

限界変形を考慮した空間構造の耐震性能評価手法
に関する研究

(A Study on Seismic Performance Evaluation
for Spatial Structures Considering Critical Deformation)

2015 年 1 月

博士（工学）

柳 澤 利 昌

豊橋技術科学大学

限界変形を考慮した空間構造の耐震性能評価手法に関する研究

日本や中国のような地震の多い地域では建築物の設計時に固定荷重だけでなく、地震時の影響も考慮した設計（耐震設計）を行う必要がある。1981年に、日本では構造物の強度だけでなく、変形能力も確保された設計法（新耐震設計法）が確立された。そのため、エネルギー吸収能力を考慮した高い耐震性能を持つ構造物を設計することが可能となった。しかしながら現行の基準は重層構造物を中心に定められており、ドームや学校体育館、構造などの空間構造物への適用については設計法が確立されていない。

空間構造物はスポーツアリーナや産業施設として利用されることが多い。また、学校体育館などは災害時に利用されることから、さらに高い耐震性能が必要とされる。しかしながら、2011年の東日本大震災では構造体の被害だけでなく、天井材などの二次部材の被害が多く報告されており、現行の基準では十分に耐震性能を評価できていないことが明らかになっている。また、現行の基準は構造体の変形能力を保障しているが、地震時に生じる変形量については明らかになっていないため、前述した問題に対応することが困難である。したがって、構造物の変形に応じた耐震性能評価法や機能維持を考慮した損傷評価法が求められている。

以上を踏まえ、本研究では空間構造の耐震性能およびその簡易評価法を提案した。空間構造はドーム、円筒、HPなど様々な構造形式があるが、本研究では比較的スパンが短い鋼構造体育館とスパンの長い単層ラチスドームを対象とした。変形に応じた耐震性能評価法として、既往の研究で提案されている動的靱性指標を採用し、入力地震動の大きさと構造物の変形の関係を時刻歴地震応答解析から分析した。また、設計者が耐震性能を簡易に評価できるようにプッシュオーバー解析に基づいた評価手法を提案した。各章の要約を以下にまとめる。

第1章では、空間構造の研究背景および日本での耐震評価法の概要を示している。また、現行の耐震性能評価法の問題点を示し、その解決策および本研究の目的を示した。

第2章では、山形屋根を有する鋼構造の学校体育館を対象とし、その応答性状および崩壊性状について分析した。スパン方向の地震入力に対する耐震要素は山形フレームや妻面ブレースなどがあるが、本研究では山形フレームに注目し、静的および動的の弾塑性解析から崩壊メカニズム等を確認した。また、平面モデルと屋根面ブレースの影響を考慮した立体モデルとの比較を行い、立体効果による応答の低減を確認した。

第3章では、弾塑性時刻歴地震応答解析に基づいて、スパン方向に地震動を受ける鋼構造体育館の耐震性能を議論した。既往の研究で提案されている動的耐震性能指標を用いて、構造物の限界変形に応じた耐震性能を明らかにした。また、耐震性能を簡易に評価できるようにプッシュオーバー解析に基づいた評価手法を提案し、その妥当性を明らかにした。

第4章では、単層ラチスドームを対象とし、その耐力および応答性状を明らかにした。単層ラチスドームは複数の主要モードが発生し、地震荷重の作成が困難であるため、本章では一般の設計者でも利用可能なドームの層せん断力および部材軸力に注目した地震荷重を作成し、その精度および適用範囲について検討した。その結果、時刻歴地震応答解析の結果と応答値が概ね対応することが確認でき、初期降伏時の耐力を推定できることが明らかになった。

第5章では、弾塑性地震応答解析に基づいて、単層ラチスドームの耐震性能を明らかにした。また、ドームの変形量に応じて動的靱性指標を算出し、部材細長比に応じた推定式を提案した。最後に、プッシュオーバー解析に基づいた耐震性能評価手法を提案し、その精度を明らかにした。

第6章では、研究の結果得られた結論と今後の課題について述べている。

A Study on Seismic Performance Evaluation for Spatial Structures Considering Critical Deformation

Abstract

Spatial structures are designed not only for dead load but also for seismic load especially in areas with high seismicity such as Japan and China demanding high seismic performance. So the present paper focuses on the steel gymnasium and single layer reticular domes as spatial structure and the collapse mechanisms and seismic performance are discussed.

The content of each chapter is summarized as follows.

In the 1st chapter, the background and objectives of this study are described.

In the 2nd chapter, the collapse mechanisms and the ultimate strength based on static analysis of the school gymnasium subjected to earthquake motions in the span direction is investigated. First, numerical models in this study are explained using steel-framed gymnasiums designed using structural design code in Japan. Second, seismic response characteristics and collapse mechanism of two plane gable frame structures, which are respectively fundamental seismic resisting elements of the gymnasium, are analyzed based on an elastic-plastic response analysis. Finally, 2D model and 3D model are compared and the relationship between the plastic deformation and the effect of the roof braces is discussed.

In the 3rd chapter, the present study proposes an efficient method for calculating these indices, the values of dI_S and dF , based on both a static pushover analysis and a capacity spectrum method. An ordinary pushover analysis of tall buildings assumes a close correspondence between story drift angle and plastic rotation holds. However, the story drift angle of a gable frame does not correspond one to one to the plastic rotation angle, because the roof has a tendency as a spatial structure to settle or sink down due to its dead load. This kind of behavior, having not been so far clearly identified, is lighted up in this study. Considering the accumulation of plastic rotation angle occurred at the hinges connected to the top of columns, this paper, first, studies the magnitude of plastic rotation angle θ_p based on both the pushover analysis and dynamic analysis, then compares them and finally the validity and usefulness of the proposed method is proved.

In the 4th chapter, the present study proposes statically equivalent seismic loads which can be applied not only to design in serviceability limit level but also to pushover analysis in ultimate limit level. Several structural models are the targets: the span varies 60, 80, 100 and 120 meters. First, the responses of accelerations and axial forces are evaluated by linear elastic response analysis against the serviceability limit level. Second, based on the results the magnitudes and distributions of the seismic loads to the dome surface are proposed for determining the equivalent seismic loads. Third, the collapse mechanism and resistance performance for seismic load are calculated and the study argues the validity of proposed seismic load.

In the 5th chapter, the present paper proposes an efficient scheme to evaluate seismic performance of single layer reticular domes under severe earthquakes. In an example in this study, the member cross sections are firstly proportioned against two times dead load, where the domes are supported totally and directly by pins at a rigid foundation. Secondly, the collapse mechanisms of the single layer reticular domes based on the elastic plastic response analysis are investigated from a view point of accumulated

displacements at a point and plastic deformation within members. Thirdly, the resistance capacity, here defined as seismic performance index, is formulated by multiplying an initial yield base shear coefficient with dynamic ductility indexes μF . The value of μF is determined in terms of accumulated plastic rotation. In the 6th chapter, the summary of the present study is described.

目次

第 1 章 序論

1.1	はじめに	1
1.2	近年の研究状況	1
1.3	現行の耐震性能評価法の概要	2
1.4	本論文の目的	3
	第 1 章の参考文献	5

第 2 章 鋼構造体育館の崩壊性状と応答性状

2.1	はじめに	7
2.2	対象構造物	8
2.2.1	形状	
2.2.2	部材断面	
2.2.3	固定荷重	
2.2.4	解析モデル	
2.3	入力地震動	18
2.3.1	告示スペクトルの概要	
2.3.2	模擬地震動の性質	
2.4	平面モデルの検討	22
2.4.1	静的増分解析	
2.4.2	地震応答解析	
2.5	立体モデルの検討	39
2.5.1	静的増分解析	
2.5.2	地震応答解析	
2.6	まとめ	53
	第 2 章の参考文献	54

第 3 章 鋼構造体育館の耐震性能評価

3.1	はじめに	55
3.2	弾塑性地震応答解析に基づいた耐震性能評価	56
3.2.1	耐震性能評価指標	
3.2.2	耐震性能評価	
3.3	プッシュオーバー解析に基づく 1 自由度系への縮約	59
3.3.1	基本式の誘導	
3.3.2	減衰定数の定め方	
3.3.3	等価地震動強さ	
3.4	時刻歴地震応答解析とプッシュオーバー解析の比較	61
3.4.1	代表変位と水平変位の比較	
3.4.2	減衰特性に関わる係数の検討	
3.4.3	最大応答値の比較	
3.5	プッシュオーバー解析に基づく耐震性能評価手法の提案	63
3.5.1	耐震性能評価の手順	
3.5.2	提案した評価手法の精度	
3.5.3	プッシュオーバー解析に基づく最大応答値の推定	
3.6	屋根面ブレースの影響	65
3.6.1	屋根面ブレースの役割	
3.6.2	屋根面の層せん断力係数の定義	
3.6.3	減衰特性を表す係数の検討	
3.6.4	地震応答解析との比較	
3.7	まとめ	74

第3章の参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 54

第4章 単層ラチスドームの崩壊性状と応答性状

4.1 はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 77
4.2 解析モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 78
 4.2.1 概要
 4.2.2 部材断面の設定方法
 4.2.3 固定荷重
4.3 単層ラチスドームの特徴・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 100
 4.3.1 固定荷重時の静的解析
 4.3.2 固有振動解析
 4.3.3 時刻歴地震応答解析
 4.3.4 振動モードと応答値の関係
4.4 地震荷重の提案・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 133
 4.4.1 提案式
 4.4.2 補正係数
4.5 地震荷重の精度・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 139
 4.5.1 ドーム最下層の最大層せん断力
 4.5.2 部材軸力
4.6 地震荷重の適用範囲および耐荷性能・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 141
4.7 まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 142
 第4章の参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 144

第5章 単層ラチスドームの耐震性能評価

5.1 はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 145
5.2 耐震性能評価手法の提案・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 146
 5.2.1 動的靱性指標および限界変形の定義
 5.2.2 構造物と部材の変形
 5.2.3 評価手順
5.3 提案した地震荷重を用いた座屈解析・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 155
 5.3.1 解析モデル
 5.3.2 線形座屈解析
 5.3.3 弾性座屈解析
 5.3.4 弾塑性座屈解析
 5.3.5 修正ダンカレー式を用いた耐震性能評価
5.4 まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 175
 第5章の参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 176

第6章 結論

6.1 まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 177
6.2 今後の課題・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 179
 第6章の参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 180

謝辞

査読付き論文リスト

第1章 序論

1.1 はじめに

空間構造は空間を構成する大スパン建造物のことであり、ラチスシェル、RCシェル、膜構造などの様々な構造形式があり、スポーツアリーナや産業施設に利用されることが多い。この種の構造物は文献1, 2)にも示されるように、国内でも過去に数多く建設されてきた。しかしながら、日本の設計基準は重層構造を対象としているため、同じ手法で空間構造を設計することはできない。そのため、過去に建設された空間構造はシェル理論を援用して応力を算出し、安全率を高めに入れて設計されることが多く、一部の限られた設計者や技術者のみしか設計することができなかった。現在ではコンピュータの発達や解析ソフトの充実により、ほとんどの設計者が構造形式等に関係なく部材の応力を計算し、構造設計することが容易となった。最近では国外での空間構造の需要は高く、特に中国では盛んに建設されている。日本国内でも2020年に東京オリンピックが開催されるため、その競技場の建設が進められており、今後も空間構造の需要はあると考えられる。また、決まった形状を持たない自由曲面の空間構造も注目されており、鉄骨構造に限ればヨーロッパではMy Zeil (ドイツ)、DZ銀行 (ドイツ)、グレートコート (イギリス) など、中国では辰山植物園、上海万博会場、日本では愛知大学新名古屋キャンパスモールが建設されている。

しかしながら、前述したように数値解析が容易になったとはいえ、空間構造は重層構造とは崩壊メカニズムや地震時の挙動などが大きく異なるため、部材の応力を算出できても構造物の耐力まで適切に評価することは難しい。勿論、非線形解析を実施すれば精密解が得られ、耐力評価も行えるが、対応できる設計者および技術者は少なく、今でも空間構造の設計は敷居が高いものとなっている。そのため、現行の重層構造を対象とした基準のように空間構造を対象とした簡易な設計体系の構築が望まれている。

1.2 近年の研究状況

空間構造を対象とした研究に関して、国内ではシェル・空間構造運営委員会 (日本建築学会所属)、国外では国際シェル空間構造学会 (IASS, The International Association for Shell and Spatial Structures) が主体となって進めており、多くの研究成果が蓄積されつつある。本節では、「座屈問題」と「耐震問題」に焦点を当てて既往の研究を紹介する。

(1) 空間構造の座屈問題を対象とした研究

ラチスシェル、ラチスドームなどの空間構造は座屈によって耐力が決定される。そのため、文献3, 4)では鉄骨骨組で構成されたドーム、円筒、HPなどの構造物を対象とした座屈に関する研究成果がまとめられており、空間構造の座屈性状等が示されている。また、シェル理論に基づいた線形座屈荷重の近似式や幾何非線形、材料非線形を考慮した耐力の簡易推定法の提案も行われている。この手法は手計算のみで終局耐力を評価できるため、一般の設計者でも空間構造の断面算定をすることが可能である。また、固定荷重だけでなく積雪時を想定した偏載荷重に対する検討も行われている。そのため、まだ課題は残されているが、鉛直方向に荷重を受ける場合の空間構造の設計体系は完成されつつある。

(2) 空間構造の耐震問題を対象とした研究

日本や中国などの地震の多い地域では耐震問題が重要な課題となっていることから、空間構造を対象とした応答性状の分析や設計法に関する研究が進められており、文献5-7)などにまとめられている。また、主な研究内容として、①空間構造の地震荷重の提案⁸⁻¹⁴⁾、②簡易評価モデルの提案¹⁵⁻¹⁷⁾、③中間層免震ドームや下部降伏型ドームといった上部構造への地震入力を低減させる手法の提案¹⁸⁻²⁰⁾などがある。これらの研究は上部構造を弾性のままで、塑性化させないことを目的としているが、過大な地震力が作用する場合も弾性範囲に抑えることはコストが非常にかかるため、上部構造が塑性化した際の性状や靱性の評価も望まれている。

かなり古いですが、既往の研究^{21, 22)}では弾塑性時刻歴地震応答解析より、崩壊加速度の分析も行われている。また、水平動だけでなく上下動の影響も考慮した研究²³⁻²⁵⁾も行われている。しかしながら、具体的な設計法までは提案されておらず、これらの研究以降、上記のように弾性設計することを目的とするようになったため、現在では上部構造の塑性化まで考慮した耐震評価に関する研究はほとんど行われていない。最近では部材をファイバー要素でモデル化し、塑性化したセグメントの数で上部構造のフレームの損傷を評価した研究²⁶⁾もあるが、完全塑性後の変形能力を考慮しているわけではないため、靱性を考慮した耐震評価法まで構築することができない。そのため、設計体系の構築にあたり、上部構造の耐震性能を再度分析し、一般の設計者でも利用可能な設計法の提案まで行う必要がある。

1.3 現行の耐震性能評価法の概要

日本では新しい建築物を設計する際に用いる「耐震設計」と既存の建築物の性能を検討する「耐震診断」がある。以下にそれらの概要をまとめる。

(1) 耐震設計

日本では耐震設計法として、①保有水平耐力計算、②限界耐力計算、③エネルギー法、④時刻歴応答解析がある。これらの手法は計算方法等に違いはあるが、基本的には「要求する地震入力の大さきに対して構造物が耐えられるようにする」ことを目標としている。例えば、保有水平耐力計算では各層の層せん断力 Q_i が必要保有水平耐力 Q_{um} を超えることを目標としている。

$$Q_i > Q_{um} \quad (1.1)$$

$$Q_{um} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (1.2)$$

$$Q_{ud} = Z \cdot R_f \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W_i \quad (1.3)$$

ここで、 Z は地域係数、 R_f は振動特性係数、 D_s は構造特性係数、 F_{es} は形状係数、 C_0 は標準層せん断力係数、 A_i は層せん断力分布を表す。また、架構が層状でなく、整形であれば $Z=R_f=F_{es}=A_i=1.0$ となり、簡易的に次式で表現できる。

$$Q_i > Q_{um} = D_s \cdot C_0 \cdot W_i \quad (1.4)$$

なお、耐震設計では C_0 の値として 1.0 (1 次設計用の層せん断力係数 0.2 の 5 倍) が用いられ、この値は 500cm/sec^2 程度の地動加速度に相当する。上式において重要となるのは構造特性係数 D_s であり、これは構造物の塑性化に伴うエネルギー吸収能力を考慮した低減係数である。そのため、上式は「構造物は塑性化するがエネルギー吸収能力があるため、 500cm/sec^2 の外力より D_s 値の分だけ低減させてもよい」という意味である。 D_s 値は筋違であれば細長比、柱・梁であれば幅厚比によって決まる値であり、具体的な計算方法は告示²⁷⁾にまとめられている。しかしながら、告示で示されている手法は重層構造を対象としたものであり、空間構造の動的挙動は考慮されていない。また、構造物のエネルギー吸収能力は保障されているが、実際にどの程度まで変形するのか明らかになっていない。そのため、構造物の機能維持まで考慮した検討を行うことができない。 C_0 の値についても体育館などの低層鉄骨造を対象とした場合、限界耐力計算や時刻歴応答解析を実施すると同じ入力加速度でも層せん断力係数 C_0 は 1.0 ではなく 1.5 相当となり、疑問が残る。

(2) 耐震診断

耐震診断も耐震設計と同様に、要求する地震入力に耐えられるかを判断するものであるが、せん断力ではなく構造耐震指標 I_S を用いて次式で評価している。(判定には I_S 値の他に保有耐力にかかわる q 指標もあるがここでは省略する)

$$I_S > I_{SO} \quad (1.5)$$

ここで、 I_{SO} は必要構造耐震指標を表し、屋体基準²⁸⁾では 0.7、防協指針²⁹⁾では 0.6 が用いられ、これを上回った構造物は倒壊の可能性が低いと判定される。この数値は兵庫県南部地震の被害に基づいて定められたものである。屋体基準では I_S 値を次式で定義している。

$$I_{Si} = \frac{Q_{ui} \cdot F_i}{W_i \cdot A_i} \cdot \frac{1}{F_{esi} \cdot Z \cdot R_f} \quad (1.6)$$

ここで、 i は層番号、 Q_{ui} は保有水平耐力、 W_i は重量、 F_i は靱性指標、 A_i は層せん断力分布、 F_{esi} は形状係数、 Z は地域係数、 R_f は振動特性係数を表す。なお、 $Z=R_f=F_{es}=A_i=1.0$ とすれば、

$$I_{Si} = \frac{Q_{ui} \cdot F_i}{W_i} = C_u \cdot F_i \quad (1.7)$$

となる。耐震設計と同様に、上式で重要となるのは靱性指標 F_i であり、こちらも構造物の塑性化に伴うエネルギー吸収能力を考慮した係数である。耐震設計で用いる D_s 値は外力の低減、耐震診断で用いる F 値は構造物の耐力の割り増しを目的としているため、それぞれの係数の意味はやや異なるがその本質は同じである。また、屋体基準では F 値は D_s 値の逆数に近い意味を持つとされている。 F 値の具体的な数値に関しては屋体基準や防協指針に値は違うが示されている。しかしながら、 D_s 値と同様に空間構造の動的挙動などが考慮されておらず、空間構造の耐震性能を評価する際にこの手法をそのまま適用させることはできないと考えられる。また、式(1.5)の I_{SO} 値に関して、屋体基準と防協指針で値が違うだけでなく、耐震補強マニュアル³⁰⁾では「改修設計を行う際の I_S 、 q の目標値は大きな値としたい。特に I_S 値は 1.0 以上を目標とすることに考えられる」と書かれ、防協指針でも同じ記述があることから、現状でもどの値を用いればよいかははっきりしていない。本来であれば、 I_{SO} 値は構造物の使用目的、経済性、地震リスク等を総合的に勘案して設定されるものであるが、十分に議論は進められておらず、構造種別に関係なく現行の手法によって診断が行われている。

第1章 序論

1.4 本論文の目的

(a) 目的と構成

本研究では空間構造の耐震性能およびその簡易評価法を提案する。空間構造はドーム、円筒、HP など様々な構造形式があるが、本研究では比較的スパンが短い鋼構造体育館とスパンの長い単層ラチスドームを対象とする。変形に応じた耐震性能評価法として、既往の研究で提案されている動的耐震性能指標³¹⁾を採用し、入力地震動の大きさと構造物の変形の関係を時刻歴地震応答解析から分析する。また、設計者が耐震性能を簡易に評価できるようにプッシュオーバー解析に基づいた評価手法を提案する。

本論文は全6章で構成されている。各章の要約を以下にまとめる。

第1章ではこの論文の背景および目的を述べている。

第2章では、スパン方向に地震動を受ける鋼構造体育館を対象とし、静的増分解析より崩壊メカニズムおよび終局耐力について検討する。本章では、まず、平面山形フレーム(平面モデル)を対象とし、その応答性状を分析し、地震時における対象構造物の問題点を明らかにする。次に、屋根面および妻面の剛性を考慮した立体モデルを対象とし、崩壊メカニズム等を分析するとともに、平面モデルと比較を行い、立体効果による応答値への影響を検討する。

第3章では、弾塑性時刻歴地震応答解析に基づいて、スパン方向に地震動を受ける鋼構造体育館の耐震性能を議論する。本研究では耐震性能評価の指標として、既往の研究で提案されている動的靱性指標および動的構造耐震指標を援用し、その値と構造物の変形との関係を明らかにする。また、応答解析を行わずに耐震性能を評価出来るように、プッシュオーバー解析から動的靱性指標を推定する方法を提案する。

第4章では、単層ラチスドームを対象とし、固有振動解析および時刻歴地震応答解析を行う。固有振動解析では対象ドームの振動モードおよび固有周期を分析する。また、シェル理論に基づいた単層ラチスドームの1次固有周期の簡易推定式を提案する。時刻歴地震応答解析ではドームの加速度および部材軸力を分析し、その分布および応答量を検討する。また、静的解析から地震時の応力を評価できるように、ドームの層せん断力および部材軸力に注目した地震荷重を作成および提案し、その精度や適用範囲について検討している。

第5章では、弾塑性時刻歴地震応答解析に基づいて、単層ラチスドームの耐震性能を明らかにした。鋼構造体育館と同様に、耐震性能評価の指標として動的靱性指標および動的構造耐震指標を用い、その値を算出する。また、設計時に簡易に算出できるように、ドームの変形量と部材細長比に応じた推定式を提案した。最後に、プッシュオーバー解析に基づいた耐震性能評価手法を提案し、その精度を議論している。

第6章では、本研究より得られた結論と今後の課題について述べている。

各章に対応する査読付学術論文および査読付国際会議論文を表1.1に示す。

表 1.1 各章と論文の対応

第2章	1) 中澤祥二, 柳澤利昌, 加藤史郎, 柴田良一: スパン方向に地震動を受ける鋼構造体育館の靱性指標の評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol.58B, pp.507-518, 2012.3 2) S.Nakazawa, S.Kato, T.Yanagisawa: Evaluation of Dynamic Ductility Index of a School Gymnasium, Proceedings of IABSE-IASS Symposium London 2011, London, September, 2011
第3章	1) 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, 第683号, pp.111-118, 2013.1 2) T.Yanagisawa, S.Nakazawa, S.Kato: Evaluation of Seismic Resistance Capacity of a School Gymnasium based on Pushover Analysis, Proceedings of IASS-APCS Symposium 2012, Seoul, May, 2012
第4章	1) 中澤祥二, 柳澤利昌, 加藤史郎: 単層ラチスドームを対象とした地震荷重と耐震性能評価法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第703号, pp.1287-1297, 2014.9 2) T.Yanagisawa, S.Nakazawa, S.Kato: Proposal of seismic Loads for Single Layer Reticular Domes, Proceedings of IASS Symposium Wroclaw 2013, Wroclaw, September, 2013
第5章	1) 中澤祥二, 柳澤利昌, 加藤史郎: 単層ラチスドームを対象とした地震荷重と耐震性能評価法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第703号, pp.1287-1297, 2014.9 2) T.Yanagisawa, S.Nakazawa, S.Kato: Proposal of Evaluation Method of Performance for Seismic Resistance of Single Layer Reticular Domes, Proceedings of IASS-SLTE Symposium 2014, Brasilia, September, 2014

(b) 提案する耐震性能評価フロー

本研究で提案する空間構造を対象とした耐震性能評価のフローを図1.1に示す。図1.1より、耐震性能は文献31)で提案されている動的構造耐震指標 dI_S を用いて次式で評価する。

[第1章の参考文献]

- 1) 日本建築学会：空間構造の耐震設計と設計例，2001.1
- 2) 日本建築学会：ドーム構造の技術レビュー，2004.12
- 3) 日本建築学会：ラチスシェルの座屈と耐力，2010.6
- 4) IASS WG8 for Metal Spatial Structures : (Draft) Guide to Buckling Load Evaluation of Metal Reticulated Roof Structures, IASS, 2014.10
- 5) 日本建築学会：シェル・単層ラチス構造の振動解析 地震、風応答と動的安定，1993.8
- 6) 日本建築学会：空間構造の動的挙動と耐震設計，2006.3
- 7) S. Nakazawa, S. Kato, S. D. XUE and C. Lazaro, State-of-the-Art of Seismic Response Evaluation Methods for Metal Roof Spatial Structures, Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures, 2012, Vol.53, No.2, pp.117-130, 2012.6
- 8) 山田聖志, 松本幸大, 加藤史郎：屋根型単層円筒ラチスの地震動による応答性状と静的地震荷重に関する考察，鋼構造論文集，第11巻第41号，pp.31-46，2004.3
- 9) S. Kato, S. Nakazawa, K. Saito : Two-Mode Based Estimation of Equivalent Seismic Loads and Static Estimation of Dynamic Response of Reticular Domes Supported by Ductile Substructures, Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures, Vol.47, No.1, pp.35-52, 2006.4
- 10) S. Kato, S. Nakazawa, K. Saito : Estimation of Static Seismic Loads for Latticed Domes Supported by Substructure Frames with Braces Deteriorated due to Buckling, Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures, Vol.48, No.2, pp.71-86, 2007.8
- 11) 竹内 徹, 小河利行, 中川美香, 熊谷知彦：応答スペクトル法による中規模ラチスドームの地震応答評価，日本建築学会構造系論文集，第579号，pp.71-78，2004.5
- 12) 竹内 徹, 小河利行, 山形智香, 熊谷知彦：支持架構付き屋根型円筒ラチスシェルの地震応答評価，日本建築学会構造系論文集，第596号，pp.57-64，2005.10
- 13) 竹内 徹, 小河利行, 佐藤英佑, 中間明子, 熊谷知彦：支持架構付きラチスドームにおける地震応答評価手法の適用範囲，構造工学論文集，Vol.52B, pp.53-61，2006.3
- 14) 竹内 徹, 熊谷知彦, 調 浩朗, 小河利行：多層架構で支持されたラチスシェル構造の地震応答評価，日本建築学会構造系論文集，第619号，pp.97-107，2007.9
- 15) 加藤史郎, 小西克尚, 中澤祥二, 向山洋一, 打越瑞昌：下部構造に支持された空間構造の振動解析用質点簡易モデル，構造工学論文集，Vol.48B, pp.37-47，2002.3
- 16) 加藤史郎, 小西克尚：ラチスドームの Push-over analysis に基づく地震応答推定に関する一考察 一次モード支配型の空間構造物に対する検討，日本建築学会構造系論文集，第561号，pp.153-160，2002.11
- 17) 小西克尚, 加藤史郎, 中澤祥二, 倉本洋：ラチスドームの Push-over analysis に基づく地震応答推定に関する一考察 2つのモードが支配的な空間構造物に対する検討，日本建築学会構造系論文集，第569号，pp.89-96，2003.7
- 18) 加藤史郎, 中澤祥二, 打越瑞昌, 大杉文哉, 向山洋一：入力低減型支持機構を有する大スパンドーム構造物の地震応答性状 免震層の降伏せん断力係数の影響について，日本建築学会構造系論文集，第518号，pp.57-64，1999.4
- 19) 加藤史郎, 中澤祥二：下部構造エネルギー吸収型単層ラチスドームの地震時動的崩壊性状，日本建築学会構造系論文集，第548号，pp.81-88，2001.10
- 20) S. Kato, T. Takeuchi, S. D. Xue, S. Nakazawa, I. Tatemichi, M. Fujimoto, F. Fan, T. Ogawa, Zhi-hua Chen, T. Kumagai : State-of-Art Report on Seismic Response Estimation of Metal Spatial Structures under Earthquake Motions, Proceedings of the IASS-APCS 2006, China, Beijing, 2006.10
- 21) 加藤史郎, 向山洋一, 植木隆司：高ライズの単層ラチスドームの地震応答性状，日本建築学会構造系論文報告集，第442号，pp.101-109，1992.12
- 22) 加藤史郎, 向山洋一：低ライズの単層ラチスドームの地震応答性状，日本建築学会構造系論文報告集，第488号，pp.87-96，1996.10
- 23) 加藤史郎, 庄村昌明, 向山洋一：水平と鉛直地震動を受ける大スパン単層ラチスドームの応答性状と崩壊加速度に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第477号，pp.87-96，1995.11
- 24) 石川浩一郎, 桶村秀人, 加藤史郎：水平及び上下地震動を受ける二層立体ラチスドームの崩壊最大加速度に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第515号，pp.107-114，1999.1
- 25) 村田 賢, 八谷達樹, 加藤史郎：上下地震動を受ける単層ラチスドームの動特性について，日本建築学会構造系論文集，第537号，pp.99-106，2000.11
- 26) Xu-Dong Zhi, Feng Fan, Shi-Zhao : Failure Mechanisms of Single-Layer Reticulated Domes Subjected to Earthquakes, Vol. 48, Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures, Vol.48, No.1, pp.29-44, 2007.4

- 27) 国土交通省住宅局建築指導課，国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人建築研究所，日本建築行政会議監修；建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編；日本建築防災協会，日本建築センター編集協力：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2007.8
- 28) 文部科学省大臣官房文教施設企画部：屋内運動場等の耐震性能診断基準（平成18年度版），2011.12
- 29) 財団法人 日本建築防災協会：2011年改訂版 耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説 耐震改修促進法に基づく国土交通大臣認定耐震診断及び耐震改修に関する指針と解説，2011.9
- 30) 文部省：学校施設の耐震補強マニュアル -S造屋内運動場編-，pp.111-129，1998.1
- 31) 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，第647号，pp.129-135，2010.1

第2章 鋼構造体育館の崩壊性状と応答性状

2.1 はじめに

学校体育館は、教育施設としての利用だけでなく、震災時に地域の避難施設として利用されるため、耐震診断や耐震補強が積極的に進められている。そのため、この構造の耐震補強に関して、応答性状^{1, 2)}、座屈拘束ブレースや履歴ダンパーを用いた耐震補強法³⁾、さらには、地震リスク解析に基づいた耐震性能評価⁴⁾に関する研究が行われつつある。また、応答性状や現状の耐震補強法の問題点等については、文献(5-7)にまとめられている。

上記に挙げた研究はほとんどブレース等を対象とした研究であり、スパン（梁間）方向の耐震要素の一つであるフレームを対象とした研究はほとんど行われていない。時刻歴地震応答解析や静的解析から応力評価も行われているが、弾性範囲を対象としたものが多く、塑性後の性状は十分に議論されていない。

本章では、スパン方向に地震入力を受ける山形屋根を有する鋼構造体育館を対象とする。スパン方向の地震入力に対する耐震要素として、山形フレーム、妻面ブレースなどがある。また、耐震診断では屋根面ブレースの耐力が十分な場合、中央の山形フレームの負担水平地震力は屋根面ブレースを介して妻面ブレースに分担させることができるとされる。一方、屋根面ブレースの耐力が十分でない場合は、山形フレームが水平地震力を負担することになる。そこで、本研究では、まず、単独の平面山形フレームを対象とする。耐震診断では柱脚の耐力や剛性も評価に含めることが一般的である。しかしながら、本研究では研究の第一段階として、山形フレームの梁材の応答に注目して検討するため、柱脚はピン支持と仮定する。また、桁方向の中央に位置する山形フレーム（以降、中間フレームと呼ぶ）と間柱や耐風梁を考慮した妻面位置の山形フレーム（以降、妻面フレームと呼ぶ）の応答特性の違いに注目する。最初に、静的増分解析（弾塑性解析）を実施し、崩壊性状および終局強度について分析する。また、時刻歴地震応答解析を実施し、静的解析の結果と比較するとともに、耐震問題を分析するために塑性後の性状を分析し、重層構造との違いや耐震性能評価の際の問題点を明らかにする。次に、実際の構造物を想定した3次元立体モデルを対象とし、屋根面ブレースの効果や構造物全体の応答性状について分析する。

2.2 対象構造物

2.2.1 形状

学校施設の耐震補強マニュアル⁸⁾に記載されている S1 タイプの学校体育館を対象とする。本研究で対象とする構造物の概要を図 2.1 に示す。対象構造物は、張間方向スパン 21.6m、柱高さ 6.4m、建物高さ 9.7m、桁行 37.8m である。妻面にはブレースを設けず、各々の山形フレームが地震力を分担するような構造物である。

スパン方向の耐震診断では、山形フレームだけでなく柱脚の耐力・剛性も評価に含めることが一般的であるが、本研究では、研究の第一段階として、山形フレームの梁材の限界変形に注目して検討を行うため、柱脚をピン支持と仮定し、柱脚の耐力や限界変形を考慮しない。なお、本章では、妻面ブレースが無い場合を検討するが、中央面の山形フレーム（以降、中間フレームと呼ぶ）と妻面の山形フレーム（以降、妻面フレームと呼ぶ）の応答特性の違いに注目する。

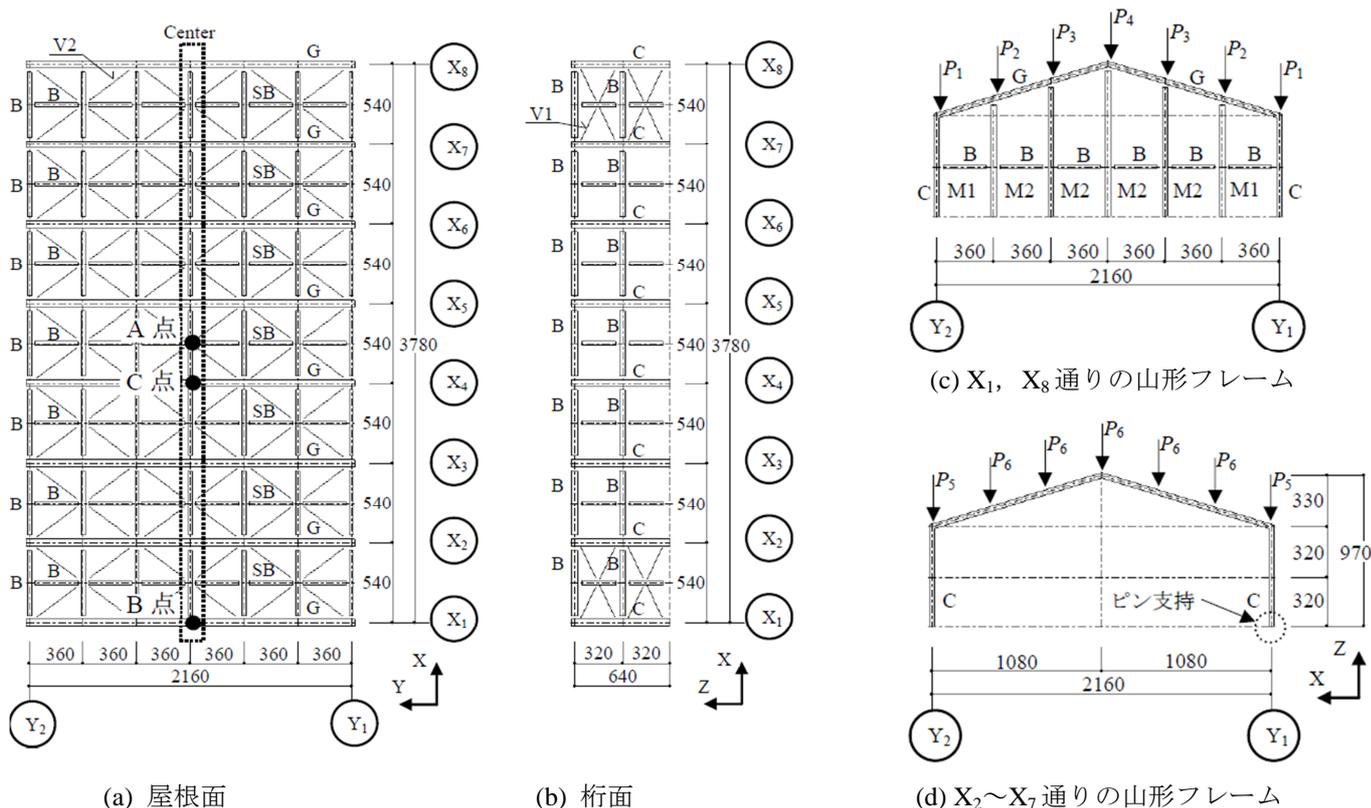


図 2.1 対象構造物

2.2.2 部材断面

図 2.1 中に示されるアルファベットに対応した部材断面サイズおよび断面性能を表 2.1～2.6 に示す。中間フレームおよび妻面フレームの固定荷重を負担する主フレームとして、H 形鋼 (H-350×175×7×11) を用いる (FA ランク)。また、妻面フレームの耐風梁および間柱として H-200×100×5.5×8 を使用する。本解析では SN400 材を想定しているため、ヤング係数 E は 205000N/mm^2 、せん断弾性係数 G (ポアソン比 0.3) は 78846.2N/mm^2 、降伏応力度 σ_y は 235N/mm^2 とする。

表 2.1 部材 C, G

断面 (H 形鋼)	H-350×175×7×11 [mm]
断面積 A	62.91 [cm ²]
断面二次モーメント I_y	13500 [cm ⁴]
断面二次モーメント I_z	984 [cm ⁴]
I, J 端の x 方向バネの降伏軸力 N_y	1478.385 [kN]
I, J 端の y 軸回りの全塑性モーメント M_{py}	19759.905 [kN cm]
I, J 端の z 軸回りの全塑性モーメント M_{pz}	4052.704 [kN cm]
I, J 端の y 軸回りの梁の横座屈耐力 M_C	16464 [kN cm]

表 2.2 B, M1 部材

断面 (H形鋼)	H-200×100×5.5×8 [mm]
断面積 A	26.67 [cm ²]
断面二次モーメント I_y	134 [cm ⁴]
断面二次モーメント I_z	1810 [cm ⁴]
I, J 端の x 方向バネの降伏軸力 N_y	626.745 [kN]
I, J 端の y 軸回りの全塑性モーメント M_{py}	979 [kN cm]
I, J 端の z 軸回りの全塑性モーメント M_{pz}	4820 [kN cm]

表 2.3 M2 部材

断面 (H形鋼)	H-248×124×5×8 [mm]
断面積 A	31.99 [cm ²]
断面二次モーメント I_y	255 [cm ⁴]
断面二次モーメント I_z	3450 [cm ⁴]
I, J 端の x 方向バネの降伏軸力 N_y	751.765 [kN]
I, J 端の y 軸回りの全塑性モーメント M_{py}	1490 [kN cm]
I, J 端の z 軸回りの全塑性モーメント M_{pz}	7320 [kN cm]

表 2.4 SB 部材

断面 (溝形鋼)	2C-100×50×20×3.2 [mm]
断面積 A	14.014 [cm ²]
I, J 端の x 方向バネの降伏軸力 N_y	751.765 [kN]

表 2.5 V1 部材

断面 (L形鋼)	L-75×75×6 [mm]
断面積 A	8.727 [cm ²]
降伏軸力 N_y	205.085 [kN]

表 2.6 V2 部材

断面 (L形鋼)	L-65×65×6 [mm]
断面積 A	7.527 [cm ²]
降伏軸力 N_y	176.885 [kN]

2.2.3 固定荷重

固定荷重は、屋根面 45kg/m^2 、外壁 40kg/m^2 を想定する。積載荷重や雪荷重は状況に応じて設定されるが、本研究では屋根面の積載荷重を 10kg/m^2 、雪荷重はゼロとする。表 2.7~2.9 にその詳細を示す。

表 2.7 屋根の固定荷重

長尺鉄板瓦棒葺 (アスファルトフェルト共)	10 kg/m^2
木毛セメント板 ア 20	15 kg/m^2
母屋 C-75×45×15×2.3 @606	6 kg/m^2
サブビーム 2C-100×50×20×3.2	5 kg/m^2
小梁 H-200×100×5.5×5	6 kg/m^2
屋根ブレース	1 kg/m^2
合計 (見つけ)	43 kg/m^2
合計	45 kg/m^2

表 2.8 外壁 (鉄板壁部分) の固定荷重

長尺鉄板	10 kg/m^2
石膏ボード ア 12	10 kg/m^2
胴縁 C-100×50×20×3.2 @900	5 kg/m^2
内装 有孔ベニヤ (木下地共)	15 kg/m^2
合計	40 kg/m^2

表 2.9 外壁 (窓部分) の固定荷重

スチールサッシ (防球ネット, ガラス共)	40 kg/m^2
合計	40 kg/m^2

鉛直荷重は支配面積に応じて山形フレームの節点に作用するものとする (図 2.1(c)と(d)参照)。本研究では妻面フレームに生じる荷重 P_1, P_2, P_3, P_4 と中間フレームに生じる荷重 P_5, P_6 を算出する。

表 2.10 妻面フレームの鉛直荷重

		P_1		P_2	P_3	P_4
屋根	$(0.045\text{t/m}^2+0.010\text{t/m}^2)\times(3.6\text{m}/2+0.3\text{m})\times 5.4\text{m}\times 1/2$	0.31t	$(0.045\text{t/m}^2+0.010\text{t/m}^2)\times 3.6\text{m}\times 5.4\text{m}\times 1/2$	0.53t	0.53t	0.53t
大梁	$0.050\text{t/m}\times 3.6\text{m}/\cos 17^\circ\times 1/2$	0.09t	$0.050\text{t/m}\times 3.6\text{m}/\cos 17^\circ$	0.19t	0.19t	0.19t
桁梁	$0.021\text{t/m}\times 5.4\text{m}\times 1/2$	0.06t				
柱	$0.050\text{t/m}\times 6.4\text{m}\times 1/2$	0.16t				
桁面間柱	$0.021\text{t/m}\times 6.4\text{m}\times 1/2$	0.07t				
外壁	$0.04\text{t/m}^2\times 1.3\text{m}\times 5.4\text{m}\times 1/2$	0.14t				
サッシ	$0.04\text{t/m}^2\times 1.9\text{m}\times 5.4\text{m}\times 1/2$	0.21t				
妻面耐風梁	$0.021\text{t/m}\times 3.6\text{m}\times 1/2$	0.04t		0.08t	0.08t	0.08t
妻面外壁	$0.04\text{t/m}^2\times (6.4\text{m}+6.95\text{m}-3.2\text{m})\times 3.6\text{m}\times 1/2\times 1/2$	0.37t		0.85t	1.01t	1.13t
妻面間柱				0.09t	0.14t	0.16t
合計		1.45t		1.74t	1.95t	2.09t

表 2.11 中間フレームの鉛直荷重

		P_5		P_6
屋根	$(0.045\text{t/m}^2+0.010\text{t/m}^2)\times(3.6\text{m}/2+0.3\text{m})\times 5.4\text{m}$	0.62t	$(0.045\text{t/m}^2+0.010\text{t/m}^2)\times 3.6\text{m}\times 5.4\text{m}$	1.07t
大梁	$0.050\text{t/m}\times 3.6\text{m}/\cos 16.7^\circ\times 1/2$	0.09t	$0.050\text{t/m}\times 3.6\text{m}/\cos 16.7^\circ$	0.19t
桁梁	$0.021\text{t/m}\times 5.4\text{m}$	0.11t		
柱	$0.050\text{t/m}\times 6.4\text{m}\times 1/2$	0.16t		
桁面間柱	$0.021\text{t/m}\times 6.4\text{m}\times 1/2$	0.07t		
外壁	$0.04\text{t/m}^2\times 1.25\text{m}\times 5.4\text{m}$	0.27t		
サッシ	$0.04\text{t/m}^2\times 1.9\text{m}\times 5.4\text{m}$	0.41t		
合計		1.73t		1.26t

2.2.4 解析モデル

(1) 平面モデル

(a) モデル化

図 2.1(c), (d)に示されている, スパン 21.6m, 高さ 9.7m の妻面フレームと中間フレームをモデル化する. 中間フレームの解析モデルを図 2.2, 妻面フレームの解析モデルを図 2.3 に示す. 図中の○はピンを表している. 中間フレームの節点数は 11, 部材数は 10 とし, 各部材は剛接合されているとする. 妻面フレームの節点数は 21, 部材数は 27 とし, 中間フレームと同様に, 山形フレームの各部材は剛接合されているとする. しかし, 妻面フレームの間柱および耐風梁は十分に接合されておらず, 曲げモーメントを山形フレームに伝えないと仮定してピン接合とする. また, 本研究では山形フレームの耐力に注目して検討を進めるため, 両フレームの支持部はピンとする. 固定荷重は山形フレームの梁の各節点に与える. 荷重の量は 2.2.3 項を参照されたい.

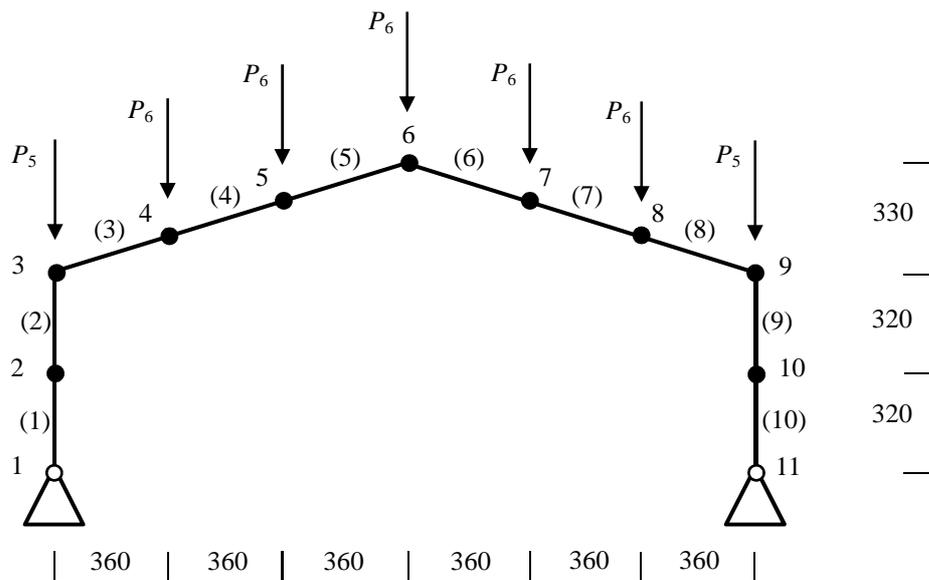


図 2.2 中間フレーム (X₂~X₇通りの山形フレーム)

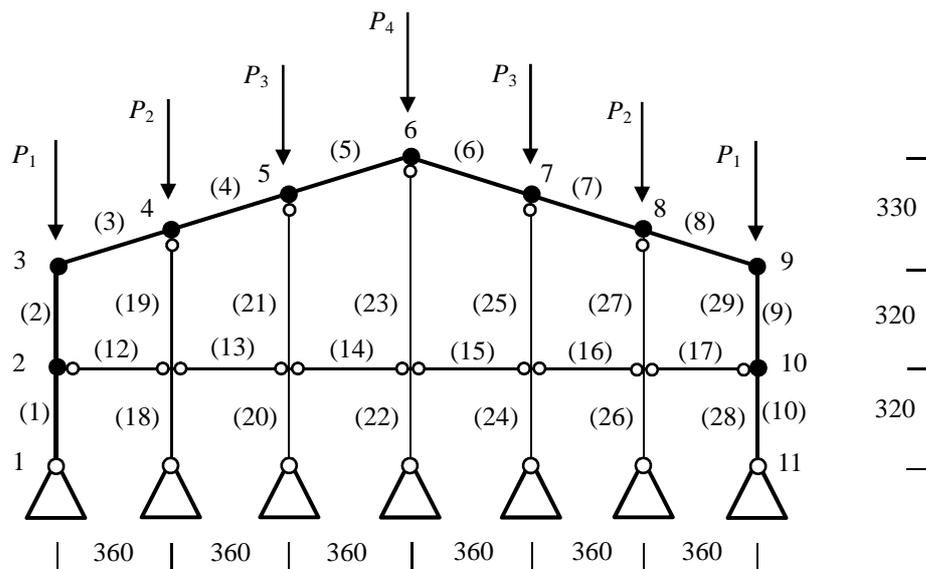


図 2.3 妻面フレーム (X₁, X₈通りの山形フレーム)

(b) 断面の仮定

H 形断面のように強軸と弱軸が異なる断面を解析する際、断面二次モーメントの値を適切に入力する必要がある。回転マトリクスの関係で部材座標系は $z \rightarrow y$ 軸回りの順番で回転する。その影響を考慮して以下に各部材の I_y 、 I_z の大小を示す。

柱材

y 軸回りに 90° 回転させる。断面二次モーメントの関係は $I_y < I_z$ となる。

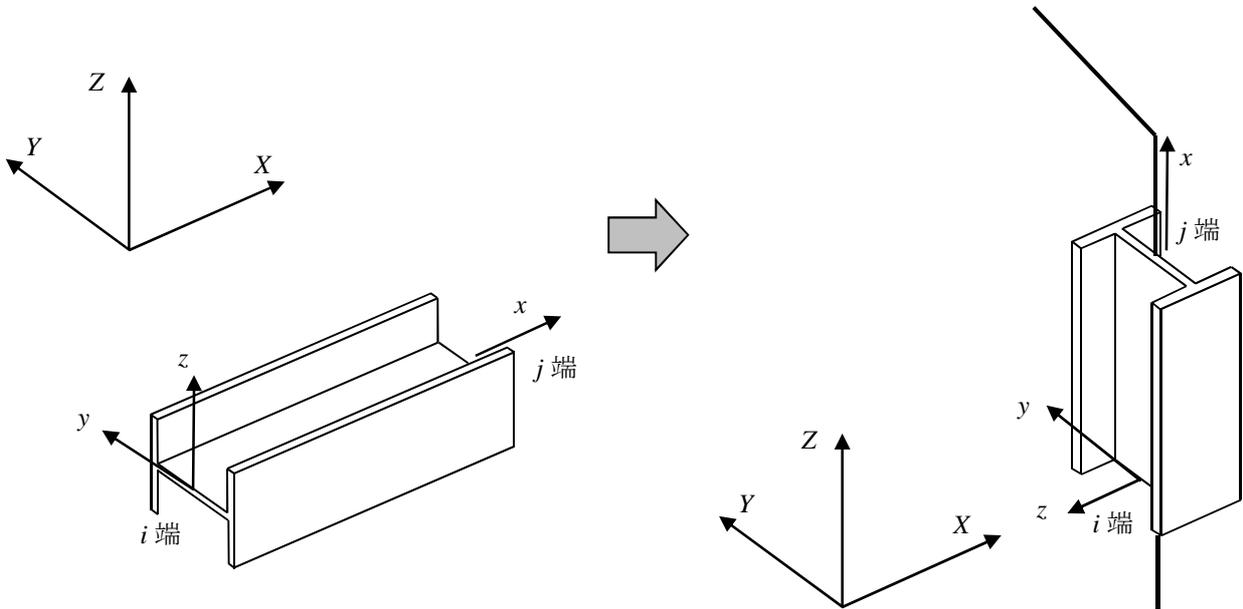


図 2.4 柱材 (C 部材) の断面の仮定

梁材

z 軸回りに $90^\circ \rightarrow y$ 軸回りに 17° 回転させる。断面二次モーメントの関係は $I_y > I_z$ となる。

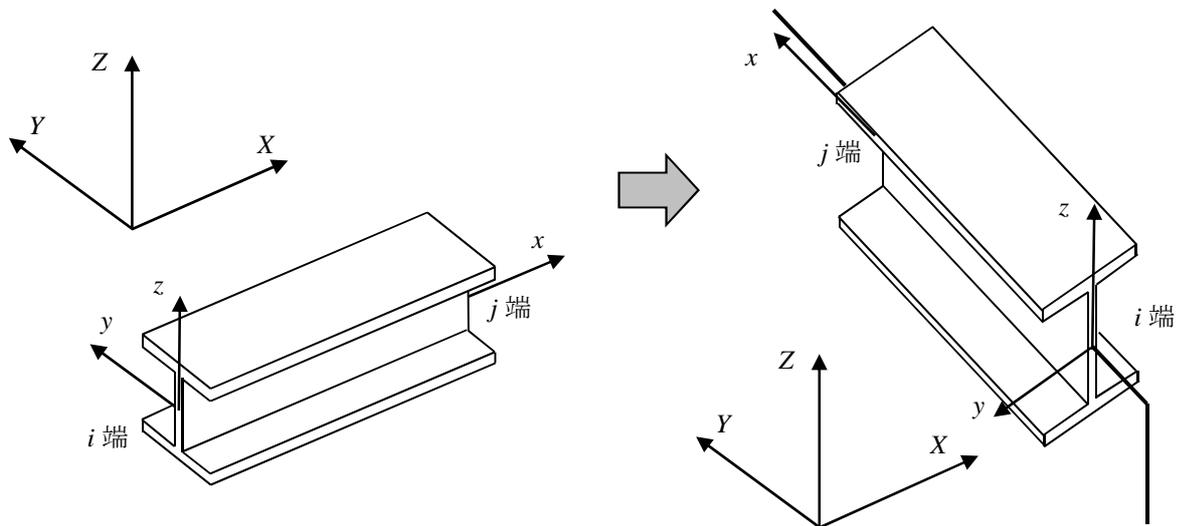


図 2.5 梁材 (G 部材) の断面の仮定

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

妻面間柱

y 軸回りに 90° 回転させる．断面二次モーメントの関係は $I_y > I_z$ となる．

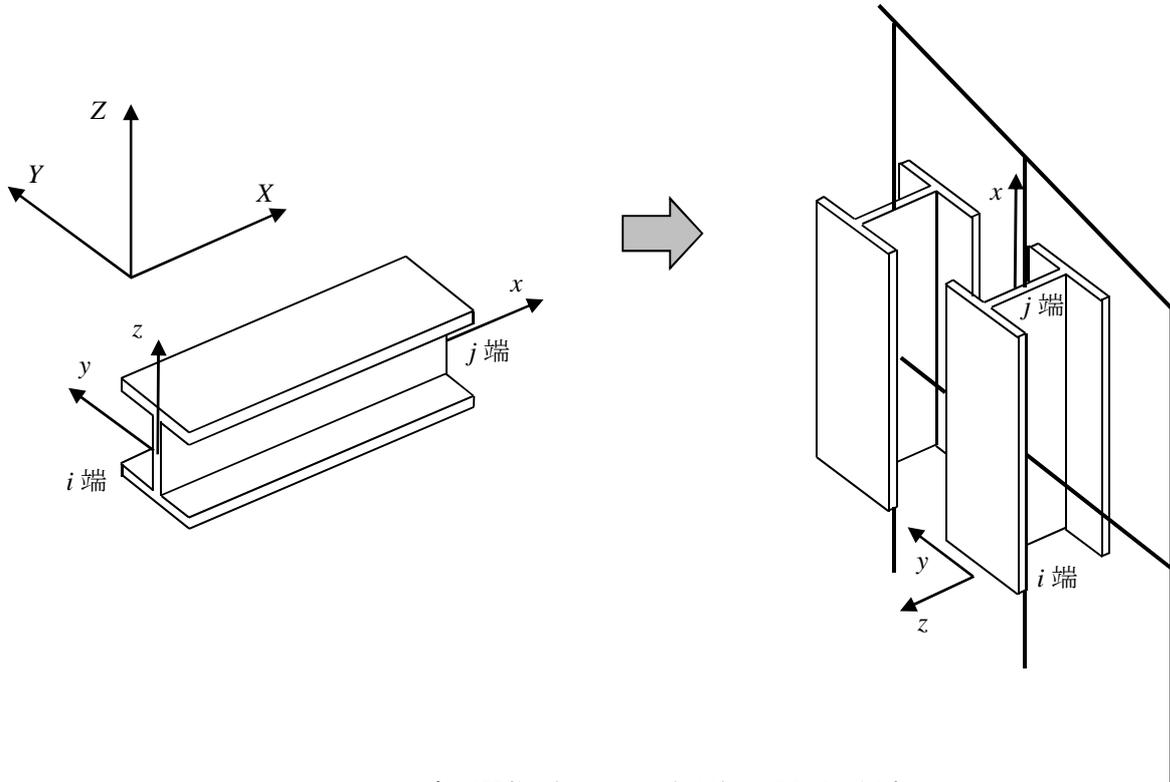


図 2.6 妻面間柱 (M1, M2 部材) の断面の仮定

妻面耐風梁

z 軸回りに 90° 回転させる．断面二次モーメントの関係は $I_y < I_z$ となる．

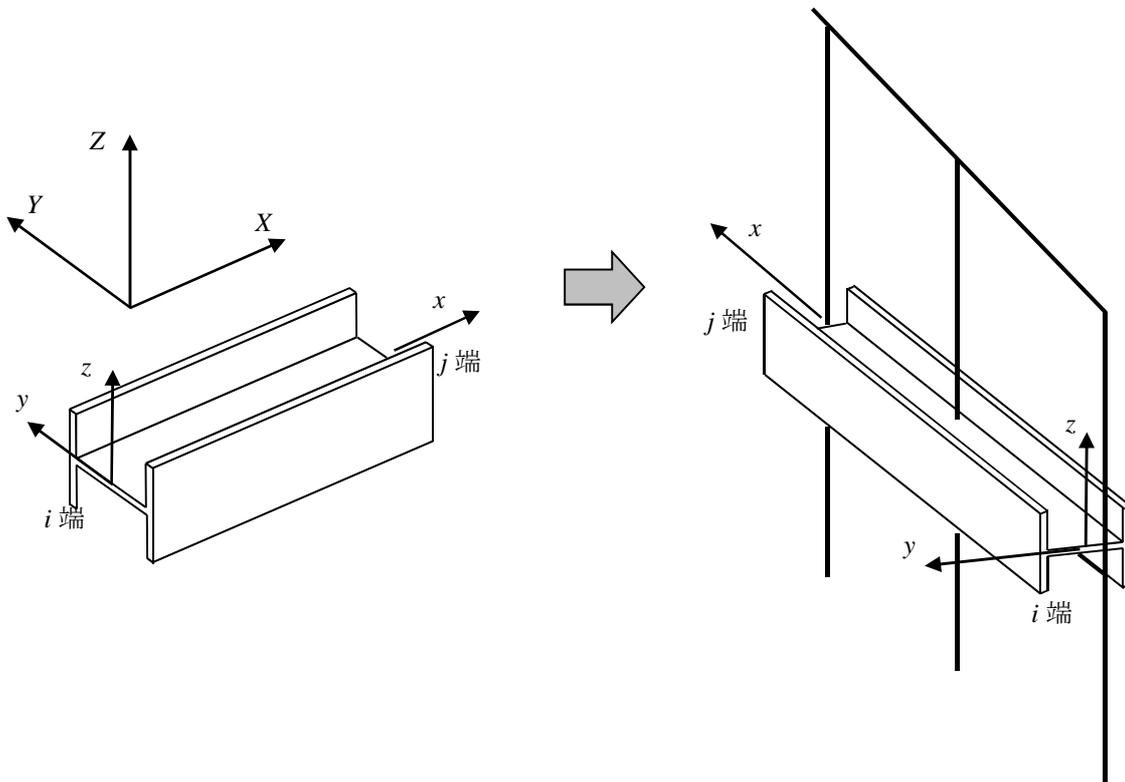


図 2.7 妻面耐風梁 (B 部材) の断面の仮定

(2) 立体モデル
(a) モデル化

図 2.8 に示す構造物を線材に置換する。平面モデルと同様に山形フレームは両端ばね梁要素を用いてモデル化する。また、支持部は平面モデルと同様にピン支持とし、間柱は小梁などの二次部材は山形フレームにピン接合され、二次部材同士もピン接合される。接合条件として図中の○で囲った箇所を例として示す(○はピン)。ただし、ブレースは後述にあるようにトラス材でモデル化し、両端がピンであることは自明であるため、図中の記述は省略する。

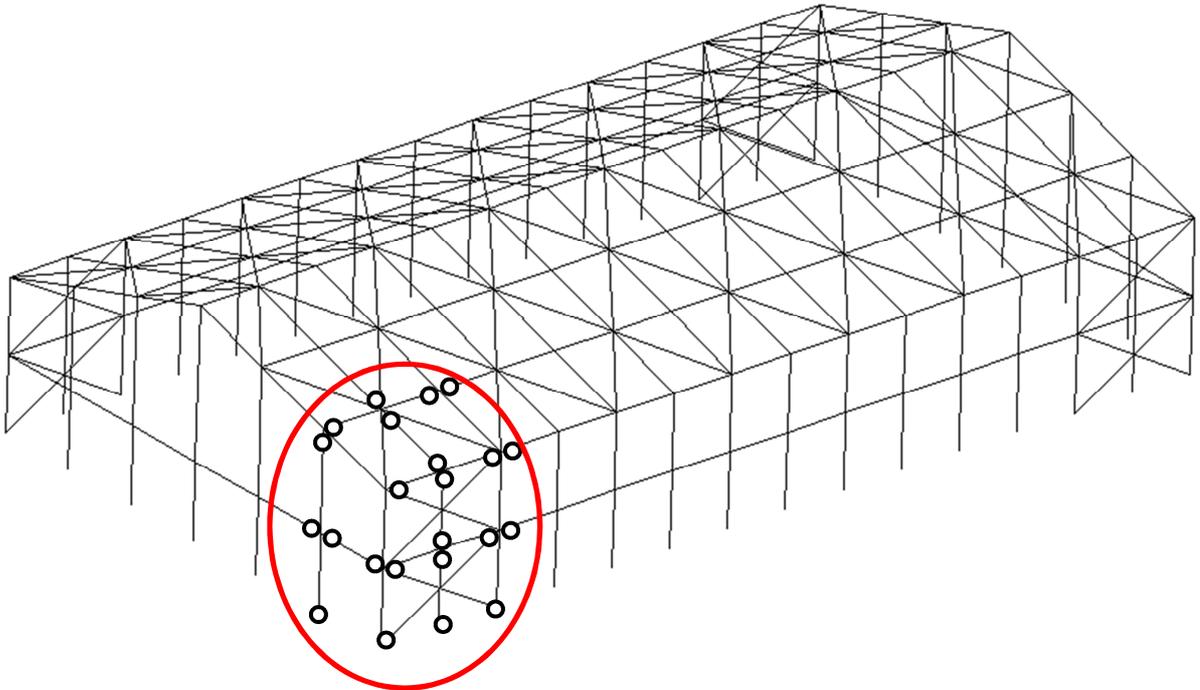
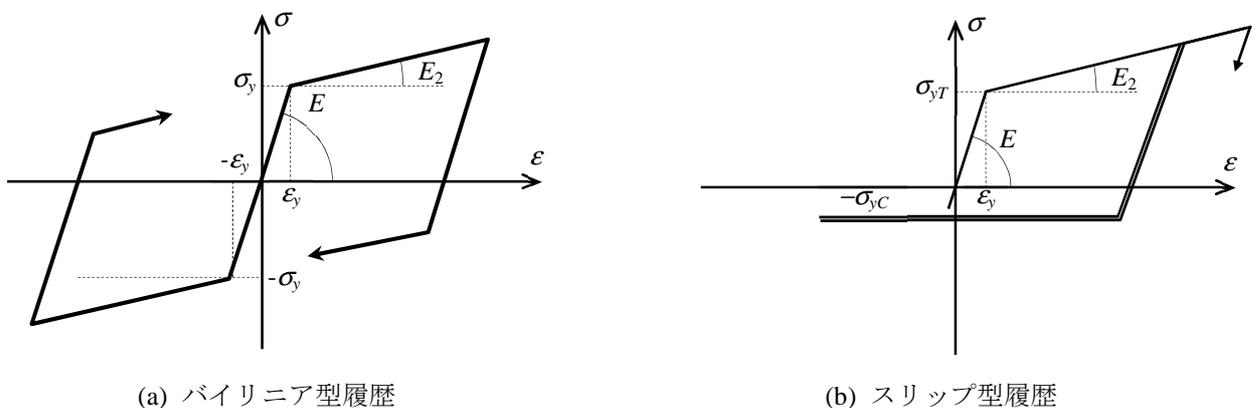


図 2.8 解析モデル

屋根面及び桁面ブレースは両端の曲げ剛性が非常に低いと仮定して、解析ではトラス要素でモデル化する。桁面ブレースの断面は L-75×75×6、屋根面ブレースの断面は L-65×65×6 とする。文献 8)では、地震力は屋根面に均等に作用されるという仮定のもとで、ブレースは引張スリップ型ブレースとして扱われている。桁行方向に対して柱頭部付近の屋根面ブレースは $C_y=2.60$ 、最下層の桁面ブレースは $C_y=0.87$ の耐力がある(圧縮耐力は考慮しない)。なお、接合部は保有耐力接合を満足している。また、ブレースは図心で接合しているとし、偏心は考慮しない。

二次部材となる桁面の間柱や妻面の耐風梁、小梁なども接合部の曲げ剛性が非常に小さいと仮定するため、トラス要素で表現し、バイリニア型の復元力特性を用いる。



(a) バイリニア型履歴

(b) スリップ型履歴

図 2.9 復元力特性

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

初期張力

本研究では屋根面および桁面ブレースは最後に施工されると仮定するため、固定荷重時にこれらの部材に軸力が生じないように、プレストレスを与える。

部材 i のプレストレス力 p_{pst}^i は基本プレストレス力 p_{po}^i と倍率 α_{pst} を掛けた値として定義する。

$$\varepsilon_{pst}^i = \alpha_{pst} \times \varepsilon_o^i, \quad p_{pst}^i = \alpha_{pst} \times p_{po}^i \quad (2.1)$$

部材 i の部材軸力 N^i は、軸剛性 k^i 、節点間の伸び δ^i を用いて次式で表される。

$$N^i = k^i (\delta^i - \delta_{pst}^i) = \frac{E^i A^i}{l^i} l^i \cdot \varepsilon_{pst}^i = E^i A^i (\varepsilon^i - \alpha_{pst} \varepsilon_{po}^i) = k^i \delta^i + \alpha_{pst} p_{po}^i \quad (2.2)$$

ここで、 δ_{pst}^i は初期ひずみ ε_{pst}^i に対する初期伸びを表し、

$$\delta_{pst}^i = \varepsilon_{pst}^i \cdot l^i \quad (2.3)$$

で表される。ここで、プレストレス力 p_{pst}^i と初期ひずみ ε_{pst}^i (初期伸び δ_{pst}^i) の関係は次式となる。

$$p_{pst}^i = -E^i A^i \varepsilon_{pst}^i = -\frac{E^i A^i}{l^i} \cdot \delta_{pst}^i \quad (2.4)$$

例えば、節点間の伸び δ^i (節点間の伸びから計算したひずみ ε^i) が 0 の場合、部材軸力 (部材に作用する引張) は $N^i = k^i \times \delta_{pst}^i = \alpha_{pst} p_{po}^i = p_{pst}^i$ となる。従って、ケーブル材等に引張力を導入するには、初期ひずみ ε_{pst}^i が負 (プレストレス力 p_{pst}^i は正) とならなければならない。また、基本初期伸びを δ_o^i と基本プレストレス力 p_{po}^i の間には、次のような関係がある。

$$p_{po}^i = -E^i A^i \varepsilon_{po}^i = -\frac{E^i A^i}{l^i} \cdot \delta_{po}^i = -k^i \delta_{po}^i \quad (2.5)$$

本研究では固定荷重時にブレースの軸力をゼロとするため、まず、ブレースが無い状態 (ブレースの断面積がゼロ) の構造物に固定荷重を与え、ブレースが配置される構面の節点間変位を初期伸びする。その後、この初期伸びをブレースに与え、立体モデルの解析を行う。

(b) 断面の仮定

H 形断面のように強軸と弱軸が異なる断面を解析する際、断面二次モーメントの値を適切に入力する必要がある。回転マトリクスの関係で部材座標系は $z \rightarrow y$ 軸回りの順番で回転する。その影響を考慮して以下に各部材の I_y , I_z の大小を示す。なお、山形フレームや妻面の間柱・耐風梁は平面モデルと同じであるため、省略する。

桁梁①

回転なし。断面二次モーメントの関係は $I_y < I_z$ となる。

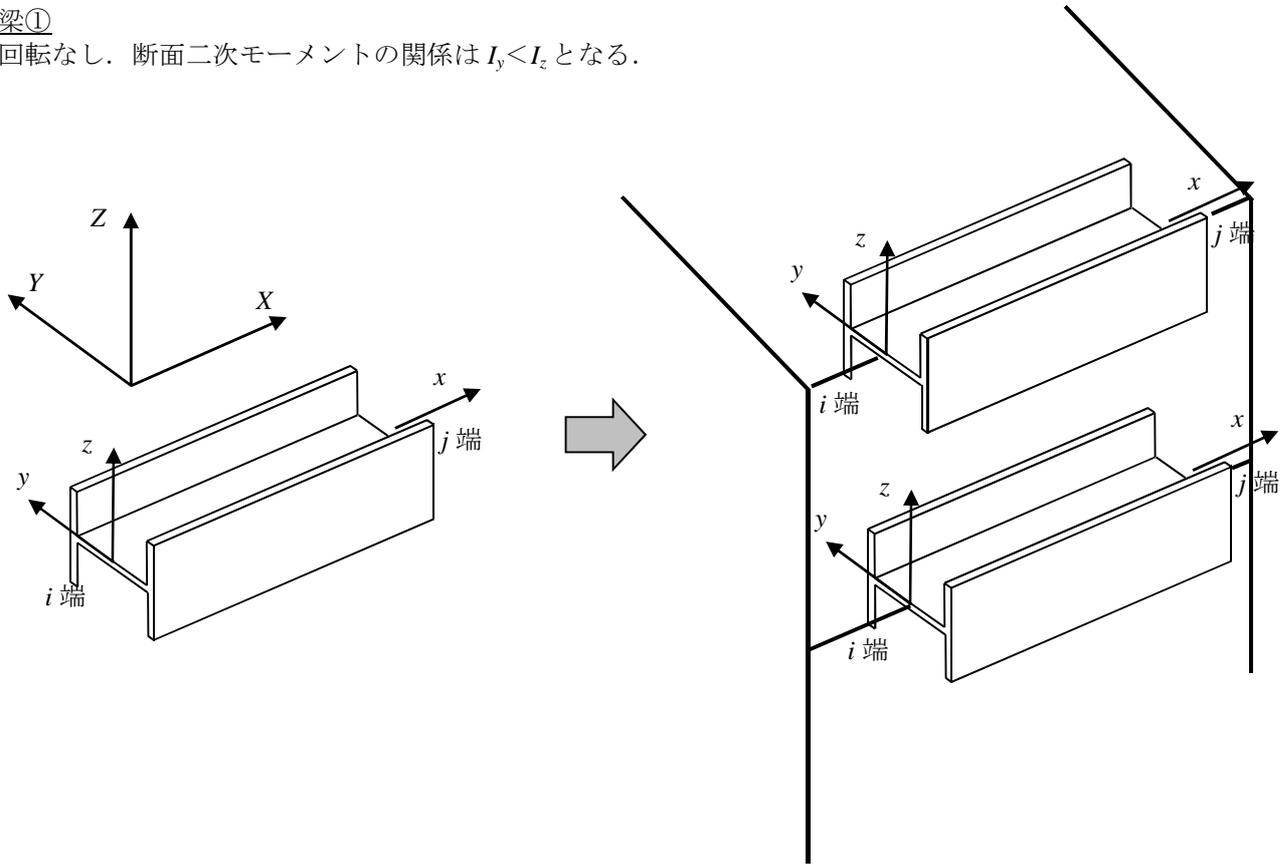


図 2.10 桁梁（桁構面の耐風梁）の断面の仮定

桁梁②

回転なし。断面二次モーメントの関係は $I_y > I_z$ となる。

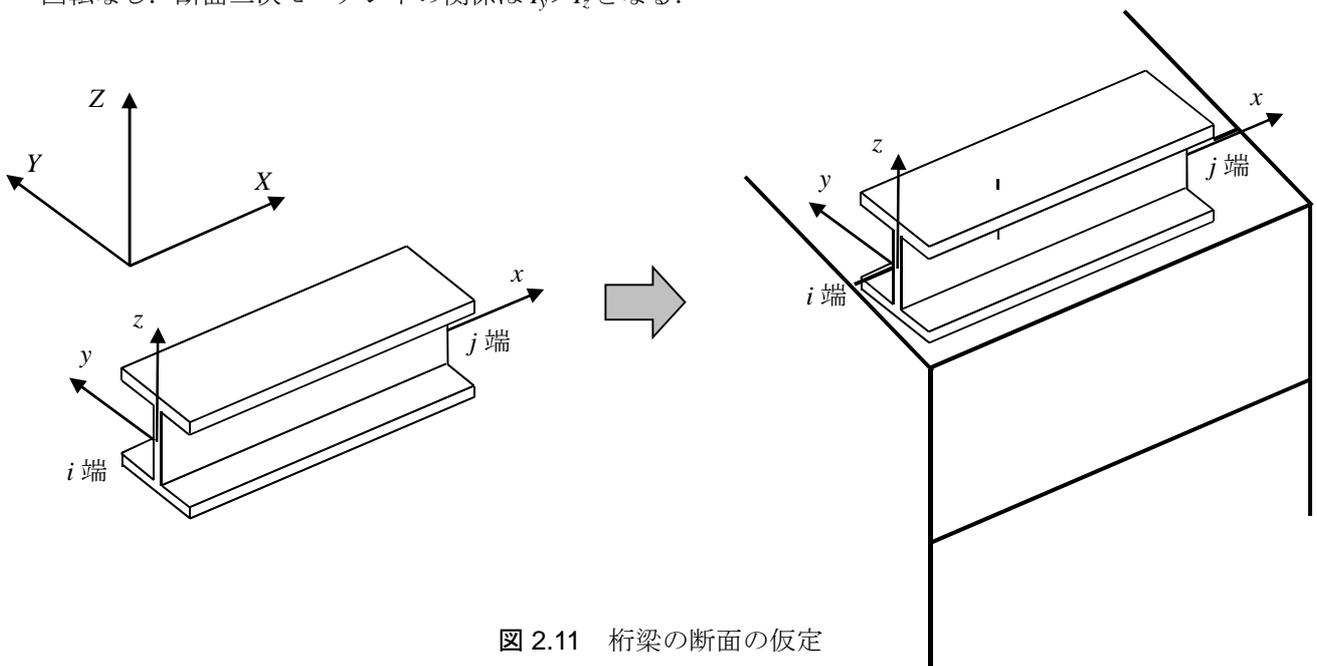


図 2.11 桁梁の断面の仮定

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

桁面間柱

y 軸回りに 90° 回転させる．断面二次モーメントの関係は $I_y < I_z$ の関係となる．

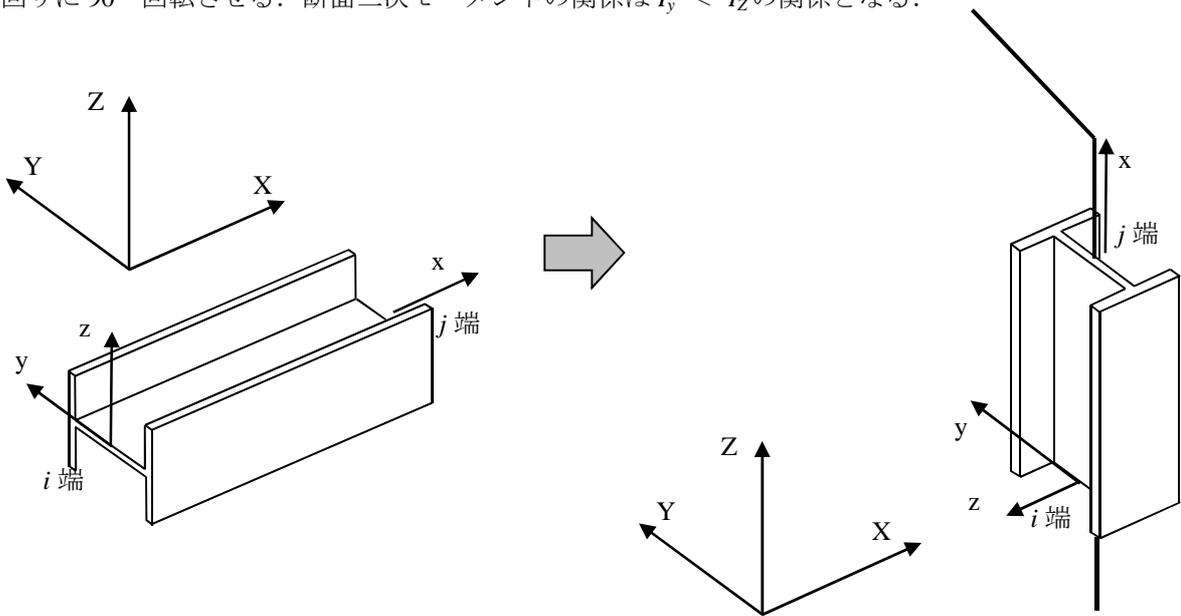


図 2.11 桁面間柱の断面の仮定

(3) 部材モデルの概要

本解析では弾性梁と両端に部材降伏を表現する弾塑性ヒンジから構成される，両端ばね梁要素⁹⁾を用いる(図 2.12 参照)．弾塑性ヒンジは軸ばねと曲げばねで構成され，図 2.13 に示すような軸力と曲げモーメントの相間を考慮した降伏曲面を仮定する．降伏関数として次式を採用する．

$$\left(\frac{N}{N_y}\right)^2 + \sqrt{\left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^2 + \left(\frac{M_z}{M_{pz}}\right)^2} = 1 \quad (2.6)$$

ここで， N は軸力， M_y ， M_z は強軸および弱軸回りの曲げモーメントを表す． N_y は降伏軸力， M_{pz} は弱軸回りの全塑性モーメントを表す．本研究では中間フレームの M_{py} は横座屈耐力とする．一方，間柱が付加されている妻面フレームでは，曲げモーメント分布が複曲率となるため横座屈が起こらないとして， M_{py} は強軸回りの全塑性モーメントとする．式(2.6)の降伏関数は鋼管の場合の降伏関数であるが，後述の FEM 解析より山形フレームの降伏時の M_y/M_{py} と N/N_y の割合が 1:0.04 程度となり，軸力の影響が非常に少ないことより，H 形鋼の降伏曲面を用いた場合と結果にほとんど差がないと考えられる．また，本研究では降伏後のひずみ硬化，バウシinger 効果および劣化は考慮していない．

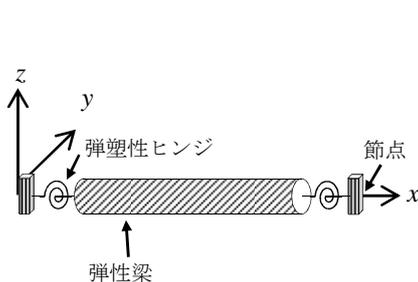


図 2.12 両端ばね梁モデル

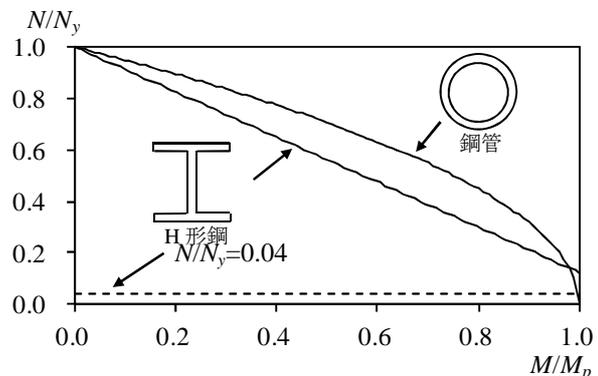


図 2.13 降伏曲面

2.3 入力地震動

2.3.1 告示スペクトルの概要

本研究では、告示スペクトル¹⁰⁾に適合した12波の模擬地震波を用い、地震動強さ λ_E を0.5刻みに変化させて応答性状を検討する。ターゲットスペクトルとなる設計用絶対加速度応答スペクトルは次式で与えられる。

$$S_A(T, h) = \lambda_E \cdot S_{A0}(T) \cdot F_h(h) \cdot G_s(T) \quad (2.7)$$

上式の λ_E は地震動強さ(地動加速度の倍率)を表し、 $\lambda_E=1.0$ は損傷限界レベル、 $\lambda_E=2.5$ は修復限界レベル、 $\lambda_E=5.0$ は安全限界レベルに相当する。 S_{A0} は損傷限界レベルにおける基盤での加速度応答スペクトルを表し、次式で与える。

$$S_A(T, h) = \begin{cases} 64 + 600T & \dots T < 0.16 \\ 160 & \dots 0.16 \leq T < 0.64 \\ 102.4/T & \dots T \geq 0.64 \end{cases} \quad (2.8)$$

G_s は表層地盤による増幅係数¹¹⁾(簡易法)を表す。本研究では第2種地盤を想定し、次式で与える。

$$G_s(T) = \begin{cases} 1.5 & \dots T < 0.64 \\ 1.5(T/0.64) & \dots 0.64 \leq T < T_u \\ gv & \dots T \geq T_u \end{cases} \quad (2.9)$$

gv は第2種地盤で2.025、 T_u は0.864となる。 F_h は減衰による加速度の低減率を表し、次式¹⁸⁾で与える。

$$F_h(h) = \frac{1.5}{1+10h} \quad (2.11)$$

本研究では減衰定数が5%の応答スペクトルに適合するように模擬地震動を作成する。

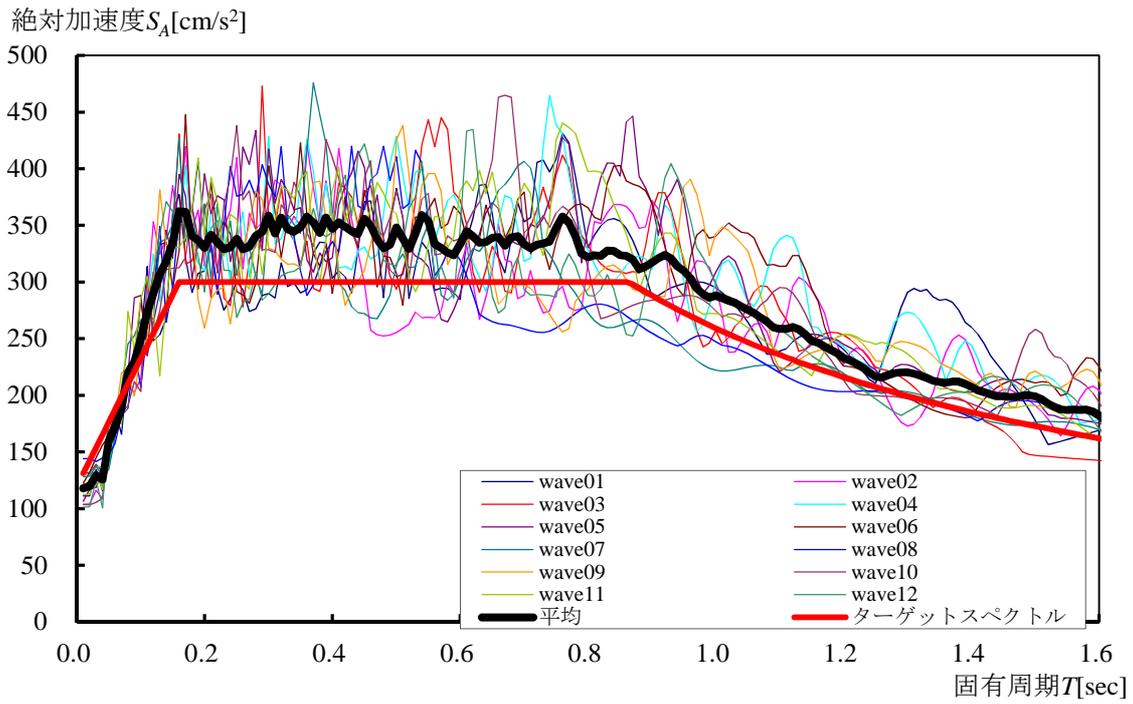
2.3.2 模擬地震動の性質

実地震動を用いて作成した12波の模擬地震動の絶対加速度応答スペクトル($h=2\%$, 5% , 10%)を図2.14に示す。本研究では $h=5\%$ のスペクトルに適合させて模擬地震動を作成しているため、 $h=5\%$ とした12波のスペクトルの平均値とターゲットスペクトルは概ね一致する。一方、 $h=2\%$ および $h=10\%$ とした12波のスペクトルの平均値はターゲットスペクトルより大きくなる事が確認できる。

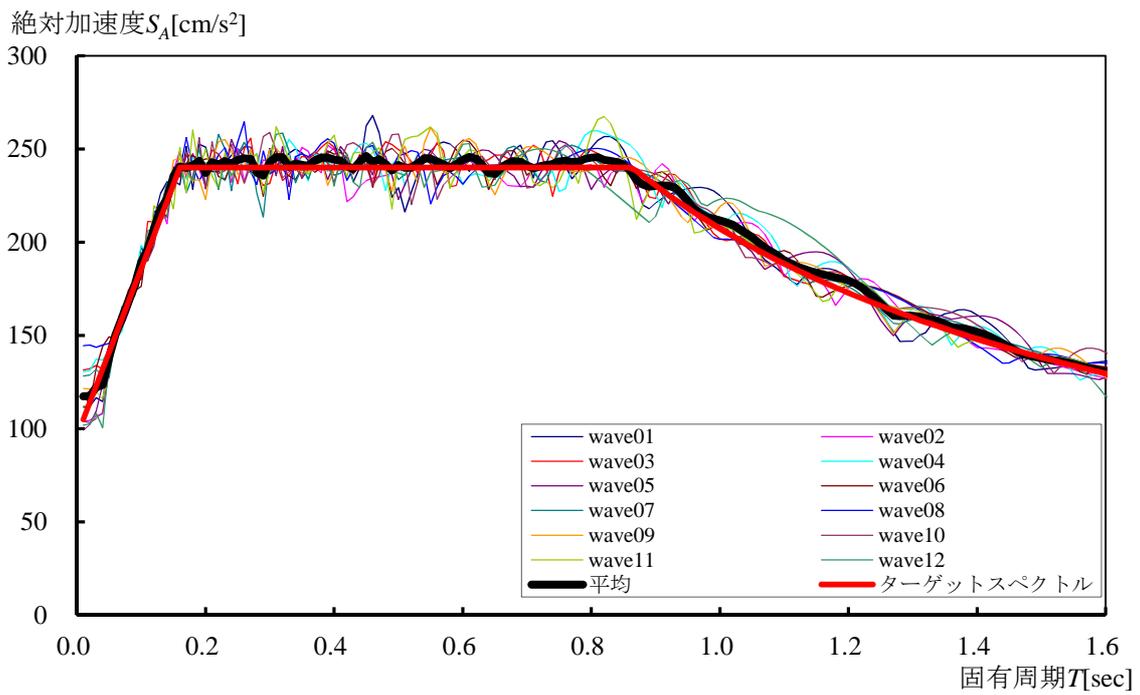
本研究では鋼構造を対象としているため、減衰定数を2%として減衰マトリクスを作成する。図2.14(a)でも確認できるように、位相の種類により絶対加速度に差が生じるため、このばらつきについても分析が必要であると考えられる。

表 2.12 入力地震動

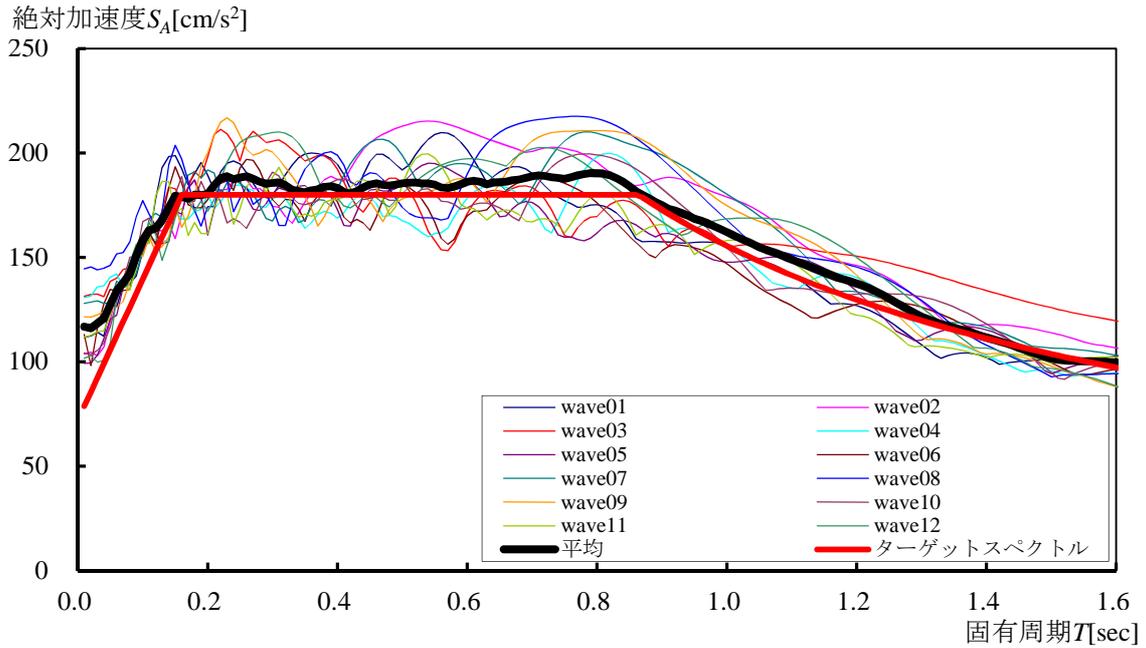
	位相データ	$A^{max}[\text{cm}/\text{sec}^2]$	$V^{max}[\text{cm}/\text{sec}]$	$D^{max}[\text{cm}]$	A^{max}/V^{max}
wave01	El Centro(1940)NS	110.35	17.63	45.38	6.3
wave02	El Centro(1940)EW	103.37	20.55	38.95	5.0
wave03	Taft(1952)NS	130.97	17.87	17.42	7.3
wave04	Taft(1952)EW	129.40	18.56	13.37	7.0
wave05	Miyagi(1978)NS	99.14	14.66	11.44	6.8
wave06	Miyagi(1978)EW	97.00	16.73	15.27	5.8
wave07	神戸海洋気象台(1996)NS	128.01	18.21	31.95	7.0
wave08	神戸海洋気象台(1996)EW	143.39	17.61	12.94	8.1
wave09	Hachinohe(1968)NS	121.10	16.01	24.22	7.6
wave10	Hachinohe(1968)EW	103.25	15.26	34.17	6.8
wave11	Sendai501(1962)NS	111.73	13.46	7.31	8.3
wave12	Sendai501(1962)EW	100.47	17.04	34.66	5.9



(a) $h=2\%$



(b) $h=5\%$



(c) $h=10\%$

図 2.14 絶対加速度応答スペクトル

この模擬地震動に対して、減衰定数の増加に伴うスペクトルの低減率を分析する。 $h=2\%$ と 10% の絶対加速度 $S_A(T, h=0.02)$ と $S_A(T, h=0.10)$ を $h=5\%$ の絶対加速度 $S_A(T, h=0.05)$ で除した値（低減率）と固有周期 T の関係を図 3.32 に示す。固有周期 T が $0.2 \sim 3.0$ の範囲で加速度応答スペクトルが概ね等しいと仮定し、低減率を

$$R_A(h) = \left\{ \int_{0.2}^{3.0} \frac{S_A(T, h)}{S_A(T, 0.05)} dT \right\} / T \quad (2.12)$$

で表すと、 $R_A(0.02)$ は 1.36、 $R_A(0.10)$ は 0.57 となる。

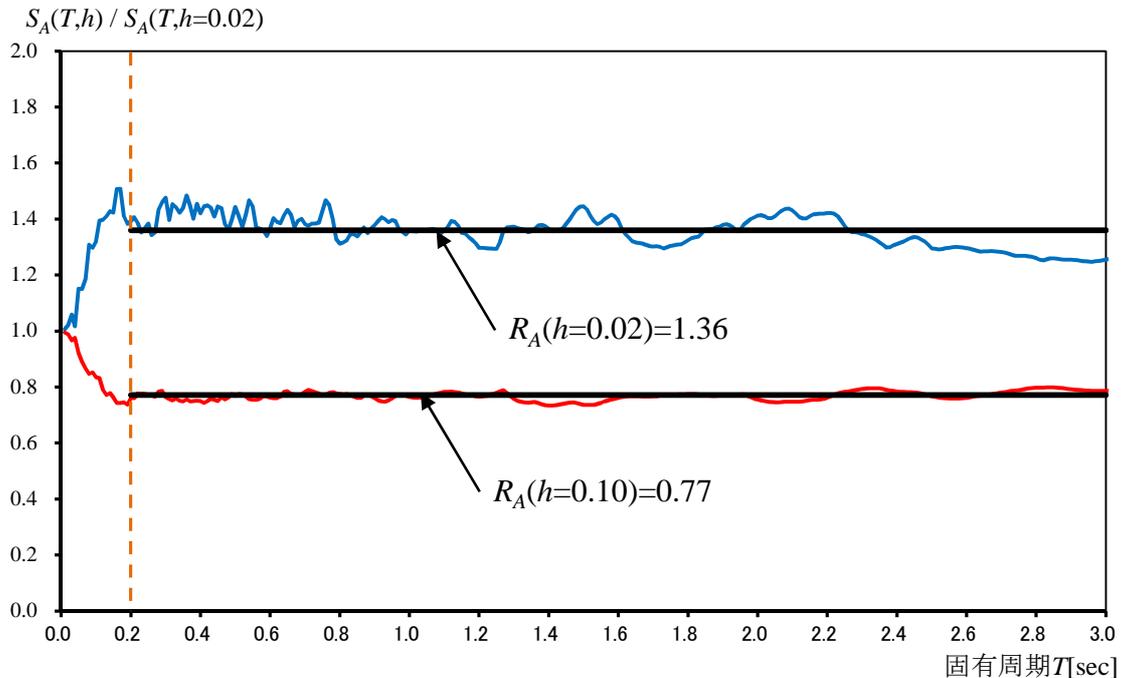


図 2.15 絶対加速度スペクトルの低減率

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

減衰定数を10%とした等価速度スペクトルを図2.16に示す。等価速度 V_e は次式より求められる。

$$W_{inp} = \frac{1}{2} \cdot m \cdot V_e^2 \quad \rightarrow \quad V_e = \sqrt{\frac{2 \cdot W_{inp}}{m}} = \sqrt{\frac{2 \cdot W_{inp} \cdot g}{W}} \quad (2.13)$$

ここで、 m は構造物の全質量 ($=W/g$) を表し、 g は重力加速度 (980 cm/sec^2)、 W_{inp} は地震入力エネルギーを表す。上式より、等価速度スペクトルは構造物の質量 m と固有周期 T に依存することが確認できる。図2.16より、模擬地震動は5%の加速度応答スペクトルに対応しているため、12波のばらつきは非常に大きい。しかし、固有周期1.0以降、12波の平均値はほぼ一定となる。

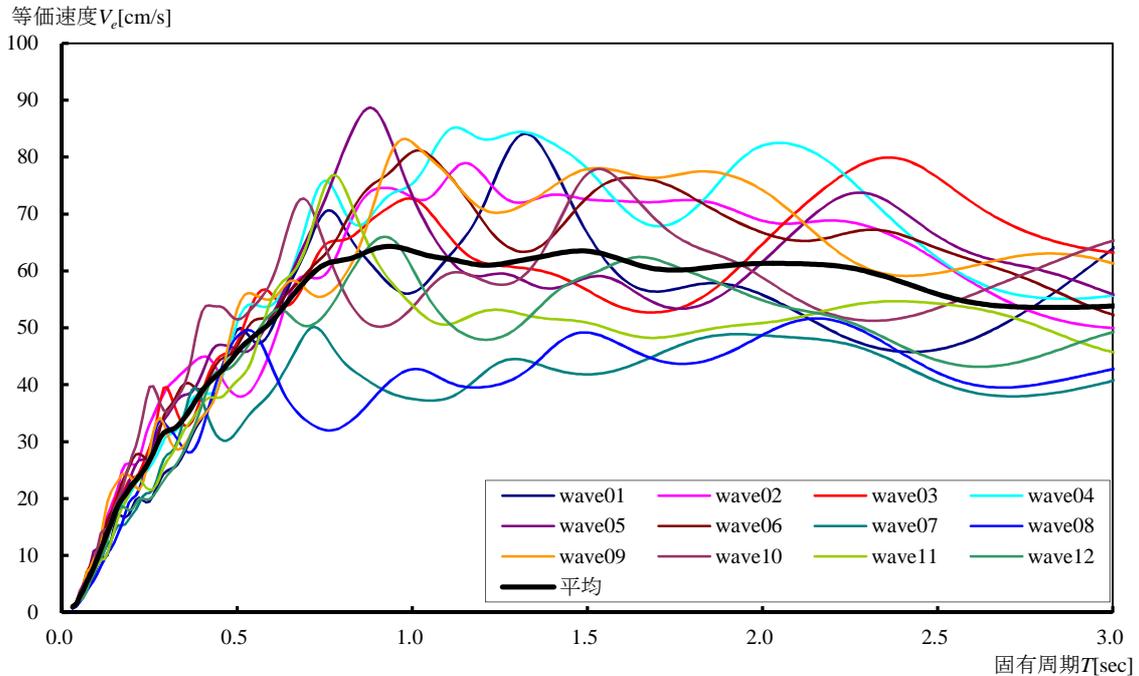


図 2.16 等価速度スペクトル ($h=10\%$)

2.4 平面モデルの検討

2.4.1 静的増分解析

(1) 荷重条件

静的解析では、まず、固定荷重を作用させ、続いて地震荷重を一方向もしくは正負交番繰返し荷重として作用させる。この静的弾塑性解析から、中間フレームと妻面フレームの崩壊性状を把握する。山形フレームの地震荷重としては、水平地震動に伴う上下方向の非対称成分を考慮した地震荷重の提案⁹⁾もあるが、①通常的设计では上下方向の地震荷重を考慮しないこと、②張間方向スパンが比較的短く、対象構造物と同程度の形状の体育館では、水平応答加速度に対して鉛直応答加速度が小さいことが示されている¹²⁾ため、本研究では上下方向の地震荷重は考慮せず、屋根面で一様な震度の地震力を受けるものとし、固定荷重に比例する水平方向荷重を地震荷重とする。また、地震荷重は固定荷重と同様に、山形フレームの梁のみに与える(図 2.17 参照)。

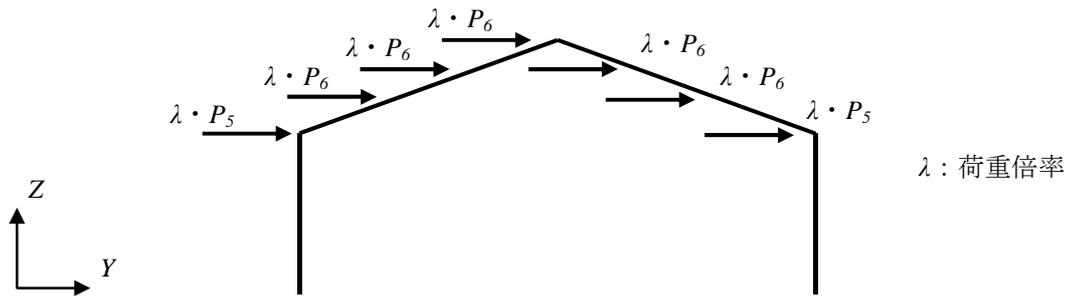


図 2.17 地震荷重の設定 (例：中間フレーム)

本検討では地震荷重を一方向 (Y 方向) に荷重させた場合と繰返し荷重させた場合について検討する。一方向荷重の検討では架構の層間変形角 γ_s (定義は後述する) を 1/10 まで荷重を与える。正負交番繰返し荷重の検討では 2 種類の荷重パターンを検討する。パターン 1 では $\pm 1/10$ の 1 ループのみ荷重し、パターン 2 では $\pm 1/20$ と $\pm 1/10$ の 2 回ループさせる (図 2.18 参照)。

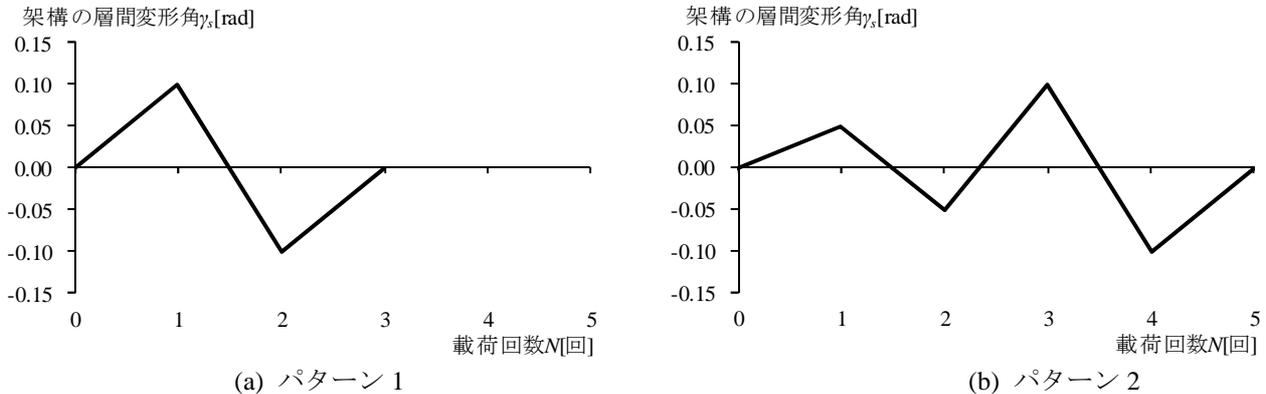


図 2.18 正負交番繰返し荷重の荷重条件

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

(2) 固定荷重時の性状

各山形フレームの固定荷重時の軸力図を図 2.19, 曲げモーメント図を図 2.20, 変形図を図 2.21 に示す. なお, 妻面フレームの間柱と耐風梁の記述は省略する. 図 2.20, 図 2.21 より, 妻面フレームの曲げモーメントおよび変形量は中間フレームに比べて非常に小さいことが確認できる. これは妻面フレームの両側の柱だけでなく間柱も固定荷重を負担し, 耐風梁によって柱頭の広がりを抑えているためである. 従って, 妻面フレームは中間フレームに比べて固定荷重の影響が小さいと考えられる.

