

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

題目(和文)	制振技術を応用した大規模超高層建築物の構造計画 制振スリット付 ブレースチューブ構造の開発と実案件への適用
Title(English)	Structural Planning of Large-scale Skyscrapers Applying Vibration Control Technology Development of Damped Braced Tube System and Application to actual Project
著者(和文)	石橋洋二
Author(English)	Yoji Ishibashi
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12752号, 授与年月日:2024年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:竹内 徹,坂田 弘安,堀田 久人,五十嵐 規矩夫,田村 修次
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第12752号, Conferred date:2024/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

# 制振技術を応用した大規模超高層建築物の構造計画

— 制振スリット付ブレースチューブ構造の開発と実案件への適用 —

Structural Planning of Large-scale Skyscrapers

Applying Vibration Control Technology

— Development of Damped Braced Tube System and Application to actual Project —

2023 年度

東京工業大学 環境・社会理工学院

建築学系 建築学コース

石橋 洋二



# 目次

## 第1章 序論

1.1	研究の背景 .....	1
1.2	既往研究 .....	2
1.2.1	ダンパー付アウトリガー構造 .....	2
1.2.2	ダンパー付外殻構造 .....	4
1.3	研究の目的と方針 .....	5
1.4	論文の構成 .....	6

## 第2章 地震地域の大規模超高層建築物の構造計画の現状

2.1	はじめに .....	10
2.2	世界の大規模超高層建築物の事例と特徴 .....	10
2.3	日本の大規模超高層建築物の事例と特徴 .....	15
2.4	東京都心における大規模超高層建築物 .....	23
2.4.1	考察の方針 .....	23
2.4.2	平面計画の背景 .....	23
2.4.3	建物形状の特徴と構造計画 .....	26

## 第3章 想定建物の耐震・耐風設計と構造形式

3.1	はじめに .....	29
3.2	想定建物の設定 .....	30
3.2.1	設定の方針 .....	30
3.2.2	モデルプロジェクトの概要 .....	30
3.3	想定建物の耐震設計 .....	32
3.3.1	日本の耐震設計の概要 .....	32
3.3.2	想定建物の特性と耐震設計 .....	35
3.3.3	想定建物の地震荷重の想定 .....	37
3.4	想定建物の耐風設計 .....	38
3.4.1	日本の耐風設計の概要 .....	38
3.4.2	想定建物の特性と耐風設計 .....	39
3.4.3	想定建物の風荷重の想定 .....	40

3.5	想定建物に適用する構造形式.....	42
3.5.1	構造形式の絞り込みの方針.....	42
3.5.2	構造種別.....	42
3.5.3	架構形式と制振システム.....	43
3.5.4	制振ダンパーの種別.....	45
3.6	まとめ.....	45

## 第4章 ダンパー付アウトリガー構造の耐震性能

4.1	はじめに.....	46
4.2	ダンパー付アウトリガー構造の概念と特徴.....	47
4.3	ダンパー付単層アウトリガー構造の最適化検討.....	48
4.3.1	最適化検討の概要.....	48
4.3.2	数値解析概要.....	48
4.3.3	ダンパー付単層アウトリガー構造の非線形動的応答特性.....	56
4.3.4	地震動入力レベルを考慮した最適ダンパー剛性比推定式.....	71
4.4	想定建物へのダンパー付アウトリガー構造の適用.....	77
4.4.1	400m級超高層建築物を対象とした検討の概要.....	77
4.4.2	単層アウトリガー構造における一次モード減衰比の最大化.....	79
4.4.3	複層アウトリガー構造への拡張.....	83
4.5	想定建物の与件を勘案した検証.....	86
4.5.1	検討の背景.....	86
4.5.2	検討方針.....	87
4.5.3	検討結果.....	87
4.6	まとめ.....	89

## 第5章 制振スリット付ブレースチューブ構造の耐震性能

5.1	はじめに.....	93
5.2	制振スリット付ブレースチューブ構造の特性.....	94
5.2.1	制振システムの概念と特徴.....	94
5.2.2	制振スリットの構成のバリエーション.....	97
5.3	制振スリット付ブレースチューブ構造に対する基本検証.....	100
5.3.1	基本検証の方針.....	100
5.3.2	基本検証1（制振スリットの深さと位置に対する考察）.....	101
5.3.3	基本検証2（スリット内のダンパー配置に対する考察）.....	112

5.3.4	基本検証のまとめ .....	117
5.4	一般化応答スペクトル解析法を適用した最適化検討 .....	119
5.4.1	最適化検討の概要 .....	119
5.4.2	数値解析概要 .....	119
5.4.3	想定建物と耐震設計の想定 .....	121
5.5	コーナースリットを適用した最適化検討 .....	126
5.5.1	数値解析モデルと検討パラメータの設定 .....	126
5.5.2	パラメトリック解析と最適化の概要 .....	129
5.5.3	線形ダンパーを用いた場合の検討 .....	133
5.5.4	非線形オイルダンパーを用いた場合の検討 .....	143
5.5.5	コーナースリットを適用した最適化検討のまとめ .....	151
5.6	スリット配置を変更した最適化検討 .....	152
5.6.1	数値解析モデルと検討パラメータの設定 .....	152
5.6.2	基本モデルの固有振動特性 .....	155
5.6.3	ダンパーを均等配置とする場合の検討 .....	158
5.6.4	ダンパーを特殊階に集約配置する場合の検討 .....	166
5.7	制振スリット付ブレースチューブ構造の動的応答特性と設計方針 .....	171
5.7.1	1次固有周期低減率とその他の動的応答特性の関係 .....	171
5.7.2	合理的な制振スリットの設計手順の例 .....	174
5.8	まとめ .....	175

## 第6章 制振スリット付チューブ構造の実建物への適用

6.1	はじめに .....	177
6.2	実建物への Damped braced tube の適用性 .....	178
6.2.1	Damped braced tube の概要 .....	178
6.2.2	全体構成のバリエーション .....	180
6.3	想定建物の建築計画概要 .....	182
6.4	Damped braced tube 適用の方針 .....	182
6.4.1	スリット配置, ダンパー配置について .....	182
6.4.2	スリット深さについて .....	183
6.5	想定建物の構造計画概要 .....	185
6.5.1	架構計画 .....	185
6.5.2	主要部材構成 .....	185
6.6	想定建物の耐震設計 .....	188

6.6.1	耐震設計目標と想定地震動 .....	188
6.6.2	固有値解析結果 .....	190
6.6.3	時刻歴地震応答解析による耐震性能の検証 .....	190
6.7	まとめ .....	193
6.7.1	耐震設計のまとめ .....	193
6.7.2	各種パラメータの設定 .....	193
6.7.3	その他 .....	195
<b>第7章</b>	<b>結論</b> .....	<b>197</b>
	<b>本研究に関連して発表した論文</b> .....	<b>201</b>

# 第1章 序論

1.1	研究の背景 .....	1
1.2	既往研究 .....	2
1.2.1	ダンパー付アウトリガー構造 .....	2
1.2.2	ダンパー付外殻構造 .....	4
1.3	研究の目的と方針 .....	5
1.4	論文の構成 .....	6



## 1.1 研究の背景

国際NPO、「高層ビル・都市居住協議会」(CTBUH: Council on Tall Buildings and Urban Habitat) (以下CTBUH)の統計<sup>1)</sup>に示されるように、2000年代に66棟、2010年代に470棟の高さ250mを超える超高層建築物が竣工し、その棟数は増加し続けている。これは世界経済の発展だけでなく、TMDや各種制振部材(ダンパー)など応答制御技術の開発が進み、風や地震などの自然条件の厳しい地域における超高層建物の実現へのハードルが下がったためと言われる<sup>2)</sup>。

この背景を受け、近年、深刻な地震国である日本においても高さ200mを超える超高層建築物の建設が数多く計画されており、高さ300mを超える超高層建築物(以下、「超々高層建築物」「Supertall」)の計画も複数あり、中には400m級に迫る計画もある。東京都心において、日本一の高さを更新する「麻布台ヒルズ森JPタワー」(高さ:約330m、延床面積:約461,800m<sup>2</sup>)が2023年6月に竣工し<sup>3)</sup>、高さ400m級のプロジェクト「TOKYO TORCH Torch Tower」(高さ:約385m、延床面積:約553,000 m<sup>2</sup>)が2028年の竣工を目指して2023年10月に着工を迎えた<sup>4)</sup>。

地震国である我が国における超高層建築物の設計では、風荷重のみならず、極めて厳しい地震環境への対応が必要であり、超々高層建築物の計画において十分に余裕を持った耐震耐風性能を確保することは容易ではない。しかし、近年、耐震性への関心が非常に高まっており、長周期地震動対策のニーズも高まっていることから、合理的な解決策が望まれる。

中でも南海トラフ沿いで想定される巨大地震は、その影響度が極めて高いことに加え、「M8～M9クラスの巨大地震の発生確率が30年以内に70%～80%」と極めて切迫している<sup>5)</sup>。これに起因して発生する長周期地震動には特に注意が必要であり、今後建設する超々高層建築物の設計では、供用期間中に遭遇する可能性が極めて高い地震動として想定する必要がある。

さらに、超々高層建築物の固有周期は一般的に6秒程度以上となることから、関東平野の卓越周期と合致する可能性が高く、関東地方の計画では更に慎重な対策が求められる。これらを勘案してもなお、東京都心において、安心安全を確保しながら超々高層建築物の建設を進めるには、高剛性と高減衰を併せ持つ強力な制振システムの開発が不可欠である。

一方、従来から日本の超高層建築物では、ラーメン架構を主体として層間変形に効く制振部材をコア部に連層で集中配置する応答制御構造である Damped core が主流<sup>2)</sup>であるが、一定の高さを超える建物においては建物全体やコア部の塔状比が過大となり、柱の軸変形に起因するコア部の曲げ変形の影響により制振効果や剛性確保の効率は大幅に低下する。そのため、超々高層建築物への Damped Core の単純な適用には、その合理性に限界がある。

これに対して、超々高層建築物に有効と考えられる制振システムとして、ダンパー付アウトリガー構造<sup>6)</sup>やダンパー付外殻構造<sup>7),8)</sup>が注目されている。これらの制振システムでは、地震や風に対して生じる水平力を壁やブレース構面にて集中的に負担させ、そこに生じる曲げ変形（柱の軸変形に伴って縦長の耐力壁やブレース構面などの剛性要素が曲がる現象）に起因する鉛直方向の挙動を効果的に利用し、超々高層建築物においても高い水平剛性と付加減衰を同時に獲得することが出来るため、今後国内で普及する可能性が高く、そのダンパー設計に関する知見の充実が望まれる。

## 1.2 既往研究

### 1.2.1 ダンパー付アウトリガー構造

アウトリガー構造<sup>9),10)</sup>とは、Figure 1.2.1 に示すように、剛強な中央コア架構と建物外周柱（以降、側柱）がアウトリガーを介して連結される超高層建築の構造形式である。単に剛強なコア架構を配置した構造では、地震や強風により建物に生じる水平力がコア架構に集中し、塔状比が高いコア架構では大きな曲げ変形が生じる。そのため、コア架構を剛強にすることにより得られる水平剛性には限界があり、その変形抑制効果も限定的となる。これに対して、アウトリガー構造では、水平変形時に大きな軸変形を生じない側柱により先端が拘束された曲げ剛性の大きいアウトリガーがコア架構の曲げ変形を曲げ戻す。これにより、コア架構の曲げ変形が抑制されて建物の水平剛性が大幅に増大され、建物全体の水平変形が低減される。

このアウトリガー構造を発展させて、アウトリガーの一部にダンパーを配置して地震エネルギー吸収に利用するダンパー付アウトリガー構造(Damped outrigger)がSmithとWillfordにより提案されている<sup>6)</sup>。従来のアウトリガー構造は、コア架構の曲げ変形を曲げ戻す際に生じる側柱とアウトリガーの間の鉛直方向の力のやり取りを直接的に伝達することにより

最大限の曲げ戻し効果を求める構造である。これに対して、Damped outrigger は、アウトリガーと側柱との間に鉛直方向の変位差を利用するダンパーを配置して効果的なエネルギー吸収を行う構造である。アウトリガー構造により得られる曲げ戻し効果に加えて、高い付加減衰を獲得できる点や、アウトリガーから側柱に伝達される付加軸力の制限効果が期待できる点などが特徴となっている。世界的に見ると、欧米、中国、比国等を中心に普及が進んでおり、実案件への適用が進んでいる<sup>11)</sup>。

Damped outrigger に関する既往の研究は、下記 (a)~(d) に大別され、海外を中心に精力的に行われている。

- (a) 分布定数系の振動理論モデルの構築と手計算可能な地震応答評価法の構築<sup>12)~16)</sup>
- (b) 広範な時刻歴応答解析結果に基づく設計指針の提言<sup>17)~19)</sup>
- (c) 個別の建物に関する耐震性能の検証<sup>20)</sup>
- (d) 小模型の振動台実験と数値解析<sup>21), 22)</sup>

日本では、五十殿らが Damped outrigger に類似する「曲げ変形制御型制震構造」を提案しており<sup>23), 24)</sup>、国内での実適用例も少なくない。同構造は Smith と Willford の提案<sup>6)</sup>より早く先駆的であるが、ハットトラスを前提とする点や剛接柱梁立体骨組の応答制御を前提とする点が、現在国際的に認知されている Damped outrigger の仕様<sup>6)</sup>とは異なる。

また、Smith と Willford<sup>6)</sup>は、Damped outrigger の計画時にダンパーの付加減衰を考慮した固有振動等特性の検証を推奨しているが、非比例減衰系の固有振動特性と地震応答の関係に着目した最適設計法の検討は未だ少ない<sup>15)</sup>。

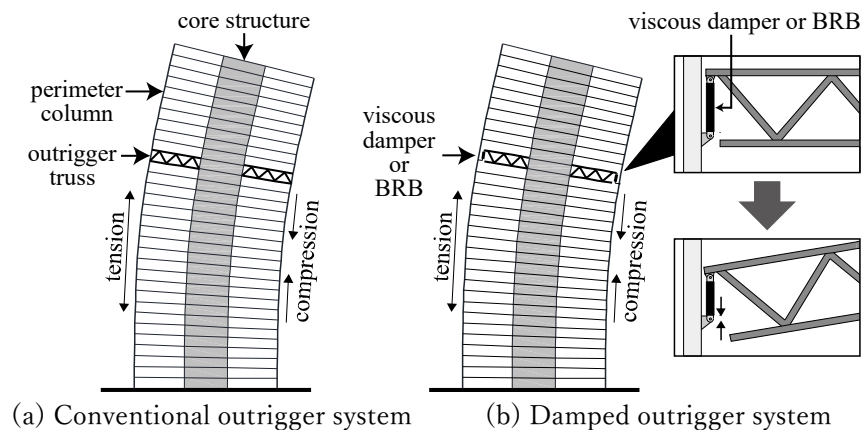


Figure 1.2.1 アウトリガー構造の概念図

この点について寺澤らは、一般化応答スペクトル解析法<sup>25)</sup>を用いてダンパー付単層アウトリガー構造の動的応答特性（非比例減衰系の固有周期と減衰比，地震応答）を詳細に分析し，1次モード減衰比を最大化する設計が各地震応答を包括的に抑制する点を明らかにし，アウトリガー高さ比とコア部に対するダンパー接合要素の剛性比を制約条件とする最適ダンパー剛性比の簡易推定式を提案した<sup>26)</sup>。しかし，これまでの検討では，理想的な線形粘性ダンパーのみが対象とされ，地震動入力レベルに依存して非線形性を発揮するダンパー付アウトリガー構造の動的応答特性や1次モード減衰比を最大化する設計の有効性は未だ不明である。特にダンパー種類，地震動入力レベルに基づき同構造の動特性を比較分析した例は殆ど無い。

### 1.2.2 ダンパー付外殻構造

ダンパー付外殻構造は，弾性ブレースとダンパーの配置の組合せやダンパーの総量や分布など，多くの設計変数の組み合わせに対する適用性が広いことから，簡易振動系への縮約による検討は進んでいない。また，パラメトリックな検討の事例として，寺澤らが複素固有値解析と応答スペクトル解析の収斂計算を中核とした一般化応答スペクトル解析法に基づくダンパー最適設計法を提案し，さらに外殻構造物の部材配置最適化を行って目的関数に対して多様な設計解が得られることを示している<sup>27)</sup>。しかし，その対象は軒高60mの座屈拘束ブレース付外殻構造に限られている。

### 1.3 研究の目的と方針

本研究は、我が国における近年の超々高層建築物のニーズの高まりに対応し、超々高層建築物に対して、大きな剛性と付加減衰を与え、高い耐震耐風性能を実現する制振システムの開発を目的とする。

まず、大規模超高層建築物についての考察を行い、検討対象とする想定建物の与条件を整理する。日本国内、特に東京都心を対象として、大規模超高層建築物の建築計画の成り立ちの背景や耐震耐風設計の方針、適用する構造計画の選択肢について整理する。

つぎに、世界的に見た場合に超々高層建築物の代表的な制振システムである「ダンパー付アウトリガー構造 (Damped outrigger)」についての考察を行い、日本における 400m 級超高層建築物に適用した場合の効果検証を実施する。

さらに、ダンパー付外殻ブレース構造の一例として、極めて大きな剛性を有する「ブレースチューブ構造 (Braced tube)」を発展させた制振システム「制振スリット付外殻ブレース構造 (Damped braced tube)」を提案し、水平剛性と付加減衰の両方を高いレベルで同時に確保可能であることの確認を行い、深刻な地震国である日本の首都東京における 400m 級超々高層建築物へ適用した場合の効果検証を実施する。

加えて、400m 級超々高層建築物の計画案を対象として、超高層建築物の詳細設計の手法 (立体弾塑性部材モデルを用いた応力解析や時刻歴応答解析を中心とした検証) に則った試設計を実施し、Damped braced tube の制振効果の検証を実施し、地震国日本においても、耐震基準を大きく上回る極めて高い耐震性能を有した安心・安全の 400m 級超々高層建築物の実現可能性を確認する。

なお、開発する制振システムは、東京都心の大規模開発により計画される 400m 級超々高層建築物での利用を想定しているため、主な検討対象としては、日本、特に東京都心の大規模開発で特有に見られる、奥行 20m 程度の長スパン無柱の事務所空間を持つテナントオフィスビルとする。平面プランはセンターコア形式で概ね 100m 角の正方形、高さは 400m 程度とした検討モデルを用いる。

## 1.4 論文の構成

本論文は全7章から構成され、第1章「序論」に始まり、第2章「地震地域の大規模超高層建築物の構造計画の現状」、第3章「想定建物の耐震・耐風設計と構造形式」、第4章「ダンパー付アウトリガー構造の耐震性能」、第5章「制振スリット付ブレースチューブ構造の耐震性能」、第6章「制振スリット付チューブ構造の実建物への適用」と続き、第7章「結論」に結ぶ。

第1章「序論」では、1節において本研究の背景を、2節において既往の研究について、3節において研究の目的と方針について、本4節では本論文の構成を示す。

第2章「地震地域の大規模超高層建築物の構造計画の現状」では、日本および世界の代表的な地震地域における大規模超高層建築物の事例と特徴について整理し、ここに東京都心における計画の特殊性についての考察を加え、本研究の検討対象とする想定建物の建築計画の特徴とその背景を確認する。

第3章「想定建物の耐震・耐風設計と構造形式」では、検討に用いる想定建物について、建物概要や地震環境、耐震・耐風設計のポイントを整理し、想定建物に用いる構造形式（構造種別、架構形式、制振システム）の選択肢を整理する。

第4章「ダンパー付アウトリガー構造の耐震性能」では、まず、ダンパー付アウトリガー構造の概念や特徴、建築計画や構造計画への影響を整理する。つぎに、非線形性のあるダンパーを用いたダンパー付アウトリガー構造について、各種設計パラメータと構造性能の関係や、得られる最大限の構造性能について、一般化応答スペクトル解析法を用いた検証を行う。さらに、400m級超々高層建築物へ適用した場合の性状分析と代表的なパラメータの最適化を試み、制振効果に関する考察を実施する。

第5章「制振スリット付ブレースチューブ構造の耐震性能」では、まず、制振スリット付ブレースチューブ構造の概念や特徴、建築計画や構造計画への影響を整理する。つぎに、特

定の建物モデルに対して時刻歴応答解析を実施して基本性状の考察を実施する。さらに、得られた基本性状の整理として、検討対象モデルとする 400m 級超々高層建築物に適用する際のスリットの位置や深さ、およびダンパー配置などについて、代表的な適用方法のバリエーションを提示し、一般化応答スペクトル解析法を用いて性状分析と代表的なパラメータの最適化を行い、制振効果に関する考察を実施する。さいごに、制振スリット付ブレースチューブ構造の設計に関する知見の整理として、合理的な設計の手順の例を示す。

第 6 章「制振スリット付ブレースチューブ構造の実建物への適用」では、まず、想定する実建物への適用性の考察として、建築計画の特徴や架構計画の制約、実建物固有の条件について整理し、本システム適用の合理性の考察を行う。つぎに、実建物へ本システムを適用して実施した試設計の事例の構造計画概要や時刻歴応答解析の結果を示す。さいごに、主要な設計パラメータに関して、第 5 章で実施した最適化の結果と試設計での採用値との比較検討を実施し、試設計の位置づけの確認も行う。

第 7 章「結論」では、各章で得られた研究成果を要約し、本論文の結論を述べる。

## 参考文献

- 1) CTBUH Tall Building Database : <https://www.skyscrapercenter.com> (accessed 2021.10.14)
- 2) Lago A., Trabucco, D. and Wood, A. : Damping Technologies for Tall Buildings Theory, Design Guidance and Case Studies, CTBUH, Elsevier Inc., 2019.
- 3) 麻布台ヒルズ | 主要プロジェクト, 森ビル株式会社  
[https://www.mori.co.jp/projects/toranomon\\_azabudai](https://www.mori.co.jp/projects/toranomon_azabudai) (accessed 2023.10.28)
- 4) 「Torch Tower」新築工事着工, 三菱地所株式会社  
[https://www.mec.co.jp/news/detail/2023/09/27\\_mec230927\\_torchtower](https://www.mec.co.jp/news/detail/2023/09/27_mec230927_torchtower) (accessed 2023.10.28)
- 5) 南海トラフで発生する地震, 地震調査研究推進本部  
[https://www.jishin.go.jp/regional\\_seismicity/rs\\_kaiko/k\\_nankai](https://www.jishin.go.jp/regional_seismicity/rs_kaiko/k_nankai) (accessed 2023.10.28)
- 6) Smith, R. and Willford, M. : The damped outrigger concept for tall buildings, The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 16(4), pp. 501-517, 2007.
- 7) I. Almufti, H. Krolicki, A. Crowther : The Resilience-based Design of the 181 Fremont Tower, STRUCTURE magazine, 2016.6
- 8) 石橋 洋二, 渥美 孝紘, 横山 亮, 小川 一郎, 溜 正俊, 竹内 徹 ほか : 400m 級の超高層ビルに対する外郭制振構造の適用 その 1~その 5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2018.7~2020.7
- 9) Smith, S. and Salim, I.: Parameter Study of Outrigger-Braced Tall Building Structures, Journal of Structural Division, ASCE, Vol 107, No. 10, pp.2001-2014, 1981.
- 10) Smith, S. and Coull, A.: Tall Building Structures: Analysis and Design, Chapter 14, John Wiley & Sons, Inc., 1991.
- 11) Lago A., Trabucco, D. and Wood, A.: Damping Technologies for Tall Buildings Theory, Design Guidance and Case Studies, CTBUH, Elsevier Inc., 2019.
- 12) Chen., Y., McFarland, D., Wang, Z., Spencer, B. and Bergman, L. : Analysis of Tall Buildings with Damped Outriggers, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 136, No. 11, pp. 1435-1443, 2010.
- 13) T, Tan, P., Fang, C. and Zhou, F. : Dynamic characteristics of a novel damped outrigger system, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 13(2), pp. 293-304, 2014.
- 14) Deng, K., Pan, P., Lam, A., and Xue, Y. : A simplified model for analysis of high-rise buildings equipped with hysteresis damped outriggers, The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 23(15), pp.1158-1170, 2014.
- 15) Huang, B. and Takeuchi, T. : Dynamic Response Evaluation of Damped- Outrigger Systems with Various Heights, Earthquake Spectra, Vol. 33, No. 2, pp. 665-685, 2017.
- 16) Zhou, Y., Xing, L., and Zhou, G. : Spectrum Analysis-Based Model for the Optimal Outrigger Location of High-Rise Buildings, Journal of Earthquake Engineering, pp. 1-26, 2019.

- 17) Lin, P.-C., Takeuchi, T. and Matsui, R. : Seismic performance evaluation of single damped-outrigger system incorporating buckling- restrained braces, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 47, No. 12, pages 2343-2365, 2018.
- 18) Lin, P.-C., Takeuchi, T. and Matsui, R. : Optimal design of multiple damped-outrigger system incorporating buckling-restrained braces, *Engineering Structures*, Vol. 194, pp. 441-457, 2019.
- 19) Morales-Beltran, M., Turan, G., Dursun, O. and Nijssse, R. : Energy dissipation and performance assessment of double damped outriggers in tall buildings under strong earthquakes, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 28(1), 2018;e1554, 2018.
- 20) Ding, J., Wang, S. and Wu, H. : Seismic performance analysis of viscous damping outrigger in super high-rise buildings, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 27(13), 2018;e1486, 2018.
- 21) Zhou, Y. and Li, H. : Analysis of a high-rise steel structure with viscous damped outriggers. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 23(13), pp. 963-979, 2014.
- 22) Sun, F., Hu, Z., Chen, G., Xie, L. and Sheng, L. : Shaking table test on seismic resonant behavior of core-outrigger structure, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 26(6), 2017;e1349. 2016.
- 23) 五十殿 侑弘, 山本 幸正, 河野 賢一, 深田 良雄 : 曲げ変形制御型制震構造の構造原理に関する研究, *日本建築学会構造系論文集*, 2006 年 71 卷 602 号 p.111-118
- 24) 五十殿 侑弘, 山本 幸正, 河野 賢一, 深田 良雄 : 曲げ変形制御型制震構造の構造特性に関する研究 : 床及び壁の非線形特性を考慮した検討, *日本建築学会構造系論文集*, 2007 年 72 卷 612 号 p.39-46
- 25) Terazawa Y. and Takeuchi T.: *Generalized Response Spectrum Analysis for Structures with Dampers*, *Earthquake Spectra*, EERI, 2018.5.,  
DOI: <https://doi.org/10.1193/092217EQS188M> (accessed 2020.12.1)
- 26) 寺澤 友貴, 浅井 智樹, 石橋 洋二, 竹内 徹 : 種々の設計変数が線形粘性ダンパー付単層アウトリガー構造の動的応答特性に与える影響, *日本建築学会構造系論文集*, Vol.85, No.774, pp.1067-1077, 2020.8, <https://doi.org/10.3130/aijs.85.1067>
- 27) 寺澤 友貴, 竹内 徹 : 一般化応答スペクトル解析法に基づく制振ブレース構造の最適設計手法, *日本建築学会構造系論文集*, Vol.83, No.753, pp.1689-1699,  
<https://doi.org/10.3130/aijs.83.1689>



## 第2章 地震地域の大規模超高層建築物の構造計画の現状

2.1	はじめに .....	10
2.2	世界の大規模超高層建築物の事例と特徴.....	10
2.3	日本の大規模超高層建築物の事例と特徴.....	15
2.4	東京都心における大規模超高層建築物.....	23
2.4.1	考察の方針 .....	23
2.4.2	平面計画の背景 .....	23
2.4.3	建物形状の特徴と構造計画 .....	26



## 2.1 はじめに

地震国である日本における超々高層建築物への適用を想定した強力な制振システムの開発に向けて、本章では、世界および日本の既往の大規模超高層建築物の事例と特徴を整理する。地震国における高さ 200m 以上の超高層建物の近年の事例を調査の対象として、平面計画や架構形式などの差異を考察する。

まず、世界の事例の調査は代表的な地震地域である米国西海岸のうち、近年に再開発が進んでいる主要 3 都市（San Francisco, Los Angeles, Seattle）を対象と定め、近年の事例の概要を整理し、つぎに、国内の事例について同様に近年の事例の概要を整理する。

西海岸主要 3 都市および日本国内の事例調査は、何れも「高さが 200m 以上であり、かつ竣工年が 2015 年以降であり、主要用途に事務所を含むこと」をリストアップの条件とし、地震地域におけるテナントオフィスを主体とする大規模超高層建物の特徴の整理を行う。

さらに、本研究で主な検討対象とする東京都心の大規模超高層建築物に絞って特徴の整理を行い、高さ 200m 級までの超高層建築物が主体である我が国において、高さ 400m 級を視野に入れた更なる高層化への取り組みを進めるにあたってのモデルケースとする建物の特徴を整理する。

## 2.2 世界の大規模超高層建築物の事例と特徴

地震地域の大規模超高層建築物の事例調査を進めるにあたり、海外については調査対象を代表的な地震地域の米国西海岸の主要 3 都市（San Francisco, Los Angeles, Seattle）と定めた。まず、調査対象の絞り込みとして、「List of tallest buildings in Los Angeles」<sup>1)</sup> 「List of tallest buildings in San Francisco」<sup>2)</sup> 「List of tallest buildings in Seattle」<sup>3)</sup> より、高さ 200m 以上の建築物を抽出して Table 2.2.1 を作成し、ここから、「主要用途に事務所を含み、かつ竣工年が 2015 年以降」のものにマーキングを行い、これを調査対象建築物とした。

つぎに、マーキングされた 5 件の超高層建築物を対象に、基準階平面、架構形式、および制振システムについての調査し、代表的な計画に関する外観写真、平面プランおよび架構形式の説明図を Figure 2.2.1～2.2.5 に示す。

ここまでの調査より、再開発の進む代表的な地震地域である西海岸主要3都市の大規模超高層建築物における主な特徴が、下記に示すものであることが分かる。

- ・ 架構計画は RC core wall や CF-CPSW（コンクリート充填複合板せん断壁）をコアの耐震要素とし、アウトリガー構造や外殻ブレース構造が複合的に用いられている。
- ・ 制振システムとしては、アウトリガー構造に座屈拘束ブレースを適用した Damped outrigger や、外殻に制振ブレースを適用しているものがある。
- ・ 事務所の主要な部分の奥行きは 14m 程度以下が基本となっている。

Table 2.2.1 西海岸主要3都市の大規模超高層建築物事例

Rank	Name	Height (m)	Floors	Year	City
1	Wilshire Grand Center	335	73	2016	Los Angeles
2	Salesforce Tower	326	61	2018	San Francisco
3	U.S. Bank Tower	310	73	1989	Los Angeles
4	Columbia Center	286	76	1985	Seattle
5	Aon Center	262	62	1972	Los Angeles
6	Transamerica Pyramid	260	48	1972	San Francisco
7	Rainier Square Tower	259	58	2021	Seattle
8	181 Fremont	245	56	2017	San Francisco
9	555 California Street	237	52	1969	San Francisco
10	1201 Third Avenue	235	55	1988	Seattle
11	Two California Plaza	229	54	1992	Los Angeles
12	Gas Company Tower	228	52	1991	Los Angeles
13	Two Union Square	226	56	1989	Seattle
14	Bank of America Plaza	224	55	1974	Los Angeles
15	777 Tower	221	52	1991	Los Angeles
16	Wells Fargo Tower	220	54	1983	Los Angeles
17	345 California Center	220	48	1986	San Francisco
18	Seattle Municipal Tower	220	62	1990	Seattle
19	Figueroa at Wilshire	219	53	1990	Los Angeles
20	Paul Hastings Tower	213	52	1971	Los Angeles
21	F5 Tower	201	43	2017	Seattle

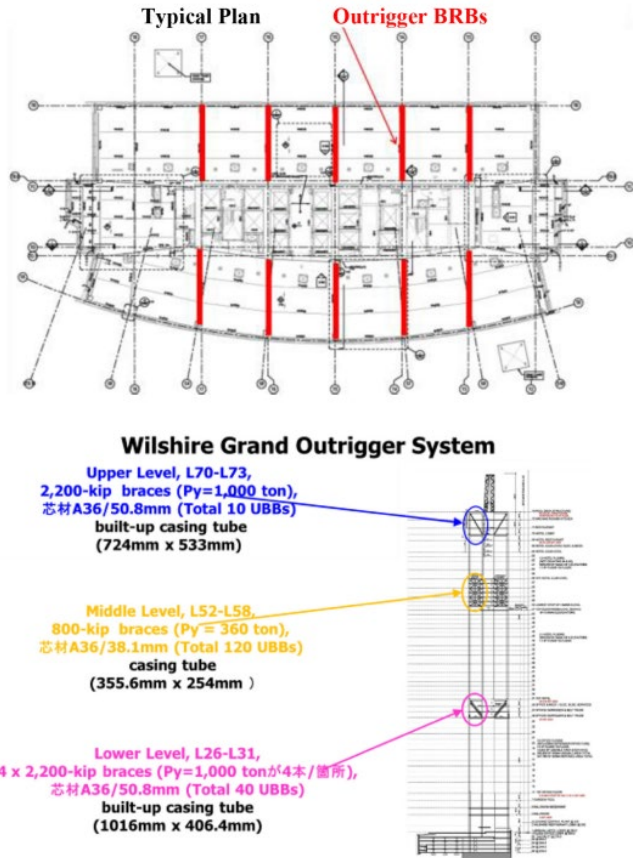


Figure 2.2.1 Wilshire Grand Center (建物外観<sup>4)</sup>, 代表平面<sup>5)</sup>, 架構形式イメージ<sup>5)</sup>)

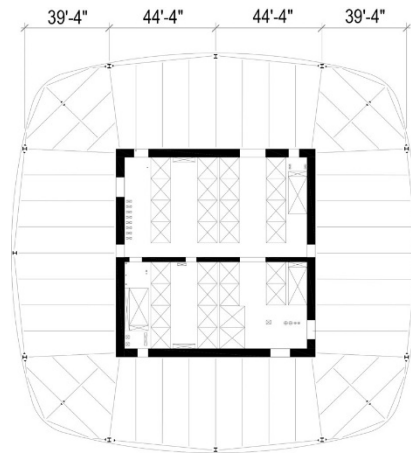


Figure 2.2.2 Salesforce Tower (建物外観<sup>6)</sup>, 代表平面<sup>7)</sup>, 架構形式イメージ写真<sup>7)</sup>)

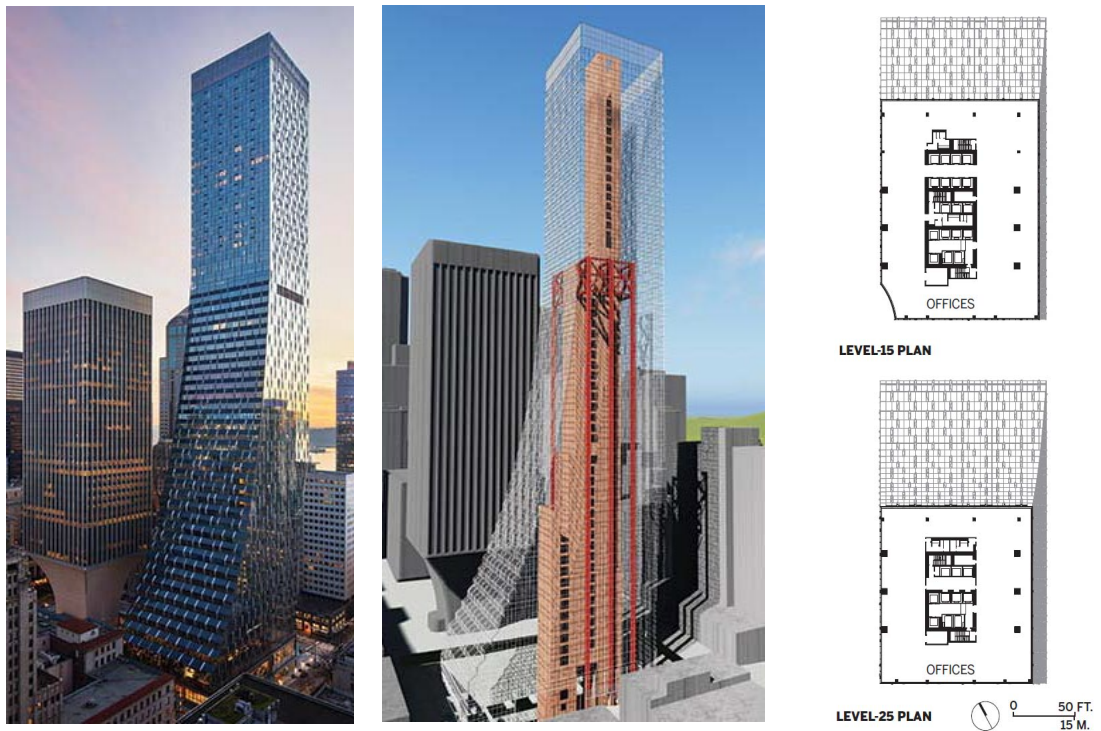


Figure 2.2.3 Rainier Square Tower (建物外観, 架構形式イメージ, 代表平面) 8)

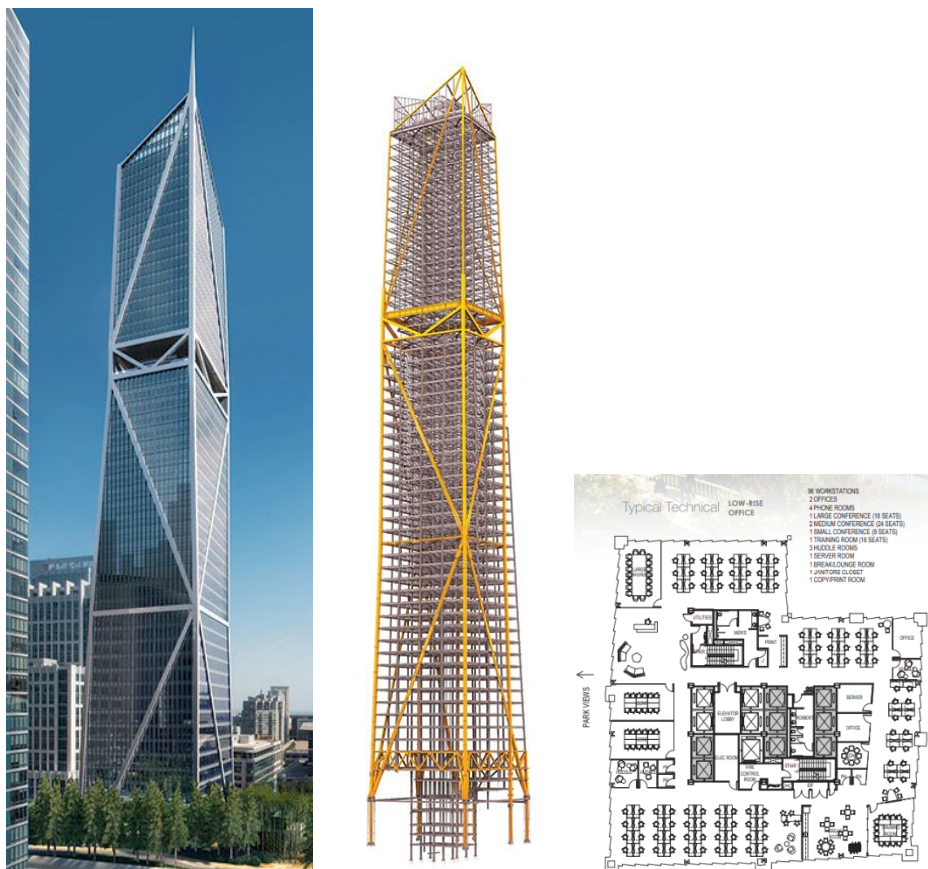


Figure 2.2.4 181 Fremont (建物外観<sup>9)</sup>, 架構形式イメージ<sup>9)</sup>,代表平面<sup>10)</sup>, )



## 2.3 日本の大規模超高層建築物の事例と特徴

国内の大規模超高層建築物の事例調査を進めるにあたり、まず、調査対象の絞り込みとして、「超高層ビルデータベース」<sup>14)</sup>より、高さ 200m 以上の建築物を抽出して Table 2.2.2 を作成し、ここから、「主要用途に事務所を含み、かつ竣工年が 2015 年以降」のものにマーキングを行い、これを調査対象建築物とした。

つぎに、マーキングされた 11 件の超高層建築物を対象に、基準階平面、架構形式、および制振システムについての調査し、代表的な計画に関する外観写真、平面プランを Figure 2.3.1～2.3.11 に示す。

ここまでの調査より、国内の大規模超高層建築物における主な特徴が、下記に示すものであることが分かる。

- ・ 架構計画は、一部で中間層免震やメガフレームを併用している計画があるが、全ての事例で「ラーメン構造+Damped Core」を基本としている。
- ・ 東京都心（千代田区、港区、中央区）に限定した場合、事務所のメイン部分の奥行きは最小でも約 16m であり、約 20m 程度を確保しているものが 11 件中 8 件と大部分を占める。
- ・ 平面規模が十分であるものは、コアを中心にオフィス空間をコの字レイアウトとする基準階プラン（センターコア形式）が主流であり、やや平面規模が小さい場合はセンターコアに類似のコの字レイアウトが採用されている。

Table 2.2.2 近年の国内大規模超高層建築物の事例

No	建物名	高さ* <sup>1)</sup> (m)	階数	竣工年	所在地
1	麻布台ヒルズ森JPタワー	325	64	2023	東京都港区
2	あべのハルカス	300	60	2014	大阪府大阪市
3	虎ノ門ヒルズ ステーションタワー	265	49	2023	東京都港区
4	虎ノ門ヒルズ	255	52	2014	東京都港区
5	東京ミッドタウン ミッドタウンタワー	248	54	2007	東京都港区
6	ミッドランド スクエア 豊田毎日ビルディング	247	47	2006	愛知県名古屋市
7	東京ミッドタウン八重洲	240	45	2022	東京都中央区
8	NTTドコモ代々木ビル	239	27	2000	東京都渋谷区
9	六本木ヒルズ森タワー	238	54	2003	東京都港区
10	住友不動産六本木グランドタワー	230	43	2016	東京都港区
11	渋谷スクランブルスクエア	229	47	2019	東京都渋谷区
12	汐留シティセンター	215	43	2003	東京都港区
13	住友不動産東京三田ガーデンタワー	215	42	2023	東京都港区
14	電通本社ビル	213	48	2002	東京都港区
15	常盤橋タワー	212	38	2021	東京都千代田区
16	JRゲートタワー	211	46	2017	愛知県名古屋市
17	東京ポートシティ竹芝オフィスタワー	208	40	2020	東京都港区
18	アークヒルズ 仙石山森タワー	206	47	2012	東京都港区
19	グラントウキョウ サウスタワー	205	42	2007	東京都千代田区
20	グラントウキョウ ノースタワー	204	43	2007	東京都千代田区
21	泉ガーデンタワー	201	45	2002	東京都港区
22	赤坂インターシティ AIR	200	38	2017	東京都港区
23	読売新聞東京本社ビル	200	33	2013	東京都千代田区
24	Otemachi One タワー	200	39	2020	東京都千代田区
25	JPタワー	200	38	2012	東京都千代田区

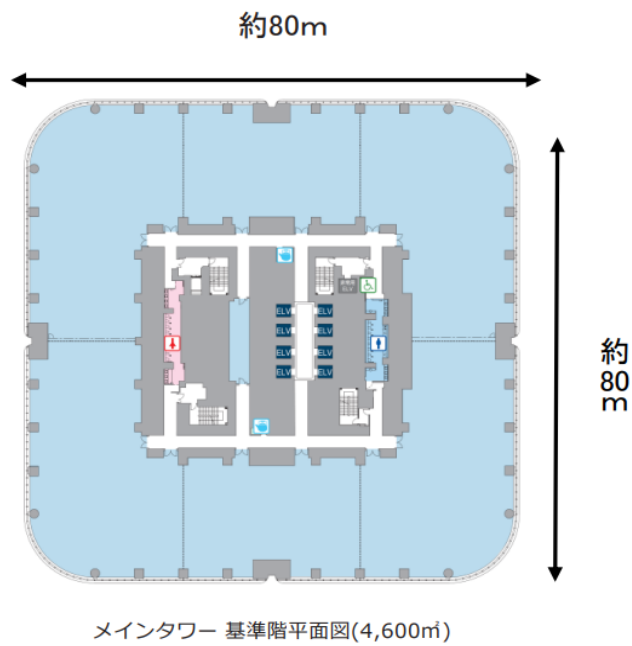


Figure 2.3.1 麻布台ヒルズ森 JP タワー（代表平面，建物外観）<sup>15)</sup>

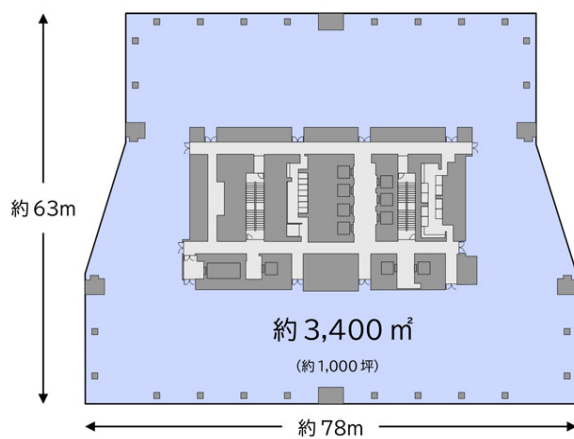


Figure 2.3.2 虎ノ門ヒルズ ステーションタワー（代表平面，建物外観）<sup>16)</sup>

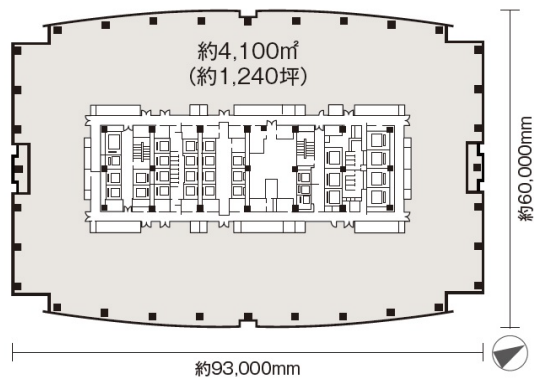


Figure 2.3.3 東京ミッドタウン八重洲（代表平面，建物外観）<sup>17)</sup>

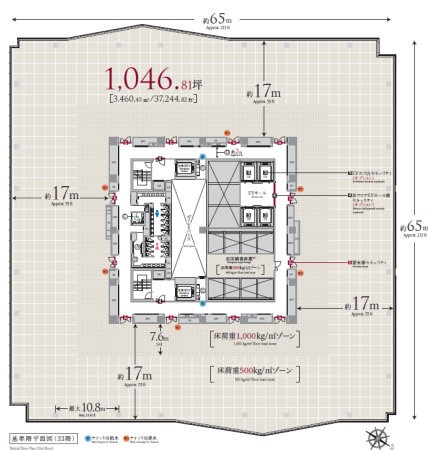


Figure 2.3.4 住友不動産六本木グランドタワー（代表平面，建物外観）<sup>18)</sup>

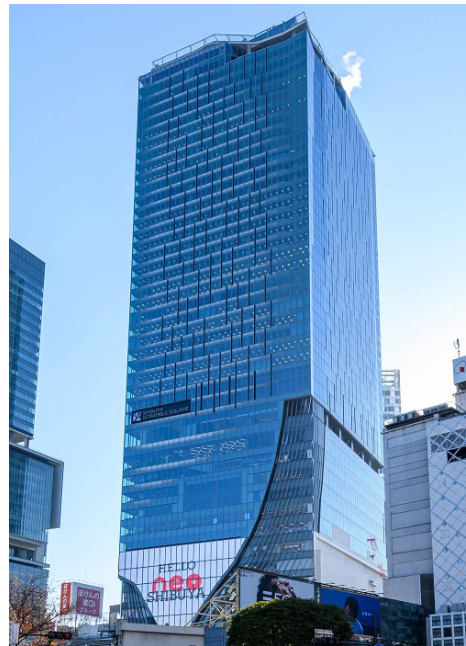
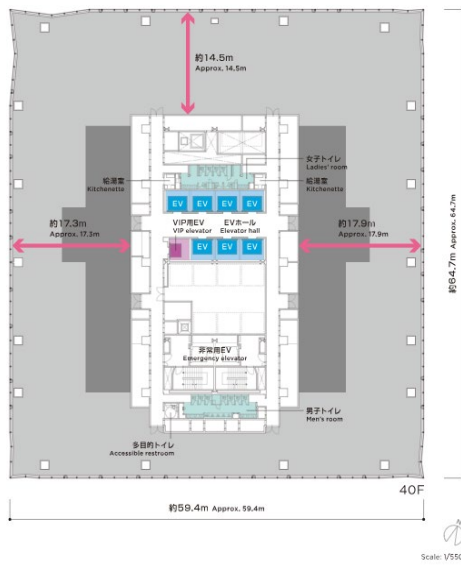


Figure 2.3.5 渋谷スクランブルスクエア 東棟（代表平面，建物外観）<sup>19)</sup>

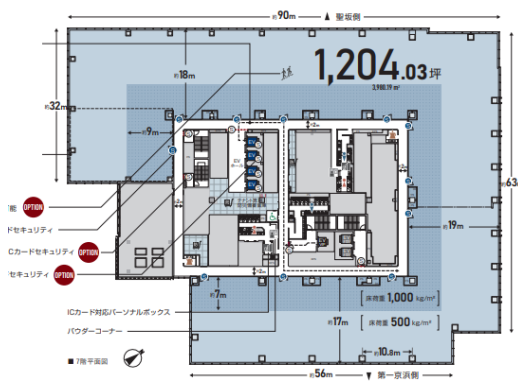


Figure 2.3.6 住友不動産東京三田ガーデンタワー（代表平面，建物外観）<sup>20)</sup>

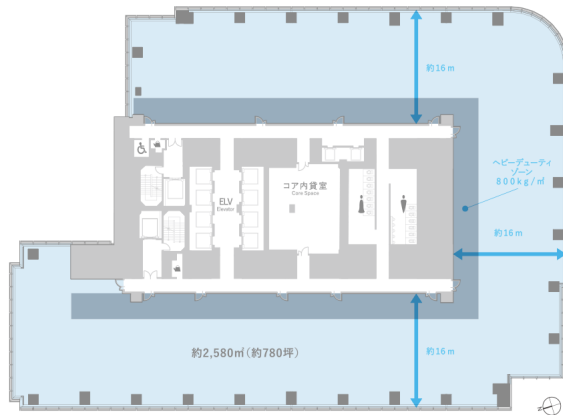


Figure 2.3.7 常盤橋タワー（代表平面，建物外観）<sup>21)</sup>

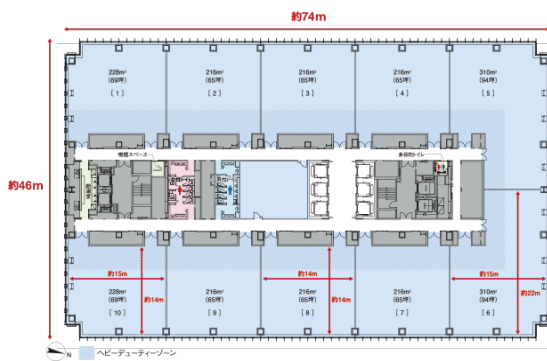


Figure 2.3.8 JR ゲートタワー（代表平面<sup>22)</sup>，建物外観<sup>23)</sup>

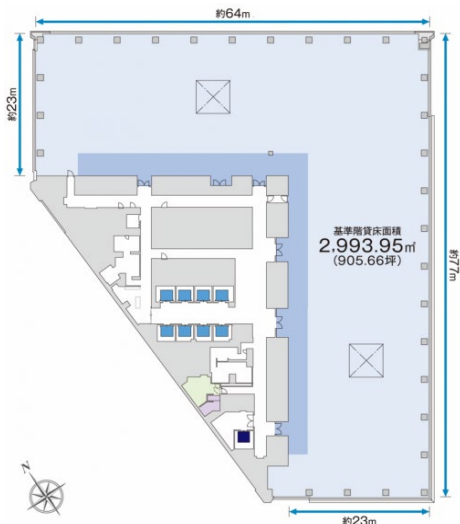


Figure 2.3.9 東京ポートシティ竹芝オフィスタワー（代表平面，建物外観）<sup>24)</sup>

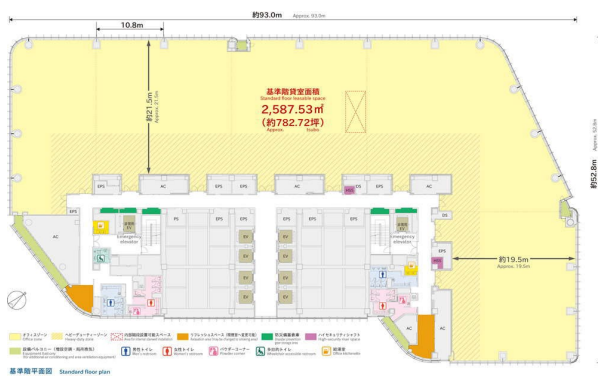


Figure 2.3.10 赤坂インターシティ AIR（代表平面，建物外観）<sup>25)</sup>



## 2.4 東京都心における大規模超高層建築物

### 2.4.1 考察の方針

本研究で開発する制振システムは、東京都心の大規模超高層建築物により計画される400m級超々高層建築物での利用を想定している。ここでは、東京都心における大規模超高層建築物に一般的である「事務所（テナントオフィス）が主要用途であること」を前提として、前節の事例分析を踏まえて東京都心の大規模超高層建築物の平面計画決定の背景について述べ、想定した建物形状の特徴が構造計画に与える影響について述べる。

### 2.4.2 平面計画の背景

日本の超高層建築物（特にテナントオフィスビル）の平面計画は日本特有の文化的・経済的な背景を持つ。大規模超高層建築物の建築計画は、テナントの誘致に有利であることが求められ、特にバンク単位、フロア単位を対象とする大口のテナントにアピール力のあるパーティションのない無柱の大空間を有する一体型オフィスが好まれる傾向にある。また、一体型オフィスとして企画されている場合は、小割のオフィスを自在にレイアウトすることも可能であり、リーシングの自由度確保の観点からも一体型オフィスにメリットがある。

さらに、貸付可能面積を最大化する観点から有効率（＝貸付可能面積／全体面積）の向上は不動産デベロッパーにとって重要なポイントであり、この点でも奥行の深い一体型オフィスの優位性があり、特にセンターコア形式の平面プランが有利となる。また、日本では自然採光に関わる奥行きスパンの法的な規制がないこと、また、超高層建物の建築計画において自然採光が重要視されていないことなどが奥行の深い一体型オフィスを可能としているという背景もある。

これらの観点から、東京都心の超高層建築物では避難計画上の限界に近いコアから奥行20m程度の長スパン無柱空間を有する平面計画が好まれる。さらに、敷地面積が十分である場合では、有効率最大化の観点から、全周を深い奥行のオフィスとするセンターコア形式の平面プランが選択される。

そして、コア計画には建物全体の用途構成が影響する。大規模超高層建築物では「特定街区」や「総合設計」などの都市開発の諸制度を利用した容積率の割り増しなどにより建築基

準法に定める形態規制の緩和を受けることが一般的に行われている。その適用条件の要請から「評価対象施設（住宅や宿泊施設）」や「育成用途（公益施設や商業施設）」などが導入され、複合用途の建物となることが一般的になっており、基準階を主用途のテナントオフィスとし、低層階に商業施設、上層階に住宅や宿泊施設を配置する計画が多く事例で見られる。こうした配置計画を採用する超々高層建築物では、40～50層にもおよぶ基準階の全周に配置された奥行約20mの大きな事務所空間に加えて、上層階に配置されるその他用途（住宅や宿泊施設など）にも対応可能なコア計画が必要である。こうして定まる巨大なコア部のサイズや、基準階のオフィス奥行スパン、各階に配置が必要な設備諸室や廊下の寸法などを勘案した平面形状は一辺が90～100m程度の正方形が基本となる。

また、コーナー部を直角とした直方体の建物形状とする場合、200m程度を超える超高層建築物では建物周辺の風環境に与える影響が大きくなりすぎることから、多くの場合で平面形状のコーナー部に変化を与える対応策が必要となる場合が多く、正方形を基本として有効率を優先した調整を行う場合、コーナー部に円弧形状が採用されることが多い。

Figure 2.4.2～2.4.3 に示すように、2023年10月の竣工時点で日本一の高さとなった「麻布台ヒルズ森JPタワー」（高さ約325m）（Figure 2.4.2）と、次に日本一の高さとなる予定の建設中案件「TOKYO TORCH Torch Tower」（高さ約385m：予定）（Figure 2.4.3）、この両案件の基準階プラン（Torch Towerは2020～2021年度段階の計画案）に、これらの形状が共通性を持って表れていることが、ここで示した背景の妥当性を示唆していると考えられる。

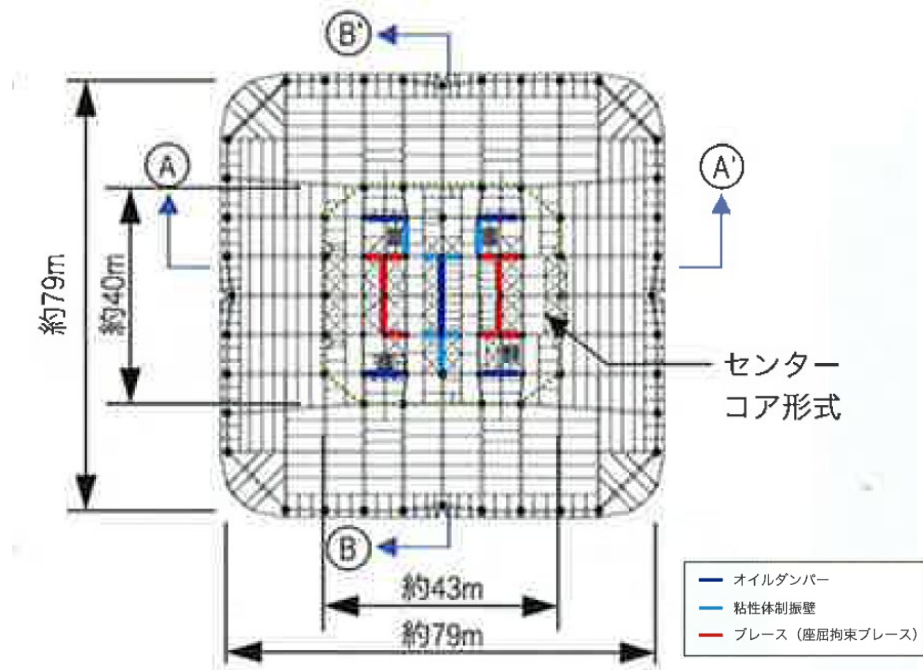


Figure 2.4.2 麻布台ヒルズ森 JP タワーの基準階平面プラン <sup>28)</sup>

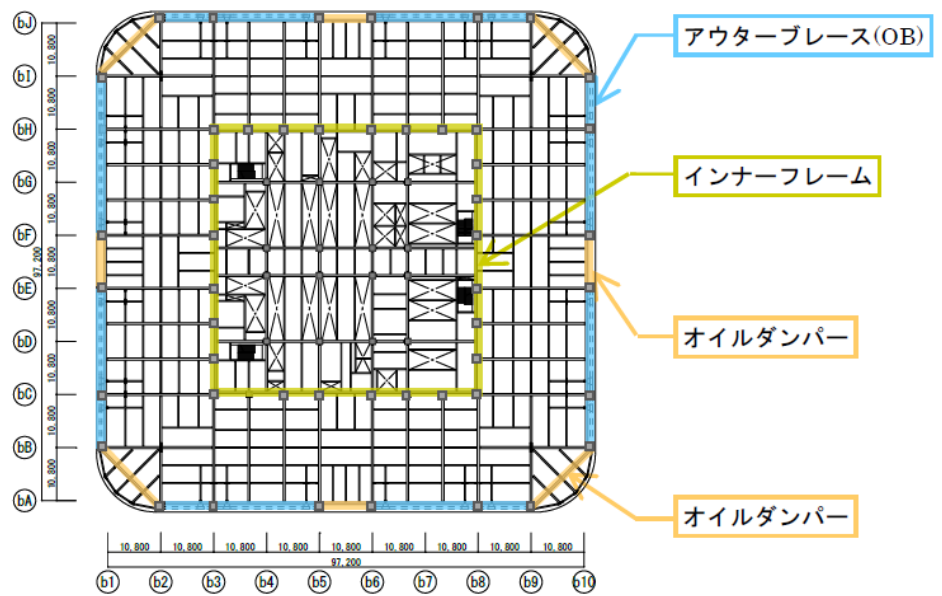


Figure 2.4.3 TOKYO TORCH Torch Tower の基準階平面プラン <sup>29)</sup>

### 2.4.3 建物形状の特徴と構造計画

平面形状を一辺の長さが 100m 程度の正方形と想定すると、各階床面積が非常に大きくなることから、結果として、建物規模（床面積）に比して、高さやアスペクト比が小さい建物となり、本研究で対象とする高さ 400m 程度ではアスペクト比が 4 程度となる。海外では採光に対する規制や考え方の違いから事務室空間の奥行を 12m 程度以下とする計画が多く、超々高層建築物では塔状比は 6 程度以上の大きな値になることが一般的であり、ここで想定する塔状比が 4 程度の形状は、世界的な超々高層建物の潮流とは一線を画した形状であると言える。

塔状比や建物奥行は、耐震設計と耐風設計のウエイトに大きな影響を与える。高さ方向の重量配置が地震荷重の程度を概ね決定づけるのに対し、風荷重は重量配置に加えて建物形状に大きく依存する。両方向に塔状比が小さく、各階床面積が大きく、立面に対する重量密度が大きいことは、風荷重の影響を小さくし、地震荷重の影響を大きくする。

世界的にみて群を抜いた厳しい地震環境ゆえに、日本では耐震設計のウエイトが高いが、東京都心において商業的な理想形として計画された大規模超高層建築物の平面計画は、耐震設計のウエイトの高さを更に際立たせる形状と言える。

## 参考文献

- 1) List of tallest buildings in Los Angeles, 19 October 2023 17:14 UTC,  
[https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=List\\_of\\_tallest\\_buildings\\_in\\_Los\\_Angeles&oldid=1180917884](https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=List_of_tallest_buildings_in_Los_Angeles&oldid=1180917884) (accessed 2023.10.22)
- 2) List of tallest buildings in San Francisco, 10 October 2023, 11:10 UTC,  
[https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=List\\_of\\_tallest\\_buildings\\_in\\_San\\_Francisco&oldid=1179476768](https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=List_of_tallest_buildings_in_San_Francisco&oldid=1179476768) (accessed 2023.10.22)
- 3) List of tallest buildings in Seattle, 19 October 2023 04:23 UTC,  
[https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=List\\_of\\_tallest\\_buildings\\_in\\_Seattle&oldid=1180837002](https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=List_of_tallest_buildings_in_Seattle&oldid=1180837002)  
(accessed 2023.10.22)
- 4) [https://en.wikipedia.org/wiki/Wilshire\\_Grand\\_Center#/media/File:Wilshire\\_Grand.jpg](https://en.wikipedia.org/wiki/Wilshire_Grand_Center#/media/File:Wilshire_Grand.jpg)  
(accessed 2023.11.18)
- 5) Atsushi Watanabe, Design and Applications of Buckling-Restrained Braces  
<https://global.ctbuh.org/resources/papers/3802-215-221%20%2001.Atsushi%20Watanabe.pdf>  
(accessed 2023.11.18)
- 6) [https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Salesforce\\_Tower\\_SF\\_2017.jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Salesforce_Tower_SF_2017.jpg)
- 7) Salesforce Tower | STRUCTURE magazine (accessed 2023.11.18)  
<https://www.structuremag.org/?p=11635>
- 8) Architectural Record | Rainier Square by NBBJ (accessed 2023.11.18)  
<https://web.archive.org/web/20131015221201/http://181fremontsf.com/images/181%20Fremont.pdf>
- 9) STRUCTURE magazine | The Resilience-Based Design of the 181 Fremont Tower  
<https://www.structuremag.org/?p=10005>
- 10) 181 Fremont brochure  
<https://web.archive.org/web/20131015221201/http://181fremontsf.com/images/181%20Fremont.pdf>
- 11) [https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=F5\\_Tower&oldid=1174067512](https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=F5_Tower&oldid=1174067512) (accessed 2023.11.18)
- 12) F5 Tower brochure (<https://f5tower.cbre-properties.com/>)
- 13) <https://melissacrowe.com/2020/07/06/f5-tower-is-built-to-last/>
- 14) 超高層ビルデータベース, <https://www.blue-style.com/database/> (accessed 2023.10.22)
- 15) 虎ノ門・麻布台プロジェクト ファクトブック, 森ビル株式会社  
[https://www.mori.co.jp/img/article/190822\\_1.pdf](https://www.mori.co.jp/img/article/190822_1.pdf) (accessed 2023.11.16)
- 16) 虎ノ門ヒルズ ステーションタワー | 主要プロジェクト, 森ビル株式会社  
[https://www.mori.co.jp/projects/toranomonhills\\_area/toranomonhills\\_stationtower/](https://www.mori.co.jp/projects/toranomonhills_area/toranomonhills_stationtower/)  
(accessed 2023.11.16)

- 17) 東京ミッドタウン八重洲, 三井不動産  
<https://office.mitsufudosan.co.jp/detail.php?id=00000> (accessed 2023.11.16)
- 18) 住友不動産六本木グランドタワー | 住友不動産のオフィス, 住友不動産  
[https://office.sumitomo-rd.co.jp/building/detail/minato/roppongi\\_3](https://office.sumitomo-rd.co.jp/building/detail/minato/roppongi_3) (accessed 2023.11.16)
- 19) 渋谷スクランブルスクエア ワーカーズサイト, SHIBUYA SCRAMBLE SQUARE  
<https://shibuya-scramble-square-office.com/building/> (accessed 2023.11.16)
- 20) 住友不動産東京三田ガーデンタワー | 住友不動産のオフィス, 住友不動産  
<https://office.sumitomo-rd.co.jp/building/detail/minato/tokyomita> (accessed 2023.11.16)
- 21) 三菱地所オフィス情報, 三菱地所  
<https://office.mec.co.jp/tokiwabashi/tower-a/> (accessed 2023.11.16)
- 22) Office | JR ゲートタワー, JR ゲートタワー  
<https://www.towers.jp/jrgt-outline/#/Office/1> (accessed 2023.11.16)
- 23) JR ゲートタワー, 最終更新 2023 年 9 月 27 日 (水) 06:46  
<https://ja.wikipedia.org/w/index.php?title=JR%E3%82%B2%E3%83%BC%E3%83%88%E3%82%BF%E3%83%AF%E3%83%BC&oldid=97124956> (accessed 2023.11.16)
- 24) 東京ポートシティ竹芝 オフィスタワー | オフィスビル情報, 東急不動産  
[https://office.tokyu-land.co.jp/bldg/tokyo\\_portcity\\_tekeshiba/](https://office.tokyu-land.co.jp/bldg/tokyo_portcity_tekeshiba/) (accessed 2023.11.16)
- 25) オフィス概要 | 赤坂インターシティ AIR, 日鉄興和不動産  
<https://www.nskre.co.jp/air/aboutOffice.html> (accessed 2023.11.16)
- 26) Otemachi One タワー, JLL 賃貸物件検索  
<https://www.jllproperty.jp/officfinder/office-lease/chiyoda-ku/chiyoda-ku/otemachi-one-tower-jpn-p-000dggf> (accessed 2023.11.16)
- 27) Otemachi One, 最終更新 2023 年 9 月 29 日 (金) 05:43  
[https://ja.wikipedia.org/w/index.php?title=Otemachi\\_One&oldid=97158245](https://ja.wikipedia.org/w/index.php?title=Otemachi_One&oldid=97158245) (accessed 2023.11.16)
- 28) 岡部 和正, 遠山 解, 古田 卓也, 山下 淳一, 向井 裕貴, 後関 孝啓, 増田 真吾, 島崎 大, 宮城 佑輔, 小澤 祐周: 虎ノ門・麻布台プロジェクト A 街区, -330m 級の超高層建物の構造計画-, 鉄構技術 (Steel Structural Technology), pp.80-88, 2021.11.
- 29) 石橋 洋二, 横山 亮, 水野 紘貴, 藤島 美穂, 堀田 祐介, 諸伏 勲: 制振スリット付ブレースチューブ構造の開発と実案件への適用, 日本建築学会技術報告集, Vol.29, No.71, pp.97-102, 2023, <https://doi.org/10.3130/aijt.29.97>



## 第3章 想定建物の耐震・耐風設計と構造形式

3.1	はじめに .....	29
3.2	想定建物の設定 .....	30
3.2.1	設定の方針 .....	30
3.2.2	モデルプロジェクトの概要 .....	30
3.3	想定建物の耐震設計 .....	32
3.3.1	日本の耐震設計の概要 .....	32
3.3.2	想定建物の特性と耐震設計 .....	35
3.3.3	想定建物の地震荷重の想定 .....	37
3.4	想定建物の耐風設計 .....	38
3.4.1	日本の耐風設計の概要 .....	38
3.4.2	想定建物の特性と耐風設計 .....	39
3.4.3	想定建物の風荷重の想定 .....	40
3.5	想定建物に適用する構造形式 .....	42
3.5.1	構造形式の絞り込みの方針 .....	42
3.5.2	構造種別 .....	42
3.5.3	架構形式と制振システム .....	43
3.5.4	制振ダンパーの種別 .....	45
3.6	まとめ .....	45



### 3.1 はじめに

本研究で開発する制振システムは、東京都心の大規模開発により計画される400m級超々高層建築物での利用を想定しており、地震国日本、特に東京都心における超々高層建築物を主な検討対象とする。

前章で整理した通り、世界と日本の構造計画上の与件の違いは大きく、中でも「極めて厳しい地震環境」および「オフィスビルの平面計画の特殊性」の2点は、東京都心に特有の条件として大規模開発の構造計画に大きく影響する。

