収エネルギーの小さい最上層または $\alpha_{d1}=0.01$ の場合に生じており, ダンパーによる応答への影響が小さいケースであったためと考えられる. 図 3.27 の手法 B においては, δ_i はばらつきがやや大きいものの解析値と予測値で概ね対応していることがわかる.

表 3.8 (a), (b) は, w_{di} と δ_i の手法 C に対する手法 A および手法 B の比率の平均値と標準偏差で, 全ケースのデータを対象にした場合と, β_{b0} ごとに分けた場合を示している. 表 3.8 より, δ_i の手法 C に対する各手法の比率は, 全データに対して, 手法 A で平均値 0.999, 標準偏差 0.006, 手法 B で平均値 0.934, 標準偏差 0.203 となった. 手法 B の δ_i は手法 C に対

して約 20%のばらつきはあるが概ね対応している．なお，手法 B では式(3.3.47)を用いたことにより w_{di} が小さめに評価されている．

本章の手法により，実用上は特に地震動の入力エネルギーが大きい場合など，ダンパーのエネルギーとそれによる性能低下を考慮した最大変形を概略的に求めるといった活用が可能であると考える．

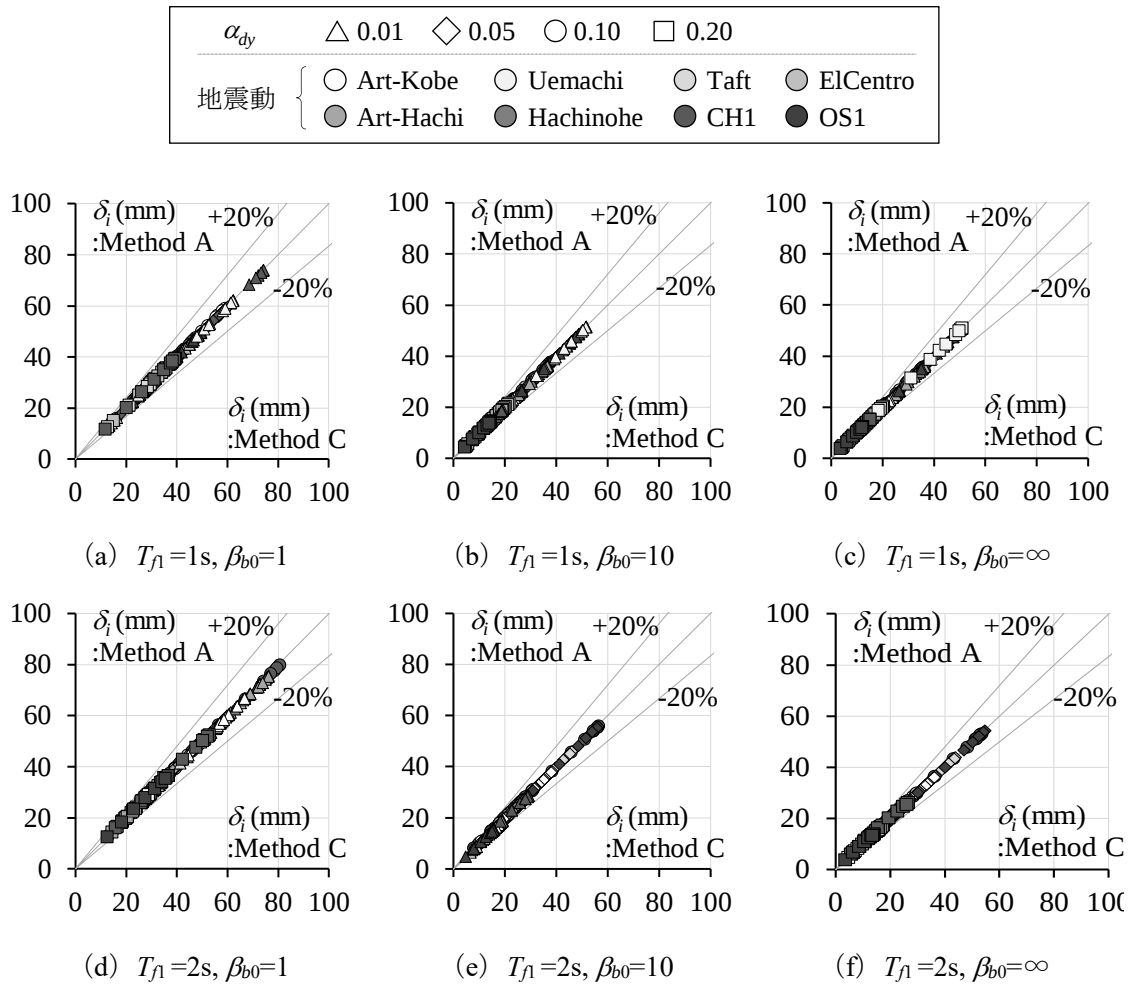


図 3.26 手法 A と手法 C による性能低下を考慮した最大変形 δ_i の比較

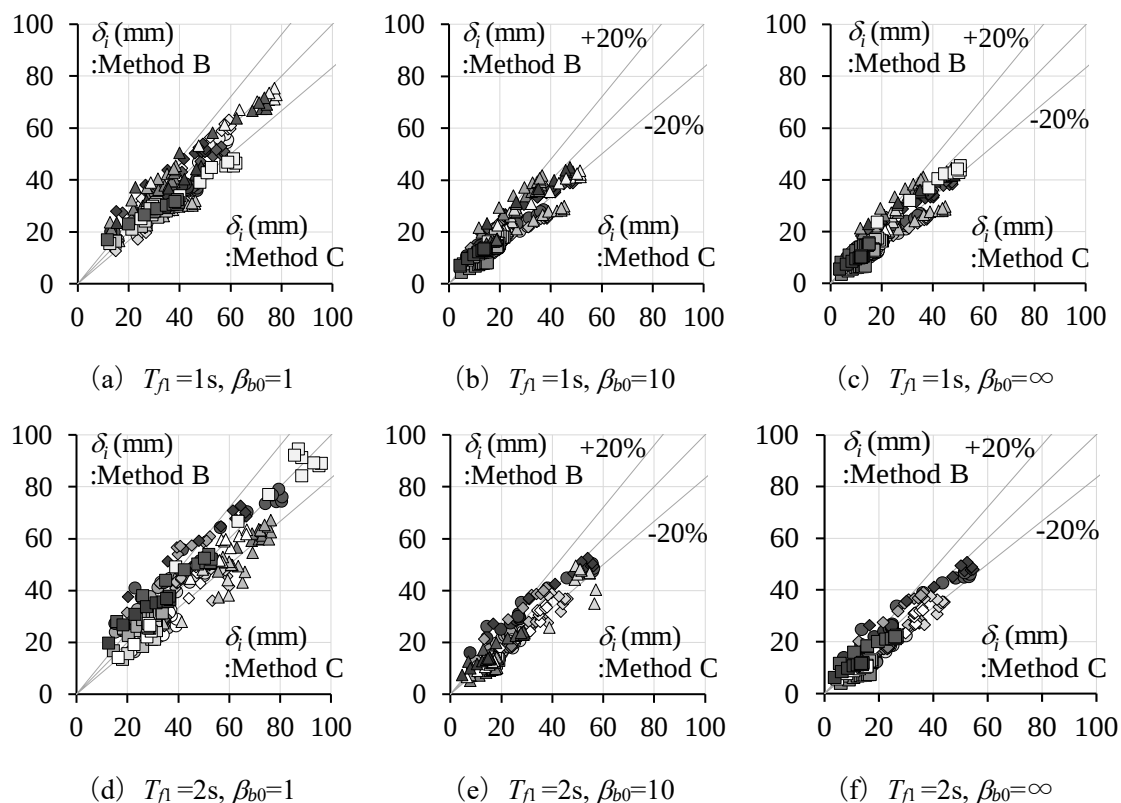
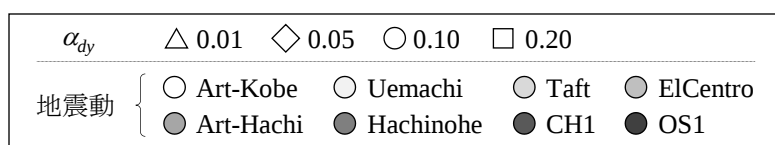


図 3.27 手法 B と手法 C による性能低下を考慮した最大変形 δ_i の比較

表 3.8 w_{di} と δ_i の予測精度

(a) 手法 A

β_{b0}	データ数	手法 A/手法 C			
		w_{di}		δ_i	
		平均	標準偏差	平均	標準偏差
1	383	1.004	0.014	0.999	0.005
10	443	1.004	0.017	0.999	0.005
∞	443	1.007	0.023	0.998	0.005
All	1269	1.004	0.017	0.999	0.006

(b) 手法 B

β_{b0}	データ数	手法 B/手法 C			
		w_{di}		δ_i	
		平均	標準偏差	平均	標準偏差
1	338	0.806	0.369	0.988	0.184
10	460	0.881	0.264	0.923	0.206
∞	471	0.895	0.271	0.907	0.207
All	1269	0.866	0.300	0.934	0.203

また、本予測法の汎用性検証のために、3.4・3.5 節で用いた地震動以外に対する本予測法の精度を検証する。検討地震動は、東北地方太平洋沖地震の観測波 K-NET 築館 EW (MYG と表記)、南海トラフ地震の想定波 SZ1、レベル 2 地震のランダム波 BCJ-L2 とする。地震動の疑似速度応答スペクトルおよび f 値を図 3.28 に示す。ここではこれらの地震動を用いて、3.6 節のエネルギーの予測と、3.7 節の性能低下を考慮した最大変形の予測結果について検証を行う。検討モデルは 3.6 節の図 3.17 における $\beta_{b0}=10$ のモデルとする。

本予測法により算出したエネルギー w_{di} の時刻歴応答解析結果との対応を図 3.29 に、手法 A または手法 B と手法 C の最大変形 δ_i の比較を図 3.30、図 3.31 に示す。図 3.19 等と同様に、本粘弾性ダンパーの解析モデルの適用範囲であるせん断ひずみ $\gamma_d=10 \sim 270\%$ を外れるケースを除外している。いずれの地震動でも、 w_{di} 、 δ_i とともに時刻歴応答解析の結果と良く対応していることが認められる。図 3.31 の手法 B では、図 3.30 の手法 A と比べるとばらつきが大きくなるものの、図 3.27 で示した地震動の結果と概ね同等のばらつきである。3.4・3.5 節の実効変形比と等価繰り返し数の近似式 (式(3.33)、式(3.42)) の作成の際回帰した元データには、ここで用いた地震動 (図 3.28) を含んでおらず、本予測法が近似式の作成で用いた地震動以外に対しても有効であることがわかる。

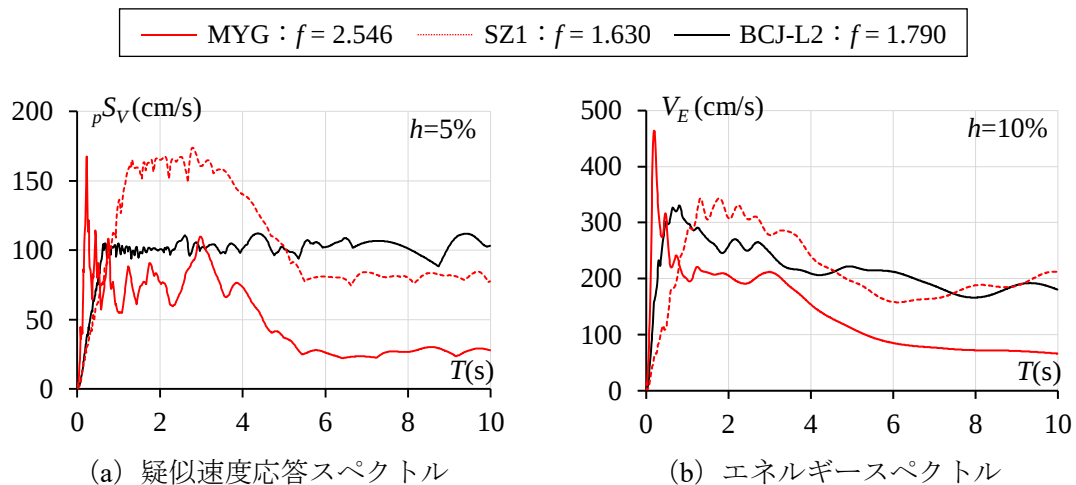


図 3.28 追加検討地震動の応答スペクトル

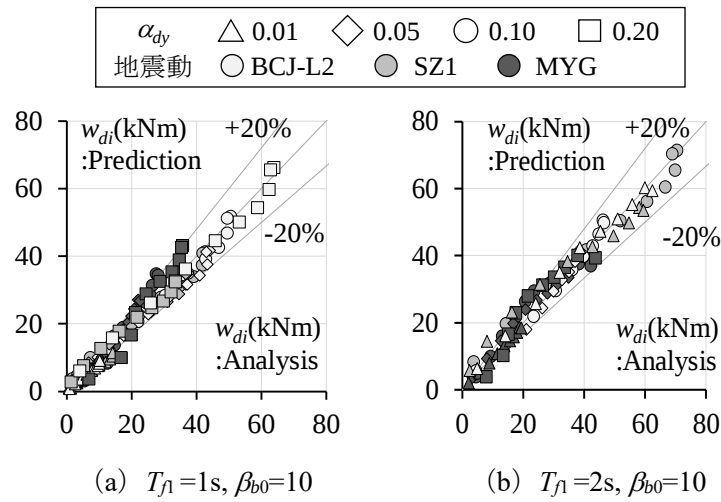


図 3.29 w_{di} の予測値と解析値の比較（追加検討地震動）

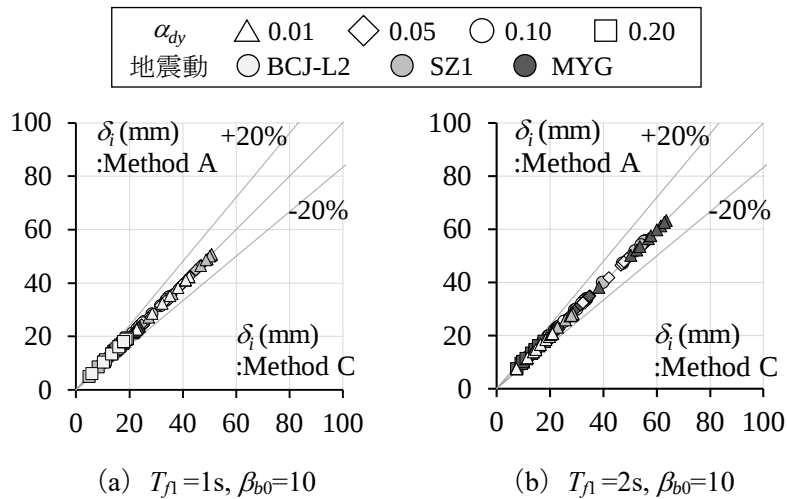


図 3.30 手法 A と手法 C による δ_i の比較（追加検討地震動）

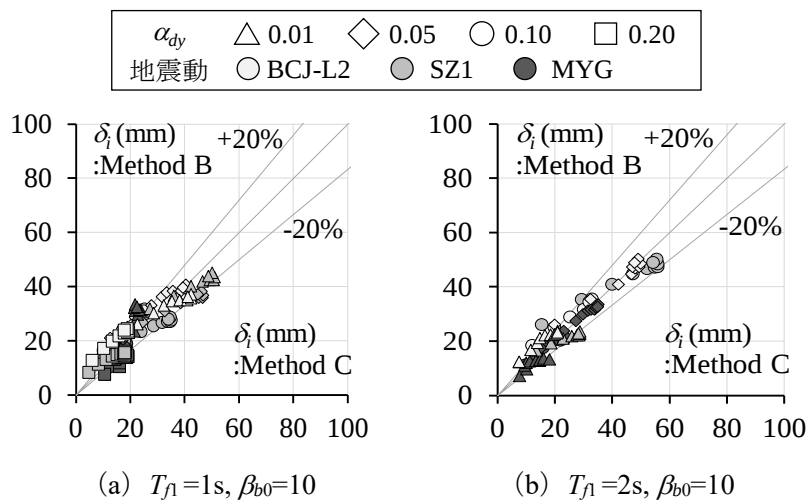


図 3.31 手法 B と手法 C による δ_i の比較（追加検討地震動）

3.8 まとめ

振幅依存性を有することで実効変形を容易に評価することができない非線形粘弾性ダンパーを対象に、エネルギーの予測法を提案した。以下に得られた知見を示す。

- (1) ダンパーのエネルギーの予測法に用いるための、実効変形の評価式を構築した。本評価式は扱いやすさを考慮してダンパー変形を直接用いずに、基準とするせん断ひずみにおける等価剛性と、層間変形による擬似的なせん断ひずみを用いた評価式としている。構築した評価式を数値解析結果と比較して、良く対応していることを確認した。
- (2) 本粘弾性ダンパーを配置した建物における、実効変形を適切に評価したダンパーのエネルギーの予測法を示した。エネルギーの解析値に対する予測値の比は本論文の検討ケースでは、平均 1.061, 標準偏差 0.284 であり、予測値と解析値で概ね対応することを確認した。
- (3) 提案したエネルギーの予測法を用いて、ダンパーの性能低下を考慮した最大変形の予測に活用する方法を示した。手法 A, B の 2 種類を提示し、いずれの手法も時刻歴応答解析を 2 回行う従来の手法（手法 C）より簡略化できる。本論文の検討ケースにおける各手法の最大変形の解析値に対する予測値の比は、手法 A で平均値 0.999, 標準偏差 0.006, 手法 B で平均値 0.934, 標準偏差 0.203 となり、予測値と解析値で概ね対応することを確認した。

本論文でエネルギーの予測法の検証に用いたモデルは、質量・剛性やダンパー量の分布において検討範囲が限られる。これらの適用範囲に関しては今後の課題である。

第3章の参考文献

- 1) 国土交通省：超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について（技術的助言），国住指第1111号，2016
- 2) 佐藤大樹，長山祥，笠井和彦，松田和浩：長周期地震動時における粘性ダンパーの性能低下を考慮した制振構造建物の応答評価，日本建築学会技術報告集，第24巻，第56号，pp.59-62，2018
- 3) 石橋恵，笠井和彦，佐々木和彦：長周期地震動に対する壁型粘性ダンパーの特性とその簡易評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-II，pp.917-918，2013
- 4) 津之下睦，鈴木公平，黒仁田和文，中尾貞治，高島英幸：非線形型粘弾性ダンパーの多数回繰り返し加力時における性能変動に関する研究 その2，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-II，pp.281-282，2018
- 5) 石井正人，笠井和彦：多層制振構造の時刻歴解析に用いるせん断棒モデルの提案，日本建築学会構造系論文集，No.647，pp.103-112，2010.1
- 6) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，技報堂出版，1999
- 7) 独立行政法人 建築研究所：鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアルー平成17年度国土交通省告示第631号「エネルギーの釣合に基づく耐震計算法」に準拠してー，第1版，技報堂出版，2008
- 8) 原田幸博，秋山宏：エネルギー集中型柔剛混合骨組の耐震設計，日本建築学会構造系論文集，第60巻，第472号，pp.57-66，1995
- 9) 岡田亮佑，佐藤大樹：制振建物に配する粘性ダンパーの高さ方向におけるエネルギー分配の予測ーその2：非線形粘性型までを対象としたエネルギー分配式ー，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-II，pp.799-802，2019
- 10) 栗林晃司，佐藤大樹，北村春幸，山口路夫，西本晃治：実効変形を考慮した履歴減衰型制振部材を有する鋼構造建物のエネルギーの釣合に基づく応答予測法，日本建築学会構造系論文集，No.661，pp.543-552，2011.3
- 11) 金城陽介，植木卓也，村上行夫，戸張涼太，宮川和明，森隆浩，櫻井祐，加藤亨二，吉永光寿：高減衰ゴムを用いた間柱型粘弾性ダンパー その1~2，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-II，pp.595-598，2017
- 12) 櫻井祐，森 隆浩，加藤亨二，戸張涼太，金城陽介，植木卓也：高減衰ゴムを用いた間柱型粘弾性ダンパー その5，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-II，pp.271-272，2018
- 13) 北村春幸：性能設計のための建築振動解析入門 第二版，彰国社，2009
- 14) 東野さやか，北村春幸：粘性ダンパーを付与した免震構造のエネルギーの釣合に基づく応答評価法，日本建築学会構造系論文集，第70巻，第588号，pp.79-86，2005
- 15) 佐藤大輔，北村春幸，佐藤大樹，佐藤利昭，山口路夫，脇田直弥，綿貫雄太：履歴ダンパーと粘性ダンパーを併用した制振構造のエネルギーの釣合に基づく応答予測法，日本建築学会構造系論文集，第79巻，第699号，pp.631-640，2014
- 16) 秋山宏，北村春幸：エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応，日本建築学会構造系論文集，第71巻，第608号，pp.37-43，2006

- 17) 樹下亮佑, 佐藤大樹, 戸張涼太, 安永隼平, 植木卓也, 金城陽介: 間柱型粘弾性ダンパーの初期温度と性能低下を考慮した超高層建物の応答評価 その 2 超高層建物の応答評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-II, pp.705-706, 2021

第4章 実効変形を増幅させる架構形式の提案

4.1 はじめに

第2章では、実効変形と建物応答の関係を評価し、実効変形比の大小と建物応答の間に相関があることを確認した。本章では、主架構の構造的な工夫によって実効変形を制御し、従来の主架構よりも実効変形を増幅させて高い制振性能を狙った架構形式について検討する。ダンパー設置位置の層間変形に対して実効変形を増大させる効果的な制振システムとして、代表例にトグル制振装置^{例えば 1),2)}がある。これは制振装置内の幾何学的変形による増幅効果に期待した機構である。本章では、粘性制振壁を設置した制振構造において、粘性制振壁を設置する梁の中間にピン接合を設けることで、層間変形より大きな実効変形が得られる新たな制振システムを提案し、その性能評価を行う。提案する新たな制振システムは、従来の架構で実効変形の低減要因にしかない柱の軸伸縮が、実効変形の増大にも転じる点でトグル制振装置の技術とは異なり、さらに柱の軸伸縮による鉛直変位差のみならず、水平方向の架構の変形に対しても実効変形が増幅する点に特徴がある。

本章では、粘性制振壁を連層配置した30層鋼構造建物に対して、粘性制振壁の設置梁の中間をピン接合とした新たな制振システムを適用し、部材モデルを用いた実効変形の構成成分の分析とともに、ピン接合を有しない従来の制振構造との比較を通して新たな制振システムの有効性を検討する。具体的には、1次モードによる定常状態解析や時刻歴応答解析によって検討を行い、さらに一般的な評価尺度である1次モードにおける等価周期と等価減衰を用いた性能評価の結果を示す。粘性制振壁を設置した制振構造における1次モードによる定常状態解析は、履歴型ダンパーの制振構造における静的解析に相当する応力解析法として用いている。

4.2 提案する架構形式

4.2.1 変形増幅機構を有する架構形式の概要

本章では、粘性制振壁が取付く周辺架構の変形により、実効変形を増幅させる架構形式を提案する。図 4.1 に提案する架構形式の概要を示す。提案する架構形式は、粘性制振壁を対象とし、ダンパーの上下取付け部が接続される梁の 2 箇所にピンを設けた架構である。提案する架構形式の特徴は以下の 2 点にある。

- (1) 架構に水平変形が生じた際に、粘性制振壁の取りつく梁が幾何学的に変形することによって、粘性制振壁の実効変形を増幅させる。
- (2) 一般的に、実効変形を低下させる要因となる全体曲げ変形に伴う柱の軸伸縮が、実効変形を増幅させる向きへ働く場合がある。

なお以降、提案する変形増幅機構を有する架構形式を「提案システム」と呼ぶ。

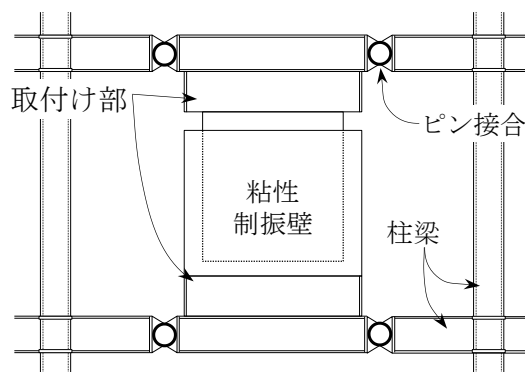


図 4.1 提案する架構形式の概要

4.2.2 粘性制振壁に生じる実効変形の増減

実効変形の増幅の概念を説明するため、図 4.2 に架構に水平変形 δ が生じた際の実効変形の増幅を示す。ここではピン位置を左右それぞれの柱端から距離 l とし、柱・梁を剛体とした 1 層 1 スパンの部分架構に水平変形を与える。これらの仮定条件下では、粘性制振壁の実効変形と実効変形比を幾何学的な関係から表すことができる。図 4.2 (a)の検討モデルでは、上下階梁に設置されている粘性制振壁の取付け部の中央位置から階高の半分まで剛域を伸ばし、階中央部の剛域端同士をダッシュポットで繋ぐモデルを考える。このモデルに、図 4.2 (b)に示すような静的な水平変形 δ を与えた場合、 δ による層間変形角 θ とダンパーが接続される梁の傾き ϕ の関係は式(4.1)で、実効変形 δ_a は式(4.2)で表すことができる。

$$l \cdot \tan \theta = \left(\frac{L}{2} - l \right) \cdot \tan \phi \quad (4.1)$$

$$\delta_a = \frac{\delta}{\cos \phi} + h \cdot \tan \phi \quad (4.2)$$

(4.1)式を(4.2)式と $\delta = h \cdot \tan \theta$ の関係を用いて ϕ を消去すると、式(4.3)を得る。

$$\delta_a = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{1}{L/2l - 1}\right)^2 \cdot \tan^2 \theta}} \cdot h \cdot \left(1 + \frac{1}{L/2l - 1}\right) \cdot \tan \theta \quad (4.3)$$

ここで、 θ が微小範囲であるとすれば、式(4.3)は式(4.4)に書き換えられ、実効変形比は式(4.5)で表すことができる。

$$\delta_a = h \cdot \left(1 + \frac{1}{L/2l - 1}\right) \cdot \theta \quad (4.4)$$

$$\gamma_1 = \frac{\delta_a}{\delta} = 1 + \frac{1}{L/2l - 1} \quad (4.5)$$

式(4.4)と式(4.5)より、 δ_a および γ は梁の柱側節点からピン位置の距離 l とスパン長 L に依存することがわかる。図 4.2 (c)に式(4.5)による、 l/L と γ の関係を示す。ピン接合部が梁の中央に近づくほど γ_1 は増大し、増大量も大きくなっていくことがわかる。 $l/L=0$ では、架構の変形は純粋な平行四辺形となるため $\gamma=1$ となる。現実的には粘性制振壁の取付け部の幅よりも内側にピンを設けることはできないため、増幅率の限界が存在することになる。

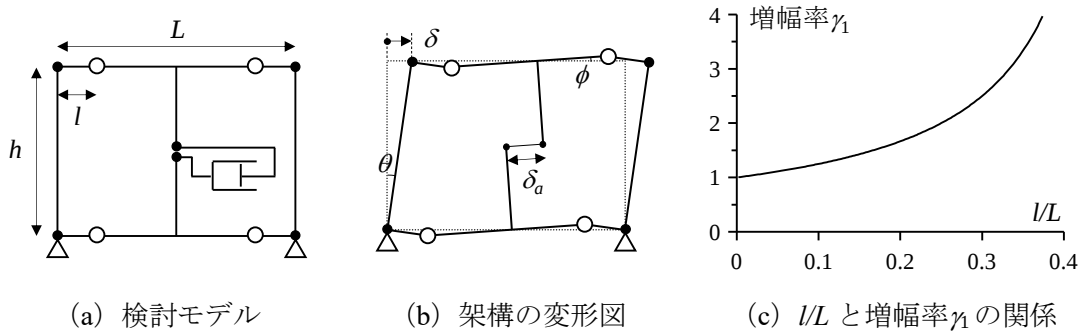


図 4.2 架構に水平変形 δ が生じた際の実効変形の増幅

続いて、左右の柱に鉛直変位差が生じた場合の実効変形の増減の概念について述べる。先に述べた通り提案システムでは、一般的には実効変形を低下させる要因となる全体曲げ変形に伴う柱の軸伸縮が、実効変形を増幅させる向きへ働く場合がある。図 4.3 にその例として 30 層建物に提案システムを適用した際の変形図を示す。左右柱の鉛直変位差が大きくなる上層において特にこの効果が大きく表れていることがわかる。以下、この変形状態における実効変形および実効変形を定式化して特徴を述べる。

図 4.4 (a), (b)に、柱・梁を剛体として左側の付帯柱の節点に対する右側の節点の鉛直変位差 $v\delta$ が生じた場合の、実効変形 δ_a の模式図を示す。まず注目すべきは、 $v\delta$ が紙面上向きに生じるか下向きに生じるかによって、 δ_a の正負も変化するということである。これは、 δ_a の増幅が期待できる一方で、 δ_a を減少させる可能性もあることを意味する。図 4.3 に示した変形図の例は、図 4.4 (a)のように δ_a を増幅させる向きに働いていたものである。 $v\delta$ と δ_a の関係は、 $v\delta$ が微小であるとする式(4.6)のように表され、 $v\delta$ と δ_a の比 γ_2 (以下、増減率)は式(4.7)となる。

$$\delta_a = \frac{1}{1 - 2l/L} \cdot \frac{h}{L} \cdot v\delta \quad (4.6)$$

$$\gamma_2 = \frac{\delta_a}{v\delta} = \frac{1}{1 - 2l/L} \cdot \frac{h}{L} \quad (4.7)$$

式(4.7)による増減率 γ_2 とピン位置 l/L の関係を図4.4(c)に示す。 γ_1 と同様、ピン位置が梁中心に近づくほど γ_2 は増加するが、これは実効変形が減少する場合、その減少量も増加することを意味する。