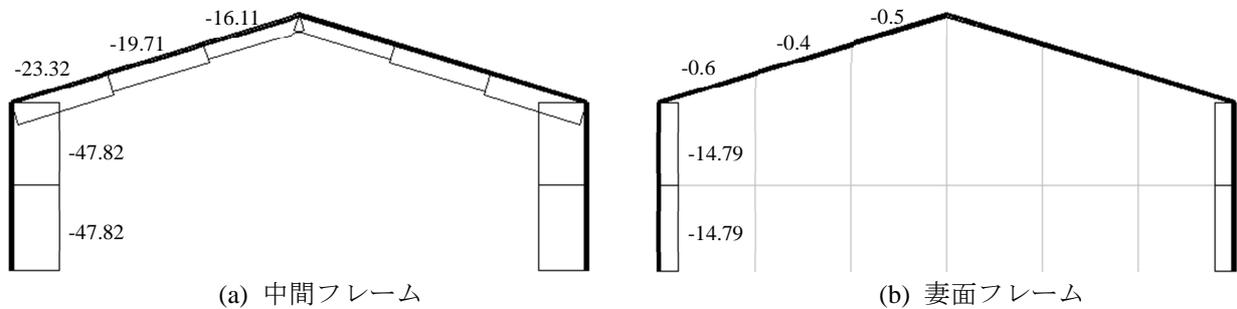


図 2.19 軸力図 (単位: kN)

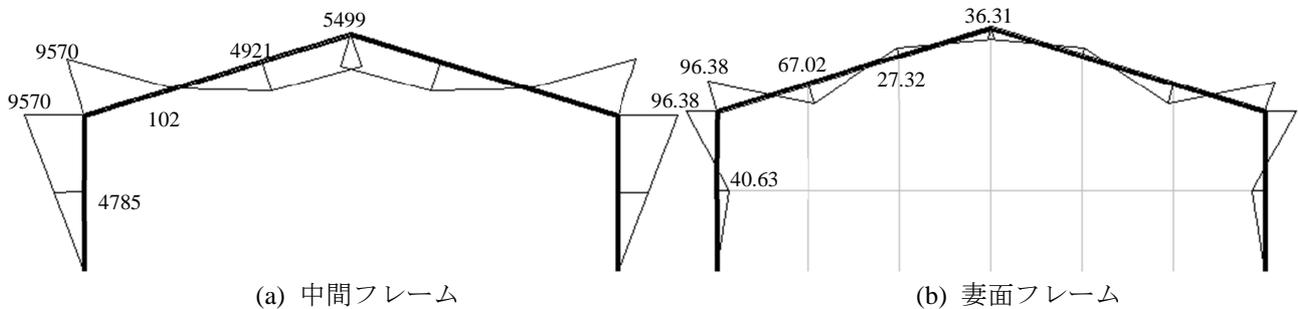


図 2.20 曲げモーメント図 (単位: kNcm)

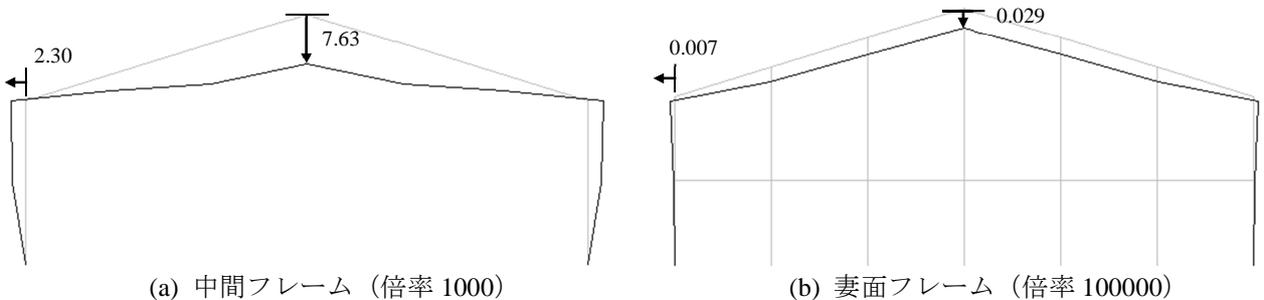


図 2.21 変形図 (単位: cm)

(3) 一方向載荷時の性状

(a) 塑性ヒンジの発生状況

一方向載荷時の各山形フレームの塑性ヒンジ発生性状を表 2.13 に示す。また、中間フレームと妻面フレームの塑性ヒンジ発生箇所を図 2.22 に示す。表および図中の①，②は塑性ヒンジの発生した順番を表す。これより、中間フレームは①梁端，②梁中央，の順番で塑性ヒンジが発生するのに対し、妻面フレームは梁端のみに発生する。

表 2.13 中間フレームの塑性ヒンジ発生時の性状

(a) 中間フレーム

発生箇所	架構の層間変形角 γ_s [rad]	層せん断力係数 C	鉛直変位 d_v [cm]
①	0.015	0.225	-7.62
②	0.065	0.394	-23.08

(b) 妻面フレーム

発生箇所	架構の層間変形角 γ_s [rad]	層せん断力係数 C	鉛直変位 d_v [cm]
①	0.02	0.512	-0.03
②	0.02	0.515	-0.03

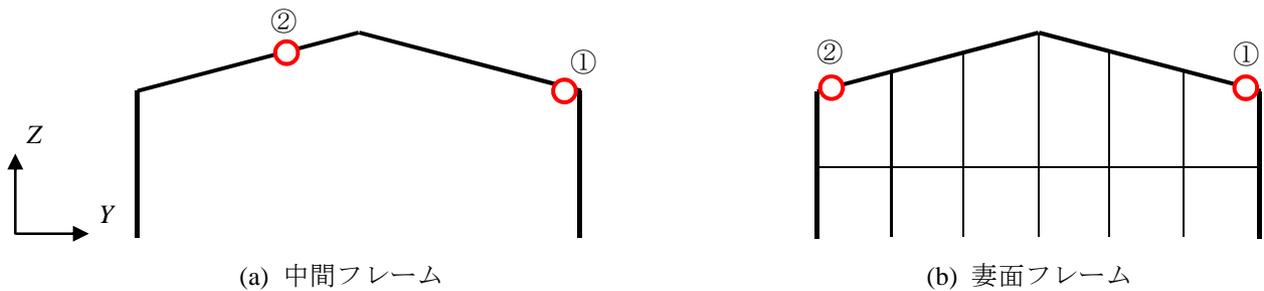


図 2.22 塑性ヒンジ発生箇所

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

(b) 架構の性状

中間フレームと妻面フレームの層せん断力係数 C と架構の層間変形角 γ_s の関係を図 2.24 に示す. 図中の実線は中間フレームの結果, 破線は妻面フレームの結果を表す. また, 層せん断力係数と両側の柱の層間変形角 γ_{c1} , γ_{c2} の関係を図 2.25, 図 2.26 に示す. 層せん断力係数は山形フレーム柱に生じるせん断力 Q の和を重量 W で除した値とする. なお, 重量 W は中間フレームで 95.648kN, 妻面フレームで 121.226kN となる. 架構の層間変形角 γ_s は山形フレーム頂部の水平変位 δ_{sh} を柱の高さ h ($=640\text{cm}$) で除した値となる. 柱の層間変形角 γ_{c1} , γ_{c2} はそれぞれの柱の水平変位 δ_{c1h} , δ_{c2h} を柱の高さ h ($=640\text{cm}$) で除した値となる.

図 2.24 より, 妻面フレームの骨格曲線はバイリニア型となり, 中間フレームの骨格曲線はトリリニア型となる. これは前述の塑性ヒンジ発生メカニズムでも確認したように, 妻面フレームは柱頭部梁端のみが塑性化するのに対し, 中間フレームは柱頭部梁端と梁材中央部の順番で塑性化するためである. また, 表 2.7 でも確認できるように, 妻面フレームは $\gamma_s=0.02\text{rad}$, $C=0.52$ で塑性ヒンジが発生し, 中間フレームは $\gamma_s=0.015\text{rad}$, $C=0.22$ と $\gamma_s=0.065\text{rad}$, $C=0.39$ で塑性ヒンジが発生する. 最大耐力に達した後, 中間フレームの剛性はほぼ 0 であるが, 妻面フレームは間柱の弾性剛性の影響で僅かに剛性が残る.

図 2.25, 図 2.26 より, 横軸を柱の層間変形角 γ_c としても骨格曲線の性状は図 2.24 とほぼ同じであることが確認できる. しかし横軸を γ_c とした場合, 中間フレームは固定荷重の影響で地震荷重載荷前に層間変形角が発生する. そのため, 中間フレームの最終ステップ時の両側柱の層間変形角 γ_{c1} , γ_{c2} はそれぞれ $\gamma_{c1}=0.082\text{rad}$, $\gamma_{c2}=0.118\text{rad}$ と異なり, その差は 0.036rad となる. 一方, 妻面フレームは固定荷重時の山形フレームの変形が非常に小さいため, γ_{c1} および γ_{c2} は架構の層間変形角 γ_s と概ね一致する.

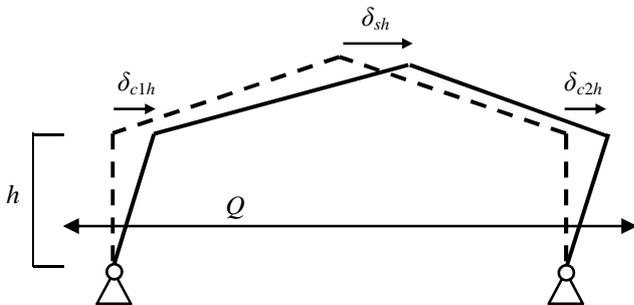


図 2.23 検討箇所 (架構の性状)

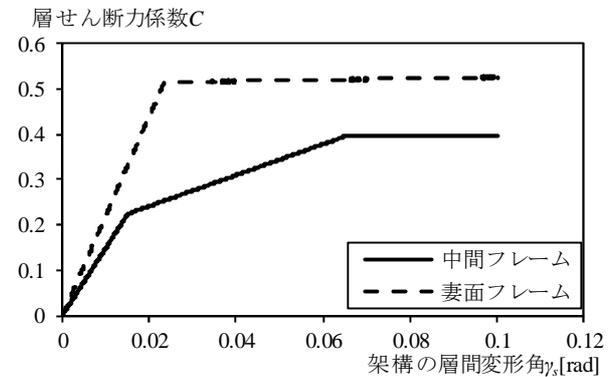


図 2.24 層せん断力係数 C と架構の層間変形角 γ_s の関係

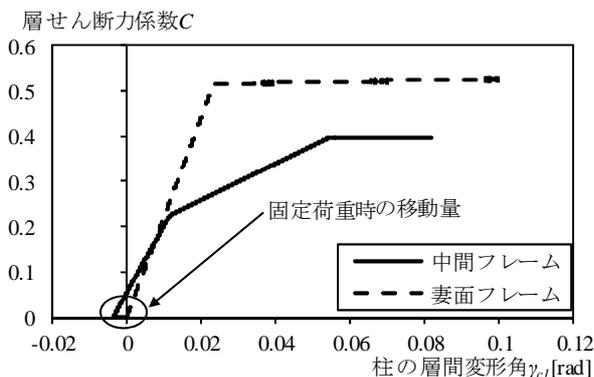


図 2.25 層せん断力係数 C と柱の層間変形角 γ_{c1} の関係

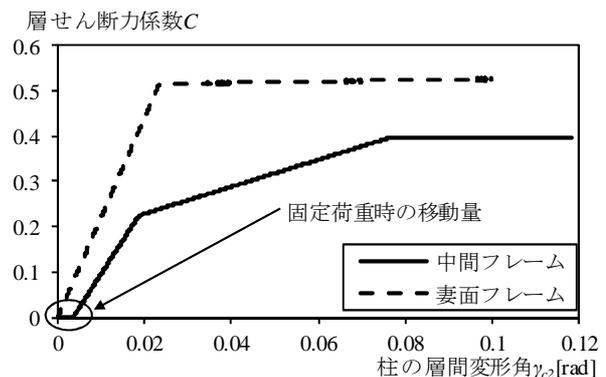


図 2.26 層せん断力係数 C と柱の層間変形角 γ_{c2} の関係

(c) 梁材の性状

中間フレームと妻面フレームの柱頭部梁端における軸力と曲げモーメントの関係を図 2.27 に示す. 図中の実線は中間フレームの結果, 破線は妻面フレームの結果を表す. なお, 縦軸は N_y ($=1478.348\text{kN}$) で除した値とし, 横軸は M_p で除した値とする. この時, 中間フレームの M_p は横座屈耐力 ($=16464\text{kNcm}$) とし, 妻面フレームは全塑性モーメント ($=19759.905\text{kNcm}$) を用いる. 降伏曲面に達したときの中間フレームと妻面フレームの M/M_p と軸力 N/N_y の割合がそれぞれより, 1:0.04, 1:0.06 であるため, 対象構造物は曲げモーメントによって塑性ヒンジが発生しており, 軸力の影響がほとんどないと考えられる. 3.2.1(4)でも述べたように, 本解析では H 形鋼の降伏曲面でなく, 鋼管の降伏曲面を用いているが, 解析結果に大きな影響はないと考えられる.

柱頭部梁端と梁中央部の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係を図 2.28, 2.29 に示す. 検討箇所の詳細は図 2.27 に示す. なお, 妻面フレームは柱頭部梁端のみ塑性ヒンジが発生するため, 図 2.30 は中間フレームの結果のみを示す. 図 3.29 より, 中間フレームと妻面フレームの塑性回転角を比較すると, 中間フレームの方が大きくなる. これは最大曲げ耐力の値の違いだけでなく, 中間フレームの方が妻面フレームに比べて固定荷重による影響が大きいためである. そのため, 妻面フレームは両側柱だけでなく間柱も固定荷重を負担し, 耐風梁によって柱頭部の外側への広がりを抑えるが, 中間フレームはヒンジ発生後に梁が沈むため, 柱が外側へ広がる. 図 3.29 と図 3.30 を比較すると, 最終ステップの塑性回転角は柱頭部梁端で 0.133rad , 梁中央部で 0.042 となり, 柱頭部梁端の方が値は大きくなる. これは柱頭部梁端の方が先に塑性ヒンジが発生するためである. これより, 対象構造物の最大塑性回転角について議論する場合は梁中央より柱頭部梁端で検討した方がよいと考えられる.

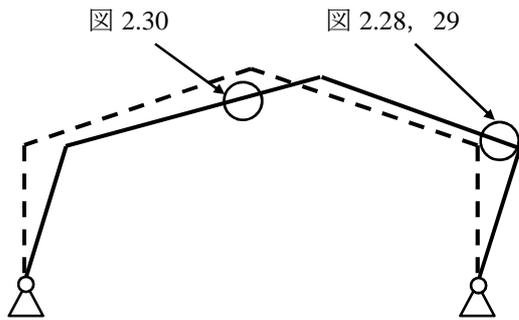


図 2.27 検討箇所 (梁材の性状)

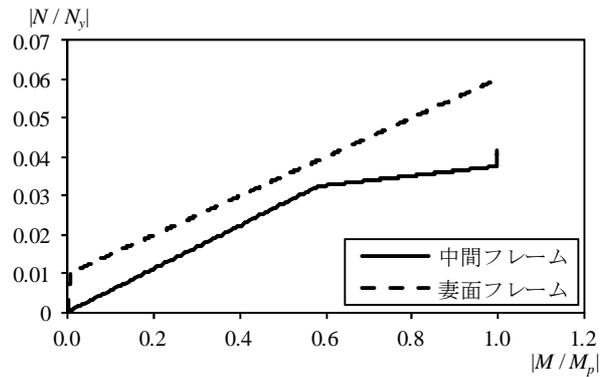


図 2.28 柱頭部梁端の $N-M$ 関係

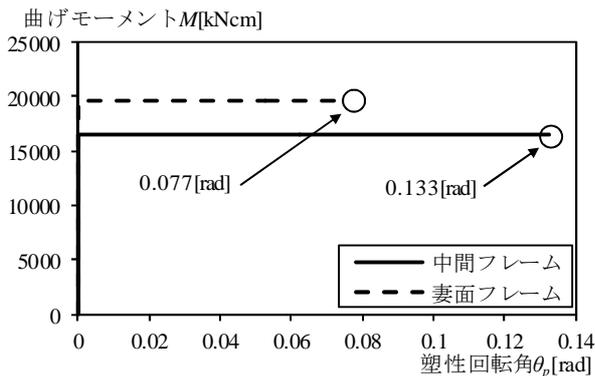


図 2.29 柱頭部梁端の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係

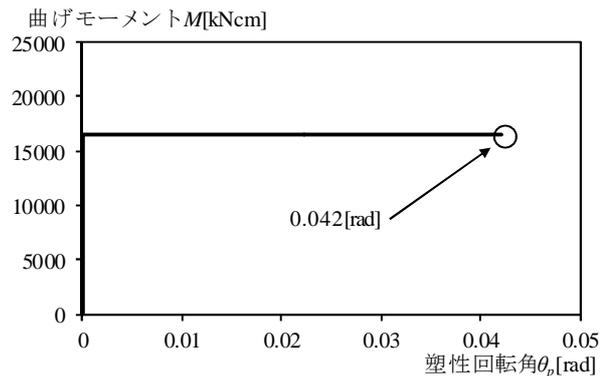


図 2.30 梁中央部の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

(4) 正負交番繰返し载荷時の性状

(a) 塑性ヒンジの発生状況

中間フレームの塑性ヒンジ発生時の性状を表 2.14, 塑性ヒンジ発生箇所を図 2.31 に示す. なお, 中間フレームとは異なり, 妻面フレームは一方向载荷と正負交番繰返し载荷の結果が同じであるため, ここでは省略する. 図 2.31 より, 载荷パターン 1 の塑性ヒンジ発生順序は, ①柱頭部梁端, ②梁中央, ③反対側柱頭部梁端と梁中央, となるが, 载荷パターン 2 の塑性ヒンジ発生順序は, ①柱頭部梁端, ②反対側の柱頭部梁端, ③梁中央, ④反対側の梁中央となる. 従って, 地震応答解析の際, 架構の層間変形角が小さい範囲と大きい範囲で振動した場合は性状が異なることに注意する必要がある.

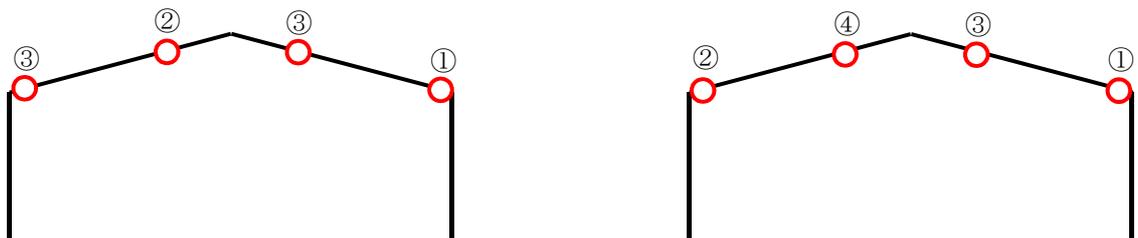
表 2.14 中間フレームの塑性ヒンジ発生時の性状

(a) 载荷パターン 1

発生箇所	架構の層間変形角 γ_s [rad]	層せん断力係数 C	鉛直変位 d_v [cm]
①	0.015	0.225	-7.62
②	0.065	0.394	-23.08
③	0.047	-0.394	-38.25

(b) 载荷パターン 2

発生箇所	架構の層間変形角 γ_s [rad]	層せん断力係数 C	鉛直変位 d_v [cm]
①	0.015	0.225	-7.62
②	0.004	-0.344	-18.50
③	-0.011	-0.394	-23.09
④	0.003	0.394	-39.85



(a) 载荷パターン 1

(b) 载荷パターン 2

図 2.31 塑性ヒンジ発生箇所 (中間フレーム)

(b) 架構の性状

層せん断力係数 C と架構の層間変形角 γ_s の関係を図 2.32, 層せん断力係数 C と柱の層間変形角 γ_{c1} , γ_{c2} の関係を図 2.33, 図 2.34 に示す. 図中の実線は中間フレームの結果, 破線は妻面フレームの結果を表す. 検討箇所は一方向荷重の検討と同じ箇所 (図 2.23 参照) とする. 図 2.32 より, 妻面フレームは荷重パターンに関係なく, バイリニア型のループを描く. 一方, 中間フレームは, 荷重パターン 1 の場合, 初期荷重時の骨格曲線のみトリリニア型となり, 除荷時の骨格曲線はバイリニア型となる. 荷重パターン 2 では初期荷重時および除荷時の骨格曲線のどちらもトリリニア型の履歴となる. また, 一方向荷重時の結果および荷重パターン 1 の本結果では $\gamma_s=0.063\text{rad}$ 程度で最大耐力に至ったが, 荷重パターン 2 では 0.05rad 程度で最大耐力に至る. これは, 変形の小さい範囲で繰り返し荷重すると, (a) で述べたように塑性ヒンジ発生順序が異なることが影響していると考えられる. 図 2.33, 図 2.34 より, 柱の層間変形角 γ_c は架構の層間変形角 γ_s とは異なり, 最終ステップに層間変形角が 0rad とはならない. これは一方向荷重の検討でも明らかになったように, 固定荷重の影響で塑性ヒンジが発生すると柱は外側に開くからである. そのため, ループを描きながら片側に流れるような履歴となり, 残留変形について議論をする場合は重要な性状となる.

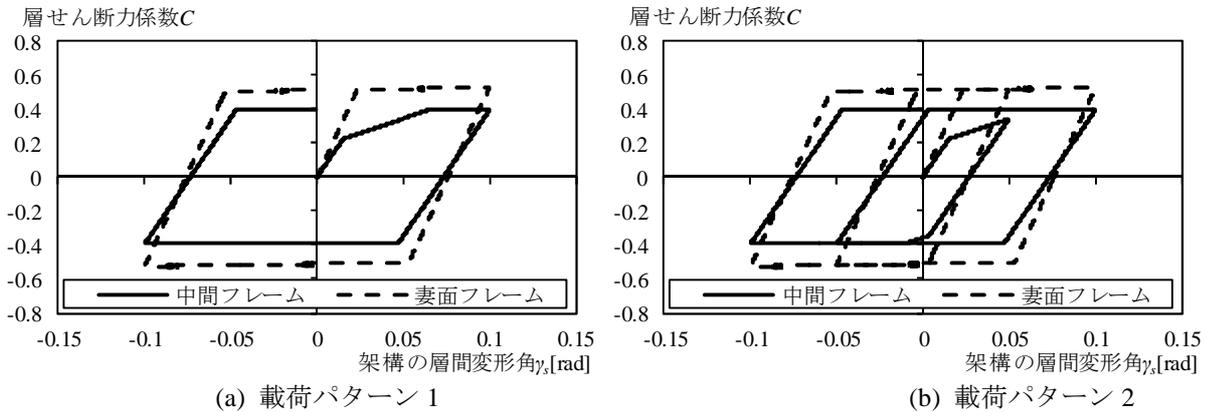


図 2.32 層せん断力係数 C と架構の層間変形角 γ_s の関係

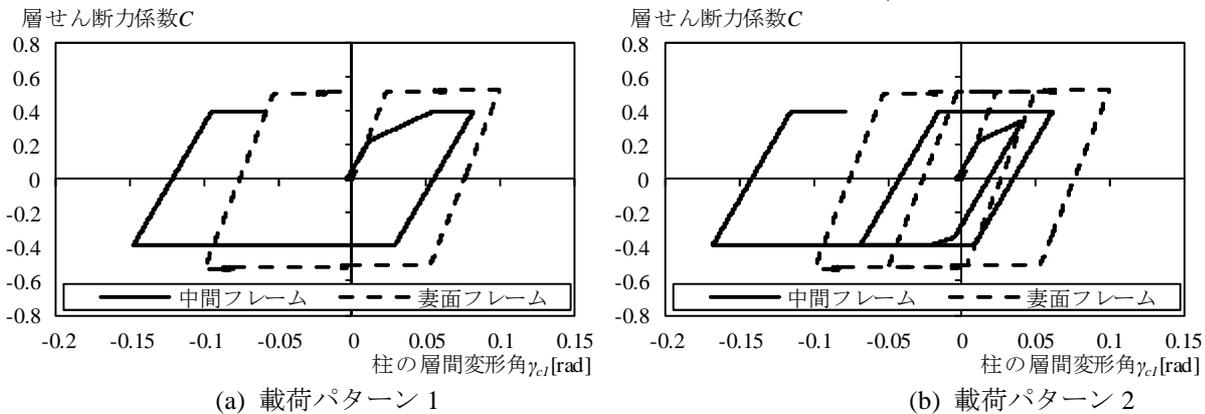


図 2.33 層せん断力係数 C と柱の層間変形角 γ_{c1} の関係

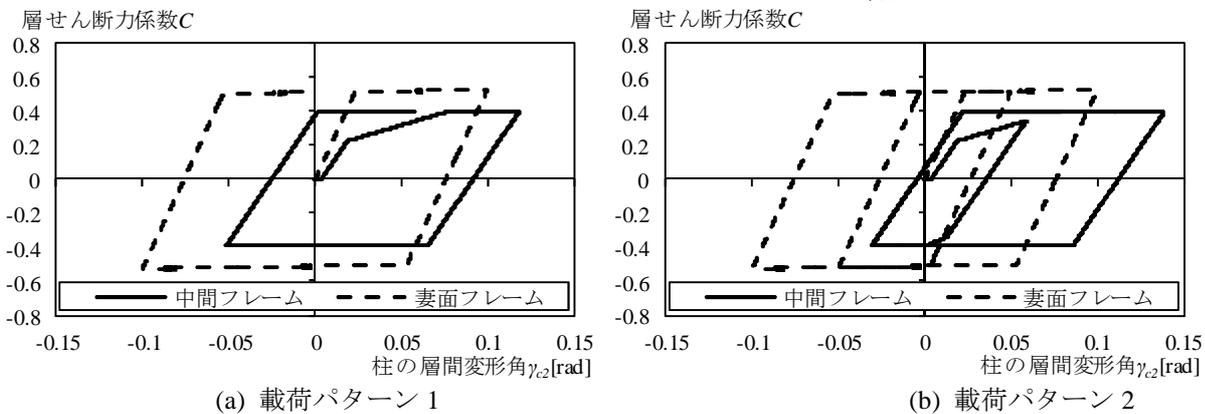


図 2.34 層せん断力係数 C と柱の層間変形角 γ_{c2} の関係

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

(c) 梁材の性状

柱頭部梁端の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係を図 3.28, 梁材中央部の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係を図 2.35 に示す. 図中の実線は中間フレームの結果, 破線は妻面フレームの結果を表す. なお, 検討箇所は一方向荷荷の検討と同じ箇所 (図 2.27 参照) 同じ箇所とする. 図 2.35 より, 繰返し荷荷を受けると妻面フレームの履歴はバイリニア型のループを描くことが確認できる. 一方, 中間フレームの履歴はループを描かず, 一方向に増加する. これは固定荷荷の影響で塑性ヒンジが発生すると梁が沈み, 柱が外側に開くためであると考えられる. この性状は荷荷条件を変えても確認できるため, 地震応答解析でも同じ性状が発生すると考えられる. 図 2.36 より, 梁材中央部に発生する塑性ヒンジも柱頭部梁端と同様に一方向に増加する. また, 図 2.35 と図 2.36 を比較すると, 荷荷条件に関係なく, 柱頭部梁端で発生する塑性回転角の方が梁中央で発生する塑性回転角より大きくなる.

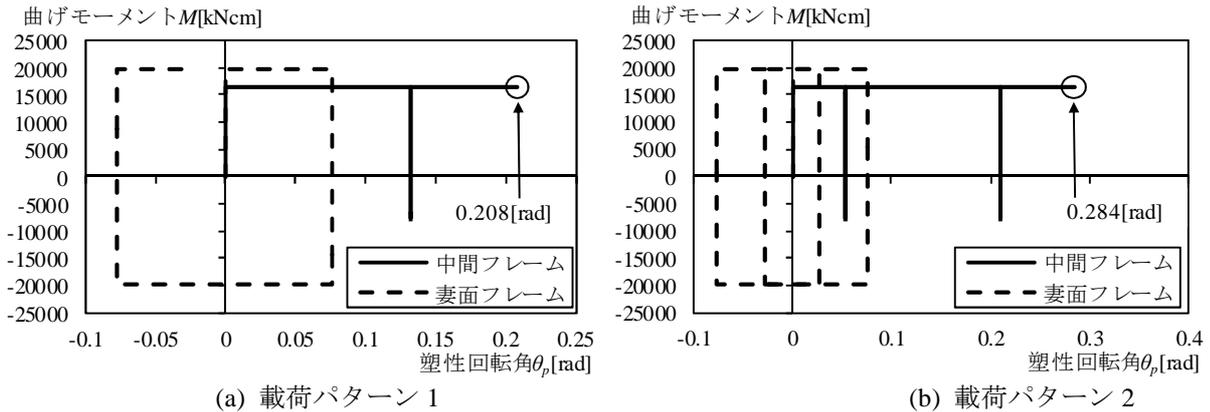


図 2.35 柱頭部梁端の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係

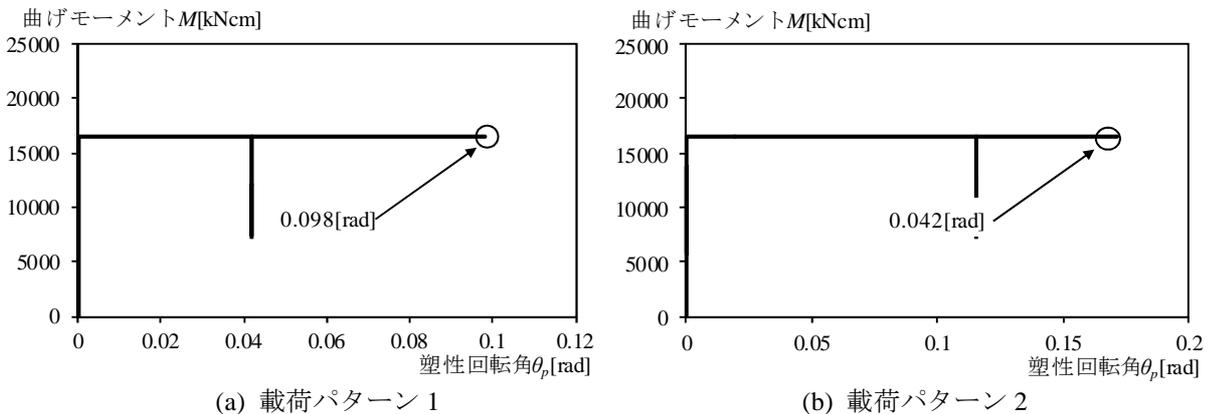


図 2.36 梁中央部の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係

2.4.2 地震応答解析

(1) 応答解析の概要

弾塑性地震応答解析を行い、各フレームの応答性状を分析する。数値積分法には Newmark- β 法¹³⁾を採用する。この時、 β 法の安定性を考慮して、 β の値は 1/4 (平均加速度法) とする。また、時間刻みは 0.0002sec とし、地震波の入力データを線形補間する。

本研究では固定荷重の影響を考慮するために、まず、時刻 $t=0$ 秒から固定荷重に比例する荷重をわずかずつ増加させ、 $t=2$ 秒で固定荷重に至るように作用させる。固定荷重に到達した後は、この値を一定に保つ。ただし、地震波を作用させる 10 秒までの間は、準静的な作用となるように等価定数は臨界減衰とする。次に、 $t=10$ 秒以降、固定荷重を作用させた状態に対して地震動を 50 秒間入力し、地震動の終了後 40 秒間の自由振動をさせる。構造物の減衰マトリクスはレーリー減衰を採用し、有効質量比の大きい 2 つのモードに対して、地震応答解析では減衰定数 $h=2\%$ を仮定する。

(2) 固有振動解析

対象構造物の固有周期および有効質量比を固有振動解析 (固有値解析) より算出する。一般に、式(2.14) および式(2.15)を満たす ω^2 や $\{u\}$ を求める解析を固有振動解析と呼ぶ。ここで、式(2.14)を満足する ω^2 を固有値と呼び、 ω^2 に対して式(3.15)を満たす振幅ベクトル $\{u\}$ を固有ベクトル (固有モード) と呼ぶ。

$$\det\{-\omega^2[M]+[K]\} = 0 \quad , \quad [-\omega^2[M]+[K]] = 0 \quad (2.14)$$

$$\langle -\omega^2[M]+[K] \rangle \{u\} = 0 \quad (2.15)$$

各フレームの固有振動解析結果を表 2.15 に示す。表 2.15 より、中間フレームの主要モードは 1 次モードと 3 次モードとなるため、レーリー減衰はこの 2 つのモードで仮定する。この時、1 次モードの固有周期は 1.35sec となり、一般的な鋼構造体育館の固有周期 (0.3~0.5sec 程度) と比較すると長いことが確認できる。妻面フレームの主要モードは 1 次モードと 5 次モードになるため、レーリー減衰はこの 2 つのモードで仮定する。この時、1 次モードの固有周期は 1.08sec となり、中間フレームと同様に比較的長い周期となる。これは柱脚や妻面ブレースが考慮されていないため、一般的な鋼構造体育館よりも剛性が低いためであると考えられる。また、両フレームの有効質量比に注目すると、1 次モードで 98% 以上となり、地震応答解析をするとほぼ 1 次モードで振動すると思われる。そのため、ドーム等の空間構造物に比べると簡易にモデル化できると考えられる。

表 2.15 固有振動解析結果

(a) 中間フレーム

モード	振動数 f [Hz]	固有周期 T [sec]	固有円振動数 ω [rad/sec]	減衰定数 h	有効質量比 ρ
1	0.74	1.35	4.66	0.02	0.98
2	1.92	0.52	12.05	0.01	0.00
3	4.75	0.21	29.85	0.02	0.02
4	7.75	0.13	48.67	0.03	0.00
5	14.53	0.07	91.30	0.05	0.00

(a) 妻面フレーム

モード	振動数 f [Hz]	固有周期 T [sec]	固有円振動数 ω [rad/sec]	減衰定数 h	有効質量比 ρ
1	0.92	1.08	5.80	0.02	1.00
2	21.94	0.05	137.88	0.01	0.00
3	31.22	0.03	196.17	0.02	0.00
4	31.27	0.03	196.47	0.02	0.00
5	33.05	0.03	207.64	0.02	0.00

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

参考として、レーリー減衰で採用した振動モードを図 2.37, 2.38 に示す。図 2.37 より、中間フレームの 1 次モードは水平方向の振動となり、5 次モードは屋根材が逆対称の振動となることが確認できる。図 2.38 より、妻面フレームの 1 次モードは中間フレームと同様に、水平方向の振動となる。

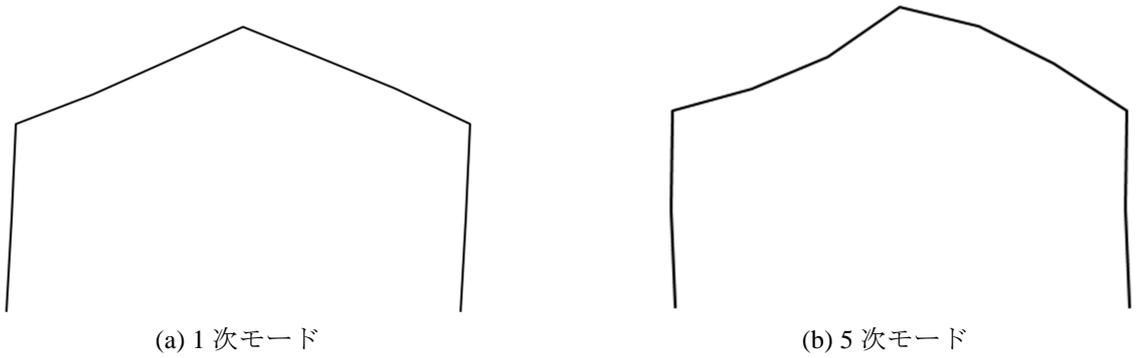


図 2.37 中間フレームの主要モード

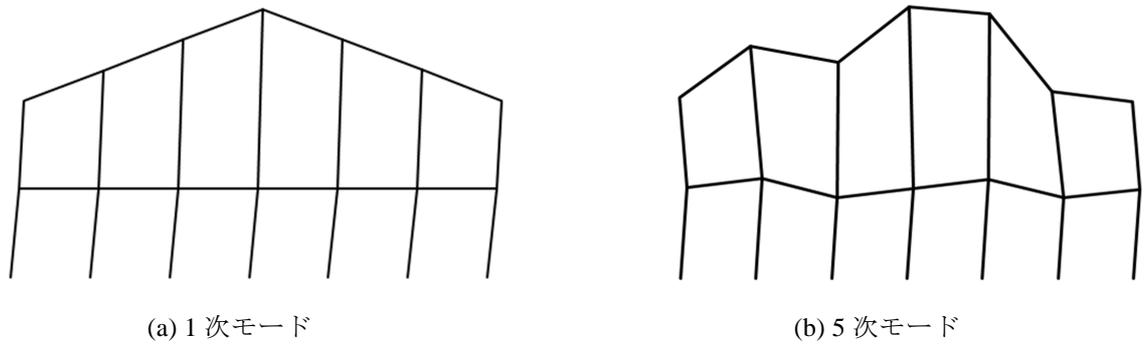


図 2.38 妻面フレームの主要モード

(3) 応答性状

(a) 加速度分布

中間フレームに $\lambda_E=1.0$ 相当（弾性）の地震動を与えた場合における水平絶対加速度と鉛直絶対加速度の分布を図 2.39(a)，検討箇所（節点番号）を図 2.39(b)に示す．図 2.39(a)の実線は 12 波の最大絶対加速度の平均値 μ ，破線は平均値 $\mu \pm$ 標準偏差 σ を表す．鉛直絶対加速度は対象構造物を水平方向に揺らした際に生じる加速度であり，上下方向に地震動を与えて生じた値ではない．図 2.39(a)よりスパン方向に地震動を与えると，鉛直加速度は水平加速度の半分程度であることが確認できる．また，水平方向に地震動を与えると，山形フレームは上下逆対称に揺れるため，山形フレーム頂部（節点 6）に絶対鉛直加速度は生じない．

固定荷重比例で地震荷重を与えた場合と 1 次モード比例で地震荷重を与えた場合の静的解析結果を図 2.40 に示す．図中の実線は固定荷重比例の地震荷重を作用させた場合の結果，破線は 1 次モード比例の地震荷重を作用させた場合の結果を表す．図 2.40 より，骨格曲線の傾きや最大耐力に殆ど差がない事が確認できる．以上より，本研究で使用するスパンがドームなどの空間構造物に対して比較的短く，ライズが低い構造物は地震荷重を設定する際，鉛直方向の影響を考慮する必要がないと考えられる．

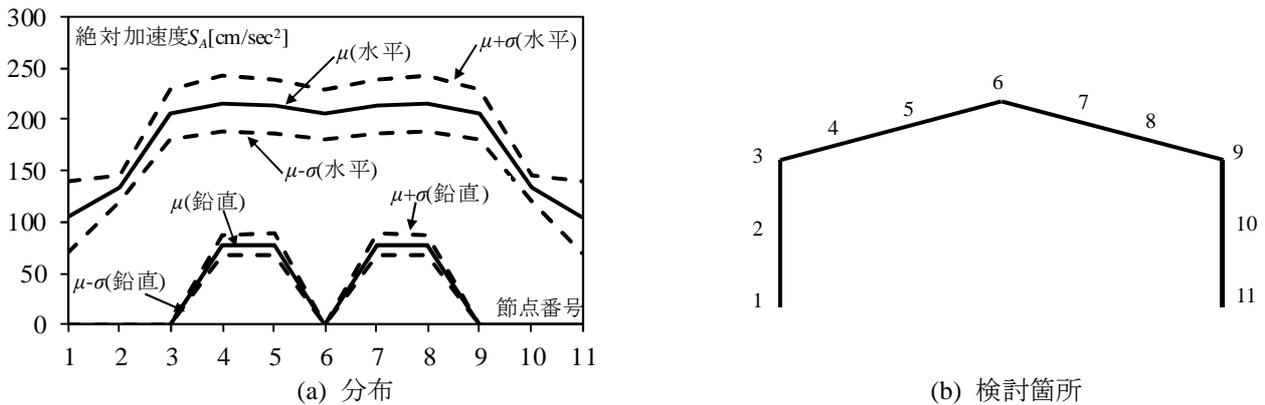


図 2.39 絶対加速度分布

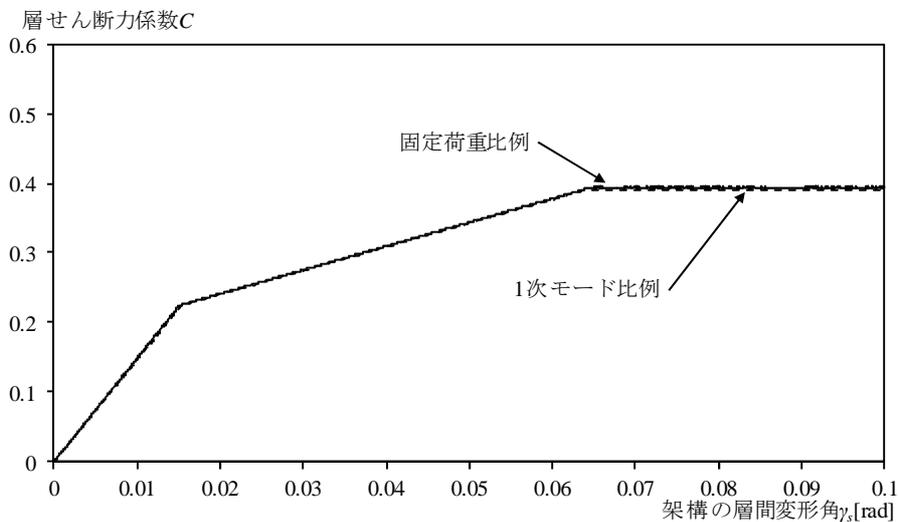


図 2.40 1 次モード比例と固定荷重比例の比較（中間フレーム）

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

(b) 塑性ヒンジの発生状況

ここでは、12波を用いた応答解析ではなく El Centro(1940)EW 位相の1波のみとし、 $\lambda_E=2.5$ 、5.0の2種類について検討する。なお、El Centro(1940)EW 位相の地震波を用いた解析結果は12波の応答解析を行った結果の平均値に近い値となったため、この地震波を採用した。

中間フレームと妻面フレームの塑性ヒンジ発生時の性状を表 2.16 と表 2.17 に示す。また、塑性ヒンジ発生箇所を図 2.41、図 2.42 に示す。図 2.41、図 2.42 より、中間フレームは梁全体に塑性ヒンジが発生しているのに対し、妻面フレームは間柱や耐風梁の影響で梁端のみに塑性ヒンジが発生していることが確認できる。

表 2.16 塑性ヒンジ発生時の性状 ($\lambda_E=2.5$)

(a) 中間フレーム			
発生箇所	時刻 t [sec]	架構の層間変形角 γ_s [rad]	鉛直変位 d_v [cm]
①	13.09	-0.015	-7.62
②	13.89	0.011	-9.94
③	29.98	-0.023	-22.90
(b) 妻面フレーム			
発生箇所	時刻 t [sec]	架構の層間変形角 γ_s [rad]	鉛直変位 d_v [cm]
①	22.24	0.023	-0.03
②	22.24	0.024	-0.03

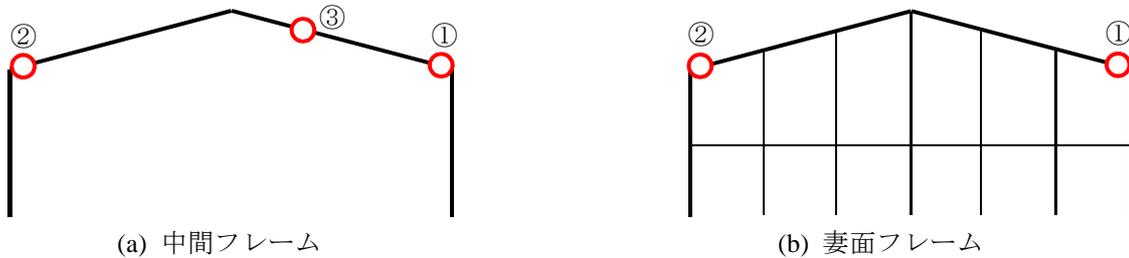


図 2.41 塑性ヒンジ発生箇所 ($\lambda_E=2.5$)

表 2.17 塑性ヒンジ発生時の性状 ($\lambda_E=5.0$)

(a) 中間フレーム			
発生箇所	時刻 t [sec]	架構の層間変形角 γ_s [rad]	鉛直変位 d_v [cm]
①	12.44	-0.016	-7.62
②	11.94	0.014	-8.18
③	13.50	-0.045	-25.32
④	13.95	-0.007	-24.32
⑤	18.32	0.016	-26.84
⑥	21.75	-0.043	-37.59
⑦	22.09	-0.042	-47.41
(b) 妻面フレーム			
発生箇所	時刻 t [sec]	架構の層間変形角 γ_s [rad]	鉛直変位 d_v [cm]
①	12.36	0.023	-0.03
②	12.37	0.024	-0.03

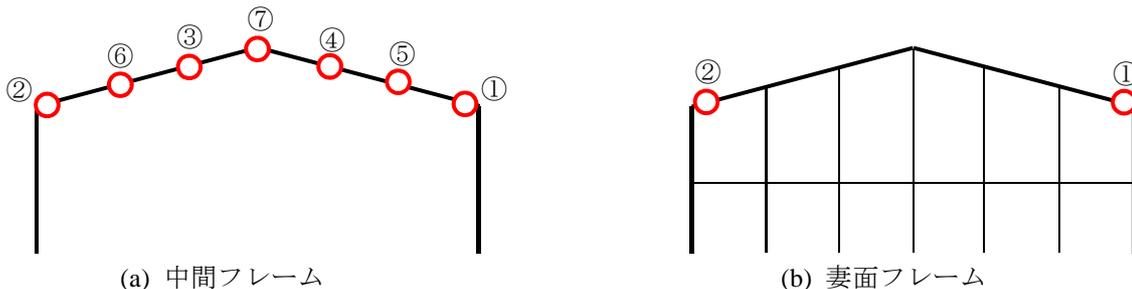
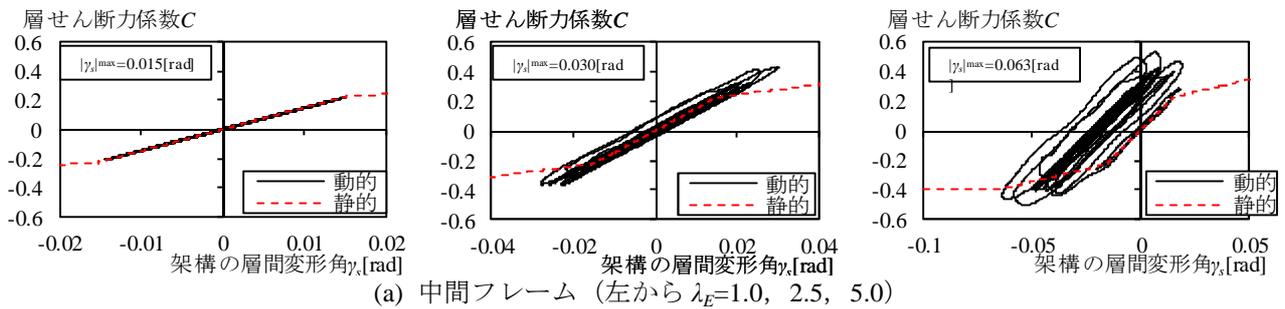


図 2.42 塑性ヒンジ発生箇所 ($\lambda_E=5.0$)

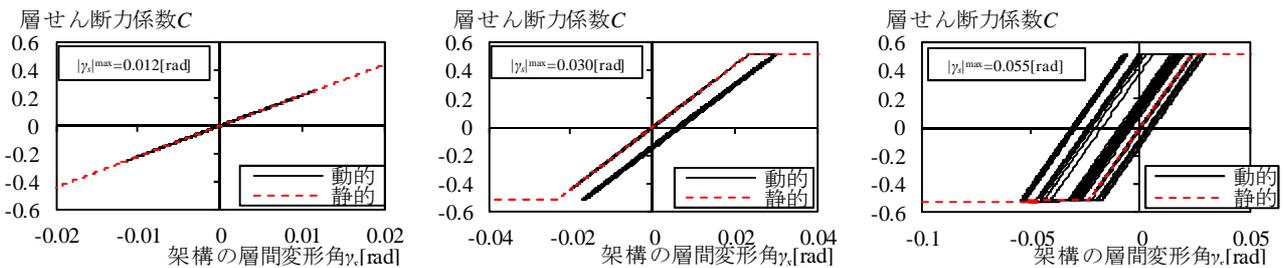
(c) 架構の性状

El Centro EW 位相の模擬地震動を入力地震動とした場合について分析する．中間フレームおよび妻面フレームの層せん断力係数 C と架構の層間変形角 γ_s の関係を図 2.43 に示す． γ_s は静的解析と同様に，山形フレーム頂部の水平変位を柱高さで除した値とする．図中の実線は地震応答解析の結果，破線は 2.4.1-(3)で検討した一方方向荷重の骨格曲線を表す． $\lambda_E=1.0$ の結果より，中間フレームおよび妻面フレームは弾性域で振動していることが確認できる． $\lambda_E=2.5, 5.0$ の結果より，妻面フレームは静的解析の骨格曲線と概ね一致するが，中間フレームは 2 次勾配および最大耐力に達した時の γ_s が一致していないように見える．これは 2.4.1-(3)の検討でも明らかになったように，層間変形角 γ_s が小さい範囲で左右に揺れると，塑性ヒンジ発生箇所が一方方向荷重の場合と異なることが影響していると考えられる．

中間フレームおよび妻面フレームの層せん断力係数 C と柱の層間変形角 γ_{c1} の関係を図 2.44 に示す． γ_{c1} は静的解析と同様に，柱頭部で発生した水平変位を柱高さで除した値とする．妻面フレームは図 2.43 とほぼ同じ値になることが確認できる．一方，中間フレームは 2.4.1-(4)でも明らかになったように，固定荷重の影響でループを描きながら一方向に増加する．

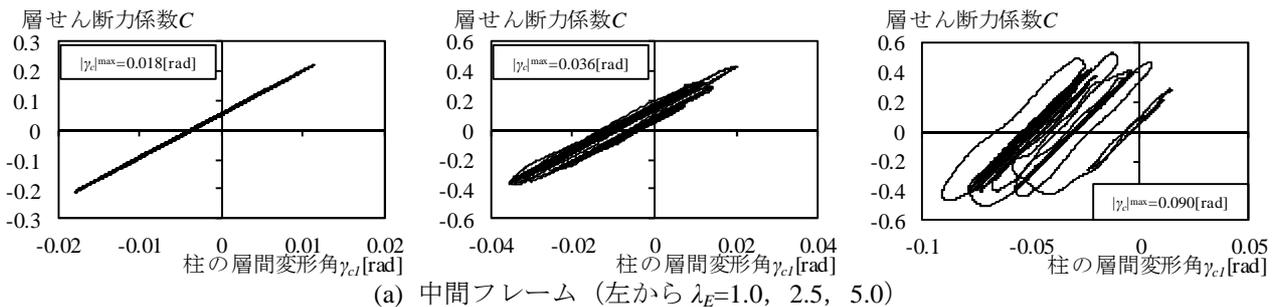


(a) 中間フレーム (左から $\lambda_E=1.0, 2.5, 5.0$)

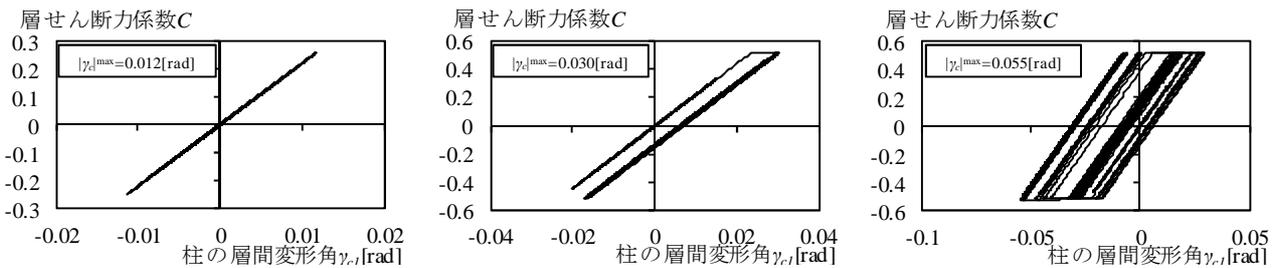


(b) 妻面フレーム (左から $\lambda_E=1.0, 2.5, 5.0$)

図 2.43 層せん断力係数 C と架構の層間変形角 γ_s の関係



(a) 中間フレーム (左から $\lambda_E=1.0, 2.5, 5.0$)



(b) 妻面フレーム (左から $\lambda_E=1.0, 2.5, 5.0$)

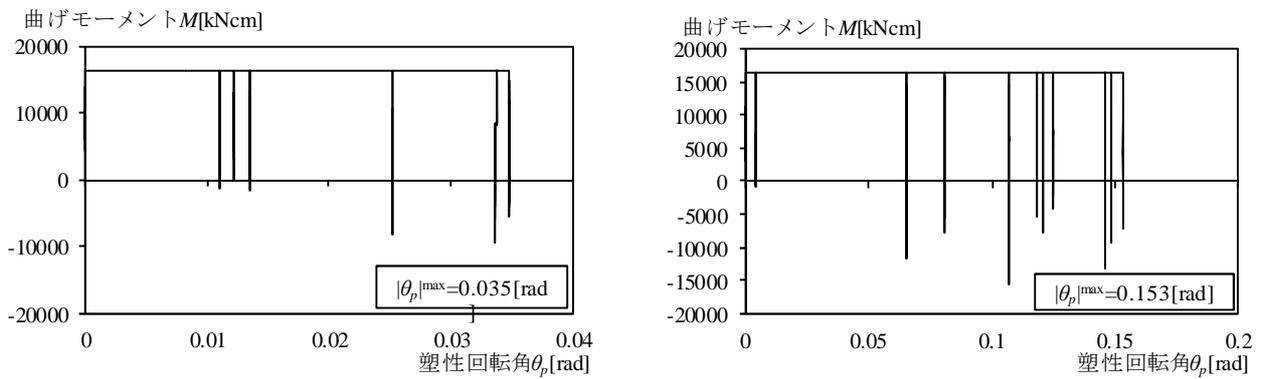
図 2.44 層せん断力係数 C と柱の層間変形角 γ_c の関係

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

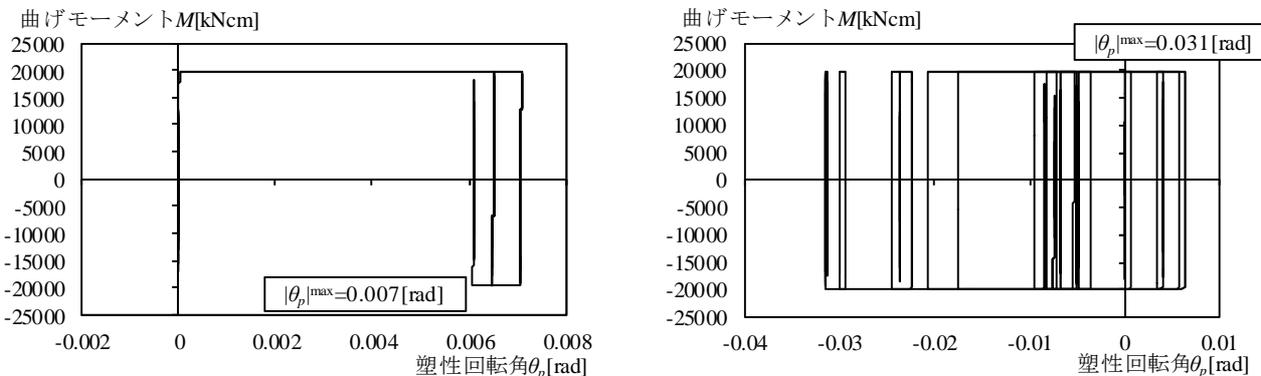
(d) 梁材の性状

El Centro EW 位相の模擬地震動を入力地震動とした場合について分析する。各山形フレームの柱頭部梁端の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係を図 2.45 に示す。なお、2.4.1-(4)より梁中央部で発生する塑性回転角に比べて、柱頭部梁端の塑性回転角の方が大きかったため、本検討では柱頭部梁端（図 2.27 で示した箇所）のみに注目する。また、対象構造物は $\lambda_E=1.0$ で塑性ヒンジが発生せず、 $\theta_p=0\text{rad}$ であるため、 $\lambda_E=2.5$ と 5.0 の結果のみを示す。2.4.1 項の静的解析の結果と同様に、妻面フレームの履歴はループを描くが、中間フレームの履歴は一方方向に増加する。そのため、中間フレームの最大塑性回転角 θ_p^{max} と累積塑性回転角 θ_p^{cum} は同じ値となる。

中間フレームの山形フレーム頂部の鉛直変位 d_v の時刻歴を図 2.46 に示す。 $\lambda_E=1.0$ では塑性化しないため、固定荷重時の鉛直変位（ $=7.63\text{cm}$ ）のみとなる。 $\lambda_E=2.5, 5.0$ を見ると、鉛直変位は上下に振れず、累積しているのが確認できる。これは常に固定荷重を対象構造物に与えているため、塑性ヒンジが発生すると梁が沈むためである。そのため、 $\lambda_E=2.5$ の最大鉛直変位は 68cm 程度（スパンの $1/32$ ）となり、非構造部材の損傷等を検討する際には重要な問題になると考えられる。



(a) 中間フレーム（左から $\lambda_E=2.5, 5.0$ ）



(b) 妻面フレーム（左から $\lambda_E=2.5, 5.0$ ）

図 2.45 柱頭部梁端の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係

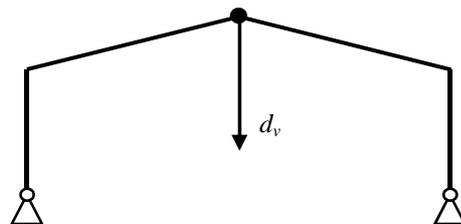
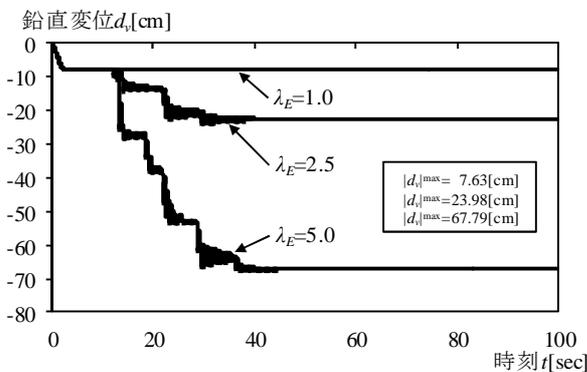


図 2.46 山形フレーム頂部の鉛直変位 d_v の時刻歴（中間フレーム）

(4) 最大応答

(a) 架構の層間変形角

中間フレームと妻面フレームの地震動強さ λ_E と応答値の関係について検討する。図中の○は 12 波の解析結果、実線は 12 波の平均値 μ 、破線は平均値 $\mu \pm$ 標準偏差 σ を表す。層間変形角や鉛直変位は前節と同じ箇所とし、塑性回転角は最も値が大きくなる梁端の値を採用する。

地震動強さ λ_E と架構の最大層間変形角 γ_s^{max} の関係を図 2.47 に示す。各フレームを比較すると、 $\lambda_E=5.0$ の時、中間フレームは 0.056rad、妻面フレームは 0.048rad となり、中間フレームの方が大きくなる。

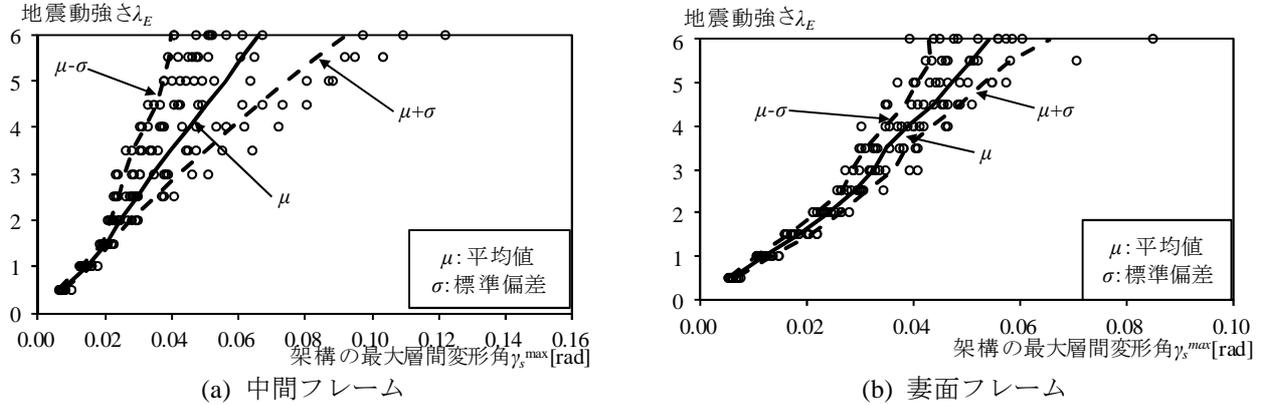


図 2.47 地震動強さ λ_E と架構の最大層間変形角 γ_s^{max} の関係

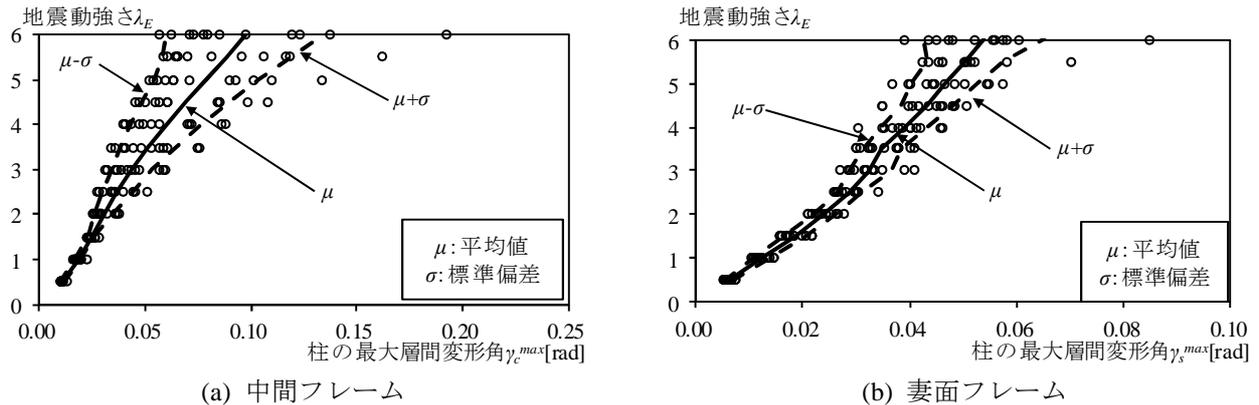
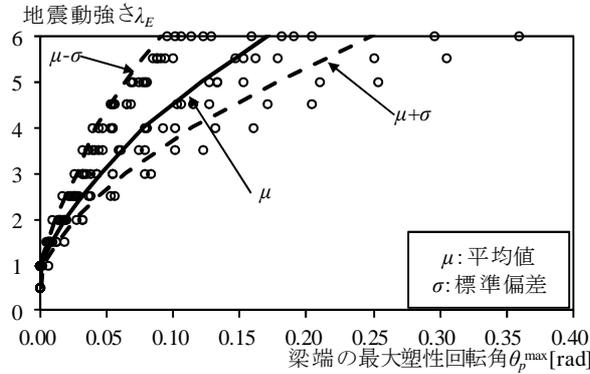


図 2.48 地震動強さ λ_E と柱の最大層間変形角 γ_c^{max} の関係

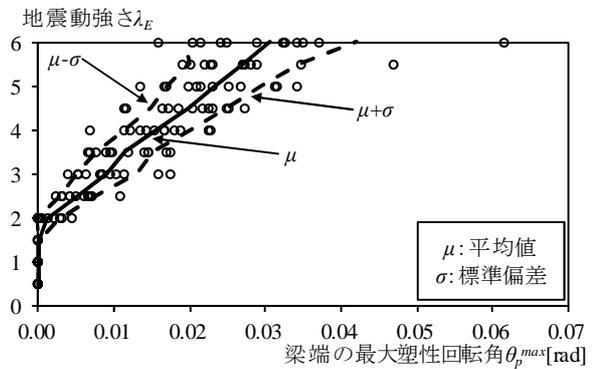
第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

(b) 梁端の塑性回転角

地震動強さ λ_E と梁端の最大塑性回転角 θ_p^{max} の関係を図 2.49, 地震動強さ λ_E と梁端の累積塑性回転角 θ_p^{cum} の関係を図 2.50, 梁端の最大塑性回転角 θ_p^{max} と架構の最大層間変形角 γ_s^{max} の関係を図 2.51 に示す. 図 2.49, 図 2.50 より, θ_p^{max} は中間フレームの方が大きくなり, θ_p^{cum} は妻面フレームの方が大きくなる. また, 中間フレームは固定荷重の影響で曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係はループを描かないため, θ_p^{max} と θ_p^{cum} の値は同じとなる. そのため, 妻面フレームの梁端は中間フレームの梁端に比べてのエネルギー吸収能力が大きいと考えられる.

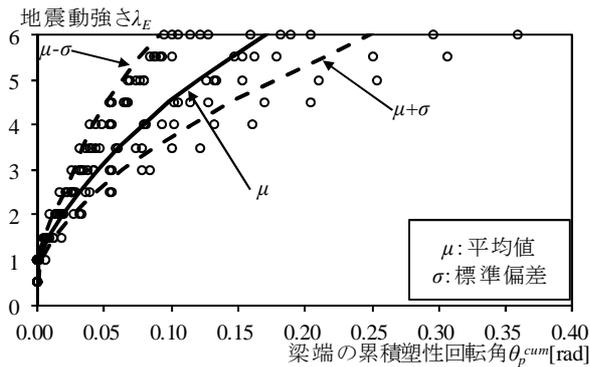


(a) 中間フレーム

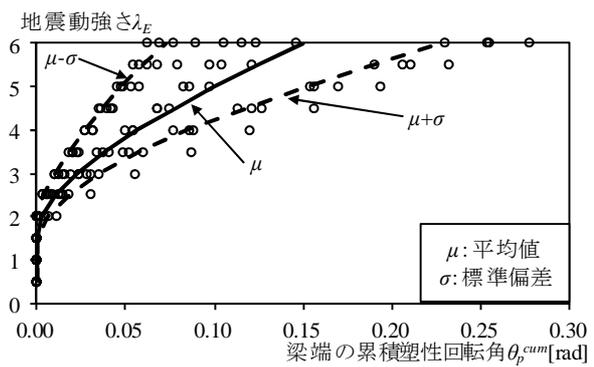


(b) 妻面フレーム

図 2.49 地震動強さ λ_E と梁端の最大塑性回転角 θ_p^{max} の関係

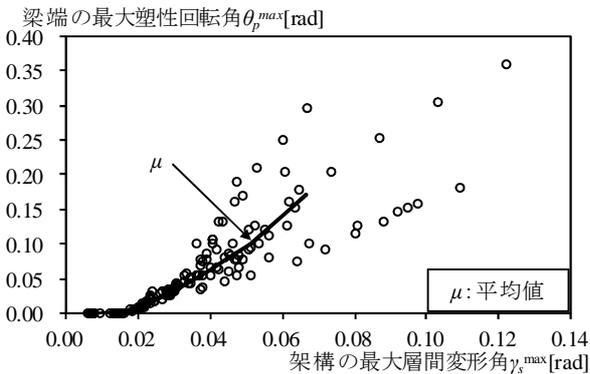


(a) 中間フレーム

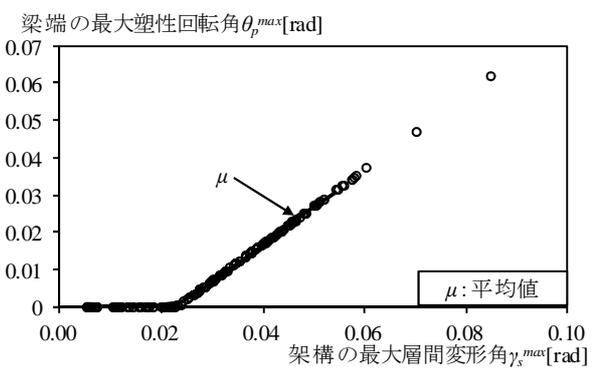


(b) 妻面フレーム

図 2.50 地震動強さ λ_E と梁端の累積塑性回転角 θ_p^{cum} の関係



(a) 中間フレーム

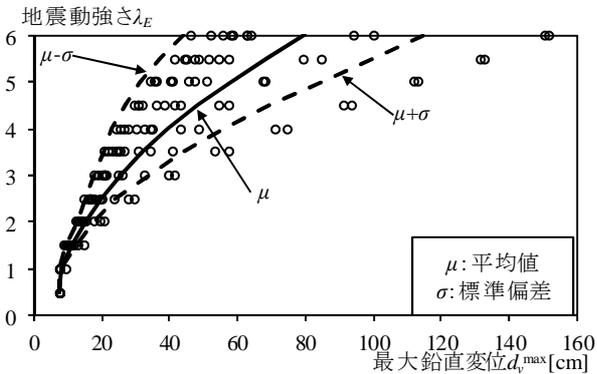


(b) 妻面フレーム

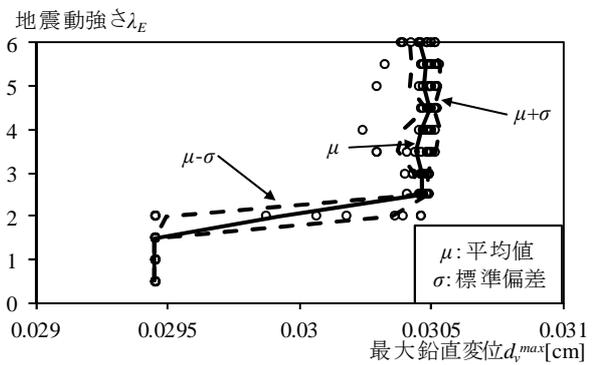
図 2.51 梁端の最大塑性回転角 θ_p^{max} と架構の最大層間変形角 γ_s^{max} の関係

(c) 屋根の鉛直変位

地震動強さ λ_E と最大鉛直変位 d_v^{max} の関係を図 2.52, 最大鉛直変位 d_v と最大層間変形角 γ_s^{max} の関係を図 2.53 に示す. これより, 中間フレームの d_v^{max} は妻面フレームの d_v^{max} に比べて非常に大きくなる.

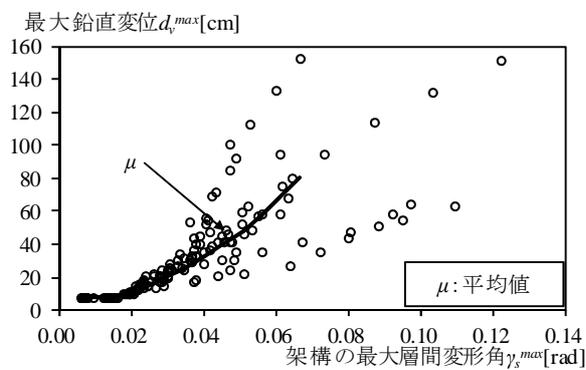


(a) 中間フレーム

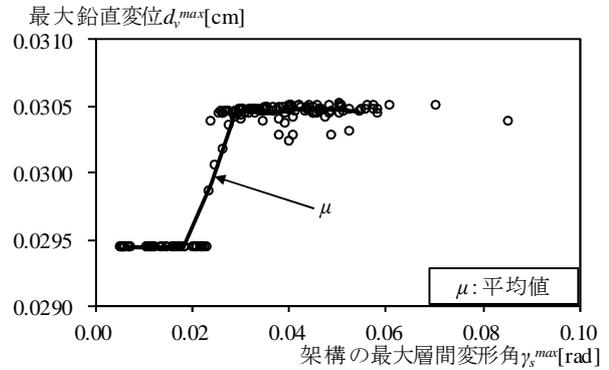


(b) 妻面フレーム

図 2.52 地震動強さ λ_E と山形フレーム頂部の最大鉛直変位 d_v^{max} の関係



(a) 中間フレーム



(b) 妻面フレーム

図 2.53 山形フレーム頂部の最大鉛直変位 d_v^{max} と架構の最大層間変形角 γ_s^{max} の関係

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

2.5 立体モデルの検討

2.5.1 静的増分解析

(1) 载荷条件

平面モデルと同様に、まず、固定荷重を作用させ、続いて架構の層間変形角 γ_s を 1/10 まで地震荷重を一方方向に载荷させる。地震荷重は上下方向を考慮せず、固定荷重に比例する水平方向荷重とする。屋根面および桁面ブレースは固定荷重時に軸力が発生しないよう、初期伸びを与える。

(2) 解析結果

(a) 塑性ヒンジの発生状況

塑性ヒンジ発生時の架構の層間変形角 γ_s と鉛直変位 d_v を表 2.18、塑性ヒンジ発生箇所を図 2.54 に示す。架構の層間変形角 γ_s は図 2.1 の A 点で発生した Y 方向変位を柱高さ h ($=640\text{cm}$) で除した値とし、鉛直変位 d_v は中央面 (X_4 通り) に位置する山形フレームの頂部で発生した Z 方向変位を表す。これより、中央面 (X_4 通り) に位置する山形フレームの柱頭部梁端が初めに塑性化することが確認できる。また、屋根面ブレースはフレームの塑性ヒンジ発生後に塑性化する。

表 2.18 塑性ヒンジ発生時の性状

発生箇所	架構の層間変形角 γ_s [rad]	層せん断力係数 C	鉛直変位 d_v [cm]
①	0.015	0.255	-7.64
②	0.015	0.256	-7.65
③	0.015	0.257	-7.66
④	0.024	0.345	-9.10
⑤	0.024	0.347	-9.16
⑥	0.058	0.495	-15.28
⑦	0.061	0.504	-15.80
⑧	0.063	0.507	-16.03
⑨	0.078	0.518	-17.64
⑩	0.090	0.524	-18.73
⑪	0.091	0.524	-18.75

→ 屋根面ブレースの降伏

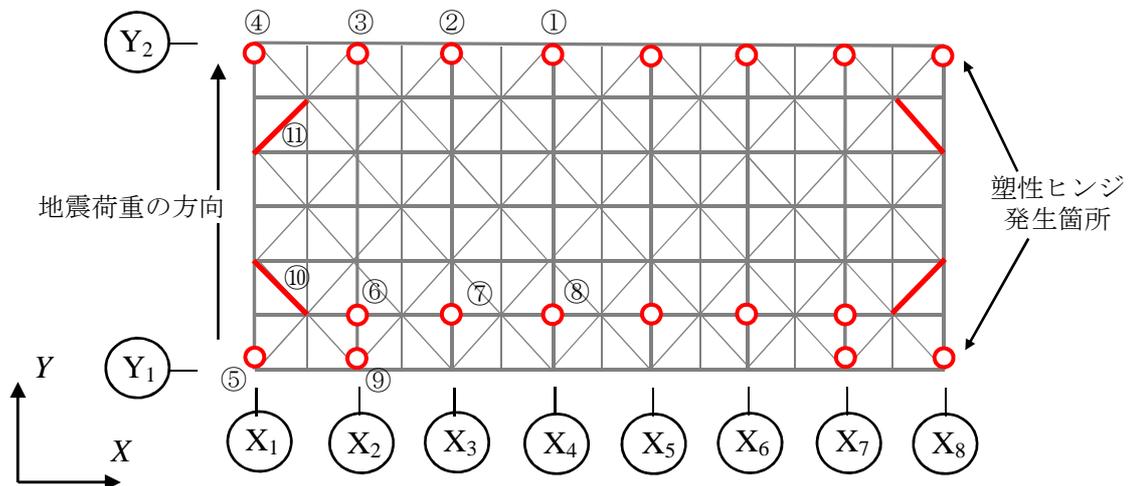


図 2.54 塑性ヒンジ発生箇所

(b) 終局耐力の定義

本研究では各通りの山形フレームに塑性ヒンジが 2 箇所発生した時の層せん断力係数を最大耐力とする。したがって、表 2.18 および図 2.54 と対応させると⑧までとなり、終局耐力（層せん断力係数）は 0.507 となる。

(c) 架構の性状

層せん断力係数 C と架構の層間変形角 γ_s (図 2.1 の A 点の δ_{sh}/h) の関係を図 2.56, 層せん断力係数 C と柱の層間変形角 γ_c (X_1 通り及び X_4 通りの $\delta_{c1,2h}/h$) の関係を図 2.57 に示す. また, 平面モデルと立体モデルの比較を図 2.58 に示す. なお, 図 2.56, 2.57 中の層せん断力係数 C は構造物全体の重量 W ($=816.34\text{kN}$) で除した値とし, 図 2.58 中の層せん断力係数 C は各フレームの重量 (中間フレームは 95.65kN , 妻面フレームは 121.23kN) で除した値とする. 図 2.56 より, 対象構造物の最大耐力は $C_y=0.5$ 程度となる. 図 2.57 より, 固定荷重の影響で X_4 通りの山形フレームの γ_c は地震荷重載荷前に発生し, X_1 通りの山形フレームの γ_c は発生しないことが確認できる. 図 2.58 より, 立体モデルと平面モデルの結果を比較すると, 妻面フレームは一致するが, 中間フレームは初期降伏後の剛性および最大耐力が異なる. これは屋根面ブレースによる応力伝達が影響していると考えられる.

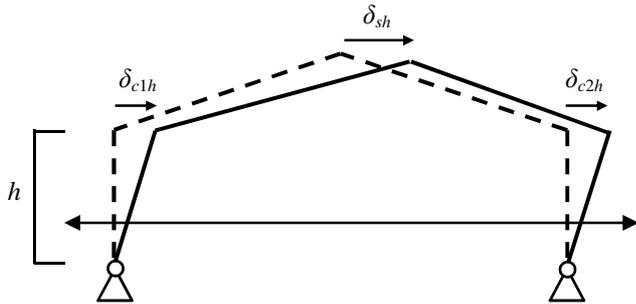


図 2.55 検討箇所 (架構の性状)

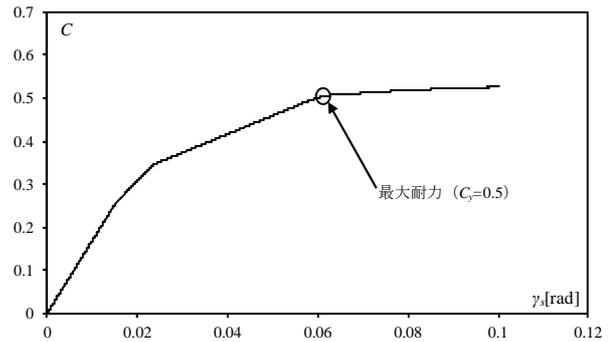
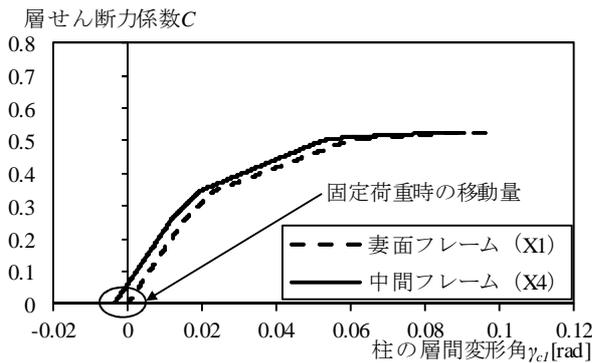
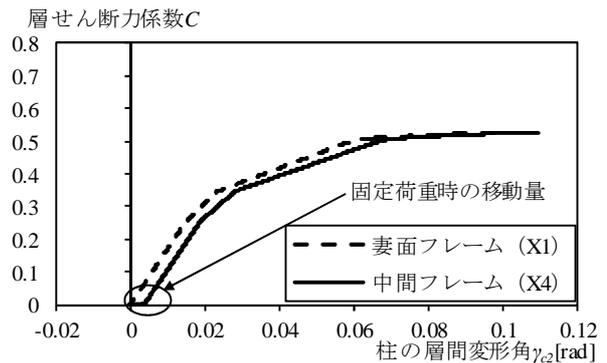


図 2.56 層せん断力係数 C と架構の層間変形角 γ_s

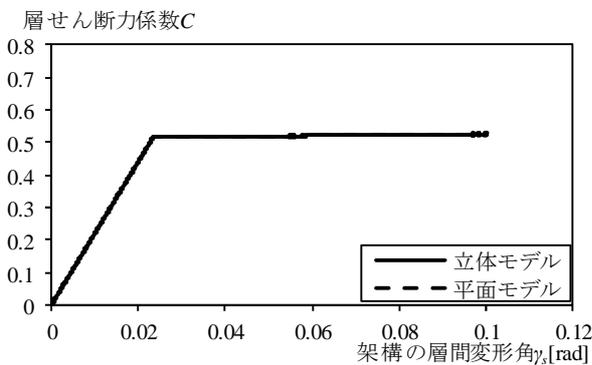


(a) $Y=0\text{m}$

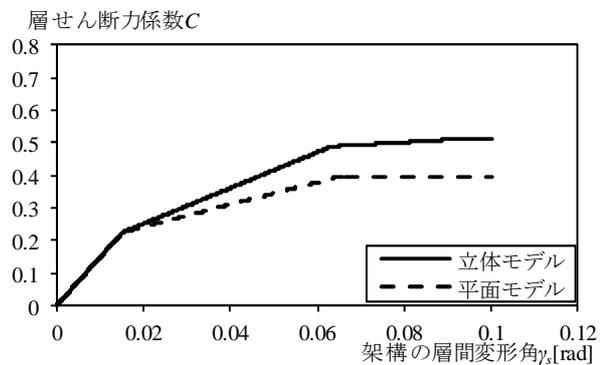


(b) $Y=21.6\text{m}$

図 2.57 層せん断力係数 C と柱の層間変形角 γ_c



(a) 中間フレーム



(b) 妻面フレーム

図 2.58 平面モデルと立体モデルの比較

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

(d) 梁材の性状

中間フレーム (X₄ 通り) の柱頭部梁端の軸力と曲げモーメントの関係を図 2.60 に示す. なお, 縦軸は N_y (=1478.348kN) で除した値とし, 横軸は M_p で除した値とする. この時, 中間フレームの M_p は横座屈耐力 (=16464kNcm) とし, 妻面フレームは全塑性モーメント (=19759.905kNcm) を用いる. 平面モデルと同様に, 曲げモーメントに比べて軸力の影響が非常に小さいことが確認できる. そのため, 立体モデルにおいても鋼管の降伏曲面が流用できると考えられる.

妻面フレーム (X₁ 通り) と中間フレーム (X₄ 通り) の柱頭部梁端と梁中央部の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係を図 2.61, 図 2.62 に示す. また, 比較のために, 図中に平面モデルの結果も示す. 図 2.61 より, 平面モデルと立体モデルを比較すると, 僅かに平面モデルの方が大きい, それぞれのモデルに違いは殆どない. 一方, 図 2.62 より, 中間フレームは平面モデルの方が 2 倍以上大きいことが確認できる. これは屋根面ブレース等による立体効果が影響していると考えられる.

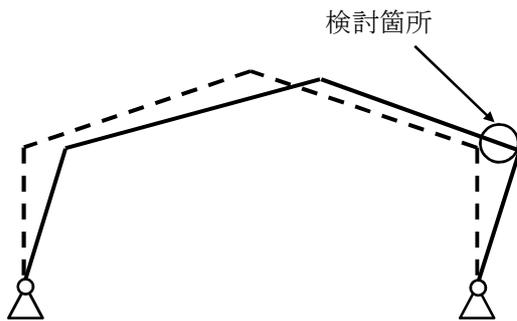


図 2.59 検討箇所 (梁材の性状)

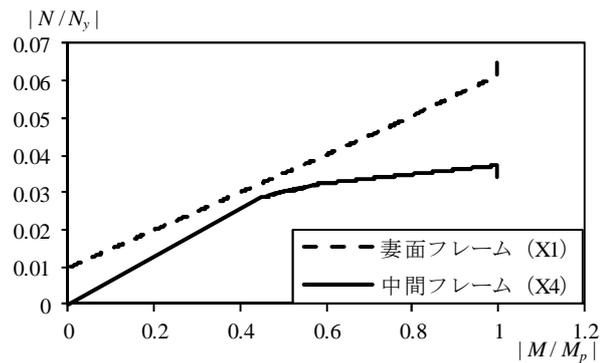


図 2.60 柱頭部梁端の N - M 関係

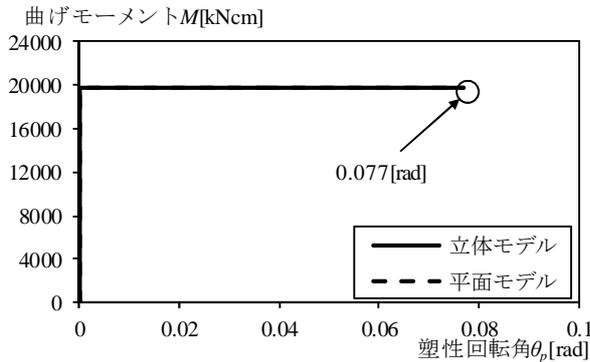


図 2.61 柱頭部梁端の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係 (妻面フレーム)

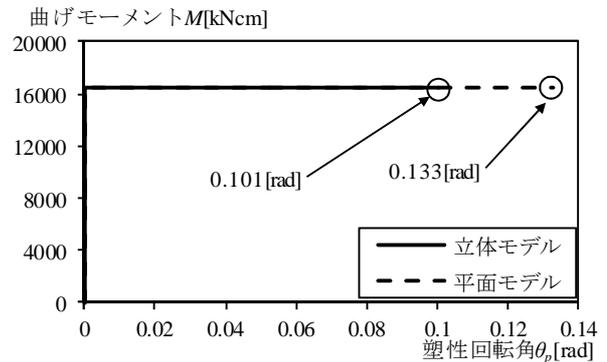


図 2.62 柱頭部梁端の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係 (中間フレーム)

(e) 屋根面ブレースの性状

地震荷重を載荷後、柱頭 (Y_1, Y_2 通り) と山形フレーム頂部稜線 (図 2.1 の 'Center') の Y 方向変位 d_h を図 2.63 に示す. 図中の数字は各節点の Y 方向変位量を表す. 対象構造物には妻面ブレースを設けていないため, 妻面の剛性が低く, 各フレーム頂部の Y 方向変位量に殆ど差はない. 一方, 柱頭部は外側に開くように変形しつつ, 水平方向に変形する. また, 柱頭部の水平変位は妻面から離れるほど大きくなる傾向があり, 中間フレーム (X_4, X_5 通り) において最も大きくなる.