そのため、東京都心における大規模オフィス超々高層建築物の構造計画において、その耐震設計の条件の違いから、海外で多く見られる制振システムをそのまま適用することには合理性が無いと考えられる。この点についての考察を深め、研究の方向性を定め、次章以降で検討対象とするモデル建物を設定する。

まず、想定建物の建物概要を定め、構造設計に関する特徴を整理する。つぎに、日本の耐震設計や耐風設計の概要を整理して想定建物への影響を考察し、構造設計の主要な与件となる耐震・耐風設計目標の想定を行う。さいごに、想定建物に適用する構造形式についての考察を加え、次章以降の検討に適用する構造形式を定める。

## 3.2 想定建物の設定

### 3.2.1 設定の方針

本研究で開発する制振システムは、日本国内、特に東京都心に計画される 400m 級超々高層建築物での利用を想定しており、実プロジェクトへの適用性検証も研究目的の一つとしている。そのため、次章以降における数値解析の検討対象とする想定建物の参考とするモデルプロジェクトを実プロジェクトの一つから設定する。

このモデルプロジェクトの基本検討時の検討案をベースに、本研究における数値解析に利用するための簡略化を行い、検証モデルとする想定建物を設定する。ここでは想定建物設定のベースとなるモデルプロジェクトについて述べる。

### 3.2.2 モデルプロジェクトの概要

モデルプロジェクトには、東京駅近傍で実際に進行中の再開発計画において建設が計画されている日本初の 400m 級超々高層建築物の実プロジェクト<sup>1)</sup>を選定する。モデルプロジェクトは、本研究の主要な検討を実施していた段階では基本計画～基本設計のフェーズであったが、2023 年 10 月に着工を迎え、2024 年 1 月現在は、2028 年 3 月の竣工を目指して建設工事が進んでいる。モデルプロジェクトを有する再開発計画は、敷地面積が約 31,400 m<sup>2</sup>、延べ面積が 740,000m<sup>2</sup> と、400m 級超々高層建築物が建つ与件の一つである「十分に大きな開発規模」を有しており、前章で考察した、東京都心の大規模超高層建築物に特有の背景により決定された特徴を有する。

Table 3.2.1 にモデルプロジェクトの概要を、Figure 3.2.1 に計画段階の断面構成図、基準階伏図を示す。

Table 3.2.1 モデルプロジェクトの概要<sup>1)</sup>

主要用途	事務所、賃貸住宅、ホテル、ホール、店舗、駐車場等
延べ面積	約 553,000 m <sup>2</sup>
階数	地上 62 階・地下 4 階
最高高さ	385m

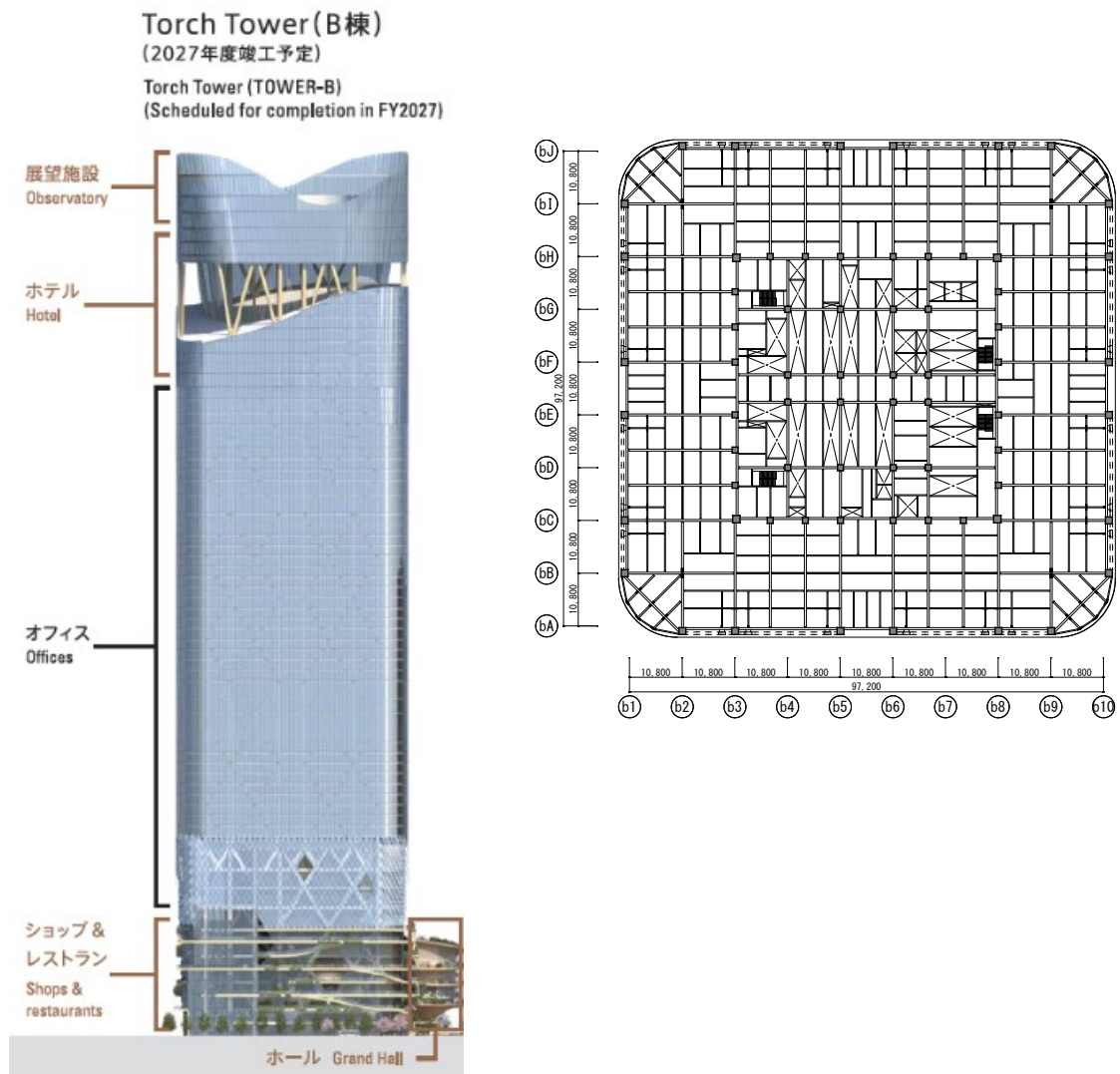


Table 3.2.1 モデルプロジェクトの断面構成図，基準階伏図（計画段階）<sup>2)</sup>

### 3.3 想定建物の耐震設計

#### 3.3.1 日本の耐震設計の概要

##### a) 建築基準法の要求する耐震設計

日本では、建築基準法に基づく超高層建築物における要求性能として、「稀に発生する地震動」（以下、「レベル1地震動」、速度応答スペクトル  $S_v = 40 \text{ kine}$  クラス）に対して建築物の主架構に損傷が生じないこと」および「極めて稀に発生する地震動」（以下「レベル2地震動」、 $S_v = 80 \text{ kine}$  クラス）に対して「崩壊・倒壊をしないこと」をそれぞれ確認する2段階の設計目標が定められている。建築基準法が定める超高層建築物の耐震設計目標の概要を Table 3.3.1 に示す。

近年、東日本大震災（2011年）や熊本地震（2016年）といった巨大地震が発生しており、熊本地震においては、震度7の大きな揺れが短い時間の間に2回発生し、地震発生（4/14）から7/14までの3か月間に、震度7を2回、震度6強を2回、震度6弱を3回、震度5強を4回、震度5弱を8回観測され<sup>3)</sup>、累積損傷や損傷後の残存耐震性能の確認方法に対する懸念が示されたが、建築基準法が要求する耐震性能レベルそのものを不十分とする見方は少ない。一方で、首都直下地震や長周期地震動に対する警戒感は高まり続けている。

Table 3.3.1 基準法の定める耐震設計目標の概要

地震動レベル	稀に発生する地震動 (レベル1: $S_v = 40 \text{ kine}$ クラス)	極めて稀に発生する地震動 (レベル2: $S_v = 80 \text{ kine}$ クラス)
目標とする建物の状態	損傷限界 建築物の部分に損傷が生じないこと	倒壊、崩壊限界 崩壊・倒壊しないこと
具体的な制限値	最大応答層間変形角: 1/200 以下 部材設計: 短期許容応力度以内	最大応答層間変形角: 1/100 以下 各階の層としての応答塑性率: 2.0 以下 部材塑性率: 4.0 以下

## b) 首都直下地震の想定

首都直下地震の懸念は、相模トラフ沿いで繰り返し発生する巨大地震にも関連しており、その周期性の研究から東京都心を含む関東平野において大地震が頻発する期間に入っているとされている。首都直下地震を含む M7 クラスの地震が関東平野において発生する確率は 30 年で 70~80%とも言われており<sup>4)</sup>、その切迫性は極めて高い。M7 クラスの直下型の地震を想定する場合、その揺れの程度はレベル 2 クラスと同等か、それ以上が想定される。

## c) 関東平野における長周期地震動

長周期地震動に関しては、古くは十勝沖地震（2003 年）において、震央から約 250 キロメートル離れた苫小牧市内で石油タンク火災が発生し、また、新潟県中越地震（2004 年）において、関東平野の超高層建築物のエレベーターのワイヤが地震の振動に共振したためエレベーターの運転を停止した。さらに、東日本大震災の際には、震源から遙かに離れた大阪平野においても大きな長周期地震動が発生して天井落下や内装の損傷などの被害を受けた超高層建物が存在し、関東平野でも長周期地震動が発生して超高層建物に大きな振動が生じたことが報じられた。こうした事象から、巨大地震に伴って震源から離れた平野でも観測される長周期地震動への懸念が高まり、特に長周期地震動と共振する可能性がある超高層建築物における対策として、国土交通省より「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への対策について（技術的助言）」（国住指 1111 号）が 2016 年に通知<sup>5)</sup>されている。法制化には至っていないものの、超高層建築物の審査において 2017 年 4 月より本対策の内容への適合が求められている。

この技術的助言で対象としているのは、「南海トラフ沿いで約 100~150 年の間隔で発生しているとされる M8~9 クラスの地震」であり、過去の地震記録から、その切迫度は極めて高まっているとされており、地震調査研究推進本部は「今後 30 年以内の発生確率が 70~80%」との想定を公表<sup>6)</sup>している。また、技術的助言では、南海トラフ巨大地震の際に各地域で予測される長周期地震動のレベルや、代表的な時刻歴速度波形が提示されており、これに対して、レベル 2 地震動における設計目標（崩壊・倒壊しないこと）を満足することが定められている。この長周期地震動のレベルは、地震動の予測手法に基づいて作成されたばらつきを持った多数の模擬地震動に対して平均的な大きさの地震波をベースに定めたものである<sup>7)</sup>。

関東地方において適用すべきものとして、長周期地震動のレベルが Figure 3.3.1 のように、代表的な時刻歴速度波形（KA1 波）が Figure 3.3.2 のように一般に公表されている。以降、これを単に KA1 波と称し、関東平野における長周期地震動に対する影響の確認に使用する。

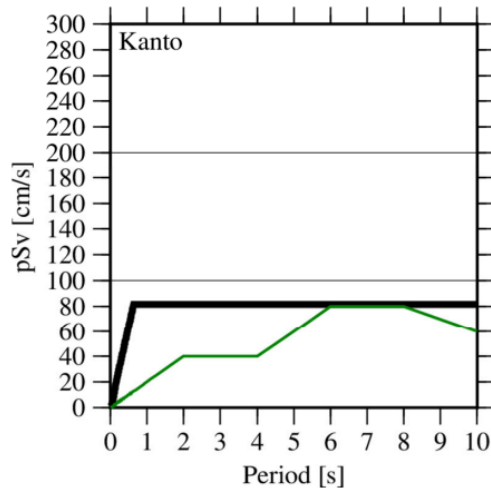


Figure 3.3.1 関東の簡略化スペクトル（pSv スペクトル，減衰 5%）<sup>7)</sup>

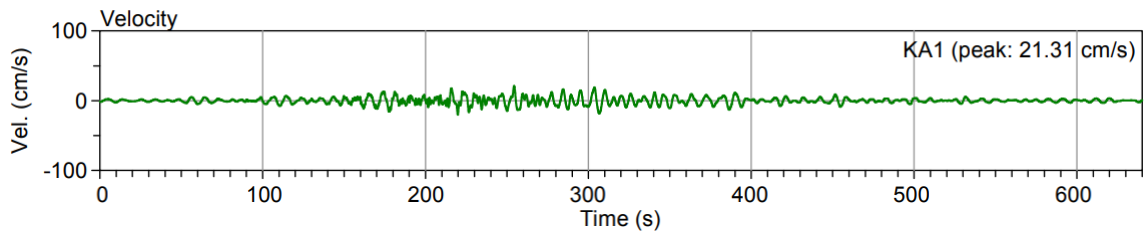


Figure 3.3.2 関東の時刻歴速度波形（KA1 波）<sup>7)</sup>

### 3.3.2 想定建物の特性と耐震設計

本研究で対象とする想定建物は、前節に示すような極めて大規模超々高層建築物を対象としたものであり、施設利用者数が極めて多く、都心のインフラ的要素も担うなど、社会的な重要度が非常に高いこと、および、国内に類を見ない400m級超々高層建築物であることから、余裕のある耐震設計目標を設定する。

特に、400m級超々高層建築物であることは、耐震設計目標を議論する際に慎重に考えるべきポイントである。関東平野の地盤の固有振動特性として、卓越周期が7~9秒程度であることは知られており、先に述べたKA1波も当該周期帯に大きなパワーを持つ。400m級の超々高層建築物の固有周期は、鉄骨造超高層建物の標準的な1次固有周期が0.025h程度<sup>8)</sup>であることを勘案すると、標準的な架構計画における1次固有周期は10s程度と想定され、約2倍程度の建物水平剛性を確保可能とする特別な構造計画を想定した場合でも約7秒程度の1次固有周期となる。すなわち、400m級の超高層建築物の構造設計において1次固有周期を関東平野の地盤の卓越周期帯を大きく外すことは極めて困難であり、関東平野に長周期地震動が発生した際には大きな影響を受けることが避けられない。多くの既存超高層建築物は高さが200m程度まで、その1次固有周期は関東平野の卓越周期帯と外れた5s程度以下であることが一般的であり、他の建物がレベル1程度以下の地震応答を経験する中、400m級超々高層建築物だけが単独でレベル2以上の地震応答を経験する可能性がある。すなわち、400m級超々高層建築物の単独被災とも言える状況に陥る可能性が否定できない。さらに、南海トラフ沿いの巨大地震や首都直下地震の発生確率の予測からは、今後建設する建築物においては、何れのイベントも供用期間中に遭遇することを前提として考えるべきものであると言える。そして、実際に南海トラフ沿いの巨大地震が発生した際に関東地方に到達する長周期地震動のレベルが、予測評価における平均レベル以下に留まる保証は無く、大きく上回るレベルとなる可能性も十分にある。加えて、近年では地震被害に対する世間の考え方には大きな変化があり、大地震時においても、単に倒壊崩壊を免れることでは不十分であるとの見方が強い。

これらを勘案すると、社会的影響度が極めて高く、補修も困難であることが想定される超々高層建築物においてはレベル2相当の地震動に対して「崩壊・倒壊を免れること」だけを設計目標とするのでは不十分であり、より一層高いレベルの目標を定めることが望ましいことは明白である。

これらの考察から、KA1 波を含むレベル 2 地震に対して、法的な要求である「崩壊・倒壊を免れること」を大きく上回る、「損傷が生じないこと」を目標とする必要があると判断し、Table 3.3.2 に示す内容を本研究における耐震設計目標の目安として定めた。

Table 3.3.2 本研究における耐震設計目標の目安

地震動 レベル	稀に発生する地震動 (レベル1：Sv = 40kineクラス)	極めて稀に発生する地震動 (レベル2：Sv = 80kineクラス)
目標とする 建物の状態	→	損傷限界 建築物の部分に損傷が生じないこと
具体的な 制限値	→	最大応答層間変形角：1/200 以下 部材設計：短期許容応力度以内

### 3.3.3 想定建物の地震荷重の想定

ここでは、想定建物の概略の設計用地震荷重の大きさを想定する。地震荷重の大きさは架構や制振システムが決定された上で算定されるものであるが、ここでは「性能評価を踏まえた超高層建築物の構造設計実務（一般社団法人日本建築センター）」<sup>8)</sup>に示される資料（Figure 3.3.3, Figure 3.3.4）を参考とし、軒高 400m 弱程度の想定に対して固有周期が約 10s、ベースシア係数（ $C_B$ ）が 0.037 程度と算定した。

ここで、3.3 節に記載の本研究における耐震設計目標の目安の設定において、レベル 2 地震に対して「損傷が生じないこと」（一般的にレベル 1 地震に対して適用される設計目標）をレベル 2 地震に対して適用していること、および、一般にはベースシア係数はレベル 1 相当の地震を対象に定めるものであることを勘案して、上記の値を約 2 倍（レベル 2 地震相当）に割り増したベースシア係数として 0.07 程度を想定する。その上で、建物総重量を比較的軽量の鉄骨造を想定して 5.22 GN（100m×100m×60 層で除して 8.70 kN/m<sup>2</sup>）を仮定した場合、ベースシア（ $Q_B = C_B \times \Sigma W$ ）は 365 MN 程度と算定される。

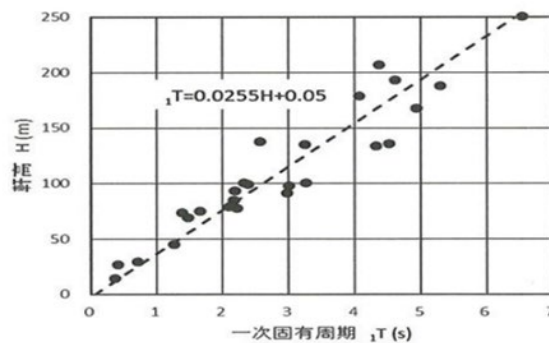


Figure 3.3.3 1次固有周期と軒高の相関関係（2011年から2013年）<sup>1)</sup>

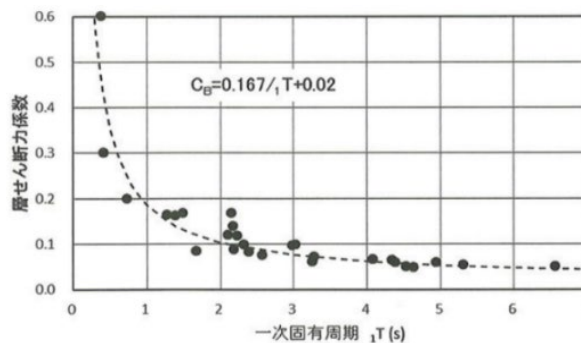


Figure 3.3.4 1次固有周期とベースシア係数の相関関係（2011年から2013年）<sup>1)</sup>

### 3.4 想定建物の耐風設計

#### 3.4.1 日本の耐風設計の概要

日本では、建築基準法に基づく超高層建築物における要求性能として、「稀に発生する暴風時」(以下、「レベル1風荷重」)に対して主架構が損傷を受けないこと、および「極めて稀に発生する暴風時」(以下「レベル2風荷重時」、レベル1の1.25倍の風速時の荷重)に対して崩壊・倒壊をしないことを確認する2段階の設計目標が定められている。これを含む法的な耐震設計に対する要求事項の概要はTable 3.3.3の通りである。

レベル1風荷重は再現期間50年程度、レベル2風荷重は再現期間500年程度が想定されて定められており、風荷重の算定には基準風速( $V_0$ )、および粗度区分により、地域性が考慮される。本研究で主要な対象である東京都心エリアにおいては、基準法上の扱いとしては、基準風速 $V_0 = 34\text{m/s}$ 、粗度区分IIIが定められている。

Table 3.3.3 建築基準法で定める耐風設計目標

暴風レベル	稀に発生する暴風 (レベル1:再現期間50年クラス)	極めて稀に発生する暴風 (レベル2:再現期間500年クラス)
目標とする建物の状態	損傷限界 建築物の部分に損傷が生じないこと	倒壊、崩壊限界 崩壊・倒壊しないこと
具体的な制限値	仕上げ材を含めて軽微な修復で元の状態に復帰する程度の変形以内	構造耐力上主要な部分が弾性的な挙動を示す範囲以内 (風圧力の継続時間内に進行性の変形を生じない範囲以内)

また、超高層建築物の設計においては、強風時における水平振動に対する居住性能確保についても検討を行うのが一般的である。居住性の確認には再現期間1年など比較的高い頻度で発生する強風を対象として、「建築物の振動に関する居住性能評価規準・同解説(日本建築学会2018年)」などを用いて、各部の用途に対応した許容値を設定して確認することが一般的である。

### 3.4.2 想定建物の特性と耐風設計

#### a) 想定地域と粗度区分

建築基準法において、粗度区分は特定行政庁が指定する値と位置付けられており、行政判断としての安全側の考え方が影響し、東京都心を含む日本全国において粗度区分がⅢを超えて指定されているエリアは存在しない。一方で、風荷重についての詳細が記載されている「建築物荷重指針・同解説（日本建築学会 2015 年）」（以下、単に「荷重指針」）においては、都市化の程度により粗度区分をⅠ～Ⅴまでの数値で定めることとされており、これに準拠する場合、東京都心エリアを対象とする場合には、粗度区分はⅣ～Ⅴとすることが妥当と考えられる。そのため、東京都心部をはじめとする、実情として粗度区分がⅣ以上である地域では、特定行政庁が指定する粗度区分Ⅲを採用して算定した風荷重を用いることは、大きな余裕度を含む安全側の設定となる。

例えば、本研究の主要な検討対象とする東京都心における 400m 級超々高層建物を対象として、平面形状を正方形形状（約 100m×約 100m）と仮定して荷重指針に準拠した風荷重の算定例によると、粗度区分Ⅳとして算定した再現期間 500 年の風荷重（レベル 2 風荷重に相当）では頂部の設計風速が 63.6 m/s、設計速度圧が 2.47 kN/m<sup>2</sup>であるのに対して、粗度区分Ⅲとして算定した再現期間 500 年の風荷重では頂部の設計風速が 70.2 m/s、設計速度圧が 2.96 kN/m<sup>2</sup>であり、荷重のレベル（速度圧の比率）では 1.2 倍程度の差がある。この荷重の差から再現期間を逆算すると、粗度区分Ⅲの再現期間 500 年の荷重は、粗度区分Ⅳの再現期間 4,800 年程度の荷重に相当している。

このように東京都心などⅣ～Ⅴの粗度区分を持つと考えられる特定のエリアでは、特定行政庁の指定する粗度区分Ⅲが採用されることにより、基準法に基づいて算定される風荷重は、荷重指針による算定結果と比較して、極めて大きな余裕を持つこととなる。

#### b) 建物の振動特性と風荷重

風荷重は平均成分と変動成分に分離して考えることが一般的であり、変動成分の大きさは建物の振動特性の影響を受ける。中でも建物形状や固有振動数、そして減衰比に大きく影響され、一般に、建物形状（高さや平面形状）と重量が同一である場合、固有周期が長いほど（建物剛性が小さいほど）、減衰比が小さいほど、風荷重の変動成分は大きくなる。

風荷重の大きさは建物剛性により特に顕著に変化し、例えば次節の検討においては、 $h=1\%$ （鉄骨造の1次減衰定数を安全側に評価）とした場合では、1次固有周期を6sから9sに変化させた場合、最大応答変位は2~3倍程度以上の差が生じ、特に建物応答の影響が大きい変動成分が主体となる風直交方向において、最大応答変位は3倍を超えて増加し、最大応答層せん断力においても約2倍の値となっている。この考察より、風荷重の影響を受けやすい超々高層建築物の設計における水平剛性確保の重要性が示されている。

### 3.4.3 想定建物の風荷重の想定

ここでは、想定建物の概略の設計用風荷重の大きさを想定する。風荷重の大きさは架構や制振システムが決定された上で算定されるものであるが、ここでは本研究の主要な検討対象とする想定建物に対して、風荷重の変化を調査した結果（Figure 3.3.3）を用いて風荷重の影響度について考察する。この考察では、高さを390m、平面形状を正方形形状（100m角）、建物総重量を5.22 GN（前項の地震荷重の算定で用いた値と同一）で一定、振動モードは直線分布と仮定し、1次固有周期（ $T$ ）と1次減衰比（ $h$ ）を変化させた場合の風荷重や風応答変位の変化を示している。なお、ここで示す各風荷重は、基準法告示に示される「極めて稀に発生する暴風時」に相当する設計風速70 m/s、粗度区分Ⅲを採用して荷重指針に準拠して算定した結果である。風荷重の大きさは建物の振動特性、特に水平剛性と減衰比により特に顕著に変化するため、風荷重の影響を受けやすい超々高層建築物の設計において水平剛性と減衰比の確保が重要であるが、前節で算定した想定建物における設計用地震荷重の概算値が365 kN程度であることを勘案すると、1次固有周期と減衰比の両方を極端に振った検討結果においても、概ね全てのケースで風荷重時のせん断力が設計用地震力を下回ることが確認できる。一部、減衰比を1%とした風直交方向のせん断力のプロットにおいて、1次固有周期8.5秒以上の領域では設計用地震力を超えているが、高い耐震性能を確保すべく、高性能な制振システムを導入して1次モード減衰比で5%を上回る制振効果を持つ設計を目指すことが必然であることを勘案すると、風荷重の応答せん断力は全ての領域で210 kN程度以下であり、設計用地震力（365 kN）の6割程度以下となる。

本研究の検討対象とする想定建物では、その高い耐震設計目標の設定や塔状比が小さい建物形状などの要因から、400m級超々高層建築物でありながら地震荷重が風荷重を大きく

上回り、耐震設計が支配的になる。したがって、本研究における制振システムの効果検証は、基本的に耐震性能を対象として実施する。

なお、架構計画の要請でRC造耐力壁が採用されることなど建物総重量が大きく変化する可能性も否定できない。しかし、ここまでの検討には鉄骨造を想定した比較的軽量な値を用いていることから架構計画による変化は重量が増える方向となる。そのため、想定建物の形状や地域性、耐震設計目標の想定を勘案した場合、耐震設計が支配的であることは架構計画に拠らないと言える。

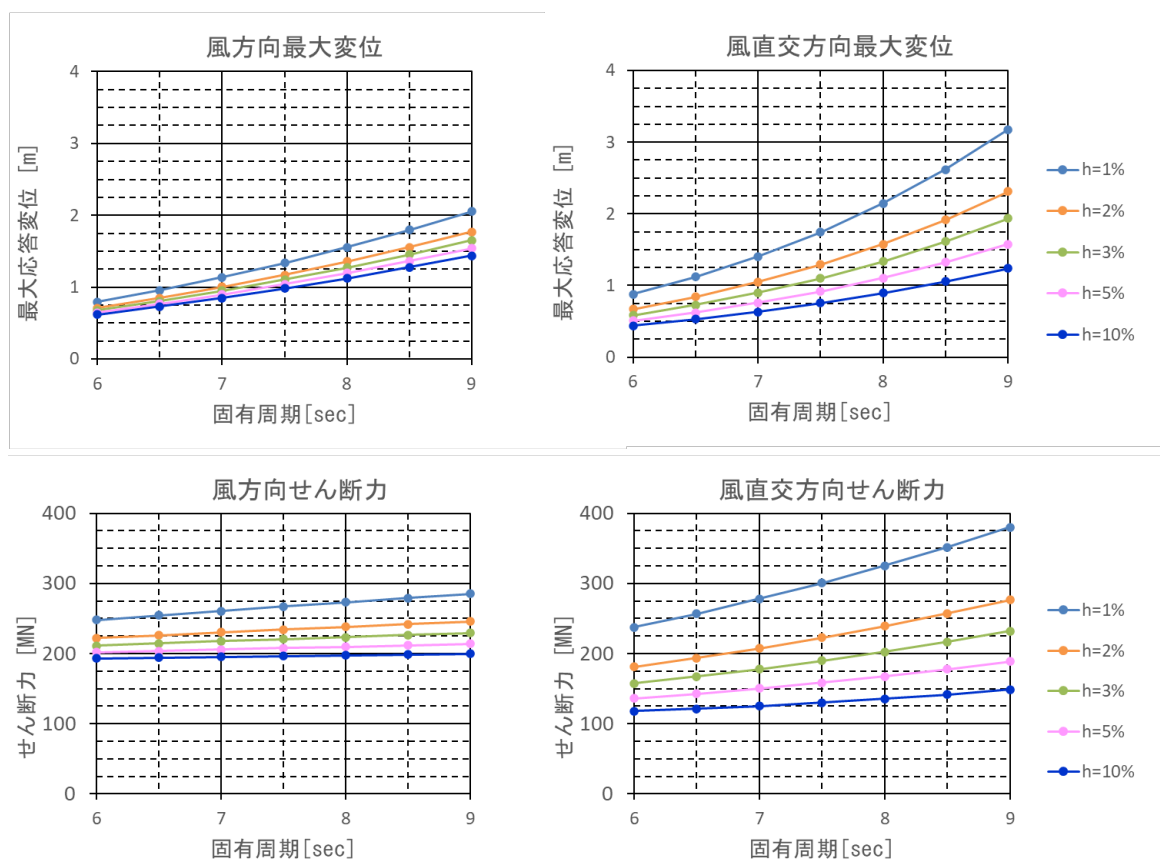


Figure 3.3.3 建物特性が風応答に与える影響（検討例）

### 3.5 想定建物に適用する構造形式

#### 3.5.1 構造形式の絞り込みの方針

ここでは、前節までの考察をベースに、超々高層建築物である想定建物に採用される可能性のある構造形式について、構造種別や架構形式、制振システムに分類して絞り込みを行う。

まず、構造種別としては、超々高層建物に使用される代表的な3種、鉄骨造（以降、S造）、鉄筋コンクリート造（以降、RC造）、鉄骨鉄筋コンクリート造（以降、SRC造）、および、これらを組み合わせた混合構造が、超々高層建築物においても選択肢となる。

つぎに、架構形式としては、超々高層建築物として建築計画と融合させながら剛性確保と減衰確保の両立を可能とする方策が必要であるが、そのための水平抵抗要素配置の代表的な例として、外殻利用型（外殻ブレース構造など）や、コア連層配置（連層コア壁構造やS造連層コアブレース構造など）が選択肢となる。

次節以降では、想定建物に対するこれらの選択肢の適用性、および、そこに適用する制振システムの可能性について考察する。

#### 3.5.2 構造種別

前節までの地震荷重や風荷重に対する考察より、今回の想定建物において支配的な要因は耐風設計ではなく耐震設計である。海外の超々高層建物において耐風設計が支配的であることとは異なり、構造種別の選択に対して大きな影響を与える。前項で述べた構造種別の選択肢としてのRC造や、架構形式の選択肢としてのRC core wallの採用は、剛性確保には極めて有効であるため、海外の計画において多くの採用事例があり、我が国においても超々高層住宅を中心に採用事例が多い。

しかし、鉄骨造との比較において大幅な重量増が避けられないことから、耐震設計が支配的となる場合においては、RC core wallを導入することの優位性は限定的となる。また、RC core wallを用いた場合の重量増は基礎計画への影響も甚大であり、日本の大規模開発における強いニーズである短工期化へも大きな影響を与えることとなる。さらに、本研究の対象はテナントオフィスビルを中心としており、損傷制御に関するコンセンサスの確立が耐震設計上の極めて重要なポイントとなる。「大地震に対して無損傷」を目指した高い耐震設計

目標を掲げる中、RC core wall の損傷制御方針（クラックの扱いなど）について、事業主や利用者からコンセンサスを得ることは極めて困難である。加えて、供用期間中に巨大地震に遭遇する可能性が極めて高く、一定の損傷を受ける可能性（許容耐力以下だとしてもクラックなどを起こす可能性）が高い状況下では、クラックによる剛性変化（剛性低下）の懸念が払拭できないことも懸案の一つと言える。

これらの考察より、本研究で検討対象とする構造種別は「S造」を基本とする。

### 3.5.3 架構形式と制振システム

第2章に示す通り、従来の日本の大規模超高層建築物では主に各層のコア部に制振部材を配した Damped Core が採用されている。Damped Core による超高層建築物の設計では、剛性と減衰をバランス良く確保することを目指して、コア内に配置する制振装置の組合せや配置に対する様々な工夫が為されており、力を集めるコア壁的な剛性要素を形作り、その変形を活かしてエネルギー吸収をするダンパーの効果的な配置を行うなど、Coupling wall のような考え方を活かした耐震要素レイアウトは数多く行われている。しかし、こうした工夫を凝らしたとしても、コア内に限定した耐震要素の配置だけでは設置箇所数に限界があること、また、コア架構の幅を一杯に利用しても建物が高くなるとコア架構の塔状比が過大となることなどから、Damped Core が適用できる建物規模には限界があると考えられる。

今回の想定建物の構造計画に対する基本的な検証によると、建物高さや建物形状などの厳しい与件の中で特別に高めた耐震性能性を確保するための耐震要素（剛性要素と減衰要素の両方）のバランス良い配置計画を実現することは、コア内に限定した配置では実現が困難であり、日本、特に東京における Supertall（高さ 300m を超える超高層建築物）の計画において特別に高めた耐震性能を実現するためには、一步踏み出した構造計画を考える必要があると判断された。

効果的に変形を利用する制振システムでは、剛性確保と減衰確保にはトレードオフの関係があり、最終的に大きな減衰を確保しつつ大きな剛性も残すためには、建物規模に応じて耐震要素の数を増やすことや、高さに応じて架構のスタンスを拡げることなどにより、大幅に剛性を高めた架構システムをスタート地点とすることが必須である。この観点において、建物外殻を利用することが合理的な方向性として考えられるが、コアを中心に利用するシ

システムも大きな意味での比較対象として位置づけ、「コア利用型」と「外殻利用型」とに大別して方向性を整理する。

#### a) コア利用型の制振システム

コア利用型の架構形式としては、世界的には Tall building～Supertall building の構造計画として「RC core wall+Outrigger」の採用事例は非常に多く、一般的な構造形式と言え、近年では、これを発展させた「RC core wall+Damped outrigger」の事例も数多く見られる。実施例が多数あることに加え、Damped outrigger の制振効果については数多くの検証が為されており、コア利用型の制振システムとして優位性が高いことは明らかである。また、耐震要素の配置計画によるコア利用型の限界を確認する意味からも、剛性要素のみで構成して最大限の高剛性化を図ったコア架構とした上で、Outrigger により建物全体のスタンスを利用するシステムである Damped outrigger は、コア利用型の耐震要素の配置による限界を確認する意味からも適切であると考えられるため、以降の検討におけるコア利用型の制振システムとしては、Damped outrigger を基本とする。

ただし、コアの水平抵抗要素として Damped outrigger に用いられることの多い RC core wall は、前節の考察より、Braced core (S 造コアブレース架構) へ置き換え、本研究で検討対象とするコア利用型の構造形式は「Braced core+Damped outrigger」を基本とする。

#### b) 外殻利用型の制振システム

外殻利用型の架構形式としては、耐震要素の設置数や架構のスタンスを最大化することが可能である Braced tube (外殻ブレース構造) の利用が有効な候補であると考えられる。Braced tube には、RC 造と S 造の両方に極めて多くの採用事例があり、その優位性の高さは明らかである。前節の考察より構造種別を S 造に限定し、S 造外殻ブレース構造 (Braced tube) を架構形式とし、ここに本研究で開発する制振システムを適用した「Damped braced tube」を検討対象とする外殻利用型の構造形式の基本とする。

### 3.5.4 制振ダンパーの種別

想定建物では耐風設計ではなく耐震設計が支配的となることを示してきたが、単に強度検証として示すことのできる架構の健全性とは異なり、温度上昇や繰り返し加力に対する検証も必要となるダンパーの健全性については、風荷重時の検証が避けて通れない。そのため、ダンパーには、地震時と比較すると極めて長時間継続する振動である風荷重時に対して、温度上昇や繰り返し加力の影響を考慮しても十分なエネルギー吸収能力を持ち続けることが求められる。そのため、これを可能とする制振ダンパーとして、オイルダンパーを採用することを基本とする。なお、一部の検証においては、比較検証のため履歴系ダンパーの座屈拘束ブレース（BRB）も採用して検討を行う。

### 3.6 まとめ

第2章～第3章の検討を元に、「高さ約400m、約100m四方の正方形平面を有するS造の超々高層オフィスビル」を本研究の検討に用いる想定建物として設定する。また、主な検討対象を耐震性に絞り込み、レベル2地震動に対しても損傷を許容しないことを目標とした「高い耐震性能の実現」を検証のポイントとする。

次章以降において、我が国における400m級超々高層建築物の新たな構造形式として、ダンパー付アウトリガー構造（Damped outrigger）、および、制振スリット付ブレースチューブ構造（Damped braced tube）を取り上げ、より詳細な分析を行う。

## 参考文献

- 1) 「Torch Tower」新築工事着工, 三菱地所株式会社  
[https://www.mec.co.jp/news/detail/2023/09/27\\_mec230927\\_torchtower](https://www.mec.co.jp/news/detail/2023/09/27_mec230927_torchtower) (accessed 2023.10.28)
- 2) 石橋 洋二, 横山 亮, 水野 紘貴, 藤島 美穂, 堀田 祐介, 諸伏 勲: 制振スリット付ブレースチューブ構造の開発と実案件への適用, 日本建築学会技術報告集, Vol.29, No.71, pp.97-102, 2023, <https://doi.org/10.3130/aijt.29.9>
- 3) 「特集 1 : 平成 28 年熊本地震」, 防災情報のページ, 内閣府  
[https://www.bousai.go.jp/kohou/kouhoubousai/h28/83/special\\_01.html](https://www.bousai.go.jp/kohou/kouhoubousai/h28/83/special_01.html) (accessed 2023.10.28)
- 4) 相模トラフ沿いの地震活動の長期評価 (第二版), 地震調査研究推進本部地震調査委員会  
[https://www.jishin.go.jp/main/chousa/kaikou\\_pdf/sagami\\_2.pdf](https://www.jishin.go.jp/main/chousa/kaikou_pdf/sagami_2.pdf) (accessed 2023.10.28)
- 5) 「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への対策について」, 国土交通省住宅局 (accessed 2023.10.28)  
[https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku\\_house\\_fr\\_000080.html](https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku_house_fr_000080.html)
- 6) 「南海トラフで発生する地震」, 地震調査研究推進本部  
[https://www.jishin.go.jp/regional\\_seismicity/rs\\_kaiko/k\\_nankai](https://www.jishin.go.jp/regional_seismicity/rs_kaiko/k_nankai) (accessed 2023.10.28)
- 7) 「(別紙 2) 長周期地震動を考慮すべき主な地点と地震動の考え方」, 長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ, 国立研究開発法人 建築研究所  
<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/2.pdf> (accessed 2023.10.28)
- 8) 性能評価を踏まえた超高層建築物の構造設計実務, 一般社団法人日本建築センター
- 9) I. Almufti, H. Krolicki, A. Crowther The Resilience-based Design of the 181 Fremont Tower, STRUCTURE magazine, 2016.6

## 第4章 ダンパー付アウトリガー構造の耐震性能と構造計画

4.1	はじめに .....	46
4.2	ダンパー付アウトリガー構造の概念と特徴.....	47
4.3	ダンパー付単層アウトリガー構造の最適化検討.....	48
4.3.1	最適化検討の概要 .....	48
4.3.2	数値解析概要 .....	48
4.3.3	ダンパー付単層アウトリガー構造の非線形動的応答特性.....	56
4.3.4	地震動入力レベルを考慮した最適ダンパー剛性比推定式.....	71
4.4	想定建物へのダンパー付アウトリガー構造の適用.....	77
4.4.1	400m級超々高層建築物を対象とした検討の概要 .....	77
4.4.2	単層アウトリガー構造における1次モード減衰比の最大化.....	79
4.4.3	複層アウトリガー構造への拡張 .....	83
4.5	想定建物の与件を勘案した検証 .....	86
4.5.1	検討の背景 .....	86
4.5.2	検討方針 .....	87
4.5.3	検討結果 .....	87
4.6	まとめ .....	89



## 4.1 はじめに

3 章までの検討により，コア部にせん断型のダンパーを配置する従来型の制振構造形式（Damped Core）では，今回計画しているような 400m 級大規模超々高層建築物に対する適用には限界があることがわかった。そこで，本章では，我が国と同様，高い耐震性能を要求される米国西海岸で適用例が増加しているダンパー付アウトリガー構造の適用可能性について，詳細に検討する。

まず，ダンパー付アウトリガー構造の概念や特徴について述べ，つぎに，一般化応答スペクトル解析法を用いた分析により，ダンパー付アウトリガー構造の各種設計変数が，動的応答特性に与える影響を明らかにする。この段階では，第 3 章で検討した想定建物に拘らず，様々な高さやスパンおよびアウトリガー段数を変化させた分析を行い，各形状に応じたダンパー付アウトリガー構造の応答低減効果や最適設計手法の誘導を試みる。また，本研究では，非線形ダンパーを有するモデルも検討の対象とし，入力地震動レベルを考慮した検討を行う。

以上の検討の後，この分析を第 3 章で設定した想定建物にダンパー付アウトリガー構造を適用した場合の最適化に応用し，理想的なパラメータの設定，および得られる制振効果を明らかにする。

## 4.2 ダンパー付アウトリガー構造の概念と特徴

アウトリガー構造<sup>1),2)</sup>とは、Figure 4.2.1 に示すように、剛強な中央コア架構と建物外周柱（以降、側柱）がアウトリガーを介して連結される超高層建築物の構造形式である。アウトリガー構造では、水平変形時に大きな軸変形を生じない側柱により先端が拘束された曲げ剛性の大きいアウトリガーがコア架構の曲げ変形を曲げ戻す。これにより、コア架構の曲げ変形が抑制されて建物の水平剛性が大幅に増大され、建物全体の水平変形が低減される。

ダンパー付アウトリガー構造<sup>3)</sup>は、アウトリガーと側柱との間に鉛直方向の変位差を利用するダンパーを配置して効果的なエネルギー吸収を行う構造である。従来のアウトリガー構造により得られる曲げ戻し効果に加えて、高い付加減衰を獲得できる点や、アウトリガーから側柱に伝達される付加軸力の制限効果が期待できる点などが特徴である。

ダンパー付アウトリガー構造に用いられるダンパーとしては、粘性系ダンパー（オイルダンパーや粘弾性ダンパーなど）や座屈拘束ブレース（BRB）などが考えられる。

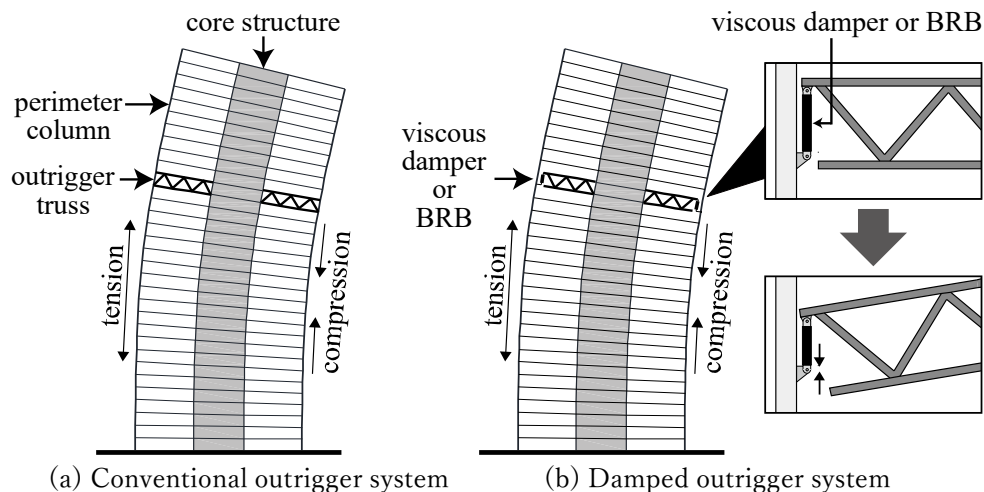


Figure 4.2.1 アウトリガー構造の概念図

## 4.3 ダンパー付単層アウトリガー構造の最適化検討

### 4.3.1 最適化検討の概要

本研究では、非線形ダンパーを有するダンパー付アウトリガー構造について、地震動入力レベルを考慮して最大応答時に対応する非線形動的応答特性をモード毎に詳細に分析し、各種パラメータの最適化を試みる。なお、本研究で対象とする非線形ダンパーは、相対速度に比例するリリーフ機構付オイルダンパーおよび座屈拘束ブレース (BRB) などの弾塑性ダンパーとする。

### 4.3.2 数値解析概要

#### a) 想定建物と数値解析モデル

Figure 4.3.1 に想定建物と数値解析モデルの概要を示す。Figure 4.3.1 (a)(b) に示すように、想定建物は水平荷重に抵抗する中央コア、鉛直荷重を支持するピン接合柱梁骨組、アウトリガートラスとダンパーで構成される海外で典型的なダンパー付単層アウトリガー構造とする。ダンパーは相対速度に比例した減衰力を発揮する線形オイルダンパー（線形粘性ダンパー）、相対速度がリリーフ速度に達すると粘性係数が Bilinear 型で低減される非線形オイルダンパーおよび座屈拘束ブレース (BRB) に代表される弾塑性ダンパーの 3 種類を対象とする。

Figure 4.3.1 (b)(c) に示すように、本研究はこの想定建物の長手方向 1 構面を抽出し、側柱をトラス要素、コア部とアウトリガートラスを梁要素、線形または非線形のオイルダンパーを Figure 4.3.1 (a) の荷重-速度関係を有するダッシュポット要素、弾塑性ダンパーを Figure 4.3.1 (b) の荷重-変形関係を有するリンク要素に置換・集約した数値解析モデル (DM モデル) を作成する。ダンパー以外の部材要素は弾性とする。Figure 4.3.1 (c) に示すように、DM モデルでは、コア部とアウトリガーは 1m 間隔の節点を設けて高次モード変形を模擬するが、側柱は 1 部材 1 要素とする。側柱頂部にはアウトリガー先端との鉛直相対変位に対して働くダンパー要素を設ける。固定荷重は  $0.8 \text{ ton/m}^2$  として長手方向一構面の負担床重量をコア部に集中質量で与える。DM モデルでは、簡略化のためコア部や側柱は一様断面とする<sup>4)</sup>。

本研究では、アウトリガーを考慮しないモデルをコアモデル (Free Core), アウトリガー  
トラスと側柱が直結する従来型アウトリガー構造を固定モデル (Fixed), ダンパー付アウト  
リガー構造をダンパー種類に応じて LO モデル (線形オイルダンパー), NLO モデル (非線  
形オイルダンパー), BRB モデル (弾塑性ダンパー) と呼称する。

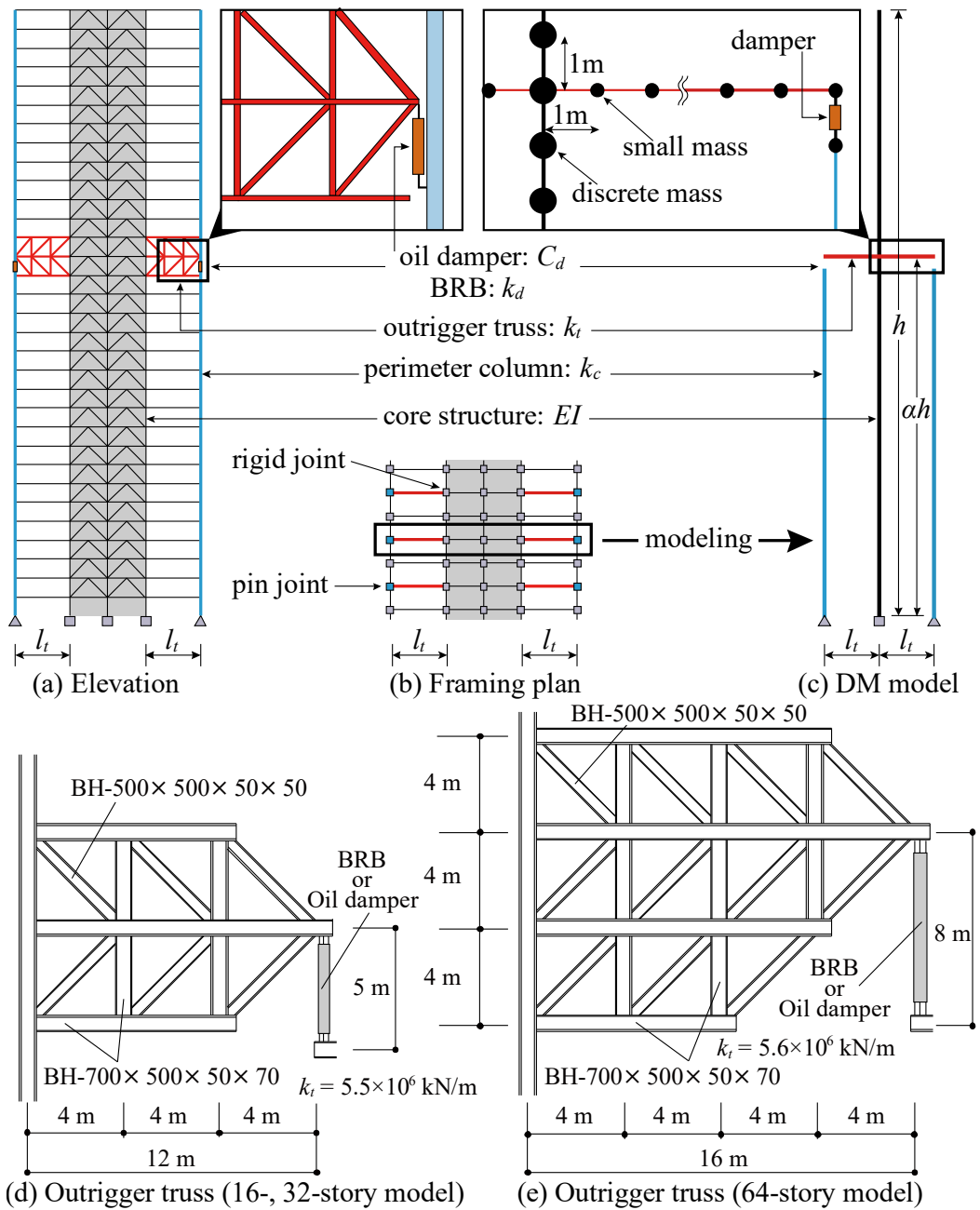


Figure 4.3.1 数値解析モデルの概要

## b) 設計変数の定義と検討範囲

Table 4.3.1 に設計変数の定義一覧を示す。アウトリガー構造を代表する諸元は、軒高 ( $h$ )、アウトリガースパン ( $l_i$ )、軒高に対するアウトリガー高さ比  $\alpha$ 、コア部の曲げ剛 ( $EI$ )、アウトリガーの鉛直方向剛性 ( $k_t$ )、アウトリガー高さ ( $ah$ ) までの側柱軸剛性 ( $k_c/\alpha$ , ただし  $k_c$  は軒高の側柱軸剛性) オイルダンパーの初期粘性係数 ( $C_d$ ) とリリース荷重 ( $F_r$ )、BRB の初期軸剛性 ( $k_d$ ) と降伏荷重 ( $F_y$ ) である。日本で一般的な重層建物の制振構造設計法<sup>5)</sup>と比較して、アウトリガー構造では、コア部が「主架構」、側柱+アウトリガーがダンパーの「接合部」、ダンパー+側柱+アウトリガーが主架構への「付加系」に対応する。このダンパー接合部剛性 ( $k_b$ ) は、アウトリガー剛性  $k_t$  を鉛直方向変形によるダンパー軸方向の剛性と見做し、側柱軸剛性 ( $k_c/\alpha$ ) との直列バネ剛性として計算する。さらに分析の指標としてダンパー-接合部剛性比 ( $R_{db}$ )、コア部-接合部剛性比 ( $S_{bc}$ ) を定義する。LO または NLO モデルでは、ダンパー-接合部剛性比 ( $R_{db}$ ) はオイルダンパーの損失剛性 ( $C_d \omega$ ) と接合部剛性 ( $k_b$ ) の比で表す。ここで、 $\omega$  はコアモデルの 1 次固有円振動数とする。

Table 4.3.2 にダンパー以外の建物諸元の検討範囲を示す。4.3 ~ 4.4 節では、基準階高 4m の 16 層、32 層、64 層の単層アウトリガー構造を対象とする。コア部の曲げ剛性 ( $EI$ ) はコアモデルの 1 次固有周期が  $0.03h$  に一致する値とし、アウトリガースパン ( $l_i$ ) は海外の事例<sup>4) 6)</sup>を参考に 12m または 16m とする。本研究では Figure 4.3.1 (d)(e) に示す具体的なアウトリガートラスを設計し、アウトリガー曲げ剛性 ( $k_t$ ) はコア部側を固定支持とした静的応力解析から現実的な約  $0.5 \times 10^6$  kN/m (せん断変形と曲げ変形を含む等価曲げ剛性) を同定し、その半分 ( $0.25 \times 10^6$  kN/m) と 2 倍 ( $1.0 \times 10^6$  kN/m) の 3 種類を検討範囲とする。実際の側柱断面が長期荷重で決定される点を考慮し、側柱軸剛性 ( $k_c$ ) は CFT 鋼管部で許容応力度設計の検定比 0.5 以下となる  $600 \times 25$ mm (16 層)、 $800 \times 36$ mm (32 層)、 $1000 \times 50$ mm (64 層) の角形鋼管断面に対応する値で固定する。

Table 4.3.3 ~ 4.3.4 にダンパーの検討範囲を示す。標準製品の平均的な値として、非線形オイルダンパーのリリース速度 ( $v_r$ ) は 30mm/s、2 次粘性係数比 ( $p_d$ ) は 0.012 とする。BRB は芯材を LY225、全長を 5m と 8m と想定し (Figure 4.3.1 (d),(e)), LY225 の降伏歪約 0.1% より降伏軸変形 ( $u_y$ ) は 5mm と 8mm とする。対応する BRB 弾性部と塑性化部の断面積比は 0.50、全長に対する塑性化部の長さ比は 0.82 であり、芯材塑性歪 ( $\epsilon_p$ ) は同諸元と塑性率から換算する。オイルダンパーのリリース荷重や BRB の降伏荷重は、固有周期や減衰比、地

震応答の極値を捉えられる範囲とする。オイルダンパーは  $k_d = \omega (F_r/v_r) = 0.03 \sim 0.11 F_r$ , BRB は  $k_d = F_y/u_y = 0.125 \sim 0.20 F_y$  であり, 同じ接合部剛性 ( $k_b$ ) とダンパー耐力 ( $F$ ) のモデルでも, ダンパーと接合部の剛性比 ( $R_{db}$ ) は BRB がオイルダンパーより 1.83 倍 (16 層), 4 倍 (32 層), 4.2 倍 (64 層) 大きい。そのため, 本研究では応答値の評価を行う際のダンパー特性は, オイルダンパーでは初期粘性係数 ( $C_d$ ), BRB では初期軸剛性 ( $k_d$ ) を指標とする。これに, アウトリガー高さ比 ( $\alpha$ ) とアウトリガーの曲げ剛性 ( $k_i$ ) 加えた 4 つを主要設計変数として以上の検討範囲内で広範な数値解析検討を行い, 異なるダンパー種や地震動入力レベルが, 同一の建物諸元を有する単層アウトリガー構造の動的応答特性に与える影響を比較分析する。

Table 4.3.1 設計変数の定義一覧

$EI$ : core flexural stiffness	$k_b = \left( \frac{1}{k_t} + \frac{\alpha}{k_c} \right)^{-1}$ : connection stiffness outrigger + perimeter column
* $C_d$ : initial viscous coefficient (LO, NLO)	* $\alpha$ : outrigger height ratio
initial axial stiffness of a BRB	$R_{db} = \frac{k_d}{k_b}$ : damper-to-connection stiffness ratio
* $k_d$ : loss stiffness of an oil damper ( $C_d\omega$ )	$S_{bc} = \frac{k_b l_t^2}{EI/h}$ : connection-to-core stiffness ratio
* $k_t = \frac{3EI_t}{l_t^3}$ : outrigger flexural stiffness	(*: main operational design parameter)
$k_c = \frac{EA}{h}$ : perimeter column axial stiffness	

Table 4.3.2 建物諸元の検討範囲

story	$h$ (m)	$l_t$ (m)	$EI$ (kNm <sup>2</sup> )	$k_c$ (kN/m)	$k_t$ (10 <sup>6</sup> kN/m)	$\alpha$	$S_{bc}$
16	64	12	1.09×10 <sup>9</sup>	1.84×10 <sup>5</sup>	0.25, 0.5, 1.0	0.1-1.0	0.90-1.87, 1.14-3.34, 1.32-5.50
32	128	12	5.17×10 <sup>9</sup>	1.76×10 <sup>5</sup>			0.37-0.78, 0.46-1.39, 0.53-2.27
64	256	16	2.79×10 <sup>10</sup>	1.52×10 <sup>5</sup>			0.22-0.50, 0.27-0.88, 0.31-1.42

Table 4.3.3 ダンパーの検討範囲 (オイルダンパー)

story	$C_d$ (kNs/mm)		$F_r$ (kN)	$v_r$ (mm/s)
	LO	NLO	NLO	
16	10-70	10-140	300-4200	30
32	20-140	20-280	600-8400	
64	40-280	40-560	1200-16800	

Table 4.3.4 ダンパーの検討範囲 (BRB)

story	$k_d$ (10 <sup>6</sup> kN/m)		$F_y$ (kN)		$u_y$ (mm)
	Level 2	Level 4	Level 2	Level 4	
16	0.1-1.3	0.2-2.0	500-6500	1000-10000	5
32				800-10400	
64			1600-16000	8	

c) 数値解析手法

数値解析手法は一般化応答スペクトル解析 (GRSA) <sup>7)</sup> と時刻歴応答解析 (NLRHA) を用いる。比例減衰行列は初期の剛性行列と質量行列に基づく Rayleigh 型とし、1 次と 2 次の減衰比は 2% とする。

GRSA は複素固有値解析と応答スペクトル法の収斂計算を中核とする数値解析群であり、最大応答時に対応する振動系の非線形動的応答特性を評価する。最大応答値は非比例減衰系用の修正 CQC 法 <sup>8)</sup> より式(1)で算出し、非線形ダンパーはこの最大応答評価値に基づき振幅依存型の弾塑性減衰を模擬する複素剛性要素や速度依存型の粘性減衰を模擬する線形粘性要素に繰返し等価線形置換され、剛性と減衰の全体行列に含まれて複素固有値解析に反映される。BRB の非線形性を模擬する複素剛性は等価剛性係数 (a) とエネルギー吸収係数 (b) と平均減衰法 <sup>9)</sup> より式(2)で評価する。オイルダンパーの非線形性を模擬する線形粘性要素の等価線形粘性係数  $C_{deq}$  は吸収エネルギー量の等価性 <sup>5),10)</sup> (Figure 4.3.2 (a)) より式(3)で評価する。主要な減衰比の応答スペクトル値 ( $\xi_0=1, 2, 3, 5, 10, 15, 20, 30\%$ ) は外部ファイルから事前に与え、任意減衰比の応答スペクトル値は減衰比に近い上記の応答スペクトル値に式(4)の応答低減効果係数 ( $D_h$ ) を乗じて換算する。GRSA に関するその他の詳細は文献 8)~11)に示す。

$$R_{CQC} = \sqrt{\sum_{s=1}^n \sum_{r=1}^n B_s B_r S_s(\omega_s, \xi_s) S_r(\omega_r, \xi_r) \cos(\theta_s - \theta_r) \rho_{sr}} \quad (1)$$

$$(a + ib \operatorname{sgn} \omega_e) k_d \quad (2)$$

$$C_{deq} = \{(p_d \mu_d - p_d + 1)^2 + p_d - 1\} C_d / (p_d \mu_d)^2 \quad (3)$$

$$D_h = \begin{cases} (D_{h0} - 1)(5T) + 1 & (0 \leq T < 0.2) \\ D_{h0} & (0.2 \leq T < 2.0) \\ D_{h0} \{\sqrt{\xi/\xi_0}(T - 2)/40 + 1\} & (2.0 \leq T < 8.0) \end{cases} \quad (4)$$

ここに  $s$  と  $r$  はモード番号、 $\xi$  はモード減衰比、 $\rho$  は各種モード相関係数、 $\omega$  は固有円振動数、 $S$  は応答スペクトル値、 $B = |\operatorname{Re}(\lambda^* \beta \phi) / \sin \theta|$ 、 $\theta = \tan^{-1}(-\operatorname{Re}(\lambda^* \beta \phi) / \operatorname{Re}(\beta \phi))$ 、 $\lambda$  は複素固有値、 $\beta$  は複素刺激関数、 $\phi$  は複素固有ベクトル成分、 $*$  は複素共役、 $\omega_e$  は仮想外力円振動数、 $a = \gamma_K$ 、 $b = 2\xi \gamma_E$ 、 $\gamma_K = \{1 + p(\mu - 1)\} / \mu$ 、 $\gamma_E = (4/\pi)(1 - p)(\mu - 1) / \mu^2$ 、 $\xi' = (1/\mu) \{ (1/2)(\gamma_K / \gamma_E) \}$ 、 $\mu$  は塑性率、 $\mu_d$  はリリーフ率、 $D_{h0} = \sqrt{(1 + 75\xi_0) / (1 + 75\xi)}$  である。

NLRHA は GRSA の精度検証に用い、増分変位の計算は Newmark  $\beta$  法 ( $\beta=1/4$ ) を用いる。

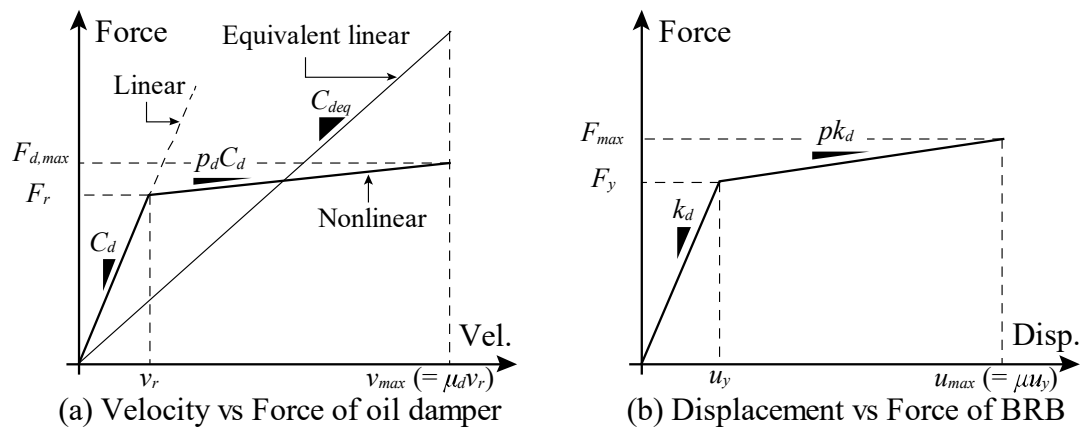


Figure 4.3.2 非線形ダンパーの特性

d) 入力地震動と GRSA の精度

Fig. 4.3.3 に入力地震動の応答スペクトルを示す。同図はコアモデルの 1 次固有周期を重ねて示す。本研究では、建設省告示第 1457 号<sup>12)</sup> の第 2 種地盤の設計用スペクトルに適合した 3 種の模擬地震動（以下、告示波）を入力地震動とする。本研究では最大速度応答スペクトル値  $S_v = 80\text{cm/s}$  の設計用スペクトルに適合した地震動をレベル 2 (Lv.2)、 $S_v = 160\text{cm/s}$  の設計用スペクトルに適合した地震動をレベル 4 (Lv.4) と定義し、地震動入力レベルがダンパー付単層アウトリガー構造の非線形動的応答特性に与える影響を比較する。さらに長周期地震動の例として南海トラフの海溝型巨大地震が発生した際に関東平野に想定される模擬地震波<sup>13)</sup> (KA1) も検証する。

Figure 4.3.4 に 32 層モデルを例とした GRSA と NLRHA の最大応答値の比較を示す。非線形性を有する NLO モデルでやや誤差が大きくなるものの、GRSA はダンパーの種類や地震入力レベルによらず NLRHA を概ね  $\pm 20\%$  の誤差で捉えられることを確認している。以降は GRSA による動的応答特性の解析結果を分析する。

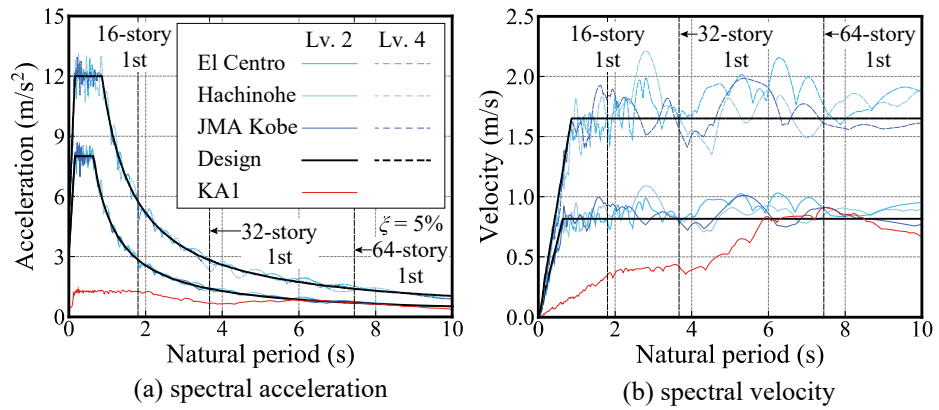


Figure 4.3.3 入力地震動の応答スペクトル

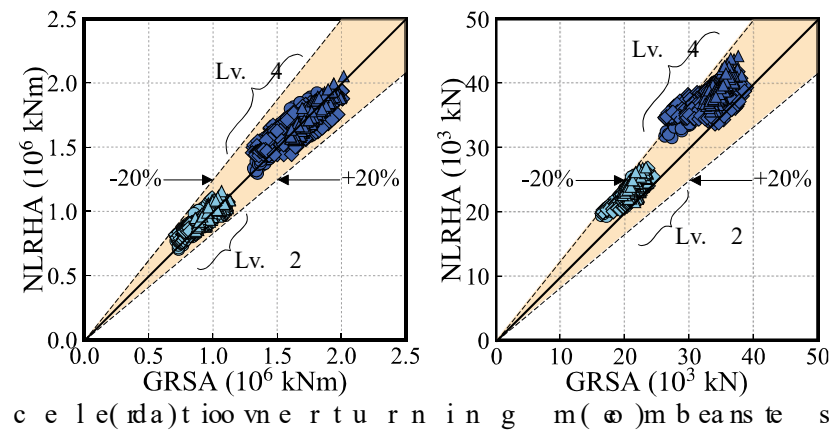
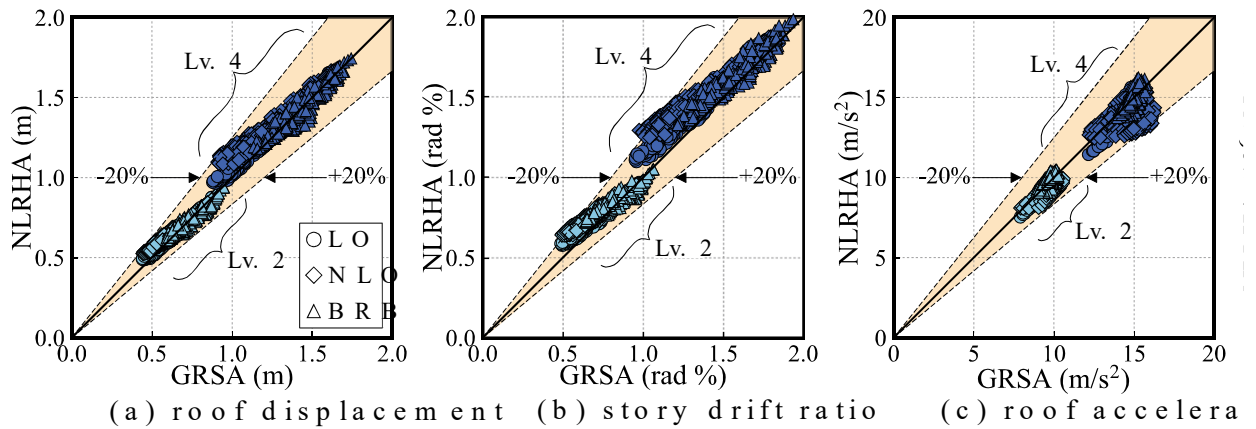


Figure 4.3.4 GRSA と NLRHA の最大応答値の比較 (32 層モデル)

### 4.3.3 ダンパー付単層アウトリガー構造の非線形動的応答特性

#### a) ダンパー付単層アウトリガー構造による制御性が高いモード

Figure 4.3.5 にアウトリガー高さ比 ( $\alpha$ ) またはダンパー特性 ( $k_d$  または  $C_d$ ) のどちらかを固定し、もう一方が変動する場合の固有振動特性 (減衰比はダンパーによる付加分を示す) を、Figure 4.3.6 にアウトリガー高さ比 ( $\alpha$ ) に対するダンパーのリリーフ率 ( $\mu_d$ ) または塑性率 ( $\mu$ ) を、Figure 4.3.7 に BRB モデルの各地震応答の高さ方向分布を示す。また、Figure 4.3.6 にはオイルダンパーの最大速度や BRB の芯材塑性化部歪 ( $\epsilon_p$ ) も併記し、Figure 4.3.6 と Figure 4.3.7 には、式(5)に示す CQC 応答に対する各モードの寄与度も重ねて示す。なお、Figure 4.3.5~4.3.7 は何れもレベル 2 告示波の最大応答の 3 波平均値を用いて算定している。

$$\{(i\text{-th-Modal-Response})/(\text{CQC-Response})\}^2 \times \text{CQC-Response} \quad (5)$$

Figure 4.3.5 に示すように、速度依存型や振幅依存型などダンパーの種類に依らず、非線形ダンパー付単層アウトリガー構造においても 1 次モード特性がアウトリガー高さ比やダンパー量に対して敏感に変動し、制御性が高いことが分かる。Figure 4.3.6 に示すように、これは、単層アウトリガー構造のダンパーが受ける速度と変形の殆どが 1 次モード成分に支配されているためである。また、Figure 4.3.5 (b) と Figure 4.3.6 (c) に示すように、ダンパーの変形に 2 次モード成分が含まれると 2 次モード減衰比が上昇する傾向があり、これは複層アウトリガー構造における高次モード制御の可能性を示唆していると考えられる。一方、1 次モード減衰比はアウトリガー高さやダンパー量の両方に対して極値が存在するが、周期はアウトリガー高さのみに対して極値を有する。