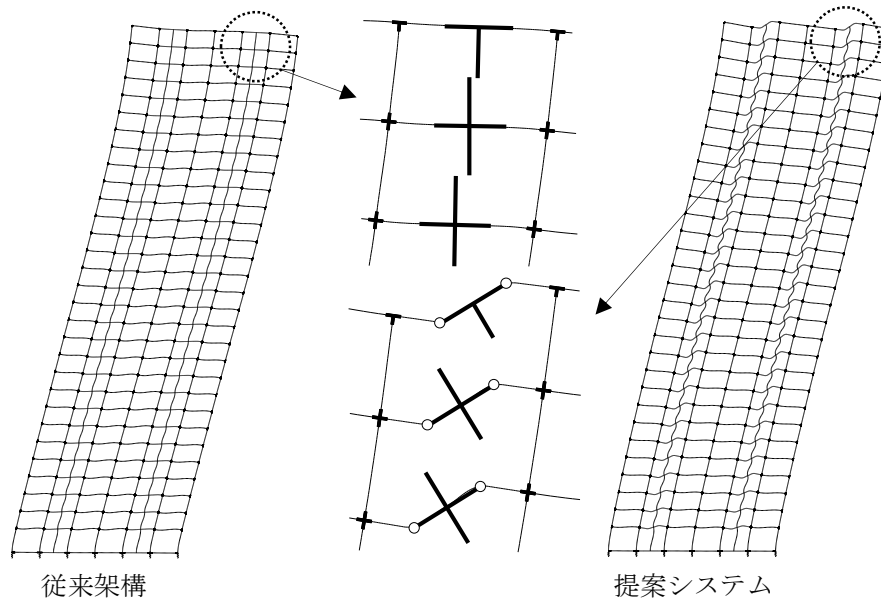


図 4.3 左右柱の鉛直変位差により実効変形が増幅する状態

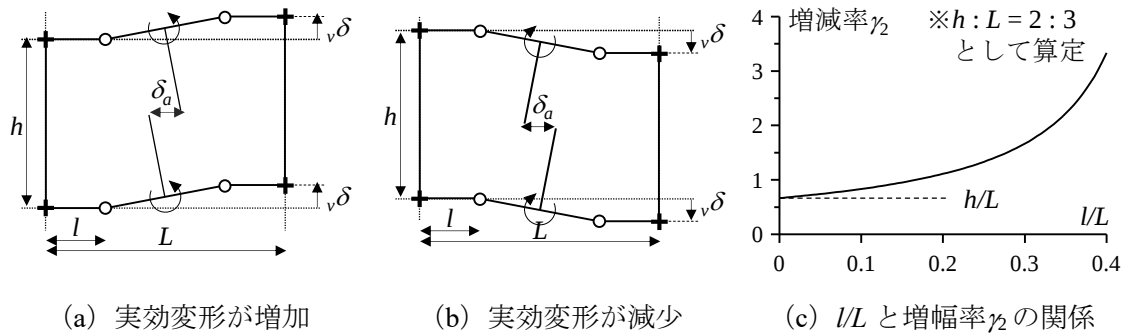


図 4.4 左右の柱に鉛直変位差が生じた際の実効変形の増減

実際には、柱・梁の曲げ変形やせん断変形、ならびに柱の軸変形が生じ、全体骨組の中で挙動するため、上記の幾何学的な関係のみでは実効変形を表現できない。したがって、実際の骨組に組み込まれた状態での挙動を確認し、制振効果を検証することが必要となる。なお、ピン接合は若干のがたを有することが実状であるが、がたは無いものとして、本章ではこの影響を無視する。

4.3 検討モデル

4.3.1 検討建物

検討対象建物は、全体曲げ変形が卓越しやすい超高層建物を想定した地上 30 階の鋼構造建物とする。図 4.5 の軸組図に示すように、階高は 1 階のみ 5.5m, 2 階以上で 4m, 建物高さは高さ 121.5m である。平面形状は基本スパンが長辺方向 (X 方向) で 6.4m, 短辺方向 (Y 方向) で中央部 6m, その他 12.8m から構成された 32m×38.4m の矩形であり、各階同一とする。部材断面は標準せん断力係数 $C_0=0.2$ の設計用地震力に対する許容応力度設計を基に決定した。表 4.1 に検討対象建物の柱と梁の部材断面を示す。解析は X 方向を対象とし、剛床を仮定した立体部材モデルで行う。X 方向の主架構の 1 次固有周期 T_1 は 4.28 sec である。主架構は弾性とし、構造減衰は T_1 に対し 2% の剛性比例型とする。なお、本建物モデルは制振構造の適用を前提として設計しているため、建物高さに対して比較的周期が長い ($T_1 = 0.035H$, H : 建物高さ)。

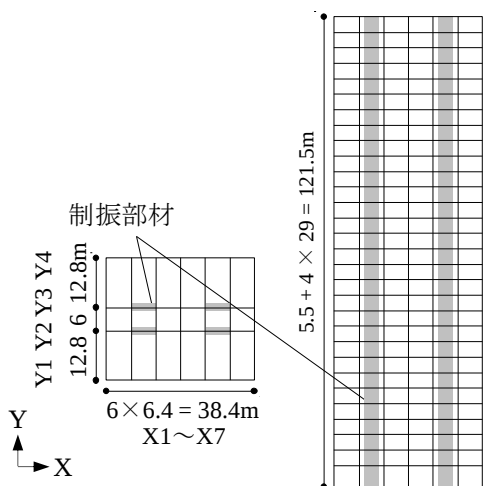


図 4.5 検討建物

表 4.1 部材断面

内柱	□-600×600×22
	~
外柱	□-600×600×50
	~
大梁	□-550×550×22
	~
大梁	□-550×550×50
	~
大梁	H-600×200×12×19
	~
大梁	H-600×250×12×25
	~

4.3.2 粘性制振壁の概要とモデル化

図 4.6 に粘性制振壁の概要を示す。図 4.6 (a) は本検討で用いる粘性制振壁の減衰力 F_d —速度 $\dot{\delta}_d$ 関係である。減衰力 F_d は、ダッシュポットの速度の指数乗に比例し、式(4.8)による。 d は粘性制振壁のせん断隙間 (= 0.004m) である。

$$F_d = C_{d1} \cdot \dot{\delta}_d \quad \dot{\delta}_d/d < 1 \quad (4.8a)$$

$$F_d = C_{d2} \cdot \dot{\delta}_d^{0.59} \quad 1 \leq \dot{\delta}_d/d \quad (4.8b)$$

粘性制振壁の粘性係数 C_{d1} , C_{d2} (kN/(m/s)) は、せん断面積 S (m²) および粘性体温度 t (= 20℃) を用いて式(4.9)によりそれぞれ表される。

$$C_{d1} = 41.16 \cdot e^{-0.043t} \cdot (S/d) \quad (4.9a)$$

$$C_{d2} = 41.16 \cdot e^{-0.043t} \cdot (S/d^{0.59}) \quad (4.9b)$$

i 層の粘性係数 C_{di} は、式(4.10)の関係から粘性制振壁による付加粘性を減衰定数に換算した h_d をパラメータとして決定し、図 4.6 (c)に示す 5 層ごとの 6 段階分布とする．なお、 h_d を以降ダンパー量と呼ぶ． C_{di} は 1 次粘性係数とする．ここで、 ω_{f1} : 主架構の弾性 1 次固有円振動数、 K_{fi} : i 層の主架構剛性である．

$$C_{d1i} = \frac{2h_d}{\omega_{f1}} \cdot K_{fi} \quad (4.10)$$

なお、提案モデルの粘性制振壁の粘性係数は、変形増幅機構適用後の主架構剛性 K_f と主架構の弾性 1 次固有円振動数 ω_{f1} を用いて式(4.10)を適用し決定する．

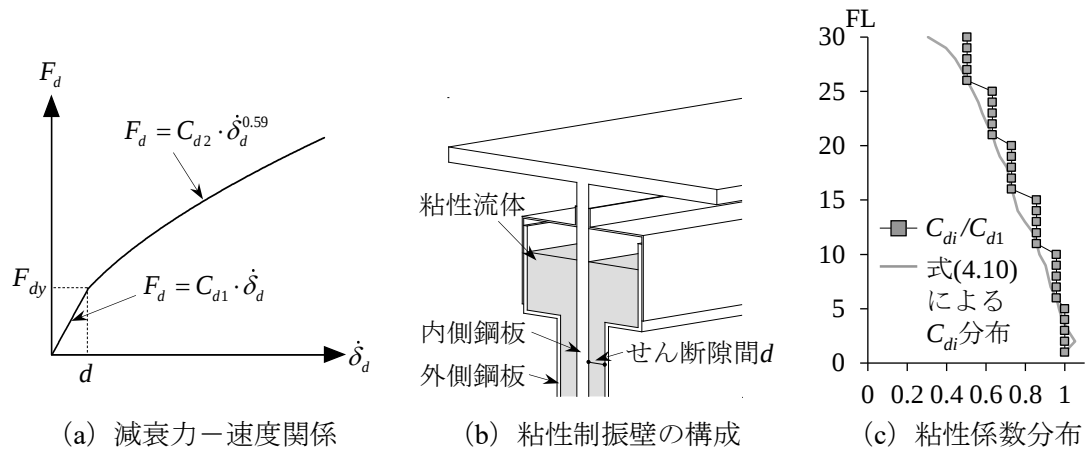


図 4.6 粘性制振壁の概要

図 4.7 に粘性制振壁のモデル化について示す．図 4.7 (a)に示すように設置された粘性制振壁を図 4.7 (b)のようにモデル化する．本章では、取付け部材と粘性体で構成される粘性制振壁を対象とする．上下階の中央位置の変形が均一に作用すると仮定して、梁上に設置されている取付け部材の中央部分から階高の半分まで剛域を伸ばし、階中央部の剛域端同士をダンパー(ダッシュポット)で繋ぐモデルとする．ここでは取付け部材の変形を無視し、取付け部材が設置されている梁は、実状に応じて取付け部材幅の長さの剛域を考慮する．なお、柱梁接合部パネルを含む架構の剛性は、柱と梁の端部に等価な剛域を設定して評価する．梁の軸変形は剛床を想定して無視するものとし、粘性制振壁の面外変形による実効変形は評価の対象外とする．

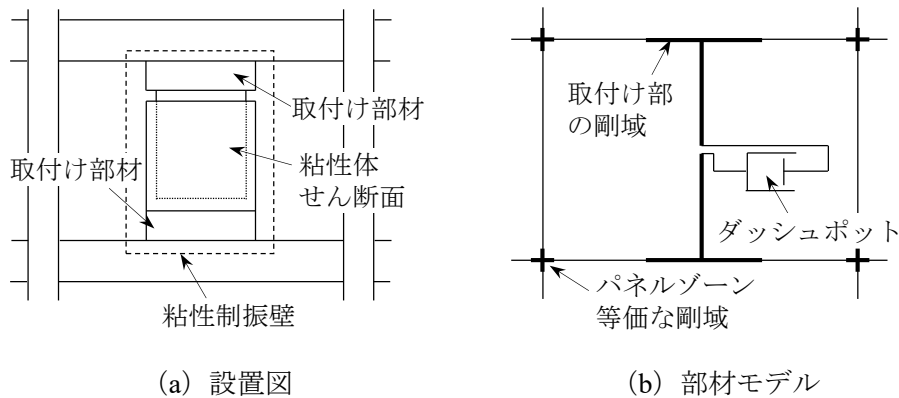


図 4.7 粘性制振壁のモデル化

4.3.3 提案システムを適用した建物モデル

図 4.8 に粘性制振壁の配置を示す．提案システムを前述の 30 層鋼構造建物に適用し，粘性制振壁設置位置の基礎梁以外の梁の 2 箇所ピンを設ける．ピン位置 l は 1600mm とし，スパン長さ $L = 6400\text{mm}$ との比率 l/L は $1/4$ であり，増幅率 γ_1 は 2 となる．ダンパーの配置は 1 層につき 4 基の連層配置と千鳥配置，また 1 層につき 8 基の連層配置の 3 ケースを検討対象とし，モデル表記上は千鳥配置のみ「千鳥」と表記する．連層配置の場合，ダンパー設置位置の全体曲げ変形に伴う柱の軸伸縮が卓越し，実効変形の増減の効果が予想される．千鳥配置ではダンパーの減衰力による柱軸力が相殺されるため，実効変形の増減の効果は連層配置に比べると小さいと考えられる．比較対象に，同じ位置にダンパーを配置した従来架構のモデルを用いる．提案モデルでは，粘性制振壁の影響を考慮して 2 つのピン間の梁を剛体とした．図 4.9 に提案システムと従来架構の主架構の剛性を比較して示す．従来架構と比べると 4 基モデルで平均 30% 低下，8 基モデルで平均 59% 低下，4 基・千鳥モデルでは平均 23% 低下している．

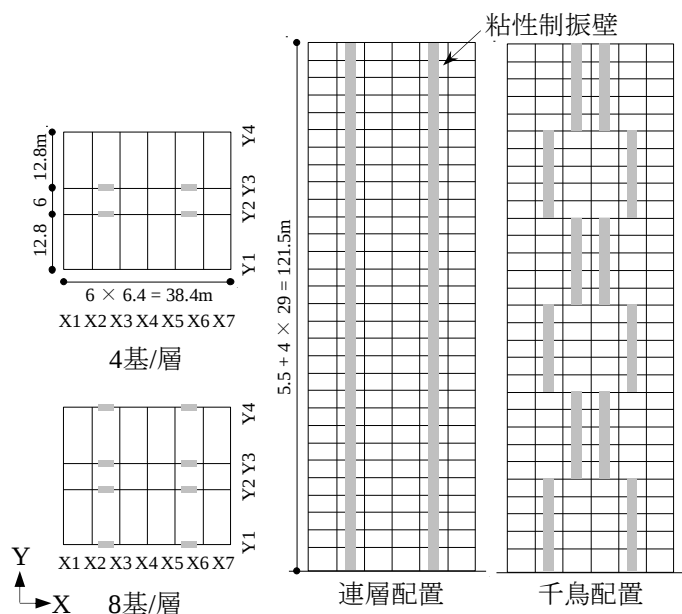


図 4.8 粘性制振壁の配置

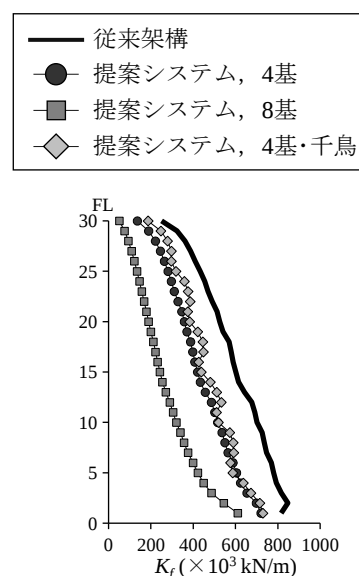


図 4.9 主架構の剛性

提案システムの主架構の固有値解析結果を表 4.2 に示す．表 4.2 (a) の固有周期より，提案システムではいずれのモデルも架構剛性の低下による長周期化が確認できる．1 次固有周期に着目すると，従来架構に比べ提案システムの 4 基モデルでは 17%，提案システムの 8 基モデルでは 50%，提案システムの 4 基・千鳥モデルでは 13% 増大している．提案システムの 4 基モデルおよび 8 基モデルでは，高次の周期ほど従来架構に対して変化が大きい，千鳥配置では全次数において変化の割合が 13~14% と概ね一定である．表 4.2 (b) の刺激係数および，(c) の有効質量比より，提案システムでは 1 次成分が従来架構に比べて低下し，2 次以上において増加する傾向が確認できる．千鳥配置においても同様に，1 次が低下，2 次以上で増加する傾向が確認できるが，その変化率は 1~4% と小さい．これより本検討建物の場合，提案システムを適用すると 1 次モードの影響が低下，2 次以上のモードの寄与が大きくなる

といえる。なお、これらの固有値は、いずれも提案する架構形式の適用箇所が多い 8 基モデルにおいて、従来架構に対する変化が最も大きい。

図 4.10 に刺激関数 $\beta_s \cdot u_s$ (s : 次数) の層方向の分布を示す。表 4.2 (b)の刺激係数および(c)の有効質量比と同様に、提案システムでは従来架構と比べて 1 次モードの影響が小さくなり、高次モードの影響が大きくなる傾向が確認できる。千鳥配置においては刺激関数の層方向の分布に、従来架構と比べ大きな変化はない。

表 4.2 固有値解析結果

(a) 固有周期

	1次	2次	3次	4次	5次
従来システム	4.28	1.57	0.95	0.69	0.54
提案システム4基/層	5.00	1.87	1.15	0.83	0.65
提案システム8基/層	6.40	2.50	1.55	1.13	0.89
提案システム4基/層・千鳥	4.85	1.78	1.08	0.78	0.61

(b) 刺激係数

	1次	2次	3次	4次	5次
従来システム	141.9	53.4	32.3	23.0	-18.2
提案システム4基/層	140.1	54.9	33.6	-24.0	-19.1
提案システム8基/層	136.2	57.5	36.4	26.3	-20.7
提案システム4基/層・千鳥	141.1	53.7	-32.6	23.6	-18.8

(c) 有効質量比

	1次	2次	3次	4次	5次
従来システム	0.78	0.11	0.04	0.02	0.01
提案システム4基/層	0.76	0.12	0.04	0.02	0.01
提案システム8基/層	0.72	0.13	0.05	0.03	0.02
提案システム4基/層・千鳥	0.77	0.11	0.04	0.02	0.01

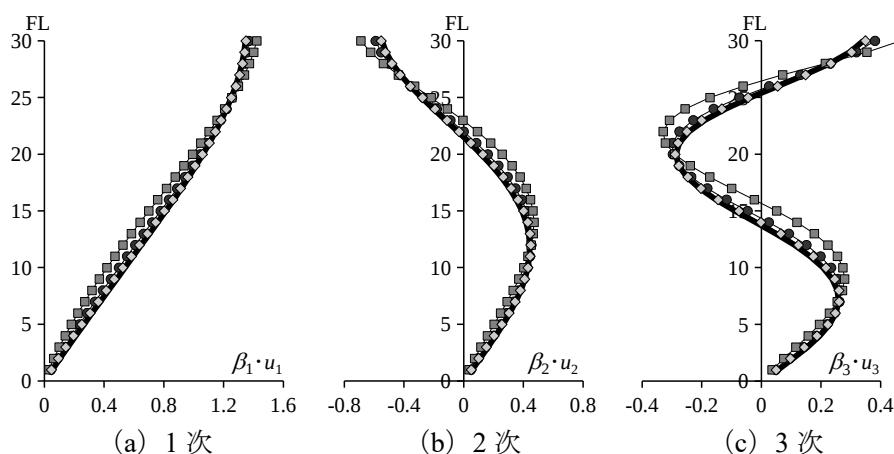


図 4.10 刺激関数

4.4.1 実効変形の成分分離とその目的

実効変形の成分分離の具体的な方法を以下に示す．図 4.11 に実効変形の各成分を模式的に示す．ここでは，実効変形を層間変形 δ ，全体曲げ変形 δ_b および，粘性制振壁と梁が結合する節点の Y 軸まわりの回転による粘性制振壁の変形 δ_g （以降，「梁の回転変形」と表記）3 成分を用いて表す．図中添字 1, 2 はそれぞれ，粘性制振壁上部および下部の値であることを示す．

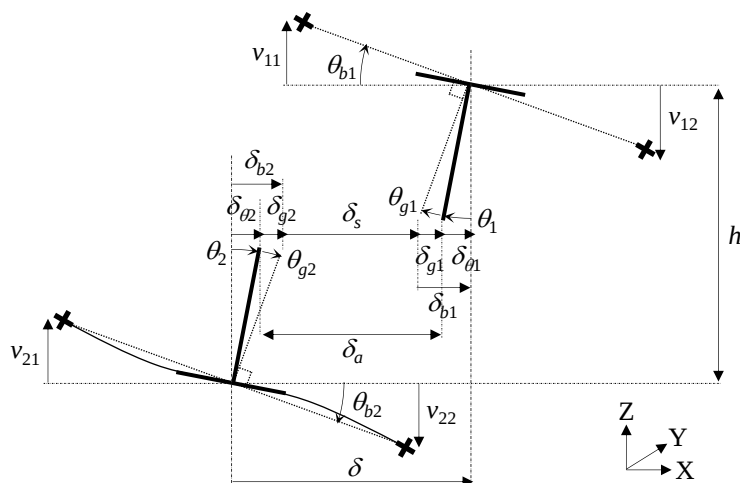


図 4.11 より，粘性制振壁の実効変形 δ_a は式(4.11)で表される．

$$\text{よって, } \delta_q = \delta_{q_1} + \delta_{q_2} \quad (4.12)$$

$$\text{そこで, } \delta_h = \delta_{h1} + \delta_{h2} \quad (4.14)$$
$$\delta_b = \frac{h}{2} \cdot (\theta_{b1} + \theta_{b2}) \quad (4.15)$$

θ_{b1} および θ_{b2} は，梁材端の節点の上下変位 v_{11} , v_{12} , v_{21} , v_{22} と梁スパン長さ L を用いて式(4.16)より求められる．

$$\theta_{b1} = \frac{v_{11} + v_{12}}{L}, \quad \theta_{b2} = \frac{v_{21} + v_{22}}{L} \quad (4.16a, b)$$

ここで， δ_g は図 4.11 より，式(4.17)で表される．

$$\delta_g = \delta_b - \delta_\theta \quad (4.17)$$

また，式(4.17)の δ_θ は，粘性制振壁と結合する節点の回転角 θ_1 および θ_2 を用いて，次式によって求められる．

$$\delta_\theta = \frac{h}{2} \cdot (\theta_1 + \theta_2) \quad (4.18)$$

以上の関係は，粘性制振壁の付帯梁の中間をピン接合とする提案システムの場合でも同様に扱う．4.2.2 節の図 4.2 および図 4.4 で示した，水平変形に対する実効変形の増幅分と，左右柱の鉛直変位差による実効変形の増幅分は，いずれも δ_g に含まれて評価される．

実効変形の成分分離は，主架構のみの弾性 1 次固有周期 T_n の周期を持つ正弦波を入力加速度とした時刻歴応答解析によって，1 次モードの変形状態を再現して行う．入力加速度波形を図 4.12 に示す．実効変形とその成分は変形モードに依存するが，ここでは 1 次モードが主成分であることを考慮して 1 次モード形における実効変形について検討する．変形レベルを最大層間変形角で 1/200 とし，入力する正弦波の振幅をこれに合わせて調整する．検討する時刻は定常振動状態における最大層間変形角発生時刻とする．

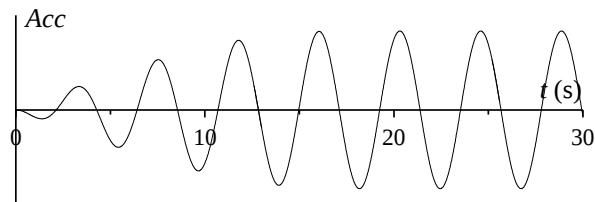


図 4.12 入力加速度波形の例

図 4.13 に、変形増幅骨組みではない従来構造の、支持部材を剛とする場合の等価減衰定数 h_d で 0.2 の場合の実効変形成分の経時変化を本評価法の検証例として示す。層間変形と全体曲げ変形に位相差が生じ、実効変形の低減が緩和されていることが確認でき、実効変形の最大時点に着目すると、全体曲げ変形が位相ずれの影響で 0 に近くっており、大梁の変形は層間変形に対する 90° 程度の位相差のために実効変形を増大させる方向に働いていることが確認できる。したがって、全体曲げ変形の影響は小さく、大梁の変形も良い影響を与えていると理解できる。

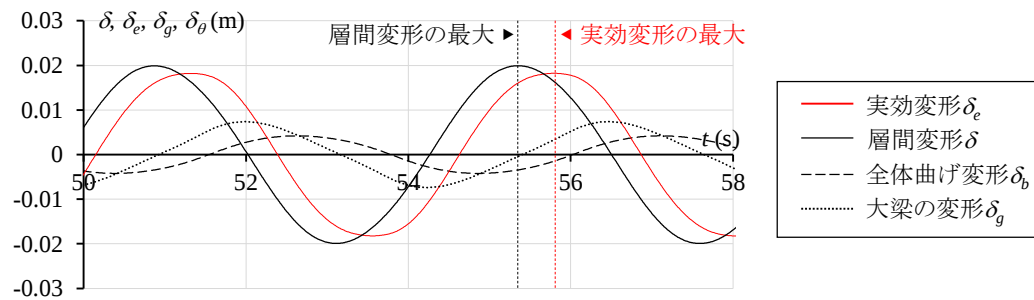


図 4.13 実効変形成分の経時変化

4.4.2 従来架構と比べた提案システムの実効変形成分

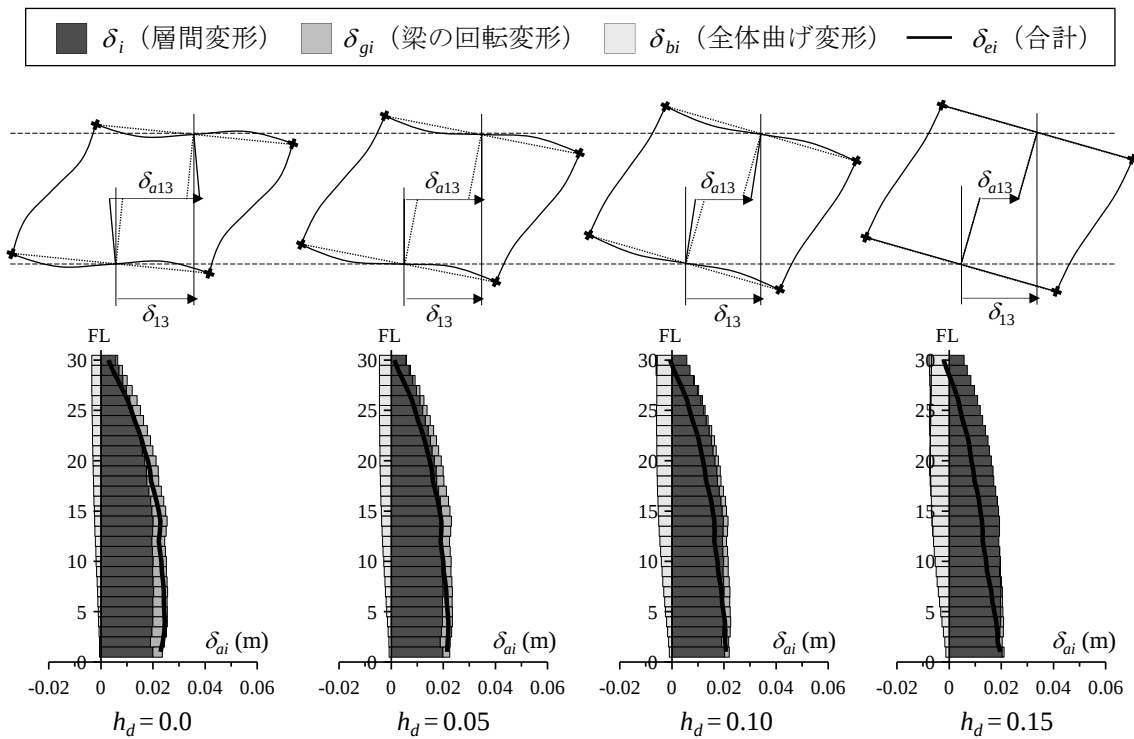
前節で示した実効変形の成分分離により、提案システムにおける実効変形の変形状態を考察する。図 4.14 に、従来架構と提案システムの各ダンパー量 h_d における実効変形成分と架構変形の概念図を示す。実線は δ_i , δ_{gi} , δ_{bi} の和である。なお $h_d = 0$ のモデルは、粘性制振壁の粘性係数が極端に小さいダッシュポットを設置した。このモデルは、ダンパーの減衰力に起因する柱の変動軸力がゼロとなるため、ある骨組における全体曲げ変形の極小値を示し、全体曲げ変形を評価する際の参考となると考える。以降、代表層として 13 層の結果に着目する。

従来架構の $h_d = 0.0$ における実効変形成分は、梁の回転変形 δ_g により増加するが、全体曲げ変形 δ_b により減少することで、その合計値は層間変形 δ に対して 14% 増加している。一方、提案システムの実効変形成分は、梁の回転変形 δ_g により大きく増加、全体曲げ変形 δ_b によっても増加しており、合計値は層間変形 δ に対して 200% も増加している。 $h_d = 0.0$ における架構変形図に示す通り、提案システムでは梁の中間のピンにより従来架構に比べて粘性制振壁の取り付けピン間の梁部材軸が回転しやすくなる。また、全体曲げ変形に伴って柱スパン間の梁部材軸が従来架構とは逆の反時計回りに回転し、実効変形が増加する向きに架構が変形している。このように提案システムでは、大きな実効変形を取り得る架構が形成されていることがわかる。

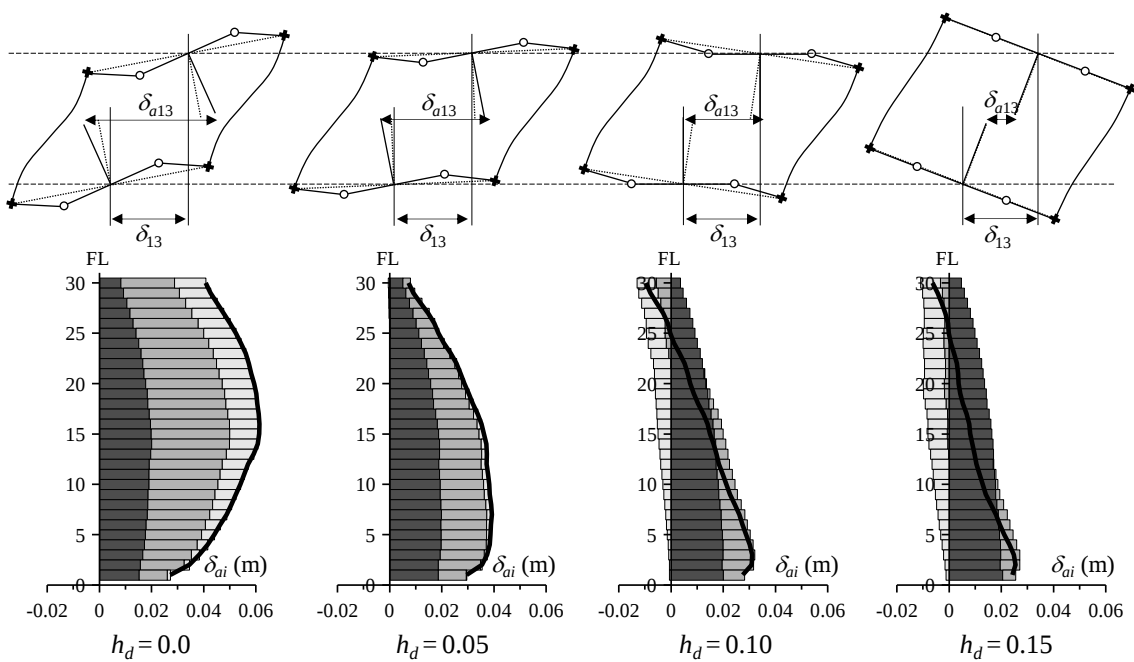
ダンパー量 h_d が増加すると、提案システムにおいても従来架構と同様に、梁の回転変形 δ_g が減少、全体曲げ変形 δ_b も減少し、 $h_d = 0.10$ 以降では特に上層において従来架構と比べても実効変形が低下する。この要因は、 h_d が増加した場合の架構変形(図 8(b) $h_d = 0.5 \sim 0.15$) より明らかで、粘性制振壁の減衰力による梁の曲げ戻しと柱の軸伸縮が、従来架構と同様に実効変形を減少させる向きに働くためである。提案システムで h_d を増加させた場合に実効変形の減少が従来架構に比べて顕著であるのは、実効変形の増幅効果により小さい h_d でも大きな減衰力が生じているためと考えられる。

