

本資料のうち、枠囲みの内容は防護上の観点から、又は商業機密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-補-E-01-0200-14_改2
提出年月日	2021年7月8日

補足-200-14 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセス

ルートについて

2021年7月

東北電力株式会社


## 目次

1. 可搬型重大事故等対処設備の保管場所について
2. 保管場所及び屋外アクセスルートの評価対象斜面の抽出について
3. 保管場所及び屋外アクセスルートに関する斜面の安定性評価について
4. 保管場所における地盤支持力評価について
5. 保管場所及び屋外アクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評価について
6. 保管場所及び屋外アクセスルート周辺構造物の耐震性評価について
7. 屋外アクセスルートの段差及び傾斜評価に用いる沈下率の設定方法について
8. 屋外アクセスルートの段差緩和対策について
9. 保管場所及び屋外アクセスルートの評価における地下水位の設定方法について
10. 屋外アクセスルート仮復旧時間の評価について
11. 屋外アクセスルート仮復旧作業の検証について
12. 仮復旧作業の成立性について
13. 屋内アクセスルートの設定について
14. 屋内アクセスルート確保のための対策について
15. 森林火災時における保管場所及び屋外アクセスルートへの影響について
16. 第4保管エリア及び屋外アクセスルートの変更について
17. 第3保管エリアの変更について
18. 屋外タンク等からの溢水影響評価について
19. 主要変圧器の火災発生防止対策について

参考資料1 斜面のすべり計算に用いた解析コード「SFCALC」の適用性について

参考資料2 平成23年東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の斜面被害について

参考資料3 松島幹線 No.1 送電鉄塔の入力地震動作成に用いる二次元有限要素法解析について

 : 今回説明項目

6. 保管場所及び屋外アクセスルート周辺建造物の耐震性評価について

6.1 他資料において耐震性を確認している周辺建造物

保管場所及び屋外アクセスルート周辺建造物のうち、原子炉建屋、制御建屋、タービン建屋等については、以下の資料において基準地震動  $S_s$  に対する耐震性を有していることを説明している。

(1) 第1号機制御建屋

- ・ VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性についての計算書

(2) 防潮壁（第2号機放水立坑）

- ・ VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書

(3) 第2号機海水ポンプ室門型クレーン

- ・ VI-2-11-2-1 海水ポンプ室門型クレーンの耐震性についての計算書

(4) 防潮壁（第2号機海水ポンプ室）

- ・ VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書

(5) 第2号機復水貯蔵タンク

- ・ VI-2-5-6-2-2 復水貯蔵タンクの耐震性についての計算書

(6) 第2号機原子炉建屋

- ・ VI-2-2-2 原子炉建屋の耐震性についての計算書

(7) 第2号機制御建屋

- ・ VI-2-2-4 制御建屋の耐震性についての計算書

(8) 第2号機タービン建屋

- ・ VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性についての計算書

(9) 第2号機補助ボイラー建屋

- ・ VI-2-11-2-4 補助ボイラー建屋の耐震性についての計算書

(10) 防潮壁（第3号機放水立坑）

- ・ VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書

(11) 防潮壁（第3号機海水ポンプ室）

- ・ VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書

- (12) 第 2 号機排気筒
  - ・ VI-2-7-2-1 排気筒の耐震性についての計算書
  
- (13) 第 3 号機排気筒
  - ・ VI-2-7-2-1 排気筒の耐震性についての計算書
  
- (14) 緊急用電気品建屋
  - ・ VI-2-2-22 緊急用電気品建屋の耐震性についての計算書
  
- (15) 緊急時対策建屋
  - ・ VI-2-2-24 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書
  
- (16) 防潮堤
  - ・ VI-2-10-2-2 防潮堤の耐震性についての計算書
  
- (17) 防潮壁（第 3 号機海水熱交換器建屋）
  - ・ VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書
  
- (18) 浸水防止壁
  - ・ VI-2-10-2-9 浸水防止壁の耐震性についての計算書
  
- (19) 第 1 号機排気筒
  - ・ VI-2-11-2-15 第 1 号機排気筒の耐震性についての計算書

## 6.2 機器の耐震性評価

### 6.2.1 第3号機軽油タンクの耐震性評価

#### (1) 概要

第3号機海水熱交換器建屋に設置する第3号機軽油タンクの耐震性評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度の設計方針に基づき、添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」にて示す各種応答値から算出した添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認する。

第3号機軽油タンクは、設計基準対象施設においてはSクラス施設に分類される。以下、設計基準対象施設としての構造強度評価を示す。

なお、第3号機軽油タンクは、添付書類「VI-2-1-13 機器・配管系の計算書作成の方法」に記載の平底たて置円筒形容器と類似の構造であるため、添付書類「VI-2-1-13-3 平底たて置円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に基づき評価を実施する。

#### (2) 一般事項

##### a. 構造計画

第3号機軽油タンクの構造計画を表6.2.1-1に示す。

表 6. 2. 1-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>底板を基礎ボルトで基礎に据え付ける。</p>	<p>たて置円筒形 (上面に屋根, 側面に胴板, 下面に底板を有する平底たて置円筒形容器)</p>	<p>(単位: mm)</p>

(3) 固有周期

a. 固有周期の計算

水平方向については、平成 10 年 6 月 8 日付け平成 10・03・31 資第 1 号にて認可された工事計画の参考資料「参考資料 6. 軽油タンクの耐震性についての計算書」による。

鉛直方向については、理論式により固有周期を計算する。固有周期の計算に用いる計算条件は、本資料の【第 3 号機軽油タンクの耐震性についての計算結果】の機器要目に示す。

計算の結果、固有周期は 0.05 秒以下であり、剛であることを確認した。固有周期の計算結果を表 6.2.1-2 に示す。

表 6.2.1-2 固有周期 (単位:s)

水平方向	0.046
鉛直方向	0.008

(4) 構造強度評価

a. 構造強度評価方法

第 3 号機軽油タンクの構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-13-3 平底たて置円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載の耐震計算方法に基づき行う。

b. 荷重の組合せ及び許容応力

(a) 荷重の組合せ及び許容応力状態

第 3 号機軽油タンクの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 6.2.1-3 に示す。

(b) 許容応力

第 3 号機軽油タンクの許容応力は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、表 6.2.1-4 及び表 6.2.1-5 のとおりとする。

(c) 使用材料の許容応力評価条件

第 3 号機軽油タンクの使用材料の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 6.2.1-6 に示す。

c. 計算条件

応力計算に用いる計算条件は、本資料の【第 3 号機軽油タンクの耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

表 6.2.1-3 荷重の組合せ及び許容応力状態 (設計基準対象施設)

施設区分	機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他発電用 原子炉の附属施設	非常用 電源設備	S	—*	$D + P_D + M_D + S_d^*$	III <sub>A</sub> S
				$D + P_D + M_D + S_s$	IV <sub>A</sub> S

注記\* : クラス 2, 3 容器及びクラス 2, 3 支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 6.2.1-4 許容応力 (クラス 2, 3 容器)

許容応力状態	許 容 限 界 <sup>*1, *2</sup>		
	一次一般膜応力	一次膜応力 + 一次曲げ応力	一次 + 二次応力
III <sub>A</sub> S	$S_y$ と $0.6 \cdot S_u$ の小さい方 ただし, オーステナイト系ス テンレス鋼及び高ニッケル 合金については上記値と $1.2 \cdot S$ との大きい方	左欄の 1.5 倍の値	弾性設計用地震動 $S_d$ 又は基準地震動 $S_s$ のみによる 疲労解析を行い, 疲労累積係数が 1.0 以下であること。 ただし, 地震動のみによる一次 + 二次応力の変動値が $2 \cdot S_y$ 以下であれば, 疲労解析は不要。
IV <sub>A</sub> S	$0.6 \cdot S_u$	左欄の 1.5 倍の値	一次 + 二次 + ピーク応力

注記\*1 : 座屈による評価は, クラス MC 容器の座屈に対する評価式による。

\*2 : 当該の応力が生じない場合, 規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。



表 6.2.1-5 許容応力（クラス 2, 3 容器）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト等)	
	一次応力	
	引張り	せん断
Ⅲ <sub>A</sub> S	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$
Ⅳ <sub>A</sub> S	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$

注記\*1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

\*2：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

表 6.2.1-6 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S <sub>y</sub> (MPa)	S <sub>u</sub> (MPa)	S <sub>y</sub> (RT) (MPa)
		最高使用温度					
胴板	SM400B (厚さ ≤ 16 mm)	最高使用温度	66	—	234	385	—
基礎ボルト	SS400 (径 > 40mm)	周囲環境温度	40	—	215	400	—

(5) 評価結果

a. 設計基準対象施設としての評価結果

第 3 号機軽油タンクの設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(a) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。なお，弾性設計用地震動 S<sub>d</sub> 及び静的震度は基準地震動 S<sub>s</sub> を下回っており，基準地震動 S<sub>s</sub> による発生値が，弾性設計用地震動 S<sub>d</sub> 又は静的震度に対する評価における許容限界を満足するため，弾性設計用地震動 S<sub>d</sub> 又は静的震度による発生値の算出を省略した。

【第3号機軽油タンクの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> 又は静的震度		基準地震動 S <sub>s</sub>		最高使用温度 (°C)	周囲環境温度 (°C)	比重
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度			
第3号機軽油タンク	S	第3号機海水熱交換器建屋 0. P. 15. 00*1	0. 046	0. 008	—*2	—*2	C <sub>H</sub> =2. 95	C <sub>V</sub> =1. 95	66	40	0. 86

注記\*1：基準床レベルを示す。

\*2：Ⅲ,Sについては、基準地震動 S<sub>s</sub> で評価する。

1.2 機器要目

m <sub>0</sub> (kg)	m <sub>e</sub> (kg)	D <sub>i</sub> (mm)	t (mm)	E (MPa)	G (MPa)	θ <sub>k</sub> (mm)	H (mm)	s	n
299100	38600	8700	15. 0	200000*1	77100*1	3689	5600	15	72

D <sub>c</sub> (mm)	D <sub>b0</sub> (mm)	D <sub>b1</sub> (mm)	d (mm)	A <sub>b</sub> (mm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub> (N・mm)	
					弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> 又は静的震度	基準地震動 S <sub>s</sub>
8950	9300	8600	52 (M52)	2124	—	3. 192×10 <sup>10</sup>

S <sub>y</sub> (同板) (MPa)	S <sub>u</sub> (同板) (MPa)	S (同板) (MPa)	S <sub>v</sub> (基礎ボルト) (MPa)	S <sub>u</sub> (基礎ボルト) (MPa)	F (基礎ボルト) (MPa)	F* (基礎ボルト) (MPa)
234*1	385*1	—	215*2	400*2	215	258
(厚さ ≤ 16 mm)						
(厚さ > 16 mm)						

注記\*1：最高使用温度で算出

\*2：周囲温度で算出

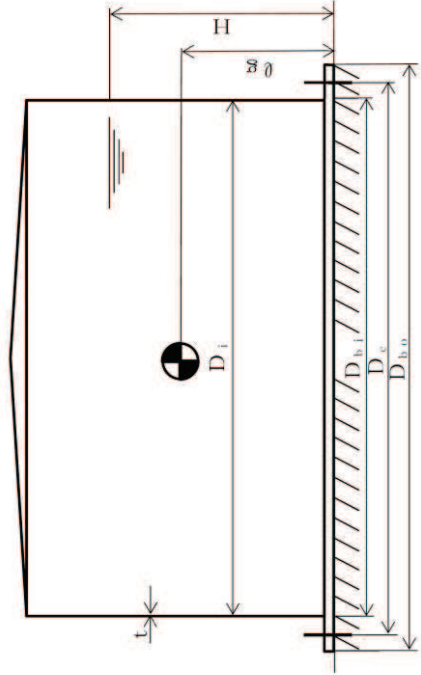
1.3 計算数値

1.3.1 胴に生じる応力

(1) 一次一般膜応力

	弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> 又は静的震度		基準地震動 S <sub>s</sub>	
	周方向応力	せん断応力	周方向応力	せん断応力
静水頭による応力	σ <sub>φ1</sub> = —*	—	σ <sub>φ1</sub> = 14	—
鉛直方向地震による引張応力	σ <sub>φ2</sub> = —*	—	σ <sub>φ2</sub> = 27	—
空質量による圧縮応力	—	σ <sub>x2</sub> = —*	—	σ <sub>x2</sub> = 1
鉛直方向地震による軸方向応力	—	σ <sub>x3</sub> = —*	—	σ <sub>x3</sub> = 2
水平方向地震による圧縮応力	—	σ <sub>x1</sub> = —*	—	σ <sub>x1</sub> = 36
応力の和	σ <sub>φ</sub> = —*	σ <sub>φ</sub> = —*	σ <sub>φ</sub> = 41	σ <sub>x1</sub> = 37
引張側	σ <sub>φ</sub> = —*	σ <sub>x1</sub> = —*	σ <sub>φ</sub> = -41	σ <sub>x1</sub> = 39
圧縮側	σ <sub>φ</sub> = —*	σ <sub>x1</sub> = —*	σ <sub>φ</sub> = -41	σ <sub>x1</sub> = 39
引張り	σ <sub>φ</sub> = —*	σ <sub>φ</sub> = —*	σ <sub>φ</sub> = -41	σ <sub>φ</sub> = 81
圧縮	σ <sub>φ</sub> = —*	σ <sub>φ</sub> = —*	σ <sub>φ</sub> = -41	σ <sub>φ</sub> = 57

(単位：MPa)



注記\*：Ⅲ,Sについては、基準地震動 S<sub>s</sub> で評価する。

(2) 地震動のみによって生じる一次応力と二次応力の和の変動値 (単位：MPa)

	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度		基礎地震動 S s	
	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力
鉛直方向地震による応力	$\sigma_{d2} = -$	$\sigma_{s3} = -$	$\sigma_{d2} = 27$	$\sigma_{s3} = 2$
水平方向地震による圧縮応力	$\sigma_{d4} = -$	$\sigma_{s4} = -$	$\tau = -$	$\tau = 43$
応力の和	引張側	$\sigma_{2xt} = -$	$\sigma_{2pb} = 27$	$\sigma_{2xt} = 38$
	圧縮側	$\sigma_{2xc} = -$	$\sigma_{2pb} = -27$	$\sigma_{2xc} = 38$
組合せ応力 (変動値)	引張り	$\sigma_{2t} = -$	$\sigma_{2t} = 150$	
	圧縮	$\sigma_{2c} = -$	$\sigma_{2c} = 117$	

注記\*：III.Sについては、基礎地震動 S s で評価する。

1.3.2 基礎ボルトに生じる応力 (単位：MPa)

	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度	基礎地震動 S s
引張応力	$\sigma_b = -$	$\sigma_b = 73$
圧縮応力	$\tau_b = -$	$\tau_b = 58$

注記\*：III.Sについては、基礎地震動 S s で評価する。

1.4 結論

1.4.1 固有周期 (単位：s)

方向	固有周期
水平方向	$T_H = 0.046$
鉛直方向	$T_V = 0.008$

1.4.2 応力

部材	材料	応力	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度		基礎地震動 S s	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
脚板	SM400B	一次一般膜	$\sigma_o = 81^{*2}$	$S_a = 231^{*2}$	$\sigma_o = 81$	$S_a = 231$
		一次二次	$\sigma_2 = 150^{*2}$	$S_a = 469^{*2}$	$\sigma_2 = 150$	$S_a = 469$
		圧縮と曲げの組合せ (座屈の評価)	$\frac{\eta \cdot (\sigma_{x2} + \sigma_{x3})}{f_c} + \frac{\eta \cdot \sigma_{x4}}{f_t} \leq 1$	$\frac{\eta \cdot (\sigma_{x2} + \sigma_{x3})}{f_c} + \frac{\eta \cdot \sigma_{x4}}{f_t} \leq 1$	$0.31$ (無次元) <sup>*2</sup>	$0.31$ (無次元)
基礎ボルト	SS400	引張り	$\sigma_b = 73^{*2}$	$f_{ts} = 179^{*1}$	$\sigma_b = 73$	$f_{ts} = 179^{*1}$
		せん断	$\tau_b = 58^{*2}$	$f_{tb} = 148^{*2}$	$\tau_b = 58$	$f_{tb} = 148$

注記\*1： $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{ts} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{td}]$ より算出

\*2：基礎地震動 S s による算出値

すべて許容応力以下である。

## 6.2.2 松島幹線 No.1 送電鉄塔の耐震性評価

### (1) 評価概要

女川原子力発電所における保管場所及び屋外アクセスルートに影響を与える可能性のある鉄塔として松島幹線 No.1 送電鉄塔が挙げられることから、松島幹線 No.1 送電鉄塔の倒壊評価を実施し、影響がないことを確認する。

松島幹線 No.1 送電鉄塔は、松島幹線 No.2 送電鉄塔及び鉄構側の架渉線を引き留める引留型鉄塔であるため、最も保守的な条件\*として全架渉線が架線された状態で松島幹線 No.1 送電鉄塔の倒壊評価した結果、松島幹線 No.1 送電鉄塔は倒壊には至らないと評価している。

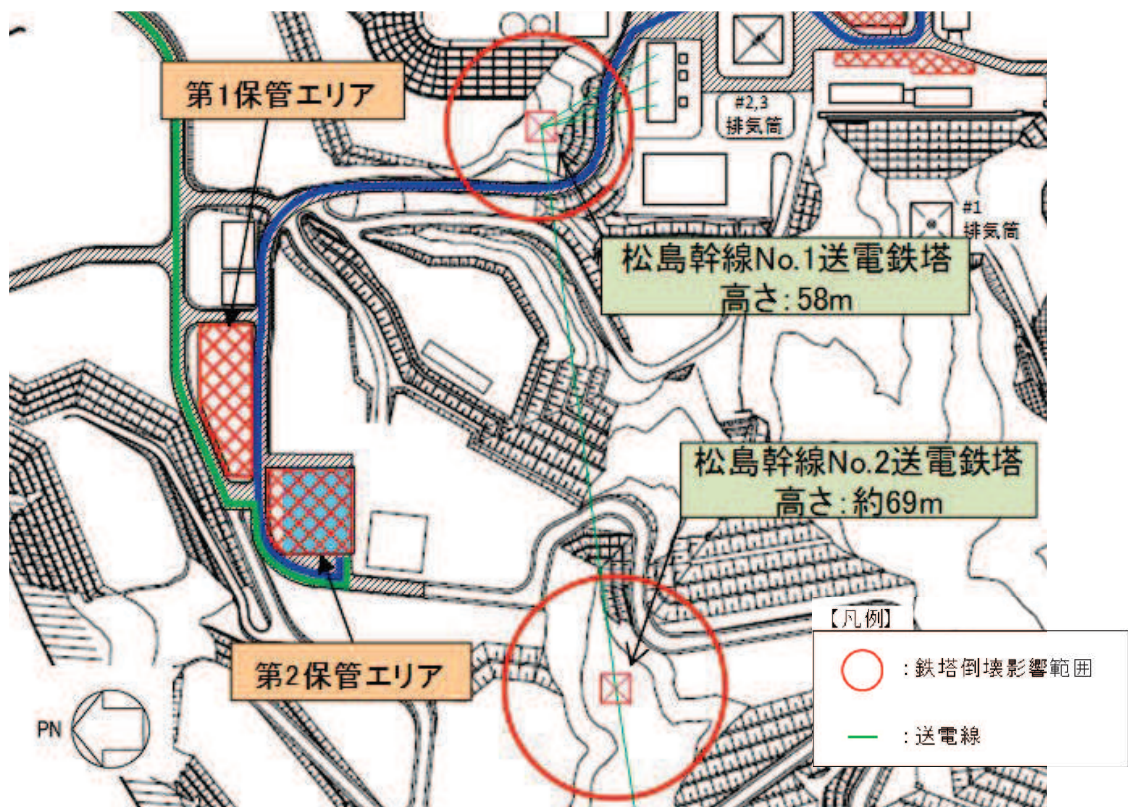


図 6.2.2-1 鉄塔位置関係図

注記\*：何らかの原因により No.1 送電鉄塔と No.2 送電鉄塔間の電線及び地線がすべて断線した場合、No.2 送電鉄塔は No.3 送電鉄塔側に倒壊することが想定されるが、この場合、No.1 送電鉄塔が引留める張力荷重は減少する。また、No.2 送電鉄塔が側方又は No.1 送電鉄塔側に倒壊した場合、電線支持点の距離が短くなるため、No.1 送電鉄塔が引留める張力荷重は減少する。以上より、電線及び地線の引留張力を考慮した評価条件が最も保守的である。

### (2) 評価方法

松島幹線 No.1 送電鉄塔単体の有限要素モデルで鉄塔単体のモデルを作成し、自重及び固有値解析を実施し、その後発電所側の引留鉄構及び松島幹線 No.2 送電鉄塔の連成モデルを作成し、基準地震動  $S_s$  による耐震性評価を実施した。

図 6.2.2-2 に評価フローを示す。

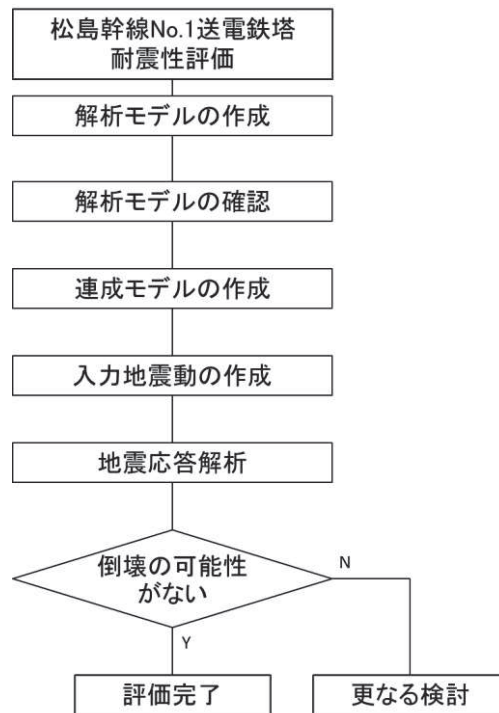


図 6. 2. 2-2 松島幹線 No. 1 送電鉄塔耐震性評価フロー

a. 解析モデルの作成

耐震性評価に用いる松島幹線 No. 1 送電鉄塔の解析モデルについて図 6. 2. 2-3 に示す。鉄塔のモデルについては、すべて梁要素でモデル化している。また、鉄塔本体に設定する材料物性について表 6. 2. 2-1 に示す。

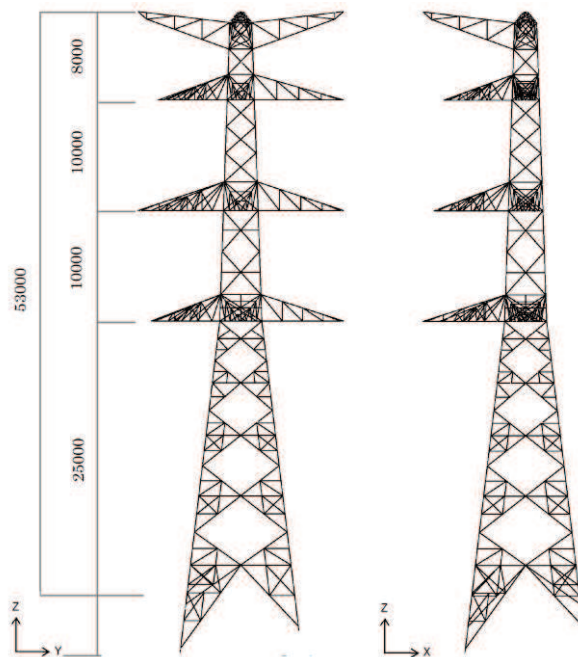


図 6. 2. 2-3 松島幹線 No. 1 送電鉄塔の有限要素モデル

表 6.2.2-1 物性の設定<sup>\*1</sup>

使用鋼材	厚さ t (mm)	降伏点 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 E [ポアソン比] (N/mm <sup>2</sup> )
SS400	t ≤ 16	245	206000 [0.3]
SS540	t ≤ 16 16 < t ≤ 40	400 390	

注記\*1：物性値は、「JIS G 3101:2015 一般鋼材用圧延鋼材」、「JEC-127-1979 送電用支持物設計標準」、「2018年制定 剛・合成構造標準示方書」に基づき設定した。

b. 解析モデルの確認

作成した松島幹線 No.1 送電鉄塔の有限要素モデルについて、自重及び固有値解析を実施し、モデル化の確認を行った。

自重解析では鉄塔パネルごとに密度を同定し、質量の設定を行った。自重解析結果を表 6.2.2-2 に示す。また、鉄塔単体モデルの固有値解析結果を図 6.2.2-4 に示す。

表 6.2.2-2 自重解析結果

パネル	鉄塔重量				自重解析		
	1脚当たり		4脚合計		解析結果 1*2 (kg)	プレート・ホルム率*3 (-)	解析結果 2*4 (kg)
	累計	パネル毎	累計	パネル毎			
	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)			
1	1225	1225	4900	4900	3010	1.63	4900
2	1425	200	5700	800	580	1.38	800
3	2884	1459	11536	5836	3691	1.58	5836
4	3201	317	12804	1268	926	1.37	1268
5	3523	322	14092	1288	942	1.37	1288
6	3907	384	15628	1536	1015	1.51	1536
7	5753	1846	23012	7384	4652	1.59	7384
8	6494	741	25976	2964	2032	1.46	2964
9	7416	922	29664	3688	2702	1.36	3688
10	9385	1969	37540	7876	5367	1.47	7876
11	10248	863	40992	3452	2478	1.39	3452
12	11182	934	44728	3736	3084	1.21	3736
13	12504	1322	50016	5288	4388	1.21	5288
14	14118	1614	56472	6456	5446	1.19	6456
15	—	—	66126	9654	9006	1.07	9654
合計				66126	49319		66126

注記\*2：骨組解析モデルに対し、密度  $7.8 \times 10^{-9}$  [t/mm<sup>3</sup>]として重量と体積を計算

\*3：鉄塔重量 ÷ 解析結果 1

\*4：密度  $7.8 \times 10^{-9}$  [t/mm<sup>3</sup>] × プレート・ホルム率により、パネル毎の密度を同定し、重量を計算

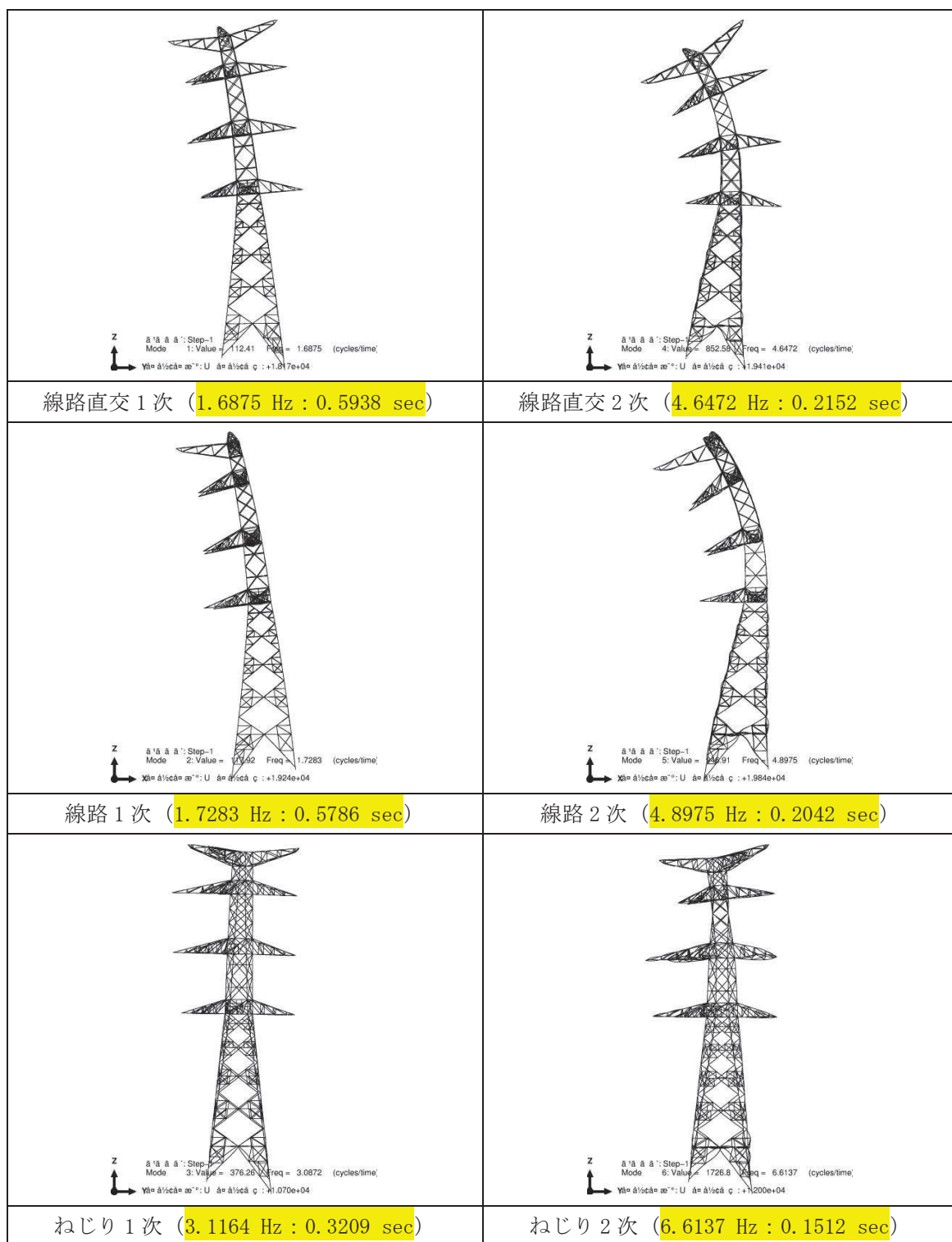


図 6. 2. 2-4 鉄塔単体モデルの固有値解析結果

c. 連成モデルの作成

松島幹線 No.1 送電鉄塔は引留鉄構及び松島幹線 No.2 送電鉄塔に架線されているため、松島幹線 No.1 送電鉄塔を解析対象とした連成モデルを作成した。線路条件を表 6.2.2-3 及び図 6.2.2-5 に、作成した連成モデル図を図 6.2.2-6 に示す。

各架渉線張力は、台風襲来時の気温 15°Cを想定し、無風時状態の初期張力を設定し、地震応答解析時、風の影響による張力増加を考慮する。

表 6.2.2-3 線路条件

幹線・番号	型名	塔高	径間	水平角度
松島幹線 No.1	D2 (275kV)	58m	81m (引留鉄構側) 354m (No.2 側)	0 引留 L75.5°

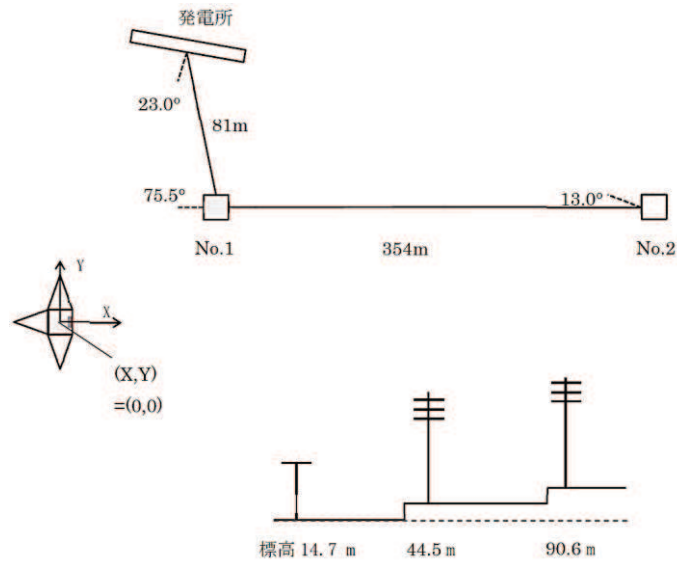


図 6.2.2-5 連成モデル線路条件

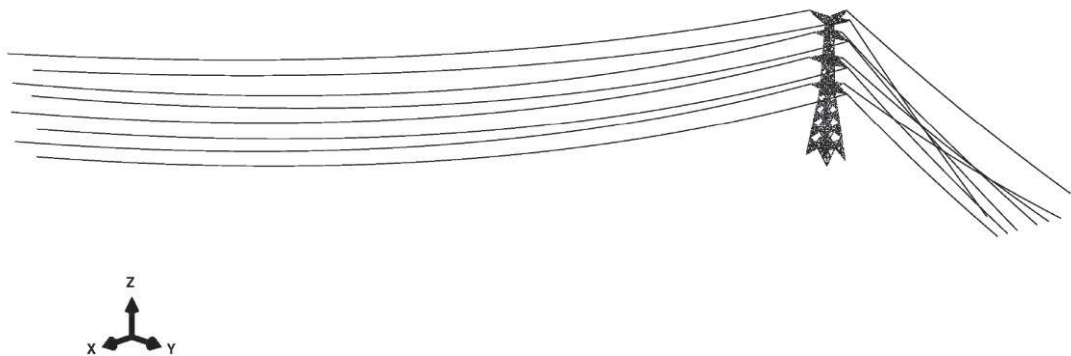


図 6.2.2-6 連成モデル (全体図)



d. 入力地震動の作成

松島幹線 No. 1 送電鉄塔は斜面上に位置していることから、斜面による地震動の増幅を考慮し、二次元有限要素法により入力地震動を算出する。松島幹線 No. 1 送電鉄塔の地震応答解析に用いる入力地震動は、二次元有限要素法解析を用いて算出し、鉄塔基礎各脚 (a 脚～d 脚) の立地地点における地表面の応答加速度を用いる。検討用地震動は基準地震動 S s 7 波とする。図 6. 2. 2-7 に入力地震動算出の概念図を示す。

二次元有限要素法解析については、解析コード「SuperFLUSH/2D Ver. 6. 1」を使用する。

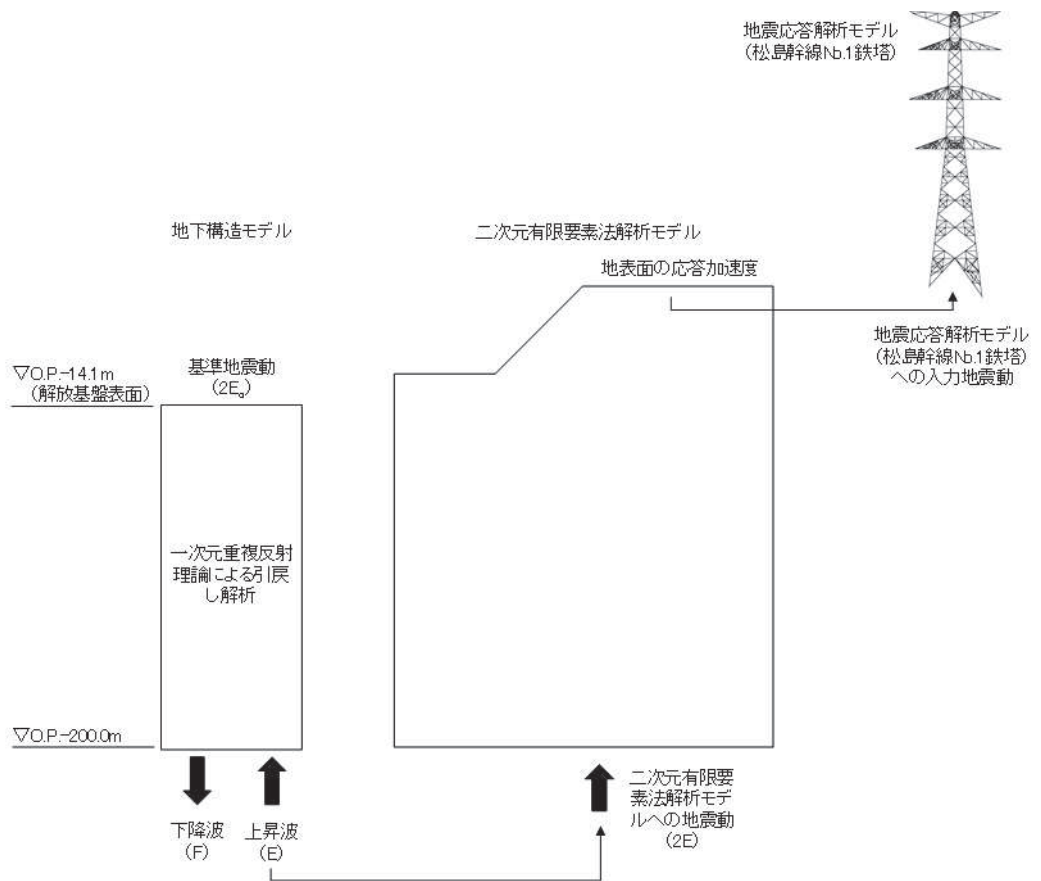


図 6. 2. 2-7 入力地震動算出の概念図

(a) 入力地震動算出断面

入力地震動の算出断面は、松島幹線 No. 1 送電鉄塔が設置されている斜面 G において、斜面高さ最大かつ最急勾配となる断面とする。入力地震動算出における断面位置図、地質断面図及び地震応答解析モデルを図 6. 2. 2-8～10 に示す。

