

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所第6号機 設計及び工事計画審査資料	
資料番号	KK6 添-2-040-15 改1
提出年月日	2024年2月8日

VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書

## 目次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	14
2.4 適用規格・基準等	17
3. 地震応答解析による評価方法	18
4. 応力解析による評価方法	20
4.1 評価対象部位及び評価方針	20
4.2 荷重及び荷重の組合せ	22
4.2.1 屋根トラス	22
4.2.2 屋根スラブ	60
4.2.3 床スラブ	61
4.3 許容限界	62
4.3.1 屋根トラス	62
4.3.2 屋根スラブ及び床スラブ	64
4.4 解析モデル化方針	66
4.4.1 屋根トラス	66
4.4.2 屋根スラブ	70
4.4.3 床スラブ	70
4.5 評価方法	71
4.5.1 応力解析方法	71
4.5.2 断面の評価方法	76
5. 地震応答解析による評価結果	80
5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果	80
6. 応力解析による評価結果	82
6.1 屋根トラスの評価結果	82
6.1.1 固有値解析結果	82
6.1.2 断面の評価結果	86
6.2 屋根スラブの評価結果	94
6.3 床スラブの評価結果	96
7. 引用文献	98

: 今回提出範囲

別紙1 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の気密性に関する計算書

K6 ① VI-2-9-3-1 R0

## 1. 概要

本資料は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、原子炉建屋のうち、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）、二次遮蔽壁及び補助遮蔽の地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり、その評価は、地震応答解析による評価及び応力解析による評価により行う。

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）は、設計基準対象施設においては「Sクラスの施設」に、重大事故等対処施設においては「常設重大事故緩和設備」に分類される。また、原子炉建屋を構成する壁及びスラブの一部は、原子炉建屋の二次遮蔽壁及び補助遮蔽に該当し、その二次遮蔽壁及び補助遮蔽は、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」に分類される。

以下、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の「Sクラスの施設」及び「常設重大事故緩和設備」としての分類に応じた耐震評価並びに二次遮蔽壁及び補助遮蔽の「常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」としての分類に応じた耐震評価を示す。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）は原子炉建屋の一部を構成している。原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）を含む原子炉建屋の設置位置を図2-1に示す。

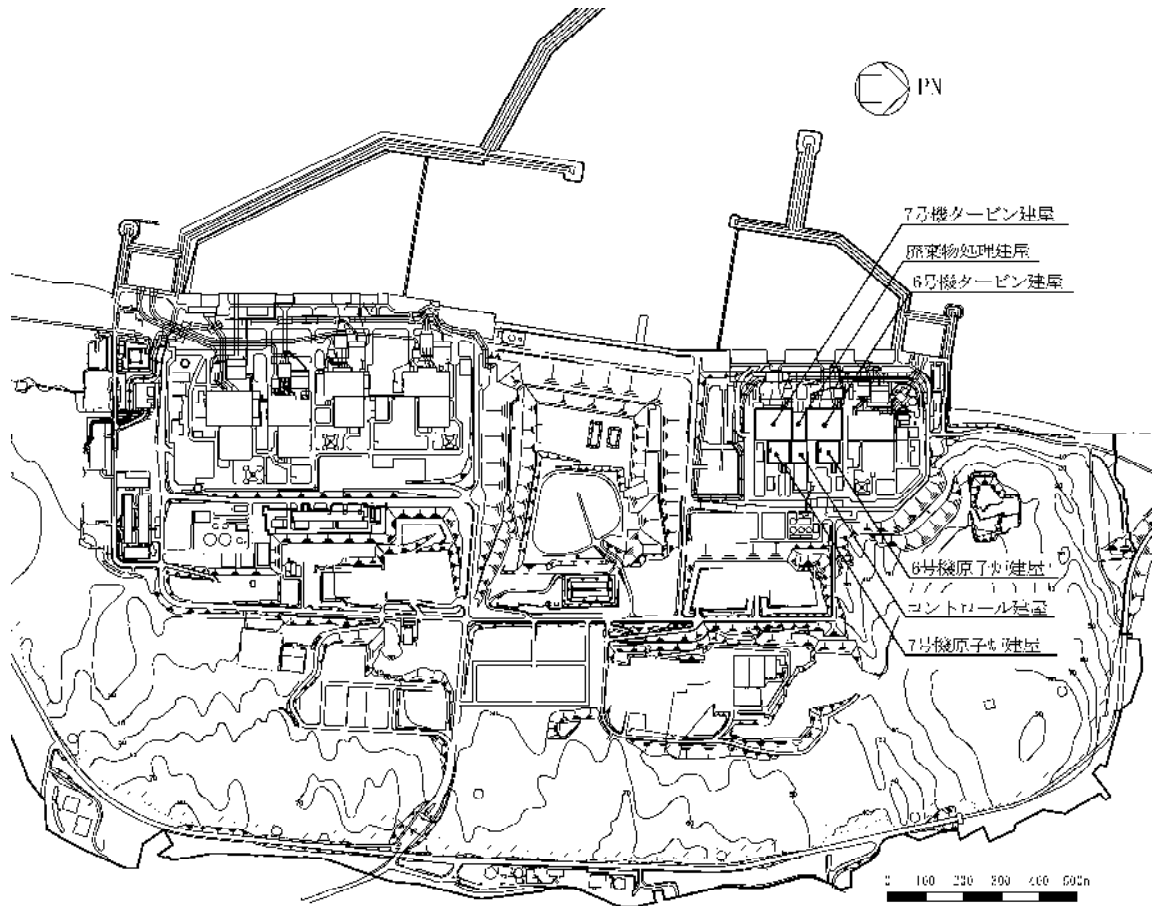


図2-1 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）を含む原子炉建屋の設置位置

## 2.2 構造概要

原子炉建屋は、地上4階、地下3階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。また、原子炉建屋の東側に位置する大物搬入建屋は、地上1階建ての鉄筋コンクリート造の建物である。なお、原子炉建屋と大物搬入建屋は構造的に分離している。

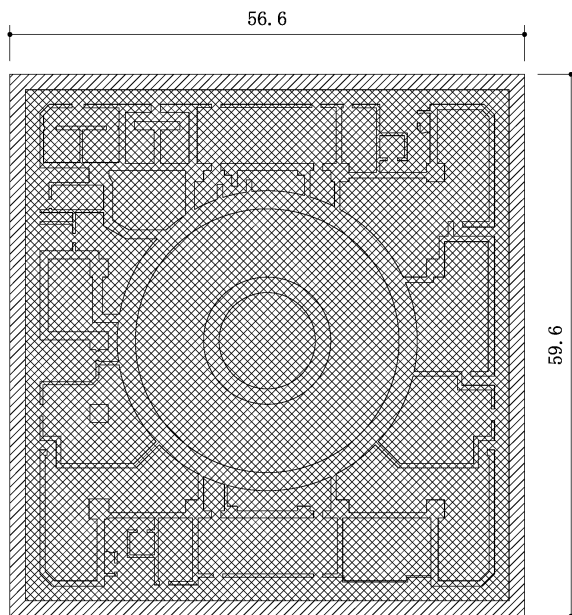
原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図及び断面図を図2-2及び図2-3に示す。また、二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図及び断面図を図2-4及び図2-5に示す。



原子炉建屋の平面は、下部では56.6m（NS方向）×59.6m（EW方向）、最上階は39.0m（NS方向）×59.6m（EW方向）である。基礎スラブ底面からの高さは63.4mであり、地上高さは37.7mである。原子炉建屋最上部に位置する鉄骨フレーム（以下「屋根トラス」という。）の平面は、39.0m（NS方向）×59.6m（EW方向）の長方形をなしており、燃料取替床レベルからの高さは18.0mである。

原子炉建屋の基礎は厚さ5.5mのべた基礎で、支持地盤である泥岩上に設置している。

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）は、基礎スラブ、基礎スラブから屋根面まで連続した壁、床スラブ、厚さ□の鉄筋コンクリート造のスラブ（以下「屋根スラブ」という。）及び屋根スラブを支持する屋根トラスから構成されている。

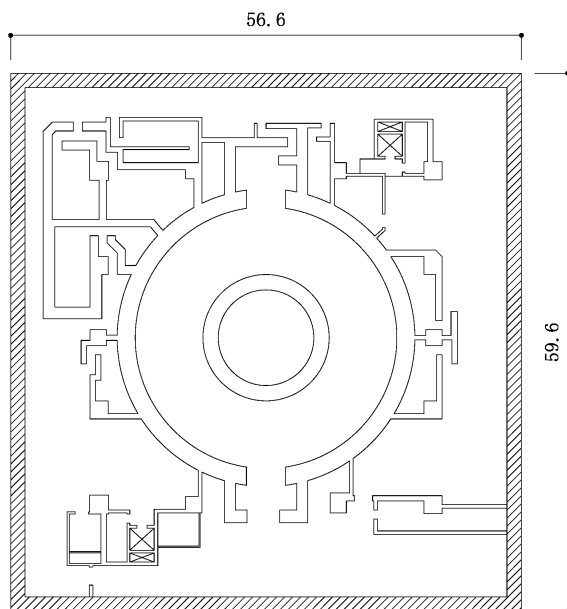
大物搬入建屋の平面は、11.0m（NS方向）×22.1m（EW方向）であり、地上高さは7.6mである。大物搬入建屋の基礎は厚さ2.5mの鉄筋コンクリートスラブであり、支持地盤である泥岩上に杭基礎を介して設置している。



 二次格納施設バウンダリ（壁）を示す。  
 二次格納施設バウンダリ（床）を示す。

注：東京湾平均海面を，以下「T. M. S. L.」という。

図 2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図  
(B3F, T. M. S. L. - 8.2m) (1/8) (単位 : m)





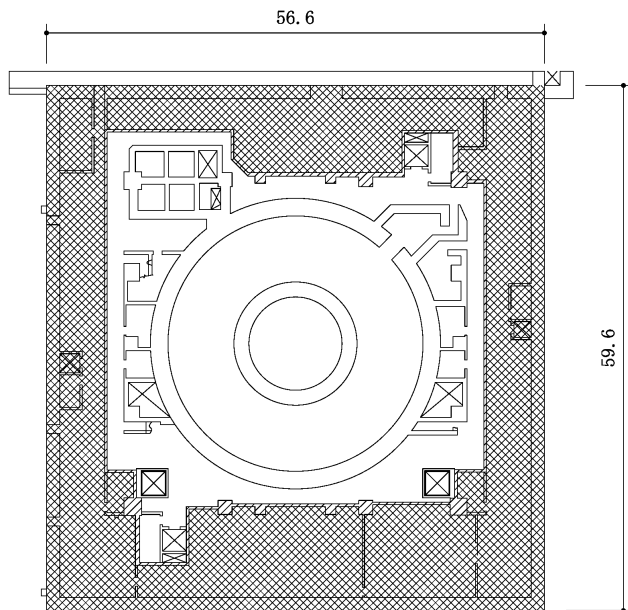
 二次格納施設バウンダリ（壁）を示す。  
 二次格納施設バウンダリ（床）を示す。

図2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図  
(B2F, T. M. S. L. - 1.7m) (2/8) (単位 : m)





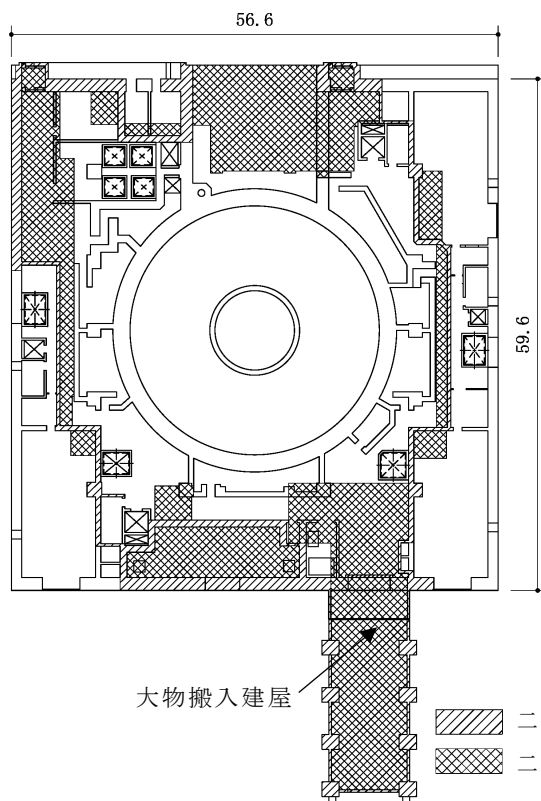
 二次格納施設バウンダリ（壁）を示す。  
 二次格納施設バウンダリ（床）を示す。

図 2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図  
 (B1F, T. M. S. L. 4. 8m) (3/8) (単位 : m)



大物搬入建屋



 二次格納施設バウンダリ（壁）を示す。  
 二次格納施設バウンダリ（床）を示す。

図2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図  
 (1F, T. M. S. L. 12. 3m) (4/8) (単位 : m)



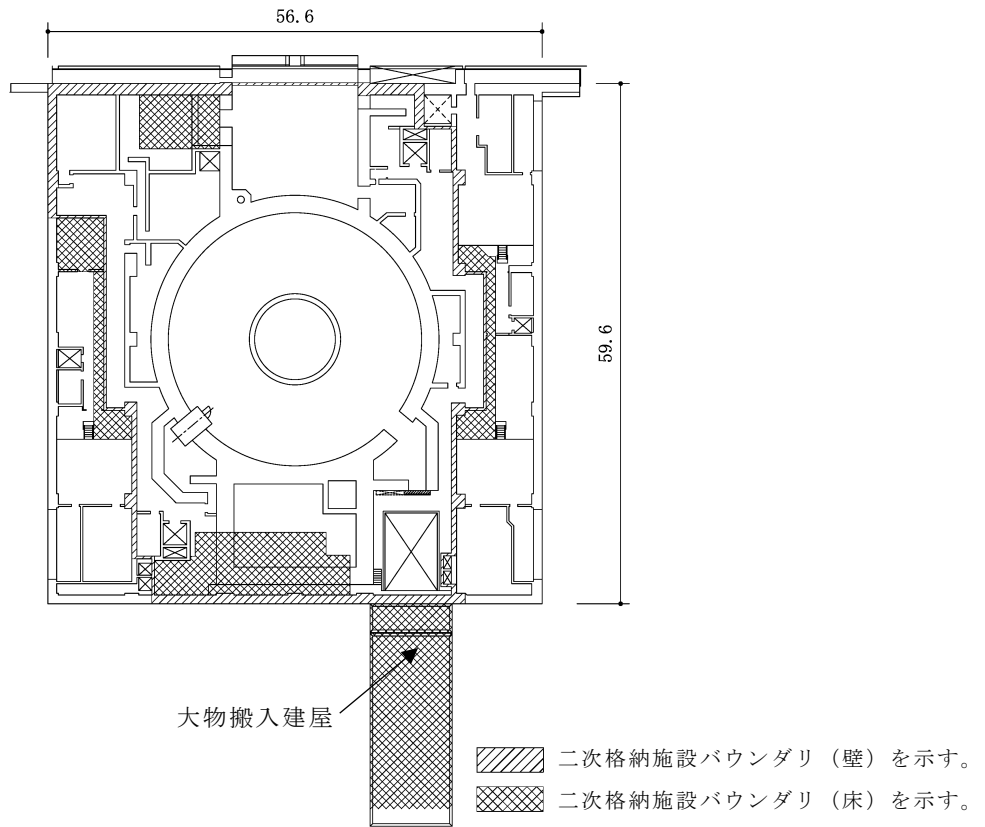


図 2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図  
(2F, T. M. S. L. 18.1m) (5/8) (単位 : m)

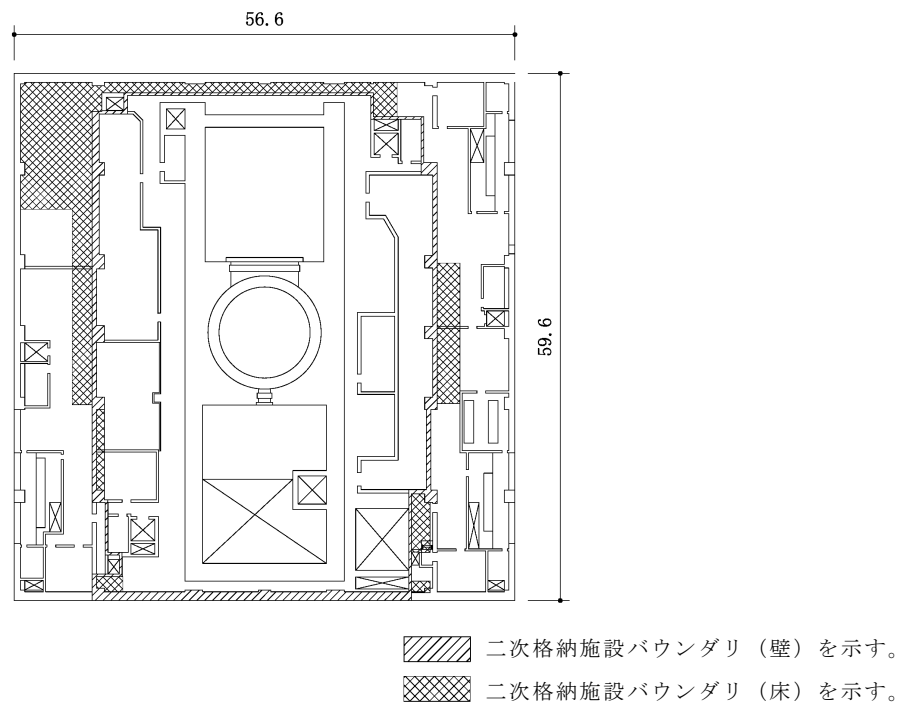


図2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図  
(3F, T. M. S. L. 23.5m) (6/8) (単位 : m)

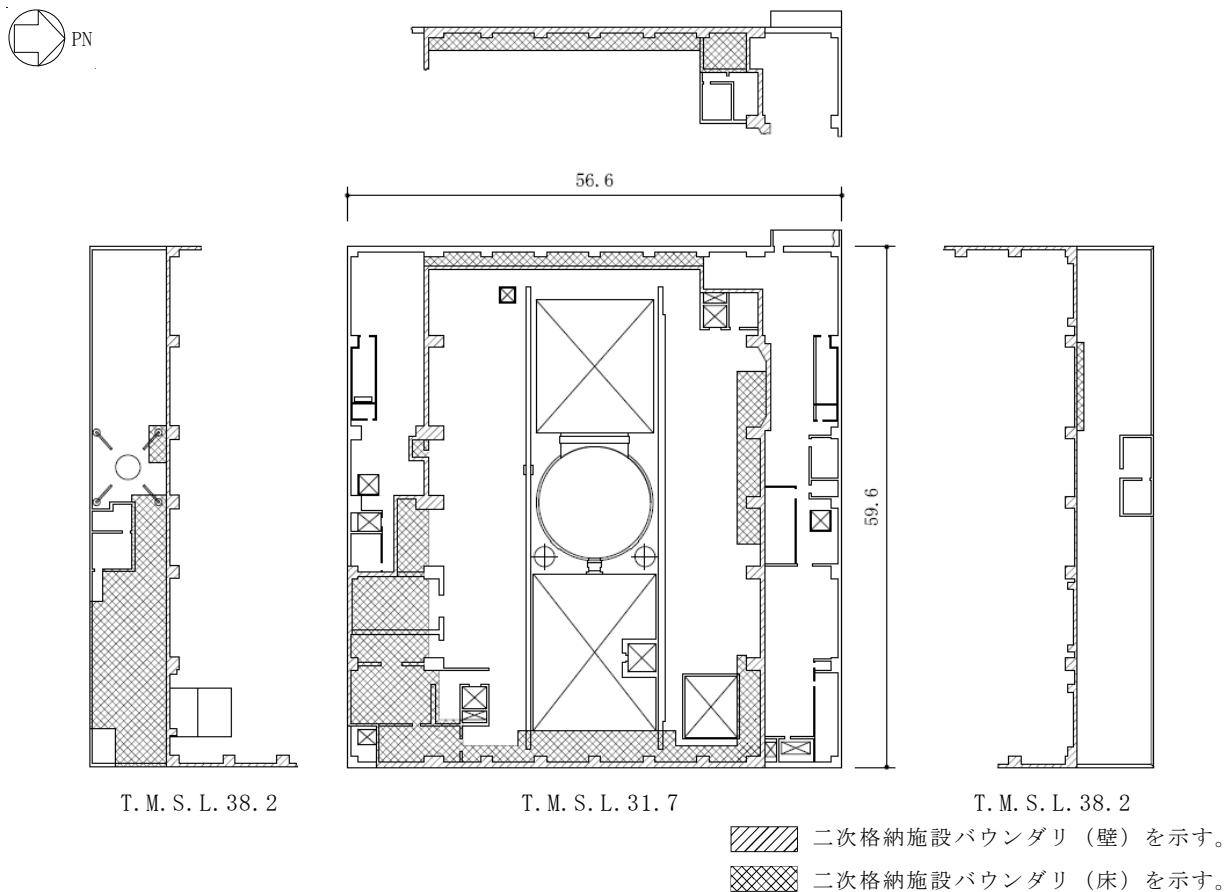


図2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図  
 (4F, T. M. S. L. 31.7m, CRF, T. M. S. L. 38.2m) (7/8) (単位 : m)

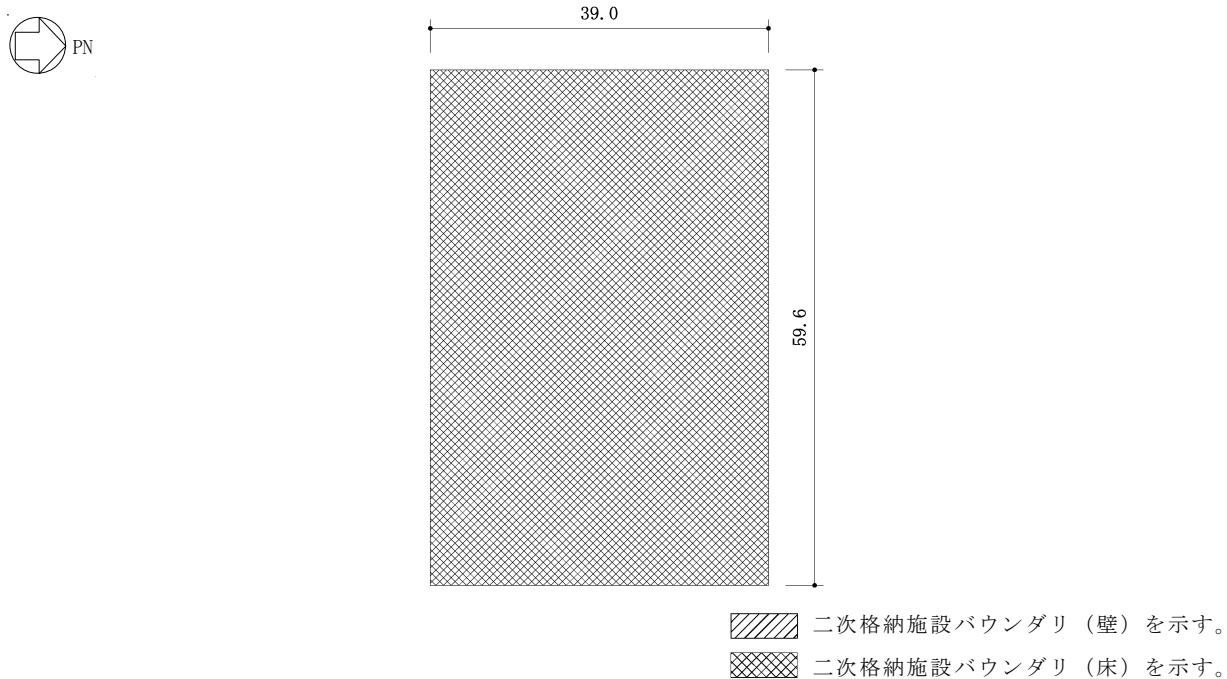


図2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図  
 (RF, T. M. S. L. 49.7m) (8/8) (単位 : m)

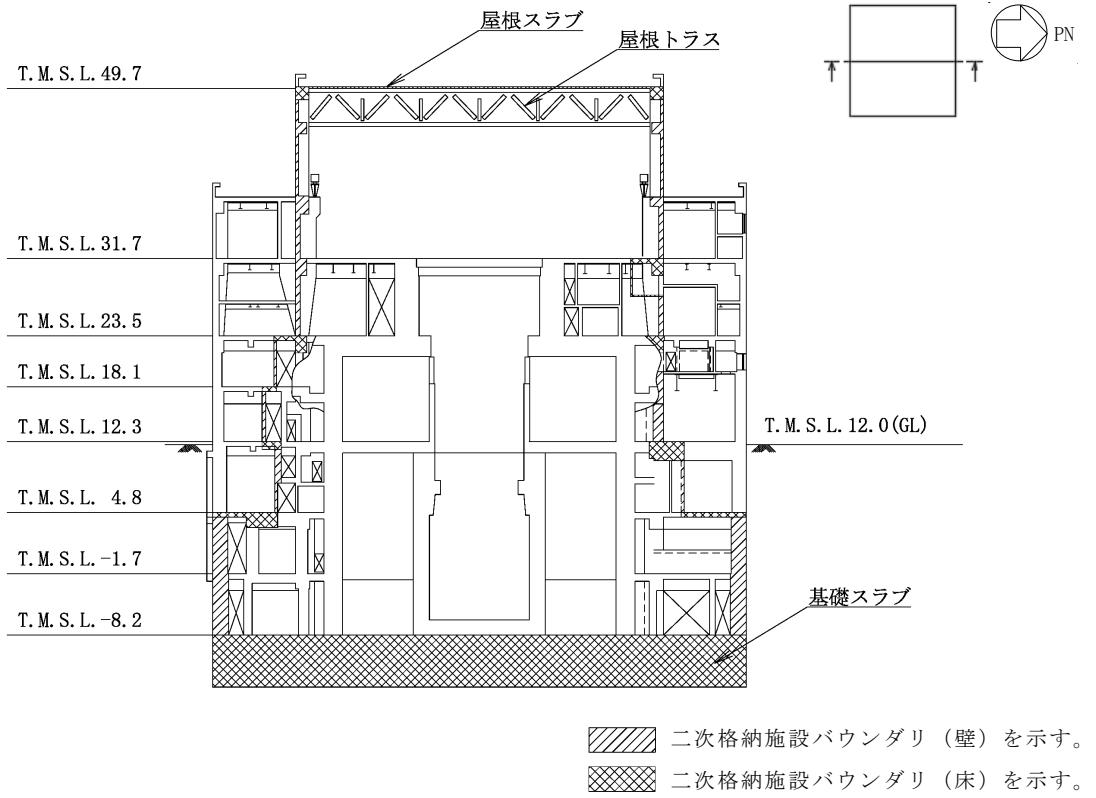


図 2-3 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の断面図  
(NS 方向) (1/2) (単位 : m)

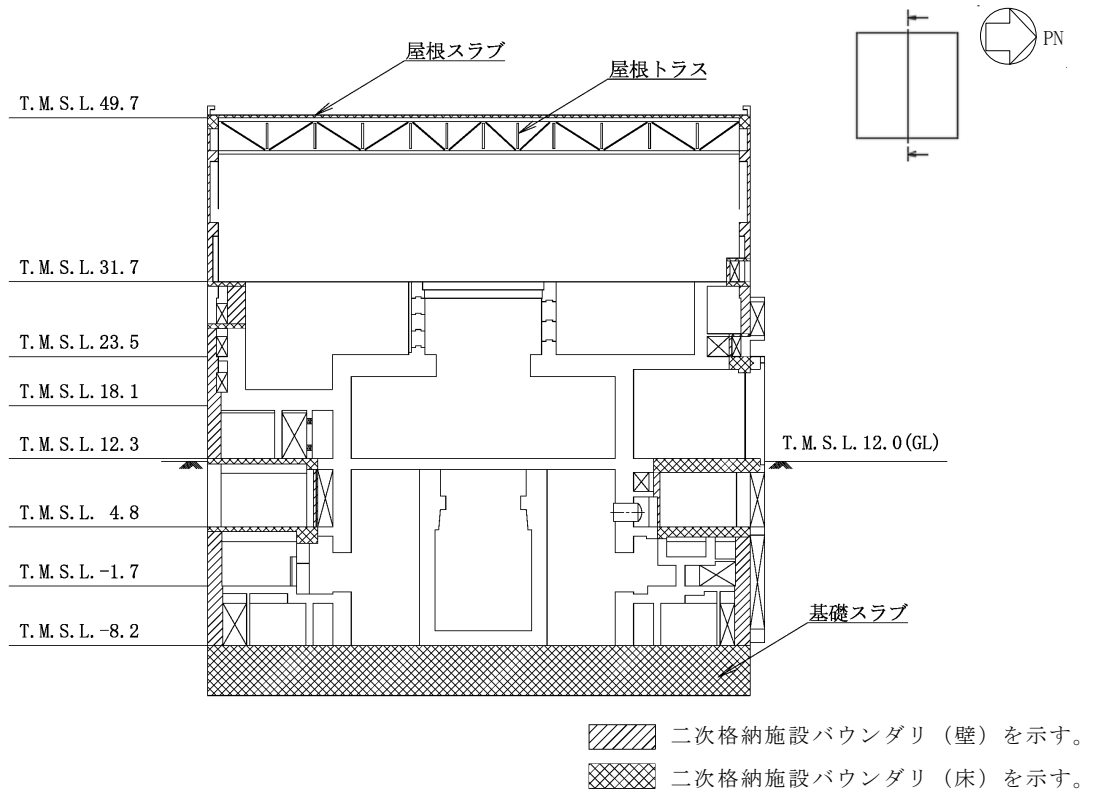


図 2-3 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の断面図  
(EW 方向) (2/2) (単位 : m)

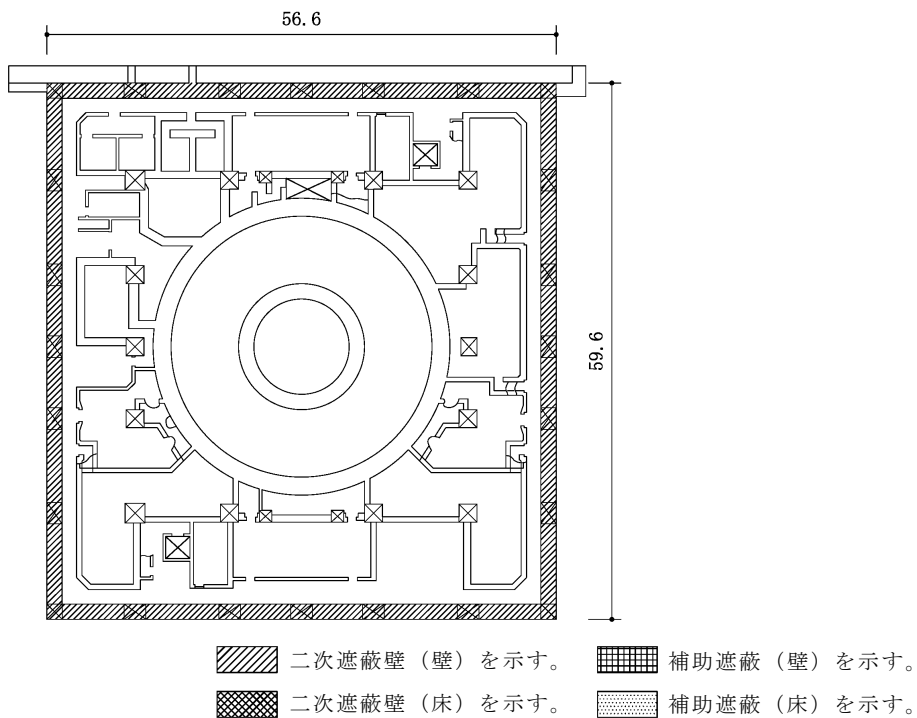


図 2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図  
 (B3F, T. M. S. L. -8.2m) (1/8) (単位 : m)

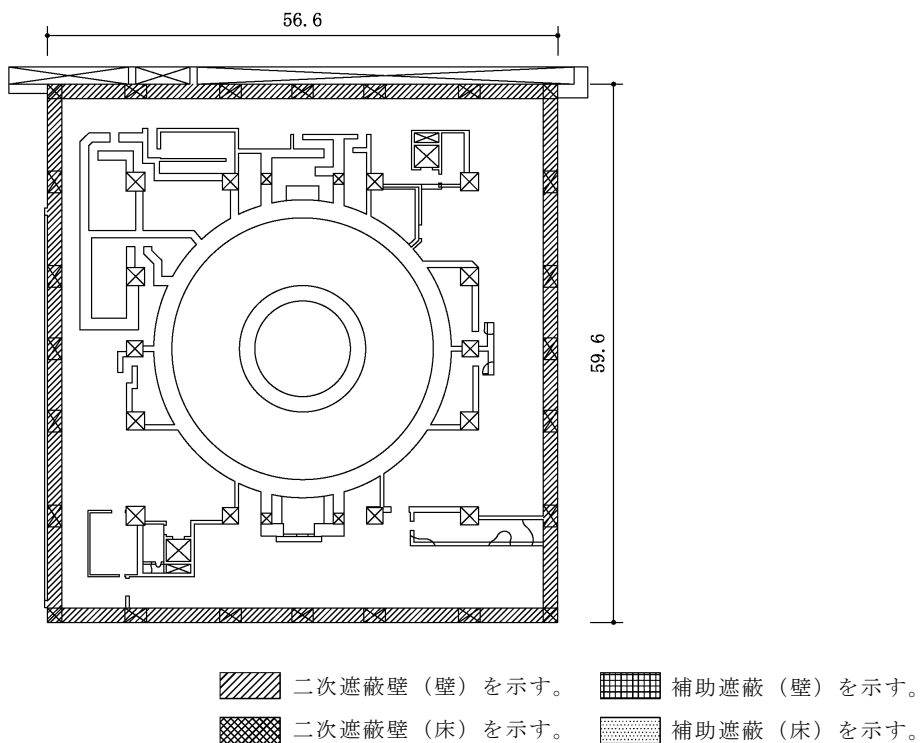
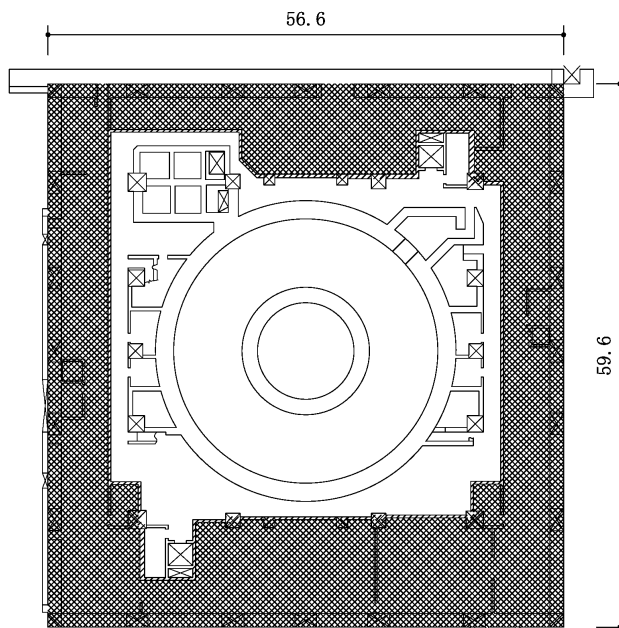


図2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図  
 (B2F, T. M. S. L. -1.7m) (2/8) (単位 : m)



- 二次遮蔽壁（壁）を示す。
- 補助遮蔽（壁）を示す。
- 二次遮蔽壁（床）を示す。
- 補助遮蔽（床）を示す。

図2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図  
(B1F, T. M. S. L. 4.8m) (3/8) (単位：m)