図 4.15 に従来架構および提案システムにおける、8 基モデルの実効変形成分を示す。図 4.14 (b) の提案システムの 4 基モデルの実効変形成分と比べると、提案システムの 8 基モデルの全体曲げ変形 δ_b が大きい。これは、ピンを Y1~Y4 のすべてに設けているため、主架構が左右 1 スパンと中央 2 スパンの連層ラーメンに分離され、柱の軸伸縮がより生じやすい架構になっているためであると考えられる。提案システムでも従来架構と同様、ダンパーを 8 基に分散させて配置することで、粘性制振壁の減衰力による柱の軸伸縮が減少し、実効変形の改善が見込める。

図 4.16 に従来架構および提案システムにおける、4 基・千鳥モデルの実効変形成分を示す。図 4.14 の 4 基モデルおよび図 4.15 の 8 基モデルと同様に、従来架構と提案システムでは梁の回転変形 δ_g に大きく差があり、 $h_d = 0$ および 0.05 の場合に実効変形を増加させる方向へ働いていることがわかる。一方で、4 基モデルおよび 8 基モデルと異なり、全体曲げ変形 δ_b が小さいことがわかる。これは、千鳥配置のために X2-X3 構面のダンパーと X3-X4 構面のダンパーの減衰力による柱の軸力が相殺され、柱の軸伸縮が小さくなったためと考えられる。この傾向は従来架構および提案システム両者に共通しており、千鳥配置では全体曲げ変形 δ_b による実効変形の増減量が小さくなるといえる。

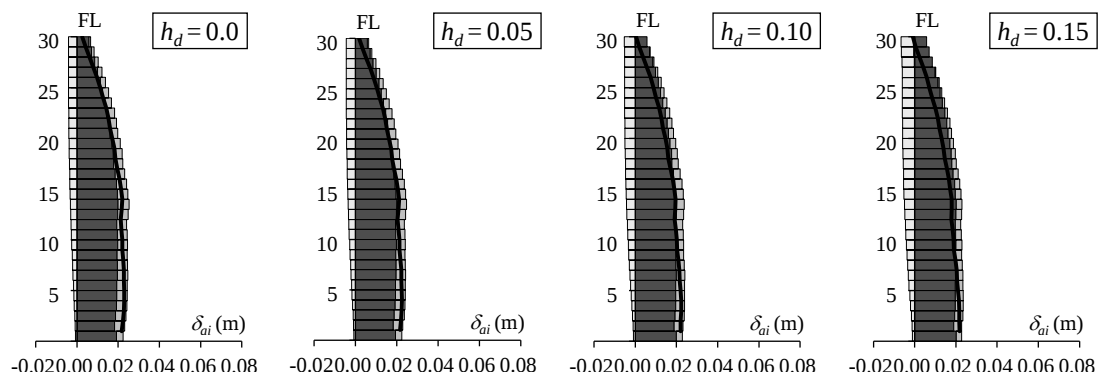
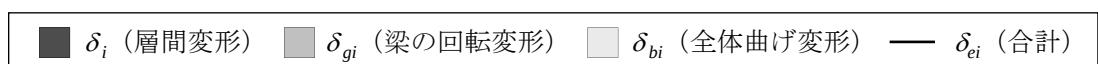


(a) 従来架構, 4 基モデル

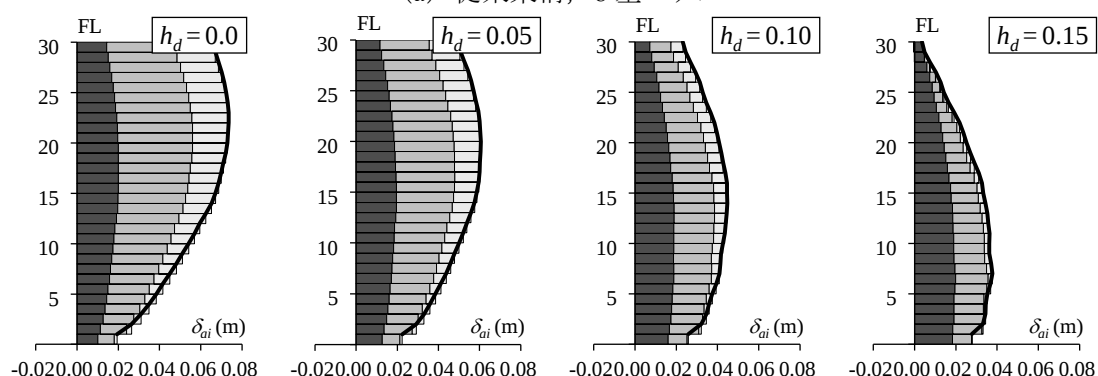


(b) 提案システム, 4 基モデル

図 4.14 実効変形成分と 13 層の架構変形の概念図

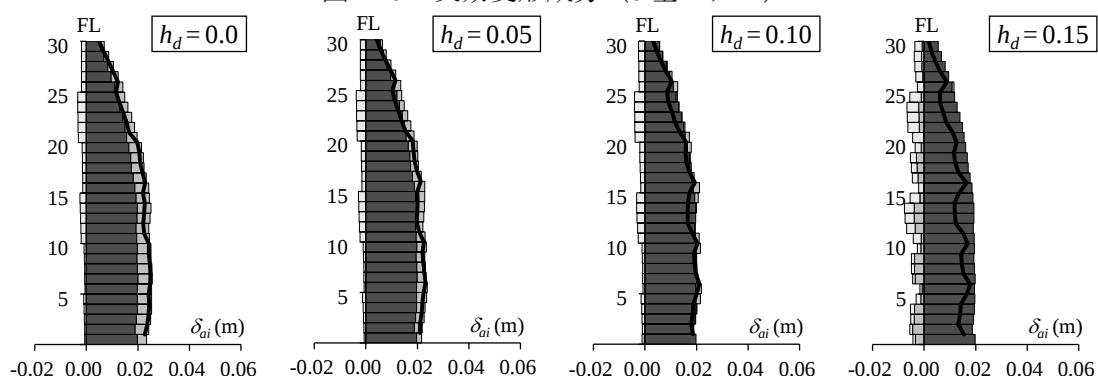


(a) 従来架構, 8 基モデル

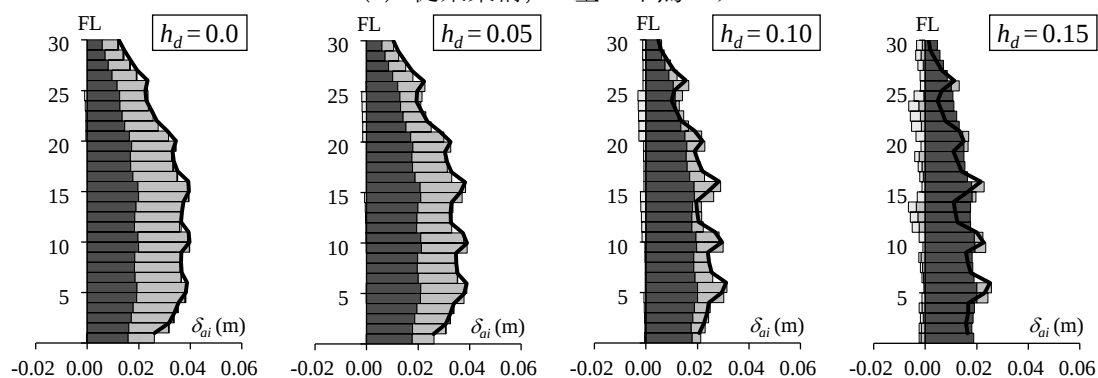


(b) 提案システム, 8 基モデル

図 4.15 実効変形成分 (8 基モデル)



(a) 従来架構, 4 基・千鳥モデル



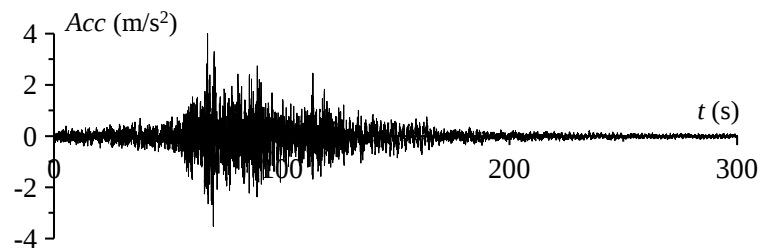
(b) 提案システム, 4 基・千鳥モデル

図 4.16 実効変形成分 (4 基・千鳥モデル)

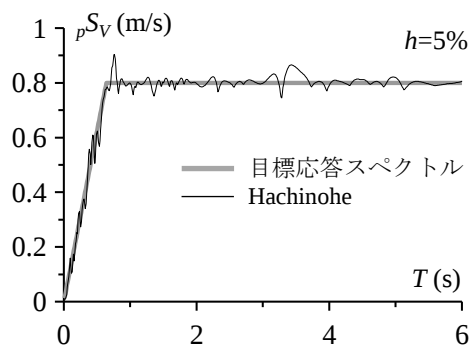
4.5 時刻歴応答解析による性能評価

4.5.1 入力地震動

入力地震動は、コーナー周期 0.64s 以降で擬似速度応答スペクトル S_{pv} を 0.8m/s ($h=5\%$) とした目標応答スペクトルと適合させた告示波とする。地震波の位相特性には、観測地震動 Hachinohe (1968 年十勝沖地震) の EW 成分を採用する。図 4.17 に入力地震動の加速度時刻歴波形および、擬似速度応答スペクトルとを示す。



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 擬似速度応答スペクトル

図 4.17 入力地震動概要

4.5.2 時刻歴応答解析結果

図 4.18 に、頂部応答加速度 A_R と入力加速度 A_g のフーリエ振幅から算出した頂部応答加速度倍率を示す。図 4.18 は、0.2Hz のバンド幅に移動平均による平滑化を行っており、 h_d には地震応答解析の結果から、頂部応答加速度が最も低減した場合の値を用いている。図 4.18 より、提案システムでは従来架構に比べ全振動数成分で応答倍率が低減しており、高い減衰効果が確認される。

図 4.19～図 4.21 に従来架構と提案システムにおける $h_d=0.05\sim0.30$ の場合の、各層の最大層間変形角 R 、最大応答加速度 A 、最大層せん断力 Q 、ダンパーのエネルギー w_d および実効変形比 α_e 示す。比較のため従来架構の非制振時の応答を実線で示す。図 4.19 の 4 基モデル、図 4.20 の 8 基モデル、図 4.21 の 4 基・千鳥モデルの(b)の提案システムの応答について、(a) の従来架構と比較すると、応答加速度が大きく低減し、特に上層での低減が顕著であることがわかる。層間変形角では、従来架構の同配置と比べ同等またはそれ以上の応答低減効果が確認でき、層せん断力でも応答加速度と同様に大きな低減効果を発揮している。応答加速度と層せん断力の低下は、長周期化による加速度応答スペクトルの低減と、等価減衰の増大の相乗によるものであると考えられ、次節で検討する。応答加速度、層間変形角、層せん断力のいずれも、提案システムでは従来架構に比べ、増幅効果によって h_d が小さい範囲で応答低減効果が極値を迎える傾向が確認できる。

4 基モデルおよび 8 基モデルのダンパーのエネルギーおよび実効変形比に着目すると、従来架構と比べて提案システムでは h_d が小さい場合に、上層で実効変形比が 2 以上と非常に大きい値になり、ダンパーのエネルギーも上層において大きく改善していることがわかる。一方で千鳥配置では提案システムの実効変形比は最大で 2 程度であり、従来架構よりも大きいものの連層配置である 4 基モデルおよび 8 基モデルほど増幅されていないことがわかる。4.4 節の変形状態の考察で確認したように、千鳥配置では全体曲げ変形に伴う柱軸伸縮による粘性制振壁の変形が、連層配置に比べて小さくなるためである。

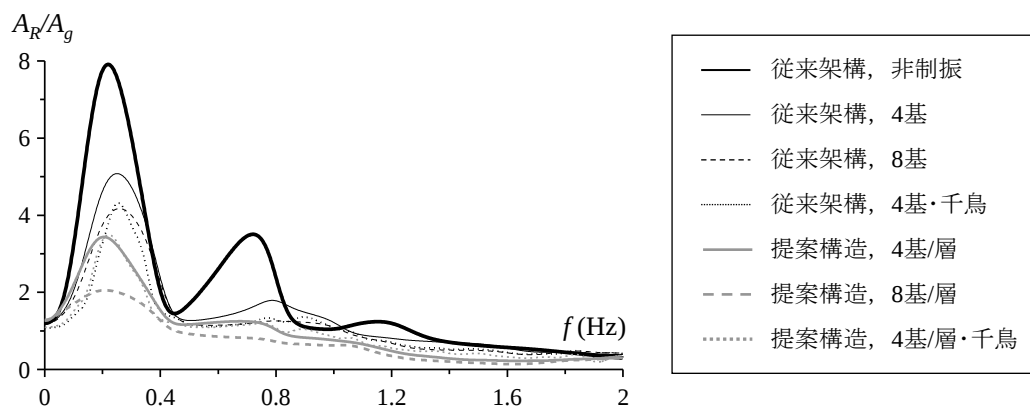


図 4.18 頂部加速度応答倍率

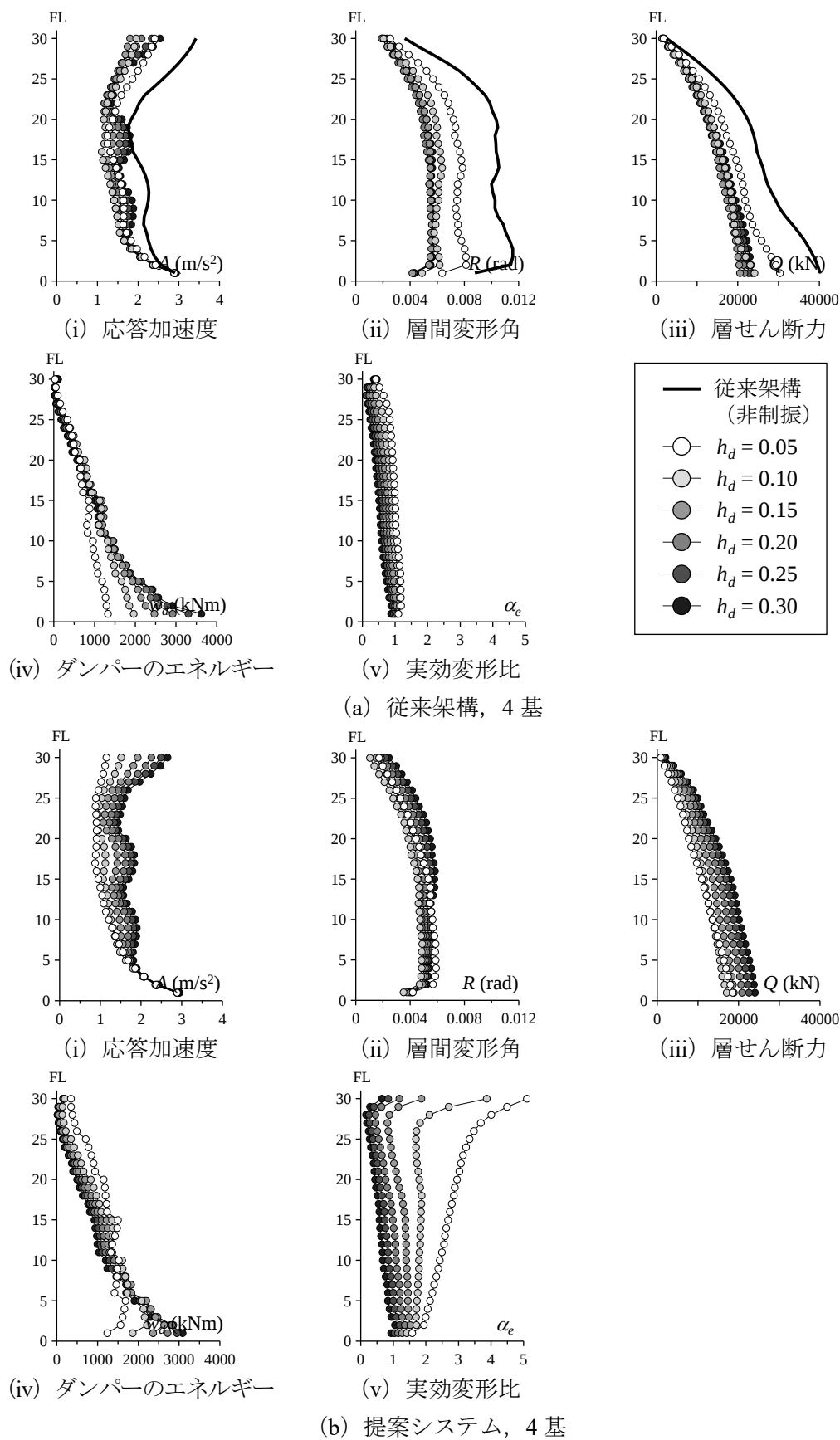


図 4.19 時刻歴応答解析結果 (4 基モデル)

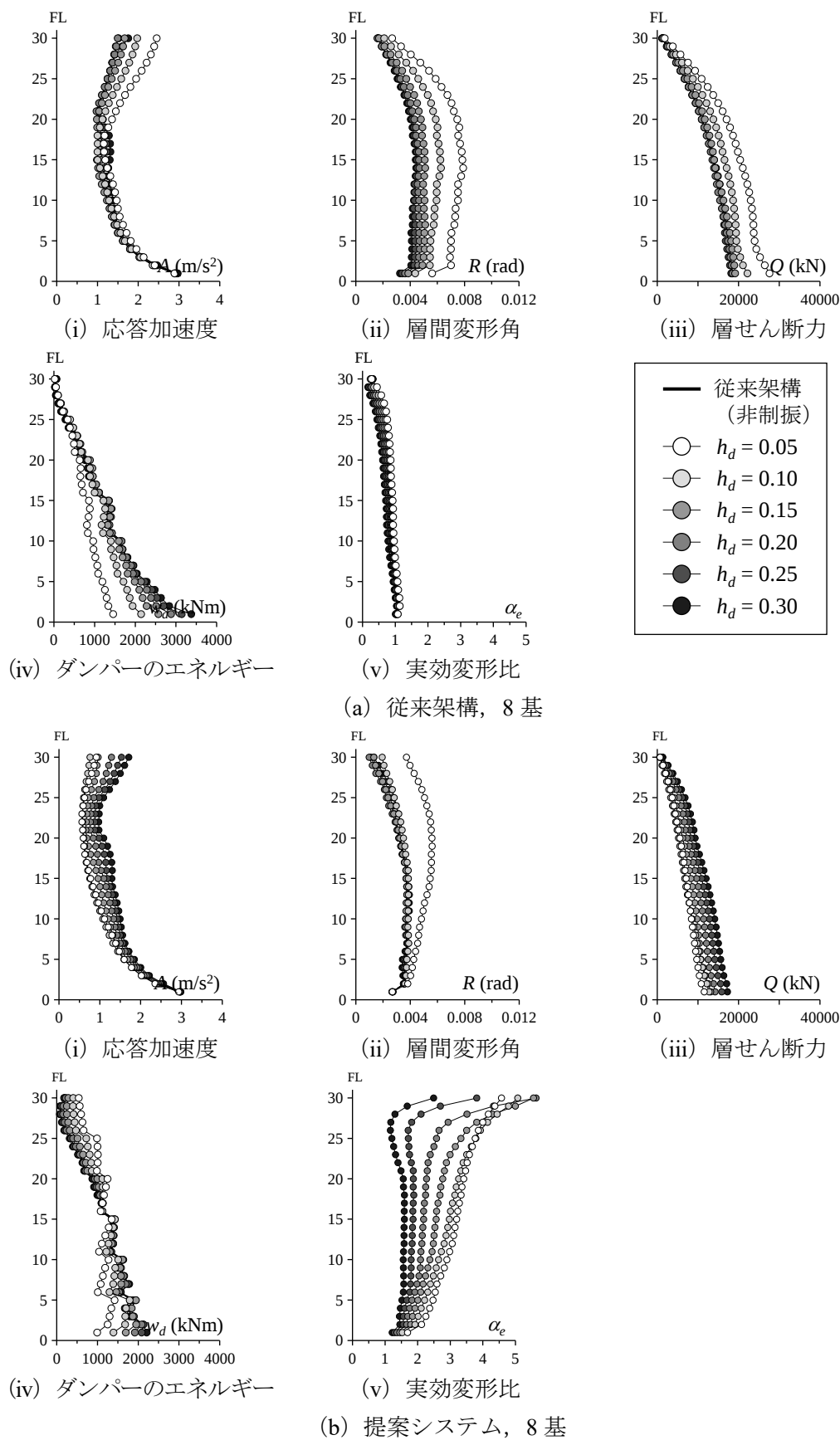
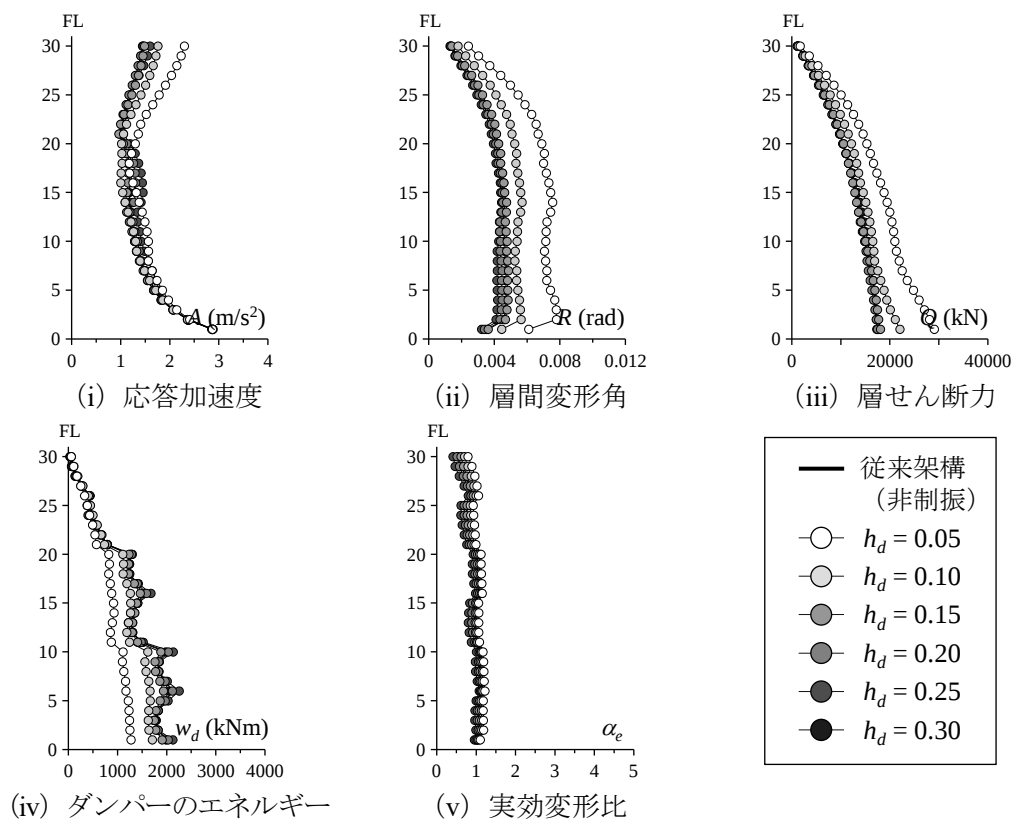
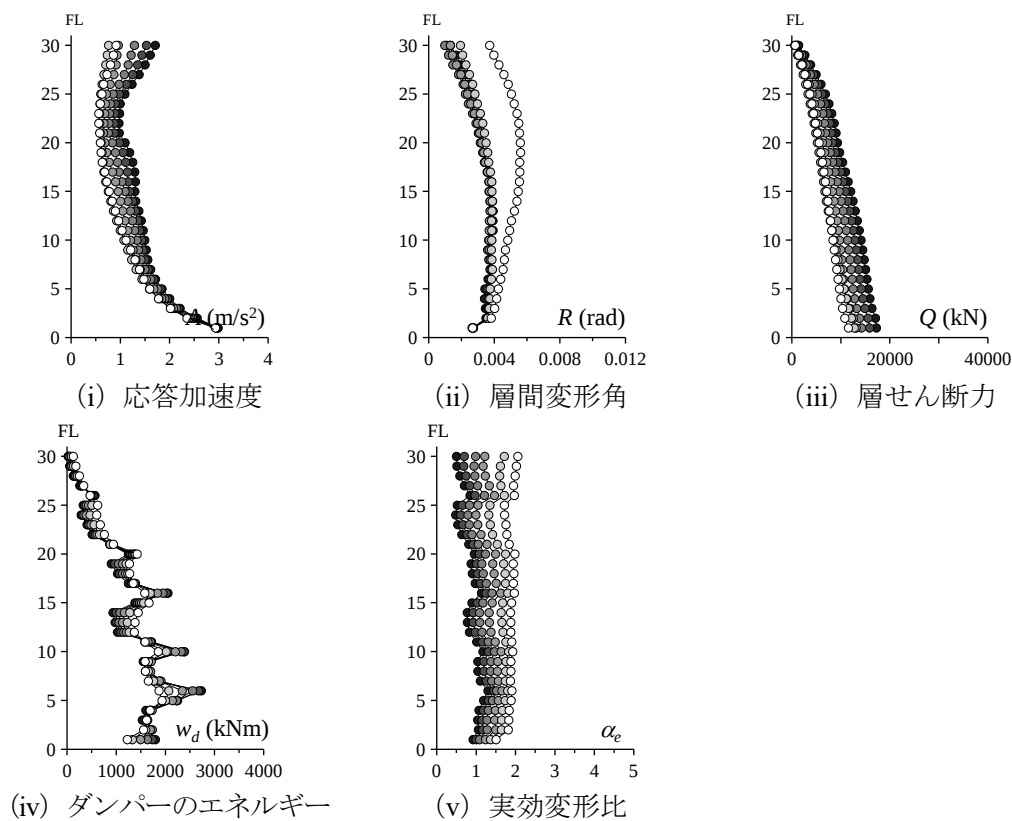


図 4.20 時刻歴応答解析結果 (8 基モデル)



(a) 従来架構, 4 基・千鳥



(b) 提案システム, 4 基・千鳥

図 4.21 時刻歴応答解析結果 (4 基・千鳥モデル)

4.6 等価減衰定数 h_{eq} と等価周期 T_{eq} による性能評価

提案システムでは主架構の剛性が低減するため、長周期化に伴い地震応答スペクトル値が変動する．本節では、1 次モードの等価減衰定数 h_{eq} と等価周期 T_{eq} による提案システムの性能評価と、その応答低減効果について告示波の応答スペクトルを用いて考察する．

4.6.1 h_{eq} と T_{eq} の算出方法

h_{eq} と T_{eq} の算出方法を以下に示す．なお、 α は粘性制振壁の減衰力－速度関係における速度の乗数、添字 s はせん断モデルの諸元であることを表す．

- (1) 文献 3) の手法により、骨組特性値と擬似ブレース剛性を用いた、付加系の変形を適切に表現できるせん断モデルを作成する．提案されているせん断モデルの作成手法における、部材モデルとせん断モデルの対応を図 4.22 に示す．このモデルにおいて付加系は、擬似ブレースと擬似ダンパーを直列結合し構成される．擬似ダンパーの粘性係数 C_{ds} および擬似ブレース剛性 K_{bs} は、それぞれ式(4.19)、式(4.20)で算出される．

$$C_{dsi} = (\alpha_{Ni,j})^{1+\alpha} \cdot C_{di,j} \quad (4.19)$$

$$K_{bsi,j} = (\alpha_{Ni,j})^2 \cdot K_{dTi,j} \quad (4.20)$$

K_{bs} は、図 4.22 (b)に示すように擬似ダンパーに直列結合するバネの剛性であり付加剛性の極限值となる¹¹⁾．主架構の剛性 K_{fs} および、骨組特性値 α_N と K_{dT} は、図 4.23 (b), (c)に示す主架構のみの弾性部材モデルに地震力を作用させた解析（状態 N 解析）と、各節点の水平変位を拘束してダンパー設置位置に想定減衰力を作用させた解析（状態 T 解析）の 2 回の静的解析より得られ、式(4.21)～式(4.23)により算出される．

$$K_{fsi} = Q_{Ni}/\delta_{Ni} \quad (4.21)$$

$$\alpha_{Ni,j} = \delta_{dNi,j}/\delta_{Ni} \quad (4.22)$$

$$K_{dTi,j} = F_{dTi,j}/\delta_{dTi,j} \quad (4.23)$$

ここで、 Q ：層せん断力、 δ ：層間変形、 δ_d ：実効変形、 F_d ：ダンパー設置箇所に作用させる外力である．右下の添え字 N および T は、状態 N および状態 T の計算値であることを、また、 i, j は i 層 j 番目のダンパーを表す． K_{dT} は、架構抵抗剛性⁹⁾と呼ばれる指標に等しく、ダンパーが架構に及ぼす力とその結果生じるダンパー変形の関係を表す剛性として定義されている．

