

JAERI-Tech

2005-058



JP0550524



ITERトカマク複合建家の 振動解析モデル化に関する検討

2005年9月

中倉 健介*・薬研地 彰・莊司 昭朗・荒木 政則
閨谷 譲・田中 栄一*・島 裕昭*

日本原子力研究所
Japan Atomic Energy Research Institute

本レポートは、日本原子力研究所が不定期に公刊している研究報告書です。
入手の問合せは、日本原子力研究所研究情報部研究情報課（〒319-1195 茨城県那珂郡東海村）あて、お申し越しください。なお、このほかに財団法人原子力弘済会資料センター（〒319-1195 茨城県那珂郡東海村日本原子力研究所内）で複写による実費頒布をおこなっております。

This report is issued irregularly.

Inquiries about availability of the reports should be addressed to Research Information Division, Department of Intellectual Resources, Japan Atomic Energy Research Institute, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki-ken, 319-1195, Japan.

© Japan Atomic Energy Research Institute, 2005

編集兼発行 日本原子力研究所

ITER トカマク複合建家の振動解析モデル化に関する検討

日本原子力研究所那珂研究所 I T E R 開発室

中倉 健介*・薬研地 彰**・莊司 昭朗・荒木 政則⁺・閨谷 讓・田中 栄一*・島 裕昭*

(2005年8月11日受理)

国際熱核融合実験炉 (ITER: International Thermonuclear Experimental Reactor) の設計は、工学設計活動 (EDA: Engineering Design Activities) のもとに約9年間進められ、2001年7月に最終設計報告書として取りまとめられた。その後、調整技術活動 (CTA) を経て、現在建設に向けての移行措置活動 (ITA) の位置づけのもとに設計検討が進められている。日本原子力研究所では、トカマク複合建家について、我が国の原子力発電所耐震設計技術指針等に基づき、複数の代表的な解析手法による静的および動的な予備的構造検討を実施した。トカマク複合建家は、原子炉建家と比べて外観上の大いな相違はないが、内部構造上は、トカマク本体近傍の放射線遮蔽壁に多数の大開口 (ポート) が設けられるなど原子炉建家の特性と異なる部分が含まれており、工学設計に引き続き行われるサイト依存設計に向けた詳細検討を行うに当り、これらの解析モデルの特性を把握する必要がある。

本報告では、トカマク複合建家の詳細モデルと離散化モデルによる静的および動的特性を比較・検討し、離散化モデルにおける放射線遮蔽壁およびその周辺床の剛性設定方法の妥当性を明らかにした。

那珂研究所：〒311-0193 茨城県那珂市向山801-1

+ 原研・機構統合準備室

* 業務協力員

* 鹿島建設株式会社

Study for Characteristic of Dynamic Analysis Models for Tokamak
Complex of International Thermonuclear Experimental Reactor
(ITER)

Kensuke NAKAKURA*, Akira YAGENJI*, Teruaki SHOJI, Masanori ARAKI⁺,
Yuzuru NEYATANI, Eiichi TANAKA* and Hiroaki SHIMA*

Department of ITER Project
Naka Fusion Research Establishment
Japan Atomic Energy Research Institute
Naka-shi, Ibaraki-ken

(Received August 11, 2005)

The design of International Thermonuclear Experimental Reactor (ITER) had been done during the period of Engineering Design Activities (EDA) and its final design report was published on July 2001. After that the further design studies have been performed as activities in the CTA and ITA periods. As for Tokamak complex, Japan Atomic Energy Research Institute (JAERI) performed preliminary study for both static and dynamic analyses with a few types of analysis models based on the Technical Guidelines for Aseismic Design of Nuclear Power Plants etc during EDA. In comparison with reactor building for nuclear fission power plant, its outside is not so different from reactor building's one. However, its structural characteristics inside building are apparently different from reactor building's one, because the bio shield of Tokamak complex has a lot of large penetration of ports. Therefore, characteristic of dynamic analysis models for Tokamak complex needs to be evaluated in order to perform the detailed design of Tokamak complex in account for site-dependent conditions.

This report describes results of characteristic evaluation with representative analytical models for Tokamak complex, which are modeled with Finite Element Method and Lumped mass, and it is confirmed that adopted evaluation method of the bio shield wall and floor's stiffnesses around the bio shield wall for Lumped mass model is adequate.

Keywords: ITER, Tokamak Complex, FEM Model, Lumped Mass Model

⁺ Preparations Office for JAERI-JNC Integration

^{*} Cooperative Staff

* KAJIMA Corporation

目次

1.はじめに	1
2.検討概要	1
3.トカマク複合建家の概要	2
4.解析モデル	5
4.1. 耐震型 FEM モデル	5
4.2. 耐震型 Lumped mass モデル	7
4.2.1. 床剛モデル	8
4.2.2. 床ばねモデルおよび修正床ばねモデル	11
4.3. 免震型 FEM モデル	16
4.4. 免震型 Lumped Mass モデル	17
5.静的解析による検討	21
5.1. 検討方法	21
5.2. 荷重の算定および入力	22
5.3. 検討結果	23
6.動的解析による検討	28
6.1. 入力地震動	28
6.2. 検討ケース	34
6.3. 検討結果	35
6.4. 免震装置の予備設計	59
7.まとめ	60
参考文献	61

Contents

1. Introduction	1
2. Background and Objectives	1
3. Outline of Tokamak Complex	2
4. Analysis Models for Tokamak Complex	5
4. 1 Aseismic FEM Model.....	5
4. 2 Aseismic Lumped Mass Model.....	7
4. 2. 1 Rigid Body Floor Model.....	8
4. 2. 2 Shear Spring Floor Model and Modified Shear Spring Floor Model...	11
4. 3 Aseismic FEM Model with Seismic Isolation System.....	16
4. 4 Aseismic Lumped Mass Model with Seismic Isolation System.....	17
5. Static Study	21
5. 1 Analytical Model and Case.....	21
5. 2 Calculation of Input Horizontal Loads.....	22
5. 3 Results.....	23
6. Dynamic Study	28
6. 1 Input Wave.....	28
6. 2 Analytical Case.....	34
6. 3 Results.....	35
6. 4 Preliminary Design of Seismic Isolation System.....	59
7. Summary	60
References.....	61

1. はじめに

国際熱核融合実験炉 (ITER: International Thermonuclear Experimental Reactor) の設計は、ITER の建設を判断するために必要な詳細設計と技術データの取得を目的とする工学設計活動 (EDA: Engineering Design Activities) のもとに約 9 年間進められ、2001 年 7 月に最終設計報告書として取りまとめられた。その後、調整技術活動 (CTA) を経て、現在建設に向けての移行措置活動 (ITA) の位置づけのもとに設計検討が進められている。この中で、ITER 日本国内チーム (Japanese Participant Team) は、その予備的検討として、EDA 最終設計報告書に示された耐震型トカマク複合建家およびそれをもとにした免震型トカマク複合建家概念について、我が国の原子力発電所耐震設計技術指針、ITER 建設に向けての安全確保の基本的な考え方（監修：旧科学技術庁原子炉安全技術顧問会）等に基づき、複数の代表的な解析手法に依る動的検討、静的検討および構造断面検討等を実施した。そこで、当初の動的検討では、建家およびトカマク機器を多質点とした離散化モデルを採用し、建家構造（耐震型標準設計レイアウト、免震型予備検討用レイアウト）、地盤条件（標準設計条件、国内想定サイト条件）、検討用地震動（地盤条件を踏まえた数種類）および振動方向（水平、上下）をパラメータとした一連の動的構造検討を実施した。また、静的検討および構造断面検討では、トカマク機器を除く建家全体に対して 3 次元有限要素を用いた詳細モデルを採用し、静的構造解析および我が国の規準類に基づく構造断面解析等を実施した。ITER の中心建家であるトカマク複合建家は、トカマク本体近傍の放射線遮蔽壁に多数の大開口（ポート）が設けられる等、原子炉建家の特性と異なる部分があり、検討にあたってはモデル化の妥当性を確保しつつ、評価を行う必要がある。本報告は、これらの検討成果を振動解析モデル化の視点を中心にして取り纏めたものである。

2. 検討概要

建家構造物のモデル化に際しては、その解析の目的に応じて種々の方法が考えられる。局部的な挙動に着目して柱、梁、壁、床等の個々の構造部材の細部に至るまでの応答を把握する必要がある場合は、構造部材全てを微少な平面要素や線材に置換する詳細なモデル（例えば、3 次元有限要素モデル）が用いられる。これに対し、構造物全体の大局部的な挙動を把握することを目的とする場合は、各部の重量を床位置に集中させ、耐震要素と見なせる壁などの主要な構造部材を等価な曲げせん断部材に置換するような比較的簡略な離散化モデルが用いられることが多い。前者の詳細なモデルによれば、各部材の局部的な挙動までも考慮することができるという利点がある反面、解析式やモデルの

自由度が複雑となり、計算に要する時間が膨大となる。一方、後者の簡略モデルでは、離散化モデルのため細部の挙動は評価できないが、解析上の取扱いが比較的容易なため、高層建物や原子力発電所建屋等の構造物全体の挙動を実用的に把握する上でよく利用される。

本検討では、EDA 最終設計報告書（以下、標準設計と呼ぶ）に示されたトカマク複合建家に対して上記の詳細なモデルの代表である有限要素モデル（以下、FEM モデルと呼ぶ）と離散化モデルの代表である質点系モデル（以下、Lumped Mass モデルと呼ぶ）を作成し、以下に示す 2 段階の検証に基づき、両解析モデルの剛性評価についての特質を把握する。併せて、静的応力結果を用いた免震装置の概略配置検討を行う。

(1) 静的検討

解析モデルの建家部分の剛性評価の妥当性を検討することを目的として、基礎固定とした耐震型の FEM モデルおよび Lumped Mass モデルに各々静的な水平力を入力し、建家各部における変形量を比較・検証する。

(2) 動的検討

耐震型および免震型の FEM モデルおよび Lumped Mass モデルに対して、標準の地盤条件および入力地震動を用いた地震応答解析を実施し、振動性状および応答性状を比較・検証する。ここで、地盤は標準地盤とされる $V_s=500\text{m/s}$ の条件で評価し、IAEA 波による基礎下端で定義された地震動を用いる。

3. トカマク複合建家の概要

標準設計に示されたトカマク複合建家は、ITER 施設の中核となる大型建家であり、約 80m × 約 90m、地上約 57m、地下 16.6m の鉄筋コンクリート造（一部、鉄骨鉄筋コンクリート造、鉄骨造）、重量約 35 万 t である。建家内には、トカマク本体機器の他に、プラズマ加熱装置、超伝導給電機器設備、真空容器および真空容器内機器冷却設備、トリチウム設備、燃料供給・排気設備、計測機器等の主要な諸設備が設置され、トカマクの組み立てや維持管理作業を支援する機能を有すると共に、プラズマ燃焼に伴い発生する放射線の遮蔽機能や放射性物質の閉じ込め機能を有している。平面的に概観すると、大別して建家の東側にトリチウム燃料の供給、精製、分離等の機能を有するトリチウム区画が配置され、建家の中央および西側にプラズマ燃焼に伴い発生する放射線の遮蔽機能や放射性物質の閉じ込め機能、トカマクの組み立てや維持管理作業を支援する機能を有するトカマク区画が配置されており、これら 2 区画を統合した複合構造となっている。トカマク区画では、トカマク本体機器が設置されるトカマクピットと呼ぶ建家中央部の円筒形の領域（直径約 30m、深さ約 31m）の周囲に厚さ 2.0m の鉄筋コンクリート製の放射線遮蔽壁を設け、真空容器および真空容器内機器冷却設備等が設置されるトカマクギ

ヤラリーと呼ぶその他の領域とを区分している。断面的に概観すると、クレーンホールと呼ぶトカマクピットおよびトカマクギャラリー上部の領域に、トカマクの組み立て等に用いる天井クレーン（750t×2機）が設置されている。図3.1に標準設計におけるトカマク複合建家の平面図を示し、図3.2にその断面図を示す。

一方、建家を構造的に概観すると、十分な厚さの基礎版、耐震壁、床スラブ、放射線遮蔽壁等で構成されており、一見、商業用原子炉建家と同様である。しかし、トカマクピット回りの放射線遮蔽壁については、原子炉建家と異なり多数の大開口（ポート）が設けられるため、壁というよりもむしろ柱に近い性状を示すことが予想される。従って、離散化モデルを用いた解析モデルを作成する場合には、同壁および同壁周辺の床スラブの剛性評価等に留意する必要があり、その妥当性について事前に評価する必要がある。

標準設計では、耐震設計上は、IAEAのガイドラインに基づくSL-2地震（地表での最大加速度0.2G：Gは重力加速度）を想定した設計がなされている。一方、我が国にITERを建設する場合、これを上回る地震を考慮する必要があることから、トカマク複合建家については建家水平免震を採用して地震力を低減し、機器の標準設計に影響を及さない設計を行う。我が国におけるITERの耐震・免震設計の基準については、専門家による審議・検討を経て基準案[1]が取り纏められている。

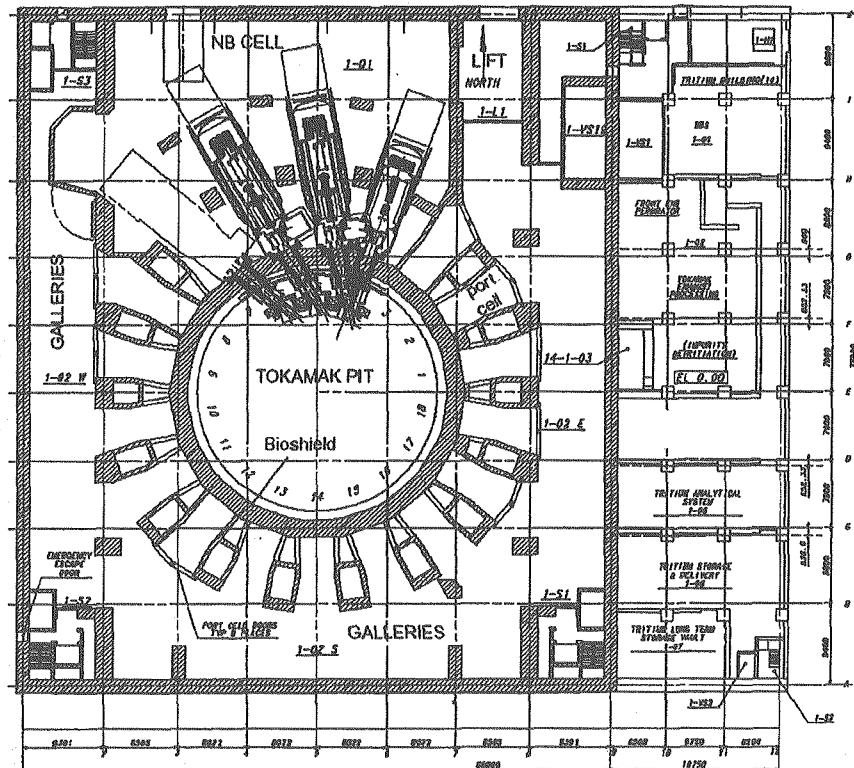


図 3.1 標準設計におけるトカマク複合建家平面図 (Equatorial level)

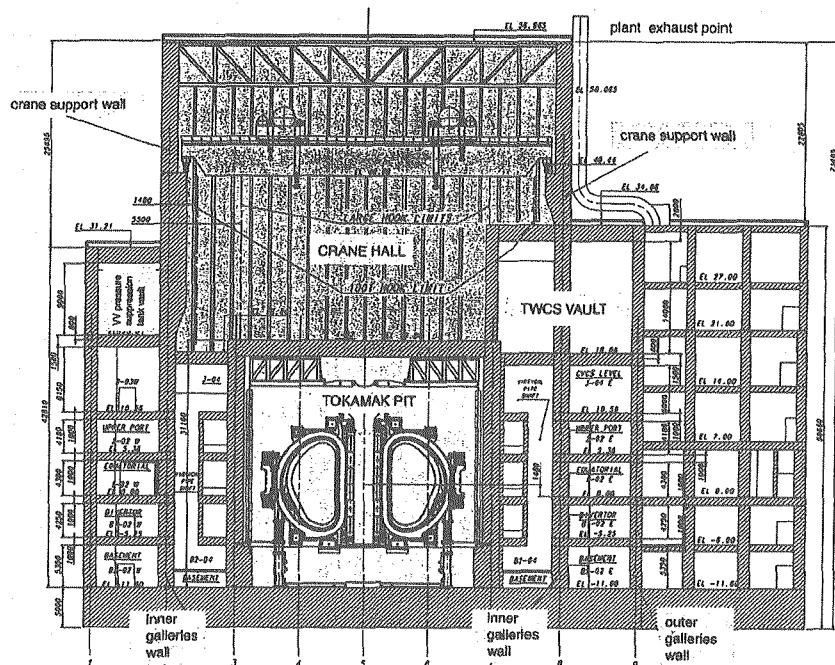


図 3.2 標準設計におけるトカマク複合建家断面図 (EW 断面)

4. 解析モデル

本章では、5章および6章の解析で用いる解析モデルについて述べる。耐震型建家および免震型建家について以下に示す7タイプの解析モデルを用いる。

	建家形式	モデル化手法	モデル支持ばね		
1	耐震型	FEM	地盤ばね	4. 1 項	
2			床剛	地盤ばね	4. 2. 1 項
3		Lumped Mass	床ばね	地盤ばね	4. 2. 2 項
4			修正床ばね	地盤ばね	4. 2. 2 項
5	免震型	FEM	等価線形免震要素ばね	4. 3 項	
6		Lumped Mass	非線形(バーリニア型)免震要素ばね	4. 4 項	
7			修正床ばね	等価線形免震要素ばね	4. 4 項

4.1. 耐震型 FEM モデル

解析モデルは、静的構造解析用に別途作成されたトカマク複合建家全体の3次元FEMモデルを基にして作成する。

基となる3次元FEMモデルは、床と壁をシェル要素、柱とはりをバー要素、地盤剛性をバネ要素でモデル化しており、シェル要素は基本的に各床や壁の厚さの中心位置に配置し、バー要素は取合う壁の芯からのオフセット距離を無視している。

ここでは、他のモデルと比較する上での整合を図るため、このモデルに対して以下の3つの変更を行う。なお、建家の埋め込み効果は考慮しない。

(1) クレーン階より上部の重量

基となるFEMモデルでは、クレーン階 (EL+40.44m) の重量を屋根面 (EL+53.865m) に集約していたが、これを屋根面およびクレーン階に配分する。

(2) クレーン階より上部の柱剛性

基となるFEMモデルでは、クレーン階上部の柱がバー要素でモデル化しており、取合う壁の芯からのオフセット距離は無視しているが、クレーン柱の断面の大きさを勘案し、より実状に近づける様に、柱のバー要素については、壁面からのオフセットを考慮する。

上記により各階レベルは、最下階も含めて本来の床レベルより概ね-0.5m位置（屋根面は-2.835m位置）に設定している。

(3) 地盤ばねの算定法

基となるFEMモデルでは、地盤ばね剛性を半無限弾性地盤上の円形基礎に対する式

により算定しているが、これを3次元波動論に基づく動的複素剛性から求めた水平ばね(K_g)および回転ばね(K_θ)を用いるように変更する。地盤ばね定数については下式により単位面積当たりの鉛直および水平地盤係数(k_v, k_h)に置換し、基礎版上の各節点の負担断面積に乗じて算定し、境界条件として解析モデルに追加する。

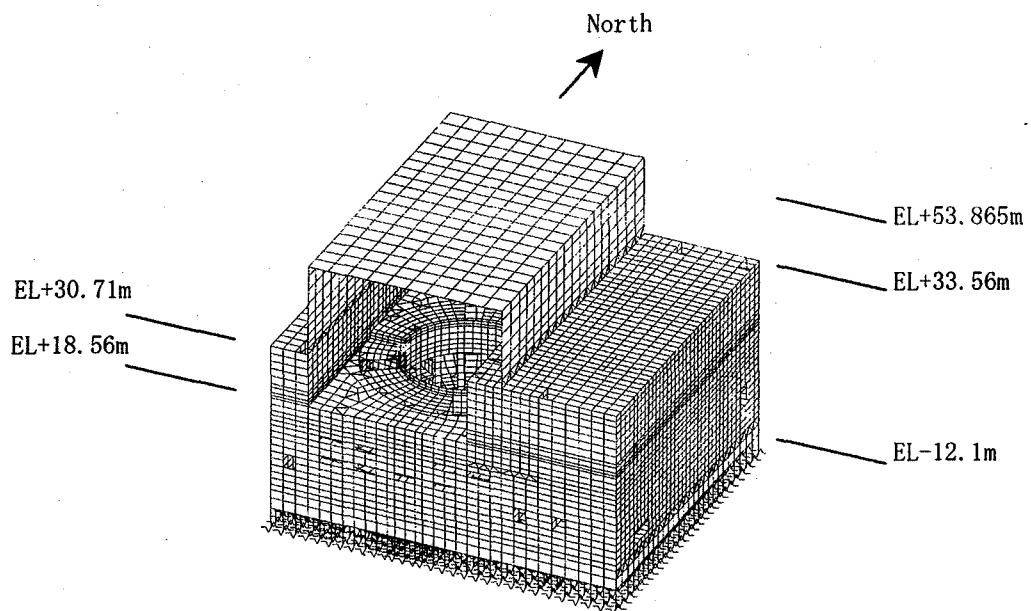
$$k_h = K_g/A, \quad k_v = K_\theta/J$$

ここに、A:基礎版の底面積

J:基礎版底面における断面2次モーメント

要素分割は、1スパンあるいは階高に対して3分割以上になるように設定し、全節点数は19368、全要素数は25687である。

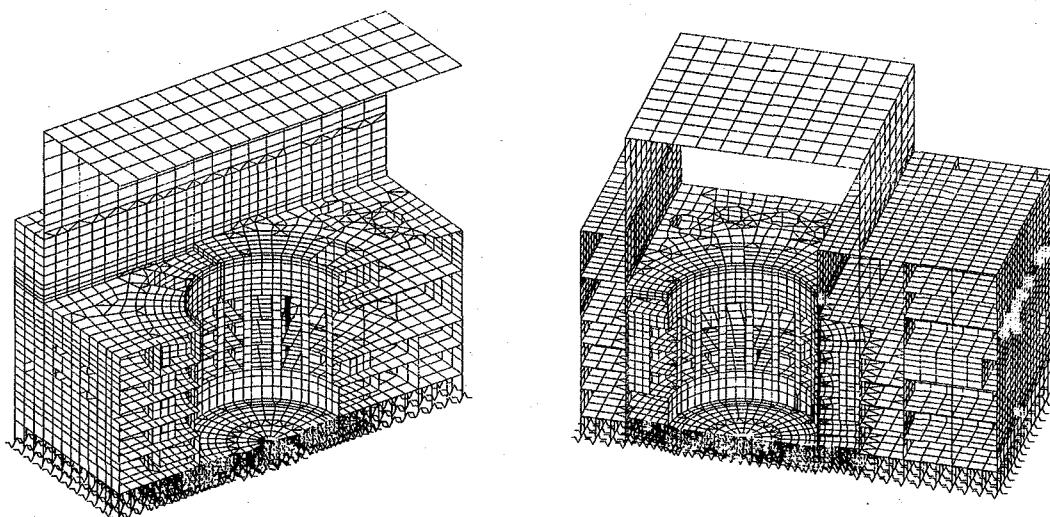
図4.1に、FEMモデルの概要図を示す。



※境界条件には地盤ばねを考慮：耐震型モデル

※境界条件には免震ばねを考慮：免震型モデル

(a) 全体



(b) NS 方向断面

(c) EW 方向断面

図 4.1 FEM モデル概要図

4.2. 耐震型 Lumped mass モデル

耐震型 Lumped mass モデルとしては、トカマク複合建家全体を 3 本の串団子が連結された形状の多軸のばね- 質点系モデルとし、地盤を等価なばねに置換した、建家- 地盤連成モデルを基本とする。建家上部の屋根部分については、剛性が他の階より極端に小

