

入力地震動の位相特性や建物の保有水平耐力が中低層建物の
地震応答性状や耐震性能に与える影響

(Influence of phase characteristics of input earthquake ground motions and
lateral carrying capacity on seismic response and seismic performance of
medium-low story buildings)

2023 年 1 月

博士（工学）

斎 藤 慶 太

豊橋技術科学大学

入力地震動の位相特性や建物の保有水平耐力が中低層建物の 地震応答性状や耐震性能に与える影響

〔論文要旨(和文)〕

本論文では中低層事務所ビルの建物の耐力と、入力地震動の位相特性が建物の地震応答に対する影響について示し、最後に耐震性能の評価方法について論じており、全7章から構成されている。各章の要旨を以下に示す。

第1章では、論文の目的、背景、構成を示す。

第2章では、本論文で検討対象とする中低層事務所ビルの解析モデルについて、スパン、階数等を示し、上部構造および基礎構造の断面性能および耐力を示している。部材要素について示し復元力特性について示している。

第3章では、本論文で採用する入力地震動について示している。本研究においては、特に位相特性の違いに着目し研究を進めることを示している。入力地震動は観測動12波と群遅延時間の標準偏差が異なる3種類の地震動を作成し、その特性について分析を行っている。群遅延時間の標準偏差が大きくなると等価速度スペクトルが大きくなることを示し、群遅延時間の標準偏差が大きいほど応答スペクトルの低減率が小さくなることを明らかにしている。

第4章では、建物の保有水平耐力の大きさを変動させた第2章で設定した解析モデルに対して、告示の応答スペクトルに適合させた観測地震動12波を入力し、建物の保有水平耐力の大小が地震応答時に建物の構造材、非構造材および什器の転倒に対して与える影響について地震リスク解析手法を用いて分析をおこなっている。その結果建物耐力が大きくなると、構造材のリスク低減になることを明らかにした。非構造材については、建物耐力が大きくなると変形依存の部材については、リスク低減となるが、加速度依存の部材については、リスクが高まることを明らかにした。また、建物耐力の変動は、什器の転倒率に対して大きい影響は与えないことを明らかにしている。

第5章では、バイリニア型履歴とスリップ型履歴を有する1質点系に対して、群遅延時間が異なる3種類の地震動を入力し、地震動の位相特性の違いが建物の最大応答値や等価履歴ループ数(破断)に対して与える影響について分析を行っている。その結果、群遅延時間の標準偏差が大きくなると、バイリニア型履歴の等価履歴ループ数が大きくなるものの、最大変位変形は若干小さくなることを明らかにした。一方、群遅延時間の標準偏差が大きくなると、スリップ型履歴の最大変位が極めて大きくなる場合があることを明らかにした。一方、群遅延時間の標準偏差が小さくなると、建物の変位の最大応答値が大きくなることを示し、特にスリップ型履歴ではその影響が大きいことを明らかにしている。

第6章では、第4章と第5章より得られた知見を基に、建物の保有水平耐力を変動させ

た解析モデルに対して、群遅延時間の異なる3種類の地震動を入力し、建物の最大層間変形角、残留変形角、梁端部損傷度に対して分析を行っている。その結果建物の構造材の損傷評価は最大層間変形角もしくは、梁端部損傷度にて決定されることを明らかにしている。また、それらの結果を用いた耐震性能の評価方法についても提案を行っている。第7章では、本論文で得られた研究成果を要約している。

Influence of phase characteristics of input earthquake ground motions and lateral carrying capacity on seismic response and seismic performance of medium-low story buildings

[Abstract]

The paper consists of seven chapters, each of which presents the lateral resistance of a medium to low-rise office building, the effect of the phase characteristics of the input earthquake motion on the seismic response of the building, and concludes with a discussion of methods for evaluating seismic performance. The chapter abstracts are as follows.

Chapter 1 presents the purpose, background and organization of the work.

Chapter 2 presents the analytical model of a mid- to low-rise office building considered in this paper, showing the span, number of floors, etc., and the cross-sectional performance and bearing capacity of the superstructure and foundation structure. The member elements are shown and their resistance characteristics are presented.

Chapter 3 presents the input earthquake motion adopted in this paper. It is shown that in this research, special attention is paid to the difference in phase characteristics. Three types of earthquake ground motions with different standard deviations of group delay time and 12 waves of observed ground motions are used as input ground motions, and their characteristics are analyzed. It is shown that the equivalent velocity spectrum increases as the standard deviation of the group delay time increases, and the rate of reduction of the response spectrum becomes smaller as the standard deviation of the group delay time increases.

In Chapter 4, 12 waves of observed earthquake motion corresponding to the response spectrum of the public notice are input into the analysis model set up in Chapter 2, in which the magnitude of the lateral load carrying capacity of the building is varied, and the effects of the magnitude of the lateral load carrying capacity on the structural and non-structural members of the building and on the overturning of fixtures during the earthquake response are analyzed using the earthquake risk analysis method. The results show that the greater the lateral resistance of the building, the more the structural and non-structural members of the building will overturn. The results show that the risk of structural members is reduced as the lateral resistance is increased. For non-structural members, the results show that the risk of deformation-dependent members is reduced when the lateral load carrying capacity is increased, but the risk of acceleration-dependent members is increased when the building capacity is increased. It was also found that variation in the building's lateral load carrying capacity does not have a significant effect on the rate of fall of fittings.

In Chapter 5, three types of earthquake motions with different group delay times are input into a one-mass point system with bilinear and slip-type histories, and the effects of the different phase characteristics of the earthquake motions on the maximum response value and the equivalent historical loop number (rupture) of the building are analyzed. As a result, it is clarified that the equivalent

number of historical loops increases as the standard deviation of the group delay time increases. On the other hand, as the standard deviation of the group delay time decreases, the maximum response value of the building displacement increases, especially for slip type histories.

In Chapter 6, based on the results of Chapters 4 and 5, three types of earthquake motions with different group delay times are input into the analytical model with different lateral load carrying capacity of the building, and the maximum inter-story deflection angle, residual deflection angle and beam edge damage are analyzed. The results show that the damage evaluation of the structural materials of the building is determined by the maximum drift angle or the beam edge damage. A method for evaluating the seismic performance of buildings using these results is also proposed.

Chapter 7 summarizes the research results obtained in this thesis.

入力地震動の位相特性や建物の保有水平耐力が中低層建物の
地震応答性状や耐震性能に与える影響

目次

第1章 序論	
1.1. 本論文の背景	1
1.2. 論文の構成	4
第2章 解析モデルの設定	
2.1. 解析対象建物の概要	6
2.2. 使用材料および部材断面	7
2.3. 梁端部材の詳細	16
2.4. 荷重条件	19
第3章 入力地震動の作成と入力地震動の分析	
3.1. 本研究で用いる地震動について	26
3.2. 入力地震動の作成方法について	27
3.3. 位相特性に既往波を用いた地震動の作成	34
3.4. 位相特性を標準偏差で与えた場合	45
3.5. まとめ	59
第4章 中低層事務所ビルを対象とした建築物の什器転倒を考慮した 地震リスク評価(建物の保有水平耐力と観測地震動の影響の分析)	
4.1. はじめに	60
4.2. 解析対象について	61
4.3. 応答解析による応答分析	64
4.4. 地震リスク解析を用いた建物被害の評価	71
4.5. 什器の転倒率を用いた什器被害の評価	77
4.6. まとめ	82

第5章 入力地震動の位相特性が一質点系構造物の 応答値に与える影響について	
5.1. はじめに	84
5.2. 入力地震動	85
5.3. 模擬地震動の基本的性質	88
5.4. 1 質点系モデルの最大応答	95
5.5. 1 自由度系の動的靱性指標, 動的耐震性能指標	100
5.6. まとめ	107
第6章 入力地震動の位相特性が多質点系構造物に与える影響について	
6.1. はじめに	110
6.2. 入力地震動について	111
6.3. 解析モデル	116
6.4. 応答解析と応答解析結果	119
6.5. 耐震性能の評価方法および評価	130
6.6. まとめ	137
第7章 結論	
7.1. まとめ	139
7.2. 今後の展望と課題	142
付録1 梁端接合部損傷度の評価方法について	143
付録2 非構造部材のクライテリアの設定について	151

1章 序論

1.1. 本論文の背景

日本は、世界有数の地震国である。また、被害の大小はあるが世界でも大きい部類の大地震が近年連続して発生している。そのような中、事業継続計画（Business Continuity Plan : BCP）に対する注目が高まり[1,2]、多くの企業や自治体において計画が策定されている。BCP の観点からみた場合、地震発生時において、建物躯体の損傷だけではなく、建物に付随する外装材、内装材および建物内部に存在する什器がどのような被害状態になるかを把握することは重要であると考えられる。そのため、建築物の資産確保を意識した性能設計が注目されており、建築物に対して、機能保持限界、許容損傷限界、安全限界等の目標性能レベルを明確にし、その目標レベルを達成することが提唱されている[3]。建物の目標レベルを定めるためには、目標性能レベルに対してクライテリアを設定する必要がある。それぞれの目標レベルに対して、多くの研究がされクライテリア等が提案されている[4]。また、日本構造技術者協会（JSCA; Japan Structural Consultants Association）より、建物の性能ランクに応じたクライテリアも提案されている[5]。

しかし、提案されているようなクライテリアにおける構造部材の損傷状態等を定量的に評価するためには、時刻歴応答解析により得られる各階の層間変形角や加速度が必要である。我が国では構造設計時において、60[m]以上の超高層建築物等の場合、時刻歴応答解析を行うため変位、加速度の諸値を得ることができる。一方、世の中の建物の大半を占める60[m]より低い建物の場合、静的解析による許容応力度設計や保有水平耐力計算により構造設計を行うため、設計時点において、地震動に対する層間変形角や加速度の定量的な値を得ることは難しい。

また、保有水平耐力 Q_u が必要保有水平耐力 Q_m 以上となることを満足させたとしても、時刻歴応答解析における一般的なクライテリアを満足させることと必ずしも一致はしていない。そのため、中低層建築物の各地震レベルにおける地震応答値を正しく把握することは、耐震性能評価を行う上で重要である。

動的挙動の概観を定量的に把握することができ、損傷状態を建築主や意匠設計者に分かりやすく伝えることができれば、建物の耐震性能の向上にも有用であると考えられる。

本論文においては、上記のような背景から以下の二つの課題について解く。

(1) 建物耐力と応答解析値に対する影響

構造躯体と非構造部材の損傷評価や被害評価では、地震リスク評価に基づく評価手法の提案がなされており、入力地震動強さに応じた損傷や被害を定量的に分析できつつある[6~12]。文献[6]では、地震リスクマネジメント手法を用いて強度型ではあるが耐震建物、制振（震）、免震などの地震対策への投資効果を検証している。清水ら[10]は RC 造建物を対象とし応答スペクトル法を用いて構造部材と非構造部材の地震リスクを用いた性能評価方法を提案している。また、恒川ら[11,12]は材料強度の確率変数を考慮した 3 次元骨組みモデルに対して、地震応答解析に基づき損傷評価を行っている。林ら[13]は木造ではあるが降伏せん断力係数の大きさが建物被害（地震リスク）に与える影響も分析されている。

これらに対して従来の耐震設計では、要求耐震性能を表す指標として建物耐力（保有水平耐力 Q_u /必要保有水平耐力 Q_{un} ）と重要度係数を用いている。重要度係数は建物の設計時に地震力を割増す係数である。例えば、文献[3]では重要度係数として、人命の安全確保に加えて機能保持が図られる建物（Ⅰ類）に対しては 1.5、震災後に大きな補修をする必要のない建物（Ⅱ類）に対しては 1.25、一般の建物（Ⅲ類）に対しては 1.0 としている。しかしながら、この重要度係数と損傷の関係は明確に示されていない。つまり、重要度係数にしたがって設計された建物に対して構造躯体や非構造部材の損傷を分析した例は少ない。そのため、本研究では建物耐力（保有水平耐力 Q_u /必要保有水平耐力 Q_{un} ）を変動させ建物損傷への影響を分析する。

(2) 位相特性と応答解析値に対する影響

一般的に、構造設計において時刻歴応答解析を行う場合、どのような位相特性を用いて耐震性能を分析するのが望ましいかについては明確に定められてはおらず、観測された地震動の位相特性や一様乱数を告示の設計用応答スペクトルに適合させ模擬地震動波形を作成していることが多い。地震動の位相特性、地震動強さそれぞれの耐震性能への影響を分析できれば、様々な地域に建設されている建物に対し、その地域のある再現期間の地震の発生確率に合わせた耐震性能評価や補強方法の策定も静的な解析のみでできる可能性があり、有用であると考えられる。

入力地震動の位相特性の違いが建物の応答値に与える影響に着目した研究が行われている。中村ら[14]は、観測地震動の位相差分に着目し応答スペクトルの減衰依存性等に着目した研究を行っている。桑村ら[15]は、質点系モデルを対象とし乱数波をフーリエ振幅スペクトルに適合させ模擬地震動を作成し、最大応答値や残留変形に対する分析をおこなっている。著者ら[16]は、告示の設計用応答スペクトルに適合させた地震動に対し、位相特性の違いが最大応答値や累積損傷度に影響があることを示している。文献[15]と[16]を比較すると累積損傷度に関しては、文献[15]と同様に位相の影響はあるが、最大応答値に関しては、あまり影響のない結果を示している。ただし、いずれの文献も

1質点系を対象としており、多質点系は扱っていない。また、位相特性を変動させ、かつ入力地震動の応答スペクトルの大小を変動させた研究は見当たらない。また、観測波の場合、地震動の各周波数の成分波群の群遅延時間にばらつきがあり、同じ応答スペクトルに適合させ作成した地震動のある時刻付近の位相の集中度による最大応答値や累積損傷度の差異について分析が難しい。

そのため、本研究においては、最終的に多質点系を対象とし入力地震動強さ、位相特性に観測波ではなく位相差分の頻度分布に正規分布を設定し、位相特性の違いによる応答解析結果や損傷への影響を分析する。

1. 2. 論文の構成

本論文は1章から7章で構成されている。1章においては、本論文の目的、背景、構成を示す。2章では本論文における対象構造物である中低層鉄骨構造建物の諸元を示す。3章では、解析対象構造物に入力する地震動の作成方法および作成した入力地動について示す。4章においては、解析対象構造物に対して、告示に適合させた観測地震動を用いて2章で示した解析モデルに対して建物耐力を変動させることにより、地震リスクに対しての影響分析を行う。

5章においては、地震動の位相特性が建物の変位や加速度の応答値や材破断に対して影響があるかどうか1質点系を対象に検討を行う。6章においては、多質点系を対象とし位相特性の影響の確認と耐震性能評価方法について提案を行う。7章では、本論文から得られた成果を、各章毎に得られた知見としてまとめている。

1 章の参考文献

- [1] 日本建設業連合会：建設 BCP ガイドライン, 2012.11
- [2] 神奈川県商工労働局総務部中小企業支援課：BCP（事業継続計画）作成事例集, 2013.
- [3] 公共建築協会：官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説, 1996.11
- [4] 日本建築学会：地震リスク評価とリスクコミュニケーション, 2011.6
- [5] 日本建築構造技術者協会：JSCA 性能設計[耐震性能編], 2018.3
<https://www.jsca.or.jp/vol5/p4/pamphlet2.php>
- [6] 建築研究所：地震リスク・マネジメント技術を活用した地震対策の効果検証, 建築研究所建築研究資料, No.104, 2006.10
- [7] 中澤祥二, 東田豊彦, 加藤史郎：戸建て免震住宅の地震リスクアナリシスに基づく性能評価, 構造工学論文集, Vol.54B, pp.183-192, 2008.3
- [8] 平野健太, 中澤祥二, 加藤史郎：鋼構造体育館の地震リスク評価に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.55B, pp.15-26, 2009.3
- [9] 石田寛, 源栄正人：地盤増幅を考慮した一様ハザードスペクトルに基づく建築構造物の地震リスク評価手法, 日本建築学会大会構造系論文集, No.583, pp.23-30, 2004.9
- [10] 清水友香子, 源栄正人, 石田寛：地震リスクにおける構造-非構造部材の寄与に着目した建築物の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, No.685, pp.2125-2132, 2010.12
- [11] 恒川裕史, 宇佐美徹, 中山信雄：三次元弾塑性応答解析を用いた地震予想最大損失率に基づく性能設計の鋼構造物への適用, 日本建築学会技術報告集, Vol.19, No.43, pp.843-848, 2013.10
- [12] 恒川裕史, 藤村勝, 佐藤吉之, 岡本肇：部材レベルの弾塑性応答解析を用いた地震予想最大損失率による RC 構造物の耐震性能評価, 日本建築学会技術報告集, Vol.17, No.35, pp.37-42, 2011.2
- [13] 更谷安紀子, 長谷部裕, 水谷友紀, 林康裕：耐久性や劣化状況を考慮した木造住宅の地震リスク評価, 日本建築学会構造系論文集, No.655, pp.1609-1615, 2010.9
- [14] 中村有紀子, 壁谷澤寿海：地震動特性に基づく応答変位の時刻歴期待値の評価法, 日本建築学会構造系論文集, No.532, pp.51-56, 2000.6
- [15] 桑村仁, 伊山潤, 竹田拓也：地震動のエネルギー入力率スペクトルの特性—変位一定説とエネルギー一定説の調和—, 日本建築学会構造系論文集, No.498, pp.37-42, 1997.8
- [16] 斎藤慶太, 手塚晃斗, 中澤祥二：入力地震動の位相特性が鋼構造体育館の最大応答や動的靱性指標に与える影響, 構造工学論文集, Vol.65B, pp.517-524, 2019.3

2 章 解析モデルの設定

2.1. 解析対象建物の概要

本研究で検討対象とする構造物は、4, 6, 8 階建ての鉄骨造中低層事務所ビルを想定する。各階の階高は 4.3 [m], X 方向 5 スパン (8 [m]), Y 方向 2 スパン (14 [m], 7 [m]) とする。

図 2.1.1, 図 2.1.2 に略軸組図を示す。解析モデルは RC 基礎梁を含め構成する。境界条件は, Z0 レベル各節点においてピン支持とする。

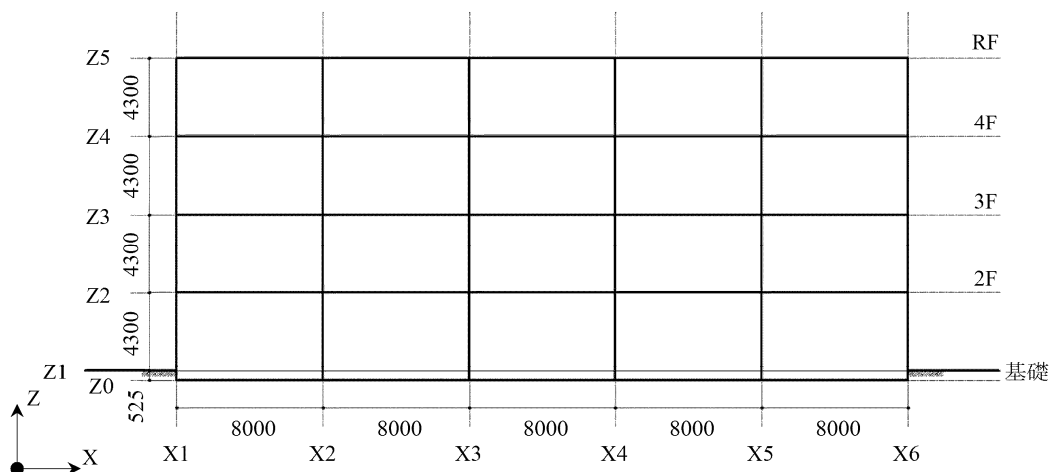


図 2.1.1 4 階建て Y1 通り略軸組図 単位 : [mm]

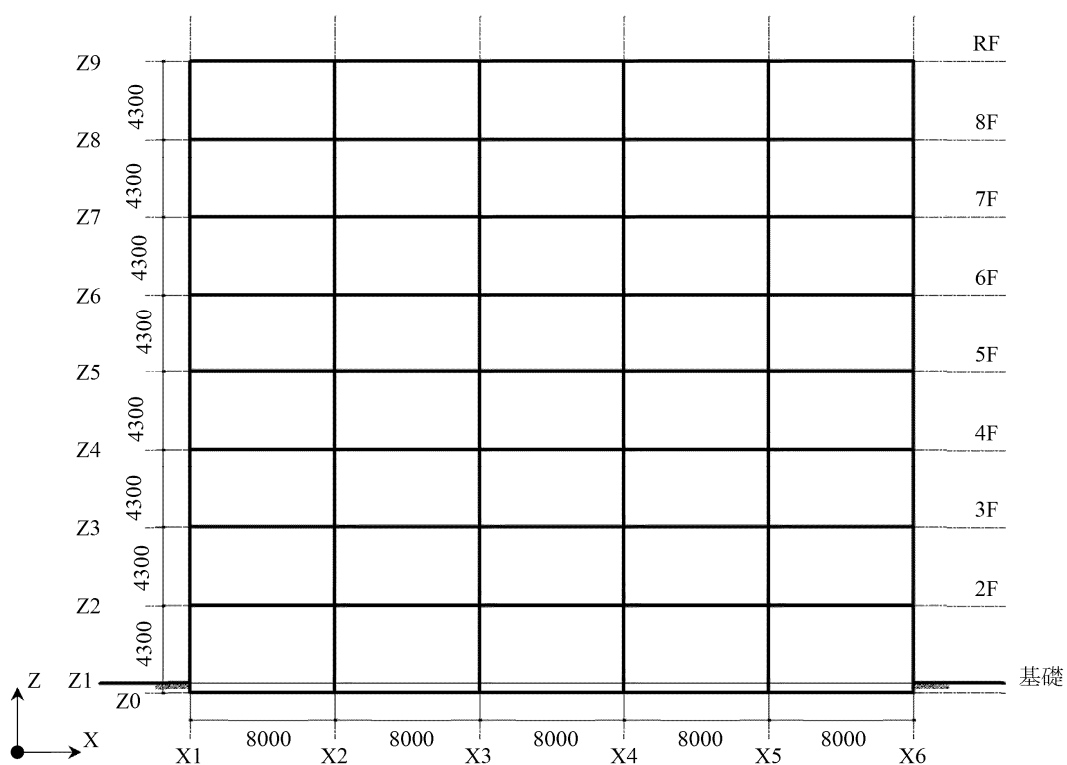


図 2.1.2 8 階建て Y1 通り略軸組図 単位 : [mm]

図 2.1.3 に略伏図を示す。梁材は、固定荷重により生じる中央のたわみやモーメントを考慮するため、各スパンの中央に中間節点を設け、柱材は下階と上階を 1 本材にて接続する。解析モデルは剛床仮定を仮定する。各層の XY 方向の動き（柱、梁の中間節点）は同時変位とし、Z 方向や X, Y, Z 軸回り回転に関しては自由とする。XY 方向は同時変位であるため、柱梁部材のねじれ及び梁の弱軸方向の曲げは生じないと仮定する。

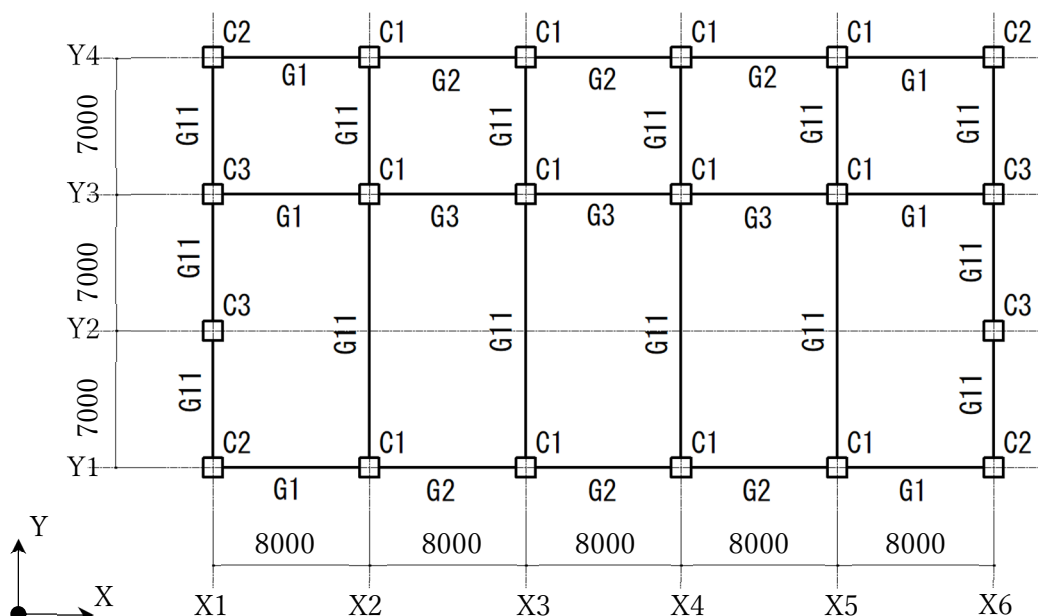


図 2.1.3 各階略伏図 単位：[mm]

2.2. 使用材料および部材断面

柱、梁に用いる材料強度は 4 階建てモデルでは SN400 材級 8 階建てモデルでは SN490 材級とする。部材断面は必要保有水平耐力 Q_{un} に対する保有水平耐力 Q_u の比 Q_u/Q_{un} を元に算定を行う。 $Q_u/Q_{un} = 1.00, 1.25, 1.50, 1.75, 2.00$ となるように断面を定める。4, 8 階建てモデルの Q_u/Q_{un} 毎の部材断面を柱、梁に分け次ページより表に示す。

解析を行う際、柱・梁部材のねじれと梁材の弱軸方向の変形については考慮しないため、断面二次モーメント I_x (柱・梁)、および I_z (梁)は小さな値 ($I_z = I_x = 0.1 [\text{cm}^3]$) を設定する。

梁材の強軸方向の断面二次モーメント I_y に関しては、図 2.2.1 に示すように、スラブが付断面形状を有しているため鉄骨生材の I_y にスラブによる剛性増大率 ϕ を乗じることで梁材の強軸方向の $\phi \cdot I_y$ を設定する。

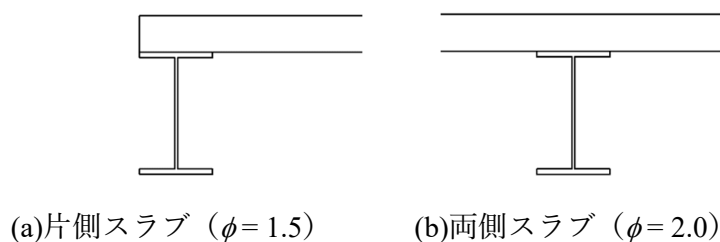


図 2.2.1 梁断面と増大率 ϕ

4 階建てモデルの部材断面を表 2.2.1 から表 2.2.10 に示し，8 階建てモデルの部材断面を表 2.2.11 から表 2.2.20 に示す。

表 2.2.1 柱部材断面（4 階建てモデル， $Q_u/Q_{un} = 1.00$ ）

柱材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y, I_z [cm ⁴]	Z_p [cm ³]	M_{py}, M_{pz} [kNm]
C1	1～4	400×400×22	320.2	74707.0	4476.0	1051.9
C2	1～4	400×400×22	320.2	74707.0	4476.0	1051.9
C3	1～4	400×400×22	320.2	74707.0	4476.0	1051.9

表 2.2.2 梁部材断面（4 階建てモデル， $Q_u/Q_{un} = 1.00$ ）

梁材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y ($\phi = 1.5$) [cm ⁴]	I_y ($\phi = 2.0$) [cm ⁴]	Z_{py} [cm ³]	Z_{pz} [cm ³]	M_{py} [kNm]	M_{pz} [kNm]
G1	R～2	500×200×12×22	144.2	90778.5	121038.0	2760.0	457.7	648.6	107.6
G2	R～2	500×200×12×22	144.2	90778.5	121038.0	2760.0	457.7	648.6	107.6
G3	R～2	500×200×12×22	144.2	90778.5	121038.0	2760.0	457.7	648.6	107.6
G11	R～2	800×300×16×28	289.8	463650.0	618200.0	8801.0	1311.0	2068.2	308.1

表 2.2.3 柱部材断面（4 階建てモデル， $Q_u/Q_{un} = 1.25$ ）

柱材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y, I_z [cm ⁴]	Z_p [cm ³]	M_{py}, M_{pz} [kNm]
C1	4～1	400×400×22	320.2	74707.0	4476.0	1051.9
C2	4～1	400×400×22	320.2	74707.0	4476.0	1051.9
C3	4～1	400×400×22	320.2	74707.0	4476.0	1051.9

表 2.2.4 梁部材断面（4 階建てモデル， $Q_u/Q_{un} = 1.25$ ）

梁材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y ($\phi = 1.5$) [cm ⁴]	I_y ($\phi = 2.0$) [cm ⁴]	Z_{py} [cm ³]	Z_{pz} [cm ³]	M_{py} [kNm]	M_{pz} [kNm]
G1	R～2	500×250×9×22	152.5	106086.0	141448.0	3130.0	697.8	735.6	164.0
G2	R～2	500×250×9×22	152.5	106086.0	141448.0	3130.0	697.8	735.6	164.0
G3	R～4	500×200×12×22	144.2	90778.5	121038.0	2760.0	457.7	648.6	107.6
	3～2	500×250×9×22	152.5	106086.0	141448.0	3130.0	697.8	735.6	164.0
G11	R～2	800×300×16×28	289.8	463650.0	618200.0	8801.0	1311.0	2068.2	308.1

表 2.2.5 柱部材断面 (4 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.50$)

柱材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y, I_z [cm ⁴]	Z_p [cm ³]	M_{py}, M_{pz} [kNm]
C1	4~1	450×450×22	364.2	109220.0	5775.0	1357.1
C2	4~1	450×450×22	364.2	109220.0	5775.0	1357.1
C3	4~1	450×450×22	364.2	109220.0	5775.0	1357.1

表 2.2.6 梁部材断面 (4 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.50$)

梁材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y ($\phi = 1.5$) [cm ⁴]	I_y ($\phi = 2.0$) [cm ⁴]	Z_{py} [cm ³]	Z_{pz} [cm ³]	M_{py} [kNm]	M_{pz} [kNm]
G1	R~2	500×300×12×22	188.2	128505.0	171340.0	3811.0	1008.0	895.6	236.9
G2	R~2	500×300×12×22	188.2	128505.0	171340.0	3811.0	1008.0	895.6	236.9
G3	R~2	500×300×12×22	188.2	128505.0	171340.0	3811.0	1008.0	895.6	236.9
G11	R~2	800×300×16×28	289.8	463650.0	618200.0	8801.0	1311.0	2068.2	308.1

表 2.2.7 柱部材断面 (4 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.75$)

柱材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y, I_z [cm ⁴]	Z_p [cm ³]	M_{py}, M_{pz} [kNm]
C1	4~1	500×500×25	458.9	169439.0	8074.0	1897.4
C2	4~1	500×500×25	458.9	169439.0	8074.0	1897.4
C3	4~1	500×500×25	458.9	169439.0	8074.0	1897.4

表 2.2.8 梁部材断面 (4 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.75$)

梁材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y ($\phi = 1.5$) [cm ⁴]	I_y ($\phi = 2.0$) [cm ⁴]	Z_{py} [cm ³]	Z_{pz} [cm ³]	M_{py} [kNm]	M_{pz} [kNm]
G1	R~2	500×300×12×25	205.5	141774.0	189032.0	4202.0	1142.0	987.5	268.4
G2	R~2	500×300×12×25	205.5	141774.0	189032.0	4202.0	1142.0	987.5	268.4
G3	R~2	500×300×12×25	205.5	141774.0	189032.0	4202.0	1142.0	987.5	268.4
G11	R~2	500×300×12×25	205.5	141774.0	189032.0	4202.0	1142.0	987.5	268.4

表 2.2.9 柱部材断面（4 階建てモデル， $Q_u/Q_{un} = 2.00$ ）

柱材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y, I_z [cm ⁴]	Z_p [cm ³]	M_{py}, M_{pz} [kNm]
C1	4~1	550×550×25	508.9	229968.0	9909.0	2328.6
C2	4~1	550×550×22	508.9	229968.0	9909.0	2328.6
C3	4~1	550×550×22	508.9	229968.0	9909.0	2328.6

表 2.2.10 梁部材断面（4 階建てモデル， $Q_u/Q_{un} = 2.00$ ）

梁材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y ($\phi = 1.5$) [cm ⁴]	I_y ($\phi = 2.0$) [cm ⁴]	Z_{py} [cm ³]	Z_{pz} [cm ³]	M_{py} [kNm]	M_{pz} [kNm]
G1	R~2	500×300×16×28	240.5	159069.0	212092.0	4785.0	1290.0	1124.5	303.2
G2	R~2	500×300×16×28	240.5	159069.0	212092.0	4785.0	1290.0	1124.5	303.2
G3	R~2	500×300×16×28	240.5	159069.0	212092.0	4785.0	1290.0	1124.5	303.2
G11	R~2	800×300×16×28	305.8	463650.0	618200.0	8801.0	1311.0	2068.2	308.1

表 2.2.11 柱部材断面（8 階建てモデル， $Q_u/Q_{un} = 1.00$ ）

柱材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y, I_z [cm ⁴]	Z_p [cm ³]	M_{py}, M_{pz} [kNm]
C1	8~7	550×550×22	452.2	207125.9	5780.0	1878.5
	6~1	550×550×25	508.9	229968.3	6430.0	2089.8
C2	8~1	550×550×19	394.3	183043.7	7787.0	2530.8
C3	8~1	550×550×19	394.3	183043.7	7787.0	2530.8

表 2.2.12 梁部材断面（8 階建てモデル， $Q_u/Q_{un} = 1.00$ ）

梁材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y ($\phi = 1.5$) [cm ⁴]	I_y ($\phi = 2.0$) [cm ⁴]	Z_{py} [cm ³]	Z_{pz} [cm ³]	M_{py} [kNm]	M_{pz} [kNm]
G1	R~2	600×250×12×22	178.2	165304.5	220406.0	4146.0	708.8	1347.5	230.4
G2	R~2	600×250×12×22	178.2	165304.5	220406.0	4146.0	708.8	1347.5	230.4
G3	R~2	600×250×12×22	178.2	165304.5	220406.0	4146.0	708.8	1347.5	230.4
G11	R~2	900×300×16×28	288.8	561000.0	748000.0	9570.0	1183.0	3110.3	384.5

表 2.2.13 柱部材断面（8 階建てモデル， $Q_u/Q_{un} = 1.25$ ）

柱材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y, I_z [cm ⁴]	Z_p [cm ³]	M_{py}, M_{pz} [kNm]
C1	6~7	550×550×22	452.2	207125.9	5780.0	1878.5
	5	550×550×25	508.9	229968.3	6430.0	2089.8
	4~1	550×550×28	567.3	253751.3	10990.0	3571.8
C2	8~5	550×550×19	394.3	183043.7	7787.0	2530.8
	4~1	550×550×22	452.2	207125.9	8868.0	2882.1
C3	8~5	550×550×19	394.3	183043.7	7787.0	2530.8
	4~1	550×550×22	452.2	207125.9	8868.0	2882.1

表 2.2.14 梁部材断面（8 階建てモデル， $Q_u/Q_{un} = 1.25$ ）

梁材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y ($\phi = 1.5$) [cm ⁴]	I_y ($\phi = 2.0$) [cm ⁴]	Z_{py} [cm ³]	Z_{pz} [cm ³]	M_{py} [kNm]	M_{pz} [kNm]
G1	R~7	650×250×12×22	184.2	198091.5	264122.0	4599.0	710.6	1494.7	230.9
	6~3	650×250×12×25	198.5	217524.0	290032.0	5029.0	804.1	1634.4	261.3
	2	650×250×12×28	212.7	236571.0	315428.0	5455.0	897.7	1772.9	291.8
G2	R~2	650×250×12×22	184.2	198091.5	264122.0	4599.0	710.6	1494.7	230.9
G3	R~5	650×250×12×22	184.2	198091.5	264122.0	4599.0	710.6	1494.7	230.9
	4~2	650×250×12×25	198.5	217524.0	290032.0	5029.0	804.1	1634.4	261.3
G11	R~2	900×300×16×28	288.8	561000.0	748000.0	9570.0	1183.0	3110.3	384.5

表 2.2.15 柱部材断面 (8 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.50$)

柱材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y, I_z [cm ⁴]	Z_p [cm ³]	M_{py}, M_{pz} [kNm]
C1	8~1	550×550×32	644.4	284279.5	12396.0	4028.7
C2	8~1	550×550×32	644.4	284279.5	12396.0	4028.7
C3	8~1	550×550×32	644.4	284279.5	12396.0	4028.7

表 2.2.16 梁部材断面 (8 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.50$)

梁材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y ($\phi = 1.5$) [cm ⁴]	I_y ($\phi = 2.0$) [cm ⁴]	Z_{py} [cm ³]	Z_{pz} [cm ³]	M_{py} [kNm]	M_{pz} [kNm]
G1	R~8	650×250×12×22	184.2	198091.5	264122.0	4599.0	710.6	1494.7	230.9
	7	650×250×12×25	198.5	217524.0	290032.0	5029.0	804.1	1634.4	261.3
	6~2	650×250×12×28	212.7	236571.0	315428.0	5455.0	897.7	1772.9	291.8
G2	R~8	650×250×12×22	184.2	198091.5	264122.0	4599.0	710.6	1494.7	230.9
	7	650×250×12×25	198.5	217524.0	290032.0	5029.0	804.1	1634.4	261.3
	6~5	650×250×12×28	212.7	236571.0	315428.0	5455.0	897.7	1772.9	291.8
	4~2	650×250×12×32	231.8	261375.0	348500.0	6016.0	1022.0	1955.2	332.2
G3	R~8	600×250×12×25	192.5	181500.0	242000.0	4540.0	802.0	1475.5	260.7
	7~6	650×250×12×28	212.7	236571.0	315428.0	5455.0	897.7	1772.9	291.8
	5~2	650×250×16×32	255.2	271500.0	362000.0	6360.0	1040.0	2067.0	338.0
G11	R~2	900×300×16×28	288.8	561000.0	748000.0	9570.0	1183.0	3110.3	384.5

表 2.2.17 柱部材断面 (8 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.75$)

柱材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y, I_z [cm ⁴]	Z_p [cm ³]	M_{py}, M_{pz} [kNm]
C1	8~5	600×600×28	600.3	313856.2	12538.0	4074.9
	4~1	600×600×32	674.3	344774.2	13916.0	4522.7
C2	8~5	600×600×28	600.3	313856.2	12538.0	4074.9
	4~1	600×600×32	674.3	344774.2	13916.0	4522.7
C3	8~5	600×600×28	600.3	313856.2	12538.0	4074.9
	4~1	600×600×32	674.3	344774.2	13916.0	4522.7

表 2.2.18 梁部材断面 (8 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.75$)

梁材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y ($\phi = 1.5$) [cm ⁴]	I_y ($\phi = 2.0$) [cm ⁴]	Z_{py} [cm ³]	Z_{pz} [cm ³]	M_{py} [kNm]	M_{pz} [kNm]
G1	R~2	600×300×16×25	247.5	264964.5	353286.0	6171.0	1165.0	2005.6	378.6
G2	R~7	600×300×16×25	247.5	264964.5	353286.0	6171.0	1165.0	2005.6	378.6
	6	600×300×16×28	264.5	287700.0	383600.0	6679.0	1300.0	2170.7	422.5
	5~2	600×300×16×32	287.2	317308.5	423078.0	7348.0	1479.0	2388.1	480.7
G3	R~7	600×300×16×25	247.5	264964.5	353286.0	6171.0	1165.0	2005.6	378.6
	6	600×300×16×28	264.5	287700.0	383600.0	6679.0	1300.0	2170.7	422.5
	5~2	600×300×16×32	287.2	317308.5	423078.0	7348.0	1479.0	2388.1	480.7
G11	R~2	900×300×16×28	288.8	561000.0	748000.0	9570.0	1183.0	3110.3	384.5

表 2.2.19 柱部材断面（8 階建てモデル， $Q_u/Q_{un} = 2.00$ ）

柱材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y, I_z [cm ⁴]	Z_p [cm ³]	M_{py}, M_{pz} [kNm]
C1	8~1	650×650×32	738.3	449214.1	16630.0	5404.8
C2	8~1	650×650×32	738.3	449214.1	16630.0	5404.8
C3	8~1	650×650×32	738.3	449214.1	16630.0	5404.8

表 2.2.20 梁部材断面（8 階建てモデル， $Q_u/Q_{un} = 2.00$ ）

梁材	階	断面寸法	A [cm ²]	I_y ($\phi = 1.5$) [cm ⁴]	I_y ($\phi = 2.0$) [cm ⁴]	Z_{py} [cm ³]	Z_{pz} [cm ³]	M_{py} [kNm]	M_{pz} [kNm]
G1	R~6	700×300×12×28	248.1	328944.0	438592.0	6977.0	1286.0	2267.5	418.0
	5~2	700×300×14×32	283.8	370660.5	494214.0	7916.0	1474.0	2572.7	479.1
G2	R~6	700×300×12×28	248.1	328944.0	438592.0	6977.0	1286.0	2267.5	418.0
	5~2	700×300×14×32	283.8	370660.5	494214.0	7916.0	1474.0	2572.7	479.1
G3	R~6	700×300×12×28	248.1	328944.0	438592.0	6977.0	1286.0	2267.5	418.0
	5~2	700×300×14×32	283.8	370660.5	494214.0	7916.0	1474.0	2572.7	479.1
G11	R~2	900×300×16×28	288.8	561000.0	748000.0	9570.0	1183.0	3110.3	384.5

基礎梁は RC 造とする。設計基準強度は $F_c=21$ [N/mm²] とする。本モデルでは基礎梁は二次設計時においても弾性設計とするため、弾性材としてモデル化を行う。モデル化においては鉄筋の剛性は無視する。ヤング率はコンクリートの値を使用する。コンクリートのヤング係数 E_c [N/mm²] は RC 基準より、コンクリートの気乾単位重量 γ [kN/m³] とコンクリートの設計基準強度 F_c [N/mm²] を用いて式(2.2.1)より算出する。

$$E_c = 33500 \cdot \left(\frac{\gamma}{24} \right)^2 \cdot \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.2.1)$$

γ は 23 kN/m³, $F_c=21$ [N/mm²] とする。これらの値より $E_c=21682.06$ [N/mm²] となる。解析を行うにあたり、埋め込み部は弾性と仮定し図 2.2.2 に示すように剛域と想定し解析を行う。

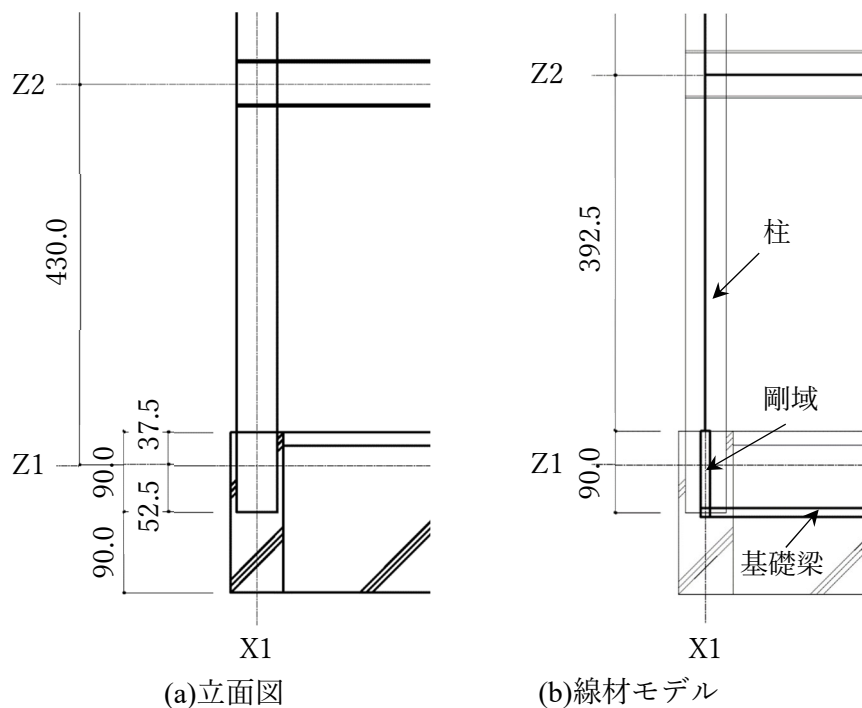


図 2.2.2 基礎梁と剛域（単位：[cm]）

基礎梁の部材断面を表 2.2.21 に示す。基礎梁は弾性モデルとし、ヤング率は式(2.2.1)で算出した値とする。断面二次極モーメント I_x や弱軸回りの断面二次モーメント I_z は、地上階梁の条件と同様に $I_x = I_z = 0.1$ [cm³] とする。

表 2.2.21 基礎梁の部材断面

b [cm]	D [cm]	A [cm ²]	E_c [kN/cm ²]	I_y [cm ⁴]	I_z [cm ⁴]	I_x [cm ⁴]
60	180	10800.0	2168.21	2.916×10^7	0.1	0.1

また、剛域は塑性化が生じないと考えるため弾性モデルとし、断面積 A 、断面二次極モーメント I_x 、断面二次モーメント I_y 、 I_z は C1 の 100 倍の値を用いる。

2.3. 梁端部材の詳細

梁端部材の損傷度を検討するにあたり、梁端について部材断面以外の条件を求める必要がある。そのため、この節では、梁部材が全塑性モーメントに達するときの変形角 θ_p と梁端の接合部詳細により決まるモーメントの伝達能力の係数 J [1]を求める。 θ_p は式(2.3.1)により算出する。

$$\begin{aligned}\theta_p &= \delta_p / L \\ &= \frac{M_{py} L}{6EI_y}\end{aligned}\quad (2.3.1)$$

ここで、 M_{py} は梁部材の全塑性モーメント、 L は梁のスパンを示す。 J は式(2.3.2)により算出する。

$$J = \frac{{}_bM_y}{{}_b{}_fM_y + \min({}_{Bw}M_s, {}_sM_y, {}_{bw}M_y)}\quad (2.3.2)$$

ここで、 ${}_bM_y$ は梁部材の降伏曲げモーメント、 ${}_b{}_fM_y$ は梁フランジの降伏曲げモーメント、 ${}_{Bw}M_s$ はシヤーププレートの高力ボルト接合のすべりモーメント、 ${}_sM_y$ はシヤーププレートの降伏曲げモーメント、 ${}_{bw}M_y$ は梁ウェブの降伏曲げモーメントを示す。シヤーププレートの断面や高力ボルトの条件は、梁部材の断面とスパンにより決められる。

${}_bM_y$ は式(2.3.3)に示すように、 ${}_b{}_fM_y$ と ${}_{bw}M_y$ を足し合わせることで求められる。

$${}_bM_y = {}_b{}_fM_y + {}_{bw}M_y\quad (2.3.3)$$

${}_b{}_fM_y$ は式(2.3.4)、 ${}_{bw}M_y$ は式(2.3.5)により求められる。

$${}_b{}_fM_y = \frac{B}{6H} \cdot \left\{ H^3 - (H - 2t_f)^3 \right\} \cdot {}_b{}_f\sigma_y\quad (2.3.4)$$

$${}_{bw}M_y = \frac{1}{6} \cdot (H - 2t_f)^2 \cdot t_w \cdot {}_{bw}\sigma_y\quad (2.3.5)$$

ここで、 H 、 B 、 t_w 、 t_f はそれぞれ H 形鋼の高さ、辺、ウェブの板厚、フランジの板厚、 ${}_b{}_f\sigma_y$ はフランジの降伏応力度、 ${}_{bw}\sigma_y$ はウェブの降伏応力度を示す。 ${}_sM_y$ は式(2.3.6)により求められる。

$${}_sM_y = {}_sZ_w \cdot {}_s\sigma_y\quad (2.3.6)$$

ここで、 ${}_sZ_w$ はボルト孔欠損を考慮したシヤーププレートの断面性能、 ${}_s\sigma_y$ はシヤーププレートの降伏応力度を示す。 ${}_{Bw}M_s$ は、式(2.3.7)により求められる[1]。

$${}_{Bw}M_s = \sum \frac{r_i^2}{r_m} \cdot q_{by}\quad (2.3.7)$$

ここで、 r_i は i 番目のボルト孔中心と接合部中心の距離、 r_m は接合部中心から最遠位置にあるボルト孔中心と接合部との距離であり、詳細を図 2.3.1 に示す。 q_{by} は高力ボルト 1 本当たりのすべり耐力を示す。

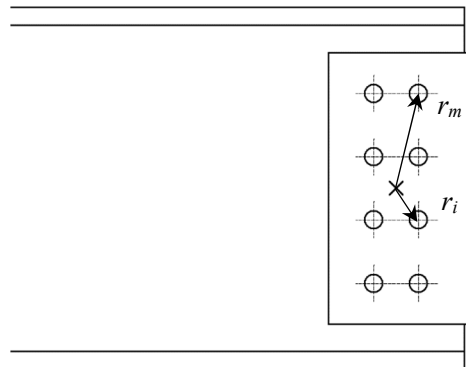


図 2.3.1 r_i , r_m の求め方

q_{by} は式(2.3.8), 式(2.3.9)により求められる。

$$q_{by} = m \cdot \mu \cdot N_0 \quad (2.3.8)$$

$$\begin{aligned} \text{F8T: } N_0 &= 0.85 F_{by} \cdot A_{be} \\ \text{F10T: } N_0 &= 0.75 F_{by} \cdot A_{be} \end{aligned} \quad (2.3.9)$$

ここで、 m は摩擦面の数、 μ はすべり係数（建築用鋼材では $\mu = 0.45$ ）、 N_0 は設計ボルト張力、 F_{by} は高力ボルトの降伏強さ、 A_{be} は高力ボルトのねじ部有効断面積を示す。

以上の計算により算出した梁端部材の θ_p と J を表 2.3.1, 表 2.3.2 に示す。

4階建てモデルの接合詳細は全て同様であり、シヤープレート厚 $t_s = 16$ [mm]、シヤープレート長 $l_s = 260$ [mm]、シヤープレート幅 $b_s = 180$ [mm]、高力ボルト 8-F10T-M22 である。

8階建てモデルの接合詳細は $Q_u/Q_{un} = 1.00 \sim 1.50$ は同様であり、 $t_s = 16$ [mm]、 $l_s = 260$ [mm]、 $b_s = 240$ [mm]、10-F10T-M22、 $Q_u/Q_{un} = 1.75$ は $t_s = 19$ [mm]、 $l_s = 320$ [mm]、 $b_s = 240$ [mm]、12-F10T-M22、 $Q_u/Q_{un} = 2.00$ は $t_s = 19$ [mm]、 $l_s = 440$ [mm]、 $b_s = 240$ [mm]、18-F10T-M22 である。

表 2.3.1 Q_u/Q_{un} ごとの梁端部材の θ_p と J (4 階建てモデル)

Q_u/Q_{un}	θ_p [rad]	$_bM_y$ [kNm]	$_{bf}M_y$ [kNm]	$_{Bw}M_s$ [kNm]	$_sM_y$ [kNm]	$_{bw}M_y$ [kNm]	J
1.00	0.0035	570.5	472.8	14.4	29.7	97.7	1.17
1.25	0.0034	664.3	591.0	14.4	29.7	73.3	1.10
1.50	0.0034	807.0	709.3	14.4	29.7	97.7	1.12
1.75	0.0034	891.3	796.1	14.4	29.7	95.2	1.10
2.00	0.0034	1004.1	880.6	14.4	29.7	123.5	1.12

表 2.3.2 Q_u/Q_{un} ごとの梁端部材の θ_p と J (8 階建てモデル)

Q_u/Q_{un}	θ_p [rad]	$_bM_y$ [kNm]	$_{bf}M_y$ [kNm]	$_{Bw}M_s$ [kNm]	$_sM_y$ [kNm]	$_{bw}M_y$ [kNm]	J
1.00	0.004	1196.7	995.8	21.2	29.7	200.9	1.18
1.25	0.0037	1455.4	1221.4	21.2	29.7	234.0	1.17
1.50	0.0037	1584.3	1355.0	21.2	29.7	229.3	1.15
1.75	0.0037	1606.2	1344.0	30.6	56.5	262.2	1.17
2.00	0.0034	2031.8	1762.2	56.5	88.0	269.6	1.12

2. 4. 荷重条件

2. 4. 1. 固定荷重

建物に生じる鉛直荷重の算定を行う。解析モデルへの鉛直荷重の与え方は、各層ごとに算出した荷重を柱の支配面積ごとに分配し、それを節点荷重として与える。1 本あたりの支配面積の振り分けを図 2.4.1.1 に示す。支配面積は 5 パターンに分類することができ、C1 は Y1, Y2, Y4 通りごとに 3 パターン、C2, C3 が 1 パターンずつ存在する。各柱の支配面積は色分けをされた領域であり、この面積に各階単位面積荷重を乗じた値を各柱に生じる鉛直荷重とする。

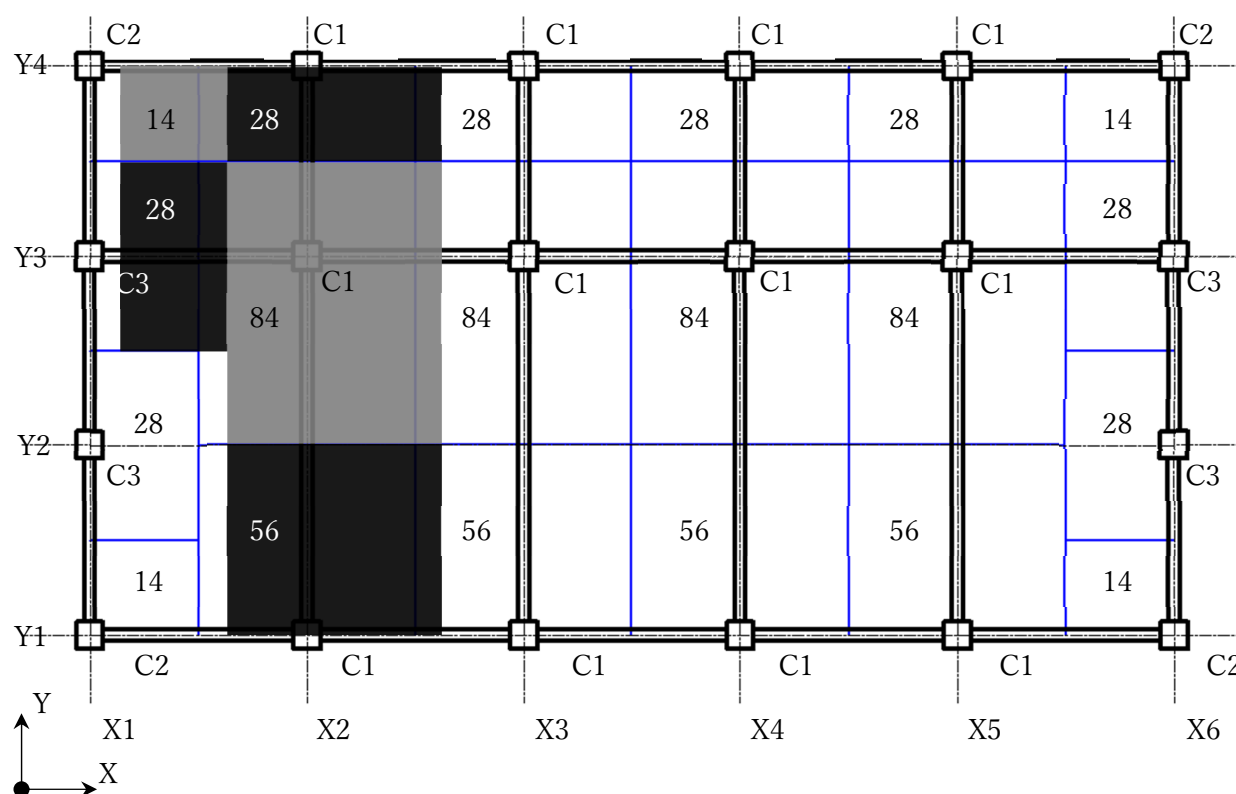


図 2.4.1.1 柱 1 本あたりの支配面積の振り分け（合計 840 [m²]）（単位：[m²]）

建物に生じる鉛直荷重の算定を行う。鉛直荷重の算定値を表 2.4.1.1 に示す。表 2.4.1.1 では、床スラブや仕上げ材、積載荷重といった非構造材により生じる荷重を求める。スラブ厚さは全階層で一律 150 [mm]とし、床単位荷重は単位容積質量 $\gamma=24$ [kN/m³]のコンクリートスラブとする。仕上げ材は、基礎以外に使用するため RF~2F まで 1000 [N/m²]と想定する。積載荷重は地震力計算用の値を用いる。建物の用途は事務所であるため、地震力計算用の積載荷重は 800 [N/m²]とする。以上の条件から求めた床荷重、仕上げ材、積載荷重を足し合わせることで、非構造材の合計単位面積荷重を求めることができる。

表 2.4.1.1 鉛直荷重の算定

階	スラブ厚さ [m]	床単位荷重 [N/m ³]	床単位 面積荷重 (スラブ厚さ× 床単位荷重) [N/m ²]	仕上げ材 [N/m ²]	積載荷重 (地震力計算用) [N/m ²]	非構造材合計 単位面積荷重 (床荷重+仕上げ材+ 積載荷重) [N/m ²]
RF~2F	0.15	24000	3600	1000	800	5400
基礎	0.15	24000	3600	-	800	4400

構造部材荷重と表 2.4.1.1 で求めた非構造材の単位面積荷重を足し合わせることで、各階単位面積荷重を算定する。この各階単位面積荷重に床面積を乗じることで各階荷重を算定する。ここでは、代表として 4 階建てモデル、 $Q_u/Q_{un} = 1.00$ の構造材荷重を表 2.4.1.2 に、各層の鉛直荷重分布を図 2.4.1.2 に示す。その他モデルの w_i は次節の表 2.4.2.1 から表 2.4.2.10 に示す。

表 2.4.1.2 鉛直荷重の算定 ($Q_u/Q_{un} = 1.00$)

階	非構造材合計 単位面積荷重 [kN/m ²]	梁荷重 [kN/m ²]	柱荷重 [kN/m ²]	小梁荷重 [kN/m ²]	各階単位面積荷重 (非構造材合計荷重+ 梁荷重+柱荷重+小梁荷重) [kN/m ²]	各階荷重 w_i (各階単位面積荷重× 床面積) [kN]
RF	5.4	0.6882	0.1671	0.3275	6.583	5529.6
4F	5.4	0.6882	0.3343	0.3275	6.750	5670.0
3F	5.4	0.6882	0.3343	0.3275	6.750	5670.0
2F	5.4	0.6882	0.3343	0.3275	6.750	5670.0
基礎	4.4	7.3336	0.3071	1.0002	13.041	10954.4

Y4	-92.16		-184.32		-184.32		-184.32		-184.32		-92.16
Y3	-184.32		-552.96		-552.96		-552.96		-552.96		-184.32
Y2	-184.32										-184.32
Y1	-92.16		-368.64		-368.64		-368.64		-368.64		-92.16
	X1		X2		X3		X4		X5		X6

(a) RF

Y4	-94.50		-189.00		-189.00		-189.00		-189.00		-94.50
Y3	-189.00		-567.00		-567.00		-567.00		-567.00		-189.00
Y2	-189.00										-189.00
Y1	-94.50		-378.00		-378.00		-378.00		-378.00		-94.50
	X1		X2		X3		X4		X5		X6

(b) 4F~2F

図 2.4.1.2 鉛直荷重分布 ($Q_u/Q_{un} = 1.00$, 単位 : [kN])

2.4.2. 地震荷重

地震荷重は、 A_i 分布に比例したものを想定する。 i 層目の層せん断力 Q_i は式(2.4.2.1)、水平荷重 P_{Ei} は式(2.4.2.2)により求める。

$$Q_i = W_i \cdot C_i \quad (2.4.2.1)$$

$$P_{Ei} = \begin{cases} Q_{i+1} - Q_i & \cdots i=1,2,\cdots,N-1 \\ Q_i & \cdots i=N \end{cases} \quad (2.4.2.2)$$

ここで、 C_i は i 層の地震層せん断力係数を示す。 C_i は式(2.4.2.3)により求める。

$$C_i = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0 \quad (2.4.2.3)$$

ここで、 Z は地域特性係数 ($Z=1.0$)、 R_i は振動特性係数 ($R_i=1.0$)、 C_0 は標準層せん断力係数 ($C_0=0.2$) を示す。 A_i 分布は式(2.4.2.4)により求める。

$$A_i = \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1+3T} \quad (2.4.2.4)$$

ここで、 α_i は i 層が支える部分の鉛直荷重の和を当該建築物の地上部分の鉛直荷重の和で除した値、 T は建築物の 1 次設計用固有周期を示す。 α_i は式(2.4.2.5)により求める。

$$\alpha_i = \frac{W_i}{W_T}, \quad W_T = W_1 = \sum_{j=1}^N w_j \quad (2.4.2.5)$$

また、 T は式(2.4.2.6)により求める。

$$T = h(0.02 + 0.01\alpha) \quad (2.4.2.6)$$

ここで、 h は建築物の建物高さ[m](4 階建てモデル 4.3 [m] $\times 4 = 17.2$ [m], 8 階建てモデル 4.3 [m] $\times 8 = 34.4$ [m]), α は鉄骨造であるため 1.0 とする。よって、4 階建てモデルは $T=0.516$ [sec] , 8 階建てモデルは $T=1.032$ [sec] となる。式(2.4.2.1)から式(2.4.2.6)を用いて求められた 4 階建てモデルの水平荷重を Q_u/Q_{un} ごとに表 2.4.2.1 から表 2.4.2.5 に示す。