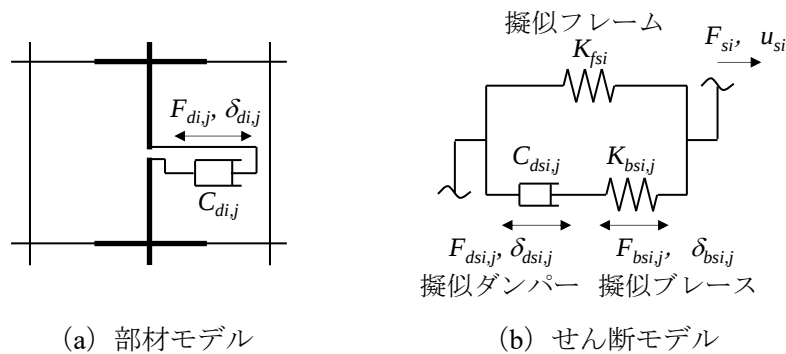


図 4.22 部材モデルとせん断モデルの対応

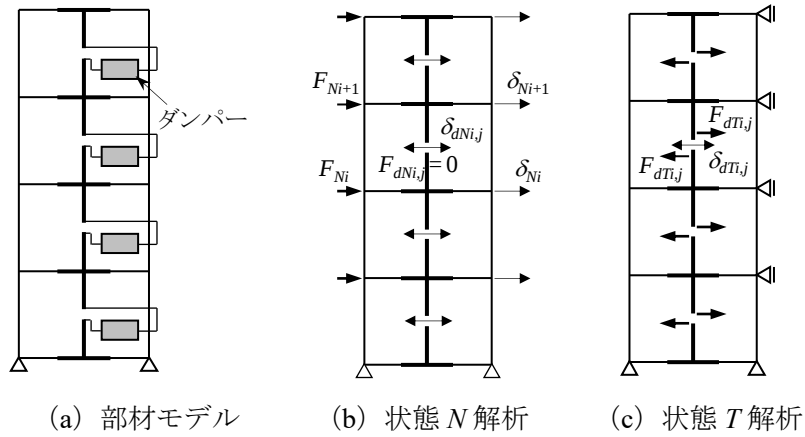


図 4.23 状態 N, T 解析

- (2) 笠井ら^{6),7)}の粘性ダンパーをもつシステムの等価線形化手法に基づき、次式により各層の等価減衰定数 h_{eqsi} を $\alpha=0$ と 1 の両場合の h_{eq} を補完して求める。

$$h_{eqsi} = \{1 - \sqrt{\alpha \cdot (2 - \alpha)}\} \cdot h_{eqsi, \alpha=0} + \sqrt{\alpha \cdot (2 - \alpha)} \cdot h_{eqsi, \alpha=1} \quad (4.24)$$

$$K''_{dsi,j} = \frac{C_{dsi} \cdot \omega_{f1}}{\delta_{asimax}^{1-\alpha}} \quad (4.25)$$

$$h_{eqsi, \alpha=0} = h_0 + \frac{2}{\pi \cdot p \cdot (1 + K_{bsi}/K''_{dsi})} \cdot \ln \frac{1 + p \cdot K_{bsi}/K''_{dsi}}{(1 + K_{bsi}/K''_{dsi})^p} \quad (4.26)$$

$$p = \frac{1}{1 + K_{bsi}/K_{fsi}} \quad (4.27)$$

$$h_{eqsi, \alpha=1} = h_0 + \frac{0.8}{2} \cdot \frac{K''_{dsi}/K_{fsi}}{1 + (1 + K_{bsi}/K_{fsi}) \cdot (K''_{dsi}/K_{bsi})} \quad (4.28)$$

- (3) 各層において等価減衰定数 h_{eqsi} を弾性歪みエネルギー W_{esi} により重み付けし、全体の等価減衰定数 h_{eqs} を次式で評価する⁸⁾。

$$h_{eqs} = \frac{\sum_{i=1}^N h_{eqsi} \cdot W_{esi}}{\sum_{i=1}^N W_{esi}} \quad (4.29)$$

$$W_{esi} = \frac{(B_{si} \cdot Q_{Bs})^2}{2 \cdot K_{eqsi}} \quad (4.30)$$

$$K_{eqsi} = K_{fsi} + K'_{asi} \quad (4.31)$$

$$K'_{asi} = K_{bsi} \cdot \frac{(K''_{dsi}/K_{bsi})^{1+\alpha}}{1 + (K''_{dsi}/K_{bsi})^{1+\alpha}} \quad (4.32)$$

式(4.30)で、 B_{si} は荷重分布を A_i 分布としたときの各層の層せん断力 Q_{si} の第1層の層せん断力 Q_{Bs} に対する割合である。

- (4) ダンパーの等価剛性を考慮した等価1質点系の固有周期 T_{eqs} は式(4.33)により求められる。

$$T_{eqs} = 2\pi \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^N \left(m_i \cdot \sum_{j=1}^i \frac{B_{sj}}{K_{eqsj}} \right)} \quad (4.33)$$

検討モデルの1次粘性領域は $\delta_d < 0.004\text{m/s}$ であり，前節に示した $pS_V = 0.8\text{m/s}$ とした告示波に対する応答解析では，この範囲を十分に超える応答であったため，本節では前節の解析結果に合わせて C_{dsi} に2次粘性係数を採用し， $\alpha=0.59$ とする．また，8基モデルでは，Y1，Y4通りのダンパーとY2，Y3通りのダンパーが等しくバネ系にモデル化されず，厳密には式(4.26)，(4.28)をそのまま適用できないが，簡略的にY1，Y4通りとY2，Y3通りの C_{dsi} と K_{bsi} 値それぞれの平均値を用いる．なお，(1)については，せん断モデルの作成過程を含み，文献3)の手法の提案システムに対しての適用可否が未知であるため，次節でせん断モデル作成手法を提案システムに適用した際の妥当性について検証する．

4.6.2 せん断モデルの妥当性検証

前節の h_{eq} と T_{eq} の算定方法は，文献3)の手法による部材モデルからせん断モデルへの変換の過程を含む．文献3)の手法は，状態 N 解析および状態 T 解析の結果を満たすという条件から，せん断モデルの剛性マトリクスを部材モデルの自由度縮約型剛性マトリクスと一致するよう決定したものであり，この手順により様々な設置形式や非線形性に合理的に対応できる汎用性を有する．このため本章の提案システムにおいても，梁にピンを設けた架構に状態 N,T 解析を行うことで文献3)の手法を適用できると考えられる．本節では，提案システムに対する文献3)の手法の適用性を検証するため，部材モデルの応答値を精解値としてせん断モデルの精度検証を行う．文献3)の手法の精度は状態 N,T 解析における外力分布に依存するが，本節では A_i 分布の外力を設定する．主架構の塑性化による影響を排除するため，以下の検証では主架構を弾性として検討を進める．

検証に用いる地震動は解放工学的基盤における告示波とし，図4.24に入力地震動の疑似速度応答スペクトルを，図4.25に入力地震動の加速度時刻歴波形を示す．地震動の位相特性は，Hachinohe（1968年十勝沖地震）のEW成分，JMA-KOBE（1995年兵庫県南部地震）のNS成分，El Centro（1940年Imperial Valley地震）のNS成分，Taft（1952年Kern County地震）のNS成分，SENDAI TH030（1978年宮城県沖地震）のNS成分とし，疑似速度応答スペクトル pS_V を 0.8m/s （ $h=5\%$ ）とする計5波（Hachinohe, Kobe, El Centro, Taft, Tohoku）を使用する．

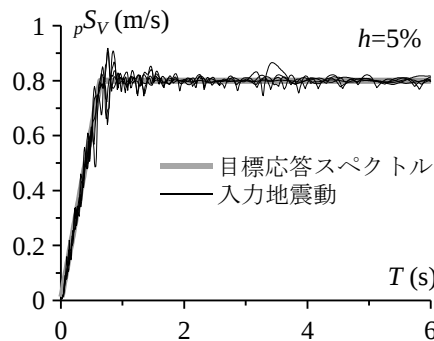


図 4.24 入力地震動の疑似速度応答スペクトル

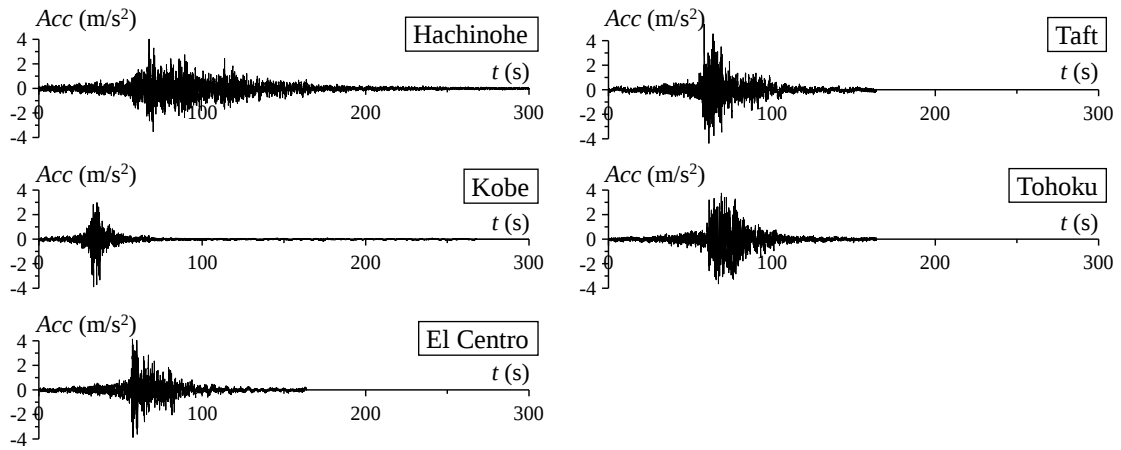


図 4.25 入力地震動の加速度時刻歴波形

図 4.26 に最大加速度 A と最大層間変形角 R , 図 4.27 に層せん断力 Q とダンパーの負担層せん断力 Q_d , 図 4.28 にエネルギー吸収量 w_d と実効変形比 α_e の, 部材モデルとせん断モデルの応答値の比較を示す. 変形レベルによる精度を確認するため, 入力地震動の加速度を 0.5 倍, 1.0 倍, 1.5 倍, 2.0 倍とし, それぞれの入力レベルの告示波 5 波による時刻歴応答値の平均値としている. h_d は 4.5 節の時刻歴応答解析で, 頂部応答加速度が最も低減した h_d とした. 図 4.26～図 4.28 より, 4 基モデル, 8 基モデルとも入力倍率 2.0 倍の場合に層間変形角の精度が劣るが, その他の倍率ではいずれの応答値も比較的良好な精度を示す. 8 基モデルでは, ダンパーサイズの切り替え層 (6, 11, 16, 21, 26 層) でせん断モデルのダンパーの負担層せん断力が, 部材モデルに比べ大きめの応答を示す傾向にあり, 層間変形角においてもこの影響が確認できる.

図 4.29 に従来架構と提案システムにおける, 骨組特性値と擬似ブレース剛性を比較して示す. 図中の $\bar{\alpha}_{Ni,j}$ および $\bar{K}_{dTi,j}$ は, α_N および K_{dT} の各層の各設置位置の平均値, 擬似ブレース剛性 $\Sigma K_{bsi,j}$ は K_{bs} の各層の各設置位置の集約値である. α_N は実効変形比の上限値を意味し⁶⁾, 従来架構の 0.6~1.2 に対し提案システムでは 2~5 となり, 実効変形比の上限が大幅に増加することが骨組特性値 α_N から確認できる. 提案システムでは, 従来架構に比べピンを付与したことで K_{dT} が低下する傾向にあるが, 式(4.20)より算出される K_{bs} は従来架構の同配置と比べて増大しており, 結果的に提案システムでは大きな付加剛性が期待できる. 提案システムの K_{dT} は従来架構に比べて小さいことから, ダンパーの減衰力に対して架構が抵抗できる実質の剛性は梁中間をピン接合とすることによって低減していることがわかる. しかしながら, ダンパー効率の評価指標となる K_{bs} は, 従来架構の同配置と比べて増大している. これは, 提案システムにおいてはせん断棒モデル作成のための座標変換係数である α_N が大きいためである. 層間変形の α_N 倍の変形が生じるダンパーを層間変形が作用する要素とするためにパラメータが修正され, 結果的に提案システムの擬似ブレース剛性 K_{bs} ($=\alpha_N^2 \times K_{dT}$) が大きくなる.

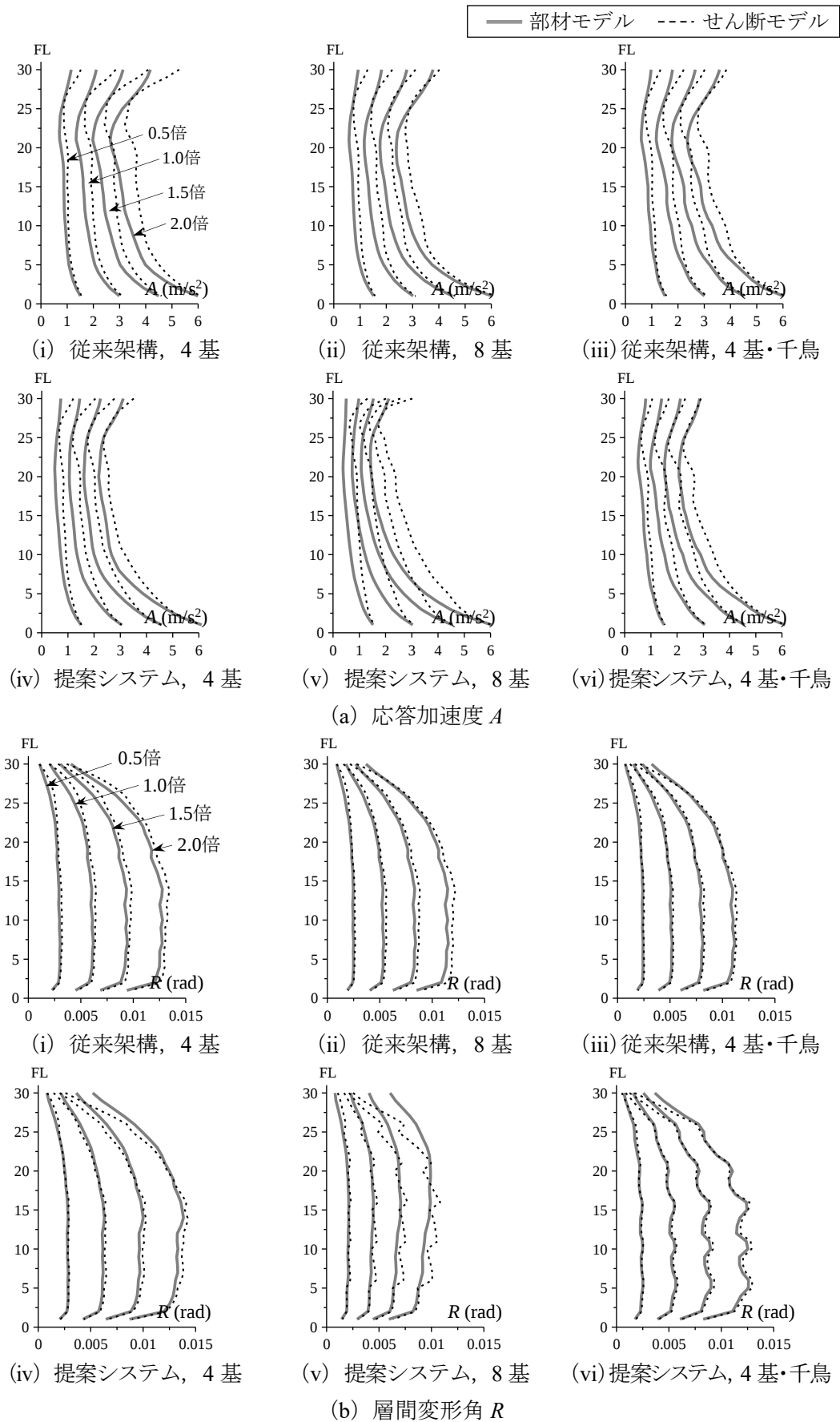
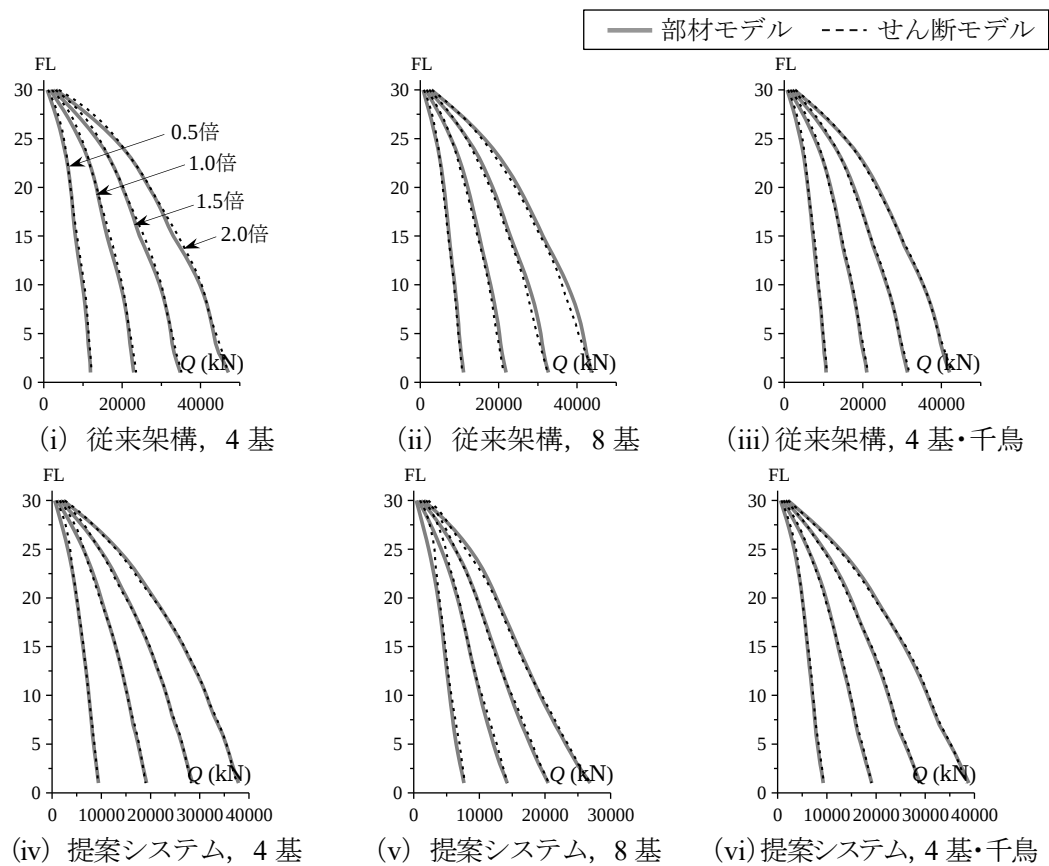
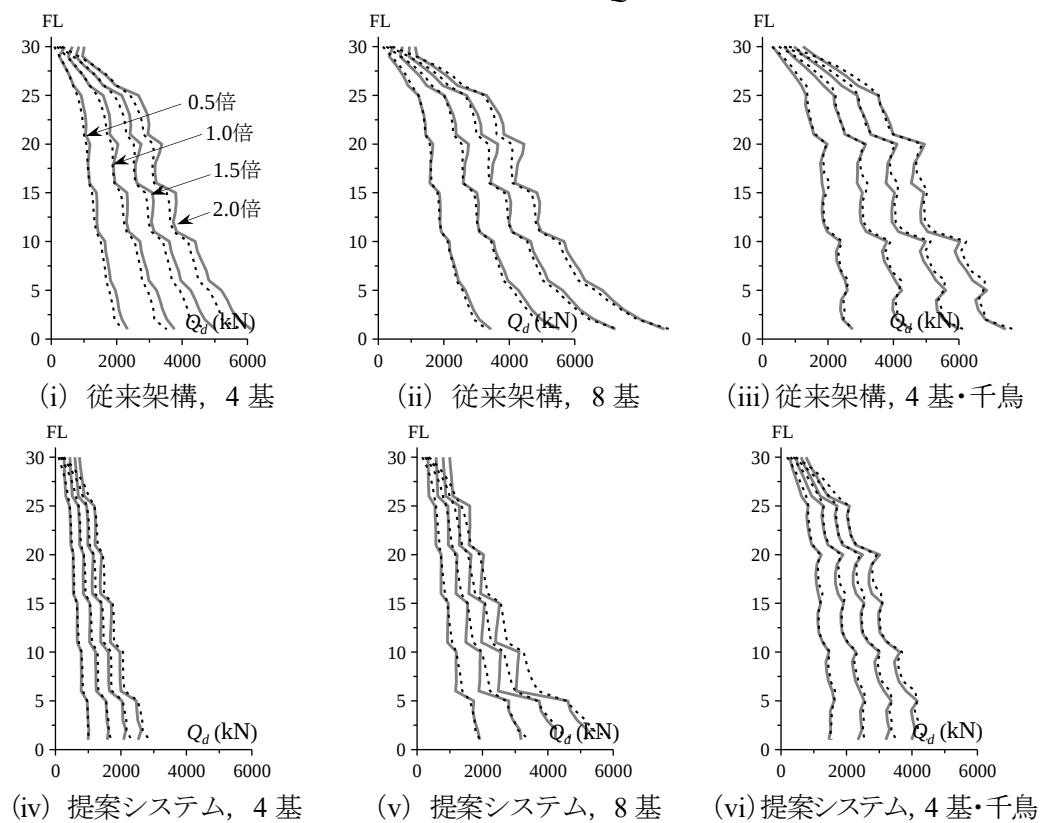


図 4.26 部材モデルとせん断モデルの応答値の比較

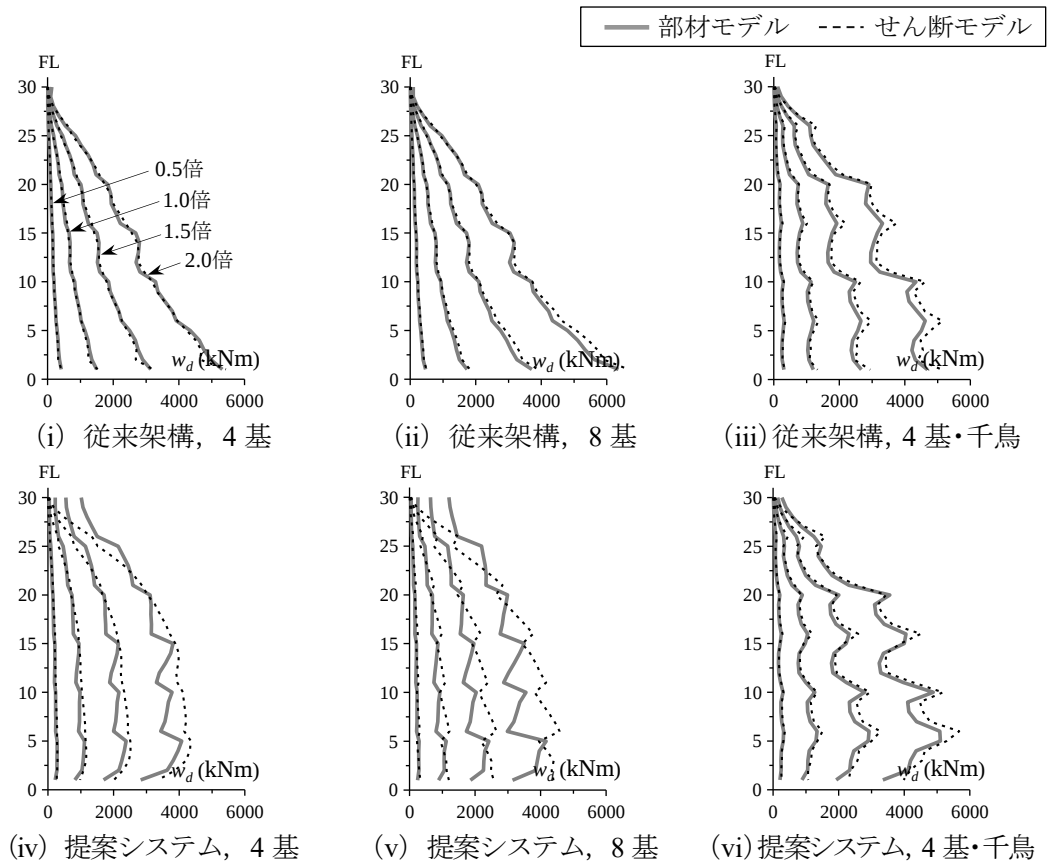


(a) 層せん断力 Q

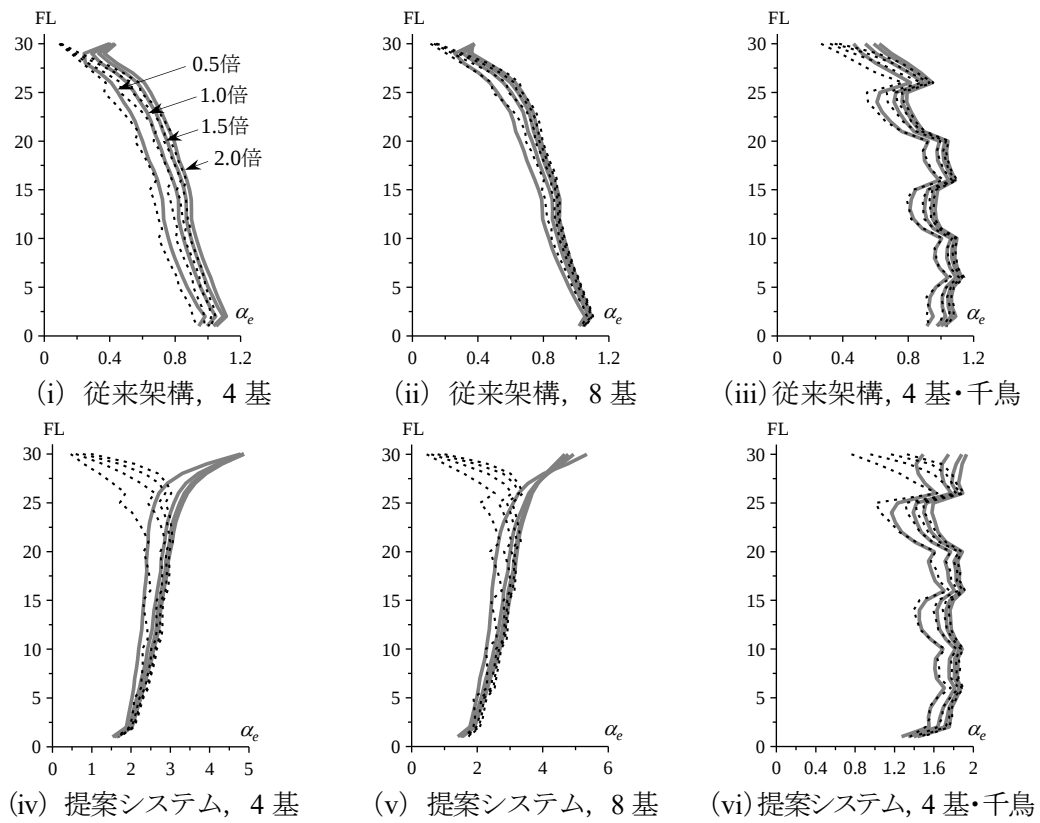


(b) ダンパーの負担層せん断力 Q_d

図 4.27 部材モデルとせん断モデルの応答値の比較



(a) ダンパーのエネルギー w_d



(b) 実効変形比 α_e

図 4.28 部材モデルとせん断モデルの応答値の比較

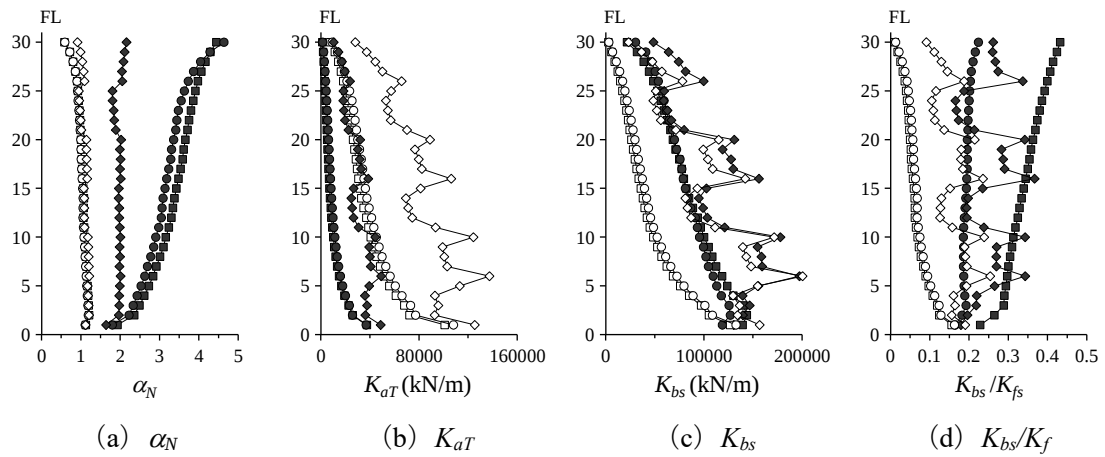
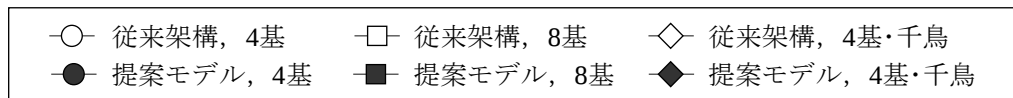


図 4.29 骨組特性値の比較

4.6.3 h_{eq} と T_{eq} の算出結果

図 4.30 にダンパー量 h_d と等価減衰定数 h_{eqs} , 等価周期 T_{eqs} および減衰効果係数 D_h ⁹⁾ の関係を, 表 4.3 に h_{eqs} の最大値と対応する h_d と T_{eqs} の値を示す. 減衰効果係数 D_h は式(4.34)により算出する.

$$D_h = \sqrt{\frac{1 + \beta \cdot h_0}{1 + \beta \cdot h_{eq}}} \quad (4.34)$$

h_{eqs} の最大値は, 提案システムの 3 モデルが, いずれも従来架構の同配置のモデルよりも大きくなっており, 提案システムでは従来架構に比べ大きな h_{eqs} が付与されていることがわかる. h_{eqs} が最大値をとる時の h_d は従来架構の同配置と比べ 1/2 以下となっており, 少ないダンパー量で高い h_{eqs} を得ることが可能であることが伺え, この傾向は地震応答解析の結果とも一致する. 提案システムの 8 基モデルにおける h_{eqs} の最大値は, 提案システム 4 基モデルにおける h_{eqs} の最大値の約 2.2 倍であり, ダンパーを分散配置とすることで h_{eqs} は大きく増大する. また h_{eqs} の最大値について, 従来架構に対する提案システムの比について着目すると, 4 基モデルで 2 倍, 8 基モデルで 2.5 倍, 千鳥モデルでは 1.3 倍となっており, 千鳥モデルでは h_{eqs} の変化が小さいことがわかる. これは 4.4 節の変形状態の考察で述べたとおり, 実効変形を増大させる可能性のある全体曲げ変形による柱の軸伸縮が, 連想配置と比べて小さくなるためであると考えられる.