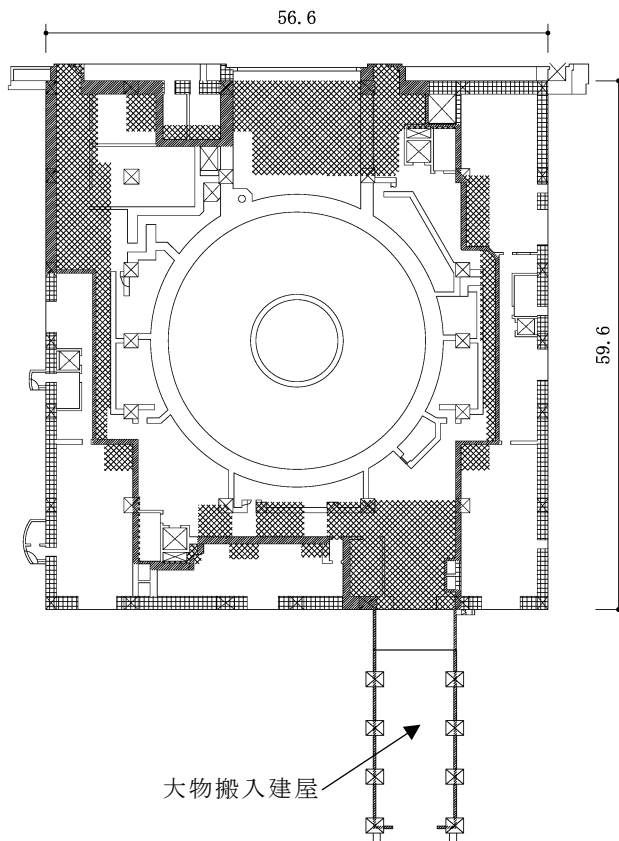


図2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図  
(1F, T. M. S. L. 12.3m) (4/8) (単位：m)

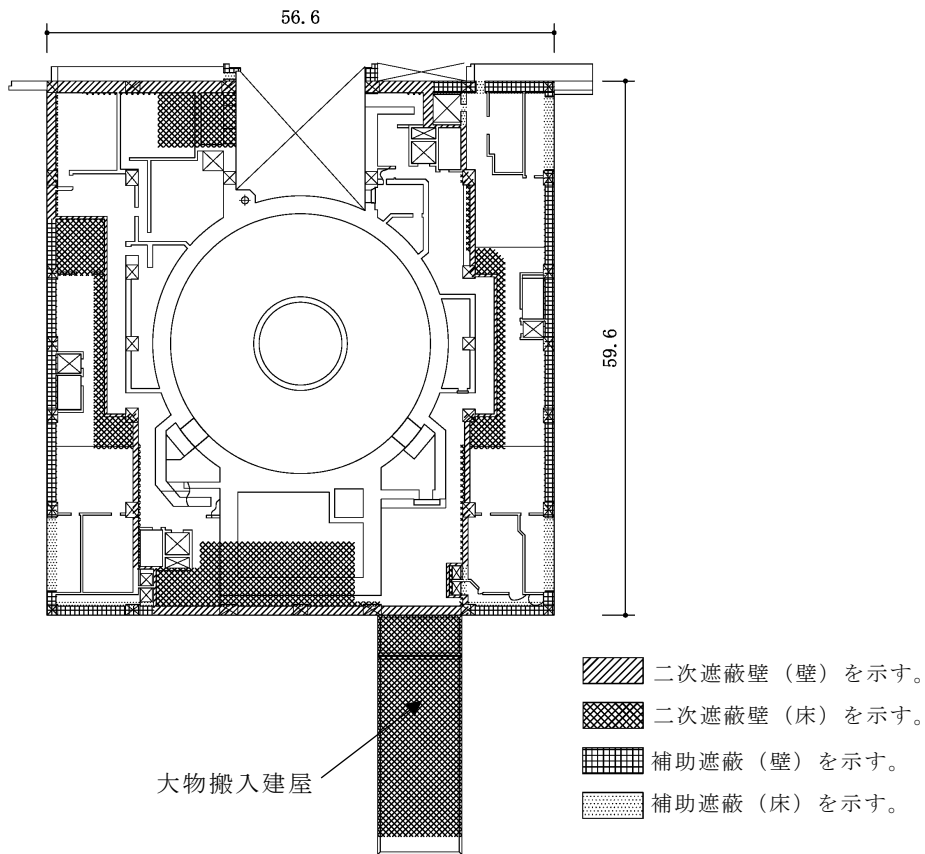


図2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図  
(2F, T. M. S. L. 18.1m) (5/8) (単位 : m)

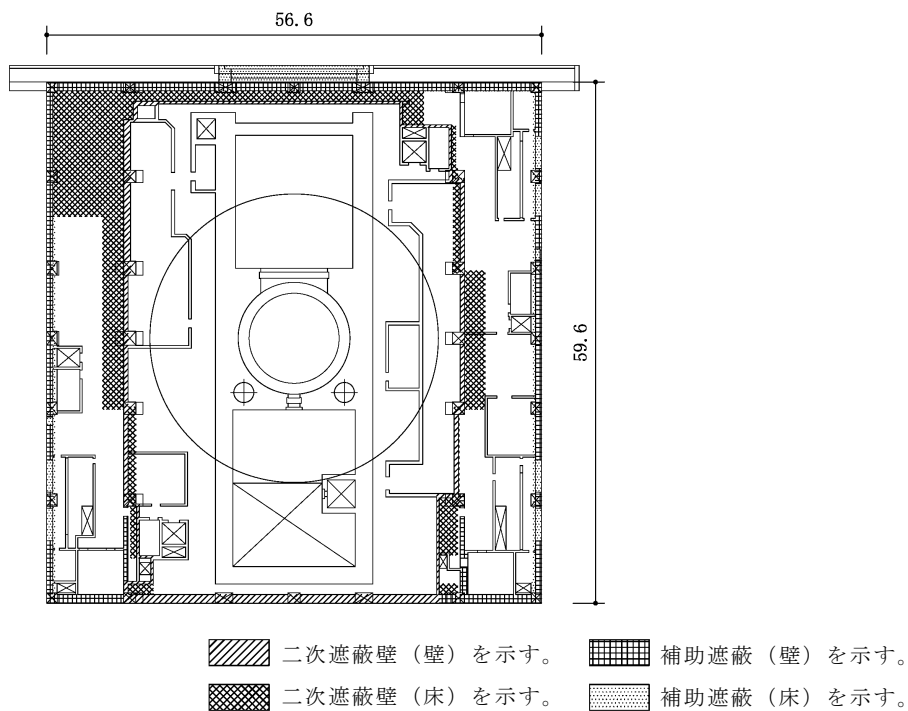
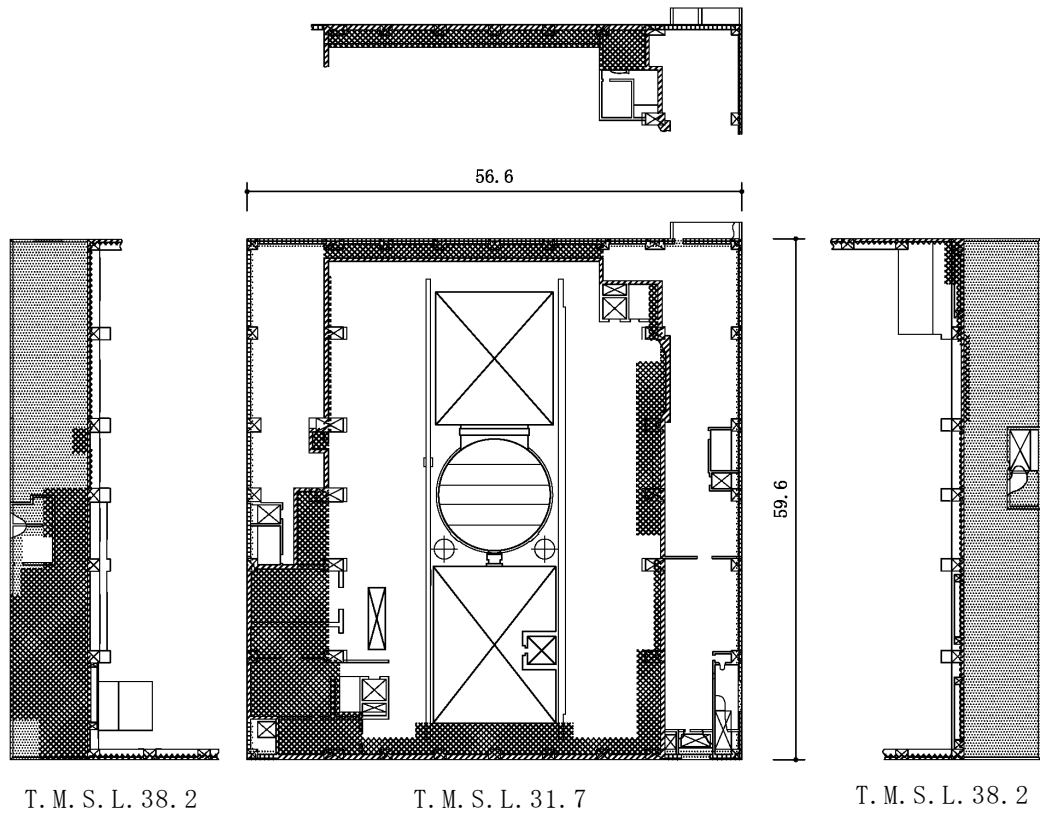
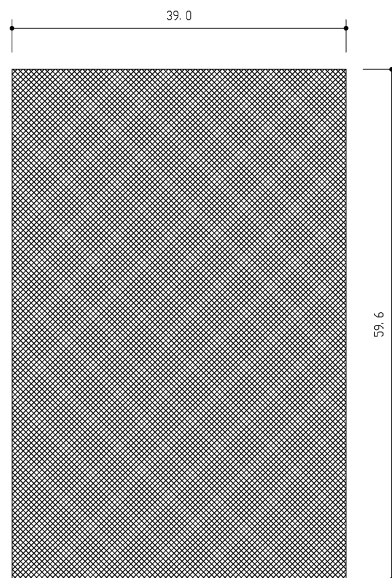


図2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図  
(3F, T. M. S. L. 23.5m) (6/8) (単位 : m)



- |  |              |  |             |
|--|--------------|--|-------------|
|  | 二次遮蔽壁（壁）を示す。 |  | 補助遮蔽（壁）を示す。 |
|  | 二次遮蔽壁（床）を示す。 |  | 補助遮蔽（床）を示す。 |

図2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図  
(4F, T. M. S. L. 31.7m, CRF, T. M. S. L. 38.2m) (7/8) (単位 : m)



- |  |              |  |             |
|--|--------------|--|-------------|
|  | 二次遮蔽壁（壁）を示す。 |  | 補助遮蔽（壁）を示す。 |
|  | 二次遮蔽壁（床）を示す。 |  | 補助遮蔽（床）を示す。 |

図2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図  
(RF, T. M. S. L. 49.7m) (8/8) (単位 : m)

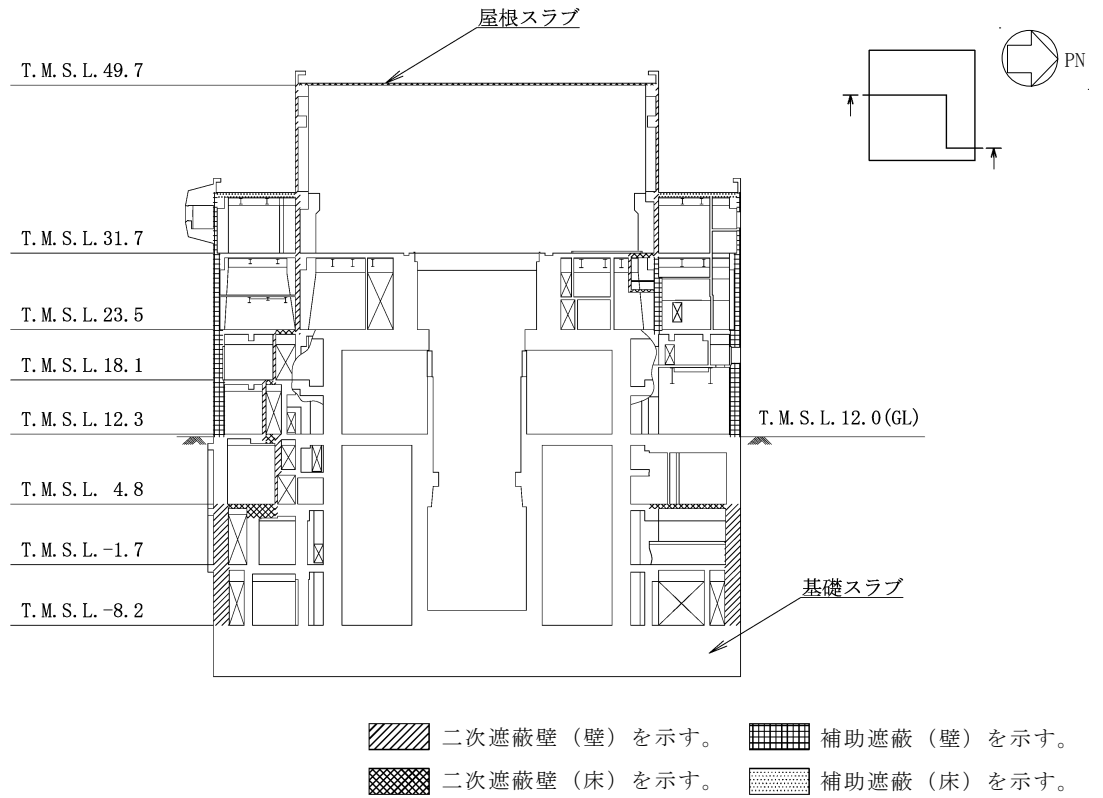


図 2-5 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の断面図  
(NS 方向) (1/2) (単位 : m)

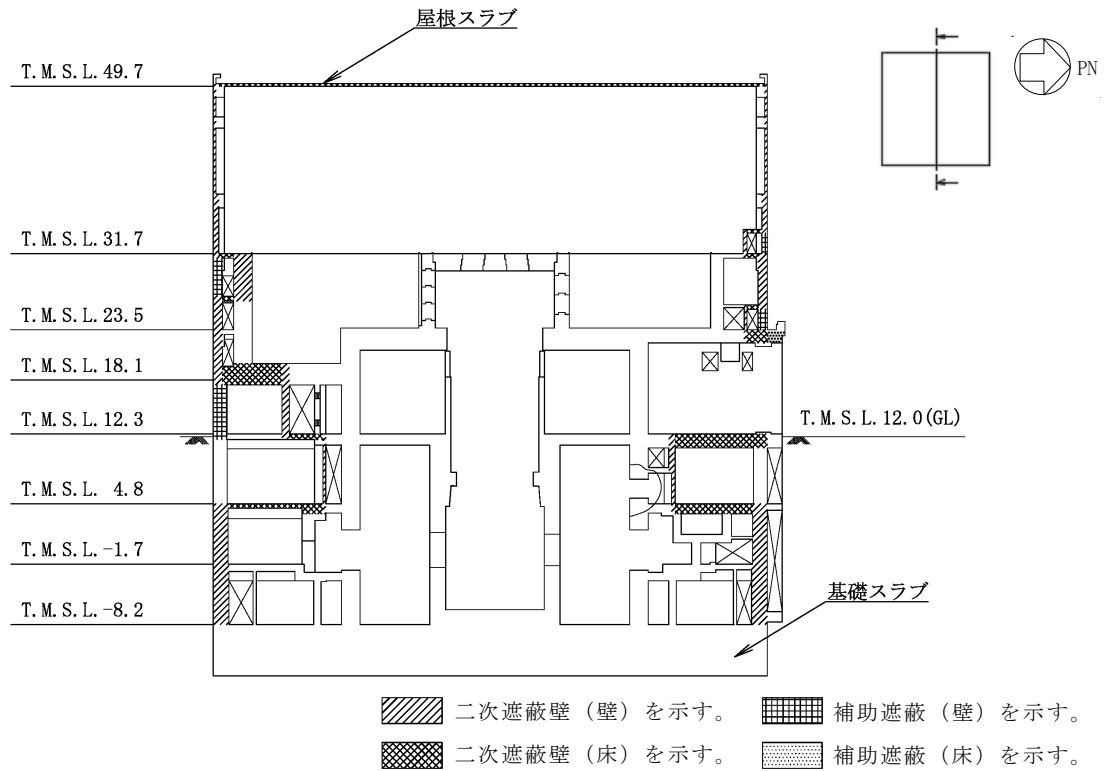


図 2-5 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の断面図  
(EW 方向) (2/2) (単位 : m)



### 2.3 評価方針

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）は，設計基準対象施設においては「Sクラスの施設」に，重大事故等対処施設においては「常設重大事故緩和設備」に分類される。また，原子炉建屋を構成する壁及びスラブの一部は，原子炉建屋の二次遮蔽壁及び補助遮蔽に該当し，その二次遮蔽壁及び補助遮蔽は，重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」に分類される。

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の設計基準対象施設としての評価においては，基準地震動 $S_s$ による地震力に対する評価（以下「 $S_s$ 地震時に対する評価」という。）及び保有水平耐力の評価を行うこととし，それぞれの評価は，VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の評価は，VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき，地震応答解析による評価においては，耐震壁のせん断ひずみ及び保有水平耐力の評価を，応力解析による評価においては断面の評価を行うことで，原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価にあたっては，材料物性の不確かさを考慮する。表2-1に原子炉建屋の材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを示す。なお，保有水平耐力の評価については，原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）が原子炉建屋の一部であることを踏まえ，原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）を含む原子炉建屋全体としての評価結果を，VI-2-2-2「原子炉建屋の耐震性についての計算書」に示すこととする。また，静的地震力に対する評価については，平成3年8月23日付け3資庁第6674号にて認可された工事計画の添付書類「IV-2-7-1 原子炉建屋の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）にて実施しているため，弾性設計用地震動 $S_d$ による地震力又は静的地震力のいずれか大きい方の地震力に対する評価は，弾性設計用地震動 $S_d$ による地震力に対する評価を行うこととする。ただし，弾性設計用地震動 $S_d$ による応答せん断力は，設計用地震力に包絡されていることにより，新たな検討は行わない。

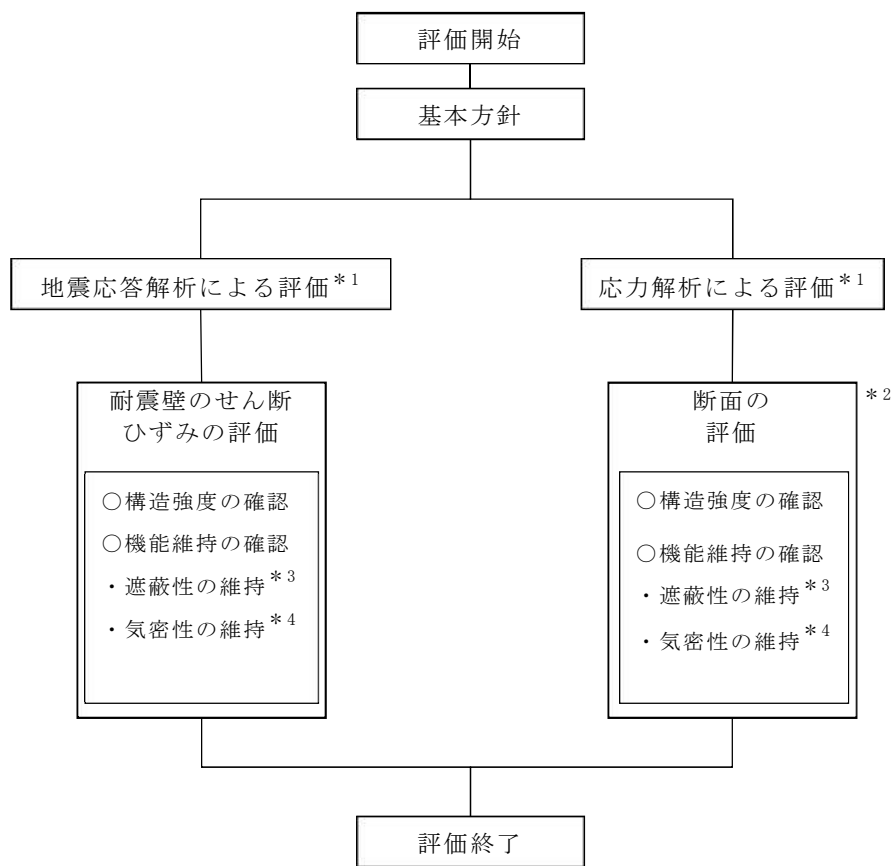
また，原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽の重大事故等対処施設としての評価においては， $S_s$ 地震時に対する評価及び保有水平耐力の評価を行う。ここで，鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（以下「RCCV」という。），RCCV底部及び使用済燃料貯蔵プールにおいて，運転時，設計基準事故時及び重大事故等時の状態で，温度の条件が異なるが，コンクリートの温度が上昇した場合においても，コンクリートの圧縮強度の低下は認められず，剛性低下は認められるがその影響は小さいと考えられること，また，「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格」（(社)日本機械学会，2003）では要素内の温度差及び拘束力により発生する熱応力は自己拘束的

な応力であり，十分な塑性変形能力がある場合は終局耐力に影響しないとされていることから，重大事故等対処施設としての評価は，設計基準対象施設としての評価と同一となる。

図2-6に原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽の評価フローを示す。

表 2-1 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	コンクリート剛性	回転ばね定数	地盤剛性	備考
①ケース1 (設工認モデル)	実強度 (43.1N/mm <sup>2</sup> )	100%	標準地盤	基本ケース
②ケース2 (建屋剛性+ $\sigma$ 及び地盤剛性+ $\sigma$ )	実強度+ $\sigma$ (46.0N/mm <sup>2</sup> )	100%	標準地盤+ $\sigma$ (新期砂層+13%, 古安田層+25%及び 西山層+10%)	—
③ケース3 (建屋剛性- $\sigma$ 及び地盤剛性- $\sigma$ )	実強度- $\sigma$ (40.2N/mm <sup>2</sup> )	100%	標準地盤- $\sigma$ (新期砂層-13%, 古安田層-25%及び 西山層-10%)	—
④ケース4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (55.7N/mm <sup>2</sup> )	100%	標準地盤	—
⑤ケース5 (建屋剛性-2 $\sigma$ )	実強度-2 $\sigma$ (37.2N/mm <sup>2</sup> )	100%	標準地盤	—
⑥ケース6 (回転ばね低減)	実強度 (43.1N/mm <sup>2</sup> )	50%	標準地盤	—



注記\*1 : VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

\*2 : 基準地震動  $S_s$  による検討を行う。弾性設計用地震動  $S_d$  による応答せん断力は、設計用地震力に包絡されていることにより、新たな検討は行わない。

\*3 : 二次遮蔽壁及び補助遮蔽について実施する。

\*4 : 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）について実施する。

図 2-6 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）、二次遮蔽壁及び補助遮蔽の評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)
- ・ 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 2005 改定)
- ・ 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 1987 改定)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補-1984 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会)
- ・ 発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格 ((社) 日本機械学会, 2003)

### 3. 地震応答解析による評価方法

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽の構造強度については，VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に基づき，材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

また，遮蔽性及び気密性の維持については，VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に基づき，材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

地震応答解析による評価における原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽の許容限界は，VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持方針に基づき，表3-1及び表3-2のとおり設定する。

表 3-1 地震応答解析による評価における許容限界（設計基準対象施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	耐震壁* <sup>1</sup>	最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 <sup>-3</sup>
気密性	換気性能とあいまって気密機能を維持すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	耐震壁* <sup>1</sup> (原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）)	最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 <sup>-3</sup> * <sup>2</sup>

注記\*<sup>1</sup>：建屋全体としては，地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており，柱，はり，間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること，また，全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため，各層の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を満足していれば，建物・構築物に要求される機能は維持される。また，VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため，評価対象部位には補助壁を含む。

\*<sup>2</sup>：事故時においては，RCCVから漏えいした空気を非常用ガス処理設備で処理できるように気密性を有する設計とし，地震時においてもその機能を維持できる設計とする。気密性に対する許容限界の適用性は，VI-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」のうち別紙1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の気密性に関する計算書」に示す。

表 3-2 地震応答解析による評価における許容限界（重大事故等対処施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	耐震壁*1	最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 <sup>-3</sup>
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性を損なわないこと	基準地震動 S <sub>s</sub>	耐震壁*1 (二次遮蔽壁及び補助遮蔽)	最大せん断ひずみが遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 <sup>-3</sup>
気密性	換気性能とあいまって気密機能を維持すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	耐震壁*1 (原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）)	最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 <sup>-3</sup> *2

注記\*1：建屋全体としては、地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており、柱、はり、間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること、また、全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため、各層の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を満足していれば、建物・構築物に要求される機能は維持される。また、VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため、評価対象部位には補助壁を含む。

\*2：事故時においては、RCCVから漏えいした空気を非常用ガス処理設備で処理できるように気密性を有する設計とし、地震時においてもその機能を維持できる設計とする。気密性に対する許容限界の適用性は、VI-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」のうち別紙1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の気密性に関する計算書」に示す。

#### 4. 応力解析による評価方法

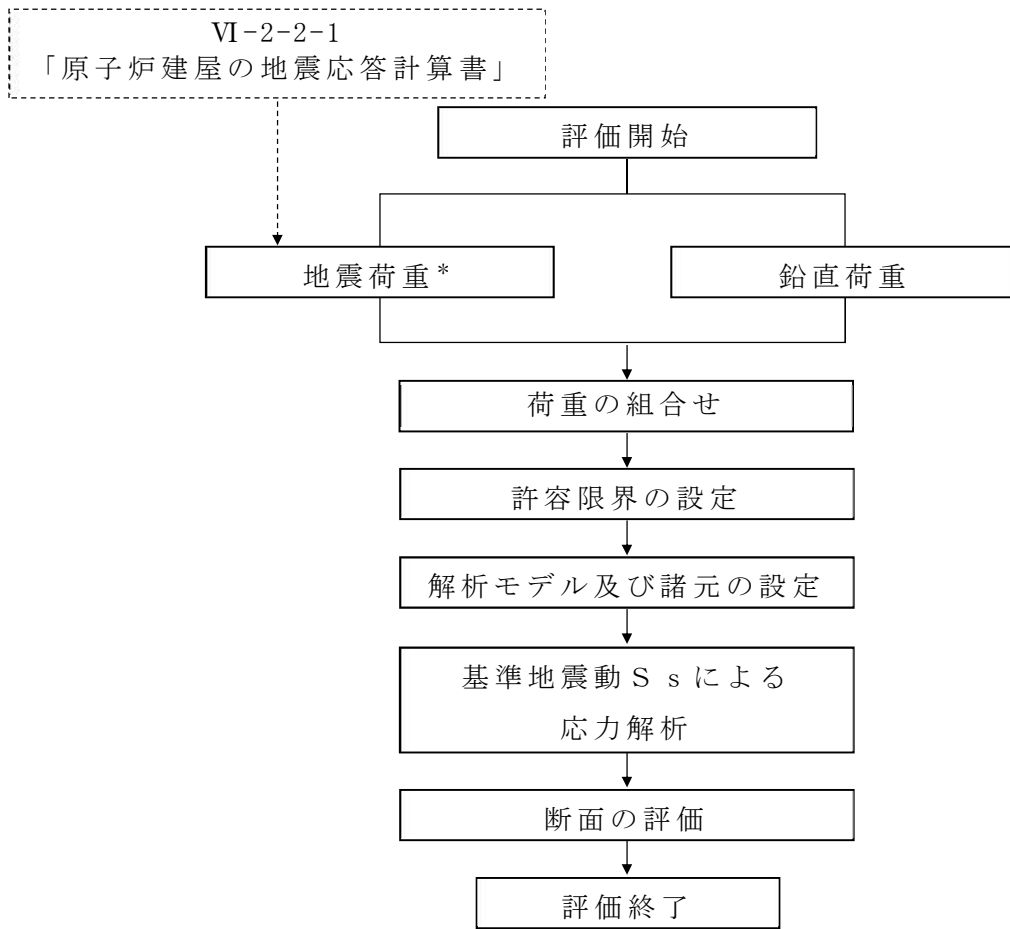
##### 4.1 評価対象部位及び評価方針

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽の応力解析による評価対象部位は，屋根トラス，屋根スラブ及び床スラブとする。

屋根トラスについては，水平方向の地震動に加え，鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられる。したがって，水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を行うために，3次元FEMモデルを用いた地震応答解析により生じた応力を用いて，各部材の断面の評価を行う。地震応答解析については，VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」により得られた基準地震動 $S_s$ による結果を用いる。許容限界については，平成12年建設省告示第2464号に基づきF値に1.1倍の割増しを考慮した弾性限強度とする。なお，屋根トラスの弾性設計用地震動 $S_d$ による評価については，応答加速度が基準地震動 $S_s$ の約1/2倍であり，許容限界が基準地震動 $S_s$ の1/1.1倍であることから，基準地震動 $S_s$ により生じる各部材の断面の応力が弾性限強度を超えないことを確認することで，弾性設計用地震動 $S_d$ による評価は行わないこととする。

屋根スラブ及び床スラブについては，鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられる。したがって，基準地震動 $S_s$ による鉛直震度を考慮した応力解析モデルを用いて，各部材の断面評価を行う。鉛直震度については，VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」により得られた基準地震動 $S_s$ による結果を用いる。許容限界については，屋根スラブ及び床スラブは，「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（（社）日本建築学会，2005制定）（以下「RC-N規準」という。）に基づき設定する。弾性設計用地震動 $S_d$ による評価については，上記のとおり基準地震動 $S_s$ で評価するため新たな検討は行わない。

図4-1に応力解析による評価フローを示す。



注記\*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 4-1 応力解析による評価フロー



## 4.2 荷重及び荷重の組合せ

### 4.2.1 屋根トラス

#### (1) 荷重

##### a. 鉛直荷重

表4-1に荷重の一覧を示す。固定荷重（G）及び積載荷重（P）は「既工認」に基づき設定する。ただし，屋根トラスは裕度向上を目的として，耐震強化工事を実施しており，その際に屋根スラブの積載重量の低減を図り，ルーフブロック等を撤去したため，その重量も反映する。積雪荷重（SNL）は，積雪量100cmとし，地震時は0.35の係数を乗じた積雪荷重を考慮する。なお，原子炉建屋内は負圧となっており，屋根スラブに鉛直下向きの圧力荷重が作用しているが，鉛直荷重と比較して $6.28 \times 10^{-2} \text{kN/m}^2$ と非常に軽微なため考慮しない。

表4-1 荷重一覧

固定荷重 (G)	屋根スラブ	2.75kN/m <sup>2</sup>
	トラス鋼材	77.0kN/m <sup>3</sup>
	クレーン荷重	3040kN
積載荷重（P）		0.589kN/m <sup>2</sup>
積雪荷重（SNL）* （S <sub>s</sub> 地震時）		1.03kN/m <sup>2</sup>

注記\*：積雪荷重はVI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき「既工認」の積雪量280cmから100cmに除雪運用により低減することとする。

##### b. 地震荷重

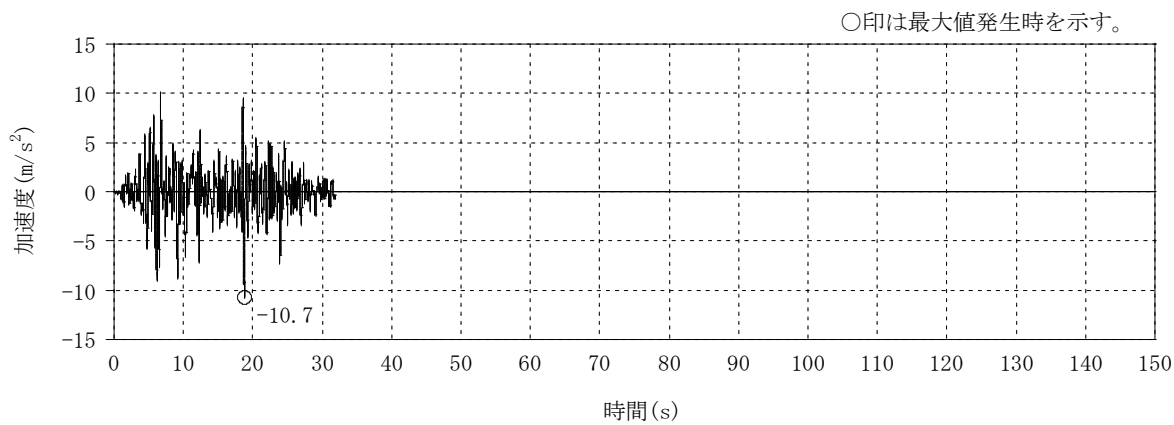
地震荷重（S<sub>s</sub>）は，VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」から得られる燃料取替床レベル（4F，T.M.S.L.31.7m）のS<sub>s</sub>地震時の水平及び鉛直方向の時刻歴応答加速度とする。なお，地震応答解析結果は，「2.3 評価方針」に示したとおり，材料物性の不確かさを考慮した結果に基づく。S<sub>s</sub>-1～S<sub>s</sub>-8の水平2成分，鉛直成分及び回転2成分の加速度時刻歴波形を図4-2～図4-37に示す。

#### (2) 荷重の組合せ

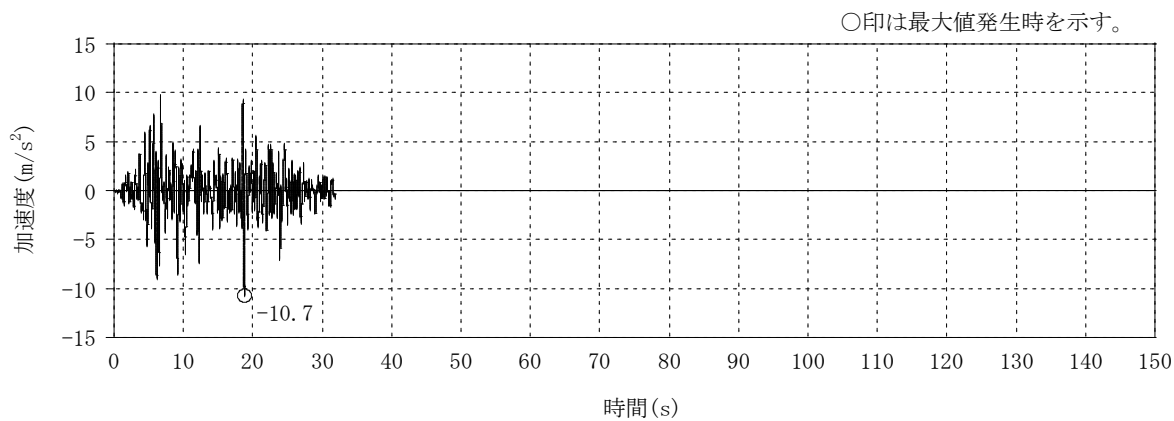
荷重の組合せを表4-2に示す。

表 4-2 荷重の組合せ

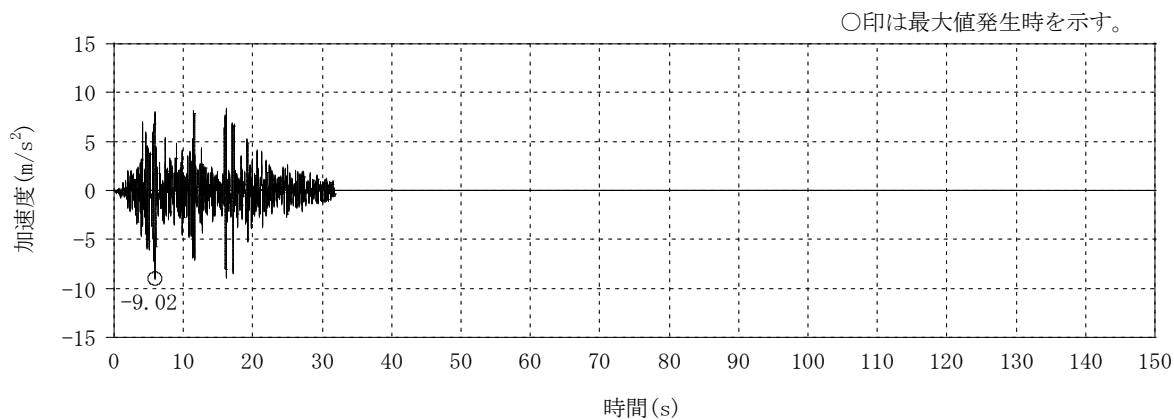
外力の状態	荷重の組合せ
S <sub>s</sub> 地震時	G + P + S <sub>N</sub> L + S <sub>s</sub>