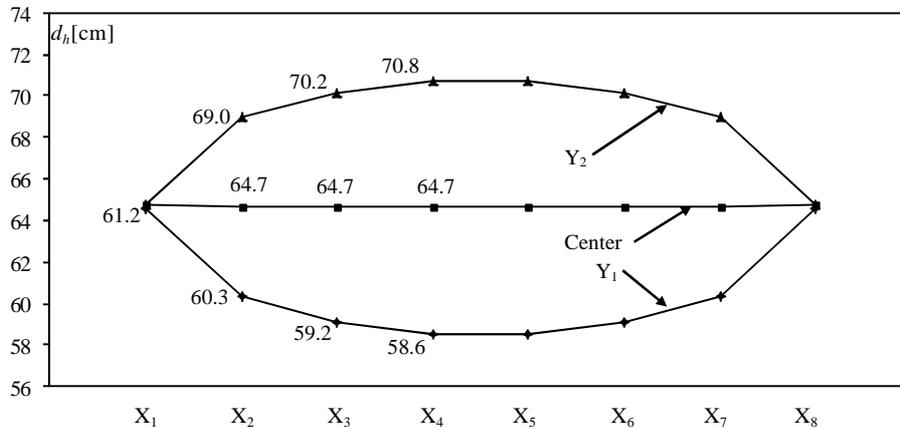


図 2.63 各通りの山形フレーム柱頭部の水平変位 (最終ステップ)

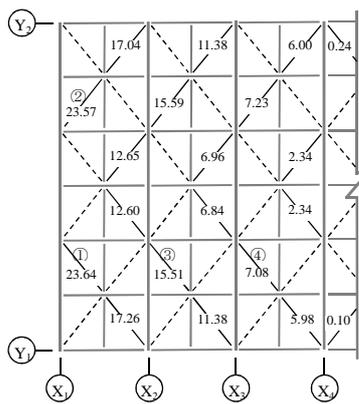


図 2.64 最終ステップ時の屋根面ブレースの応力分布

実線：引張
破線：圧縮

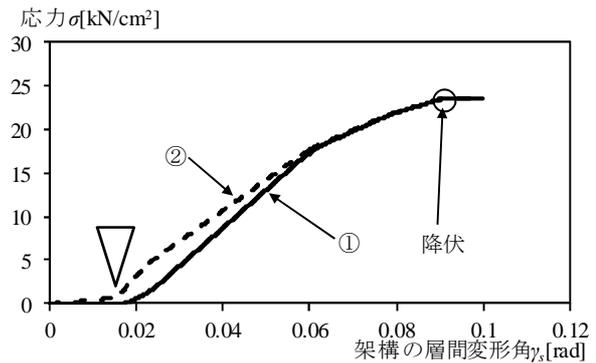
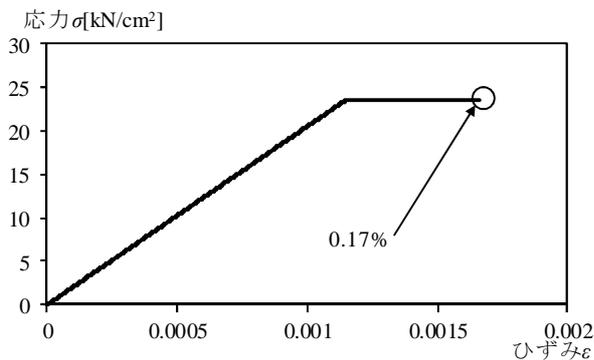
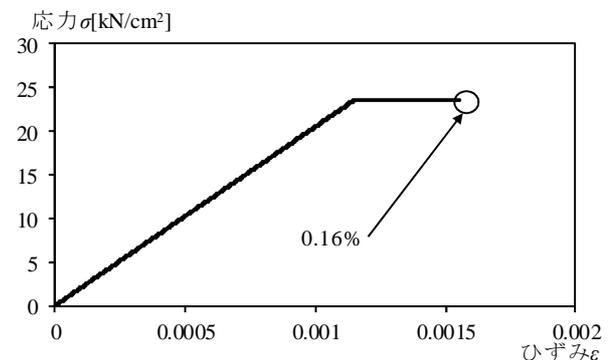


図 2.65 屋根面ブレースの応力 σ と層間変形角 γ_s の関係



(a) ①部材



(b) ②部材

図 2.66 屋根面ブレースの応力 σ とひずみ ϵ の関係

最終ステップにおける屋根面ブレースの軸応力度分布を図 2.64 に示す. 図中の数値は図中の数値は屋根面ブレースの応力度を表す. 実線は引張, 破線は圧縮 (応力度は 0kN/cm^2) を示している. また, 引張降伏が生じた屋根面ブレース (図 2.64 の①, ②部材) の応力 σ と造物全体の層間変形角 γ_s の関係を図 2.65 に示す. 図 2.65 より, 中間フレーム柱頭部梁端に塑性ヒンジが発生する $\gamma_s = 0.015\text{rad}$ 時点 (図 2.65 の ∇) までは, ブ

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

レース①は圧縮ひずみが生じ、応力度はゼロとなるのに対し、レース②はわずかに引張力が作用している。一方、柱頭部梁端に塑性ヒンジが形成されると、レース②だけでなくレース①も引張軸力が急激に大きくなる。この理由は次のようなメカニズムで説明できる。対象構造物では、妻面ブレースがないため、塑性ヒンジが発生するまでは、中間フレームの水平剛性は妻面フレームの水平剛性よりやや低い程度、あるいは同程度であり、屋根面ブレースを介して地震荷重を妻面にあまり伝達しない。しかし、中間フレームの柱頭部梁端に塑性ヒンジが形成されると、中間フレームの水平剛性が大きく低下する。そのため、 $\gamma_s = 0.015\text{rad}$ 以降、中間フレームの Y_1 と Y_2 の柱は、妻面の柱から相対的に外側にふくらみ、レース①、②とも引張力が作用する。

このようなメカニズムは、図 2.64 の軸力分布と適合する。図 2.64 の分布は、山形フレーム頂部稜線に対して概ね対称であり、レース①、②にほぼ同じ引張力が作用する。前述のように増加する地震力により柱頭部梁端部に塑性ヒンジが形成されることで柱の水平剛性が低下し、固定荷重による屋根の梁に生ずる圧縮力で外側にはらみだすような変形が生ずる。これを抑えるように、屋根ブレースがタイバーの役割を果たし、結果的に①と②の部材にほぼ等しい引張力が発生する。地震荷重をさらに増加させると、 $\gamma_s = 0.09\text{rad}$ の時、①と②のブレースがほぼ同時に引張降伏する。従って、水平地震力に対する屋根面ブレースの設計では、終局時、①ブレースは圧縮ブレースとして断面算定されるが、本構造の分析の結果、①ブレースは終局時に引張降伏すると判明した。このような挙動を考慮した屋根面ブレースの断面算定法の研究が必要である。また、屋根面や天井の仕上げ材には、フレームの横移動に伴うせん断変形とともに、山形フレームが外側に広がるような変形が生ずる可能性があることに配慮する必要がある。

図 2.64 に示されている①と②部材の応力 σ とひずみ ε の関係を図 2.66 に示す。どちらも圧縮力は作用せず、引張力のみが生じていることが確認できる。

(f) 桁梁の性状

各通りの山形フレームを繋ぐ桁梁について検討する。なお、桁梁は山形フレームにピン接合されているため、せん断力や曲げモーメントは伝えないと考えられる。図 2.67 に最終ステップ時の桁梁の応力を示す。各通りの山形フレーム柱頭部が外側に広がるため、桁梁はポアソン効果によって圧縮力が生じることが確認できる。しかし、降伏応力に比べて最終ステップ時の桁梁の応力は非常に小さいため (1/3 以下)、対象構造物の耐震性能に桁梁は殆ど影響しないと考えられる。

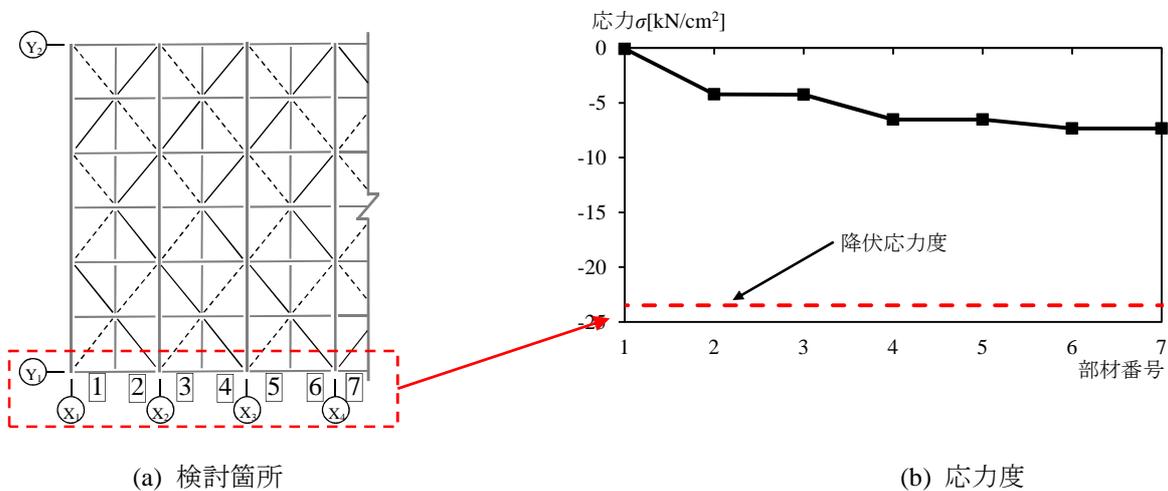


図 2.67 最終ステップ時の桁梁の応力

2.5.2 地震応答解析

(1) 解析の概要

弾塑性地震応答解析を行い、立体モデルの応答性状を分析する。解析時間および解析手法は平面モデルの場合と同一とする。立体モデルの減衰マトリクスはレーリー減衰で仮定し、有効質量比が大きな1次モードと11次モードに対して減衰2%を仮定する。

(2) 固有振動解析

立体モデルの固有振動解析結果を表2.19に示す。本解析では、対象構造物の弾性剛性を用いるため、屋根面および桁面ブレースの断面を半分として、弾塑性解析時の剛性と一致させる。表2.19より、立体モデルの主要モードは1次モードと11次モードとなるため、レーリー減衰はこの2つのモードで仮定する。主要モードを図3.96に示す。1次モードは主に水平方向に揺れ、11次モードは梁が逆対称に振動していることが確認できる。この時、1次モードの固有周期は1.26secとなり、中間フレームの固有周期に近い値($T=1.35\text{sec}$)となる。なお、本論文では省略するが、妻面ブレースを配置すると固有周期が0.3~0.4sec程度となるため、一般的な鋼構造体育館に比べるとスパン方向に対する剛性が小さいと考えられる。有効質量比を見ると、平面モデルと同様にほぼ1次モードで振動することが確認できる。従って、平面モデルと同様に、1質点系への置換が可能であり、プッシュオーバー解析から分析することが出来ると考えられる。また、静的解析で使用する地震荷重は上下方向を考慮せず、固定荷重比例でも問題ないと考えられる。

表 2.19 立体モデルの固有振動解析結果

モード	振動数 f [Hz]	固有周期 T [sec]	固有円振動数 ω [rad/sec]	減衰定数 h	有効質量比 ρ
1	0.80	1.26	5.01	0.02	0.99
2	2.76	0.36	17.31	0.02	0.00
3	2.83	0.35	17.80	0.02	0.00
4	4.27	0.23	26.82	0.02	0.00
5	4.43	0.23	27.83	0.02	0.00
6	4.46	0.22	28.01	0.02	0.00
7	4.47	0.22	28.08	0.02	0.00
8	4.47	0.22	28.10	0.02	0.00
9	4.55	0.22	28.56	0.02	0.00
10	4.60	0.22	28.90	0.02	0.00
11	4.65	0.22	29.20	0.02	0.01
12	5.49	0.18	34.49	0.02	0.00

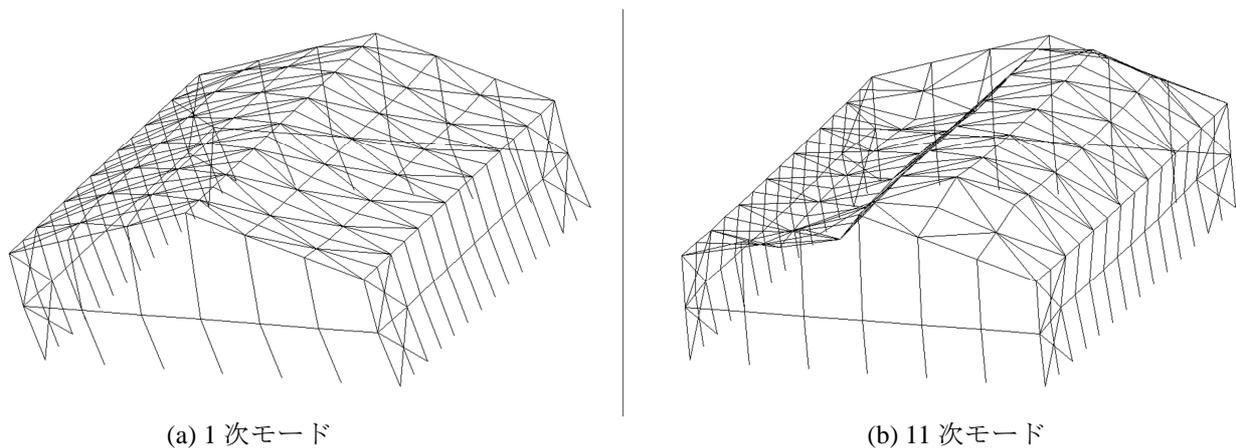


図 2.68 塑性ヒンジ発生箇所立体モデルの主要モード

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

(3) 応答性状

(a) 塑性ヒンジの発生状況

地震応答解析時の塑性ヒンジ発生時の性状を表 2.20, 表 2.21, 塑性ヒンジ発生箇所を図 2.68, 図 2.69 に示す. 架構の層間変形角 γ_s は図 2.1 の A 点の Y 方向変位を柱高さ h ($=640\text{cm}$) で除した値を表し, 鉛直変位は X_4 通りの山形フレーム頂部 (図 2.1 の C 点) の Z 方向変位を表す. 基本的に, ①中間フレームの柱頭部梁端, ②妻面フレームの柱頭部梁端, ③中間フレームの梁中央の順番で塑性ヒンジが発生する. また, 塑性ヒンジが発生すると鉛直変位が増加していることが確認できる.

表 2.20 塑性ヒンジ発生時の性状 ($\lambda_E=2.5$)

発生箇所	時刻 $t[\text{sec}]$	架構の層間変形角 $\gamma_s[\text{rad}]$	鉛直変位 $d_v[\text{cm}]$
①	13.03	0.016	-7.65
②	13.04	0.016	-7.65
③	13.05	0.017	-7.65
④	13.76	0.012	-9.27
⑤	13.77	0.013	-9.23
⑥	13.84	0.016	-8.76
⑦	22.28	0.023	-9.74
⑧	22.28	0.024	-9.75

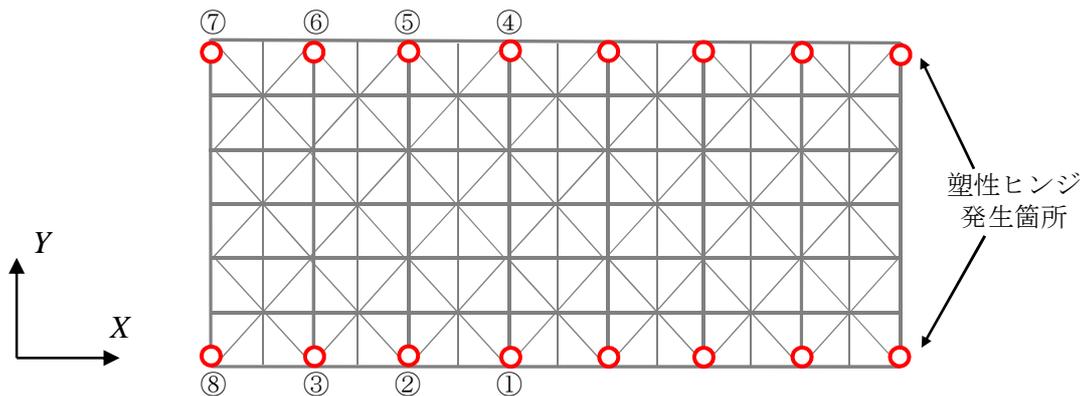


図 2.68 塑性ヒンジ発生箇所 ($\lambda_E=2.5$)

表 2.21 塑性ヒンジ発生時の性状 ($\lambda_E=5.0$)

発生箇所	時刻 t [sec]	架構の層間変形角 γ_s [rad]	鉛直変位 d_v [cm]
①	11.93	0.015	-7.62
②	11.93	0.016	-7.62
③	11.93	0.016	-7.62
④	12.38	0.015	-7.70
⑤	12.39	0.015	-7.70
⑥	12.99	0.022	-9.85
⑦	12.99	0.023	-9.95
⑧	13.00	0.023	-10.02
⑨	13.95	0.023	-13.24
⑩	13.98	0.025	-13.58
⑪	13.99	0.026	-13.90
⑫	21.69	0.034	-16.39
⑬	21.70	0.035	-16.38
⑭	21.73	0.038	-16.34
⑮	22.42	0.044	-18.46
⑯	22.42	0.044	-18.59

→ 屋根面ブレース
が降伏

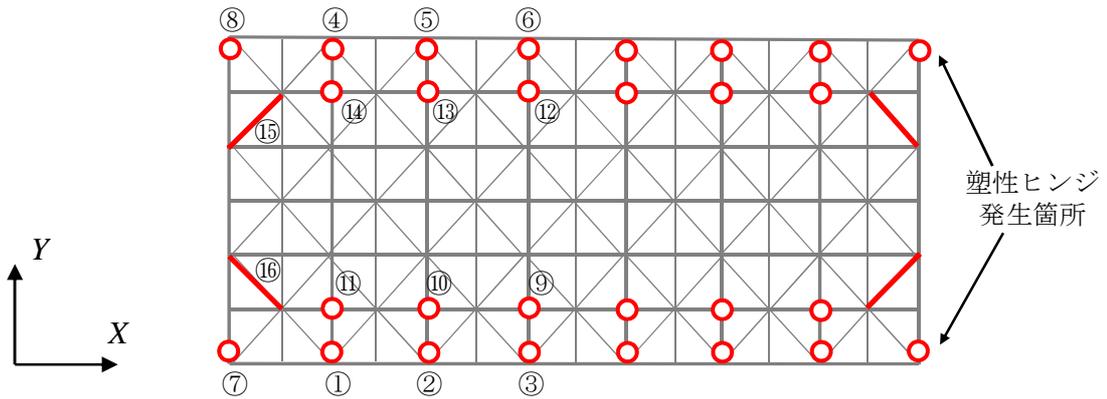


図 2.69 塑性ヒンジ発生箇所 ($\lambda_E=5.0$)

第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

(b) 架構の性状

ここでは、一例として El Centro EW 位相の模擬地震動を入力地震動とした場合の応答性状を分析する。なお、この入力地震動による最大応答は、12 波の模擬地震動による最大応答の平均値と比較的近い値になることを付記しておく。

地震動強さ $\lambda_E=1.0, 2.5, 5.0$ の場合の層せん断力係数 C と架構の層間変形角 γ_s の関係を図 2.70、層せん断力係数 C と中間フレームの柱の層間変形角 γ_{c1}, γ_{c2} の関係を図 2.71、図 2.72 に示す。層せん断力係数 C は各通りの山形フレームの柱で発生したせん断力の合計を構造物の重量 $W (=816.34\text{kN})$ で除した値とする。架構の層間変形角 γ_s は図 2.1 の A 点の Y 方向変位を柱高さ $h (=640\text{cm})$ で除した値とし、柱の層間変形角 γ_{c1}, γ_{c2} は中間フレームの両側の柱頭部の Y 方向変位を柱高さ $h (=640\text{cm})$ で除した値とする。図 2.70 より、平面モデルと同様に、 C と γ_s の履歴はループを描き、静的解析から得られた骨格曲線と良い対応を示している。図 2.71, 2.72 より、図 2.70 とは異なり、固定荷重の影響でループを描きながら一方向に増加する性状が確認できるが、平面モデルの中間フレームと比較するとその影響は小さい。

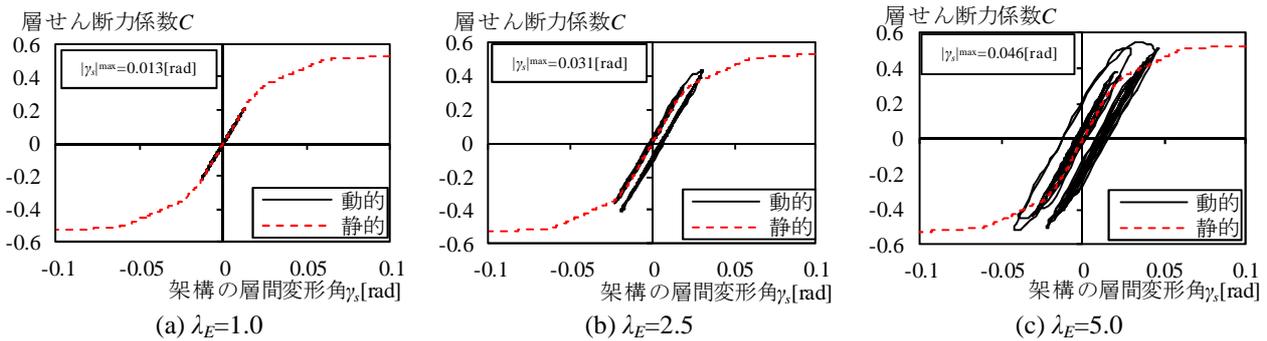


図 2.70 層せん断力係数 C と架構の層間変形角 γ_s の関係

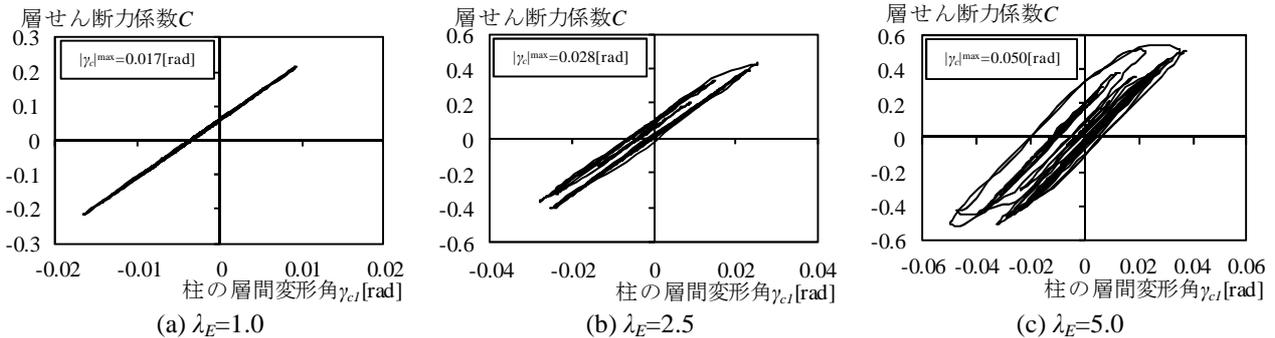


図 2.71 層せん断力係数 C と柱の層間変形角 γ_{c1} の関係

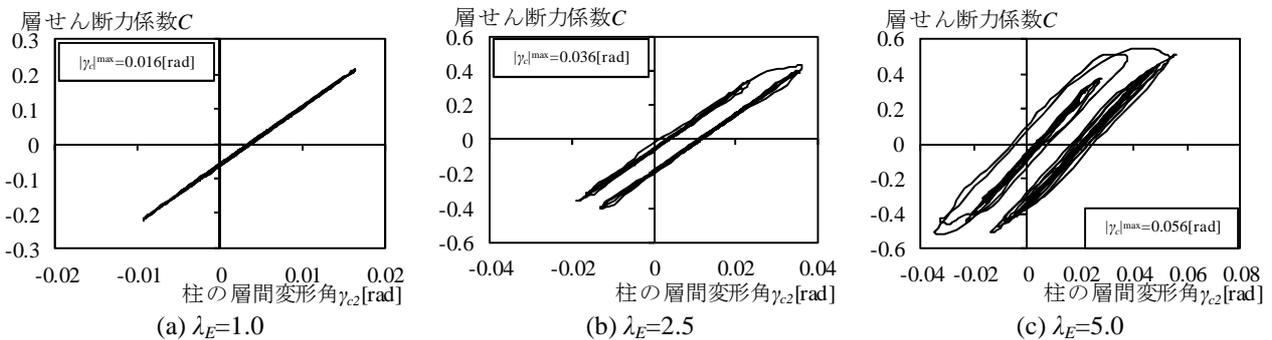
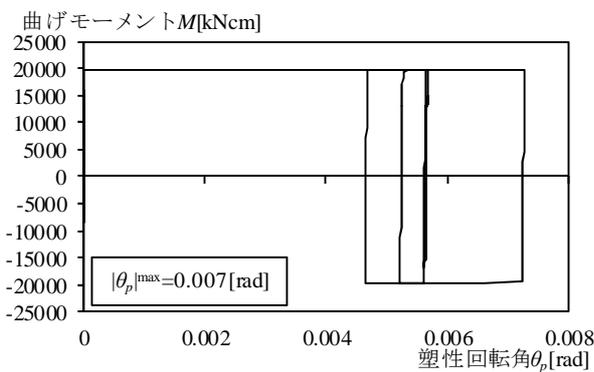


図 2.72 層せん断力係数 C と柱の層間変形角 γ_{c2} の関係

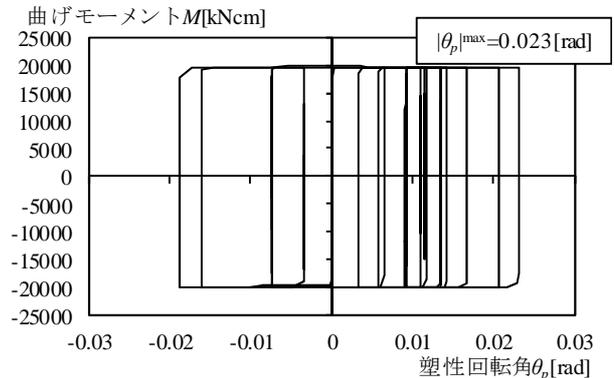
(c) 梁材の性状

El Centro EW 位相の模擬地震動を入力地震動とした場合について分析する。妻面フレームの柱頭部梁端で発生する曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係を図 2.73, 中間フレームの柱頭部梁端で発生する曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係を図 2.74 に示す。対象構造物は $\lambda_E=1.0$ で塑性ヒンジが発生せず, $\theta_p=0$ rad であるため, $\lambda_E=2.5$ と 5.0 の結果のみを示す。平面モデルと同様に, 妻面フレームに対応する図 2.73 の結果はループを描くが, 中間フレームに対応する図 2.74 は一方向に増加する。

中間フレーム頂部 (図 2.1 の C 点) の鉛直変位 d_v の時刻歴を図 2.75 に示す。図中の○は山形フレームの部材の内, 最初に塑性ヒンジが発生した時の解析ステップを表す。なお, 対象構造物は X_4 通りもしくは X_5 通りの柱頭部梁端で初めて塑性ヒンジが発生する。 $\lambda_E=1.0$ 場合, 構造物は弾性状態にとどまるため, C 点の鉛直変位は固定荷重による変位のまま変化しない。 $\lambda_E=5.0$ の時, $t=12$ sec 程度で塑性ヒンジが発生し, その後は固定荷重の影響により, 鉛直変位は増加し, 12.2cm 程度の残留変形が発生する。一方, 平面モデルにおける中間フレームの残留変形は 59.5cm 程度となることから, 立体モデルの残留変形が屋根面ブレースのテンションバー効果によって小さく抑えられていることが確認できる。

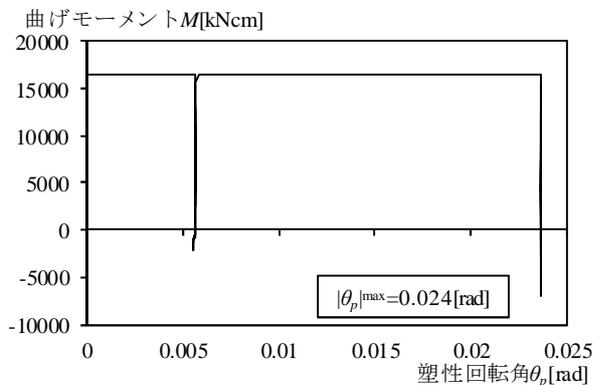


(a) $\lambda_E=2.5$

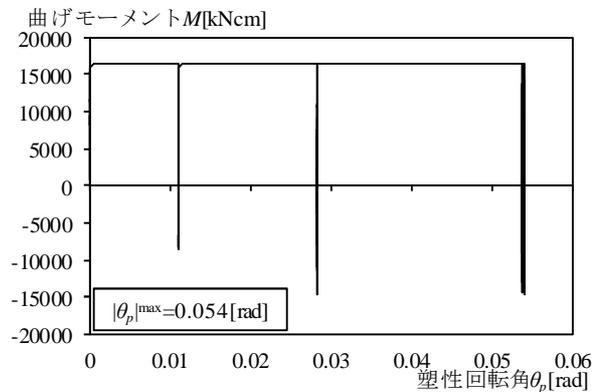


(b) $\lambda_E=5.0$

図 2.73 妻面フレーム (X_1 通り) の柱頭部梁端の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係



(a) $\lambda_E=2.5$



(b) $\lambda_E=5.0$

図 2.74 中間フレーム (X_4 通り) の柱頭部梁端の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の関係

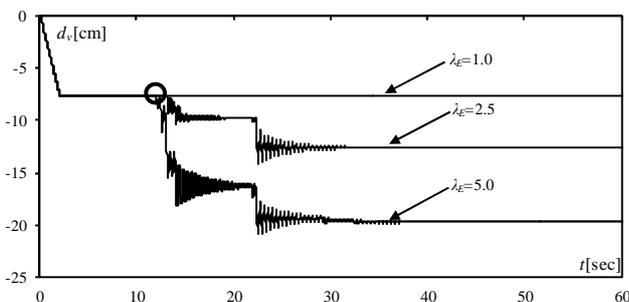
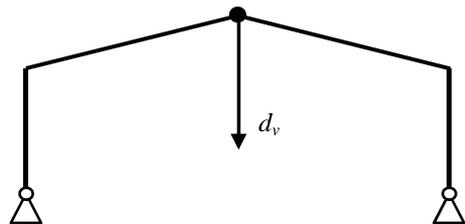
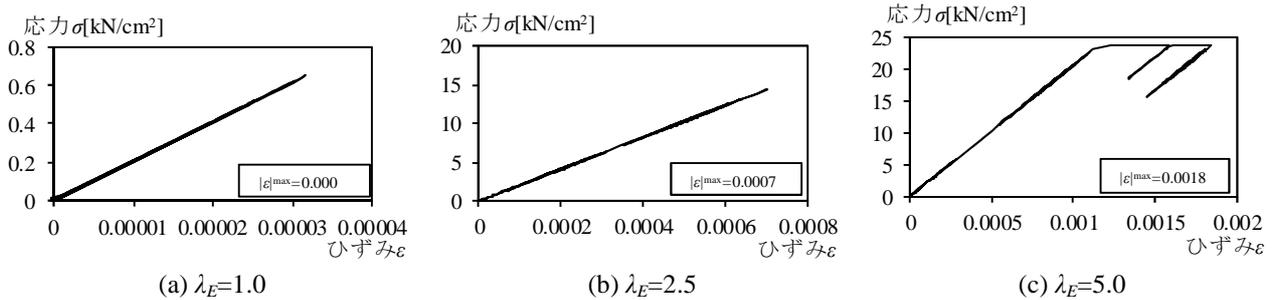


図 2.75 中間フレーム (X_4 通り) の頂部鉛直変位 d_v の時刻歴



(c) 屋根面ブレースの性状

El Centro EW 位相の模擬地震動を入力地震動とした場合について分析する。屋根面ブレース（図 2.64 の①部材）の応力 σ とひずみ ε の関係を図 2.76, $\lambda_E=5.0$ の屋根面ブレースのひずみ ε （図 2.64 の①, ③, ④部材）の時刻歴を図 2.77 に示す。図 3.93 中の○は山形フレームの部材の内、最初に塑性ヒンジが発生した時の解析ステップを表す。図 2.76 より、弾性域となる $\lambda_E=1.0$ ではひずみが 0 であることが確認できる。図 2.77 より、塑性ヒンジが発生すると引張ひずみが増加し、最大ひずみは妻面に近い部材①が最も大きくなる。これは妻面と中間フレームの剛性の違いによって発生した、各通りの柱頭部水平変位の差が影響していると考えられる。本来、構造物にせん断力が交互に生じると屋根面ブレースも引張力と圧縮力が交互に生じるが、本研究で得られた性状は引張力のみであり、想定される性状と異なる。これは屋根面ブレースが柱頭部の推力を抑えているためである。



(a) $\lambda_E=1.0$ (b) $\lambda_E=2.5$ (c) $\lambda_E=5.0$

図 2.76 屋根面ブレースの応力 σ とひずみ ε の関係（左から $\lambda_E=1.0, 2.5, 5.0$ ）

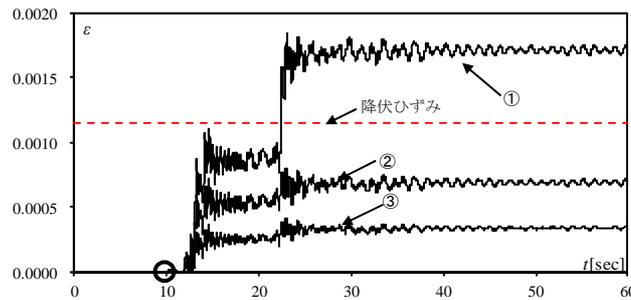


図 2.77 屋根面ブレースのひずみ ε の時刻歴 ($\lambda_E=5.0$)

(4) 最大応答

立体モデルの地震動強さ λ_E と応答値の関係について検討する．図中の○は12波の解析結果，実線は12波の平均値，破線は平均値±標準偏差を表す．層間変形角や鉛直変位は前節と同じ箇所とし，塑性回転角は最も値が大きくなる梁端の値を採用する．

(a) 架構の層間変形角

地震動強さ λ_E と架構の最大層間変形角 γ_s の関係を図 2.78，地震動強さ λ_E と柱の最大層間変形角 γ_c^{max} の関係を図 2.79 に示す． $\lambda_E=5.0$ の平均値をみると，架構の最大層間変形角 γ_s が 0.049rad となり，中間フレームと妻面フレームの柱の最大層間変形角 γ_c^{max} はそれぞれ 0.057rad，0.048rad となる．

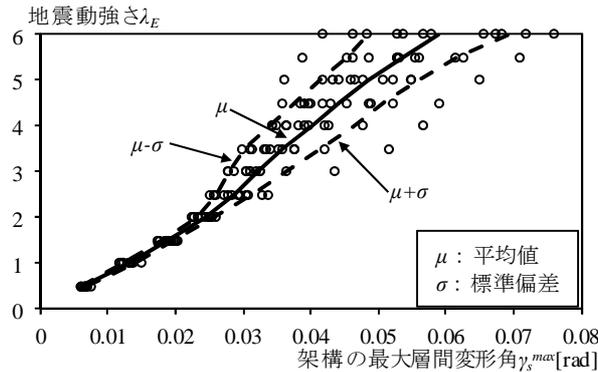
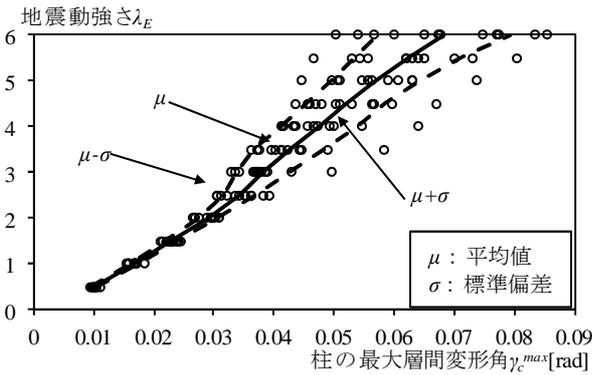
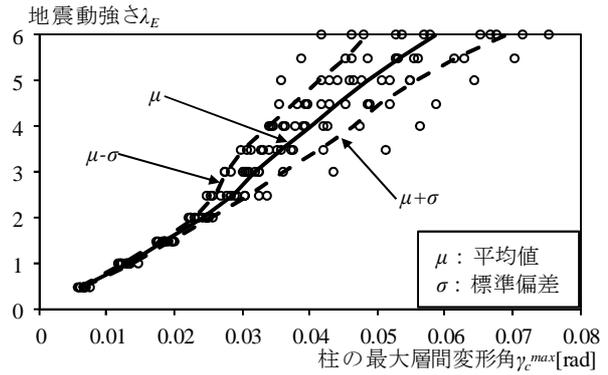


図 2.78 地震動強さ λ_E と架構の最大層間変形角 γ_s^{max} の関係



(a) 中間フレーム



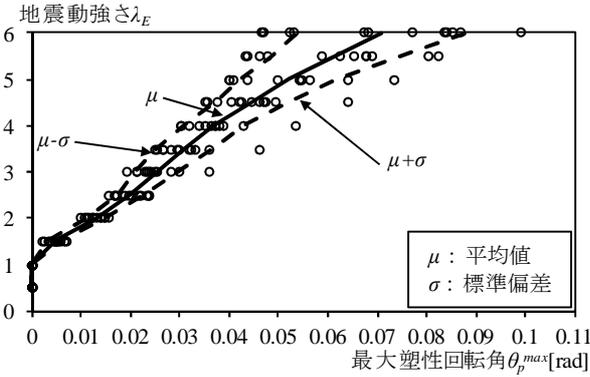
(b) 妻面フレーム

図 2.79 地震動強さ λ_E と柱の最大層間変形角 γ_c^{max} の関係

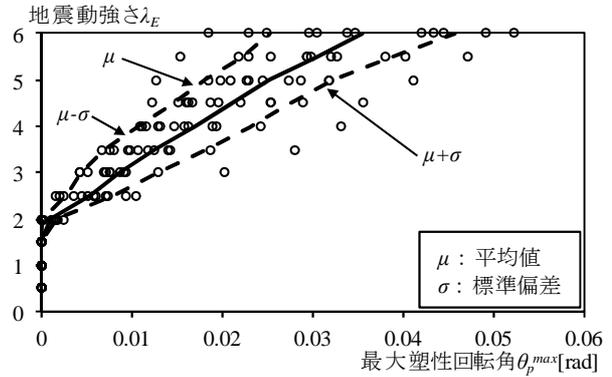
第2章 鋼構造体育館の応答性状と崩壊性状

(b) 梁端の塑性回転角

中間フレーム (X_4 通り) と妻面フレーム (X_1 通り) の地震動強さ λ_E と梁端の最大塑性回転角 θ_p^{max} の関係を図 2.80, 架構の最大層間変形角 γ_s^{max} と梁端の最大塑性回転角 θ_p^{max} の関係を図 2.81 に示す. 同様に, 地震動強さ λ_E と梁端の累積塑性回転角 θ_p^{cum} の関係を図 2.82 に示す. $\lambda_E=5.0$ の平均値をみると, 中間フレームと妻面フレームの θ_p^{max} は 0.052rad, 0.025rad となり, θ_p^{cum} は 0.052rad, 0.220rad となり, 最大変形量は中間フレーム, 累積変形量は妻面フレームの方が大きくなる. また, 平面モデルの中間フレームと妻面フレームの θ_p^{max} は 0.121rad, 0.023rad であり, θ_p^{cum} は 0.121rad, 0.10rad となることから, 同じ地震動レベルでも平面モデルと立体モデルでは応答値が異なることが確認できる.

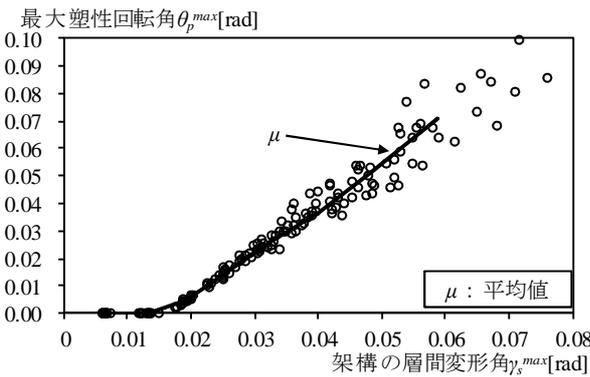


(a) 中間フレーム

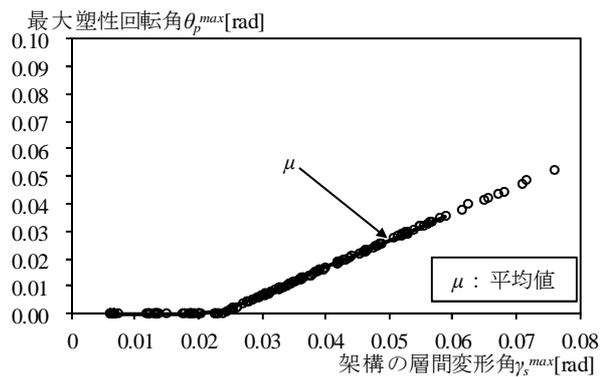


(b) 妻面フレーム

図 2.80 地震動強さ λ_E と梁端の最大塑性回転角 θ_p^{max} の関係

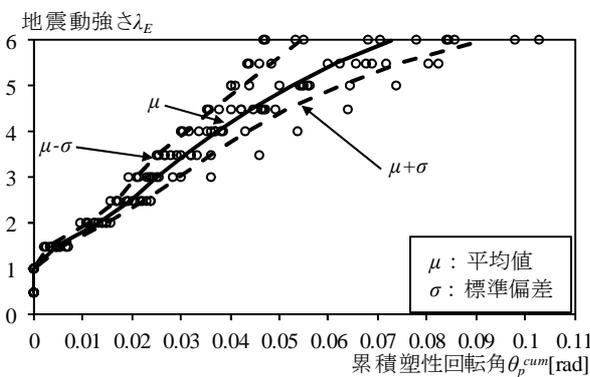


(a) 中間フレーム

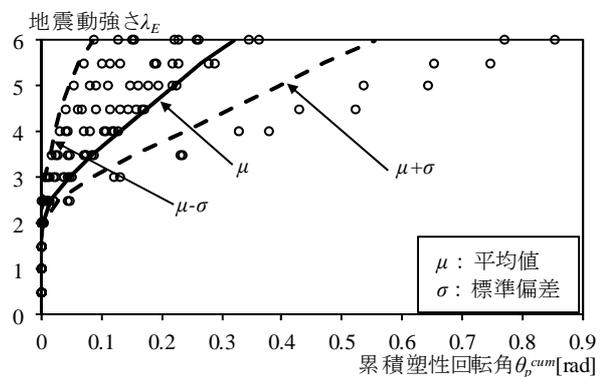


(b) 妻面フレーム

図 2.81 梁端の最大塑性回転角 θ_p^{max} と架構の最大層間変形角 γ_s^{max} の関係



(a) 中間フレーム



(b) 妻面フレーム

図 2.82 地震動強さ λ_E と梁端の累積塑性回転角 θ_p^{cum} の関係

(c) 屋根の鉛直変位

地震動強さ λ_E と山形フレーム頂部の最大鉛直変位 d_v^{max} の関係を図 2.83, 山形フレーム頂部の最大鉛直変位 d_v^{max} と架構の最大層間変形角 γ_s^{max} の関係を図 2.84 に示す. $\lambda_E=5.0$ の平均値をみると, d_v^{max} は 19.15cm となり, 平面モデルの中間フレームに結果 ($d_v^{max}=57.8\text{cm}$) と比較すると, 応答値が大きく抑えられている. これは屋根面ブレースが山形フレーム柱の外側への変形を抑えているためだと考えられる.

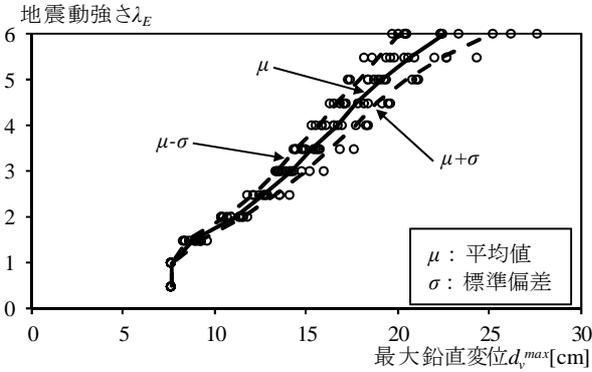


図 2.83 地震動強さ λ_E と山形フレーム頂部の最大鉛直変位 d_v^{max} の関係

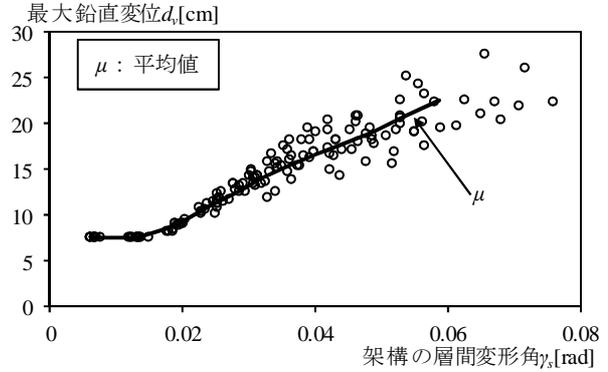


図 2.84 山形フレーム頂部の最大鉛直変位 d_v^{max} と架構の最大層間変形角 γ_s^{max} の関係

(d) 屋根面ブレース

地震動強さ λ_E と屋根面ブレースの最大ひずみ ε^{max} の関係を図 2.85, 屋根面ブレースの最大ひずみ ε^{max} と最大層間変形角 γ_s^{max} の関係を図 2.86 に示す. 図 2.85 より, 架構の最大層間変形角 γ_s^{max} が 0.04rad (=1/25) 以上となる時に初めて降伏する. また, 図 2.86 より, $\lambda_E=5.0$ で塑性率が約 1.5, $\lambda_E=6.0$ で約 3.0 であることから, 対象構造物は先に梁材が限界変形に達すると考えられる.

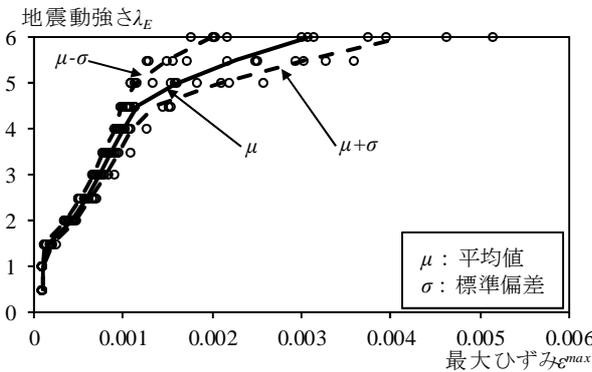


図 2.85 地震動強さ λ_E と屋根面ブレースの最大ひずみ ε^{max} の関係

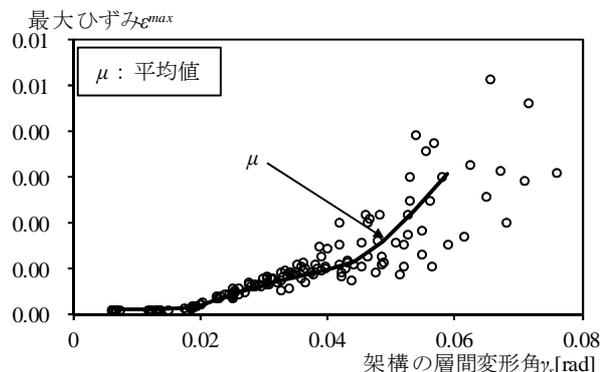


図 2.86 屋根面ブレースの最大ひずみ ε^{max} と架構の最大層間変形角 γ_s^{max} の関係

2.6 まとめ

本章では、S1タイプの学校体育館を対象とし、スパン方向に地震動が作用した場合の地震応答性状および崩壊性状を分析した。本研究では山形フレームの応答に注目し、平面モデルと立体モデルについて弾塑性時刻歴応答解析を実施し、その崩壊メカニズムの確認および各モデルの応答値の比較を行った。また、立体モデルは屋根面ブレースを配置しているため、スパン方向に地震動を受けた際の屋根面ブレースの役割およびその効果を明らかにした。得られた結論を以下に要約する。

- (1) 平面モデルを対象として一方向載荷および正負交番繰返し載荷を実施し、山形フレームの崩壊メカニズムおよび終局耐力を明らかにした。一方向載荷において、層せん断力係数と架構の層間変形角の骨格曲線に注目すると、中間フレームはトリリニア型、妻面フレームはバイリニア型の履歴を描く。また、固定荷重を作用させ、続いて地震荷重を正負交番繰返し載荷させると、中間フレームの柱頭部梁端の曲げモーメントと塑性回転角の履歴は固定荷重の影響により一方向に増加する。一方、妻面フレームでは、間柱や耐風梁の効果によって、履歴はループを描く。そのため、重層構造とは異なり、減衰の評価に注意する必要がある。
- (2) 平面モデルの時刻歴地震応答解析より、層せん断力係数と架構の層間変形角の関係や梁端の曲げモーメントと塑性回転角の関係は静的解析より得られた結果とほぼ同じ性状を示した。山形フレーム頂部の鉛直変位の時刻歴波形より、塑性ヒンジが発生すると固定荷重の影響で屋根が沈むことが確認できる。
- (3) 立体モデルを対象として平面モデルと同様に一方向載荷を実施し、崩壊メカニズムおよび終局耐力を明らかにした。その結果、妻面(X_1 通り)に位置する山形フレームと中央(X_4 通り)に位置する山形フレームの層せん断力係数と層間変形角の関係は、平面モデルの検討より得られた中間フレームと妻面フレームの性状と概ね対応する。ただし、屋根面ブレースの効果により、塑性ヒンジ発生箇所が異なるため、立体モデルの中間フレームの最大耐力は平面モデルの中間フレームの最大耐力とやや異なる。
- (4) 山形フレームに塑性ヒンジが発生すると屋根面ブレースに引張力が生じる。屋根面ブレースは、柱頭部が外側へ広がろうとする変形を抑え、屋根の鉛直変位を大きく減らす役割を持つ。

[第2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, 第560号, pp.125-162, 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向上の役割に関するエネルギー的考察, 鋼構造論文集, 第44号, 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: 体育館・公共ホールの地震被害と耐震改修, 2005年日本建築学会大会パネルディスカッション資料, 2005.9
- 6) 日本建築学会: 空間構造の動的挙動と耐震設計, 2006.3
- 7) 日本建築学会: 学校体育館等の耐震性能設計ガイドライン(案), 2008.3
- 8) 文部省: 学校施設の耐震補強マニュアル -S 造屋内運動場編-, pp.111-129, 1998.1
- 9) 植木隆司, 加藤史郎, 向山洋一, 松栄泰男: 両端に回転ばねのある部材で構成される単層ラチスドームの弾塑性座屈荷重, 日本建築学会構造系論文報告集, 第448号, pp.47-58, 1993.6
- 10) 国土交通省住宅局建築指導課, 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人建築研究所, 日本建築行政会議監修; 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編; 日本建築防災協会, 日本建築センター編集協力: 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, 2007.8
- 11) 建設省住宅局建築指導課編集: 改正建築基準法(2年目施行)の解説, 新日本法規, 2000.6
- 12) 竹内 徹, 堤 友紀, 熊谷知彦, 小河利行: 制振部材を用いた鉄骨造学校体育館の耐震改修および屋根部の地震応答, 日本建築学会構造系論文集, Vol.75, No.656, pp.1891-1900, 2010.10
- 13) 柴田明德: 最新建築学シリーズ 最新耐震構造解析, 森北出版株式会社, 1981.6

第3章 鋼構造体育館の耐震性能評価

3.1 はじめに

前章で述べたように、学校体育館は震災時に地域の避難施設として利用されるため、高い耐震性能が必要とされる。学校体育館の耐震評価法に関する研究¹⁾は数多くあり、耐震診断の方法は文献2, 3)などにまとめられている。

学校体育館の耐震診断や耐震補強で使用される靱性指標^{2, 3)}は、その判断の基礎的数値であり、変形能力が高いほど大きな値をとる。部材の変形能力、靱性指標や D_s 値に関する研究⁴⁻⁷⁾は数多くなされているが、固有周期の短い低層鉄骨構造物における部材に関して、その変形能力と部材の靱性指標の関連、部材の靱性指標と架構全体の靱性指標の関連は必ずしも明確とはなっていない。また、低層鉄骨造骨組の耐震性に関する研究⁸⁾では累積損傷率を耐震安全性の評価指標とするなど終局状態を念頭に置いたものがほとんどである。これに対して、部材の靱性指標を限界変形に応じて算定する研究が弾塑性地震応答解析に基づき、精力的⁹⁻¹¹⁾に進められている。これらの研究では、応答解析から求めた靱性指標 F および構造耐震指標 I_s を動的靱性指標 dF および動的構造耐震指標 dI_s と定義し、桁行方向あるいはスパン方向について、応答の幅も考慮して dF 値と dI_s 値の平均値、標準偏差を定量化している。

一方、耐震性能を評価する手法として、文献10, 12)ではエネルギー法、文献13, 14)ではプッシュオーバー解析が用いられている。整形骨組を対象とするこれらの方法は弾塑性時刻歴応答解析を必要としないため、実用性が高い。しかしながら、本研究で対象とする鋼構造体育館では、固定荷重の影響により、山形フレーム梁端の塑性変形や山形フレームの鉛直変位が一方向に累積することが指摘¹¹⁾されており、整形骨組に対する既述の手法をそのまま適用させることはやや困難であり、このような変形特性を考慮した実用的な手法が必要となる。

本研究では、スパン方向に地震動を受ける鋼構造体育館に関して、山形フレーム塑性後の固定荷重の影響を考慮したプッシュオーバー解析から dF 値および dI_s 値を評価する方法を検討する。評価にあたり、等価減衰定数は限界耐力計算で用いられる方法¹⁵⁾より算出するが、前述のような変形特性を考慮して係数が定められているわけではない。そこで、本研究では弾塑性地震応答解析の結果と適切に対応できるように、①前述の変形特性を考慮するための建築物の減衰特性を表す係数 γ_1 、②プッシュオーバー解析から得られた結果を補正するための換算係数についてそれぞれ分析し、プッシュオーバー解析に基づく精度の高い推定法を提案する。

3.2 弾塑性地震応答解析に基づいた耐震性能評価

3.2.1 耐震性能評価指標

スパン方向入力に対する S タイプ体育館の耐震性能を分析する．既往の研究⁹⁾では，桁面ブレースを対象として動的靱性指標 dF ，動的構造耐震指標 dI_s の提案および算出方法が示されている．本節は，スパン方向の主要な耐震要素となる山形フレームの動的靱性指標 dF ，動的構造耐震指標 dI_s の算定方法を示し，地震動強さ λ_E と最大応答値の関係から耐震性能を評価する．なお，本研究で用いる dF 値および dI_s 値は耐震診断で用いる F 値および I_s 値と区別する．

対象構造物の dF 値と dI_s 値の概要を図 3.1 に示す．図中の λ_E^{cr} は構造物が限界変形に達した時の地震動強さを表す．また，この値に対する弾性地震応答解析のせん断力係数 C_E (動的構造耐震指標 dI_s) は， $\lambda_E=1.0$ (損傷限界レベル) に対する弾性地震応答解析の層せん断力係数 C_0 を用いて次式で与えられる．

$$C_E = \lambda_E^{cr} \cdot C_0 \equiv dI_s \tag{3.1}$$

dF 値は終局耐力を基準として，次式で与えられる．

$$dF = dI_s / C_y = \lambda_E^{cr} \cdot C_0 / C_y \tag{3.2}$$

ここで， C_y は終局時の層せん断力係数を表す．

対象構造物のプッシュオーバー解析の結果を図 3.2 に示す．本研究では図 3.2 の履歴をトリリニア型とみなし，各 X 通りの山形フレームに塑性ヒンジが 2 カ所 (合計 16 カ所) 発生した時の耐力を終局耐力とし，これに基づいて降伏層せん断力係数 C_y を 0.5 とする．限界地震動強さ λ_E^{cr} を算出する際，構造物の限界変形を設定する必要がある．本研究では柱脚はピンとし，梁柱接合部は剛と仮定しているため，梁部材の損傷に応じた限界変形を想定する．梁部材の損傷は，層間変形角から間接的に推定することは困難と考え，本研究では梁端で発生する最大塑性回転角を限界変形としている．

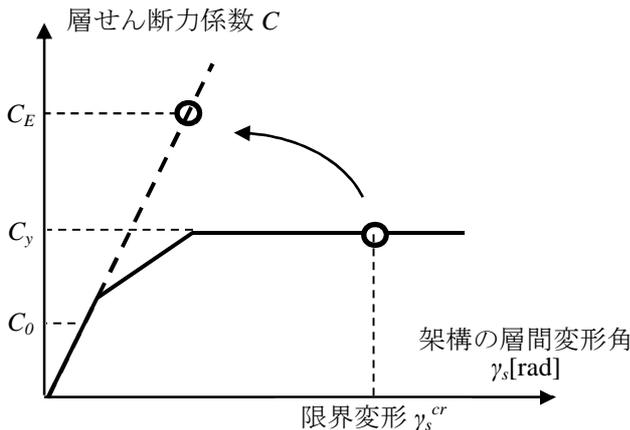


図 3.1 動的靱性指標の定義

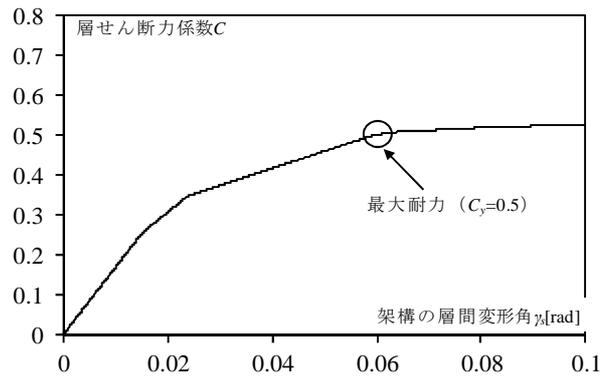


図 3.2 層せん断力係数と架構の層間変形角の関係

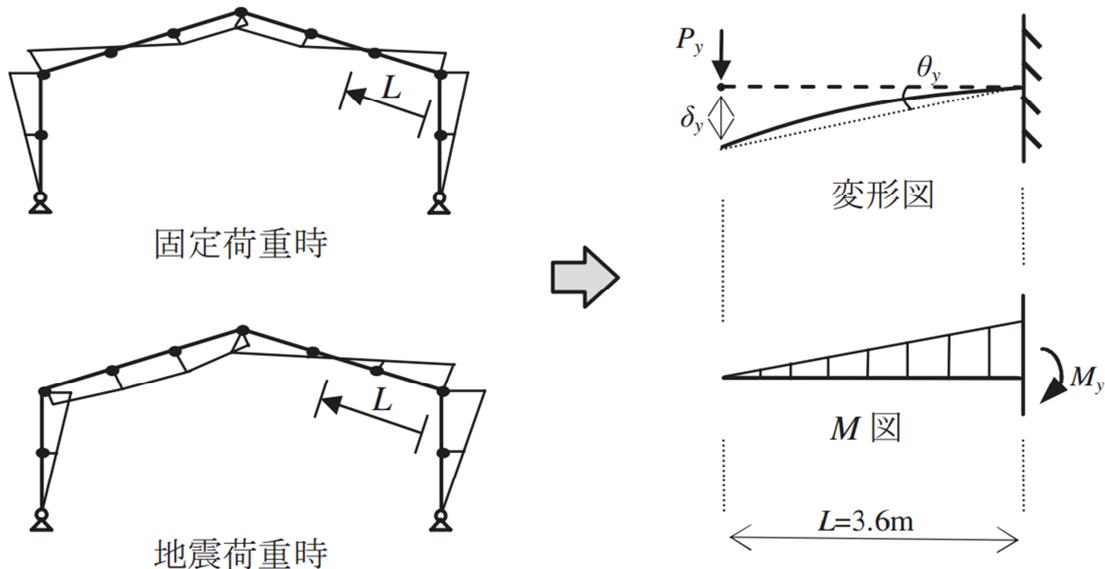


図 3.3 部材長の定義

第3章 鋼構造体育館の耐震性能評価

梁材の限界塑性回転角は次式から算出される。

$$\theta_p^{cr} = (\mu_\theta - 1) \cdot \theta_y \quad (3.3)$$

ここで、 μ_θ は塑性率、 θ_y は降伏回転角を表す。 θ_y は図3.3に示すような部材長 L の片持梁を考え、次式から算出する。

$$\theta_y = \frac{M_y \cdot L}{3 \cdot E \cdot I} \quad (3.4)$$

ここで、 M_y は横座屈耐力(=164.64kN・m)とし、 E はヤング係数、 I は断面二次モーメントを表す。また、 L は固定荷重時と地震荷重時の曲げモーメント分布を参考に算出したシアスパンを表す。なお、シアスパンは応答解析時に時々刻々と変化するため、本研究では安全側の評価として、小梁間隔の3.6mとする。また、文献16-20などを参考に、部材の局部座屈時を限界変形と考えて μ_θ の範囲を $\mu_\theta=3\sim7$ と仮定すると、塑性回転角 θ_p は0.014~0.043radとなる。本研究ではこの値を考慮して、限界塑性回転角を定める範囲を0.005~0.05radと仮定する。

3.2.2 耐震性能評価

(1) 動的靱性指標と動的構造耐震指標

立体モデルの動的靱性指標 dF を図3.4、動的構造耐震指標 dI_S を図3.5に示す。現行の耐震診断の結果($F=2.9$)、 $I_S=1.14$)と比較すると、解析結果(平均値)の dF 値は0.6~2.2、 dI_S 値は0.33~1.10となることから、限界塑性回転角 θ_p^{cr} が0.05radの結果と概ね対応する。また、 $dI_S=0.7$ 以上となるには θ_p^{cr} が0.03rad以上必要であると考えられる。

表 3.1 立体モデルの耐震性能 (平均値)

限界塑性回転角 θ_p^{cr} [rad]	0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
架構の層間変形角 γ_s^{cr} [rad]	0.0192	0.0225	0.0288	0.0353	0.0420	0.0483
限界地震動強さ λ_E^{cr}	1.513	1.833	2.569	3.470	4.293	5.076
動的靱性指標 dF	0.648	0.785	1.100	1.489	1.841	2.176
動的構造耐震指標 dI_S	0.329	0.399	0.558	0.756	0.934	1.104

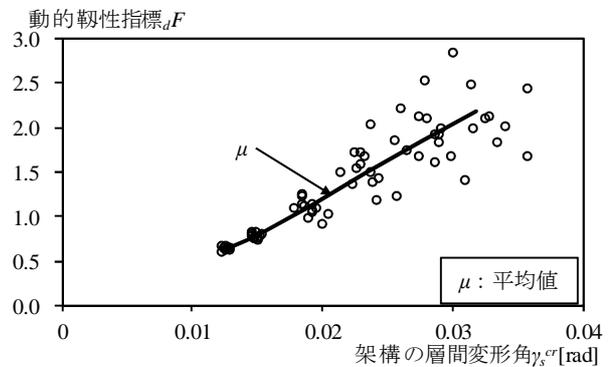
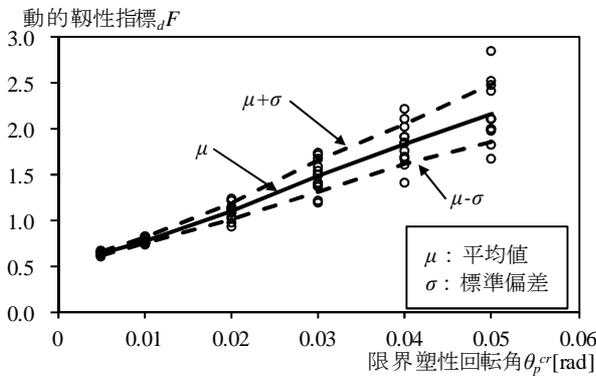


図 3.4 動的靱性指標 dF (左：横軸が限界塑性回転角 θ_p^{cr} 、右：横軸が架構の層間変形角 γ_s^{cr})

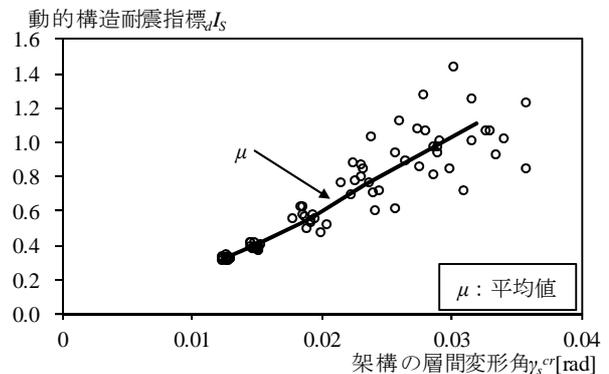
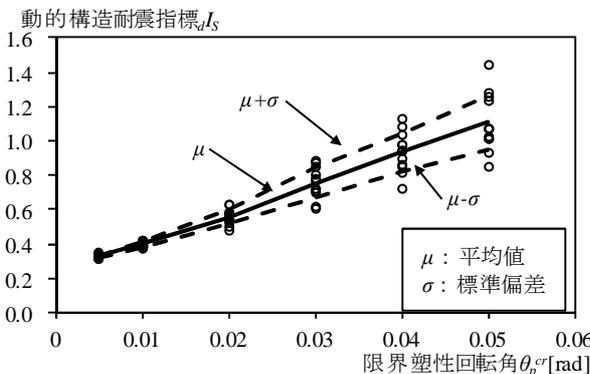


図 3.5 動的構造耐震指標 dI_S (左：横軸が限界塑性回転角 θ_p^{cr} 、右：横軸が架構の層間変形角 γ_s^{cr})

(2) 模擬地震波の位相の影響による動的靱性指標のばらつき

地震応答解析から dF 値を分析する場合、応答スペクトルは同一であっても入力地震動の位相特性の違いより、値がばらつく。本節では平面モデルと立体モデルの統計的な性質を分析する。この時、弾塑性応答解析より得られた dF 値を確率変数と考え、 dF 値は正規分布または対数正規分布に従うものと仮定する。

各モデルの平均値 μ 、標準偏差 σ 、変動係数 v 、対数平均 λ および対数標準偏差 ξ を表 3.22, 3.23 に示す。変動係数 v 、対数平均 λ および対数標準偏差 ξ はそれぞれ次式²¹⁾より与えられる。

$$v = \frac{\sigma}{\mu}, \quad \mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n}, \quad n: \text{データ数 (本研究では 12)} \quad (3.5)$$

$$\lambda = \ln \left(\frac{\mu}{\sqrt{v^2 + 1}} \right) \quad (3.6)$$

$$\xi^2 = \ln \left(\frac{\sigma^2}{\mu^2} + 1 \right) = \ln(v^2 + 1) \quad (3.7)$$

ここで、変動係数 v が十分小さいとき、 $f(v) = \ln(1+v^2)$ とおくと、

$$f(v) \approx f(0) + \frac{df(0)}{dv} v + \frac{1}{2} \frac{d^2f(0)}{dv^2} v^2 + \dots = 0 + 0 \cdot v + v^2 = v^2 \quad (3.8)$$

となり、対数標準偏差 ξ は変動係数 v にほぼ等しくなる。

$$\xi \approx v \quad (3.9)$$

限界塑性回転角 θ_p^{cr} を 0.005, 0.01, 0.02, 0.03, 0.04 および 0.05 とした時の dF 値の確率分布を図 3.6 に示す。図中の実線は表 3.2 に対応する対数正規分布の確率分布関数を示し、プロットは弾塑性応答解析より得られた立体モデルの dF 値を示す。図 3.6 より、立体モデルの dF 値は対数正規分布に概ね従うことが確認できる。表 3.2 より、変動係数は、立体モデルで 0.26~0.146 となる。本研究で得られた dF 値の確率分布は国土交通省告示のスペクトル特性を有する模擬地震動から得られたものであり、観測地震動に対する dF 値の確率分布については今後検討する必要がある。

表 3.2 立体モデルの確率変数

限界塑性回転角 θ_p^{cr} [rad]	0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
平均値 μ	0.648	0.785	1.100	1.489	1.841	2.176
標準偏差 σ	0.017	0.029	0.087	0.171	0.215	0.317
変動係数 v	0.026	0.037	0.079	0.115	0.117	0.146
対数平均 λ	-0.435	-0.242	0.092	0.392	0.603	0.767
対数標準偏差 ξ	0.026	0.037	0.079	0.114	0.116	0.145

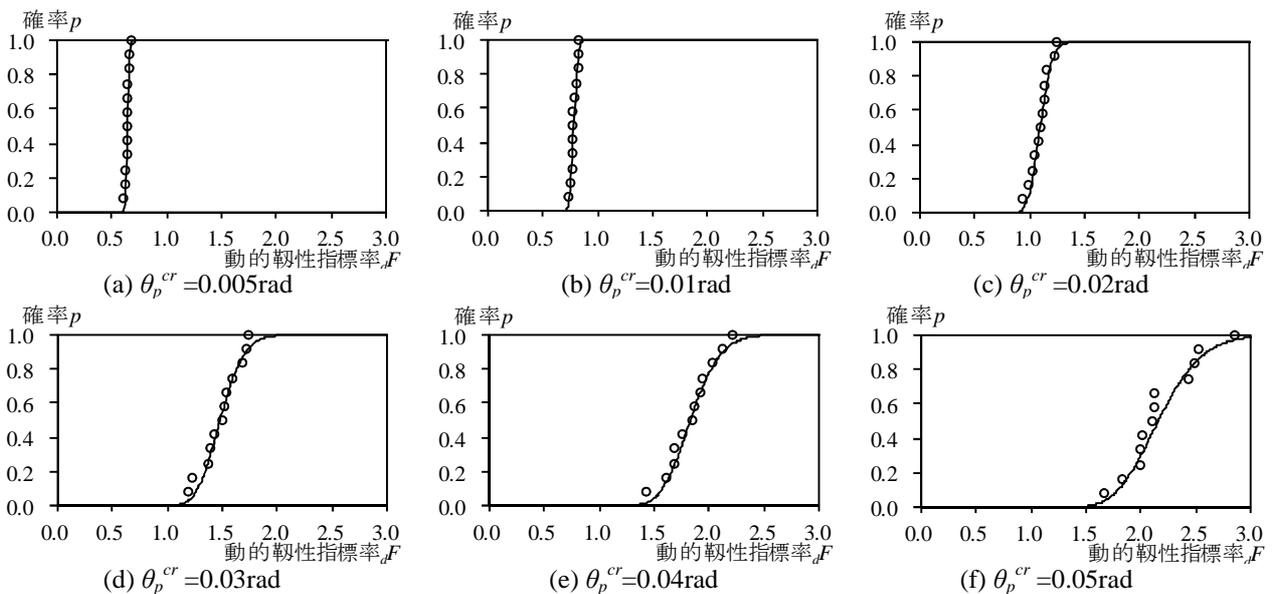


図 3.6 動的靱性指標の確率分布

3.3 プッシュオーバー解析に基づく1自由度系への縮約

3.3.1 基本式の誘導

対象構造物は1次モードの有効質量比が大きいいため、1次モードに比例した地震荷重 $\{P_{EI}\}$ を用いたプッシュオーバー解析に基づいて1自由度系に縮約する。荷重ステップ I の地震荷重ベクトル $\{P_{EI}\}$ を次式のように定める。

$$\{P_{EI}\} = \frac{\{P_{E0}\}}{\{\xi_Y\}^T \{P_{E0}\}} \cdot Q_{BI} ; \{P_{E0}\} = [M]\{u_1\} ; Q_{BI} = M_T \cdot g \cdot C_{BI} \quad (3.10)$$

ここで、 $\{P_{E0}\}$ は1次モード $\{u_1\}$ に比例した地震荷重分布である。 $[M]$ は質量マトリクス、 $\{\xi_Y\}$ は Y 方向(スパン方向)の地震影響ベクトル²²⁾、 M_T は構造物の総重量、 g は重力加速度を表す。 $\{\xi_Y\}$ は、 Y 方向の変位に対する場合が1、他は0となるベクトルである。 Q_{BI} 、 C_{BI} は I ステップの層せん断力、層せん断力係数を表し、プッシュオーバー解析(非線形増分解析)では、これらの値を増分させる。荷重ステップ I の変位ベクトル $\{D_I\}$ は次式で与えられる。

$$\{D_I\} = \{D_{I-1}\} + \{\Delta D\} ; \{\Delta D\} = [K_T]^{-1} (\{P_{EI}\} - \{F_{I-1}\}) \quad (3.11)$$

ここで、 $[K_T]$ は接線剛性マトリクス、 $\{\Delta D\}$ は増分変位、 $\{F_{I-1}\}$ は内力を表す。 $\{P_{EI}\}$ と $\{D_I\}$ より、等価有効質量 M_{eqI} 、等価固有周期 T_{eqI} 、代表変位 Δ_I および代表加速度 S_{aI} は次式で与えられる。

$$M_{eqI} = \frac{(\{D_I\}^T [M] \{\xi_Y\})^2}{\{D_I\}^T [M] \{D_I\}} \quad (3.12)$$

$$T_{eqI} = 2\pi \sqrt{\frac{\{D_I\}^T [M] \{D_I\}}{\{D_I\}^T \{P_{EI}\}}} \quad (3.13)$$

$$\Delta_I = \frac{\{D_I\}^T [M] \{D_I\}}{\{D_I\}^T [M] \{\xi_Y\}} = S_{aI} \quad (3.14)$$

$$S_{aI} = \frac{Q_{BI}}{M_{eqI}} \quad (3.15)$$

さて、構造物を縮約したモデルでの代表変位 Δ と層せん断力 Q の関係が図3.7のように与えられた場合、荷重ステップ I の構造物全体の塑性率 μ_I は告示¹⁵⁾と同様に次式で与えるものとする。

$$\mu_I = \frac{\Delta_I}{\Delta_y} = \frac{\Delta_I}{Q_{BI}/k_0} = \frac{\Delta_I}{Q_{BI}} \cdot \frac{Q_d}{\Delta_d} = \frac{\Delta_I}{\Delta_d} \cdot \frac{Q_d}{Q_{BI}} \quad (3.16)$$

ここで、 Δ_d は弾性限界の変形、 Q_d は Δ_d に対応するせん断力である。

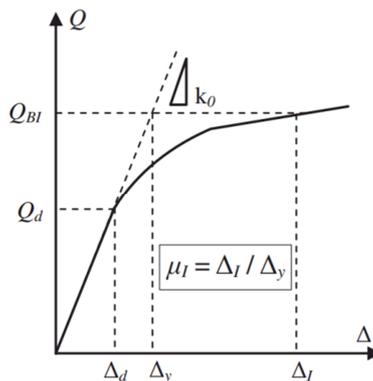


図 3.7 せん断力と代表変位の関係

3.3.2 減衰定数の定め方

要求スペクトル(式(2.7)の加速動応答スペクトル)で使用する低減率 F_h に関しては、文献²³⁾等で様々な提案式が紹介されており、制振構造等では次式が用いられることが多い。

$$F_{hl}(h) = \sqrt{\frac{1 + \alpha h_{std}}{1 + \alpha h_{eq}}} ; h_{std} = 0.05 \quad (3.17)$$

ここで、 α は地震動の性質によって定まる値であり、実地震動31波、BCJ-L2地震動に対して、それぞれ $\alpha=25$ 、75が推奨されている。本研究で採用した12波の模擬地震動の平均的な低減率は、 $\alpha=75$ とした式(3.17)と概ね一致することがすでに確認されている¹⁰⁾。そこで、本研究では、 $\alpha=75$ とした式(3.17)を F_h として採用する。

参考として、式(3.17)を用いた設計用加速度応答スペクトルと模擬地震動 ($h=2\%$) の比較を図 3.8 に示す。

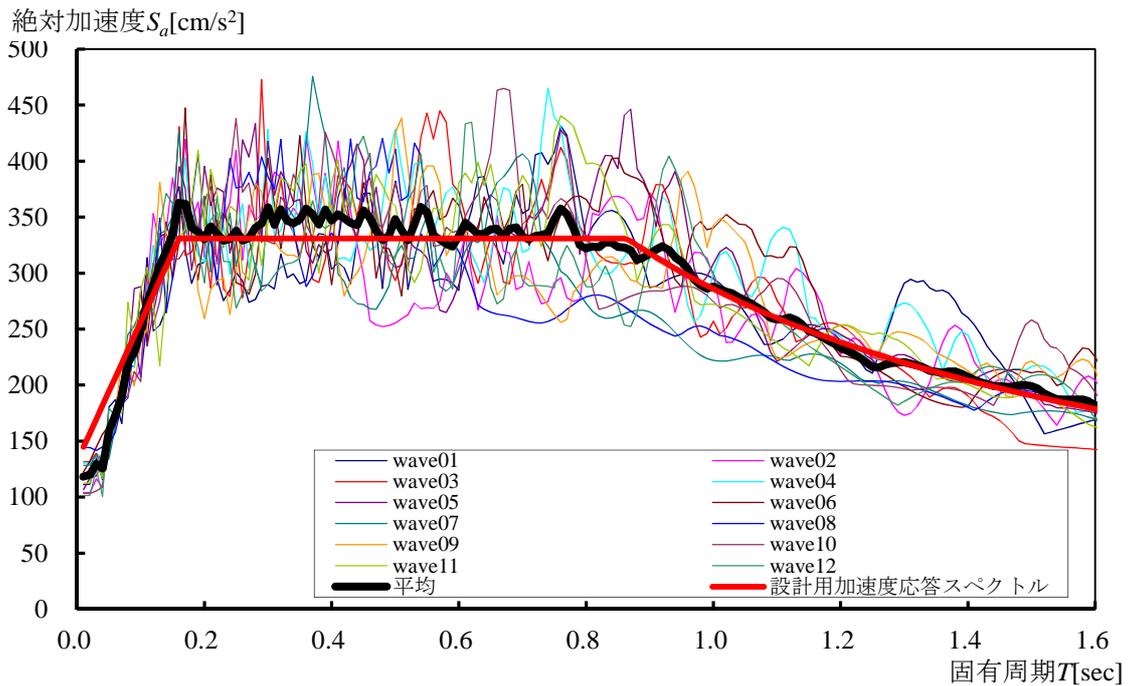


図 3.8 式(3.17)を用いた設計用加速度応答スペクトルと模擬地震動 ($h=2\%$) の比較

また、構造物全体の等価減衰定数 h_{eqI} は式(3.16)の μ_I に応じて次式から算出する。

$$h_{eqI} = \gamma_1 \left(1 - 1/\sqrt{\mu_I}\right) + h_0 \quad (3.18)$$

ここで、 h_0 は構造物が弾性時の減衰定数 (本研究では、 $h_0=0.02$)、 γ_1 は建築物の減衰特性を表す係数であり、告示¹⁵⁾では 0.25 もしくは 0.2 が採用されている。しかし、対象構造物のような塑性ヒンジ発生後に梁が沈むといった性状を考慮していないため、適切な γ_1 を設定する必要がある。

3.3.3 等価地震動強さ

構造物がある限界変形に至るときの限界地震動強さ λ_E^{cr} をプッシュオーバー解析から求めることができれば、式(3.2)より、動的靱性指標 ${}_dF$ を求めることができる。そこで、本節ではプッシュオーバー解析の各ステップにおいて地震動強さ λ_E を算定する方法を示す。3.3.1 項で述べたように、荷重ステップ I での変位ベクトルに基づき、式(3.12)～(3.15)および式(3.18)を用いて、 Δ_I 、 S_{aI} 、 M_{eqI} 、 T_{eqI} 、 h_{eqI} を求めることができる。各ステップにおいて、代表加速度 S_{aI} を損傷限界レベル ($\lambda_E=1.0$) の加速度応答スペクトル S_{ad0} で除した値を等価地震動強さ λ_E^{eq} と定義する。

$$\lambda_E^{eq} = \frac{S_{aI}}{S_{ad0}(T_{eqI}, h_{eqI})} \quad (3.19)$$

λ_E^{eq} の概要を図 3.9 に示す。式(17)を用いることにより、Pushover 解析の各ステップでの等価地震動強さ λ_E^{eq} を求めることができる。

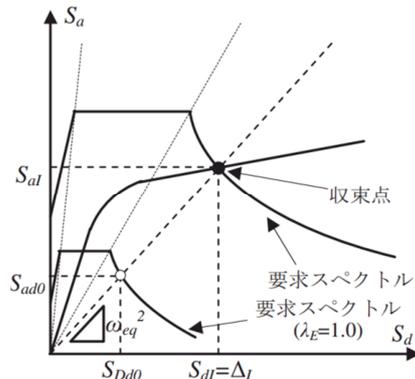


図 3.9 等価地震動強さ

3.4 時刻歴地震応答解析とプッシュオーバー解析の比較

3.4.1 代表変位と水平変位の比較

プッシュオーバー解析では、まず、固定荷重を作用させ、つづいて、1次モードに比例した地震荷重を載荷する。この解析は前節でも記述したように、代表変位 Δ を用いて定式化および評価をしている。しかしながら、代表変位 Δ は構造物を1質点系に置き換えた時の変位であるため、この値を用いて定量的な評価をすることは困難である。したがって、本項では構造物の評価や応答解析とプッシュオーバー解析の比較をする際、代表変位 Δ ではなく、架構の水平変位 δ_s を柱高さ h (=640cm)で除した値である架構の層間変形角 γ_s を基準として考える。

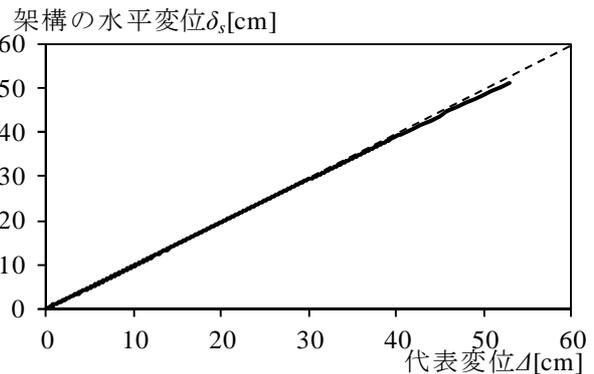


図 3.10 代表変位 Δ と架構の水平変位 δ_s の比較

プッシュオーバー解析より得られた代表変位 Δ と架構の水平変位の関係を図 3.10 に示す。なお、架構の水平変位 δ_s が 21cm 程度で架構の層間変形角は 1/30 程度となる。図 3.10 より、代表変位 Δ が 20cm に達しても架構の水平変位 δ_s との差はほとんどなく、代表変位 Δ の代わりに架構の水平変位 δ_s で表現しても問題ないと考えられる。

3.4.2 減衰特性に関わる係数の検討

等価地震動強さ λ_E^{eq} と応答解析で使用する地震動強さ λ_E を対応させるためには、対象構造物の変形性状を考慮して等価減衰定数を適切に評価する必要がある。そこで、本研究では式(3.18)で用いる γ_1 をパラメータとし、地震応答解析とプッシュオーバー解析から得られた地震動強さ λ_E 、 λ_E^{eq} と最大層間変形角 γ_s^{max} の関係をそれぞれ比較検討する。その結果を図 3.11 に示す。図中の○は 12 波の模擬地震動を用いた弾塑性地震応答解析の結果を示す。実線はその平均値を表す。破線は様々な γ_1 を仮定した場合のプッシュオーバー解析の結果を表す。本検討では γ_1 を 0.05 から 0.35 まで 0.05 刻みとする。図 3.11 より、 γ_1 を 0.35 としたときのプッシュオーバー解析の結果は 12 波の応答解析結果の平均値(実線)と概ね一致する。また、 γ_1 を 0.25, 0.15 とすると、12 波の応答解析結果の μ (平均値)+ σ (標準偏差) および $\mu+2\sigma$ に概ね対応する。最大応答の推定にあたり安全側の推定を行う場合は、0.15~0.25 程度の γ_1 を採用することも考えられる。しかしながら、本研究では、 dF 値の平均値の推定にあたり、プッシュオーバー解析の結果が応答解析の平均値と一致するような $\gamma_1 = 0.35$ を採用し、以後、検討を進める。

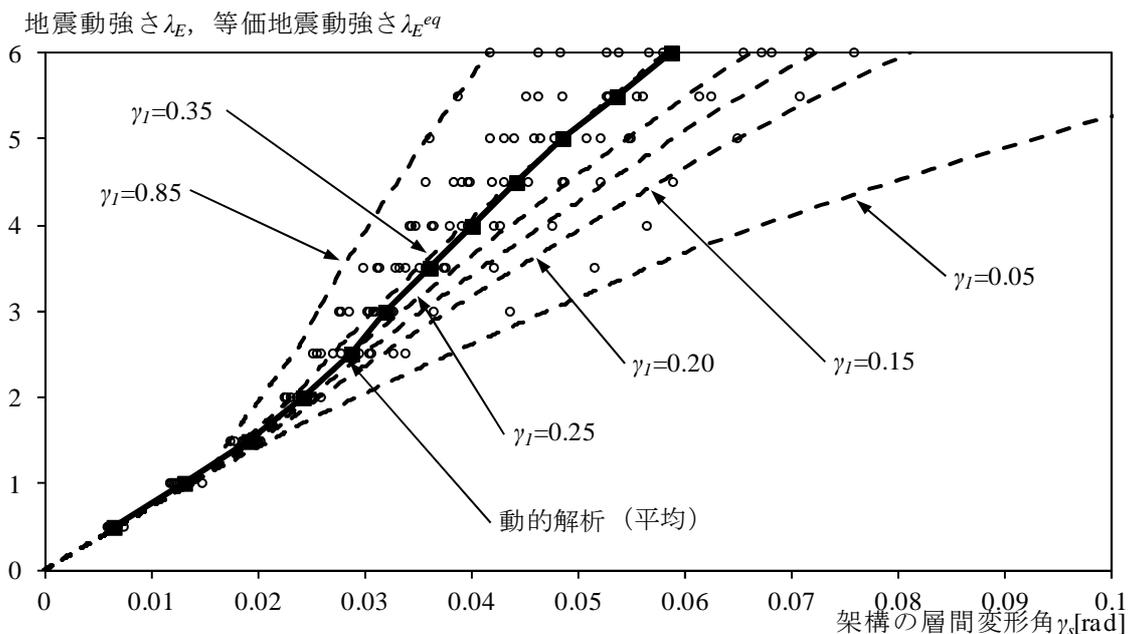


図 3.11 地震動強さ λ_E および等価地震動強さ λ_E^{eq} と架構の層間変形角 γ_s の関係

3.4.3 最大応答値の比較

3.3節で述べたように、対象構造物は山形フレームに塑性ヒンジが発生すると、固定荷重の影響により梁が沈むため、山形フレームで発生する塑性回転角や鉛直変位は繰り返し変形を受けるたびに累積する。この性状をプッシュオーバー解析から推定することは困難であると考えられる。そこで、本研究では地震応答解析から得られる最大応答値とプッシュオーバー解析から得られる応答値の割合を次式のような換算係数として表す。

$$\alpha_\theta = \theta_p^{\max d} / \theta_p^{\max s} \tag{3.20}$$

$$\alpha_v = d_v^{\max d} / d_v^{\max s} \tag{3.21}$$

ここで、 α_θ は塑性回転角の換算係数、 α_v は鉛直変位の換算係数である。 $\theta_p^{\max d}$ および $d_v^{\max d}$ は応答解析から得られた最大塑性回転角、最大鉛直変位、 $\theta_p^{\max s}$ および $d_v^{\max s}$ はプッシュオーバー解析から得られた最大塑性回転角、最大鉛直変位を表す。

図2.1(a)に示すB点の最大塑性回転角 θ_p^{\max} と架構の最大層間変形角 γ_s^{\max} の関係を図3.12、A点の最大鉛直変位 d_v^{\max} と架構の最大層間変形角 γ_s^{\max} の関係を図3.13に示す。図3.12、図3.13より、入力地震動に関係なく、応答解析から得られた塑性回転角や鉛直変位の最大値はプッシュオーバー解析の結果より大きくなる傾向がある。対象構造物では、水平地震動による繰り返し変形に伴って、塑性回転角や鉛直変位は累積していく。従って、プッシュオーバー解析のような一方方向载荷から得られた塑性回転角や鉛直変位は危険側の評価となる。

塑性回転角の換算係数 α_θ と架構の最大層間変形角 γ_s^{\max} の関係を図3.14、鉛直変位の換算係数 α_v と架構の最大層間変形角 γ_s^{\max} の関係を図3.15に示す。なお、対象構造物は $\gamma_s^{\max}=0.015\text{rad}$ まで弾性域となるため、図3.14の弾性域の記述は省略する。本研究では、限界塑性回転角 θ_p^{cr} を $0.005\sim 0.05\text{rad}$ と仮定している。この θ_p^{cr} に対応する架構の層間変形角 γ_s^{\max} は $0.02\sim 0.05\text{rad}$ (平均値)となり、 α_θ は $1.00\sim 1.25$ (平均値)、 α_v は $1.10\sim 1.45$ (平均値)となる。 α_θ 、 α_v は γ_s の増加に伴い若干増加する傾向がみられる。

式(18)、式(19)を変形すると、プッシュオーバー解析の結果から応答解析の最大塑性回転角 $\theta_p^{\max d}$ 、最大鉛直変位 $d_v^{\max d}$ の推定値 θ_p^{est} 、 d_v^{est} を求めることができる。

$$\theta_p^{est} = \alpha_\theta \cdot \theta_p^{\max s} \tag{3.22}$$

$$d_v^{est} = \alpha_v \cdot d_v^{\max s} \tag{3.23}$$

ここで、 α_θ 、 α_v は γ_s^{\max} の関数ではあるが、安全側の評価として、 $\theta_p^{cr} = 0.05\text{ rad}$ ($\gamma_s^{\max} = 0.048\text{rad}$ に対応)での換算係数の平均値 ($\alpha_\theta = 1.25$ 、 $\alpha_v = 1.45$)を採用する。

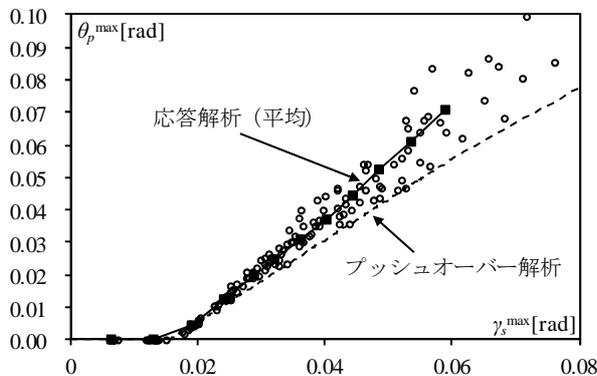


図 3.12 最大塑性回転角と最大層間変形角の関係

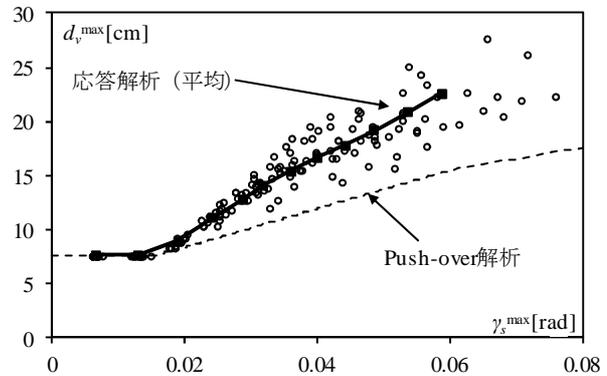


図 3.13 最大鉛直変位と最大層間変形角の関係

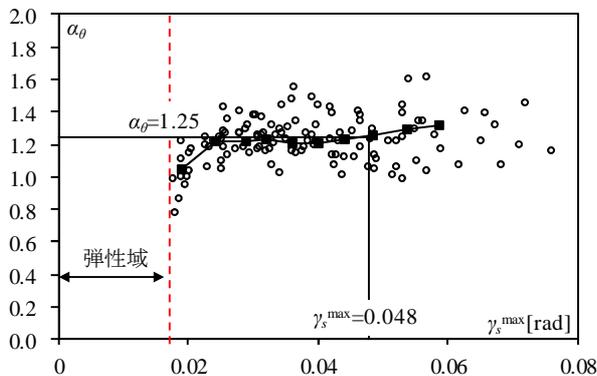


図 3.14 α_θ と最大層間変形角の関係

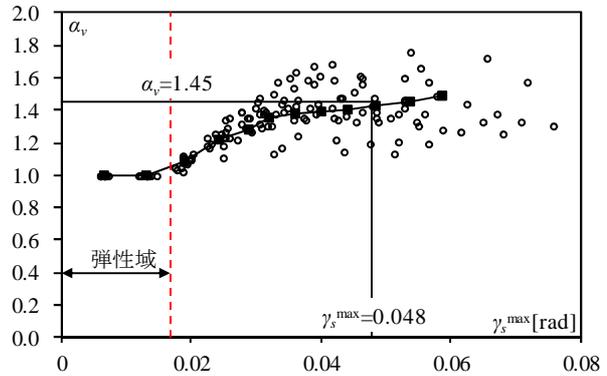


図 3.15 α_v と最大層間変形角の関係

3.5 プッシュオーバー解析に基づく耐震性能評価手法の提案

3.5.1 耐震評価の手順

プッシュオーバー解析に基づく動的靱性指標および動的構造耐震指標の推定値 dF^{est} , dI_S^{est} を求める手順を以下に示す。

- (1) プッシュオーバー解析を行い、最大耐力時の層せん断力係数 C_y を求める。
- (2) 各ステップでの等価地震動強さ λ_E^{eq} と応答解析時の最大塑性回転角の推定値 θ_p^{est} をそれぞれ式(3.19)と式(3.22)より算出する。
- (3) 等価地震動強さ λ_E^{eq} と推定した最大塑性回転角 θ_p^{est} の関係から θ_p^{est} が限界塑性回転角 θ_p^{cr} となるときの λ_E^{eq} (限界地震動強さの推定値 $\lambda_E^{eq\ cr}$) を求める。
- (4) プッシュオーバー解析から $\lambda_E^{eq\ cr}=1.0$ に対応する層せん断力係数 C_{p0} を求める。
- (5) 動的靱性指標 dF^{est} および動的構造耐震指標 dI_S^{est} を次式より求める。

$$dF^{est} = \lambda_E^{eq\ cr} \cdot C_{p0} / C_y \tag{3.24}$$

$$dI_S^{est} = \lambda_E^{eq\ cr} \cdot C_{p0} \tag{3.25}$$

第1章の図1.1の評価フローを用いるならば、「スタート」→「主要モードに比例した地震荷重を作成」→「プッシュオーバー解析」→「限界耐力計算」→「 λ_E^{cr} , C_0 を算出」→「 dI_S 値を算出」となる。

3.5.2 提案した評価手法の精度

プッシュオーバー解析から算出した等価地震動強さ λ_E^{eq} と式(22)から推定した塑性回転角 θ_p^{est} の関係を図3.16に示す。なお、 $\alpha_\theta=1.00$ は換算係数を乗じていない場合を表す。図20より、限界塑性回転角 θ_p^{cr} (=0.005~0.05rad) に対応する限界地震動強さの推定値 $\lambda_E^{eq\ cr}$ を算出することができる。

式(3.24)および式(3.25)を用いて算出した dF^{est} 値と応答解析より算出した dF 値の比較を図3.17に示す。図中の○は弾塑性地震応答解析の結果を表し、実線はその平均値を表す。破線は Pushover 解析から推定された dF^{est} 値を表す。推定にあたり、 $\gamma_1=0.35$, $\alpha_\theta=1.25$ を採用する。解析の結果、 C_y は 0.5 程度、 C_{p0} は 0.2 程度となる。なお、比較のために $\alpha_\theta=1.00$ として推定した dF^{est} 値の結果も図21に示す。図21より、 $\alpha_\theta=1.00$ として求めた dF^{est} 値は dF 値の平均値 μ よりも大きな値となり、危険側の評価となる。これに対して、 $\alpha_\theta=1.25$ として求めた dF^{est} 値は dF 値の平均値と概ね一致する。これより、本手法から dF 値の平均値を精度よく推定できることが確認できる。

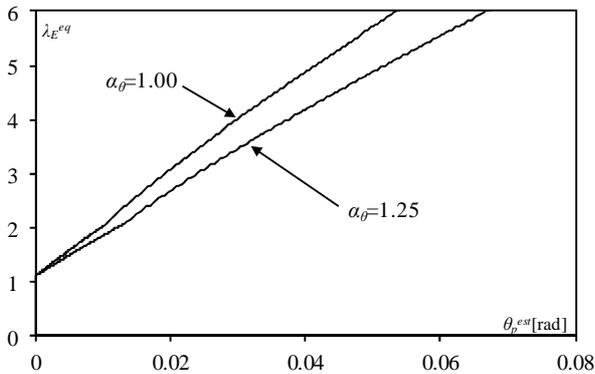


図 3.16 λ_E^{eq} と θ_p^{est} の関係

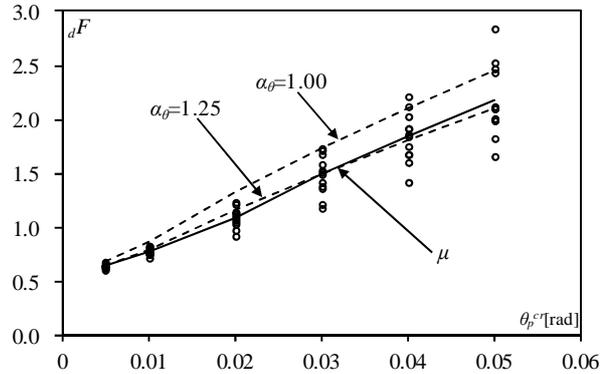


図 3.17 動的靱性指標

3.5.3 プッシュオーバー解析に基づく最大応答値の推定

前項で示した推定法では、 dF 値の推定と同時に、限界塑性回転角 θ_p^{cr} に対応する構造物の最大応答を推定することが可能である。 θ_p^{cr} に対応する最大層間変形角 γ_s^{max} 、山形フレームの最大鉛直変位 d_v^{max} 、屋根面ブレースの最大ひずみ ϵ^{max} について、応答解析から求めた最大値と本推定法から得られた値の比較を表3.3に示す。なお、表3.3(b)の d_v^{est} は式(3.23)より算出した値であり、ここでは $\alpha_v=1.45$ としている。表3.3(a), (b)より、 γ_s^{max} および d_v^{max} については、応答解析の平均値(γ_s^d , d_v^d) とプッシュオーバー解析(γ_s^s , d_v^{est}) の結果が概ね一致することが確認できる。これは、応答解析から求めた換算係数 α_θ , α_v を用いて応答推定を行っているからである。これに対して、表3.3(c)より、応答解析による屋根面ブレースの最大ひずみの平均値 ϵ^d はプッシュオーバー解析の結果 ϵ^s と異なる。ブレースの最大ひずみについても換算係数を別途算定することにより、Pushover 解析から応答解析の結果を推定することが可能と考えられる。しかしながら、 $\theta_p^{cr}=0.05\text{rad}$ に対応す