さいため、以下に示すモデルにおいて共通に床ばねとして評価した。

図 4.2 に、Lumped mass モデル (NS 方向) の概要図を示す。図中、T1～T11 は建家レイアウト上の通り線を表し、本文中、1 通りー11 通りと呼ぶ。

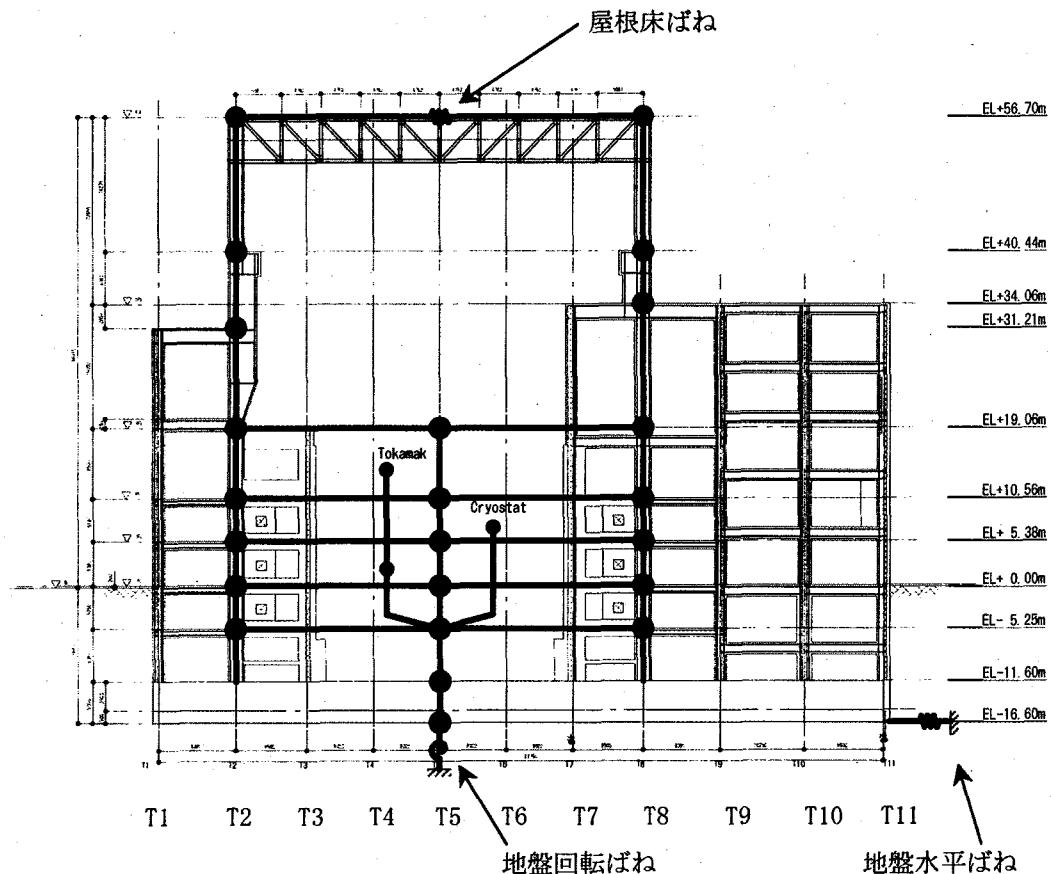


図 4.2 耐震型 Lumped Mass モデル概要図 (NS 方向)

基礎版底面下の地盤は、波動論に基づく動的複素剛性から、等価な水平ばねおよび回転ばねとして評価する。

4.2.1. 床剛モデル

建家の下部は、床に部分的に開口があるものの各耐震要素は厚さ 100cm の RC スラブや大梁で繋がっており、床の面内剛性としては十分剛と判断されるため、ここでは、3 本の串団子状モデルが、剛な要素で連結されたモデル（以下、床剛モデルと呼ぶ）を作成する。

床剛モデルは、以下に示す (1) および (2) の方針に従い作成する。

(1) 建家のモデル化

建家のモデルは以下の方針にて作成した。図4.3および図4.4にモデル諸元を示す。

- a. 建家各部の構造的特徴を適切に反映して、複数の曲げ・せん断棒要素による多質点系モデルとする。
- b. 建家の剛性は耐震壁の剛性を中心に算定し、フレーム部分のみとなるところおよび屋根トラスについては適切にその剛性を評価する。
- c. 質量は、各階床位置に集中しているものとし、上下の階高のそれぞれ1/2部分を当該質量として算入する。
- d. 機器荷重、配管荷重、積載荷重等の荷重条件は、ITER国際共同設計チーム (International Team) からの提示条件に基づく。
- e. トカマク機器のモデルは、ITER国際共同設計チームからの提示条件に基づく。なお、床ばねモデルおよび修正床ばねモデルについては、FEMモデルとの整合をとり、これらをモデル化に含めない。
- f. 回転慣性は、基礎版下端に集約させる。
- g. 床スラブは、振動方向の構造特性に応じて、屋根スラブを除き、剛床として評価する。
- h. 建家の減衰定数は、鉄筋コンクリート部分および鉄骨部分(屋根トラス)共に3%、とする。また、トカマク機器については1%とする。
- i. 解析に用いる建家物性値は、鉄骨部分についても、コンクリート換算した値とする。

$$\text{ヤング係数 : } E_c = 260 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{せん断弾性係数 : } G_c = 110 \text{ t/cm}^2$$

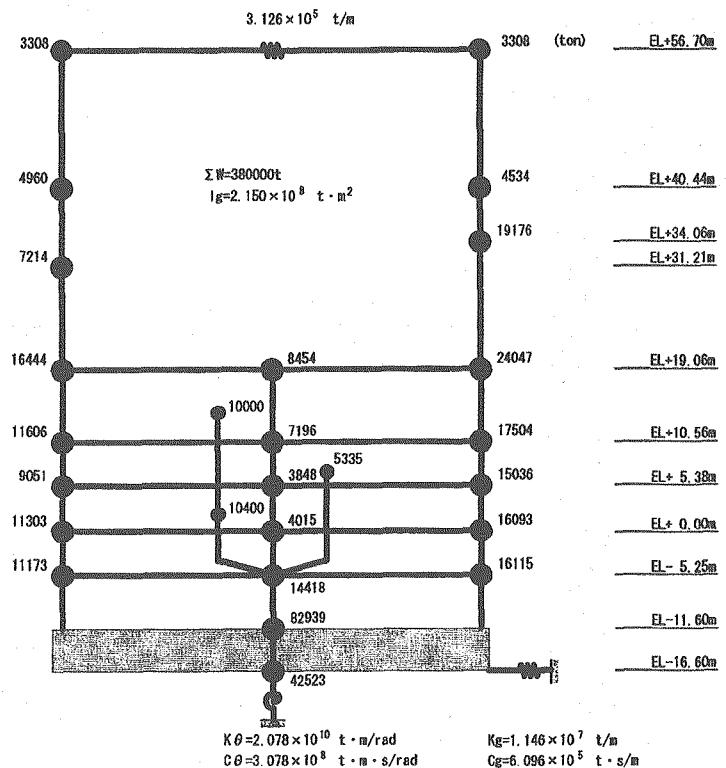


図 4.3 床剛モデル諸元（重量およびばね）

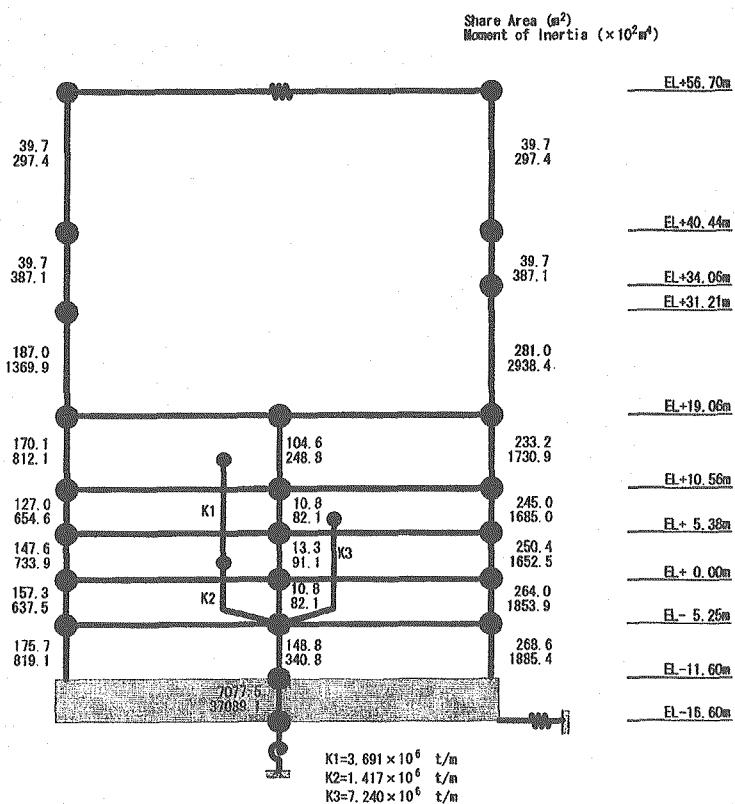
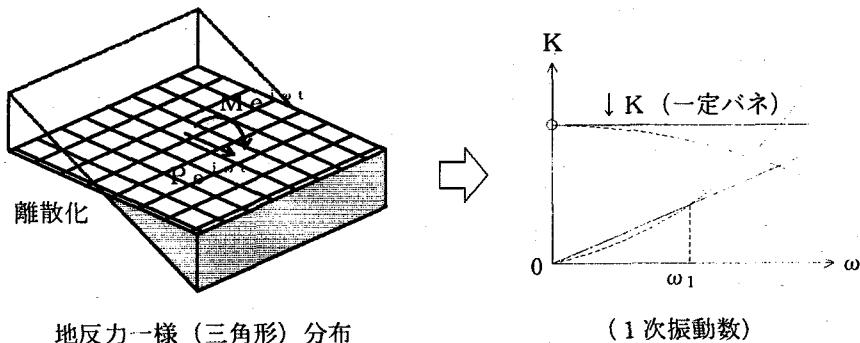


図 4.4 床剛モデル諸元（壁剛性）

(2) 地盤のモデル化

基礎版底面下の地盤は、3次元波動論に基づく動的複素剛性から、等価な水平ばね(K_x)および回転ばね(K_θ)に置換して評価する。なお、基礎版の寸法は、79.3m(NS) × 89.25m(EW) × 5.0m(厚さ)として評価する。



3次元波動論に基づく動的複素剛性は、以下の条件に従って算定する。

① 地盤物性

$V_s = 500 \text{ m/sec.}$, $\gamma = 0.4$, $\rho = 2.0 \text{ t/m}^3$ (標準設計條件)

② 離散化

21×21 の矩形メッシュ

③ 応力分布および代表変位

	応力分布	代表変位
水 平	一様分布	平均変位
回 転	三角形分布	エネルギー平均変位

表 4.1 地盤ばねの剛性および減衰係数 (NS 方向)

	剛性	減衰係数
1次振動数 : f1 (Hz)		2.17
水平ばね	1.146×10^7 t/m	6.096×10^5 ts/m
回転ばね	2.078×10^{10} tm/rad	3.078×10^8 tms/rad

4.2.2. 床ばねモデルおよび修正床ばねモデル

床剛モデルに対して、より実情に近づけるために、EL+19.06m 以下の各床の剛性を床ばねとして評価し、3本の串団子状モデルが床ばねで繋がれたモデル（以下、床ばねモデル又は修正床ばねモデルと呼ぶ）を作成する。建家のモデル化および、地盤のモデル化は床剛モデルと同じとする。

床ばねモデルの作成にあたっては、床剛モデルと同様な重量算定区分、床ばね算定区分に従い設定し、床ばねを評価したモデル（以下、床ばねモデルと呼ぶ）と、床剛モデルとは異なる重量算定区分、床ばね算定区分を設定すると共に、より実情に近づけるために放射線遮蔽壁部分の剛性評価に多数の大開口（ポート）したモデル（以下、修正床

ばねモデルと呼ぶ)を作成する。床ばねの評価方法の概要を以下に示す。

(1) 重量算定区分の設定

解析モデルの質点重量は、図4.5に示す平面区画に従い、各区画が支配する重量を評価(区画の図芯位置に重量を集中)する。基本的にW1-W3の3つのゾーン(屋根部は2つ)に分割したモデルとなっている。なお、修正床ばねモデルでは、放射線遮蔽壁部分の区分を(b)図のように変更し、地震方向の延長範囲も含む様に設定している。

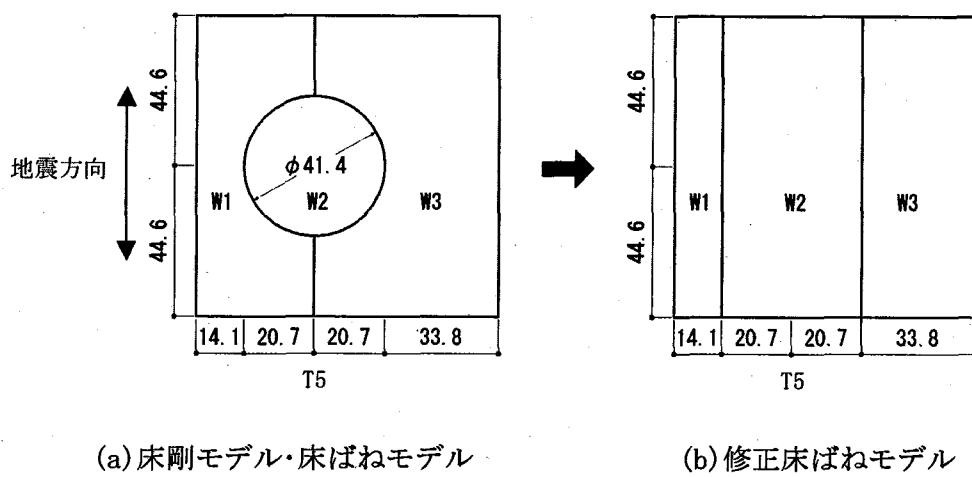


図4.5 モデル化における重量算定区分(NS方向)

(2) 床ばね算定区分の設定

床ばねモデルの床剛性については、図4.6(a)に示す各質点図心間のゾーン区分に従い、床のせん断剛性を等価なせん断ばねに置換し、各ゾーンのせん断ばねを加算して評価した上で、各床の開口率により低減させた値を採用する。

また、修正床ばねモデルでは、図4.2における2通りー3通り間(T2ーT3間)の床および7通りー9通り間(T7ーT9間)の床のせん断剛性を評価する(図4.6(b)参照)。

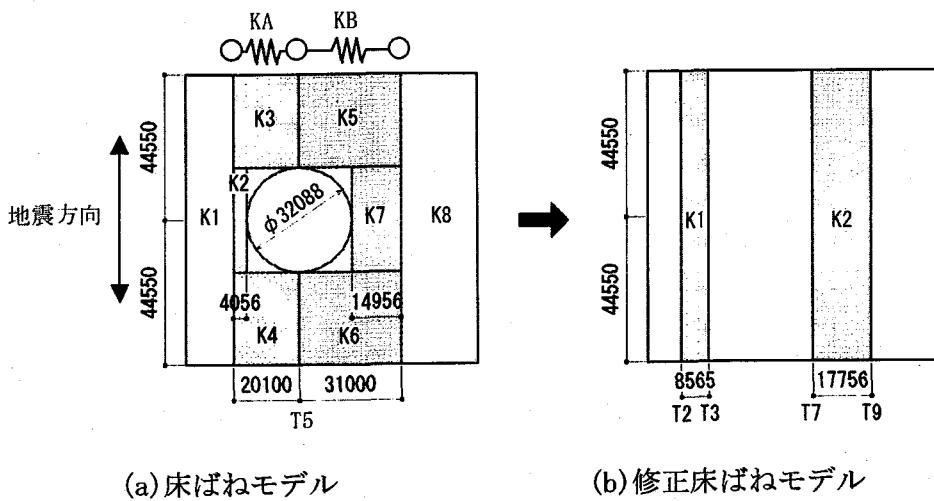


図 4.6 モデル化における床ばね算定区分 (NS 方向)

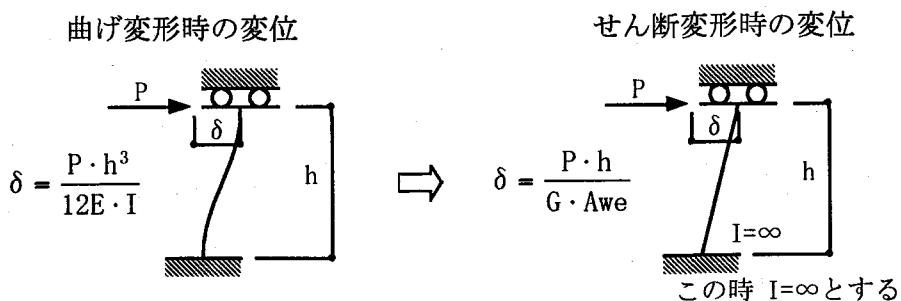
(3) 放射線遮蔽壁部分の算定

a. 剛性の集約方法

修正床ばねモデルでは、上記の区分設定に伴い、7通り（図4.2におけるT7）壁のせん断剛性を放射線遮蔽壁部分の曲げせん断棒の剛性として評価する様に集約方法を変更した。これに伴い、T7の5階部分（EL+34.06m）に相当する新たな質点を設けた。

b. 剛性評価方法

修正床ばねモデルでは、下図に示すように、開口により分断された壁の曲げ剛性を評価し、これと等価なせん断面積で評価することでより実情に近づけるように同部分のせん断剛性を設定した。柱の曲げ剛性 $E \cdot I$ と等価なせん断剛性 $G \cdot A_{we}$ は、下式により算定した。



ここで、上記の変位が等しいとした場合の等価なせん断面積は以下となる。

$$\frac{P \cdot h^3}{12E \cdot I} = \frac{P \cdot h}{G \cdot A_{we}} \quad \Leftrightarrow \quad A_{we} = \frac{12E \cdot I}{G \cdot h^2}$$

コンクリートのせん断弾塑性係数 $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E}{2(1+1/6)} = \frac{3}{7}E$ を代入し、

$$A_{we} = \frac{28I}{h^2}$$

なお、放射線遮蔽壁の中央部分（1F, EL±0.0m～EL+5.68m）については、上下階の拘束剛性が小さいと判断されるため、上記の剛性をさらに4分の1倍に設定する。

図4.7および図4.8に床ばねモデルの諸元を示し、図4.9および図4.10に修正床ばねモデルの諸元を示す。

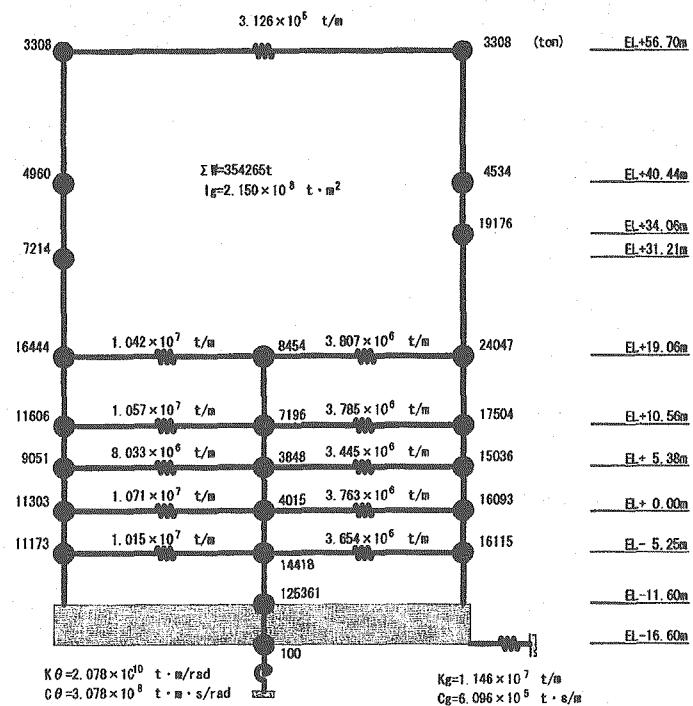


図4.7 床ばねモデル諸元（重量およびばね）

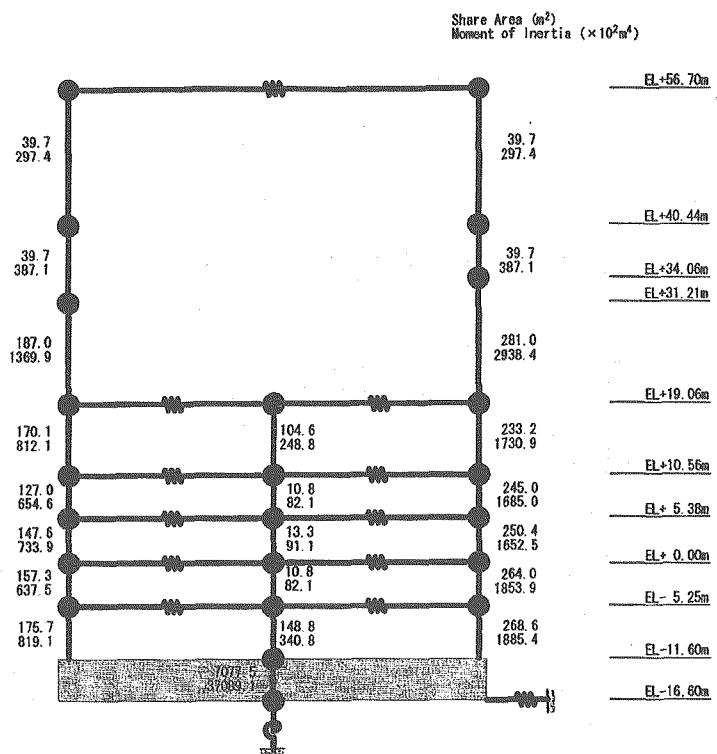


図 4.8 床ばねモデル諸元（壁剛性）

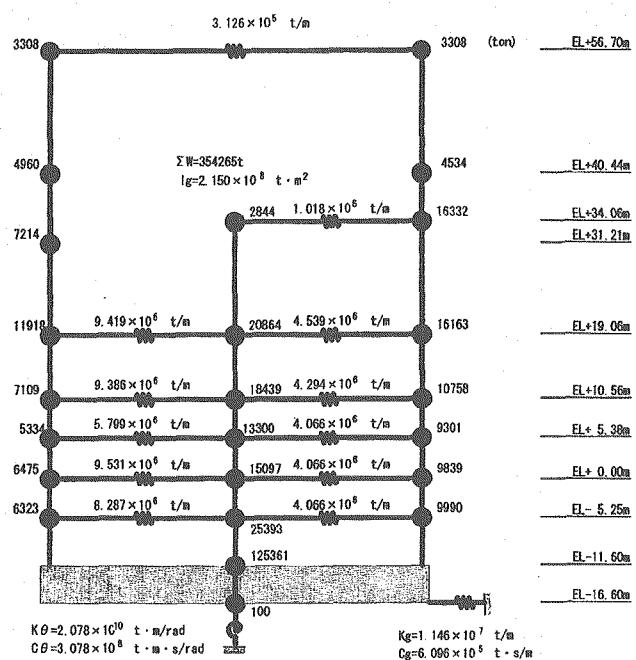


図 4.9 修正床ばねモデル諸元（重量およびばね）

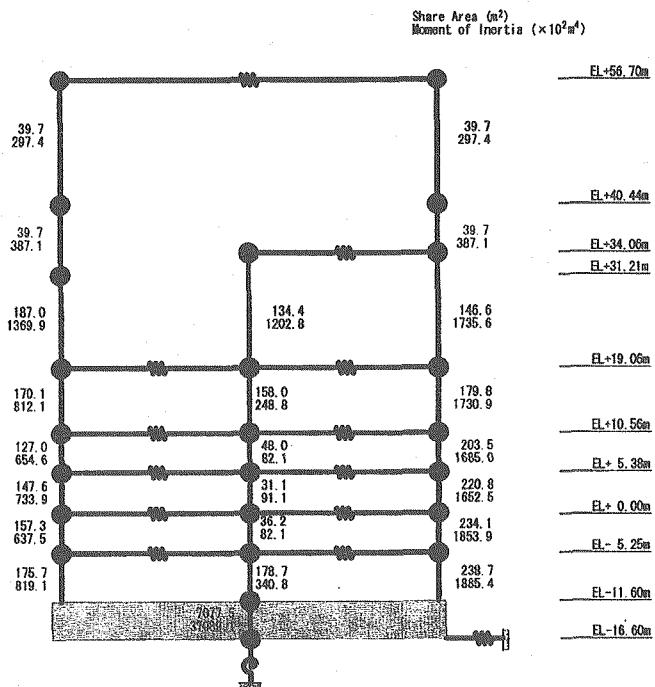


図 4.10 修正床ばねモデル諸元（壁剛性）

4.3. 免震型 FEM モデル

免震型 FEM モデルは、4.1 項にて作成した耐震型 FEM モデル（図 4.1 参照）を基にして作成する。耐震型 FEM モデルからの変更箇所は、建家基礎版下の境界条件として、地盤ばねではなく、免震層の特性を評価した免震ばねにすることである。なお、建家の埋め込み効果については考慮しない。免震層の物性については、以下の(1)および(2)の方針に従い線形なスカラーばね要素として設定する。

