

本資料のうち、枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-工-B-19-0151_改0
提出年月日	2021年5月24日

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

2021年 5月  
東北電力株式会社

## 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	18
3. 地震応答解析による評価方法	19
4. 応力解析による評価方法	21
4.1 評価対象部位及び評価方針	21
4.1.1 屋根スラブ及び床スラブ	21
4.1.2 屋根トラス	23
4.1.3 耐震壁	25
4.2 荷重及び荷重の組合せ	28
4.2.1 屋根スラブ	28
4.2.2 床スラブ	29
4.2.3 屋根トラス	30
4.2.4 耐震壁	39
4.3 許容限界	45
4.3.1 屋根スラブ、床スラブ及び耐震壁	45
4.3.2 屋根トラス	48
4.4 解析モデル及び諸元	50
4.4.1 屋根スラブ	50
4.4.2 床スラブ	50
4.4.3 屋根トラス	52
4.4.4 耐震壁	58
4.5 応力評価方法	59
4.5.1 屋根スラブ	59
4.5.2 床スラブ	61
4.5.3 屋根トラス	64
4.5.4 耐震壁	65
4.6 断面の評価方法	68
4.6.1 屋根スラブ	68
4.6.2 床スラブ	69
4.6.3 屋根トラス	71

4.6.4	耐震壁	72
5.	地震応答解析による評価結果	73
5.1	耐震壁のせん断ひずみの評価結果	73
6.	応力解析による評価結果	77
6.1	屋根スラブの評価結果	77
6.2	床スラブの評価結果	79
6.3	屋根トラスの評価結果	81
6.3.1	固有値解析結果	81
6.3.2	断面の評価結果	85
6.4	耐震壁の評価結果	94
7.	引用文献	96

別紙1 大物搬入口躯体の耐震性についての計算書

別紙2 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の気密性についての計算書

## 1. 概要

本資料は、添付書類「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、原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）、2次しゃへい壁及び補助しゃへい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基づき行う。

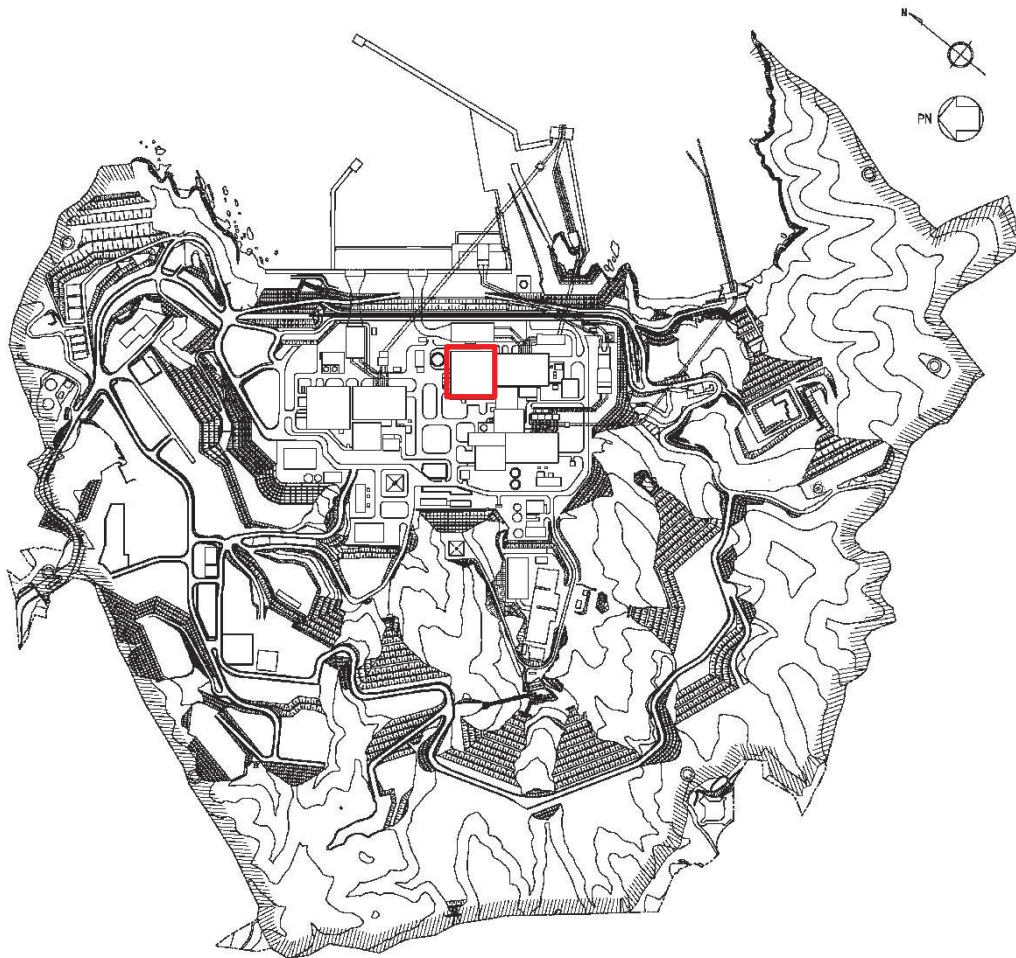
原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）は、設計基準対象施設においては「Sクラスの施設」に、重大事故等対処施設においては「常設重大事故緩和設備」に分類される。また、原子炉建屋を構成する壁及びスラブの一部は、原子炉建屋の2次しゃへい壁及び補助しゃへいに該当し、その2次しゃへい壁及び補助しゃへいは、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」に分類される。

以下、原子炉建屋原子炉棟（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2次しゃへい壁及び補助しゃへいの「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

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）は原子炉建屋の一部を構成している。原子炉建屋原子炉棟（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。




 原子炉建屋

図 2-1 原子炉建屋原子炉棟（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、地下3階、地上3階建で、基礎底面からの高さは64.6mであり、平面は下部で77.0m(NS方向)×84.0m(EW方向)\*のほぼ正方形である。建屋の構造は鉄筋コンクリート造(一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造)である。

原子炉建屋の中央部には、平面が66.0m×53.0m\*(最下階)で地下3階、地上3階建の原子炉建屋原子炉棟(以下「原子炉棟」という。)があり、その周囲には地下3階、地上2階建の原子炉建屋付属棟(以下「付属棟」という。)が配置され、これらは同一基礎版上に設置された一体構造である。なお、原子炉建屋1階の北側には大物搬入口躯体が位置しており、大物搬入口躯体の基礎は、厚さ2.0mのべた基礎で、原子炉建屋の支持地盤上に配置されたマンメイドロック上に設置されており、原子炉建屋と一体化している。また、大物搬入口躯体の耐震壁は原子炉建屋とエキスパンションジョイント(以下「EXP.J」という。)を介して接続している。

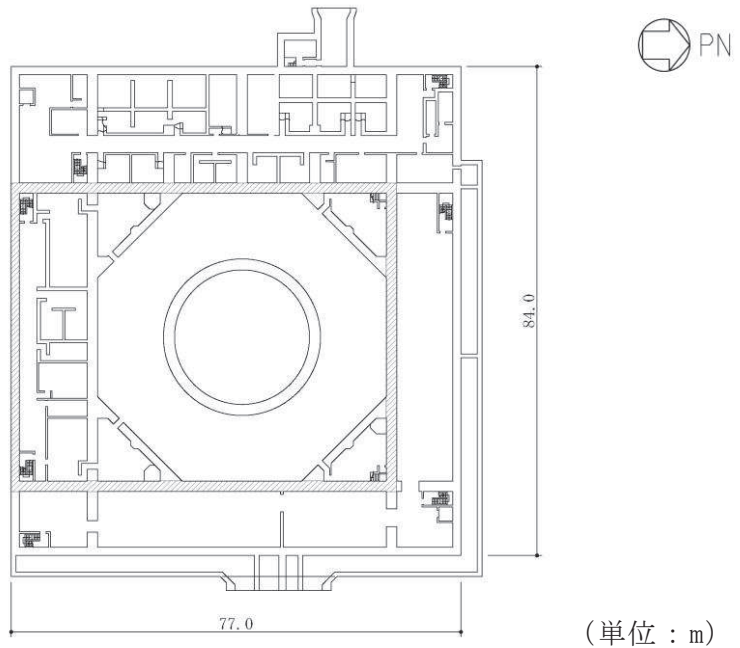
原子炉建屋最上部に位置する鉄骨フレーム(以下「屋根トラス」という。)の平面は、40.6m(NS方向)×53.0m(EW方向)\*の長方形をなしており、燃料取替床レベルからの高さは17.3mである。

原子炉建屋の基礎は、厚さ6.0mのべた基礎で、支持地盤である砂岩及び頁岩上に設置されている。

原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設)は、基礎スラブから屋根面まで連続した壁、床スラブ、屋根トラスに支持される屋根スラブから構成されている。

原子炉建屋原子炉棟(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、2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図及び断面図を図2-4及び図2-5に示す。

注記\* : 建屋寸法は壁外面押えとする。

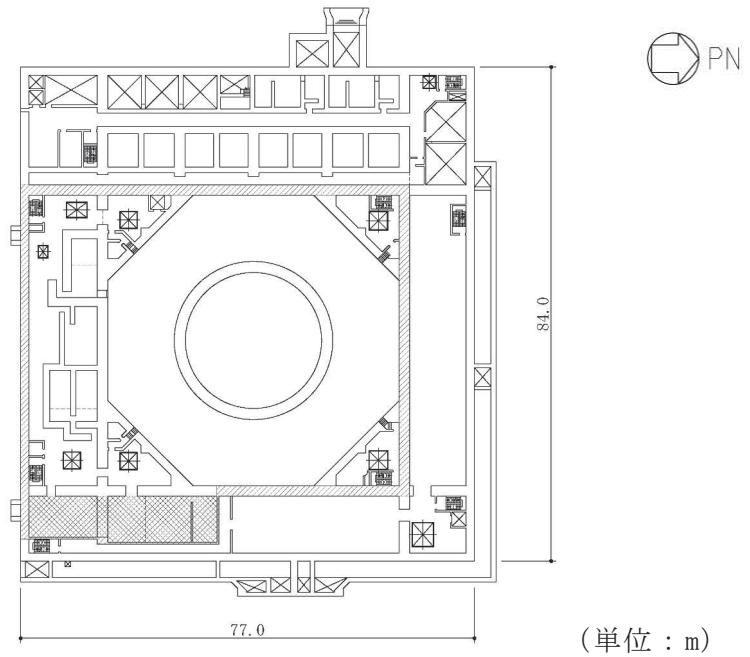


(単位：m)

- 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。

注：O.P. は女川原子力発電所工事用基準面であり、東京湾平均海面 (T.P.) -0.74m である。

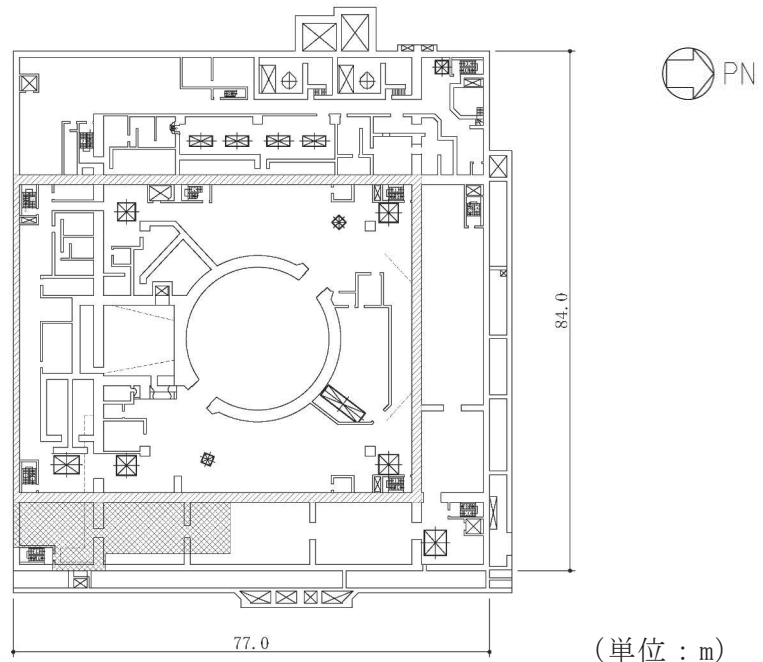
図 2-2(1) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設) の範囲の平面図  
(B3F, O.P. -8.1m)



(単位：m)

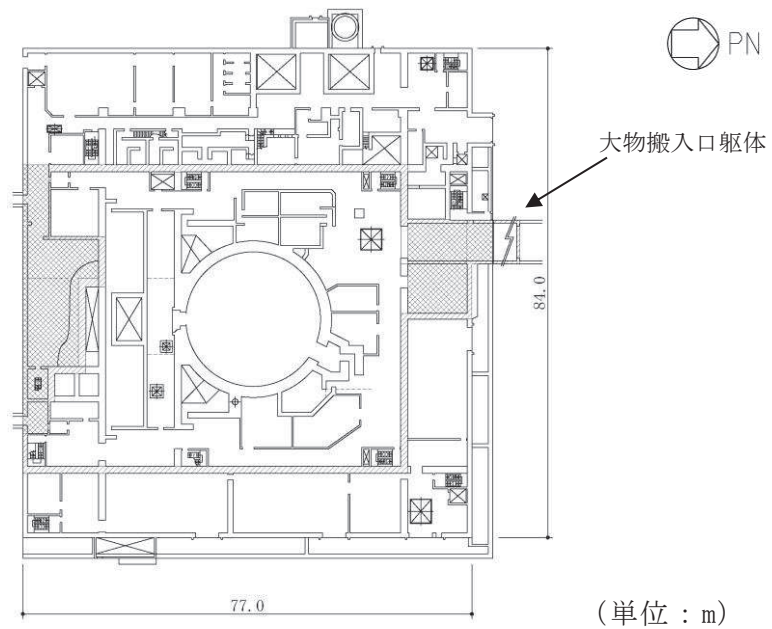
- 二次格納施設バウンダリ(壁)を示す。
- 二次格納施設バウンダリ(床)を示す。

図 2-2(2) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設) の範囲の平面図  
(B2F, O.P. -0.8m)



- 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(3) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図  
(B1F, O.P. 6.0m)



- 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(4) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図  
(1F, O.P. 15.0m)



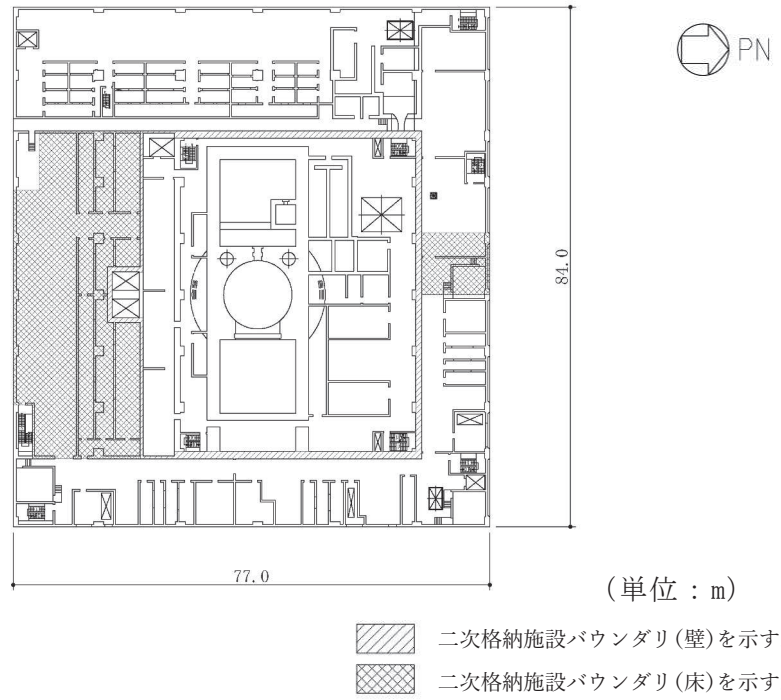


図 2-2(5) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図  
(2F, O.P. 22.5m)

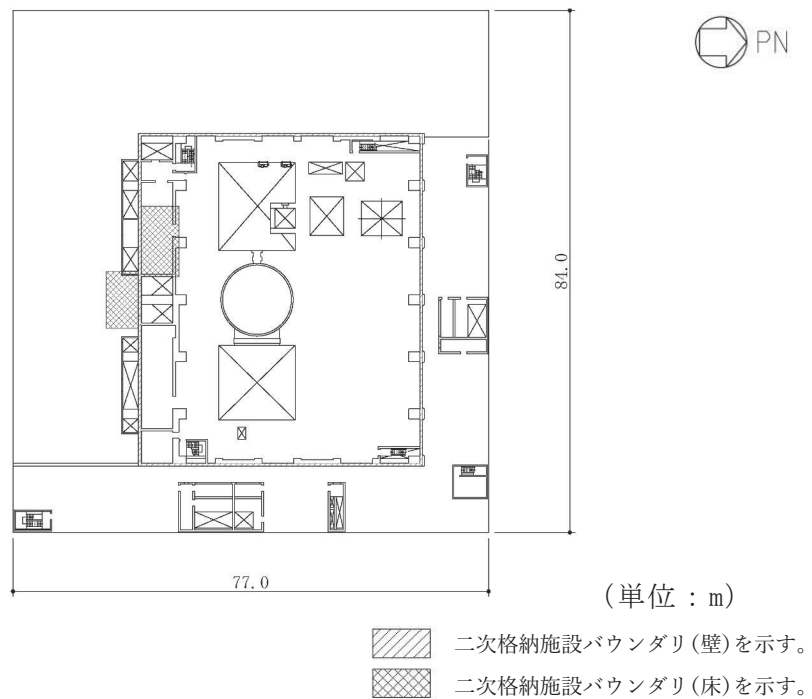
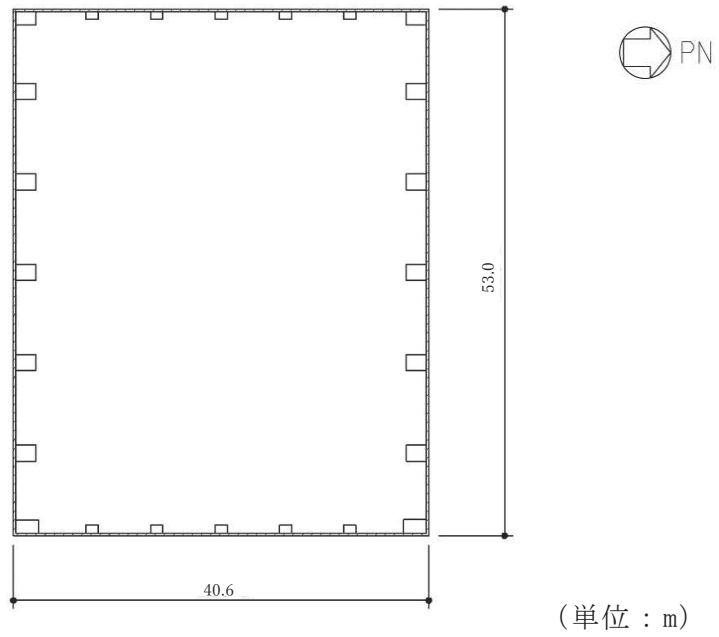
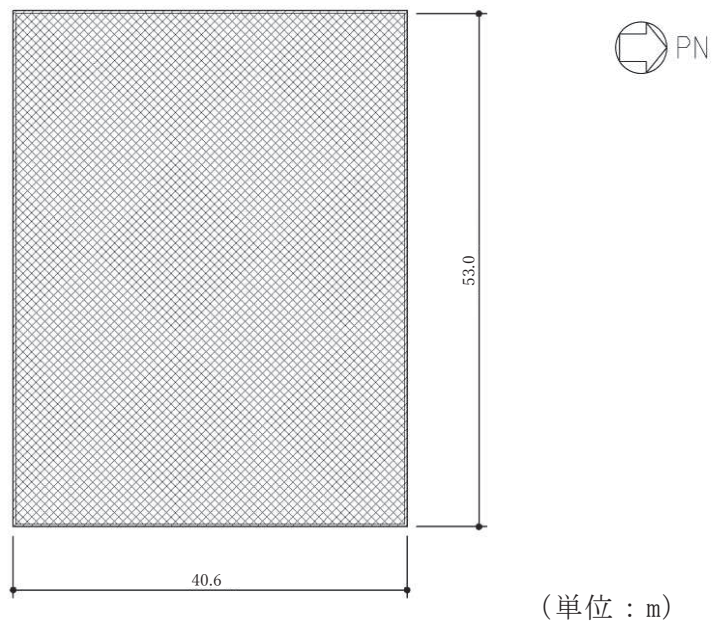


図 2-2(6) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図  
(3F, O.P. 33.2m)



- 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(7) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図  
(CRF, O.P. 41.2m)



- 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(8) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図  
(RF, O.P. 50.5m)

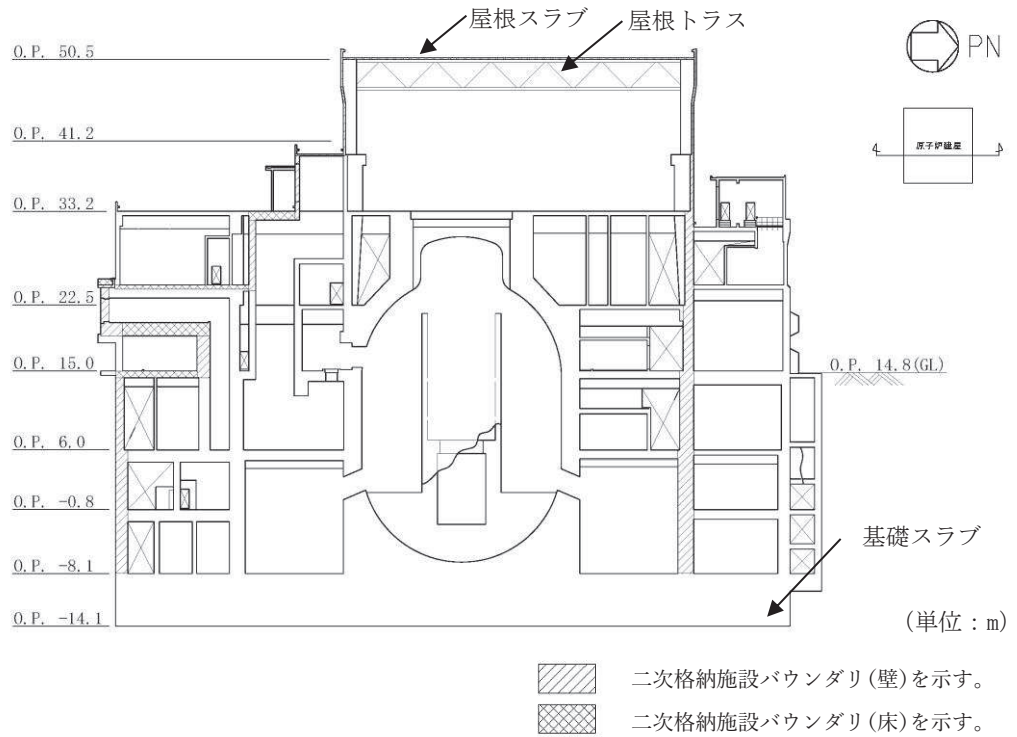


図 2-3(1) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の断面図  
(NS 方向)

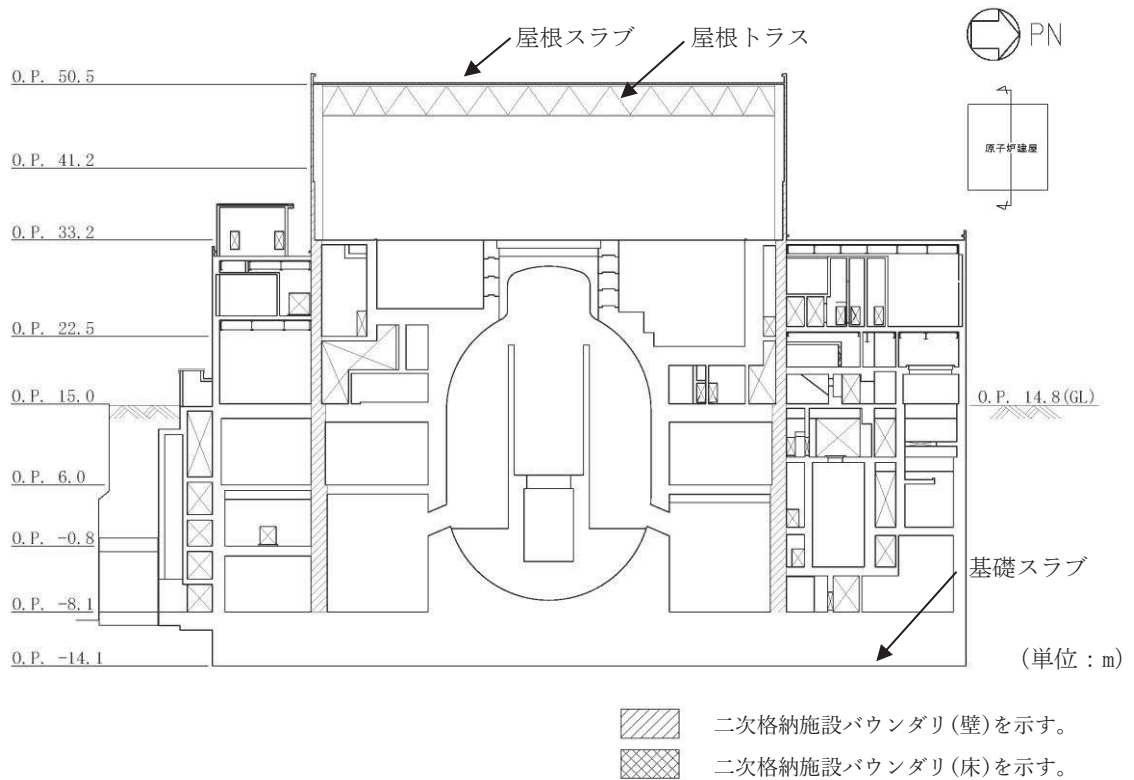
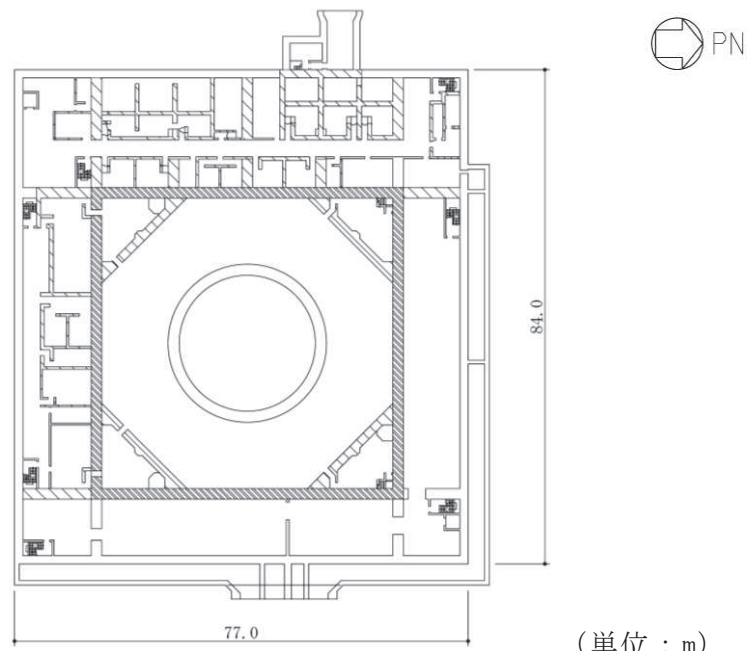


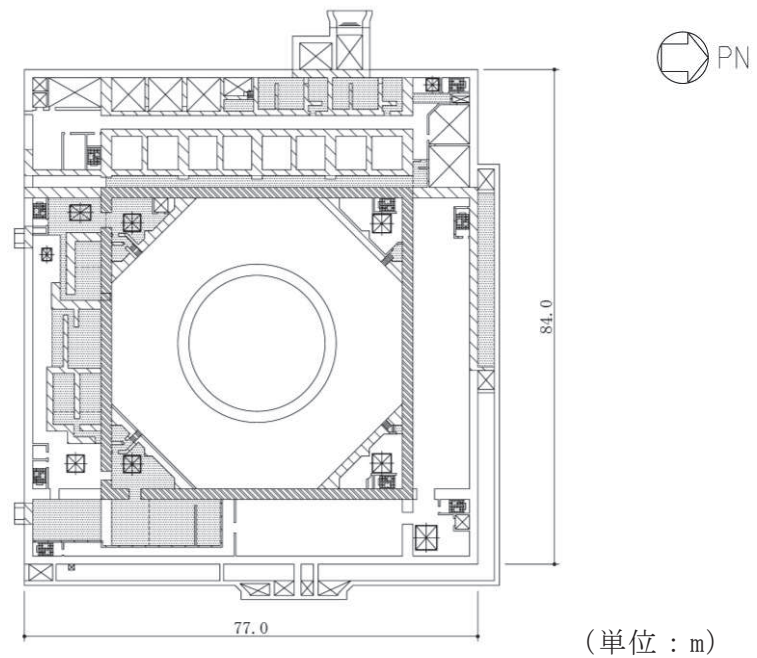
図 2-3(2) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の断面図  
(EW 方向)



(単位：m)

2次しゃへい壁(壁)を示す。  
 補助しゃへい(壁)を示す。

図 2-4(1) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(B3F, O.P. -8.1m)



(単位：m)

2次しゃへい壁(壁)を示す。  
 補助しゃへい(壁)を示す。  
 補助しゃへい(床)を示す。

図 2-4(2) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(B2F, O.P. -0.8m)

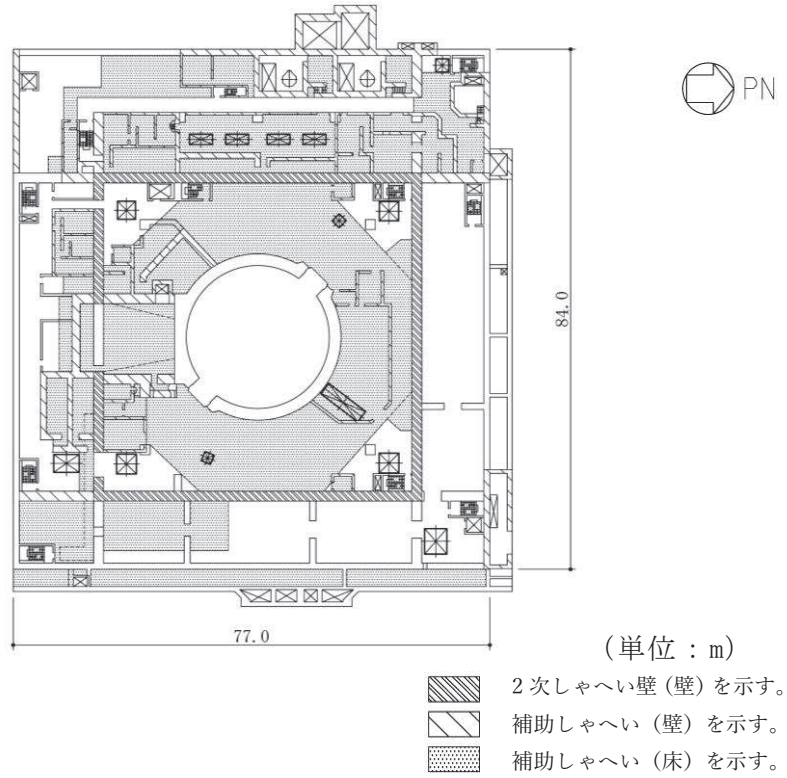


図 2-4(3) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(B1F, O.P. 6.0m)

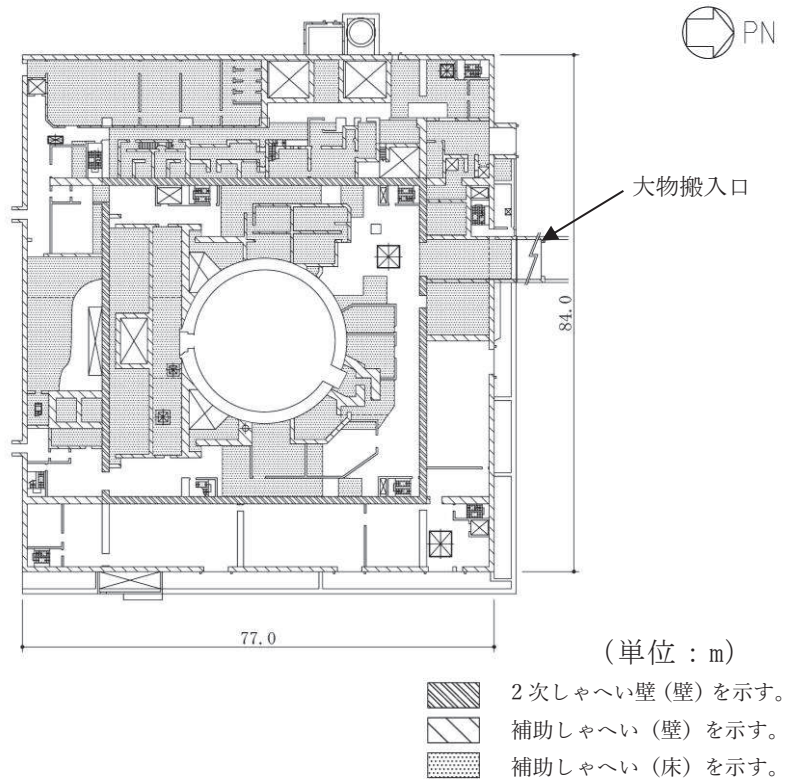


図 2-4(4) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(1F, O.P. 15.0m)

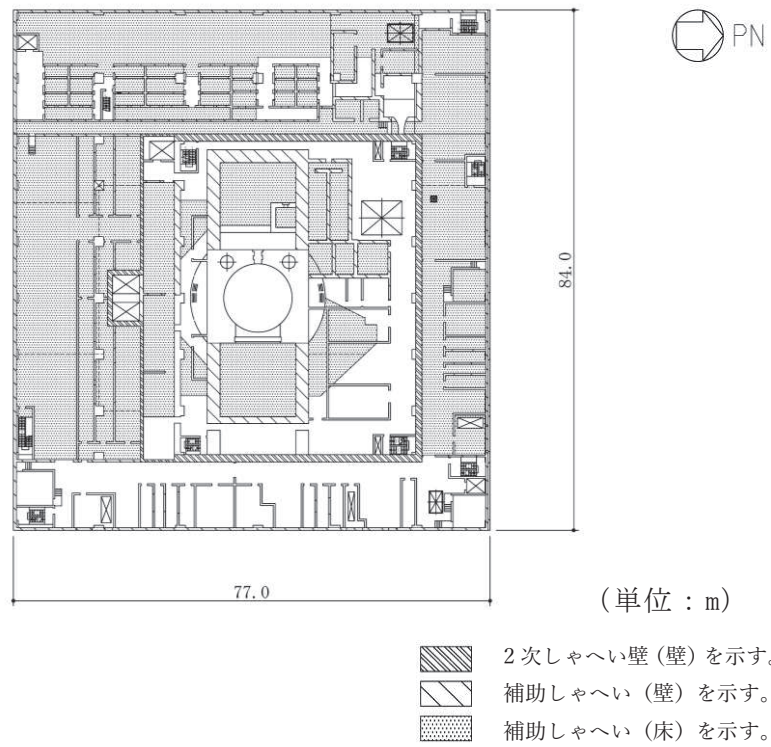


図 2-4(5) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(2F, O.P. 22.5m)

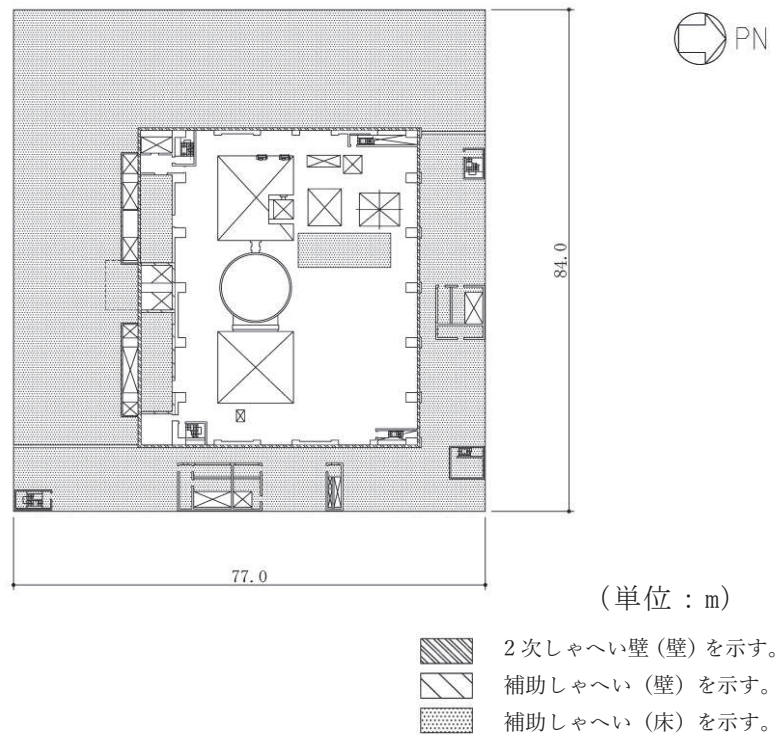
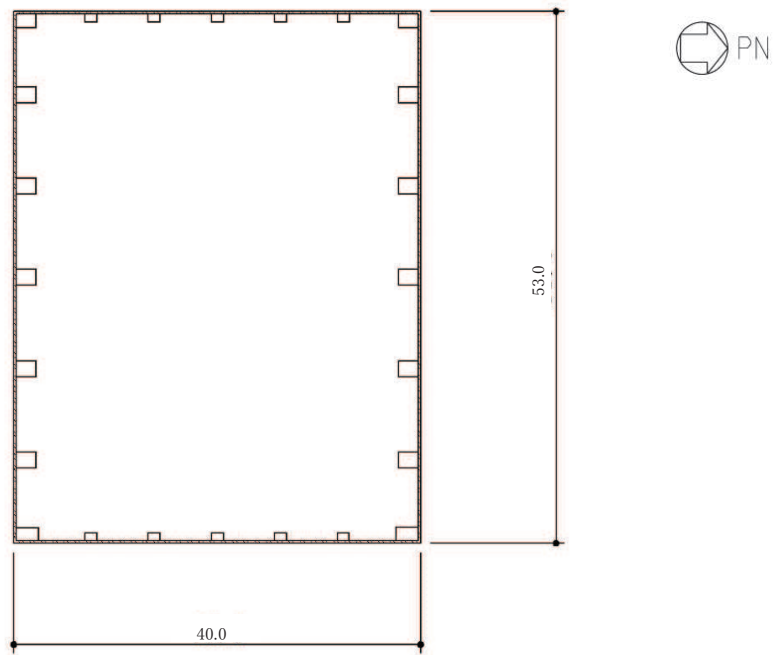


図 2-4(6) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(3F, O.P. 33.2m)



(単位：m)


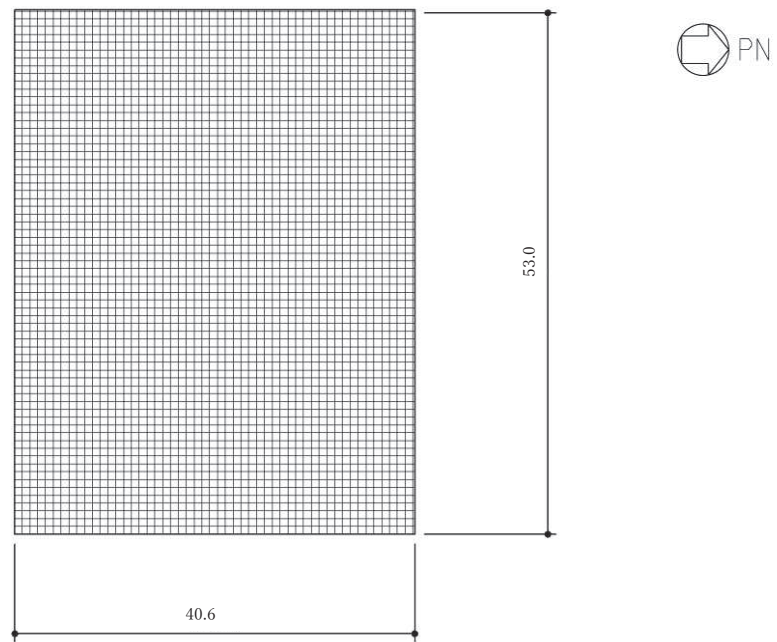
 2次しゃへい壁(壁)を示す。

図 2-4(7) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(CRF, O.P. 41.2m)



(単位：m)


 2次しゃへい壁(床)を示す。

図 2-4(8) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(RF, O.P. 50.5m)

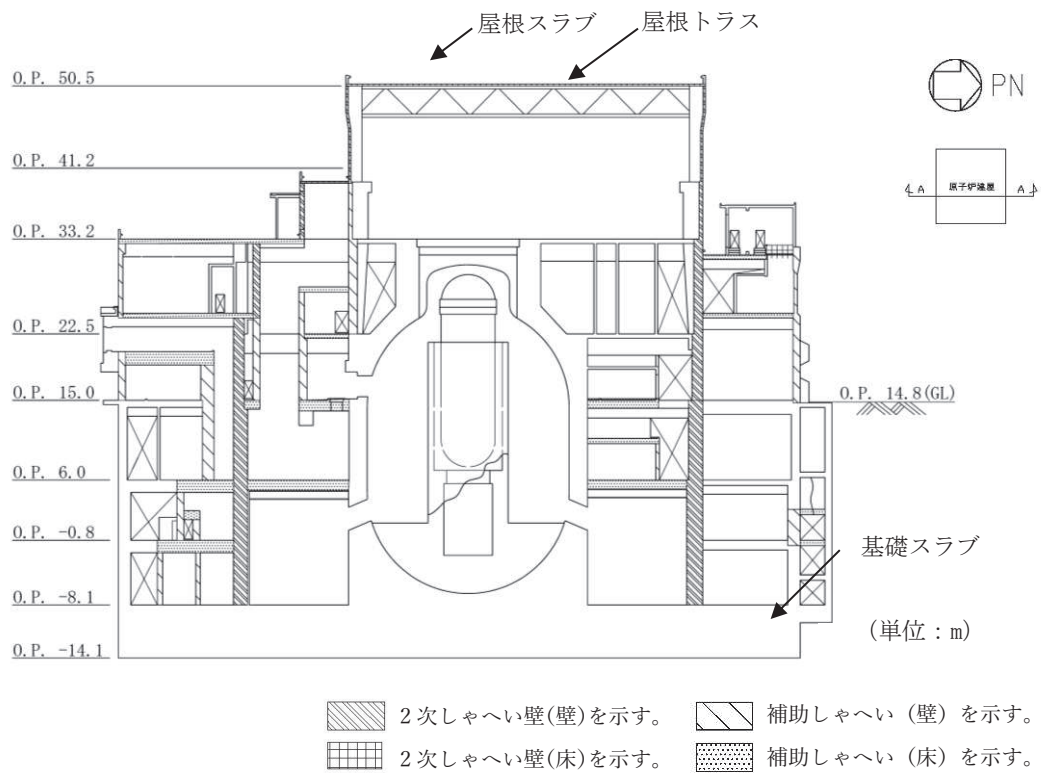


図 2-5(1) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の断面図  
(NS 方向)

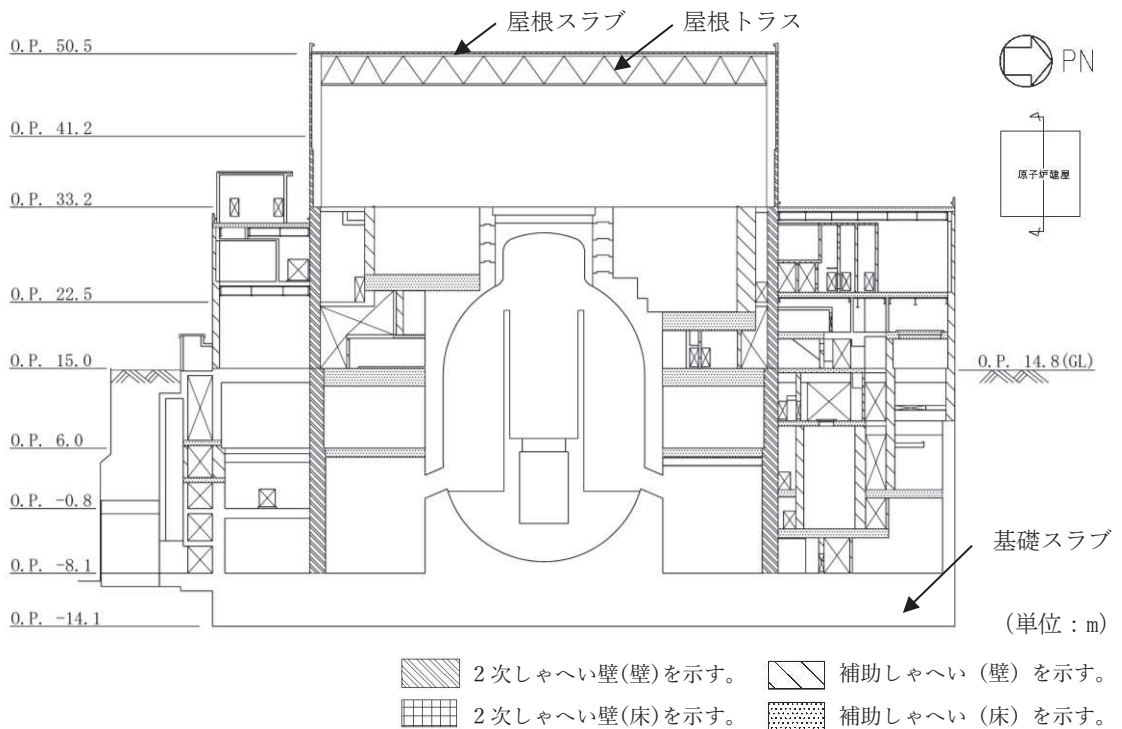


図 2-5(2) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の断面図  
(EW 方向)



### 2.3 評価方針

原子炉建屋原子炉棟（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2次しゃへい壁及び補助しゃへいに該当し、その2次しゃへい壁及び補助しゃへいは、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。

原子炉建屋原子炉棟（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、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（以下「 $S_d$ 地震時に対する評価」という。）及び基準地震動 $S_s$ 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。

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の評価は、添付書類「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、地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。

それぞれの評価は、添付書類「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。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、原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の地震時の構造強度及び機能維持の確認には、地震応答解析による評価において保有水平耐力の評価及び支持機能の確認が必要であるが、原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）が原子炉建屋の一部であることを踏まえ、原子炉建屋原子炉棟（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添付書類「VI-2-2-2 原子炉建屋の耐震性についての計算書」に示す。

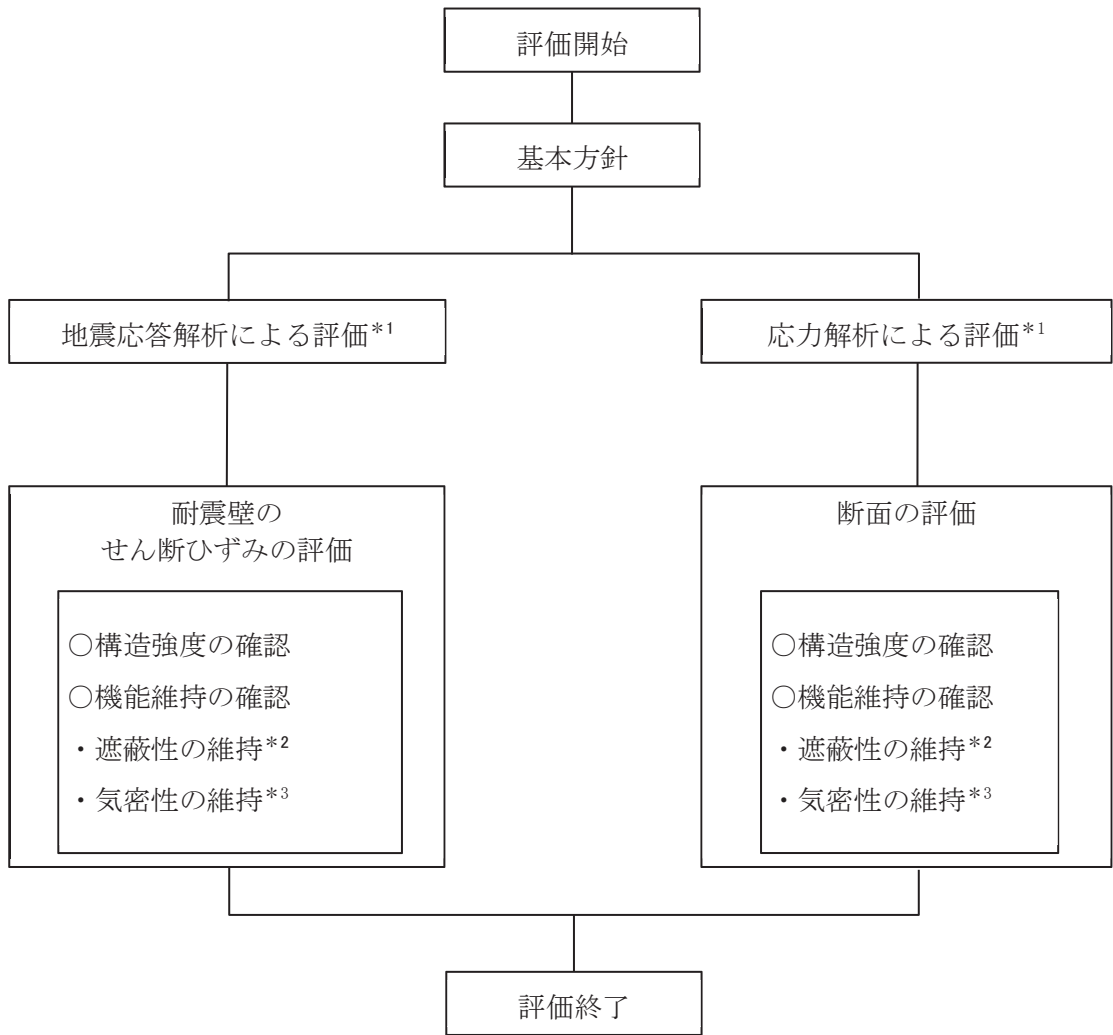
また、原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）、2次しゃへい壁及び補助しゃへいの重大事故等対処施設としての評価においては、 $S_s$ 地震時に対する評価及び保有水平耐力の評価を行う。ここで、原子炉建屋は使用済燃料プールにおいて、運転時、設計基準事故時及び重大事故等時の状態で温度の条件が異なるが、コンクリートの温度が上昇した場合においても、コンクリートの圧縮強度の低下は認められず、剛性低下は認められるが、その影響は小さいと考えられること、また、「J S M E S N E 1-2003 発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格」では要素内の温度差及び拘束力により発生する熱応力は自己拘束的な応力であり、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棟（二次格納施設）、2 次しゃへい壁及び補助しゃへい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

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤状況
基準地震動 S <sub>s</sub> (水平)	ケース1 (基本ケース)	2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により補正	設計・基準強度を用い、JAG式で評価	5%	表層上部：非線形性を考慮、 表層下部：Vs900m/s	標準地盤
	ケース2	同上	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮、 表層下部：Vs900+100m/s	標準地盤 +0
	ケース3	同上	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮、 表層下部：Vs900-100m/s	標準地盤 -0
	ケース4	同上	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮、 表層下部：Vs900m/s	標準地盤
	ケース5	基本ケースの0.78倍*	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮、 表層下部：Vs900+100m/s	標準地盤 +0
	ケース6	同上	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮、 表層下部：Vs900-100m/s	標準地盤 -0
基準地震動 S <sub>s</sub> (鉛直)	ケース1 (基本ケース)	設計剛性	-	5%	直接入力	標準地盤
	ケース2	同上	-	同上	同上	標準地盤 +0
	ケース3	同上	-	同上	同上	標準地盤 -0
弾性応用 地震動 S <sub>d</sub> (水平、鉛直)	ケース1 (基本ケース)	2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により補正	-	5% (水平、鉛直とも)	(水平) 表層上部：非線形性を考慮、 表層下部：Vs900m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤
	ケース2	同上	-	同上	(水平) 表層上部：非線形性を考慮、 表層下部：Vs900+100m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤 +0
	ケース3	同上	-	同上	(水平) 表層上部：非線形性を考慮、 表層下部：Vs900-100m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤 -0

注記\*：建屋剛性（初期剛性）の不確かさについて、基準地震動 S<sub>s</sub> 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S<sub>s</sub> について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。具体的には、基準地震動 S<sub>s</sub> 入力前後の1次固有振動数の比 (f<sub>SS</sub> 入力後 / f<sub>SS</sub> 入力前) を基本ケースの初期剛性に掛けることによって算定する。



注記\*1: 添付書類「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: 2次しゃへい壁及び補助しゃへいについて実施する。

\*3: 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）について実施する。

図 2-6 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）、2次しゃへい壁及び補助しゃへいの評価フロー

## 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（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- ・ 日本建築学会 1999 年 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
- ・ 日本建築学会 2005 年 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（以下「RC-N規準」という。）
- ・ 日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー
- ・ 日本建築学会 2001 年 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計と保有水平耐力ー
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）
- ・ 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）
- ・ 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）
- ・ 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）（以下「技術基準解説書」という。）

### 3. 地震応答解析による評価方法

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）、2次しゃへい壁及び補助しゃへいの構造強度については、添付書類「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応答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、添付書類「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応答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棟（二次格納施設）、2次しゃへい壁及び補助しゃへいの許容限界は、添付書類「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*1	最大応答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*1 (原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設))	最大応答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応答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。

\*2: 事故時においては、PCV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、「別紙2 原子炉建屋原子炉棟（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	最大応答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 (2次しゃへい壁及び補助しゃへい)	最大応答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 原子炉棟(二次格納施設))	最大応答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応答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。

\*2: 事故時においては、PCV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、「別紙2 原子炉建屋原子炉棟(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

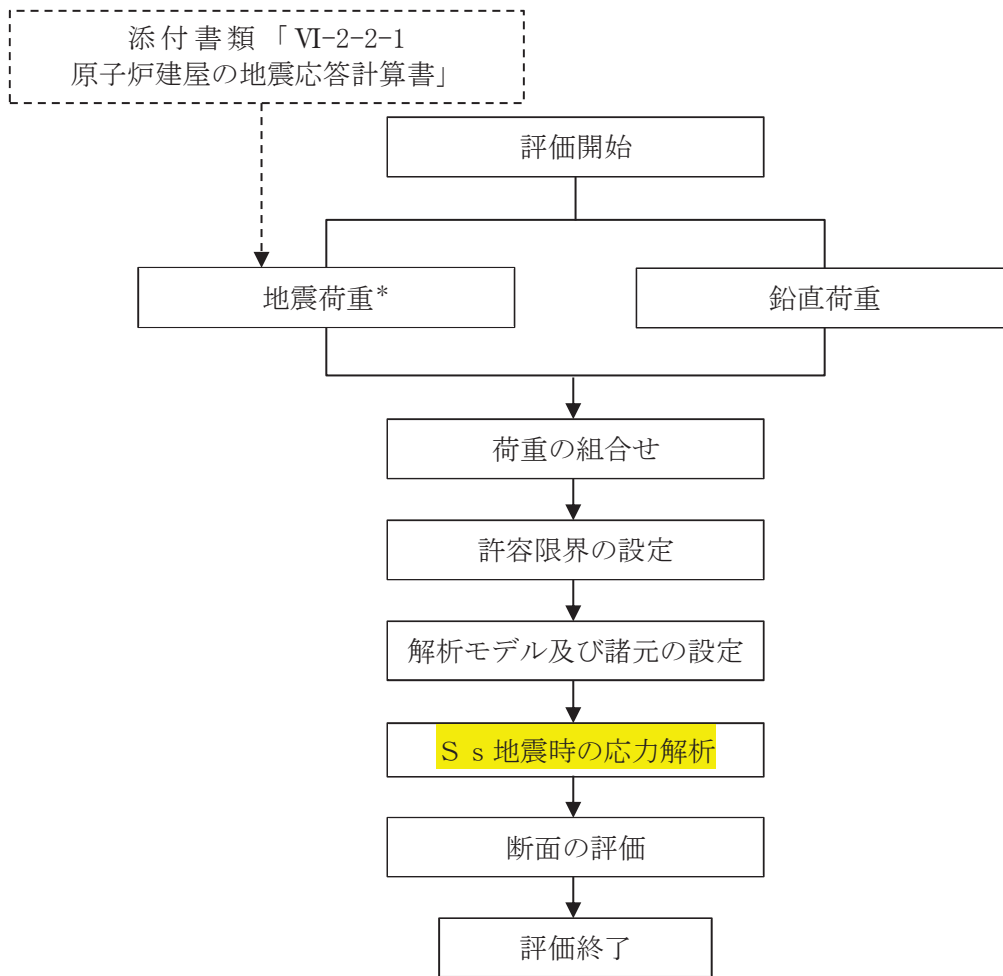
原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）、2次しゃへい壁及び補助しゃへいの応力解析による評価対象部位は、屋根スラブ、床スラブ、屋根トラス及び耐震壁とする。

##### 4.1.1 屋根スラブ及び床スラブ

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、 $S_s$ 地震時に対する評価は、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、添付書類「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、「RC-N規準」に基づき設定する。 $S_d$ 地震時に対する評価については、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。





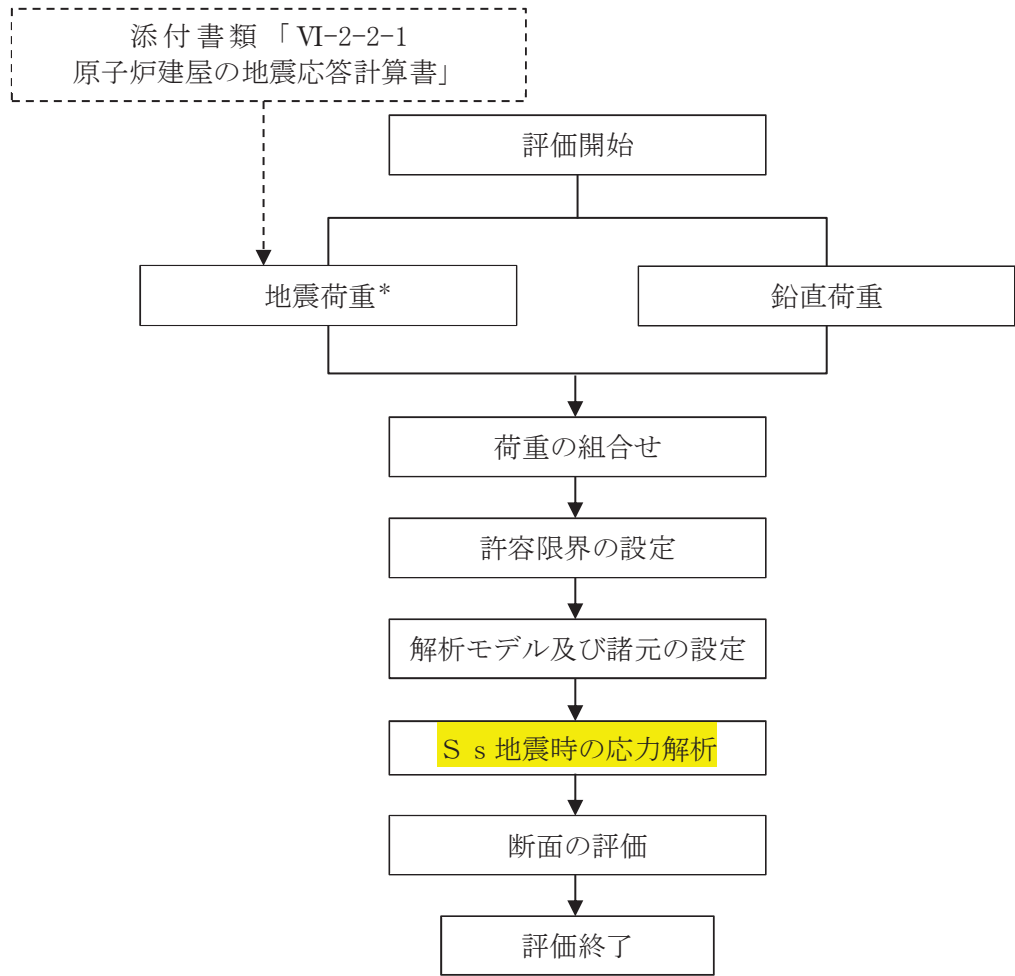
注記\*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 4-1 屋根スラブ及び床スラブの応力解析による評価フロー