るひずみ ε^d は 0.16% 程度 (塑性率として 1.4 程度) であり, 対象構造物では大きな塑性変形を伴わないため, 本研究では分析を行っていない。

層間変形角 γ_s は外装材等の非構造材の損傷に, 鉛直変位 d_v は屋根面の仕上げ材の損傷に大きく関係する値であると考えられ, 本手法を用いたこの種の構造物の損傷評価を行うことが可能となろう。

表 3.3 限界塑性回転角に対応した応答値

(a) 構造物の最大層間変形角 (単位: [rad])

限界塑性回転角 θ_p^{cr} [rad]		0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
γ_s^d	平均値 μ	0.019	0.023	0.029	0.035	0.042	0.048
	標準偏差 σ	0.000	0.000	0.001	0.002	0.003	0.004
	変動係数 ν	0.017	0.018	0.038	0.046	0.069	0.080
γ_s^s		0.019	0.022	0.028	0.035	0.041	0.047

(b) 山形フレームの最大鉛直変位 (単位: [cm])

限界塑性回転角 θ_p^{cr} [rad]		0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
d_v^d	平均値 μ	9.01	10.34	12.83	15.28	17.19	19.05
	標準偏差 σ	0.16	0.24	0.52	0.98	1.11	1.29
	変動係数 ν	0.02	0.02	0.04	0.06	0.06	0.07
d_v^{est}		11.87	12.68	14.31	15.95	17.58	19.22

(c) 屋根面ブレースの最大ひずみ (単位: [%])

限界塑性回転角 θ_p^{cr} [rad]		0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
ε^d	平均値 μ	0.02	0.03	0.06	0.09	0.11	0.16
	標準偏差 σ	0.001	0.002	0.006	0.010	0.014	0.039
	変動係数 ν	0.066	0.070	0.092	0.115	0.131	0.248
ε^s		0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06

3.6 屋根面ブレースの影響

3.6.1 屋根面ブレースの役割

スパン方向に地震動を受ける場合、屋根面ブレースは主に各 X 通りの山形フレームのせん断力を伝達する役割を持つだけでなく、柱頭部が外側へ開く性状を抑える役割を持つ。そのため、屋根面ブレースの剛性や耐力が塑性回転角および鉛直変位の最大値に大きく影響すると考えられる。そこで、本章では屋根面ブレースの降伏層せん断力係数 C_{Ry} をパラメータとして、 C_{Ry} の増加が換算係数 α_θ 、 α_v に与える影響を検討し、その値を用いて算出した dF^{est} 値の精度について検討する。

3.6.2 屋根面ブレースの層せん断力係数の定義

スパン方向に地震動を受ける際、山形フレームの塑性ヒンジが発生すると屋根が沈む、そのため、柱頭部は地震力に対して一様に変形するのではなく、図 3.18 ように外側へ開くように変形する。しかし、本研究では設計時に簡易に仮定できるように、図 3.19 のように屋根面が一様に変形すると仮定して層せん断力係数を算出する。

降伏層せん断力係数 C_{Ry} に対応した屋根面ブレースの断面を表 4.2 に示す。なお、 $C_{Ry}=0.55$ は $F=1.3$ 、 $I_S=0.7$ に対応した値であり、 $C_{Ry}=1.5$ は既存モデルの屋根面ブレースに対応する。

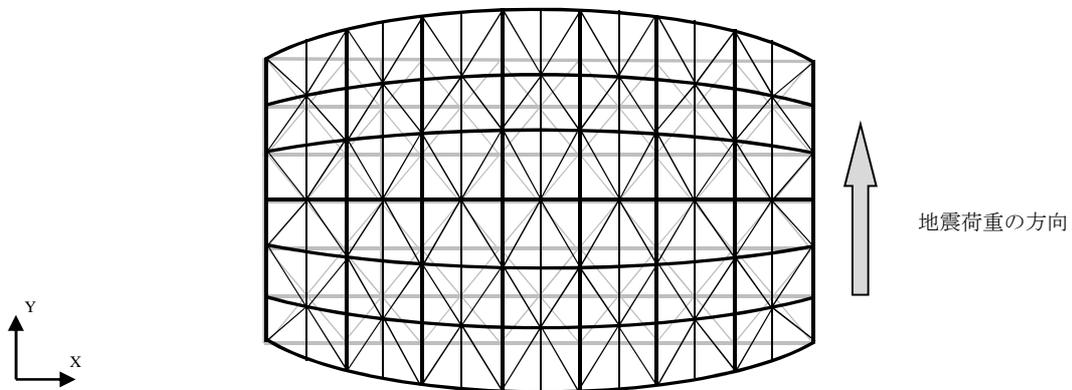


図 3.18 塑性ヒンジ発生後の屋根面の変形図

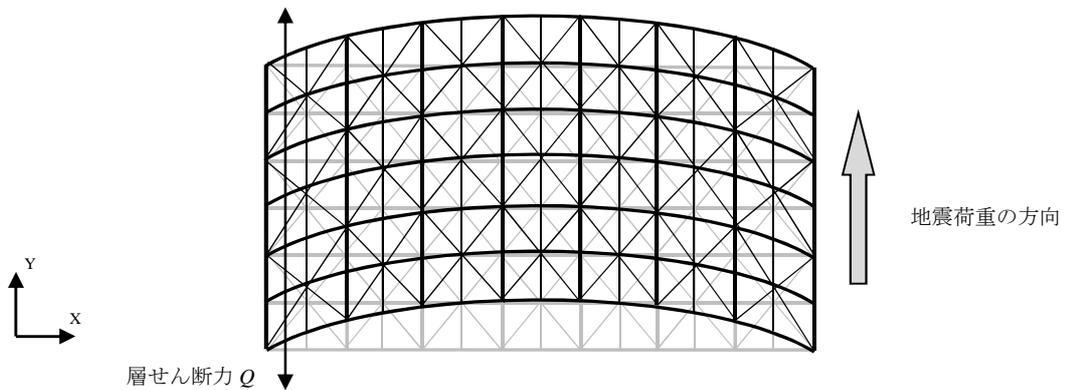


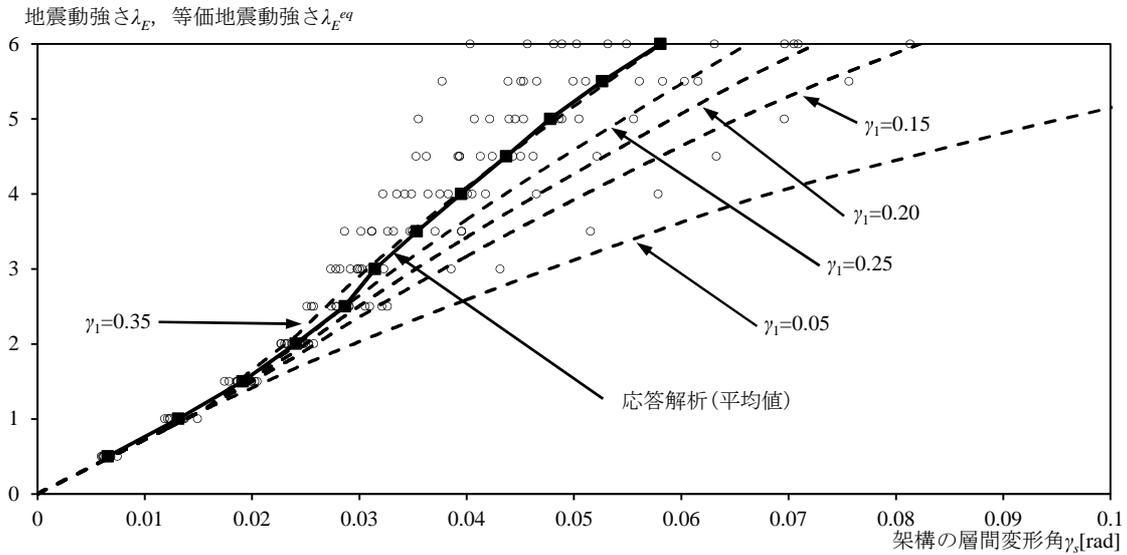
図 3.19 層せん断力の仮定

表 3.4 降伏層せん断力係数と屋根面ブレースの断面

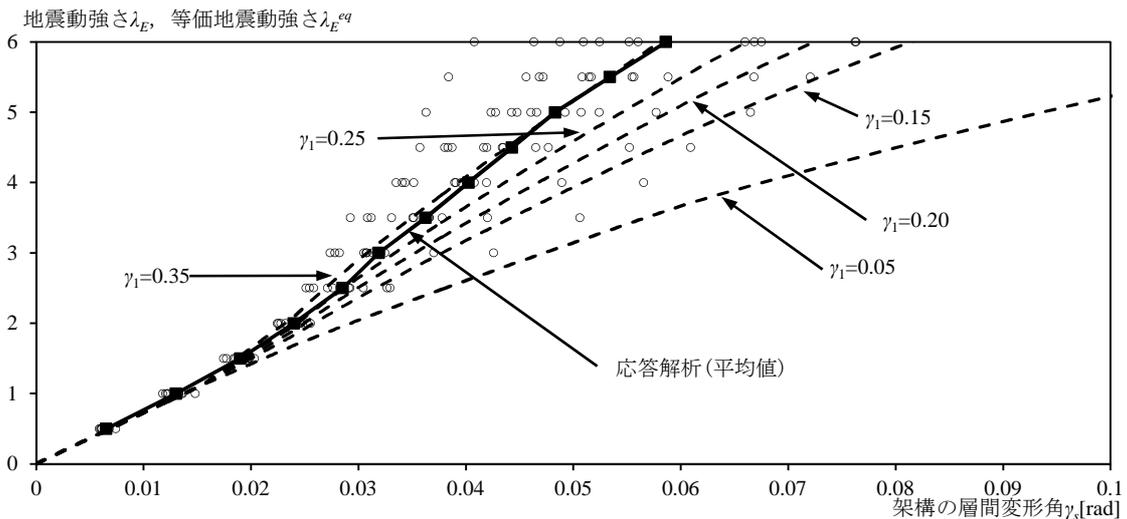
A_{BR} [cm ²]	C_{Ry} (スパン方向)	C_{Ry} (桁行方向)
2.755	0.55	0.95
5.008	1.0	1.73
7.527	1.5	2.60
10.018	2.0	3.45
12.522	2.5	4.32
15.027	3.0	5.18

3.6.3 減衰特性を表す係数の検討

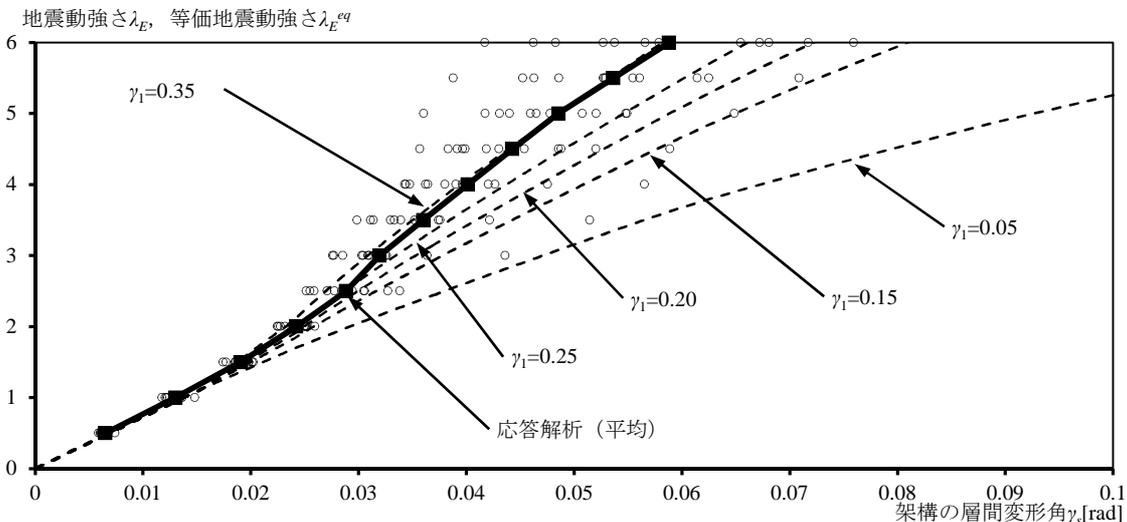
地震動強さおよび等価地震動強さの関係を図 3.20 に示す。これより、屋根面ブレースの降伏層せん断力係数が変化しても前節の検討と同様に対象構造物の γ_1 は 0.35 と仮定してもよいと考えられる。



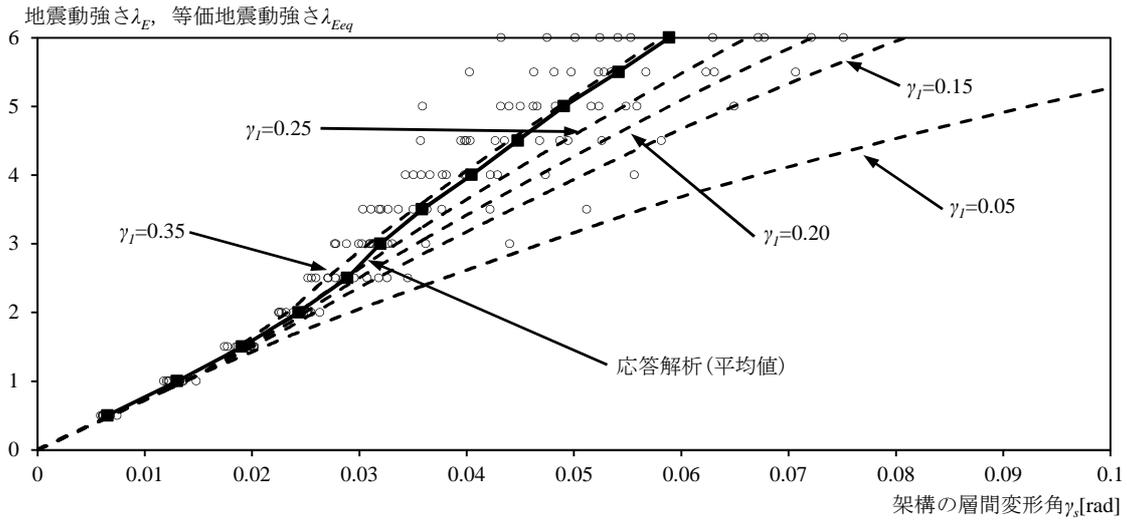
(a) $C_{Ry} = 0.55$



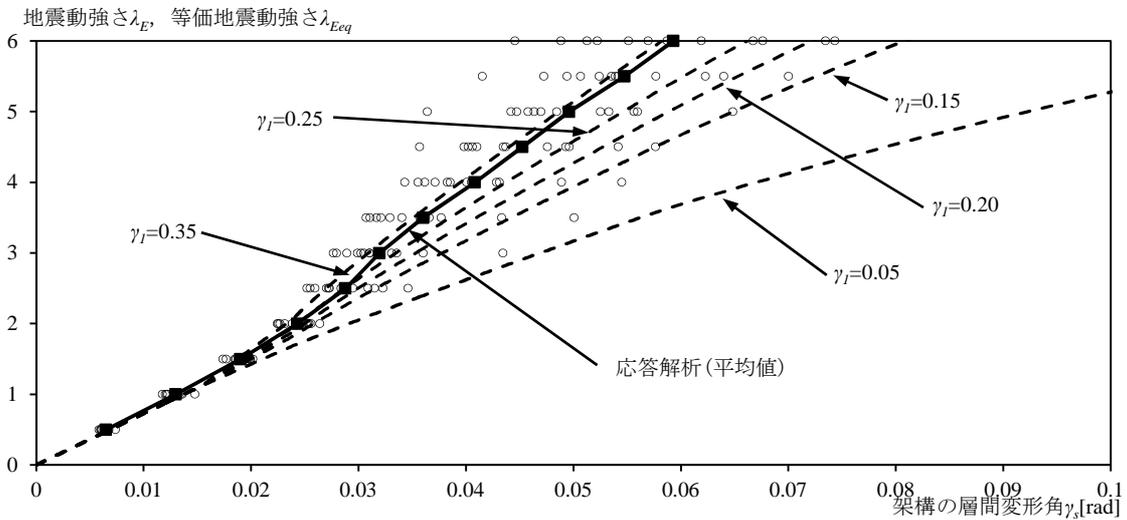
(b) $C_{Ry} = 1.0$



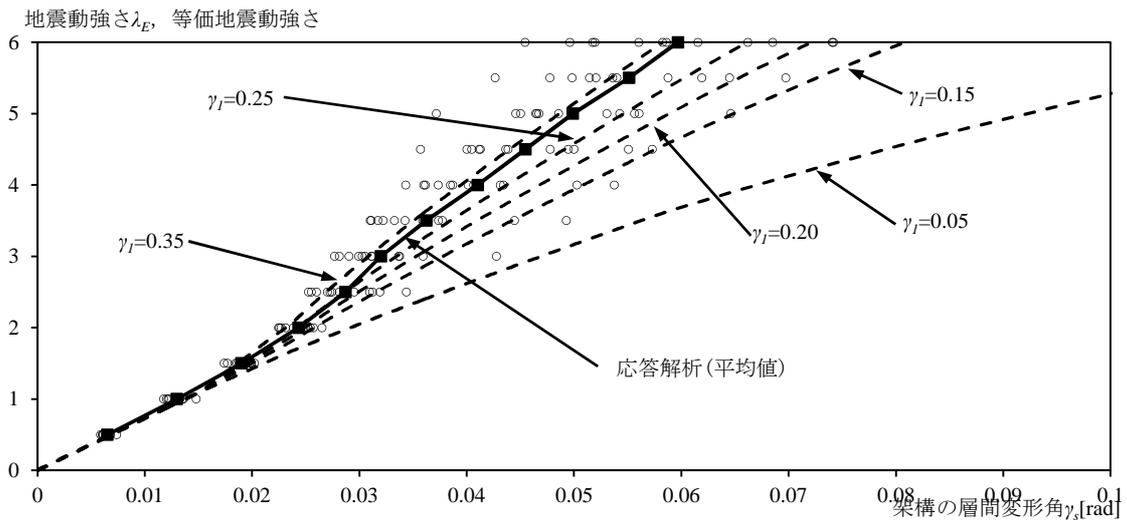
(c) $C_{Ry} = 1.5$



(d) $C_{Ry}=2.0$



(e) $C_{Ry}=2.5$



(f) $C_{Ry}=3.0$

図 3.20 地震動強さ λ_E および等価地震動強さ λ_E^{eq} と架構の層間変形角 γ_s の関係

3.6.4 地震応答解析との比較

前節と同様に、プッシュオーバー解析と地震応答解析より得られた結果を比較する。ここでは、屋根面ブレースの降伏層せん断力係数 C_{Ry} を 0.55, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0 の 6 種類について検討する。ただし、検討項目は最大塑性回転角 θ_p^{max} と最大鉛直変位 d_v^{max} とする。

(1) 最大塑性回転角

Push-over 解析と地震応答解析から得られた最大塑性回転角 θ_p^{max} と架構の層間変形角 γ_s の関係を図 3.21 に示す。また、換算係数 α_θ と架構の層間変形角 γ_s の関係を図 3.22 に示す。

図 3.21 より、屋根面ブレースの降伏層せん断力係数 C_{Ry} に関係なく、Push-over 解析より地震応答解析から得られた最大塑性回転角 θ_p^{max} の方が大きな値となる。図 3.21(a) では 1, 2 ケースのみだが、静的解析の方が大きくなっている。これは 1 次モード以外のモードが影響しているためであると考えられる。

図 3.22 より、屋根面ブレースの降伏層せん断力係数 C_{Ry} の低下に伴い、換算係数 α_θ は 1.0 に近づく。また、12 波のばらつきも抑えられていることが確認できる。屋根面ブレースは $C_{Ry}=2.0$ 以上ならば塑性化しない。従って、割り増し係数 α_θ と架構の層間変形角 γ_s の関係はほぼ一定となる。

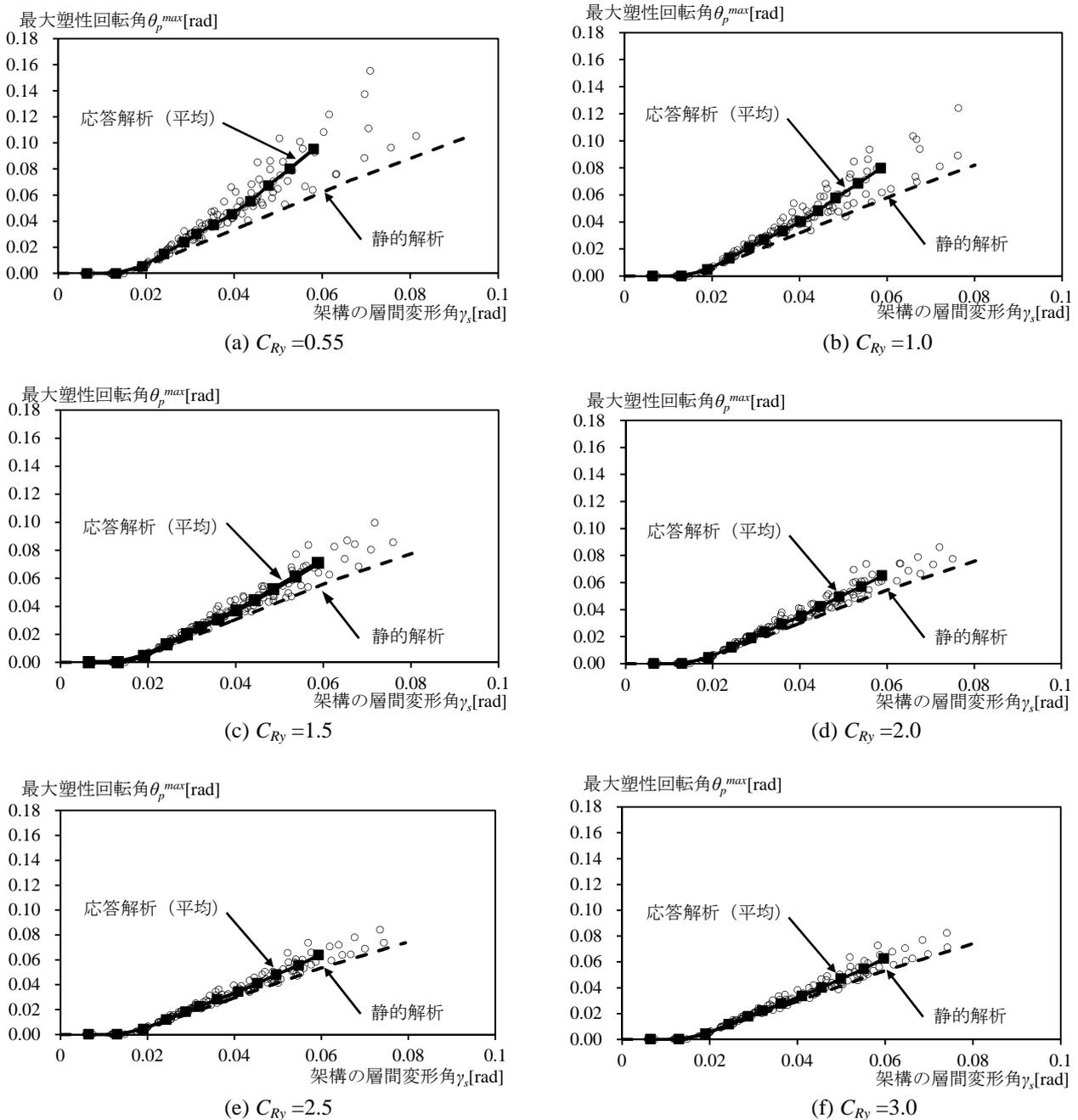
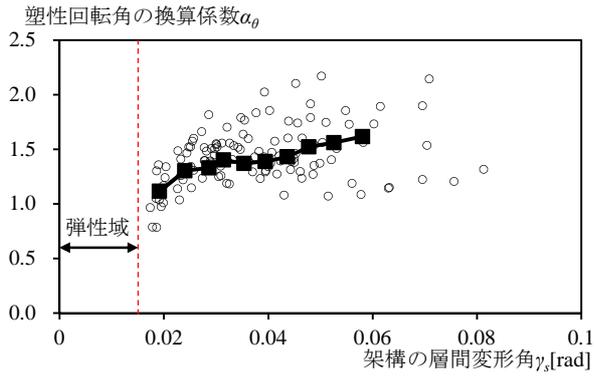
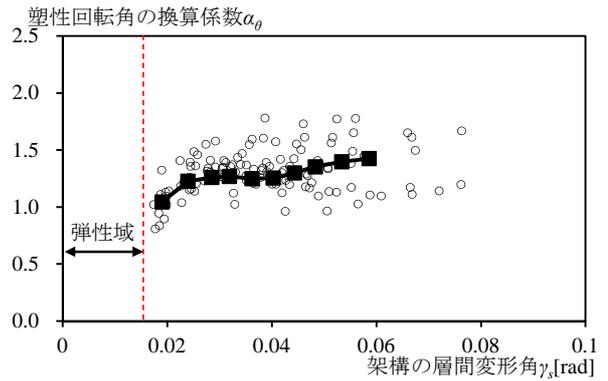


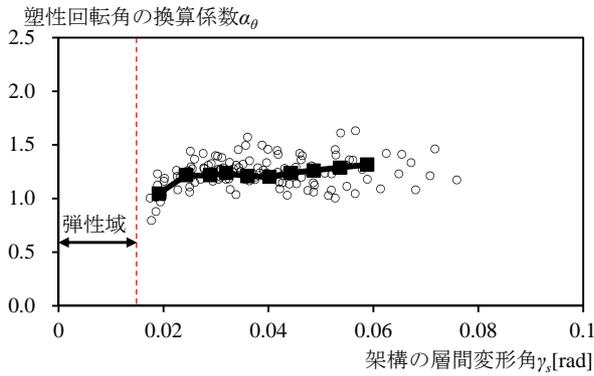
図 2.21 最大塑性回転角 θ_p^{max} と架構の層間変形角 γ_s の関係



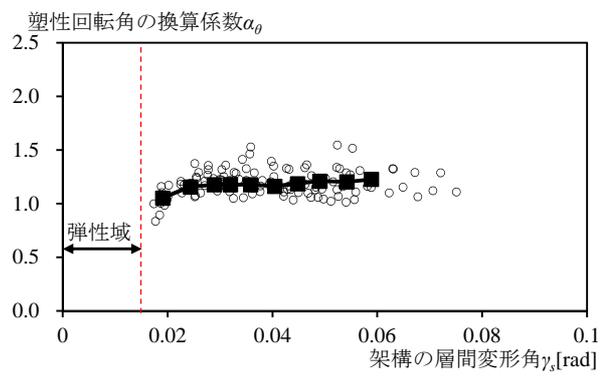
(a) $C_{Ry} = 0.55$



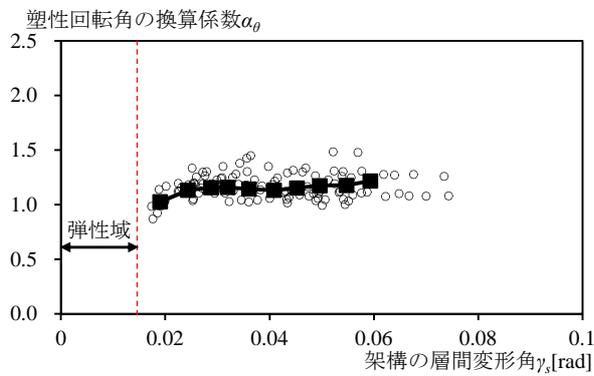
(b) $C_{Ry} = 1.0$



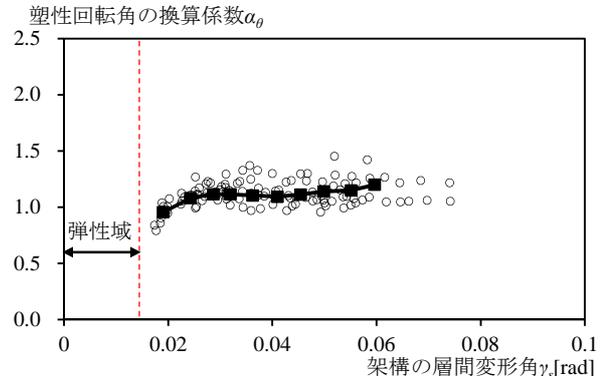
(c) $C_{Ry} = 1.5$



(d) $C_{Ry} = 2.0$



(e) $C_{Ry} = 2.5$

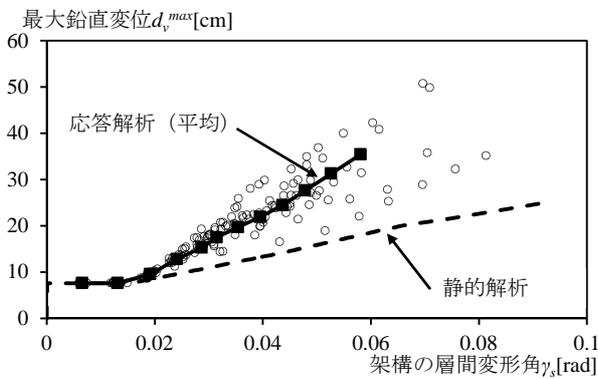


(f) $C_{Ry} = 3.0$

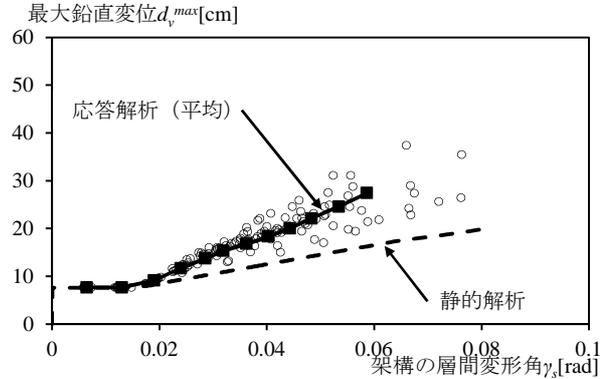
図 3.22 塑性回転角の換算係数 α_θ と架構の層間変形角 γ_s の関係

(2) 最大鉛直変位

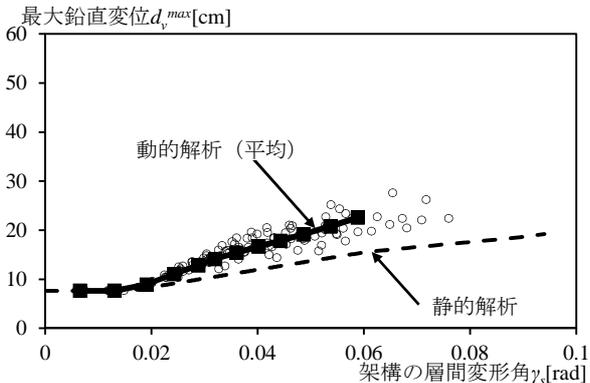
最大鉛直変位 d_v^{max} と架構の層間変形角 γ_s の関係を図 3.23 に示す. また, 換算係数 α_v と架構の層間変形角 γ_s の関係を図 3.24 に示す. 図 3.23 より, 最大塑性回転角と同様に, プッシュオーバー解析の結果より, 応答解析の結果の方が大きくなる. また, 図 3.24 より, 屋根面ブレースの降伏層せん断力係数 C_{Ry} の増加に伴い, 12 波のばらつきも抑えられる.



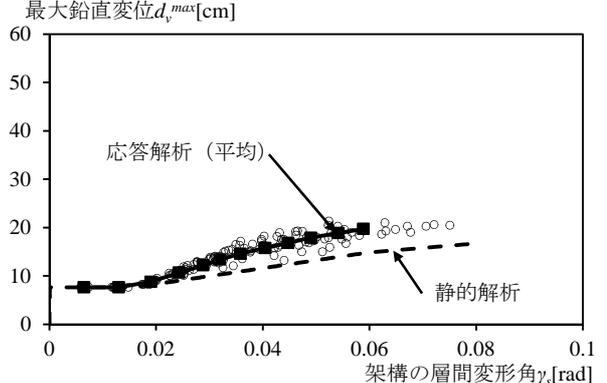
(a) $C_{Ry} = 0.55$



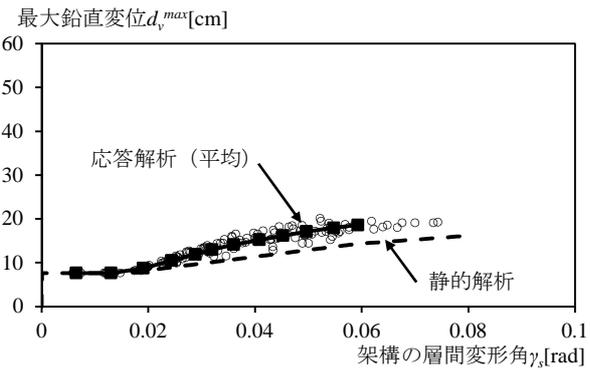
(b) $C_{Ry} = 1.0$



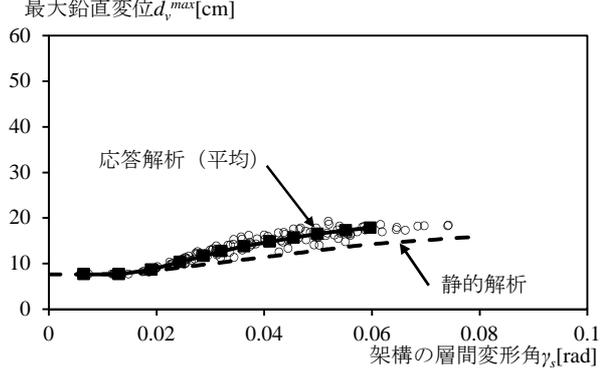
(c) $C_{Ry} = 1.5$



(d) $C_{Ry} = 2.0$



(e) $C_{Ry} = 2.5$



(f) $C_{Ry} = 3.0$

図 3.23 最大鉛直変位 d_v^{max} と架構の層間変形角 γ_s の関係

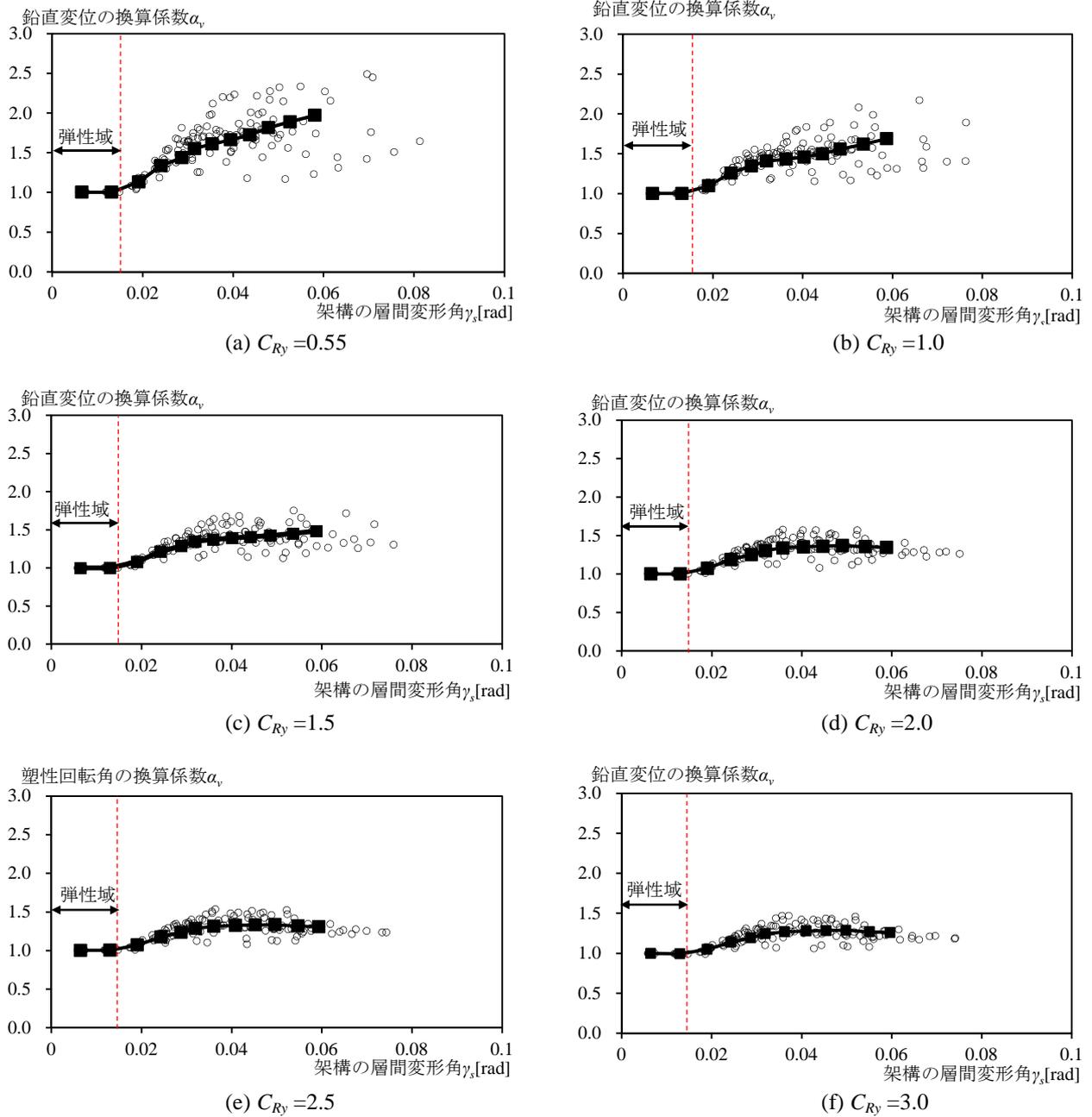


図 3.24 鉛直変位の割り増し係数 α_v と架構の層間変形角 γ_s の関係

3.6.5 屋根面ブレースの層せん断力係数と耐震性能の関係

塑性回転角が 0.05rad となる時の塑性回転角の換算係数 α_θ および鉛直変位の換算係数 α_v と屋根面ブレースの降伏層せん断力係数 C_{Ry} の関係を図 3.25(a), (b)に示す. これより, C_{Ry} の増加に伴い, 換算係数は減少する. 従って, 6.2 節で示した推定法より動的靱性指標を算出する場合, 屋根面ブレースの降伏層せん断力係数 C_{Ry} に応じて図 3.25(a)より α_θ を決定し, 式(3.22)より応答解析時の塑性回転角を推定する必要がある. また, 設計では $C_{Ry}=0.55$ とするため, 対応する α_θ は 1.4 程度, α_v は 1.7 程度となる.

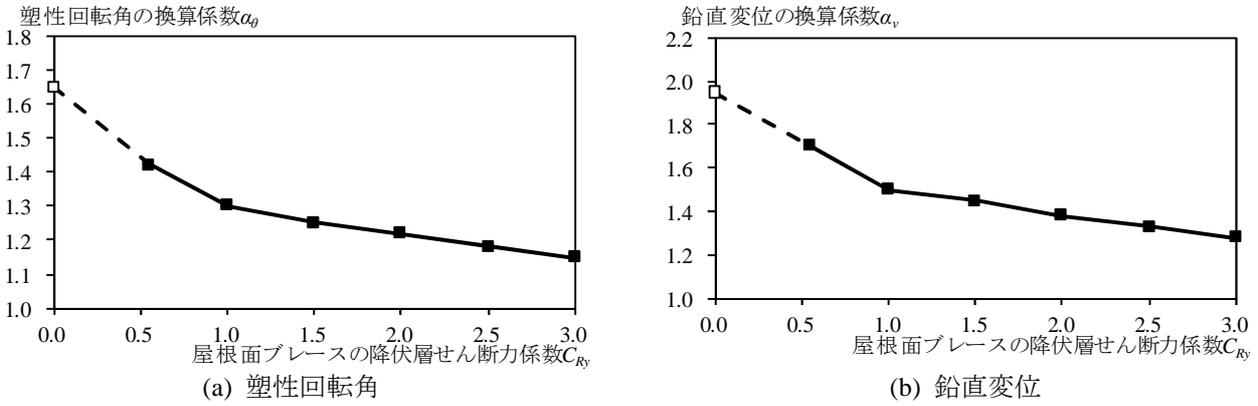
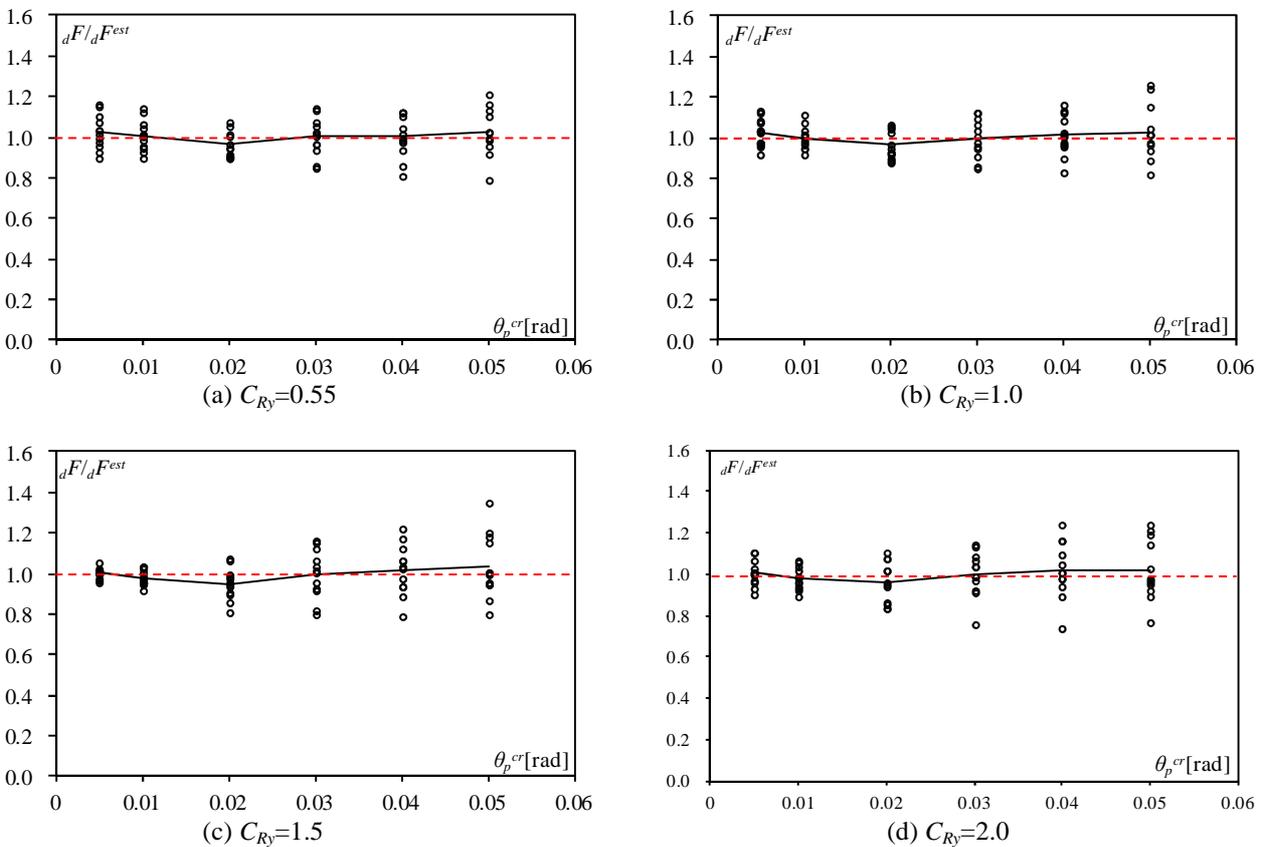


図 3.25 換算係数と屋根面ブレースの降伏層せん断力係数の関係

図 3.25(a)に示される降伏層せん断力係数に対応する塑性回転角の換算係数 α_θ を用い, 前節で示した方法で推定した動的靱性指標 ${}_dF^{est}$ の精度を図 3.26, ${}_dF$ 値の平均値, 標準偏差, 変動係数および ${}_dF^{est}$ 値を表 5 に示す. 図 23 の縦軸は動的靱性指標 ${}_dF$ と推定した動的靱性指標 ${}_dF^{est}$ の割合を表しており, 12 波の平均値と概ね一致していることが確認できる. 従って, 屋根面ブレースの層せん断力係数 C_{Ry} が異なっても本研究で示した手法は有効となる. 表 3.5 より, C_{Ry} の増加に伴い ${}_dF$ 値は僅かではあるが増加することが確認できる. 表中の平均値や標準偏差より, 文献²⁴⁾のように地震波のばらつきを考慮した ${}_dF$ 値を計算することも可能である.



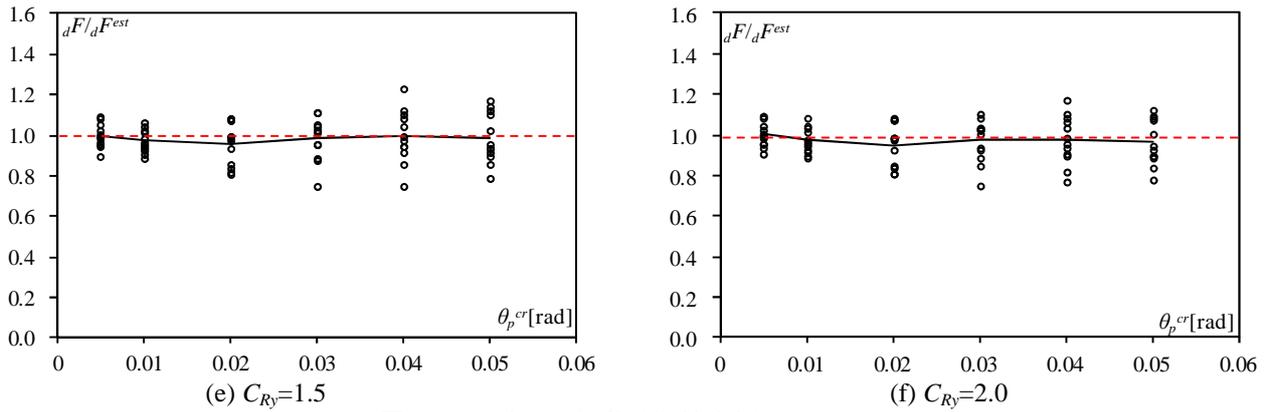


図 3.26 推定した動的靱性指標 dF^{est} の精度

表 3.5 dF 値の平均値, 標準偏差, 変動係数

限界塑性回転角 θ_p^{cr} [rad]			0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
$C_{Ry}=0.55$	dF	平均値 μ	0.697	0.831	1.086	1.456	1.761	2.077
		標準偏差 σ	0.056	0.058	0.067	0.128	0.174	0.222
		変動係数 ν	0.080	0.069	0.062	0.088	0.099	0.107
	dF^{est}		0.679	0.823	1.130	1.451	1.746	2.026
$C_{Ry}=1.0$	dF	平均値 μ	0.701	0.843	1.148	1.528	1.880	2.212
		標準偏差 σ	0.046	0.046	0.079	0.142	0.177	0.274
		変動係数 ν	0.065	0.054	0.069	0.093	0.094	0.124
	dF^{est}		0.684	0.843	1.195	1.538	1.854	2.156
$C_{Ry}=1.5$	dF	平均値 μ	0.648	0.785	1.100	1.489	1.841	2.176
		標準偏差 σ	0.017	0.029	0.087	0.171	0.215	0.317
		変動係数 ν	0.026	0.037	0.079	0.115	0.117	0.146
	dF^{est}		0.646	0.802	1.159	1.495	1.807	2.105
$C_{Ry}=2.0$	dF	平均値 μ	0.701	0.854	1.227	1.655	2.041	2.383
		標準偏差 σ	0.041	0.047	0.122	0.166	0.256	0.321
		変動係数 ν	0.058	0.055	0.099	0.100	0.125	0.134
	dF^{est}		0.695	0.872	1.275	1.649	1.998	2.332
$C_{Ry}=2.5$	dF	平均値 μ	0.705	0.863	1.258	1.683	2.069	2.393
		標準偏差 σ	0.039	0.049	0.130	0.173	0.257	0.284
		変動係数 ν	0.056	0.057	0.104	0.103	0.124	0.119
	dF^{est}		0.705	0.889	1.318	1.711	2.075	2.423
$C_{Ry}=3.0$	dF	平均値 μ	0.708	0.870	1.277	1.708	2.091	2.413
		標準偏差 σ	0.039	0.051	0.135	0.174	0.248	0.268
		変動係数 ν	0.055	0.059	0.106	0.102	0.118	0.111
	dF^{est}		0.707	0.896	1.346	1.756	2.139	2.504

3.7 まとめ

本章ではスパン方向に地震動を受ける構造体育館を対象とし、対象構造物の耐震性能を分析するとともに、プッシュオーバー解析に基づいた動的靱性指標 ${}_dF$ および動的構造耐震指標 ${}_dI_S$ の推定方法を提案した。得られた結論を以下に要約する。

- 1) 建築物の減衰特性を表す係数 γ_1 を 0.35 とすると、プッシュオーバー解析から求めた構造物の層間変形角 γ_s は、地震応答解析から求めた最大層間変形角の平均値と概ね一致する。
- 2) 山形フレームの塑性回転角や鉛直変位について、応答解析から求められる平均値と Pushover 解析から推定される値を比較し、推定誤差を修正するための換算係数を示した。塑性回転角および鉛直変形に関する換算係数 α_θ 、 α_v はそれぞれ 1.25、1.45 となる。プッシュオーバー解析より得られる値に換算係数に乗じることにより、応答解析の平均値を概ね算定できることを示した。
- 3) 建築物の減衰特性を表す係数 γ_1 を 0.35、塑性回転角の換算係数 α_θ を 1.25 としてプッシュオーバー解析から算出した動的靱性指標 ${}_dF^{est}$ は、12 波の地震動を用いた弾塑性応答解析から得られる動的靱性指標 ${}_dF$ の平均値を精度よく推定できる。
- 4) 屋根面ブレースの降伏層せん断力係数 C_{Ry} の大きさに応じた換算係数 α_θ 、 α_v を示した。この換算係数を用いれば、動的靱性指標 ${}_dF$ の平均値は ${}_dF^{est}$ として、Pushover 解析から評価できる。

第3章 鋼構造体育館の耐震性能評価

[第3章の参考文献]

- 1) 日本建築学会：セミナー「学校体育館の耐震診断・改修方法の課題と取り組み」資料，2010.12
- 2) 文部科学省：屋内運動場等の耐震性能診断基準（平成18年版），2011.12
- 3) 財団法人 日本建築防災協会：2011年改訂版耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説 耐震改修促進法に基づく国土交通大臣認定耐震診断及び耐震改修に関する指針と解説，2011.9
- 4) 秋山 宏，高橋 誠：損傷分散型多層骨組の D_s 値，日本建築学会論文報告集，第341号，pp.54-61，1984.7
- 5) 島崎和司：等価線形化法を利用した応答変位推定式による構造特性係数 D_s の評価，日本建築学会構造系論文集，第516号，pp.51-57，1990.2
- 6) 八木茂治，唐津敏一，佐藤篤司，五十嵐規矩夫，小野徹郎：異なる復元力特性が混在するハイブリッド構造の許容層間変形角と D_s 値に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第628号，pp.999-1006，2008.6
- 7) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1990.10
- 8) 玉松健一郎，鈴木敏郎：履歴吸収エネルギーをパラメータにした低層鉄骨造骨組の耐震性評価に関する研究，日本建築学会論文報告集，第309号，pp.60-71，1981.11
- 9) 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，Vol.75，第647号，pp.129-135，2010.1
- 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，第657号，pp.1993-2000，2010.11
- 11) 中澤祥二，柳澤利昌，加藤史郎，柴田良一：スパン方向に地震動を受ける鋼構造体育館の靱性指標の評価に関する研究，構造工学論文集，Vol.58B，pp.507-518，2012.3
- 12) 小林正人，位田拓磨，五十棲雄高，長谷川隆，北村春幸：エネルギー法に基づいた制振補強建物の換算 I_s 値 履歴型ダンパーを用いた制振補強建物の耐震性評価，日本建築学会構造系論文集，第663号，pp.881-890，2011.5
- 13) 倉本 洋，飯場正紀，和田 章：制振補強を施した既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断法，日本建築学会構造系論文集，第559号，pp.189-195，2002.9
- 14) 竹内 徹，堤 友紀，熊谷知彦，小河利行：制振部材を用いた鉄骨造学校体育館の耐震改修および屋根部の地震応答，日本建築学会構造系論文集，第656号，pp.1891-1900，2010.10
- 15) 国土交通省住宅局建築指導課，国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人建築研究所，日本建築行政会議監修；建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編；日本建築防災協会，日本建築センター編集協力：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2007.8
- 16) 鈴木敏郎，小野徹郎：鉄骨 H 形鋼梁の変形能力に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.899-900，1974.10
- 17) 若林 実，中村 武：鉄骨充腹梁の横座屈に関する研究（その5），京大防災研年報，Vol.24B-1，1921.4
- 18) 鈴木敏郎，木村 衛，金子洋文：鉄骨梁の塑性変形能力評価法について，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.708-709，1985.10
- 19) 加藤 勉，中尾雅躬：局部座屈に支配される H 形断面鋼部材の耐力と変形能力，日本建築学会構造系論文集，第458号，pp.127-136，1994.4
- 20) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説 第3版，2010.2
- 21) 柴田明德：確率的手法による構造安全性の解析 確率の基礎から地震災害予測まで，森北出版株式会社，2005.8
- 22) 加藤史郎，中澤祥二，嶺岸孝志，打越瑞昌：減衰マトリクスの仮定法が大スパンドームの地震応答性状に与える影響について レーリー減衰と剛性比例減衰に関する比較・検討，構造工学論文集，Vol.45B，pp.159-171，1993.3
- 23) 笠井和彦，伊藤浩資，渡辺 厚：等価線形化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，第571号，pp.53-62，2003.9
- 24) 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

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

4.1 はじめに

ドームなどの空間構造の耐力は座屈により決まるため、既往の研究¹⁾では固定荷重や積雪荷重に対する耐力やその推定方法が議論されてきた。一方、日本や中国のように地震の多い地域では地震荷重も考慮して耐震性能を評価する必要がある。しかし、この種の構造の応答性状は重層構造とは異なるため、現行の基準をそのまま適用することはできない。したがって、設計時には、地震応答解析から地震時の応力を評価し、弾性設計することが一般的となっている。

ドームを対象とした応答性状に関する研究は比較的多い。たとえば、文献2)では複層ドームを対象とした上下振動に対する検討を行い、崩壊加速度および安全率(余裕度)を検討している。また、文献3)では網目形状やドームの半開角を考慮し、静的耐力および動的耐力の評価を行っている。文献4, 5)では単層の高・低ライズドームを対象とし、地震応答解析から地震荷重を作成し、崩壊加速度について検討している。文献6)では崩壊性状を検討するとともに、構造物全体の変形と部材の損傷を評価している。また、文献7)では弾塑性地震応答解析に基づいて、部材の限界変形に応じた耐震性能を評価している。しかし、地震応答解析は時間が掛るほかに、地震波の特性に大きく依存するため、分析がやや困難である。そのため、静的解析から地震時の応力や耐震性能を評価する手法が望まれる。

静的解析から地震時の応答を検討する際は、地震荷重を設定する必要がある。ドームを対象とした地震荷重に関する研究は文献8)などにまとめられている。文献9, 10)では励起振動モードを並列した多湿点モデルによる応答評価を行い、文献11, 12)では複層ドームを対象として固有振動解析から主要となるモードを2つ採用して地震荷重を作成している。また、簡便にドームの地震荷重を作成するために、文献13)では加速度分布をsin分布やcos分布で仮定し、文献14)でその時荷重のデプス/スパン比1/100程度以下のドームへの適用性を分析している。しかし、これらの研究は上部構造(ドーム)を弾性とした場合の検討に留まり、ドームの初期降伏時の耐力や耐震性能の評価までは十分に議論されていない。

本研究の前半では、円形平面の単層ラチスドーム(以下、ドーム)を対象とした地震荷重を提案し、その妥当性を検討する。ドームはブレースなどで構成された下部構造に支持されることがほとんどであるが、本研究ではドームの地震荷重を簡易な式で表現する研究の第一段階として下部構造は設けず、支持条件はピン支持とする。まず、固有振動解析および時刻歴地震応答解析を実施し、ドームの応答特性を把握する。次に、時刻歴地震応答解析から得られる軸力分布を分析し、分析結果に基づき地震荷重に使用する加速度分布を提案するとともに、軸力およびドーム最下層の層せん断力を模擬できる地震荷重を提案する。その後、その地震荷重を用いた静的解析と応答解析結果を比較し、地震荷重の精度と妥当性を確認する。

4.2 解析モデル

4.2.1 概要

本研究では図 1 に示す円形平面の平行ラメラドームを対象とする。研究の第一段階として、下部構造は設けず、剛性の高い下部構造に直接に支持される場合を想定し、屋根周辺をピン支持とする。また、曲率半径 R 、ライズ H 、円弧長さ B を表 4.1 に示す。なお、 R 、 H 、 B は次式で与えられる。

$$R = 0.5L / \sin \phi_0 \tag{4.1}$$

$$H = R(1 - \cos \phi_0) \tag{4.2}$$

$$B = 2R\phi_0 \tag{4.3}$$

本研究では安全率を 2 程度として設計しているため、重量の変化とともにドーム部材の断面も変化するが、ドームの固有周期や振動性状は大きく変化しない。そこで、ドームの規模に関係なく単位重量 w_d は 1.5kN/m^2 とする。なお、支配面積に応じて各節点に重量を分配する。部材は全て等断面とし、部材は節点で剛接合とする。また、全体座屈に焦点を当てるため、1 部材 1 要素としてモデル化する。

本研究ではスパン L 、ドームの半開角 ϕ_0 および部材細長比 λ_0 をパラメータとし、 L は 60m, 80m, 100m, 120m の 4 種類、 ϕ_0 は 20° , 30° , 40° , 50° の 4 種類、 λ_0 は 40, 50, 60, 70, 80 の 5 種類とする。また、AO 線上の稜線の分割数 n は表 2 に示すように、 $n=10$ とした場合とメッシュの粗さを同じとした場合、つまり $L=60\text{m}$ では $n=6$ 、 $L=80\text{m}$ では $n=8$ 、 $L=120\text{m}$ では $n=12$ について検討する。なお、ドーム頂部 (O 点) を第 0 周とし、テンションリングを第 n 周とする。

部材モデルとして、弾性梁と両端に部材降伏を表現する剛塑性ヒンジから構成される両端ばね梁モデルを採用する。弾性梁は座屈たわみ角法で定式化しており個材の弾性座屈を考慮できるが、部材中央で塑性ヒンジが入るような座屈挙動を考慮できない。部材モデルの詳細は文献 15) に示されているため、本論では省略する。

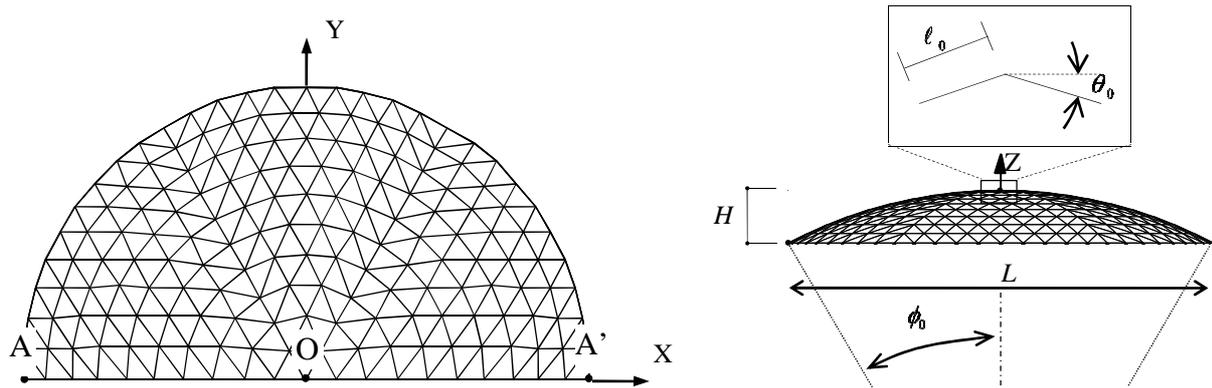


図 4.1 解析モデル ($n=10$)

表 4.1 幾何学的形状

ドームスパン $L[\text{m}]$	60				80			
	20	30	40	50	20	30	40	50
ドームの半開角 $\phi_0[^\circ]$	20	30	40	50	20	30	40	50
半径 $R[\text{cm}]$	8771.41	6000.00	4667.17	3916.22	11695.22	8000.00	6222.90	5221.63
ライズ $H[\text{cm}]$	528.98	803.85	1091.91	1398.92	705.31	1071.80	1455.88	1865.23
円弧長さ $B[\text{cm}]$	6123.60	6283.19	6516.60	6835.10	8164.80	8377.58	8688.80	9113.46

ドームスパン $L[\text{m}]$	100				120			
	20	30	40	50	20	30	40	50
ドームの半開角 $\phi_0[^\circ]$	20	30	40	50	20	30	40	50
半径 $R[\text{cm}]$	14619.02	10000.00	7778.62	6527.04	17542.83	12000.00	9334.34	7832.44
ライズ $H[\text{cm}]$	881.63	1339.75	1819.85	2331.54	1057.96	1607.70	2183.82	2797.85
円弧長さ $B[\text{cm}]$	10206.00	10471.98	10861.00	11391.83	12247.20	12566.37	13033.20	13670.19

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

表 4.2 デプス/スパン比など ($L=60m$)
(a) $\phi_0=20^\circ$

n	10					6				
λ_0	40	50	60	70	80	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	306.18					510.30				
i [cm]	7.65	6.12	5.10	4.37	3.83	12.76	10.21	8.51	7.29	6.38
t_{eq} [cm]	26.52	21.21	17.68	15.15	13.26	44.19	35.35	29.46	25.25	22.10
d/L	1/277	1/346	1/416	1/485	1/554	1/166	1/208	1/249	1/291	1/333
$2i/L$	1/392	1/490	1/588	1/686	1/784	1/235	1/294	1/353	1/412	1/470
t_{eq}/L	1/226	1/283	1/339	1/396	1/453	1/136	1/170	1/204	1/238	1/272
ξ_0	24.31	19.45	16.21	13.89	12.15	14.59	11.67	9.72	8.33	7.29

(b) $\phi_0=30^\circ$

n	10					6				
λ_0	40	50	60	70	80	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	314.16					523.60				
i [cm]	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	13.09	10.47	8.73	7.48	6.54
t_{eq} [cm]	27.21	21.77	18.14	15.55	13.60	45.34	36.28	30.23	25.91	22.67
d/L	1/270	1/338	1/405	1/473	1/540	1/162	1/203	1/243	1/284	1/324
$2i/L$	1/382	1/477	1/573	1/668	1/764	1/229	1/286	1/344	1/401	1/458
t_{eq}/L	1/221	1/276	1/331	1/386	1/441	1/132	1/165	1/198	1/232	1/265
ξ_0	16.21	12.96	10.80	9.26	8.10	9.72	7.78	6.48	5.56	4.86

(c) $\phi_0=40^\circ$

n	10					6				
λ_0	40	50	60	70	80	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	325.83					543.05				
i [cm]	8.15	6.52	5.43	4.65	4.07	13.58	10.86	9.05	7.76	6.79
t_{eq} [cm]	28.22	22.57	18.81	16.12	14.11	47.03	37.62	31.35	26.87	23.51
d/L	1/260	1/326	1/391	1/456	1/521	1/156	1/195	1/234	1/273	1/313
$2i/L$	1/368	1/460	1/552	1/645	1/737	1/221	1/276	1/331	1/387	1/442
t_{eq}/L	1/213	1/266	1/319	1/372	1/425	1/128	1/159	1/191	1/223	1/255
ξ_0	12.15	9.72	8.10	6.95	6.08	7.29	5.83	4.86	4.17	3.65

(d) $\phi_0=50^\circ$

n	10					6				
λ_0	40	50	60	70	80	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	341.75					569.59				
i [cm]	8.54	6.84	5.70	4.88	4.27	14.24	11.39	9.49	8.14	7.12
t_{eq} [cm]	29.60	23.68	19.73	16.91	14.80	49.33	39.46	32.89	28.19	24.66
d/L	1/248	1/310	1/372	1/434	1/497	1/149	1/186	1/223	1/261	1/298
$2i/L$	1/351	1/439	1/527	1/614	1/702	1/211	1/263	1/316	1/369	1/421
t_{eq}/L	1/203	1/253	1/304	1/355	1/405	1/122	1/152	1/182	1/213	1/243
ξ_0	9.72	7.78	6.48	5.56	4.86	5.83	4.67	3.89	3.33	2.92

表 4.3 デプス/スパン比など ($L=80m$)

 (a) $\phi_0 = 20^\circ$

n	10					8				
λ_0	40	50	60	70	80	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	408.24					510.30				
i [cm]	10.21	8.16	6.80	5.83	5.10	12.76	10.21	8.51	7.29	6.38
t_{eq} [cm]	35.35	28.28	23.57	20.20	17.68	44.19	35.35	29.46	25.25	22.10
d/L	1/277	1/346	1/416	1/485	1/554	1/222	1/277	1/333	1/388	1/443
$2i/L$	1/392	1/490	1/588	1/686	1/784	1/314	1/392	1/470	1/549	1/627
t_{eq}/L	1/226	1/283	1/339	1/396	1/453	1/181	1/226	1/272	1/317	1/362
ξ_0	24.31	19.45	16.21	13.89	12.15	19.45	15.56	12.96	11.11	9.72

 (b) $\phi_0 = 30^\circ$

n	10					8				
λ_0	40	50	60	70	80	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	418.88					523.60				
i [cm]	10.47	8.38	6.98	5.98	5.24	13.09	10.47	8.73	7.48	6.54
t_{eq} [cm]	36.28	29.02	24.18	20.73	18.14	45.34	36.28	30.23	25.91	22.67
d/L	1/270	1/338	1/405	1/473	1/540	1/216	1/270	1/324	1/378	1/432
$2i/L$	1/382	1/477	1/573	1/668	1/764	1/306	1/382	1/458	1/535	1/611
t_{eq}/L	1/221	1/276	1/331	1/386	1/441	1/176	1/221	1/265	1/309	1/353
ξ_0	16.21	12.96	10.80	9.26	8.10	12.96	10.37	8.64	7.41	6.48

 (c) $\phi_0 = 40^\circ$

n	10					8				
λ_0	40	50	60	70	80	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	434.44					543.05				
i [cm]	10.86	8.69	7.24	6.21	5.43	13.58	10.86	9.05	7.76	6.79
t_{eq} [cm]	37.62	30.10	25.08	21.50	18.81	47.03	37.62	31.35	26.87	23.51
d/L	1/260	1/326	1/391	1/456	1/521	1/208	1/260	1/313	1/365	1/417
$2i/L$	1/368	1/460	1/552	1/645	1/737	1/295	1/368	1/442	1/516	1/589
t_{eq}/L	1/213	1/266	1/319	1/372	1/425	1/170	1/213	1/255	1/298	1/340
ξ_0	12.15	9.72	8.10	6.95	6.08	9.72	7.78	6.48	5.56	4.86

 (d) $\phi_0 = 50^\circ$

n	10					8				
λ_0	40	50	60	70	80	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	455.67					569.59				
i [cm]	11.39	9.11	7.59	6.51	5.70	14.24	11.39	9.49	8.14	7.12
t_{eq} [cm]	39.46	31.57	26.31	22.55	19.73	49.33	39.46	32.89	28.19	24.66
d/L	1/248	1/310	1/372	1/434	1/497	1/199	1/248	1/298	1/348	1/397
$2i/L$	1/351	1/439	1/527	1/614	1/702	1/281	1/351	1/421	1/492	1/562
t_{eq}/L	1/425	1/203	1/253	1/304	1/355	1/162	1/203	1/243	1/284	1/324
ξ_0	9.72	7.78	6.48	5.56	4.86	7.78	6.22	5.19	4.44	3.89

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

表 4.4 デプス/スパン比など ($L=100m$)

(a) $\phi_0 = 20^\circ$

n	10				
λ_0	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	510.30				
r_g [cm]	12.76	10.21	8.51	7.29	6.38
t_{eq} [cm]	44.19	35.36	29.47	25.25	22.09
d/L	1/277	1/346	1/416	1/485	1/554
$2r_g/L$	1/392	1/490	1/588	1/686	1/784
t_{eq}/L	1/226	1/283	1/339	1/396	1/453
ζ_0	24.31	19.45	16.21	13.89	12.15

(b) $\phi_0 = 30^\circ$

n	10				
λ_0	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	523.60				
r_g [cm]	13.09	10.47	8.73	7.48	6.54
t_{eq} [cm]	45.34	36.28	30.23	25.92	22.67
d/L	1/270	1/338	1/405	1/473	1/540
$2r_g/L$	1/382	1/477	1/573	1/668	1/764
t_{eq}/L	1/221	1/276	1/331	1/386	1/441
ζ_0	16.21	12.96	10.80	9.26	8.10

(c) $\phi_0 = 40^\circ$

n	10				
λ_0	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	543.05				
r_g [cm]	13.58	10.86	9.05	7.76	6.79
t_{eq} [cm]	47.03	37.62	31.35	26.87	23.52
d/L	1/260	1/326	1/391	1/456	1/521
$2r_g/L$	1/368	1/460	1/552	1/645	1/737
t_{eq}/L	1/213	1/266	1/319	1/372	1/425
ζ_0	12.15	9.72	8.10	6.95	6.08

(d) $\phi_0 = 50^\circ$

n	10				
λ_0	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	569.59				
r_g [cm]	14.24	11.39	9.49	8.14	7.12
t_{eq} [cm]	49.33	39.46	32.89	28.19	24.66
d/L	1/248	1/310	1/372	1/434	1/497
$2r_g/L$	1/351	1/439	1/527	1/614	1/702
t_{eq}/L	1/203	1/253	1/304	1/355	1/405
ζ_0	9.72	7.78	6.48	5.56	4.86

表 4.5 デプス/スパン比など ($L=120\text{m}$)
 (a) $\phi_0 = 20^\circ$

n	10					12				
λ_0	40	50	60	70	80	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	612.36					510.30				
i [cm]	15.31	12.25	10.21	8.75	7.65	12.76	10.21	8.51	7.29	6.38
t_{eq} [cm]	53.03	42.43	35.35	30.30	26.52	44.19	35.35	29.46	25.25	22.10
d/L	1/277	1/346	1/416	1/485	1/554	1/333	1/416	1/499	1/582	1/665
$2i/L$	1/392	1/490	1/588	1/686	1/784	1/470	1/588	1/705	1/823	1/941
t_{eq}/L	1/226	1/283	1/339	1/396	1/453	1/272	1/339	1/407	1/475	1/543
ξ_0	24.31	19.45	16.21	13.89	12.15	29.17	23.34	19.45	16.67	14.59

 (b) $\phi_0 = 30^\circ$

n	10					12				
λ_0	40	50	60	70	80	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	628.32					523.60				
i [cm]	15.71	12.57	10.47	8.98	7.85	13.09	10.47	8.73	7.48	6.54
t_{eq} [cm]	54.41	43.53	36.28	31.09	27.21	45.34	36.28	30.23	25.91	22.67
d/L	1/270	1/338	1/405	1/473	1/540	1/324	1/405	1/486	1/567	1/648
$2i/L$	1/382	1/477	1/573	1/668	1/764	1/458	1/573	1/688	1/802	1/917
t_{eq}/L	1/221	1/276	1/331	1/386	1/441	1/265	1/331	1/397	1/463	1/529
ξ_0	16.21	12.96	10.80	9.26	8.10	19.45	15.56	12.96	11.11	9.72

 (c) $\phi_0 = 40^\circ$

n	10					12				
λ_0	40	50	60	70	80	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	651.66					543.05				
i [cm]	16.29	13.03	10.86	9.31	8.15	13.58	10.86	9.05	7.76	6.79
t_{eq} [cm]	56.44	45.15	37.62	32.25	28.22	47.03	37.62	31.35	26.87	23.51
d/L	1/260	1/326	1/391	1/456	1/521	1/313	1/391	1/469	1/547	1/625
$2i/L$	1/368	1/460	1/552	1/645	1/737	1/442	1/552	1/663	1/773	1/884
t_{eq}/L	1/213	1/266	1/319	1/372	1/425	1/255	1/319	1/383	1/447	1/510
ξ_0	12.15	9.72	8.10	6.95	6.08	14.59	11.67	9.72	8.33	7.29

 (d) $\phi_0 = 50^\circ$

n	10					12				
λ_0	40	50	60	70	80	40	50	60	70	80
ℓ_0 [cm]	683.51					569.59				
i [cm]	17.09	13.67	11.39	9.76	8.54	14.24	11.39	9.49	8.14	7.12
t_{eq} [cm]	59.19	47.35	39.46	33.82	29.60	49.33	39.46	32.89	28.19	24.66
d/L	1/248	1/310	1/372	1/434	1/497	1/298	1/372	1/447	1/521	1/596
$2i/L$	1/351	1/439	1/527	1/614	1/702	1/421	1/527	1/632	1/737	1/843
t_{eq}/L	1/203	1/253	1/304	1/355	1/405	1/243	1/304	1/365	1/426	1/487
ξ_0	9.72	7.78	6.48	5.56	4.86	11.67	9.33	7.78	6.67	5.83

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

4.2.2 部材断面の設定方法

(1) ドーム部材

ドーム部材は SN400 の鋼管を想定し、ヤング係数 E_s は 205000N/mm^2 、降伏応力度 σ_y は 235N/mm^2 とする。部材管径（管厚中心の直径） d_0 は次式で与える。

$$d_0 = 2\sqrt{2} \cdot \ell_0 / \lambda_0 \quad (4.4)$$

ここで、 ℓ_0 は稜線材の長さを表す。部材断面積 A 、断面二次モーメント I 、断面二次半径 r_g 、断面係数 Z_e 、降伏軸力 N_y 、全塑性モーメント M_p の近似値は次式で与える。

$$A = \pi \cdot d_0 \cdot t, \quad I = (\pi/8) \cdot d_0^3 \cdot t, \quad r_g = \ell_0 / \lambda_0, \quad Z_e = I / (d_0 / 2) \quad (4.5)$$

$$N_y = A \cdot \sigma_y, \quad M_p = d_0^2 \cdot t \cdot \sigma_y$$

ここで、 t は部材管厚を表す。固定荷重に対するドームの座屈荷重 P_{cr} は修正ダンカレー式¹⁾より近似的に算出する。

$$\lambda_s^2 \left(\frac{P_{cr}}{P^{pl}} \right) + \left(\frac{P_{cr}}{P^{pl}} \right)^2 = 1; \quad P_{cr} = \frac{2}{\sqrt{\lambda_s^4 + 4 + \lambda_s^2}} \cdot P^{pl} \quad (4.6)$$

ここで、 P_{cr}^{el} は弾性座屈荷重、 P^{pl} は塑性耐力、 λ_s は正規化細長比を表し、次式¹⁾で与えられる。

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{P^{pl}}{P_{cr}^{el}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot N_y \cdot \theta_0 \cdot \gamma_m}{\alpha_0(\xi_0) \cdot \beta(\kappa) \cdot E_s \cdot A \cdot \theta_0^3 \cdot \xi_0}} \quad (4.7)$$

$$P_{cr}^{el}(\xi_0, \kappa) = \alpha_0(\xi_0) \cdot \beta(\kappa) \cdot E_s \cdot A \cdot \theta_0^3 \cdot \xi_0; \quad \beta(\kappa) = 1.0 \quad (4.8)$$

$$P^{pl} = 6 \cdot N_y \cdot \theta_0 \cdot \gamma_m; \quad \gamma_m = 0.7 \quad (4.9)$$

ここで、 θ_0 は部材半開角（単位は rad）、 $\beta(\kappa)$ は材端の曲げ剛性による座屈荷重低減を表す。なお、剛接合としているので、 $\beta(\kappa) = 1.0$ とする。 ξ_0 はドームの無次元化パラメータを表し、次式で与えられる。

$$\xi_0 = 12\sqrt{2} / (\lambda_0 \theta_0) \quad (4.10)$$

対象構造物の ξ_0 を表 4.2～4.5 にまとめる。表より、分割数 $n=10$ のモデルは $\xi_0=4.9$ 以上であり、個材座屈が発生する可能性は低いと考えられる¹⁾。しかし、 $n=6, 8$ では ξ_0 がやや小さいモデルも存在するため、非線形解析を実施する際は注意する必要がある。 $\alpha_0(\xi_0)$ は弾性座屈荷重低減係数を表し、本研究では 0.5^1 と仮定する。

式(4.4)～(4.10)を用いて、部材管厚 t は次式で与えられる。

$$t = v_s \cdot \frac{A}{\pi \cdot d_0}; \quad A = \frac{\sqrt{\lambda_s^4 + 4 + \lambda_s^2}}{12 \cdot \sigma_y \cdot \theta_0 \cdot \gamma_m} \cdot w_d \cdot A_{node}; \quad A_{node} = \frac{\sqrt{3}}{2} \ell_0^2 \quad (4.11)$$

ここで、 v_s は安全率 (=2.0)、 w_d は単位面積当たりの固定荷重 (=1.5kN/m²)、 A_{node} は 1 節点当たりの面積、 ℓ_0 は部材長を表す。なお、管厚は加工精度を考慮して 0.5mm 刻みで設定し、端数は安全側として切り上げる。式(4.11)より得られた管厚を表 4.7 に示す。本節では主に全体座屈が起きる形状を対象としており、個材座屈が主となる場合は、別の研究が必要である。

(2) テンションリング

本研究ではテンションリングの鋼管径 d_t をドーム部材の 2 倍とし、板厚は次式で与える。

$$t = \frac{A_t}{\pi \cdot d_t} = \left(\frac{v_s \cdot T_0}{0.8 \cdot \sigma_y} \right) / (\pi \cdot d_t) \quad (4.12)$$

ここで、 T_0 は上部構造に対して発生する張力を表し、次式で与える。

$$T_0 = \frac{W}{\pi \cdot L \cdot \tan \phi_0} \cdot L = \frac{W}{\pi \cdot \tan \phi_0} \quad (4.13)$$

ここで、 L はスパン、 ϕ_0 はドーム半開角（単位は rad）、 W は最外周部のドームおよびテンションリングを除く全重量（図 2.2 参照）を表す。

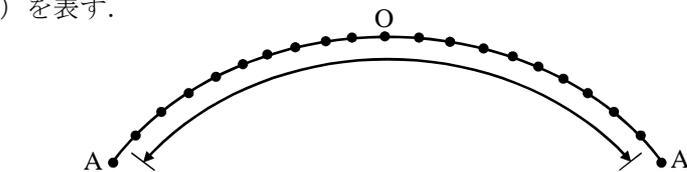


図 4.2 テンションリング設計時の荷重の範囲 ($n=10$ の場合)

ドーム部材と同様に、本研究ではテンションリングの管厚 t_T を算出する際、加工精度を考慮して 0.5mm 刻みで与え、端数を切り上げる。以上より算出された各モデルのテンションリング管厚を表 4.7 に示す。

表 4.6 管径の一覧 (単位 : cm)

(a) ドーム部材

$\phi_0 [^\circ]$	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m	
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12
20	40	21.650	36.084	28.867	36.084	36.084	43.300	36.084
	50	17.320	28.867	23.094	28.867	28.867	34.640	28.867
	60	14.433	24.056	19.245	24.056	24.056	28.867	24.056
	70	12.372	20.619	16.495	20.619	20.619	24.743	20.619
	80	10.825	18.042	14.433	18.042	18.042	21.650	18.042
30	40	22.214	37.024	29.619	37.024	37.024	44.429	37.024
	50	17.772	29.619	23.695	29.619	29.619	35.543	29.619
	60	14.810	24.683	19.746	24.683	24.683	29.619	24.683
	70	12.694	21.157	16.925	21.157	21.157	25.388	21.157
	80	11.107	18.512	14.810	18.512	18.512	22.214	18.512
40	40	23.040	38.399	30.720	38.399	38.399	46.079	38.399
	50	18.432	30.720	24.576	30.720	30.720	36.863	30.720
	60	15.360	25.600	20.480	25.600	25.600	30.720	25.600
	70	13.166	21.943	17.554	21.943	21.943	26.331	21.943
	80	11.520	19.200	15.360	19.200	19.200	23.040	19.200
50	40	24.166	40.276	32.221	40.276	40.276	48.331	40.276
	50	19.333	32.221	25.777	32.221	32.221	38.665	32.221
	60	16.110	26.851	21.481	26.851	26.851	32.221	26.851
	70	13.809	23.015	18.412	23.015	23.015	27.618	23.015
	80	12.083	20.138	16.110	20.138	20.138	24.166	20.138

(b) テンションリング

$\phi_0 [^\circ]$	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m	
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12
20	40	43.300	72.167	57.734	72.167	72.167	86.601	72.167
	50	34.640	57.734	46.187	57.734	57.734	69.281	57.734
	60	28.867	48.112	38.489	48.112	48.112	57.734	48.112
	70	24.743	41.238	32.991	41.238	41.238	49.486	41.238
	80	21.650	36.084	28.867	36.084	36.084	43.300	36.084
30	40	44.429	74.048	59.238	74.048	74.048	88.858	74.048
	50	35.543	59.238	47.391	59.238	59.238	71.086	59.238
	60	29.619	49.365	39.492	49.365	49.365	59.238	49.365
	70	25.388	42.313	33.851	42.313	42.313	50.776	42.313
	80	22.214	37.024	29.619	37.024	37.024	44.429	37.024
40	40	46.079	76.799	61.439	76.799	76.799	92.159	76.799
	50	36.863	61.439	49.151	61.439	61.439	73.727	61.439
	60	30.720	51.199	40.959	51.199	51.199	61.439	51.199
	70	26.331	43.885	35.108	43.885	43.885	52.662	43.885
	80	23.040	38.399	30.720	38.399	38.399	46.079	38.399
50	40	48.331	80.552	64.442	80.552	80.552	96.663	80.552
	50	38.665	64.442	51.554	64.442	64.442	77.330	64.442
	60	32.221	53.702	42.961	53.702	53.702	64.442	53.702
	70	27.618	46.030	36.824	46.030	46.030	55.236	46.030
	80	24.166	40.276	32.221	40.276	40.276	48.331	40.276

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

表 4.7 管厚の一覧
(a) ドーム部材

ϕ_0 [°]	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m	
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12
20	40	0.40	0.35	0.55	0.50	0.65	0.80	0.90
	50	0.55	0.45	0.75	0.65	0.95	1.10	1.25
	60	0.75	0.55	1.00	0.90	1.25	1.50	1.70
	70	1.00	0.70	1.30	1.10	1.65	1.95	2.25
	80	1.25	0.90	1.65	1.40	2.05	2.45	2.85
30	40	0.25	0.20	0.30	0.30	0.40	0.45	0.50
	50	0.30	0.25	0.40	0.40	0.50	0.60	0.70
	60	0.40	0.35	0.55	0.50	0.70	0.80	0.90
	70	0.55	0.40	0.70	0.60	0.85	1.05	1.15
	80	0.65	0.50	0.85	0.75	1.05	1.25	1.45
40	40	0.20	0.15	0.25	0.20	0.30	0.35	0.35
	50	0.25	0.20	0.30	0.30	0.35	0.45	0.45
	60	0.30	0.25	0.40	0.35	0.45	0.55	0.60
	70	0.35	0.30	0.45	0.45	0.60	0.70	0.75
	80	0.45	0.35	0.55	0.50	0.70	0.85	0.95
50	40	0.15	0.15	0.20	0.20	0.20	0.25	0.30
	50	0.20	0.15	0.25	0.20	0.30	0.35	0.35
	60	0.25	0.20	0.30	0.30	0.35	0.45	0.45
	70	0.30	0.25	0.35	0.35	0.45	0.55	0.55
	80	0.35	0.30	0.45	0.40	0.55	0.65	0.70

(b) テンションリング

ϕ_0 [°]	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m	
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12
20	40	2.75	1.55	3.65	2.85	4.55	5.45	6.60
	50	3.40	1.90	4.55	3.55	5.65	6.80	8.25
	60	4.10	2.30	5.45	4.25	6.80	8.15	9.90
	70	4.75	2.65	6.35	4.95	7.90	9.50	11.55
	80	5.45	3.05	7.25	5.65	9.05	10.85	13.20
30	40	1.75	1.00	2.35	1.80	2.90	3.50	4.25
	50	2.20	1.25	2.90	2.25	3.70	4.35	5.30
	60	2.60	1.45	3.50	2.70	4.35	5.20	6.35
	70	3.05	1.70	4.05	3.15	5.05	6.05	7.40
	80	3.50	1.95	4.65	3.60	5.80	6.95	8.45
40	40	1.25	0.70	1.65	1.30	2.05	2.45	3.00
	50	1.55	0.85	2.05	1.60	2.55	3.05	3.75
	60	1.85	1.05	2.45	1.90	3.05	3.65	4.45
	70	2.15	1.20	2.85	2.25	3.55	4.25	5.20
	80	2.45	1.40	3.25	2.55	4.05	4.90	5.95
50	40	0.90	0.50	1.20	0.95	1.50	1.80	2.15
	50	1.10	0.65	1.50	1.15	1.85	2.20	2.70
	60	1.35	0.75	1.80	1.40	2.20	2.65	3.25
	70	1.55	0.90	2.05	1.60	2.60	3.10	3.75
	80	1.80	1.00	2.35	1.85	2.95	3.55	4.30

4.2.3 固定荷重

本研究ではドームの単位面積当たりの重量 w_{i0} を 0.00015kN/cm^2 ，テンションリングの単位長さ当たりの重量を 0.04kN/cm と仮定し，支配面積に応じて各節点に分配する（表面に対して一様分布）。

ドームの各周の面積は次式で与えられる。

$$\text{頂点} : s_0 = 2\pi R^2 \left[1 - \cos\left(\frac{\phi_0}{2n}\right) \right] \quad (4.14)$$

$$\text{中間} : s_0 = \frac{2\pi R^2 (\cos \phi_1 - \cos \phi_2)}{6i} \quad (4.15)$$

$$\text{最外周部} : s_0 = \frac{2\pi R^2 (\cos \phi_3 - \cos \phi_0)}{6n} \quad (4.16)$$

$$\phi_1 = \frac{\phi_0}{n}(i-0.5) \quad (4.17)$$

$$\phi_2 = \frac{\phi_0}{n}(i+0.5) \quad (4.18)$$

$$\phi_3 = \frac{\phi_0}{n}(n-0.5) \quad (4.19)$$

ここで， R は曲率半径， ϕ_0 はドーム半開角， n は分割数を表す。従って，式(4.14)～式(4.16)に単位面積当たりの重量を掛け，その周の全節点数で除せば，1節点あたりの荷重が得られる。

各モデルの固定荷重を表 4.8～4.11 に示す。

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

表 4.8 固定荷重 ($L=60\text{m}$)

(a) $\phi_0 = 20[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[\text{m}^2]$	$s[\text{m}^2/\text{node}]$	$W[\text{kN}]$	$w[\text{kN}/\text{node}]$
0 (頂点)	1	7.363	7.363	11.044	11.044
1	6	58.888	9.815	88.331	14.722
2	12	117.703	9.809	176.555	14.713
3	18	176.376	9.799	264.564	14.698
4	24	234.833	9.785	352.250	14.677
5	30	293.005	9.767	439.507	14.650
6	36	350.819	9.745	526.229	14.617
7	42	408.206	9.719	612.309	14.579
8	48	465.096	9.689	697.644	14.534
9	54	521.419	9.656	782.128	14.484
10 (最外周部)	60	281.635	4.694	422.452	7.041
テンションリング	60			753.982	12.566

(b) $\phi_0 = 30[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[\text{m}^2]$	$s[\text{m}^2/\text{node}]$	$W[\text{kN}]$	$w[\text{kN}/\text{node}]$
0 (頂点)	1	7.751	7.751	11.627	11.627
1	6	61.977	10.330	92.966	15.494
2	12	123.784	10.315	185.677	15.473
3	18	185.252	10.292	277.879	15.438
4	24	246.213	10.259	369.319	15.388
5	30	306.498	10.217	459.747	15.325
6	36	365.943	10.165	548.915	15.248
7	42	424.386	10.104	636.578	15.157
8	48	481.665	10.035	722.497	15.052
9	54	537.623	9.956	806.435	14.934
10 (最外周部)	60	289.342	4.822	434.012	7.234
テンションリング	60			753.982	12.566

(c) $\phi_0 = 40[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[\text{m}^2]$	$s[\text{m}^2/\text{node}]$	$W[\text{kN}]$	$w[\text{kN}/\text{node}]$
0 (頂点)	1	8.337	8.337	12.506	12.506
1	6	66.638	11.106	99.957	16.659
2	12	132.951	11.079	199.427	16.619
3	18	198.617	11.034	297.925	16.551
4	24	263.314	10.971	394.972	16.457
5	30	326.729	10.891	490.094	16.336
6	36	388.553	10.793	582.829	16.190
7	42	448.483	10.678	672.724	16.017
8	48	506.228	10.546	759.342	15.820
9	54	561.507	10.398	842.261	15.597
10 (最外周部)	60	300.638	5.011	450.958	7.516
テンションリング	60			753.982	12.566

(e) $\phi_0 = 50[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	9.172	9.172	13.758	13.758
1	6	73.269	12.211	109.903	18.317
2	12	145.980	12.165	218.970	18.248
3	18	217.581	12.088	326.371	18.132
4	24	287.525	11.980	431.288	17.970
5	30	355.281	11.843	532.922	17.764
6	36	420.334	11.676	630.500	17.514
7	42	482.187	11.481	723.280	17.221
8	48	540.370	11.258	810.556	16.887
9	54	594.441	11.008	891.662	16.512
10 (最外周部)	60	316.099	5.268	474.148	7.902
テンションリング	60			753.982	12.566

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

(f) $\phi_0 = 20[^\circ]$, $n=6$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	20.451	20.451	30.676	30.676
1	6	163.503	27.250	245.254	40.876
2	12	326.452	27.204	489.678	40.807
3	18	488.297	27.128	732.446	40.691
4	24	648.490	27.020	972.735	40.531
5	30	806.488	26.883	1209.732	40.324
6 (最外周部)	36	461.661	12.824	692.492	19.236
テンションリング	36			753.982	20.944

(g) $\phi_0 = 30[^\circ]$, $n=6$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	21.529	21.529	32.293	32.293
1	6	171.984	28.664	257.976	42.996
2	12	342.659	28.555	513.989	42.832
3	18	510.726	28.374	766.089	42.561
4	24	674.907	28.121	1012.360	42.182
5	30	833.950	27.798	1250.925	41.698
6 (最外周部)	36	474.679	13.186	712.019	19.778
テンションリング	36			753.982	20.944

(h) $\phi_0 = 40[^\circ]$, $n=6$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	23.155	23.155	34.733	34.733
1	6	184.771	30.795	277.157	46.193
2	12	367.044	30.587	550.565	45.880
3	18	544.352	30.242	816.529	45.363
4	24	714.300	29.762	1071.450	44.644
5	30	874.588	29.153	1311.881	43.729
6 (最外周部)	36	493.786	13.716	740.679	20.574
テンションリング	36			753.982	20.944

(i) $\phi_0 = 50[^\circ]$, $n=6$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	25.470	25.470	38.205	38.205
1	6	202.951	33.825	304.427	50.738
2	12	401.617	33.468	602.425	50.202
3	18	591.801	32.878	887.702	49.317
4	24	769.489	32.062	1154.234	48.093
5	30	930.928	31.031	1396.392	46.546
6 (最外周部)	36	519.983	14.444	779.974	21.666
テンションリング	36			753.982	20.944

表 4.9 固定荷重 ($L=80\text{m}$)

 (a) $\phi_0 = 20[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[\text{m}^2]$	$s[\text{m}^2/\text{node}]$	$W[\text{kN}]$	$w[\text{kN}/\text{node}]$
0 (頂点)	1	13.089	13.089	19.634	19.634
1	6	104.689	17.448	157.033	26.172
2	12	209.250	17.438	313.876	26.156
3	18	313.557	17.420	470.335	26.130
4	24	417.481	17.395	626.222	26.093
5	30	520.897	17.363	781.346	26.045
6	36	623.678	17.324	935.518	25.987
7	42	725.700	17.279	1088.550	25.918
8	48	826.837	17.226	1240.255	25.839
9	54	926.967	17.166	1390.450	25.749
10 (最外周部)	60	500.684	8.345	751.026	12.517
テンションリング	60			1005.310	16.755

 (b) $\phi_0 = 30[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[\text{m}^2]$	$s[\text{m}^2/\text{node}]$	$W[\text{kN}]$	$w[\text{kN}/\text{node}]$
0 (頂点)	1	13.780	13.780	20.670	20.670
1	6	110.182	18.364	165.272	27.545
2	12	220.061	18.338	330.092	27.508
3	18	329.338	18.297	494.006	27.445
4	24	437.711	18.238	656.567	27.357
5	30	544.885	18.163	817.328	27.244
6	36	650.566	18.071	975.849	27.107
7	42	754.463	17.963	1131.695	26.945
8	48	856.293	17.839	1284.439	26.759
9	54	955.775	17.700	1433.662	26.549
10 (最外周部)	60	514.385	8.573	771.578	12.860
テンションリング	60			1005.310	16.755

 (c) $\phi_0 = 40[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[\text{m}^2]$	$s[\text{m}^2/\text{node}]$	$W[\text{kN}]$	$w[\text{kN}/\text{node}]$
0 (頂点)	1	14.822	14.822	22.233	22.233
1	6	118.467	19.745	177.701	29.617
2	12	236.357	19.696	354.536	29.545
3	18	353.096	19.616	529.644	29.425
4	24	468.114	19.505	702.172	29.257
5	30	580.852	19.362	871.278	29.043
6	36	690.760	19.188	1036.140	28.782
7	42	797.303	18.983	1195.954	28.475
8	48	899.961	18.749	1349.942	28.124
9	54	998.235	18.486	1497.352	27.729
10 (最外周部)	60	534.468	8.908	801.702	13.362
テンションリング	60			1005.310	16.755

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

(e) $\phi_0 = 50[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	16.305	16.305	24.458	24.458
1	6	130.256	21.709	195.384	32.564
2	12	259.521	21.627	389.281	32.440
3	18	386.810	21.489	580.215	32.234
4	24	511.156	21.298	766.733	31.947
5	30	631.611	21.054	947.417	31.581
6	36	747.260	20.757	1120.889	31.136
7	42	857.221	20.410	1285.831	30.615
8	48	960.658	20.014	1440.988	30.021
9	54	1056.785	19.570	1585.177	29.355
10 (最外周部)	60	561.953	9.366	842.930	14.049
テンションリング	60			1005.310	16.755

(f) $\phi_0 = 20[^\circ]$, $n=8$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	20.451	20.451	30.677	30.677
1	6	163.553	27.259	245.330	40.888
2	12	326.795	27.233	490.193	40.849
3	18	489.415	27.190	734.122	40.785
4	24	651.103	27.129	976.654	40.694
5	30	811.552	27.052	1217.327	40.578
6	36	970.456	26.957	1455.683	40.436
7	42	1127.512	26.846	1691.268	40.268
8(最外周部)	48	621.993	12.958	932.990	19.437
テンションリング	48			1005.310	20.944

 (g) $\phi_0 = 30[^\circ]$, $n=8$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	21.530	21.530	32.295	32.295
1	6	172.103	28.684	258.155	43.026
2	12	343.470	28.622	515.205	42.934
3	18	513.366	28.520	770.048	42.780
4	24	681.063	28.378	1021.594	42.566
5	30	845.844	28.195	1268.766	42.292
6	36	1007.003	27.972	1510.504	41.958
7	42	1163.849	27.711	1745.774	41.566
8(最外周部)	48	639.210	13.317	958.816	19.975
テンションリング	60			1005.310	20.944