(a) NS方向 (水平)

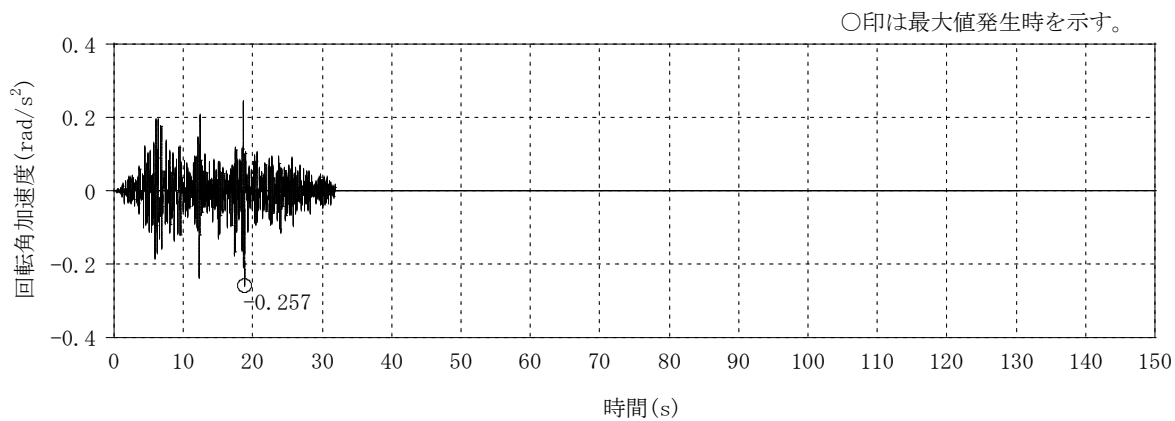


(b) EW方向 (水平)

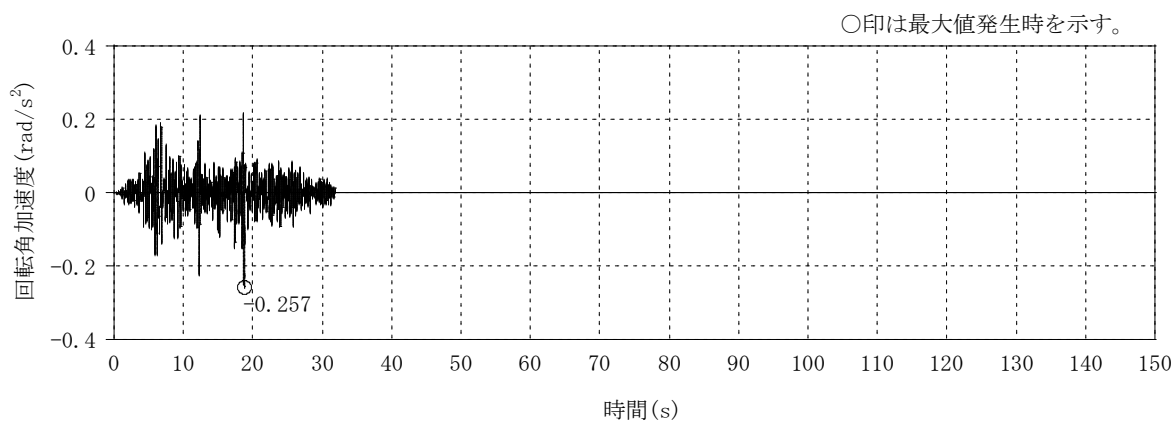


(c) 鉛直方向

図 4-2 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-1, 水平, 鉛直成分)  
 (ケース1 (設工認モデル))

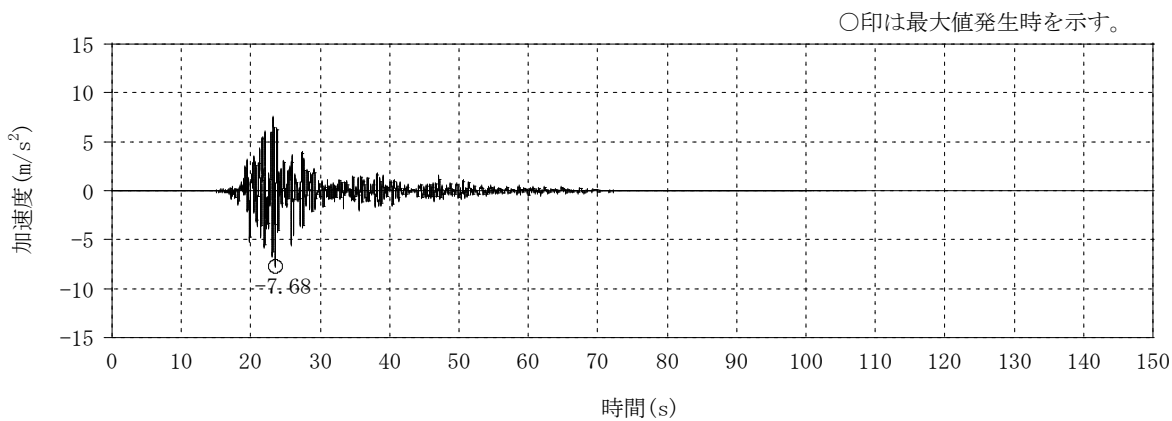


(a) NS方向 (回転)

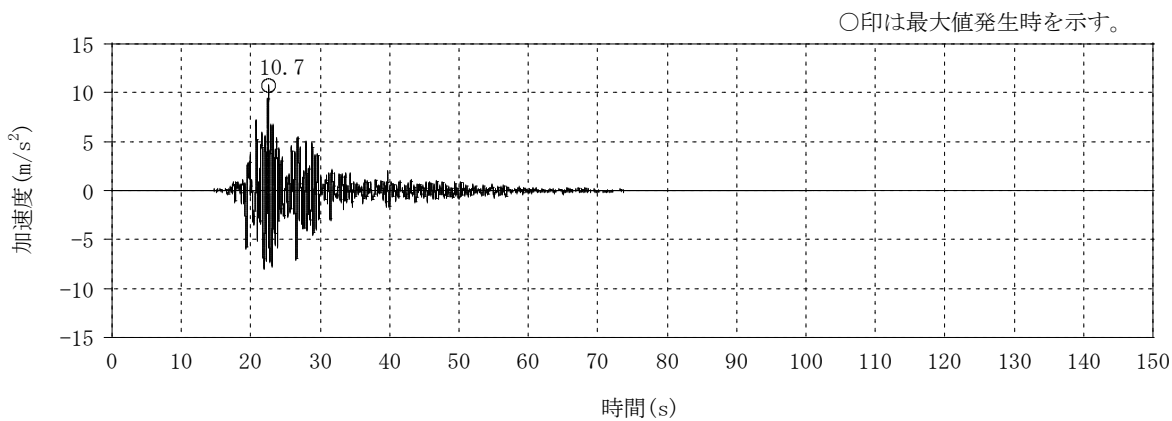


(b) EW方向 (回転)

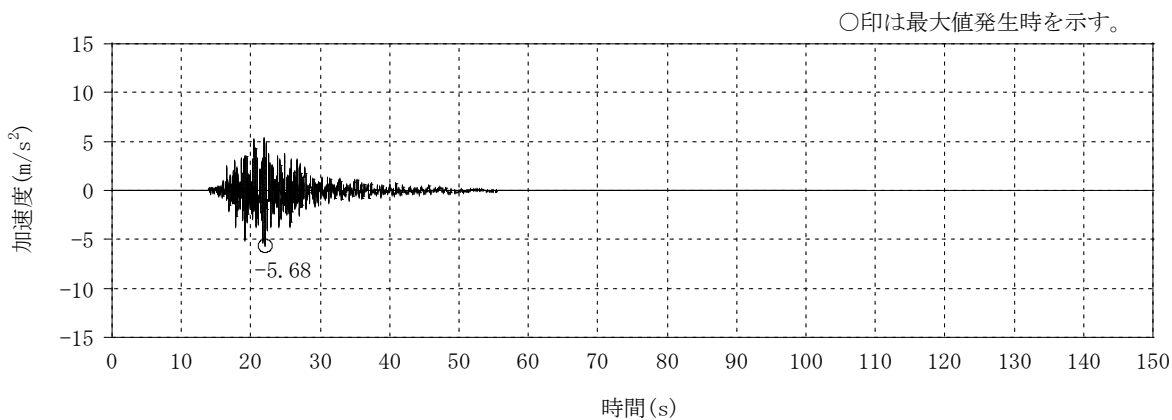
図 4-3 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-1, 回転成分)  
 (ケース1 (設工認モデル))



(a) NS方向 (水平)

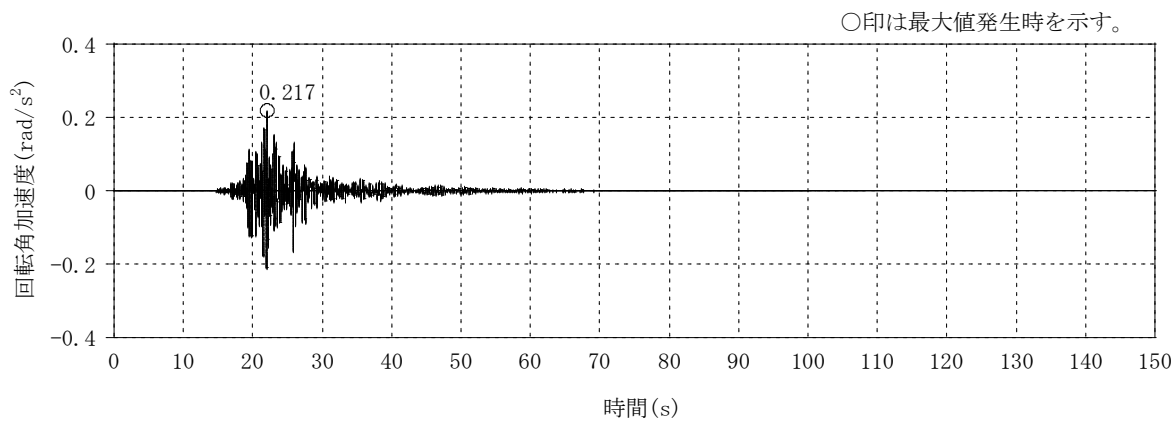


(b) EW方向 (水平)

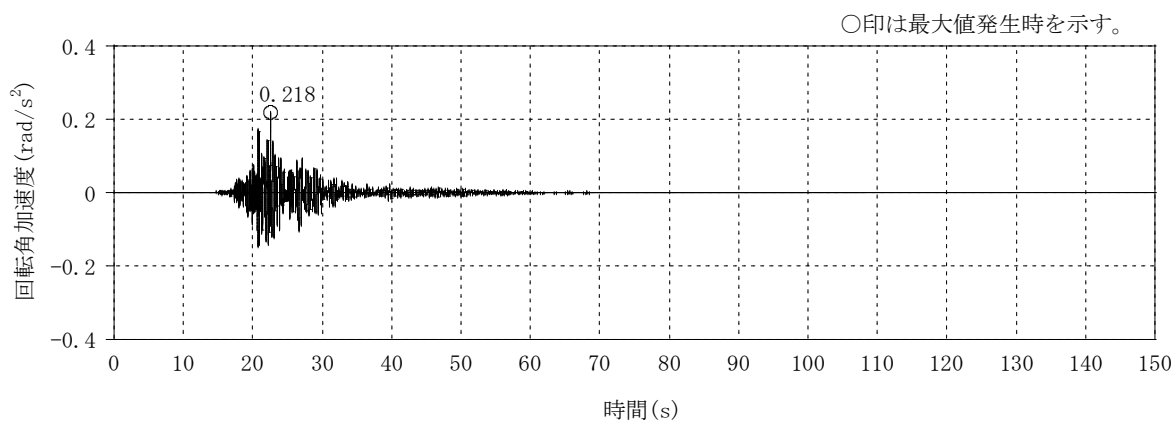


(c) 鉛直方向

図 4-4 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
(Ss-2, 水平, 鉛直成分)  
(ケース1 (設工認モデル))

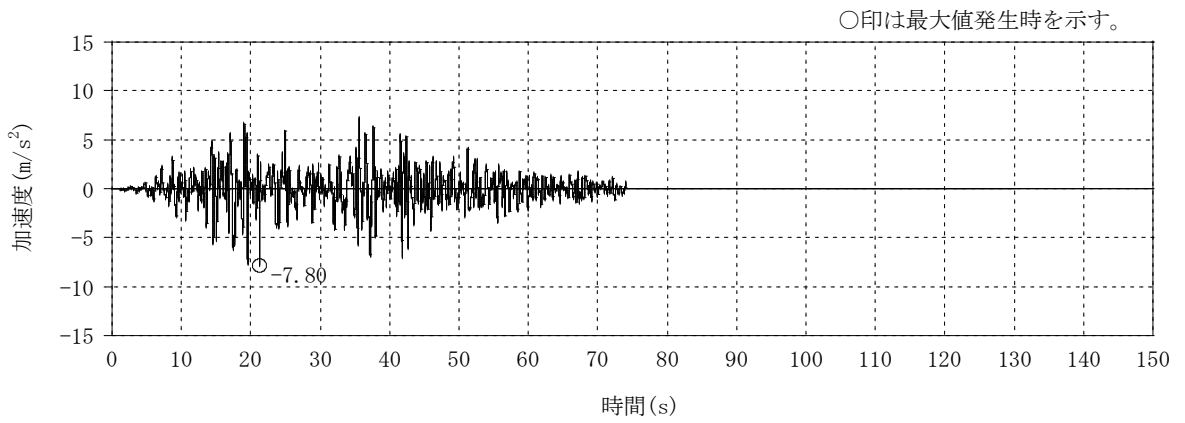


(a) NS方向 (回転)

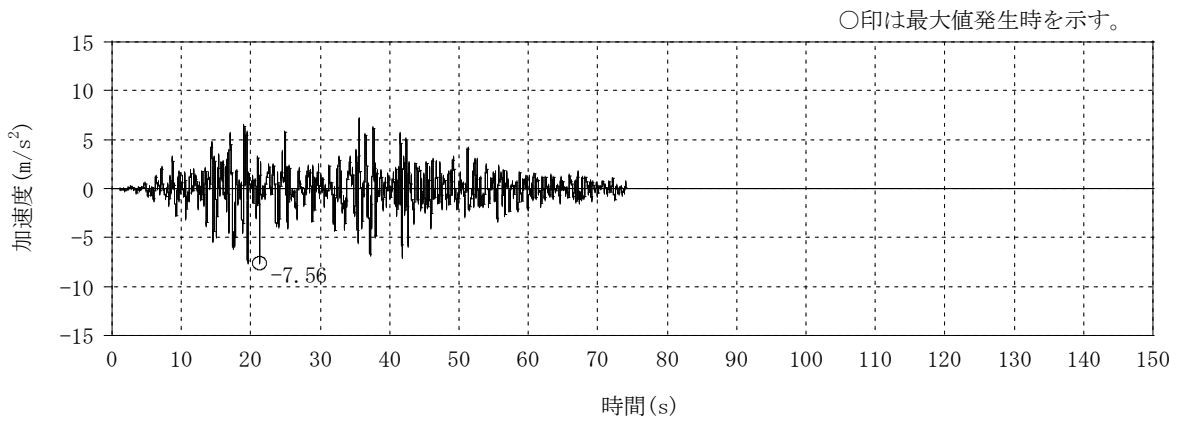


(b) EW方向 (回転)

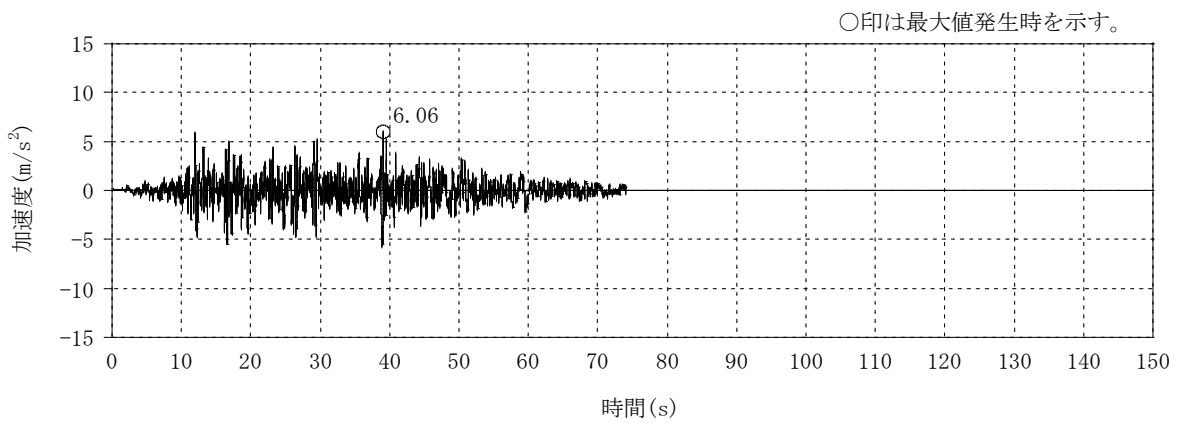
図 4-5 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-2, 回転成分)  
 (ケース1 (設工認モデル))



(a) NS方向 (水平)

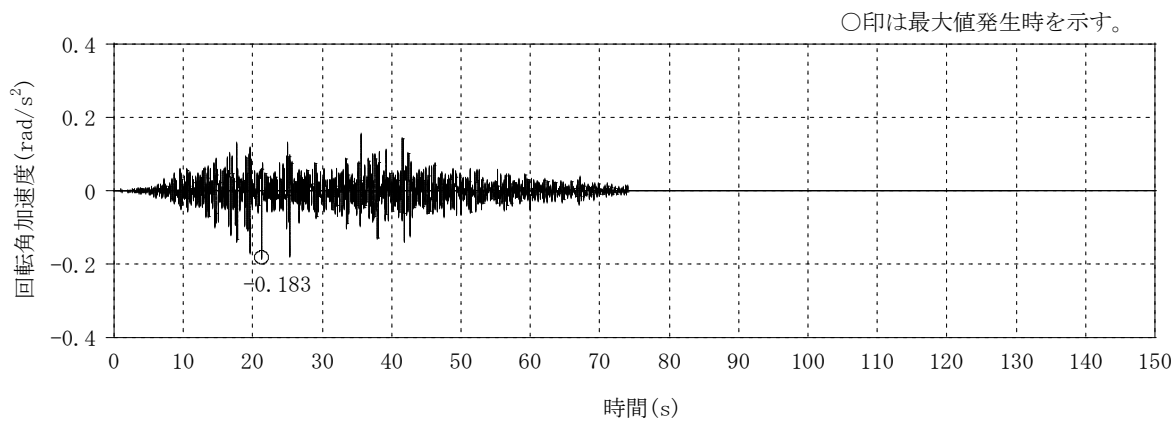


(b) EW方向 (水平)

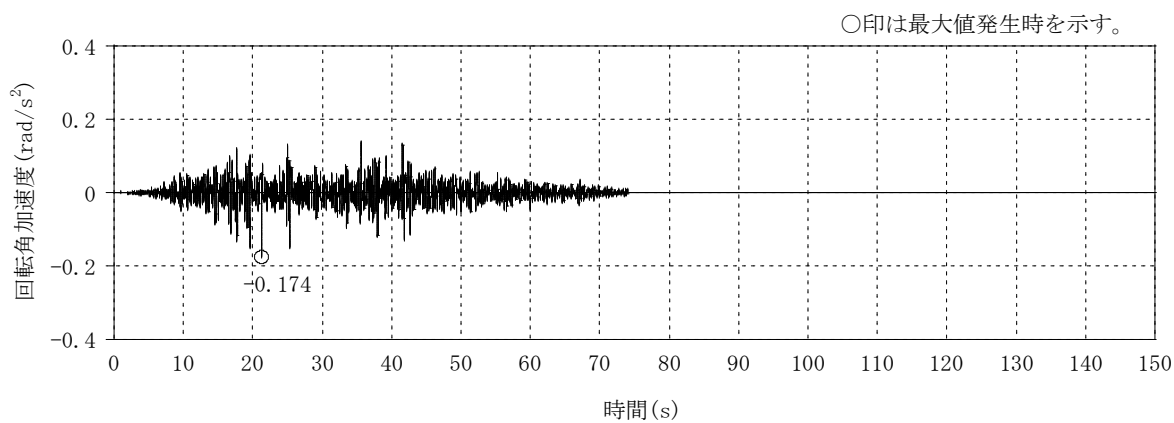


(c) 鉛直方向

図 4-6 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-3, 水平, 鉛直成分)  
 (ケース1 (設工認モデル))



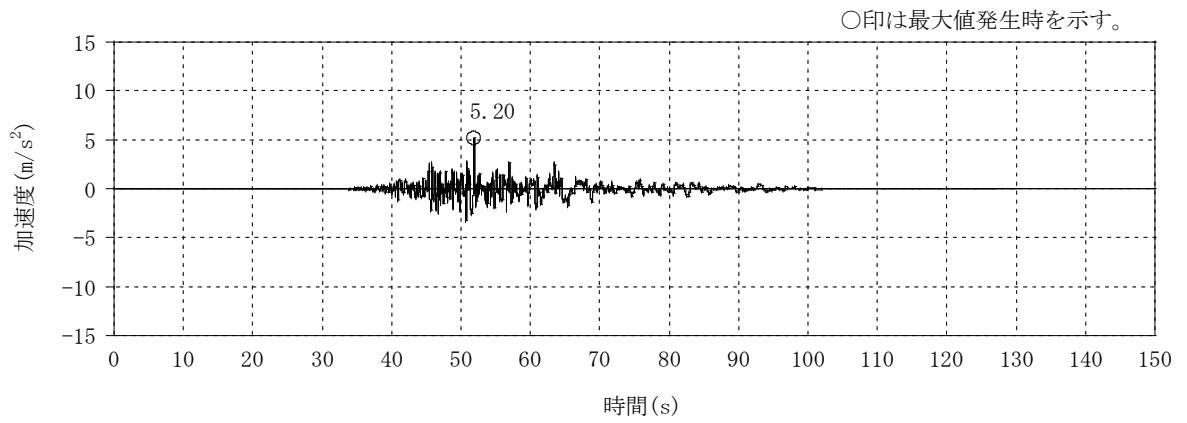
(a) NS方向 (回転)



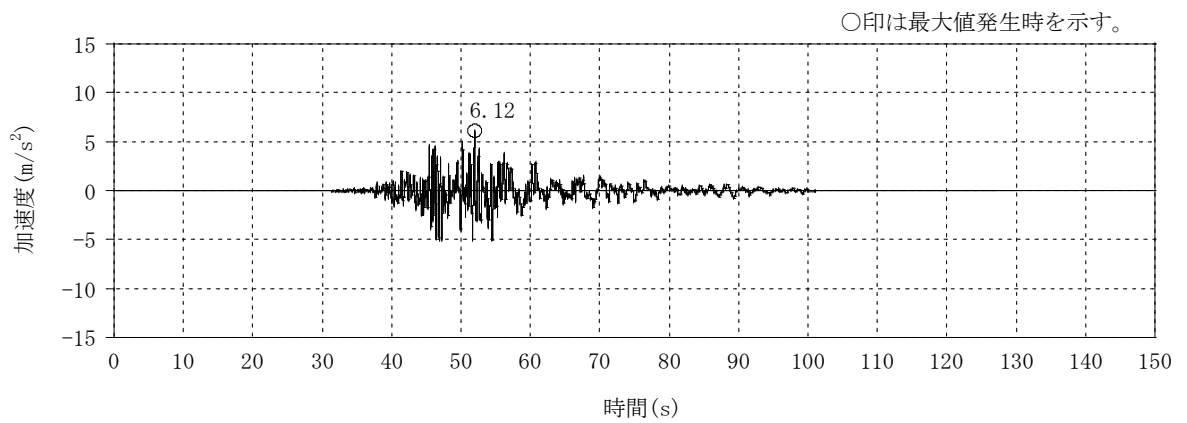
(b) EW方向 (回転)

図 4-7 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-3, 回転成分)  
 (ケース1 (設工認モデル))

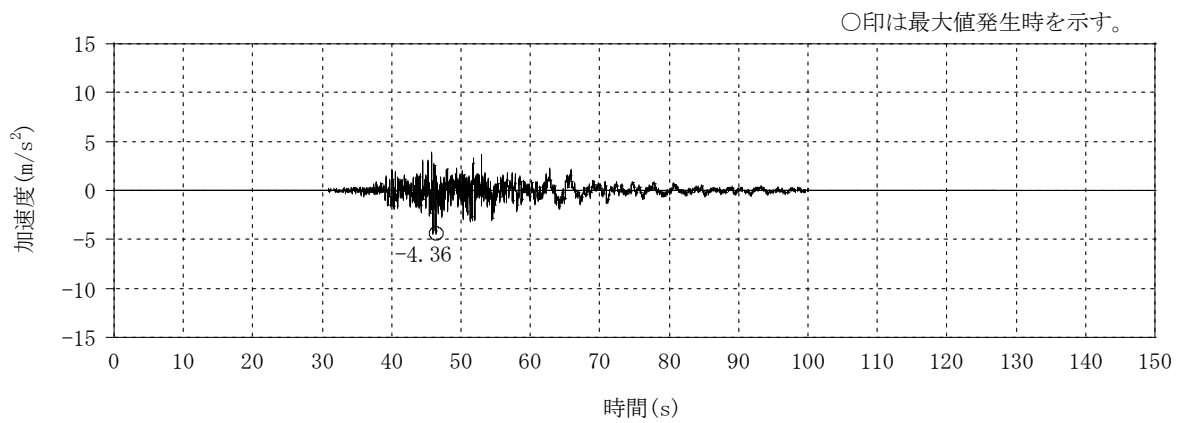




(a) NS方向 (水平)

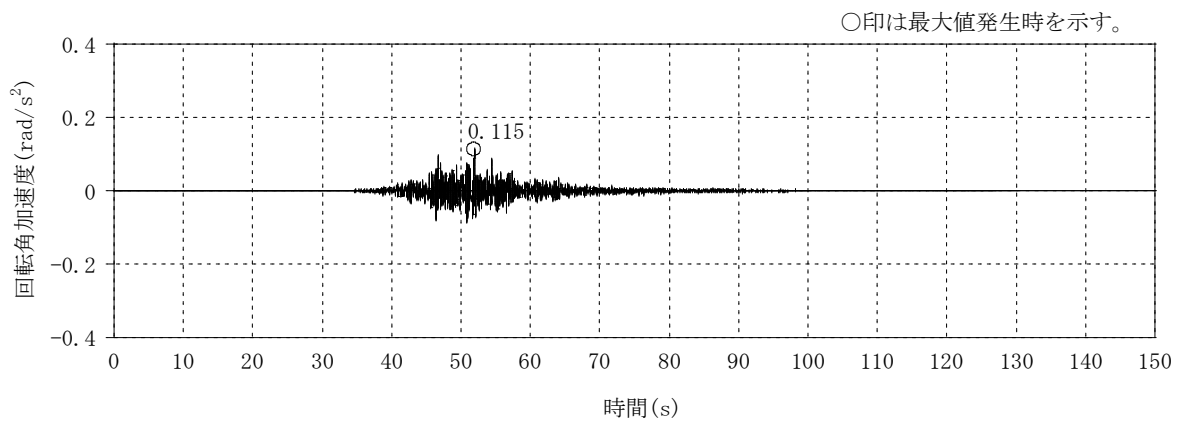


(b) EW方向 (水平)

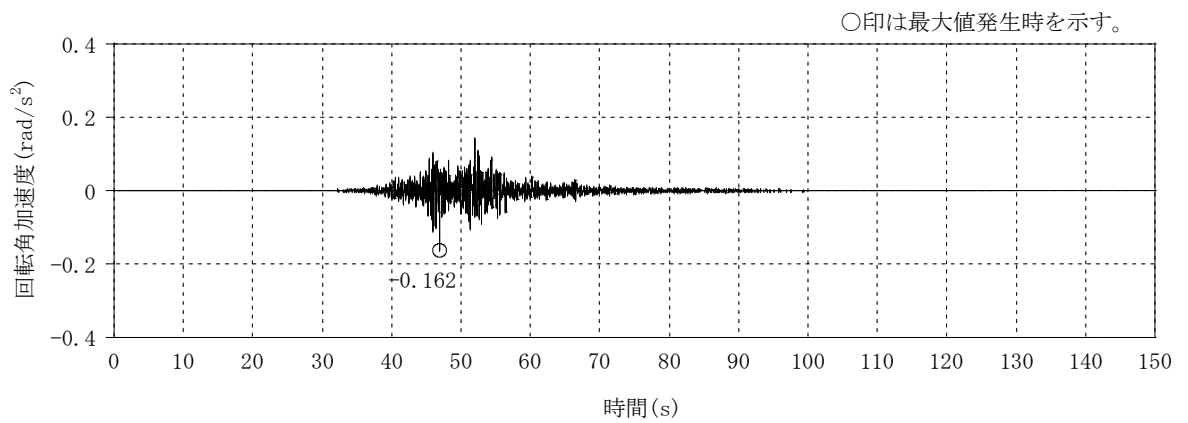


(c) 鉛直方向

図 4-8 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-4, 水平, 鉛直成分)  
 (ケース1 (設工認モデル))



(a) NS方向 (回転)



(b) EW方向 (回転)

図 4-9 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-4, 回転成分)  
 (ケース1 (設工認モデル))

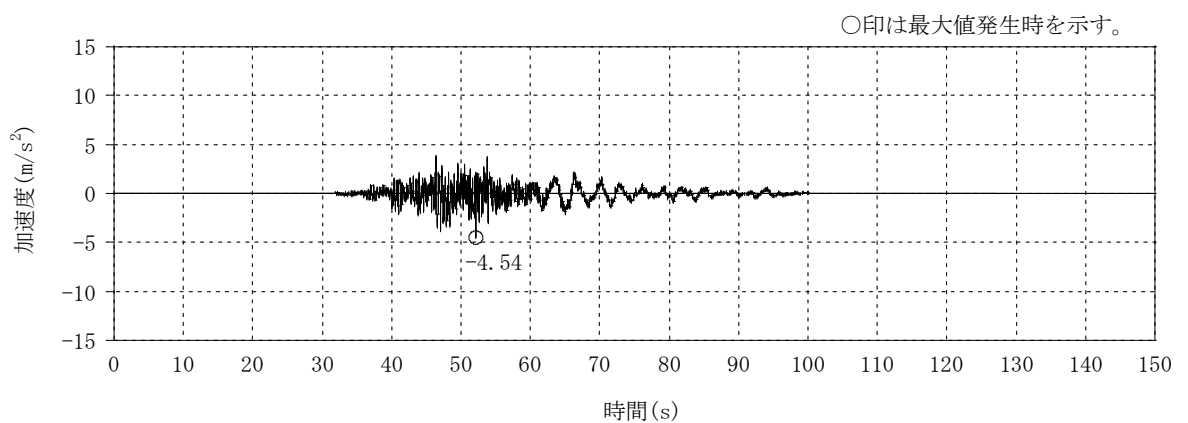
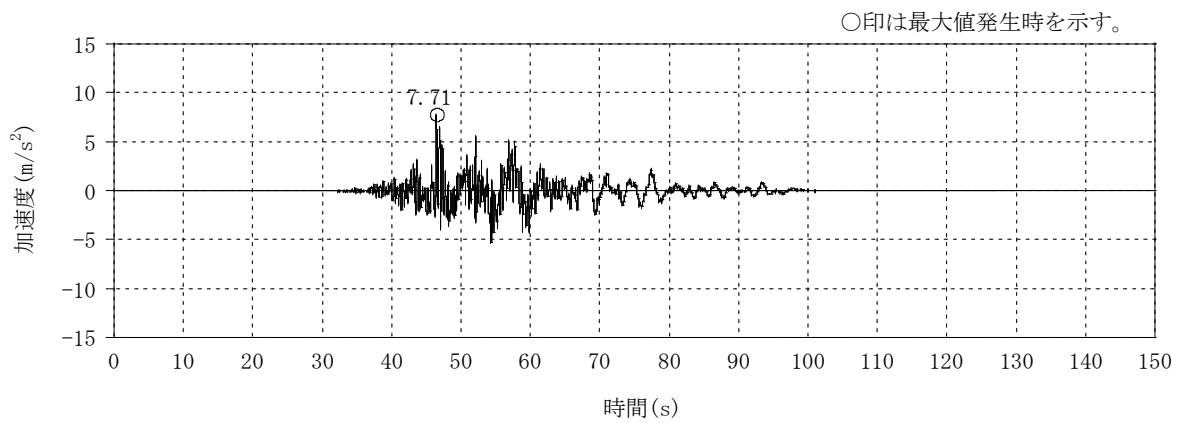
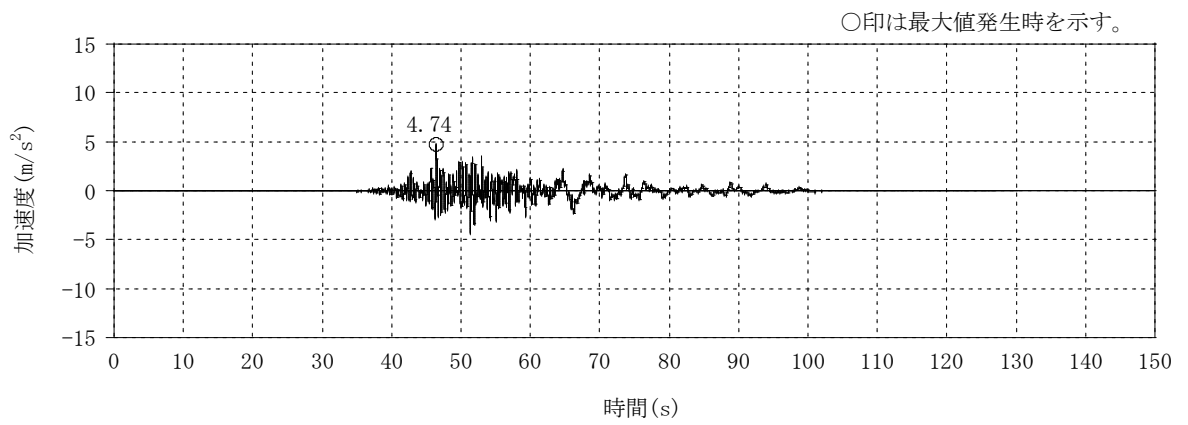
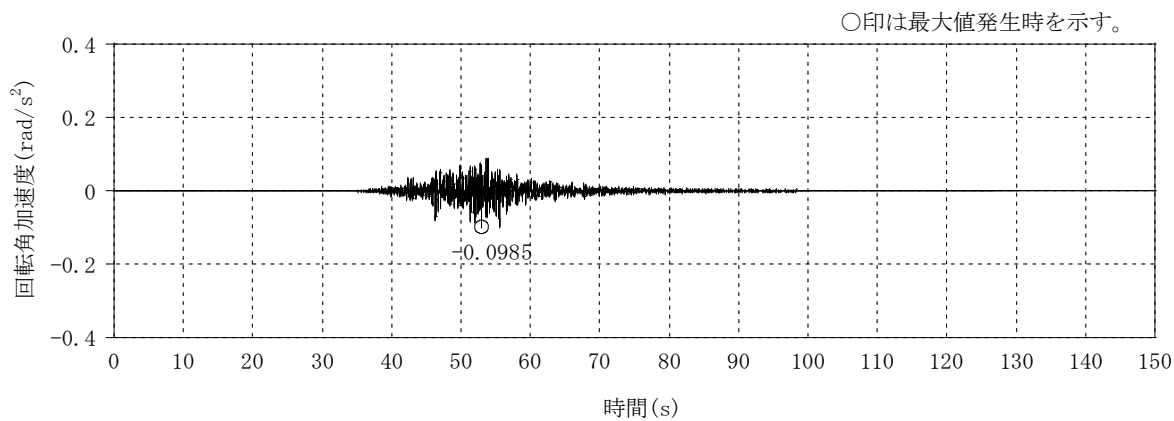
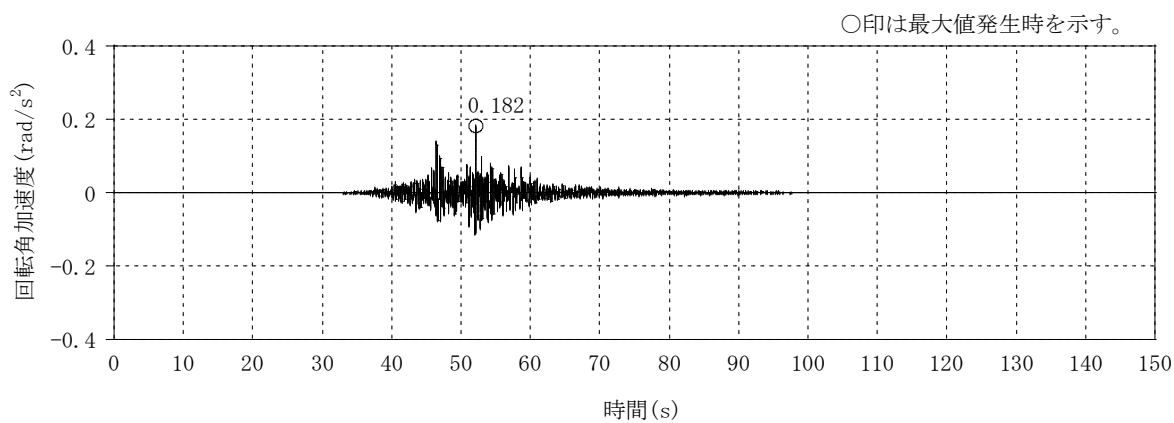