Figure 4.3.7 に示すように、変位応答 (Figure 4.3.7(a)(b)) や基部転倒モーメント (Figure 4.3.7(d)) は 1 次モード支配型であり、ダンパー付アウトリガーによって効果的に応答制御が可能と考えられる。一方、固定型 (Fixed) やコア部のみ (Free Core) より応答値は低減するものの、頂部加速度 (Figure 4.3.7(c)) やベースシア (Figure 4.3.7(e)) では 2 次モード以上の応答が支配的であり、単層のダンパー付アウトリガーでは変位応答ほどの応答低減効果は期待できないことも分かる。

以降の節では応答制御効果の高い 1 次モード減衰比 (Damping ratio)、最大層間変形角 (Peak SDR)、基部転倒モーメント (OTM) を主として分析する。なお、Figure 4.3.5 ~ Figure 4.3.7 は 32 層モデルを代表例として示しているが、定性的な傾向は 16 層、64 層も同様であることを確認している。

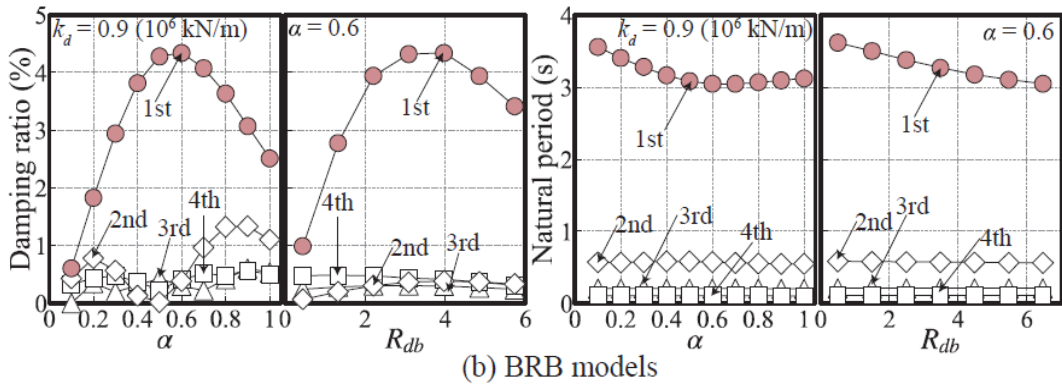
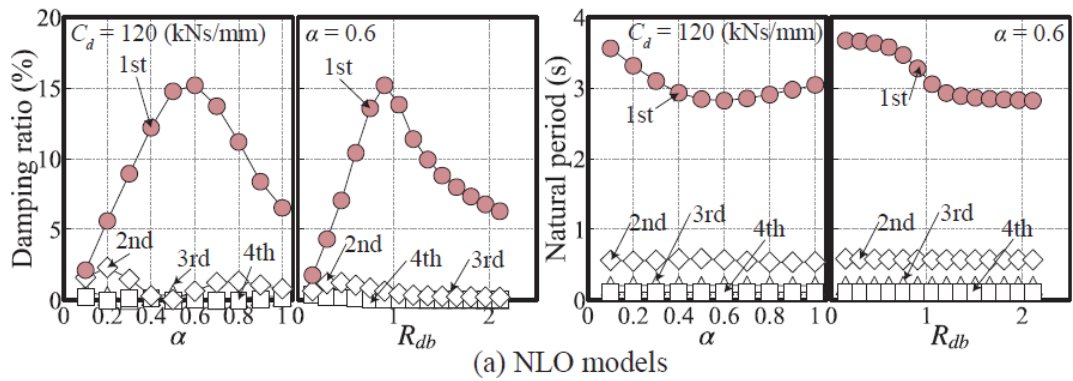


Figure 4.3.5 固有振動特性 (32層モデル)

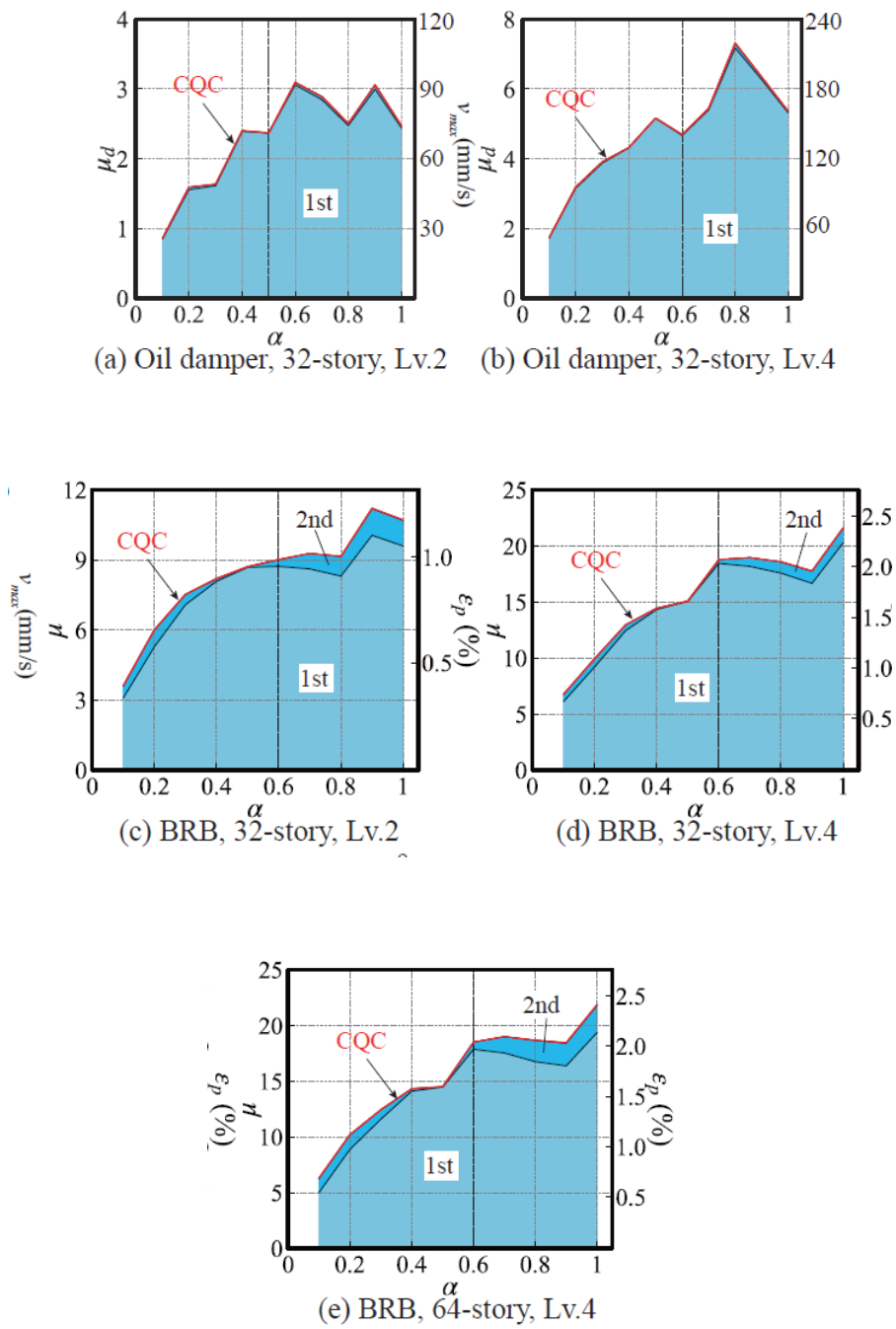


Figure 4.3.6 ダンパーのリリーフ率 ( $\mu_d$ ) と塑性率 ( $\mu$ ) ( $k_t = 0.5 \times 10^6$  kN/m)

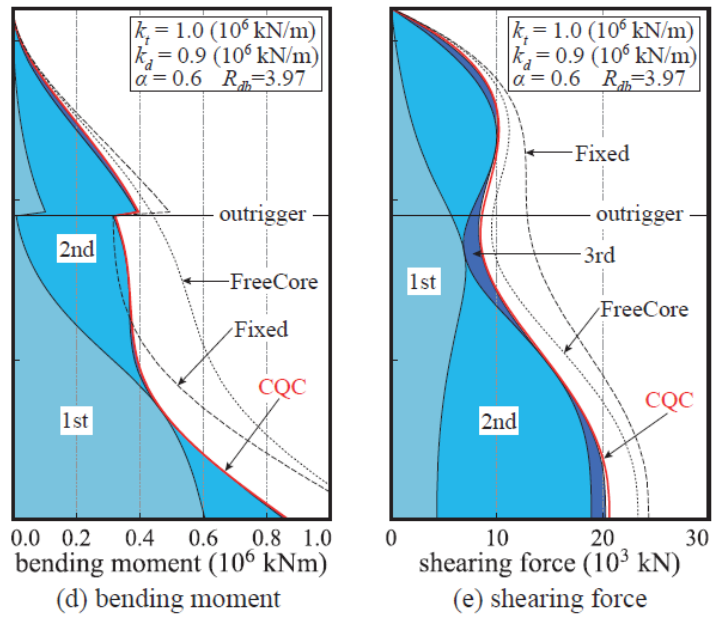
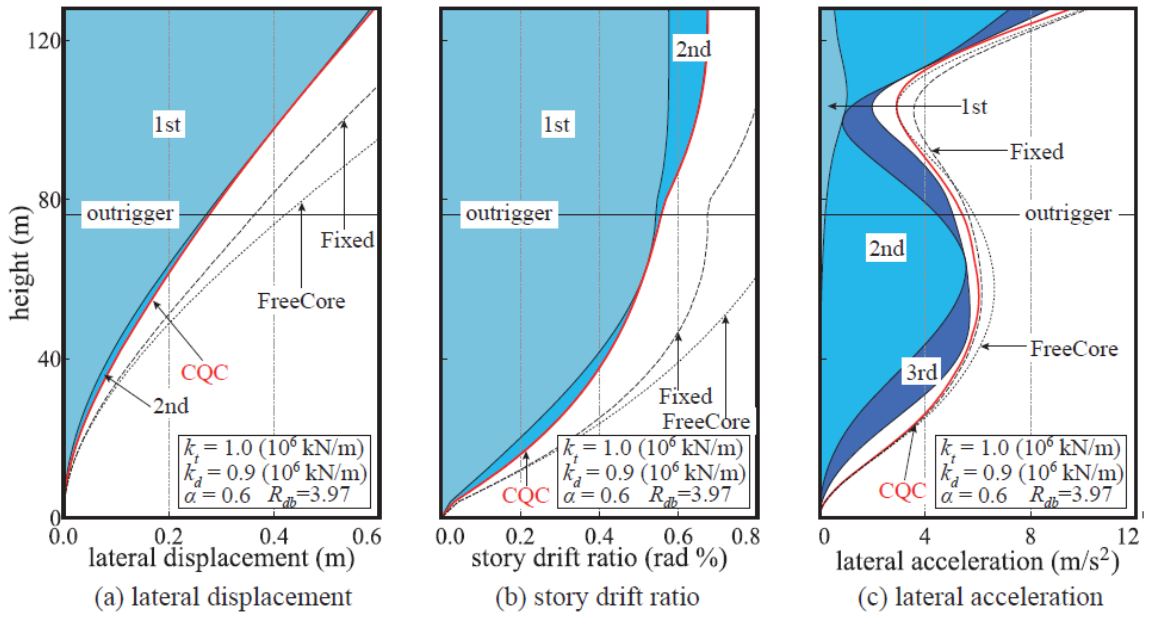


Figure 4.3.7 各地震応答の高さ方向分布 (32層 BRB モデル)

## b) 入力レベルとダンパー種が非線形動的応答特性に与える影響

まず、無制約条件下の最適応答制御に必要な設計変数値を分析する。Figure 4.3.8 に付加減衰比の最大化、Peak SDR の最小化または OTM の最小化に必要な最適アウトリガー高さ比 ( $\alpha_{opt}$ )、最適ダンパー耐力 ( $F_{opt}$ ) およびその場合の動的応答特性値を層数、ダンパー種類、入力レベルで整理して示す。同図は標準的なアウトリガー剛性 ( $k_t = 0.5 \times 10^6$  kN/m) の結果である。同図の Response ratio は無制御状態の地震応答に対する割合を示す。前節で述べたように、ダンパー剛性比 ( $R_{db}$ ) はダンパーの種類によって数値に差があるため、ここでは実務者がダンパー選択の基準に用いる耐力量を指標として表現する。線形オイルダンパー (LO) の最適ダンパー耐力 ( $F_{opt}$ ) は、初期粘性係数 ( $C_d$ ) に非線形オイルダンパーと同じリリーフ速度 30mm/s を乗じた見かけの耐力を示す。

Figure 4.3.8 (a1)~(a3) に示すように、最適アウトリガー高さ比 ( $\alpha_{opt}$ ) は 0.6 (付加減衰比)、0.7~0.9 (Peak SDR)、0.2~0.8 (OTM) であり、OTM を除けば、層数、ダンパー種類、入力レベルの影響を殆ど受けないことが分かる。Lin らの時刻歴応答解析を用いた BRB 付アウトリガー構造の検討<sup>4)</sup> では、層間変形角に対する最適アウトリガー高さ比 ( $\alpha_{opt}=0.85$ ) が報告されており、本研究の解析結果はこの知見が他のダンパー種類にも概ね適用可能であることを示唆している。

Figure 4.3.8 (b1)~(b3) に示すように、 $F_{opt}$  は非線形性を有するダンパーの方が大きく、層数 (建物規模) や入力レベルに比例して増大する。Figure 4.3.11 の 32 層モデル非線形オイルダンパー (NLO) の  $C_{deg}$  の例に示すように、式(2)や式(3)で低減されたダンパー特性値が、最大応答が等価な線形系 (LO) のオイルダンパーの特性値に一致するには、より大きな初期値が必要になる。

Figure 4.3.8 (c1)~(c3) に示すように、オイルダンパーは非線形性により必要耐力が線形オイルダンパー (LO) より増大するものの、最適な状態の減衰比や地震応答低減効果は線形オイルダンパー (LO) と同程度であることが分かる。BRB は粘性系ダンパーより獲得減衰比は 1/2~1/6 と劣るものの、地震応答低減効果の差異としては 10~20%程度であることが分かる。

次に、建築計画等によってアウトリガー階が指定される制約条件下での最適応答制御に必要なダンパー耐力とその場合の動的応答特性値を分析する。Figure 4.3.9 と Figure 4.3.10 にアウトリガー高さ比 ( $\alpha$ ) を横軸にとった最適ダンパー耐力 ( $F_{opt}$ ) と動的応答特性値を層数、

ダンパー種類，入力レベルで整理して示す。Figure 4.3.9~4.3.10 の橙色の着色部は，同図(a)では減衰比を最大化する範囲を，同図(b),(c)では地震応答を最小化する範囲を示す。

Figure 4.3.9 に示すように，同じ層数で比較すると，特定の地震応答を最小化する最適ダンパー耐力 ( $F_{opt}$ ) は，減衰比最大化と同等以上となる傾向にある。また，同じ層数，入力レベルで比較すると，一部の例を除き BRB は粘性系ダンパーと同程度かやや大きい最適ダンパー耐力 ( $F_{opt}$ ) が要求される。

Figure 4.3.10 (b)(c) に示すように，地震応答低減効果は入力レベルが大きいほど低下するが，その差異はダンパー種類に依らず 5%程度以下である。一方，Figure 4.3.9 に示すように，最適ダンパー耐力 ( $F_{opt}$ ) はどのアウトリガー高さ比 ( $\alpha$ ) に対しても複数台並列配置などを利用して十分実現可能な耐力範囲にあり，同図を最適ダンパー耐力 ( $F_{opt}$ ) の早見表としても使用できる。ただし，オイルダンパー容量を限界速度時の最大耐力で捉える場合は，リリース荷重が最大耐力の 8 割減であることを勘案して，最適最大耐力は  $1.25F_{opt}$  と換算する必要がある。

Figure 4.3.12 に縦軸を降伏耐力 ( $F_y$ )，横軸をアウトリガー高さ比 ( $\alpha$ ) とする BRB の塑性率または塑性化部歪の等値線図を示す。同図には無制約条件下における 1 次モード減衰比を最大化する座標と 1 次固有周期を最小化する座標を併記している。Figure 4.3.9 や Figure 4.3.10 に示すように，1 次モード減衰比の最大化に必要な BRB の最適降伏耐力は層数や入力レベルに応じて増大するものの，最も減衰比が最大化された状態の塑性率は層数に依らず約 8 (Lv.2) または約 15 (Lv.4)，塑性化部歪は約 1.0% (Lv.2) または約 2.0% (Lv.4) で概ね一定値，BRB の靱性としても十分許容範囲となることが分かる。同結果はアウトリガー構造に実装する BRB 設計の最適性を推し量る指標として使用できる。

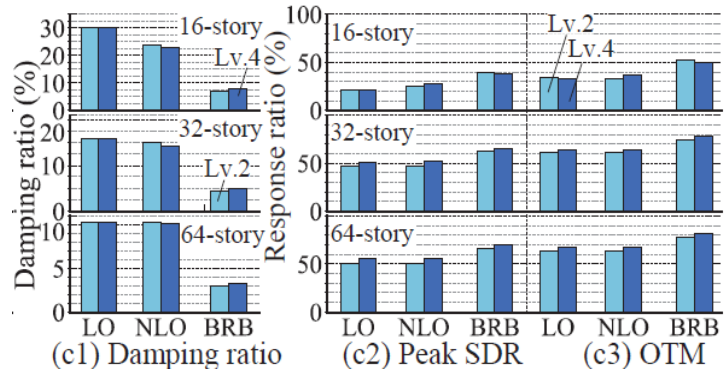
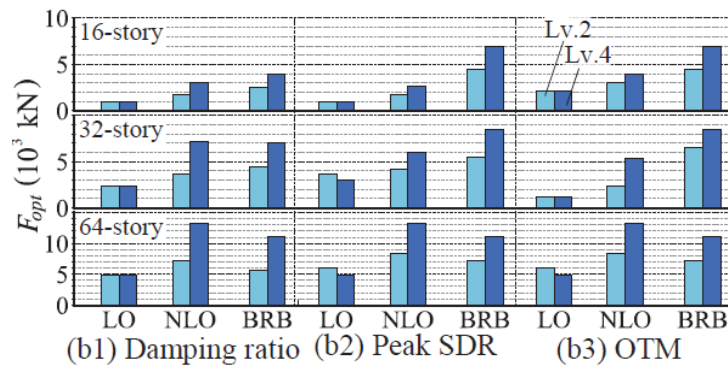
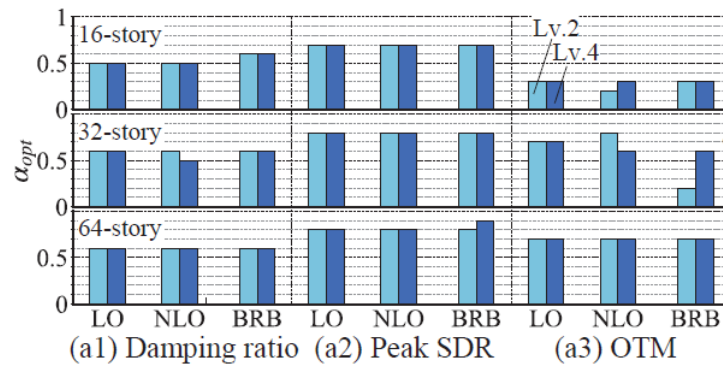


Figure 4.3.8 アウトリガー高さ比とダンパー耐力の最適値 ( $\alpha_{opt}$ ,  $F_{opt}$ ) と動的応答特性値

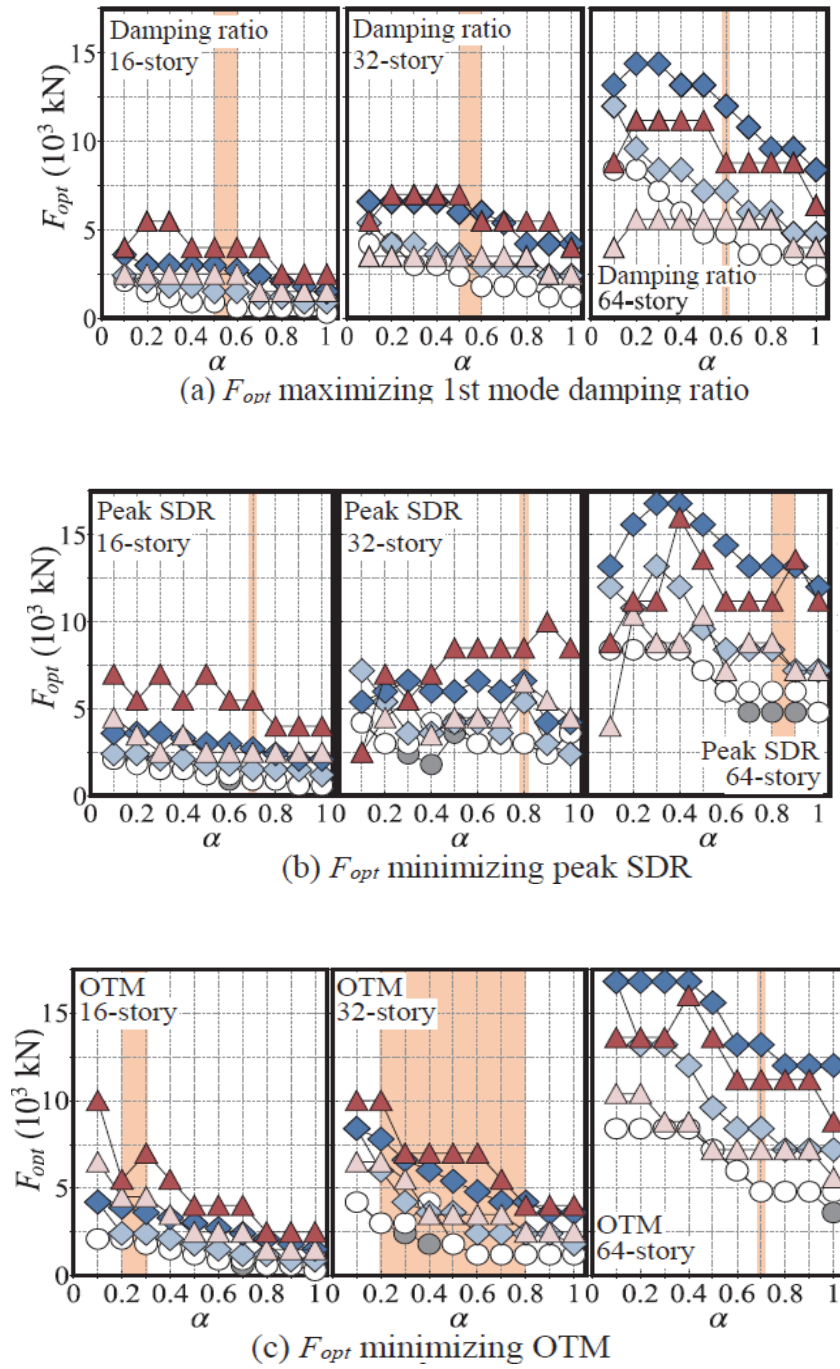
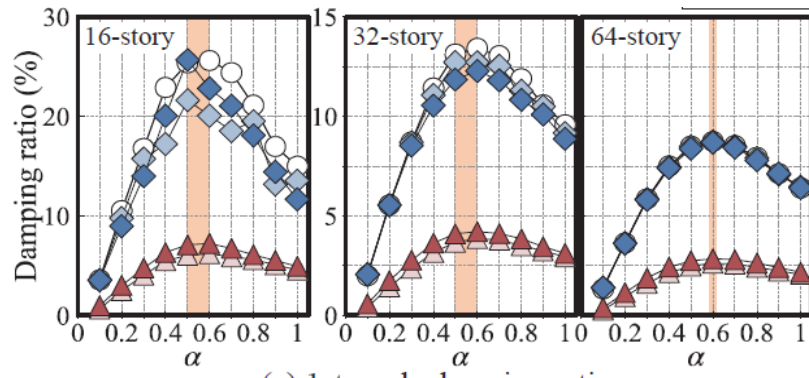
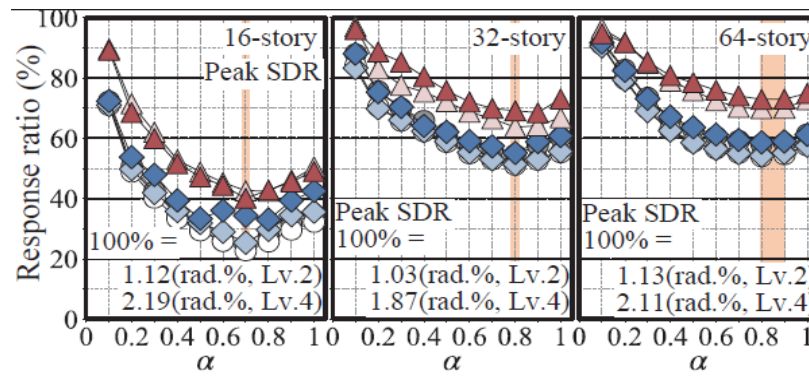


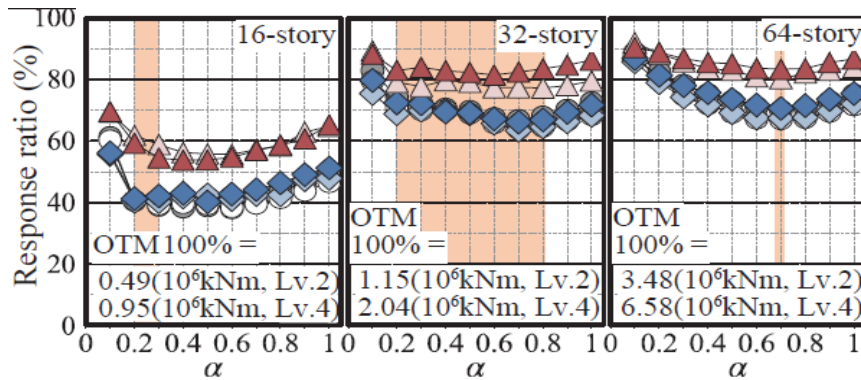
Figure 4.3.9 アウトリガー高さ比に対する  $F_{opt}$



(a) 1st mode damping ratio



(b) Response ratios of Peak SDR



(c) Response ratios of OTM

Figure 4.3.10  $F_{opt}$  を採用した場合の動的応答特性値

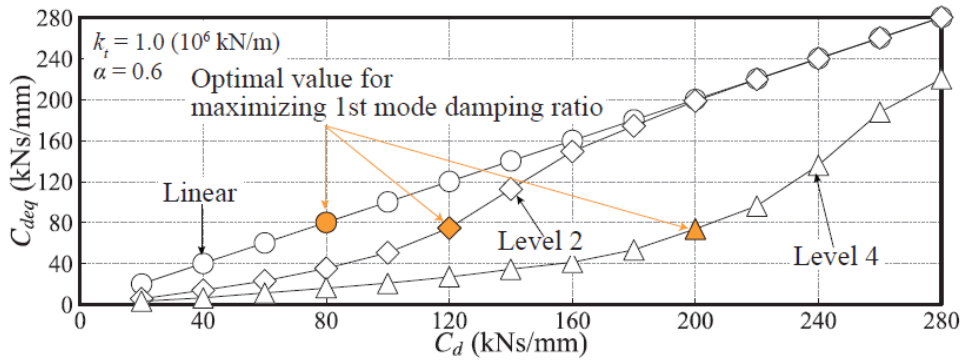


Figure 4.3.11 等価線形粘性係数 ( $C_{deq}$ ) と初期粘性係数 ( $C_d$ )

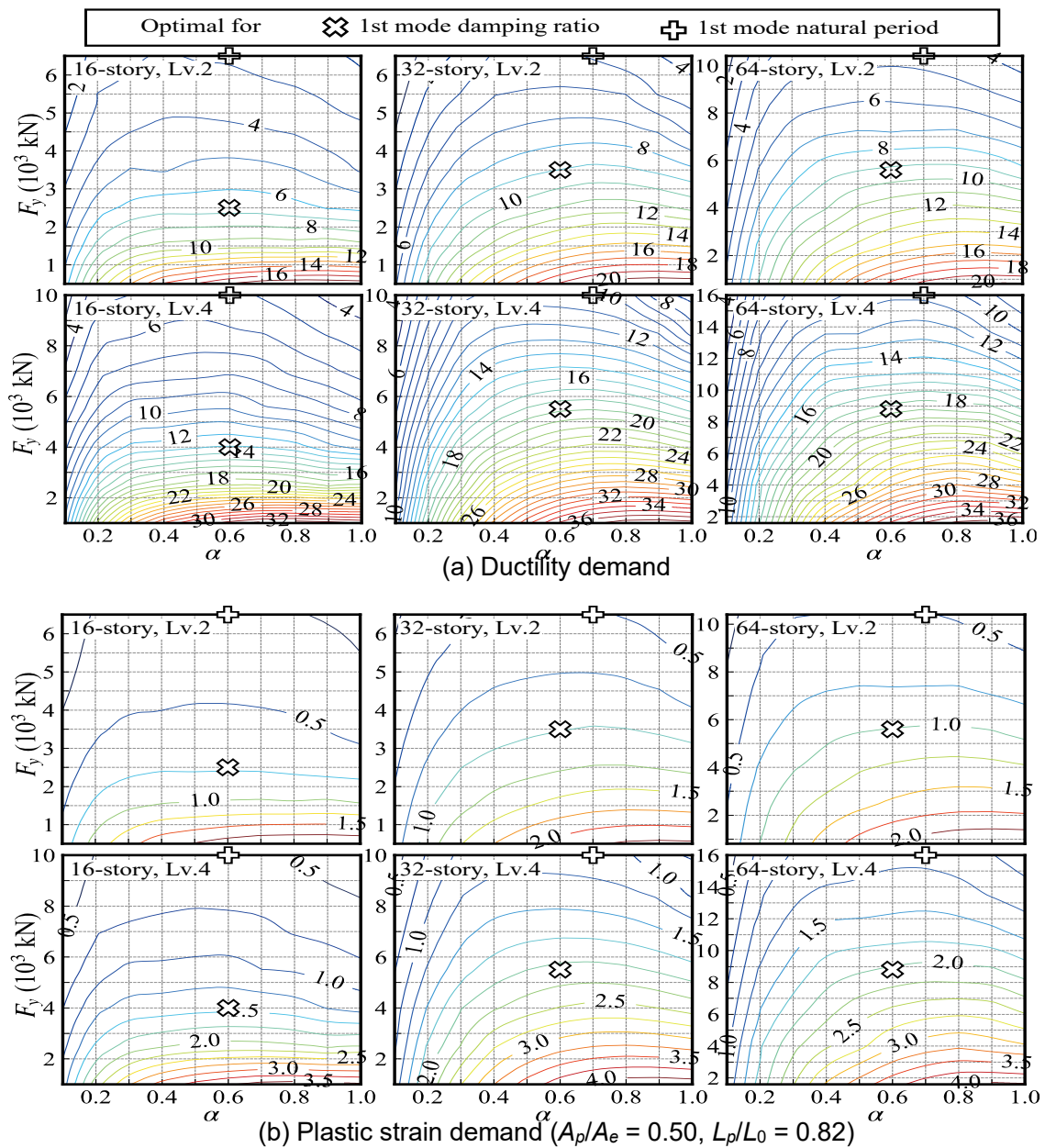


Figure 4.3.12 BRB の塑性率または塑性化部歪の等値線図

c) アウトリガー剛性が非線形動的応答特性に与える影響

32 層モデルを例にアウトリガー剛性がダンパー付単層アウトリガー構造の非線形動的応答特性に与える影響を分析する。Figure 4.3.13 に無制約条件下での減衰比最大化に必要な最適アウトリガー高さ比 ( $\alpha_{opt}$ )、最適ダンパー耐力 ( $F_{opt}$ ) および 1 次モード減衰比をアウトリガー剛性 ( $k_t$ )、ダンパー種類、入力レベルで整理して示す。1 次モード減衰比を最大化する非線形オイルダンパー (NLO) の  $\alpha_{opt}$  は  $k_t$  に反比例する一方、BRB の  $F_{opt}$  は  $k_t$  によらず 0.6 で一定となることが分かる。アウトリガーはダンパー接合部に相当するため、ダンパー種類によらず  $k_t$  が大きいほど獲得減衰比は増大するが、同時に必要な  $F_{opt}$  も増大する。Figure 4.3.14 と Figure 4.3.15 にアウトリガー高さ比の制約条件下での最大層間変形角 (Peak SDR) 最小化に必要な  $F_{opt}$  とその場合の応答比を示す。ダンパー種類に依らず  $k_t$  が大きいほど地震応答低減効果は増大する一方、特に応答低減効果が高い  $\alpha = 0.6 \sim 0.9$  の範囲では  $F_{opt}$  も増大する傾向にある。

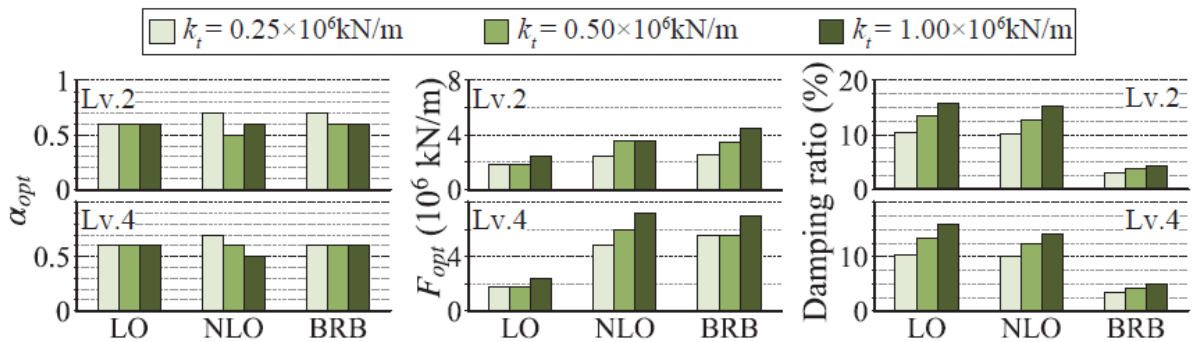


Figure 4.3.13 アウトリガー高さ比とダンパー耐力の最適値 ( $\alpha_{opt}$ ,  $F_{opt}$ ) と減衰比

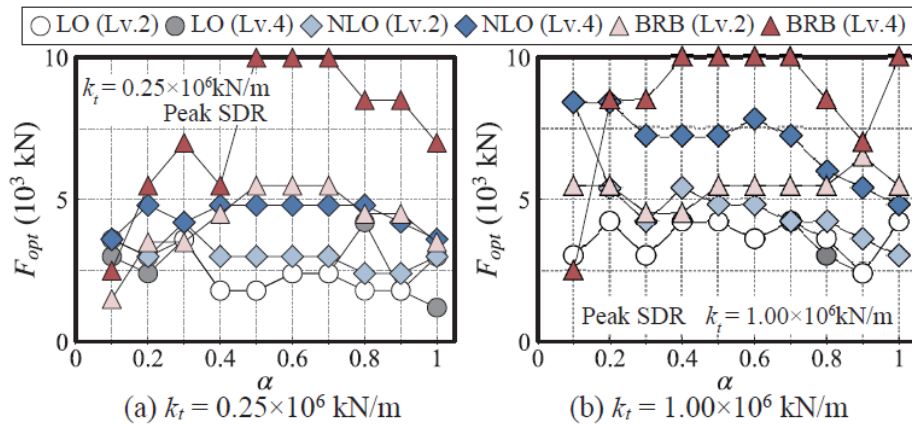


Figure 4.3.14 Peak SDR を最小化する  $F_{opt}$  ( $k_t$  の影響)

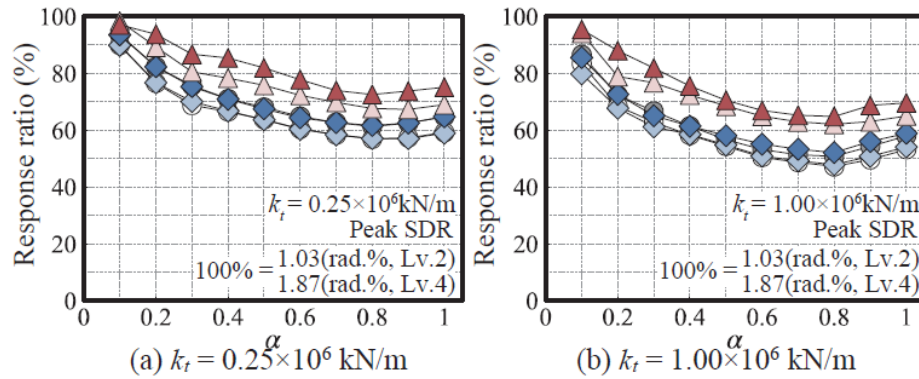


Figure 4.3.15 Peak SDR 最小化時の応答比 ( $k_t$  の影響)

d) 長周期地震動 (KA1) が非線形動的応答特性に与える影響

長周期地震動 (Figure 4.3.3, KA1) が非線形動的応答特性に与える影響を分析する。変位応答スペクトルのピーク帯に 1 次モード固有周期が一致する 64 層を例とする。Figure 4.3.16 に 1 次モード減衰比が最大化されるときの NLO モデルの地震応答の高さ方向分布を示す。Figure 4.3.7 と Figure 4.3.16 に示すように、2 次モード以上の成分も卓越する告示波の応答と比べて、長周期地震動の応答はより 1 次モード成分が卓越する結果となった。一方、応答値は告示波より小さいものの、加速度応答は依然として高次モード成分が支配的であり、1 次モードに効果的なダンパー付単層アウトリガーにおける、高次モードに対する応答低減効果が極めて小さいことが分かる。

Table 4.3.5 に KA1 に対する 64 層モデルの設計変数の最適値を示す。最適アウトリガー高さは告示波の場合から変化せず、最適ダンパー耐力もレベル 2 告示波の場合 (Figure 4.3.8 (b1)) と概ね同等である。一方、最適ダンパー耐力 ( $F_{opt}$ ) は最大化・最小化の対象とする動的応答特性や入力地震動に依存して幅を持つ傾向が確認された。

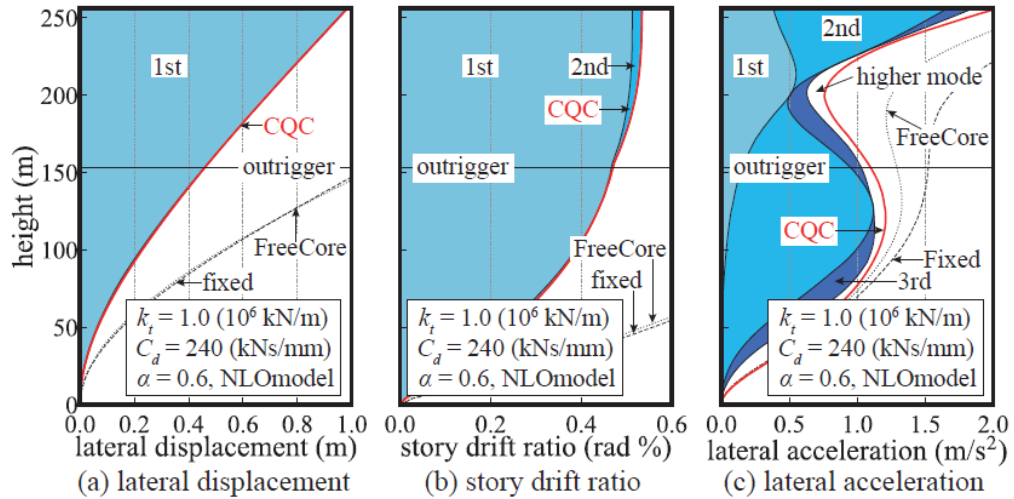


Figure 4.3.16 地震応答の高さ方向分布 (64 層 NLO モデル)

Table 4.3.5 KA1 に対する設計変数の最適値 ( $k_t=0.5 \times 10^6 \text{kN/m}$ , 64 層モデル)

	Maximize $\xi_1$					Minimize peak SDR			Minimize OTM		
	$F_{opt}$ (kN)	$\alpha_{opt}$	$\xi_1$ (%)	Error from Min. SDR (%)	Error from Min. OTM (%)	$F_{opt}$ (kN)	$\alpha_{opt}$	Response ratio (%)	$F_{opt}$ (kN)	$\alpha_{opt}$	Response ratio (%)
LO	4800	0.6	8.7	1.38	0.07	6000	0.8	42.6	6000	0.5	48.4
NLO	6000	0.6	8.8	2.03	0.25	7200	0.8	42.6	7200	0.5	48.4
BRB	5600	0.6	2.6	2.51	0.34	8800	0.8	59.8	8800	0.4	66.3

#### e) 1次モード減衰比最大化の設計方針の妥当性

Figure 4.3.17 に縦軸をダンパー接合部剛性比 ( $R_{db}$ )、横軸をアウトリガー高さ比 ( $\alpha$ ) とする地震応答比の等値線図を示す。同図は 32 層モデルのレベル 2 の告示波の応答比 (100%が無制御状態の地震応答) を例に示す。図上の●マーカーは無制約条件下においてその地震応答を最小化する座標、その他のマーカーは 1 次モード減衰比を最大化する座標または 1 次固有周期を最小化する座標である。

Figure 4.3.17(a)(b)に例示するように、1 次モード減衰比を最大化する場合 (×) と最大層間変形角応答や基部転倒モーメントを最小化する場合 (●) の応答比の差異は 10%以下である。Figure 4.3.17(c)に示すように、頂部加速度応答での差異は 20%程度であるが、前述のとおり加速度応答は 2 次モード以上の成分が卓越し、1 次モード制御に有効なダンパー付単層アウトリガーによる応答制御を試みても 1G 程度までしか低減できない。

本節で述べた分析結果は他の層数モデルでも同様であり、最適応答制御に求められる必要ダンパー量が対象とする動的応答特性に依存する点を考慮すると、特定の種類の地震応答の最小化を目的としない場合では、1 次モード減衰比の最大化が、各種の地震応答を包括的に低減できる設計方針として妥当と判断できる。

Optimal for  $\otimes$  1st mode damping ratio  $\oplus$  1st mode natural period

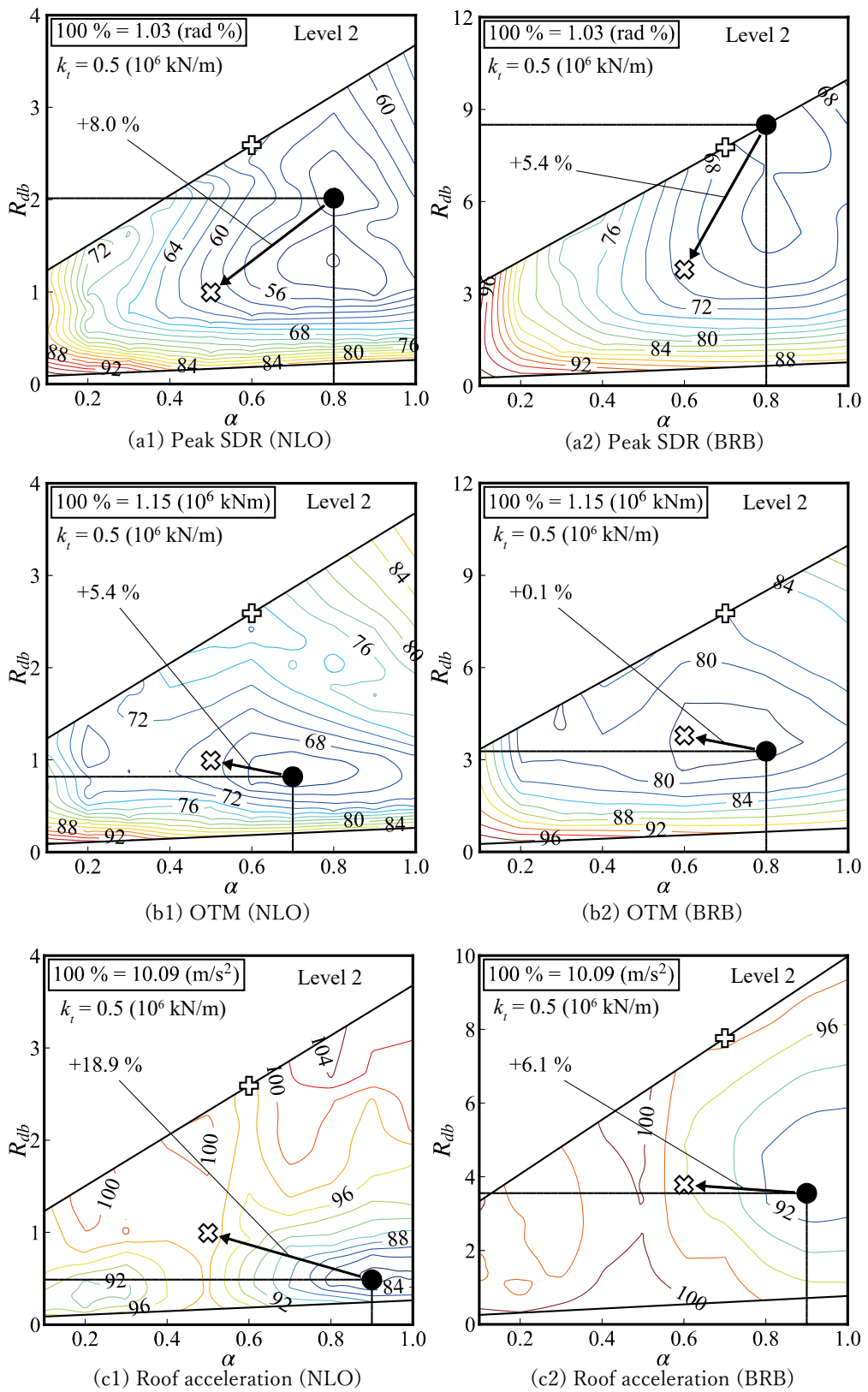


Figure 4.3.17 地震応答比の等値線図 (32層モデル)

#### 4.3.4 地震動入力レベルを考慮した最適ダンパー剛性比推定式

##### a) 設計用スペクトルと告示波の応答評価の対応関係

ダンパー付アウトリガー構造の 1 次モード減衰比を最大化する最適ダンパー容量の設計式を検討する。設計式は基本計画段階で関数電卓と手計算で容易に計算できる程度に簡易な計算式による表現を意図する。ただし、非線形性を有するダンパーの最適容量は入力依存性を有するため、設計式はある入力レベルの平均的性質を表す設計用スペクトルに対する非線形動的応答特性に基づいた定式化を試みる。

Figure 4.3.18 に設計用応答スペクトル (Figure 4.3.3) と告示波の応答スペクトルの GRSA 解析値の比較を示す。同図は 32 層モデルを例示しており、告示波については 3 波の平均応答である。

非線形オイルダンパーの 1 次モード減衰比をやや過小評価するものの、設計用応答スペクトルを用いた解析値は告示波の平均応答とよく対応しており、設計用応答スペクトルは、本研究で採用した観測波の位相特性に限らず、入力地震動レベルの平均的性質を代表できると判断する。

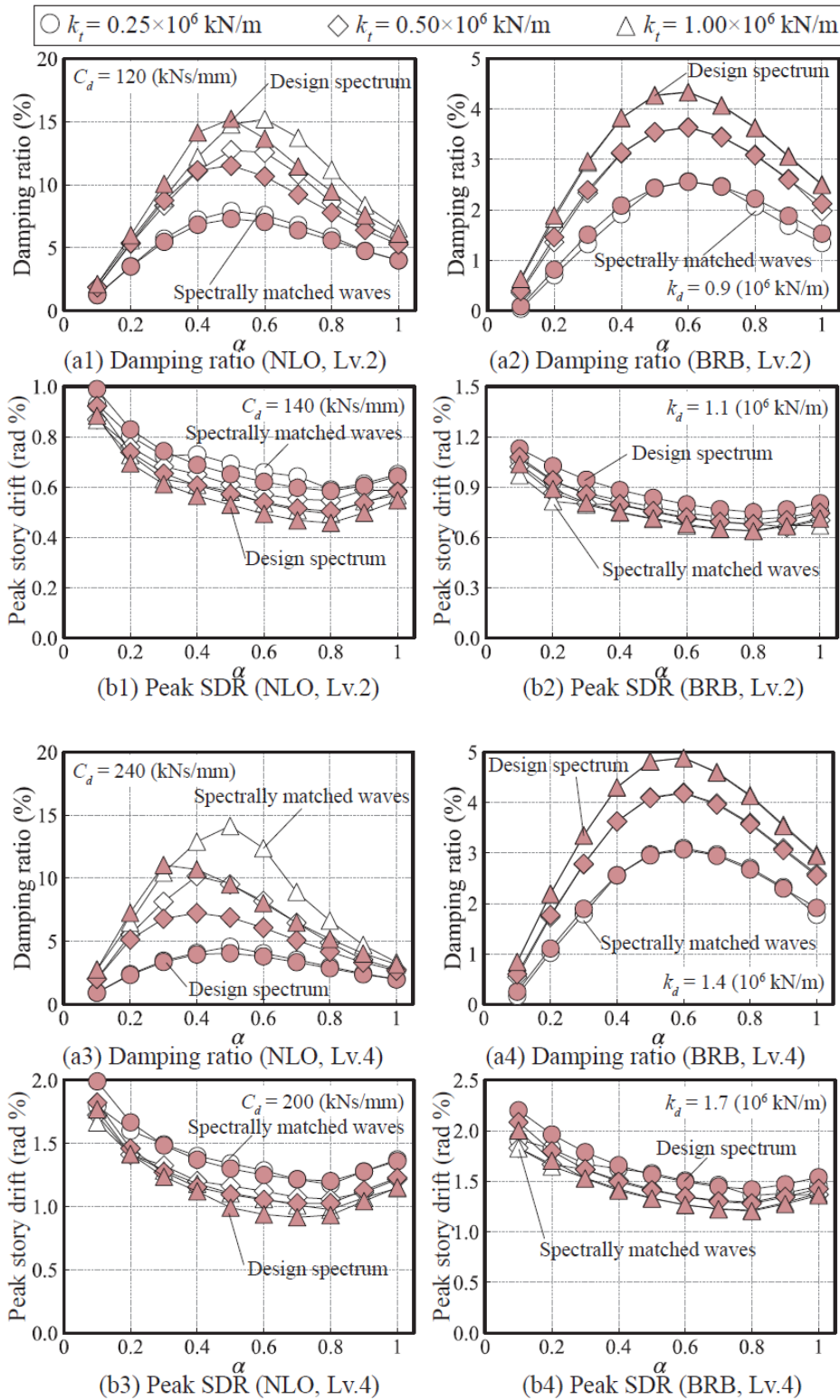


Figure 4.3.18 設計用応答スペクトルと GRSA 解析値の比較 (32 層モデル)

## b) 最適ダンパー剛性比推定式の提案

1次モード減衰比を最大化する最適ダンパー剛性比推定式(6)を提案する。式(6)は文献14)で示した提案式と同等の式表現に入力地震動レベルを反映する項を新たに乘じている。Table 4.3.6 に示す係数  $C_1 \sim C_5$  は、設計用応答スペクトルで評価された最適ダンパー接合部剛性比 ( $R_{dbopt}$ ) に非線形最小二乗法を適用して同定している<sup>14)</sup>。最大速度応答スペクトル値 ( $S_v$ , 単位は cm/s) は 80cm/s ~ 160cm/s を適用範囲とする。

$$R_{dbopt} = (C_1 \alpha^{C_2} S_{bc}^{C_3} + C_4) \times (S_v/80)^{C_5} \quad (6)$$

Table 4.3.6 最適ダンパー剛性比推定式 (式(6)) の係数  $C_1 \sim C_5$

Damper	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$	$C_5$
Linear viscous damper (LO)	-0.87	0.28	0.31	1.28	0
Non-linear oil damper (NLO)	0.49	-0.05	-0.39	0.29	0.75
Buckling-restrained brace (BRB)	3.93	0.11	-0.29	-0.95	0.87

## c) 最適ダンパー剛性比推定式の適用性

Figure 4.3.19 に 16 層から 64 層のダンパー付単層アウトリガー構造の 1 次モード減衰比, 最大層間変形角の応答比ならびに基部転倒モーメント (OTM) の応答比を示す。同図の青色塗り潰しの●マーカーは提案推定式で評価された最適ダンパー剛性比から復元したダンパー容量を設定したモデルの解析結果を示し, ○マーカーは全解析結果を示す。提案式は 1 次モード減衰比を最大化する最適ダンパー容量を良好に推定できており, 最大層間変形角や基部転倒モーメントも概ね最小値まで低減できている。

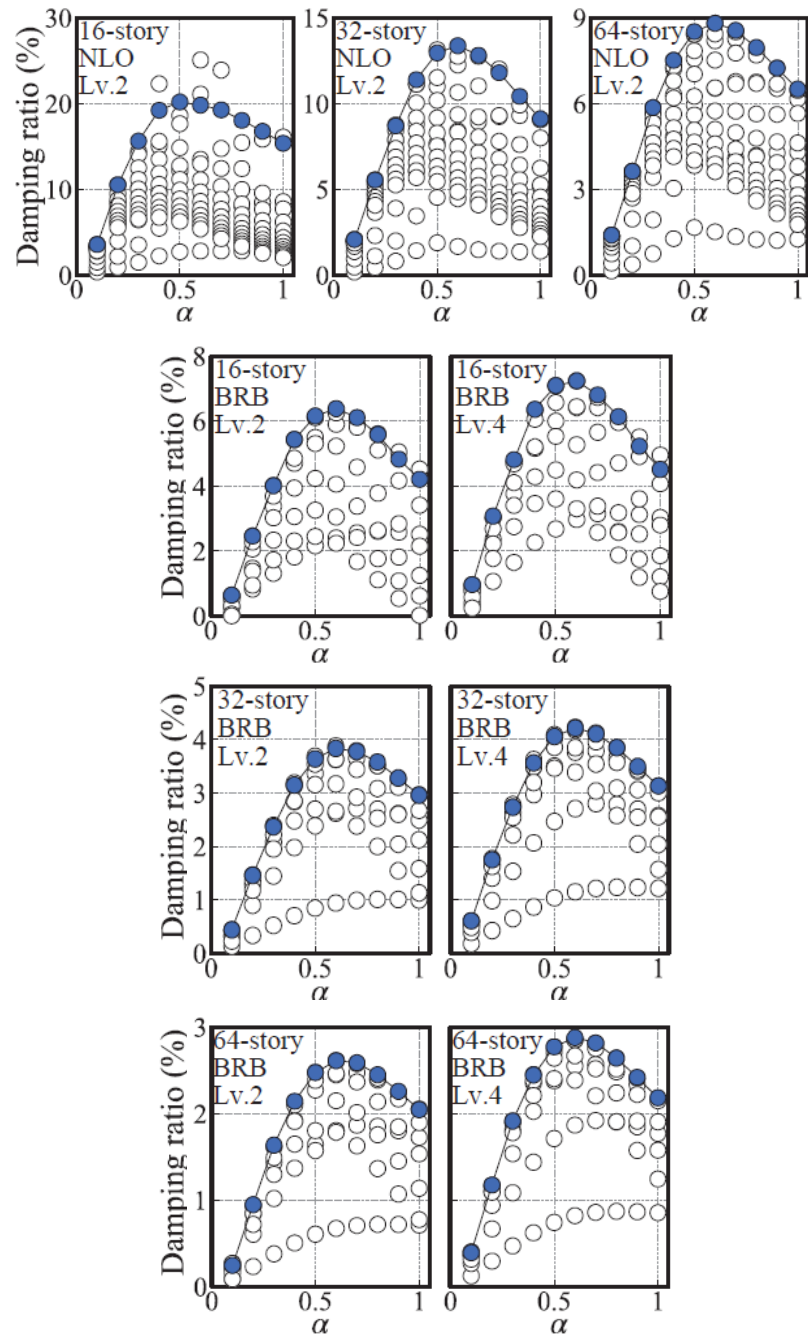


Figure 4.3.19 提案した最適ダンパー剛性比推定式の検証結果  
 (a) 1次モード減衰比 ( $k_t = 0.5 \times 10^6 \text{kN/m}$ )

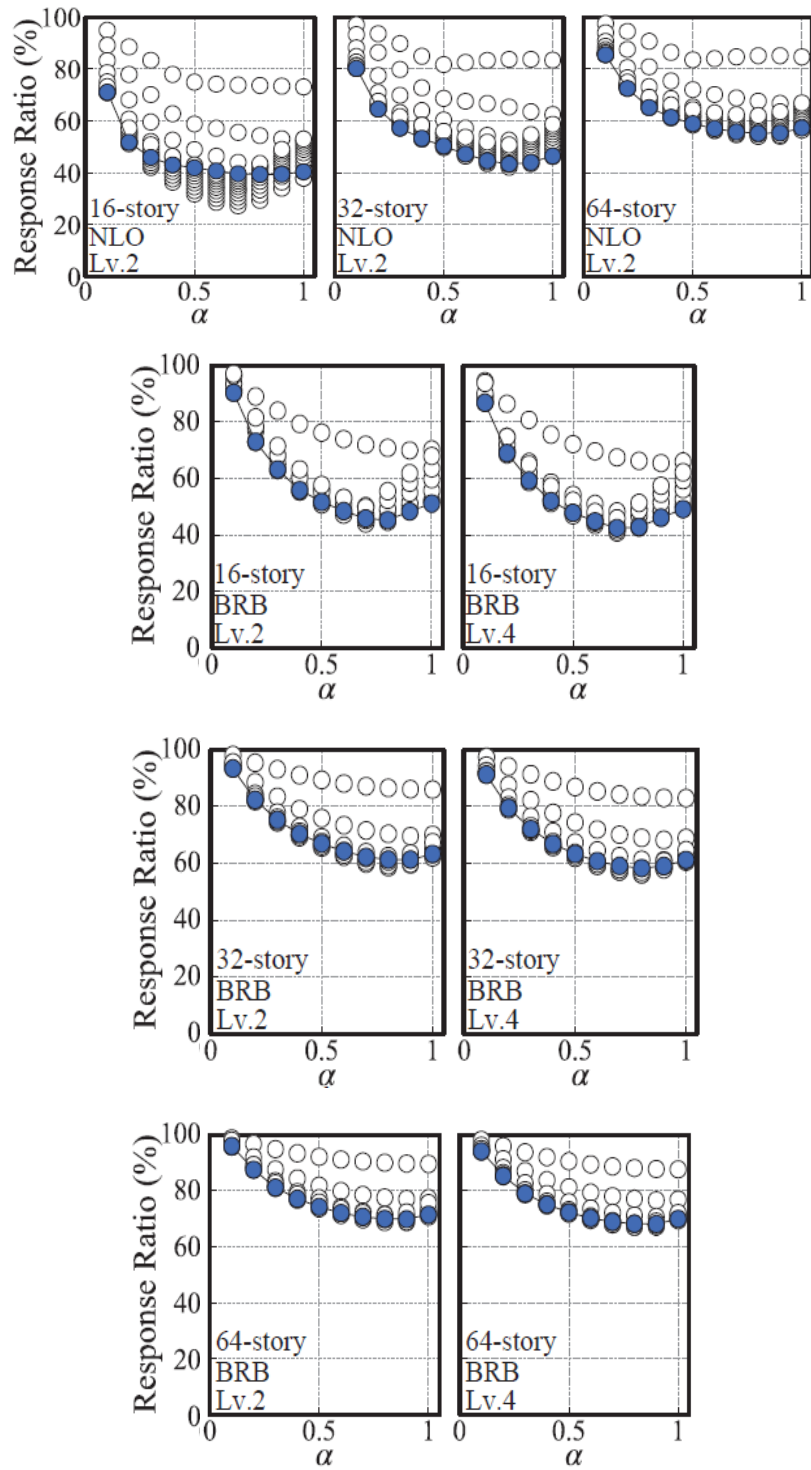


Figure 4.3.19 提案した最適ダンパー剛性比推定式の検証結果  
 (b) Peak SDR の応答比 ( $kt = 0.5 \times 106 \text{kN/m}$ )

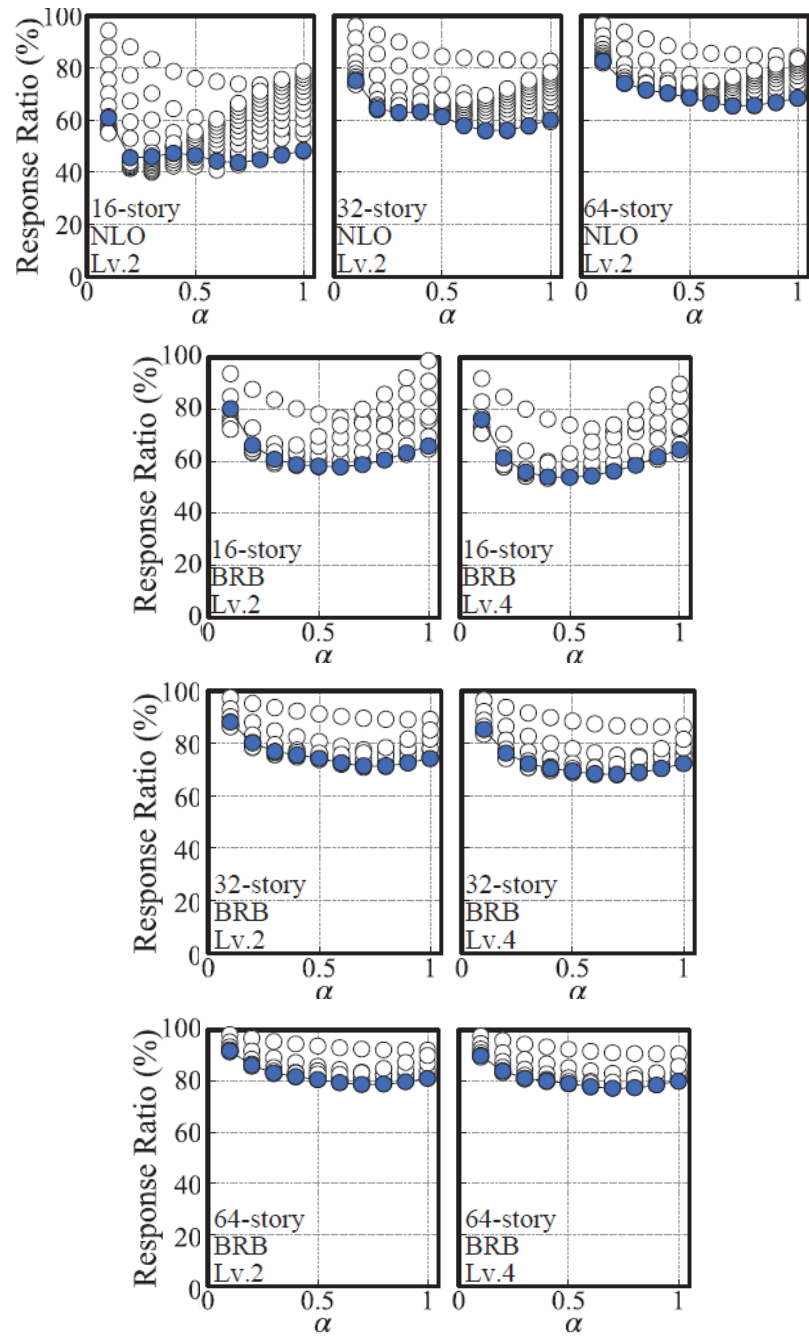


Figure 4.3.19 提案した最適ダンパー剛性比推定式の検証結果  
(c) OTM の応答比 ( $kt = 0.5 \times 10^6 \text{kN/m}$ )

## 4.4 想定建物へのダンパー付アウトリガー構造の適用

### 4.4.1 400m 級超々高層建築物を対象とした検討の概要

#### a) 検討目的

本研究における主たる検討対象とする想定建物（400m 級超々高層建築物）を対象に、前節で示した提案式を用いて、1 次モード減衰比を最大化する構造計画を試み、その応答制御効果を検証する。

#### b) 検討対象のモデル化

Figure 4.4.1 に対象建物を示す。対象は高さ 396m（70 層）、約 100m 四方の正方形平面を有する超高層ビルであり、建設地には東京中心部を想定する。このような極めて大きい平面形状に対しては、外周架構を梁端ピン接合として単純化したダンパー付アウトリガー構造のみで耐震設計を行うことは合理的ではないため、建物全体にモーメントフレームを配することを想定する。

検討モデルは立体モデルを単純化した DM モデルとし、そのコア部にはフルモデルのコア部と等価な  $EI$  を与え、さらに 1 次モード周期が元の架構全体と等価（= 7.94s）となるようコアの負担重量を定めた。この負担重量は Figure 4.4.1 のグレー部分で示す負担面積に相当し、建物全体の重量の半分程度である。なお、対象建物のコア部はティモシェンコ梁要素としてモデル化してせん断変形の影響を考慮する。せん断変形の影響係数は立体モデルの静的解析より評価した<sup>5)</sup>。アウトリガー長さ ( $l_t$ ) は 20m とし、 $\square$ -1000×60 の箱型断面部材を 3 層積層したトラス ( $kt=4.09\times 106\text{kN/m}$ ) とする。前節までの知見に基づき、アウトリガー高さ比  $\alpha$  は 0.6 とし、最適設計は告示波の入力レベル毎に行って耐震性能を比較分析する。

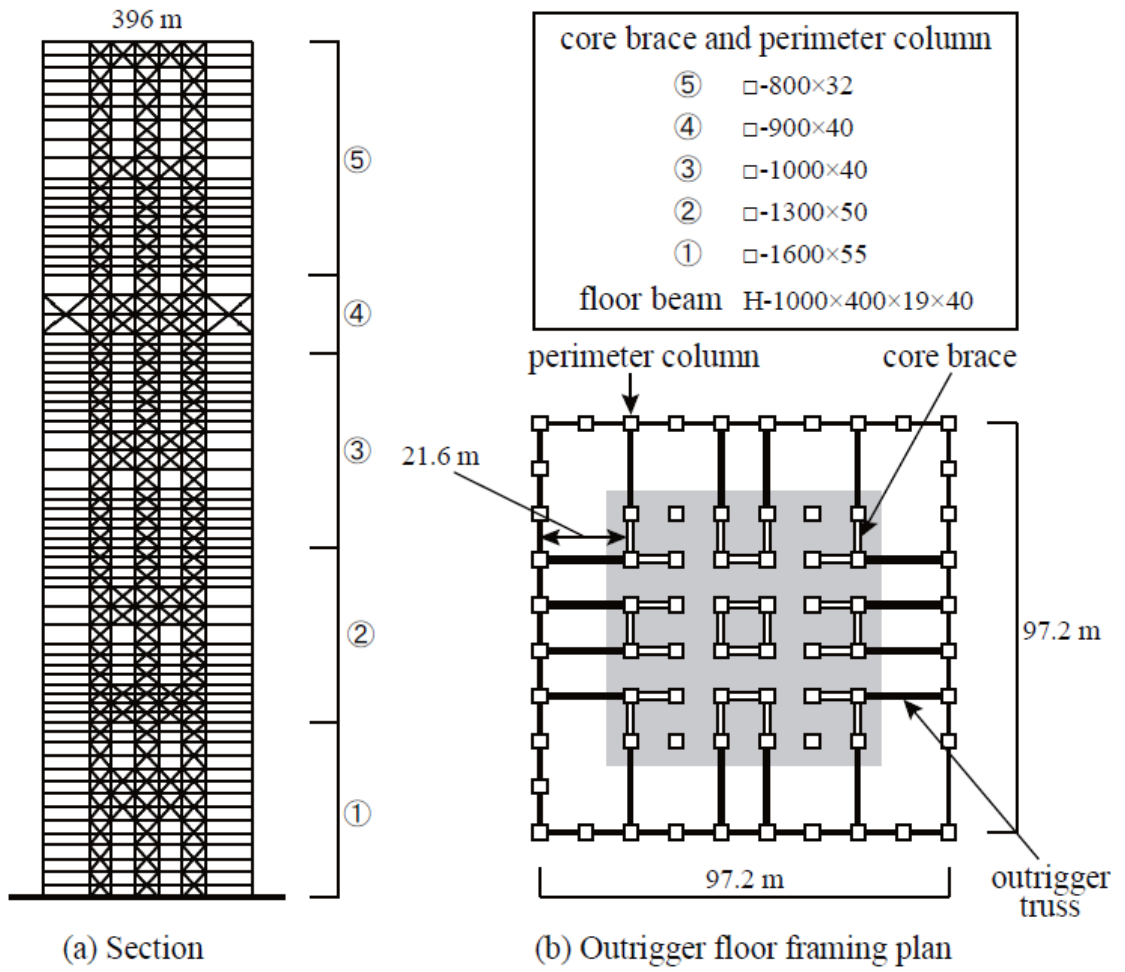


Figure 4.4.1 検討対象建物（高さ 396m, 70 層）

### c) 最適設計の検討方針

本検討では、単純化したダンパー付アウトリガー構造による 1 次モード制御設計を実施する。対象建物の 1 次固有周期は、関東における長周期地震動の卓越周期帯に入るため、主要な耐震設計目標となる想定地震動に対する応答は 1 次モード性状が支配的となる。また、超々高層として無視できない耐風設計への影響も 1 次モード性状が支配的であることから、1 次モード応答性状の合理的な改善（減衰の確保による 1 次モード応答の最小化）を構造最適化の最優先の項目として設定する。まず、単層アウトリガー構造を基本とした検討を実施し、その上で複層アウトリガーへの拡張を試みる。

### 4.4.2 単層アウトリガー構造における 1 次モード減衰比の最大化

Table 4.4.1 に入力レベルに対応した最適設計解の諸元を、Figure 4.4.2 に最適設計解を含む 1 次モード減衰比とアウトリガー高さ比 ( $\alpha$ ) の関係を示す。Table 4.4.1 の XX-Lv.2 はレベル 2 の告示波に対してダンパー XX を最適設計した場合を意味する。Figure 4.4.2 の黄色マーカーに示すように、最適設計解の 1 次減衰比は想定通り最大化されており、一例ではあるものの、提案式が 400m 級超々高層建築物にも適用可能であることが確認できる。一方で、得られた 1 次減衰比の値は最大でも 4.5% 程度であり、前節までに示すような適正規模における検討結果として Figure 4.3.19 (a) に示されている 64 層モデルの最適値が 9% 程度であることと比較すると大きく見劣りすることは否定できない。検討対象の諸元は本システムが効果的な範囲を逸脱するものと考えるのが妥当であり、建物規模が大きく、トラススパン ( $l_t$ ) が 20m と大きい場合には、ダンパー付アウトリガー構造の効果が限定的になることが示唆されている。

Table 4.4.2 に各設計解の最大地震応答を、Figure 4.4.3 に地震応答の高さ方向分布をそれぞれ入力レベル毎に整理して示す。Table 4.4.2 の赤色塗り潰しは最適設計時と地震応答時の対象入力レベルが一致する場合を示し、白抜きは入力レベルが異なる場合の地震応答を示す。

Table 4.4.2 (a)(b) の比較が示すように、赤色塗り潰しの最適設計解は設計時の入力レベルの地震応答時の方が 1 次モードの付加減衰比が大きく、また、Figure 4.4.3 に示すように、例えばレベル 4 入力の最適設計解 (XX-Lv.4) の地震応答低減効果は、レベル 4 入力ではレベル 2 入力の最適設計解 (XX-Lv.2) より優れるが、レベル 2 入力ではレベル 2 入力の最適

設計解 (XX-Lv.2) より劣る結果が得られ、想定通り最適設計できていると考えられる。この結果は、非線形ダンパー付アウトリガー構造の減衰性能に入力依存性があり、任意の入力に対して任意の地震応答を最小化できるような絶対的な最適解が存在しないことを表している。非線形ダンパー付アウトリガー構造の最適設計に際しては、単に従来の性能設計の要求性能（入力レベル毎の建物損傷状態、層間変形角、応答加速度など）を決定するだけでは不足し、それぞれの目標値を合理的に達成するために、どの入力レベルをターゲットとして減衰性能を最大化するかを決定し、結果として要求されるダンパーや架構の諸元に対する実現性の判断を行う必要があると考えられる。

Table 4.4.1 最適設計解の諸元

	$h$ (m)	$l_t$ (m)	$EI$ (kNm <sup>2</sup> )	$k_c$ (kN/m)	$k_t$ (kN/m)	$\alpha$	$S_{bc}$	$R_{dbopt}$	$F$ (kN)	$k_d$ (kN/m)	$C_d$ (kNs/mm)
NLO-Lv.2	396	20	$7.93 \times 10^{11}$	$0.74 \times 10^6$	$4.09 \times 10^6$	0.6	0.19	1.26	44800	$1.19 \times 10^6$	1498
NLO-Lv.4								2.12	76000	$2.00 \times 10^6$	2521
BRB-Lv.2								5.05	38000	$4.77 \times 10^6$	N/A
BRB-Lv.4								8.77	68000	$8.27 \times 10^6$	N/A

NLO:  $C_d$  (kNs/mm) =  $\circ$  {300     $\bullet$  {900     $\bullet$  {1500     $\diamond$  {2100     $\blacklozenge$  {2700  
 BRB:  $k_d$  ( $10^6$  kN/m) =  $\circ$  {3.0     $\bullet$  {4.0     $\bullet$  {5.0     $\diamond$  {6.0     $\blacklozenge$  {7.0  
 ● The model predicted by the proposed design equations.