 (h) $\phi_0 = 40[^\circ]$, $n=8$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	23.158	23.158	34.737	34.737
1	6	184.999	30.833	277.499	46.250
2	12	368.591	30.716	552.886	46.074
3	18	549.377	30.521	824.066	45.781
4	24	725.982	30.249	1088.974	45.374
5	30	897.062	29.902	1345.594	44.853
6	36	1061.315	29.481	1591.973	44.221
7	42	1217.491	28.988	1826.236	43.482
8(最外周部)	48	664.460	13.843	996.690	20.764
テンションリング	60			1005.310	20.944

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

(i) $\phi_0 = 50[^\circ]$, $n=8$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	25.475	25.475	38.212	38.212
1	6	203.343	33.891	305.015	50.836
2	12	404.269	33.689	606.404	50.534
3	18	600.390	33.355	900.584	50.032
4	24	789.373	32.891	1184.059	49.336
5	30	968.973	32.299	1453.459	48.449
6	36	1137.054	31.585	1705.581	47.377
7	42	1291.619	30.753	1937.428	46.129
8 (最外周部)	48	699.040	14.563	1048.560	21.845
テンションリング	60			1005.310	20.944

表 4.10 固定荷重 ($L=100\text{m}$)

 (a) $\phi_0 = 20[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[\text{m}^2]$	$s[\text{m}^2/\text{node}]$	$W[\text{kN}]$	$w[\text{kN}/\text{node}]$
0 (頂点)	1	20.452	20.452	30.678	30.678
1	6	163.577	27.263	245.365	40.894
2	12	326.954	27.246	490.431	40.869
3	18	489.933	27.218	734.899	40.828
4	24	652.315	27.180	978.472	40.770
5	30	813.902	27.130	1220.853	40.695
6	36	974.498	27.069	1461.746	40.604
7	42	1133.906	26.998	1700.859	40.497
8	48	1291.933	26.915	1937.899	40.373
9	54	1448.386	26.822	2172.578	40.233
10 (最外周部)	60	782.319	13.039	1173.478	19.558
テンションリング	60			1256.637	20.944

 (b) $\phi_0 = 30[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[\text{m}^2]$	$s[\text{m}^2/\text{node}]$	$W[\text{kN}]$	$w[\text{kN}/\text{node}]$
0 (頂点)	1	21.531	21.531	32.296	32.296
1	6	172.159	28.693	258.238	43.040
2	12	343.846	28.654	515.768	42.981
3	18	514.590	28.588	771.885	42.882
4	24	683.924	28.497	1025.886	42.745
5	30	851.383	28.379	1277.075	42.569
6	36	1016.509	28.236	1524.764	42.355
7	42	1178.849	28.068	1768.273	42.102
8	48	1337.957	27.874	2006.936	41.811
9	54	1493.398	27.656	2240.097	41.483
10 (最外周部)	60	803.727	13.395	1205.590	20.093
テンションリング	60			1256.637	20.944

 (c) $\phi_0 = 40[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[\text{m}^2]$	$s[\text{m}^2/\text{node}]$	$W[\text{kN}]$	$w[\text{kN}/\text{node}]$
0 (頂点)	1	23.159	23.159	34.739	34.739
1	6	185.105	30.851	277.658	46.276
2	12	369.309	30.776	553.963	46.164
3	18	551.713	30.651	827.569	45.976
4	24	731.429	30.476	1097.143	45.714
5	30	907.582	30.253	1361.373	45.379
6	36	1079.313	29.981	1618.969	44.971
7	42	1245.786	29.662	1868.679	44.492
8	48	1406.189	29.296	2109.284	43.943
9	54	1559.742	28.884	2339.613	43.326
10 (最外周部)	60	835.107	13.918	1252.660	20.878
テンションリング	60			1256.637	20.944

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

(e) $\phi_0 = 50[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	25.477	25.477	38.215	38.215
1	6	203.525	33.921	305.287	50.881
2	12	405.501	33.792	608.251	50.688
3	18	604.391	33.577	906.586	50.366
4	24	798.681	33.278	1198.021	49.918
5	30	986.892	32.896	1480.338	49.345
6	36	1167.593	32.433	1751.390	48.650
7	42	1339.408	31.891	2009.112	47.836
8	48	1501.029	31.271	2251.543	46.907
9	54	1651.226	30.578	2476.839	45.867
10 (最外周部)	60	878.052	14.634	1317.078	21.951
テンションリング	60			1256.637	20.944

表 4.11 固定荷重 ($L=120\text{m}$)

 (a) $\phi_0 = 20[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[\text{m}^2]$	$s[\text{m}^2/\text{node}]$	$W[\text{kN}]$	$w[\text{kN}/\text{node}]$
0 (頂点)	1	29.451	29.451	44.176	44.176
1	6	235.550	39.258	353.325	58.888
2	12	470.813	39.234	706.220	58.852
3	18	705.503	39.195	1058.255	58.792
4	24	939.333	39.139	1409.000	58.708
5	30	1172.019	39.067	1758.028	58.601
6	36	1403.276	38.980	2104.915	58.470
7	42	1632.824	38.877	2449.237	58.315
8	48	1860.383	38.758	2790.575	58.137
9	54	2085.675	38.624	3128.513	57.935
10 (最外周部)	60	1126.539	18.776	1689.808	28.163
テンションリング	60			1507.964	25.133

 (b) $\phi_0 = 30[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[\text{m}^2]$	$s[\text{m}^2/\text{node}]$	$W[\text{kN}]$	$w[\text{kN}/\text{node}]$
0 (頂点)	1	31.005	31.005	46.507	46.507
1	6	247.909	41.318	371.863	61.977
2	12	495.138	41.261	742.706	61.892
3	18	741.010	41.167	1111.514	61.751
4	24	984.850	41.035	1477.276	61.553
5	30	1225.992	40.866	1838.988	61.300
6	36	1463.773	40.660	2195.660	60.991
7	42	1697.542	40.418	2546.313	60.627
8	48	1926.658	40.139	2889.987	60.208
9	54	2150.494	39.824	3225.740	59.736
10 (最外周部)	60	1157.367	19.289	1736.050	28.934
テンションリング	60			1507.964	25.133

 (c) $\phi_0 = 40[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[\text{m}^2]$	$s[\text{m}^2/\text{node}]$	$W[\text{kN}]$	$w[\text{kN}/\text{node}]$
0 (頂点)	1	33.349	33.349	50.024	50.024
1	6	266.551	44.425	399.827	66.638
2	12	531.804	44.317	797.706	66.476
3	18	794.466	44.137	1191.699	66.206
4	24	1053.258	43.886	1579.886	65.829
5	30	1306.918	43.564	1960.376	65.346
6	36	1554.210	43.173	2331.316	64.759
7	42	1793.931	42.713	2690.897	64.069
8	48	2024.912	42.186	3037.369	63.279
9	54	2246.028	41.593	3369.042	62.390
10 (最外周部)	60	1202.554	20.043	1803.831	30.064
テンションリング	60			1507.964	25.133

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

(e) $\phi_0 = 50[^\circ]$, $n=10$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	36.687	36.687	55.030	55.030
1	6	293.076	48.846	439.614	73.269
2	12	583.921	48.660	875.882	72.990
3	18	870.323	48.351	1305.484	72.527
4	24	1150.100	47.921	1725.150	71.881
5	30	1421.125	47.371	2131.687	71.056
6	36	1681.334	46.704	2522.001	70.056
7	42	1928.747	45.923	2893.121	68.884
8	48	2161.481	45.031	3242.222	67.546
9	54	2377.765	44.033	3566.648	66.049
10 (最外周部)	60	1264.395	21.073	1896.592	31.610
テンションリング	60			1507.964	25.133

(f) $\phi_0 = 20[^\circ]$, $n=12$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	20.452	20.452	30.678	30.678
1	6	163.589	27.265	245.384	40.897
2	12	327.040	27.253	490.560	40.880
3	18	490.214	27.234	735.321	40.851
4	24	652.973	27.207	979.460	40.811
5	30	815.180	27.173	1222.770	40.759
6	36	976.697	27.130	1465.046	40.696
7	42	1137.388	27.081	1706.082	40.621
8	48	1297.117	27.023	1945.675	40.535
9	54	1455.747	26.958	2183.621	40.437
10	60	1613.147	26.886	2419.720	40.329
11	66	1769.181	26.806	2653.771	40.209
12 (最外周部)	72	942.641	13.092	1413.961	19.638
テンションリング	72			1507.964	20.944

(g) $\phi_0 = 30[^\circ]$, $n=12$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	21.531	21.531	32.297	32.297
1	6	172.189	28.698	258.283	43.047
2	12	344.050	28.671	516.075	43.006
3	18	515.256	28.625	772.884	42.938
4	24	685.481	28.562	1028.222	42.843
5	30	854.402	28.480	1281.602	42.720
6	36	1021.696	28.380	1532.543	42.571
7	42	1187.045	28.263	1780.567	42.394
8	48	1350.134	28.128	2025.201	42.192
9	54	1510.654	27.975	2265.981	41.963
10	60	1668.298	27.805	2502.447	41.707
11	66	1822.766	27.618	2734.149	41.426
12 (最外周部)	72	968.236	13.448	1452.353	20.172
テンションリング	72			1507.964	20.944

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

(h) $\phi_0 = 40[^\circ]$, $n=12$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	23.160	23.160	34.740	34.740
1	6	185.163	30.860	277.744	46.291
2	12	369.699	30.808	554.548	46.212
3	18	552.984	30.721	829.476	46.082
4	24	734.398	30.600	1101.597	45.900
5	30	913.327	30.444	1369.990	45.666
6	36	1089.166	30.255	1633.748	45.382
7	42	1261.319	30.031	1891.978	45.047
8	48	1429.204	29.775	2143.806	44.663
9	54	1592.254	29.486	2388.380	44.229
10	60	1749.915	29.165	2624.873	43.748
11	66	1901.656	28.813	2852.484	43.219
12 (最外周部)	72	1005.739	13.969	1508.609	20.953
テンションリング	72			1507.964	20.944

(i) $\phi_0 = 50[^\circ]$, $n=12$

i 周目	節点数	$S[m^2]$	$s[m^2/node]$	$W[kN]$	$w[kN/node]$
0 (頂点)	1	25.478	25.478	38.217	38.217
1	6	203.624	33.937	305.435	50.906
2	12	406.171	33.848	609.256	50.771
3	18	606.571	33.698	909.856	50.548
4	24	803.765	33.490	1205.647	50.235
5	30	996.710	33.224	1495.064	49.835
6	36	1184.386	32.900	1776.578	49.349
7	42	1365.801	32.519	2048.701	48.779
8	48	1539.996	32.083	2309.994	48.125
9	54	1706.051	31.594	2559.076	47.390
10	60	1863.087	31.051	2794.631	46.577
11	66	2010.275	30.459	3015.412	45.688
12 (最外周部)	72	1057.041	14.681	1585.561	22.022
テンションリング	72			1507.964	20.944

4.3 単層ラチスドームの特徴

4.3.1 固定荷重時の静的解析

前節で断面を設定したドームの固定荷重に対する耐力を検討する．なお，前述のように全体座屈に焦点を当てる．例として，スパン $L=100\text{m}$ ，半開角 $\phi_0=30^\circ$ ，部材細長比 $\lambda_0=50$ のモデルの荷重変位関係を図 4.3 に示す．なお，先に最大鉛直変位がスパンの $1/300$ に達した時の節点を注目節点とする．図中の λ は荷重倍率，実線は初期不整なし（完全形状）の結果，破線は初期不整ありの結果を示す．初期不整は線形座屈解析（固有値解析）による 1 次モード比例とし，最大不整量は等価シェル厚 t_{eq} の 20% とする（ t_{eq} の定義は次節で説明する）．なお，本モデルの線形座屈と弾性座屈（初期不整あり）の荷重倍率は，6.02 と 3.01 である．図 2 より，完全形状と初期不整ありのモデルの耐力（弾塑性座屈荷重）の荷重倍率は 2.91 と 2.29 であり，固定荷重の 2 倍程度の耐力が確保できている．全モデルの耐力を図 3 に示す．図中の破線は全モデルの平均値で 2.6，一点鎖線は平均値 \pm 標準偏差で 2.3~2.9 となり，耐力の倍率は全て 2 倍以上となる．

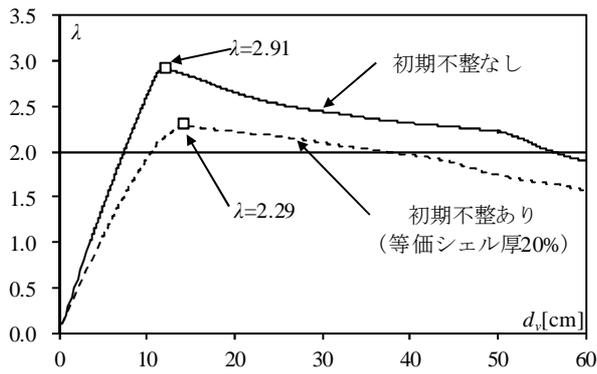


図 4.3 荷重変位関係 ($L=100\text{m}$, $\phi_0=30^\circ$, $\lambda_0=50$)

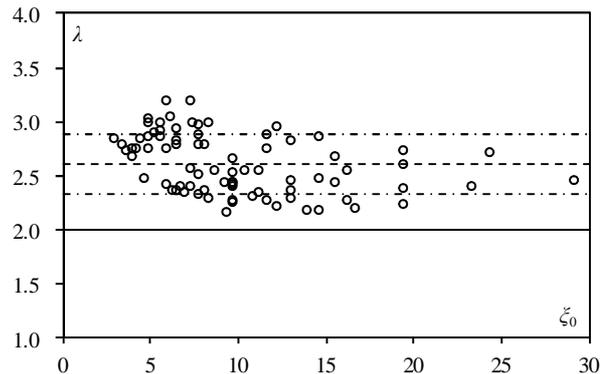


図 4.4 固定荷重に対する耐力

表 4.12 座屈荷重倍率

(a) 線形座屈荷重倍率

$\phi_0 [^\circ]$	λ_0	$L=60\text{m}$		$L=80\text{m}$		$L=100\text{m}$	$L=120\text{m}$	
		$n=10$	$n=6$	$n=10$	$n=8$	$n=10$	$n=10$	$n=12$
20	40	5.831	8.617	6.013	6.906	5.684	5.830	5.442
	50	5.085	7.007	5.198	5.649	5.269	5.085	4.747
	60	4.743	5.828	4.743	5.401	4.747	4.746	4.461
	70	4.62	5.379	4.508	4.789	4.575	4.505	4.308
	80	4.383	5.17	4.333	4.597	4.308	4.291	4.143
30	40	7.914	10.52	7.132	8.954	7.601	7.131	6.559
	50	6.02	8.192	6.023	7.482	6.021	6.019	5.839
	60	5.492	7.738	5.666	6.421	5.764	5.492	5.145
	70	5.473	6.252	5.231	5.558	5.081	5.229	4.792
	80	4.91	5.607	4.814	5.216	4.756	4.718	4.561
40	40	10.79	13.05	10.12	10.02	9.721	9.453	7.842
	50	8.451	10.71	7.616	9.403	7.108	7.611	6.388
	60	6.958	8.566	6.957	7.448	6.265	6.380	5.818
	70	5.851	6.79	5.635	6.714	6.013	5.846	5.278
	80	5.615	5.393	5.148	5.383	5.241	5.303	5.051
50	40	11.83	18.75	11.83	14.57	9.479	9.869	9.909
	50	9.899	10.78	9.291	9.034	8.919	8.675	7.281
	60	8.365	8.665	7.534	8.845	7.034	7.533	6.394
	70	7.116	6.883	6.223	6.907	6.399	6.522	5.618
	80	5.965	5.556	5.755	5.397	5.629	5.545	5.354

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

(b) 弾塑性座屈荷重倍率 (完全形状, $w_{i0}/t_{eq}=0.0$)

ϕ_0 [°]	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m	
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12
20	40	3.007	3.056	3.101	3.020	2.932	3.007	3.167
	50	3.051	2.972	3.119	2.974	3.162	3.051	3.154
	60	3.155	2.932	3.154	3.188	3.157	3.157	3.129
	70	3.221	3.097	3.145	3.083	3.191	3.142	3.054
	80	3.105	3.371	3.071	3.159	3.052	3.041	2.925
30	40	3.127	2.736	2.815	2.917	3.003	2.815	3.026
	50	2.913	2.662	2.913	3.040	2.914	2.913	3.235
	60	3.101	3.052	3.198	3.083	3.253	3.101	3.283
	70	3.457	2.900	3.303	3.091	3.206	3.302	3.306
	80	3.380	3.078	3.314	3.288	3.275	3.249	3.334
40	40	3.307	2.716	3.100	2.581	2.976	2.893	2.820
	50	3.223	2.796	2.892	3.000	2.699	2.891	2.815
	60	3.155	2.841	3.155	2.853	2.839	2.892	3.076
	70	3.118	2.821	3.005	3.096	3.205	3.117	3.263
	80	3.391	2.777	3.112	2.894	3.165	3.203	3.508
50	40	2.991	3.296	2.990	3.121	2.393	2.492	2.908
	50	3.088	2.525	2.896	2.399	2.780	2.703	2.637
	60	3.133	2.724	2.820	2.922	2.632	2.820	2.750
	70	3.184	2.836	2.785	2.877	2.865	2.919	2.851
	80	3.197	2.869	3.084	2.820	3.016	2.970	3.118

(c) 弾塑性座屈荷重倍率 (初期不整あり, $w_{i0}/t_{eq}=0.2$)

ϕ_0 [°]	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m	
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12
20	40	2.719	2.859	2.804	2.729	2.650	2.719	2.466
	50	2.357	2.884	2.410	2.681	2.443	2.357	2.404
	60	2.278	2.655	2.278	2.465	2.278	2.277	2.232
	70	2.218	2.996	2.164	2.556	2.195	2.161	2.203
	80	2.255	3.196	2.228	2.529	2.216	2.207	2.189
30	40	2.774	2.434	2.500	2.831	2.545	2.378	2.615
	50	2.284	2.524	2.288	2.552	2.288	2.288	2.440
	60	2.264	2.948	2.335	2.555	2.376	2.263	2.371
	70	2.536	2.861	2.424	2.992	2.354	2.423	2.354
	80	2.421	3.023	2.376	2.367	2.347	2.326	2.439
40	40	3.181	2.563	2.989	2.274	2.873	2.794	2.483
	50	2.657	2.756	2.394	2.886	2.235	2.394	2.270
	60	2.931	2.756	2.932	2.836	2.646	2.695	2.265
	70	2.353	2.762	2.272	2.995	2.418	2.356	2.297
	80	3.211	2.735	2.950	2.863	3.002	3.037	2.407
50	40	2.655	3.197	2.654	2.985	2.128	2.216	2.762
	50	3.011	2.481	2.830	2.363	2.718	2.644	2.164
	60	3.059	2.687	2.763	2.899	2.584	2.761	2.328
	70	3.172	2.793	2.775	2.849	2.863	2.908	2.402
	80	3.128	2.839	3.017	2.763	2.950	2.906	2.416

4.3.2 固有振動解析

(1) 固有周期および振動モード

固定荷重載荷前の固有振動解析より得られる弾性時の固有周期 T_i およびエネルギー E_i を図 4.5 に示す. なお, $L=100\text{m}$, $\phi_0=30^\circ$, $\lambda_0=50$ のモデルを対象とする. 図中のエネルギー E_i は次式で与えられる.

$$E_i = 0.5 \cdot \rho_i \cdot m \cdot S_v(T_i, h)^2 \tag{4.20}$$

ここで, ρ_i は有効質量比, m は総質量 ($=W/g$), g は重力加速度, $S_v(T_i, h)$ は速度スペクトル ($=S_{ad0}(T_i, h)/(2\pi T_i)$), i はモード次数を表す. なお, 減衰定数 h は 2% とする. 図 4.5 より, 対象とするドームの 1 次固有周期は 0.6sec 程度となる. その他のモデル (表 4.13 参照) も 1 次固有周期は 0.4~0.7sec となり, 短周期で振動する. したがって, 対象ドームの 1 次固有周期は加速度スペクトル一定領域に位置する. また, ドームでは多くのモードが発生し, その数は部材細長比 λ_0 や分割数 n によって変化する. これらのモードの固有周期は近接し, 1 次モードと同様にスペクトル一定領域に位置する.

対象ドームの振動モードの数例を図 4.6 に示す. 図 4.6 より, 低次では面外に変形するモードが発生し, モード次数に伴って波数が増加する. なお, この傾向は文献 9, 10) でも確認され, 振動モードが応答に寄与する影響についても分析されている. しかし, 図 4.6(c) より, 高次では面内に変形するモードも発生する. 文献 11, 12) ではドームの主要な 2 個のモードで地震荷重を設定しているが, 上記の理由から単層ラチスドームでは 2 個程度のモードから地震荷重を設定することは困難であると考えられる. したがって, 別の視点から地震荷重を設定する必要がある.

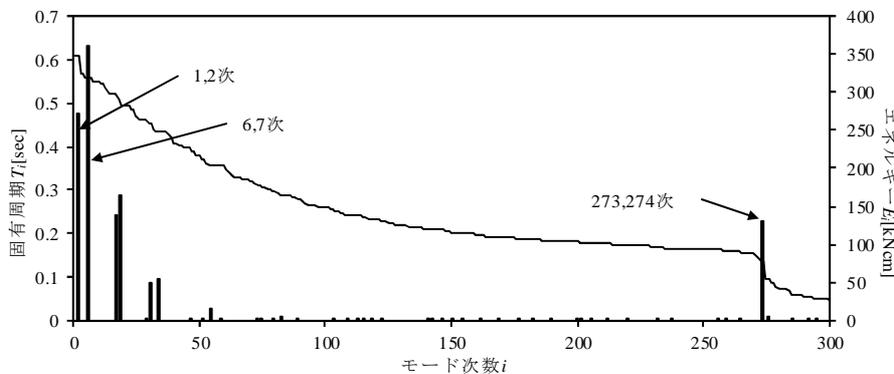


図 4.5 固定荷重載荷前の固有周期とエネルギー ($L=100\text{m}$, $\phi_0=30^\circ$, $\lambda_0=50$)

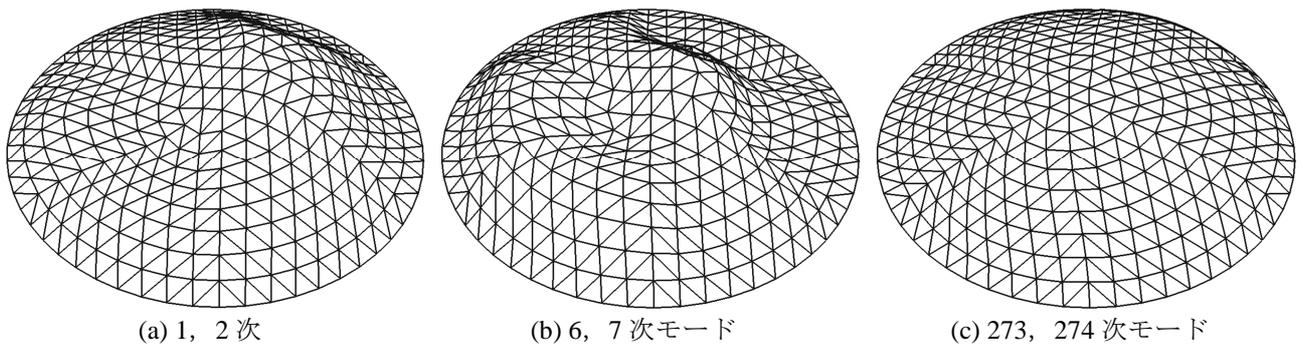


図 4.6 固有振動モード ($L=100\text{m}$, $\phi_0=30^\circ$, $\lambda_0=50$)

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

表 4.13 単層ドームの1次固有周期
(a) 固定荷重載荷前

ϕ [°]	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m	
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12
20	40	0.5055	0.5159	0.5748	0.5915	0.6610	0.7150	0.6838
	50	0.4900	0.5188	0.5596	0.5904	0.6214	0.6930	0.6584
	60	0.4651	0.5216	0.5371	0.5569	0.6004	0.6577	0.6249
	70	0.4389	0.5052	0.5131	0.5496	0.5694	0.6286	0.5914
	80	0.4224	0.4808	0.4904	0.5249	0.5499	0.6035	0.5653
30	40	0.4567	0.4932	0.5557	0.5481	0.6016	0.6806	0.6523
	50	0.4713	0.5002	0.5442	0.5373	0.6084	0.6666	0.6229
	60	0.4508	0.4678	0.5125	0.5311	0.5680	0.6375	0.6065
	70	0.4179	0.4762	0.4938	0.5272	0.5602	0.6049	0.5831
	80	0.4130	0.4581	0.4816	0.5069	0.5417	0.5958	0.5581
40	40	0.4139	0.4660	0.4936	0.5462	0.5633	0.6257	0.6306
	50	0.4175	0.4555	0.5079	0.5030	0.5879	0.6222	0.6269
	60	0.4199	0.4491	0.4849	0.5133	0.5715	0.6203	0.5984
	70	0.4219	0.4451	0.4963	0.4914	0.5372	0.5968	0.5809
	80	0.3994	0.4423	0.4818	0.5003	0.5338	0.5813	0.5540
50	40	0.4250	0.4169	0.4908	0.4869	0.6134	0.6584	0.6046
	50	0.4140	0.4691	0.4938	0.5479	0.5635	0.6260	0.6296
	60	0.4075	0.4470	0.4960	0.4922	0.5740	0.6074	0.6108
	70	0.4030	0.4334	0.4976	0.4939	0.5485	0.5954	0.5987
	80	0.4000	0.4239	0.4703	0.4950	0.5317	0.5868	0.5686

(b) 固定荷重載荷後

ϕ [°]	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m	
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12
20	40	0.5265	0.533	0.5979	0.6136	0.6892	0.7446	0.7124
	50	0.5116	0.538	0.5837	0.6157	0.6477	0.7236	0.6868
	60	0.4852	0.544	0.5603	0.5803	0.6262	0.6860	0.6510
	70	0.4568	0.527	0.5346	0.5739	0.5928	0.6549	0.6151
	80	0.4393	0.501	0.5103	0.5474	0.5724	0.6283	0.5879
30	40	0.4672	0.504	0.5700	0.5603	0.6161	0.6981	0.6690
	50	0.4842	0.512	0.5590	0.5502	0.6250	0.6847	0.6390
	60	0.4631	0.479	0.5260	0.5447	0.5827	0.6549	0.6234
	70	0.4287	0.489	0.5073	0.5415	0.5760	0.6214	0.6004
	80	0.4249	0.470	0.4959	0.5209	0.5580	0.6139	0.5761
40	40	0.4188	0.472	0.4999	0.5540	0.5708	0.6344	0.6404
	50	0.4232	0.461	0.5157	0.5097	0.5976	0.6318	0.6380
	60	0.4265	0.455	0.4925	0.5212	0.5816	0.6311	0.6096
	70	0.4297	0.452	0.5058	0.4990	0.5467	0.6078	0.5930
	80	0.4069	0.449	0.4918	0.5095	0.5447	0.5930	0.5661
50	40	0.4281	0.419	0.4945	0.4901	0.6191	0.6643	0.6095
	50	0.4172	0.473	0.4979	0.5529	0.5684	0.6316	0.6359
	60	0.4109	0.450	0.5006	0.4961	0.5797	0.6130	0.6173
	70	0.4065	0.437	0.5027	0.4982	0.5540	0.6011	0.6054
	80	0.4038	0.427	0.4750	0.4997	0.5371	0.5929	0.5749

(2) 1次固有周期の推定

本研究では文献 16)に示される無次元固有円振動数 Ω_0 を用いて対象ドームの 1 次固有周期を簡易に推定する方法を提案する. 偏平シェル無次元固有円振動数 Ω_0 は次式で与えられる.

$$\Omega_0 = \frac{\omega_0}{\sqrt{\frac{E_{eq} t_{eq}}{(1-\nu^2)\rho_D ab}}} \quad (4.21)$$

ここで, ρ_D は単位面積あたりの質量 ($=w_d/g$), ν はポアソン比 ($=1/3$), R はドームの曲率半径を表す. a, b はドームのスパンを表す. しかし, 文献 16)では矩形平面を対象としているが, 本研究では円形平面を対象としているため, 面積が等価になるように a, b を設定する.

$$a = b = \sqrt{\pi} \cdot (R \sin \phi_0) \quad (4.22)$$

ω_0 は固有円振動数を表し, 本研究では固有振動解析から得られる 1 次モードの結果を用いる. E_{eq} は等価ヤング係数, t_{eq} は等価シェル厚を表し, 次式で与えられる¹⁾.

$$E_{eq} = \frac{E_s A}{3\ell_0 r_g} \quad (4.23)$$

$$t_{eq} = 2\sqrt{3} \cdot r_g \quad (4.24)$$

ここで, r_g はドーム部材の断面二次半径を表す. なお, 上式は三角形網目のドームを対象としたものであるため, 網目形状が変化の際は別の式を用いる必要がある. 式(4.22)~(4.24)を式(4.21)に代入すると次式が得られる.

$$\Omega_0 = \omega_0 \sqrt{\frac{\rho_D \cdot \pi \cdot (R \sin \phi_0)^2}{\frac{3\sqrt{3}}{4} \cdot \frac{E_s \cdot A}{\ell_0}}} \quad (4.25)$$

固有振動解析による ω_0 を用いて算出した Ω_0 とドームの半開角 ϕ_0 の関係を図 4.7 に示す(全モデル). 図 4.7(b)中の r は a と曲率半径 R の比率 ($r=a/R$) を表す. 図 4.7 より, 本研究で対象とした範囲では, Ω_0 は ϕ_0 に伴って増加する傾向がある. Ω_0 は R/t_{eq} にやや依存するが, その影響は非常に小さい. また, Ω_0 を ϕ_0 の関数として表現できると考えられる. そこで, 本研究では Ω_0 の近似値として次式を提案する.

$$\Omega_{0(a)} = \frac{0.625\sqrt{\phi_0}}{1-1.064\phi_0+0.650\phi_0^2} \quad (4.26)$$

なお, 上式の ϕ_0 の単位はラジアンとする. 上式の値を図 4.7(a)に実線で示す. 図 4.7(a)より, 式(4.26)の値は解析結果と良い対応を示す. 式(4.26)によれば, 固有振動解析を行わずにドームの 1 次固有周期を簡易に算出することができる. 参考として, 文献 17, 18)で対象としたドームの無次元固有円振動数 Ω_0 を図 4.7(a)中にそれぞれ□, ◇として示す. これより, 式(4.26)の値と概ね対応し, 本結果の一般性が確認できる.

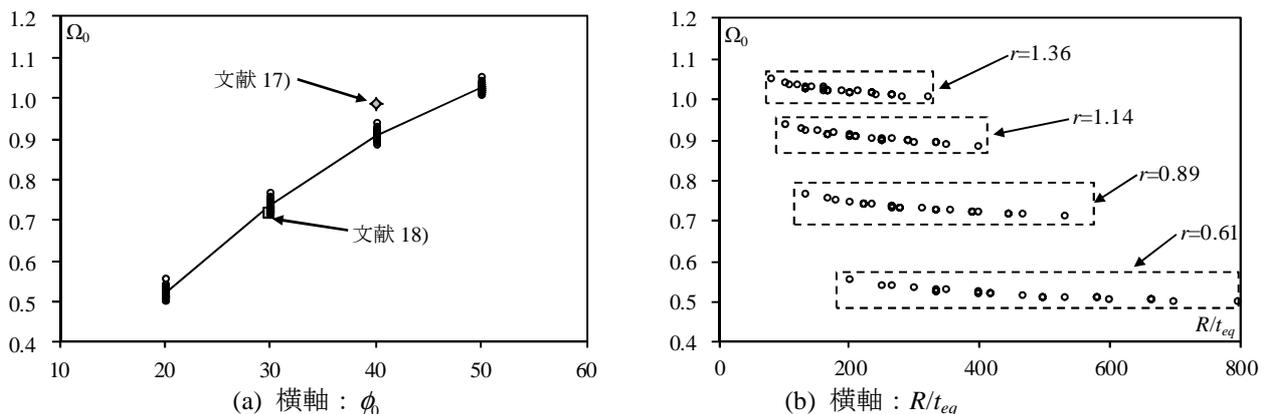


図 4.7 無次元一次固有円振動数

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

4.3.3 時刻歴地震応答解析

(1) 曲げモーメントの影響

時刻歴地震応答解析から得られる軸応力と曲げ応力を比較する. 例として, スパン $L=100\text{m}$, 半開角 $\phi_0=30^\circ$, 部材細長比 $\lambda_0=50$ のモデルを対象とする. AOA'線付近のフープ材と稜線材に生じる軸応力 σ_N と曲げ応力 σ_M の比較を図 4.8, 4.9 に示す. σ_N と σ_M は次式で与えられる.

$$\sigma_N = |N/A| \quad (4.27)$$

$$\sigma_M = \sqrt{(M_y/Z_e)^2 + (M_z/Z_e)^2} \quad (4.28)$$

ここで, Z_e は断面係数を表す. 図中のプロットは 12 波の結果を表す. 本節では荷重として, ①固定荷重+地震荷重 ($\lambda_E=1.0$), ②固定荷重+地震荷重 ($\lambda_E=2.5$) の 2 種類を設定する. なお, 本研究で対象とするドームはフープ材で最初に塑性ヒンジが発生する.

図 4.8 より, フープ材は曲げ応力に比べて軸応力が大きく, 地震動強さ λ_E が 2.5 に達してもその関係は変わらない. 図 4.9 より, 稜線材の多くは軸力が支配的となるが, 曲げ応力が大きくなる部材も存在する. しかし, 曲げ応力が大きくなる部材に生じる軸応力は比較的小さくなり, 地震動に対するドームの耐力に大きく影響しないと考えられる. したがって, ドーム部材の軸力を精度よく推定できれば, 地震時のドームの耐力を精度よく評価できると考えられる. なお, 本論では結果は省略するが, これらの性状はその他のモデルでも確認できる.

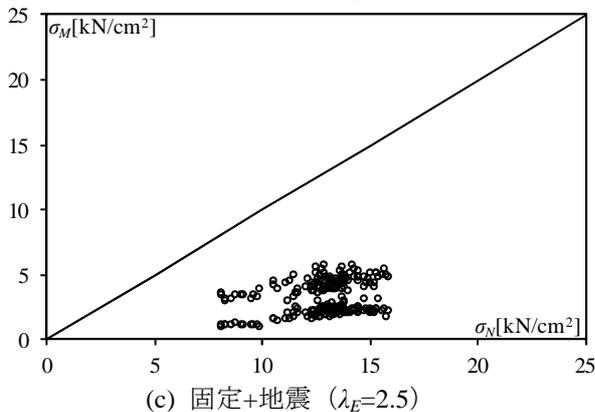
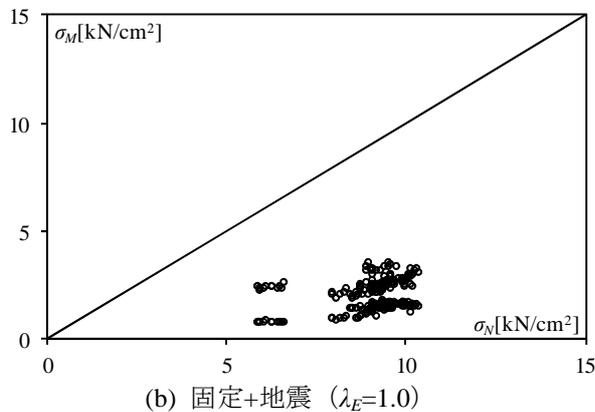
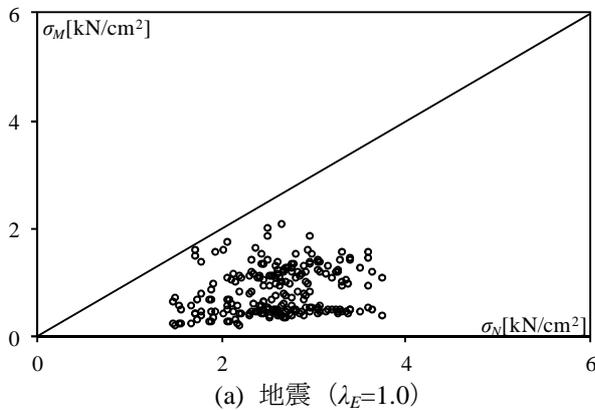


図 4.8 フープ材の曲げ応力と軸応力

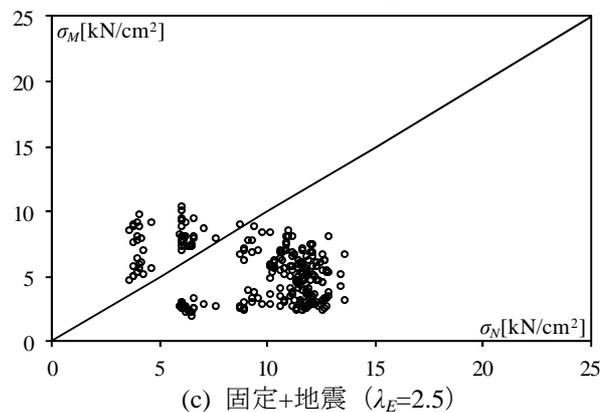
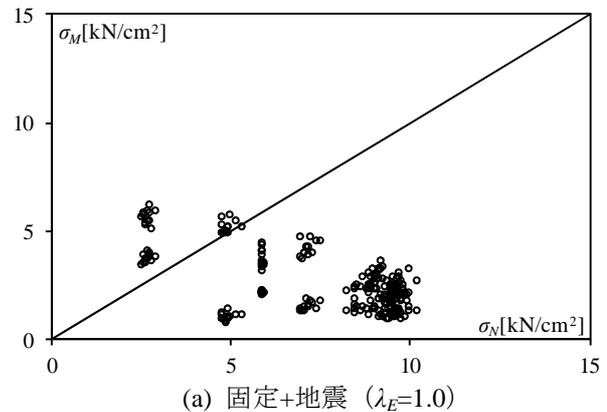
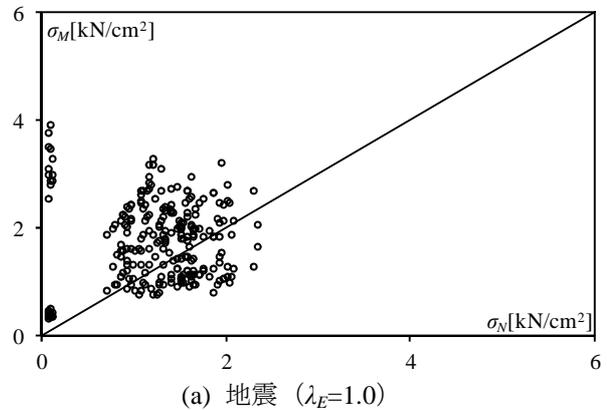


図 4.9 稜線材の曲げ応力と軸応力

(2) 層せん断力係数

時刻歴地震応答解析から得られるドーム最下層の最大層せん断力係数 C_{0d} を表 4.14 に示す。また、半開角 ϕ_0 ごとの結果を図 4.10 に示す。図中のプロット (○, □, ◇, △) はスパン L 、部材細長比 λ_0 および分割数 n の違いも含めた全モデルの結果 (12 波の地震動ごとの結果を含む) を表す。実線はそれらの平均値、破線は平均値+標準偏差、一点鎖線は平均値+2×標準偏差を表す。なお、本結果は地震動強さ λ_E を 1.0 としたものである。図 4.10 より、最大層せん断力係数 C_{0d} はスパン L に僅かに依存するが、その影響は小さく、平均値に注目すると、最大層せん断力係数 C_{0d} は 0.17~0.20 程度となる。また、変動係数は 10% 程度でばらつきは大きくないが、断面算定等に用いる場合は平均値+標準偏差や平均値+2×標準偏差の値を勘案し、0.21 や 0.23 程度の値を用いることも考えられる。なお、この値はばらつきを考慮しても 1 次固有周期に対応する告示の絶対応答加速度スペクトルより低い値となる。これは、複数励起される主要な振動モードの有効質量比が小さいためである。したがって、設計時に用いるドーム最下層の層せん断力を評価する際は、この性状を考慮する必要がある。

表 4.14 ドーム最下層の最大層せん断力係数 (12 波の平均値)

ϕ_0 [°]	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m	
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12
20	40	0.17280	0.17975	0.17935	0.19553	0.19243	0.19880	0.19025
	50	0.16749	0.17726	0.17690	0.19099	0.18897	0.19801	0.18360
	60	0.16203	0.17943	0.17439	0.17986	0.19058	0.18584	0.18687
	70	0.15395	0.17673	0.17401	0.17525	0.17487	0.18951	0.17445
	80	0.15400	0.17291	0.16187	0.17140	0.17314	0.18052	0.16839
30	40	0.17688	0.18897	0.19177	0.19899	0.19778	0.22158	0.21137
	50	0.17315	0.18728	0.18776	0.18983	0.19835	0.22196	0.19617
	60	0.18151	0.18725	0.18154	0.18211	0.19291	0.20802	0.18885
	70	0.16487	0.18817	0.17872	0.18182	0.19161	0.19247	0.18988
	80	0.16553	0.18423	0.17490	0.18628	0.17871	0.19015	0.18516
40	40	0.16864	0.19126	0.17783	0.19459	0.18910	0.19972	0.19410
	50	0.16987	0.18405	0.18636	0.19169	0.19456	0.19991	0.19430
	60	0.16847	0.18944	0.17593	0.19924	0.19076	0.19786	0.19122
	70	0.16871	0.18780	0.18117	0.18611	0.19801	0.19478	0.18740
	80	0.17129	0.18348	0.17288	0.18653	0.19850	0.19152	0.19175
50	40	0.18045	0.20114	0.18799	0.18774	0.17110	0.18443	0.17053
	50	0.18275	0.20699	0.18555	0.19310	0.19130	0.17982	0.17666
	60	0.17865	0.20947	0.18586	0.18979	0.18749	0.17502	0.17245
	70	0.17595	0.19428	0.18682	0.19083	0.18883	0.17704	0.17505
	80	0.17354	0.19552	0.19300	0.19184	0.18942	0.18139	0.18563

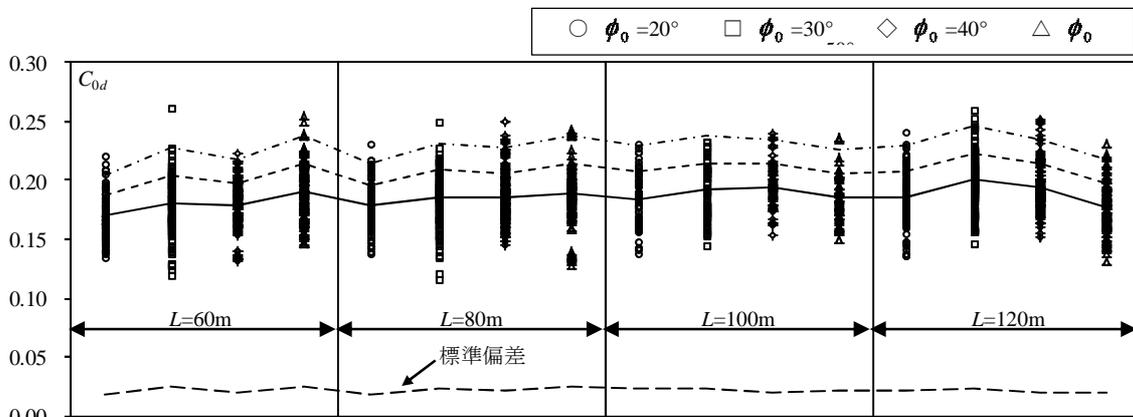


図 4.10 時刻歴地震応答解析に基づくドーム最下層の層せん断力係数 C_{0d}

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

(3) 加速度分布

例として、スパン $L=100\text{m}$ 、ドームの半開角 $\phi_0=20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ$ 、部材細長比 $\lambda_0=40, 80$ の水平応答加速度分布および鉛直応答加速度分布を図 4.11, 4.12 に示す。図 4.11 より、水平応答加速度はテンションリング位置で最も低くなり、ドーム頂部が最も大きくなる。また、 \cos 波形のような分布形状を描く。図 4.12 より、鉛直応答加速度は台形のような分布形状となる。これは単層ドームは面外剛性が低く、複数のモードが発生するためである。

時刻歴地震応答解析から得られたドーム頂部 (O 点) の最大水平応答加速度 (絶対値) A_H^{\max} を表 4.14(a)、面積平均した最大鉛直応答加速度 $A_{V_{am}}$ を表 4.14(b) に示す。面積平均した鉛直応答加速度 $A_{V_{am}}$ は次式で与えられる。

$$A_{V_{am}} = \frac{\sum_{j=1}^{n-1} (A_j \cdot S_j)}{\sum_{j=1}^{n-1} S_j} \quad (4.29)$$

ここで、 A_j は AOA' 線上で発生する $\lambda_E=1.0$ とした時刻歴地震応答解析の j 周の最大鉛直応答加速度、 n は分割数、 S_j は j 周の面積を表す。表 4.14 より、水平応答加速度および鉛直応答加速度はドームの半開角 ϕ_0 に大きく依存することが確認できる。分割数 n や部材細長比 λ_0 の増加に伴って応答値が減少する傾向があるが、これはモード数が増え、主要モードに影響する有効質量比が減少したためであると考えられる。

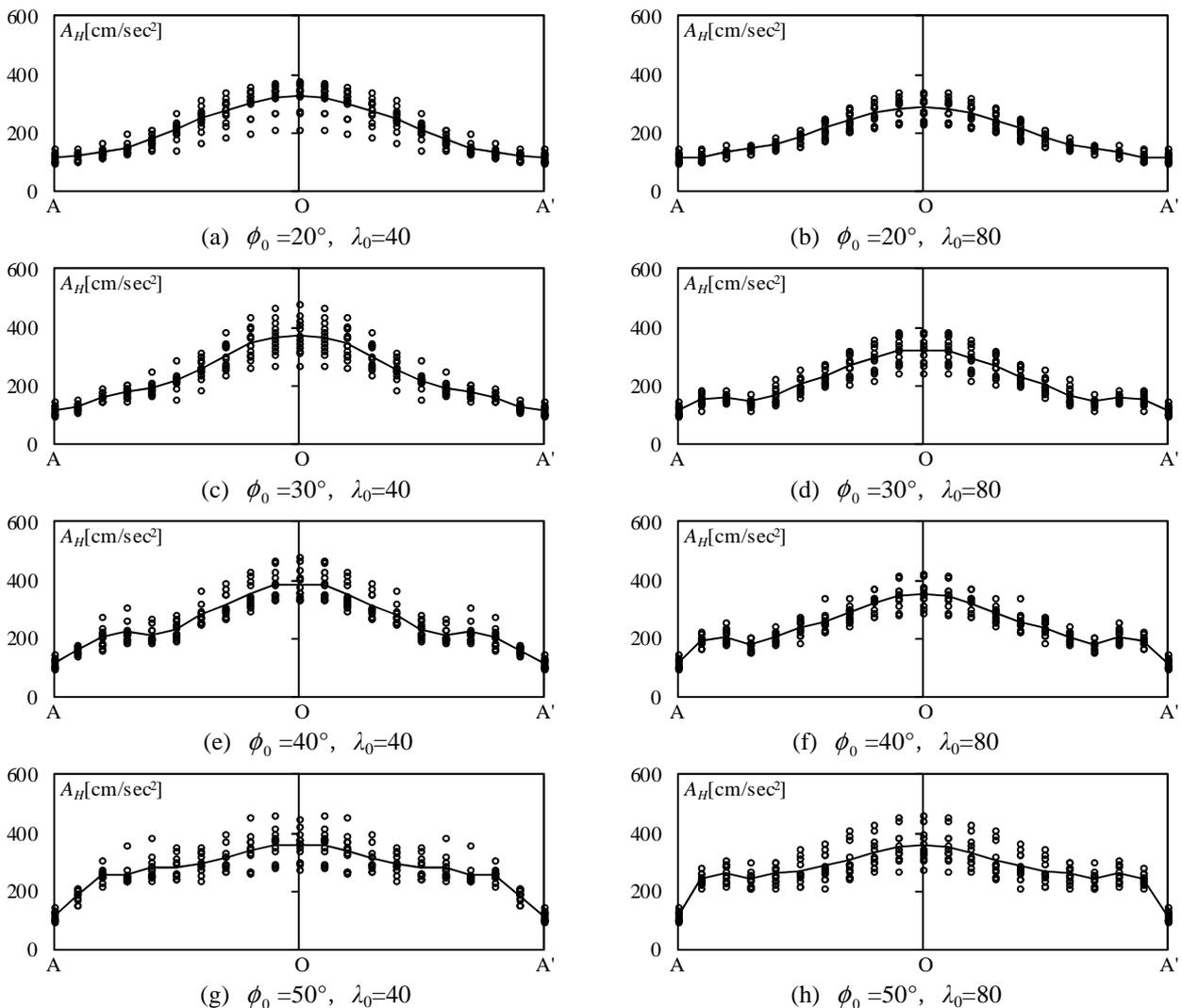


図 4.11 最大水平加速度分布 ($L=100\text{m}$)

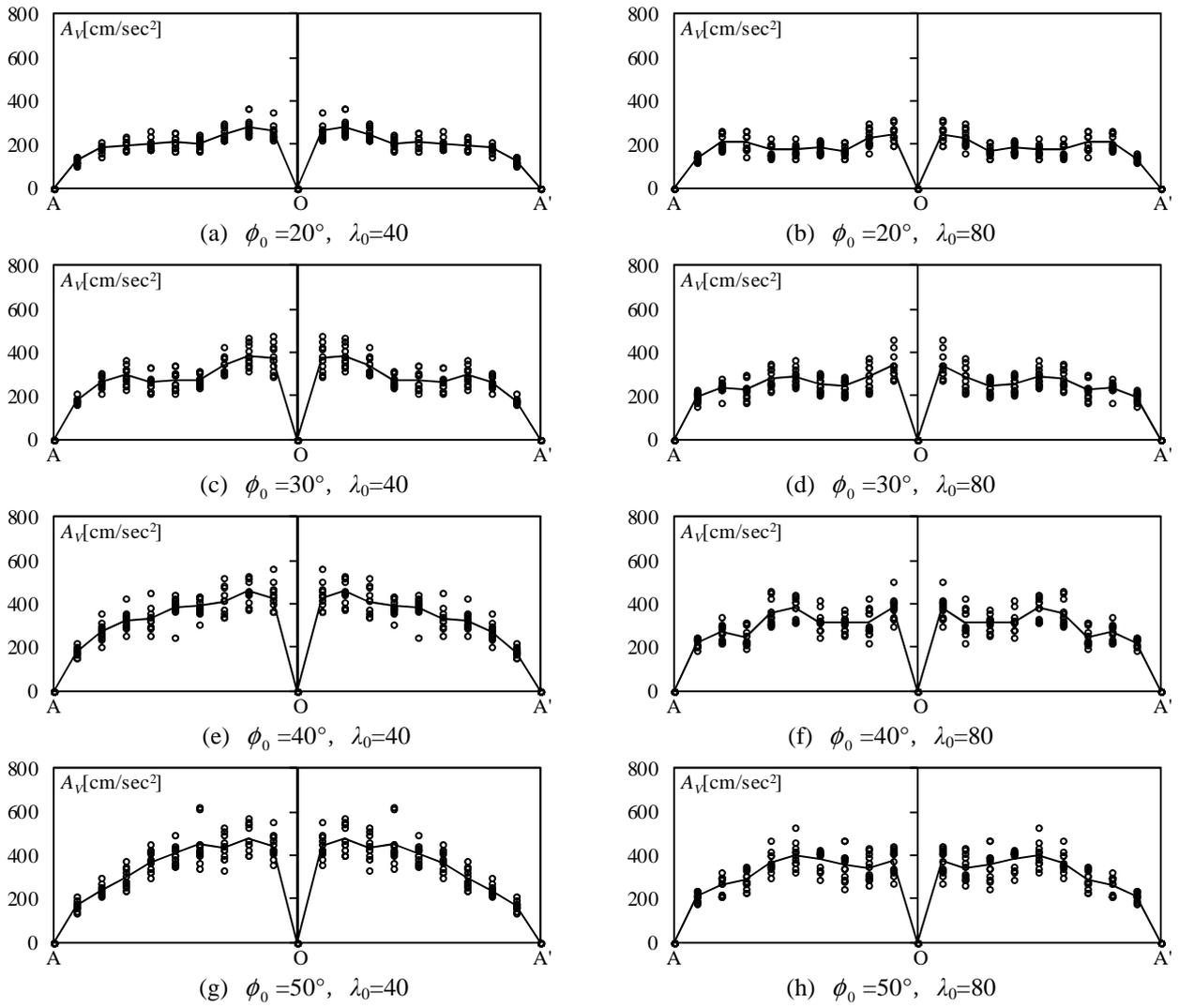


図 4.12 最大鉛直加速度分布 ($L=100\text{m}$)

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

表 4.15 AOA'線上の加速度（絶対値）[cm/sec²]（12波の平均）

(a) 水平応答加速度（最大値）

ϕ [°]	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m	
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12
20	40	277.192	287.642	304.625	313.633	325.125	349.942	345.425
	50	265.825	278.425	289.542	314.842	313.633	355.100	320.583
	60	259.742	280.992	286.467	288.508	317.317	319.650	315.642
	70	242.283	272.392	276.233	286.408	289.867	316.758	294.567
	80	232.033	264.508	264.500	274.767	286.175	303.408	283.617
30	40	297.958	319.758	364.025	364.067	372.108	414.475	396.017
	50	294.308	316.750	357.783	358.333	372.592	404.375	372.608
	60	299.958	305.317	332.058	327.050	361.167	376.483	377.125
	70	278.992	312.717	318.833	320.100	362.867	377.300	366.342
	80	267.200	297.100	294.933	330.992	322.733	365.825	356.842
40	40	302.983	341.942	333.283	381.925	386.400	406.717	395.942
	50	304.308	329.250	330.808	337.508	388.008	413.200	409.308
	60	299.708	338.575	330.725	345.492	380.092	406.750	390.575
	70	297.500	331.425	334.625	337.858	351.583	393.842	376.842
	80	283.783	320.442	322.408	332.208	352.708	376.058	356.908
50	40	321.983	330.683	328.542	330.100	360.600	353.350	343.942
	50	319.792	353.575	328.558	360.642	371.500	354.558	348.733
	60	309.092	360.000	326.667	328.383	369.392	346.783	345.508
	70	300.917	337.192	323.717	328.625	363.617	346.367	346.717
	80	296.167	328.358	345.417	327.308	356.642	356.342	366.892

(b) 鉛直応答加速度（面積平均）

ϕ [°]	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m	
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12
20	40	183.146	177.680	184.341	178.508	192.893	192.083	192.624
	50	189.418	174.119	185.541	180.158	191.964	193.664	193.667
	60	188.787	177.116	188.743	180.842	191.134	194.734	193.931
	70	186.052	171.982	189.074	184.783	184.818	192.630	182.273
	80	180.405	180.165	182.755	185.484	184.377	183.477	177.153
30	40	268.146	252.925	273.124	261.965	266.689	279.833	279.205
	50	264.734	246.956	261.171	262.654	269.800	275.376	258.853
	60	258.667	264.098	255.784	262.467	259.252	265.660	253.521
	70	251.472	258.663	249.644	254.430	251.645	252.235	252.955
	80	247.376	257.516	255.597	252.367	247.136	249.622	255.147
40	40	312.763	310.747	306.102	317.158	317.150	326.470	327.457
	50	310.333	311.204	301.996	308.612	317.095	325.289	313.312
	60	300.993	312.071	298.829	302.686	314.581	311.643	306.873
	70	304.858	300.522	295.076	299.484	297.946	310.980	302.063
	80	292.934	296.044	298.854	296.652	294.387	303.366	301.579
50	40	325.163	318.311	319.157	318.314	321.228	329.878	325.638
	50	322.504	326.799	303.854	330.108	319.229	328.337	323.987
	60	316.632	324.839	307.414	301.952	319.530	313.915	314.461
	70	312.169	305.881	307.393	305.005	314.975	304.502	312.635
	80	308.801	311.814	314.128	305.607	311.474	309.910	314.704

(4) 軸力分布

例として、スパン $L=100\text{m}$ 、ドームの半開角 $\phi_0=20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ$ 、部材細長比 $\lambda_0=40, 80$ のドームを対象とする。AOA'線の上に近接するフープ材の軸力分布（テンションリング位置は除外）を図 4.11, AOA'線上の稜線材の軸力分布を図 4.12 に示す。なお、本検討では地震動強さ λ_E は 1.0（損傷限界レベル）とし、固定荷重は考慮していない。図 4.11 より、フープ材の軸力はほぼ一定値となり、鉛直応答加速度の分布と同様に台形分布となる。図 4.12 より、稜線材の軸力はスパン $L/4$ の箇所が大きくなる。

フープ材および稜線材の軸力の最大値を表 4.15 に示す。表 4.15 より、稜線材よりフープ材に生じる軸力の方が大きくなる。

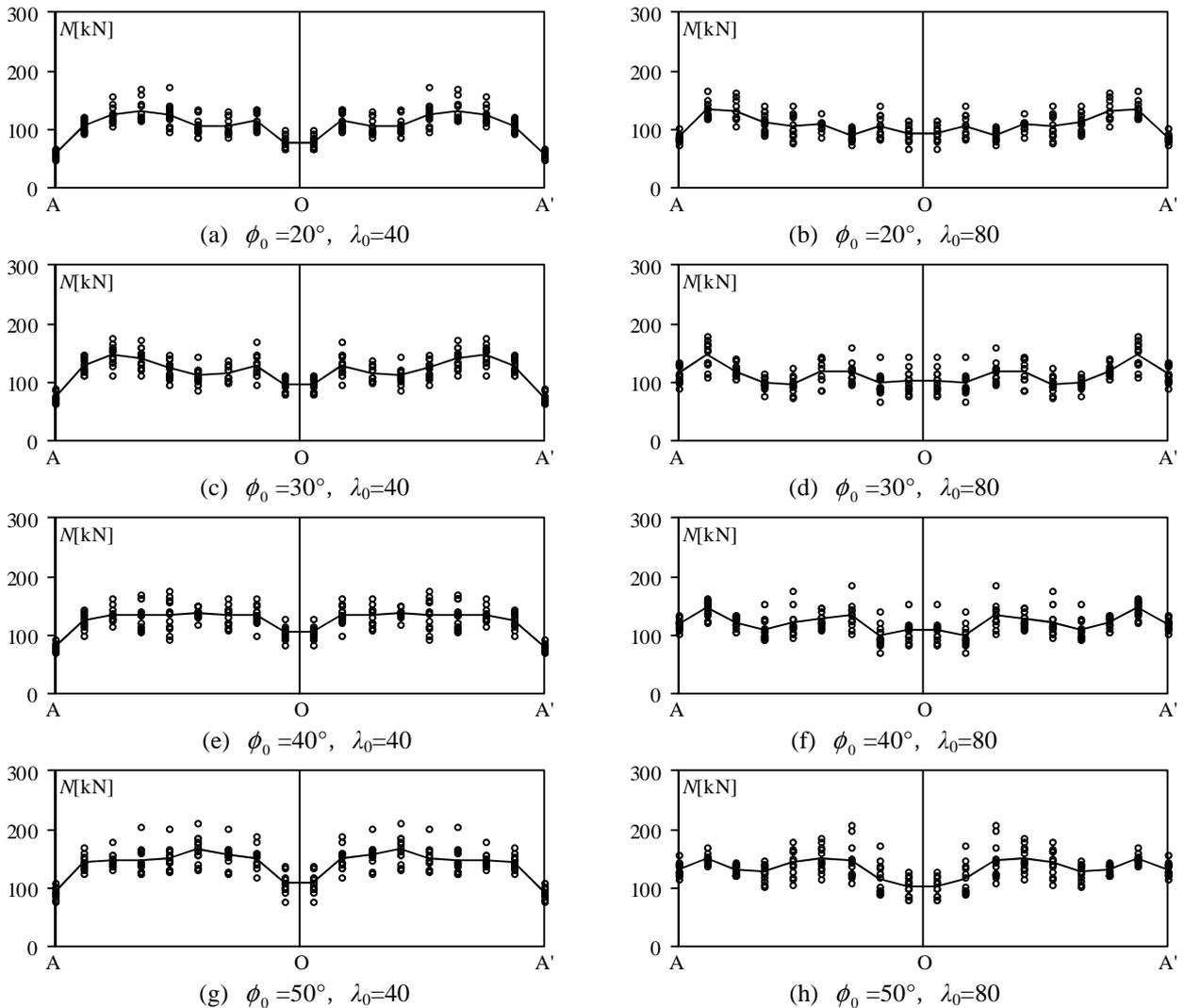


図 4.13 フープ材の最大軸力分布 ($L=100\text{m}$)

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

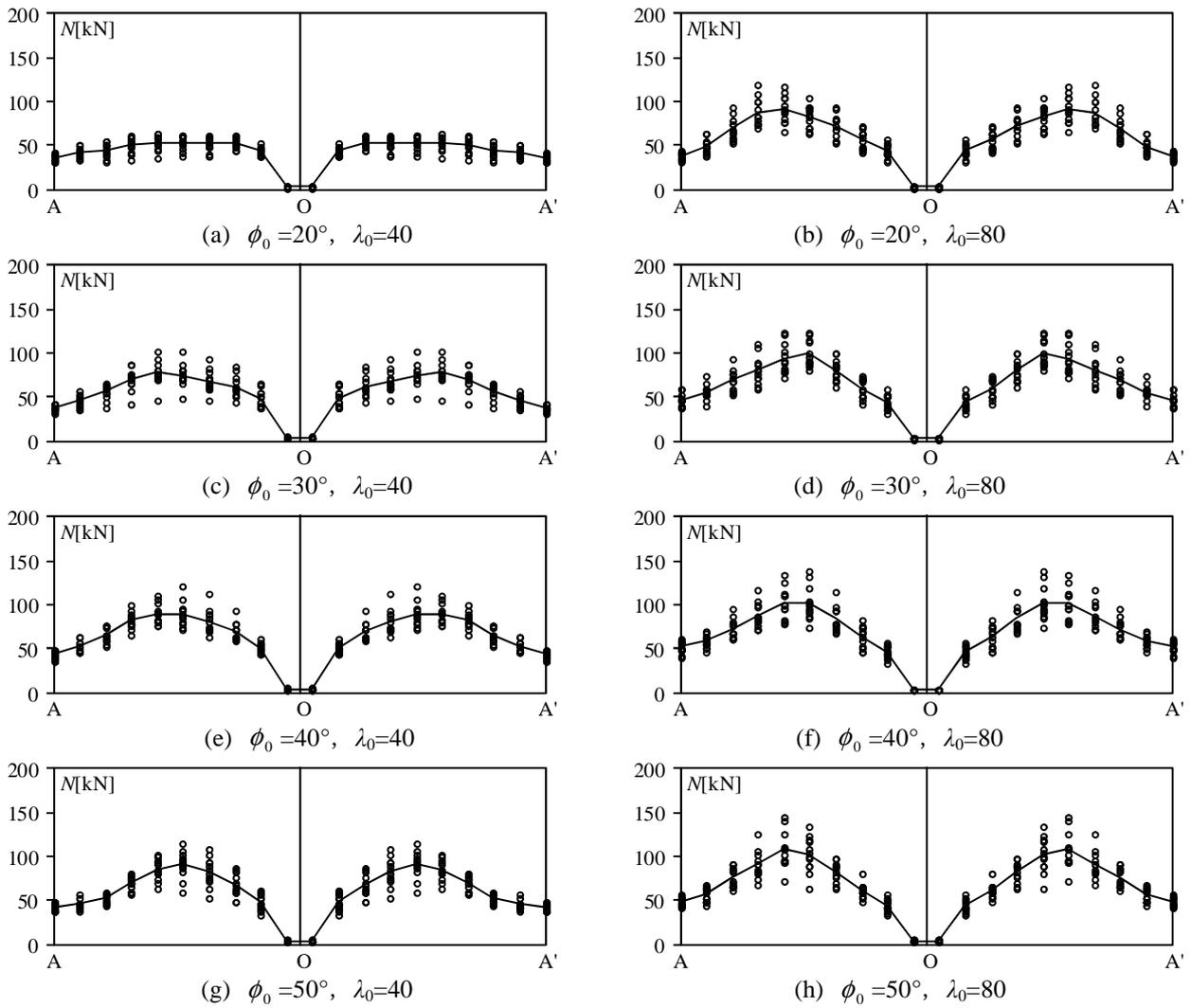


図 4.14 稜線材の最大軸力分布 ($L=100\text{m}$)

表 4.16 ドーム部材の軸力 (絶対値) [kN] (12 波の平均)

(a) AOA'線に近接するフープ材の軸力 (最大値)

ϕ [°]	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m	
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12
20	40	46.534	59.552	79.985	91.288	130.592	185.600	163.633
	50	50.241	67.140	87.407	95.774	141.725	198.208	163.750
	60	49.521	73.653	87.723	104.922	140.650	194.508	165.042
	70	50.761	76.548	87.912	104.708	139.917	194.658	168.108
	80	49.857	78.316	87.253	106.270	133.017	193.858	159.817
30	40	52.663	73.687	88.224	104.595	146.425	201.650	168.408
	50	50.296	75.345	86.065	108.231	142.142	202.842	169.317
	60	49.668	81.631	87.115	103.119	137.792	197.483	178.150
	70	51.728	81.170	92.423	105.802	140.700	214.375	190.975
	80	55.169	78.336	99.078	109.395	146.042	226.375	186.642
40	40	53.194	83.076	91.788	112.973	138.250	212.333	174.758
	50	52.546	81.414	88.963	112.617	142.300	204.458	179.225
	60	55.948	82.817	99.648	110.384	149.817	223.317	198.300
	70	57.537	81.562	102.959	116.633	148.900	239.033	198.675
	80	58.267	81.049	103.052	119.508	145.800	235.992	188.250
50	40	58.762	92.831	97.058	122.515	166.092	233.775	196.992
	50	58.335	93.791	97.388	130.217	157.992	235.300	200.742
	60	55.001	97.227	98.852	120.843	158.142	229.575	195.700
	70	54.286	90.454	98.682	119.656	151.508	227.283	198.425
	80	54.458	95.394	96.902	117.899	150.483	223.567	192.575

(b) AOA'線上の稜線材の軸力 (最大値)

ϕ [°]	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m	
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12
20	40	17.402	26.563	31.984	38.210	54.025	76.838	74.511
	50	20.289	27.518	37.636	41.302	60.080	93.694	90.344
	60	24.009	28.252	45.836	44.454	59.973	107.424	99.151
	70	28.573	31.341	51.768	54.753	83.448	114.884	108.796
	80	32.168	35.802	57.308	59.753	91.877	123.003	112.163
30	40	25.452	32.429	49.004	52.458	77.777	118.093	110.024
	50	33.368	35.976	59.623	60.423	84.573	144.417	116.023
	60	34.647	42.794	60.423	66.973	101.733	146.467	120.627
	70	36.080	48.008	68.154	72.939	106.582	143.067	124.473
	80	35.889	51.980	68.729	79.058	99.338	150.925	117.817
40	40	31.808	42.219	53.938	67.102	90.452	130.250	124.937
	50	36.386	45.929	65.978	71.435	103.688	157.275	137.583
	60	38.307	48.149	69.127	80.361	113.807	164.525	134.258
	70	38.578	53.708	67.232	83.242	105.105	162.483	131.292
	80	37.953	57.093	70.431	85.503	102.465	157.400	133.792
50	40	32.588	38.792	56.002	62.238	90.898	127.867	112.258
	50	34.960	45.107	58.582	70.503	96.512	142.575	121.380
	60	36.395	46.866	62.950	73.268	98.340	140.153	122.573
	70	38.265	51.946	66.928	77.948	105.428	144.925	129.983
	80	40.399	56.093	70.288	83.472	107.813	163.058	139.567

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

(5) 特定時刻の応答値

スパン $L=100\text{m}$ ，分割数 $n=10$ ，部材細長比 $\lambda_0=50$ ，ドームの半開角 $\phi_0=30^\circ$ のモデルを例として，水平および鉛直応答加速度とフープ材および稜線材の軸力の時刻歴について分析する．構造物に入力される水平地震動の周波数特性の平均値として，国土交通省告示に示される加速度応答スペクトルを採用する．本解析で使用する模擬地震動は減衰定数 5% の加速度応答スペクトルに適合するように作成され，El Centro NS 位相の地震動を使用する．使用する入力地震動を図 4.15，図 4.16 に示す．

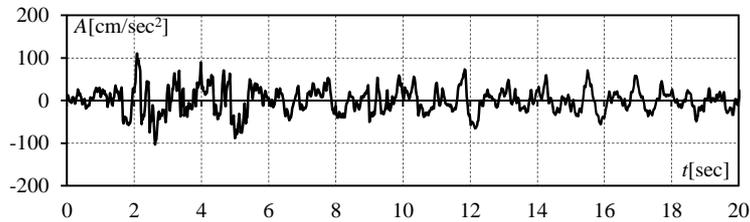


図 4.15 入力地震動 ($\lambda_E=1.0$)

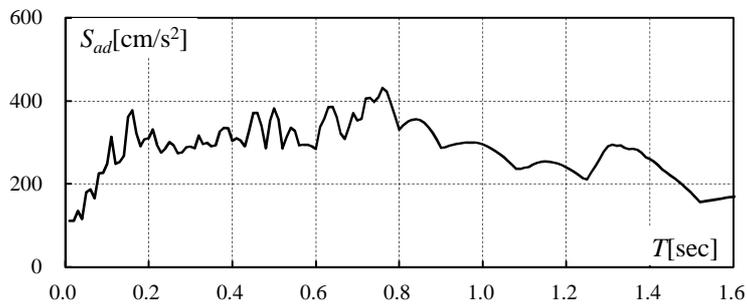


図 4.16 絶対加速度スペクトル ($\lambda_E=1.0$, $h=0.02$)

採用する節点および部材を図 4.17 に示す（鉛直加速度(B)と鉛直変位は同じ箇所）．また，水平応答加速度の時刻歴を図 4.18，鉛直応答加速度の時刻歴を図 4.19，4.20，鉛直応答変位の時刻歴を図 4.21，フープ材の軸力の時刻歴を図 4.22，4.23，稜線材の軸力の時刻歴を図 4.24，ドーム最下層のせん断力を図 4.25 に示す．図 4.18~4.25 より，鉛直応答加速度やフープ材の軸力に比べて，水平応答加速度，層せん断力および稜線材の軸力は短い周期で振動することが確認できる．後述するが，これは，振動モードによって応答値が異なるためである．従って，水平加速度や層せん断力は高次モードが影響していると考えられる．

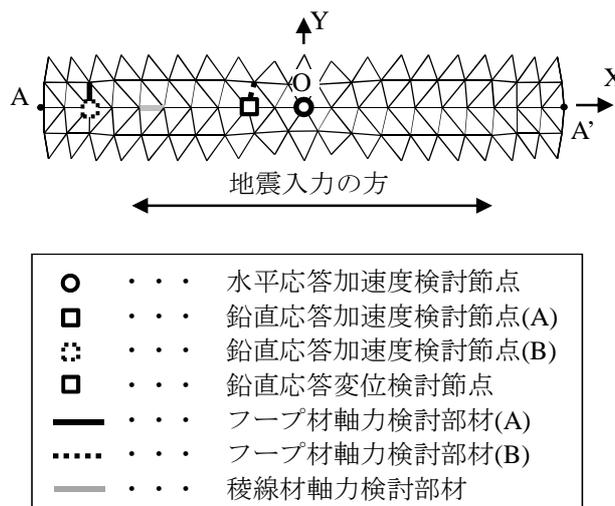


図 4.17 検討箇所

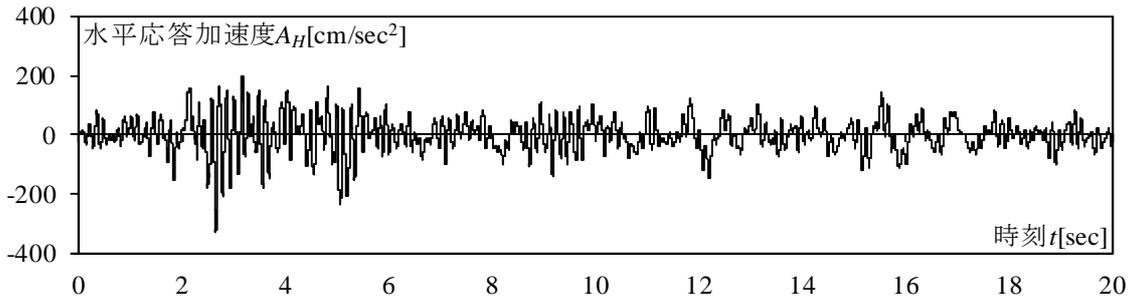


図 4.18 水平応答加速度

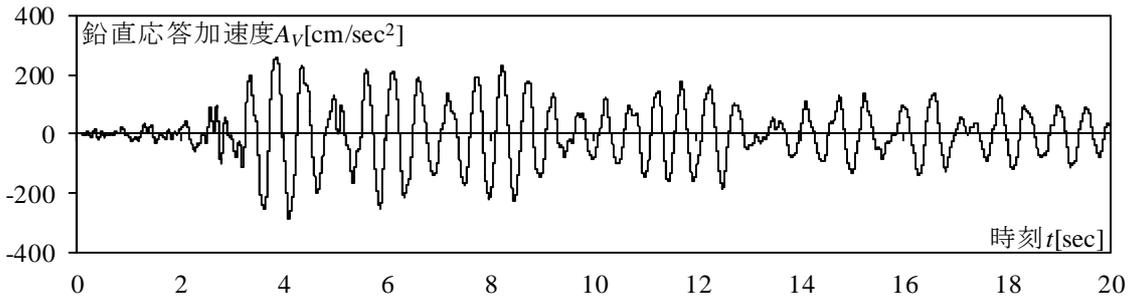


図 4.19 鉛直応答加速度(A)

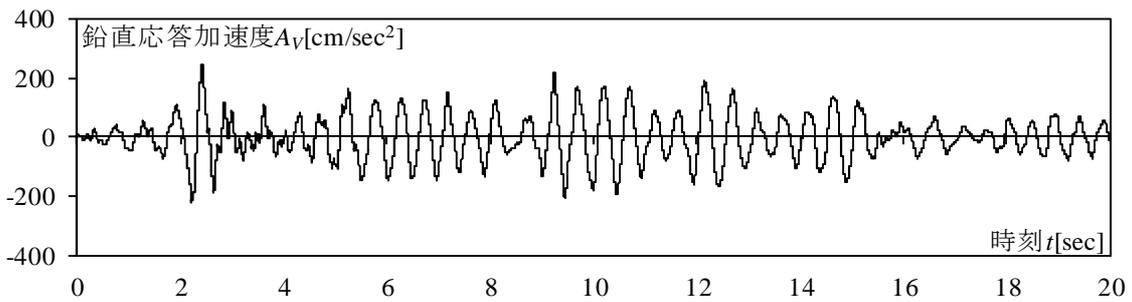


図 4.20 鉛直応答加速度(B)

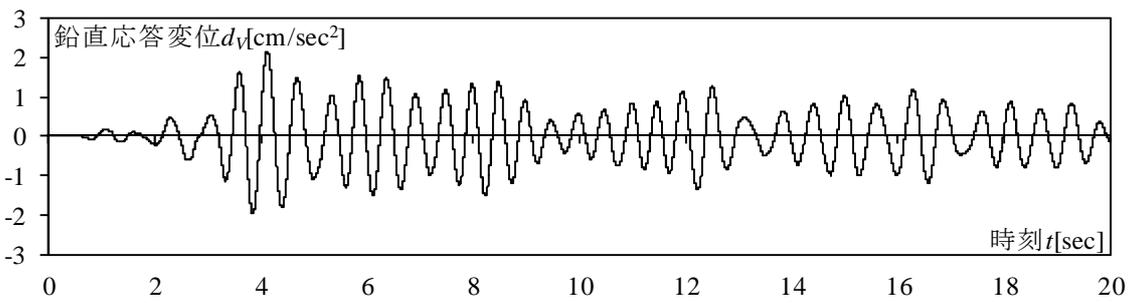


図 4.21 鉛直応答変位

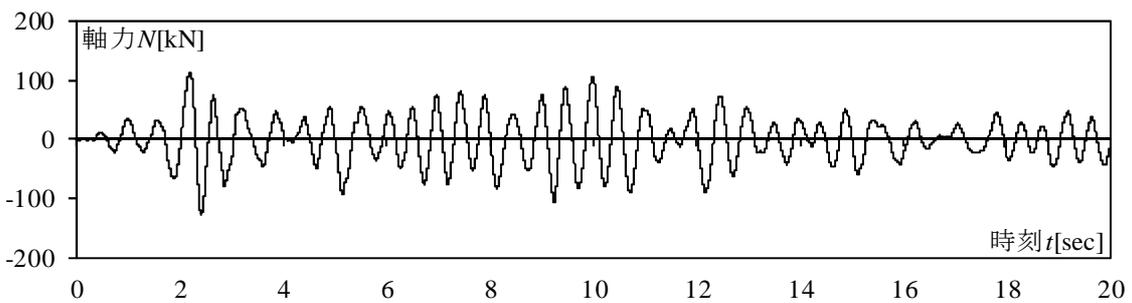


図 4.22 フープ材の軸力(A)

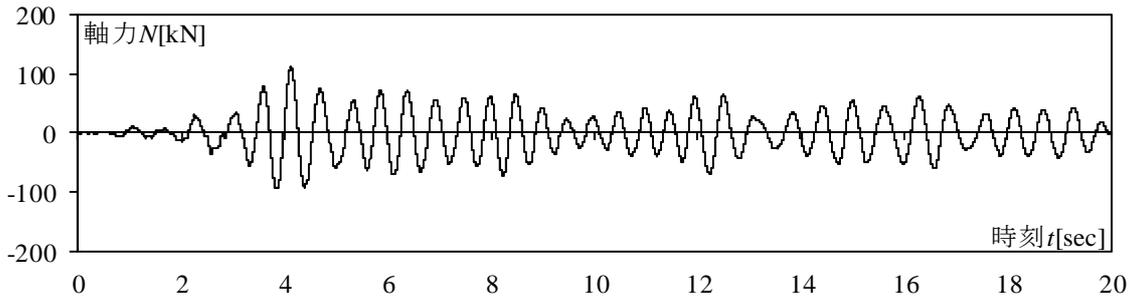


図 4.23 フープ材の軸力(B)

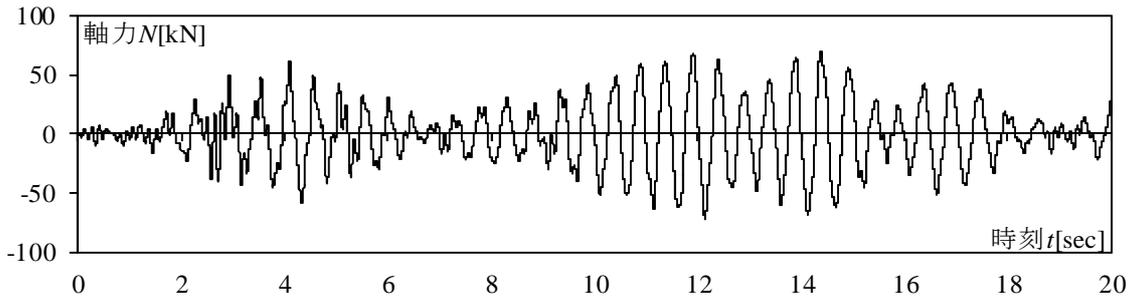


図 4.24 稜線材の軸力

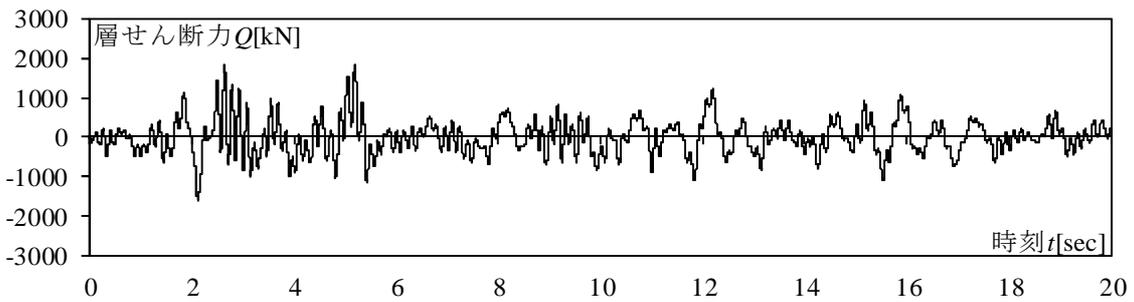


図 4.25 ドーム最下層の層せん断力

限界変形を考慮した空間構造の耐震性能評価手法に関する研究

本資料では、表 4.17 に示す 8 種類の特定期刻に注目し、その時の水平および鉛直応答加速度とフープ材および稜線材の軸力について検討する。各特定期刻での応答値を図 4.26~4.33 に示す。図中のは■は特定期刻での応答値、□は全ステップでの最大応答値、○は全ステップの最大応答値の絶対値を表す。また、丸は注目した箇所を表す。各時刻の結果を以下に示す。

水平応答加速度（時刻①）

水平応答加速度の最大値を特定期刻とした結果を図 4.26 に示す。図 4.26 より、水平応答加速度は 5 周目の節点で大きく変形する。また、軸力分布に注目するとほとんど軸力が発生していないことが確認できる。また、表 4.17 に示されるように、時刻①の層せん断力と時刻⑧の層せん断力の割合（誤差）は 0.96 程度となり、水平加速度が推定できれば層せん断力も誤差はあるが推定可能であると考えられる。

鉛直応答加速度（時刻②，③）

鉛直応答加速度の最大値を特定期刻とした結果を図 4.27，4.28 に示す。2 周目の節点の鉛直加速度が最大となる時刻（時刻②）では稜線材の軸力分布とフープ材の 2 周目の軸力が良い対応を示す。一方、8 周目の節点の鉛直加速度が最大となる時刻（時刻③）では稜線材の軸力は非常に小さくなり、フープ材の軸力分布は良い対応を示す。

鉛直応答変位（時刻④）

鉛直応答変位の最大値を特定期刻とした結果を図 4.29 に示す。鉛直応答変位の特定期刻は鉛直応答加速度(A)の特定期刻とほぼ同じとなるため、変形や応力は図 4.27 と対応する。

フープ材の軸力（軸力⑤，⑥）

フープ材の軸力の最大値を特定期刻とした結果を図 4.30，4.31 に示す。表 4.17 より、時刻③と時刻⑤の特定期刻はほぼ同じとなるため、注目するフープ材付近の鉛直加速度を推定できれば注目するフープ材の軸力も概ね推定できると考えられる。同様に、時刻②と時刻⑥も対応することが確認できる。層せん断力に注目すると、どの時刻も非常に小さい値となる。したがって、この時刻から層せん断力を評価することは困難であると考えられる。

稜線材の軸力（軸力⑦）

稜線材の軸力の最大値と最小値を特定期刻とした結果を図 4.32 に示す。この時刻も⑤，⑥（フープ材）と同様に、層せん断力は小さいため、この時刻から層せん断力を評価することは困難であると考えられる。

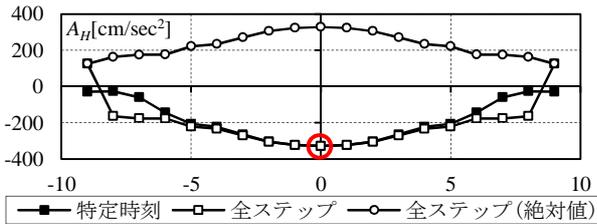
層せん断力（時刻⑧）

層せん断力の最大値と最小値を特定期刻とした結果を図 4.33 に示す。図 4.33 より、軸力分布等は時刻①の結果と似ていることが確認できる。したがって、分布形状は水平加速度が最大となる時刻を参考にしても良いと考えられる。

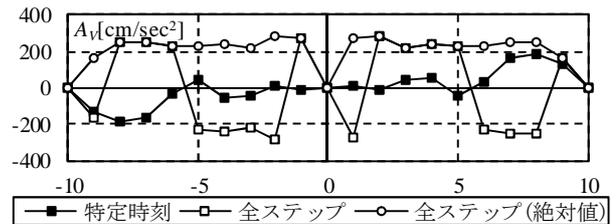
表 4.17 特定期刻

		節点・部材番号	時刻[sec]	応答値	層せん断力[kN]
①	最大水平応答加速度[cm/sec ²]	1	2.65	-328.16	1777.00
②	最大鉛直応答加速度(A)[cm/sec ²]	14	4.11	-286.32	52.45
③	最大鉛直応答加速度(B)[cm/sec ²]	194	2.43	247.13	188.80
④	最大鉛直応答変位[cm]	14	4.12	2.15	10.50
⑤	フープ材の最大軸力(A)[kN]	576	2.41	-126.60	135.90
⑥	フープ材の最大軸力(B)[kN]	36	4.12	111.71	7.95
⑦	稜線材の最大軸力[kN]	274	12.14	-70.77	770.30
⑧	層せん断力の最大値[kN]	最下層	5.20	1854.65	1855.00

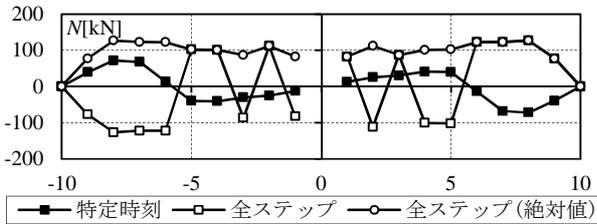
第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状



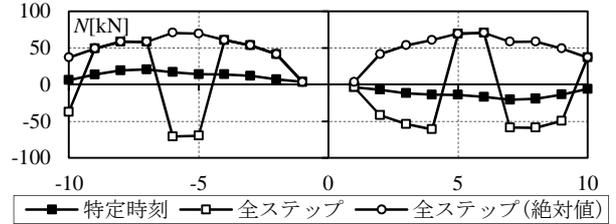
(a) 水平応答加速度分布



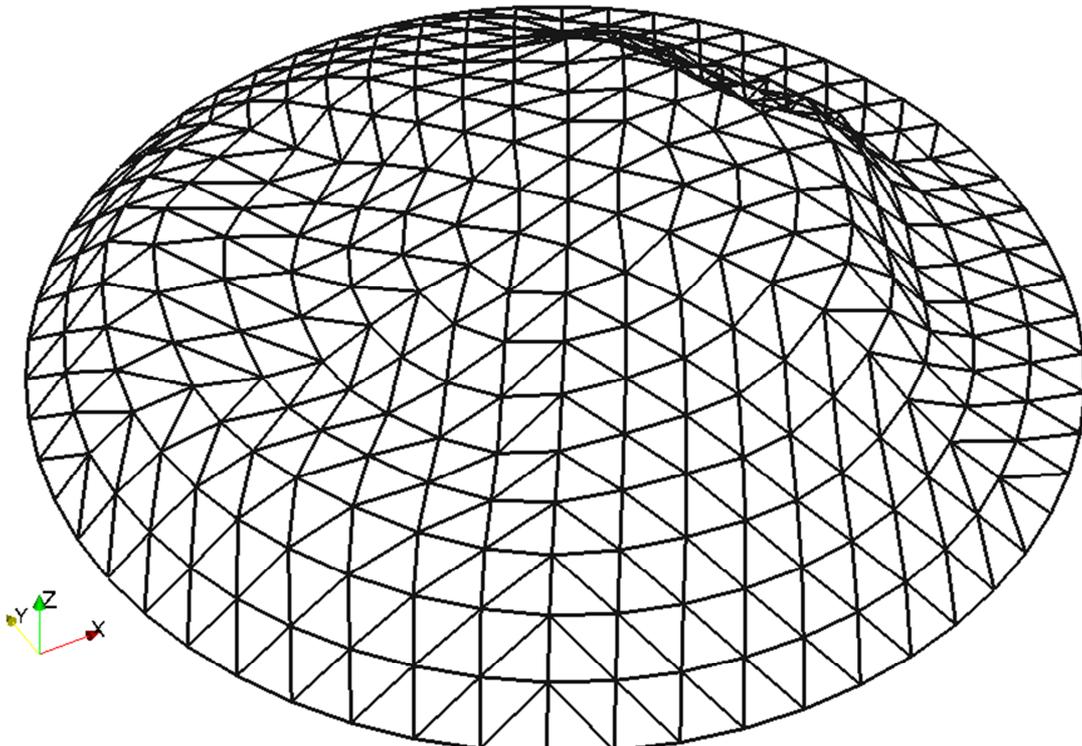
(b) 鉛直応答加速度分布



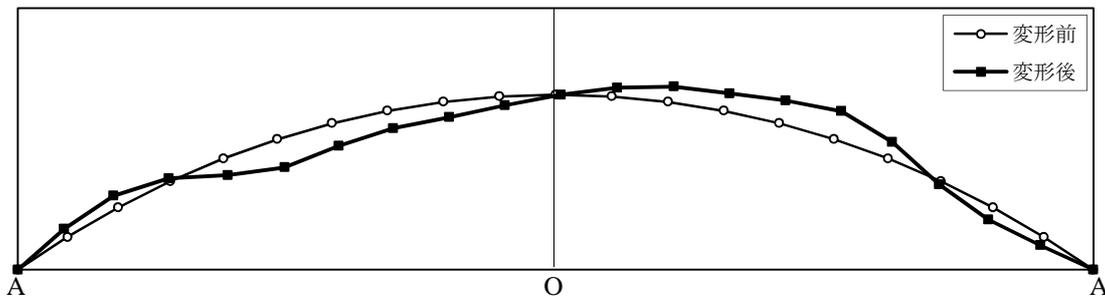
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布

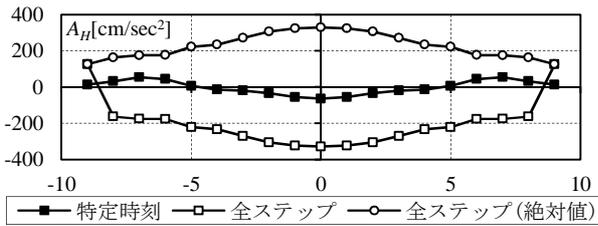


(e) 変形図 (全体)

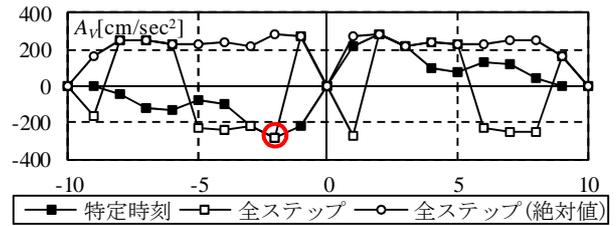


(f) 変形図 (稜線材上)

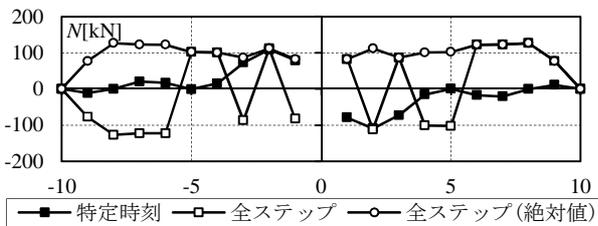
図 4.26 ①の時刻 (水平応答加速度最大)



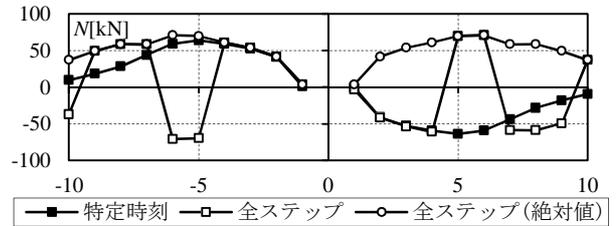
(a) 水平応答加速度分布



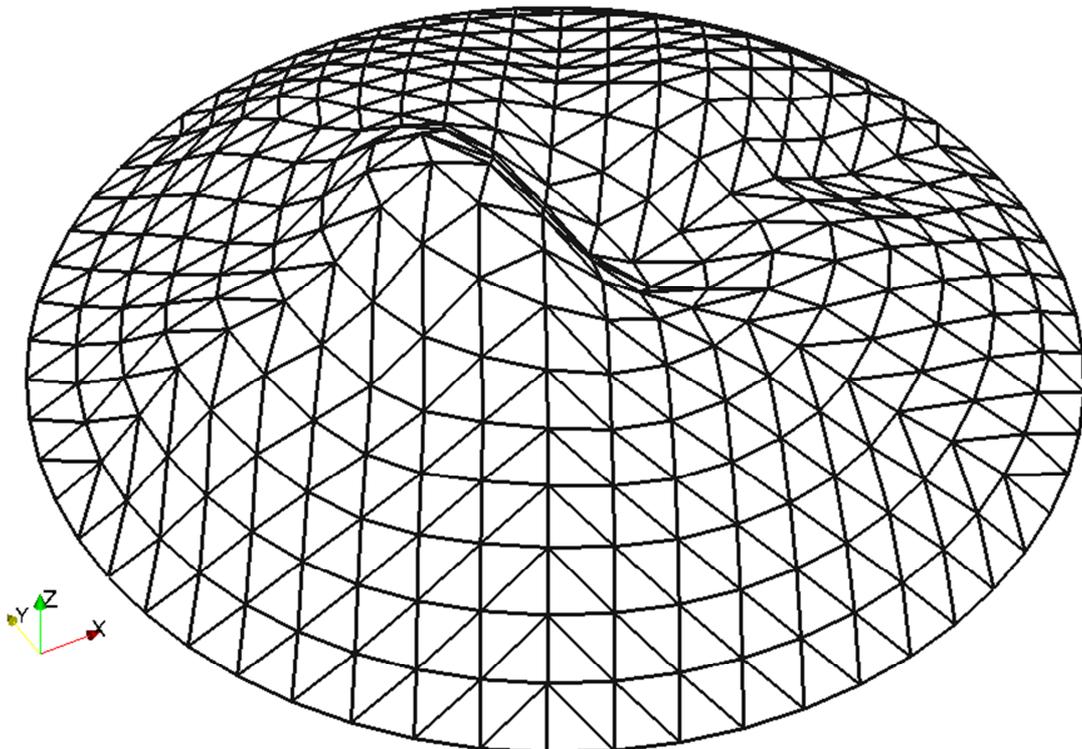
(b) 鉛直応答加速度分布



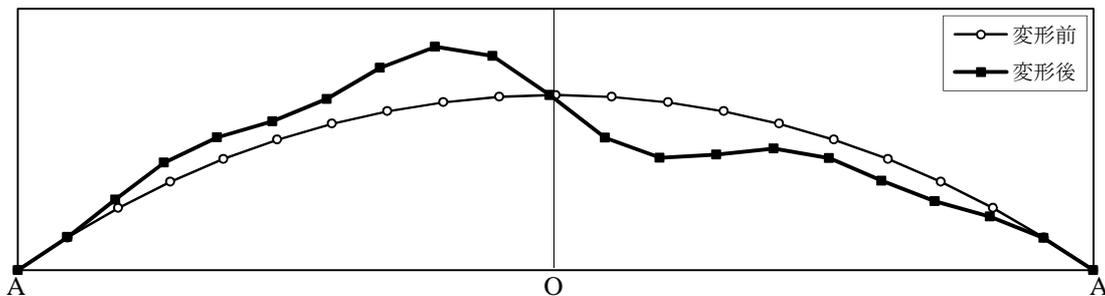
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布



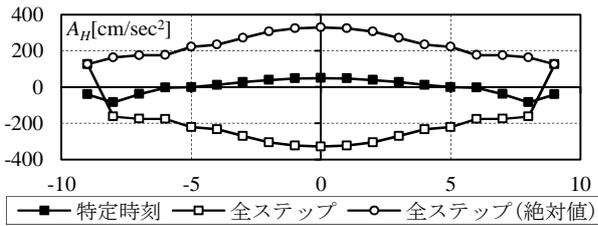
(e) 変形図 (全体)