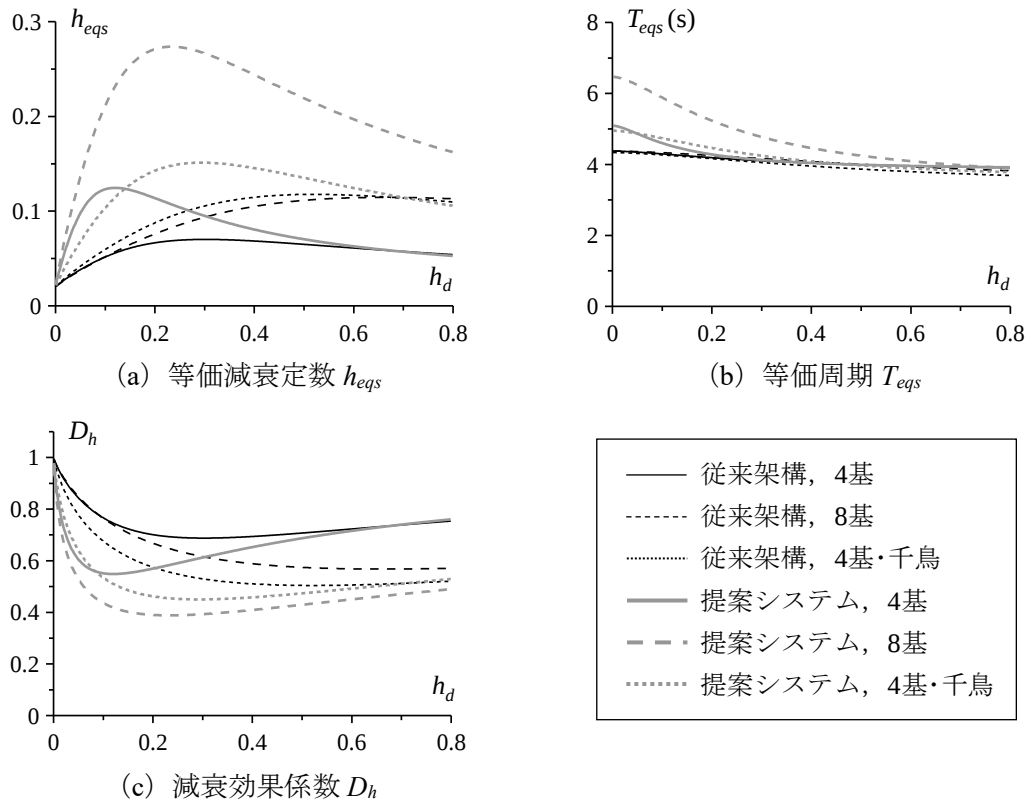


図 4.30 h_d と h_{eqs} , T_{eqs} , D_h の関係

表 4.3 h_{eqs} の最大値と対応する h_d および T_{eqs}

モデル	等価減衰定数 h_{eqs}	等価周期 T_{eqs}	ダンパー量 h_d
従来架構, 4 基	0.06	4.13	0.27
従来架構, 8 基	0.11	3.90	0.66
従来架構, 4 基・千鳥	0.12	3.85	0.52
提案システム, 4 基	0.12	4.52	0.12
提案システム, 8 基	0.27	5.06	0.23
提案システム, 4 基・千鳥	0.15	4.26	0.29

図 4.31 および図 4.32 に、表 4.3 示す h_{eqs} 最大時の h_d における、周期と等価減衰の変動に伴う告示波の応答スペクトル上での応答低減を示す。ここで、 T_f : 従来架構の固有周期、 T_{fp} : 提案システムを付加した主架構のみの固有周期である。告示波の応答スペクトルは、 $h=5\%$ で $S_v=0.8\text{m/s}$ となる線形の応答スペクトルに、式(4.34)による減衰効果係数 D_h を乗じ、式(4.35)の関係より擬似加速度応答と擬似変位応答に変換したものである。

$$S_v = \frac{T}{2\pi} \cdot {}_pS_A = \frac{2\pi}{T} \cdot {}_pS_D \quad (4.35)$$

式(4.34)の β は、観測地震動と人工地震動でそれぞれ誤差が少なくなるよう定められた値であり、ここでは人工地震動を想定して $\beta=75$ を採用する。

図中の破線矢印①は、等価周期の変動による S_A , S_D の変化を表し、破線矢印②は、等価減衰の増大による S_A , S_D の変化を表す。また、破線矢印③は、提案システムにおいて、架構にピンが付与されたことによる周期変動に伴う S_A , S_D の変化を表す。同図より、従来架構ではダンパーを付加することで短周期化して応答変位が減少、応答加速度が増加し（効果①）、さらに減衰の増大により応答変位、応答加速度が減少する（効果②）⁹⁾。一方提案システムでは、架構剛性の低下による長周期化によって応答加速度が減少、応答変位が増加（効果③）した後、効果①、②となる。結果的に、従来架構に比べ応答加速度の低減効果が大きく、応答変位が増大する傾向にあり、免震構造に似た特徴を示す。しかし、応答変位が特定層に集中せず各層に分散される点で免震構造とは異なり、各層に十分な減衰が付与されるよう主架構と制振構造のパラメータを適切に設定する必要がある。図 4.31 および図 4.32 の例題建物では、高い減衰効果により応答加速度、応答変位ともに大きく減少している。

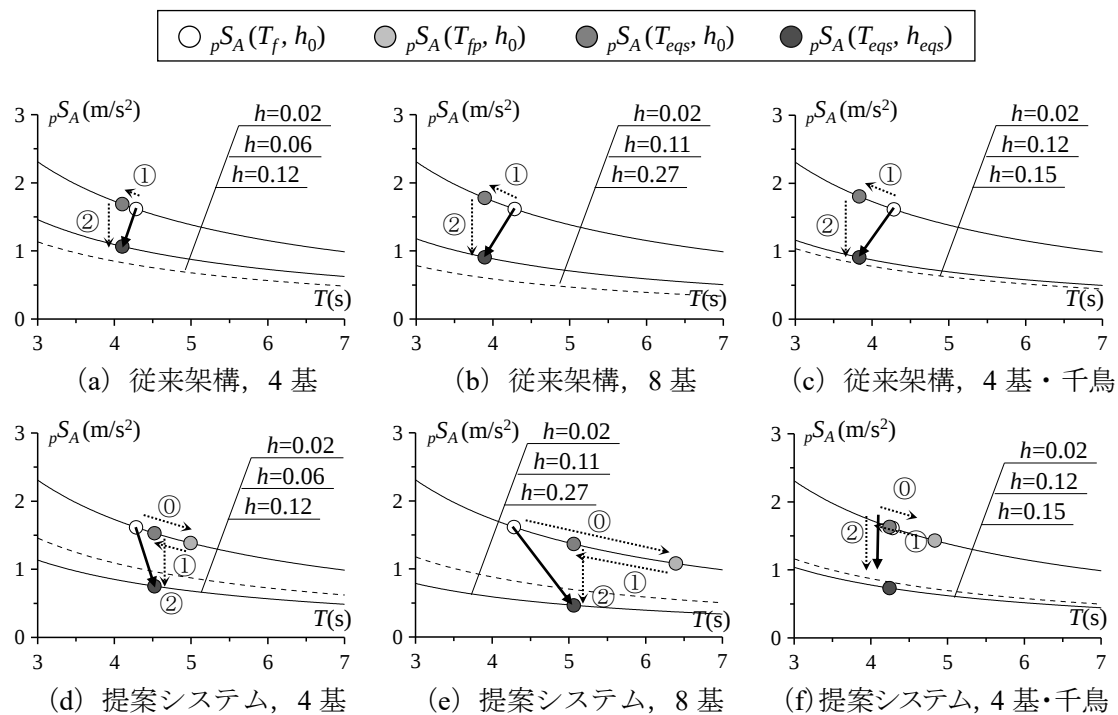


図 4.31 告示スペクトル上での応答加速度の低減

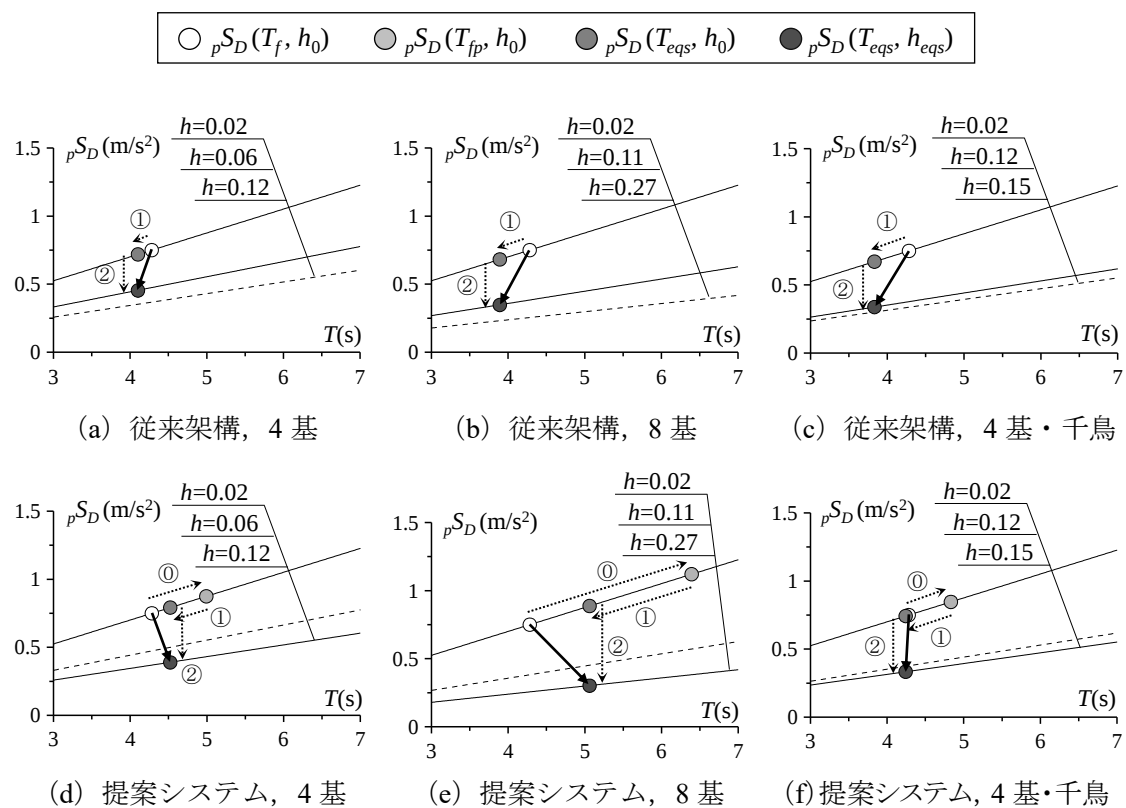


図 4.32 告示スペクトル上での応答変位の低減

4.7 提案システム適用の際の留意点

以上、提案システムにおける従来架構と比べた応答面での利点を述べてきたが、本検討での前提条件や未検討の事項を踏まえて、提案システム適用の際に考えられる留意点を以下に整理する。

- ① スラブによるピンの回転拘束とスラブの損傷を回避するため、スラブにピンの回転変形に追従できる機構を設けなくてはならない。対応としては、スラブコンクリートにスリットを設けるような機構が考えられるが、スラブの配筋や、長期荷重時の応力・たわみ分布、面内せん断力等に関する検討が必要である。
- ② 提案システムに小梁が取りつく際には、小梁によるピンの回転変形の拘束や、小梁へのねじり変形の発生が考えられる。これら小梁の影響に関しては未検討である。
- ③ 本章で得られた効果は、剛床仮定が成立する条件で与えられる。したがって、各階の床面が十分な剛性、耐力を有することを前提としている。
- ④ ダンパーの付帯梁がダンパー反力によって塑性化や過大な変形を生じないこと、また柱の軸剛性が過大・または過小でないこと。付帯梁に塑性化や過大な変形が生じると、図 4.2 で示した水平変形に対する増幅効果が小さくなり、また柱の軸変形が過大・過小であると、図 4.3 で示した左右柱の鉛直変位差による増幅効果が適切に得られないと考えられる。
- ⑤ 従来架構と比べると、提案システムを適用したダンパーの付帯梁の回転変形および、付帯梁両端位置の上下動が大きくなる。これにより水平力作用時の上下振動や梁の傾斜が居住性に影響を与える可能性がある。

上記について、本論文においては未検討であり今後の課題としたい。

4.8 まとめ

粘性制振壁を設置した制振構造について、粘性制振壁を設置する梁の中間にピン接合を設けることで、大きな実効変形を得る新たな制振システムを提案し、30 層鋼構造建物モデルを用いてその定常状態での架構変形の考察、時刻歴応答解析、等価減衰定数および等価周期を用いて検討した。限られた範囲の検討ではあるが、以下に得られた結果を要約する。

- (1) 1 次モードの定常状態解析により、実効変形を層間変形、全体曲げ変形、梁の回転変形の各成分で表し、従来架構と提案システムの架構変形の違いについて考察した。従来架構では、ダンパー量によらず梁の回転変形による実効変形の増加は僅かで、全体曲げ変形は実効変形を減少させる。これに対して、提案システムでは、ダンパー量が少ない場合には、梁の回転変形と全体曲げ変形が共に実効変形増加に大きく寄与した。しかし、ダンパー量の増加に伴い、ダンパー設置スパン左右の柱軸変形が反転し逆に実効変形を減少させる方向に作用する。したがって、少ないダンパー量で高い応答低減効果が得られる傾向があり、ダンパー設置箇所数に応じた適切なダンパー量が存在することが確認された。
- (2) 応答加速度の伝達関数や、実効変形を適切に評価した 1 次モードの等価減衰定数、等価周期の考察から、提案システムの採用により、主架構の剛性の低下に伴う長周期化が生じた上でダンパーによる減衰が付加され、応答加速度、層せん断力が大きく低減されることを明らかにした。
- (3) 文献 3)に基づくせん断モデル化手法により、従来の制振構造と同様に提案システムでもせん断モデルが作成でき、告示波に対しては入力レベルの高い場合を除き部材モデルと良い対応を示し、精度の良い応答値が得られることが確認された。

第4章の参考文献

- 1) 久保田雅春, 石丸辰治, 秦一平: トグル制震装置の鉄骨架構におけるエネルギー吸収性能に関する振動実験, 第2回日本制震(振)シンポジウム, 2000.11
- 2) 新林実, 荒川玄: 増幅機構付き制震システムの動的加振実験(その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.443-446, 2005.07
- 3) 石井正人, 笠井和彦: 多層制振構造の時刻歴解析に用いるせん断棒モデルの提案, 日本建築学会構造系論文集, 第647号, pp.103-112, 2010.1
- 4) 笠井和彦, 岩崎啓介: 様々な形式の制振構造における自由度縮約法と水平バネ系への変換法, 日本建築学会構造系論文集, No.605, pp.37-46, 2006.7
- 5) 石井正人, 和田章: 速度依存型ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, No.639, pp.803-812, 2009.5
- 6) 笠井和彦, 鈴木陽, 大原和之: 減衰力が速度の指数乗に比例する粘性ダンパーをもつ制振構造の等価線形化手法, 日本建築学会構造系論文集, No.574, pp.77-84, 2003.12
- 7) 笠井和彦, 小椋崇之, 鈴木陽: 非線形粘性ダンパーの等価剛性調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, No.618, pp.97-104, 2007.08
- 8) 柴田明徳: 最新 耐震構造解析 第2版, 森北出版, 2003.5
- 9) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚: 等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, No.571, pp.53-62, 2003.9

第5章 例題建物への適用

5.1 はじめに

第5章では、第3章および第4章で提案したダンパーのエネルギーの予測法および実効変形を増幅させる架構形式について、例題建物を対象に適用検討を行った事例を示す。

第3章のエネルギーの予測法の適用検討に用いる建物は、地上21階建ての超高層の鋼構造建物である。対象のダンパーは間柱型の粘弾性ダンパーで、実効変形が小さくなりやすい間柱型としており、エネルギーの予測においては実効変形比の適切な評価が重要となる。本検討例では、粘弾性ダンパーが負担するエネルギーを予測し、繰り返しによる粘弾性ダンパーの性能低下を考慮した応答を概略的に算出し、その応答を評価する事例を示す。加えて、時刻歴応答解析による精算値と比較して結果の妥当性を検証する。なお、3.3節で述べたように、層剛性やダンパー配置が不均一な場合に本予測法の精度に限界があると考えられるため、本検討で用いるモデルは平面・立面とも整形でダンパー配置も均一なものとしている。

第4章の架構形式の適用検討対象建物は、東京都内に建つ高さ約35mの中低層事務所ビルとし、すでに竣工している建物である。本建物を検討対象建物に選定した理由として、本建物の原設計は保有水平耐力計算による耐震構造として実施され、基本設計の段階で制振構造の検討も行われた経緯があることによる。その際は付加制振の検討であったことや配置構面が限られていたことから制振の効果が小さく、制振部材の配置によるコストアップにも繋がることもあって非採用となった。そこで本章では改め、変形増幅機構を本建物に適用させて原設計と同等以上の耐震性能を目指した試設計を行い、4章で提案した変形増幅機構の実建物での有効性を検討するとともに、実際のピン接合ディテールや部材数量に基づくコストの検討を行い、可能な限り現実的な形での適用例を示すことが目的となっている。なお、第4章の実効変形を増幅させる架構形式の適用検討例に用いた建物は高さ60m以下の中低層建物であり一般的にはコストや設計期間の面で時刻歴応答解析に基づく性能評価を想定した制振構造が適用されることの少ない規模の建物であるが、耐震性能の高い制振構造の一般的な普及を目指して、実務的に参考となり得る検討例になれば幸いである。

本章での検討には、実効変形比の応答値や骨組特性値による架構特性の評価も含み、2章でのこれらの指標に基づく性能評価の実例も兼ねるものである。

5.2 実効変形を考慮した粘弾性ダンパーのエネルギー予測法の適用検討

5.2.1 検討建物および制振ダンパー概要

図 5.1 に検討建物と制振ダンパーを示す．検討対象建物は事務所ビルを想定した地上 21 階建ての超高層の鋼構造建物とする．建物平面は X 方向 30m×Y 方向 24m，建物高さは最上階梁の構造芯までで 80.5m となっている．制振ダンパーには 3 章で検討したのと同じ間柱型の粘弾性ダンパーを用い，中構面の Y2, Y3 通りの全層に連層配置する．表 5.1 に粘弾性ダンパーの諸元を示す．粘弾性体は約 500mm 角の 2 面せん断形状となっており，ゴム厚が 25mm，減衰力は約 400kN である．なお，ダンパーを除く主架構のみの一次固有周期 T_1 は 2.40s である．主架構の減衰は一次固有周期に対する 1%の初期剛性比例型とする．

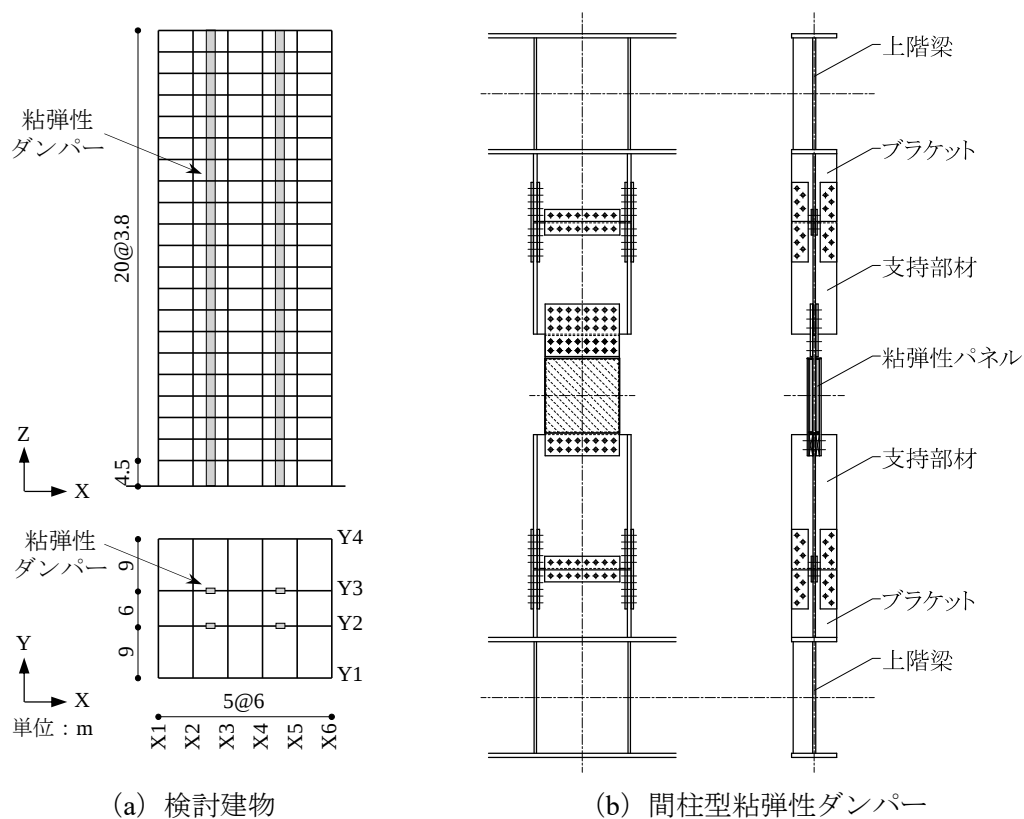


図 5.1 検討建物と制振ダンパー

表 5.1 粘弾性ダンパーの諸元

粘弾性パネル	粘弾性体サイズ (mm)	484×484
	粘弾性体厚さ (mm)	25
	せん断面数	2
	減衰力 (kN)	約 400※
支持部材	鋼種	SN490B
	断面	H-650×300×16×25

※せん断ひずみ 200%，温度 20℃，振動数 1Hz 時

5.2.2 検討方針

本検討例では、粘弾性ダンパーが負担するエネルギーを予測し、粘弾性ダンパーの性能低下を考慮した応答を概略的に算出し、その応答を評価することを試みる。以下に検討のフローの概要を示す。

- ① 実効変形比を適切に表現できるせん断モデルを作成する。せん断モデルの作成手法は文献 1)によるものとする。
- ② 検討地震動を選定し、建物への入力エネルギーを設定する。
- ③ 第 3 章の方法に従って、ダンパーの負担するエネルギーを予測する。
- ④ ③で予測したダンパーの負担するエネルギーに基づいて、文献 2)の方法により粘弾性ダンパーの等価せん断弾性率 G_{eq} および等価減衰定数 H_{eq} の性能低下率を求める。
- ⑤ 3.7.2 節の方法に従って、粘弾性ダンパーの性能低下を考慮した最大応答の評価を行う。

上記①～⑤の過程を、以降順を追って述べる。

5.2.3 せん断モデルの作成

第 3 章のエネルギー予測手法はせん断モデルを基にしたものとなっているため、ここでは 5.2.1 節の検討モデルを、周辺架構の変形を適切に考慮できるせん断モデル¹⁾に置換する。部材モデルとせん断モデルの対応を図 5.2 に示す。図 5.2(b)のせん断モデルの疑似フレーム剛性 K_f および疑似ブレース剛性 K_{bs} は、主架構のみの弾性部材モデル（状態 N ）と、主架構の制振部材配置位置に剛性が極端に大きい弾性バネを挿入したモデル（状態 R ）の 2 種類の静的解析結果を用いて下式より得られる。なお、外力分布には A_i 分布を用いる。

$$\alpha_N = \delta_{aN} / \delta_N \quad (5.1)$$

$$K_{fs} = Q_N / \delta_N \quad (5.2)$$

$$K_{aR} = F_{aR} / \delta_R \quad (5.3)$$

$$K_{bs} = \alpha_N \cdot K_{aR} \quad (5.4)$$

図 5.2(c)のせん断モデルにおける粘弾性ダンパーの諸元は下式で変換される。

$$A_{ds} = \alpha_N \cdot A_d \quad (5.5)$$

$$t_{ds} = t_d / \alpha_N \quad (5.6)$$

$$K_{cs} = \alpha_N \cdot K_c \quad (5.7)$$

ここで、 A_d ：粘弾性ダンパーの粘弾性せん断面積、 t_d ：粘弾性ダンパーの粘弾性体厚さ、 K_c ：粘弾性ダンパーの支持部材の剛性で上下 H 形鋼部分の剛性である。なお、添え字 s はせん断モデルに変換された値であることを表す。

図 5.3 に主架構の剛性 K_f 、骨組特性値 α_N 、ダンパー配置 1 箇所の疑似ブレース剛性 K_{bs} を示す。図 5.3(c)には、せん断モデルの支持部材の剛性 K_c に加え、 K_{bs} と K_{cs} の直列ばね剛性 $(1/K_{bs} + 1/K_{cs})^{-1}$ も表示している。図 5.3(b)より、間柱型配置であるため骨組特性値 α_N は 1 を超える層もあり、全層概ね 1 に分布している。図 5.3(c)では、間柱型配置であるがゆえに K_f に比べて K_{bs} が小さく、直列ばね剛性 $(1/K_{bs} + 1/K_{cs})^{-1}$ も小さくなっていることがわかる。

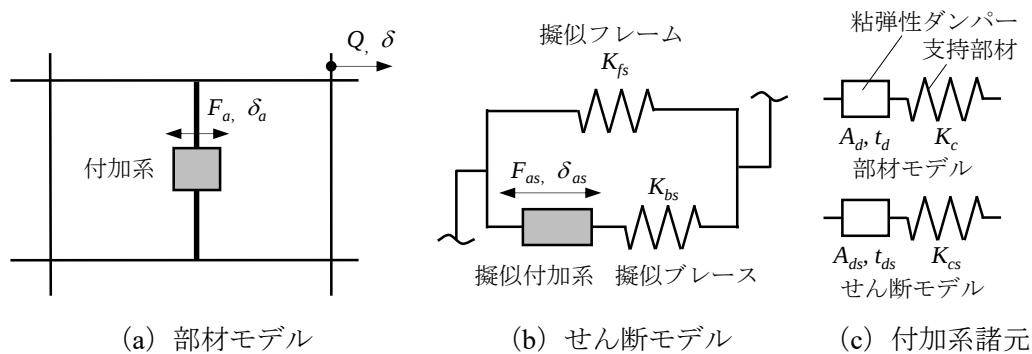


図 5.2 部材モデルとせん断モデルの対応

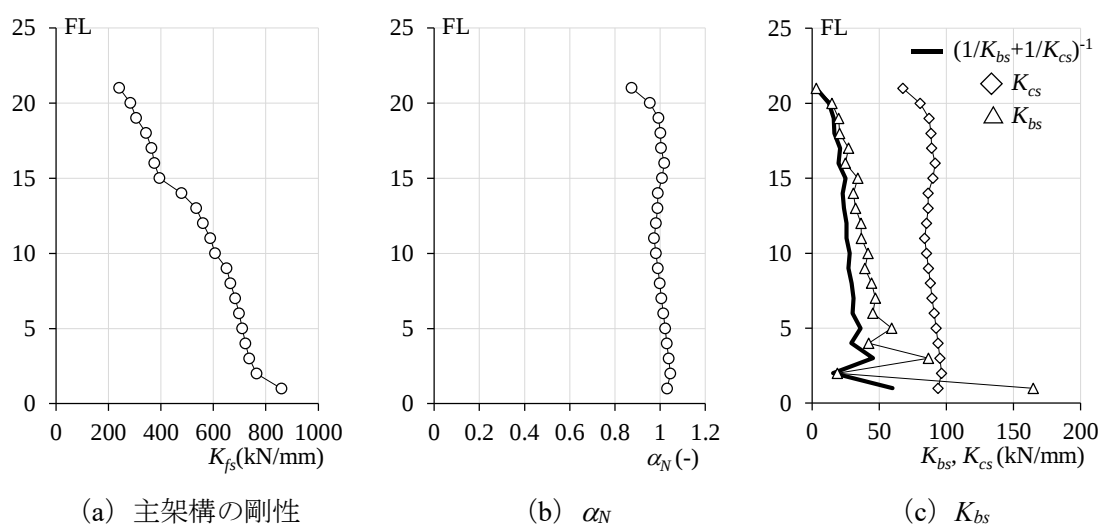


図 5.3 主架構の剛性および骨組特性値

第 3 章のエネルギー予測法では、基準状態時 ($\gamma_d = 1$, $\theta = 20^\circ\text{C}$, $f = 0.33\text{ Hz}$) の本粘弾性ダンパーの等価剛性 k_{d0} に対する支持部材剛性 k_b の比である支持部材剛性比 β_{b0} が、実効変形比を表す重要なパラメータとなっている。本例題建物における β_{b0} の分布を図 5.4 に示す。本例題の β_{b0} は概ね 1~5 の範囲に分布しており、2 付近に値する層が多くなっている。