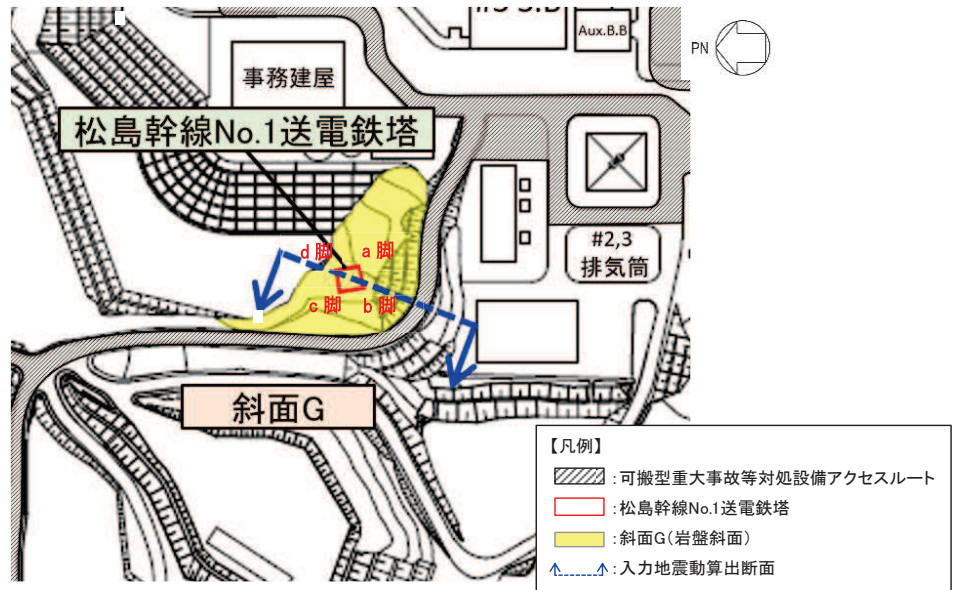


図 6. 2. 2-8 入力地震動の算出断面位置

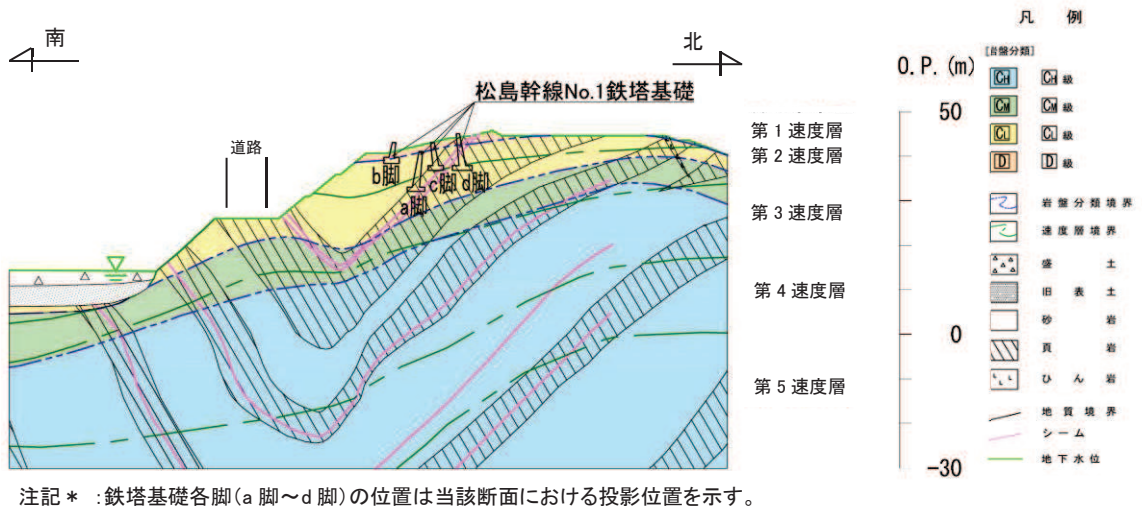


図 6. 2. 2-9 地質断面図

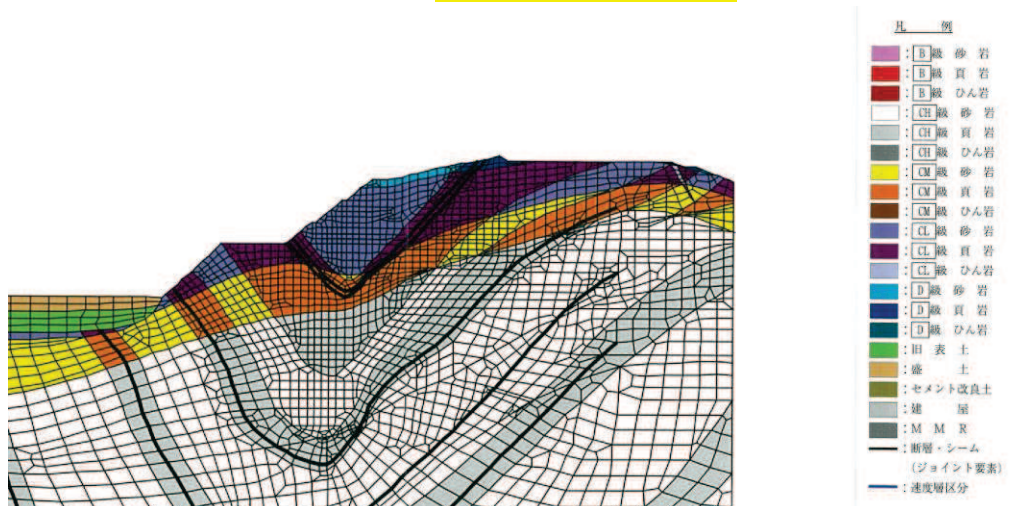


図 6. 2. 2-10 二次元有限要素法解析モデル図

(b) 入力地震動算出結果

松島幹線 No. 1 送電鉄塔の地震応答解析に用いる入力地震動の抽出位置を図 6. 2. 2-11 に示す。

松島幹線 No. 1 送電鉄塔の基礎下端は地表面より深い位置となるが、入力地震動の抽出位置は、保守的に加速度の大きくなる地表面に設定する。

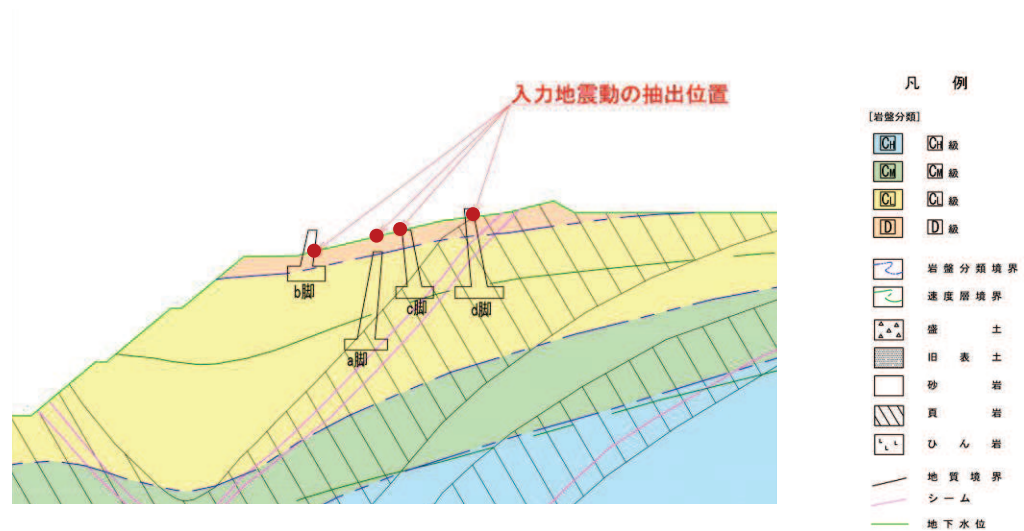


図 6. 2. 2-11 松島幹線 No. 1 送電鉄塔の入力地震動抽出位置

(c) 地震動の入力位置及び方向

地震動の入力位置及び方向を図 6. 2. 2-12 に示す。

鉄塔基部は変位と回転を固定する完全拘束とし、架渉線端部は変位のみ拘束し回転は拘束しない設定とした。

地震応答解析の地震動の水平方向及び鉛直方向の応答波の入力は、①X 方向及び Z 方向、②Y 方向及び Z 方向の 2 ケースを設定した。

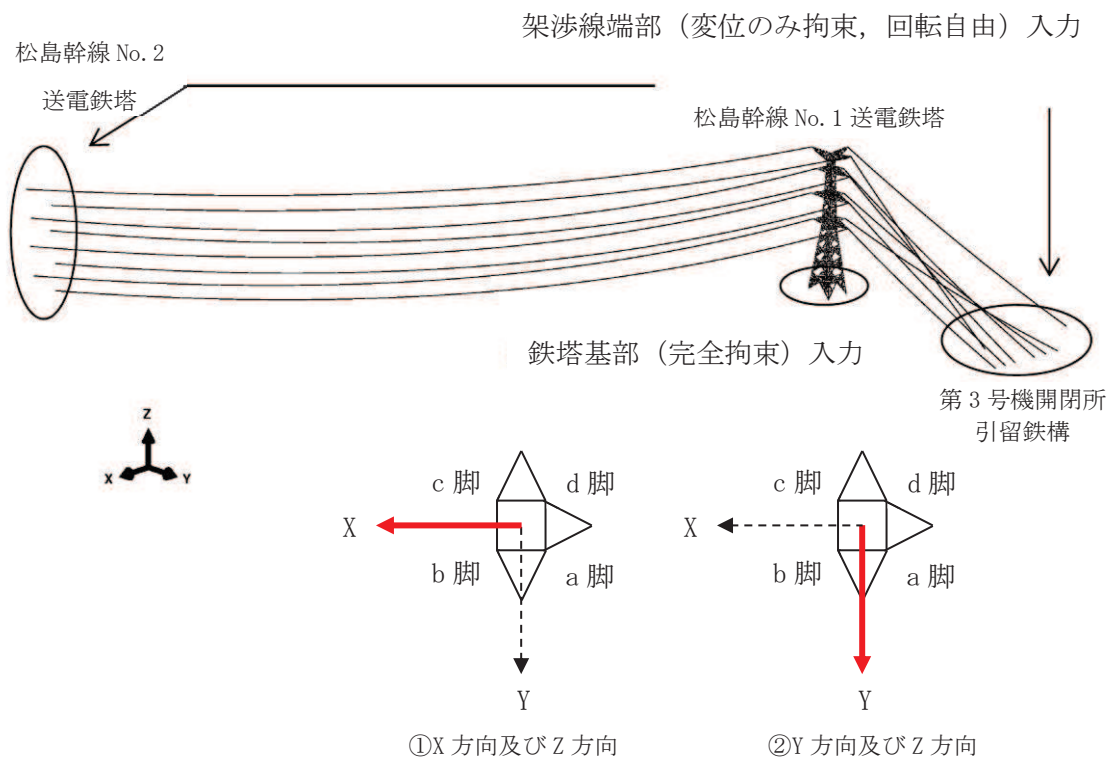


図 6. 2. 2-12 地震動の入力位置及び方向

(d) 入力地震動の選定

鉄塔各脚の位置の地震動データから、図 6. 2. 2-13 の連成モデルに入力する地震動を選定するため、解析ケース毎の鉄塔基部に対する鉄塔頂部の加速度の応答倍率の周波数特性から、鉄塔頂部の応答が卓越する固有震動数を確認した。

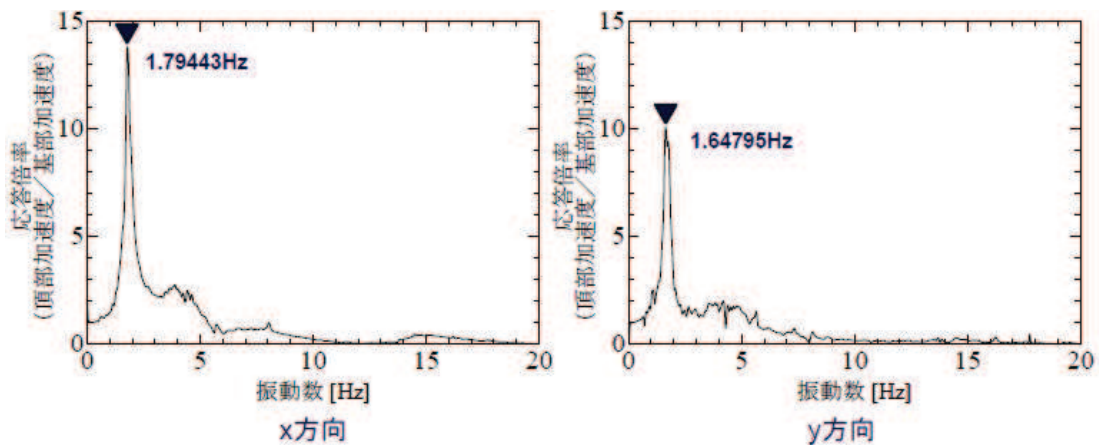


図 6. 2. 2-13 振動数－応答倍率 (頂部加速度／基部加速度)

入力地震動の選定に用いた加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 6. 2. 2-14～6. 2. 2-34 に示す。

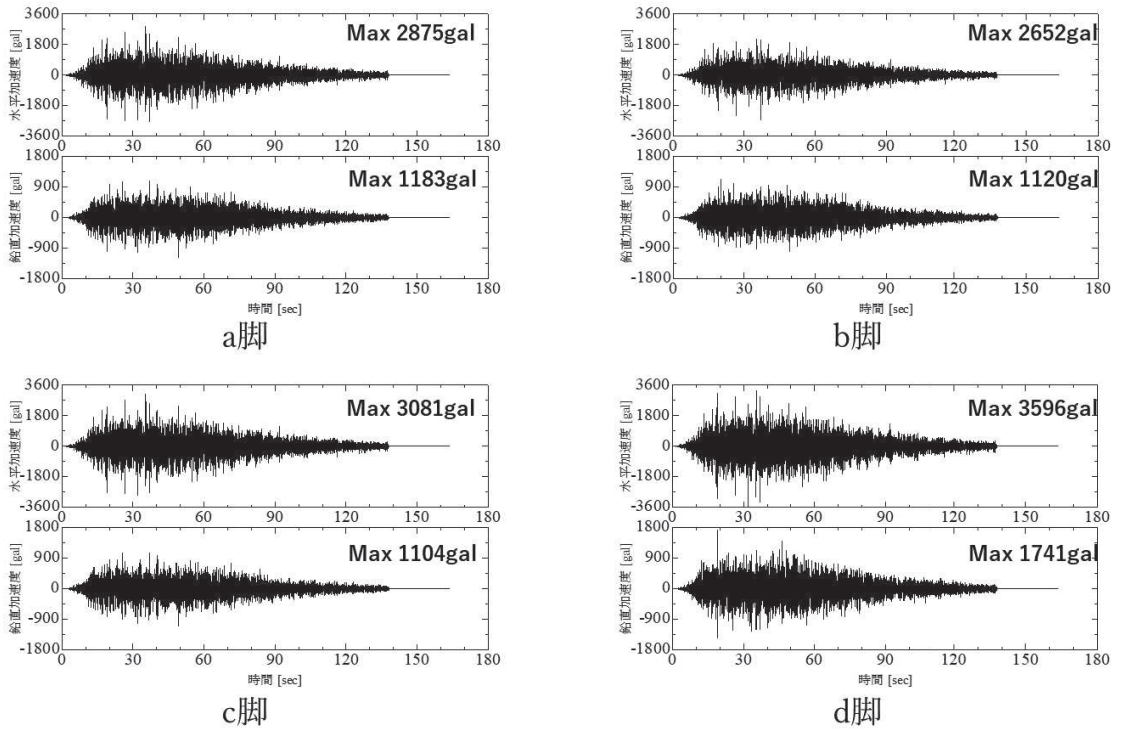


図 6.2.2-14 加速度時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-D1)

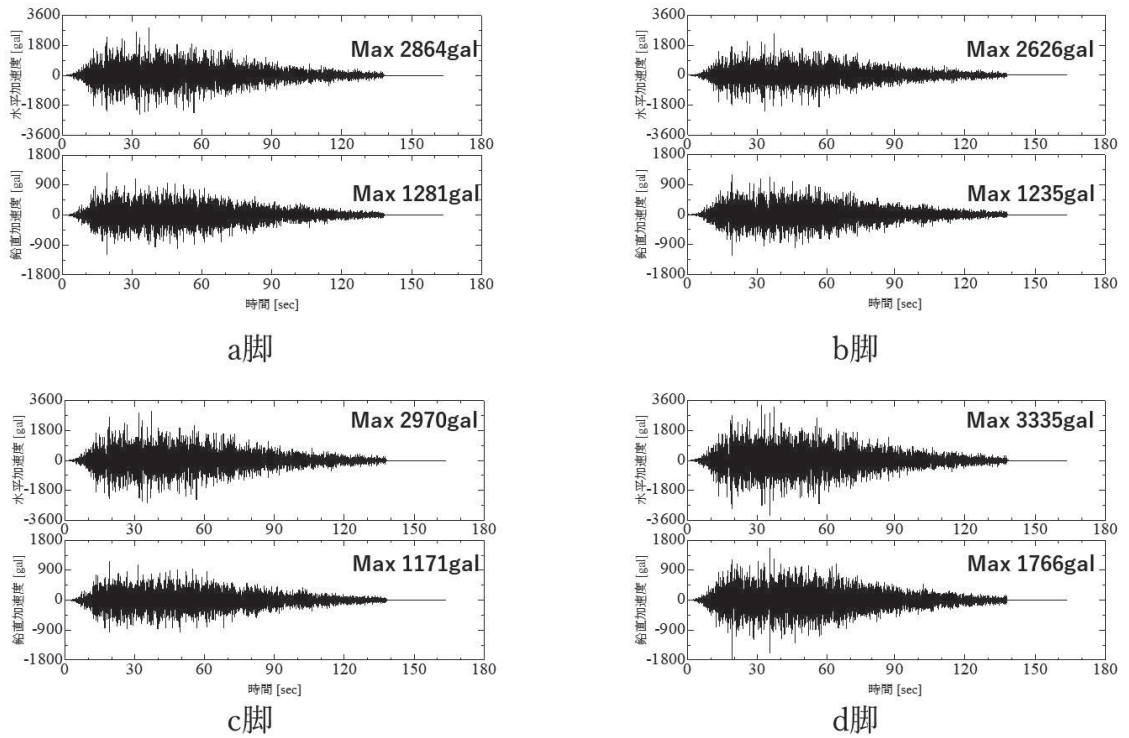
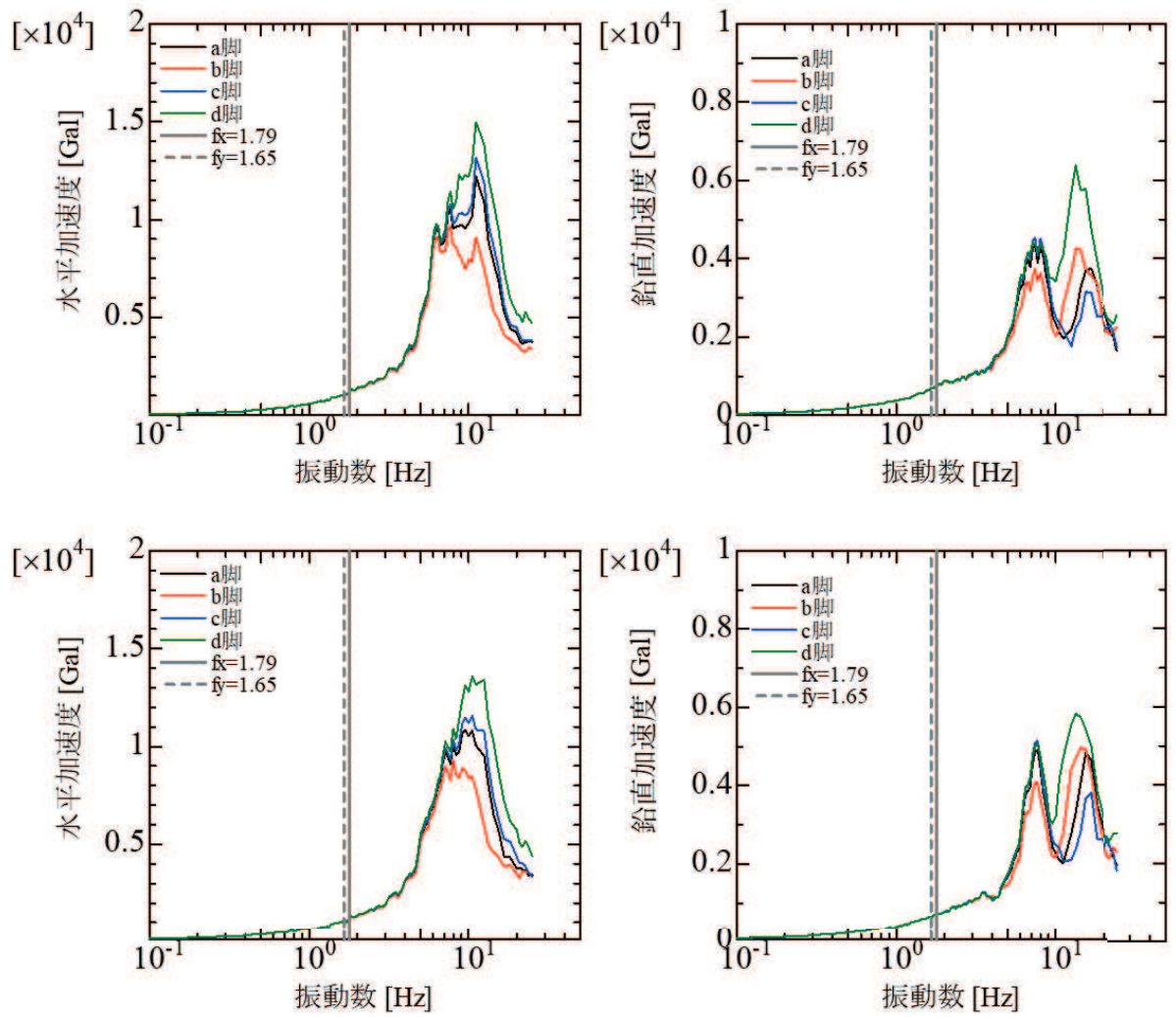
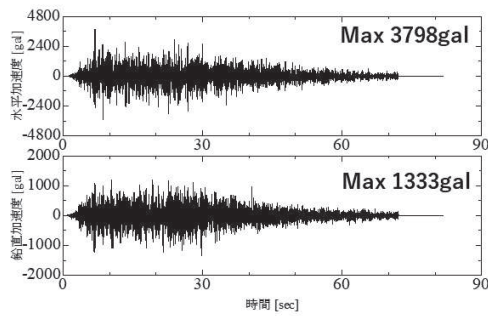


図 6.2.2-15 加速度時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-D1 位相反転ケース)

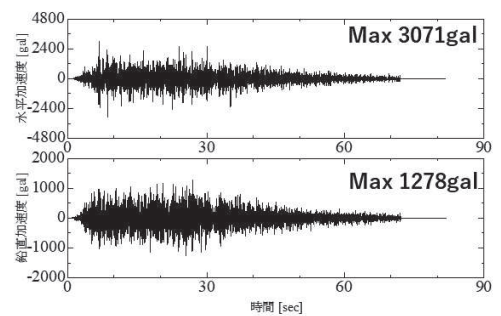


(下が位相反転ケースの応答スペクトル)

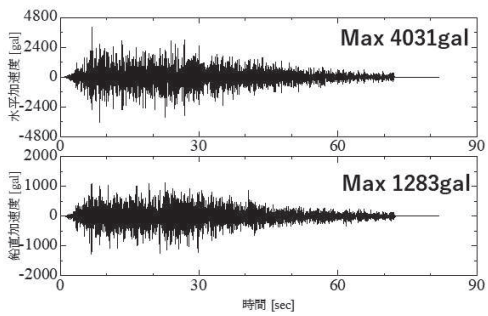
図 6. 2-16 加速度時刻歴波形 (Ss-D1 加速度応答スペクトル)



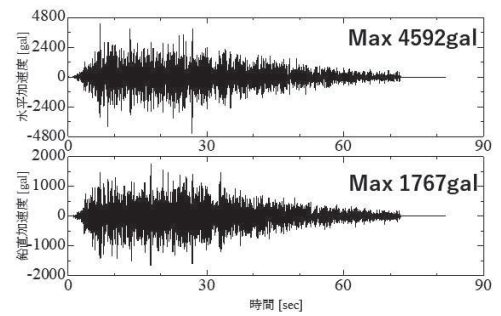
a脚



b脚

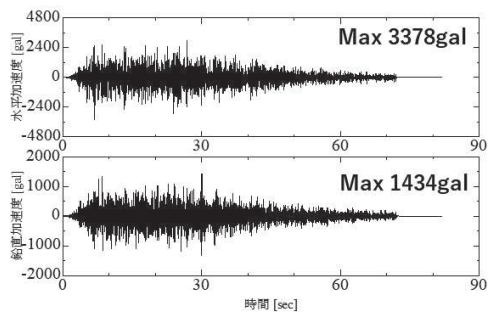


c脚

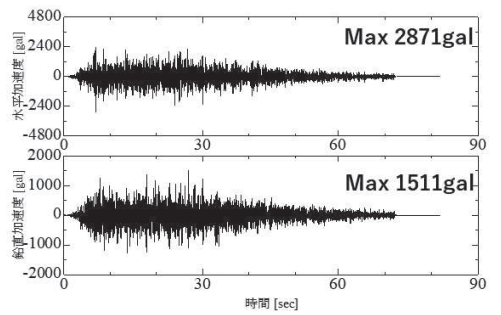


d脚

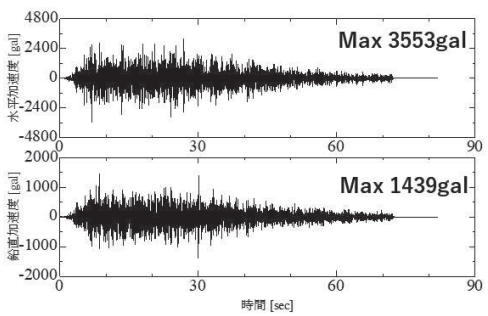
図 6. 2. 2-17 加速度時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-D2)



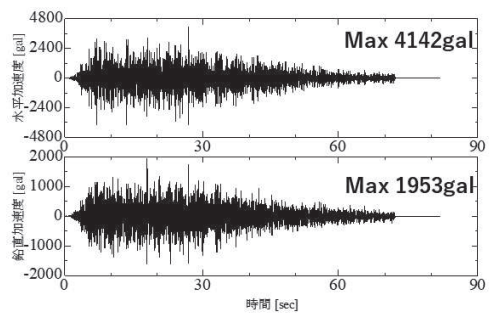
a脚



b脚

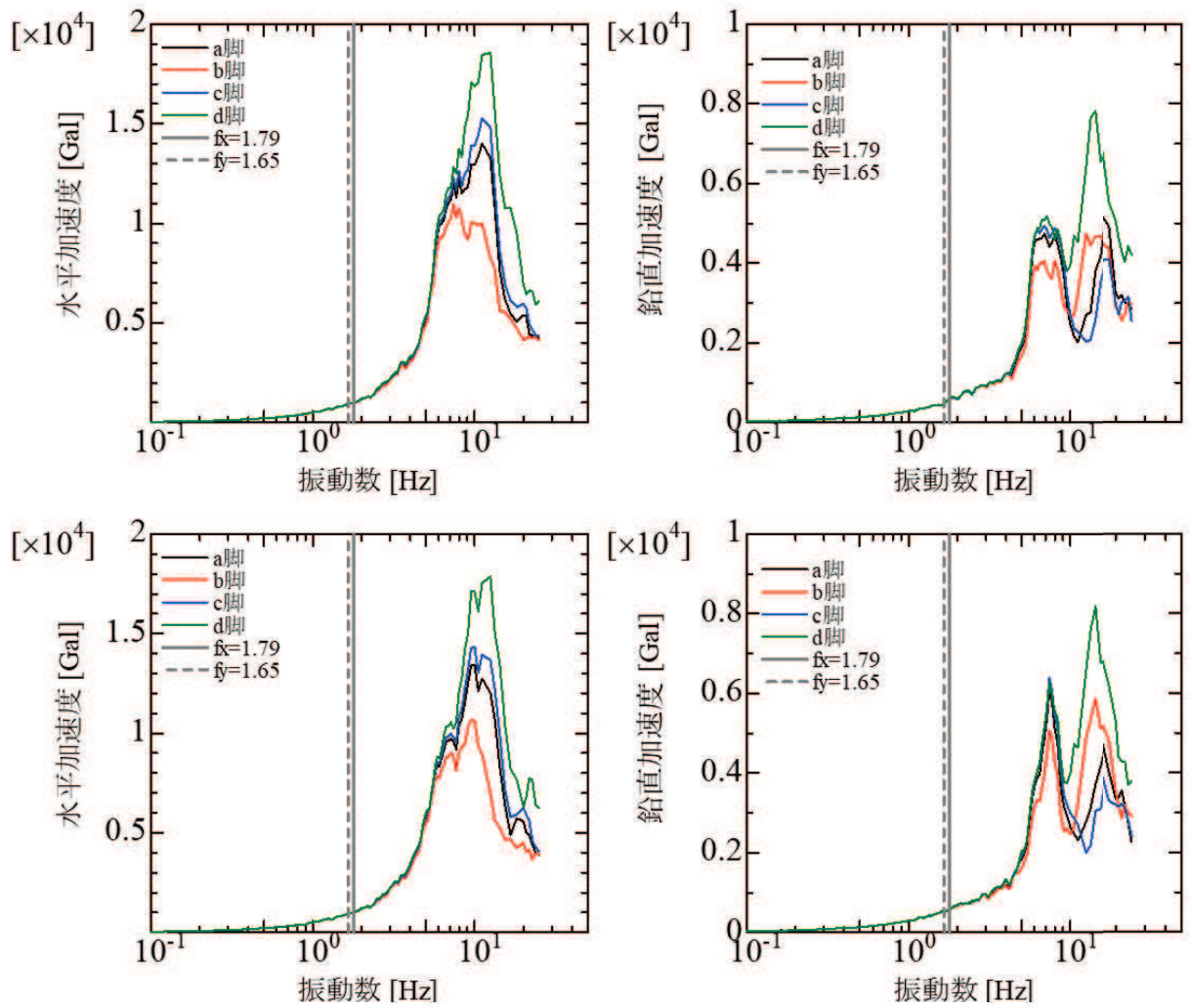


c脚



d脚

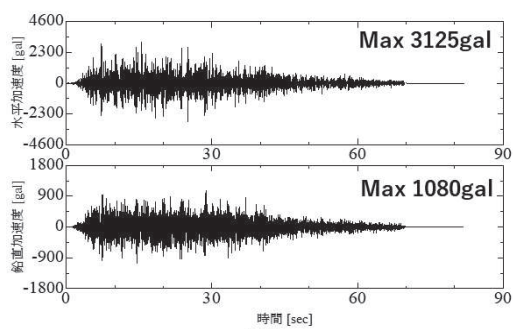
図 6. 2. 2-18 加速度時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-D2 位相反転ケース)



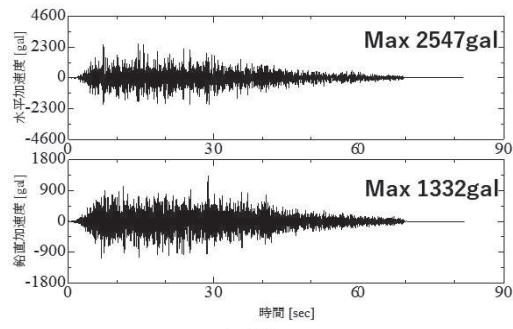
(下が位相反転ケースの応答スペクトル)

図 6. 2. 2-19 加速度時刻歴波形 (Ss-D2 加速度応答スペクトル)

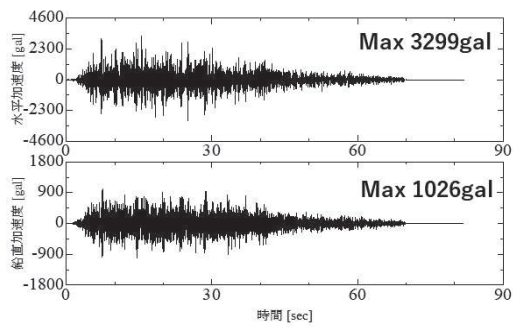




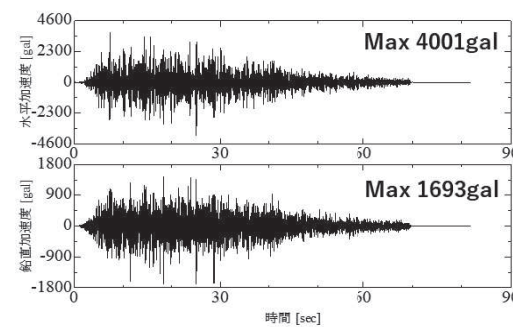
a脚



b脚

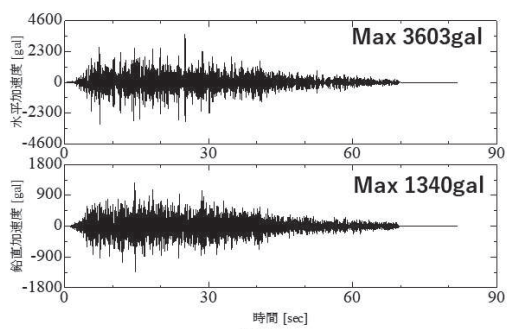


c脚

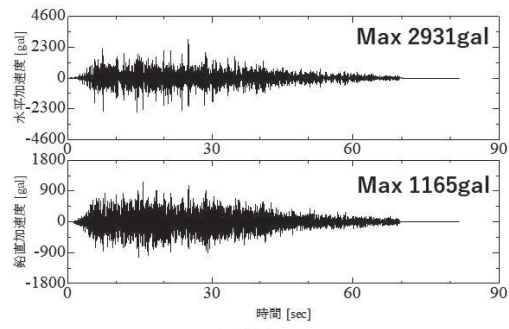


d脚

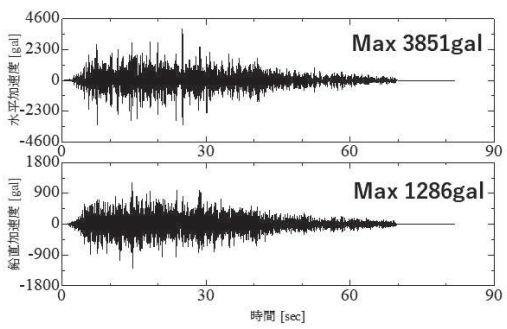
図 6. 2. 2-20 加速度時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-D3)



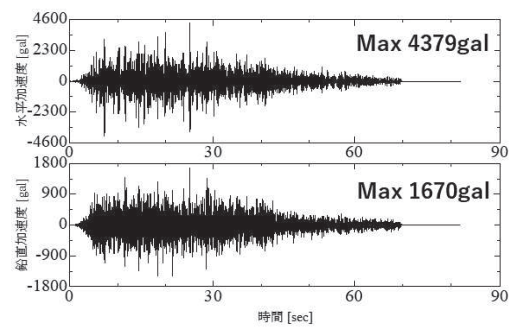
a脚



b脚

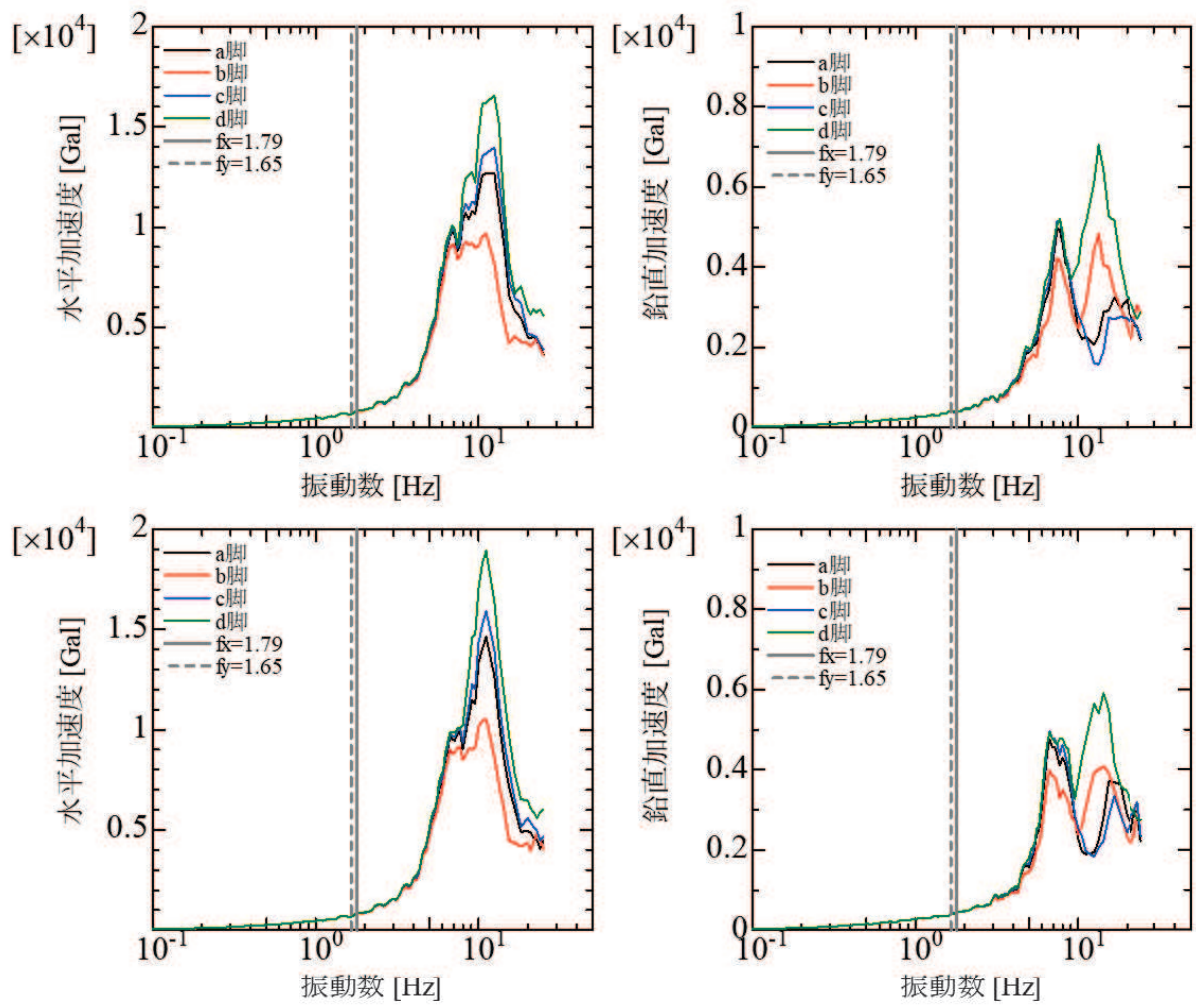


c脚



d脚

図 6. 2. 2-21 加速度時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-D3 位相反転ケース)