#### 4.1.2 屋根トラス

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。S<sub>s</sub>地震時に対する評価については、添付書類「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<sub>s</sub> による結果を用いる。許容限界については、「技術基準解説書」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、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub> の応答加速度が基準地震動 S<sub>s</sub> の 0.5 倍又は 0.58 倍であり、許容限界が基準地震動 S<sub>s</sub> の 1/1.1 倍であることから、基準地震動 S<sub>s</sub> 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、屋根トラスの S<sub>d</sub> 地震時に対する評価については、行わないこととする。

図 4-2 に応力解析による評価フローを示す。



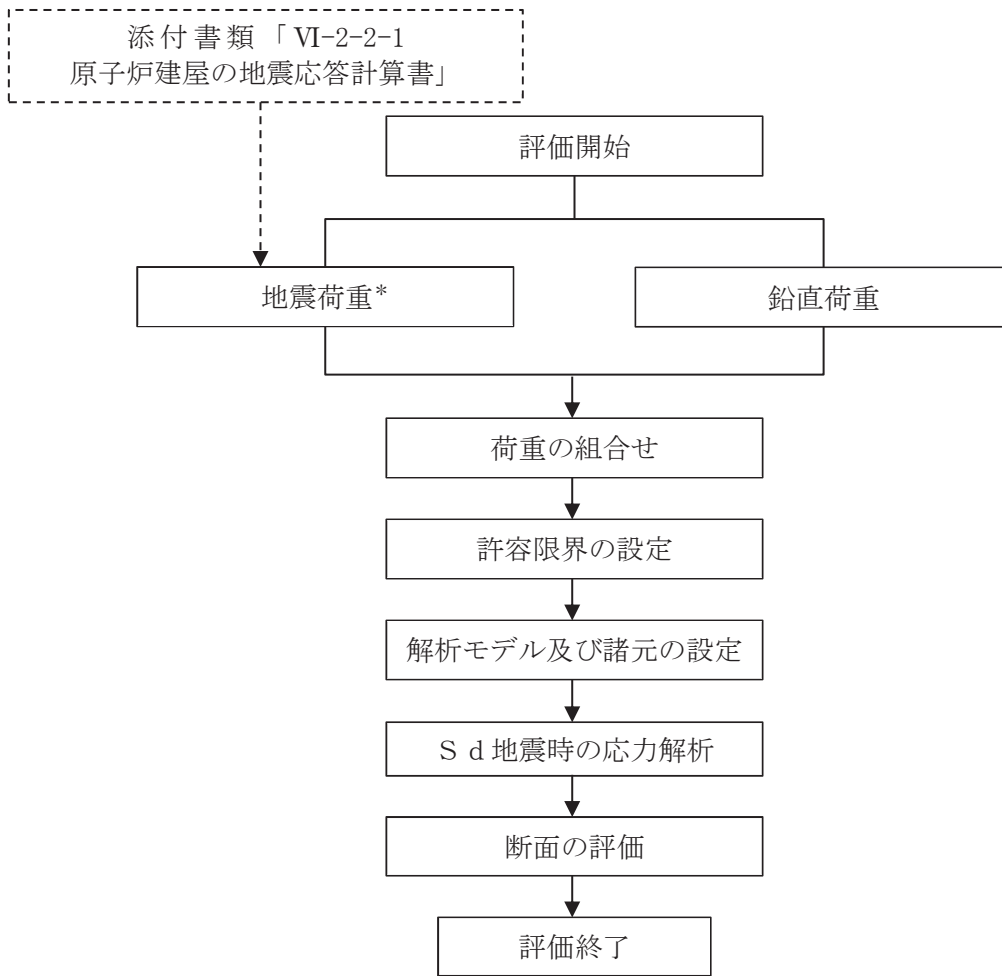
注記\*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 4-2 屋根トラスの応力解析による評価フロー

#### 4.1.3 耐震壁

S d 地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果により発生する応力が、「RC-N規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。評価については、耐震壁の検定値が最も大きい部材を選定して示す。

応力解析による評価フローを図4-3に、選定した部材を図4-4に示す。



注記\*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 4-3 耐震壁の応力解析による評価フロー

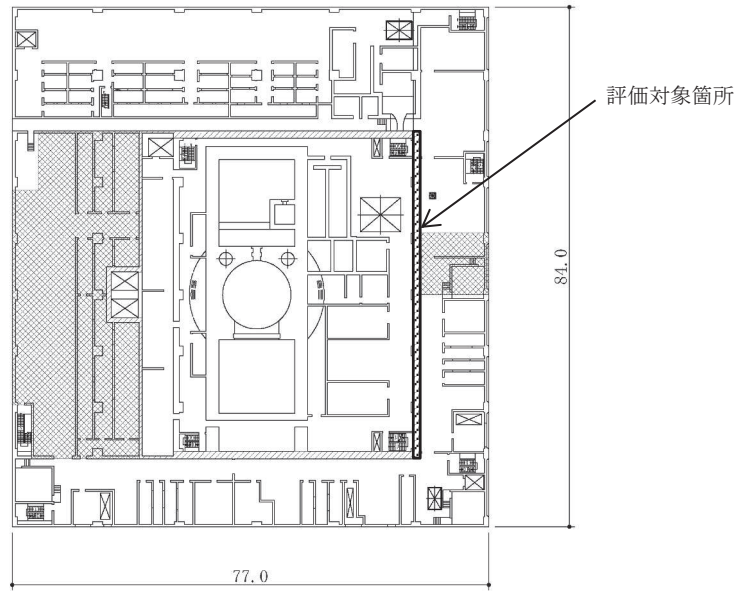


図 4-4 耐震壁の評価を記載する部材の位置

(2F, O. P. 22.5m)

## 4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重組合せを用いる。

### 4.2.1 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、屋根スラブの固定重量の低減を図り、ルーフブロック等を撤去したため、その重量も反映する。

##### 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屋根トラス部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

#### (2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
$S_s$ 地震時	$G + P + S_s$

$G$  : 固定荷重

$P$  : 積載荷重

$S_s$  :  $S_s$  地震荷重

#### 4.2.2 床スラブ

##### (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。

###### 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 4-2 に示す。

表 4-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
$S_s$ 地震時	$G + P + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

$S_s$  :  $S_s$  地震荷重



4.2.3 屋根トラス

(1) 荷重

a. 鉛直荷重

表 4-3 に荷重の一覧を示す。固定荷重 (G) 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、耐震補強工事を実施しており、その際に屋根スラブの固定重量の低減を図り、ルーフブロック等を撤去したため、その重量も反映する。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 4-3 荷重一覧

固定荷重 (G)	屋根スラブ	4.41 kN/m <sup>2</sup>
	トラス鋼材	77.0 kN/m <sup>3</sup>
	クレーン荷重	3270 kN
積載荷重 (P)		0.294 kN/m <sup>2</sup>

b. 地震荷重

地震荷重 (S<sub>s</sub>) は、添付書類「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 (3F, O.P. 33.2m) 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し、「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する。これらの中で屋根トラスの振動特性を踏まえ影響が大きいと考えられるケース 2 の S<sub>s</sub>-D1, S<sub>s</sub>-D2, 及び S<sub>s</sub>-F3 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及び加速度応答スペクトルを図 4-5~図 4-12 に示す。

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-4 に示す。

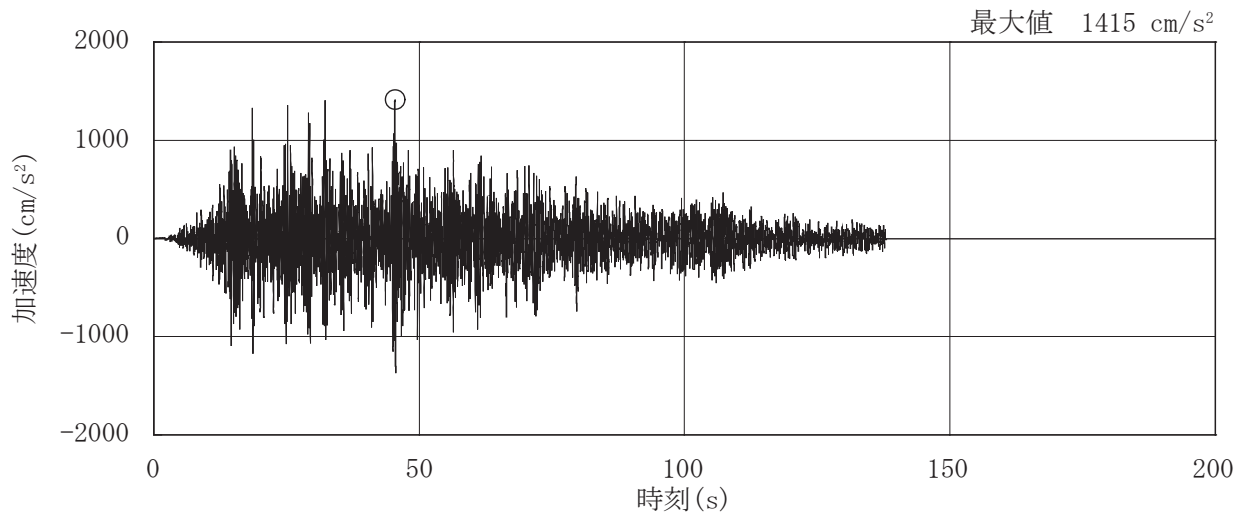
表 4-4 荷重の組合せ

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

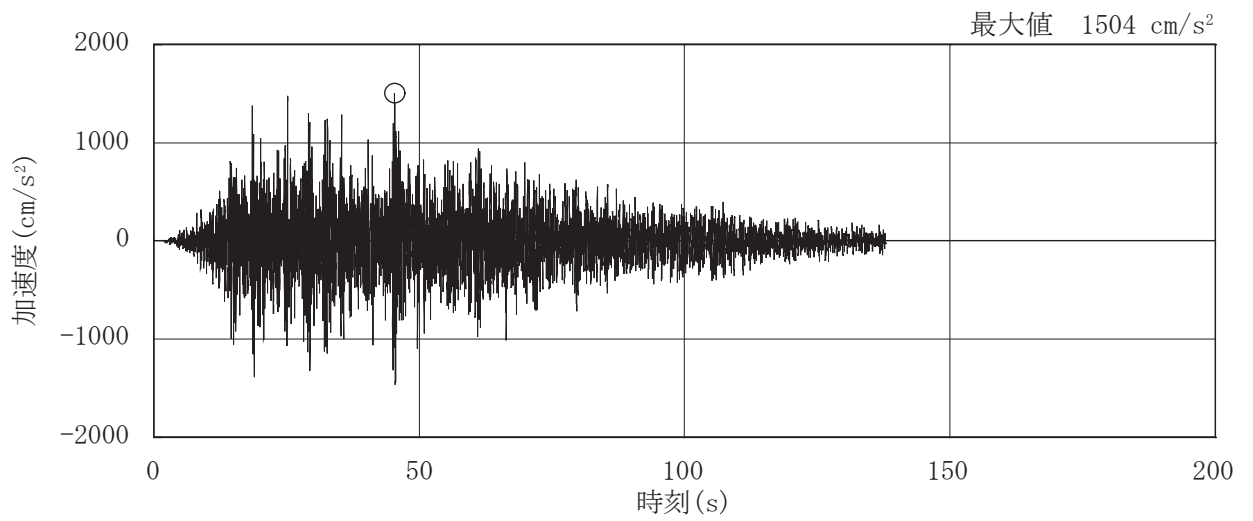
G : 固定荷重

P : 積載荷重

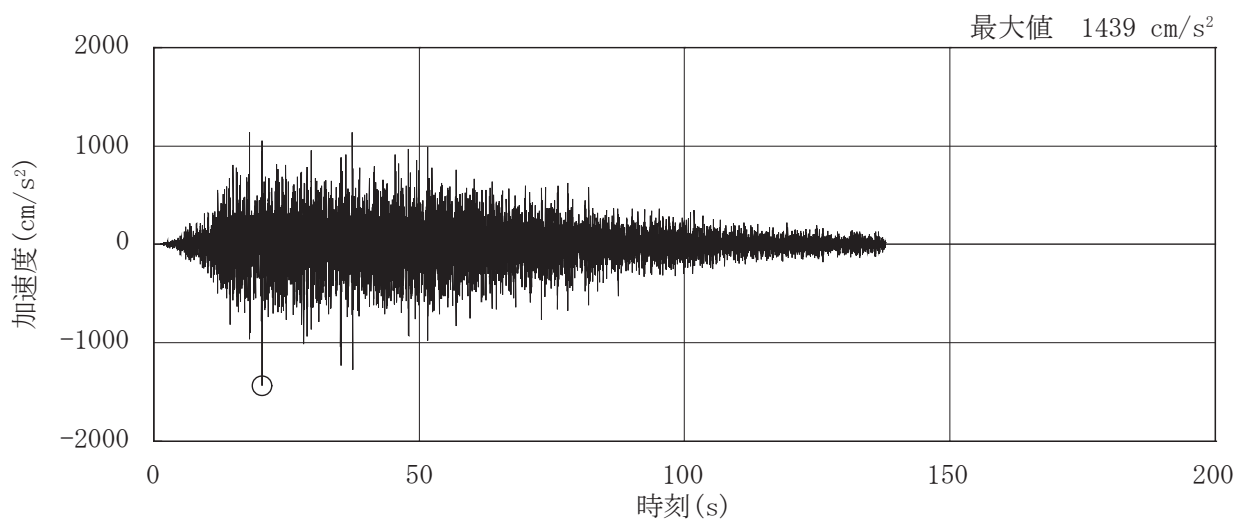
S<sub>s</sub> : S<sub>s</sub> 地震荷重



(a) NS 方向

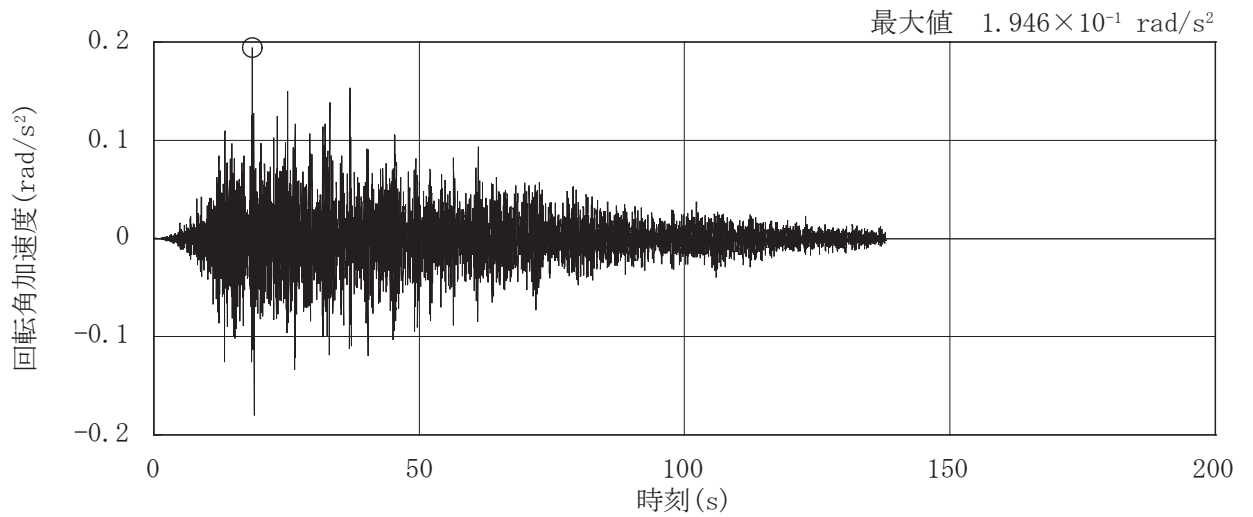


(b) EW 方向

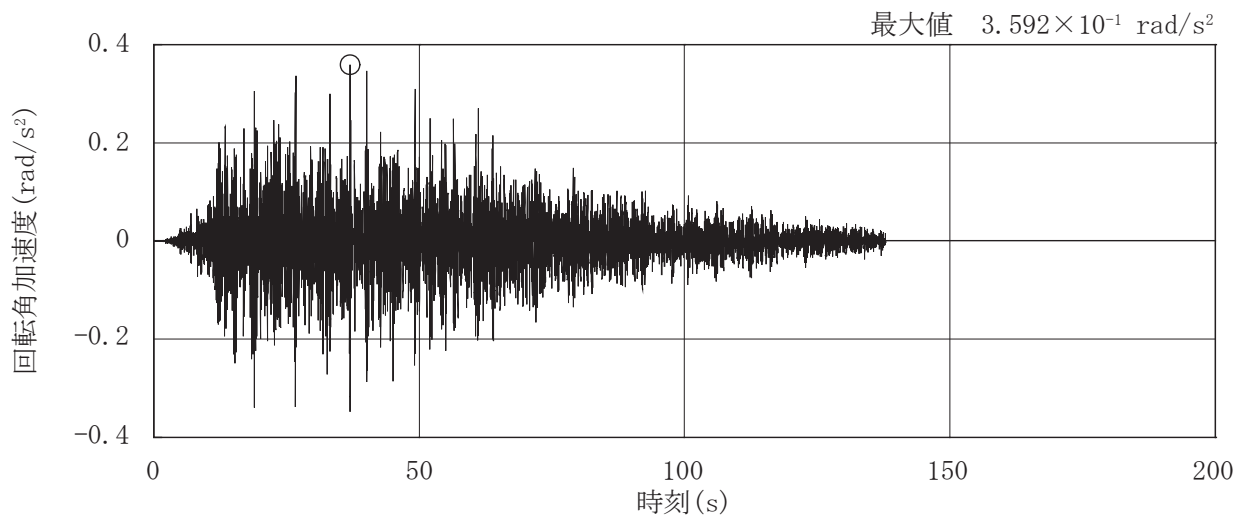


(c) UD 方向

図 4-5 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形  
(S s - D 1, ケース 2, 水平, 鉛直成分)

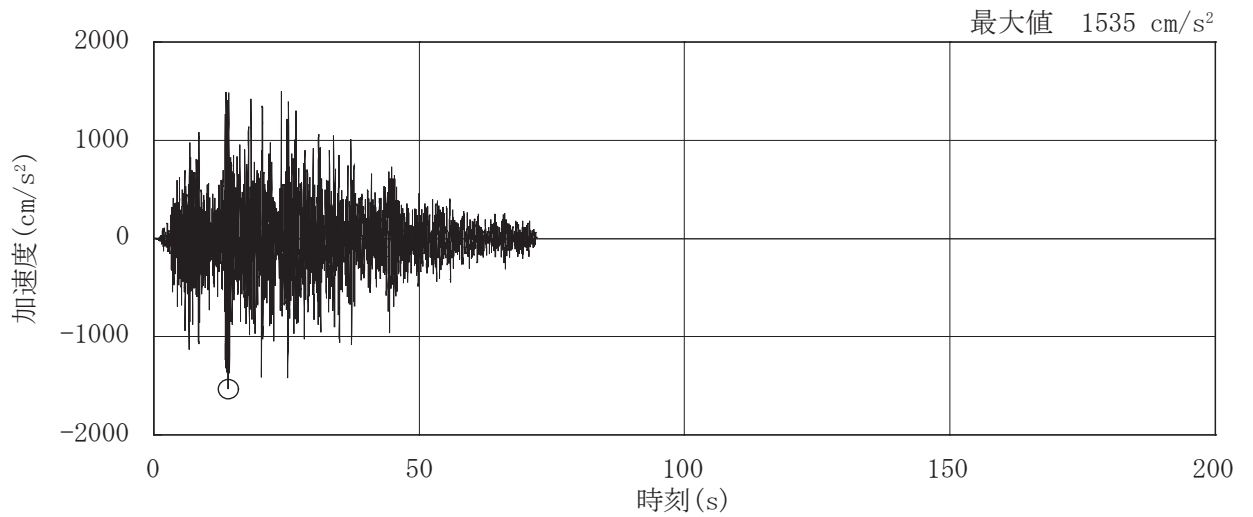


(a) NS 方向

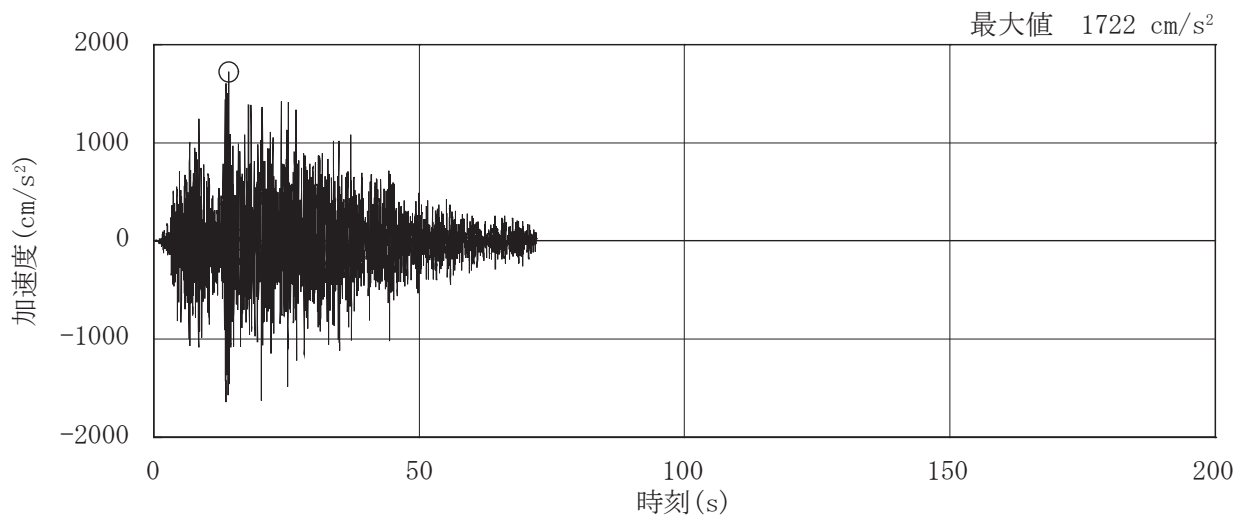


(b) EW 方向

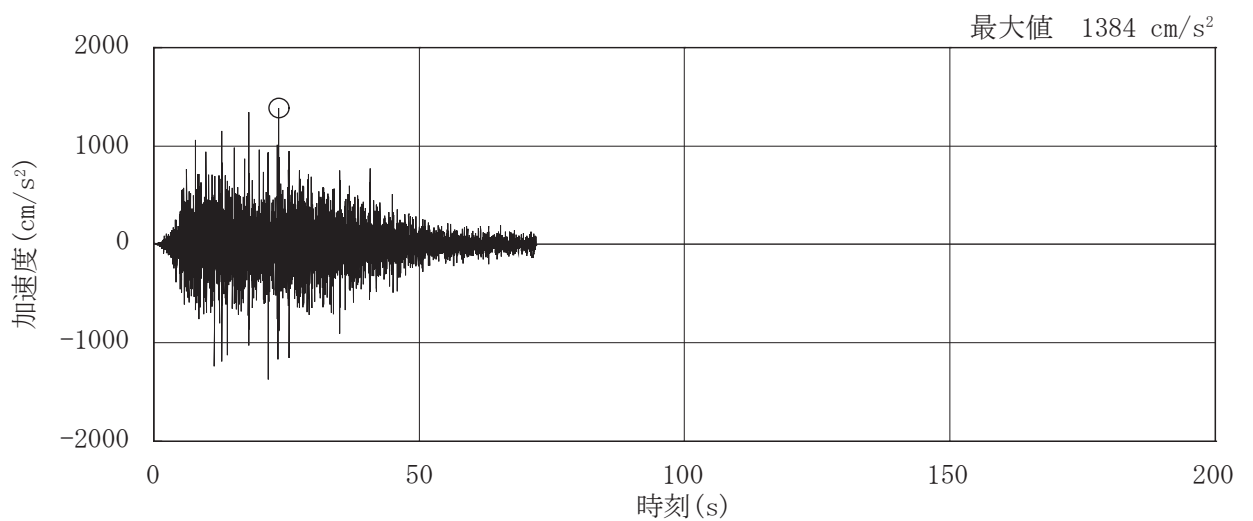
図 4-6 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形  
(S s - D 1, ケース 2, 回転成分)



(a) NS 方向

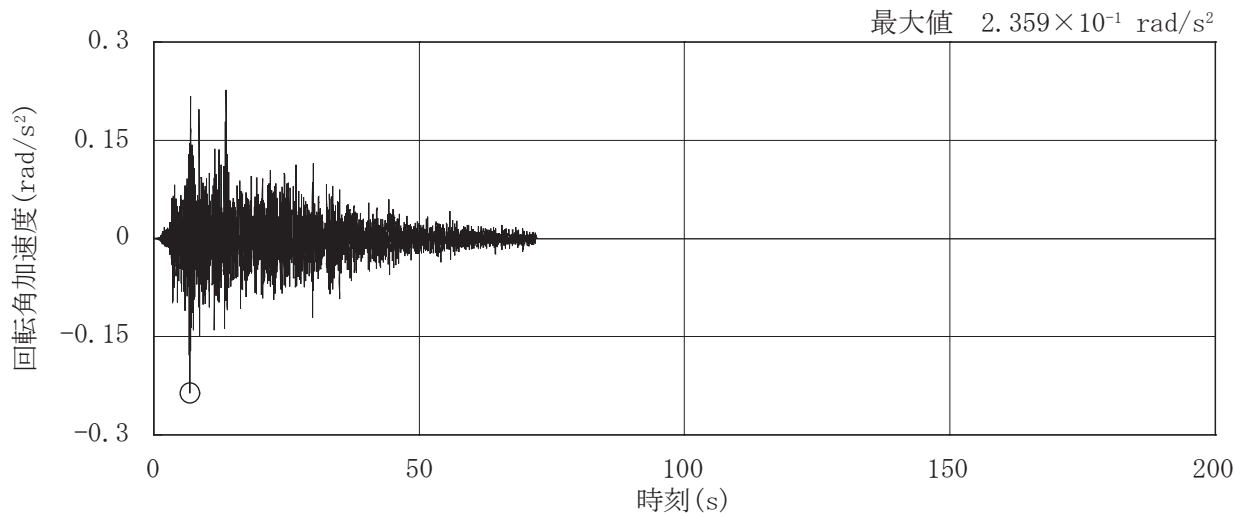


(b) EW 方向

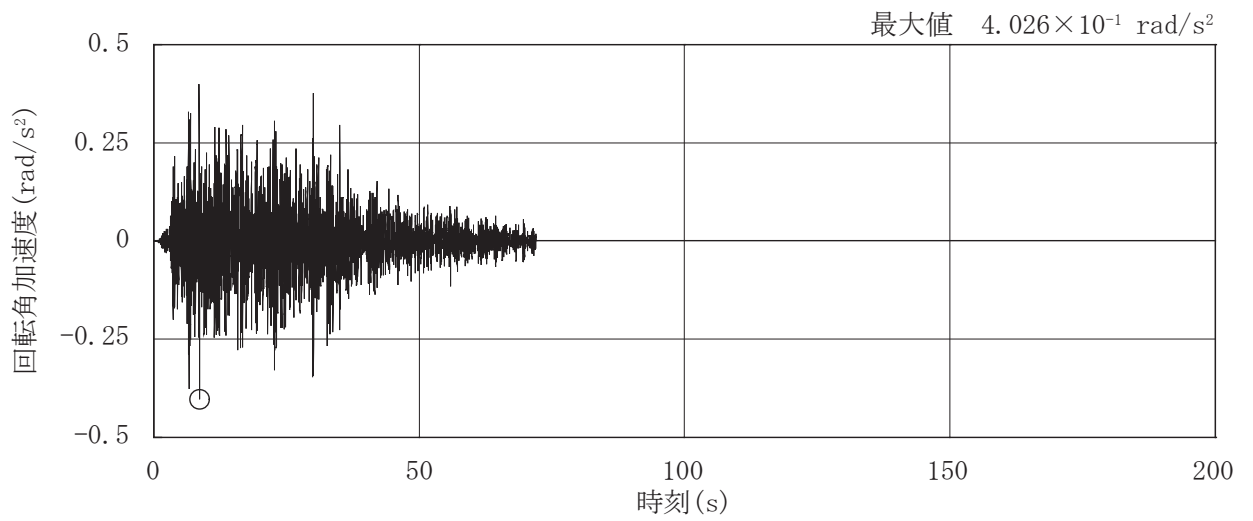


(c) UD 方向

図 4-7 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形  
(S s - D 2, ケース 2, 水平, 鉛直成分)

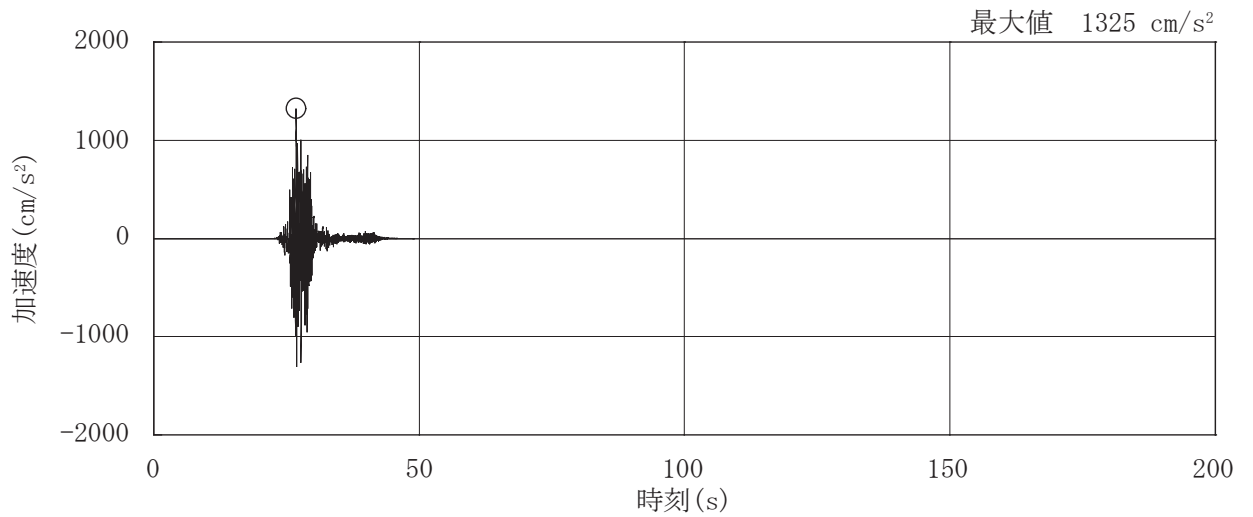


(a) NS 方向

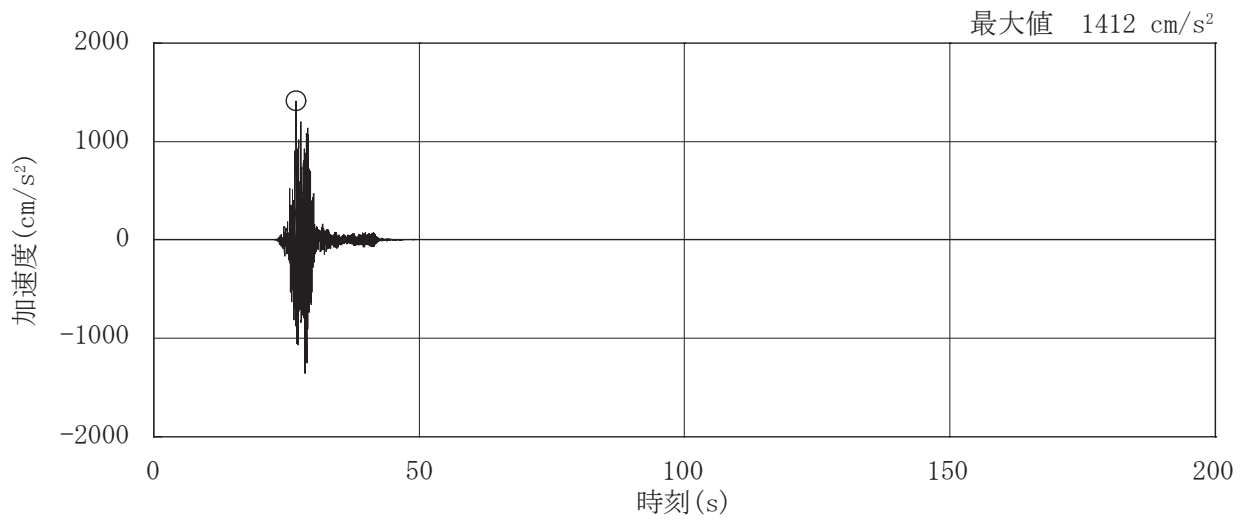


(b) EW 方向

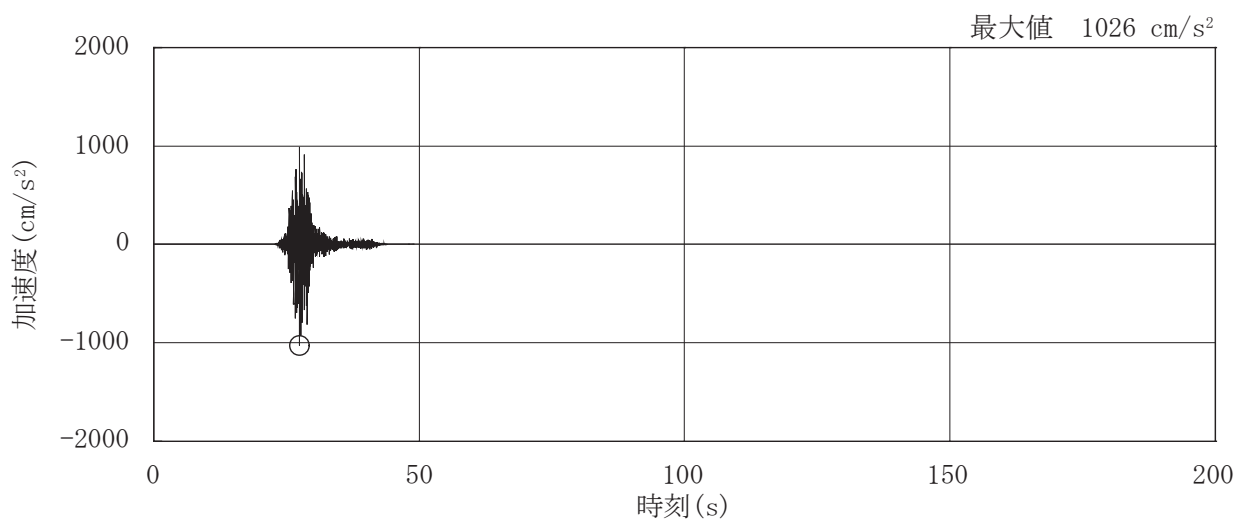
図 4-8 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形  
(S s - D 2, ケース 2, 回転成分)



(a) NS 方向

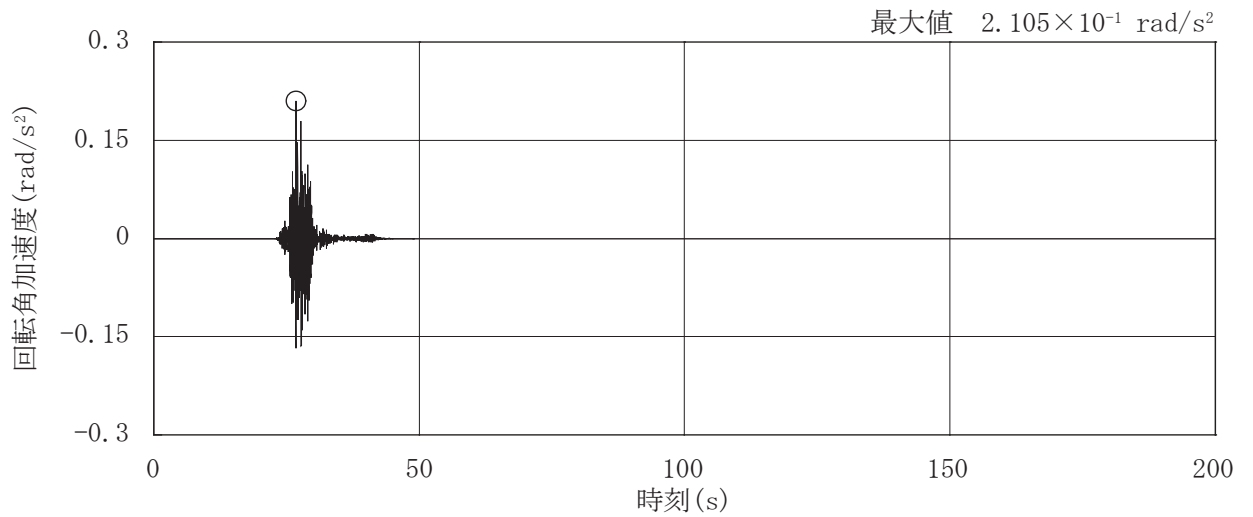


(b) EW 方向

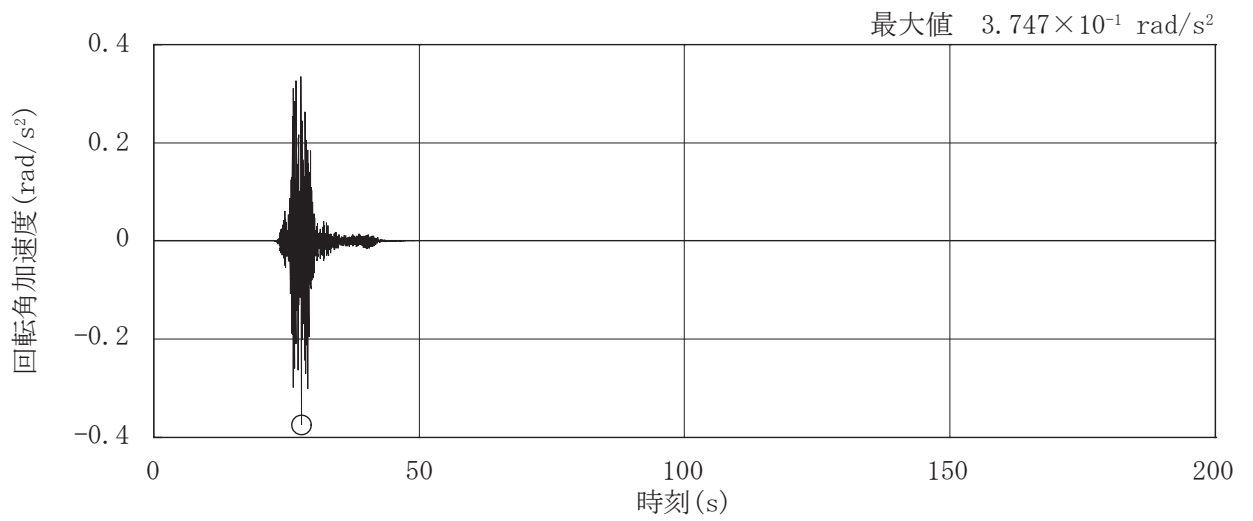


(c) UD 方向

図 4-9 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形  
(S s - F 3, ケース 2, 水平, 鉛直成分)

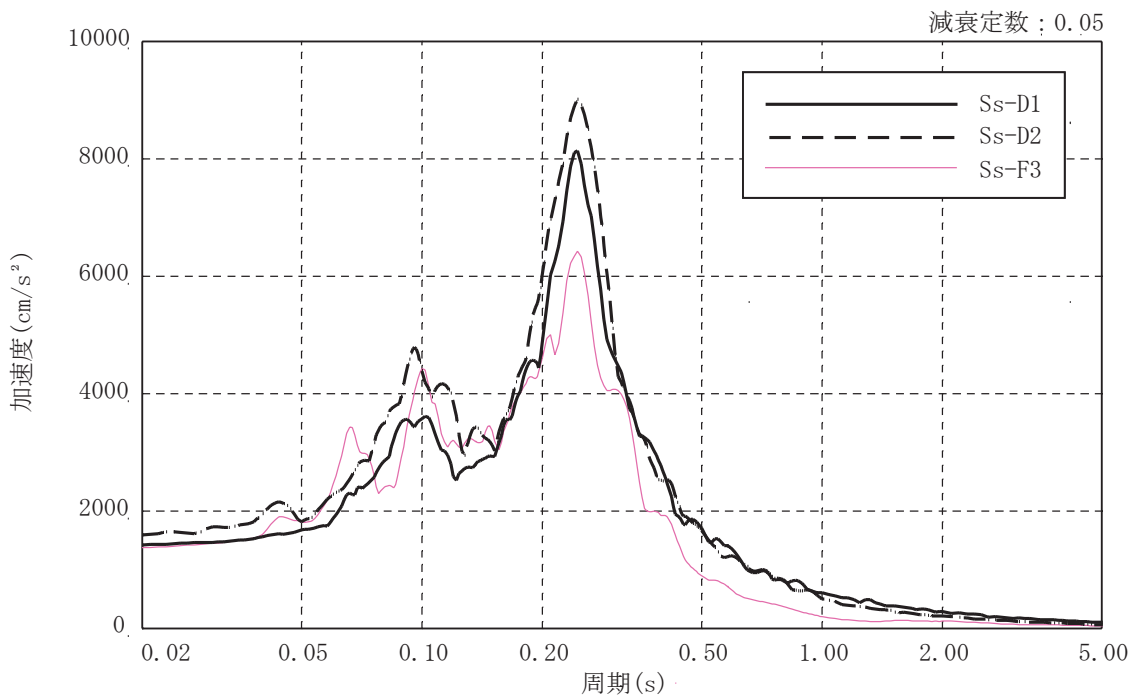


(a) NS 方向

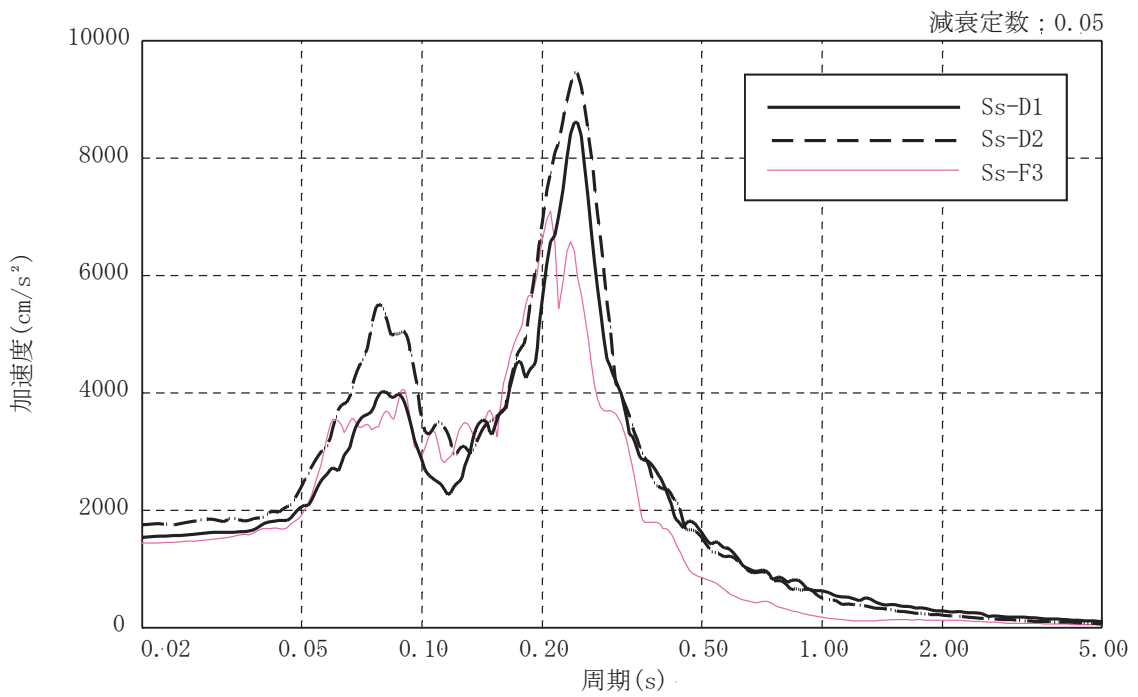


(b) EW 方向

図 4-10 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形  
(S s - F 3, ケース 2, 回転成分)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4-11 水平成分の加速度応答スペクトル  
(燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m), ケース 2)



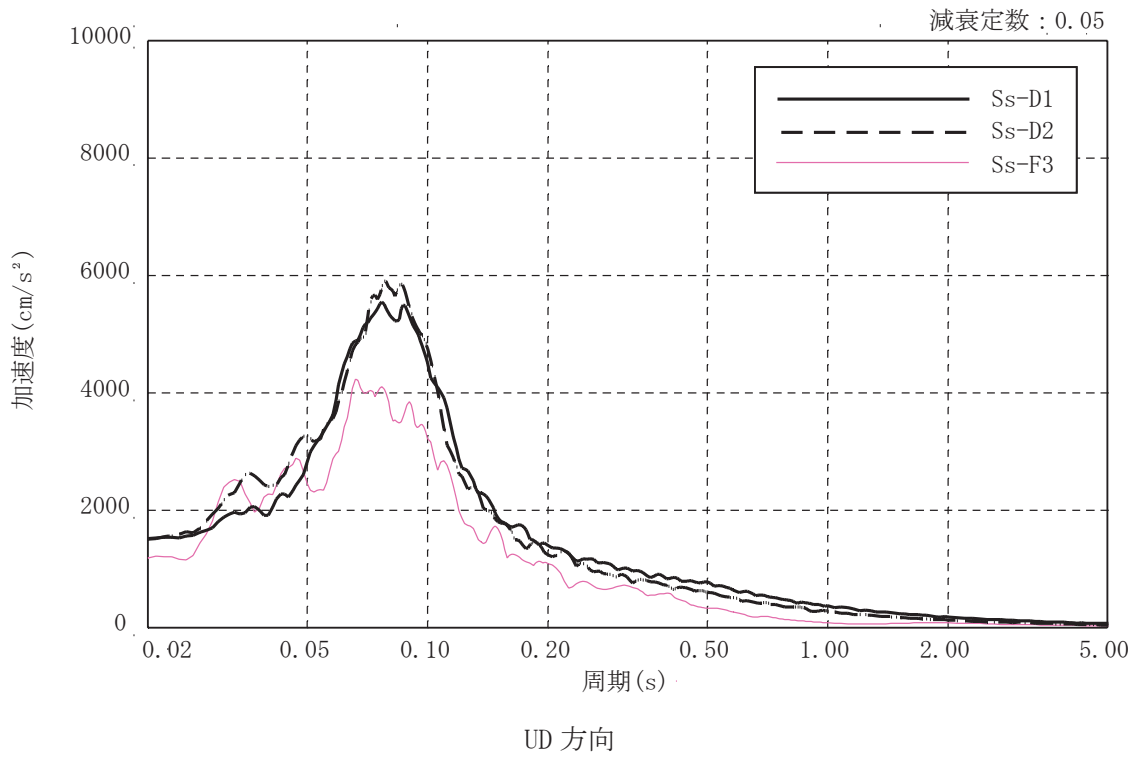


図 4-12 鉛直成分の加速度応答スペクトル  
(燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m), ケース 2)

#### 4.2.4 耐震壁

##### (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。

###### b. 地震荷重

###### (a) 地震荷重

地震荷重 ( $S_d$ ) は、静的地震力と弾性設計用地震動  $S_d$  に対する地震応答解析により算定される動的地震力を包絡した荷重とする。このとき、弾性設計用地震動  $S_d$  に対する地震応答解析より算定される動的地震力は、添付書類「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て設定する。

設計用地震荷重を表 4-5～表 4-7 に示す。

表 4-5 S d 地震荷重 (せん断力)

(a) NS 方向

OW-K ( $\times 10^3 \text{kN}$ )		IW-J ( $\times 10^3 \text{kN}$ )		SW ( $\times 10^3 \text{kN}$ )		IW-C ( $\times 10^3 \text{kN}$ )		OW-A ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	
Sd	静的	Sd	静的	Sd	静的	Sd	静的	Sd	静的
33.20	53.5	21.3	16.1	27.9	22.1	22.2	15.8	59.7	48.2
22.50	44.0	23.0	18.8	27.9	22.1	22.1	16.9	59.7	48.2
15.00	96.8	121	99.5	87.9	75.4	134	103	114	103
6.00	138	185	167	100	86.8	207	186	152	137
-0.80	171	286	253	123	106	325	246	191	165
-8.10	202	320	270	152	125	384	311	222	182
0.P. (m)		0.P. (m)		0.P. (m)		0.P. (m)		0.P. (m)	
33.20		50.50		33.20		50.50		33.20	
22.50		41.20		22.50		41.20		22.50	
15.00		33.20		15.00		33.20		15.00	
6.00		6.00		6.00		6.00		6.00	
-0.80		1.15		-0.80		-0.80		-0.80	
-8.10		-8.10		-8.10		-8.10		-8.10	

(b) EW 方向

OW-1 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )		IW-2 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )		IW-4 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )		SW ( $\times 10^3 \text{kN}$ )		IW-10 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )		OW-11 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	
Sd	静的	Sd	静的	Sd	静的	Sd	静的	Sd	静的	Sd	静的
33.20	88.6	122	108	27.5	23.5	26.0	23.2	46.5	37.1	68.5	50.6
22.50	66.2	122	108	27.5	23.5	26.0	23.2	46.5	37.1	68.5	50.6
15.00	99.4	122	108	97.8	73.9	58.0	42.9	124	88.1	111	97.3
6.00	152	225	204	73.6	61.8	73.6	61.8	180	161	148	135
-0.80	182	280	253	125	114	125	114	246	223	180	161
-8.10	205	325	278	160	133	160	133	292	264	211	183
0.P. (m)		0.P. (m)		0.P. (m)		0.P. (m)		0.P. (m)		0.P. (m)	
33.20		33.20		33.20		33.20		33.20		33.20	
22.50		22.50		22.50		22.50		22.50		22.50	
15.00		15.00		15.00		15.00		15.00		15.00	
6.00		6.00		6.00		6.00		6.00		6.00	
-0.80		1.15		1.15		-0.80		-0.80		-0.80	
-8.10		-8.10		-8.10		-8.10		-8.10		-8.10	

表 4-6 Sd 地震荷重 (曲げモーメント)

(a) NS 方向

OW-K ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )		IW-J ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )		SW ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )		IW-C ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )		OW-A ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )			
O.P. (m)	Sd	静的	包絡値	O.P. (m)	Sd	静的	包絡値	O.P. (m)	Sd	静的	包絡値
33.20	0.129	0.0000	0.129	33.20	0.455	0.0000	0.455	33.20	0.171	0.0000	0.171
22.50	0.640	0.471	0.640	22.50	0.541	0.236	0.541	22.50	0.772	0.516	0.772
	0.759	0.471	0.759		1.13	0.236	1.13		0.995	0.516	0.995
15.00	1.43	1.11	1.43	15.00	1.25	0.802	1.25	15.00	1.81	1.29	1.81
	1.59	1.11	1.59		1.71	0.802	1.71		1.99	1.29	1.99
6.00	2.75	2.23	2.75	6.00	2.20	1.58	2.20	6.00	3.21	2.52	3.21
	2.87	2.23	2.87		2.33	1.58	2.33		3.37	2.52	3.37
-0.80	3.95	3.26	3.95	1.15	2.77	2.10	2.77	-0.80	4.45	3.64	4.45
	4.05	3.26	4.05		2.87	2.10	2.87		4.56	3.64	4.56
-8.10	5.39	4.50	5.39	-8.10	3.96	3.25	3.96	-8.10	6.10	4.97	6.10

(b) EW 方向

OW-1 ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )		IW-2 ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )		IW-4 ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )		SW ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )		IW-10 ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )		OW-11 ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	
O.P. (m)	Sd	静的	包絡値	O.P. (m)	Sd	静的	包絡値	O.P. (m)	Sd	静的	包絡値
33.20	0.542	0.0000	0.542	33.20	0.426	0.319	0.426	33.20	0.404	0.216	0.404
22.50	1.40	0.708	1.40	22.50	0.432	0.140	0.432	22.50	0.715	0.512	0.715
	1.80	0.708	1.80		0.746	0.426	0.746		2.23	0.702	2.23
15.00	2.63	1.45	2.63	15.00	0.734	0.262	0.734	15.00	3.21	1.64	3.21
	2.91	1.45	2.91		0.936	0.262	0.936		4.51	1.96	4.51
6.00	4.20	2.70	4.20	6.00	1.94	1.33	1.94	6.00	6.37	3.17	6.37
	4.42	2.70	4.42		2.07	1.33	2.07		8.33	5.18	8.33
-0.80	5.50	3.81	5.50	-0.80	2.56	1.89	2.56	-0.80	10.4	6.98	10.4
	5.65	3.81	5.65		2.67	1.89	2.67		10.7	6.98	10.7
-8.10	6.86	5.12	6.86	-8.10	3.77	3.12	3.77	-8.10	12.5	9.05	12.5

表 4-7 S d 地震荷重 (鉛直震度)

O. P. (m)	Sd	Sd×0.4	静的	包絡値
48.725	1.01	0.40	0.24	0.40
41.2	0.91	0.36	0.24	0.36
33.2	0.85	0.34	0.24	0.34
22.5	0.75	0.30	0.24	0.30
15.0	0.66	0.26	0.24	0.26
6.0	0.52	0.21	0.24	0.24
-0.8	0.42	0.17	0.24	0.24
-8.1				

(b) 地震時土圧

地震時土圧荷重は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき有限要素モデルより算出し、常時土圧に地震時増分土圧を加えて算定した地震時土圧を設定する。地震時土圧荷重を表 4-8 に、地震時土圧による荷重分布を図 4-13 に示す。なお、南側はタービン建屋及び制御建屋が隣接しているため、地震時土圧荷重を考慮しない。

表 4-8 地震時土圧荷重

O. P. (m)	地震時土圧荷重 (kN/m <sup>2</sup> )		
	東側	西側	北側
14.8	69.5	81.4	79.2
10.5	109.5	121.4	119.2
10.5	155.1	146.6	145.7
2.6	228.6	220.1	219.2
2.6	270.6	218.2	208.1
-4.45	336.1	283.7	273.6
-4.45	477.6	356.4	342.3
-11.1	539.5	418.3	404.2

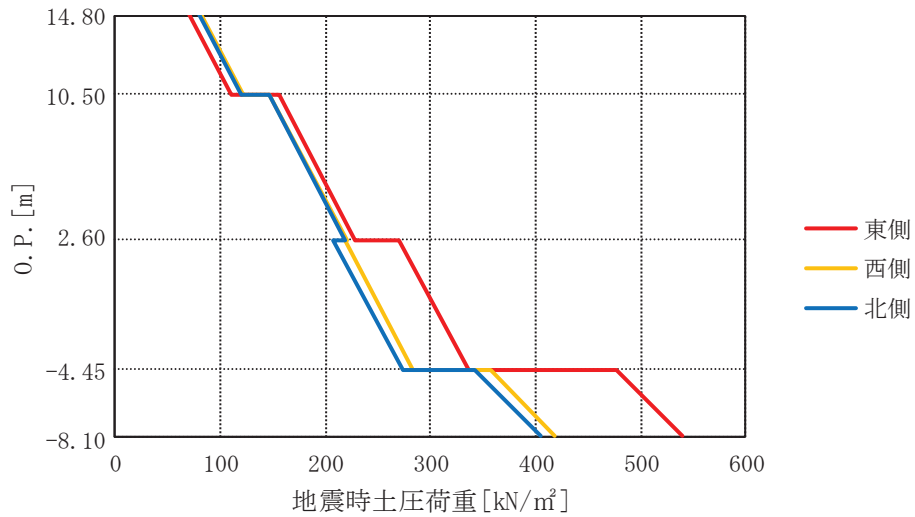


図 4-13 地震時土圧による荷重分布

(2) 荷重組合せ

荷重の組合せを表 4-9 に示す。

表 4-9 荷重の組合せ

荷重状態	荷重の組合せ
S d 地震時	G + P + S d

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (常時土圧を含む)

S d : S d 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む)

### 4.3 許容限界

#### 4.3.1 屋根スラブ、床スラブ及び耐震壁

応力解析による評価における屋根スラブ、床スラブ及び耐震壁の許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、表4-10及び表4-11のとおり設定する。また、表4-12及び表4-13にコンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を示す。

表4-10 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 $S_s$	原子炉建屋原子炉棟（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」に基づく終局強度
		弾性設計用地震動 $S_d$ 及び静的地震力	原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震壁	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 $S_s$	原子炉建屋原子炉棟（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*
		弾性設計用地震動 $S_d$ 及び静的地震力	原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震壁	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 4-11 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 $S_s$	原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の床、2次しゃへい壁（床）及び補助しゃへい（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」に基づく終局強度
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 $S_s$	2次しゃへい壁（床）及び補助しゃへい（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>*2</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 $S_s$	原子炉建屋原子炉棟（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>*1</sup>

注記\*1：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。

\*2：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。

表 4-12 コンクリートの短期許容応力度（屋根スラブ及び床スラブ）

(a) 屋根スラブ

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

設計基準強度 $F_c$	圧縮	せん断
32.4	21.6	1.21

(b) 床スラブ

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

設計基準強度 $F_c$	圧縮	せん断
32.4	21.6	1.21

表 4-13 鉄筋の短期許容応力度（屋根スラブ、床スラブ及び耐震壁）

（単位：N/mm<sup>2</sup>）

種別	引張及び圧縮	せん断
SD35 (SD345 相当)	345	345

#### 4.3.2 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、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、表 4-14 及び表 4-15 のとおり設定する。また、表 4-16 に鉄骨の弾性限強度を示す。

表 4-14 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 サブトラス 母屋 方杖	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
支持機能	屋根スラブを支持する機能をそこなわないこと	基準地震動 S <sub>s</sub>	主トラス サブトラス 母屋 方杖	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*

表 4-15 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 サブトラス 母屋 方杖	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

表 4-16 鉄骨の弾性限強度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

材 料	板 厚	F 値	弾性限強度		
			圧縮及び 引張*	曲げ*	せん断
SS41 (SS400 相当) SS400 SN400B	t ≤ 40mm	235	258	258	135
SM50A (SM490A 相当) SN490B	t ≤ 40mm	325	357	357	187

注記\*：「技術基準解説書」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。

#### 4.4 解析モデル及び諸元

##### 4.4.1 屋根スラブ

###### (1) モデル化の基本方針

屋根スラブは、1方向スラブとしてモデル化し、スパンがほぼ均等なスラブの外端がスラブに比べて十分剛性の大きい RC 壁と連続していることから、両端固定はりとして評価する。

###### (2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-17 に示す。

表 4-17 使用材料の物性値

コンクリートの 設計基準強度 Fc (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν
32.4	2.51×10 <sup>4</sup>	0.2

##### 4.4.2 床スラブ

###### (1) モデル化の基本方針

床スラブは、床スラブ周囲の境界条件を考慮して両端固定はり、三辺固定・一辺自由版、四辺固定版又は FEM 解析により評価する。FEM 解析により評価した 1 階 (O.P. 15.0m) の評価対象箇所の解析モデル図を図 4-14 に示す。FEM 解析では、床スラブをシェル要素でモデル化し、下階から壁で支持されている位置を固定として評価する。