(1) 免震層の水平剛性および減衰定数

免震層の水平剛性および減衰定数は、下記①～④の免震層の特性をモデル化した免震型 Lumped Mass モデル（4.4 項参照）を用いた地震応答解析の最大応答せん断力と最大応答変位結果に基づき、非線形（バイリニア型）免震層と等価な線形の水平剛性および減衰定数として算定する。また、各節点にとりつく水平ばね値は、求めた免震層の等価水平剛性を負担する軸力比に従い設定する。

- ① 水平 2 次固有周期 約 3 秒
- ② 第 1 剛性は第 2 剛性の 16 倍（周期で 1/4）
- ③ 降伏震度 0.08
- ④ 減衰定数 2%

図 4.11 および図 4.12 に免震層の等価剛性(K_e)および等価減衰係数(h_e)の設定方法を

示す。

(2) 免震層の上下剛性

免震層の上下剛性は、建家全体の上下振動数が 14.5Hz となる剛性を評価する。なお、各節点にとりつく上下ばね値は、その節点が負担する軸力に従い設定する。

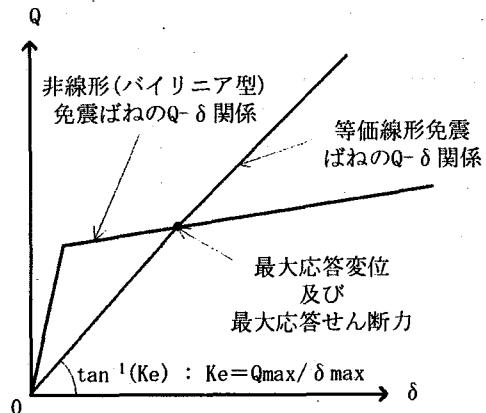


図 4.11 免震層の等価剛性(K_e)の設定方法

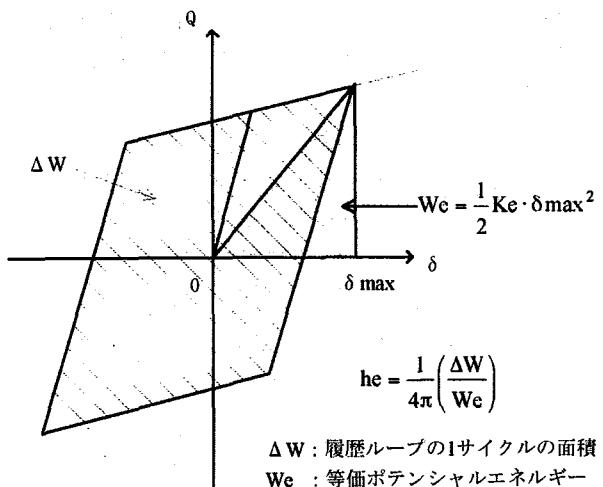


図 4.12 免震層の等価減衰係数(h_e)の設定方法

4.4. 免震型 Lumped Mass モデル

免震型 Lumped Mass モデルは、4.2 項の修正床ばねモデルに対して、地盤ばねを免震層の特性を評価した免震ばねに置換したモデルとする。図 4.13 に解析モデルの概要図を示す。

免震層のモデル化は、バイリニア型の免震特性を有するモデル（以下、非線形免震ばねモデルと呼ぶ）と、FEM モデルとの対応を図るために、このバイリニア型免震ばねと等価な剛性(K_e)、減衰係数(h_e)および減衰定数(c_e)に置換した線形ばねモデル（以下、

等価線形免震ばねモデルと呼ぶ) の2種類を作成する。図4.14に評価する免震層の特性を示し、図4.15に等価免震ばねの算定結果を示す。図4.16～図4.19に各解析モデルに対する諸元を示す。ここで、免震建家の上部基礎版の寸法は、79.3m(NS)×89.25m(EW)×4.0m(厚さ)であり、下部基礎版の寸法は、免震ギャップおよび擁壁を想定して、89.3m×99.25m×4.0mと設定する。図中、T1～T11はレイアウト上の通り線を表し、本文中、1通り～11通りと呼ぶ。

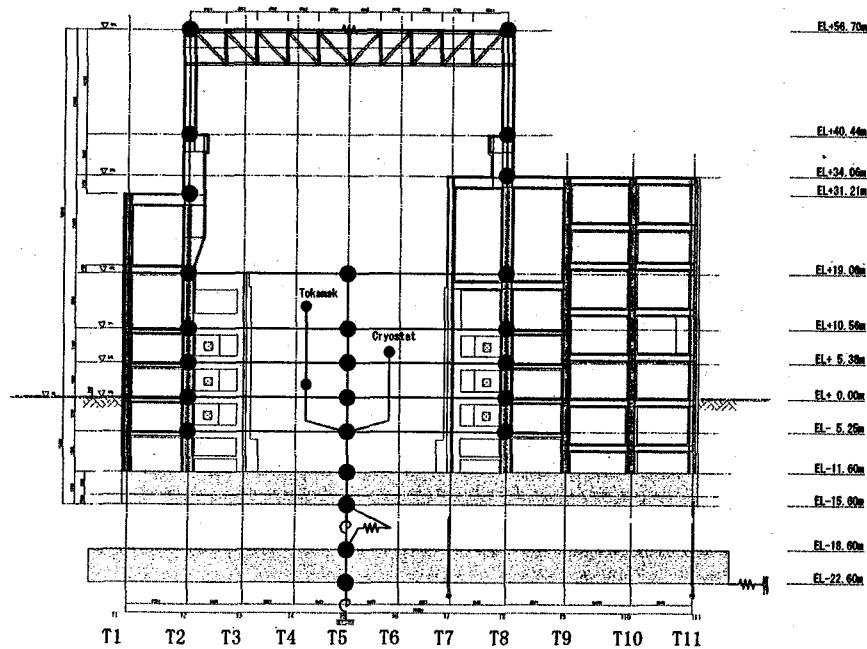


図4.13 免震型 Lumped Mass モデル概要図 (NS 方向)

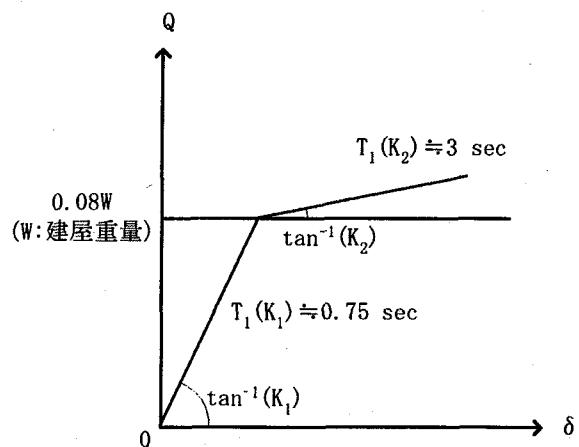
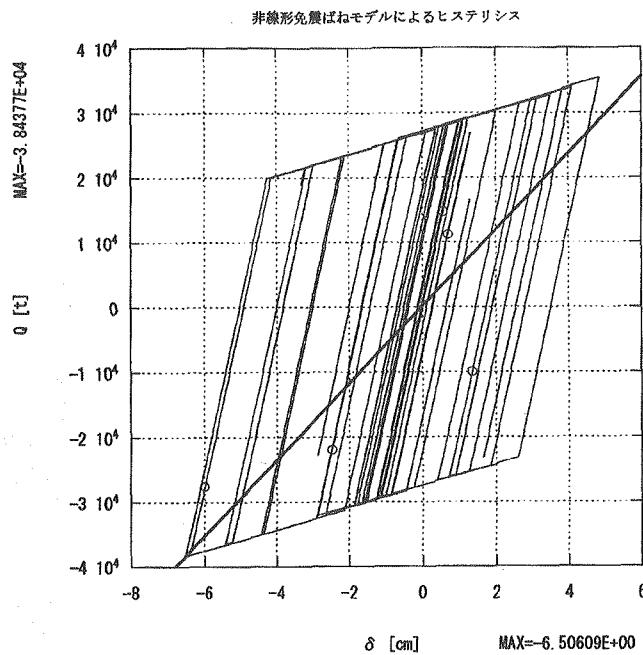


図4.14 バイリニア型免震層の特性 (非線形免震ばねモデル)



$$K_e = Q_{max} / \delta_{max} = 5.908 \times 10^5 \text{ t/m}$$

$$h_e = \Delta W / (4\pi \cdot W_e) = 0.325$$

$$c_e = 2K_e \cdot h_e / \omega_1 = 9.31396 \times 10^4 \text{ t \cdot s/m}$$

図 4.15 等価な免震ばねの算定結果（等価線形免震ばねモデル）

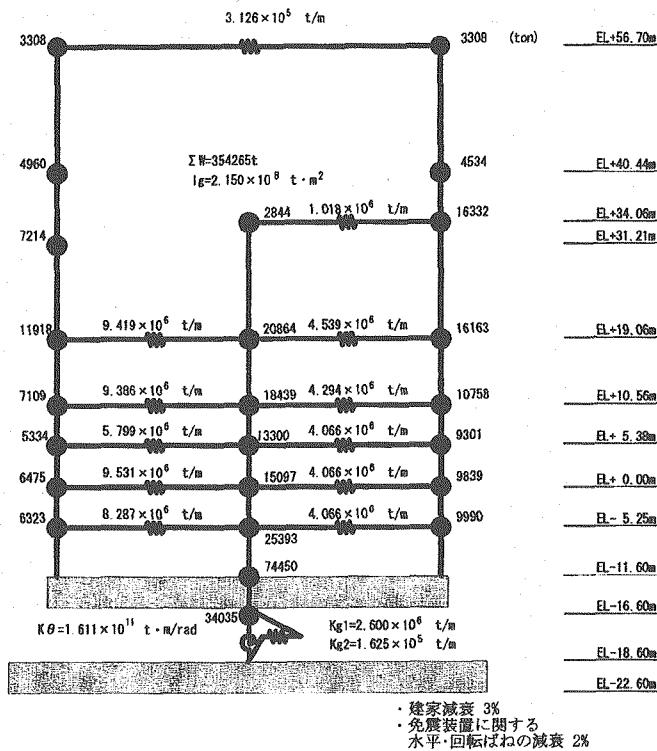


図 4.16 非線形免震ばねモデル諸元（重量および床ばね）

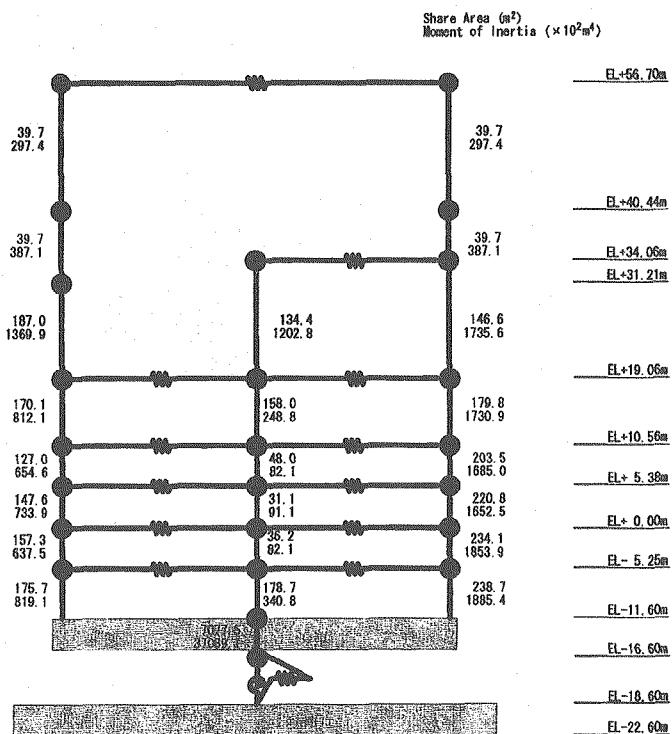


図 4.17 非線形免震ばねモデル諸元（壁剛性）

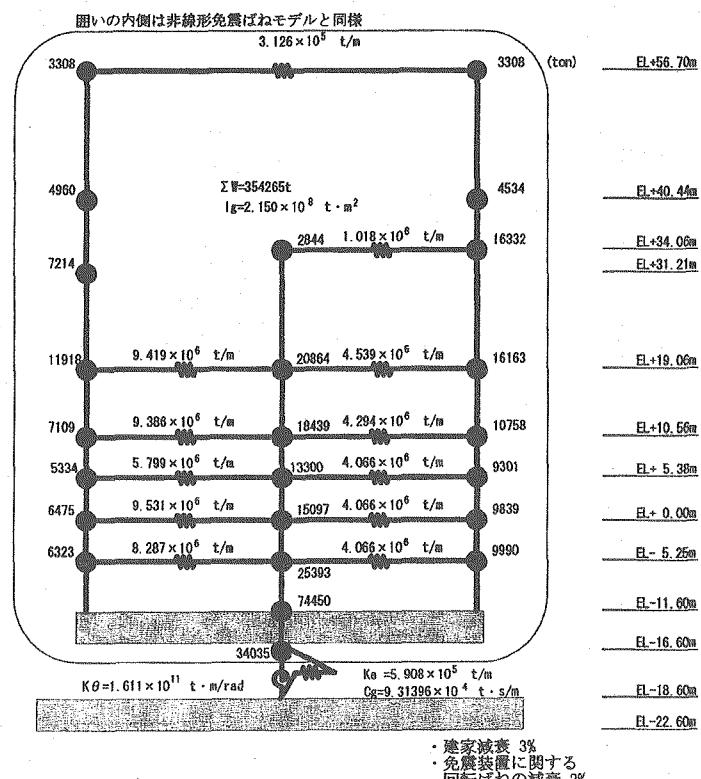


図 4.18 等価線形免震ばねモデル諸元（重量および床ばね）

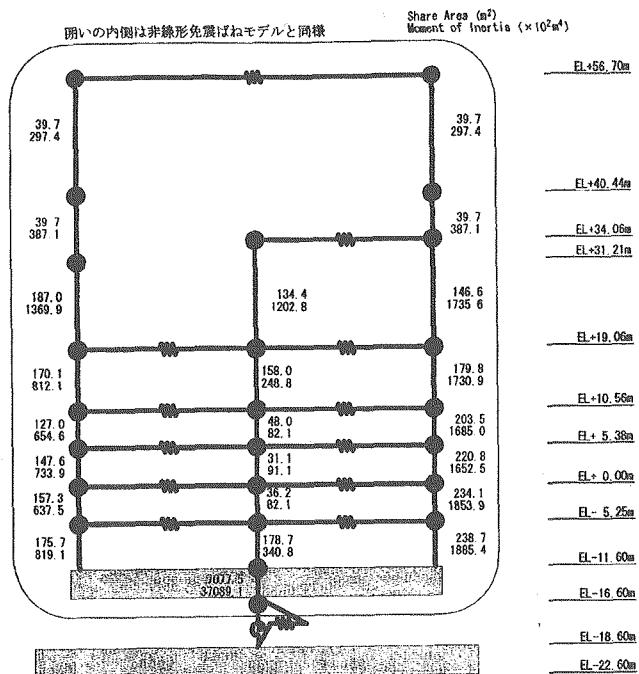


図 4.19 等価線形免震ばねモデル諸元（壁剛性）

5. 静的解析による検討

本章では、4 章にて作成した各耐震型解析モデルに対する静的解析を行い、建家各部の変形結果を比較することにより、解析モデルの剛性評価の妥当性を検証する。5.1 項で検討モデル、5.2 項で検討ケース、5.3 項で検討用の水平荷重を示し、5.4 項で検討結果を示す。

5.1. 検討方法

静的解析による検討には、下記表の 1~3 の耐震型モデルを用いる。免震型モデルについては建家部分が耐震型モデルと同様なため静的解析は実施しない。

	建家形式	モデル化手法	モデル支持ばね	
①	耐震型	FEM	地盤ばね	4.1 項
②		床剛	地盤ばね	4.2.1 項
③		床ばね	地盤ばね	4.2.2 項
4		修正床ばね	地盤ばね	4.2.2 項
5	免震型	FEM	等価線形免震要素ばね	4.3 項
6		Lumped Mass	非線形(バイニア型)免震要素ばね	4.4 項
7			等価線形免震要素ばね	4.4 項

本検討は、建家部分の剛性評価の妥当性を検証することを主眼としているため、建家部分のみ解析を行い、機器は扱わない。また、境界条件である基礎版下は固定とし、加

力は、NS方向に静的水平荷重を与える。図5.1にFEMモデルを示し、図5.2にLumped Massモデルを示す。同図中、P.C.はプラント中央（トカマク区画中央部）を示し、P.W.側はプラント西側（トカマク区画西側）、P.E.側はプラント東側（トカマク区画東側およびトリチウム区画）を示す。

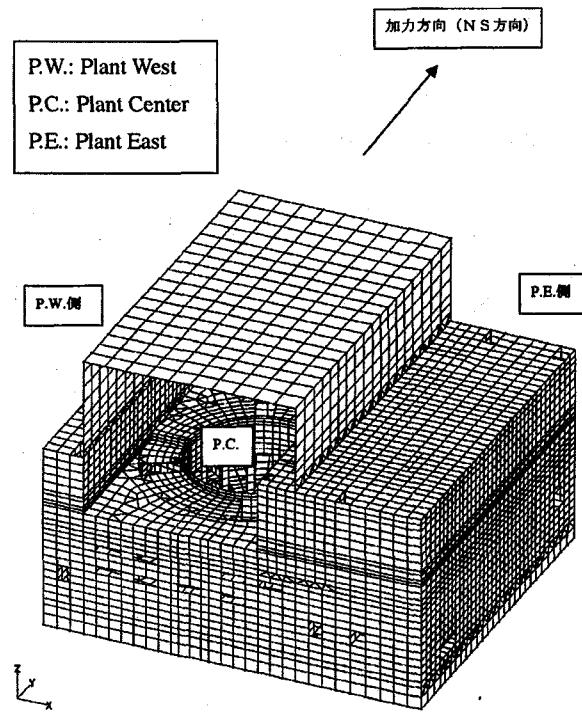


図5.1 静的検討用耐震型FEMモデル（加力方向はNS方向）

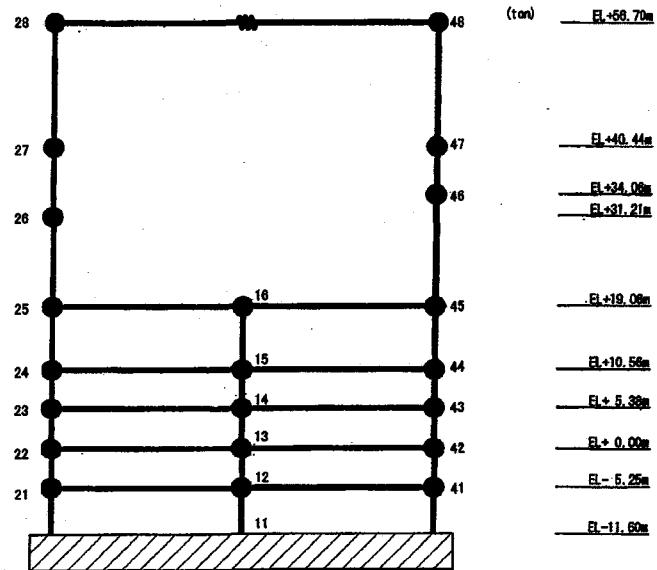


図5.2 静的検討用Lumped Mass床ばね・床剛モデル(NS方向)