表 2.4.2.1 重量及び水平荷重 (4 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.00$)

階	w_i [kN]	W_i [kN]	α_i	A_i 分布	C_i	Q_i [kN]	P_i [kN]
RF	5529.6	5529.6	0.245	1.718	0.344	1900.4	1900.4
4F	5670.0	11199.6	0.497	1.373	0.275	3076.2	1175.8
3F	5670.0	16869.6	0.748	1.165	0.233	3930.7	854.6
2F	5670.0	22539.6	1.000	1.000	0.200	4507.9	577.2

表 2.4.2.2 重量及び水平荷重 (4 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.25$)

階	w_i [kN]	W_i [kN]	α_i	A_i 分布	C_i	Q_i [kN]	P_i [kN]
RF	5535.7	5535.7	0.245	1.719	0.344	1902.7	1902.7
4F	5676.1	11211.8	0.497	1.374	0.275	3079.9	1177.2
3F	5680.2	16892.0	0.748	1.165	0.233	3936.2	856.3
2F	5680.2	22572.2	1.000	1.000	0.200	4514.4	578.3

表 2.4.2.3 重量及び水平荷重 (4 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.50$)

階	w_i [kN]	W_i [kN]	α_i	A_i 分布	C_i	Q_i [kN]	P_i [kN]
RF	5589.1	5589.1	0.245	1.720	0.344	1922.1	1922.1
4F	5748.3	11337.4	0.497	1.374	0.275	3114.8	1192.7
3F	5748.3	17085.7	0.748	1.165	0.233	3981.5	866.7
2F	5748.3	22834.0	1.000	1.000	0.200	4566.8	585.3

表 2.4.2.4 重量及び水平荷重 (4 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.75$)

階	w_i [kN]	W_i [kN]	α_i	A_i 分布	C_i	Q_i [kN]	P_i [kN]
RF	5636.0	5636.0	0.244	1.722	0.344	1940.8	1940.8
4F	5831.0	11467.0	0.496	1.374	0.275	3152.1	1211.3
3F	5831.0	17298.0	0.748	1.165	0.233	4031.9	879.8
2F	5831.0	23129.0	1.000	1.000	0.200	4625.8	593.9

表 2.4.2.5 重量及び水平荷重 (4 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 2.00$)

階	w_i [kN]	W_i [kN]	α_i	A_i 分布	C_i	Q_i [kN]	P_i [kN]
RF	5683.1	5683.1	0.243	1.723	0.345	1958.5	1958.5
4F	5898.9	11582.0	0.495	1.375	0.275	3184.6	1226.2
3F	5898.9	17480.9	0.748	1.166	0.233	4075.0	890.4
2F	5898.9	23379.8	1.000	1.000	0.200	4676.0	600.9

8階建てモデルの水平荷重を Q_u/Q_{un} ごとに表 2.4.2.6 から表 2.4.2.10 に示す。

表 2.4.2.6 重量及び水平荷重 (8階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.00$)

階	w_i [kN]	W_i [kN]	α_i	A_i 分布	C_i	Q_i [kN]	P_i [kN]
RF	5622.4	5622.4	0.121	2.387	0.477	2684.1	2684.1
8F	5811.7	11434.1	0.246	1.891	0.378	4325.1	1640.9
7F	5823.0	17257.1	0.372	1.639	0.328	5657.7	1332.6
6F	5834.2	23091.3	0.497	1.464	0.293	6760.7	1103.0
5F	5834.2	28925.5	0.623	1.324	0.265	7662.2	901.5
4F	5834.2	34759.7	0.749	1.205	0.241	8377.9	715.7
3F	5834.2	40593.9	0.874	1.098	0.220	8917.0	539.1
2F	5834.2	46428.1	1.000	1.000	0.200	9285.6	368.6

表 2.4.2.7 重量及び水平荷重 (8階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.25$)

階	w_i [kN]	W_i [kN]	α_i	A_i 分布	C_i	Q_i [kN]	P_i [kN]
RF	5632.9	5632.9	0.121	2.389	0.478	2691.7	2691.7
8F	5822.2	11455.1	0.246	1.893	0.379	4337.3	1645.5
7F	5822.2	17277.3	0.370	1.641	0.328	5671.7	1334.5
6F	5838.4	23115.7	0.496	1.466	0.293	6778.2	1106.5
5F	5869.0	28984.7	0.621	1.326	0.265	7687.8	909.6
4F	5883.5	34868.2	0.747	1.206	0.241	8411.7	723.8
3F	5883.5	40751.7	0.874	1.099	0.220	8956.8	545.1
2F	5898.1	46649.8	1.000	1.000	0.200	9330.0	373.2

表 2.4.2.8 重量及び水平荷重 (8階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.50$)

階	w_i [kN]	W_i [kN]	α_i	A_i 分布	C_i	Q_i [kN]	P_i [kN]
RF	5704.1	5704.1	0.120	2.396	0.479	2733.5	2733.5
8F	5964.7	11668.8	0.245	1.895	0.379	4422.2	1688.7
7F	5967.3	17636.1	0.370	1.642	0.328	5790.9	1368.7
6F	5989.3	23625.4	0.496	1.466	0.293	6925.9	1135.0
5F	5989.3	29614.7	0.622	1.326	0.265	7853.7	927.8
4F	6011.3	35626.0	0.748	1.206	0.241	8593.0	739.2
3F	6011.3	41637.3	0.874	1.099	0.220	9149.6	556.6
2F	6011.3	47648.6	1.000	1.000	0.200	9529.7	380.2

表 2.4.2.9 重量及び水平荷重 (8 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 1.75$)

階	w_i [kN]	W_i [kN]	α_i	A_i 分布	C_i	Q_i [kN]	P_i [kN]
RF	5746.9	5746.9	0.120	2.396	0.479	2753.7	2753.7
8F	5997.3	11744.2	0.245	1.895	0.379	4451.8	1698.1
7F	5997.3	17741.5	0.370	1.642	0.328	5828.0	1376.2
6F	6006.1	23747.6	0.495	1.467	0.293	6967.4	1139.5
5F	6042.2	29789.8	0.621	1.327	0.265	7904.8	937.4
4F	6066.6	35856.4	0.747	1.206	0.241	8651.8	747.0
3F	6066.6	41923.0	0.874	1.099	0.220	9214.1	562.2
2F	6066.6	47989.6	1.000	1.000	0.200	9597.9	383.8

表 2.4.2.10 重量及び水平荷重 (8 階建てモデル, $Q_u/Q_{un} = 2.00$)

階	w_i [kN]	W_i [kN]	α_i	A_i 分布	C_i	Q_i [kN]	P_i [kN]
RF	5798.9	5798.9	0.119	2.399	0.480	2782.2	2782.2
8F	6099.3	11898.2	0.245	1.895	0.379	4510.0	1727.8
7F	6099.3	17997.5	0.370	1.642	0.328	5909.1	1399.1
6F	6099.3	24096.8	0.496	1.466	0.293	7065.1	1156.0
5F	6129.6	30226.4	0.622	1.326	0.265	8014.6	949.5
4F	6129.6	36356.0	0.748	1.206	0.241	8768.1	753.5
3F	6129.6	42485.6	0.874	1.099	0.220	9335.5	567.4
2F	6129.6	48615.2	1.000	1.000	0.200	9723.0	387.6

以上, 本研究における解析モデルの設定について示した。

2 章の参考文献

[1] 日本鋼構造協会：長周期地震動に対する鉄骨造梁端部接合部の安全性検証方法，2016.12

3 章 入力地震動の作成と入力地震動の分析

3.1. 本研究で用いる地震動について

地震動の特性は、スペクトルと位相の 2 つの要素からなる。一般的に構造設計において時刻歴応答解析を行う場合、どのような位相特性を用いて耐震性能を分析するのが望ましいかについては明確に定められてはおらず、観測された地震動の位相特性や一様乱数を用いて作成した位相特性を告示の設計用応答スペクトルに適合させ模擬地震動波形を作成していることが多い。

本研究においては、以下の 2 つのタイプの地震動を用いて建物の応答解析を行う。

- (1) 代表的な観測地震動 12 波位相角を採用し告示スペクトル[1]に適合させ作成した模擬地震動。
- (2) 位相差分の頻度分布に正規分布を設定し、一様乱数を用いて作成した位相特性を告示スペクトルに適合させ作成した模擬地震動。(位相差分の頻度分布を正規分布とし正規分布の標準偏差を変動させ作成する。)

本章ではまず地震動の作成方法について示し、次いで(1)、(2)の位相特性を採用し作成した地震動について分析および整理を行う。

3.2. 入力地震動の作成方法について

3.2.1. 入力地震動の作成方法についての概要

時刻歴の弾塑性応答解析を行う場合、応答スペクトルに適合する設計用入力地震動の時刻歴波形を求める必要がある。時刻歴波形の作成方法についてはさまざまな方法が提案されているが、代表的な方法として、正弦波を重ね合わせることで目標設計用応答スペクトルに適合させる方法（正弦波合成法）がある[2]。正弦波合成法は時刻歴波形を次式から作成する。

$$y(t) = E(t) \times \sum_{i=1}^N A_i \cos(\omega_i t + \phi_i) \quad (3.2.1)$$

ここで、 $E(t)$ は非定常性を与える包絡関数、 N は成分個数、 A_i 、 ω_i 、 ϕ_i は i 成分の振幅、円振動数、位相角を表し、 ϕ_i には一様乱数を用いることが多い。これに対して、包絡関数 $E(t)$ を用いずに、位相角 ϕ_i を観測地震動データから求め、次式を用いて模擬地震動を作成することも考えられる。

$$y(t) = \sum_{i=1}^N A_i \cos(\omega_i t + \phi_i) \quad (3.2.2)$$

また、文献[1]で紹介されているような位相差分（*phase difference*） $\Delta\phi$ [0 から 2π] の頻度分布が時刻歴の形状に類似している性質を利用し、包絡関数の形状に対応した確率密度関数に従うように位相差分 $\Delta\phi$ を発生させ、各成分の位相角を決定する方法もある。

$$\phi_{i+1} = \phi_i + \Delta\phi_i \quad ; \quad \phi_1 = 0.0 \text{ [rad]} \quad (3.2.3)$$

群遅延時間（*group delay time*） t_{gr} は各成分波の位相角 ϕ を円振動数 ω で微分したものとして定義される。

$$t_{gr} = \frac{d\phi(\omega)}{d\omega} \quad (3.2.4)$$

ここで、 i 成分について離散的に t_{gr} を考えると、

$$t_{gr}(\omega_i) \approx \frac{\Delta\phi_i}{\Delta\omega} = \frac{\phi_{i+1} - \phi_i}{2\pi\Delta f} = \frac{\Delta\phi_i}{2\pi} T \quad (3.2.5)$$

ここで、 Δf は周波数の増分であり、継続時間 $T (= \Delta t \times N)$ の逆数となる。したがって、位相差分と群遅延時間は式(3.2.5)のような対応関係があり、 $\Delta\phi$ が0 から 2π に分布するとき、 t_{gr} は0 から T （継続時間）の間に分布することがわかる。また、各成分 i の群遅延時間 $t_{gr}(\omega_i)$ の平均値 $\mu_{t_{gr}i}$ 、標準偏差 $\sigma_{t_{gr}i}$ はそれぞれ成分波群の重心位置、継続時間に対応していることが知られている。近年では、各周波数成分の群遅延時間の統計量を仮定して（例えば、平均 $\mu_{t_{gr}i}$ 、標準偏差 $\sigma_{t_{gr}i}$ の正規分布または対数正規分布に従うとして）、各成分の $t_{gr}(\omega_i)$ を求め、位相差分 $\Delta\phi_i$ 、位相角 ϕ_i を設定する方法も多く用いられるようになっている。

そこで、本研究では、各成分の $t_{gr}(\omega_i)$ を平均 $\mu_{igr\ i}$ 、標準偏差 $\sigma_{igr\ i}$ の正規分布に従う乱数として発生させ、位相差分 $\Delta\phi$ 、位相角 ϕ を設定する。

図 3.1.1 に模擬地震動の目標スペクトルを示す。目標スペクトルは国土交通省告示に示される損傷限界レベルにおける設計用加速度応答スペクトルである。なお、減衰定数 h は 5 [%]、地盤種別は第 2 種地盤を仮定する。

本研究では、地震動の大きさを表す指標として地震動強さ λ_E を定義する。国土交通省告示の損傷限界変位の検証に用いられる地震動を $\lambda_E = 1.0$ と設定する。

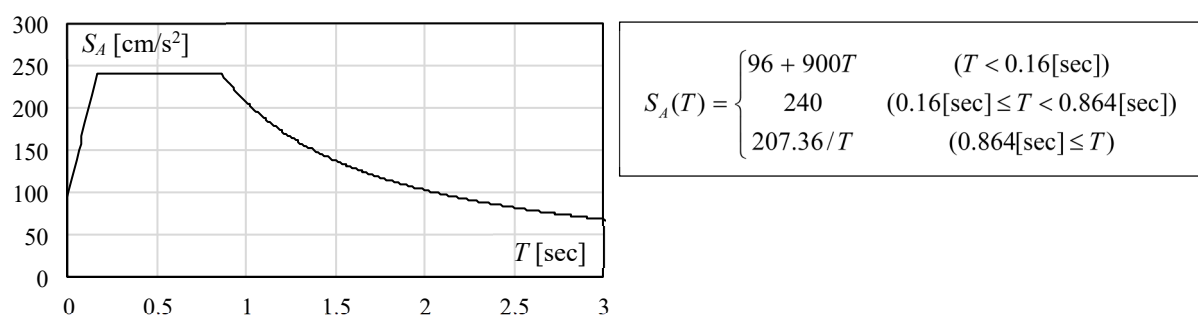


図 3.1.1 設計用加速度応答スペクトル $S_A(T)$

(減衰定数 $h = 5$ [%], 第 2 種地盤, 損傷限界レベル $\lambda_E = 1.0$)

3.2.2. 各種パラメータの影響について

群遅延時間等の設定が模擬地震動の形状に与える影響を示す。

3.2.2.1. 群遅延時間 t_{gr} の標準偏差 σ_{tgr} が波形に与える影響

群遅延時間 t_{gr} の平均値 $\mu_{tgr} = 40[\text{sec}]$ とし、標準偏差 σ_{tgr} を 5.0 [sec], 10 [sec], 20 [sec] とした場合の模擬地震動の時刻歴を図 3.2.1 に示す。なお、最大振幅を 1.0 に正規化して表示する。模擬地震動の重心は群遅延時間 t_{gr} の平均値 μ_{tgr} に対応し、標準偏差 σ_{tgr} が大きいほど、継続時間が長くなることが確認できる。なお、図中 M は群遅延時間 t_{gr} の平均値 μ_{tgr} を S は標準偏差 σ_{tgr} を示す。

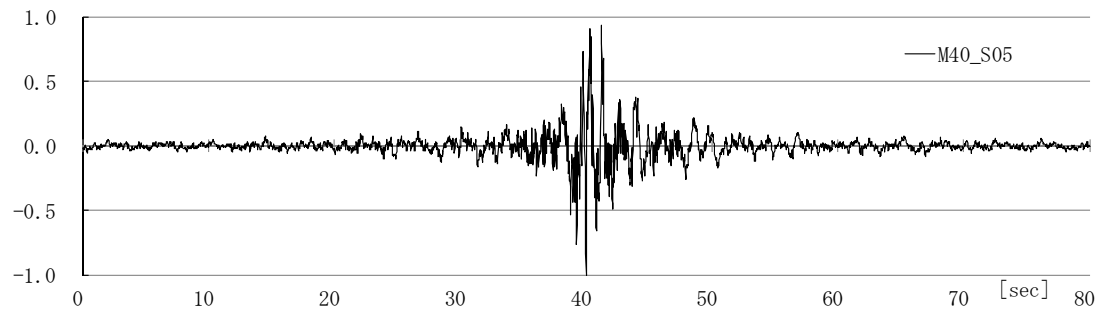


図 3.2.1(a) 模擬地震動の時刻歴 ($\mu_{tgr} = 40 [\text{sec}]$, $\sigma_{tgr} = 5 [\text{sec}]$)

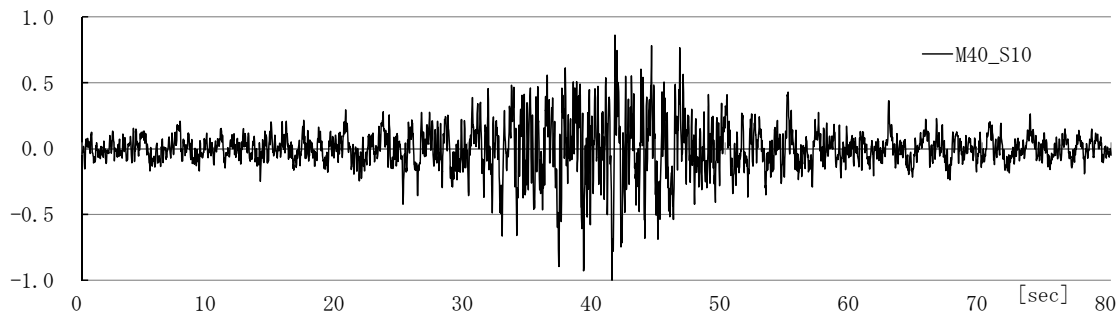


図 3.2.1(b) 模擬地震動の時刻歴 ($\mu_{tgr} = 40 [\text{sec}]$, $\sigma_{tgr} = 10 [\text{sec}]$)

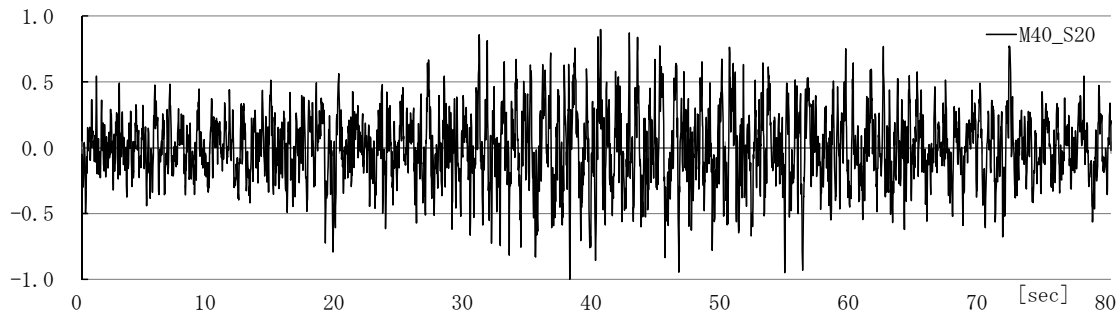


図 3.2.1(c) 模擬地震動の時刻歴 ($\mu_{tgr} = 40 [\text{sec}]$, $\sigma_{tgr} = 20 [\text{sec}]$)

図 3.2.1 の模擬地震動について、各周波数の群遅延時間 t_{gr} の頻度分布(確率密度関数, 区分は 100 等分)を図 3.2.2 に示す。各周波数の群遅延時間 t_{gr} の頻度分布は 40 [sec] (平均値 μ_{igr} に対応) が最も大きく、標準偏差 σ_{igr} が大きくなるほどばらつきが大きくなることが確認できる。また、群遅延時間 t_{gr} の頻度分布は、模擬地震動の継続時間(形状)に対応していることが確認できる。

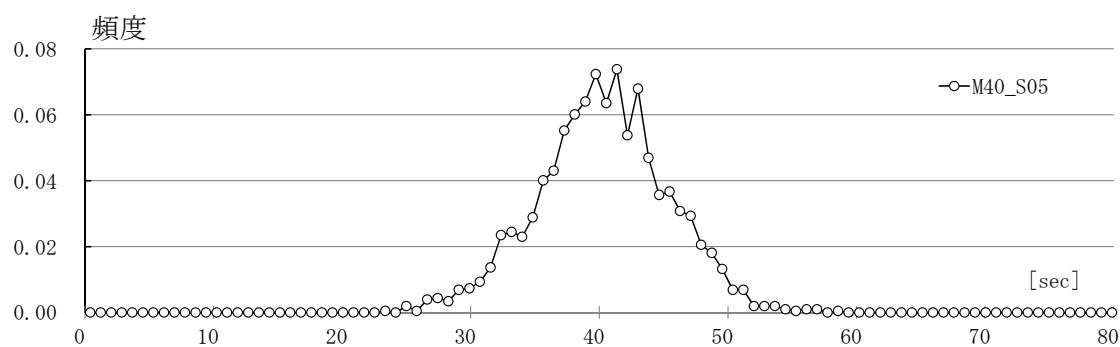


図 3.2.2(a) 群遅延時間の頻度分布 ($\mu_{igr} = 40$ [sec], $\sigma_{igr} = 5$ [sec])

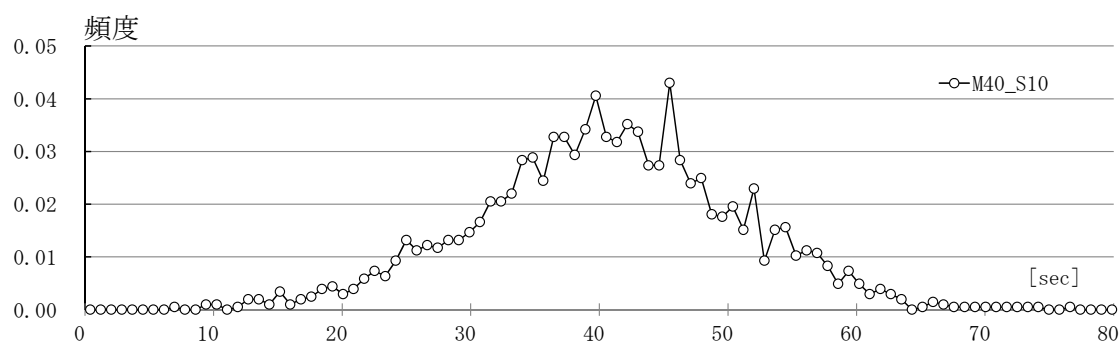


図 3.2.2(b) 群遅延時間の頻度分布 ($\mu_{igr} = 40$ [sec], $\sigma_{igr} = 10$ [sec])

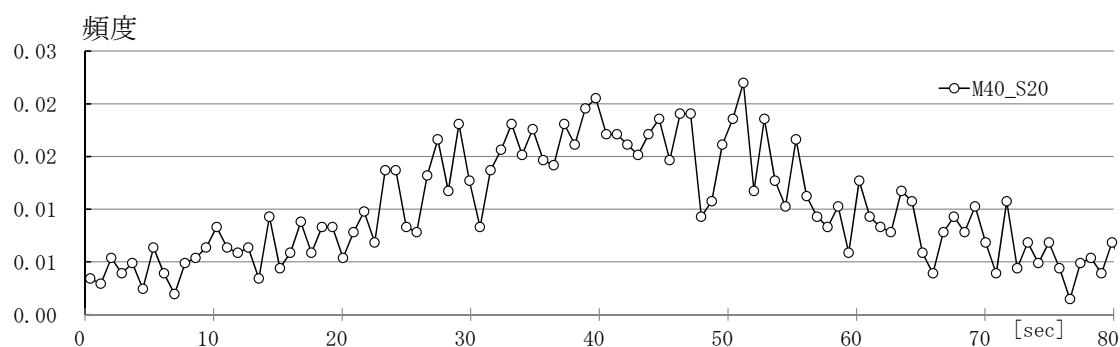


図 3.2.2(c) 群遅延時間の頻度分布 ($\mu_{igr} = 40$ [sec], $\sigma_{igr} = 20$ [sec])

3.2.2.2. 群遅延時間 t_{gr} の平均値 μ_{tgr} が波形に与える影響

群遅延時間 t_{gr} の標準偏差 σ_{tgr} を 10 [sec] とし、平均値 μ_{tgr} を 10 [sec], 20 [sec], 40 [sec] とした場合の模擬地震動の時刻歴を図 3.2.3 に示す。なお、最大振幅を 1.0 に正規化して表示する。模擬地震動の重心は群遅延時間 t_{gr} の平均値 μ_{tgr} に対応しており、 μ_{tgr} を 10 [sec], 20 [sec], 40 [sec] とすると、模擬地震動のピークがずれていく。 t_{gr} は、平均値 μ_{tgr} 、標準偏差 σ_{tgr} の正規分布にしたがう乱数として求めている。平均値 μ_{tgr} が小さく、かつ、標準偏差 σ_{tgr} が大きい場合、 t_{gr} が負の値になる場合が多く発生する。 t_{gr} が負の値となる場合は、継続時間 T (= 81.92 [sec]) から t_{gr} を引いて計算している。このため、平均値 $\mu_{tgr} = 10$ [sec] のケースでは 80 [sec] 付近で大きな波形が発生していることが確認できる (図 3.2.4 の頻度分布を参照のこと)、 t_{gr} が負の値になることが問題であれば、正規分布ではなく対数正規分布に従う乱数を用いて t_{gr} を決定することも考えられる。

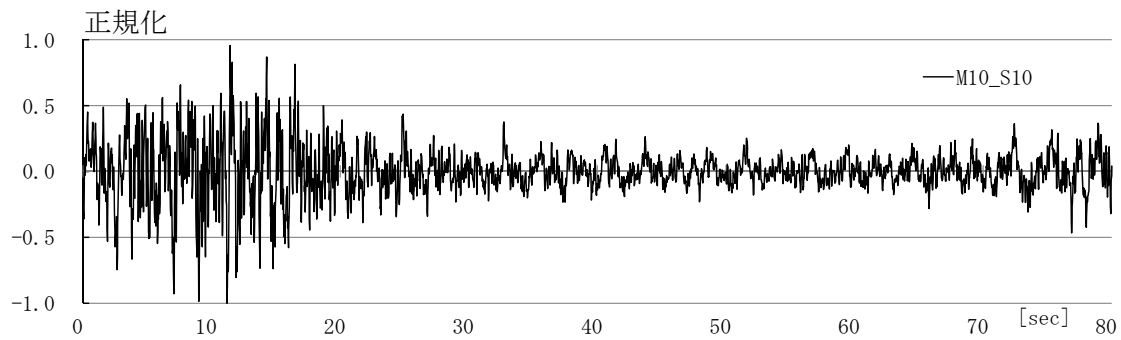


図 3.2.3(a) 模擬地震動の時刻歴 ($\mu_{tgr} = 10$ [sec], $\sigma_{tgr} = 10$ [sec])

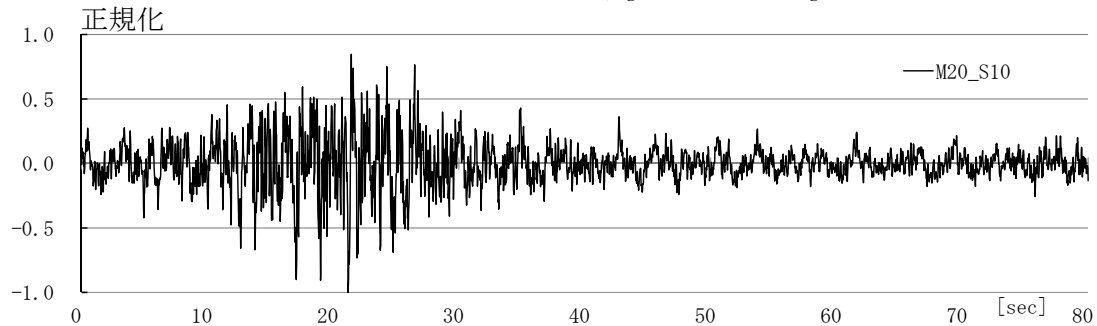


図 3.2.3(b) 模擬地震動の時刻歴 ($\mu_{tgr} = 20$ [sec], $\sigma_{tgr} = 10$ [sec])

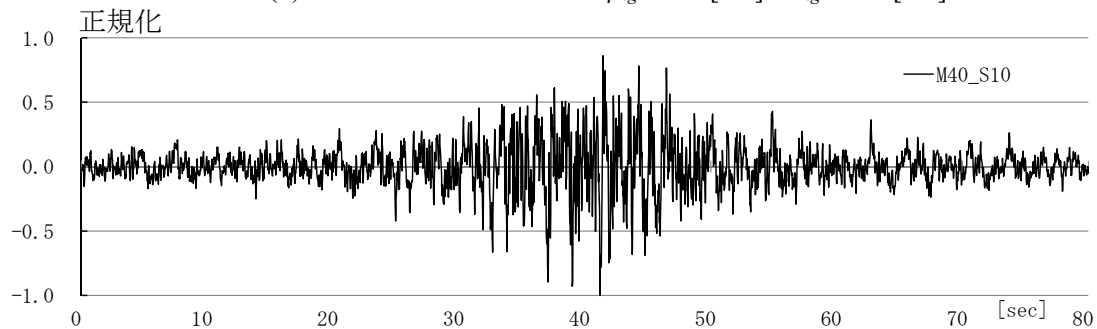


図 3.2.3(c) 模擬地震動の時刻歴 ($\mu_{tgr} = 40$ [sec], $\sigma_{tgr} = 10$ [sec])

図 3.2.3 の模擬地震動について、各周波数の群遅延時間 t_{gr} の頻度分布(確率密度関数, 区分は 100 等分)を図 3.2.4 に示す。各周波数の群遅延時間 t_{gr} の頻度分布は、平均値 μ_{igr} 付近が最も大きくなることが確認できる。また、群遅延時間 t_{gr} の頻度分布は、模擬地震動の継続時間(形状)に対応していることがわかる。

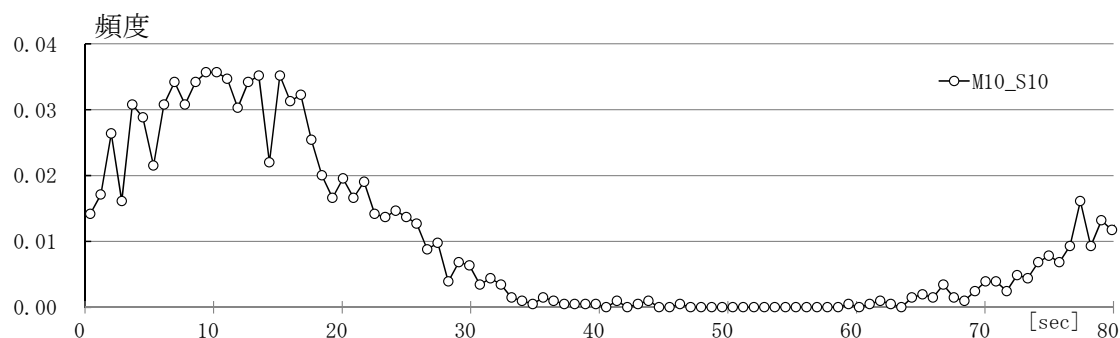


図 3.2.4(a) 群遅延時間の頻度分布 ($\mu_{igr} = 10$ [sec], $\sigma_{igr} = 10$ [sec])

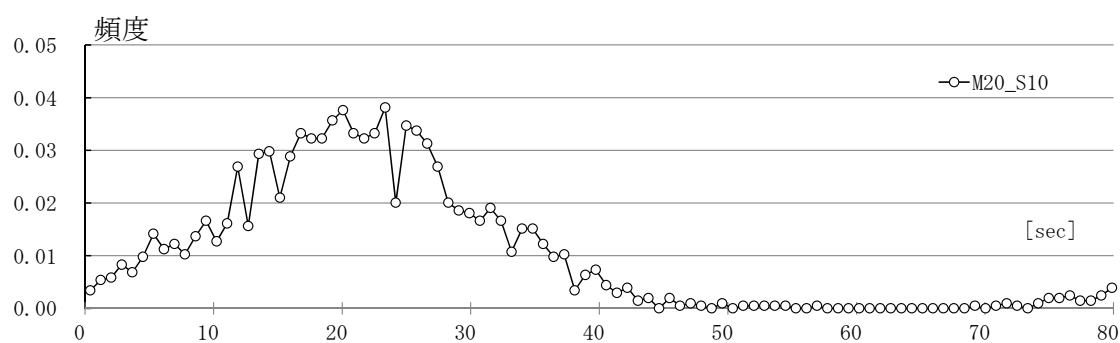


図 3.2.4(b) 群遅延時間の頻度分布 ($\mu_{igr} = 20$ [sec], $\sigma_{igr} = 10$ [sec])

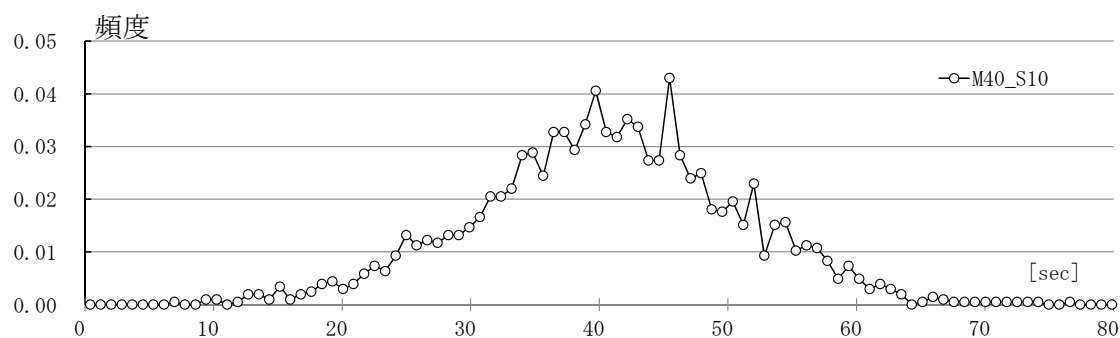


図 3.2.4(c) 群遅延時間の頻度分布 ($\mu_{igr} = 40$ [sec], $\sigma_{igr} = 10$ [sec])

3.2.2.3. 地震動データの前に「0」のデータ付加することの意味

群遅延時間 t_{gr} の標準偏差 σ_{igr} , 平均値 μ_{igr} を 10 [sec] となる模擬地震動を適切に作成するため群遅延時間をずらすことを考える。求めたい模擬地震動の前に 80 [sec] (4000 [step] \times 0.02 [sec]) 分の「0」データを追加した模擬地震動を作成する。このようにすることにより, 平均値 μ_{igr} , 標準偏差 σ_{igr} の正規分布にしたがう乱数を発生して t_{gr} を作成した時に t_{gr} が負となることを防ぐことができる。なお, この場合は, $\mu_{igr}=90$ [sec] と考える必要がある。図 3.2.5(a) は群遅延時間 t_{gr} の標準偏差 σ_{igr} を 10 [sec] とし, 平均値 μ_{igr} を 90 [sec] として作成した模擬地震動を 80 [sec] から 160 [sec] までの時刻歴を描いた図である。なお, 図 3.2.5(a) の時刻歴に関しては 80 [sec] を引いて出力している。模擬地震動の重心は $\mu_{igr} = 10$ [sec] に対応していることがわかる。図 3.2.3(a) の模擬地震動の時刻歴と比較して, 80 [sec] 付近での地震動の増加が抑制されていることがわかる。図 3.2.5(b) に群遅延時間の頻度分布を示す。求めたい模擬地震動の前に 80 [sec] (4000 [step] \times 0.02 [sec]) 分の「0」データを追加しているため, 頻度が最も大きくなるのは, 90 [sec] (= 80 [sec] + 10 [sec]) 付近となることが確認できる。

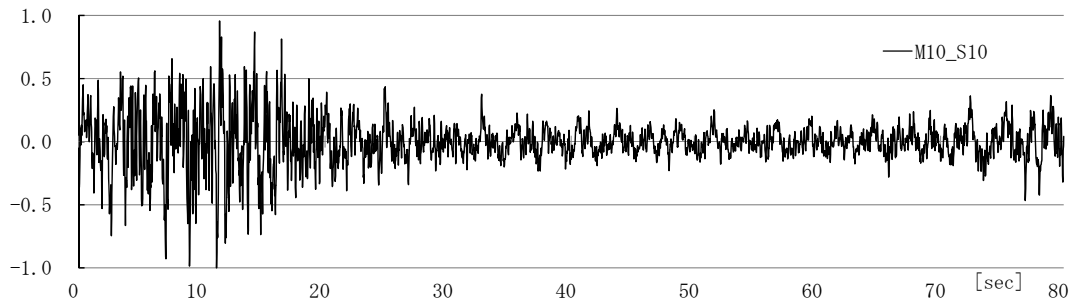


図 3.2.3(a) 模擬地震動の時刻歴 ($\mu_{igr} = 10$ [sec], $\sigma_{igr} = 10$ [sec]) [再掲]

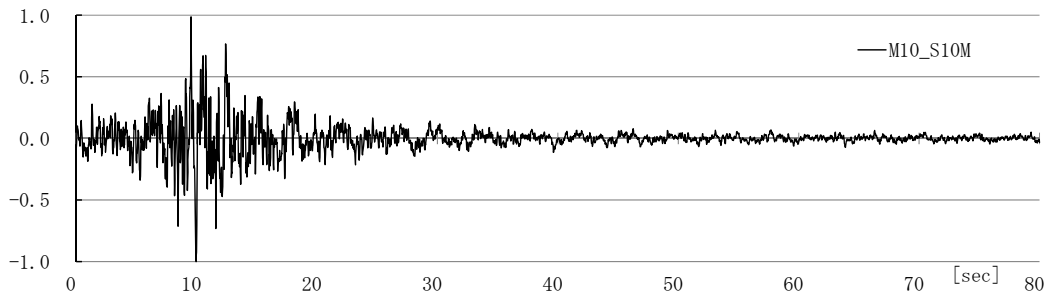


図 3.2.5(a) 模擬地震動の時刻歴 ($\mu_{igr} = 10$ [sec], $\sigma_{igr} = 10$ [sec])

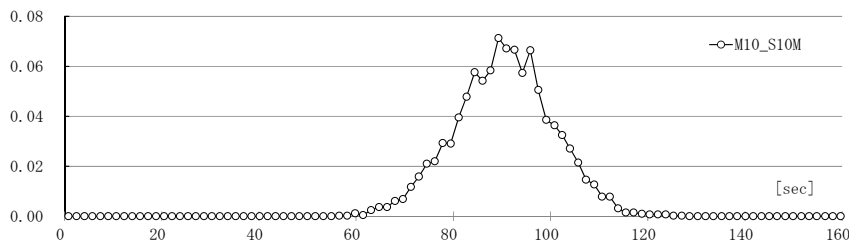


図 3.2.5(b) 群遅延時間の頻度分布 ($\mu_{igr} = 10$ [sec], $\sigma_{igr} = 10$ [sec])

3.3. 位相特性に既往波を用いた地震動の作成

3.3.1. 概要

本研究で時刻歴応答解析に用いる模擬地震動は、1)観測実地震動の位相特性を用い、2)国土交通省告示の応答スペクトルに適合する模擬地震動を作成する。模擬地震動は、第2種地盤を想定し、簡易法による増幅係数を採用する。表3.3.1に本研究で用いる損傷限界レベルでの入力地震動の地表最大加速度（PGA）、地表最大速度（PGV）のリストを示す。なお、本節(3.3節)で作成した地震動は4章の入力地震動で使用する。

表 3.3.1 入力地震動リスト
(減衰定数 $h = 5\%$, 第2種地盤, 損傷限界レベル $\lambda_E = 1.0$)

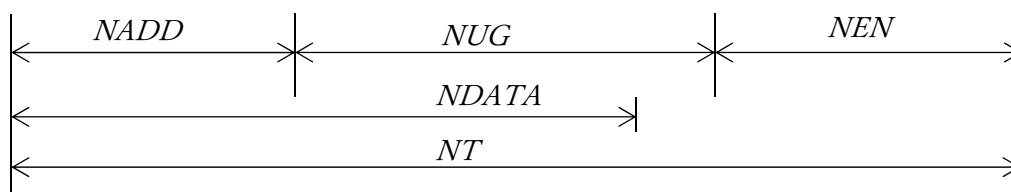
No.	PGA [cm/sec ²]	PGV [cm/sec]	位相
1	110.4	17.63	El Centro (1940) NS
2	103.4	20.55	El Centro (1940) EW
3	131.0	17.87	Taft (1952) NS
4	129.4	18.56	Taft (1952) EW
5	99.1	14.66	Miyagi (1978) NS
6	97.0	16.73	Miyagi (1978) EW
7	128.0	18.21	神戸海洋気象台 (1996) NS
8	143.4	17.61	神戸海洋気象台 (1996) EW
9	121.1	16.01	Hachinohe (1968) NS
10	103.2	15.26	Hachinohe (1968) EW
11	111.7	13.46	Sendai501 (1962) NS
12	100.5	17.04	Sendai501 (1962) EW

数値パラメータとして、1) 模擬地震動の目標スペクトル、2) 位相データ、3) 継続時間 T_{dur} を設定する。前述したように、目標スペクトルは告示に示される設計用加速度応答スペクトルとし、位相データは観測地震動 12 波を用いる。継続時間 T_{dur} はすべての模擬地震動で 120 [sec] とする。ただし、FFT 解析の都合上、継続時間 163.84 [sec] の地震動を最初に作成する。その後、 $t = 0$ [sec] ～ 120 [sec] のデータを取り出した波を模擬地震動として用いる。

表 3.3.2 に模擬地震動のデータをおよびデータの概念図も併せて示す。表中の NUG は観測地震動のデータ数、 DT は刻み時間を表す。また、 $NADD$ は観測地震動データの前に追加する「0」データの数、 $NEND$ は観測データの後に追加する「0」データの数、 NT は総データ数、 $NDATA$ は模擬地震動のデータ数である。模擬地震動の継続時間 T_{dur} の中央付近に最大地動加速度が生じるように観測地震動データの前後に「0」データを追加する。

表 3.3.2 模擬地震動のデータ

No	NUG [個]	DT [sec]	$NADD$ [個]	$NADD+NUG$ [個]	$NEND$ [個]	NT (= $NADD+NUG+NEND$) [個]	$NDATA$ [個]
1	2688	0.02	2499	5187	3005	8192	6000
2	2674	0.02	2499	5173	3019		
3	2719	0.02	2499	5218	2974		
4	2720	0.02	2499	5219	2973		
5	2048	0.02	2499	4547	3645		
6	2048	0.02	2499	4547	3645		
7	2800	0.02	2499	5299	2893		
8	2800	0.02	2499	5299	2893		
9	3600	0.01	4998	8598	7786	16384	12000
10	3600	0.01	4998	8598	7786		
11	700	0.02	3500	4200	3992	8192	6000
12	700	0.02	3500	4200	3992		



3.3.2. 模擬地震動の時刻歴波形とその分析

図 3.3.1 に作成した絶対加速度応答スペクトル ($h = 2[\%]$, 12 波の平均値) を示す。図 3.3.2 と図 3.3.3 に地震動強さ $\lambda_E = 1.0$ の模擬地震動の時刻歴波形を示す。時刻 $t = 0$ [sec] および 120 [sec] において地動加速度が概ね $0 [\text{cm}/\text{sec}^2]$ となっていることから、地震波のはじまりと終わりの繋がり（リンク効果）の影響はないといえる。

また、最大地動加速度 A_{\max} が生じる時刻は Sendai NS 位相と Sendai EW 位相の模擬地震動を除く 10 波において約 60 [sec] である。一方で、Sendai NS 位相と Sendai EW 位相の模擬地震動においては約 80 [sec] である。データの中央に最大地動加速度 A_{\max} が位置していないものの、群遅延時間の標準偏差に影響はないと考えられる。

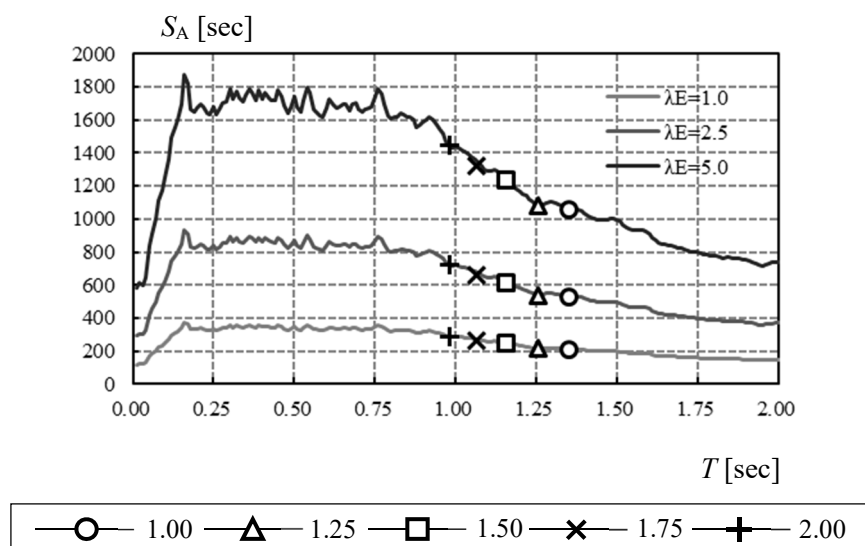
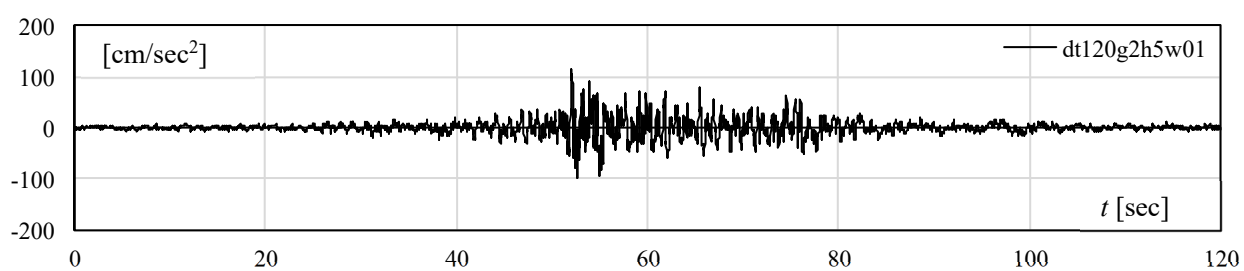
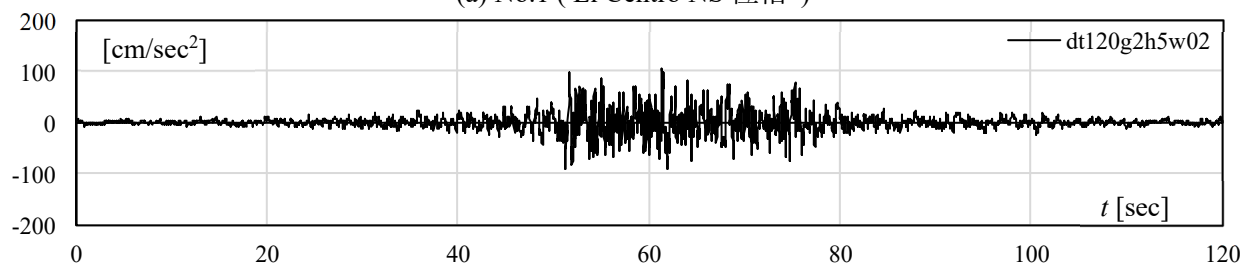


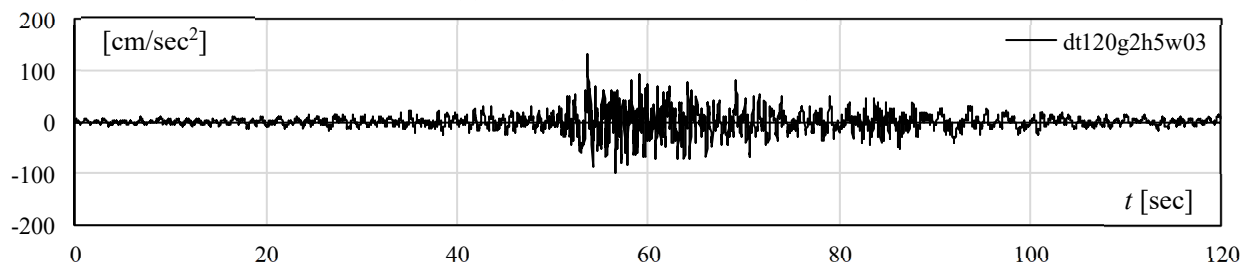
図 3.3.1 加速度応答スペクトル（12 波平均） $h=2[\%]$



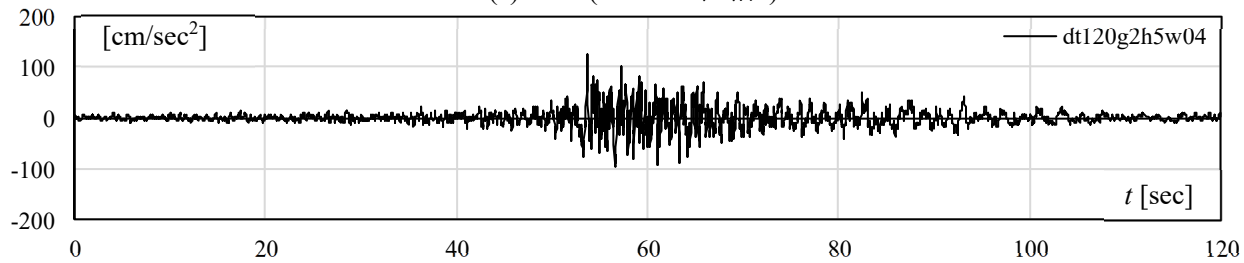
(a) No.1 (El Centro NS 位相)



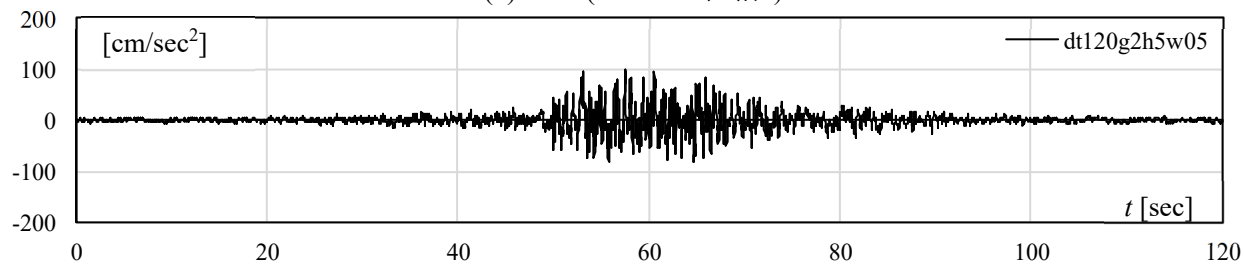
(b) No.2 (El Centro EW 位相)



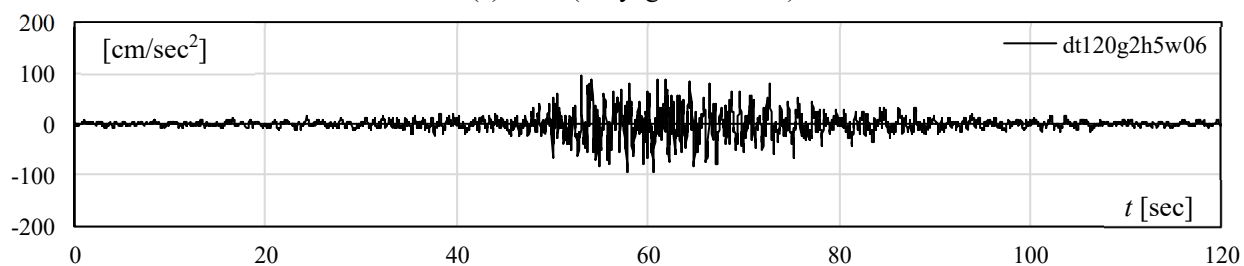
(c) No.3 (Taft NS 位相)



(d) No.4 (Taft EW 位相)

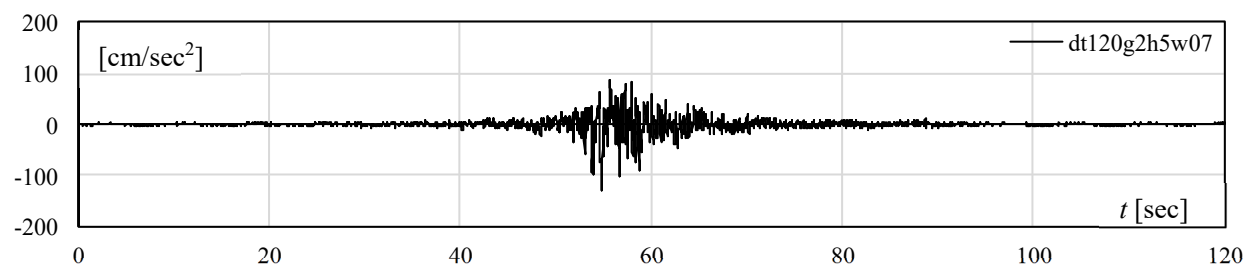


(e) No.5 (Miyagi NS 位相)

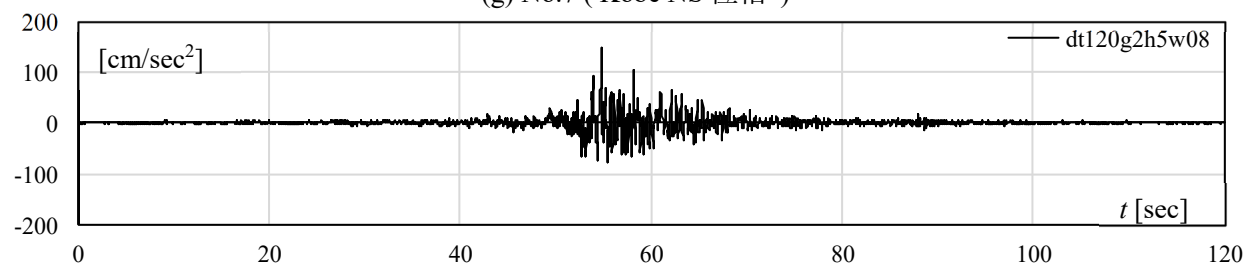


(f) No.6 (Miyagi EW 位相)

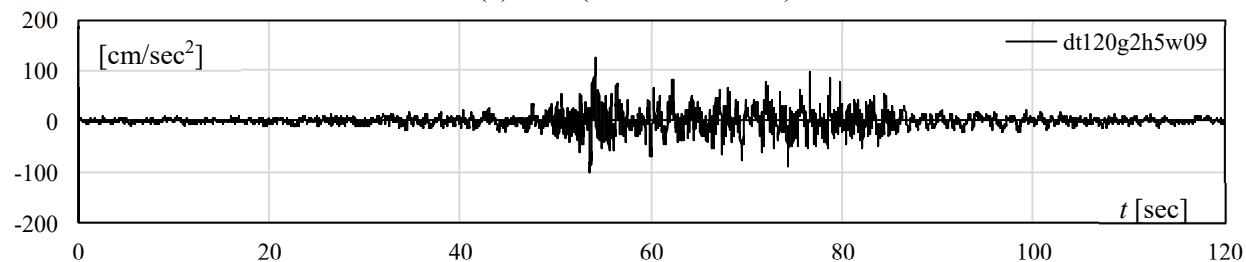
図 3.3.2 模擬地震動の時刻歴波形 (No1 ~ No6)



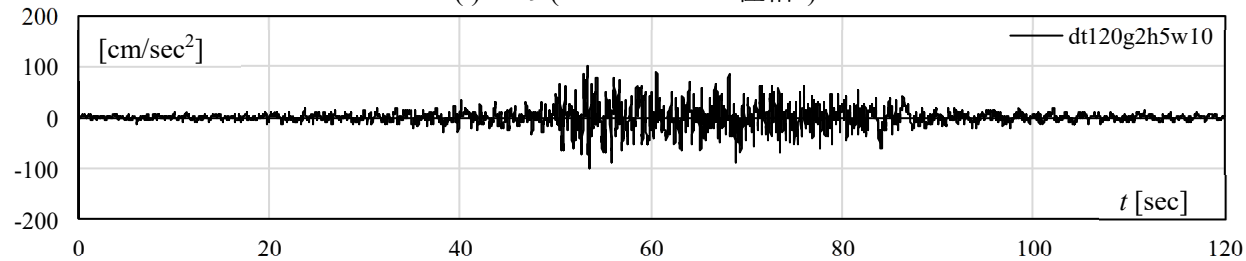
(g) No.7 (Kobe NS 位相)



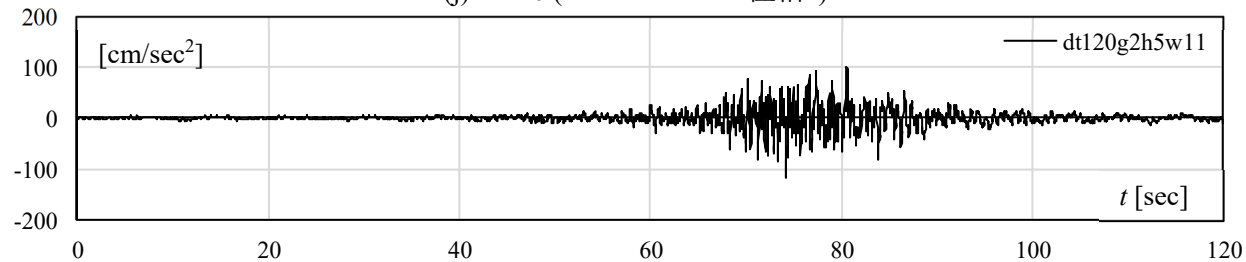
(h) No.8 (Kobe EW 位相)



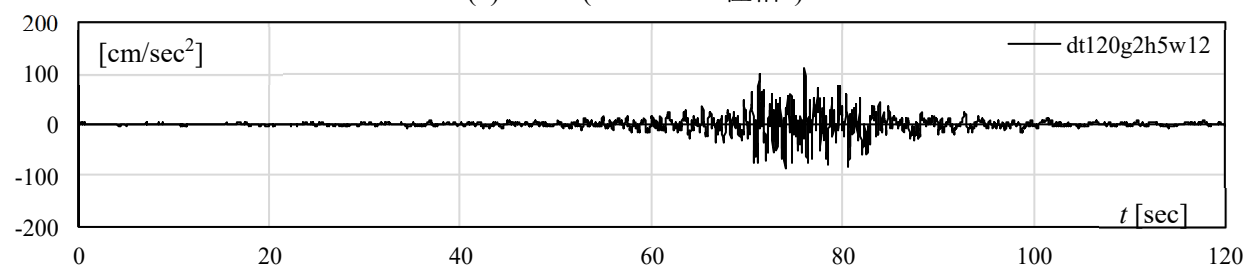
(i) No.9 (Hachinohe NS 位相)



(j) No.10 (Hachinohe EW 位相)



(k) No.11 (Sendai NS 位相)



(l) No.12 (Sendai EW 位相)

図 3.3.3 模擬地震動の時刻歴波形 (No7 ~ No12)