###### (2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-18 に示す。

表 4-18 使用材料の物性値

コンクリートの 設計基準強度 Fc (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν
32.4	2.51×10 <sup>4</sup>	0.2

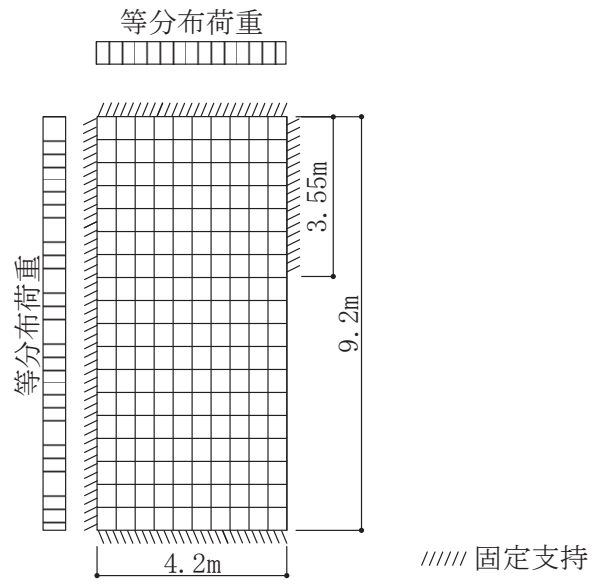


図 4-14 解析モデル

#### 4.4.3 屋根トラス

##### (1) モデル化の基本方針

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（3F, O.P. 33.2m）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，サブトラス，母屋及び方杖をモデル化する。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母屋）と軸変形のみを考慮したトラス要素（トラスの斜材，束材及び方杖）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1424，要素数は2582である。

解析モデルの概要を図4-15に，代表例としてサブトラス下弦材の断面を図-16に，部材リストを表4-19に示す。

なお，平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等に伴う初期剛性の低下については，観測記録や試験データなどから適切に地震応答解析モデルへ反映し，保守性を確認した上で適用する。耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数は，添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」における質点系モデルの地上3階及びクレーン階の値を採用し，NS方向で0.30，EW方向で0.50とする。

また，耐震補強工事で追設した部材として，内部ボックス壁と同じ構面において3階（O.P. 33.2m～O.P. 41.2m）には耐震壁を，クレーン階（O.P. 41.2m～O.P. 50.5m）には鉄骨ブレースを地震応答解析モデルに反映している。

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場合には，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4-17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4-20に示す。

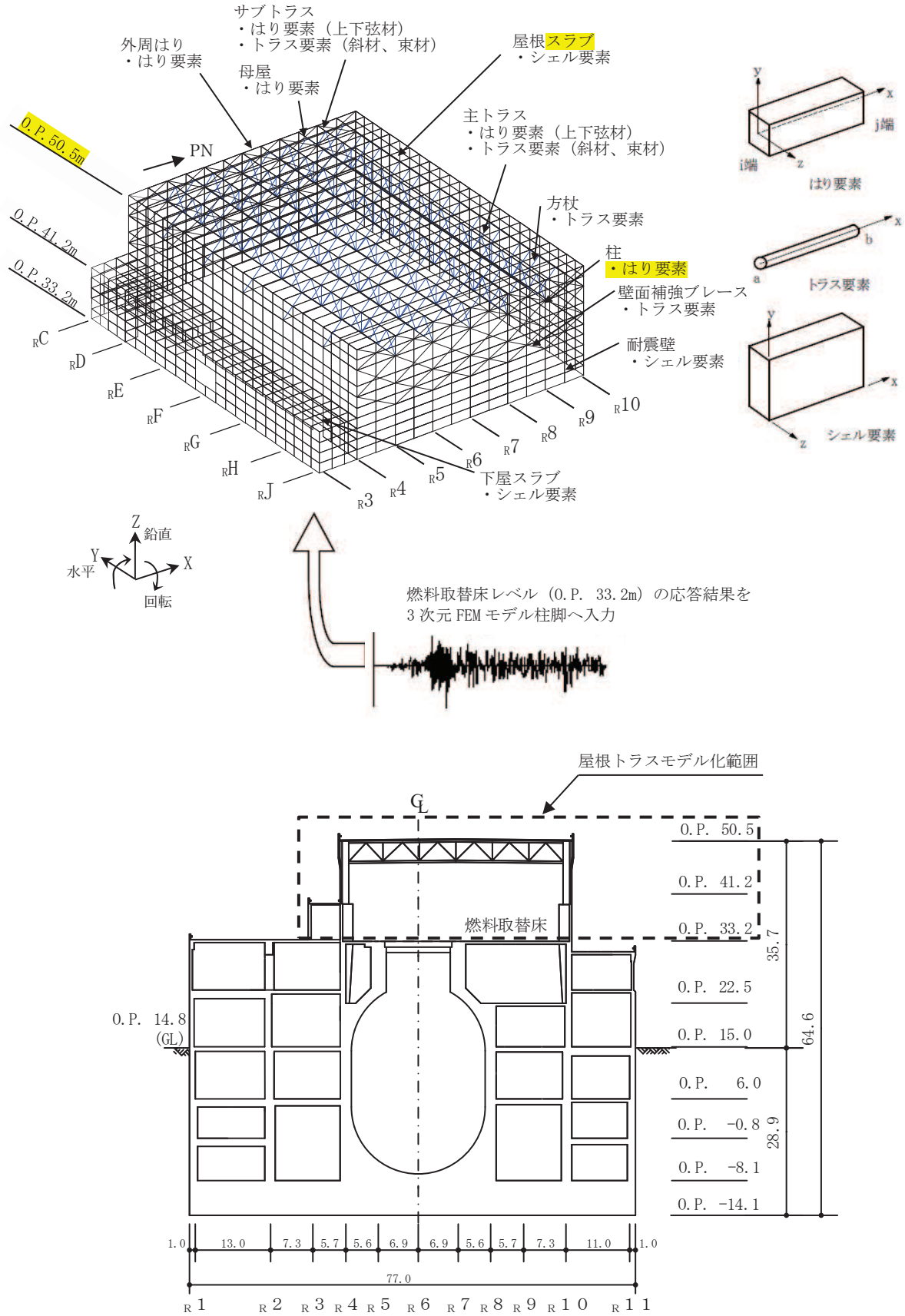
解析モデルへの入力は，原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）の応答結果を用いることとし，燃料取替床位置を固定として水平方向（並進・回転）と鉛直方向の3成分同時入力

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「fappase」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。





(単位 : m)

図 4-15 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

表 4-19 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-350×350×12×19	SM50A (SM490A相当)	173.9	40300
	下弦材	H-350×350×12×19	SM50A (SM490A相当)	173.9	40300
	斜材	2CTs-175×350×12×19 2CTs-150×300×10×15	SM50A (SM490A相当)	173.9 119.8	—
	束材	2CTs-100×200×8×12	SM50A (SM490A相当)	63.54	—
サブ トラス	上弦材	H-250×250×9×14	SS41 (SS400相当)	92.18	10800
	下弦材	(d1) PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-16×344	SN490B	361.8	94790
		(d2) PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-19×344 (図4-16参照)		382.4	96860
	斜材	(d3) CT-170×250×9×14 +BT-280×250×9×12 +2PLs-16×350 (図4-16参照)	SS41 (SS400相当) SN400B	216.9	48830
		2Ls-130×130×9 +2Ls-150×90×12	SS41 (SS400相当)	100.2	—
		2Ls-130×130×9 +2Ls-150×150×15		131.0	
2Ls-130×130×9 +2Ls-250×90×12×16		SS400	131.4	—	
2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15			108.9		
2Ls-90×90×10 +2Ls-300×90×11×16	126.4				
束材	4Ls-90×90×6	SS400	42.20	—	
母屋	上弦面	H-390×300×10×16	SS41 (SS400相当)	136.0	38700
方杖	—	2Ls-130×130×9 2Ls-90×90×10	SS400	45.48 34.00	—

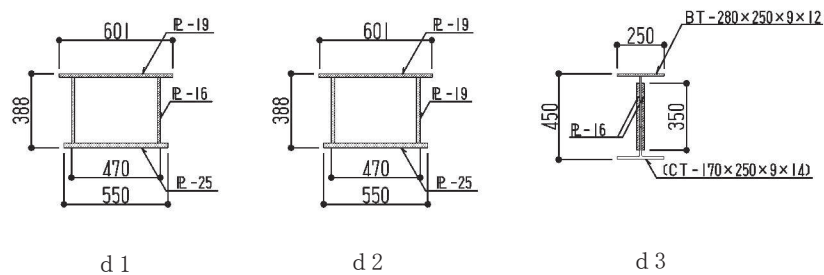


図 4-16 サブトラス下弦材の断面

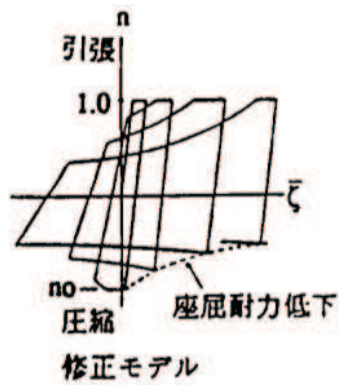


図 4-17 修正若林モデルの弾塑性特性

表 4-20 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		考慮しない (弾性)
	斜材	トラス要素	弾塑性 (修正若林モデル)
	束材		
サブトラス	上弦材	はり要素	考慮しない (弾性)
	下弦材		考慮しない (弾性)
	斜材	トラス要素	弾塑性 (修正若林モデル)
	束材		
母屋	上弦面	はり要素	考慮しない (弾性)
方杖	—	トラス要素	弾塑性 (修正若林モデル)

(2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-21 に示す。

表 4-21 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 (%)	備考
鉄筋コンクリート コンクリート： F <sub>c</sub> = 32.4 (N/mm <sup>2</sup> ) (F <sub>c</sub> = 330 (kgf/cm <sup>2</sup> )) 鉄筋：SD35 (SD345 相当)	2.65 × 10 <sup>4</sup>	1.14 × 10 <sup>4</sup>	5	既設部
鉄筋コンクリート コンクリート： F <sub>c</sub> = 33 (N/mm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD345	2.52 × 10 <sup>4</sup>	1.05 × 10 <sup>4</sup>	5	追設部
鉄骨：SS41 (SS400 相当) SM50A (SM490A 相当)	2.05 × 10 <sup>5</sup>	7.90 × 10 <sup>4</sup>	2	屋根トラス
鉄骨：SN400B SN490B BCR295	2.05 × 10 <sup>5</sup>	7.90 × 10 <sup>4</sup>	2	追設ブレース

#### 4.4.4 耐震壁

##### (1) モデル化の基本方針

耐震壁の応力は、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に基づき評価する。

地震時土圧に対する地下外壁の応力解析は、図4-18に示すように、基礎版上端で固定、各床位置をピン支承とする一方向版として行う。

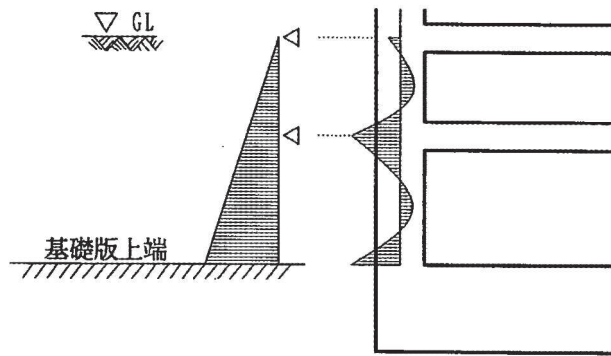


図4-18 地下外壁の応力解析モデル

##### (2) 解析諸元

使用材料の物性値を表4-22に示す。

表4-22 使用材料の物性値

コンクリートの 設計基準強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
32.4	$2.51 \times 10^4$	0.2

## 4.5 応力評価方法

### 4.5.1 屋根スラブ

#### a. 荷重ケース

S<sub>s</sub>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応答鉛直加速度は、質点系モデルにより得られた屋根面の加速度のうち、最大の加速度を採用する。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 4-23 に示す。

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S<sub>SUD</sub> : S<sub>s</sub>地震荷重（鉛直方向）

表 4-23 最大鉛直加速度及び鉛直震度

O.P. (m)	階	ケース	最大応答 鉛直加速度 (m/s <sup>2</sup> )	鉛直震度
50.5	RF	S <sub>s</sub> -D2 ケース 2	39.6	4.04

#### b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-24 に示す。

鉛直地震力は、固定荷重及び積載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 4-24 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 <sub>s</sub> 地震時	G + P + 1.0 S <sub>SUD</sub>

c. 応力算出方法

等分布荷重を受ける両端固定は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)

$$M = \frac{1}{12} \cdot w \cdot l^2$$

ここで,

w : 等分布荷重 (N/m)

l : スパン (m)

(端部せん断力)

$$Q = \frac{1}{2} \cdot w \cdot l$$

ここで,

w : 等分布荷重 (N/m)

l : スパン (m)

#### 4.5.2 床スラブ

##### a. 荷重ケース

S<sub>s</sub>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、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」による。なお、対象とするスラブで固有振動数が20Hzを下回る部分については、共振を考慮する。共振を考慮しない場合の鉛直震度を表4-25に示す。

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S<sub>SUD</sub> : S<sub>s</sub>地震荷重（鉛直方向）

表4-25 最大鉛直加速度及び鉛直震度

0.P. (m)	階	ケース	最大鉛直加速度 (m/s <sup>2</sup> )	鉛直震度
41.2	CRF	S <sub>s</sub> -D3 ケース2	15.40	1.58
33.2	3F	S <sub>s</sub> -D1 ケース2	14.39	1.47
22.5	2F	S <sub>s</sub> -D1 ケース2	12.69	1.30
15.0	1F	S <sub>s</sub> -D1 ケース2	11.18	1.15
6.0	B1F	S <sub>s</sub> -D1 ケース2	8.84	0.91
-0.8	B2F	S <sub>s</sub> -D1 ケース2	7.12	0.73

##### b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表4-26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4-26 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 <sub>s</sub> 地震時	G + P + 1.0S <sub>SUD</sub>



## c. 応力算出方法

等分布荷重を受ける両端固定はり，四辺固定版の曲げモーメント及びせん断力は下式より求める。また，等分布荷重を受ける三辺固定・一辺自由版の曲げモーメント及びせん断力は，計算図表（引用文献(2)参照）を用いて求める。FEM解析を実施した箇所では，対象スラブ範囲で発生した各要素ごとの最大応力を用いて評価する。

(両端固定はり)

- ・端部曲げモーメント ( $M_E$ )

$$M_E = -\frac{1}{12} \cdot w \cdot l^2$$

- ・中央部曲げモーメント ( $M_C$ )

$$M_C = \frac{1}{24} \cdot w \cdot l^2$$

- ・端部せん断力 ( $Q_E$ )

$$Q_E = 0.5 \cdot w \cdot l$$

ここで，

$l$  : 有効スパン (m)

$w$  : 等分布荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )

(四辺固定版)

- ・短辺の端部曲げモーメント ( $M_{X1}$ )

$$M_{X1} = -\frac{1}{12} \cdot w_x \cdot l_x^2$$

- ・短辺の中央部曲げモーメント ( $M_{X2}$ )

$$M_{X2} = \frac{1}{18} \cdot w_x \cdot l_x^2$$

- ・短辺のせん断力 ( $Q_x$ )

$$Q_x = 0.52 \cdot w \cdot l_x$$

- ・長辺の端部曲げモーメント ( $M_{Y1}$ )

$$M_{Y1} = -\frac{1}{24} \cdot w \cdot l_x^2$$

- ・長辺の中央部曲げモーメント ( $M_{Y2}$ )

$$M_{Y2} = \frac{1}{36} \cdot w \cdot l_X^2$$

・長辺のせん断力 ( $Q_Y$ )

$$Q_Y = 0.46 \cdot w \cdot l_X$$

ここで,

$l_X$  : 短辺有効スパン (m)

$l_Y$  : 長辺有効スパン (m)

$w$  : 等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$w_x = \frac{l_Y^4}{l_X^4 + l_Y^4} \cdot w$$

#### 4.5.3 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<sub>s</sub>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<sub>s</sub> : S<sub>s</sub>地震荷重 (燃料取替床レベルの 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)

##### 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

屋根面の固定荷重は面荷重として、天井クレーンは待機位置 (R<sub>J</sub> 通り側) 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 4-3~図 4-8 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。

#### 4.5.4 耐震壁

##### (1) 地震時面内せん断応力

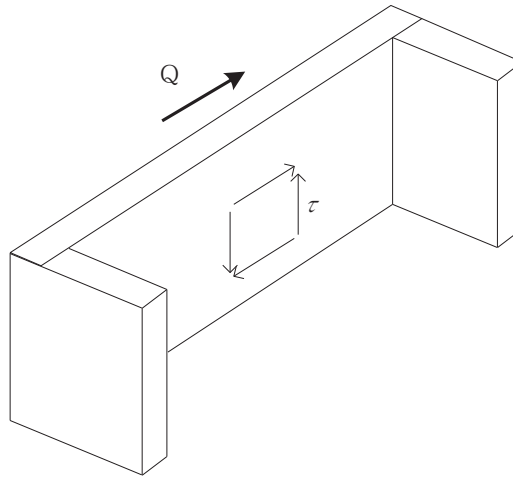
設計用地震荷重に対する耐震壁の面内せん断力に対して、耐震壁の有効せん断断面積により面内せん断応力度を評価する。

$$\tau = \frac{Q}{A_s}$$

ここで、 $\tau$  : 面内せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q$  : 面内せん断力 (N)

$A_s$  : 有効せん断断面積 (mm<sup>2</sup>)



(2) 地震時曲げモーメント及び軸力

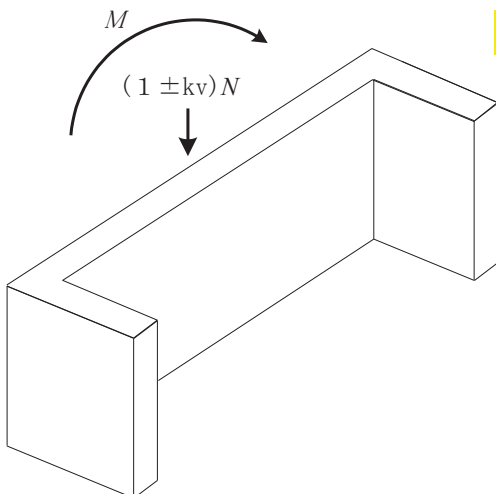
地震時曲げモーメントに対して、耐震壁の有効断面 2 次モーメントにより軸方向応力度を評価する。鉛直荷重に対しては、鉛直震度を考慮する。

$$\sigma_c = (1 + k_v) \sigma_o + \frac{M}{I} (\chi_n - t_c) \times 10^{-3} \quad (\text{ウェブ})$$

$$= (1 + k_v) \sigma_o + \frac{M}{I} \chi_n \times 10^{-3} \quad (\text{フランジ})$$

$$\sigma_t = (1 - k_v) \sigma_o - \frac{M}{I} (D - \chi_n - t_t) \times 10^{-3} \quad (\text{ウェブ})$$

$$= (1 - k_v) \sigma_o - \frac{M}{I} (D - \chi_n - \frac{t_t}{2}) \times 10^{-3} \quad (\text{フランジ})$$



ここで、

$\sigma_c$  : 軸方向最大圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_t$  : 軸方向最大引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_o$  : 鉛直荷重による平均軸圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M$  : 地震時曲げモーメント (kN・m)

$N$  : 長期軸力 (kN)

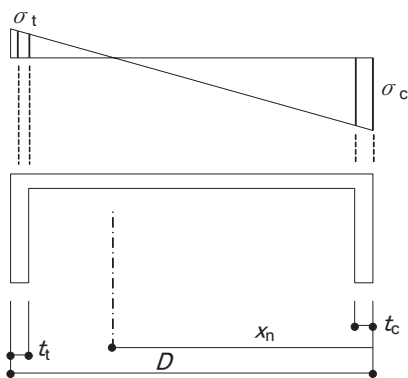
$I$  : 耐震壁の断面 2 次モーメント (m<sup>4</sup>)

$\chi_n$  : 曲げ材の圧縮縁から中立軸までの距離 (m)

$D$  : 曲げ材のせい (m)

$t_c$  : 圧縮側フランジ部分の厚さ (m)

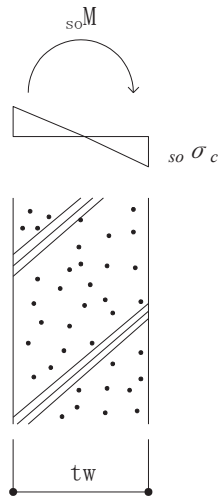
$t_t$  : 引張側フランジ部分の厚さ (m)



(3) 地震時土圧による面外応力

耐震壁で地震時土圧による面外曲げモーメントの生じる部分については、下式によりそれぞれコンクリートの最大圧縮応力度及び鉄筋の最大引張応力度を評価する。

$$s_o \sigma_c = \frac{s_o M}{Z}$$



ここで、

$s_o \sigma_c$  : コンクリートの最大圧縮応力度

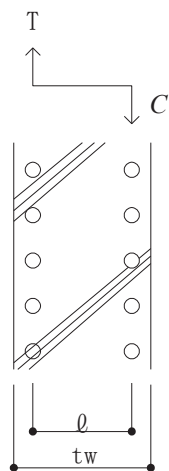
$s_o M$  : 土圧による面外曲げモーメント

$Z$  : 単位幅あたりの壁の面外断面係数  $\left( = \frac{b \cdot t_w^2}{6} \right)$

$b$  : 単位幅

$t_w$  : 壁の厚さ

$$s_o \sigma_t = \frac{s_o M}{\ell}$$



ここで、

$s_o \sigma_t$  : 鉄筋の最大引張応力度

$s_o M$  : 土圧による面外曲げモーメント

$\ell$  : 鉄筋の重心間距離

## 4.6 断面の評価方法

### 4.6.1 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。

$$\sigma_t = \frac{M}{a_t \cdot j}$$

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。

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

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。)

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

ここで、

- 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 4-7 に示す値 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $f_t$  : せん断補強筋の短期許容引張応力度で, 表 4-8 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。\*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

$a_w$  : 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。)

#### 4.6.2 床スラブ

床スラブの評価対象箇所は, 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設), 2 次しゃへい壁及び補助しゃへい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。

$$\sigma_t = \frac{M}{a_t \cdot j}$$

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。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot f_t \cdot (p_w - 0.002) \}$$

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)  
 α : 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。)

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

- 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 4-7 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 4-8 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。\*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

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。)

#### 4.6.3 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を確認する。

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、サブトラスの斜材、束材及び方杖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サブトラスが直交方向の変形を拘束しているため考慮しない。

(圧縮)

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1.0$$

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)

$$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1.0$$

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\* : 「技術基準解説書」に基づく鋼材の材料強度 (F 値の 1.1 倍) による。

#### 4.6.4 耐震壁

耐震壁の断面評価は、軸力及び曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート造長方形仮想柱として算定した必要鉄筋比が設計鉄筋比を超えないことを確認する。

なお、上記により算定した必要鉄筋比が設計鉄筋比を上回る場合には、地震時曲げモーメント及び軸力に対して、RC-N規準の柱式に準じて鉄筋の応力を算定し、各応力によって生じる鉄筋の応力度の和が鉄筋の許容応力度を超えないことを確認する。

## 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応答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応答せん断ひずみは  $1.62 \times 10^{-3}$  (NS 方向, IW-J 部,  $S_s - F3$ , ケース 5) 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応答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, 最大応答せん断ひずみのうち最も大きい値について, せん断スケルトンカーブ上にプロットした図を図 5-1 及び図 5-2 に示す。

表 5-1(1) 最大応答せん断ひずみ (NS 方向)

要素番号	最大応答せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	許容限界 ( $\times 10^{-3}$ )	要素番号	最大応答せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	許容限界 ( $\times 10^{-3}$ )
(1)	0.59	2.0	(17)	0.40	2.0
(2)	0.74		(18)	1.48	
(3)	0.68		(19)	1.51	
(4)	0.49		(20)	0.74	
(5)	0.65		(21)	0.96	
(6)	1.33		(22)	0.77	
(7)	1.62		(23)	0.52	
(8)	0.59		(24)	0.88	
(9)	0.78		(25)	0.72	
(10)	0.76		(26)	0.83	
(11)	0.55		(27)	0.77	
(12)	0.68		(28)	0.52	
(13)	0.16		(29)	0.79	
(14)	0.38		(32)	1.54	
(15)	0.41		(34)	1.43	
(16)	0.76				

注：ハッチングは各要素の最大応答せん断ひずみのうち最も大きい値を表示

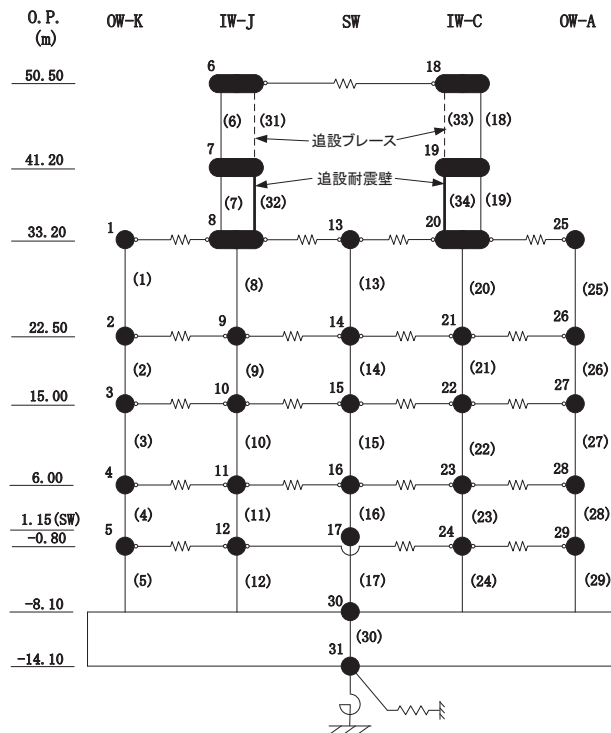
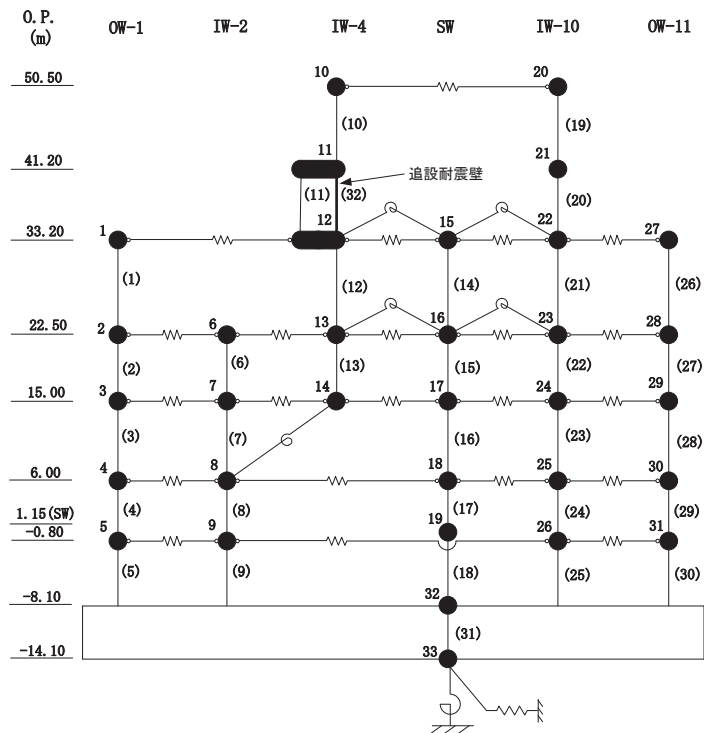
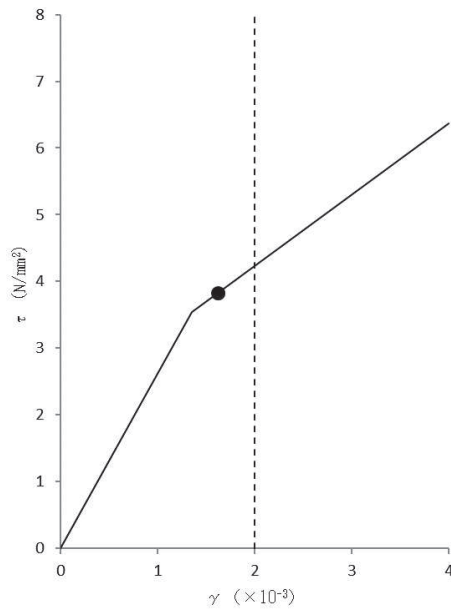


表 5-1(2) 最大応答せん断ひずみ (EW 方向)

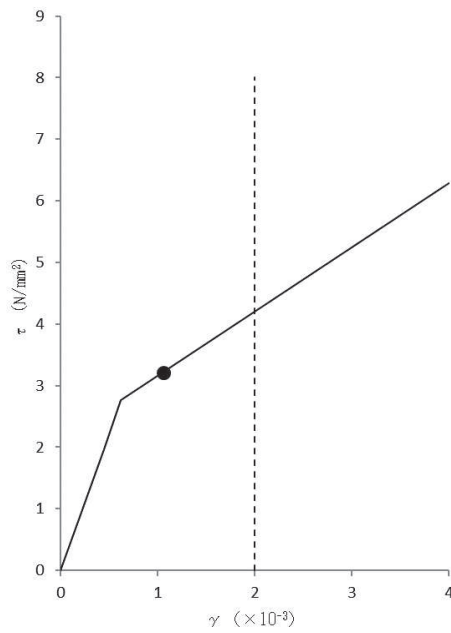
要素番号	最大応答せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	許容限界 ( $\times 10^{-3}$ )	要素番号	最大応答せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	許容限界 ( $\times 10^{-3}$ )
(1)	0.57	2.0	(17)	0.78	2.0
(2)	0.56		(18)	0.41	
(3)	0.71		(19)	1.06	
(4)	0.50		(20)	0.97	
(5)	0.64		(21)	0.51	
(6)	0.44		(22)	0.77	
(7)	0.77		(23)	0.66	
(8)	0.52		(24)	0.50	
(9)	0.68		(25)	0.72	
(10)	0.87		(26)	0.56	
(11)	0.98		(27)	0.77	
(12)	0.42		(28)	0.60	
(13)	0.50		(29)	0.52	
(14)	0.21		(30)	0.67	
(15)	0.39		(32)	0.97	
(16)	0.61				

注：ハッチングは各要素の最大応答せん断ひずみのうち最も大きい値を表示





(a) NS 方向 (S s - F 3, ケース 5, 要素番号(7))



(b) EW 方向 (S s - F 3, ケース 5, 要素番号(19))

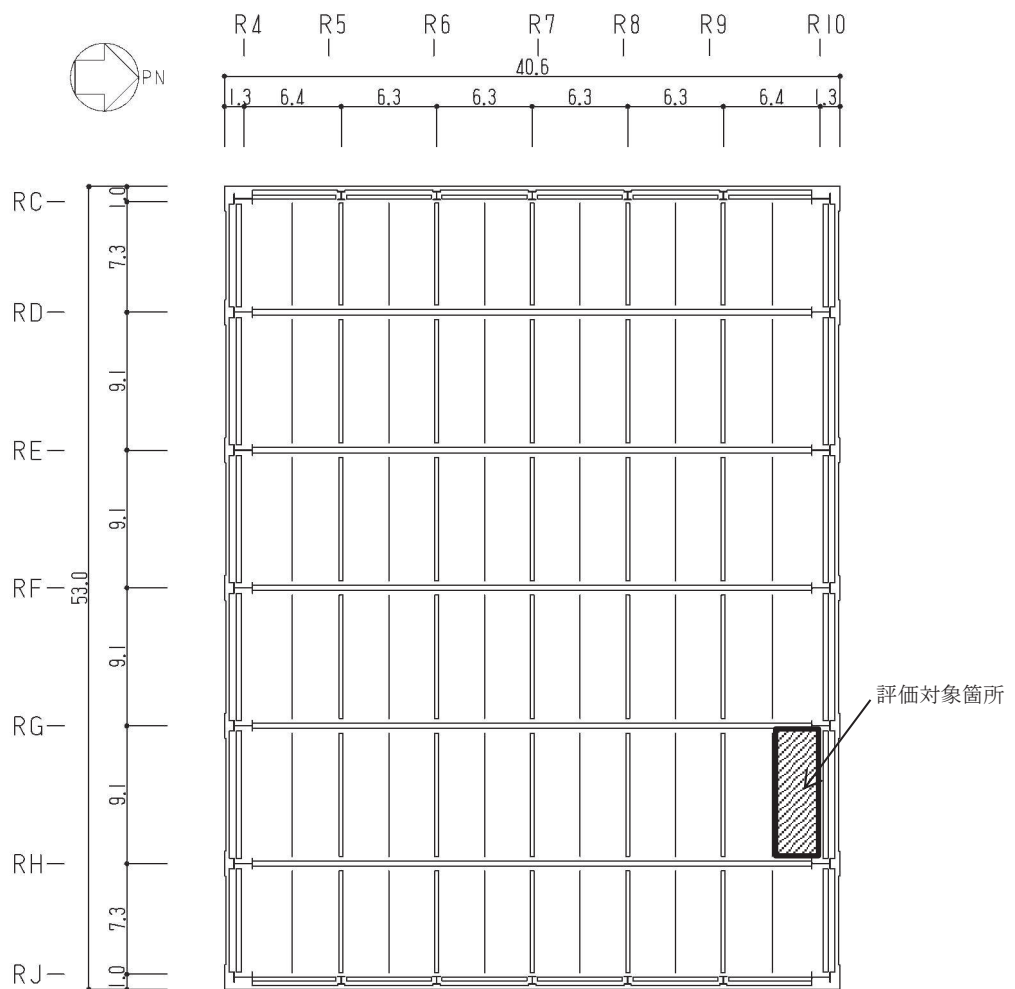
図 5-1 セン断スケルトンカーブ上の最大応答せん断ひずみ

6. 応力解析による評価結果

6.1 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 6-1 に示す。また、評価結果を表 6-1 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。



(単位：m)

RF, O.P. 50.5m

図 6-1 評価対象箇所（屋根スラブ）



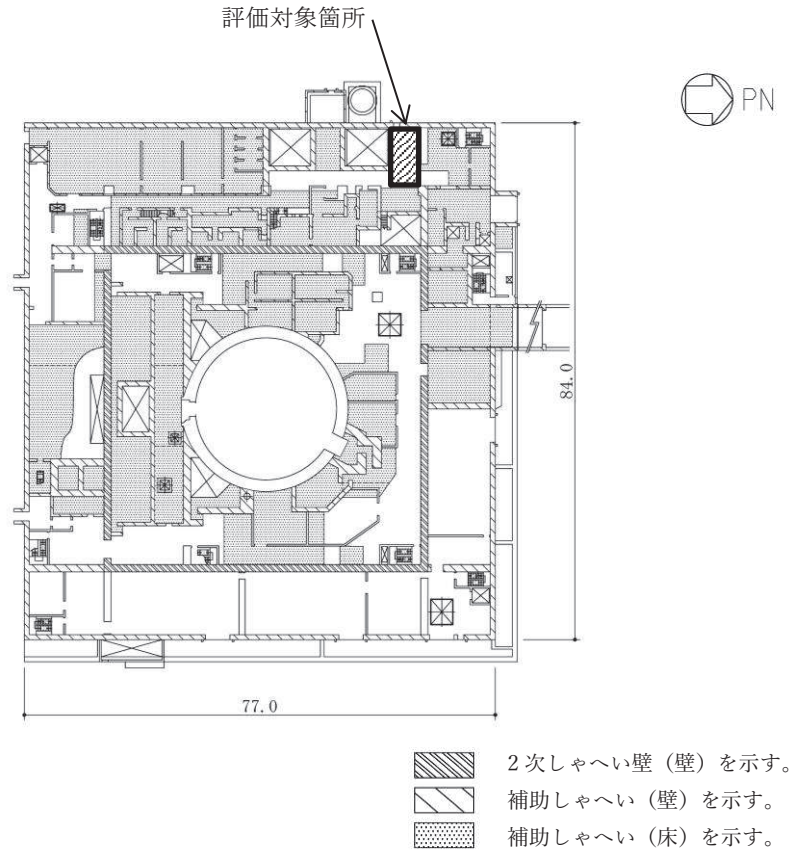
表 6-1 評価結果 (屋根スラブ)

O.P. (m)		50.5
厚さ t (mm)		170
有効せい d (mm)		106
配筋 (鉄筋断面積)		D16@200 (995mm <sup>2</sup> /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	25.1
	鉄筋応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	272
	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	345
	検定値	0.79
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	42.6
	せん断スパン比による 割増し係数 $\alpha$	1.00
	許容限界 (kN/m)	112.2
	検定値	0.38
判定		可

## 6.2 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 6-2 に示す。また、評価結果を表 6-2 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。



1F, O.P. 15.0m

図 6-2 評価対象箇所（床スラブ）

表 6-2 評価結果 (床スラブ)

O.P. (m)		15.0
厚さ t (mm)		500
有効せい d (mm)		431
配筋 (鉄筋断面積)	上ば筋	D19@200 (1435mm <sup>2</sup> /m)
	下ば筋	D19@200 (1435mm <sup>2</sup> /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	132
	鉄筋応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	244
	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	345
	検定値	0.71
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	322
	せん断スパン比による 割増し係数 $\alpha$	2.00
	許容限界 (kN/m)	912
	検定値	0.36
判定		可

### 6.3 屋根トラスの評価結果

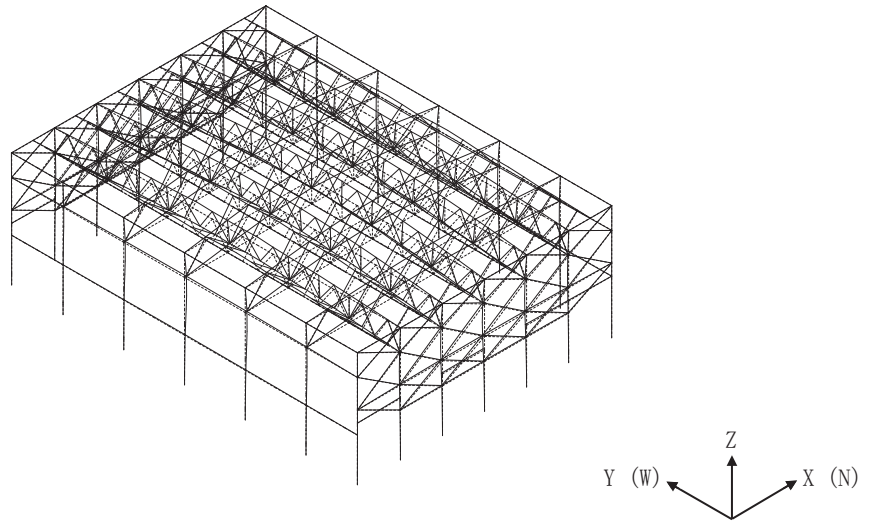
#### 6.3.1 固有値解析結果

屋根トラスの固有値解析結果を表 6-3 及び図 6-3 に示す。

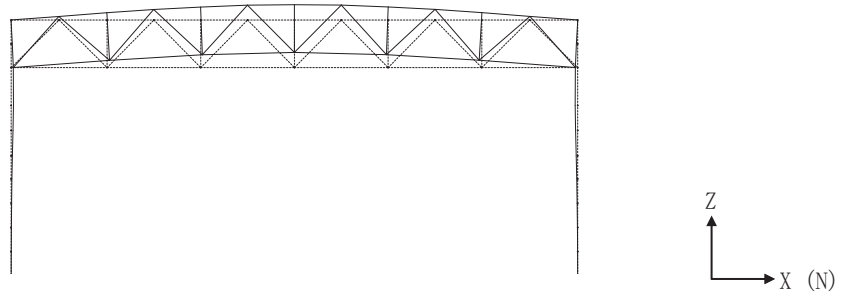
1 次固有振動数は鉛直方向で 3.60Hz, 水平方向で 6.16Hz (EW 方向), 6.64Hz (NS 方向) となる。

表 6-3 固有値解析結果

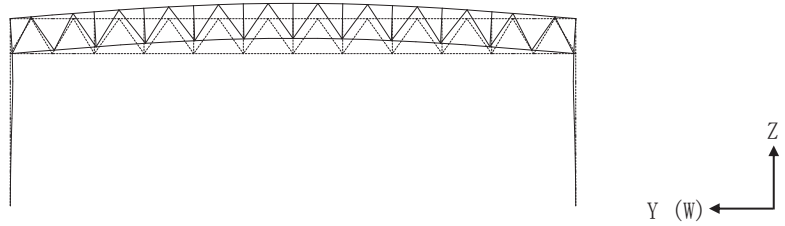
次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数			備考
			水平方向 (NS)	水平方向 (EW)	鉛直方向 (UD)	
1	3.60	0.278	0.011	0.005	1.567	鉛直方向1次
2	5.65	0.177	0.101	-0.148	0.005	
3	6.07	0.165	0.953	-0.008	0.028	
4	6.16	0.162	-0.055	-1.527	0.012	EW方向1次
5	6.40	0.156	-0.150	-0.366	-0.051	
6	6.43	0.156	-0.096	-0.023	0.151	
7	6.58	0.152	0.458	-1.190	-0.016	
8	6.61	0.151	-1.606	-0.733	-0.042	
9	6.64	0.151	-3.310	0.227	-0.036	NS方向1次
10	6.71	0.149	-1.515	-0.121	-0.019	



(a) 鳥瞰図

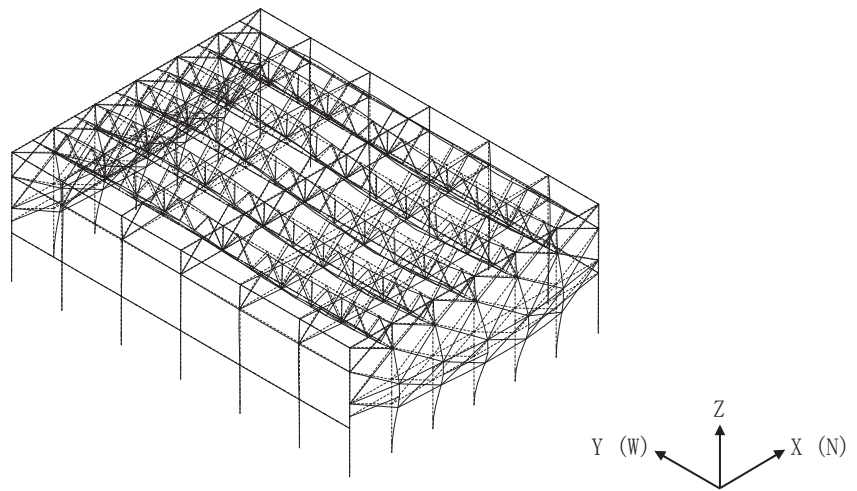


(b) XZ 面

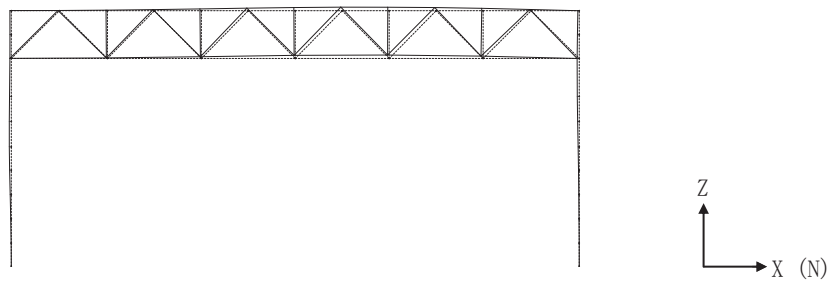


(c) YZ 面

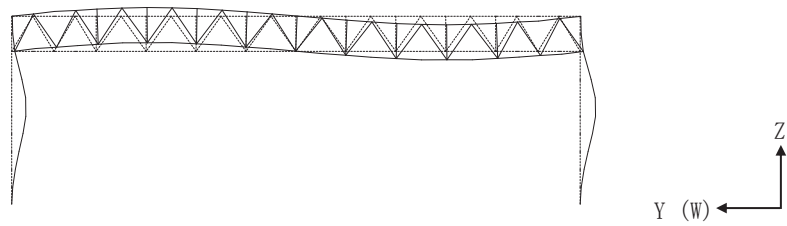
図 6-3(1) 固有モード図  
(鉛直方向 1 次)



(a) 鳥瞰図

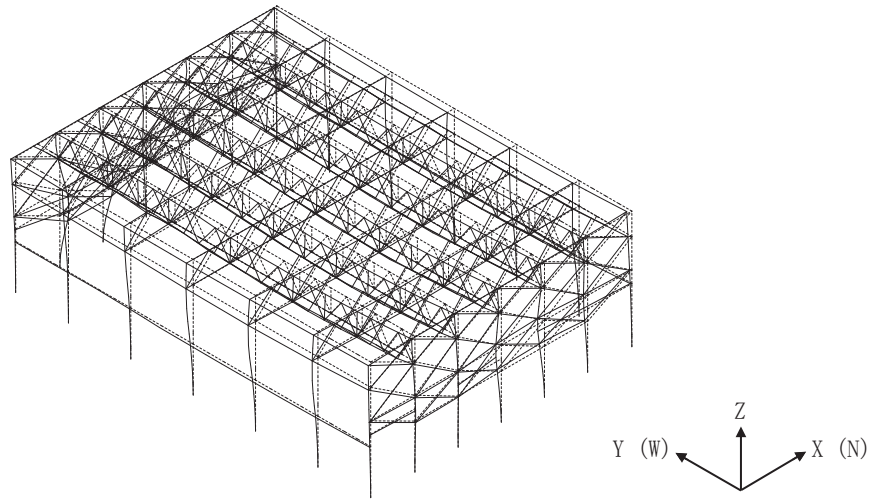


(b) XZ 面

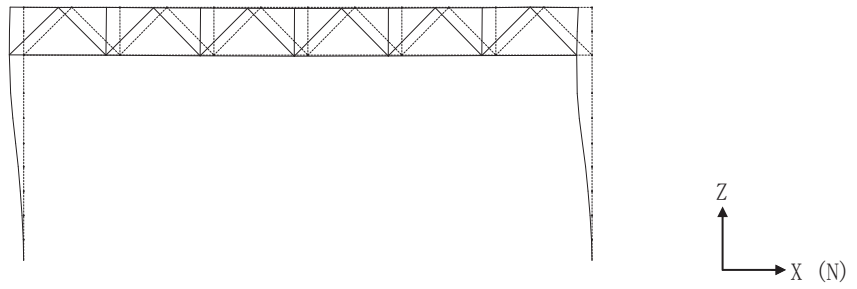


(c) YZ 面

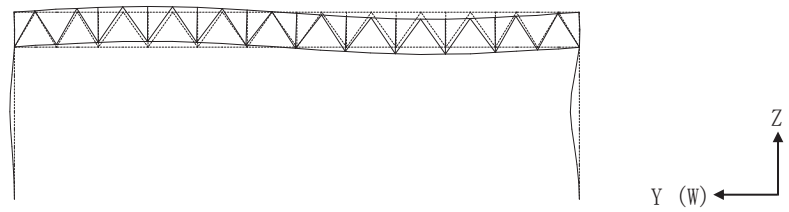
図 6-3(2) 固有モード図  
(EW 方向 1 次)



(a) 鳥瞰図



(b) XZ 面



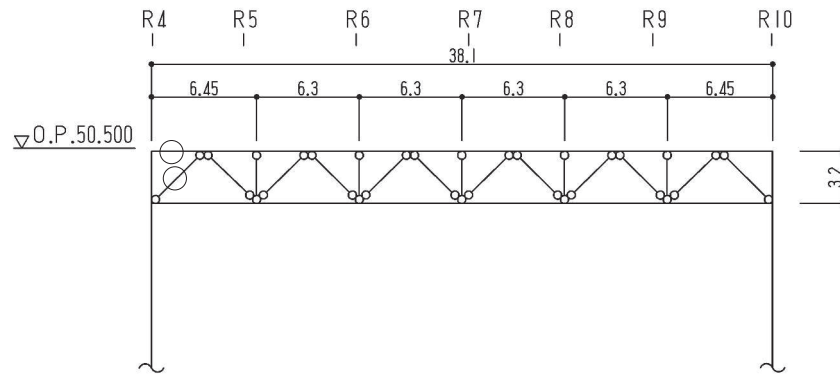
(c) YZ 面

図 6-3(3) 固有モード図  
(NS 方向 1 次)

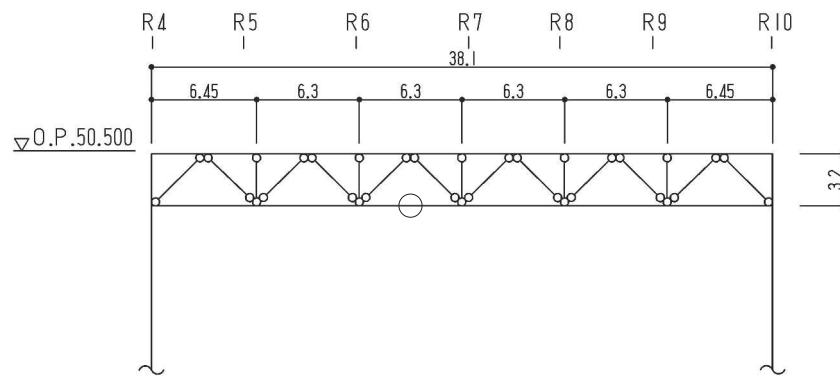
### 6.3.2 断面の評価結果

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 6-4～図 6-7 に示す。また、断面算定結果を表 6-4～表 6-7 に示す。

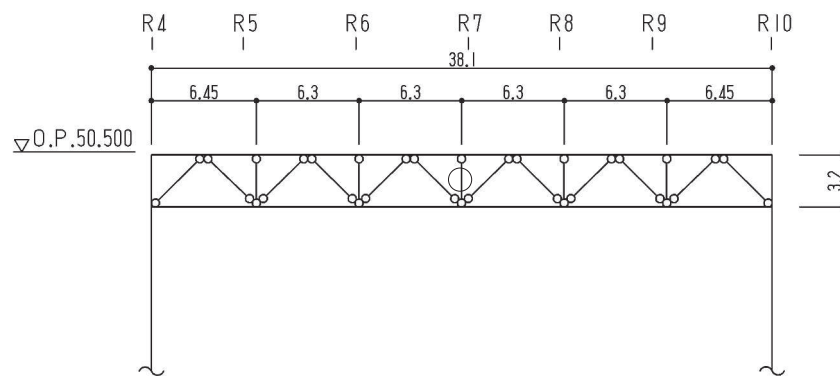
屋根トラスの各部材における発生応力度が許容限界を超えないことを確認した。



(a) 主トラス： $R_E$  通り



(b) 主トラス： $R_F$  通り



(c) 主トラス： $R_G$  通り

○：最大応力発生箇所を示す。

(単位：m)

図 6-4 評価対象箇所 (主トラス)



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

部材 (種類)		上弦材	
位置		<sub>R</sub> 4 通り <sub>R</sub> 5 通り間	
ケース		S <sub>s</sub> -D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		765	78.7
M (kN・m)		120	120
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	44.0	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	4.53
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	52.2	52.2
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	357
	$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.28 (<1.0)	—
$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.17 (<1.0)	
判定		可	可

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

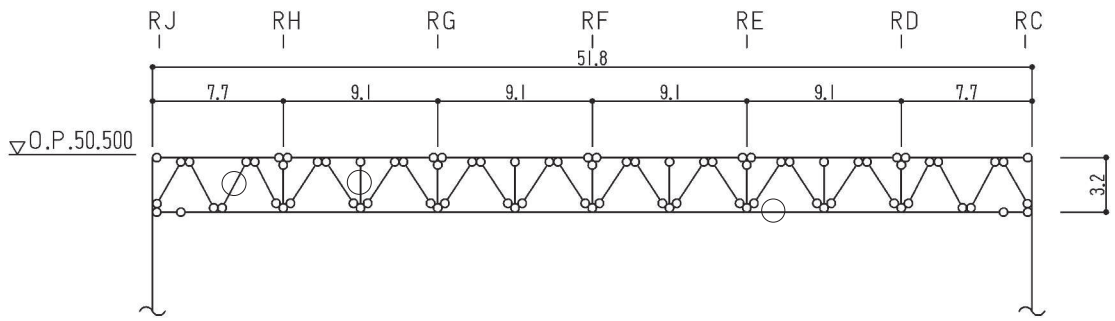
部材 (種類)		下弦材	
位置		<sub>R</sub> 6 通り <sub>R</sub> 7 通り間	
ケース		S <sub>s</sub> -D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		4350	981
M (kN・m)		58.2	58.2
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	250	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	56.4
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	25.3	25.3
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	280
	$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.79 (<1.0)	—
$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.29 (<1.0)	
判定		可	可

表 6-4(3) 断面算定結果 (主トラス :  $R_E$  通り)

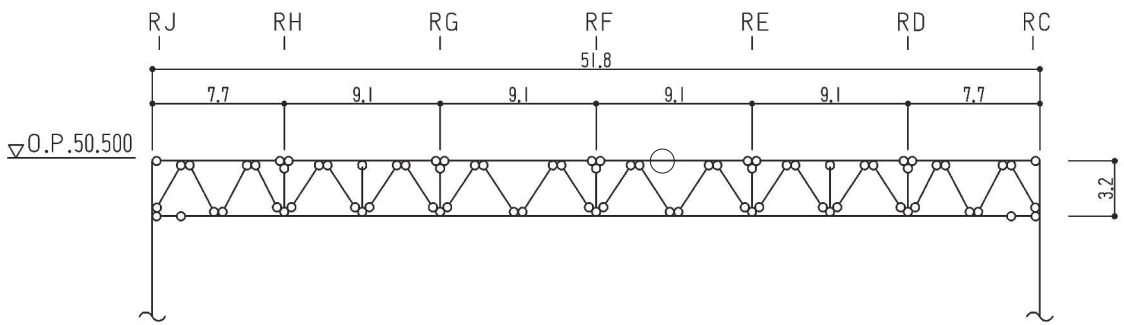
部材 (種類)		斜材	
位置		$R_4$ 通り $R_5$ 通り間	
ケース		S s - D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	2CTs - 175 × 350 × 12 × 19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		126	3170
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	7.25	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	182
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	300
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.03 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.61 (< 1.0)
判定		可	可

表 6-4(4) 断面算定結果 (主トラス :  $R_G$  通り)

部材 (種類)		束材	
位置		$R_7$ 通り	
ケース		S s - D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	2CTs - 100 × 200 × 8 × 12	
	種別	SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		132	290
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	20.8	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	45.6
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	262
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.06 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.18 (< 1.0)
判定		可	可



(a) サブトラス : **r7 通り**



(b) サブトラス : **r9 通り**

○ : 最大応力発生箇所を示す。

(単位 : m)

図 6-5 評価対象箇所 (サブトラス)

O 2 ⑤ VI-2-9-3-1 R 1

表 6-5(1) 断面算定結果 (サブトラス : R9 通り)

部材 (種類)		上弦材	
位置		RE 通り RF 通り間	
ケース		S s - D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	H-250×250×9×14	
	種別	SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		35.9	174
M (kN・m)		117	117
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	3.89	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	18.9
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	135	135
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	258
	$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.55 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.61 (<1.0)
判定		可	可

表 6-5(2) 断面算定結果 (サブトラス : R7 通り)

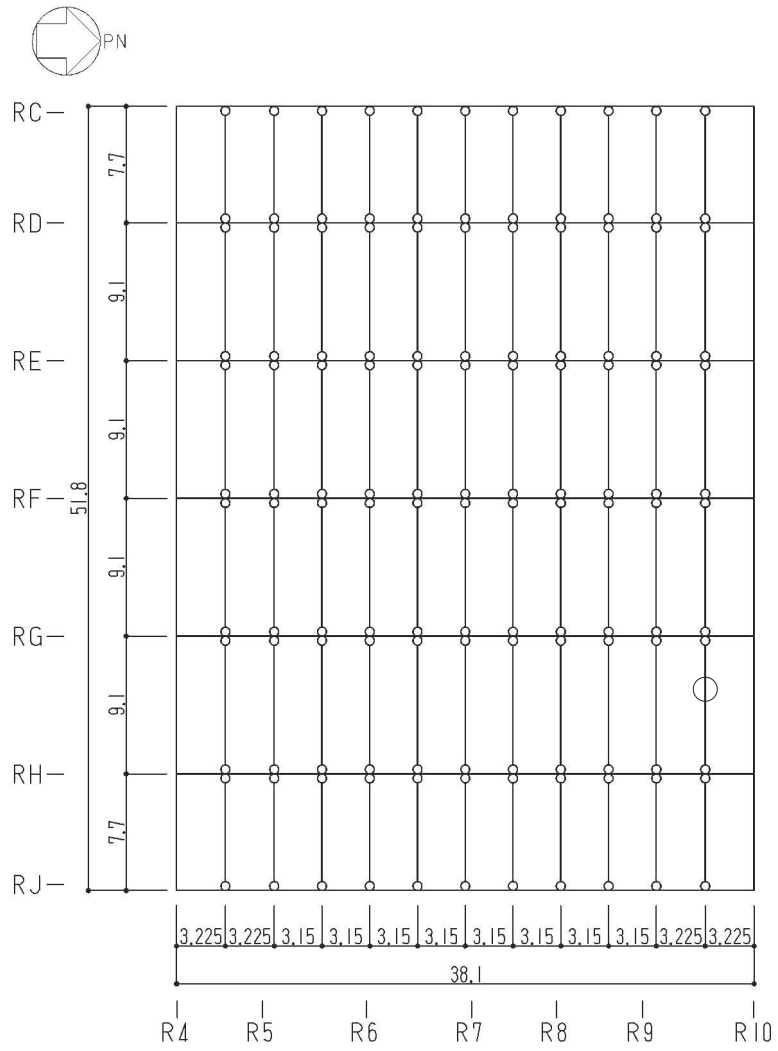
部材 (種類)		下弦材	
位置		RD 通り RE 通り間	
ケース		S s - D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	PL-19×601+PL-25×550+2PL-19×344	
	種別	SN490B	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		6170	2350
M (kN・m)		341	341
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	180	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	68.6
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	84.6	84.6
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	353
	$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.75 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.44 (<1.0)
判定		可	可

表 6-5(3) 断面算定結果 (サブトラス : R7 通り)

部材 (種類)		斜材	
位置		RH 通り RJ 通り間	
ケース		S s - D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	2Ls-90×90×10+2Ls-250×90×10×15	
	種別	SS41(SS400 相当), SS400	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		577	1950
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	53.0	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	179
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	226
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.21 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.80 (<1.0)
判定		可	可

表 6-5(4) 断面算定結果 (サブトラス : R7 通り)

部材 (種類)		束材	
位置		RG 通り RH 通り間	
ケース		S s - D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	4Ls-90×90×6	
	種別	SS400	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		117	209
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	27.7	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	49.5
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	219
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.11 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.23 (<1.0)
判定		可	可



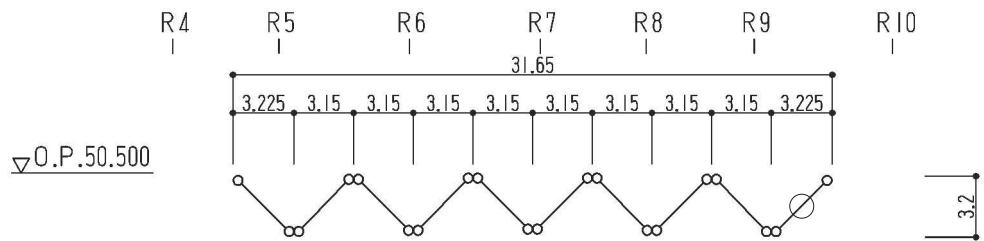
○：最大応力発生箇所を示す。  
(単位：m)