図 4-10 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-5, 水平, 鉛直成分)  
 (ケース1 (設工認モデル))

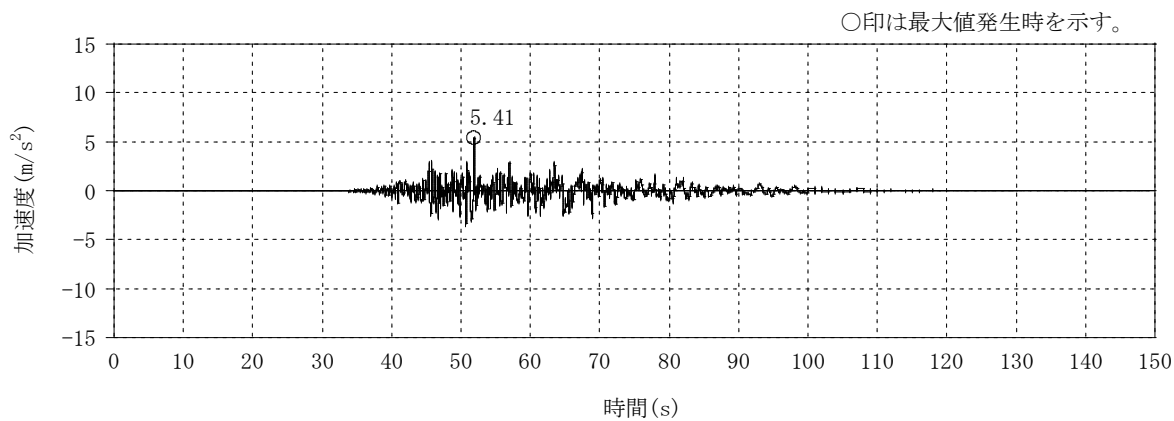


(a) NS方向 (回転)

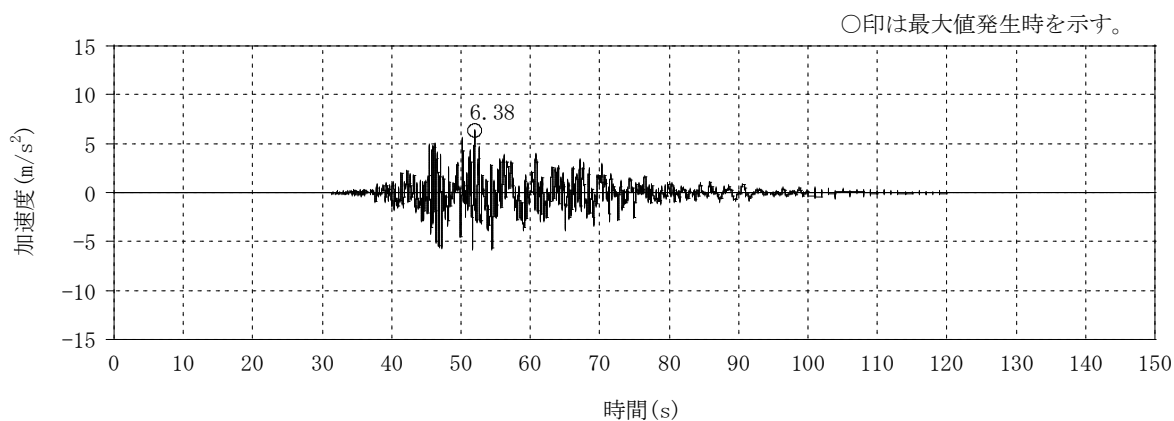


(b) EW方向 (回転)

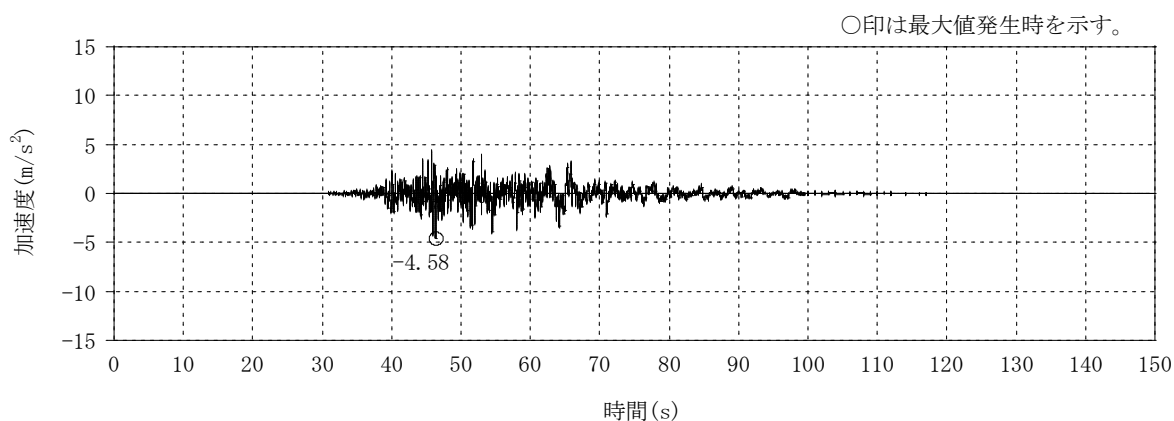
図 4-11 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-5, 回転成分)  
 (ケース1 (設工認モデル))



(a) NS方向 (水平)

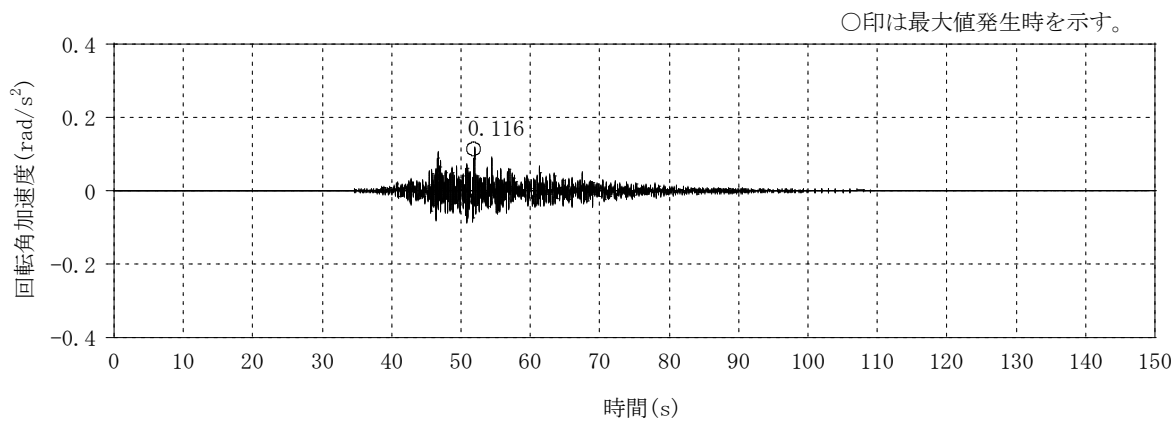


(b) EW方向 (水平)

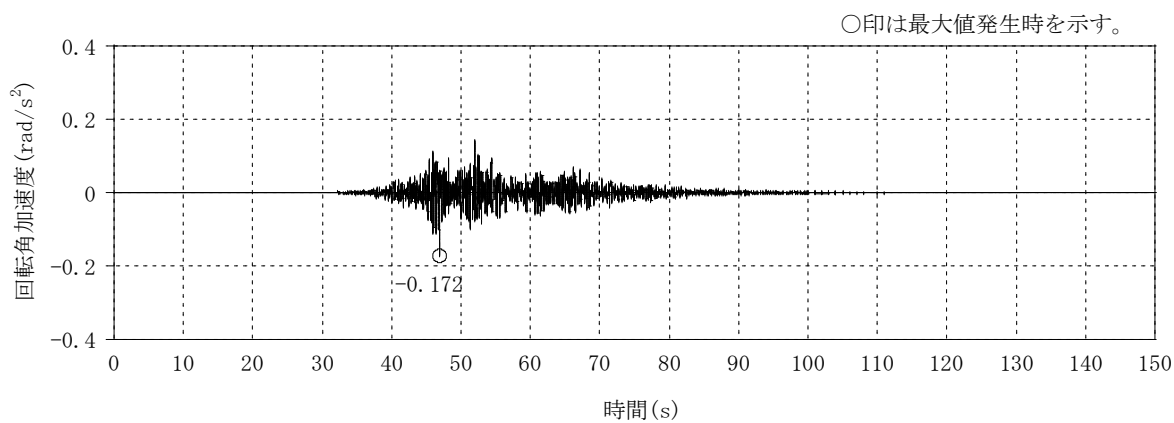


(c) 鉛直方向

図 4-12 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-6, 水平, 鉛直成分)  
 (ケース1 (設工認モデル))

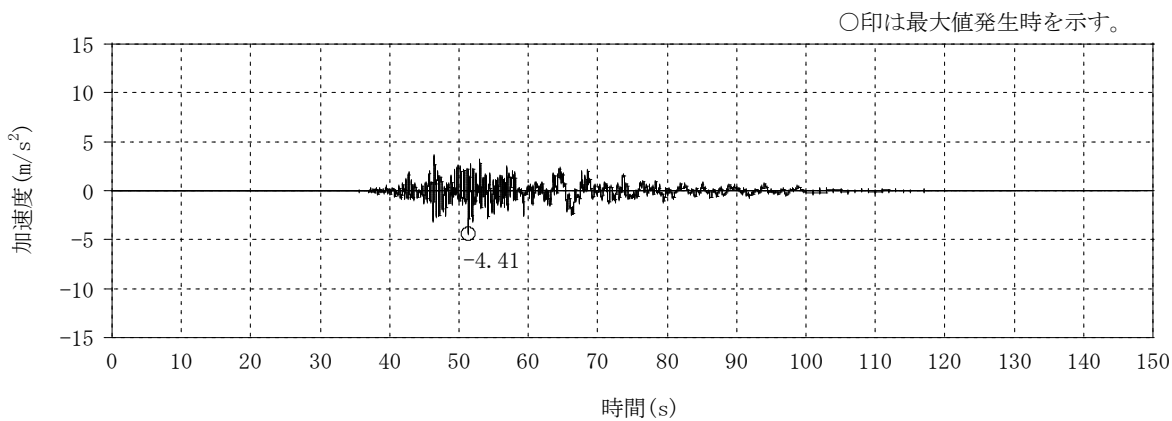


(a) NS方向 (回転)

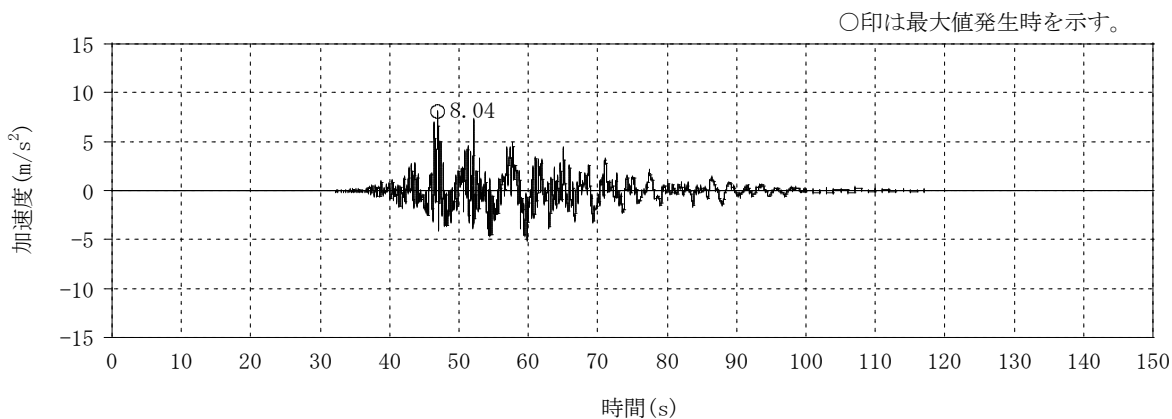


(b) EW方向 (回転)

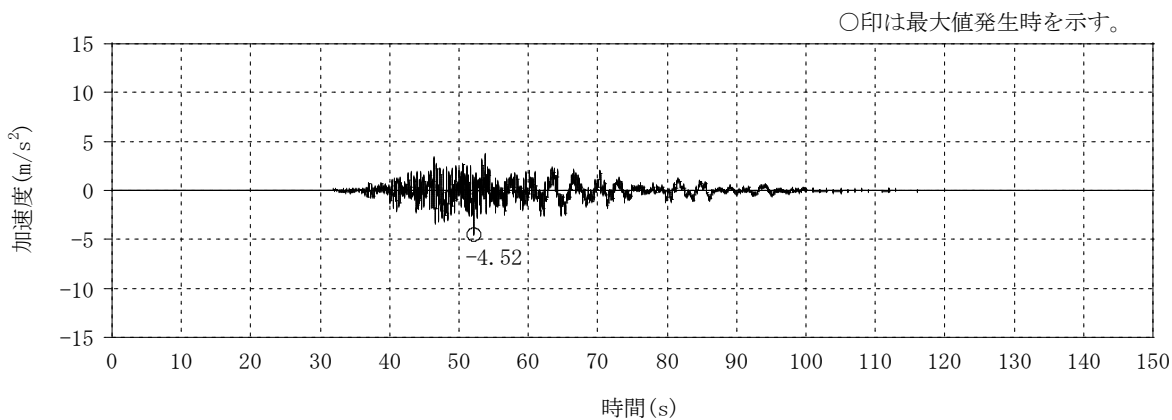
図 4-13 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
(Ss-6, 回転成分)  
(ケース1 (設工認モデル))



(a) NS方向 (水平)

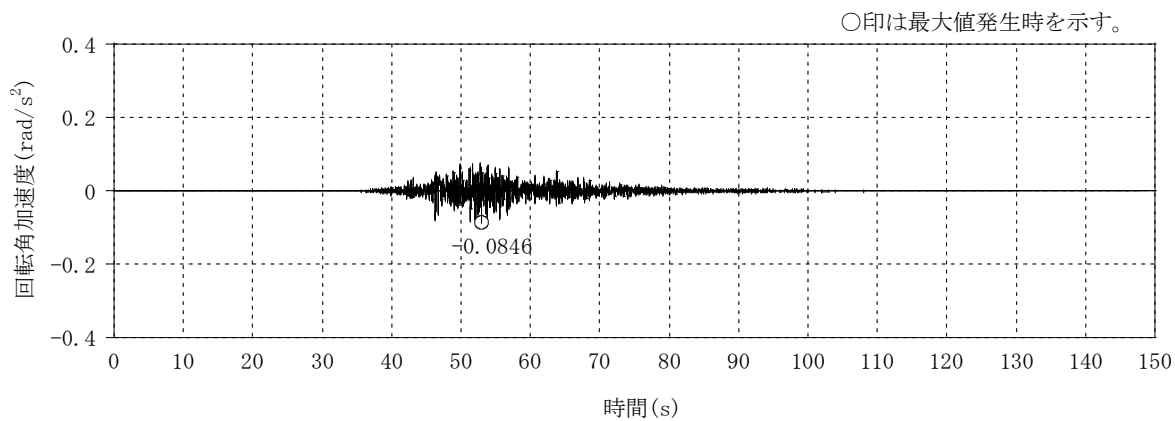


(b) EW方向 (水平)

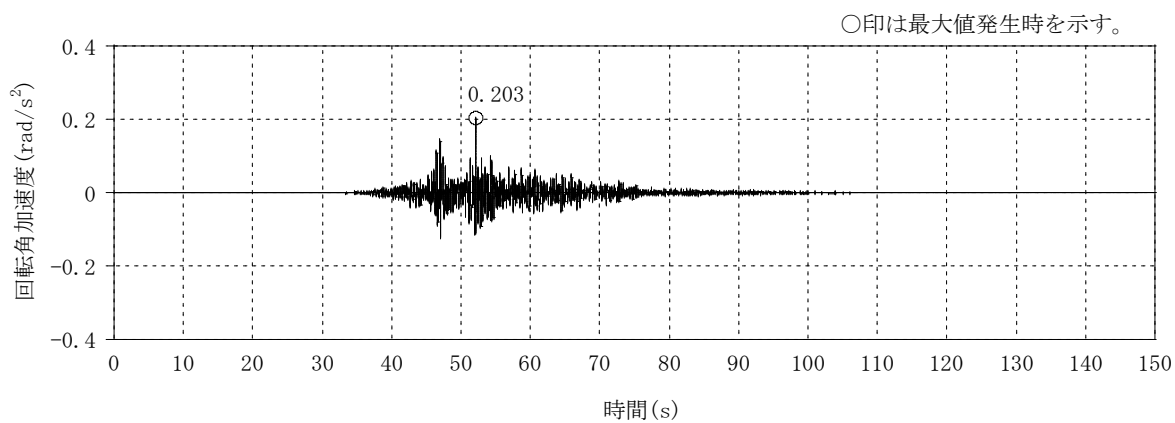


(c) 鉛直方向

図 4-14 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
(Ss-7, 水平, 鉛直成分)  
(ケース1 (設工認モデル))



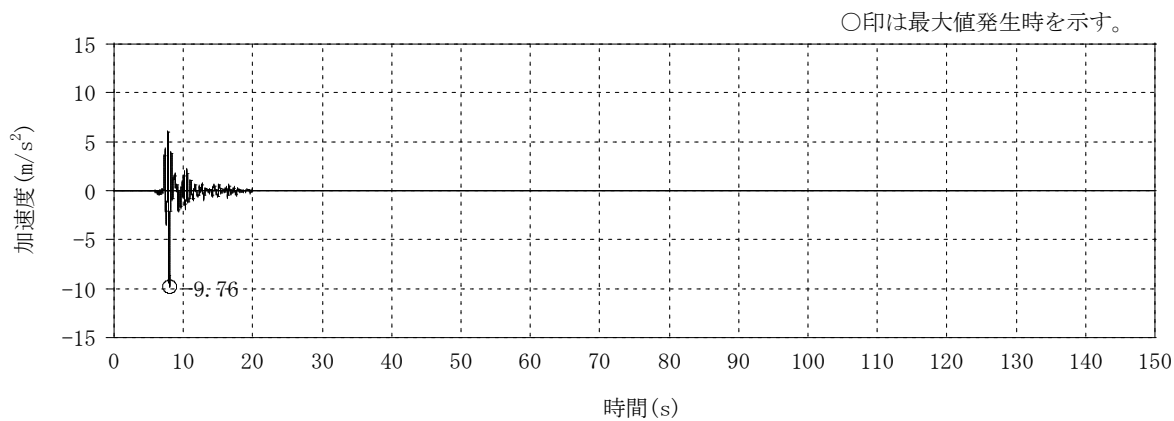
(a) NS方向 (回転)



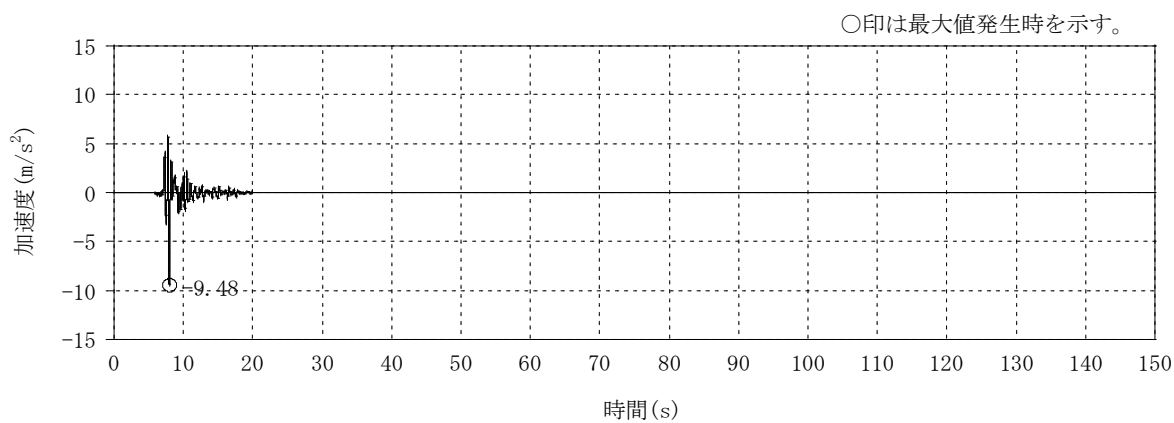
(b) EW方向 (回転)

図 4-15 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
(Ss-7, 回転成分)  
(ケース1 (設工認モデル))

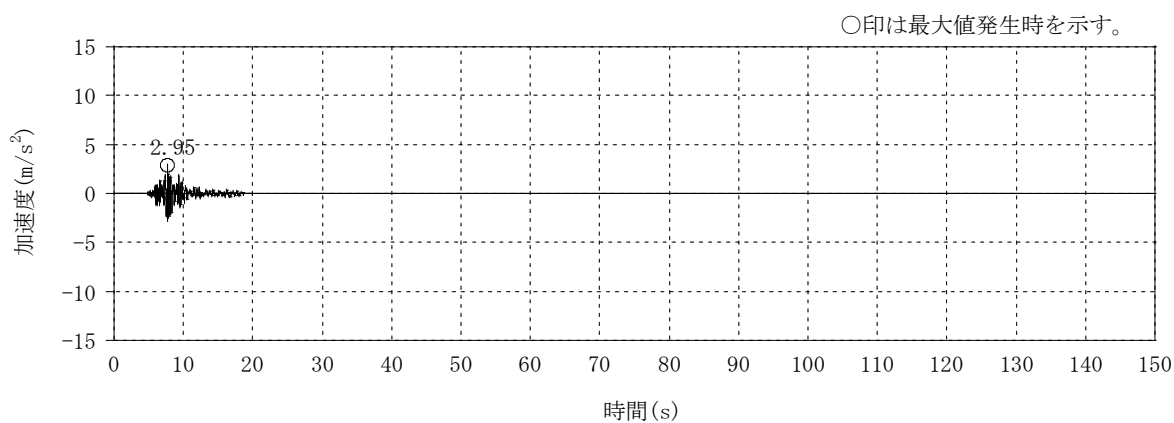




(a) NS方向 (水平)

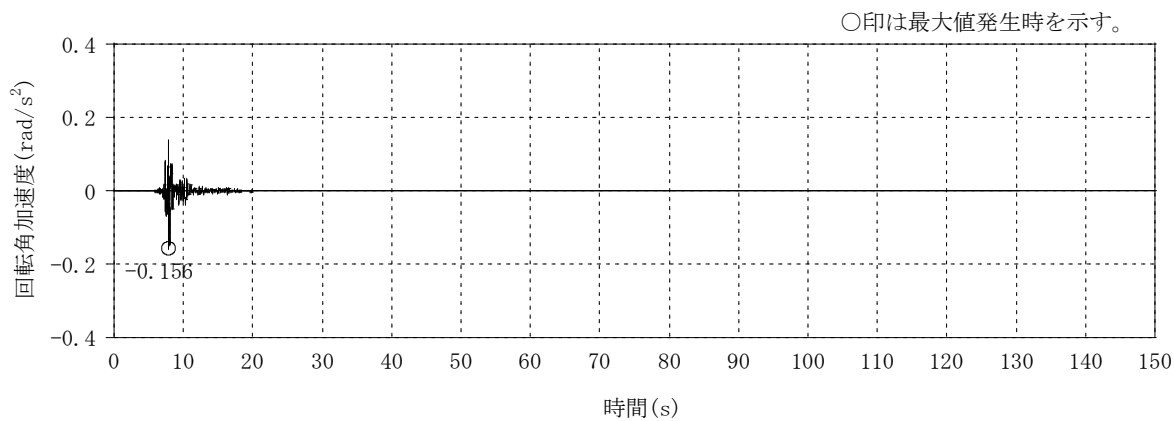


(b) EW方向 (水平)

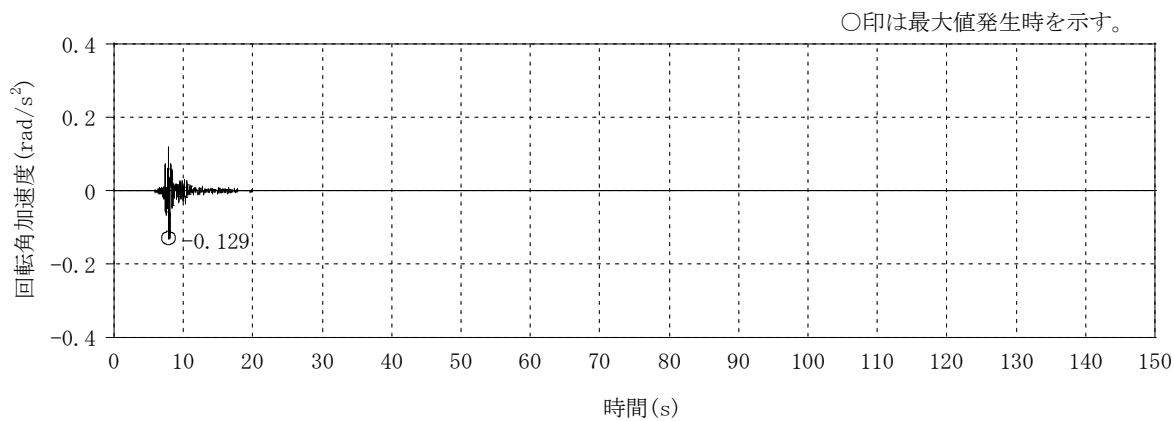


(c) 鉛直方向

図 4-16 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
(Ss-8, 水平, 鉛直成分)  
(ケース1 (設工認モデル))

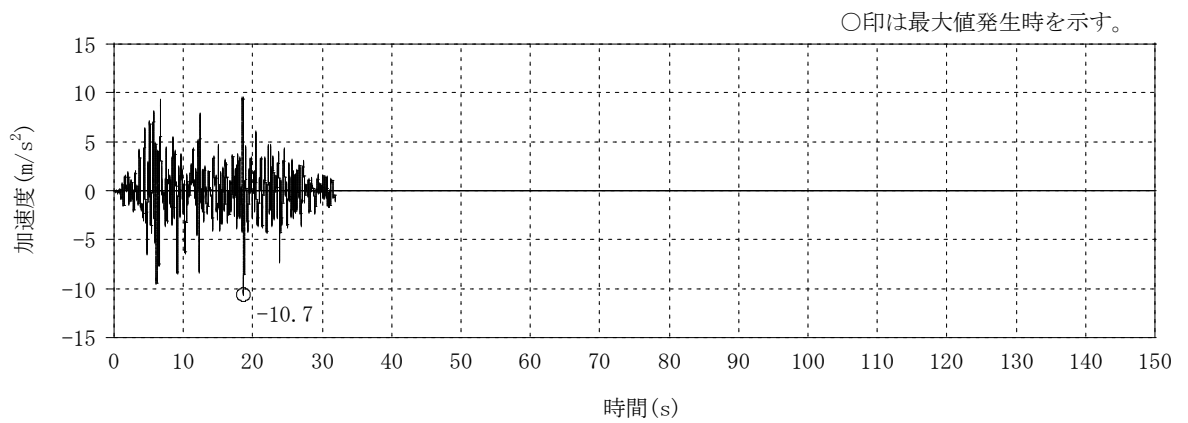


(a) NS方向 (回転)

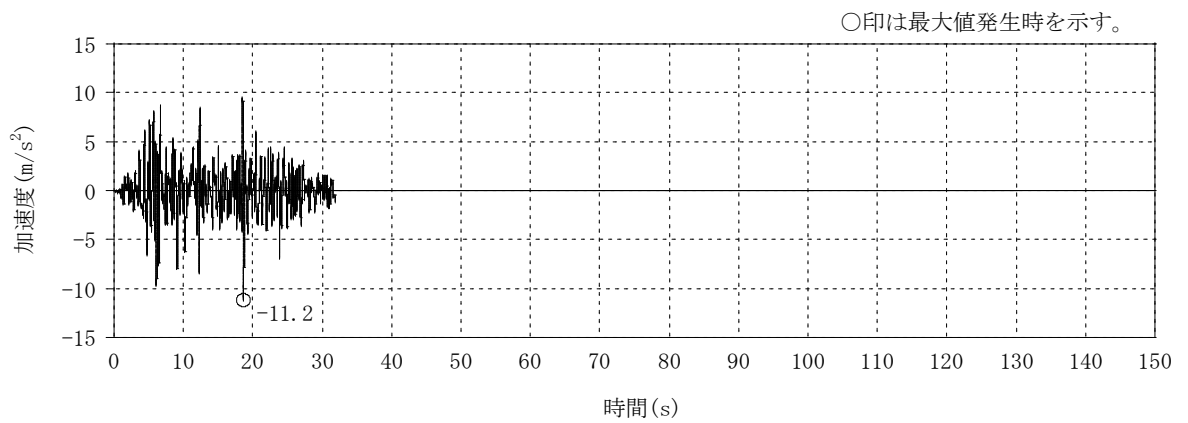


(b) EW方向 (回転)

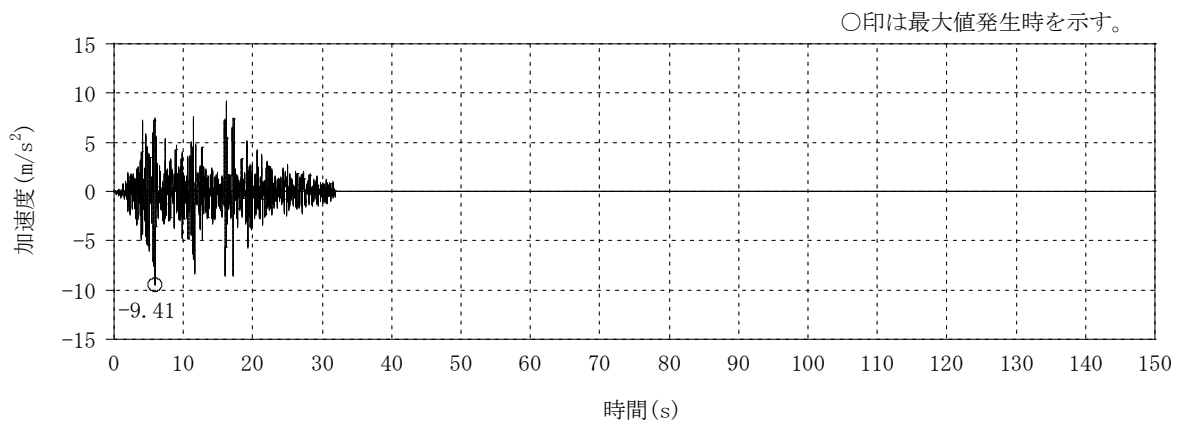
図 4-17 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
(Ss-8, 回転成分)  
(ケース1 (設工認モデル))



(a) NS方向 (水平)



(b) EW方向 (水平)

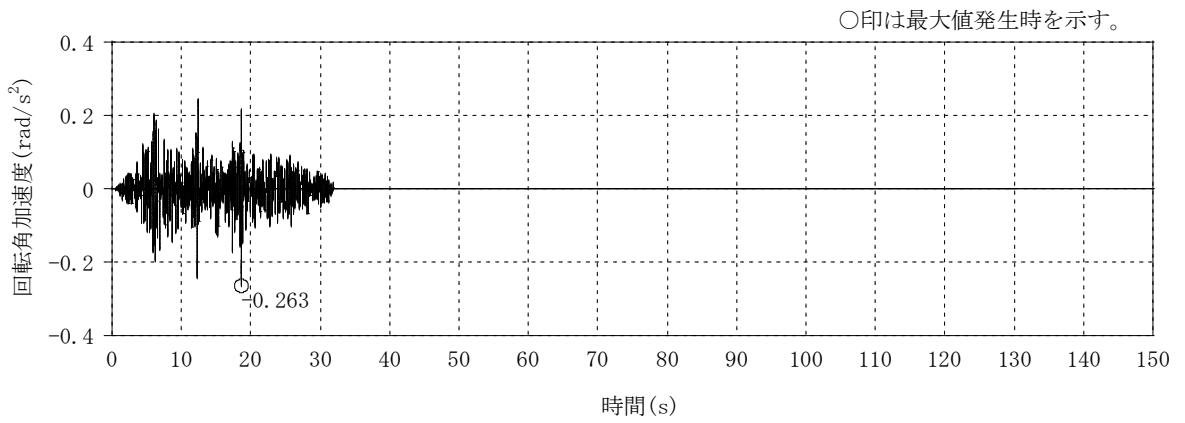


(c) 鉛直方向

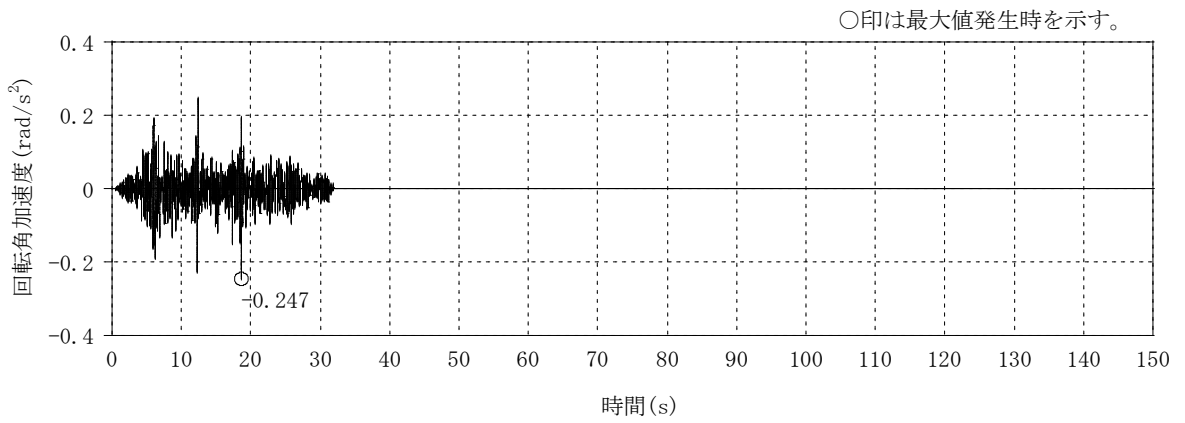
図 4-18 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形