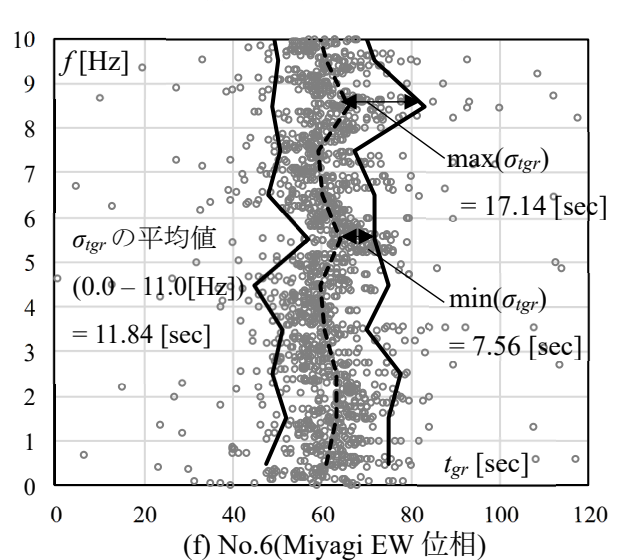
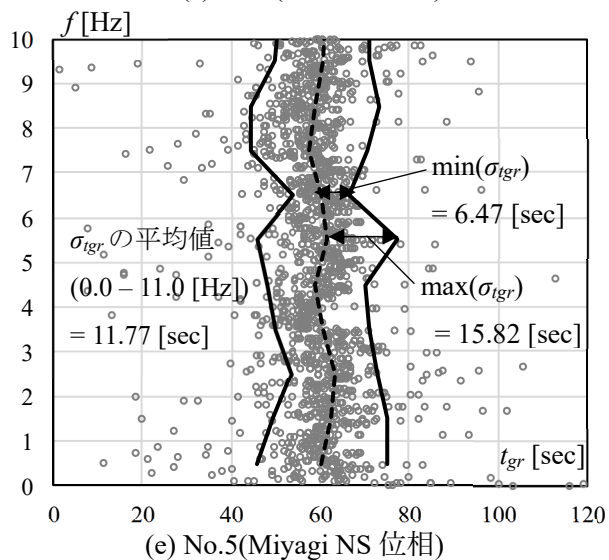
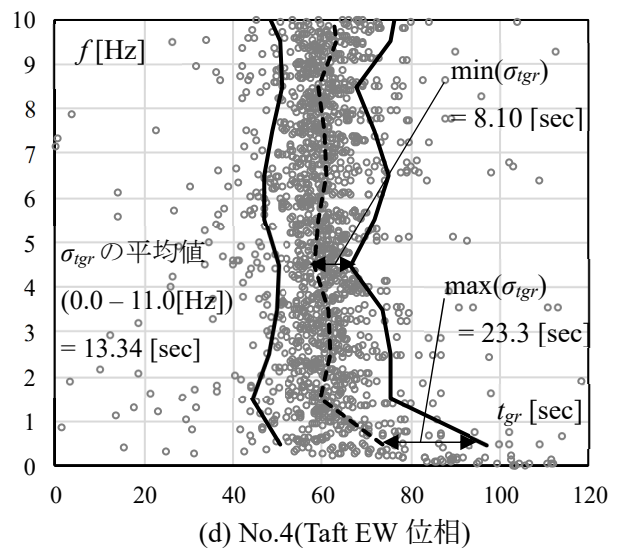
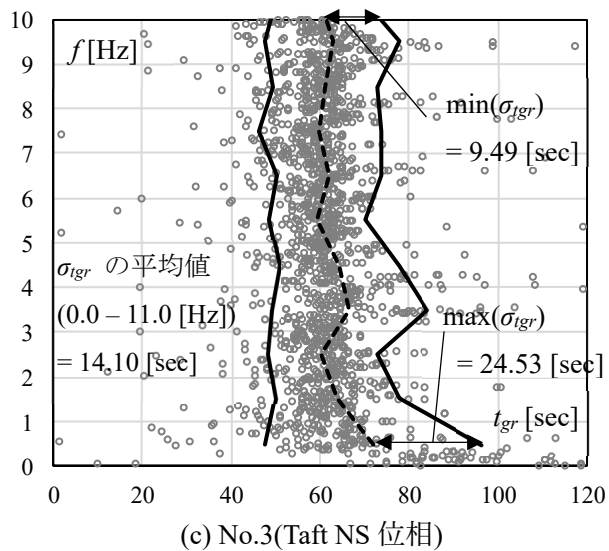
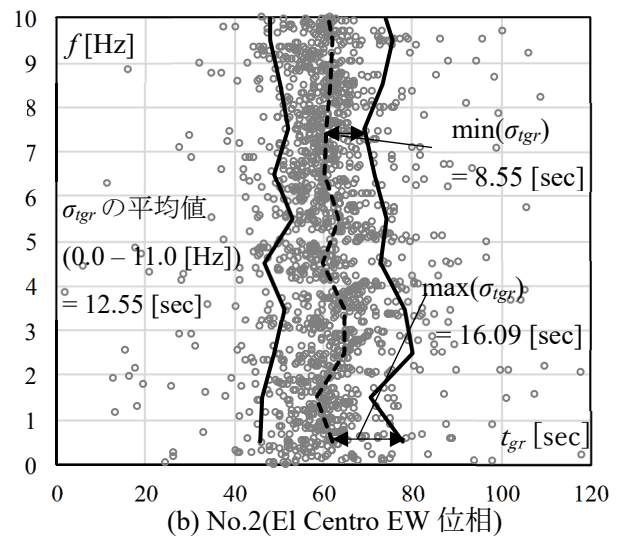
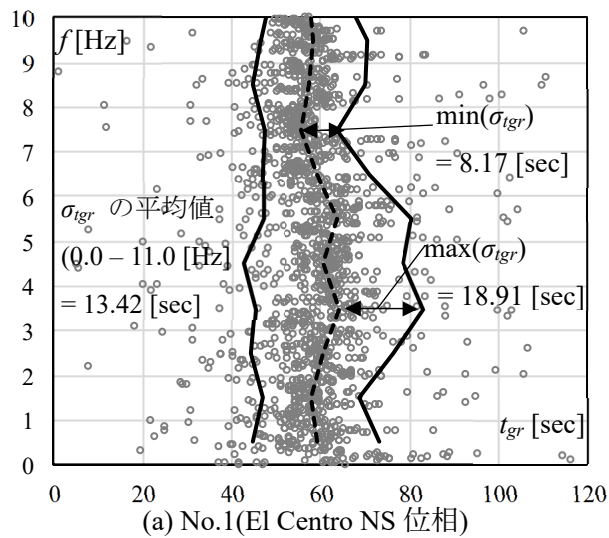


図 3.3.4 模擬地震動の群遅延時間 t_{gr} (No.1 ~ No.6)

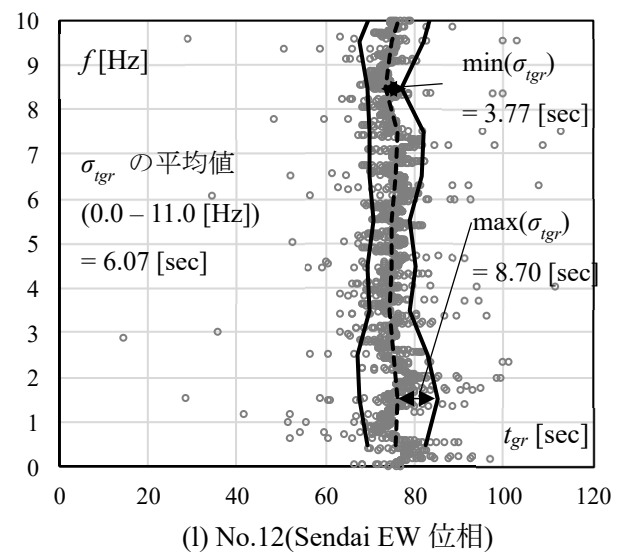
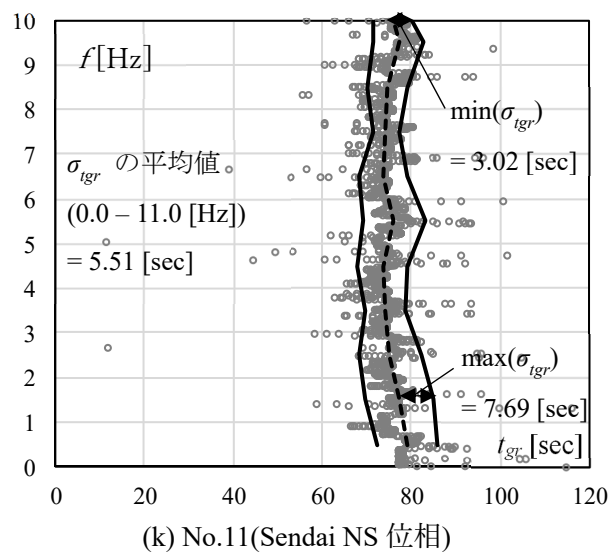
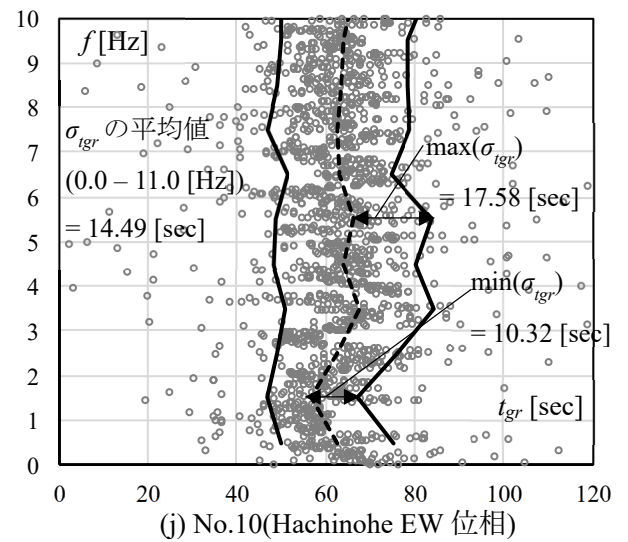
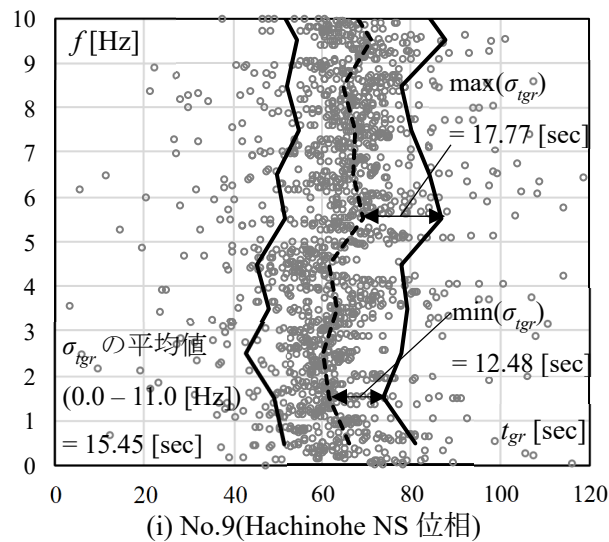
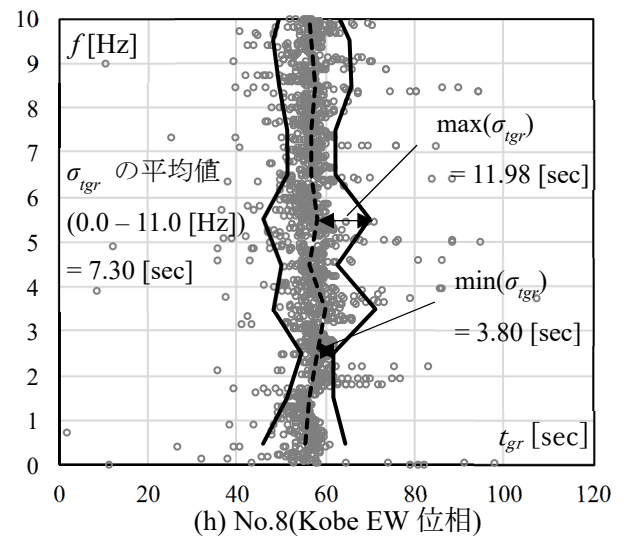
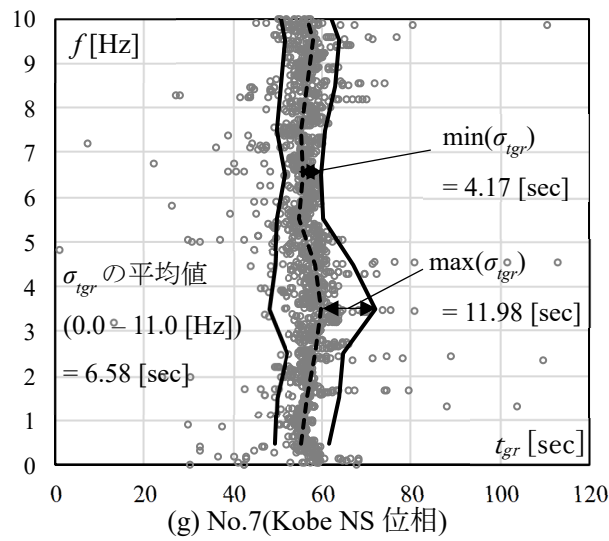


図 3.3.5 模擬地震動の群遅延時間 t_{gr} (No.7~ No.12)

表 3.3.3, 表 3.3.4 に各振動数成分における群遅延時間の平均値を示す。群遅延時間の平均値は概ねデータの中央値である 60 [sec]程度となっている。

表 3.3.3 各振動数成分の群遅延時間 t_{gr} の平均値 μ_{igr} [sec] (No.1 ~ No.6 の地震動)

区分 [Hz]	地震動の番号 No.					
	1	2	3	4	5	6
0.0 – 1.0	59.01	61.84	72.06	73.75	60.41	61.11
1.0 – 2.0	57.83	58.40	63.88	59.80	62.32	63.34
2.0 – 3.0	60.40	64.62	60.41	61.65	63.22	63.13
3.0 – 4.0	64.02	64.90	66.54	61.55	60.56	60.57
4.0 – 5.0	60.64	59.92	64.31	58.35	59.02	59.77
5.0 – 6.0	63.71	63.50	59.43	59.30	61.69	64.26
6.0 – 7.0	59.06	60.23	62.10	60.92	60.22	59.88
7.0 – 8.0	55.46	60.50	60.03	60.42	57.53	59.00
8.0 – 9.0	57.38	61.71	61.17	59.22	59.00	65.84
9.0 – 10.0	58.55	61.90	62.77	63.00	60.54	60.83
10.0 – 11.0	57.23	60.23	59.96	61.63	60.99	58.16
μ_{igr} の平均値	59.39	61.61	62.97	61.78	60.50	61.44
μ_{igr} の最小値	55.46	58.40	59.43	58.35	57.53	58.16
μ_{igr} の最大値	64.02	64.90	72.06	73.75	63.22	65.84

表 3.3.4 各振動数成分の群遅延時間 t_{gr} の平均値 μ_{igr} [sec] (No.7 ~ No.12 の地震動)

区分 [Hz]	地震動の番号 No.					
	7	8	9	10	11	12
0.0 – 1.0	55.41	55.38	65.96	62.82	79.15	75.79
1.0 – 2.0	56.68	56.39	61.38	56.99	77.46	76.30
2.0 – 3.0	58.53	58.21	60.14	62.67	75.26	75.06
3.0 – 4.0	59.80	59.83	63.49	67.50	74.24	74.41
4.0 – 5.0	58.38	56.44	61.45	64.16	73.59	74.92
5.0 – 6.0	54.97	58.02	69.20	66.18	76.14	74.84
6.0 – 7.0	55.68	56.78	66.91	63.28	73.57	75.70
7.0 – 8.0	55.06	57.02	67.38	62.80	74.34	76.00
8.0 – 9.0	56.67	57.69	64.86	63.74	74.46	73.24
9.0 – 10.0	57.75	56.92	71.05	64.22	77.11	74.85
10.0 – 11.0	55.08	55.92	64.77	66.20	74.39	78.20
μ_{igr} の平均値	56.73	57.15	65.14	63.69	75.43	75.39
μ_{igr} の最小値	54.97	55.38	60.14	56.99	73.57	73.24
μ_{igr} の最大値	59.80	59.83	71.05	67.50	79.15	78.20

表 3.3.5, 表 3.3.6 に各振動数成分の群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} を示す。

表 3.3.5 各振動数成分の群遅延時間 t_{gr} の標準偏差 σ_{igr} [sec] (No.1 ~ No.6 の地震動)

区分 [Hz]	地震動の番号 No.					
	1	2	3	4	5	6
0.0 – 1.0	14.20	16.09	24.53	23.30	14.66	13.77
1.0 – 2.0	10.73	12.11	14.16	15.54	12.83	11.65
2.0 – 3.0	16.04	15.47	12.49	13.77	9.72	14.61
3.0 – 4.0	18.91	13.56	17.60	11.91	10.69	9.52
4.0 – 5.0	18.00	13.04	13.51	8.10	10.98	15.26
5.0 – 6.0	16.89	10.70	10.79	12.38	15.82	7.56
6.0 – 7.0	11.84	11.29	11.78	14.13	6.47	11.95
7.0 – 8.0	8.17	8.55	13.82	11.46	13.27	8.25
8.0 – 9.0	12.61	11.42	11.73	8.33	14.37	17.14
9.0 – 10.0	11.79	13.74	15.15	12.33	10.59	10.83
10.0 – 11.0	8.50	12.11	9.49	15.45	10.09	9.75
σ_{igr} の平均値	13.42	12.55	14.10	13.34	11.77	11.84
σ_{igr} の最小値	8.17	8.55	9.49	8.10	6.47	7.56
σ_{igr} の最大値	18.91	16.09	24.53	23.30	15.82	17.14

表 3.3.6 各振動数成分の群遅延時間 t_{gr} の標準偏差 σ_{igr} [sec] (No.7 ~ No.12 の地震動)

区分 [Hz]	地震動の番号 No.					
	7	8	9	10	11	12
0.0 – 1.0	6.06	9.32	14.79	12.62	6.91	6.58
1.0 – 2.0	6.94	5.17	12.48	10.32	7.69	8.67
2.0 – 3.0	6.23	3.80	17.62	13.44	6.99	7.71
3.0 – 4.0	11.98	11.44	15.57	16.60	4.56	4.69
4.0 – 5.0	8.78	6.41	16.32	15.95	5.59	5.38
5.0 – 6.0	5.26	11.98	17.77	17.58	7.15	4.10
6.0 – 7.0	4.17	5.33	17.22	11.77	5.46	6.05
7.0 – 8.0	5.44	5.41	12.64	15.91	3.10	6.15
8.0 – 9.0	6.06	7.96	13.00	14.64	4.54	3.77
9.0 – 10.0	6.22	8.64	16.67	14.17	5.58	7.07
10.0 – 11.0	5.24	4.82	15.82	16.37	3.02	6.63
σ_{igr} の平均値	6.58	7.30	15.45	14.49	5.51	6.07
σ_{igr} の最小値	4.17	3.80	12.48	10.32	3.02	3.77
σ_{igr} の最大値	11.98	11.98	17.77	17.58	7.69	8.67

図 3.3.6 に周波数が $0.0 \text{ [Hz]} \leq f \leq 11.0 \text{ [Hz]}$ の範囲における群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} の平均値、最小値、最大値を示す。周波数が $0.0 \text{ [Hz]} \leq f \leq 11.0 \text{ [Hz]}$ の範囲において群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} を評価すると、No.1 ~ No.6 および No.9 ~ No.10 の地震動の σ_{igr} の平均値は $10 \text{ [sec]} \sim 15 \text{ [sec]}$ の間に分布している。一方で、No.7 ~ No.8 および No.11 ~ No.12 の地震動の σ_{igr} の平均値は $5 \text{ [sec]} \sim 10 \text{ [sec]}$ の間に分布していることが確認できる。標準偏差 σ_{igr} が小さいほど各周波数の位相が集中している傾向がある。

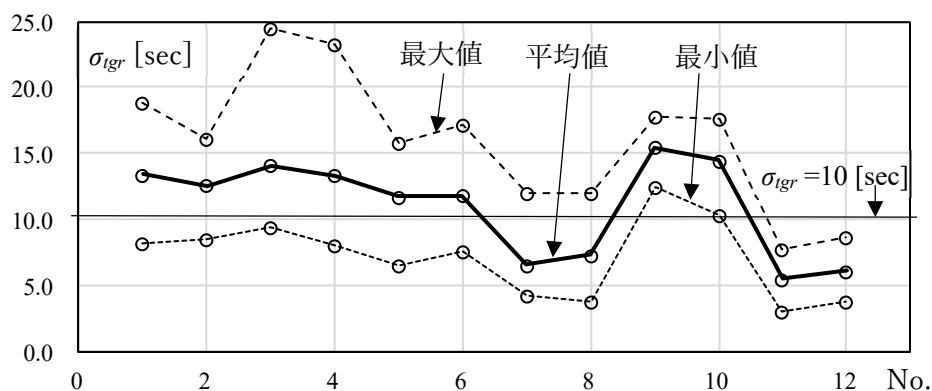


図 3.3.6 群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} の平均値、最小値、最大値 ($0.0 \text{ [Hz]} \leq f \leq 11.0 \text{ [Hz]}$)

3.4. 位相特性を標準偏差で与えた場合

3.4.1. 時刻歴加速度波形と有効継続時間，最大地動加速度

応答解析で用いる入力地震動は，第2種地盤の告示スペクトル（減衰定数 $h = 5\%$ ，損傷限界レベル $\lambda_E = 1.0$ ）に適合するように作成されたランダムな位相を持つ模擬地震動12波とする。

模擬地震動を作成するにあたり，群遅延時間の標準偏差 $\sigma_{igr} = 10$ [sec]，20 [sec]，30 [sec] の模擬地震動を用いる。図3.4.2に模擬地震動の時刻歴加速度波形の一例と最大地動加速度 A_{max} と有効継続時間 t_{5-95} を示す。地震動の継続時間は120 [sec]，地震動の刻み時間 Δt は0.01 [sec]である。

なお，本節で作成した地震動は5，6章で使用する。ここで，乱数位相を用いる意味を下記に示す。観測波の位相特性（群遅延時間）を採用した場合，観測波毎に各周波数成分の群遅延時間の分布のばらつきが大きく，最大応答値や累積損傷度の差異について分析が難しいことが予想される。例えば，図3.4.1の地震動の加速度の二乗和の累積値を参照すると，観測地震動の場合，加速度時刻歴の中でピーク値に近い箇所が1箇所～3箇所ある場合も存在する。

そのため，位相特性に観測波ではなく位相差分の頻度分布に正規分布を設定し（ピークが発生する位置を概ね限定させることができる），位相特性の違いによる影響について加味した構造部材の損傷に与える影響を分析するために乱数位相を用いて群遅延時間の標準偏差 $\sigma_{igr} = 10$ [sec]，20 [sec]，30 [sec] の模擬地震動を作成することとした。

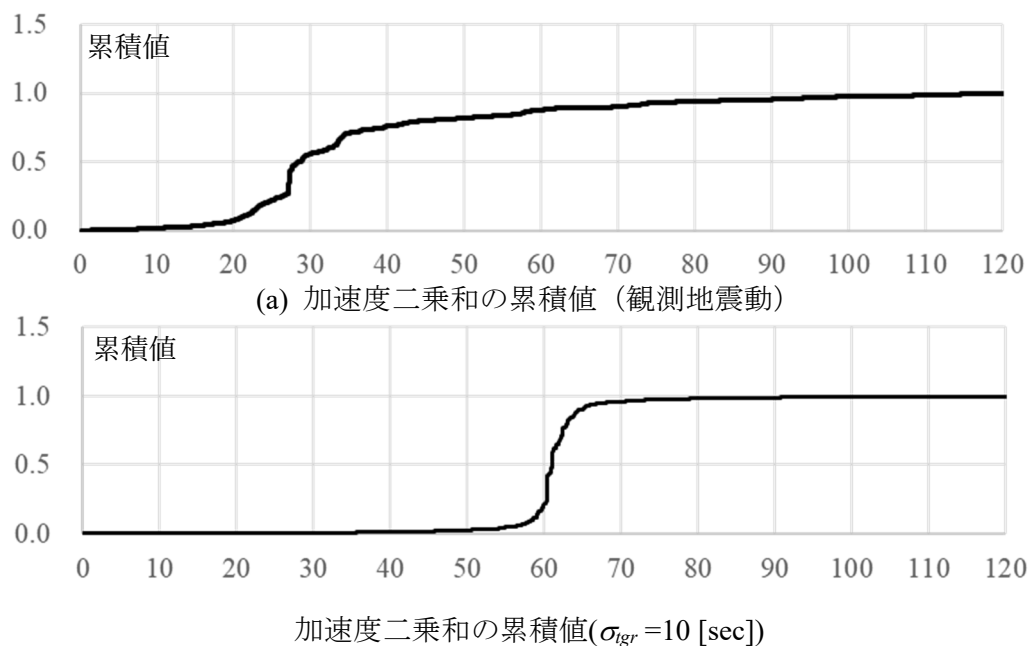
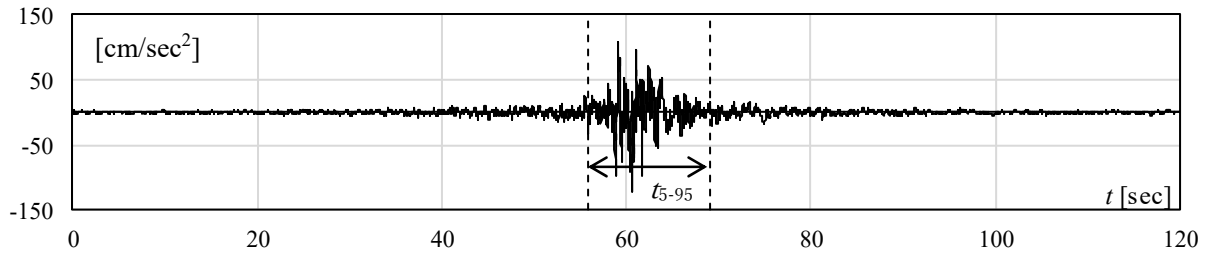
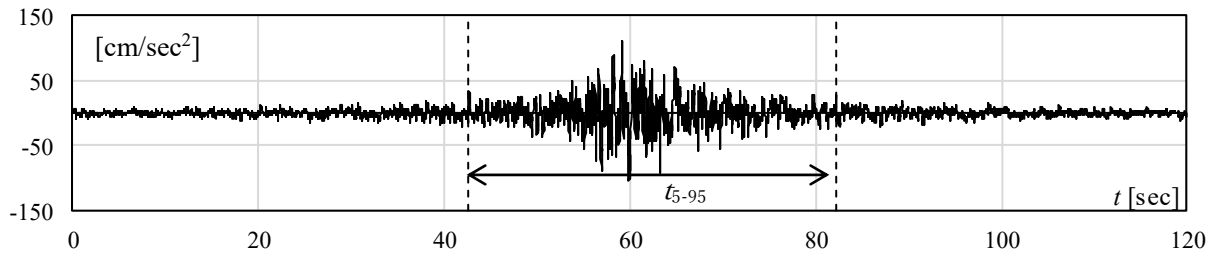


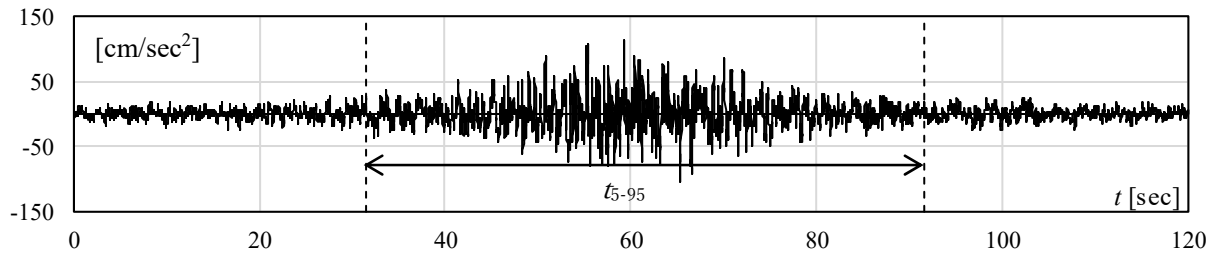
図 3.4.1 入力地震動の加速度の二乗和の累積値（1.0 に正規化）の比較



(a) $\sigma_{igr}=10$ [sec], $A_{\max} = 123.6$ [cm/sec²], $t_{5-95} = 13.2$ [sec]



(b) $\sigma_{igr}=20$ [sec], $A_{\max} = 109.6$ [cm/sec²], $t_{5-95} = 39.7$ [sec]



(c) $\sigma_{igr}=30$ [sec], $A_{\max} = 112.3$ [cm/sec²], $t_{5-95} = 60.1$ [sec]

図 3.4.2 入力地震動の時刻歴波形の例 ($\lambda_E = 1.0$)

有効継続時間 t_{5-95} は地震動の継続時間 t_0 を加速度二乗和の累積値が総和の 5% に達した時間から 95 [%] に達する時間までと定義している[3]。そのため、有効継続時間が短いほど構造物に影響を与える地震動が短時間に集中しており、長いほど地震動は分散すると考えられる。 σ_{igr} ごとの有効継続時間 t_{5-95} の特性を表 3.4.1 に示す。ここでは $\min(t_{5-95})$ は 12 波中最短の有効継続時間、 $\max(t_{5-95})$ は 12 波中最長の有効継続時間、 $\mu(t_{5-95})$ は 12 波平均、 $\sigma(t_{5-95})$ は標準偏差、 $CV(t_{5-95})$ は変動係数を示す。 σ_{igr} が大きいほど $\mu(t_{5-95})$ は長くなっているため、有効継続時間は長くなっていくことが確認できる。また、 σ_{igr} が大きいほど $CV(t_{5-95})$ は小さくなる。

表 3.4.1 有効継続時間 t_{5-95} の特性

σ_{igr} [sec]	$\min(t_{5-95})$ [sec]	$\max(t_{5-95})$ [sec]	$\mu(t_{5-95})$ [sec]	$\sigma(t_{5-95})$ [sec]	$CV(t_{5-95})$
10	11.6	19.7	15.8	2.50	0.16
20	36.1	46.9	41.0	3.65	0.09
30	60.1	76.2	65.5	3.78	0.06

σ_{igr} ごとの最大地動加速度 A_{\max} の特性を表 3.4.2 に示す。ここでは $\min(A_{\max})$ は 12 波中最小の最大地動加速度、 $\max(A_{\max})$ は 12 波中最大の最大地動加速度、 $\mu(A_{\max})$ は 12 波平均、 $\sigma(A_{\max})$ は標準偏差、 $CV(A_{\max})$ は変動係数を示す。 σ_{igr} が大きいほど $\mu(A_{\max})$ は小さくなるため、最大地動加速度は小さくなっていくことが確認できる。また、 σ_{igr} が大きいほど $CV(A_{\max})$ は小さくなる。

表 3.4.2 最大地動加速度 A_{\max} の特性

σ_{igr} [sec]	$\min(A_{\max})$ [cm/sec ²]	$\max(A_{\max})$ [cm/sec ²]	$\mu(A_{\max})$ [cm/sec ²]	$\sigma(A_{\max})$ [cm/sec ²]	$CV(A_{\max})$
10	109.6	148.6	125.5	13.4	0.11
20	97.8	128.9	111.4	8.49	0.08
30	91.2	121.0	104.8	6.93	0.07

3.4.2. 応答スペクトル

図 3.4.3 に σ_{igr} ごとの絶対加速度応答スペクトル ($h=2\%$) を示す。図中の灰色の線は入力地震動 12 波に対する応答値，黒線は 12 波の平均値 μ ，点線は平均値 \pm 標準偏差 $\mu \pm 2\sigma$ を示している。 σ_{igr} ごとに平均値を比較すると， σ_{igr} が大きいほどスペクトルは大きくなる傾向がある。

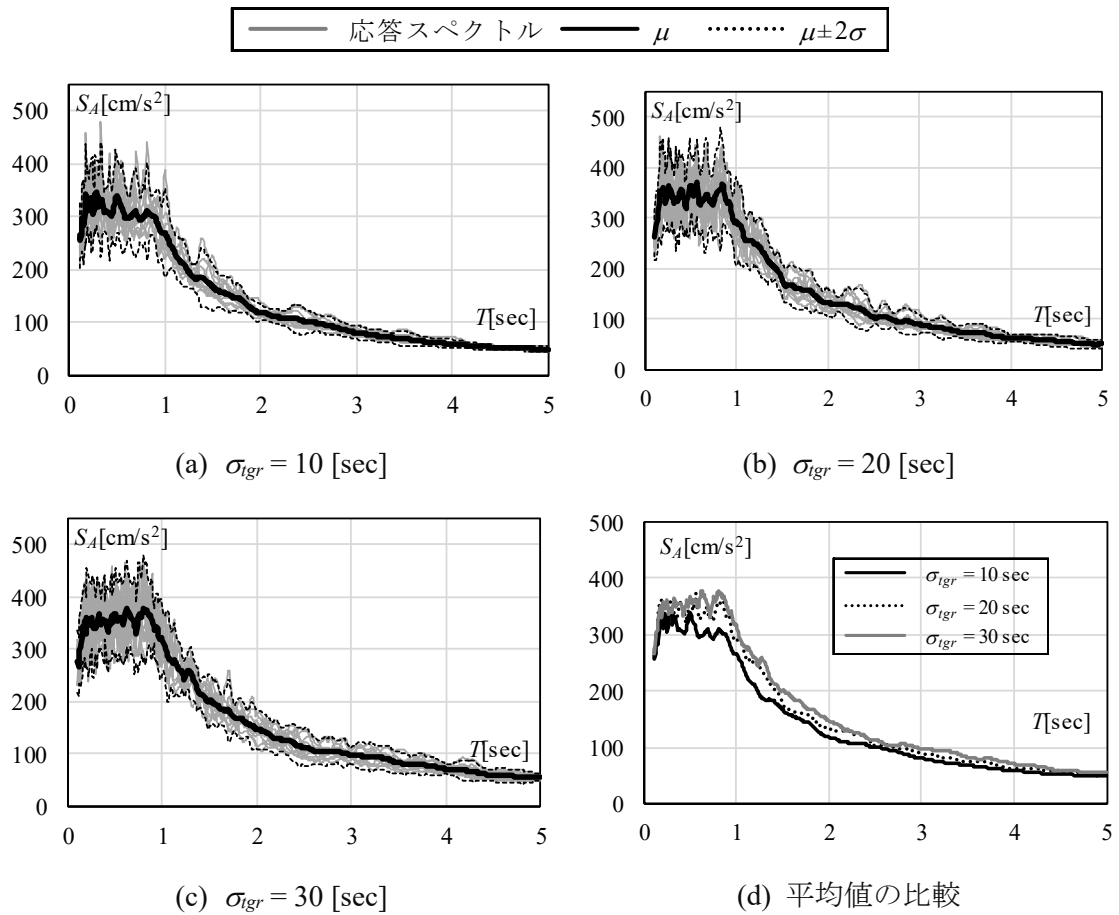


図 3.4.3 絶対加速度応答スペクトル ($h=2\%$)

図 3.4.4 に減衰定数 $h=2\%$, 5% , 10% , 15% , 20% に変化した場合の絶対加速度応答スペクトルの平均値の比較を示す。全ての σ_{igr} において、減衰定数が大きくなるほど応答値は小さくなり、スペクトルは平滑化されていくことが確認できる。減衰定数の変化による応答スペクトルの低減率は 3.4.4 節で分析を行う。

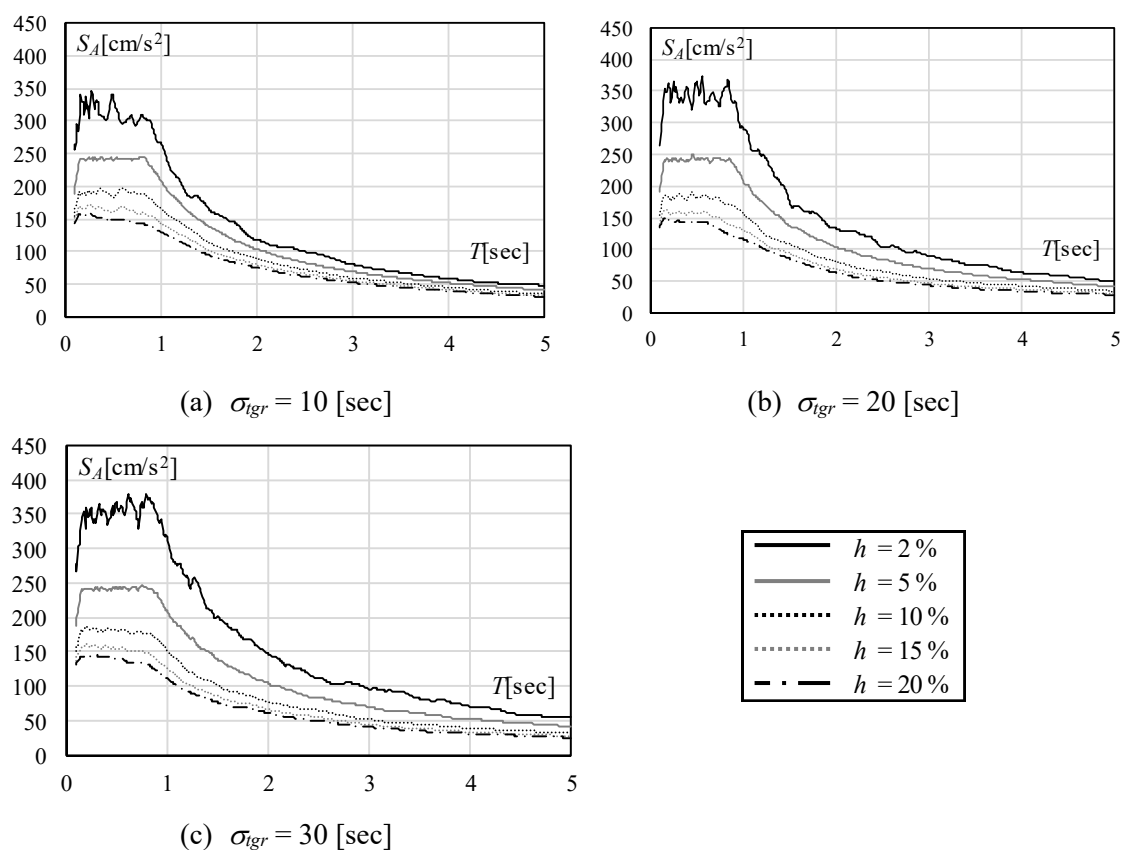


図 3.4.4 絶対加速度応答スペクトルの平均値の比較

図 3.4.5 に σ_{igr} ごとの相対速度応答スペクトル ($h = 2$ [%]), 図 3.2.5 に σ_{igr} ごとの相対変位応答スペクトル ($h = 2$ [%]) を示す。図中の灰色の線は入力地震動 12 波に対する応答値, 黒線は 12 波の平均値 μ , 点線は平均値 \pm 標準偏差 $\mu \pm 2\sigma$ を示している。 σ_{igr} ごとに平均値を比較すると, 絶対加速度スペクトルと同様に σ_{igr} が大きいほどスペクトルは大きくなる傾向がある。

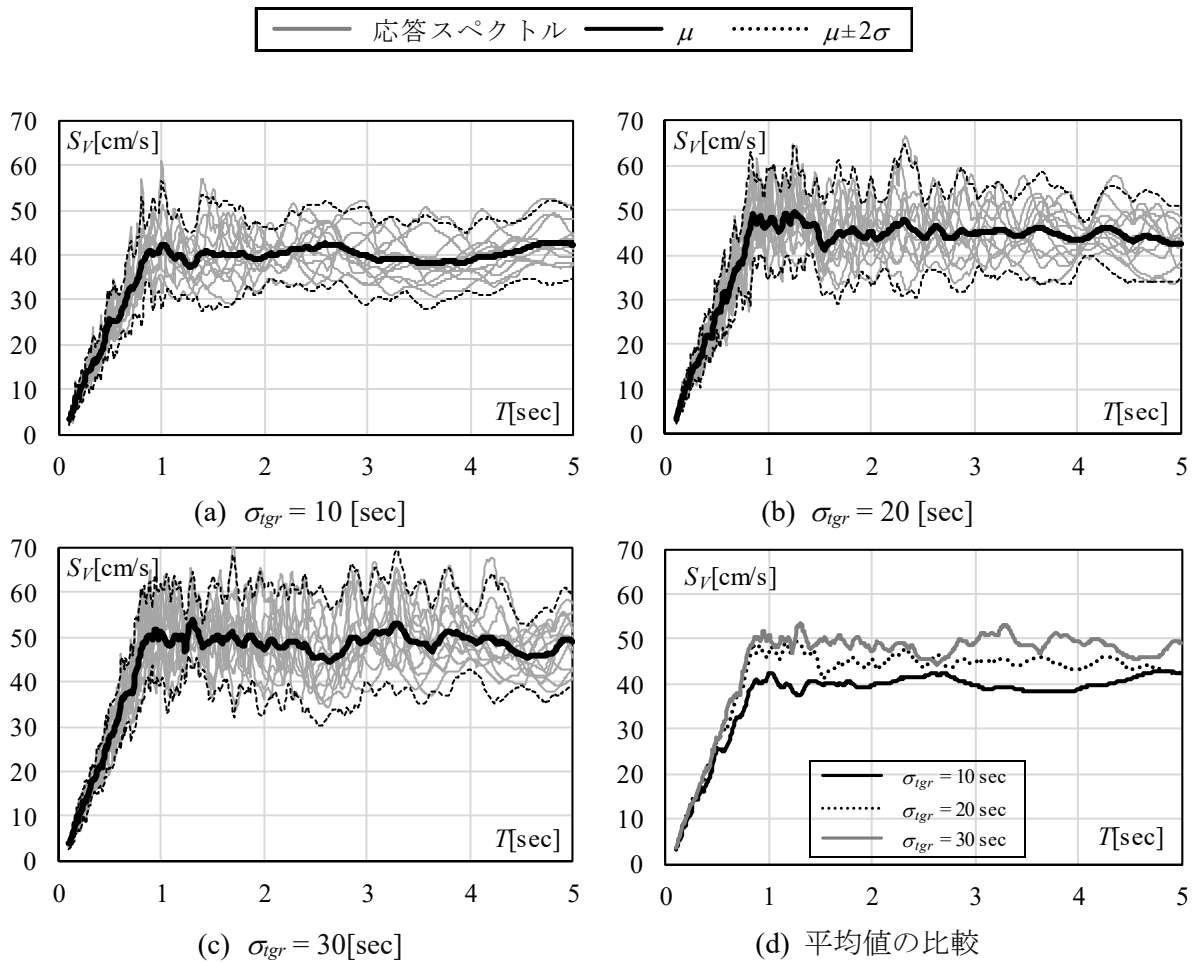


図 3.4.5 相対速度応答スペクトル ($h = 2$ [%])

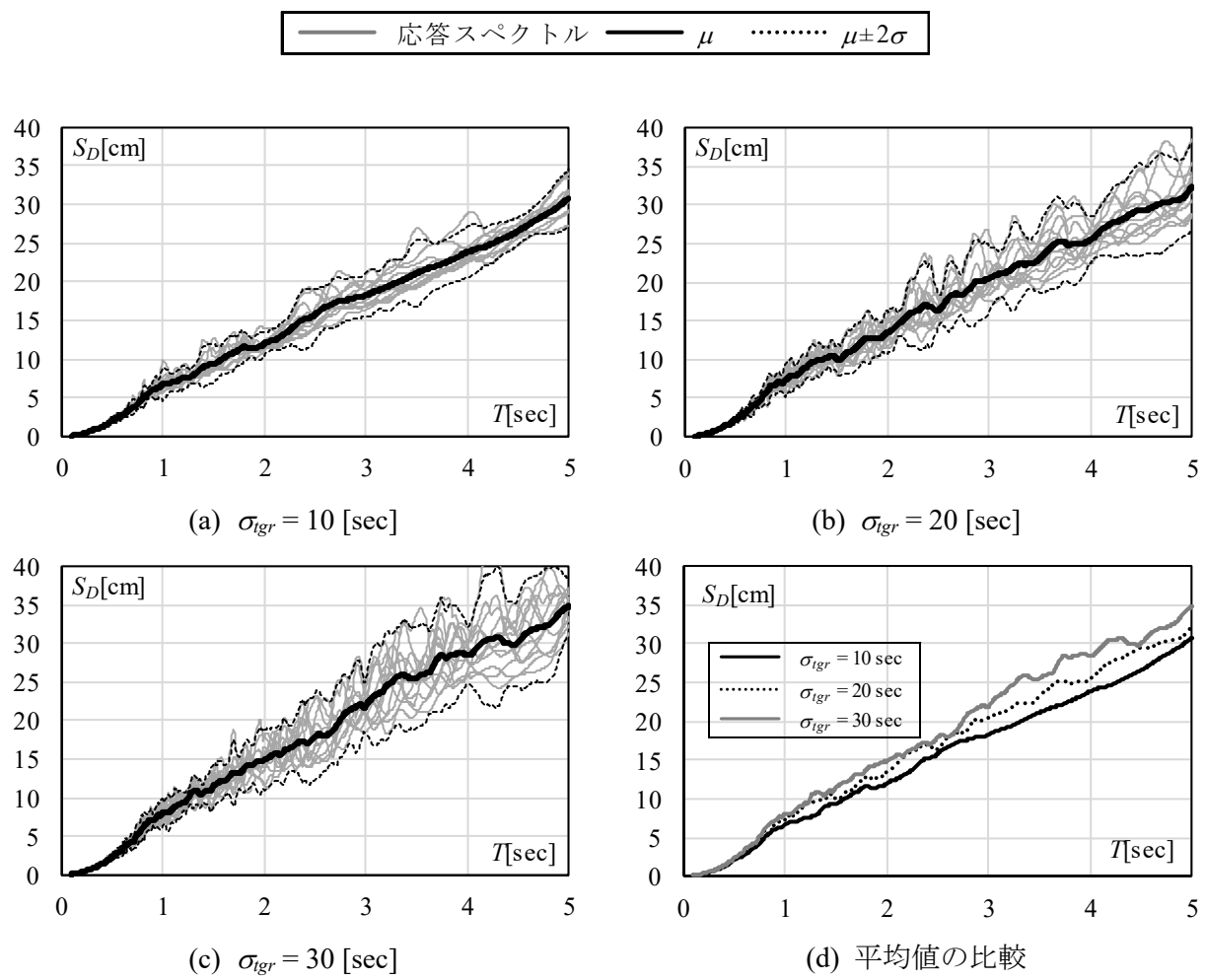


図 3.4.6 相対変位応答スペクトル ($h = 2$ [%])

減衰定数 $h = 2 [\%]$, $5 [\%]$, $10 [\%]$, $15 [\%]$, $20 [\%]$ に変化させた場合の相対速度応答スペクトルの平均値の比較を図 3.4.7, 相対変位応答スペクトルの平均値の比較を図 3.4.8 に示す。こちらも絶対加速度応答スペクトルと同様に減衰定数が大きくなるほど応答値は小さくなり、スペクトルは平滑化されていくことが確認できる。

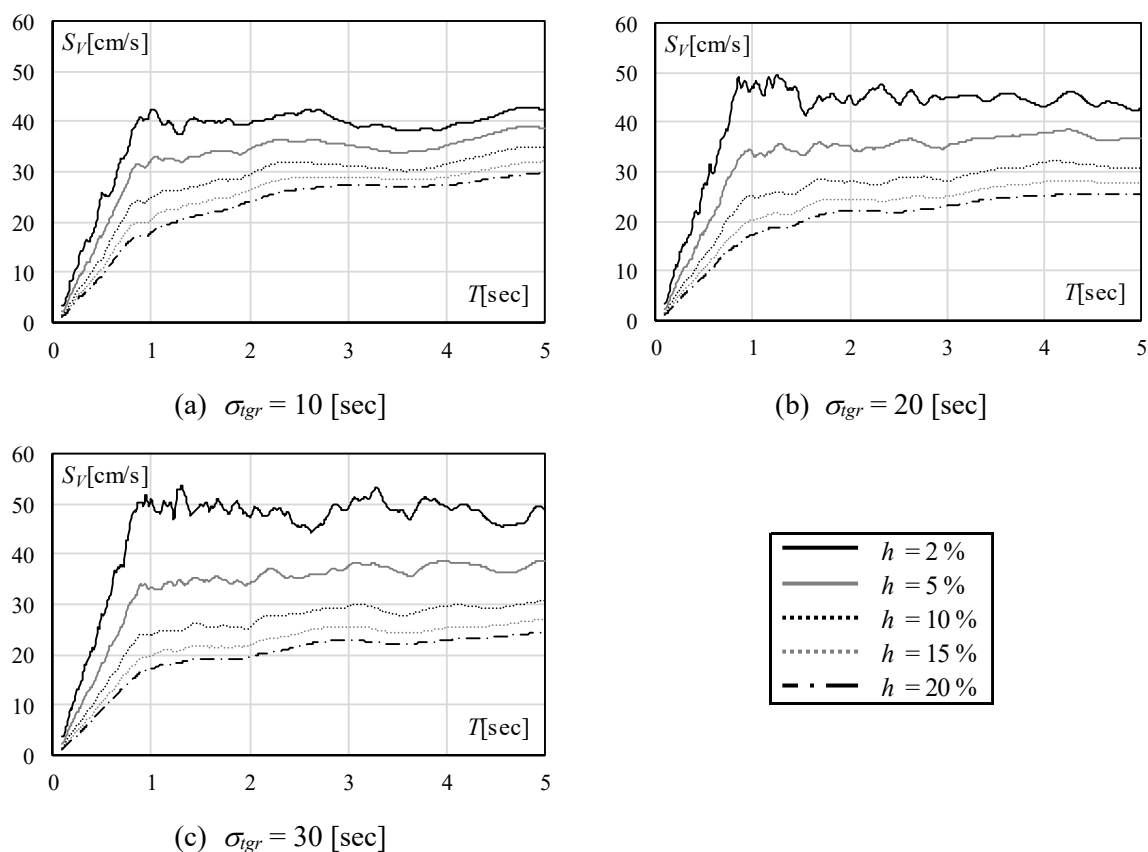
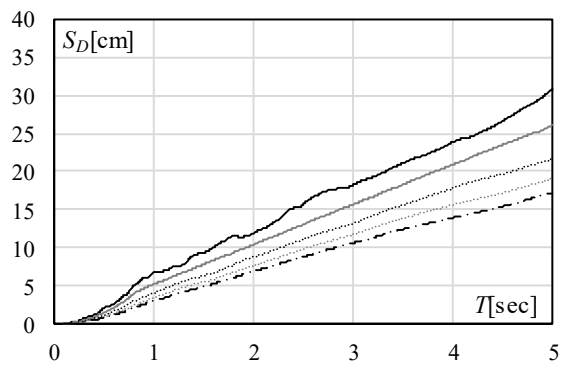
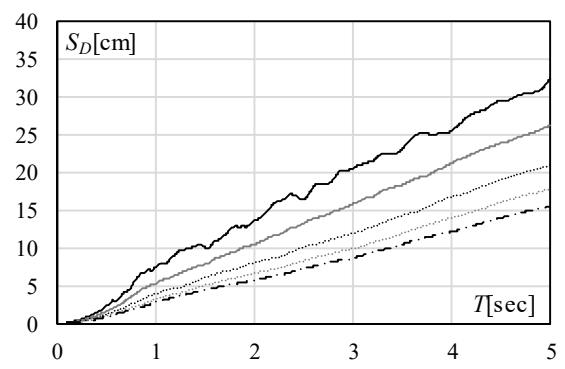


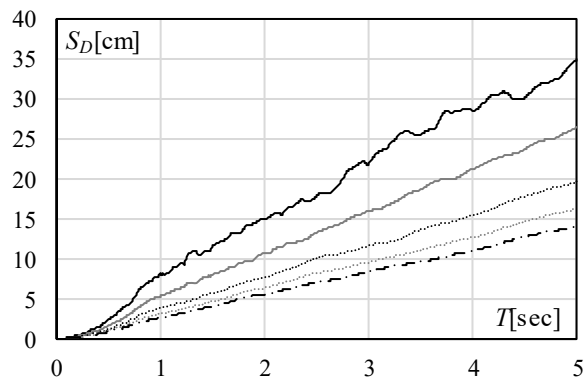
図 3.4.7 相対速度応答スペクトルの平均値の比較



(a) $\sigma_{igr} = 10$ [sec]



(b) $\sigma_{igr} = 20$ [sec]



(c) $\sigma_{igr} = 30$ [sec]

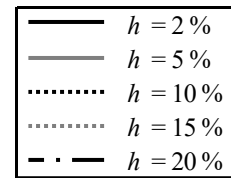


図 3.4.8 相対変位応答スペクトルの平均値の比較

3.4.3. 等価速度スペクトル

等価速度スペクトル V_E は構造物に入力されるエネルギーを表す指標であり, 式(3.4.1)より求められる。

$$V_E = \sqrt{\frac{2W_{inp}(t_0)}{m}} \quad (3.4.1)$$

ここで, $W_{inp}(t_0)$ は時刻 t が 0 [sec] から t [sec] まで地震動が構造物に作用するときの総地震入力エネルギーである。 $W_{inp}(t_0)$ は, 質量を m , 地震加速度を $\ddot{u}_g(t)$, 質点の速度を $\dot{u}(t)$ として式(3.4.2)により定義される。

$$W_{inp} = \int_0^t m \ddot{u}_g(t) \dot{u}(t) dt \quad (3.4.2)$$

図 3.4.9 に σ_{igr} ごとの減衰係数 $h = 10\%$ の等価速度応答スペクトル V_E を示す。図中の灰色の線は入力地震動 12 波に対する応答値, 黒線は 12 波の平均値 μ , 点線は平均値 \pm 標準偏差 ($\mu \pm 2\sigma$) を示している。 σ_{igr} ごとに平均値を比較すると, σ_{igr} が大きいほど V_E は大きくなる傾向がある。これは, 地震動の有効継続時間が長くなるほど, 構造物に入力されるエネルギーの総量が増えるためである。また, σ_{igr} が大きいほどスペクトルがピークを越えた後に V_E が大きく減少していくことが確認できる。

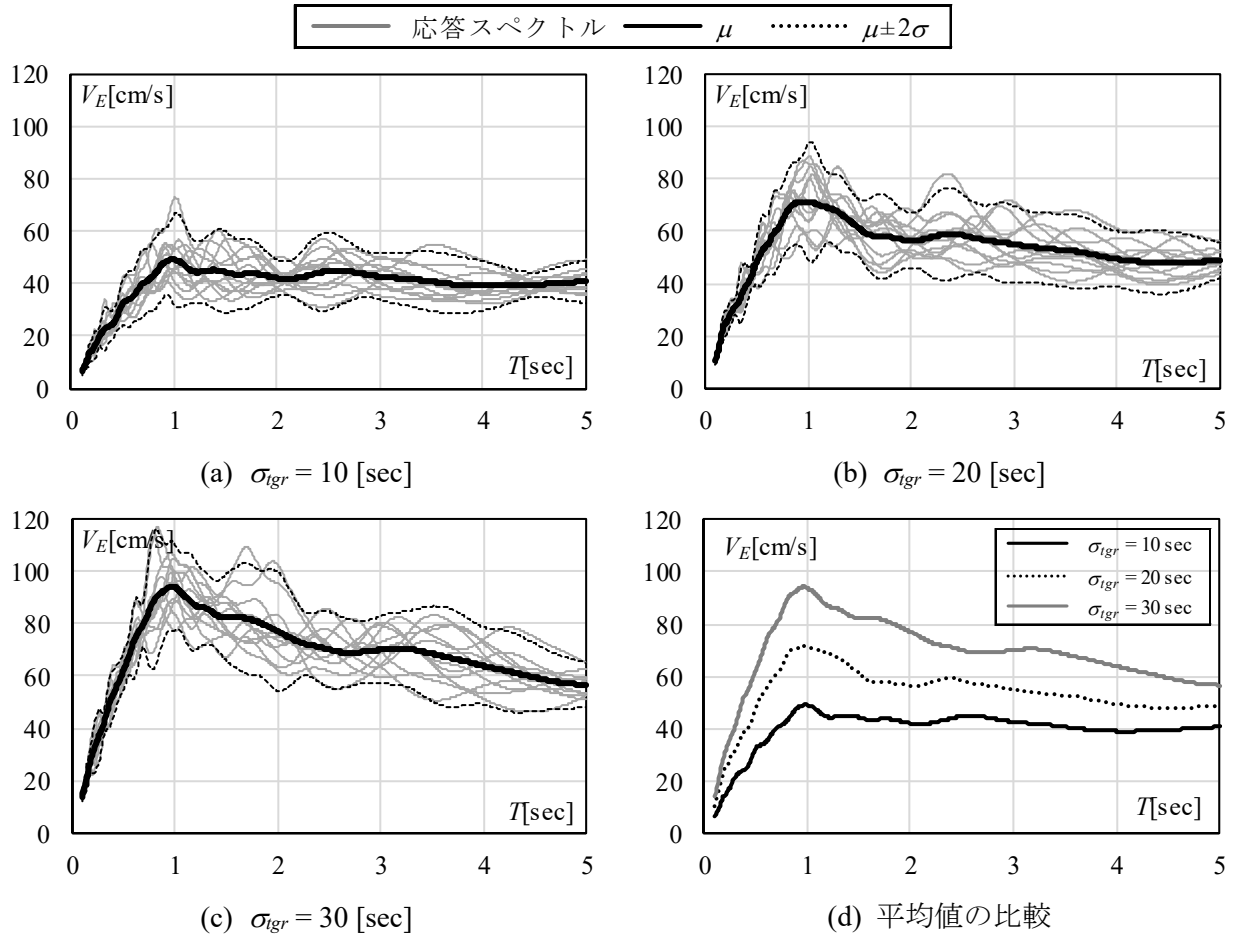


図 3.4.9 等価速度応答スペクトル ($h = 10\%$)

3.4.4. 減衰による応答スペクトルの低減率

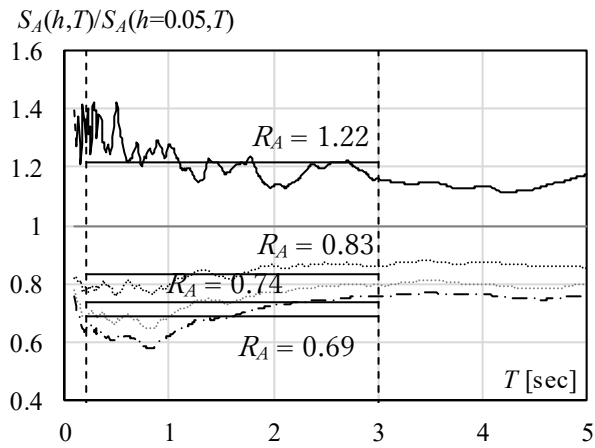
σ_{igr} それぞれにおいて応答スペクトルの値は減衰定数が高いほど軽減される。そのため、減衰定数 h による応答スペクトルの低減率 $F_h(h)$ を分析する。 $F_h(h)$ の評価式は式(3.4.3)を用いる。(5章では $D_h(h)$ としている) [4,5]。

$$F_h(h) = \sqrt{\frac{1 + \alpha \times h_0}{1 + \alpha \times h}} \quad (3.4.3)$$

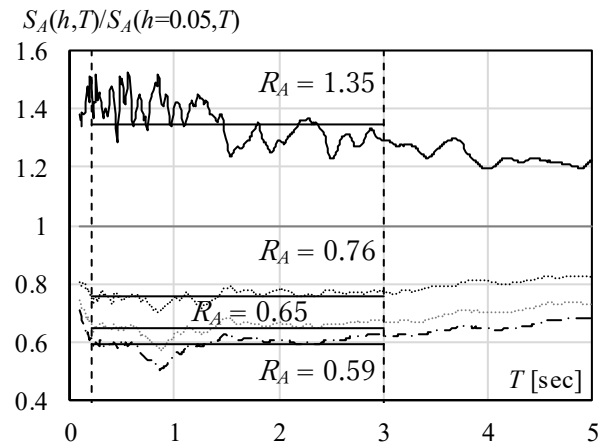
ここで、式(3.4.3)の $F_h(h)$ は周期 $0.2 [\text{sec}] \leq T \leq 3.0 [\text{sec}]$ の範囲において、基本とする減衰定数 h_0 における応答スペクトル値が減衰定数 h に対して低減する割合を予測するものである。また、減衰定数の増加に伴うスペクトルの低減率を求めるとして、式(3.4.3)の他に絶対加速度スペクトルを元に低減率 $R_A(h)$ を算出する式(3.4.4)が提案されている。

$$R_A(h) = \frac{1}{b-a} \int_a^b \frac{S_A(T, h)}{S_A(T, h=0.05)} dT \quad [a \leq T \leq b] \quad (3.4.4)$$

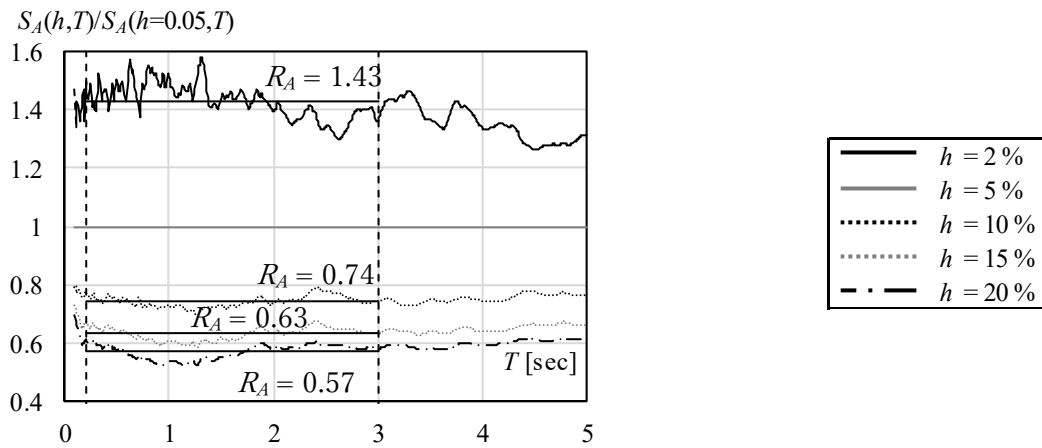
式(3.4.4)により求められた $R_A(h)$ を図 3.4.10 に示す。 $S_A(T, h)/S_A(T, h=0.05)$ は周期が $0.2 [\text{sec}]$ から $3.0 [\text{sec}]$ の間で概ね一定になっているため、式(3.4.4)の積分範囲は $0.2 [\text{sec}] \leq T \leq 3.0 [\text{sec}]$ とする。



(a) $\sigma_{igr} = 10$ [sec]



(b) $\sigma_{igr} = 20$ [sec]



(c) $\sigma_{igr} = 30$ [sec]

図 3.4.10 $S_A(T, h)/S_A(T, h = 0.05)$ と固有周期の関係

図 3.4.10 で求めた R_A を σ_{igr} ごとにまとめた図を図 3.4.11 に示す。 $h < 5$ [%] では σ_{igr} が大きいほど R_A は大きくなり、 $h > 5$ [%] では σ_{igr} が大きいほど R_A は小さくなる。そのため、 σ_{igr} が大きいほど R_A の変動が大きくなることが確認できる。