図 6-6 評価対象箇所 (母屋：O.P. 50.5m)

表 6-6 断面算定結果 (母屋 :  $R_9$  通り  $R_{10}$  通り間)

部材 (種類)		母屋	
位置		$R_G$ 通り $R_H$ 通り間	
ケース		S s - D 1, ケース 2	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16	
	種別	SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		46.3	99.9
M (kN・m)		350	350
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	3.40	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	7.35
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	177	177
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	258
	$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.71 (< 1.0)	—
$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.72 (< 1.0)	
判定		可	可

O 2 ⑤ VI-2-9-3-1 R 1



○ : 最大応力発生箇所を示す。

(単位 : m)

図 6-7 評価対象箇所 (方杖 :  $R_H$  通り  $R_J$  通り間)

表 6-7 断面算定結果（方杖： $R_H$  通り  $R_J$  通り間）

部材（種類）		方杖	
位置		$R_9$ 通り $R_{10}$ 通り間	
ケース		S s - D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	2Ls - 130 × 130 × 9	
	種別	SS400	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		274	472
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	60.2	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	104
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	156
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.24 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.67 (< 1.0)
判定		可	可



#### 6.4 耐震壁の評価結果

耐震壁の評価結果を表 6-8 に示す。

設計用地震力に対して、必要鉄筋比が設計鉄筋比を超えないことを確認した。

表 6-8 評価結果 (2 階)

O. P. (m)		22.5~33.2
壁位置 (通り)		R10
壁厚(mm)		1000
せん断断面積(m <sup>2</sup> )		53.00
配筋	縦筋配筋	4-D29@200
	縦筋設計鉄筋比 P <sub>g</sub> (%)	1.284
	横筋配筋	2-D29@200 2-D29@400
	横筋設計鉄筋比 P <sub>g</sub> (%)	0.963
せん断に対する検討	せん断力 Q (×10 <sup>3</sup> kN)	12.4
	鉄筋応力度 $s\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	195
	許容限界 $s f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	345
曲げモーメントに対する検討	曲げモーメント M (×10 <sup>5</sup> kN・m)	32.1
	軸力 N (×10 <sup>3</sup> kN)	36.1
	鉄筋応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	135
	許容限界 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	345
$\sigma_t / f_t + s\sigma_t / s f_t$		0.96
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) 「鉄筋コンクリート構造計算用資料集」( (社)日本建築学会, 2002 年)

別紙 1 大物搬入口躯体の耐震性についての計算書

## 目 次

(I) 大物搬入口躯体の地震応答計算書.....	別紙 1- 1
1. 概要.....	別紙 1- 2
2. 基本方針.....	別紙 1- 3
2.1 位置.....	別紙 1- 3
2.2 構造概要.....	別紙 1- 5
2.3 評価方針.....	別紙 1- 8
2.4 適用規格・基準等.....	別紙 1-10
3. 解析方法.....	別紙 1-11
3.1 設計に用いる地震波.....	別紙 1-11
3.2 地震応答解析モデル.....	別紙 1-12
3.3 入力地震動.....	別紙 1-16
3.4 解析方法.....	別紙 1-39
3.4.1 動的解析.....	別紙 1-39
3.4.2 静的解析.....	別紙 1-39
3.4.3 必要保有水平耐力.....	別紙 1-40
3.5 解析条件.....	別紙 1-41
3.5.1 建物・構築物の復元力特性.....	別紙 1-41
3.5.2 材料物性の不確かさ.....	別紙 1-49
4. 解析結果.....	別紙 1-52
4.1 動的解析.....	別紙 1-52
4.1.1 固有値解析結果.....	別紙 1-52
4.1.2 応答解析結果.....	別紙 1-52
4.2 静的解析.....	別紙 1-63
4.3 必要保有水平耐力.....	別紙 1-64

(Ⅱ) 大物搬入口躯体の耐震性についての計算書.....	別紙 1- 65
1. 概要.....	別紙 1- 66
2. 基本方針.....	別紙 1- 67
2.1 位置.....	別紙 1- 67
2.2 構造概要.....	別紙 1- 69
2.3 評価方針.....	別紙 1- 76
2.4 適用規格・基準等.....	別紙 1- 80
3. 地震応答解析による評価方法.....	別紙 1- 81
4. 応力解析による評価方法.....	別紙 1- 84
4.1 評価対象部位及び評価方針.....	別紙 1- 84
4.1.1 耐震壁.....	別紙 1- 85
4.1.2 屋根スラブ.....	別紙 1- 86
4.1.3 フレーム構造部（扉部）.....	別紙 1- 87
4.2 荷重及び荷重の組合せ.....	別紙 1- 88
4.2.1 耐震壁.....	別紙 1- 88
4.2.2 屋根スラブ.....	別紙 1- 89
4.2.3 フレーム構造部（扉部）.....	別紙 1- 90
4.3 許容限界.....	別紙 1- 91
4.4 解析モデル及び諸元.....	別紙 1- 94
4.4.1 耐震壁.....	別紙 1- 94
4.4.2 屋根スラブ.....	別紙 1- 96
4.4.3 フレーム構造部（扉部）.....	別紙 1- 97
4.5 評価方法.....	別紙 1- 99
4.5.1 応力解析方法.....	別紙 1- 99
4.5.2 断面の評価方法.....	別紙 1-105
5. 地震応答解析による評価結果.....	別紙 1-108
5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果.....	別紙 1-108
5.1.1 S s 地震時.....	別紙 1-108
5.2 フレーム構造部（一般部）.....	別紙 1-109
5.2.1 S s 地震時.....	別紙 1-109
5.3 保有水平耐力.....	別紙 1-110
6. 応力解析による評価結果.....	別紙 1-111
6.1 耐震壁の評価結果.....	別紙 1-111
6.2 屋根スラブの評価結果.....	別紙 1-114
6.3 フレーム構造部（扉部）の評価結果.....	別紙 1-116

( I ) 大物搬入口躯体の地震応答計算書

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」及び添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち添付書類「VI-1-1-2-1-1 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」に基づく大物搬入口躯体の地震応答解析について説明するものである。

地震応答解析により算出した各種応答値及び静的地震力は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に示す建物・構築物の設計用地震力として用いる。また、必要保有水平耐力については建物・構築物の構造強度の確認に用いる。



## 2. 基本方針

### 2.1 位置

大物搬入口躯体は、原子炉建屋の一部を構成している。大物搬入口躯体を含む原子炉建屋の設置位置を図 2-1 に、原子炉建屋における大物搬入口躯体の設置位置を図 2-2 に示す。

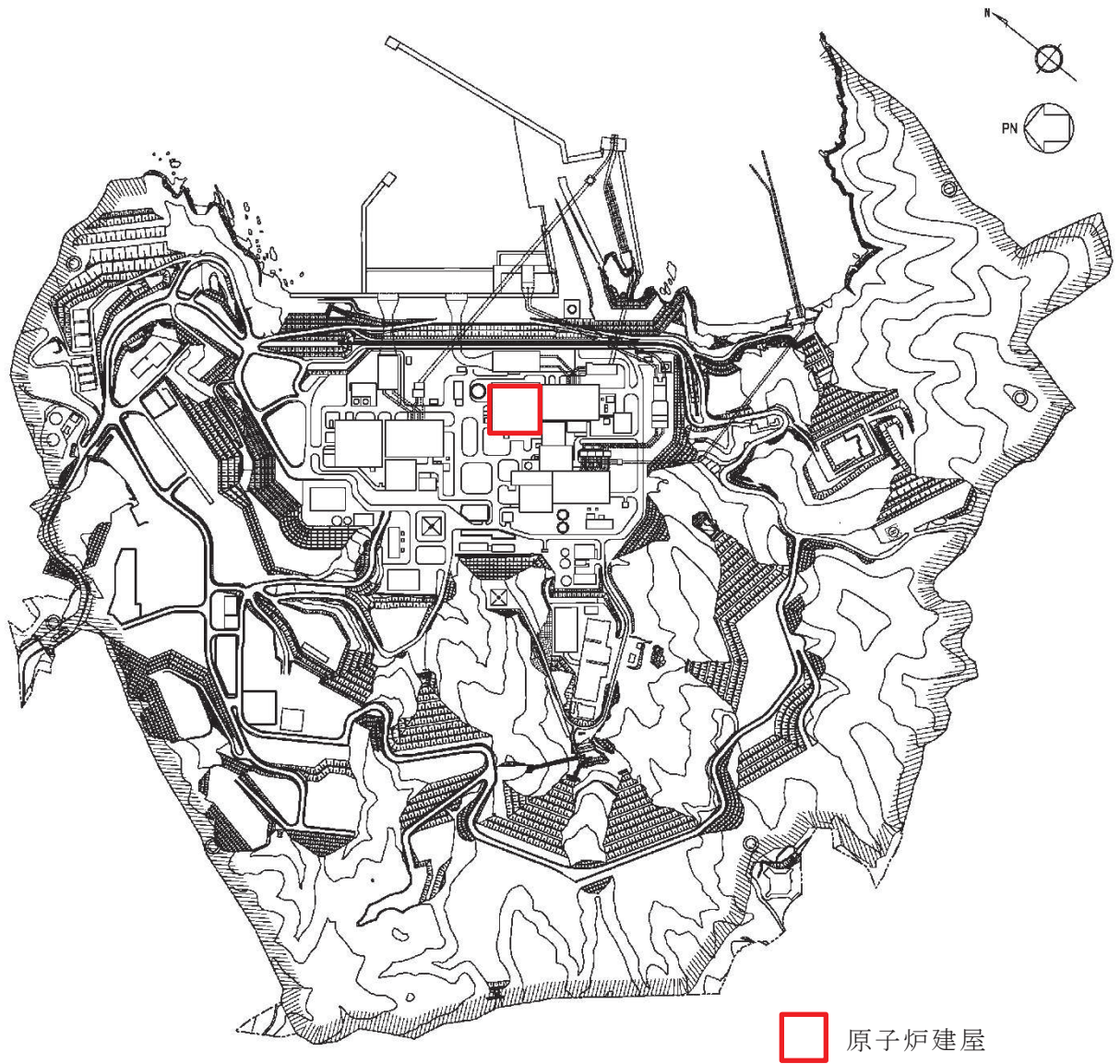


図 2-1 原子炉建屋の設置位置

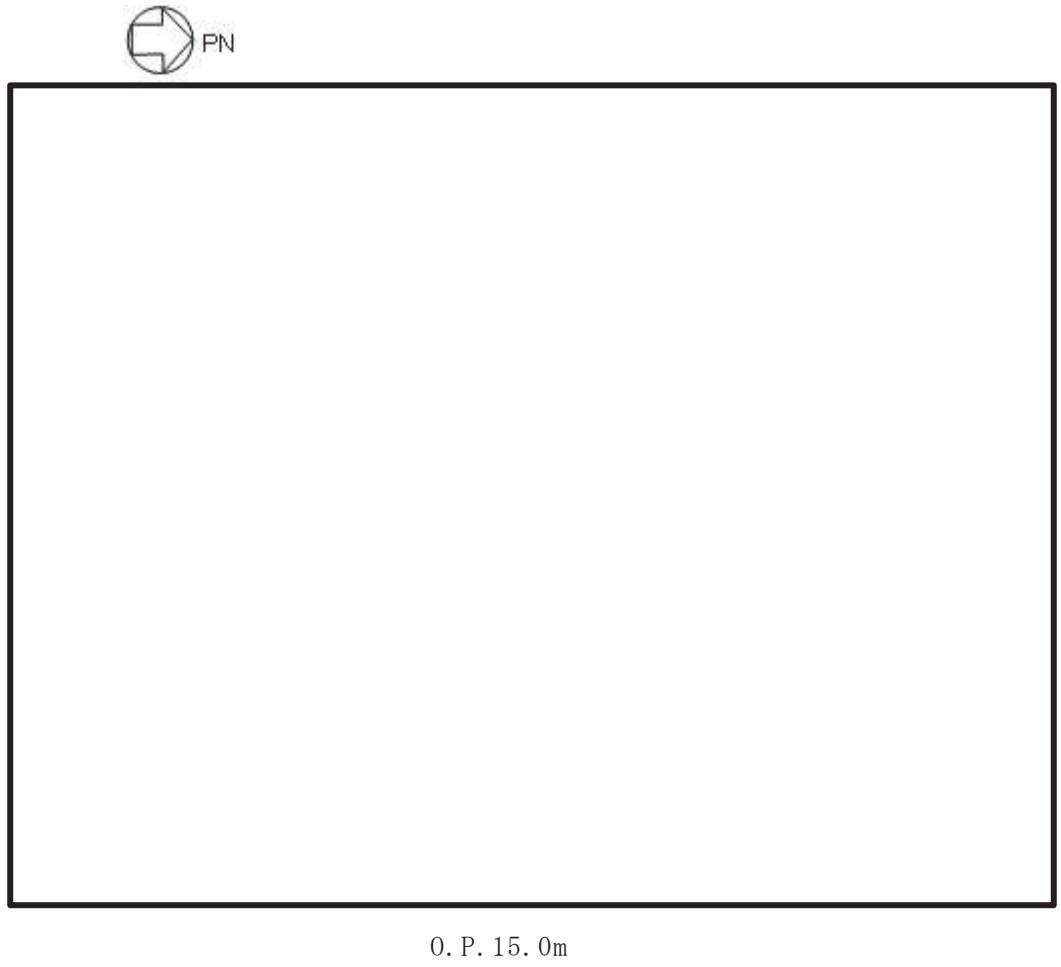


図 2-2 大物搬入口躯体の設置位置

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

## 2.2 構造概要

大物搬入口躯体は、原子炉建屋 1 階の北側に位置し、基礎スラブ、耐震壁及び屋根スラブからなる箱型の鉄筋コンクリート構造物である。地上高さは 8.1m であり、平面は長さ 12.2m (NS 方向) × 幅 11.5m (EW 方向)\* である。

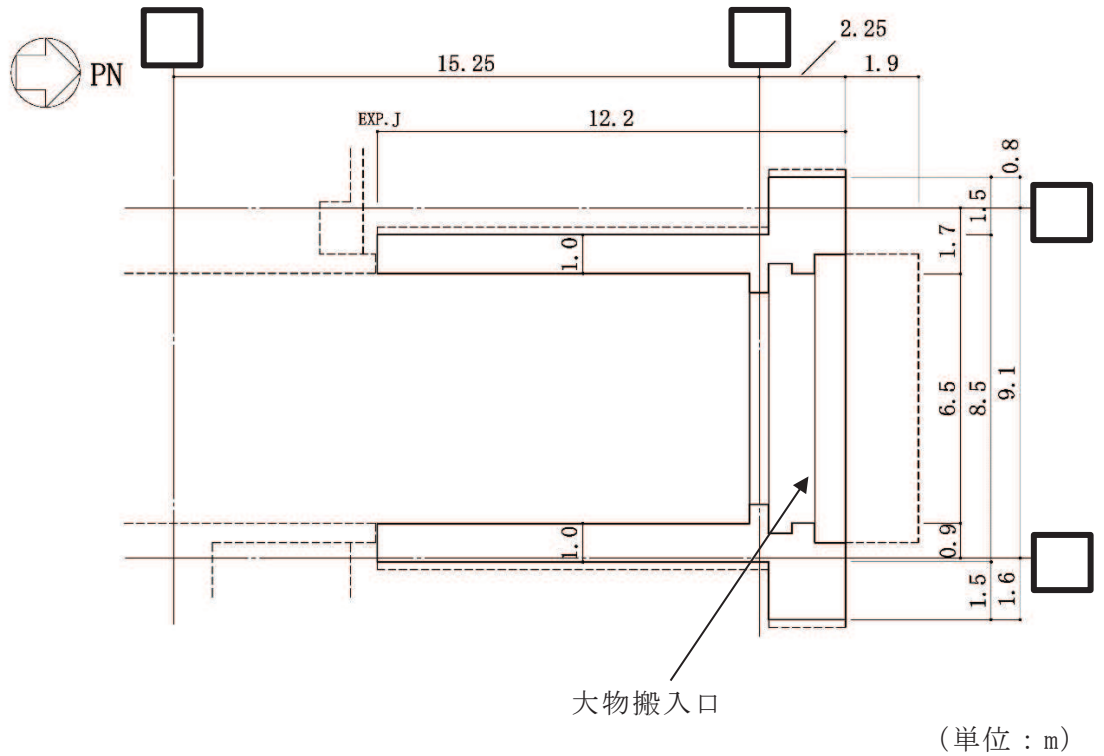
建屋の構造は鉄筋コンクリート造であり、その主たる耐震要素は耐震壁である。

大物搬入口躯体の基礎は、厚さ 2.0m のべた基礎で、原子炉建屋の支持地盤上に配置されたマンメイドロック上に設置されており、原子炉建屋と一体化している。また、耐震壁及び屋根スラブは原子炉建屋とエキスパンションジョイント（以下「EXP. J」という。）を介して接続しており、構造的に分離している。なお、大物搬入口躯体については、耐震性向上の観点から、耐震補強を行うこととし、耐震補強を考慮した評価を行う。耐震補強は、既存耐震壁及び屋根スラブの増厚、大物搬入口周囲の柱・はりフレームの構築により行う。

地震力に対しては、NS 方向では東西に設置されている耐震壁（面内方向）を主な耐震要素として、EW 方向では同耐震壁（面外方向）及び屋根スラブで構成されるフレームを主な耐震要素として設計している。また、大物搬入口取付部は、柱及びはりによるフレーム構造としている。

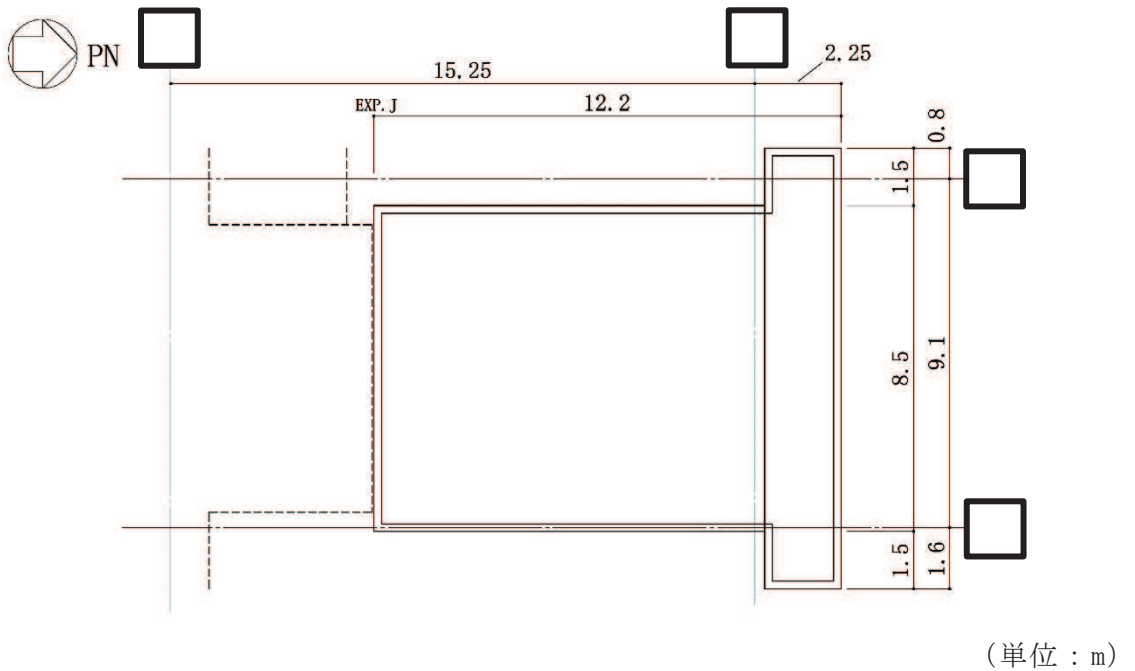
大物搬入口躯体の概略平面図及び概略断面図を図 2-3 及び図 2-4 に示す。

注記\* : 寸法は壁外面押えとする。



注：破線は基礎スラブ及び原子炉建屋の外形を示す。

図 2-3(1) 大物搬入口躯体の概略平面図 (1F, O.P. \* 15.0m)

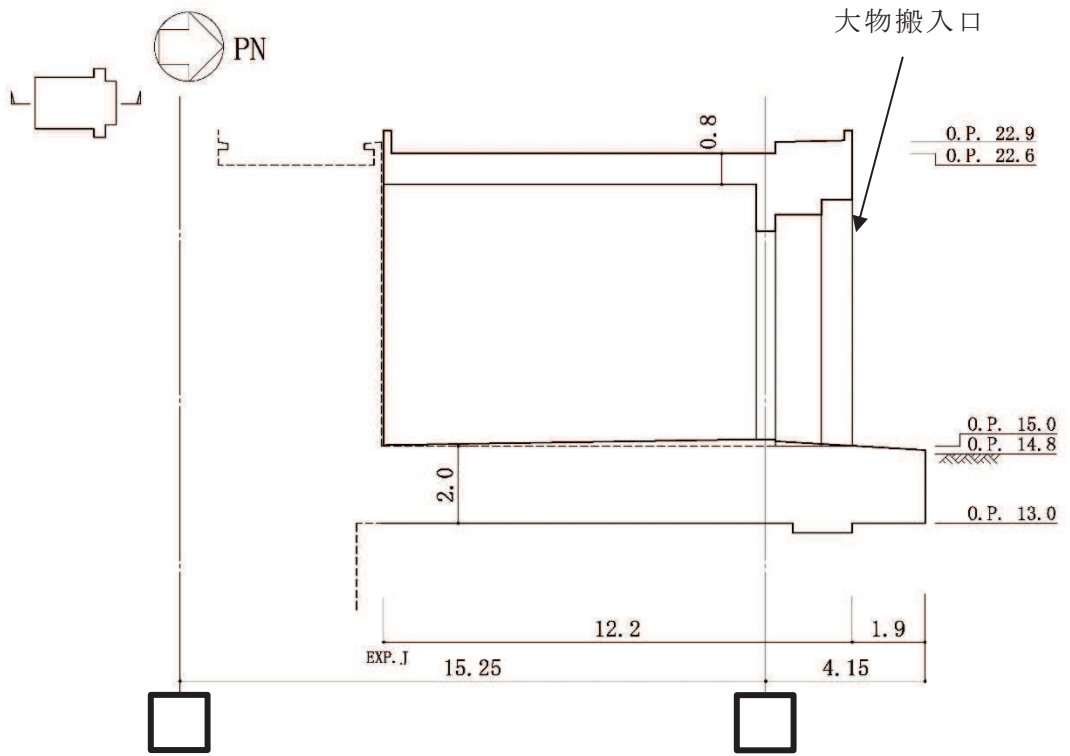


注：破線は基礎スラブ及び原子炉建屋の外形を示す。

図 2-3(2) 大物搬入口躯体の概略平面図 (RF, O.P. \* 22.6m)

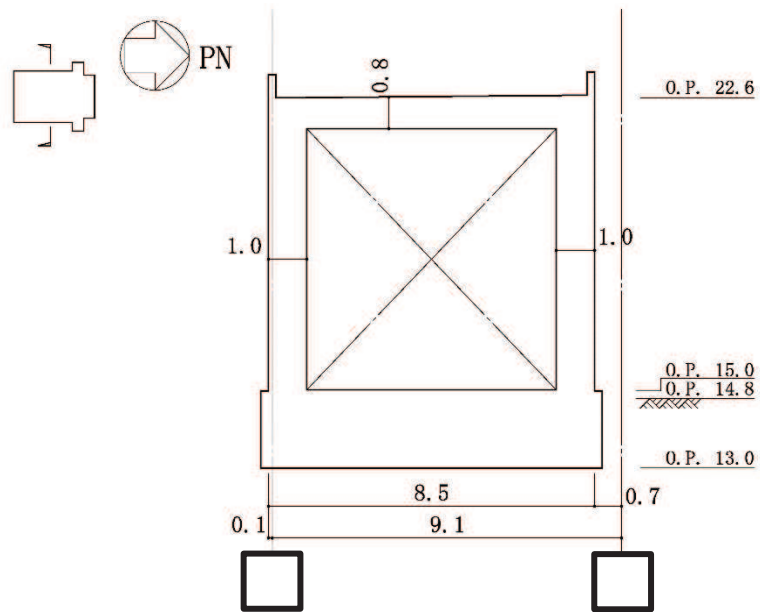
注記\* : 0.P. は女川原子力発電所工事用基準面であり、東京湾平均海面 (T.P.)-0.74m である。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位 : m)

図 2-4(1) 大物搬入口躯体の概略断面図 (NS 方向)



(単位 : m)

図 2-4(2) 大物搬入口躯体の概略断面図 (EW 方向)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

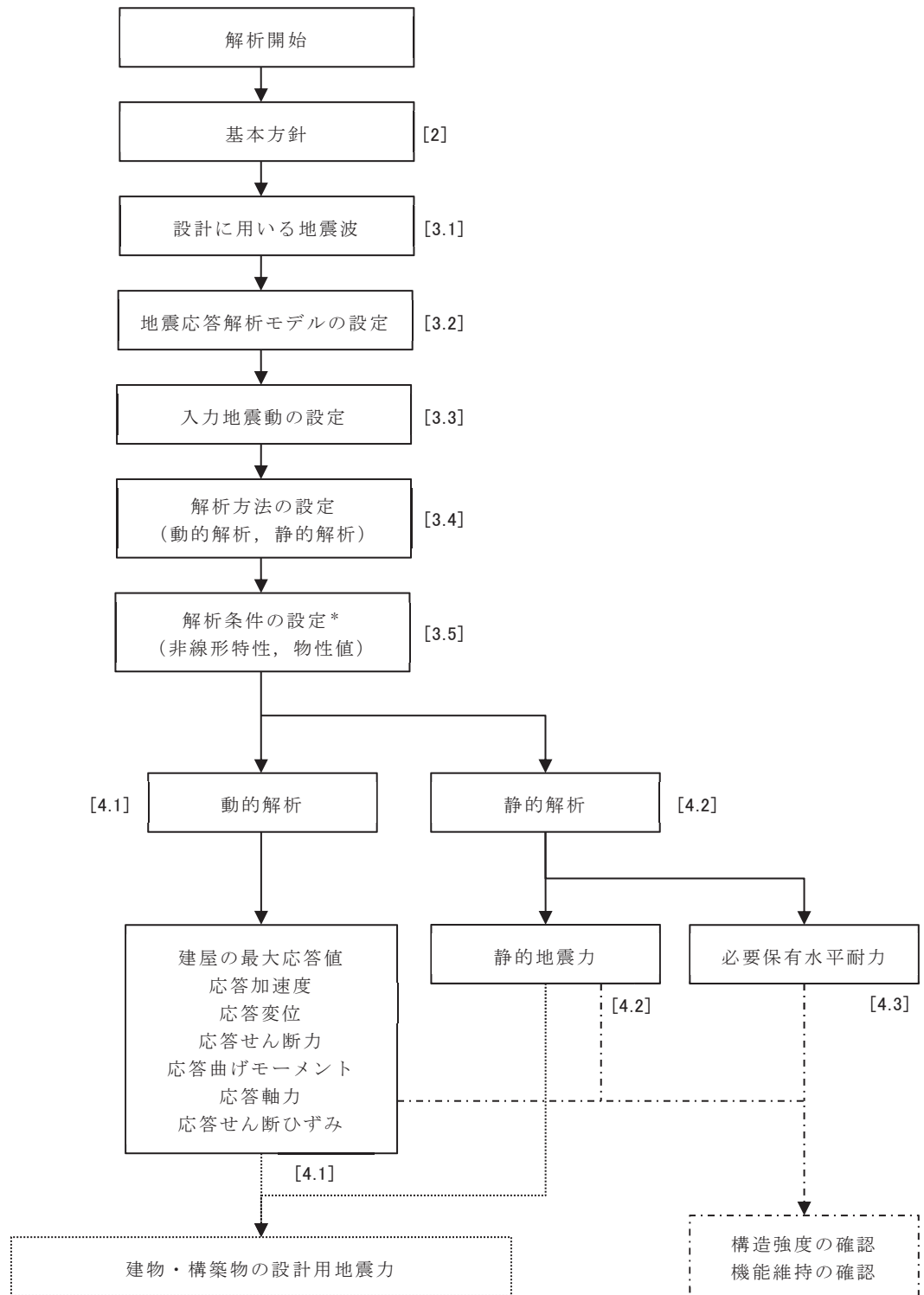
### 2.3 評価方針

大物搬入口躯体の地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

地震応答解析フローを図 2-5 に示す。

地震応答解析は、「3.1 設計に用いる地震波」及び「3.2 地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデルと「3.3 入力地震動」において設定した入力地震動を用いて実施することとし、「3.4 解析方法」及び「3.5 解析条件」に基づき、「4.1 動的解析」においては、材料物性の不確かさを考慮した建屋の各種応答値を算出する。

「4.2 静的解析」においては静的地震力を、「4.3 必要保有水平耐力」においては必要保有水平耐力を算出する。



注 : [ ]内は、本資料における章番号を示す。

注記\* : 材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-5 地震応答解析フロー

## 2.4 適用規格・基準等

大物搬入口躯体の地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- ・ 日本建築学会 1988 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- ・ 日本建築学会 1999 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）
- ・ 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）
- ・ 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）（以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。）
- ・ 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）（以下「技術基準解説書」という。）



### 3. 解析方法

#### 3.1 設計に用いる地震波

大物搬入口躯体の地震応答解析モデルは、大物搬入口躯体の基礎版が原子炉建屋の1階床スラブと一体となっていることから、基礎版上端（O.P.15.0m）を固定とする基礎固定モデルとする。このモデルへの入力地震動は、添付書類「VI-2-1-2 基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  の策定概要」に示す基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  を用いた原子炉建屋の地震応答解析結果のうち、原子炉建屋1階の床応答波形を用いる。基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  として作成した地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」と同一である。

### 3.2 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき、水平方向及び鉛直方向それぞれについて設定する。

地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値を表 3-1 に示す。大物搬入口躯体は既設部と新設部が一体となった構造であることを踏まえ、基本ケースでは新設部の物性値とする。

表 3-1 建物・構築物の物性値

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 (%)	備考
鉄筋コンクリート コンクリート： F <sub>c</sub> = 33 (N/mm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD345, SD490	2.52 × 10 <sup>4</sup>	1.05 × 10 <sup>4</sup>	5	新設部の設計値

注：既設部のコンクリートの設計基準強度 F<sub>c</sub> は 32.4N/mm<sup>2</sup> (330kgf/cm<sup>2</sup>) である。

(1) NS 方向

NS 方向の地震応答解析モデルは、大物搬入口躯体の基礎版が原子炉建屋の 1 階床スラブと一体となっていることから、基礎版上端 (O.P. 15.0m) を固定とする基礎固定モデルとする。質点位置は屋根スラブ上面 (O.P. 22.6m) とし、基礎版上面と屋根スラブ上面の中間高さより上部の重量を質点重量とする。曲げせん断要素の断面は耐震壁部分のみを考慮する。質点重量には扉を支持するフレームの柱、はりと重量評価高さ範囲の扉本体の重量を考慮する。

NS 方向の地震応答解析モデルを図 3-1 に、NS 方向の地震応答解析モデルの諸元を表 3-2 に示す。

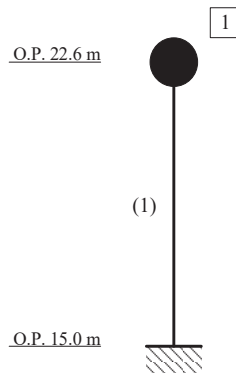


図 3-1 地震応答解析モデル (NS 方向)

表 3-2 地震応答解析モデルの諸元 (NS 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (× 10 <sup>3</sup> kN・m <sup>2</sup> )	要素 番号	せん断 断面積 A <sub>S</sub> (m <sup>2</sup> )	断面二次 モーメント I (m <sup>4</sup> )
1	5630	72.4	(1)	20.4	176.8
合計	5630				

(2) EW 方向

EW 方向の地震応答解析モデルは、大物搬入口躯体の基礎版が原子炉建屋の 1 階床スラブと一体となっていることから、基礎版上端 (O.P. 15.0m) を固定とする基礎固定モデルとする。上部構造部 (耐震壁及び屋根スラブ) は、単位幅のフレームを質点系モデルとしてモデル化し、基礎版上端より上側のフレーム部の非線形特性は、静的荷重漸増解析モデルにより求まる水平方向の荷重-変位曲線から設定した等価せん断要素としてモデル化する。質点位置は、等価せん断要素の部材長さが静的荷重増分解析のフレームモデルの高さに合うように、屋根スラブ中心 (O.P. 22.2m) とする。基礎版上端と屋根スラブ中心の中間高さより上部の重量を質点重量とする。

EW 方向の地震応答解析モデルを図 3-2 に、EW 方向の地震応答解析モデルの諸元を表 3-3 に示す。

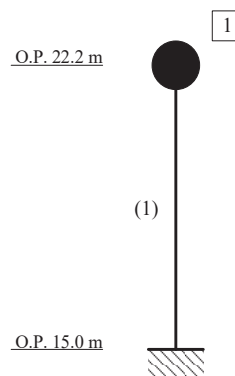


図 3-2 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 3-3 地震応答解析モデルの諸元 (EW 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (× 10 <sup>3</sup> kN・m <sup>2</sup> )	要素 番号	等価せん断 断面積 A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	断面二次 モーメント I (m <sup>4</sup> )
1	370	—	(1)	0.0503	—
合計	370				

(3) UD 方向

UD 方向の地震応答解析モデルは、大物搬入口躯体の基礎版が原子炉建屋の 1 階床スラブと一体となっていることから、基礎版上端 (O.P. 15.0m) を固定とする基礎固定モデルとする。質点位置は屋根スラブ上面 (O.P. 22.6m) とし、基礎版上面と屋根スラブ上面の中間高さより上部の重量を質点重量とする。軸断面には耐震壁及び柱部分を考慮する。質点重量には扉を支持するフレームの柱、はりと重量評価高さ範囲の扉本体の重量を考慮する。

UD 方向の地震応答解析モデルを図 3-3 に、UD 方向の地震応答解析モデルの諸元を表 3-4 に示す。

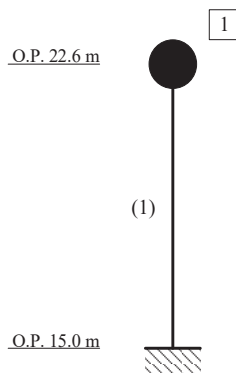


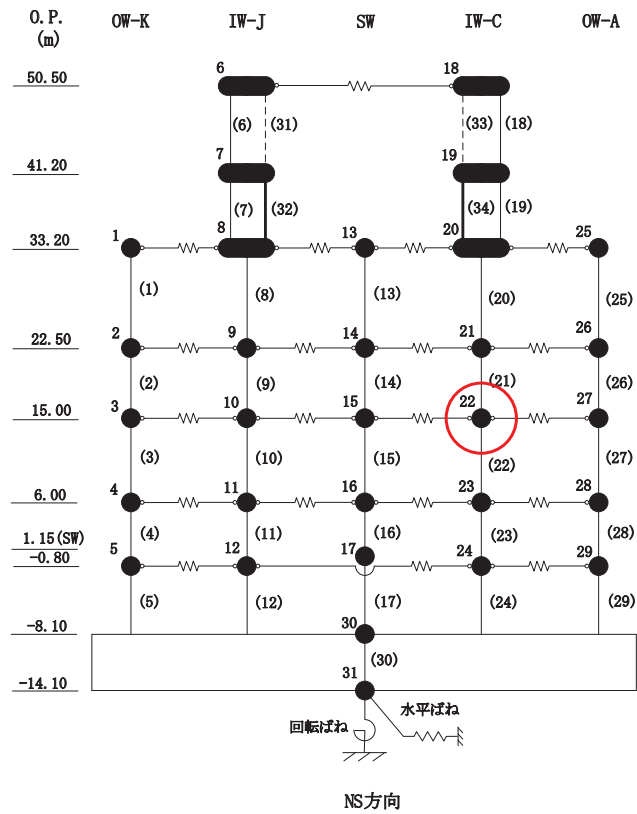
図 3-3 地震応答解析モデル (UD 方向)

表 3-4 地震応答解析モデルの諸元 (UD 方向)

質点番号	質点重量 W (kN)	要素番号	軸断面積 A <sub>N</sub> (m <sup>2</sup> )
1	5630	(1)	28.4
合計	5630		

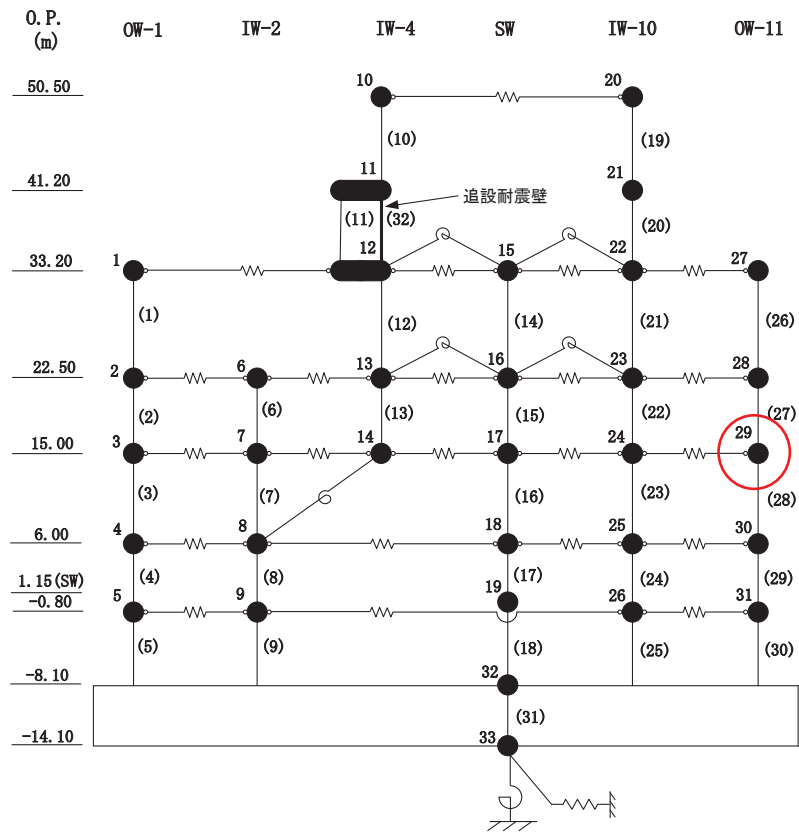
### 3.3 入力地震動

大物搬入口躯体の地震応答解析に用いる入力地震動は、原子炉建屋の地震応答解析における基本ケースの大物搬入口躯体位置に対応する質点（NS 方向：質点 22，EW 方向：質点 29，UD 方向：質点 8）の床応答とする。床応答を採用した質点位置を図 3-4 に示す。地震応答解析に用いる入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3-5 及び図 3-6 に示す。



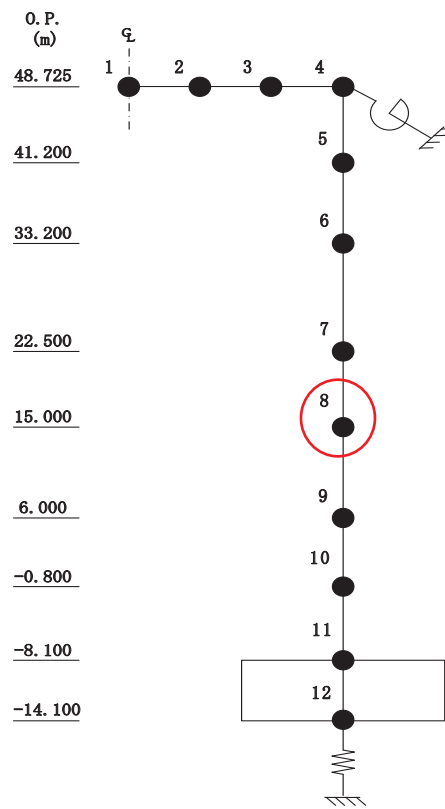
○ : 床応答を採用した質点

図 3-4(1) NS 方向の入力地震動として床応答を採用した質点位置



○ : 床応答を採用した質点

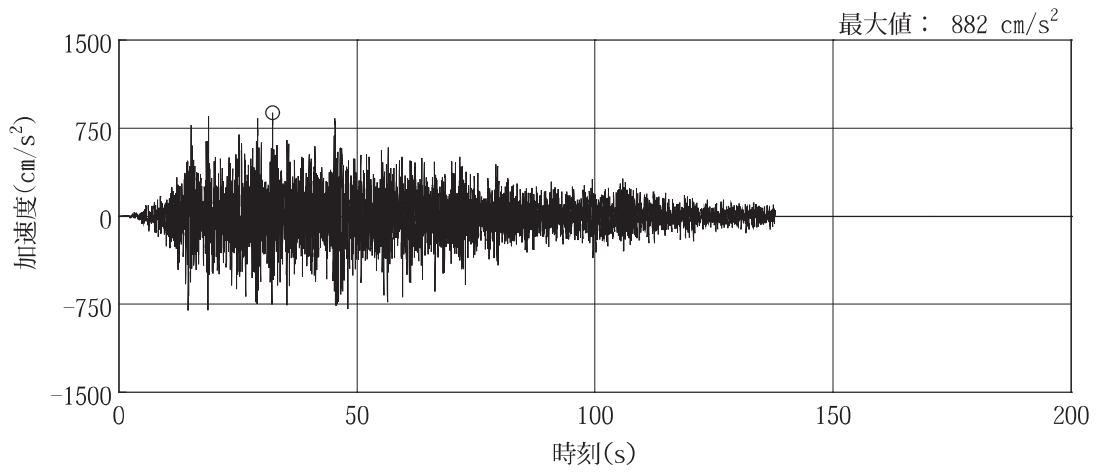
図 3-4(2) EW 方向の入力地震動として床応答を採用した質点位置



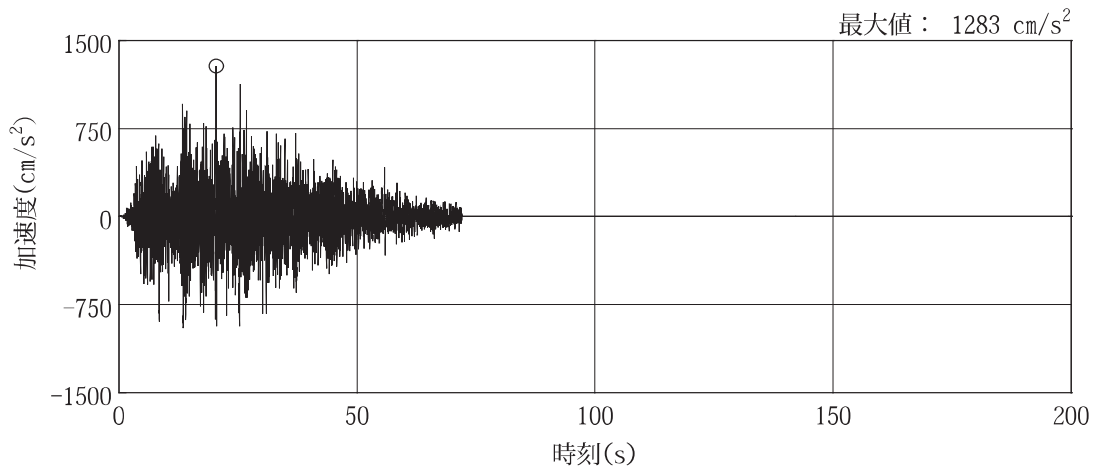
○ : 床応答を採用した質点

図 3-4(3) UD 方向の入力地震動として床応答を採用した質点位置

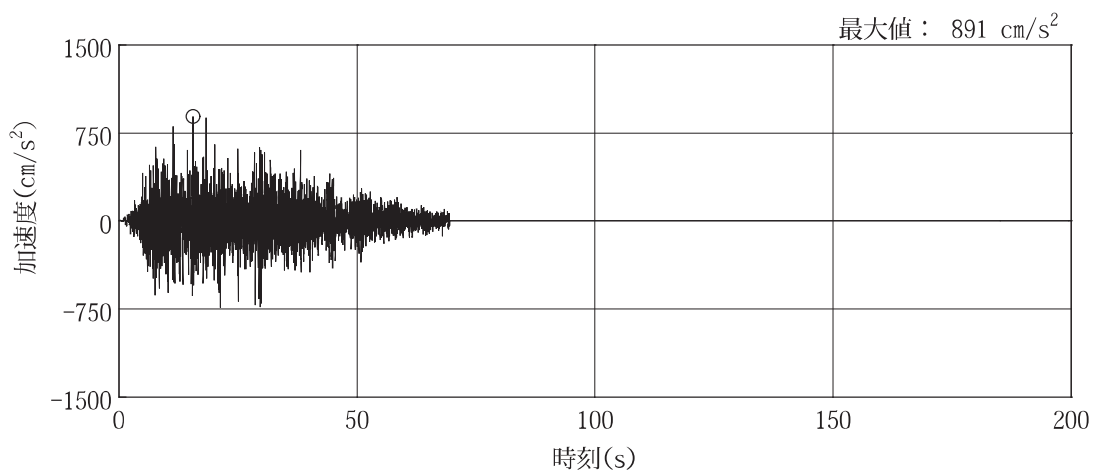




(a) S s - D 1

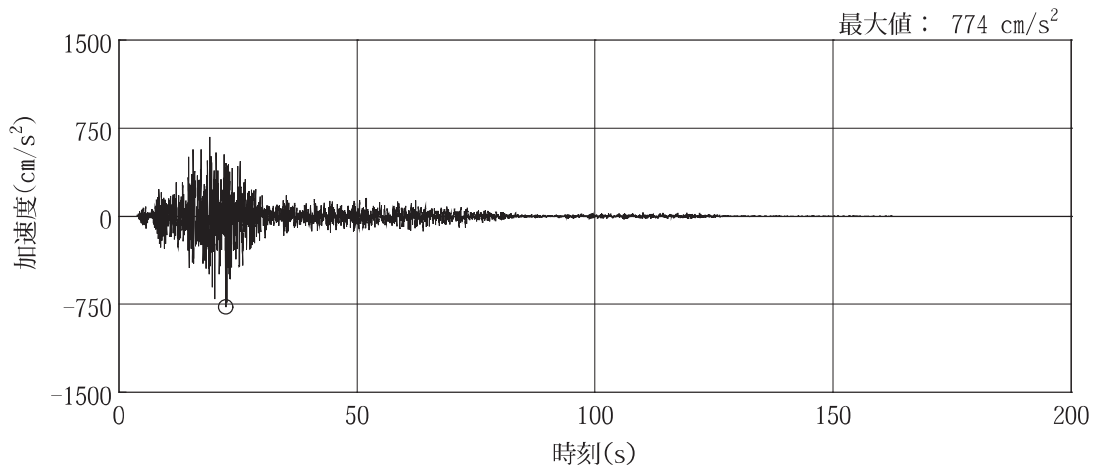


(b) S s - D 2

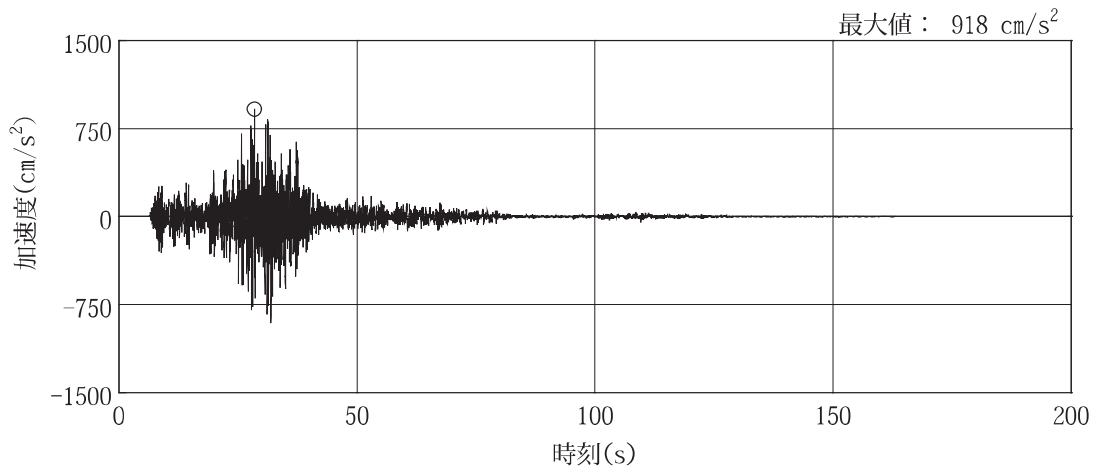


(c) S s - D 3

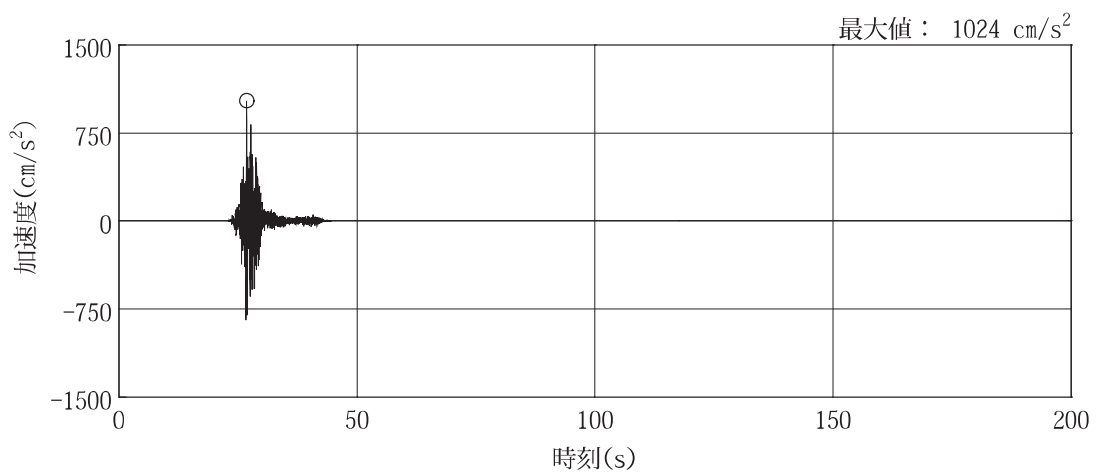
図 3-5(1) NS 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s) (1/3)



(d) S s - F 1



(e) S s - F 2



(f) S s - F 3

図 3-5(2) NS 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s) (2/3)

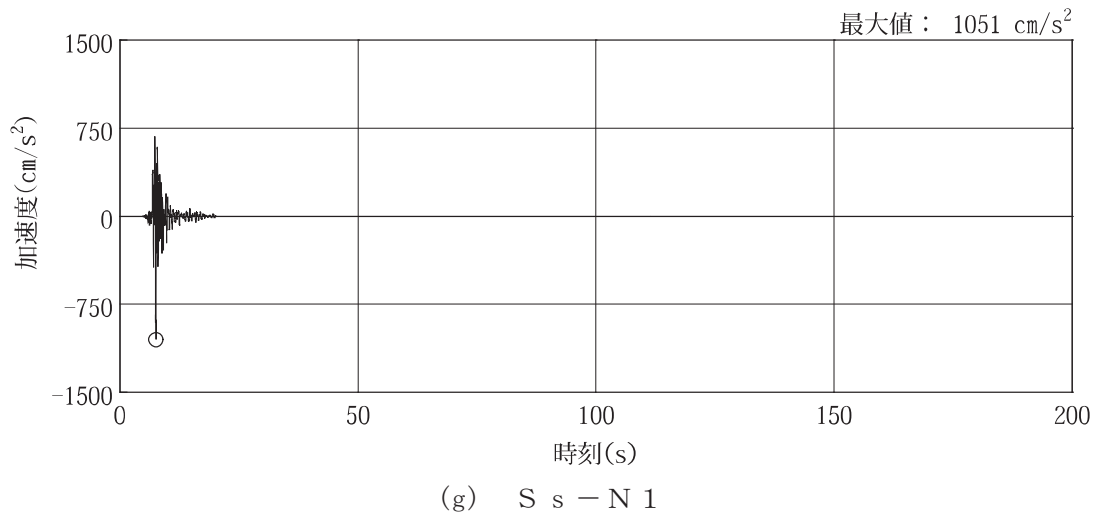
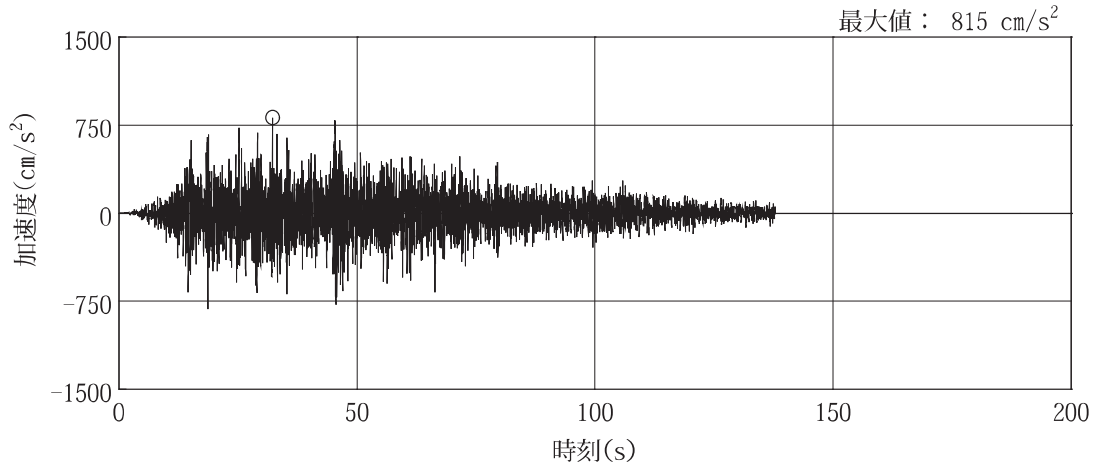
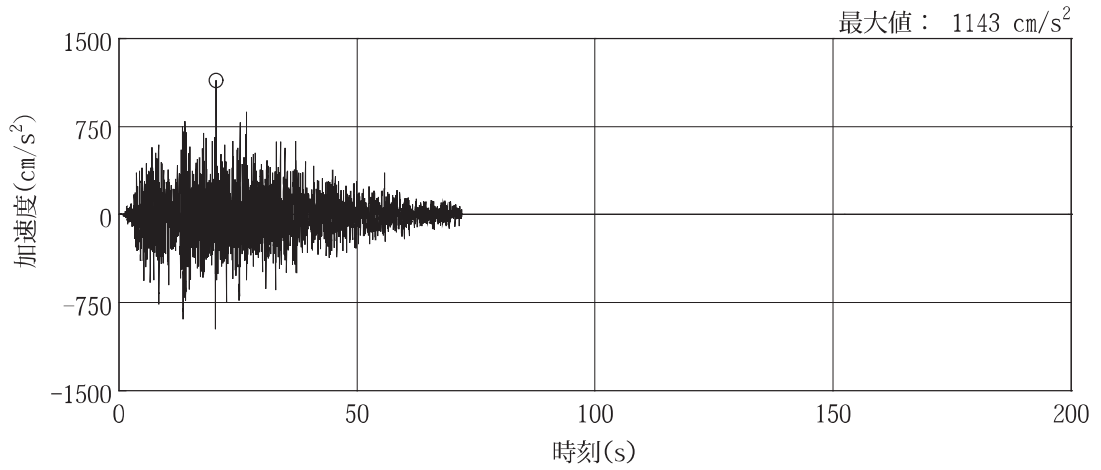


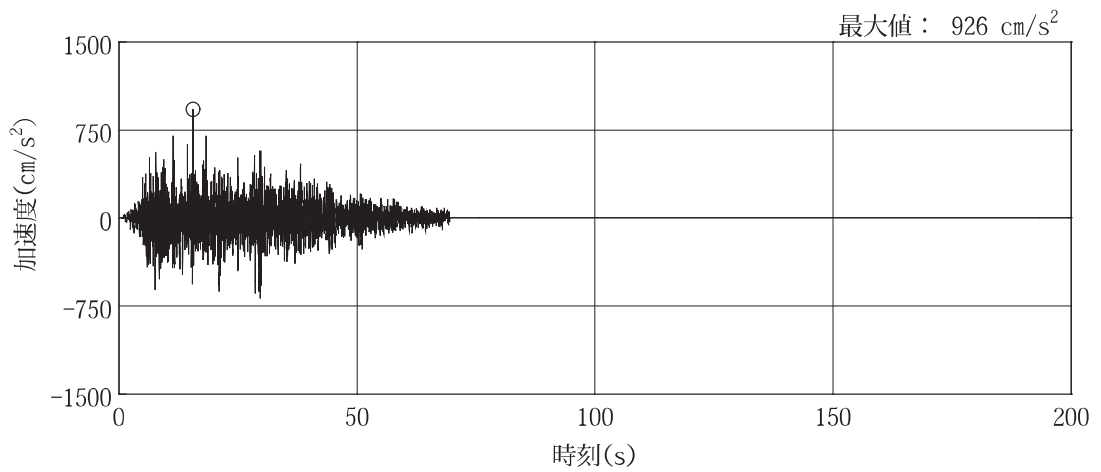
図 3-5(3) NS 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s) (3/3)