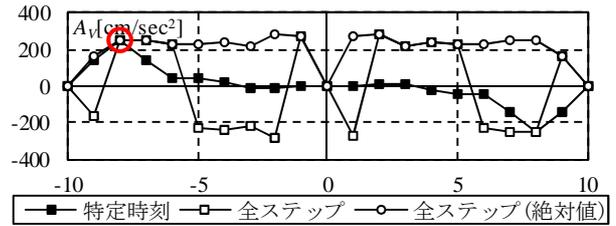
(f) 変形図 (稜線材上)

図 4.27 ②の時刻 (鉛直応答加速度(A)最大)

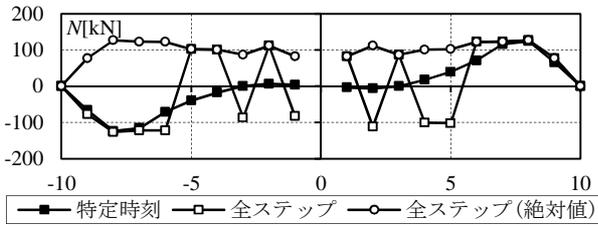
第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状



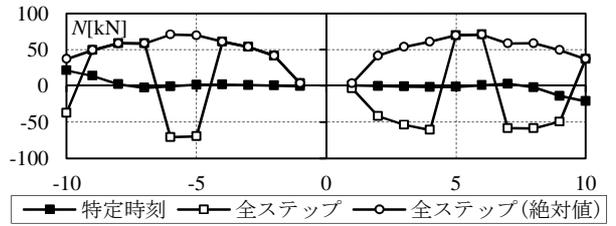
(a) 水平応答加速度分布



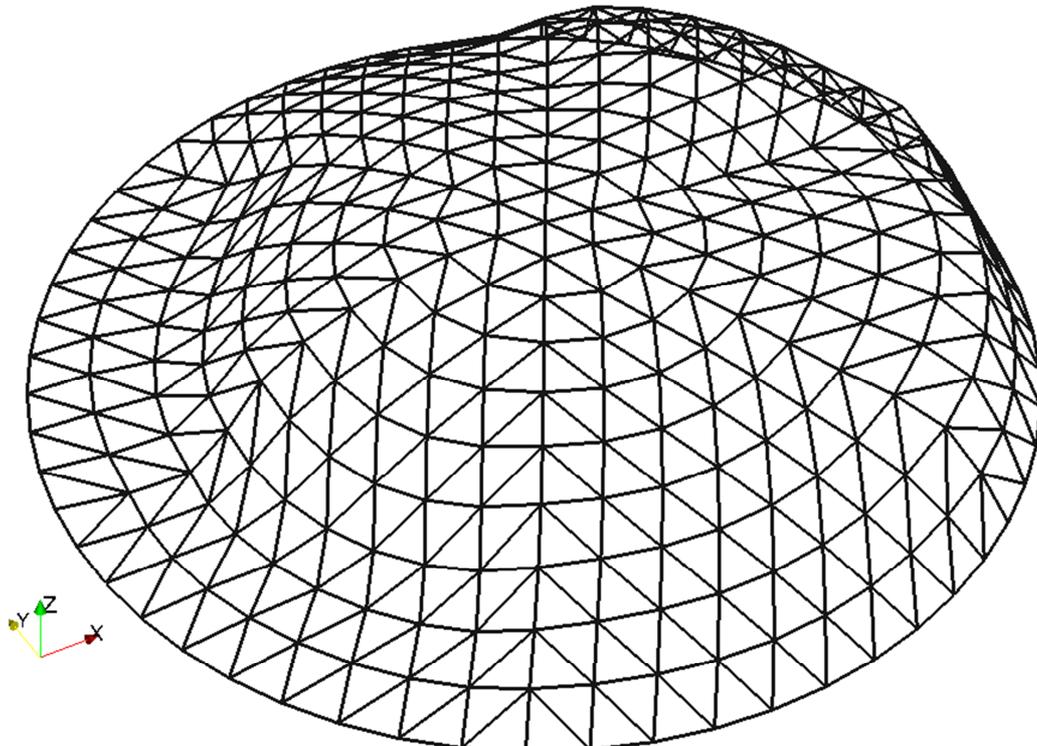
(b) 鉛直応答加速度分布



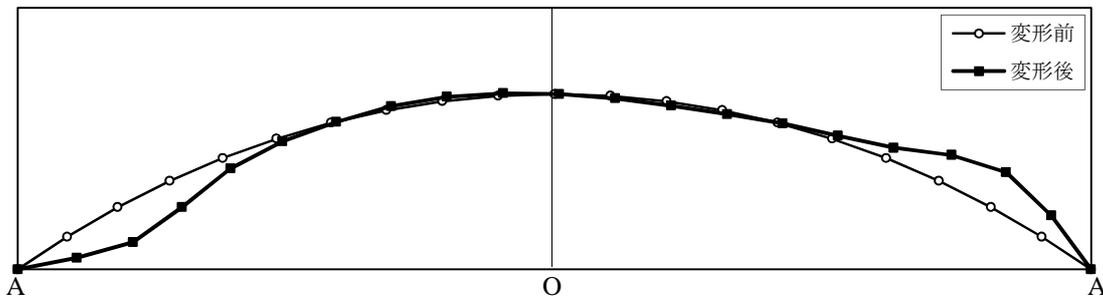
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布

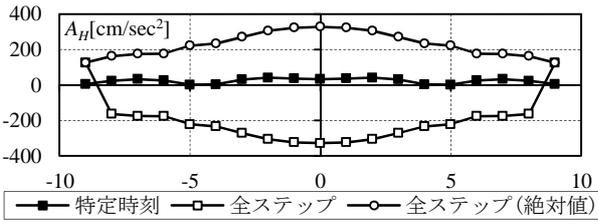


(e) 変形図 (全体)

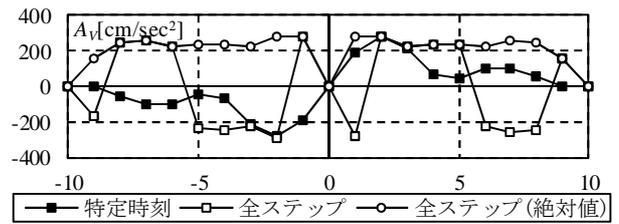


(f) 変形図 (稜線材上)

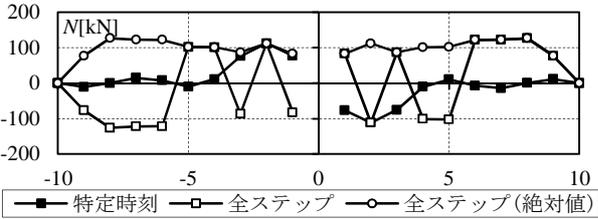
図 4.28 ③の時刻 (鉛直応答加速度(B)最大)



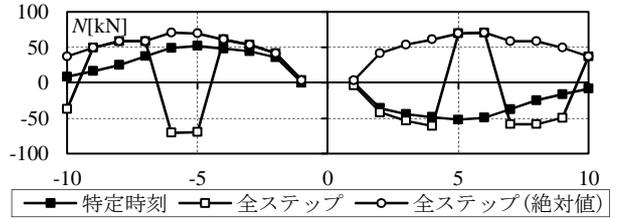
(a) 水平応答加速度分布



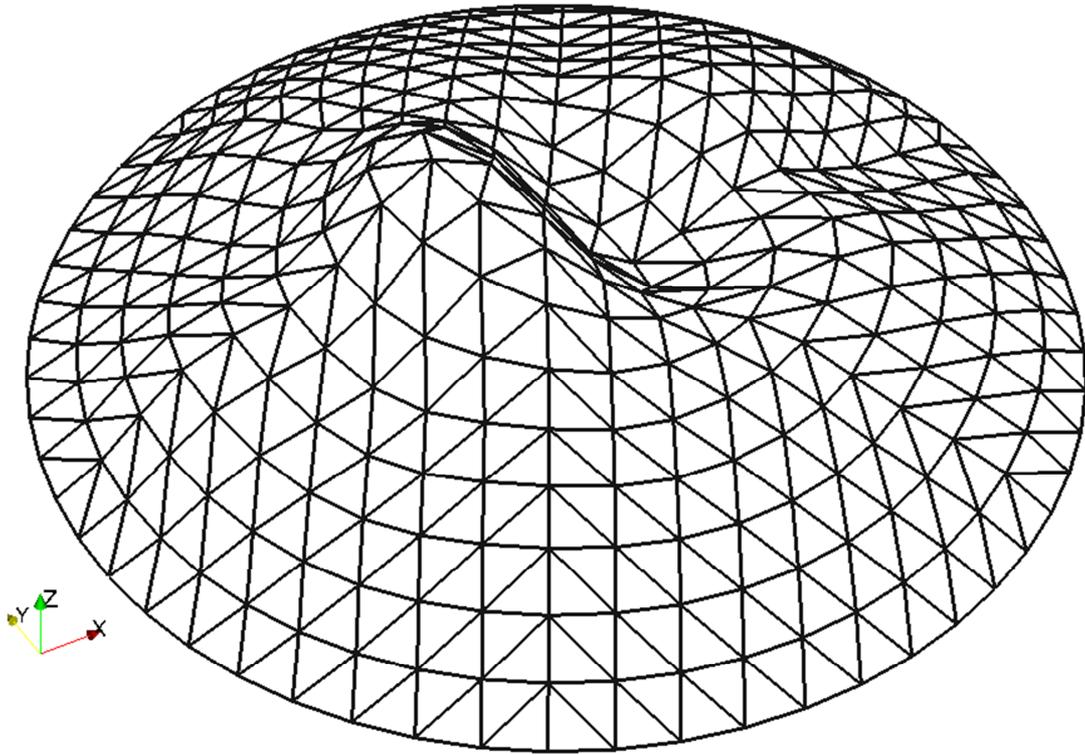
(b) 鉛直応答加速度分布



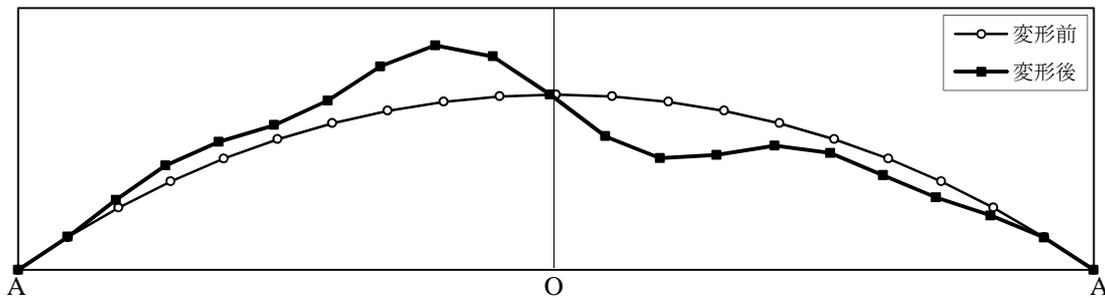
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布



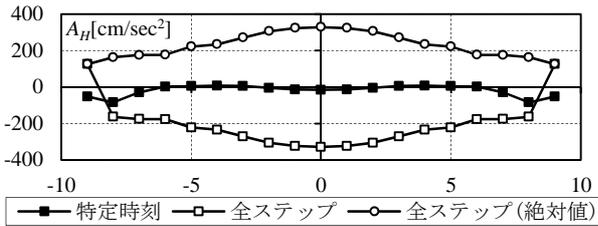
(e) 変形図 (全体)



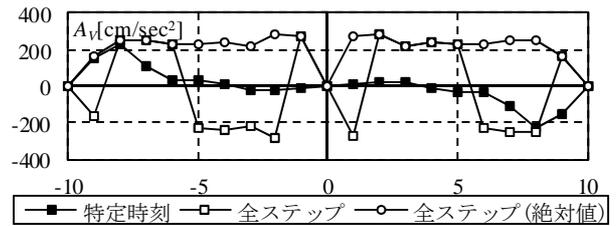
(f) 変形図 (稜線材上)

図 4.29 ④の時刻 (鉛直応答変位最大)

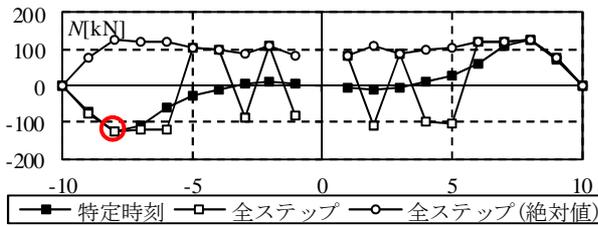
第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状



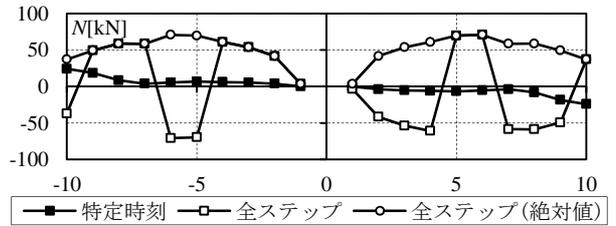
(a) 水平応答加速度分布



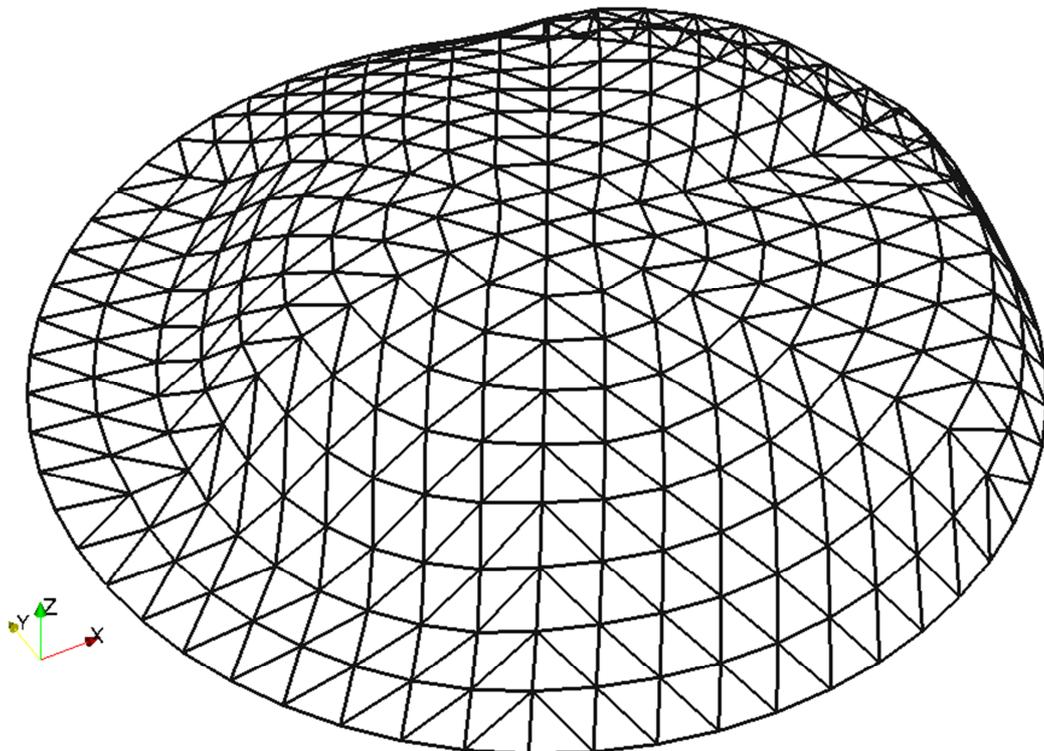
(b) 鉛直応答加速度分布



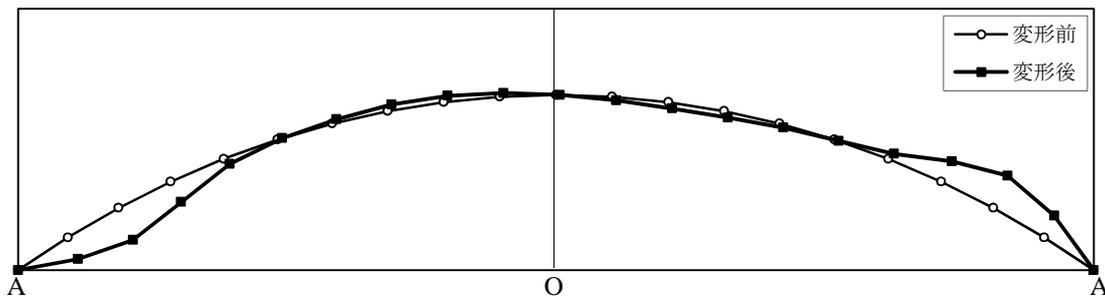
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布

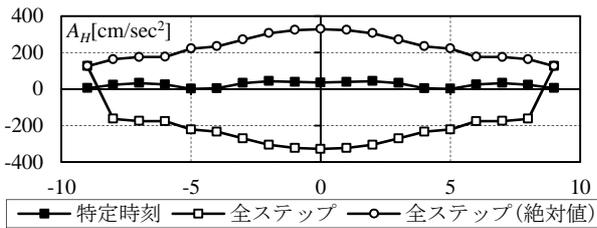


(e) 変形図 (全体)

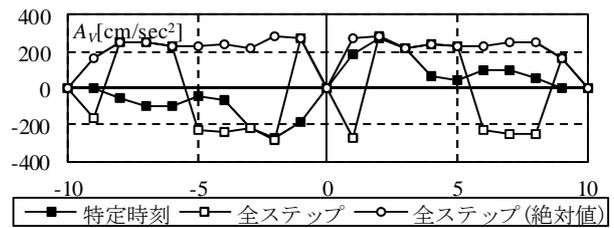


(f) 変形図 (稜線材上)

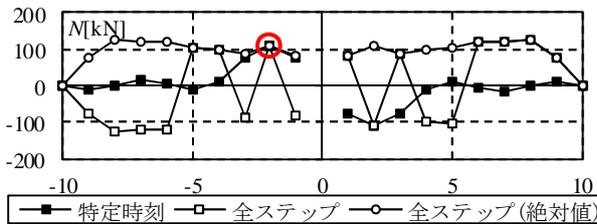
図 4.30 ⑤の時刻 (フープ材軸力(A)最大)



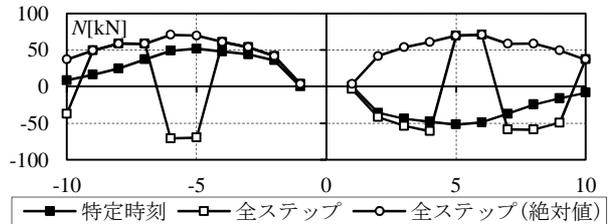
(a) 水平応答加速度分布



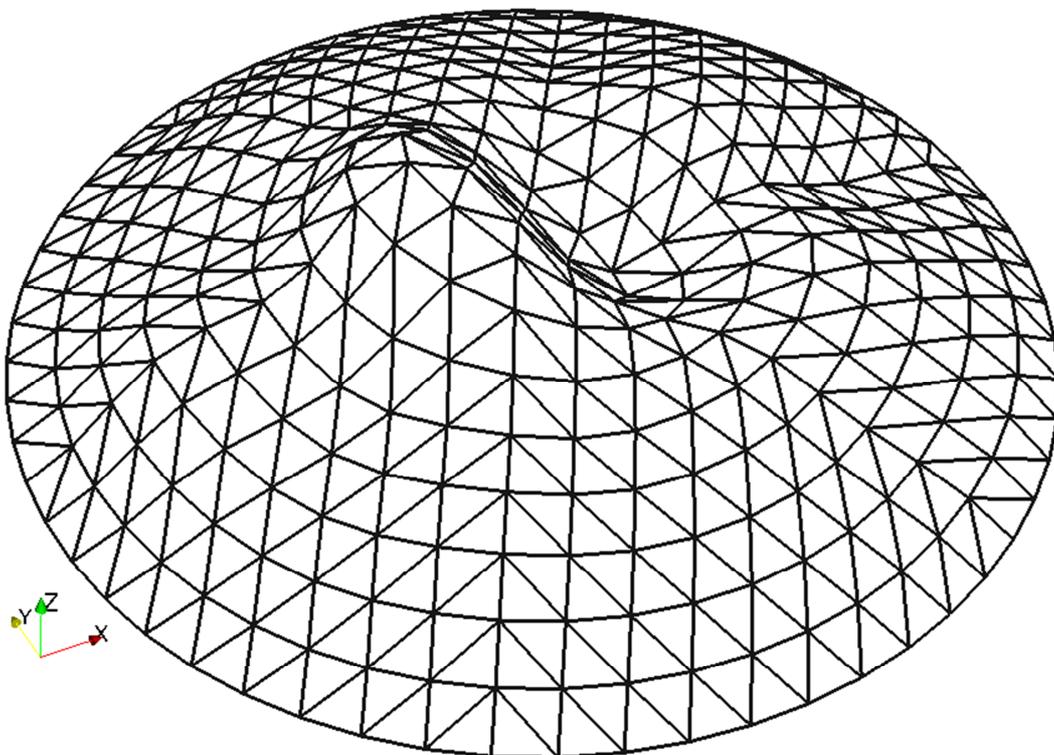
(b) 鉛直応答加速度分布



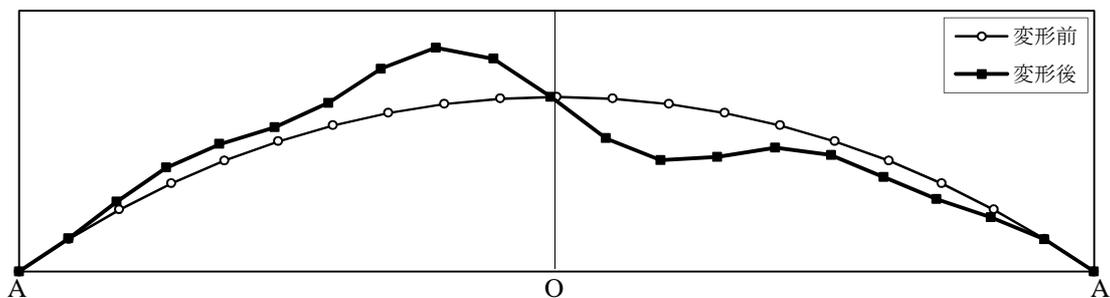
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布



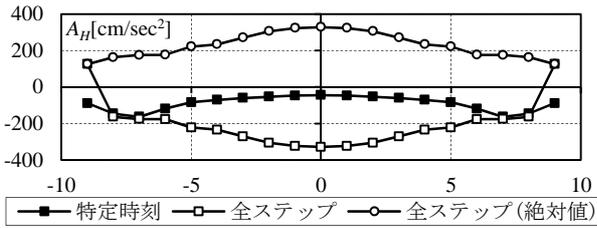
(e) 変形図 (全体)



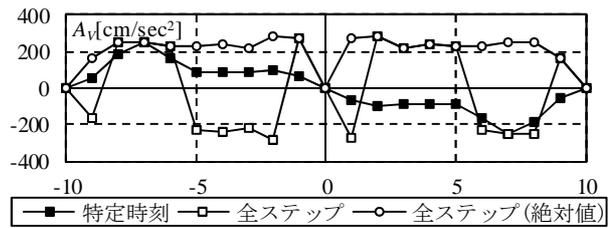
(f) 変形図 (稜線材上)

図 4.31 ⑥の時刻 (フープ材軸力(B)最大)

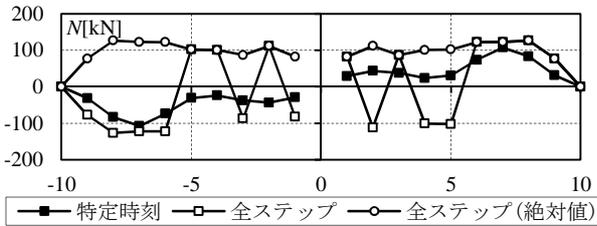
第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状



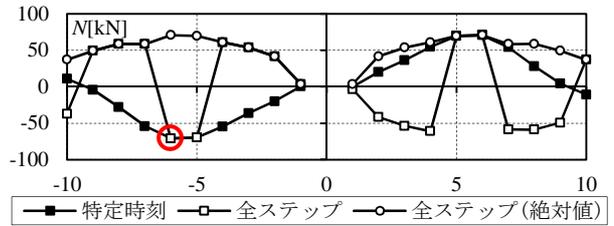
(a) 水平応答加速度分布



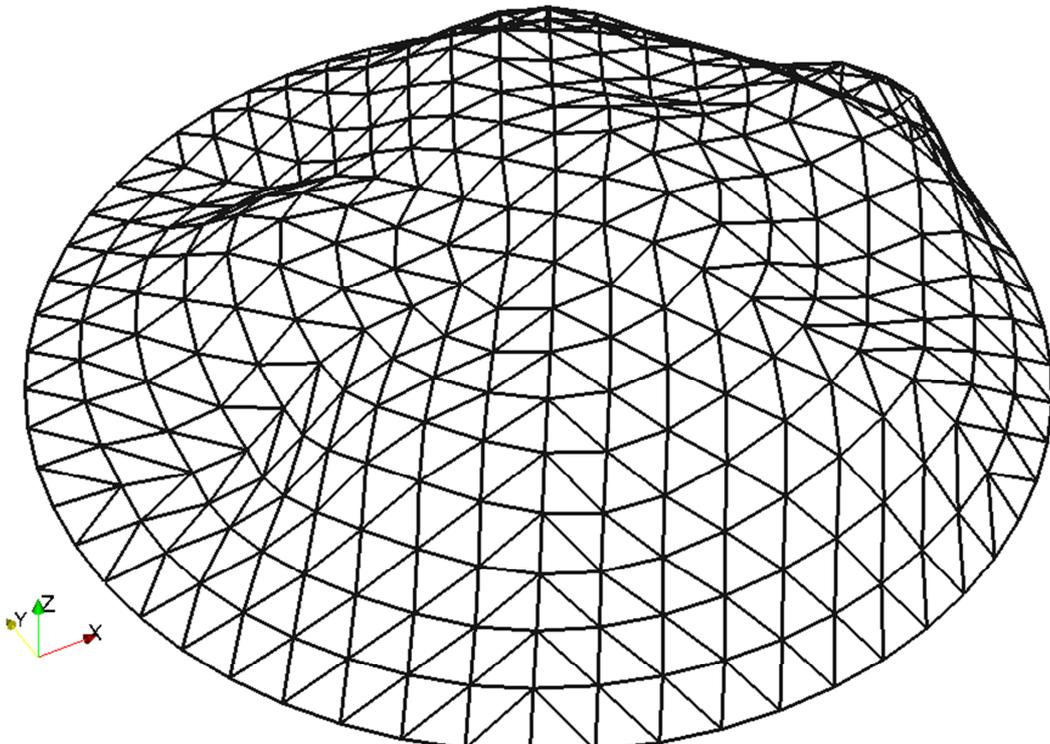
(b) 鉛直応答加速度分布



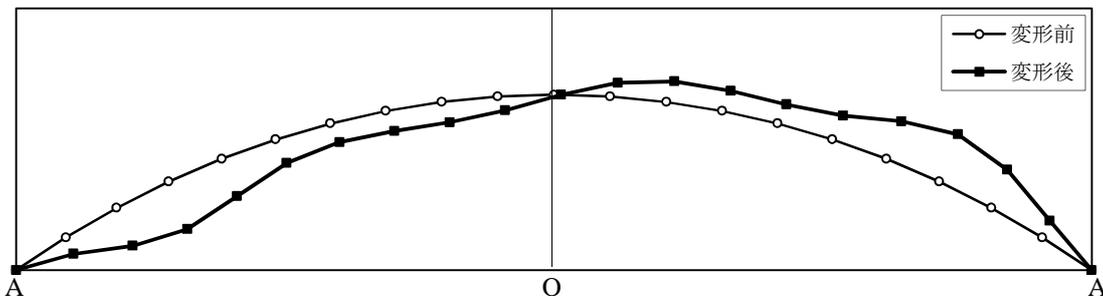
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布

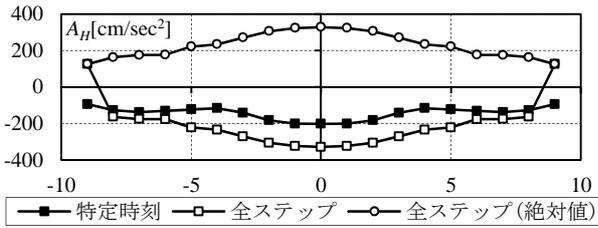


(e) 変形図 (全体)

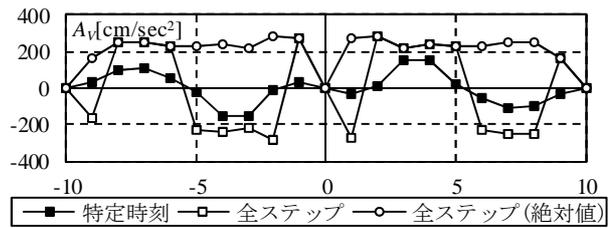


(f) 変形図 (稜線材上)

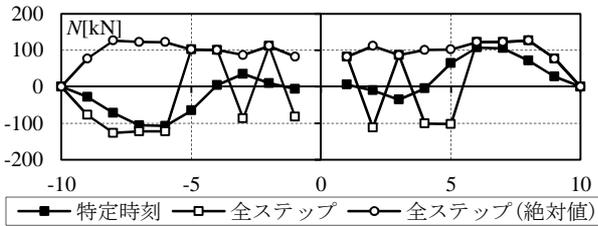
図 4.32 ⑦の時刻 (稜線材軸力最大)



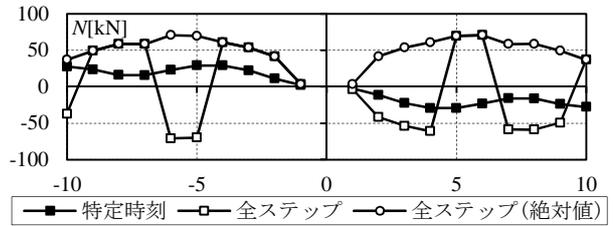
(a) 水平応答加速度分布



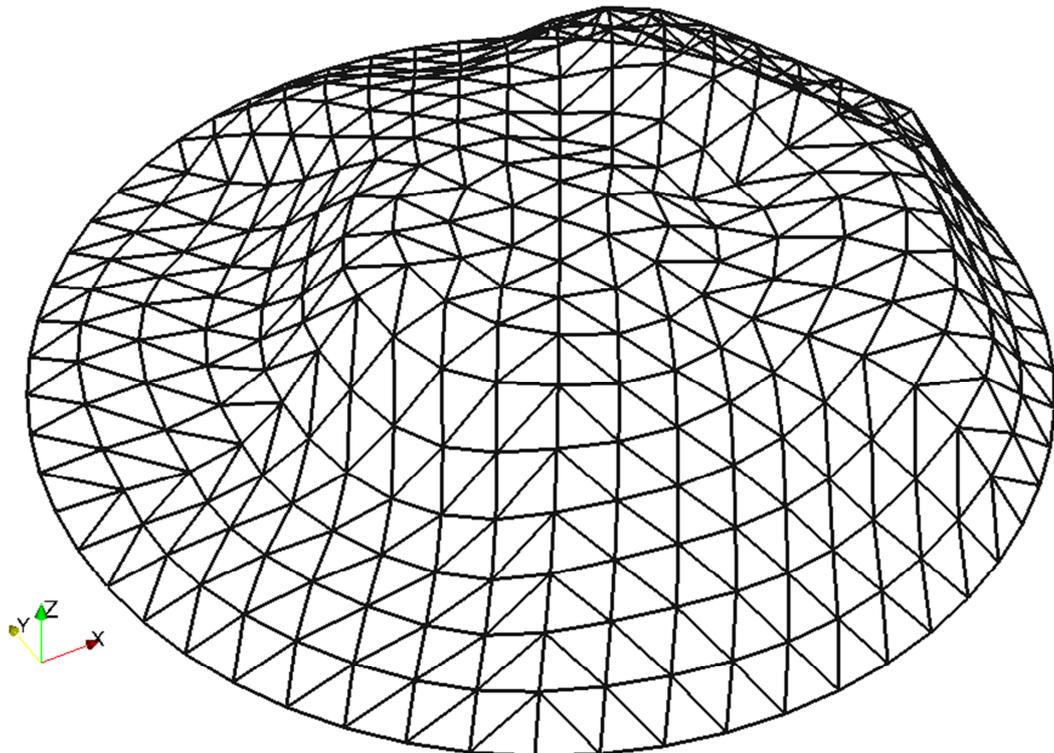
(b) 鉛直応答加速度分布



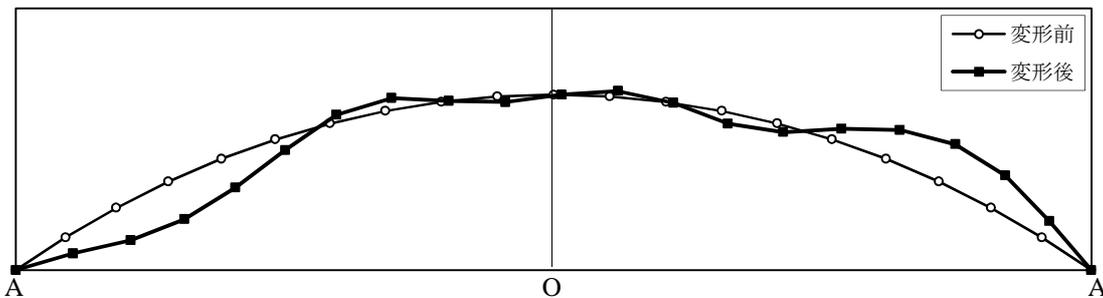
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布



(e) 変形図 (全体)



(f) 変形図 (稜線材上)

図 4.33 ⑧の時刻 (層せん断力最大)

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

4.3.4 振動モードと応答値の関係

本項では、例としてドームのスパン $L=100\text{m}$ 、分割数 $n=10$ 、ドームの半開角 $\phi_0=30^\circ$ 、部材細長比 $\lambda_0=50$ のモデルを対象とする。なお、ドームのパラメータ ξ_0 は 13.0 となる。

(1) 入力地震動

構造物に入力される水平地震動の周波数特性の平均値として、国土交通省告示に示される加速度応答スペクトルを採用する。詳細は 2.3 節に示す。

(2) 主要モードに対応する応答値

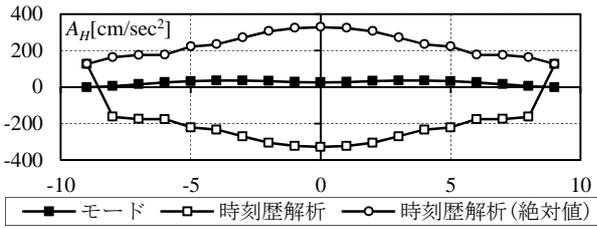
主要モードの加速度分布、軸力分布および固有振動モードを図 4.34~4.40 に示す。なお、2 次と 34 次以外はモード図と加速度分布が逆になっているが、これは刺激係数が負になっているためである。 i モードの加速度 $\{A\}_i$ および部材の応力 $\{f\}_i$ は次式で与えられる。

$$\{A\}_i = \beta_i \cdot \{u\}_i \cdot S_{Ai}(\lambda_E, T_i, h_i) \quad (4.30)$$

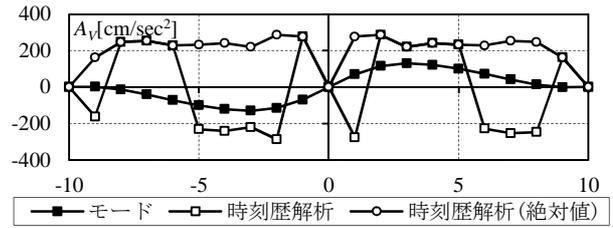
$$\{f\}_i = [R][K_T]\{D\}_i \quad (4.31)$$

$$\{D\}_i = \beta_i \cdot \{u\}_i \cdot S_{Di}(\lambda_E, T_i, h_i) \quad (4.32)$$

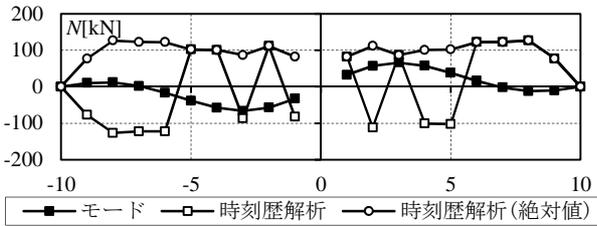
図 4.34~4.40 より、2 次モードは逆対称 1 波、6 次は逆対称 2 波となり、モード次数の増加に伴って波数の増加が確認できる。一方、274 次モードは面内で振動し、その他の主要モードと性状が異なる。また、面外に変形するモード（274 次モード以外）は水平応答加速度の影響が小さく、鉛直応答加速度や軸力に大きく影響することが確認できる。一方、面内に変形するモード（274 次モード）は水平応答加速度が大きくなり、フープ材の軸力の影響が小さい。従って、モード解析からせん断力を推定する場合は高次モードまで考慮する必要があると考えられる。



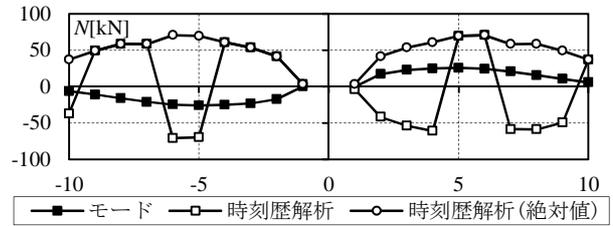
(a) 水平応答加速度分布



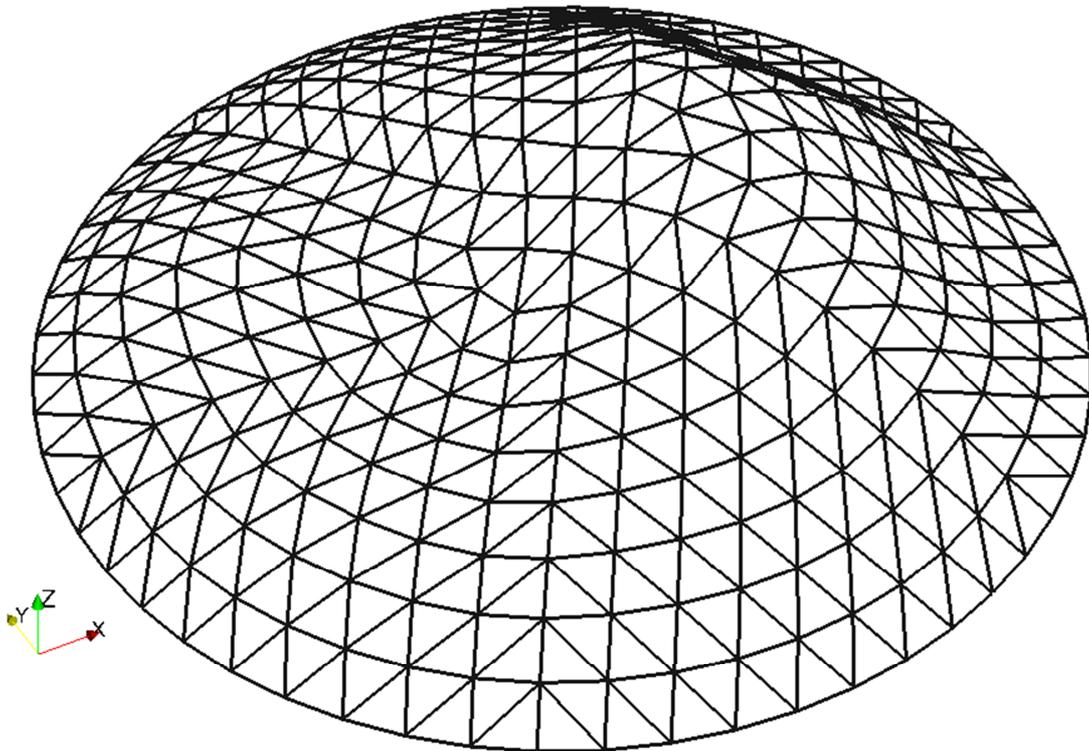
(b) 鉛直応答加速度分布



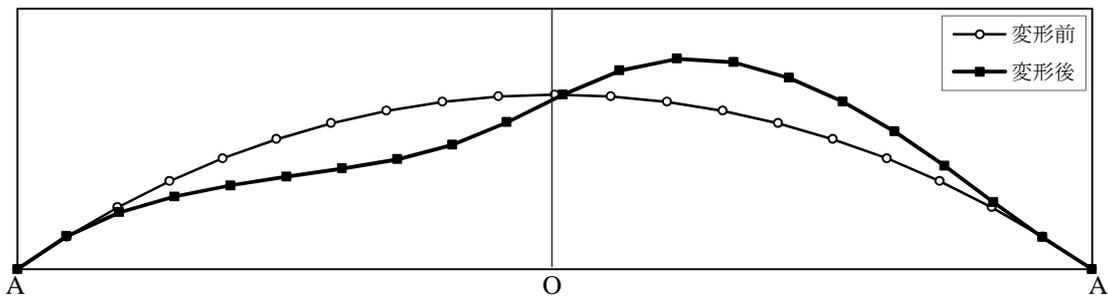
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布



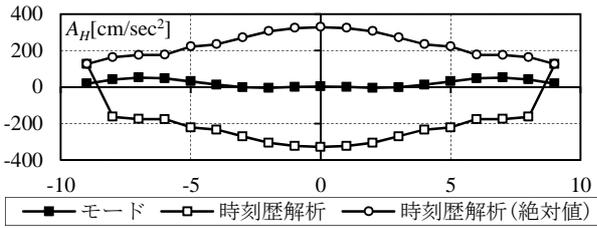
(e) 振動モード (全体)



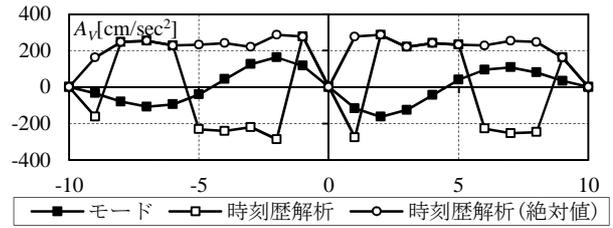
(f) 振動モード (稜線材上)

図 4.34 固有振動解析結果 (2次)

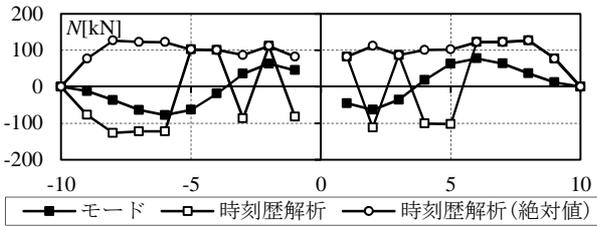
第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状



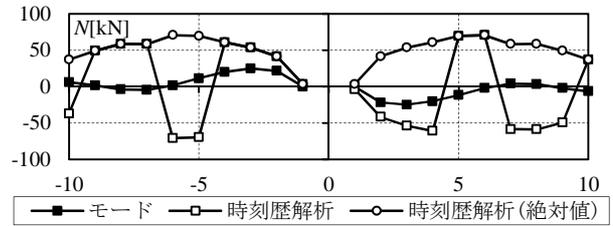
(a) 水平応答加速度分布



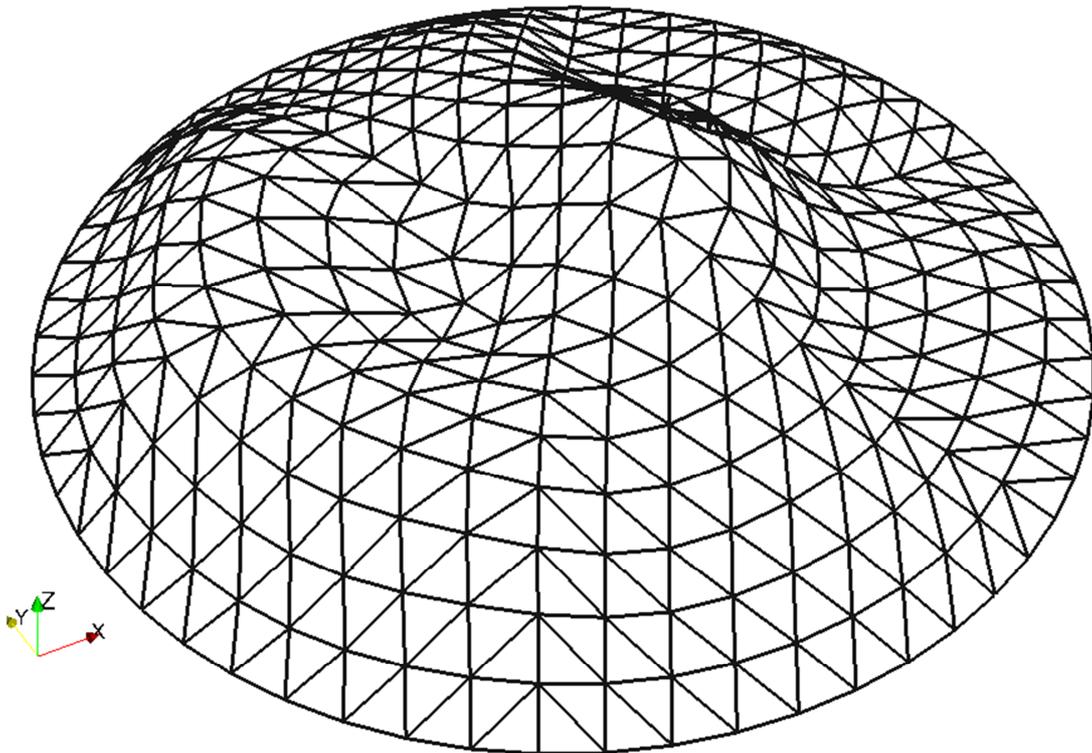
(b) 鉛直応答加速度分布



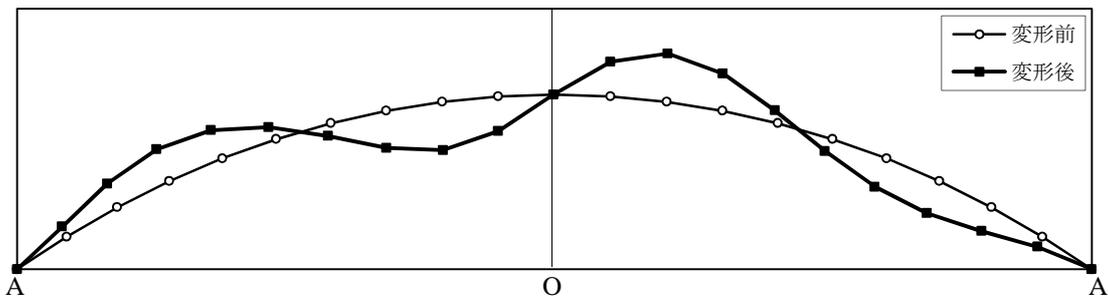
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布

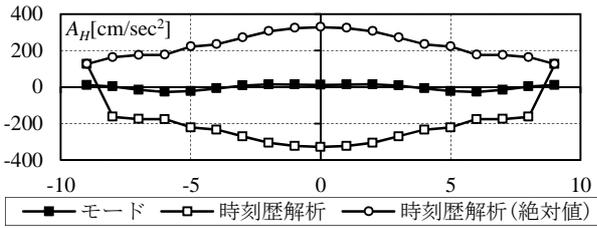


(e) 振動モード (全体)

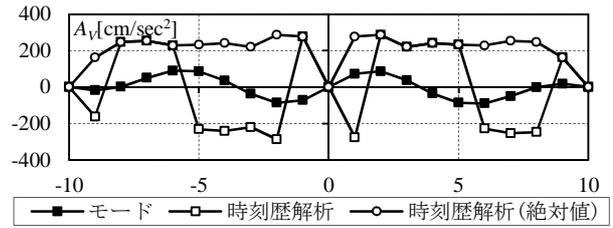


(f) 振動モード (稜線材上)

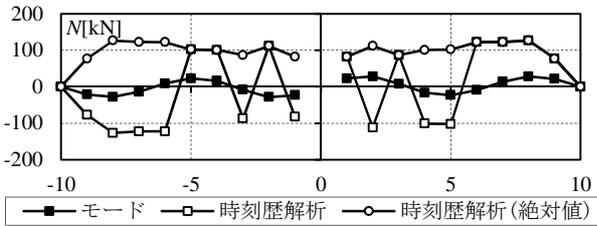
図 4.35 固有振動解析結果 (6次)



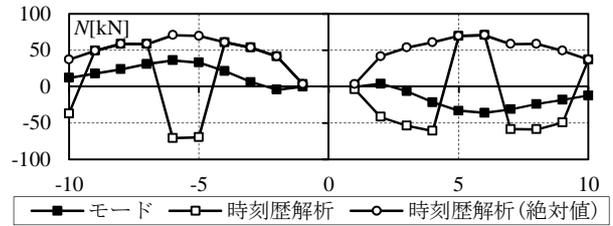
(a) 水平応答加速度分布



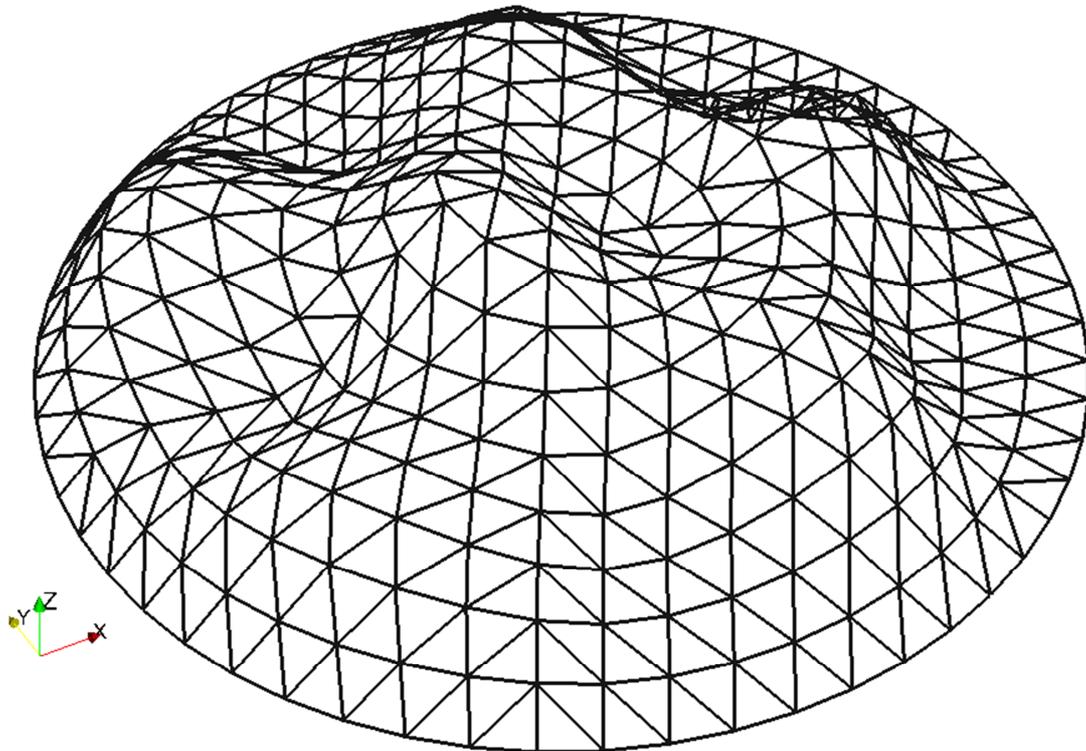
(b) 鉛直応答加速度分布



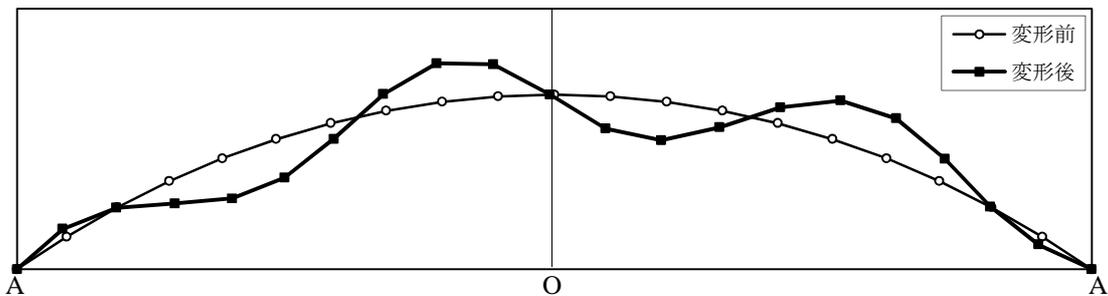
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布



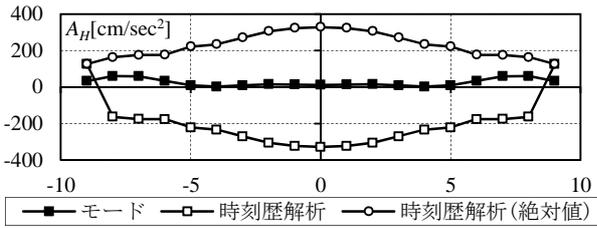
(e) 振動モード (全体)



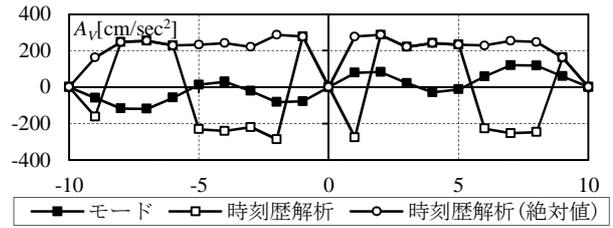
(f) 振動モード (稜線材上)

図 4.36 固有振動解析結果 (17 次)

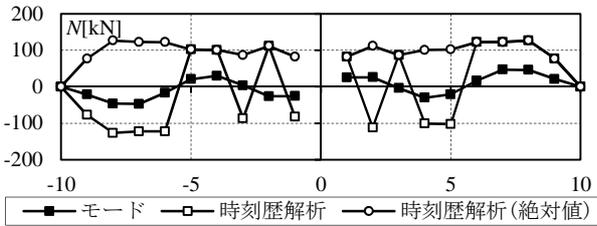
第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状



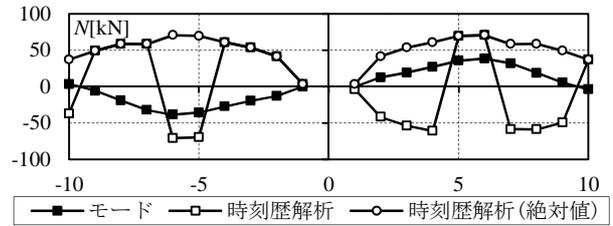
(a) 水平応答加速度分布



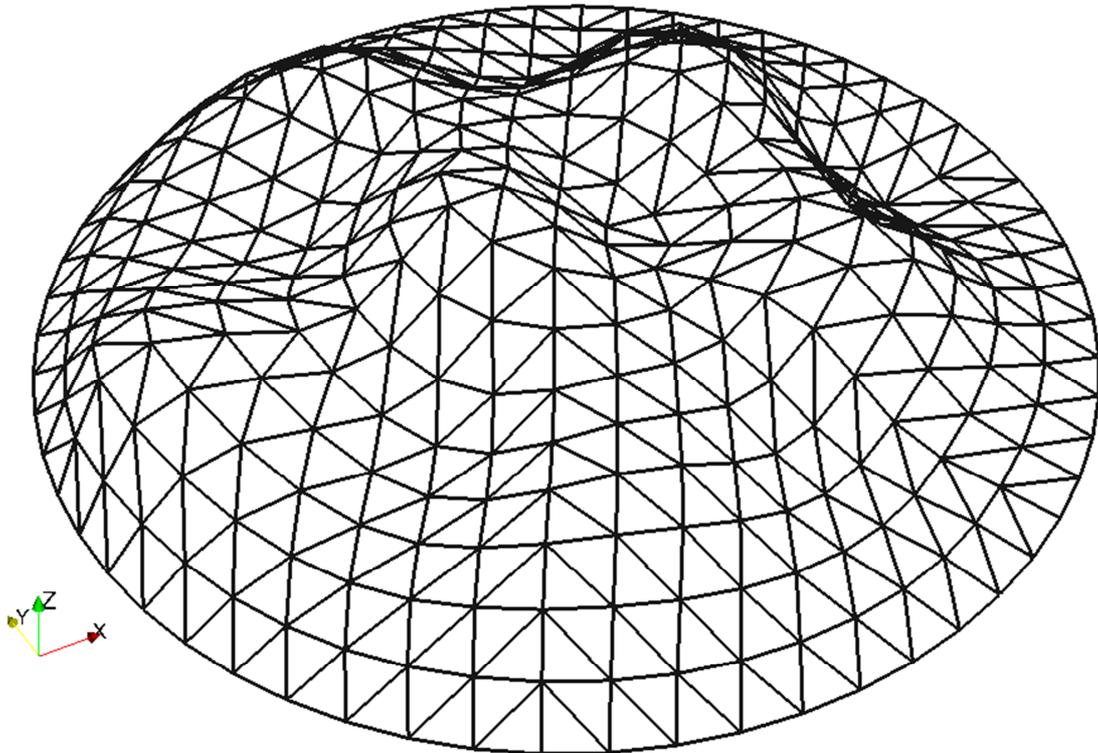
(b) 鉛直応答加速度分布



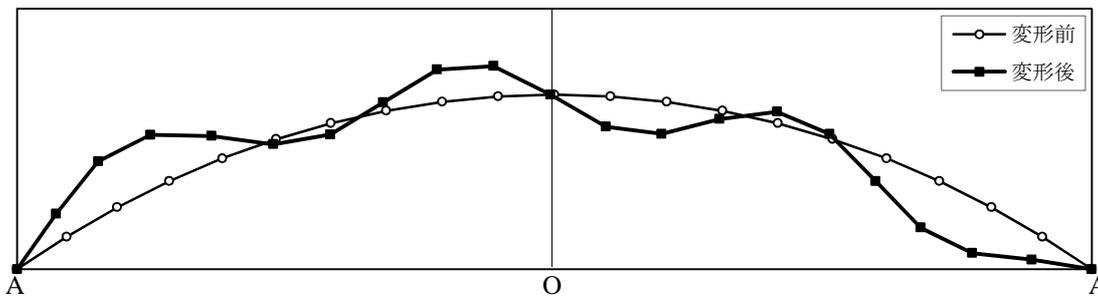
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布

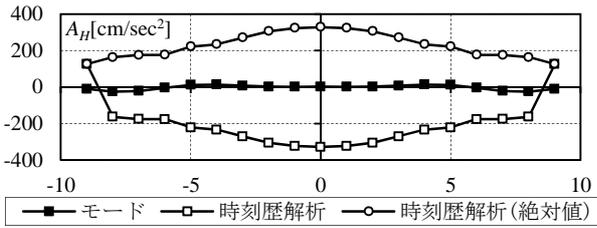


(e) 振動モード (全体)

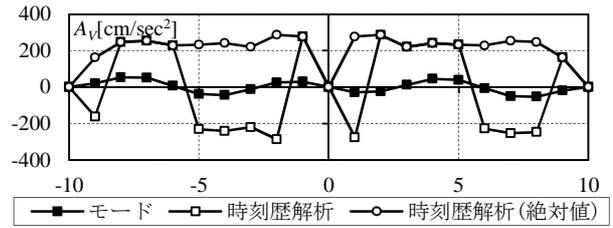


(f) 振動モード (稜線材上)

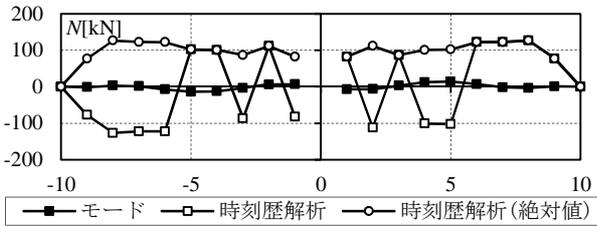
図 4.37 固有振動解析結果 (19次)



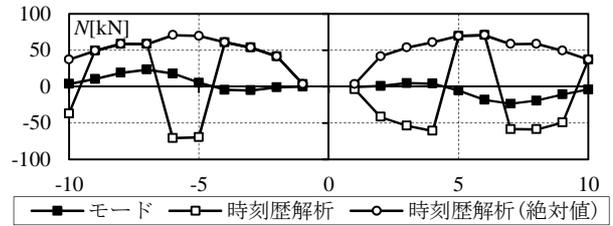
(a) 水平応答加速度分布



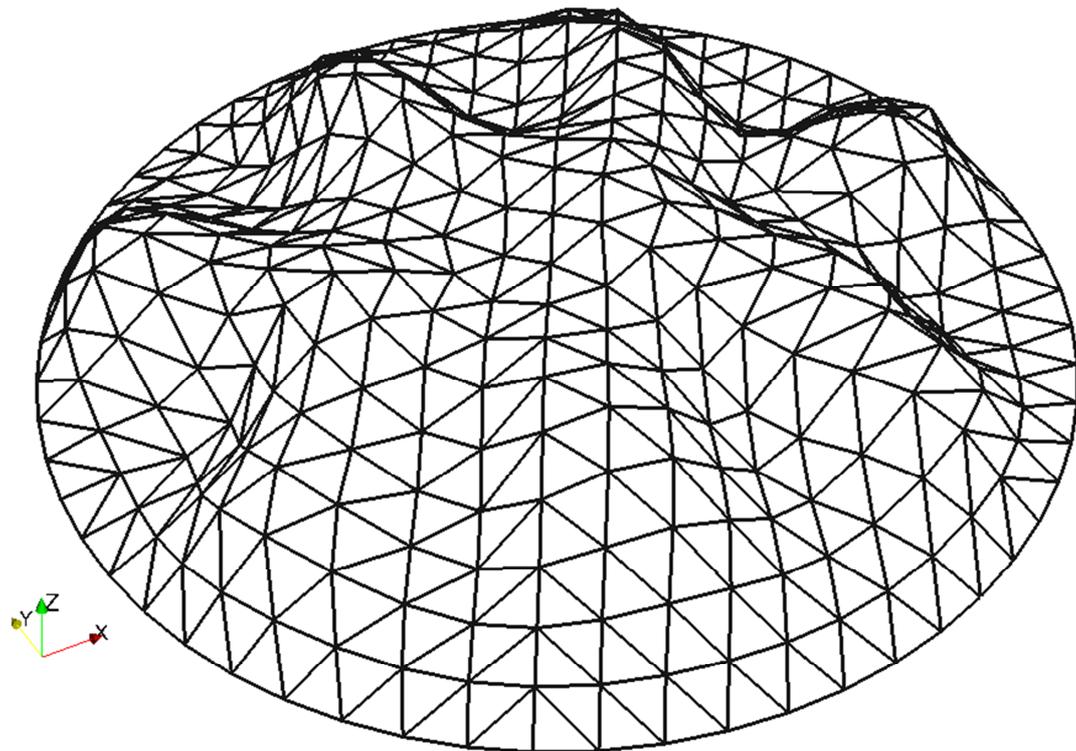
(b) 鉛直応答加速度分布



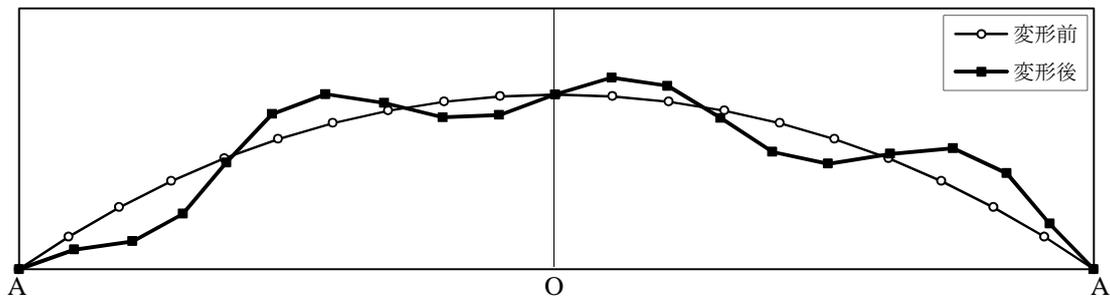
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布



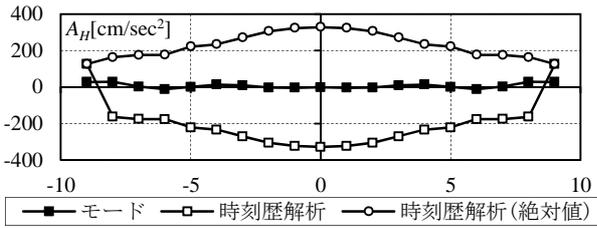
(e) 振動モード (全体)



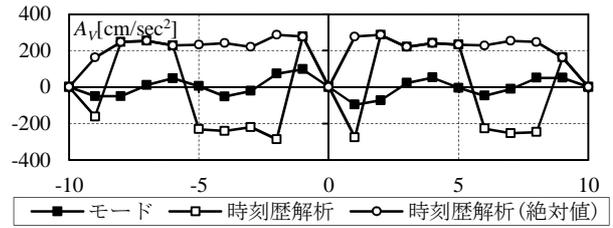
(f) 振動モード (稜線材上)

図 4.38 固有振動解析結果 (31 次)

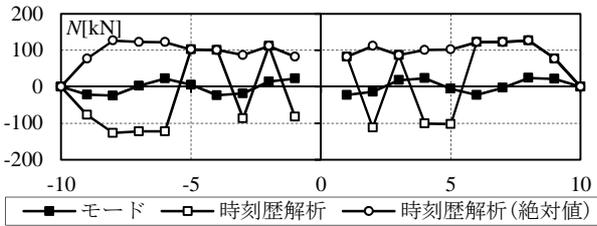
第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状



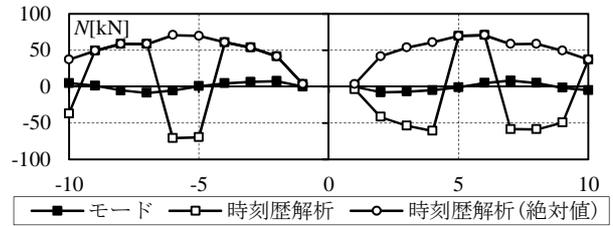
(a) 水平応答加速度分布



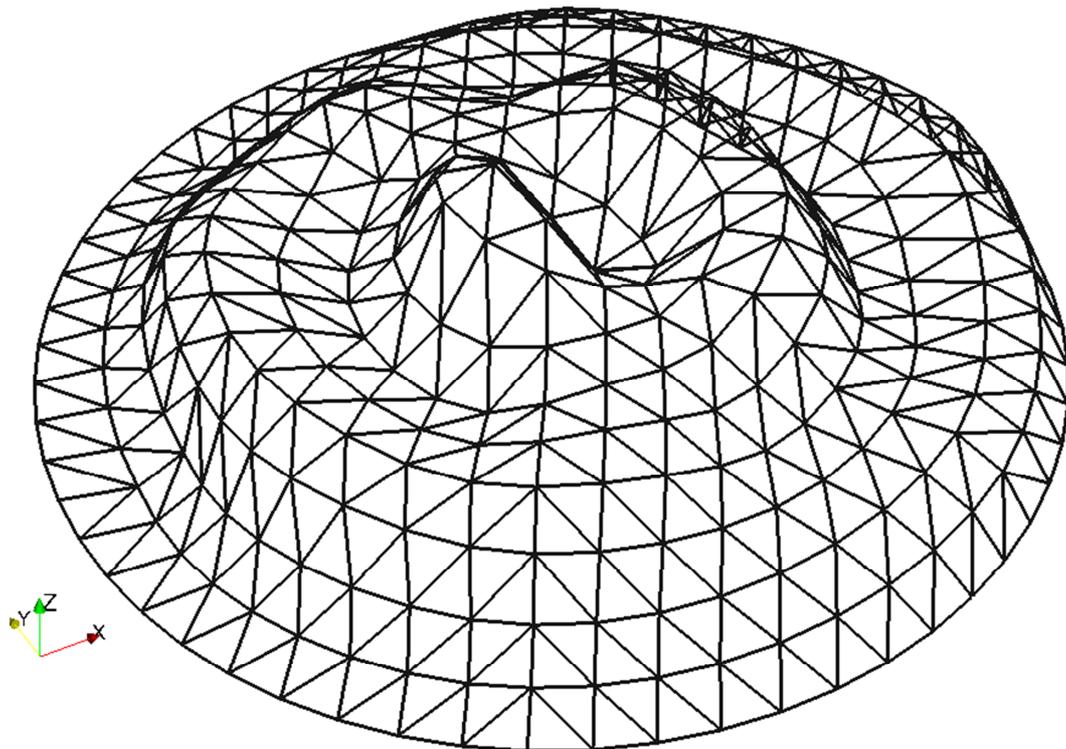
(b) 鉛直応答加速度分布



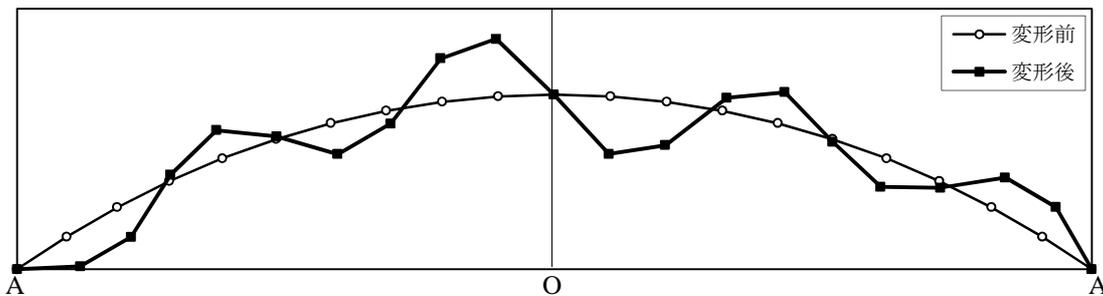
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布

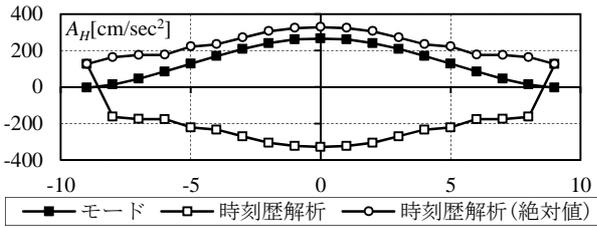


(e) 振動モード (全体)

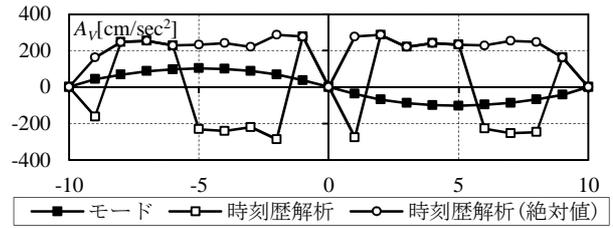


(f) 振動モード (稜線材上)

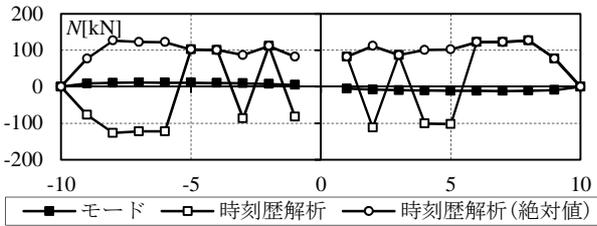
図 4.39 固有振動解析結果 (34 次)



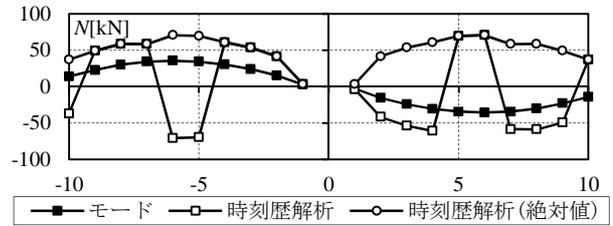
(a) 水平応答加速度分布



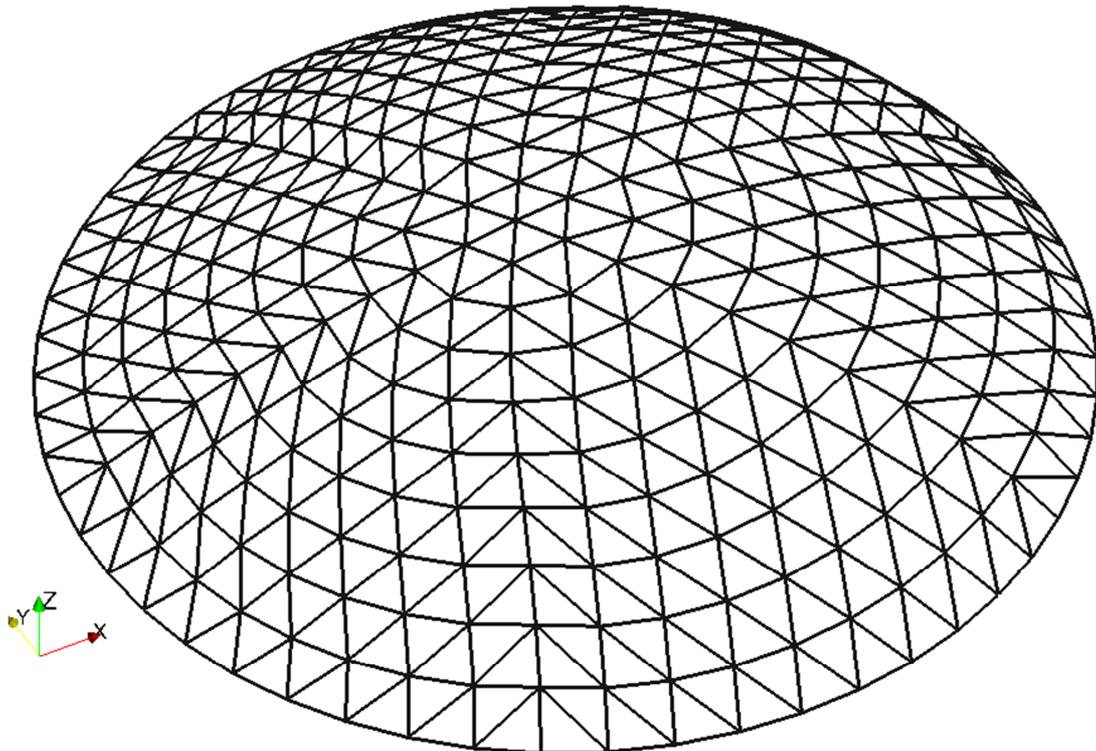
(b) 鉛直応答加速度分布



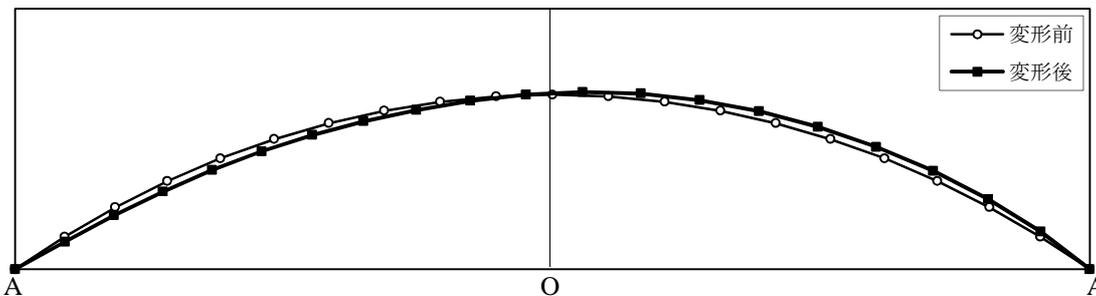
(c) フープ材の軸力分布



(d) 稜線材の軸力分布



(e) 振動モード (全体)



(f) 振動モード (稜線材上)

図 4.40 固有振動解析結果 (274 次)

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

4.4 地震荷重の提案

4.4.1 提案式

地震荷重の作成方法として、文献 11, 12)では主要モードに比例した地震荷重を用いて応答の評価を行っている。しかしながら、本研究で対象とするドームは主要モードが複数発生するため、振動モードから地震荷重を作成することは困難である。文献 19)では線形弾性の時刻歴応答解析から特定時刻の加速度分布を用いて地震荷重を作成しているが、特定時刻の設定方法や入力地震動の位相差の問題等も考慮すると、この手法は一般の設計者が扱うにはやや困難である。文献 13)では時刻歴応答解析や固有振動解析を必要としない簡単な式から地震荷重を作成する方法を提案しており、文献 14)においてその適用範囲について検討している。これは非常に実用的な研究成果であるが、デプス/スパン比が 1/100 程度以上で面外剛性が高い複層ドームのような構造物を対象としており、本研究で対象とするデプス/スパン比が非常に小さい(表 4.2~4.5)のドームに適用させることは困難である。

そこで本研究では、文献 13)を参考に、ドーム部材(フープ材と稜線材)の最大軸力およびドーム最下層の最大層せん断力を模擬できる地震荷重を提案する。なお、提案式は時刻歴地震応答解析より得られる 12 波の入力地震動による応答の平均値に対応するように作成し、入力地震動の違いによる応答のばらつきは、後述する地震荷重の精度のところで議論する。また、フープ材は図 4.1 に示す AOA'線に近接する部材、稜線材は AOA'線上の部材とする。

地震荷重は水平 (X 方向を正) および鉛直 (Z 方向を正) の加速度 $A_H(x,y)$, $A_V(x,y)$ と節点質量 m_i を用いて次式で与える。なお、地震応答解析では、構造物の減衰定数 h を 2% とする。

$$F_H(x,y) = \lambda_E \cdot m_i \cdot A_H(x,y) \quad (4.33)$$

$$F_V(x,y) = \lambda_E \cdot m_i \cdot A_V(x,y) \quad (4.34)$$

上式の $A_H(x,y)$, $A_V(x,y)$ は文献 13) を参考に次式で与える。

$$A_H(x,y) = p_H \cdot A_{\max} \cdot \left\{ 1 + \left(\frac{S_{ad0}(T_1, h)}{A_{\max}} - 1 \right) \cos \frac{\pi \sqrt{x^2 + y^2}}{L} \right\} \quad (4.35)$$

$$A_V(x,y) = p_{V1} \cdot p_{V2} \cdot S_{ad0}(T_1, h) \cdot \frac{x}{\sqrt{x^2 + y^2}} \cdot f \quad (4.36)$$

ここで、 x , y はドーム頂部を原点とする座標、 L はスパンを表す。 A_{\max} は $\lambda_E=1.0$ に対する入力加速度の最大値を表す。また、 f は鉛直加速度分布の形状を表す。単層ドームは多くのモードが発生するため、固有振動モードから地震荷重を算定することは実際的でないと考え、本研究では文献 14, 19)で地震応答解析の最大の絶対値分布が台形になることに注目して最大の絶対値分布を包絡する形で鉛直加速度分布の形状を台形分布とする。つまり、ドーム頂部とテンションリング位置では $f=0$ 、それ以外は $f=1$ とする。後述に一例ではあるが、提案した加速度分布の分析を 4.4.2 項(3) (図 4.44, 4.45) に示す。 $S_{ad0}(T_1, h)$ は 1 次固有周期に対応し、式(2.7)より得られる絶対加速度応答スペクトルを表す。なお、 S_{ad0} の値として、その他のモードに対応した値を用いることも考えられるが、対象ドームの地震時に励起されるモードのほとんどは加速度スペクトル一定領域に位置するため、1 次モード以外の S_{ad0} もほぼ同じ値になる。 $S_{ad0}(T_1, h)$ を算出する際の $F_h(h)$ は次式を用いる。

$$F_h(h) = \sqrt{\frac{1 + \alpha \cdot h_{std}}{1 + \alpha \cdot h_{eq}}} \quad ; \quad h_{std} = 0.05, \quad h_{eq} = 0.02 \quad (4.37)$$

ここで、 α は地震動の性質によって定まる値であり、実地震動 31 波と BCJ-L2 地震動に対して、それぞれ $\alpha=25$, 75 が推奨されている²⁰⁾。本研究で採用した 12 波の模擬地震動の平均的な低減率は、 $\alpha=75$ とした結果と概ね対応することが文献 21) で確認されている。そこで、本研究では $\alpha=75$ とし $F_h(h)$ を計算し、 $S_{ad0}(T_1, h)$ を算出する。対象構造物の固有周期は 0.4~0.7sec となるため、 $S_{ad0}(T_1, h)$ は 331cm/sec² 程度となる。 p_H , p_{V1} , p_{V2} は補正係数を表し、次項で説明する。

本節では詳細な検討は省略するが、地震応答解析でのフープ材と稜線材の軸力が最大となる時刻はそれぞれ異なる。したがって、対象とする部材に応じて地震荷重を変更する必要がある。そこで、本研究では水平地震荷重 F_H と鉛直地震荷重 F_V の組合せとして、 F_H+F_V と F_H-F_V の二種類を設定し、 F_H+F_V はフープ材の軸力、 F_H-F_V は稜線材の軸力を推定する際に使用する。その理由については後述する。

4.4.2 補正係数

本項では式(4.35), (4.36)に示す係数 p_H , p_{V1} および p_{V2} の値について検討し, その推定式を提案する. ドーム最下層の層せん断力は水平振動, 部材軸力は鉛直振動に大きく依存すると考えられる. そこで, p_H は層せん断力, p_{V1} と p_{V2} は部材軸力を推定できるように設定する.

(1) 加速度の補正係数

式(4.35)と地震応答解析の層せん断力の比率を次式で表す.

$$p_H = C_{0d} / \left\{ \frac{\sum_{i=1}^N (A_{Hi} \cdot m_i)}{\sum_{i=1}^N (m_i \cdot g)} \right\} \tag{4.38}$$

ここで, C_{0d} は $\lambda_E=1.0$ とした地震応答解析より得られるドーム最下層の最大層せん断力係数を表す. なお, 前述したように, 本検討では12波の入力地震動による応答のばらつきは考慮せず, C_{0d} は12波の平均値とする. g は重力加速度, N はテンションリング位置の節点を除く構造物の節点数を表す. A_{Hi} は $p_H=1$ とした式(4.35)より得られる i 節点の水平加速度である. また, 式(2.7)の絶対加速度 S_{ad0} と地震応答解析の最大鉛直加速度の比率を次式で表す.

$$p_{V1} = A_{Vam} / S_{ad0}(T_1, h) \tag{4.39}$$

ここで, A_{Vam} は AOA' 上の節点で生じた最大鉛直加速度を j 周の面積で重み付き平均した値 (表 4.15(b)参照) である. なお, A_j は AOA' 線上で発生する $\lambda_E=1.0$ とした時刻歴地震応答解析の j 周の最大鉛直応答加速度, s_j は j 周の面積, n は分割数を表す.

p_H と半開角 ϕ_0 の関係を図 10, p_{V1} と半開角 ϕ_0 の関係を図 11 に示す. また, p_H と p_{V1} の値を表 4.18, 4.19 に示す. 図中のプロットはスパン L , 部材細長比 λ_0 および分割数 n の違いも含めた表 3 の断面性能を有する各モデルの結果, 実線はその平均値を表す. 図 4.41 より, p_H は半開角 ϕ_0 や部材細長比 λ_0 などにやや依存するが, その影響は小さく, ほぼ一定値とみなすことができる. また, 図 4.42 より, p_{V1} は部材細長比 λ_0 の影響は小さく, 半開角 ϕ_0 に依存する. 以上を勘案し, 本研究では式(4.38), (4.39)に用いる p_H および p_{V1} として次の補正係数を提案する.

$$p_{H(a)} = 0.9 \tag{4.40}$$

$$p_{V1(a)} = \frac{0.609\sqrt{\phi_0}}{1-1.488\phi_0+1.155\phi_0^2} \tag{4.41}$$

なお, 上式はモデルごとのばらつきを考慮し, 安全側に評価するために, 平均値+標準偏差に対応するように作成している (式中の ϕ_0 の単位は rad). 式(4.40), (4.41)の値を図 4.41, 4.42 中に破線で示す. 図 4.41, 4.42 より, 提案式は解析結果に対応していることが確認できる.

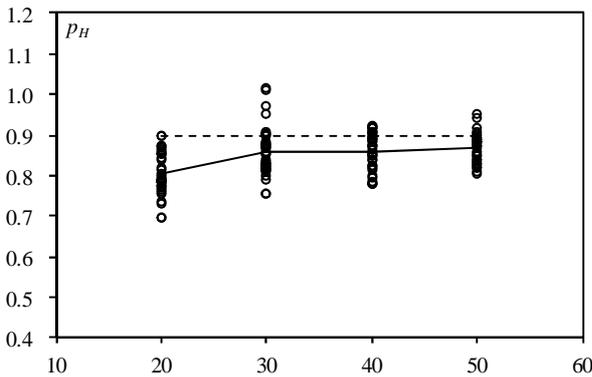


図 4.41 水平方向の補正係数 p_H

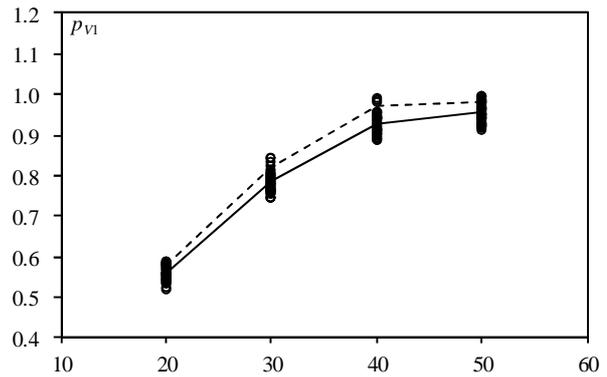


図 4.42 鉛直加速度の補正係数 p_{V1}

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

表 4.18 水平加速度の補正係数 p_H

$\phi_0 [^\circ]$	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m		平均	標準偏差	変動係数
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12			
20	40	0.78229	0.78575	0.81194	0.87370	0.87117	0.90000	0.86883	0.80424	0.05144	0.06396
	50	0.75825	0.77485	0.80085	0.85340	0.85553	0.89644	0.83844			
	60	0.73353	0.78432	0.78949	0.80370	0.86282	0.84136	0.85338			
	70	0.69697	0.77252	0.78777	0.78308	0.79169	0.85798	0.79666			
	80	0.69717	0.75582	0.73282	0.76591	0.78385	0.81725	0.76897			
30	40	0.80759	0.83341	0.87557	0.89688	0.90300	1.01169	0.97337	0.85849	0.05989	0.06977
	50	0.79059	0.82596	0.85725	0.85559	0.90563	1.01341	0.90334			
	60	0.82871	0.82582	0.82886	0.82083	0.88078	0.94976	0.86965			
	70	0.75274	0.82988	0.81598	0.81951	0.87485	0.87876	0.87440			
	80	0.75577	0.81252	0.79857	0.83961	0.81595	0.86819	0.85265			
40	40	0.77976	0.85474	0.82224	0.88843	0.87436	0.92348	0.90502	0.86050	0.04577	0.05319
	50	0.78547	0.82254	0.86169	0.87522	0.89960	0.92436	0.90596			
	60	0.77900	0.84663	0.81348	0.90967	0.88204	0.91489	0.89161			
	70	0.78007	0.83929	0.83768	0.84974	0.91557	0.90063	0.87378			
	80	0.79201	0.81997	0.79938	0.85166	0.91784	0.88556	0.89406			
50	40	0.84928	0.91573	0.88478	0.87279	0.80528	0.86800	0.80916	0.86869	0.03538	0.04072
	50	0.86011	0.94232	0.87330	0.89771	0.90037	0.84634	0.83823			
	60	0.84083	0.95364	0.87476	0.88232	0.88242	0.82372	0.81826			
	70	0.82813	0.88446	0.87928	0.88713	0.88872	0.83325	0.83062			
	80	0.81676	0.89013	0.90835	0.89185	0.89152	0.85372	0.88078			

表 4.19 鉛直加速度の補正係数 p_{V1}

$\phi_0 [^\circ]$	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m		平均	標準偏差	変動係数
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12			
20	40	0.55362	0.53709	0.55723	0.53960	0.58308	0.58063	0.58227	0.56056	0.01850	0.03300
	50	0.57258	0.52633	0.56086	0.54458	0.58027	0.58541	0.58542			
	60	0.57067	0.53539	0.57053	0.54665	0.57776	0.58865	0.58622			
	70	0.56240	0.51987	0.57154	0.55856	0.55867	0.58228	0.55098			
	80	0.54533	0.54461	0.55243	0.56069	0.55734	0.55462	0.53550			
30	40	0.81056	0.76455	0.82560	0.79187	0.80615	0.84588	0.84398	0.78392	0.02639	0.03367
	50	0.80024	0.74650	0.78947	0.79395	0.81556	0.83241	0.78247			
	60	0.78190	0.79832	0.77319	0.79339	0.78367	0.80304	0.76635			
	70	0.76015	0.78189	0.75463	0.76909	0.76068	0.76246	0.76464			
	80	0.74777	0.77842	0.77262	0.76286	0.74705	0.75456	0.77126			
40	40	0.94543	0.93933	0.92529	0.95871	0.95869	0.98686	0.98984	0.92827	0.02738	0.02949
	50	0.93808	0.94071	0.91288	0.93288	0.95852	0.98329	0.94709			
	60	0.90985	0.94333	0.90331	0.91496	0.95092	0.94204	0.92762			
	70	0.92153	0.90842	0.89196	0.90529	0.90064	0.94004	0.91308			
	80	0.88548	0.89489	0.90338	0.89672	0.88988	0.91702	0.91162			
50	40	0.98291	0.96220	0.96475	0.96220	0.97101	0.99716	0.98434	0.95437	0.02403	0.02518
	50	0.97487	0.98786	0.91849	0.99786	0.96497	0.99250	0.97935			
	60	0.95712	0.98193	0.92926	0.91274	0.96588	0.94891	0.95056			
	70	0.94363	0.92462	0.92919	0.92197	0.95211	0.92045	0.94504			
	80	0.93345	0.94256	0.94955	0.92379	0.94153	0.93680	0.95129			

(2) 軸力推定のための補正係数

式(4.35), (4.36)と式(4.40), (4.41)から最大応答加速度を近似的に推定できるが, ドーム部材の最大軸力の推定には, 妥当な p_{V2} の値を検討する必要がある. そこで, 提案式 (式(4.35), (4.36)と式(4.40), (4.41)) から得られる軸力と地震応答解析の最大軸力を比較する. なお, 前述したように, フープ材は AOA'線に近接する部材, 稜線材は AOA'線上の部材とする. 時刻歴応答および提案した地震荷重によるそれぞれの軸力の違いは, 次式に示す p_{V2} で検討できる.

$$p_{V2} = ({}_d N - {}_s N_H) / {}_s N_V \tag{4.42}$$

ここで, ${}_d N$ は $\lambda_E=1.0$ とした時刻歴地震応答解析のドーム部材の最大軸力の絶対値, ${}_s N_H$ は式(4.33), (4.40)の水平地震荷重のみを作用させた時の静的解析の最大軸力の絶対値, ${}_s N_V$ は式(4.34), (4.41)で $p_{V2}=1$ として算定した鉛直地震荷重のみを作用させた時の静的解析による最大軸力の絶対値を表す. この時, 注目する部材は地震応答解析時に最大値となる部材とする. また, 前述したように, 本検討では 12 波の入力地震動による応答のばらつきは分析せず, ${}_d N$ は 12 波の平均値とする. 本研究ではフープ材と稜線材に対応して, それぞれ F_H+F_V と F_H-F_V の 2 種類を設定するため, フープ材には F_H+F_V の地震荷重に対する p_{V2} , 稜線材には F_H-F_V に対する p_{V2} を計算する.

p_{V2} とドームの半開角 ϕ_0 の関係を図 4.43 に示す. また, p_{V2} の値を表 4.20 に示す. 図中のプロットはスパン L , 部材細長比 λ_0 および分割数 n の違いも含めた全モデルの結果, 実線はその平均値を表す. 図 4.43 より, p_{V2} はドームの半開角 ϕ_0 に依存する. そこで, 本研究ではこの性状を反映し, p_{V2} の近似値として次式を提案し, これを補正係数とする.

$$F_H+F_V : p_{V2(a)} = \frac{1.000\sqrt{\phi_0}}{1+0.750\phi_0-1.090\phi_0^2} \tag{4.43}$$

$$F_H-F_V : p_{V2(a)} = \frac{1.522\sqrt{\phi_0}}{1-0.986\phi_0+0.948\phi_0^2} \tag{4.44}$$

なお, 上式は全モデルの係数のばらつきを考慮し, 安全側に評価するために, 平均値+標準偏差に対応するように作成している (ϕ_0 の単位は rad). 式(4.43), (4.44)の値を図 4.43 中に破線で示す. 図 4.43 より, 近似式は解析結果に概ね対応する.