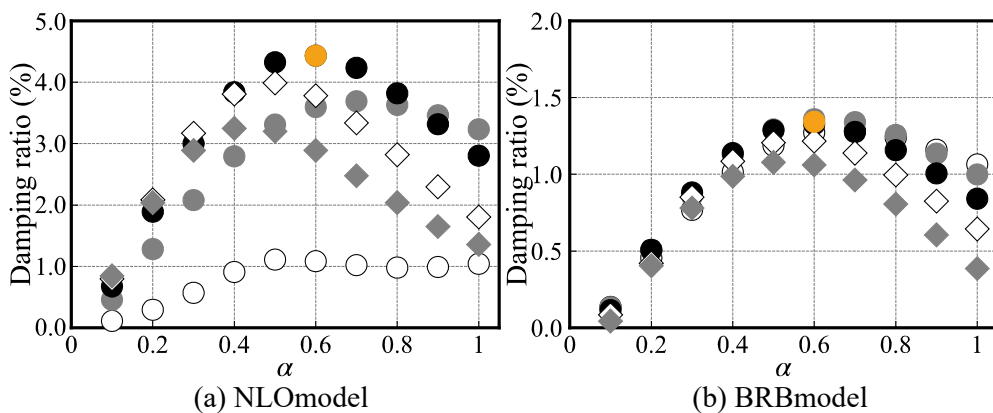


Figure 4.4.2 1次モード減衰比と $\alpha$ の関係 (XX-Lv.2)

Table 4.4.2 各設計解の最大地震応答 (XX-Lv.2)

(a) Mean seismic responses against Lv.2 waves

	Additional damping ratio (%)	Natural period (s)	Roof displacement (m)	Peak SDR (rad %)	Roof acceleration (m/s <sup>2</sup> )	OTM (10 <sup>6</sup> kNm)	Base shear (10 <sup>3</sup> kN)
Free Core	0	7.93	2.05	0.75	6.62	42.4	331.0
Fixed	0	7.28	1.97	0.71	6.58	42.2	325.5
NLO-Lv.2	4.43	7.60	1.57	0.58	6.77	35.2	309.6
NLO-Lv.4	3.13	7.38	1.62	0.60	6.81	36.6	314.8
BRB-Lv.2	1.34	7.59	1.80	0.66	6.86	38.9	318.3
BRB-Lv.4	0.84	7.44	1.89	0.69	6.87	40.5	321.1

(b) Mean seismic responses against Lv.4 waves

	Additional damping ratio (%)	Natural period (s)	Roof displacement (m)	Peak SDR (rad %)	Roof acceleration (m/s <sup>2</sup> )	OTM (10 <sup>6</sup> kNm)	Base shear (10 <sup>3</sup> kN)
Free Core	0	7.93	3.99	1.44	11.27	81.05	593.1
Fixed	0	7.28	3.68	1.33	11.49	79.05	597.1
NLO-Lv.2	3.54	7.80	3.32	1.22	11.46	70.32	557.1
NLO-Lv.4	4.42	7.59	3.06	1.13	11.55	67.43	559.5
BRB-Lv.2	1.35	7.71	3.51	1.28	11.71	74.26	578.3
BRB-Lv.4	1.49	7.57	3.38	1.23	11.71	72.66	575.7

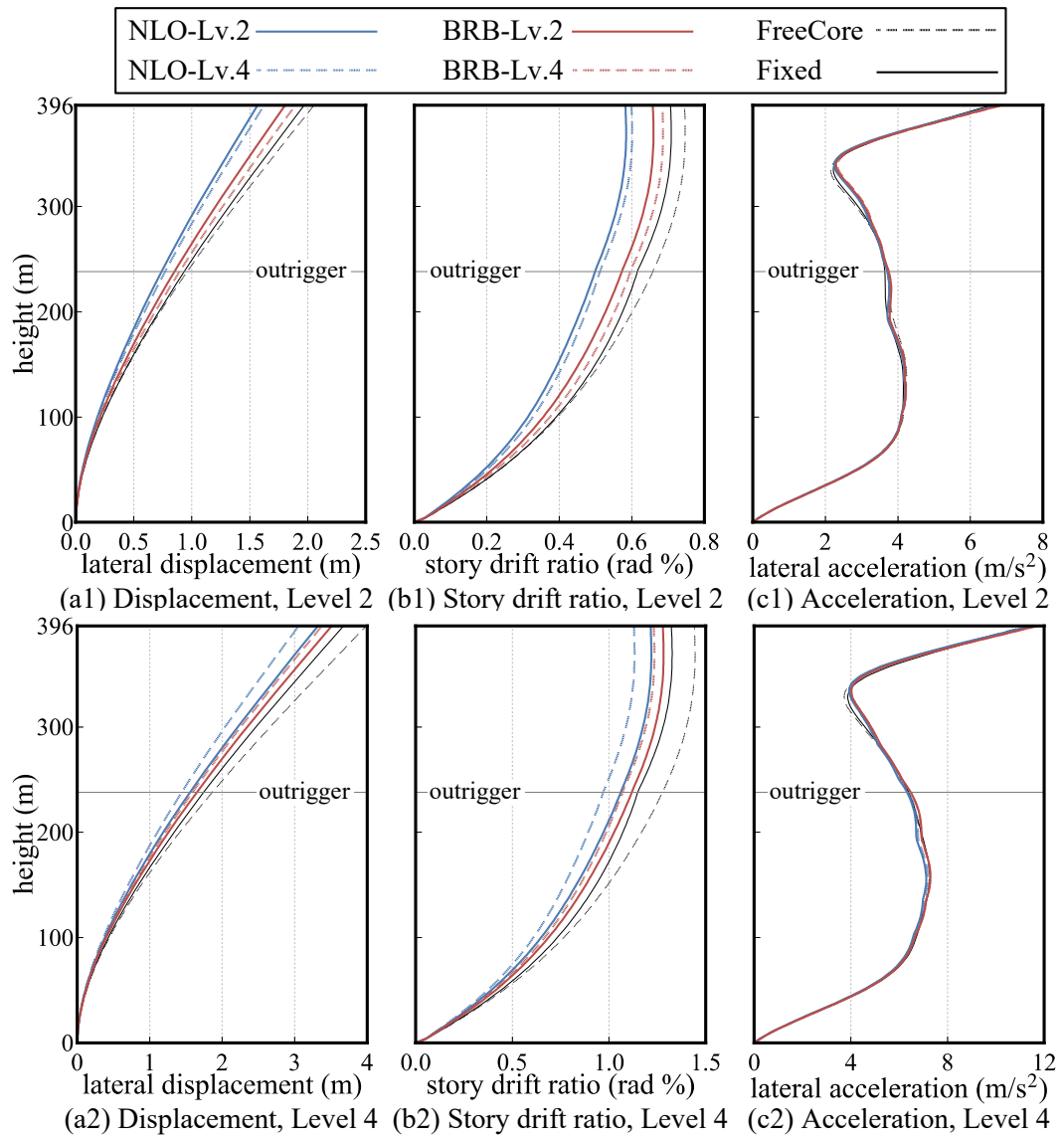


Figure 4.4.3 地震応答の高さ方向分布 (XX-Lv.2)

#### 4.4.3 複層アウトリガー構造への拡張

一方、コア部の設計という観点では、400m級超々高層建築物に単層アウトリガー構造を適用することは必ずしも現実的とはいえない。そこで、最適化された単層アウトリガー構造を複層アウトリガー構造へ置換することを試みる。Figure 4.4.4 に複層アウトリガーへの置換の概念図を示す。本検討では、 $\alpha=0.6$  を境界に同図(a)に示す比率でコア部の高さを5分割した位置にアウトリガートラスを設けた4層のアウトリガー構造とする。

4層のダンパー付アウトリガー各層に対して適用する諸元を変えた以下の3つのモデルを検討対象とする。

- ① 単層で最適化された諸元を4層全てにそのまま設置する Fourfold (同図(c))  
(建物全体では単層の場合の4倍のダンパー付アウトリガー構造が導入される)
- ② アウトリガーを4層に増やす代わりに性能を1/4とする Quarter (同図(d))
- ③ 同様に1/2とする Half (同図(e))

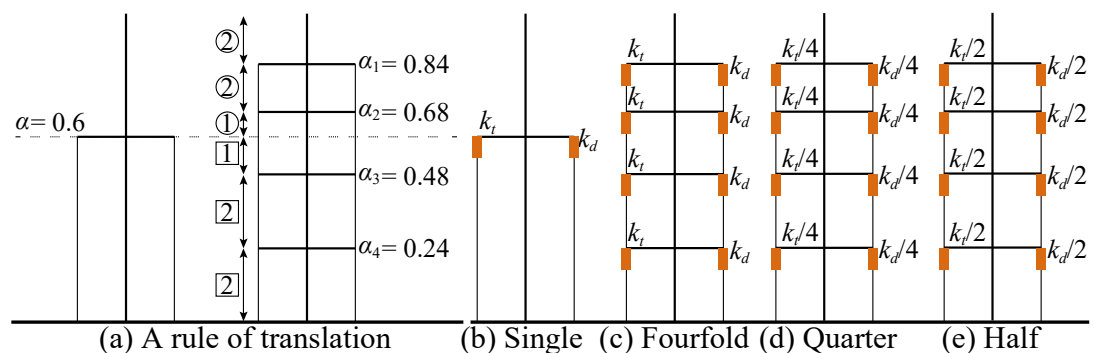


Figure 4.4.4 複層アウトリガーへの置換の概念図

Table 4.4.3 にダンパー付4層アウトリガー構造の減衰性能と最大地震応答をダンパーと地震応答時の入力レベル別に整理して示す。同表の赤色塗り潰しは最適設計時と地震応答時の対象入力レベルが一致する場合を示す。

同表(a)~(c)に示すように、単層アウトリガーとして最適化された性能を4層のアウトリガーに等分して配置する Quarter において、最適化された諸元を持つ単層 (Single) と同等以上の付加減衰比を獲得できることが確認できた。

一方、単層の性能をそのまま4層に配置する Fourfold では、単層より固有周期を短くすることは可能であるものの、付加減衰比は大幅に低下し、地震応答が増大する。単層の半分の性能を4層に配置する Half は Fourfold より付加減衰比の低下は顕著ではなく、固有周期も単層から短くなったため、各地震応答値は全ての検討ケースで概ね最小となった。

ただし、いずれの場合でも、単層との地震応答値の差異は微小と言える範囲にあり、実際の設計では単層で最適化されたダンパー性能を4層に分布させることを選択することが可能であると考えられる。また、より高い荷重レベルに対する地震応答値を抑えることを目的とする場合には、減衰比の最大化を目的として最適化した値より大きい剛性比が要求されることが示唆されている。

単層アウトリガーにおいて最適ダンパー量を配置する際に、台数が過大になって取付部詳細に無理が生じることや、アウトリガーの剛性確保のための部材断面が過大になることなどが懸念される。これに対して、同量のダンパーを複層アウトリガーとして分割配置をすることで同等の性能を得られることは、実際の設計における有用な選択肢を与える。

その一方で、ダンパー付4層アウトリガーの付加減衰比は単層で検討した値(最大で4.5%程度)から顕著に増大したとは言えず、複層化することによるメリットを追求するためには、最適設計法の更なる検討が望まれる。

Table 4.4.3 Mean seismic responses of quad damped outrigger

(a) Mean seismic responses of BRB models against Lv.2 waves

BRB, Lv.2 input	Additional damping ratio (%)	Natural period (s)	Roof displacement (m)	Peak SDR (rad %)	Roof acceleration (m/s <sup>2</sup> )	OTM (10 <sup>6</sup> kNm)	Base shear (10 <sup>3</sup> kN)
Single-Lv.2	1.34	7.59	1.80	0.66	6.86	38.86	318.3
Single-Lv.4	0.84	7.44	1.89	0.69	6.87	40.53	321.1
Quarter-Lv.2	1.39	7.64	1.80	0.65	6.68	38.18	311.1
Quarter-Lv.4	1.11	7.48	1.83	0.66	6.62	38.76	308.6
Half-Lv.2	1.26	7.42	1.79	0.64	6.52	37.93	302.2
Half-Lv.4	0.26	7.25	1.87	0.67	6.62	39.72	312.2
Fourfold-Lv.2	0.24	7.19	1.86	0.66	6.55	39.40	308.6
Fourfold-Lv.4	0.00	7.12	1.91	0.68	6.74	40.50	322.2

(b) Mean seismic responses of BRB models against Lv.4 waves

BRB, Lv.4 input	Additional damping ratio (%)	Natural period (s)	Roof displacement (m)	Peak SDR (rad %)	Roof acceleration (m/s <sup>2</sup> )	OTM (10 <sup>6</sup> kNm)	Base shear (10 <sup>3</sup> kN)
Single-Lv.2	1.35	7.71	3.51	1.28	11.71	74.26	578.3
Single-Lv.4	1.49	7.57	3.38	1.23	11.71	72.66	575.7
Quarter-Lv.2	1.26	7.74	3.56	1.29	11.44	74.19	568.2
Quarter-Lv.4	1.55	7.62	3.36	1.22	11.36	71.36	560.6
Half-Lv.2	1.78	7.57	3.27	1.19	11.41	70.18	562.6
Half-Lv.4	1.43	7.39	3.31	1.19	11.41	71.18	565.9
Fourfold-Lv.2	1.45	7.32	3.27	1.18	11.30	70.53	560.0
Fourfold-Lv.4	0.46	7.18	3.50	1.24	11.35	74.58	573.2

(c) Mean seismic responses of NLO models against Lv.2 waves

NLO, Lv.2 input	Additional damping ratio (%)	Natural period (s)	Roof displacement (m)	Peak SDR (rad %)	Roof acceleration (m/s <sup>2</sup> )	OTM (10 <sup>6</sup> kNm)	Base shear (10 <sup>3</sup> kN)
Single-Lv.2	4.43	7.60	1.57	0.58	6.77	35.18	309.6
Single-Lv.4	3.13	7.38	1.62	0.60	6.81	36.59	314.8
Quarter-Lv.2	4.47	7.68	1.57	0.57	6.26	33.35	279.4
Quarter-Lv.4	3.95	7.43	1.55	0.56	6.39	33.90	289.3
Half-Lv.2	4.32	7.33	1.49	0.54	6.23	32.61	279.4
Half-Lv.4	2.55	7.22	1.63	0.58	6.40	35.45	295.2
Fourfold-Lv.2	2.56	7.15	1.60	0.57	6.32	34.90	291.5
Fourfold-Lv.4	1.61	7.12	1.66	0.59	6.47	36.14	303.2

(d) Mean seismic responses of NLO models against Lv.4 waves

NLO, Lv.4 input	Additional damping ratio (%)	Natural period (s)	Roof displacement (m)	Peak SDR (rad %)	Roof acceleration (m/s <sup>2</sup> )	OTM (10 <sup>6</sup> kNm)	Base shear (10 <sup>3</sup> kN)
Single-Lv.2	3.54	7.80	3.32	1.22	11.46	70.32	557.1
Single-Lv.4	4.42	7.59	3.06	1.13	11.55	67.43	559.5
Quarter-Lv.2	2.76	7.86	3.51	1.27	10.89	71.33	529.5
Quarter-Lv.4	3.70	7.80	3.29	1.19	8.06	67.30	478.1
Half-Lv.2	5.23	7.63	2.94	1.06	10.54	62.39	502.5
Half-Lv.4	5.34	7.56	2.93	1.06	7.67	61.36	456.0
Fourfold-Lv.2	3.60	7.20	2.93	1.05	10.88	64.39	535.1
Fourfold-Lv.4	2.60	7.15	3.15	1.13	8.46	67.85	514.5

## 4.5 想定建物の与件を勘案した検証

### 4.5.1 検討の背景

前節で述べたように、ダンパー付アウトリガー構造の減衰性能はアウトリガーの曲げ剛性に大きく依存する。そのため、大きな付加減衰を獲得するためには十分な剛性を有するアウトリガーの設計が必須である<sup>15)</sup>。コア部から支持される片持ち梁と考える場合、一定以上のスパンを有して曲げ剛性が支配的になるアウトリガーの剛性は、アウトリガースパンの3乗に逆比例する。

対象建物ではコア部から側柱までのスパンが約20mと長く、海外の計画で一般的なアウトリガースパンの約12mと比べるとアウトリガースパンは約1.7倍となり、曲げ剛性は約20%にまで低下する。コア部と側柱までのスパンが非常に大きい超々高層建築物では、十分な減衰性能の確保が難しいことが設計上の課題となる。第3章で述べた通り、日本、特に東京都心の大規模開発における超高層建築物（特にテナント事務所ビル）の平面計画には特有の文化的・経済的な背景があり、この設計上の課題に直面する。

Figure 4.5.1 に検討対象のモデルとした想定建物の平面計画案を示す。この建物の平面規模は97.2m×97.2m、軒高は397m、アスペクト比は約4.08であり、実際に東京で進行する計画における検討案の一つである。

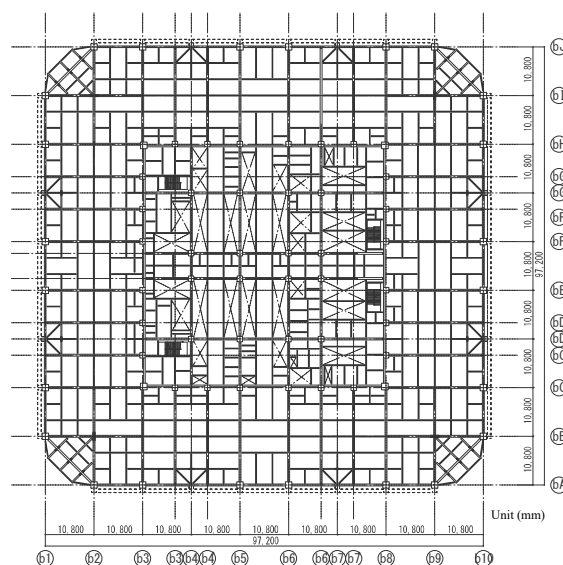


Figure 4.5.1 検討対象モデルの平面計画案

#### 4.5.2 検討方針

ここでは、想定建物に勘案される建築計画上の制約や、構造計画としての現実性も勘案して定めた想定モデルに対してダンパー付アウトリガー構造を適用した付加減衰確保に関する検討の一例を示し、その性能に対する評価を実施する。

対象とする超々高層建築においては、大地震への対応のみならず、中小地震や風荷重に対しての付加減衰確保の必要性も無視できない。特に風荷重に関しては、再現期間1年程度の居住性検討レベルから暴風時に対する検討まで、その付加減衰性能の影響は大きく、特に検討対象とする400m級超々高層建築物の構造計画においては極めて重要である。そのため、本検討に使用するダンパー種別は、中小地震や風荷重に対しても付加減衰を確保できる粘性系ダンパーとする。また、日本におけるデバイスの入手性を勘案して、制振建物に一般的に使用されることが多い粘性系ダンパーである非線形オイルダンパー（相対速度に比例した減衰力を発揮し、相対速度がリリーフ速度に達すると粘性係数が Bilinear 型で低減されるオイルダンパー）を選定する。

本検討では立体部材モデルを用いた非線形時刻歴応答解析の結果を用いる。構造解析ソフトは RESP<sup>16)</sup> を使用している。非線形オイルダンパーは、材料非線形性を有するダッシュポットと取付部材の剛性を考慮した直列ばねからなるマクスウェルモデルにモデル化し、粘性係数 ( $Cd = 235 \text{ kN}\cdot\text{s}/\text{mm}$ )、ばね剛性 ( $Kd = 1,650 \text{ kN}/\text{mm}$ )、およびリリーフ速度 ( $Vr = 31 \text{ mm}/\text{s}$ ) を設定した。

#### 4.5.3 検討結果

検討結果として示す1次モード付加減衰比 ( $hd$ ) は、検討用地震波は、告示波3波 (Fig. 4.3.3) を入力地震動とした時刻歴応答解析結果から算定した。1次モード減衰を2%と仮定して架構に与えた初期粘性減衰による吸収エネルギー量 ( $E_{ho}$ ) とダンパーによるエネルギー吸収量 ( $E_d$ ) の比率により付加減衰比 ( $hd = 2.0 \times E_d/E_{ho}$ ) を算定した。

Figure 4.5.3 に示すように、対象建物に想定した諸元のダンパー付アウトリガー構造を適用した場合に獲得できる付加減衰比は2.0~2.5%程度であることが確認された。また、トラス部材を非現実的なほどに補強（10倍、100倍の断面積に変更）した場合においても、付加減衰比は最大でも3.0%程度しか獲得できない。

この結果は、長スパン無柱空間を有する基準階の計画の影響で要求される過大なアウトリガースパンとアウトリガー設置階の制限を設計条件とする東京都心の大規模超々高層建築物に対しては、ダンパー付アウトリガー構造が必ずしも効率的ではない（海外事例程の効果を発揮しない）ことを示唆している。

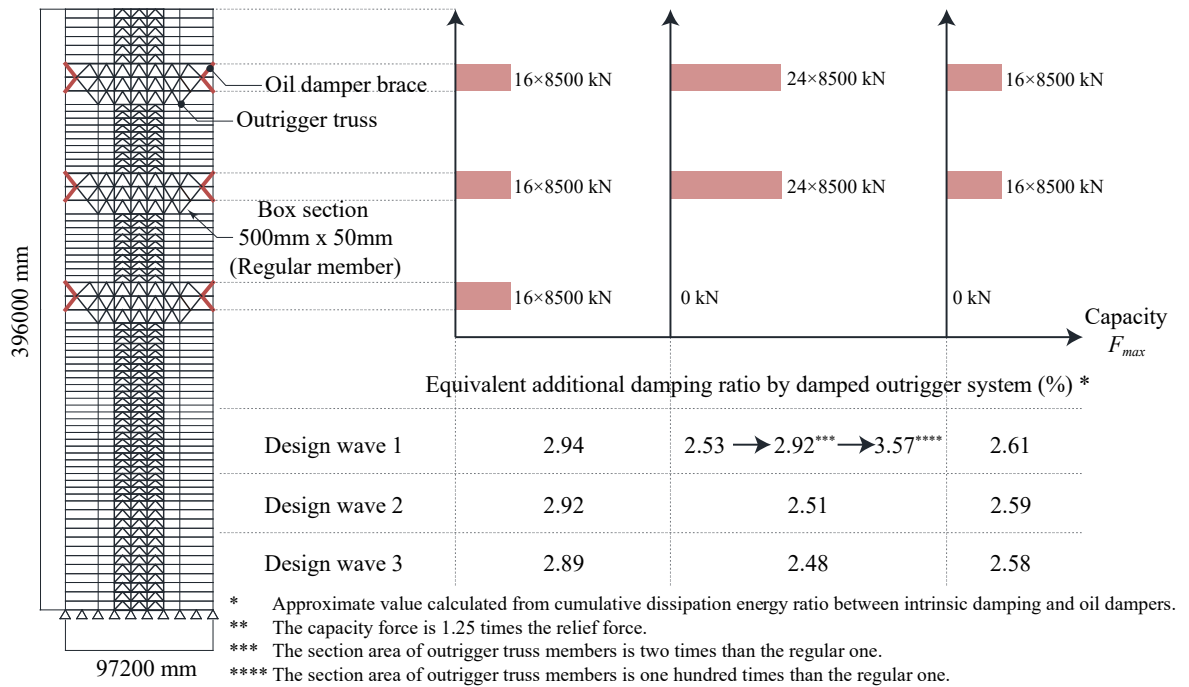


Figure 4.5.3 想定建物に適用した場合の Damped outrigger の制振効果

## 4.6 まとめ

第4章「ダンパー付アウトリガー構造の耐震性能」では、始めに、ダンパー付アウトリガー構造の概念や特徴、建築計画や構造計画への影響を整理した。

次に、単層ダンパー付アウトリガー構造について、線形オイルダンパーと Bilinear 型の履歴を描く非線形オイルダンパー、座屈拘束ブレース(BRB)に代表される弾塑性ダンパーを適用した場合における各種設計パラメータと構造性能の関係や、得られる最大限の構造性能について、アウトリガースパン 12~16m かつ軒高さ 256m 以下として設定したダンパー付アウトリガー構造のモデルに対する検討を実施して、以下の結論を導いた。

- ダンパーの種類や非線形性の有無に関わらず、ダンパー付単層アウトリガー構造の固有振動特性（付加減衰比，固有周期）は，ダンパーが受ける変形の殆どが 1 次モード応答に由来するため，ダンパー容量やアウトリガー高さの変動に対して 1 次モードが敏感に反応し制御性が高く，1 次モード減衰比を最大化する設計が総合的に優良である。ただし，2 次以上の高次モードが支配的な頂部加速度やベースシアの応答低減効果はあまり高くない。また，長周期帯にピークを有する地震動の場合では，絶対値は小さくなるが，頂部加速度やベースシアは高次モードが依然として支配的となる。
- 非線形オイルダンパーを採用する場合の 1 次モード減衰比は最大 10%以上獲得できる。BRB を採用する場合の獲得減衰比は最大約 5%で，非線形オイルダンパーから 1/2~1/6 まで低下するが，入力レベルによる獲得減衰比の変化は殆ど無く安定的である。地震応答低減効果も，非線形オイルダンパーの方が BRB より優れるが，応答比の差異は 1 次モード減衰比の差異に比べて小さく約 10~20%である。アウトリガー剛性が高い程，減衰比は増大し，地震応答低減効果も高まるが，最適設計に必要なダンパー耐力は増大する。
- 建物層数やダンパーの種類，入力レベルに依らず，最適アウトリガー高さ比  $\alpha$  は 0.6（付加減衰比），0.7~0.9（最大層間変形角）である。
- 最適ダンパー耐力は入力の種類や目的関数となる動的応答特性に依存するが，定性的な傾向として，地震応答を最小化する場合の方が減衰比最大化の場合より大きく，同じ建物層数と入力レベルで比較すると BRB の方が速度依存型ダンパーより大きい。減衰比が最大化される時の BRB の塑性率は層数に依らず約 8（Lv.2）と約 15

(Lv.4) であり、全長 5~8m に対する塑性化部長さの比率が 0.82 の場合で塑性化部歪は約 1.0% (Lv.2) と約 2.0% (Lv.4) である。

- 地震動入力レベルを考慮したダンパー付単層アウトリガー構造の 1 次モード減衰比を最大化する非線形ダンパーの最適剛性比推定式を提案し、提案式は最適設計解を良好に捉え、変位地震応答は概ね最小化されることを確認した。

さらに、本研究が対象とする想定建物（400m 級超々高層建築物）への適用性の検証、および、複層ダンパー付アウトリガーへの適用性を検証し、以下を示した。

- 提案した「1 次モード減衰比を最大化する非線形ダンパーの最適剛性比推定式」は、設計時の想定と異なる入力レベルでは、減衰性能が低下し地震応答が増大する結果が示された。
- 最適化された単層アウトリガーを概ね均等配置された 4 層アウトリガー構造に置換する場合は、単層の 1/2 または 1/4 の性能を有するダンパー付アウトリガーを配置することで同程度の減衰性能を確保可能であることが確認された。

さいごに、想定建物の与件を勘案した検証として、時刻歴応答解析を用いた検証も実施し、長スパン無柱空間を有する基準階の計画の影響で要求される過大なアウトリガースパンとアウトリガー設置階の制限を設計条件とする東京都心の大規模超々高層建築物に対しては、ダンパー付アウトリガー構造が必ずしも効率的ではない（海外事例程の効果を発揮しない）ことが示唆されることを確認した。

この検討結果を受け、次章では、日本特有の長スパン無柱空間を有する超々高層建築の構造計画において有用な制振システムの提案と、その制振効果の検証について述べる。

## 参考文献

- 1) Smith, S. and Salim, I.: Parameter Study of Outrigger-Braced Tall Building Structures, *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol 107, No. 10, pp.2001-2014, 1981.
- 2) Smith, S. and Coull, A.: *Tall Building Structures: Analysis and Design*, Chapter 14, John Wiley & Sons, Inc., 1991.
- 3) Smith, R. and Willford, M.: The damped outrigger concept for tall buildings, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 16(4), pp. 501-517, 2007.
- 4) Lin, P.-C., Takeuchi, T. and Matsui, R.: Seismic performance evaluation of single damped-outrigger system incorporating buckling- restrained braces, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 47, No. 12, pages 2343-2365, 2018.
- 5) The Japan Society of Seismic Isolation: *Manual for Design and Construction of Passively-Controlled Buildings 3rd Edition*, Daioh Co., Ltd, 2013 (in Japanese)  
日本免震構造協会: パッシブ制振構造設計施工マニュアル第3版, 2013
- 6) Lago A., Trabucco, D. and Wood, A.: *Damping Technologies for Tall Buildings Theory, Design Guidance and Case Studies*, CTBUH, Elsevier Inc., 2019.
- 7) Terazawa Y. and Takeuchi T.: Generalized Response Spectrum Analysis for Structures with Dampers, *Earthquake Spectra*, EERI, 2018.5, DOI: <https://doi.org/10.1193/092217EQS188M> (accessed 2020.12.1)
- 8) Sinha, R. and Igusa, T.: CQC and SRSS methods for non-classically damped structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 615-619, 1995.
- 9) Deng, K., Pan, P., Lam, A., and Xue, Y.: A simplified model for analysis of high-rise buildings equipped with hysteresis damped outriggers, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 23(15), pp.1158-1170, 2014.
- 10) 寺澤 友貴, 竹内 徹: 一般化応答スペクトル解析法に基づく制振ブレース構造の最適設計手法, *日本建築学会構造系論文集*, Vol.83, No.753, 2018.11, pp.1689-1699,  
<https://doi.org/10.3130/aijs.83.1689>
- 11) 寺澤 友貴, 佐野 航, 竹内 徹: 一般化応答スペクトル解析法に基づく免震構造の設計手法, *日本建築学会構造系論文集*, Vol.85, No.775, 2020.9, pp.1187-1197
- 12) Ministerial Notification No. 1457 of the Ministry of Construction, 2000.5 (in Japanese)  
建設省告示第 1457 号, 2000.5
- 13) 「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への対策について」, 国土交通省住宅局 (accessed 2023.10.28)  
[https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku\\_house\\_fr\\_000080.html](https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku_house_fr_000080.html)

- 14) 寺澤 友貴, 浅井 智樹, 石橋 洋二, 竹内 徹 : 種々の設計変数が線形粘性ダンパー付単層アウトリガー構造の動的応答特性に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, Vol.85 No.774, pp.1067-1077, 2020.8, <https://doi.org/10.3130/aijs.85.1067>
- 15) Lin, P.-C., Takeuchi, T. and Matsui, R. : Optimal design of multiple damped-outrigger system incorporating buckling-restrained braces, Engineering Structures, Vol. 194, pp. 441-457, 2019.
- 16) <https://www4.kke.co.jp/resp/>



## 第5章 制振スリット付ブレースチューブ構造の耐震性能

5.1	はじめに.....	93
5.2	制振スリット付ブレースチューブ構造の特性.....	94
5.2.1	制振システムのご概念と特徴.....	94
5.2.2	制振スリットの構成のバリエーション.....	97
5.3	制振スリット付ブレースチューブ構造に対する基本検証.....	100
5.3.1	基本検証の方針.....	100
5.3.2	基本検証1（制振スリットの深さと位置に対する考察）.....	101
5.3.3	基本検証2（スリット内のダンパー配置に対する考察）.....	112
5.3.4	基本検証のまとめ.....	117
5.4	一般化応答スペクトル解析法を適用した最適化検討.....	119
5.4.1	最適化検討の概要.....	119
5.4.2	数値解析概要.....	119
5.4.3	想定建物と耐震設計の想定.....	121
5.5	コーナースリットを適用した最適化検討.....	126
5.5.1	数値解析モデルと検討パラメータの設定.....	126
5.5.2	パラメトリック解析と最適化の概要.....	129
5.5.3	線形ダンパーを用いた場合の検討.....	133
5.5.4	非線形オイルダンパーを用いた場合の検討.....	143
5.5.5	コーナースリットを適用した最適化検討のまとめ.....	151
5.6	スリット配置を変更した最適化検討.....	152
5.6.1	数値解析モデルと検討パラメータの設定.....	152
5.6.2	基本モデルの固有振動特性.....	155
5.6.3	ダンパーを均等配置とする場合の検討.....	158
5.6.4	ダンパーを特殊階に集約配置する場合の検討.....	166
5.7	制振スリット付ブレースチューブ構造の動的応答特性と設計方針.....	171
5.7.1	1次固有周期低減率とその他の動的応答特性の関係.....	171
5.7.2	合理的な制振スリットの設計手順の例.....	174
5.8	まとめ.....	175



## 5.1 はじめに

第 4 章の検討により、米国西海岸で普及しているダンパー付アウトリガー構造は、本研究で対象とする想定建物のように、長スパン無柱空間の事務所空間の大きな平面形を有する大規模超々高層建築物には必ずしも有効でないことが明らかになった。そこで本章では、大型平面を有する建築物に対しても有効に水平剛性を確保できる外殻構造に制振機能を付加した新たな構造形式を提案し、その適用可能性について詳細に検討する。

第 2 章でも触れたように、米国西海岸における近年の超高層建築物において外殻を利用した構造として、RC Core wall と併用したシステムであり外殻の弾性ブレースにより剛性を付加した事例、および、Moment frame と併用したシステムであり斜めブレース自身を制振部材に置き換えて高減衰化を図った事例がみられた。これらは何れも、塔状比の大きな架構の外殻に数少ない斜めブレースを配置した事例である。しかしながら、想定建物のような大型平面の 400m 級大規模超々高層建築物では、外殻に数少ないブレースを配置することで得られる付加剛性や付加減衰は限定的である。また、第 3 章で触れたように、RC core wall の導入には大幅な重量増が伴うことから、東京都心の超々高層建築物における優位性は限定的である。そこで、本章では外殻に斜めブレースを配した弾性ブレースチューブ構造の一部に構造スリットを設け、分離されたブレース架構の曲げ変形による相対鉛直変位に対し制振部材を配置する「制振スリット付ブレースチューブ構造 (Damped braced tube)」を提案し、その適用可能性を詳細に分析する。

まず、Damped braced tube の概念や特徴について述べ、つぎに、想定した建物においてスリット位置やスリット深さを変化させたモデルを対象として、時刻歴応答解析による基本検証を実施する。さらに、得られた基本性状を一般化するために、一般化応答スペクトル法を用いて Damped braced tube の制振スリットの配置、深さ、ダンパー量、およびスリット内のダンパー分布等の設計変数の変化が動的特性に与える影響を明らかにし、本システムを用いた構造計画に必要な情報の整理を行う。なお、本研究で採用するダンパーは、オイルダンパーを基本とし、線形ダンパー、非線形ダンパーの両方を用いる。

## 5.2 制振スリット付ブレースチューブ構造の特性

### 5.2.1 制振システムの概念と特徴

制振スリット付ブレースチューブ構造 (Damped braced tube) の部材構成と機構の概念図を Figure 5.2.1 および Figure 5.2.2 に示す。上段の図は隅部が制振スリット (Corner damped slit) の場合、下段は立面中央部が制振スリット (Center damped slit) の場合のイメージ図を用いている。

Damped braced tube は、建物立面全体に配置された弾性メガブレースにより構成されたブレースチューブ構造 (Braced tube<sup>1)</sup>) をベースとする。Braced tube は極めて高い水平剛性を獲得できる架構方式であるが、地震時には高い水平剛性に応じて、大きな応答層せん断力が生じることが避けられない。極めて厳しい地震環境において耐震設計を合理的に進めるには、単に高い水平剛性を獲得するだけでは不十分であり、同時に大きな減衰を付加することが望まれる。そこで Braced tube を構成する弾性ブレースの一部を制振ダンパーに置き換えることで、大きな付加減衰の獲得を目指した。

Damped braced tube は、制振ダンパーに置き換える部分を縦に連続したスリット状に整理して「制振スリット (Damped slit)」を構成する制振システムである。地震時や風荷重時などの水平荷重時には、縦長に分割された Braced tube のそれぞれの部分に曲げ変形が誘発され、その間には Coupled shear wall<sup>2)</sup> と同様な鉛直変位差が生じる。制振スリットに配置された制振装置が、この変形を効果的に利用することで非常に大きな付加減衰を獲得することができる。Damped slit を設けることにより、元となる Braced tube より架構剛性が低下する方向となることは避けられないが、剛性低下による影響を遥かに上回る付加減衰の制振効果を得ることができるシステムである。また、Damped slit 内のダンパーは減衰効果に加え、動的な剛性も有することから、ダンパー量に応じた剛性増大の傾向もある。

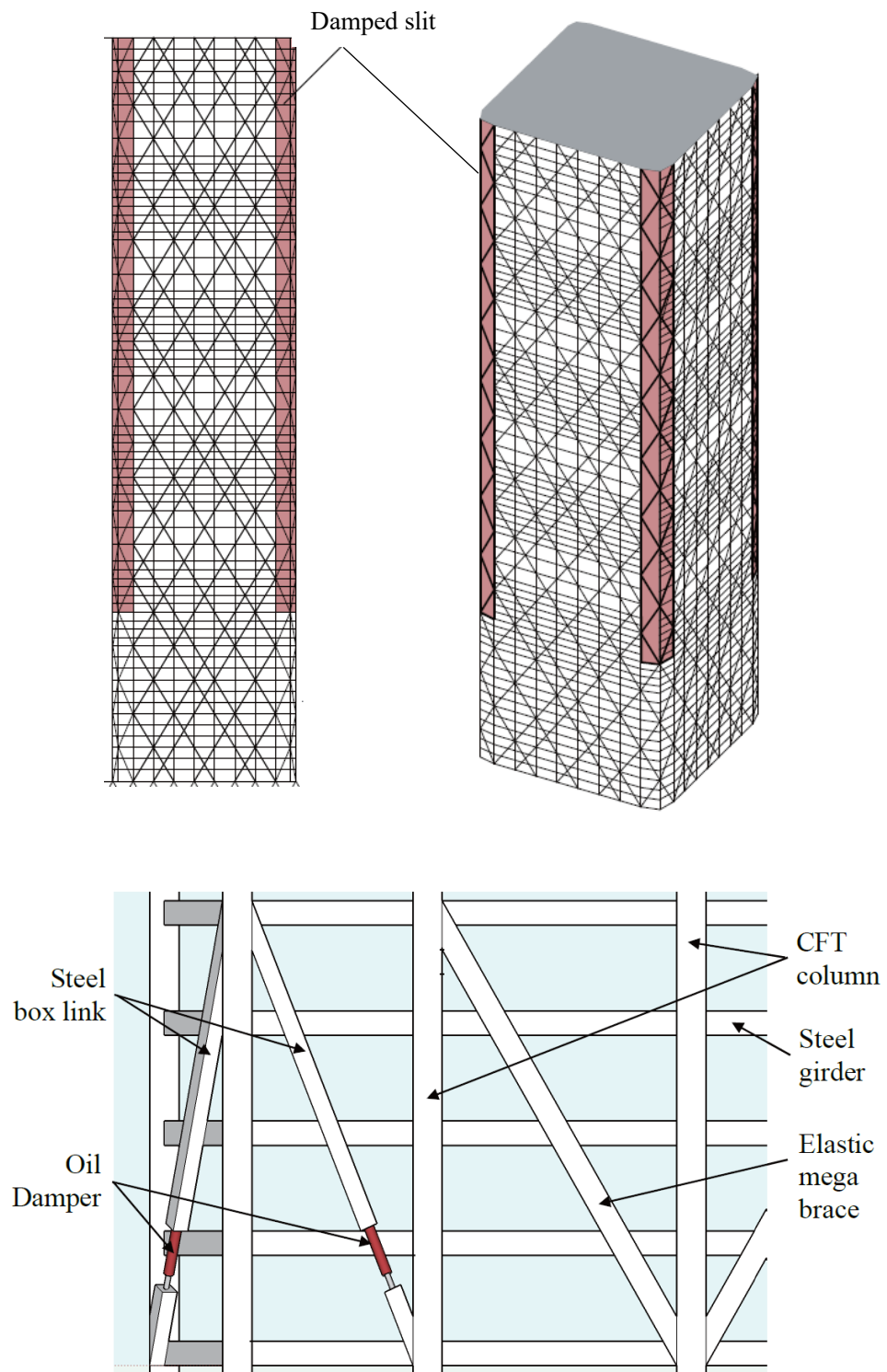


Figure 5.2.1 Damped braced tube の部材構成

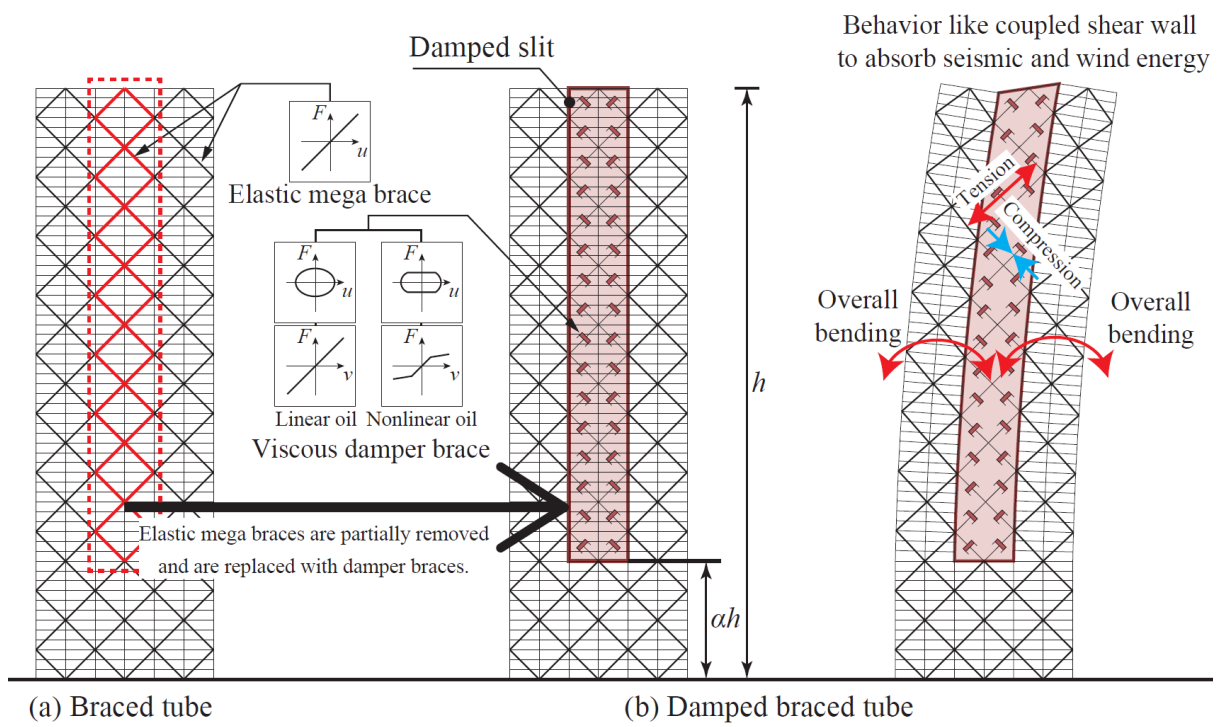


Figure 5.2.2 Damped braced tube の概念図

## 5.2.2 制振スリットの構成のバリエーション

Damped braced tube の概念を実現するための「制振スリット (Damped slit)」の構成は、下記の視点を中心に様々なバリエーションが考えられる。(Figure 5.2.3)

### a) 制振スリット配置

本システムの類型を考察する上で最初のポイントとして、制振スリット配置が挙げられる。建物立面全体に弾性メガブレースを配置した Braced tube に対して、どの位置に制振スリット (Damped slit) を設けるかは建物の全体形状に応じて様々なバリエーションが考えられる。

制振スリットの配置や数により Braced tube の分割数が変わり、分割された弾性ブレース部分が有する水平剛性や曲げ剛性などが変化し、結果として建物全体の水平剛性や制振スリット内のダンパーの挙動を変化させる。

本研究では建物外殻を4分割する構成として2種類、隅部に設けたコーナースリット (Corner damped slit)、および立面中央に設けたセンタースリット (Center damped slit) を定め、建物外殻8分割する構成として1種類、隅部と中央の両方に設けたコーナー&センタースリット (Corner & Center damped slit) を定め、この3種類のスリット配置を以降の検討の対象として整理した。

### b) 制振スリット深さ

制振スリットを建物頂部から、どの程度の深さで設けるかが次のポイントとなる。本研究では制振スリットの深さは頂部から基部まで建物高さ全体とする場合 ( $\alpha=0$ ) から、スリットを全く設けない場合 ( $\alpha=1$ ) まで、スリット深さ比  $\alpha$  (=制振スリット下端高さ/建物高さ) ( $0 \leq \alpha \leq 1$ ) で表現した。

1本のスリット配置に対して、スリットを深くする ( $\alpha$ を小さくする) ほど、分割された弾性ブレース部分の部分的な塔状比が増し、結果として建物全体の水平剛性や制振スリット内のダンパーの挙動を変化させる。

#### c) スリット内のダンパー量

制振スリットの配置と深さを定めると、基本的な制振スリットの構成（Braced tube の分割される形状）が決まる。決定した構成の制振スリット 1 本あたり、どの程度のダンパー量を配置するかは、制振スリット付ブレースチューブ構造の最も基本的な指標となる。

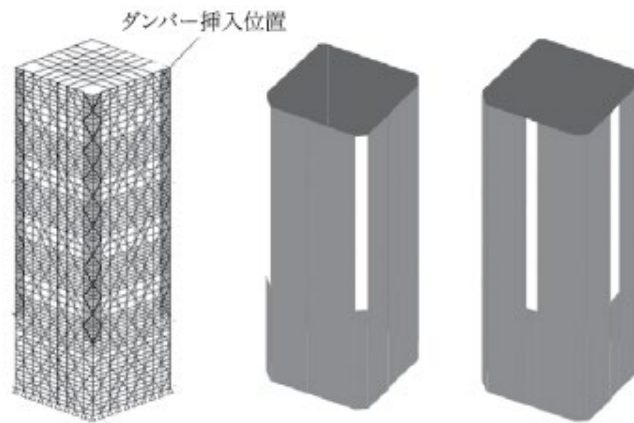
ダンパー量が多い程、同一のスリット内の変形に対しては大きい付加減衰が確保できるが、一方で、ダンパーが発揮する減衰力（ダンパー反力）が制振スリットに誘発される鉛直変形を拘束することにもなる。そのため合理的な Damped braced tube の設計に際しては、制振スリットの構成に応じて適切なダンパー量を設定することが重要なポイントとなる。

#### d) スリット内のダンパー配置

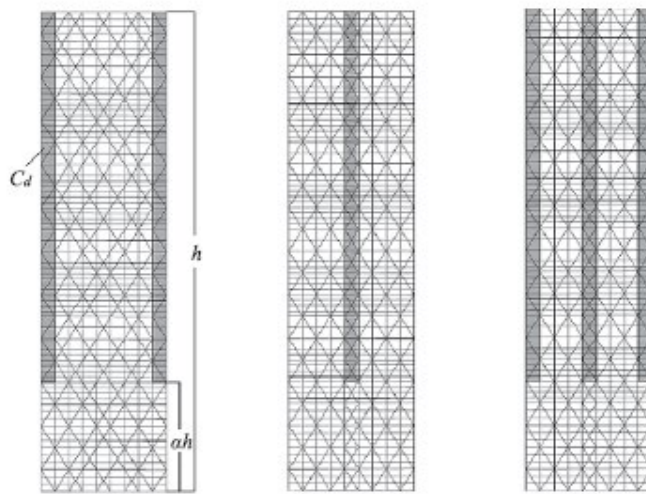
さいごに、定められた量のダンパーを制振スリット内にどのような配置で分布させるかについても整理する。スリット内に定められたダンパー量を確保する配置としては、スリット内の全てのダンパーに同量を均等に分布させる場合（均等配置）をはじめとして、上層部や下層部に集中的に配置する場合（不均等配置）、さらに、特定の層に離散的に集約して配置する場合（集約配置）などが考えられる。

決定した制振スリットの構成やダンパー量に対して、これらのスリット内のダンパーの分布により、Damped braced tube の性能がどのように変化するかを検証し、建築計画の与件に対してスリット内のダンパー配置がどの程度の自由度を持つことできるかについても本研究の考察の対象とする。

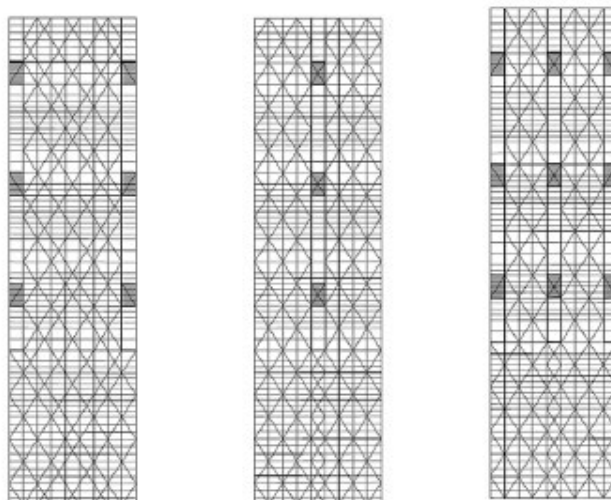
上記 a~d に関するバリエーションを念頭に、高さ 400m 級の整形な超々高層建築物を対象として実施した基本検証を次項に示す。



概念図



スリット位置イメージ



集約配置イメージ

Figure 5.2.3 Damped braced tube のバリエーション

## 5.3 制振スリット付ブレースチューブ構造に対する基本検証

### 5.3.1 基本検証の方針

制振スリット付ブレースチューブ構造 (Damped braced tube) を用いた合理的な構造計画に際して重要なポイントとして、剛性と減衰のトレードオフの関係が挙げられる。Damped braced tube のベースとなる Braced Tube は建物外周を一体的な閉じた殻として弾性ブレースで固めることで、極めて高い架構剛性を有する構造システムである。ここに制振スリット (水平荷重時に他より大きく挙動する部分) を設け、一体的に閉じた外殻を分断することにより、架構全体の水平剛性は、せん断剛性、曲げ剛性ともに低下する。一方で、分割された外殻ブレース構面には、局所的な曲げ変形が生じ、隣接するブレース構面間には鉛直変形差が生じる。この制振スリットに生じる変位を活かした効果的な配置のダンパーを設けることで大きな付加減衰を獲得することができる。このトレードオフの関係となる「剛性低下と付加減衰向上」、このバランスを適切に調整することにより Damped braced tube の合理性な設計が実現する。

ここでは、上記に示す Damped braced tube の性状に対する基本検証として、時刻歴応答解析による比較検証を実施する。特に、「制振スリットの配置や深さ」および「ダンパーの量や配置」について、これらを変化させて構築した架構モデルによる比較検討を実施し、「剛性低下と付加減衰向上」のバランスに着目した考察を行う。

本検討に用いる地震波は、1次モード振動を対象とした比較検討用として作成した検討用模擬地震波である。各モデルに対して固有周期の差異によらず同程度の入力レベルを与えることを意図して、各モデルの1次固有周期帯を含む5~8秒帯において「極めて稀に発生する地震動と同等レベル ( $S_v = 80\text{kine}$ )」で速度応答スペクトルを一定とし、他の周期帯の成分を極力低減して作成し、検討用模擬地震波とした。

### 5.3.2 基本検証1（制振スリットの深さと位置に対する考察）

#### a) 検討の方針

本検討では一辺が 80m 程度のほぼ正方形の平面を有する建物の外周全面にチューブ状にブレースを張り巡らせた Braced tube を基本形状として、これに適用する制振システムの合理性の検討を行った。外殻全体を弾性ブレースとしたモデル A を基本とし、これに制振スリットを設けた Damped braced tube を適用したモデル B~D により比較検討を実施した。スリット部分の頂部からの深さ（ $\alpha h$ ： $h$  は建物高さ）は、モデル B で高さの 1/3 程度（ $\alpha \doteq 0.33$ ）、モデル C で 2/3 程度（ $\alpha \doteq 0.66$ ）、モデル D で高さ全体（ $\alpha = 1.0$ ）とした。Figure 5.3.1 に各モデルの概念図を示す。

外殻ブレースを含む主架構の鉄骨断面は、想定する地震力に対して短期許容応力度程度以下となるように設定しており、A モデルの固有周期で 6 秒弱と、極めて高い剛性を確保した架構をベースとしている。

使用するダンパーの種類には、オイルダンパーを想定した。繰り返しの影響による性能劣化や破断が懸念される履歴系ダンパーは、検討対象である 400m 級超々高層建築物では風荷重や長周期地震動による長時間振動の懸念があるため、また、温度依存性の大きいタイプの粘性系、粘弾性系のダンパーについては、設置個所が建物外周部であり外気温や日射の影響などが避けられず温度変化が大きくなることが予想されるため、想定するダンパーから除いた。

建物全体に配置するダンパー量は、C モデルにおいて制振スリット内の斜材 1 本に対してリリーフ荷重で 8,000 kN クラス（2,000 kN クラス×4）を配置し、これを基準とした。他のモデルではダンパーの性能値（リリーフ荷重および減衰係数）が建物全体の総量として各モデルで同一となるように斜材 1 本あたりの性能値を台数の比率で調整した。なお、外殻が弾性ブレースで構成される A モデルは Damped core を併用しており、コア周りの Moment frame 内に他のモデルと同量の層間ダンパーを各階に分散して配置している。

弾性剛性を保持する Braced tube を有する架構のせん断剛性は極めて大きく、高次モードの影響を受けにくいこと、また、建設地を東京と想定した場合の 400m 級超々高層建築物では長周期地震動や風荷重時への対応が構造計画上の主要な要因となるため、1 次モードにおける性能が構造計画において支配的である。これを勘案して、各モデルの 1 次固有周期を含む周期帯 5~8 秒の領域で速度応答スペクトルを一定（ $S_v = 80 \text{ cm/s}$ ）とし、その他

の領域では入力レベルを下げて設定した目標スペクトルを持つ模擬地震動を検討用地震波とした。すなわち、固有周期の異なる複数の検討モデルに対して、同一の入力レベルで 1 次モード振動を励起させた応答解析による比較検討を実施した。

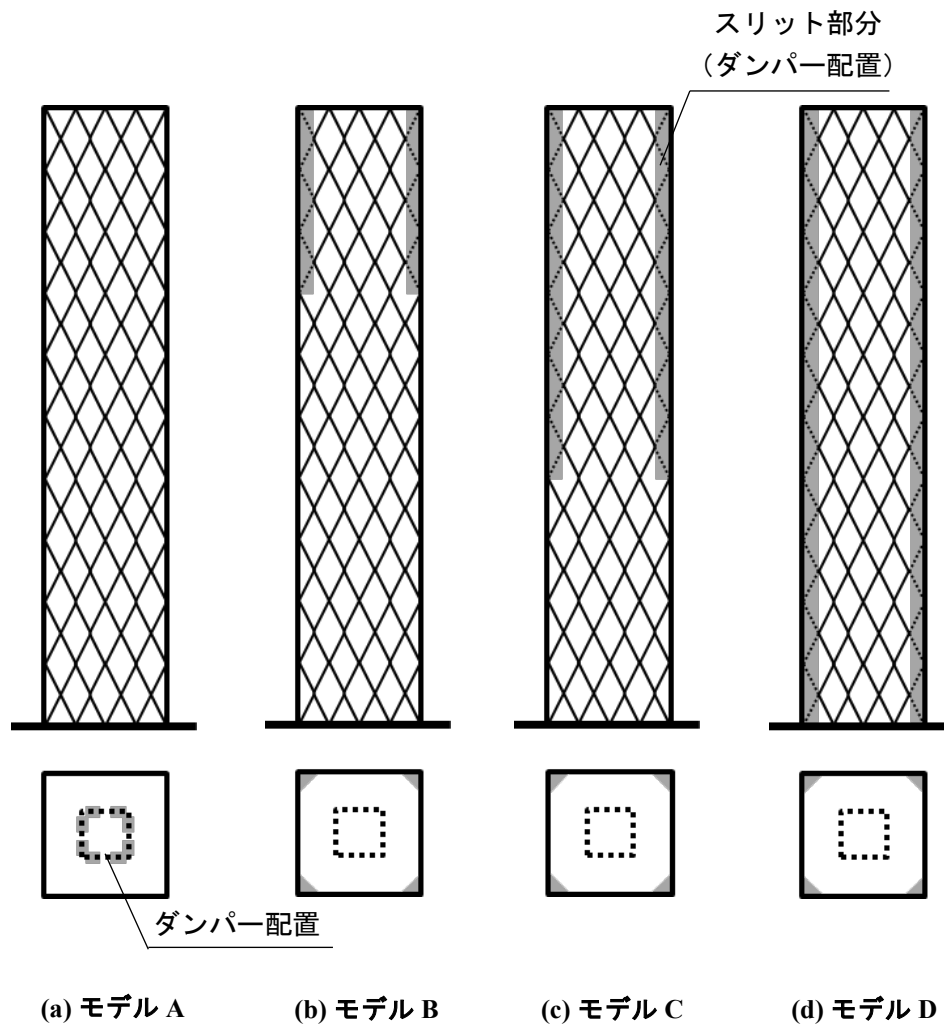


Figure 5.3.1 Damped braced tube のダンパー配置のバリエーション

## b) 制振効果に関する考察

解析モデル（A~D）を用いて立体部材モデルによる時刻歴応答解析を実施した結果として、Figure 5.3.2 に最大相対変位、Figure 5.3.3 に最大層間変形角を示す。また、Table 5.3.1 に各モデルの最大応答値やエネルギー吸収量の比較を示す。ここで、表に示す等価減衰定数  $h_{eq}$  は、内部粘性減衰（2%と仮定）のエネルギー吸収量と、オイルダンパーによるエネルギー吸収量の割合から算定した等価な粘性減衰定数である。

各モデルの応答に着目すると、A,BモデルとC,Dモデルでは、1次固有周期の差も比較的大きく、同時に応答差も大きい。エネルギー吸収量も大幅に増加していることから、今回のモデルでは減衰を高めるためには上層から建物高さの2/3程度以上まで Braced tube にスリット部分を設けることが高減衰化に効果的であることが分かる。各モデルは同程度のダンパー量としていることから、今回のような外殻構造では、層間ダンパーとしての配置（Aモデル）よりも、適切に設けたスリット部分に集約してダンパーを配置することにより減衰性能を大幅に向上させ、応答を半分程度に抑えられることが示されている。

なお、層間ダンパーとして配置したAモデルでは、ダンパー量を倍以上にしてもC,Dモデルほどの応答低減効果は得られないことを確認しており、これは外殻制振構造が極めて効果的であることが示唆されている。

C,Dモデルの最大層間変形角は1/200程度であり、かつ主架構は弾性範囲であることが確認されており、損傷制御の観点からも Damped braced tube は免震構造と匹敵するような高い損傷制御性能を超々高層建築物にもたらしうることを可能とする高性能の弾性骨組システムであるといえる。

Table 5.3.1 モデルA~Dの最大応答値と等価減衰定数

	固有周期		等価減衰定数 $h_{eq}$		maxDis	maxVel	maxAcc	ベースシア係数Cb	
	値(s)	モデル比	値(%)	モデル比	モデル比	モデル比	モデル比	値	モデル比
モデルA	5.83	0.91	3.71	0.38	1.70	1.86	1.93	0.132	1.92
モデルB	5.93	0.93	4.12	0.42	1.55	1.69	1.73	0.116	1.69
モデルC	6.40	1.00	9.73	1.00	1.00	1.00	1.00	0.069	1.00
モデルD	6.98	1.09	10.9	1.12	0.84	0.82	0.74	0.049	0.72

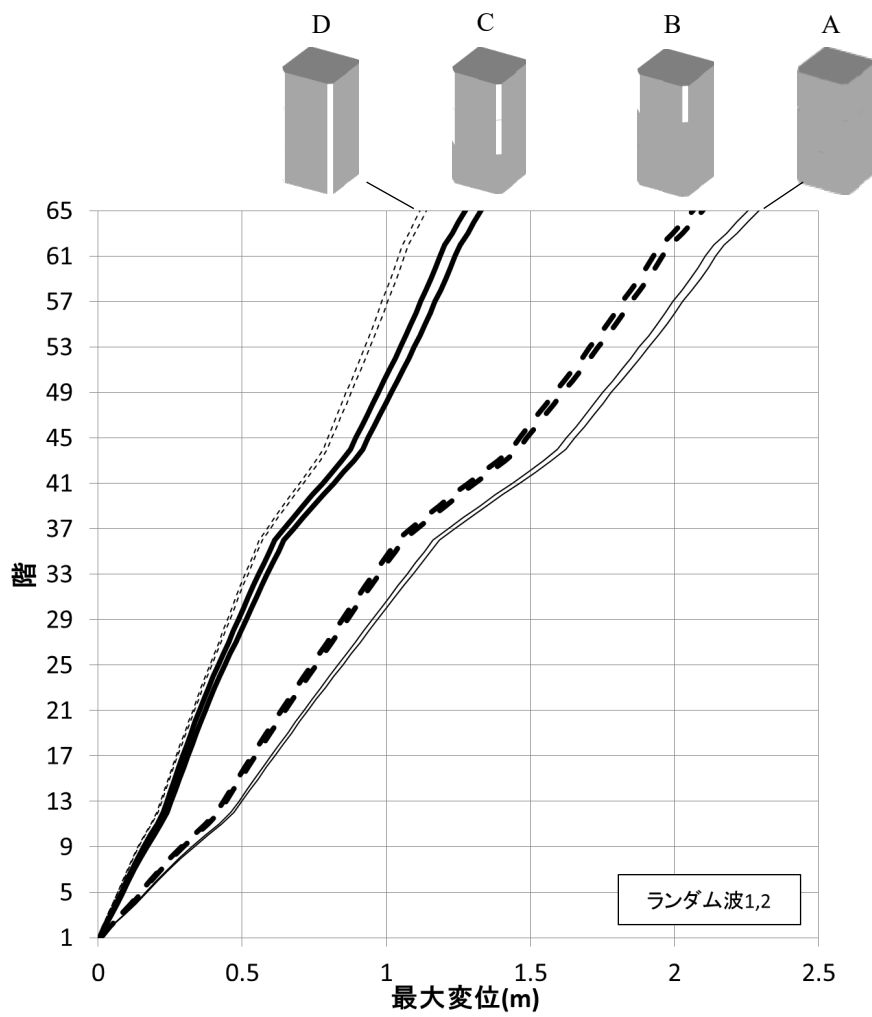


Figure 5.3.2 モデル A~D の最大相対変位

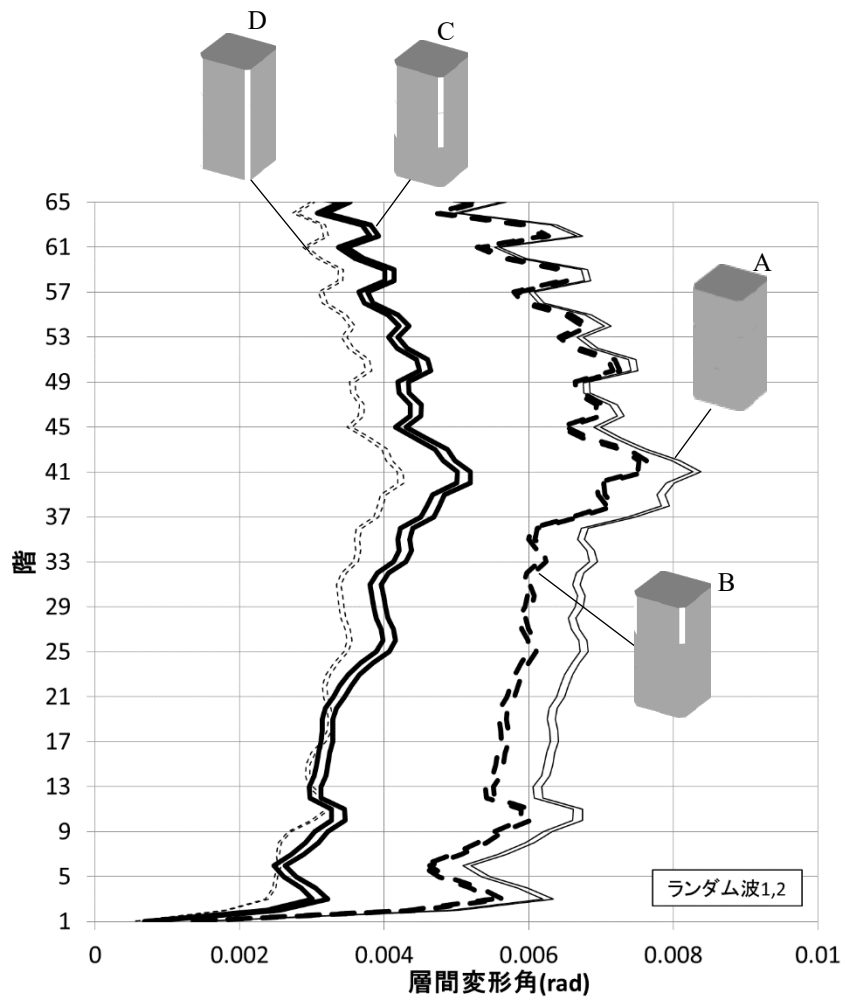


Figure 5.3.3 モデル A~D の最大層間変形角 (rad)