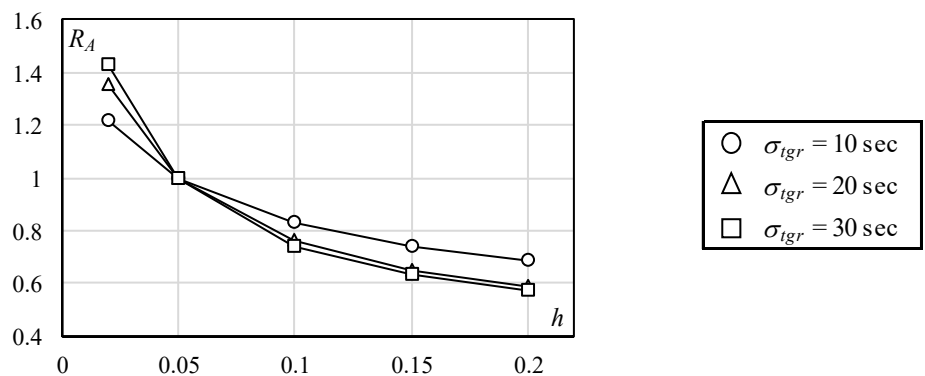
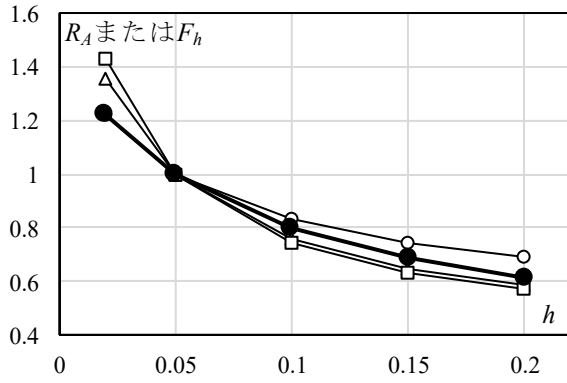
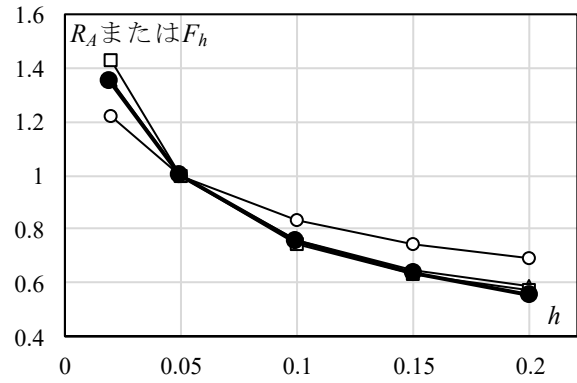


図 3.4.11 σ_{igr} による R_A の比較

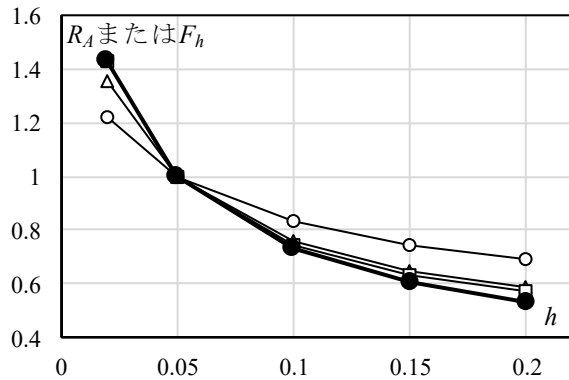
図 3.4.11 を元に、これらの関係に適合する F_h を算定するため、 α を定める。 α は 5 刻みで増加させ、図 3.4.11 に示した σ_{igr} ごとに適合する α を探索する。探索をした α は $\sigma_{igr} = 10 \sim 30$ [sec] に対してそれぞれ、15, 45, 65 である。探索した α を用いて式(3.4.3)により算出した $F_h(h)$ と図 3.4.11 を比較した結果を図 3.4.12 に示す。図 3.4.12 (a), (b), (c) に示したグラフはそれぞれ $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] に対応している。



(a) $\sigma_{igr} = 10$ [sec], $\alpha = 15$



(b) $\sigma_{igr} = 20$ [sec], $\alpha = 45$



(c) $\sigma_{igr} = 30$ [sec], $\alpha = 65$

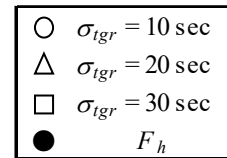


図 3.4.12 σ_{igr} ごとの R_A と F_h の比較

図 3.4.13 から図 3.4.15 に $h = 2$ [%]とした場合と $h = 20$ [%]とした場合の σ_{igr} ごとのスペクトルの比較を示す。図 3.4.2 に示したように、 h による R_A の変化は σ_{igr} が大きいほど大きくなるため、 $h = 2$ [%]の応答値は σ_{igr} が大きいほど大きくなり、 $h = 20$ [%]の値は σ_{igr} が小さいほど大きくなることを確認できる。

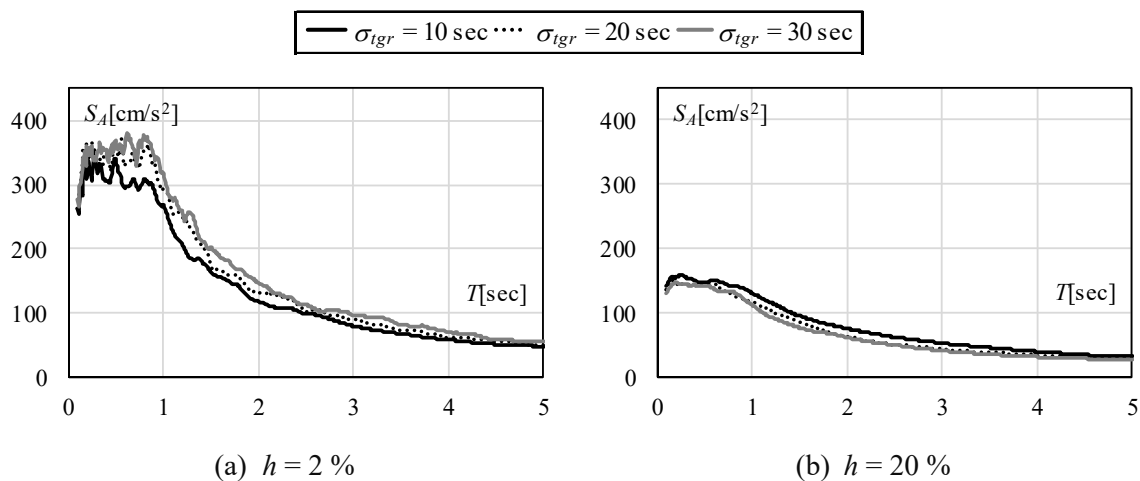


図 3.4.13 σ_{igr} ごとの絶対加速度スペクトルの比較

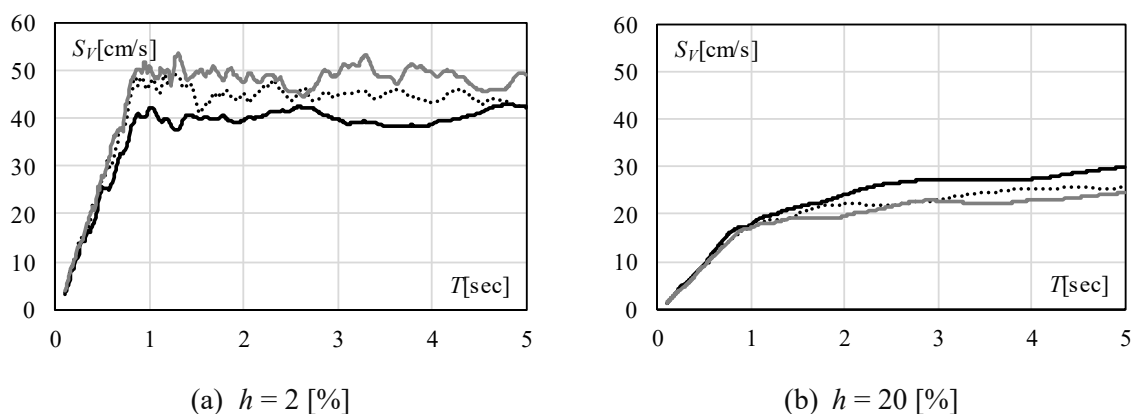


図 3.4.14 σ_{igr} ごとの相対速度スペクトルの比較

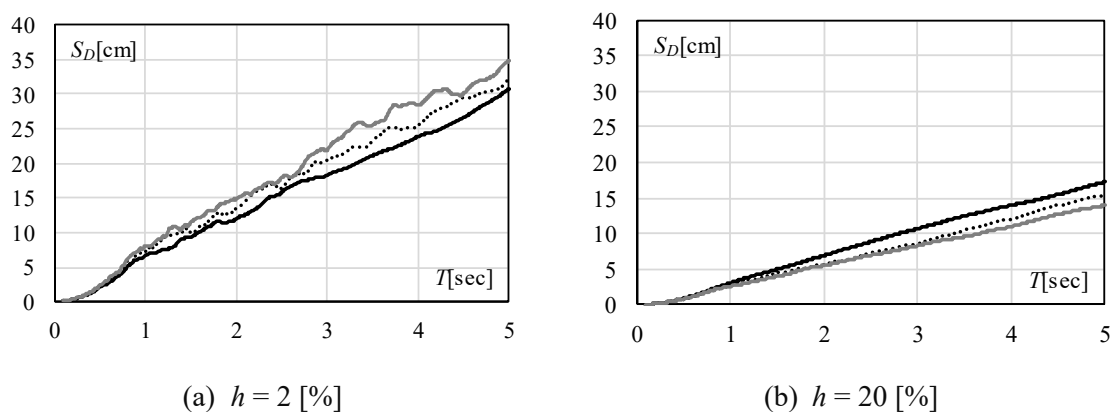


図 3.4.15 σ_{igr} ごとの相対変位スペクトルの比較

3.5. まとめ

群遅延時間を変動させた地震動を作成した。地震動を分析し得られた知見について示す。

- 1) $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec]の模擬地震動に対して減衰定数による加速度応答スペクトルの低減率の平均値は、低減率の係数 α をそれぞれ 15, 45, 65 とした場合に概ね対応することが確認でき、群遅延時間の標準偏差の違いにより減衰定数による加速度応答スペクトルの低減率に違いがあることが確認できた。
- 2) 加速度応答スペクトルを固定した場合、 $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec]の模擬地震動の等価速度スペクトル ($h=10$ [%]) の 12 波平均は、 σ_{igr} が大きな模擬地震動ほど大きくなる傾向がある。また、既往の研究で用いられている観測波の位相特性を用いた模擬地震動の等価速度スペクトルの 12 波平均は $\sigma_{igr}=20$ [sec]の結果と同程度であることが確認できた。

3 章の参考文献

- [1] 建設省住宅局建築指導課監修：改正建築基準法（2 年目施工）の解説，新日本法規出版，2000.6
- [2] 建設省建築研究所，日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針（案），1992.3
- [3] 中村有紀子，壁谷澤寿海：地震動特性に基づく応答変位の時刻歴期待値の評価法，日本建築学会構造系論文集，No.532, pp.51-56, 2000.6
- [4] 笠井和彦，伊藤浩資，渡辺厚：等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法，日本建築学会構造系論文集，No.571, pp.53 - 62, 2003.9
- [5] 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，2003.10

4 章 中低層事務所ビルを対象とした建築物の什器転倒を考慮した 地震リスク評価(建物の保有水平耐力と観測地震動の影響の分析)

4.1. はじめに

東日本大震災以後、事業継続計画（Business Continuity Plan：BCP）[1,2]に対する注目が高まり、多くの企業にて計画が策定されている。BCP の観点からみた場合、地震発生時において、建物躯体の損傷だけではなく、建物に付随する外装材、内装材および建物内部に存在する什器がどのような被害状態になるかを把握することは重要であると考えられる。例えば、什器の転倒による什器自体の損傷や什器転倒による人的被害の可能性を低減することにより、被災後の事業復旧の早期実現や什器の転倒に起因する人的被害の発生を減らすことが期待できる。従って、BCP を策定する上で、構造躯体や非構造部材の損傷と什器の転倒による損傷を同時に評価する必要がある。

地震時における什器の転倒は、人的被害に直結するため、多くの研究が行われている。文献[3,4]では、什器の転倒挙動を予測するため、什器を剛体と仮定した数値解析や加振実験による分析が行われている。什器の損傷は、「転倒」が主となる原因と考えられる。文献[5]によれば、什器の転倒の主な要因は、1)什器自体の転倒限界となる振動数、2)什器が存在する場所の振動数、3)什器に作用する加速度である。従って、什器の転倒は、入力される床応答に大きく影響を受けると考えられ、建物の振動性状の影響を考慮する必要があると考えられる。

構造躯体と非構造部材の損傷評価や被害評価では、地震リスク評価に基づく評価手法の提案[6~12]がなされており、入力地震動強さに応じた損傷や被害を定量的に分析できつつある。さらに、降伏せん断力係数の大きさが建物被害（地震リスク）に与える影響も分析されている[13]。これに対して従来の耐震設計では、要求耐震性能を表す指標として重要度係数を用いている。重要度係数は建物の設計時に地震力を割増す係数である。例えば、文献[14]では重要度係数として、人命の安全確保に加えて機能保持が図られる建物（Ⅰ類）に対しては 1.5、震災後に大きな補修をする必要のない建物（Ⅱ類）に対しては 1.25、一般の建物（Ⅲ類）に対しては 1.0 としている。しかしながら、この重要度係数と損傷の関係は明確に示されているわけではない。つまり、重要度係数にしたがって設計された建物に対して構造躯体や非構造部材の損傷を分析した例は少なく、さらに、什器の転倒による損傷も同時に評価した例はさらに少ない。

そこで、4 章では、2 章にて設定した鉄骨造の中低層の事務所ビルを対象とし、3 章で設定した建築の設計で一般的に使用されている観測地震動の位相特性 12 波を用いて地震リスク評価手法と什器の転倒率解析手法を用いた総合的な耐震性能評価を検討する。建物の耐力変化による建物の損傷および什器への影響を分析する。必要保有水平耐力 Q_{un} に対する保有水平耐力 Q_u の比 Q_u/Q_{un} を解析パラメータとし、弾塑性地震応答解析を用いて建物の振動性状を分析する。次に、応答解析から得られた応答値を用いて、地震ロス（期待損失）を算定し、 Q_u/Q_{un} が各要素の期待損失に与える影響を分析する。

また、これと並行して、什器転倒率の評価手法を用いて、 Q_u/Q_{un} が建物の床応答や什器転倒率に与える影響を分析する。

4.2. 解析対象について

4.2.1. 解析モデル

対象建物は、鉄骨造中低層の事務所ビルを想定し、4・6・8階とする。図4.2.1に解析モデル図を示す。各階の階高を4.3[m]、X方向5スパン（8[m]）、Y方向2スパン（7[m]、14[m]）を対象とする。本研究では、地震リスク評価および什器転倒率評価を行うにあたり、表4.1に示すような4つの層に分割をして評価を行う。本研究では、 Q_u/Q_{un} を解析パラメータとしており、解析モデルの部材断面は Q_u/Q_{un} を1.00, 1.25, 1.50, 1.75, 2.00となるように定める。 Q_u はいずれかの層の層間変形角が1/100に達した時点の値とする。 Q_{un} は式(1)より、構造特性係数 $D_s=0.25$ 、形状特性係数 $F_{es}=1.0$ とし算出する。地震力によって各階に生じる地震力 Q_{ud} は式(2)より算出する。

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud} \quad (4.2.1)$$

$$Q_{ud} = C_0 \times A_i \times \Sigma w_i \times Z \times R_i \quad (4.2.2)$$

ここに、標準せん断力係数 $C_0=1.0$ 、地域係数 $Z=1.0$ 、振動特性係数 $R_i=1.0$ として、 A_i 分布に比例する形で計算する。

表4.2.1にイベントツリーの計算にて使用する各モデルの層分割について示す。各モデルの緒元については、2章で示した通りである。8階建て $Q_u/Q_{un}=1.00$ のモデルに対し、 A_i 分布に比例した地震荷重による静的荷重増分解析から得られた Q - δ 関係を図4.2.2に示す。

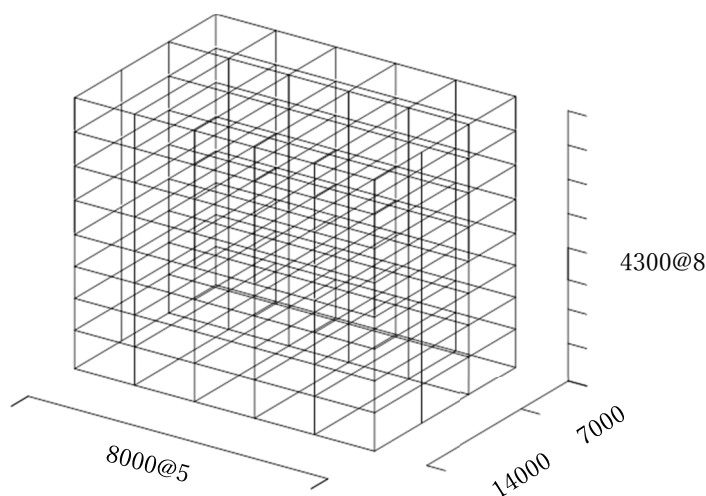
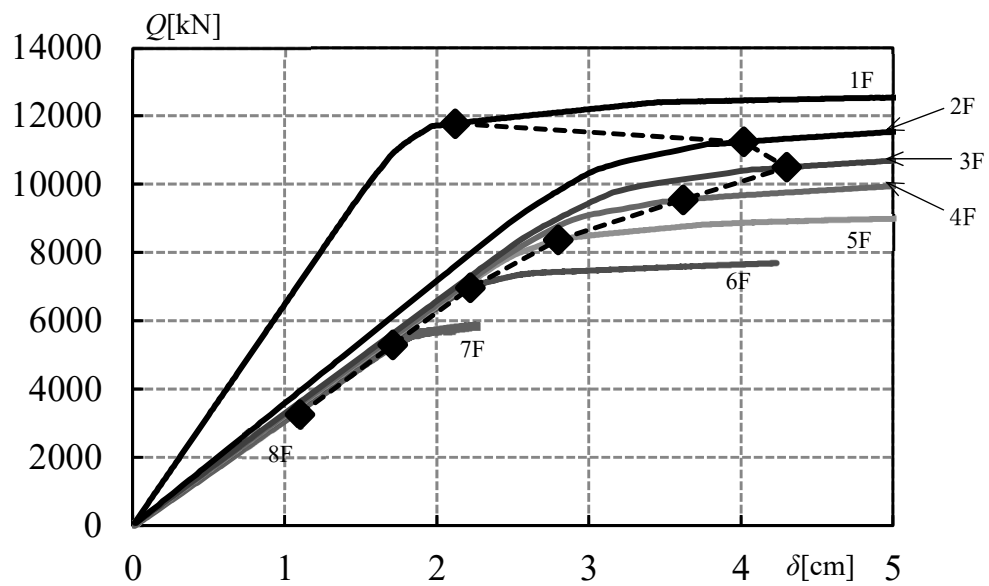


図4.2.1 モデル図（8階）（単位：[mm]）



図中の◆は、
保有水平耐力時を示す。

図 4.2.2 Q - δ 関係 (8 階 $Q_u/Q_{un}=1.00$)

表 1 各モデルの分割について

	8 階	6 階	4 階
上層部	7~8	4~6	4
中層上部	5~6	3~4	3
中層下部	3~4	2	2
下層部	1~2	1	1

4.2.2. 入力地震動

入力地震動については3章にて示したが、再記する。本研究で時刻歴応答解析に用いる模擬地震動は、1)観測実地震動の位相特性を用い、2)国土交通省告示の応答スペクトルに適合する模擬地震動を作成する。模擬地震動は、第2種地盤を想定し、簡易法による増幅係数を採用する。後述する地震損傷度曲線（SFC）を求めるためには、入力地震動の大きさと被害の関係を求める必要がある。本研究では、地震動強さ λ_E を定義し、国土交通省告示の損傷限界変位の検証に用いられる地震動（ $\lambda_E=1.0$ ）を基本とする。 λ_E を0.5刻みで漸増させながら0.5~5.0まで解析を行う。図4.2.3に作成した入力地震動の加速度応答スペクトル（2%減衰，12波平均）を示す。表4.2.1に本研究で用いる損傷限界レベル（ $\lambda_E=1.0$ ）での入力地震動の地表最大加速度（PGA），地表最大速度（PGV）のリストを示す。

表 4.2.1 入力地震動リスト

No.	PGA [cm/sec ²]	PGV [cm/sec]	位相
1	110.4	17.63	El Centro (1940) NS
2	103.4	20.55	El Centro (1940) EW
3	131.0	17.87	Taft (1952) NS
4	129.4	18.56	Taft (1952) EW
5	99.1	14.66	Miyagi (1978) NS
6	97.0	16.73	Miyagi (1978) EW
7	128.0	18.21	神戸海洋気象台 (1996) NS
8	143.4	17.61	神戸海洋気象台 (1996) EW
9	121.1	16.01	Hachinohe (1968) NS
10	103.2	15.26	Hachinohe (1968) EW
11	111.7	13.46	Sendai501 (1962) NS
12	100.5	17.04	Sendai501 (1962) EW

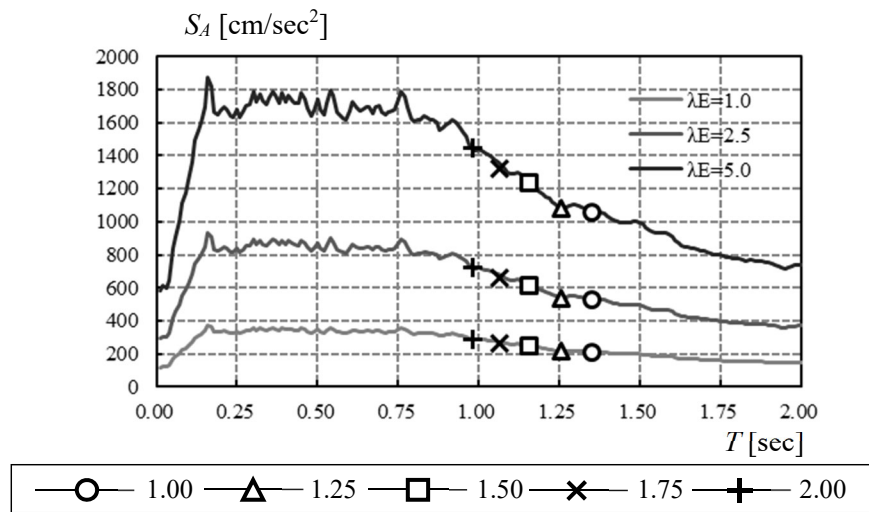


図 4.2.3 加速度応答スペクトル（12 波平均）

4.3. 応答解析による応答分析

4.3.1. 解析方法

応答解析では，固定荷重（地震時の固定荷重＋積載荷重）は考慮しないものとし X 方向の地震入力のみを考える。構造物の減衰マトリクスは剛性比例型を仮定する。1 次モードに対して，減衰定数 2% を仮定する。数値積分法には，Newmark- β ($\beta=1/4$, $\Delta t=0.001$ [sec]) を採用し，50 秒間の応答解析を行う。

4.3.2. 固有振動解析による性状分析

固有振動解析では, 構造物を弾性状態として解析を行う。表 4.3.1 に X 方向について, 8 階 $Q_u/Q_{un}=1.00$ の固有振動解析結果を示す。ここに, T は固有周期, h_0 は減衰定数, β は刺激係数, ρ は有効質量比である。8 階 $Q_u/Q_{un}=1.00$ モデルの X 方向に対する 1 次固有周期 T は, 1.352 [sec] である。6 階, 4 階の $Q_u/Q_{un}=1.00$ モデルの弾性 1 次固有周期は, それぞれ 1.097 [sec], 0.9449 [sec] である。また, 図 4.2.3 中に各モデルの弾性 1 次固有周期に対応する加速度スペクトル値の点を示す。有効質量比 ρ に着目すると, 1 次モードに対する有効質量比 ρ は 0.8 を越えていることから, 1 次モードの振動が支配的であると考えられる。各モデルとも, 2 次モードの有効質量比 ρ は 0.1 程度であり, 1 次モードと比較すると小さいが, 無視できる値ではない。2 次モードの振動が, 応答値に影響してくると思われる。また, 本章では記載していないが, 他のモデルについても 1 次モードの有効質量比が 0.8 を越えており, 同様に 1 次モードの振動が支配的である。各モードの形状は, それぞれのモデルにおいて, 大きく変化しないことを確認している。また各モデルについて, Q_u/Q_{un} の変化に伴う 1 次固有周期の変化を図 4.3.1 に示す。図 4.3.1 より Q_u/Q_{un} が大きくなることにより, 固有周期が短くなる傾向が確認できる。

表 4.3.1 固有振動解析結果 (X 方向)

(8 階 $Q_u/Q_{un}=1.00$ モデル)

mode	T [sec]	h_0	β	ρ
1 次	1.352	0.020	6.183	0.807
2 次	0.438	0.062	2.172	0.100
3 次	0.248	0.109	1.373	0.040
4 次	0.166	0.163	1.037	0.023

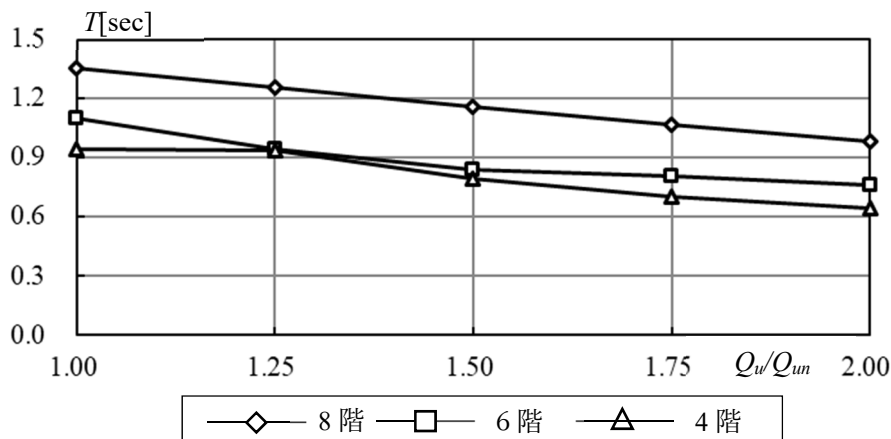


図 4.3.1 Q_u/Q_{un} の変化に伴う 1 次固有周期の変化

4.3.3. 地震応答解析による応答性状

図 4.3.2 から図 4.3.4 に各階モデルの $\lambda_E=1.0$ での応答解析結果を示す。解析結果は 12 波の入力地震動を用いた応答解析の平均値である。(a)に層間変形角, (b)に応答変形, (c)に応答速度, (d)に応答絶対加速度を示す。 $\lambda_E=1.0$ では, 8, 6 階モデルについては, 建物の塑性化が発生しておらず, 弾性状態であることを確認している。

4 階モデルについては, $Q_u/Q_{un}=1.00$ でわずかに塑性化が生じていることを確認している。図 4.3.2～図 4.3.4 の(a)より, 層間変形角は, 建物下部の変形が大きくなる傾向が確認できる。それぞれ, 8 階モデルでは 3 階, 6 階モデルでは 2 階, 4 階モデルでは 2 階で最大値をとる。各モデル $Q_u/Q_{un}=1.00$ での最大応答は 1/200 程度の応答であるが, 4 階モデルでは 1/200 を超過しているモデルが確認できる。

また, 図 4.3.2～図 4.3.4 の (b), (c), (d)より, 変位・速度・加速度は, 各モデル最上階が最大応答値であることが確認できる。 Q_u/Q_{un} が大きくなると, 変位・速度応答は小さくなる傾向にあるが, 加速度応答は大きくなる傾向を示す。加速度応答値は, 8 階モデルで 300～400 [cm/sec²], 6 階モデルで 350～500 [cm/sec²], 4 階モデルで 400～450 [cm/sec²]であることが確認できる。

各モデルの応答値に着目すると, 同じ階でもモデルによって, 応答値に違いが生じている。8 階モデル 4 階部分と 4 階モデル 4 階部分で応答値が異なっていることが確認できる。

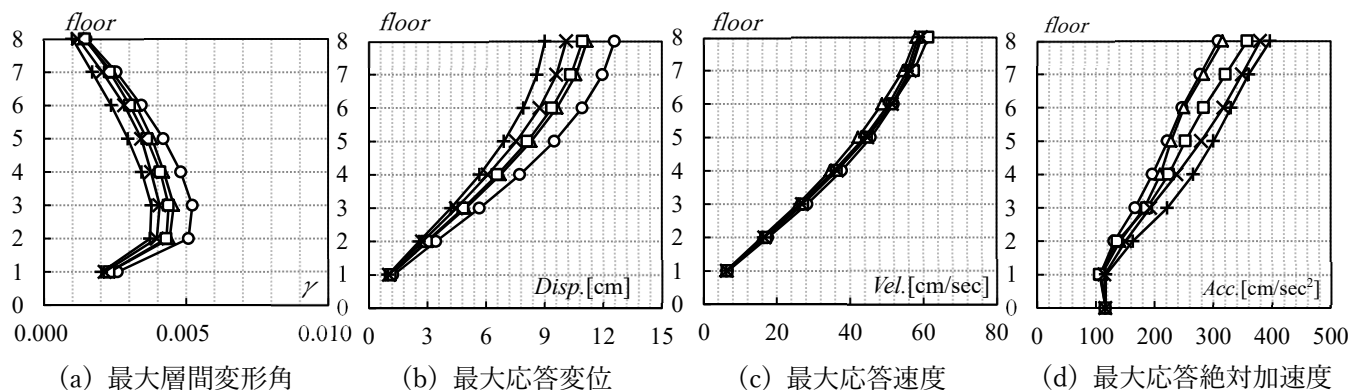
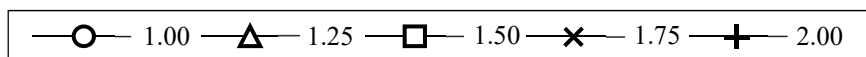


図 4.3.2 応答性状(8階, 損傷限界レベル $\lambda_E=1.0$)

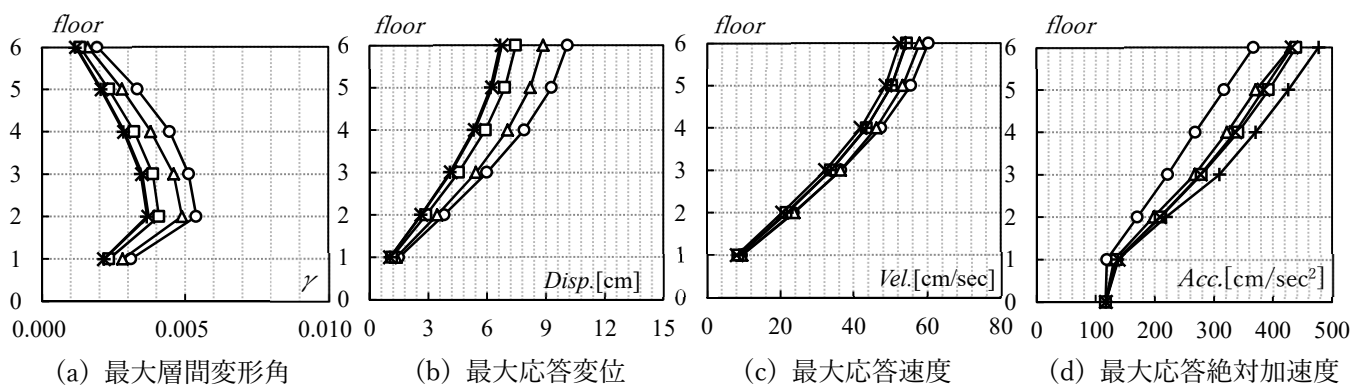


図 4.3.3 応答性状(6階, 損傷限界レベル $\lambda_E=1.0$)

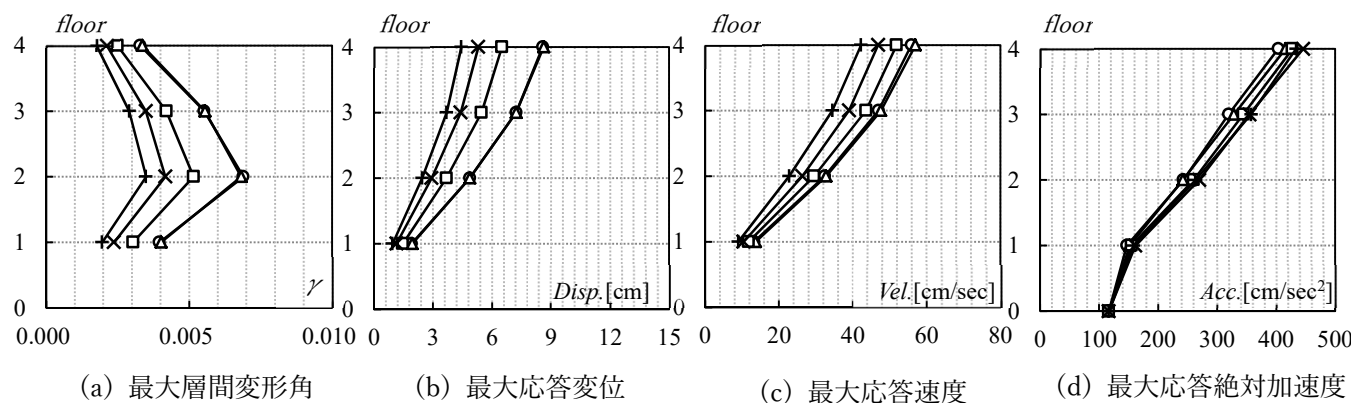


図 4.3.4 応答性状(4階, 損傷限界レベル $\lambda_E=1.0$)

図 4.3.5～図 4.3.7 に各階モデルの $\lambda_E=5.0$ での応答解析結果を示す。応答値は、12 波の入力地震動を用いた応答解析の平均値である。(a)に層間変形角，(b)に応答変形，(c)に応答速度，(d)に応答絶対加速度を示す。 $\lambda_E=5.0$ では、建物は塑性化が発生していることを各モデルで確認している。応答分布は $\lambda_E=1.0$ のものと比較すると、加速度応答分布が異なり、最上階以下の応答値が概ね一定であることが確認できる。これは、図 4.2.2 より、層の履歴曲線の 2 次勾配が小さいため、変形が大きくなっても降伏後の耐力増加が小さく、せん断力が頭打ちになるからであると推察される。

図 4.3.5～図 4.3.7 の(a)より、層間変形角は、 $\lambda_E=1.0$ 時と同様に、8 階モデルでは 3 階、6 階モデル・4 階モデルでは 2 階で最大値をとる。各モデルの $Q_u/Q_{um}=1.00$ での最大応答は、8・6 階で $1/50$ 、4 階では $1/50$ を超過している。 $Q_u/Q_{um}=2.00$ では概ね半分程度の応答値になっている。

また、図 4.3.5～図 4.3.7 の(b)，(c)，(d)より、変位・速度・加速度は、各モデル最上階が最大応答値であることが確認できる。 Q_u/Q_{um} が大きくなると、変位・速度応答は小さくなる傾向にあるが、加速度応答は大きくなる傾向を示す。加速度応答値は、8 階モデルで $850\sim1050$ [cm/sec²]，6 階モデルで 950 [cm/sec²]～ 1250 [cm/sec²]，4 階モデルで $700\sim1050$ [cm/sec²]であることが確認できる。各モデル各層の最大層せん断力係数 C_i の分布は、加速度応答に概ね一致することを確認している。

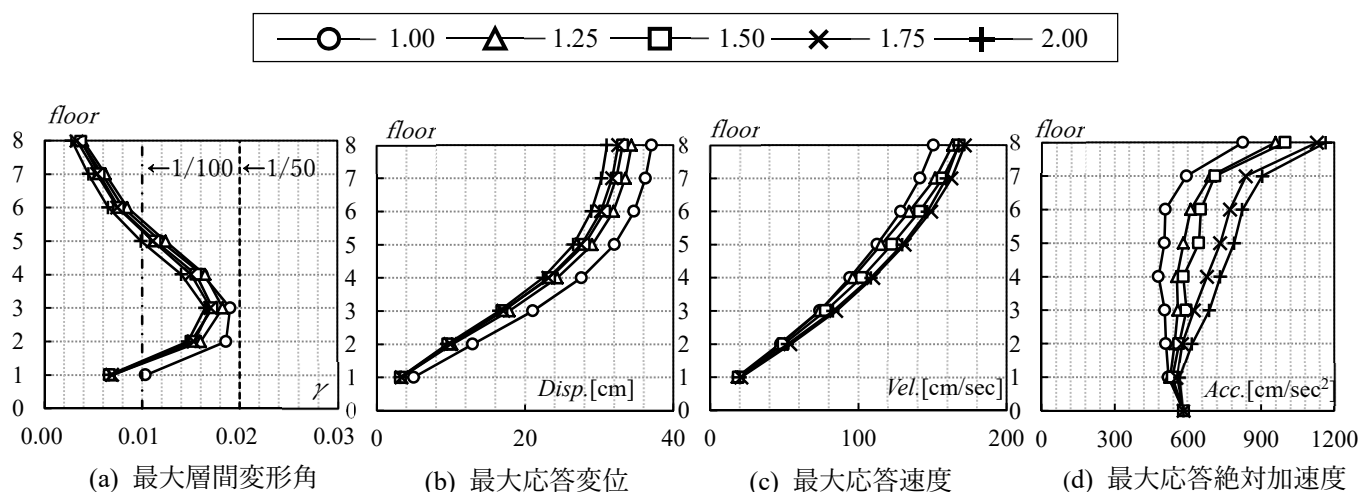


図 4.3.5 応答性状(8階, 安全限界レベル $\lambda_E = 5.0$)

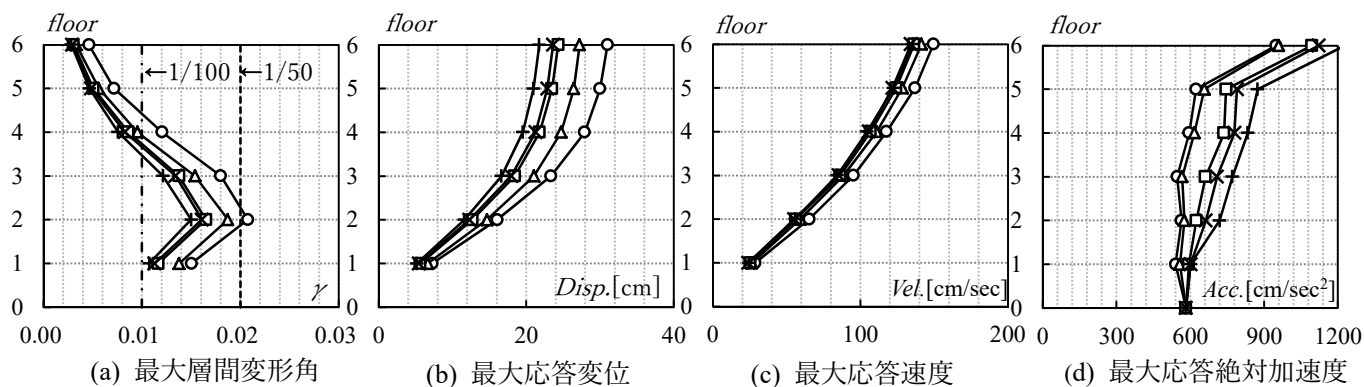


図 4.3.6 応答性状(6階, 安全限界レベル $\lambda_E = 5.0$)

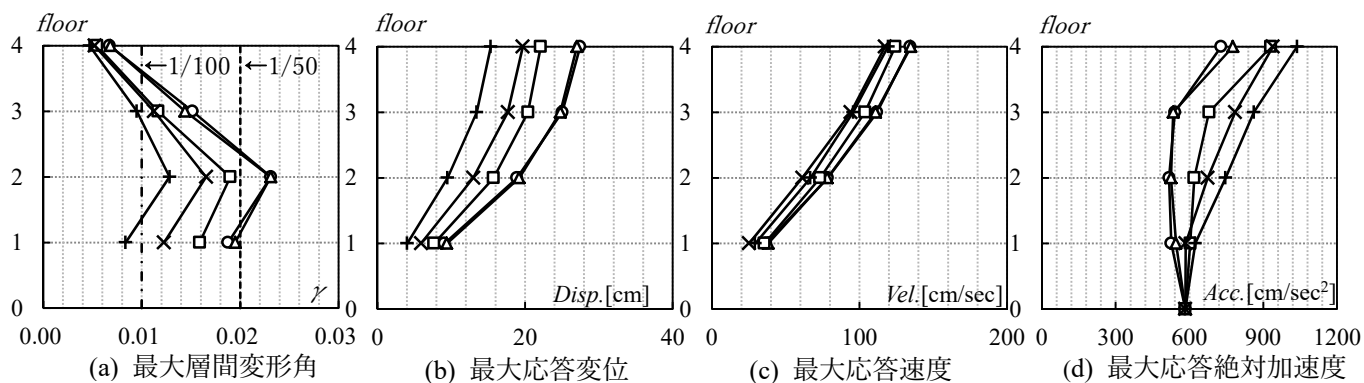


図 4.3.7 応答性状(4階, 安全限界レベル $\lambda_E = 5.0$)

4.3.4. 等価振動数 F_f の分析

什器の転倒率の計算に用いる建物の等価振動数 F_f を分析する。本研究では、文献[4]を参考に、式(4.3.1)で計算する。文献では、最大床応答加速度および最大床応答速度から算出しているが、本論文では、弾塑性解析のため加速度で行うと、誤差が大きい為、解析から得られた相対速度（最大床応答速度）と相対変位（最大床応答変位）から求める方法を採用する。

$$F_f = V_f / (2\pi \cdot D_f) \quad (4.3.1)$$

ここに、 V_f [cm/sec]、 D_f [cm]は最大床応答速度、最大床応答変位を示す。図4.3.8に各階モデル上層部における、解析結果から得た F_f の12波平均値を示す。図中の $\lambda_E=0.0$ の点は各モデルの固有振動解析から得られた固有1次周波数を表す。図4.3.8より、建物高さによって、 F_f の分布が異なることが確認できる。これは、建物高さによって弾性1次固有周期が異なる為である。

$\lambda_E=0.5 \sim 1.0$ の地震動では、弾性状態である為、概ね固有周波数と一致することが確認できる。 $\lambda_E=1.5$ 以上では、 λ_E が大きくなるに従い、建物下部の塑性化の影響により、建物の固有周期が変化し、 F_f が小さくなる傾向にある。紙面の都合上、記載しないが、各層によって分布が大きく変化しないことを確認しており、 λ_E が大きくなるに従い、 F_f が減少する。

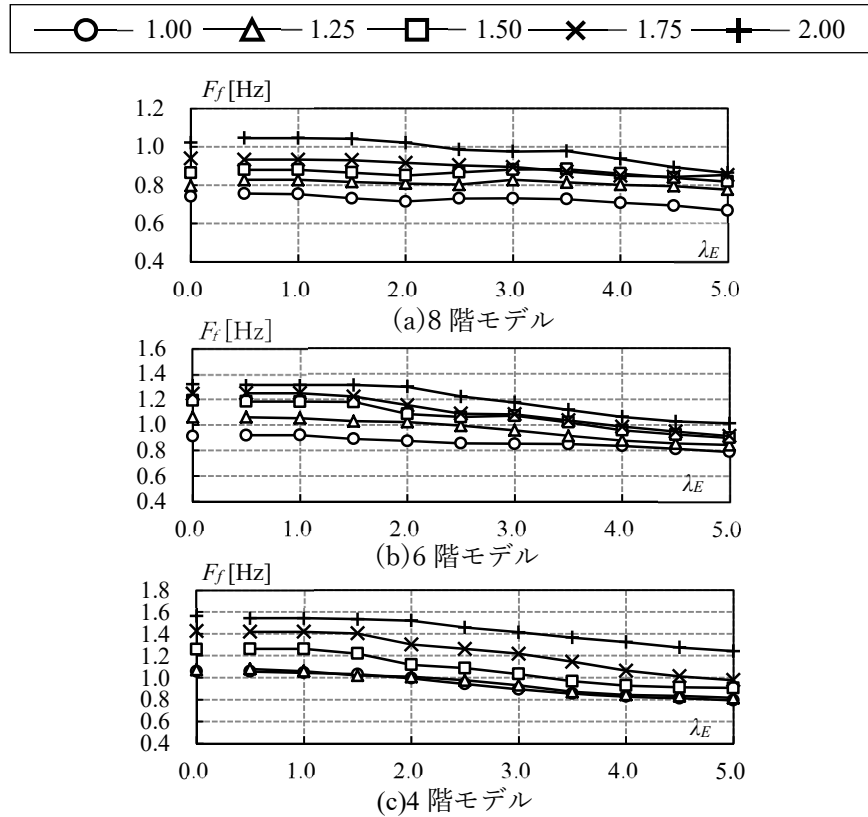


図 4.3.8 F_f の変動(上層部;12 波平均)

4.4. 地震リスク解析を用いた建物被害の評価

4.4.1. 地震リスク評価の概略

地震リスク評価とは、損傷評価指標を定義し、各地震動強さの発生確率と対象となる建物損傷の発生確率を用いて対象モデルの地震に対する危険度（期待損失）を定量的に求める手法である。本研究では、文献[7,8]を参考に地震リスク評価を行う。

本研究では、地震に対する危険度（期待損失）を定量的に表現するために、地震ロス関数を算出する。地震ロス関数とは、図 4.4.1 に示す横軸に地震動強さ、縦軸に各地震動強さに対応した各損傷モード i （無被害・軽微・小破・中破・大破以上の 5 つから考えられる組み合わせ）の建物全体の期待損失の合計をプロットしたものである。損傷モード毎の期待損失 R_i は、地震により生じる被害の発生確率 P_i とその損傷状態に対応した損失（コスト） C_i の積で表される。求めた損傷モード毎の期待損失 R_i は、地震動強さ毎に各要素（被害要素）の総和の値として算出する。損傷の発生確率は、損傷のクライテリアを設定し、損傷評価指標として、前節までに示した応答解析値から中央関係式を得て、図 4.4.2 に示すような地震損傷度曲線より求める。

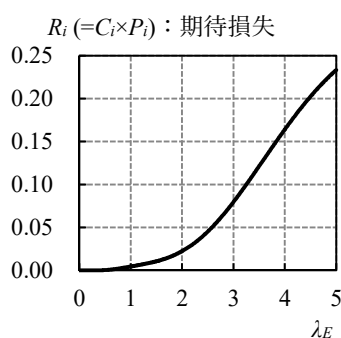


図 4.4.1 地震ロス関数の例

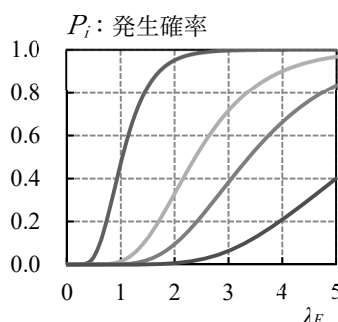


図 4.4.2 地震損傷度曲線（SFC）の例

4.4.2. 最小二乗法による応答の中央関係式の算定

地震リスク評価では、4.4.1 にして示した被害の発生確率を示す地震損傷度曲線（SFC: Seismic Fragility Curve）が必要となる。 Q_u/Q_m を変動させた構造物の入力地震動に対す

る建物損傷の発生確率の関係に関する文献は、十分にあるとはいえない。そこで本研究では、文献[8,15]を参考に SFC の算定を行う。SFC を算定するにあたり、最大応答値の中央値と地震動の大きさを表す指標（地震動指標）や最大応答値のばらつきを評価する必要がある。地震動指標として、地震動強さ λ_E を採用する。文献[16]に従い、地震動指標 λ_E と応答値 y_E の中央関係式を式(4.4.1)のように仮定する。

$$y_E(\lambda_E) = a \cdot \lambda_E^b, \quad Y_E = A + b\Lambda_E \quad (4.4.1)$$

ここに、 $Y_E = \ln y_E$, $\Lambda_E = \ln \lambda_E$ である。地震動指標 λ_E の入力地震動に対する地震応答解析を行い、得られた最大応答値 y_E をデータとして最小二乗法を適用し、係数 a , b を推定する。表 4.4.1 に例として、各階 $Q_u/Q_{un}=1.00$ モデルの構造躯体の中央関係式に関する各係数を示す。

表 4.4.1 $Q_u/Q_{un}=1.00$ モデル中央関係式係数

	4階		6階		8階	
	a	b	a	b	a	b
上層部	0.002	0.634	0.003	0.488	0.003	0.538
中層上部	0.004	0.701	0.005	0.783	0.005	0.678
中層下部	0.005	0.838	0.005	0.835	0.006	0.786
下層部	0.005	0.825	0.003	0.959	0.004	0.957

4. 4. 3. 地震損傷度曲線（SFC）の算出

地震損傷度曲線（以下：SFC）は、地震動指標と損傷モード i の発生確率 P_i の関係を表したものである。SFC は、実際の地震被害データに基づいて設定されることが多い。4.4.2 で先述した通り、本研究では文献[15]を参考に、弾塑性応答解析を基にして、SFC を求める。SFC は、対数平均 λ_{E0i} と表 4.4.2 に示す各要素の対数標準偏差 ξ_A に従う対数正規分布の分布関数として求めることができる。耐力と応答の分布が対数正規分布に従い、地震動の大きさを示す指標（地震動強さ λ_E ）と損傷評価指標の中央関係式が式(4.4.1)で表されるとき、SFC の中央値 λ_{E0i} （発生確率 P_i が 0.5 となるときの地震動強さ）は式(4.4.2)で示される。地震損傷度曲線 $P_{fi}(\lambda_E)$ は、式(4.4.3)で示される。前頁図 4.4.2 に SFC の例を示している。

$$x(P_i=0.5) = \lambda_{E0i} = (\mu_R/a)^{1/b} \quad (4.4.2)$$

$$P_{fi}(\lambda_E) = \Phi\left(\frac{\ln(\lambda_E) - \ln(\lambda_{E0i})}{\xi_A}\right) \quad (4.4.3)$$

ここに、 $\Phi(*)$ は正規分布の確率分布関数の値、 μ_R は応答の中央値を表す。

4.4.4. イベントツリーと地震ロス関数

構造物の損傷は、変形に依存するものと加速度に依存するものがあると考えられる。そこで、本研究では、地震応答解析から算出された各モデルの各層ごとの最大層間変形角 γ_{\max} および最大応答加速度 A_{\max} を損傷評価指標とする。文献[16]より、表 4.4.2, 4.4.3 のように構造躯体、変形依存型非構造部材および加速度依存型非構造部材のクライテリアおよびモデル全体の修復コストを定める。解析モデルを、低層部、中層下部、中層上部、上層部の 4 層に分けてイベントツリーを作成し、建物に生じると考えられる被害パターンを洗い出す。イベントツリーはそれぞれの要素を独立に考え、要素ごとに条件を設定する。構造躯体に関しては、いずれか一層でも大破以上となった場合、全崩壊とみなしてコストは最大とする。各非構造部材は、全崩壊は考えず、全ての場合を考える。モデル全体の期待損失は、構造躯体、変形依存型非構造部材、加速度依存型非構造部材それぞれの期待損失の合計として考える。イベントツリーは被害要素毎に、図 4.4.3 のように仮定する。

ここで、全建築費用に対する各被害要素の割合から、各要素の重み付け係数 C_w を仮定する。構造躯体は 0.3，変形依存型非構造部材は 0.5，加速度依存型非構造部材は 0.2 とする。従って、各要素の期待損失は、各要素のコスト C を 1 層あたりに修正し、式(9)により表す。モデル全体の期待損失 $Risk$ は各要素の合計値である。

$$\begin{aligned}
 Risk = \sum R_i = & C_{w\text{躯体}} \times C_{\text{躯体}} / 4 \times P_{i\text{躯体}} \\
 & + C_{w\text{非変}} \times C_{\text{非変}} / 4 \times P_{i\text{非変}} \\
 & + C_{w\text{非加}} \times C_{\text{非加}} / 4 \times P_{i\text{非加}}
 \end{aligned} \tag{4.4.4}$$

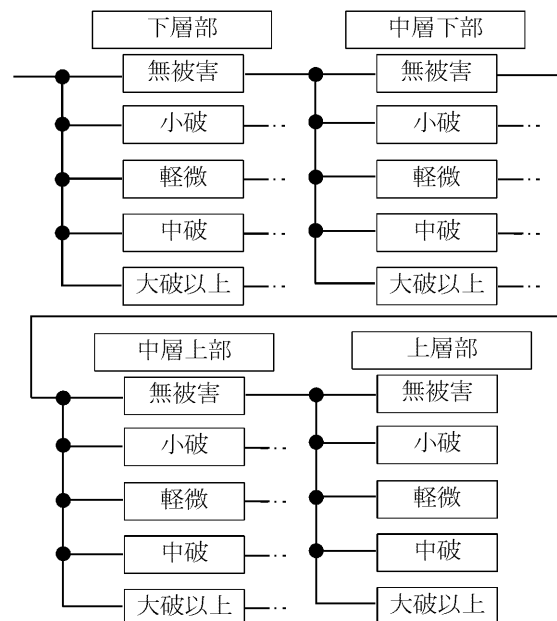


図 4.4.3 イベントツリー（各被害要素）

表 4.4.2 各損傷度のクライテリア

被害要素	ξ_A	中央値 μ_R				
		無被害	軽微	小破	中破	大破以上
構造躯体	0.4	-	1/200	1/100	1/75	1/50
変形依存型	0.5	-	1/250	1/125	1/40	1/20
非構造部材						
加速度依存型	0.6	-	0.3G	0.6G	1.2G	2.4G
非構造部材						

(G：重力加速度=980cm/sec²)

表 4.4.3 各損傷度に対する修復コスト

被害要素	コスト C				
	無被害	軽微	小破	中破	大破以上
$C_{\text{躯体}}$	0	0.05	0.1	0.5	1
$C_{\text{非変}}$	0	0.02	0.1	0.5	1
$C_{\text{非加}}$	0	0.02	0.1	0.5	1

4.4.5. 地震リスク解析結果

4.4.4 節で示した方法で算出した期待損失について分析を行う。図 4.4.4 から図 4.4.6 に地震動強さ $\lambda_E=1.0, 2.5, 5.0$ における各モデルの期待損失値の比較を示す。図 4.4.4 から図 4.4.6 より、各モデルにおいて、 Q_u/Q_{un} を大きくすることにより、建物全体の期待損失が減少する傾向にあることが確認できる。建物高さによる依存性はなく、同様に Q_u/Q_{un} の増加に従い、期待損失は小さくなる。また、建物高さが低いモデルの方が、低減が大きいことが確認できる。

ここで、各要素に着目すると、構造躯体と変形依存型の非構造部材の期待損失は、 Q_u/Q_{un} の増加と共に減少するが、加速度依存の非構造部材は増加することが確認できる。これは、 Q_u/Q_{un} の増加によって、建物の変形の低減が実現できるが、加速度応答の増加が原因であると考えられる。

また、全体に占める加速度に関する期待損失が小さいことが各モデルで確認できる。加速度のみならず、期待損失はクライテリアに依存することから、実際の応答に適したクライテリアを設定することで、期待損失の割合も変化する。

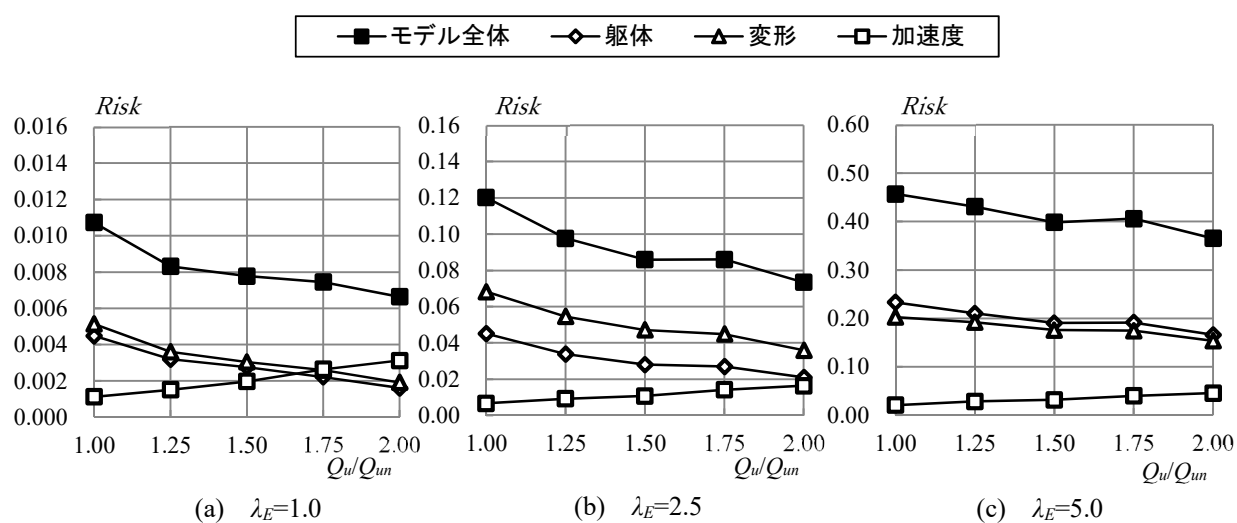


図 4.4.4 Q_u/Q_{un} と期待損失 R の関係 (8 階モデル)

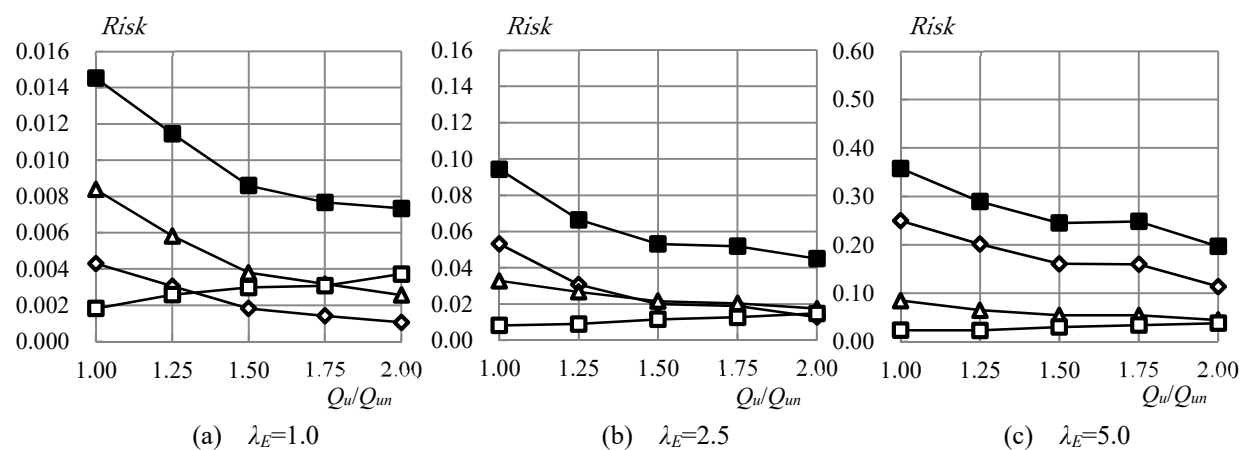


図 4.4.5 Q_u/Q_{un} と期待損失 R の関係 (6 階モデル)

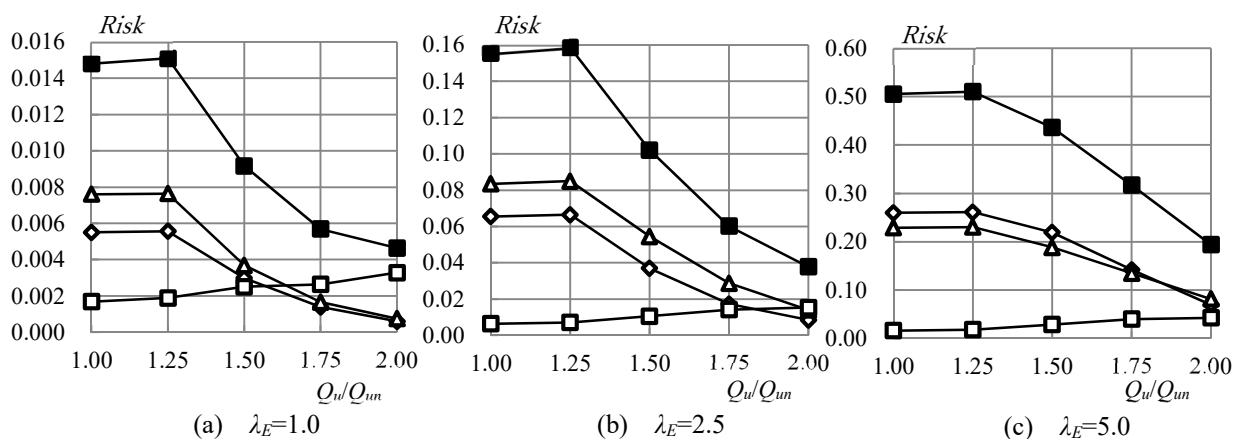


図 4.4.6 Q_u/Q_{un} と期待損失 R の関係 (4 階モデル)

4.5. 什器の転倒率を用いた什器被害の評価

4.5.1. 転倒率 R の算定式について

本研究では、什器の転倒率の算出式として、什器の寸法を考慮できる金子ら[3,4,5]の提案式(4.4.5)を採用する。什器の転倒率 $R(A_f)$ は、文献[4]より、式(4.4.6)のように表現できる。また、滑らない条件下で転倒率が 50% となる床応答絶対加速度 A_{R50} [cm/s²] を式(4.4.6)に示す。

$$R(A_f) = \alpha \cdot \Phi((\ln A_f - \ln A_{R50}) / \zeta) \quad (4.4.5)$$

$$A_{R50} = \begin{cases} B/H \cdot g(1 + B/H) & , F_f \leq F_b \\ 10 B / \sqrt{H} (1 + B/H)^{2.5} \cdot 2\pi F_f & , F_f > F_b \end{cases} \quad (4.4.6)$$