(a) S s - D 1

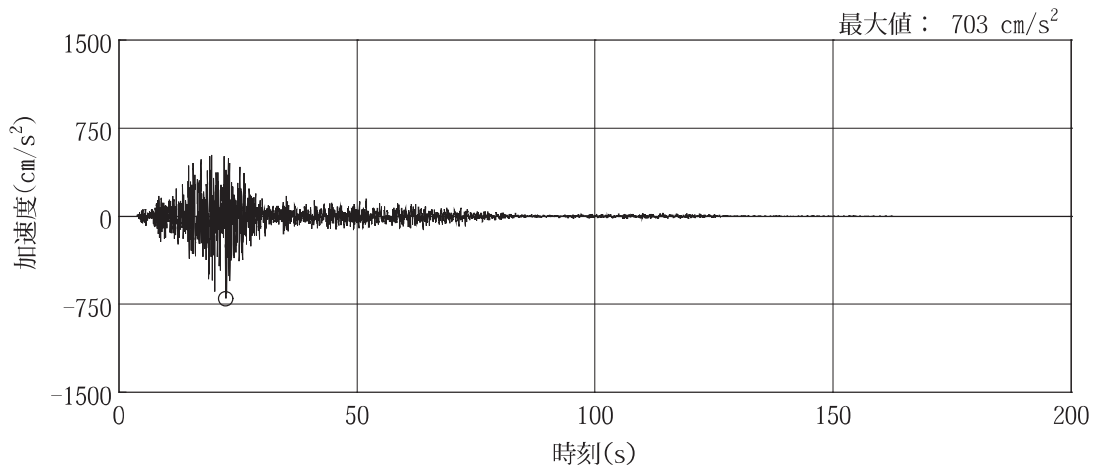


(b) S s - D 2

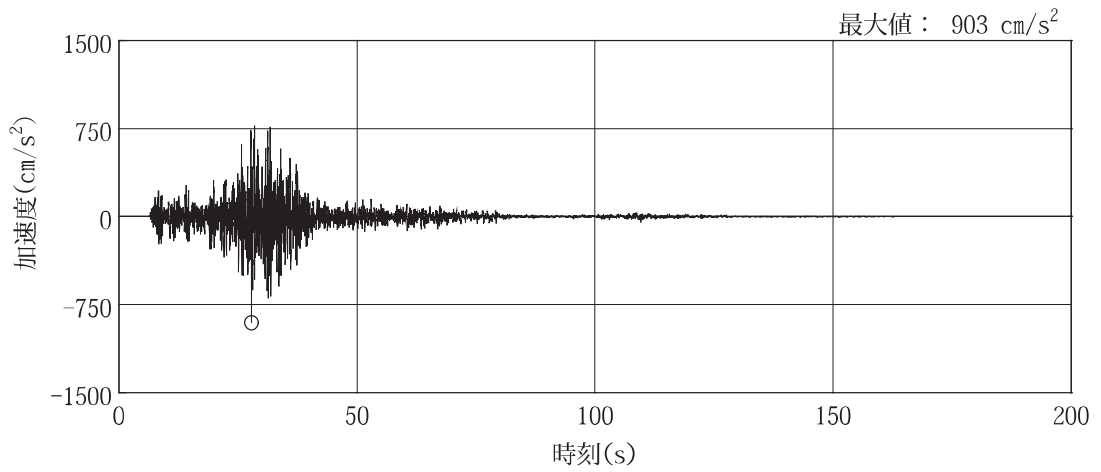


(c) S s - D 3

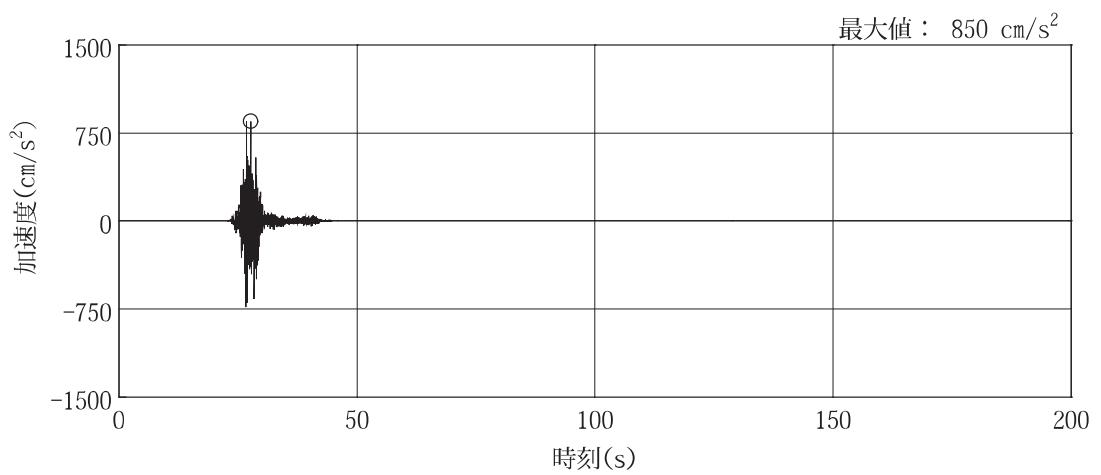
図 3-5(4) EW 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s) (1/3)



(d) S s - F 1



(e) S s - F 2



(f) S s - F 3

図 3-5(5) EW 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s) (2/3)

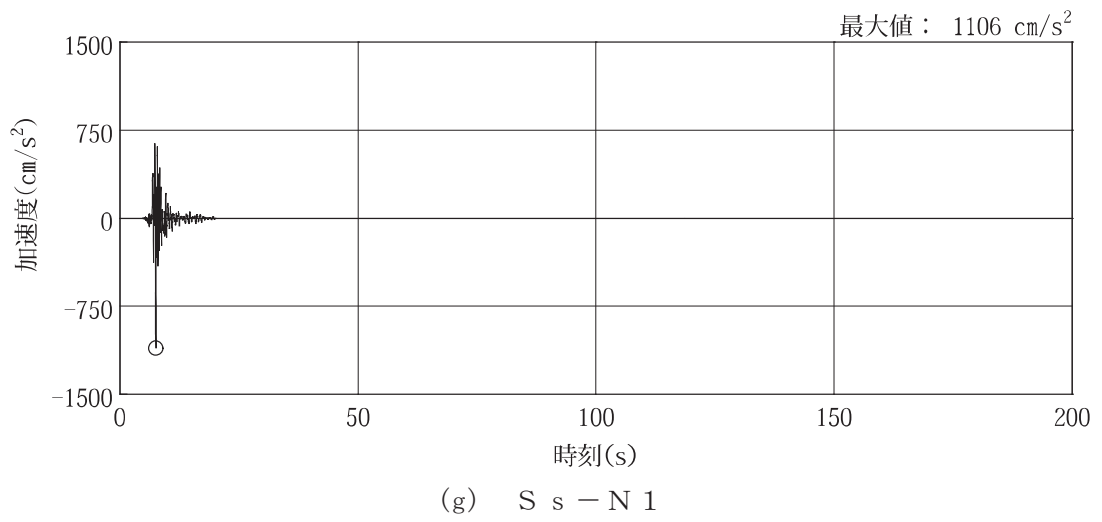
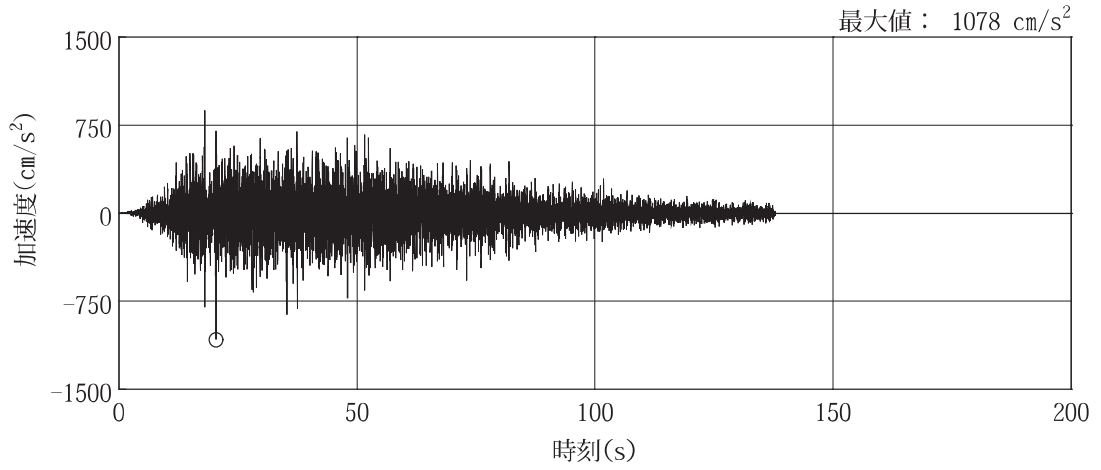
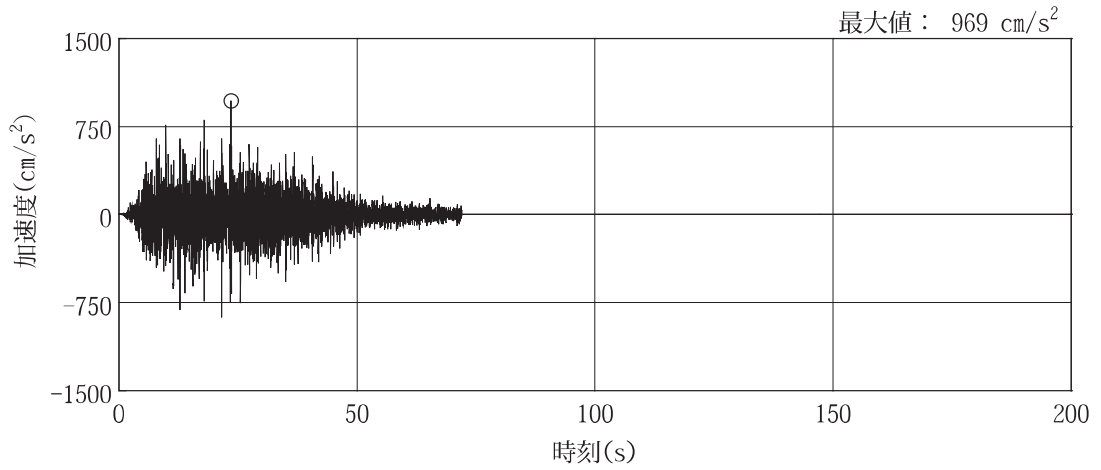


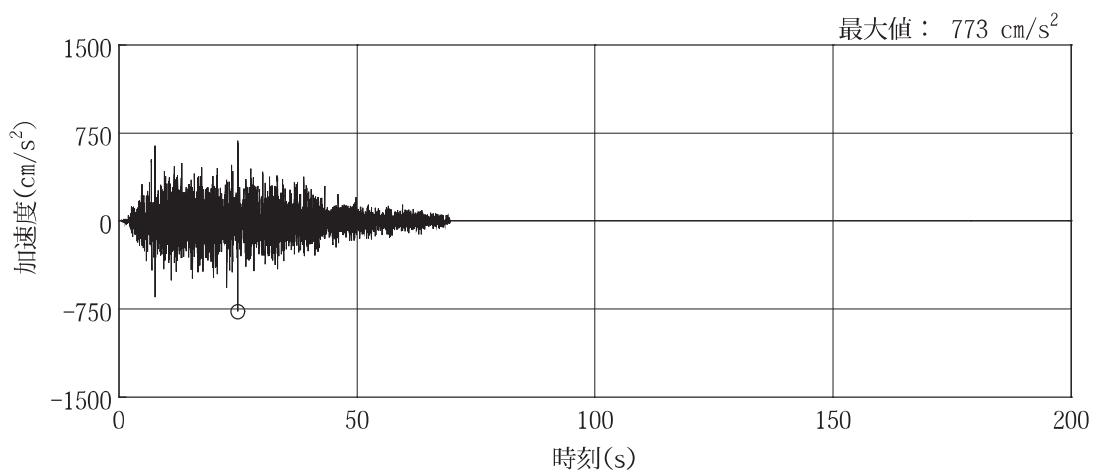
図 3-5(6) EW 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s) (3/3)



(a) S s - D 1

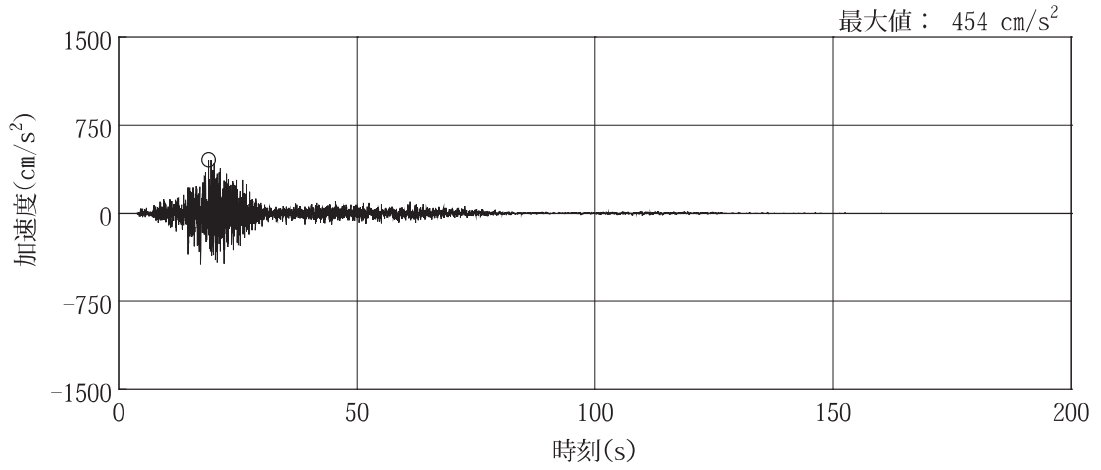


(b) S s - D 2

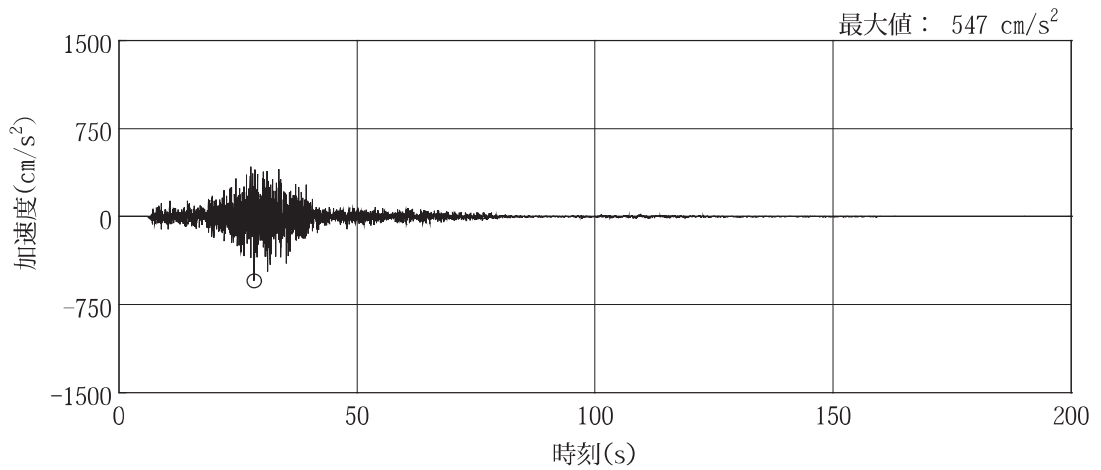


(c) S s - D 3

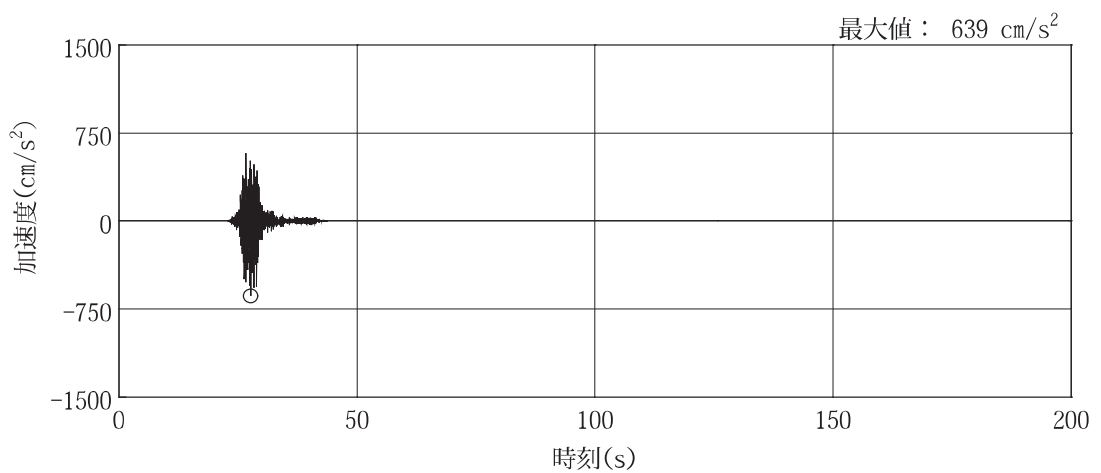
図 3-5(7) UD 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s) (1/3)



(d) S s - F 1



(e) S s - F 2



(f) S s - F 3

図 3-5 (8) UD 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s) (2/3)



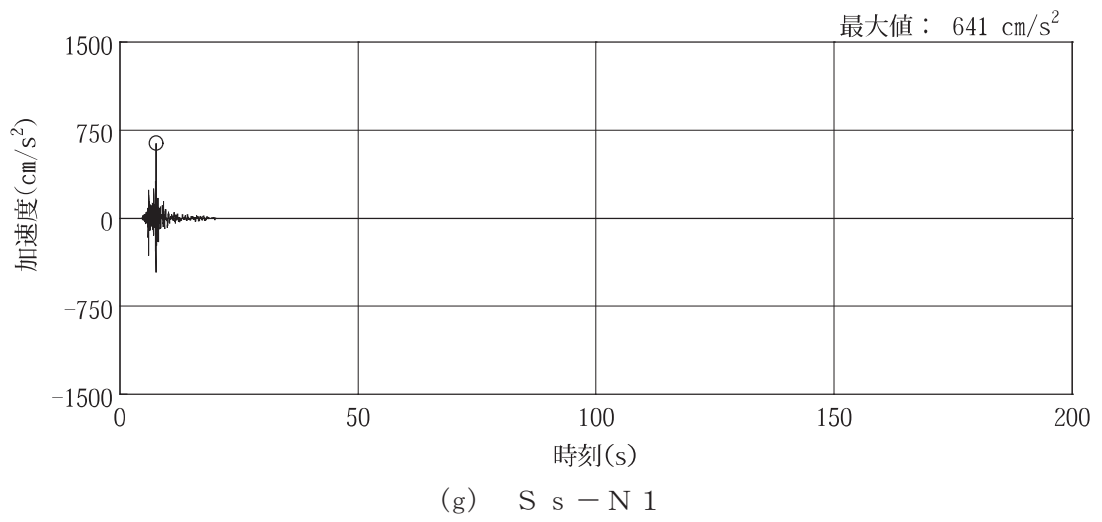
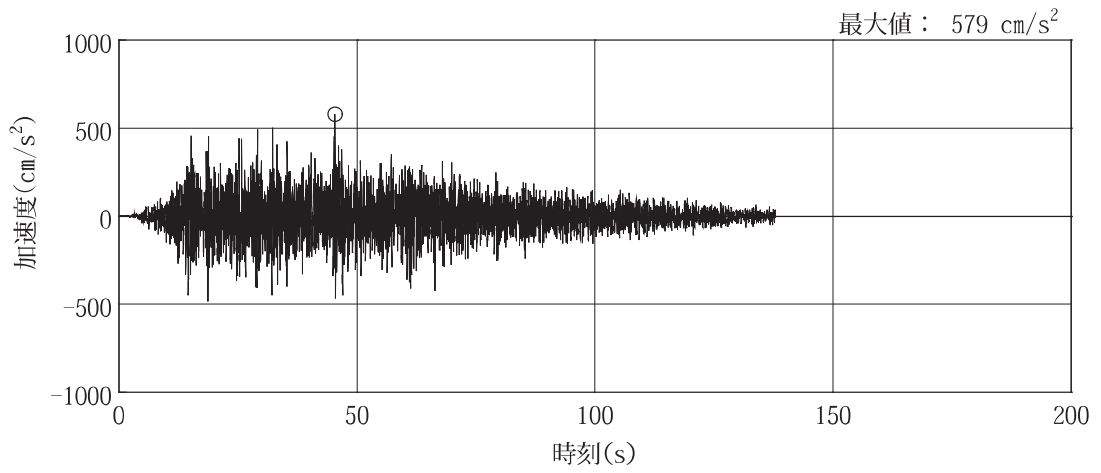
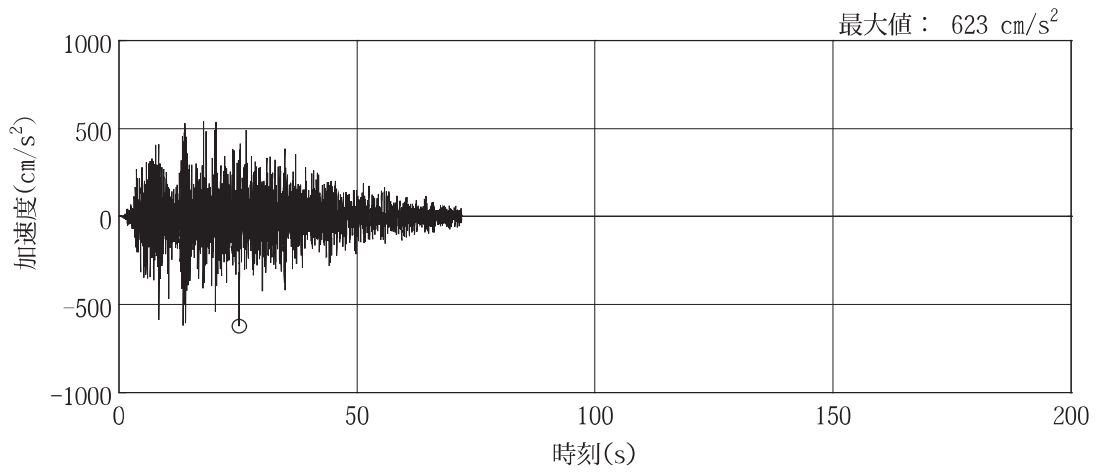


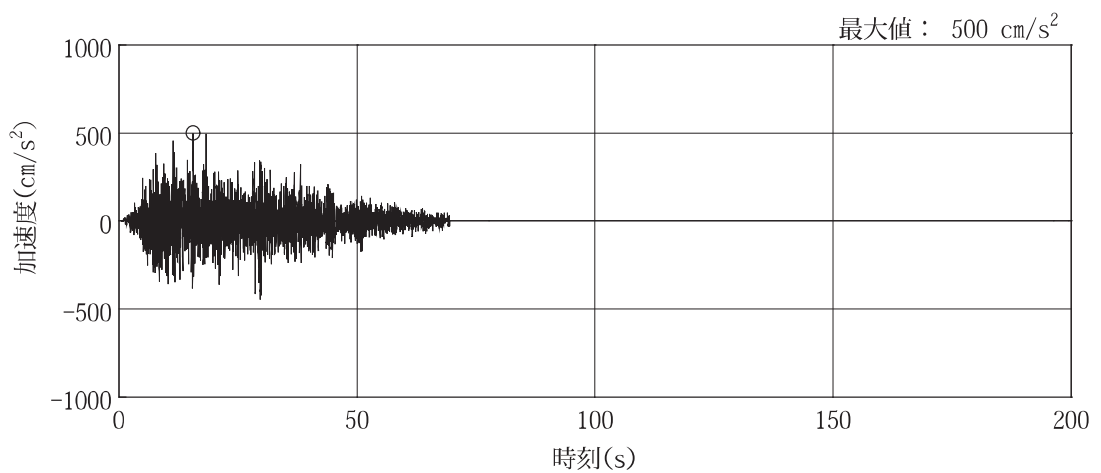
図 3-5(9) UD 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形（基準地震動 S s）（3/3）



(a) S d - D 1

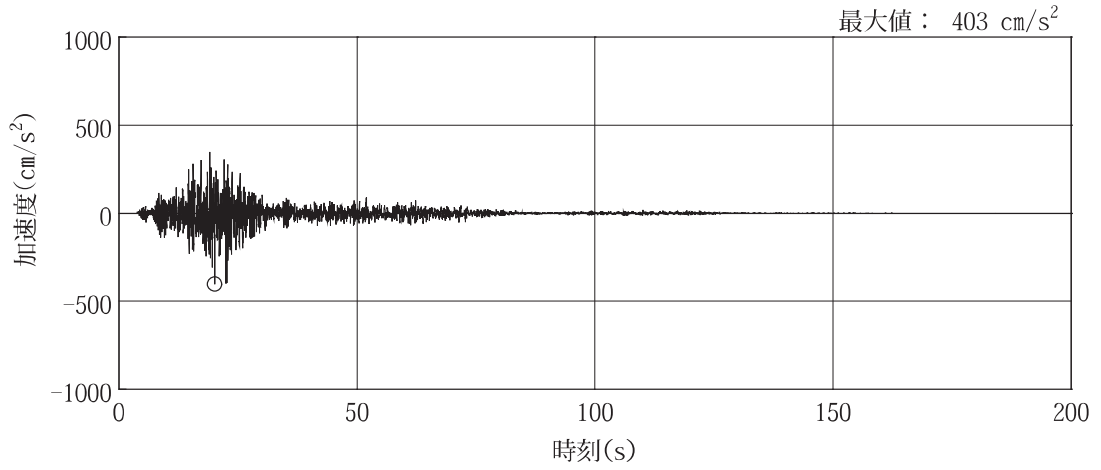


(b) S d - D 2

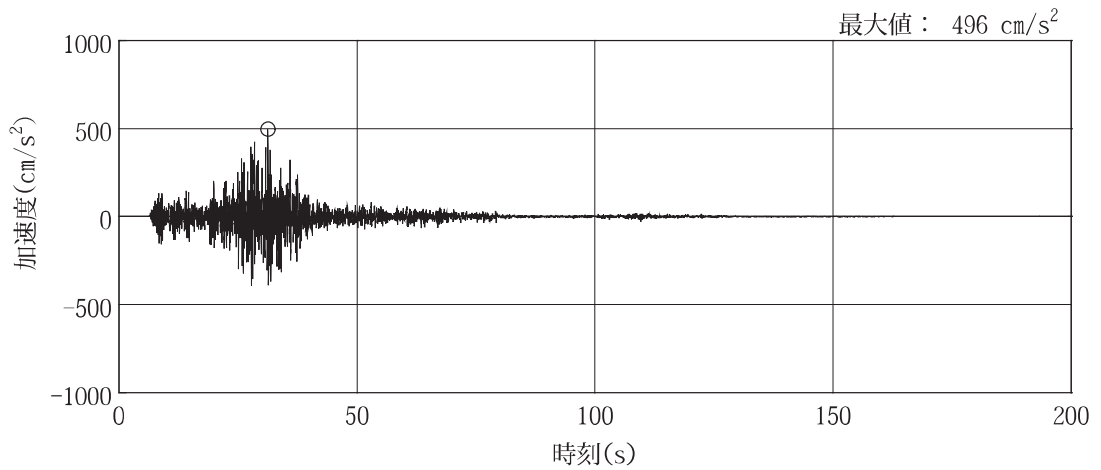


(c) S d - D 3

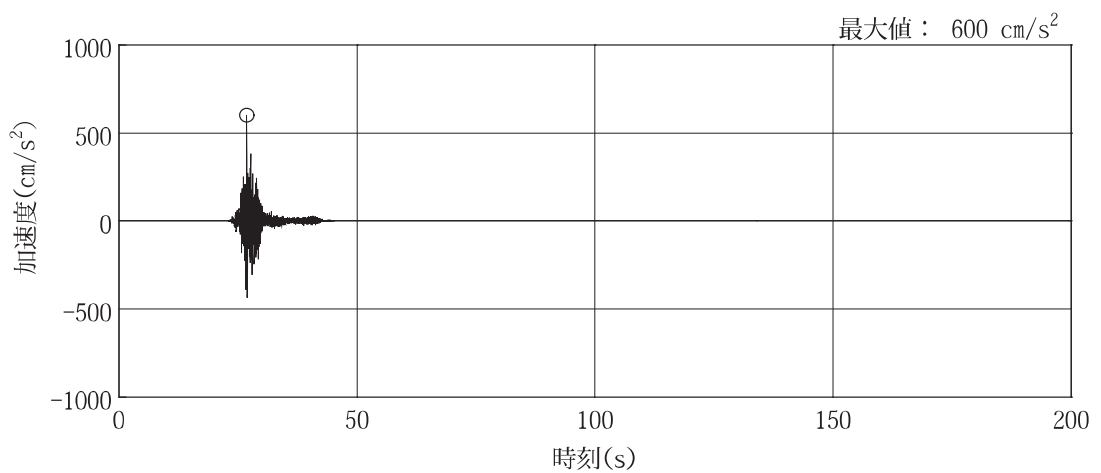
図 3-5(10) NS 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形（弾性設計用地震動 S d）（1/3）



(d) S d - F 1



(e) S d - F 2



(f) S d - F 3

図 3-5(11) NS 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形（弾性設計用地震動 S d）(2/3)

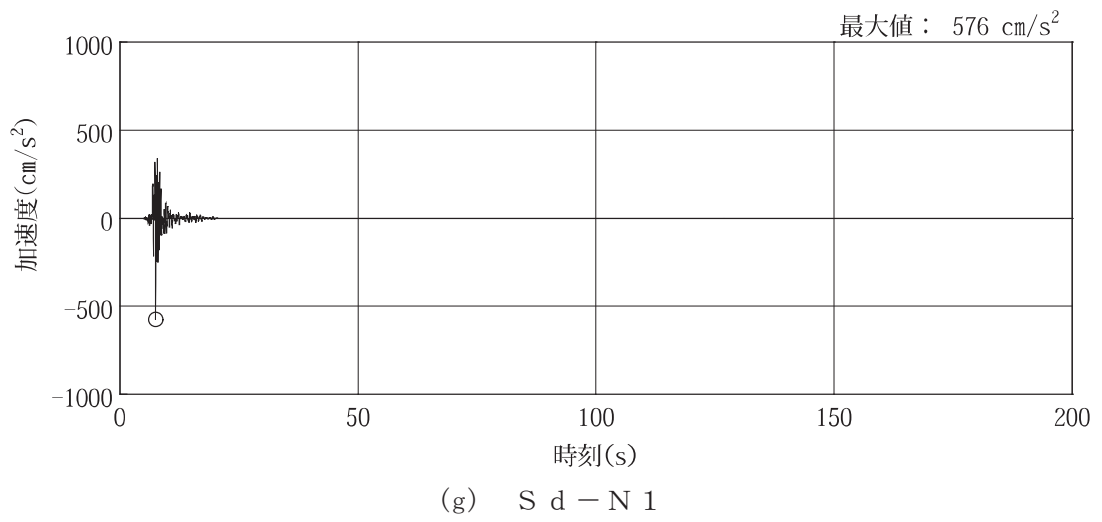
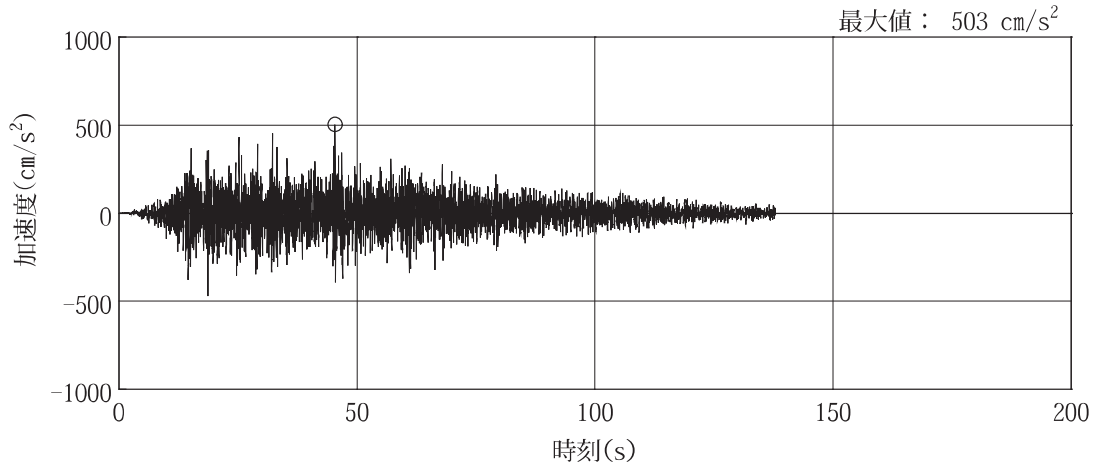
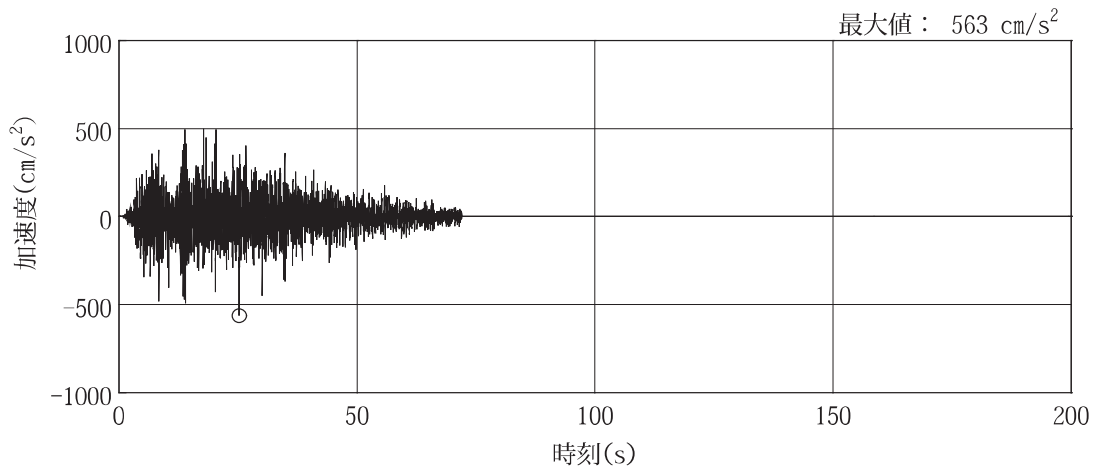


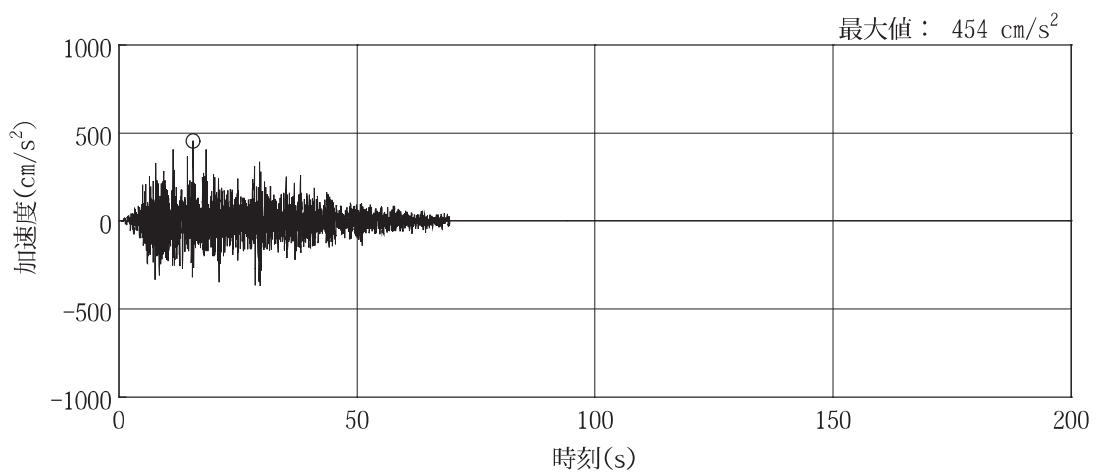
図 3-5(12) NS 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形（弾性設計用地震動 S d）（3/3）



(a) S d - D 1

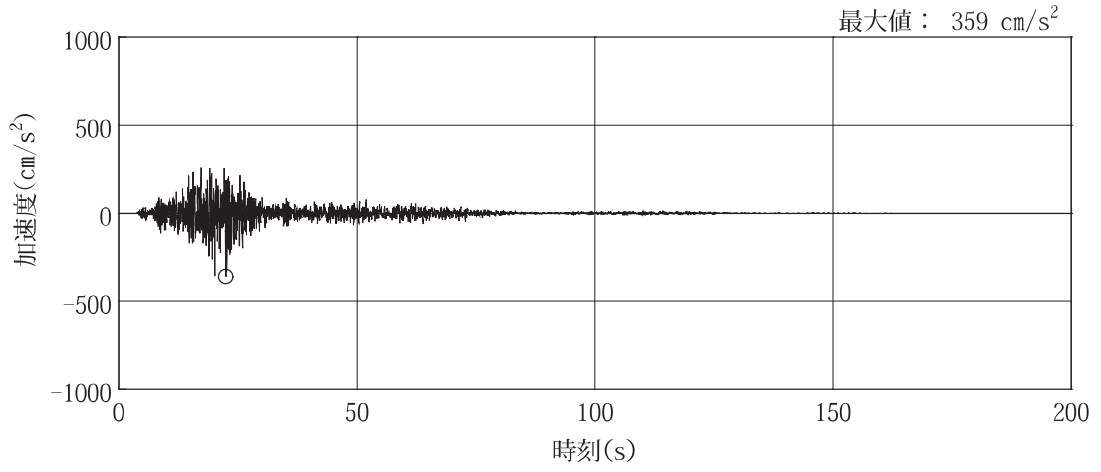


(b) S d - D 2

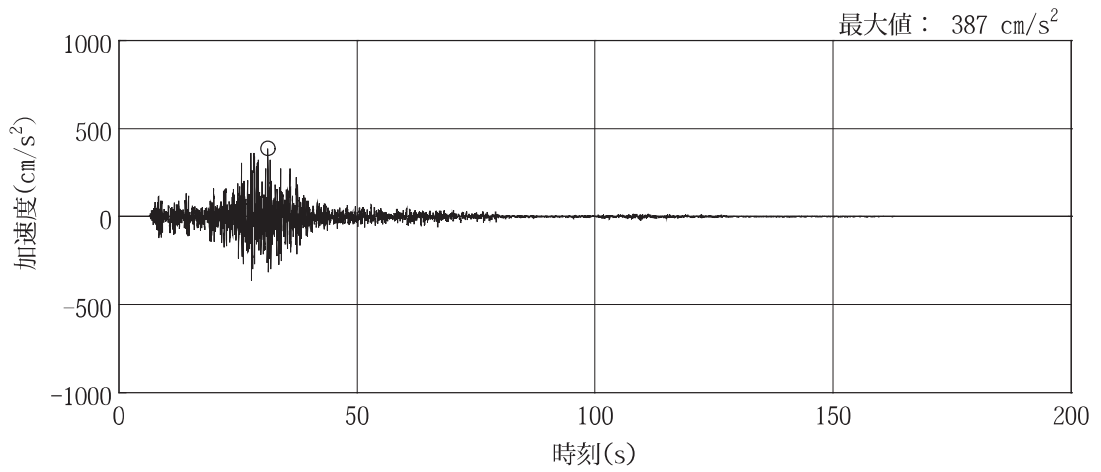


(c) S d - D 3

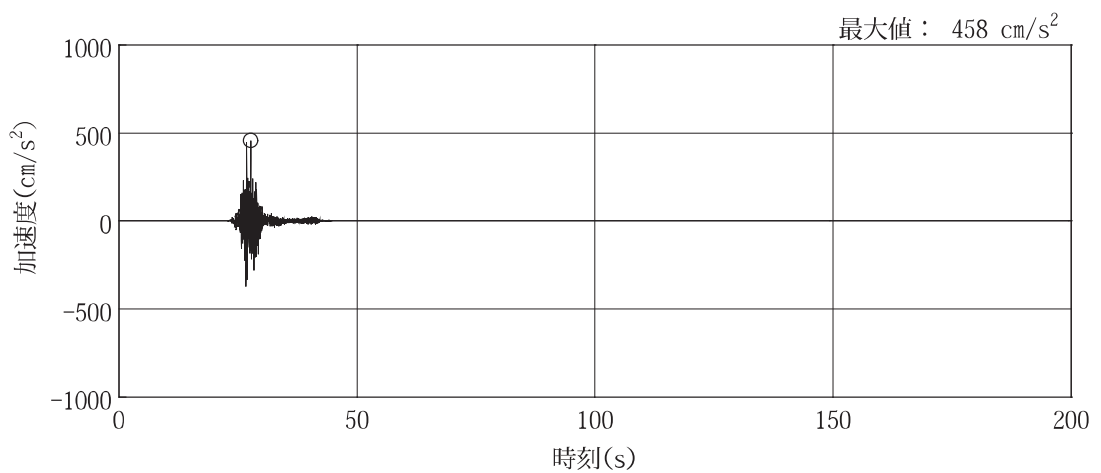
図 3-5(13) EW 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形（弾性設計用地震動 S d）（1/3）



(d) S d - F 1



(e) S d - F 2



(f) S d - F 3

図 3-5(14) EW 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形（弾性設計用地震動 S d）(2/3)

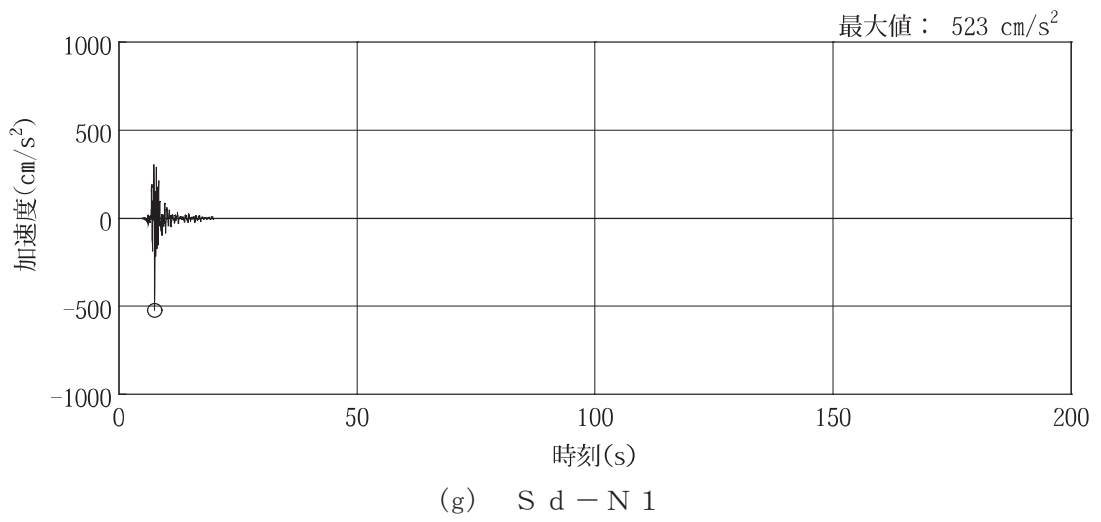
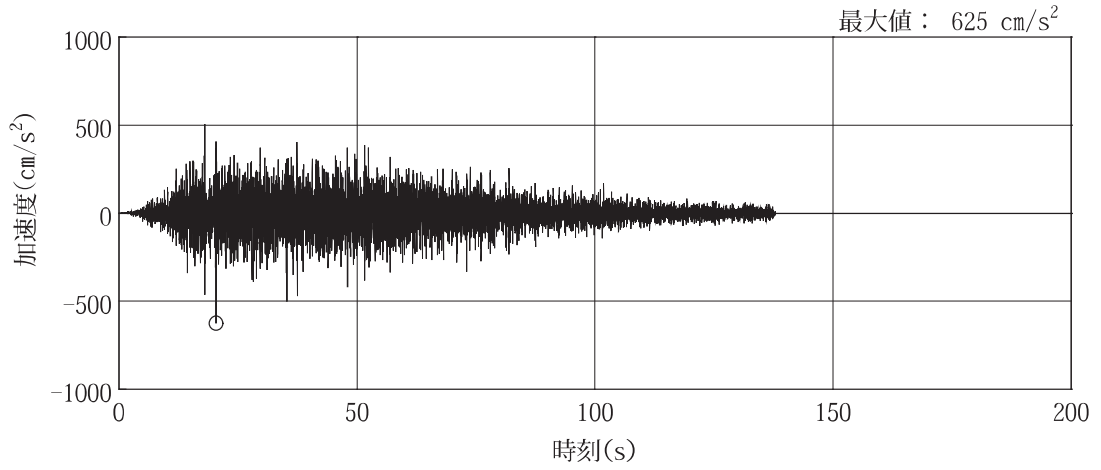
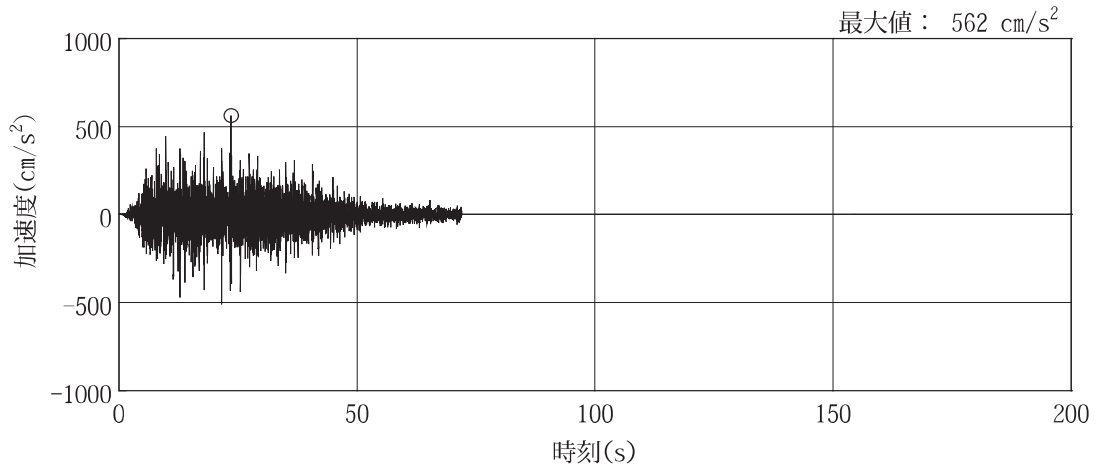


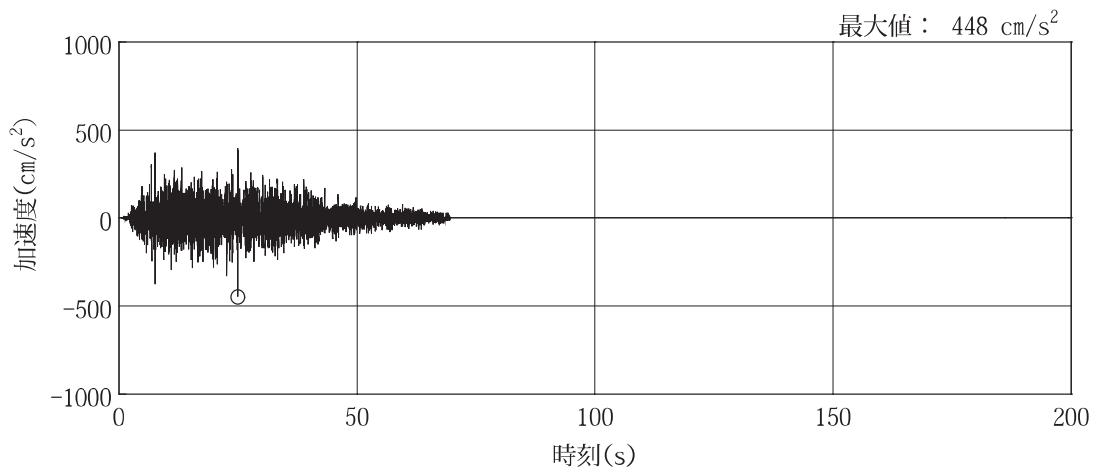
図 3-5(15) EW 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形（弾性設計用地震動 S d）（3/3）



(a) S d - D 1



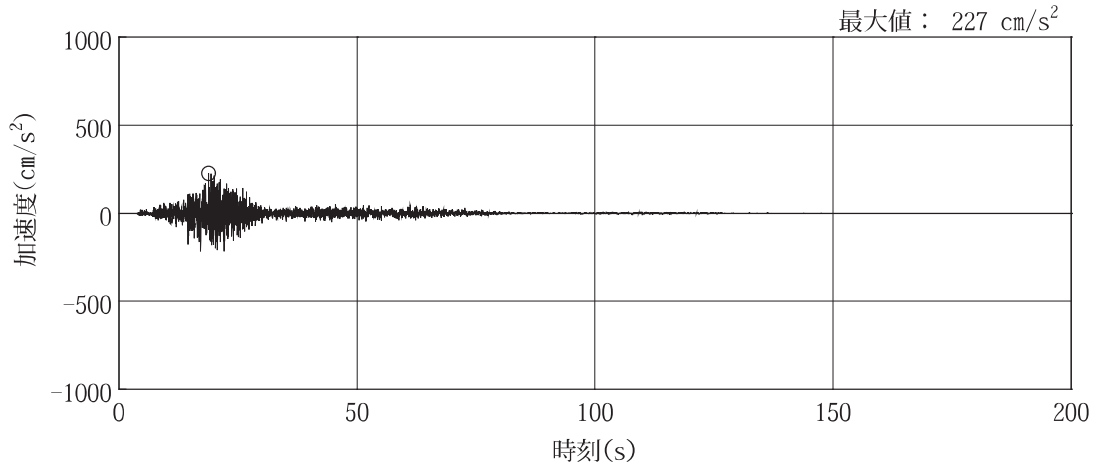
(b) S d - D 2



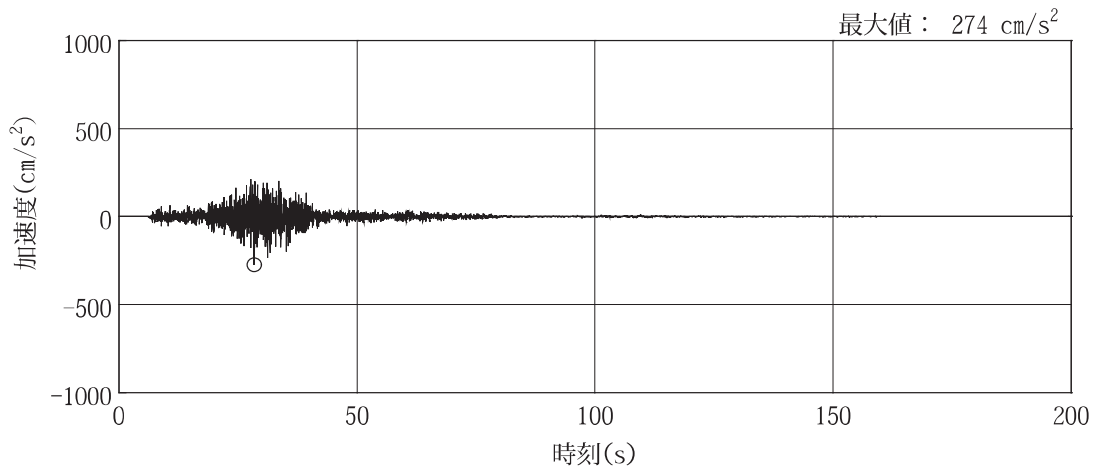
(c) S d - D 3

図 3-5(16) UD 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形（弾性設計用地震動 S d）（1/3）

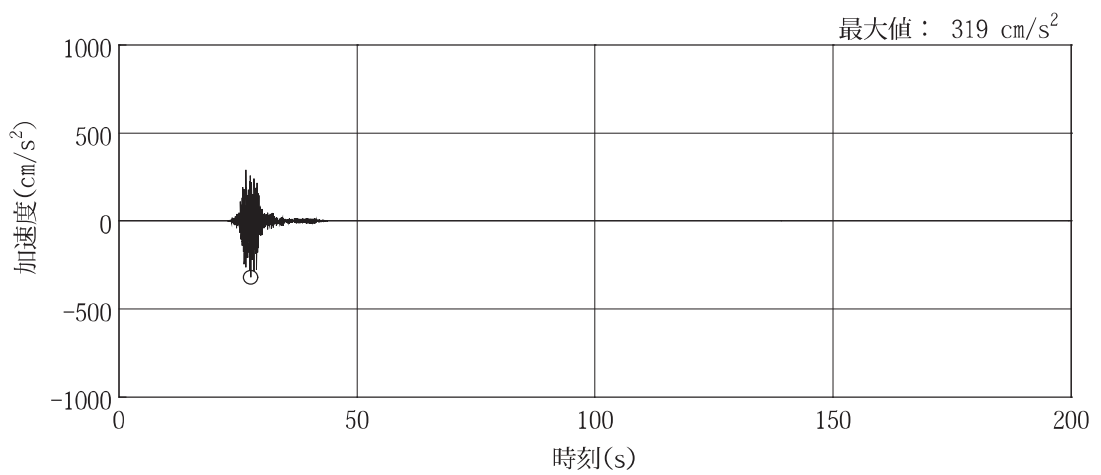




(d) S d - F 1



(e) S d - F 2



(f) S d - F 3

図 3-5(17) UD 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形（弾性設計用地震動 S d）(2/3)

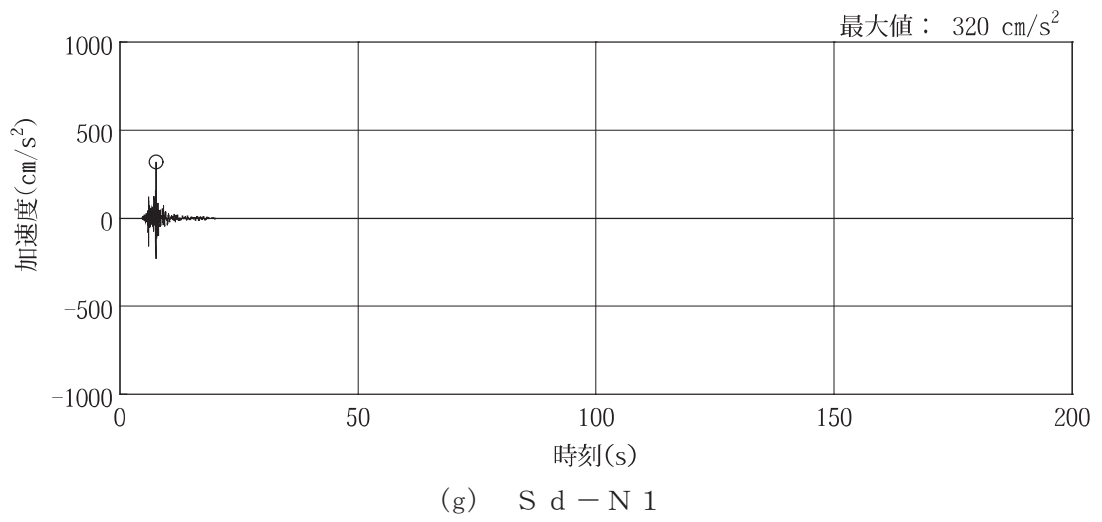


図 3-5(18) UD 方向の入力地震動の加速度時刻歴波形（弾性設計用地震動 S d）（3/3）

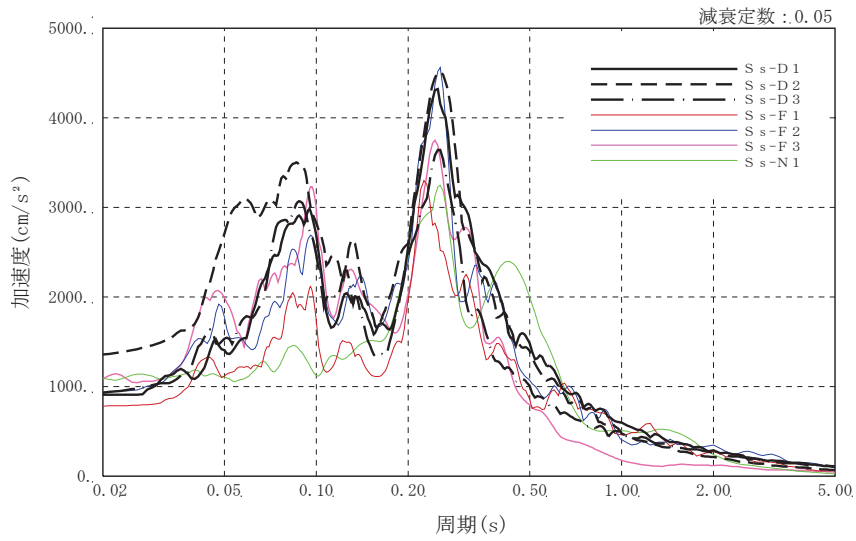


図 3-6(1) NS 方向の入力地震動の加速度応答スペクトル (基準地震動  $S_s$ )

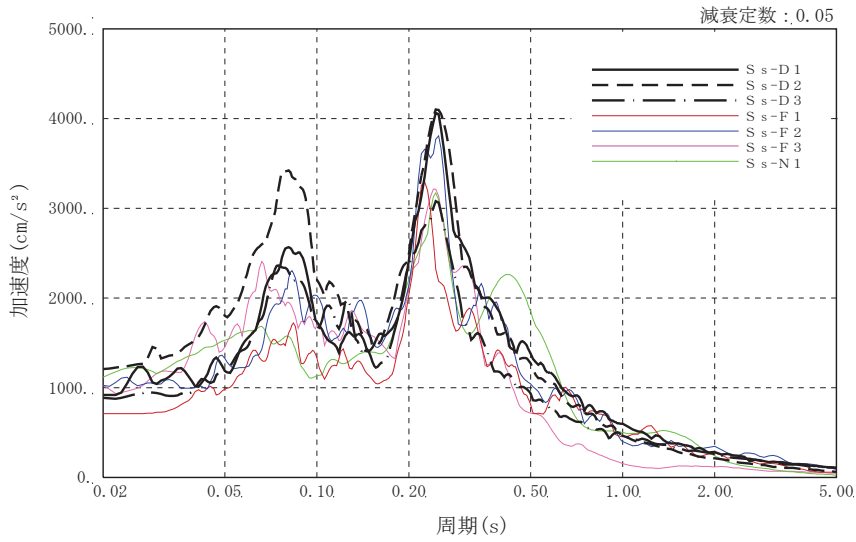


図 3-6(2) EW 方向の入力地震動の加速度応答スペクトル (基準地震動  $S_s$ )

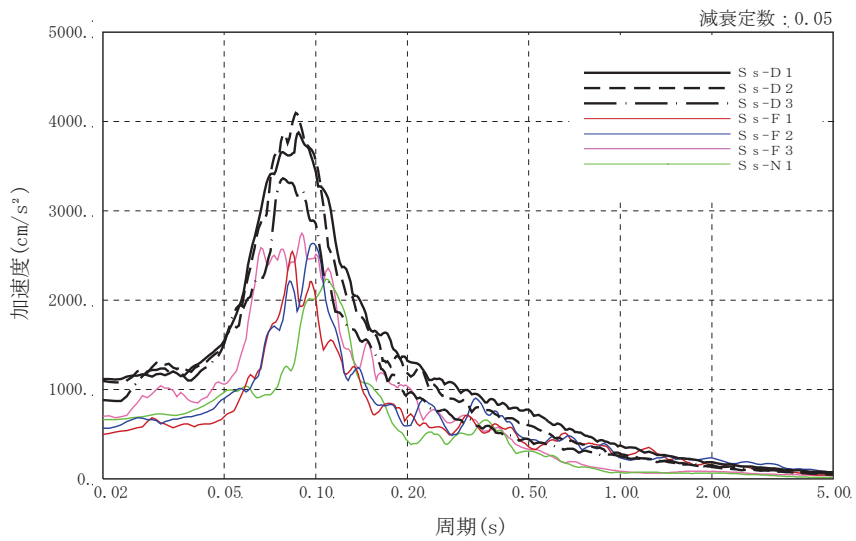


図 3-6(3) UD 方向の入力地震動の加速度応答スペクトル (基準地震動  $S_s$ )

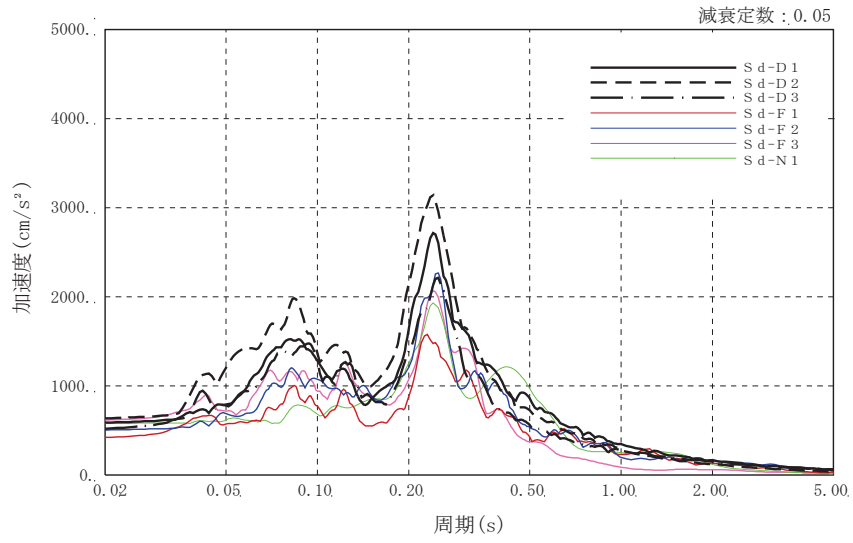


図 3-6(4) NS 方向の入力地震動の加速度応答スペクトル (弾性設計用地震動 S d)