(下が位相反転ケースの応答スペクトル)

図 6. 2. 2-22 加速度時刻歴波形 (Ss-D3 加速度応答スペクトル)

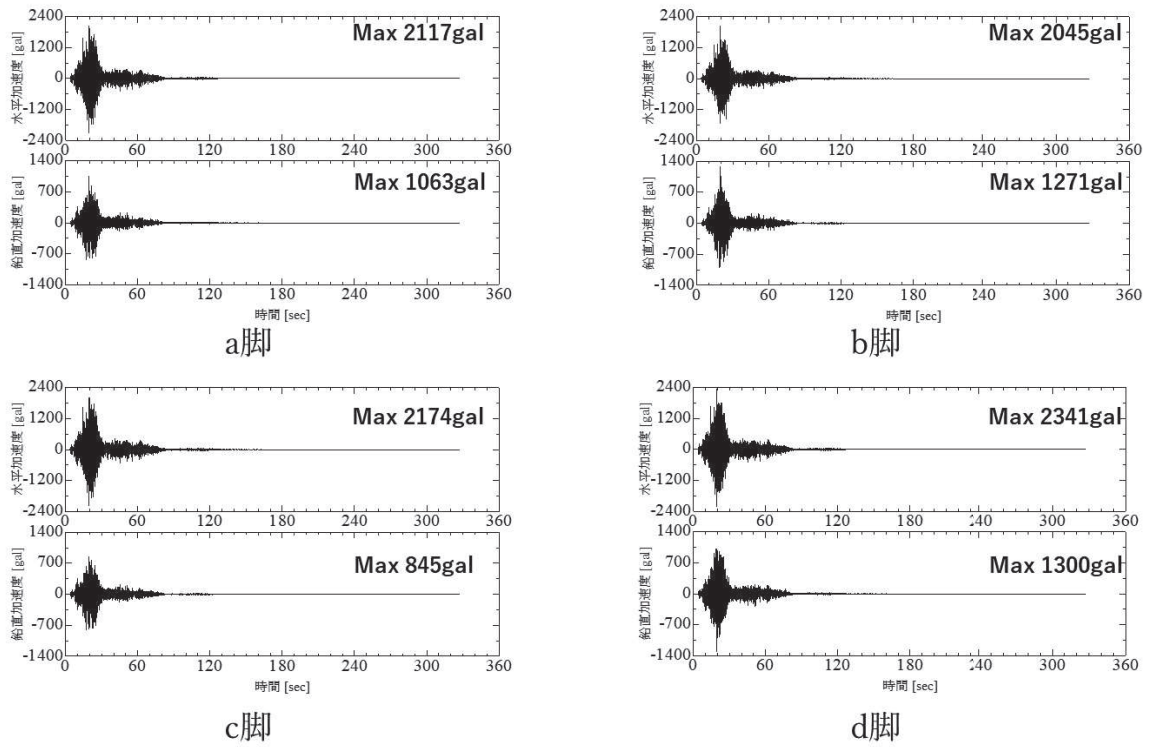


図 6. 2. 2-23 加速度時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-F1)

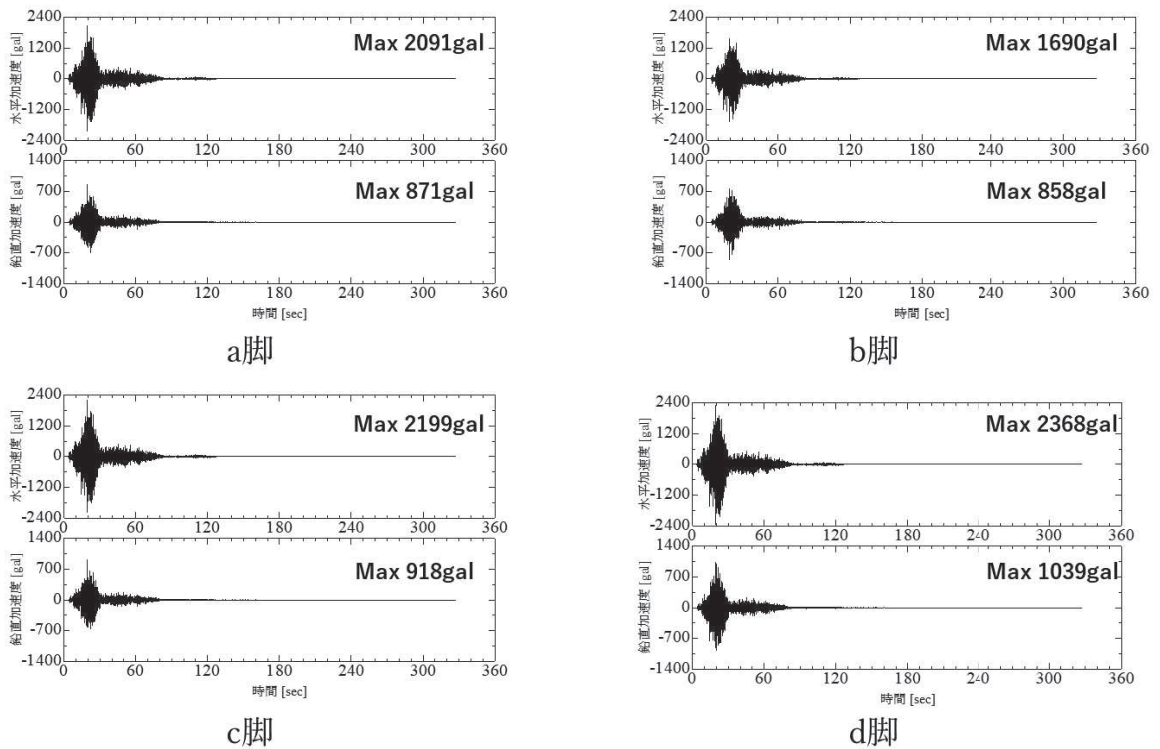
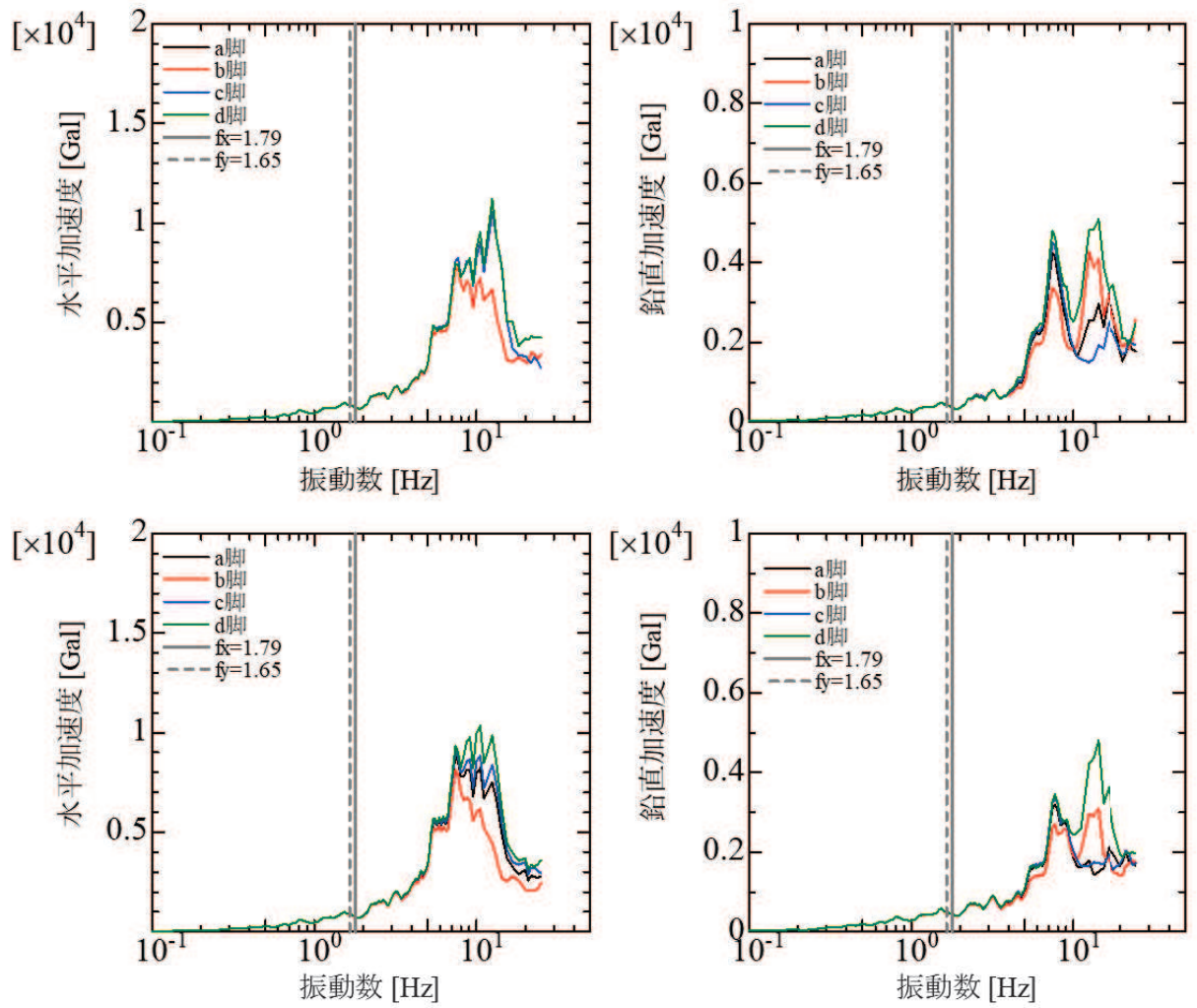


図 6. 2. 2-24 加速度時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-F1 位相反転ケース)



(下が位相反転ケースの応答スペクトル)

図 6. 2. 2-25 加速度時刻歴波形 (Ss-F1 加速度応答スペクトル)

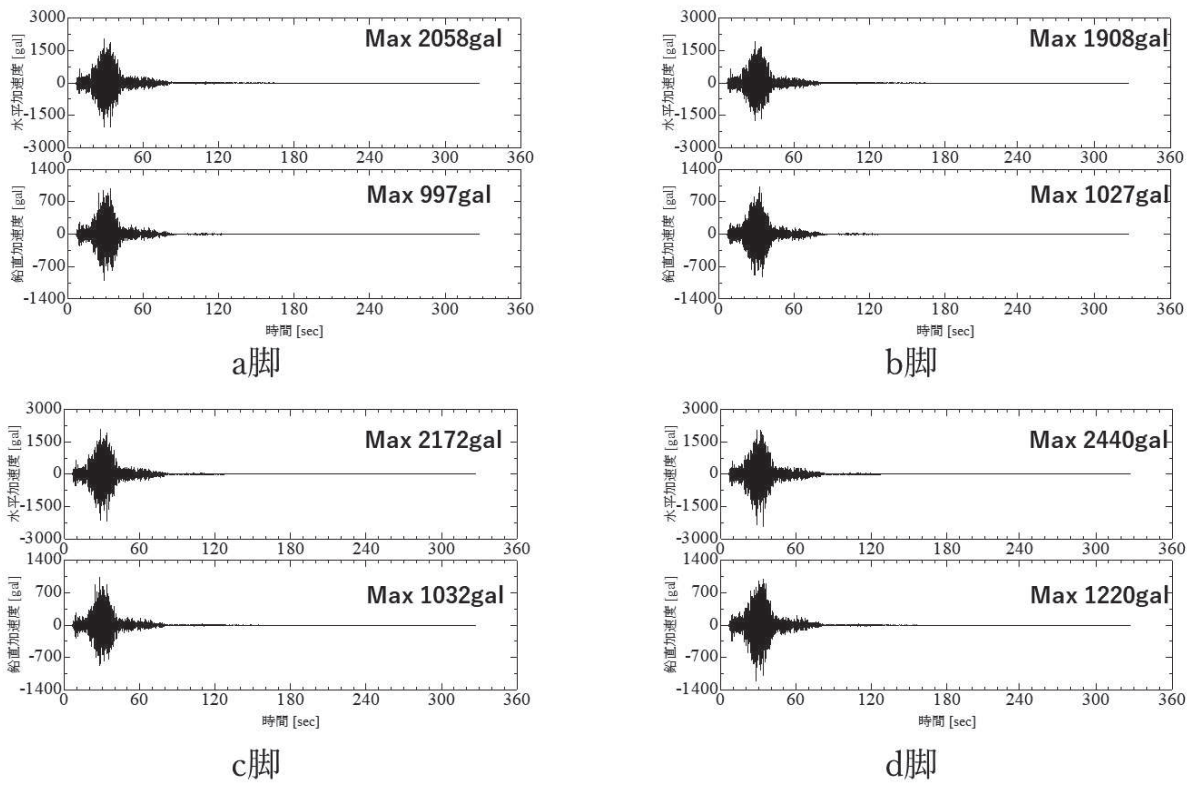


図 6. 2. 2-26 加速度時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-F2)

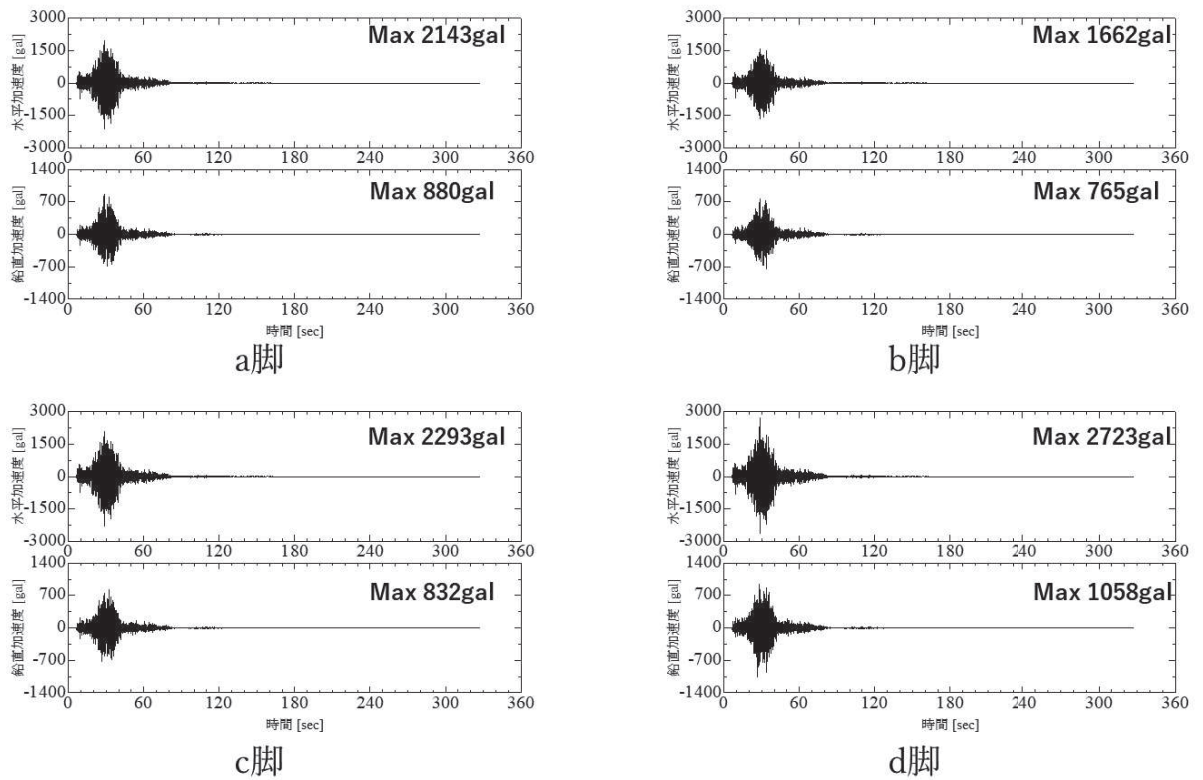
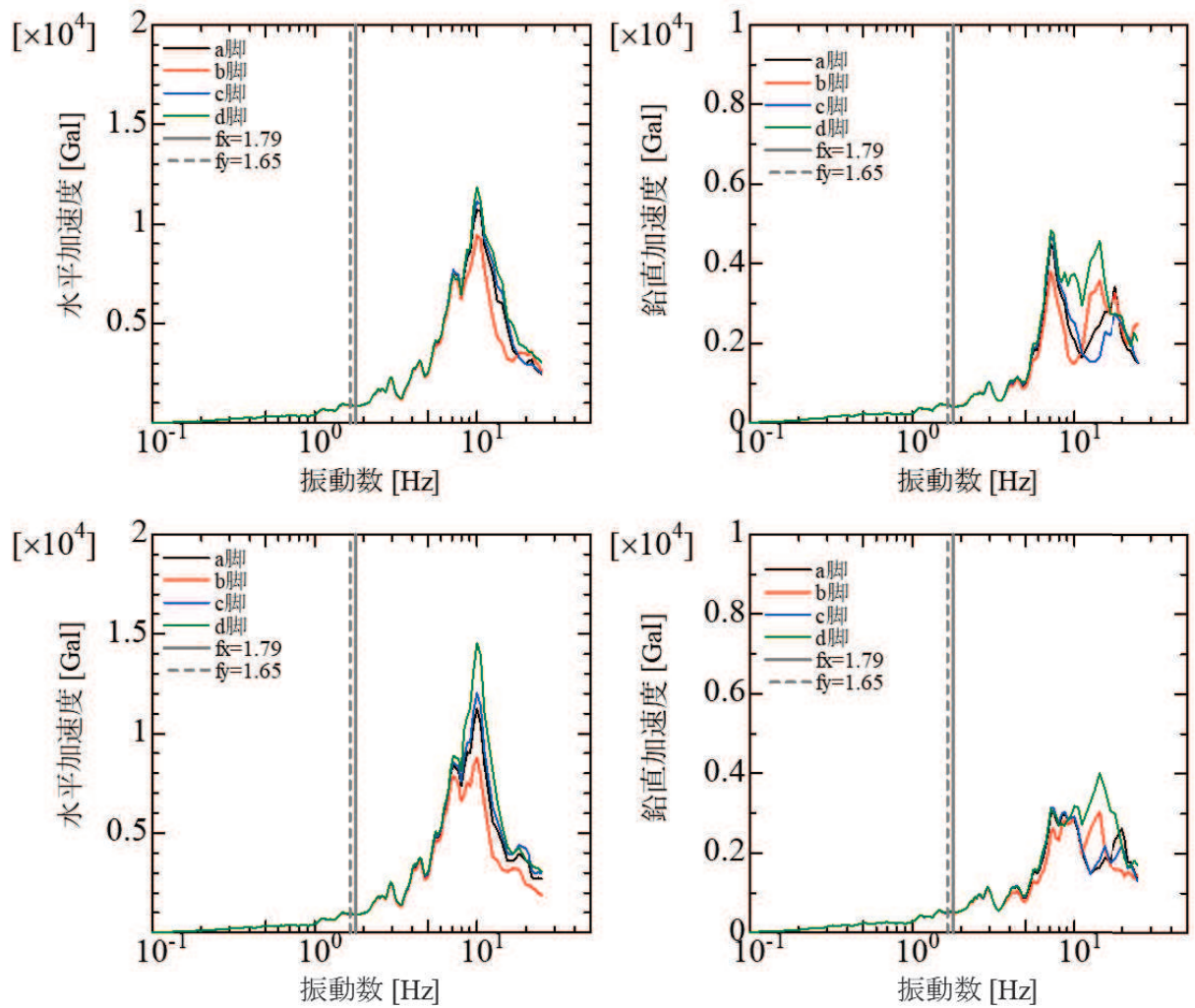


図 6. 2. 2-27 加速度時刻歴波形 (S<sub>s</sub>-F2 位相反転ケース)



(下が位相反転ケースの応答スペクトル)

図 6. 2. 2-28 加速度時刻歴波形 (Ss-F2 加速度応答スペクトル)

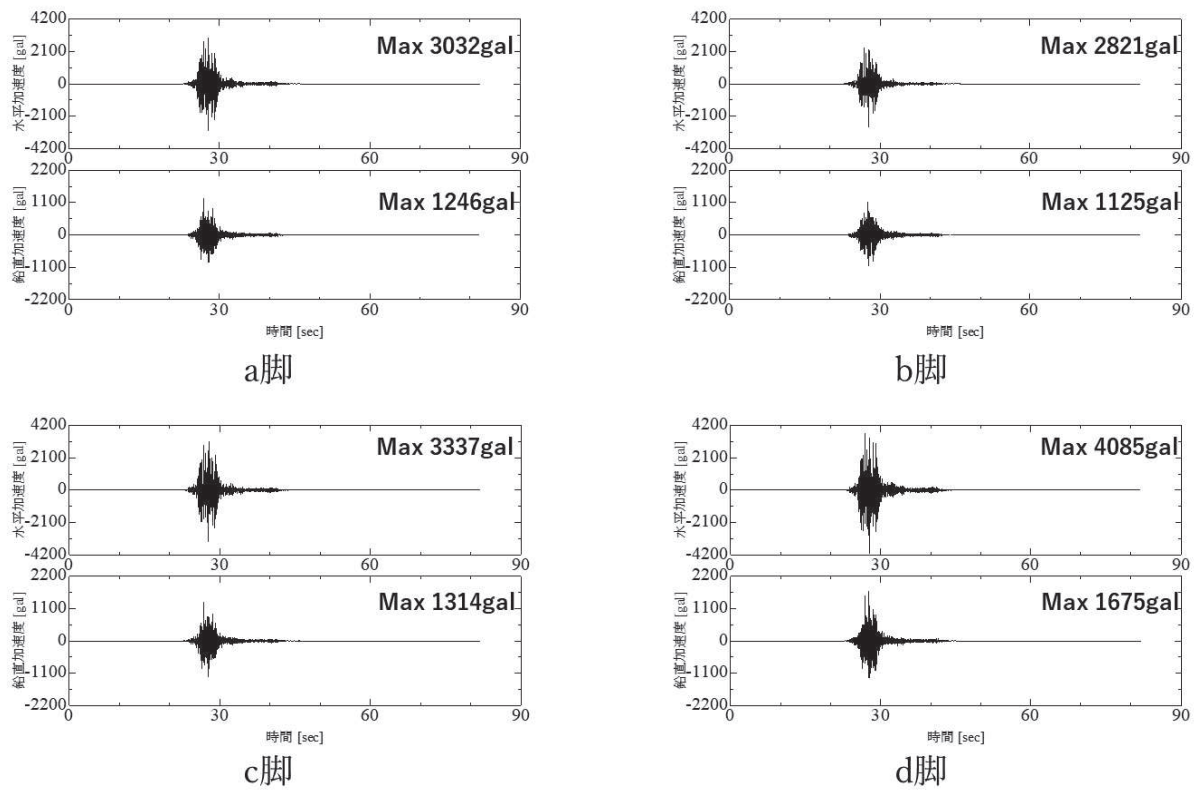


図 6.2.2-29 加速度時刻歴波形 (Ss-F3)

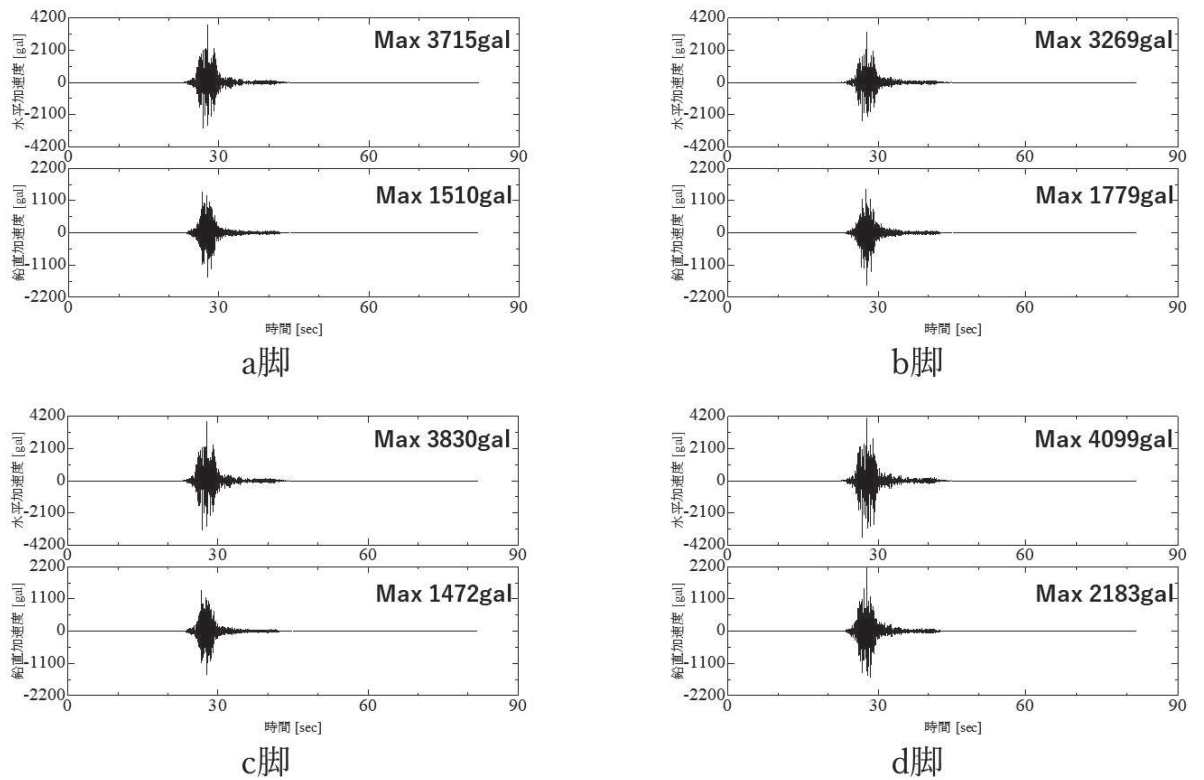
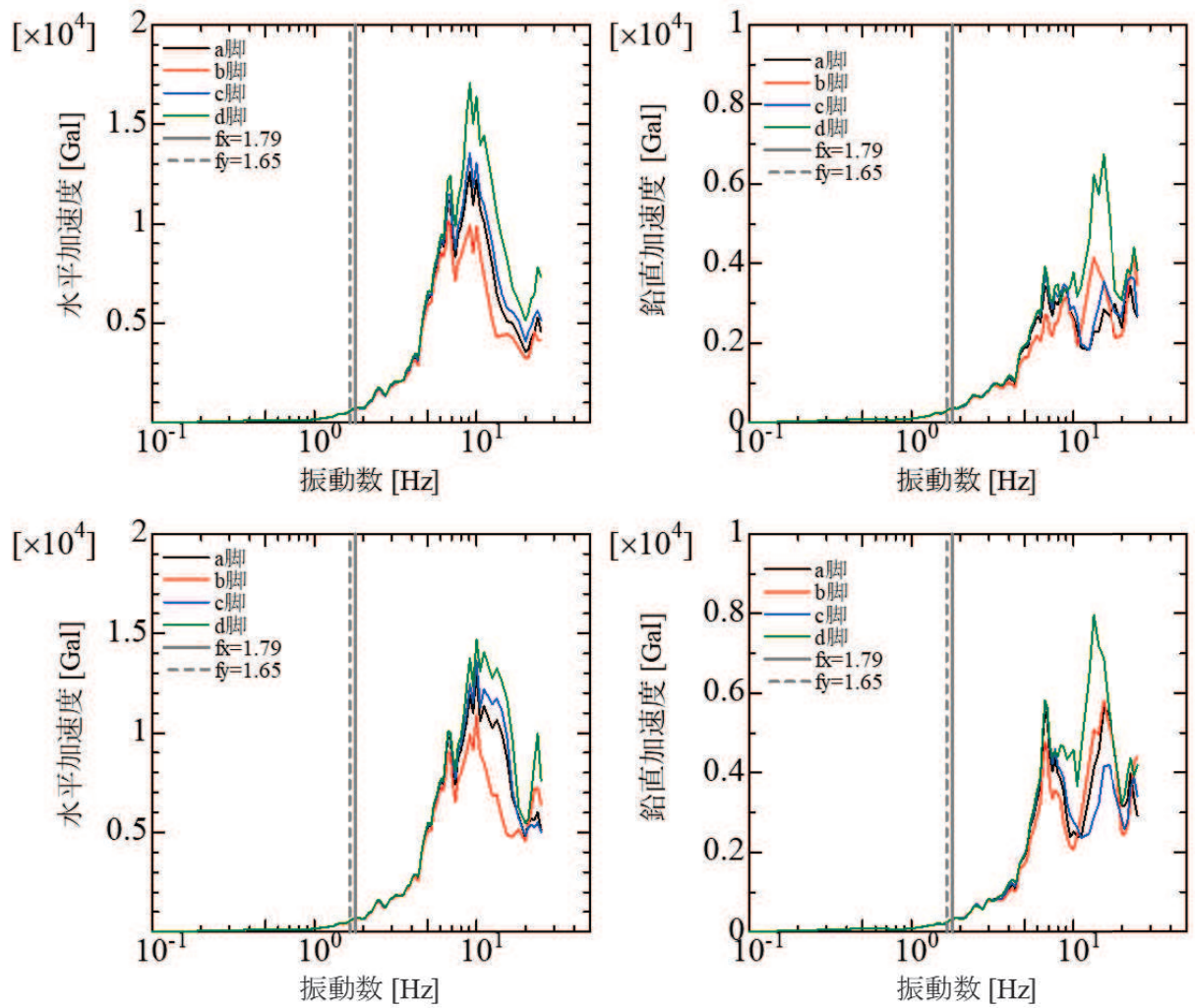


図 6.2.2-30 加速度時刻歴波形 (Ss-F3 位相反転ケース)



(下が位相反転ケースの応答スペクトル)

図 6. 2. 2-31 加速度時刻歴波形 (Ss-F3 加速度応答スペクトル)



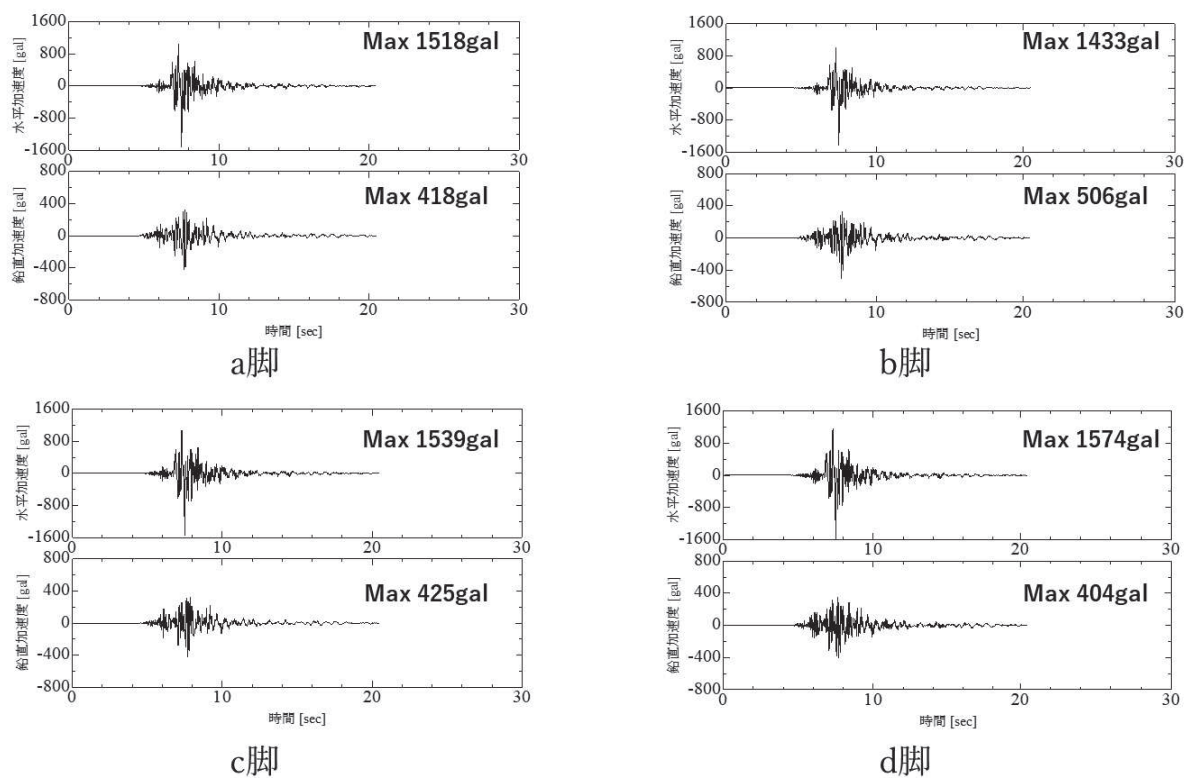


図 6. 2. 2-32 加速度時刻歴波形 (Ss-N1)