5.2. 荷重の算定および入力

静的水平荷重は、耐震設計審査指針等に従い、建家の重要度に応じた層せん断力係数

に当該層以上の重量を乗じた以下の式にて算定する。層せん断力係数の分布係数 (A_i) は、Lumped Mass モデルに対する値をモーダル法により算定する。なお、ひとつの層に複数の節点が存在する場合は、各節点の重量比に従い水平荷重を負担させる。表 5.1 に静的水平荷重水平荷重一覧を示す。

$$Q_i = n \cdot Z \cdot C_i \cdot \Sigma w_i = 3.0 \cdot C_i \cdot \Sigma w_i$$

$$C_i = R_i \cdot A_i \cdot C_0 = 0.16 \cdot A_i$$

ここで、 Q_i : 層せん断力

n : 重要度に応じた係数 (=3.0)

Z : 地震地域係数 (=1.0)

C_i : 層せん断力係数

Σw_i : 当該部分が支える重量

R_i : 振動特性係数 (=0.8)

A_i : 層せん断力係数の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数 (=0.2)

表 5.1 静的水平荷重一覧

レベル EL. (m)	階	重量 Wi(tf)	累積重量 Σw_i (tf)	Ai	3.0Ci	層せん断力 Qi(tf)	水平力 Pi(tf)
56.70	RF	6,616	6,616	3.511	1.685	11,149	11,149
40.44	CRF	9,494	16,110	2.709	1.300	20,947	9,798
34.06	5F	19,176	35,286	2.118	1.017	35,874	14,926
31.21	5F	7,214	42,500	2.047	0.982	41,750	5,876
19.06	4F	48,945	91,445	1.614	0.775	70,835	29,085
10.56	3F	36,306	127,751	1.428	0.686	87,583	16,748
5.38	2F	27,935	155,686	1.303	0.625	97,342	9,759
0.00	1F	31,411	187,097	1.169	0.561	104,960	7,618
-5.25	B1F	41,706	228,803	1.000	0.480	109,825	4,866

5.3. 検討結果

表 5.2 に建家各部位の NS 方向水平変位の比較一覧を示す。ここで、FEM モデルの変位比較位置は、図 5.3 に示す加力方向に配置された耐震壁位置で、かつ、平面上の中心に位置する点とする。なお、変位評価点を複数設定している箇所については、それらの平均値とする。また、同表中、FEM モデルと Lumped Mass モデルで変位評価高さ (Z) が異なるのは、FEM モデルのシェル要素（基本的に各床中心位置）および Lumped Mass モデルの質点（各床位置）の設定位置が異なるためである。また、図 5.4 に解析モデル代表点（同じ高さに存在する数多くの節点から工学的な判断に依り、代表的に評価点を選定している）における変位状況を示し、図 5.5～図 5.7 に表 5.2 に基づく建家各部(P.E.、P.C.、P.W) 每の変位比較位置での結果を示す。これらの結果より以下の知見が得られた。

- (1) 建家の全体的な変位： Lumped Mass モデルの建家各部の変位は、FEM モデルの該当部位の代表点変位幅の平均的な領域の値を示しているおり、建家全体の平均的な変形特性を概ね模擬できていることがわかる（図 5.4）。なお、同図中、FEM の結果として屋根部（EL+53.865m）で 2.0～2.8cm 変位が生じているが、これは、屋根中央部分の代表点における結果であり、Lumped Mass モデルでは対応する質点を設けていない。
- (2) 建家 P. E. 部変位：全体的に FEM 結果とほとんど同じであり、床ばね、床剛モデル共、剛性評価は概ね妥当と判断される（図 5.5）。
- (3) 建家 P. C. 部変位：EL0.0m～EL+19.06m で FEM 結果よりも 20～30%程度小さくなっている（図 5.6）。これは、床剛、床ばねモデルにおけるピット回りの放射線遮蔽壁の剛性評価が原因と考えられる。このため、次章では、曲げ変形を考慮した剛性評価（4.2.2 項の修正床ばねモデル）を行うことで改善を図った。
- (4) 建家 P. W. 部変位：EL0.0m～EL+31.21m で FEM 結果よりも 10～20%程度小さくなっている。また、屋根部（EL+56.7m）では、FEM 結果よりも 10～15%程度大きくなっている（図 5.7）。これは、P. C. 部の変形の影響と考えられる。なお、P. W. 部については、剛性を評価する領域が広いためその影響が小さくなったものと考える。
- (5) 全体的に、床剛モデルよりも床ばねモデルの方が FEM モデルの結果に近づく傾向となっている。

以上の結果、Lumped Mass モデルの建家各部の変位は、FEM モデルの平均的な値に近いものとなっており、建家の全体的な変形特性としては、概ね模擬できており、剛性評価についても概ね妥当であることがわかった。

ただし、トカマクピット回りの放射線遮蔽壁については、多数の開口により壁が分断されることから、適切な剛性評価が必要である。

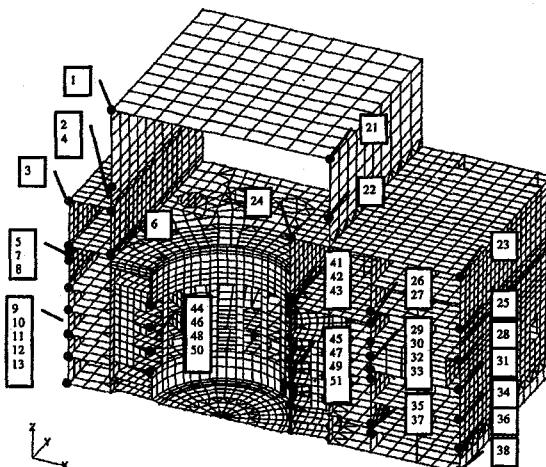


図 5.3 FEM 変位比較位置

表 5.2 変位比較位置での NS 方向変位比較一覧

部位	LMS			FEM				LMS/FEM	
	Z (m)	NID (cm)	床ばね (cm)	Z (m)	NID1 (cm)	NID2 (cm)	平均 (cm)	床ばね	床剛
P.W.	56.7	28	1.84	1.78	53.865	1	1.61	1.15	1.10
	40.44	27	1.41	1.34	40.44	2	1.39	1.01	0.97
					33.56				
	31.21	26	1.06	0.99	30.71	3	0.95	4	1.16
					20.85			1.05	0.94
	19.06	25	0.80	0.74	19.91	5	0.83	6	0.97
					18.56	7	0.95	0.90	0.89
					17.76			0.84	0.78
					17.06	8	0.93		0.87
					13.85				0.80
	10.56	24	0.60	0.55	10.06	9	0.67		0.89
					6.85				0.82
P.E.	56.7	48	1.64	1.62	53.865	21	1.52	1.08	1.07
	40.44	47	1.23	1.22	40.44	22	1.29	0.96	0.95
	34.06	46	1.01	1.00	33.56	23	0.98	24	1.06
					30.71			1.00	1.00
	19.06	45	0.75	0.74	20.85	25	0.72	26	0.81
					19.91			0.77	0.97
					18.56	27	0.76		0.99
					17.76				0.98
	10.56	44	0.55	0.55	13.85	28	0.57	29	0.62
					10.06	30	0.55	0.60	0.92
	5.38	43	0.41	0.40	6.85	31	0.41	32	0.47
					4.88	33	0.43	0.44	0.93
P.C.	0	42	0.27	0.25	-0.5	34	0.22		1.00
	-5.25	41	0.14	0.12	-5.75	35	0.14		0.97
					-7.15	36	0.09	37	0.11
	-11.6	11	0.00	0.00	-12.1	38	0.00	0.10	0.81
									1.42
									1.17
					20.85				
					19.91				
	19.06	16	0.77	0.74	18.56	41	0.93		0.82
					17.76	42	0.92		0.80
					17.06	43	0.91		0.83
					13.85				0.81
	10.56	15	0.64	0.55	10.06	44	0.84	45	0.80
					6.85			0.82	0.67
	5.38	14	0.44	0.40	4.88	46	0.57	47	0.52
	0	13	0.27	0.25	-0.5	48	0.31	49	0.29
	-5.25	12	0.06	0.12	-5.75	50	0.04	51	0.04
					-7.15			0.04	2.77
	-11.6	11	0.00	0.00	-12.1				

平均=(NID1+NID2)/2 とする。

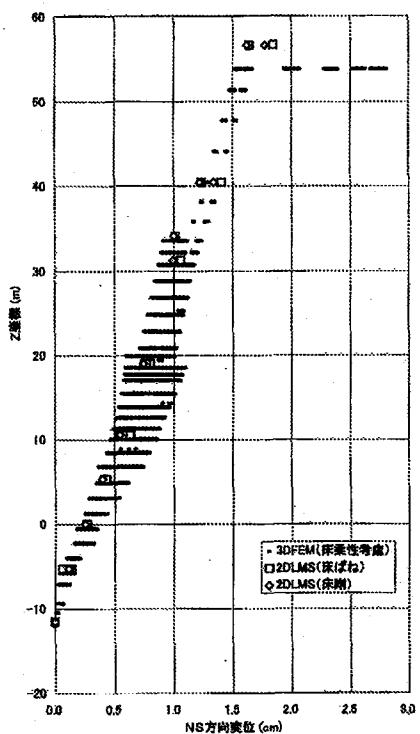


図 5.4 解析モデル代表点における NS 方向変位

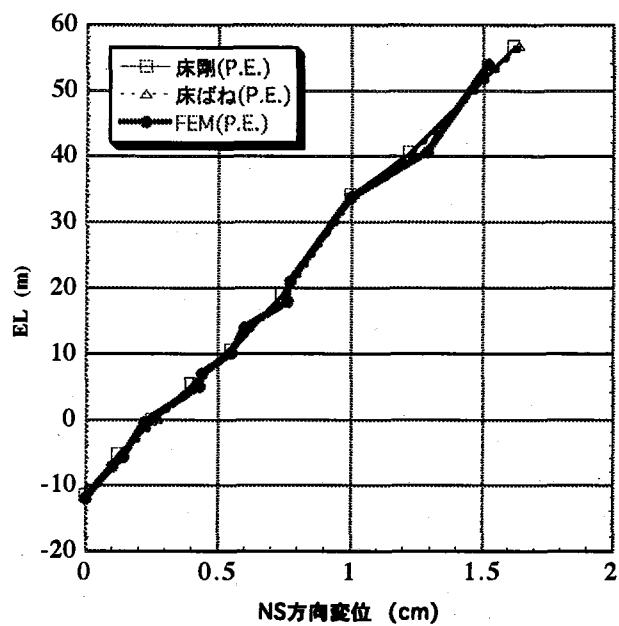


図 5.5 変位比較位置での NS 方向変位 (P. E. 部)

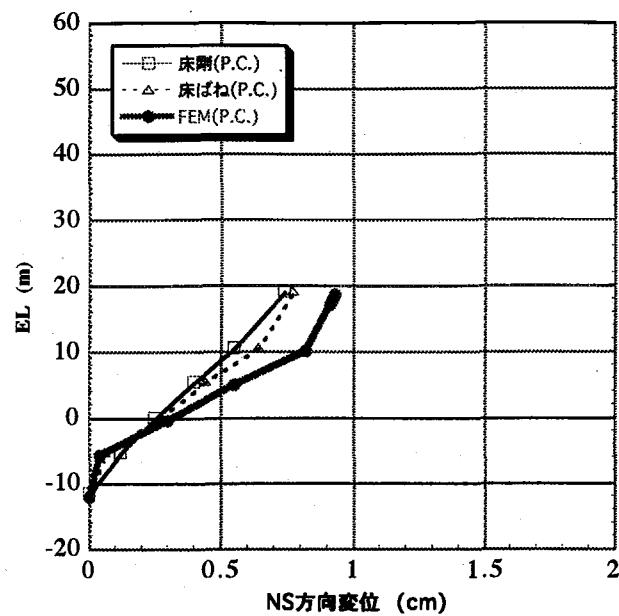


図 5.6 変位比較位置での NS 方向変位 (P. C. 部)

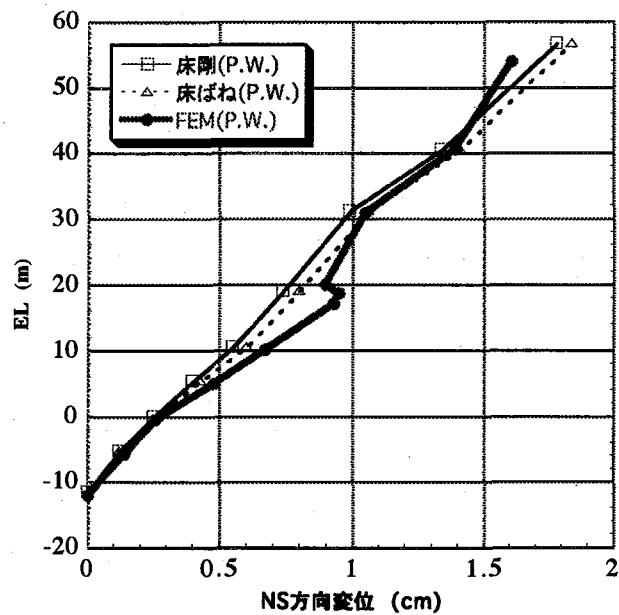


図 5.7 変位比較位置での NS 方向変位 (P. W. 部)

6. 動的解析による検討

本章では、4章にて作成した各FEM解析モデルおよび各Lumped Mass解析モデルに対する固有値解析およびITERの標準設計の設計条件に基づく地震波を用いた時刻歴応答解析を行い、建家各部の振動性状および応答性状を比較することにより、解析モデルの剛性評価および重量配分等の妥当性を検討する。6.1項で検討用入力地震動を作成し、6.2項で動的検討ケースを示す。6.3項で固有値解析および地震応答解析結果に基づく解析モデルの妥当性を検証し、6.4項で免震装置の概略配置検討を行った結果を示す。

6.1. 入力地震動

(1) 作成条件

入力地震動は、NRC Regulatory Guide 1.60に基づき設定した目標応答スペクトルに適合する水平方向の模擬地震波であり、最大加速度は0.2Gを目標とする。目標応答スペクトルの減衰は7%とし、スペクトル比の適合判定の対象とする周期範囲はやや長周期領域の適合性を考慮して周期0.03～10.0秒とする。なお、NRC Regulatory Guideは、米国原子力規制委員会（Nuclear Regulatory Commission）による指針であり、同1.60には、設計用地震動の応答スペクトルについて規定されている。

図6.1および表6.1に1Gで正規化した模擬地震波の目標応答スペクトルを示し、表6.2に目標応答スペクトルの加速度応答値を示す。なお、Dポイントから0.1Hz(10秒)までの低周波数（長周期）領域の目標スペクトルは変位の値がDポイントと同じになるように設定する。図6.2に作成に用いた包絡関数を示す。

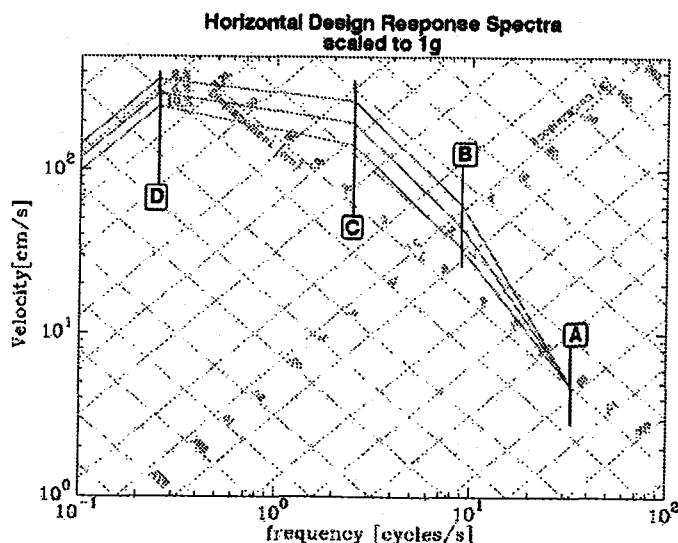


図6.1 1Gで正規化した目標応答スペクトル

表 6.1 目標応答スペクトルのコントロールポイント諸元

Percent of Critical Damping	Amplification Factors for Control Points			Displacement ⁽¹⁾
	Acceleration ⁽¹⁾	A(33Hz)	B(9Hz)	
0.5	1.0	4.96	5.95	3.20
2.0	1.0	3.54	4.25	2.50
5.0	1.0	2.61	3.13	2.05
7.0	1.0	2.27	2.72	1.88
10.0	1.0	1.90	2.28	1.70

(1)The maximum ground displacement is proportional to the peak ground acceleration and is 91.4 cm for 1G.

表 6.2 目標応答スペクトルの加速度応答値

Control Point	A	B	C	D
Frequency (Hz)	33	9	2.5	0.25
Acceleration (cm/s ²)	196.0	444.9	533.1	84.8

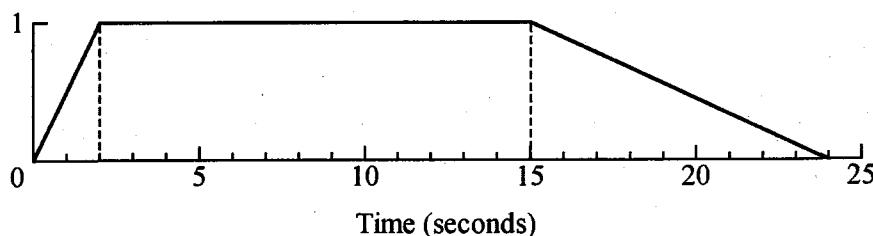


図 6.2 模擬地震波作成に用いた包絡関数

(2) 作成方法概要

作成する模擬地震波の継続時間、包絡曲線については、既往の国内原子力発電所の模擬地震波作成で用いられている標準的な手法に準じて定める。

図 6.3 に模擬地震波作成のための概略フローを示す。

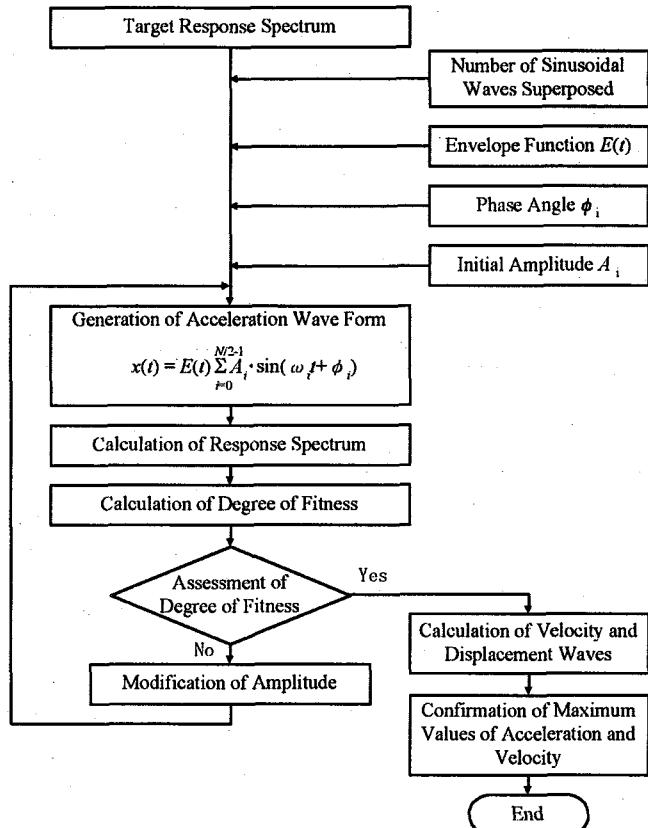


図 6.3 模擬地震波作成のための概略フロー

目標とする応答スペクトルに適合する模擬地震波の加速度時刻歴波形の作成は(6.1-1)式で表される調和関数型の重ね合わせにより行う。

$$x(t_m) = E(t_m) \sum_{i=0}^{N/2-1} A_i \cos(\omega_i t_m + \phi_i) \quad (m = 1 \sim nstep) \quad \dots \quad (6.1-1)$$

ここに、

$t_m = m \cdot \Delta t$: 時刻 (秒)

$E(t_m)$: 包絡関数

$\omega_i =$: i 成分の角周波数

$A_i = A(\omega_i)$: i 成分の振幅

$\phi_i = \phi(\omega_i)$: i 成分の位相特性 ($-\pi \leq \phi_i \leq \pi$ の一様乱数)

Δt : 時間刻み (秒) は 0.01 秒とする

$nstep$: 模擬地震波のステップ数、 $nstep \times \Delta t$ が継続時間である

調和関数の重ね合わせの計算には FFT を用いるので、周波数刻みは(6.1-2)式で決まる。

$$\Delta f = 1 / (N \Delta t) \quad \dots \quad (6.1-2)$$

ここで、 N は 2 のべき乗の数 ($N = 2^k$, $k = 1, 2, 3, \dots$) のうちで $nstep \leq N$ を満たす最も

小さい値である。

(3) 適合条件

作成した模擬地震波の応答スペクトルが目標とする応答スペクトルに適合しているかどうかの判断を以下の①、②、③および④に示した指標により行う。ここで、①、③および④の適合判定の対象とする周期範囲はやや長周期領域の適合度を考慮して決定する。

①スペクトル比の最小値

模擬地震波の減衰 h の加速度応答スペクトル S_A と目標とする加速度応答スペクトル ${}_D S_A$ の比が 0.85 を下回らないこと。

$$R(T) = \frac{S_A(T, h)}{{}_D S_A(T, h)} \geq 0.85 \dots \dots \dots \quad (6.1-3)$$

ここで、

T : 周期(sec) (適合判定の対象とする周期範囲)

$S_A(T, h)$: 模擬地震波の減衰 h の加速度応答スペクトル

${}_D S_A(T, h)$: 目標応答スペクトル (減衰 h)

②スペクトル強度比 (SI比)

周期 0.1 秒から 2.5 秒までの減衰 h の応答スペクトルの積分値の比 (スペクトル強度比、以下 SI 比と呼ぶ。) が 1.0 を下回らないこと。

$$\text{SI比} = \frac{\int_{0.1}^{2.5} S_V(T, h) dT}{\int_{0.1}^{2.5} {}_D S_V(T, h) dT} \geq 1.0 \dots \dots \dots \quad (6.1-4)$$

ここで、

$S_V(T, h)$: 模擬地震波の減衰 h の疑似速度応答スペクトル

${}_D S_V(T, h)$: 目標応答スペクトル (減衰 h 、速度換算)

③スペクトル比の標準偏差

適合判定の対象とする周期範囲のスペクトル比の標準偏差が 0.05 以下であること。

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \{R(T_i) - \bar{R}\}^2} \leq 0.05 \dots \dots \dots \quad (6.1-5)$$

ここに、 n は適合判定の対象とする周期範囲で重ね合わせた波の個数である。 \bar{R} はスペクトル比の平均で(6.1-6)式で表される。

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R(T_i) \dots \dots \dots \quad (6.1-6)$$