ここに、 Φ は平均 λ 、標準偏差 ζ の対数正規分布関数、 A_f 、 V_f 、 D_f はそれぞれ床最大応答加速度 [cm/sec²]、床最大応答速度 [cm/sec]、床最大応答変位 [cm]、 α は滑りの影響を表す係数、 B 、 H は什器の幅と高さ [cm]、 g は重力加速度 [cm/sec²] である。なお、本研究では文献[5]より、 $\alpha=0.8$ 、 $\zeta=0.50$ とする。上記で示した転倒率算出式においては、 F_f によって、転倒率の中央値を表す A_{R50} の式が変化することから、什器の転倒状態に大きく起因すると考えられる。本研究では、 Q_u/Q_m に対して、転倒率と A_{R50} の関係について分析を行う。

4.5.2. 検討対象の什器について

本研究では、図 4.5.1 に示す一般的な大きさの棚を想定する。棚の奥行き B を一定とし、高さ H を変動させる。什器は壁や床に固定しないと、独立して存在するとする。什器の高さを変動させることで、什器の境界振動数 F_b [Hz] が変化する。文献[4]より、 F_b は式(4.5.1)で表される。表 4.5.1 に什器のパラメータを示す。

(4.5.1)

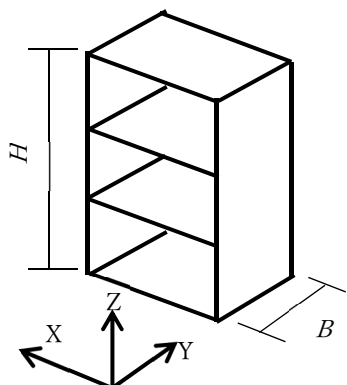


図 4.5.1 什器イメージ図

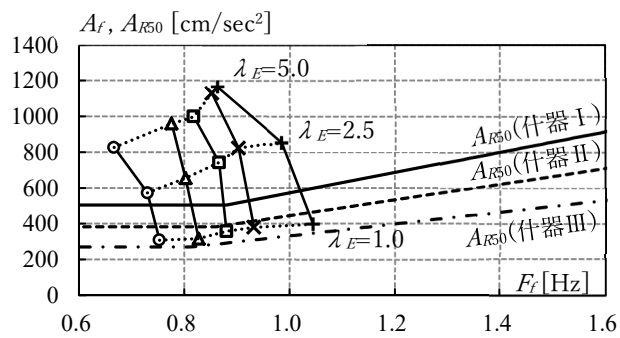
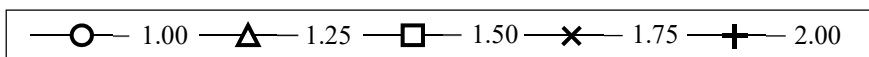
表 4.5.1 什器パラメータ

種類	B [cm]	H [cm]	F_b [Hz]
I(低)	45	120	0.8832
II(中)		150	0.8593
III(高)		200	0.8136

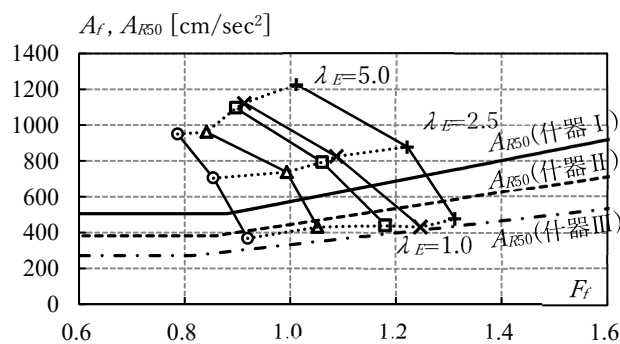
4.5.3. 転倒率解析結果

4.5.3.1. 等価振動数 F_f と応答加速度 A_f と転倒率の中央値 A_{R50} の関係について

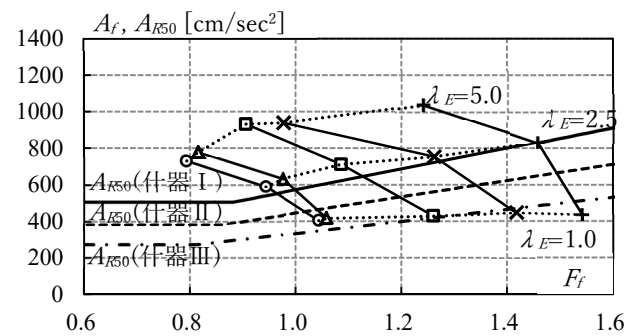
地震動強さ $\lambda_E=1.0, 2.5, 5.0$ における、最も什器の転倒が生じると考えられる上層部について分析を行う。図 4.5.2 に各階モデル上層部の A_f の平均値と F_f の 12 波平均値を示す。図中の黒の実線、破線、一点鎖線はそれぞれ什器I, 什器II, 什器IIIの A_{R50} を示す。図 4.5.2 より、各階モデルで、 Q_u/Q_{un} が大きくなるに従い、 F_f の分布が大きくなることが確認できる。4 階モデルに着目すると、 $\lambda_E=1.0$ では F_f が大きくなることで、 A_{R50} を下回る点が存在することが確認できる。また、 A_f と A_{R50} の関係に着目する。什器 2 については、地震動強さ $\lambda_E=1.0$ のときは概ね A_{R50} 付近の値、 $\lambda_E=2.5, 5.0$ のときは概ね A_{R50} 以上の値を示していることが確認できる。図を用いることで、 A_{R50} を閾値として簡易的ではあるが、転倒の有無の判断ができると考えられる。また、同じ等価振動数の場合でも、 Q_u/Q_{un} と λ_E が変動することで A_f と F_f の応答分布が変化し、 A_f に大きな差が生じるケースが確認できる。このような傾向から、 Q_u/Q_{un} , λ_E を大きくすることで転倒率が大きくなると推察される。



(a) 8 階モデル



(b) 6 階モデル



(c) 4 階モデル

図 4.5.2 等価振動数と応答加速度, A_{R50} の関係

4.5.3.2. 転倒率 R と建物耐力の関係

図 4.5.3 から図 4.5.5 に、算出した各モデルの Q_u/Q_{un} と転倒率の関係を示す。本研究では、転倒率 R を算出するにあたり、式(4.4.5)中の係数 α を 0.8 としている為、転倒率の最大値は 0.8 として算出される。転倒率は、12 波の平均値を採用する。地震動強さ $\lambda_E=1.0$, 2.5, 5.0 において、最も什器の転倒が生じると考えられる上層部について分析を行う。各モデルそれぞれ、什器 I, II, III について示す。

図 4.5.3 から図 4.5.5 より、什器の B/H が小さくなるに従い、転倒率が大きくなり、転倒しやすくなることが確認できる。また、各モデルの転倒率のグラフより、各地震動強さで、転倒率は Q_u/Q_{un} によって大きく変化しないことが確認できる。建物耐力を変化させても、先述で示した F_f と A_{R50} の関係より、 F_f が大きくなるに従い、 $F_b < F_f$ では A_{R50} も大きくなることで、転倒率への大きな影響は与えないと考えることができる。また、4 階モデルについては、 F_f が大きくなるに従い、 A_{R50} の値を下回ることから、転倒率が低減されることが確認できる。

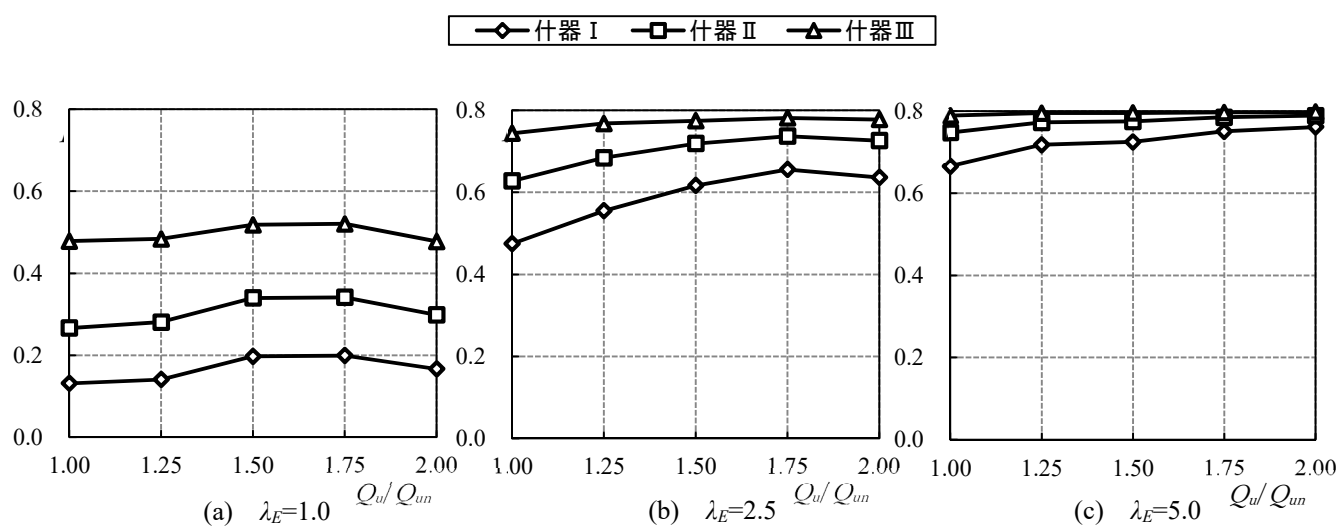


図 4.5.3 什器の違いによる転倒率の変化 (8 階モデル, 上層部)

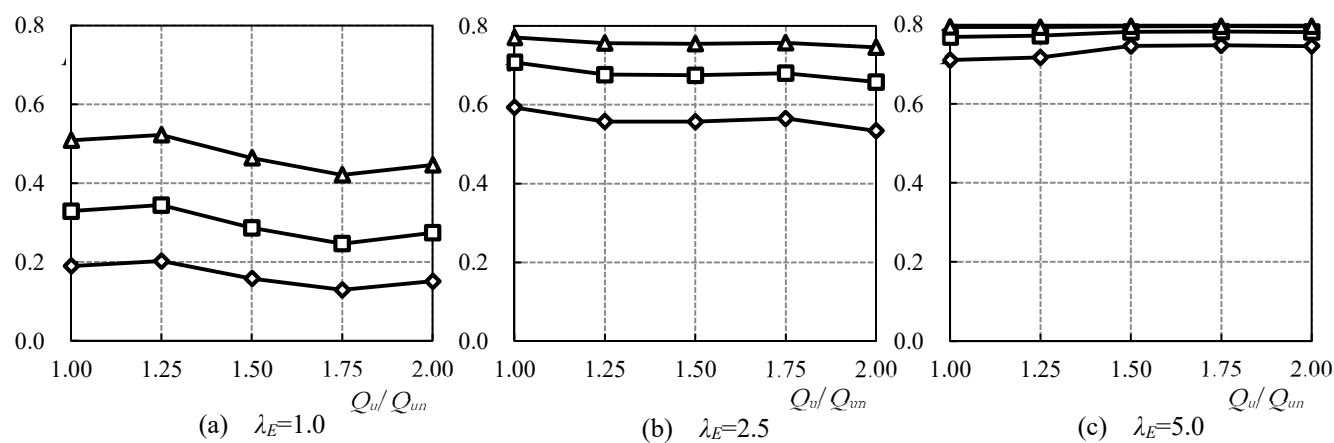


図 4.5.4 什器の違いによる転倒率の変化 (6 階モデル, 上層部)

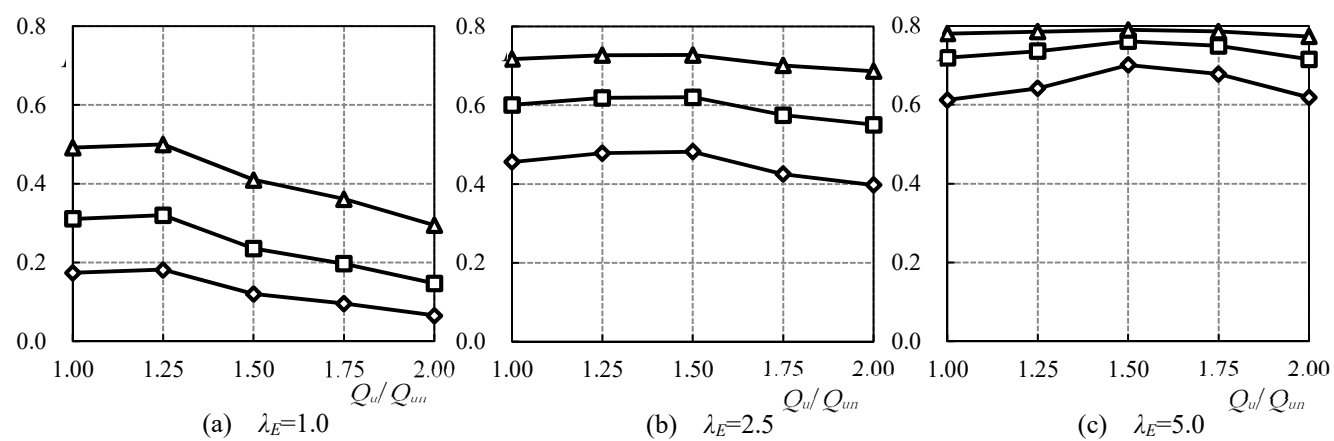


図 4.5.5 什器の違いによる転倒率の変化 (4 階モデル, 上層部)

4. 6. まとめ

本章では、鉄骨造の中低層の事務所ビルを対象とし、解析パラメータとして Q_u/Q_{um} を設定して解析モデルを作成した。地震応答解析を行い、 Q_u/Q_{um} の変化による建物への影響を、躯体および非構造材、什器に分け、地震リスク評価を用いた評価および、什器の転倒率評価を行った。得られた結論のうち、本研究にて得られた知見を示す。

- 1) 大きな地震動強さでは、建物の塑性化の影響により F_f が小さくなる。また、各層において F_f 分布の変化は小さく、各層で概ね同形状の分布となる。
- 2) Q_u/Q_{um} の増加によって、建物の変形の抑制が実現でき、変形に関する期待損失の低減が期待できる。しかし、応答加速度は増加する傾向にあるため、加速度依存の非構造材のリスクは増加する。
- 3) Q_u/Q_{um} が大きいほど加速度は増加するが、什器の転倒率に大きな影響は与えない。理由を順序に従って示すと、 Q_u/Q_{um} が大きくなるに従って、 F_f が大きくなる。 F_f が F_b を超えることにより A_{R50} が大きくなる。転倒率の閾値である A_{R50} が大きくなることによって、什器の転倒に有利に作用し、 Q_u/Q_{um} が大きくなっても転倒率への影響は小さい。

従って、期待損失と什器の転倒を並列して評価した場合、 Q_u/Q_{um} を大きくすることにより、建物そのものの耐震安全性は高めることができるが、加速度依存の非構造部材の損傷や什器の転倒による損傷は、改善できないことが確認できた。

今後の展望として、高層ビルを対象とした場合や、制振デバイスを付加した場合にも、同様の方法により、それぞれの性状を考慮した検討を行うことが可能である。特に制振デバイスを付加した場合には、その応答低減効果を検討することが可能と期待される。今後の展開として、等価線形化法や Pushover 解析（静的弾塑性荷重増分解析）を用いた応答推定による方法を検討したい。Pushover 解析を用いることで、簡便な方法で検討が行え、解析時間の短縮化が図れ、より多くの構造物の検討が可能になることが期待される。

4 章の参考文献

- [1] 日本建設業連合会：建設 BCP ガイドライン，2012.11.
- [2] 神奈川県商工労働局総務部中小企業支援課：BCP（事業継続計画）作成事例集，2013.
- [3] 金子美香，林 康裕：剛体の転倒限界と移動量に関する検討，日本建築学会構造系論文集，Vol.43B,pp.451-458,1997.3.
- [4] 金子美香：剛体の転倒率曲線の提案，日本建築学会構造系論文集，No.536，pp.55-62，2000.10
- [5] 金子美香：地震時における家具の転倒率推定方法，日本建築学会構造系論文集，NO.551，pp.61-68，2002.1
- [6] 建築研究所：地震リスク・マネジメント技術を活用した地震対策の効果検証，建築研究所建築研究資料 No.104，2006.10
- [7] 中澤祥二，東田豊彦，加藤史郎：戸建て免震住宅の地震リスクアナリシスに基づく性能評価，構造工学論文集，Vol.54B，pp.183-192，2008.3
- [8] 平野健太，中澤祥二，加藤史郎：鋼構造体育館の地震リスク評価に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.55B，pp.15-26，2009.3
- [9] 石田寛，源栄正人：地盤増幅を考慮した一様ハザードスペクトルに基づく建築構造物の地震リスク評価手法，日本建築学会大会構造系論文集，No.583，pp.23-30，2004.9
- [10] 清水友香子，源栄正人，石田寛：地震リスクにおける構造-非構造部材の寄与に着目した建築物の耐震性能評価，日本建築学会構造系論文集，No.685，pp.2125-2132，2010.12
- [11] 恒川裕史，宇佐美徹，中山信雄：三次元弾塑性応答解析を用いた地震予想最大損失率に基づく性能設計の鋼構造物への適用，日本建築学会技術報告集，vol.19，No.43，pp.843-848，2013.10
- [12] 恒川裕史，藤村勝，佐藤吉之，岡本肇：部材レベルの弾塑性応答解析を用いた地震予想最大損失率による RC 構造物の耐震性能評価，日本建築学会技術報告集，Vol.17，No.35，pp.37-42，2011.2
- [13] 更谷安紀子，長谷部裕，水谷友紀，林康裕：耐久性や劣化状況を考慮した木造住宅の地震リスク評価，日本建築学会構造系論文集，No.655，pp.1609-1615，2010.9
- [14] 公共建築協会：官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説，1996.11
- [15] 大井昌弘，水谷守，諏訪仁，吉田伸一，野畑有季，田内健次，藤原広行：木造建築群の地震損傷度評価手法の検討，防災科学技術研究所資料，第 250 号，2004.2
- [16] Federal Emergency Management Agency: HAZUS99 technical manual, 1999.

5 章 入力地震動の位相特性が一質点系構造物の応答値に与える影響について

5.1. はじめに

学校体育館等の空間構造は、大地震などの災害時に避難所として利用されるため、耐震性能に関する研究[1~5]が数多く行われている。当該建物を避難施設として利用するためには、被災後の使用性を含めその耐震性を把握する必要がある。そのため、避難施設においては構造部材の終局限界のみではなく、損傷限界、修復限界といった変形の大小に応じた性能評価指標を示すことが重要であると考えられる。既往の研究[6,7]では、桁行方向に地震動を受ける鋼構造体育館を想定し、限界変形に対応した耐震性能評価指標として、動的靱性指標 dF 値、動的構造耐震性指標 dI_s 値が提案されている。これらの指標は空間構造の耐震診断指標としても文献[8]にも紹介されている。空間構造の dF 値、 dI_s 値を算出する手法としては、時刻歴応答解析による方法が基本であるが、Pushover 解析や等価線形化法による推定方法も提案されている[9,10,11]。推定方法の精度については、時刻歴応答解析の結果と比較して算出されている。

一般的に構造設計において時刻歴応答解析を行う場合、設計用応答スペクトルに適合する模擬地震動の時刻歴波形を作成する必要がある。模擬地震動を作成する際の位相特性は、観測された地震動の位相特性や一様乱数を用いることが一般的である。しかしながら、どのような位相特性を用いて耐震性能を分析するのが望ましいかについては明確に定められてはいない。このため、入力地震動の位相特性の違いが建物の最大応答値や塑性率に与える影響に着目した研究[12,13]も行われている。しかしながら、これらの研究では、1 質点系のモデルを対象とし、バイリニア型、トリリニア型の履歴特性を用いた場合の研究が多く、学校体育館の下部構造に用いられるような細長比の大きいブレース材を対象としたスリップ型の履歴特性を扱った研究はほとんどない。また、直下型や海溝型といった位相特性の分類はなされているものの、その境界は必ずしも明快ではない。位相特性を変動させ、かつ入力地震動の応答スペクトルの大小を変動させた研究は見当たらない。前述の dF 値、 dI_s 値においては、過去に観測された記録地震動の位相特性を用いた 12 波の模擬地震動を用いて算定されたものであり、入力地震動の位相特性との関係は明らかにはされていない。位相特性の影響を分析することができれば、様々な地域に建設されている空間構造物に対して、その地域の地震の発生確率に合わせた耐震性能評価指標の計算、補強方法の策定も可能となる可能性があり、有用であると考えられる。そこで、本研究では、研究の第一段階として、桁行方向に地震入力を受ける鋼構造体育館を想定する。上部構造の剛性が高く、下部構造のブレースが主に降伏するような構造物を想定し、バイリニア型履歴やスリップ型履歴を有する 1 自由度系の応答解析を通して、入力地震動の位相特性が最大応答、 dF 値、 dI_s 値に与える影響を検討する。後述するが、 dF 値は dI_s 値を降伏層せん断力係数 C_y で除した値として定義される。 dF 値と dI_s 値の関係より、 dI_s 値は dF 値と同様な影響を受ける。したがって本稿では入力地震動の位相特性が dF 値に与える影響について述べる。入力地震動の位相特性が与える影響

の検討は、具体的には、1) 模擬地震動の位相特性を表すパラメータとして、模擬地震動の群遅延時間の標準偏差を採用し、告示の加速度応答スペクトルに適合させた模擬地震動を作成する。2) 作成した模擬地震動に対して地震動の有効継続時間 $t_{5.95}$ を算定し、群遅延時間の標準偏差との関係を確認する。3) さらに模擬地震動の特性を分析するため群遅延時間の標準偏差の違いによる、等価速度スペクトル、減衰定数による応答スペクトルの低減率について分析を行う。4) 1 質点系モデルの応答解析より、群遅延時間の標準偏差と最大応答、 dF 値の関係を分析する。

5. 2. 入力地震動

5. 2. 1. 模擬地震動の作成方法

5 章で用いる地震動について示す。構造設計で時刻歴応答解析に用いる入力地震動としては、観測地震動のほかに模擬地震動が用いられる。模擬地震動の時刻歴波形の作成方法[14]は次式のような正弦波を重ね合わせる方法（正弦波合成法）がある。

$$y(t) = e(t) \times \sum_{i=1}^N A_i \cos(\omega_i t + \phi_i) \quad (5.2.1)$$

ここで、 $e(t)$ は非定常性を与える包絡関数、 N は成分個数、 A_i 、 ω_i 、 ϕ_i は i 成分の振幅、円振動数、位相角を表す。この方法には、1) ϕ_i を一様乱数とし、地震の規模等から $e(t)$ を仮定する方法、2) $e(t) = 1.0$ とし、位相差分を用いる方法[15]、3) $e(t) = 1.0$ とし、位相角 ϕ_i を観測地震動データから求める方法[14]がある。本研究では、2) の位相差分を用いる方法を用いて入力地震動を作成する。

5. 2. 2. 位相角と群遅延時間

位相差分 $\Delta\phi$ の頻度分布が包絡関数 $e(t)$ の形状に類似している性質を利用し、 $\Delta\phi$ が $e(t)$ の形状に対応した確率密度関数に従う乱数として定めている。そこで、 i 成分の位相角 ϕ_i は次式から定める。

$$\phi_{i+1} = \phi_i + \Delta\phi_i ; \phi_1 = 0.0 \quad (5.2.2)$$

群遅延時間 t_{gr} [16] は各成分波の位相角 ϕ を円振動数 ω で微分したものとして定義される。 i 成分について離散的に t_{gr} を考えると、 i 成分の群遅延時間 $t_{gr}(\omega_i)$ は次式のように定められる。

$$t_{gr}(\omega_i) \approx \frac{\Delta\phi_i}{\Delta\omega} = \frac{\phi_{i+1} - \phi_i}{2\pi \Delta f} = \frac{\Delta\phi_i}{2\pi} T \quad (5.2.3)$$

ここで、 Δf は周波数の増分であり、継続時間 $T (= \Delta t \times N)$ の逆数である。したがって、 $\Delta\phi$ と $t_{gr}(\omega_i)$ は式(5.2.3)のような対応関係があり、 $\Delta\phi$ が 0 から 2π の間に分布するとき、 $t_{gr}(\omega_i)$ は 0 から T の間に分布する。また、 $t_{gr}(\omega_i)$ の平均値 μ_{tgr} 、標準偏差 σ_{tgr} はそれぞれの成分波群の重心位置、継続時間に対応している。既往の研究においては、 $t_{gr}(\omega_i)$ の統計量（平均値、標準偏差）を仮定し、模擬地震動を作成する方法が提案されている[17,18]。

5.2.3. 代表的な観測地震波の群遅延時間

一例として、代表的な観測地震波である El Centro NS 1940 の NS 成分 (El Centro NS 波)、神戸海洋気象台 1995 の NS 成分 (Kobe NS 波) の群遅延時間 $t_{gr}(\omega_i)$ を分析する。時間刻み $\Delta t = 0.02$ [sec] である。 $t_{gr}(\omega_i)$ を求めるにあたり、観測地震波データの前に 2500 個 (50 [sec] $= 0.02$ [sec] $\times 2500$) 分の「0」データを付加し、総データ数が 16384 個 (継続時間 327.68 [sec]) となるよう観測地震波データの後も「0」データを追加した時刻歴データを作成し、FFT を用いて各成分の位相角 ϕ 、位相差分 $\Delta\phi$ 、群遅延時間 $t_{gr}(\omega_i)$ を求める。

El Centro NS 波、Kobe NS 波における各振動数成分 ω_i の $t_{gr}(\omega_i)$ をそれぞれ図 5.2.1(a), (b) に示す。また、1.0 [Hz] ごとに区切った場合の $t_{gr}(\omega_i)$ の平均値 + 標準偏差 $\mu_{igr} + \sigma_{igr}$ 、平均値 - 標準偏差 $\mu_{igr} - \sigma_{igr}$ も同図に示す。El Centro NS 波形の σ_{igr} は 8 [sec] から 19 [sec]、Kobe NS 波形は 4 [sec] から 12 [sec] に分布しており、Kobe NS 波形の t_{gr} の方が El Centro NS 波形の t_{gr} よりばらつきが小さい。これは、Kobe NS 波形の継続時間が El Centro NS 波形の継続時間より短いことに対応している。また、各振動数成分 ω_i と t_{gr} の分布の間に明瞭な関係は見当たらない。

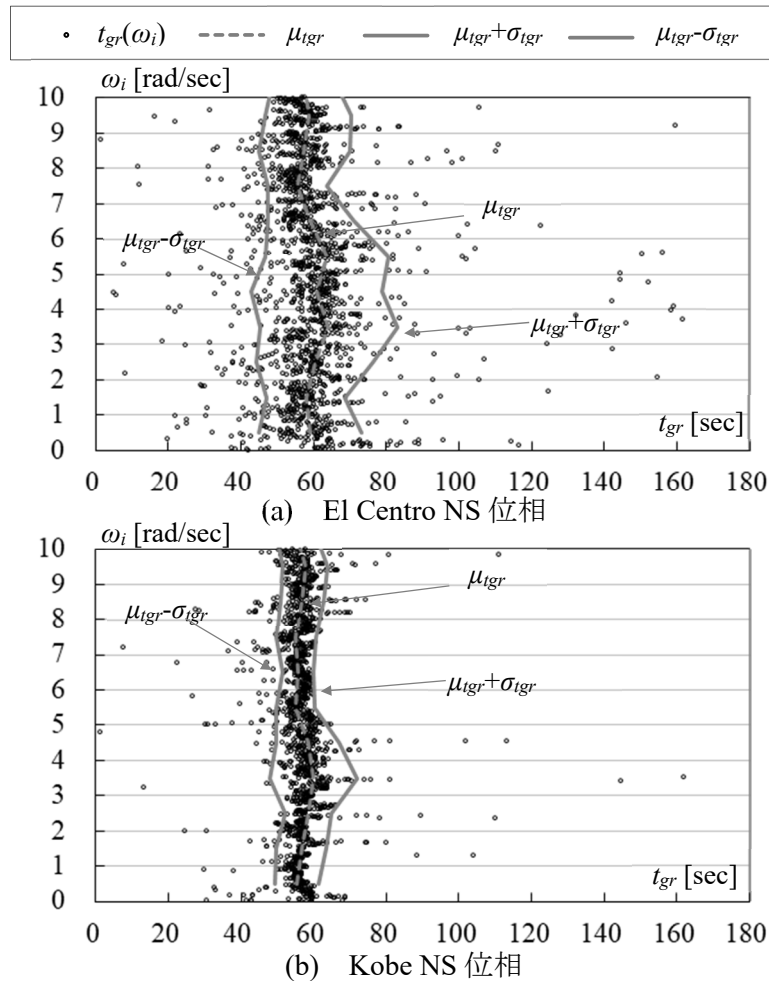


図 5.2.1 記録地震動の群遅延時間

5.2.4. 応答解析に用いる入力地震動

応答解析に用いる入力地震動は、次式の国土交通省告示スペクトル[19]に適合するように作成された模擬地震動とする。

$$S_A(T, h) = \lambda_E \times S_{AG0}(T) \times F_h(h) \quad (5.2.4)$$

ここで、 λ_E は地震動の強さを表す。国土交通省告示の損傷限界相当の地震動を $\lambda_E=1.0$ と定義し、安全限界相当の地震動を $\lambda_E=5.0$ と定義する。 $R_A(h)$ は減衰定数による加速度の低減率を表す。また、 $S_{AG0}(T)$ は減衰定数 5 [%]、損傷限界レベルにおける地表での絶対加速度応答スペクトルを表し、表層地盤による加速度の増幅特性を考慮している。 $S_{AG0}(T)$ は次式から求められる。

$$S_{AG0}(T) = \begin{cases} 96 + 900T & (0 [\text{sec}] \leq T < 0.16 [\text{sec}]) \\ 240 & (0.16 [\text{sec}] \leq T < T_B) \\ B/T & (T \geq T_B) \end{cases} \quad [\text{cm/sec}^2] \quad (5.2.5)$$

ここで、 T_B は第1種地盤で 0.576 [sec]、第2種地盤で 0.864 [sec]、第3種地盤で 1.152 [sec]である。 B/T は第1種地盤で 138.2/ T 、第2種地盤で 207.4/ T 、第3種地盤で 276.5/ T である。

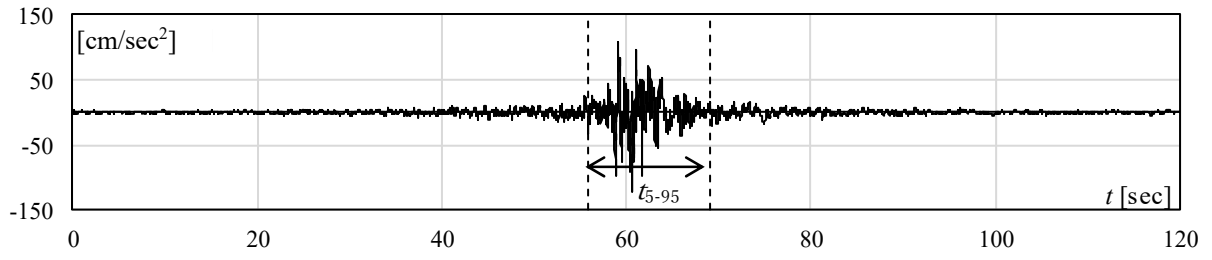
模擬地震動の位相特性は群遅延時間 t_{gr} の特性として与えるものとし、 t_{gr} の標準偏差 $\sigma_{igr} = 10$ [sec]、20 [sec]、30 [sec]となるような模擬地震動（刻み時間 $\Delta t = 0.01$ [sec]、継続時間は 327.68 [sec]）を標準偏差 σ_{igr} 毎に 12 波、計 36 波作成する。 t_{gr} の平均値 μ_{tgr} はデータの中央 163.84 [sec]とし、各成分の $t_{gr}(\omega_i)$ は正規分布に従う乱数として定める。得られた模擬地震動データの内、中心 163.84 [sec]から前後 60 [sec]ずつ取り出し、継続時間 120 [sec]の模擬地震動を作成する。

5.3. 模擬地震動の基本的性質

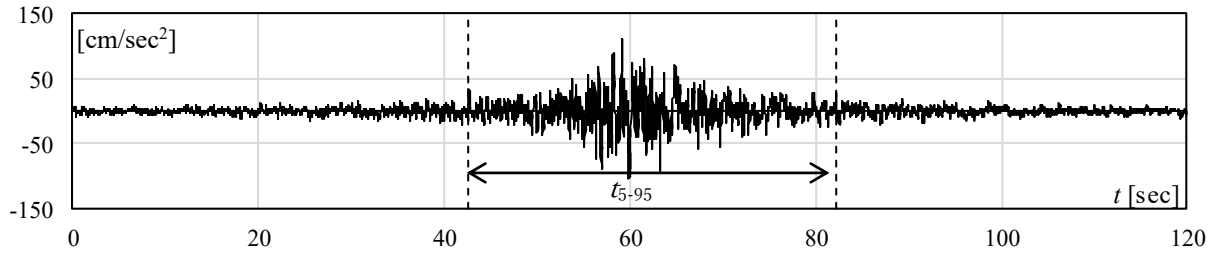
5.3.1 模擬地震動の時刻歴と最大地動加速度

3 章と重複するが，本研究で用いる模擬地震動の基本的性質を分析する。まず， t_{gr} の標準偏差 $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] として作成された損傷限界レベル ($\lambda_E = 1.0$) の模擬地震動の一例を図 5.3.1 に示す。また，図中に地震動の有効継続時間の平均値 t_{5-95} を合わせて示す。ここで， t_{5-95} は地震動パワーが 5 [%] から 95 [%] となる区間の時間であり，建物の地震動応答に影響与える継続時間としてしばしば用いられている[12]。また， $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] の模擬地震動の t_{5-95} の平均値はそれぞれ 15.83 [sec], 41.53 [sec], 66.05 [sec] である。したがって，群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} が大きくなるほど，地震動の有効継続時間 t_{5-95} が長くなることが確認できる。

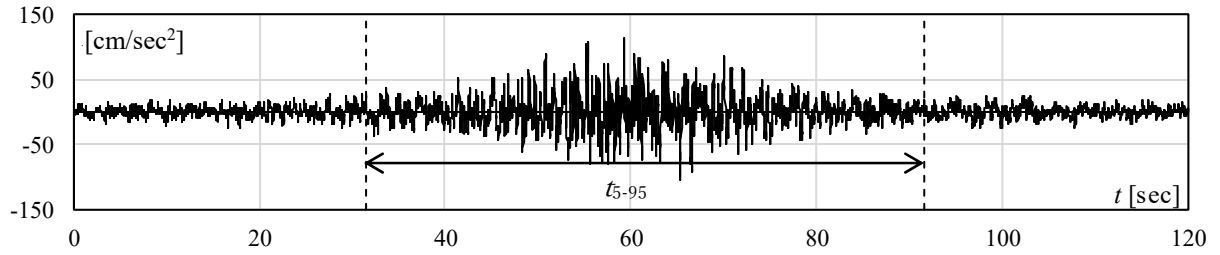
また，作成した模擬地震動の最大地動加速度 A_{max} の平均値 $\mu(A_{max})$ ，変動係数 $V(A_{max})$ ，最大値 $\max(A_{max})$ ，最小値 $\min(A_{max})$ を表 5.3.1 に示す。また，比較のために既往の研究[11]で用いられている観測地震動 12 波の位相特性を有する模擬地震動（以降「観測波」と表記）の値も同表に示す。 $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] として作成した模擬地震動の $\mu(A_{max})$ はそれぞれ 125.5 [cm/sec²], 111.4 [cm/sec²], 104.8 [cm/sec²] であり， σ_{igr} が大きいほど $\mu(A_{max})$ は小さくなることが確認できる。また， $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] との模擬地震動の A_{max} の範囲はそれぞれ 109.6 [cm/sec²] ~ 148.6 [cm/sec²], 97.8 [cm/sec²] ~ 128.9 [cm/sec²], 91.2 ~ 121.0 [cm/sec²] であり， $V(A_{max})$ はそれぞれ 0.11, 0.08, 0.07 である。 $\mu(A_{max})$ と同様に σ_{igr} が大きいほど $V(A_{max})$, $\max(A_{max})$, $\min(A_{max})$ の値も小さくなる。なお，観測波の $\mu(A_{max})$ と A_{max} の範囲は 114.6 [cm/sec²], 97.00 ~ 143.4 [cm/sec²] であることから，観測波の σ_{igr} の 12 波平均値は概ね 10 [sec] ~ 20 [sec] の間にあると予想される。



(a) $\sigma_{igr}=10$ [sec], $A_{\max} = 123.6$ [cm/sec²], $t_{9-95} = 13.2$ [sec]



(b) $\sigma_{igr}=20$ [sec], $A_{\max} = 109.6$ [cm/sec²], $t_{9-95} = 39.7$ [sec]



(c) $\sigma_{igr}=30$ [sec], $A_{\max} = 112.3$ [cm/sec²], $t_{9-95} = 60.1$ [sec]

図 5.3.1 入力地震動の時刻歴波形の例 ($\lambda_E = 1.0$)

表 5.3.1 模擬地震動の最大地動加速度 A_{\max} [cm/sec²]

		$\mu(A_{\max})$	$V(A_{\max})$	$\max(A_{\max})$	$\min(A_{\max})$
σ_{igr}	10	125.5	0.11	148.6	109.6
	20	111.4	0.08	128.9	97.82
	30	104.8	0.07	121.0	91.16
観測波		114.9	0.13	143.4	97.00

5.3.2. 絶対加速度応答スペクトルと等価速度スペクトル

群遅延時間 t_{gr} の標準偏差 $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] として作成された模擬地震動から求めた絶対加速度応答スペクトルの 12 波平均および変動係数 V を図 5.3.2(a), (b) に示す。なお, $\lambda_E=1.0$, 減衰定数 $h=5$ [%] としている。設定した σ_{igr} に関係なく, 模擬地震動の絶対加速度応答スペクトルは前述の目標スペクトルに適合していることが確認できる。また, 応答スペクトルの変動係数は $\sigma_{igr}=10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] のいずれの場合にも固有周期 $T=0.2$ [sec]~ 3.0 [sec] の範囲で 0.04 以下である。これに対して観測波に対する応答スペクトルの変動係数は $T=1.8$ [sec] 程度からやや大きくなる傾向がみられる。ただし, 観測波の変動係数の最大値は 0.06 程度であり, ばらつきは小さいといえる。 $\sigma_{igr}=10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] の模擬地震動から得られた等価速度スペクトル ($\lambda_E=1.0$, $h=10$ [%]) の 12 波平均および変動係数 V を図 5.3.2(c), (d) に示す。絶対加速度応答スペクトルと異なり, σ_{igr} が大きな模擬地震動ほど等価速度スペクトルは大きくなる傾向がある。これは, σ_{igr} が大きな模擬地震動ほど入力エネルギーが大きくなる傾向があることを意味する。また, 観測波の位相特性を有する模擬地震動から得られた等価速度スペクトルの 12 波平均は $\sigma_{igr}=20$ [sec] の模擬地震動から得られた等価速度スペクトルと同程度であることが確認できる。

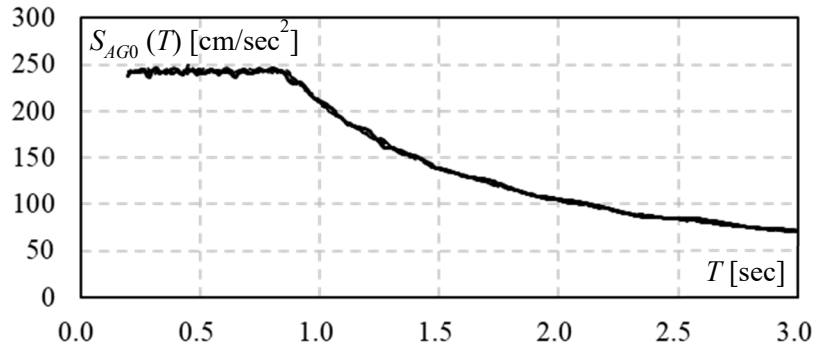
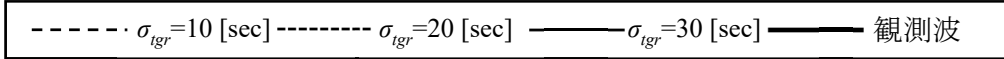


図 5.3.2(a) 絶対加速度応答スペクトル (12 波平均) ($\lambda_E = 1.0$, $h=5\%$)

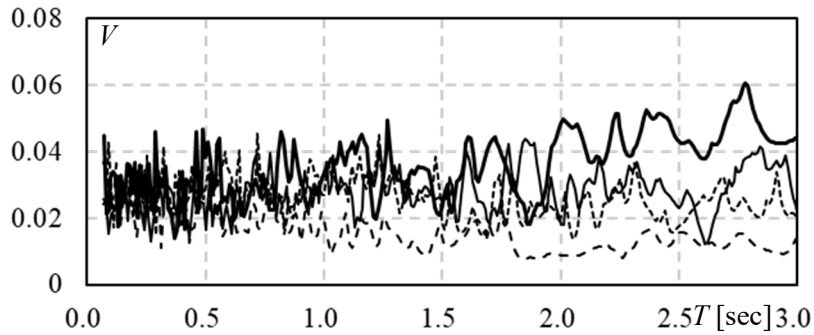


図 5.3.2(b) 絶対加速度応答スペクトルの変動係数 V ($\lambda_E = 1.0$, $h=5\%$)

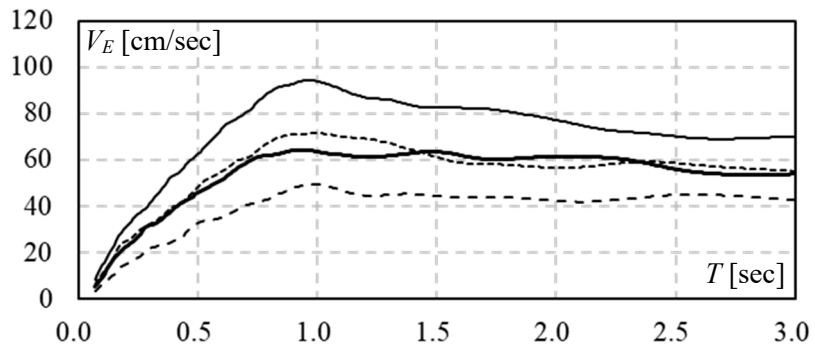


図 5.3.2(c) 等価速度応答スペクトル (12 波平均) ($\lambda_E = 1.0$, $h=5\%$)

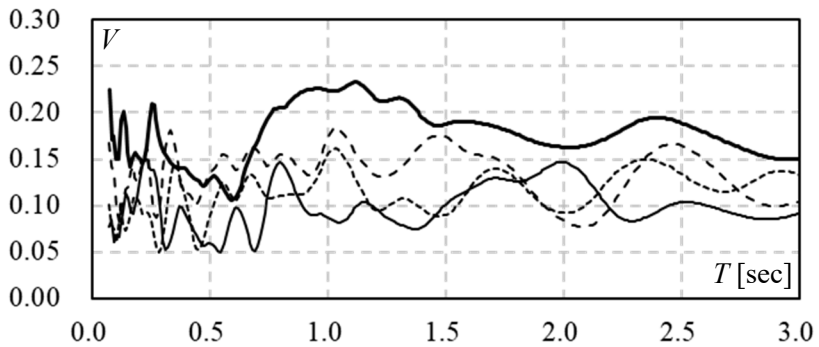


図 5.3.2(d) 等価速度応答スペクトルの変動係数 V ($\lambda_E = 1.0$, $h=5\%$)

5.3.3. 減衰定数と応答スペクトルの低減率の関係

既往の研究では、応答スペクトルを用いた等価線形化法を用いて最大応答値や動的靱性指標を推定する方法を提案している。そこで、位相特性の違いによって応答スペクトルの低減に違いがあるか、また既往の研究で用いている代表的な観測地震動を位相特性とする模擬地震動が群遅延時間の位相特性のどの値に対応するかを調べるため、減衰定数と応答スペクトルの低減率の関係を分析した。 $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec]の模擬地震動に対して、減衰定数 h と応答スペクトルの低減率 R_A の平均値 μ_{RA} と平均値+標準偏差 $\mu_{RA} + \sigma_{RA}$ の関係を図 5.3.3 に示す。なお、 R_A は減衰定数による固有周期 0.2 [sec] から 3.0 [sec] までの絶対加速度スペクトルの低減率の平均値であり、 12 波の模擬地震動に対する R_A の平均値を図 5.3.3(a) に示している。

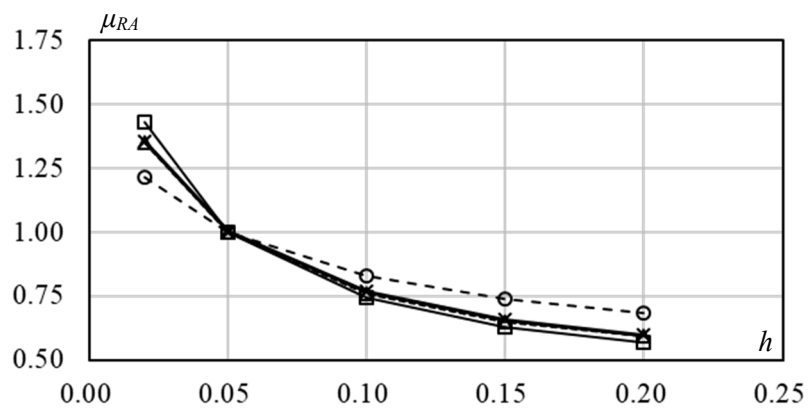
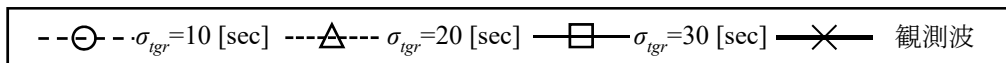
$h = 2$ [%]における $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec]の応答スペクトルの低減率の平均値 μ_{RA} はそれぞれ 1.22 , 1.35 , 1.43 となる。また $h = 10$ [%]における $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] の模擬地震動の応答スペクトルの低減率の平均値 μ_{RA} はそれぞれ 0.83 , 0.76 , 0.74 となる。 σ_{igr} の値が大きいほど減衰定数 h による μ_{RA} の変動は大きくなる傾向にある。図 5.3.3(b) に示す $\mu_{RA} + \sigma_{RA}$ においても同様の性質を示している。観測波の応答スペクトルの低減率の平均値 μ_{RA} および平均値+標準偏差 $\mu_{RA} + \sigma_{RA}$ は $\sigma_{igr} = 20$ [sec] の値に概ね一致する。

初期減衰定数 h_0 における応答スペクトル値が減衰定数 h に対して低減する割合を予測するものとし、固有周期 0.2 [sec] $\leq T \leq 3.0$ [sec] の範囲において、実地震動 31 波、BCJ-L2 地震動に対して以下の様な近似式が提案されている[20,21]。

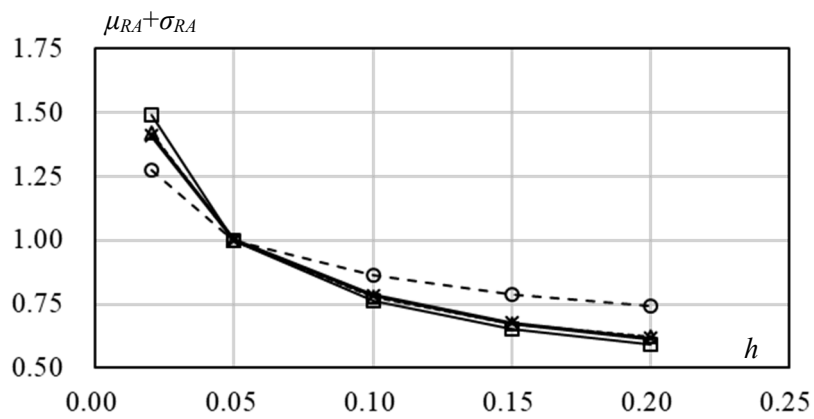
$$D_h = \sqrt{\frac{1 + \alpha h_0}{1 + \alpha h}} \quad (5.3.1)$$

ここで、 α の値は使用する地震波によって値が異なり、実地震動 31 波、BCJ-L2 地震動に対してはそれぞれ $\alpha = 25$, 75 が推奨されている。また、応答予測のばらつきを考慮して、実地震動と BCJ-L2 地震動でそれぞれ $\alpha = 10$ と 40 とし、応答低減効果を少なめ（安全側）に評価しているものもある[21]。

図 5.3.4 に $\sigma_{igr} = 10$ [sec], $\sigma_{igr} = 20$ [sec], $\sigma_{igr} = 30$ [sec] から得られた模擬地震動の低減率の平均値 μ_{RA} とそれぞれ式(6)の α を変化させながら計算した D_h の関係を示す。図 5.3.4 より、 $\sigma_{igr} = 10$ [sec], $\sigma_{igr} = 20$ [sec], $\sigma_{igr} = 30$ [sec] から得られた模擬地震動の $\mu(R_A)$ は式(6)の α を 15 , 45 , 65 とした場合に概ね対応することが確認できる。文献[21]に示されている $\alpha = 10$, 25 , 40 , 75 として D_h を算定すると、いずれの場合においても $h > 5$ [%] もしくは $h < 5$ [%] において $1 \sim 2$ 割程度値が異なる。



(a) 平均値 (μ_{RA})



(b) 平均値+標準偏差 ($\mu_{RA} + \sigma_{RA}$)

図 5.3.3 応答スペクトルの低減率

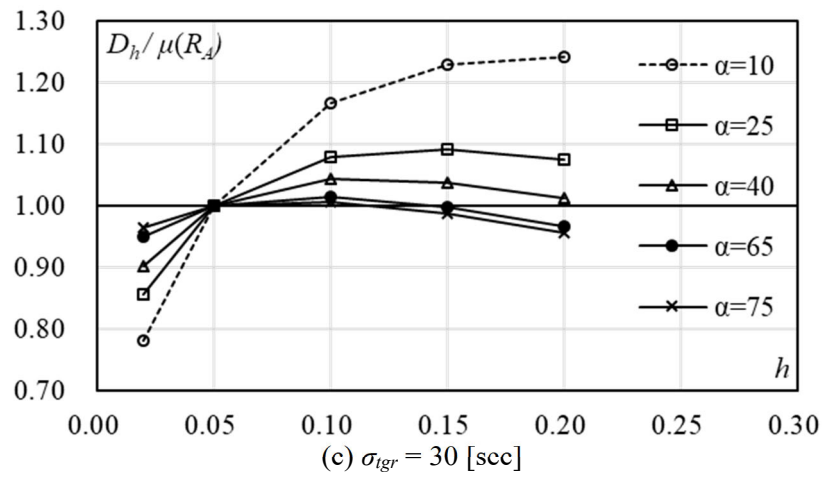
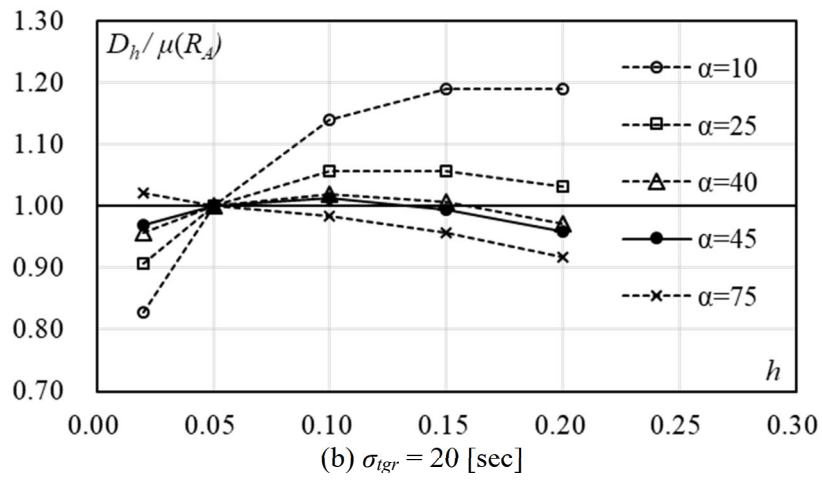
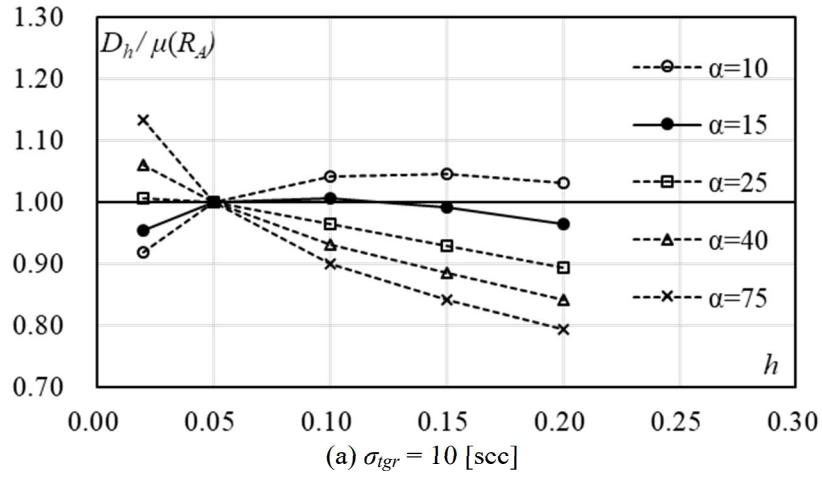


図 5.3.4 D_h と RA の関係

5.4. 1 質点系モデルの最大応答

5.4.1. 解析モデル

入力地震動の位相特性が最大応答に与える影響を分析するために、文献[11]の1質点系モデルを最初に分析する。このモデル(図5.4.1)は、桁行き方向に地震動入力を受ける体育館や工場などを想定したものであり、上部屋根構造の耐力や剛性が十分に高く地震時に剛体に変形し、かつ、下部構造のブレースが主に降伏するような構造を想定している。

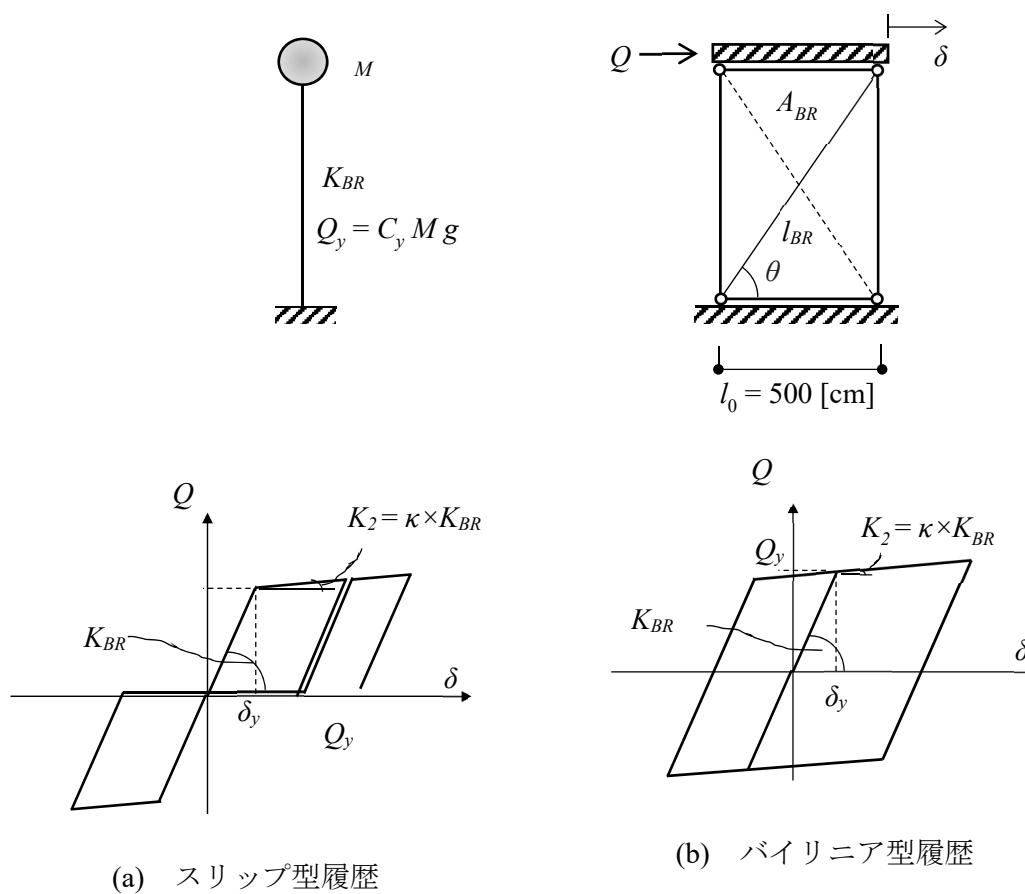


図 5.4.1 1 質点系モデル，履歴モデル

5.4.2. 解析パラメータ

ブレースのヤング係数は $E=205,000$ [N/mm²], 降伏応力度は $\sigma_y=235$ [N/mm²]とする。

1 質点系の降伏層せん断力 Q_y および弾性時のせん断剛性 K_{BR} はブレース 1 本の断面積 A_{BR} と取り付け角度 θ を用いて次式のように表される。

$$Q_y = \beta A_{BR} \sigma_y \cos \theta \quad (5.4.1)$$

$$K_{BR} = \beta \frac{E A_{BR}}{l_0} \cos^3 \theta \quad (5.4.2)$$

ここで, l_0 はブレース構面の幅を表し, $l_0=500$ [cm]とする。 β は履歴モデルに依存する係数であり, 1) X型に配置される引張ブレースのスリップ型履歴の場合には $\beta=1$ とし, 2) たすき掛け配置となることが多い座屈拘束ブレース等のバイリニア型履歴の場合には $\beta=2$ を採用する。ここで, ブレースの降伏層せん断力係数を C_y , 弾性時の固有周期 (初期固有周期) T_0 は次式で表される。

$$Q_y = C_y M g \quad (5.4.3)$$

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{BR}}} \quad (5.4.4)$$

なお, $g=9.8$ [m/sec²]は重力加速度を表す。式(5.4.1)~式(5.4.4)より, C_y と T_0 を設定し, 次式から $\cos \theta$ を求め, A_{BR} , K_{BR} を決定する。

$$\cos \theta = \frac{2\pi}{T_0} \sqrt{\frac{l_0 \sigma_y}{E g C_y}} \quad (5.4.5)$$

既往の研究[6,7,11]より, 降伏せん断力係数 C_y が動的靱性指標に与える影響は小さいことが知られており, 本研究では, 解析パラメータとして, (1) 降伏層せん断力係数 C_y (0.3, 0.5), (2) 初期固有周期 T_0 (0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 0.45, 0.5 [sec]), (3) ブレースの限界塑性率 μ_{cr} (2, 4, 6, 8, 10, 12), (4) ブレースの履歴 (バイリニア型履歴, スリップ型履歴) とする。また, ブレース構面の 2 次剛性比 κ は初期剛性の 1/100 倍, 初期固有周期 T_0 に対して 2 [%]の減衰定数を仮定する。1 質点系の重量 $M g$ は文献[11]と同じ 427.8 [kN]と仮定する。

5.4.3. 最大塑性率

本節では、初期固有周期 $T_0=0.4$ [sec] の 1 質点系に注目し、地震動強さ λ_E と最大塑性率 μ_{\max} の関係の分析を行う。弾塑性地震応答解析を行うにあたり、数値積分法には Newmark- β 法 ($\beta=1/4$, $\Delta t=0.0005$ [sec]) を採用する。

バイリニア型履歴 ($C_y=0.3$) の場合の λ_E と最大塑性率 μ_{\max} の 12 波平均値の関係を図 5.4.2(a) に示し、スリップ型履歴 ($C_y=0.5$) の場合の結果を図 5.4.2(b) に示す。図中には、 $\sigma_{igr}=10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] および観測波による模擬地震動の結果が示されている。バイリニア型履歴 ($C_y=0.3$) の場合、 $\sigma_{igr}=10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] に対する λ_E と最大塑性率 μ_{\max} の 12 波平均の関係は $\lambda_E=4.0$ 以下では概ね等しく、 $\lambda_E=4.0$ 以上では $\sigma_{igr}=30$ [sec] に比べて $\sigma_{igr}=10$ [sec], 20 [sec] の最大塑性率がわずかに大きくなる傾向がある。一方、スリップ型履歴 ($C_y=0.5$) の場合には、 σ_{igr} が大きいほど最大塑性率 μ_{\max} の 12 波平均は大きくなる傾向があることが確認できる。

最大塑性率の変動性を分析するために、 $\lambda_E=5.0$ の地震動に対する最大塑性率 μ_{\max} の変動係数を表 5.4.1 に示す。バイリニア型履歴において、 $\sigma_{igr}=10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] の地震動に対する μ_{\max} の変動係数は 0.28, 0.32, 0.17 となり、 $\sigma_{igr}=30$ [sec] の地震動に対する変動係数がやや小さい結果となる。観測波による μ_{\max} の変動係数は 0.25 であり、 $\sigma_{igr}=10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] の地震動の結果と大きな違いはない。スリップ履歴の場合、バイリニア型履歴に比べて変動係数が小さくなる傾向があり、 σ_{igr} が大きいほど変動係数が小さくなる傾向がある。