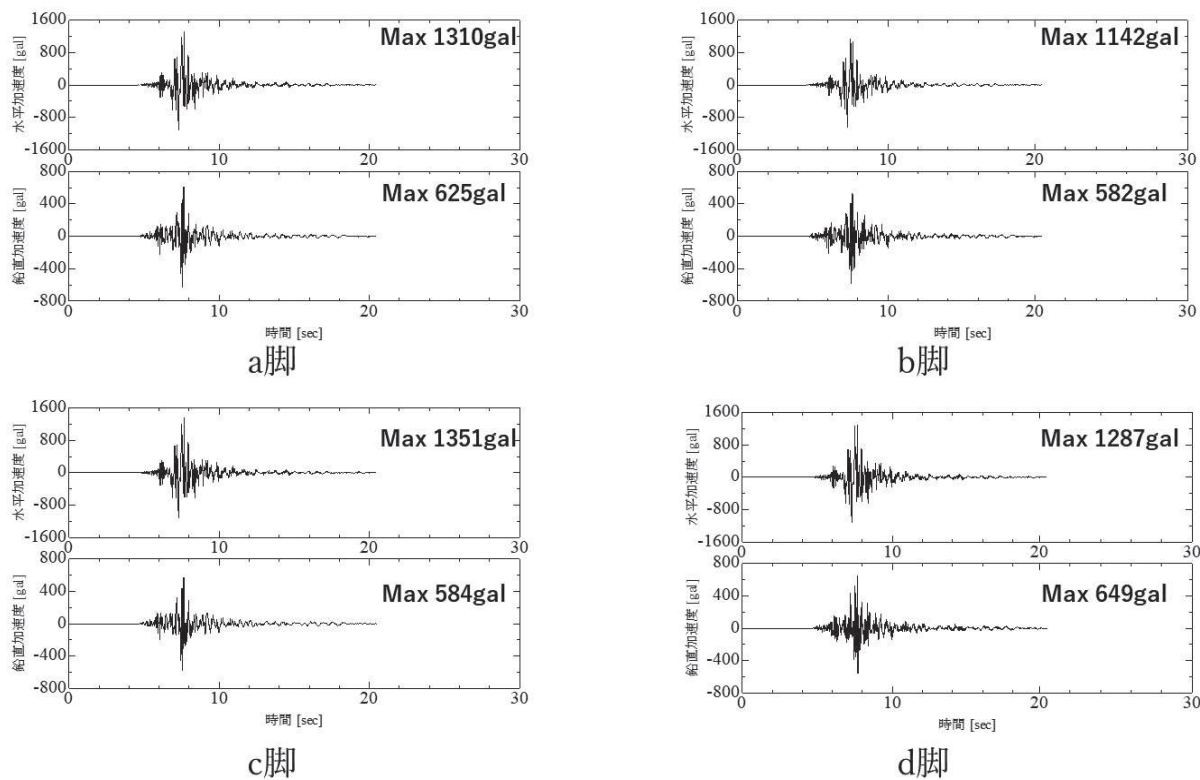
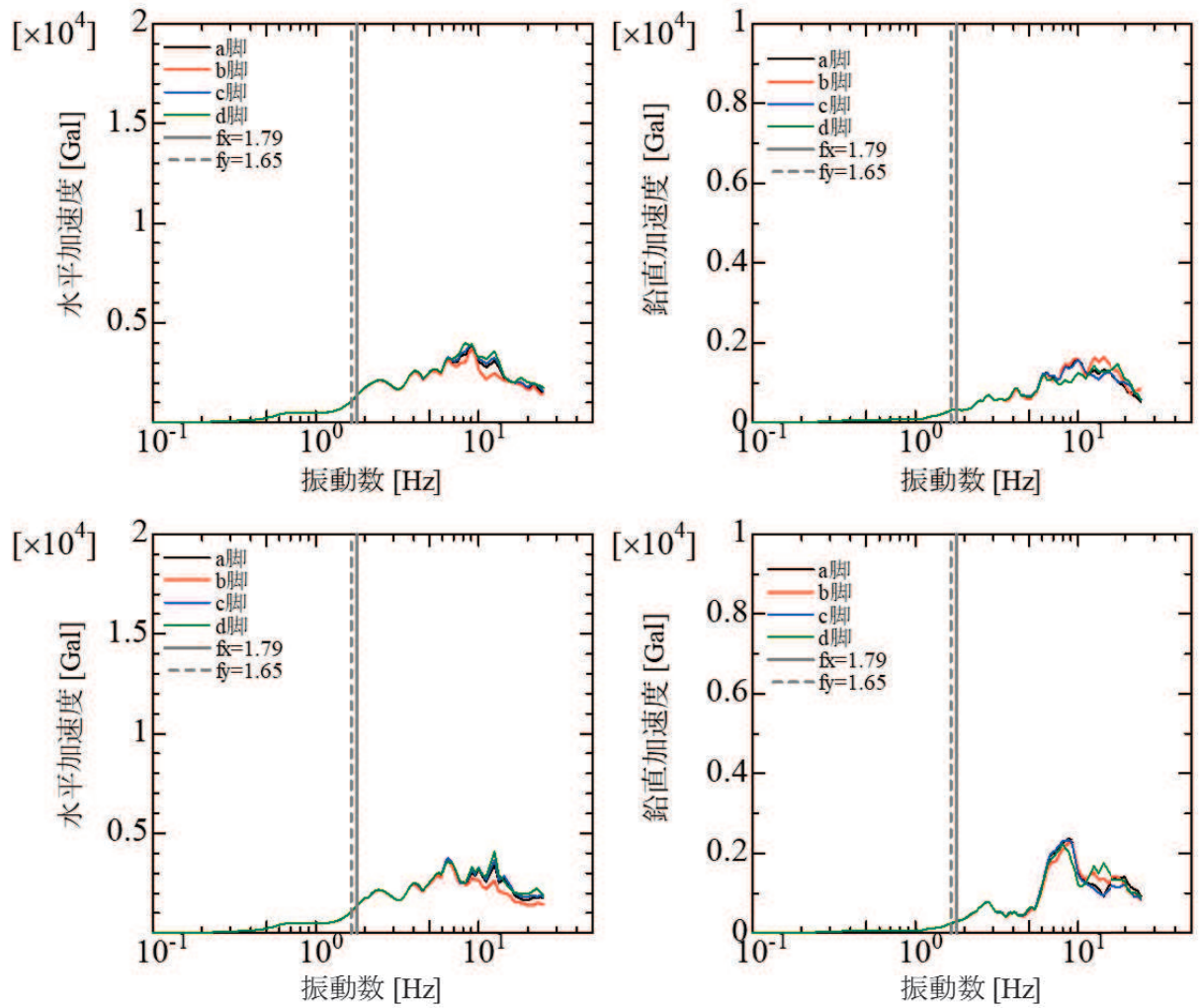


図 6. 2. 2-33 加速度時刻歴波形 (Ss-N1 位相反転ケース)



(下が位相反転ケースの応答スペクトル)

図 6. 2. 2-34 加速度時刻歴波形 (Ss-N1 加速度応答スペクトル)

連成系モデルの固有振動数（X方向：1.79443Hz，Y方向：1.64795Hz）における脚毎の入力地震動の加速度応答スペクトルの算出結果を表 6.2.2-4 に示す。基準地震動及び解析ケースによらず，d 脚位置の値が最大となり，地震応答解析時の入力地震動として，頂部応答が最も卓越する d 脚位置の地震動データを設定した。

表 6.2.2-4 入力地震動の加速度応答スペクトル一覧

基準地震動	荷重の組合せ	加速度応答スペクトル値				選定結果
		a 脚	b 脚	c 脚	d 脚	
Ss-D1	①X-Z	1261	1244	1267	<u>1285</u>	d 脚
	②Y-Z	1067	1053	1071	<u>1080</u>	d 脚
Ss-D2	①X-Z	994	994	993	<u>995</u>	d 脚
	②Y-Z	968	957	972	<u>976</u>	d 脚
Ss-D3	①X-Z	840	831	842	<u>849</u>	d 脚
	②Y-Z	689	682	692	<u>701</u>	d 脚
Ss-F1	①X-Z	720	712	724	<u>735</u>	d 脚
	②Y-Z	889	885	891	<u>895</u>	d 脚
Ss-F2	①X-Z	879	872	881	<u>883</u>	d 脚
	②Y-Z	1009	989	1015	<u>1034</u>	d 脚
Ss-F3	①X-Z	737	717	743	<u>760</u>	d 脚
	②Y-Z	567	551	572	<u>586</u>	d 脚
Ss-N1	①X-Z	1367	1361	1369	<u>1370</u>	d 脚
	②Y-Z	1069	1064	1071	<u>1074</u>	d 脚

(e) 減衰定数の設定

減衰定数\*は，鉄塔本体については剛性比例型 5%，電線，地線及びびがいしについては，剛性比例型 0.4%を設定した。

注記\*：「平成 7 年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価（架空送電用支持物の耐震性に関する検討，電力中央研究所報告 依頼元：電気事業連合会 平成 8 年 3 月）」において，減衰定数は鉄塔本体を 5%，電線，地線及びびがいしを 0.4%と設定している。また，平成 16 年に土木学会の構造工学論文集に掲載された「山形鋼トラス鉄塔の等価減衰特性に関する研究」では，図 6.2.2-35 のとおり，動解析結果から入力地震動の最大加速度と減衰定数の関係を多項式で示し，最大加速度が 600gal を超える場合，減衰定数が 5%以上となることが確認されている。これに対して，選定した入力地震動の最大加速度は 600gal を超えており，保守的な鉄塔本体の減衰定数を設定している。

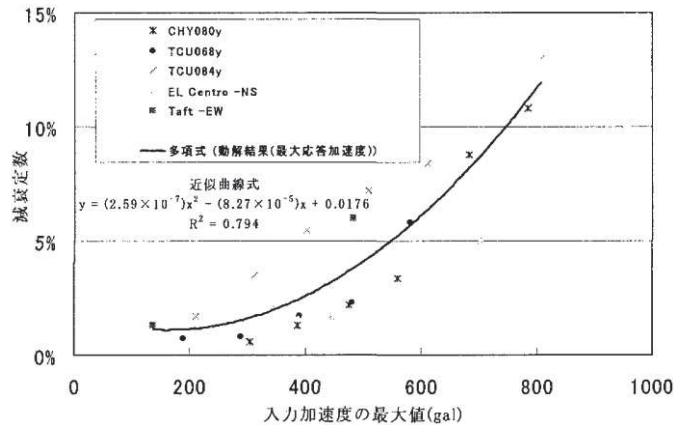


図 6.2.2-35 地震応答解析における等価粘性減衰定数の探索結果

(f) 風の影響

地震発生時に作用する風速として、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1454 号に基づき、基準風速 30m/s を考慮する。ただし、ガスト影響係数は 1 とする。風向は、Y 方向\*を設定した。

注記\*：松島幹線 No. 1 送電鉄塔が最も酷となる状態は、高張力側（松島幹線 No. 1 送電鉄塔～松島幹線 No. 2 送電鉄塔）の架渉線に対して直交方向の風が吹き、松島幹線 No. 2 送電鉄塔方向に引っ張られた状態となるため、Y 方向の風向は保守的な設定となる。

(g) 部材強度

部材の強度は、日本鉄塔協会で定める「等辺山形鋼許容応力表」に基づき設定する。

(3) 地震応答解析結果

解析モデルに対し、基準風速 30m/s の風圧荷重を静的に作用させた後、選定した地表面加速度波形を入力として弾塑性状態を考慮した地震応答解析を実施した。解析に当たっては、汎用構造解析コード「ABAQUS 2021. HF6」を用い、基準地震動 S s 7 波に対して、水平方向と鉛直方向の組合せについて 2 パターン（①線路方向+鉛直方向、②線路直交+鉛直方向）を考慮し、合計 14 ケースの解析を行った。

表 6.2.2-5 に鉄塔の支柱材及び腹材の強度を解析結果（部材圧縮力、部材引張力）で除して求めた最小安全率を示す。

表 6. 2. 2-5 鉄塔解析結果（主柱材・腹材の最小安全率）

鉄塔	鉄塔構造	基準地震動	荷重の組合せ	主柱材			腹材		
				強度 [kN]*	応力 [kN]*	最小安全率	強度 [kN]*	応力 [kN]*	最小安全率
松島 幹線 No. 1 送電 鉄塔	山形鋼	Ss-D1	①X-Z	4707.5	2296.8	2.05	-177.4	-191.1	<u>0.93</u>
			②Y-Z	-4855.3	-2407.9	2.02	-177.4	-171	1.04
		Ss-D2	①X-Z	-4210	-1960.9	2.15	-177.4	-199.9	<u>0.89</u>
			②Y-Z	4707.5	2209.1	2.13	-177.4	-185.1	<u>0.96</u>
		Ss-D3	①X-Z	4707.5	2309	2.04	-177.4	-209.3	<u>0.85</u>
			②Y-Z	4707.5	2210.1	2.13	-177.4	-201.5	<u>0.88</u>
		Ss-F1	①X-Z	3484.6	1480.6	2.35	-177.4	-143.3	1.24
			②Y-Z	-4855.3	-2069.3	2.35	-177.4	-132.3	1.34
		Ss-F2	①X-Z	-4855.3	-2160.1	2.25	-177.4	-151.3	1.17
			②Y-Z	3484.6	1665.2	2.09	-177.4	-157.5	1.13
		Ss-F3	①X-Z	4707.5	2240.4	2.1	-177.4	-222.5	<u>0.8</u>
			②Y-Z	4707.5	2373.2	1.98	-177.4	-221.1	<u>0.8</u>
		Ss-N1	①X-Z	3484.6	1867.9	1.87	-177.4	-168.9	1.05
			②Y-Z	-2412.4	-1105.8	2.18	-177.4	-122.6	1.45

注記\*：（+：引張り，-：圧縮）

解析の結果、腹材の一部において、部材圧縮に対する安全率が1.00未満となる結果が確認されたため、各部材の時刻歴の累積相当塑性ひずみ（PEEQ）を確認した。

図 6. 2. 2-36 の評価結果例に示す。仮に部材断面の発生応力が降伏点応力 $\sigma_y$ を超え累積塑性ひずみが発生した場合、 $PEEQ \neq 0$ となるが、Ss-F3②の例で示すとおり、最小安全率1.00未満の部材を確認すると、解析終了後の累積相当塑性ひずみは発生しておらず、発生応力が降伏応力を超えていないことが確認できた（ $PEEQ=0$ ）。

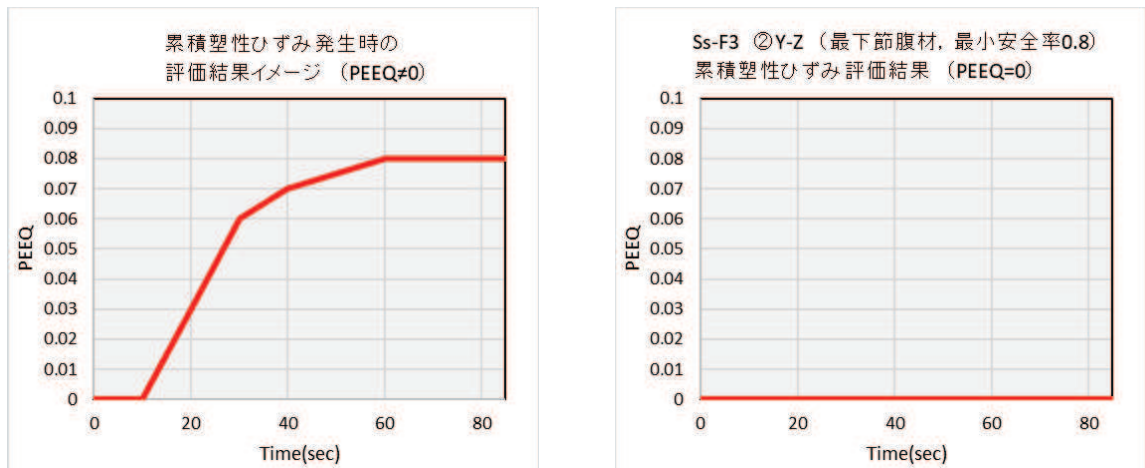
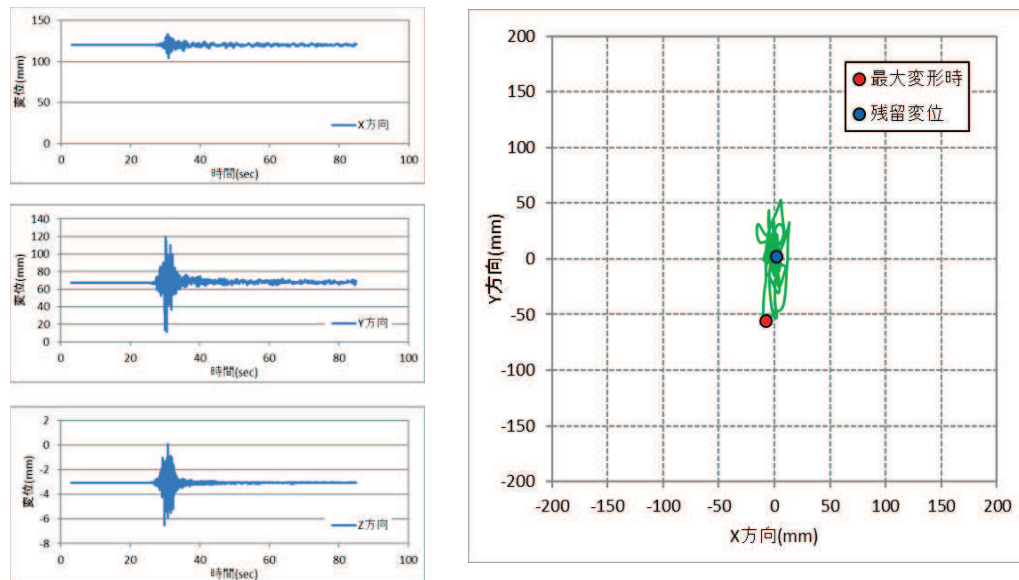


図 6. 2. 2-36 累積相当塑性ひずみ評価結果

また、解析終了後の鉄塔先端位置は図 6. 2-37 の Ss-F3②の例で示すとおり、ほぼ原点に戻っていることから、鉄塔全体での残留変位がほぼ発生していないことが分かる。

この結果より、アクセスルートに影響を及ぼすような鉄塔の倒壊などの大規模な損傷は発生しない。



(鉄塔頂部変位)

図 6. 2. 2-37 Ss-F3②Y-Z (最下節腹材, 最小安全率 0.8) による評価結果例

### 6.2.3 松島幹線 No.1 送電鉄塔基礎の耐震性評価

#### (1) 評価概要

松島幹線 No.1 送電鉄塔の鉄塔基礎について、安定照査及び構造照査を実施し、基準地震動  $S_s$  による鉄塔荷重及び地震荷重が作用した場合においても、基礎が安定し、また基礎部に損傷が発生しないことを確認する。

#### (2) 評価方法

松島幹線 No.1 送電鉄塔の鉄塔基礎（逆T字型基礎）を梁要素でモデル化し、鉄塔上部からの荷重と基準地震動  $S_s$  による基礎周辺の地盤の変位を応答変位法により作用させ、基準地震動  $S_s$  による耐震性評価を実施する。

耐震性評価は、鉄塔荷重及び地盤荷重を考慮した応答変位法による二次元静的有限要素法解析にて実施する。応答変位法の解析には、解析コード「TDAPⅢ Ver.3.12」を用いる。

図 6.2.3-1 に耐震性評価フローを示す。

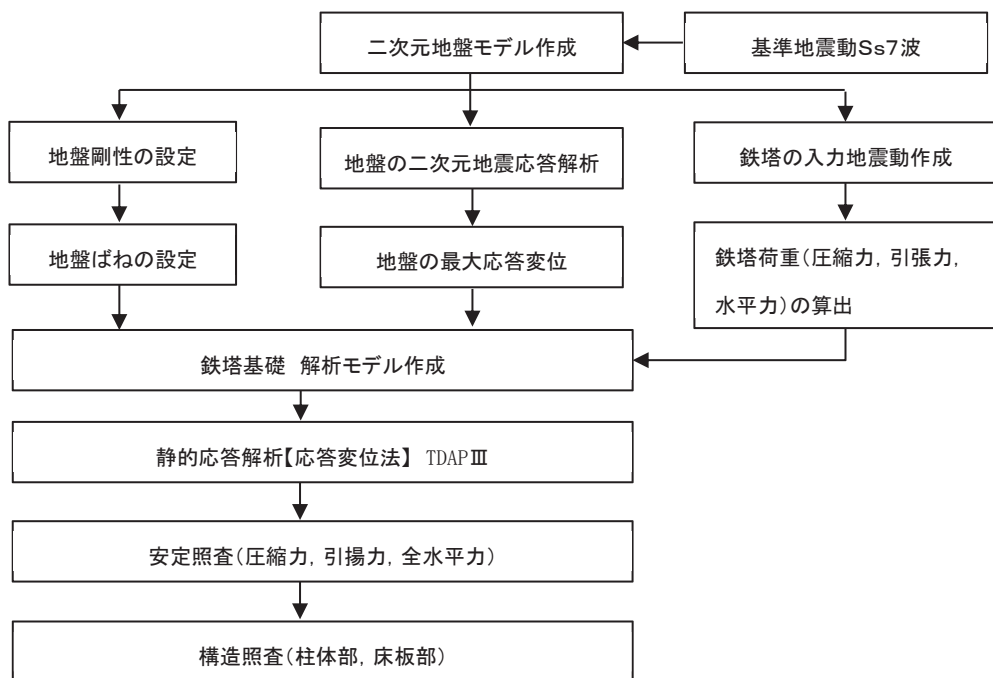


図 6.2.3-1 松島幹線 No.1 送電鉄塔 耐震性評価フロー

(3) 松島幹線 No. 1 送電鉄塔基礎

松島幹線 No. 1 送電鉄塔の鉄塔基礎の位置関係及び基礎形状を図 6.2.3-2, 諸元を表 6.2.3-1 に示す。

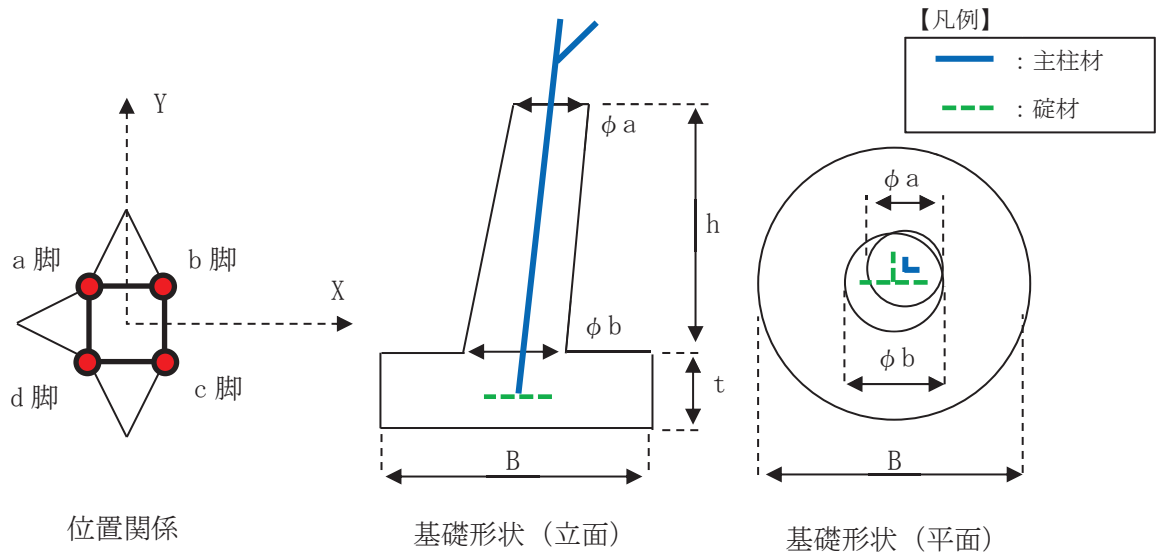


図 6.2.3-2 松島幹線 No. 1 送電鉄塔の鉄塔基礎の位置関係及び基礎形状

表 6.2.3-1 松島幹線 No. 1 送電鉄塔 鉄塔基礎諸元

脚	a	b	c	d
基礎型	逆 T 字型基礎	逆 T 字型基礎	逆 T 字型基礎	逆 T 字型基礎
柱体形状	円形	円形	円形	円形
床板形状	円形	円形	円形	円形
天端幅 $\phi a$ (m)	0.835	0.815	0.825	0.775
天端幅 $\phi b$ (m)	1.650	1.150	1.350	1.500
柱体高 $h$ (m)	8.150	3.350	5.250	7.250
床板厚さ $t$ (m)	1.000	1.400	1.100	1.100
床板幅 $B$ (m)	4.000	3.500	3.500	4.500
主柱材	HL250×35	HL250×35	HL250×35	HL250×35

(4) 作用荷重

松島幹線 No. 1 送電鉄塔の鉄塔基礎には、基準地震動  $S_s$  による鉄塔本体から作用する荷重（以下「鉄塔荷重」という。）及び地盤から作用する荷重（以下「地盤荷重」という。）を基礎へ作用させる。

鉄塔荷重は、基準地震動  $S_s$  に対する鉄塔本体の地震応答解析で求めた各脚基部の節点に、圧縮時、引揚時に生じる鉛直力及び水平力の最大荷重を用いる。



地震荷重は、基準地震動  $S_s$  に対する基礎周辺地盤の二次元地震応答解析で求めた応答変位から、柱体下端に発生する水平荷重・モーメント荷重を算出し、その値が最大となる荷重を用いる。表 6.2.3-2 に鉄塔荷重及び表 6.2.3-3 に地盤荷重の選定結果を示す。

表 6.2.3-2 鉄塔荷重

脚		a	b	c	d
圧縮時	鉛直荷重 (kN)	765.6	2362.0	1707.3	2.9
	水平荷重 (kN)	247.2	515.1	413.5	192.2
引揚時	鉛直荷重 (kN)	1202.3	-	543.2	2306.5
	水平荷重 (kN)	331.5	-	226.4	612.0

表 6.2.3-3 地盤荷重

脚		a	b	c	d
水平荷重	作用荷重 (kN)	1426.76	291.53	859.05	1570.38
	基準地震動	$S_s$ -D2	$S_s$ -D2	$S_s$ -D2	$S_s$ -D2
モーメント荷重	作用荷重 (kN・m)	7113.51	563.37	2647.68	7337.81
	基準地震動	$S_s$ -D2	$S_s$ -D2	$S_s$ -D2	$S_s$ -D2

(5) 解析モデル

松島幹線 No.1 送電鉄塔の逆 T 字型基礎は、4 脚別で構成されているため、a 脚～d 脚それぞれの解析モデルを作成し評価を行う。基礎は、はり要素でモデル化し、コンクリートのヤング係数に基づく線形モデルとする。

地盤反力は、ばね要素を介して考慮し、ばね定数は「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）に基づき設定する。また、鉄塔荷重は柱体天端部に作用させ、地盤荷重は床板中心を基準とした水平方向の相対変位 ( $\delta_x$ ) による水平荷重及びモーメント荷重を柱体水平ばねに作用させる。

荷重の作用位置を図 6.2.3-3、解析モデル図を図 6.2.3-4 へ示す。

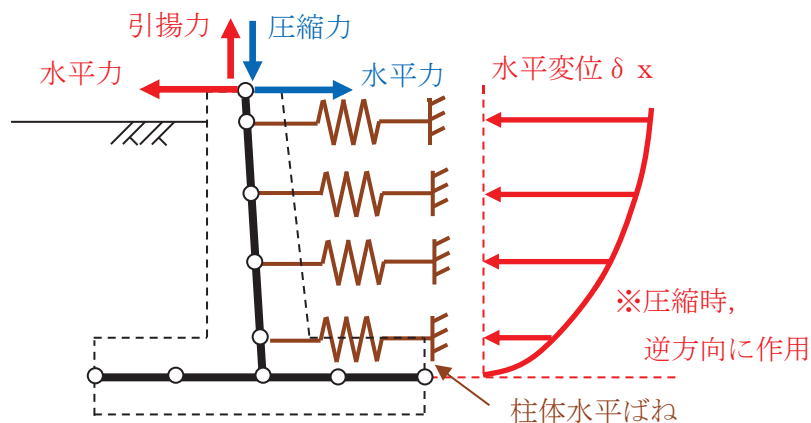
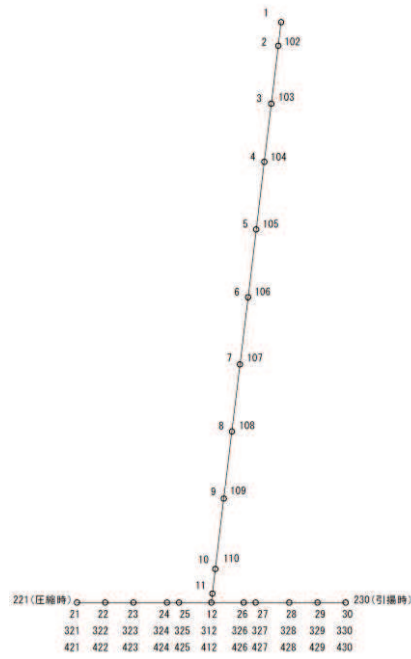
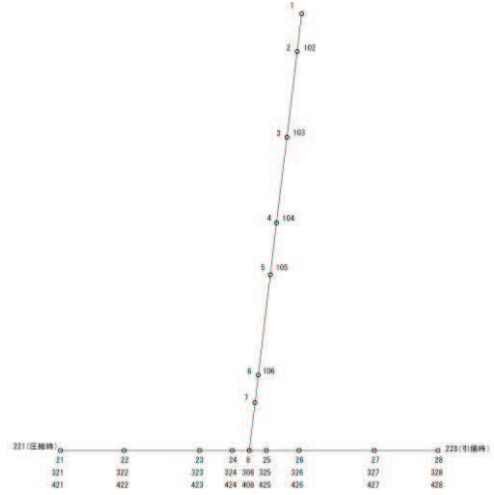


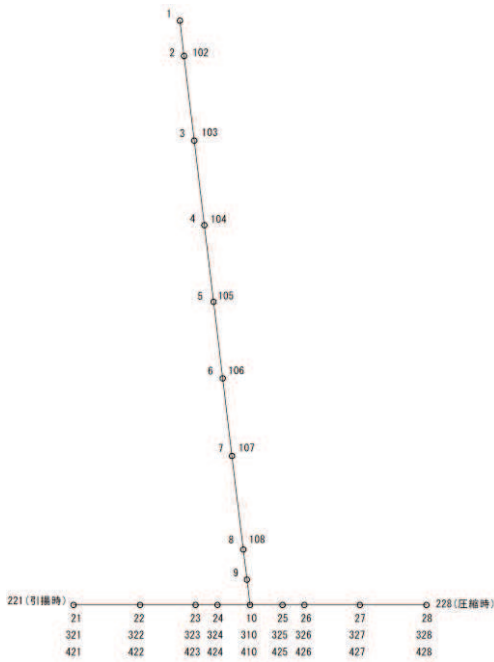
図 6.2.3-3 荷重の作用位置



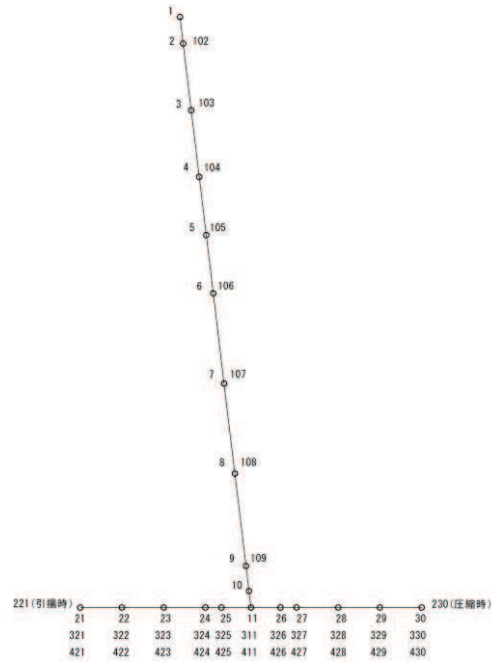
(a 脚)



(b 脚)



(c 脚)



(d 脚)

図 6.2.3-4 松島幹線 No.1 送電鉄塔基礎 解析モデル

(6) 評価項目

鉄塔基礎の評価項目を表 6. 2. 3-4 へ示す。

表 6. 2. 3-4 評価項目

評価項目		評価方法	
安定 照査	圧縮安定	床板部の地盤反力の解析結果が降伏圧縮支持力 (JEC-2 式) を超過しないことを確認する。	
	引揚安定	鉄塔本体からの基礎引揚力が降伏引揚支持力 (せん断法) を超過しないことを確認する。	
	水平安定	床板部の水平方向反力の解析結果が降伏水平支持力 (JEC-2 式) を超過しないことを確認する。	
構造 照査	柱 体	発生曲げ モーメント	柱体に発生する発生曲げモーメントが、柱体部曲げ耐力を超過しないことを確認する。
	床 板	コンクリート 曲げ圧縮	床板の各節点に発生する圧縮力が、コンクリートの短期許容圧縮力を超過しないことを確認する。
		コンクリート せん断	床板の各節点に発生するせん断力が、コンクリートの短期許容せん断力を超過しないことを確認する。
		鉄筋引張	床板の各節点に発生する引張力が、鉄筋の短期許容引張力を超過しないことを確認する。

(7) 材料物性値及び材料強度

鉄塔基礎の材料物性値を表 6. 2. 3-5, 材料強度を表 6. 2. 3-6 へ示す。

コンクリート標準示方書, JEC-127-1979「送電用支持物設計標準」及び建設省告示第 2464 号「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに材料強度の基準強度を定める件」に基づき設定した。

表 6. 2. 3-5 材料物性値

材料	材料物性値
コンクリート設計基準強度	18 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋コンクリート単位体積重量	24 kN/m <sup>3</sup>
鉄筋コンクリートヤング係数	2.2×10 <sup>7</sup> kN/m <sup>2</sup>
埋戻し土の単位体積重量	15.2 N/mm <sup>2</sup>
基礎床板底面の地盤定数	斜面の地震応答解析時のモデル化で設定した地盤物性値と同一の値を用いる。
基礎床板直上の地盤定数	埋戻し土の地盤物性値を用いる。

表 6. 2. 3-6 材料強度

強度種別	材料強度 (短期)
コンクリート許容圧縮応力度	13.76 N/mm <sup>2</sup>
コンクリート許容せん断応力度	0.78 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋許容引張応力度	290 N/mm <sup>2</sup>

(8) 安定照査結果

松島幹線 No.1 送電鉄塔基礎の基準地震動 S<sub>s</sub> に対する安定照査結果を表 6. 2. 3-7 へ示す。圧縮安定, 引張安定, 水平安定いずれも, 安全率 1.00 以上となることを確認した。

表 6. 2. 3-7 安定性照査結果

照査項目		a 脚	b 脚	c 脚	d 脚
圧縮 安定	短期許容 (kN/m <sup>2</sup> )	35027.39	32863.84	33244.15	35542.73
	発生応力 (kN/m <sup>2</sup> )	793.03	526.20	931.15	819.3
	安全率	44.16	62.45	35.70	43.38
	判定	OK	OK	OK	OK
引張 安定	短期許容 (kN)	3656.7	1529.05	1793.14	4643.84
	発生応力 (kN)	1202.3	0	543.2	2306.5
	安全率	3.04	-	3.30	2.01
	判定	OK	-	OK	OK
水平 安定	短期許容 (kN)	639.98	414.33	391.57	842.88
	発生応力 (kN)	353.22	172.85	325.04	369.19
	安全率	1.81	2.39	1.20	2.28
	判定	OK	OK	OK	OK

(9) 構造照査結果

松島幹線 No.1 送電鉄塔基礎の基準地震動 S<sub>s</sub> に対する構造照査結果を表 6. 2. 3-8 及び表 6. 2. 3-9 へ示す。

基礎柱体部において, 基礎を構成している支柱材 (HL250×35, SS540) の剛性及び断面積を考慮した曲げ耐力と発生曲げモーメントとの比較を行い, 発生曲げモーメントと柱体部曲げ耐力の比が 1.00 未満であることを確認した。

表 6.2.3-8 基礎柱体部の照査結果

照査項目	a 脚	b 脚	c 脚	d 脚
発生曲げモーメント (kNm)	1695.57	568.15	1272.80	938.59
柱体部曲げ耐力 (kNm)	3394.51	1172.27	1851.87	1481.46
応力比	0.50	0.48	0.69	0.63
判定	OK	OK	OK	OK

基礎床板部において、コンクリート曲げ圧縮、コンクリートせん断、鉄筋引張と発生応力の比較を行い、発生応力度と許容応力度の比率が 1.00 未満であることを確認した。

表 6.2.3-9 基礎床板部の照査結果

照査項目		a 脚	b 脚	c 脚	d 脚
コンクリート 曲げ圧縮	発生応力度 (kN/mm <sup>2</sup> )	5.225	2.627	4.934	4.767
	許容応力度 (kN/mm <sup>2</sup> )	13.76	13.76	13.76	13.76
	応力比	0.38	0.19	0.36	0.35
	判定	OK	OK	OK	OK
コンクリート せん断	発生応力度 (kN/mm <sup>2</sup> )	0.59	0.59	0.73	0.56
	許容応力度 (kN/mm <sup>2</sup> )	0.78	0.78	0.78	0.78
	応力比	0.76	0.76	0.94	0.72
	判定	OK	OK	OK	OK
鉄筋引張	発生応力度 (kN/mm <sup>2</sup> )	285.057	157.957	279.145	277.270
	許容応力度 (kN/mm <sup>2</sup> )	290	290	290	290
	応力比	0.98	0.54	0.96	0.96
	判定	OK	OK	OK	OK

(10) 耐震性評価結果

安定照査及び構造照査の結果より、基準地震動 S<sub>s</sub> による鉄塔荷重及び地震荷重が作用した場合においても、松島幹線 No.1 送電鉄塔の鉄塔基礎が安定し、基礎部の損傷が発生しないことを確認した。

この結果より、アクセスルートに影響を及ぼすような鉄塔の倒壊は発生しない。

## 6.2.4 斜面の安定性への影響確認

松島幹線 No.1 送電鉄塔が設置されている斜面 G について、鉄塔荷重の変更に対する斜面安定性への影響を確認する。

### (1) 確認方法

斜面 G については、「3.1 安定性評価の方法」に基づき、屋外アクセスルートのみ周辺の斜面であることから、静的震度を用いた分割法による安定性評価を行っており、算定されるすべり安全率が評価基準値 (1.0) を上回っていることを確認している。斜面 G のすべり安定性評価結果を図 6.2.4-1 に示す。最小すべり安全率は  $S_s - D 2$  に対する 1.5 である。