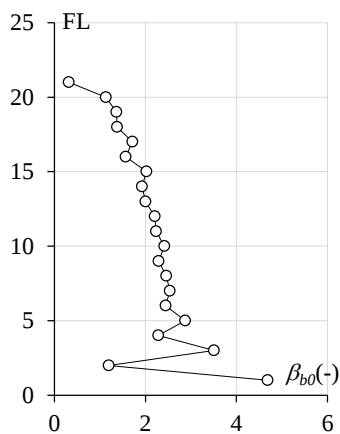


図 5.4 支持部材剛性比 β_{b0} の分布

5.2.4 検討地震動の選定とエネルギーの予測

エネルギーの予測検討にあたっては，検討地震動を想定して入力エネルギーを定める必要がある．ここでは，OS1 および Art-Hachi（告示波，八戸位相）を想定する．地震動のエネルギースペクトルを図 5.5 に示す．図 5.5 より，本建物の 1 次固有周期 $T_{f1}=2.40\text{s}$ での入力エネルギーの速度換算値 V_E を読み取ると，OS1 で 2.54m/s ，Art-Hachi で 1.56m/s である．表 5.2 にエネルギー予測にあたっての計算値諸元を示す．

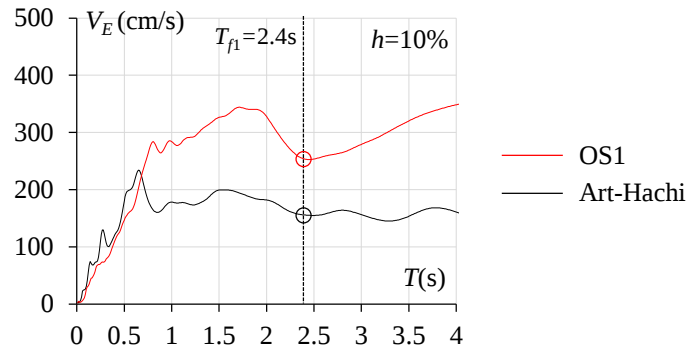


図 5.5 検討地震動のエネルギースペクトル

表 5.2 エネルギー予測にあたっての計算値諸元

	OS1	Art-Hachi
入力エネルギーの速度換算値 V_E (m/s)	2.54	1.56
地震動の f 値	2.85	1.21
等価繰り返し数 n (式(3.42c))	17.6	6.9

第 3 章のエネルギーの予測法に従って算出したダンパーのエネルギー w_{di} を図 5.6(a)に示す．図 5.6(b),(c)には参考値として層間変形角 R および実効変形比 α_e を示す．図 5.6(a)より，エネルギーの予測法に従えば，ダンパーのエネルギー w_{di} は最大で OS1 入力時に 1091kNm ，Art-Hachi 入力時に 415kNm ，いずれも 3 階にて生じると予測される．なお層間変形角 R は両地震波とも最大で $1/110\text{rad}$ ，実効変形比は概ね $0.6\sim 0.8$ に分布する層が多くなっている．

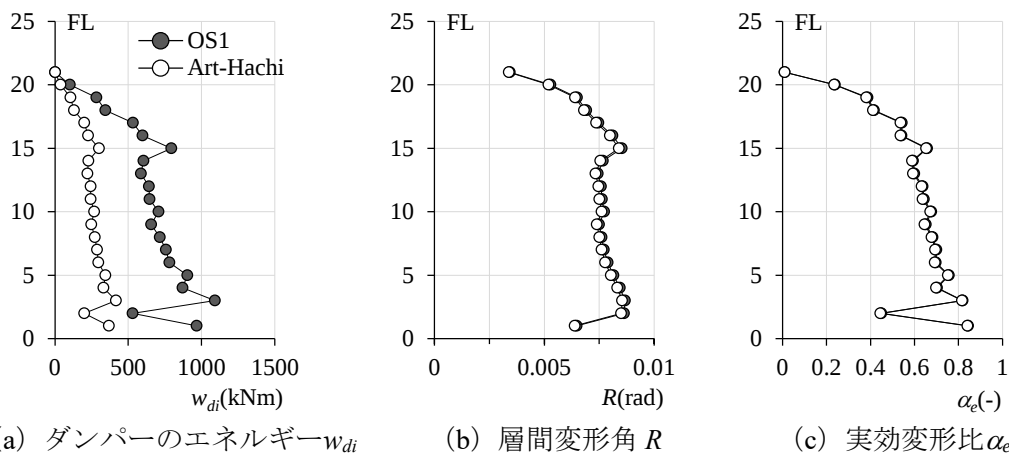


図 5.6 ダンパーのエネルギー w_{di} と層間変形角 R 実効変形比 α_e

5.2.5 性能低下を考慮した最大変形の予測

前節で予測したダンパーのエネルギー w_{di} から算出した、繰返しによるダンパーの特性値の低下率を図 5.7 に示す． G_{eq} の低下率 $G\lambda_{\Omega\theta}$ と H_{eq} の低下率 $H\lambda_{\Omega}$ は、 w_{di} を粘弾性体の体積で割ってエネルギー密度に変換し、式(3.46)から算出している．温度基準化エネルギー密度の算出には、 $\theta=20^{\circ}\text{C}$ を用いる．図 5.7 より、ダンパーの特性値の低下率が最も小さくなる 3 層に着目すると、OS1 入力時に $G\lambda_{\Omega\theta}=0.78$ 、 $H\lambda_{\Omega}=0.93$ 、Art-Hhachi 入力時に $G\lambda_{\Omega\theta}=0.86$ 、 $H\lambda_{\Omega}=0.96$ となった．

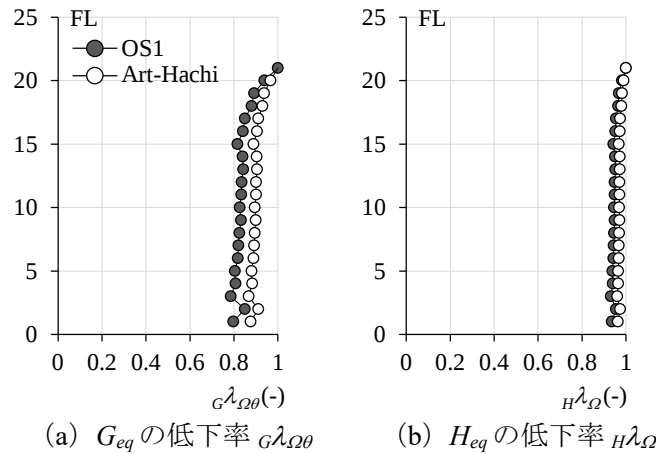


図 5.7 繰返しによるダンパーの特性値の低下率

次いで、これらの低下率を用いて各層のダンパーの特性値を全層一律に低下させ、その最大変形を評価する．最大変形の予測法は 3.7.3 節で示した手法 A によるものとし、手順を改めて図 5.8 に示す．図 5.9 に性能低下を考慮した層間変形角の予測値を示す．●○プロットは性能低下を考慮した最大層間変形角であり、実線は性能低下を考慮していない場合の最大層間変形角である．図 5.9 より、Art-Hachi 入力では性能低下を考慮する場合としない場合で層間変形角の大きさに差は見られないが、OS1 入力時には性能低下を考慮する場合としない場合で層間変形角の大きさに有意な差が見られる．このように、性能低下を考慮した応答の予測によって、OS1 に対する設計クライテリアやダンパー配置計画の見直しを行うための判断材料となる．

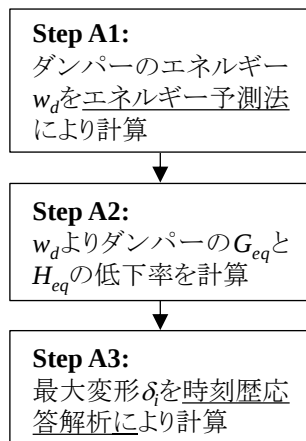


図 5.8 性能低下を考慮した最大変形 δ の予測法（手法 A）

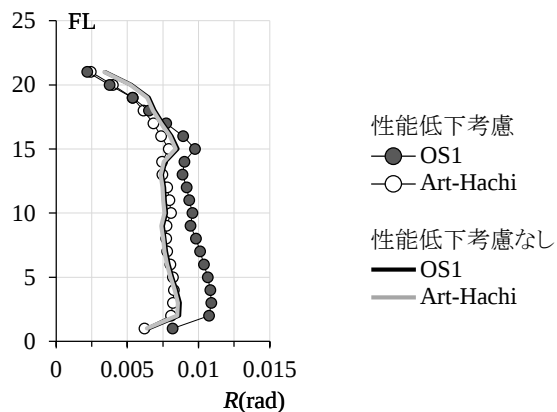


図 5.9 性能低下を考慮した層間変形角の予測値

5.2.6 時刻歴応答解析との比較

最後に、5.2.4 節のダンパーのエネルギーの予測結果と、5.2.5 節の性能低下を考慮した層間変形角の予測値について、時刻歴応答解析（以下、精算値と呼ぶ）と比較し、予測結果の精度を確認する。図 5.10 にダンパーのエネルギー w_{di} の予測精度を示す。予測値は精算値よりもエネルギーを大きめに評価していることがわかる。これは、特に OS1 において、予測値における入力エネルギーの設定に精算値（時刻歴応答解析での入力エネルギーの解析値）と乖離があったためと考えられる。予測法ではエネルギースペクトルから読み取った値とし、表 5.2 のとおり OS1 にて $V_E=2.54\text{m/s}$ としたが、解析の結果は $V_E=2.06\text{m/s}$ と設定値よりも 20%ほど小さかった。これはダンパー付加による固有周期や減衰の変動の影響と考えられるが、より高い精度を要求する場合には V_E の初期設定にも注意が必要であるといえる。

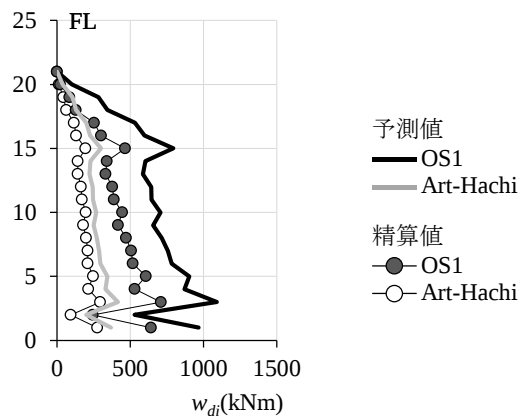


図 5.10 ダンパーのエネルギー w_{di} の予測精度

ダンパーの特性値の低下率の最小値の予測結果は、OS1 入力時に $G\lambda_{\Omega\theta}=0.78$, $H\lambda_{\Omega}=0.93$, Art-Hhachi 入力時に $G\lambda_{\Omega\theta}=0.86$, $H\lambda_{\Omega}=0.96$ であったが、時刻歴応答解析の結果では OS1 入力時に $G\lambda_{\Omega\theta}=0.82$, $H\lambda_{\Omega}=0.94$, Art-Hhachi 入力時に $G\lambda_{\Omega\theta}=0.89$, $H\lambda_{\Omega}=0.96$ となっており、予測結果と精算値の結果は概ね対応する。ここで、全層一律でこの低下率を入力して図 5.8 の StepA3 に進むと、最大変形の予測値は精算値とほぼ対応することが予想されるため、最大変形の精算値の算出においては低下率の入力を全層一律ではなく、層ごとに得た低下率を用いて精度を検証することとする。図 5.11 にダンパーの特性値の低下率および性能低下を考慮した層間変形角の予測精度を示す。 G_{eq} の低下率 $G\lambda_{\Omega\theta}$ と H_{eq} の低下率 $H\lambda_{\Omega}$ は、予測値と精算値で概ね対応しており、これを用いた最大層間変形角はほぼ完全に一致している。これは、3.7.4節の精度検証と同様の傾向で、エネルギーの誤差が特性値の低下率に与える影響が小さく、さらに時刻歴応答解析では特性値の低下率に多少の誤差があっても応答結果に与える影響が小さいためと考えられる。

以上より、エネルギーの予測法をダンパーの繰り返しによる性能低下を考慮した応答を評価するために用いることを考えると、3章のエネルギーの予測法は有用であると考えられる。ただし、そのエネルギーの予測値は、3章で示したような最大で2~30%程度の誤差に加え、入力エネルギーの初期設定の誤差もあることを十分注意する必要があるといえる。

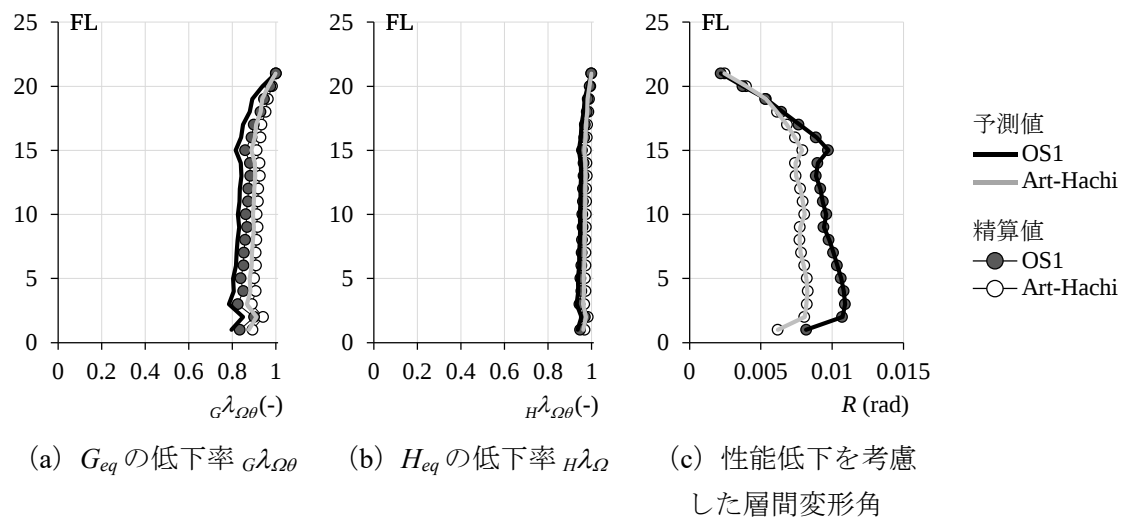
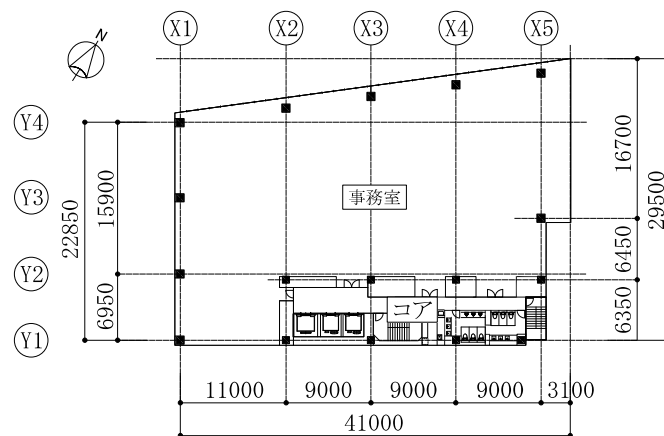


図 5.11 ダンパーの特性値の低下率および性能低下を考慮した層間変形角の予測精度

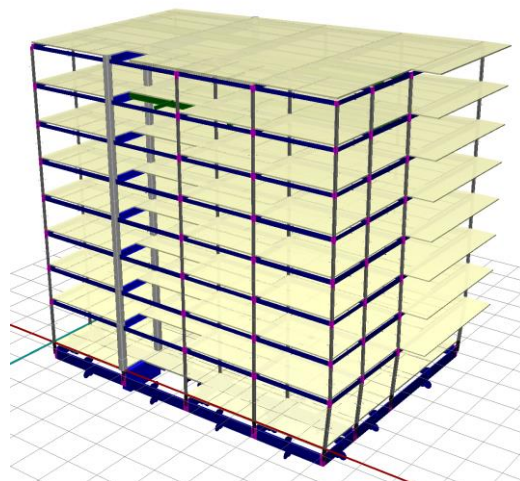
5.3 中低層鋼構造建物への変形増幅機構の適用検討

5.3.1 建物概要

検討対象建物は 2021 年 8 月に竣工した，東京都内に建つ高さ約 35m の中低層事務所ビルとする．地下 1 階の地上 8 階建てで，柱は CFT，梁は鉄骨造である．X 方向 41m×Y 方向 30m，延床面積約 8800m² となっており，用途は 1 階がエントランスおよび店舗，2～8 階が貸事務所である．基準階は北面に事務所スペース，南面に EV，階段等のコアを集約し，事務所スペースは Y 方向に 16～19m のロングスパン梁を架けた無柱空間としている．本建物は耐震構造として設計された建物であるが，本章では本建物を提案システムの適用検討のための例題建物として扱う．



(a) 基準階平面図



(b) 構造モデル

図 5.12 検討建物概要

5.3.2 制振構造の計画概要

本建物は原設計において、保有水平耐力計算による耐震構造として実施されたが、基本設計の段階で制振構造の検討も行われた経緯がある。その際は、付加制振の検討であったことや配置構面が限られていたことから制振の効果が小さく、制振部材の配置によるコストアップにもつながることもあって非採用となった。そこで本節では、変形増幅機構を適用させてダンパー配置を少量に抑えつつ、原設計と同等以上の耐震性能を目指した試設計を行い、4章で提案した変形増幅機構の実建物での有効性を検討する。以降、本検討において変形増幅機構を適用する検討モデルを「提案システム適用モデル」と呼び、これと比較して柱 CFT で設計された原設計案を「原設計モデル」と呼ぶ。

原設計モデルに単純にダンパーを付加する計画では、主架構の剛性が高く効率的な制振の効果が見込めないこと、制振デバイスの増設による単純なコスト増になることを考えて、提案システム適用モデルでは主架構から再検討し、構造躯体に関して大きく以下の 3 点の変更を加えた。

- (1) 原設計モデルでは CFT 柱が採用されたが、これを純鉄骨の角形鋼管柱に変更する。
- (2) 粘性制振壁と、間柱型鋼材ダンパーの制振デバイスを新たに配置する。なお、粘性制振壁の設置個所には変形増幅機構を適用する。
- (3) 制振構造とすることによる建物の長周期化や制振デバイスのエネルギー吸収効果を見込んで、主架構の柱梁数量の削減を図る。

図 5.13、図 5.14 に提案システム適用モデルのダンパーの平面・立面配置を、図 5.15 に粘性制振壁の設置位置を併記した梁伏図を示す。ダンパー種類は粘性制振壁と間柱型鋼材ダンパーとし、ダンパーは平面の南に寄ったコア周りの 2～7 層に配置し、1 階は EV ホールが広がるため、スペースの都合でダンパーを配置しない。粘性制振壁の配置架構に変形増幅機構を適用しているが、変形増幅機構の製作・施工手間や粘性制振壁の部材コストを考慮すると、4章の検討のように全層での連層配置は現実的ではない。そこで、変形増幅機構をもつ粘性制振壁の高いエネルギー吸収性能に期待して、変形増幅機構を適用する箇所数は最小限として 2、3 層に集中的に配置する。さらに、主架構の剛性が低いため下層部のみのダンパー配置だと上層が振れることや、粘性制振壁配置層のエネルギー吸収効率を高めるために、4～7 層に間柱型鋼材ダンパーを配置して上層を固める計画とする。

本建物は高さ 60m 以下で超高層建築物に該当しないが、提案システム適用モデルでは速度依存型のダンパーを使用していることから、本検討では大臣認定ルートによる時刻歴応答解析による設計を想定する。主架構の設計は、レベル 1 地震動の時刻歴応答解析の結果から、第 1 層のベースシア係数を X、Y 方向ともに 0.13 とする最大層せん断力係数の分布によるものとする。なおこの値は、 $T=0.03H$ より求められた固有周期 T より算出される、振動特性係数 R_t の 3/4 を用いた第 1 層の層せん断力係数³⁾にほぼ等しい。

提案システム適用モデルの使用材料と部材断面を原設計モデルと比較して表 5.3 に示す。大梁は、原設計モデルと比べると提案システム適用モデルでは部材設計用層せん断力を下げた影響で小断面化している。大梁の使用鋼種は原設計モデルと同じとしており、原則 SN490B と BCP325 としているが、一部大スパン梁やそれに隣接する大梁では 520 N/mm² 級鋼材となっている。柱は充填コンクリートを無くしたことで主に下層階においてやや大断面化した。柱の使用鋼種は大梁同様に原設計モデルと同じとし、BCP325 としている。小断

面化の影響は鉄骨本体のコストダウン以外に、建築計画的にも①平面的に広い空間を確保できる、②梁下寸法を大きく確保できるため天井高を高くした圧迫感のない空間を確保できるといったメリットがある。また、本例題では行っていないが、階高を低くしてさらにコストダウンを図るといった設計も可能であると考える。

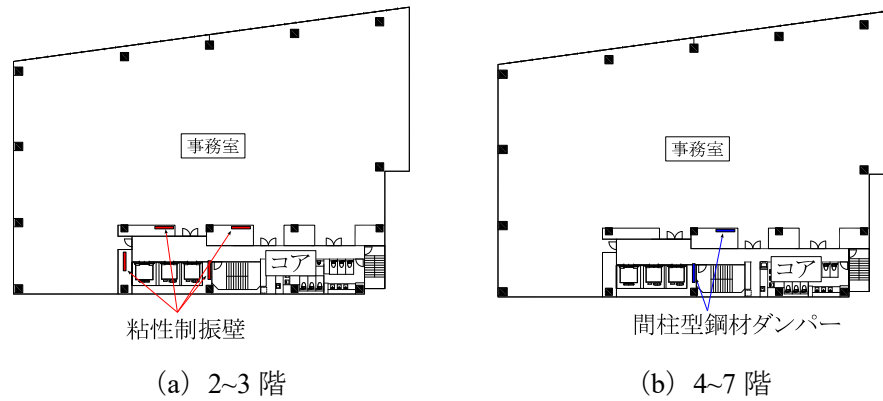


図 5.13 ダンパーの平面配置

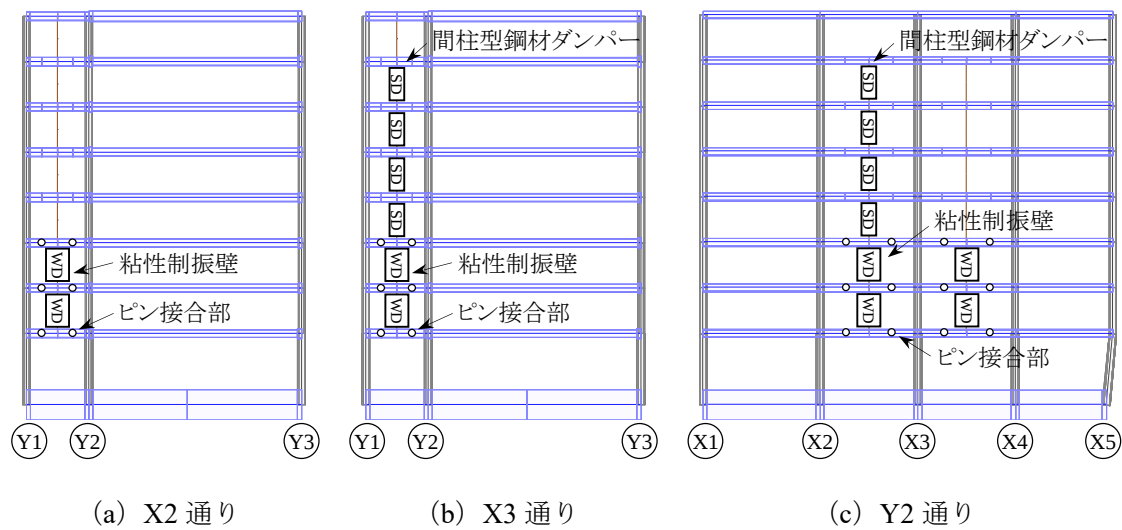


図 5.14 ダンパーの立面配置

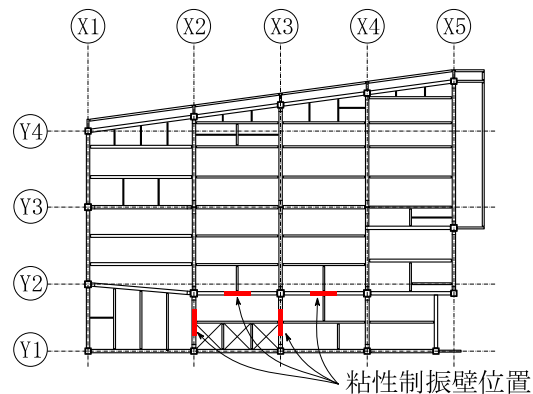


図 5.15 梁伏図

表 5.3 使用材料と部材断面

(a) 提案システム適用モデル			(b) 原設計モデル		
部位	使用材料	断面	部位	使用材料	断面
大梁	SN490B HBL355B	せい：650～1000 幅：200～400 フランジ厚：22～36	大梁	SN490B HBL355B	せい：800～1000 幅：300～500 フランジ厚：22～40
柱	BCP325	外径：650～800 板厚：22～36	柱 (CFT)	BCP325 Fc45	外径：650～750 板厚：22～25

採用地震動は表 5.4 に示すとおり，観測波 1 波（El Centro）と告示波 2 波（K-Hachinohe, K-Kobe）とし，それぞれレベル 1 とレベル 2 地震動とする．採用地震動の応答スペクトルを図 5.16 に示す．告示波は，建築基準法告示の解放工学的基盤における加速度応答スペクトルを 1.2 倍し，レベル 2 の速度一定領域で $pS_V = 100\text{cm/s}$ ，レベル 1 ではこれを 1/5 するものとする．目標とするクライテリアは，レベル 1 地震動に対して層間変形角 1/200 以下かつ主架構弾性，レベル 2 地震動に対して層間変形角 1/100 以下とする．

表 5.4 採用地震動

名称	種類	最大速度 (cm/s)		最大加速度 (cm/s ²)	
		レベル 1	レベル 2	レベル 1	レベル 2
El Centro (El Centro 1940 NS)	観測波	25	50	255	510
K-Hachinohe (Hachinohe 1968 NS 位相)	告示波	8	40	68	348
K-Kobe (JMA KOBE NS 位相)	告示波	10	51	84	408

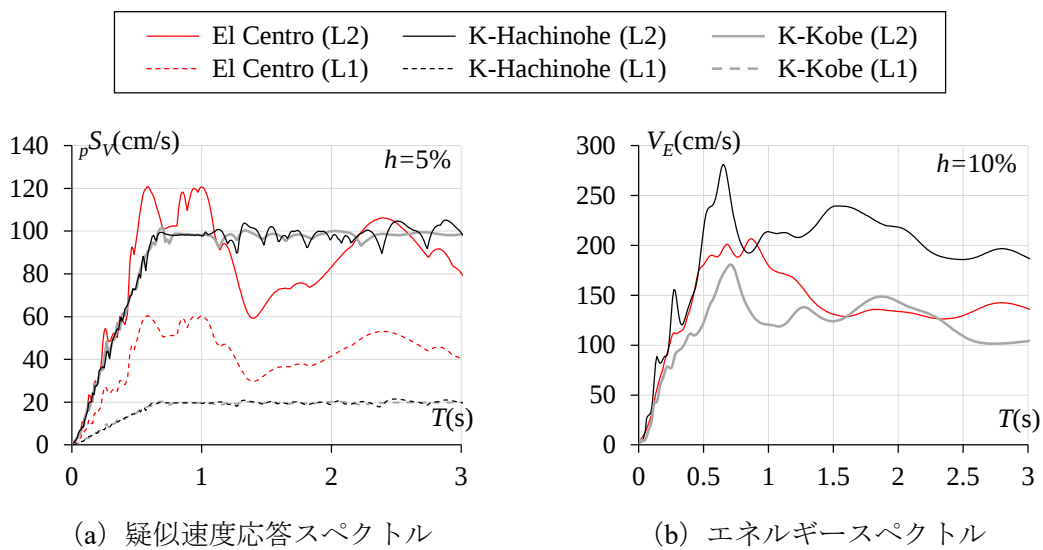


図 5.16 採用地震動の応答スペクトル

5.3.3 制振部材の諸元

本検討では、粘性制振壁と間柱型鋼材ダンパーを用いる。2, 3 層に設置する粘性制振壁の概要を図 5.17 に示す。粘性制振壁はダブルシアタイプを使用し、減衰力は速度 15cm/s、温度 20℃において約 1000kN で、減衰力は速度に応じて 3 段階に特性が切り替わるものとなっている。粘性制振壁は X 方向 4 枚、Y 方向 4 枚の合計 8 枚使用し、粘性制振壁を設置する架構には変形増幅機構を適用し、取りつく梁の 2 個所にピンを設ける。ピン位置 l とスパン長さ L の比率 l/L は 1/4 とし第 4 章、図 4.2(c)における増幅率 γ_1 は 2 となる。4～7 層に設置する間柱型鋼材ダンパーの概要を図 5.18 に示す。間柱型鋼材ダンパーはせん断パネルに低降伏点鋼 LY225 を使用した部材とし、パネルの板厚は 6mm、降伏せん断力は 430kN 程度である。解析上の復元力特性は、降伏後、最大荷重到達後に剛性が 0 となるトリリニアでモデル化される。間柱型鋼材ダンパーは X 方向 4 本、Y 方向 4 本の合計 8 本使用する。なお、粘性制振壁、間柱型鋼材ダンパーとも平面位置、建物高さ方向によらず図 5.17、図 5.18 に示した各 1 種類の部材とする。