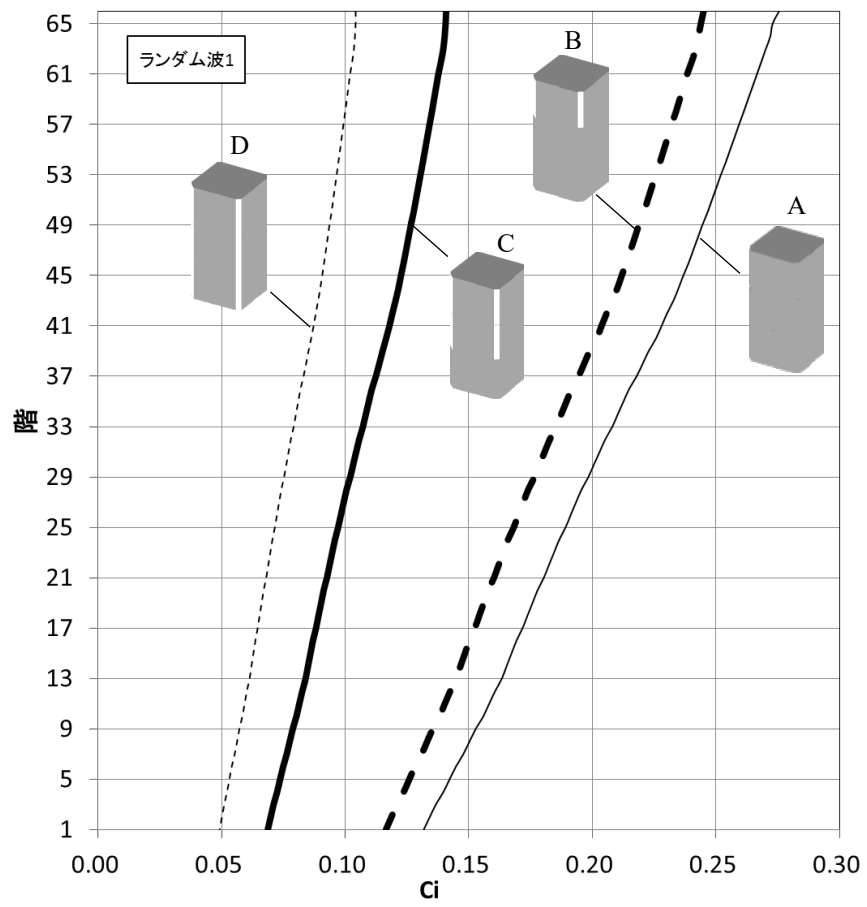


Figure 5.3.4 モデル A~D の応答層せん断力係数

ここで、減衰性能の比較的高いC,Dモデルについて考察する。両モデルの応答値を比較すると、Figure 5.3.3 に示す応答最大層間変形角は両モデルで同程度である一方で、Figure 5.3.4 に示す応答層せん断力ではDモデルの方がCモデルより2~3割程度も小さい。Dモデルにおいては高減衰化による応答低減の効果が大きく、剛性低下の影響を上回る結果となった。

部材応力に関しては、制振スリットを深くすることで直交構面への応力配分（チューブ効果）が減少することから、制振スリット下部のブレースや1階の隅柱などの局所的な応力集中部位（Figure 5.3.5）の設計が厳しくなる（Cモデル部材応力<Dモデル部材応力）ことが、同一の設計用せん断力に対する現象として想定される。しかし、本検討では、応答層せん断力低減の効果が大きく、応力集中部位における部材設計の観点からもDモデルの方がCモデルよりも有利になる（Cモデル部材応力>Dモデル部材応力）結果となった。しかし、この比較性状は入力外乱の性状により変わることには留意する必要がある。

本検討に用いた検討用地震波は、各モデルに対して固有周期の変化によらず同程度の入力レベルを与えることを意図して、各モデルの1次固有周期帯を含む5~8秒で速度応答スペクトルを一定として作成している。一方で、設計段階で検討する入力として支配的である長周期地震動（東京都心を建設地に想定した場合）や風外力の性状では、本検討の周期帯（5~8秒）においては、長周期側になるほどパワーが大きいことが想定される。

そのため、減衰性能向上だけを観点として、1次固有周期が7秒近くに達するDモデルの方がCモデルより適切な設計となるとは必ずしも言えないことに留意が必要である。

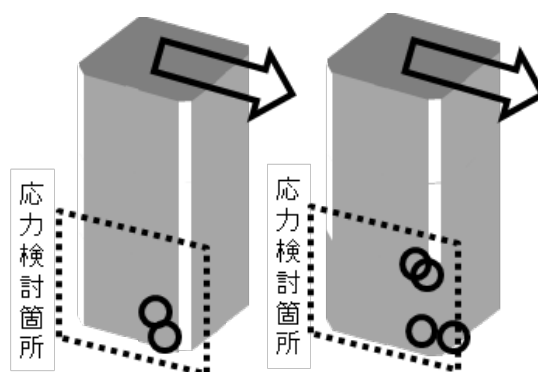


Figure 5.3.5 部材応力検討箇所

### c) 制振スリット部分の変形性状

外殻ブレース構面が制振スリットで分割されることにより、水平荷重を受けた際には、分割された各部分に独立の曲げ変形が励起されることに起因して、制振スリット部分ではスリット両側で相対的な鉛直変位が誘発される。この変形性状は制振スリット内のダンパーの効果を高めることに貢献するものであるが、変形が過大な場合は外装や仕上げ材、スラブなどの変形追従性に問題が生じる。このように、制振スリット部分の相対変形は、高い制振効果を得るに十分な変形を確保しつつも、制限値を設けて管理することが必要であり、バランスの良い設計が求められる値である。

ここでは、CモデルおよびDモデルの制振スリット部を含む鉛直変形の性状について考察する。Figure 5.3.6, Figure 5.3.7 に示すように、加力方向の外殻構面（フレームA）はせん断剛性が大きく曲げ変形が支配的であり、端部が大きく沈み込む（持ち上がる）のに対し、加力直交の外殻構面は沈み込み（持ち上がり）が小さくなっており、制振スリット部分によりチューブ効果が減少することにより、スリット部分の上層に大きな鉛直変位差（Figure 5.3.6, Figure 5.3.7 に示す※部の変位）が生じている。

本検討では、レベル 2 程度以上の地震力に対し、C,Dモデルともにスリット部分のスパンに対して 1/100 程度の変形となっており、一般的な建物の変形追従性の範囲にあることが確認されている。しかし、建物全体の層間変形角が 1/200 程度以下に抑えられ、主架構は弾性範囲に損傷制御された建物においては、注意すべき大きい変形であることに間違いはない。一方で制振スリット部の変形を抑えすぎると減衰性能確保の観点からはマイナスとなるので、先に述べた通り、バランスの良い設計が求められるポイントである。

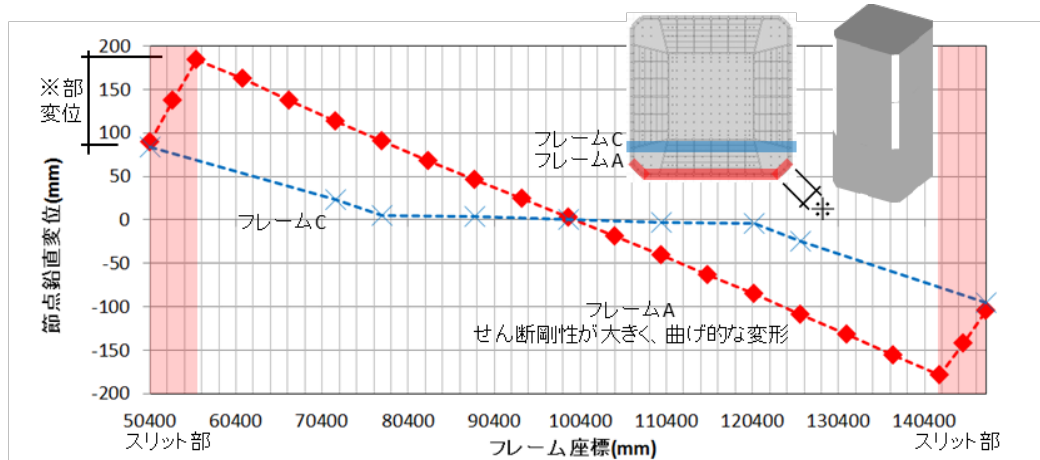


Figure 5.3.6 フレームの地震時鉛直節点変位と上層スリット部の変形量 (Cモデル)

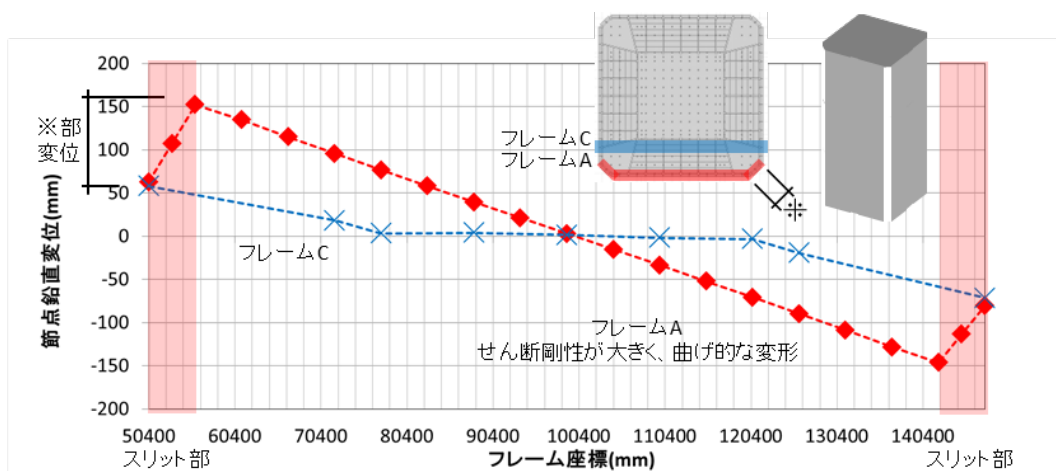


Figure 5.3.7 フレームの地震時鉛直節点変位と上層スリット部の変形量 (Dモデル)

#### d) 制振スリット位置について

制振スリットを設ける位置について、Figure 5.3.8 の右図に示すように外殻構面の中央に設ける場合のセンタースリット (Center damped slit) と、外殻の四隅にスリットを設ける場合のコーナースリット (Corner damped slit) の両モデルを作成し、比較検討を実施した。

同一のスリット深さ、ダンパー量を用いた検討においては、センタースリットモデルの応答はコーナースリットモデルより小さく、高い減衰性能が得られる結果となった。これは、制振スリットの位置によって、分割される外殻ブレース構面の変形性状が変わることが要因であると考えられる。コーナースリットモデルでは、制振スリットの片側は加力直交構面となり、制振スリットに生じる鉛直変位差は、主に加力方向構面に生じる鉛直変位に起因する。一方で、センタースリットモデルの場合は制振スリット両側ともに加力方向構面を構成する形となり、制振スリット部分に生じる鉛直変位差が大きくなる。また、制振スリット自体も加力方向を向くことになるため、建物全体のせん断変形に相当する変形も累加されることになり、センタースリットモデルの方が、ダンパーのエネルギー吸収量が大きくなったと考えられる。

しかし、先述の通り、制振スリット部分に生じる鉛直変位差には建物としての変形追従性を勘案した制限値を設ける必要があることから、制振スリット配置により定まる変形性状を勘案して適切なスリット深さやダンパー量をバランスよく定める必要がある。

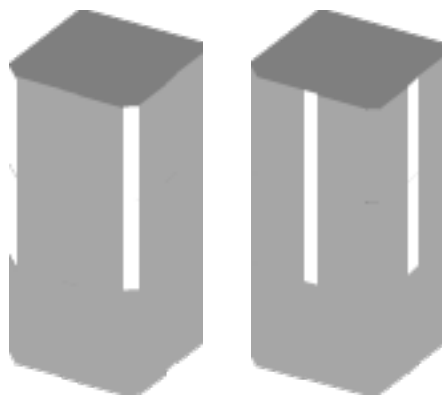


Figure 5.3.8 スリット配置の概念図 (Corner slit, Center slit)

#### e) 基本検証1のまとめ

本検討で使用したダンパーの総量（リリーフ荷重×台数）は、建物地上部重量に対してX方向で8%程度である。一方で、通常の超高層ビルより高い耐震性能を目標として設計された Damped core による制振構造の超高層オフィスビルの実績では、建物地上部重量の 25～40%程度が一般的であった。

本検討により、外殻構造を利用した Damped braced tube が、通常の構造計画を大幅に上回る水平剛性を確保しつつ極めて大きな等価減衰を得ることができる効果的な制振システムであり、400m 級超々高層建築物へ適用する構造計画として合理性が高いことを確認した。

加えて、ダンパー配置の制限に余裕のあるモデルについては、1箇所あたりのダンパー容量を増やすことが可能であり、更に高性能な建物の実現も可能である。また、制振スリット配置について、コーナースリットとした場合の検討を示したが、他の配置でも効果的であることを確認しており、建築計画と融合したスリット配置の調整も可能である。

なお、本検討では固有周期の変化に対して入力レベルを一定と考えた比較検証を実施したが、地震環境や風環境においては建物固有周期の変化に伴い入力レベルが変化する。風に対する性能検証においては、同一規模の建物で1次固有周期を 5.5s から 7s へ変化させると応答が極めて大きくなり、変位で約 2 倍、荷重で約 1.3 倍にもなるという検討結果もある。この入力レベルの変化を勘案し、対象とする建物に固有の条件下においてトレードオフとなる「剛性確保と減衰確保」の関係の最適化を図る必要がある。

### 5.3.3 基本検証2（スリット内のダンパー配置に対する考察）

#### a) 検討方針

一辺が 97m のほぼ正方形の平面であり、高さは 396 m、アスペクト比が 4 程度であり、建物四隅に制振スリットを設けた制振スリット付ブレースチューブ構造（Damped braced tube）を適用した建物を検討の対象とする。Figure 5.3.9 に解析モデルの概要と設定した部材断面を示す。また、制振スリットに配置するダンパー総量（建物全体で  $\Sigma Cd = 13.2$  MNs/mm）を本検討の各モデル共通の条件とする。この  $\Sigma Cd$  の値は、全層分散配置において、概ね 4 層毎の斜材 1 箇所あたりに 2,000kN 級ダンパー（リリース荷重 1,700kN、減衰係数  $Cd = 55$  kNs/mm）を 2 本一組で配置することを想定した値であり、Figure 5.3.10 の「全層分散モデル」に示される配置である。また、スリット深さは  $\alpha = 0.3$  程度で固定したモデルを用いる。

本検討では制振スリット内のダンパーの配置に対する考察として、分散配置（均等配置や不均等）および集約配置（1 段集約配置や 3 段集約配置）とする場合の制振効果について考察する。

集約配置の検討においては、建築計画の要請に応えたダンパー集約配置モデルとして、「1 段集約モデル（下段・中段・上段：1 箇所あたり 60,000 kN 級）」、「3 段集約モデル（1 箇所あたり 20,000 kN 級）」を検討対象とした。分散配置の検討においては、ほぼ理想的な配置と想定される「全層分散モデル（1 箇所あたり 4,000 kN 級）」、建築計画を意識して一部にブランクを設けた「上中層分散モデル（1 箇所あたり 6,000 kN 級）」、および「中層分散モデル・上層分散モデル（1 箇所あたり 12,000 kN 級）」の各ケースを検討対象とした。

本検討に用いる地震波は、基本検証 1 に用いたものと同じの、1 次モード振動を対象とした比較検討用として作成した検討用模擬地震波であり、各モデルに対して固有周期の差異によらず同程度の入力レベルを与えることを意図し、各モデルの 1 次固有周期帯を含む 5~8 秒帯において、極めて稀に発生する地震動と同等レベル（ $S_v = 80$  kine）で速度応答スペクトルを一定として作成した模擬地震波である。

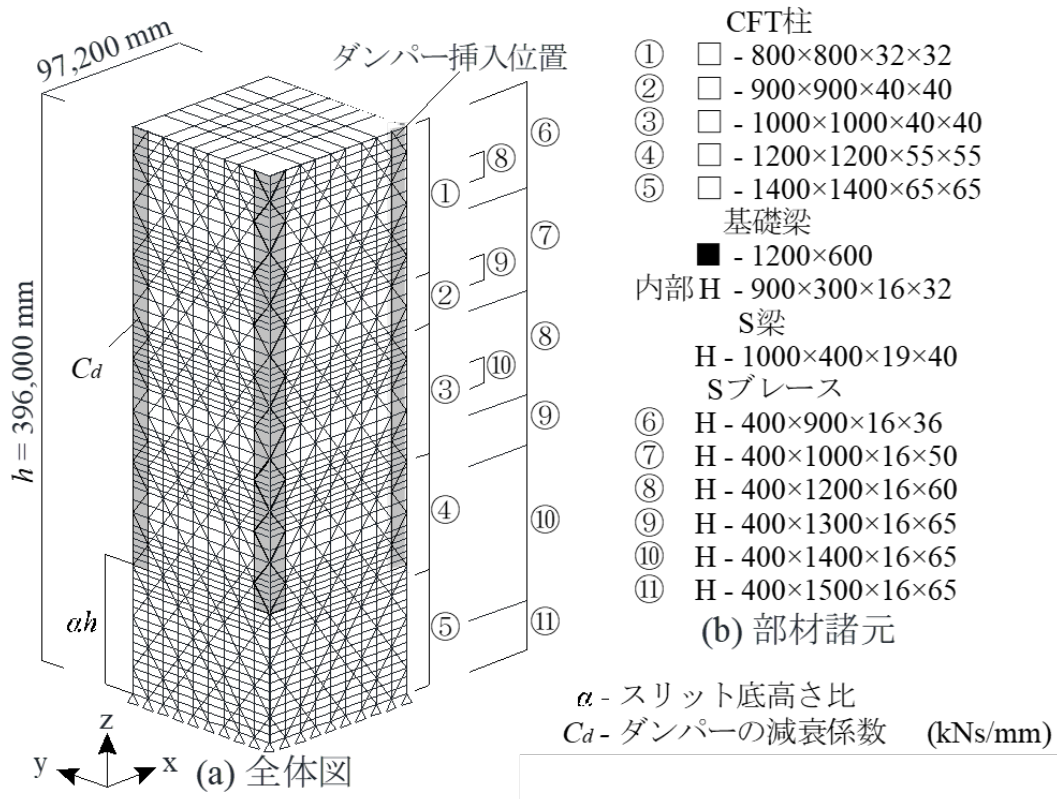


Figure 5.3.9 解析モデル概要

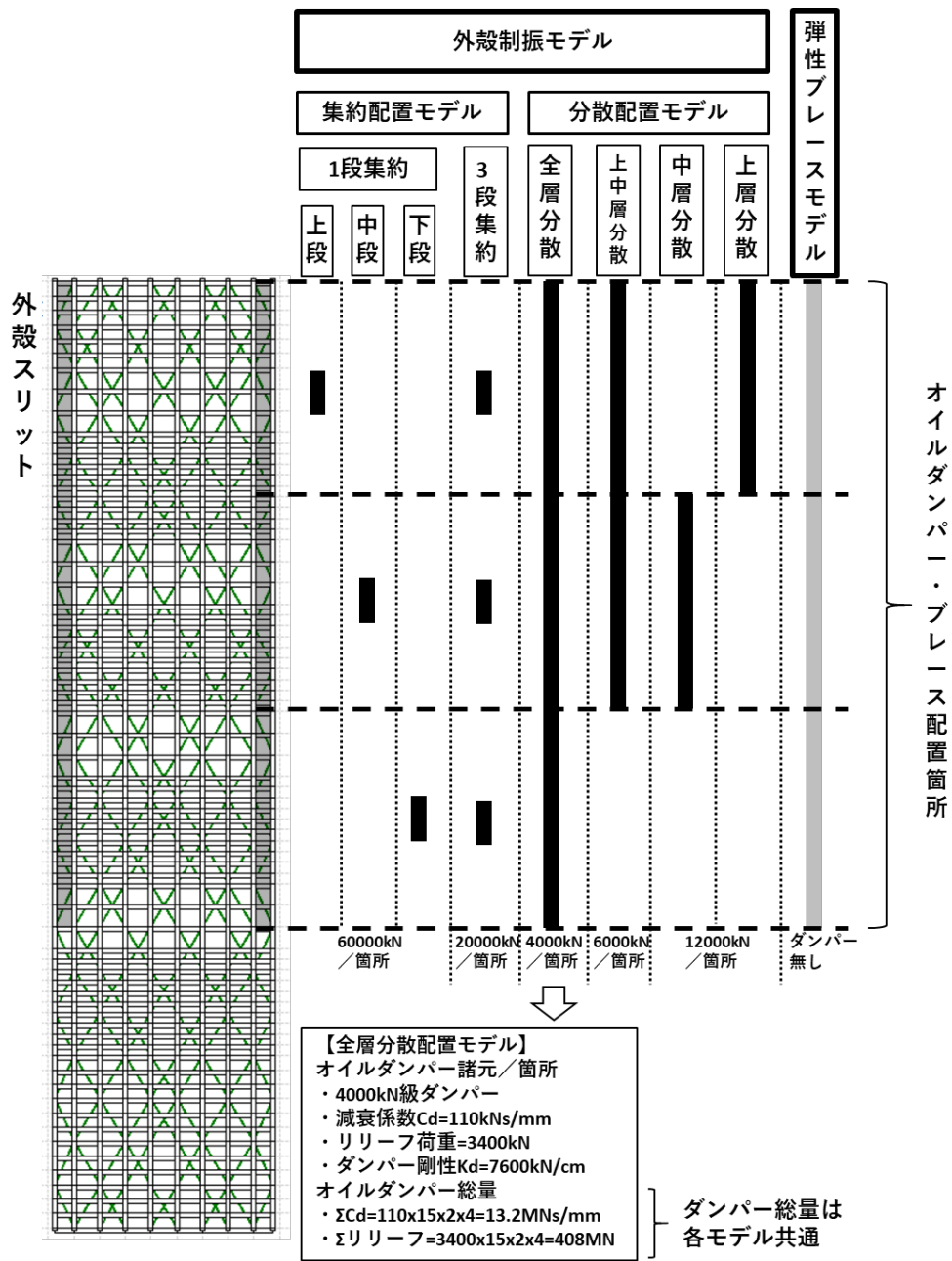


Figure 5.3.10 各モデルのダンパー（ブレース）配置

## b) 応答解析結果

集約配置モデルの応答層間変形角を Figure 5.3.11 に示す。建築計画の自由度が高い1段集約配置については、上段・下段集約の性能が若干低く、1段中段配置モデルと3段集約モデルの性能が同程度に良好な性能を示した。

分散配置モデルの応答層間変形角を Figure 5.3.12 に示す。上層分散配置モデルに若干性能低下が見受けられるが、その他の分散配置は、ほぼ理想的な配置と考えられる全層分散配置を含め概ね同等の性能を有している。また、同図には3段集約配置モデルが全層分散配置モデルと同等の性能を有していることが示されており、集約配置した場合であっても、集約した配置が極端な場合（上段・下段の1段の場合）でなければ、理想的なダンパー配置に近い性能を得られることがわかる。

ただし、現実的には1段集約配置モデルのように1箇所だけにダンパーを集約する場合、並列に配置するダンパーの数が多くなり取付部分の寸法や、集中するダンパー反力が過大となり、建物規模が大きくなりダンパー総量が大きくなると、少ない段数の配置は非現実的になる。本検討の場合、3段集約程度とすることで、1箇所あたりのダンパー容量を現実性のある範囲に抑えつつ、かつ設備階などの特殊階に集約した配置とすることができる結果となった。これは、基準階の開放性を確保するという建築計画のニーズとも整合する。建築計画と構造性能および実現性をバランスさせた案として3段程度の集約配置が、本検討の対象建物のダンパー配置計画として望ましいと考えられる。

Figure 5.3.12 には、スリット部を弾性ブレースとした場合の応答も示している。他のモデルに比べ上層分散モデルに若干性能の低下がみられるが、Damped braced tube モデル全体と弾性ブレースモデルで比較すれば、どの外殻制振モデルでも弾性ブレースモデルとの比較においては、大幅な応答低減ができています。

ダンパー配置により多少の性能差があるものの、大枠として Damped braced tube は弾性ブレースモデルよりも優れているといえる。Table 5.3.2 に各モデルの応答最大層間変形角と等価粘性減衰定数  $h_{eq}$ （ダンパーのエネルギー吸収量を内部粘性減衰との比較により算定した値）を示す。応答層間変形角や等価粘性減衰定数から1段集約（下段・上段）や上層分散配置モデルの性能が若干低いこと、および、3段集約配置の減衰性能は、ほぼ理想的なダンパー配置と考えられる全層分散配置と同程度であることが確認された。

Table 5.3.2 減衰性能比較

	ダンパー集約配置モデル			ダンパー分散配置モデル				
	1段集約			3段集約	全層分散	上中層分散	中層分散	上層分散
	下段	中段	上段					
層間変形角(rad)	0.0057	0.0047	0.0057	0.0040	0.0037	0.0037	0.0041	0.0050
等価粘性減衰定数 $h_{eq}$ (%)	6.4	8.0	4.7	9.9	10.6	9.5	10.0	6.4

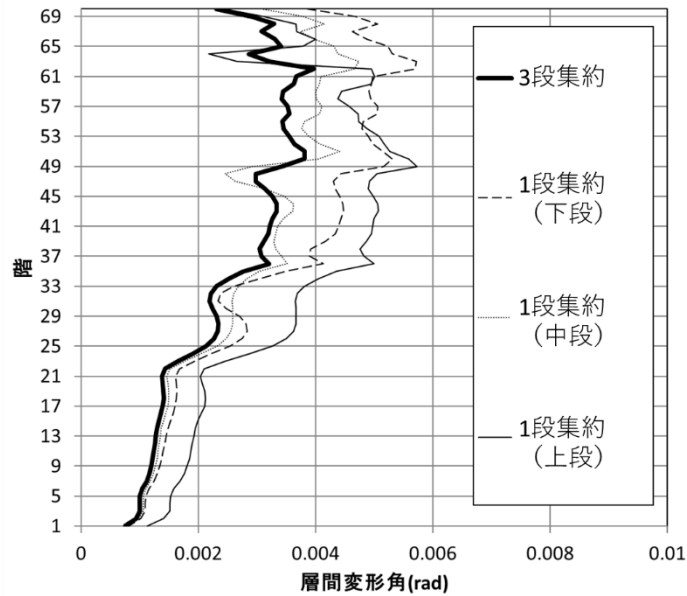


Figure 5.3.11 集約配置モデル (1 段・3 段) の比較

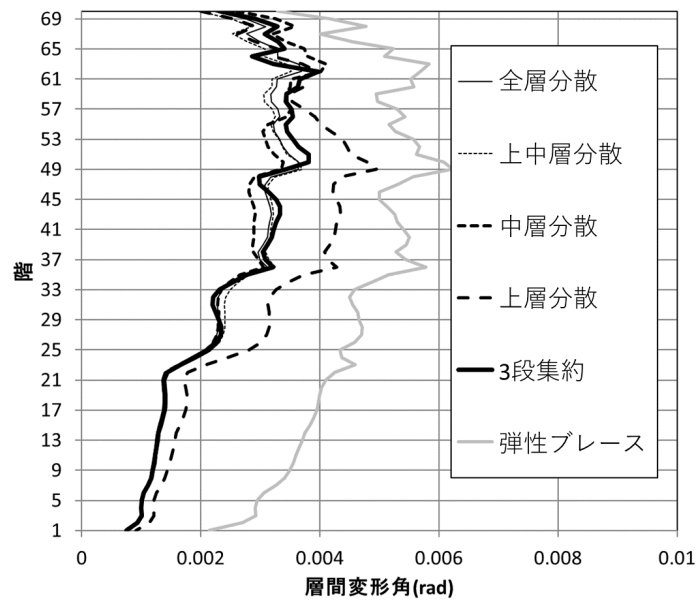


Figure 5.3.12 分散配置モデルと集約配置モデル (3 段) の比較

### c) 基本検証2のまとめ

これまでの検討より、Damped braced tube が「剛性の確保」と「減衰性能の確保」を両立する優れた構造システムであること、および、スリット内のダンパー配置の選択においての自由度が高いことが確認された。ダンパーを集約配置としても理想的な配置に近い構造性能が得られることや、大きなねじれ剛性も有することなど、建築計画と構造性能の両面から大規模テナントオフィスビルの商品性向上に大きく寄与する架構システムといえる。

### 5.3.4 基本検証のまとめ

Damped braced tube を採用したモデル建物に対する基本的な検証を実施した結果から、以下の知見が得られた。

- 1) 想定した Damped braced tube の計画では、上層から建物高さの 2/3 程度以上までの深さで Damped slit を設けることが高減衰化に効果的であり、現実的なダンパー配置により約 10%程度の等価減衰定数を確保し、地震応答を Braced tube モデル（同量のダンパー量をコアフレームに配置）の半分程度に抑えることが可能である。
- 2) 制振スリット部分に生じる鉛直変形差には建物としての変形追従性を勘案した制限値を設ける必要があり、制振スリット配置により定まる変形性状を勘案して適切なスリット深さやダンパー量をバランスよく定める必要がある。
- 3) 検証に使用したモデルの総ダンパー量は、Damped core で設計された高性能な制振構造建物との比較で約 1/5~1/3 程度と想定される。また、そのダンパー量で得られた Damped braced tube（スリット深さ  $\alpha=0.3$  程度以上）の応答結果は通常の Damped core で設計されるものより大幅に改善されており、検討で使用したモデルの範囲では Damped braced tube は極めて効果的なシステムである。
- 4) 「スリット配置」と「スリット深さ」について、Braced tube の四隅にスリットを設ける場合（Corner slit）と、構面中央にスリットを設ける場合（Center slit）、これら両方を設けた場合（Center&Corner slit）の各形式を対象として、スリット深さやダンパー量を変化させた比較検討を実施した。いずれのスリット配置においても、一定以上のスリット深さとダンパー量が確保されていれば、スリット深さやダンパー量の多少の差による影響は軽微であり、安定的に高い制振効果が得られる。

- 5) 「ダンパー配置」(スリット内の分布) について検討を実施した。ある程度妥当な分布とすれば、制振効果はダンパー配置の多少の差による影響は軽微であることを確認した。極端に不利な位置に偏らせた場合(曲げ変形が誘発されないスリット最下部に大部分を配置する場合など)を除くと、スリット内の総ダンパー量を適切に確保することにより、様々なバリエーションのダンパー配置において高い制振効果が得られる。
- 6) 「集約配置」においては、ダンパーが配置されない個所(ブランク)が制振スリット内に生じるが、極端に不利な位置に偏らせた配置を除くと、スリット内の総ダンパー量が同等の分散配置と遜色のない制振効果を得られる。建物の商品価値の観点では基準階における眺望確保には大きな価値があり、ダンパーを特殊階へ集約して配置することができることは建築計画との整合を図る上で大きな可能性となる。

これらの結果より、Damped braced tube が、高剛性と高減衰の両方を通常の架構計画を大幅に上回るレベルで併せ持つ効果的な制振システムであり、400m 級超々高層建築物の構造計画として非常に高い合理性を有していること、また、その性能を保ちながら制振スリットの構成(スリットの配置と深さ、ダンパー配置)を建築計画に合わせて柔軟に調整可能であり、本システムの実案件への適用性が高いことを確認した。

次節以降、これらの知見に対して、パラメトリックな検討手法を用いて、体系的に性状分析を行い、Damped braced tube の性状をさらに明確にし、その優位性を確認するとともに合理的な設計に資する知見をまとめる。

## 5.4 一般化応答スペクトル解析法を適用した最適化検討

### 5.4.1 最適化検討の方針

ここでは、前節で確認した基本的な性状について、設計パラメータ（スリット深さとダンパー量）と耐震性能（固有周期，付加減衰比，地震応答低減効果）との関係をパラメトリックに分析し，制振スリット付ブレースチューブ構造（Damped braced tube）の最適化を試みる。

検討には実建物をベースとした数値解析モデルを用いる。東京都心で建設が進行中の400m級超々高層建築物の計画段階において性状分析として実施した基本検証（5.3節）に用いた立体骨組モデルをDamped braced tubeの性状分析用に簡略化したものを採用する。

Damped braced tubeに適用するダンパーの種別は，建物規模や建設地および設計思想などの設計与件によって，様々なタイプのダンパーに可能性があるが，本研究では前節の想定に従い，オイルダンパーに限定して検討する。

オイルダンパーの特性には，相対速度に比例して減衰力を発揮する線形オイルダンパー（線形粘性ダンパー），および相対速度がリリース速度に達すると粘性係数がBilinear型で低減される非線形オイルダンパーの2種類を設定する。また，最適化を行う際に用いる地震応答解析の数値解析には，第4章と同様に一般化応答スペクトル解析法（GRSA）を用い，非線形オイルダンパーのモデル化も第4章と同様に行う。

### 5.4.2 数値解析概要

#### a) 一般化応答スペクトル解析法（GRSA）の適用

本章における地震応答解析の数値解析は，第4章と同様，一般化応答スペクトル解析法（GRSA）を用いる。非線形オイルダンパーのモデル化も第4章と同様に行い，最大地震応答時に対応するDamped braced tubeの動的応答特性（非比例減衰系の固有周期，減衰比，最大地震応答）の評価を行う。

## b) GRSA の精度検証

本検討における GRSA の解析結果の精度を検証するため、非線形時刻歴応答解析 (NLRHA) 結果との比較を行う。NLRHA は、増分変位の計算に Newmark  $\beta$  法 ( $\beta = 1/4$ ) を採用し、比例減衰行列は初期の剛性行列と質量行列に基づく Rayleigh 型とし、1次と2次の減衰比を2%とした。

地震応答の最大値の比較として、第4章と同様に、レベル2告示波3波、および KA1 を入力地震動として応答解析を実施した。評価の対象は、Damped braced tube のうち、コーナースリット形式の均等配置で線形オイルダンパーを適用したモデルとし、1台のオイルダンパーあたりの粘性係数が 57~294 kNs/m のモデルとした。

Figure 5.4.2 (a)~(c)に GRSA と NLRHA の最大応答値の比較を示す。同図に示すように、GRSA は NLRHA を概ね-25%~+35%の範囲の誤差で捉えており、GRSA は Damped braced tube のパラメトリックな検討に十分な精度を有している。

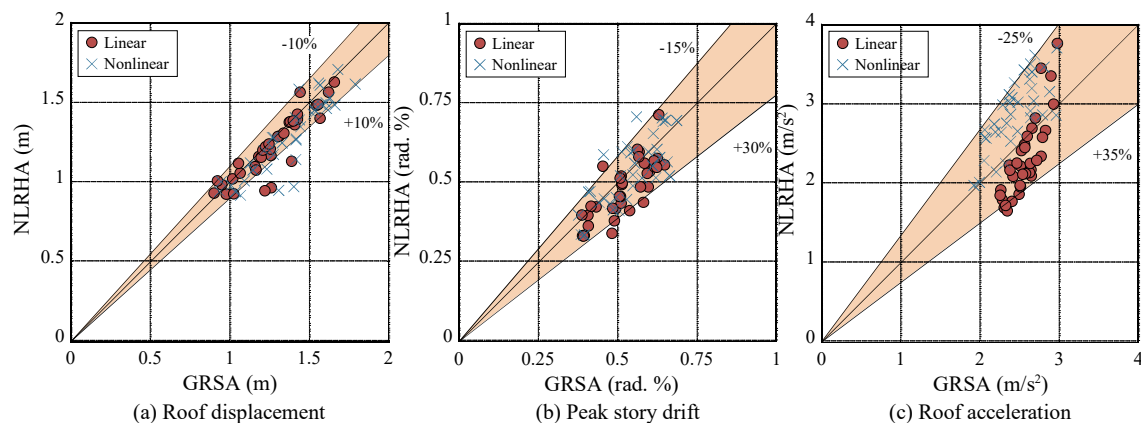


Figure 5.4.2 GRSA と NLRHA の最大応答値の比較

### 5.4.3 想定建物と耐震設計の想定

#### a) 想定建物

想定建物は第3章で定めた東京都心の大規模超々高層建築物を対象とした検討モデルであり、東京都で計画が進行中の実物件<sup>3),4)</sup>の検討案を Damped braced tube の検討用に簡略化した400m級超々高層建築物であり、97.2×97.2mの隅切りの正方形平面と軒高396mを有する。想定建物の基準階伏図を Figure 5.4.3 に示す。

想定建物では、主要な水平抵抗システムに外殻ブレースチューブが採用され、中央コアから外側チューブまでのスパンは21.6m、外側チューブの柱スパンは角部を除いて10.8m、外側チューブ面には3~4層を跨ぐ弾性メガブレースが密に配置される。

架構重量は1.66 GN、床重量は3.78 GN、外壁重量は0.55 GN (3.58 kN/m<sup>2</sup>) であり、建物全体重量は5.99 GN (63.2 kN/m<sup>2</sup>) である。なお、建物コア部に層間変形に効果を発揮する層間ダンパーを配置して Damped core を併用することも考えられるが、本研究では外殻の Damped braced tube のみをモデル化して検討する。

Table 5.4.1 に部材諸元を示す。これらの部材諸元は固定荷重とレベル1相当の地震荷重に対して許容応力度設計され、特に弾性メガブレースはレベル3相当（レベル2の1.5倍）の地震荷重でも許容応力度以下を満たすように設計されている。柱は鉄骨には溶接箱型断面（最大外形1400mm、最大板厚50mm）を用いたCFT柱、大梁はH形鋼（H-1000程度）、外殻のブレースには最大幅1500で最大板厚65mmのフランジに板厚16mmのウェブを箱型に溶接した大断面部材（Figure 5.4.4 (d)）を採用する。

なお、本研究では、制振スリット（Damped slit）の配置として、立面の角部（Corner）、中央部（Center）、中央部+角部（Center&Corner）の3種類の配置（Figure 5.4.4 (e1)~(e3)）を検討する。制振スリット配置とブレース配置の整合の為、外殻チューブ面のブレース配置は Corner スリット用（Corner model）と、Center または Center&Corner スリット用（Center model）の2種類のブレース配置（Figure 5.4.4 (c1)~(c2)）を用意する。両者はブレース本数を同数とし、固有周期や地震応答が同等となるモデルに設定した。

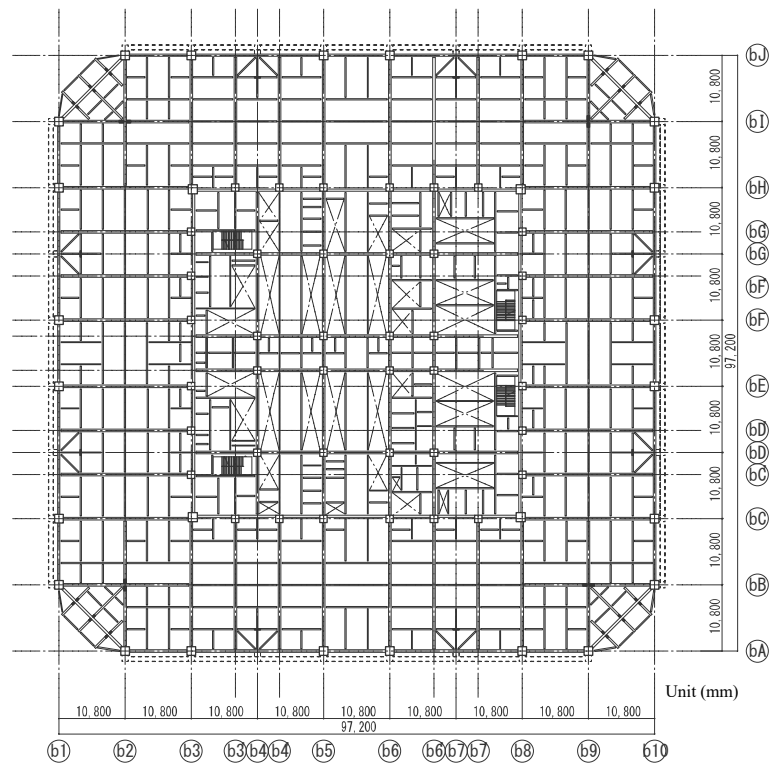


Figure 5.4.3 想定建物の基準階伏図

Table 5.4.1 部材断面表

Floor	Column (CFT)	Girder (Wide flange)	Floor	Elastic mega brace ( $H \times B \times t_1 \times t_2$ )
61~71	900×25	1000×250×16×22	61~71	400×900×16×36
51~60	1000×28	1000×300×16×22	47~60	400×1000×16×50
41~50	1100×36	1000×300×16×25	34~47	400×1200×16×60
31~40	1200×36	1000×400×16×25	26~36	400×1300×16×65
21~30	1200×45	1000×400×16×28	7~26	400×1400×16×65
11~20	1300×45		1~7	400×1500×16×65
1~10	1400×50			

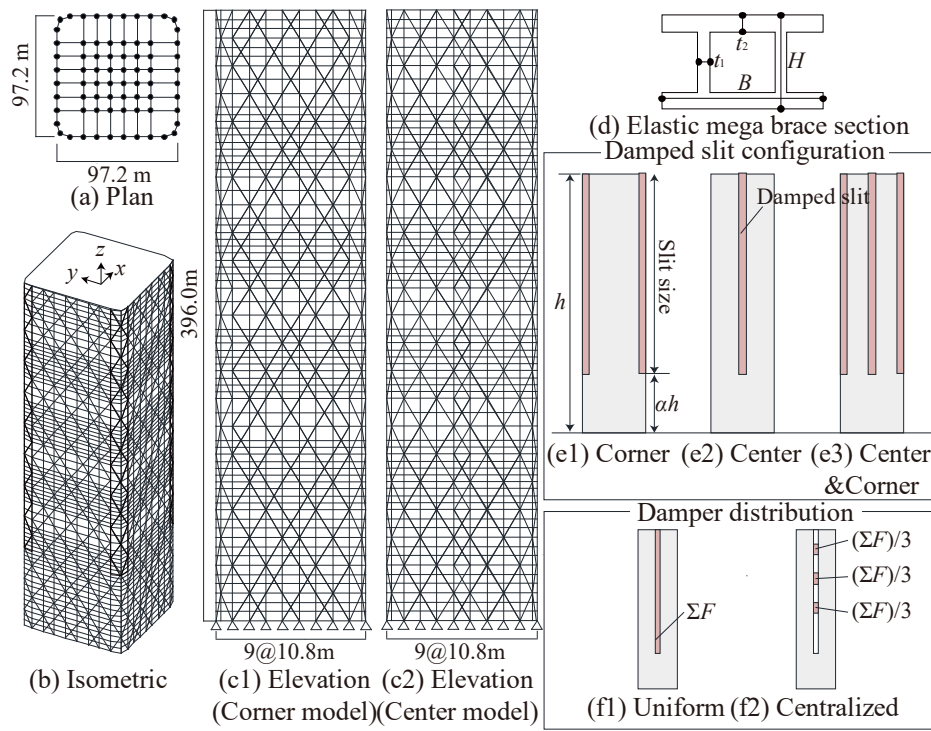


Figure 5.4.4 解析モデルとパラメータ

b) 入力地震動

Figure 5.4.5 に検討用入力地震動の応答スペクトル（加速度および速度）を示す。本検討では実プロジェクトと同様に建築基準法<sup>5)</sup>で定められる設計用スペクトルに適合した模擬地震波（以下、告示波）と、関東エリアの地盤特性を考慮した南海トラフ巨大地震の模擬地震波 KA1<sup>6)</sup>とする。なお、告示波の作成に際しては、代表的な観測地震波（El Centro, Taft, JMA-Kobe, Hachinohe）の位相特性を使用して4波を作成した。同図に示すように、KA1 は短周期成分が告示波の半分程度に抑えられており、主に1次モードの応答が励起され、告示波と比較すると高次モードの応答の影響が低減される。

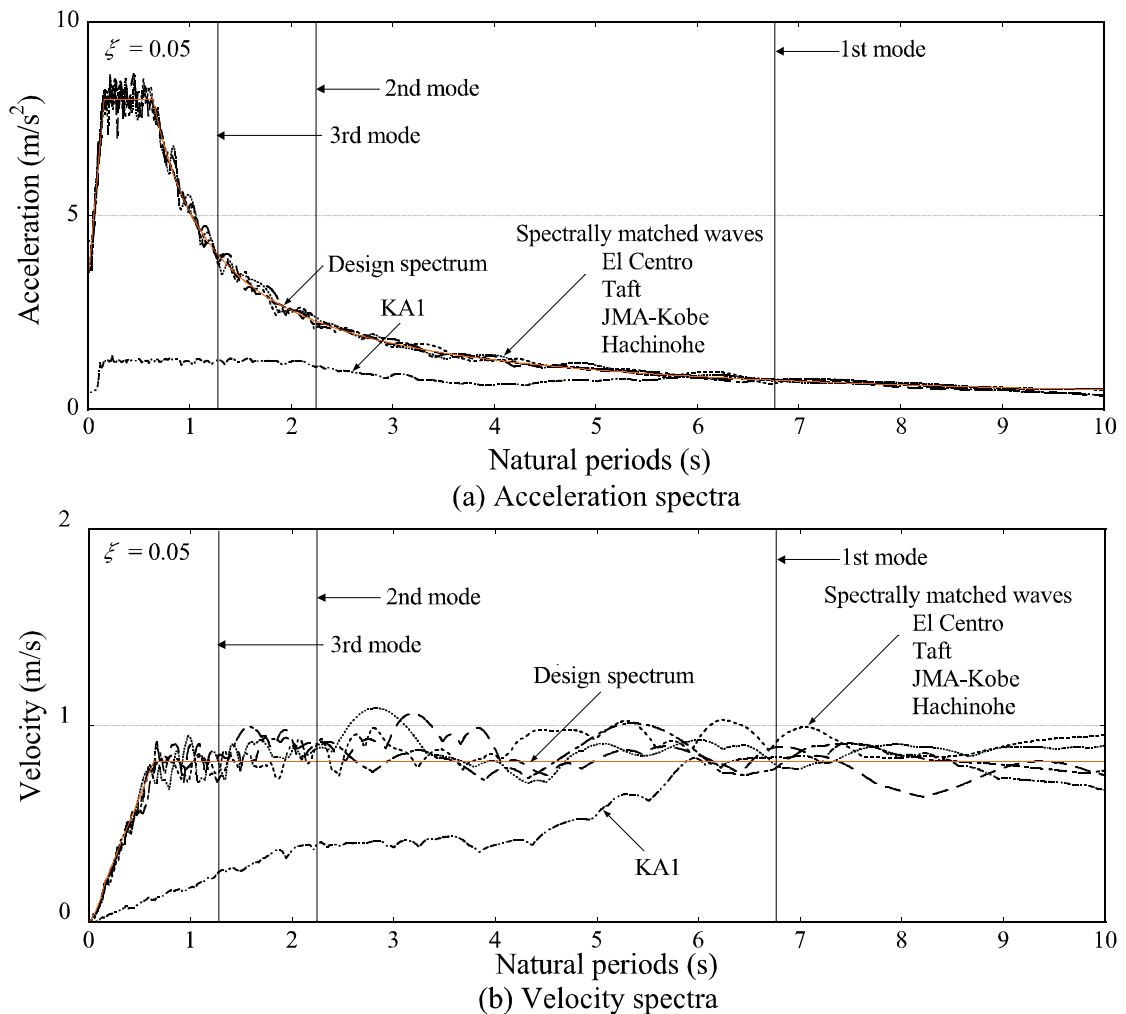


Figure 5.4.5 検討用入力地震動の応答スペクトル

### c) 設計目標の設定

本検討における耐震性能の確認としては、基本振動性状である固有周期や減衰比の確認、および地震応答解析の結果としての建物頂部の相対変形（以下、単に「頂部変形」）、建物各層の応答層間変形角の建物全層における最大の値（以下、単に「最大層間変形角」）の確認を行う。

これに加えて、制振スリットに大きな変形を誘発させる Damped braced tube 特有の注意点として、スリット部の変形が過大にならないようにすることが挙げられる。外部カーテンウォールの脱落や損傷を評価するための設計指標として、Figure 5.4.6 に示すような、制振スリット内の部材で構成される部分の変形角（以下、「スリット内せん断変形角」又は単に「せん断変形角」）についても確認する。

超々高層建物における高い耐震性能を目標とする Damped braced tube のコンセプトに従い、検討における最大層間変形角の制限値としては、基準法で定められるレベル 2 に対する制限値 (1/100 rad) の半分の「1/200 rad 以下」を目標とする。また、スリット内せん断変形角については、1/100 rad を目標とする。

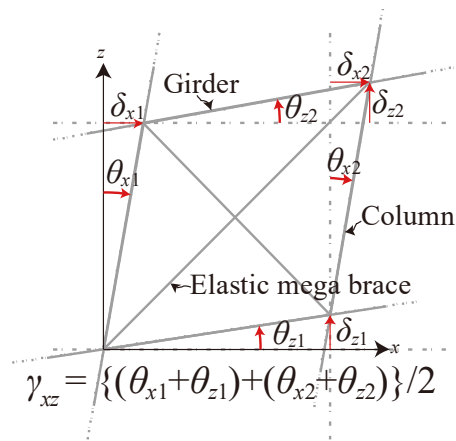


Figure 5.4.6 スリット内せん断変形角

## 5.5 コーナースリットを適用した最適化検討

ここでは、コーナースリットを適用した場合の Damped braced tube の耐震性能について分析として、スリット底高さ比 ( $\alpha$ ) とスリット内の総ダンパー量 ( $\Sigma C_d$ ) を変化させた場合の、Damped braced tube の固有振動性状と地震応答性状の変化を調査する。

まず、各制振スリットに同一容量のダンパーを均等配置する場合について調査し、つぎに、ダンパー分布をスリット内に不均等に配置する場合を調査する。

ダンパーは線形オイルダンパーと非線形ダンパーの両方に対する検討を行い、固有振動性状の分析にはダンパーの影響を考慮した複素固有値解析を用い、地震応答性状の分析には GRSA を用い、解析結果の評価には等値線図とその断面図による表示を用いる。

### 5.5.1 数値解析モデルと検討パラメータの設定

#### a) 数値解析モデル

本検討では、Figure 5.5.1 に示す想定建物の地上部分の構造体を立体骨組にモデル化する。CFT 柱と大梁は梁要素、メガブレースはトラス要素にモデル化し、剛性要素は全て弾性を仮定する。CFT 柱には鋼管と充填コンクリートを考慮した等価な鉄骨断面を設定する。最下層柱脚部はピン支持を設け、その他の各層は面内剛床を設定する。建物重量は前節に述べた内容を換算して各接点の質量を設定する。このように構築した外殻ブレースチューブ架構 (Braced tube) を本検討内では No damper model と称する。

この No damper model の一部のブレースをダンパーに置換したものが Damped braced tube であり、本検討では線形または非線形オイルダンパーを採用する。オイルダンパーは単純ダッシュポットにモデル化し、非線形オイルダンパーを用いる場合は Figure 5.5.2 に示す非線形特性を等価線形化により評価した。

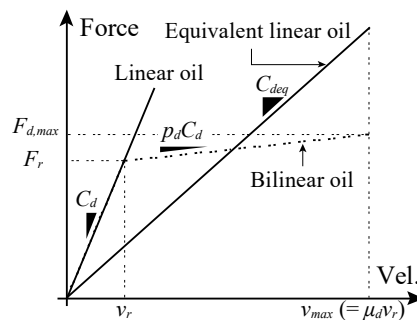
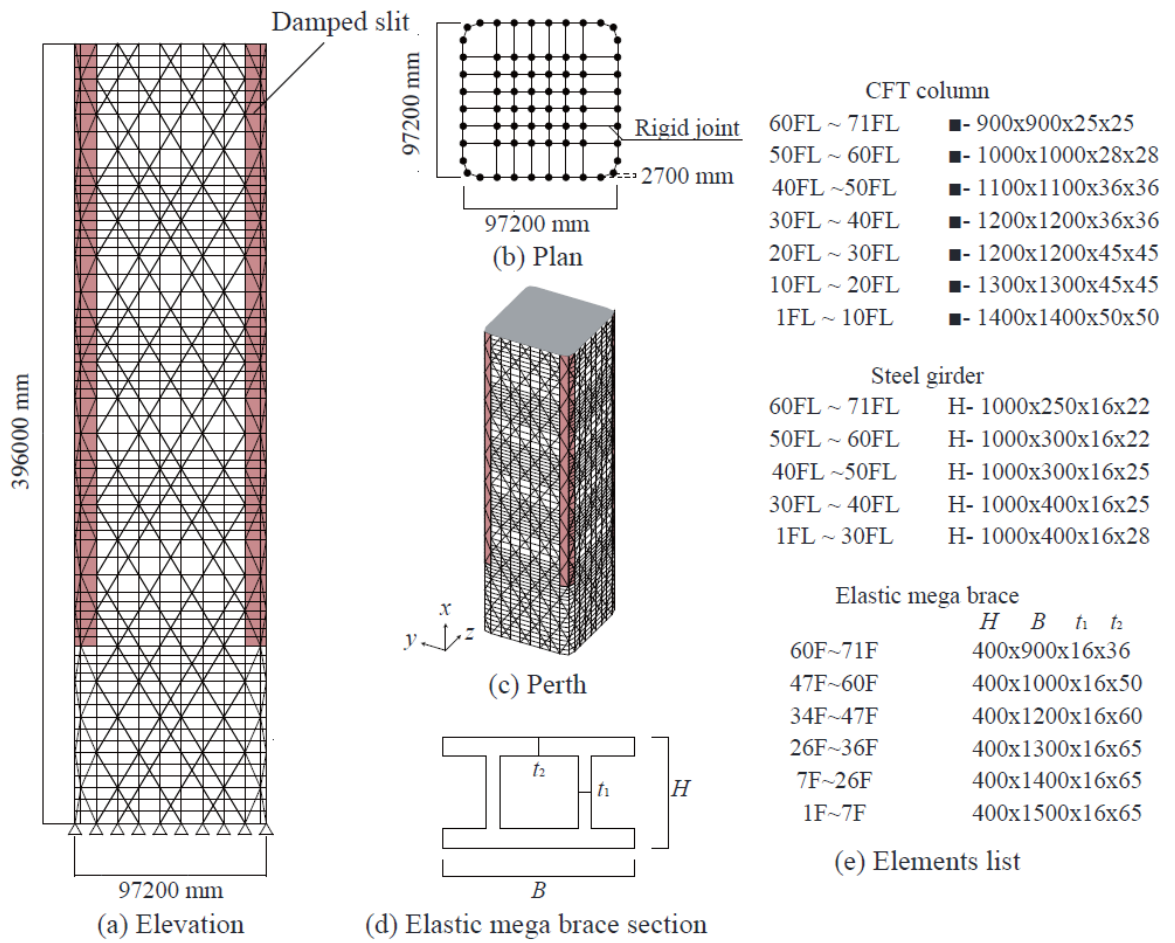


Figure 5.5.2 非線形オイルダンパーの非線形特性



(e) Elements list

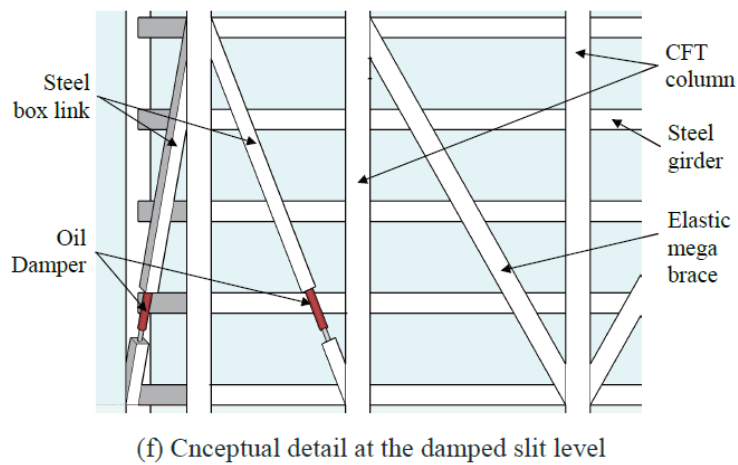


Figure 5.5.1 数值解析モデルの概念図と主要部材断面

b) 基本モデルの固有振動特性

コーナースリットモデルとして基本とする No damper model の固有振動特性を Figure 5.5.3 に示す。参考に後述する最適化の中で用いられる Damped braced tube の代表例の固有振動特性を合わせて示す。適切に設計された Damped braced tube では、1~4 次のモード減衰比が大幅に増加していることが示されている。

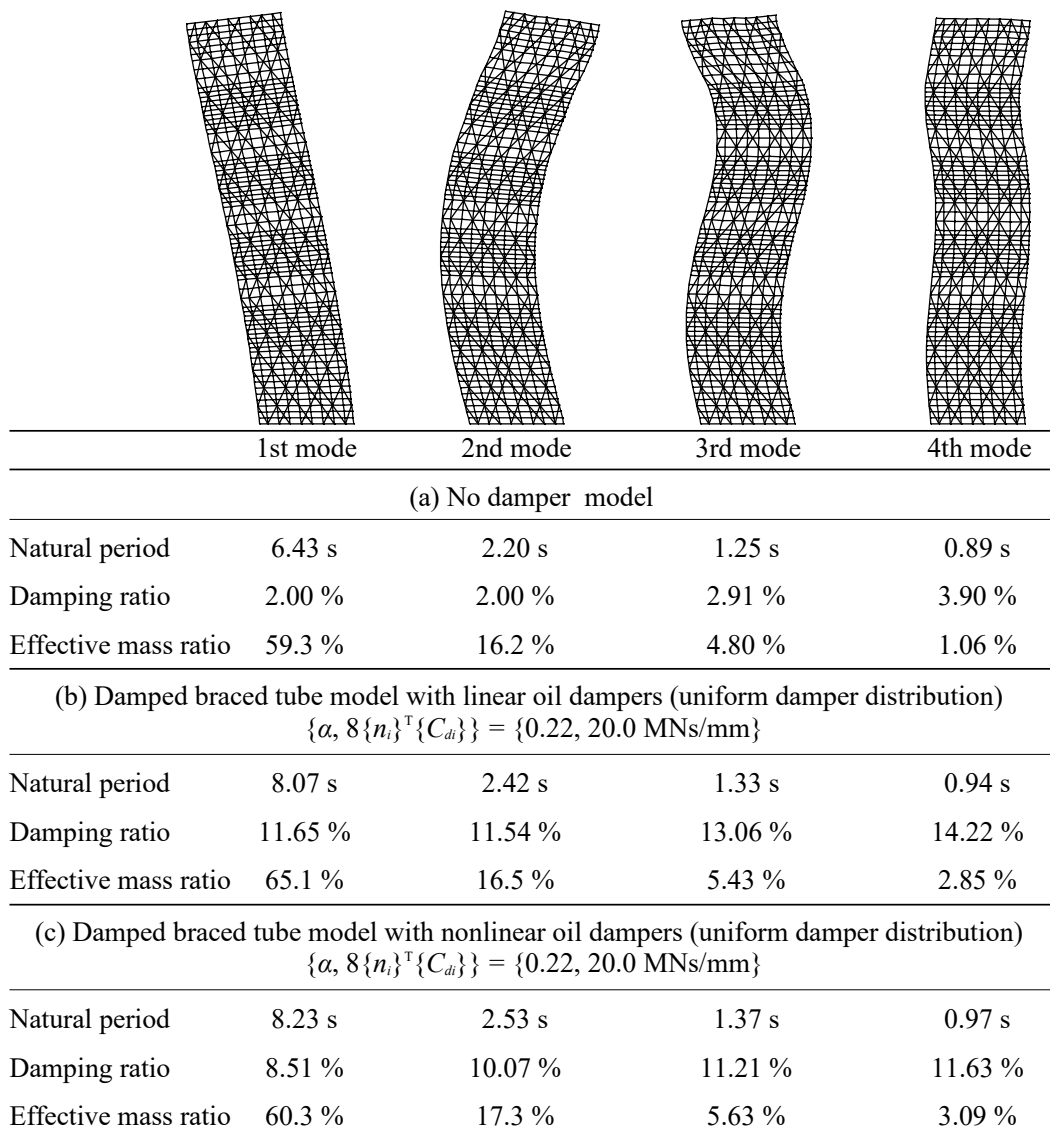


Figure 5.5.3 固有周期特性 (No damper model, Damped braced tube model)

## 5.5.2 パラメトリック解析と最適化の概要

### a) 最適化検討の概要

ここでは、前節で示したバリエーションのうちコーナースリットモデルを用いて、設計パラメータ（スリット深さとダンパー量）と耐震性能（固有周期，付加減衰比，地震応答低減効果）との関係を分析し，Damped braced tube の最適化を試みる。

コーナースリットモデルにおける制振スリットは建物四隅の4箇所，ダンパーを配置するスパンは8つ，1スパンあたりに配置するオイルダンパーは最大22台である。スリット位置を固定したDamped braced tube の設計変数は，建物軒高さに対する縦スリット底部の高さ比 $(\alpha)$ ，1スリットあたりのオイルダンパー容量分布 $(\{n_i\}, \{C_{di}\})$ である。

本検討では，変位応答低減に有効な設計変数の組み合わせを探索するため，Figure 5.5.4に示すように2種類のダンパーの配置方法を検討する。

まず，同一容量のダンパーを一様に配置する均等配置 (Figure 5.5.4(a)) を用いて， $\alpha$ と全てのスリットの総粘性減衰係数 $(8\{n_i\}^T\{C_{di}\})$ が応答低減効果に与える影響を調査する。

つぎに， $\alpha$ と総粘性減衰係数 $(8\{n_i\}^T\{C_{di}\})$ を固定して各ダンパーの容量分布 $(\{n_i\}, \{C_{di}\})$ を変動させる不均等配置 (Figure 5.5.4 (b)) モデルを用いて，ある応答を最小化する最適なダンパー容量分布を調査する。また，それぞれの配置について線形オイルダンパーを配置した場合と非線形オイルダンパーを配置した場合の結果を比較する。

### b) パラメトリック解析

Figure 5.5.4 (a) に示すように，均等配置におけるダンパー1本あたりのダンパー容量 $C_d$ は式(4)で表され，各スリットのすべてに同様に適用されている。Figure 5.5.4 (b) に不均等配置のダンパー容量分布 $(\{n_i\}, \{C_{di}\})$ の決定方法の概念図を示す。

$$C_d = \{n_i\}^T \{C_{di}\} / 22(1-\alpha) \quad (4)$$

設計変数としてスリットの深さを決定するダンパー底高さ比 $\beta_{i, i+1}$ と制振スリット内の総減衰係数を決定する総ダンパー量比 $\gamma_i$ を設定し，この2つの変数 $\beta_{i, i+1}$ と $\gamma_i$ を0.00~1.00の範囲で0.05の刻みで動かすことで，任意の容量分布を表現する。ここで $m$ は $\alpha$ によって決まる同一容量のダンパーを配置する区間として縦スリットを分割する数， $n_i$ は $i$ 番目の区間のオイルダンパー台数， $C_{di}$ は $i$ 番目の区間の単位ダンパー容量である。 $n_i$ と $C_{di}$ は区間の大きさに関係する媒介変数（区間底の高さ比）である $\beta_{i, i+1}$ と，区間内のダンパー量に關係す

る媒介変数（区間内の総ダンパー量比） $\gamma_i$ を用いて式(5),(6)により表現する。なお、 $\{n_i\}$ と $\{C_{di}\}$ の次元は $m$ によって変動する。

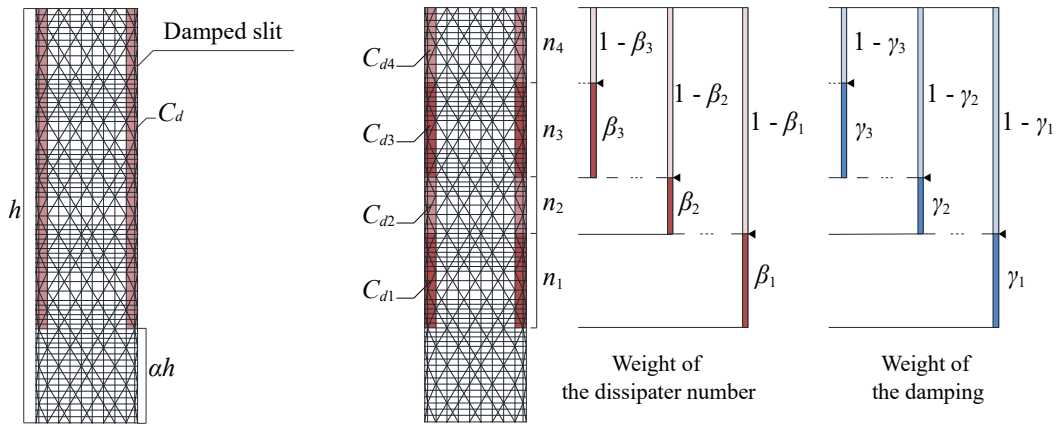
例えば、分割数 $m$ が3で、1スリットあたりのダンパーの総数 $\Sigma n_i$ が17（ $\alpha = 0.22$ を想定した値）で、1スリットあたりの散逸体の総量 $\Sigma C_{di}n_i$ が2.5 MNs/mm（つまり $8\{n_i\}^T\{C_{di}\} = 20.0$  MNs/mm）の場合について示すと、第1区間のオイルダンパー数 $n_1$ は $17\beta_1$ 、区間2~3に配置することができる残りのダンパー台数は $17(1-\beta_1)$ と算定される。そのうち第2区間に配置する割合を $\beta_2$ 、第2区間のオイルダンパー数 $n_2$ は $17\beta_2(1-\beta_1)$ と算定され、結果として、第3区間のオイルダンパー数 $n_3$ は $17(1-\beta_2)(1-\beta_1)$ と算定される。

同様に、 $i$ 番目の区間におけるダンパー量 $C_{di}$ では、第1区間のダンパー量 $C_{d1}$ が $2.5 \gamma_1/n_1$  MNs/mm，第2区間のダンパー量 $C_{d2}$ は $2.5\gamma_2(1-\gamma_1)/n_2$  MNs/mm，第3区間のダンパー量 $C_{d3}$ は $2.5(1-\gamma_2)(1-\gamma_1)/n_3$  MNs/mmと算定される。なお、 $C_{di} = 0$  kNs/mmは、 $i$ 番目の区間にダンパーが配置されないことを意味する。

$$n_i = f_i(m, \{\beta_{i,j+1}\}) = \sum_{i=1}^m n_i \times \begin{cases} \beta_1 & (i=1) \\ \beta_i \prod_{j=1}^{i-1} (1-\beta_j) & (1 < i < m) \\ \prod_{j=1}^{i-1} (1-\beta_j) & (i=m) \end{cases} \quad (5)$$

$$C_{di} = g_i(m, \{\beta_{j,j+1}\}, \{\gamma_i\}) = \frac{\sum_{i=1}^m n_i C_{di}}{n_i} \times \begin{cases} \gamma_1 & (i=1) \\ \gamma_i \prod_{j=1}^{i-1} (1-\gamma_j) & (1 < i < m) \\ \prod_{j=1}^{m-1} (1-\gamma_j) & (i=m) \end{cases} \quad (6)$$

不均等配置では、地震波数で平均化した頂部変位または層間変形角のピーク値を最小化する最適なダンパー容量分布を検討する。最適化計算は粒子群最適化法（PSO：Particle Swarm Optimization）によって行い、最適化ツールは Python Module の DEAP<sup>7)</sup>を用いる。PSO法のパラメータ設定は Table 5.5.1 に示すとおりである。



(a) Uniform dissipater distribution (b) non-uniform dissipater distribution

Figure 5.5.4 ダンパー容量分布  $\{\{n_i\}, \{C_{di}\}\}$  の決定方法の概念図

Table 5.5.1 ダンパー不均等配置の最適化仕様

Optimize	Damper size distribution (fixed layout)		
Optimization algorithm	Particle Swarm Optimization (PSO)		
Minimize	Mean of roof displacements	Mean of peak story drifts	Mean of roof accelerations
Design variables	$\beta_i$ : Weight of the dissipater number in the $i$ -th segment $(0 \leq \beta_i \leq 1, 1 \leq i \leq m-1)$ $\gamma_i$ : Weight of the damping in the $i$ -th segment $(0 \leq \gamma_i \leq 1, 1 \leq i \leq m-1)$		
The number of design variables	$2m-2$		
Subject to	$m$ : The number of divisions in one slit ( $1 \leq m \leq 5$ ) $\alpha$ : Ratio of the elevation of the slit's base to the total building height $(\alpha = 0.22)$ $8\{n_i\}^T\{C_{di}\}$ : The total capacity of dissipaters $(8\{n_i\}^T\{C_{di}\} = 20 \text{ MNs/mm})$		
Inertia $w$ used in PSO	1.0		
Personal best priority $c_1$ used in PSO	2.0		
Global best priority $c_2$ used in PSO	2.0		

c) 等値線図

等値線図作成の概念を Figure 5.5.5 に示す。横軸を総減衰係数  $\Sigma C_d (= 8\{n_i\}^T\{C_{di}\})$ 、縦軸をスリット底高さ比  $\alpha$  とした  $xy$  平面を設定し、 $z$  軸に目的関数（固有周期，減衰比，各地震応答など）の解析値を 3 次元の近似曲面として描き，その等値線を  $xy$  平面に投影することにより等値線図を作成する。

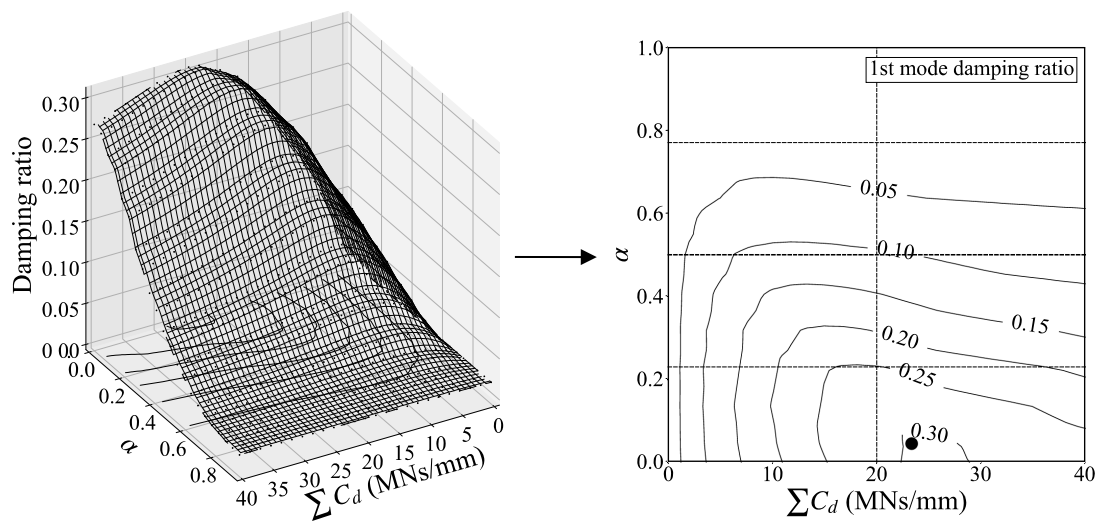


Figure 5.5.5 等値線図作成の概念

### 5.5.3 線形ダンパーを用いた場合の検討

#### a) 固有振動性状

ここでは、線形オイルダンパーに限定した分析を行うが、デバイスの応答速度がリリーフ速度よりも小さい範囲では非線形オイルダンパーも線形オイルダンパーと同じ減衰性能（固有周期と減衰比）を発揮するため、ここで示す性能は、非線形ダンパーを採用した場合の小さいレベルの外乱に対する性能の検証にも対応する。