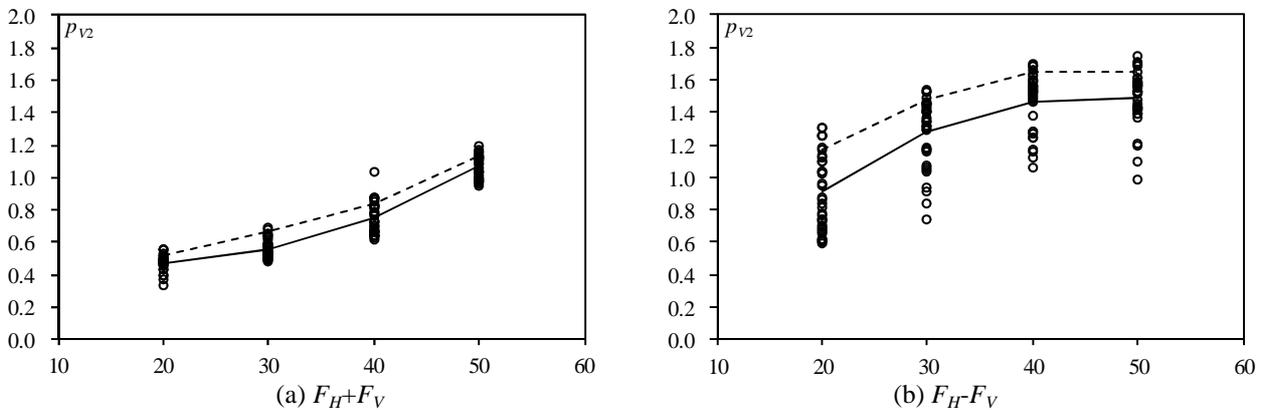


図 4.43 軸力推定のための補正係数

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

表 4.20 軸力推定のための補正係数
(a) F_H+F_V

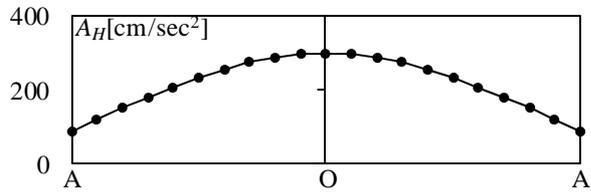
	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m		平均	標準偏差	変動係数
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12			
20	40	0.46125	0.33030	0.42969	0.36794	0.47095	0.45835	0.47865	0.47658	0.04777	0.10023
	50	0.51600	0.39901	0.49368	0.40232	0.56011	0.52973	0.47749			
	60	0.49168	0.46671	0.48820	0.48944	0.56104	0.47386	0.46683			
	70	0.55550	0.49241	0.48831	0.49098	0.50692	0.47238	0.47849			
	80	0.51490	0.50881	0.48236	0.48664	0.47447	0.48636	0.42859			
30	40	0.59441	0.49536	0.52752	0.50762	0.59577	0.57857	0.52753	0.56156	0.05431	0.09671
	50	0.53681	0.49890	0.49467	0.54909	0.55619	0.54594	0.52070			
	60	0.52475	0.57999	0.50992	0.48061	0.54319	0.51805	0.63215			
	70	0.57341	0.57010	0.57979	0.49835	0.54992	0.61594	0.69233			
	80	0.64104	0.52834	0.65375	0.53056	0.58310	0.67346	0.64674			
40	40	1.02956	0.82127	0.64181	0.66301	0.73132	0.81184	0.64110	0.74819	0.09582	0.12807
	50	0.70666	0.64310	0.63781	0.66199	0.67271	0.63179	0.67555			
	60	0.78152	0.66398	0.78452	0.62239	0.72663	0.77960	0.87658			
	70	0.81559	0.64252	0.82628	0.69725	0.70649	0.87688	0.86096			
	80	0.83108	0.87953	0.82313	0.73314	0.67174	0.85205	0.76511			
50	40	1.08828	1.02777	0.96704	1.12409	1.11839	1.13827	1.11790	1.06760	0.06883	0.06447
	50	1.14833	1.10840	0.97495	1.13036	1.03614	1.09349	1.15710			
	60	0.98157	1.13220	1.03894	1.01179	1.11949	1.11131	1.17261			
	70	0.97956	0.99869	1.02922	0.99954	1.05942	1.08212	1.19169			
	80	0.98654	1.15880	0.98865	0.97806	0.95505	1.04500	1.11517			

(b) F_H-F_V

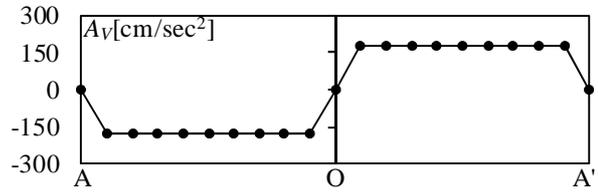
	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m		平均	標準偏差	変動係数
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12			
20	40	0.77725	0.60061	0.58916	0.61957	0.67409	0.66006	0.81197	0.90813	0.23308	0.25666
	50	0.69496	0.61000	0.74308	0.67175	0.76832	0.86696	1.02937			
	60	0.87348	0.61694	0.96746	0.72803	0.74564	1.02411	1.13708			
	70	1.09157	0.70334	1.12002	0.94785	1.16735	1.09929	1.26088			
	80	1.25810	0.83461	1.26097	1.03335	1.30366	1.18587	1.30779			
30	40	0.93546	0.74524	1.04840	0.90733	1.07130	1.16870	1.29360	1.27560	0.20549	0.16109
	50	1.31403	0.83686	1.32273	1.06434	1.16385	1.45405	1.36655			
	60	1.35111	1.03702	1.33819	1.16860	1.44982	1.46401	1.41145			
	70	1.42292	1.18804	1.53042	1.28885	1.53207	1.40834	1.45081			
	80	1.40336	1.30254	1.53420	1.43643	1.39751	1.49016	1.34785			
40	40	1.24402	1.05558	1.16607	1.24495	1.28400	1.28388	1.53609	1.46989	0.17416	0.11849
	50	1.48549	1.15227	1.52222	1.26939	1.53279	1.63213	1.69083			
	60	1.56066	1.12255	1.58889	1.50506	1.69170	1.69974	1.62094			
	70	1.55924	1.37593	1.52227	1.55681	1.52354	1.65915	1.56381			
	80	1.51894	1.47669	1.59959	1.59840	1.46727	1.58669	1.54866			
50	40	1.42323	0.99001	1.36205	1.20606	1.43076	1.38837	1.45006	1.48744	0.16354	0.10995
	50	1.52607	1.19871	1.41525	1.39369	1.51422	1.56388	1.57078			
	60	1.58465	1.10113	1.53139	1.44599	1.53097	1.43286	1.57026			
	70	1.59170	1.41831	1.55869	1.55173	1.57523	1.48190	1.60605			
	80	1.69366	1.55874	1.64704	1.68124	1.60835	1.71328	1.74413			

(3) 提案式に基づく加速度分布

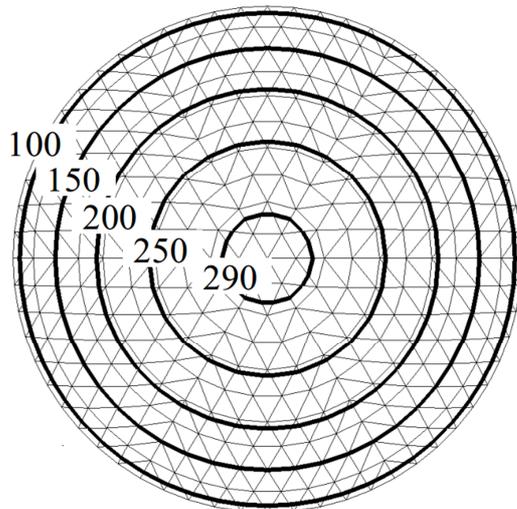
一例として、スパン $L=100\text{m}$ 、半開角 $\phi_0=30^\circ$ 、部材細長比 $\lambda_0=50$ のドームに注目する。また、地震荷重は F_H+F_V とする。提案した補正係数 (式(4.40), (4.41), (4.43)) を用いた式(4.35), (4.36)による加速度分布を図 4.44 に示す。図 4.44 より、水平加速度はドーム頂部が最も大きく、 300cm/sec^2 程度となる。図 4.45 より、鉛直加速度は AO 線上において台形分布となり、その最大値は 180cm/sec^2 程度となる。また、周方向はドーム頂部とテンションリング位置を除いて AOA'線上が最も大きく、その箇所から離れるにつれて小さくなる。



(a) AOA'線上の加速度分布

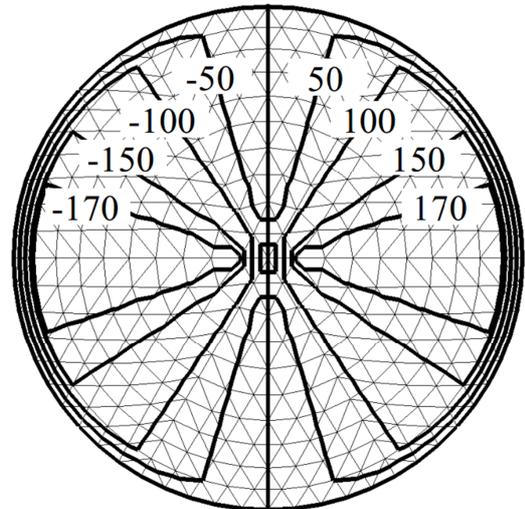


(a) AOA'線上の加速度分布



(b) 等高線

図 4.44 水平加速度分布



(b) 等高線

図 4.45 鉛直加速度分布

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

4.5 地震荷重の精度

提案した地震荷重の精度および有効性を検討する。このため、地震応答解析と提案した補正係数を用いて算定される地震荷重に対する静的解析の結果をそれぞれ比較する。

4.5.1 ドーム最下層の最大層せん断力

$\lambda_E=1.0$ とした地震応答解析と静的解析の最大層せん断力の比率を半開角 ϕ_0 ごとに図 4.46 に示す。図中のプロット (○, □, ◇, △) はスパン L , 部材細長比 λ_0 および分割数 n の違いも含めた全モデルの結果を表す。また、実線はその平均値、破線は平均値+標準偏差、一点鎖線は平均値+2×標準偏差を表す。なお、12波の入力地震動による応答のばらつきも分析する。図 4.46 より、提案した地震荷重による層せん断力と応答解析結果の比率はスパン L に僅かに依存するが、 $L=60\text{m}$ では 0.90 程度、 $L=120\text{m}$ では 0.97 程度であり、スパン L の影響は小さい。また、変動係数は最も大きい $L=60\text{m}$, $\phi_0=30^\circ$ のドームで 13% 程度、最も小さい $L=60\text{m}$, $\phi_0=20^\circ$ のドームで 10% 程度となる。平均値+標準偏差を見れば比率は 1.1 程度となり、ほぼ安全側に評価できる。12波のばらつきの考慮のため、提案した式(4.33), (4.44)から計算する地震荷重にある一定の係数を乗ずれば、設計等に使用可能な地震荷重が算定できる可能性がある。たとえば、平均値+標準偏差の結果を用いるならば、1.1、平均値+2×標準偏差の結果を用いるならば、提案した地震荷重による静的解析の結果に 1.2 倍程度乗ずれば、さらに安全側の評価となる。なお、後述の耐震性能評価指標では、式(4.33)の地震荷重で計算された平均値で評価した層せん断力係数を基本としている。耐震性能を安全側に評価する際は、平均値-標準偏差や平均値-2×標準偏差の結果を用いて、後述の耐震性能指標に 0.8 あるいは 0.7 を乗ずれば安全側となる。

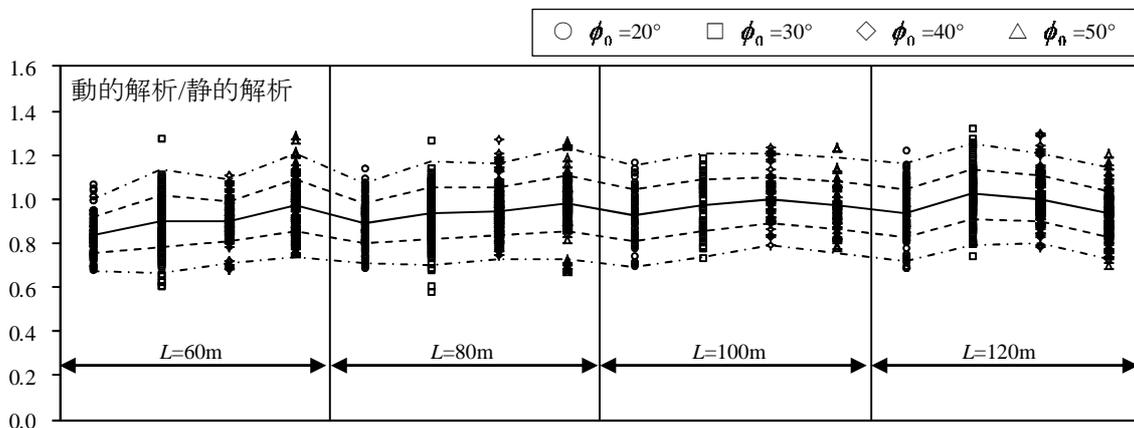


図 4.46 ドーム最下層の層せん断力の精度

4.5.2 部材軸力

$\lambda_E=1.0$ とした時刻歴地震応答解析と静的解析の軸力を比較する。本節では AOA' 線上の稜線材とその部材に近接するフープ材に注目する。

例として、 $L=100\text{m}$, $\phi_0=30^\circ$, $\lambda_0=50$ のドームのフープ材と稜線材の軸力分布を図 4.47, 4.48 に示す。図中の応答解析の結果は 12 波の入力地震動による応答の平均値を示す。また、静的解析では F_H+F_V と F_H-F_V の 2 種類の地震荷重について検討する。図 4.47 より、フープ材に注目すると F_H+F_V では 7 周目、 F_H-F_V では 2 周目の部材の軸力が最も大きくなる。また、 F_H+F_V の荷重は応答解析の軸力分布を包絡する。図 4.48 より、稜線材に注目すると F_H+F_V では 5, 6 周目の間、 F_H-F_V では 9, 10 周目の間の部材の軸力が最も大きくなる。また、 F_H-F_V の荷重は応答解析の軸力分布を包絡する。以上の結果から、フープ材の最大軸力の模擬には F_H+F_V , 稜線材の最大軸力の模擬には F_H-F_V の地震荷重を用いると精度がよい。なお、設計に利用する際は、 F_H+F_V と F_H-F_V の結果を比較し、それぞれの結果から大きい方を採用すれば妥当な値となる。ただし、後述のプッシュオーバー解析では、解析途中で荷重を変更することができないので、フープ材の検討では F_H+F_V , 稜線材の検討では F_H-F_V の地震荷重を用いる。

フープ材と稜線材の軸力について応答解析と静的解析の比較を図 4.49, 4.50 に示す。図中の結果はドームのスパン L が 100m のモデルの例である。前節と同様に、1 個のモデルの静的解析結果に対して 12 波のそれぞれの値が図に示されている。また、注目する部材は AOA' 線上に近接する部材とする。なお、荷重として、①地震荷重のみ ($\lambda_E=1.0$), ②固定荷重+地震荷重 ($\lambda_E=1.0$), ③固定荷重+地震荷重 ($\lambda_E=2.5$) の 3 種類を設定する。また、静的解析の地震荷重として、フープ材の軸力を評価する際は F_H+F_V , 稜線材の軸力を評価する際は F_H-F_V を使用している。図 4.49(a), 4.50(a)を見れば、応答解析と静的解析の結果は概ね対応する。ただし、同じ地震動強さ λ_E に対して 12 波の応答値には多少のばらつきがあるので、応答解析と静的解析には 1

限界変形を考慮した空間構造の耐震性能評価手法に関する研究

対1の対応はなく、ある幅のばらつきの中での対応関係が確認できる。なお、図4.49(b)(c)、4.50(b)(c)から理解できるように、固定荷重の影響を含めて対応関係を分析すると、ばらつきの幅は相対的に小さくなる。また、地震荷重を $\lambda_E=2.5$ まで増加させても応答解析と静的解析の結果は比較的精度よく対応している。したがって、提案した地震荷重を用いれば $\lambda_E=2.5$ 相当の地震入力に対しても部材の軸力算定に適用できると考えられる^{注1)}。

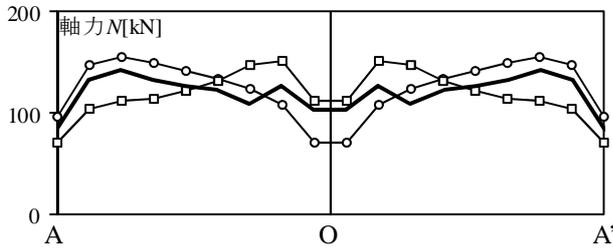


図 4.47 フープ材の軸力分布

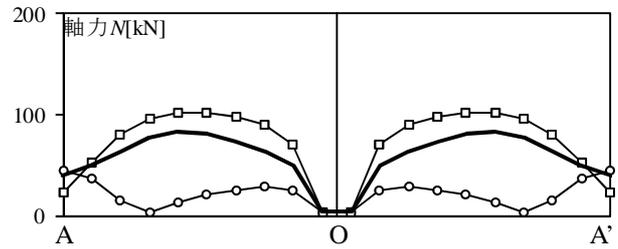
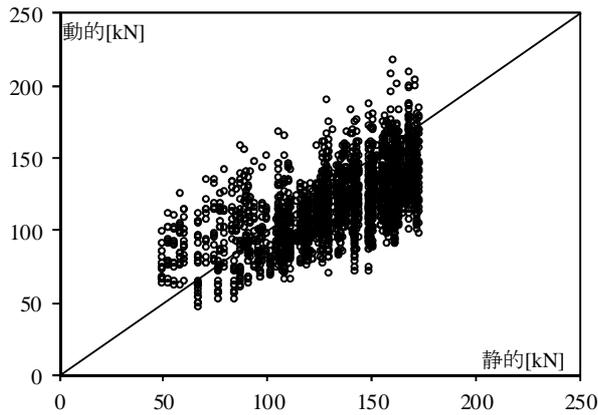
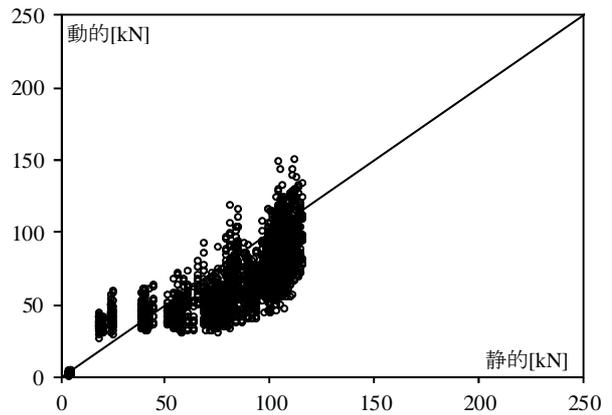


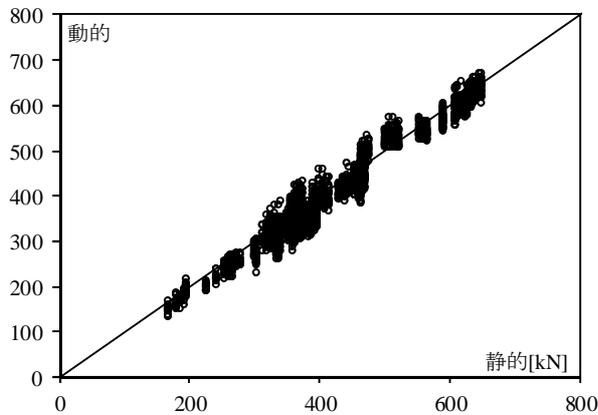
図 4.48 稜線材の軸力分布



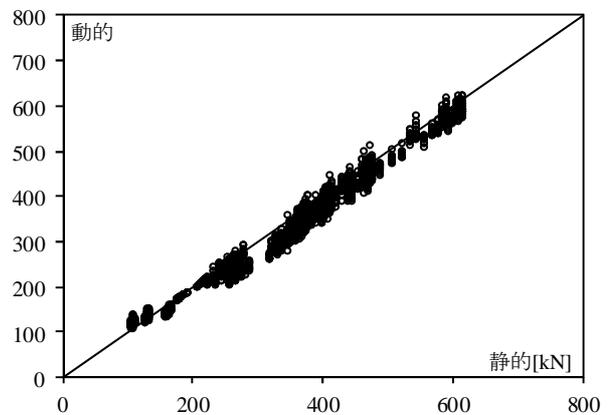
(a) 地震荷重のみ ($\lambda_E=1.0$)



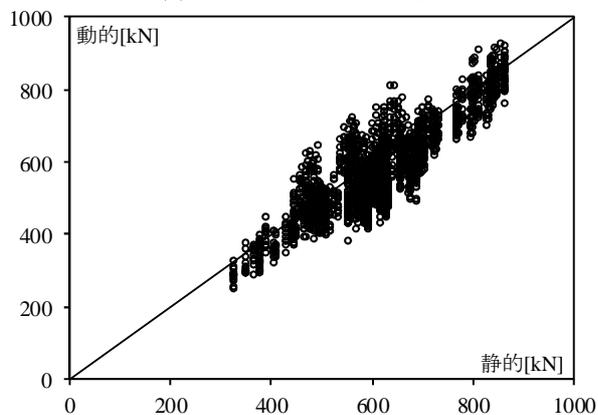
(a) 地震荷重のみ ($\lambda_E=1.0$)



(b) 固定+地震荷重 ($\lambda_E=1.0$)

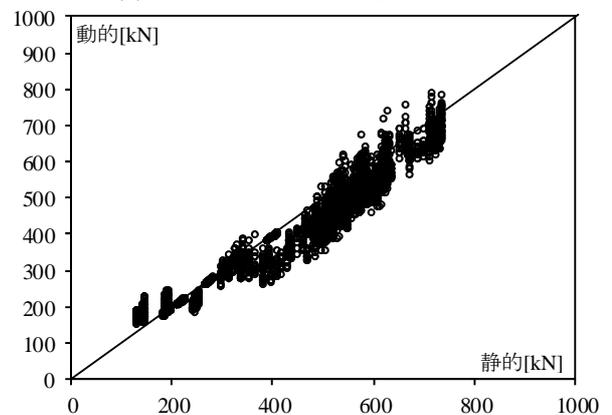


(b) 固定+地震荷重 ($\lambda_E=1.0$)



(c) 固定+地震荷重 ($\lambda_E=2.5$)

図 4.49 フープ材の軸力の精度 ($L=100m$)



(c) 固定+地震荷重 ($\lambda_E=2.5$)

図 4.50 稜線材の軸力の精度 ($L=100m$)

4.6 地震荷重の適用範囲および耐荷性能

ドームの幾何学的非線形性および材料学的非線形性を考慮した地震応答解析とプッシュオーバー解析の結果を比較し、提案した地震荷重の精度、有効性、適用範囲、また、ドームの耐荷性能を分析する。本研究では塑性ヒンジが初めて発生した地震動強さ（以降、初期降伏地震動強さ）を λ_{EY} とする。ここでは、例として、スパン $L=100\text{m}$ 、半開角 $\phi_0=20^\circ, 50^\circ$ 、部材細長比 $\lambda_0=40, 80$ のモデルの結果を示す。

プッシュオーバー解析ではまず固定荷重を作用させ、その後、提案した補正係数を代入して式(4.33)、(4.34)で計算される地震荷重を作用させる。固定荷重に対して2倍程度の安全率を有する、表4.6、4.7の断面性能のドームはフープ材で初めて塑性ヒンジが発生する。また、降伏するフープ材は図4.47に示すように7目目付近の部材であり、終局状態ではその部材近傍の節点が大きく変形するため、本検討では地震荷重として F_H+F_V を採用する。

時刻歴地震応答解析では、数値積分法にNewmark- β 法($\beta=1/4$)を採用し、20秒間の応答解析を行う。解析ではまず固定荷重を作用させ、その後、X方向に地震動を作用させる。応答解析より得られる最大鉛直変位は入力地震動によってその発生箇所が異なる。したがって、本章ではプッシュオーバー解析において最大鉛直変位がスパン L の1/300に達した時の節点を注目節点とし、応答解析とプッシュオーバー解析の結果を比較する。プッシュオーバー解析と応答解析の荷重変位関係を図4.51に示す。図中の○は12波の応答解析の結果、実線は同じ λ_E に対する平均値、破線はプッシュオーバー解析の結果、□は初期降伏地震動強さ λ_{EY} を表す。プッシュオーバー解析の地震動強さ λ_{Ei} は次式で与えられる。

$$\lambda_{Ei} = (P_i - P_d) / P_{e0} \tag{4.45}$$

ここで、 P_i は*i*ステップの固定荷重を含み地震荷重も考慮した鉛直成分の荷重、 P_d は固定荷重、 P_{e0} は $\lambda_E=1.0$ とした式(18)より得られる固定荷重を除く地震荷重の鉛直成分を表す。図4.51より、初期降伏まではプッシュオーバー解析と応答解析の結果は概ね対応することが確認できる。プッシュオーバー解析では最大耐力に達した後、部材細長比 λ_0 が大きいと、最大耐力に達した後の荷重の低下が大きい。図4.51より、降伏後は応答解析とプッシュオーバー解析の結果は異なり、特に、応答解析結果は耐力が増加し続けるが、プッシュオーバー解析の結果は最大耐力に達した後、荷重が低下する。また、提案した地震荷重は弾性範囲でのドーム部材の軸力を評価するものであるため、塑性後のドーム部材に生じる曲げの増幅等を考慮することはできない。したがって、提案した地震荷重とプッシュオーバー解析から塑性後の応答性状を推定することは困難である^{注2)}。

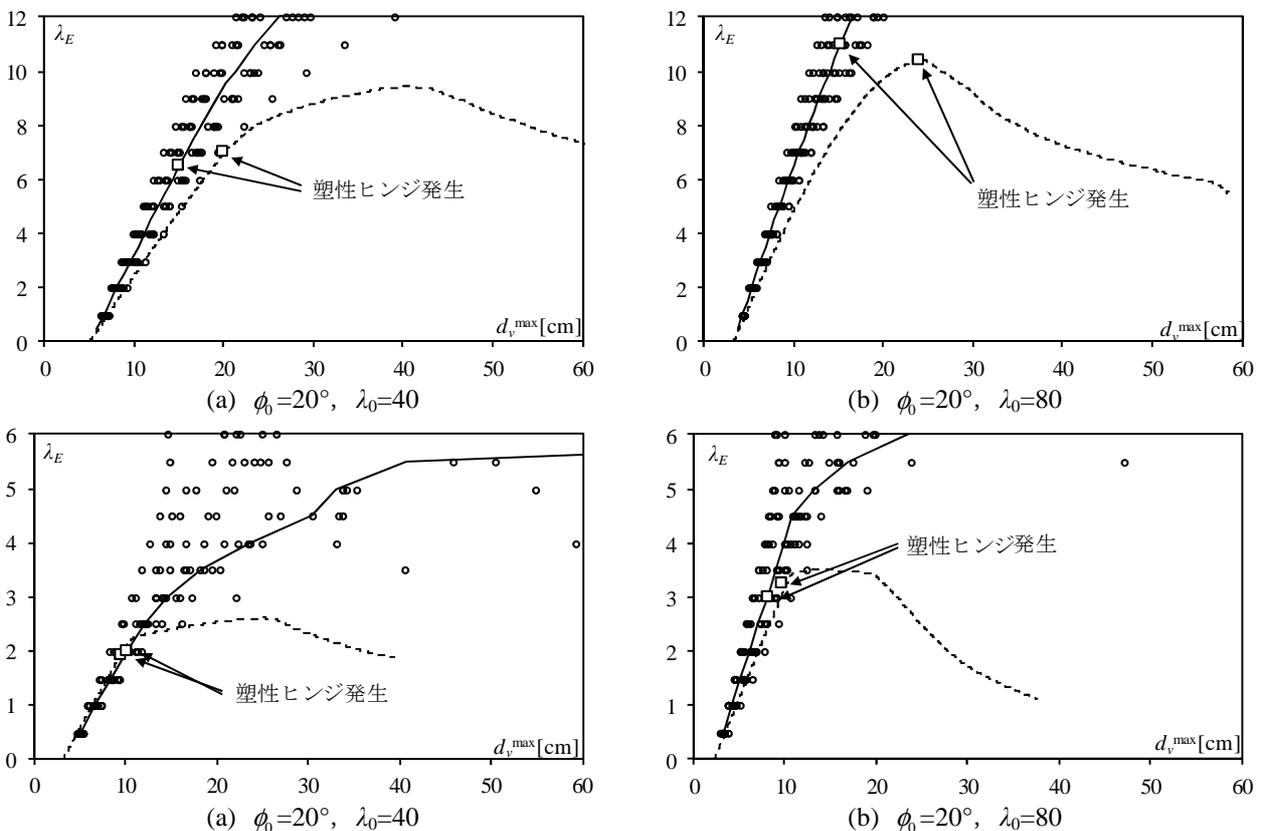


図 4.51 荷重変位関係 ($L=100\text{m}$, 実線：応答解析 (平均), 破線：プッシュオーバー解析)

4.7 まとめ

本研究ではスパン L 、半開角 ϕ_0 および部材細長比 λ_0 をパラメータとして、周辺をピン支持の単層ラチスドームの応答性状を分析した。また、その結果に基づいて単層ドームの軸力を模擬できる地震荷重を提案し、その精度および妥当性について議論した。本研究で対象とした単層ラチスドームに関して得られた結論を以下に要約する。

- 1) 固有振動解析による単層ラチスドームの1次固有周期は0.4~0.7sec程度となり、加速度応答スペクトル一定領域に位置する。また、文献16)で提案された無次元1次固有円振動数を用いて周辺ピン支持としたドームの1次固有周期の推定式を提案し、その精度および既往の研究結果との対応を確認した。
- 2) ドーム最下層の層せん断力とドーム部材の軸力を模擬できる簡易な地震荷重を作成した。応答値を推定するための補正係数は時刻歴地震応答解析の結果に基づいて算出し、ドームの半開角 ϕ_0 の関数として近似式を提案した。その結果、ドーム最下層の層せん断力係数の精度(動的/静的)は地震動のばらつきも含めると0.6~1.2程度となり、静的解析から概ね推定できることが確認された。ドーム部材の軸力の精度の検討では、地震時の位相差の影響を考慮して水平地震荷重 F_H と鉛直地震荷重 F_V の組み合わせとして F_H+F_V 、 F_H-F_V の2種類を実施した。その結果、フープ材の軸力は F_H+F_V 、稜線材の軸力は F_H-F_V の地震荷重を用いる事で応答値を包絡することが確認された。
- 3) 地震動強さ λ_E が1.0だけでなく2.5に対しても精度よく軸力および層せん断力を推定できるため、提案した地震荷重は $\lambda_E=2.5$ 相当の地震入力に対しても部材の軸力算定に適用できる。ただし、対象ドームと異なる網目分割によるドームへの適用については今後議論する必要がある。
- 4) 幾何学的非線形性および材料学的非線形性を考慮した時刻歴地震応答解析とプッシュオーバー解析の結果を比較し、耐荷性能(初期降伏地震動強さ)および地震荷重の適用範囲について分析した。その結果、プッシュオーバー解析と時刻歴地震応答解析の初期降伏地震動強さは概ね対応し、初期降伏までならば提案した地震荷重で推定可能であることが確認された。

本研究では下部構造をRCのような剛と仮定し、境界条件を周辺ピン支持とした。しかし、下部構造に支えられた場合、剛性が低いため、ピン支持と仮定することは出来ない。したがって、下部構造がある場合の地震荷重について今後検討が必要である。また、本研究で提案した地震荷重は入力地震動として告示波と想定しているため、スペクトル特性が異なる地震動を対象とした場合の適用性についても検討する必要がある。

第4章 単層ラチスドームの応答性状と崩壊性状

注1) 曲げモーメントの精度

詳細な説明は省略するが、提案した地震荷重を用いた静的解析より得られるドーム部材の曲げモーメントは応答解析の結果に比べて過小評価される。しかし、図4.8でフープ材は軸力が支配的であり、図4.51で初期降伏時の耐力を概ね推定できているため、対象ドームでは曲げモーメントの精度は大きく影響されない。曲げモーメントによって耐力が決まるドームを対象とした地震荷重については今後の課題とする。

注2) 塑性後にプッシュオーバー解析と時刻歴地震応答解析の結果が異なる理由

絶対加速度スペクトルを次式で与える。

$$S_{ad}(T, h) = S_a(T) \cdot F_h(h) \cdot G_s(T) \quad (a)$$

ここで、 $S_a(T)$ は基盤の加速度、 $F_h(h)$ は減衰による低減係数、 $G_s(T)$ は地盤の増幅係数を表す。例として、バイリニア型履歴有する1質点を考える。このモデルの等価剛性 K_{eq} および等価周期 T_{eq} は次式となる。

$$(K_{eq}/K_0) = [1 + \kappa(\mu - 1)]/\mu \quad , \quad (T_{eq}/T_0) = \sqrt{\mu/[1 + \kappa(\mu - 1)]} \quad (b)$$

ここで、 K_0 は弾性時の剛性、 T_0 は弾性時の周期、 κ は二次剛性比、 μ は塑性率($=\delta_{max}/\delta_y$)を表す。

時刻歴応答解析の場合、地震動強さ λ_E の地震動が作用し、塑性率 μ が発生したとすると、釣合式は

$$K_{eq} \times \delta_{max} = P_{Eq} \times \lambda_E \quad , \quad P_{Eq} = S_{ad}(T_{eq}, h_{eq}) \times m \quad (c)$$

となる。ここで、 m は質量、 P_{Eq} は塑性化によって変化した外力である。よって地震動強さ λ_E は

$$\left[\frac{1 + \kappa(\mu - 1)}{\mu} \right] K_0 \times \mu \cdot \delta_y = P_{Eq} \times \lambda_E \quad ; \quad \lambda_E = \frac{1 + \kappa(\mu - 1)}{S_{ad}(T_{eq}, h_{eq})/g} \times C_{y0} \quad (d)$$

となる。 C_{y0} は定数なので μ を増加させると λ_E も増加する。また、等価周期 T_{eq} は μ の増加に伴って変化するので、 $S_{ad}(T_{eq}, h_{eq})$ も変化する。

一方、静的解析の場合、基本荷重は変化しないため、

$$K_{eq} \times \delta_{max} = P_{E0} \times \lambda_E \quad (e)$$

よって、地震動強さ λ_E は

$$\lambda_E = \frac{1 + \kappa(\mu - 1)}{S_{ad}(T_0, h_0)/g} \times C_{y0} = [1 + \kappa(\mu - 1)] \times \frac{C_{y0}}{C_0} \quad (f)$$

となる。したがって、完全弾塑性($\kappa=0$)ならば静的解析の場合、降伏後は λ_E は増加しないが、応答解析では塑性後は $F_h(h)$ の項が減少し、 S_{ad} も減少するため、 $1/S_{ad}$ の影響により λ_E は増加する。

[第4章の参考文献]

- 1) 日本建築学会：ラチスシェルの座屈と耐力，2010.6
- 2) 石川浩一郎，加藤史郎：上下地震動を受ける二層立体ラチスドームの耐震性に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第447号，pp.79-88，1993.5
- 3) 熊谷知彦，谷口与史也，小河利行，増山真紀子：網目形状の異なる二層立体ラチスドームの静的および動的弾塑性座屈性状，日本建築学会構造系論文集，第610号，pp.107-114，2006.12
- 4) 加藤史郎，向山洋一，植木隆司：高ライズの単層ラチスドームの地震応答性状，日本建築学会構造系論文報告集，第442号，pp.101-109，1992.12
- 5) 加藤史郎，向山洋一：低ライズの単層ラチスドームの地震応答性状，日本建築学会構造系論文報告集，第488号，pp.87-96，1996
- 6) Xu-Dong Zhi, Feng Fan, Shi-Zhao : Failure Mechanisms of Single-Layer Reticulated Domes Subjected to Earthquakes, Vol. 48, Journal of the IASS, Vol.48, No.1, pp.29-44, 2007.4
- 7) 中澤祥二，高橋直生，加藤史郎：下部構造を有する単層ラチスドームの耐震性能評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第686号，pp.799-807，2013.4
- 8) 日本建築学会：空間構造の動的挙動と耐震設計，2006.3
- 9) 加藤史郎，小西克尚，中澤祥二，向山洋一，打越瑞昌：下部構造に支持された空間構造の振動解析用質点簡易モデル，構造工学論文集，Vol.48B，pp.37-47，2002.3
- 10) 加藤史郎，小西克尚：ラチスドームの Push-over analysis に基づく地震応答推定に関する一考察 1次モード支配型の空間構造に対する検討，日本建築学会構造系論文集，第561号，pp.153-160，2002.11
- 11) S. Kato, S. Nakazawa, K. Saito : Two-mode Based Estimation of Equivalent Seismic Loads and Static Estimation of Dynamic Response of Reticular Domes supported by Ductile Substructures, Vol. 47, Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures, Vol.47, No.1, pp.35-52, 2006.4
- 12) 中澤祥二，斎藤慶太，加藤史郎：劣化型履歴を有するブレース架構で支持された複層ラチスドームの地震応答と静的地震荷重の推定，日本建築学会構造系論文集，第608号，pp.69-76，2006.10
- 13) 竹内 徹，小河利行，中川美香，熊谷知彦：応答スペクトル法による中規模ラチスドームの地震応答評価，日本建築学会構造系論文集，第579号，pp.71-78，2004.5
- 14) 竹内 徹，小河利行，佐藤英佑，中間明子，熊谷知彦：支持架構付きラチスドームにおける地震応答評価手法の適用範囲，構造工学論文集，Vol.52B，pp.53-61，2006.3
- 15) 植木隆司，加藤史郎，向山洋一，松栄泰男：両端に回転ばねのある部材で構成される単層ラチスドームの弾塑性座屈荷重，日本建築学会構造系論文報告集，第448号，pp.47-58，1993.6
- 16) 高島英幸，西園博美，加藤史郎：上下地震動を受ける矩形平面状の屋根型偏平球殻の応答性状，応答値の推定と位相差の影響の検討，日本建築学会構造系論文報告集，第383号，pp.58-68，1988.1
- 17) 加藤史郎，庄村昌明，向山洋一：水平と鉛直地震動を受ける大スパン単層ラチスドームの応答性状と崩壊加速度に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第477号，pp.87-96，1995.11
- 18) 中澤祥二，高橋直生，加藤史郎：下部構造を有する単層ラチスドームの耐震性能評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第686号，pp.799-807，2013.4
- 19) 山田聖志，松本幸大，加藤史郎：屋根型単層円筒ラチスの地震動による応答性状と静的地震荷重に関する考察，鋼構造論文集，第11巻第41号，pp.31-46，2004.3
- 20) 笠井和彦，伊藤浩資，渡辺厚：等価線形化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，第571号，pp.53-62，2003.9
- 21) 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，第657号，pp.1983-1990，2010.11

第5章 単層ラチスドームの耐震性能評価

5. 単層ラチスドームの耐震性能評価

5.1 はじめに

ドームなどの空間構造は弾性設計することが主であり、上部構造への地震入力を低減させる手法として中間層免震ドーム¹⁾や下部降伏型ドーム²⁾の提案が行われてきた。また、実際の設計^(例えば³⁾)にもこれらの手法が取り入れられるようになりつつある。このように、前章で示した地震荷重の作成方法も含め、空間構造を対象とした応答性状の分析や応答の評価法に関する研究はまとまりつつある⁴⁾。しかしながら、上部構造の塑性化を考慮した耐力評価や設計法に関する研究は少なく、耐震設計の体系を作る上でこれらの検討は必要不可欠であると考えられる。

上部ドームの損傷や崩壊加速度に関する研究は数多くある。文献5, 6)では単層の高・低ライズドームを対象とし、地震応答解析から地震荷重を作成し、崩壊加速度について検討している。文献7)では崩壊性状を検討するとともに、構造物全体の変形と部材の損傷を評価している。また、文献8)では弾塑性地震応答解析に基づいて、部材の限界変形に応じた耐震性能を評価している。しかし、地震応答解析は、時間が掛るほかに、地震波の特性に大きく依存するため、分析がやや困難である。そのため、静的解析から地震時の応力や耐震性能を評価する手法が望まれる。

静的解析から耐震性能を議論する研究として、文献9)では線形地震応答解析から仮定した静的地震荷重を用いて単層ドームの耐荷性能を分析し、文献8)で定めた動的靱性指標 μF を用いた耐震性能評価法を提案している。文献10)では静的地震荷重を受ける単層ラチスドームの座屈荷重の分析を行い、固定荷重時の座屈荷重と比較を行っている。しかしながら、固定荷重と地震荷重が同時に作用した場合については議論がされていない。

以上の研究を踏まえ、本研究では円形平面を有する単層ラチスドームを対象とし、文献9)と同様に弾塑性時刻歴地震応答解析から動的靱性指標 μF 値を算出する。そして、前章で提案した地震荷重を用いたプッシュオーバー解析から耐震性能を評価する方法を示す。次に、非線形解析を行わずに簡易に耐震性能を評価する手法として、修正ダンカレー式から推定する方法を提案する。

5.2 耐震性能評価手法の提案

5.2.1 動的靱性指標および限界変形の定義

耐震性能指標として動的靱性指標 ${}_dF$ を採用する。ドームの ${}_dF$ 値は文献 8, 11) を参考に次式で与える。

$${}_dF = \lambda_E^{cr} / {}_s\lambda_{Ey} \quad (5.1)$$

ここで、 λ_E^{cr} は限界地震動強さ、 ${}_s\lambda_{Ey}$ は提案した地震荷重を用いたプッシュオーバー解析から計算される初期降伏地震動強さを表す。 ${}_s\lambda_{Ey}$ の一覧を表 5.1, 図 5.1 に示す。なお、文献 8) では ${}_dF$ 値を算出する際、分母を弾塑性地震応答解析から直接に得られる降伏地震動強さを用いている。しかし、前章において確認したように、応答解析とプッシュオーバー解析の降伏地震動強さは概ね等しく、また、本研究では耐震性能をプッシュオーバー解析に基づいて算定することを目的としているため、プッシュオーバー解析から降伏地震動強さを算出する。対象構造物はフープ材で初めて塑性ヒンジが発生するため、静的解析で用いる地震荷重は $F_H + F_V$ とする。

本研究では限界変形のパラメータをドームの最大鉛直変位の塑性率 μ とし、次式で与える。

$$\mu = {}_d d_v^{\max} / {}_s d_{vy} \quad (5.2)$$

ここで、 ${}_d d_v^{\max}$ は応答解析から計算する最大鉛直変位、 ${}_s d_{vy}$ は提案した地震荷重 ($F_H + F_V$) を用いたプッシュオーバー解析による初期降伏鉛直変位を表す。なお、 $\mu=2\sim 3$ 程度は鉛直変位がスパン L の $1/300$ に対応する。応答解析では入力地震動およびドームの形状等によって最大鉛直変位が発生する節点異なり、ここでは最大変形が発生する節点を対象とし、モデルおよび地震動や地震レベルごとに注目節点が変わる。

各モデルの限界地震動強さ λ_E^{cr} と塑性率 μ の関係を表 5.2 に示す。表中の λ_E^{cr} と μ は 12 波の平均値を表す。また、 $\mu=1$ の結果は ${}_s\lambda_{Ey}$ に概ね対応する。表中の下線は $\xi_0=4$ 以下のモデルの結果を表す。本研究では中間節点を設けておらず、個材座屈を考慮していない。そのため、塑性後の耐力評価で $\xi_0=4$ 以下のモデルの結果を使用する際はこの点に留意する必要がある。表 5.2 より、同じ μ に対して半開角 ϕ_0 が大きいと λ_E^{cr} は小さくなる。表 5.2 では省略しているが、 $\phi_0=20^\circ$ のモデルの降伏地震動強さ ${}_s\lambda_{Ey}$ は 5.0 を超えるため、高い耐震性能を持つ。 $\phi_0=30^\circ, 40^\circ$ のモデルは $\lambda_E=2.5$ の地震入力に対して弾性となるが、それ以上の地震入力ではドームは塑性化する。なお、スパン $L=100\text{m}$ 、半開角 $\phi_0=30^\circ$ 、部材細長比 $\lambda_0=50$ のモデルでは、限界変形として $\mu=2$ 程度に対して λ_E^{cr} は 7.6 となり、安全限界レベルの地震動強さを超える。

表 5.2 で示す範囲ではほとんどの場合、塑性率が 2 に対して、 $\phi_0=50^\circ$ の 18 例を除くと、対応する地震動強さの平均は安全限界の 5.0 を超す。また、塑性率が 3 に対して $\phi_0=50^\circ$ の 10 例以外、塑性率が 4 に対して $\phi_0=50^\circ$ の 5 例以外のモデルの地震動強さ λ_E は安全限界の 5.0 を超える。したがって、固定荷重に対して 2 倍程度 (平均で 2.6 程度) で設計したドームでは、 $\phi_0=30^\circ, 40^\circ$ の半開角では相当に耐震性能が高いと判断できる。

式(5.1)より得られる動的靱性指標 ${}_dF$ と塑性率 μ の関係を表 5.3, 図 5.2 に示す。図中のプロットはスパン L 、半開角 ϕ_0 の違いを含めた各モデルの結果を示し、実線はその平均値、破線は平均値-標準偏差を表す。なお、前述したように、本検討では 12 波の入力地震動による応答のばらつきは含めず、12 波に対する平均値を分析する。図 5.2 より、動的靱性指標 ${}_dF$ は塑性率 μ に伴い増加し、各プロットの同じ μ に対する変動係数は 3~5% 程度となる。また、図は省略するが、 $\mu=2\sim 3$ に対して ${}_dF$ 値 (μ に対する各モデルの平均値) は $\lambda_0=40$ で 1.9~2.1 程度、 $\lambda_0=50$ で 1.8~2.0 程度、 $\lambda_0=60$ で 1.7~1.9 程度、 $\lambda_0=70$ で 1.6~1.8 程度、 $\lambda_0=80$ で 1.5~1.7 程度となる。部材細長比 λ_0 が大きくなるとやや ${}_dF$ 値は低くなる。したがって、 ${}_dF$ 値はスパン L や半開角 ϕ_0 にあまり依存せず、部材細長比 λ_0 と塑性率 μ の関数で表すことが可能である。図 5.2 より、 $\mu=1$ において、 ${}_dF$ 値が 1 以上となる結果が存在するが、これは提案した地震荷重の精度が原因である。

本研究では ${}_dF$ 値の近似式として次式を提案する。

$${}_dF^{est} = \sqrt{\mu^q} - 1 + 1 \quad (5.3)$$

$$q = 1.54 \exp[-0.0185\lambda_0] \quad (5.4)$$

なお、上式は個材座屈の影響を考慮しないよう分割数 $n=10$ の結果のみから作成し、 $\lambda_0=50, 70$ と $\mu=3.0$ の結果の平均値に合うように作成している。また、12 波の入力地震動による応答のばらつきは含めていない。本来であれば、部材の靱性は径厚比にも依存するためパラメータとして考慮すべきであるが、空間構造は基本的にランクの高い部材が使われることを想定し、今回は検討から除外する。解析結果と近似式の比率 (${}_dF / {}_dF^{est}$) を図 5.3 に示す。図 5.3 より、比率は 0.9~1.2 程度となり、近似値は解析結果と概ね対応し、式(5.3)を用いれば動的靱性指標の近似値を算出できる。

第5章 単層ラチスドームの耐震性能評価

表 5.1 プッシュオーバー解析から得られる初期降伏地震動強さ $s\lambda_{Ey}$

ϕ_0 [°]	λ_0	L=60m		L=80m		L=100m	L=120m	
		n=10	n=6	n=10	n=8	n=10	n=10	n=12
20	40	7.273	7.309	7.624	7.154	6.987	7.266	8.198
	50	7.998	7.373	8.271	7.529	8.434	7.996	8.898
	60	9.251	7.329	9.250	8.907	9.255	9.255	9.844
	70	10.540	8.162	10.175	9.007	10.394	10.167	10.417
	80	10.709	9.510	10.536	9.924	10.447	10.389	9.907
30	40	4.396	3.623	3.743	3.978	4.132	3.740	4.150
	50	4.145	3.631	4.146	4.389	4.142	4.142	4.832
	60	4.696	4.616	4.915	4.545	5.038	4.693	5.292
	70	5.753	4.501	5.390	4.678	5.170	5.388	5.806
	80	5.877	5.156	5.714	5.285	5.618	5.553	6.312
40	40	3.675	2.724	3.363	2.526	3.177	3.051	2.995
	50	3.759	3.049	3.288	3.400	2.978	3.283	3.212
	60	3.841	3.279	3.842	3.356	3.320	3.407	3.713
	70	3.819	3.459	3.632	3.865	3.963	3.814	3.990
	80	4.457	3.603	3.970	3.751	4.067	4.130	4.505
50	40	2.674	2.932	2.667	2.776	1.925	2.050	2.592
	50	2.981	2.183	2.730	2.075	2.580	2.482	2.407
	60	3.202	2.603	2.778	2.892	2.525	2.777	2.700
	70	3.369	2.919	2.819	2.927	2.926	2.999	2.920
	80	3.500	3.142	3.339	2.959	3.241	3.173	3.419

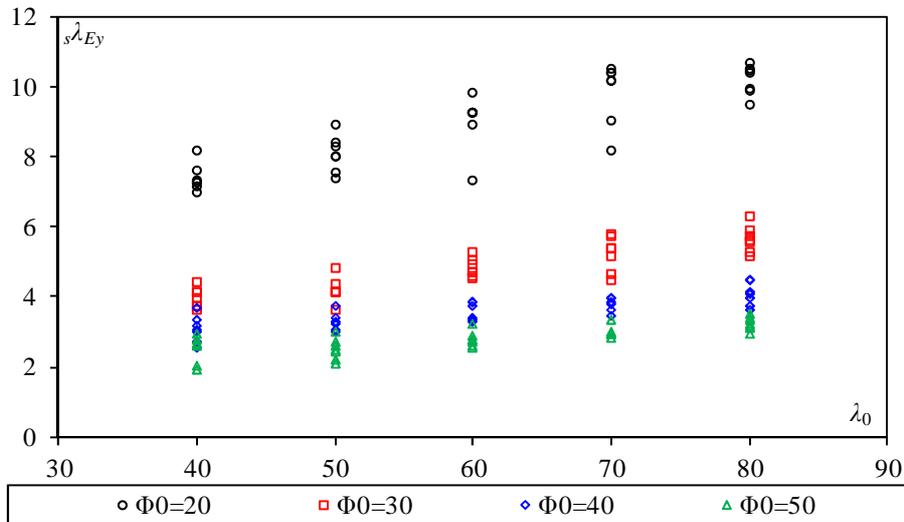


図 5.1 初期降伏地震動強さ

表 5.2 限界地震動強さ λ_E^{cr} (12 波の平均値)

L[m]	n	μ	$\phi_0 = 30[^\circ]$					$\phi_0 = 40[^\circ]$					$\phi_0 = 50[^\circ]$				
			$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$
60	10	1.0	4.156	4.104	5.186	6.239	6.464	3.430	3.925	4.109	3.941	4.568	2.733	3.156	3.562	3.827	3.907
		1.5	6.712	6.100	7.474	8.540	8.236	5.798	6.046	5.735	5.330	6.073	4.067	4.550	4.889	5.120	5.103
		2.0	7.963	6.806	8.183	9.312	9.043	6.947	6.970	6.407	5.757	6.453	4.675	5.090	5.548	5.490	5.372
		2.5	8.598	7.313	8.547	9.911	9.622	7.447	7.234	6.666	6.088	6.754	5.045	5.624	5.918	5.729	5.587
		3.0	8.984	7.768	8.787	10.216	10.163	7.898	7.476	6.862	6.383	7.057	5.223	5.922	6.217	5.965	5.754
		3.5	9.484	8.218	9.023	10.470	10.576	8.290	7.697	7.035	6.565	7.436	5.400	6.171	6.496	6.189	5.921
		4.0	9.851	8.590	9.227	10.720	10.799	8.625	7.917	7.153	6.673	7.729	5.573	6.402	6.763	6.411	6.098
	6	1.0	3.963	3.829	4.701	4.513	5.071	2.699	3.038	3.367	3.491	3.893	3.079	2.268	2.797	3.154	3.478
		1.5	6.593	6.349	6.590	6.038	6.667	4.590	4.705	4.617	4.726	5.074	5.037	3.411	3.667	3.925	4.218
		2.0	8.000	6.976	7.221	6.517	7.515	5.573	5.248	5.086	5.343	5.579	6.255	3.696	4.033	4.303	4.670
		2.5	8.652	7.410	7.868	6.835	7.840	5.883	5.571	5.386	5.683	5.851	7.156	3.916	4.204	4.662	5.152
		3.0	9.029	7.858	8.262	7.174	8.084	6.475	5.825	5.594	5.949	6.105	7.753	4.073	4.375	5.011	5.825
		3.5	9.243	8.088	8.593	7.524	8.250	6.798	6.038	5.747	6.145	6.338	8.081	4.192	4.526	5.140	6.098
		4.0	9.458	8.216	8.923	7.784	8.416	7.038	6.161	5.900	6.326	6.561	8.231	4.311	4.626	5.270	6.232
80	10	1.0	3.660	4.348	5.525	6.117	6.517	3.309	3.589	4.094	3.969	4.199	2.943	3.184	3.226	3.276	3.720
		1.5	5.955	6.472	7.718	8.015	8.106	5.519	5.503	5.727	5.110	5.206	4.441	4.343	4.180	3.960	4.570
		2.0	6.879	7.051	8.381	8.678	8.979	6.543	5.840	6.425	5.626	5.663	5.045	4.879	4.524	4.484	4.998
		2.5	7.643	7.582	9.132	9.372	9.603	6.998	6.224	6.774	5.870	5.938	5.471	5.296	4.737	4.709	5.180
		3.0	8.227	8.066	9.657	9.727	10.162	7.233	6.591	7.045	6.091	6.290	5.779	5.636	4.950	4.924	5.362
		3.5	8.629	8.341	10.061	10.097	10.665	7.467	6.852	7.219	6.285	6.619	6.060	5.917	5.166	5.185	5.546
		4.0	8.896	8.605	10.250	10.765	11.174	7.755	7.050	7.394	6.480	6.891	6.289	6.128	5.383	5.471	5.740
	8	1.0	3.955	4.570	4.817	5.418	5.966	2.570	3.535	3.702	4.145	4.055	2.920	2.286	3.386	3.367	3.377
		1.5	6.594	6.654	6.764	7.049	7.491	4.253	5.519	4.870	5.330	5.057	4.642	3.118	4.156	3.818	3.875
		2.0	8.064	7.655	7.642	7.888	8.131	4.930	6.064	5.354	5.879	5.300	5.228	3.391	4.458	4.196	4.301
		2.5	8.696	8.526	8.405	8.376	8.689	5.289	6.311	5.726	6.293	5.541	5.644	3.613	4.710	4.542	4.600
		3.0	9.213	8.946	8.982	8.688	9.071	5.608	6.583	6.049	6.594	5.778	6.120	3.800	4.955	4.698	4.785
		3.5	9.657	9.367	9.295	8.952	9.577	5.902	6.936	6.300	6.800	6.017	6.472	3.987	5.296	4.854	4.969
		4.0	9.967	9.635	9.572	9.185	9.879	6.096	7.242	6.528	7.007	6.304	6.824	4.118	5.557	5.011	5.106
100	10	1.0	4.085	4.349	5.785	6.048	6.255	3.058	3.400	3.718	4.314	4.177	2.075	2.895	2.881	3.300	3.520
		1.5	6.611	6.687	8.128	8.049	7.755	5.182	5.067	5.116	5.702	5.366	3.078	4.010	3.858	4.170	4.297
		2.0	7.813	7.586	8.993	8.770	8.792	6.090	5.527	5.788	6.268	6.044	3.580	4.534	4.420	4.785	4.752
		2.5	8.498	7.978	9.556	9.183	9.468	6.690	5.701	6.098	6.676	6.340	3.939	5.028	5.017	5.094	5.081
		3.0	8.949	8.397	9.890	9.465	9.996	7.135	5.876	6.249	7.013	6.607	4.182	5.226	5.143	5.287	5.388
		3.5	9.315	8.719	10.203	9.820	10.372	7.484	6.037	6.400	7.224	6.839	4.401	5.425	5.269	5.480	5.624
		4.0	9.677	9.006	10.506	10.316	10.987	7.703	6.166	6.549	7.434	7.072	4.561	5.669	5.395	5.753	5.819
120	10	1.0	3.514	4.129	4.983	6.209	6.386	2.913	3.349	3.512	4.296	4.560	2.116	2.733	3.162	3.597	3.782
		1.5	5.720	6.021	7.597	8.479	8.296	4.782	5.201	5.371	5.664	5.737	3.174	4.019	4.414	4.706	4.663
		2.0	6.763	6.958	8.286	9.240	9.285	5.741	5.995	5.695	6.130	6.181	3.642	4.494	4.874	5.082	4.997
		2.5	7.355	7.516	8.724	10.011	9.724	6.190	6.245	5.924	6.501	6.512	4.111	4.784	5.386	5.306	5.198
		3.0	7.752	7.881	9.086	10.333	10.061	6.501	6.493	6.147	6.688	6.839	4.528	5.097	5.657	5.533	5.398
		3.5	8.090	8.230	9.364	10.620	10.474	6.841	6.680	6.367	6.876	7.111	4.689	5.487	5.854	5.780	5.608
		4.0	8.440	8.626	9.698	10.870	10.849	7.137	6.865	6.556	7.052	7.330	4.849	5.692	6.033	6.012	5.827
	12	1.0	3.961	4.888	6.012	6.757	7.457	2.905	3.174	4.087	4.570	4.813	2.873	2.676	3.181	3.495	3.684
		1.5	6.375	7.802	8.350	8.574	9.570	4.732	5.046	5.744	5.929	6.257	4.319	3.989	4.219	4.453	4.818
		2.0	7.663	9.090	9.030	9.381	10.413	5.577	5.549	6.204	6.338	6.821	5.253	4.308	4.736	4.985	5.392
		2.5	8.275	9.521	9.696	10.527	11.164	6.004	5.874	6.519	6.709	7.197	5.732	4.609	5.038	5.209	5.674
		3.0	8.748	9.753	10.077	11.119	11.690	6.261	6.084	6.732	7.045	7.520	6.114	4.891	5.176	5.425	5.894
		3.5	9.109	9.985	10.333	11.382	12.016	6.513	6.221	6.945	7.253	7.900	6.471	5.107	5.315	5.522	6.145
		4.0	9.390	10.298	10.639	11.807	12.374	6.699	6.358	7.110	7.462	8.127	6.630	5.281	5.454	5.556	6.423

第5章 単層ラチスドームの耐震性能評価

表 5.3 動的靱性指標 (12波の平均値)

L[m]	n	μ	$\phi_0 = 30[^\circ]$					$\phi_0 = 40[^\circ]$					$\phi_0 = 50[^\circ]$				
			$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$
60	10	1.0	0.945	0.990	1.104	1.085	1.100	0.933	1.044	1.070	1.032	1.025	1.022	1.059	1.113	1.136	1.116
		1.5	1.527	1.472	1.591	1.485	1.401	1.578	1.608	1.493	1.396	1.363	1.521	1.526	1.527	1.520	1.458
		2.0	1.811	1.642	1.742	1.619	1.539	1.890	1.854	1.668	1.507	1.448	1.748	1.707	1.733	1.630	1.535
		2.5	1.956	1.765	1.820	1.723	1.637	2.027	1.924	1.736	1.594	1.515	1.887	1.887	1.848	1.701	1.596
		3.0	2.044	1.874	1.871	1.776	1.729	2.149	1.989	1.786	1.671	1.583	1.953	1.987	1.942	1.771	1.644
		3.5	2.157	1.983	1.921	1.820	1.800	2.256	2.048	1.831	1.719	1.668	2.020	2.070	2.029	1.837	1.692
		4.0	2.241	2.073	1.965	1.864	1.838	2.347	2.106	1.862	1.747	1.734	2.084	2.148	2.112	1.903	1.742
	6	1.0	1.094	1.054	1.018	1.003	0.984	0.991	0.996	1.027	1.009	1.080	1.050	1.039	1.075	1.081	1.107
		1.5	1.820	1.748	1.428	1.342	1.293	1.685	1.543	1.408	1.366	1.408	1.718	1.562	1.409	1.345	1.342
		2.0	2.208	1.921	1.564	1.448	1.458	2.046	1.721	1.551	1.545	1.548	2.133	1.693	1.549	1.474	1.486
		2.5	2.388	2.041	1.704	1.519	1.521	2.159	1.827	1.642	1.643	1.624	2.441	1.794	1.615	1.597	1.639
		3.0	2.492	2.164	1.790	1.594	1.568	2.377	1.911	1.706	1.720	1.694	2.644	1.866	1.681	1.717	1.854
		3.5	2.552	2.227	1.861	1.672	1.600	2.495	1.980	1.753	1.777	1.759	2.756	1.920	1.739	1.761	1.941
		4.0	2.611	2.263	1.933	1.730	1.632	2.584	2.021	1.799	1.829	1.821	2.807	1.974	1.777	1.806	1.983
80	10	1.0	0.978	1.049	1.124	1.135	1.141	0.984	1.091	1.066	1.093	1.058	1.103	1.166	1.161	1.162	1.114
		1.5	1.591	1.561	1.570	1.487	1.419	1.641	1.673	1.491	1.407	1.311	1.665	1.591	1.505	1.405	1.369
		2.0	1.838	1.701	1.705	1.610	1.571	1.946	1.776	1.673	1.549	1.426	1.892	1.787	1.629	1.591	1.497
		2.5	2.042	1.829	1.858	1.739	1.681	2.081	1.893	1.763	1.616	1.496	2.051	1.940	1.705	1.670	1.552
		3.0	2.198	1.946	1.965	1.805	1.778	2.151	2.004	1.834	1.677	1.584	2.167	2.065	1.782	1.747	1.606
		3.5	2.305	2.012	2.047	1.873	1.866	2.220	2.084	1.879	1.731	1.667	2.272	2.167	1.860	1.839	1.661
		4.0	2.377	2.076	2.085	1.997	1.956	2.306	2.144	1.925	1.784	1.736	2.358	2.245	1.938	1.940	1.719
	8	1.0	0.994	1.041	1.060	1.158	1.129	1.018	1.040	1.103	1.072	1.081	1.052	1.101	1.171	1.150	1.141
		1.5	1.658	1.516	1.488	1.507	1.417	1.684	1.623	1.451	1.379	1.348	1.672	1.502	1.437	1.304	1.310
		2.0	2.027	1.744	1.681	1.686	1.538	1.952	1.784	1.595	1.521	1.413	1.883	1.634	1.542	1.433	1.454
		2.5	2.186	1.943	1.849	1.790	1.644	2.094	1.856	1.706	1.628	1.477	2.033	1.741	1.629	1.552	1.555
		3.0	2.316	2.038	1.976	1.857	1.716	2.220	1.936	1.802	1.706	1.540	2.205	1.831	1.713	1.605	1.617
		3.5	2.428	2.134	2.045	1.913	1.812	2.337	2.040	1.877	1.759	1.604	2.332	1.921	1.831	1.658	1.679
		4.0	2.506	2.195	2.106	1.963	1.869	2.414	2.130	1.945	1.813	1.681	2.458	1.984	1.922	1.712	1.726
100	10	1.0	0.989	1.050	1.148	1.170	1.113	0.963	1.142	1.120	1.089	1.027	1.078	1.122	1.141	1.128	1.086
		1.5	1.600	1.614	1.613	1.557	1.380	1.631	1.701	1.541	1.439	1.319	1.599	1.554	1.528	1.425	1.326
		2.0	1.891	1.831	1.785	1.696	1.565	1.917	1.856	1.743	1.582	1.486	1.860	1.757	1.751	1.636	1.466
		2.5	2.057	1.926	1.897	1.776	1.685	2.106	1.915	1.837	1.685	1.559	2.046	1.949	1.987	1.741	1.568
		3.0	2.166	2.027	1.963	1.831	1.779	2.246	1.973	1.882	1.770	1.625	2.172	2.025	2.037	1.807	1.663
		3.5	2.255	2.105	2.025	1.899	1.846	2.356	2.027	1.927	1.823	1.682	2.286	2.102	2.087	1.873	1.735
		4.0	2.342	2.174	2.085	1.995	1.956	2.425	2.071	1.972	1.876	1.739	2.369	2.197	2.137	1.966	1.796
120	10	1.0	0.939	0.997	1.062	1.152	1.150	0.955	1.020	1.031	1.126	1.104	1.032	1.101	1.139	1.199	1.192
		1.5	1.529	1.454	1.619	1.574	1.494	1.568	1.584	1.576	1.485	1.389	1.548	1.619	1.589	1.569	1.469
		2.0	1.808	1.680	1.765	1.715	1.672	1.882	1.826	1.672	1.607	1.497	1.776	1.811	1.755	1.695	1.575
		2.5	1.967	1.815	1.859	1.858	1.751	2.029	1.903	1.739	1.704	1.577	2.005	1.928	1.939	1.769	1.638
		3.0	2.073	1.903	1.936	1.918	1.812	2.131	1.978	1.804	1.753	1.656	2.209	2.054	2.037	1.845	1.701
		3.5	2.163	1.987	1.995	1.971	1.886	2.243	2.035	1.869	1.803	1.722	2.287	2.211	2.108	1.927	1.767
		4.0	2.257	2.082	2.066	2.017	1.954	2.340	2.091	1.924	1.849	1.775	2.365	2.294	2.172	2.005	1.836
	12	1.0	0.954	1.012	1.136	1.164	1.181	0.970	0.988	1.101	1.145	1.068	1.109	1.112	1.178	1.197	1.077
		1.5	1.536	1.615	1.578	1.477	1.516	1.580	1.571	1.547	1.486	1.389	1.667	1.657	1.563	1.525	1.409
		2.0	1.847	1.881	1.706	1.616	1.650	1.862	1.727	1.671	1.588	1.514	2.027	1.790	1.754	1.707	1.577
		2.5	1.994	1.970	1.832	1.813	1.769	2.005	1.828	1.756	1.681	1.597	2.212	1.915	1.866	1.784	1.659
		3.0	2.108	2.018	1.904	1.915	1.852	2.091	1.894	1.813	1.765	1.669	2.359	2.032	1.917	1.857	1.724
		3.5	2.195	2.066	1.953	1.960	1.904	2.175	1.936	1.871	1.818	1.753	2.497	2.122	1.969	1.891	1.797
		4.0	2.263	2.131	2.010	2.034	1.960	2.237	1.979	1.915	1.870	1.804	2.558	2.194	2.020	1.903	1.879

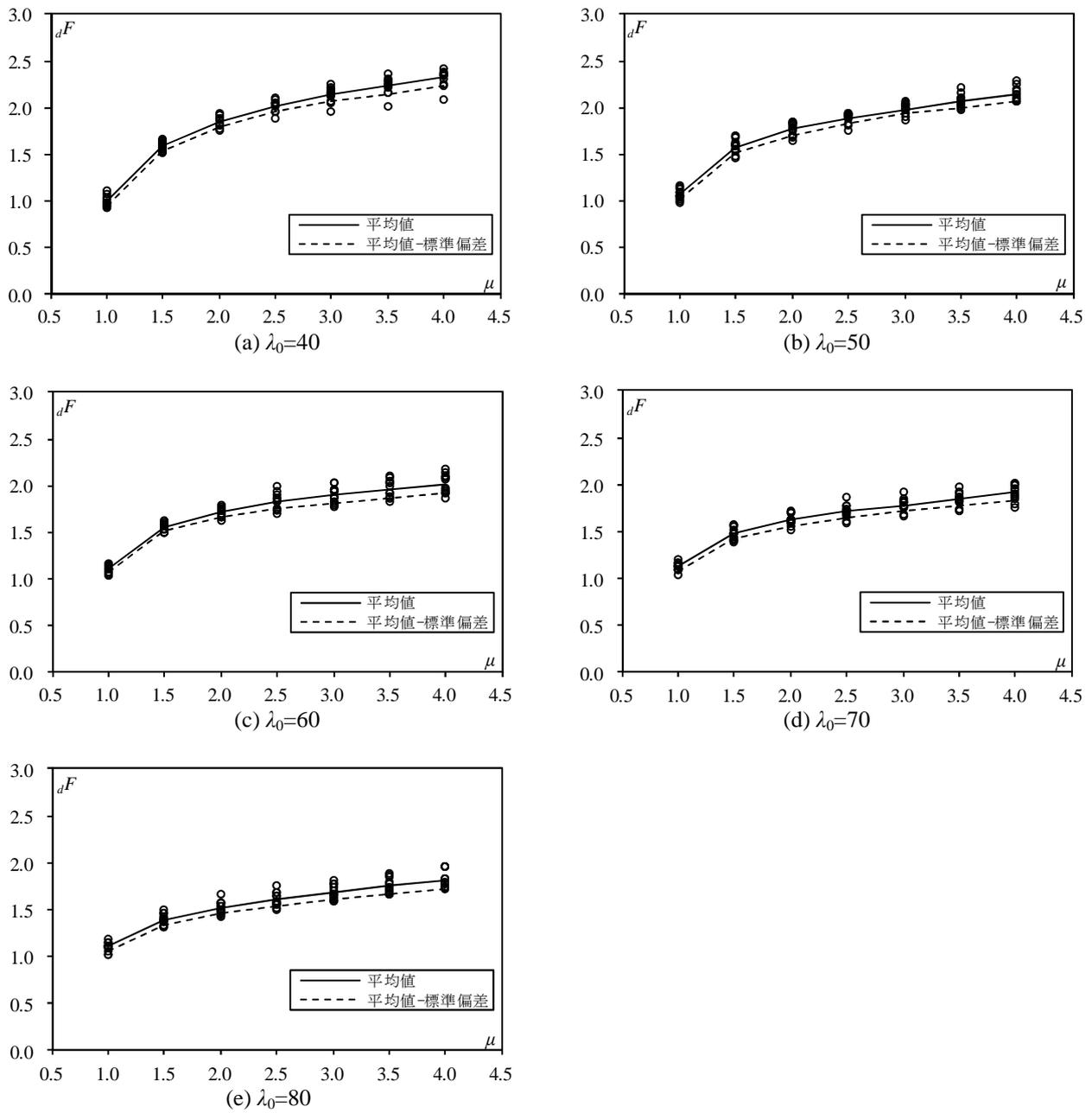


図 5.2 動的靱性指標 ($n=10$)

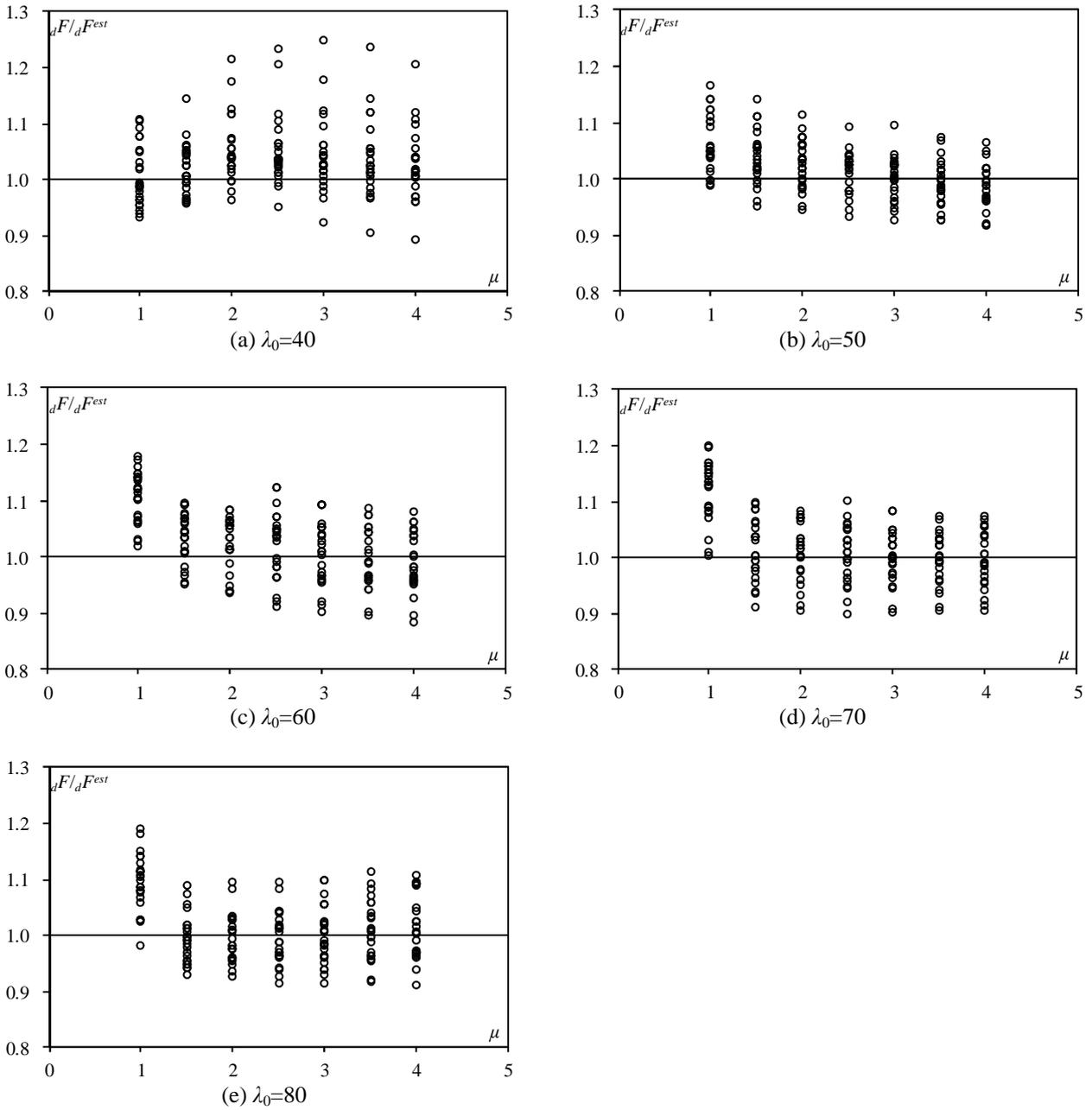


図 5.3 動的靱性指標の精度の検討

5.2.2 構造物と部材の変形

対象ドームは弾性時には軸力が支配的であり，フープ材によって初期降伏時の耐力が決定するが，塑性後は稜線材上の節点が一方向に漸増し，部材端で生じる塑性回転角が著しく増加する⁸⁾．この塑性回転角はドーム部材の局部座屈などの損傷に寄与すると考えられる．そこで，本研究では最大鉛直変位からドーム部材の塑性回転角を簡易に評価できるように，塑性回転角による変形倍率 η_θ と μ の関係を検討する．部材の塑性変形倍率 η_θ は次式で与える．

$$\eta_\theta = \theta_p^{\max} / \theta_e \tag{5.5}$$

$$\theta_e = \frac{M_p \cdot \ell_0}{3EI} = \frac{2\sqrt{2}}{3\pi} \cdot \varepsilon_y \cdot \lambda_0 \tag{5.6}$$

ここで， θ_p^{\max} は地震応答解析より得られる最大塑性回転角， θ_e は弾性回転角を表す．なお，本研究では ℓ_0 を稜線材の1部材長さとする．構造物の塑性率 μ の関係を図 5.4 に示す．図中の実線は平均値，破線は平均値±標準偏差を表す．図 5.4 の平均値より，スパン L に対して $1/300$ の変形となる μ は 2~3 程度となるため，部材の変形倍率 η_θ (各モデルの平均) は 1.7~2.9 程度となる．図は省略するが，僅かではあるが η_θ は分割数 n に依存し，同じ μ に対して n が小さいと η_θ は小さくなる．

一例ではあるが， $L=100\text{m}$ ， $\phi_0=30^\circ$ ， $\lambda_0=60$ のドームの弾塑性時刻歴地震応答解析より得られる塑性ヒンジ分布を図 5.5 に示す．図中の●は塑性ヒンジ，○は最大鉛直変位となる節点を表す．地震動強さ λ_E は表 5.1 を参考に 9 ($\mu=1.6$) と 10 ($\mu=4.6$)，入力地震動は El Centro NS 位相の模擬地震動とする．図 5.5 より，最大鉛直変位は第 8 周目の AOA' 線(図 4.1 参照)上の節点で発生する．塑性ヒンジは第 8 周目のフープ材と AOA' 線上の稜線材で多く発生し， λ_E の増加に伴い，AOA' 線上の稜線材およびその部材に近接したフープ材で塑性ヒンジが増加する．なお，本論では省略するが，ドームの半開角の増加に伴い，AOA' 線上付近の部材に塑性ヒンジが集中する．また，下部構造を有するドームに関しては文献 11) に塑性ヒンジ分布が示されているので参考にされたい．

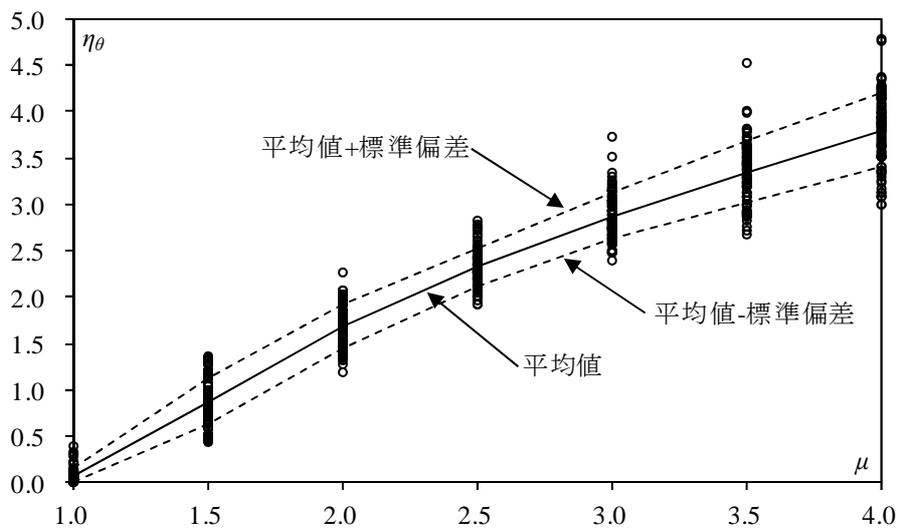
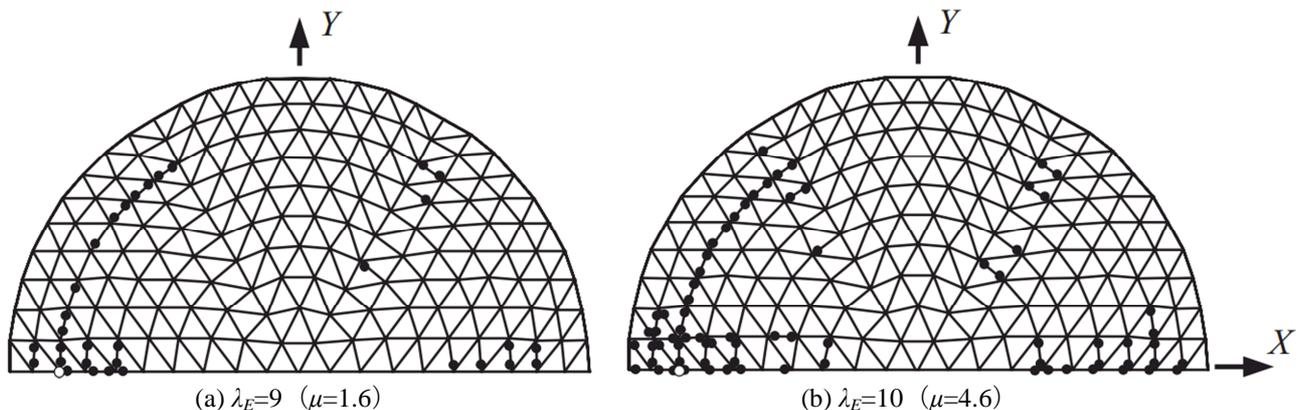


図 5.4 構造物と部材の変形 ($n=10$)



(a) $\lambda_E=9$ ($\mu=1.6$)

(b) $\lambda_E=10$ ($\mu=4.6$)

図 5.5 時刻歴地震応答解析時の塑性ヒンジ分布 ($L=100\text{m}$ ， $\phi_0=30^\circ$ ， $\lambda_0=60$)

第5章 単層ラチスドームの耐震性能評価

表 5.4 塑性変形倍率 η_{θ}

L[m]	n	μ	$\phi_0 = 30[^\circ]$					$\phi_0 = 40[^\circ]$					$\phi_0 = 50[^\circ]$				
			$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$
60	10	1.0	0.008	0.006	0.030	0.060	0.062	0.000	0.008	0.066	0.033	0.010	0.026	0.062	0.066	0.066	0.063
		1.5	0.478	0.639	0.662	0.898	1.004	0.456	0.713	0.944	0.965	1.067	0.428	0.635	0.731	0.721	0.875
		2.0	1.609	1.410	1.561	1.649	1.855	1.518	1.781	1.823	1.968	2.075	1.365	1.500	1.357	1.422	1.722
		2.5	2.351	2.053	2.375	2.238	2.415	2.443	2.428	2.445	2.790	2.828	2.284	2.343	2.062	2.003	2.403
		3.0	2.829	2.730	2.741	2.502	2.702	3.141	3.056	3.034	3.262	3.508	2.992	2.984	2.677	2.579	2.934
		3.5	3.387	3.393	3.094	2.718	2.995	3.781	3.599	3.563	3.598	3.983	3.700	3.620	3.267	3.352	3.465
		4.0	3.858	3.853	3.351	3.004	3.173	4.268	4.134	3.948	3.843	4.287	4.348	4.254	3.939	4.160	4.212
	6	1.0	0.029	0.027	0.016	0.019	0.035	0.032	0.017	0.033	0.052	0.065	0.029	0.038	0.053	0.059	0.067
		1.5	0.487	0.561	0.645	0.708	0.720	0.448	0.513	0.661	0.660	0.775	0.366	0.493	0.614	0.644	0.638
		2.0	1.306	1.287	1.269	1.288	1.466	1.160	1.224	1.360	1.339	1.359	1.011	1.103	1.346	1.256	1.264
		2.5	1.983	1.886	1.959	1.942	2.015	1.711	1.879	1.995	1.834	1.744	1.837	1.706	1.813	1.842	1.816
		3.0	2.596	2.532	2.605	2.595	2.479	2.335	2.536	2.512	2.248	2.096	2.466	2.200	2.280	2.386	2.244
		3.5	3.154	3.010	3.145	3.227	2.862	2.810	3.123	2.956	2.634	2.409	3.002	2.625	2.720	2.685	2.801
		4.0	3.712	3.404	3.493	3.656	3.244	3.296	3.559	3.400	3.013	2.904	3.508	3.051	3.088	2.985	3.364
80	10	1.0	0.011	0.011	0.036	0.074	0.091	0.013	0.036	0.043	0.049	0.035	0.042	0.091	0.071	0.097	0.123
		1.5	0.493	0.751	0.697	1.004	1.134	0.646	0.840	0.843	1.002	0.936	0.517	0.721	0.708	0.670	0.646
		2.0	1.360	1.634	1.469	1.664	1.973	1.460	1.598	1.758	1.922	1.732	1.319	1.465	1.382	1.444	1.507
		2.5	2.081	2.421	2.296	2.319	2.517	2.133	2.420	2.523	2.613	2.457	2.123	2.203	1.970	1.920	1.998
		3.0	2.735	3.084	2.788	2.617	2.814	2.822	3.161	3.204	3.160	3.148	2.848	2.823	2.558	2.386	2.487
		3.5	3.291	3.498	3.280	2.862	3.039	3.511	3.647	3.734	3.542	3.682	3.587	3.323	3.136	3.086	3.006
		4.0	3.749	3.872	3.738	3.250	3.356	4.171	4.049	4.264	3.924	4.028	4.379	3.900	3.709	3.913	3.620
	8	1.0	0.014	0.019	0.035	0.048	0.043	0.021	0.024	0.080	0.072	0.080	0.044	0.079	0.090	0.097	0.091
		1.5	0.513	0.677	0.729	0.695	0.767	0.505	0.700	0.785	0.834	0.944	0.508	0.701	0.686	0.682	0.624
		2.0	1.273	1.415	1.559	1.553	1.544	1.219	1.542	1.484	1.534	1.549	1.289	1.406	1.306	1.293	1.258
		2.5	1.950	2.343	2.335	2.168	2.223	1.935	2.223	2.146	2.213	2.136	1.977	2.059	1.866	1.889	1.838
		3.0	2.642	2.803	2.745	2.659	2.846	2.665	2.868	2.767	2.890	2.639	2.727	2.677	2.416	2.418	2.340
		3.5	3.280	3.274	3.045	3.121	3.371	3.416	3.397	3.314	3.556	3.137	3.410	3.295	2.908	2.948	2.843
		4.0	3.857	3.674	3.357	3.514	3.910	4.041	3.845	3.810	4.212	3.566	3.974	3.781	3.378	3.469	3.395
100	10	1.0	0.018	0.010	0.068	0.076	0.072	0.014	0.097	0.083	0.047	0.020	0.043	0.069	0.078	0.085	0.110
		1.5	0.534	0.897	0.711	0.933	0.943	0.590	0.953	1.167	0.965	0.903	0.593	0.723	0.807	0.759	0.778
		2.0	1.387	1.650	1.797	1.795	1.982	1.485	1.755	2.032	1.842	1.956	1.378	1.477	1.485	1.594	1.192
		2.5	2.118	2.120	2.427	2.273	2.499	2.274	2.320	2.648	2.556	2.678	2.199	2.349	2.188	2.273	1.919
		3.0	2.680	2.741	3.024	2.630	2.845	3.000	2.886	3.148	3.141	3.298	2.924	3.035	2.822	2.728	3.729
		3.5	3.082	3.322	3.458	2.981	3.129	3.806	3.418	3.649	3.471	3.797	3.629	3.721	3.456	3.183	4.527
		4.0	3.531	3.879	3.814	3.353	3.407	4.344	3.871	4.141	3.801	4.230	4.167	4.211	4.090	3.841	4.750
120	10	1.0	0.020	0.023	0.007	0.064	0.088	0.005	0.037	0.025	0.079	0.066	0.039	0.082	0.096	0.108	0.146
		1.5	0.462	0.848	0.858	0.871	1.126	0.485	0.778	0.942	1.157	1.166	0.580	0.808	0.847	1.057	0.834
		2.0	1.344	1.835	1.694	1.632	1.992	1.282	1.500	1.697	1.915	2.030	1.371	1.551	1.513	1.754	1.537
		2.5	2.150	2.554	2.385	2.264	2.433	2.014	2.128	2.416	2.714	2.757	2.257	2.276	2.235	2.274	2.230
		3.0	2.756	3.182	3.032	2.573	2.778	2.741	2.757	3.017	3.073	3.347	3.244	2.986	2.936	2.807	2.923
		3.5	3.234	3.602	3.507	3.202	3.244	3.454	3.206	3.560	3.432	3.823	4.015	3.651	3.624	3.423	3.508
		4.0	3.552	3.978	3.933	4.171	3.516	3.983	3.649	4.073	3.789	4.191	4.785	4.129	4.238	4.016	3.981
	12	1.0	0.000	0.003	0.076	0.125	0.081	0.001	0.019	0.060	0.099	0.071	0.051	0.089	0.130	0.130	0.144
		1.5	0.607	0.647	0.900	0.992	1.138	0.642	0.879	1.066	1.246	1.117	0.679	0.853	0.804	0.998	0.932
		2.0	1.462	1.637	1.653	1.693	1.716	1.559	1.932	1.958	1.879	2.032	1.490	1.699	1.662	2.188	2.089
		2.5	2.107	2.346	2.417	2.635	2.245	2.179	2.612	2.737	2.549	2.642	2.208	2.449	2.507	2.929	3.383
		3.0	2.612	2.773	2.811	2.964	3.395	2.843	3.177	3.300	3.208	3.139	2.934	3.048	3.097	3.657	4.697
		3.5	3.040	3.200	3.055	3.204	4.828	3.493	3.668	3.863	3.575	4.526	3.841	3.620	3.687	4.059	6.348
		4.0	3.486	3.778	3.309	3.465	5.597	3.947	4.158	4.325	3.943	5.221	4.357	4.175	4.278	4.287	8.312

5.2.3 評価手順

本研究では動的構造耐震指標¹¹⁾ dI_S を用いて対象構造物の耐震性能を判定する。文献 8)では dI_S 値を弾塑性地震応答解析に基づいて算定されているが、ここではプッシュオーバー解析から算出する。

プッシュオーバー解析に基づいて耐震性能を評価する方法を以下に示す。

- (1) 式(4.33), (4.34)に基づいて地震荷重を作成し、プッシュオーバー解析を実施し、初期降伏地震動強さ λ_{Ey} を算出する。
- (2) 限界変形を設定し、部材細長比 λ_0 に対応する動的靱性指標の推定値 dF^{est} を式(5.3)から算出する。
- (3) 得られた dF^{est} 値に λ_{Ey} を掛けて、設定した限界変形に達した時の地震動強さの推定値 $^{est}\lambda_E^{cr}$ を算出する。
- (4) 次式が満たされれば、要求耐震性能を満たすと判断する。

$$dI_S^{est} \geq dI_{SO} \tag{5.7}$$

ここで、 dI_S^{est} 値はプッシュオーバー解析に基づく動的構造耐震指標、 dI_{SO} 値は要求動的構造耐震指標を表し、次式で与えられる。

$$dI_S^{est} = C_{0S} \cdot ^{est}\lambda_E^{cr} \tag{5.8}$$

$$dI_{SO} = C_{0S} \cdot \lambda_{EO} \tag{5.9}$$

ここで、 C_{0S} は提案する地震荷重 (式(4.33), (4.34)) を用いた静的解析から得られる、 $\lambda_E=1.0$ に対する層せん断力係数を表す。 λ_{EO} は要求地震強度指標を表す。 λ_{EO} は、実際の設計では、構造の使用目的、経済性、地震リスク等を総合的に勘案して設定される値と考えられる。

λ_{EO} の値として、告示の極めて稀な地震動を対象とする場合には 5.0 となり、平均的に見れば、対象としたドームの C_{0S} は 0.2 程度となるため、 dI_{SO} は 1.0 程度となる。たとえば、表 5.1 より、設計時に塑性率が 4 以上確保されるようなドームでは、対応する地震動強さ λ_E が 5.0 以上となり、 dI_S 値も 1.0 以上となることから高い耐震性能を有することが確認できる。

第 1 章の図 1.1 の評価フローを用いるならば、「スタート」→「加速度分布を仮定して応答値を包絡する地震荷重を作成」→「プッシュオーバー解析」→「 C_u , dF 値の算出」→「 dI_S 値を算出」となる。

式(5.8)より算出した dI_S^{est} 値と地震応答解析から算出した dI_S 値の比較を図 5.5 に示す。特徴的な 2 例を示すが、他のパラメータのドームもほぼ同様な結果となる。ここで、 dI_S 値は次式で与えられる。

$$dI_S = C_{0d} \cdot \lambda_E^{cr} \tag{5.10}$$

ここで、 C_{0d} は図 4.10 に示される地震応答解析の層せん断力係数、 λ_E^{cr} は時刻歴地震応答解析から直接に得られる限界地震動強さを表す。なお、図 5.6 中のプロットは地震動 12 波ごとの結果を含めてあり、実線は平均値、破線は平均値-標準偏差、一点鎖線は平均値-2×標準偏差を表す。図 5.6 より、どちらのモデルも変動係数は 10~15%程度となり、地震動によるばらつきが大きい。また、平均値-標準偏差は 0.9 程度、平均値-2×標準偏差は 0.8 程度であり、 dI_S 値として 12 波の平均値を用いる場合には、式(5.8)より得られる dI_S^{est} 値を、また、地震動による変動性を考慮してやや安全側に評価する場合は、式(5.8)より得られる dI_S^{est} 値に安全率として 0.9 もしくは 0.8 程度の値を乗じた値を採用することとなる。

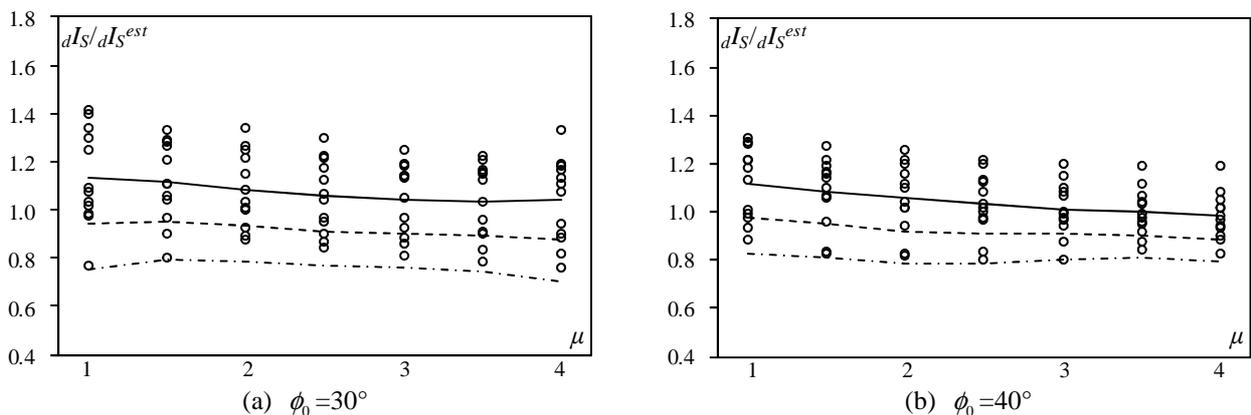


図 5.6 動的構造耐震指標の精度 ($L=100m$, $\lambda_0=60$)

第5章 単層ラチスドームの耐震性能評価

5.3 提案した地震荷重を用いた座屈解析

5.3.1 解析モデル

本節では、スパン $L=100\text{m}$ 、ドームの半開角 $\phi_0=20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ$ 、部材細長比 $\lambda_0=40, 50, 60, 70, 80$ の単層ラチスドームを対象とする。安全率 v_s は 1.5, 2.0, 2.5, 3.0 の4種類を仮定し、前章と同様の手法で断面算定を実施する。ただし、今回は座屈性状の分析を分かりやすくするために、管厚は 0.5cm 刻みに行わない。使用した管厚の一覧を表 5.5 に示す。

表 5.5 部材管厚

(a) ドーム部材

v_s	$\phi_0 [^\circ]$	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$
1.5	20	0.479	0.683	0.925	1.206	1.528
	30	0.271	0.373	0.491	0.626	0.779
	40	0.190	0.257	0.332	0.416	0.510
	50	0.150	0.200	0.255	0.315	0.382
2.0	20	0.639	0.910	1.233	1.608	2.038
	30	0.361	0.497	0.655	0.835	1.038
	40	0.254	0.342	0.442	0.555	0.679
	50	0.200	0.266	0.340	0.421	0.510
2.5	20	0.798	1.138	1.541	2.010	2.547
	30	0.451	0.622	0.819	1.044	1.298
	40	0.317	0.428	0.553	0.693	0.849
	50	0.250	0.333	0.424	0.526	0.637
3.0	20	0.958	1.365	1.849	2.412	3.057
	30	0.542	0.746	0.983	1.253	1.557
	40	0.381	0.514	0.664	0.832	1.019
	50	0.300	0.399	0.509	0.631	0.764

(b) テンションリング

v_s	$\phi_0 [^\circ]$	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$
1.5	20	3.377	4.222	5.066	5.910	6.755
	30	2.160	2.700	3.240	3.779	4.319
	40	1.517	1.896	2.275	2.654	3.033
	50	1.097	1.371	1.645	1.920	2.194
2.0	20	4.503	5.629	6.755	7.881	9.006
	30	2.880	3.599	4.319	5.039	5.759
	40	2.022	2.528	3.033	3.539	4.044
	50	1.463	1.828	2.194	2.559	2.925
2.5	20	5.629	7.036	8.444	9.851	11.258
	30	3.599	4.499	5.399	6.299	7.199
	40	2.528	3.159	3.791	4.423	5.055
	50	1.828	2.285	2.742	3.199	3.656
3.0	20	6.755	8.444	10.132	11.821	13.510
	30	4.319	5.399	6.479	7.559	8.639
	40	3.033	3.791	4.550	5.308	6.066
	50	2.194	2.742	3.291	3.839	4.388

5.3.2 線形座屈解析

(1) 線形座屈荷重倍率および線形座屈荷重

線形座屈荷重 P_{cr}^{lin} は次式で与える.

$$P_{cr}^{lin} = P_d + \lambda_{cr}^{lin} \cdot P_{v0} \tag{5.11}$$

ここで、 P_d は固定荷重、 λ_{cr}^{lin} は線形座屈荷重倍率、 P_{v0} は鉛直地震荷重を表す. なお、作用させる地震荷重は水平+鉛直と水平-鉛直の2種類とする. 水平+鉛直の場合の各モデルの線形座屈荷重倍率 λ_{cr}^{lin} と線形座屈荷重 P_{cr}^{lin} を表 5.6、水平-鉛直の場合の結果を表 5.7 にまとめる. また、参考として固定荷重時の結果を表 5.8 に示す. 表 5.5 と 5.6 を比較すると、線形座屈荷重 P_{cr}^{lin} は水平+鉛直の地震荷重を与えた場合の方が小さくなる. したがって、本研究では水平+鉛直とした地震荷重を対象とする.