図 5.17 粘性制振壁⁴⁾の概要

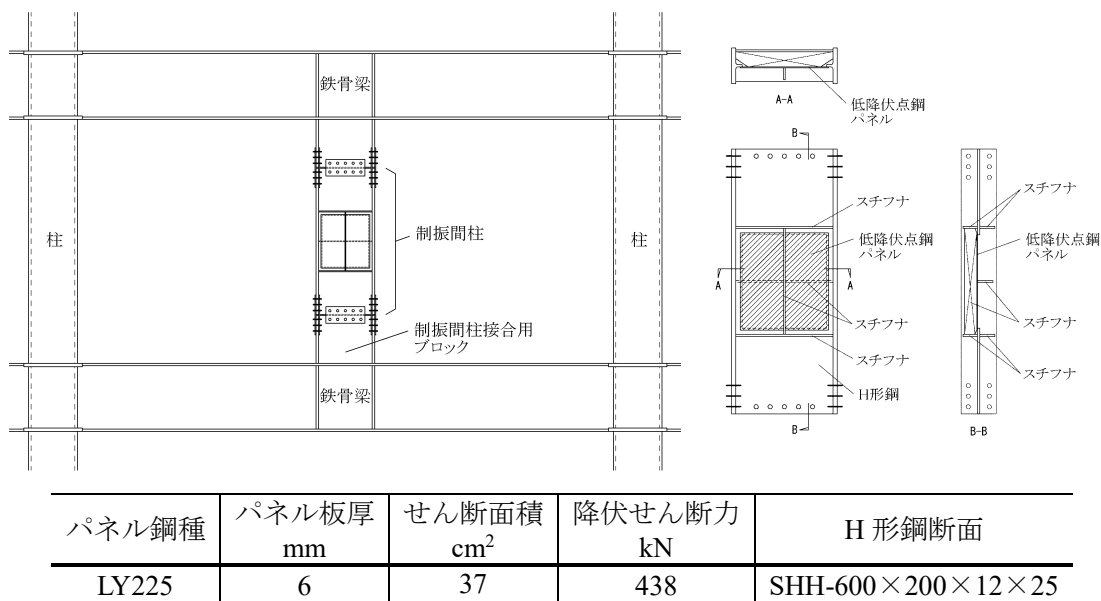


図 5.18 間柱型鋼材ダンパー⁵⁾の概要

5.3.4 解析モデル

解析は各階剛床を仮定した弾塑性の3次元立体部材モデルにより行う。柱部材は、材端に複数の弾塑性軸ばねを配置したマルチスプリングモデル、梁部材は材端の曲げ、せん断ばねと材中央のねじりばねによるモデルとする。構造減衰は、提案システム適用モデルと原設計モデルとも、主架構のみの1次固有円振動数に対して2%の初期剛性比例減衰とする。

図5.19にダンパーのモデル化を示す。粘性制振壁は、図5.19(a)に示すように、上下階の中央位置の変形が均一に作用すると仮定して、梁上に設置されている取付け部材の中央部分から階高の半分まで剛域を伸ばし、階中央部の剛域端同士をダンパー(ダッシュポット)で繋ぐモデルとする。ここでは取付け部材の変形を無視し、取付け部材が設置されている梁は、装置寸法幅2150mmの範囲に剛域を考慮する。間柱型鋼材ダンパーも粘性制振壁同様、梁と支持部材の接合節点から階高の半分まで剛域を伸ばし、階中央部の剛域端同士をパネルと支持部材の直列ばねで表すモデルとする。

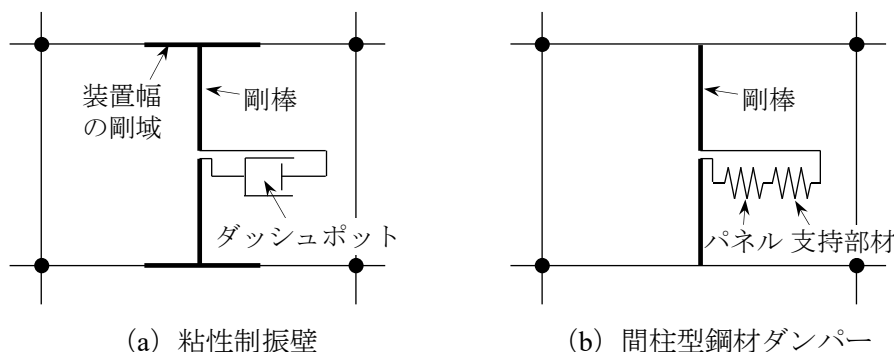


図 5.19 ダンパーのモデル化

5.3.5 主架構の固有値および骨組特性値の比較

本節では、主架構のみの固有周期および骨組特性値に着目し、原設計モデルと提案システム適用モデルの主架構のみの特性について比較する。

表5.5に固有周期を、図5.20に固有モード図を示す。これらは3次元立体部材モデルにより固有値解析を行った結果となっている。図5.20より、1次モードはX方向、2次モードはY方向、3次モードはRZ方向となっており、1次と2次のモードは若干のねじれ変形を含んでいることがわかる。表5.5より、X方向とY方向の固有周期は、原設計モデルの約1.2秒に対して提案システム適用モデルでは約1.6秒となっており、提案システム適用モデルでは主架構の柱梁断面の削減と提案システム適用によるピン接合架構の影響により長周期化していることがわかる。ただし、ピン接合部を解析上剛接合として固有値解析を行った結果は1.5~1.6秒となっており、本検討例では、提案システムの適用箇所が少ないためピン接合架構の長周期化への影響は小さいと考えられる。なお1次固有周期 T と建物高さ H の関係を係数を用いて表すと、提案システム適用モデルでは $T=0.047H$ 、原設計モデルでは $T=0.035H$ となっている。

図5.21にX方向の骨組特性値を示す。図5.21(a)主架構の剛性より、提案システム適用モデルは原設計モデルに比べて剛性が概ね半分程度まで低下していることがわかる。図5.21(b) α_N においては、提案システムを適用した2, 3層において1.8~1.9の値になっており、

変形増幅機構の効果が確認できる．また，4層も1.5程度となっており，これは下層の梁のみピンが設置されている影響で，間柱型鋼材ダンパーの下部のみ部分的に実効変形が増幅したとみられる．続いて， K_f とダンパー量 C_{d1} ， K_d の関係を図 5.22 に示す．なお，各方向とも骨組特性値を使って作成したせん断モデルにおけるダンパーの諸元 C_{d1s} ， K_{ds} により算出したプロットも示している．同図より，下層階の提案システムを適用した2，3層においては部材モデルに比べてせん断モデルの $C_{d1s}\omega/K_f$ ， K_{ds}/K_f が倍以上大きくなっている．このことから2，3層においては変形増幅機構の効果により，見かけ上は，実効変形比が1の架構において実際に設置したダンパー量よりも倍以上のダンパーを付加した状態と同等とみることができる．図 5.23 に K_{bs} とダンパー量の関係を示す． K_{bs} とダンパー量の関係は第2章で述べたように，実効変形を左右する重要な指標となるが，本検討例では，粘性制振壁の $K_{bs}/C_{d1s}\omega$ が特に小さいことがわかる．これは図 5.23 においては，粘性制振壁の1次粘性係数 C_{d1} を用いて算定していることが影響していると考えられ，実際の時刻歴応答では粘性制振壁の減衰力－速度関係が2次～3次の領域に入り，実効変形比の低下も緩和される可能性がある．

表 5.5 固有周期

モデル	1 次	2 次	3 次
提案システム適用モデル	1.67	1.65	1.33
原設計モデル	1.24	1.20	1.04

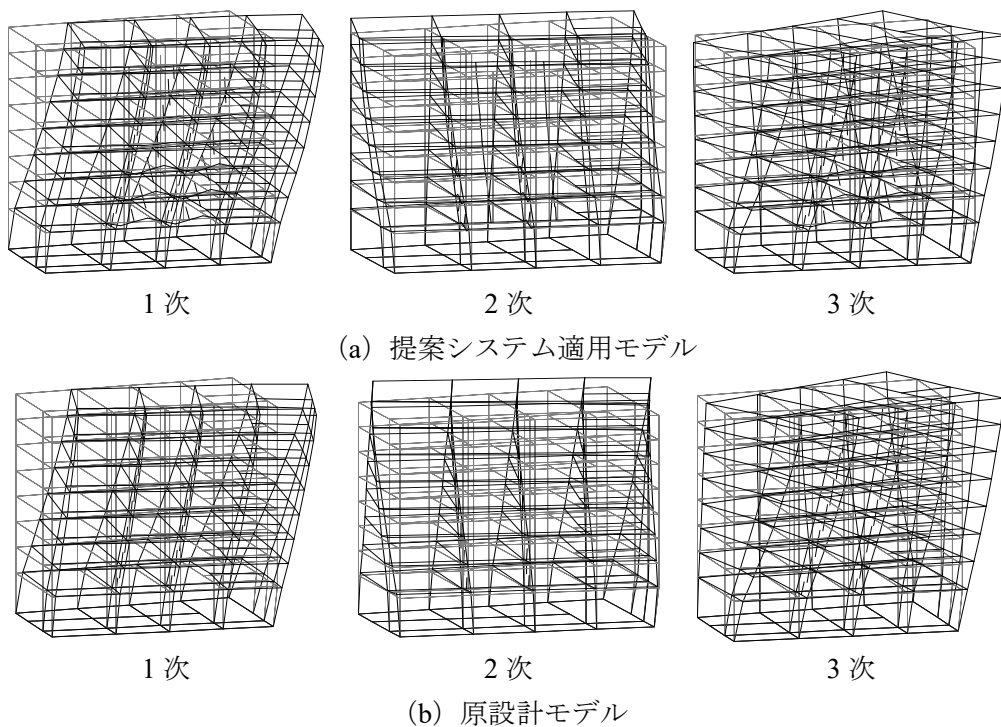


図 5.20 固有モード図

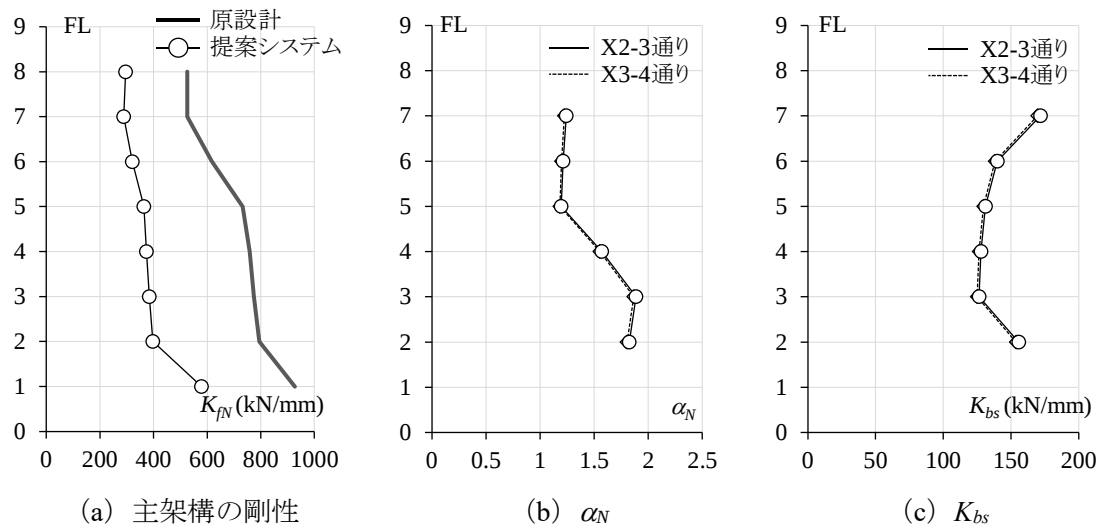


図 5.21 骨組特性値 (X 方向)

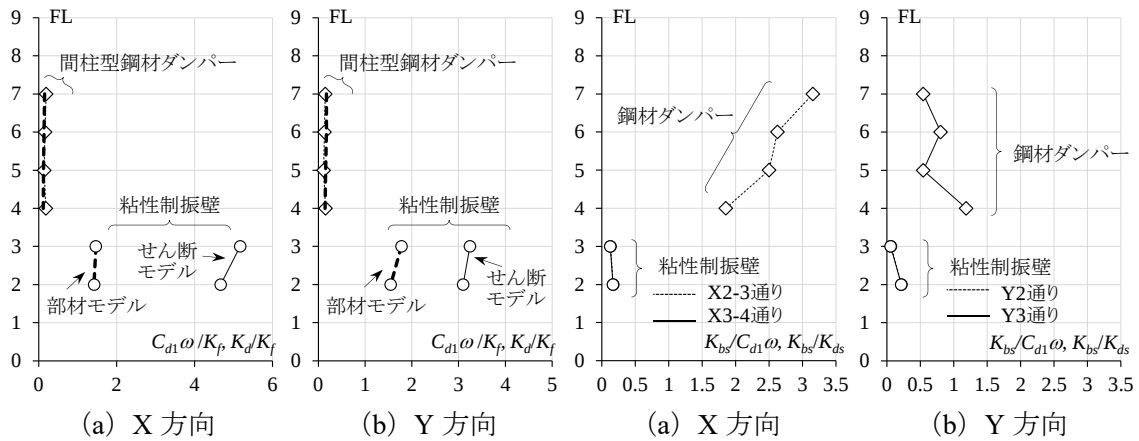


図 5.22 K_f とダンパー量の関係

図 5.23 K_{bs} とダンパー量の関係

5.3.6 時刻歴応答解析結果

時刻歴応答解析による高さ方向の応答分布を図 5.24～図 5.27 に示す。各図，提案システム適用モデルと原設計モデル，X・Y 方向，レベル 1・2 の解析結果となっている。まず，提案システム適用モデルと原設計モデルについて比較する。目標クライテリアとした層間変形角については，提案システム適用モデルと原設計モデルで概ね同等であるが，原設計モデルのレベル 2 地震動において一部 1/100rad を若干超えるケースがみられる。一方で，提案システム適用モデルは層間変形角の目標値以内に収められている。

応答加速度は建物の用途上，本検討では目標クライテリアを設定していないが，提案システム適用モデルの頂部応答加速度は原設計モデルと比較して，20～40%程度低減されていることがわかる。また，ベースシア係数も提案システム適用モデルでは原設計モデルと比較して 20～50%程度低減されている。これらは前述の通り，提案システム適用モデルで原設計モデルと比較して長周期化したことに加え，ダンパーによる付加減衰によるものと考えられる。

図 5.24 と図 5.26 の提案システム適用モデルのレベル 2 地震動の応答には(d)に実効変形比

を示している。下層階の提案システムを適用した2, 3層の粘性制振壁においては、時刻歴応答解析の結果からも実効変形比が1を大きく超えて1.1~1.7程度にあることがわかる。図5.23の K_{bs} とダンパー量の関係で述べた通り、提案システム適用モデルの粘性制振壁は K_{bs}/C_{d1s} ω が特に小さく、実効変形比の極端な低下も考えられたが概ね1以上を保つ結果となった。これは、粘性制振壁のリリーフ特性によって、減衰力-速度関係における高速度領域で変形が伸びたためと考えられ、制振装置のリリーフ特性は実効変形比に影響を与える因子であるといえる。上層に間柱型鋼材ダンパーを連層配置しているX方向X2-3通りとY方向X3通りでは、連層配置による柱の軸伸縮の影響で、それぞれX3-4通りとX2通りと比べると実効変形比がやや低下する傾向がみられる。なお、粘性制振壁に生じた最大変形（実効変形）は63mm、最大速度は40cm/sで、最大変形については装置ストロークの範囲内であった。

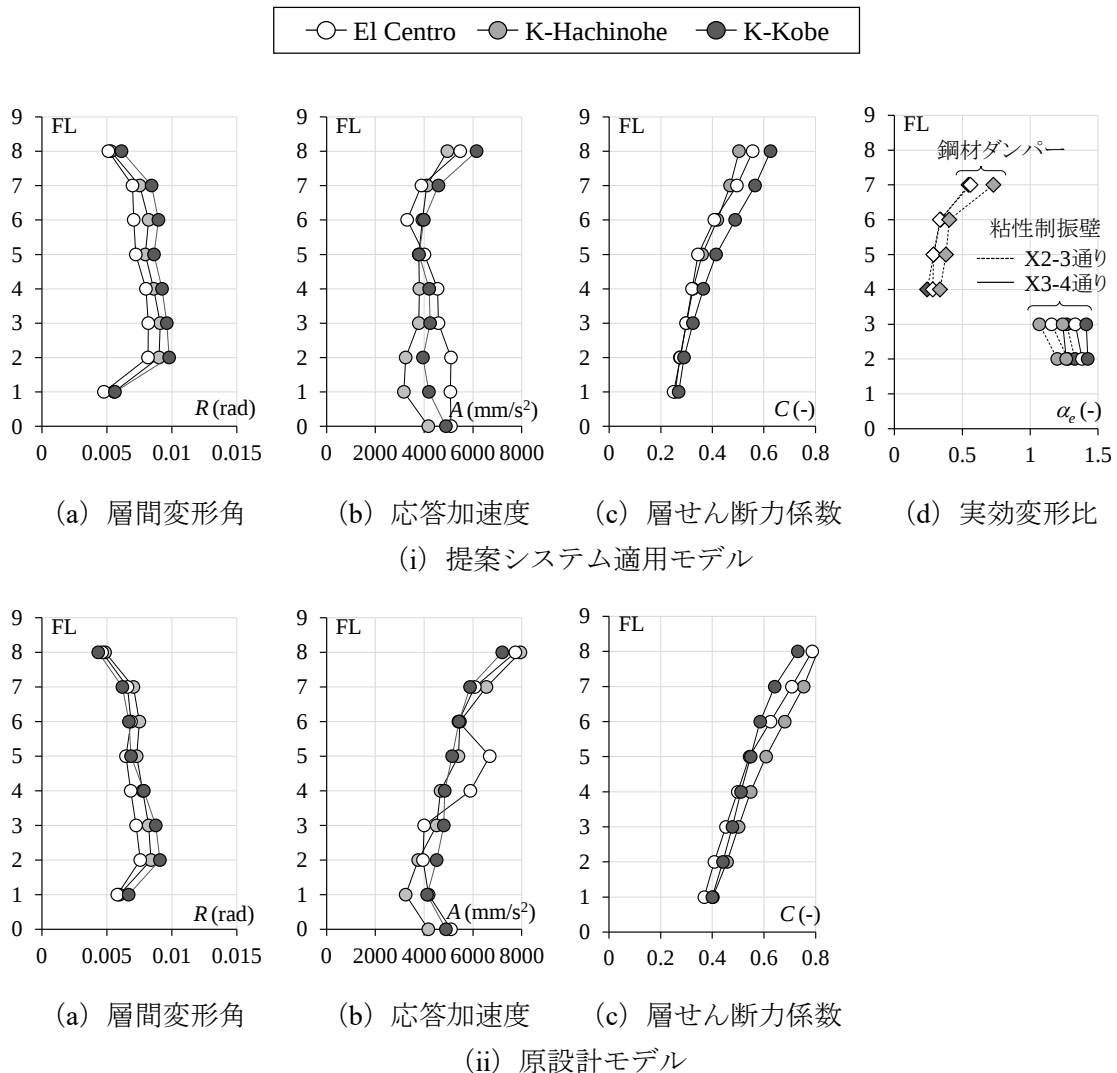
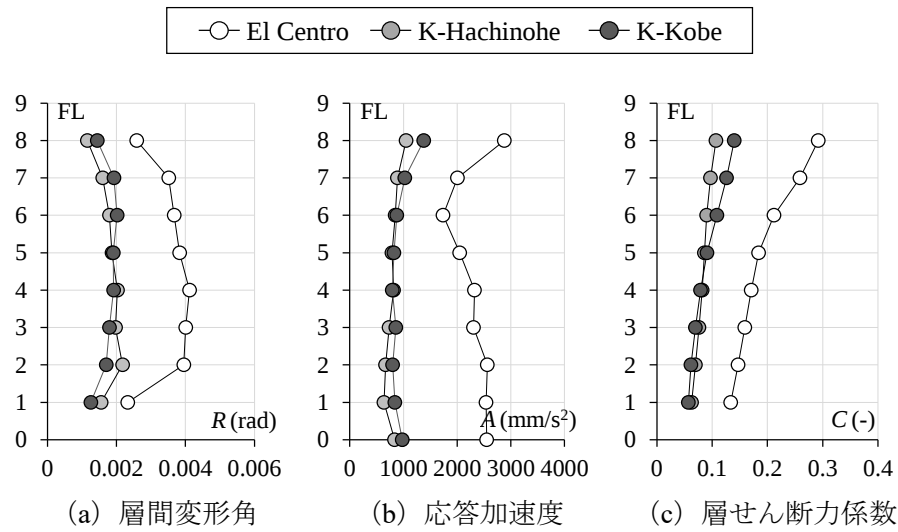
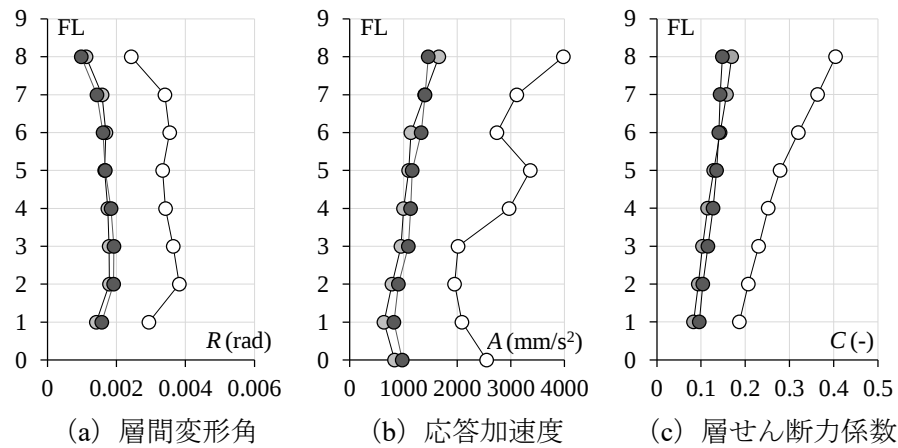


図 5.24 時刻歴応答結果 (X 方向, レベル 2)

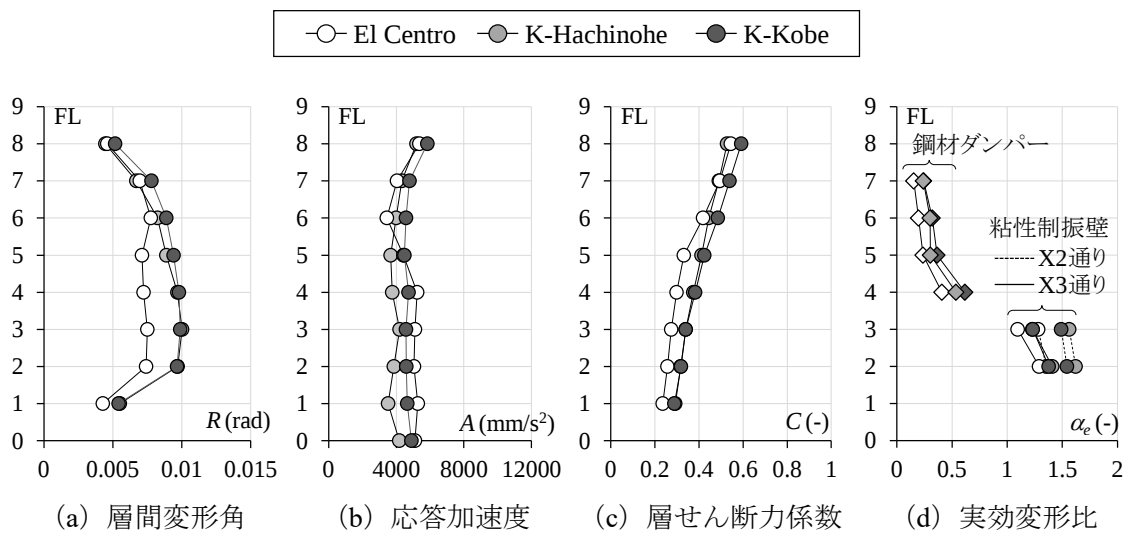


(i) 提案システム適用モデル



(ii) 原設計モデル

図 5.25 時刻歴応答結果 (X 方向, レベル 1)



(i) 提案システム適用モデル

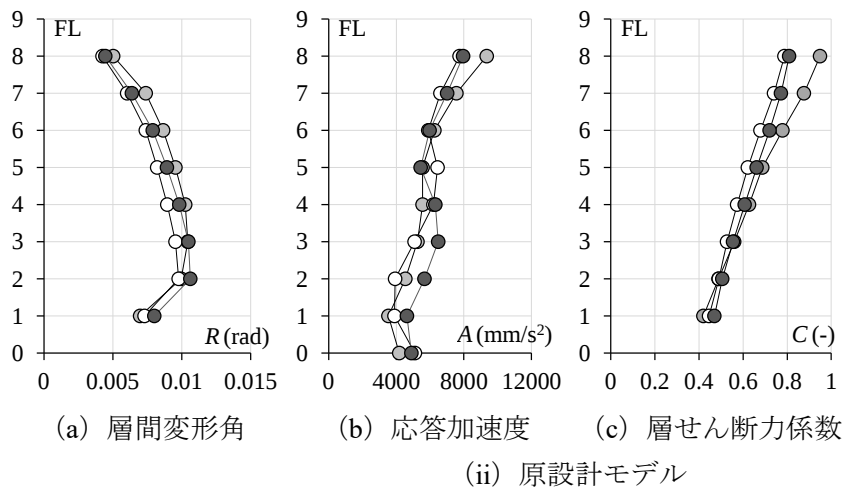


図 5.26 時刻歴応答結果 (Y 方向, レベル 2)

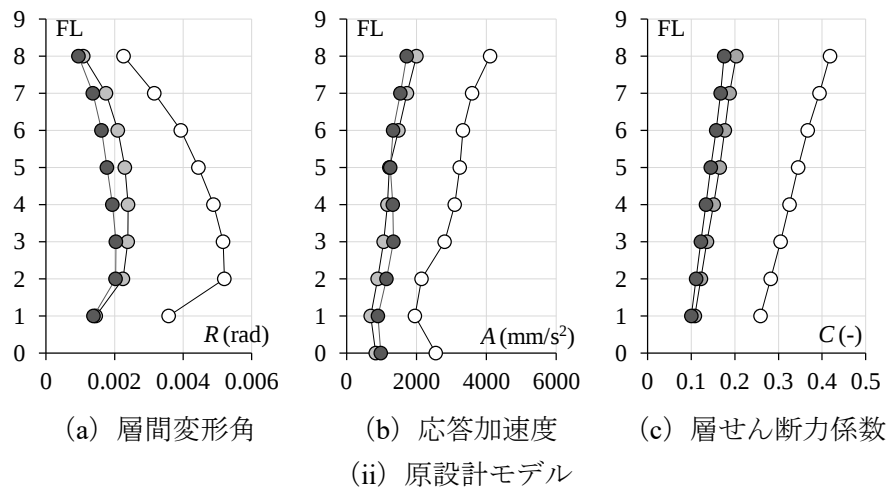
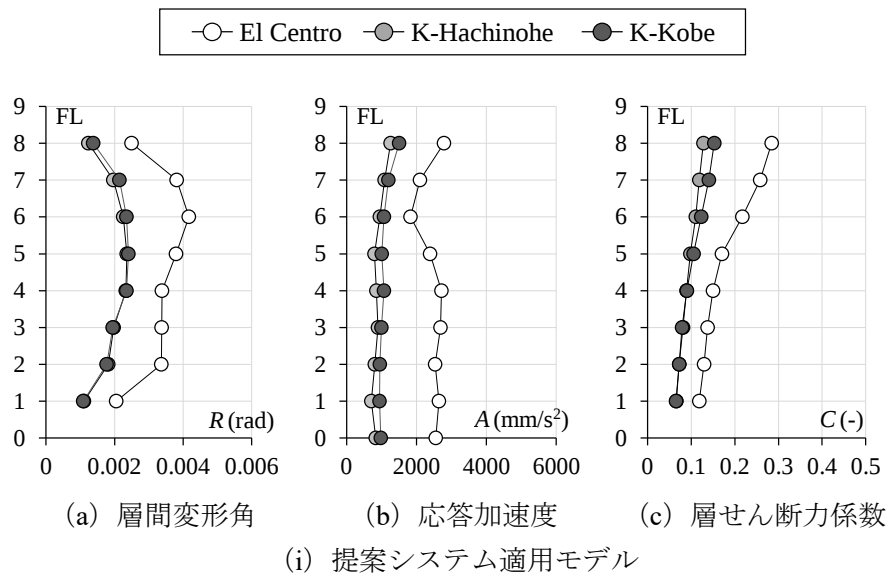


図 5.27 時刻歴応答結果 (Y 方向, レベル 1)

図 5.28 に時刻歴応答解析結果の入力エネルギーの消費割合を示す。原設計モデルと比較すると、提案システム適用モデルでは主架構の塑性ひずみエネルギーの割合が低下しており、特にレベル 2 地震動の Y 方向ではほとんど 0 になることがわかる。また粘性制振壁によるエネルギー消費がレベル 2 地震動では 40~60%となっており、下層階の XY 各方向 4 基の粘性制振壁にて、提案システムを適用したことも影響して多量のエネルギーを消費しているといえる。レベル 1 地震動でも原設計ではほぼ 100%構造減衰でのエネルギー消費であったが、提案システム適用モデルでは粘性制振壁にて 30~50%エネルギー消費している。一方で、上層階に配置した間柱型鋼材ダンパーはレベル 2 地震動で数%程度、レベル 1 地震動では 0%であり、レベル 2 では若干の塑性化が生じているが、レベル 1 では塑性化は生じない結果となっている。