Figure 5.5.6 に各制振スリットに同一容量の線形オイルダンパーを均等配置した場合の、1~3 次モードにおける固有振動特性の等値線図を示す。同図の縦軸は軒高さに対するスリット底高さ比  $\alpha$ 、横軸は全てのスリットに投入されたオイルダンパー容量  $\Sigma C_d (= 8\{n_i\}^T\{C_{di}\})$  であり、 $\{\alpha, 8\{n_i\}^T\{C_{di}\}\} = \{0.0, 0.0\}$  は No damper model の特性値に相当する。なお、固有周期はダンパーによる影響を考慮した複素固有値解析の結果を用いている。

Figure 5.5.6 (a1)~(a3) に固有周期の変化特性を、Figure 5.5.6 (c1)~(c3) に減衰比の変化特性を示している。Figure 5.5.6 (b1)~(b3) および (d1)~(d3) には  $\alpha$  または  $\Sigma C_d (= 8\{n_i\}^T\{C_{di}\})$  を固定して切り出した断面図も示す。

固有周期は、各モードともにスリットが深い ( $\alpha$  が小さい) ほど、ダンパー容量 ( $\Sigma C_d$ ) が小さいほど、長くなる傾向が見られ、特に 1 次モードが大きな影響を受けることが分かる。また、短周期化の限界は No damper model ( $\alpha$  最大:  $\alpha=1.0$ ) の固有周期である。減衰比は、各モードともにスリットが深い ( $\alpha$  が小さい) ほど、減衰比が大きくなる傾向があるが、一方で、ダンパー容量 ( $\Sigma C_d$ ) に対しては極大値を有する性状が見られる。

第 4 章において示した通り、Damped Outrigger は主として 1 次モード減衰比のみに効果があるが、一方で本検討では 2 次や 3 次の高次モードにおいても大きな減衰比を獲得できる可能性が示されており、Damped braced tube の特筆すべき利点といえる。特に  $\alpha = 0.22$  (Figure 5.5.5 (d1)) においては、10% 程度の極めて大きな減衰比を各モードで同時に獲得できるダンパー量 ( $\Sigma C_d = 15\text{MN}/\text{mm}$ ) が設定できること示されている。また一定以上のダンパー量 ( $\Sigma C_d \geq 10\text{MN}/\text{mm}$  程度) においては、7% 程度以上の大きな減衰比を安定的に各モードで獲得できることが示されている。

Damped braced tube では、制振スリットが浅すぎる ( $\alpha$  が大きすぎる) と付加減衰は殆ど得られず、逆に制振スリットが深すぎる ( $\alpha$  が小さすぎる) と固有周期が長くなりすぎるといった固有周期とモード減衰比はトレードオフの関係にあり、両者のバランスを考慮し

た設計が重要であるが、先述の減衰比に対する考察より、適切なスリット深さと一定以上のダンパー量を確保することにより、建物の高剛性と高減衰を両立する、極めて優れた制振システムを目指した設計が可能であるといえる。

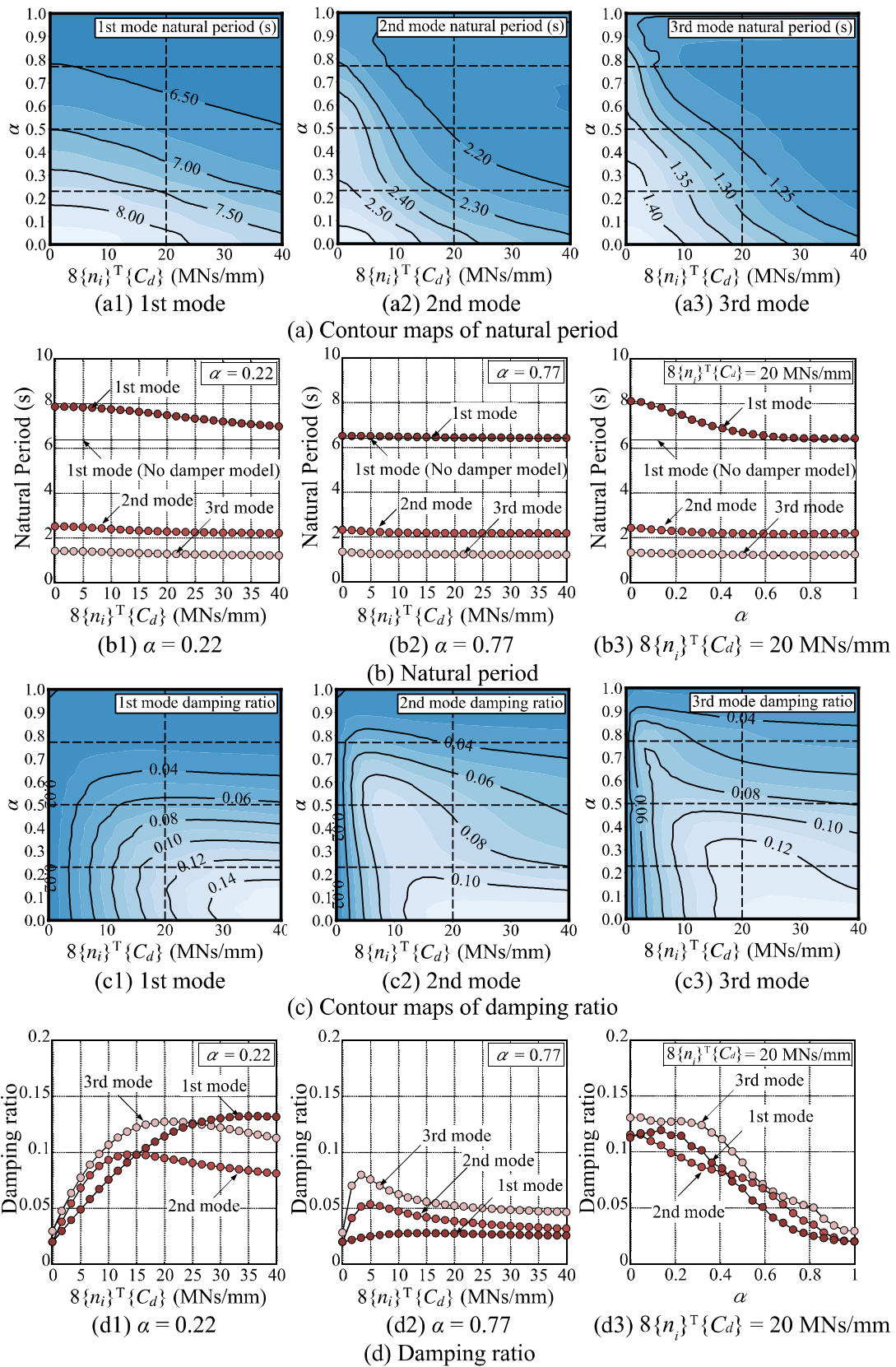


Figure 5.5.6 固有振動特性の等値線図（線形オイルダンパー均等配置）

## b) 地震応答性状

Figure 5.5.6 (a1)~(a4) に各制振スリットに同一容量の線形オイルダンパーを均等配置した場合の、地震応答解析の結果の等値線図を示す。Figure 5.5.6 (a1)~(a4) に頂部変位 (Roof displacement) を、Figure 5.5.6 (a3)~(a4) に最大層間変形角 (Peak story drift) を示している。Figure 5.5.6 (b1)~(b4) は  $\alpha$  または  $\Sigma C_d (= 8\{n_i\}^T\{C_{di}\})$  を固定して切り出した断面図も示す。

検討対象とした  $\alpha$ 、 $\Sigma C_d$  の値の範囲においては、両応答値ともにスリットが深く ( $\alpha$  が小さく) なるに従って低減される傾向があり、ダンパー量が増加 (横軸右方向に移動) するに従って、ダンパー量に対する応答低減効果を最大化 (応答値を最小化) する  $\alpha$  の最適化に関する傾向が示されてくる。両地震波の頂部変位および告示波の最大層間変形角 (Figure 5.5.6 (a1)~(a3)) では、等値線図の最小値を示すライン (頂部変位の 1.00, 最大層間変形角の 0.40) が  $\alpha = 0.22$  付近において最も左に凸となっている。

スリット深さを  $\alpha = 0.22$  で固定した断面図 (Figure 5.5.6 (b1),(b3)) から、一定以下のダンパー量 ( $\Sigma C_d \leq 10 \text{ MNs/mm}$  程度) を除くと、ダンパー量による性能変化が穏やかになること、および、ダンパー量 ( $\Sigma C_d$ ) が 20 MNs/mm 程度以上確保されると、両地震波に対して最大層間変形角が耐震設計目標の 1/200 rad を下回ることが示されている。また、一定以上にダンパー量を増加させるとモード減衰比はダンパー量に反して低下する傾向がある (Figure 5.5.6 (d1)) 一方で、地震応答値はダンパー量の増加に応じて低減される。この傾向は高次モードを励起する程度の大きい告示波でも表れており、モード減衰比が低下する影響よりも、ダンパー量増加により剛性が増す効果の方が上回ると解釈され、先述の通り、適切なスリット深さと一定以上のダンパー量を確保することにより、建物剛性と減衰性能の両立を目指す設計が可能であるといえる。

Figure 5.5.7 に示すスリット内せん断変形角 (Shear angle) は、制振スリット内における柱、梁、弾性メガブレースで構成される部分の最大変形角である。付加減衰を効率よく確保するために制振スリットに変形を集中させているが、外装カーテンウォールなどの非構造部材や、スラブコンクリートなどの追従性を勘案し、スリット内せん断変形角の最大値を 1/100 rad 程度にとどめることを設計目標の一つとした。

スリット深さを  $\alpha = 0.22$  で固定した断面図 (Figure 5.5.6 (d1)) からは、ダンパー量 ( $\Sigma C_d$ ) が 10 MNs/mm 程度以上確保されると、スリット内せん断変形角は 1/100 rad を下回ること

が確認でき、ダンパー量 ( $\Sigma C_d = 20 \text{ MNs/mm}$ ) で固定した断面図 (Figure 5.5.6 (d2)) からは、十分なダンパー量を確保している場合は、スリット深さによらずスリット内せん断変形角が  $1/100 \text{ rad}$  を下回る設計が可能であることが確認できる。これらの考察から、スリット深さを  $\alpha = 0.22$  程度とし、ダンパー量ダンパー量 ( $\Sigma C_d$ ) を  $20 \text{ MNs/mm}$  以上程度確保することで、Damped braced tube の良好な耐震設計が可能となるといえる。

次節の不均等配置に対する検討では、スリット深さを  $\alpha = 0.22$  に、スリット内の総ダンパー量  $\Sigma C_d (= 8\{n_i\}^T\{C_{di}\})$  を  $20 \text{ MNs/mm}$  に固定して検討する。

これらの値の設定は、10%以上の1次モード減衰比を確保、および  $1/200 \text{ rad}$  未満の応答最大層間変形角の達成を目指し、かつ、日本で入手可能な標準的なオイルダンパーの利用を想定したレイアウトや建物全体の応答性状など、構造設計上の課題を勘案して現実的な値を考察した結果として定めた。

例えば、スリット深さを表す  $\alpha$  は、減衰比の最大化の観点からは  $\alpha = 0$  が最適値となるが、スリットが1階まで到達することから、地震応答時の転倒モーメントに対する基礎や地下階が極めて厳しい設計となる。直交構面も転倒に対して有効に機能させるべく、大きな立体効果を発揮する弾性ブレースのチューブ架構を地上部の低層部分に残すことが合理的であると判断し、かつ、応答性状が優秀な範囲にある  $\alpha = 0.22$  程度を実用的な最適値と判断した。

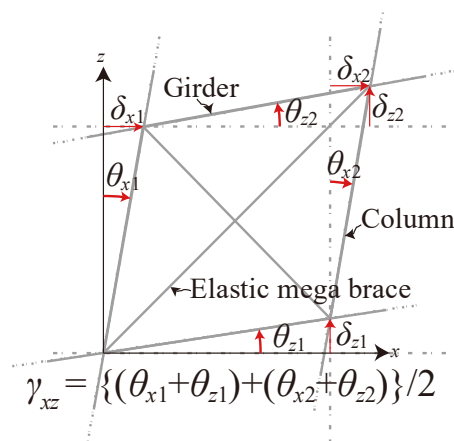


Figure 5.5.7 スリット内せん断変形角 (Shear angle)

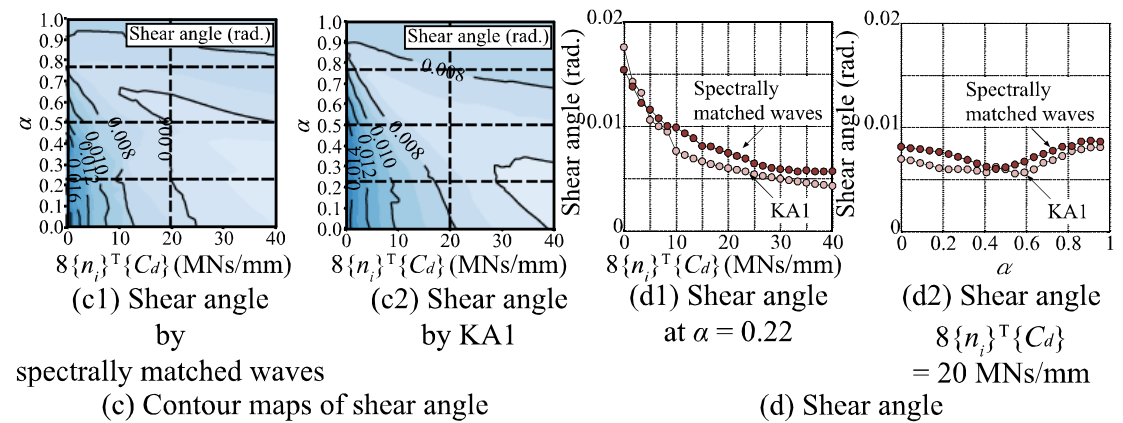
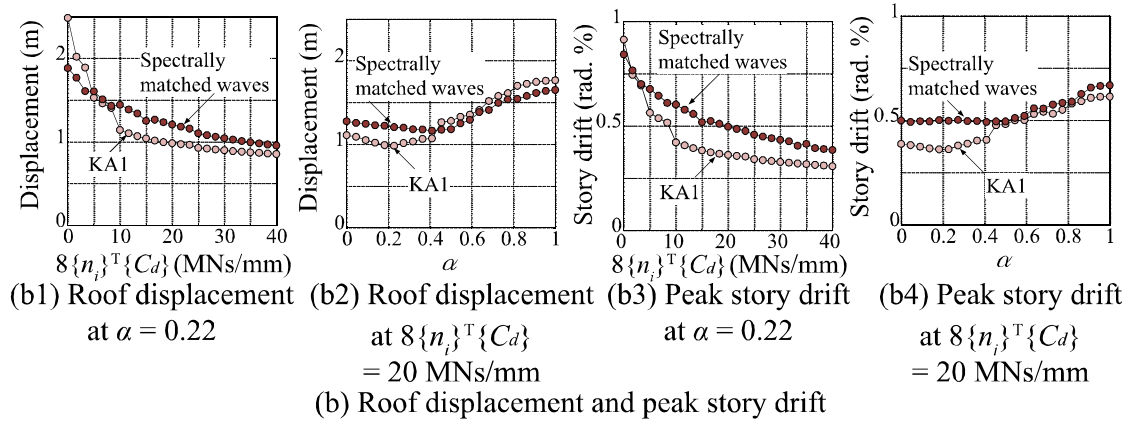
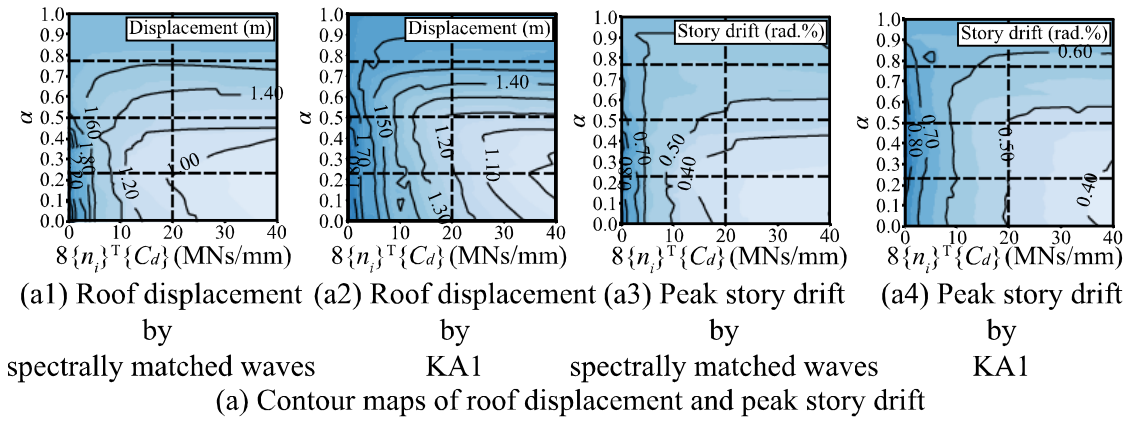


Figure 5.5.6 地震応答解析の結果の等値線図（線形オイルダンパー均等配置）

### c) 不均等配置モデル

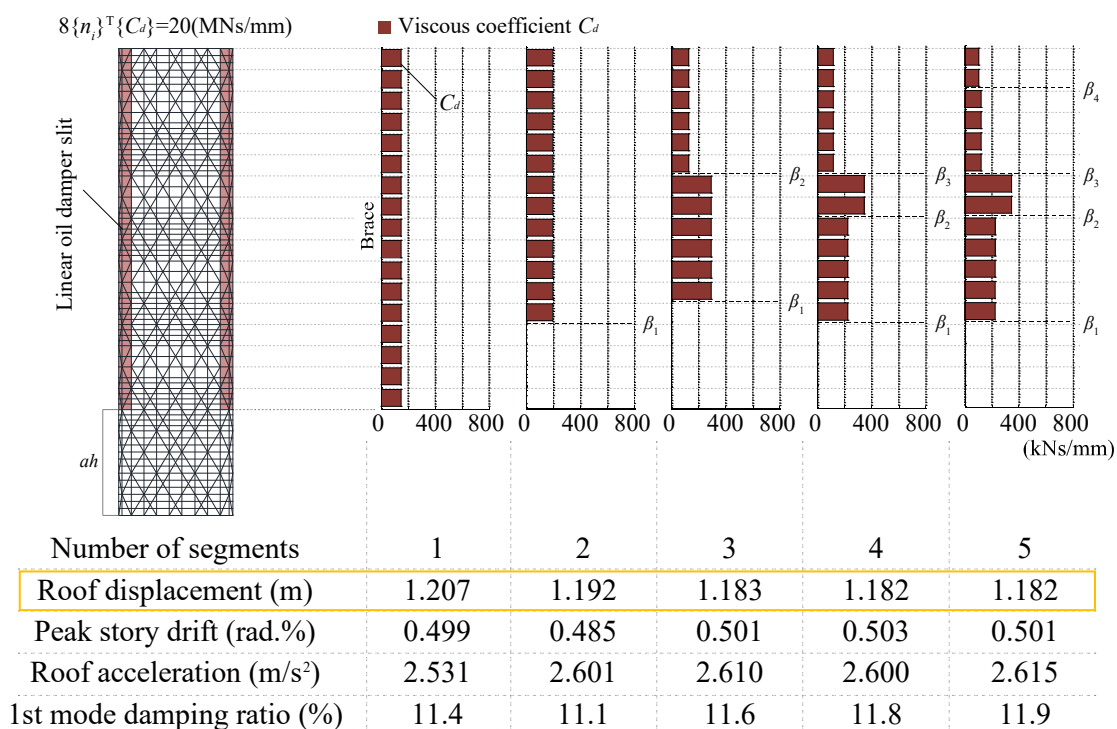
Figure 5.5.8 に不均等配置のオイルダンパーの最適容量分布と各種地震応答を示す。最適容量分布は、最小化する地震応答値の種類や入力地震動に依存し、頂部変形を最小化する場合は下層側に、層間変形角を最小化する場合は上層側に大きな容量を配分する最適容量分布が選択される。

スリット内の容量分布を変更する区間の分割数  $m$  の値が大きいほど、目的の地震応答を小さくできる。ただし、 $m$  が3を超えた値としても目的とする地震応答値の変化は極めて小さく、ダンパー配置の分布形状にも大きな差異が見られなくなる。

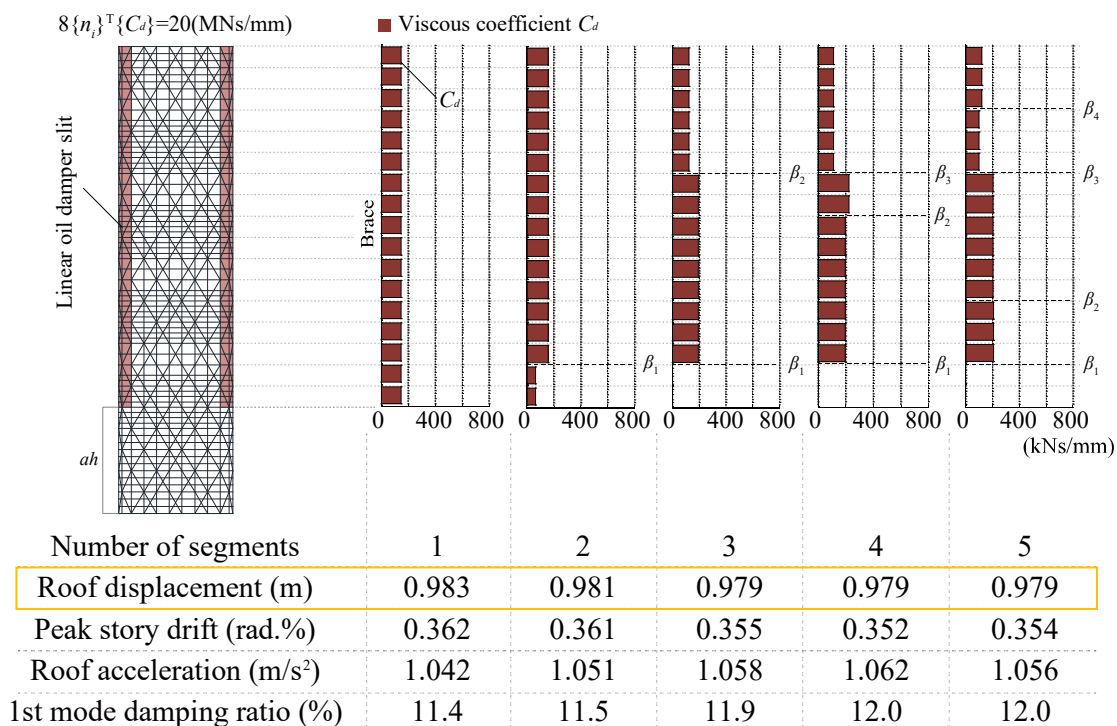
制振スリット内のダンパー容量を不均等配置とする場合、区間の分割数を3つ程度までに分割して最適化を行った結果に対して、グルーピングを行って配置を決定することで実際の設計において実用上は十分であると考えられる。

入力地震動により最適容量分布には差異が見られるが、これは KA1 と比較して告示波の方が高次モード応答の影響が大きいことに起因すると考えられる。一例として、頂部加速度や頂部変位を最小化する場合において、1次モード応答が中心である KA1 に対しては Figure 5.5.8 (a2),(c2) に示すように一様分布と似た形が選択されるが、高次モード応答を多く含む告示波に対しては Figure 5.5.8 (a1),(c1) に示すように比較的上層寄りの区間に多くのダンパーを配置する分布が選択される。また、Figure 5.5.8 (b1) に示されるように、スリット内の一部にダンパーが配置しない容量分布も合理的な設計の選択肢の一つとなり得る。

このように、最小化の目的とする地震応答の種類や  $m$  の値によって最適化の結果には変化が見られる一方で、何れのケースでも各種地震応答は設計目標の範囲に納まっている結果であり、適切なスリット深さと一定以上の総ダンパー量を確保している Damped braced tube が持つ設計の幅の広さが示されている。

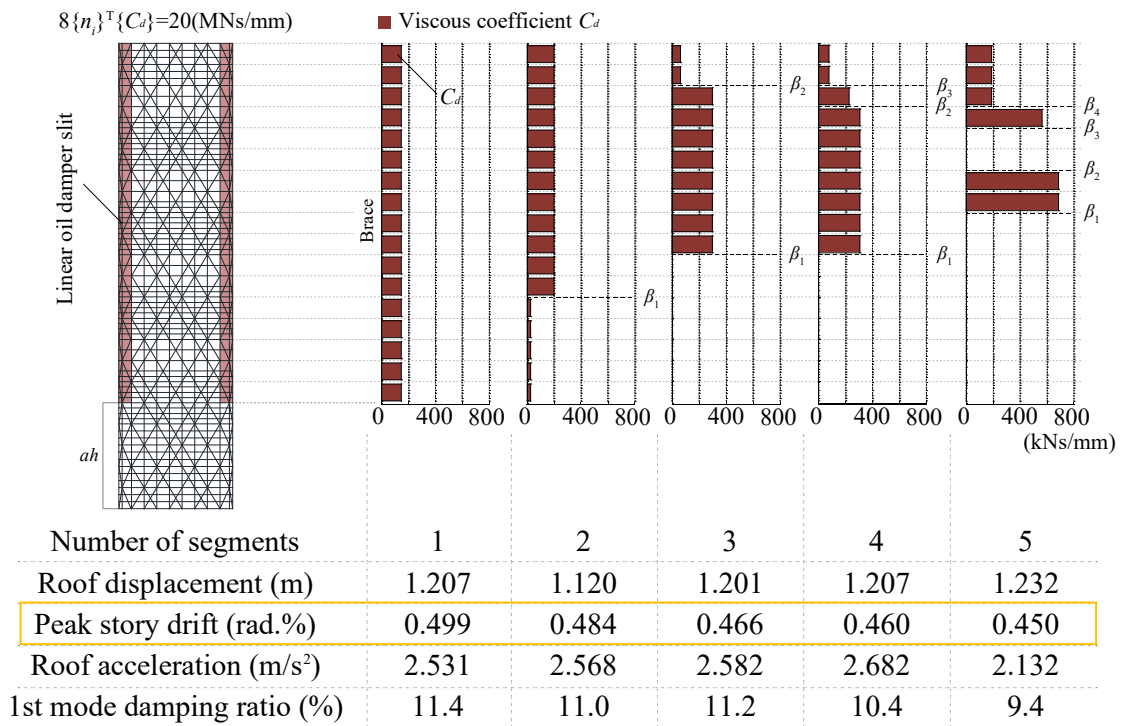


(a1) Minimization of roof displacement by spectrally matched waves

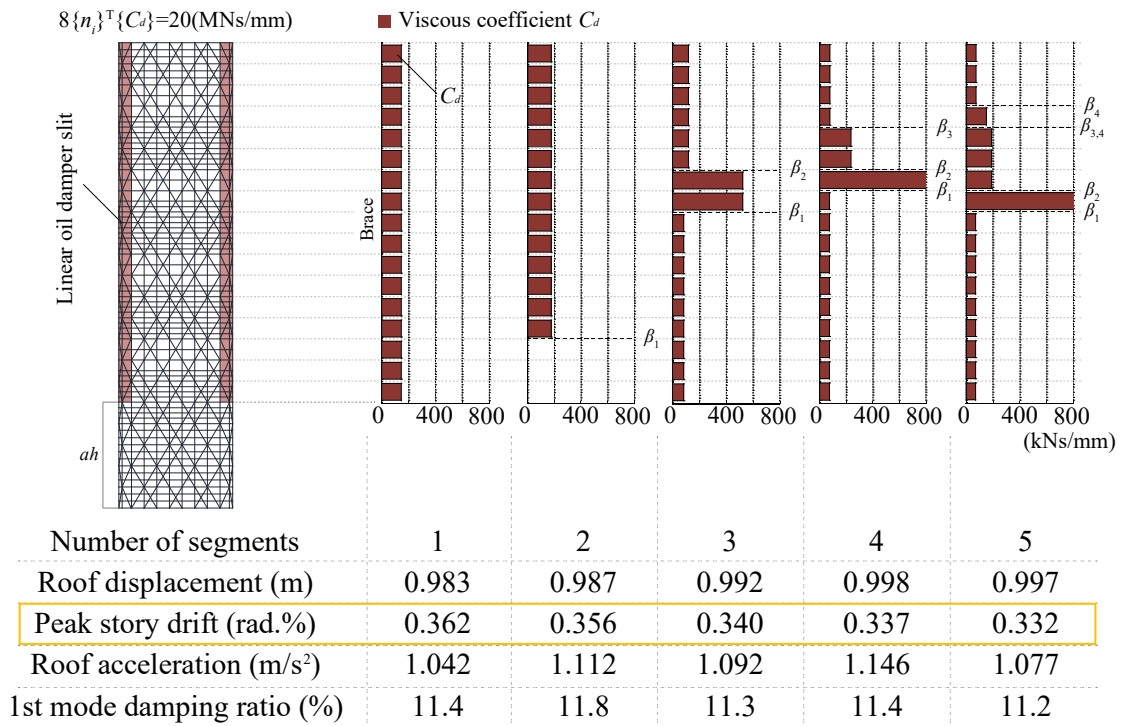


(a2) Minimization of roof displacement by KA1

Figure 5.5.8 不均等配置における最適容量分布と各種地震応答



(b1) Minimization of peak story drift by spectrally matched waves



(b2) Minimization of peak story drift by KA1

Figure 5.5.8 不均等配置における最適容量分布と各種地震応答

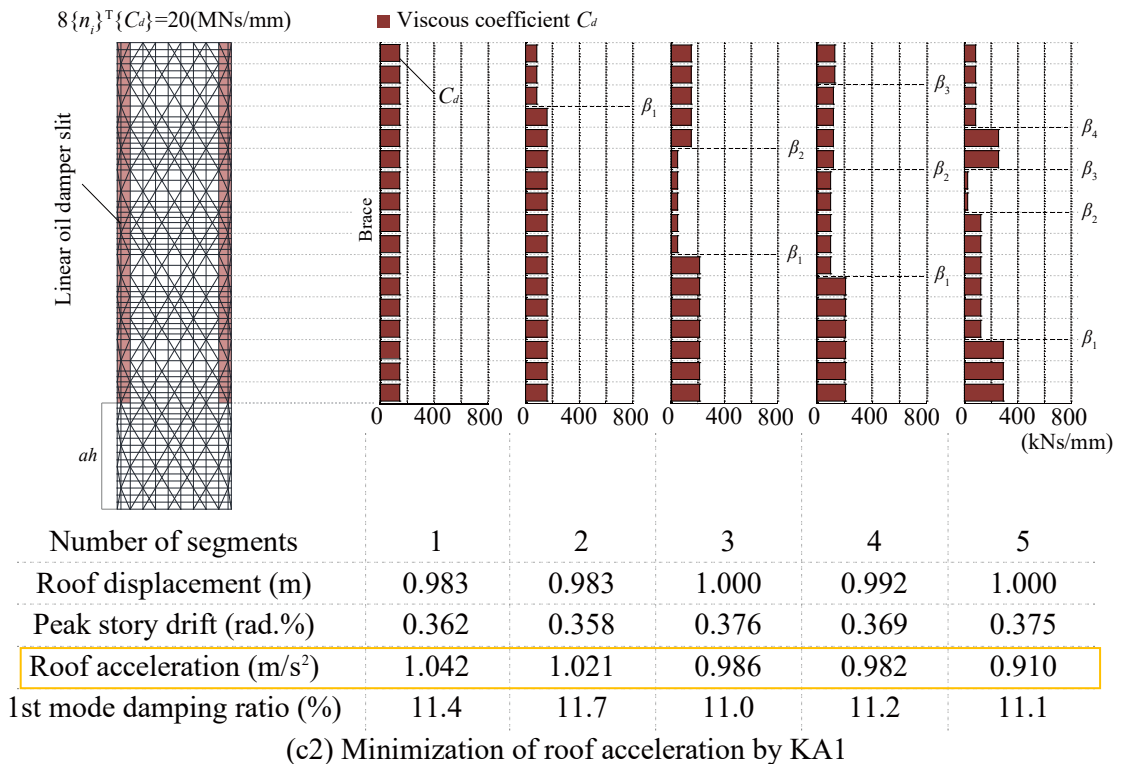
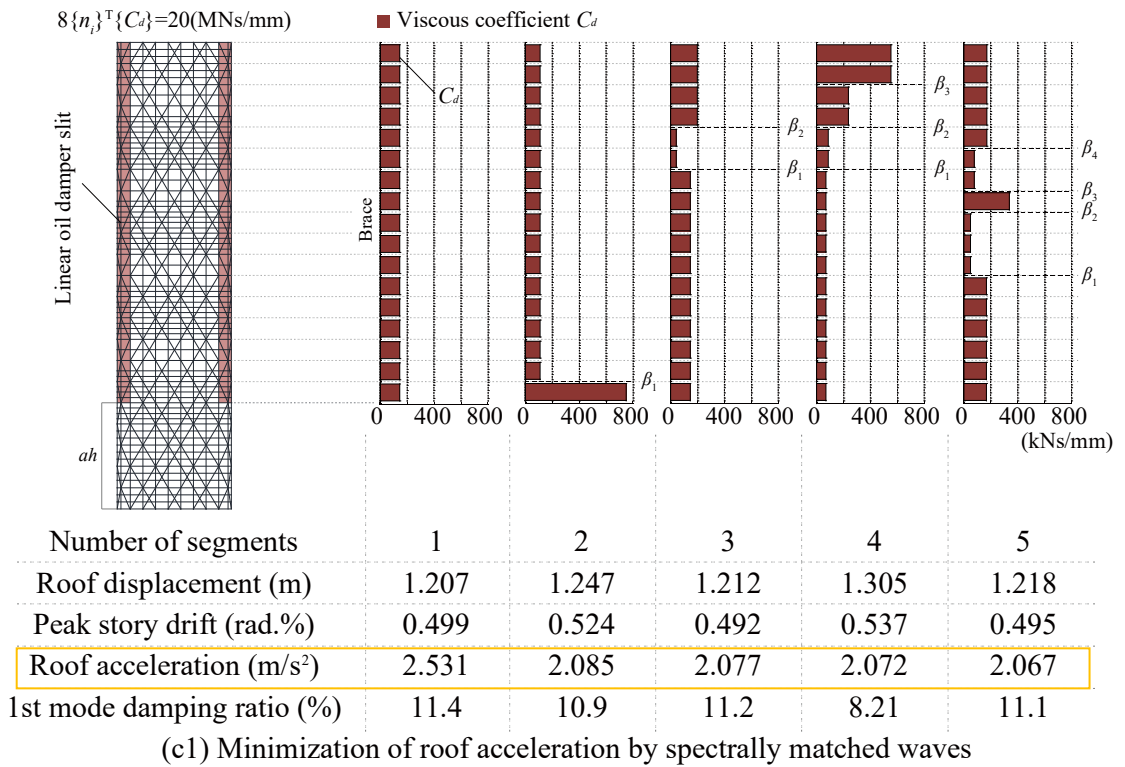


Figure 5.5.8 不均等配置における最適容量分布と各種地震応答

#### 5.5.4 非線形オイルダンパーを用いた場合の検討

##### a) 固有振動性状

Figure 5.5.9 に各制振スリットに同一容量の非線形オイルダンパーを均等配置した場合の、1~3 次モードにおける固有振動特性の等値線図を示す。同図の縦軸は軒高さに対するスリット底高さ比  $\alpha$ 、横軸は全てのスリットに投入されたオイルダンパー容量  $\Sigma C_d (= 8\{n_i\}^T\{C_{di}\})$  であり、 $\{\alpha, 8\{n_i\}^T\{C_{di}\}\} = \{0.0, 0.0\}$  は No damper model の特性値に相当する。なお、固有周期はダンパーによる影響を考慮した複素固有値解析の結果を用いており、ダンパーの非線形特性は地震応答レベルを勘案した等価線形化により考慮する。本検討では入力地震動を  $S_v = 80\text{cm/s}$  程度の大地震と想定した場合の地震応答レベルを勘案した。

Figure 5.5.9 (a1)~(a3) に固有周期の変化特性を、Figure 5.5.9 (c1)~(c3) に減衰比の変化特性を、Figure 5.5.9 (b1)~(b3) および (d1)~(d3) は線形オイルダンパーにて算定した場合との応答値の比率を示している。

なお、粘性係数の初期分布は減衰スリットに沿って均一であるが、デバイスの応答速度がリリーフ荷重を超える場合は、オイルダンパーの非線形性を考慮した等価粘性係数  $C_{deq}$  の最終分布はダンパー毎に異なり不均一となる。大地震下ではダンパーの非線形性によって固有周期より長くなり、線形応答時と比較すると固有周期は長くなり、モード減衰は線形応答時より低下する。

Figure 5.5.9 (b1)~(b3), (d1)~(d3) に示すように、例えば  $\{\alpha, 8\{n_i\}^T\{C_{di}\}\} = \{0.22, 20\text{MN/mm}\}$  では、 $S_v = 80\text{cm/s}$  程度の大地震に対して固有周期は約 2%長くなり、1 次モード減衰比は約 20%低下する。大地震に対して線形応答と同程度の減衰性能を期待する場合は、より大きなダンパー容量が必要であることが示されている。その一方で、非線形応答下においても Damped braced tube が 1~3 次の各モード減衰比で 10%以上の高い値が獲得できることが示されている。

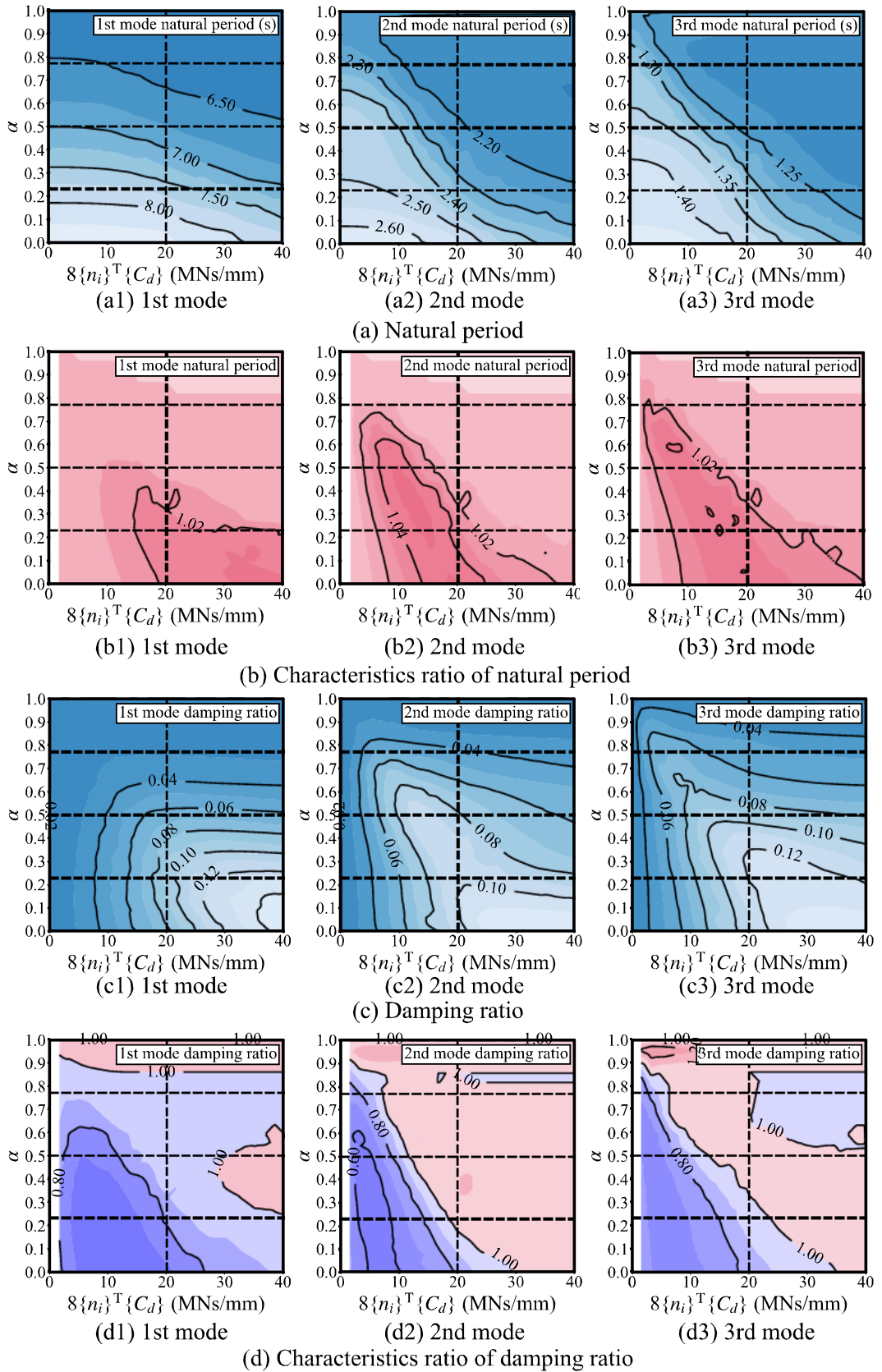


Figure 5.5.9 固有振動特性の等値線図（非線形オイルダンパー均等配置）

## b) 地震応答性状

Figure 5.5.10 (a1)~(a4) に各制振スリットに同一容量の非線形オイルダンパーを均等配置した場合の、地震応答解析の結果の等値線図を示す。Figure 5.5.10 (a1)~(a2) に頂部変位 (Roof displacement) を、Figure 5.5.10 (a3)~(a4) に最大層間変形角 (Peak story drift) を、Figure 5.5.10 (c1),(c2) には、制振スリット内せん断変形角 (Shear angle) を示し、Figure 5.5.10 (b1)~(b4) および(d1),(d2) に線形オイルダンパーにて算定した場合との応答値の比率をそれぞれ示している。

$S_v = 80\text{cm/s}$  程度の大地震に対する応答では、ダンパーの非線形特性によって地震応答は線形応答時から増大し、頂部変形や最大層間変形角で最大 10%程度、スリット内せん断変形角で最大 30%程度の差がある。

一方で、線形ダンパーによる検討において高い減衰性能を発揮する設計 (例えば  $\alpha, 8\{m_i\}^T\{C_{di}\} = \{0.22, 20\text{MN/m}\}$ ) としてある場合では、非線形性を考慮した大地震時の応答値も、設計目標 (層間変形角  $1/200$  rad 未満) の範囲内に抑えることが可能であることが示されている。また、線形応答時からの増大率の観点においても、スリット深さやスリット内の総ダンパー量が一定以上の領域 (例えば  $\alpha \leq 0.3$  かつ  $\sum C_d \geq 20\text{MN/m}$  の領域) では、その差は 10%程度以下に留まることが示されており、ダンパー量の微調整によりダンパーの非線形性の影響を解消することが可能であると考えられる。

非線形ダンパーを用いる場合、地震応答性状は入力レベルに依存するものの、これらの結果から Damped braced tube が卓越した耐震性能に対する安定した性状を有していることを示している。

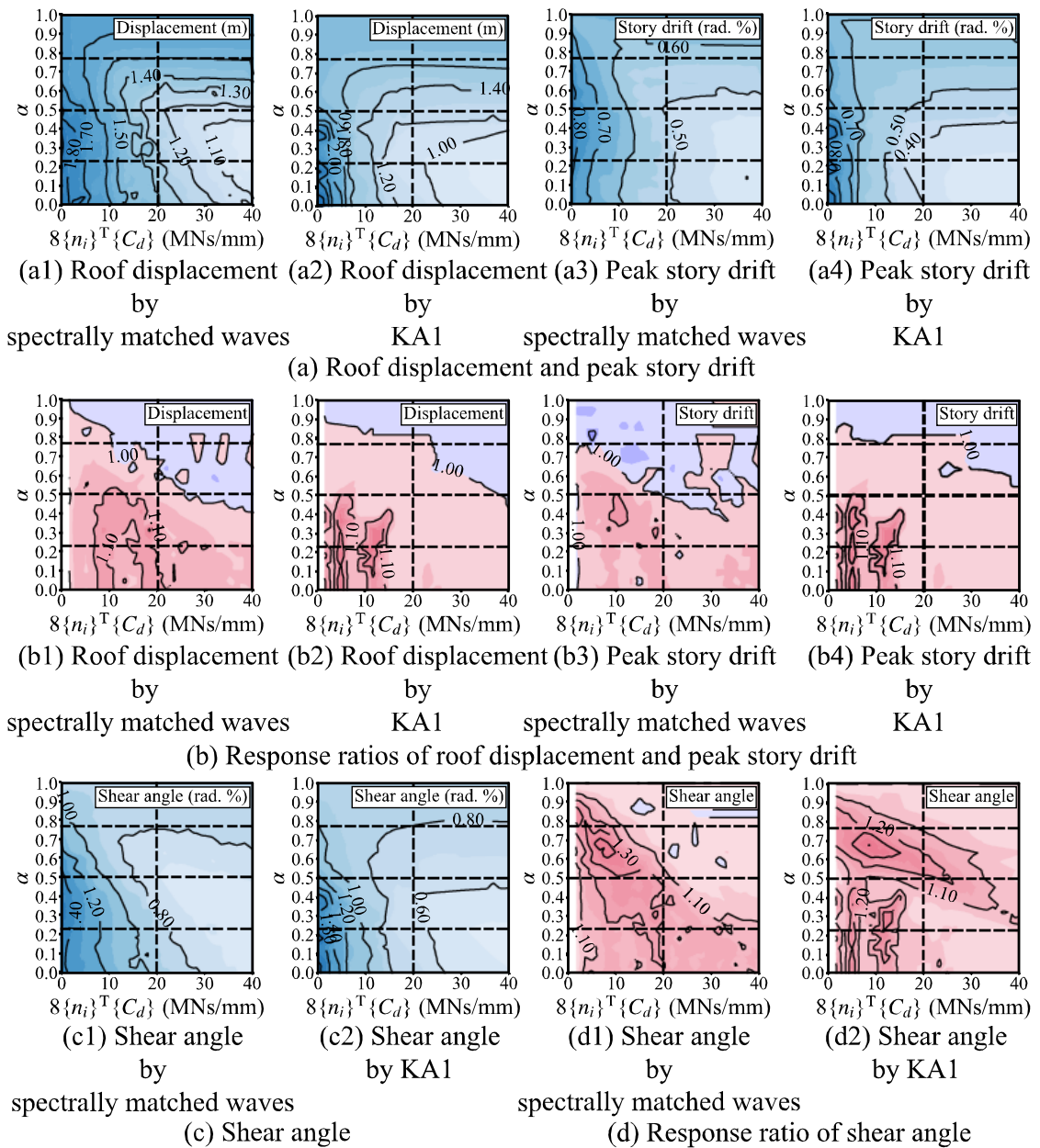


Figure 5.5.10 地震応答解析の結果の等値線図（非線形オイルダンパー均等配置）

### c) 不均等配置モデル

Figure 5.5.11 に不均等配置の非線形オイルダンパーの最適容量分布と各種地震応答を示す。

最適容量分布は、最小化する地震応答値の種類や入力地震動に依存することや、スリット内の容量分布を変更する区間の分割数  $m$  の値と地震応答の変化など、基本的な性状は線形ダンパーを用いた場合と同様である。

Figure 5.5.11 には等価粘性係数  $C_{deq}$  分布も併記しており、 $C_d$  と  $C_{deq}$  の差が大きいダンパー程、非線形性が強いことを意味する。Figure 5.5.11 (a2)(b2) に示すように、告示波では、 $\Sigma C_{deq}$  は  $8\{n_i\}^T\{C_{di}\}$  から 20~30%程度に低下するため、最適容量分布の傾向は線形オイルダンパーを  $8\{n_i\}^T\{C_{di}\}=20\text{MN}/\text{mm}$  配置した場合 (Figure 5.5.8) と一致しない場合がある。

ただし、非線形性オイルダンパーを用いた場合においても、最小化の目的とする地震応答の種類や  $m$  の値によって最適化の結果には変化が見られる一方で、何れのケースでも各種地震応答は設計目標の範囲に納まっている結果であり、適切なスリット深さと一定以上の総ダンパー量を確保している Damped braced tube が持つ設計の幅の広さが示されている。

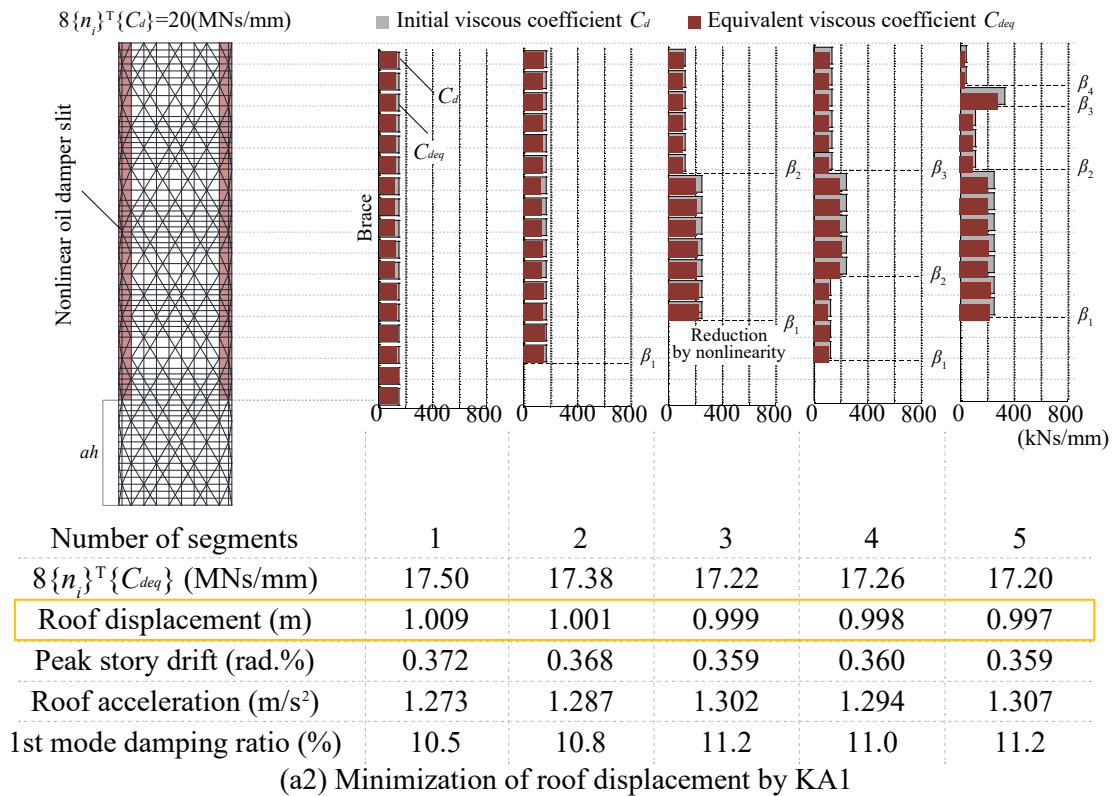
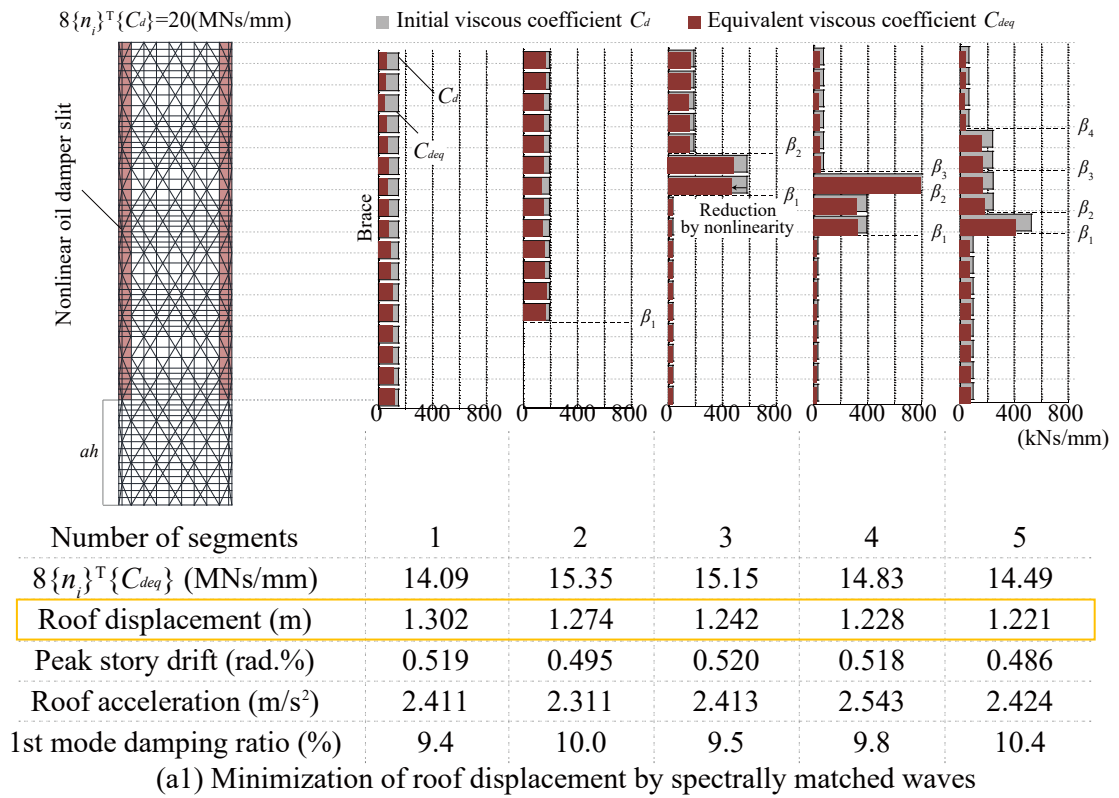
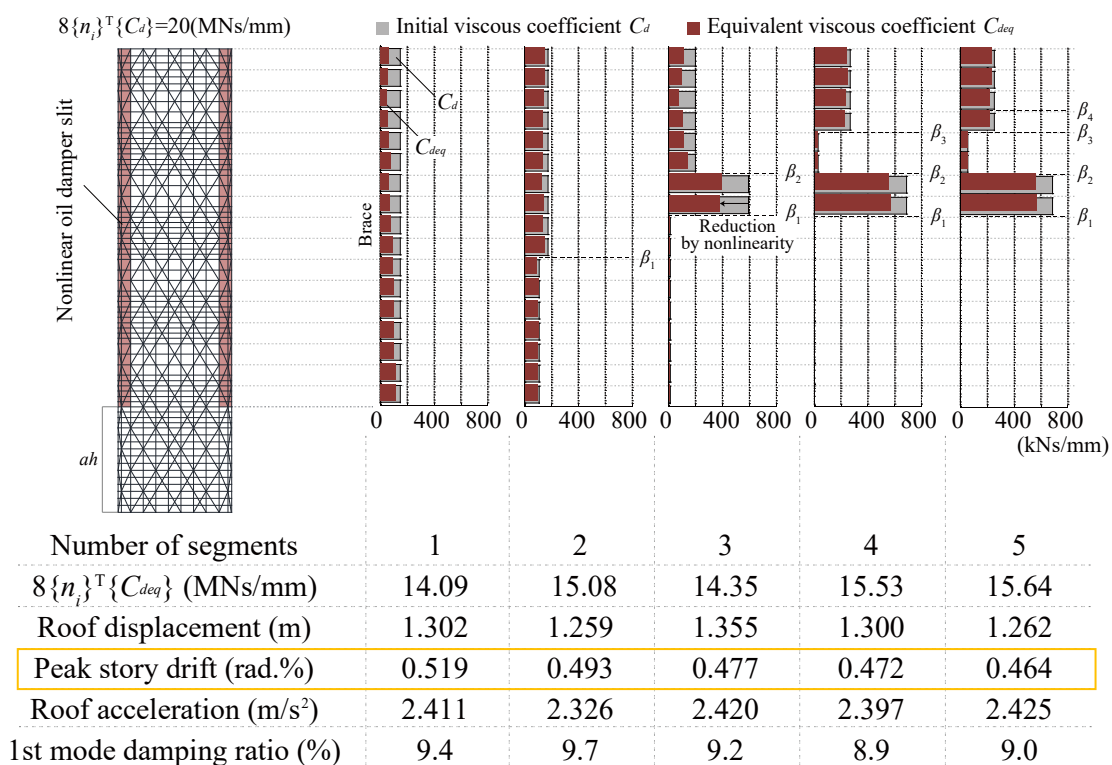
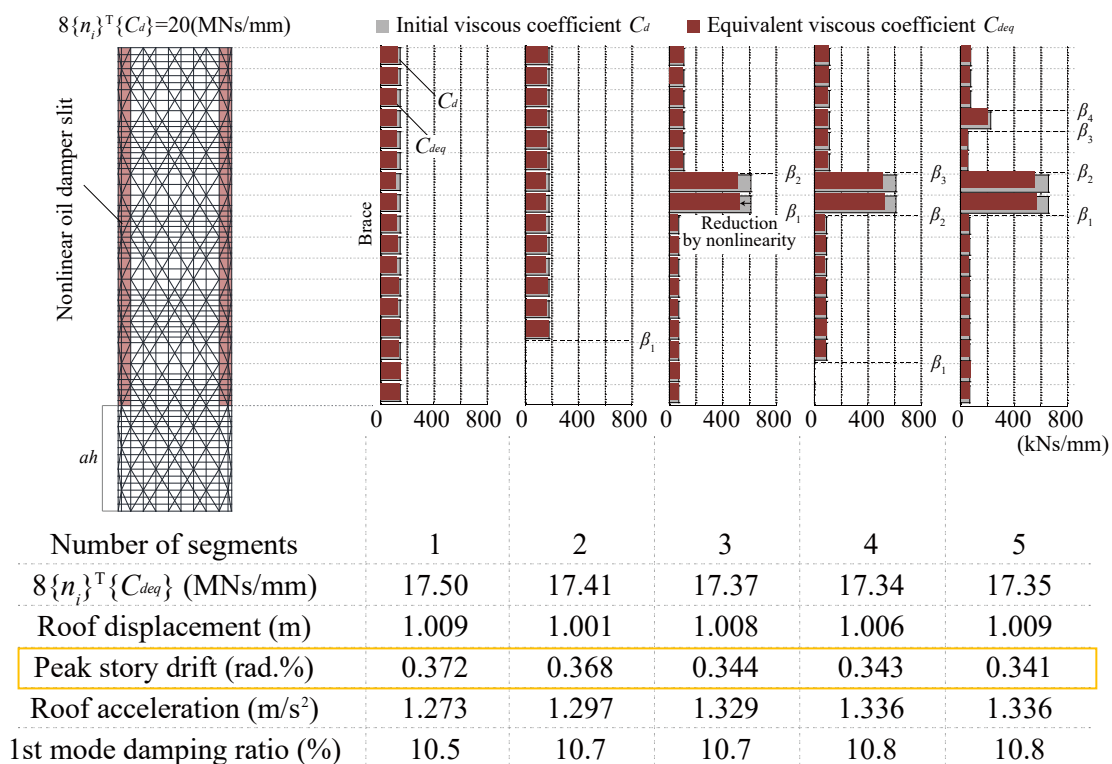


Figure 5.5.11 不均等配置の非線形オイルダンパーの最適容量分布と各種地震応答



(b1) Minimization of peak story drift by spectrally matched waves



(b2) Minimization of peak story drift by KA1

Figure 5.5.11 不均等配置の非線形オイルダンパーの最適容量分布と各種地震応答

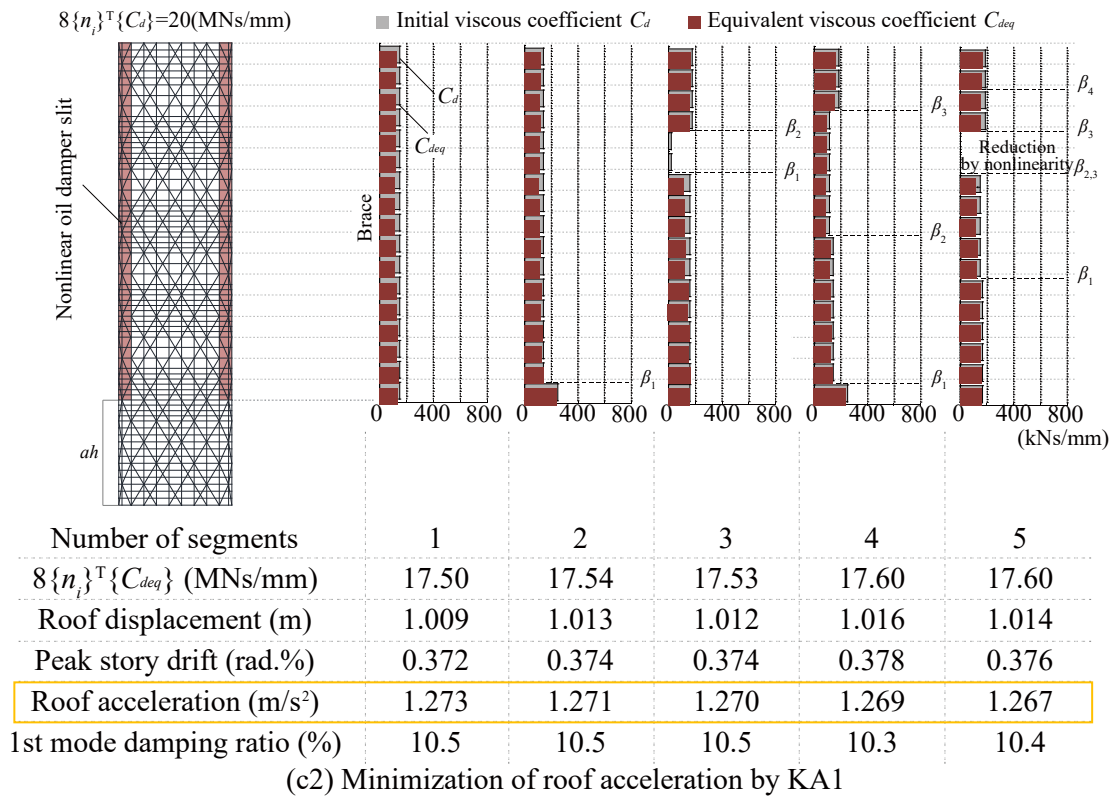
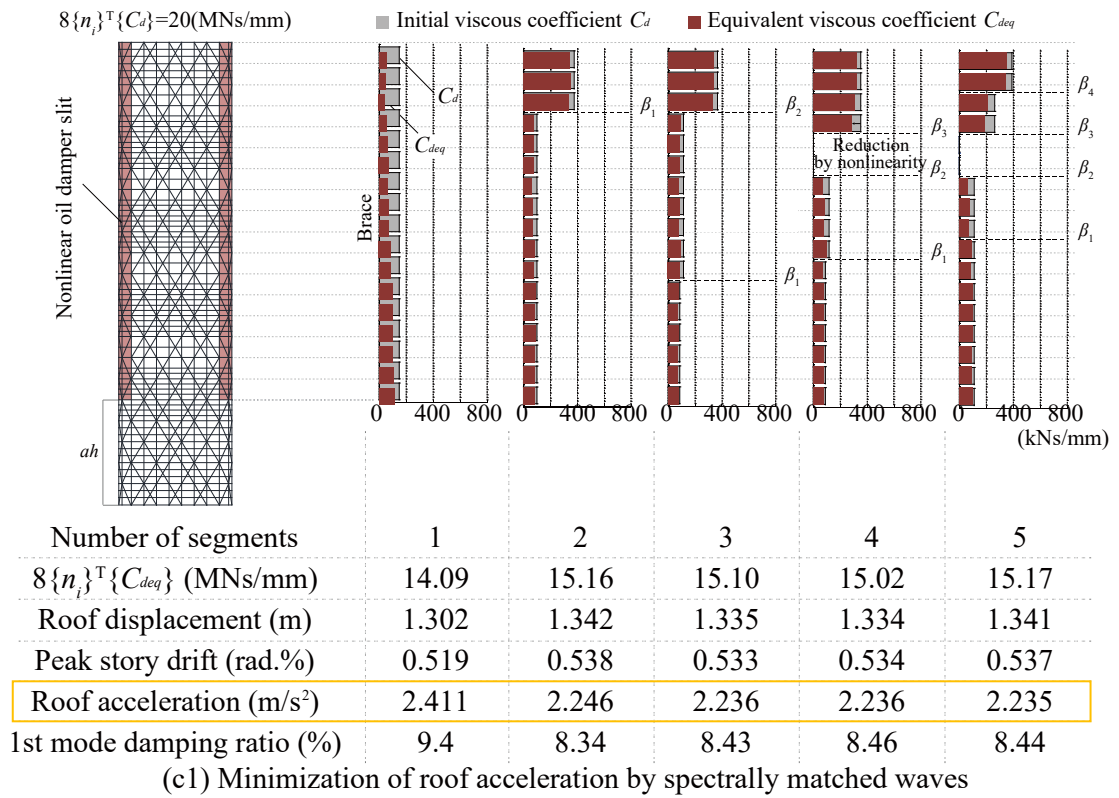


Figure 5.5.11 不均等配置の非線形オイルダンパーの最適容量分布と各種地震応答

### 5.5.5 コーナースリットを適用した最適化検討のまとめ

本節では、モデル建物（97m x 97m の平面形と 400m 級の高さを有する日本特有の Supertall building モデル）への適用検討を実施した。得られた結論は以下の通りである。

- 1) Damped braced tube が 1~3 次モードで約 7%の減衰比を獲得することを確認した。
- 2) レベル 2 地震 ( $S_v = 80\text{cm/s}$ ) に対する地震応答を、従来の Braced tube との比較で約 50% 程度に減少させることを確認した。
- 3) Damped braced tube の耐震性能は、スリットの深さとダンパー容量分布に依存し、その固有周期と減衰比はトレードオフの関係にある。
- 4) モード減衰比が十分に獲得できる範囲（例えば 10%以上）であれば、地震応答はダンパー容量分布に対して鈍感であることを確認した。そのため、設計者はある程度良好なパラメータを実現することをできれば、建築計画など構造性能以外の目的に応じて様々な設計オプション（均等分布のダンパー配置、不均等分布のダンパーを配置、スリット内の一部にダンパーを配置しない設計など）を選択できる。
- 5) 最小化された変位応答と加速度応答の間にはトレードオフの関係があるが、十分な総ダンパー量が確保されている場合、最小化された応答と最小化されていない応答の違いは僅かであり、ダンパー分布に対して設計の自由度が確保される。
- 6) Damped braced tube の減衰性能は、ダンパーの非線形性の影響により、地震応答が大きくなるにつれて、線形ダンパーを使用したシステムの初期性能より低下する。適切に設計された Damped braced tube の地震応答は、線形オイルダンパーを組み込んだシステムの地震応答と比較して増加するが、対象とする地震動レベルを設定して、非線形化の影響を考慮してダンパー量を割増すことにより補完することができる。
- 7) 最適なダンパー分布は、ダンパータイプ（線形または非線形）と入力地震動のスペクトル特性（高次モード応答を励起する程度）の両方に依存するが、スリットの深さとダンパー分布について、線形領域で十分な減衰を獲得し得る設計とすることにより、非線形領域においても大きな地震応答低減効果を得ることができ、実用的に十分な耐震性能の設計とすることが可能であることも確認できた。

## 5.6 スリット配置を変更した最適化検討

ここでは、スリット配置を変更した場合の Damped braced tube の耐震性能について分析として、スリット底高さ比 ( $\alpha$ ) とスリット内の総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) を変化させた場合の、Damped braced tube の固有振動性状と地震応答性状の変化を調査する。

まず、各制振スリットに同一容量のダンパーを均等配置する場合について調査し、次いで、ダンパー分布を特殊階に集約配置する場合のそれぞれについて調査する。

ダンパーは線形オイルダンパーと非線形ダンパーのそれぞれについて検討を行い、固有振動性状の分析にはダンパーの影響を考慮した複素固有値解析を、地震応答性状の分析には GRSA を用いる。また、解析結果の評価には等値線図とその断面図を用いる。

### 5.6.1 数値解析モデルと検討パラメータの設定

#### a) 数値解析モデル

本検討で用いる数値解析モデルは、Figure 5.6.1 に示す想定建物の地上部分の構造体を立体骨組にモデル化する。各部材のモデル化および重量の設定は前節と同様とする。

#### b) 検討パラメータの設定

Figure 5.6.1 (e),(f) に検討パラメータの概要を示す。スリット配置 (Figure 5.6.1 (e)) は、立面の角部 (Corner)、中央部 (Center)、中央部+角部 (Center&Corner) の3種類を検討の対象とし、それぞれ軒高  $h$  に対するスリット底高さ比  $\alpha$  とスリット内の総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) の影響を調査する。ただし、ここまでの検討から得た知見を考慮して、 $\alpha=0.22$  を重点的に分析する。

スリット内のダンパー容量分布 (Figure 5.6.1 (f)) は、同一性能 (リリーフ荷重  $F$ ) のオイルダンパーを均等配置する場合 (Uniform) と、実物件で特殊階が想定されるフロアに集約配置する場合 (Centralized) の2種類を検討し、総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) の影響を調査する。

Table 5.6.2 に  $\alpha=0.22$  時のブレース 1 本または特殊階 1 区画あたりに導入するオイルダンパー容量を示す。本研究では、市販の製品ラインナップに基づき、総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) は実現可能な 1,200 MN までを検討範囲とする。この総ダンパー量の検討範囲の上限 (1,200 MN) は、スリット箇所数が最大の 8 箇所となる Center&Corner slit において 4000 kN 級のダ