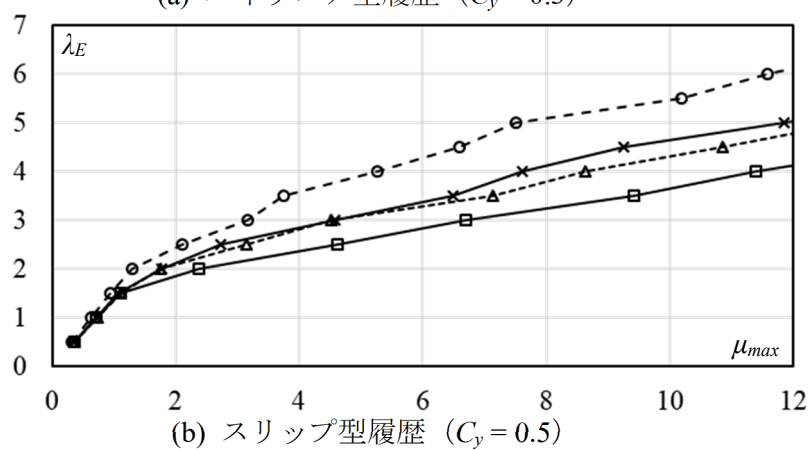
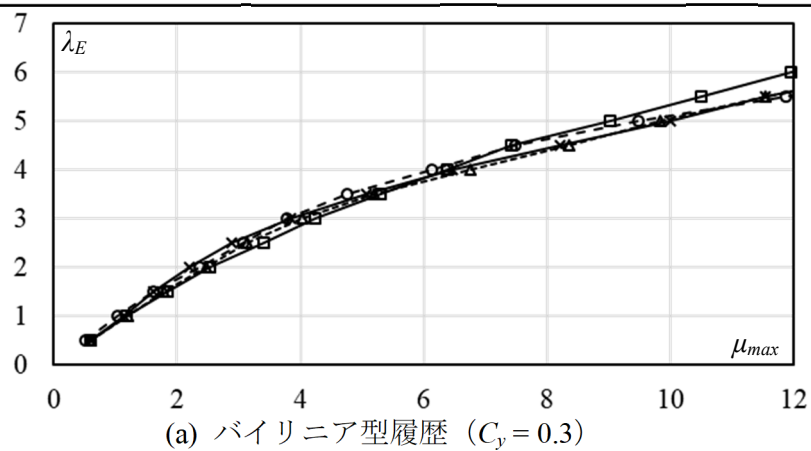
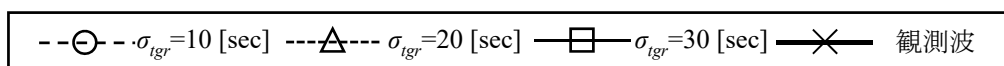


図 5.4.2 λ_E と最大塑性率 μ_{\max} の平均値の関係

表 5.4.1 最大塑性率 μ_{\max} の変動係数 ($\lambda_E = 5.0$)

履歴モデル	σ_{igr}			観測波
	10	20	30	
バイリニア型履歴	0.28	0.32	0.17	0.25
スリップ型履歴	0.24	0.19	0.16	0.22

5.4.4. 入力エネルギー

5.3.2 節で述べたように、模擬地震動の σ_{igr} が大きくなるほど、応答スペクトルが同じであっても等価速度スペクトルや総入力エネルギーが大きくなる傾向がある。一方、5.4.3 節では、バイリニア型履歴の場合、スリップ型履歴と比べると模擬地震動の σ_{igr} に関係なく最大塑性率 μ_{max} はほとんど変わらない結果となっている。(ただし、影響はある)そこで、地震動強さ λ_E と次式で定義する等価履歴ループ数 N の関係を分析する。

$$N = \frac{\eta}{4(\mu_{max} - 1)}, \quad \eta = \frac{W_p}{Q_y \delta_y}, \quad Q_y = C_y M g (1 - \kappa) \quad (5.4.6)$$

ここで、 W_p は塑性吸収エネルギー、 δ_y は降伏変位、塑性変形倍率 η である。なお、免震構造設計指針[22]を参照すると、 $N=2$ 程度の値となることが予想される。

図 5.4.3 に λ_E と N の平均値の関係を示す。図中には、 $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] および観測波から得られた模擬地震動の結果が示されている。対象とする 1 質点系の 2 次剛性比 $\kappa = 0.01$ であり比較的小さい値であるため、変形が偏る傾向にある。このため、 N の値は小さくなる傾向がある。図 5.4.3 より、 $\sigma_{igr} = 10$ [sec] の模擬地震動の N の平均は $\lambda_E = 3.0$ 以上ではほぼ 1.0 程度となる。 $\sigma_{igr} = 20$ [sec] および $\sigma_{igr} = 30$ [sec] の模擬地震動の N の平均は $\lambda_E = 2.0$ 以上で線形的に増加する。 $\lambda_E = 5.0$ では $\sigma_{igr} = 20$ [sec], 30 [sec] の模擬地震動の N の平均はそれぞれ 2.3, 4.0 程度となり、ともに 2.0 を上回っている。 σ_{igr} が大きいほど N の平均は大きくなる傾向があること、 λ_E によって N の値が変化することが確認できる。

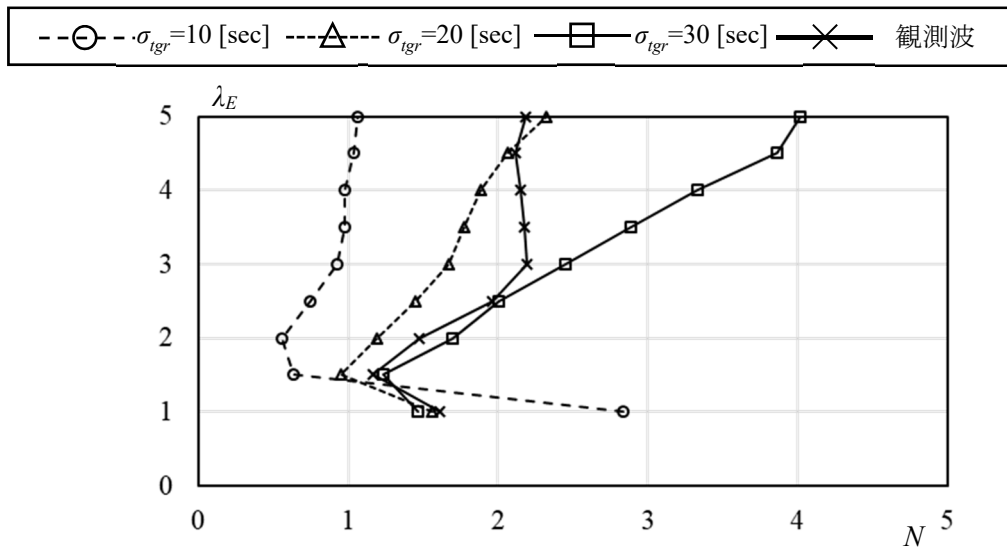


図 5.4.3 λ_E と等価履歴ループ数 N の平均値の関係

5.5. 1 自由度系の動的靱性指標，動的耐震性能指標

5.5.1. 動的靱性指標と動的耐震性能指標の定義

弾塑性地震応答解析の結果に基づいて，動的靱性指標 ${}_dF$ ，動的構造耐震指標 ${}_dI_s$ を計算する[11]。まず，損傷限界レベルの地震動（地震動強さ $\lambda_E=1.0$ ）に対する弾性地震応答解析から層せん断力係数 C_0 を求める。 λ_E を徐々に増加させながら，当該構造物が想定した限界変形に達するときの地震動強さ λ_E^{cr} を弾塑性地震応答解析より求める。なお，限界変形の与え方については後述する。 λ_E^{cr} に対する弾性地震応答解析の層せん断力係数 C_{E0} は次式のように求められる。

$$C_{E0} = \lambda_E^{cr} \cdot C_0 \equiv {}_dI_s \quad (5.5.1)$$

ここで， C_{E0} を動的構造耐震指標 ${}_dI_s$ と定める。また，降伏層せん断力係数を C_y とし，式(5.5.2)で表される値を動的靱性指標 ${}_dF$ と呼び，耐震診断等で用いる靱性指標と区別する。

$${}_dF = {}_dI_s / C_y = \lambda_E^{cr} \cdot C_0 / C_y \quad (5.5.2)$$

5.5.2 動的靱性指標 ${}_dF$ の算定

${}_dF$ 値の算定では，まず，地震動強さ λ_E を損傷限界レベルの 0.5 倍，1.0 倍，1.5 倍，... と漸増させながら弾塑性地震応答解析を行い，ブレースの最大塑性率 μ_{\max} を計算する。ブレース構面の限界変形を δ_y ，ブレース構面の正方向最大水平変形を δ_{\max}^+ と負方向の最大水平変形を δ_{\max}^- とすると， μ_{\max} は次式で定義される。

$$\mu_{\max} = \delta_{\max} / \delta_y, \quad \delta_{\max} = \max(|\delta_{\max}^+|, |\delta_{\max}^-|) \quad (5.5.3)$$

本研究では，計算された μ_{\max} と限界塑性率 μ_{cr} を比較し， μ_{cr} に対応する地震動強さ（限界地震動強さ） λ_E^{cr} を算定する。詳しい計算方法は文献[11]を参照されたい。また， ${}_dF$ 値は各地震動により異なるため，5.2.4 節で述べた 12 波の模擬地震動に対して得られる ${}_dF$ 値の平均値を特性値として分析を進める。

5.5.3. 動的靱性指標

バイリニア型履歴を有する 1 質点系 ($C_y=0.3$) に対して, 群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} = 10 [sec], 20 [sec], 30 [sec] の模擬地震動を入力した場合の動的靱性指標の 12 波平均値と限界塑性率の関係を図 5.5.1 に示す。まず, 既往の研究[11]においては, T_0 が大きいほど dF 値も大きくなることが指摘されている。本論文においては, $\sigma_{igr} = 20$ [sec] の模擬地震動を入力した場合における $C_y = 0.3$, $T_0 = 0.45$ [sec] の dF 値に比べて $C_y = 0.3$, $T_0 = 0.40$ [sec] の dF 値が大きくなる例が一部に見られるが T_0 が大きいほど dF 値も大きくなることが確認できる。続いて, 群遅延時間の標準偏差による影響を確認するため, $C_y=0.3$, 周期 $T_0=0.45$ [sec] に注目すると, $\sigma_{igr}=10$ [sec] の模擬地震動を入力した場合, $\mu_{cr}=2, 4, 12$ に対する dF 値はそれぞれ 1.99, 3.04, 4.47 である。 $\sigma_{igr}=20$ [sec] の模擬地震動を入力した場合, $\mu_{cr}=2, 4, 12$ に対する dF 値はそれぞれ 2.03, 3.30, 6.48 である。 $\sigma_{igr}=30$ [sec] の模擬地震動を入力した場合, $\mu_{cr}=2, 4, 12$ に対する dF 値はそれぞれ 2.11, 3.54, 7.99 である。 σ_{igr} が大きいほど dF 値が大きくなるケースがあるものの, $C_y=0.3$, 周期 $T_0=0.25$ [sec], 0.30 [sec] の場合においては, $\sigma_{igr}=20$ [sec] のほうが $\sigma_{igr}=30$ [sec] より大きくなる。ただし, それ以外のケースにおいては, σ_{igr} が大きいほど dF 値は大きくなる。しかし, 各ケースともに dF 値に顕著な違いは確認できない。バイリニア型履歴を有する 1 質点系の dF 値の変動係数 V と限界塑性率 μ_{cr} の関係を図 5.5.2 に示す。 $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] の模擬地震動を入力した場合の dF 値の変動係数は 0.11 ~ 0.19, 0.09 ~ 0.19, 0.08 ~ 0.14 であり, σ_{igr} に関係なく dF 値はばらつくことが確認できる。

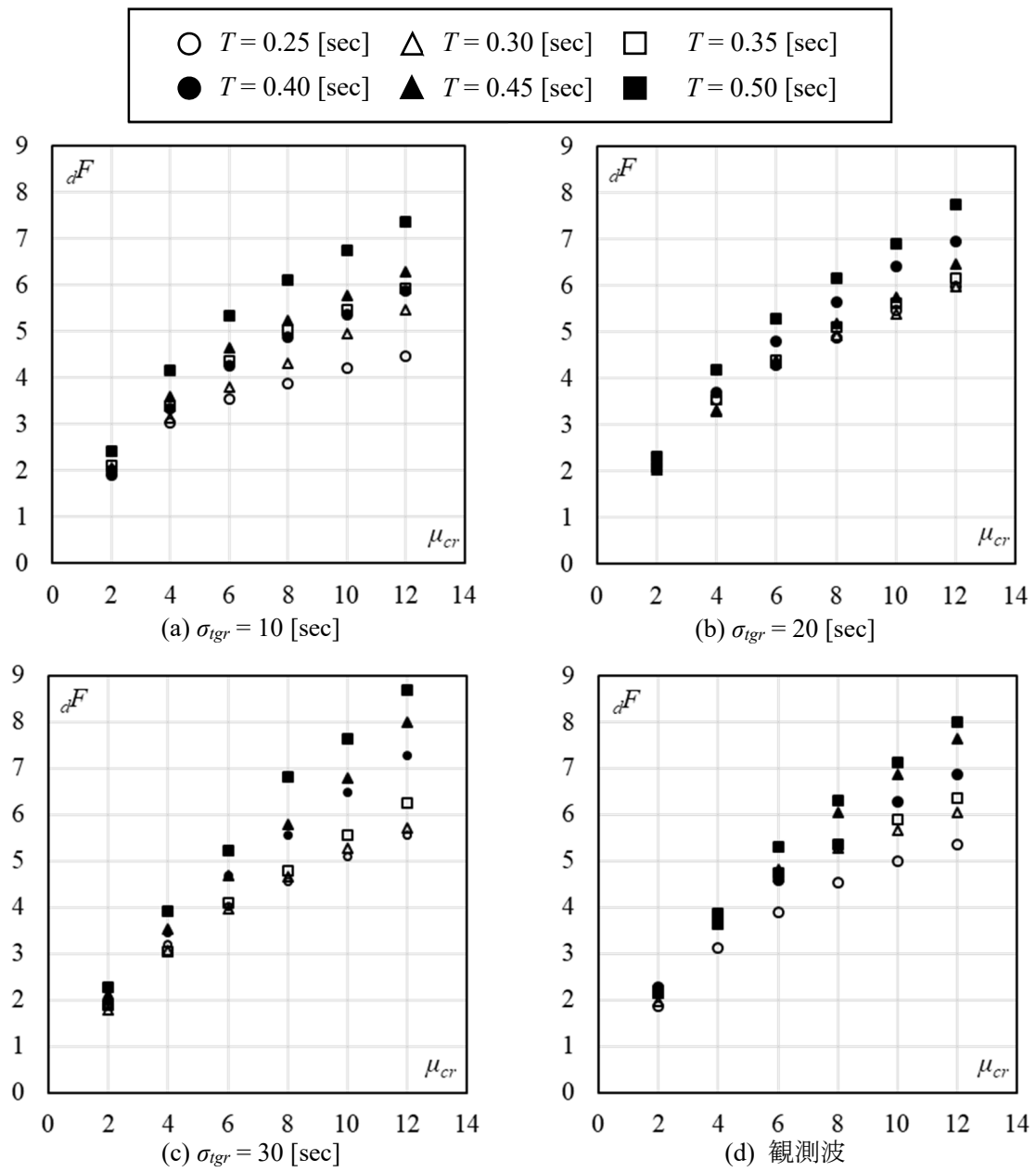


図 5.5.1 動的靱性指標と限界塑性率の関係 (バイリニア型履歴)

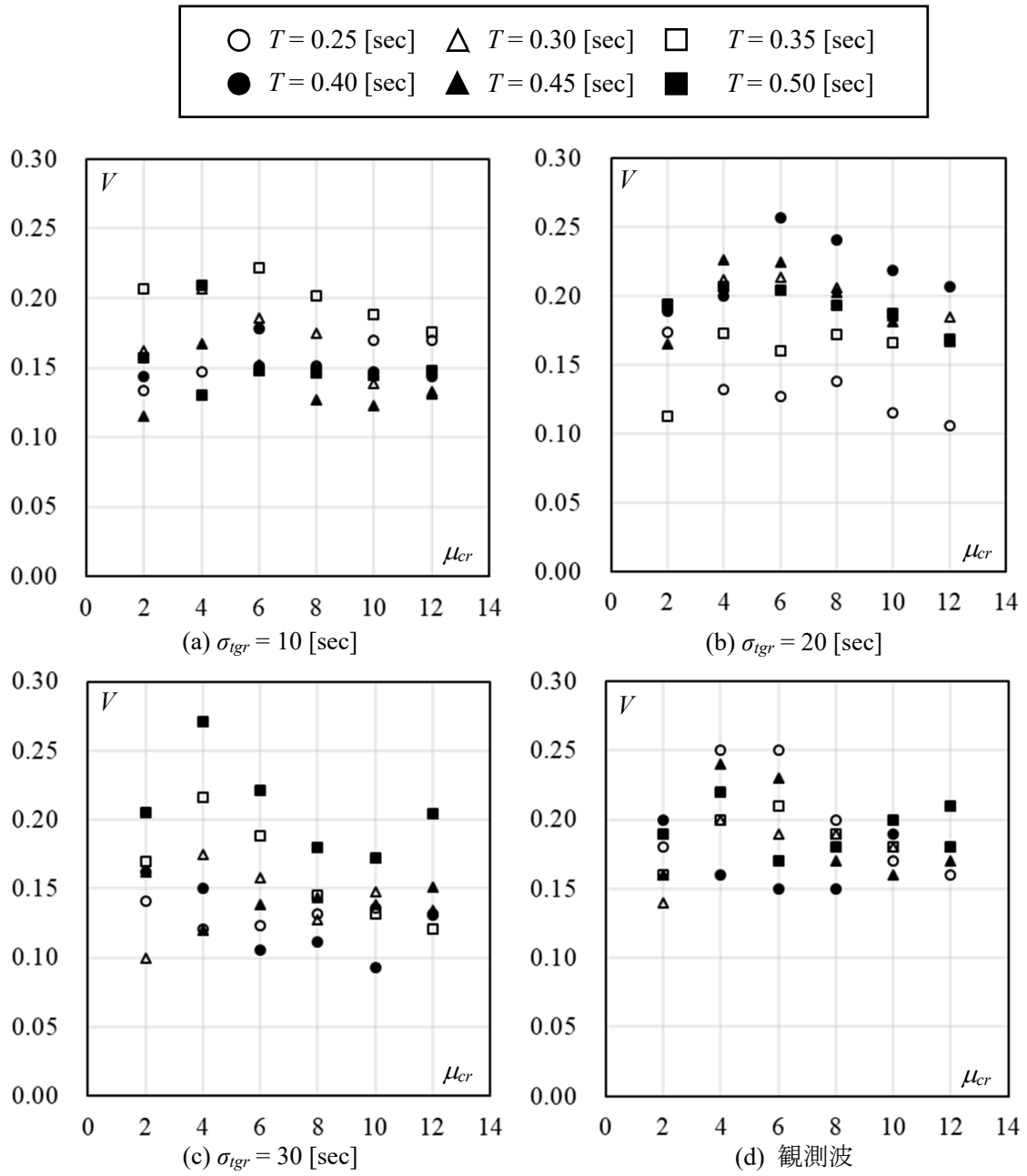


図 5.5.2 動的靱性指標の変動係数と限界塑性率の関係（バイリニア型履歴）

スリップ型履歴を有する 1 質点系 ($C_y = 0.3$) に対して、群遅延時間の標準偏差 $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] の模擬地震動を入力した場合の動的靱性指標の 12 波平均値と限界塑性率の関係を図 5.5.3 に示す。バイリニア型履歴の場合と同様に T_0 が大きいほど dF 値も大きくなる傾向が確認できる。群遅延時間の標準偏差による影響を確認するため $C_y = 0.5, T_0 = 0.25$ [sec] に注目すると、 $\sigma_{igr} = 10$ [sec] の模擬地震動を入力した場合、 $\mu_{cr} = 2, 4, 12$ に対する dF 値はそれぞれ 1.62, 2.00, 2.87 である。 $\sigma_{igr} = 20$ [sec] の模擬地震動を入力した場合の $\mu_{cr} = 2, 4, 12$ に対する dF 値はそれぞれ 1.53, 1.77, 2.50、 $\sigma_{igr} = 30$ [sec] の模擬地震動を入力した場合、 $\mu_{cr} = 2, 4, 12$ に対する dF 値はそれぞれ 1.35, 1.57, 2.23 である。 σ_{igr} が大きいほど dF 値は小さくなる。また、 $T_0 = 0.25$ [sec] 以外でも σ_{igr} が大きいほど dF 値は小さくなる傾向がある。スリップ型履歴を有する 1 質点系の dF 値の変動係数 V と限界塑性率 μ_{cr} の関係を図 5.5.4 に示す。 $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] の模擬地震動を入力した場合の dF 値の変動係数は 0.12~0.22, 0.11~0.23, 0.10~0.27 であり、変動係数は σ_{igr} に影響されない。

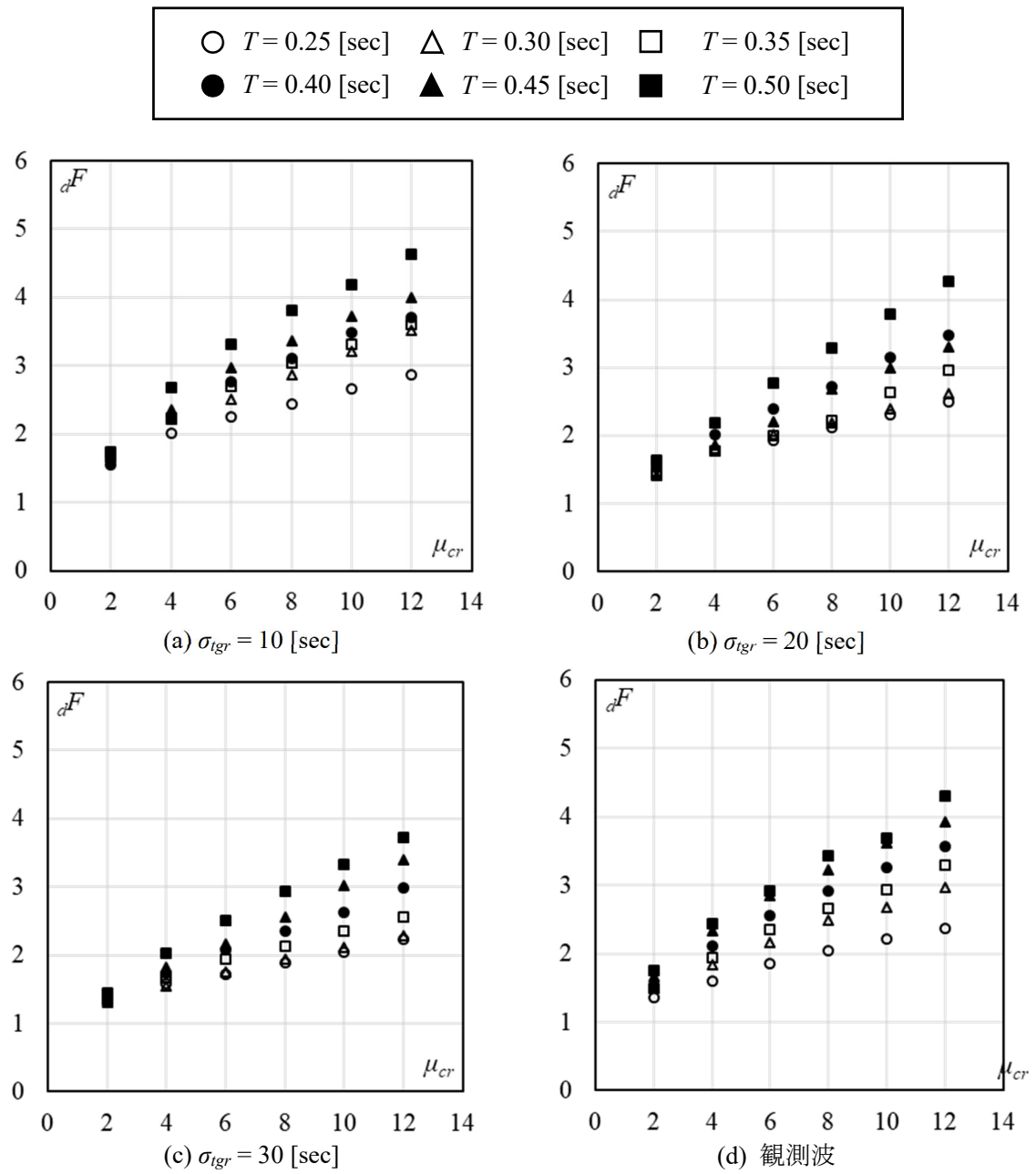


図 5.5.3 動的靱性指標と限界塑性率の関係（スリップ型履歴）

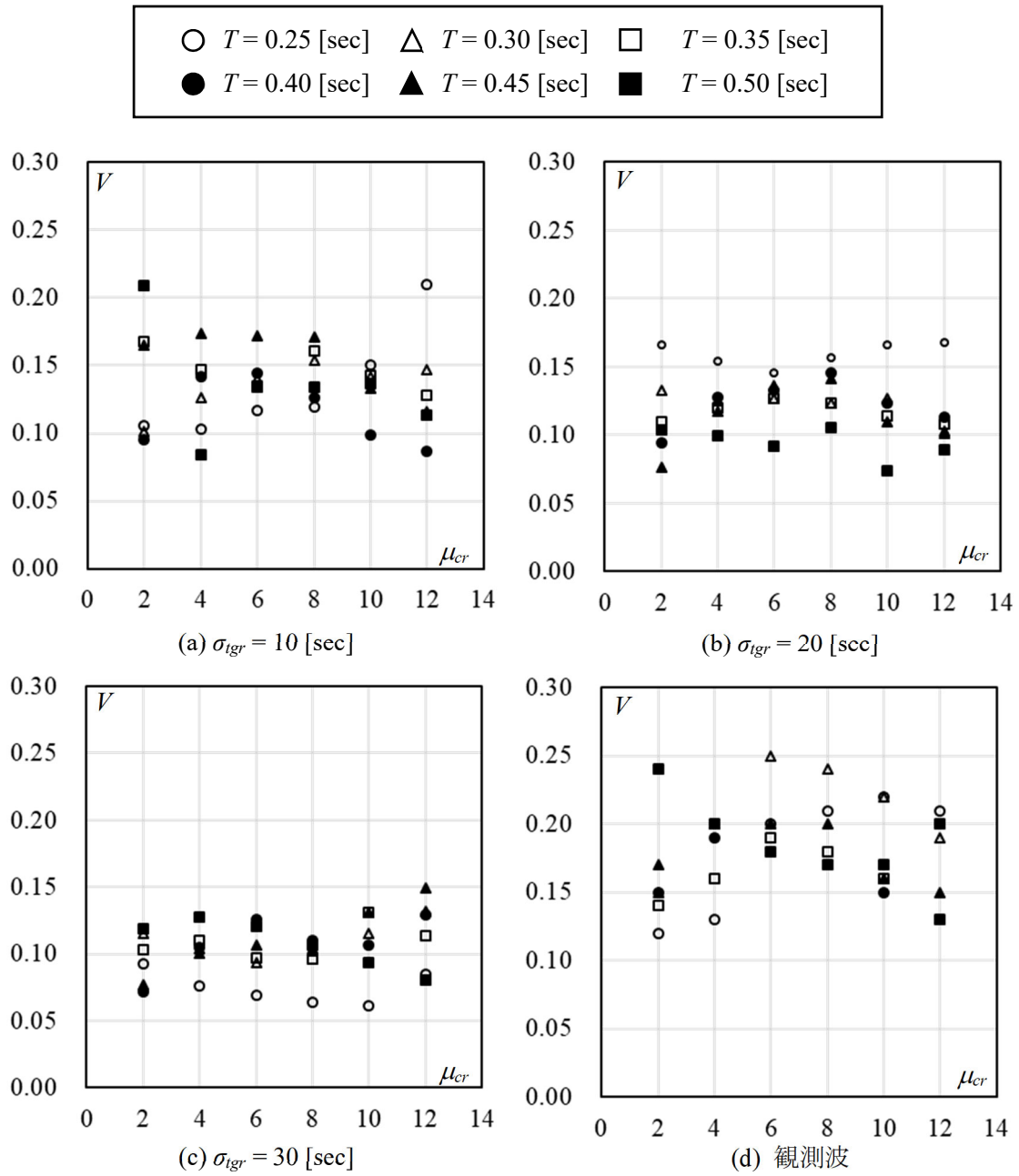


図 5.5.4 動的靱性指標の変動係数と限界塑性率の関係（スリップ型履歴）

5.6. まとめ

本研究では、桁行方向に地震入力を受ける鋼構造体育館を想定した 1 自由度系モデルを用い、群遅延時間 t_{gr} の標準偏差 σ_{igr} の異なる模擬地震動の違いが 1 自由度系の最大変位や動的靱性指標 dF 値に与える影響を検討した。

本研究で用いる模擬地震動の条件は σ_{igr} の違いによらず 1) 目標加速度応答スペクトルを減衰定数 $h = 5$ [%] の国土交通省告示スペクトルに固定していること、2) 地震動の継続時間を 120 [sec] と一定にしていることである。解析パラメータとして、(1) 降伏層せん断力係数 C_y (0.3, 0.5), (2) 初期固有周期 T_0 (0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 0.45, 0.5 [sec]), (3) ブレースの限界塑性率 μ_{cr} (2, 4, 6, 8, 10, 12), (4) ブレースの履歴 (バイリニア型履歴, スリップ型履歴) として検討を行った。得られた結果および知見を示す。

- 1) 加速度応答スペクトルを固定した場合、バイリニア型履歴 ($C_y = 0.3$) の場合、 μ_{max} の 12 波平均は、 $\lambda_E = 4.0$ 以下では σ_{igr} の値に関係なく概ね等しく、 $\lambda_E = 4.0$ 以上では $\sigma_{igr} = 30$ [sec] に比べて $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec] の方がわずかに大きくなる程度である。そのため、バイリニア型履歴の場合、群遅延時間の標準偏差による最大応答値への影響は少ないと考えられる。ただし、バイリニア型履歴の場合、 σ_{igr} が大きくなるほど等価履歴ループ数 N が大きくなる傾向を示す。一方、スリップ型履歴 ($C_y = 0.5$) において σ_{igr} が大きいほど最大塑性率 μ_{max} の 12 波平均は大きくなる傾向がある。
- 2) バイリニア型履歴に対して、加速度応答スペクトルを固定した $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] の模擬地震動を入力した場合の動的靱性指標 dF 値は σ_{igr} が増加した場合やや増加するものの、 σ_{igr} による顕著な違いは確認できない。これは、バイリニア型履歴の場合最大変形と σ_{igr} に明確な関係が見られないためである。また、既往の研究[11]による観測波を用いて算定した dF 値と概ね一致することが確認できた。
- 3) スリップ型履歴に対して、加速度応答スペクトルを固定した $\sigma_{igr} = 10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] の模擬地震動を入力した場合、 σ_{igr} が大きいほど dF 値は小さくなる傾向がある。これは、 σ_{igr} が大きいほどスリップ型履歴の最大変形が大きくなることに起因する。一部例外があるものの、 σ_{igr} の値に関係なく、 T_0 が大きいほど dF 値も大きくなる傾向にある。既往の研究[11]による観測波を用いて算定した dF 値は、 $\sigma_{igr} = 20$ [sec], 30 [sec] の模擬地震動による dF 値の概ね中間的な値を示すことが確認できた。
- 4) 上記 1)～3)より、バイリニア型履歴の場合、多少の影響はあるものの顕著な影響は見られなかった。一方、学校体育館の下部構造に用いられるような細長比の大きいブレース材を対象としたスリップ型の特性を有する場合には、最大変位、動的靱性指標 dF ともに影響がみられた。

5 章の参考文献

- [1] 石川浩一郎，田村公一：多雪地に建つ大スパン屋根構造における梁間方向の地震荷重伝達性能，日本建築学会構造系論文集，No.560，pp.125-131，2002.10
- [2] 加藤史郎，高鑫，山下哲郎，石川浩一郎：円筒状屋根構造における屋根面ブレースと妻面ブレースの耐震性能上の役割に関するエネルギー的考察，鋼構造論文集，Vol.44，pp.83-96，2004.12
- [3] 竹内徹，小河利行，鈴木達人，熊谷知彦，山形智香：立体トラス架構の損傷制御設計に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.51B，pp.31-37，2005.3
- [4] 中澤祥二，立道郁生，嶋登志夫，加藤史郎，平野健太：体育館・工場など空間構造物の地震リスク評価に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.53B，pp.227-237，2007.3
- [5] 日本建築学会：空間構造の動的挙動と耐震設計，2006.3
- [6] 加藤史郎，中澤祥二，大家貴徳，柏井恭平：弾塑性地震応答解析に基づく体育館等のブレースの動的靱性指標の検討，日本建築学会構造系論文集，No.647，pp.129 - 135，2010.1
- [7] 大家貴徳，中澤祥二，柏井恭平，加藤史郎：弾塑性地震応答解析に基づく体育館の耐震性能評価-桁面ブレースの動的靱性指標と必要耐力に関する検討-，構造工学論文集，Vol.56B，pp.469-480，2010.3
- [8] 日本建築学会：ラチスシェル屋根構造設計指針，2016.11
- [9] 中澤祥二，柳澤利昌，加藤史郎：Pushover 解析に基づく鋼構造体育館の動的靱性指標の評価，日本建築学会構造系論文集，No.683，pp.111-118，2013.1
- [10] 中澤祥二，柏井恭平，大家貴徳，加藤史郎：エネルギー法に基づく体育館等の桁面ブレースの動的靱性指標の推定，日本建築学会構造系論文集，No.657，pp.1983-1990，2010.11
- [11] 中澤祥二，前田晴樹，加藤史郎：等価線化法を用いた鋼構造体育館の動的靱性指標の推定法，構造工学論文集，Vol.64B，pp.551-560，2018.3
- [12] 中村有紀子，壁谷澤寿海：地震動特性に基づく応答変位の時刻歴期待値の評価法，日本建築学会構造系論文集，No.532，pp.51-56，2000.6
- [13] 桑村仁，伊山潤，竹田拓也：地震動のエネルギー入力率スペクトルの特性—変位一定説とエネルギー一定説の調和，日本建築学会構造系論文集，No.498，pp.37-42，1997.8
- [14] 建設省建築研究所，日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針（案），1992.3
- [15] 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，1994.
- [16] 理論地震動研究会編著：地震動その合成と波形処理，鹿島出版会，1994
- [17] 佐藤智美，大川出，西川孝夫，佐藤俊明，関松太郎：応答スペクトルと位相スペクトルの経験式に基づく想定地震に対する長周期時刻歴波形の作成，日本建築学会構造系論文集，No.649，pp. 521-530，2010.3
- [18] 大川出ほか：長周期地震動に対する超高層建築物等の安全対策に関する検討，建築研究資料第 127 号，2010.12

- [19] 建設省住宅局建築指導課監修：改正建築基準法（2 年目施工）の解説，新日本法規出版，2000.6
- [20] 笠井和彦，伊藤浩資，渡辺厚：等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法，日本建築学会構造系論文集, No.571, pp.53 - 62, 2003.9
- [21] 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, 2003.10
- [22] 日本建築学会：免震構造設計指針, 2013.10

6 章 入力地震動の位相特性が多質点系構造物に与える影響について

6.1. はじめに

近年多くの大地震が発生し、建物の構造部材および非構造部材に対し被害が発生している。建物に被害が発生すると、事業継続に影響がある。そのため、多くの企業において事業継続計画が策定されている。建物の継続使用判断のためには構造部材の損傷(層間変形角、部材の破断、残留変形等)だけではなく、建物に付随する外・内装材および建物内の什器がどのような被害状態になるか把握することが必要である。構造部材の損傷状態等を定量的に評価するためには、時刻歴応答解析により得られる各階の層間変形角や加速度が必要である。我が国では構造設計時において、60[m]以上の超高層建築物等の場合、時刻歴応答解析を行うため変位、加速度の諸値を得ることができる。一方、世の中の建物の大半を占める60[m]より低い建物の場合、静的解析による許容応力度設計や保有水平耐力計算により構造設計を行うため、設計時点において、地震動に対する層間変形角や加速度の定量的な値を得ることはむずかしい。中低層建物に対し、任意の地震動強さでの建物損傷が示せれば建物の耐震性能評価に有用であるため、著者らは保有水平耐力の大小と構造部材、非構造部材、什器の被害の関係について研究を行ってきた[1, 2]。

また、入力地震動の位相特性の違いが建物の応答値に与える影響に着目した研究[3, 4, 5]も行われている。文献[5]では、告示の設計用応答スペクトルに適合させた地震動に対し、位相特性の違いが最大応答値や累積損傷度に影響があることを示した。一方、文献[4]は、文献[5]と比較して、地震動をフーリエ振幅スペクトルに適合させ応答値等の分析を行っている。累積損傷度に関しては、文献[5]と同様に位相の影響はあるが、最大応答値に関しては、あまり影響のない結果を示している。ただし、いずれも1質点系を対象としており、多質点系は扱っていない。また、位相特性を変動させ、かつ入力地震動の応答スペクトルの大小を変動させた研究は見当たらない。一般的に、構造設計において時刻歴応答解析を行う場合、どのような位相特性を用いて耐震性能を分析するのが望ましいかについては明確に定められてはおらず、観測された地震動の位相特性や一様乱数を告示の設計用応答スペクトルに適合させ模擬地震動波形を作成していることが多い。建物の保有水平耐力、地震動の位相特性、地震動強さそれぞれの耐震性能への影響を分析できれば、様々な地域に建設されている建物に対し、その地域のある再現期間の地震の発生確率に合わせた耐震性能評価や補強方法の策定も静的な解析のみでできる可能性があり、有用であると考えられる。既往[1, 2]では、告示スペクトルに適合させた観測波12波を用い検討をした。観測波の場合、地震動の各周波数の成分波群の群遅延時間にばらつきがあり、同じ応答スペクトルに適合させ作成した地震動のある時刻付近の位相の集中度による最大応答値や累積損傷度の差異について分析が難しかった。そこで、文献[1]の解析モデルを採用し、保有水平耐力、入力地震動強さ、位相特性に観測波ではなく位相差分の頻度分布に正規分布を設定し、位相特性の違いによる影響につ

いて加味した構造部材の損傷に与える影響を検討する。

具体的には、1)模擬地震動の位相特性を表すパラメータとして、模擬地震動の群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} を採用し、告示の応答スペクトルに適合させた模擬地震動を作成する。2)作成した地震動を用いて、建物耐力 Q_u/Q_{um} (保有水平耐力/必要保有水平耐力) を変動させたモデルに対し地震動強さ λ_E 毎に弾塑性の時刻歴応答解析を行い群遅延時間の標準偏差や建物耐力の違いによる応答解析の結果の違いを分析する。3)建物の具体的なクライテリアを設定し、建物耐力と地震動の位相特性の違いが構造材の損傷に与える影響を分析し、耐震性能を評価する。

6.2. 入力地震動について

6.2.1. 入力地震動の作成方法

3章と重複するが、6章で用いる地震動について示す。模擬地震動は正弦波合成法[6]を用いて、目標とするスペクトルに適合するように作成する。

$$y(t) = e(t) \times \sum_{i=1}^N A_i \cos(\omega_i t + \phi_i) \quad (6.2.1)$$

ここで、 $e(t)$ は非包絡関数、 N は成分個数、 A_i 、 ω_i 、 ϕ_i は i 成分の振幅、円振動数、位相角を表す。模擬地震動の作成方法とし、1)位相角 ϕ_i は一様乱数とし、 $e(t)$ を与える方法がある。また、2) $e(t) = 1.0$ とし、観測された強震波形の ϕ_i を採用する方法もある[7]。本研究では、 ϕ_i を一様乱数とし与えるが、位相差分形状を包絡関数の影響を与えず入力するため $e(t) = 1.0$ とし、位相差分 $\Delta\phi_i$ が包絡関数 $e(t)$ の形状に類似することを利用した方法に基づいて模擬地震動の作成をする。この方法では、 $\Delta\phi_i$ を包絡関数の形状に対応した確率密度関数に従う乱数として定め、 i 成分の位相角 ϕ_i は次式から定める。

$$\phi_{i+1} = \phi_i + \Delta\phi_i ; \phi_1 = 0.0 \quad (6.2.2)$$

地震動の位相特性を表す指標の1つとして群遅延時間[8]がある。群遅延時間 t_{gr} は各成分波の位相角 ϕ_i を円振動数 ω_i で微分した値として次式のように定義される。

$$t_{gr}(\omega_i) \approx \frac{\Delta\phi_i}{\Delta\omega} = \frac{\phi_{i+1} - \phi_{i-1}}{2\pi\Delta f} = \frac{\Delta\phi_i}{2\pi} T_{dur} \quad (6.2.3)$$

ここで、 Δf は周波数の増分、継続時間 $T_{dur} (= \Delta t \times N)$ の逆数である。したがって、 $\Delta\phi_i$ と $t_{gr}(\omega_i)$ は式(6.2.3)の対応関係があり、 $\Delta\phi_i$ が $0 \sim 2\pi$ の間に分布するとき、 $t_{gr}(\omega_i)$ は 0 から T_{dur} の間に分布する。また、 $t_{gr}(\omega_i)$ の平均値 μ_{igri} 、標準偏差 σ_{igri} はそれぞれの成分波群の重心位置、継続時間に対応している。 t_{gr} の統計量 (μ_{igri} , σ_{igri}) を仮定して模擬地震動を作成する方法も提案されている[9, 10]。

6.2.2. 代表的な観測地震波の群遅延時間の分析

一例として、代表的な観測地震波である El Centro 1940 の NS 成分 (El Centro NS 波), 神戸海洋気象台 1995 の NS 成分 (Kobe NS 波) の群遅延時間 $t_{gr}(\omega_i)$ を分析する $t_{gr}(\omega_i)$ を求めるにあたり、観測地震波データの前に 2500 個 ($50 [\text{sec}] = 0.02 [\text{sec}] \times 2500$) 分の「0」データを付加し、総データ数が 16384 個 (継続時間 327.68 [sec]) となるよう観測地震波データの後も「0」データを追加した時刻歴データを作成し、FFT を用いて各成分の位相角 ϕ , 位相差分 $\Delta\phi$, 群遅延時間 $t_{gr}(\omega_i)$ を求める。El Centro NS 波, Kobe NS 波における各振動数成分 ω_i の $t_{gr}(\omega_i)$ をそれぞれ図 6.2.1(a), (b) に示す。また, 1.0[Hz]ごとに区切った場合の $t_{gr}(\omega_i)$ の平均値+標準偏差 $\mu_{tgr} + \sigma_{tgr}$, 平均値-標準偏差 $\mu_{tgr} - \sigma_{tgr}$ も同図に示す。El Centro NS 波形の σ_{tgr} は 8 [sec] から 19 [sec], Kobe NS 波形は 4 [sec] から 12 [sec] に分布しており, Kobe NS 波形の $t_{gr}(\omega_i)$ の方が El Centro NS 波形の t_{gr} よりばらつきが小さい。これは, Kobe NS 波形の有効継続時間が El Centro NS 波形の有効継続時間より短いことに対応している。なお, ω_i と $t_{gr}(\omega_i)$ の分布の間に明瞭な関係は見当たらない。

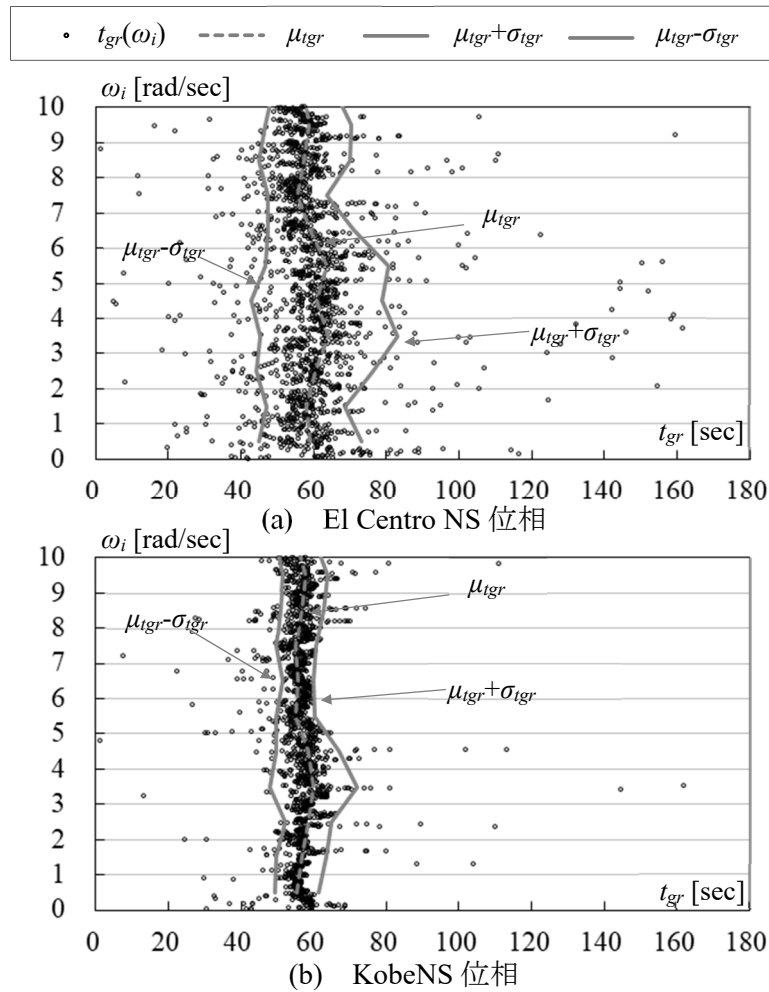


図 6.2.1 記録地震動の群遅延時間

6.2.3. 入力地震動の作成パラメータ

模擬地震動の目標スペクトルは国土交通省告示に示される設計用加速度応答スペクトル S_A (以降, 告示スペクトルと呼ぶ)[11]とする。なお, 告示スペクトルは次式で定義される。

$$S_A(T, h) = \lambda_E \times S_{AG0}(T) \times F_h(h) \quad (6.2.4)$$

ここで, λ_E は地震動の大きさを表す。告示の損傷限界レベル相当の地震動の大きさを $\lambda_E = 1.0$, 安全限界レベル相当の地震動の大きさを $\lambda_E = 5.0$ と定義する。 $F_h(h)$ は減衰定数 h による加速度応答スペクトルの低減率を表す。また, $S_{AG0}(T)$ は $\lambda_E = 1.0$ における表層地盤の増幅特性を考慮した絶対加速度応答スペクトルであり, 式(6.2.5)のように定める。

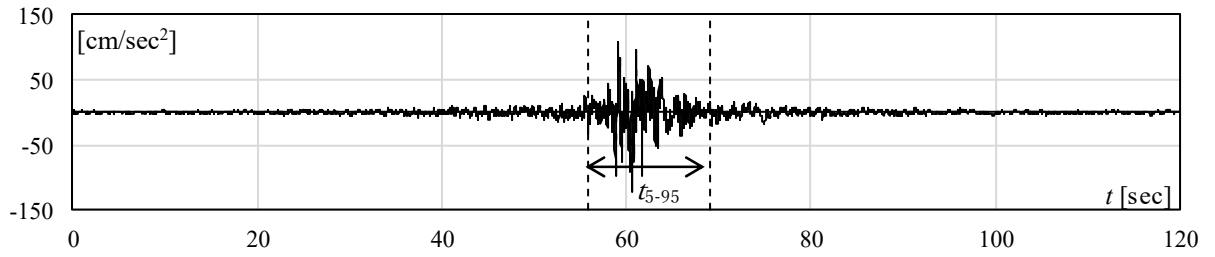
$$S_{AG0}(T) = \begin{cases} 96 + 900T & (0 [\text{sec}] \leq T < 0.16 [\text{sec}]) \\ 240 & (0.16 [\text{sec}] \leq T < T_B) \\ B/T & (T \geq T_B) \end{cases} \quad [\text{cm/sec}^2] \quad (6.2.5)$$

第2種地盤では $T_B = 0.864 [\text{sec}]$, $B/T = 207.36/T$ である。本研究では, 目標スペクトルを第2種地盤の告示スペクトルとする。また, 群遅延時間の統計量 (平均値 μ_{igr} と標準偏差 σ_{igr}) を設定し, 正規分布に従う乱数として各成分の群遅延時間 $t_{gr}(\omega_i)$ を求め, 式(6.2.2)と式(6.2.3)より位相角 ϕ を定める。模擬地震動の継続時間 T_{dur} は $327.68 [\text{sec}]$ とし, 刻み時間 Δt は $0.01 [\text{sec}]$ とする。最大地動加速度 A_{max} がデータの中央付近に位置するように群遅延時間の平均値 μ_{igr} を $163.84 [\text{sec}]$ とする。また, 群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} は 10, 20, 30 $[\text{sec}]$ とし, σ_{igr} 毎に 12 波ずつ (計 36 波) の模擬地震動を作成する。

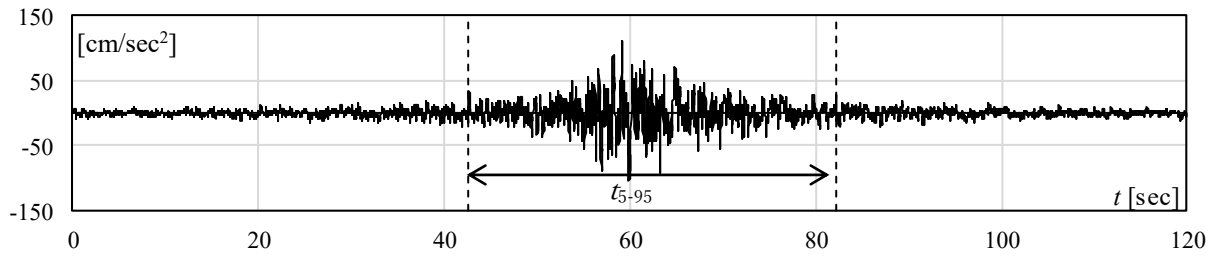
6.2.4. 作成した入力地震動の性質の分析

入力地震動の性質として, 1) 有効継続時間 t_{5-95} , 2) 最大地動加速度 A_{max} , 3) 加速度応答スペクトル S_A , 4) 等価速度スペクトル V_E を分析する。ここで, 有効継続時間は加速度二乗和の累乗値が総和の 5~95% 区間の時間であり, 建物の応答に影響を与える継続時間として用いられている[3]。

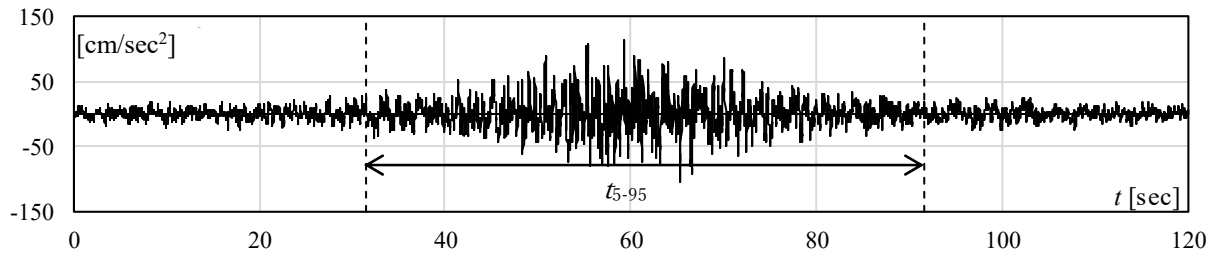
図 6.2.2 に入力地震動の時刻歴波形の一例を示す。図中に有効継続時間の作成した 12 波平均値 $\mu(t_{5-95})$ も示す。群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} が大きいほど $\mu(t_{5-95})$ が長くなることが確認できる。表 6.2.1 に $\sigma_{igr} = 10, 20, 30 [\text{sec}]$ 毎の最大地動加速度の 12 波平均値 $\mu(A_{max})$, 変動係数 $V(A_{max})$, 最大値 $\max(A_{max})$, 最小値 $\min(A_{max})$ を示す。 σ_{igr} 毎の $\mu(A_{max})$ はそれぞれ 125.5, 111.4, 104.8 $[\text{cm/sec}^2]$ であり, σ_{igr} 毎の $V(A_{max})$ はそれぞれ 0.11, 0.08, 0.07 である。 σ_{igr} が大きいほど $\mu(A_{max})$ は小さく, $V(A_{max})$ も小さくなる傾向がある。



(a) $\sigma_{igr}=10$ [sec], $A_{\max} = 123.6$ [cm/sec²], $t_{9-95} = 13.2$ [sec]



(b) $\sigma_{igr}=20$ [sec], $A_{\max} = 109.6$ [cm/sec²], $t_{9-95} = 39.7$ [sec]



(c) $\sigma_{igr}=30$ [sec], $A_{\max} = 112.3$ [cm/sec²], $t_{9-95} = 60.1$ [sec]

図 6.2.2 入力地震動の時刻歴波形の例 ($\lambda_E = 1.0$)

表 6.2.2 模擬地震動の最大地動加速度 A_{\max} [cm/sec²]

		$\mu(A_{\max})$	$V(A_{\max})$	$\max(A_{\max})$	$\min(A_{\max})$
σ_{igr}	10	125.5	0.11	148.6	109.6
	20	111.4	0.08	128.9	97.82
	30	104.8	0.07	121.0	91.16
観測波		114.9	0.13	143.4	97.00

図 6.2.3 に加速度応答スペクトル S_A の 12 波平均値を示す。なお、比較のために文献 [1] で使用した観測波の位相特性をもつ模擬地震動の 12 波平均値も示す。減衰定数 $h = 5$ [%] の S_A は σ_{igr} に関係なく目標とした告示スペクトルに適合している。応答解析では $h = 2$ [%] を用いるため、 $h = 2$ [%] 時の応答スペクトルを図 6.2.3(b) に示す。 σ_{igr} が大きいほど $h = 2$ [%] の S_A が大きいことが確認できる。これは、既往の研究[5]で指摘されている

ように、 σ_{igr} が大きいほど減衰による低減率が大きくなるためである。図 6.2.4 に等価速度スペクトル V_E を示す。なお、観測波の位相特性をもつ模擬地震動の 12 波平均値も示す。有効継続時間 t_{5-95} から明らかであるが、 σ_{igr} が大きいほど V_E スペクトルは大きくなることを確認できる。したがって、地震動の入力時間を固定した場合、 σ_{igr} が大きいほど入力エネルギーが大きくなる傾向がある。告示スペクトル S_A と同様に、観測波の位相特性をもつ模擬地震動の 12 波平均値は概ね $\sigma_{igr}=20[\text{sec}]$ に対応している。

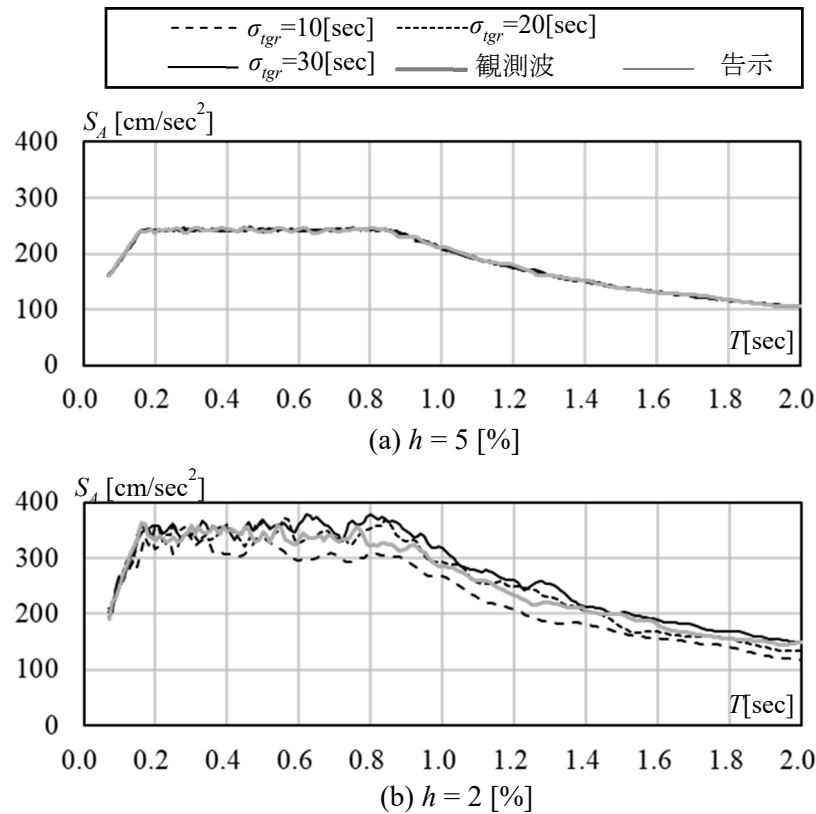


図 6.2.3 絶対加速度応答スペクトル $S_A(T, h)$

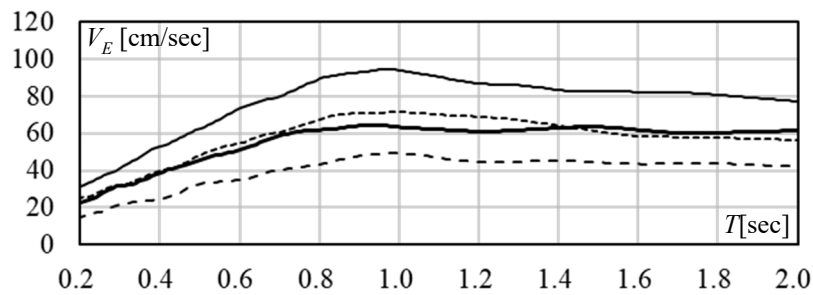


図 6.2.4 等価速度スペクトル V_E ($\lambda_E=1.0, h=10\%$)

6.3. 解析モデル

対象建物は、2章で設定した既往の研究と同じモデルを採用する[1]。鉄骨造中低層の事務所ビルを想定し、4、8階とする。図6.3.1(a)に解析モデル図を示す。各階の階高を4.3m、X方向5スパン(8m)、Y方向2スパン(7m, 14m)を対象とする。本研究では、 Q_u/Q_{un} を解析パラメータとしており、解析モデルの部材断面は Q_u/Q_{un} が1.00, 1.25, 1.50, 1.75, 2.00となるように定める。 Q_u はいずれかの層の層間変形角が1/100に達した時点の各階の層せん断力とする。 Q_{un} は式(6.3.1)より、構造特性係数 $D_s=0.25$ 、形状特性係数 $F_{es}=1.0$ とし算出する。地震力によって各階に生じる地震力 Q_{ud} は式(6.3.2)より算出する。

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud} \quad (6.3.1)$$

$$Q_{ud} = C_0 \times A_i \times \Sigma w_i \times Z \times R_i \quad (6.3.2)$$

ここで、 Σw_i は*i*層より上の重量とし、標準せん断力係数 $C_0=1.0$ 、地域係数 $Z=1.0$ 、振動特性係数 $R_i=1.0$ として、 A_i 分布に比例する形で計算する。

表6.3.1に代表として、8階 $Q_u/Q_{un}=1.00$ モデルの部材断面を示す。材質は、柱、梁ともにSN490材を採用する。このモデルに対し、 A_i 分布に比例した地震荷重による静的荷重増分解析から得られた Q - δ 関係を図6.3.1(b)に示す。

また、各解析モデルの建物のX方向の1次固有周期、有効質量比 ρ 、刺激関数を図6.3.3に示す。保有水平耐力 Q_u/Q_{un} が大きくなると、建物の剛性が大きくなるため、固有周期が短くなることが確認できる。4階モデルでは0.64[sec]~0.95[sec]、8階モデルでは0.98[sec]~1.35[sec]であり、その変化はほぼ線形である。有効質量比 ρ については、モデルによらずほぼ一定である。

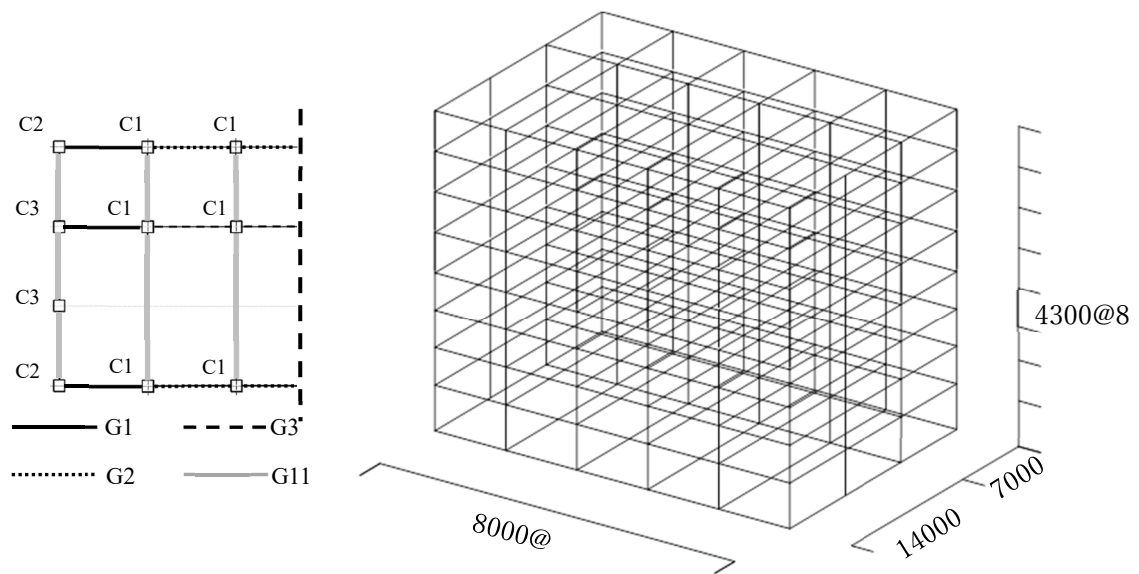
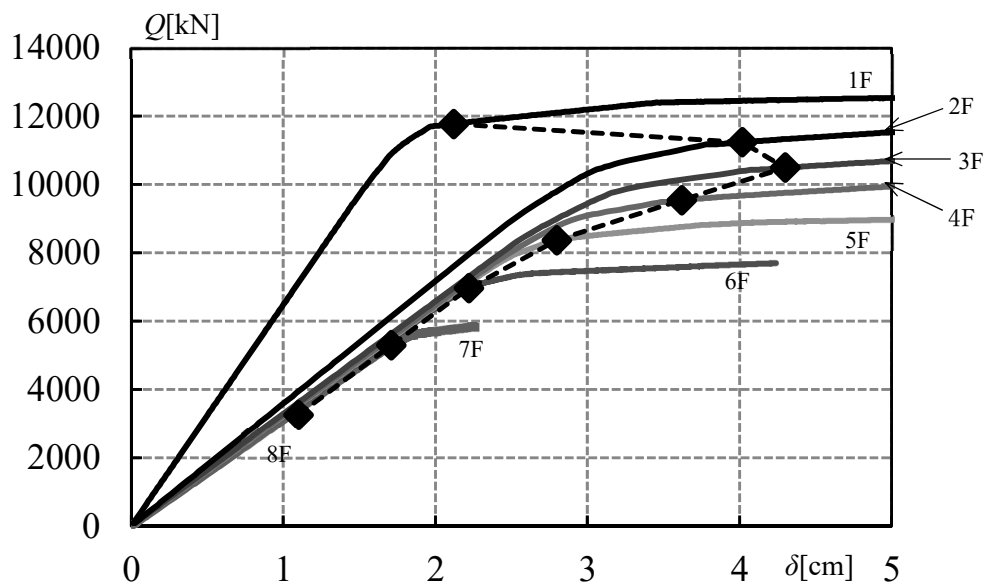