(Ss-1, 水平, 鉛直成分)

(ケース2 (建屋剛性+ $\sigma$  及び地盤剛性+ $\sigma$ ))

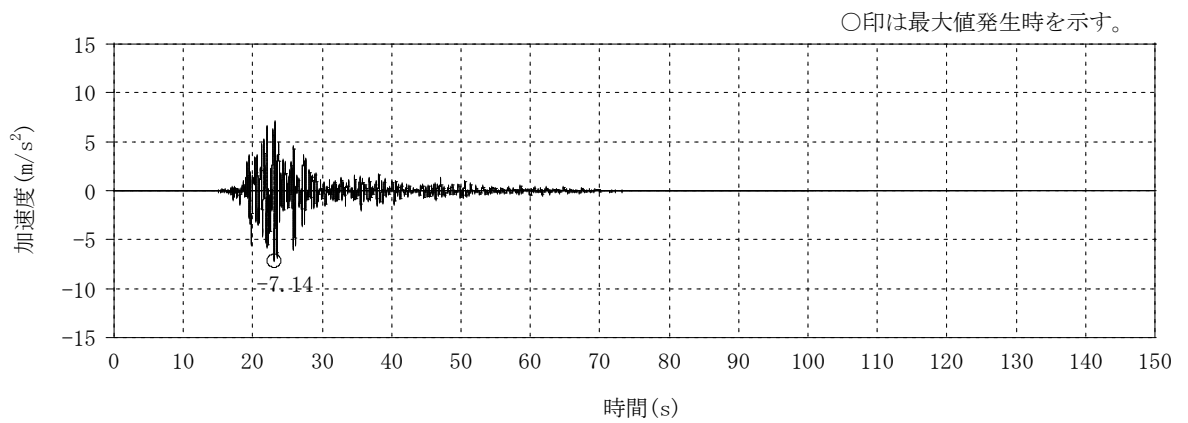


(a) NS方向 (回転)

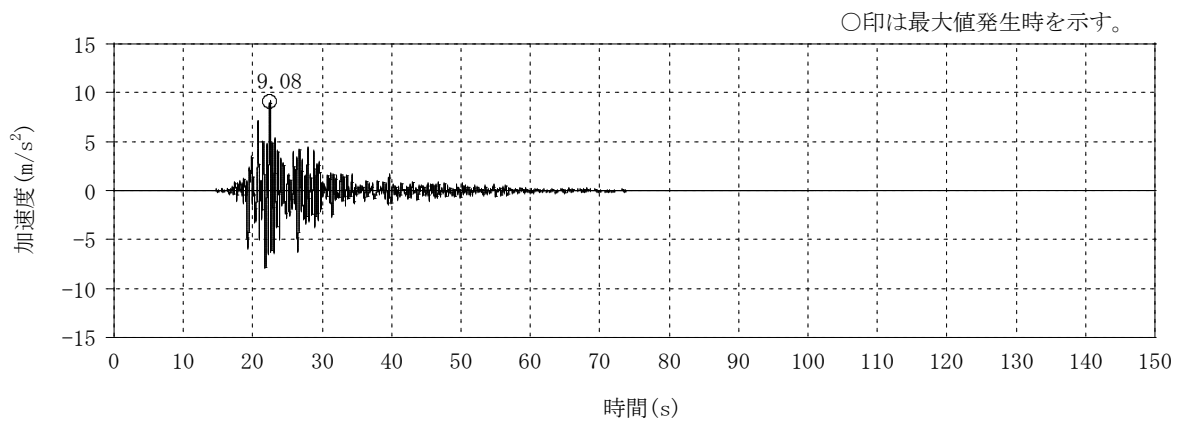


(b) EW方向 (回転)

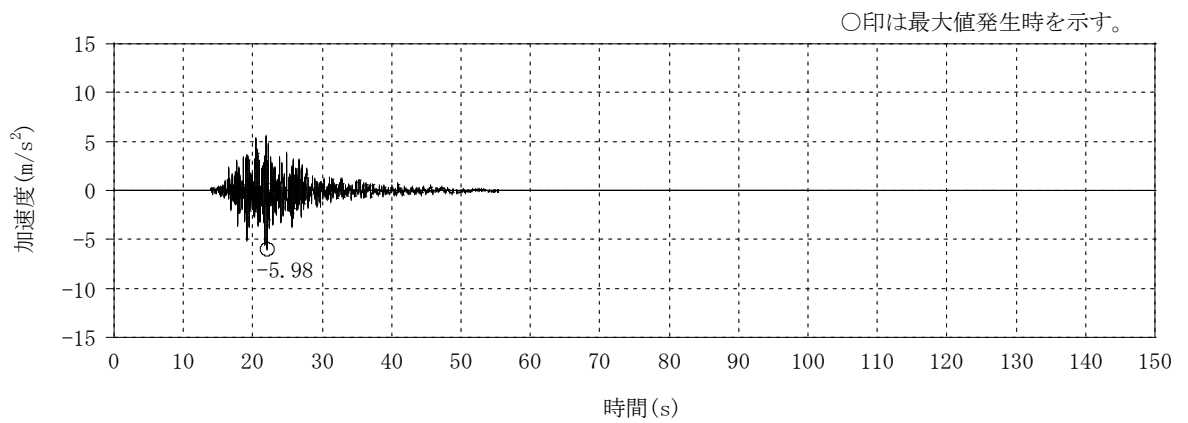
図 4-19 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
(Ss-1, 回転成分)  
(ケース2 (建屋剛性+ $\sigma$  及び地盤剛性+ $\sigma$ ))



(a) NS方向 (水平)



(b) EW方向 (水平)

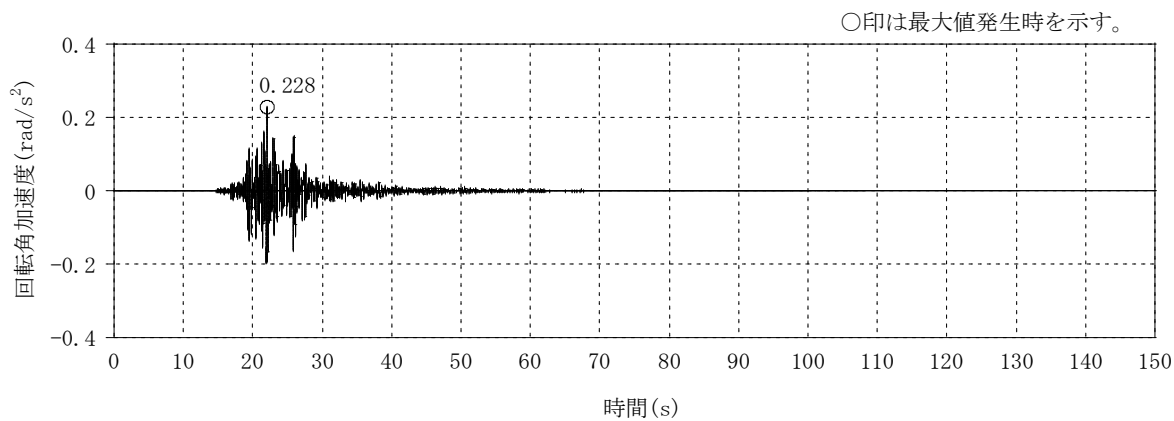


(c) 鉛直方向

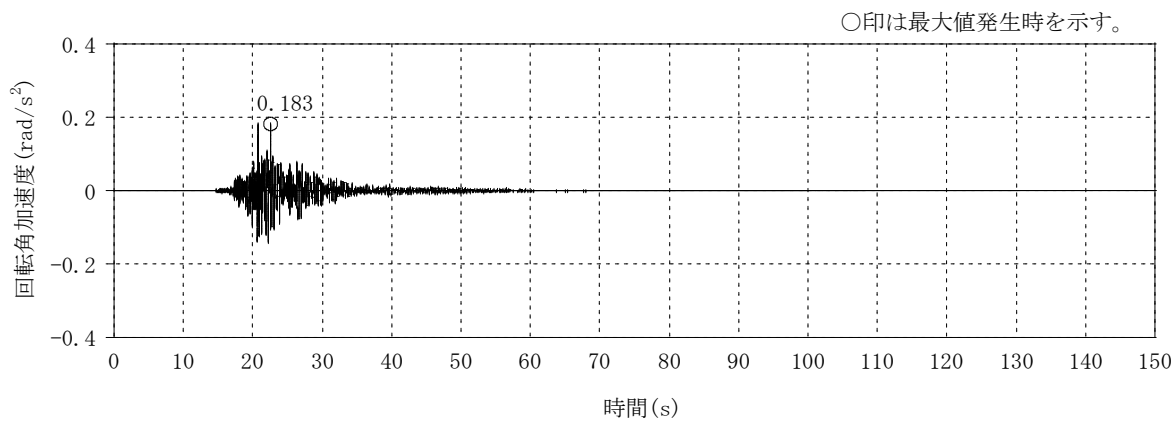
図 4-20 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形

(Ss-2, 水平, 鉛直成分)

(ケース2 (建屋剛性+ $\sigma$  及び地盤剛性+ $\sigma$ ))

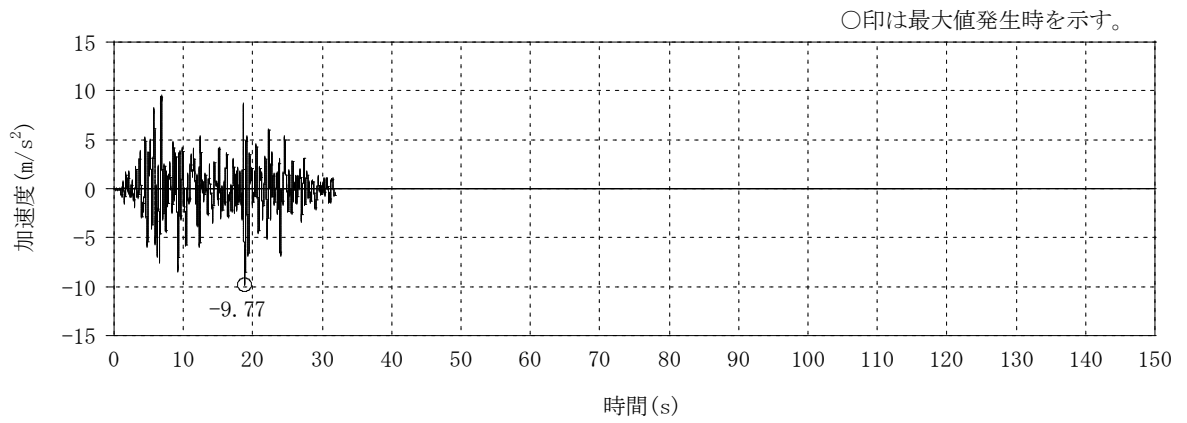


(a) NS方向 (回転)

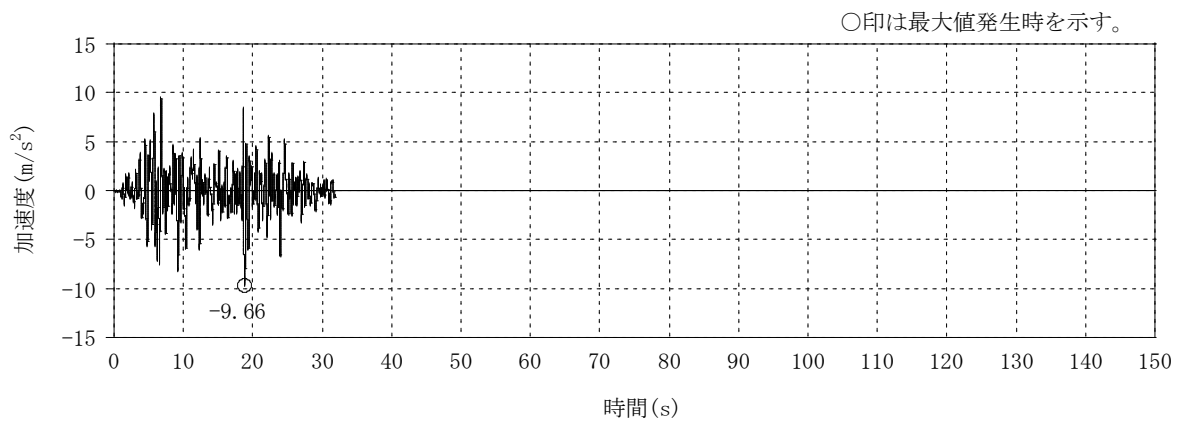


(b) EW方向 (回転)

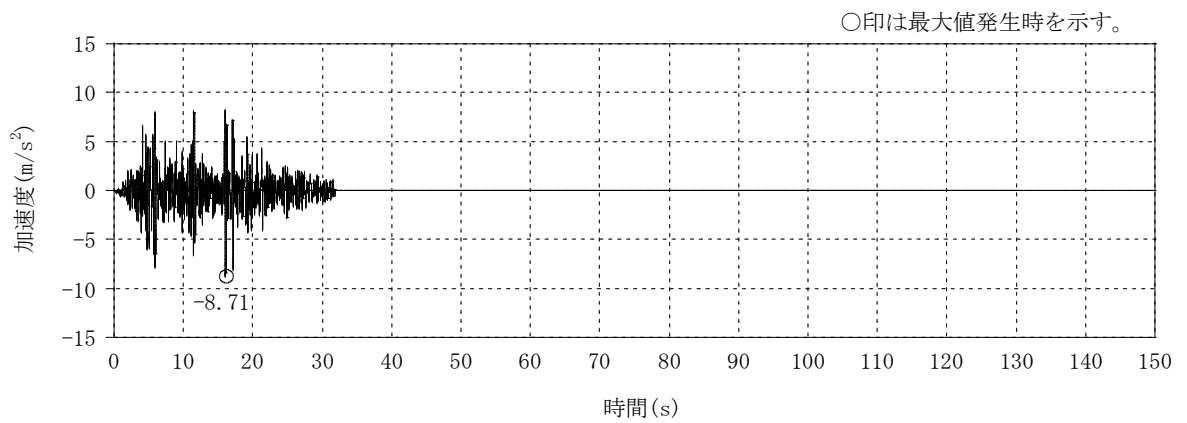
図 4-21 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-2, 回転成分)  
 (ケース2 (建屋剛性+ $\sigma$  及び地盤剛性+ $\sigma$ ))



(a) NS方向 (水平)



(b) EW方向 (水平)

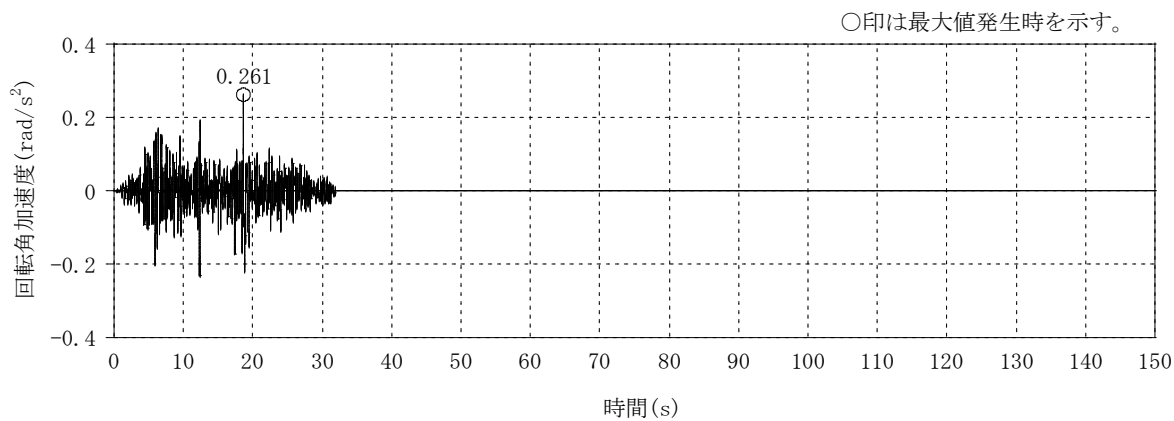


(c) 鉛直方向

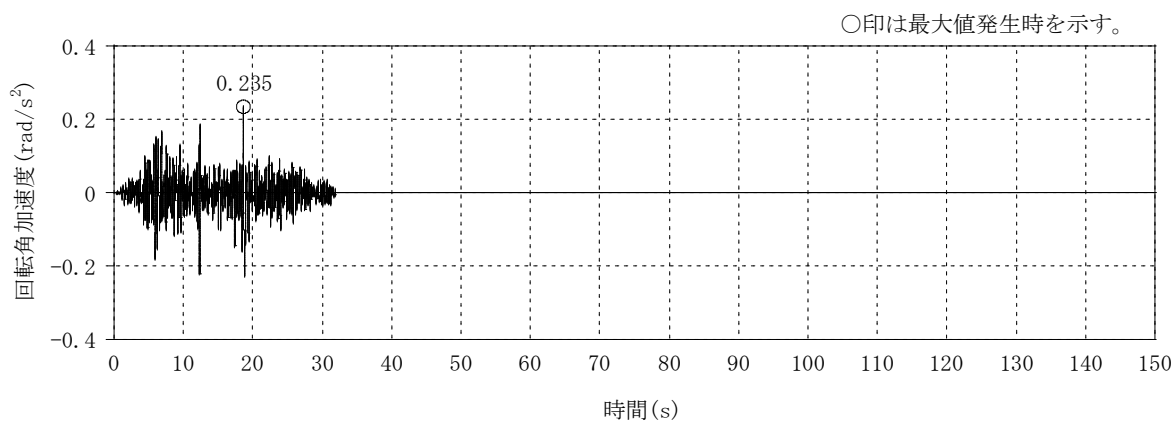
図 4-22 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形

(Ss-1, 水平, 鉛直成分)

(ケース3 (建屋剛性 -  $\sigma$  及び地盤剛性 -  $\sigma$ ))



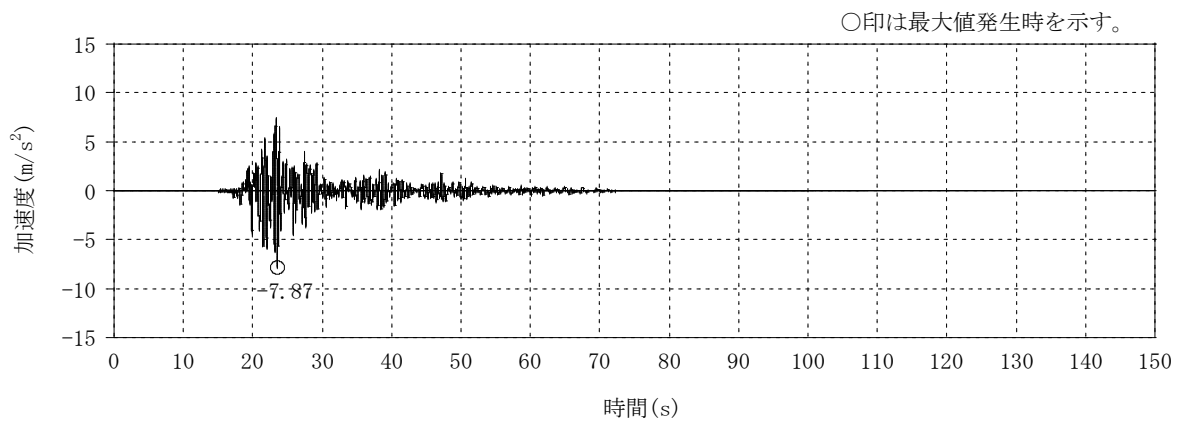
(a) NS方向 (回転)



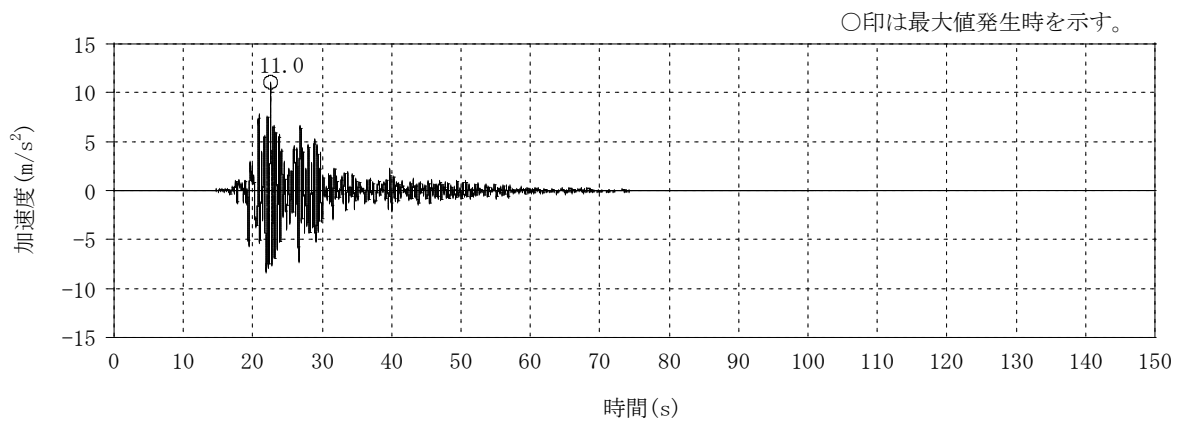
(b) EW方向 (回転)

図 4-23 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-1, 回転成分)  
 (ケース3 (建屋剛性 -  $\sigma$  及び地盤剛性 -  $\sigma$ ))

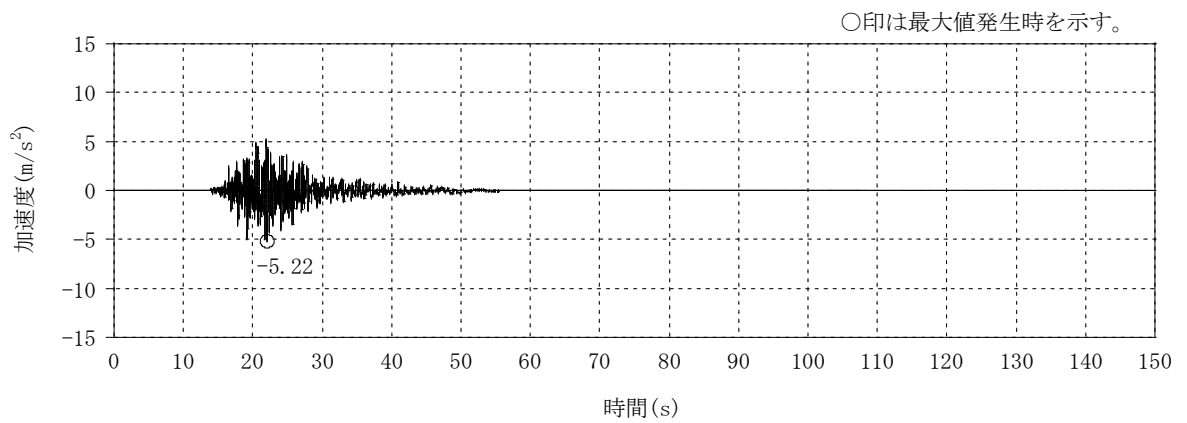




(a) NS方向 (水平)



(b) EW方向 (水平)

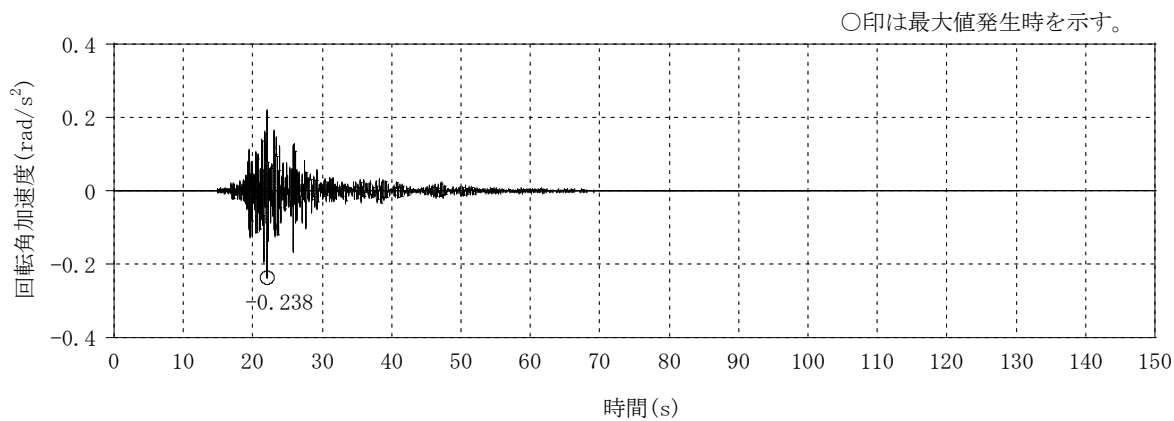


(c) 鉛直方向

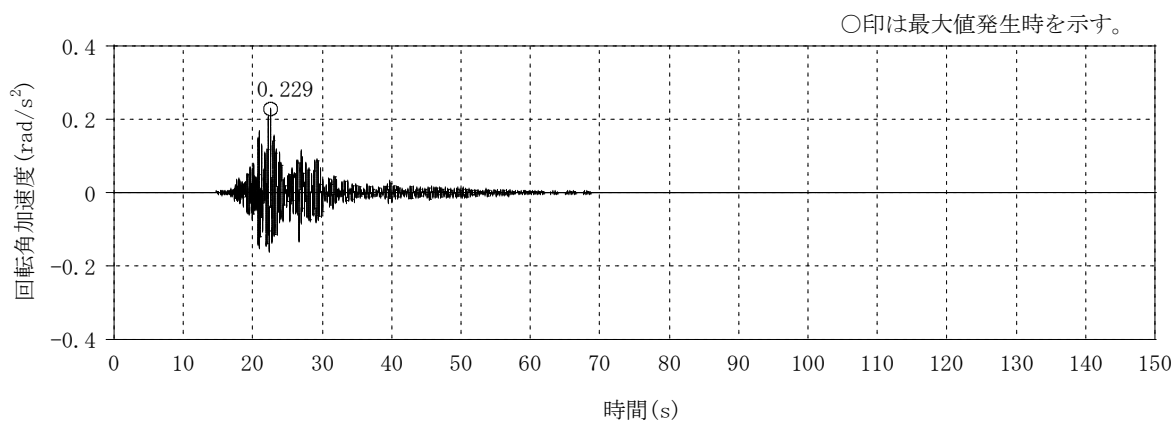
図 4-24 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形

(Ss-2, 水平, 鉛直成分)

(ケース3 (建屋剛性 -  $\sigma$  及び地盤剛性 -  $\sigma$ ))

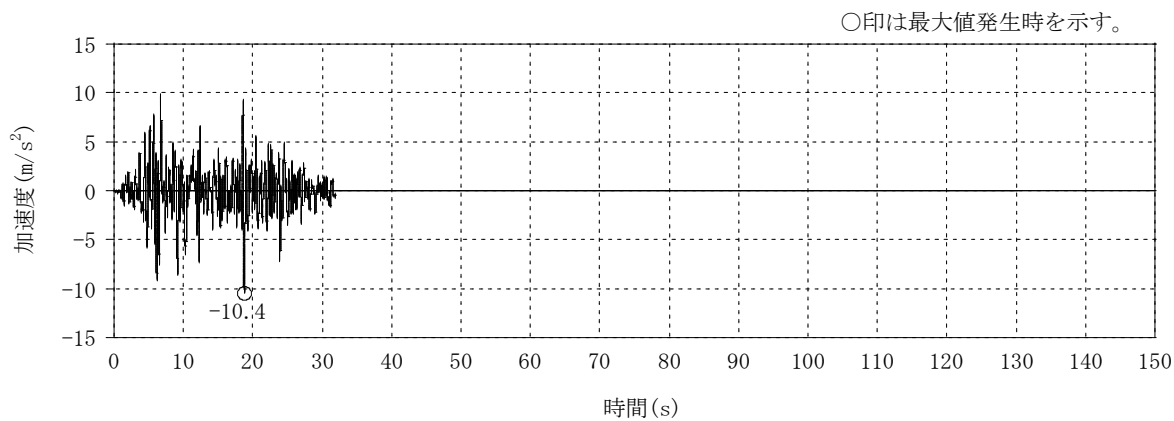


(a) NS方向 (回転)

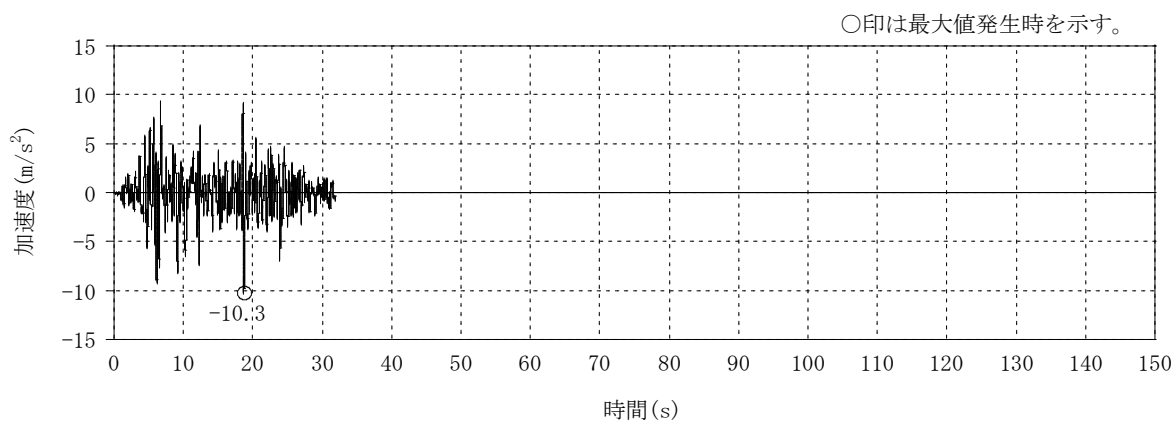


(b) EW方向 (回転)

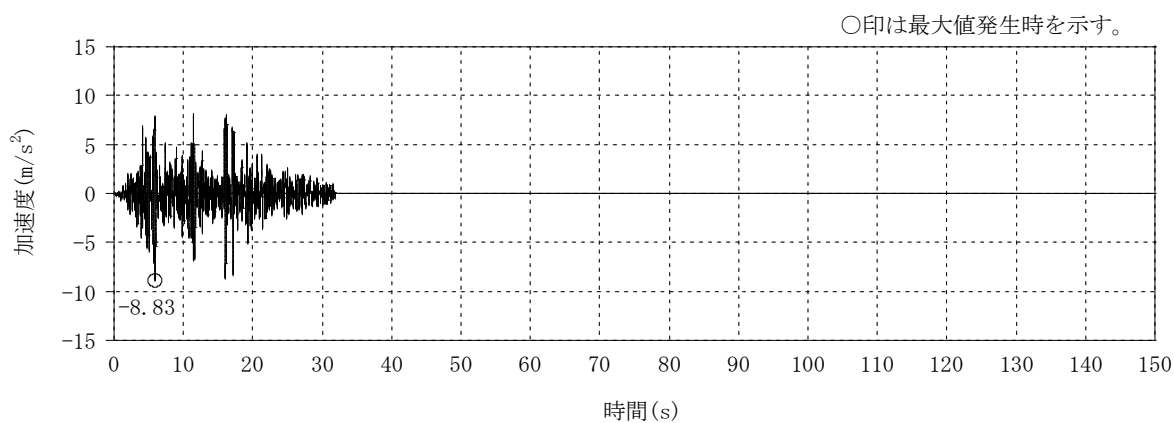
図 4-25 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-2, 回転成分)  
 (ケース3 (建屋剛性 -  $\sigma$  及び地盤剛性 -  $\sigma$ ))



(a) NS方向 (水平)

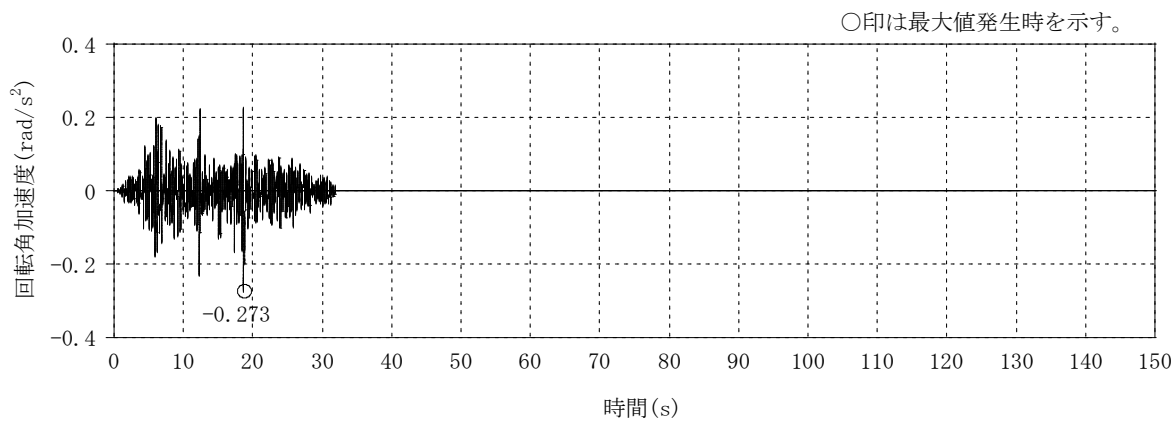


(b) EW方向 (水平)

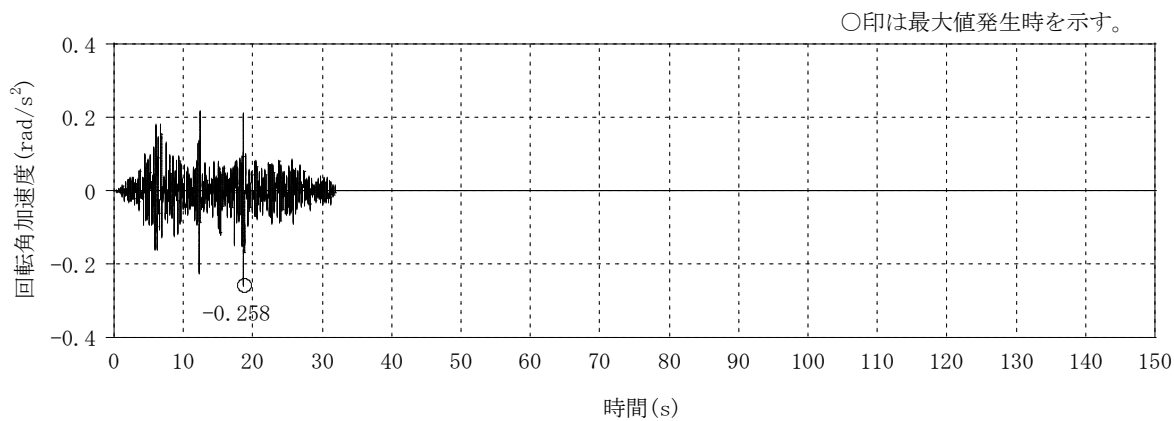


(c) 鉛直方向

図 4-26 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-1, 水平, 鉛直成分)  
 (ケース4 (建屋剛性コア平均))