従来の鉄塔荷重と今回の鉄塔荷重を比較することにより斜面の安定性への影響を確認する。

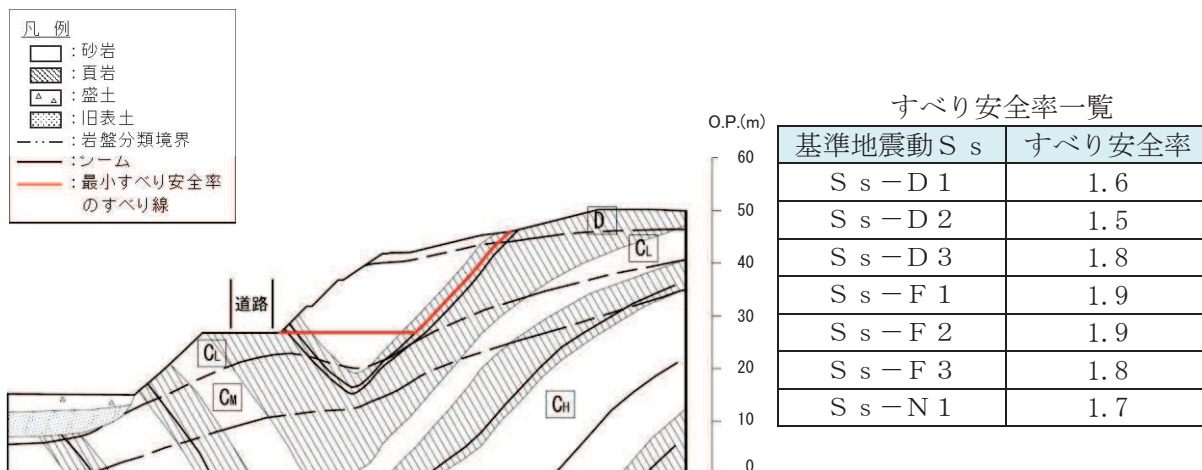


図 6.2.4-1 斜面 G のすべり安定性評価結果

### (2) 確認結果

従来と今回の鉄塔荷重 (水平力) の比較を表 6.2.4-1 に示す。

鉄塔荷重の増分は 5% 程度であり、鉄塔荷重の増加によるすべり安全率への影響は十分小さいと考えられ、斜面の安定性に影響はない。

表 6.2.4-1 鉄塔荷重 (水平力) の比較結果 ( $S_s - D 2$ )

従来の鉄塔荷重* (kN) [A]	今回の鉄塔荷重* (kN) [B]	比率 [B/A]
112	116.9	1.05

注記\* : 鉄塔各脚基部の節点に生じる最大水平力の総和

### 6.3 建屋の耐震性評価

各建屋の諸元を表 6.3-1 に示す。各建屋の耐震評価方法等を表 6.3-2 に示し、耐震性評価については本資料の 6.3.1～6.3.8 に示す。各建屋の耐震評価結果を 6.3-3 表に示し、耐震性評価については 6.3.1～6.3.8 に示す。

表 6.3-1 各建屋の諸元

管理番号*	建屋名称	構造	階数	基礎構造	平面形状		地上高さ (m)	竣工日
					NS(X) (m)	EW(Y) (m)		
32	第1号機原子炉建屋	鉄筋コンクリート造	地上5階 地下2階	直接基礎	53.35	43.85	47.68	昭和58年9月30日
34	第1号機廃棄物処理建屋	鉄筋コンクリート造	地上4階 地下2階	直接基礎	66.30	23.05	29.85	昭和58年9月30日
83	第3号機原子炉建屋	鉄筋コンクリート造	地上3階 地下3階	直接基礎	80.56	77.06	36.94	平成13年6月20日
84	第3号機サービス建屋	鉄筋コンクリート造	地上3階 地下4階	直接基礎	52.06	50.06	24.16	平成13年6月20日
85	第3号機タービン建屋	鉄筋コンクリート造	地上2階 地下3階	直接基礎	97.66	60.76	24.47	平成13年6月20日
87	事務本館	鉄筋コンクリート造	地上4階 塔屋1階	直接基礎	45.80	23.15	20.80	昭和57年2月22日 増築部 平成元年5月16日
	事務別館	鉄骨鉄筋 コンクリート造	地上4階 塔屋2階	直接基礎	39.19	20.19	24.50	平成5年11月11日
113	事務建屋	鉄骨造 (免震構造)	地上8階	直接基礎	56.82	31.72	36.70	平成23年8月19日
143	保修センター	鉄骨造	地上4階	直接基礎	79.30	39.70	21.75	平成8年4月19日

注記\*：「5. 保管場所及び屋外アクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評価について  
表 5-2 保管場所及び屋外アクセスルートの周辺構造物」による管理番号

表 6.3-2 各建屋の諸元

管理番号*1	建屋名称 (参照章番号)	評価方法	1次 固有周期	検討用地震動 (使用根拠)	必要保有 水平耐力 算定値	保有水平 耐力算定値
32	第1号機原子炉建屋 (6.3.1)	保有水平耐力による評価*2	固有値解析	基準地震動S s 7波*2 (基礎下岩盤及び設置レベルを確認*4)	新設工認時	新設工認時
34	第1号機廃棄物処理建屋 (6.3.2)	保有水平耐力による評価*2	固有値解析	基準地震動S s 7波*2 (基礎下岩盤及び設置レベルを確認*4)	新設工認時	新設工認時
83	第3号機原子炉建屋 (6.3.3)	保有水平耐力による評価*2	固有値解析	基準地震動S s 7波*2 (基礎下岩盤及び設置レベルを確認*4)	工事反映*6	工事反映*6
84	第3号機サービス建屋 (6.3.4)	保有水平耐力による評価*2	固有値解析	基準地震動S s 7波*2 (基礎下岩盤及び設置レベルを確認*4)	新設工認時	新設工認時
85	第3号機タービン建屋 (6.3.5)	保有水平耐力による評価*2	固有値解析	基準地震動S s 7波*2 (基礎下岩盤及び設置レベルを確認*4)	工事反映*6	新設工認時
87	事務本館/別館 (6.3.6)	地震応答解析による 層間変形角	固有値解析	基準地震動S s 7波 (基礎下岩盤を確認*5)	—	—
113	事務建屋 (6.3.7)	地震応答解析による 層間変形角(上部構造) せん断ひずみ(免震層)	固有値解析	基準地震動S s 7波 (基礎下岩盤を確認*5)	—	—
143	保修センター (6.3.8)	保有水平耐力による評価*2	告示*3	基準地震動S s 7波*2 (加速度応答スペクトルを確認)	新設時	新設時

注記\*1：「5. 保管場所及び屋外アクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評価について  
表 5-2 保管場所及び屋外アクセスルートの周辺構造物」による管理番号

\*2：基準地震動S s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する

\*3：「昭和 55 年建設省告示第 179 第 3 号機第二 Rt を算出する方法」により算出

\*4：基礎下岩盤及び設置レベルが解放基盤と大きな差がないことを確認

\*5：基礎下岩盤と解放基盤下岩盤は同等の岩盤であることを確認

\*6：既工認時以降の重量増減や耐震性に影響のある工事を反映  
(重量増減の場合は Ai 分布見直し)



表 6.3-3 建屋関係の耐震評価結果

管理番号*1	建屋名称 (参照章番号)	評価方法			評価結果		影響
					評価基準値	Qu/Qu <sub>n</sub> 又は最大応答値	
32	第1号機原子炉建屋 (6.3.1)	保有水平耐力(Q <sub>u</sub> )／基準地震動S <sub>s</sub> 時に 対応する必要保有水平耐力(Q <sub>un</sub> )			1.00 以上	1.45	無
34	第1号機廃棄物処理 建屋 (6.3.2)	保有水平耐力(Q <sub>u</sub> )／基準地震動S <sub>s</sub> 時に 対応する必要保有水平耐力(Q <sub>un</sub> )			1.00 以上	1.29	無
83	第3号機原子炉建屋 (6.3.3)	保有水平耐力(Q <sub>u</sub> )／基準地震動S <sub>s</sub> 時に 対応する必要保有水平耐力(Q <sub>un</sub> )			1.00 以上	2.22	無
84	第3号機サービス建 屋 (6.3.4)	保有水平耐力(Q <sub>u</sub> )／基準地震動S <sub>s</sub> 時に 対応する必要保有水平耐力(Q <sub>un</sub> )			1.00 以上	1.41	無
85	第3号機タービン建 屋 (6.3.5)	保有水平耐力(Q <sub>u</sub> )／基準地震動S <sub>s</sub> 時に 対応する必要保有水平耐力(Q <sub>un</sub> )			1.00 以上	1.07	無
87	事務本館/別館 (6.3.6)	地震応答解析	事務本館	層間	1/75 以下*2	1/244	無
			事務別館	変形角		1/162	無
113	事務建屋 (6.3.7)	地震応答解析	上部構造	層間 変形角	1/30 以下*3	1/300	無
			免震層	せん断 ひずみ	250%以下*4	147%	無
143	保修センター (6.3.8)	保有水平耐力(Q <sub>u</sub> )／基準地震動S <sub>s</sub> 時に 対応する必要保有水平耐力(Q <sub>un</sub> )			1.00 以上	1.03	無

注記\*1：「5. 保管場所及び屋外アクセスルート近傍の障害となり得る要因構造物と影響評価について 表 5-2 保管場所及び屋外アクセスルートの周辺構造物」による管理番号

\*2：「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説（日本建築学会）」において、壁フレーム構造の安全限界状態とされる層間変形角の値。安全限界状態とは、地震応答時の応力及び地震終了時の鉛直荷重による応力を安定して維持することができる状態であり、建物の被災度は大破がおおむねこれに対応する。

\*3：「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針」（（財）日本建築防災協会）において、鉄骨構造物（ラーメン構造）が被災度区分「大破」と判定される残留変形角の目安となる値。被災度区分は、「軽微」、「小破」、「中破」、「大破」、「倒壊」の5区分があり、「大破」は、再使用するには詳細調査を実施し、建築物の耐震改修の促進に関する法律に準拠した耐震診断によって復旧計画を立案できる状態である。

\*4：免震構造の試評価例及び試設計例（（独）JNES, 2014）における設計目標である。

### 6.3.1 第1号機原子炉建屋の耐震性評価

#### (1) 目的

第1号機原子炉建屋に対し、基準地震動S<sub>s</sub>7波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

#### (2) 建屋概要

建屋概要を表6.3.1-1に、平面図を図6.3.1-1、断面図を図6.3.1-2に示す。

表6.3.1-1 建屋概要

構 造	鉄筋コンクリート造
階 数	地上5階，地下2階
基 礎 構 造	直接基礎
平 面 形 状	53.35m(NS方向)×43.85m(EW方向)
高 さ	地上高さ47.68m
竣 工 日	昭和58年9月30日

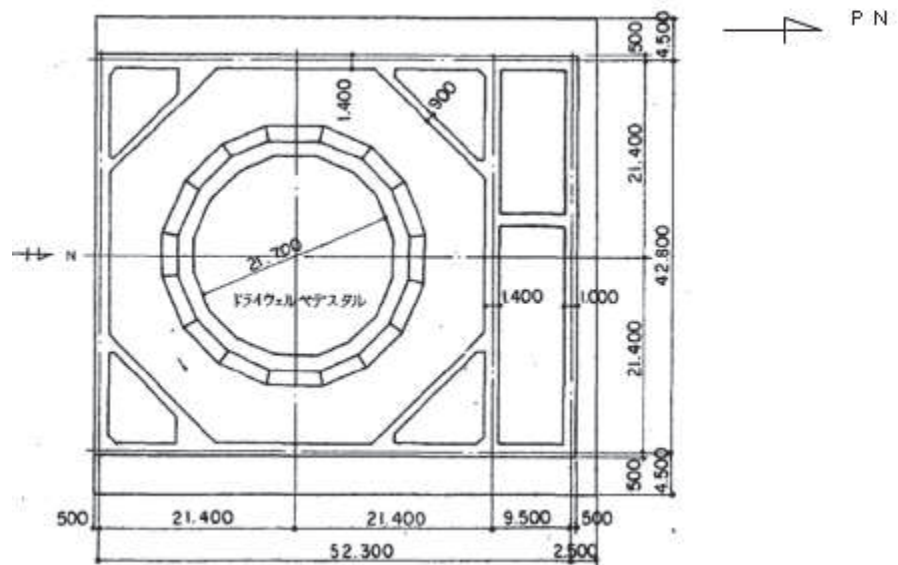


図6.3.1-1 平面図（地下1階）

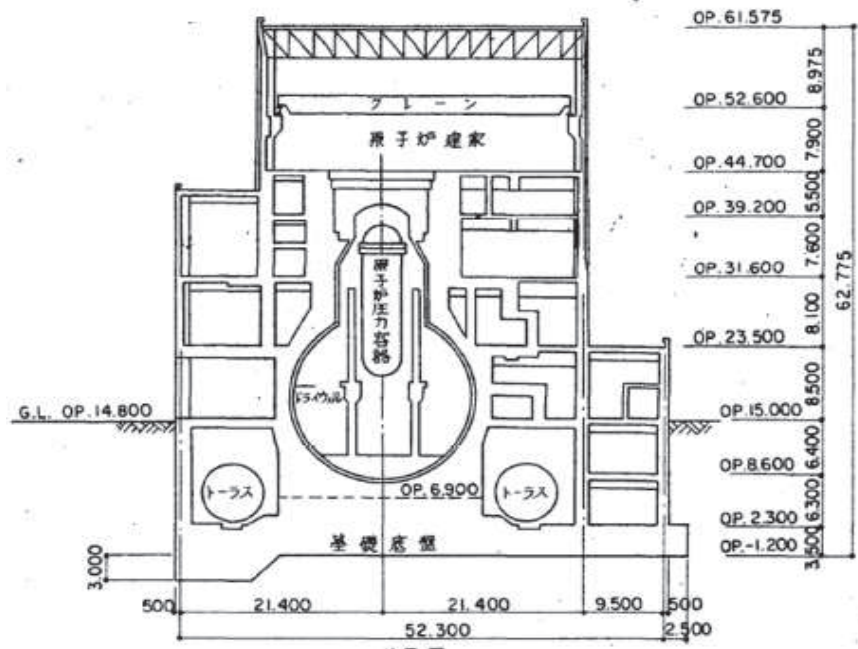


図 6. 3. 1-2 断面図

(3) 検討内容

a. 検討方針

基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する。

(a) 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力  $Q_{un}$

基準地震動  $S_s$  の加速度応答スペクトルにより建屋の 1 次固有周期に対応する応答加速度を求めて、標準せん断力係数 (1.0) を割増して計算した必要保有水平耐力とする。算定フローを図 6.3.1-3 に示す。

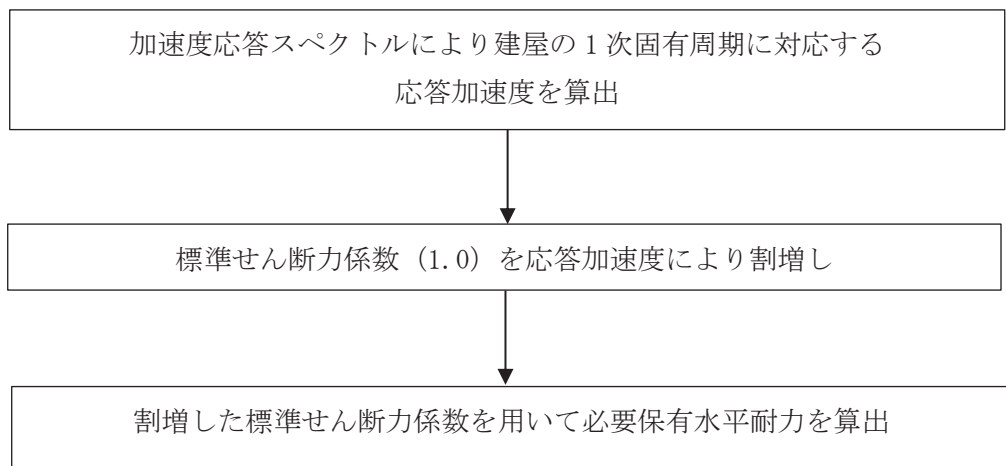


図 6.3.1-3 算定フロー

(b) 保有水平耐力  $Q_u$

保有水平耐力は、各層の個々の耐震壁の保有水平耐力を加え合わせたものとする。

(c) 検討用地震動

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動  $S_s$  7 波とする。

- ① 基準地震動  $S_s - D 1$
- ② 基準地震動  $S_s - D 2$
- ③ 基準地震動  $S_s - D 3$
- ④ 基準地震動  $S_s - F 1$
- ⑤ 基準地震動  $S_s - F 2$
- ⑥ 基準地震動  $S_s - F 3$
- ⑦ 基準地震動  $S_s - N 1$

(d) 評価基準値

本建屋の評価基準値を表 6.3.1-2 に示す。

評価基準値は保有水平耐力を基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力で除した値が 1.00 を上回っていることを確認する。

表 6.3.1-2 評価基準値

部位	評価基準値
上部構造	1.00 以上

b. 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力  $Q_{un}$

(a) 応答加速度による標準せん断力係数の割増し

基準地震動  $S_s$  7 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図 6.3.1-4 に示す。基礎下岩盤及び設置レベルが解放基盤と大きな差がない（第 1 号機原子炉建屋基礎下レベル O.P. -1.2m, 解放基盤レベル O.P. -14.1m）ことから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。また、減衰定数は鉄筋コンクリート造建屋のため 5% を採用する。

本建屋の 1 次固有周期は NS 方向が 0.279 秒、EW 方向が 0.265 秒である。その周期の応答加速度は、NS 方向が最大 1,392Gal であり、標準せん断力係数の割増しは 1.42、EW 方向が最大 1,448Gal であり、標準せん断力係数の割増しは 1.48 となる。割増した標準せん断力係数を用いて算出した、当該部分に作用する水平地震力を表 6.3.1-3 に示す。なお、標準せん断力係数割増し前の当該部分に作用する水平地震力は第 1 号機工事計画認可申請書申請時の地震力算定重量を基に算出した値を SI 単位に換算する。

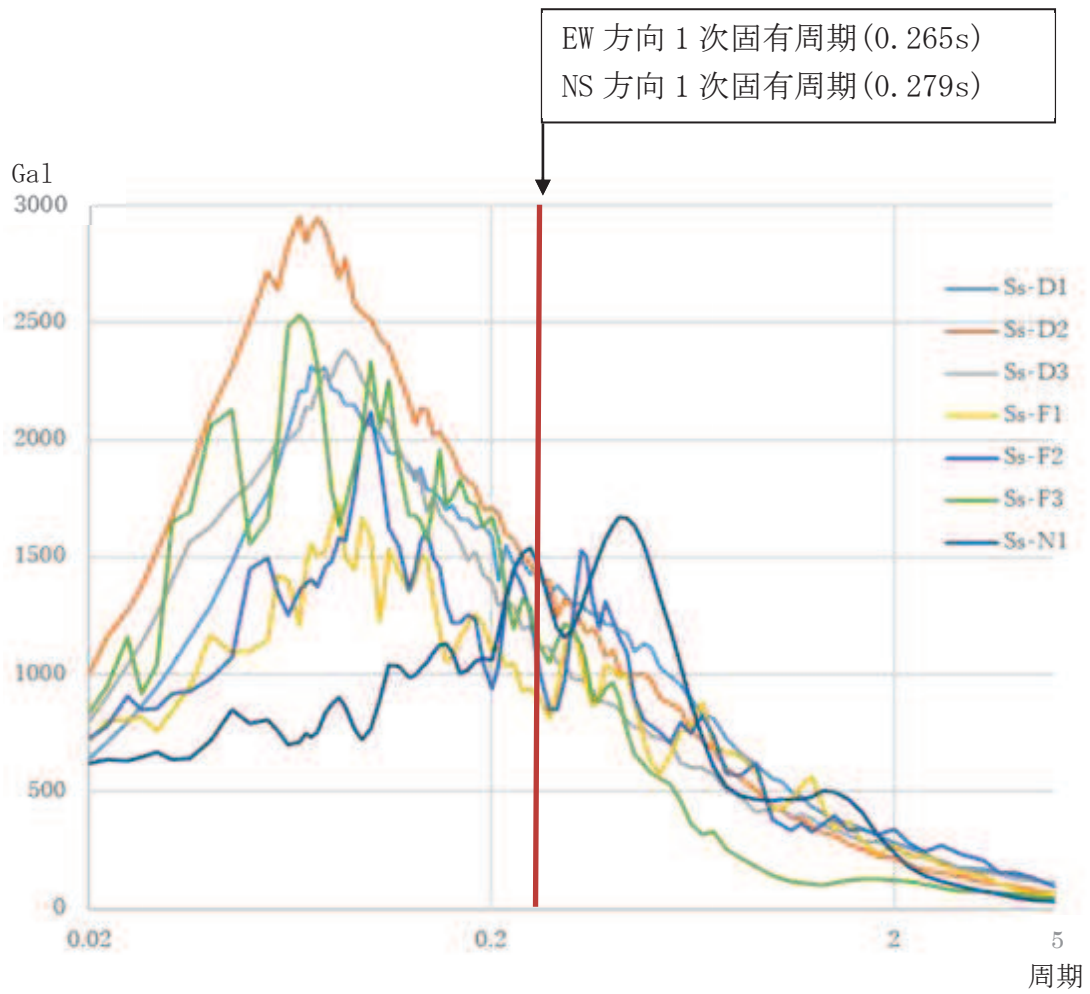


図 6.3.1-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.05)

表 6. 3. 1-3 当該部分に作用する水平地震力一覧表

方向	階数	標準せん断力係数割増し前の水平地震力 [ $\times 10^3$ kN]	標準せん断力係数割増し値	標準せん断力係数割増し後の水平地震力 [ $\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	87.03	1.42	123.59
	5F	128.50		182.46
	中 4F	—		—
	4F	213.82		303.62
	3F	333.10		473.00
	2F	445.52		632.64
	1F	530.42		753.19
	中地下 1F	590.78		838.90
	地下 1F	—		—
	地下 2F	605.28		859.50
EW 方向	クレーン	85.01	1.48	125.82
	5F	132.42		195.99
	中 4F	207.30		306.80
	4F	218.17		322.89
	3F	330.54		489.19
	2F	455.59		674.27
	1F	548.15		811.26
	中地下 1F	599.04		886.58
	地下 1F	612.94		907.15
	地下 2F	623.75		923.14

(b) 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力

基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力 ( $Q_{un}$ ) は以下の計算式による。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \cdot Z \cdot C_I \cdot W_I$$

$$C_I = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

$Q_{un}$  : 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力 (t)

$D_s$  : 各層の構造特性係数 ( $D_s=0.55$ )

$F_{es}$  : 各層の形状特性係数 ( $F_{es}=1.00$ )

$Q_{ud}$  : 標準せん断力係数の割増しを行い算定した当該部分に作用する  
水平地震力 (t)

$n$  : 重要度に応じた係数 ( $n=1.0$ )

$Z$  : 地震地域係数 ( $Z=1.0$ )

$C_I$  : せん断力係数

$W_I$  : 当該部分が支える重量 (t)

$R_t$  : 振動特性係数 ( $R_t=0.8$ )

$A_i$  : せん断力係数の高さ方向の分布係数で、建屋—地盤連成モデル  
の固有値を用いたモーダル解析法 (2乗和平方根法) により求める。

$C_0$  : 割増した標準せん断力係数

第1号機工事計画認可申請書申請時の地震力算定重量を基に上記計算式により算出した結果を表 6.3.1-4 に示す。単位は SI 単位に換算する。



表 6.3.1-4 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力算定表

方向	階数	Ds	Fes	Qud [ $\times 10^3$ kN]	Qun [ $\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	0.55	1.00	123.59	67.97
	5F			182.46	100.36
	中 4F			—	—
	4F			303.62	166.99
	3F			473.00	260.15
	2F			632.64	347.95
	1F			753.19	414.26
	中地下 1F			838.90	461.40
	地下 1F			—	—
	地下 2F			859.50	472.73
EW 方向	クレーン	0.55	1.00	125.82	69.20
	5F			195.99	107.79
	中 4F			306.80	168.74
	4F			322.89	177.59
	3F			489.19	269.06
	2F			674.27	370.85
	1F			811.26	446.19
	中地下 1F			886.58	487.62
	地下 1F			907.15	498.93
	地下 2F			923.14	507.73

c. 保有水平耐力の算定

保有水平耐力 (Qu) の計算方法は、耐震壁のせん断強度と曲げ強度より求まる曲げ降伏時のせん断力のうち、いずれか小さい方とする。

せん断強度と曲げ降伏時のせん断力は以下の計算式により算出する。

(a) せん断強度

$$Q_{su} = \tau_u \cdot A_e$$

$$\tau_u = \{1 - \tau_s / (4.5 \cdot \sqrt{F_c})\} \cdot \tau_o + \tau_s \cdot (\tau_s \leq 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$= 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \quad (\tau_s > 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$\tau_o = \{3 - 1.8 \cdot M / (Q \cdot d)\} \cdot \sqrt{F_c}$$

$$\tau_s = (p_v + p_h) \cdot s \sigma_y / 2 + \sigma_v / 2$$

$Q_{su}$  : せん断強度 (kg)

$A_e$  : 耐震壁の有効せん断断面積 (cm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$M / (Q \cdot d)$  : せん断スパン比 (1.0 以上の時は 1.0 とする。)

$s \sigma_y$  : 鉄筋の材料強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$p_v$  : 縦筋比

$p_h$  : 横筋比

(b) 曲げ降伏時のせん断力

$$Q_{mu} = Q \cdot \frac{M_u}{M}$$

$Q_{mu}$  : 全塑性モーメント時のせん断力 (kg)

$M_u$  : 全塑性モーメント (kg・cm)

$Q$  : 設計用地震力によるせん断力 (kg)

$M$  : 設計用地震力による曲げモーメント (kg・cm)

各数値は第 1 号機工事計画認可申請書申請時の値とする。計算結果を表 6.3.1-5 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6. 3. 1-5 保有水平耐力算定表

方向	階数	保有水平耐力 $Q_u$ [ $\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	98. 39
	5F	168. 84
	中 4F	—
	4F	492. 63
	3F	776. 03
	2F	908. 64
	1F	1, 291. 96
	中地下 1F	1, 710. 66
	地下 1F	—
	地下 2F	2, 210. 89
EW 方向	クレーン	125. 67
	5F	161. 45
	中 4F	560. 50
	4F	673. 40
	3F	825. 46
	2F	1, 012. 76
	1F	1, 295. 67
	中地下 1F	1, 744. 75
	地下 1F	2, 244. 17
	地下 2F	2, 245. 13

(4) 評価結果

評価結果を表 6.3.1-6 に示す。

NS 方向及び EW 方向すべての階で  $Q_u/Q_{un}$  が評価基準値を上回ることから、本建屋は基準地震動  $S_s$  に対して倒壊しないことを確認した。

表 6.3.1-6 評価結果一覧表

方向	階数	基準地震動 $S_s$ 時に対応する必要保有水平耐力 $Q_{un}[\times 10^3\text{kN}]$	保有水平耐力 $Q_u[\times 10^3\text{kN}]$	$Q_u/Q_{un}$
NS 方向	クレーン	67.97	98.39	<u>1.45</u>
	5F	100.36	168.84	1.68
	中 4F	—	—	—
	4F	166.99	492.63	2.95
	3F	260.15	776.03	2.98
	2F	347.95	908.64	2.61
	1F	414.26	1,291.96	3.12
	中地下 1F	461.40	1,710.66	3.71
	地下 1F	—	—	—
	地下 2F	472.73	2,210.89	4.68
EW 方向	クレーン	69.20	125.67	1.82
	5F	107.79	161.45	<u>1.50</u>
	中 4F	168.74	560.50	3.32
	4F	177.59	673.40	3.79
	3F	269.06	825.46	3.07
	2F	370.85	1,012.76	2.73
	1F	446.19	1,295.67	2.90
	中地下 1F	487.62	1,744.75	3.58
	地下 1F	498.93	2,244.17	4.50
	地下 2F	507.73	2,245.13	4.42

(注)：下線は各方向の最小値

(5) まとめ

アクセスルートへの影響の観点からは、以下のように評価する。

女川原子力発電所の第 1 号機原子炉建屋に対し、保有水平耐力計算を基に検討をした結果、基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であり、基準地震動  $S_s$  に対し本建屋が倒壊せず、アクセスルートへの影響がないことを確認した。

### 6.3.2 第1号機廃棄物処理建屋の耐震性評価

#### (1) 目的

第1号機廃棄物処理建屋に対し、基準地震動S s7波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

#### (2) 建屋概要

建屋概要を表6.3.2-1に、平面図を図6.3.2-1、断面図を図6.3.2-2に示す。

表 6.3.2-1 建屋概要

構 造	鉄筋コンクリート造
階 数	地上4階，地下2階
基 礎 構 造	直接基礎
平 面 形 状	66.30m(NS方向)×23.05m(EW方向)
高 さ	地上高さ29.85m
竣 工 日	昭和58年9月30日

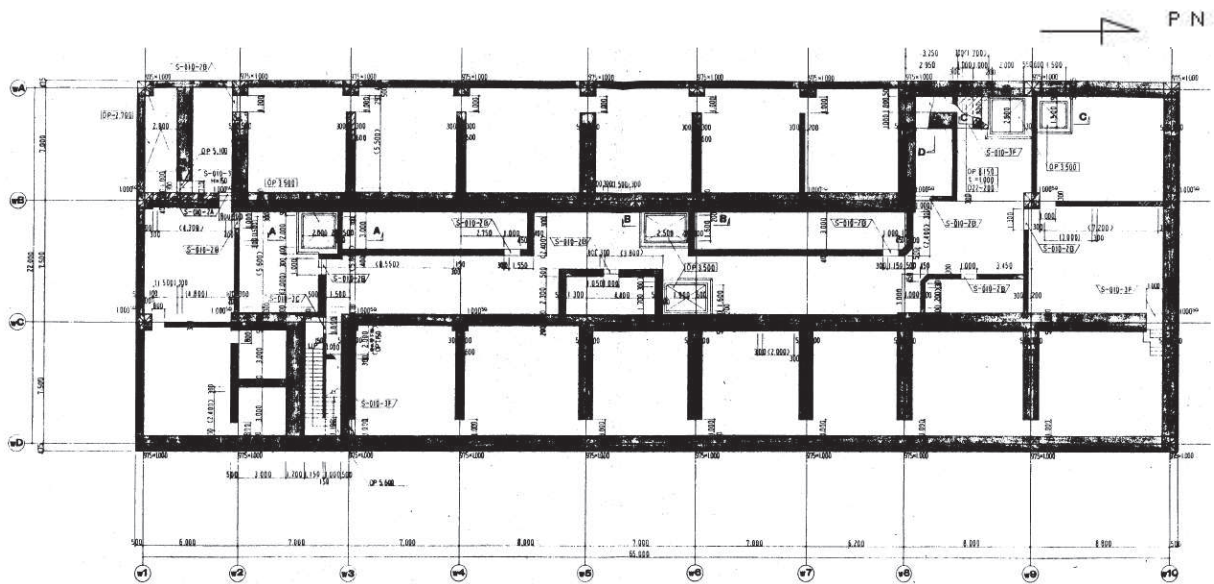


図 6.3.2-1 平面図 (地下2階)

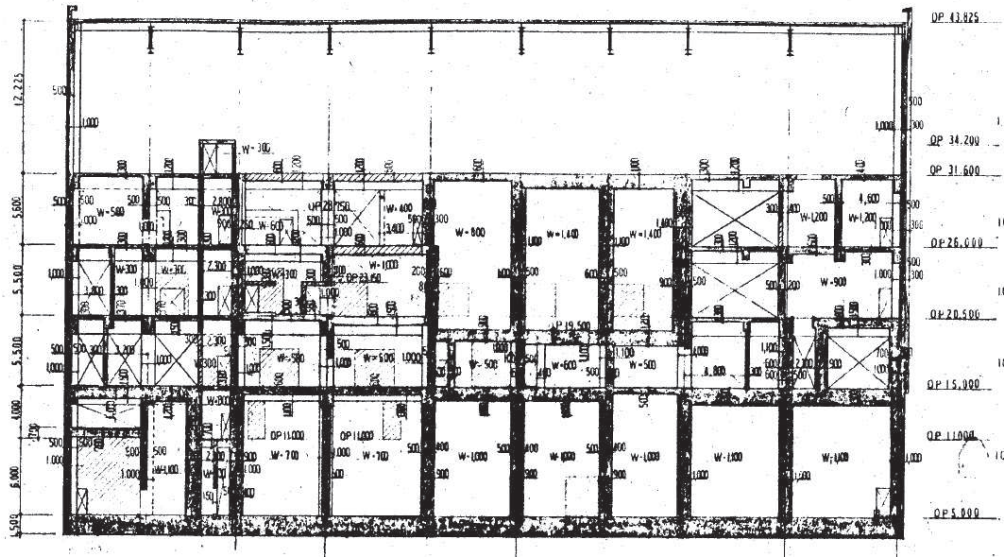


图 6.3.2-2 断面图

(3) 検討内容

a. 検討方針

基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する。

(a) 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力  $Q_{un}$

基準地震動  $S_s$  の加速度応答スペクトルにより建屋の1次固有周期に対応する応答加速度を求めて、標準せん断力係数 (1.0) を割増して計算した必要保有水平耐力とする。算定フローを図 6.3.2-3 に示す。

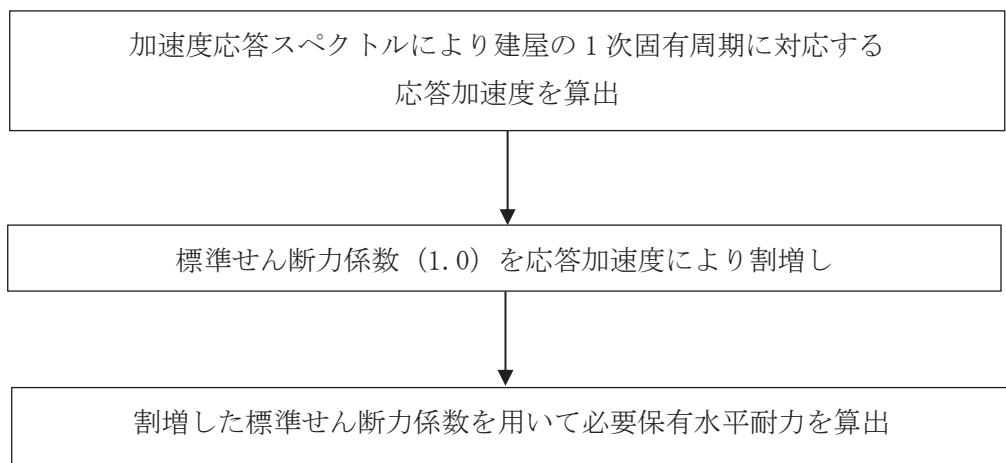


図 6.3.2-3 算定フロー

(b) 保有水平耐力  $Q_u$

保有水平耐力は、各層の個々の耐震壁の保有水平耐力を加え合わせたものとする。

(c) 検討用地震動

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動  $S_s$  7 波とする。

- ① 基準地震動  $S_s - D 1$
- ② 基準地震動  $S_s - D 2$
- ③ 基準地震動  $S_s - D 3$
- ④ 基準地震動  $S_s - F 1$
- ⑤ 基準地震動  $S_s - F 2$
- ⑥ 基準地震動  $S_s - F 3$
- ⑦ 基準地震動  $S_s - N 1$

(d) 評価基準値

本建屋の評価基準値を表 6.3.2-2 に示す。

評価基準値は保有水平耐力を基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力で除した値が 1.00 を上回っていることを確認する。

表 6.3.2-2 評価基準値

部位	評価基準値
上部構造	1.00 以上

b. 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力  $Q_{un}$

(a) 応答加速度による標準せん断力係数の割増し

基準地震動  $S_s$  7 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図 6.3.2-4 に示す。基礎下岩盤及び設置レベルが解放基盤と大きな差がない（第 1 号機廃棄物処理建屋基礎下レベル O.P. +3.5m, 解放基盤レベル O.P. -14.1m）ことから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。また、減衰定数は鉄筋コンクリート造建屋のため 5% を採用する。

本建屋の 1 次固有周期は NS 方向が 0.136 秒, EW 方向が 0.213 秒である。その周期の応答加速度は, NS 方向が最大 2,136Gal であり, 標準せん断力係数の割増しは 2.18, EW 方向が最大 1,630Gal であり, 標準せん断力係数の割増しは 1.66 となる。割増した標準せん断力係数を用いて算出した, 当該部分に作用する水平地震力を表 6.3.2-3 に示す。なお, 標準せん断力係数割増し前の当該部分に作用する水平地震力は第 1 号機工事計画認可申請書申請時の地震力算定重量を基に算出した値を SI 単位に換算する。