④スペクトル比の平均値の誤差

適合判定の対象とする周期範囲のスペクトル比の平均値の誤差が 0.02 以下であること。

$$\Delta \bar{R} = |1.0 - \bar{R}| \leq 0.02 \dots \dots \dots \quad (6.1-7)$$

(4) 速度および変位波形の計算

適合条件を満たした加速度波形を Caltech の方法により積分して速度および変位波形を求める。積分の際のフィルター特性を図 6.4 に示す。

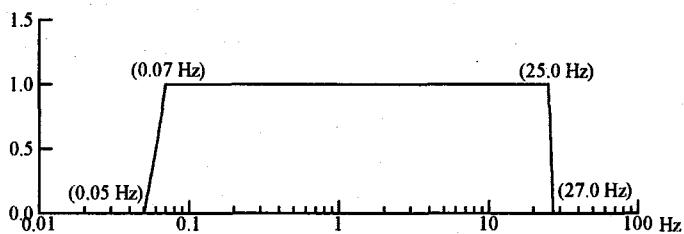


図 6.4 Caltech 積分におけるフィルター特性

(5) 作成結果

(1) ~ (3) に基づき作成した水平方向の模擬地震波の加速度、速度および変位の最大値および適合度の判定に用いた指標値を表 6.3 および表 6.4 に示す。いずれの指標値も適合条件を満足している。

図 6.5 に入力地震波の時刻歴を示し、図 6.6 に模擬地震波の擬似速度応答スペクトルと目標応答スペクトルとの適合状況を示す。また、図 6.7 に模擬地震波の加速度応答スペクトルを目標応答スペクトルと比較して示し、図 6.8 に目標応答スペクトルに対する模擬地震波の応答スペクトルの比を示す。

表 6.3 模擬地震波の加速度、速度および変位の最大値

	Maximum Value
Acceleration (cm/s ²)	216.3
Velocity (cm/s)	29.62
Displacement (cm)	-19.83

表 6.4 模擬地震波の適合度の判定

	Value	Condition of Fitness
Minimum Value of Spectrum Ratio	0.949	≥ 0.85
Spectrum Intensity Ratio	1.03	≥ 1.0
Standard Deviation of Spectrum Ratio	0.041	≤ 0.05
Error of Average of Spectrum Ratio	0.018	≤ 0.02

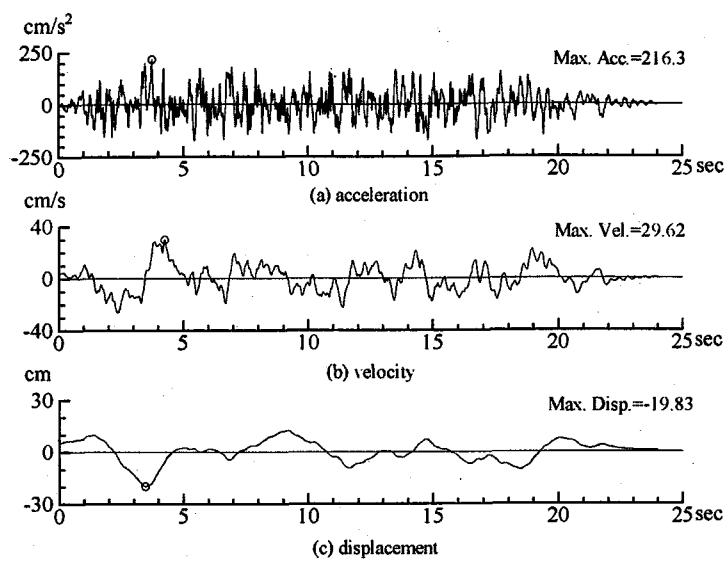


図 6.5 入力地震波（水平動）の時刻歴

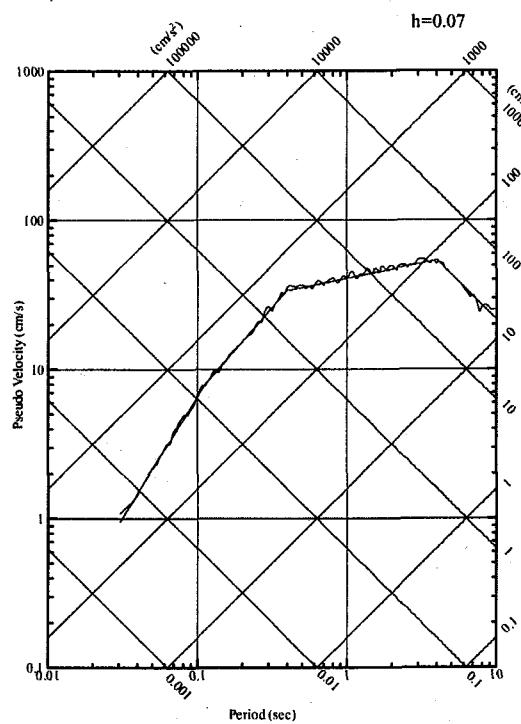


図 6.6 模擬地震波の擬似速度応答スペクトルと目標応答スペクトルとの比較

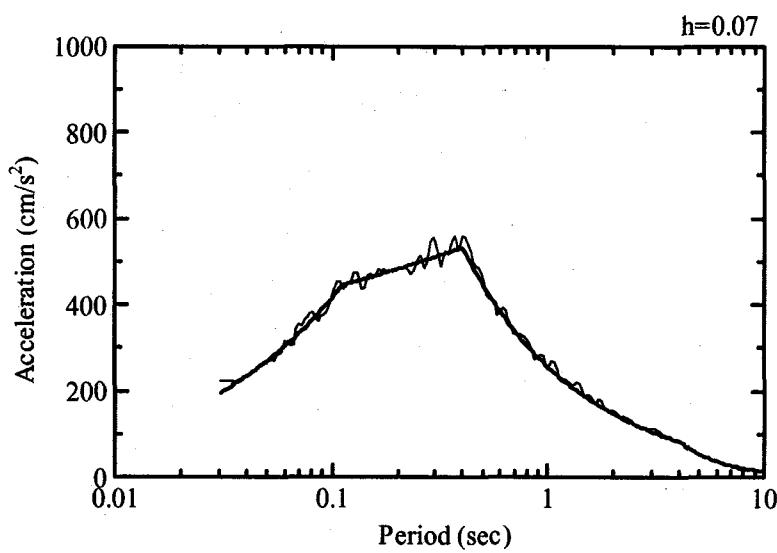


図 6.7 模擬地震波の加速度応答スペクトルと目標応答スペクトルとの比較

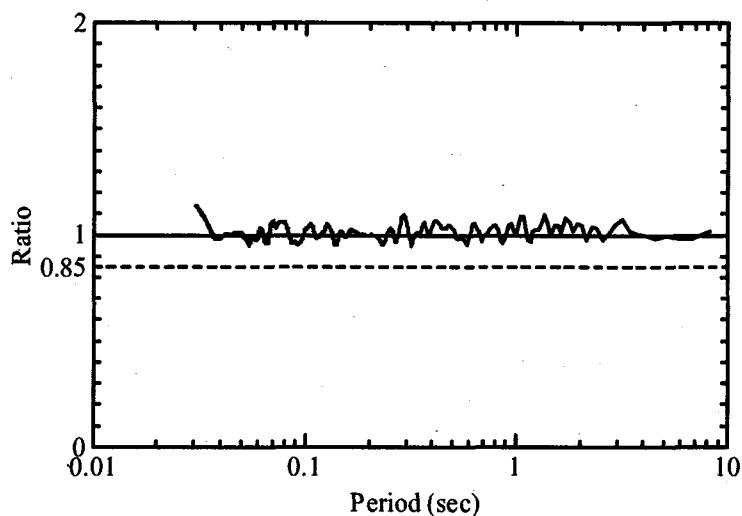


図 6.8 目標応答スペクトルに対する模擬地震波の応答スペクトルの比

6.2. 検討ケース

動的解析による検討は、耐震型建家には、耐震型 FEM モデルと床剛モデル、床ばねモデルおよび剛性評価に曲げ変形を考慮した修正床ばねモデルを用いる。いずれも、地盤ばね（4.2.1 項（2））を考慮する。

免震型建家では、免震型 FEM モデルと剛性評価に曲げ変形を考慮した修正床ばねモデルを用いる。いずれも地盤ばねに換えて、免震ばねを考慮する。

検討方向はいずれも NS 方向とする。表 6.5 に検討ケース一覧を示す。

表 6.5 動的検討ケース一覧

	建家形式	モデル化手法	モデル支持ばね		
①	耐震型	FEM	地盤ばね	4.1 項	
②		Lumped Mass	床剛	地盤ばね	4.2.1 項
③			床ばね	地盤ばね	4.2.2 項
④			修正床ばね	地盤ばね	4.2.2 項
⑤	免震型	FEM		等価線形免震要素ばね	4.3 項
⑥		Lumped Mass		非線形(バシリニア型)免震要素ばね	4.4 項
⑦			修正床ばね	等価線形免震要素ばね	4.4 項

6.3. 検討結果

(1) 固有値解析結果

固有値解析では、構造物の固有値と振動モードが得られる。固有値は、固有振動数、固有周期、刺激係数等で表現される。刺激係数は、構造物の振動に寄与する程度を表し、刺激係数が大きい程振動への寄与が大きいことを意味し、刺激係数が最大のモードが構造物の卓越モードといえる。構造物は卓越モードの周期で揺れやすく、次数が大きくなる程、そのモードが応答値に与える影響は少なくなる。

振動モードは、各次の固有周期における振動形状であり、各層の振幅比の代わりにいずれかの層の振幅に定数を与え振幅分布として表したものである。なお、FEM モデルについては、加力方向 (NS 方向) の固有モードを算定するため、加力方向に直交する方向 (EW 方向) の自由度を拘束して固有値解析を実施した。

6.2 項に示す検討ケースに対する固有値解析結果を以下の図表に示す。

耐震型建家

- ・ 動的検討ケースにおける 1 次の固有振動数および固有周期の結果 (表 6.6)
- ・ 耐震型 FEM モデルの 1 次固有振動数における振動モード図 (図 6.9)
- ・ 耐震型 Lumped Mass モデルの固有値解析結果 (表 6.7～表 6.9)
- ・ 耐震型修正床ばねモデルの主要な振動モード図 (図 6.11)

免震型建家

- ・ 動的検討ケースにおける 1 次の固有振動数および固有周期の結果 (表 6.6)
- ・ 免震型 FEM モデルの 1 次固有振動数における振動モード図 (図 6.10)
- ・ 免震型 Lumped Mass モデルの固有値解析結果 (表 6.10、表 6.11)
- ・ 免震型修正床ばねモデルの主要な振動モード図 (図 6.12)

上記の FEM モデルでの振動モード図（図 6.9、図 6.10）は、固有ベクトルの最大値を 1 とし、各次の刺激係数を乗じた刺激関数の振動形状として表現している。これらの結果より、以下の知見が得られた。

a. 耐震型建家ケース

- 1) 1 次固有周期：FEM モデルの解析結果と Lumped Mass モデルの解析結果を比較すると、床剛、床ばね、修正床ばねのオプションを用いた Lumped Mass モデルの解析結果の 1 次固有周期は、いずれも FEM モデルの解析結果に比べて若干短くなっているものの、約 6 % の範囲内でよく一致している。（表 6.6）。
- 2) 耐震型 Lumped Mass モデルは、刺激係数が最大の 1 次固有モードが建家の卓越モードとなり、振動への寄与が大きい。1 次固有モードの振動モードは、建家全体 1 次の振動モードに対応する。2 次の固有モード以降については、刺激係数も 1 次の 40% 以下となり各モードが振動へ寄与する影響が小さくなる。2 次固有モードが建家全体 2 次の振動モード、5 次固有モードが建家全体 3 次の振動モードに対応する。高次について比較すると、各モデル間に剛性評価の違いによる固有値の差が見られるが、これらの刺激係数は 1 次固有モードに比べて小さいことから、建家振動へ与える影響は少ないと考えられる。（表 6.7～6.9、図 6.11）
- 3) Lumped Mass モデルでの床ばねと修正床ばねを用いた解析結果を比較すると、卓越モードである 1 次固有値がほぼ同じであることから、剛性評価の見直しが建家全体振動へ与える影響は小さい。（表 6.8～6.9）

b. 免震型建家ケース

- 1) 1 次固有周期：免震層を等価線形免震ばねで評価している FEM モデルと Lumped Mass モデルの解析結果と比較すると、卓越モードである 1 次固有周期はほぼ同等である（耐震ケースの約 3 倍）。このことから、剛性評価、重量バランス等の差が解析結果に与える影響よりも、免震ばねが解析結果に与える影響の方が大きいことがわかる。（表 6.6）
- 2) 免震型 Lumped Mass モデルの解析結果は、耐震型建家ケースと同様に、刺激係数が最大の 1 次固有モードが免震層の卓越モードとなり、建家全体 1 次の振動モードに対応することがわかる。等価線形免震ばねを用いた場合、高次については刺激係数が耐震型建家結果に比べてより急速に減衰することから、建家振動へ与える影響はさらに小さい。（表 6.10、図 6.12）

以上の結果、FEM モデルと Lumped Mass モデルで剛性評価や重量バランスが異なる状況が見受けられるもののその全体的な特性に与えるその影響は小さく、建家全体の

一次振動モードに対応する固有周期は良く一致していること、また、床ばね結果と修正床ばね結果を比較すると、卓越モードである1次固有値がほぼ同じであり、剛性評価の見直しが建家全体振動へ与える影響は小さいこと、高次については、刺激係数が1次に比べて小さく、建家振動へ与える影響は少ないことを確認した。次項では、地震応答解析による検証を行う。

表 6.6 動的検討ケースにおける1次の固有振動数および固有周期の結果一覧

建家	検討ケース	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	備考
耐震型	FEM モデル+地盤ばね	2.08	0.482	
	床剛モデル+地盤ばね	2.17	0.462	
	床ばねモデル+地盤ばね	2.21	0.453	
	修正床ばねモデル+地盤ばね	2.21	0.453	
免震型	FEM モデル (等価線形免震ばね考慮)	0.65	1.530	
	修正床ばねモデル(建家部) +等価線形免震ばねモデル	0.66	1.526	
	修正床ばねモデル(建家部) +非線形免震ばねモデル (参考用)	1.34	0.744	免震ばね剛性を初期剛性とした場合
		0.35	2.897	免震ばね剛性を2次剛性とした場合

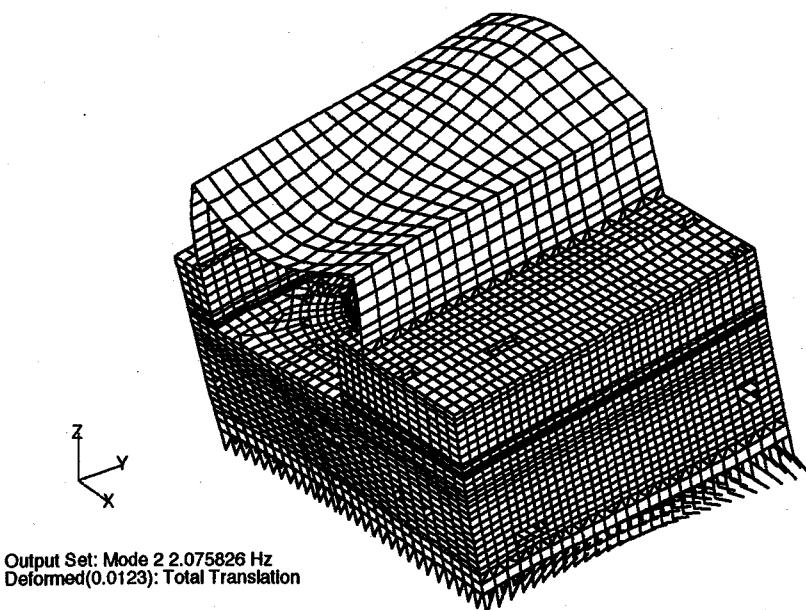


図 6.9 耐震型 FEM モデルの1次固有振動数(2.08Hz)における振動モード図

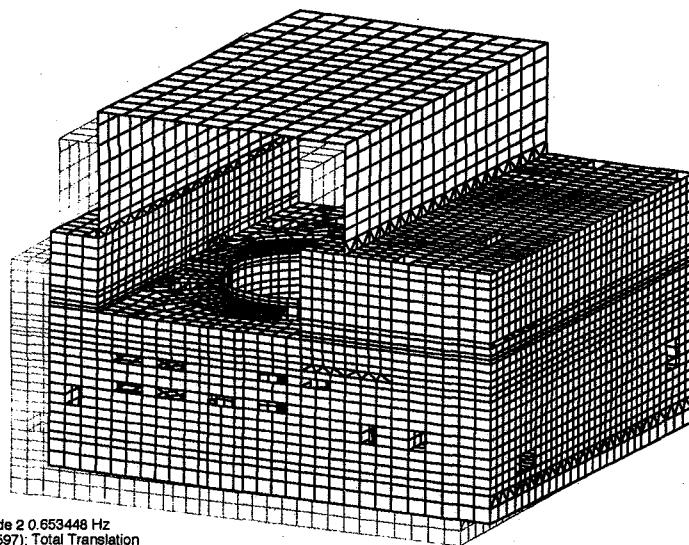


図 6.10 免震型 FEM モデルの 1 次固有振動数(0.65Hz)における振動モード図

表 6.7 耐震型 Lumped Mass モデルの固有値結果（床剛モデル）

次数	固有周期 (sec)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.462	2.17	1.721	建家 1 次
2	0.260	3.85	-0.691	
3	0.213	4.70	0.692	建家 2 次
4	0.126	7.93	-0.186	
5	0.105	9.53	0.173	
6	0.089	11.22	-0.266	
7	0.071	14.07	-0.012	
8	0.060	16.69	0.076	
9	0.055	18.14	0.068	
10	0.052	19.19	-0.025	

表 6.8 耐震型 Lumped Mass モデルの固有値結果（床ばねモデル）

次数	固有周期 (sec)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.453	2.21	1.742	建家 1 次
2	0.218	4.59	0.786	建家 2 次
3	0.139	7.17	-0.075	
4	0.125	7.99	0.159	
5	0.095	10.58	0.227	建家 3 次
6	0.080	12.56	0.046	
7	0.060	16.77	0.052	
8	0.055	18.29	-0.031	
9	0.048	20.70	0.030	
10	0.043	23.53	0.009	

表 6.9 耐震型 Lumped Mass モデルの固有値結果（修正床ばねモデル）

次数	固有周期 (sec)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.453	2.21	1.736	建家 1 次
2	0.218	4.59	-0.791	建家 2 次
3	0.131	7.61	-0.175	
4	0.117	8.51	-0.156	
5	0.096	10.44	-0.237	建家 3 次
6	0.072	13.81	-0.012	
7	0.061	16.30	-0.052	
8	0.055	18.04	-0.004	
9	0.055	18.31	0.027	
10	0.045	22.05	0.020	

表 6.10 免震型 Lumped Mass モデルの固有値結果

(等価線形免震ばねモデル+修正床ばねモデル)

次数	固有周期 (sec)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.526	0.7	-1.031	建家 1 次
2	0.174	5.8	0.046	建家 2 次
3	0.122	8.2	0.008	
4	0.096	10.4	0.013	
5	0.073	13.8	-0.0004	
6	0.068	14.7	-0.0002	
7	0.061	16.3	-0.003	
8	0.055	18.0	0.0002	
9	0.054	18.4	-0.001	
10	0.045	22.1	-0.001	

表 6.11 免震型 Lumped Mass モデルの固有値結果

(参考：免震ばね剛性として非線形免震ばね初期剛性を考慮した場合)

次数	固有周期 (sec)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.744	1.34	-1.137	建家 1 次
2	0.171	5.86	-0.204	建家 2 次
3	0.122	8.19	0.038	
4	0.096	10.40	0.057	
5	0.073	13.78	-0.002	
6	0.068	14.69	-0.001	
7	0.061	16.35	-0.012	
8	0.055	18.04	0.001	
9	0.054	18.41	-0.007	
10	0.045	22.12	-0.005	

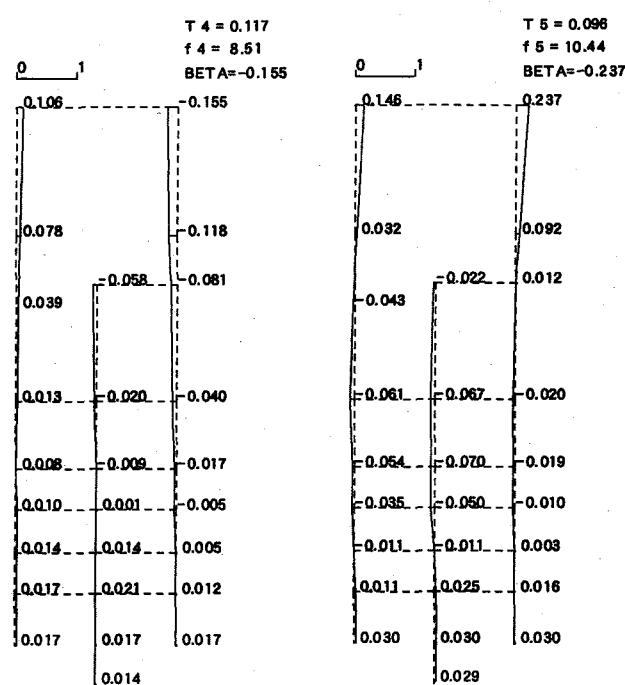
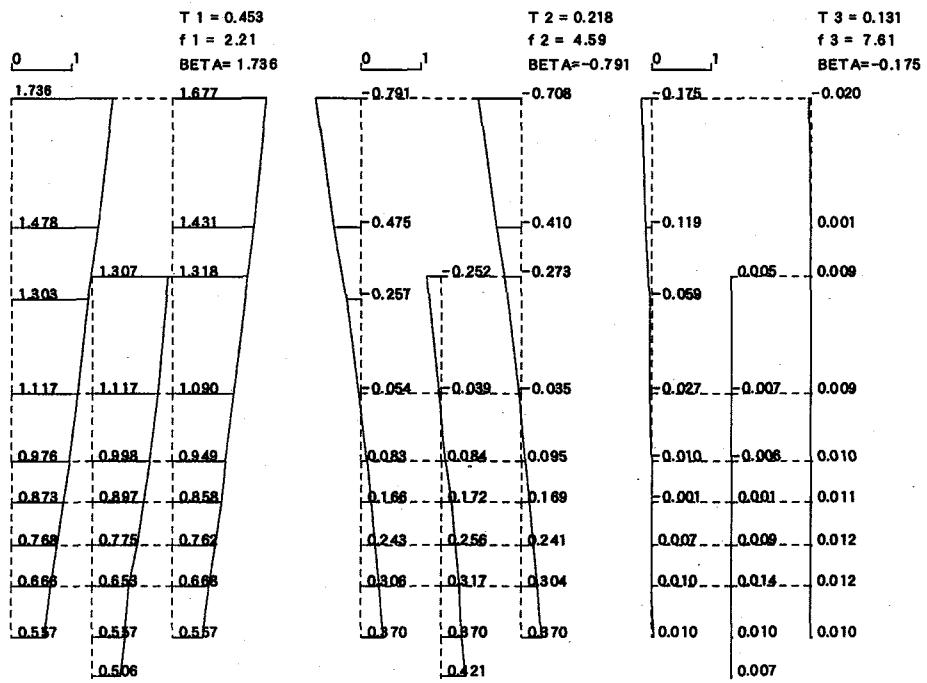
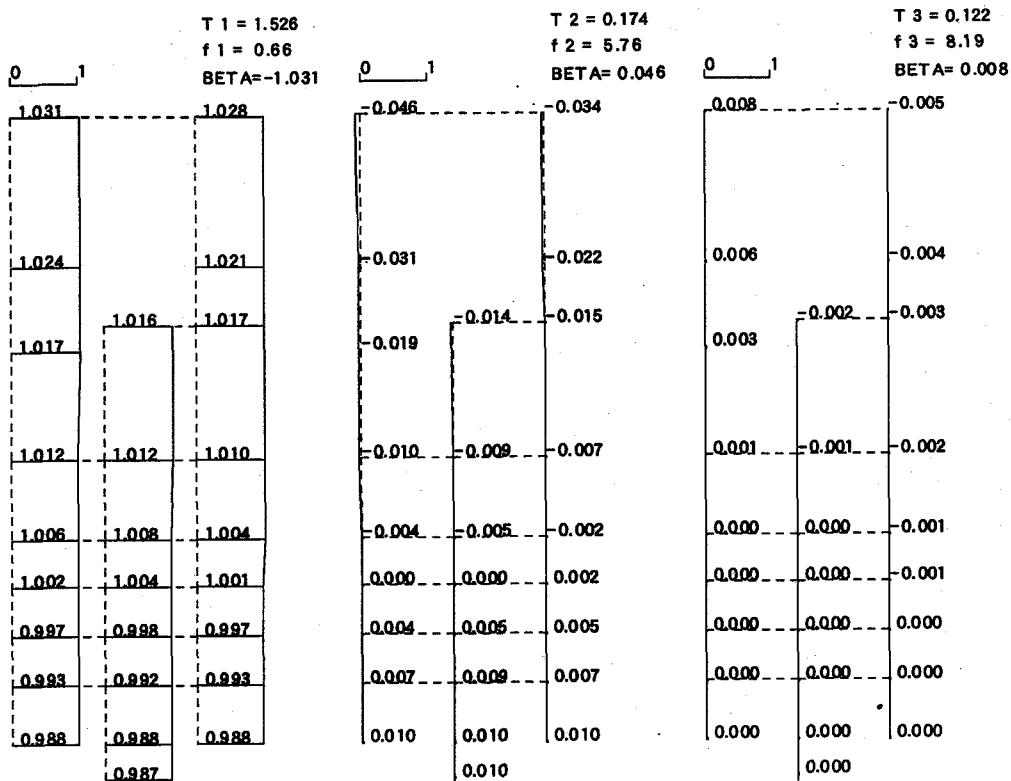