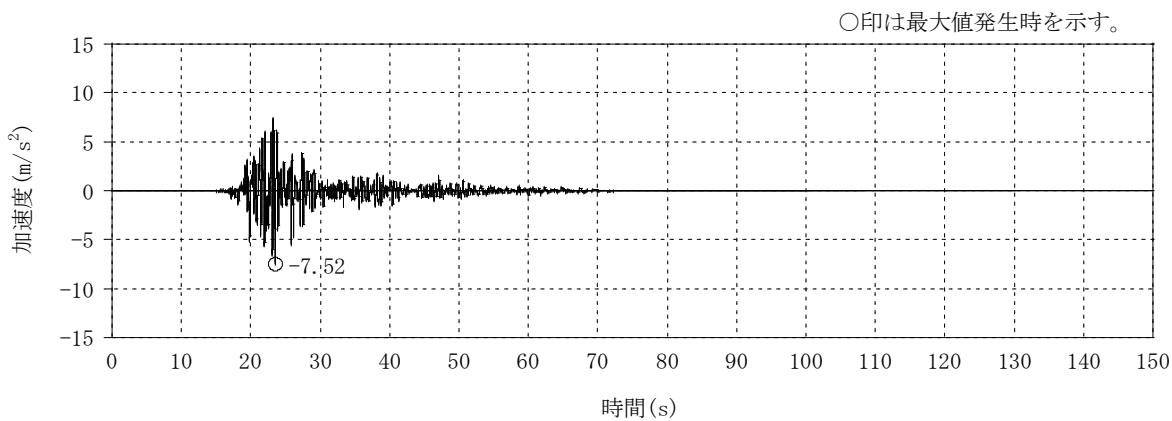


(a) NS方向 (回転)

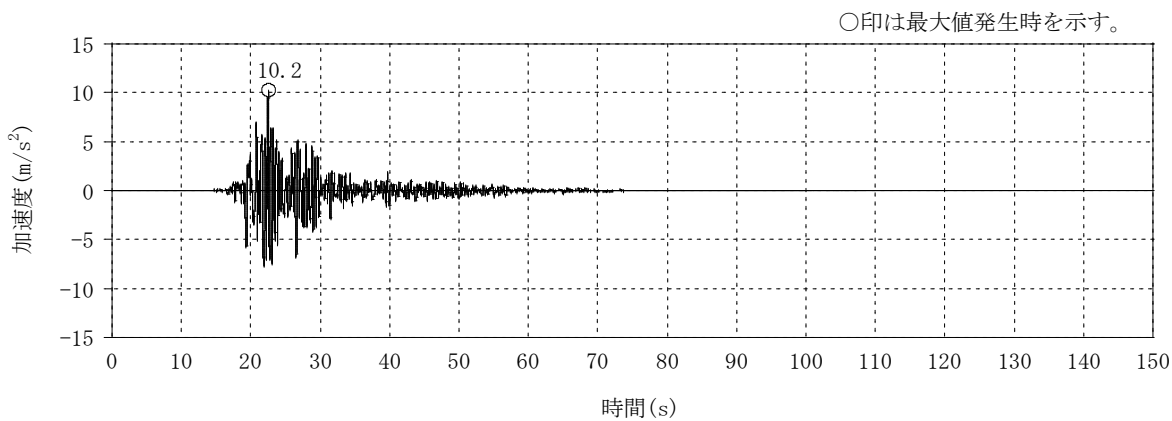


(b) EW方向 (回転)

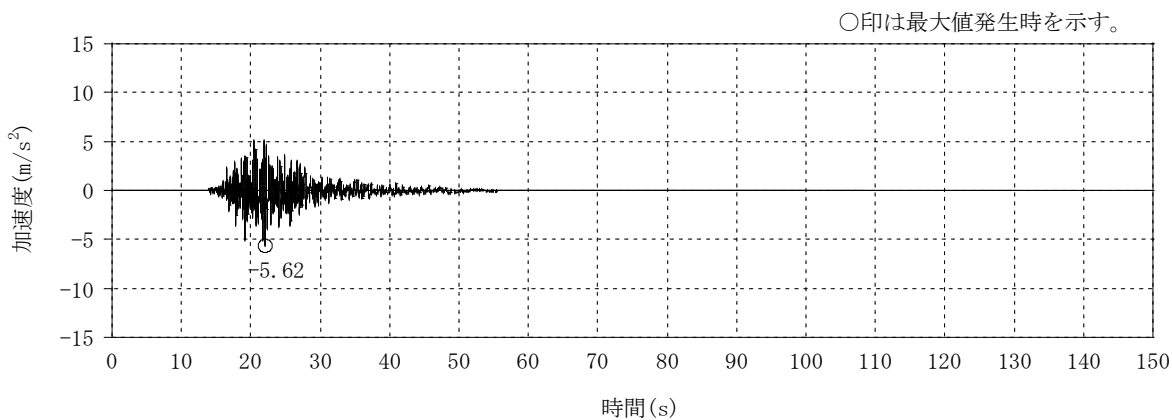
図 4-27 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
(Ss-1, 回転成分)  
(ケース4 (建屋剛性コア平均))



(a) NS方向 (水平)

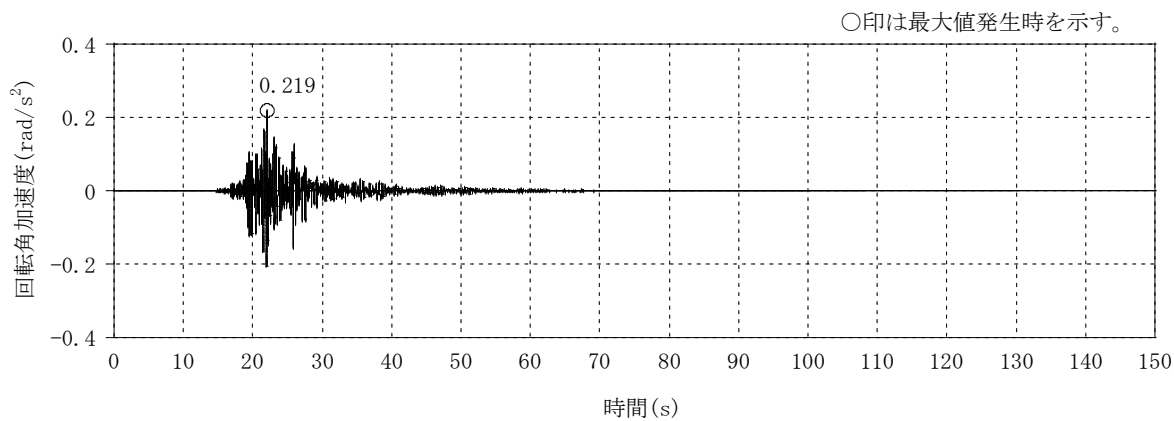


(b) EW方向 (水平)

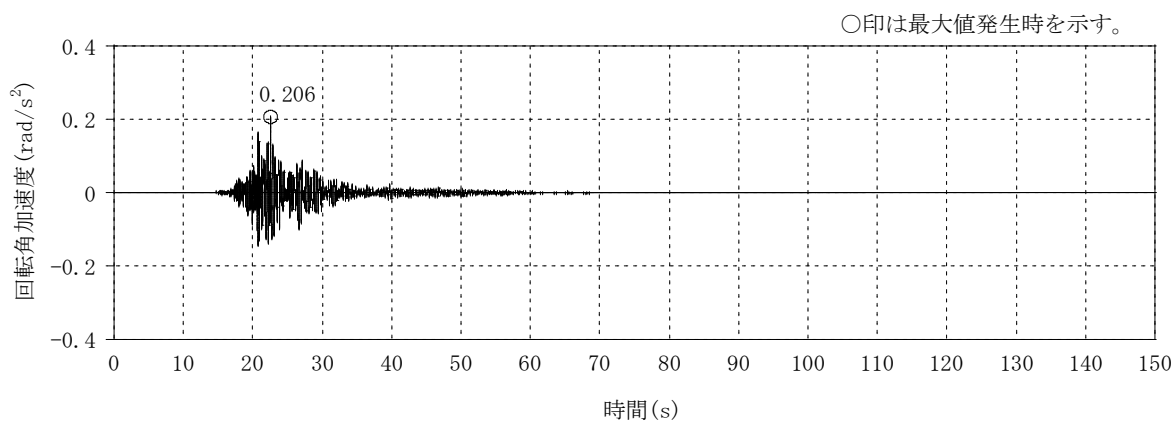


(c) 鉛直方向

図 4-28 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-2, 水平, 鉛直成分)  
 (ケース4 (建屋剛性コア平均))

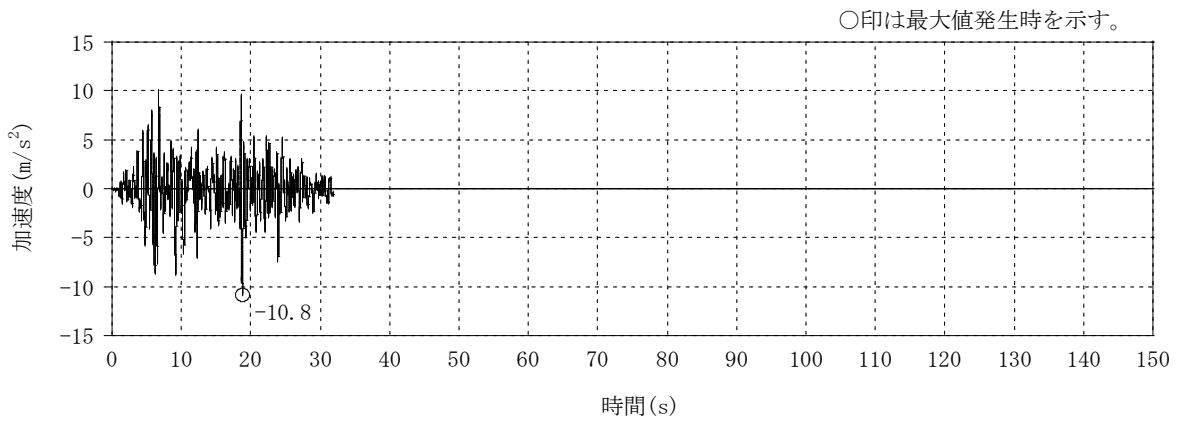


(a) NS方向 (回転)

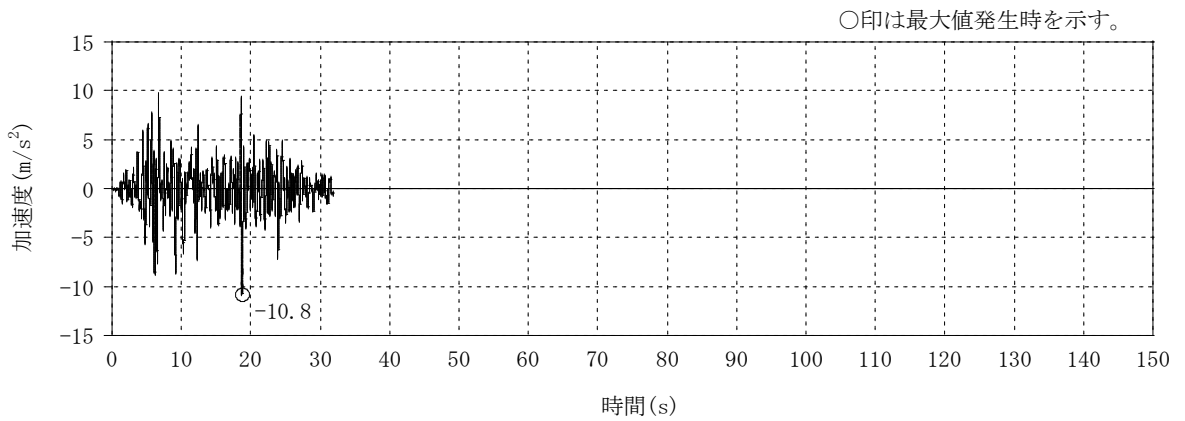


(b) EW方向 (回転)

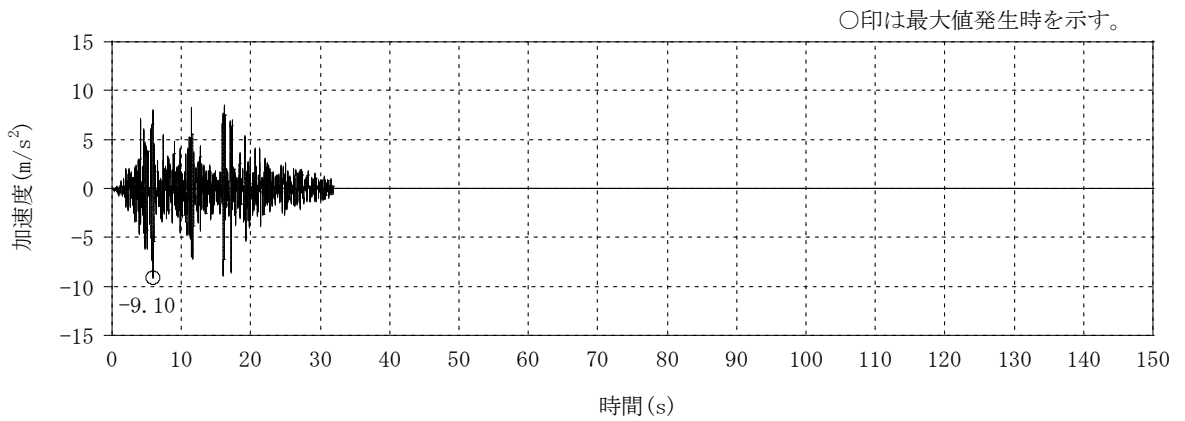
図 4-29 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
(Ss-2, 回転成分)  
(ケース4 (建屋剛性コア平均))



(a) NS方向 (水平)

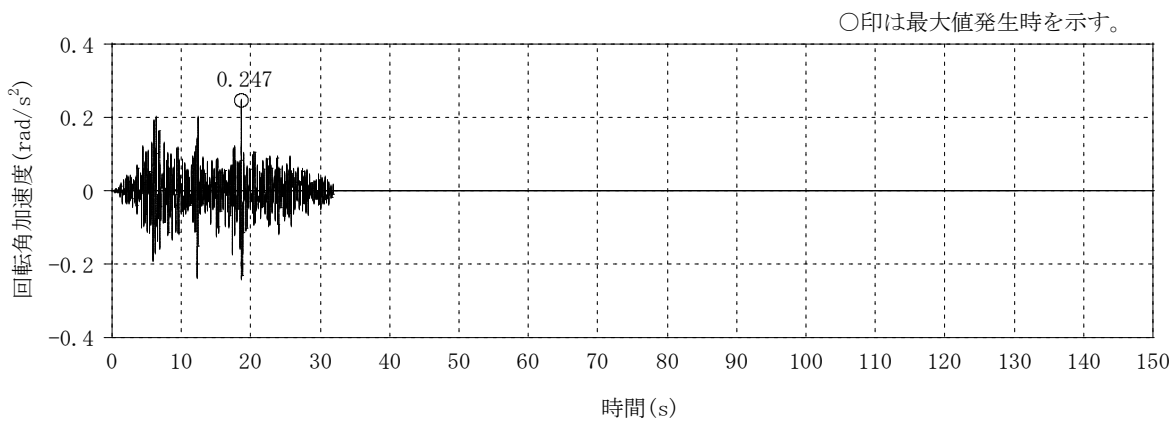


(b) EW方向 (水平)

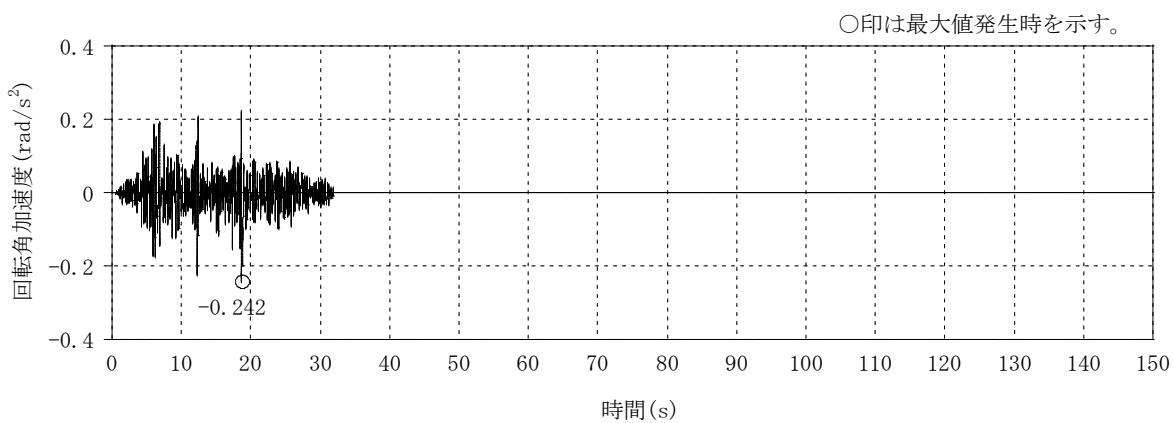


(c) 鉛直方向

図 4-30 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-1, 水平, 鉛直成分)  
 (ケース5 (建屋剛性  $-2\sigma$ ))



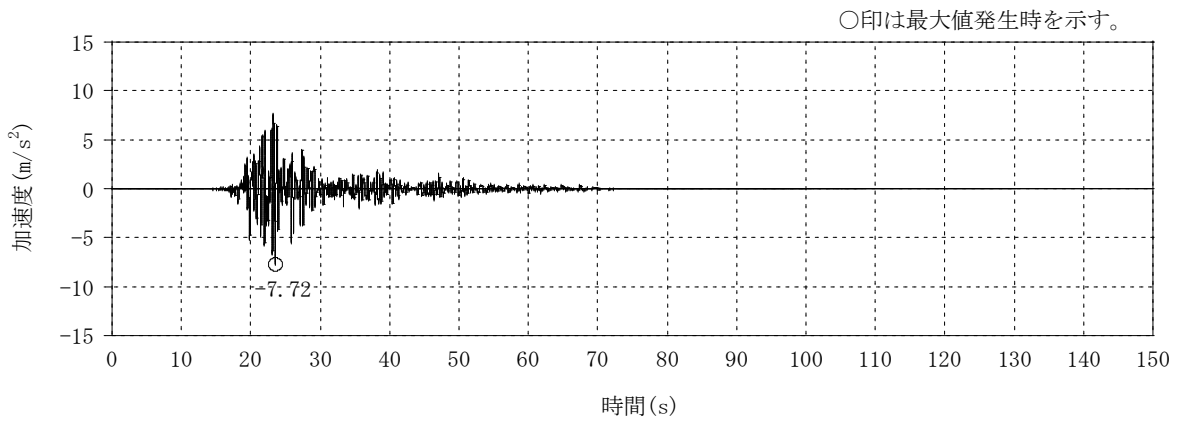
(a) NS方向 (回転)



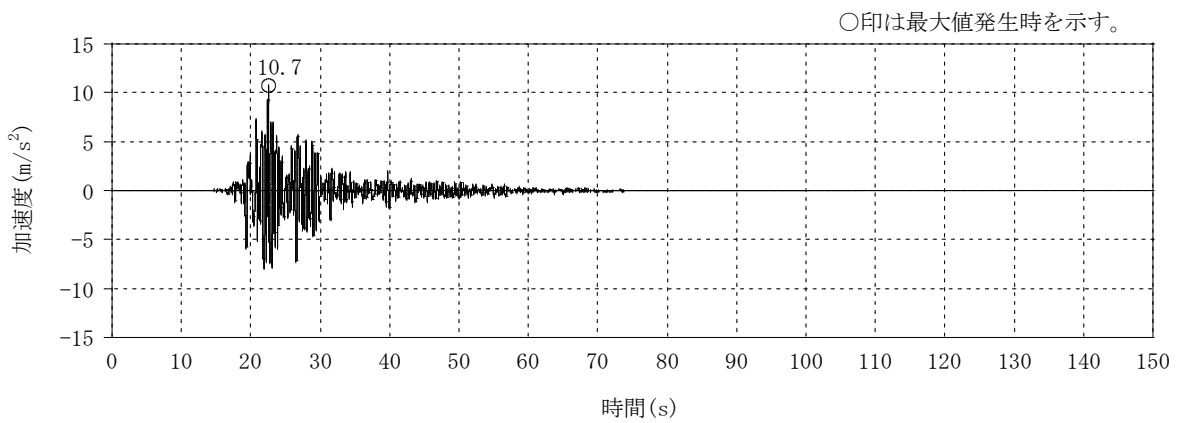
(b) EW方向 (回転)

図 4-31 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-1, 回転成分)  
 (ケース5 (建屋剛性-2 $\sigma$ ))

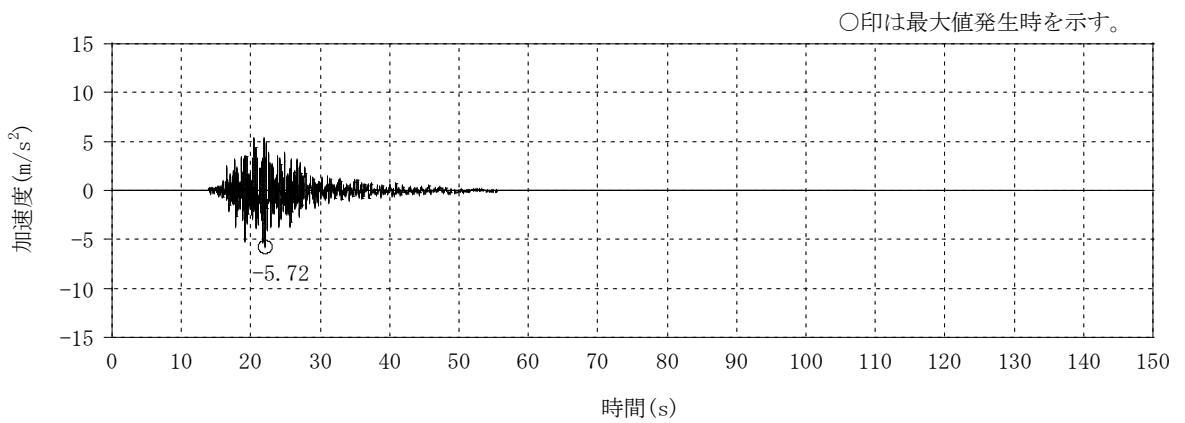




(a) NS方向 (水平)



(b) EW方向 (水平)

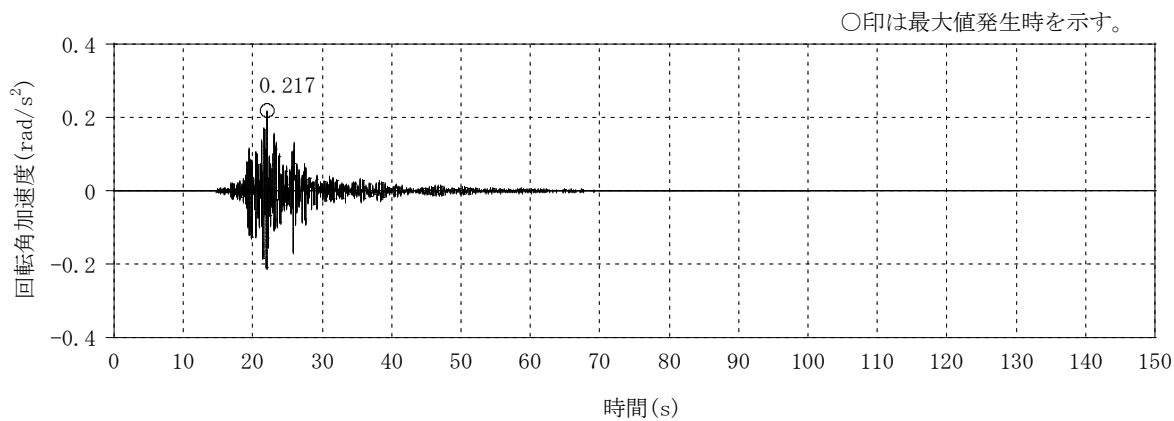


(c) 鉛直方向

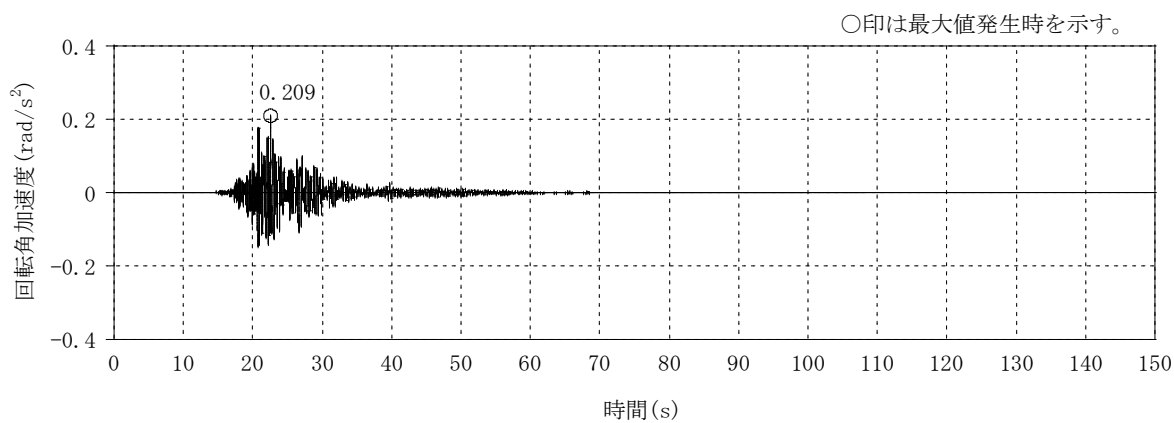
図 4-32 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形

(Ss-2, 水平, 鉛直成分)

(ケース5 (建屋剛性  $-2\sigma$ ))

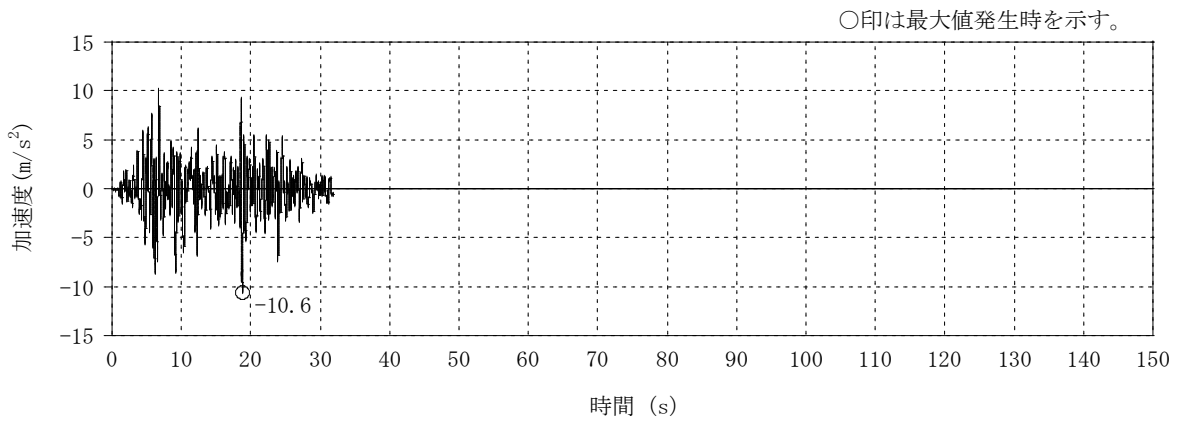


(a) NS方向 (回転)

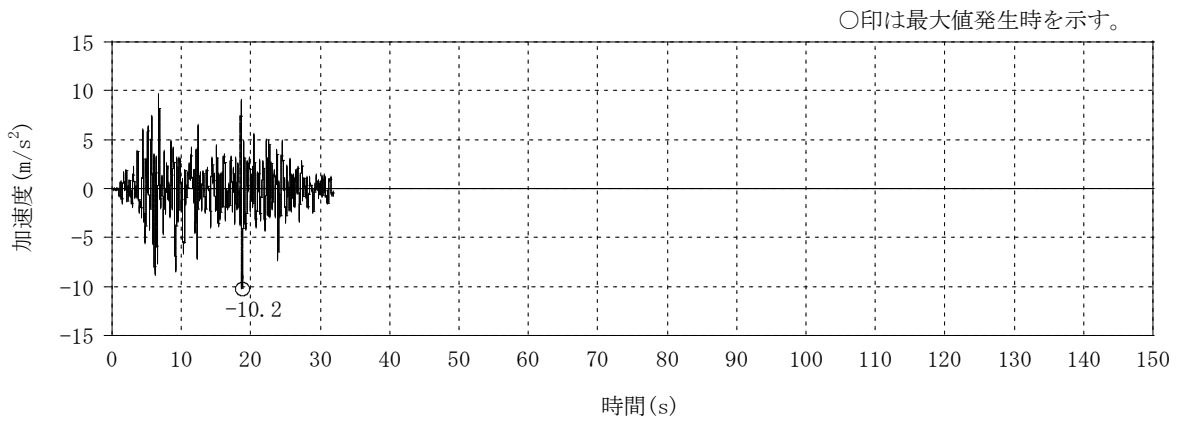


(b) EW方向 (回転)

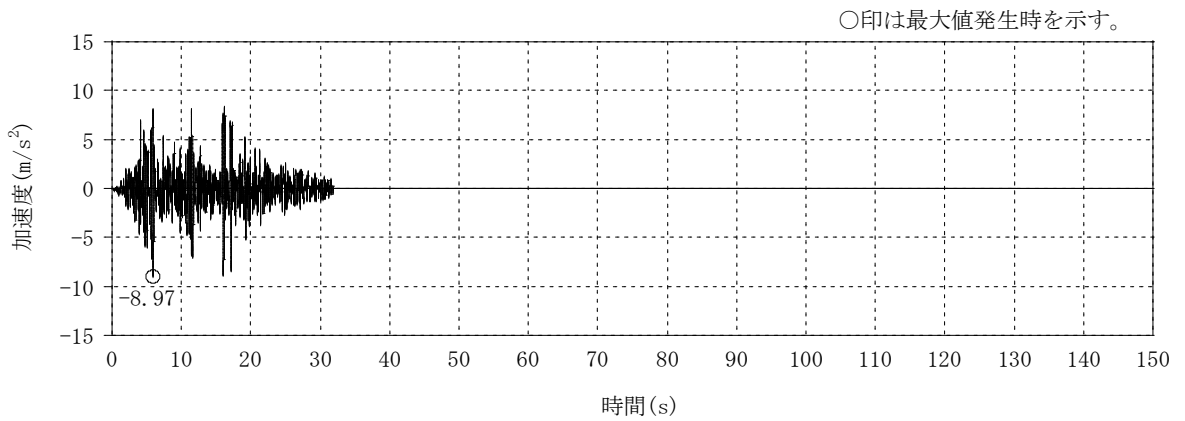
図 4-33 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-2, 回転成分)  
 (ケース5 (建屋剛性-2 $\sigma$ ))



(a) NS方向 (水平)

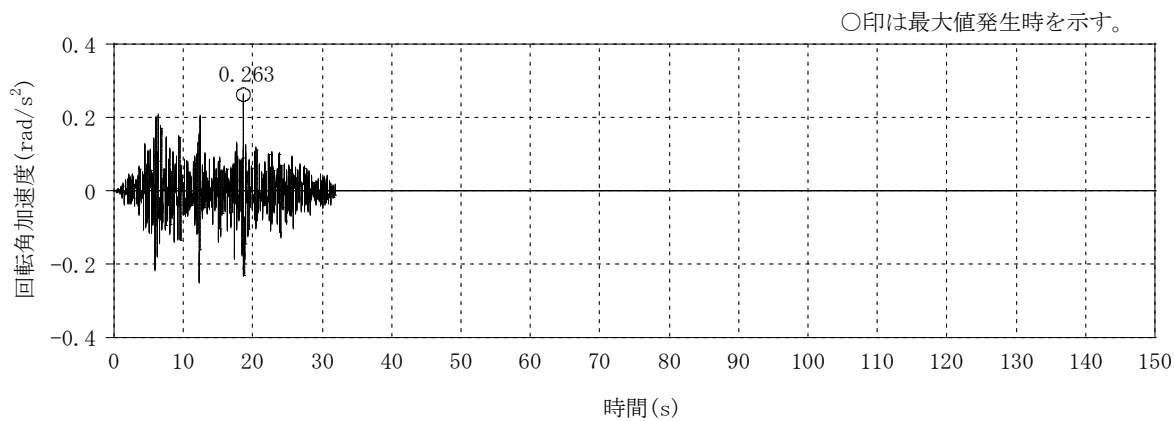


(b) EW方向 (水平)

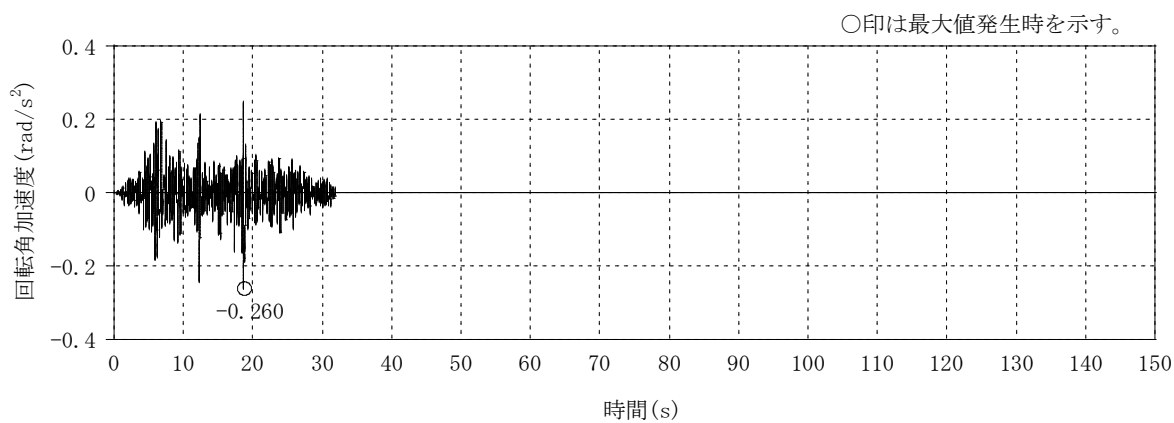


(c) 鉛直方向

図 4-34 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-1, 水平, 鉛直成分)  
 (ケース6 (回転ばね低減))

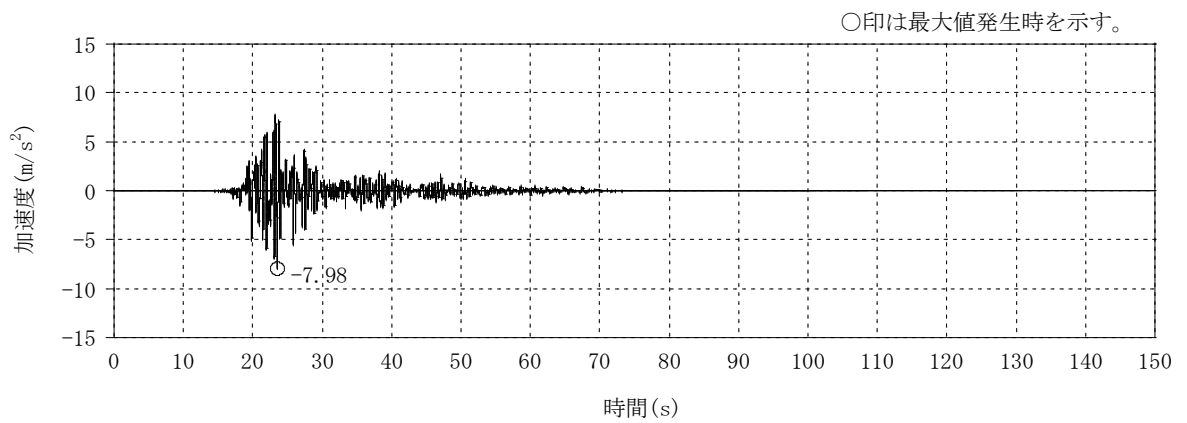


(a) NS方向 (回転)