表 5.6 固定荷重+地震荷重（水平+鉛直）の線形座屈解析結果
(a) 座屈荷重倍率

v_s	ϕ_0 [°]	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$
1.5	20	16.690	14.110	12.570	11.540	10.830
	30	12.730	10.550	9.190	8.269	7.600
	40	11.260	9.252	7.926	6.964	6.179
	50	10.680	8.649	7.221	6.079	5.087
2.0	20	23.770	20.260	18.190	16.810	15.840
	30	17.810	14.890	13.080	11.840	10.920
	40	15.630	12.870	11.110	9.847	8.768
	50	14.690	11.940	10.060	8.556	7.216
2.5	20	30.410	26.430	23.810	22.070	20.840
	30	22.880	19.260	16.970	15.400	14.250
	40	19.930	16.530	14.320	12.700	11.370
	50	18.680	15.280	12.870	11.010	9.322
3.0	20	37.890	32.580	29.420	27.330	25.850
	30	28.010	23.590	20.860	18.970	17.570
	40	24.290	20.190	17.520	15.580	13.960
	50	22.680	18.560	15.700	13.450	11.430

(b) 座屈荷重

v_s	ϕ_0 [°]	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$
1.5	20	91.586	82.657	77.328	73.764	71.307
	30	118.610	104.397	95.530	89.525	85.164
	40	157.343	136.116	122.098	111.929	103.630
	50	210.717	178.660	156.121	138.095	122.438
2.0	20	116.087	103.940	96.777	92.001	88.644
	30	151.730	132.692	120.892	112.807	106.809
	40	203.541	174.363	155.758	142.406	130.999
	50	274.010	230.605	200.931	177.192	156.042
2.5	20	139.066	125.293	116.226	110.204	105.948
	30	184.785	161.184	146.253	136.017	128.520
	40	248.998	213.055	189.692	172.566	158.506
	50	336.988	283.323	245.284	215.926	189.282
3.0	20	164.952	146.576	135.640	128.407	123.285
	30	218.231	189.414	171.615	159.293	150.165
	40	295.089	251.746	223.521	203.012	185.886
	50	400.123	335.094	289.952	254.438	222.555

表 5.7 固定荷重+地震荷重（水平-鉛直）の線形座屈解析結果
(a) 座屈荷重倍率

v_s	ϕ_0 [°]	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$
1.5	20	17.850	15.080	13.410	12.290	11.480
	30	11.750	9.645	8.311	7.408	6.760
	40	10.910	8.785	7.406	6.446	5.740
	50	13.300	10.520	8.696	7.325	6.080
2.0	20	25.500	21.760	19.510	18.000	16.910
	30	16.520	13.700	11.920	10.710	9.822
	40	15.230	12.320	10.480	9.212	8.234
	50	18.390	14.620	12.220	10.380	8.688
2.5	20	32.680	28.450	25.610	23.710	22.330
	30	21.280	17.780	15.530	14.000	12.890
	40	19.480	15.890	13.570	11.960	10.730
	50	23.480	18.780	15.700	13.410	11.270
3.0	20	40.760	35.120	31.700	29.410	27.750
	30	26.090	21.820	19.140	17.300	15.950
	40	23.800	19.450	16.660	14.720	13.230
	50	28.560	22.880	19.220	16.430	13.860

(b) 座屈荷重

v_s	ϕ_0 [°]	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$
1.5	20	171.440	150.085	137.211	128.576	122.331
	30	207.124	176.398	156.926	143.745	134.287
	40	263.459	219.605	191.147	171.335	156.766
	50	347.900	283.990	242.058	210.540	181.919
2.0	20	230.417	201.584	184.238	172.597	164.193
	30	276.749	235.587	209.605	191.943	178.981
	40	352.611	292.557	254.585	228.417	208.234
	50	464.914	378.245	323.071	280.772	241.874
2.5	20	285.770	253.160	231.265	216.617	205.978
	30	346.229	295.141	262.299	239.966	223.764
	40	440.318	366.231	318.353	285.128	259.744
	50	581.928	473.880	403.073	350.428	301.232
3.0	20	348.062	304.581	278.215	260.561	247.763
	30	416.439	354.111	314.992	288.135	268.429
	40	529.470	439.699	382.122	342.086	311.337
	50	698.713	568.135	483.995	419.855	360.774

表 5.8 固定荷重時の線形座屈解析結果

(a) 座屈荷重倍率

v_s	ϕ_0 [°]	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$
1.5	20	4.190	3.789	3.512	3.344	3.212
	30	5.154	4.491	4.045	3.741	3.529
	40	6.163	5.219	4.622	4.170	3.819
	50	7.106	5.952	5.126	4.482	3.909
2.0	20	5.590	5.048	4.681	4.459	4.284
	30	6.866	5.984	5.396	4.990	4.703
	40	8.239	6.946	6.154	5.563	5.084
	50	9.476	7.915	6.835	5.990	5.219
2.5	20	6.902	6.312	5.850	5.573	5.354
	30	8.577	7.489	6.748	6.239	5.881
	40	10.280	8.693	7.699	6.946	6.357
	50	11.840	9.909	8.524	7.484	6.518
3.0	20	8.380	7.572	7.020	6.688	6.425
	30	10.310	8.982	8.099	7.488	7.054
	40	12.360	10.440	9.244	8.340	7.630
	50	14.210	11.870	10.230	8.978	7.818

(b) 座屈荷重

v_s	ϕ_0 [°]	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$
1.5	20	141.738	128.173	118.803	113.120	108.655
	30	183.554	159.942	144.058	133.231	125.681
	40	236.099	199.935	177.065	159.749	146.302
	50	299.484	250.849	216.037	188.895	164.746
2.0	20	189.097	170.763	158.348	150.838	144.918
	30	244.525	213.113	192.172	177.713	167.492
	40	315.628	266.095	235.754	213.113	194.763
	50	399.368	333.580	288.063	252.450	219.956
2.5	20	233.479	213.521	197.892	188.522	181.114
	30	305.460	266.712	240.322	222.195	209.445
	40	393.817	333.021	294.942	266.095	243.531
	50	499.000	417.617	359.246	315.415	274.703
3.0	20	283.477	256.144	237.471	226.240	217.343
	30	367.179	319.884	288.437	266.677	251.220
	40	473.500	399.947	354.129	319.498	292.298
	50	598.884	500.264	431.146	378.380	329.492

第5章 単層ラチスドームの耐震性能評価

(2) 理論式に基づく線形座屈荷重の推定

固定荷重と水平荷重が作用する単層ドームの座屈荷重を考える．釣合式は次式で与えられる．

$$\frac{\partial N_{x0}}{\partial x} + \frac{\partial N_{xy0}}{\partial y} + P_h = 0 \quad (5.12)$$

$$\frac{\partial N_{y0}}{\partial y} + \frac{\partial N_{xy0}}{\partial x} + 0 = 0 \quad (5.13)$$

$$\frac{N_{x0}}{R} + \frac{N_{y0}}{R} + 0 = 0 \quad (5.14)$$

ここで、 $N_{xy0}=0$ とすると、

$$N_{x0} = -P_h \cdot x \quad (5.15)$$

$$N_{y0} = P_h \cdot x \quad (5.16)$$

$X \leq 0$ の領域では、

$$N_{x0} = -P_h \cdot x > 0 \quad \cdots \text{引張} \quad (5.17)$$

$$N_{y0} = P_h \cdot x < 0 \quad \cdots \text{圧縮} \quad (5.18)$$

$X \geq 0$ の領域では、

$$N_{x0} = -P_h \cdot x < 0 \quad \cdots \text{圧縮} \quad (5.19)$$

$$N_{y0} = P_h \cdot x > 0 \quad \cdots \text{引張} \quad (5.20)$$

となる．

ただし、膜応力は単なる近似解であり、境界条件は満たしていない．FEM 解析から水平荷重による軸力 N_{x0h} 、 N_{y0h} が最大となる点を探す必要があるが、ここでは

$$x = -\frac{L\phi}{4} \quad \text{or} \quad x = \frac{L\phi}{4} \quad (5.21)$$

で最大になると想定する．ここで、 L はドームスパン、 ϕ は係数を表す．

ラチスドームの固有方程式は次式で与えられる．

$$\begin{aligned} & (-N_{x0}) \left(\frac{n\pi}{\ell_x} \right)^2 + (-N_{y0}) \left(\frac{n\pi}{\ell_y} \right)^2 \\ &= D_x \left(\frac{n\pi}{\ell_x} \right)^4 + (2D_{xy} + 2D_x \nu_{By}) \left(\frac{n\pi}{\ell_x} \right)^2 \left(\frac{m\pi}{\ell_y} \right)^2 + D_y \left(\frac{m\pi}{\ell_y} \right)^4 \\ &+ \frac{\left\{ \frac{1}{R} \left(\frac{m\pi}{\ell_y} \right)^2 + \frac{1}{R} \left(\frac{n\pi}{\ell_x} \right)^2 \right\}^2}{\frac{1}{K_x(1-\nu^2)} \left(\frac{m\pi}{\ell_y} \right)^4 + \frac{1}{K_y(1-\nu^2)} \left(\frac{n\pi}{\ell_x} \right)^4 + \left\{ \frac{1}{K_{xy}} - \frac{2\nu_{yx}}{K_x(1-\nu^2)} \right\} \left(\frac{n\pi}{\ell_x} \right)^2 \left(\frac{m\pi}{\ell_y} \right)^2} \end{aligned} \quad (5.22)$$

上式を用いて線形座屈荷重を求める．

等方性とする、

$$D_x = D_y = D \quad , \quad K_x = K_y = K \quad , \quad \nu_{By} = \nu_{By} = \nu_B \quad (5.23)$$

既往の研究では座屈長 ℓ_k は $\ell_k = 2\ell_0$ であり、領域は広くない．波形として、

$$w = w_0 \sin \left(\frac{n\pi}{\ell_x} \right) \sin \left(\frac{m\pi}{\ell_y} \right) \quad (5.24)$$

としているが、部分的であるので、境界条件の影響は小さいとみなせる．固定荷重 P_d および水平荷重 P_h が作用しているとき、 $X < 0$ の領域では

$$N_{x0} = -\frac{P_d}{2} R + P_h \frac{L\phi}{4} \quad (5.25)$$

$$N_{y0} = -\frac{P_d}{2} R - P_h \frac{L\phi}{4} \quad (5.26)$$

として膜応力が近似される．

近似解を求めるため、式(5.25)の第1項の座屈拘束項 $+P_h L\phi/4$ を無視する．

$$N_{x0} = -\frac{P_d}{2} R \quad (5.27)$$

$$N_{y0} = -\frac{P_d}{2} R - P_h \frac{L\phi}{4} \quad (5.28)$$

式(5.23), (5.27), (5.28)を式(5.22)に代入すると, 次式が得られる.

$$\begin{aligned} & \frac{P_d}{2} R \cdot \left(\frac{n\pi}{\ell_x}\right)^2 + \left(\frac{P_d}{2} R + \frac{\phi L}{4} P_h\right) \left(\frac{m\pi}{\ell_y}\right)^2 \\ &= D \cdot \left(\frac{n\pi}{\ell_x}\right)^4 + (2D_{xy} + 2D_{v_B}) \cdot \left(\frac{n\pi}{\ell_x}\right)^2 \cdot m_y^2 + D \cdot \left(\frac{m\pi}{\ell_y}\right)^4 \\ & \quad + \frac{\left\{ \frac{1}{R} \left(\frac{m\pi}{\ell_y}\right)^2 + \frac{1}{R} \left(\frac{n\pi}{\ell_x}\right)^2 \right\}^2}{\frac{1}{K(1-\nu^2)} \left(\frac{m\pi}{\ell_y}\right)^4 + \frac{1}{K(1-\nu^2)} \left(\frac{n\pi}{\ell_x}\right)^4 + \left(\frac{1}{K_{xy}} - \frac{2\nu}{K(1-\nu^2)}\right) \left(\frac{n\pi}{\ell_x}\right)^2 \left(\frac{m\pi}{\ell_y}\right)^2} \end{aligned} \quad (5.29)$$

ここで, P_d が支配的であると考え, 等分布的な座屈が生じると仮定し,

$$\left(\frac{n\pi}{\ell_x}\right) = \left(\frac{m\pi}{\ell_y}\right) = n \quad (5.30)$$

とすると,

$$\begin{aligned} (P_d \cdot R + \frac{\phi L}{4} P_h) n^2 &= \{2D + (2D_{xy} + 2D_{v_B})\} \cdot n^4 + \frac{\frac{1}{R^2} (n^2 + n^2)^2}{\frac{1}{K(1-\nu^2)} n^4 + \frac{1}{K(1-\nu^2)} n^4 + \left\{ \frac{1}{K_{xy}} - \frac{2\nu}{K(1-\nu^2)} \right\} n^4} \\ \therefore P_d \cdot R \left\{ 1 + \frac{P_h}{P_d} \cdot \frac{\phi L}{4R} \right\} &= \{2D + (2D_{xy} + 2D_{v_B})\} n^2 + \frac{4/R^2}{\frac{2}{K(1-\nu^2)} + \left\{ \frac{1}{K_{xy}} - \frac{2\nu}{K(1-\nu^2)} \right\}} \cdot \frac{1}{n^2} \end{aligned} \quad (5.31)$$

となる. 右辺は等分布の場合の値と同じであり, その最小値は

$$a + b \geq 2\sqrt{ab} \quad (5.32)$$

を用いて次式で与えられる.

$$\left[P_d \cdot R \left\{ 1 + \frac{P_h}{P_d} \cdot \frac{\phi L}{4R} \right\} \right]_{cr}^{lin} = 2 \sqrt{\{2D + (2D_{xy} + 2D_{v_B})\} \times \frac{4/R^2}{\frac{2}{K(1+\nu)} + \frac{1}{K_{xy}}} = \frac{4}{R} \sqrt{\frac{D + (D_{xy} + \nu_B D)}{\frac{1}{K(1+\nu)} + \frac{1}{2K_{xy}}}} \quad (5.33)$$

3方向等方性の場合, D , D_{xy} , K , K_{xy} は次式となる.

$$D = \frac{3\sqrt{3}E_s I}{4\ell_0}, \quad D_{xy} = \frac{\sqrt{3}E_s I}{2\ell_0} \quad (5.34), (5.35)$$

$$K = \frac{3\sqrt{3}E_s A}{4\ell_0}, \quad K_{xy} = \frac{\sqrt{3}E_s A}{4\ell_0} \quad (5.36), (5.37)$$

式(4.22)に上式を代入すると, 次式が得られる (ポアソン比は1/3).

$$\left[P_d \cdot R \left\{ 1 + \frac{P_h}{P_d} \cdot \frac{\phi L}{4R} \right\} \right]_{cr}^{lin} = \frac{4}{R} \sqrt{\frac{3E_s^2 I A}{2\ell_0^2}} \quad (5.38)$$

1節点当たりの荷重を考え, 左辺を固定荷重のみとし, $R = \ell_0 / (2\theta_0)$ とすれば,

$$P_{d0cr}^{lin} = \frac{\sqrt{3}\ell_0^2}{2} P_{dcr}^{lin} = \frac{1}{1 + \frac{P_h}{P_d} \cdot \frac{\phi L}{4R}} \cdot E_s A \theta_0^3 \xi_0 = \frac{1}{1 + \frac{P_h}{P_d} \cdot \frac{\phi}{2} \cdot \sin \phi_0} \cdot E_s A \theta_0^3 \xi_0 \quad (5.39)$$

また, 固定荷重 P_d と水平荷重 P_h に加え, 逆対称鉛直荷重 P_v も作用する場合は次式で与えられる.

$$(P_d + P_v)_{0cr}^{lin} = \frac{1}{1 + \frac{P_h}{P_d + P_v} \cdot \frac{\phi}{2} \cdot \sin \phi_0} \cdot E_s A \theta_0^3 \xi_0 \quad (5.40)$$

まとめると、次のようになる。

固定荷重+水平荷重

$$(P_{dcr}^{lin}) = \frac{1}{1 + \frac{{}_e \lambda_{cr}^{lin} \cdot P_{h0}}{P_d} \cdot \frac{\phi}{2} \cdot \sin \phi_0} \cdot E_s A \theta_0^3 \xi_0 \quad (5.41)$$

固定荷重+水平荷重+鉛直荷重

$$(P_d + {}_e \lambda_{cr}^{lin} \cdot P_{v0}) = \frac{1}{1 + \frac{{}_e \lambda_{cr}^{lin} \cdot P_{h0}}{P_d + {}_e \lambda_{cr}^{lin} \cdot P_{v0}} \cdot \frac{\phi}{2} \cdot \sin \phi_0} \cdot E_s A \theta_0^3 \xi_0 \quad (5.42)$$

式(5.42)を ${}_e \lambda_{cr}^{lin}$ に対して表記すると、

$${}_e \lambda_{cr}^{lin} = \frac{1}{P_{v0} + P_{h0} \cdot \frac{\phi}{2} \cdot \sin \phi_0} \cdot ({}_d P_{cr}^{lin} - P_{d0}) \quad (5.43)$$

したがって、FEM 解析より得られる荷重倍率 ${}_e \lambda_{cr}^{lin}$ (FEM) も上式で求められると考えられる。もし、誤差があるならば、調整係数 $\bar{\phi}$ を用いて次のように定める。

$${}_e \lambda_{cr}^{lin} (\text{FEM}) = \frac{1}{P_{v0} + P_{h0} \cdot \frac{\phi}{2} \cdot \bar{\phi} \cdot \sin \phi_0} \cdot ({}_d P_{cr}^{lin} - P_{d0}) \quad (5.44)$$

本研究では $\bar{\phi}$ がどのような値となるか検討する。

(3) 調整係数 $\bar{\phi}$ の検討

式(5.44)で示した $\bar{\phi}$ の値について分析する。 $\bar{\phi}\phi/2$ と AO 線上の節点位置の関係を図 5.7 に示す。図 5.7 より、 $\bar{\phi}\phi/2$ の値は安全率やモデルの形状に依存しないことが確認できる。しかしながら、水平地震荷重を cos 分布で仮定したため、ドーム頂部では 1.0 程度であるが、ドーム頂部から離れるにつれてその値は大きくなる。水平加速度分布の影響を考慮するために、 $\bar{\phi}\phi/2$ に P_{h0}/P_{v0} を乗じた値とドームの半開角 ϕ_0 の関係を図 5.8 に示す。図 5.7 より、節点の位置に関係なく、ドームの半開角 ϕ_0 に依存することが確認できる。

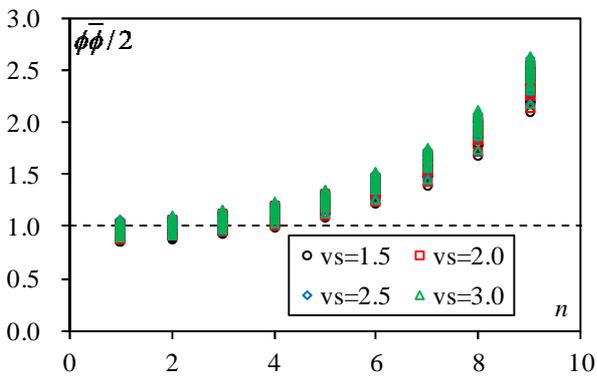


図 5.7 $\bar{\phi}\phi/2$ と節点位置の関係

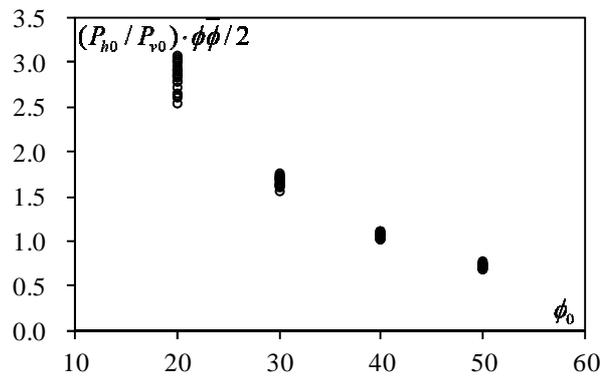


図 5.8 $(P_{h0}/P_{v0}) \cdot \bar{\phi}\phi/2$ と半開角 ϕ_0 の関係

(4) 固定荷重時の座屈荷重の推定

既往の研究¹²⁾より、単層ドームの固定荷重時の座屈荷重は次式で与えられる。

$${}_d P_{cr}^{lin} = \alpha_f \cdot EA \theta_0^3 \xi_0 \quad (5.45)$$

ここで、 E はヤング係数、 A はドーム部材の断面積、 θ_0 は部材半開角、 ξ_0 はドームのパラメータを表す。上式は六角形平面を対象とした推定式であるが、本研究で扱うドームは円形平面であるため、そのまま使用することはできない。そこで、本研究では調整係数 α_f を用いて次式のように評価する。

$${}_d P_{cr}^{lin} = \alpha_f \cdot EA \theta_0^3 \xi_0 \quad (5.45)$$

ここでは、FEM解析の結果に基づいて、 α_f の値について検討する。

α_f とドームのパラメータ ξ_0 の関係を図5.9に示す。図5.9より、 ξ_0 が7以上のモデルではほぼ一定値となり、7以下はやや低い値となる。これは式(5.45)は全体座屈を対象とした式であるが、 $\xi_0 < 7$ のモデルでは個材座屈が発生するためであると考えられる。本研究では全体座屈に焦点を当てるため、 $\xi_0 > 7$ のモデルの結果の平均値である0.96を α_f の値として分析を進める。

(5) 線形座屈荷重の推定

$n=1$ の節点に注目し、 $\bar{\phi}\bar{\phi}/2=1.0$ 、 $\alpha_f=0.96$ として式(5.44)から計算した座屈荷重倍率 ${}_e \lambda_{cr}^{lin}(a)$ とFEM解析から得られた ${}_e \lambda_{cr}^{lin}(FEM)$ の比較を図5.10に示す。図5.10より、比率は0.8~1.1程度となり、精度よく推定できることが確認できる。

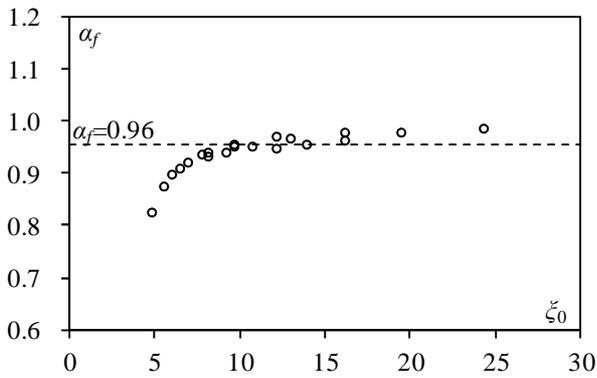


図 5.9 $\bar{\phi}\bar{\phi}/2$ と節点位置の関係

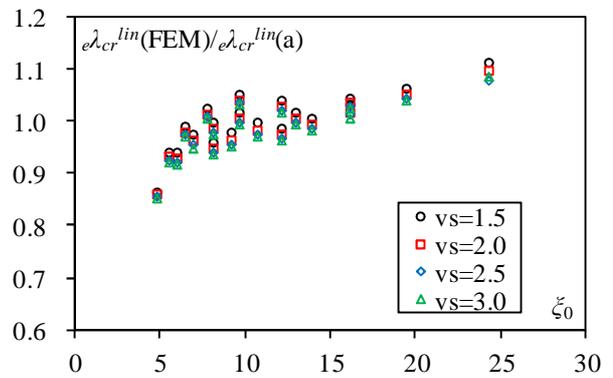


図 5.10 $(P_{h0}/P_{v0}) \cdot \bar{\phi}\bar{\phi}/2$ と半開角 ϕ_0 の関係

第5章 単層ラチスドームの耐震性能評価

5.3.3 弾性座屈解析

本検討では安全率 $v_s=2.0$ のモデルを対象とする。弾性座屈荷重 P_{cr}^{el} は次式で与える。

$$P_{cr}^{el} = P_d + \lambda_{cr}^{el} \cdot P_{v0} \quad (5.46)$$

ここで、 P_d は固定荷重、 λ_{cr}^{el} は弾性座屈荷重倍率、 P_{v0} は鉛直地震荷重を表す。既往の研究¹¹⁾と同様にノックダウンファクター α_0 を用いて弾性座屈荷重を推定する方法を示す。ノックダウンファクター α_0 は次式で与えられる。

$$\alpha_0 = \frac{P_{cr}^{el}}{P_{cr}^{ln}} = \frac{P_d + \lambda_{cr}^{el} \cdot P_{v0}}{P_d + \lambda_{cr}^{ln} \cdot P_{v0}} \quad (5.47)$$

FEM 解析から得られた弾性座屈荷重倍率 λ_{cr}^{el} とノックダウンファクター α_0 の一覧を表 5.9 に示す。また、ノックダウンファクター α_0 とドームのパラメータ ζ_0 の関係を図 5.11、 α_0 と不整量 w_{i0}/t_{eq} の関係を図 5.12 に示す。なお、初期不整分布は線形座屈解析より得られた 1 次モード比例とし、初期不整量 w_{i0}/t_{eq} は 0.0, 0.1, 0.2, 0.5 の 4 種類とする。図中のプロットは解析結果、実線は平均値、破線は固定荷重時のノックダウンファクター α_0 の近似値を表す。固定荷重時の近似値は次式で与える。

$$\alpha_0 = 0.65 \exp(-1.65 w_{i0}/t_{eq}) \quad (5.48)$$

図 5.12 より、固定荷重+地震荷重時の α_0 は式(5.48)と平行して低下することが確認できる。式(5.48)と同様に、固定荷重+地震荷重時の α_0 を作成すると次式となる。

$$\alpha_0 = 0.754 \exp(-1.286 w_{i0}/t_{eq}) \quad (5.49)$$

式(5.49)の値を図 5.12 中に一点鎖線で示す。図 5.12 より、式(5.49)の近似式は精度よく下限値を推定できることが確認できる。

表 5.9 弾性座屈荷重倍率 λ_{cr}^{el} とノックダウンファクター α_0

ϕ_0	λ_0	λ_{cr}^{el}				α_0			
		$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$	$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$
20°	40	15.525	12.202	9.787	5.724	0.754	0.655	0.583	0.462
	50	13.340	10.751	8.635	4.623	0.770	0.683	0.613	0.479
	60	11.977	9.740	7.867	4.020	0.778	0.698	0.631	0.493
	70	11.096	9.084	7.371	3.705	0.785	0.709	0.645	0.507
	80	10.464	8.619	6.998	3.478	0.790	0.718	0.655	0.517
30°	40	12.458	10.482	8.670	5.104	0.770	0.685	0.607	0.454
	50	10.443	8.853	7.321	4.108	0.781	0.703	0.628	0.470
	60	9.165	7.842	6.420	3.480	0.789	0.718	0.641	0.482
	70	8.246	7.175	5.819	3.057	0.792	0.730	0.652	0.492
	80	7.545	6.686	5.338	2.669	0.794	0.742	0.659	0.496
40°	40	11.622	10.298	8.313	4.882	0.792	0.723	0.620	0.442
	50	9.619	8.716	6.860	3.910	0.803	0.748	0.636	0.457
	60	8.302	7.500	5.787	3.193	0.809	0.755	0.639	0.463
	70	7.351	6.782	5.179	2.755	0.815	0.772	0.653	0.474
	80	6.621	6.070	4.580	2.249	0.827	0.782	0.662	0.474
50°	40	10.646	9.467	7.862	4.741	0.767	0.699	0.607	0.427
	50	8.955	8.171	6.420	3.728	0.796	0.742	0.622	0.438
	60	7.767	7.143	5.471	2.996	0.820	0.771	0.639	0.445
	70	6.818	6.154	4.696	2.373	0.845	0.786	0.656	0.449
	80	6.112	5.425	4.132	1.929	0.888	0.819	0.688	0.465

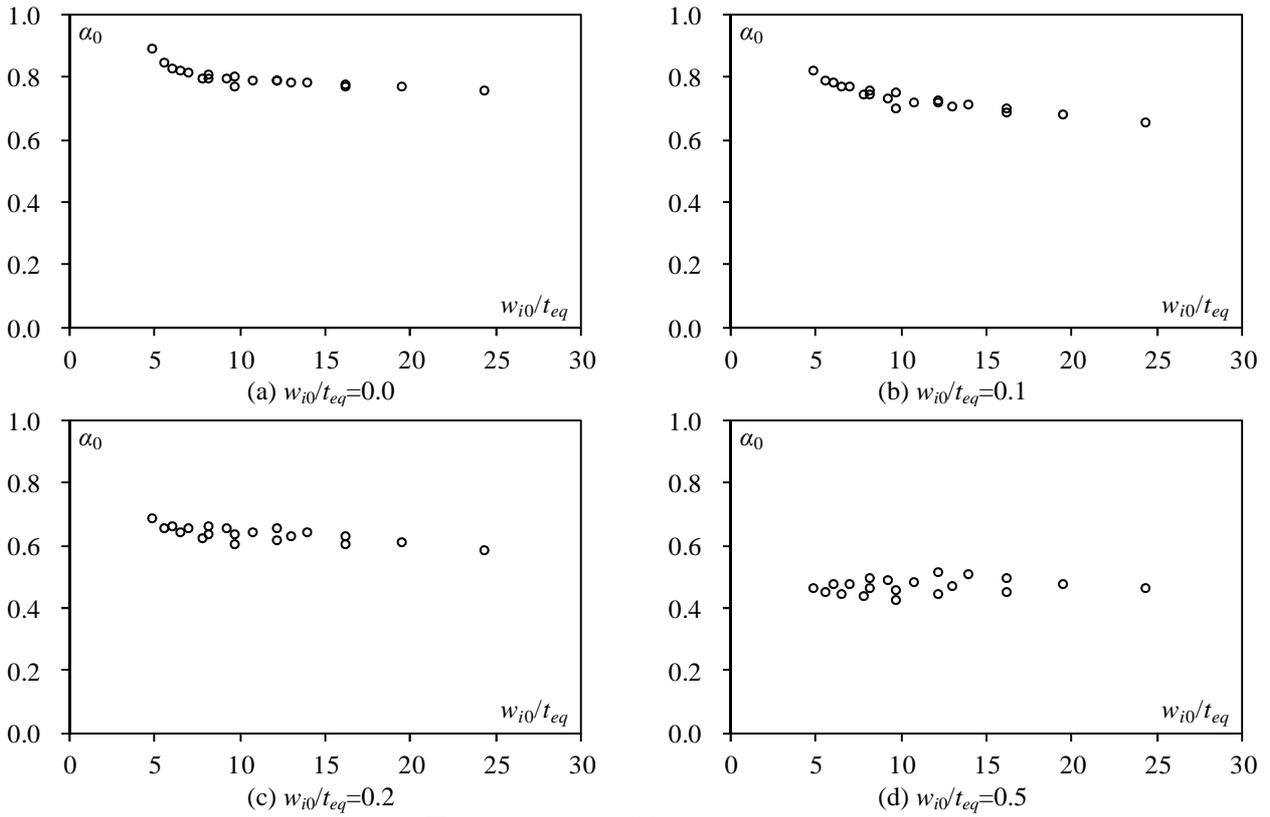


図 5.11 ノックダウンファクター α_0

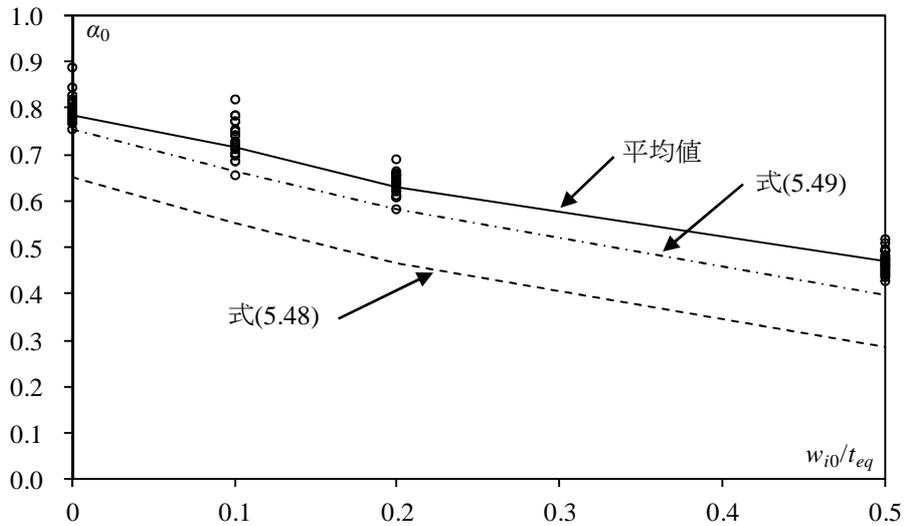


図 5.12 ノックダウンファクター α_0 と不整量の関係 ($\zeta_0=7$ 以下は除外)

5.3.4 弾塑性座屈解析

(1) 初期降伏荷重の検討

幾何学的線形，材料非線形解析より得られる降伏荷重 P^{pl} について分析する．降伏荷重 P^{pl} は次式で与えられる．

$$P^{pl} = P_d + {}_e\lambda^{pl} \cdot P_{v0} = 6 \cdot N_y \cdot \theta_0 \cdot \gamma_m \quad (5.50)$$

ここで， ${}_e\lambda^{pl}$ は降伏荷重倍率， N_y は降伏軸力， θ_0 は部材半開角， γ_m は FEM 解析との調整係数を表す．固定荷重が作用した場合の γ_m の値として，文献 11) では 0.7 を提案しているが，固定荷重と地震荷重が作用した場合の値については議論されていない．そこで，本研究では FEM 解析から P^{pl} を求め， γ_m の値を分析する．得られた γ_m の一覧を表 5.10 に示す．表 5.10 より，固定荷重と地震荷重が作用した場合の γ_m は 0.7 より小さくなる．また，この値は部材半開角 θ_0 ，部材細長比 λ_0 ，安全率 v_s に依存することが確認できる．

表 5.10 地震時の γ_m の値

v_s	$\theta_0 [^\circ]$	$\lambda_0=40$	$\lambda_0=50$	$\lambda_0=60$	$\lambda_0=70$	$\lambda_0=80$
1.5	1.0	0.375	0.356	0.341	0.329	0.316
	1.5	0.433	0.418	0.406	0.392	0.38
	2.0	0.485	0.475	0.464	0.454	0.445
	2.5	0.521	0.514	0.506	0.496	0.489
2.0	1.0	0.335	0.321	0.309	0.301	0.292
	1.5	0.384	0.374	0.366	0.356	0.346
	2.0	0.432	0.426	0.418	0.411	0.404
	2.5	0.469	0.464	0.458	0.452	0.446
2.5	1.0	0.309	0.299	0.29	0.283	0.277
	1.5	0.355	0.348	0.342	0.334	0.326
	2.0	0.399	0.395	0.39	0.385	0.379
	2.5	0.435	0.432	0.427	0.423	0.418
3.0	1.0	0.295	0.284	0.277	0.272	0.267
	1.5	0.336	0.329	0.325	0.32	0.313
	2.0	0.377	0.374	0.371	0.368	0.364
	2.5	0.412	0.409	0.407	0.405	0.401

(2) 弾塑性座屈荷重

幾何学的非線形，材料非線形解析より得られる弾塑性座屈荷重 P_{cr}^{el-pl} について分析する．

$$P_{cr}^{el-pl} = P_d + {}_e\lambda_{cr}^{el-pl} \cdot P_{v0} \quad (5.51)$$

ここで， ${}_e\lambda_{cr}^{el-pl}$ は弾塑性座屈荷重倍率を表す．本検討では弾性座屈解析と同様に初期不整分布を 1 次モード比例とし，不整量は $w_{i0}/t_{eq}=0.0, 0.1, 0.2, 0.5$ の 4 種類とする．

本検討では FEM 解析から得られた弾塑性座屈荷重と修正ダンカレー式の比較を行う．修正ダンカレー式は次式で与えられる．

$$\frac{P_{cr}^{el-pl}}{P^{pl}} = \frac{2}{\sqrt{\Lambda^4 + 4 + \Lambda^2}} \quad (5.52)$$

ここで， Λ は正規化細長比を表し，次式で与えられる．

$$\Lambda = \sqrt{\frac{P^{pl}}{\alpha_0 \cdot P_{cr}^{lin}}} = \sqrt{\frac{P^{pl}}{\alpha_0 \cdot (P_d + \lambda_{cr}^{lin} \cdot P_{v0})}} \quad (5.53)$$

ここで， α_0 は固定荷重+地震荷重が作用した時のノックダウンファクターを表し，ここでは式(5.49)の値を用いる．正規化細長比の一覧を表 5.11 に示す．

本検討では修正ダンカレー式の精度を分析するため，FEM 解析結果と修正ダンカレー式の比率 ω を求める．

$$\omega = \frac{P_{cr}^{el-pl}(\text{FEM})}{P_{cr}^{el-pl}(\text{Dunkerley})} \quad (5.54)$$

弾塑性座屈荷重倍率 λ_{cr}^{el-pl} と比率 ω の一覧を表 5.12，FEM 解析の結果を座屈強度曲線上にプロットしたグラフを図 5.13， ω と正規化細長比 Λ の関係を図 5.14 に示す．図 5.13 より，FEM 解析の結果は仮定した初期不整量の範囲であれば修正ダンカレー式より安全側に評価されることが確認できる．また，図 5.14 より，比率 ω は安全率に関係なく 1.5 程度となる．図 5.13，5.14 より，不整量を $w_{i0}/t_{eq}=0.5$ とした場合はやや性質が異なる．これは固定荷重時の変形量 ($w_{i0}/t_{eq}=0.1$ 相当) より与えた不整量の方がはるかに大きくなり，座屈性状が異なったことが原因であると考えられる．

第5章 単層ラチスドームの耐震性能評価

表 5.11 正規化細長比 Λ

ϕ_0	λ_0	ζ_0	$\nu_s=1.5$				$\nu_s=2.0$			
			$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$	$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$
20°	40	24.309	0.852	0.909	0.969	1.175	0.826	0.881	0.939	1.139
	50	19.447	0.932	0.994	1.060	1.286	0.912	0.972	1.037	1.257
	60	16.206	1.003	1.070	1.141	1.384	0.986	1.052	1.121	1.360
	70	13.891	1.067	1.138	1.213	1.472	1.055	1.125	1.199	1.455
	80	12.154	1.120	1.194	1.274	1.545	1.114	1.188	1.267	1.536
30°	40	16.206	0.750	0.800	0.853	1.034	0.721	0.769	0.820	0.995
	50	12.965	0.825	0.879	0.938	1.137	0.799	0.852	0.909	1.102
	60	10.804	0.890	0.949	1.012	1.228	0.868	0.926	0.987	1.197
	70	9.260	0.945	1.008	1.075	1.303	0.926	0.987	1.053	1.277
	80	8.103	0.995	1.061	1.132	1.373	0.979	1.044	1.113	1.350
40°	40	12.154	0.679	0.724	0.773	0.937	0.651	0.695	0.741	0.899
	50	9.723	0.752	0.801	0.855	1.037	0.725	0.774	0.825	1.001
	60	8.103	0.814	0.868	0.926	1.123	0.790	0.842	0.898	1.089
	70	6.945	0.872	0.930	0.991	1.202	0.849	0.905	0.965	1.171
	80	6.077	0.929	0.990	1.056	1.281	0.908	0.969	1.033	1.253
50°	40	9.723	0.619	0.660	0.704	0.853	0.594	0.634	0.676	0.820
	50	7.779	0.689	0.735	0.783	0.950	0.665	0.709	0.756	0.917
	60	6.482	0.754	0.804	0.857	1.040	0.730	0.778	0.830	1.006
	70	5.556	0.818	0.872	0.930	1.128	0.795	0.848	0.904	1.097
	80	4.862	0.887	0.946	1.009	1.224	0.867	0.925	0.986	1.196

ϕ_0	λ_0	ζ_0	$\nu_s=1.5$				$\nu_s=2.0$			
			$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$	$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$
20°	40	24.309	0.810	0.864	0.921	1.117	0.796	0.848	0.905	1.097
	50	19.447	0.896	0.956	1.019	1.236	0.885	0.944	1.007	1.221
	60	16.206	0.974	1.039	1.108	1.344	0.965	1.029	1.098	1.331
	70	13.891	1.045	1.115	1.189	1.442	1.039	1.108	1.182	1.434
	80	12.154	1.109	1.183	1.261	1.530	1.106	1.179	1.258	1.525
30°	40	16.206	0.702	0.749	0.799	0.969	0.689	0.735	0.783	0.950
	50	12.965	0.782	0.834	0.889	1.078	0.769	0.820	0.874	1.061
	60	10.804	0.852	0.909	0.969	1.175	0.841	0.896	0.956	1.159
	70	9.260	0.913	0.974	1.039	1.260	0.904	0.964	1.028	1.247
	80	8.103	0.969	1.033	1.101	1.336	0.961	1.025	1.093	1.326
40°	40	12.154	0.633	0.675	0.720	0.873	0.619	0.660	0.704	0.854
	50	9.723	0.707	0.754	0.804	0.975	0.693	0.739	0.788	0.956
	60	8.103	0.773	0.824	0.879	1.066	0.760	0.811	0.865	1.049
	70	6.945	0.834	0.890	0.949	1.151	0.823	0.878	0.936	1.136
	80	6.077	0.895	0.954	1.017	1.234	0.886	0.945	1.008	1.222
50°	40	9.723	0.577	0.616	0.657	0.796	0.565	0.602	0.642	0.779
	50	7.779	0.647	0.690	0.736	0.893	0.635	0.677	0.722	0.876
	60	6.482	0.713	0.760	0.811	0.983	0.702	0.748	0.798	0.968
	70	5.556	0.780	0.832	0.887	1.076	0.769	0.820	0.875	1.061
	80	4.862	0.852	0.909	0.969	1.176	0.843	0.899	0.959	1.163

表 5.12 弾塑性座屈荷重倍率 λ_{cr}^{el-pl} と ω
(a) $\nu_s=1.5$

ϕ_0	λ_0	ζ_0	λ_{cr}^{el-pl}				ω			
			$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$	$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$
20°	40	24.309	5.685	4.724	3.697	1.546	1.522	1.496	1.464	1.489
	50	19.447	6.038	5.046	4.015	1.400	1.540	1.524	1.506	1.516
	60	16.206	6.214	5.239	4.176	1.329	1.530	1.527	1.517	1.533
	70	13.891	6.435	5.349	4.227	1.346	1.524	1.520	1.514	1.554
	80	12.154	6.563	5.288	4.070	1.231	1.515	1.501	1.491	1.553
30°	40	16.206	3.026	2.626	2.105	0.900	1.452	1.436	1.401	1.377
	50	12.965	3.198	2.919	2.308	0.836	1.473	1.489	1.450	1.410
	60	10.804	3.449	3.176	2.560	0.784	1.498	1.527	1.499	1.431
	70	9.260	3.626	3.352	2.723	0.884	1.515	1.553	1.533	1.484
	80	8.103	3.808	3.581	2.862	0.937	1.531	1.586	1.560	1.519
40°	40	12.154	2.068	1.795	1.384	0.605	1.381	1.356	1.298	1.250
	50	9.723	2.209	2.039	1.559	0.507	1.406	1.416	1.351	1.260
	60	8.103	2.380	2.257	1.746	0.546	1.441	1.473	1.411	1.309
	70	6.945	2.593	2.524	2.196	0.758	1.486	1.542	1.540	1.413
	80	6.077	2.822	2.752	2.234	0.768	1.537	1.604	1.565	1.456
50°	40	9.723	1.572	1.369	1.066	0.442	1.332	1.301	1.239	1.154
	50	7.779	1.663	1.511	1.137	0.366	1.354	1.348	1.272	1.161
	60	6.482	1.758	1.730	1.590	0.585	1.383	1.426	1.440	1.288
	70	5.556	1.892	1.848	1.687	0.541	1.436	1.485	1.503	1.326
	80	4.862	2.032	1.982	1.791	0.607	1.499	1.559	1.580	1.422

(b) $\nu_s=2.0$

ϕ_0	λ_0	ζ_0	λ_{cr}^{el-pl}				ω			
			$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$	$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$
20°	40	24.309	9.181	7.863	6.549	3.830	1.535	1.493	1.451	1.451
	50	19.447	9.591	8.210	6.858	3.617	1.542	1.509	1.478	1.470
	60	16.206	9.780	8.432	7.051	3.556	1.524	1.506	1.485	1.487
	70	13.891	10.107	8.635	7.143	3.571	1.516	1.499	1.480	1.505
	80	12.154	10.361	8.577	7.005	3.462	1.510	1.478	1.460	1.506
30°	40	16.206	4.953	4.409	3.769	2.242	1.476	1.448	1.407	1.359
	50	12.965	5.111	4.732	4.013	2.128	1.477	1.484	1.445	1.377
	60	10.804	5.418	5.033	4.237	2.082	1.493	1.511	1.473	1.394
	70	9.260	5.673	5.235	4.472	2.224	1.510	1.531	1.508	1.447
	80	8.103	5.752	5.486	4.618	2.248	1.505	1.557	1.530	1.475
40°	40	12.154	3.413	3.059	2.601	1.575	1.410	1.377	1.325	1.251
	50	9.723	3.502	3.288	2.783	1.407	1.412	1.418	1.367	1.244
	60	8.103	3.686	3.577	2.995	1.463	1.434	1.471	1.415	1.289
	70	6.945	3.941	3.881	3.593	1.815	1.471	1.528	1.547	1.410
	80	6.077	4.246	4.144	3.583	1.774	1.525	1.585	1.558	1.439
50°	40	9.723	2.609	2.339	1.984	1.161	1.361	1.322	1.262	1.152
	50	7.779	2.672	2.485	2.109	1.120	1.366	1.358	1.301	1.172
	60	6.482	2.780	2.749	2.607	1.397	1.387	1.429	1.447	1.295
	70	5.556	2.952	2.893	2.742	1.361	1.434	1.478	1.506	1.332
	80	4.862	3.156	3.092	2.869	1.383	1.501	1.558	1.580	1.406

第5章 単層ラチスドームの耐震性能評価

(c) $v_s=2.5$

ϕ_0	λ_0	ξ_0	λ_{cr}^{el-pl}				ω			
			$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$	$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$
20°	40	24.309	12.463	10.797	9.220	5.923	1.545	1.491	1.444	1.424
	50	19.447	13.138	11.404	9.722	5.799	1.546	1.503	1.464	1.436
	60	16.206	13.350	11.637	9.916	5.758	1.522	1.493	1.464	1.454
	70	13.891	13.783	11.910	10.055	5.759	1.514	1.487	1.459	1.469
	80	12.154	14.130	11.856	9.934	5.634	1.506	1.462	1.439	1.470
30°	40	16.206	6.859	6.196	5.421	3.550	1.492	1.459	1.413	1.346
	50	12.965	7.046	6.545	5.678	3.407	1.484	1.482	1.438	1.353
	60	10.804	7.387	6.898	5.917	3.380	1.492	1.504	1.458	1.372
	70	9.260	7.713	7.120	6.201	3.525	1.507	1.516	1.489	1.418
	80	8.103	8.016	7.419	6.430	3.546	1.521	1.540	1.515	1.442
40°	40	12.154	4.719	4.287	3.786	2.483	1.432	1.395	1.346	1.246
	50	9.723	4.814	4.546	3.992	2.320	1.422	1.423	1.377	1.238
	60	8.103	5.004	4.881	4.232	2.338	1.434	1.470	1.418	1.268
	70	6.945	5.282	5.166	4.905	2.831	1.463	1.510	1.540	1.403
	80	6.077	5.586	5.541	4.935	2.703	1.504	1.574	1.555	1.411
50°	40	9.723	3.653	3.300	2.890	1.865	1.391	1.343	1.283	1.155
	50	7.779	3.685	3.459	3.069	1.834	1.380	1.369	1.323	1.172
	60	6.482	3.780	3.747	3.588	2.179	1.393	1.433	1.452	1.298
	70	5.556	3.986	3.855	3.747	2.151	1.432	1.460	1.501	1.333
	80	4.862	4.243	4.168	3.949	2.202	1.502	1.556	1.586	1.414

(d) $v_s=3.0$

ϕ_0	λ_0	ξ_0	λ_{cr}^{el-pl}				ω			
			$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$	$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$
20°	40	24.309	16.164	14.100	12.219	8.260	1.557	1.493	1.441	1.403
	50	19.447	16.679	14.555	12.582	7.966	1.549	1.497	1.454	1.412
	60	16.206	16.923	14.849	12.780	7.957	1.521	1.486	1.450	1.431
	70	13.891	17.462	15.177	12.961	7.933	1.511	1.476	1.443	1.442
	80	12.154	17.899	15.139	12.864	7.800	1.503	1.451	1.424	1.443
30°	40	16.206	8.771	8.004	7.079	4.852	1.504	1.468	1.417	1.334
	50	12.965	8.959	8.344	7.329	4.672	1.490	1.483	1.435	1.338
	60	10.804	9.356	8.763	7.647	4.674	1.494	1.501	1.455	1.357
	70	9.260	9.747	9.028	7.934	4.754	1.504	1.508	1.476	1.387
	80	8.103	10.113	9.353	8.178	4.837	1.518	1.528	1.498	1.419
40°	40	12.154	6.016	5.540	4.961	3.397	1.447	1.411	1.361	1.244
	50	9.723	6.130	5.807	5.197	3.232	1.434	1.431	1.388	1.237
	60	8.103	6.325	6.182	5.468	3.255	1.436	1.470	1.422	1.262
	70	6.945	6.641	6.574	6.212	3.778	1.459	1.514	1.533	1.383
	80	6.077	7.075	6.944	6.280	3.580	1.508	1.565	1.550	1.381
50°	40	9.723	4.668	4.264	3.787	2.569	1.411	1.362	1.300	1.158
	50	7.779	4.688	4.419	3.988	2.517	1.393	1.379	1.336	1.169
	60	6.482	4.796	4.757	4.562	2.961	1.397	1.436	1.450	1.298
	70	5.556	5.015	4.939	4.739	2.882	1.430	1.472	1.497	1.320
	80	4.862	5.320	5.231	4.998	2.996	1.498	1.551	1.583	1.412

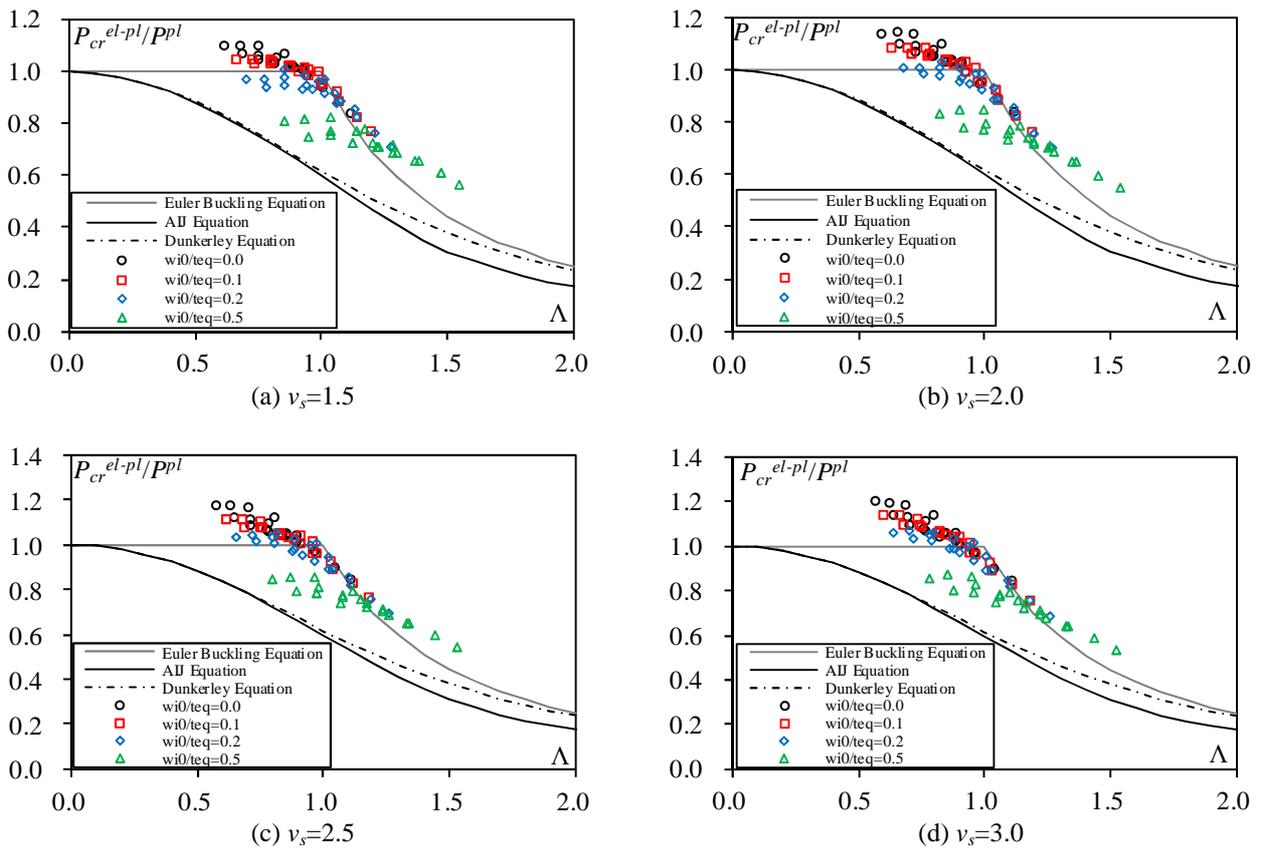


図 5.13 圧縮強度 (座屈荷重)

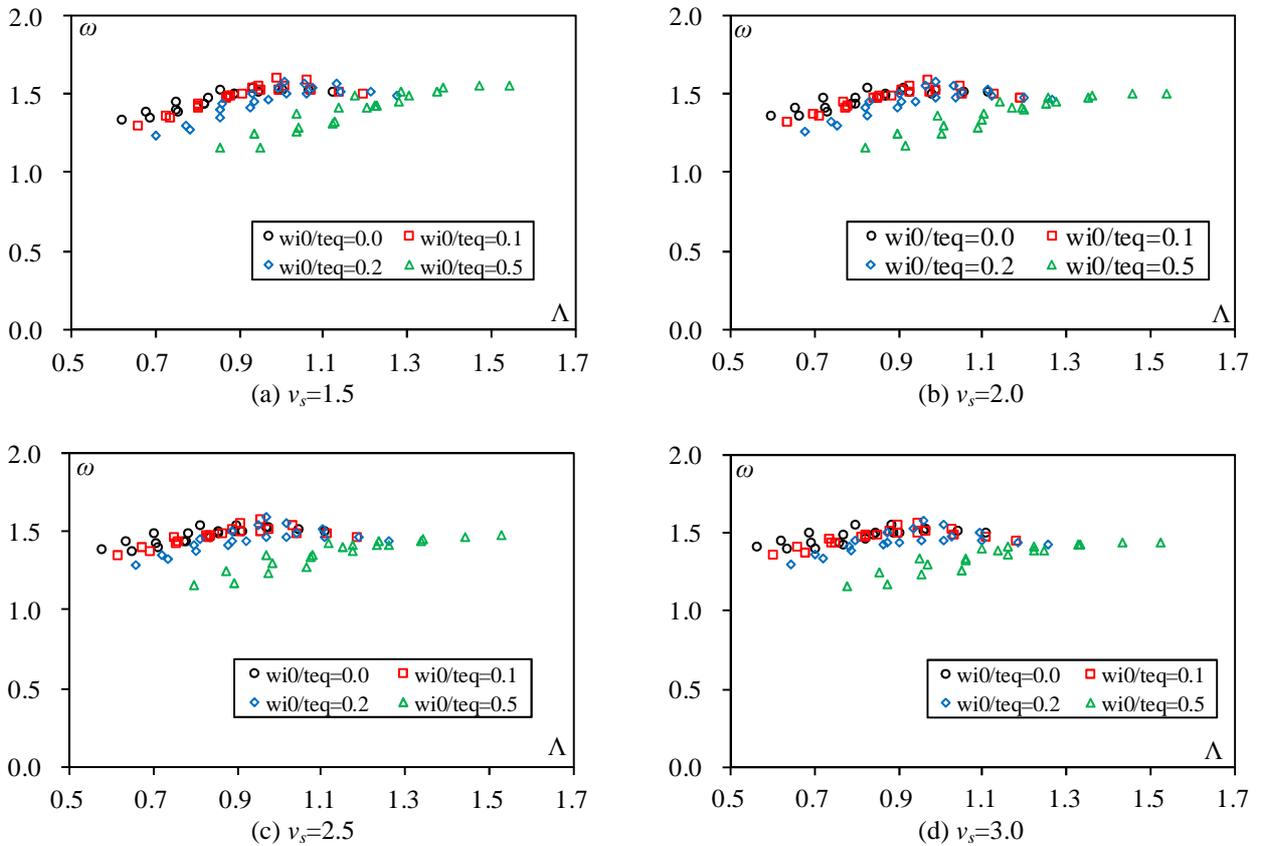


図 5.14 ダンカレー式と座屈荷重の比率

(3) 耐荷性能

(2)では座屈荷重について議論したが、ここでは幾何学的非線形、材料非線形解析より得られる初期降伏時（初めて塑性ヒンジが発生した時）の耐力について検討する。なお、初期降伏荷重は幾何線形で算出した P^{pl} と区別するために、 P_{cr}^{pl} と表記する。座屈荷重と同様に、初期降伏荷重 P_{cr}^{pl} とダンカレー式との比率は次式で与える。

$$\omega_1 = \frac{P_{cr}^{pl}(\text{FEM})}{P_{cr}^{el-pl}(\text{Dunkerley})} \quad (5.55)$$

弾塑性座屈解析より得られた初期降伏荷重倍率 λ_{cr}^{pl} および ω_1 を表 5.13, 図 5.15, 5.16 に示す。図 5.16 より、 ω_1 は $\Lambda < 1.0$ の範囲では ω と同程度の値となるが、 $\Lambda > 1.0$ の範囲では ω よりやや小さくなる。これは、 $\Lambda > 1.0$ の範囲では座屈荷重は初期降伏後も応力再配分の影響で耐力が上昇するためである。

5.3.5 修正ダンカレー式を用いた耐震性能評価

5.2.3 項はプッシュオーバー解析に基づいた手法であったが、ここでは文献 9) で提案された手法と同様に、修正ダンカレー式に基づいた手法を提案する。この手法はプッシュオーバー解析に比べてやや精度は落ちるが、手計算のみで耐震性能を評価することができ、さらに簡易な手法となっている。以下に手順を示す。

- (1) 式(5.42), (5.45)より線形座屈荷重 P_{cr}^{lin} を算出する。ただし、ドーム頂部付近の節点に注目し、 $\bar{\phi}\bar{\phi}/2 = 1.0$, $\alpha_f = 0.96$ とする。
- (2) 式(5.49)からロックダウンファクター α_0 を算出し、(1)で算出した線形座屈荷重 P_{cr}^{lin} に乗じて弾性座屈荷重 P_{cr}^{el} を算出する。
- (3) 式(5.50)から降伏荷重 P^{pl} を算出する。ただし、係数 γ_m は表 5.10 の値を用い、載っていないモデルは線形補間して算出する。
- (4) (2)で求めた弾性座屈荷重 P_{cr}^{el} と(3)で求めた降伏荷重 P^{pl} を用いて式(5.53)から正規化細長比 Λ を算出する。
- (5) 修正ダンカレー式と表 5.13 の ω_1 の値から座屈性状も考慮した初期降伏荷重 P_{cr}^{pl} を算出する。
- (6) 初期降伏荷重倍率を次式から算出する。

$$\lambda_{cr}^{pl} = \frac{\omega_1 \cdot P_{cr}^{el-pl}(\text{Dunkerley}) - P_d}{P_{v0}} \quad (5.56)$$

- (7) 限界変形を設定し、部材細長比 λ_0 に対応する動的靱性指標の推定値 ${}_dF^{est}$ を式(5.3)から算出する。
- (8) 得られた ${}_dF^{est}$ 値に λ_{cr}^{pl} を掛けて、設定した限界変形に達した時の地震動強さの推定値 ${}^{est}\lambda_E^{cr}$ を算出する。
- (5) 次式が満たされれば、要求耐震性能を満たすと判断する。

$${}_dI_S^{est} \geq {}_dI_{SO} \quad (5.57)$$

5.2.3 項と同様に、12 波の平均値を用いる場合には ${}_dI_S^{est}$ 値を、また、地震動による変動性を考慮してやや安全側に評価する場合は、 ${}_dI_S^{est}$ 値に安全率として 0.9 もしくは 0.8 程度の値を乗じた値を採用することとなる。

本項の評価法はプッシュオーバー解析を用いず、手計算から算出する方法であるため、第 1 章の評価フローに当てはまらない。しかしながら、一般の設計者でも容易に利用することが可能であるため、非常に実用的であると考えられる。

限界変形を考慮した空間構造の耐震性能評価手法に関する研究

表 5.13 初期降伏荷重倍率 λ_{cr}^{pl} (幾何非線形, 材料非線形) と ω_1
(a) $\nu_s=1.5$

ϕ_0	λ_0	ζ_0	λ_{cr}^{pl}				ω_1			
			$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$	$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$
20°	40	24.309	4.072	3.691	3.031	1.023	1.364	1.389	1.391	1.420
	50	19.447	4.903	4.398	3.658	1.218	1.430	1.457	1.467	1.492
	60	16.206	5.750	4.967	4.067	1.302	1.486	1.499	1.505	1.530
	70	13.891	6.409	5.312	4.227	1.346	1.521	1.516	1.514	1.554
	80	12.154	6.563	5.288	4.050	1.226	1.515	1.501	1.489	1.552
30°	40	16.206	2.093	1.954	1.681	0.358	1.293	1.317	1.322	1.259
	50	12.965	2.534	2.334	2.038	0.582	1.360	1.385	1.400	1.353
	60	10.804	2.844	2.753	2.362	0.756	1.396	1.452	1.462	1.425
	70	9.260	3.184	3.134	2.639	0.875	1.442	1.515	1.518	1.481
	80	8.103	3.544	3.492	2.862	0.933	1.487	1.570	1.560	1.518
40°	40	12.154	1.531	1.445	1.168	0.134	1.251	1.269	1.242	1.111
	50	9.723	1.836	1.719	1.394	0.317	1.316	1.336	1.308	1.202
	60	8.103	2.095	1.971	1.598	0.453	1.372	1.401	1.372	1.280
	70	6.945	2.327	2.259	1.846	0.686	1.422	1.475	1.448	1.390
	80	6.077	2.586	2.537	2.056	0.731	1.481	1.550	1.517	1.444
50°	40	9.723	1.162	1.114	0.900	0.019	1.203	1.219	1.184	0.997
	50	7.779	1.359	1.299	1.048	0.141	1.258	1.279	1.242	1.075
	60	6.482	1.545	1.469	1.229	0.447	1.316	1.342	1.318	1.234
	70	5.556	1.728	1.609	1.379	0.509	1.384	1.407	1.397	1.312
	80	4.862	1.923	1.771	1.569	0.562	1.464	1.488	1.501	1.402

(b) $\nu_s=2.0$

ϕ_0	λ_0	ζ_0	λ_{cr}^{pl}				ω_1			
			$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$	$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$
20°	40	24.309	6.803	6.227	5.372	2.860	1.535	1.493	1.451	1.451
	50	19.447	7.912	7.207	6.219	3.199	1.542	1.509	1.478	1.470
	60	16.206	9.070	8.003	6.843	3.456	1.524	1.506	1.485	1.487
	70	13.891	10.017	8.522	7.138	3.550	1.516	1.499	1.480	1.505
	80	12.154	10.361	8.578	7.002	3.462	1.510	1.478	1.460	1.506
30°	40	16.206	3.519	3.323	2.969	1.542	1.476	1.448	1.407	1.359
	50	12.965	4.106	3.813	3.431	1.780	1.477	1.484	1.445	1.377
	60	10.804	4.573	4.365	3.867	2.004	1.493	1.511	1.473	1.394
	70	9.260	5.037	4.918	4.281	2.138	1.510	1.531	1.508	1.447
	80	8.103	5.526	5.386	4.608	2.194	1.505	1.557	1.530	1.475
40°	40	12.154	2.490	2.461	2.098	1.098	1.410	1.377	1.325	1.251
	50	9.723	2.880	2.806	2.380	1.241	1.412	1.418	1.367	1.244
	60	8.103	3.238	3.139	2.652	1.365	1.434	1.471	1.415	1.289
	70	6.945	3.564	3.514	3.056	1.577	1.471	1.528	1.547	1.410
	80	6.077	3.901	3.897	3.357	1.661	1.525	1.585	1.558	1.439
50°	40	9.723	1.925	1.870	1.608	0.817	1.361	1.322	1.262	1.152
	50	7.779	2.172	2.098	1.810	0.919	1.366	1.358	1.301	1.172
	60	6.482	2.423	2.295	2.087	1.088	1.387	1.429	1.447	1.295
	70	5.556	2.671	2.545	2.309	1.196	1.434	1.478	1.506	1.332
	80	4.862	2.928	2.769	2.533	1.306	1.501	1.558	1.580	1.406

第5章 単層ラチスドームの耐震性能評価

(c) $v_s=2.5$

ϕ_0	λ_0	ξ_0	λ_{cr}^{pl}				ω_1			
			$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$	$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$
20°	40	24.309	9.382	8.623	7.573	4.581	1.331	1.334	1.319	1.302
	50	19.447	10.931	10.036	8.795	5.167	1.397	1.406	1.394	1.378
	60	16.206	12.391	11.045	9.616	5.576	1.459	1.452	1.442	1.437
	70	13.891	13.618	11.733	10.037	5.699	1.503	1.474	1.458	1.464
	80	12.154	14.130	11.856	9.934	5.634	1.506	1.462	1.439	1.470
30°	40	16.206	4.943	4.686	4.257	2.558	1.260	1.270	1.262	1.197
	50	12.965	5.694	5.309	4.843	2.882	1.323	1.330	1.330	1.273
	60	10.804	6.299	5.987	5.402	3.146	1.366	1.393	1.392	1.336
	70	9.260	6.891	6.691	5.923	3.328	1.413	1.464	1.454	1.387
	80	8.103	7.516	7.296	6.356	3.433	1.465	1.525	1.506	1.424
40°	40	12.154	3.427	3.395	3.018	1.792	1.210	1.237	1.207	1.105
	50	9.723	3.930	3.879	3.380	1.986	1.273	1.307	1.267	1.169
	60	8.103	4.395	4.321	3.718	2.149	1.333	1.373	1.326	1.228
	70	6.945	4.792	4.756	4.253	2.451	1.382	1.439	1.422	1.320
	80	6.077	5.226	5.240	4.614	2.584	1.445	1.522	1.496	1.384
50°	40	9.723	2.667	2.587	2.329	1.338	1.174	1.183	1.154	1.020
	50	7.779	2.976	2.889	2.588	1.483	1.226	1.242	1.212	1.081
	60	6.482	3.275	3.114	2.917	1.717	1.284	1.292	1.296	1.175
	70	5.556	3.592	3.438	3.180	1.872	1.347	1.367	1.369	1.255
	80	4.862	3.913	3.753	3.471	2.024	1.430	1.462	1.472	1.362

(d) $v_s=3.0$

ϕ_0	λ_0	ξ_0	λ_{cr}^{pl}				ω_1			
			$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$	$w_{i0}/t_{eq}=0.0$	$w_{i0}/t_{eq}=0.1$	$w_{i0}/t_{eq}=0.2$	$w_{i0}/t_{eq}=0.5$
20°	40	24.309	12.284	11.311	10.045	6.508	1.324	1.319	1.298	1.266
	50	19.447	13.946	12.846	11.358	7.118	1.389	1.392	1.374	1.345
	60	16.206	15.710	14.088	12.386	7.672	1.452	1.440	1.425	1.408
	70	13.891	17.217	14.944	12.934	7.830	1.497	1.462	1.441	1.434
	80	12.154	17.899	15.139	12.864	7.793	1.503	1.451	1.424	1.442
30°	40	16.206	6.348	6.078	5.575	3.586	1.248	1.258	1.247	1.170
	50	12.965	7.273	6.801	6.250	3.970	1.316	1.317	1.314	1.245
	60	10.804	8.033	7.614	6.930	4.276	1.361	1.380	1.375	1.303
	70	9.260	8.755	8.451	7.567	4.513	1.405	1.448	1.436	1.354
	80	8.103	9.496	9.200	8.096	4.660	1.458	1.512	1.489	1.394
40°	40	12.154	4.379	4.350	3.947	2.493	1.201	1.228	1.200	1.084
	50	9.723	4.962	4.908	4.376	2.725	1.262	1.295	1.259	1.145
	60	8.103	5.547	5.501	4.785	2.931	1.323	1.368	1.315	1.203
	70	6.945	6.025	6.006	5.401	3.331	1.371	1.429	1.407	1.300
	80	6.077	6.550	6.564	5.805	3.501	1.434	1.509	1.476	1.365
50°	40	9.723	3.400	3.306	3.041	1.873	1.167	1.174	1.150	1.005
	50	7.779	3.771	3.671	3.349	2.043	1.220	1.234	1.207	1.063
	60	6.482	4.133	3.942	3.708	2.354	1.273	1.278	1.279	1.158
	70	5.556	4.514	4.328	4.022	2.542	1.337	1.354	1.352	1.239
	80	4.862	4.898	4.734	4.410	2.688	1.419	1.453	1.462	1.335

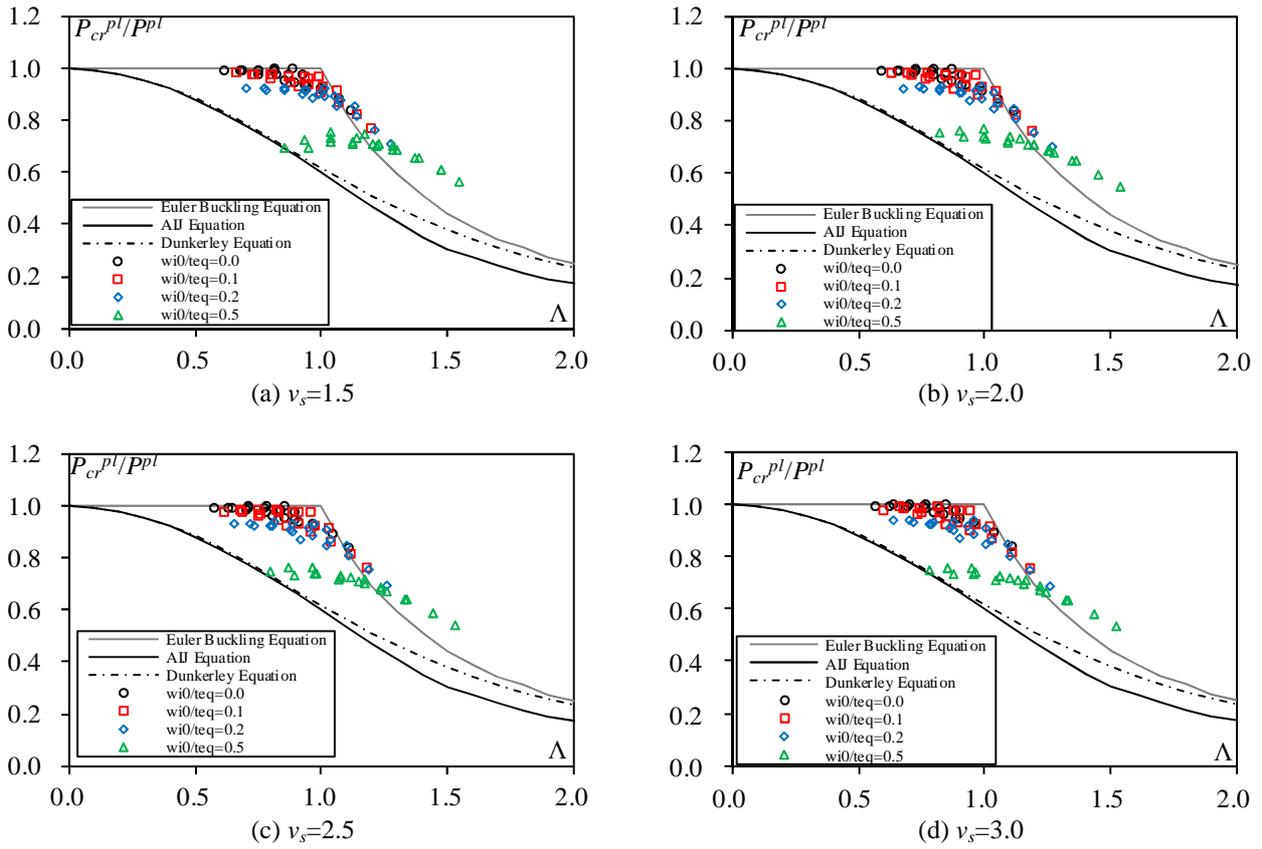


図 5.15 圧縮強度 (初期降伏)

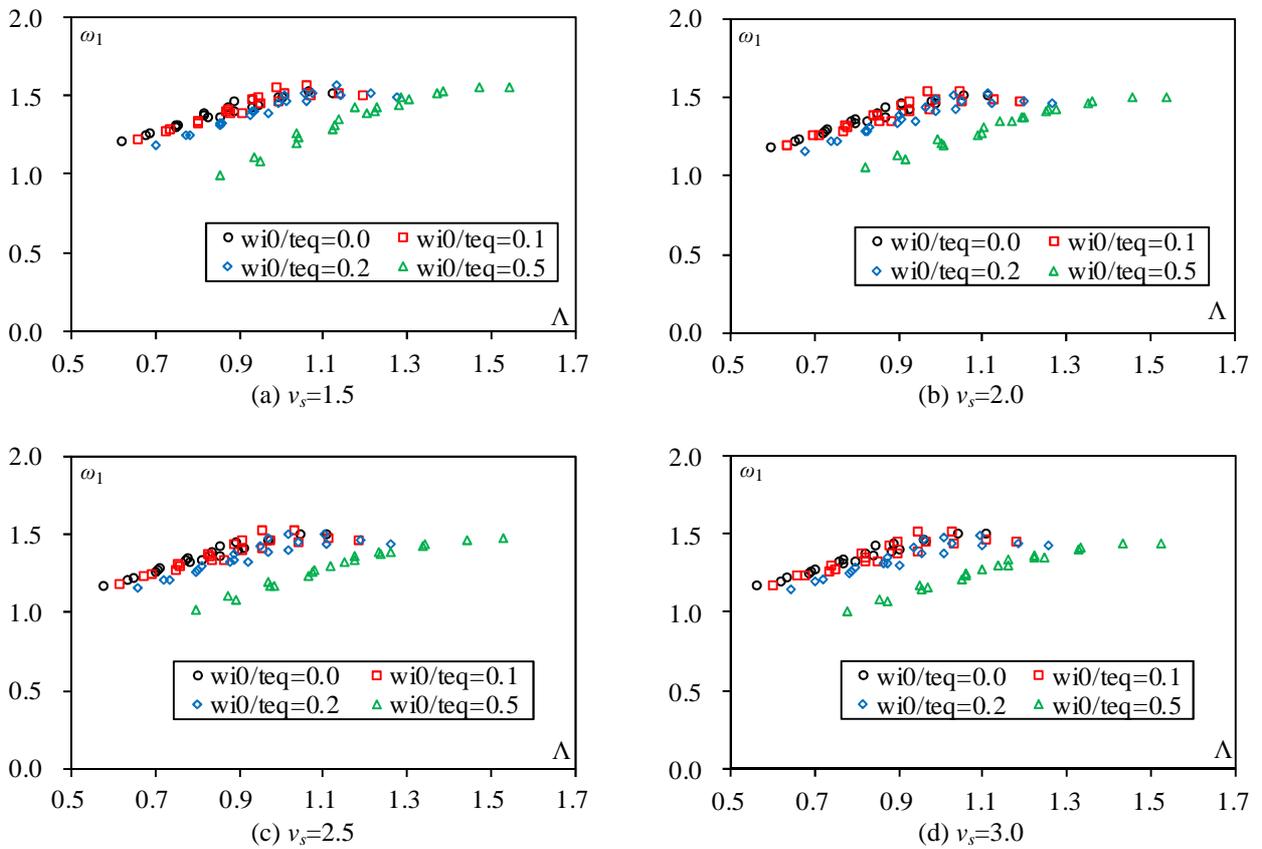


図 5.16 ダンカレー式と初期降伏荷重の比率

5.4 まとめ

本章ではスパン L 、半開角 ϕ_0 および部材細長比 λ_0 をパラメータとして、周辺をピン支持の単層ラチスドームの耐震性能評価手法を提案した。耐震性能評価では、一般の設計者でも容易に評価できるように、前章で作成した地震荷重を用いたプッシュオーバー解析に基づいており、その精度および妥当性について議論した。本研究で対象とした単層ラチスドームに関して得られた結論を以下に要約する。

- 1) プッシュオーバー解析から耐荷性能（初期降伏地震動強さ）を算出した結果、固定荷重の2倍程度の安全率を有するドームの半開角 ϕ_0 が 20° のモデルは安全限界レベルである $\lambda_E=5$ を超え、非常に耐震性能が高いことが確認された。一方、 ϕ_0 が大きくなるにつれ耐荷性能の低下が確認され、 $\phi_0=50^\circ$ のドームの耐震性能は 1.9~3.2 程度となり、レベル 1 相当 ($\lambda_E=2.5$) の地震入力より低い結果となった。これは固定荷重に対して同じ安全率で設計するとドームの管厚が薄くなるためである。しかしながら、 $\phi_0=30^\circ, 40^\circ$ のドームは、塑性率 2 程度以上確保できれば、また、 50° のドームは塑性率 4 程度が確保できれば、地震動強さ $\lambda_E=5.0$ 以上となることを確認した。
- 2) 動的靱性指標 dF と塑性率 μ の関係を分析した。その結果、 dF 値は部材細長比 λ_0 に依存し、スパン L に対して $1/300$ 相当の鉛直変位が生じた時の dF 値は $\lambda_0=40$ で 1.9~2.1 程度、 $\lambda_0=50$ で 1.8~2.0 程度、 $\lambda_0=60$ で 1.7~1.9 程度、 $\lambda_0=70$ で 1.6~1.8 程度、 $\lambda_0=80$ で 1.5~1.7 程度となる。また、塑性率 μ と部材細長比 λ_0 を関数とした dF 値の近似式を提案し、その値を用いたドームの耐震性能の評価方法を示した。この近似式と提案した地震荷重を用いれば、固定荷重に対して 2 倍程度で設計されたドームの耐震性能を簡易に評価することができる。
- 3) 前章で作成した地震荷重を用いて、固定荷重と地震荷重を受ける単層ラチスドームの線形座屈荷重の近似式を提案した。その結果、ドーム頂部付近の節点を対象として、FEM 解析による調整係数 $\bar{\phi}\phi/2$ を 1.0 とし、固定荷重の FEM 解析による調整係数 α_f を 0.96 とすれば、精度よく推定できることが確認できた。
- 4) 弾性座屈荷重を実施し、初期不整量を関数としたノックダウンファクター α_0 の近似式を提案した。固定荷重と地震荷重を受ける単層ドームのノックダウンファクター α_0 は固定荷重時の α_0 に比べて大きくなる。
- 5) 修正ダンカレー式と FEM 解析より得られる弾塑性座屈荷重を比較検討した。その結果、本研究で仮定した初期不整量の範囲であれば修正ダンカレー式より弾塑性座屈荷重を安全側に評価できることが明らかになった。また、FEM 解析と修正ダンカレー式の比率は 1.5 程度であるため、精度よく推定する際は修正ダンカレー式から得られる値に 1.5 倍程度乗じる必要がある。
- 6) 修正ダンカレー式と FEM 解析より得られる座屈性状も考慮した初期降伏荷重を比較検討した。その結果、座屈荷重と同様に修正ダンカレー式から推定できることが明らかになった。また、修正ダンカレー式を用いた手計算だけで耐震評価できる手法を示した。

本研究では接合部の剛性を剛と仮定したが、実際の接合部の剛性は剛でない場合がほとんどであるため、接合部の剛性を考慮した動的靱性指標 dF の検討が必要となる。また、本研究ではシェルのな座屈を対象としたが、個材座屈が生じた場合の dF 値や耐震性能の評価法については今後検討を進める必要がある。

[第5章の参考文献]

- 1) 加藤史郎, 中澤祥二, 打越瑞昌, 大杉文哉, 向山洋一: 入力低減型支持機構を有する大スパンドーム構造物の地震応答性状 免震層の降伏せん断力係数の影響について, 日本建築学会構造系論文集, No.518, pp.57-64, 1999.4
- 2) 加藤史郎, 中澤祥二: 下部構造エネルギー吸収型単層ラチスドームの地震動的崩壊性状, 日本建築学会構造系論文集, 第548号, pp.81-88, 2001.10
- 3) 日本建築学会: シェル・空間構造の減衰と応答制御, 2008.3
- 4) 日本建築学会: 空間構造の動的挙動と耐震設計, 2006.3
- 5) 加藤史郎, 向山洋一, 植木隆司: 高ライズの単層ラチスドームの地震応答性状, 日本建築学会構造系論文報告集, 第442号, pp.101-109, 1992.12
- 6) 加藤史郎, 向山洋一: 低ライズの単層ラチスドームの地震応答性状, 日本建築学会構造系論文報告集, 第488号, pp.87-96, 1996.10
- 7) Xu-Dong Zhi, Feng Fan, Shi-Zhao: Failure Mechanisms of Single-Layer Reticulated Domes Subjected to Earthquakes, Vol. 48, Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures, Vol.48, No.1, pp.29-44, 2007.4
- 8) 中澤祥二, 高橋直生, 加藤史郎: 下部構造を有する単層ラチスドームの耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第686号, pp.799-807, 2013.4
- 9) S. Nakazawa, N. Takahashi, S. Kato: Evaluation of Seismic Performance for Single layer Reticular Domes based on Statioic Analysis, Proceedings of the IASS Symposium 2013, Wroclaw, 2013.9
- 10) 小河利行, 山岡幸介, 箕輪健一, 竹内 徹: 静的地震荷重に対する単層ラチスドームの座屈耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第704号, pp.1523-1533, 2014.10
- 11) 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, 第647号, pp.129-135, 2010.1
- 12) 日本建築学会: ラチスシェルの座屈と耐力, 2010.6

第6章 結論

6.1 本研究で得られた成果

本研究では空間構造として比較的スパンの短い鋼構造体育館と規模の大きい単層ラチスドームを対象としてそれぞれの応答性状や耐震性能について議論した。耐震性能の評価指標として、本研究では動的靱性指標 dF および動的構造耐震指標 dS を用い、限界変形に応じた値を示した。また、一般の設計者でも簡易に耐震性能を評価できるようにプッシュオーバー解析に基づいた評価方法を示した。この時、単層ラチスドームは振動モードから地震荷重を作成することが困難であるため、時刻歴地震応答解析の結果に基づいてドーム部材の軸力を推定できる地震荷重を提案した。

以下に各章で得られた結果をまとめる。

第1章では、空間構造の需要および研究状況を示した。また、耐震性能評価手法として、現行の耐震設計および耐震診断の方法を示し、その問題点を示した。

第2章では、山形屋根を有する鋼構造体育館を対象とし、スパン方向に地震動を受けた場合の山形フレームの終局耐力および崩壊メカニズムを分析した。この種の構造は平面モデルで設計されるため、本研究ではまず平面モデルを対象として静的増分解析および時刻歴地震応答解析を実施した。その後、屋根面ブレースを有する立体モデルを対象として平面モデルと同様の検討を行い、平面モデルと立体モデルの動的挙動の比較を行った。また、時刻歴地震応答解析から塑性後の挙動を確認し、重層構造との動的挙動の違いを明らかにするとともに、現行の設計法の問題点を明らかにした。以下に得られた知見をまとめる。

- (1) 平面モデルとして、山形フレームのみの中間フレームと山形フレームに間柱および耐風梁を設けた妻面フレームの2種類を設定し、それぞれ静的増分解析を実施した。その結果、層せん断力係数 C と架構の層間変形角 γ_s の骨格曲線を見ると、中間フレームはトリリニア型、妻面フレームはバイリニア型の履歴を描く。また、梁材の端部の曲げモーメント M と塑性回転角 θ_p の履歴を見ると、妻面フレームはループを描くが、中間フレームはループを描かず、一方向に増加する。なお、この性状は静的解析だけでなく弾塑性時刻歴地震応答解析においてもこの性状は確認できる。重層構造の場合、妻面フレームと同様に塑性化しても梁端部の履歴はループを描く。そのため、重層構造を対象とした現行の設計法は中間フレームの動的挙動を考慮できないと考えられる。
- (2) 中間フレームと妻面フレームを繋げ、屋根面ブレースを考慮した立体モデルに関しても静的増分解析および弾塑性時刻歴地震応答解析を実施し、平面モデルの応答性状と比較した。その結果、屋根面ブレースを配置しても中間フレームと妻面フレームの応答性状は平面として扱った場合とほぼ同じ挙動を示した。ただし、屋根面ブレースの効果により、塑性ヒンジ発生箇所が異なるため、立体モデルと平面モデルの中間フレームの最大耐力はやや異なる。
- (3) 山形フレームに塑性ヒンジが発生すると崩壊メカニズムを形成するため、固定荷重に耐えられず、前述したように屋根が沈み込む。そのため、山形フレームの梁端が塑性した後は柱頭部が外側へ広がるように変形を抑えるため、屋根面ブレースに引張力が生じる。立体モデルと平面モデル（中間フレーム）の梁端の最大塑性回転角を比較すると、立体モデルの結果の方が値は小さくなる。したがって、屋根面ブレースの剛性や耐力がフレームの応答値に影響を与えると考えられる。

第3章では、鋼構造体育館の耐震性能評価の分析にあたり、弾塑性時刻歴地震応答解析に基づいて動的靱性指標 dF および動的構造耐震指標 dS を算出した。また、設計者が簡易に評価できるように、プッシュオーバー解析に基づいた限界耐力計算より耐震性能を評価する方法を示した。以下に得られた知見をまとめる。

- (1) 耐震性能の評価にあたり、本研究では山形フレーム柱頭部梁端の最大塑性回転角 θ_p^{\max} を限界変形のパラメータとし、限界塑性回転角を 0.005, 0.01, 0.02, 0.03, 0.04, 0.05rad と仮定した。そして、その値に対応する動的靱性指標 dF および動的構造耐震指標 dS を弾塑性時刻歴地震応答解析より算出した。その結果、スパン方向に地震動を受ける鋼構造体育館の dF 値は 0.7~2.2 となり、 dS 値は 0.33~1.10 となる。
- (2) 限界耐力計算から耐震性能を評価するために、建築物の減衰特性 γ_1 について再検討した。その結果、 $\gamma_1=0.35$ とすると、同じ地震入力に対してプッシュオーバー解析から得られた層間変形角 γ_s は時刻歴地震応答解析の結果と概ね対応することが確認された。
- (3) 山形フレームの塑性回転角や鉛直変位について、時刻歴地震応答解析の結果とプッシュオーバー解析の結果を比較し、推定誤差を修正するための換算係数を示した。塑性回転角および鉛直変形に関する換算

係数 α_θ , α_v はそれぞれ 1.25, 1.45 となる. プッシュオーバー解析より得られる値に換算係数に乗じることにより, 応答解析の平均値を概ね算定できることを示した.

- (4) 建築物の減衰特性を表す係数 γ_1 を 0.35, 塑性回転角の換算係数 α_θ を 1.25 としてプッシュオーバー解析から算出した動的靱性指標 dF^{est} は, 12 波の地震動を用いた弾塑性応答解析から得られる動的靱性指標 dF の平均値を精度よく推定できる.
- (5) 屋根面ブレースの降伏層せん断力係数 C_{Rv} の大きさに応じた換算係数 α_θ , α_v を示した. この換算係数を用いれば, 動的靱性指標 dF の平均値は dF^{est} として, Pushover 解析から評価できる.

第 4 章では, 比較的規模の大きい空間構造として, 単層ラチスドームに焦点を対象とした応答性状について分析した. また, ドーム部材の軸力を静的解析から簡易に評価できるように, 手計算から算出できる地震荷重を提案した. さらに, 弾塑性時刻歴地震応答解析とプッシュオーバー解析の結果を比較し, 地震荷重の適用範囲を明らかにした. 得られた知見を以下にまとめる.

- (1) 固有振動解析による単層ラチスドームの 1 次固有周期は 0.4~0.7sec 程度となり, 加速度応答スペクトル一定領域に位置する. また, 無次元 1 次固有円振動数から周辺ピン支持としたドームの 1 次固有周期の推定式を提案した.
- (2) ドーム最下層の層せん断力を算定するための地震荷重 F_H , フープ材の軸力を模擬するための地震荷重 F_H+F_v , 稜線材の軸力を模擬するための地震荷重 F_H-F_v の 2 種類を提案した. 静的解析と時刻歴地震応答解析の軸力の比較から, ドーム部材の最大軸力およびドーム最下層の層せん断力を精度よく評価できることを確認した.
- (3) 地震動強さ λ_E が 1.0 だけでなく 2.5 に対しても精度よく軸力および層せん断力を推定できるため, 提案した地震荷重は $\lambda_E=2.5$ 相当の地震入力に対しても部材の軸力算定に適用できる. ただし, 対象ドームと異なる網目分割によるドームへの適用については今後議論する必要がある.
- (4) 幾何学的非線形性および材料学的非線形性を考慮した時刻歴地震応答解析とプッシュオーバー解析の結果を比較し, 耐震性能および地震荷重の適用範囲について分析した. その結果, ドームの半開角 $\phi_0=20^\circ$ のモデルの初期降伏地震動は 5.0 以上となり, 高い耐震性能を有することを確認した. $\phi_0=30^\circ, 40^\circ$ のドームは, 塑性率 2 程度以上確保できれば, また, 50° のドームは塑性率 4 程度が確保できれば, 地震動強さ $\lambda_E=5.0$ 以上となることを確認した. 一方, $\phi_0=50^\circ$ のドームの初期降伏地震動は 1.9~3.2 程度であり, $\phi_0=30^\circ, 40^\circ$ のドームに比べてやや耐震性が低く, 塑性率が 4 以上となる地震動に対する応答性状の分析とともに, 固定荷重に対する安全率が本研究で設定した値より大きい場合について今後さらに検討が必要であることを確認した.

第 5 章では, 弾塑性時刻歴地震応答解析から単層ラチスドームの動的靱性指標 dF および動的構造耐震指標 dS を算出し, 前章で提案した地震荷重を用いてプッシュオーバー解析から評価する方法を示した. また, FEM 解析を行わず, 手計算から耐震性能を評価できるように修正ダンカレー式を用いた評価法も示した. 得られた知見を以下にまとめる.

- (1) 動的靱性指標 dF と塑性率 μ の関係を分析した. その結果, dF 値は部材細長比 λ_0 に依存し, スパン L に対して 1/300 相当の鉛直変位が生じた時の dF 値は $\lambda_0=40$ で 1.9~2.1 程度, $\lambda_0=50$ で 1.8~2.0 程度, $\lambda_0=60$ で 1.7~1.9 程度, $\lambda_0=70$ で 1.6~1.8 程度, $\lambda_0=80$ で 1.5~1.7 程度となる. また, 塑性率 μ と部材細長比 λ_0 を関数とした dF 値の近似式を提案し, その値を用いたドームの耐震性能の評価方法を示した. この近似式と提案した地震荷重を用いれば, 固定荷重に対して 2 倍程度で設計されたドームの耐震性能を簡易に評価することができる.
- (2) 時刻歴地震応答解析の結果と近似式を用いて算出した dS 値を比較した結果, その誤差は 0.8~1.4 程度となった. したがって, 地震動のばらつきを考慮する際は近似値に 0.8 程度乗じる必要がある.
- (3) 前章で作成した地震荷重を用いて, 固定荷重と地震荷重を受ける単層ラチスドームの線形座屈荷重の近似式を提案した. その結果, ドーム頂部付近の節点を対象として, FEM 解析による調整係数 $\phi\bar{\phi}/2$ を 1.0 とし, 固定荷重の FEM 解析による調整係数 α_f を 0.96 とすれば, 精度よく推定できることが確認できた.
- (4) 修正ダンカレー式と FEM 解析より得られる弾塑性座屈荷重を比較検討した. その結果, 本研究で仮定した初期不整量の範囲であれば修正ダンカレー式より弾塑性座屈荷重を安全側に評価できることが明らかになった. また, FEM 解析と修正ダンカレー式の比率は 1.5 程度であるため, 精度よく推定する際は修正ダンカレー式から得られる値に 1.5 倍程度乗じる必要がある.
- (5) 修正ダンカレー式と FEM 解析より得られる座屈性状も考慮した初期降伏荷重を比較検討した. その結果, 座屈荷重と同様に修正ダンカレー式から推定できることが明らかになった. また, 修正ダンカレー式を用いた手計算だけで耐震評価できる手法を示した.

6.2 今後の課題

本研究では空間構造の中では比較的規模の小さい学校体育館と規模が大きいドームを対象として耐震性能を議論した。本研究では対象としていない円筒屋根などの形状が異なる場合についても同様の検討が必要であるが、本研究と同様の手法でまとめられると考えられる。しかしながら、①接合部の剛性を考慮した場合の動的靱性指標 dF の評価、②単層ドームの下部構造を考慮した場合の地震荷重の設定方法、③全体座屈ではなく個材座屈が生じるモデルの耐震性能など、課題は多いため、引き続き研究を進める必要がある。

本研究ではあまり触れず、現行の基準を援用して耐震性能の評価手法を提案したが、耐震性能の判定で使用する要求動的構造耐震指標 d_{50} の値は非常に重要な課題である。そのため、構造物の使用目的や経済性を考慮し、リスク解析などを駆使してこの値の提案を行う必要がある。

設計では安全率が重要な値であり、許容応力度設計では 1.5 を用いているが、空間構造のように規模が大きいものは 1.5 より大きな値を設定する必要がある。既往の研究¹⁻³⁾では文献 4, 5)に示される AFOSM と呼ばれる手法により、安全率（荷重係数^{6, 7)}）と信頼性指標の関係について分析している。しかしながら、地震荷重を対象とした研究はまだ議論されていないため、今後は本研究で提案した地震荷重および動的靱性指標を用いて、耐震設計を行う際の荷重係数について同様の検討が必要であると考えられる。

[第6章の参考文献]

- 1) 中澤祥二, 加藤史郎, 柳澤利昌: ラチスドームの荷重係数と信頼性指標の関係 その1 基本式, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.821-822, 2014.9
- 2) 加藤史郎, 中澤祥二, 柳澤利昌: ラチスドームの荷重係数と信頼性指標の関係 その2 ラチスドームの信頼性指標の値とどう設定するか, 本建築学会大会学術講演梗概集, pp.821-822, 2014.9
- 3) S. Kato, S. Nakazawa, T. Yoshino, T. Yanagisawa, Load Factors in Buckling Load Evaluation for Metal Reticulated Spherical Domes considering Reliability of Strength, Proceedings of the IASS-SLTE Symposium 2014, 2014
- 4) 星谷 勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿児島出版会, 1986.5
- 5) 長 尚: 基礎知識としての構造信頼性設計, 株式会社山海堂, 1993.3
- 6) 日本建築学会: 建築物の限界状態設計指針, 2002.11
- 7) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, 2015.2

謝辞

本論文は筆者が豊橋技術科学大学博士課程 3 年間における研究成果をまとめたものである。本研究を行うにあたり、多くの方々にご指導をいただきました。ここに深く感謝いたします。

豊橋技術科学大学 中澤祥二 教授には、修士 1 年から博士 3 年までの 5 年間、研究・学業など多くの面でご指導を頂き、ご多用の中貴重な時間を割いて頂きました。また、解析プログラムの提供により、円滑に研究を進めることができました。心より感謝申し上げます。

豊橋技術科学大学 齊藤大樹 教授、松本幸大 准教授には本論文の審査にあたり適切なるご指導を賜りました。また、齊藤大樹 教授には博士課程の講義、松本幸大 准教授には、研究室ゼミなど多様な面でご指導を頂きました。心より感謝申し上げます。

豊橋技術科学大学 加藤史郎 名誉教授には、修士 1 年から博士 3 年までの 5 年間、空間構造の研究を進めるに当たり、多くの面でご指導を頂きました。特に、第 3 章、第 4 章では地震荷重の作成やシェル理論に基づいた座屈荷重の近似式について貴重なご指導を賜りました。心より感謝申し上げます。

岐阜工業高等専門学校 柴田良一 教授には、パラメトリックな計算をするために必要なグリッドコンピューティングの構築に関して貴重なご指導を頂きました。心より感謝申し上げます。

筆者の在学時に同じ研究室で活動を共にした中澤祥二研究室の学生各位に心より感謝申し上げます。

最後に、大学院に進学することを理解し、経済的、精神的に支えて頂いた両親に感謝いたします。

2015 年 3 月 柳澤利昌

査読付学術論文

- 1) 中澤祥二, 柳澤利昌, 加藤史郎, 柴田良一 : スパン方向に地震動を受ける鋼構造体育館の靱性指標の評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol.58B, pp.507-518, 2012.3.
- 2) 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, 第 683 号, pp.111-118, 2013.1.
- 3) 中澤祥二, 柳澤利昌, 加藤史郎 : 単層ラチスドームを対象とした地震荷重と耐震性能評価法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 703 号, pp.1287-1297, 2014.9.

査読付国際会議論文

- 1) S.Nakazawa, S.Kato, T.Yanagisawa : Evaluation of Dynamic Ductility Index of a School Gymnasium, Proceedings of IABSE-IASS Symposium London 2011, London, 2011.9.
- 2) T.Yanagisawa, S.Nakazawa, S.Kato : Evaluation of Seismic Resistance Capacity of a School Gymnasium based on Pushover Analysis, Proceedings of IASS-APCS Symposium 2012, Seoul, 2012.5.
- 3) T.Yanagisawa, S.Nakazawa, S.Kato : Proposal of seismic Loads for Single Layer Reticular Domes, Proceedings of IASS Symposium Wroclaw 2013, Wroclaw, 2013.9.
- 4) T.Yanagisawa, S.Nakazawa, S.Kato : Proposal of Evaluation Method of Performance for Seismic Resistance of Single Layer Reticular Domes, Proceedings of IASS-SLTE Symposium 2014, Brasilia, 2014.9.