ンパーを配置した場合の概算値 1088 MN (= 4,000kN × 2 本 × 17 段 × 8 箇所) を若干上回る値である。

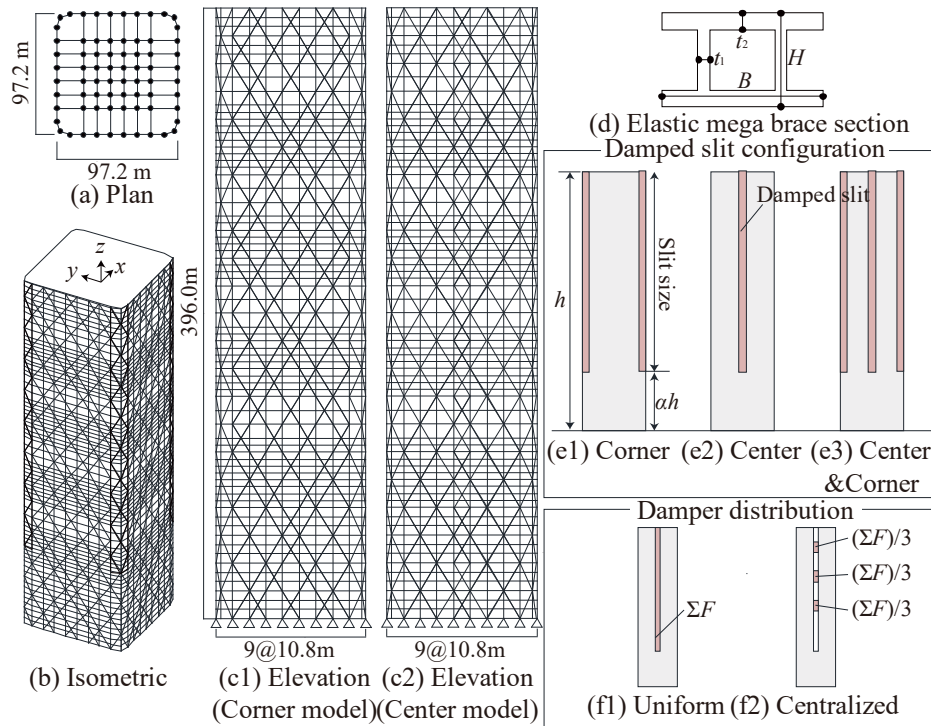


Figure 5.6.1 数値計算モデルとパラメータ

Table5.6.1 部材断面

Floor	Column (CFT)	Girder (Wide flange)	Floor	Elastic mega brace ( $H \times B \times t_1 \times t_2$ )
61~71	900×25	1000×250×16×22	61~71	400×900×16×36
51~60	1000×28	1000×300×16×22	47~60	400×1000×16×50
41~50	1100×36	1000×300×16×25	34~47	400×1200×16×60
31~40	1200×36	1000×400×16×25	26~36	400×1300×16×65
21~30	1200×45	1000×400×16×28	7~26	400×1400×16×65
11~20	1300×45		1~7	400×1500×16×65
1~10	1400×50			

Table5.6.2 ブレース 1 本または特殊階 1 区画に導入する総ダンパー量 ( $\alpha=0.22$ )

$\Sigma F$ (MN)	Uniform ※ $F$ per brace			Centralized ※ $F$ per braces
	Center&Corner (kN)	Center (kN)	Corner (kN)	Center&Corner (kN)
300	1103	2206		6250 ( $\doteq 3000 \times 2$ )
600	2206	4412		12500 ( $\doteq 3000 \times 4$ )
900	3309	6618		18750 ( $\doteq 4500 \times 4$ )
1200	4412	8824		25000 ( $\doteq 6000 \times 4$ )

## 5.6.2 基本モデルの固有振動特性

Damped braced tube の動的応答特性の分析に先立ち、まず Damped braced tube の付加減衰性能と地震応答低減効果の基礎となるダンパーの無いスリット付ブレースチューブ（スリットの無い No slit またはスリットだけ設けた Bare slit）の動的応答特性を分析する。

Figure 5.6.2 (a)~(d) に固有振動モードの形状、固有周期と有効質量比を示す。同図のモード形状はモード次数毎に表示倍率を揃えている。

Figure 5.6.2 (a)と(b)~(d) の比較に示すように、スリット付 Braced tube では、スリット部に Coupled shear wall のような曲げ応答変位差が生じる。また、Figure 5.6.2 (b)~(d)の1次モードの比較に示すように、スリットを設ける位置によって曲げ応答鉛直変位差の卓越度合いがやや異なり、立面の角部のみ (Corner) または角部+中央部 (Center&Corner) より、中央部のみ (Center) にスリットを設けた場合の方が、より大きな鉛直変位差が生じることが分かる。これはスリットを挟んでチューブ面が直交する立面角部 (Corner) より、並行する立面中央部 (Center) の方が、スリット部により大きなチューブ面の水平剛性差が生じるためと考えられる。同様の観点で言えば、Corner と Center の両方にスリットを設ける Center&Corner は、Center のみよりチューブ面の水平剛性が低下するため、曲げ応答鉛直変位差の卓越度合いも Center より緩慢になったと判断できる。以降では、これらが Damped braced tube の付加減衰性能に与える影響も議論する。

Figure 5.6.2 (e)~(g)にGRSAによる告示波（レベル2）の地震応答の高さ方向分布を示す。同図は各モードの寄与度（式(2)）も重ねて示す。

$$\{(i\text{-th-Modal-Response})/(CQC\text{-Response})\}^2 \times CQC\text{-Response} \quad (2)$$

Figure 5.6.2 (e)(f) に示すように、水平変位は1次モードが支配的であるのに対し、層間変形角は1次モードが主体的であるものの、ピーク応答を生じる上層で2~3次モードが3~4割を占める。Figure 5.6.2 (f1)~(f4) の比較に示すように、スリットの数が多いほど層間変形角応答は大きくなるが高次モードの支配比率はあまり変わらない。一方で、Figure 5.6.2 (g) に示すように、加速度応答はスリットの位置に関わらず2次以上の高次モードが支配的となり、建物頂部でピークとなる。

Table 5.6.3 に固有周期とピーク地震応答のまとめを示す。また、スリット部の弾性メガブレースを囲む柱梁に生じるせん断変形角であるスリット内せん断変形角の最大値 (Peak panel  $\gamma_{xz}$ ) についても検討する。

同表に示すように、固有周期は、スリットが無い従来の Braced tube (No slit モデル) が最も短く、層間変形角は柱梁主架構が概ね無損傷と判断できる約 1/150 rad に納まる。しかし、Braced tube のみでは付加減衰は獲得できない。これに対してスリット付 Braced tube (Bare slit モデル) の固有周期は、スリットが深いほど ( $\alpha \rightarrow$ 小) またはスリット数が多いほど長周期化し、特に告示波において頂部水平変位 (Roof displacement)、層間変形角 (Peak SDR)、スリット内せん断変形角 (Panel shear angle :  $\gamma_{xz}$ ) が増大する。このようにスリットを設けることは、却って地震応答の増大も招くため、Damped braced tube においては付加減衰効果と地震応答低減効果の両方を考慮してスリットの位置と深さ、導入するスリット内の総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) を決定する必要がある。

なお、固有周期に比例して変位応答スペクトルが線形増大しない KA1 のような長周期地震動では、最も長周期化する Center&Corner モデルの方が却って変位応答が小さくなることが確認される。

Table 5.6.3 に固有周期とピーク地震応答のまとめ

Name	No slit ( $\alpha=1.0$ )			Bare slit ( $\alpha=0.22$ )			Bare slit ( $\alpha=0.0$ )		
	Corner	Center	Center&Corner	Corner	Center	Center&Corner	Corner	Center	Center&Corner
Slit configuration									
$T_1$ (s)	6.43	6.51	7.86	8.14	9.73	8.37	9.02	11.08	
$T_2$ (s)	2.20	2.24	2.52	2.64	3.03	2.64	2.86	3.49	
$T_3$ (s)	1.25	1.26	1.41	1.49	1.71	1.44	1.54	1.85	
Level 2	Peak SDR (rad.%)	0.67	0.65	0.84	0.90	1.07	0.80	0.85	0.99
	Peak panel $\gamma_{1-2}$ (rad.%)	0.91	1.01	1.54	1.58	1.47	1.46	1.60	1.35
	Roof acceleration ( $m/s^2$ )	3.54	3.31	3.32	3.24	3.05	3.12	2.94	2.44
	Roof displacement (m)	1.65	1.64	1.88	1.88	1.71	1.88	1.97	2.34
K A1	Peak SDR (rad.%)	0.61	0.60	0.91	0.95	0.93	0.93	0.75	0.45
	Peak panel $\gamma_{1-2}$ (rad.%)	0.87	0.96	1.76	1.76	1.35	1.83	1.55	0.62
	Roof acceleration ( $m/s^2$ )	2.35	2.19	2.08	1.88	2.17	1.90	1.59	1.15
	Roof displacement (m)	1.77	1.71	2.48	2.47	3.06	2.67	2.11	0.88

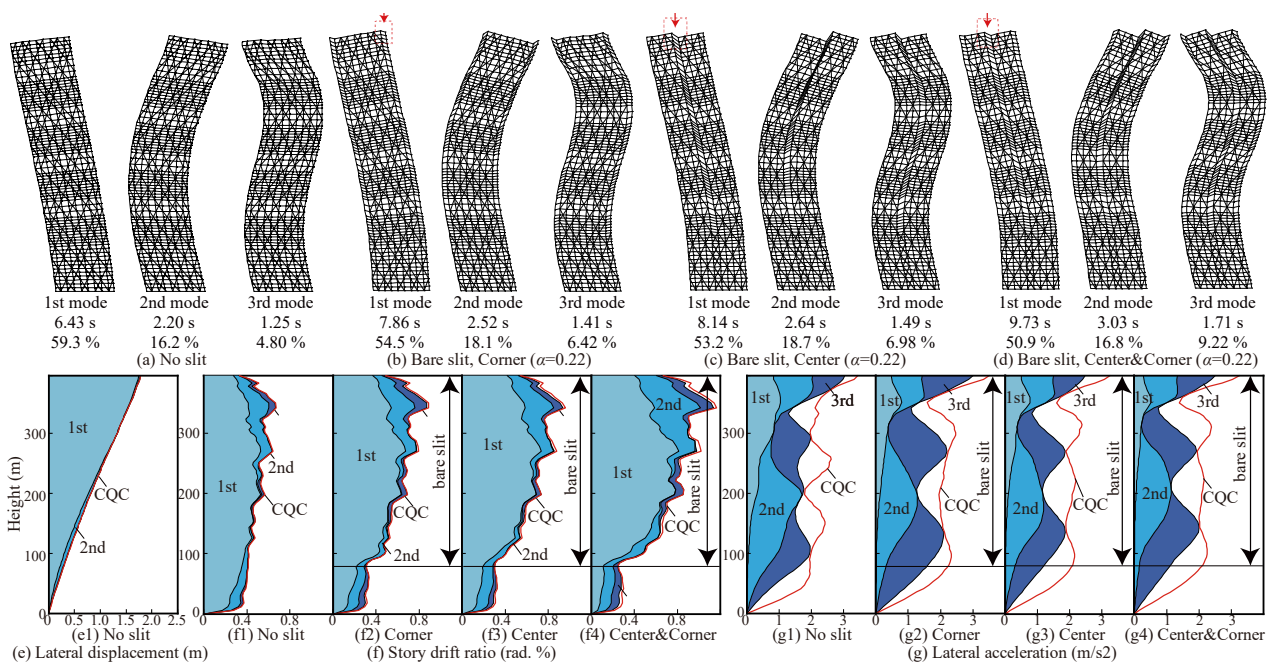


Figure 5.6.2 固有モード形状，固有周期と有効質量比，および地震応答の高さ方向分布

### 5.6.3 ダンパーを均等配置とする場合の検討

スリットに同一性能のダンパーを均等配置 (Figure 5.6.1 (f1)) する場合について、スリットの配置と深さ、スリット内の総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) が Damped braced tube の動的応答特性に与える影響を分析する。

#### a) スリットの配置と深さ、総ダンパー量と固有振動特性

Figure 5.6.3 と Figure 5.6.4 にスリット底高さ比 ( $\alpha$ ) と総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) を軸にとった 1 次固有周期の等値線図を、Figure 5.6.5 と Figure 5.6.6 に同様な 1~3 次モード減衰比の等値線図をスリット位置で整理して示す。ここで同項左側 (Figure 5.6.3 と Figure 5.6.5) がダンパー線形時、右側 (Figure 5.6.4 と Figure 5.6.6) がレベル 2 地震荷重時 (ダンパー非線形時) の固有振動特性を示す。また、Figure 5.6.3 (b), Figure 5.6.4 (b), Figure 5.6.5 (d), Figure 5.6.6 (d) には、 $\alpha = 0.22$  の結果を抽出し、モード次数毎に整理して示す。さらにダンパー非線形時の Figure 5.6.4 (b) と Figure 5.6.6 (d) には、ダンパー線形時の結果も白抜きマーカーで背面に重ねて示す。なお、後述の通り、KA1 よりレベル 2 告示波の方がダンパーの非線形性が強く発揮されるため、固有振動特性はレベル 2 告示波で代表し、単にダンパー非線形時として記す。

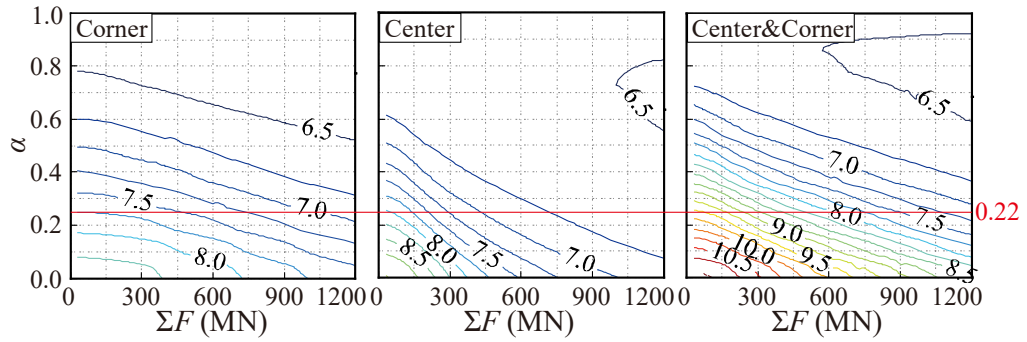
Figure 5.6.3 と Figure 5.6.4 に示すように、スリットが深く ( $\alpha \rightarrow$  小)、スリット数が多い (Center, Corner  $\rightarrow$  Center&Corner) 程、固有周期が長くなり、総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) が多い程、短くなる性状がある。また、同一の  $\alpha$  と  $\Sigma F$  で比較すると、ダンパー非線形時の 1 次固有周期は、ダンパー線形時より長くなる傾向にあり、最大では約 1 秒程度の変化があるため、Damped braced tube の設計に際してはダンパーの非線形性による長周期化を考慮する必要がある。

Figure 5.6.5 と Figure 5.6.6 に示すように、スリットが深く、スリット数が多い程、各モードの獲得減衰比は高くなり、総ダンパー量を変化させた際のピーク値も高くなる。また、一定以上のスリット深さと総ダンパー量が一定以上の領域 (例えば  $\alpha \leq 0.3$  かつ  $\Sigma F \geq 600\text{MN/mm}$ ) においては、概ね全てのケースにおいて、1 次で 10% 程度以上、2~3 次においても 5% 程度以上の高減衰比が得られている。これらから、何れのスリット配置を選定した場合も、十分なモード減衰比の確保を可能とする幅広いパラメータの範囲があることが示されている。

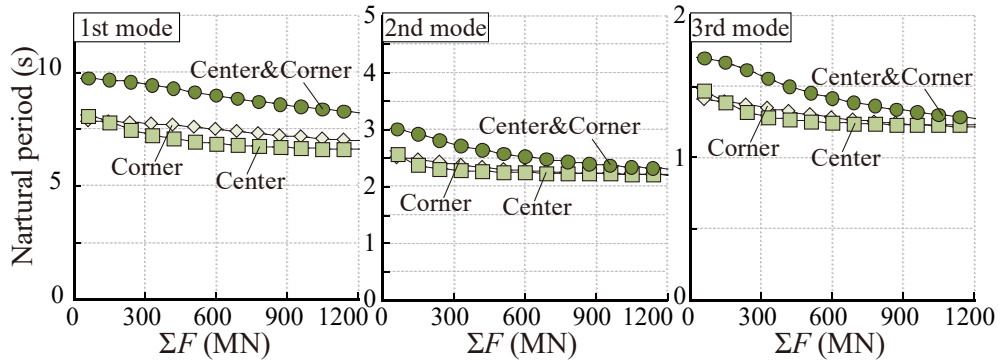
第4章に示した検討結果から、国際的に主流の Damped outrigger は効率的に付加減衰を獲得できるものの、その効果は主に 1 次モードに限定される点が明らかにされており、高次モードの付加減衰効果も高い点や、様々なスリット配置で高減衰比を獲得できる点が Damped braced tube の利点である。

立面中央部のスリット配置 (Center) は、他のスリット配置よりスリット部の曲げ応答鉛直変位差が卓越しやすく (Figure 5.6.2 (b)~(d)), すなわちダンパーが効きやすい性状を有していると考えられる、Figure 5.6.5 (d) の例に示すように、最も少ない総ダンパー量 ( $\Sigma F \approx 300 \text{ MN}$ ) で 1~3 次モード減衰比は最大化される。ただし、ダンパーが効きやすいため、過大なダンパーを導入した場合の付加減衰効果の劣化は他のスリット配置よりも著しい。

Figure 5.6.6 (d) の例に示すように、1 次モード減衰比のピーク値は、ダンパー線形時とダンパー非線形時で概ね同等であるが、Figure 5.6.6 に示すように、減衰比が極大となる総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) には入力依存性がある。ダンパー非線形時にダンパー線形時と同等の減衰比を獲得するためには、より大きな  $\Sigma F$  が必要である。この傾向はダンパーが効きやすいスリット配置 (Center や Center&Corner) で顕著であり、Figure 5.6.6 (d) の例に示すように、ダンパー非線形時に線形時と同等の減衰比を獲得するためには、約 1.5~2.0 倍の  $\Sigma F$  が必要である。

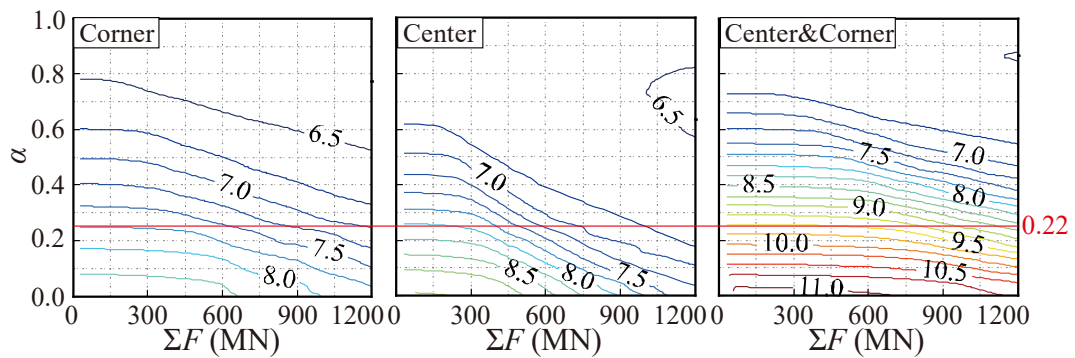


(a) 1st mode natural period  $T_1$  (s)

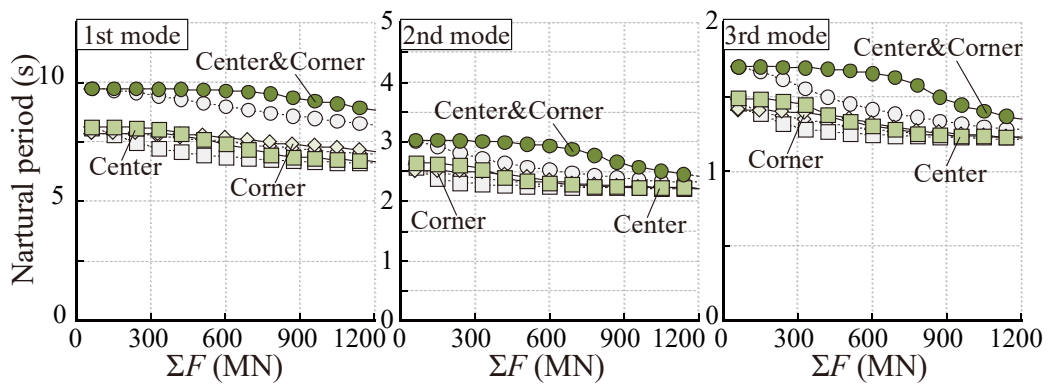


(b) 1st to 3rd mode natural period ( $\alpha=0.22$ )

Figure 5.6.3 固有周期の等値線図 (均等配置, 線形時)



(a) 1st mode natural period  $T_1$  (s)



(b) 1st to 3rd mode natural period ( $\alpha=0.22$ )

Figure 5.6.4 固有周期の等値線図 (均等配置, レベル 2)

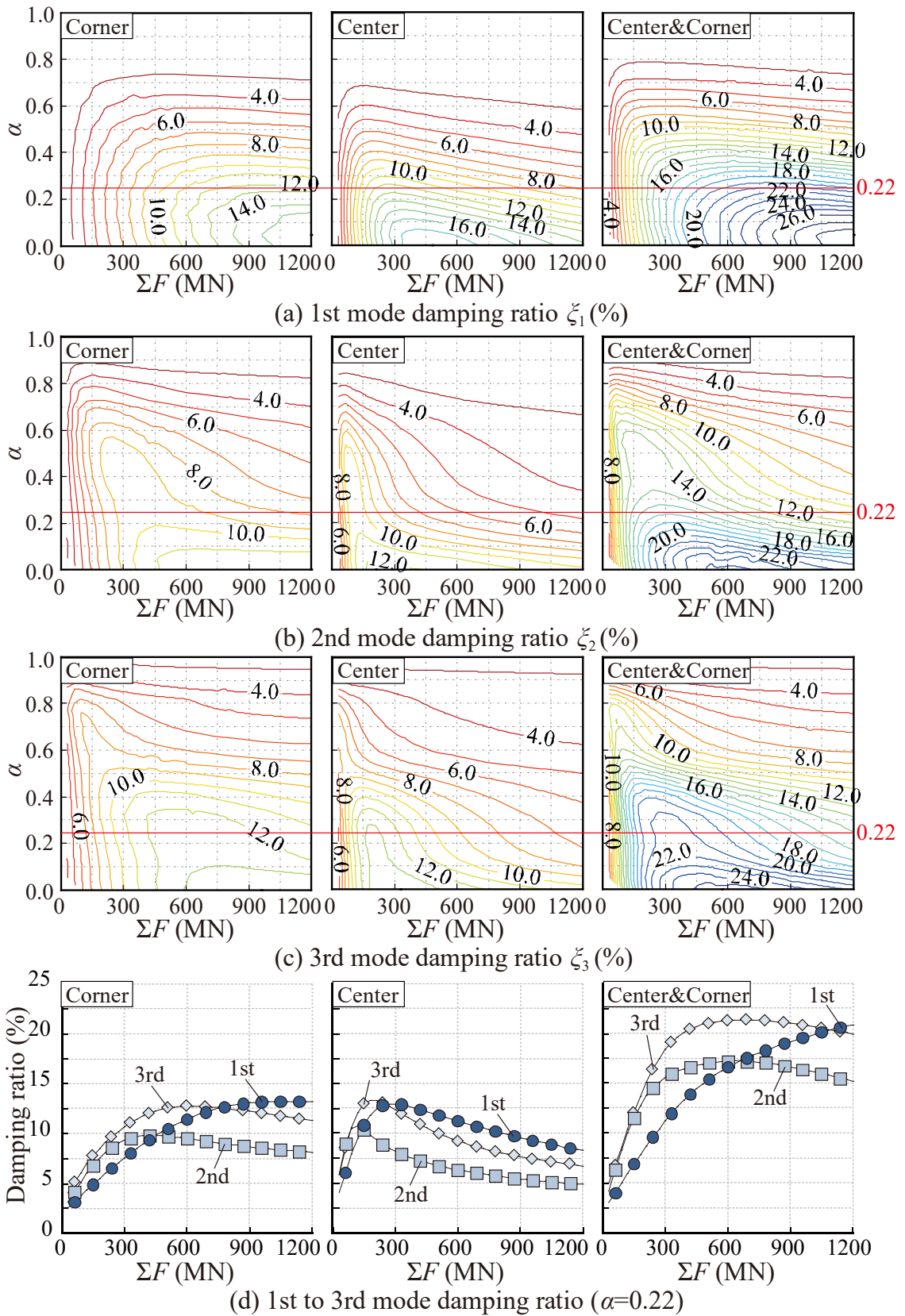
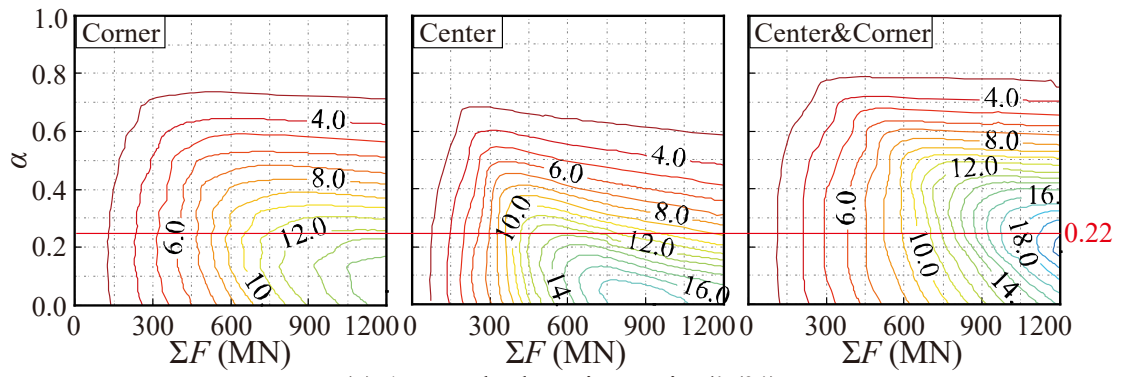
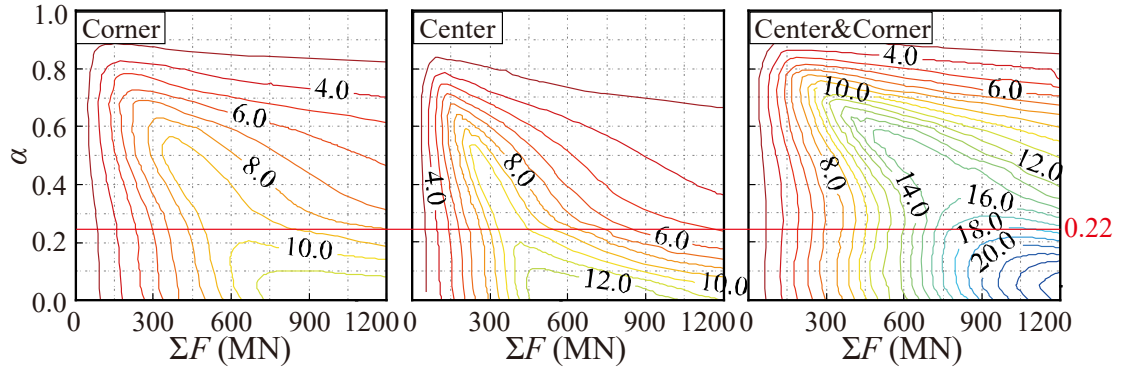


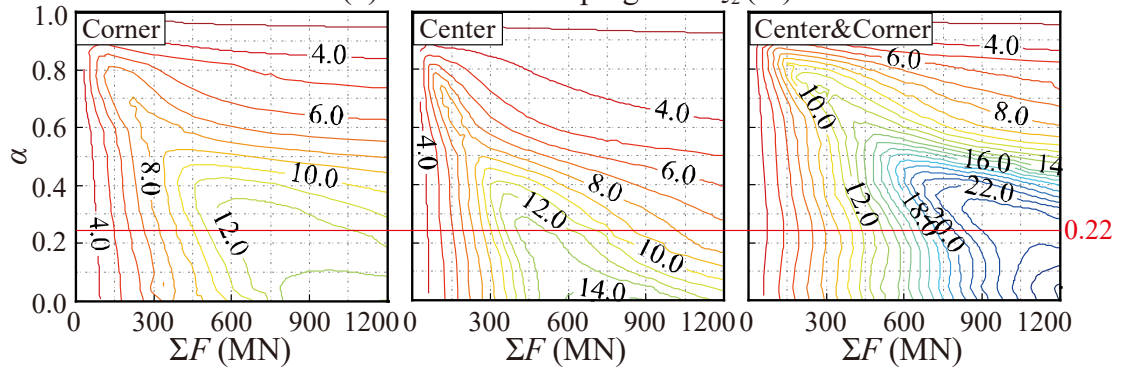
Figure 5.6.5 モード減衰比の等値線図 (均等配置, 線形時)



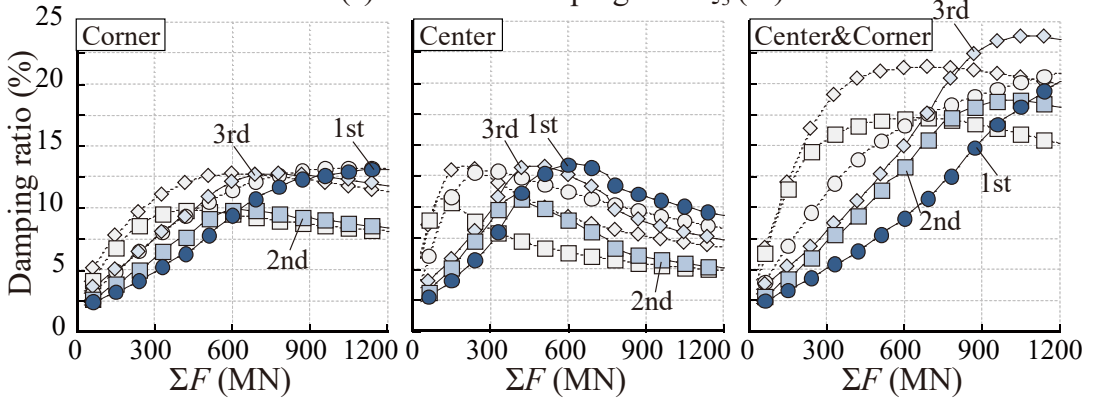
(a) 1st mode damping ratio  $\xi_1$  (%)



(b) 2nd mode damping ratio  $\xi_2$  (%)



(c) 3rd mode damping ratio  $\xi_3$  (%)



(d) 1st to 3rd mode damping ratio ( $\alpha=0.22$ )

Figure 5.6.6 モード減衰比の等値線図 (均等配置, レベル 2)

## b) スリットの配置と深さ，総ダンパー量と地震応答

Figure 5.6.7 と Figure 5.6.8 にスリット底高さ比  $\alpha$  と総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) を軸にとった最大層間変形角 (Peak SDR)，スリット内せん断変形角 (Panel shear angle :  $\gamma_{xz}$ )，頂部加速度 (Roof acceleration) をスリット位置で整理して示す。また，左側の Figure 5.6.7 (d),(e) と，右側の Figure 5.6.8 (d),(e) には， $\alpha=0.22$  の応答値とダンパー無し状態からの低減率を抽出して示す。ここで Figure 5.6.7 は告示波に対する平均ピーク地震応答，Figure 5.6.8 は KA1 に対するピーク地震応答を示す。

Figure 5.6.7 と Figure 5.6.8 に示すように，地震応答は，スリットの配置や深さ，総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) に対する固有振動特性の変動だけでなく，入力地震動の位相特性のバラツキの影響も受けるため等値線図の性状は安定しない。しかし，Figure 5.6.7 (d),(e) と Figure 5.6.8 (d),(e) の例に示すように，変位応答はダンパー容量の増大に対して概ね逆比例的に低減され，ピーク層間変形角は柱梁主架構が概ね無損傷を維持できる 1/150 rad 以下に，スリット内せん断変形角の最大値はカーテンウォールが破損・脱落しない 1/100 rad 以下に抑えることが可能である。また，Figure 5.6.7 と Figure 5.6.8 の比較に示すように，長周期地震動 KA1の方が告示波より各種地震応答値が小さく評価されている。1次モードの固有周期帯では両地震波とも同程度の入力レベルであるのに対して，短周期帯では KA1 の入力レベルが抑えられていることが影響してこの差が生まれていると考えられ，地震応答の評価において高次モードの影響も無視できないことに注意が必要である。

その一方，Figure 5.6.7 (c)~(e) と Figure 5.6.8 (c)~(e) に示すように，頂部加速度は， $\Sigma F$  の増大に対して (1) 応答低減効果が頭打ちになる場合 (Corner)，(2) 極値を迎えたあと応答増大する場合 (Center)，(3) 応答が低減し続ける場合 (Center&Corner) に分岐し，この傾向は入力地震動の特性に依らない。Figure 5.6.2 (g) と Figure 5.6.6 (d) に示すように，これは高次モード減衰比の変化が影響しており，1次と3次モード減衰比が増大する  $\Sigma F$  範囲では (1) に，1~3次モード減衰比が全て低減する  $\Sigma F$  範囲では (2) に，2~3次モード減衰比が1次モード減衰比を超えて増大する  $\Sigma F$  範囲では (3) に分岐すると考えられる。なお，本検討では Center のスリット配置のみ (2) に分岐したが，1次モード減衰比の極値を捉えられるように  $\Sigma F$  範囲を広げて検討すれば，その他のスリット配置でも同様の頂部加速度応答の増大が確認されることが考えられる。

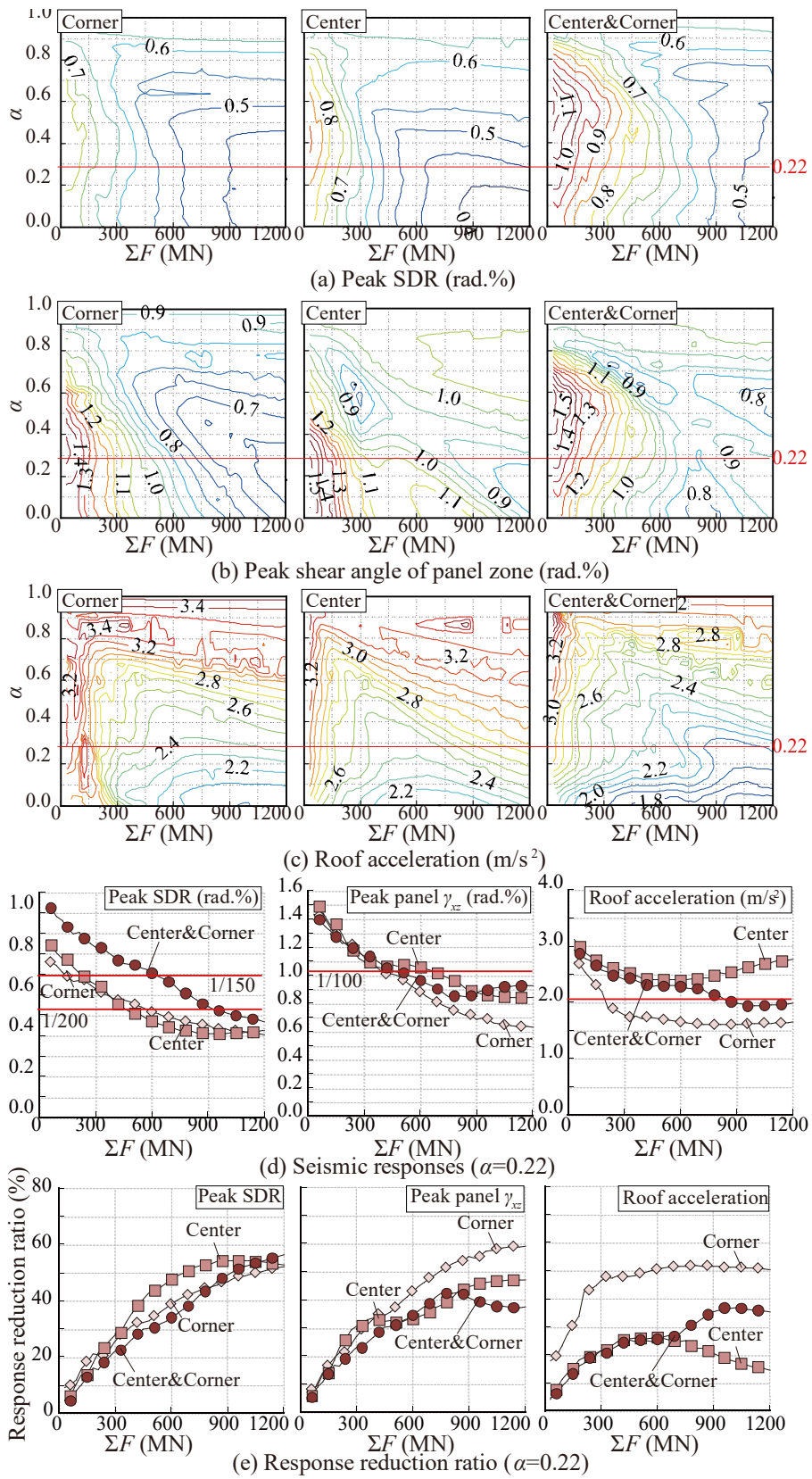


Figure 5.6.7 レベル 2 告示波に対する平均ピーク地震応答 (均等配置)

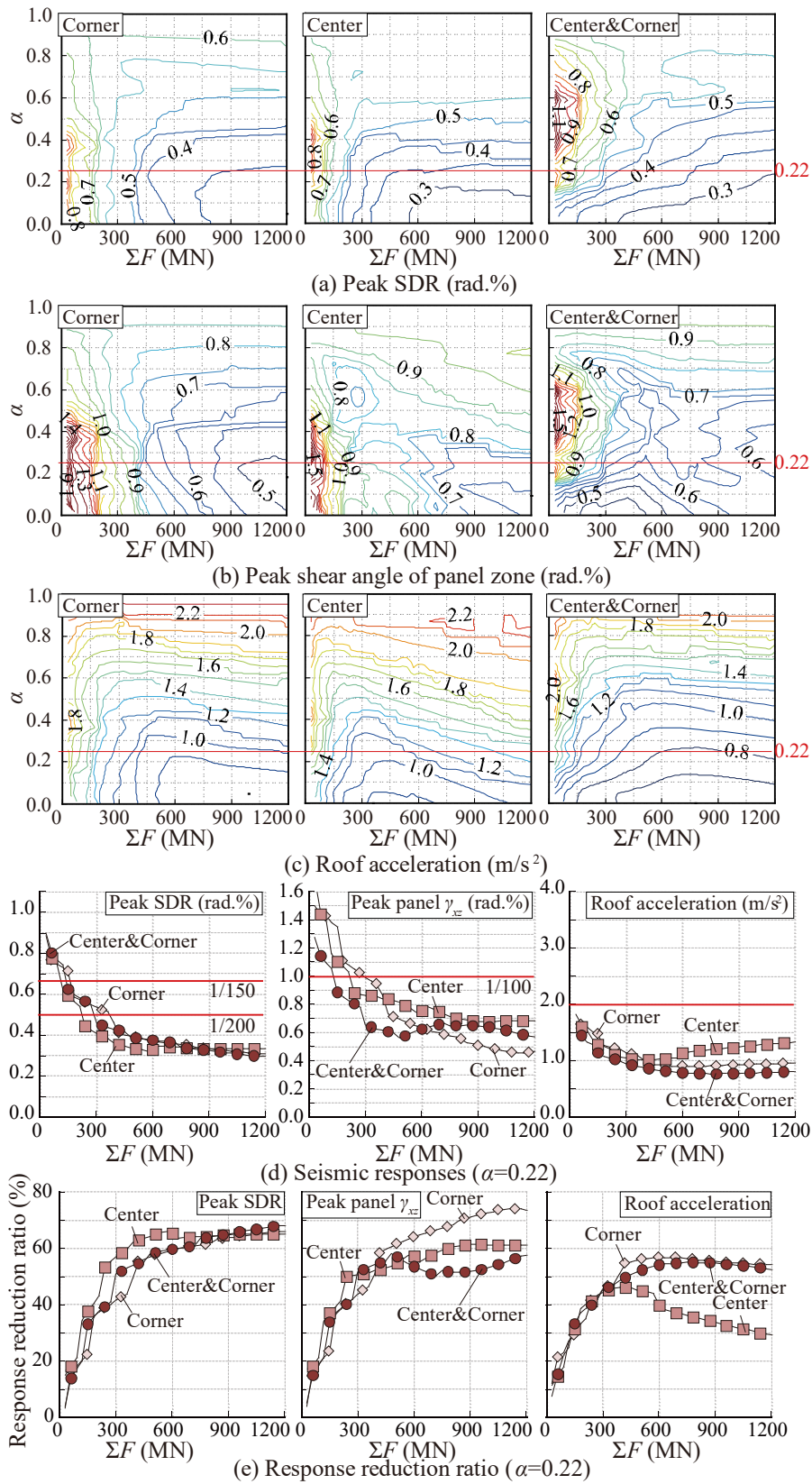


Figure 5.6.8 KA1に対するピーク地震応答 (均等配置)

#### 5.6.4 ダンパーを特殊階に集約配置する場合の検討

続いて、制振スリット内のダンパーを特殊階に集約配置する場合について、スリットの配置と深さ、総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) が Damped braced tube の動的応答特性に与える影響を均等配置と比較して分析する。

##### a) スリットの配置と深さ、総ダンパー量と固有振動特性

Figure 5.6.9 に固有周期を、Figure 5.6.10 にモード減衰比をスリット配置で整理して示す。これらの図は全て  $\alpha = 0.22$  の結果であり、Linear はダンパー線形時、レベル 2 と KA1 はそれぞれの入力地震動に対応する地震荷重時（ダンパー非線形時）である。また、Uniform はダンパーを均等配置した場合のダンパー線形時であり、比較の対象として示す。

Figure 5.6.9 (a) に示すように、スリットの位置に関係なく、ダンパーを集約配置した場合のほうが、少ない  $\Sigma F$  の範囲において、ダンパー線形時 (Linear) の 1 次固有周期は均等配置時より短くなる。これは集約配置される部材のダンパー容量が大きくなり、ダンパーを模擬するダッシュポットの見かけの損失剛性  $C_d \omega$  ( $\omega$  は固有円振動数) が大きく発現するためと考えられる。また、集約配置時では、均等配置時 (Figure 5.6.4) と比べて、地震荷重時の固有周期の伸びもやや鈍く、特に長周期化しやすい Center&Corner でも最大約 0.5 秒となった。さらに、Figure 5.6.9 (b),(c) に示すように、集約配置時と均等配置時の 2~3 次モード固有周期は概ね同等であり、ダンパーの非線形性による長周期化の影響も小さい。

Figure 5.6.10 に示すように、 $\Sigma F$  に対する集約配置時におけるモード減衰比の増減の傾向は、前節でも述べた均等配置の場合と同様であり、高次モードに至るまで 10%以上の減衰比を実現できる。一方で、そのピーク値は均等配置時 (同図 Uniform) の 1/4~1/2 程度となり、Center&Corner の均等配置で 2~3 次モード減衰が地震荷重時に線形時より顕著に向上する性状 (Figure 5.6.6 (d)) は確認されない。

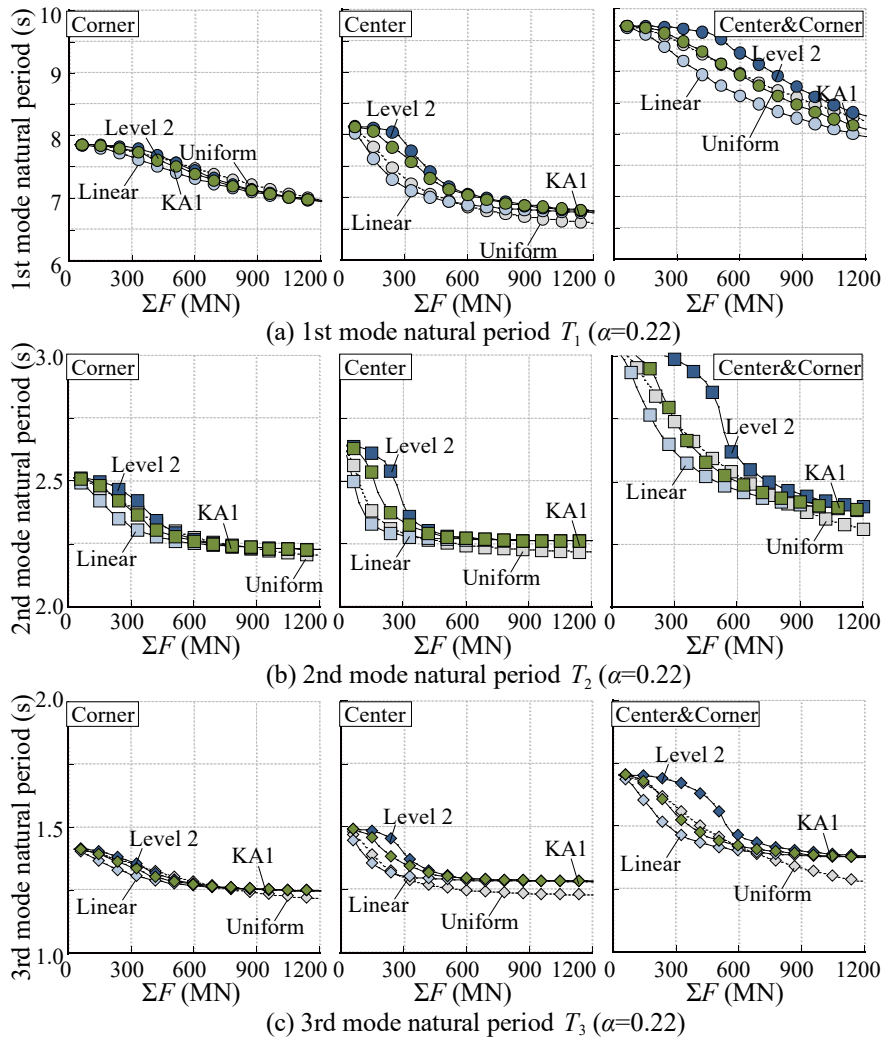


Figure 5.6.9 固有周期（集約配置）

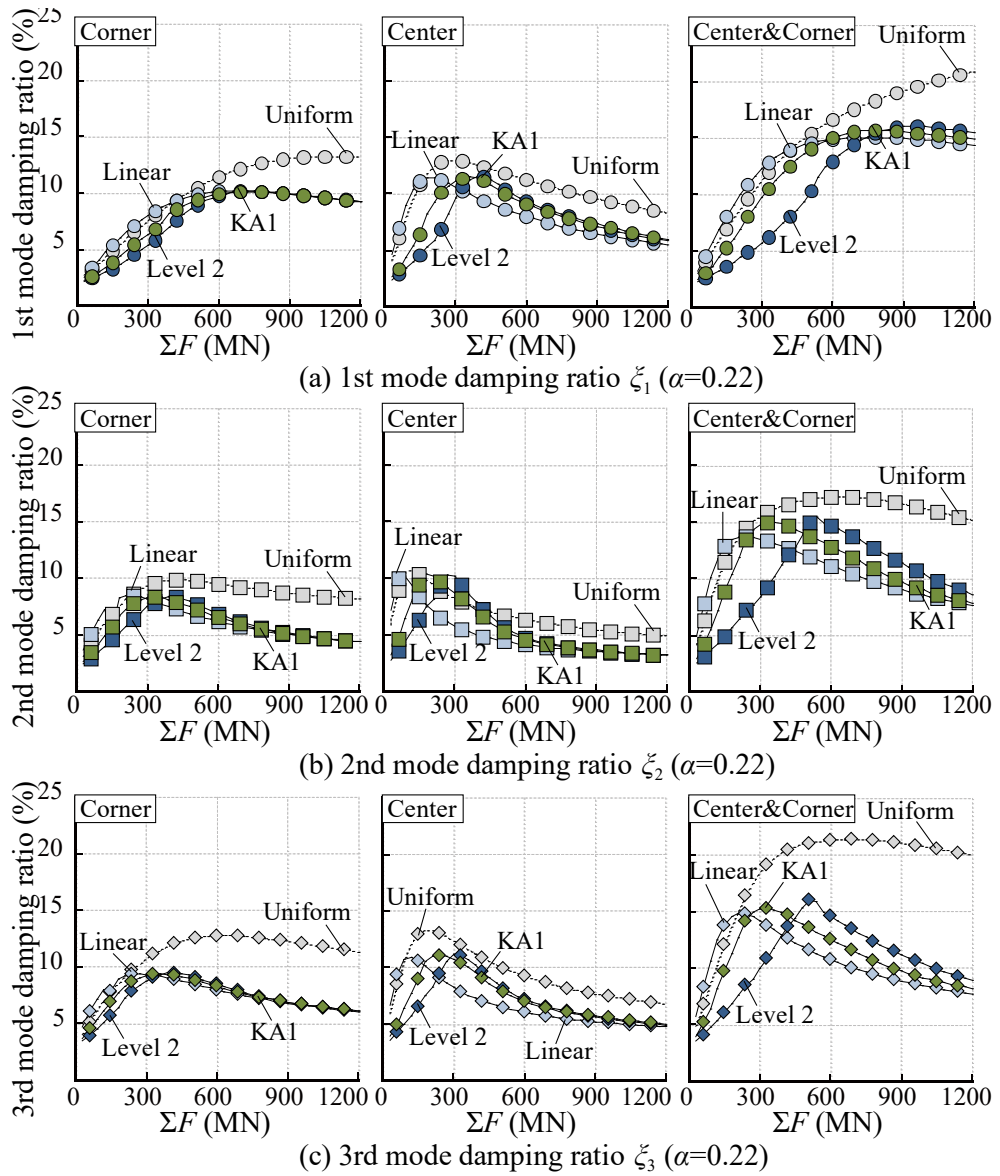


Figure 5.6.10 モード減衰比 (集約配置)

## b) スリットの配置と深さ，総ダンパー量と地震応答

Figure 5.6.11 にピーク層間変形角 (Peak SDR)，スリット内せん断変形角 (Panel shear angle :  $\gamma_{xz}$ )，頂部加速度 (Roof acceleration) をスリットの位置で整理して示す。同図赤抜きマーカーのレベル 2 と KA1 は各入力地震動に対する集約配置時の地震応答を示し，背面の白抜きマーカーは対応する均等配置時 (Uniform) の応答を示す。

前節で述べたように，特殊階の集約配置は，付加減衰効果が均等配置より劣るものの，固有周期の低減効果は均等配置より向上するため，Figure 5.6.11 (a),(b) に示すように，結果として集約配置時の変位応答の低減効果は均等配置時と概ね同等となり，一定量以上の総ダンパー量 (例えば  $\Sigma F \cong 600\text{MN}$ ) を確保すれば，最大層間変形角は柱梁主架構が概ね無損傷を維持できる  $1/150 \text{ rad}$  以下に，スリット内せん断変形角の最大値はカーテンウォールが破損・脱落しない  $1/100 \text{ rad}$  以下に抑えることが可能であり，スリット配置の変更や，ダンパーの特殊階への集約配置を行った場合においても安定的に高い耐震性能を発揮するシステムであることが示されている。

一方，全てのスリット配置において，総ダンパー量 ( $\Sigma F \cong 300\text{MN}$ ) 前後で 1~3 次モード減衰比がピークとなり，それ以降は低減に転じて前節(2) の  $\Sigma F$  範囲に条件が一致するため，Figure 5.6.11 (c) に示すように，特に告示波の頂部加速度応答は均等配置時より増大する。しかし，その値は最大でも No slit モデル ( $\Sigma F=0$ ) の応答値からは低減傾向にあること，および高次モード成分も大きい告示波のレベル 2 に対しても  $300\text{gal}$  を下回る応答レベルである。

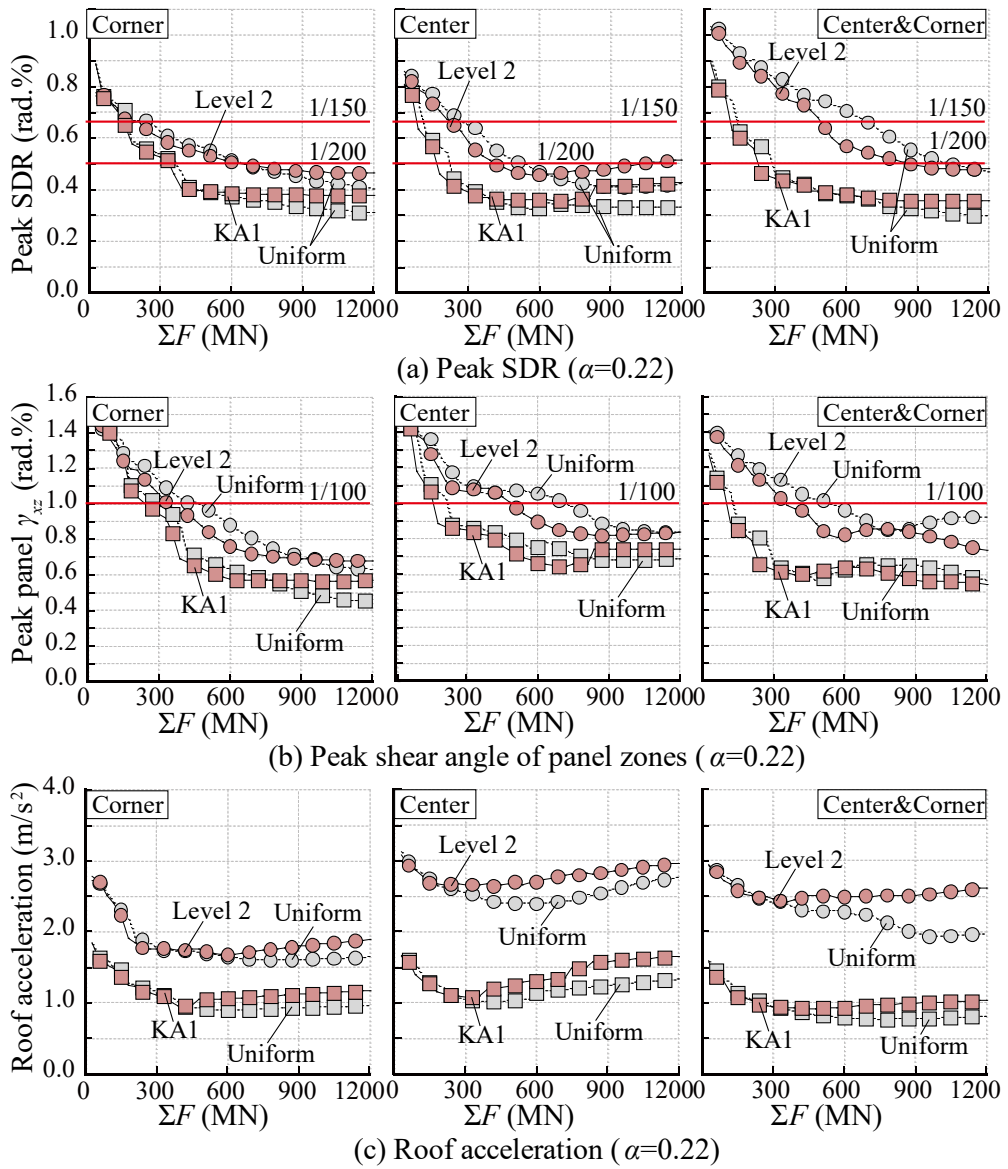


Figure 5.6.11 各種地震応答 (集約配置)

## 5.7 制振スリット付ブレースチューブ構造の動的応答特性と設計方針

さいごに、 $\alpha=0.22$  を例に、ここまでに得られた動的応答特性を整理し、その関係性に基づく Damped braced tube の設計方針を議論する。

### 5.7.1 1次固有周期低減率とその他の動的応答特性の関係

Figure 5.7.1 と Figure 5.7.2 に総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) に対して線形的に減少する 1次固有周期 ( $T_1$ ) の低減率と、付加減衰比ならびに各種地震応答低減率の関係性をスリットの位置と内部の容量分布で整理して示す。ここで Figure 5.7.1 (a) と Figure 5.7.2 (a) はダンパー線形時の付加減衰比を、Figure 5.7.1 (b) と Figure 5.7.2 (b) はレベル 2 の地震荷重時の付加減衰比を、Figure 5.7.1 (c) と Figure 5.7.2 (c) は同地震荷重時の各種応答低減率を示している。また、Figure 5.7.1 (b),(c) と Figure 5.7.2 (b),(c) の SDR (橙色の□マーカー) はピーク層間変形角、Panel はスリット内せん断変形角 ( $\gamma_{xz}$ )、Disp は頂部変位、ACC (赤色の○マーカー) は頂部加速度の応答低減率を示している。同図らを貫く縦線は、各モード付加減衰比 (青系の線) または SDR 低減率 (橙色の線) がピークとなる  $T_1$  低減率を強調している。

Figure 5.7.1 (a),(b) と Figure 5.7.2 (a),(b) に示すように、各モード付加減衰比は ( $T_1$ ) の低減に従って増大し、特に 1次モード減衰比は 5~15%程度の  $T_1$  低減率でピークとなり、その後は減少する。Figure 5.7.1 (b),(c) と Figure 5.7.2 (b),(c) に示すように、各種地震応答の低減率は、1次モード減衰比のピークまで同様に  $T_1$  低減率に従って概ね一律増大する。一方、1次モード減衰比のピーク後では、変位応答 (SDR, Disp, Panel) は固有周期の低減の影響で更に約 10%まで応答低減効果を向上できる。このときの追加の  $T_1$  低減率は約 5%である。このように変位応答と加速度応答の低減効果は 1次モード減衰比のピークを起点にしてトレードオフ関係となる。

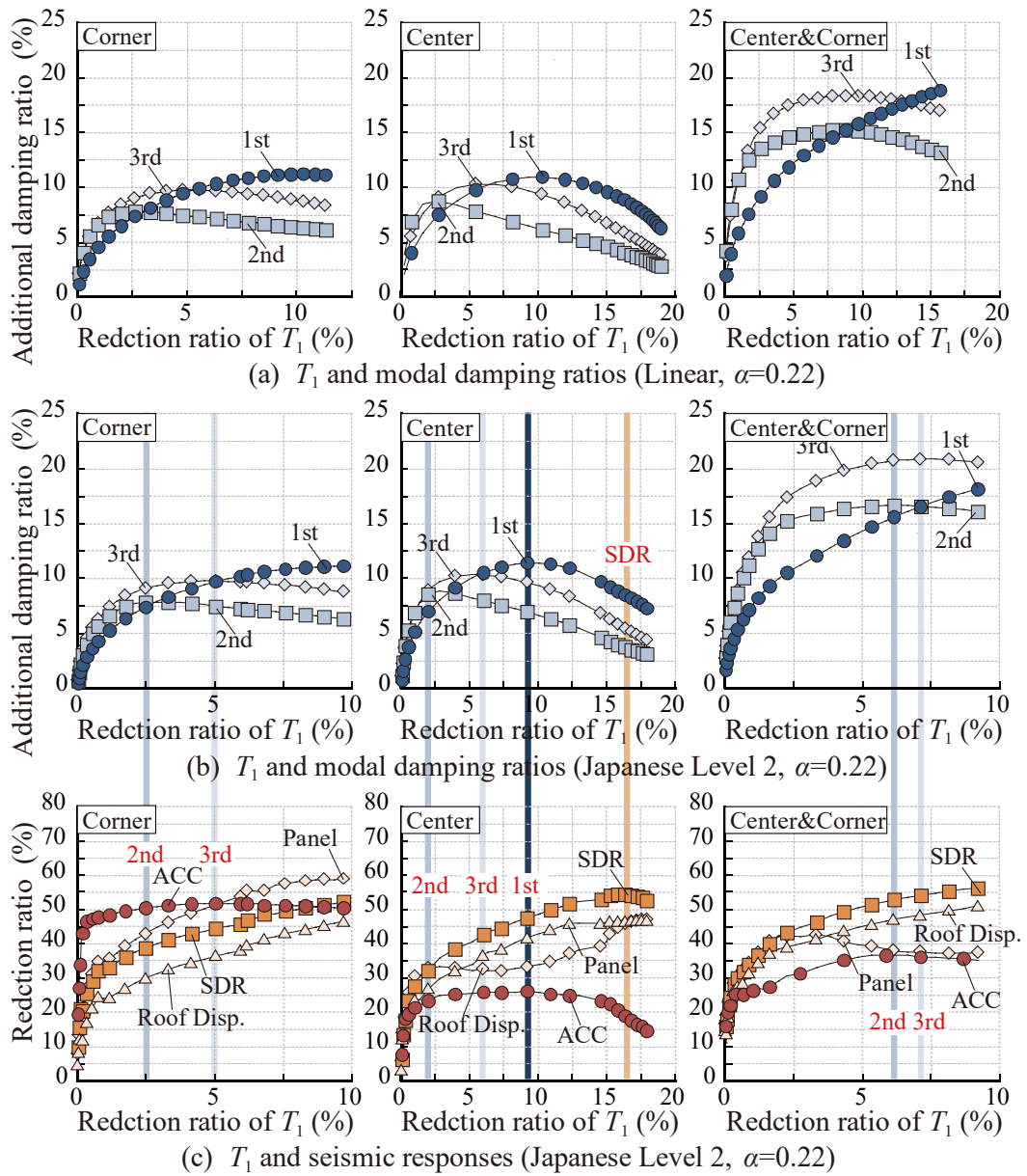


Figure 5.7.1 1次固有周期，付加減衰比，各種地震応の低減率（均等配置）

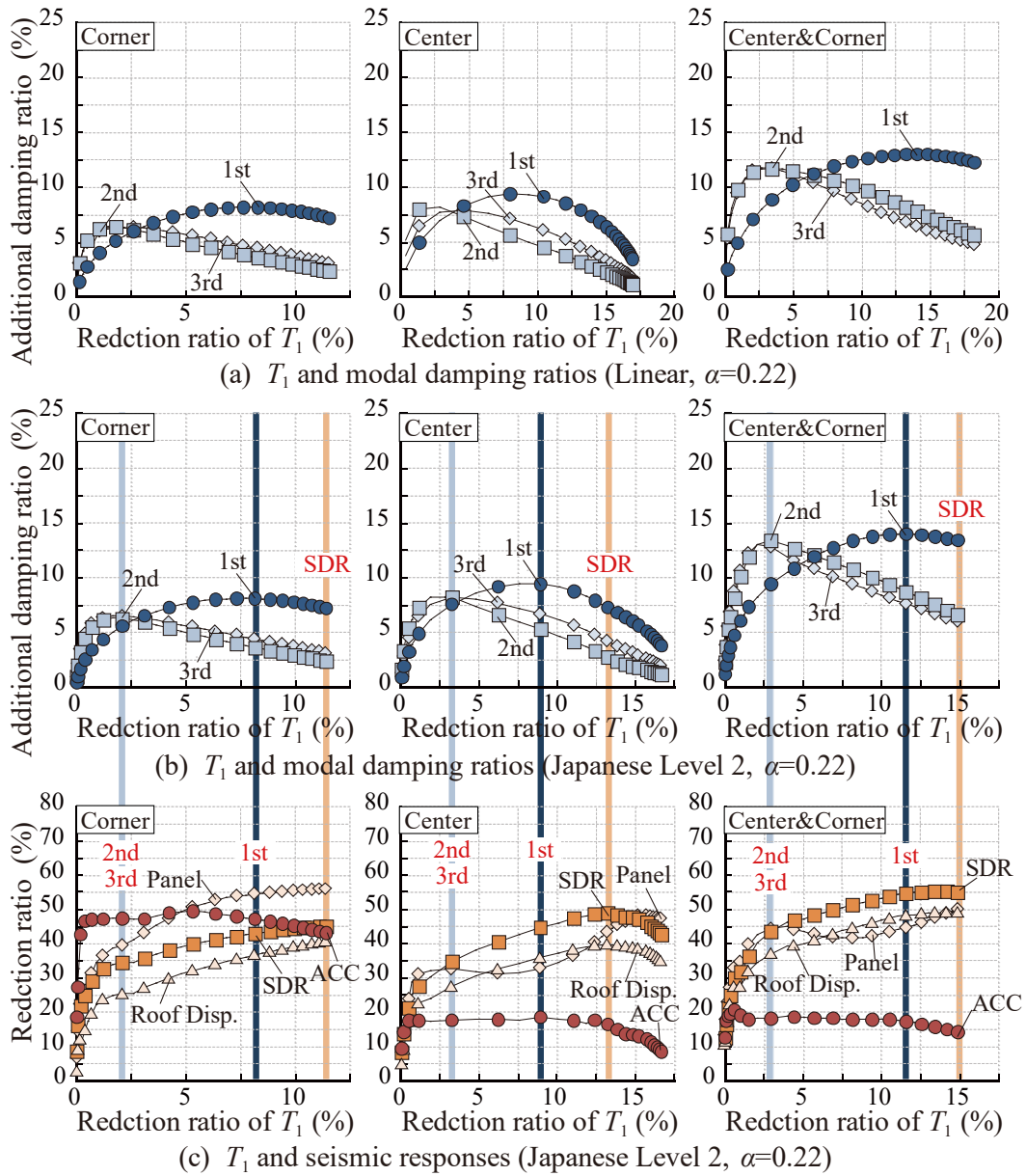


Figure 5.7.2 1次固有周期，付加減衰比，各種地震応の低減率（集約配置）

## 5.7.2 合理的な制振スリットの設計手順の例

以上の動的応答特性の相関性を考慮すると、Damped braced tube は、例えば、次の方針に従って制振スリットを設計する効率的と考えられる。

### Step 1：スリットの位置と深さ、内部の容量分布の決定

建築計画や重視する固有振動特性（付加減衰比または周期低減率）に基づいてスリット内部のダンパー分布（均等配置，特殊階集約配置）を選択する。スリットの位置は柔軟に選択して良いが，1~3次モードで10%以上の減衰比を獲得するためにはスリット深さは $\alpha \leq 0.4 \sim 0.5$  とする必要があり， $\alpha \leq 0.25$  程度以下として一定以上のダンパー量を確保することができる。また，ダンパーの無いスリット付 Braced tube の実固有値解析を用いて，スリット部に Coupled shear wall のような振動モードが卓越することを確認する必要がある。

### Step 2：1次モード減衰比の最大化を目指した $\Sigma F$ の仮決定

地震荷重時における1次モード減衰比の最大化を目標に総ダンパー量（ $\Sigma F$ ）を仮決定する。市販の構造解析ソフトウェアの時刻歴応答解析を用いる場合には，5.3節で示すように，1次モード振動を卓越させる入力地震動（模擬波）を用いた応答解析結果から，内部粘性減衰とダンパーによる累積吸収エネルギー量の比を用いて1次モード減衰比を略算できる。なお，Figure 5.6.5 (d) や Figure 5.6.6 (d) に示すように，減衰比は総ダンパー量（ $\Sigma F$ ）に対して凸であり，その勾配情報に基づく手動の二分法アルゴリズムを用いても，少ない時刻歴応答解析の試行回数で最適  $\Sigma F$  を探索できると考えられる。

### Step 3：重視する地震応答値に基づく $\Sigma F$ の最終決定

Step 2 で仮決定された総ダンパー量（ $\Sigma F$ ）に対する各種の地震応答が，あらかじめ設定した設計クライテリアを満足するか確認する。さらに変位応答を低減したい場合には， $\Sigma F$  を増加させる方向の調整を行う。

## 5.8 まとめ

本章では、制振スリット付ブレースチューブ構造 (Damped braced tube) について、スリットの位置と深さ、総ダンパー量と容量分布が同構造の動的応答特性に与える影響を広範な数値解析検討から比較分析し、各種応答低減率と付加減衰比の関係性から、その設計方針の一例の提案を試みた。本研究の検討範囲で得られた結論を以下に示す。

- 1) Damped braced tube の固有周期はスリットの深さや配置数に比例して長周期化し、総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) に比例して線形に短周期化する。
- 2) スリットの位置や容量分布に依らず 1~3 次モードで高い付加減衰効果を期待することが可能であり、スリット底高さ比  $\alpha$  を 0.4~0.5 以下とし、適切なダンパー配置を行うことにより、約 10%以上の極めて大きい減衰比を得ることが可能であり、中でも  $\alpha$  を 0.25 程度以下とすることで極めて安定的に制振効果を得ることが可能である。
- 3) 減衰比が最大化される最適  $\Sigma F$  はダンパーの非線形性の影響を受け、レベル 2 地震荷重時の最適  $\Sigma F$  は、ダンパー線形時の 1.5~2.0 倍を必要とする。
- 4) 実現可能な範囲のダンパー容量の導入によって、レベル 2 地震動に対するピーク層間変形角を 1/150 rad 以下、スリット内せん断変形角を 1/100 rad 以下に抑えることが可能であり、柱梁主架構を概ね無損傷とし、変形が大きくなるスリット内せん断角に対してもカーテンウォールを破損・脱落させない設計が可能となる。
- 5) 制振スリット内部にダンパーを均等配置する場合には、スリットが深いほど、また配置数が多いほど減衰比のピーク値は高くなる。
- 6) 特殊階フロアにダンパーを集約配置する場合においても、均等配置時と同程度の付加減衰比や変位応答低減率を得ることが可能である。
- 7) 各種地震応答低減率と付加減衰比の関係性に基づく設計方針を提案した。

以上の通り、Damped braced tube が高い制振効果を持つ構造形式であること、およびスリット配置とスリット深さが一定の合理性を持つことが確認できる構成である場合に、ダンパー量に対しては良い意味で鈍感であり、入力地震レベルの想定によりその増減を行った場合でも効果的な制振システムとして機能することが可能であることが確認できた。次章では、本章の検証に得られた知見を活かし、実プロジェクトの基本検討モデルを用いた試設計を行い、Damped braced tube の実現性を検証する。

## 参考文献

- 1) Kyoung S. Moon, Jerome J. Connor and John E. Fernandez, : Diagrid Structural Systems for Tall Building: Characteristics and Methodology For Preliminary Design, Struct. Design Tall Spec. Build. 16, 205-230, 2007
- 2) Smith, S. and Coull, A.: Tall Building Structures: Analysis and Design, John Wiley & Sons, Inc., 1991.
- 3) 石橋 洋二：外殻制振構造を用いた 400m 級超高層建築の検討－TOKYO TORCE (東京駅前常盤橋プロジェクト) Torch Tower (B 棟), 鉄鋼技術 (Steel Structural Technology), pp.78-79, 2020.10.
- 4) <https://tokyotorch.mec.co.jp/> (accessed 2021.10.14)
- 5) Ministerial Notification No. 1457 of the Ministry of Construction, Japan, 2000. (in Japanese)  
建設省告示第 1457 号, 2000.5
- 6) 「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への対策について」, 国土交通省住宅局 (accessed 2023.10.28)  
[https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku\\_house\\_fr\\_000080.html](https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku_house_fr_000080.html)
- 7) DEAP 1.1.0. <https://github.com/DEAP/deap>.