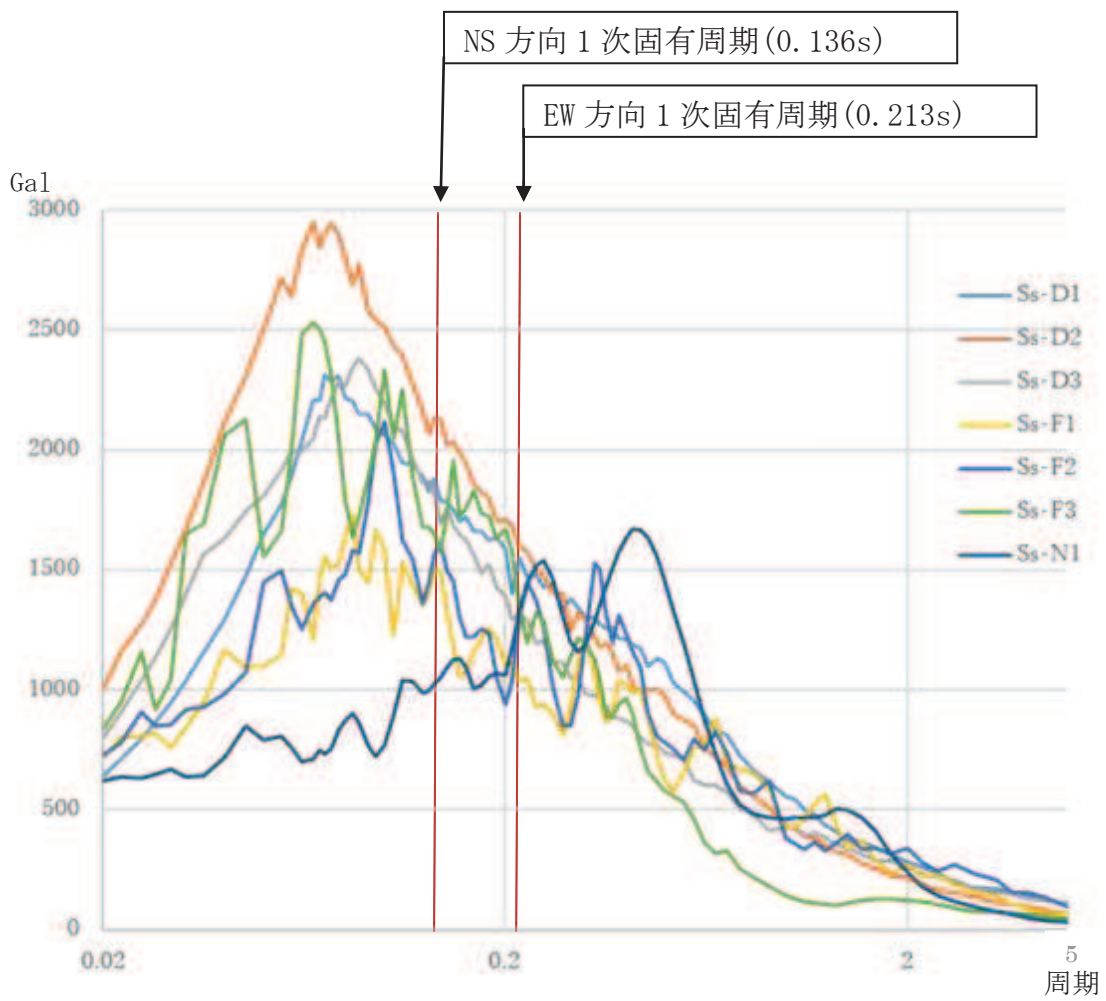


図 6.3.2-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル(h=0.05)

表 6. 3. 2-3 当該部分に作用する水平地震力一覧表

方向	階数	標準せん断力係数割増し前の水平地震力 [ $\times 10^3$ kN]	標準せん断力係数割増し値	標準せん断力係数割増し後の水平地震力 [ $\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	29.55	2.18	64.42
	4F	47.74		104.07
	3F	113.34		247.07
	2F	184.24		401.63
	1F	243.62		531.08
	地下 1F	286.38		624.31
	地下 2F	306.99		669.24
EW 方向	クレーン	40.36	1.66	66.99
	4F	62.24		103.31
	3F	126.48		209.95
	2F	194.61		323.06
	1F	248.67		412.78
	地下 1F	289.37		480.35
	地下 2F	306.99		509.60

(b) 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力

基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力 (Qun) は以下の計算式による。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \cdot Z \cdot C_I \cdot W_I$$

$$C_I = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

Qun : 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力 (t)

Ds : 各層の構造特性係数 (Ds=0.55)

Fes : 各層の形状特性係数 (Fes=1.00)

Qud : 標準せん断力係数の割増しを行い算定した当該部分に作用する  
水平地震力 (t)

n : 重要度に応じた係数 (n=1.0)

Z : 地震地域係数 (Z=1.0)

C<sub>I</sub> : せん断力係数

W<sub>I</sub> : 当該部分が支える重量 (t)

R<sub>t</sub> : 振動特性係数 (R<sub>t</sub>=0.8)

A<sub>i</sub> : せん断力係数の高さ方向の分布係数で、建屋—地盤連成モデル  
の固有値を用いたモーダル解析法 (2乗和平方根法) により求める。

C<sub>0</sub> : 割増した標準せん断力係数

第1号機工事計画認可申請書申請時の地震力算定重量を基に上記計算式により算出した結果を表6.3.2-4に示す。単位はSI単位に換算する。

表 6.3.2-4 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力算定表

方向	階数	Ds	Fes	Qud [ $\times 10^3$ kN]	Qun [ $\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	0.55	1.00	64.42	35.43
	4F			104.07	57.24
	3F			247.07	135.89
	2F			401.63	220.90
	1F			531.08	292.10
	地下 1F			624.31	343.37
	地下 2F			669.24	368.08
EW 方向	クレーン	0.55	1.00	66.99	36.84
	4F			103.31	56.82
	3F			209.95	115.47
	2F			323.06	177.68
	1F			412.78	227.03
	地下 1F			480.35	264.19
	地下 2F			509.60	280.28

c. 保有水平耐力の算定

保有水平耐力 (Qu) の計算方法は、耐震壁のせん断強度と曲げ強度より求まる曲げ降伏時のせん断力のうち、いずれか小さい方とする。

せん断強度と曲げ降伏時のせん断力は以下の計算式により算出する。

(a) せん断強度

外周部耐震壁のせん断強度については、「原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 1 0-1991 追補版)」に基づき、以下の式より算出している。

$$Q_{su} = \tau_u \cdot A_e$$

$$\tau_u = \begin{cases} \{1 - \tau_s / (4.5 \cdot \sqrt{F_c})\} \cdot \tau_o + \tau_s & (\tau_s \leq 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \text{の時}) \\ 4.5 \cdot \sqrt{F_c} & (\tau_s > 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \text{の時}) \end{cases}$$

$$\tau_o = \{3 - 1.8 \cdot M / (Q \cdot D)\} \cdot \sqrt{F_c}$$

$$\tau_s = (p_v + p_h) \cdot s \sigma_y / 2 + \sigma_v / 2$$

$Q_{su}$  : せん断強度 (kg)

$A_e$  : 耐震壁の有効せん断断面積 (cm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$M / (Q \cdot D)$  : せん断スパン比 (1.0 以上の時は 1.0 とする。)

$s \sigma_y$  : 鉄筋の材料強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$p_v$  : 縦筋比

$p_h$  : 横筋比

ボックス壁ではない外周部耐震壁以外の耐震壁については、「保有水平耐力の計算方法（平成 19 年 5 月 18 日国交省告示 594 号第四）」に基づき、以下の式より算出している。

$$Q_{su} = \left[ \frac{0.068 \cdot p_{te}^{0.23} (F_c + 180)}{\sqrt{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12}} + 2.7 \cdot \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \cdot \sigma_o} \right] \cdot A_e$$

- $Q_{su}$  : せん断強度 (kg)  
 $M / (Q \cdot d)$  : せん断スパン比 (0.4 以上の時は 0.4 とする。)  
 $p_{te}$  : 等価引張主筋比  
 $F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{wh}$  : 水平せん断補強筋の材料強度 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $p_{wh}$  : 水平せん断補強筋比  
 $\sigma_o$  : 全断面積に対する平均軸方向応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $A_e$  : 耐震壁の有効せん断断面積 (cm<sup>2</sup>)

(b) 曲げ降伏時のせん断力

$$Q_{\mu} = Q \cdot \frac{M_{\mu}}{M}$$

- $Q_{\mu}$  : 全塑性モーメント時のせん断力 (kg)  
 $M_{\mu}$  : 全塑性モーメント (kg・cm)  
 $Q$  : 設計用地震力によるせん断力 (kg)  
 $M$  : 設計用地震力による曲げモーメント (kg・cm)

各数値は第 1 号機工事計画認可申請書申請時の値とする。計算結果を表 6.3.2-5 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6. 3. 2-5 保有水平耐力算定表

方向	階数	保有水平耐力 $Q_u$ [ $\times 10^3$ kN]
NS 方 向	クレーン	177. 34
	4F	176. 33
	3F	794. 86
	2F	796. 69
	1F	687. 24
	地下 1F	846. 39
	地下 2F	830. 10
EW 方 向	クレーン	109. 18
	4F	92. 49
	3F	415. 12
	2F	451. 46
	1F	411. 52
	地下 1F	407. 64
	地下 2F	361. 81

(4) 評価結果

評価結果を表 6.3.2-6 に示す。

NS 方向及び EW 方向すべての階で  $Q_u/Q_{un}$  が評価基準値を上回ることから、本建屋は基準地震動  $S_s$  に対して倒壊しないことを確認した。

表 6.3.2-6 評価結果一覧表

方向	階数	基準地震動 $S_s$ 時に対応する必要保有水平耐力 $Q_{un}[\times 10^3\text{kN}]$	保有水平耐力 $Q_u[\times 10^3\text{kN}]$	$Q_u/Q_{un}$
NS 方向	クレーン	35.43	177.34	5.01
	4F	57.24	176.33	3.08
	3F	135.89	794.86	5.85
	2F	220.90	796.69	3.61
	1F	292.10	687.24	2.35
	地下 1F	343.37	846.39	2.46
	地下 2F	368.08	830.10	<u>2.26</u>
EW 方向	クレーン	36.84	109.18	2.96
	4F	56.82	92.49	1.63
	3F	115.47	415.12	3.60
	2F	177.68	451.46	2.54
	1F	227.03	411.52	1.81
	地下 1F	264.19	407.64	1.54
	地下 2F	280.28	361.81	<u>1.29</u>

(注)：下線は各方向の最小値

(5) まとめ

アクセスルートへの影響の観点からは、以下のように評価する。

女川原子力発電所の第 1 号機廃棄物処理建屋に対し、保有水平耐力計算を基に検討をした結果、基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であり、基準地震動  $S_s$  に対し本建屋が倒壊せず、アクセスルートへの影響がないことを確認した。



### 6.3.3 第3号機原子炉建屋の耐震性評価

#### (1) 目的

第3号機原子炉建屋に対し、基準地震動S<sub>s</sub>7波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

#### (2) 建屋概要

建屋概要を表6.3.3-1に、平面図を図6.3.3-1、断面図を図6.3.3-2に示す。

表 6.3.3-1 建屋概要

構 造	鉄筋コンクリート造
階 数	地上3階，地下3階
基礎構造	直接基礎
平面形状	80.56m(NS方向)×77.06m(EW方向)
高さ	地上高さ36.94m
竣工日	平成13年6月20日

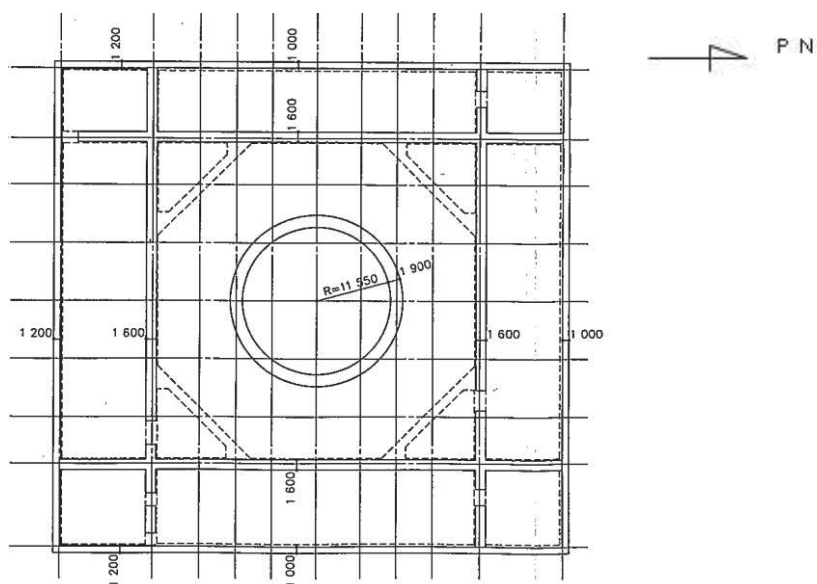


図 6.3.3-1 平面図 (地下1階)

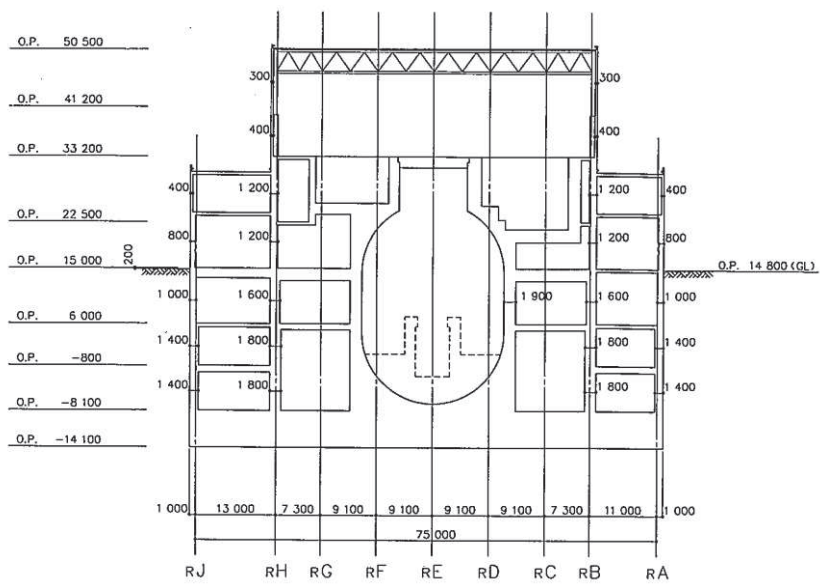


图 6.3.3-2 断面图

(3) 検討内容

a. 検討方針

基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する。

(a) 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力  $Q_{un}$

基準地震動  $S_s$  の加速度応答スペクトルにより建屋の1次固有周期に対応する応答加速度を求めて、標準せん断力係数 (1.0) を割増して計算した必要保有水平耐力とする。算定フローを図 6.3.3-3 に示す。

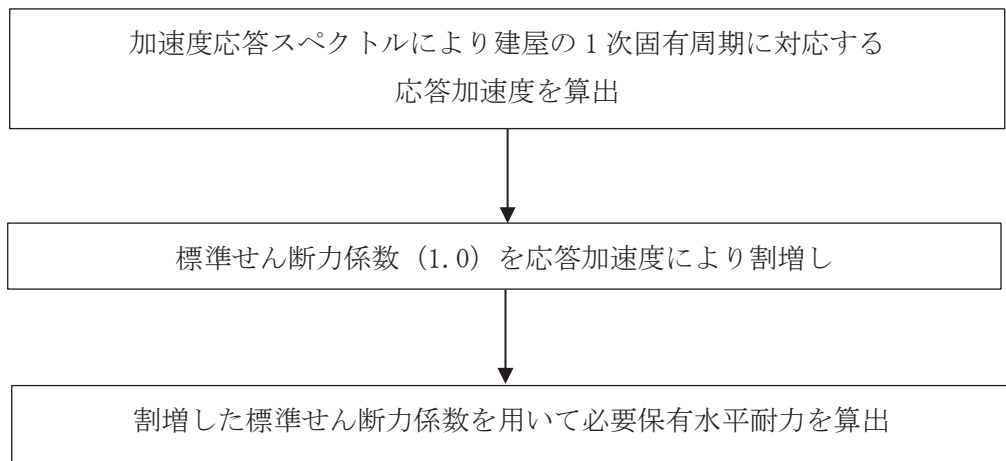


図 6.3.3-3 算定フロー

(b) 保有水平耐力  $Q_u$

保有水平耐力は、各層の個々の耐震壁の保有水平耐力を加え合わせたものとする。

(c) 検討用地震動

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動  $S_s$  7 波とする。

- ① 基準地震動  $S_s - D 1$
- ② 基準地震動  $S_s - D 2$
- ③ 基準地震動  $S_s - D 3$
- ④ 基準地震動  $S_s - F 1$
- ⑤ 基準地震動  $S_s - F 2$
- ⑥ 基準地震動  $S_s - F 3$
- ⑦ 基準地震動  $S_s - N 1$

(d) 評価基準値

本建屋の評価基準値を表 6.3.3-2 に示す。

評価基準値は保有水平耐力を基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力で除した値が 1.00 を上回っていることを確認する。

表 6.3.3-2 評価基準値

部位	評価基準値
上部構造	1.00 以上

b. 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力  $Q_{un}$

(a) 応答加速度による標準せん断力係数の割増し

基準地震動  $S_s$  7 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図 6.3.3-4 に示す。基礎下岩盤及び設置レベルが解放基盤と差がない（第 3 号機原子炉建屋基礎下レベル 0.P. -14.1m, 解放基盤レベル 0.P. -14.1m）ことから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。また、減衰定数は鉄筋コンクリート造建屋のため 5% を採用する。

本建屋の 1 次固有周期は NS 方向が 0.219 秒, EW 方向が 0.223 秒である。その周期の応答加速度は, NS 方向が最大 1,593Gal であり, 標準せん断力係数の割増しは 1.63, EW 方向が最大 1,586Gal であり, 標準せん断力係数の割増しは 1.62 となる。割増した標準せん断力係数を用いて算出した, 当該部分に作用する水平地震力を表 6.3.3-3 に示す。なお, 標準せん断力係数割増し前の当該部分に作用する水平地震力は第 3 号機工事計画認可申請書申請時の値を基に屋上ブロック撤去及び耐震補強工事を反映した値を SI 単位に換算する。

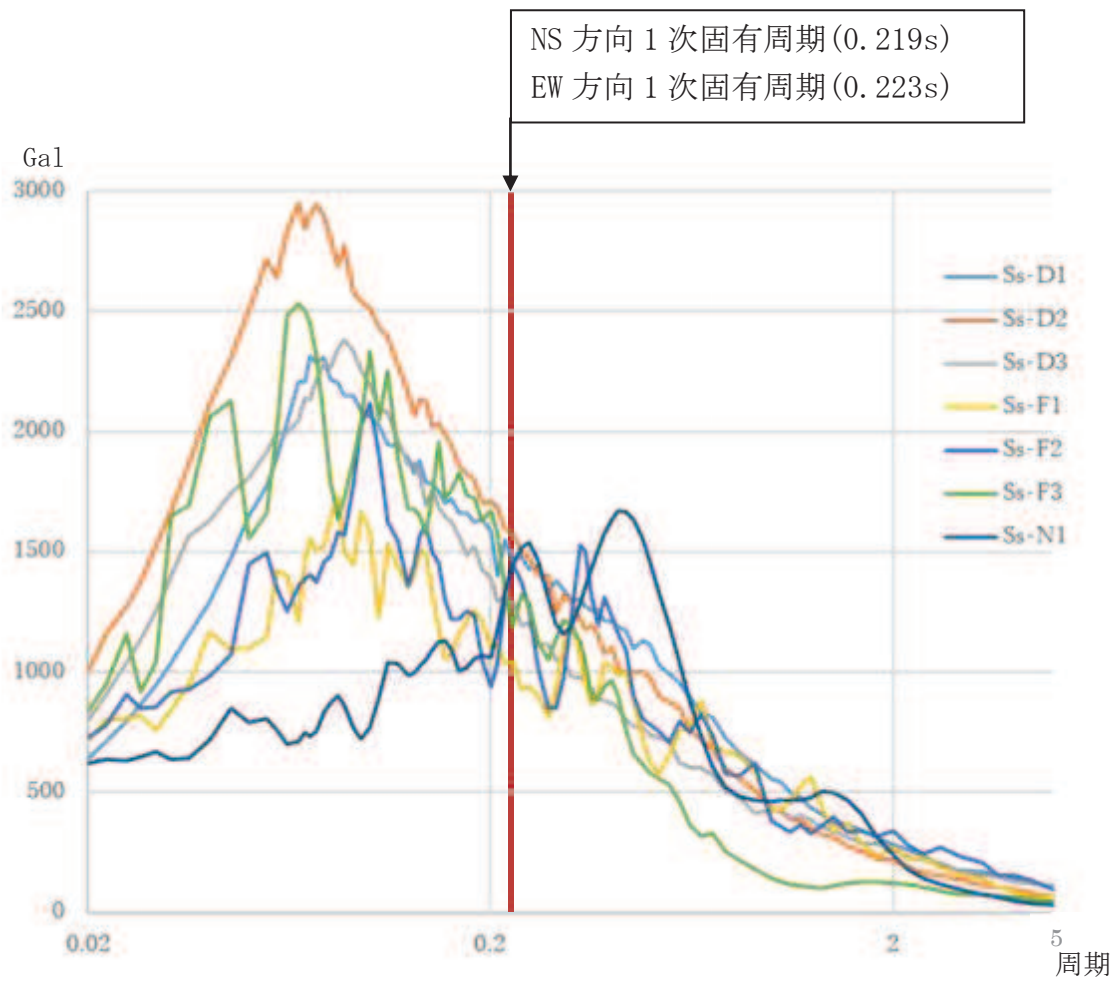


図 6.3.3-4 基準地震動 S<sub>s</sub>7 波 加速度応答スペクトル(h=0.05)

表 6. 3. 3-3 当該部分に作用する水平地震力一覧表

方向	階数	標準せん断力係数割増し前の水平地震力 [ $\times 10^3$ kN]	標準せん断力係数割増し値	標準せん断力係数割増し後の水平地震力 [ $\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	78.70	1.63	128.27
	3F	173.79		283.27
	2F	535.16		872.30
	1F	965.17		1,573.23
	地下 1F	1,281.92		2,089.53
	地下 2F	1,481.39		2,414.67
	地下 3F	1,627.19		2,652.32
EW 方向	クレーン	67.03	1.62	108.59
	3F	161.52		261.66
	2F	522.05		845.71
	1F	955.56		1,548.01
	地下 1F	1,285.87		2,083.11
	地下 2F	1,487.53		2,409.80
	地下 3F	1,627.19		2,636.05

(b) 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力

基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力 (Qun) は以下の計算式による。

$$Qun = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \cdot Z \cdot C_I \cdot W_I$$

$$C_I = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

Qun : 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力 (t)

Ds : 各層の構造特性係数 (Ds=0.55)

Fes : 各層の形状特性係数 (Fes=1.00)

Qud : 標準せん断力係数の割増しを行い算定した当該部分に作用する  
水平地震力 (t)

n : 重要度に応じた係数 (n=1.0)

Z : 地震地域係数 (Z=1.0)

C<sub>I</sub> : せん断力係数

W<sub>I</sub> : 当該部分が支える重量 (t)

R<sub>t</sub> : 振動特性係数 (R<sub>t</sub>=0.8)

A<sub>i</sub> : せん断力係数の高さ方向の分布係数で、建屋—地盤連成モデル  
の固有値を用いたモーダル解析法 (2乗和平方根法) により求める。

C<sub>0</sub> : 割増した標準せん断力係数

各数値は第3号機工事計画認可申請書申請時の値を基に屋上ブロック撤去及び耐震補強工事を反映した値とする。計算結果を表 6.3.3-4 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6.3.3-4 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力算定表

方向	階数	Ds	Fes	Qud [ $\times 10^3$ kN]	Qun [ $\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	0.55	1.00	128.27	70.55
	3F			283.27	155.80
	2F			872.30	479.77
	1F			1,573.23	865.28
	地下 1F			2,089.53	1,149.24
	地下 2F			2,414.67	1,328.07
	地下 3F			2,652.32	1,458.78
EW 方向	クレーン	0.55	1.00	108.59	59.73
	3F			261.66	143.91
	2F			845.71	465.14
	1F			1,548.01	851.41
	地下 1F			2,083.11	1,145.71
	地下 2F			2,409.80	1,325.39
	地下 3F			2,636.05	1,449.83



c. 保有水平耐力の算定

保有水平耐力 (Qu) の計算方法は、耐震壁のせん断強度と曲げ強度より求まる曲げ降伏時のせん断力のうち、いずれか小さい方とする。

せん断強度と曲げ降伏時のせん断力は以下の計算式により算出する。

(a) せん断強度

$$Q_{su} = \tau_u \cdot A_e$$

$$\tau_u = \{1 - \tau_s / (4.5 \cdot \sqrt{F_c})\} \cdot \tau_o + \tau_s \cdot (\tau_s \leq 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$= 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \quad (\tau_s > 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$\tau_o = \{3 - 1.8 \cdot M / (Q \cdot d)\} \cdot \sqrt{F_c}$$

$$\tau_s = (p_v + p_h) \cdot s \sigma_y / 2 + \sigma_v / 2$$

$Q_{su}$  : せん断強度 (kg)

$A_e$  : 耐震壁の有効せん断断面積 (cm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$M / (Q \cdot d)$  : せん断スパン比 (1.0 以上の時は 1.0 とする。)

$s \sigma_y$  : 鉄筋の材料強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$p_v$  : 縦筋比

$p_h$  : 横筋比

(b) 曲げ降伏時のせん断力

$$Q_{mu} = Q \cdot \frac{M_u}{M}$$

$Q_{mu}$  : 全塑性モーメント時のせん断力 (kg)

$M_u$  : 全塑性モーメント (kg・cm)

$Q$  : 設計用地震力によるせん断力 (kg)

$M$  : 設計用地震力による曲げモーメント (kg・cm)

各数値は第 3 号機工事計画認可申請書申請時の値を基に耐震補強工事を反映した値とする。計算結果を表 6.3.3-5 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6. 3. 3-5 保有水平耐力算定表

方向	階数	保有水平耐力 $Q_u$ [ $\times 10^3$ kN]
NS 方 向	クレーン	218.95
	3F	345.24
	2F	1,459.75
	1F	2,419.88
	地下 1F	3,199.48
	地下 2F	4,080.30
	地下 3F	4,132.50
EW 方 向	クレーン	168.63
	3F	337.87
	2F	1,472.15
	1F	2,436.87
	地下 1F	2,983.13
	地下 2F	3,953.00
	地下 3F	4,021.74

(4) 評価結果

評価結果を表 6.3.3-6 に示す。

NS 方向及び EW 方向すべての階で  $Q_u/Q_{un}$  が評価基準値を上回ることから、本建屋は基準地震動  $S_s$  に対して倒壊しないことを確認した。

表 6.3.3-6 評価結果一覧表

方向	階数	基準地震動 $S_s$ 時に対応する必要保有水平耐力 $Q_{un}[\times 10^3\text{kN}]$	保有水平耐力 $Q_u[\times 10^3\text{kN}]$	$Q_u/Q_{un}$
NS 方 向	クレーン	70.55	218.95	3.10
	3F	155.80	345.24	<u>2.22</u>
	2F	479.77	1,459.75	3.04
	1F	865.28	2,419.88	2.80
	地下 1F	1,149.24	3,199.48	2.78
	地下 2F	1,328.07	4,080.30	3.07
	地下 3F	1,458.78	4,132.50	2.83
EW 方 向	クレーン	59.73	168.63	2.82
	3F	143.91	337.87	<u>2.35</u>
	2F	465.14	1,472.15	3.16
	1F	851.41	2,436.87	2.86
	地下 1F	1,145.71	2,983.13	2.60
	地下 2F	1,325.39	3,953.00	2.98
	地下 3F	1,449.83	4,021.74	2.77

(注)：下線は各方向の最小値

(5) まとめ

アクセスルートへの影響の観点からは、以下のように評価する。

女川原子力発電所の第 3 号機原子炉建屋に対し、保有水平耐力計算を基に検討をした結果、基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であり、基準地震動  $S_s$  に対し本建屋が倒壊せず、アクセスルートへの影響がないことを確認した。

### 6.3.4 第3号機サービス建屋の耐震性評価

#### (1) 目的

第3号機サービス建屋に対し、基準地震動S s7波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

#### (2) 建屋概要

建屋概要を表6.3.4-1に、平面図を図6.3.4-1、断面図を図6.3.4-2に示す。

表 6.3.4-1 建屋概要

構 造	鉄筋コンクリート造
階 数	地上3階，地下4階
基礎構造	直接基礎
平面形状	52.06m(NS方向)×50.06m(EW方向)
高さ	地上高さ24.16m
竣工日	平成13年6月20日

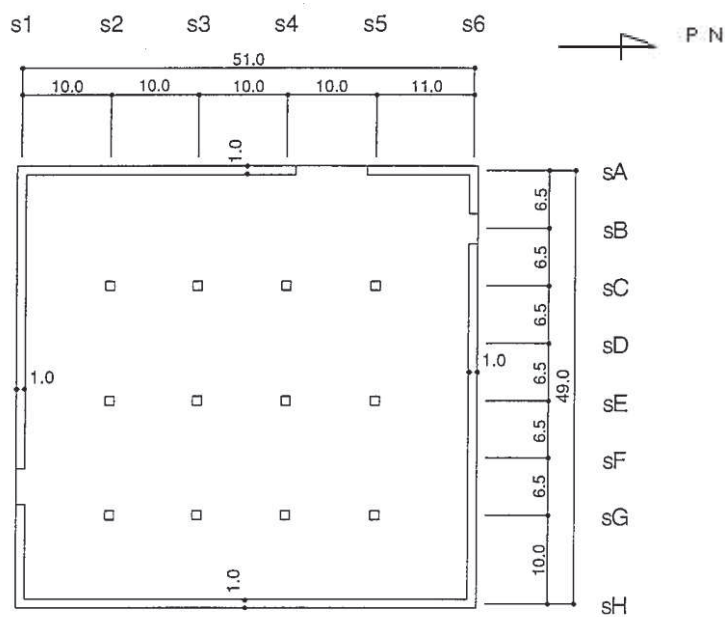


図 6.3.4-1 平面図（1階）

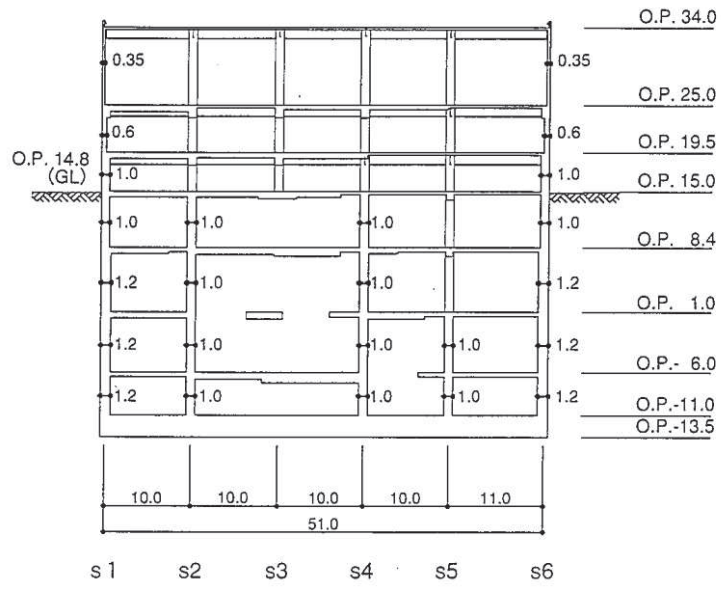


图 6.3.4-2 断面图

(3) 検討内容

a. 検討方針

基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する。

(a) 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力  $Q_{un}$

基準地震動  $S_s$  の加速度応答スペクトルにより建屋の1次固有周期に対応する応答加速度を求めて、標準せん断力係数 (1.0) を割増して計算した必要保有水平耐力とする。算定フローを図 6.3.4-3 に示す。

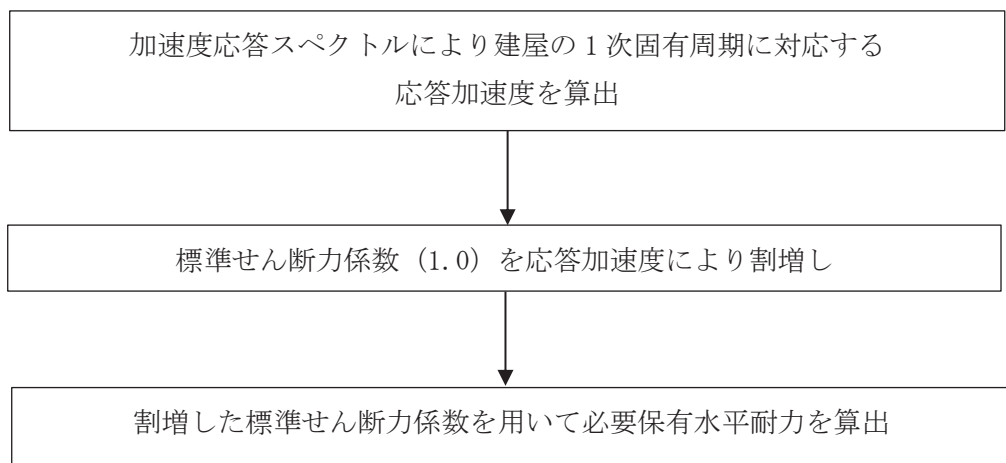


図 6.3.4-3 算定フロー

(b) 保有水平耐力  $Q_u$

保有水平耐力は、各層の個々の耐震壁の保有水平耐力を加え合わせたものとする。

(c) 検討用地震動

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動  $S_s$  7 波とする。

- ① 基準地震動  $S_s - D 1$
- ② 基準地震動  $S_s - D 2$
- ③ 基準地震動  $S_s - D 3$
- ④ 基準地震動  $S_s - F 1$
- ⑤ 基準地震動  $S_s - F 2$
- ⑥ 基準地震動  $S_s - F 3$
- ⑦ 基準地震動  $S_s - N 1$

(d) 評価基準値

本建屋の評価基準値を表 6.3.4-2 に示す。

評価基準値は保有水平耐力を基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力で除した値が 1.00 を上回っていることを確認する。

表 6.3.4-2 評価基準値

部位	評価基準値
上部構造	1.00 以上

b. 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力  $Q_{un}$

(a) 応答加速度による標準せん断力係数の割増し

基準地震動  $S_s$  7 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図 6.3.4-4 に示す。基礎下岩盤及び設置レベルが解放基盤と差がない（第 3 号機サービス建屋基礎下レベル O.P. -13.5m, 解放基盤レベル O.P. -14.1m）ことから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。また、減衰定数は鉄筋コンクリート造建屋のため 5% を採用する。

本建屋の 1 次固有周期は NS 方向が 0.215 秒, EW 方向が 0.207 秒である。その周期の応答加速度は, NS 方向が最大 1,620Gal であり, 標準せん断力係数の割増しは 1.65, EW 方向が最大 1,690Gal であり, 標準せん断力係数の割増しは 1.72 となる。割増した標準せん断力係数を用いて算出した, 当該部分に作用する水平地震力を表 6.3.4-3 に示す。なお, 標準せん断力係数割増し前の当該部分に作用する水平地震力は第 3 号機工事計画認可申請書申請時の値を SI 単位に換算する。

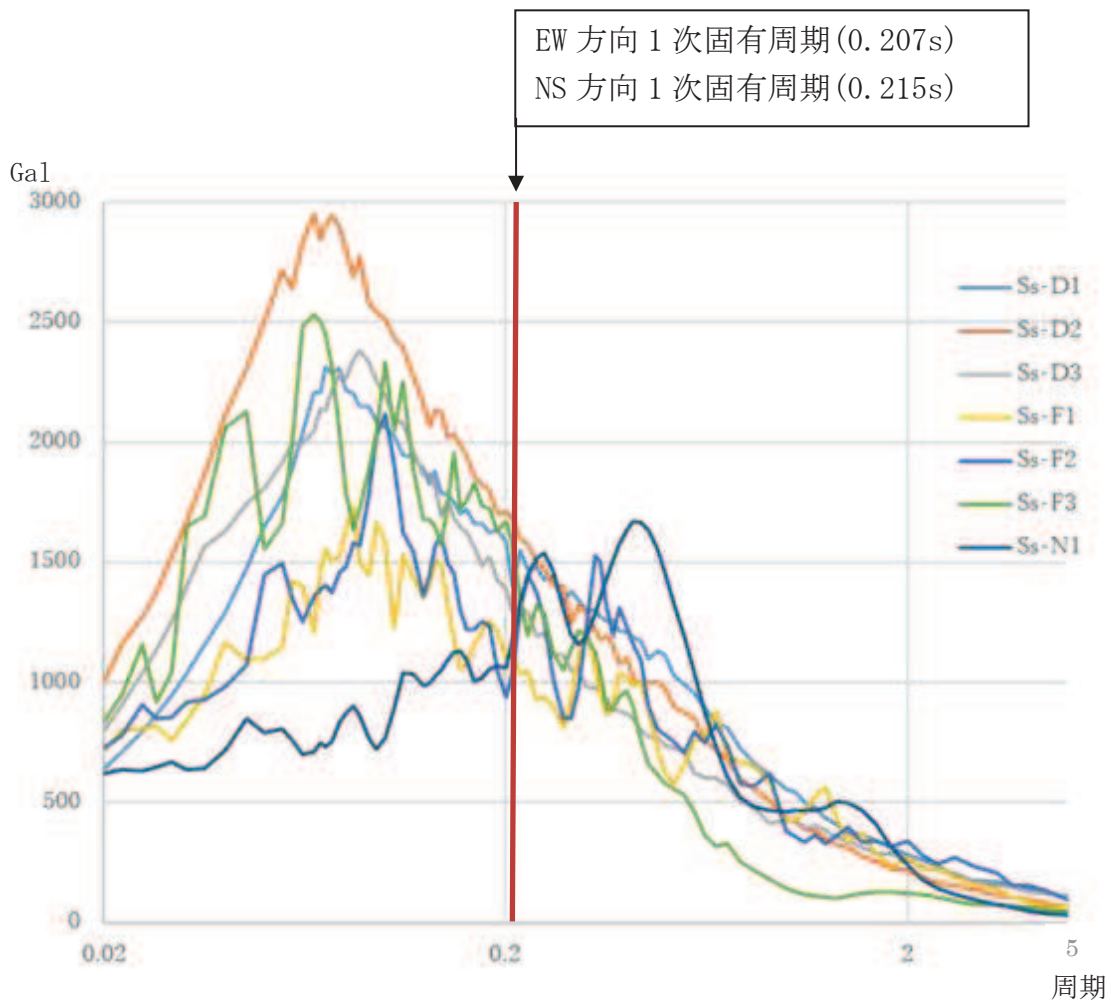


図 6.3.4-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル(h=0.05)