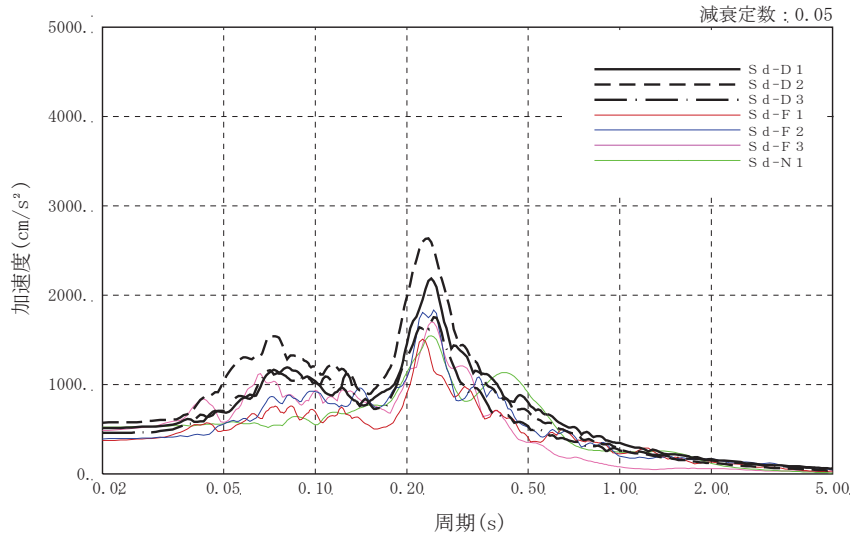


図 3-6(5) EW 方向の入力地震動の加速度応答スペクトル (弾性設計用地震動 S d)

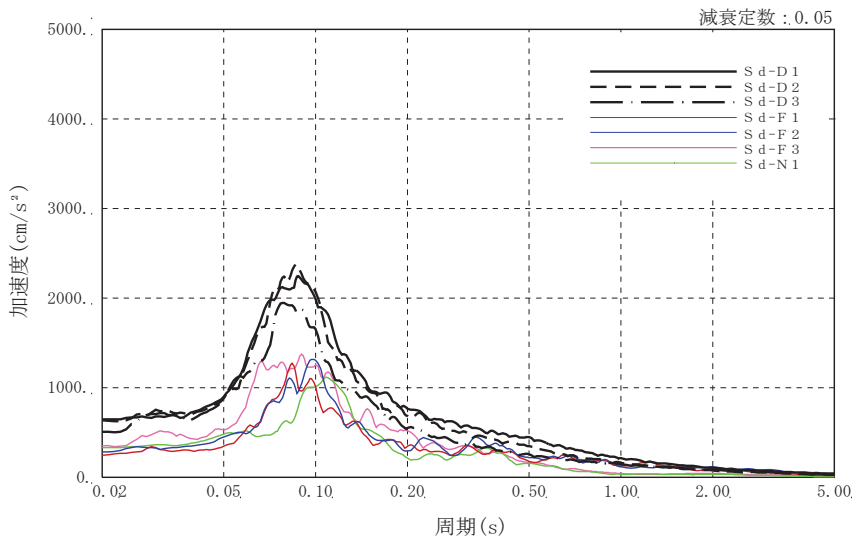


図 3-6(6) UD 方向の入力地震動の加速度応答スペクトル (弾性設計用地震動 S d)

### 3.4 解析方法

大物搬入口躯体の地震応答解析には、解析コード「NUPP4」を用いる。評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 3.4.1 動的解析

建物・構築物の動的解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき、時刻歴応答解析により実施する。動的解析により建屋の応答値を算出する。

#### 3.4.2 静的解析

##### (1) 水平地震力

水平地震力算定用の基準面は基礎スラブ上端位置（0.P.15.0m）とし、基準面より上の部分の地震力は、地震層せん断力係数を用いた次式にて算定する。

$$Q_i = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i \quad (3.4)$$

$$C_i = R_t \cdot A_i \cdot C_0 \quad (3.5)$$

ここで、

$Q_i$  : 第  $i$  層に生じる水平地震力

$n$  : 施設の重要度分類に応じた係数 (3.0)

$Z$  : 地震地域係数 (1.0)

$C_i$  : 第  $i$  層の地震層せん断力係数

$W_i$  : 第  $i$  層が支える重量

$R_t$  : 振動特性係数 (0.8)

$A_i$  : 第  $i$  層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

$C_0$  : 標準せん断力係数 (0.2)

### 3.4.3 必要保有水平耐力

各層の必要保有水平耐力 $Q_{un}$ は、次式により算出する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (3.8)$$

ここで、

$D_s$  : 各層の構造特性係数

$F_{es}$  : 各層の形状特性係数

$$F_{es} = F_s \cdot F_e$$

$F_s$  : 剛性率に応じた数値

$F_e$  : 偏心率に応じた数値

地震力によって各層に生じる水平力 $Q_{ud}$ は、次式により算出する。

$$Q_{ud} = n \cdot C_i \cdot W_i \quad (3.9)$$

ここで、

$n$  : 施設の重要度分類に応じた係数 (1.0)

$C_i$  : 第  $i$  層の地震層せん断力係数

$W_i$  : 第  $i$  層が支える重量

地震層せん断力係数 $C_i$ は、次式により算出する。

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \quad (3.10)$$

ここで、

$Z$  : 地震地域係数 (1.0)

$R_t$  : 振動特性係数 (0.8)

$A_i$  : 第  $i$  層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

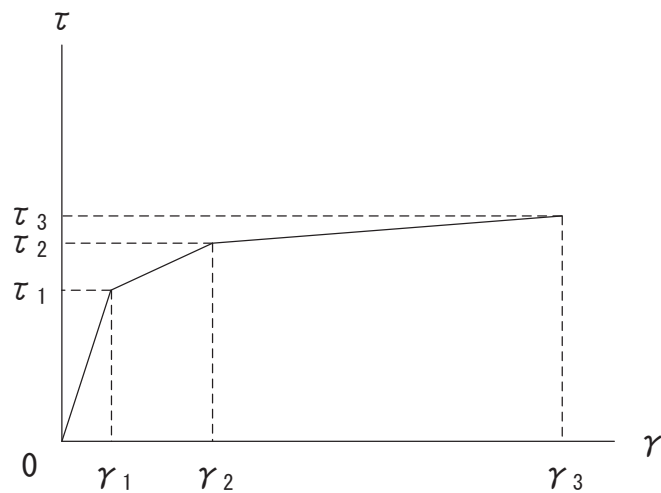
$C_0$  : 標準せん断力係数 (1.0)

### 3.5 解析条件

#### 3.5.1 建物・構築物の復元力特性

##### (1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

NS 方向モデルの耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$  関係）は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき，トリリニア型スケルトンカーブとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-7 に示す。

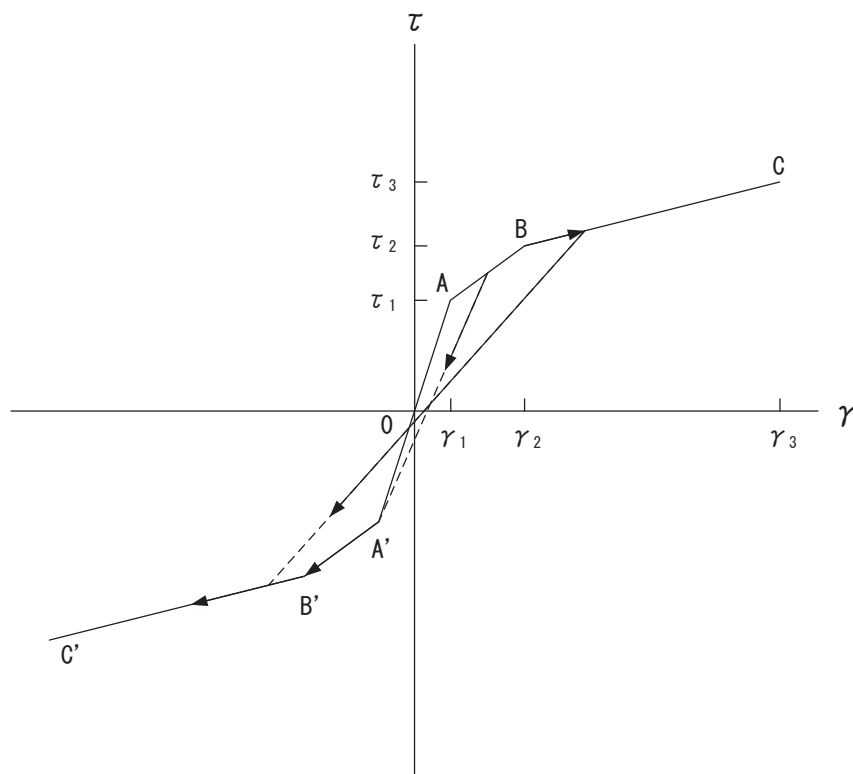


- $\tau_1$  : 第 1 折点のせん断応力度
- $\tau_2$  : 第 2 折点のせん断応力度
- $\tau_3$  : 終局点のせん断応力度
- $\gamma_1$  : 第 1 折点のせん断ひずみ
- $\gamma_2$  : 第 2 折点のせん断ひずみ
- $\gamma_3$  : 終局点のせん断ひずみ ( $=4.0 \times 10^{-3}$ )

図 3-7 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

NS 方向モデルの耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-8 に示す。



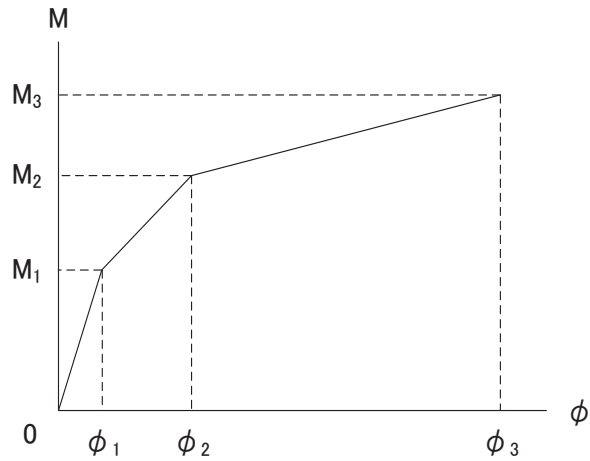
- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-8 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性



(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- $\phi$  関係)

NS 方向モデルの耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- $\phi$  関係) は, 「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトンカーブとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-9 に示す。



$M_1$  : 第 1 折点の曲げモーメント

$M_2$  : 第 2 折点の曲げモーメント

$M_3$  : 終局点の曲げモーメント

$\phi_1$  : 第 1 折点の曲率

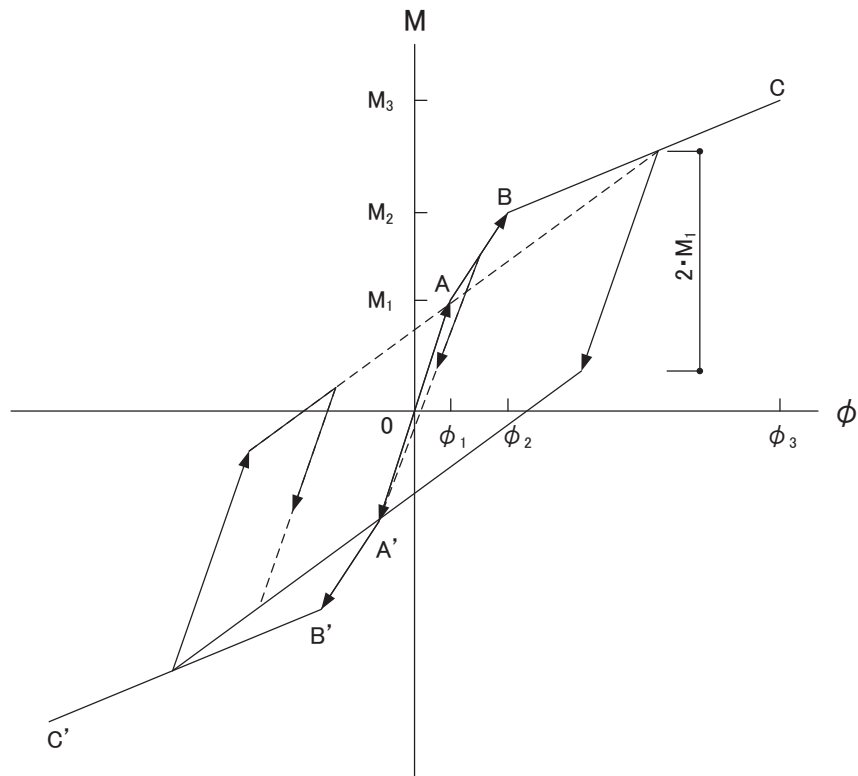
$\phi_2$  : 第 2 折点の曲率

$\phi_3$  : 終局点の曲率

図 3-9 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

NS 方向モデルの耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-10 に示す。



- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は最大値から  $2 \cdot M_1$  を減じた点とする。ただし、負側最大点が第 2 折点を超えていなければ、負側第 2 折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点はスケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-10 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) EW 方向フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ ）関係

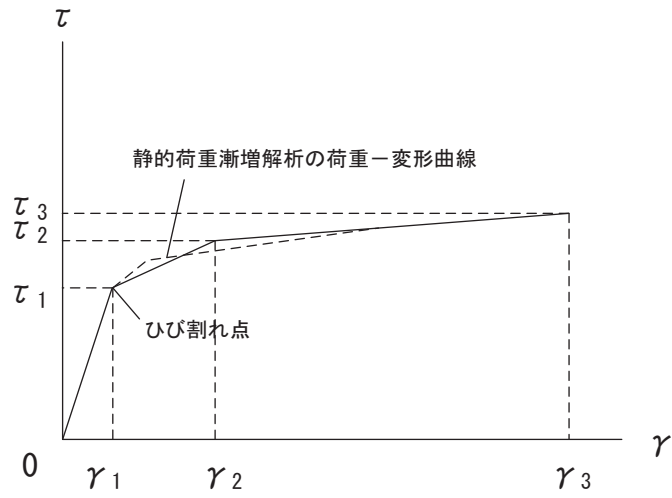
フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$  関係）は，耐震壁及び屋根スラブを単位幅で切り出し柱脚固定としたフレームモデルを用い，せん断変形及び曲げ変形を考慮した静的荷重漸増解析に基づき設定する。大物搬入口躯体の静的荷重増分解析には，解析コード「fappase」を用いる。評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

以下に静的荷重漸増解析の条件を示す。

- ・外力分布は，1層モデルのため屋根面のみに外力を考慮する。
- ・解析モデルは対称モデルであり，加力方向による違いは生じないため，正方向のみの加力を行う。
- ・加力方向における最大層間変形角が 1/150 を上回る変形角となるように外力の最大値を設定する。

以上の静的荷重漸増解析より求まる荷重－変形曲線にフィッティングするトリニア型のスケルトンカーブでフレーム構造部の非線形特性を評価する。第 1 折れ点はひび割れモーメント発生時，第 3 剛性は層間変形角 1/150 の増分解析時の接線剛性とし，第 1 折れ点から層間変形角 1/150 の範囲でエネルギー等価となるように設定する。

フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-11 に示す。



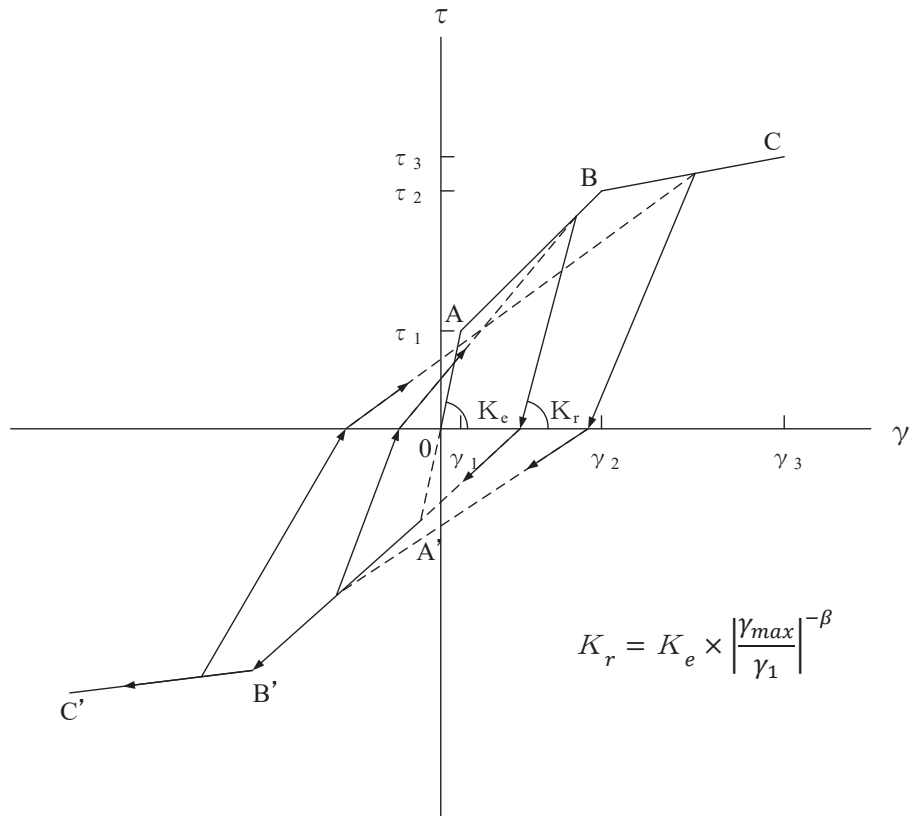
- $\tau_1$  : 第 1 折点のせん断応力度
- $\tau_2$  : 第 2 折点のせん断応力度
- $\tau_3$  : 終局点のせん断応力度
- $\gamma_1$  : 第 1 折点のせん断ひずみ
- $\gamma_2$  : 第 2 折点のせん断ひずみ
- $\gamma_3$  : 層間変形角 1/150 のせん断ひずみ

注：静的荷重漸増解析の荷重-変形曲線に基づき設定しており，曲げ成分を含んだ等価な履歴特性として設定

図 3-11 フレーム構造部のせん断応力度-せん断ひずみ関係の履歴特性

(6) EW 方向フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「日本建築学会 1990 年 建築耐震設計における保有耐力と変形性能」に基づき、武田モデルとする。フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-12 に示す。



- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：復元力が 0 になるまで勾配  $K_r$  で負側に向かい、復元力 0 から負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていなければ、負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：復元力が 0 になるまで勾配  $K_r$  で負側に向かい、復元力 0 から負側スケルトンが経験した最大点に向かう。
- d. 復元力 0 の点から最大点に向かう直線上から反対方向に戻る場合も復元力が 0 になるまで勾配  $K_r$  で戻り、その後反対側の今までの最大点に向かう。
- e. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-12 フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(7) スケルトンカーブの諸数値

大物搬入口躯体の耐震壁（NS 方向）及びフレーム構造部（EW 方向）について算出したせん断力及び曲げモーメントのスケルトンカーブの諸数値を表 3-5～表 3-7 に示す。

表 3-5 せん断力のスケルトンカーブ（ $\tau - \gamma$  関係）

NS 方向

階	$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
1 階	1.87	2.53	3.26	0.178	0.535	4.00

表 3-6 曲げモーメントのスケルトンカーブ（ $M - \phi$  関係）

NS 方向

階	$M_1$ ( $\times 10^6$ kN·m)	$M_2$ ( $\times 10^6$ kN·m)	$M_3$ ( $\times 10^6$ kN·m)	$\phi_1$ ( $\times 10^{-5}$ /m)	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}$ /m)	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}$ /m)
1 階	0.0891	0.248	0.394	2.00	23.2	331

表 3-7 せん断力のスケルトンカーブ（ $\tau - \gamma$  関係）

EW 方向

階	$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
1 階	5.37	11.1	12.9	0.512	4.26	6.67

注：静的荷重漸増解析の荷重－変形曲線に基づき設定しており，曲げ成分を含んだ等価な履歴特性として設定していることから，曲げモーメントのスケルトンカーブは設定されない。

### 3.5.2 材料物性の不確かさ

解析においては、「3.2 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  について、全ての地震動に対して実施する。

地盤剛性については、基礎固定としてモデルとしていることから不確かさを考慮しない。ただし、不確かさケースに用いる入力地震動について、原子炉建屋の地震応答解析における不確かさケースの1階床応答を用いることで地盤剛性の不確かさを考慮する。

建屋剛性については、原子炉建屋の地震応答解析と同様に建屋剛性の低下に関する不確かさを考慮するものとし、入力する地震動に対して最も剛性が低下するケースを考慮する。基準地震動  $S_s$  入力時は原子炉建屋の地震応答解析モデルで考慮している、基準地震動  $S_s$  入力後のさらなる剛性低下を考慮したケースについて検討する。弾性設計用地震動  $S_d$  入力に対しては、原子炉建屋の2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により設定した剛性補正係数による剛性低下を考慮したケースについて検討する。なお、建屋剛性の不確かさを考慮するケースにおけるコンクリート物性値は、原子炉建屋の地震応答解析における建屋剛性の不確かさを考慮するケースでの物性値と同一とする。

材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを表3-8に示す。

表 3-8(1) 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース（水平方向）

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	入力地震動（原子炉建屋1階床応答）を算定する原子炉建屋の地震応答解析ケース
		初期剛性	終局耐力		
基準地震動 S s	ケース1 (基本ケース)	設計剛性*1	設計基準強度*1を用いて方向別に設定 NS 方向：JEAG 式で評価*5 EW 方向：静的荷重増解析で評価*6	5%	ケース1 (基本ケース)
	ケース2	同上	同上	同上	ケース2 (地盤物性+σ)
	ケース3	同上	同上	同上	ケース3 (地盤物性-σ)
	ケース4	剛性低下考慮*3 (原子炉建屋のケース4~ケース6に相当)	設計基準強度*2を用いて方向別に設定 NS 方向：JEAG 式で評価*5 EW 方向：静的荷重増解析で評価*6	同上	ケース4 (建屋剛性考慮)
	ケース5			同上	ケース5 (建屋剛性考慮, 地盤物性+σ)
	ケース6			同上	ケース6 (建屋剛性考慮, 地盤物性-σ)
弾性設計用地震動 S d	ケース1 (基本ケース)	設計剛性*1	設計基準強度*1を用いて方向別に設定 NS 方向：JEAG 式で評価*5 EW 方向：静的荷重増解析で評価*6	5%	ケース1 (基本ケース)
	ケース2	同上	同上	同上	ケース2 (地盤物性+σ)
	ケース3	同上	同上	同上	ケース3 (地盤物性-σ)
	ケース4	剛性低下考慮*4 (原子炉建屋のケース1~ケース3に相当)	設計基準強度*2を用いて方向別に設定 NS 方向：JEAG 式で評価*5 EW 方向：静的荷重増解析で評価*6	同上	ケース1 (基本ケース)
	ケース5			同上	ケース2 (地盤物性+σ)
	ケース6			同上	ケース3 (地盤物性-σ)

注記\*1：新設部の設計基準強度  $F_c=33\text{N}/\text{mm}^2$  より算定する。

\*2：原子炉建屋の剛性を適用していることを踏まえ、既設部の設計基準強度  $F_c=32.4\text{N}/\text{mm}^2$  ( $330\text{ kg}/\text{cm}^2$ ) より算定する。

\*3：原子炉建屋の建屋剛性の不確かさケースの剛性を適用する。

\*4：原子炉建屋の基本ケース（2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により設定した剛性補正係数による剛性低下を考慮したケース）の物性値を適用する。

\*5：せん断終局耐力については、耐震壁がボックス壁ではないことから、「技術基準解説書」を参考に算出する。

\*6：静的荷重増解析により求められる荷重-変形関係の層間変形角1/150時点での耐力を終局耐力として設定する。



表 3-8(2) 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース (鉛直方向)

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	入力地震動 (原子炉建屋 1 階床応答) を算定する原子炉建屋の地震応答解析ケース
		初期剛性	終局耐力		
基準地震動 S s 及び 弾性設計用地震動 S d	ケース 1 (基本ケース)	設計剛性*	—	5%	ケース 1 (基本ケース)
	ケース 2	同上	—	同上	ケース 2 (地盤物性 + $\sigma$ )
	ケース 3				ケース 3 (地盤物性 - $\sigma$ )

注記 \* : 新設部の設計基準強度  $F_c = 33 \text{ N/mm}^2$  より算定する。

#### 4. 解析結果

##### 4.1 動的解析

本資料においては、代表として基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  の基本ケースの地震応答解析結果を示す。

##### 4.1.1 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有値及び固有振動数）を表 4-1～表 4-3 に示す。固有振動モードを図 4-1～図 4-3 に示す。

##### 4.1.2 応答解析結果

基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  の基本ケースの地震応答解析結果を図 4-4～図 4-19 に示す。

表 4-1 固有値解析結果（NS 方向）

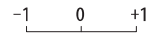
次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.042	23.78	0.859

表 4-2 固有値解析結果（EW 方向）

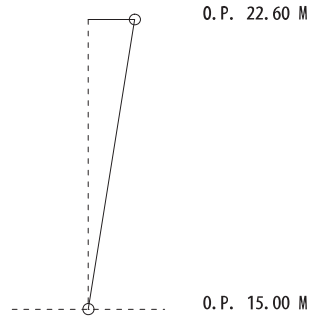
次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.142	7.02	1.204

表 4-3 固有値解析結果（UD 方向）

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.016	64.45	1.012

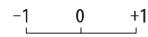


PERIOD 0.042 s  
FREQUENCY 23.78 Hz  
PERTI. COEFF 0.859

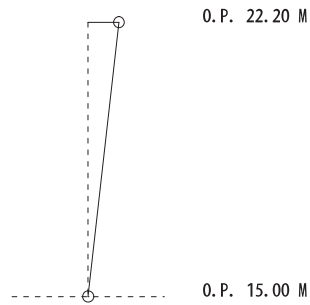


1次

図 4-1 固有振動モード(NS方向)



PERIOD 0.142 s  
FREQUENCY 7.02 Hz  
PERTI. COEFF 1.204



1次

図 4-2 固有振動モード(EW方向)



PERIOD 0.016 s  
 FREQUENCY 64.45 Hz  
 PERTI. COEFF 1.012

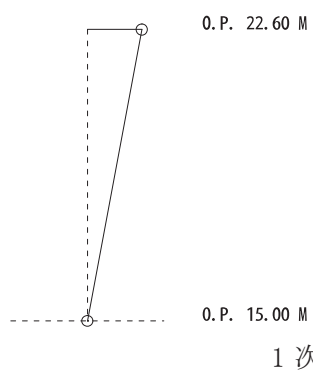
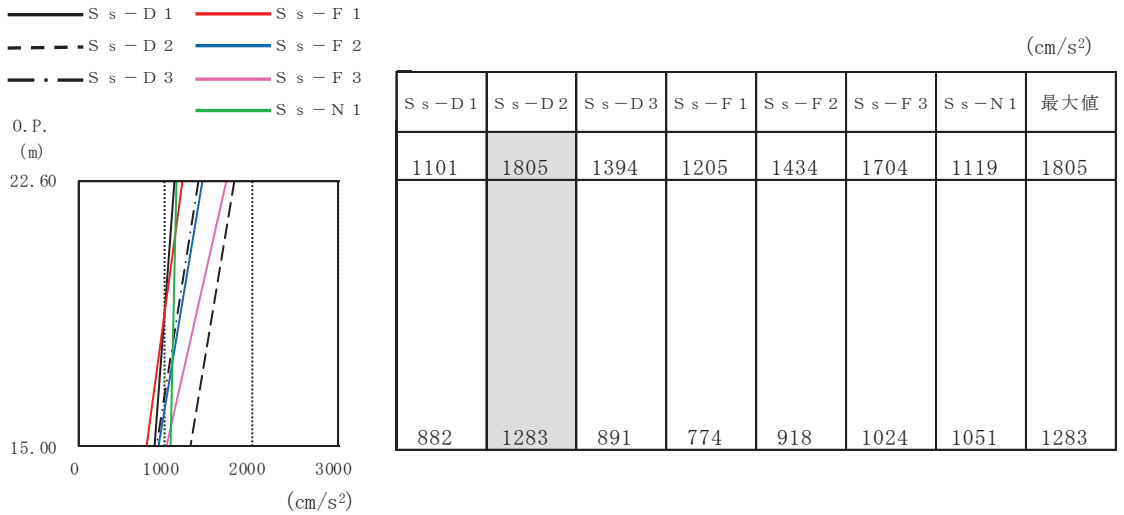
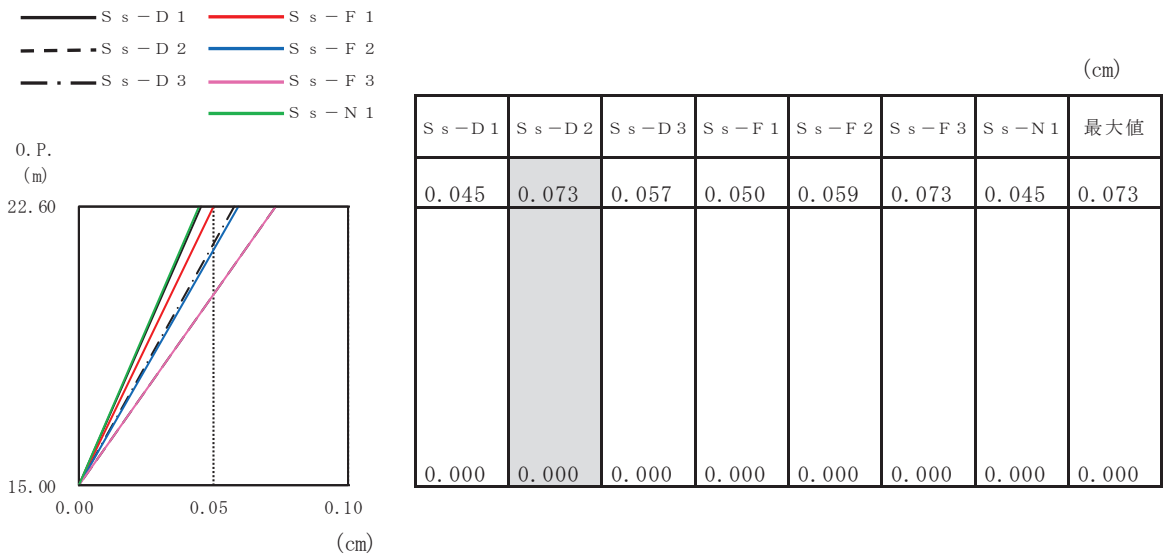


図 4-3 固有振動モード (UD 方向)



注：ハッチングはS<sub>s</sub>7波の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

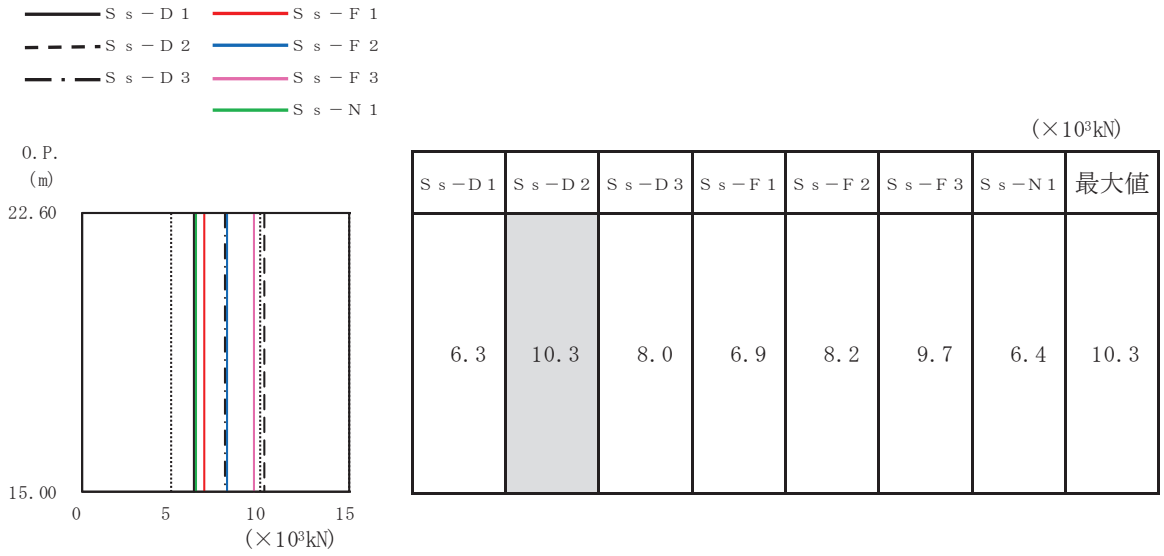
図 4-4 最大応答加速度（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）



注 1：ハッチングはS<sub>s</sub>7波の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

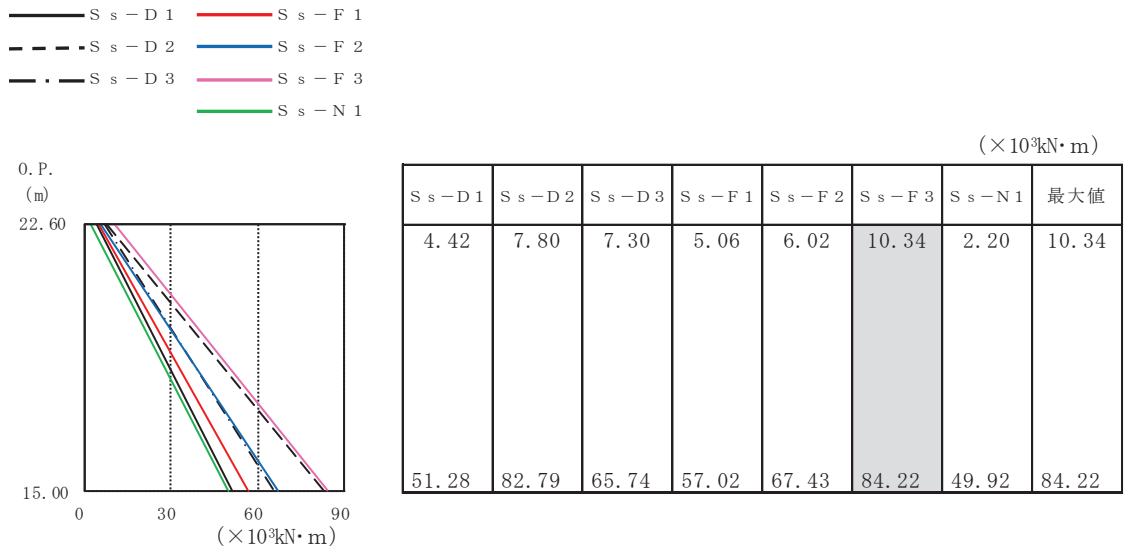
注 2：基礎固定モデルのため O.P. 15.0m に対する相対変位を表示。

図 4-5 最大応答変位（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）



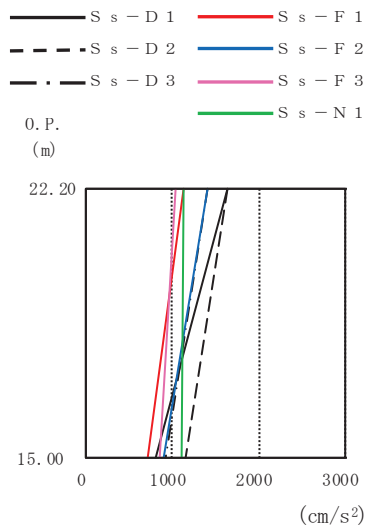
注：ハッチングはS<sub>s</sub>7波の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-6 最大応答せん断力（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）



注：ハッチングはS<sub>s</sub>7波の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

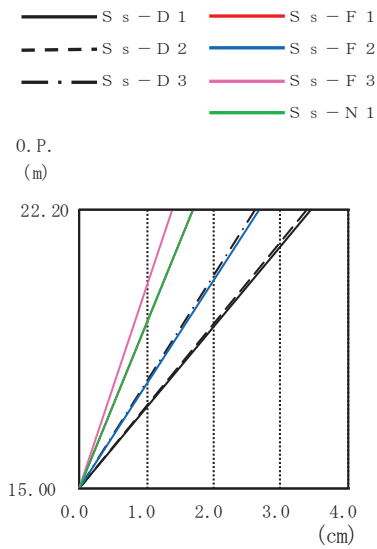
図 4-7 最大応答曲げモーメント（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）



							(cm/s <sup>2</sup> )
S <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -D2	S <sub>s</sub> -D3	S <sub>s</sub> -F1	S <sub>s</sub> -F2	S <sub>s</sub> -F3	S <sub>s</sub> -N1	最大値
1628	1628	1400	1124	1417	1040	1116	1628
815	1143	926	703	903	850	1106	1143

注：ハッチングはS<sub>s</sub>7波の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

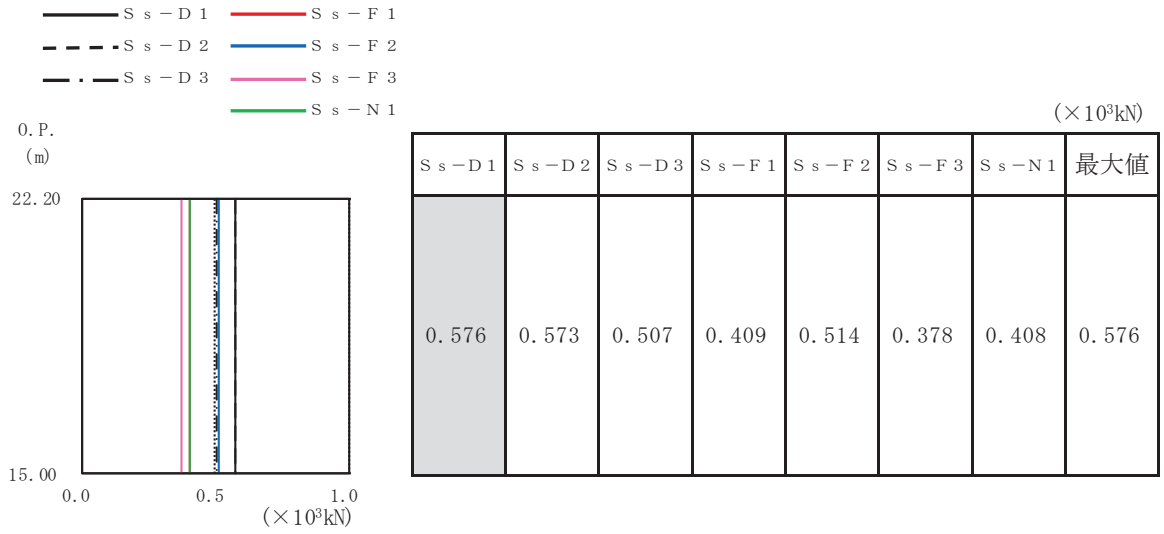
図 4-8 最大応答加速度（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）



							(cm)
S <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -D2	S <sub>s</sub> -D3	S <sub>s</sub> -F1	S <sub>s</sub> -F2	S <sub>s</sub> -F3	S <sub>s</sub> -N1	最大値
3.440	3.391	2.611	1.688	2.676	1.387	1.678	3.440
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

注：ハッチングはS<sub>s</sub>7波の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-9 最大応答変位（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）



注：ハッチングはS<sub>s</sub>7波の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-10 最大応答せん断力（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW 方向）

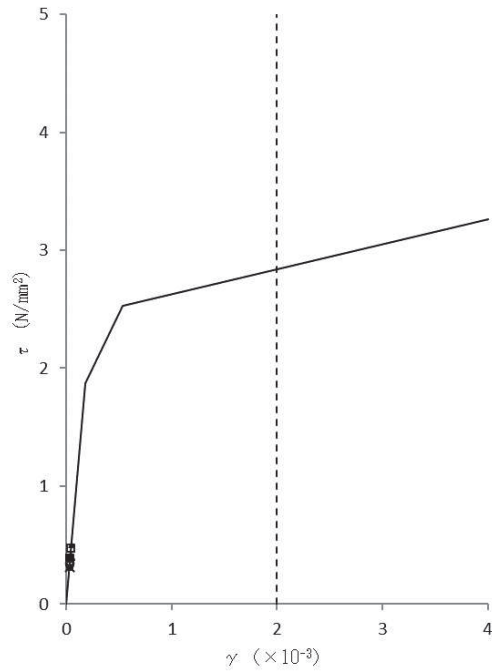
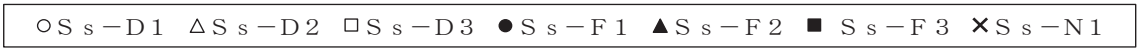
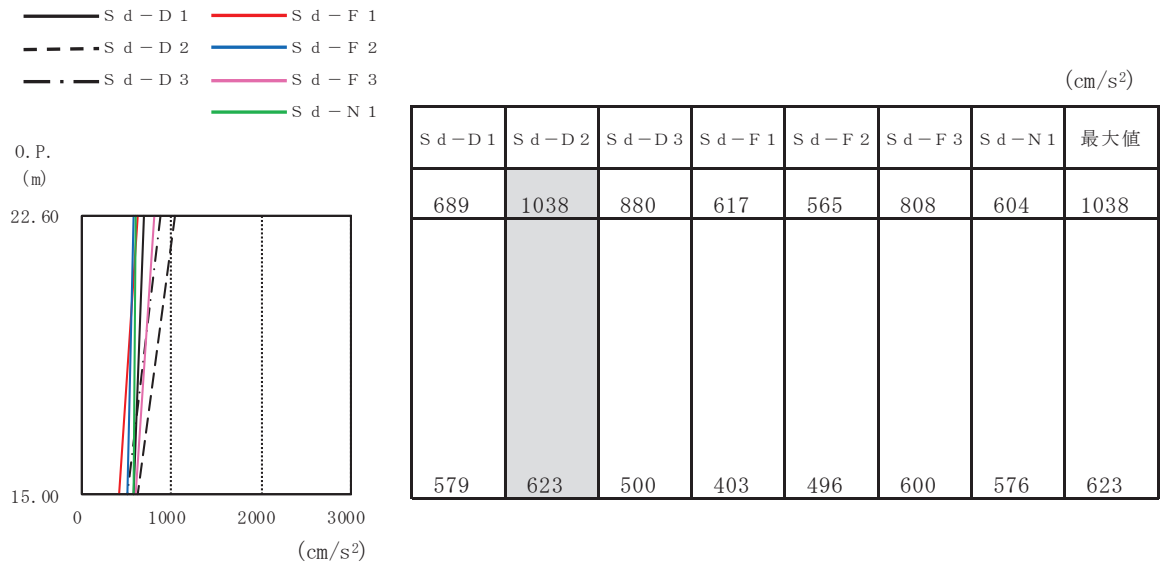


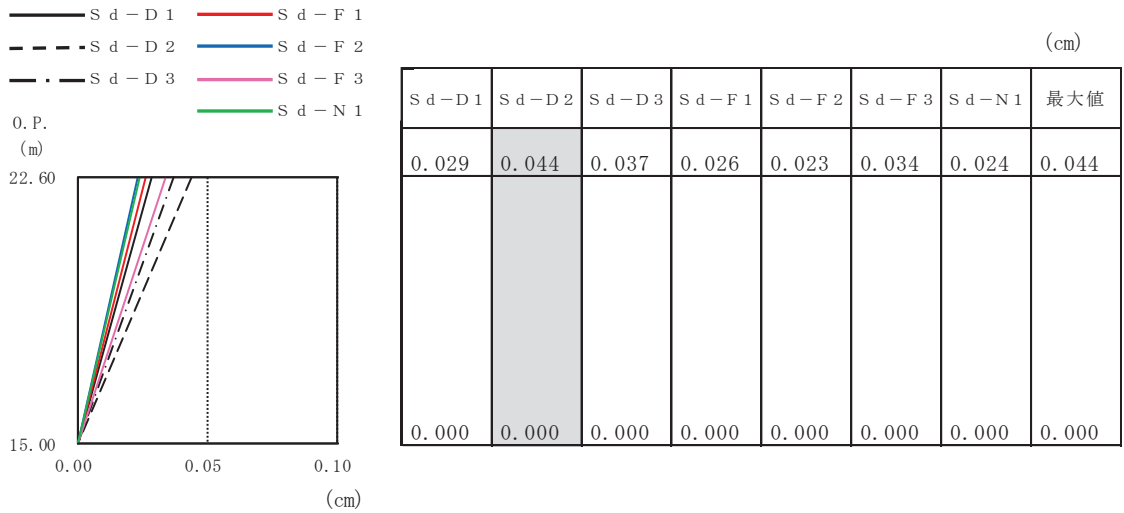
図 4-11 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS 方向）





注：ハッチングはS d 7 波の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

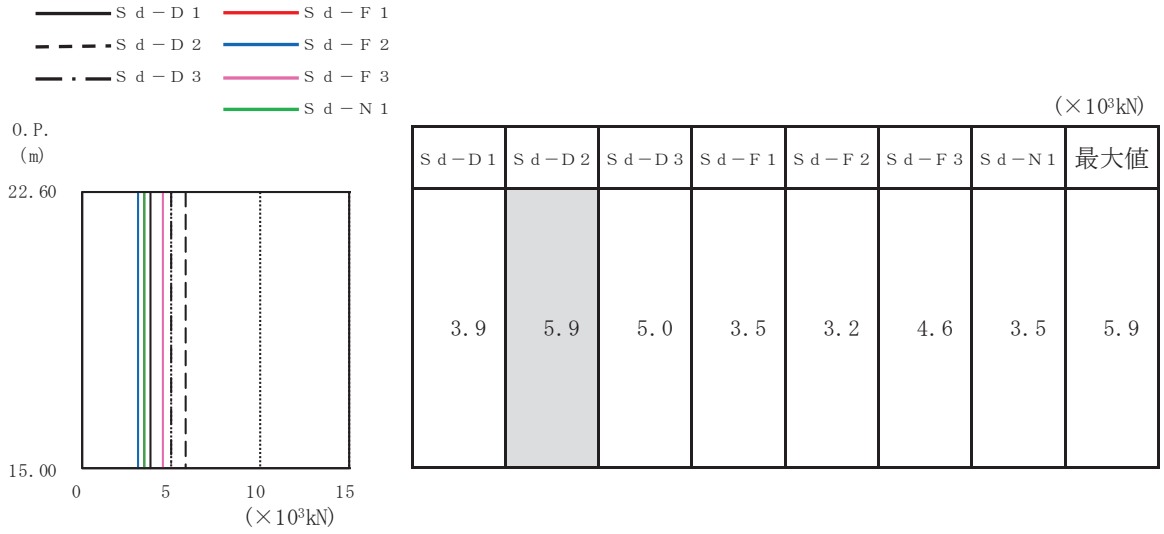
図 4-12 最大応答加速度（弾性設計用地震動 S d ， NS 方向）



注 1：ハッチングはS d 7 波の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

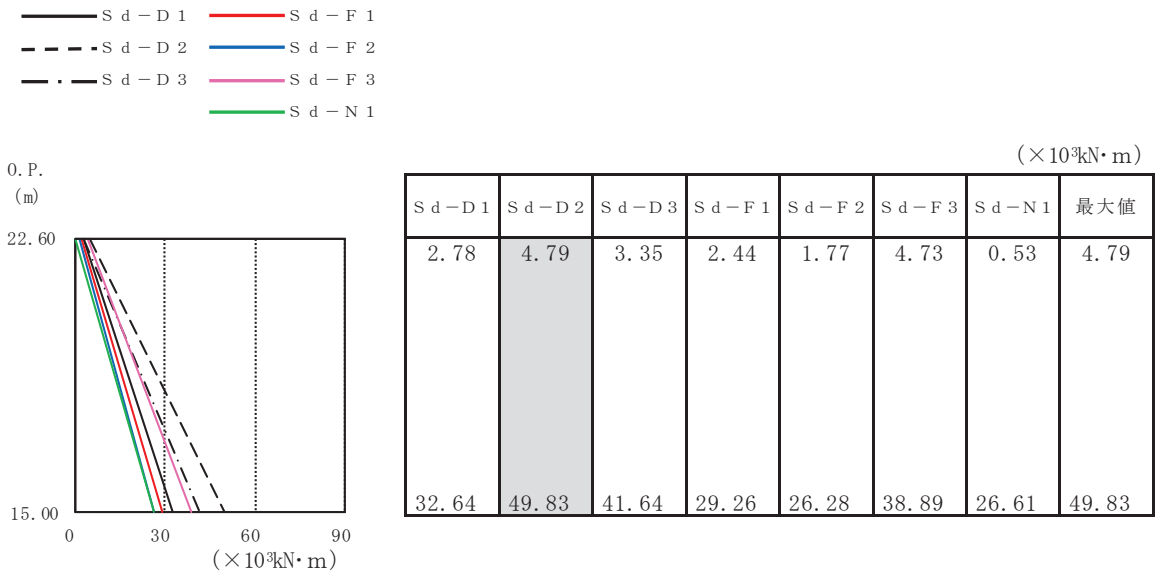
注 2：基礎固定モデルのため 0.P. 15.0m に対する相対変位を表示。

図 4-13 最大応答変位（弾性設計用地震動 S d ， NS 方向）



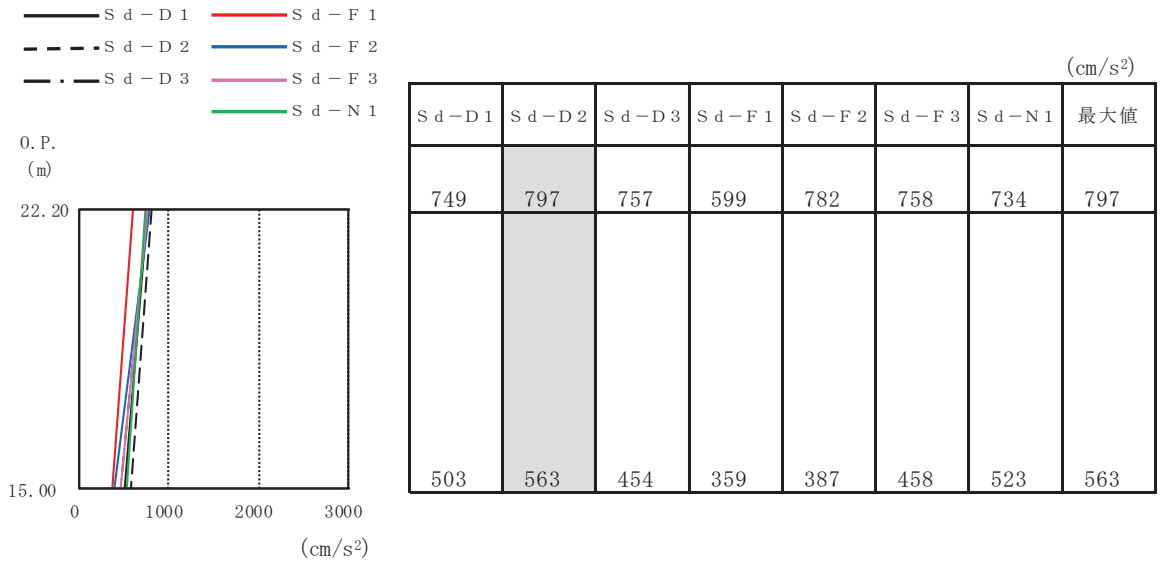
注：ハッチングはS d 7 波の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-14 最大応答せん断力（弾性設計用地震動 S d，NS 方向）



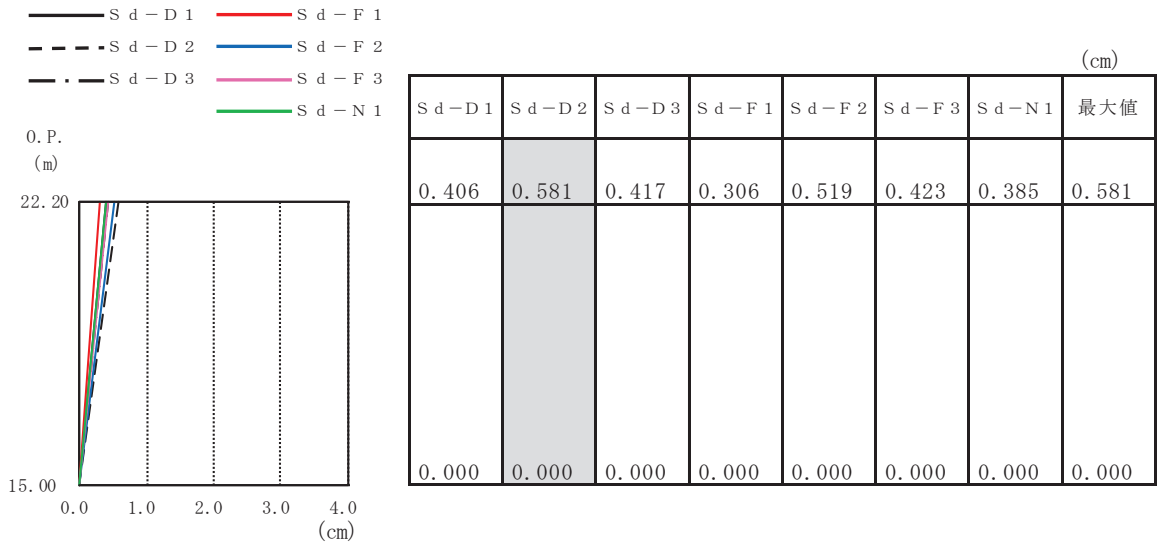
注：ハッチングはS d 7 波の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-15 最大応答曲げモーメント（弾性設計用地震動 S d，NS 方向）



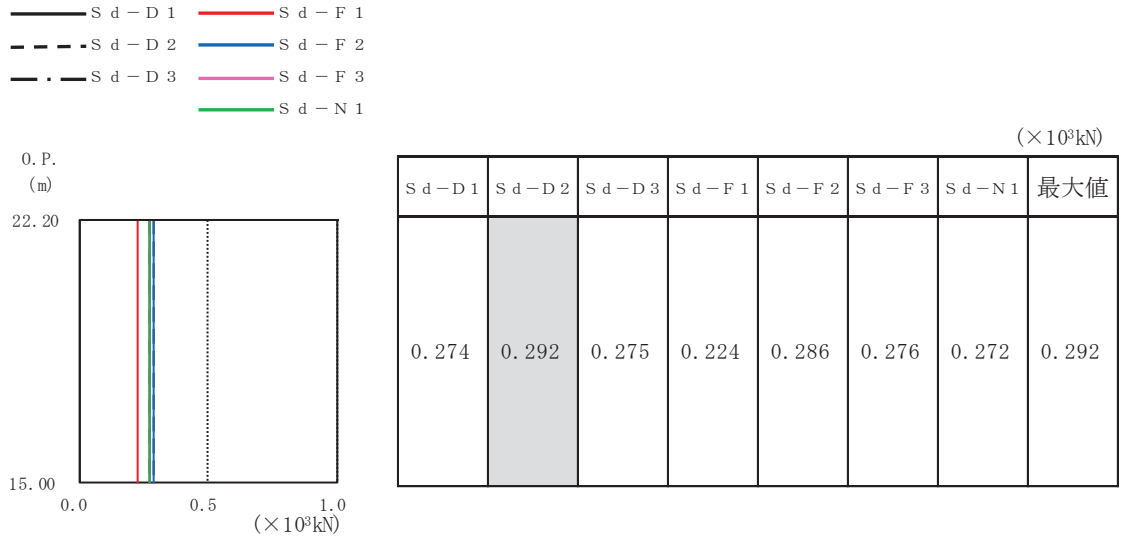
注：ハッチングはS d 7 波の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-16 最大応答加速度（弾性設計用地震動 S d ， EW 方向）



注：ハッチングはS d 7 波の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-17 最大応答変位（弾性設計用地震動 S d ， EW 方向）



注：ハッチングはS d 7波の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-18 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d , EW 方向)

○ S d - D 1   Δ S d - D 2   □ S d - D 3   ● S d - F 1   ▲ S d - F 2   ■ S d - F 3   × S d - N 1

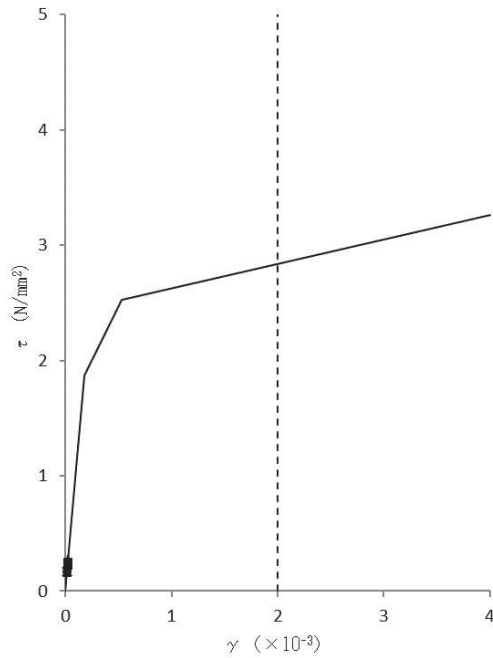


図 4-19 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)

#### 4.2 静的解析

静的地震力については、「3.4 解析方法」に示す方法にて算出する。地震層せん断力係数  $3.0C_i$  及び静的地震力（水平地震力）を表 4-4 及び表 4-5 に示す。EW 方向については単位幅の値を示す。

表 4-4 地震層せん断力係数 ( $3.0C_i$ ) 及び水平地震力 (NS 方向)

O.P. (m)	層せん断力係数	水平地震力 ( $\times 10^3\text{kN}$ )
15.0 ~ 22.6	0.48	2.71

表 4-5 地震層せん断力係数 ( $3.0C_i$ ) 及び水平地震力 (EW 方向)

O.P. (m)	層せん断力係数	水平地震力 ( $\times 10^3\text{kN/m}$ )
15.0 ~ 22.2	0.48	0.18

#### 4.3 必要保有水平耐力

必要保有水平耐力については、「3.4 解析方法」に示す方法にて算出する。必要保有水平耐力  $Q_{un}$  を表 4-6 及び表 4-7 に示す。

表 4-6 必要保有水平耐力  $Q_{un}$  (NS 方向)

O.P. (m)	構造特性係数 $D_s$	形状特性係数 $F_{es}$	必要保有水平耐力 $Q_{un} (\times 10^3 \text{kN})$
15.0 ~ 22.6	0.55	1.00	2.48

表 4-7 必要保有水平耐力  $Q_{un}$  (EW 方向)

O.P. (m)	構造特性係数 $D_s$	形状特性係数 $F_{es}$	必要保有水平耐力 $Q_{un} (\times 10^3 \text{kN})$
15.0 ~ 22.2	0.45	1.50	3.04

(Ⅱ) 大物搬入口躯体の耐震性についての計算書

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、原子炉建屋の一部を構成する大物搬入口躯体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。

大物搬入口躯体のうち、原子炉建屋原子炉棟（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、大物搬入口躯体を構成する壁は2次しゃへい壁に該当し、その2次しゃへい壁は、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、大物搬入口躯体のうち、原子炉建屋原子炉棟（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2次しゃへい壁の「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

大物搬入口躯体は、原子炉建屋の一部を構成している。大物搬入口躯体を含む原子炉建屋の設置位置を図 2-1 に、原子炉建屋における大物搬入口躯体の設置位置を図 2-2 に示す。