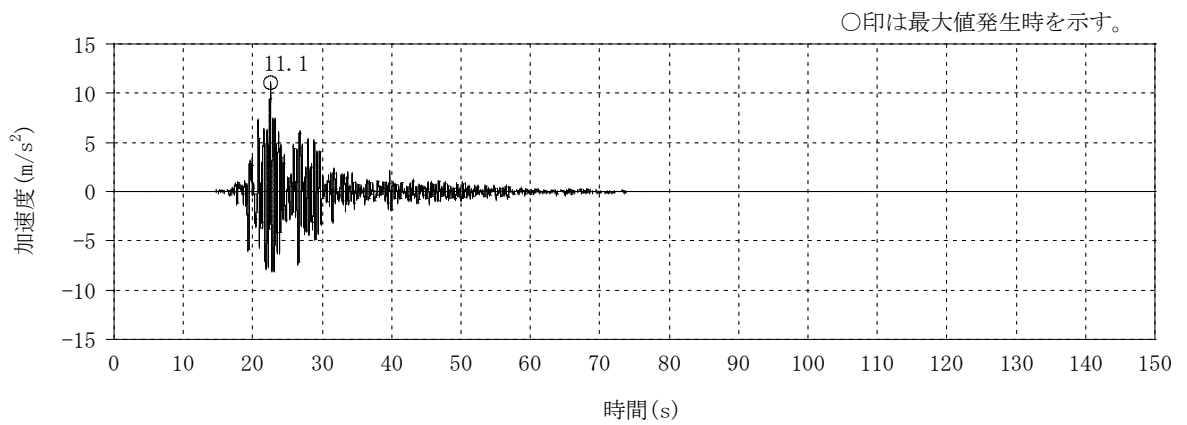


(b) EW方向 (回転)

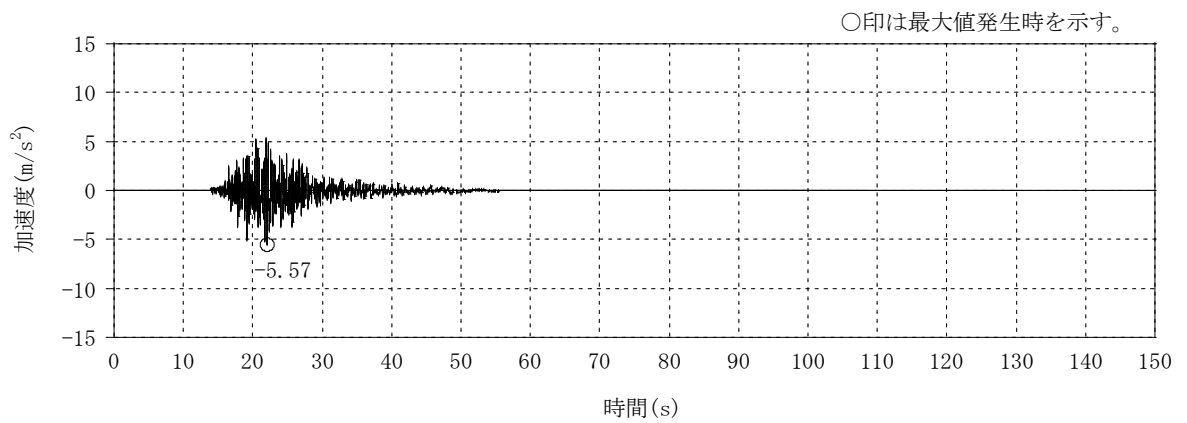
図 4-35 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-1, 回転成分)  
 (ケース6 (回転ばね低減))



(a) NS方向 (水平)

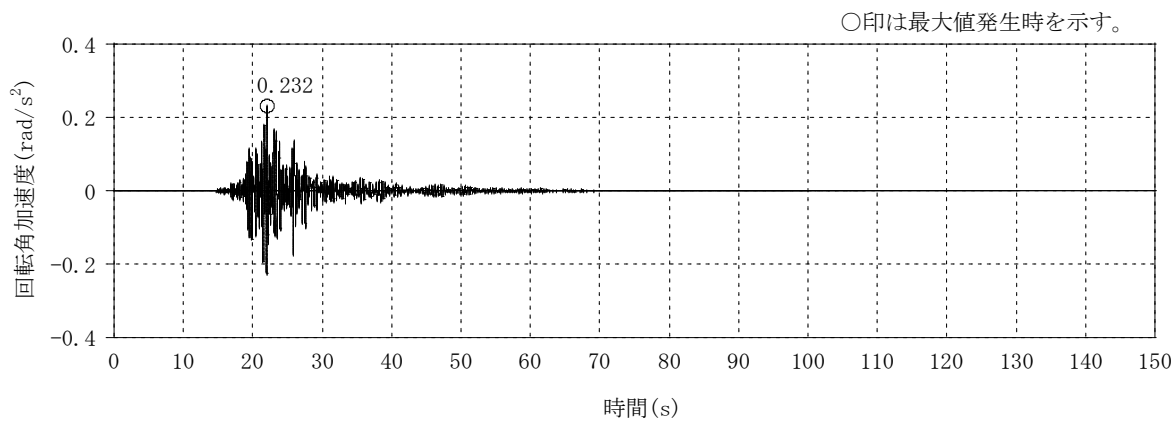


(b) EW方向 (水平)

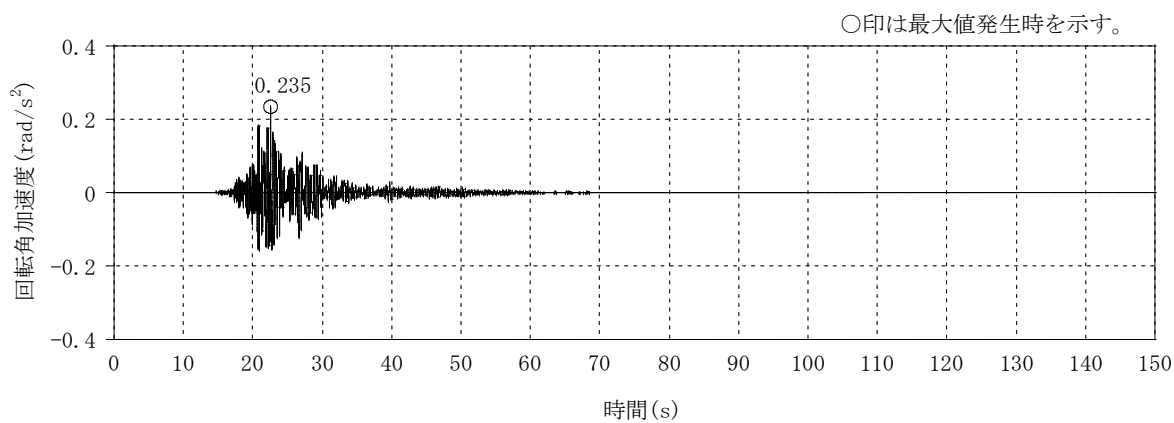


(c) 鉛直方向

図 4-36 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-2, 水平, 鉛直成分)  
 (ケース6 (回転ばね低減))



(a) NS方向 (回転)



(b) EW方向 (回転)

図 4-37 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形  
 (Ss-2, 回転成分)  
 (ケース6 (回転ばね低減))

## 4.2.2 屋根スラブ

## (1) 荷重

## a. 鉛直荷重

固定荷重（G）、積載荷重（P）は「既工認」に基づき設定する。ただし、屋根トラスの裕度向上を目的として、耐震強化工事を実施しており、その際に屋根スラブの積載重量の低減を図り、ルーフブロック等を撤去したため、その重量も反映する。積雪荷重（SNL）は、除雪を考慮して積雪量100cmとし、地震時は0.35の係数を乗じた積雪荷重を考慮する。

## b. 地震荷重

地震荷重（ $S_s$ ）は、基準地震動  $S_s$  に対する3次元FEMモデルの鉛直方向最大応答加速度より鉛直震度を算定する。なお、鉛直震度は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

## (2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表4-3に示す。

表4-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
$S_s$ 地震時	$G + P + SNL + S_s$

#### 4.2.3 床スラブ

##### (1) 荷重

###### a. 鉛直荷重

固定荷重 (G) , 積載荷重 (P) 及び積雪荷重 (SNL) は「既工認」に基づき設定する。なお, CRF (T.M.S.L.38.2m) のスラブの積雪量は280cmとし, 地震時は0.35の係数を乗じた積雪荷重を考慮する。

###### b. 地震荷重

地震荷重 ( $S_s$ ) は, 基準地震動  $S_s$  に対する質点系モデルの各層の鉛直方向最大応答加速度より鉛直震度を算定する。なお, 鉛直震度は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

##### (2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表4-4に示す。

表 4-4 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
$S_s$ 地震時	$G + P + SNL + S_s$



### 4.3 許容限界

#### 4.3.1 屋根トラス

応力解析による評価における屋根トラスの許容限界は，VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき，表4-5及び表4-6のとおり設定する。また，表4-7に鉄骨の弾性限強度を示す。

表 4-5 応力解析による評価における許容限界（設計基準対象施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	主トラス 〔上弦材〕 〔下弦材〕 斜材 東材 つなぎばり 〔上弦材〕 〔下弦材〕 上弦面水平 ブレース	部材に生じる応力が許容限界を超えないことを確認	弾性限強度
			つなぎばり 〔斜材〕 〔東材〕 下弦面水平 ブレース	応答による繰返し回数が許容限界に対して十分な裕度を有することを確認	最大ひずみ度に対する破断寿命（繰返し回数）

表 4-6 応力解析による評価における許容限界（重大事故等対処施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	主トラス 〔上弦材〕 〔下弦材〕 斜材 東材 つなぎばり 〔上弦材〕 〔下弦材〕 上弦面水平 ブレース	部材に生じる応力が許容限界を超えないことを確認	弾性限強度
			つなぎばり 〔斜材〕 〔東材〕 下弦面水平 ブレース	応答による繰返し回数が許容限界に対して十分な裕度を有することを確認	最大ひずみ度に対する破断寿命（繰返し回数）

表 4-7 鉄骨の弾性限強度

材 料	板 厚 (mm)	F 値 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性限強度 (N/mm <sup>2</sup> )		
			圧縮* 引張	曲げ*	せん断
SS41 (SS400相当)	$t \leq 40$	235	258	258	135
SM50A (SM490A相当)	$t \leq 40$	325	357	357	187

注記\* : 「平成12年建設省告示第2464号」に基づきF値に1.1倍の割増しを考慮する。  
 ただし、圧縮及び曲げの弾性限強度に対しては上限値であり、座屈長さ等を勘案して設定する。

## 4.3.2 屋根スラブ及び床スラブ

応力解析による評価における屋根スラブ及び床スラブの許容限界は，VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき，表4-8及び表4-9のとおり設定する。また，表4-10及び表4-11にコンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を示す。

表4-8 応力解析による評価における許容限界（設計基準対象施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 $S_s$	原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の床	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度
気密性	換気性能とあいまって気密機能を有すること	基準地震動 $S_s$	原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の床	部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度*

注記\*：地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし，地震時及び地震後においても気密性を維持できる設計とする。評価部位のうち屋根スラブについては，屋根スラブを支持する屋根トラスが，応力解析による評価において許容限界を満足していれば，屋根スラブに要求される機能は維持される。

表4-9 応力解析による評価における許容限界（重大事故等対処施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 $S_s$	原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁（床）及び補助遮蔽（床）	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性を損なわないこと	基準地震動 $S_s$	二次遮蔽壁（床）及び補助遮蔽（床）	部材に生じる応力が遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度* <sup>1</sup>
気密性	換気性能とあいまって気密機能を有すること	基準地震動 $S_s$	原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の床	部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度* <sup>2</sup>

注記\*1：許容限界は終局耐力に対し妥当な安全余裕を有したものとして設定することとし，さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。評価部位のうち屋根スラブについては，屋根スラブを支持する屋根トラスが，応力解析による評価

において許容限界を満足していれば、屋根スラブに要求される機能は維持される。

- \*2 : 地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし、地震時及び地震後においても気密性を維持できる設計とする。評価部位のうち屋根スラブについては、屋根スラブを支持する屋根トラスが、応力解析による評価において許容限界を満足していれば、屋根スラブに要求される機能は維持される。

表4-10 コンクリートの短期許容応力度

(a) 屋根スラブ

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

設計基準強度 F <sub>c</sub>	圧縮	せん断
22.1	14.7	0.94*

注記\*：軽量コンクリートのため、「RC-N規準」に基づき  
普通コンクリートに対する値の0.9倍とする。

(b) 床スラブ

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

設計基準強度 F <sub>c</sub>	圧縮	せん断
32.3	21.5	1.21

表 4-11 鉄筋の短期許容応力度（屋根スラブ及び床スラブ）

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

種別	引張及び 圧縮	せん断
SD35 (SD345相当)	345	345

## 4.4 解析モデル化方針

### 4.4.1 屋根トラス

屋根トラスの評価に用いる応力は、地震応答解析により評価する。屋根トラスの地震応答解析モデルは、燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）より上部の鉄骨鉄筋コンクリート造の柱、はり、壁、鉄骨造の屋根トラス、上弦面水平ブレース等を線材及び面材により立体的にモデル化した3次元FEMモデルとする。

屋根トラスは、主トラス、つなぎばり、上下弦面水平ブレース、サブビームをモデル化する。各鉄骨部材は軸、曲げ変形を考慮したはり要素（トラスの上下弦材及びサブビーム）と軸変形のみを考慮したトラス要素（上下弦面水平ブレース、トラスの斜材及び束材）としてモデル化し、減衰を剛性比例型減衰として設定する。耐震壁及び外周はりには各々シェル要素及び軸、曲げ変形を考慮したはり要素としてモデル化し、耐震壁の開口部についても考慮する。柱脚の条件は固定とする。解析モデルの節点数は434、要素数は1225である。

解析モデルの概要を図4-38に、部材リストを表4-12に示す。

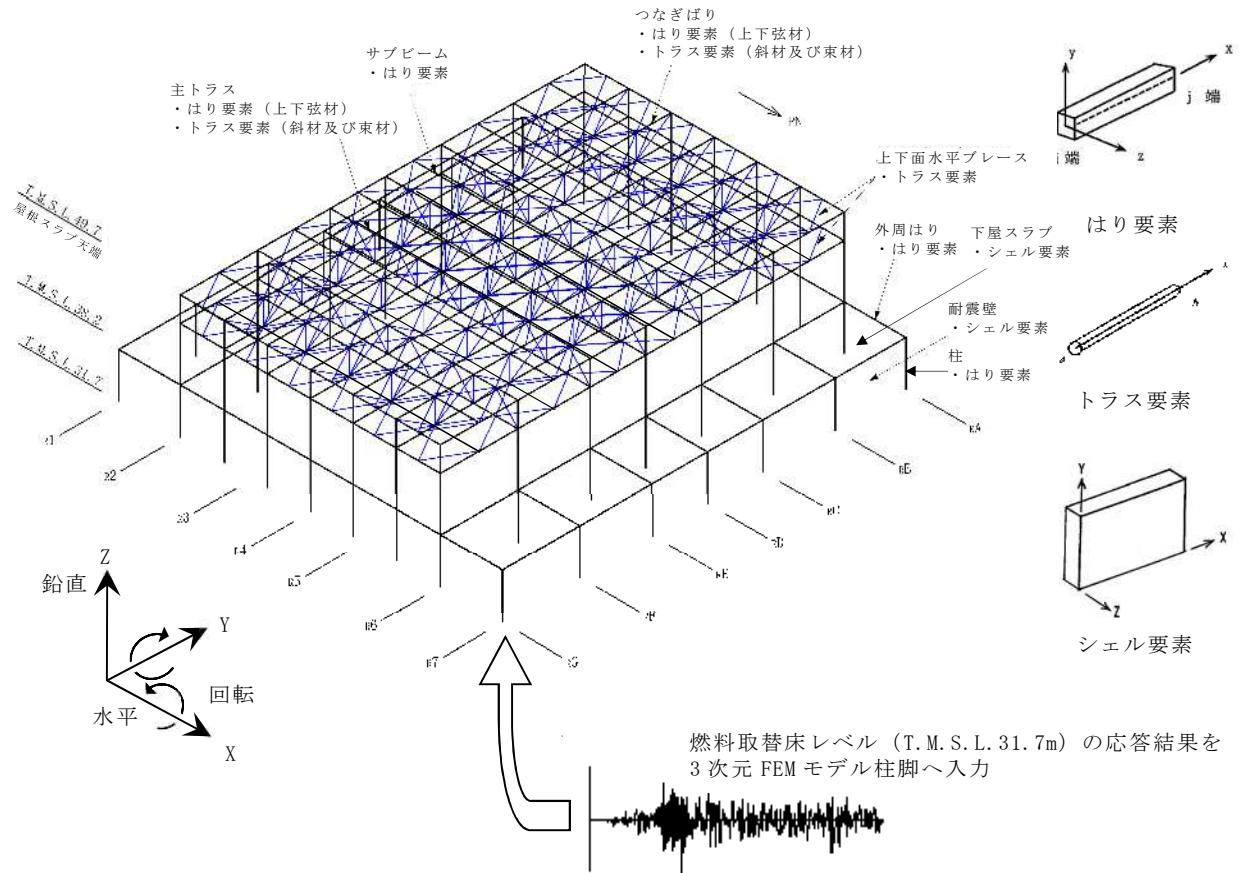
基準地震動  $S_s$  に対する評価を実施する際、屋根トラスを構成する部材の一部が弾性範囲を超えることが確認されたため、屋根トラスを構成する部材の一部に対して弾塑性特性として修正若林モデル（引用文献(1)参照）を適用する。修正若林モデルの弾塑性特性を図4-39に示す。修正若林モデルは、繰返し载荷による初期座屈以降の耐力低下を累積塑性ひずみの関数で表現し、実験との対応度を向上させた手法である。屋根トラス部材の弾塑性特性について表4-13に、使用材料の物性値を表4-14に示す。

解析モデルへの入力は、原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）の応答結果を用いることとし、燃料取替床位置を固定として水平方向と鉛直方向の同時入力とする。なお、応答スペクトルに基づく地震動である  $S_s-1$  及び  $S_s-3$ 、震源を特定せず策定する地震動である  $S_s-8$  については、2方向（3成分）（水平1方向（並進・回転）及び鉛直方向）の同時入力とする。一方で、断層モデルに基づく地震動である  $S_s-2$  及び  $S_s-4 \sim S_s-7$  については、3方向（5成分）（水平2方向（並進・回転）及び鉛直方向）の同時入力とする。

また、原子炉建屋全体の地震応答解析では、接地率が65%未満となるケースについては誘発上下動を考慮しており、屋根トラスについても当該ケースについては誘発上下動を考慮した応答を用いるものとする。

解析には、解析コード「f a p p a s e」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コー

ド)の概要」に示す。



K6 ① VI-2-9-3-1 R0

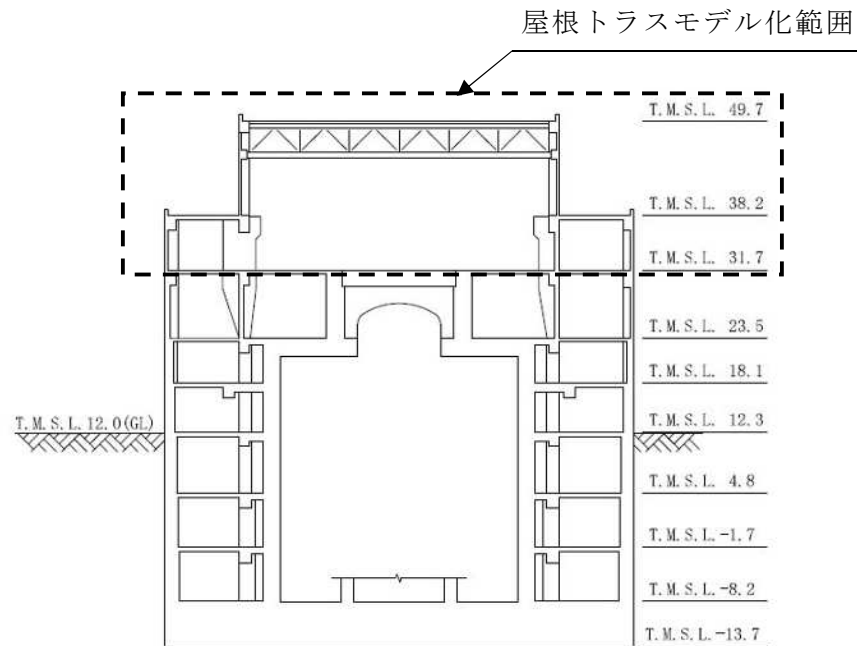


図4-38 屋根トラス（燃料取替床上部フレーム）の解析モデル図と入力概要（単位：m）

表 4-12 部材リスト

部位		使用部材	材質	断面積 ( $\times 10^2 \text{mm}^2$ )	断面二次 モーメント ( $\times 10^4 \text{mm}^4$ )
主トラス	上弦材	H-428 $\times$ 407 $\times$ 20 $\times$ 35	SM50A (SM490A相当)	360.7	119000
	下弦材	H-400 $\times$ 408 $\times$ 21 $\times$ 21	SM50A (SM490A相当)	250.7	70900
	斜材	H-400 $\times$ 400 $\times$ 13 $\times$ 21 H-350 $\times$ 350 $\times$ 12 $\times$ 19 H-244 $\times$ 252 $\times$ 11 $\times$ 11	SM50A (SM490A相当)	218.7 173.9 82.00	—
	束材	2[s-200 $\times$ 90 $\times$ 8 $\times$ 13.5	SS41 (SS400相当)	77.30	—
つなぎ ばり	上弦材	H-394 $\times$ 398 $\times$ 11 $\times$ 18	SS41 (SS400相当)	186.8	56100
	下弦材	H-200 $\times$ 200 $\times$ 8 $\times$ 12	SS41 (SS400相当)	63.53	4720
	斜材	2Ls-90 $\times$ 90 $\times$ 10 2Ls-120 $\times$ 120 $\times$ 8 2Ls-130 $\times$ 130 $\times$ 9	SS41 (SS400相当)	34.00 37.52 45.48	—
	束材	2[s-200 $\times$ 80 $\times$ 7.5 $\times$ 11	SS41 (SS400相当)	62.60	—
水平 ブレース	上弦面	2[s-400 $\times$ 130 $\times$ 14 $\times$ 22 +2PLs-22 $\times$ 116 2[s-400 $\times$ 130 $\times$ 14 $\times$ 22 2[s-300 $\times$ 100 $\times$ 8 $\times$ 12	SS41 (SS400相当)	267.2 216.2 93.80	—
	下弦面	CT-150 $\times$ 300 $\times$ 10 $\times$ 15 CT-175 $\times$ 350 $\times$ 12 $\times$ 19	SS41 (SS400相当)	59.90 87.00	—

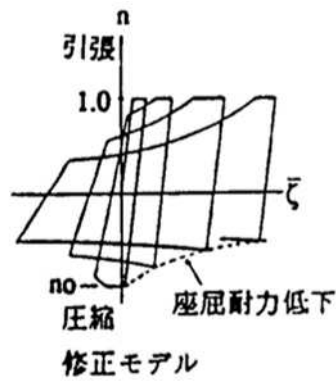


図 4-39 修正若林モデルの弾塑性特性

表 4-13 屋根トラス部材の弾塑性特性について

部位		モデル要素	弾塑性特性
主トラス	上弦材	はり要素	考慮しない（弾性）
	下弦材		
	斜材	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）
	束材		
つなぎばり	上弦材	はり要素	考慮しない（弾性）
	下弦材		
	斜材	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）
	束材		
水平ブレース	上弦面	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）
	下弦面		

表 4-14 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 h (%)
鉄筋 コンクリート*	28800	12000	5
鉄骨	205000	79000	2

注記\*：ケース 1（設工認モデル）の値を示す。



#### 4.4.2 屋根スラブ

屋根スラブは，1方向スラブとしてモデル化する。スパンがほぼ均等なスラブが連続しており，その外端がスラブに比べて十分剛性の大きい鉄筋コンクリート造の壁と連続し，内端がスタッドを介してもやに接合されていることから，両端固定ばりとして評価する。

#### 4.4.3 床スラブ

床スラブは，1方向スラブとしてモデル化し，両端固定ばりとして評価する。

## 4.5 評価方法

### 4.5.1 応力解析方法

#### (1) 屋根トラス

屋根トラスについては，3次元 FEM モデルを用いた地震応答解析により得られた各部材の応力を評価する。

##### a. 荷重ケース

S s 地震時の応力は，次の荷重を3次元FEMモデルに入力して求める。

荷重の記号を以下に示す。

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S N L : 積雪荷重（地震時）

S s : S s 地震荷重（燃料取替床レベルの S s 地震時の水平及び鉛直方向の時刻歴応答加速度）

##### b. 荷重の組合せケース

水平地震荷重と鉛直地震荷重は，加速度時刻歴波形を同時に入力して組み合わせる。

##### c. 荷重の入力方法

屋根面の固定荷重及び積雪荷重は面荷重として，天井クレーンは待機位置（ $r_B$  通り）にあるものとし，その重量は対応する節点に集中荷重として入力する。

地震荷重は，図 4-2～図 4-37 に示した加速度時刻歴波形を 3次元 FEM モデルの脚部に入力する。

(2) 屋根スラブ

a. 荷重ケース

S s 地震時の応力は、単独荷重による応力を組み合わせて求める。

単独荷重の記号を以下に示す。鉛直震度算定のための最大鉛直加速度は、3次元FEM解析により得られた屋根面の応答加速度のうち、最大の応答加速度を採用する。なお、対象とするスラブは十分な剛性（固有振動数20Hz以上）を有していることから、共振は考慮しない。最大鉛直加速度及び鉛直震度を表4-15に示す。

- G : 固定荷重
- P : 積載荷重
- S N L : 積雪荷重（地震時）
- S s U D : S s 地震荷重（鉛直方向）

表 4-15 最大鉛直加速度及び鉛直震度

T. M. S. L. (m)	階	ケース	最大鉛直 加速度 (m/s <sup>2</sup> )	鉛直震度
49.7	RF	Ss-1 ケース2	52.3	5.33

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表4-16に示す。

鉛直地震力は、固定荷重及び積雪荷重と同じ載荷方向となる下向き方向に作用させるものとする。

表 4-16 荷重の組合せケース（屋根スラブ）

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	G + P + S N L + 1.0 S s U D

c. 応力算出方法

等分布荷重を受ける両端固定ばりの曲げモーメント及びせん断力は下式より求める。

(端部曲げモーメント)

$$M = \frac{1}{12} \cdot w \cdot L^2 \dots\dots\dots (4. 1)$$

ここで、

w : 等分布荷重 (N/m)

L : スパン (m)

(端部せん断力)

$$Q = \frac{1}{2} \cdot w \cdot L \dots\dots\dots (4. 2)$$

ここで、

w : 等分布荷重 (N/m)

L : スパン (m)

(3) 床スラブ

a. 荷重ケース

S s 地震時の応力は、単独荷重による応力を組み合わせて求める。

単独荷重の記号を以下に示す。なお、CRF (T. M. S. L. 38.2m) のスラブの積雪量は「既工認」と同様に280cmとする。鉛直震度算定のための最大鉛直加速度は、VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」による。なお、対象とするスラブは十分な剛性（固有振動数20Hz以上）を有していることから、共振は考慮しない。鉛直震度を表4-17に示す。

- G : 固定荷重
- P : 積載荷重
- S N L : 積雪荷重（地震時）
- S s U D : S s 地震荷重（鉛直方向）

表 4-17 最大鉛直加速度及び鉛直震度

T. M. S. L. (m)	階	ケース	最大鉛直 加速度 (m/s <sup>2</sup> )	鉛直震度
38.2	CRF	Ss-1 ケース2	9.74	1.00
31.7	4F	Ss-1 ケース2	9.41	0.96
23.5	3F	Ss-1 ケース2	9.16	0.94
18.1	2F	Ss-1 ケース2	8.89	0.91
12.3	1F	Ss-1 ケース2	8.56	0.88
4.8	B1F	Ss-1 ケース3	8.22	0.84

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表4-18に示す。

鉛直地震力は、固定荷重と同じ載荷方向となる下向き方向に作用させるものとする。

表 4-18 荷重の組合せケース（床スラブ）

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	G + P + S N L * + 1.0 S s U D

注記\* : CRF (T. M. S. L. 38.2m) の床スラブについては積雪荷重を考慮する。

## c. 応力算出方法

等分布荷重を受ける両端固定ばりの曲げモーメント及びせん断力は下式より求める。

(端部曲げモーメント)

$$M = \frac{1}{12} \cdot w \cdot L^2 \cdots \cdots \cdots (4. 3)$$

ここで,

w : 等分布荷重(N/m)

L : スパン(m)

(端部せん断力)

$$Q = \frac{1}{2} \cdot w \cdot L \cdots \cdots \cdots (4. 4)$$

ここで,

w : 等分布荷重(N/m)

L : スパン(m)

#### 4.5.2 断面の評価方法

##### (1) 屋根トラス

断面の評価は以下の方法で行う。

3次元FEMモデルの時刻歴地震応答解析により各部材に生じる応力が許容限界を超えないこと及び塑性化部材では破断しないことを確認する。

##### a. 主トラス，つなぎばり（上下弦材）及び上弦面水平ブレース

地震時に生じる軸力及び曲げモーメントに対する断面検定について、下式を用いて行う。ただし、主トラスの斜材、束材及び上弦面水平ブレースは軸応力度のみ評価する。なお、主トラス上下弦材の弱軸周りの曲げモーメントはつなぎばりが直交方向の変形を拘束しているため考慮しない。

(圧縮)

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1.0 \dots\dots\dots (4.5)$$

ここに、 $\sigma_c$ ：地震時における部材の軸応力度

$\sigma_b$ ：地震時における部材の曲げ応力度

$f_c$ ：圧縮応力度に対する許容値\*

$f_b$ ：曲げ応力度に対する許容値\*

(引張)

$$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1.0 \dots\dots\dots (4.6)$$

ここに、 $\sigma_t$ ：地震時における部材の軸応力度

$\sigma_b$ ：地震時における部材の曲げ応力度

$f_t$ ：引張応力度に対する許容値\*

$f_b$ ：曲げ応力度に対する許容値\*

注記\*：「平成12年建設省告示第2464号」に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による。

##### b. つなぎばり（斜材及び束材）及び下弦面水平ブレース

各部材の累積塑性変形倍率を整理した上で、累積塑性変形倍率が最も大きい部材について評価する。当該部材の軸ひずみの時刻歴を参照し、座屈及び降伏の繰返し回数が、当該部材の最大ひずみ度に対する破断寿命（繰返し回数）と比較し、十分な裕度を有していることを確認する。

(2) 屋根スラブ

断面の評価は以下の方法で行う。

屋根スラブについては、曲げモーメントによる鉄筋応力度及び面外せん断力を算定し、各許容限界を超えないことを確認する。

a. 曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、次式をもとに計算した評価対象箇所に生じる曲げモーメントによる鉄筋応力度が、許容限界を超えないことを確認する。

$$\sigma_t = \frac{M}{a_t \cdot j} \dots\dots\dots (4. 7)$$

ここで、

- $\sigma_t$  : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- M : 曲げモーメント (N・mm)
- $a_t$  : 引張鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)
- j : 断面の応力中心距離で、断面の有効せいの7/8倍の値 (mm)

b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象箇所に生じる面外せん断力が、次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w f_t (p_w - 0.002) \} \dots\dots\dots (4. 8)$$

ここで、

- $Q_A$  : 許容面外せん断力 (N)
- b : 断面の幅 (mm)
- j : 断面の応力中心距離で、断面の有効せいの7/8倍の値 (mm)
- $\alpha$  : 許容せん断力の割増し係数  
(2を超える場合は2, 1未満の場合は1とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1} \dots\dots\dots (4. 9)$$

- M : 曲げモーメント (N・mm)
- Q : せん断力 (N)
- d : 断面の有効せい (mm)
- $f_s$  : コンクリートの短期許容せん断応力度で、表4-10に示す値 (N/mm<sup>2</sup>)
- $w f_t$  : せん断補強筋の短期許容引張応力度で、表4-11に示す値 (N/mm<sup>2</sup>)



$p_w$  : せん断補強筋比で、次式による。(0.002以上とする。\*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x} \dots\dots\dots (4. 10)$$

$a_w$  : せん断補強筋の断面積(mm<sup>2</sup>)

$x$  : せん断補強筋の間隔(mm)

注記\* : せん断補強筋がない領域については、第2項を0とする。  
(なお、屋根スラブには、面外せん断補強筋は入っていない。)

(3) 床スラブ

床スラブの評価対象箇所は、原子炉建屋原子炉区域(二次格納施設)、二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の床スラブとし、断面の評価は以下の方法で行う。

曲げモーメントによる鉄筋応力度及び面外せん断力を算定し、各許容限界を超えないことを確認する。

a. 曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、次式をもとに計算した評価対象箇所に生じる曲げモーメントによる鉄筋応力度が、許容限界を超えないことを確認する。

$$\sigma_t = \frac{M}{a_t \cdot j} \dots\dots\dots (4. 11)$$

ここで、

$\sigma_t$  : 鉄筋の引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$M$  : 曲げモーメント(N・mm)

$a_t$  : 引張鉄筋断面積(mm<sup>2</sup>)

$j$  : 断面の応力中心距離で、断面の有効せいの7/8倍の値(mm)

b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象箇所に生じる面外せん断力が、次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w \cdot f_t (p_w - 0.002) \} \dots\dots\dots (4. 12)$$

ここで、

$Q_A$  : 許容面外せん断力(N)

$b$  : 断面の幅(mm)

$j$  : 断面の応力中心距離で、断面の有効せいの7/8倍の値(mm)

$\alpha$  : 許容せん断力の割増し係数

(2を超える場合は2, 1未満の場合は1とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1} \dots\dots\dots (4. 13)$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

f<sub>s</sub> : コンクリートの短期許容せん断応力度で, 表4-10に示す値  
(N/mm<sup>2</sup>)

w f<sub>t</sub> : せん断補強筋の短期許容引張応力度で, 表4-11に示す値  
(N/mm<sup>2</sup>)

p<sub>w</sub> : せん断補強筋比で, 次式による。(0.002以上とする。\*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x} \dots\dots\dots (4. 14)$$

a<sub>w</sub> : せん断補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

x : せん断補強筋の間隔 (mm)

注記\* : せん断補強筋がない領域については, 第2項を0とする。

(なお, 床スラブには, 面外せん断補強筋は入っていない。)

## 5. 地震応答解析による評価結果

## 5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果

鉄筋コンクリート造耐震壁について、 $S_s$ 地震時の各層の最大せん断ひずみが許容限界 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認する。

材料物性の不確かさを考慮した最大せん断ひずみは  $0.605 \times 10^{-3}$  (NS 方向, 外壁部,  $S_s-8$ , ケース 3) であり, 許容限界 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認した。各階の耐震壁の最大せん断ひずみ一覧を表 5-1 及び表 5-2 に示す。各表において, 最大せん断ひずみのうち最も大きい値について, せん断スケルトン曲線上にプロットした図を図 5-1 及び図 5-2 に示す。

表 5-1 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ (NS 方向)

[外壁部]