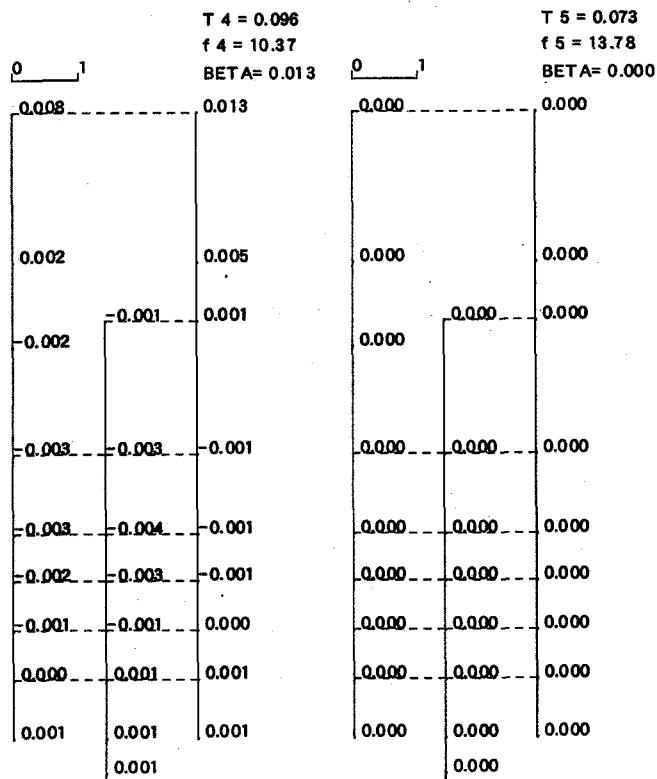
図 6.11 耐震型修正床ばねモデル（地盤ばね考慮）の主要な振動モード図



(a) 1 次固有モード

(b) 2 次固有モード

(c) 3 次固有モード



(d) 4 次固有モード

(e) 5 次固有モード

図 6.12 免震型修正床ばねモデル（等価線形免震ばね考慮）の主要な振動モード図

(2) 地震応答解析結果

6.1 項で作成した入力地震動を用いた 6.2 項に示す検討ケースに対する地震応答解析結果を以下の図表に示す。なお、これらの図表を基に建家部分の最大応答値を表 6.12 にまとめて示す。

耐震型建家

- ・ 最大応答加速度結果（図 6.13）
- ・ 最大応答変位結果（図 6.14）
- ・ 最大応答せん断力結果（図 6.15）
- ・ 放射線遮蔽壁部分の負担せん断力の分布の比較（表 6.13）
- ・ 最大応答せん断応力度結果（図 6.16）
- ・ 耐震型 FEM モデル：最大値発生ステップにおける応答加速度分布（図 6.17）、
応答変位分布（図 6.18）、
面内せん断応力度分布（図 6.19、図 6.20）、
放射線遮蔽壁部分の面内せん断応力度分布（図 6.21）

免震型建家

- ・ 最大応答加速度結果（図 6.22）
- ・ 最大応答変位結果（図 6.23）
- ・ 最大応答せん断力結果（図 6.24）
- ・ 放射線遮蔽壁部分の負担せん断力の分布の比較（表 6.14）
- ・ 最大応答せん断応力度結果（図 6.25）
- ・ 免震型 FEM モデル：最大値発生ステップにおける応答加速度分布（図 6.26）、
応答変位分布（図 6.27）、
面内せん断応力度分布（図 6.28、図 6.29）、
放射線遮蔽壁部分の面内せん断応力度分布（図 6.30）

なお、FEM 結果の最大応答加速度および最大応答変位については、各床レベルの節点における平均値とし、応答せん断応力度については、Lumped Mass モデルにおいてせん断剛性を考慮した壁に相当する各床レベル上に位置する要素における応答値の最大値を記載する。また、円筒壁（放射線遮蔽壁部分）の負担せん断力の分布（表 6.13、表 6.14）における修正床ばね結果は、7 通り壁が負担するせん断力も含む。これらの結果より、以下の知見が得られた。

a. 耐震型建家

- 1) 最大応答加速度：FEM モデル解析による応答加速度は図 6.13 及び図 6.17 に示すように建家高さとともに大きくなり、最上部で最大 576Gal である。Lumped Mass

モデル解析による応答加速度は図 6.13 に示すように、平均的には比較的合っているものの、上部になる程 FEM モデルの解析結果より大きくなり、最大値は床剛モデルで 1.23 倍、床ばねモデルで 1.20 倍、修正床ばねモデルで 1.15 倍だけ FEM モデルの値より大きい（表 6.12）。

- 2) 最大応答変位：FEM モデル解析による応答変位は図 6.14 及び図 6.18 に示すように、応答加速度と同様に建家高さとともに大きくなり、最上部で最大 3.25cm である。Lumped Mass モデル解析による応答変位は図 6.14 に示すように、下部では比較的合っているものの、上部になる程 FEM モデルの解析結果より小さくなり、最大値は三つのモデル（床剛モデル、床ばねモデル、修正床ばねモデル）とも約 20%（0.80 倍）FEM モデルの値より小さい（表 6.12）。
- 3) 最大応答せん断力：FEM モデルの解析結果と直接の比較はできないが、P.E 部および P.W 部の各 Lumped Mass モデルの解析結果では、全体的な分布形状に大きな違いは見られない（図 6.15）。なお、本結果に基づく耐震壁のベースシャー係数は、床剛とした解析結果で 0.324、床ばねを用いた解析結果で 0.291、修正床ばねを用いた解析結果で 0.294（基礎版を除く全重量：254538ton）となっており、設定した入力条件の範囲内では、設計可能な値となっている。

（円筒壁部分の最大応答せん断力）：修正床ばねモデルの PC 部での応答せん断力（図 6.15）は円筒壁と T 7 壁の負担せん断力が混在しているため、比較するためには分離する必要がある。このため、表 6.13において二つを分離するとともに、FEM モデル解析と Lumped Mass モデル解析の応答せん断力分布の比較を示す。表から修正床ばねモデルの場合には、応答分布が±10% の範囲で FEM モデル解析結果と良く一致していることがわかる。（表 6.12～6.13）。

- 4) 最大応答せん断応力度：FEM モデル解析による応答変位は図 6.16 及び図 6.19～6.21 に示すように、グラウンドレベルで最も大きく（27.1kgf/cm²）、次ぎに西側部分の高さ 20-30m レベルに大きい箇所（19.5kgf/cm²）がある。Lumped Mass モデル解析による応答せん断応力度は図 6.16 に示すように、三つのモデル（床剛モデル、床ばねモデル、修正床ばねモデル）とも建家高さの全領域にわたって FEM モデルの値より小さい。最大値で比較すると、Lumped Mass モデルの値（14.9～15.2kgf/cm²）は FEM モデルの値より約 45%（約 0.55 倍）小さい結果となっている（表 6.12）。なお、これらの耐震壁の最大応答せん断応力度は、設定した入力条件の範囲内では、以下の設計上のせん断応力度の目安とする値に収まっている。

$$\tau_D = 1.6 \sqrt{F_c} = 27.7 \text{ kgf/cm}^2, F_c = 300 \text{ kgf/cm}^2$$

- 5) 建家の耐震健全性評価（接地率、最大接地圧）：解析結果図には示していないが、基礎版底面の最大転倒モーメントは、床剛結果で 300.2tm となっており、接地率は上下動を考慮しても 100% である。また、基礎版底面の最大接地圧は、床剛結

果で 91.7t/m^2 (下向き) となっており、設定した入力条件の範囲内では想定した地盤の許容地耐力 130t/m^2 (短期) 以内である。

b. 免震型建家

- 1) 最大応答加速度: 免震型 FEM モデル解析による応答加速度は図 6.22 及び図 6.26 に示すように建家高さとともに大きくは変わらず、最上部で最大 141Gal である (耐震型建家の場合と比べると、免震ばねの効果で約 $1/4$ に低減されている)。Lumped Mass モデル解析による応答加速度は図 6.22 に示すように、非線形免震ばねを用いたモデルでは FEM モデルの結果から大きくずれている (最大値で 2.16 倍) ものの、等価線形免震ばねを用いたモデルでは FEM モデルの結果と比較的良く合っている。
- 2) 最大応答変位: 免震型 FEM モデル解析による応答変位は図 6.23 及び図 6.27 に示すように、建家高さ方向にはほぼ一定で、最上部で最大 5.88cm である (耐震型建家の場合と比べると、免震ばねの効果で約 1.8 倍に増大)。Lumped Mass モデル解析による応答変位は図 6.23 に示すように、非線形免震ばねを用いたモデルでは FEM モデルの結果からずれている (最大値で 1.17 倍) ものの、等価線形免震ばねを用いたモデルでは FEM モデルの結果とほぼ一致している (表 6.12)。
- 3) 最大応答せん断力: P.E 部および P.W 部の両 Lumped Mass モデルの解析結果では、全体的な分布形状に大きな違いは見られない (図 6.24)。(耐震型建家の場合と比べると、免震ばねの効果で約 $1/2.5$ に低減している)。なお、本結果に基づくベースシャー係数は、 $0.117\sim0.115$ の範囲にある。
(円筒壁部分の最大応答せん断力): 免震型 Lumped Mass モデルは修正床ばねモデルを使用しているため、P.C 部での応答せん断力 (図 6.24) を円筒壁と T 7 壁の負担せん断力に分離する必要がある。分離結果を表 6.14 示す。表から等価線形免震ばねモデルの場合には±10%の範囲で、非線形免震ばねモデルの場合には±20%の範囲で、応答分布が FEM モデル解析結果と良く一致していることがわかる。(表 6.12 および 6.14)。
- 4) 最大応答せん断応力度: 免震型 FEM モデル解析による応答変位は図 6.25 及び図 6.28~6.30 に示すように、グラウンドレベルで最も大きく (7.1kgf/cm^2)、上部に向かって減少している (耐震型建家の解析結果と比べると、免震ばねの効果で約 $1/4$ に低減されている)。Lumped Mass モデル解析による応答せん断応力度は図 6.25 に示すように、二つのモデル (非線形免震ばね、等価線形免震ばね) とも平均的に FEM モデルの値より小さい (ただし、非線形免震ばねでは P.W 部の 4F 部で FEM モデルの値より約 1.5 倍大きくなる箇所がある)。最大値で比較すると、Lumped Mass モデルの値 ($5.9\sim6.1\text{kgf/cm}^2$) は FEM モデルの値より約 15% (約 0.85 倍)

小さい結果となっている（表 6.12）。

以上の結果、耐震型建家ケースで行った三つの Lumped Mass モデル（床剛、床ばね、修正床ばね）の中では、修正床ばねモデルが FEM モデルの結果に近づく傾向にあるものの、最大応答変位で約 20%、最大応答せん断応力度で約 45%、FEM モデルの値より低い値となっており、その使用・評価に注意する必要がある。なお、FEM モデルによる耐震壁の最大応答せん断応力度 (27.1kgf/cm^2) は、設定した入力条件の範囲内では、設計上のせん断応力度の目安とする値 (27.7kgf/cm^2) に収まっている。

免震型建家の場合には、免震効果により最大応答加速度及びせん断応力度は耐震型建家の約 1/4 に低減され、逆に最大応答変位は約 1.8 倍に増加した。免震型建家ケースで行った二つの Lumped Mass モデル（修正床ばね+非線形免震ばね/等価線形免震ばね）では、建家全体の動特性を概略模擬できており、特に等価線形免震バネモデルでは最大応答変位で数%、最大応答せん断応力度で約 17% の範囲内で、FEM モデルの結果と良く合っていることを確認した。

表 6.12 動的検討ケースにおける建家部分の最大応答値

建家	解析モデル	最大応答 加速度 (Gal)	最大応答 変位 (cm)	最大応答 せん断応力 度(kgf/cm ²)	放射線遮蔽壁部 の負担せん断力 分布(対FEM比)
耐震型 (NS)	FEM (地盤ばね)	576 (1)	3.25 (1)	27.1 (1)	3F-4F 2F-3F 1F-2F B1F-1F B2F-B1F
	床剛 (地盤ばね)	708 (1.23)	2.64 (0.81)	14.9 (0.55)	0.7 0.7 3.9 0.8 1.0
	床ばね (地盤ばね)	694 (1.20)	2.61 (0.80)	15.2 (0.56)	0.8 2.3 8.9 2.5 1.0
	修正床ばね (地盤ばね)	661 (1.15)	2.59 (0.82)	15.1 (0.56)	0.9 0.9 1.1 1.1 1.0
		図 6.13 (図 6.17 FEM 詳細)	図 6.14 (図 6.18 FEM 詳細)	図 6.16 (図 6.19-21 FEM 詳細)	表 6.13
免震型 (NS)	FEM (等価線形免 震ばね)	141 (1)	5.88 (1)	7.1 (1)	3F-4F 2F-3F 1F-2F B1F-1F B2F-B1F
	修正床ばね+ 非線形免震ば ね	305 (2.16)	6.86 (1.17)	6.1 (0.86)	1.2 1.2 0.9 1.2 1.0
	修正床ばね+ 等価線形免震 ばね	201 (1.43)	5.84 (0.99)	5.9 (0.83)	0.9 1.0 0.8 1.1 1.0
		図 6.22 (図 6.26 FEM 詳細)	図 6.23 (図 6.27 FEM 詳細)	図 6.25 (図 6.28-30 FEM 詳細)	表 6.14

注) 括弧内はFEM解析の結果に対する相対比率を示す。

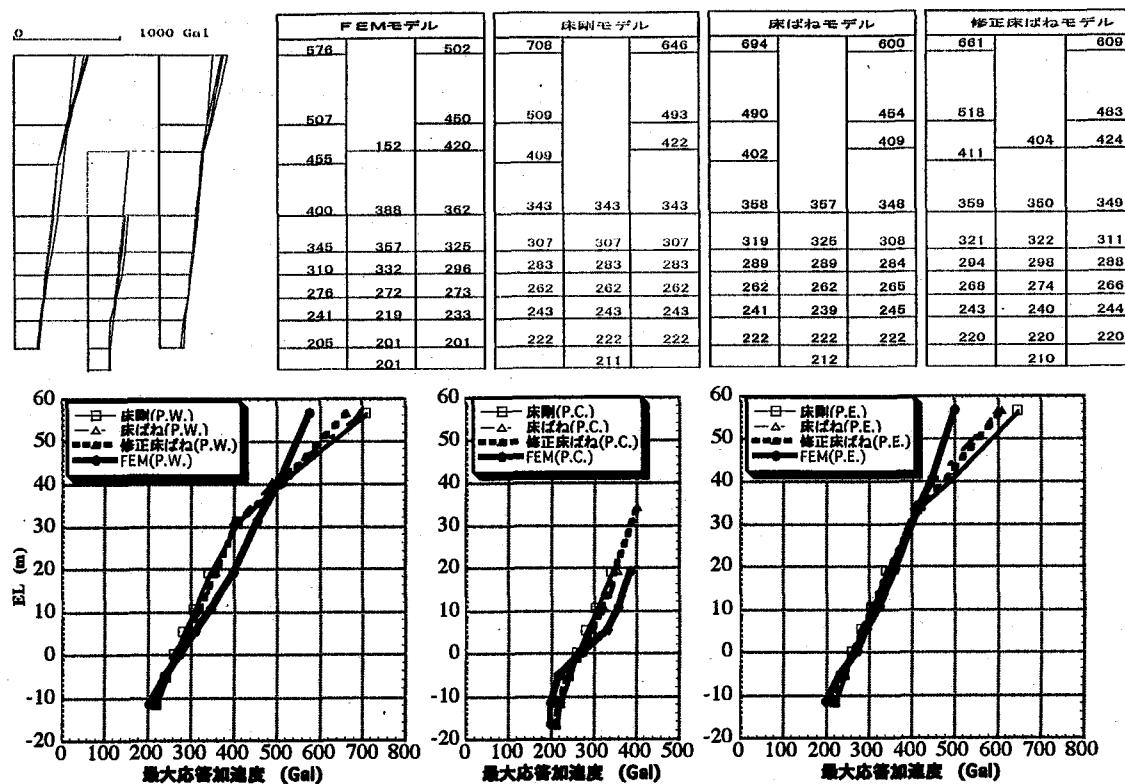


図 6.13 最大応答加速度の比較（耐震型建家ケース）(Gal)

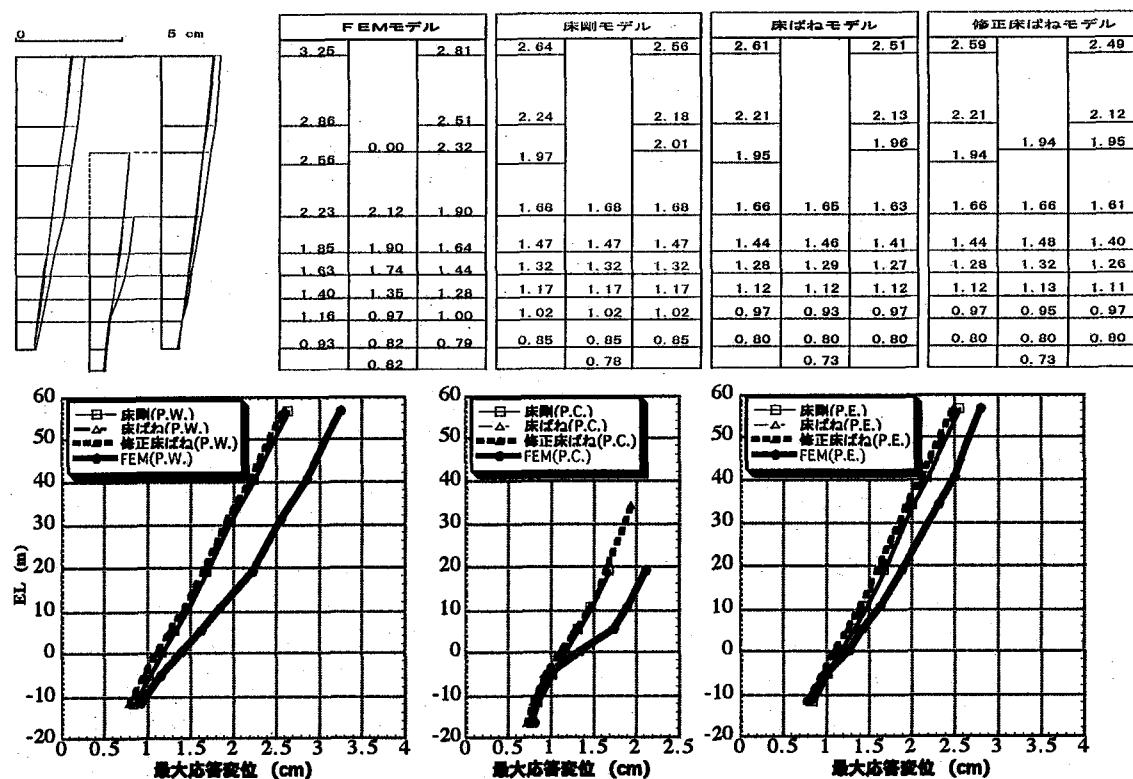


図 6.14 最大応答変位の比較（耐震型建家ケース）(cm)