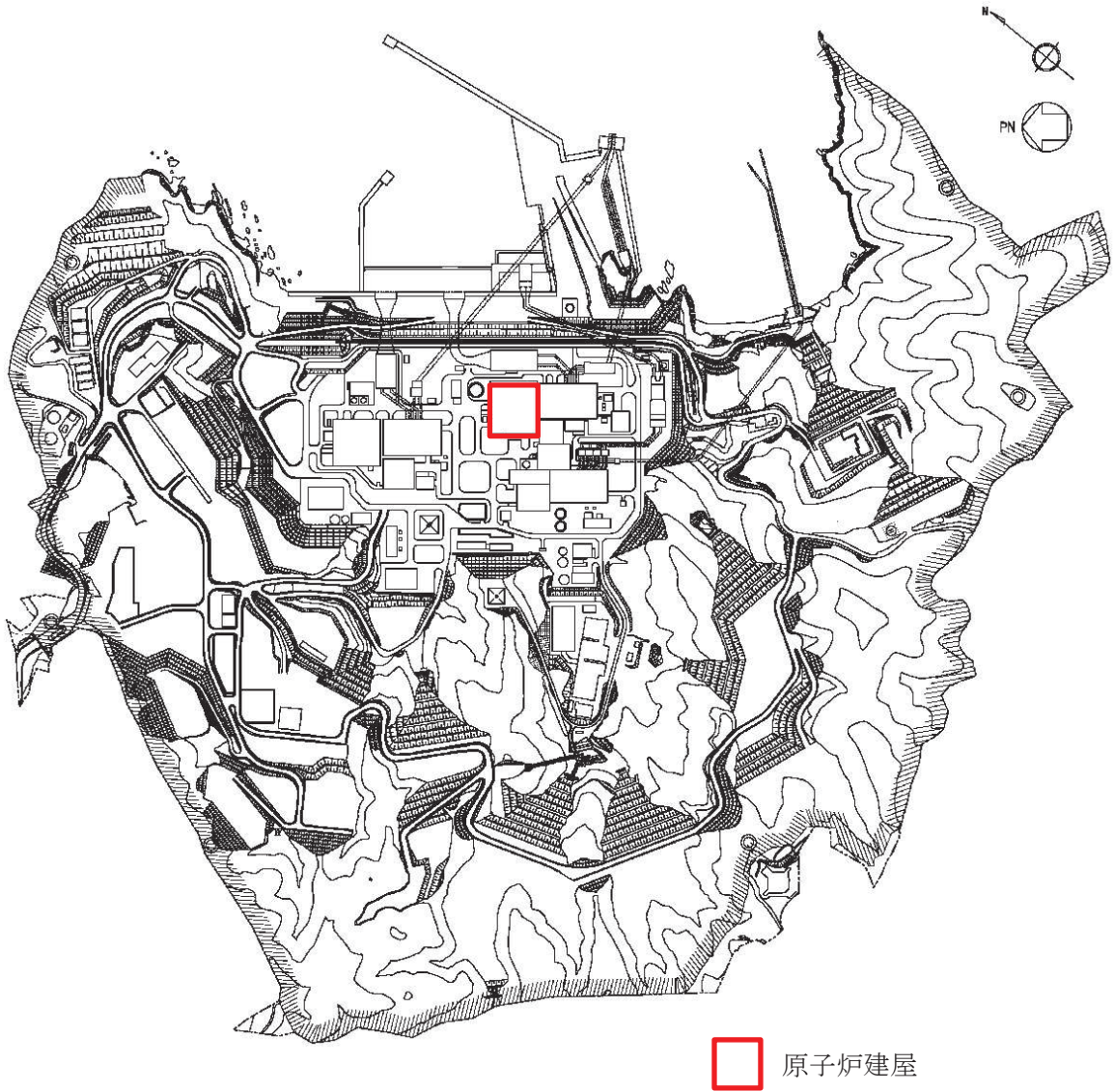
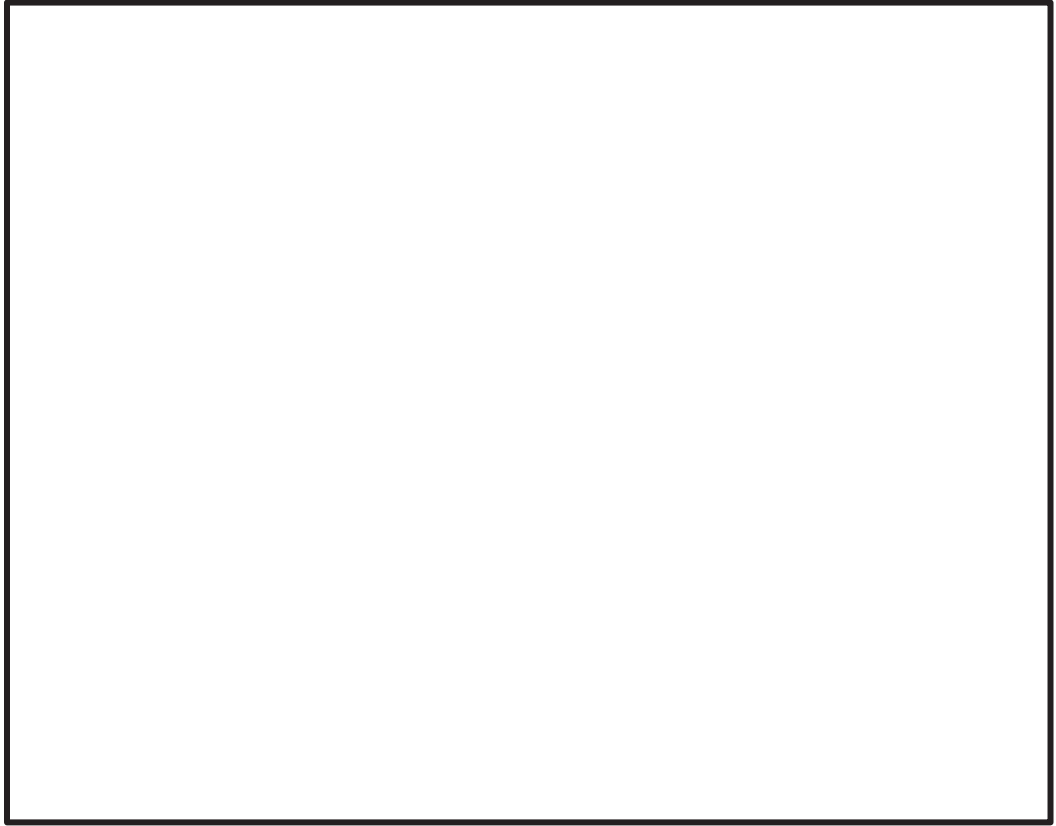


図 2-1 原子炉建屋の設置位置



O. P. 15. 0m

図 2-2 大物搬入口躯体の設置位置

02 ⑤ VI-2-9-3-1 R1

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

## 2.2 構造概要

大物搬入口躯体は、原子炉建屋1階の北側に位置し、基礎スラブ、耐震壁及び屋根スラブからなる箱型の鉄筋コンクリート構造物である。地上高さは8.1mであり、平面は長さ12.2m(NS方向)×幅11.5m(EW方向)\*である。

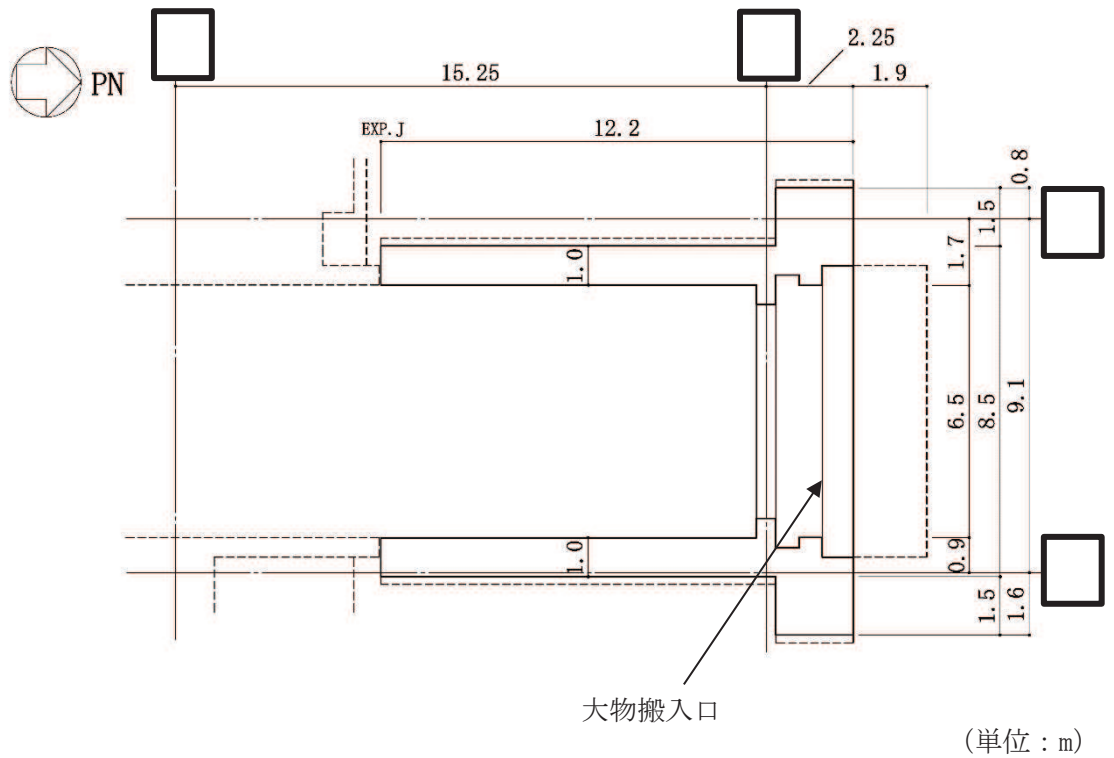
建屋の構造は鉄筋コンクリート造であり、その主たる耐震要素は耐震壁である。

大物搬入口躯体の基礎は、厚さ2.0mのべた基礎で、原子炉建屋の支持地盤上に配置されたマンメイドロック上に設置されており、原子炉建屋と一体化している。また、耐震壁及び屋根スラブは原子炉建屋とエキスパンションジョイント(以下「EXP.J」という。)を介して接続しており、構造的に分離している。なお、大物搬入口躯体については、耐震性向上の観点から、耐震補強を行うこととし、耐震補強を考慮した評価を行う。耐震補強は、既存耐震壁及び屋根スラブの増厚、大物搬入口周囲の柱・はりフレームの構築により行う。

地震力に対しては、NS方向では東西に設置されている耐震壁(面内方向)を主な耐震要素として、EW方向では同耐震壁(面外方向)及び屋根スラブで構成されるフレームを主な耐震要素として設計している。また、大物搬入口取付部は、柱及びはりによるフレーム構造としている。(以下、耐震壁と屋根スラブで構成されるEW方向のフレームを「フレーム構造部(一般部)」、大物搬入口が取付く柱及びはりによるフレームを「フレーム構造部(扉部)」という。)

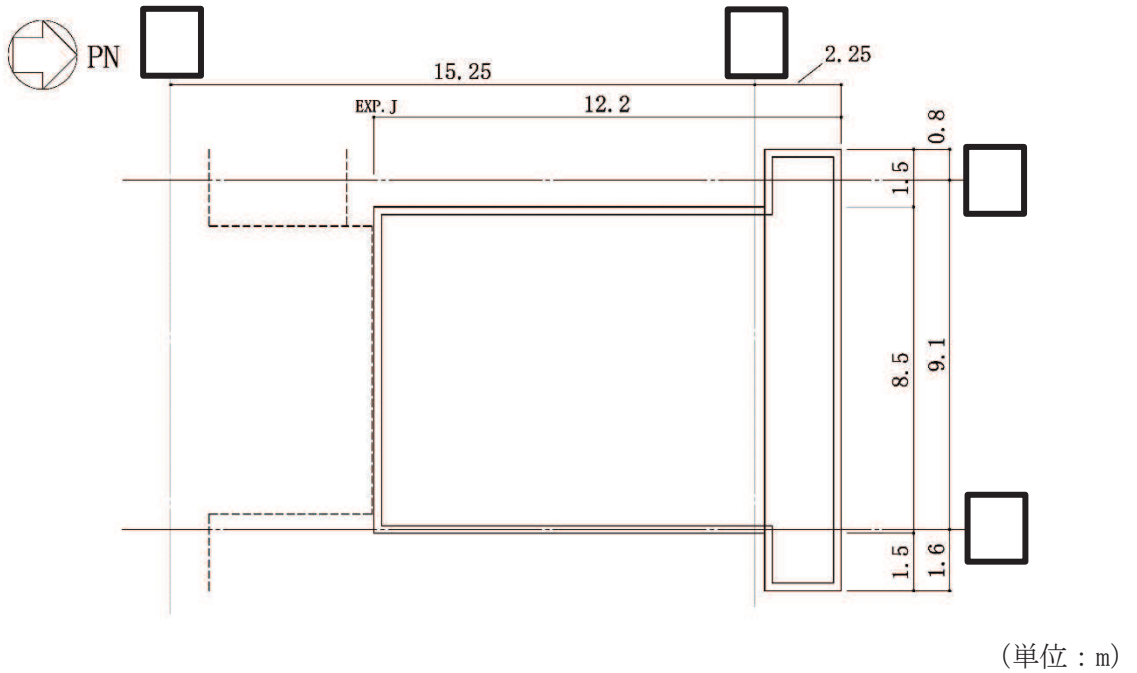
大物搬入口躯体の概略平面図及び概略断面図を図2-3及び図2-4に、原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設)の範囲の平面図及び断面図を図2-5及び図2-6に示す。また、2次しゃへい壁の範囲の平面図及び断面図を図2-7及び図2-8に示す。

注記\* : 建屋寸法は壁外面押えとする。



注：破線は基礎スラブ及び原子炉建屋の外形を示す。

図 2-3(1) 大物搬入口躯体の概略平面図 (1F, O.P. \*15.0m)



注：破線は基礎スラブ及び原子炉建屋の外形を示す。

図 2-3(2) 大物搬入口躯体の概略平面図 (RF, O.P. \*22.6m)

注記\* : O.P. は女川原子力発電所工事用基準面であり、東京湾平均海面(T.P.)-0.74mである。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

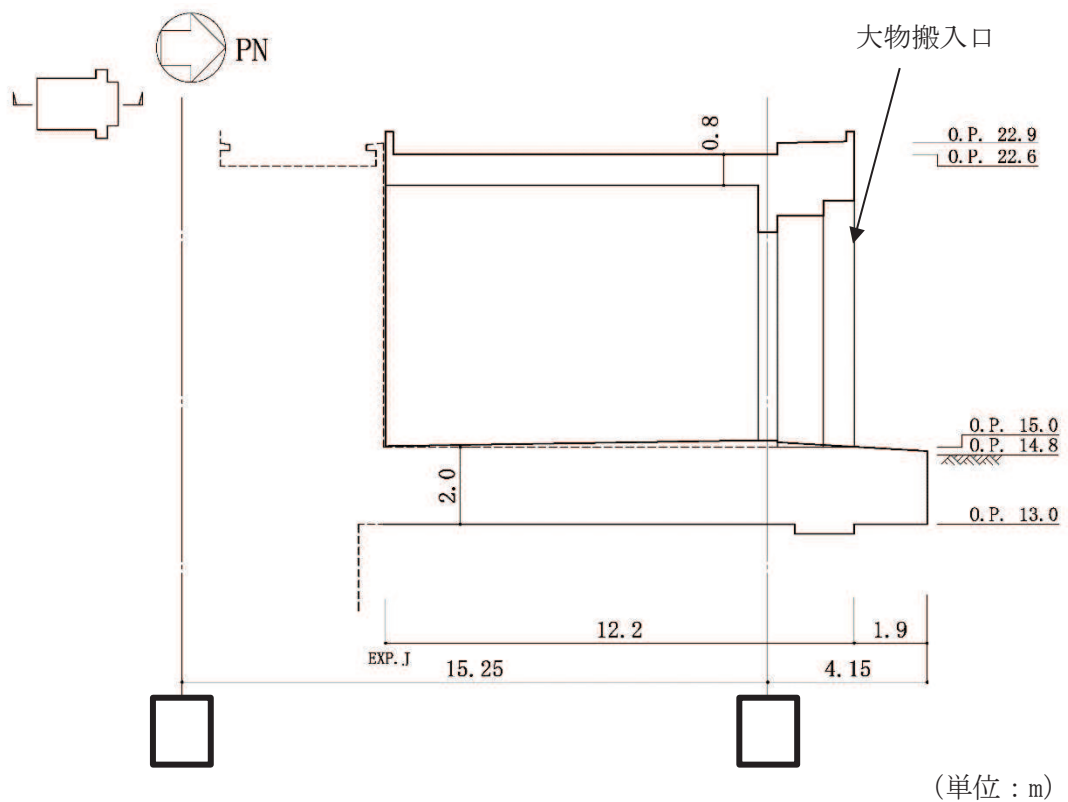


図 2-4(1) 大物搬入口躯体の概略断面図 (NS 方向)

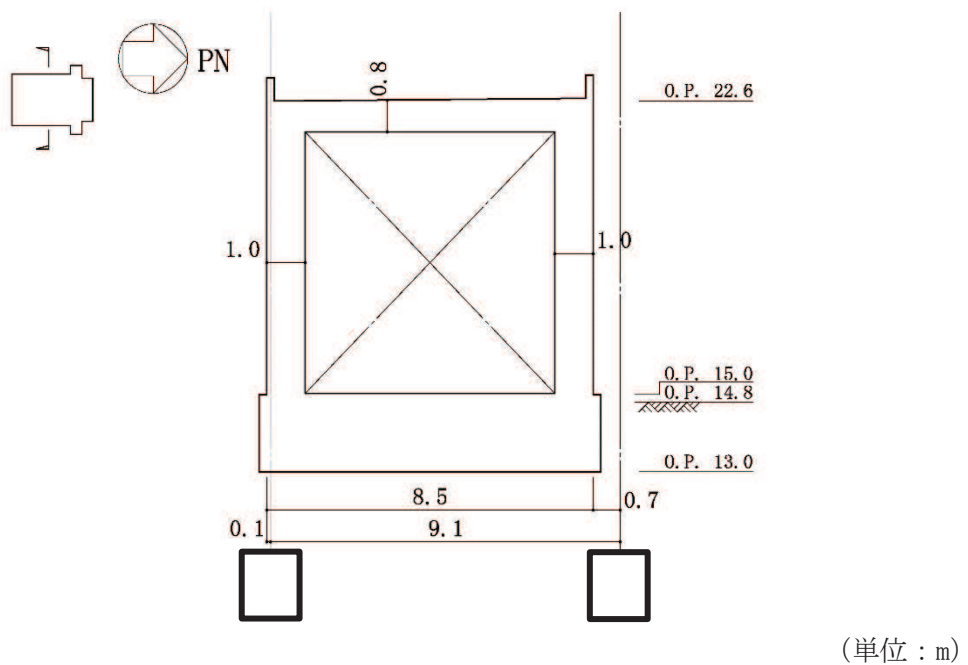
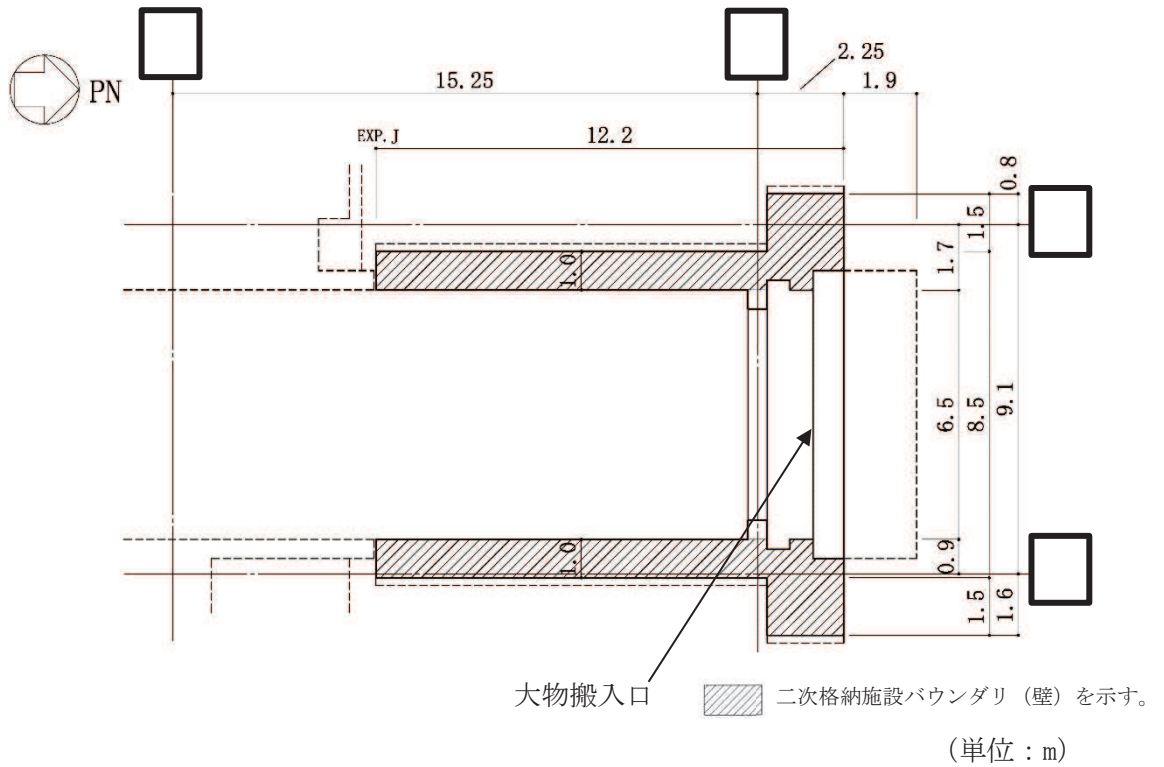


図 2-4(2) 大物搬入口躯体の概略断面図 (EW 方向)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



注：破線は基礎スラブ及び原子炉建屋の外形を示す。

図 2-5(1) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図  
(1F, O. P. 15.0m) (1/2)

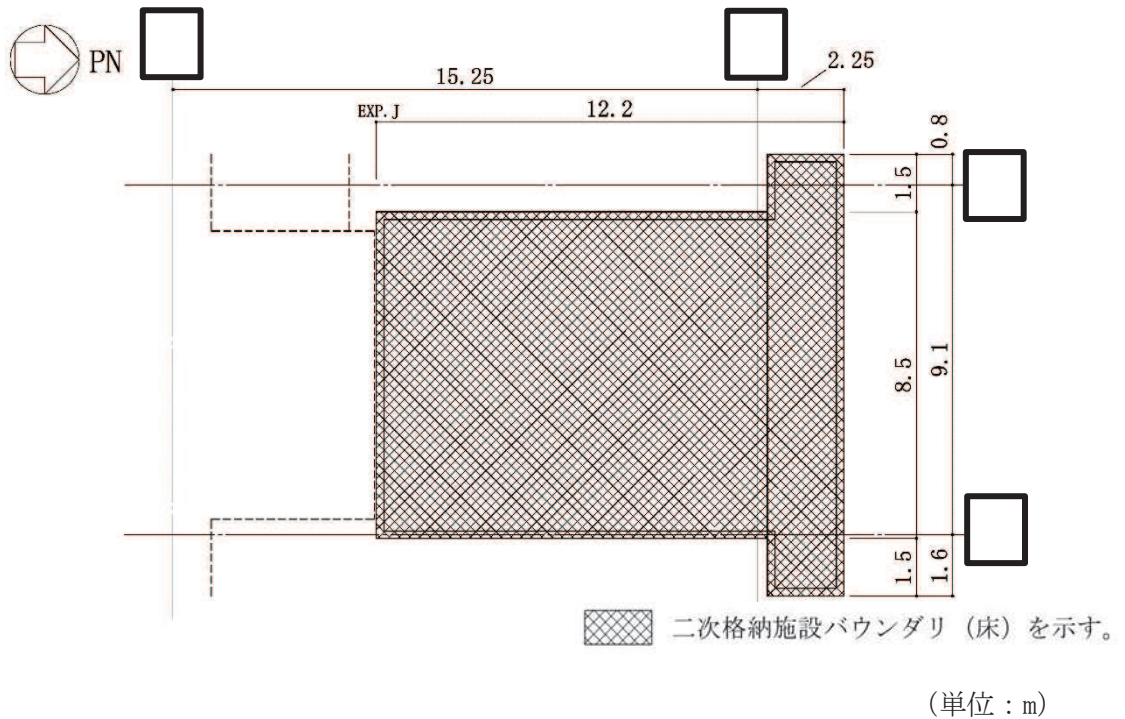
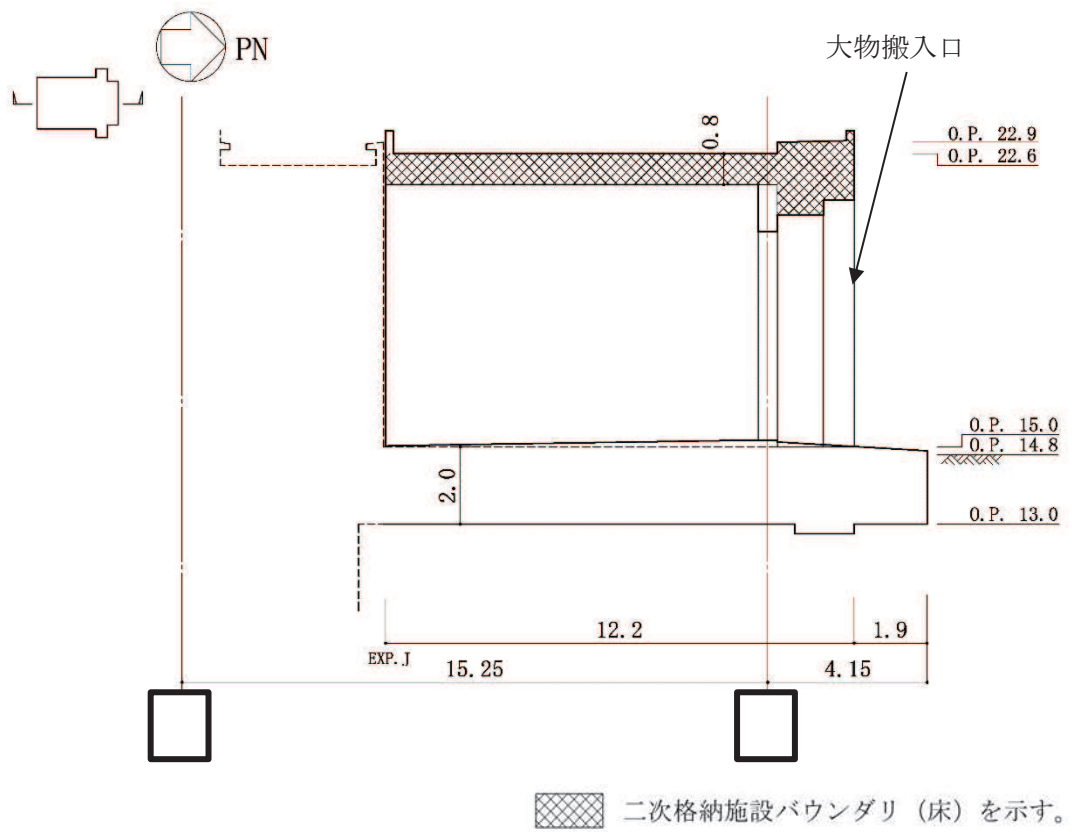


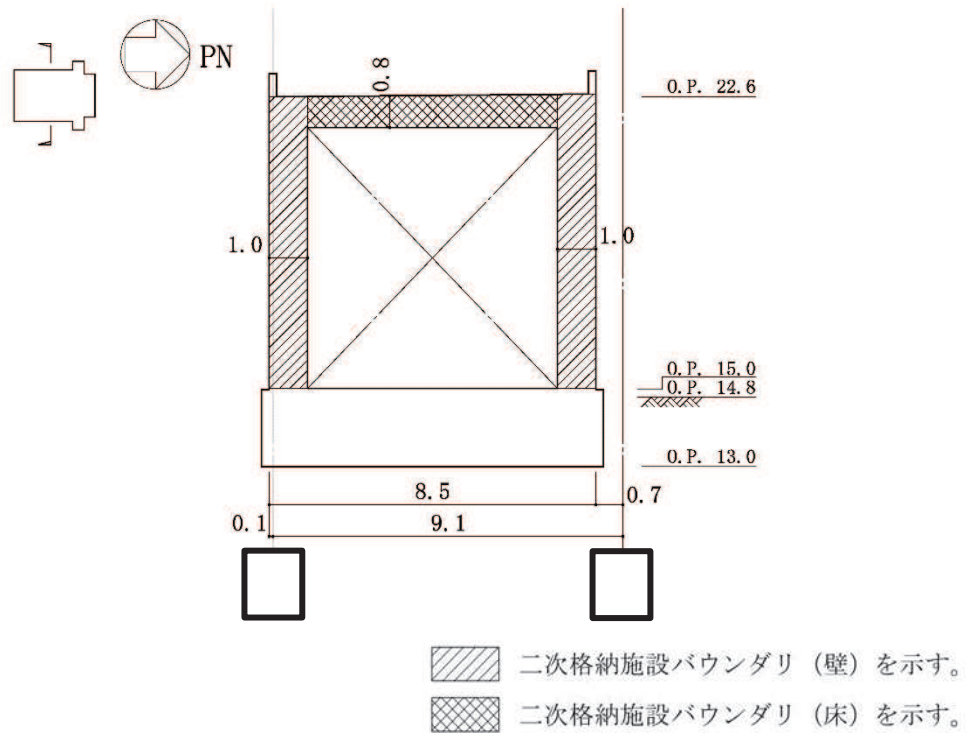
図 2-5(2) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図  
(RF, O. P. 22.6m) (2/2)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位：m)

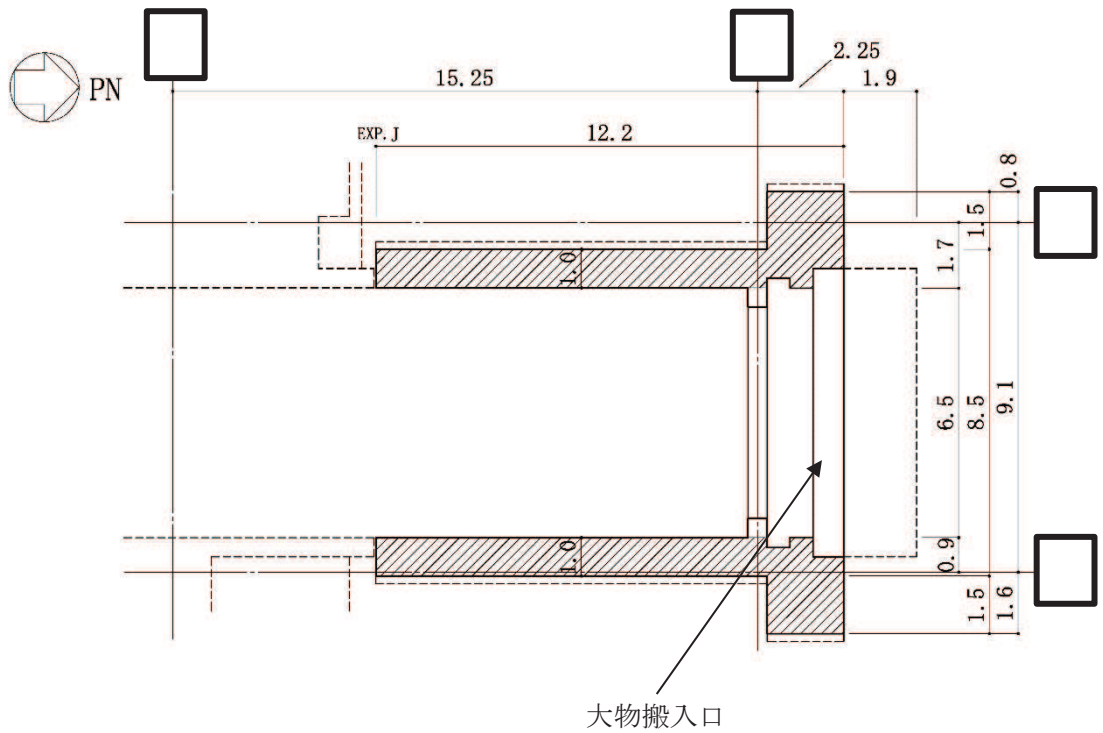
図 2-6(1) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の断面図（NS 方向）



(単位：m)

図 2-6(2) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の断面図（EW 方向）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

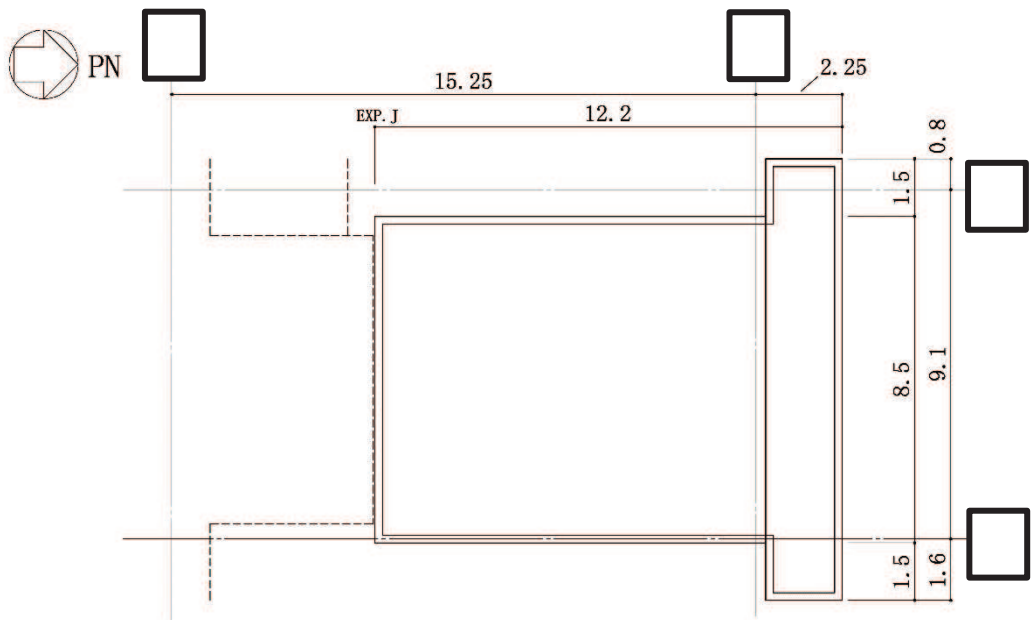


 2次しゃへい壁（壁）を示す。

(単位：m)

注：破線は基礎スラブを示す。

図 2-7(1) 2次しゃへい壁の範囲の平面図 (1F, 0.P. 15.0m)

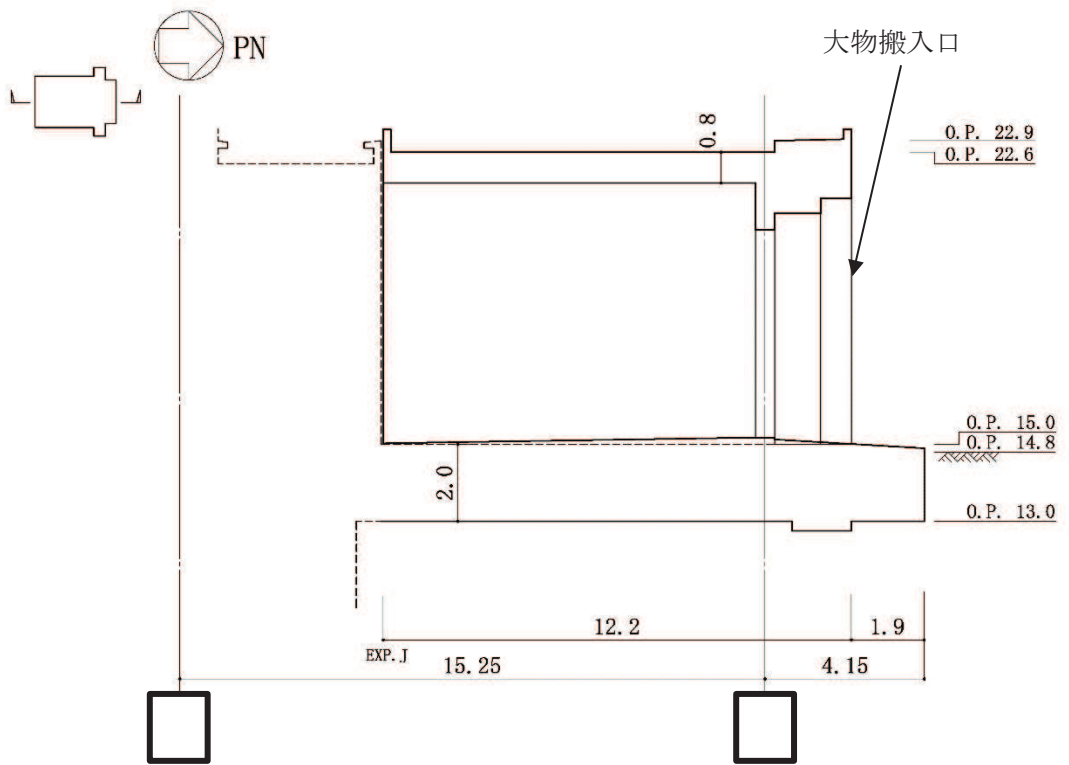


(単位：m)

図 2-7(2) 2次しゃへい壁の範囲の平面図 (RF, 0.P. 22.6m)

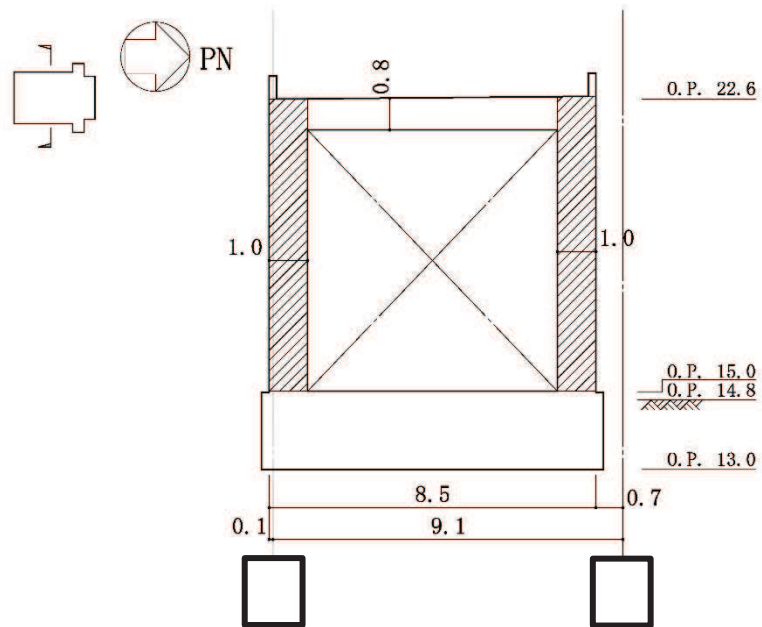
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。






注：屋根面及び床面には遮蔽要求無し  
(単位：m)

図2-8(1) 2次しゃへい壁の範囲の断面図 (NS方向)



 2次しゃへい壁 (壁) を示す。

(単位：m)

図2-8(2) 2次しゃへい壁の範囲の断面図 (EW方向)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### 2.3 評価方針

大物搬入口躯体のうち、原子炉建屋原子炉棟（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、大物搬入口躯体を構成する壁の一部は、2次しゃへい壁に該当し、その2次しゃへい壁は、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。

大物搬入口躯体の設計基準対象施設としての評価においては、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（以下「 $S_d$ 地震時に対する評価」という。）、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「(I) 大物搬入口躯体の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。大物搬入口躯体の評価は、添付書類「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、フレーム構造部（一般部）の層間変形角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、大物搬入口躯体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に大物搬入口躯体の材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを示す。

また、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、大物搬入口躯体では、運転時、設計基準事故時及び重大事故等時の状態において、圧力、温度等の条件について有意な差異がないことから、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。

大物搬入口躯体の評価フローを図2-9に示す。

表 2-1(1) 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース (水平方向)

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	入ノ地震動 (原子炉建屋1階床芯答) を算定する原子炉建屋の地震応答解析ケース
		初期剛性	終局耐力		
基準地震動S s	ケース1 (基本ケース)	設計剛性*1	設計基準強度*1を用いて方向別に設定 NS 方向: JEAG 式で評価*5 EW 方向: 静的荷重増強解析で評価*6	5%	ケース1 (基本ケース)
	ケース2	同上	同上	同上	ケース2 (地盤物性+σ)
	ケース3	同上	同上	同上	ケース3 (地盤物性-σ)
	ケース4	剛性低下考慮*3 (原子炉建屋のケース4 ~ケース6に相当)	設計基準強度*2を用いて方向別に設定 NS 方向: JEAG 式で評価*5 EW 方向: 静的荷重増強解析で評価*6	同上	ケース4 (建屋剛性考慮)
	ケース5			同上	ケース5 (建屋剛性考慮, 地盤物性+σ)
	ケース6			同上	ケース6 (建屋剛性考慮, 地盤物性-σ)
弾性設計用地震動 S d	ケース1 (基本ケース)	設計剛性*1	設計基準強度*1を用いて方向別に設定 NS 方向: JEAG 式で評価*5 EW 方向: 静的荷重増強解析で評価*6	5%	ケース1 (基本ケース)
	ケース2	同上	同上	同上	ケース2 (地盤物性+σ)
	ケース3	同上	同上	同上	ケース3 (地盤物性-σ)
	ケース4	剛性低下考慮*4 (原子炉建屋のケース1 ~ケース3に相当)	設計基準強度*2を用いて方向別に設定 NS 方向: JEAG 式で評価*5 EW 方向: 静的荷重増強解析で評価*6	同上	ケース1 (基本ケース)
	ケース5			同上	ケース2 (地盤物性+σ)
	ケース6			同上	ケース3 (地盤物性-σ)

注記\*1 : 新設部の設計基準強度  $F_c=33\text{N}/\text{mm}^2$  より算定する。

\*2 : 原子炉建屋の剛性を適用していることを踏まえ、既設部の設計基準強度  $F_c=32.4\text{N}/\text{mm}^2$  ( $330\text{kg}/\text{cm}^2$ ) より算定する。

\*3 : 原子炉建屋の建屋剛性の不確かさを考慮する。

\*4 : 原子炉建屋の基本ケース (2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により設定した剛性補正係数による剛性低下を考慮したケース) の物性値を適用する。

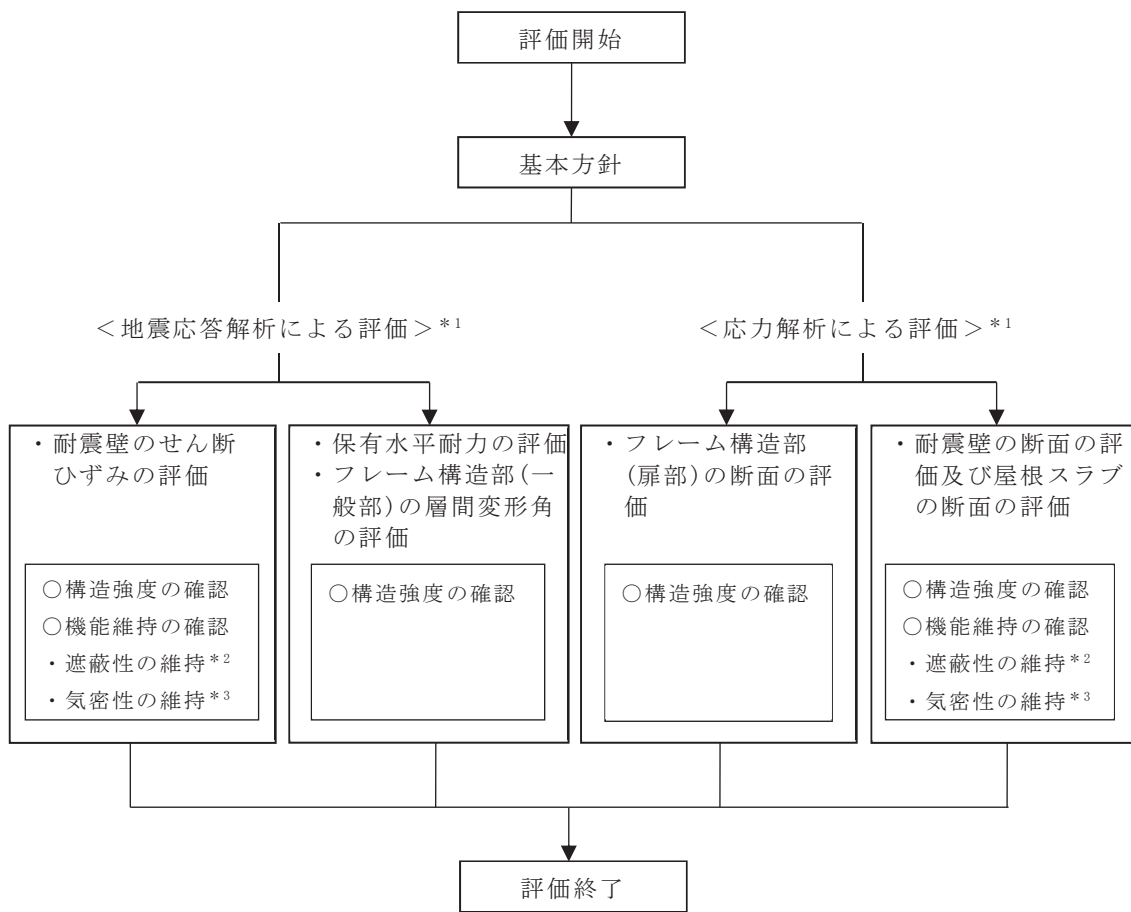
\*5 : せん断終局耐力については、耐震壁がボックス壁ではないことから、「技術基準解説書」を参考に算出する。

\*6 : 静的荷重増強解析により求められる荷重-変形関係の層間変形角1/150時点での耐力を終局耐力として設定する。

表2-1(2) 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース (鉛直方向)

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建築物減衰	入力地震動 (原子炉建屋1階応答) を算定する原子炉建屋の地震応答解析ケース
		初期剛性	終局耐力		
基準地震動Ss 及び 弾性設計用地震動 Sd	ケース1 (基本ケース)	設計剛性*	—	5%	ケース1 (基本ケース)
	ケース2	同上	—	同上	ケース2 (地震物性+ $\sigma$ )
	ケース3				ケース3 (地震物性- $\sigma$ )

注記\* : 新設部の設計基準強度  $F_c=33\text{N}/\text{mm}^2$  より算定する。



注記\*1：「(I) 大物搬入口躯体の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

\*2：2次しゃへい壁について実施する。

\*3：原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）について実施する。

図 2-9 大物搬入口躯体の評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

大物搬入口躯体の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（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- ・ 日本建築学会 1988 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- ・ 日本建築学会 1999 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-
- ・ 日本建築学会 2005 年 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（以下「RC-N規準」という。）
- ・ 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）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- ・ 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）（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）
- ・ 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）（以下「技術基準解説書」という。）

### 3. 地震応答解析による評価方法

大物搬入口躯体の構造強度については、「(I) 大物搬入口躯体の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大応答せん断ひずみ、フレーム構造部（一般部）の最大層間変形角\*が許容限界を超えないこと及び保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認する。

また、遮蔽性及び気密性の維持については、「(I) 大物搬入口躯体の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大応答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大物搬入口躯体の許容限界は、添付書類「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。

注記\* : EW 方向の地震応答解析により算出した最大応答せん断ひずみ（曲げ変形成分を含む等価なせん断ひずみ）

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	最大応答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>
			フレーム構造部 (一般部)	最大層間変形角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	層間変形角 1/120* <sup>1</sup>
		保有水平耐力	構造物全体	保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認	必要保有水平耐力
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 (原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設))	最大応答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\*1:「技術基準解説書」により設定。

\*2: 気密性に対する許容限界の適用性は、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設)の耐震性についての計算書 別紙2 原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設)の気密性についての計算書」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	最大応答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>
			フレーム構造部 (一般部)	最大層間変形角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	層間変形角 1/120* <sup>1</sup>
		保有水平耐力	構造物全体	保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認	必要保有水平耐力
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 (2次しゃへい壁)	最大応答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 (原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設))	最大応答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\*1:「技術基準解説書」により設定。

\*2: 気密性に対する許容限界の適用性は、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設)の耐震性についての計算書 別紙2 原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設)の気密性についての計算書」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

大物搬入口躯体の応力解析による評価対象部位は、耐震壁、屋根スラブ及びフレーム構造部（扉部）とし、応力解析により評価を行う。応力解析にあたっては、添付書類「(I) 大物搬入口躯体の地震応答計算書」による結果を用いて、荷重の組合せを行う。

弾性設計用の水平地震荷重は、弾性設計用地震動 S d による地震応答解析により算定される動的地震力又は層せん断係数 3.0 C i より算定される静的地震力より設定する。なお、水平地震荷重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。表 4-1 に水平地震荷重を示す。

弾性設計用地震動 S d による地震力は静的地震力を上回るため、弾性設計用地震動 S d による地震力により評価を行う。

表 4-1 水平地震荷重（弾性設計用地震動 S d による地震力及び静的地震力）

O. P. (m)	NS 方向		EW 方向	
	弾性設計用地震動 S d による地震力 (×10 <sup>3</sup> kN)	静的地震力 (×10 <sup>3</sup> kN)	弾性設計用地震動 S d による地震力 (×10 <sup>3</sup> kN/m)	静的地震力 (×10 <sup>3</sup> kN/m)
22.6～15.0	6.39	2.71	0.38	0.18

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

弾性設計用の鉛直地震荷重は、弾性設計用地震動 S d による地震応答解析により算定される動的地震力又は鉛直震度 0.3 より算定される静的地震力より設定する。なお、鉛直地震荷重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。表 4-2 に鉛直地震荷重を示す。

弾性設計用地震動 S d による地震力は静的地震力を上回るため、弾性設計用地震動 S d による地震力により評価を行う。

表 4-2 鉛直地震荷重（弾性設計用地震動 S d による地震力及び静的地震力）

O. P. (m)	UD 方向	
	弾性設計用地震動 S d による鉛直震度	静的地震力による鉛直震度
22.6	0.69	0.24
15.0	0.67	0.24

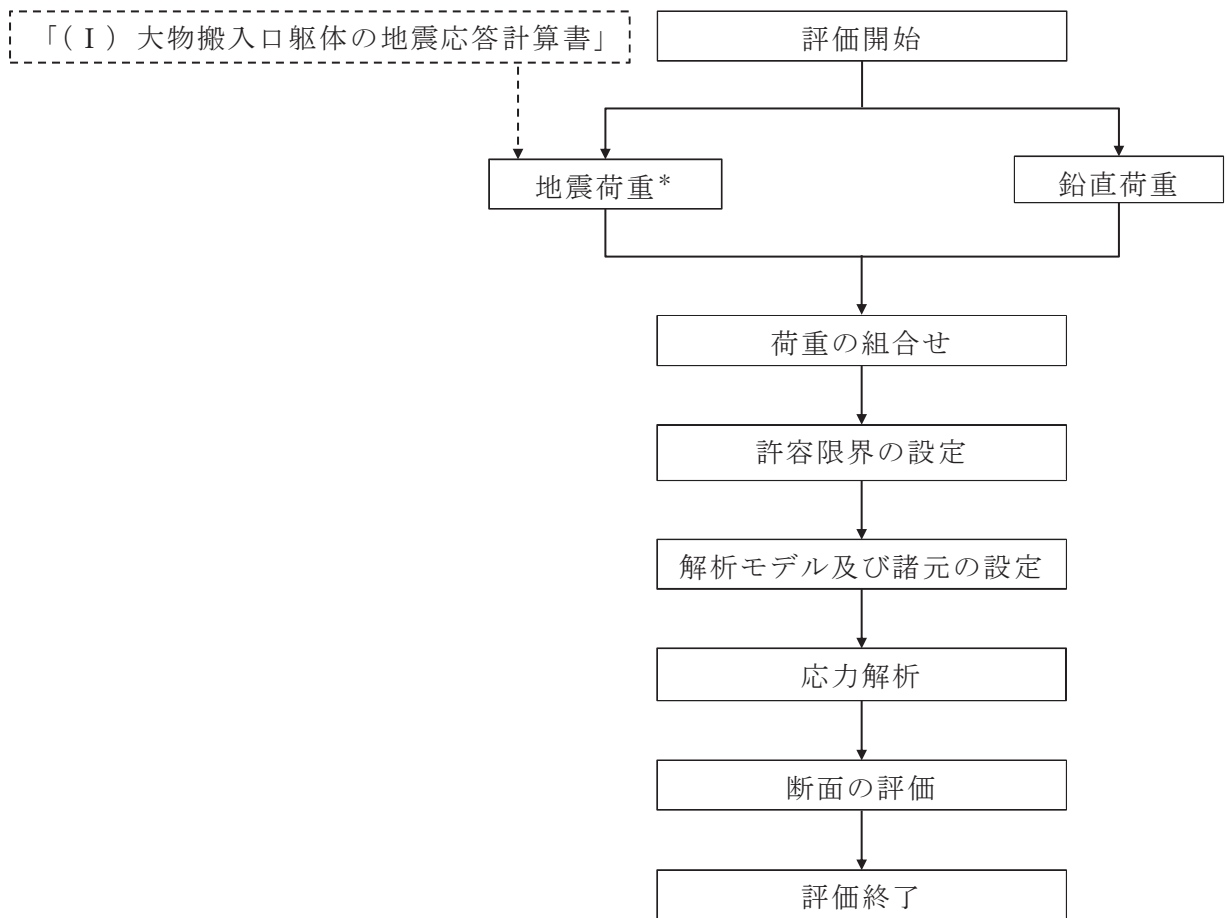
注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

#### 4.1.1 耐震壁

##### (1) S d 地震時に対する評価

耐震壁の S d 地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果により発生する応力が、「RC-N 規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

図 4-1 に耐震壁の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 耐震壁の応力解析によるフロー

#### 4.1.2 屋根スラブ

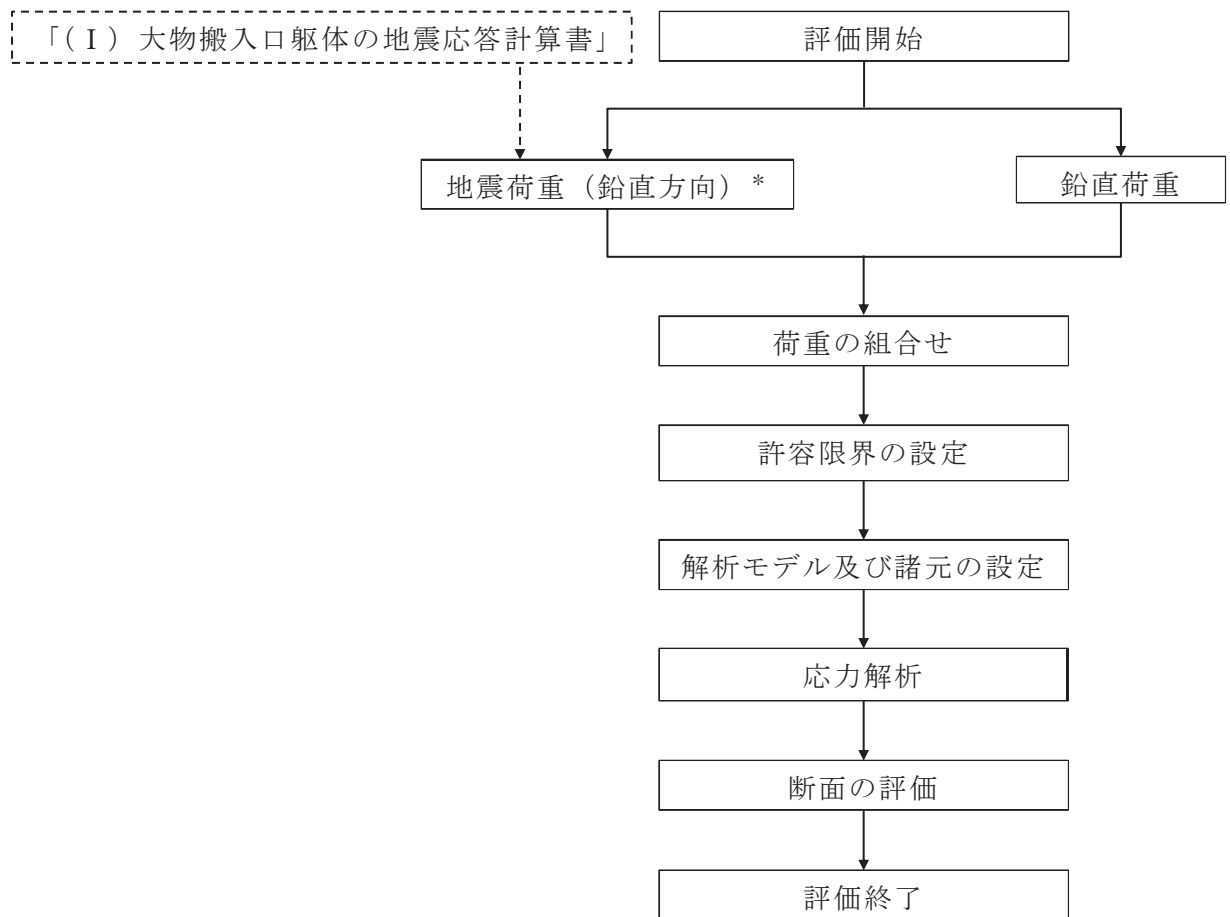
##### (1) S d 地震時に対する評価

屋根スラブの S d 地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した鉛直方向の地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が「R C - N 規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

##### (2) S s 地震時に対する評価

屋根スラブの S s 地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した鉛直方向の地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が「R C - N 規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

図 4-2 に屋根スラブの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。

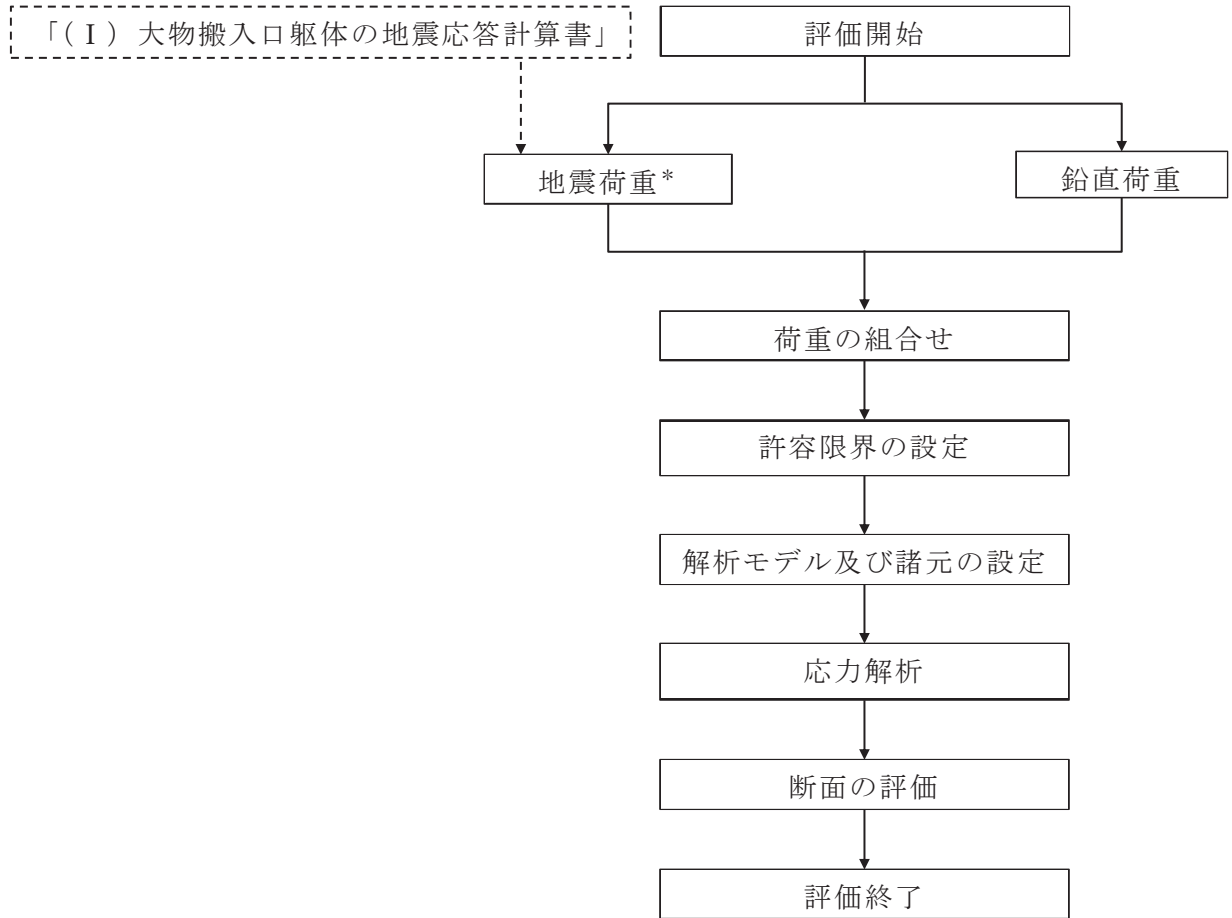
図 4-2 屋根スラブの応力解析による評価フロー

#### 4.1.3 フレーム構造部（扉部）

##### (1) S d 地震時に対する評価

フレーム構造部（扉部）のS d 地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が「RC-N規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