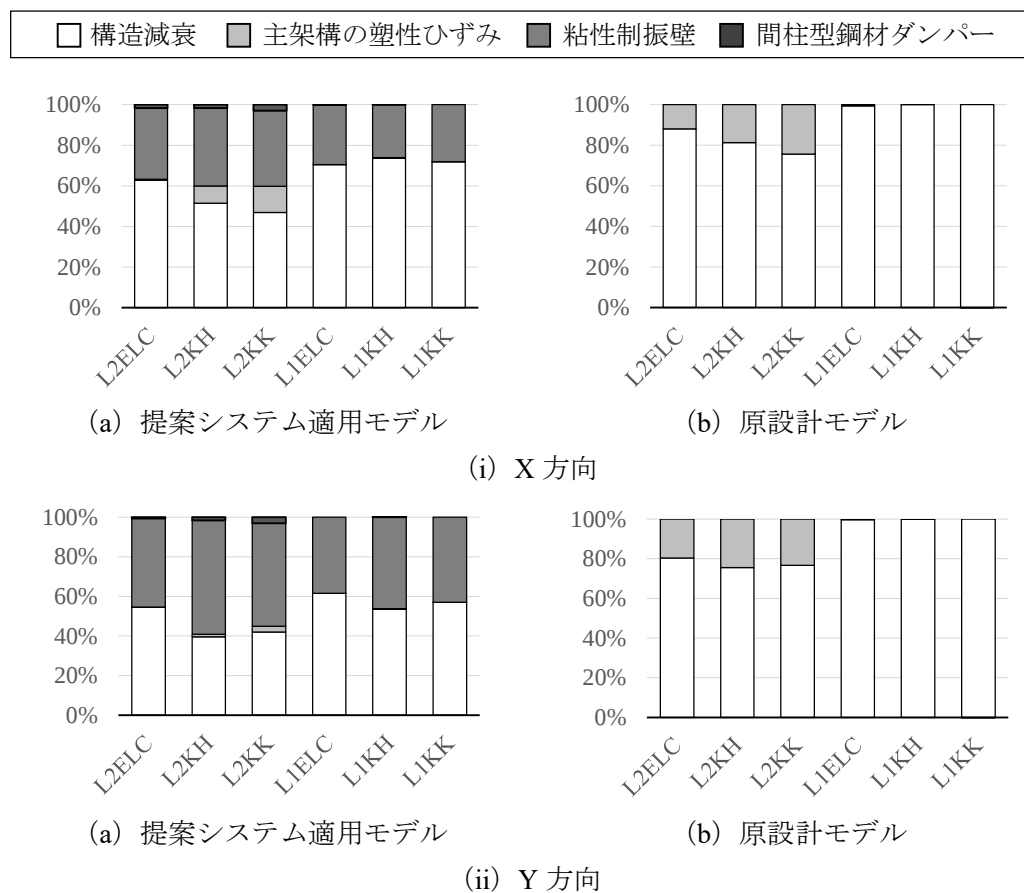


図 5.28 入力エネルギーの消費割合

5.3.7 周辺架構の設計

ピン接合部の本検討例でのディテールを図 5.29 に示す．なお，ディテールの検討にあたっては，文献 6)の梁中間のピン接合部の実例を参考にした．本検討例では，板厚 40mm のガセットプレート（SN490B）と基準強度 400N/mm² のφ120 のピン（大臣認定品）を用い，相手側大梁ウェブをダブルプレートで補強する案とした．提案システムでは，幾何学的な変形増幅機構を有することからピンに大きな回転角が生じる．柱梁が剛体と仮定した際の，提案システム適用架構の水平変形に対するピン位置の幾何学的な回転角は式(5.1)によって計算できる．

$$\theta = \frac{R}{1 - 2l/L} \quad (5.1)$$

本検討例の場合，ピン位置 l とスパン長さ L の比率 l/L は 1/4 であるので，層間変形角 R を 1/50rad とすると θ は 1/25rad となる．図 5.29 において $\theta=1/25$ rad の回転を与え，幾何学的に梁天端の変形 Δl を算出すると約 26mm となったため，同図では 30mm のスリットを設けている．提案システムの適用構面を図 5.30 に示す．粘性制振壁の取り付け付帯梁およびピンを介した柱側の梁は，ダンパー反力（設計荷重 1200kN）による曲げモーメントによりヒンジができないことを確認した．またピン接合部の，ピン，ガセットプレート，梁ウェブ（+補強板）についてはダンパー反力による軸力とせん断力の組み合わせ応力に対し，支圧および引張降伏が生じないようにしている．

また，スラブによるピンの回転拘束とスラブの損傷を回避するために，スラブコンクリートにスリットを設ける等の措置が必要になるが，これによるスラブの影響や詳細な設計方法については今後の課題とする．

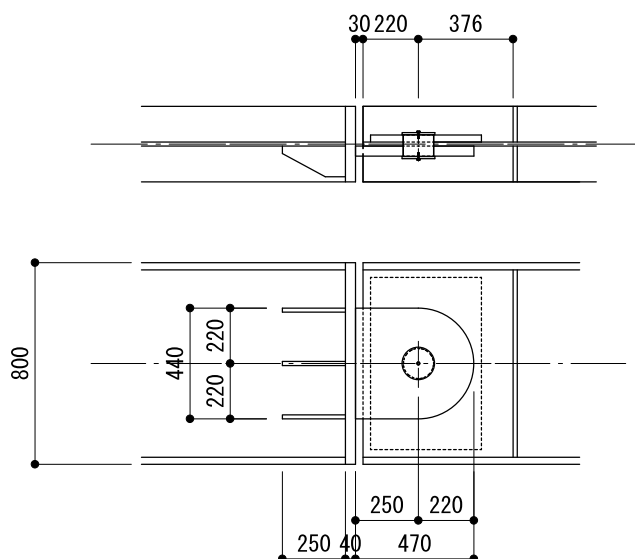


図 5.29 ピン接合部のディテール

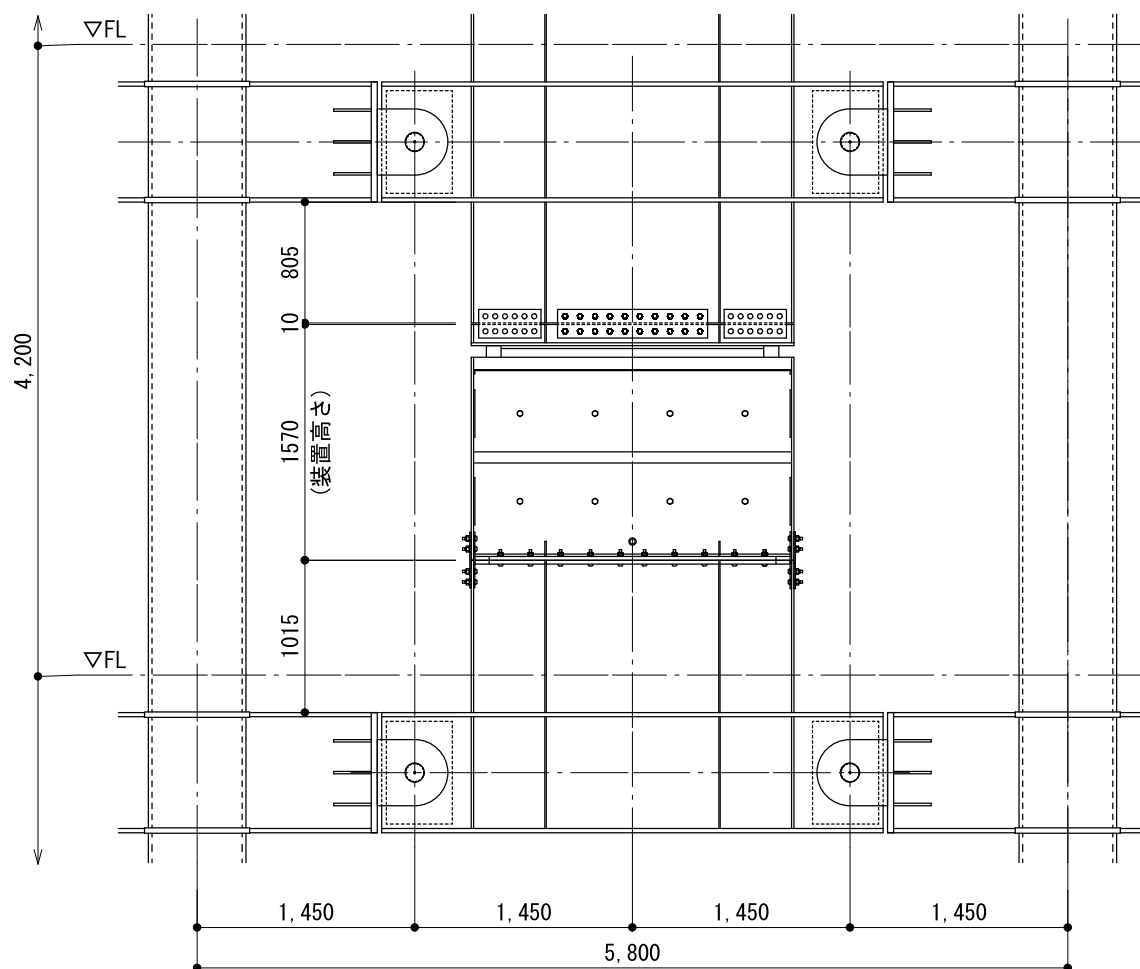


図 5.30 提案システムの適用構面

5.3.8 躯体数量等

前節までに、耐震性能の面において提案システム適用モデルの優位性を述べてきた。本節では、提案システム適用モデルの躯体数量等を原設計モデルと比較し、構造躯体のコストの影響について考察する。

5.3.2 節で述べたように、本検討例では原設計から、①CFT 柱を鉄骨柱に変更、②制振デバイスの新規配置、③主架構柱梁の削減の3点の変更を加えている。表 5.6 に、これらの変更による原設計モデルと提案システム適用モデルの躯体数量および制振デバイス数量のまとめを示す。ここで、コンクリート、柱、大梁の数量は、構造解析モデルにおける節点間長さに各部材・材料の面積を乗じた体積をもとに計算し、それぞれ集計した値となっている。したがってプレート類、ボルト類の考慮や割増しは行っていない結果である。同表より、提案システム適用モデルでは、CFT 柱コンクリート 218m³に加え、鉄骨合計 104ton の削減となっている。なお、①CFT 柱から鉄骨柱への変更により柱数量は若干の増となった。一方で、提案システム適用モデルでは間柱型鋼材ダンパーと粘性制振壁各 8 基が単純増となるため、これらを差し引いてコスト差を検討しなければならない。ここで、2022 年 10 月現在の東京地区におけるコンクリートと鉄骨の材工単価⁷⁾に表 5.6 の数量を乗じ、概ねの制振デバイスの材料単価を考慮したコストの比較を表 5.7 に示す。表 5.7 より、提案システム適用モデルでは原設計モデルと比べてほとんどコストの増減は生じない結果となった。

以上より、応答加速度や主架構の損傷といった耐震性能の面で優れる提案システム適用モデルが、コスト的にも耐震構造で設計された原設計モデルと同等で実現できる可能性があるものと考えている。

表 5.6 躯体数量および制振デバイス数量

	原設計	提案システム 適用	増減	
			数量	比率
コンクリート (m ³)	218.1	-	-218.1	-
柱 (ton)	290.3	296.5	+6.2	+2.1%
大梁 (ton)	576.8	465.6	-111.2	-19.3%
小梁 (ton)	158.4	158.4	±0.0	±0.0%
鉄骨合計 (ton)	1025.5	920.6	-104.9	-10.2%
間柱型鋼材ダンパー (基)	-	8	+8	-
粘性制振壁 (基)	-	8	+8	-

表 5.7 コスト比較

	原設計	提案システム適用
コスト※	1.00	0.98

※躯体コンクリート、鉄骨の材・工コストと制振デバイスコストの合計

5.4 まとめ

本章では、第3章および第4章で提案したダンパーのエネルギーの予測法および実効変形を増幅させる架構形式について、例題建物を対象に適用検討を行った例を示した。第3章の検討例では、粘弾性ダンパーが負担するエネルギーを予測し、繰り返しによる粘弾性ダンパーの性能低下を考慮した応答を概略的に算出し、その応答を評価する事例を示した。第4章の架構形式の適用検討内容は、実効変形比および骨組特性値、時刻歴応答解析による応答結果をもとにした制振性能評価だけでなく、周辺架構の設計とピン接合ディテールの提示、躯体数量に基づくコスト検討と、実現性を重視したものとした。以下に得られた知見を示す。

【第3章のダンパーのエネルギーの予測法の適用検討例】

- (1) 21層建物を用いた適用検討の結果、エネルギーの予測法をダンパーの繰り返しによる性能低下を考慮した応答を評価するために用いることを考えると、エネルギーの予測法は有用であると考えられる。ただし、そのエネルギーの予測値は、第3章で示したような最大で2~30%程度の誤差に加え、入力エネルギーの初期設定の誤差もあることを十分注意する必要がある。

【第4章の実効変形を増幅させる架構形式の適用検討例】

- (2) 柱 CFT、梁 S の原設計モデルに対し、提案システムを適用したモデルの試設計を行った。時刻歴応答解析の結果、変形増幅機構の効果でレベル2地震動における実効変形比が1.1~1.7に増幅していることを確認した。また、原設計モデルと比べて主に応答加速度と層せん断力係数の低下、入力エネルギーに対する主架構の塑性ひずみエネルギーの割合の低下がみられ、建物応答の改善と主架構の損傷を軽減させることができた。
- (3) 提案システム適用モデルの躯体数量等を原設計モデルと比較し、構造躯体のコストの影響について考察した結果、コスト的にも耐震構造で設計された原設計モデルと同等で実現できる可能性を示した。

なお、第4章の実効変形を増幅させる架構形式の適用検討例では、スラブによるピンの回転拘束とスラブの損傷を回避するために、スラブコンクリートにスリットを設ける等の措置が必要になるが、本検討例ではスラブの詳細設計に及んでいない。これによるスラブの影響や詳細な設計方法については今後の課題とする。

第5章の参考文献

- 1) 石井正人，笠井和彦：多層制振構造の時刻歴解析に用いるせん断棒モデルの提案，日本建築学会構造系論文集，No.647，pp.103 - 112，2010.1
- 2) 樹下亮佑，佐藤大樹，戸張涼太，安永隼平，植木卓也，金城陽介：間柱型粘弾性ダンパーの初期温度と性能低下を考慮した超高層建物の応答評価 その2 超高層建物の応答評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-II，pp.705-706，2021
- 3) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：建築物の構造関係技術基準解説書，2020.11
- 4) オイレス工業株式会社，“制震壁 壁型粘性せん断ダンパー”，<https://www.oiles.co.jp/menshin/building/seishin/products/vwd/>，（参照 2022/12/20）
- 5) JFE シビル株式会社，“JFE の制振間柱 JFE の制振壁 カタログ”，https://www.jfe-civil.com/pdf/catalog/vibration_control_column.pdf，2022.10，（参照 2022/12/20）
- 6) 城戸隆宏，川上徹二，鈴木光雄，中原理揮，谷地畝和夫，三好雅人，岩田年晴，我妻暁仁，大宮 JP ビルディング（大宮桜木町一丁目計画（仮称）新築工事）－数種の制振装置を組み込んだ高耐震性能事務所ビル－，鉄構技術，2014 年 5 月号，VOL.27，No.312，鋼構造出版
- 7) 建築施工単価，2022 年 10 月号，経済調査会

第6章 結論

6.1 本研究のまとめ

本論文では、実効変形を軸としたパッシブ制振構造の設計や考え方に資する、制振性能評価から架構形式まで包括的に示すことを目的として、実効変形および骨組特性値と制振性能の対応関係の整理にはじまり、実効変形を適切に考慮したエネルギーの予測手法の提案と実効変形を制御した新たな架構形式の提案を行った。以下に得られた知見を示す。

第1章「序論」では、実効変形の重要性および、既往研究における簡易モデル作成の過程で算出される骨組特性値について述べ、これらに関連する既往研究について述べた。さらに本論文の目的として、実効変形を軸とした制振構造の設計や考え方に資する、実効変形と骨組特性値に着目した基礎的な性能評価、応答評価法、高性能化を図る架構形式の提案までを包括的に示すものとした。

第2章では、まず、基礎的な検討として単純な一質点構造物を用いて複数のダンパー種類を対象に実効変形を定式化し、各ダンパー種類での実効変形と制振性能の関係の特徴を理論的に整理した。その結果、ダンパー種類に応じて実効変形比の低下のしやすさに差があることを示し、また直列ばねとダンパー量の比率 k_b/k_d , $k_b/c_d\omega$ が概ね2を下回ると、実効変形比が急激に低下し、等価減衰定数 h_{eq} も大きく低下することを確認した。さらに、全体曲げ変形に大きな影響を与えるアスペクト比の異なる4種類の制振構造建物を用いて、実効変形と骨組特性値に着目しつつ中低層から超高層までの建物における制振性能の違いについて評価した。その結果、アスペクト比と制振性能の優劣、実効変形比の全層での平均値の対応から、これらの間の相関関係を確認した。また、骨組特性値 α_N , K_b/K_f , および実効変形比の上・下限値の予測値と、ダンパー非設置時に対する層間変形の低減率の関係を調べ、アスペクト比の異なる建物の制振性能の傾向がこれらの指標と対応することを示した。

第3章では、制振構造の設計においてダンパーの負担するエネルギーの評価が重要であることを述べ、エネルギーの評価に大きな影響を及ぼす実効変形を考慮したエネルギーの予測法を提案した。この手法では、振幅依存性を有することで実効変形を容易に評価することができない非線形粘弾性ダンパーを対象としている。具体的には、まずダンパーのエネルギーの予測法に用いるための実効変形の評価式を構築した。本評価式では扱いやすさを考慮してダンパー変形を直接用いずに、基準とするせん断ひずみにおける等価剛性と、層間変形による擬似的なせん断ひずみを用いた評価式とし、構築した評価式を数値解析結果と比較して、良く対応していることを示した。次に、本粘弾性ダンパーを配置した建物における、実効変形を適切に評価したダンパーのエネルギーの予測法を示した。エネルギーの解析値に対する予測値の比は本論文の検討ケースでは、平均 1.061、標準偏差 0.284 であり、予測値と解析値で概ね対応することを確認した。

第4章では、第2章の検討から実効変形比の大小と建物応答の間の相関に着目し、主架構の構造的な工夫によって実効変形を制御し、従来の主架構よりも実効変形を増幅させて

高い制振性能を狙った架構形式について検討した。具体的には、粘性制振壁を設置した制振構造において、粘性制振壁を設置する梁の中間にピン接合を設けることで、層間変形より大きな実効変形が得られる新たな制振システムを提案してその性能評価を行った。まず、1次モードの定常状態解析により、実効変形の各成分を考察し、従来架構と提案システムの架構変形の違いについて考察した。従来架構では、ダンパー量によらず梁の回転変形による実効変形の増加は僅かで、全体曲げ変形は実効変形を減少させるが、提案システムでは、ダンパー量が少ない場合には、梁の回転変形と全体曲げ変形が共に実効変形増加に大きく寄与した。一方で、ダンパー量の増加に伴い、ダンパー設置スパン左右の柱軸変形が反転し逆に実効変形を減少させる方向に作用することも確認した。したがって、少ないダンパー量で高い応答低減効果が得られる傾向があり、ダンパー設置箇所数に応じた適切なダンパー量が存在することが確認された。また、応答加速度の伝達関数や、実効変形を適切に評価した1次モードの等価減衰定数、等価周期の考察から、提案システムの採用により、主架構の剛性の低下に伴う長周期化が生じた上でダンパーによる減衰が付加され、応答加速度、層せん断力が大きく低減されることを明らかにした。

第5章では、第3章および第4章で提案したダンパーのエネルギーの予測法および実効変形を増幅させる架構形式について、例題建物を対象に適用検討を行った例を示した。第3章の検討例では、粘弾性ダンパーが負担するエネルギーを予測し、繰り返しによる粘弾性ダンパーの性能低下を考慮した応答を概略的に算出し、その応答を評価する事例を示した。その結果、エネルギーの予測法をダンパーの繰り返しによる性能低下を考慮した応答を評価するために用いることを考えると、エネルギーの予測法は有用であると結論付けた。ただし、そのエネルギーの予測値は、第3章で示したような最大で2~30%程度の誤差に加え、入力エネルギーの初期設定の誤差もあることを十分注意する必要があるとした。第4章の架構形式の適用検討内容は、実効変形比および骨組特性値、時刻歴応答解析による応答結果をもとにした制振性能評価だけでなく、ピン接合ディテールの提示、躯体数量に基づくコスト検討と、可能な限り実現性を重視したものとした。柱CFT、梁Sの原設計モデルに対し、効率的な制振効果の付与と制振デバイスの増設によるコスト増の抑制のため、提案システム適用モデルの構造躯体から試設計した。試設計の結果、時刻歴応答解析から変形増幅機構の効果によりレベル2地震動における実効変形比が1.1~1.7に増幅していることを確認した。また、原設計モデルと比べて主に応答加速度と層せん断力係数の低下、入力エネルギーに対する主架構の塑性ひずみエネルギーの割合の低下がみられ、建物応答の改善と主架構の損傷を軽減させることができた。また、提案システム適用モデルの躯体数量等を原設計モデルと比較し、構造躯体のコストの影響について考察した結果、コスト的にも耐震構造で設計された原設計モデルと同等で実現できる可能性を示した。

以上、本論文での内容は種々のダンパー、設置形式によるものであるが、根本的には実効変形を軸として検討・考察されたものであり、特定のダンパー種類や設置形式に限ったものではない。したがってここで得た知見は幅広い制振建物の設計に役立ち、耐震性・事業継続性の高い建物の普及促進に貢献できるものと考ええる。

6.2 今後の課題

最後に、本研究における今後の課題を以下にまとめて示す。

【第3章 実効変形を考慮した制振構造におけるエネルギーの予測法の提案】

【5.2節 実効変形を考慮した粘弾性ダンパーのエネルギー予測法の適用検討】

第3章の予測法の検証およびおよび5.2節の例題検討に用いたモデルは質量・剛性やダンパー量の分布が均質な条件となっており、建物モデルの検証範囲が限られている。3.3節で述べたように、本手法では応答予測の過程で主に建物の固有周期や層剛性にダンパーを含まない主架構のみの値を用いているが、固有周期や剛性・質量分布が異なる条件での検証モデルを用いた際の影響は不明である。特に、ダンパーが不均一に配置される場合や層剛性の急変層が存在すると、明らかに層間変形の分布に影響を及ぼすと考えられ、式(3.22a)の s'_i においてダンパー剛性を適切に考慮する必要がある。

【第4章 実効変形を増幅させる架構形式の提案】

【5.3節 中低層鋼構造建物への変形増幅機構の適用検討】

- (1) 提案システムのピン接合位置では、梁およびスラブに高い変形追従性能が求められ、5.3節の例題検討においても、回転変形に追従可能なスラブのディテールや小梁によるピンの回転変形への影響については未検討である。スラブの配筋や、長期荷重時の応力・たわみ分布、面内せん断力、小梁のねじれ変形等に関して、実験・FEM等での定量的な評価が必要である。
- (2) 従来架構と比べ、提案システムでは少ないダンパー量で高い制振効果が得られたが、これらの結果は剛床仮定が成立する条件で与えられる。吹き抜け周りや開口のある床面付近に設置した場合など、剛床仮定が成立しない条件での提案システムの定量的な効果については検討の余地がある。
- (3) ダンパーを設置する柱・梁の部材断面が提案システムの挙動に与える影響については、本論文で検討がなされていない。提案システムは、主架構の水平変形に対する幾何学的な変形と、左右の柱の軸伸縮による鉛直変位差によって実効変形を増幅させる機構となっている。そのため、ダンパーの付帯梁に塑性化や過大な変形が生じると水平変形に対する増幅効果が小さくなり、また柱の軸変形が過大・過小であると左右柱の鉛直変位差による増幅効果が適切に得られないと考えられる。
- (4) 従来架構と比べると、提案システムを適用したダンパーの付帯梁の回転変形および、付帯梁両端位置の上下動が、特に上層において大きくなると考えられる。これにより水平力作用時の上下振動や梁の傾斜が居住性に影響を与える可能性がある。

関連発表論文

【査読付論文】

1. 戸張 涼太, 佐藤 大樹, 古谷 慶, 北村 春幸, 石井 正人, 吉江 慶祐, 宮崎 充, 佐々木 和彦, 岩崎 雄一: 骨組特性値を用いた履歴型ダンパーを有する建物の制振性能評価, 構造工学論文集, Vol.59B, pp.321-327, 2013.3
2. 戸張 涼太, 石井 正人, 佐藤 利昭, 北村 春幸, 吉江 慶祐, 宮崎 充, 佐々木 和彦, 岩崎 雄一: 変形増幅機構を有する粘性制振壁を設置した制振システムの提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 706 号, pp.1741-1750, 2014.12
3. 戸張 涼太, 佐藤 大樹: 非線形粘弾性ダンパーを有する制振構造のエネルギーの予測と性能低下を考慮した最大変形の予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 88 巻, 第 806 号, pp.598-608, 2023.4 (掲載予定)

【要旨査読付き国際会議発表論文】

4. R. Tobari, M. Ishii, T. Sato, H. Kitamura, K. Yoshie, M. Miyazaki, K. Sasaki, Y. Iwasaki : Proposal for Response Control Structure using Viscous Wall Dampers with Deformation Amplification Mechanism, 17th WCEE, Japan, 2020.9

【国際会議における発表】

5. 戸張 涼太, 太木本 仁志, 植木 卓也, 安永 隼平, 宮川 和明, 佐藤 大樹: 間柱型粘弾性ダンパーの長時間繰返し加振時における性能評価, 第 13 回日中建築構造技術交流会論文集, 講演番号 D10, 2019.9

【国内学会・シンポジウム等における発表】

6. 戸張 涼太, 柳澤 日向子, 古谷 慶, 佐藤 大樹, 北村 春幸: 超高層から中低層の鋼構造建物に関する制振性能評価 (その 1, 2), 日本建築学会関東支部研究報告集 (82), pp.225-232, 2012.1
7. 戸張 涼太, 古谷 慶, 佐藤 大樹, 北村 春幸: アスペクト比の異なる鋼構造建物を用いた制振性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (2012), pp.965-966, 2012.9
8. 戸張 涼太, 古谷 慶, 佐藤 大樹, 北村 春幸, 石井 正人, 吉江 慶祐, 宮崎 充, 佐々木 和彦, 岩崎 雄一: 粘性制震壁を設置した高さの異なる鋼構造建物の骨組特性値の違いが制震性能に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (2013), pp.919-920, 2013.8
9. 戸張 涼太, 後上 和也, 石井 正人, 宮崎 充, 佐々木 和彦, 岩崎 雄一, 北村 春幸, 佐藤 利昭, 吉江 慶祐: 変形増幅機構を有する制振構造システムの提案 (その 1, 2), 日本建築学会関東支部研究報告集 (84), pp.489-492, 2014.2
10. 戸張 涼太, 岩崎 雄一, 石井 正人, 後上 和也, 佐藤 利昭, 北村 春幸, 宮崎 充, 佐々木 和彦, 吉江 慶祐: 変形増幅機構を有する制振構造システムの提案 (その 1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (2014), pp.829-830, 2014.9

11. 戸張 涼太, 渡辺 泰成, 松井 征生, 佐藤 利昭, 北村 春幸, 佐藤 大樹, 宮川 和明, 植木 卓也, 村上 行夫: 間柱型履歴ダンパーのモデル化の違いが建物応答に与える影響 (その 1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (2015), pp.761-762, 2015.9
12. 戸張 涼太, 吉永 光寿, 宮川 和明, 金城 陽介, 植木 卓也, 村上 行夫, 森 隆浩, 正木 信男, 櫻井 祐: 高減衰ゴムを用いた間柱型粘弾性ダンパー (その 1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III (2017), pp.595-600, 2017.7
13. 戸張 涼太, 金城 陽介, 吉永 光寿, 植木 卓也, 正木 信男, 森 隆浩: 高減衰ゴムを用いた間柱型粘弾性ダンパー (その 4~5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III (2018), pp.269-270, 2018.7
14. 戸張 涼太, 佐藤 大樹, 太木本 仁志, 安永 隼平, 植木 卓也: 間柱型粘弾性ダンパーの長周期地震動に対する性能評価 (その 1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III (2019), pp.735-740, 2019.9
15. 戸張涼太, 佐藤大樹: 非線形粘弾性ダンパーを有する制振構造のエネルギー応答予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (2021), 2021.9
16. 戸張涼太, 佐藤大樹: 非線形粘弾性ダンパーを有する制振構造のエネルギー応答予測 その 2 等価繰返し数とダンパーの性能低下を考慮した応答の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II (2022), 2022.9

【その他参考論文】

17. 戸張 涼太, 金城 陽介, 吉永 光寿: 間柱型粘弾性ダンパーの開発, JFE 技報, No.43, pp.87-93, 2019.2

謝辞

本論文は、筆者が東京理科大学の研究室配属以来の研究をまとめたもので、東京理科大学北村研究室（当時）、株式会社日建設計、オイレス工業株式会社による共同研究の成果の一部と、東京工業大学佐藤研究室、JFE シビル株式会社、JFE スチール株式会社による共同研究の成果の一部を用いています。ここに記して感謝の意を表します。

東京工業大学准教授 佐藤大樹先生には、筆者が学部生のころより長年にわたって多大なるご指導、ご鞭撻をいただきました。研究の基礎に始まり博士論文の執筆まで、また研究に対する姿勢や学生の指導等多くのことを学びました。ここに心より感謝の意を表します。

東京工業大学教授 吉敷祥一先生、同教授 松岡昌志先生、同教授 石原直先生、同准教授 西村康志郎先生には、本論文の審査において、幅広い視点から大変貴重なご助言をいただきました。ここに謹んでお礼申し上げます。

東京理科大学特任副学長 北村春幸先生には、修士課程までご指導を賜るととともに博士課程進学にあたって温かい励ましのお言葉をいただきました。加えて、筆者が制振構造との関わりを持つ貴重な機会を与えていただいたことに、心より感謝いたします。

日建設計 石井正人博士ならびに九州大学准教授 佐藤利昭先生（当時東京理科大学助教）には丁寧なご支援、ご指導をいただくとともに、査読論文の執筆においてご多忙の中多大なるご協力をいただきました。また、日建設計 吉江慶祐博士、オイレス工業 宮崎充氏、佐々木和彦博士、岩崎雄一氏には実務的な観点よりの確なご指導、ご助言をいただきました。皆様に深く感謝いたします。

東京工業大学助教 Alex SHEGAY 先生には、英文の添削から本論文のまとめにかけて貴重なご助言を賜りました。また、久米設計 添田幸平氏には、北村研究室時代に先輩として親身にご指導いただいたとともに、本論文第 5 章の例題適用において実務的なご意見を多数いただきました。両氏に深くお礼申し上げます。

JFE スチール 植木卓也博士をはじめ、同建材センターならびにスチール研究所の皆様には、共同研究の中で本研究の遂行をご支援、ご協力いただきました。深く感謝いたします。

JFE シビル 加村久哉博士、宮川和明博士、吉永光寿氏には、博士課程進学の後押しと寛大なご配慮、ご支援を賜りました。また、技術開発研究センターをはじめ、関係者の皆様には多くのご支援、ご協力をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

最後に、温かく応援してくれた家族に心より感謝いたします。

戸張 涼太