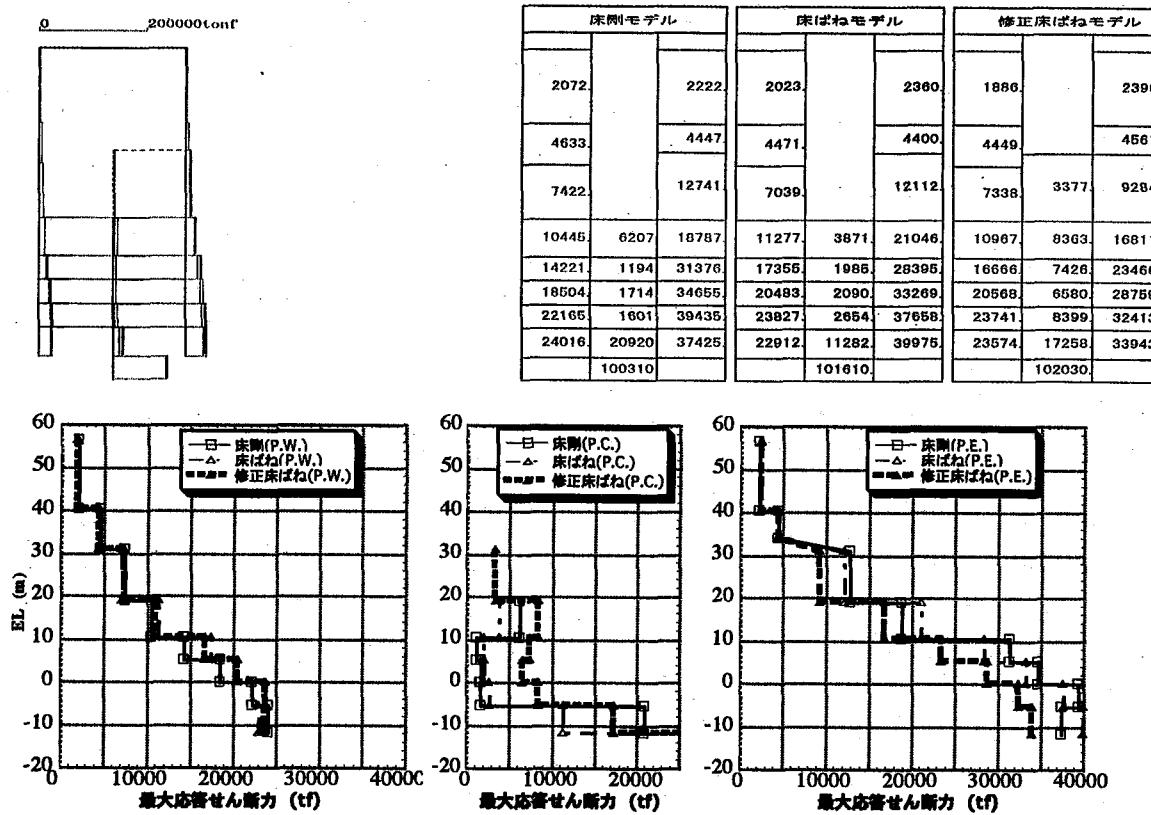


図 6.15 最大応答せん断力の比較（耐震型建家ケース）(tf)

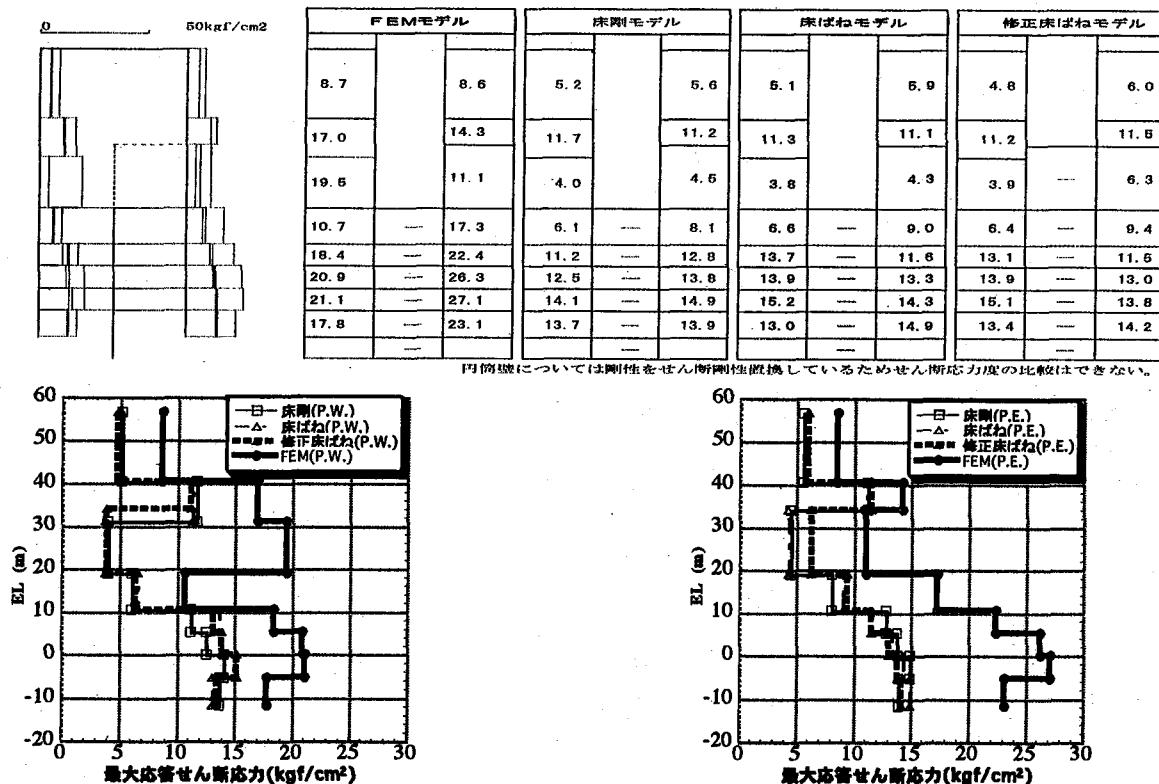


図 6.16 最大応答せん断応力度の比較（耐震型建家ケース）(kgf/cm²)

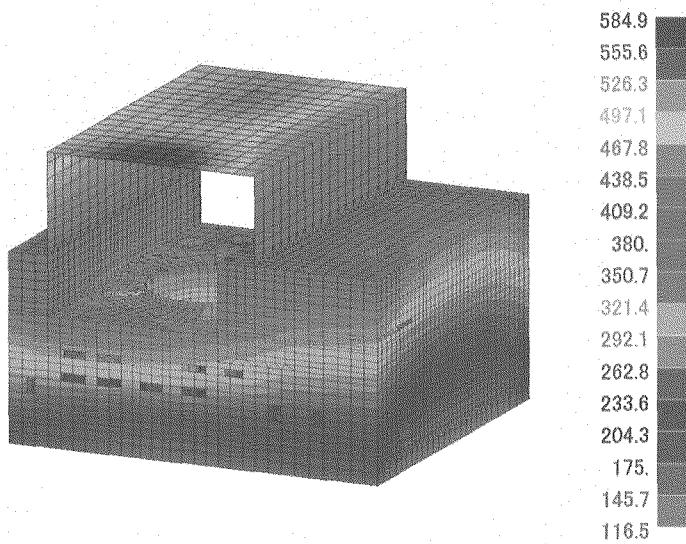


図 6.17 耐震型 FEM モデル結果：応答加速度分布 (Gal) (1731 step)

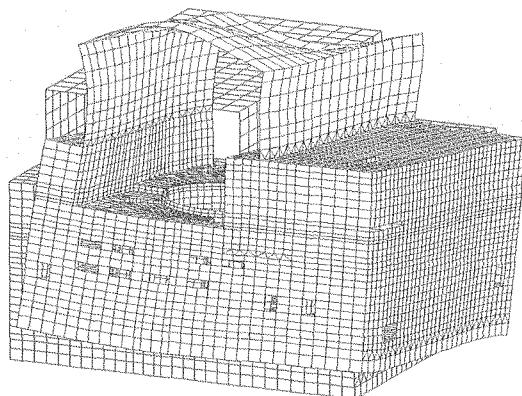
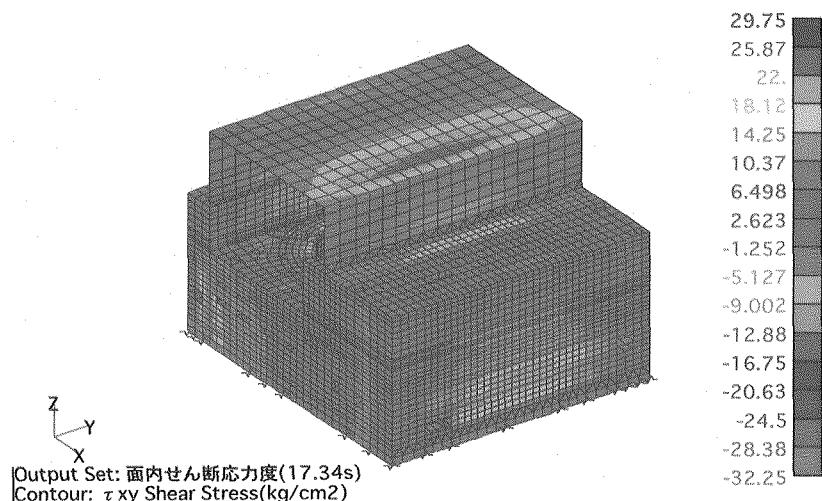


図 6.18 耐震型 FEM モデル結果：応答変位分布 (1735 step)

図 6.19 耐震型 FEM モデル結果：面内せん断応力度分布 (kgf/cm²) (1734 step)

This is a blank page.

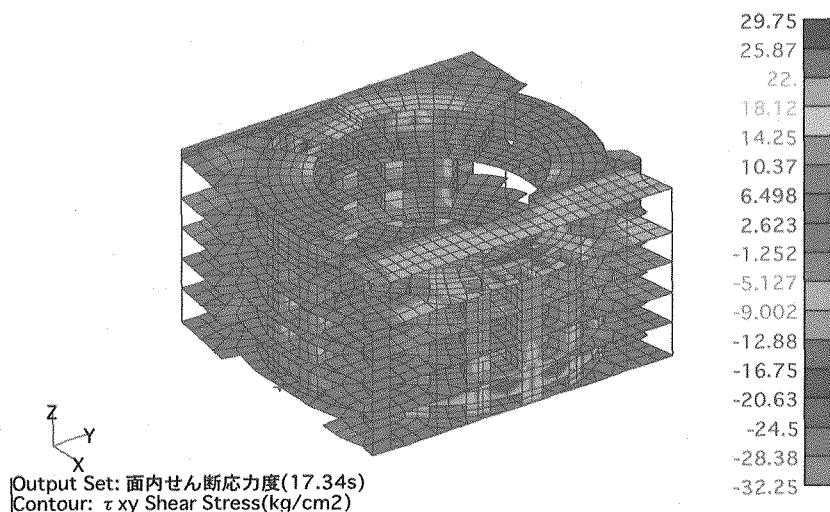


図 6.20 耐震型 FEM モデル結果：面内せん断応力度分布（カッティングモデル）
(kgf/cm²) (1734 step)

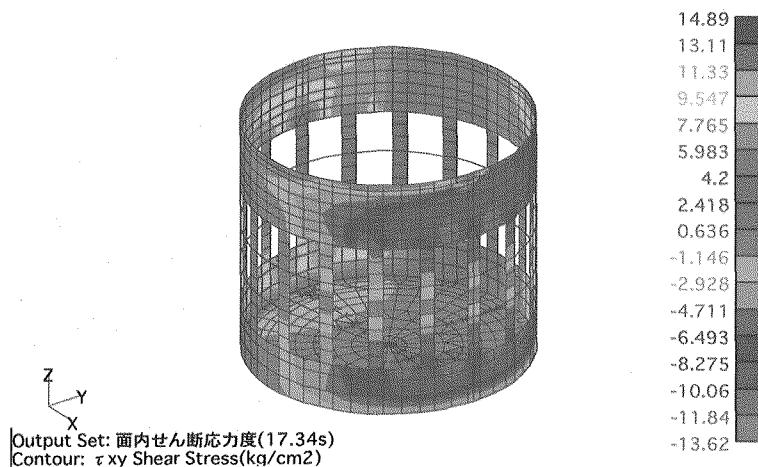
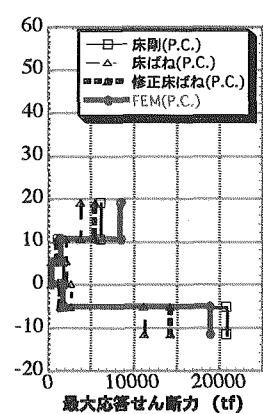


図 6.21 耐震型 FEM モデル結果：面内せん断応力度分布（放射線遮蔽壁部分）
(kgf/cm²) (1734 step)

表 6.13 放射線遮蔽壁部分の負担せん断力の分布の比較（耐震型建家ケース）

□：生体遮蔽壁部分							
	FEMモデル	床剛モデル	床ばねモデル	修正床ばねモデル			
負担せん断力	円筒壁 (tf)	T1通り側 円筒壁 T9通り側 (tf)	T1通り側 円筒壁 T9通り側 (tf)	T1通り側 円筒壁 T9通り側 (tf)			
		2072 4633 7422 6538 1466 393 1797 18882	2222 4447 12741 (0445) 6207 1422 1184 18564 1714 22165 1001 24016 20920	2023 4471 7039 11217 17355 20483 23827 22912	2360 4400 12112 3871 28395 2090 3269 2654 37658 11282 39975 1031610	1886 4449 7338 10967 16666 20568 23741 23574 17258 39943 102030	2306 4561 0284 16811 23466 28759 32413 8299 39943
せん断力分布比	口内の分布	口内の分布 対FEM比	口内の分布 対FEM比	口内の分布 対FEM比			
	0.45 0.08 0.02 0.10 1.00	0.30 0.7 0.06 0.1 0.08 3.9 0.08 0.8 1.00 1.0	0.34 0.8 0.18 2.3 0.19 8.9 0.24 2.5 1.00 1.0	0.39 0.9 0.07 0.9 0.02 1.1 0.10 1.1 1.00 1.0			



※ 円筒壁と T7 壁の負担せん断力を分離して評価 (4.2.2 項(3))。

This is a blank page.

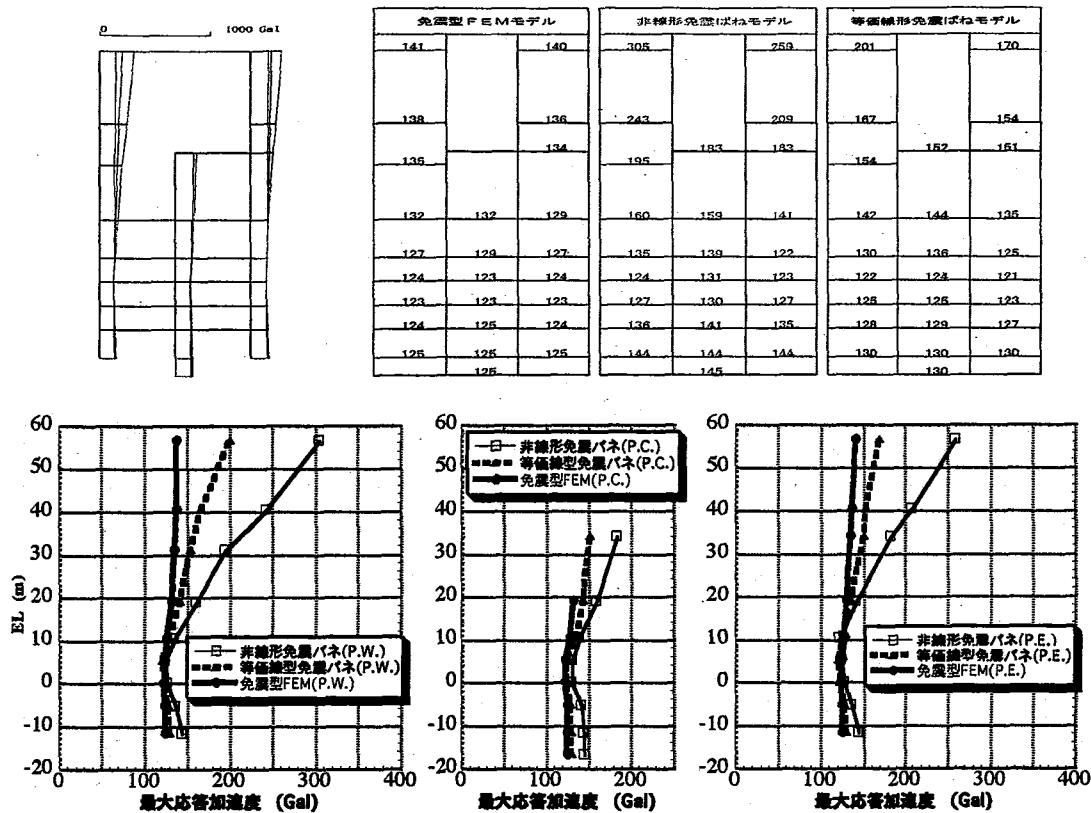


図 6.22 最大応答加速度の比較（免震型建家ケース）(Gal)

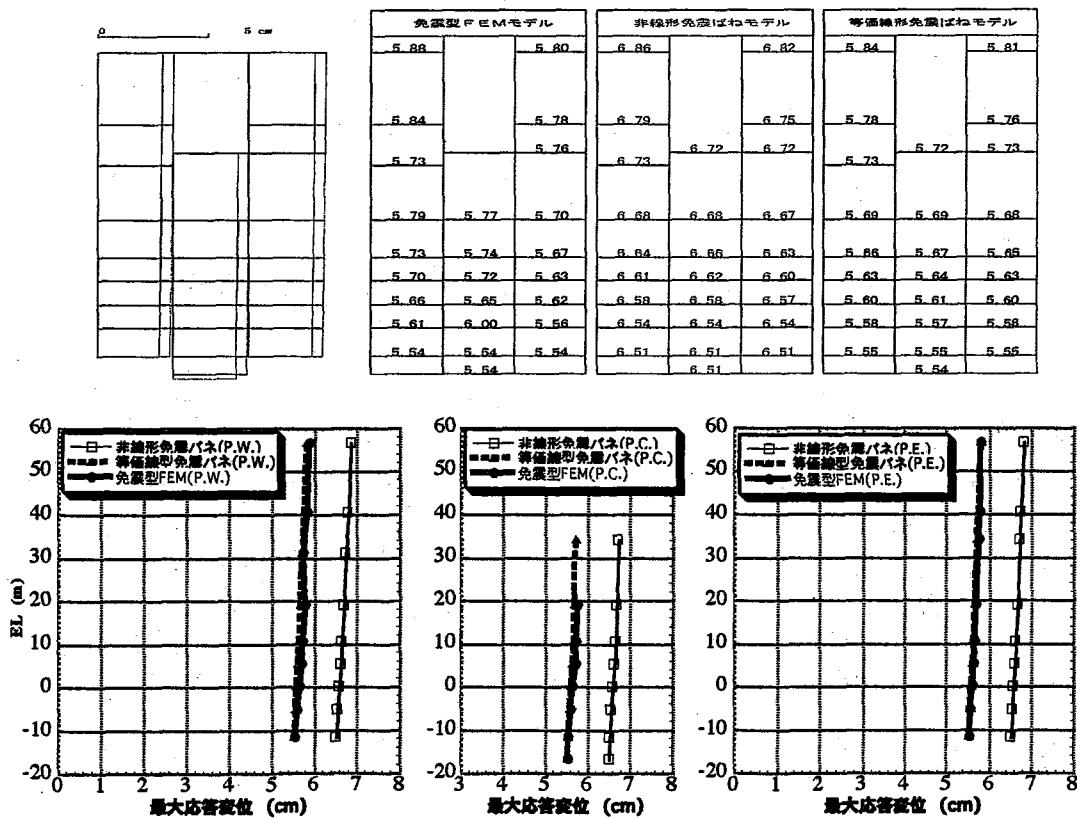


図 6.23 最大応答変位の比較（免震型建家ケース）(cm)

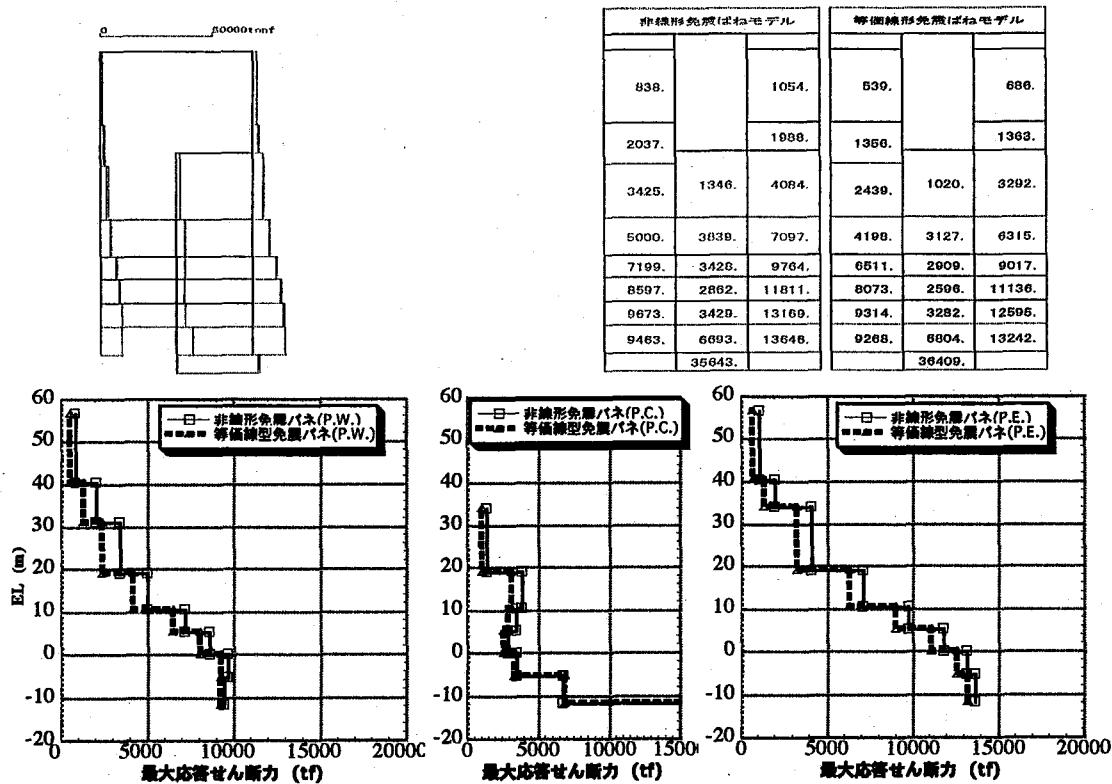
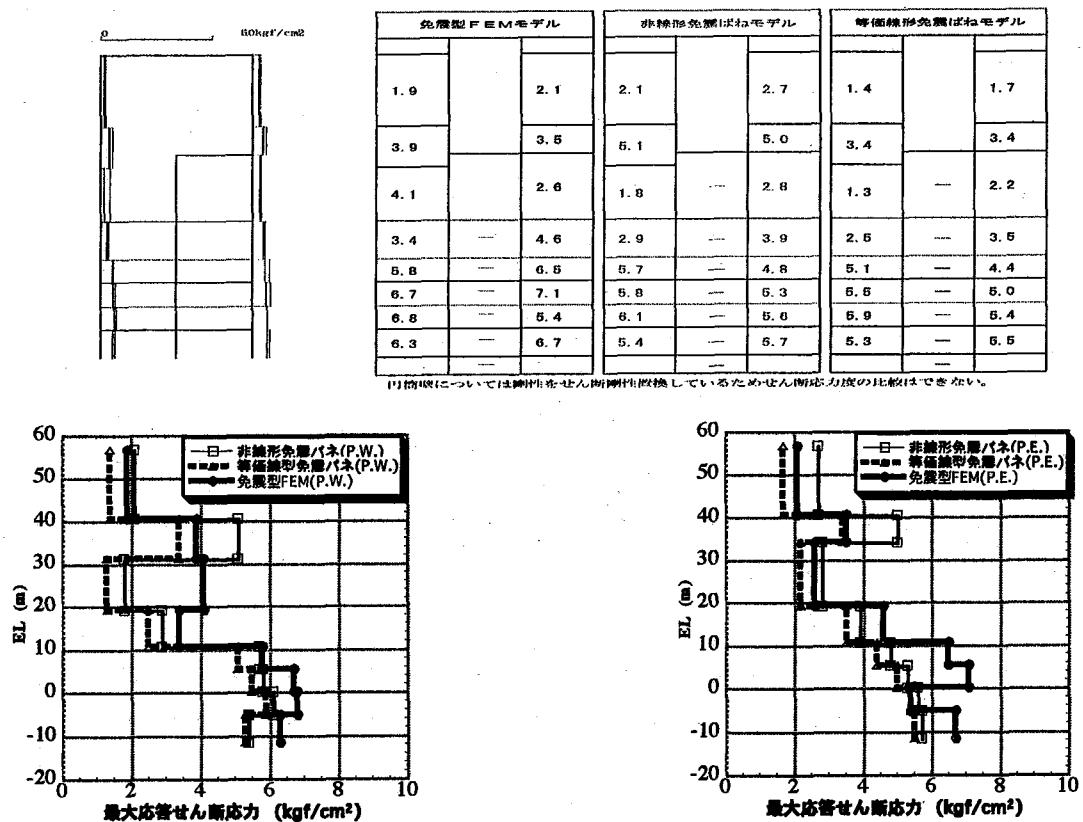