図 6.3.1(a) 解析モデル (単位 [mm])



図中の◆は、保有水平耐力時を示す。

図 6.3.1(b) モデル図と Q - δ 曲線

表 6.3.1 部材断面

階 (柱材)	C1	C2	C3
7~8	550×550×22	550×550×19	550×550×19
1~6	550×550×25		
階 (梁材)	G1	G2	
2~R	600×250×12×22	600×250×12×22	
階 (梁材)	G3	G11	
2~R	600×250×12×22	900×300×16×25	

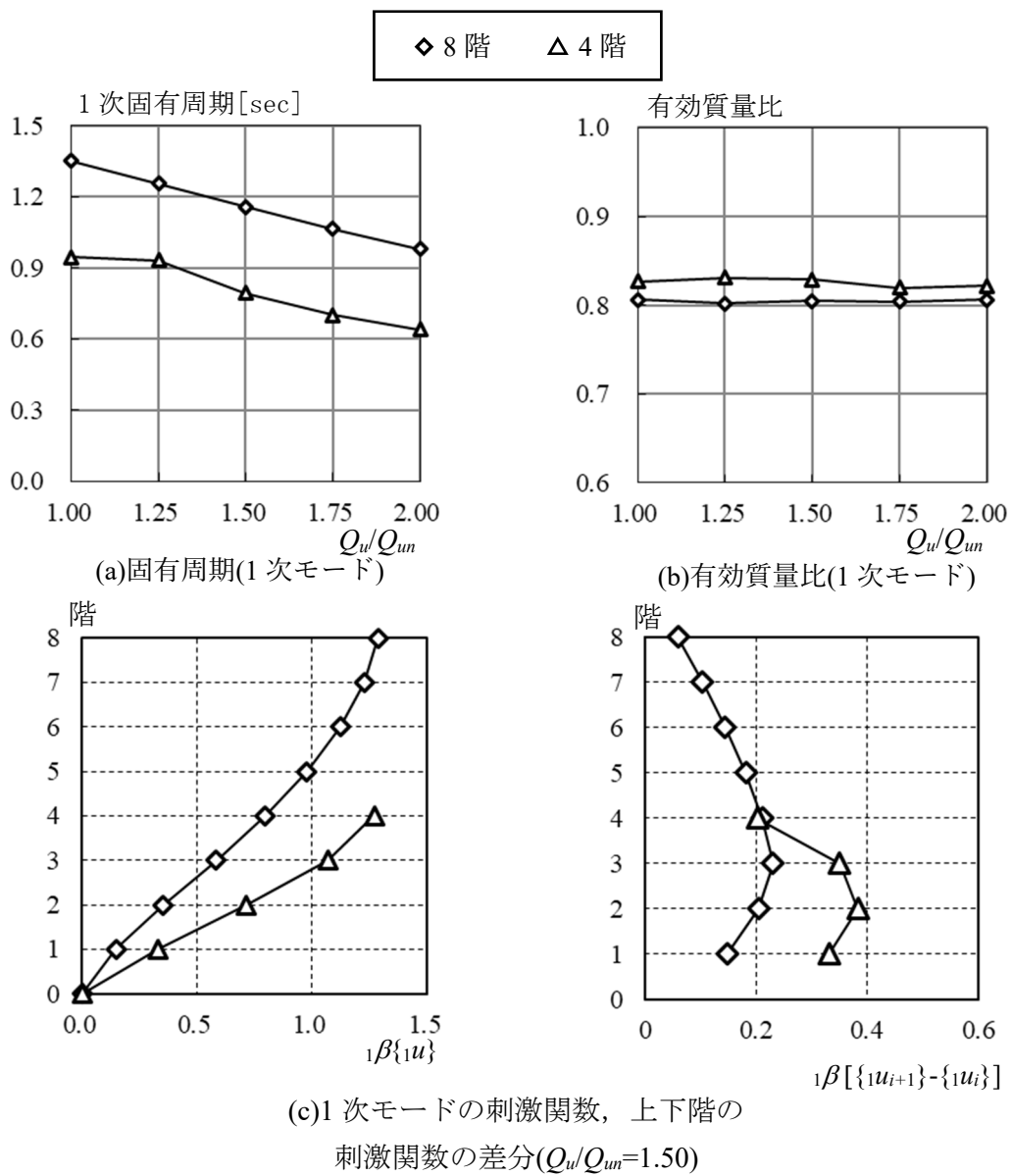


図 6.3.2 固有周期および有効質量比(1 次モード)

6. 4. 応答解析と応答解析結果

6. 4. 1. 解析方法

応答解析では、X 方向の地震入力のみを考える。構造物の減衰マトリクスは剛性比例型を仮定する。1 次モードに対して、減衰定数 2%を仮定する。数値積分法には、Newmark- β 法 ($\beta=1/4$, $\Delta t = 0.001$ [sec]) を採用し、120 秒間の応答解析を行う。なお、地震動強さ λ_E は、0.5~5.0(破断の検討は $\lambda_E=10.0$)まで 0.50 ずつ変動させ解析を行う。

6. 4. 2. 応答解析結果

6. 4. 2. 1. 最大値応答分布の分析

4 階モデルの地震動強さ $\lambda_E=5.0(\sigma_{igr}=10\sim30[\text{sec}])$ の応答解析結果の最大値を示す。

図 6.4.1 から図 6.4.3 に応答絶対加速度、応答層間変形角、残留層間変形角を示し、(a) から(c)に建物耐力 $Q_u/Q_{un}=1.00, 1.50, 2.00$ の結果を示す。なお、応答解析結果は各位相特性 12 波の平均値と応答値のばらつきを示すため平均値+標準偏差を合わせて示す。応答の分布に着目すると各応答とも建物耐力および位相特性によらず特定の層で最大値を取ることが確認できる。応答絶対加速度は最上層、最大応答層間変形角、残留変形角は 2 階である。次に σ_{igr} の影響について分析を行う。最大絶対応答加速度は、各位相ともほぼ同値を示し、位相特性の違いによる影響はない。また、平均値と平均値+標準偏差の間にも大きい差はない。これは、地震動強さ $\lambda_E=5.0$ においては、建物が塑性化しており、応答加速度が頭打ちになっているためである。

一方、 σ_{igr} が小さくなると、層変形角および残留変形角の最大値が大きくなる傾向がある。これは、文献[5]においても一質点系ではあるが、同じ傾向を確認しており、 σ_{igr} が小さい場合は、建物が塑性化すると、特定時間の振幅が大きいため塑性化が大きく一気に進むためだと考えられる。平均値と平均値+標準偏差に着目すると、層間変形角、残留変形角とも応答値ともある程度のばらつきはあるが、標準偏差を考慮したとしても σ_{igr} が小さい順に、最大値が大きくなる傾向に変わりはないことが確認できる。建物耐力 Q_u/Q_{un} の影響について確認を行う。最大加速度については、耐力が大きくなるほど最大加速度が大きくなり、最大層間変形が小さくなる。最大応答変形角、残留変形角とも、 $Q_u/Q_{un}=2.00$ の場合においては、 σ_{igr} の違いによる応答値の変動幅が小さくなっていることが確認できるが、 $Q_u/Q_{un}=1.00$ と 1.50 を比較した場合においては、 σ_{igr} の違いによる応答値の変動幅に大きい違いは見られないことが確認できた。

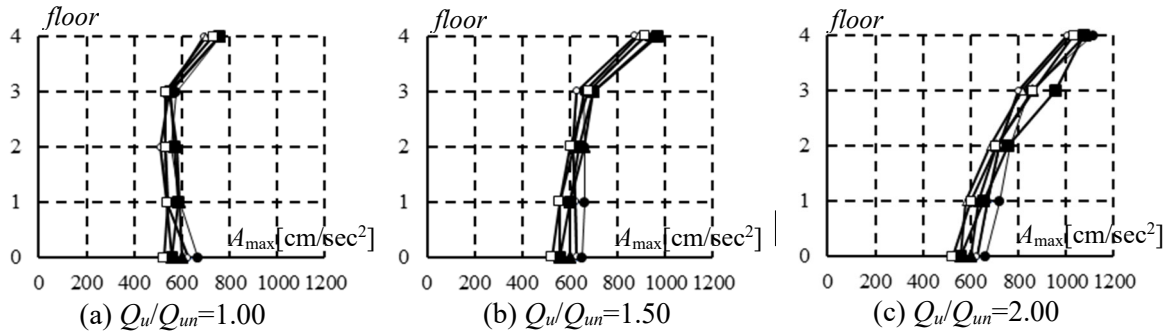
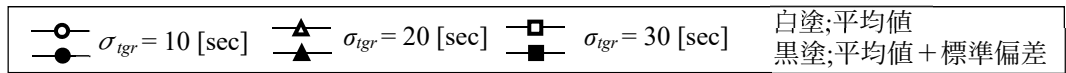


図 6.4.1 最大応答加速度分布比較(4 階モデル)

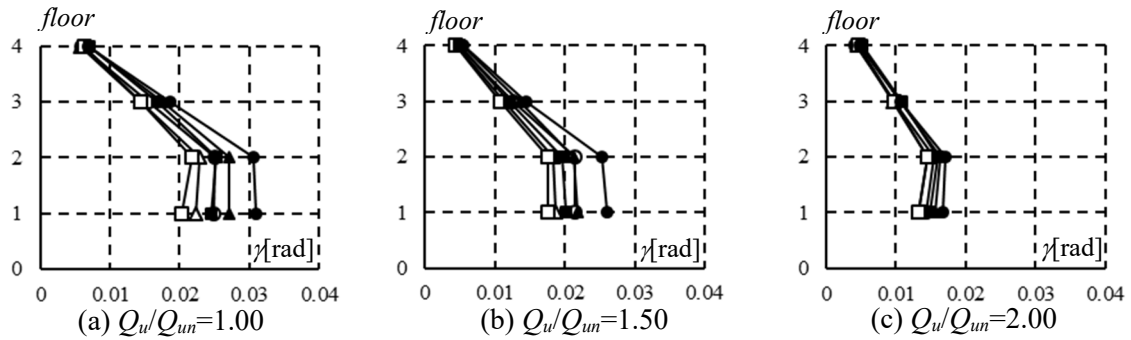


図 6.4.2 最大応答層間変形角分布比較(4 階モデル)

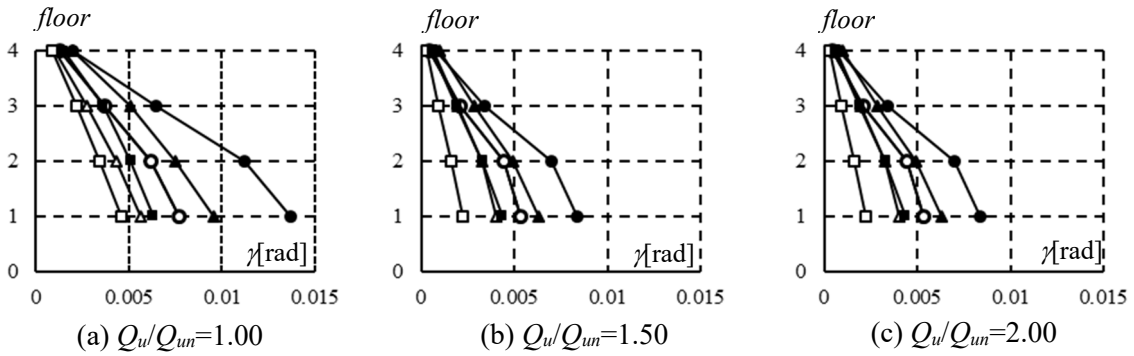


図 6.4.3 残留層間変形角分布比較(4 階モデル)

8 階モデルに対しても、4 階モデルと同様に分析を行う。図 6.4.4～6.4.6 に $\lambda_E=5.0$ ($\sigma_{igr}=10$ [sec]～30 [sec]) の応答解析結果を示す。それぞれ、応答絶対加速度、層間変形角、残留層間変形角の最大値を示し、(a) から (c) に代表として建物耐力 $Q_u/Q_{un}=1.00, 1.50, 2.00$ の結果を示す。4 階モデルと同様に、応答解析結果は各位相特性 12 波の平均値と応答値のばらつきを示すため平均値+標準偏差を合わせて示す。まず、最大応答値分布に着目する。8 階モデルでも 4 階モデルと同様に、各応答とも位相特性および建物耐力によらず、特定の層で最大値を取ることが確認できる。応答絶対加速度は最上層、最大応答層間変角は 3 階、残留層間変形角は 2 階または 3 階である。次に σ_{igr} の影響について確認を行う。最大絶対応答加速度においては、各 σ_{igr} ともほぼ同値を示し、位相の影響はないことが確認できる。

一方、最大層間応答変形角と残留層間変形角は、 σ_{igr} が小さいほど最大値が大きくなる傾向がある。このとき片方に進行した変形が残留変形として残るため、 σ_{igr} が小さいほど残留層間変形角が大きいと考えられる。4, 8 階モデルを比較する、8 階モデルは複数層で層間変形が大きいように見えるが、両モデルとも 1 次モード形状にそった応答値である。残留層間変形角が大きい層は両モデルとも層間変形角が大きい層と一致しており、階数の差による傾向に違いはないと考えられる。また、平均値と平均値+標準偏差に着目すると、層間変形角、残留変形角とも応答値ともある程度のばらつきはあるが、標準偏差を考慮したとしても σ_{igr} が小さい順に、最大値が大きくなる傾向に変わりはないことが確認できる。建物耐力の影響について確認を行う。最大加速度については、耐力が大きくなるほど最大加速度が大きくなり、最大層間変形が小さくなる。応答の変動幅について確認する。4 階モデルと同様に最大応答変は、 $Q_u/Q_{un}=2.00$ の場合においては、 σ_{igr} の違いによる変動幅が小さくなっていることが確認できるが、 $Q_u/Q_{un}=1.00$ と 1.50 を比較した場合においては、 σ_{igr} の違いによる応答値の変動幅に大きい違いは見られないことが確認できる。

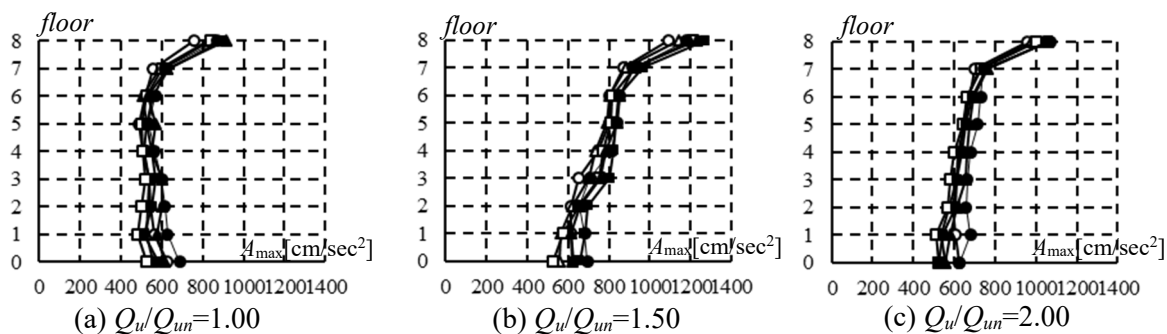
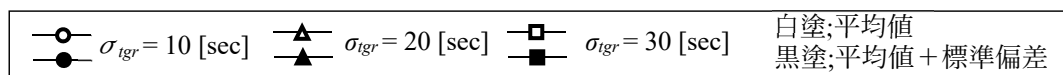


図 6.4.4 最大応答加速度分布比較(8 階モデル)

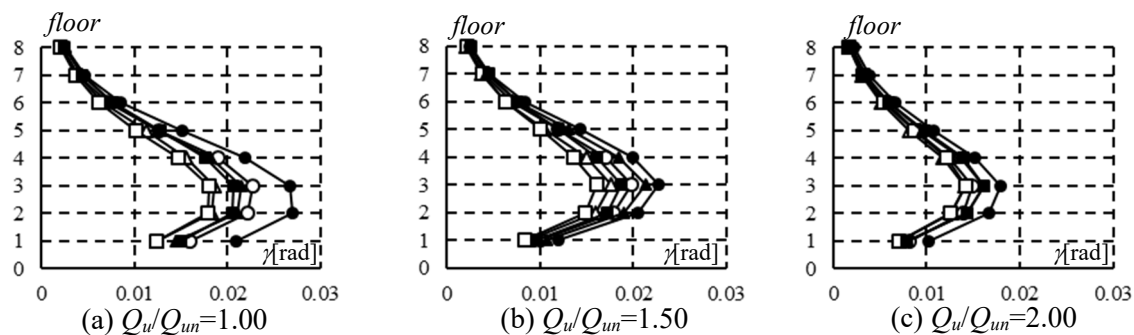


図 6.4.5 最大応答層間変形角分布比較(8 階モデル)

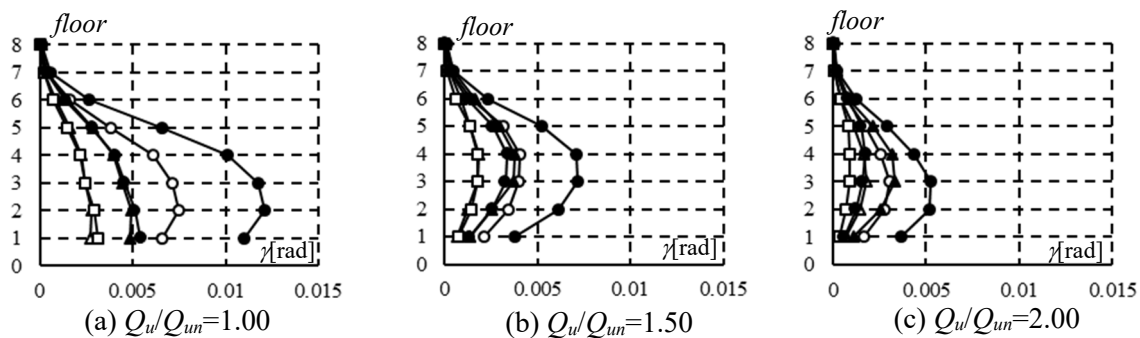


図 6.4.6 残留層間変形角分布比較(8 階モデル)

6.4.3. 部材の破断の分析(梁端接合部損傷度 D)

位相特性の違いが部材の破断に対しておよぼす影響を確認する。前節の分析により層間変形角が大きかった層の梁部材の時刻歴応答に対し、Rain Flow 法と Miner 則により、梁端接合部に生じる損傷度 D を評価する。Miner 則による D は、式(6.4.1)による。式(6.4.1)では $D > 1.0$ で部材の破断を示す。計算方法の詳細については、付録 1 に示す。

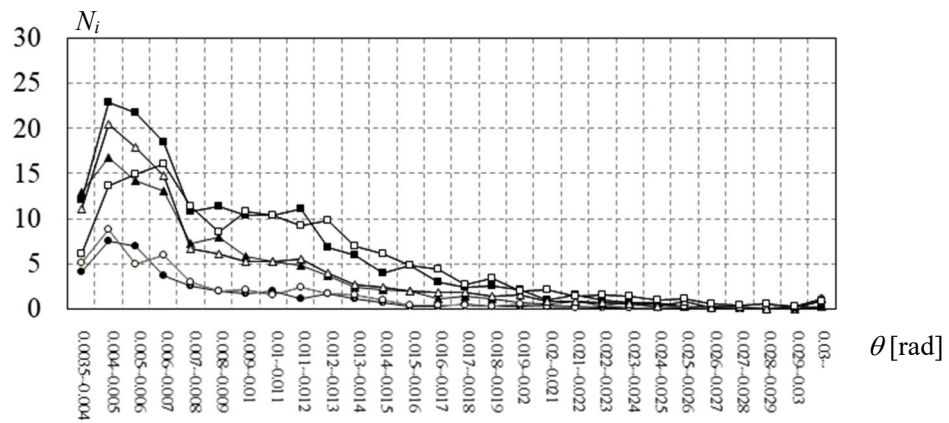
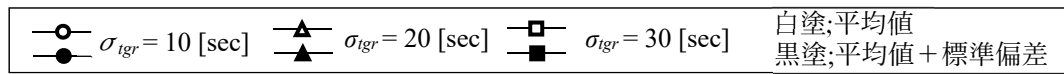
$$D = \sum_i \frac{N_i}{N_{f,i}} \quad (6.4.1)$$

ここで、 N_i は応答解析から得られる梁部材に生じる各振幅の繰り返し回数、 $N_{f,i}$ は各振幅に対応する梁端接合部の破断までの繰り返し回数を示す。 $N_{f,i}$ は式(6.4.2)により求める[11]。

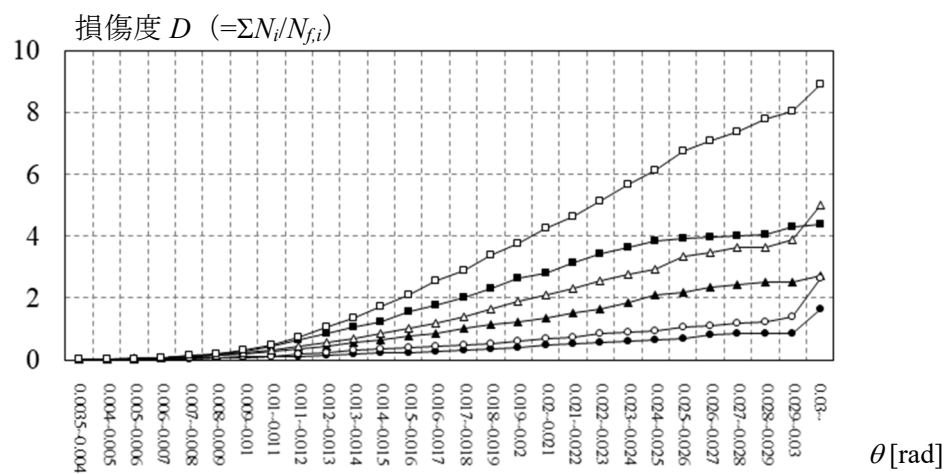
$$N_{f,i} = 2.92 \times 10^{-6} \cdot J^{-4.99} \cdot \theta_i^{-3.86} \quad (6.4.2)$$

ここで、 J は梁端の接合部により決まるモーメント伝達能力の係数（本研究では $J = 1.10 \sim 1.18$ ）、 θ_i は部材角を示す。地震応答解析から得られる部材角履歴から対応する $N_{f,i}$ を求め、式(6.4.1)により損傷度 D の算出を行う。

4 階モデル $Q_u/Q_{un} = 1.00, 1.50$ の部材角 θ の度数分布を図 6.4.7(a)に示す。また、図 6.4.7 (a)の結果をもとに損傷度 $D (= \sum N_i / N_{f,i})$ を求め、 θ が小さい順に損傷度を累積した結果を図 6.4.7 (b)に示す。度数分布は、 θ が 0.005 [rad]以下の領域で一部差異があるが、 Q_u/Q_{un} によらず $\sigma_{igr} = 10 \sim 30$ の順に累積損傷度が大きくなることが確認できる。また、図 6.4.7 (b)より損傷度 D の値に影響する部材角 θ は 0.006 [rad]程度以上から数値が上がりはじめる。各部材角の発生頻度は Q_u/Q_{un} により差はあるが、度数分布の形状は建物耐力 Q_u/Q_{un} による差異が小さいため、本検討では群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} ごとに $D \geq 1.0$ となる解析ステップまでで得られた部材角の度数分布を元に σ_{igr} ごとの分布形状を決め梁端接合部が破断に達する際の部材角の度数分布を求める。一部地震動強さ $\lambda_E = 5.0$ においても破断しないケースがあったため、破断の検討に際しては、 $\lambda_E = 10.0$ まで解析を行った。



(a) 4 階モデル度数分布

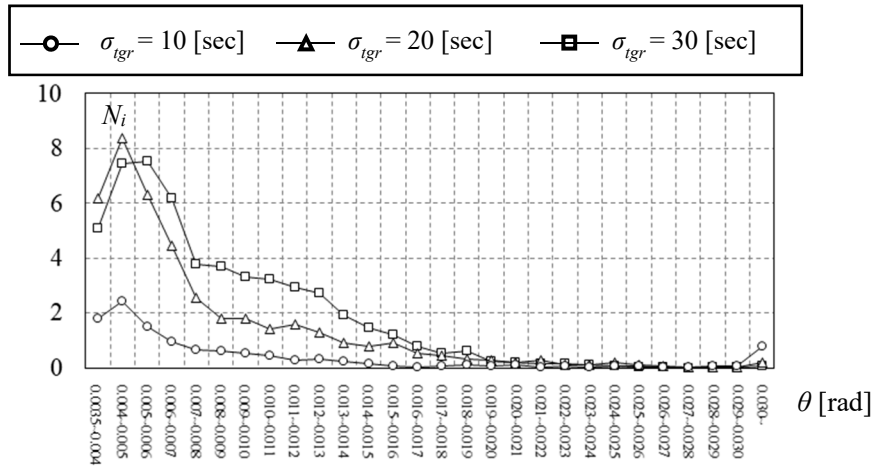


(b) 4 階モデル累積度数分布

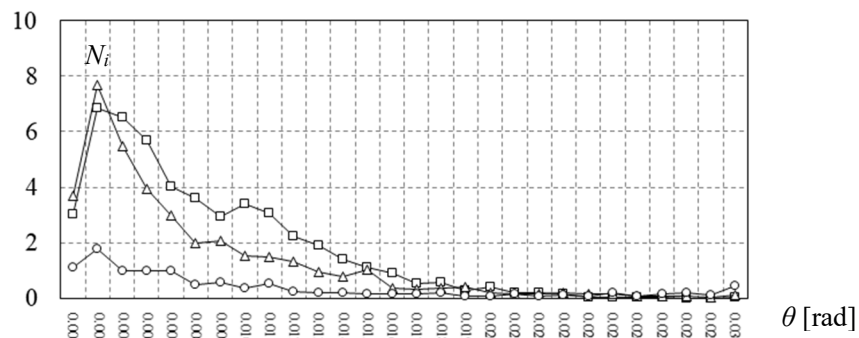
図 6.4.7 4 階モデル度数分布, 累積度数分布

図 6.4.8(a)(b)に 4 階建ておよび 8 階建てモデルの梁端接合部が破断に達する部材角の度数分布を示す。8 階建てモデルでは、 $0.0035 [\text{rad}] \leq \theta < 0.004 [\text{rad}]$ の変形に対する N_i が少ないが、それ以外の分布は両モデル概ね同じ分布を示す。 $\sigma_{igr} = 10 [\text{sec}]$ に着目すると、各度数分布での変形回数が少ない代わりに 0.030rad 以上の大変形が 0.5 から 1 回ほど発生する。 $\sigma_{igr}=20 [\text{sec}]$ では、 $0.004 [\text{rad}] \leq \theta < 0.005 [\text{rad}]$ の変形が多く、それ以外の変形も $\sigma_{igr}=10 [\text{sec}]$ に比べ多く生じる。 $\sigma_{igr}=30 [\text{sec}]$ では $0.005 [\text{rad}] \leq \theta < 0.006 [\text{rad}]$ から $0.018 [\text{rad}] \leq \theta < 0.019 [\text{rad}]$ の変形が他の σ_{igr} に比べ多く生じる。図 6.4.8(a)(b)で求めた θ と N_i の関係を元に、損傷度 $D (= \sum N_i / N_{f,i})$ を求め、 θ が小さい順に損傷度を累積した結果を図 6.4.8(c)(d)に示す。 $\sigma_{igr}=10 [\text{sec}]$ では累積損傷度は緩やかに上昇しているが、 $\theta > 0.030 [\text{rad}]$ の部材角が生じると急激に損傷度が増加する。 $\sigma_{igr}=20 [\text{sec}]$ では大変形だけではなく中程度の変形が累積することで破断に達する。 $\sigma_{igr}=30 [\text{sec}]$ では、 $0.009 [\text{rad}] < \theta < 0.024 [\text{rad}]$ までの部材角により損傷度が大きく累積しており、 $\sigma_{igr}=20 [\text{sec}]$ に比べ小さな変形により破断に達する。

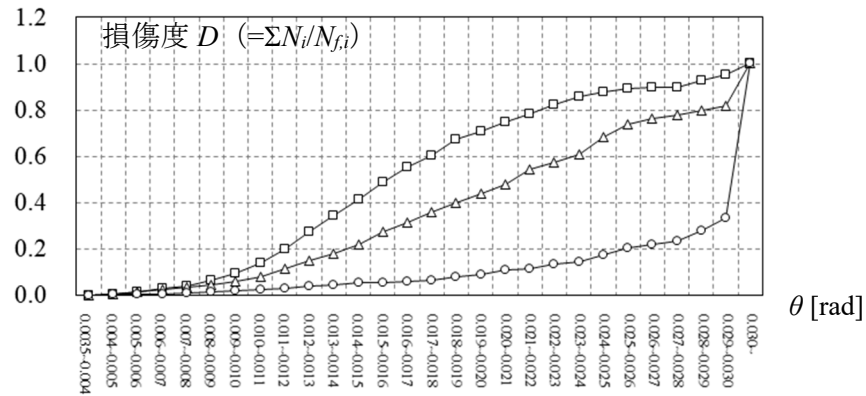
以上より、 σ_{igr} が小さいと累積ではなく大変形の影響により破断に達し、 σ_{igr} が大きいと中変形が累積することにより破断に達することが確認できた。



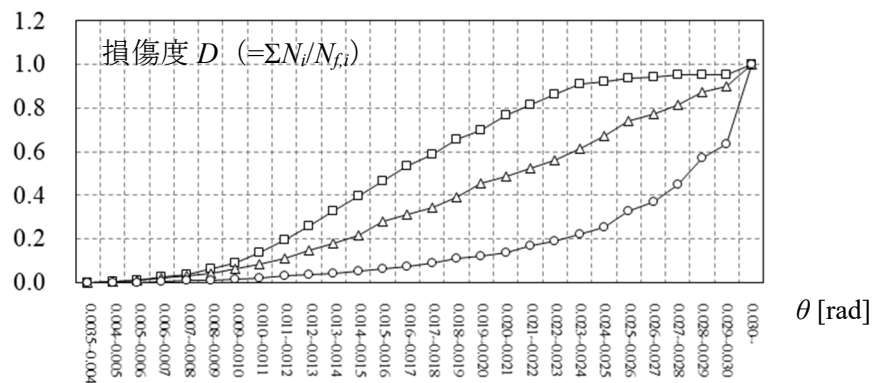
(a) 4 階モデル度数分布



(b) 8 階モデル度数分布



(c) 4 階モデル累積度数分布



(d) 8 階モデル累積度数分布

図 6.4.8 破断に達する度数分布, 累積度数分布

6.4.4. 地震動強さによる最大応答値の変動

地震動強さ λ_E を変動させた場合における、応答値が最も大きい層(代表層)の応答値の分析を行う。図 6.4.9 から 6.4.12 に $\sigma_{igr}=10$ [sec]~30 [sec] の 4 階, 8 階モデルの代表層の絶対加速度, 層間変形角, 残留変形角, 損傷度の最大値を示す。なお, 損傷度 D は λ_E が大きいほどバラツキが大きい傾向があった。そのため, 損傷度 D を評価する際には応答値のプロットから作成した中央関係式[$= \mu_D(\lambda_E) = a \lambda_E^b$]を両対数軸により表記することとする。係数 a , b を図中に示す。まず, 最大絶対加速度に着目する。絶対加速度応答は, 建物耐力 Q_u/Q_{un} が大きくなるほど最大値が大きくなり, σ_{igr} が変動しても最大値は大きく異ならない。各解析モデルとも $\lambda_E=1.0$ を超えたあたりから, 二次勾配に入ることが確認できる。次に最大層間応答, 残留変形角に着目する, 建物耐力が大きくなると, 最大値が小さくなり, σ_{igr} が小さくなると, 最大応答値が大きくなる。つづいて損傷度 D に着目する。 D は建物耐力が大きくなると, 最大値が小さくなる傾向があり, σ_{igr} が大きくなると, 損傷度 D は大きくなる。これは, σ_{igr} が大きくなると, 部材の累積繰り返し回数が増えるためである。以上より, 建物耐力が大きくなると, 最大応答加速度以外の指標については, 小さくなることを確認できる。次に群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} に着目する, σ_{igr} が小さくなると, Q_u/Q_{un} に関わらず, 層間変形角, 残留層間変形角は大きくなり, σ_{igr} が大きくなると, 損傷度 D が大きくなる。地震動の位相特性の違いより, 変形に関する指標間に違いが発生することが確認できる。そのため, 建物の被害が, 層間変形, 部材破断で決定されるかを分析するためには, σ_{igr} の違いによる応答値の変動についても分析する必要がある。

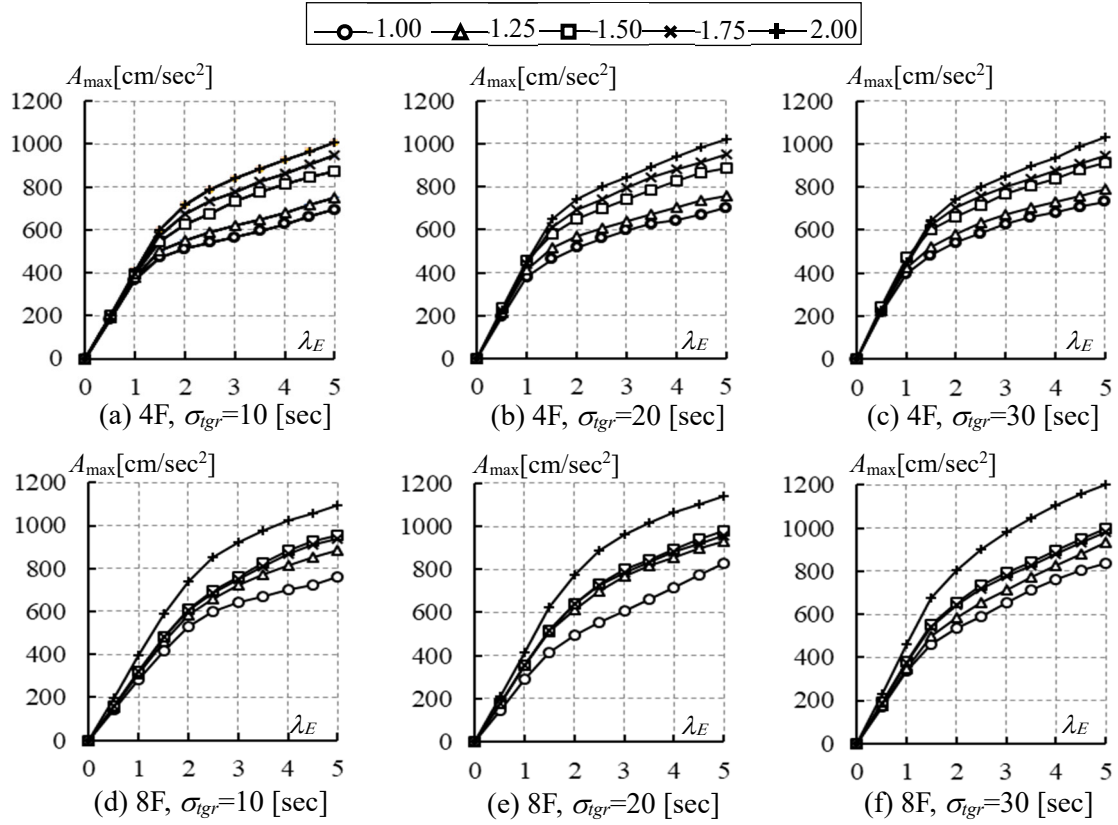


図 6.4.9 地震入力レベル毎における代表層の最大応答加速度

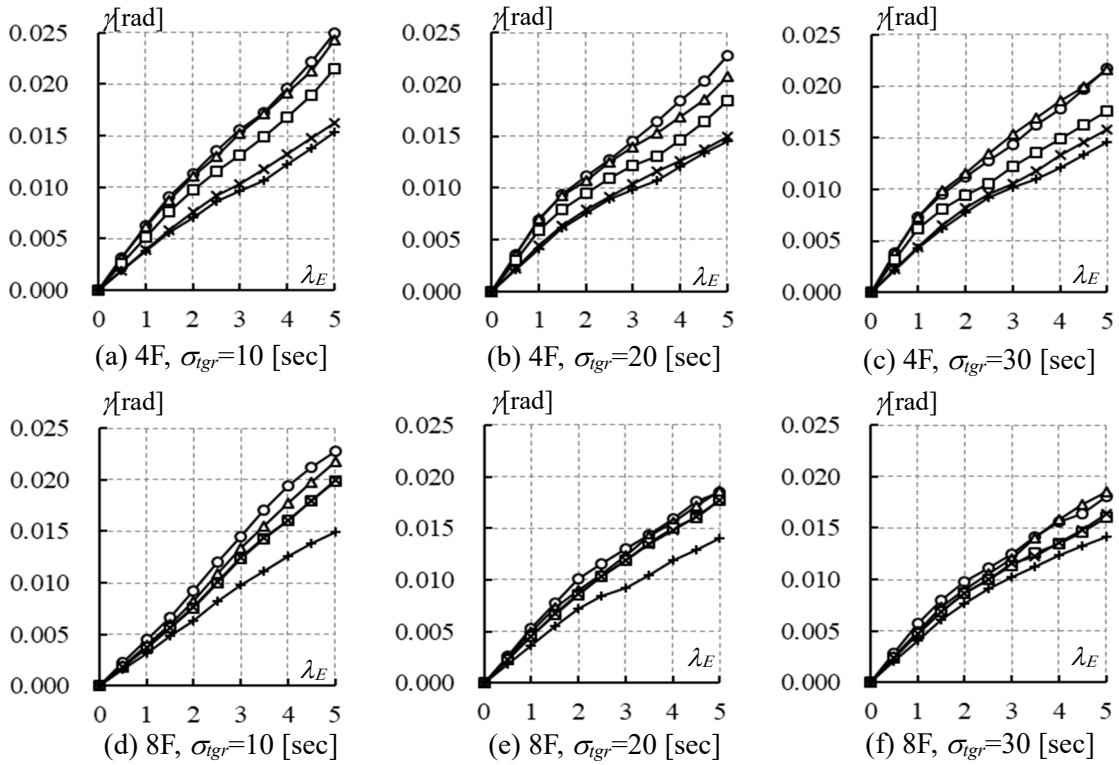


図 6.4.10 地震入力レベル毎における代表層の層間変形角

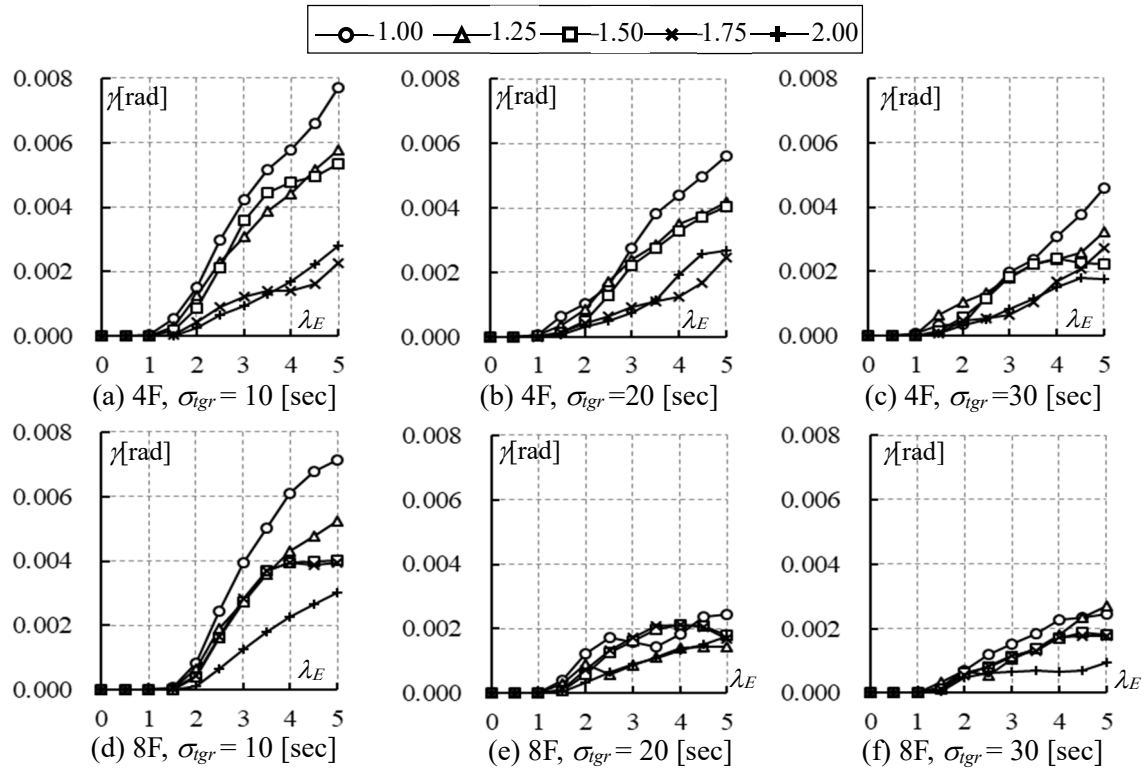


図 6.4.11 地震入力レベル毎における代表層の残留変形角

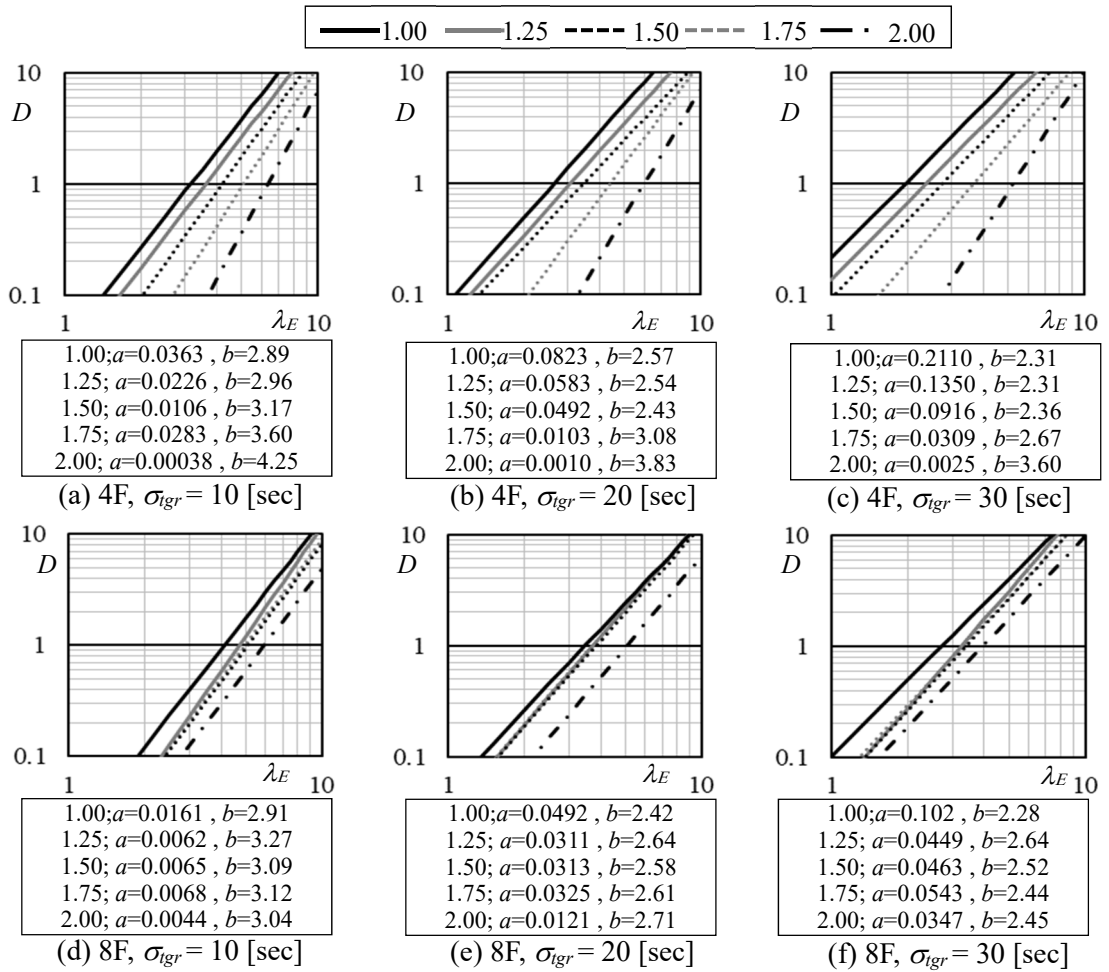


図 6.4.12 地震入力レベル毎における代表層の損傷度 D

6.5. 耐震性能の評価方法および評価

6.4 において，建物耐力 Q_u/Q_{un} と群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} が応答最大値や部材の破断に影響があることが確認できた。本章では前章までで得られた応答値を使用し建物耐力と位相特性の両者の影響を考慮し耐震性能の評価を行う。耐震性能の評価は設定した各クライテリアに対して，応答解析結果に応じて，無被害(Rank0)～大破以上(Rank4)にランク分けを行う。各地震動レベルにおいて，各クライテリアに対し，評価を行いその中で最大のランクを建物のランクとして採用する。

$$\text{Rank}(\lambda_E) = \max(\text{DR}(\lambda_E)_{\text{層間}}, \text{DR}(\lambda_E)_{\text{残留}}, \text{DR}(\lambda_E)_{\text{破断}}) \quad (6.5.1)$$

6.5.1. 損傷評価のクライテリアの設定

建物耐震性の評価指標には，最大層間変形角が採用されることが多い。本研究においては，1)最大層変形角 2)残留層間変形角 3)梁端接合部損傷度の3つを評価指標とする。

6.5.1.1. 最大層間変形角のクライテリアの設定

最大層間変形角のクライテリアは，既往の文献等[12]を参考とし以下のように設定する。

表 6.5.1 最大層間変形角のクライテリア

要素	損傷ランク DR _{層間}				
	無被害	軽微	小破	中破	大破
	Rank0	Rank1	Rank2	Rank3	Rank4
$\gamma[\text{rad}]$	-	1/200	1/100	1/75	1/50

6.5.1.2 残留層間変形角のクライテリアの設定

残留変形角については，建物の修復可能性の観点から定められる。既往の文献等を参考[13][14]とし，大破（修復限界 1/90 [rad] 以上）と小破（機能限界 1/200）と設定し，中破と軽微はそれぞれの中間値とし以下のように設定する。

表 6.5.2 残留層間変形角のクライテリア

要素	損傷ランク DR _{残留}				
	無被害	軽微	小破	中破	大破
	Rank0	Rank1	Rank2	Rank3	Rank4
$\gamma[\text{rad}]$	-	1/345	1/200	1/145	1/90

6.5.1.3. 梁端接合部損傷度のクライテリアの設定

梁端接合部損傷度については，部材が破断に達する損傷度 $D \geq 1.0$ を大破以上と著者達が独自に設定し大破～軽微までその数値を便宜的に等間隔で振り分けた。

表 6.5.3 梁端接合部損傷度のクライテリア

要素	損傷ランク DR _{破断}				
	無被害 Rank0	軽微 Rank1	小破 Rank2	中破 Rank3	大破 Rank4
D	-	0.25	0.50	0.75	1.00

6.5.2. 耐震性能評価

6.5.2.1. クライテリア毎の分析

表 6.5.1～6.5.3 に対して設定したクライテリアに対し，建物耐力 Q_u/Q_{un} ，地震動強さ λ_E および位相特性の違いにより，各損傷ランクにどのように影響が出るかを示す。

図 6.5.1～6.5.3 に各クライテリアの解析結果を示す。まず，最大層間変形角の損傷ランク DR_{層間}について分析する。 Q_u/Q_{un} が小さいほど，また σ_{igr} が小さいほど最大層間変形角が大きくなるため，最大層間変形角の損傷ランク DR_{層間}が大きくなる傾向となる。次に，残留層間変形角の損傷ランク DR_{残留}について分析を行う。4F， $Q_u/Q_{un}=1.00$ のモデルに関して残留層間変形角損傷ランク DR_{残留}が上昇するが，それ以外のモデルに関しては，あまり上昇しないことが確認できる。梁端接合部損傷度の損傷ランク DR_{破断}について分析を行う。

Q_u/Q_{un} が小さいほど，また σ_{igr} が大きいほど梁端接合部損傷度の損傷ランク DR_{破断}が大きくなることが確認できる。特に $Q_u/Q_{un}=1.00$ のモデルでは地震動強さが小さい段階でも損傷ランクが 4 に達することが確認できる。最大層間変形角と梁端接合部損傷度にて，損傷ランクが大きくなるため，どちらかで建物の耐震性能が決定される可能性が高い。

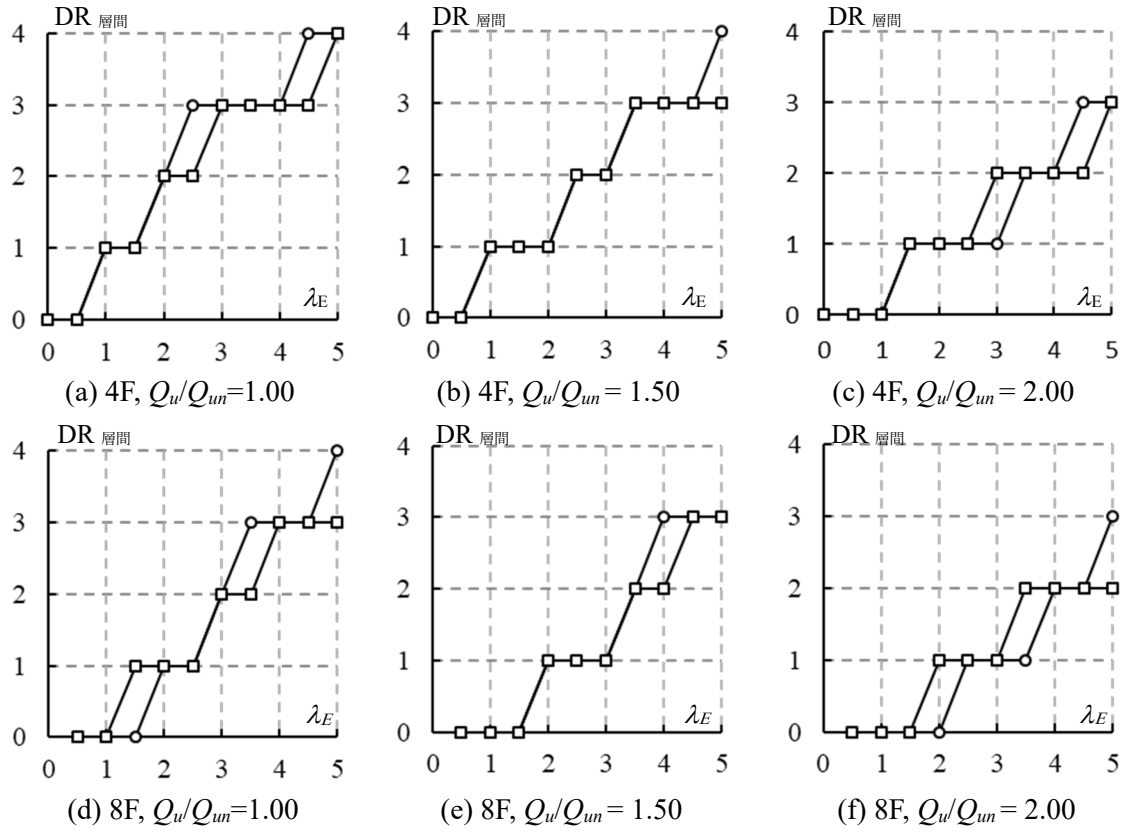
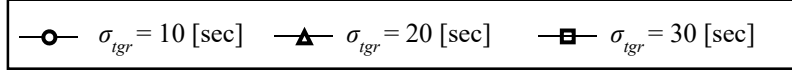


図 6.5.1 損傷ランク DR 層間

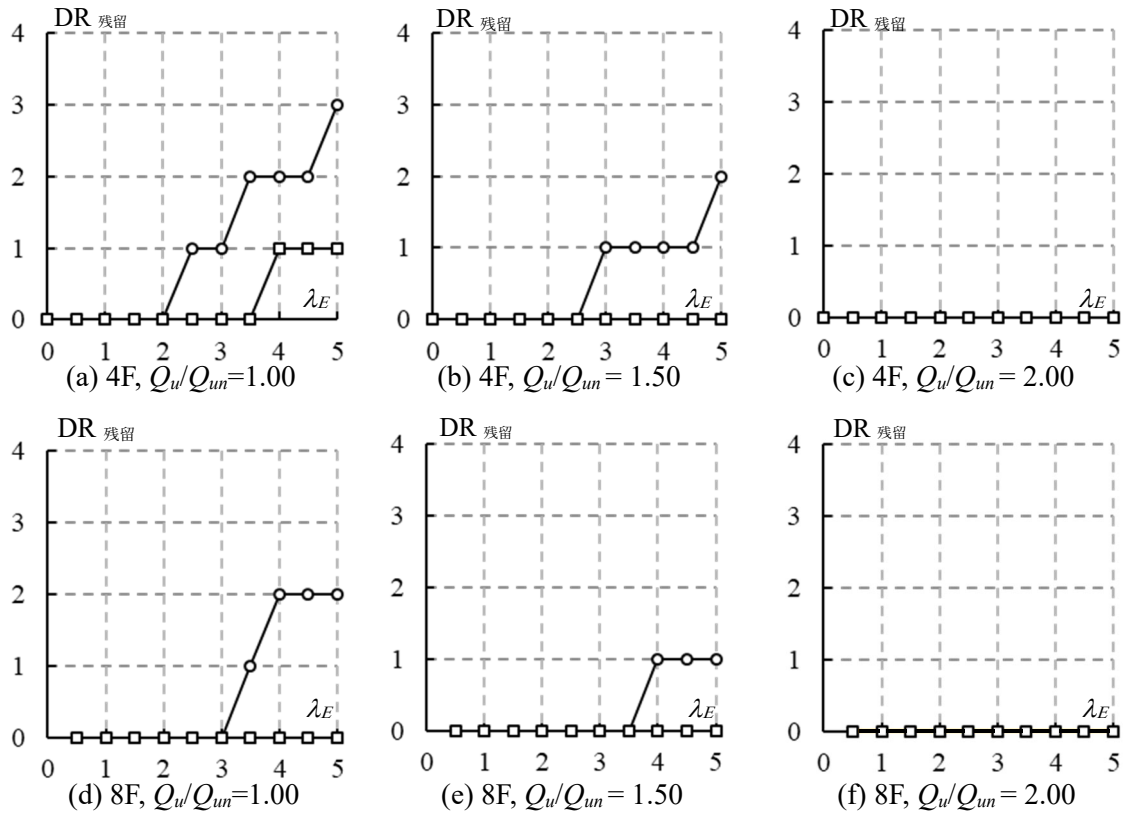


図 6.5.2 損傷ランク DR 残留

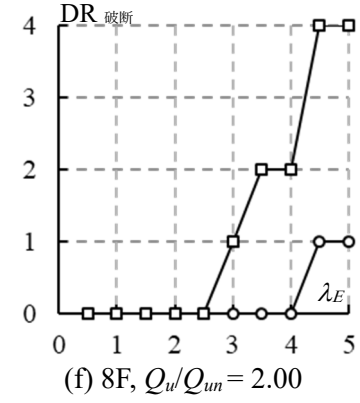
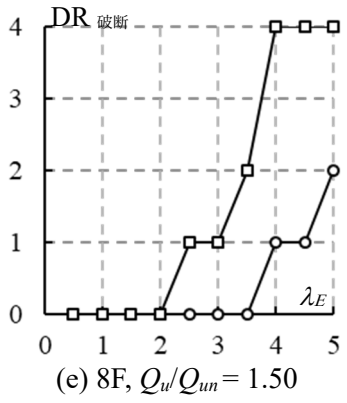
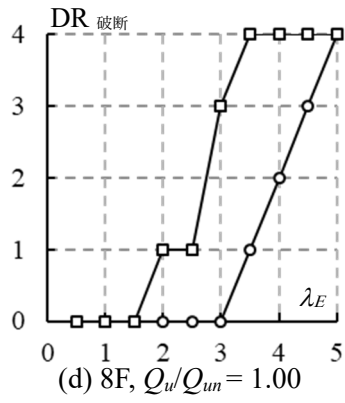
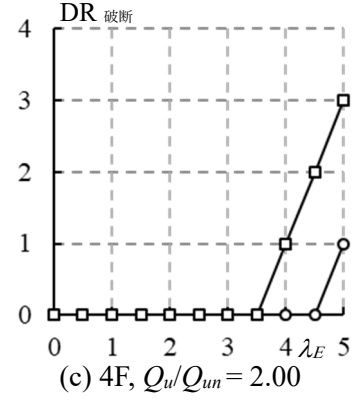
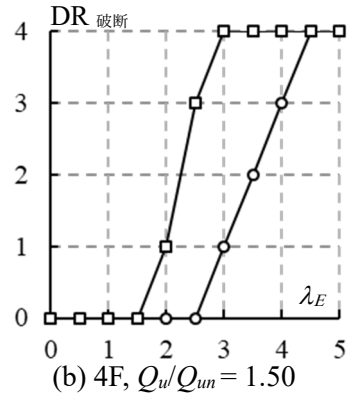
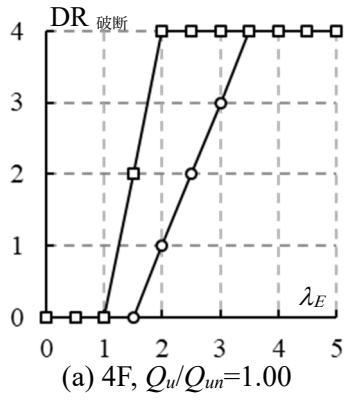


図 6.5.3 損傷ランク DR 破断

6.5.2.2. 各クライテリアの最大値の分析

6.5.2.1 にて算出した各クライテリアの損傷ランクの最大値；式(6.5.1)(建物の損傷ランク)をまとめたものを図 6.5.4, 6.5.5 に示す。分析するにあたり，群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} の違いによる分類，建物耐力 Q_u/Q_{un} による分類の 2 つを考える。図 6.5.4 は建物耐力を変動させ， σ_{igr} の違いにより分類した結果である。図 6.5.5 は群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} を変動させ，建物耐力の違いにより分類した結果である。

まず，図 6.5.4 に着目する。標準偏差 σ_{igr} が大きいほど，小さい地震動強さ λ_E にて損傷ランクが高くなる傾向が確認できる。特に $\sigma_{igr}=30$ [sec] の場合においては，顕著である。これは，6.5.2.1 にて示した結果を分析すると，梁端部の損傷度で決定されていることが確認できる。6.5.2.1 にて示したように建物の損傷ランクは，最大層間変形角か梁端部の損傷度にて決定される可能性が高い。例えば，4 階モデル $\sigma_{igr}=30$ [sec]， $Q_u/Q_{un}=1.00$ の場合地震動強さ $\lambda_E=2.0$ を超えると Rank4 になるモデルが発生する。このとき，建物層間変形角は 1/90 程度，損傷度 D は 1.05 程度であり梁端部の損傷度にて損傷ランクが決定している。一方，8 階モデル $\sigma_{igr}=10$ ， $Q_u/Q_{un}=1.50$ の場合では，地震動強さ $\lambda_E=5.0$ において，Rank4 となることが確認できる。このとき，建物の層間変形角は 1/50 程度，損傷度 D は 0.90 程度であり，層間変形角で損傷ランクが決定される。建物耐力や地震動強さにもよるが，群遅延時間の標準偏差 $\sigma_{igr}=30$ [sec] においては，梁端部の損傷度で損傷ランクが決定され， $\sigma_{igr}=10$ [sec] の場合は最大層間変形角または梁端部の損傷度にて決定される傾向がある。次に，図 6.5.5 に着目する。4F, 8F モデル，群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} に関わらず，建物耐力が大きくなると，損傷ランクが小さくなる。また，図 6.5.5 の活用方法として一例を挙げる。例えば建物の要求性能として，ある地震動強さ (例えば $\lambda_E=3.0$) において建物の Rank を 2 程度に抑えたい場合は図 6.5.5 より，建物耐力 $Q_u/Q_{un}=2.00$ を目標建物耐力に設定すればよい。