図4-3にフレーム構造部（扉部）の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4-3 フレーム構造部（扉部）の応力解析によるフロー

## 4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。

### 4.2.1 耐震壁

#### (1) 荷重

##### a. 鉛直荷重

鉛直荷重は固定荷重及び積載荷重とする。

##### b. 水平地震荷重

水平地震荷重は，弾性設計用地震動  $S_d$  による地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。なお，水平地震荷重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。

##### c. 鉛直地震荷重

鉛直地震荷重は，弾性設計用地震動  $S_d$  による地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。なお，鉛直地震荷重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
$S_d$ 地震時	$G + P + S_d$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

$S_d$  :  $S_d$  地震荷重

#### 4.2.2 屋根スラブ

##### (1) 荷重

###### a. 鉛直荷重

鉛直荷重は固定荷重及び積載荷重とする。

###### b. 地震荷重

鉛直地震荷重は、弾性設計用地震動  $S_d$  及び基準地震動  $S_s$  による地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。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
$S_d$ 地震時	$G + P + S_d$
$S_s$ 地震時	$G + P + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

$S_d$  :  $S_d$  地震荷重 (鉛直)

$S_s$  :  $S_s$  地震荷重 (鉛直)

## 4.2.3 フレーム構造部（扉部）

## (1) 荷重

## a. 鉛直荷重

鉛直荷重は固定荷重及び積載荷重とする。

## b. 水平地震荷重

水平地震荷重は、弾性設計用地震動  $S_d$  による地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。なお、水平地震荷重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。

## c. 鉛直地震荷重

鉛直地震荷重は、弾性設計用地震動  $S_d$  による地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。なお、鉛直地震荷重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 4-5 に示す。

表 4-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
$S_d$ 地震時	$G + P + S_d$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

$S_d$  :  $S_d$  地震荷重（水平・鉛直）



### 4.3 許容限界

応力解析による評価における大物搬入口躯体の許容限界は、添付書類「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の基本方針に基づき、表 4-6 及び表 4-7 のとおり設定する。

また、コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 4-8 及び表 4-9 に示す。

表 4-6 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	弾性設計用地震動 $S_d$ 又は 静的地震力	耐震壁	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
			屋根スラブ フレーム 構造部(扉部)		
		基準地震動 $S_s$	屋根スラブ		「RC-N規準」に基づく終局強度
気密性	換気性能とあいまって気密性能を有すること	弾性設計用地震動 $S_d$ 又は 静的地震力 基準地震動 $S_s$	屋根スラブ(原子炉建屋原子炉棟(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。

表 4-7 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>	屋根スラブ	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」に基づく終局強度
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 <sub>s</sub>	屋根スラブ (2次しゃへい壁の床)	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*1
気密性	換気性能とあいまって気密性能を有すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	屋根スラブ (原子炉建屋 原子炉棟 (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*2

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。

\*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。

表 4-8 コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

部位	設計基準強度 F <sub>c</sub>	短期	
		圧縮	せん断
屋根スラブ 耐震壁	32.4*	21.6*	1.21*
フレーム構造部 (扉部)	33	22.0	1.23

注記\*：既設部と新設部が混在するが保守的に既設部の値とする。

表 4-9 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

部位	種別	短期	
		引張及び圧縮	せん断
屋根スラブ 耐震壁 (既設部)	SD35 (SD345 相当)	345	345
屋根スラブ 耐震壁 (新設脚部以外) フレーム構造部 (扉部) (新設部)	SD345	345	345
耐震壁 (新設脚部)	SD490	490	490

#### 4.4 解析モデル及び諸元

##### 4.4.1 耐震壁

###### (1) モデル化の基本方針

耐震壁の応力は、NS方向は「(I) 大物搬入口躯体の地震応答計算書」に基づき評価する。

EW方向は耐震壁及び屋根スラブの2次元フレームとしてモデル化して評価する。

2次元フレームモデルは耐震壁及び屋根スラブを単位幅で切り出し、部材芯でモデル化するものとし、耐震壁及び屋根スラブは線材でモデル化する。フレーム脚部については固定とする。

解析には、解析コード「KANSAS」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

耐震壁及び屋根スラブのモデル図を図4-4に示す。

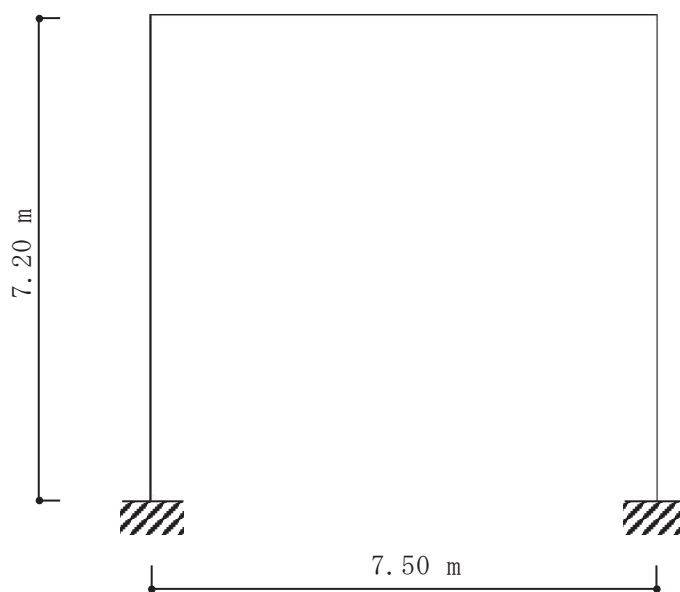


図4-4 耐震壁及び屋根スラブのモデル図

(2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-10 及び表 4-11 に示す。

表 4-10 コンクリートの物性値

諸元	物性値
ヤング係数	$2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2

注：剛性は新設部のコンクリートの設計基準強度（ $33.0 \text{ N/mm}^2$ ）に基づく。

表 4-11 鉄筋の物性値

諸元	物性値
鋼材種	SD35 (SD345 相当) SD345 SD490
ヤング係数	$2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

#### 4.4.2 屋根スラブ

##### (1) モデル化の基本方針

屋根スラブは、4.4.1(1)の耐震壁及び屋根スラブの2次元フレームモデルにより評価する。

## 4.4.3 フレーム構造部（扉部）

## (1) モデル化の基本方針

フレーム構造部（扉部）の応力は2次元フレームモデルを用いて評価する。

2次元フレームモデルは部材芯でモデル化するものとし、はり及び柱は線材でモデル化する。フレーム脚部についてはピン支持とし浮上りは考慮しない。基礎スラブは仮想はりとしてモデル化する。

解析には、解析コード「KANSAS」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

フレーム構造部（扉部）のモデル図を図4-5に示す。

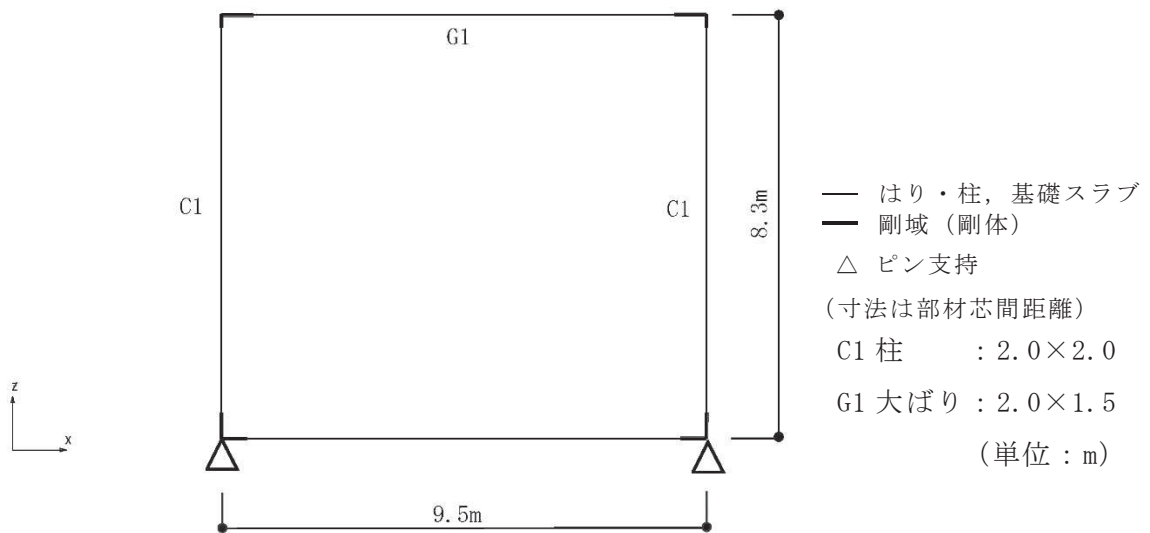


図4-5 フレーム構造部（扉部）の解析モデル図

(2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-12 及び表 4-13 に示す。

表 4-12 コンクリートの物性値

諸元	物性値
ヤング係数	$2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2

注：剛性はコンクリートの設計基準強度（ $33.0 \text{ N/mm}^2$ ）に基づく。

表 4-13 鉄筋の物性値

諸元	物性値
鋼材種	SD345
ヤング係数	$2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$



## 4.5 評価方法

## 4.5.1 応力解析方法

## (1) 耐震壁

## a. 荷重ケース

S d 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。

- G : 固定荷重  
 P : 積載荷重  
 S d<sub>NS</sub> : S d 地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)  
 S d<sub>EW</sub> : S d 地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)  
 K v<sub>d</sub> : 鉛直震度 (S d 地震時)

表 4-14 及び表 4-15 に S d 地震時の水平地震荷重及び鉛直地震荷重を示す。

表 4-14 水平地震荷重 (S d 地震時)

(a) NS 方向

O. P. (m)	方向	層せん断力 ( $\times 10^2$ kN)
22.6~15.0	NS	63.9

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

(b) EW 方向

O. P. (m)	方向	震度
22.2~15.0	EW	1.06

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

表 4-15 鉛直地震荷重 (S d 地震時)

O. P. (m)	方向	震度
22.6	UD	0.69

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-16 及び表 4-17 に示す。

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1-2015）」を参考に、組合せ係数法（組合せ係数は 1.0 と 0.4）を用いるものとする。

表 4-16 荷重の組合せケース（S d 地震時 NS 方向）

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1-1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0 + 0.4K_{vd})(G + P) + S d_{NS}$
1-2			$(1.0 + 0.4K_{vd})(G + P) - S d_{NS}$
1-3		上向き	$(1.0 - 0.4K_{vd})(G + P) + S d_{NS}$
1-4			$(1.0 - 0.4K_{vd})(G + P) - S d_{NS}$

表 4-17 荷重の組合せケース（S d 地震時 EW 方向）

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
2-1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0 + 0.4K_{vd})(G + P) + S d_{EW}$
2-2			$(1.0 + 0.4K_{vd})(G + P) - S d_{EW}$
2-3		上向き	$(1.0 - 0.4K_{vd})(G + P) + S d_{EW}$
2-4			$(1.0 - 0.4K_{vd})(G + P) - S d_{EW}$
2-5	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0 + 1.0K_{vd})(G + P) + 0.4S d_{EW}$
2-6			$(1.0 + 1.0K_{vd})(G + P) - 0.4S d_{EW}$
2-7		上向き	$(1.0 - 1.0K_{vd})(G + P) + 0.4S d_{EW}$
2-8			$(1.0 - 1.0K_{vd})(G + P) - 0.4S d_{EW}$

## (2) 屋根スラブ

## a. 荷重ケース

S<sub>d</sub>地震時及びS<sub>s</sub>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。S<sub>d</sub>地震時及びS<sub>s</sub>地震時の鉛直地震荷重を表4-18及び表4-19示す。

- G : 固定荷重  
 P : 積載荷重  
 K<sub>v<sub>d</sub></sub> : 鉛直震度 (S<sub>d</sub>地震時)  
 K<sub>v<sub>s</sub></sub> : 鉛直震度 (S<sub>s</sub>地震時)

表4-18 鉛直地震荷重 (S<sub>d</sub>地震時)

0. P. (m)	鉛直震度
22. 6	0. 69

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

表4-19 鉛直地震荷重 (S<sub>s</sub>地震時)

0. P. (m)	鉛直震度
22. 6	1. 18

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-20 及び表 4-21 に示す。

表 4-20 荷重の組合せケース (S<sub>d</sub>地震時)

ケース No.	鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1-1	1.0	下向き	$(1.0 + K_{v_d})(G + P)$
1-2		上向き	$(1.0 - K_{v_d})(G + P)$

表 4-21 荷重の組合せケース (S<sub>s</sub>地震時)

ケース No.	鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
2-1	1.0	下向き	$(1.0 + K_{v_s})(G + P)$
2-2		上向き	$(1.0 - K_{v_s})(G + P)$

(3) フレーム構造部（扉部）

a. 荷重ケース

S d 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。

- G : 固定荷重（扉重量を含む）
- P : 積載荷重
- S d<sub>EW</sub> : E→W 方向 S d 地震荷重（扉の慣性力を含む）
- K<sub>v d</sub> : 鉛直震度（S d 地震時）

表 4-22 及び表 4-23 に S d 地震時の水平地震荷重及び鉛直地震荷重を示す。

表 4-22 水平地震荷重（S d 地震時）

O. P. (m)	EW 方向震度
22. 2	1. 06
15. 0	0. 59

表 4-23 鉛直地震荷重（S d 地震時）

O. P. (m)	鉛直震度
22. 6	0. 69
15. 0	0. 67

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-24 に示す。

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1-2015）」を参考に、組合せ係数法（組合せ係数は 1.0 と 0.4）を用いるものとする。

表 4-24 荷重の組合せケース（S d 地震時）

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1-1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_d})(G + P) + S d_{EW}$
1-2			$(1.0 + 0.4K_{v_d})(G + P) - S d_{EW}$
1-3		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_d})(G + P) + S d_{EW}$
1-4			$(1.0 - 0.4K_{v_d})(G + P) - S d_{EW}$
1-5	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0 + 1.0K_{v_d})(G + P) + 0.4S d_{EW}$
1-6			$(1.0 + 1.0K_{v_d})(G + P) - 0.4S d_{EW}$
1-7		上向き	$(1.0 - 1.0K_{v_d})(G + P) + 0.4S d_{EW}$
1-8			$(1.0 - 1.0K_{v_d})(G + P) - 0.4S d_{EW}$

## 4.5.2 断面の評価方法

## (1) 耐震壁

## a. NS 方向に対する断面の評価方法

S d 地震時について、せん断力による応力は全て鉄筋で負担し、また、曲げモーメントにより生じる引張応力についても、鉄筋で負担することとし、必要鉄筋比が設計鉄筋比を超えないことを確認する。

## b. EW 方向に対する断面の評価方法

EW 方向については、軸力及び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。

## ① 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面は、軸力及び曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート造長方形仮想柱として算定する。

S d 地震時において、軸力及び曲げモーメントに対する必要鉄筋量が配筋量を超えないことを確認する。

## ② 面外せん断力に対する断面評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位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。

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

ここで、

$Q_A$  : 許容面外せん断力 (N)

$b$  : 断面の幅 (mm)

$j$  : 断面の応力中心間距離で、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。)

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

$M$  : 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 (N/mm<sup>2</sup>)

$w f_t$  : せん断補強筋の短期許容引張応力度 (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。\*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

$a_w$  : 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、耐震壁には、面外せん断補強筋は入っていない。)

## (2) 屋根スラブ

屋根スラブ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が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。

$$\sigma_t = \frac{M}{a_t \cdot j}$$

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評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位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。

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

ここで、

$Q_A$  : 許容面外せん断力 (N)

$b$  : 断面の幅 (mm)

$j$  : 断面の応力中心間距離で、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。)



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

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 (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 (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。\*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

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、屋根スラブには、面外せん断補強筋は入っていない。)

(3) フレーム構造部 (扉部)

フレーム構造部 (扉部) の評価は以下の方法で行う。

フレーム構造部 (扉部) については、S d 地震時について、発生応力に対する必要鉄筋量が設計配筋量を超えないことを確認する。

## 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

#### 5.1.1 S s 地震時

鉄筋コンクリート造耐震壁について、S s 地震時の最大応答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 S s 地震時の最大応答せん断ひずみは、 $0.111 \times 10^{-3}$  (要素番号(1), NS 方向, S s - D 2, ケース 5) であり、許容限界 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認した。耐震壁の最大応答せん断ひずみをせん断スケルトンカーブにプロットした図を図 5-1 に示す。

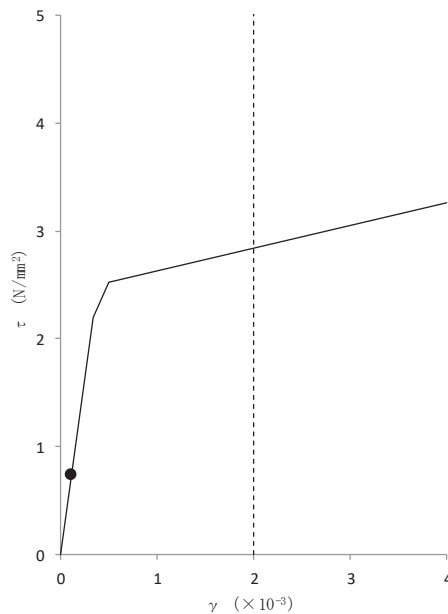


図 5-1 せん断スケルトンカーブ上の最大応答せん断ひずみ  
(NS 方向, S s - D 2, ケース 5)

## 5.2 フレーム構造部（一般部）

### 5.2.1 S s 地震時

フレーム構造部（一般部）について、S s 地震時の最大層間変形角が許容限界（1/120）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S s 地震時の最大層間変形角は、1/172（EW 方向，S s -D 1，ケース 5）であり，許容限界（1/120）を超えないことを確認した。

### 5.3 保有水平耐力

必要保有水平耐力  $Q_{un}$  と保有水平耐力  $Q_u$  の比較結果を表5-1及び表5-2に示す。EW方向については単位幅の値を示す。保有水平耐力  $Q_u$  が必要保有水平耐力  $Q_{un}$  に対して妥当な安全余裕を有していることを確認した。

なお、必要保有水平耐力  $Q_{un}$  に対する保有水平耐力  $Q_u$  の比は最小で2.18である。

表 5-1 必要保有水平耐力  $Q_{un}$  と保有水平耐力  $Q_u$  の比較結果 (NS 方向)

O. P. (m)	$Q_{un}$ ( $\times 10^3$ kN)	$Q_u$ ( $\times 10^3$ kN)	$Q_u / Q_{un}$
15.0~22.6	2.48	52.3	21.1

表 5-2 必要保有水平耐力  $Q_{un}$  と保有水平耐力  $Q_u$  の比較結果 (EW 方向)

O. P. (m)	$Q_{un}$ ( $\times 10^3$ kN)	$Q_u$ ( $\times 10^3$ kN)	$Q_u / Q_{un}$
15.0~22.2	3.04	6.63	2.18

6. 応力解析による評価結果

6.1 耐震壁の評価結果

評価対象とする耐震壁を示したものを図 6-1 に示す。また、「4.5.2 断面の評価方法」に基づいた断面の評価結果を表 6-1 及び表 6-2 に示す。

S d 地震時において、必要鉄筋比が設計鉄筋比を超えないことを確認した。

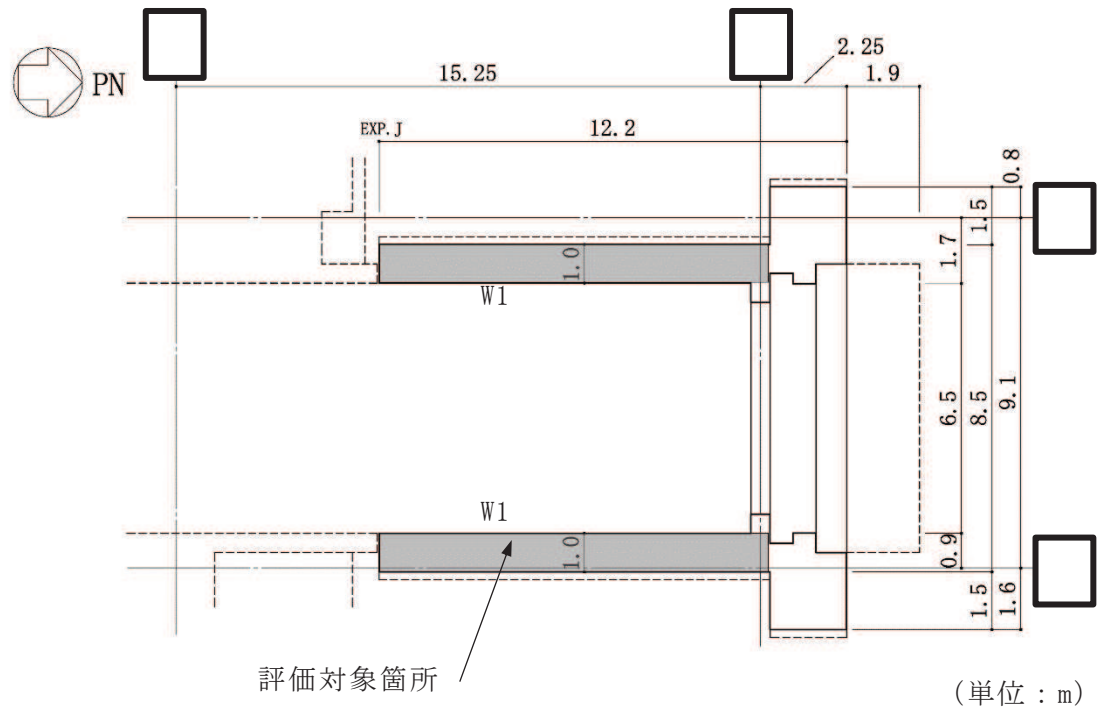


図 6-1 評価対象とする耐震壁 (1F, O.P. 15.0m)

表 6-1 耐震壁の評価結果 (S d 地震時 NS 方向)

O. P. (m)		15.0~22.6	
壁位置 (通り)		RE	RD
壁記号		W1	W1
断面積(m <sup>2</sup> )		10.2	10.2
壁厚(mm)		1000	1000
配筋	縦筋配筋	外側(新設) : D32@200(SD345)(上部)/D41@200(SD490)(下部) 内側(既設) : 2-D32@200(SD345)(上部・下部共)	
	縦筋 設計鉄筋比 P <sub>g</sub> (%)	1.19	1.19
	横筋配筋	外側(新設) : D16@200(SD345)(上部・下部共) 内側(既設) : 2-D25@200(SD345)(上部・下部共)	
	横筋 設計鉄筋比 P <sub>g</sub> (%)	0.61	0.61
せん断に対する検討	せん断力 Q(×10 <sup>3</sup> kN)	3.19	3.19
	せん断応力度 τ(N/mm <sup>2</sup> )	0.31	0.31
	必要鉄筋比 P <sub>Q</sub> (%)	0.09	0.09
曲げモーメントに対する検討	曲げモーメント M(×10 <sup>3</sup> kN・m)	2.86	2.86
	軸力 N(×10 <sup>3</sup> kN)	1.37	1.37
		2.41	2.41
	必要鉄筋比 P <sub>M</sub> (%)	0.01	0.01
縦筋 : (P <sub>Q</sub> +P <sub>M</sub> )/P <sub>g</sub>		0.09	0.09
横筋 : P <sub>Q</sub> /P <sub>g</sub>		0.15	0.15

表 6-2 耐震壁の評価結果 (S d 地震時 EW 方向)

O. P. (m)		15.0~22.2
厚さ t (mm)		1000
有効せい d (mm)		909
配筋 (鉄筋断面積)	縦筋 配筋	D32@200 (SD345) (3970mm <sup>2</sup> /m)
	縦筋 設計鉄筋比 P <sub>t</sub> (%)	0.40
軸力・ 曲げ モー メント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	1046.4
	発生軸力 N (kN/m)	260.3
	必要鉄筋比 P <sub>M</sub> (%)	0.33
	P <sub>M</sub> /P <sub>t</sub>	0.83
面外 せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	325.7
	せん断スパン比による 割増し係数 α	1.00
	許容限界 Q <sub>A</sub> (kN/m)	962
	検定値 Q/Q <sub>A</sub>	0.34

## 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 6-4 に示す。また、「4.5.2 断面の評価方法」に基づいた断面の評価結果を表 6-3 に示す。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。

S<sub>d</sub>地震時及びS<sub>s</sub>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。なお、基準地震動S<sub>s</sub>による地震力は弾性設計用地震動S<sub>d</sub>による地震力を上回るため、基準地震動S<sub>s</sub>による地震力により屋根スラブの評価を行う。

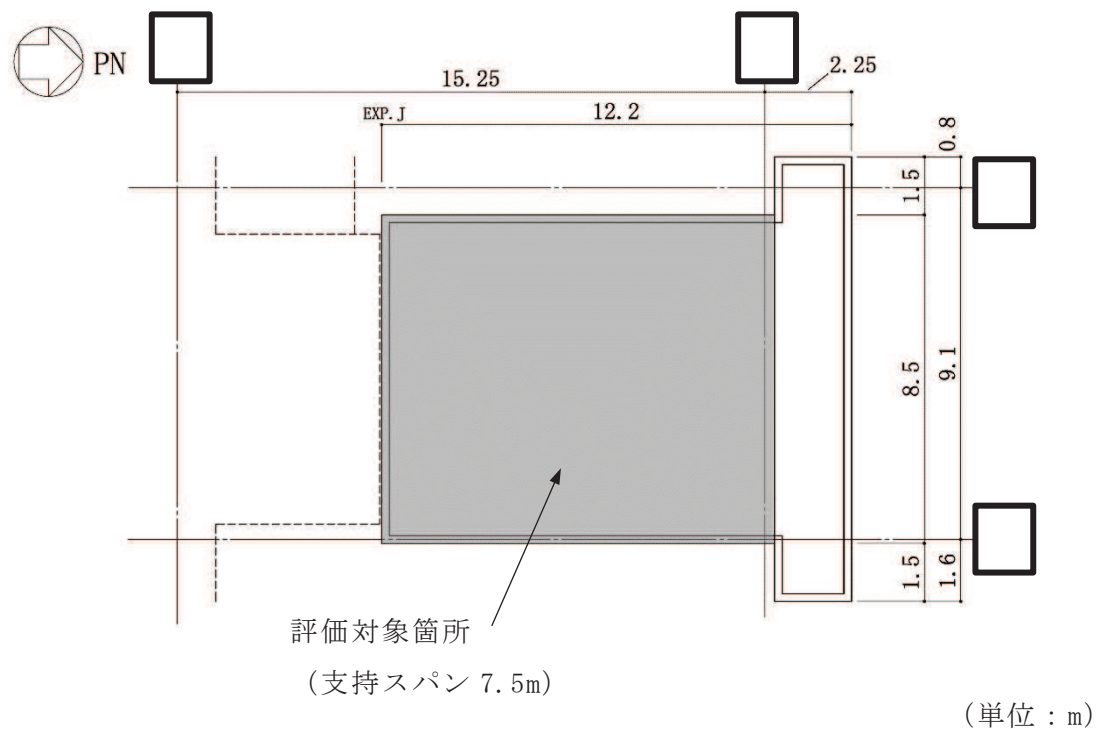


図 6-4 屋根スラブの評価対象箇所 (RF, O.P. 22.6m)



表 6-3 屋根スラブの評価結果 (S<sub>s</sub>地震時)

O. P. (m)		22.6
厚さ t (mm)		800
有効せい d (mm)		734
配筋 (鉄筋断面積)	上ば筋	D32@200 (3970mm <sup>2</sup> /m)
	下ば筋	D32@200 (3970mm <sup>2</sup> /m)
曲げ モー メント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	213.9
	鉄筋の引張応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	84
	鉄筋の許容引張応力度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	345
	検定値 $\sigma_t / f_t$	0.25
面外 せん 断力	発生せん断力 Q (kN/m)	215.3
	せん断スパン比による割 増し係数 $\alpha$	1.70
	許容限界 Q <sub>A</sub> (kN/m)	1320
	検定値 Q/Q <sub>A</sub>	0.17

### 6.3 フレーム構造部（扉部）の評価結果

フレーム構造部（扉部）の評価対象箇所を図 6-5 に示す。また評価結果を表 6-4 及び表 6-5 に示す。

フレーム構造部（扉部）については、S d 地震時において、柱及びはりの必要鉄筋量が設計配筋量を超えないことを確認した。

#### 柱及びはりの各断面の検定に用いる記号の説明

- b : 断面の幅 (mm)
- D : 断面のせい (mm)
- d : 断面の有効せい (mm)
- j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)
- M : 曲げモーメント (N・mm)
- N : 軸力 (N)
- Q : せん断力 (N)
- $p_t$  : 引張鉄筋比 (%)
- $a_t$  : 引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $p_w$  : 必要あばら筋比又は帯筋比 (%)
- $f_t$  : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $f_s$  : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\alpha$  : 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。)

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

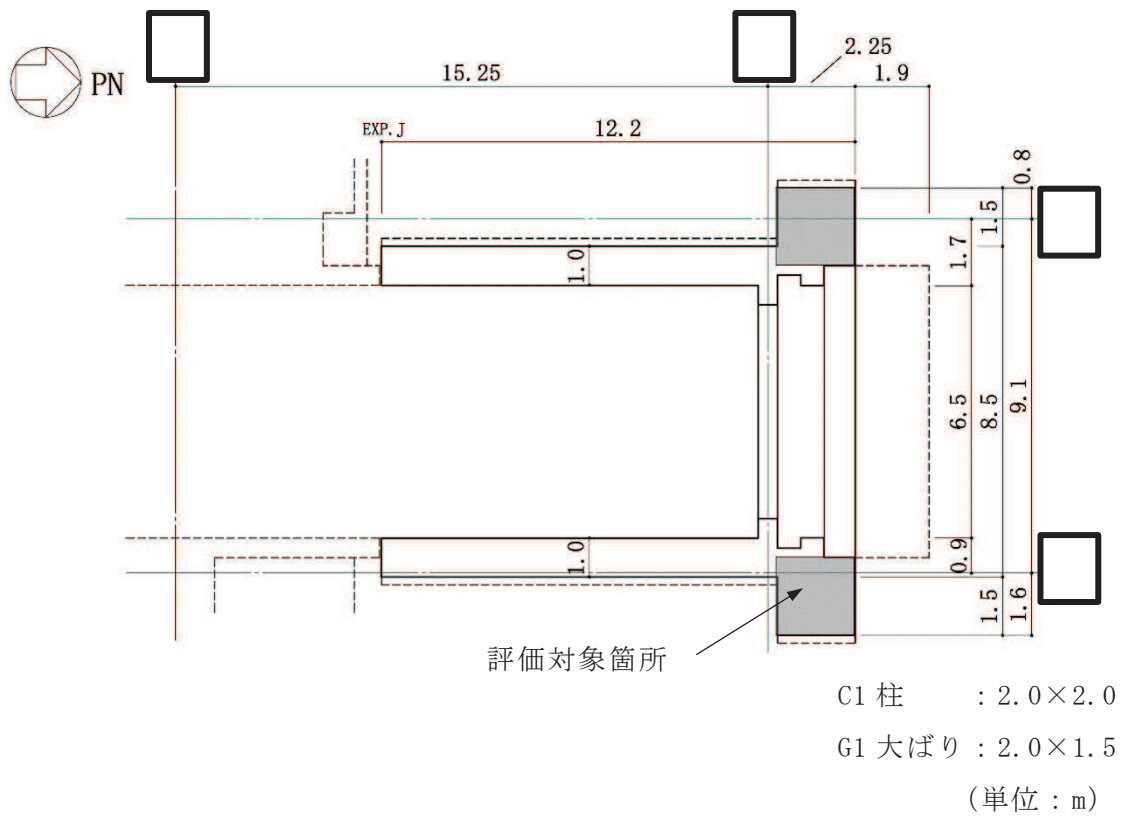


図 6-5(1) フレーム構造部（扉部）の評価対象箇所（1F, O.P.15.0m）

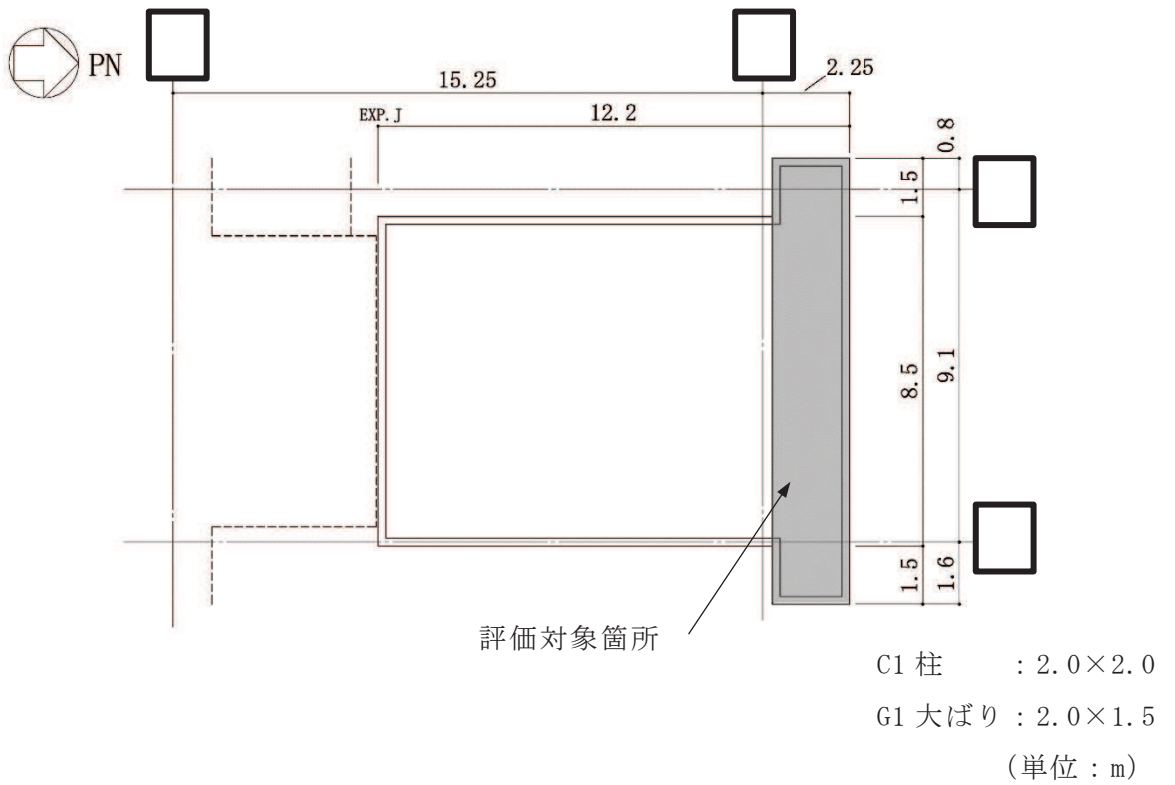
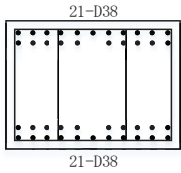
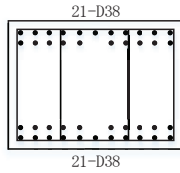
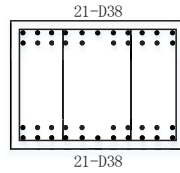


図 6-5(2) フレーム構造部（扉部）の評価対象箇所（RF, O.P.22.9m）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 6-4 はりの評価結果 (S d地震時)

O.P. (m)		22.9			
通り記号		R12			
はり記号		G1			
位 置		RE 端	中央	RD 端	
断面形状	b × D (mm)	2000 × 1500			
	d (mm)	1350			
	j (mm)	1181			
設計応力	長期	M (kN・m)	125	380	856
		Q (kN)	365	89	543
	短期	M (kN・m)	2806	654	3789
		荷重ケース	1-2	1-6	1-1
		Q (kN)	1114	760	1340
荷重ケース	1-2	1-1	1-1		
長期	$M / (b \cdot d^2)$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.03	0.10	0.23	
	$p_t^{*1}$ (%)	0.03	0.07	0.14	
短期	$M / (b \cdot d^2)$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.77	0.18	1.04	
	$p_t^{*1}$ (%)	0.26	0.06	0.35	
必要鉄筋量 $a_t^{*1}$ (mm <sup>2</sup> )		7020	1890	9450	
設計配筋	上ば筋	21-D38			
	下ば筋	21-D38			
	断面積*2 (mm <sup>2</sup> )	23940			
せん断力検討	$\alpha$	1.29			
	許容せん断力 $\alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$ (kN)	3747	3747	3747	
	$p_w^{*1}$ (%)	0.20	0.20	0.20	
	あばら筋	4-D13@100			
	あばら筋比*2 (%)	0.25			
配筋図		RE 端	中央	RD 端	
					

注記\*1：応力から決められる必要鉄筋断面積，必要鉄筋比。

\*2：設計配筋の鉄筋断面積，鉄筋比。

表 6-5 柱の評価結果 (S d 地震時)

O.P. (m)		15.0~22.9		
通り記号		R12		
柱記号		C1		
位置		柱脚	柱頭	
断面形状	b × D (mm)	2000 × 2000		
	d (mm)	1800		
	j (mm)	1575		
設計応力	長期	N (kN)	575	575
		M (kN・m)	1187	1117
		Q (kN)	311	311
	短期	N (kN)	1380	1380
		M (kN・m)	5655	4290
		荷重ケース	1-1	1-1
		Q (kN)	1344	1344
	長期	荷重ケース	1-1	1-1
$N / (b \cdot D)$ (N/mm <sup>2</sup> )		0.14	0.14	
$M / (b \cdot D^2)$ (N/mm <sup>2</sup> )		0.15	0.14	
短期	$p_t^{*1}$ (%)	0.06	0.05	
	$N / (b \cdot D)$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.35	0.35	
	$M / (b \cdot D^2)$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.71	0.54	
必要鉄筋量 $a_t^{*1}$ (mm <sup>2</sup> )		8000	5600	
設計配筋	引張側鉄筋	20-D38	20-D38	
	断面積*2 (mm <sup>2</sup> )	22800	22800	
せん断力検討	$\alpha$	1.00	1.00	
	許容せん断力 $\alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$ (kN)	3874	3874	
	$p_w^{*1}$ (%)	0.20	0.20	
	帯筋	4-D13@100		
	帯筋比*2 (%)	0.25		
配筋図				

注記\*1：応力から決められる必要鉄筋断面積，必要鉄筋比。

\*2：設計配筋の鉄筋断面積，鉄筋比。

別紙 2 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の気密性についての計算書

## 目 次

1. 概要 .....	別紙 2- 1
2. 既往の知見等の整理 .....	別紙 2- 1
3. 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）における空気漏えい量に対する影響検討.....	別紙 2- 3
3.1 検討方針 .....	別紙 2- 3
3.2 空気漏えい量の算定結果 .....	別紙 2- 8
3.2.1 壁面からの漏えい量 .....	別紙 2- 8
3.3 総漏えい量と非常用ガス処理設備放出流量の比較.....	別紙 2-10
3.4 検討結果 .....	別紙 2-10
4. まとめ .....	別紙 2-10

## 1. 概要

「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」（昭和53年9月制定）におけるAクラスの施設の気密性について、原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）（以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。）では、S1地震動に対し弾性範囲であることを確認することで、機能が維持されるとしている。

添付書類「VI-2-1-9 機能維持の検討方針」の機能維持の設計方針では、耐震壁のせん断ひずみがおおむね弾性状態にとどまることを基本としたうえで、おおむね弾性状態を超える場合は、地震応答解析による耐震壁のせん断ひずみから算定した空気漏えい量が、設置する換気設備の性能を下回ることで必要な気密性を維持する設計としている。その場合、気密性を要求される施設に対し、基準地震動 $S_s$ による鉄筋コンクリート造耐震壁の許容限界をせん断ひずみ $2.0 \times 10^{-3}$ としている。

二次格納施設の気密バウンダリを構成する原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の地震応答解析による評価において、耐震壁の許容限界として設定したせん断ひずみ $2.0 \times 10^{-3}$ の適用性について確認するために、耐震壁のせん断ひび割れと空気漏えい量の関係に係る既往の知見を整理するとともに、原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）における空気漏えい量に対する影響を評価する。

## 2. 既往の知見等の整理

（財）原子力発電技術機構は、「原子力発電施設耐震信頼性実証試験に関する報告書\*<sup>1</sup>」において、「J E A G 4 6 0 1 -1987」による許容限界の目安値（S2地震時に対してせん断変形角 $2/1000\text{rad}$ 、静的地震力に対して $\tau = \tau_u/1.5$ ）において想定されるひび割れを残留ひび割れと仮定した場合の外気侵入量を算出し、気圧差維持のためのファン容量と比較することで、空気漏えい量に対する評価を実施している。その結果「残留ひび割れからの外気侵入量は、ファン容量に比較すると無視できるほど小さいことが明らかになった」としている。

また、（財）原子力発電技術機構は、「原子炉建屋の弾塑性試験に関する報告書\*<sup>2</sup>」において、耐震壁の残留ひび割れからの通気量の評価式が、十分に実機への適用性があることを確認している。更に、開口部の存在による通気量割増率の評価式も示されており、「開口部の残留ひび割れ幅の割増率がおおよそ推定できる」としている。

したがって、二次格納施設の気密バウンダリとなる原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の壁が鉄筋コンクリート造であり、壁厚も「原子炉建屋の弾塑性試験に関する報告書」に示される壁厚と同程度であることから、同文献にて提案されている各評価式を用い、原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）における空気漏えい量の算出を行う。以下に評価式を示す。



$$Q = C \cdot \gamma^{2.57} \cdot \Delta P / T \dots\dots\dots (2. 1)$$

ここで,

Q : 単位面積あたりの流量 (L/min/m<sup>2</sup>)

C : 定数

(中央値は  $2.24 \times 10^6$ , 95%非超過値は  $1.18 \times 10^7$ , 5%非超過値は  $4.21 \times 10^5$ )

$\gamma$  : 最大応答せん断ひずみ

$\Delta P$  : 差圧 (mmAq)

T : 壁厚 (cm)

$$\Delta_Q = \left\{ (\alpha^{2-1}) \cdot \left( \frac{Q'}{Q_0} - 1 \right) - 1 \right\} \cdot \beta + 1 \dots\dots\dots (2. 2)$$

ここで,

$\Delta_Q$  : 通気量割増率

$\alpha$  : 通気量割増範囲 (=3)

$\frac{Q'}{Q_0}$  : 定数

(中央値とみなされる評価法では 1.81, 安全側とみなされる評価法では 7.41)

$\beta$  : 壁の見付け面積に対する開口の総面積

注記\*1: 財団法人原子力発電技術機構「原子力発電施設耐震信頼性実証試験 原子炉建屋総合評価 建屋基礎地盤系評価に関する報告書(その2)平成8年度」

\*2: 財団法人原子力発電技術機構「耐震安全解析コード改良試験 原子炉建屋の弾塑性試験 試験結果の評価に関する報告書 平成5年度」

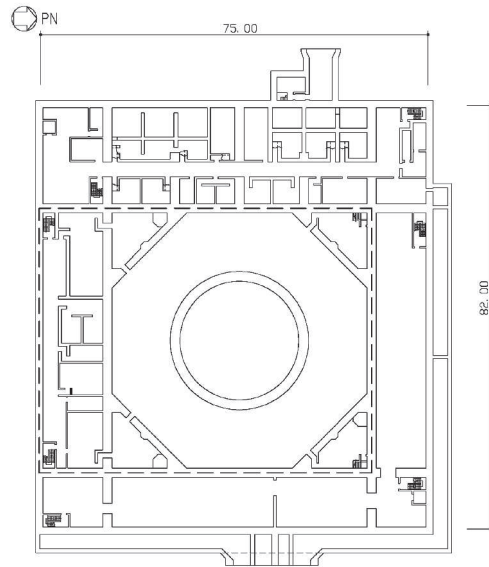
### 3. 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）における空気漏えい量に対する影響検討

#### 3.1 検討方針

「原子炉建屋の弾塑性試験に関する報告書」に基づき、式（2. 1）及び式（2. 2）により気密バウンダリを構成する壁の最大応答せん断ひずみが許容限界（ $2.0 \times 10^{-3}$ ）に達したときの空気漏えい量を算定し、非常用ガス処理設備放出流量以下となっていることを確認する。

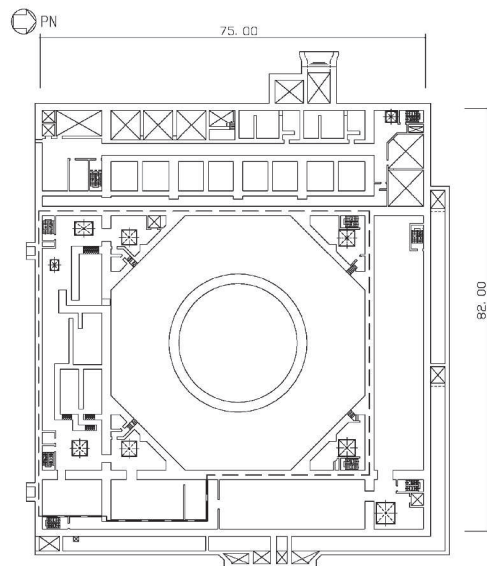
原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の概略図を図 3-1 に示す。原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）（O. P. -8. 1m～O. P. 50. 5m）を構成する壁の壁厚は約  cm から約  cm である。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



----- : 気密バウンダリ  
(単位 : m)

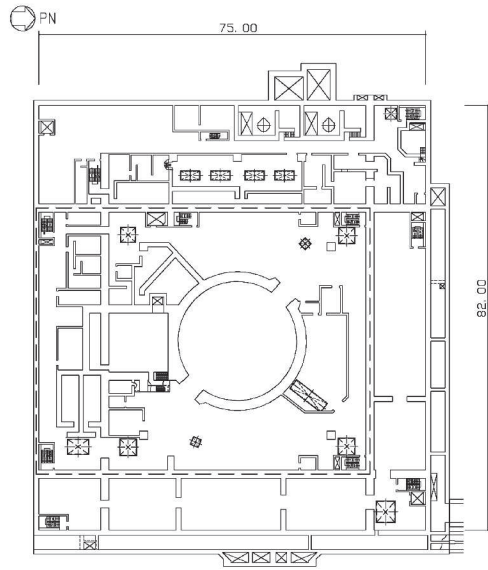
(a) 平面図 (O.P. -8.1m)



----- : 気密バウンダリ  
(単位 : m)

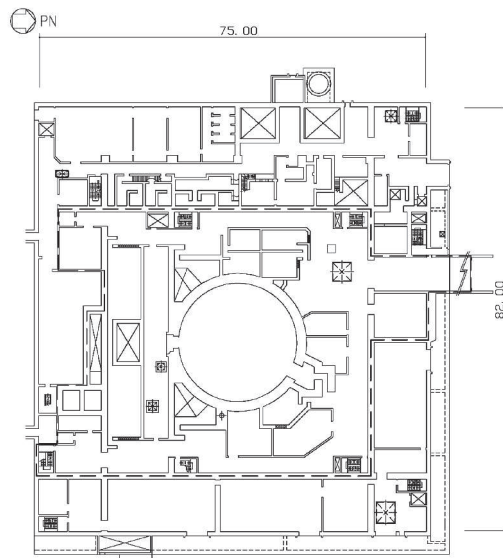
(b) 平面図 (O.P. -0.8m)

図 3-1(1) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設) の概略図 (1/4)



----- : 気密バウンダリ  
(単位 : m)

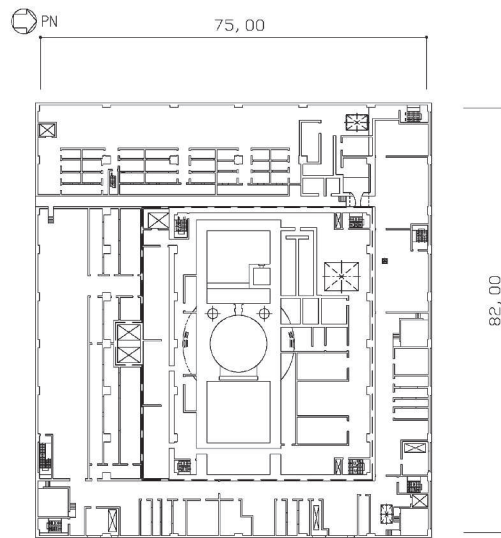
(c) 平面図 (O.P. 6.0m)



----- : 気密バウンダリ  
(単位 : m)

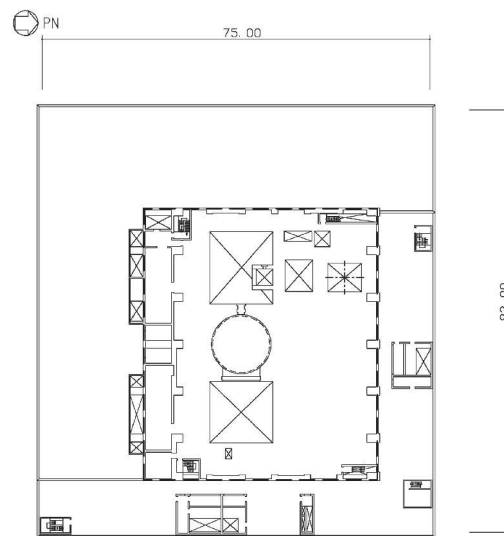
(d) 平面図 (O.P. 15.0m)

図 3-1(2) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設) の概略図 (2/4)



----- : 気密バウンダリ  
(単位 : m)

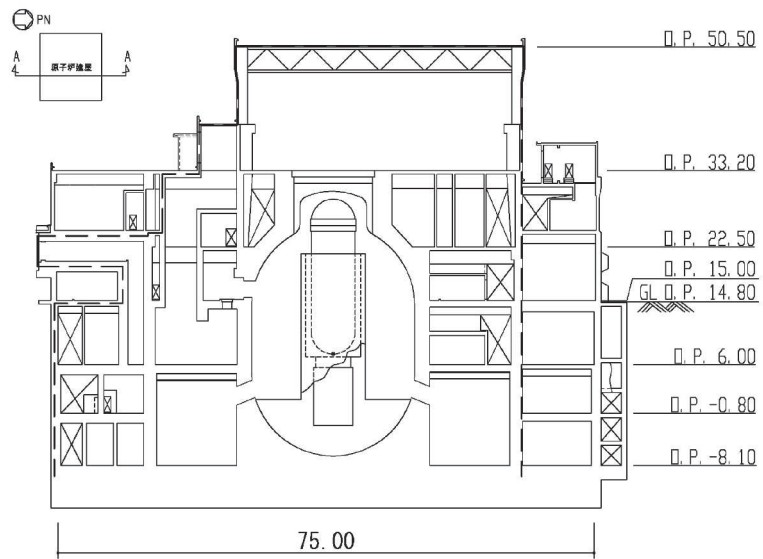
(e) 平面図 (O.P. 22.5m)



----- : 気密バウンダリ  
(単位 : m)

(f) 平面図 (O.P. 33.2m)

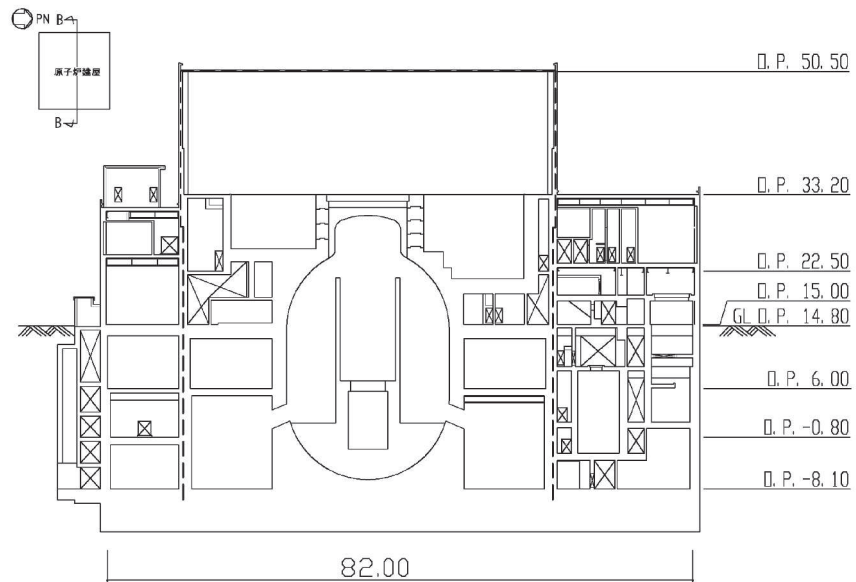
図 3-1(3) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設) の概略図 (3/4)



----- : 気密バウンダリ

(単位 : m)

(g) 断面図 (A-A 断面 NS 方向)



----- : 気密バウンダリ

(単位 : m)

(h) 断面図 (B-B 断面 EW 方向)

図 3-1(4) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設) の概略図 (4/4)

### 3.2 空気漏えい量の算定結果

#### 3.2.1 壁面からの漏えい量

原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設)の壁厚ごとに空気漏えい量を算定した。本検討は、地震応答解析における耐震壁の許容限界としてせん断ひずみ  $2.0 \times 10^{-3}$  を用いることの適用性を確認することが目的であることから、評価式における定数について、安全側の値を用いた。算定結果を表 3-1 に示す。

表 3-1(1) 算定結果 (原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設)) (1/2)

O.P. (m)	壁厚 T (cm)	定数		*1 最大応答 せん断 ひずみ $\gamma$ ( $\times 10^{-3}$ )	*2 差圧 $\Delta P$ (mmAq)	*3 壁の 面積 A ( $m^2$ )	漏えい量 Q (l/min/ $m^2$ )	壁の見付面積 に対する開口 総面積の比 $\beta$	通気量 割増率 $\Delta Q$	総漏えい 量 Q $\times$ A $\times$ $\Delta Q$ (l/min)	
		C ( $\times 10^7$ )	Q'/Q <sub>0</sub>								
33.2	NS		1.18	7.41	2.00	6.40	871	0.35	0.000	1.00	304
			1.18	7.41	2.00	6.40	583	0.22	0.000	1.00	127
	EW		1.18	7.41	2.00	6.40	1140	0.35	0.000	1.00	399
			1.18	7.41	2.00	6.40	512	0.22	0.000	1.00	112
			1.18	7.41	2.00	6.40	188	0.17	0.107	6.36	209
22.5	NS		1.18	7.41	2.00	6.40	96	0.22	0.000	1.00	21
			1.18	7.41	2.00	6.40	25	0.17	0.002	1.08	5
			1.18	7.41	2.00	6.40	102	0.11	0.000	1.00	11
			1.18	7.41	2.00	6.40	745	0.07	0.007	1.34	73
	EW		1.18	7.41	2.00	6.40	391	0.17	0.000	1.01	69
			1.18	7.41	2.00	6.40	57	0.11	0.000	1.00	6
			1.18	7.41	2.00	6.40	469	0.09	0.011	1.54	63

注記\*1： 保守的に各壁の最大応答せん断ひずみが同時に許容限界となることを想定し、評価する。

\*2： 設計気密度の差圧条件とする。

\*3： 気密バウンダリを構成する壁の総面積を用いる。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 3-1(2) 算定結果 (原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設)) (2/2)

O.P. (m)	壁厚 T (cm)	定数		*1 最大応答 せん断 ひずみ $\gamma$ ( $\times 10^{-3}$ )	*2 差圧 $\Delta P$ (mmAq)	*3 壁の 面積 A ( $m^2$ )	漏えい量 Q (l/min/ $m^2$ )	壁の見付面積 に対する開口 総面積の比 $\beta$	通気量 割増率 $\Delta Q$	総漏えい量 $Q \times A \times \Delta Q$ (l/min)	
		C ( $\times 10^7$ )	$Q' / Q_0$								
15.0	NS		1.18	7.41	2.00	6.40	7	0.29	0.000	1.00	2
			1.18	7.41	2.00	6.40	340	0.17	0.005	1.27	75
			1.18	7.41	2.00	6.40	95	0.09	0.001	1.04	9
			1.18	7.41	2.00	6.40	991	0.07	0.007	1.37	99
			1.18	7.41	2.00	6.40	9	0.06	0.000	1.00	1
			1.18	7.41	2.00	6.40	7	0.05	0.000	1.00	0
	EW		1.18	7.41	2.00	6.40	152	0.29	0.033	2.66	118
			1.18	7.41	2.00	6.40	9	0.22	0.000	1.00	2
			1.18	7.41	2.00	6.40	40	0.17	0.000	1.00	7
			1.18	7.41	2.00	6.40	20	0.15	0.921	47.29	140
			1.18	7.41	2.00	6.40	129	0.11	0.302	16.19	229
			1.18	7.41	2.00	6.40	359	0.07	0.001	1.06	28
			1.18	7.41	2.00	6.40	92	0.06	0.000	1.00	5
		6.0	NS		1.18	7.41	2.00	6.40	1110	0.05	0.005
EW			1.18	7.41	2.00	6.40	448	0.09	0.001	1.04	41
			1.18	7.41	2.00	6.40	423	0.05	0.009	1.44	33
-0.8	NS		1.18	7.41	2.00	6.40	161	0.29	0.053	3.68	173
			1.18	7.41	2.00	6.40	26	0.06	0.034	2.71	4
			1.18	7.41	2.00	6.40	617	0.05	0.007	1.35	41
	EW		1.18	7.41	2.00	6.40	57	0.29	0.042	3.10	52
			1.18	7.41	2.00	6.40	395	0.06	0.002	1.09	27
			1.18	7.41	2.00	6.40	308	0.05	0.013	1.66	25
-8.1	NS		1.18	7.41	2.00	6.40	854	0.05	0.004	1.19	49
	EW		1.18	7.41	2.00	6.40	361	0.06	0.022	2.09	47
			1.18	7.41	2.00	6.40	311	0.05	0.007	1.36	21
									合計	2701	

注記\*1： 保守的に各壁の最大応答せん断ひずみが同時に許容限界となることを想定し、評価する。

\*2： 設計気密度の差圧条件とする。

\*3： 気密バウンダリを構成する壁の総面積を用いる。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



### 3.3 総漏えい量と非常用ガス処理設備放出流量の比較

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の総漏えい量と空気流入率を表 3-2 に示す。

表 3-2 総漏えい量と空気流入率の比較

総漏えい量 (m <sup>3</sup> /min)	非常用ガス処理設備放出流量 (m <sup>3</sup> /min)
2.8	41.6*

注記\*：非常用ガス処理設備容量とする。

### 3.4 検討結果

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）について総漏えい量は非常用ガス処理設備放出流量以下となっていることを確認した。

よって、原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）は、耐震壁の許容限界をせん断ひずみ  $2.0 \times 10^{-3}$  とした場合において、換気設備とあいまって機能を維持できる気密性を有している。

## 4. まとめ

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）は、耐震壁の許容限界としてせん断ひずみ  $2.0 \times 10^{-3}$  を適用した場合において、原子炉格納容器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気密性を有していることを確認した。

以上より、原子炉建屋の地震応答解析による評価において、換気設備とあいまって気密性を維持するために設定する許容限界として、せん断ひずみ  $2.0 \times 10^{-3}$  を用いることの適用性を確認した。