表 6.3.4-3 当該部分に作用する水平地震力一覧表

方向	階数	標準せん断力係数割増し前の水平地震力 [ $\times 10^3$ kN]	標準せん断力係数割増し値	標準せん断力係数割増し後の水平地震力 [ $\times 10^3$ kN]
NS 方向	3F	124.86	1.65	206.02
	2F	231.08		381.28
	1F	304.30		502.10
	地下 1F	384.92		635.12
	地下 2F	484.13		798.81
	地下 3F	559.13		922.56
	地下 4F	602.33		993.84
EW 方向	3F	134.37	1.72	231.12
	2F	241.01		414.54
	1F	311.64		536.02
	地下 1F	388.31		667.89
	地下 2F	486.38		836.58
	地下 3F	559.74		962.75
	地下 4F	602.33		1,036.00

(b) 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力

基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力 ( $Q_{un}$ ) は以下の計算式による。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \cdot Z \cdot C_I \cdot W_I$$

$$C_I = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

$Q_{un}$  : 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力 (t)

$D_s$  : 各層の構造特性係数 ( $D_s=0.55$ )

$F_{es}$  : 各層の形状特性係数 ( $F_{es}=1.00$ )

$Q_{ud}$  : 標準せん断力係数の割増しを行い算定した当該部分に作用する  
水平地震力 (t)

$n$  : 重要度に応じた係数 ( $n=1.0$ )

$Z$  : 地震地域係数 ( $Z=1.0$ )

$C_I$  : せん断力係数

$W_I$  : 当該部分が支える重量 (t)

$R_t$  : 振動特性係数 ( $R_t=0.8$ )

$A_i$  : せん断力係数の高さ方向の分布係数で、建屋—地盤連成モデル  
の固有値を用いたモーダル解析法 (2乗和平方根法) により求める。

$C_0$  : 割増した標準せん断力係数

各数値は第3号機工事計画認可申請書申請時の値を採用する。計算結果を表6.3.4-4に示す。単位はSI単位に換算する。

表 6.3.4-4 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力算定表

方向	階数	$D_s$	$F_{es}$	$Q_{ud} [\times 10^3 \text{kN}]$	$Q_{un} [\times 10^3 \text{kN}]$
NS 方向	3F	0.55	1.00	206.02	113.31
	2F			381.28	209.70
	1F			502.10	276.16
	地下 1F			635.12	349.32
	地下 2F			798.81	439.35
	地下 3F			922.56	507.41
	地下 4F			993.84	546.61
EW 方向	3F	0.55	1.00	231.12	127.12
	2F			414.54	228.00
	1F			536.02	294.81
	地下 1F			667.89	367.34
	地下 2F			836.58	460.12
	地下 3F			962.75	529.51
	地下 4F			1,036.00	569.80

c. 保有水平耐力の算定

保有水平耐力 (Qu) の計算方法は、耐震壁のせん断強度と曲げ強度より求まる曲げ降伏時のせん断力のうち、いずれか小さい方とする。

せん断強度と曲げ降伏時のせん断力は以下の計算式により算出する。

(a) せん断強度

$$Q_{su} = \tau_u \cdot A_e$$

$$\tau_u = \{1 - \tau_s / (4.5 \cdot \sqrt{F_c})\} \cdot \tau_o + \tau_s \cdot (\tau_s \leq 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$= 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \quad (\tau_s > 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$\tau_o = \{3 - 1.8 \cdot M / (Q \cdot d)\} \cdot \sqrt{F_c}$$

$$\tau_s = (p_v + p_h) \cdot s \sigma_y / 2 + \sigma_v / 2$$

$Q_{su}$  : せん断強度 (kg)

$A_e$  : 耐震壁の有効せん断断面積 (cm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$M / (Q \cdot d)$  : せん断スパン比 (1.0 以上の時は 1.0 とする。)

$s \sigma_y$  : 鉄筋の材料強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$p_v$  : 縦筋比

$p_h$  : 横筋比

(b) 曲げ降伏時のせん断力

$$Q_{mu} = Q \cdot \frac{M_u}{M}$$

$Q_{mu}$  : 全塑性モーメント時のせん断力 (kg)

$M_u$  : 全塑性モーメント (kg・cm)

$Q$  : 設計用地震力によるせん断力 (kg)

$M$  : 設計用地震力による曲げモーメント (kg・cm)

各数値は第 3 号機工事計画認可申請書申請時の値を採用する。計算結果を表 6.3.4-5 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6.3.4-5 保有水平耐力算定表

方向	階数	保有水平耐力 $Q_u$ [ $\times 10^3$ kN]
NS 方向	3F	190.26
	2F	380.17
	1F	562.56
	地下 1F	829.26
	地下 2F	1,050.61
	地下 3F	1,174.49
	地下 4F	1,166.79
EW 方向	3F	178.76
	2F	359.78
	1F	534.78
	地下 1F	996.08
	地下 2F	1,175.88
	地下 3F	1,355.47
	地下 4F	1,330.67

(4) 評価結果

評価結果を表 6.3.4-6 に示す。

NS 方向及び EW 方向すべての階で  $Q_u/Q_{un}$  が評価基準値を上回ることから、本建屋は基準地震動  $S_s$  に対して倒壊しないことを確認した。

表 6.3.4-6 評価結果一覧表

方向	階数	基準地震動 $S_s$ 時に対応する必要保有水平耐力 $Q_{un}[\times 10^3\text{kN}]$	保有水平耐力 $Q_u[\times 10^3\text{kN}]$	$Q_u/Q_{un}$
NS 方向	3F	113.31	190.26	<u>1.68</u>
	2F	209.70	380.17	1.81
	1F	276.16	562.56	2.04
	地下 1F	349.32	829.26	2.37
	地下 2F	439.35	1,050.61	2.39
	地下 3F	507.41	1,174.49	2.31
	地下 4F	546.61	1,166.79	2.13
EW 方向	3F	127.12	178.76	<u>1.41</u>
	2F	228.00	359.78	1.58
	1F	294.81	534.78	1.81
	地下 1F	367.34	996.08	2.71
	地下 2F	460.12	1,175.88	2.56
	地下 3F	529.51	1,355.47	2.56
	地下 4F	569.80	1,330.67	2.34

(注)：下線は各方向の最小値

(5) まとめ

アクセスルートへの影響の観点からは、以下のように評価する。

女川原子力発電所の第 3 号機サービス建屋に対し、保有水平耐力計算を基に検討をした結果、基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であり、基準地震動  $S_s$  に対し本建屋が倒壊せず、アクセスルートへの影響がないことを確認した。

### 6.3.5 第3号機タービン建屋の耐震性評価

#### (1) 目的

第3号機タービン建屋に対し、基準地震動S s 7波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

#### (2) 建屋概要

建屋概要を表 6.3.5-1 に、平面図を図 6.3.5-1、断面図を図 6.3.5-2 に示す。

表 6.3.5-1 建屋概要

構造	鉄筋コンクリート造
階数	地上2階，地下3階
基礎構造	直接基礎
平面形状	97.66m(NS方向)×60.76m(EW方向)
高さ	地上高さ24.47m
竣工日	平成13年6月20日

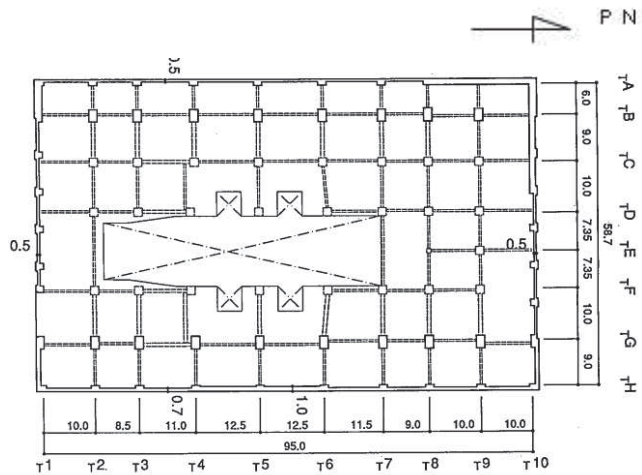


図 6.3.5-1 平面図 (1階)

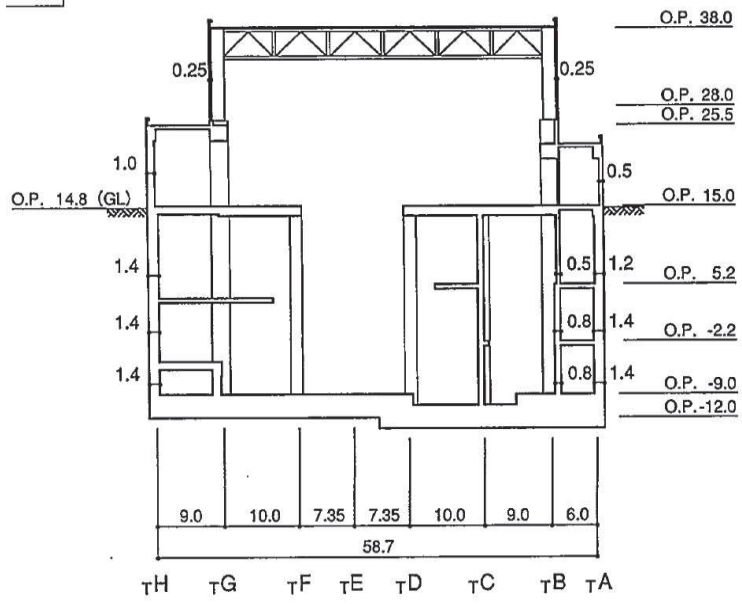


图 6.3.5-2 断面图



(3) 検討内容

a. 検討方針

基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する。

(a) 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力  $Q_{un}$

基準地震動  $S_s$  の加速度応答スペクトルにより建屋の1次固有周期に対応する応答加速度を求めて、標準せん断力係数 (1.0) を割増して計算した必要保有水平耐力とする。算定フローを図 6.3.5-3 に示す。

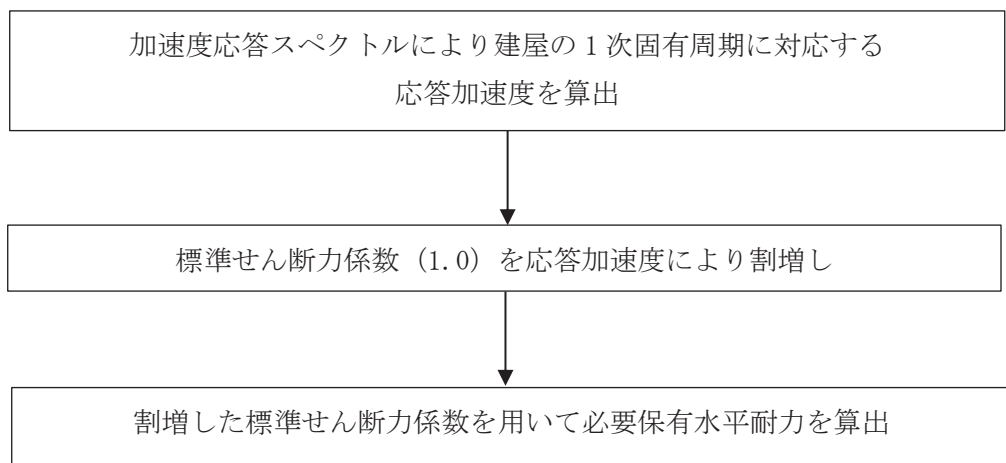


図 6.3.5-3 算定フロー

(b) 保有水平耐力  $Q_u$

保有水平耐力は、各層の個々の耐震壁の保有水平耐力を加え合わせたものとする。

(c) 検討用地震動

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動  $S_s$  7 波とする。

- ① 基準地震動  $S_s - D 1$
- ② 基準地震動  $S_s - D 2$
- ③ 基準地震動  $S_s - D 3$
- ④ 基準地震動  $S_s - F 1$
- ⑤ 基準地震動  $S_s - F 2$
- ⑥ 基準地震動  $S_s - F 3$
- ⑦ 基準地震動  $S_s - N 1$

(d) 評価基準値

本建屋の評価基準値を表 6.3.5-2 に示す。

評価基準値は保有水平耐力を基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力で除した値が 1.00 を上回っていることを確認する。

表 6.3.5-2 評価基準値

部位	評価基準値
上部構造	1.00 以上

b. 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力  $Q_{un}$

(a) 応答加速度による標準せん断力係数の割増し

基準地震動  $S_s$  7 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図 6.3.5-4 に示す。基礎下岩盤及び設置レベルが解放基盤と差がない（第 3 号機タービン建屋基礎下レベル 0.P. -12.0m, 解放基盤レベル 0.P. -14.1m）ことから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。また、減衰定数は鉄筋コンクリート造建屋のため 5% を採用する。

本建屋の 1 次固有周期は NS 方向が 0.228 秒, EW 方向が 0.277 秒である。その周期の応答加速度は, NS 方向が最大 1,573Gal であり, 標準せん断力係数の割増しは 1.60, EW 方向が最大 1,404Gal であり, 標準せん断力係数の割増しは 1.43 となる。割増した標準せん断力係数を用いて算出した, 当該部分に作用する水平地震力を表 6.3.5-3 に示す。なお, 標準せん断力係数割増し前の当該部分に作用する水平地震力は第 3 号機工事計画認可申請書申請時の値を基に屋上ブロック撤去を反映した値を SI 単位に換算する。

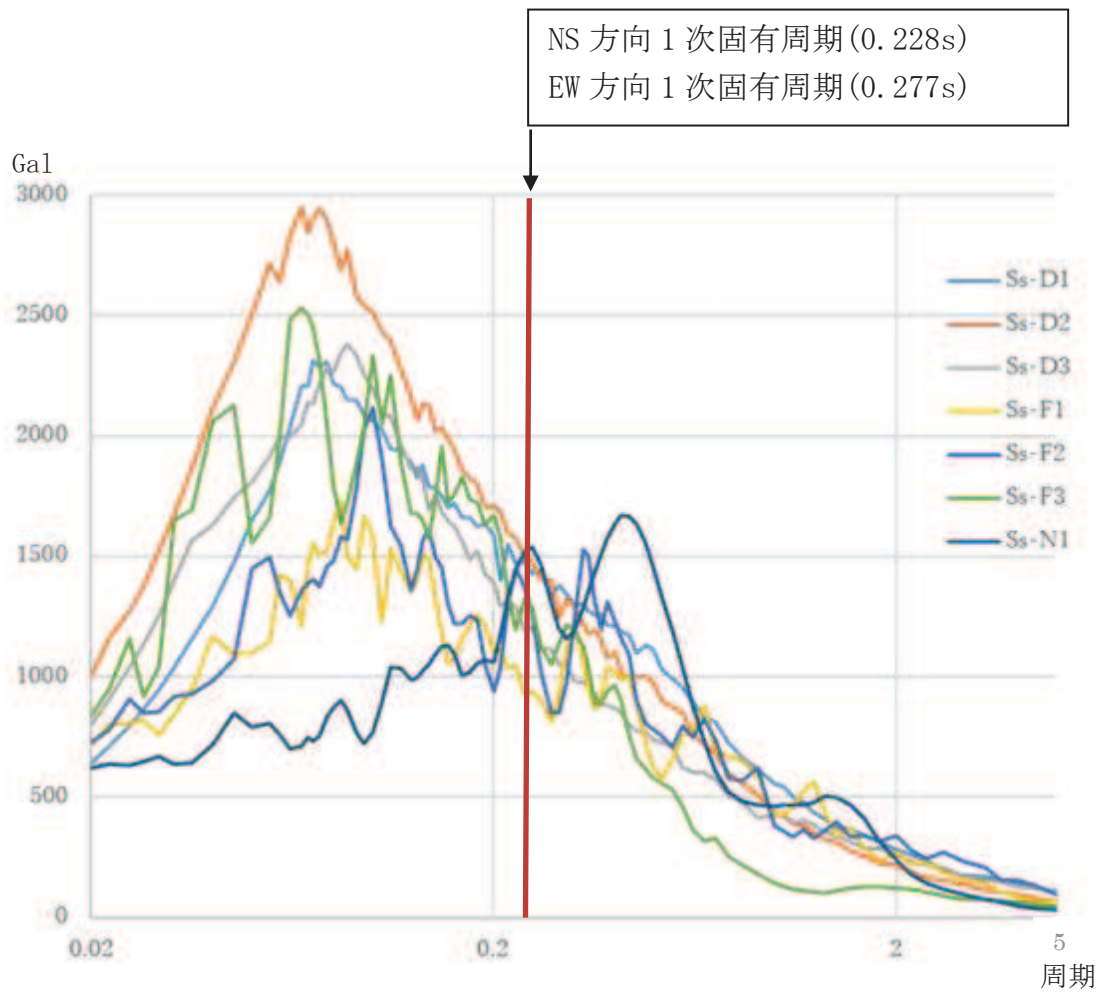


図 6.3.5-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.05)

表 6.3.5-3 当該部分に作用する水平地震力一覧表

方向	階数	標準せん断力 係数割増し前の 水平地震力 [ $\times 10^3$ kN]	標準せん断力 係数割増し値	標準せん断力 係数割増し後の 水平地震力 [ $\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	122.95	1.60	196.72
	中 2F	161.57		258.51
	1F	319.08		510.53
	地下 1F	591.32		946.10
	地下 2F	786.52		1,258.43
	地下 3F	878.76		1,406.01
EW 方向	クレーン	120.71	1.43	172.62
	中 2F	168.87		241.49
	1F	359.52		514.11
	地下 1F	619.24		885.52
	地下 2F	795.38		1,137.40
	地下 3F	878.76		1,256.62

(b) 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力

基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力 ( $Q_{un}$ ) は以下の計算式による。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \cdot Z \cdot C_I \cdot W_I$$

$$C_I = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

$Q_{un}$  : 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力 (t)

$D_s$  : 各層の構造特性係数 ( $D_s=0.55$ )

$F_{es}$  : 各層の形状特性係数 ( $F_{es}=1.00$ )

$Q_{ud}$  : 標準せん断力係数の割増しを行い算定した当該部分に作用する  
水平地震力 (t)

$n$  : 重要度に応じた係数 ( $n=1.0$ )

$Z$  : 地震地域係数 ( $Z=1.0$ )

$C_I$  : せん断力係数

$W_I$  : 当該部分が支える重量 (t)

$R_t$  : 振動特性係数 ( $R_t=0.8$ )

$A_i$  : せん断力係数の高さ方向の分布係数で、建屋—地盤連成モデル  
の固有値を用いたモーダル解析法 (2乗和平方根法) により求める。

$C_0$  : 割増した標準せん断力係数

各数値は第3号機工事計画認可申請書申請時の値を基に屋上ブロック撤去を反映した値とする。計算結果を表 6.3.5-4 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6.3.5-4 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力算定表

方向	階数	Ds	Fes	Qud[×10 <sup>3</sup> kN]	Qun[×10 <sup>3</sup> kN]
NS 方向	クレーン	0.55	1.00	196.72	108.20
	中 2F			258.51	142.18
	1F			510.53	280.79
	地下 1F			946.10	520.36
	地下 2F			1,258.43	692.14
	地下 3F			1,406.01	773.31
EW 方向	クレーン	0.55	1.00	172.62	94.94
	中 2F			241.49	132.82
	1F			514.11	282.76
	地下 1F			885.52	487.04
	地下 2F			1,137.40	625.57
	地下 3F			1,256.62	691.14

c. 保有水平耐力の算定

保有水平耐力 (Qu) の計算方法は、耐震壁のせん断強度と曲げ強度より求まる曲げ降伏時のせん断力のうち、いずれか小さい方とする。

せん断強度と曲げ降伏時のせん断力は以下の計算式により算出する。

(a) せん断強度

外周部耐震壁のせん断強度については、「原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 1 0-1991 追補版)」に基づき、以下の式より算出している。

$$Q_{su} = \tau_u \cdot A_e$$

$$\tau_u = \begin{cases} \{1 - \tau_s / (4.5 \cdot \sqrt{F_c})\} \cdot \tau_o + \tau_s & (\tau_s \leq 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \text{の時}) \\ 4.5 \cdot \sqrt{F_c} & (\tau_s > 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \text{の時}) \end{cases}$$

$$\tau_o = \{3 - 1.8 \cdot M / (Q \cdot D)\} \cdot \sqrt{F_c}$$

$$\tau_s = (p_v + p_h) \cdot s \sigma_y / 2 + \sigma_v / 2$$

$Q_{su}$  : せん断強度 (kg)

$A_e$  : 耐震壁の有効せん断断面積 (cm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$M / (Q \cdot D)$  : せん断スパン比 (1.0 以上の時は 1.0 とする。)

$s \sigma_y$  : 鉄筋の材料強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$p_v$  : 縦筋比

$p_h$  : 横筋比

ボックス壁ではない外周部耐震壁以外の耐震壁については、「保有水平耐力の計算方法（平成19年5月18日国交省告示594号第四）」に基づき、以下の式より算出している。

$$Q_{su} = \left[ \frac{0.068 \cdot p_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 180)}{\sqrt{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12}} + 2.7 \cdot \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \cdot \sigma_o} \right] \cdot A_e$$

- $Q_{su}$  : せん断強度 (kg)  
 $M / (Q \cdot d)$  : せん断スパン比 (0.4以上の時は0.4とする。)  
 $p_{te}$  : 等価引張主筋比  
 $F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{wh}$  : 水平せん断補強筋の材料強度 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $p_{wh}$  : 水平せん断補強筋比  
 $\sigma_o$  : 全断面積に対する平均軸方向応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $A_e$  : 耐震壁の有効せん断断面積 (cm<sup>2</sup>)

(b) 曲げ降伏時のせん断力

$$Q_{\mu} = Q \cdot \frac{M_{\mu}}{M}$$

- $Q_{\mu}$  : 全塑性モーメント時のせん断力 (kg)  
 $M_{\mu}$  : 全塑性モーメント (kg・cm)  
 $Q$  : 設計用地震力によるせん断力 (kg)  
 $M$  : 設計用地震力による曲げモーメント (kg・cm)

各数値は第3号機工事計画認可申請書申請時の値を採用する。計算結果を表6.3.5-5に示す。単位はSI単位に換算する。



表 6.3.5-5 保有水平耐力算定表

方向	階数	保有水平耐力 $Q_u$ [ $\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	190.90
	中 2F	208.97
	1F	615.12
	地下 1F	1,409.63
	地下 2F	1,856.50
	地下 3F	2,168.58
EW 方向	クレーン	141.76
	中 2F	142.23
	1F	378.01
	地下 1F	1,181.57
	地下 2F	1,508.08
	地下 3F	1,597.07

(4) 評価結果

評価結果を表 6.3.5-6 に示す。

NS 方向及び EW 方向すべての階で  $Q_u/Q_{un}$  が評価基準値を上回ることから、本建屋は基準地震動  $S_s$  に対して倒壊しないことを確認した。

表 6.3.5-6 評価結果一覧表

方向	階数	基準地震動 $S_s$ 時に対応する必要保有水平耐力 $Q_{un}[\times 10^3\text{kN}]$	保有水平耐力 $Q_u[\times 10^3\text{kN}]$	$Q_u/Q_{un}$
NS 方向	クレーン	108.20	190.90	1.76
	中 2F	142.18	208.97	<u>1.47</u>
	1F	280.79	615.12	2.19
	地下 1F	520.36	1,409.63	2.71
	地下 2F	692.14	1,856.50	2.68
	地下 3F	773.31	2,168.58	2.80
EW 方向	クレーン	94.94	141.76	1.49
	中 2F	132.82	142.23	<u>1.07</u>
	1F	282.76	378.01	1.34
	地下 1F	487.04	1,181.57	2.43
	地下 2F	625.57	1,508.08	2.41
	地下 3F	691.14	1,597.07	2.31

(注)：下線は各方向の最小値

(5) まとめ

アクセスルートへの影響の観点からは、以下のように評価する。

女川原子力発電所の第 3 号機タービン建屋に対し、保有水平耐力計算を基に検討をした結果、基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であり、基準地震動  $S_s$  に対し本建屋が倒壊せず、アクセスルートへの影響がないことを確認した。

### 6.3.6 事務本館／事務別館の耐震性評価

#### (1) 目的

事務本館／事務別館に対し、基準地震動 S s 7 波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

#### (2) 建屋概要

建屋概要を表 6.3.6-1 に、平面図と立面図を図 6.3.6-1 に示す。各々の建屋は、エキスパンションジョイントにより構造的に分割されている。各建屋は、外付け鉄骨ブレース（一部鉄筋コンクリート壁増打）による耐震補強が行われている。

表 6.3.6-1 建屋概要

建屋名	事務本館	事務別館
構造	RC 造	柱 SRC 造，梁 S 造
階数	地上 4 階，塔屋 1 階	地上 4 階，塔屋 2 階
基礎構造	直接基礎	直接基礎
平面形状 (X 方向×Y 方向)	45.80m×23.15m	39.19m×20.19m
高さ	地上高さ 20.80m	地上高さ 24.50m
竣工日	昭和 57 年 2 月 22 日 平成元年 5 月 16 日（増築部）	平成 5 年 11 月 11 日

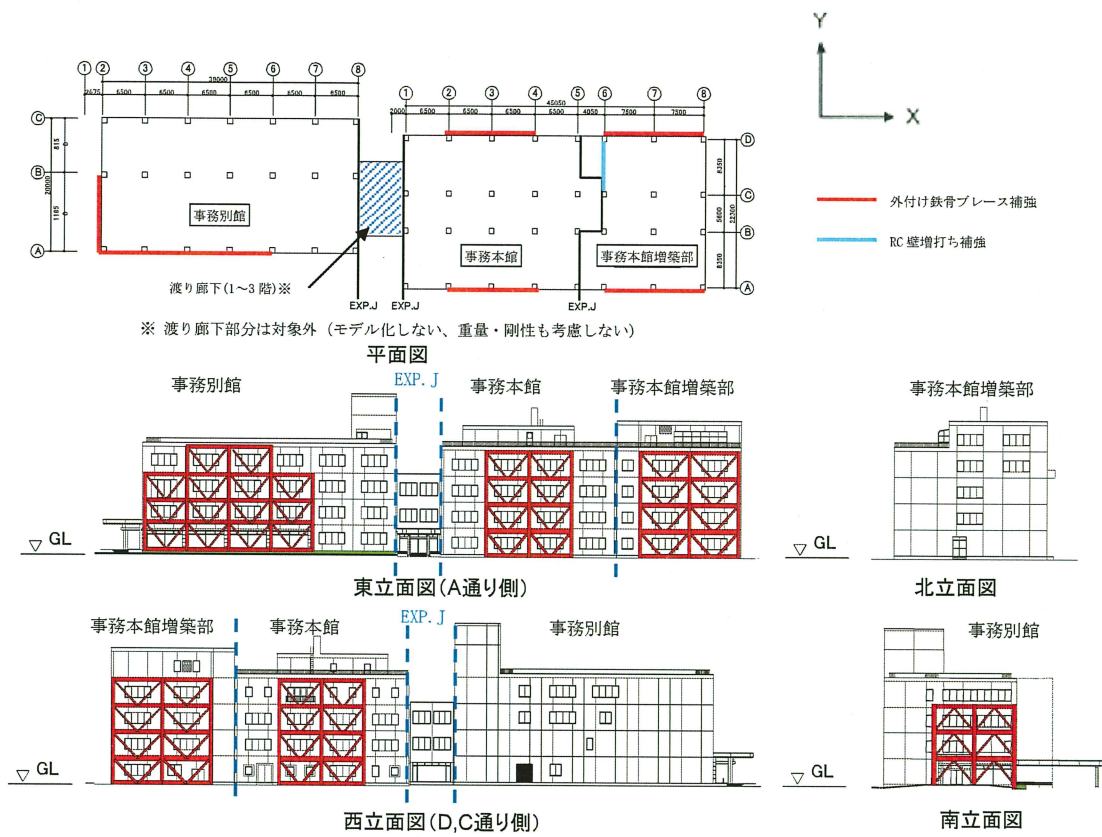


図 6.3.6-1 平面図・立面図

(3) 検討内容

a. 検討方針

耐震壁付き鉄筋コンクリート造ラーメン構造である事務本館，耐震壁付き鉄骨鉄筋コンクリート造ラーメン構造（一部鉄骨造梁）である事務別館について，地震応答解析を実施し，上部構造に対する応答について検討を実施する。

本検討では，事務本館と事務別館をつなぐ渡り廊下部分は検討対象外とする。

地震応答解析に用いる検討用地震動は，基準地震動 S s 7 波とする。

- ① 基準地震動 S s - D 1
- ② 基準地震動 S s - D 2
- ③ 基準地震動 S s - D 3
- ④ 基準地震動 S s - F 1
- ⑤ 基準地震動 S s - F 2
- ⑥ 基準地震動 S s - F 3
- ⑦ 基準地震動 S s - N 1

また，X方向，Y方向とも片面のみ補強を行っており，ねじれの影響が懸念される事務別館を代表として，ねじれの影響について検討を実施する。

本建屋の評価基準値を表 6.3.6-2 に示す。

評価基準値は鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針において，安全限界状態とされる層間変形角値である 1/75 とする。

表 6.3.6-2 評価基準値

部位	項目	評価基準値
上部構造	層間変形角	1/75 以下

b. 解析モデル  
 (a) 初期剛性

解析モデルと初期剛性に関する諸元を図 6.3.6-2～図 6.3.6-4 に示す。



<事務本館>

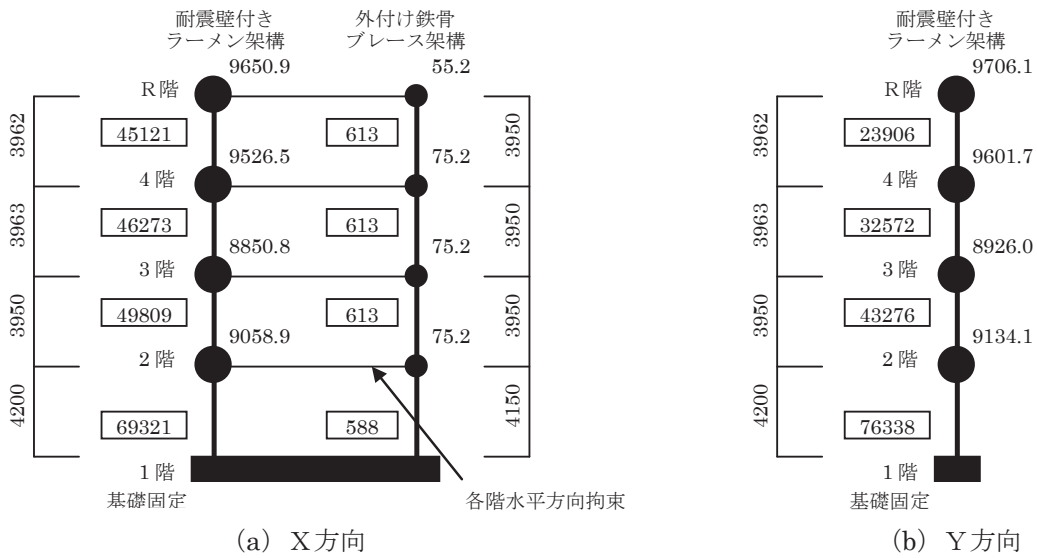


図 6.3.6-2 事務本館 解析モデル諸元

<事務本館増築部>

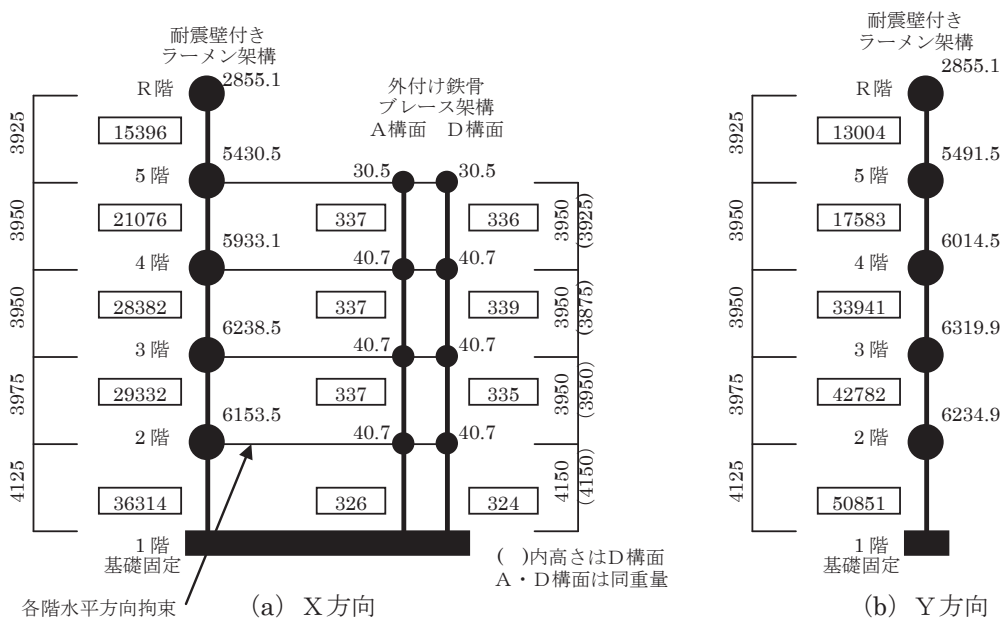


図 6.3.6-3 事務本館増築部 解析モデル諸元

<事務別館>

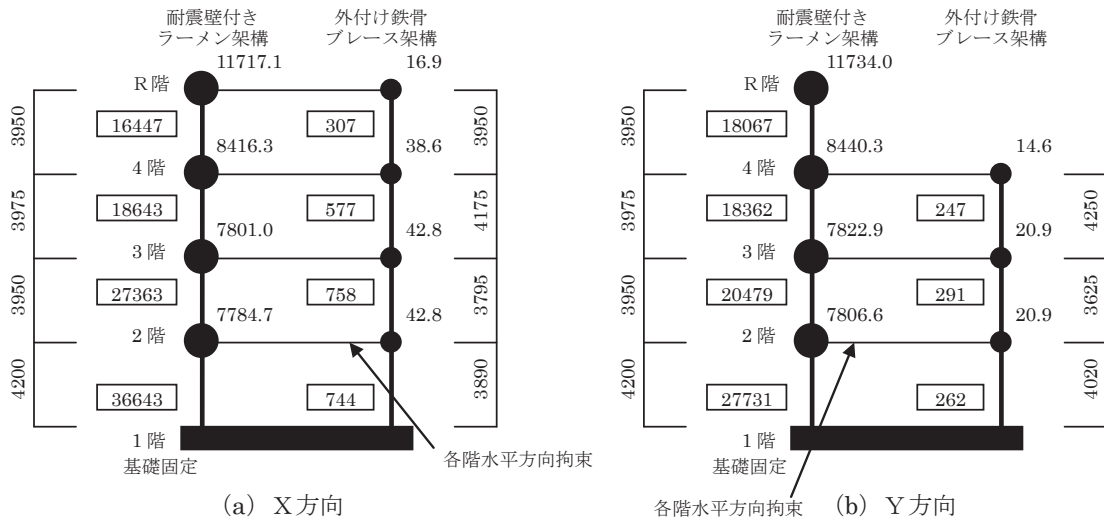


図 6.3.6-4 事務別館 解析モデル諸元

(b) 履歴特性・減衰特性

耐震壁付きラーメン架構の履歴特性は、最大点指向型を仮定する。また、外付け鉄骨ブレース架構の履歴特性は、K型ブレース（梁が弱い場合）のため完全弾塑性型と最大点指向バイリニア型の混合された履歴特性を仮定する。耐震壁付きラーメン架構の履歴特性を図 6.3.6-5 に、外付け鉄骨ブレース架構の履歴特性を図 6.3.6-6 に示す。

建屋の減衰特性はひずみエネルギー比例減衰とし、減衰定数は耐震壁付きラーメン架構を 5%，外付け鉄骨ブレース架構を 2%とする。

イ. 耐震壁付きラーメン架構

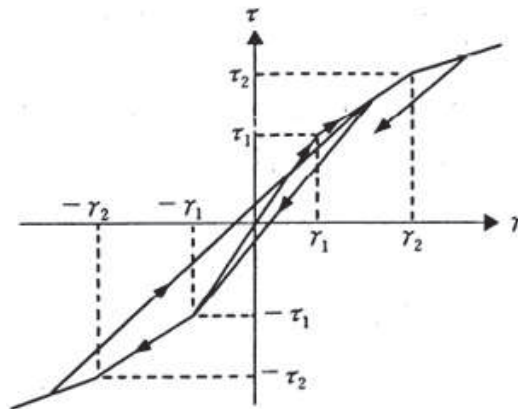


図 6.3.6-5 耐震壁付きラーメン架構の履歴特性（最大点指向型）

ロ. 外付け鉄骨ブレース架構

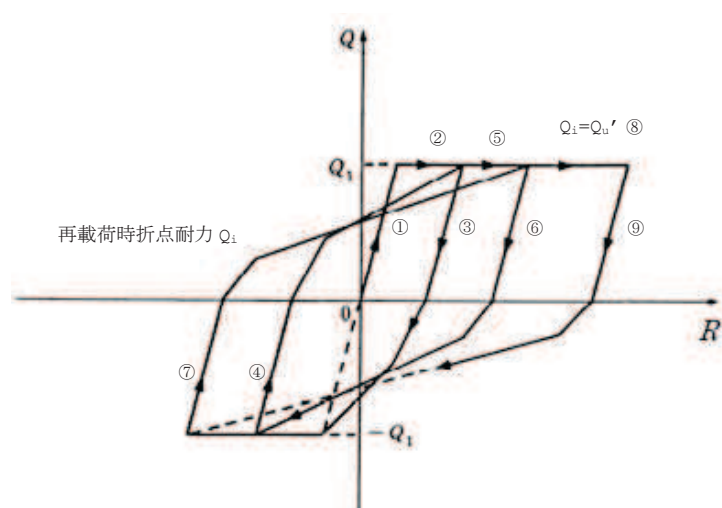


図 6.3.6-6 外付け鉄骨ブレース架構の履歴特性  
(完全弾塑性型+最大点指向バイリニア型)