図 6.24 最大応答せん断力の比較（免震型建家ケース）(tf)

図 6.25 最大応答せん断応力度の比較（免震型建家ケース）(kgf/cm²)

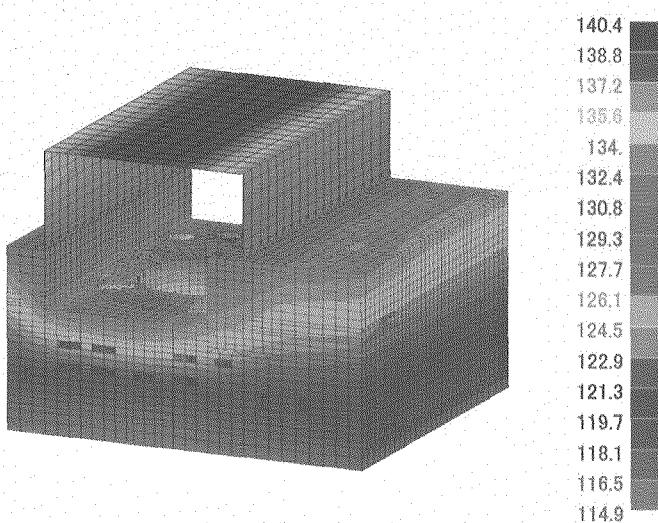


図 6.26 免震型 FEM モデル結果：応答加速度分布 (Gal) (386 step)

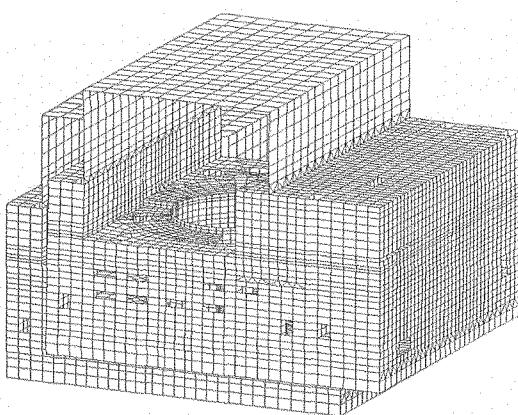
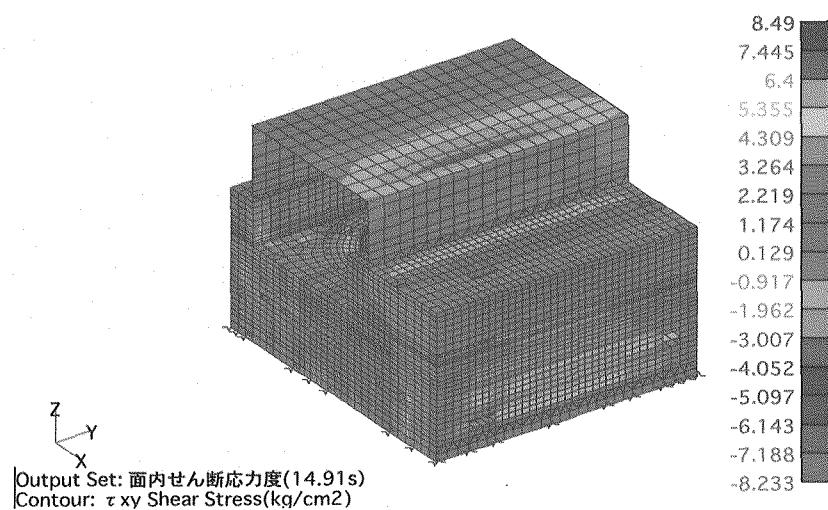


図 6.27 免震型 FEM モデル結果：応答変位分布 (1503 step)

図 6.28 免震型 FEM モデル結果：面内せん断応力度分布 (kgf/cm²) (1491 step)

This is a blank page.

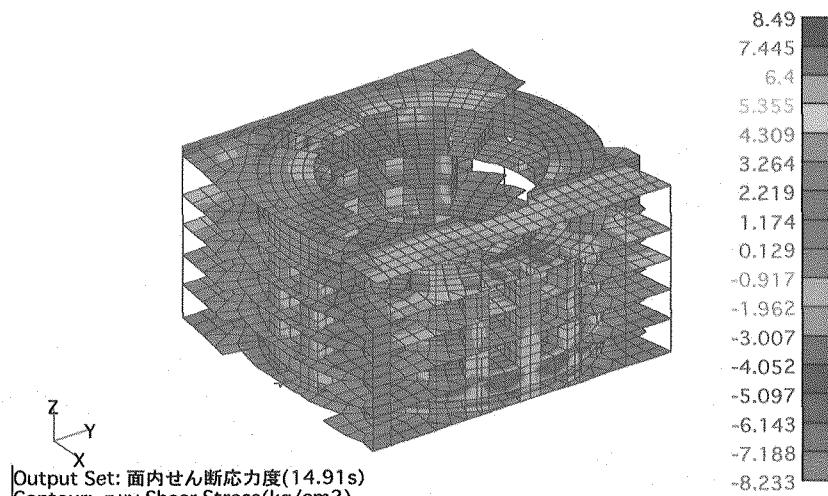


図 6.29 免震型 FEM モデル結果：面内せん断応力度分布（カッティングモデル）
(kgf/cm²) (1491 step)

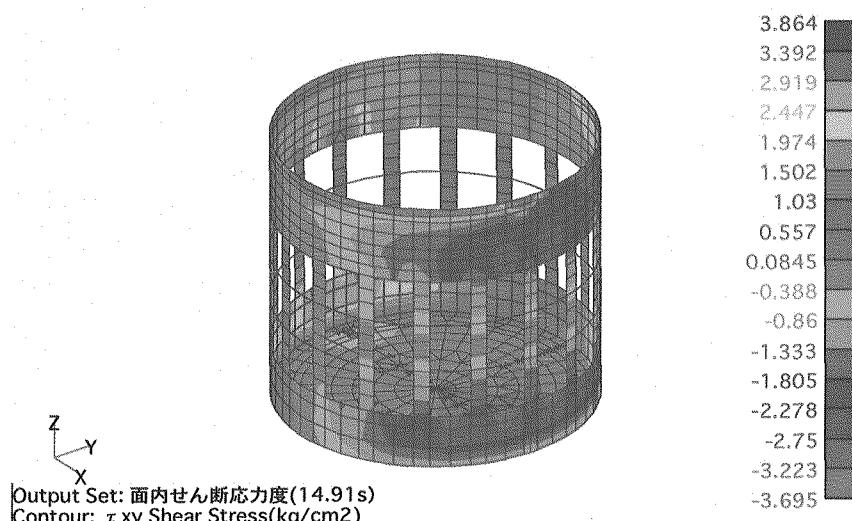
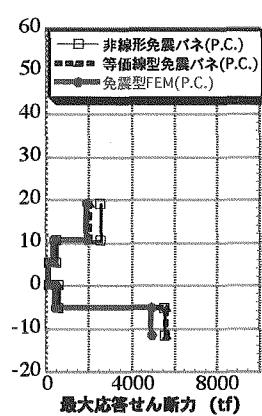


図 6.30 免震型 FEM モデル結果：面内せん断応力度分布(放射線遮蔽壁部分) (kgf/cm²)

表 6.14 放射線遮蔽壁部分の負担せん断力の分布の比較 (免震型建家ケース)

□：生体遮蔽壁部分			
	FEMモデル	非線形免震ばねケース	等価線形免震ばねケース
負担せん断力	円筒壁 ※	T1通り側 円筒壁 T9通り側	T1通り側 円筒壁 T9通り側
		838 2037 3425 5000 7199 8597 9673 9463	1054 1988 4084 2439 7097 6511 8073 9314 6693 13646
		35643	539 1356 3292 4198 3127 6315 9017 9268 6804 36409
		円筒壁As : T7壁A _t →円筒壁Q	円筒壁As : T7壁A _t →円筒壁Q
		104.60 : 53.40 [2542] 6.48 : 41.55 [462] 1.50 : 29.56 [138] 6.30 : 29.93 [596] 148.80 : 29.93 [5572]	104.60 : 53.40 [2070] 6.48 : 41.55 [392] 1.50 : 29.56 [125] 6.30 : 29.93 [571] 148.80 : 29.93 [5665]
		口内の分布	口内の分布 対FEM比
		0.39 0.07 0.03 0.09 1.00	0.46 1.2 0.08 1.2 0.02 0.9 0.11 1.2 1.00 1.0
		0.37 0.07 0.02 0.10 1.00	0.9 1.0 0.8 1.1 1.0
		対FEM比	



※ 円筒壁と T7 壁の負担せん断力を分離して評価 (4.2.2 項(3))

This is a blank page.

6.4. 免震装置の予備設計

本項では、6.3項にて実施したFEMモデルによる解析に基づき、免震装置の概略配置検討を行った結果について示す。免震装置としては、1000t／個の支持能力を有する大型免震装置を用いる。なお、ITERでは、建家基礎版の面積に比べて支持重量が大きく、配置の観点から免震要素の個数が制限されるため、高面圧型の免震要素の使用が検討されており、EDA延長期間において小中規模の免震要素試験が実施されその成果が報告[2]されている。

検討にあたっては、基礎版位置での各部支持重量を把握するために、耐震型FEMモデルにて鉛直荷重に対する応力解析を実施し、各部の地盤ばね反力に対して適切に支持できる様免震装置を配置する。図6.31に基礎版各部の地盤ばね反力と免震装置の配置結果を併せて示す。同図より、以下の知見が得られた。

- (1) 免震装置は合計で434個必要である。特に、トカマク本体機器が設置される建家の中央部分では、免震装置の配置が非常に密となり、1000t／個以上の支持能力を有する大型免震装置を配置する必要がある。
- (2) 免震装置の損傷時交換を考慮した場合、免震装置の配置の自由度は少ない。今後、上部躯体の合理化、軽量化等を行い、配置の自由度を高めたメンテナンス性のよい免震装置の配置計画を行う必要がある。

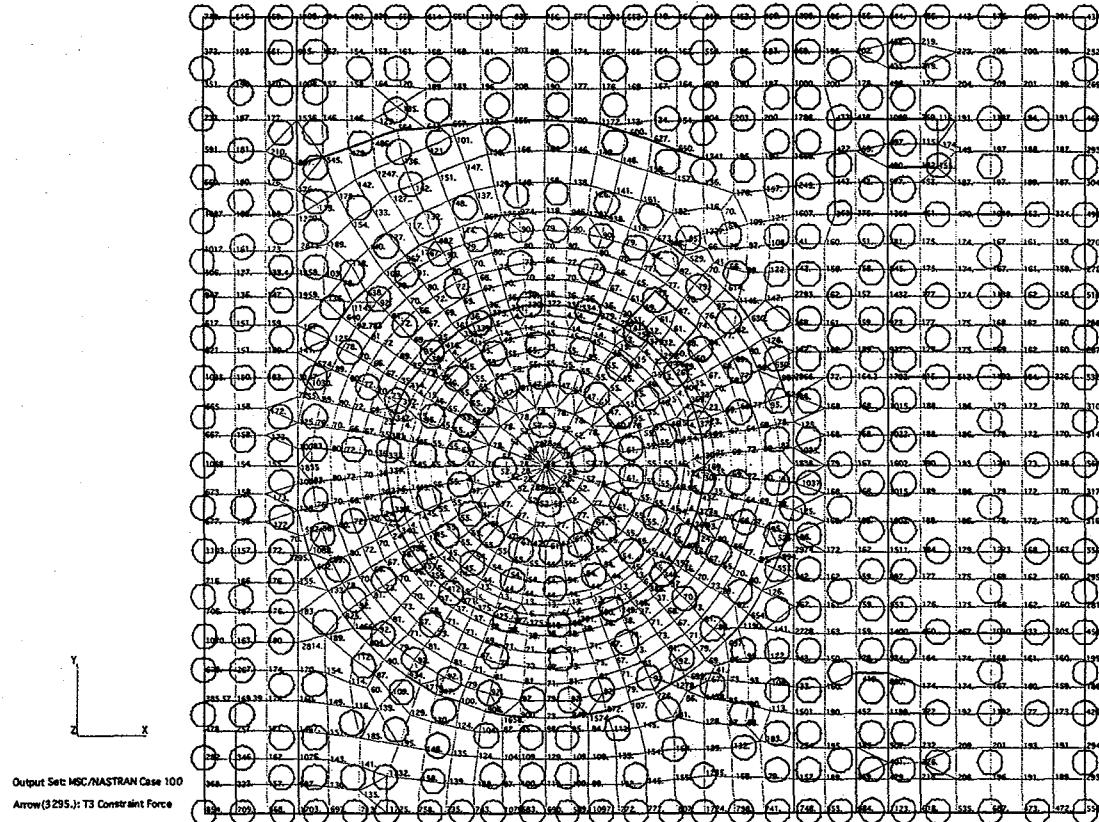


図 6.31 鉛直荷重による地盤ばね反力および免震装置配置図

7. まとめ

本検討では、標準設計に基づくトカマク複合建家に対して、詳細なモデルの代表であるFEMモデルと離散化モデルの代表であるLumped Massモデルを作成し、それらの静的および動的特性を比較・検討することにより、離散化モデルにおける放射線遮蔽壁およびその周辺床の剛性設定方法およびモデル化方法の妥当性を明らかにした。併せて、FEMモデルでの解析結果に基づき、免震装置の概略配置を検討した。本検討における知見を纏めると以下の通りである。

- (1) 静的検討では、双方の解析モデルに同じ水平荷重を入力し、その変形量を比較した。その結果、Lumped Massモデル（床剛、床ばね）の各部位の変形状況はFEMモデルの状況と概ね符号し、建家全体としての特性を模擬できていることを確認した。ただし、トカマクピット回りの放射線遮蔽壁については、多数の開口により壁が分断されることから、剛性評価の修正が必要なことが分かった。
- (2) 動的検討では、標準設計条件における双方の解析モデルに対する固有値解析及び地震応答解析を耐震型建家と免震型建家の両方について行った。
 - ・ 固有値解析：FEMモデルとLumped Massモデルで剛性評価や重量バランスが異

なる状況が見受けられるもののその全体的な特性に与えるその影響は小さく、建家全体の一次振動モードに対応する固有周期は良く一致していることを確認した。

- ・ 耐震型建家の応答解析：三つの Lumped Mass モデル（床剛、床ばね、修正床ばね）の中では、修正床ばねモデルが FEM モデルの結果に近づく傾向にあるものの、最大応答変位で約 20%、最大応答せん断応力度で約 45%、FEM モデルの値より低い値となっており、その使用・評価に注意する必要がある。なお、FEM モデルによる耐震壁の最大応答せん断応力度 (27.1kgf/cm^2) は、設定した入力条件の範囲内では、設計上のせん断応力度の目安とする値 (27.7kgf/cm^2) に収まっている。
- ・ 免震型建家の応答解析：免震効果により最大応答加速度及びせん断応力度は耐震型建家の約 1/4 に低減され、逆に最大応答変位は約 1.8 倍に増加した。免震型建家ケースで行った二つの Lumped Mass モデル（修正床バネ+非線形免震バネ/等価線形免震バネ）では、建家全体の動特性を概略模擬できており、特に等価線形免震ばねモデルでは最大応答変位で数%、最大応答せん断応力度で約 17% の範囲内で、FEM モデルの結果と良く合っていることを確認した。

- (3) FEM モデルの鉛直荷重に対する基礎版各部の地盤ばね反力の算定結果に基づき、免震装置の概略配置検討を行った。その結果、トカマク本体機器が設置される建家中央部分では、免震装置の配置が非常に密となり、1000t/個以上の支持能力を有する大型免震装置を配置する必要があることを確認した。また、免震装置の交換を考慮した場合、免震装置の配置の自由度はさらに少なくなると判断されることから、今後は、建家の上部躯体の合理化、軽量化等に依り配置の自由度を高めたメンテナンス性のよい免震装置の配置計画を行う必要がある。

参考文献

- [1] ITER の耐震・免震設計基準案の検討（Ⅲ）、（財）原子力安全研究協会（2003.2）
- [2] 高橋弘行・中平昌隆・矢花修一・松田昭博・大鳥靖樹、 国際熱核融合実験炉（ITER）における高面圧型免震要素の特性研究- 小中規模免震要素試験-（委託研究）、 JAERI-Tech2001-064（2001）

This is a blank page.

国際単位系(SI)と換算表

表1 SI基本単位および補助単位

量	名称	記号
長さ	メートル	m
質量	キログラム	kg
時間	秒	s
電流	アンペア	A
熱力学温度	ケルビン	K
物質量	モル	mol
光度	カンデラ	cd
平面角	ラジアン	rad
立体角	ステラジアン	sr

表3 固有の名称をもつSI組立単位

量	名称	記号	他のSI単位による表現
周波数	ヘルツ	Hz	s^{-1}
圧力、応力	ニュートン	N	$m \cdot kg/s^2$
エネルギー、仕事、熱量	パスカル	Pa	N/m^2
工率、放射束	ジュール	J	$N \cdot m$
電気量、電荷	ワット	W	J/s
電位、電圧、起電力	クロン	C	$A \cdot s$
静電容量	ボルト	V	W/A
電気抵抗	アード	F	C/V
コンダクタンス	オーム	Ω	V/A
磁束	ジーメンス	S	A/V
磁束密度	ウェーバ	Wb	$V \cdot s$
インダクタンス	テスラ	T	Wb/m^2
セルシウス温度	ヘンリー	H	Wb/A
光束度	セルシウス度	$^{\circ}C$	
照度	ルーメン	lm	$cd \cdot sr$
放射能	ルクス	lx	lm/m^2
吸収線量	ベクレル	Bq	s^{-1}
線量等量	グレイ	Gy	J/kg
	シーベルト	Sv	J/kg

表2 SIと併用される単位

名称	記号
分、時、日	min, h, d
度、分、秒	°, ', "
リットル	l, L
トン	t
電子ボルト	eV
原子質量単位	u

$$1 \text{ eV} = 1.60218 \times 10^{-19} \text{ J}$$

$$1 \text{ u} = 1.66054 \times 10^{-27} \text{ kg}$$

表5 SI接頭語

倍数	接頭語	記号
10^{18}	エクサ	E
10^{15}	ペタ	P
10^{12}	テラ	T
10^9	ギガ	G
10^6	メガ	M
10^3	キロ	k
10^2	ヘクト	h
10^1	デカ	da
10^{-1}	デシ	d
10^{-2}	センチ	c
10^{-3}	ミリ	m
10^{-6}	マイクロ	μ
10^{-9}	ナノ	n
10^{-12}	ピコ	p
10^{-15}	フェムト	f
10^{-18}	アト	a

(注)

1. 表1～5は「国際単位系」第5版、国際度量衡局1985年刊行による。ただし、1eVおよび1uの値はCODATAの1986年推奨値によった。

2. 表4には海里、ノット、アール、ヘクトールも含まれているが日常の単位なのでここでは省略した。

3. barは、JISでは流体の圧力を表わす場合に限り表2のカテゴリーに分類されている。

4. EC閣僚理事会指令ではbar、barnおよび「血圧の単位」mmHgを表2のカテゴリーに入れている。

換 算 表

圧力	MPa(=10bar)	kgf/cm ²	atm	mmHg(Torr)	lbf/in ² (psi)
1	0.101972	0.224809			
9.80665	1	2.20462			
4.44822	0.453592	1			
粘度	1 Pa·s(N·s/m ²)	= 10 P(ボアズ)(g/(cm·s))			
動粘度	1 m ² /s	= 10 ⁴ St(ストークス)(cm ² /s)			

エネルギー・仕事・熱量	J(=10 ⁷ erg)	kgf·m		kW·h		cal(計量法)	Btu	ft·lbf	eV	1 cal = 4.18605J (計量法)	
		1	0.101972	2.77778 × 10 ⁻⁷	0.238889					= 4.184J (熱化学)	= 4.1855J (15°C)
	9.80665	1	2.72407 × 10 ⁻⁶	2.34270	9.29487 × 10 ⁻³	7.23301	6.12082 × 10 ¹⁹	2.24694 × 10 ²⁵	2.61272 × 10 ¹⁹	= 4.1868J (国際蒸気表)	
	3.6 × 10 ⁶	3.67098 × 10 ⁵	1	8.59999 × 10 ⁵	3412.13	2.65522 × 10 ⁶	1	778.172	6.58515 × 10 ²¹	仕事率 1 PS(仏馬力)	
	4.18605	0.426858	1.16279 × 10 ⁻⁶	1	3.96759 × 10 ⁻³	3.08747	1	1	8.46233 × 10 ¹⁸	= 75 kgf·m/s	
	1055.06	107.586	2.93072 × 10 ⁻⁴	252.042	1	778.172	1	1	1	= 735.499W	
	1.35582	0.138255	3.76616 × 10 ⁻⁷	0.323890	1.28506 × 10 ⁻³	1	1	1	1		
	1.60218 × 10 ⁻¹⁹	1.63377 × 10 ⁻²⁰	4.45050 × 10 ⁻²⁶	3.82743 × 10 ⁻²⁰	1.51857 × 10 ⁻²²	1.18171 × 10 ⁻¹⁹	1	1	1		

放射能	Bq	Ci
	1	2.70270 × 10 ⁻¹¹
	3.7×10^{10}	1

吸収線量	Gy	rad
	1	100
	0.01	1

照射線量	C/kg	R
	1	3876
	2.58×10^{-4}	1

線量当量	Sv	rem
	1	100
	0.01	1



古紙配合率100%再生紙を使用しています