## 第6章 制振スリット付チューブ構造の実建物への適用

6.1	はじめに.....	177
6.2	実建物への Damped braced tube の適用性.....	178
6.2.1	Damped braced tube の概要.....	178
6.2.2	全体構成のバリエーション.....	180
6.3	想定建物の建築計画概要.....	182
6.4	Damped braced tube 適用の方針.....	182
6.4.1	スリット配置, ダンパー配置について.....	182
6.4.2	スリット深さについて.....	183
6.5	想定建物の構造計画概要.....	185
6.5.1	架構計画.....	185
6.5.2	主要部材構成.....	185
6.6	想定建物の耐震設計.....	188
6.6.1	耐震設計目標と想定地震動.....	188
6.6.2	固有値解析結果.....	190
6.6.3	時刻歴地震応答解析による耐震性能の検証.....	190
6.7	まとめ.....	193
6.7.1	耐震設計のまとめ.....	193
6.7.2	各種パラメータの設定.....	193
6.7.3	その他.....	195



## 6.1 はじめに

前章まで、東京都心に計画される超々高層建築物の設計に向けて、Damped core 中心の従来の考え方から脱却した構造形式を検討してきた。第4章の検討では、東京都心の大規模開発超高層ビルに見られる特徴や設計条件とする超々高層建築物に対しては、世界的に見た場合に超々高層建築物の代表的な制振システムである「ダンパー付アウトリガー構造 (Damped outrigger)」が必ずしも効率的ではない(海外事例程の効果を発揮しない)ことが確認された。その一方で第5章では、提案した「制振スリット付ブレースチューブ構造 (Damped braced tube)」が、日本特有の長スパン無柱空間を有するプランの超々高層建築に対しても極めて有効な制振システムであること、および、制振スリット配置やスリット内のダンパー分布などの設計パラメータに一定の幅を持たせても、高い性能を得ることが可能な安定性の高いシステムであることを確認しており、高い耐震性能を確保しつつ、建築計画との整合に向けた自由度にも富んだ、実案件への適用性が高いシステムであることが示されている。

本章では、まず、改めて Damped braced tube の概要を建築計画や構造計画との整合の観点から整理し、つぎに、実案件の与条件をベースとした構造計画や耐震設計を試みる。また、耐震性能の検証に際しては、日本における超高層建築物の詳細設計の手法に則るものとし、立体弾塑性部材モデルを用いた応力解析や時刻歴応答解析を用いた試設計を実施する。さいごに、第5章で検討した最適化の結果との対比の確認として、各種パラメータの比較を実施し、本システムを採用した試設計の位置づけの確認も行う。

## 6.2 実建物への Damped braced tube の適用性

### 6.2.1 Damped braced tube の概要

Figure 6.2.1~6.2.2 に制振スリット付ブレースチューブ構造 (Damped braced tube system) の部材構成図と概念図を再掲する。Figure 6.2.1 では Corner damped slit の場合、Figure 6.2.2 では Center damped slit の場合のイメージ図を用いている。Damped braced tube は、建物立面全体に配置された弾性メガブレースにより構成された Braced tube をベースとする。Braced tube は極めて高い水平剛性を獲得できる架構方式であるが、厳しい地震環境の中、合理的な耐震設計を進めるには大きな減衰を付加することが望まれる。そこで Braced tube を構成する弾性ブレースの一部を縦に連続したスリット状に整理して制振ダンパーに置き換えることで「制振スリット (Damped slit)」を構成し、地震時や風荷重時に縦長に分割された Braced tube のそれぞれの部分に曲げ変形を誘発させ、鉛直変位差を制振スリットに生じさせる。これを制振スリットに配置された制振ダンパーが効果的に利用することで、Damped braced tube として機能し、非常に大きな付加減衰を獲得する。

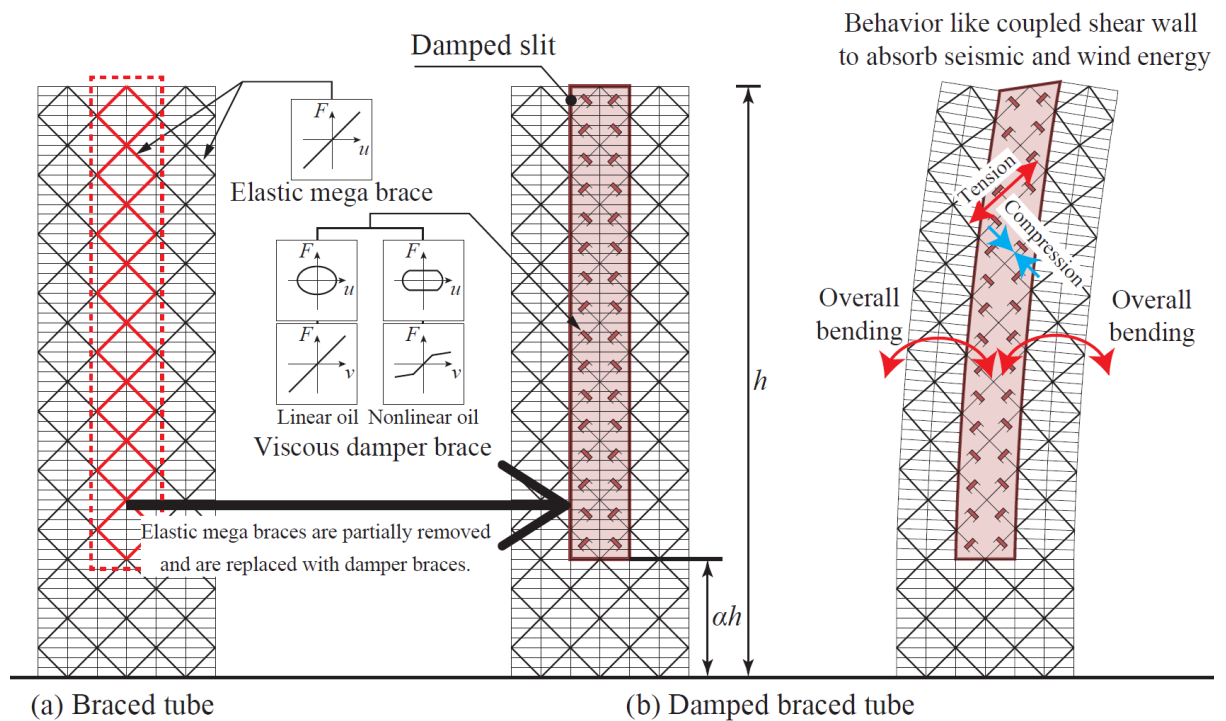


Figure 6.2.1 Damped Braced Tube の概念図 (Figure 5.2.2 再掲)

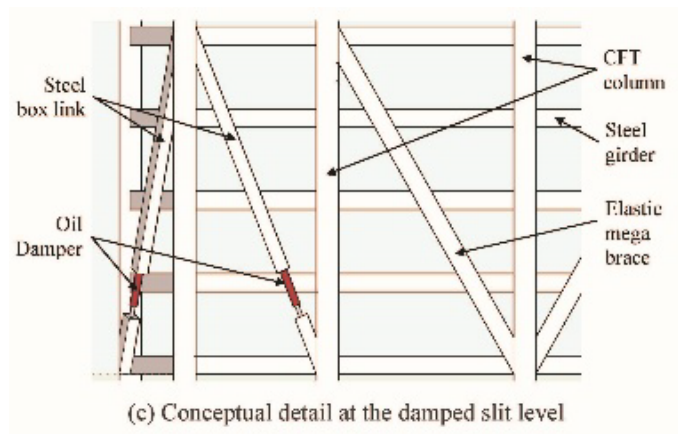
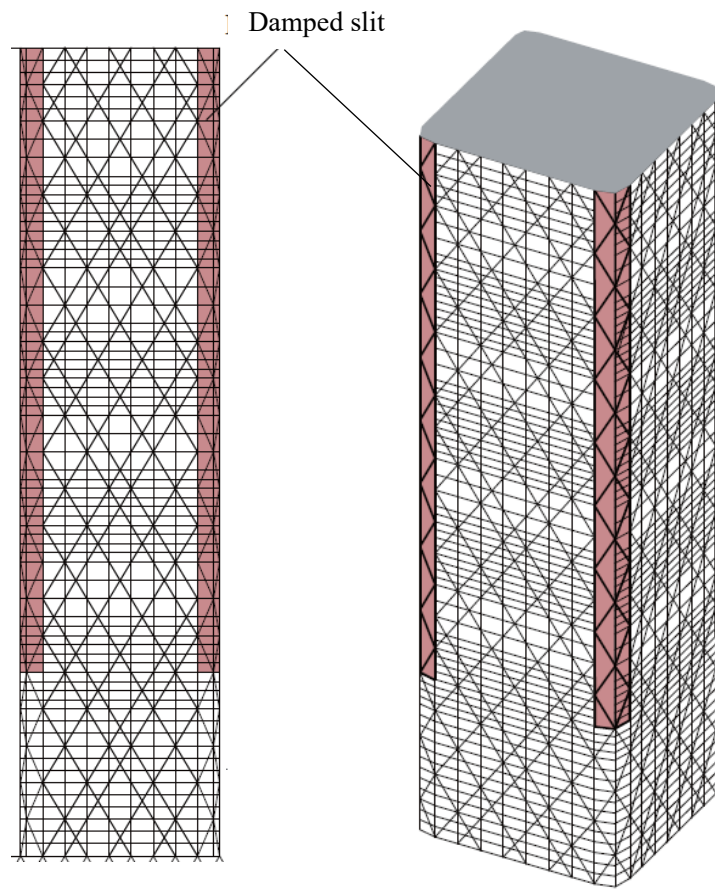


Figure 6.2.2 Damped Braced Tube の部材構成 (Figure 5.2.1 再掲)

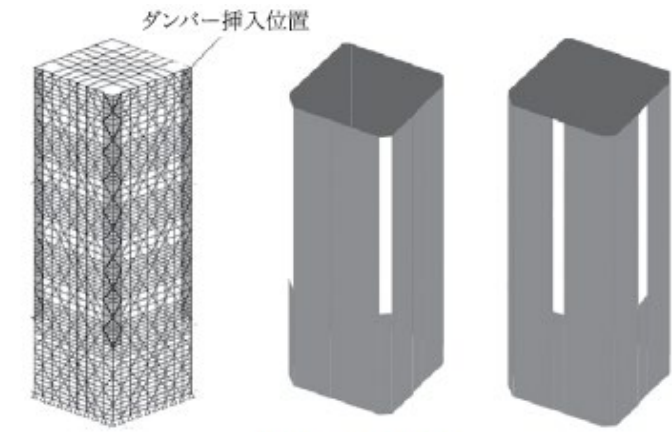
## 6.2.2 全体構成のバリエーション

Damped braced tube では、前章で示した下記のような様々なバリエーションが考えられる。

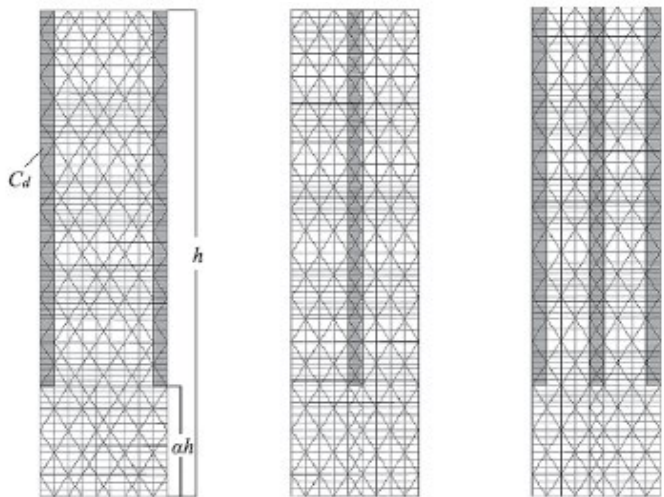
- ・スリット配置：制振スリットを建物のどの位置に設けるか
- ・スリット深さ：制振スリットを建物頂部から、どの程度の深さまで設けるか
- ・ダンパー量：制振スリット内にどの程度の量を配置するか
- ・ダンパー配置：制振スリット内のダンパーの分布

これらに対して、第5章で高さ400m級の整形な超々高層建築物を対象として、時刻歴応答解析による性状確認や、一般化応答スペクトル解析（GRSA）を用いたパラメトリック解析による最適化検証を実施した。そこで得られた結果から、Damped braced tube が実案件への適用性が高いことが示されている。実建物への適用性を考えるにあたり重要なポイントの概要を以下に再掲する。

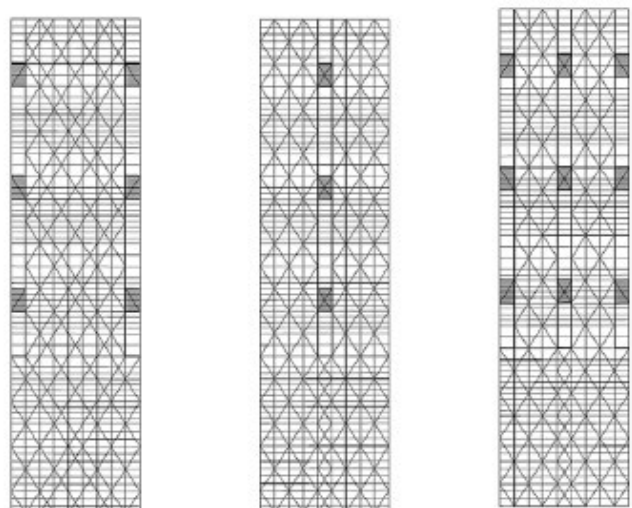
- 1) 「スリット配置」と「スリット深さ」について、Figure 6.2.1 に示す各スリット配置を対象として、スリット深さやダンパー量を変化させた比較検討を実施し、いずれのスリット配置においても、一定以上のスリット深さとダンパー量が確保されていれば、スリット深さやダンパー量の多少の差による影響は軽微であり、安定的に高い制振効果が得られる。
- 2) 「ダンパー配置」（スリット内の分布）について、ある程度妥当な分布とすれば、制振効果はダンパー配置の多少の差による影響は軽微であり、極端に不利な位置に偏った配置とする場合（曲げ変形を誘発しない最下部に多くを配置する場合など）を除くと、スリット内の総ダンパー量を適切に確保することにより、様々なバリエーションのダンパー配置において高い制振効果が得られる。
- 3) 「集約配置」について、ダンパーが配置されない個所（ブランク）が制振スリット内に生じるが、極端に不利な位置に偏った配置を除くと、スリット内の総ダンパー量が同等の分散配置との比較においても遜色のない応答制御性能が得られる集約配置が可能である。建物の商品価値の観点では基準階における眺望確保には大きな価値があることから、ダンパーの特殊階への集約配置が建築計画上のメリットとなることが想定される。



概念図



スリット位置イメージ



集約配置イメージ

Figure 6.2.1 Damped Braced Tube のバリエーション (Figure 5.2.3 再掲)

### 6.3 想定建物の建築計画概要

東京都心部における大規模開発である TOKYO TORCH Project<sup>1)</sup>の一部として建設が予定されている超々高層建築物 Torch Tower の構造計画のポイントについて Damped braced tube の適用を中心に紹介する。本稿で紹介する設計の内容は 2020～2021 年度の段階のものである。現在は、2023 年度の着工、2028 年の竣工を目標として、若干の変更を加えながら計画を進めている。対象建物に当時想定されていた物件概要を Table 6.3.1 に、外観パース、断面構成図、架構概念パースを Figure 6.3.1～6.3.3 に示す。

### 6.4 Damped braced tube 適用の方針

本計画における Damped braced tube の適用に際しては、本システムの性能に大きな影響を与える各設定について、下記を適用の方針とする。

- スリット配置：センター・コーナー併用スリット (Center&Corner slit)
- スリット深さ：建物高さの 3/4 程度
- ダンパー配置：スリット内のダンパーは特殊階に集約配置

#### 6.4.1 スリット配置、ダンパー配置について

スリットが多くダンパーが集約配置であることは、建物全体の剛性確保の観点や、接合部を含む部材設計の観点において不利な面はあるが、テナントオフィスビルの商品性向上の観点からは大きなメリットとなる。

Damped braced tube を構成する外殻の構造は、上層階（14 階以上）では事務所基準階としての統一性と施工性の向上のため、および最大スパン約 21.6m の長スパン無柱空間の合理的な支持のために、外殻構面にも鉛直の柱によるラーメン架構を構成し、ここに複数層を跨ぐメガブレースを追加した Outer brace 架構（以下 OB 架構）とした。

そこに制振スリットを建物立面の中央部と隅部（Center & Corner）に上層階全体（14 階～最上部）を縦に通して設置して、各立面の OB 架構を二つの縦長の壁状に分割する構成とし

た。制振スリット内のオイルダンパーは、高さ方向に適度に分布している設備階やスカイロビー階などの特殊階に集約して配置した。

#### 6.4.2 スリット深さについて

一方、低層階（13階以下）における外殻構面には、鉛直の柱を設けずに、斜めの柱のみで構成した Diagrid 架構（以下、DG 架構）を全周に配置した。超高層の低層部に用いる柱断面と同等の大断面で構成する DG 架構を採用することで、柱とブレースの両方に大断面部材を用いることを回避して大断面部材を縮減しつつ、大きな水平剛性と耐力を合理的に確保した。また、Damped Braced tube の設計上の大きな課題として、上層部のブレース構面の曲げ変形挙動に起因して制振スリット下端に生じる大きな縦方向のせん断力の処理が挙げられるが、本計画で採用した低層部の大断面 DG 架構は、これを合理的に解決している。

さらに、DG 架構により低層部に高いチューブ効果を与えることにより建物全体を安定させ、転倒モーメントを建物外周全体で負担することを可能としている。大きな変動軸力が局所的に生じることを防ぐことができる高いチューブ効果は、超々高層建築物の設計には極めて有効であり、水平加力時の安全性を大幅に高めるとともに、低層階の柱部材や地下構造、および基礎構造の合理的な設計に大きく寄与している。

Table 6.3.1 Torch Tower 概要

表1 Torch Tower 概要

階数	地上63階／地下4階
高さ	約390m
延床面積	約546,000m <sup>2</sup> （約165,000坪）
竣工	2027年度
設計監理	株式会社三菱地所設計



街区北側より

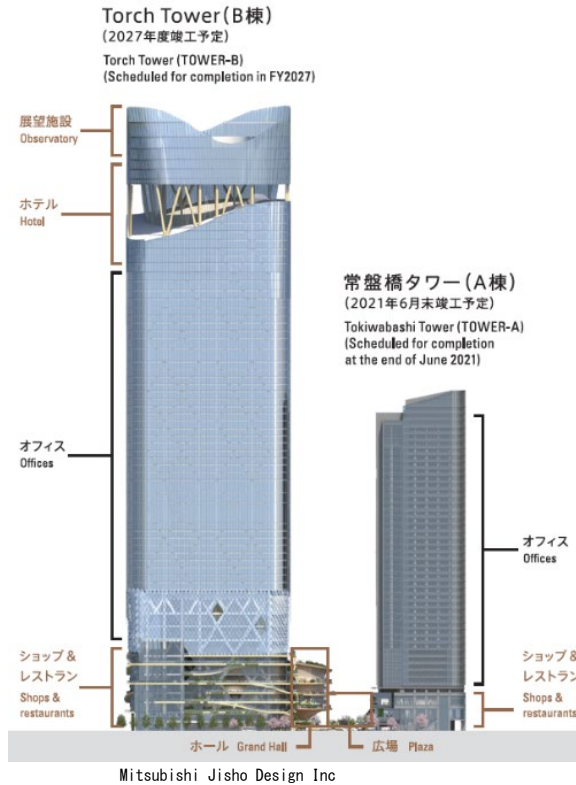
Mitsubishi Jisho Design Inc.



JR 東京駅丸の内側より

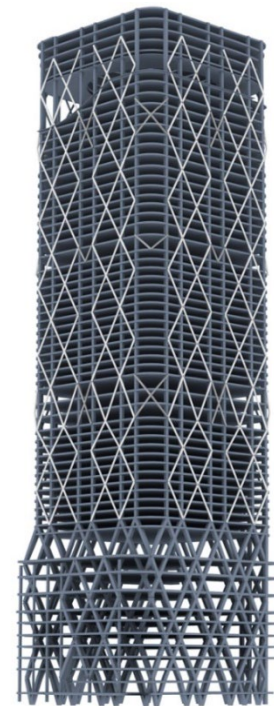
Mitsubishi Jisho Design Inc.

Figure 6.3.1 外観パース



Mitsubishi Jisho Design Inc

Figure 6.3.2 断面構成図



Mitsubishi Jisho Design Inc

Figure 6.3.3 架構概念パース

## 6.5 想定建物の構造計画概要

### 6.5.1 架構計画

低層階には店舗および設備諸室，基準階には事務所，高層階には住宅およびホテルが配されている。基準階は無柱空間の事務所を建物の周囲に巡らせた構成であり，この奥行スパン 20m，桁行スパン 7.2m の大梁配置で構成される事務所床を合理的に支持するため，インナーフレーム，アウターフレームのダブルチューブのラーメン架構の柱配置を基本としており，OB 部材を配するアウターフレームでは，眺望に配慮して 21.6m+10.8m のスパン構成としている。また，低層階～基準階のコア部にはブレースや制振装置は無く，長期荷重支持の役割を中心とするラーメン架構のみとしており，建築計画上の自由度が非常に高いコア架構としている。(Figure 6.5.1～Figure 6.5.3)

高層階の 56～59 階には「Sky Hill」と称する傾斜のある大規模屋外空間(以下，単に「丘」)を配置し，その上下に住宅とホテルを配置している。丘部分では多くの柱や大梁の配置変更を柔軟に行い，解放的な外部空間を実現している。

基準階における眺望に配慮した外周のスパン構成や自由度の高いコア架構の計画，丘部分における主架構の変更による開放的な空間構成は，外周の Damped braced tube が極めて効果的な水平抵抗要素として機能することにより実現されている。なお，建物全体としては外殻架構を水平抵抗要素とするシステムであるが，丘の上部においてはインナーフレームに配置する制振ブレースを主要な水平抵抗要素とするシステムに切り替えを行っている。

### 6.5.2 主要部材構成

Damped braced tube の構成を Figure 6.5.2 に，主要部材である OB 部材，DG 部材，およびオイルダンパーの諸元を Table 6.5.1 に示す。OB 部材は 3～4 層を跨いだ材長 21m 程度のメガブレースとし，交点となる階以外では大梁とは面を変えて直接取り合わせず，補剛のみを行っている。低層階の DG 部材は 2～3 層を跨ぐ材長約 11～23m の一本の斜め柱として計画している。

DG 部材や主要な柱には箱型断面の CFT 構造としている。使用鋼材は 590 N/mm<sup>2</sup> 級までとして溶接性に配慮し，充填コンクリートには Fc150 までの超高強度コンクリートを採用し，圧縮側がクリティカルとなる部材が多い本架構の合理性を高めている。OB 部材は 590

N/mm<sup>2</sup> 級までの鋼材を用いた S 造の扁平箱型断面としている。鉛直の柱と同一構面に配置される OB 部材を耐震部材として合理的に設計するため、工事の進捗に対して現場溶接を極力遅らせることで長期軸力の負担を軽減することを想定している。

制振スリットに用いる制振装置は、4,000 kN 級（リリース減衰力 3,200 kN）のオイルダンパーを 4 台並列に配置することで、斜材一本当たり 16,000 kN 級のオイルダンパーとして構成している。

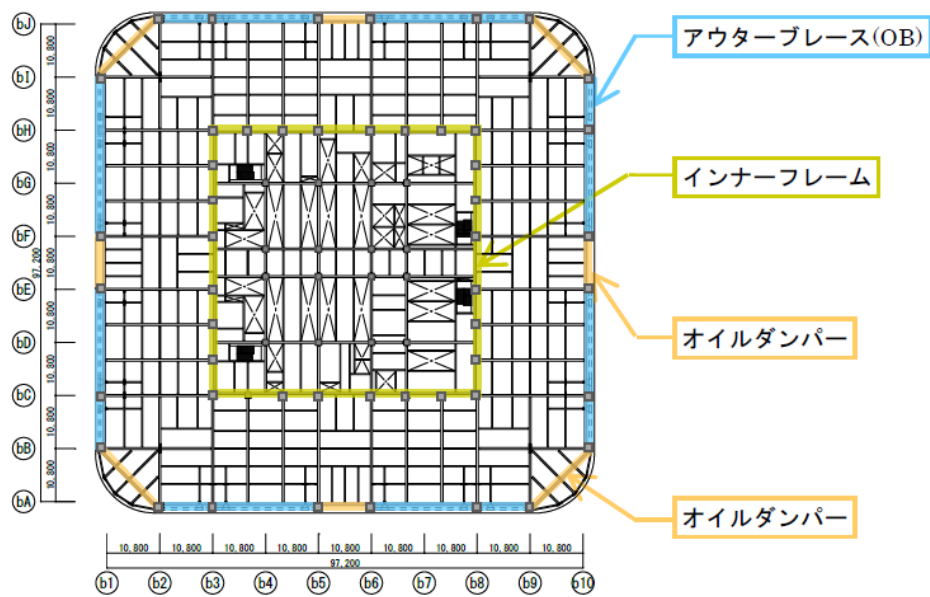
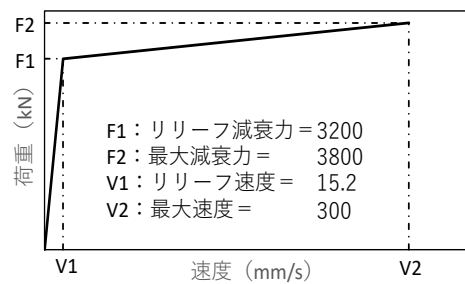


Figure 6.5.1 基準階伏図

Table 6.5.1 主要部材断面リストおよびオイルダンパー諸元

部材	主要断面
DG柱	B■-1400x1400
DG梁	BH-1200x1400 ~ BH-1000x600
柱	B■-1400x1400 ~ B■-800 × 800
大梁	BH-1200x800 ~ BH-1000x300
OB	B□-500x1300 ~ B□-500 × 900



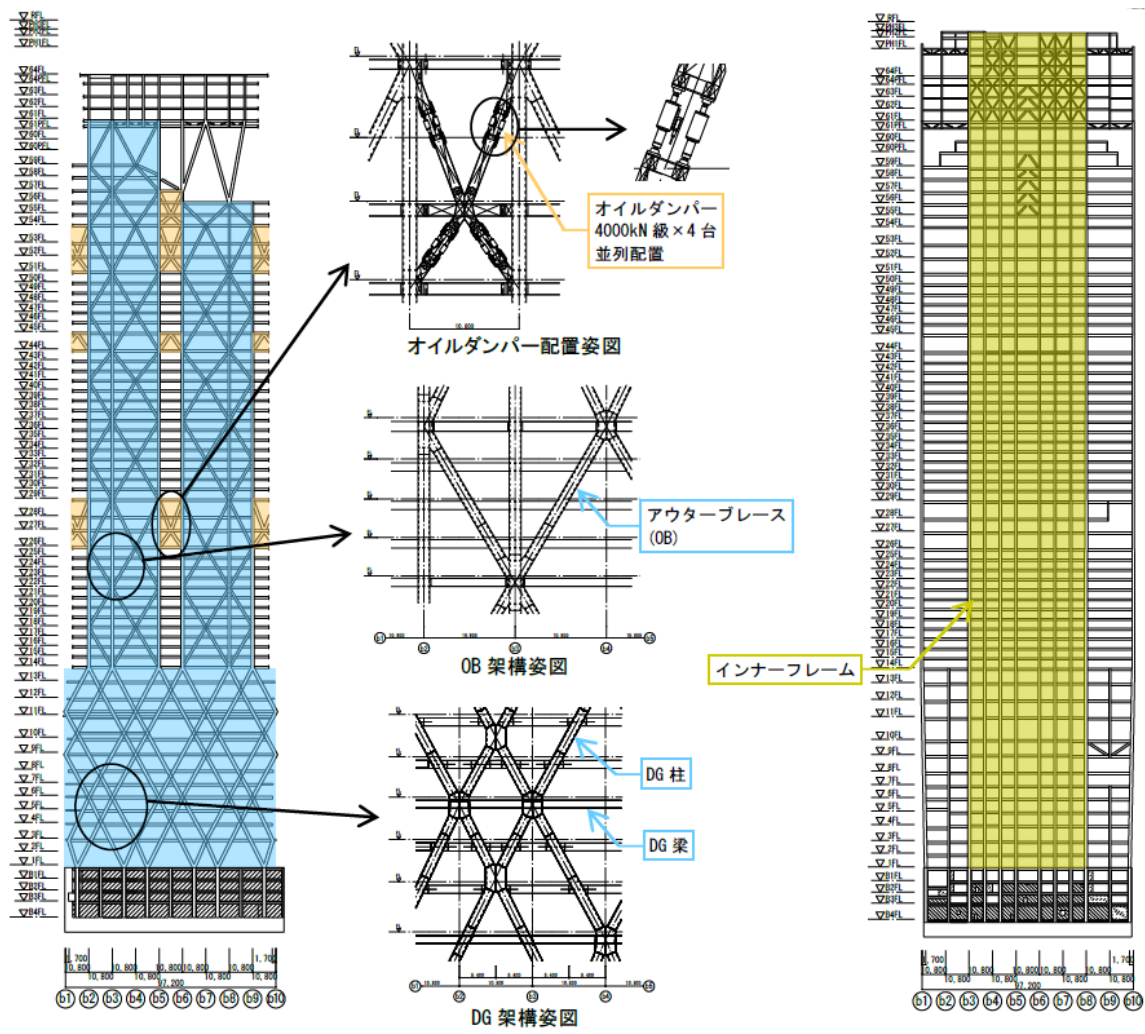


Figure 6.5.2 外殻構面軸組図

Figure 6.5.3 インナーフレーム軸組図

## 6.6 想定建物の耐震設計

### 6.6.1 耐震設計目標と想定地震動

規模が非常に大きく、重要性が高い建物であることから、極めて高い耐震性能を設計目標とした。損傷制御性能（地震時の層間変形角の制限）としては、建築基準法告示で定める「極めて稀に発生する地震動」（以下、告示極稀）に対しても、内外装を含めてほぼ損傷を生じない変形レベルの「最大応答層間変形角 1/250 程度以下」を設計目標とした。また、地震動の入力レベルとしては、告示極稀に対してその 1.5 倍の入力も設計対象とした。

これらに加え、発生が非常に切迫しているとされる「南海トラフ沿いの巨大地震」に対しては慎重な対応が望まれた。東京エリアでは、その地盤特性から、超々高層建築物の固有周期付近で極めて大きい影響度（ $S_v = 80 \sim 160 \text{kine}$  程度）を有する長周期地震動の発生が懸念されている<sup>3)</sup>。発生確率が極めて高いこと、および長時間の繰り返し振動となること、超々高層建築物だけが甚大な影響を受ける可能性があることなどを勘案し、この長周期地震動に対しては更に高い設計目標を設定した。具体的には、国土交通省が「南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策<sup>4)</sup>」の中で定める KA1 に対して「層間変形角 1/300 程度以下」を設計目標とし、KA1 の 2 倍（ $S_v = 160 \text{ kine}$  レベル）の入力も設計対象とした（Table 6.6.1 ~ Table 6.6.2）。

なお、本章では「層間変形角」の記載は、設計目標、応答値ともに、建物被害との相関が大きい「せん断変形成分」（建物の曲げ変形成分を除いた値）を用いて表現する。

Table 6.6.1 耐震設計目標

通常の設計用地震動（既往観測3波 + 告示波）に対して		
レベル1 （告示稀）	レベル2 （告示極稀）	レベル3 （レベル2 x 1.5）
層間変形角：1/400 <sup>※</sup> 以下 弾性範囲	層間変形角：1/250 <sup>※</sup> 以下 弾性範囲	層間変形角：1/150 <sup>※</sup> 以下 部材塑性率4.0以下 （ブレースは弾性範囲）

※層間変形角は、せん断成分の値を示す。

Table 6.6.2 耐震設計目標

南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動（KA1）に対して			
レベル1 （告示稀）	レベル2相当 （KA1）	レベル3 （レベル2 x 1.5）	レベル4 （KA1 x 2.0）
	層間変形角：1/300 <sup>※</sup> 以下 弾性範囲		層間変形角：1/150 <sup>※</sup> 以下 部材塑性率4.0以下 （ブレースは弾性範囲）

※層間変形角は、せん断成分の値を示す。

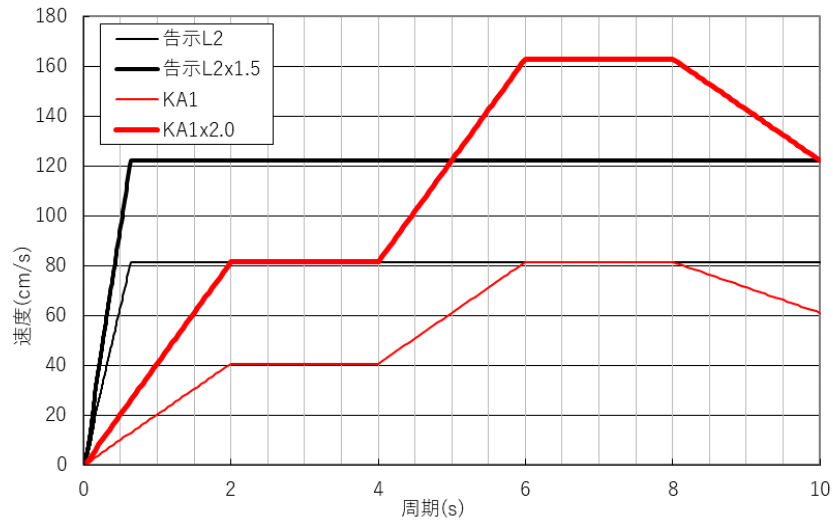


Figure 6.6.1 入力地震動の目標応答スペクトル

## 6.6.2 固有値解析結果

固有値解析および地震応答解析は主架構部材や制振装置を線材にモデル化した立体モデルにより実施した。オイルダンパーを線形要素として考慮した複素固有値解析から得られた固有周期は、1次および2次（並進成分の両方向）では約7.0秒、3次（ねじれ成分）では約3.8秒である。並進方向一次周期（秒）の建物高さ（m）に対する比率は0.018であり、Damped braced tube system の持つ高剛性の特性が確認できる。また、ねじれ剛性が極めて高く、これも超々高層建築物の耐震耐風設計上の非常に大きな利点となる。

## 6.6.3 時刻歴地震応答解析による耐震性能の検証

地震応答解析に用いた入力地震動は、告示極稀3波（神戸位相、八戸位相、ランダム位相）の1.0倍と1.5倍、およびKA1の1.0倍と2.0倍とした。

応答最大層間変形角（建物全体の曲げ変形成分を除いたせん断成分。以下同様）と応答最大層せん断力係数を Figure 6.6.2 に示す。応答最大層間変形角は告示極稀の各入力波に対して1/300～1/250 rad 程度以下、KA1 に対しては1/300 rad 以下であり、設定した極めて高い耐震設計目標（厳しい層間変形角の制限）を達成している。また、告示極稀の1.5倍やKA1の2倍とした、極めて大きなレベルの入力地震動に対する応答最大層間変形角も1/150 rad 以下を満足しており、建物が大きな損傷を受けない変形レベルに留められている。

OB部材およびDG部材を弾性に保つ小さい応答層間変形角でありながら、数少ないダンパーにより高い減衰性能を発揮しており、本システムが実案件を対象とした検討においても優れた変形制御性能を発揮していることが確認できる。この減衰性能を実現する制振スリット内のオイルダンパー（4,000kN級）の1台あたりの荷重変形履歴を Figure 6.6.3 に示す。

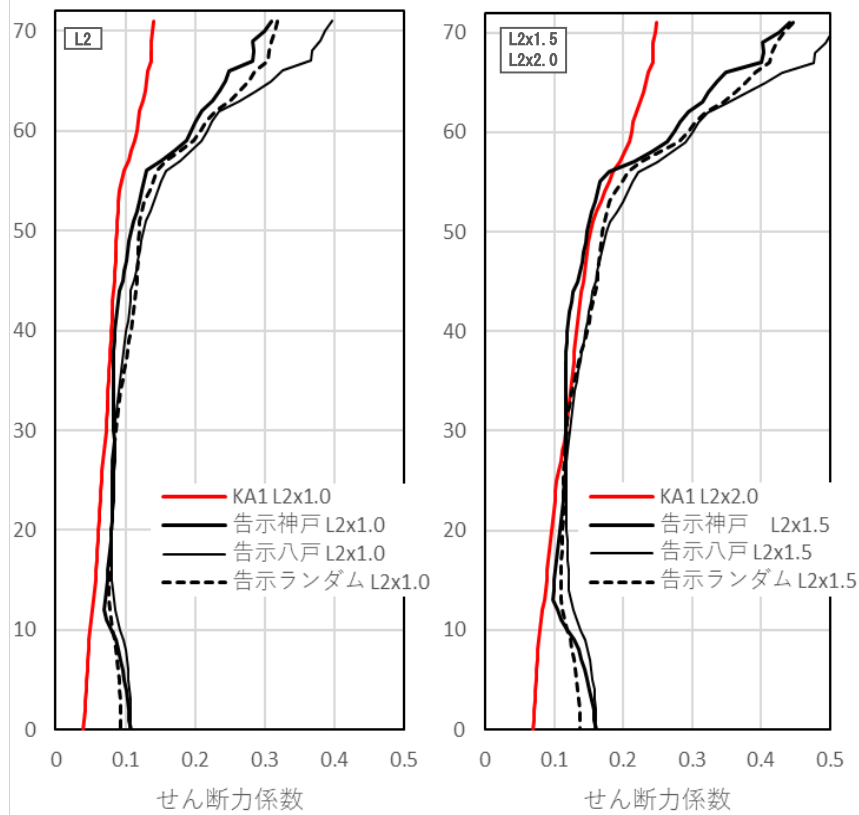
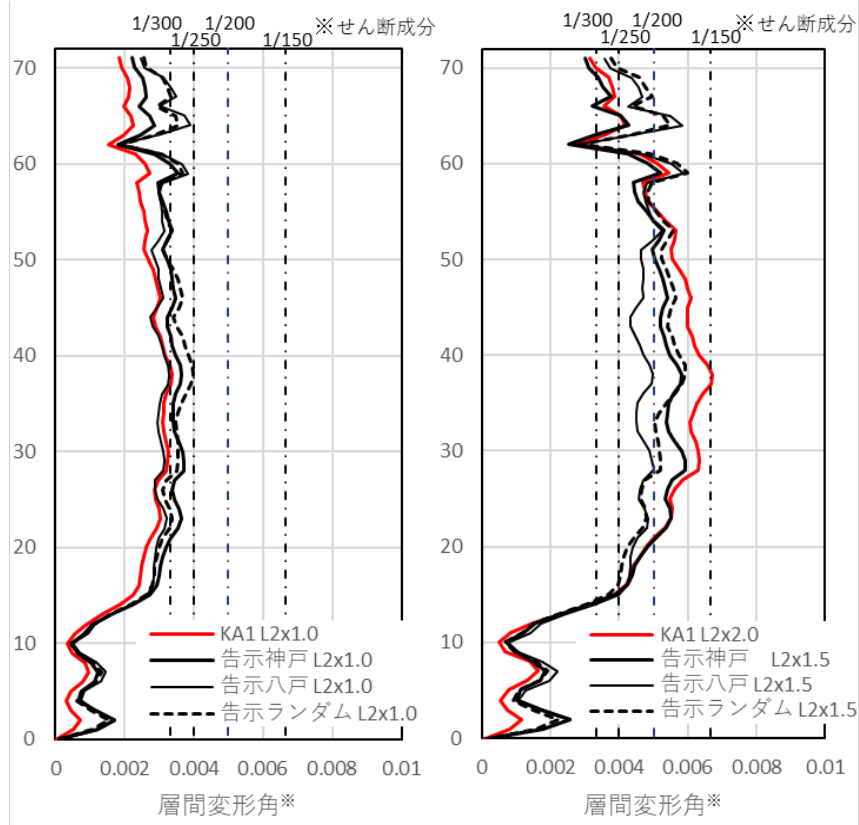


Figure 6.6.2 地震応答解析結果



## 6.7 まとめ

### 6.7.1 試設計のまとめ

東京都心における 400m 級超々高層建築物である実案件への適用を想定し、高剛性と高減衰を併せ持つ制振システム「制振スリット付ブレースチューブ構造 (Damped braced tube)」を実案件の超々高層建築物の計画案に対する構造設計を試みた。

固有値解析および地震応答解析の結果から、本システムが実案件においても想定通りの高い変形制御性能を発揮することが可能であり、これを活かした極めて高いレベルの耐震設計が可能であることを確認した。実案件への適用検討を通じて得られた知見の具体的な内容を下記に示す。

- Damped braced tube の適用により、建物外周部の特定層のみに配置した制振装置により、大きな剛性と減衰を併せ持つ効果的な制振架構を構築することが可能である。
- 最大応答層間変形角を、告示極稀に対して  $1/300 \sim 1/250$  rad 程度、KA1 に対して  $1/300$  rad 以下に抑え、内外装を含めて無損傷とすることが可能である。
- 告示極稀の 1.5 倍や KA1 の 2 倍といった、余裕度検討レベルの極大地震に対しても、最大応答層間変形角を  $1/150$  rad 以下に留める、建物を大きく損傷させない設計が可能である。

### 6.7.2 各種パラメータに関する考察

本章に示した試設計における Damped braced tube の各種設計パラメータについて、第 5 章の考察における位置づけを確認する。ここで、主要な設計パラメータの一つであるダンパー量に関して第 5 章と本章での数値の比較を行う際に、留意すべき点がある。第 5 章では耐力ベースで規定したダンパー量 ( $\Sigma F$ ) を採用しており、これは非線形性を勘案したデバイスの特性を表現する重要な指標の一つであり、応答レベルの大きい状態 (大きく非線形領域に入った状態) において影響の大きい指標であるのに対して、線形領域での性状において支配的な要因は一次減衰係数の総和 ( $\Sigma Cd$ ) である。以降の検証におけるダンパー量の比較においては、耐力ベース ( $\Sigma F$ ) と減衰係数 ( $\Sigma Cd$ ) の両方について確認する。この両者の比率は、採用するデバイスが同一であれば比例的に変化するため、どちらで比較しても同様の

結果となるが、第5章で採用したものと本章で採用したデバイスで、その非線形特性が異なる。第5章では制振用オイルダンパーの標準的な値を採用して、リリーフ速度を  $V_r = 30.0$  mm/s と設定しているのに対して、本章で採用したオイルダンパーは、 $V_r = 15.2$  mm/s であり、減衰係数の総和 ( $\Sigma Cd$ ) を指標と考える場合は、ダンパー耐力 ( $\Sigma F$ ) で考察する場合にはリリーフ速度 ( $V_r$ ) の比率から、本章で採用しているダンパー量 ( $\Sigma F$ ) を2倍程度 (=  $30.0/15.2$ ) の値に読み替えねばならないことに留意が必要である。

#### a) 適用した Damped braced tube のタイプ

本章で適用した Damped braced tube のタイプについて、5.6節に示す検討パラメータに対して再度整理すると下記のとおりである。

- スリット配置：立面の中央部+角部 (Center & Corner slit)
- スリット深さ：スリット底深さ比 3/4 程度 ( $\alpha=0.25$  程度)
- スリット内のダンパー容量分布：集約配置 (Centralized)

5.6節に示す検証では、スリット配置のバリエーションとして Center & Corner slit も扱っており、スリット深さは本章の検討モデルの  $\alpha=0.25$  程度と概ね一致する  $\alpha=0.22$  を想定しており、スリット内のダンパー容量分布では本章の検討モデルと類似する3段の集約配置を扱っている。何れの検討パラメータに対しても、本章の検討モデルが5.6節における検討対象と概ね対応している。

#### b) Damped slit 内のダンパー量

本章で適用したダンパーの総量について、5.6節で示したダンパー量との比較を示す。本章の検討モデルにおいて Damped slit 内に配置したダンパーは、集約配置として約3段（クロス配置をベースに勘案して場所により 2.5~3.5 段）に各2本、それぞれにリリーフ荷重で 3,200 kN のオイルダンパーが各4基配置されており、スリット数が8箇所あることから、総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) は 600 MN 程度 (= 概ね 3 段  $\times$  2 本  $\times$  3.2MN  $\times$  4 基  $\times$  8 箇所) である。ただし、先述の通り線形領域の性状を対象とする場合の指標としては、一次減衰係数の総和 ( $\Sigma Cd$ ) に換算する必要があるが、線形領域の性状分析用の総ダンパー量 ( $\Sigma F$ ) としては、上記の約2倍 (=  $30.0/15.2$ ) の 1,200 MN 程度を比較対象に用いる。

### c) 各種性状

5.6 節で示した検討の結果である図表を再掲し、総ダンパー量が線形領域の指標となる値 ( $\Sigma F_1 = 600 \text{ MN}$ ) から、非線形性が大きい領域の指標 (ダンパー耐力としての指標) となる値 ( $\Sigma F_2 = 1,200 \text{ MN}$ ) の範囲を黄色に着色する。

1 次モード減衰は、 $\Sigma F_1$  付近において概ね最大値をとり、非線形領域の指標である  $\Sigma F_2$  付近まで、最大値と概ね同等の値を確保していることが確認できる。また、レベル 2 地震時の最大層間変形角は、一次モードが卓越する傾向にある KA1 に対しては  $\Sigma F_1$  付近から概ね最小値を示し、 $\Sigma F_2$  程度まで概ね同等の応答値を示しており、告示波に対しては  $\Sigma F_2$  付近までダンパー総量が多い程、応答値が低減される傾向にあることが示されている。更に大きな地震動に対する応答は非線形性が大きくなることも勘案すると、実際の設計では今回採用の  $\Sigma F_2$  程度までダンパー総量 (特に耐力) を確保していることに妥当性があると考える。

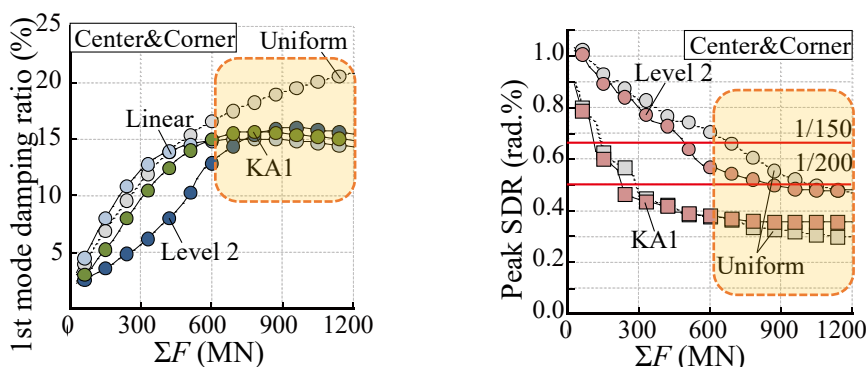


Figure 6.7.1 モード減衰比および各種地震応答 (集約配置)

### 6.7.3 その他

耐震設計目標を高く設定した本計画では支配的な水平荷重が地震荷重となることから、耐震設計を中心に記載したが、一方で、風荷重に対しても慎重な検討を実施しており、高剛性と高減衰を併せ持つ Damped braced tube の適用により、超々高層建築物でありながら風荷重時の安全性や居住性に対しても効果的な設計が可能であることを確認している。

強風時の安全性に関して、極稀の風荷重に対して荷重レベルで 1.5 倍以上の極めて大きな余裕度の確保が可能であること、および、強風時の居住性に関して、再現期間 1~5 年の強風に対してマスダンパー等の付加的な対策をすることなく評価レベル「H-I」<sup>5)</sup> を実現する極めて高い居住性能の確保が可能であることを付記する。

## 参考文献

- 1) <https://tokyotorch.mec.co.jp/> (accessed 2022.5.27)
- 2) <https://smo.kenken.go.jp/long/long147.html> (accessed 2022.5.27)
- 3) [https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku\\_house\\_fr\\_000080.html](https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku_house_fr_000080.html)  
(accessed 2022.5.27)
- 4) 「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への対策について」, 国土交通省住宅局 (accessed 2023.10.28)
- 5) 建築物の振動に関する居住性能評価規準 (2018.11), 日本建築学会

## 第 7 章 結論



本研究の成果は、地震国日本において計画される超々高層建築物を安心・安全に建設することを可能とするため、日本、特に東京都心に固有の条件（建築計画や地域性）を有する超々高層建築物制振に適する制振システムである「制振スリット付きブレースチューブ構造（Damped braced tube）」を提案し、実建物への適用性の検証までを実施したことにある。

まず、地震地域における近年の大規模超高層建築物の事例調査を通じ、東京都心の大規模超々高層建築物に特有の条件を整理し、研究目的に即した検討対象モデルとする想定建物を定め、これを用いた制振効果の検証を実施した。つぎに、超々高層建築物の代表的な構造形式である「ダンパー付きアウトリガー構造（Damped outrigger）」についても想定建物への適用性を検証し、東京都心の大規模超々高層建築物に特有の条件に対しては、必ずしも合理的では無いことを確認し、その一方で、Damped braced tube が日本固有の条件への適応性に優れ、適用方法に様々なバリエーションを持ちながら、高い制振効果を発揮できることを確認した。これを受けて、日本における超高層建築物の設計手法を用いた実案件の基本検討プランに適用した試設計を実施し、Damped braced tube が実案件に対しても十分な適用性を有していること、および、過酷な条件を有する想定建物に対して、従来想定されてきた設計目標を大きく上回る極めて高い耐震性能を付与することが可能であることを示した。前章までの各章で得られた知見について以下にまとめる。

第2章「地震地域の大規模超高層建築物の構造計画の現状」では、日本および世界の大規模超高層建築物の「近年の事例」として、高さ200m以上かつ竣工年が2015年以降の主用途にオフィスを含む建物を調査し、各調査対象の代表的なプランや架構形式の特徴について述べた。

さらに、東京都心における計画の特殊性についての考察を加え、本研究の検討対象とする想定建物の建築計画の特徴とその背景として、コアから奥行20m程度の長スパン無柱空間の事務室を有する平面計画が好まれること、敷地面積が十分である場合では全周を深い奥行のオフィスとするセンターコア形式の平面プランが選択されること、その場合の平面形状は一辺が90~100m程度の正方形が基本となることを示した。また、結果として、東京都心において商業的な理想形として計画された大規模超高層建築物は、建物規模（床面積）に比して、高さやアスペクト比が小さい、耐震設計のウエイトの高さを際立たせる形状となることを示した。

第3章「想定計画の特徴」では、本研究における検討用の想定建物について、建物概要や地震環境、耐震・耐風設計のポイントなどを整理し、想定建物に用いる構造計画（構造種別、架構形式、制振システム）の選択肢を整理するとともに、東京都心の地域性（地盤条件や建築計画の特使）を勘案した耐震設計と耐風設計の概略を考察した。

まず、日本の耐震設計の概要について整理した上で、「想定建物の特性と耐震設計」について考察した。想定建物では、レベル2相当の地震動に対して「崩壊・倒壊を免れること」だけを設計目標とするのでは不十分であり、より一層高いレベルを目標とすることが望ましく、本研究では、KA1波を含むレベル2地震に対して「損傷が生じないこと」を耐震設計目標とした。つぎに、日本の耐風設計の概要について整理した上で、「想定建物の特性と耐風設計」について考察し、想定建物の特性（高い耐震設計目標、建物形状、東京の地域性など）から、一般的には風荷重の影響が大きくなる「400m級超々高層建築物」でありながら、想定建物では耐震設計が支配的になることを確認した。

第4章「ダンパー付アウトリガー構造の耐震性能」では、まず、単層の Damped outrigger について、各種設計パラメータと構造性能の関係や、得られる最大限の構造性能について、非線形性を有するダンパーの適用や地震レベルを考慮した一般化応答スペクトル解析法を用いた検証を実施した。Damped outrigger の各種設計変数（アウトリガー高さ比、ダンパー種別やダンパー量、アウトリガー剛性など）が、固有振動特性（付加減衰比、固有周期）や地震応答性状（応答変位、応答加速度、ベースシア係数）へ与える影響を明らかにした。つぎに、地震動入力レベルを考慮した Damped outrigger の1次モード減衰比を最大化する非線形ダンパーの最適剛性比推定式を提案し、提案式は最適設計解を良好に捉え、変位地震応答は概ね最小化されることを確認した。さらに、さらに本研究が対象とする想定建物（400m級超々高層建築物）への適用性、および、複層の Damped outrigger への適用性の検証を実施し、本研究の想定建物（東京都心の大規模超々高層ビル）の特徴である、過大なアウトリガースパンやアウトリガー設置階の制限などを設計条件とする場合は、Damped outrigger が必ずしも効率的ではない（海外事例程の効果を発揮しない）ことを示した。

第5章「制振スリット付ブレースチューブ構造の耐震性能」では、まず、Damped braced tube の概念や特徴、建築計画や構造計画への影響を整理するとともに、検討対象モデルとす

る 400m 級超々高層建築物に適用する際のスリットの位置や深さ、およびダンパー配置などについて、代表的な適用方法のバリエーションを提示し、時刻歴応答解析による基本検証を実施し、想定した **Damped braced tube** が、適切な配置にスリットを設け、一定以上のスリット深さとダンパー量を確保することにより、安定的かつ効果的に制振効果を得ることを確認した。また、ダンパー配置については、集約配置を含む様々なバリエーションのダンパー配置において、十分な性能を得ることが確認され、建築計画に対する柔軟性も有する自由度の高い架構計画であることを確認した。

つぎに、一般化応答スペクトル解析法を用いて、**Damped braced tube** の性状分析と代表的なパラメータの最適化、および、制振効果に関する詳細な検証を実施した。より詳細かつ広範な設計パラメータに対して、基本検証で示した考察が成立することを確認し、さらに、**Damped braced tube** の設計に関する知見の整理として、合理的な設計の手順の例を示した。

第 6 章「制振スリット付ブレースチューブ構造の実建物への適用」では、想定する実建物への適用性の考察を実施した。まず、建築計画の特徴や架構計画の制約、その他の実建物固有の条件を整理し、本システム適用の合理性について確認した。つぎに、実建物へ適用した構造設計事例として、通常の超高層建築物の詳細設計と同様の立体モデルを用いた時刻歴応答解析による試設計を実施し、本システムが実案件においても想定通りの高い変形制御性能を発揮することが可能であり、これを活かした極めて高いレベルの耐震設計が可能であることを確認した。さらに、第 5 章で検討した最適化の結果と、代表パラメータの比較を実施し、実案件の試設計に用いた値の位置づけを確認した。

これらの検証結果より、本研究において開発した **Damped braced tube** が、強力かつ現実的な制振システムであり。厳しい条件の重なる東京都心の大規模超々高層建築物に対しても、その固有の条件を克服することに加え、従来の超高層建築物を大きく上回る耐震性能を付与することが可能であることを示した。

なお、本研究における **Damped braced tube** に対する検討では、広範な数値解析により動的性状を明らかにし、さらに、実案件をベースとした試設計による適用性の検証までを実施することができたが、検討対象が想定建物モデルに限られており、主架構諸元や規模の設定は

限定的である。異なる主架構諸元や建物形状を適用した場合，異なるスリット配置を組合せた場合，および，コア架構を利用した制振システムと併用する場合などにおける **Damped braced tube** の有効性や，提案した設計方針の妥当性の検証は今後の研究課題とする。

加えて，**Damped braced tube** を適用した超々高層建築物の詳細設計や施工には，多岐にわたる，数々の課題が待ち受けていることが予想される。**Damped braced tube** の性能を如何なく発揮することを可能とする確実な詳細設計と現場監理は，極めて大切な今後の取り組みであると考えている。

## 本研究に関連して発表した論文

### 【審査付論文】

#### 第4章

- 1) 寺澤 友貴, 浅井 智樹, 石橋 洋二, 竹内 徹 : 種々の設計変数が線形粘性ダンパー付単層アウトリガー構造の動的応答特性に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, Vol.85, No.774, pp.1067-1077, 2020.8, <https://doi.org/10.3130/aijs.85.1067>
- 2) 寺澤 友貴, 石橋 洋二, 大村 広輝, 浅井 智樹, 竹内 徹 : 地震動入力レベルを考慮したダンパー付単層アウトリガー構造の非線形動的応答特性, 日本建築学会構造系論文集, Vol.87, No.791, pp.149-165, 2022.1, <https://doi.org/10.3130/aijs.85.1067>

#### 第5章

- 3) Ishibashi, Y., Terazawa, Y., Tanaka, H., Yokoyama, R., Mizuno, H. and Takeuchi, T.: A novel damped braced tube system for tall buildings in high seismic zones, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2022, e1926, <https://doi.org/10.1002/tal.1926> (accessed 2022.2.16)
- 4) 寺澤 友貴, 石橋 洋二, 田中 陽樹, 横山 亮, 水野 紘貴, 竹内 徹 : スリット配置の異なるオイルダンパースリット付ブレースチューブ構造の動的応答特性, 日本建築学会構造系論文集, Vol.87, No.802, pp.1247-1256, 2022, <https://doi.org/10.3130/aijs.87.1247>

#### 第6章

- 5) 石橋 洋二, 横山 亮, 水野 紘貴, 藤島 美穂, 堀田 祐介, 諸伏 勲: 制振スリット付ブレースチューブ構造の開発と実案件への適用, 日本建築学会技術報告集, Vol.29, No.71, pp.97-102, 2023, <https://doi.org/10.3130/aijt.29.97>

#### 【審査付論文以外の関連論文・論説】

- 1) 石橋 洋二, 渥美 孝紘, 横山 亮, 小川 一郎, 溜 正俊, 竹内 徹 ほか：400m 級の超高層ビルに対する外殻制振構造の適用（その 1～5），日本建築学会大会学術講演梗概集，2018.9～2020.9
- 2) 大草 徹也, 五十嵐 誠, 栗林 茂吉, 石橋 洋二：東京大改造-TOKYO2020 に向けて 常盤橋街区再開発プロジェクト-大手町二丁目常盤橋地区第一種市街地再開発事業-, 基礎工 (Foundation Engineering & Equipment, Monthly), pp. 61-64, 2017.01
- 3) 大草 徹也, 五十嵐 誠, 栗林 茂吉, 石橋 洋二：鋼構造のこれから-技術革新を展望する 次世代鋼構造への動き 次世代鋼構造へのアプローチ 高さ 400m 級,超々高層複合都市の建設, JSSC (Japanese Society of Steel Construction), pp.12-14, 2019.1
- 4) 松島 正興, 坪田 勇人, 石橋 洋二：大規模自然災害 近年の傾向と対応 -鋼構造から安全・安心を考える 気象災害その 2 豪雨・暴風・土砂・豪雪・竜巻・雷等々の傾向とその対応 超高層建築では“風”とどう向き合うか- スタートした日本一の超高層での対応, JSSC (Japanese Society of Steel Construction), pp.11-12, 2019.7
- 5) 石橋 洋二：外殻制振構造を用いた 400m 級超高層建築の検討-TOKYO TORCH (東京駅前常盤橋プロジェクト) Torch Tower (B 棟), 鉄構技術 (Steel Structural Technology), pp.78-79, 2020.10.

## その他の発表論文（2008年以降）

- 1) 根津 定満, 東 和彦, 石橋 洋二, 永山 憲二: 免震建築紹介 慶應義塾日吉キャンパス 協生館, Menshin, pp.7-10, 2008.8
- 2) 根津 定満, 東 和彦, 石橋 洋二, 永山 憲二, 金箱 温春, 坂田 涼太郎, 植村 宏一: 耐震設計と施工・慶應義塾日吉キャンパス 協生館, 鉄構技術 (Steel Structural Technology), 2008.11
- 3) 石田 雅大, 結城 哲治, 松崎 裕之, 川村 聡, 貴田 弘之, 伊勢田 元, 清水 聡, 石橋 洋二, 岩井 厚, 中村 光良, 谷田 進一: 東京アメリカンクラブ 麻生台パークハウス, 近代建築 (Contemporary Architecture), pp.47-54, 2011.4
- 4) 溜 正俊, 石橋 洋二: SSJ 品川ビル -主架構の損傷を抑えた制震構造の設計-, 鉄構技術 (Steel Structural Technology), pp.72-77, 2011.7
- 5) 大澤 秀雄, 隈 研吾, 石橋 洋二, 佐藤 廣和, 松本 匠, 大貫 浩嗣, 野村 和宣, 住谷 覚: GINZA KABUKIZA 歌舞伎座, 歌舞伎座タワー, 新建築 (Japan Architect), No.88, pp.044-063, 2013.5
- 6) 隈 研吾, 野村 和宣, 石橋 和裕, 福地 智子, 石橋 洋二, 山口 泰規, 中村 厚, 松本 匠, 仲林 清文, 石井 幹子, 石井 リーサ明理: GINZA KABUKIZA, 建築技術, pp.16-53, 2013.6
- 7) 川村 浩, 石橋 洋二, 諸伏 勲: GINZA KABUKIZA の構造設計・施工概要-長スパントラスで劇場をまたぐ超高層建物-, JSSC (Japanese Society of Steel Construction), pp.24-27, 2013.7
- 8) 川村 浩, 石橋 洋二, 諸伏 勲 ほか: 長スパントラスで劇場を跨ぐ超高層ビルの設計と施工 (その1~その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2013.9
- 9) 川村 浩, 石橋 洋二, 諸伏 勲: GINZA KABUKIZA 長スパントラスで劇場をまたぐ超高層建物 (第1回 構造設計概要), 鉄構技術 (Steel Structural Technology), pp.29-41, 2013.10
- 10) 川村 浩, 石橋 洋二, 諸伏 勲, 皿海 康行, 犬伏 昭, 安富 彩子, 布施 直彦, 吉福 学, 斎藤 光治: GINZA KABUKIZA 長スパントラスで劇場をまたぐ超高層建物 (第2回 メガトラスの製作と施工), 鉄構技術 (Steel Structural Technology), pp.62-75, 2013.11
- 11) 川村 浩, 石橋 洋二, 諸伏 勲: GINZA KABUKIZA -長スパントラスで劇場を跨ぐ超高層建物- Menshin, pp.12-15, 2013.11

- 12) 石橋 洋二, 川村 浩, 諸伏 勲 : GINZA KABUKIZA の設計と施工 : 第十一回日中建築構造技術交流会 武漢
- 13) Kawamura H., Ishibashi Y., Morofushi T., Saragai Y., Inubushi A., Yasutomi A., Fuse N., Yoshifuku M., Saitoh K. : Design and Construction of Ginza Kabukiza, : International Journal of High-Rise Buildings, September 2016, Vol 5, No3, 233-241, <https://doi.org/10.21022/IJHRB.2016.5.3.233>
- 14) 石橋 洋二 : 超高層オフィスビルエントランスホール・ピロティ軒天井の設計例 (仮称)大手町 1-1 計画 A 棟, 建築技術, pp.151-153. 2015.05
- 15) 城戸 隆宏, 中島 康晴, 太田 俊也, 石橋 洋二, 諸伏 勲, 渡邊 秀幸, 森 国光, 森山 卓也 : 博多駅中央街 SW 計画(仮称)新築工事-既存オイルダンパーを再利用した中高層商業ビルの構造・施工計画, 鉄構技術 (Steel Structural Technology), pp.73-85, 2016.04
- 16) 石橋 洋二, 水野 紘貴, 吉原 正, 上野 一郎, 布施 直彦, 和田 直哉 : 大手門タワー・JX ビル-メガトラスで地下鉄をまたぐ超高層建物 : 鉄構技術 (Steel Structural Technology), pp.71-78, 2017.01
- 17) 石橋 洋二 : 都市開発に関する構造計画 (大手門タワー・JX ビル/GINZA KABUKIZA/慶應義塾日吉キャンパス協生館) , pp.42-43 建築画報, 2018.3
- 18) 吉澤 克仁, 石橋 洋二, 永山 憲二, 大木 初香, 小川 一郎, 溜 正俊 : 低層階集中制振システムを用いた超高層建築物の設計 (その 1~2) , 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2018.9~2019.9
- 19) 吉澤 克仁, 石橋 洋二, 小川 一郎, 溜 正俊, 永山 憲二, 大木 初香 : 低層階集中制振システムを用いた超高層建物の設計, 第十三回日中建築構造技術交流会 蘭州
- 20) Ishibashi Y., Yoshizawa K., Ogawa I., Tamari M., Nagayama K., Oki H. : Structural Design of Vibration Controlled Tall Building with Overhang Structure, International Journal of High-Rise Buildings, September 2019, Vol 8, No 3, 177-183, <https://doi.org/10.21022/IJHRB.2019.8.3.177>
- 21) 佐野 大作, 増田 和典, 田口 智也, 石橋 洋二, 吉澤 克仁 : 杭の支持力最前線 中間および先端に拡径部を有する場所打ちコンクリート杭を逆打ちパイルド・ラフト基礎へ適用した事例 -Me-A 工法-, 基礎工(Foundation Engineering & Equipment, Monthly), pp.36-39, 2019, 11

- 22) 平賀 達也, 石川 静, 栗林 茂吉, 小林 亮太, 石橋 洋二: 池袋西口公園 GLOBAL RING, 新建築(Japan Architect), pp.200-205, 2020.1
- 23) 青木 貴, 清成 心, 磯田 和彦, 小槻 祥江, 梶 隆之, 石橋 洋二: 慣性質量装置を用いた浮き床による床上加振反力低減機構 (その 6~7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2020.7
- 24) 石橋 洋二: 劇場公園を構成するパーゴラとカフェの構造デザイン 池袋西口公園 GLOBAL RING および GLOBAL RING CAFÉ, JSCA 構造デザイン発表会 2021
- 25) 高野 大樹, 矢野 晃一郎, 中村 教祐, 小島 知典, 松田 貢治, 石橋 洋二, 吉澤 克仁: TOKYO TORCH 常盤橋タワー, 新建築(Japan Architect), pp.26-37, 2021.8
- 26) 石橋 洋二, 吉澤 克仁: 鋼板サンドイッチパネルにより構成される屋根と壁 - TOKYO TORCH 常盤橋タワー 地下接続通路出入口上屋 -, 鉄構技術(Steel Structural Technology), pp.54-55, 2022.3
- 27) 青木 貴, 小槻 祥江, 清成 心, 石橋 洋二, 板倉 正英: 制振技術を用いたタテノリ振動対策-KT ビル: ライブハウス型ホールを有する複合施設 -, 鉄構技術, pp.56-59, 2022.4
- 28) 石橋 洋二, 諸伏 勲: 池袋西口公園 GLOBAL RING 多機能と造形美を両立する鉄骨造のパーゴラ, 鉄構技術(Steel Structural Technology), pp.32-37, 2022.05
- 29) 佐野 大作, 田口 智也, 福田 健, 得能 将紀, 石橋 洋二, 吉澤 克仁: 中間および先端に大口径の拡径部を有する場所打ちコンクリート杭の実施・実測例, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2022.9
- 30) 石橋 洋二, 吉澤 克仁, 吉田 和弘: TOKYO TORCH 常盤橋タワー - オーバーハング架構を有する超高層オフィスビル -, 鉄構技術(Steel Structural Technology), pp.80-88, 2022.10



## あとがき・謝辞

本論文は筆者が東京工業大学大学院の博士後期課程における研究成果をまとめたものである。環境・社会理工学院 建築学系 教授 竹内徹先生には指導教官として本研究の実施の機会を与えて戴くとともに、その遂行にあたって終始、温かいご指導を戴いた。ここに深謝の意を表す。

本研究を開始する動機づけは、構造設計者として取り組みを開始した実案件への取り組みである。2014年から、東京都心に建てる400m級の超々高層建築物となる案件（TOKYO TORCH Torch Tower）を対象に、その合理的な構造システムの在り方や、設計上のポイントを整理すべく、検討を始めた。当初の「Moment Frame + Damped core」や「RC core wall + Damped outrigger」を対象とした検討を経て、「外殻制振構造の可能性」を追求する中でDamped braced tubeの考案に至り、2018年以降、Damped braced tubeを基本線として検討を深度化した。Damped braced tubeの性能検証を高いレベルで実施することを目的として、竹内徹先生に師事し、本研究を開始した。超大型案件の新しい構造計画に対して、可能性の拡大と検証の深度化を長期間続けることは設計実務の中では容易なことでは無いが「日本初の400m級超々高層建築物の設計、かつ、新たな制振システムの導入」という、極めて特殊な取り組みに対し、万全を期して臨むべく研究に取り組んだ。

本研究の中で実施したパラメトリックスタディによる広範な設計変数に対する最適化検討により、基本計画段階の実務的な検証から得ていた結果に理解の幅と確実性が与えられたことは、類を見ない構造形式を設計に織り込み、自信を持って世に送り出すための大きな支えとなった。この最適化検討においては、同系 竹内研究室助教 寺澤友貴氏をはじめとする竹内研究室の方々に多大なる御協力を戴いた。ここに深謝の意を表す。

Torch Towerの構造計画を進めるにあたっては、(株)三菱地所設計 小川一郎氏に多くの御指導と激励の言葉を戴いた。そして、計画から研究、設計の長い道のりにおいて、同社、水野紘貴氏、諸伏勲氏、横山亮氏、藤島美穂氏、堀田祐介氏、宮下正人氏、渥美孝弘氏をはじめ多くの方々と意見を戦わせながら協働し、苦楽を共にして度重なる難局を乗り越えてきた。皆様に心よりの謝意を表す。

Damped braced tubeを適用したTorch Towerは、2023年11月に着工を迎え、2028年の竣工を目指して工事を進めている。このような極めて貴重な取り組みの機会を与えていただいた事業主の方々を始めとする関係各位に感謝の意を表す。

さいごに、社会人として仕事をしながら博士後期課程に所属し、家族にとって貴重な休日の時間を割いて研究を進める私を、辛抱強く支え、励まし続けてくれた妻と子供達に、心より感謝の意を表す。