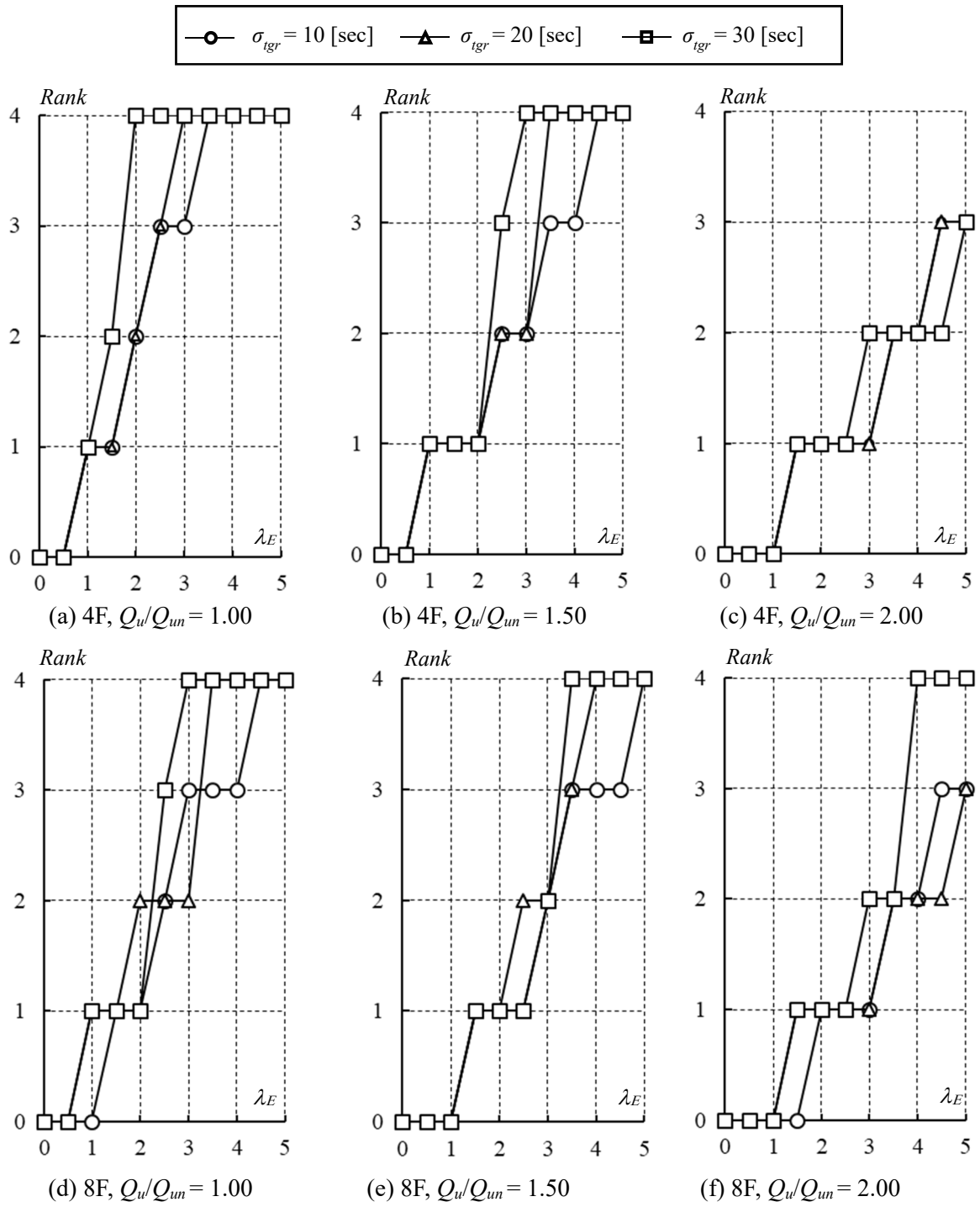


図 6.5.4 損傷ランク(σ_{igr} による比較)

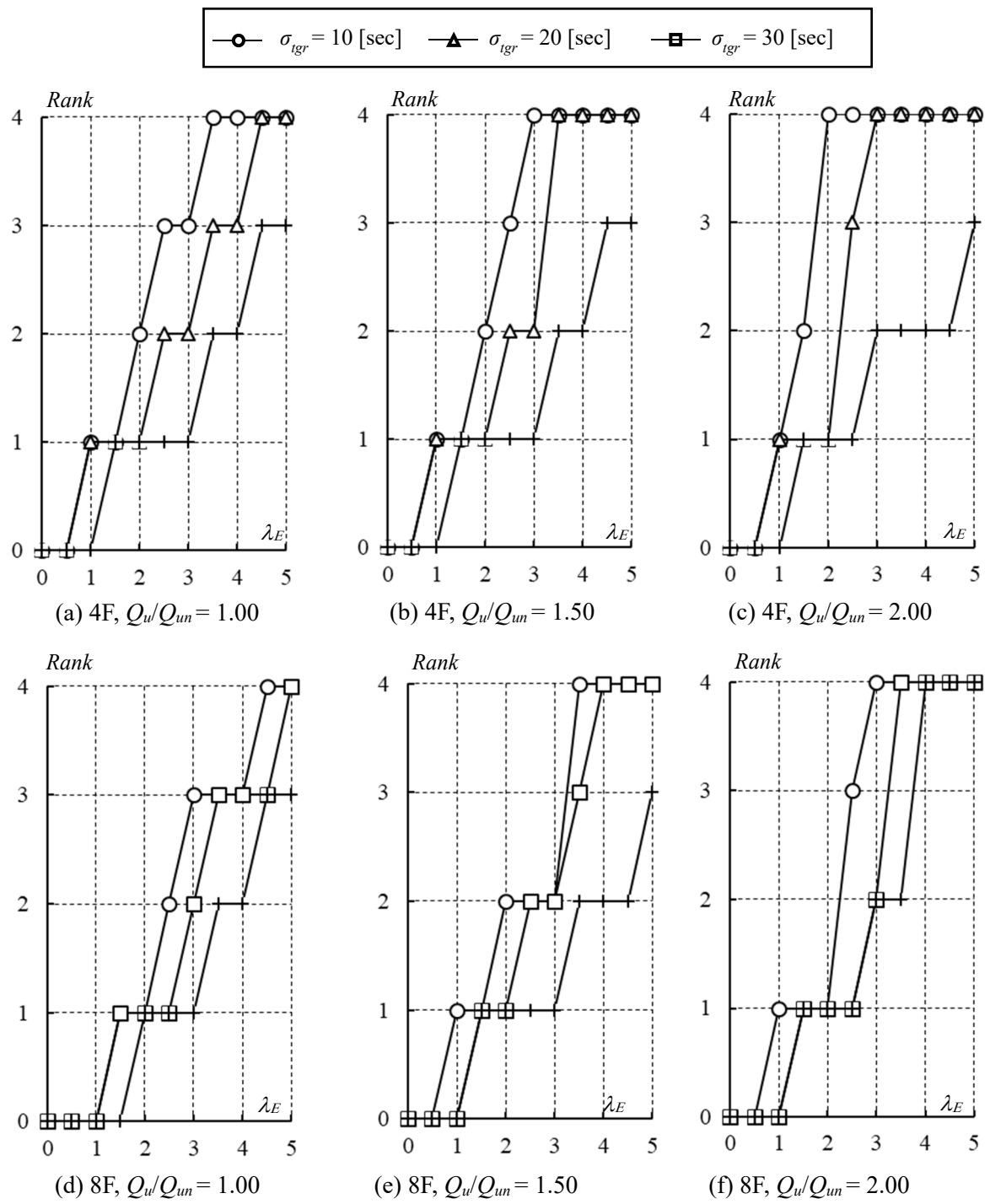


図 6.5.5 損傷ランク (Q_u/Q_{un} による比較)

6.6. まとめ

本研究で提案した地震動作成方法および解析対象モデルの範囲内ではあるが、鉄骨造の中低層の事務所ビルを対象とし、建物耐力 Q_u/Q_{un} を設定して解析モデルを作成した。外力のパラメータとして地震動の強さ λ_E や、群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} に着目した。地震応答解析を行い、上記パラメータの影響の分析を行った。最後に、建物の耐震性能評価方法の提案を行い、評価を行った。得られた結論のうち、本研究にて得られた知見を示す。

- (1)建物耐力 Q_u/Q_{un} に関わらず、本研究で対象とした解析モデルにおいては、各応答値の分布は、同形状であることを確認でき最大応答値の発生箇所は変動しないことを確認できた。
- (2)群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} が小さいと、最大層間変形角が大きくなり、 σ_{igr} が大きいと梁端接合部損傷度が大きくなることが確認できた。これは、文献[5]とも同様の傾向であり、多質点系においても、 σ_{igr} の影響は同様であることを確認した。
- (3)各地震動強さにおいて、各モデルの絶対加速度、最大層間変形角、残留変形角、損傷度 D に着目し σ_{igr} との関係性について分析を行った。絶対加速度については、建物耐力が大きくなるほど最大値が大きくなり、 σ_{igr} の影響は少ないことが確認できた。最大層間変形角、残留変形角は建物耐力が大きくなると、最大値が小さくなり、 σ_{igr} が小さいほど最大値が大きくなる傾向があった。損傷度 D では、建物耐力が大きくなると、最大値は小さくなり σ_{igr} が大きくなると、損傷度 D が大きくなることが確認できた。本研究に用いた解析モデルおよび地震動の場合ではあるが、特に建物耐力が小さいモデルにおいては、 $\sigma_{igr}=30$ [sec]の場合、地震動強さが $\lambda_E=2.0$ においても破断が生じる可能性があるため留意が必要である。
- (4)建物のクライテリアを設定し、損傷ランク分けを行い、耐震性能の評価方法の提案を行った。結果本研究で設定したクライテリアにおいては、 σ_{igr} の大きさにより、損傷ランクを決定する評価指標が異なることを示した。建物の損傷ランクは、最大層間変形角または梁端部の損傷度にて決定される可能性が高い。従って、建物応答値の評価を行う際には、地震動の強さだけではなく、採用する地震動の位相特性の影響を考慮する必要がある。

6 章の参考文献

- [1] 斎藤慶太,樋口貴也,中澤祥二：中低層事務所ビルを対象とした什器の転倒を考慮した地震リスク評価に関する研究，鋼構造論文集，Vol.23, No90, pp.77-88, 2016.6
- [2] Saito Keita, Higuchi Takaya, Nakazawa Shoji：A study of seismic risk evaluation consideration of overturning furniture for midle and low rise building , Proceedings of IASS Annual Symposia, IASS 2016, Tokyo, 2016.6
- [3] 中村有紀子，壁谷澤寿海：地震動特性に基づく応答変位の時刻歴期待値の評価法，日本建築学会構造系論文集，No.532, pp.51-56, 2000.6
- [4] 桑村仁，伊山潤，竹田拓也：地震動のエネルギー入力率スペクトルの特性—変位一定説とエネルギー一定説の調和—，日本建築学会構造系論文集，No.498, pp.37-42, 1997.8
- [5] 斎藤慶太,手塚晃斗,中澤祥二：入力地震動の位相特性が鋼構造体育館の最大応答や動的靱性指標に与える影響，構造工学論文集，Vol.65B, pp.517-524, 2019.3
- [6] 建設省建築研究所，日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針（案），1992.3
- [7] 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，1994.5
- [8] 理論地震動研究会編著：地震動その合成と波形処理，鹿島出版会，1994.2
- [9] 佐藤智美他：応答スペクトルと位相スペクトルの経験式に基づく想定地震に対する長周期時刻歴波形の作成，日本建築学会構造系論文集，No.649, pp. 521-530, 2010.3
- [10] 大川出他：長周期地震動に対する超高層建築物等の安全対策に関する検討，建築研究資料 No.127, 2010.12
- [11] 日本鋼構造協会：長周期地震動に対する鉄骨造梁端部接合部の安全性検証方法日本構造協会, 2016.12
- [12] Federal Emergency Management Agency：HAZUS99 technical manual, 1999.
- [13] 日本建築学会構造委員会鋼構造運営委員会：鋼構造性能設計ガイドライン,日本建築学会,鋼構造設計シンポジウム, 2005.11
- [14] 日本建築学会：建築物の振動に関する居住性の評価指針・同解説, 2004.5

7章 結論

7.1. まとめ

本研究では鉄骨造の中低層の事務所ビルを対象とし建物耐力 Q_u/Q_{un} （保有水平耐力/必要保有水平耐力）を変動させたモデルに対し外力のパラメータとして地震動の強さ λ_E や、群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} に着目した地震応答解析を行い、上記パラメータの影響の分析を行った。また、耐震性能評価方法の提案を行い、一部評価を行った。

本論文で得られた知見は、4章、5章、6章の末でまとめが述べられているため一部重複するが再びまとめて本論文の結論とする。

第1章では、本研究の背景と目的を述べた。

第2章では、本研究で対象とする建築物のモデル化について述べた。

第3章では、本研究で採用する入力地震動の作成方法について示し、既往の観測地震動12波と群遅延時間の標準偏差を変動させた乱数位相について分析を行った。得られた結果を要約する。

1. 群遅延時間の標準偏差が大きくなると等価速度スペクトルが大きくなることを示し、群遅延時間の標準偏差が大きいほど応答スペクトルの低減率が小さくなることを明らかにしている。

第4章では、建物の保有水平耐力の大きさを変動させた第2章で設定した解析モデルに対して、第3章で作成した告示の応答スペクトルに適合させた観測地震動12波を入力し、建物の保有水平耐力の大小が地震応答時に建物の構造材、非構造材および什器の転倒に対して与える影響について地震リスク解析手法を用いて分析を行った。得られた知見を示す。

2. 大きな地震動強さでは、建物の塑性化の影響により F_f が小さくなる。また、各層において F_f 分布の変化は小さく、各層で概ね同形状の分布となる。
3. Q_u/Q_{un} （保有水平耐力/必要保有水平耐力）の増加によって、建物の変形の抑制が実現でき、変形に関する期待損失の低減が期待できる。しかし、応答加速度は増加する傾向にあるため、加速度依存の非構造材のリスクは増加する。
4. Q_u/Q_{un} が大きいほど加速度は増加するが、什器の転倒率に大きな影響は与えない。理由を順序に従って示すと、 Q_u/Q_{un} が大きくなるに従って、 F_f が大きくなる。 F_f が F_b を超えることにより A_{R50} が大きくなる。転倒率の閾値である A_{R50} が大きくなることに

よって、什器の転倒に有利に作用し、 Q_u/Q_{un} が大きくなっても転倒率への影響は小さいと考えられる。

第5章では、バイリニア型履歴とスリップ型履歴を有する1質点系に対して、群遅延時間が異なる3種類の地震動を入力し、地震動の位相特性の違いが建物の最大応答値や破断に係る等価履歴ループ数に対して与える影響について分析を行った。得られた知見を示す。

5. 加速度応答スペクトルを固定した場合、バイリニア型履歴 ($C_y=0.3$) の場合、 μ_{\max} の12波平均は、 $\lambda_E=4.0$ 以下では σ_{igr} の値に関係なく概ね等しく、 $\lambda_E=4.0$ 以上では $\sigma_{igr}=30$ [sec] に比べて $\sigma_{igr}=10$ [sec], 20 [sec] の方がわずかに大きくなる程度である。そのため、バイリニア型履歴の場合、群遅延時間の標準偏差による最大応答値への影響は少ないと考えられる。ただし、バイリニア型履歴の場合、 σ_{igr} が大きくなるほど等価履歴ループ数 N が大きくなる傾向があり、総入力地震エネルギーも大きくなる傾向がある。一方、スリップ型履歴 ($C_y=0.5$) において σ_{igr} が大きいほど最大塑性率 μ_{\max} の12波平均は大きくなる傾向があることが確認できた。

6. バイリニア型履歴に対して、加速度応答スペクトルを固定した $\sigma_{igr}=10$ [sec], 20 [sec], 30 [sec] の模擬地震動を入力した場合の動的靱性指標 dF 値は σ_{igr} が増加した場合やや増加するものの、 σ_{igr} による顕著な違いは確認できない。これは、バイリニア型履歴の場合最大変形と σ_{igr} に明確な関係が見られないためである。また、観測波を用いて算定した dF 値と概ね一致することが確認できた。

第6章では、第4章と第5章より得られた知見を基に、建物の建物耐力 Q_u/Q_{un} (保有水平耐力/必要保有水平耐力) を変動させた解析モデルに対して、群遅延時間の異なる3種類の地震動を入力し、建物の最大層間変形角、残留変形角、梁端部損傷度に対して分析を行った。得られた知見を示す。

7. 建物耐力 Q_u/Q_{un} に関わらず、本研究で対象とした解析モデルにおいては、各応答値の分布は、同形状であることを確認でき最大応答値の発生箇所は変動しないことを確認できた。

8. 群遅延時間の標準偏差 σ_{igr} が小さいと、最大層間変形角が大きくなり、 σ_{igr} が大きいと梁端接合部損傷度が大きくなることが確認できた。これは、第5章とも同様の傾向であり、多質点系においても、 σ_{igr} の影響は同様であることを確認した。

9. 各地震動強さにおいて、各モデルの絶対加速度、最大層間変形角、残留変形角、損傷度 D に着目し σ_{igr} との関係性について分析を行った。絶対加速度については、建物耐力が大きくなるほど最大値が大きくなり、 σ_{igr} の影響は少ないことが確認できた。最大層間変形角、残留変形角は建物耐力が大きくなると、最大値が小さくなり、 σ_{igr} が小さいほど最大値が大きくなる傾向があった。損傷度 D では、建物耐力が大きくなると、最大値は小さくなり σ_{igr} が大きくなると、損傷度 D が大きくなることが確認できた。本研究に用いた解析モデルおよび地震動の場合ではあるが、特に建物耐力が小さいモデルにおいては、 $\sigma_{igr}=30$ の場合、地震動強さが $\lambda_E=2.0$ においても破断が生じる可能性があるため留意が必要である。
10. 建物のクライテリアを設定し、損傷ランク分けを行い、耐震性能の評価方法の提案を行った。結果本研究で設定したクライテリアにおいては、 σ_{igr} の大きさにより、損傷ランクを決定する評価指標が異なることを示した。建物の損傷ランクは、最大層間変形角または梁端部の損傷度にて決定される可能性が高い。従って、建物応答値の評価を行う際には、地震動の強さだけでなく、採用する地震動の位相特性の影響を考慮する必要がある。

7.2. 今後の展望と課題

1. 本研究では、第4章で非構造部材や什器を含めた分析を行ったが、位相特性の非構造部材や什器に与える影響については分析を行っていない。位相特性の影響も加味した検討は今後の研究課題である。
2. 本研究で対象として地震動の位相特性は図3.4.1に示したように地震動発生中のピーク値が一山のものを対象としている。今後複数のピークをもつ地震動等を対象とし分析を行う必要がある。ただし、複数のピーク値をもつ地震動をどのように適切に設定するかについては特に提案されている方法がないため、今後の研究課題である。
3. 位相特性の違いによる最大応答値の発生メカニズムについても詳細な分析が必要である。建物の地震に対する応答は建物の剛性、耐力、履歴特性、外力の位相、スペクトルの大きさ、外力のピーク値付近での応答値の履歴特性上の位置等により表現できると考えられる。同じ位相特性でも位相特性の入力時間の遅れ等を考慮し、建物の最大応答値付近でのエネルギー消費量等からの分析が必要である。今後の研究課題である。
4. 本研究では、耐震構造を検討対象としている。地震動の位相特性と標準編偏差の建物耐力との関係ばかりではなく、制振装置の減衰力の投入量と応答値の関係についても分析を行う必要がある。
5. 免震構造については、位相特性の影響を大きく受けることが予測される。免震構造に対しても検討が必要であると感じている。特に下部構造に耐震構造や制振構造を有する中間層免震構造に対しての検討も行う必要がある。

付録 1 梁端接合部損傷度の評価方法について

付録 1 では、Rain Flow 法と Miner 則に基づき[1,2,3]，梁端接合部に生じる損傷度を算出する方法について示す。

A. Rain Flow 法を用いた Miner 則による部材損傷度の算出方法

A. 1. Rain Flow 法

地震応答解析により得られる部材角の時刻歴応答は複雑に部材角が変動するため，部材角の大きさや頻度の分布を適切に求める必要がある。分布を求める方法としては，Rain Flow 法の他にピークカウント法やレンジカウント法，レンジペアカウント法などがある。ピークカウント法は損傷に影響しない部材角も計数するため安全側の評価を与えることになる。レンジカウント法は小さな変形積み重なり，大きな部材角が発生していた場合に，小さな変形のみを計数してしまうため，危険側の評価を与えることになる。レンジペアカウント法はレンジカウント法とは異なり，大変形を大変形として正しく認識させるための処理を施しているため，損傷の計数に最も適していると考えられる。Rain Flow 法はこのレンジペアカウント法の数値処理を容易にするために考え出された方法である。以上より，本研究では Rain Flow 法を用いて部材角の時刻歴応答から大きさや頻度の分布を求める。

始めに，本研究で扱う部材角の定義を行う。ここで取り扱う部材角は，梁には逆対称曲げモーメントが生じると仮定した場合に生じる節点角とする。梁部材に弾性梁要素の両端に曲げバネを有するモデルを用いた場合，梁部材に生じる変形と部材角 θ は図 A のように示すことができる。ここで， \odot は材端バネを示し， θ^e は弾性梁要素の部材角， θ^p は材端バネの回転角を示す。部材角 θ は θ^e と θ^p を足し合わせることで求められる。

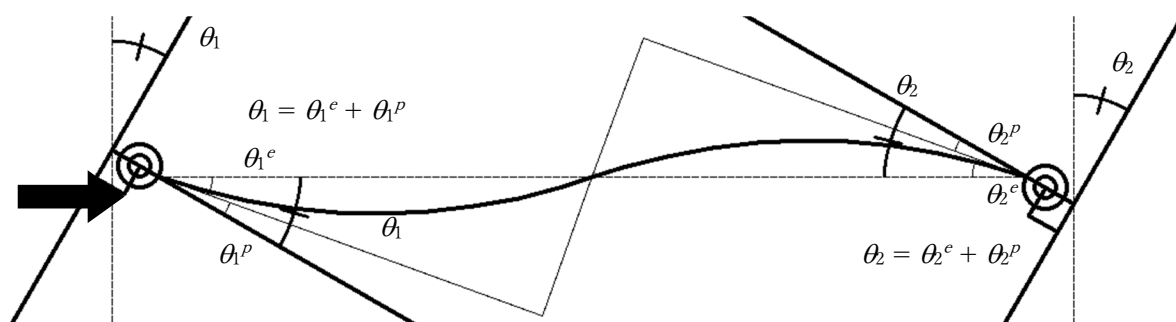


図 A 逆対称曲げが生じる梁部材の部材角 θ

以降では Rain Flow 法のアルゴリズムについて説明を行う。

①地震応答解析から部材角履歴を求める。

地震応答解析を行い，時刻歴と部材角の履歴を計算する。今回の説明では，図 B に示した波形を例に計算を行う。

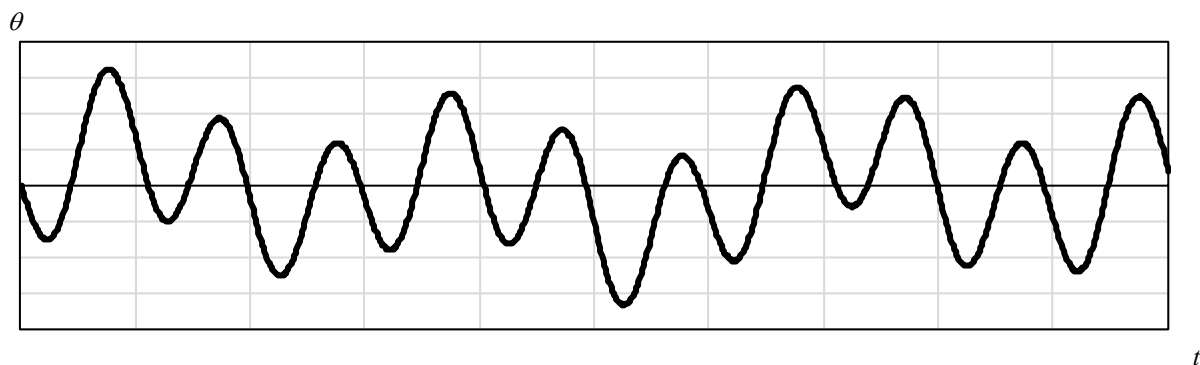


図 B 応答解析から得られた部材角履歴の例

②時刻歴応答の極大値と極小値を直線で繋ぎ，反転点を持つグラフに変換する。

①で求めた部材角履歴から最大値と最小値を求め，それらの点を図 C に示すように直線で繋ぐ。

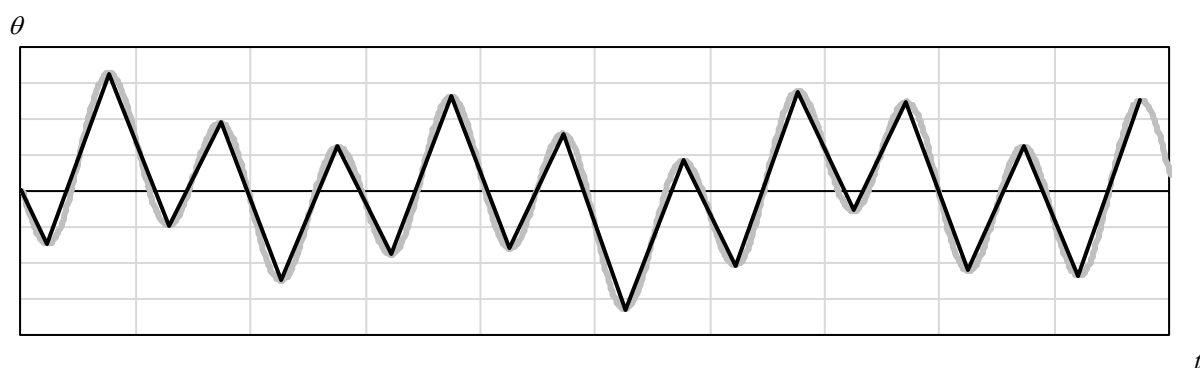


図 C 直線で近似した部材角履歴

最大値と最小値の求め方は，図 D に示すように，注目する点 (i) と隣り合う点 ($i-1$, $i+1$) の大きさを比較し，注目する点が最大 (最小) の場合，その振動の最大値 (最小値) とする。このアルゴリズムをすべての節点で繰り返し，反転点を持つグラフに変換する。

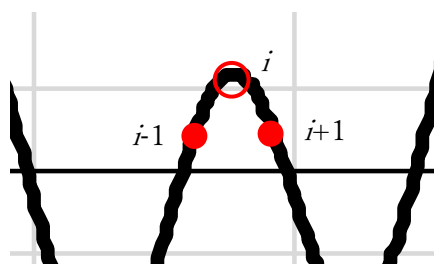


図 D 部材角履歴から

③小ループを波形から取り除く。

連続した 4 つの反転点の関係が式(a)を満たすとき，その中に閉じた完全な小ループがあると判断し，算定した後に小ループを波形から取り除く。

$$|\delta_1 - \delta_2| \geq |\delta_2 - \delta_3|, |\delta_2 - \delta_3| \leq |\delta_3 - \delta_4| \quad (\text{a})$$

小ループの全振幅は $|\delta_2 - \delta_3|$ で 1 サイクル，取り除いた後の波形の全振幅は $|\square_1 - \square_4|$ で半サイクルとする。計算例を図 E から図 H に示す。まず，図 J で作成をした波形に対して，図 E に示すように連続した 4 つの反転点（①から④）を取り出す。

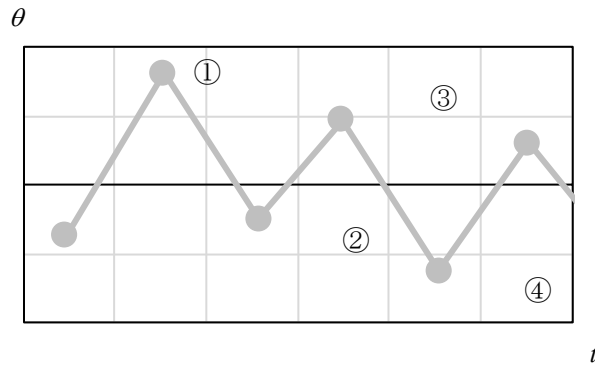
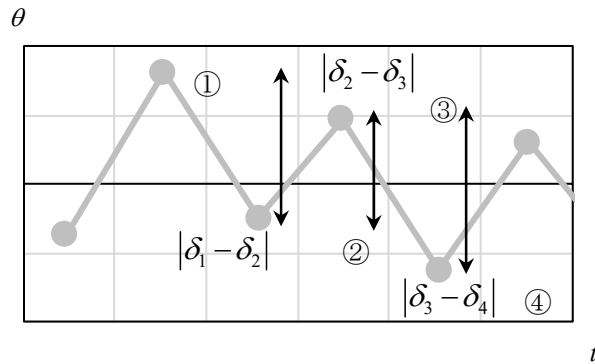


図 E 連続した 4 つの反転点を持つ部材角履歴

次に，4 つの点から点の距離をそれぞれの計算し，式(a)に示した関係式に当てはめる。図 F に示した例では， $|\delta_2 - \delta_3|$ が最も小さくなるため，波形から取り除く対象になる。



$$|\delta_1 - \delta_2| \geq |\delta_2 - \delta_3|$$

$$|\delta_2 - \delta_3| \leq |\delta_3 - \delta_4|$$

図 F ペアごとの反転点の大きさ比較

図 F の例に示すように②と③を波形から取り除くと、図 G に示すように波形を表すことができる。

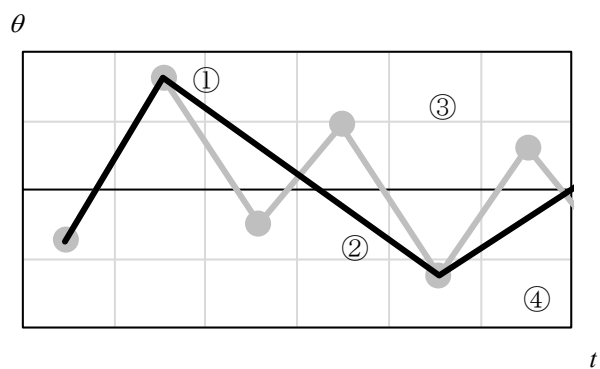


図 G 部材角履歴から取り除かれた波形

以上の処理を繰り返すと図 H に示すように波形を処理することができる。この処理で求めた波形の各頂点を θ とし、損傷度を算出する。

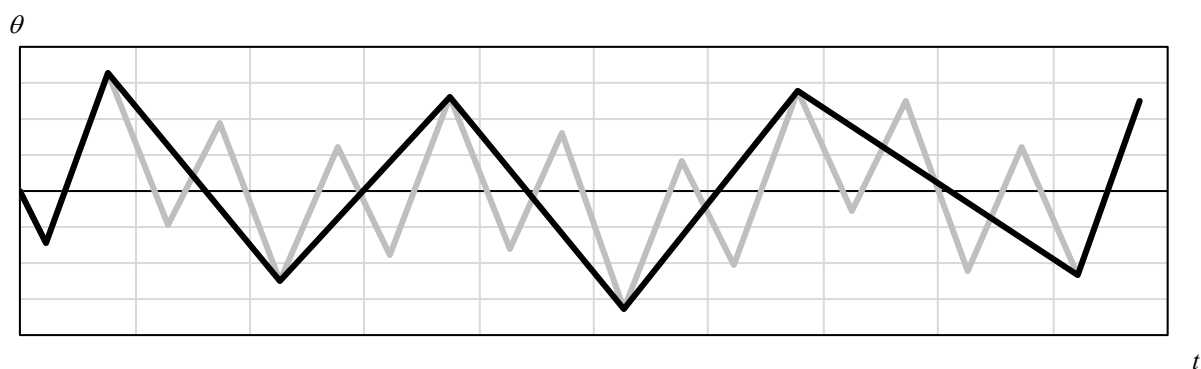


図 H Rain Flow 法による部材角履歴

A. 2. Miner 則による部材損傷度の算出方法

損傷度 D を評価するために Miner 則と呼ばれる線形累積損傷則を用いる。Miner 則は文献[12]で述べられている以下の仮定のもとにして、式(b)により求められる。ここでは $D > 1.0$ で部材の破断を示す。

- ・疲労損傷は疲労限度以上の応力振幅によって生じる。
- ・疲労損傷は応力の繰返しに比例して蓄積される。
- ・疲労損傷は応力の順序に無関係に蓄積される。

$$D = \sum_i \frac{N_i}{N_{f,i}} \quad (b)$$

ここで、 N_i は応答解析から得られる梁部材に生じる各振幅の繰返し回数、 N_f は各振幅に対応する梁端接合部の破断までの繰返し回数を示す。 N_f は式(c)により求められる。

$$N_f = 2.92 \times 10^{-6} \cdot J^{-4.99} \cdot \theta_{\max}^{-3.86} \quad (c)$$

ここで、 J は梁端の接合部詳細により決まるモーメント伝達能力の係数、 θ_{\max} は載荷振幅の最大部材角を示す。 N_f を評価するために θ_{\max} を用いる場合は塑性率が小さい領域（例えば検討対象外の 0.8 未満）を直接的に評価できない点に留意が必要になる。そのため、本研究では $\theta_{\max} / \theta_p < 0.8$ の部材角は無視して損傷度の計算を行う。式(c)から求めた N_f と θ_{\max} の関係（ $J = 1.12 : 4$ 階建てモデル $Q_u / Q_{um} = 1.50$ の梁端接合部を例とする）を図 I に示す。1 サイクルの履歴ループを示す $N_f = 2$ となる θ_{\max} は 0.0265 rad であるため、 $\theta = 0.0133$ rad の片押し変形が 1 サイクル発生すると破断に至る計算となる。また、正負交番載荷で破断となる N_f は $N_f = 1$ であり、その場合は $\theta_{\max} = 0.0318$ rad となる。片押し載荷で破断となる N_f は $N_f = 0.5$ であり、その場合は $\theta_{\max} = 0.0380$ rad となる。

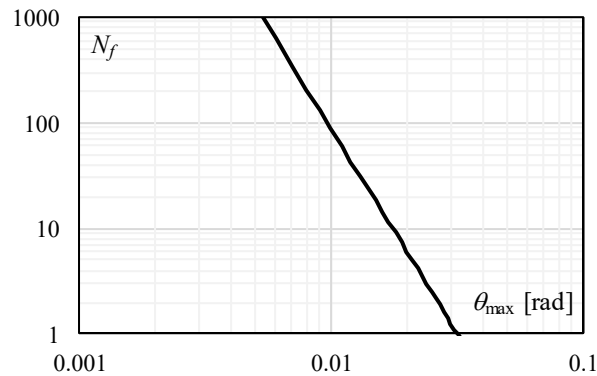


図 I 最大部材角 θ_{\max} と梁端接合部の破断までの繰返し回数 N_f の関係

式(c)で求められる N_f は一定の振幅 θ_{\max} が繰り返されると仮定して求められている。しかし、地震応答解析から得られる部材角履歴の振幅はランダムであるため、各振幅 θ_i に対応する $N_{f,i}$ を求めることで損傷度の算出を行う。そのため、以下の手順で梁端に生じる損傷度 D を算出する。

- ①B.1 で示した Rain Flow 法により地震応答解析から求めた部材角履歴の波形から小ループを取り除く。
- ②①で求めた波形の各レンジ θ_i に対応する $N_{f,i}$ を式(b)により求める。
- ③ $1/N_{f,i}$ を合算（図 J の例では $N_{f,1}$ から $N_{f,7}$ ）することで損傷度 D を求める。

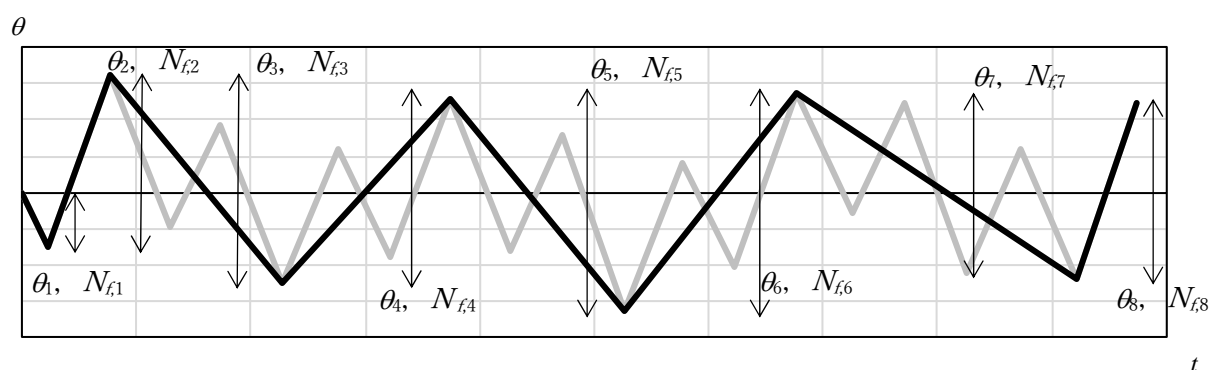


図 J Rain Flow 法により小ループを取り除いた波形

B. 中央関係式

損傷度の評価をするためのデータを処理するために、損傷度と評価項目を変数として中央関係式を作成する。損傷度の中央値 $\mu_s(x)$ と地震動強さ x の関係を表す中央関係式を式(d)のように仮定する。

$$\mu_s(x) = ax^b \quad (d)$$

ここで、中央関係式の両辺の対数をとると、中央関係式は式(e)のような1次関数で表すことができる。

$$\begin{aligned} Y &= A + bX \\ Y &= \ln(\mu_s(x)) \quad , \quad A = \ln(a) \quad , \quad X = \ln(x) \end{aligned} \quad (e)$$

係数 A 、 b は応答 y_{0i} の対数 Y_{0i} と中央値 $\mu_s(x_{0i})$ の対数 Y_i の誤差 e_i の二乗和が最小となる値とする。誤差の二乗和 J は次式のように表される。

$$J = \sum_{i=1}^n e_i^2 = \sum_{i=1}^n (Y_{0i} - Y_i)^2 = \sum_{i=1}^n (\ln(y_{0i}) - \ln(\mu_s(x_i)))^2 \quad (f)$$

誤差の二乗和 J が最小となる係数 A 、 b は停留条件「 $\partial J^2 / \partial A = 0$ 、 $\partial J^2 / \partial b = 0$ 」を用いて推定することができ、係数 A 、 b はそれぞれ式(g)、式(h)のようになる。

$$A = \mu_{Y0} - b \times \mu_{X0} \quad (g)$$

$$b = \frac{\mu_{XY0} - \mu_{X0}\mu_{Y0}}{\mu_{XX0} - (\mu_{X0})^2} \quad (h)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \mu_{X0} &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_{0i}) \quad , \quad \mu_{Y0} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(y_{0i}) \\ \mu_{XY0} &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [\ln(x_{0i}) \times \ln(y_{0i})] \quad , \quad \mu_{XX0} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [\ln(x_{0i}) \times \ln(x_{0i})] \end{aligned} \quad (i)$$

また、係数 a は式(j)により求めることができる。

$$A = \ln(a) \quad , \quad a = e^A \quad (j)$$

応答のばらつきを表す対数標準偏差 ξ_s は式(j)より求めることができる。

$$\xi_s = \sqrt{\sum_{i=1}^n \ln(y_{0i}) - (\ln(\mu_s(x_{0i})))^2} \quad (k)$$

付録 1 の参考文献

- [1] 日本鋼構造協会：長周期地震動に対する鉄骨造梁端接合部の安全性能検証方法，2016.12
- [2] 日本建築学会：鋼構造制振設計指針，2014.11
- [3] 日本材料科学会：先端材料シリーズ寿命・余寿命予測と材料，2006.4

付録 2 非構造部材のクライテリアの設定について

耐震性能評価に非構造部材等の評価を組み込む場合のクライテリアの設定について文献調査を行った結果を以下にまとめる。

A. 1. ALC(軽量気泡コンクリート)

A. 1. 1. 概要

ALC 版は、1930 年ごろに北欧で発明され、日本においては 1960 年代より鉄骨造の外壁として多数採用されてきた。日本工業規格 JIS A 5416(軽量気泡コンクリートパネル)にて定められている。壁として使われる場合、防錆処理を施した鉄筋格子を ALC でパネルに成形したものである。厚さ 75mm 以上の「厚形パネル」と厚さ 35mm 以上 75mm 未満の「薄形パネル」があり、薄形パネルは、戸建て住宅の外壁下地等に用いられている。本研究では、「厚形パネル」を対象とする。

A. 1. 2. 使用箇所

厚形パネルについては、主に外壁、間仕切り壁、屋根、床に使用されている。デザイングレードとしては、外壁の中で最も低い。本研究では、外壁および間仕切り壁に使用される場合についてクライテリアを設定する。

A. 1. 2. 工法の種別

縦張り工法および横張り工法に大別される。本研究で対象とする構法は、事務所ビルにて主に用いられる縦張り構法とする。2002 年以前まで用いられていた、縦壁挿入筋構法、2014 年以降ほとんどの縦壁で用いられている縦壁ロッキング構法のクライテリアについて設定する。

表 A。 ALC 工法種別の分類

部位	構法名	備考	対象
外壁	縦壁ロッキング構法	2002 年以降縦壁ほぼ全て	○
外壁	縦壁挿入筋構法	2002 年以前の縦壁ほとんど	○
外壁	縦壁スライド構法	2014 年頃まで用いられた。	×
外壁	横壁アンカー構法	2014 年以降	×
外壁	横壁ボルト留め構法	2014 年頃まで用いられた。	×
外壁	横壁カバープレート構法	2002 年頃まで用いられた。	×
内壁	間仕切り壁ロッキング構法	2014 年以降	×
内壁	縦壁フットプレート構法		×
内壁	アンカー筋構法	2014 年頃まで用いられた。	×

A. 1. 3. 被害事例

縦壁鉄筋挿入構法による帳壁の被害が多く、パネルの脱落および取り換えが必要な被害も確認されている。縦壁ロッキング構法による帳壁の被害は少なかったが、大きな被害生じた建物もあるそれらの建物では、ALCパネルの支持部材が大きく変形しALCパネルが脱落した可能性も考えられている。間仕切りパネルでは、階高が高く、横使いの中間つなぎ梁で支持された2層積みされた間仕切り壁などに被害が見られる。

A. 1. 4. クライテリアの設定

表 B 文献調査によるクライテリアの設定(ALC)

NO	構法	1/500	1/250	1/125	1/60	1/30	備考
1	挿入	▲(1/500) はだわかれ	▲(1/250) ALC表面剥落	▲(1/125) 縦目地ひび割れ	▲(1/60) ALCひび割れ	▲(1/15) 鉄筋溶接部 破断	非構造部材の 耐震設計施工指針[1]
2	ロッキング				▲(1/60) シーリング部 剥離	▲(1/20) シーリング破断	メーカー試験結果 (クリオンカタログ)[2]
3	ロッキング		▲(1/300) ひび割れ発生(軽微)		▲(1/50) 多数ひび割れ		建設省建築研究所[3]
4	ロッキング				▲(1/50) 補修可能なひび	▲(1/30) 取付部損傷	坂本他[4]
5	挿入		▲(1/300) 角部ひび割れ	▲(1/100) ひび割れ多数	▲(1/67) 剥離発生	▲(1/50) 脱落	大槻,大迫他[5]
6	ロッキング (タイル張り目地 有)				▲(1/75) 異常なし	▲(1/50) シーリング切れ	横家他[6]
7	ロッキング (タイル張り目地無 し)		▲(1/300) タイル目地ひ び割れ	▲(1/200) パネルひび割 れ	▲(1/75) タイル剥離		横家他[6]

名称	無被害	小破	中破	大破	偏差	Grade
ALC ロッキング構法	1/60	1/30	—	—	0.4	A
ALCタイル張り目地 有 ロッキング構法	1/60	1/30	—	—	0.4	A
ALCタイル張り目地 無し ロッキング構法	1/300	1/200	1/75	1/50	0.4	B
ALC 鉄筋挿入構法	1/300	1/100	1/67	1/50	0.4	B

A. 2. CW(カーテンウォール)

A. 2. 1. 概要

カーテンウォールは広義には、帳壁全般のことを指す。通常は工場生産した部材をプレハブ的に足場なしで建築物に取りつける外壁のことを示す。カーテンウォールの歴史は、19 世紀後半ヨーロッパにおいて鉄骨構造が開発されたことに端を発する。その後、大型鋼材の開発と鉄骨構造の進歩、外壁のプレハブ化といった『建築の工業化』のプロセスの中で、カーテンウォールは建築外装の主流となっていきます。カーテンウォールには、材料によって、金属系カーテンウォールとプレキャストコンクリートカーテンウォールの二種類存在する。

(1) 金属系カーテンウォール

アルミニウム、ステンレススチール等を素材とする。地震に対する安全性の研究も多く積み重ねられ、耐震設計を行うことができる。金属系カーテンウォールには、①方立式、②バックマリオン方式③パネル方式④スパンドレル方式⑤小型パネル組み合わせ方式等の種類がある。

(2) プレキャストコンクリートカーテンウォール

PC カーテンウォールは、面構成上の違いと層間変位の作用の違いにより、①層間パネル方式、②梁パネル方式(スパンドレル方式)③柱カバー方式④柱・梁カバー方式等の違いがある。PC カーテンウォールは構成材の面内剛性が高く、その寸法も大きいため層間変形角に対する設計では、躯体との接合部が可動可能となるメカニズムが組み込まれる。(ファスナー)また、重量が大きいため慣性力による検討も必要となる。カーテンウォールの層間変形追従方式としては、主としてスウェイ方式とロッキング方式がある。

A. 2. 2. 使用箇所

外壁に使用される。デザイングレードとしては、外壁の中で高い。本研究では、外壁に使用される場合についてクライテリアを設定する。

A. 2. 3. 工法種別

スウェイ方式とロッキング方式に大別される。本研究で対象とする構法は、事務所ビルにて主に用いられるロッキング構法とする。

A. 2. 4. 被害事例

脱落や、PC ファスナー部の破損の被害が報告されている。東日本大震災においては、目地ずれ、隅部の仕上げタイルの剥離などの被害があったが、大きな破損にいたる事例はほとんどなかった。ここでは、カーテンウォールについて取り上げているが、カーテ

ンウォール形式となっていない、PC版の脱落が数例あったとの報告がある。

A. 2. 5. クライテリアの設定

表 C 文献調査によるクライテリアの設定(CW 工法)

NO	構法	1/500	1/250	1/125	1/60	1/30	備考
1	ロッキング 金属	▲(1/400) 健全再利用可	▲(1/150) 主要部が破損 しない程度				JASS14[7]
2	ロッキング 金属				▲(1/50) 損傷せず	▲(1/25) 目地亀裂	長江他[8]
3	ロッキング PC			▲(1/125) パネル ひび割れ	▲(1/90) ファスナー部 ひび割れ	▲(1/40) 脱落なし	伊藤他[9]
4	ロッキング PC		▲(1/200) パネルのずれ シーリング材 一部剥落	▲(1/120) パネル交差部の 割れ、欠け	▲(1/75) ファスナー脱落 変形	▲(1/75以上)	JASS14[7]

名称	無被害	小破	中破	大破	偏差	Grade
金属 ロッキング構法	1/50	1/25	—	—	0.4	A
PC ロッキング構法	1/300	1/125	1/40	1/20	0.4	A
PC ロッキング構法	1/300	1/100	1/67	1/50	0.4	A

A. 3. 乾式間仕切り壁

A. 3. 1. 概要

間仕切り壁には、乾式と湿式があり、乾式の中では下地の種類により軽量鉄骨下地、木製壁下地、単板積層材下地がある。本論文では、軽量鉄骨下地を取り扱う。軽量鉄骨間仕切りは、1970年代より、使用されはじめた。軽鉄間仕切り壁は、床スラブと上階床スラブまたは床スラブと天井の間に設置し、壁下地材と仕上げボードで構成される。壁下地材には軽量鉄骨部材を仕上げボードには石膏ボードやケイ酸カルシウム板等が用いられ、コンクリートやモルタルを用いないため乾式工法に分類されている。

A. 3. 2. 概要

内壁に使用される。現在最も一般的な工法である。

A. 3. 3. 工法

LGS 下地工法

A. 3. 4. 被害事例

主な被害パターンとしては、①面外方向への脱落②天井止め壁の天井移動による被害③天井材の衝突による被害④層間変形挙動による被害であった。軽鉄間仕切り壁の損傷により、避難動線を塞いでしまい避難を妨げる場合や脱落した壁が人に当たる場合には人命にかかわる事故となる。また、地震直後の火災に対して防火区画としての壁が機能しない場合には、火災が容易に拡大することにつながる。

A. 3. 5. クライテリアの設定

表 D 文献調査によるクライテリアの設定(乾式間仕切り壁)

NO	構法	1/500	1/250	1/125	1/60	1/30	備考
1	LGS		▲(1/170) 隅部ひび割れ	▲(1/120) チャンネルの開き	▲(1/40) ビス めり込み	▲(1/30) ボード ひび割れ	坂本他[10]
2	LGS		▲(1/200) シーリング 切れ	▲(1/150) ビス抜け			古賀他[11]
3	LGS		▲(1/200) 小破	▲(1/100) 中破	▲(1/50) 大破		加登,中島他[12]

名称	無被害	小破	中破	大破	偏差	Grade
LGS	1/250	1/200	1/125	1/50	0.4	A

A. 4. ECP(押し出し成型セメント板)

A. 4. 1. 概要

ECP は、セメント、けい酸質原料および繊維質原料を用いて中空を有する板状に押出成形し、オートクレーブ養生した工業製品である。1970 年前半に製品開発が行われた。

A. 4. 2. 使用箇所

主に外壁に使用されている。デザイングレードとしては、ALC よりは、高級である。

A. 4. 3. 工法種別

ロッキング工法， レールファスナー工法(石貼りに対応)

A. 4. 4. 被害事例

文献調査からは，被害事例なし。(ALC と混同されている可能性もある。)

A. 4. 5. クライテリアの設定

表 E 文献調査によるクライテリアの設定(押し出し成型セメント板)

NO	構法	1/500	1/250	1/125	1/60	1/30	備考
1	ロッキング			▲(1/125) ▲(1/100) パッキン シール の回転 切れ	▲(1/50) 下地への接触		メーカー資料[13] (ノザワカタログ)
2	レール		異常なし				レールファスナー[13]

名称	無被害	小破	中破	大破	偏差	Grade
ロッキング構法	1/60	1/30	—	—	0.4	A
石貼り等 レールファスナー 構法	1/60	1/30	—	—	0.4	A

A. 5. 天井 (軽量鉄鋼下地吊り天井)

A. 5. 1. 概要

天井は吊天井と直天井に大別される。本研究では特定天井ではない軽量鉄鋼下地による吊天井を対象とする。軽量鉄骨間仕切りによる天井は、1957 年の東京丸の内の再開発で初めて使用されたと言われている。

A. 5. 2. 使用箇所

天井に使用される。

A. 5. 3. 工法

在来工法とシステム天井がある。

A. 5. 4. 被害事例

在来工法の天井については、これまでの震度 4～5 弱程度の地震で損傷する等の被害が見受けられた。システム天井については、耐震性を確保するため、ロックウール工業会が主導して「システム天井新耐震基準」等をまとめており、この基準に従って施工した天井では大きな被害は見られなかった。主な被害パターンとしては、①天井の全面脱落②接合部の損傷③天井段差部の天井がある。

A. 5. 5. クライテリアの設定

表 F 文献調査によるクライテリアの設定(天井)

NO	構法	100	200	300	400	500	備考
1	ブレース 無し	▲(100) 天井の動きが 大きくなる			▲(416) 落下		非構造部材の 耐震設計施工指針[1]
2	ブレース 有			▲(300) 天井の動きが 大きくなる		▲(588) 落下	非構造部材の 耐震設計施工指針[1]
3	グリッド天 井					▲(487) 落下	小林他[14]

名称	無被害	小破	中破	大破	偏差	Grade
天井	-	-	-	500	0.4	A

A. 6. 設備機器

A. 6. 1. 概要

設備機器は、①空調設備②給排水衛生設備等がある。本研究では、被害事例から給排水衛生設備の水槽を対象とする。建築設備耐震設計指針・施工指針[15]を参考として以下のように設定する。

(1) 設備機器が設計される設計震度について

時刻歴応答解析が行われていない、一般建物については以下のように設計水平震度 K_H が設定される。

$$K_H = Z \cdot K_S$$

K_S : 設計用標準震度

Z : 地域係数

表 G 設備機器の耐震クラスの設定 1

	設備機器の耐震クラス		
	耐震クラス S	耐震クラス A	耐震クラス B
上階，屋上	2.0	1.5	1.0
中間階	1.5	1.0	0.6
地下および1階	1.0(1.5)	0.6(1.0)	0.4(0.6)

同指針では時刻歴応答値を用いた場合の設計水平震度 K_H' については、以下のように設定するとある。

$$K_H' = (Gf/G) \cdot \beta \cdot I$$

Gf : 各階の床の応答加速度

G : 重力加速度 (= 980 [cm/sec²])

β : 水槽の設置場所による応答倍率 (1 階，地階 ; 2.0, その他;1.5)

I : 水槽の重要度係数 (0.7~1.5)

すなわち，得られたフロアレスポンスに対して，局部震度の割り増しとして， $\beta=1.5 \sim 2.0$ を考慮している。

上記の表に対して、応答倍率 β にて割り戻すとクライテリアとなる。すなわち

表 H 設備機器の耐震クラスの設定 2

	設備機器の耐震クラス/ β =短期許容応力度内		
	耐震クラス S	耐震クラス A	耐震クラス B
上階、屋上	1.33	1.0	0.66
中間階	1.0	0.66	0.4
地下および 1 階	0.50(0.75)	0.3(0.5)	0.2(0.3)

上記は許容応力度値であるため、機器が転倒するであろう破断（短期 $\times 1.5$ ）のクライテリアは、以下となる。

表 I 設備機器の耐震クラスの設定 3

	設備機器の耐震クラス=破断		
	耐震クラス S	耐震クラス A	耐震クラス B
上階、屋上	2.0	1.5	1.0
中間階	1.5	1.0	0.6
地下および 1 階	1.0(1.5)	0.6(1.0)	0.4(0.6)

A. 6. 2. 使用箇所

設備機器(空調設備，給排水設備)

A. 6. 3. 被害事例

①天井吊り機器の損傷や落下②天井機器の転倒等③機器脚部の損傷④アンカーボルトの抜けや破断東日本の震災においては、特に①，②の被害が多かったことが報告されている。

A. 6. 4. クライテリアシート

NO	構法	0	500	1000	1500	2000	備考
1	Sクラス			▲(1333) 短期許容 応力度内	▲(2000) 破断(転倒)		普通水槽は屋上
2	Aクラス			▲(1000) 短期許容 応力度内	▲(1500) 破断(転倒)		普通水槽は屋上
3	Bクラス		▲(666) 短期許容 応力度内	▲(1000) 破断(転倒)			普通水槽は屋上

名称	無被害	小破	中破	大破	偏差	Grade
Sクラス	-	1333	1667	2000	0.4	S
Aクラス		1000	1250	1500	0.4	A
Bクラス		666	833	1000	0.4	B

付録 2 の参考文献

- [1] 日本建築学会：非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領, 2003.1
- [2] 株式会社クリオン：クリオンテクニカルハンドブック, pp.266, 2022.
- [3] 伊藤他：ALC ロッキング工法実大変形追従性能試験その 1～その 6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.107-114, 1998.9.
- [4] 坂本他：ALC パネル外壁の耐震性に関する実験的研究その 1～3 , 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.201-206, 1987.10
- [5] 大槻他：挿入筋構法で取り付けられた ALC パネルの脱落対策に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.393-394, 2012.9
- [6] 横家他：現場タイル張り ALC パネルの層間変形追従性能に関する実験的研究その 1～その 3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.353-358, 2002.9
- [7] 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS14 カーテンウォール工事, 2012.2
- [8] 長江他：超高層建物の地震応答を受けるカーテンウォールの耐震性能-E-ディフェンス振動台実験-, 日本建築学会技術報告集, Vol.33, pp.535-540, 2010.6
- [9] 伊藤他：日米共同大型耐震実験研究(鉄骨造)―鉄骨造実大 6 層建物による非構造部材の耐震実験その 1～2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.797-800, 1985.10
- [10] 坂本他：非耐力壁の層間変形追従性能に関する研究(その 1～その 2), 日本建築学会大会梗概集, pp.1251-1254, 1977.9
- [11] 古賀他：乾式間仕切り壁の動的層間変形性能の調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1121-1122, 1999.9
- [12] 加登他：軽量鉄骨間仕切り壁の耐震性能と修復性の検証, 日本建築学会構造系論文集, Vol.614, pp139-146, 2007.4
- [13] 株式会社ノザワ：アスロック技術資料 <https://www.asloc.co.jp/>
- [14] 小林他：グリッドシステム天井の耐震実験その 1～その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.865-868, 2001.9
- [15] 日本建築センター：建築設備耐震設計・施工指針, 2014.9

発表論文(本研究に関連して発表した論文)

- 1 斎藤慶太, 樋口貴也, 中澤祥二, 中低層事務所ビルを対象とした什器の転倒を考慮した地震リスク評価に関する研究, 鋼構造論文集, Vol.23, No.90, pp.77-88, 2016.6
- 2 斎藤慶太, 手塚晃斗, 中澤祥二, 入力地震動の位相特性が鋼構造体育館の最大応答や動的靱性指標に与える影響, 構造工学論文集, Vol.65B, pp.517-524, 2019.3
- 3 斎藤慶太, 中澤祥二, 入力地震動の位相特性が中低層事務所ビルの地震応答に与える影響 -耐震性能評価法の一提案-, 鋼構造論文集, Vol.29, No.115, pp.1-11, 2022.9
- 4 Saito, Keita; Higuchi, Takaya; Nakazawa, Shoji, A study of seismic risk evaluation consideration of overturning furniture for midle and low rise building, Proceedings of IASS 2016 Annual International Symposium, Tokyo, Japan, 2016.6

発表論文(その他の関連論文)

- 1 手塚晃斗, 斎藤慶太, 中澤祥二, 入力地震動の位相特性が円筒ラチスシェル屋根の最大応答や動的靱性指標に与える影響, 構造工学論文集, Vol.66B, pp.77-84, 2020.3
- 2 Tezuka Akito, Saito, Keita Nakazawa, Shoji, Influence of phase characteristics of input ground motion of maximum responses and dynamic ductility index of cylindrical reticulated shell roofs, 12th Pacific Structural Steel Conference, Tokyo, Japan, 2019.11

謝 辞

筆者は、2006年4月に豊橋技術科学大学大学院加藤・中澤研究室を修了しました。その後、株式会社アール・アイ・エーの技術本部構造技術部において、構造設計に従事しました。2011年、同社の社内研修制度である「研究開発奨励支援制度」により同社より支援を受け、中澤研究室において地震リスク解析に関して、学ぶ機会を得ました。その後学んだ結果を2016年に本論文の基となる一編の論文としてまとめることができました。それが機会となり、2017年4月に社会人枠の豊橋技術科学大学建築・都市システム学博士後期課程の社会人学生となり、中澤研究室の一員として、研究を行いました。

実務と研究の両立は想像していた以上に難しく本論文をまとめるにあたり、6年の歳月を要しました。その間多くの方々からのご指導ご支援をいただきました。心よりの感謝の意を表します。

恩師である豊橋技術科学大学大学院教授 中澤祥二博士には、社会人となった筆者に対し研究室一員として入学する機会を与えていただき、懇切な指導を賜りました。厚くお礼を申し上げます。

同大学大学院教授 齊藤大樹博士、松本幸大博士には論文審査を通じて貴重なご意見をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

筆者がこのような機会に恵まれ本論文をまとめ上げることができたのも、本研究に限らず現在にいたる礎をきづいていただいた恩師 豊橋技術科学大学大学院名誉教授 加藤史郎博士から受けましたご指導、ご教示があつてのものです。深く感謝申し上げます。

本研究を行う機会と様々な形でのご支援をいただきました、株式会社アール・アイ・エー 宮原義昭 最高顧問、岩永裕人 代表取締役会長、野久保洋 取締役副会長、梅澤隆 代表取締役社長と経営陣の方々に深く御礼申し上げます。また同時に終始多大なご配慮ご支援をいただきました、同社 武長元 顧問、鶴田正一 技術副本部長および技術本部構造技術部の方々に御礼申し上げます。

本研究をまとめるにあたり、中澤研究室の皆さまにはお世話になりました。特に共同研究者として一緒に研究に携わっていただいたMHIパワーエンジニアリング株式会社 樋口貴也氏、株式会社巴コーポレーション 手塚晃斗氏、藤田耕平氏には大変お世話になりました。実務と研究を両立できたのは皆さまのおかげです。心より感謝の意を表します。

本研究は、筆者の日常業務を通じて得た知見や、学生時代の友人を含めた多くの方々の議論の上に成り立っております。筆者の様々な活動の中で、ご指導、ご鞭撻いただいた多くの方々に深く御礼申し上げます。

最後に理解を示していただいた家族に深く感謝の意を表します。

2023年1月 斎藤慶太