T. M. S. L. (m)	階	最大せん断 ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	許容限界 ( $\times 10^{-3}$ )
49.7~38.2	CRF	0.157	2.0
38.2~31.7	4F	0.183	
31.7~23.5	3F	0.177	
23.5~18.1	2F	0.391	
18.1~12.3	1F	0.386	
12.3~4.8	B1F	0.512	
4.8~-1.7	B2F	<u>0.605</u>	
-1.7~-8.2	B3F	0.272	

注：下線部は各層の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を示す。

表 5-2 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ (EW 方向)

[外壁部]

T. M. S. L. (m)	階	最大せん断 ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	許容限界 ( $\times 10^{-3}$ )
49.7~38.2	CRF	0.108	2.0
38.2~31.7	4F	0.117	
31.7~23.5	3F	0.154	
23.5~18.1	2F	0.236	
18.1~12.3	1F	0.336	
12.3~4.8	B1F	<u>0.597</u>	
4.8~-1.7	B2F	0.496	
-1.7~-8.2	B3F	0.373	

注：下線部は各層の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を示す。

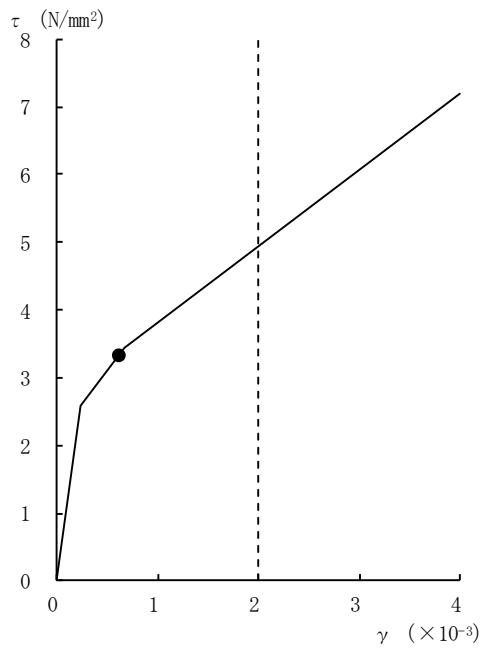


図 5-1 外壁部のせん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ  
(NS 方向, Ss-8, ケース 3, B2F)

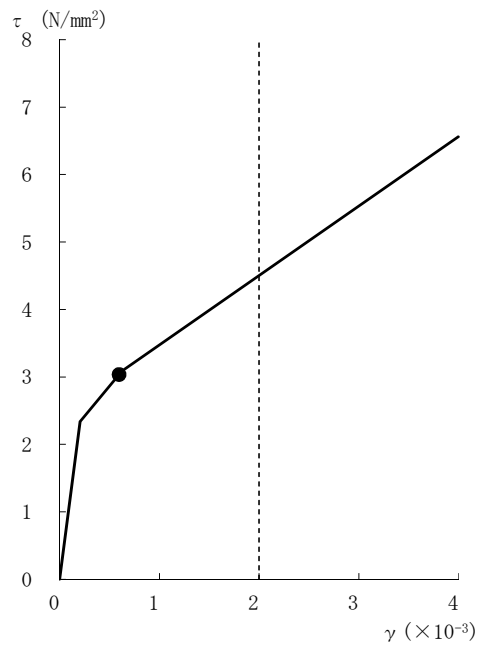


図 5-2 外壁部のせん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ  
(EW 方向, Ss-2, ケース 5, B1F)

6. 応力解析による評価結果

6.1 屋根トラスの評価結果

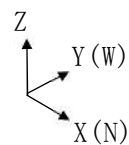
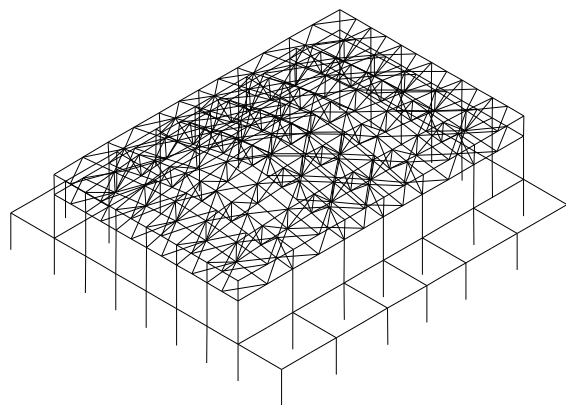
6.1.1 固有値解析結果

屋根トラスの固有値解析結果を表6-1及び図6-1に示す。

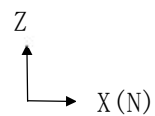
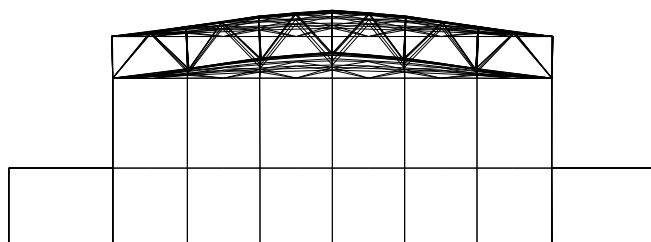
1次固有振動数は鉛直方向で5.12Hz, 水平方向で7.12Hz (NS方向), 8.69Hz (EW方向) となる。

表 6-1 固有値解析結果

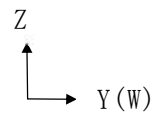
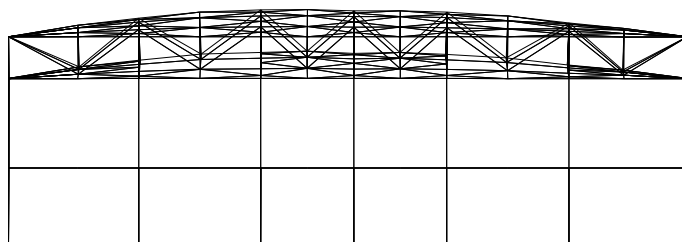
次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数			備考
			水平方向 (NS)	水平方向 (EW)	鉛直方向 (UD)	
1	5.12	0.195	-0.002	-0.005	1.646	鉛直方向1次
2	5.99	0.167	-0.006	-0.093	-0.083	—
3	6.98	0.143	-0.030	-0.003	-0.442	—
4	7.12	0.140	1.263	-0.002	-0.003	NS方向1次
5	8.01	0.125	-0.005	-0.765	-0.057	—
6	8.69	0.115	-0.002	-1.677	0.006	EW方向1次



(a) 鳥瞰図

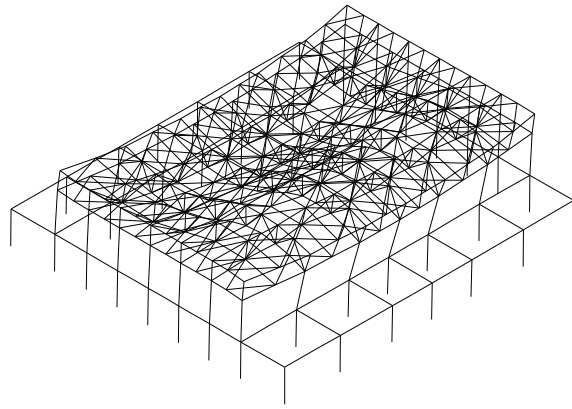


(b) XZ 面

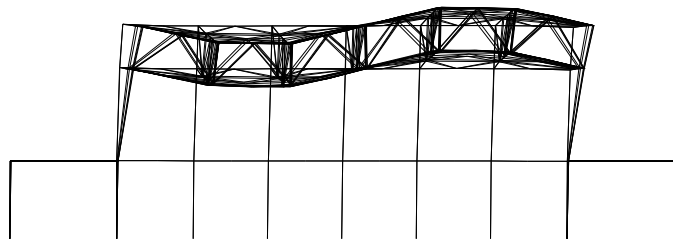


(c) YZ 面

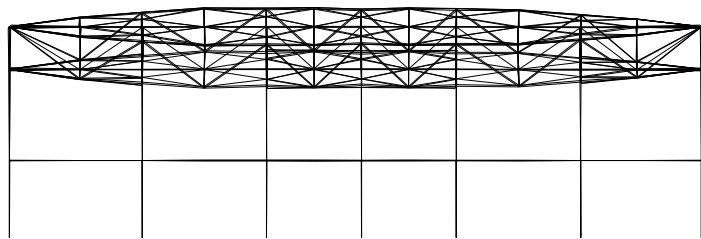
図 6-1 固有モード図 (1/3)  
(鉛直方向 1 次)



(a) 鳥瞰図

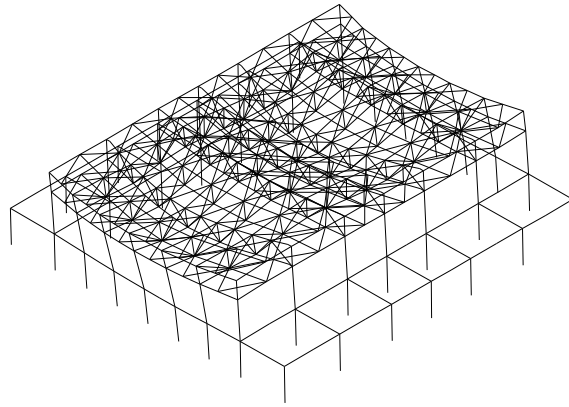


(b) XZ 面

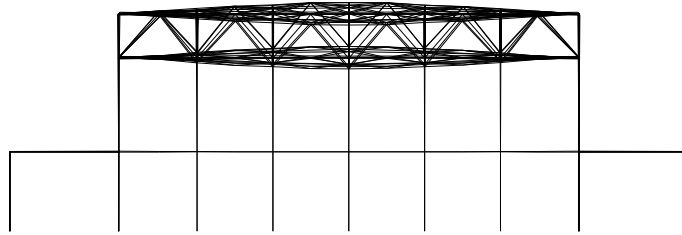


(c) YZ 面

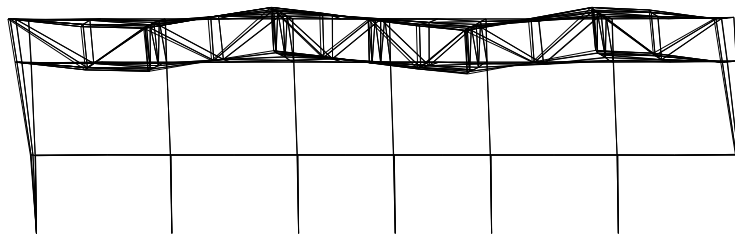
図6-1 固有モード図 (2/3)  
(NS方向1次)



(a) 鳥瞰図



(b) XZ 面



(c) YZ 面

図6-1 固有モード図 (3/3)  
(EW 方向 1 次)

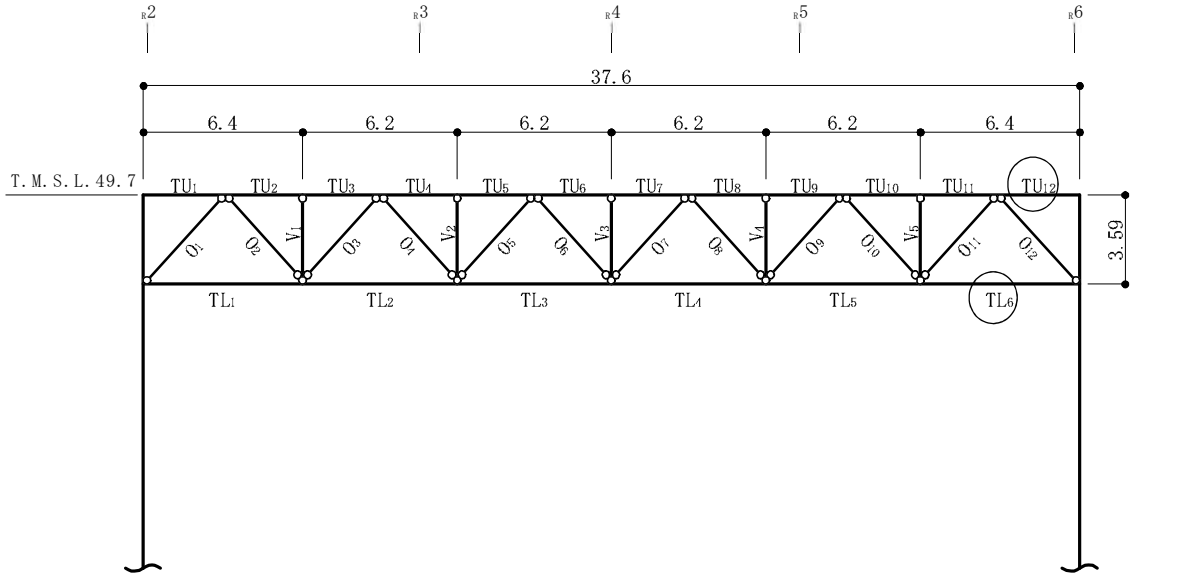


6.1.2 断面の評価結果

(1) 主トラス，つなぎばり（上下弦材）及び上弦面水平ブレース

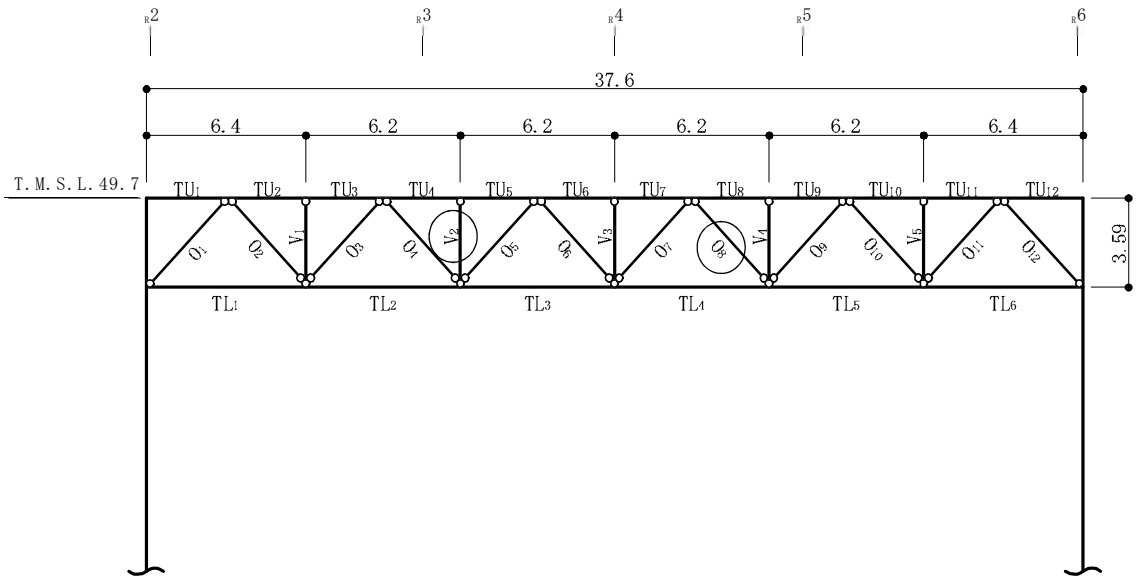
評価対象箇所は，各部材の検定値が最も大きい箇所とし，図6-2～図6-4に示す。また，断面算定結果を表6-2～表6-4に示す。

屋根トラスの主トラスの各部材，つなぎばり（上下弦材）及び上弦面水平ブレースにおける発生応力度が許容限界を超えないことを確認した。



○：最大応力発生位置を示す。

(a) 主トラス：<sub>R</sub>C通り



○：最大応力発生位置を示す。

(b) 主トラス：<sub>R</sub>E通り

図6-2 評価対象箇所（主トラス）（単位：m）

表6-2 断面算定結果（主トラス：<sub>R</sub>C通り）（1/4）

部材（種類）		上弦材	
位置		TU <sub>12</sub>	
ケース		S <sub>S</sub> -2, ケース5	
鉄骨断面	部材	H-428×407×20×35	
	種別	SM50A（SM490A相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		4080	2530
M (kN・m)		608	608
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	149	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	70.2
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	110	110
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	342
	$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	357
	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{f_t + f_b}$	0.73 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	—	0.52 (<1.0)
判定		可	可

表6-2 断面算定結果（主トラス：<sub>R</sub>C通り）（2/4）

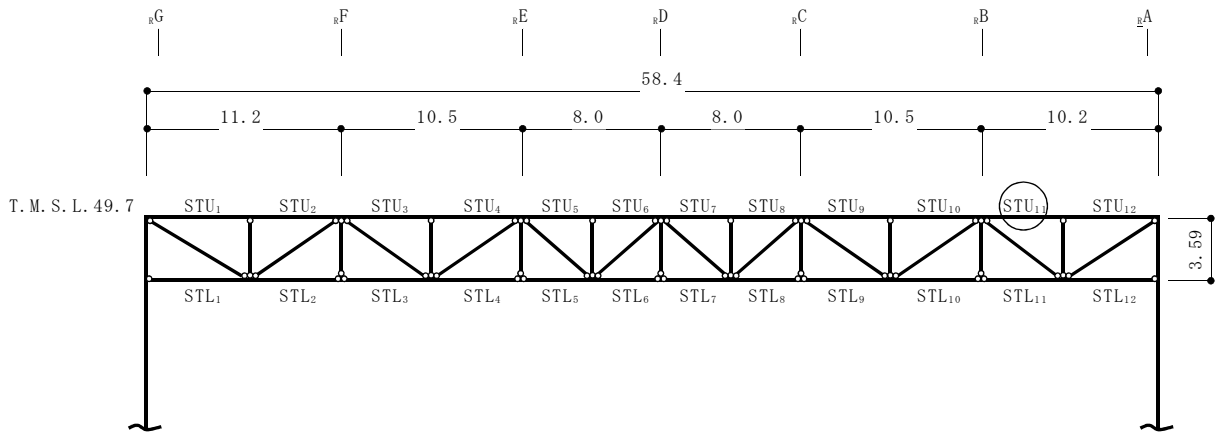
部材（種類）		下弦材	
位置		TL <sub>6</sub>	
ケース		S <sub>S</sub> -2, ケース5	
鉄骨断面	部材	H-400×408×21×21	
	種別	SM50A（SM490A相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		2960	3890
M (kN・m)		354	354
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	155	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	156
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	100	100
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	313
	$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	357
	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{f_t + f_b}$	0.72 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	—	0.78 (<1.0)
判定		可	可

表 6-2 断面算定結果（主トラス：<sub>R</sub>E 通り）（3/4）

部材（種類）		斜材	
位置		0 <sub>8</sub>	
ケース		Ss-1, ケース2	
鉄骨断面	部材	H-244×252×11×11	
	種別	SM50A（SM490A相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		1040	1780
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	160	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	218
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	316
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.45 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.69 (< 1.0)
判定		可	可

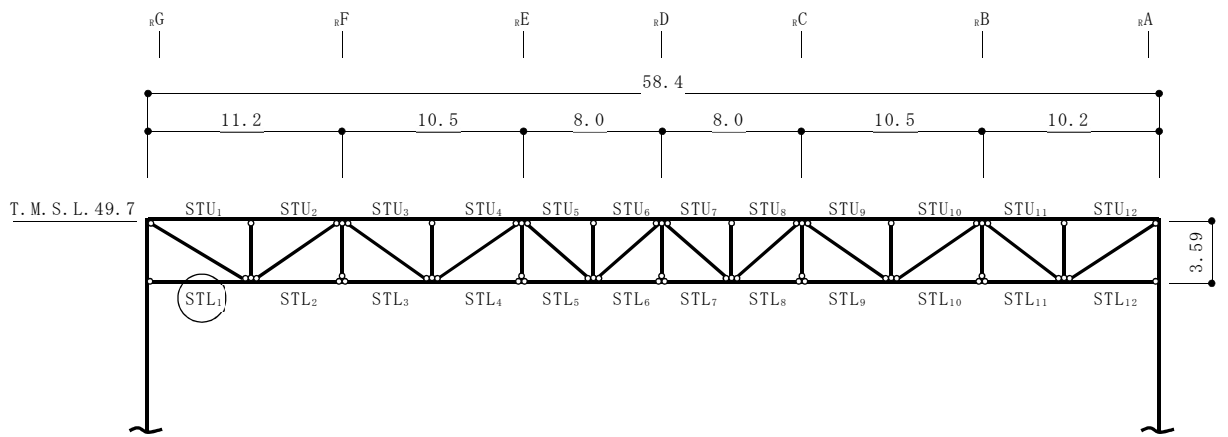
表6-2 断面算定結果（主トラス：<sub>R</sub>E通り）（4/4）

部材（種類）		束材	
位置		V <sub>2</sub>	
ケース		Ss-1, ケース2	
鉄骨断面	部材	2[s-200×90×8×13.5	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		439	827
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	63.6	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	107
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	206
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.25 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.52 (< 1.0)
判定		可	可



○：最大応力発生箇所を示す。

(a) つなぎばり： $R_4$ 通り



○：最大応力発生箇所を示す。

(b) つなぎばり： $R_4$ 通り $R_5$ 通り間

図 6-3 評価対象箇所（つなぎばり上下弦材）（単位：m）

表 6-3 断面算定結果（つなぎばり上下弦材： $R_4$  通り）（1/2）

部材（種類）		上弦材	
位置		STU <sub>11</sub>	
ケース		S <sub>s</sub> -2, ケース6	
鉄骨断面	部材	H-394×398×11×18	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		670	286
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	35.9	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	15.4
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	256
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.14 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.07 (<1.0)
判定		可	可

表6-3 断面算定結果（つなぎばり上下弦材： $R_4$ 通り $R_5$ 通り間）（2/2）

部材（種類）		下弦材	
位置		STL <sub>1</sub>	
ケース		S <sub>s</sub> -2, ケース6	
鉄骨断面	部材	H-200×200×8×12	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		122	462
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	19.3	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	72.8
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	96.0
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.08 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.76 (<1.0)
判定		可	可

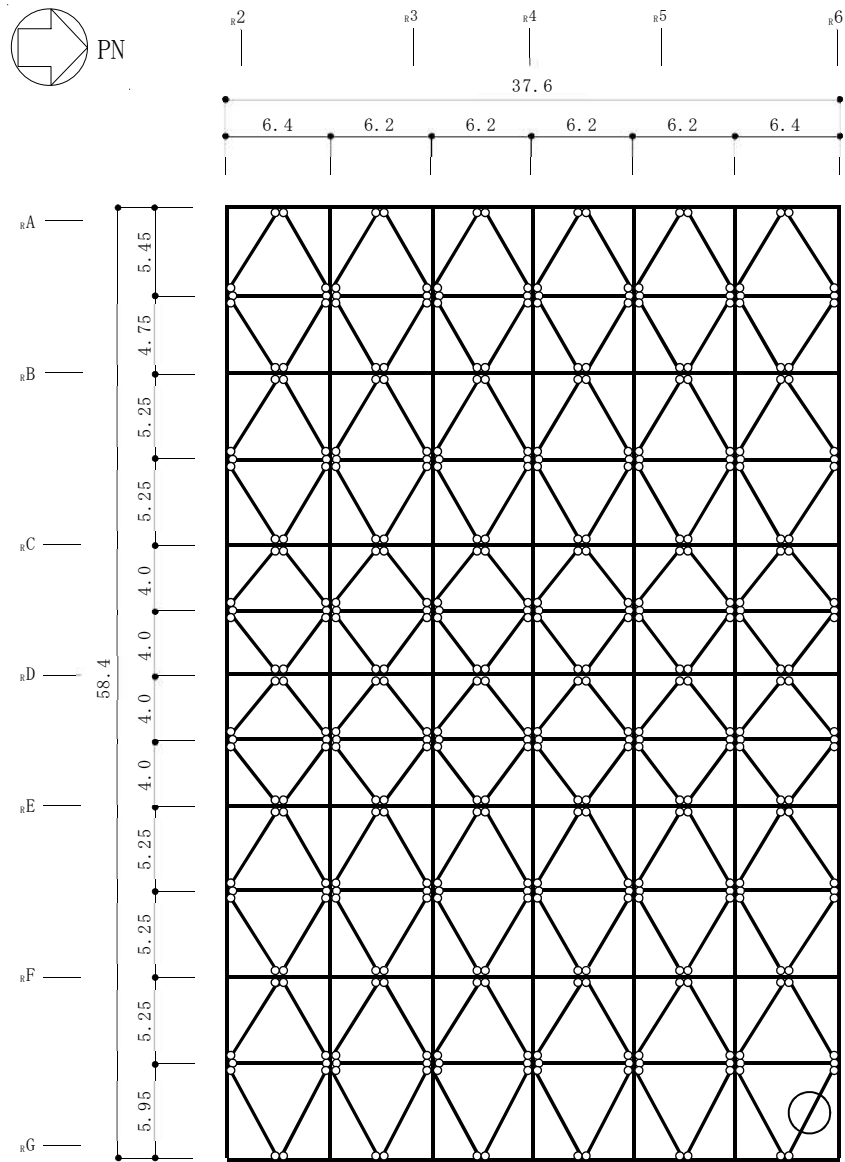


図 6-4 評価対象箇所（上弦面水平ブレース：T.M.S.L. 49.7m）（単位：m）

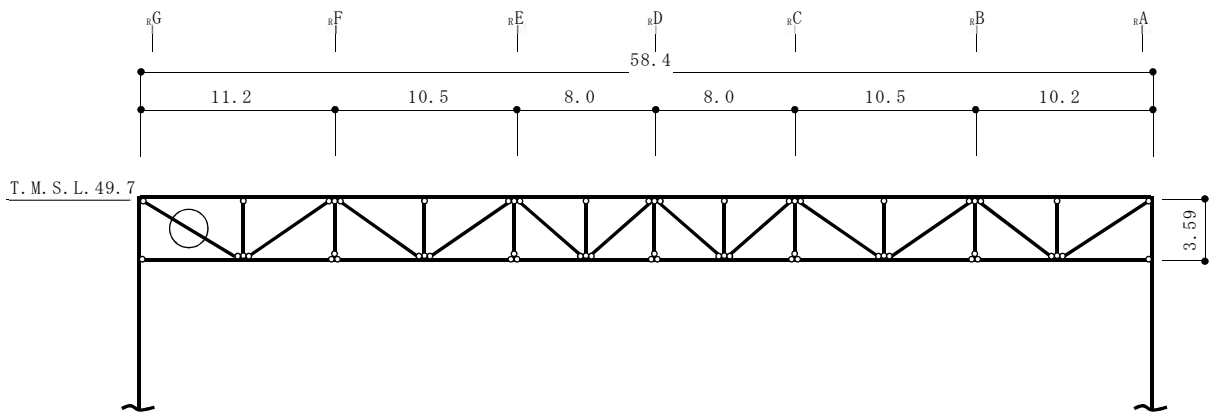
表 6-4 断面算定結果（上弦面水平ブレース）

部材（種類）		上弦面水平ブレース	
位置		図6-4参照	
ケース		Ss-2, ケース5	
鉄骨断面	部材	2[s-400×130×14×22 + 2PLs-22×116	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		1820	2390
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	68.2	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	89.5
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	177
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.27 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.51 (< 1.0)
判定		可	可

(2) つなぎばり（斜材及び束材）及び下弦面水平ブレースの評価結果

評価対象箇所は，各部材の評価結果のうち，累積塑性変形倍率が最も大きい部材とし，図6-5に示す。また，破断評価結果を表6-5に示す。

屋根トラスのつなぎばり（斜材及び束材）及び下弦面水平ブレースは，累積塑性変形倍率が最も大きい部材であっても，中込ほか（引用文献(2)参照）による破断寿命と比較し，十分な裕度を有していることを確認した。なお，破断評価の対象となる部材の接合部については，保有耐力接合である。



○：累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。

図 6-5 評価対象箇所（つなぎばり斜材： $r_4$  通り）（単位：m）

表 6-5 破断評価結果（Ss-1，ケース 2）

部位 (使用部材)	部材	最大等価 軸ひずみ $\epsilon_{max} (\times 10^{-3})$	累積塑性 変形倍率 $\eta$	応答による 繰返し回数 <sup>*1</sup> $n_i$	評価基準 <sup>*2</sup> (破断寿命) $N_p$	$\frac{n_i}{N_p}$	判定
つなぎばり (2Ls-120×120×8) SS41 (SS400相当)	斜材	3.36	50.7	311	24000	0.013	可

注記\*1：ピークカウント法を用い，対象部材の軸ひずみ時刻歴波形の最大及び最小を全てカウントする。

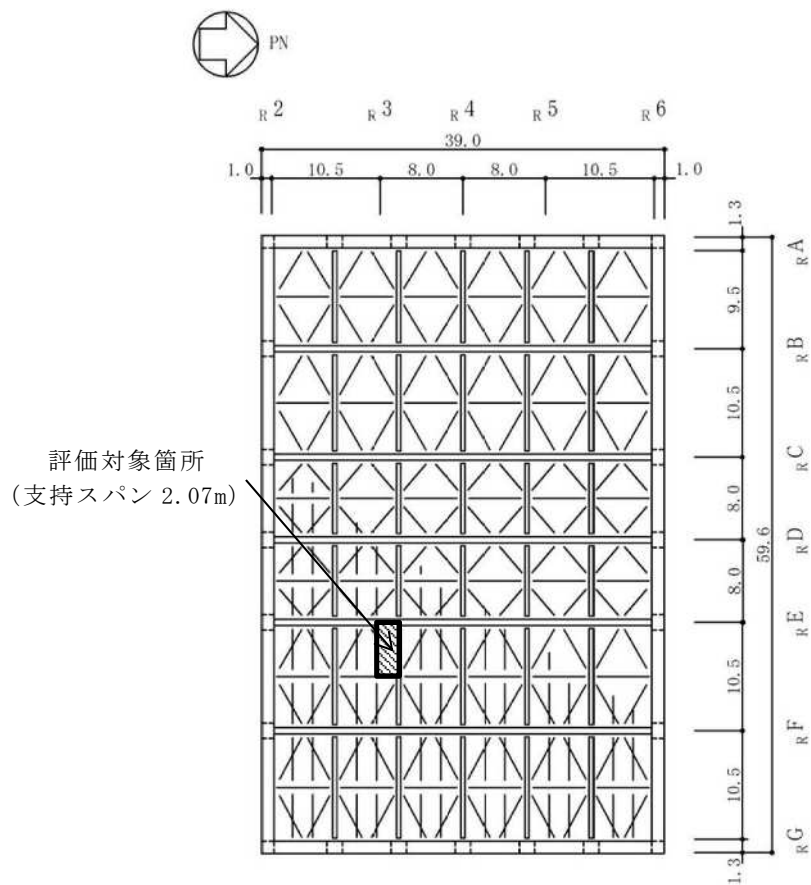
\*2：最大等価軸ひずみ（設定ひずみ振幅）に対応する鋼材の破断寿命を引用文(2)より算定し，これを評価基準とする。



## 6.2 屋根スラブの評価結果

屋根スラブの評価対象箇所は、各断面の検定値が最も大きい箇所とし、図6-6に示す。また、評価結果を表6-6に示す。

屋根スラブについては、S s地震時において、曲げモーメントに対する鉄筋応力度が許容限界を超えないこと及び発生する面外せん断力が許容限界を超えないことを確認した。



RF, T. M. S. L. 49.7m

図6-6 評価対象箇所（屋根スラブ）（単位：m）

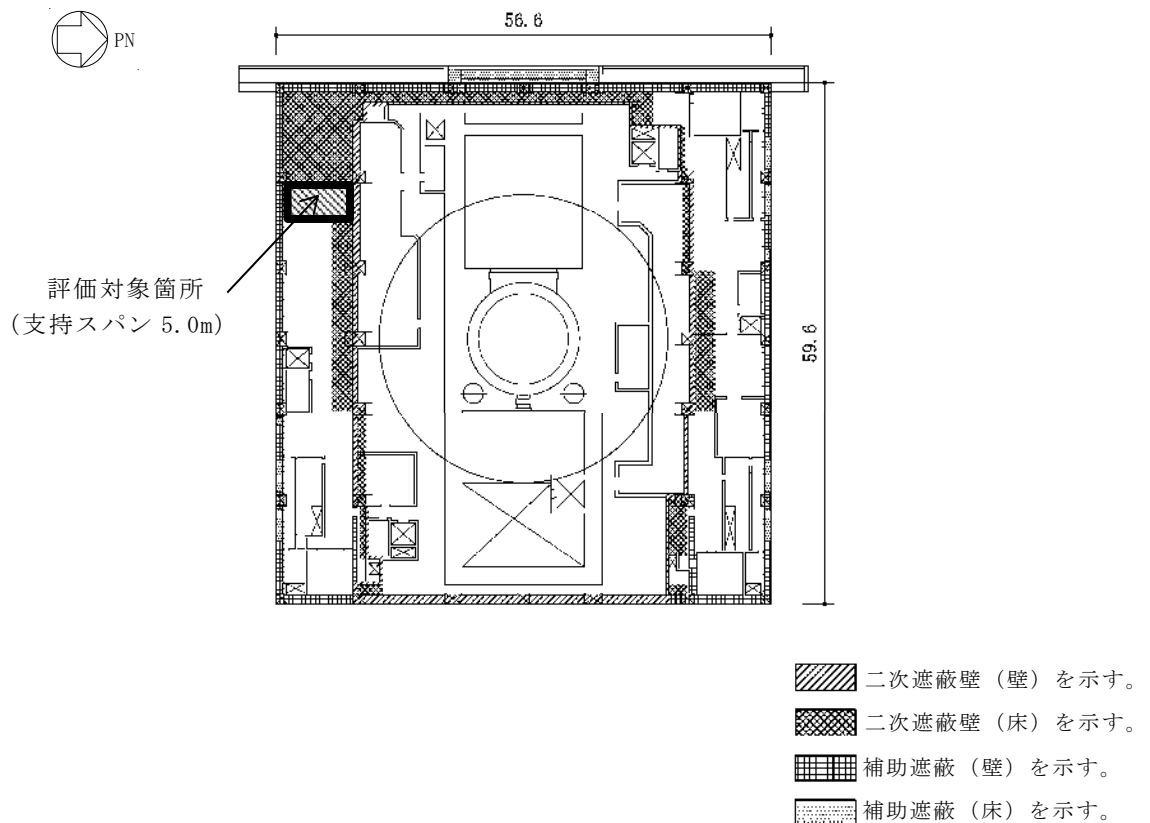
表 6-6 評価結果 (屋根スラブ)

T. M. S. L. (m)		49.7
厚さ t (mm)		
有効せい d (mm)		50
配筋 (鉄筋断面積)		D13@100 (1270mm <sup>2</sup> /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	9.89
	鉄筋応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	178
	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	345
	検定値	0.52
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	28.7
	せん断スパン比による 割増し係数 $\alpha$	1.00
	許容限界 (kN/m)	41.1
	検定値	0.70
判定		可

### 6.3 床スラブの評価結果

床スラブの評価対象箇所は、各断面の検定値が最も大きい箇所とし、図6-7に示す。また、評価結果を表6-7に示す。

S s 地震時において、曲げモーメントに対する鉄筋応力度が許容限界を超えないこと及び発生する面外せん断力が許容限界を超えないことを確認した。



3F, T. M. S. L. 23.5m

図 6-7 評価対象箇所（床スラブ）（単位：m）

表 6-7 評価結果 (床スラブ)

T. M. S. L. (m)		23.5
厚さ t (mm)		500
有効せい d (mm)		410
配筋 (鉄筋断面積)	上ば筋	D22@200 (1935mm <sup>2</sup> /m)
	下ば筋	D22@200 (1935mm <sup>2</sup> /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	217
	鉄筋応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	313
	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	345
	検定値	0.91
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	260
	せん断スパン比による 割増し係数 $\alpha$	1.31
	許容限界 (kN/m)	569
	検定値	0.46
判定		可

## 7. 引用文献

- (1) 谷口ほか「鉄骨X型ブレース架構の復元力特性に関する研究」(日本建築学会構造工学論文集, Vol. 37B号, 1991年3月, pp303-316)
- (2) 中込ほか「繰返し力を受けるSM490鋼の疲労性に関する研究」(日本建築学会構造系論文集, 第469号, 127-136, 1995年3月)