(c) 各階のせん断スケルトンの設定

イ. 耐震壁付きラーメン架構

耐震壁付きラーメン架構（RC造，SRC造，一部S造梁部を含む。）の荷重－変形関係（スケルトン数値表）は，一貫計算プログラム Super Build/SS2-SRC (Ver2.95) による荷重増分解析により算定する。

スケルトンの算定結果として，事務本館を表 6.3.6-3 に，事務本館増築部を表 6.3.6-4 に，事務別館を表 6.3.6-5 に示す。

表 6. 3. 6-3 耐震壁付きラーメン架構のスケルトン数値表（事務本館）

○ X方向

	4階		3階		2階		1階	
	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)
$(\gamma_1, Q_1)$	5.048E-05	2264000	8.075E-05	3714000	9.620E-05	4763000	8.095E-05	5578000
$(\gamma_2, Q_2)$	2.322E-04	8890000	1.052E-03	14413000	1.354E-03	18161000	1.150E-03	21952000
$(\gamma_3, Q_3)$	4.000E-03	30911719	4.000E-03	15154299	4.000E-03	19165562	4.000E-03	22909523

○ Y方向

	4階		3階		2階		1階	
	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)
$(\gamma_1, Q_1)$	1.111E-04	2639000	1.337E-04	4330000	1.291E-04	5554000	8.571E-05	6504000
$(\gamma_2, Q_2)$	1.239E-03	11713000	1.312E-03	16594000	1.299E-03	22028000	1.300E-03	31703000
$(\gamma_3, Q_3)$	4.000E-03	13367702	4.000E-03	19997767	4.000E-03	26082447	4.000E-03	34236486

表 6. 3. 6-4 耐震壁付きラーメン架構のスケルトン数値表（事務本館増築部）

○ X方向

	5階		4階		3階		2階		1階	
	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)
$(\gamma_1, Q_1)$	9.172E-05	1333000	9.620E-05	1914000	1.038E-04	2781000	1.258E-04	3483000	1.164E-04	3989000
$(\gamma_2, Q_2)$	2.650E-04	3787000	2.608E-04	4146000	1.248E-03	9806000	1.703E-03	11936000	1.617E-03	13720000
$(\gamma_3, Q_3)$	4.000E-03	39888420	4.000E-03	16864016	4.000E-03	10393090	4.000E-03	12556124	4.000E-03	14426342

○ Y方向

	5階		4階		3階		2階		1階	
	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)
$(\gamma_1, Q_1)$	1.478E-04	1814000	2.354E-04	3908000	1.772E-04	5678000	1.761E-04	7112000	1.697E-04	8146000
$(\gamma_2, Q_2)$	5.427E-04	4621000	7.190E-04	7200000	6.152E-04	12451000	5.937E-04	14039000	1.833E-03	22615000
$(\gamma_3, Q_3)$	4.000E-03	8919331	4.000E-03	15057795	4.000E-03	22918698	4.000E-03	28875468	4.000E-03	24873585

表 6. 3. 6-5 耐震壁付きラーメン架構のスケルトン数値表（事務別館）

○ X方向

	4階		3階		2階		1階	
	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)
$(\gamma_1, Q_1)$	1.823E-04	2908000	1.685E-04	3048000	1.418E-04	3763000	1.214E-04	4316000
$(\gamma_2, Q_2)$	1.514E-03	11313000	1.625E-03	11642000	1.625E-03	14546000	1.271E-03	17310000
$(\gamma_3, Q_3)$	4.000E-03	14093464	4.000E-03	14468376	4.000E-03	17869809	4.000E-03	20933407

○ Y方向

	4階		3階		2階		1階	
	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)
$(\gamma_1, Q_1)$	2.684E-04	4703000	2.767E-04	4929000	3.063E-04	6085000	2.595E-04	6981000
$(\gamma_2, Q_2)$	1.587E-03	10176000	1.630E-03	10444000	1.795E-03	12026000	1.714E-03	14687000
$(\gamma_3, Q_3)$	4.000E-03	12675499	4.000E-03	12843929	4.000E-03	14650274	4.000E-03	17238955

ロ. 外付け鉄骨ブレース架構

外付け鉄骨ブレース架構の復元力特性は、「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 1 0-1991 追補版）」「4.3 鉄骨架構の復元力特性の評価法」に基づき設定する。

本建屋の外付け鉄骨ブレース架構は、K型ブレースであり、「b. 梁が弱い場合」として復元力特性を設定する。

全体のスケルトンカーブ、完全弾塑性型と最大点指向型のスケルトン分離は、「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 1 0-1991 追補版）」「4.3 鉄骨架構の復元力特性の評価法」に基づき設定する。

スケルトンの算定結果として、事務本館を表 6.3.6-6 に、事務本館増築部を表 6.3.6-7 に、事務別館を表 6.3.6-8 に示す。

表 6.3.6-6 外付け鉄骨ブレース架構のスケルトン数値表（事務本館）

○ X方向

	4階		3階		2階		1階	
	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)
$(\gamma_1, Q_1)$	1.708E-03	8272000	1.708E-03	8272000	1.708E-03	8272000	1.692E-03	7858000
$(\gamma_2, Q_2)$	4.000E-03	287101226812	4.000E-03	287101226812	4.000E-03	287101226812	4.000E-03	246798461211

表 6.3.6-7 外付け鉄骨ブレース架構のスケルトン数値表（事務本館増築部）

○ X方向(A構面)

	4階		3階		2階		1階	
	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)
$(\gamma_1, Q_1)$	1.572E-03	4186000	1.572E-03	4186000	1.572E-03	4186000	1.548E-03	3987000
$(\gamma_2, Q_2)$	4.000E-03	114330157674	4.000E-03	114330157674	4.000E-03	114330157674	4.000E-03	98127850049

○ X方向(D構面)

	4階		3階		2階		1階	
	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)
$(\gamma_1, Q_1)$	1.586E-03	4211000	1.593E-03	4266000	1.581E-03	4184000	1.557E-03	3985000
$(\gamma_2, Q_2)$	4.000E-03	118803969679	4.000E-03	123769146195	4.000E-03	116368327045	4.000E-03	100071944549

表 6.3.6-8 外付け鉄骨ブレース架構のスケルトン数値表（事務別館）

○ X方向

	4階		3階		2階		1階	
	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)
$(\gamma_1, Q_1)$	1.705E-03	4136000	1.653E-03	7537000	1.744E-03	10444000	1.735E-03	10200000
$(\gamma_2, Q_2)$	4.000E-03	143582103075	4.000E-03	198271853910	4.000E-03	509754169583	4.000E-03	473363011097

○ Y方向

	3階		2階		1階	
	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)	$\gamma$	Q(N)
$(\gamma_1, Q_1)$	1.904E-03	3715000	1.914E-03	4399000	1.906E-03	3946000
$(\gamma_2, Q_2)$	4.000E-03	141604591749	4.000E-03	228393647608	4.000E-03	168170055847

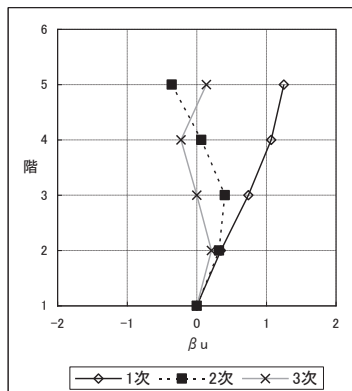
c. 固有値解析結果

X方向の固有周期と刺激係数を表 6.3.6-9 に示し、モード図を図 6.3.6-7 に示す。また、Y方向の固有周期と刺激係数を表 6.3.6-10 に示し、モード図を図 6.3.6-8 に示す。

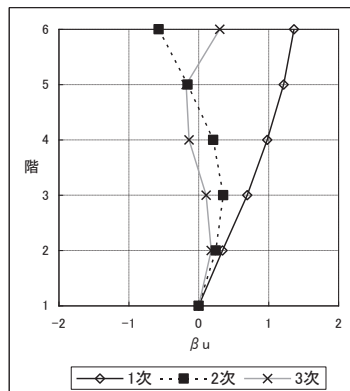
表 6.3.6-9 固有周期 (X方向)

次数	事務本館		事務本館増築部		事務別館	
	固有周期 (S)	刺激係数 <sup>※</sup>	固有周期 (S)	刺激係数 <sup>※</sup>	固有周期 (S)	刺激係数 <sup>※</sup>
1	0.146	1.252	0.169	1.364	0.208	1.257
2	0.051	0.404	0.066	0.571	0.076	0.475
3	0.034	0.226	0.044	0.301	0.049	0.281

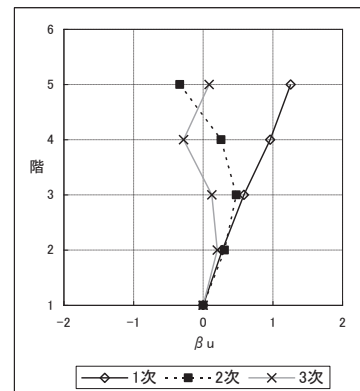
※ 最大値を1で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。



(a) 事務本館



(b) 事務本館増築部



(c) 事務別館

図 6.3.6-7 モード図 (X方向)

表 6.3.6-10 固有周期 (Y方向)

次数	事務本館		事務本館増築部		事務別館	
	固有周期 (S)	刺激係数 <sup>※</sup>	固有周期 (S)	刺激係数 <sup>※</sup>	固有周期 (S)	刺激係数 <sup>※</sup>
1	0.167	1.302	0.164	1.444	0.238	1.235
2	0.064	0.440	0.071	0.646	0.083	0.435
3	0.043	0.313	0.046	0.292	0.053	0.258

※ 最大値を1で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

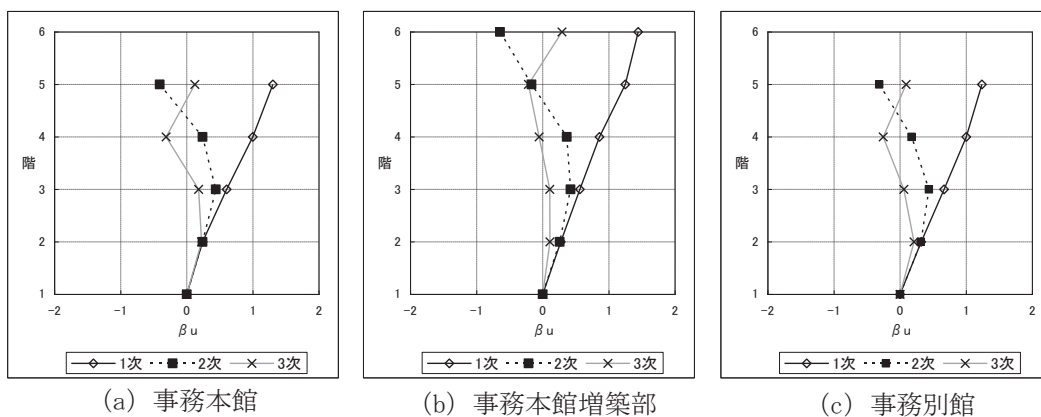


図 6.3.6-8 モード図 (Y方向)

d. 検討用地震動

検討用の地震動は基準地震動  $S_s - D1$  , 基準地震動  $S_s - D2$  , 基準地震動  $S_s - D3$  , 基準地震動  $S_s - F1$  , 基準地震動  $S_s - F2$  , 基準地震動  $S_s - F3$  及び基準地震動  $S_s - N1$  の7波とする。

事務本館／事務別館基礎下岩盤と解放基盤下岩盤は同等の岩盤であることから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。事務本館／事務別館配置図及び地質断面比較図を図 6.3.6-9 に示す。基準地震動  $S_s$  7 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図 6.3.6-10 に示す。また、減衰定数は耐震壁付きラーメン架構を 5% , 外付け鉄骨ブレース架構を 2% とする。

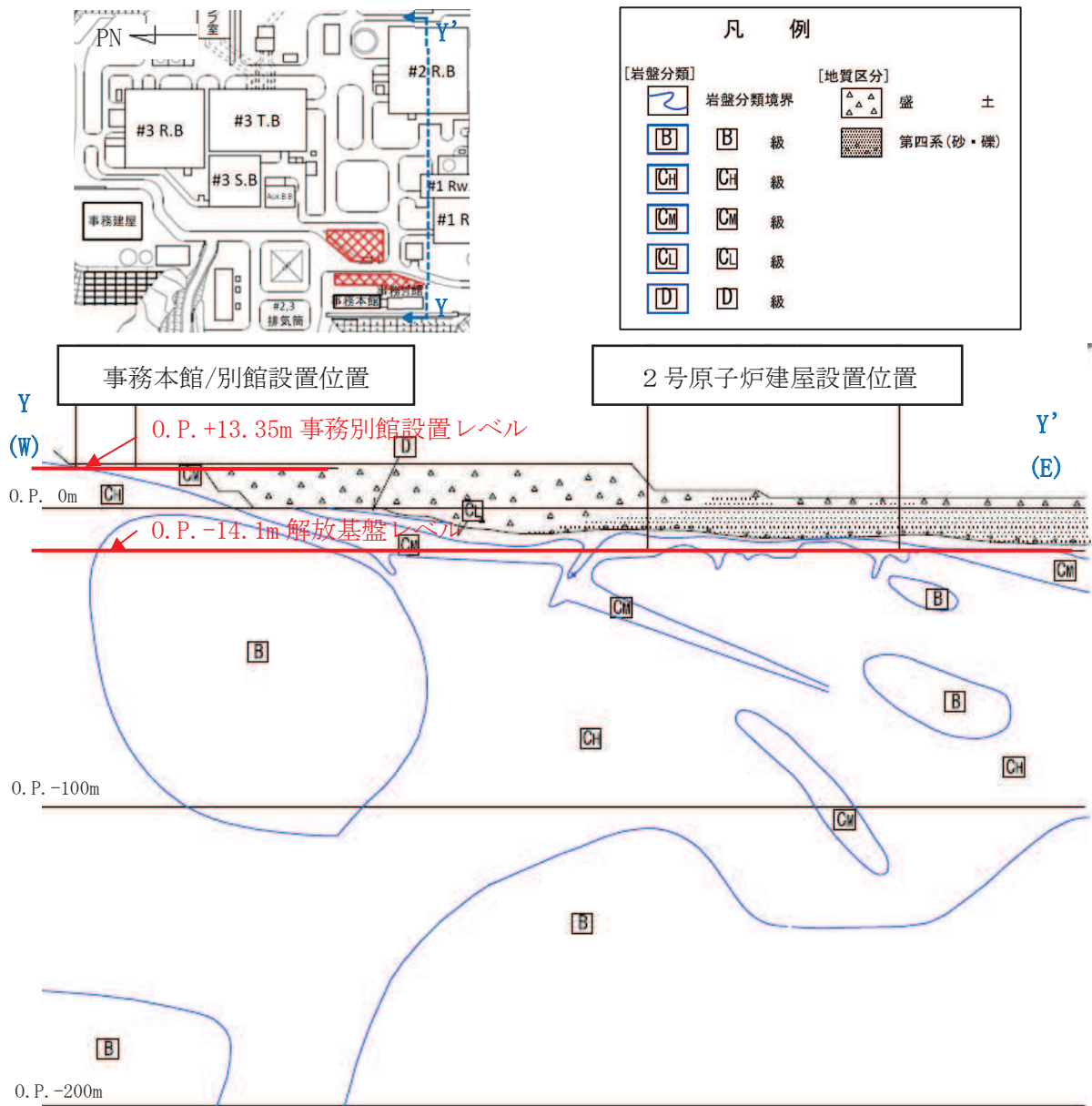


図 6.3.6-9 事務本館／事務別館配置図及び地質断面比較図

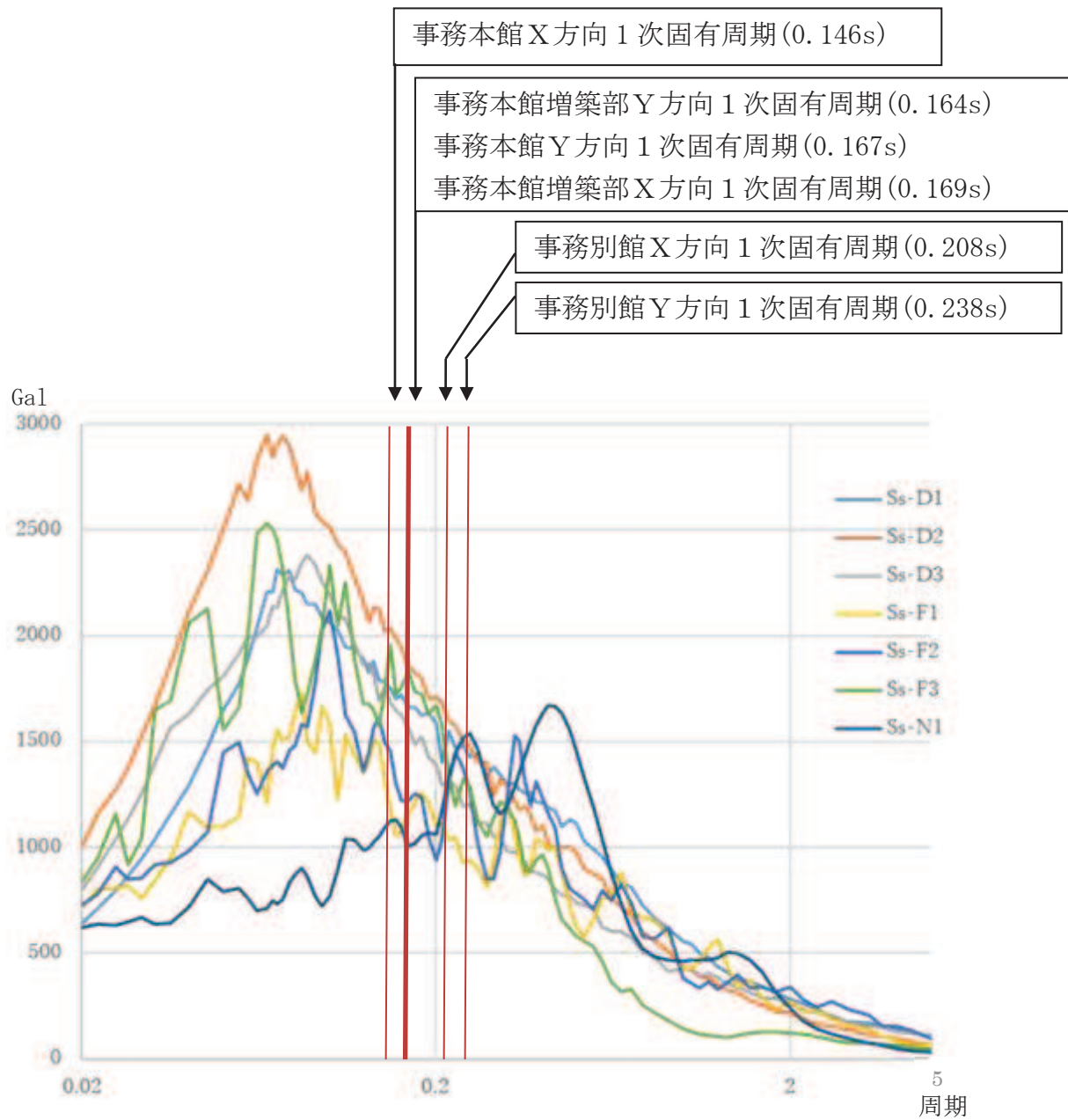


図 6.3.6-10 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.05)

e. 地震応答解析結果

各建屋の地震応答解析結果を表 6.3.6-11～表 6.3.6-13 に示す。

表 6.3.6-11 事務本館地震応答解析結果一覧表

○ X方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/2981	1/2278	1/3121	1/4258	1/3028	1/4873	1/3554
	3F	1/726	1/614	1/840	1/990	1/793	1/1118	1/822
	2F	1/423	1/472	1/659	1/810	1/598	1/729	1/533
	1F	1/398	1/465	1/652	1/873	1/670	1/638	<u>1/309</u>

○ Y方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/593	1/639	1/608	1/883	1/846	1/810	1/832
	3F	<u>1/263</u>	1/329	1/456	1/719	1/707	1/527	1/371
	2F	1/418	1/402	1/750	1/849	1/814	1/493	1/290
	1F	1/904	1/835	1/997	1/1147	1/1028	1/868	1/697

(注)：下線は各方向の最大層間変形角



表 6.3.6-12 事務本館増築部地震応答解析結果一覧表

○ X方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/3185	1/3011	1/3620	1/4252	1/3638	1/3563	1/3387
	4F	1/998	1/1105	1/1276	1/1487	1/1197	1/1260	1/1175
	3F	1/657	1/774	1/858	1/997	1/875	1/925	1/798
	2F	1/388	1/518	1/614	1/773	1/709	1/623	1/530
	1F	1/334	1/372	1/613	1/743	1/703	1/466	<u>1/244</u>

○ Y方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/1960	1/2076	1/1861	1/2627	1/2422	1/2142	1/3511
	4F	<u>1/383</u>	1/523	1/447	1/847	1/688	1/724	1/1061
	3F	1/488	1/777	1/957	1/1674	1/1177	1/1874	1/1045
	2F	1/465	1/603	1/842	1/1081	1/752	1/1642	1/546
	1F	1/494	1/548	1/704	1/755	1/613	1/812	1/527

(注)：下線は各方向の最大層間変形角

表 6. 3. 6-13 事務別館地震応答解析結果一覧表

○ X方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/611	1/576	1/737	1/900	1/837	1/787	1/729
	3F	<u>1/270</u>	1/345	1/585	1/652	1/619	1/595	1/378
	2F	1/452	1/485	1/614	1/681	1/680	1/602	1/507
	1F	1/495	1/469	1/584	1/733	1/702	1/504	1/346

○ Y方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/545	1/567	1/482	1/578	1/516	1/466	1/568
	3F	1/354	1/411	1/456	1/426	1/412	1/389	1/370
	2F	1/258	1/266	1/371	1/346	1/268	1/351	1/209
	1F	1/310	1/302	1/463	1/386	1/225	1/423	<u>1/162</u>

(注) : 下線は各方向の最大層間変形角

(4) まとめ

各建屋の最大応答層間変形角をまとめて表 6.3.6-14 及び表 6.3.6-15 に示す。

アクセスルート及び保管エリアへの影響の観点からは、以下のように評価する。

鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針において、安全限界状態とされる層間変形角は1/75である。各建屋の最大応答層間変形角はこの1/75を大幅に下回っており、建屋は倒壊しない。以上のことから、アクセスルート及び保管エリアへの影響はないことを確認した。

表 6.3.6-14 事務本館及び増築部最大応答層間変形角

○ X方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大応答層間変形角	1/244 (S s - N 1, 1F 増築部)	1/75

○ Y方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大応答層間変形角	1/263 (S s - D 1, 3F)	1/75

表 6.3.6-15 事務別館最大応答層間変形角

○ X方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大応答層間変形角	1/270 (S s - D 1, 3F)	1/75

○ Y方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大応答層間変形角	1/162 (S s - N 1, 1F)	1/75

(5) ねじれの検討

X, Y方向とも片面のみ補強を行い、ねじれの影響が懸念される事務別館について、ねじれの影響を検討する。

a. 検討方針

ねじれ応答の影響を詳細に確認するため、立体フレームモデルによる地震応答解析を行い、ねじれの影響を評価する。

図 6.3.6-11 に示す検討フローで建物の立体地震応答解析モデルを作成し、地震時の各フレームの層間変形角を評価し、偏心によるねじれの影響を検討する。

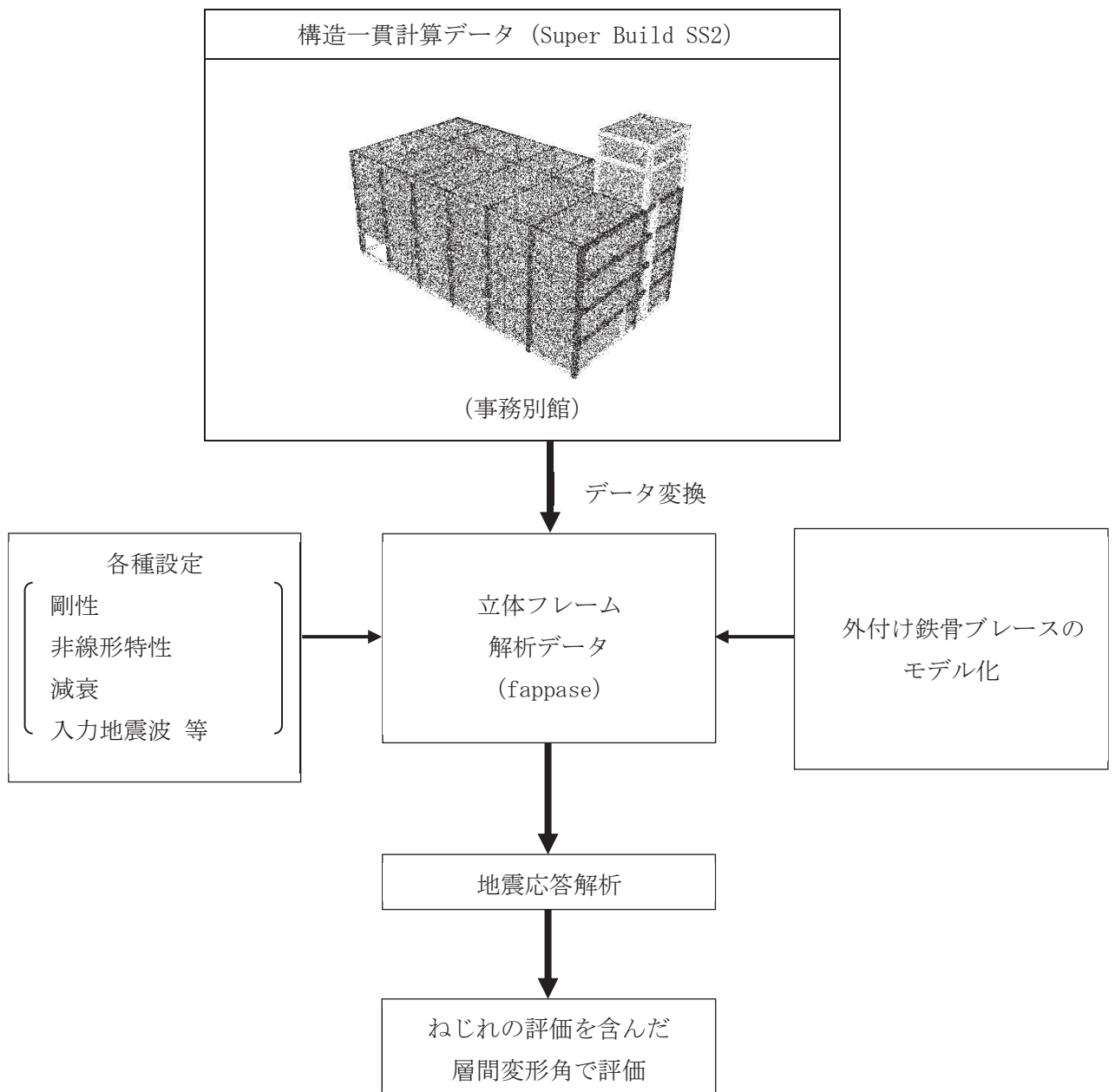


図 6.3.6-11 検討フロー

b. 解析モデル

(a) 節点座標

平面座標は柱芯位置に設け、立面座標は質点系モデル（図 6.3.6-4 参照）に合わせて設定する。

なお、事務別館の塔屋のモデル化は行わず、重量のみ R 階に考慮する。

(b) 材料定数

コンクリートの材料強度は、 $F_c=26\text{N/mm}^2$  である。コンクリート、鉄骨の材料定数は表 6.3.6-16 による。

表 6.3.6-16 材料定数

項目	コンクリート	鉄骨
ヤング係数 $E(\text{N/mm}^2)$	$2.328 \times 10^4$	$2.05 \times 10^5$
せん断弾性係数 $G(\text{N/mm}^2)$	$9.70 \times 10^3$	$7.9 \times 10^4$
ポアソン比	0.2	0.3

(c) 部材要素

部材要素の設定方法を図 6.3.6-12 に示す。

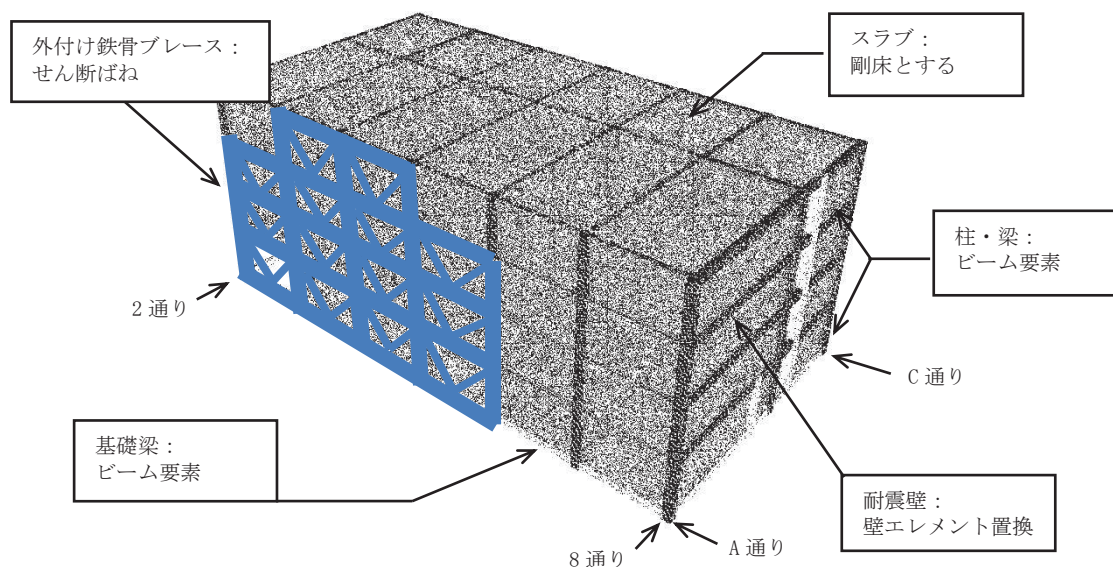


図 6.3.6-12 部材要素の設定

イ. 柱, 梁, 基礎梁

曲げ, せん断, 軸剛性及びねじれ剛性をもつビーム要素でモデル化を行う。

部材剛性(軸断面積, 断面2次モーメント)は, RC部材はコンクリート及び鉄筋を考慮し, SRC部材はコンクリート, 鉄筋及び鉄骨を考慮する。

ロ. 耐震壁

耐震壁は, 壁エレメント置換とし, 図6.3.6-13に示す。

- i. 壁柱: 曲げ, せん断及び軸剛性をもつビーム要素とする。
- ii. 付帯柱: 上記, 柱及び梁の項目で設定した柱部材に対して, 柱頭及び柱脚をピン接合とする。
- iii. 付帯梁: 上記, 柱及び梁の項目で設定した梁部材に対して, 曲げ, せん断及び軸剛性増大率を100倍とする。
- iv. 剛域: 両端ピンとした十分に剛なビーム要素とする。

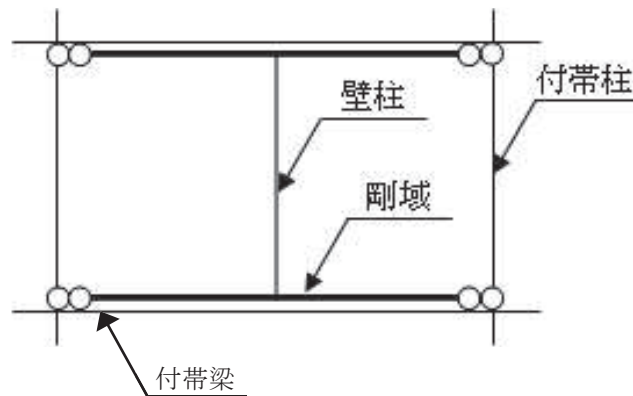


図6.3.6-13 耐震壁のエレメント置換

ハ. スラブ

要素としてのモデル化は行わず, 各階剛床仮定(面内方向に剛)とする。

ニ. 外付け鉄骨ブレース

質点系モデル(図6.3.6-4参照)で用いている外付け鉄骨ブレースの等価せん断剛性を, せん断ばねとしてモデル化し, 質点系モデルの全体のスケルトンカーブから, 完全弾塑性型スケルトンと最大点指向バイリニア型スケルトンに分離した値を設定する。両者への分配は「原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4610-1991 追補版)」「4.3 鉄骨架構の復元力特性の評価法」に基づき, ブレースの細長比, ブレースとRC部材の剛性比及び梁とブレースの強度比を考慮した係数Cによる分配率 $\beta_2$ から算定を行う。算定式を以下の通り示す。

$$C = \frac{1}{(\bar{\lambda}_e)^2} \cdot \frac{K_R}{K_1} \cdot \frac{N_y \cdot H \cdot \cos \theta}{{}_bM_p}$$

$C \leq 0.76$  のとき

$$\beta_2 = 0$$

$C > 0.76$  のとき

$$\beta_2 = 0.15 \cdot (C - 0.76) \quad \text{ただし } 0 \leq \beta_2 \leq 1.0$$

- $\bar{\lambda}_e$  : ブレースの一般化細長比
- $K_R$  : フレームの第 1 せん断剛性
- $K_1$  : K 型ブレース付き架構の第 1 せん断剛性
- $N_y$  : 引張ブレースの降伏軸力
- $H$  : 架構の階高
- ${}_bM_p$  : 構面内方向の梁の全塑性モーメント
- $\theta$  : ブレースと梁のなす角度

モデル化イメージを図 6.3.6-14 に示し、外付け鉄骨ブレースの非線形特性の設定を表 6.3.6-17 に示す。

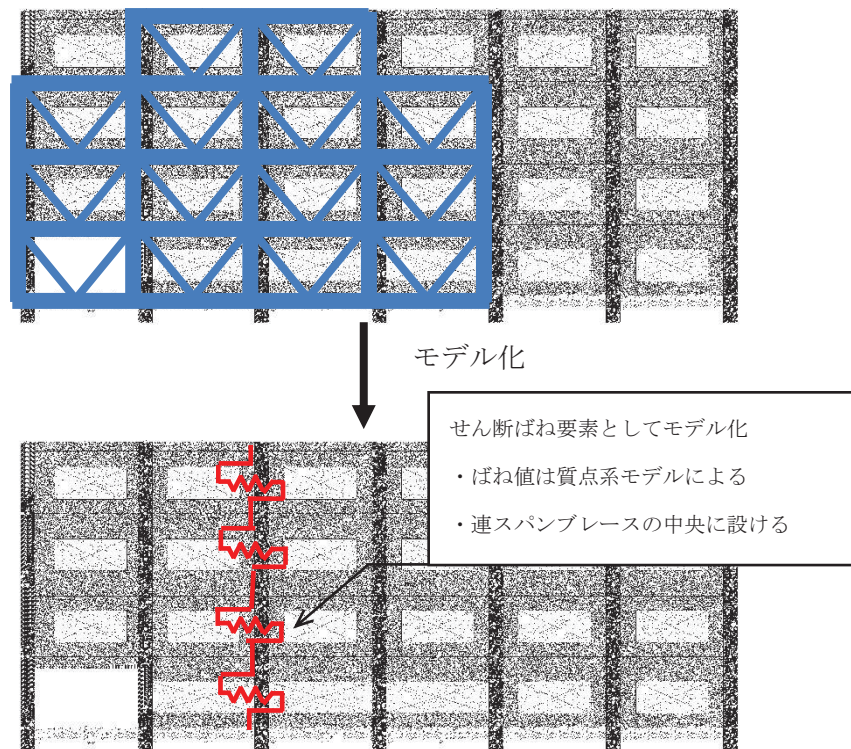


図 6.3.6-14 外付け鉄骨ブレースのモデル化

表 6.3.6-17 外付け鉄骨ブレースの非線形特性の設定

完全弾塑性型スケルトン

通り	階	$\beta 2$	$Q_{p1}$ (kN)	$K_{p1}$ (kN/m)
A通り	4階	0.347	1435	212832
	3階	0.263	1982	287033
	2階	0.488	5097	770277
	1階	0.464	4733	700736
2通り	3階	0.381	1415	174922
	2階	0.519	2283	328606
	1階	0.426	1681	219652

最大点指向バイリニア型スケルトン

通り	階	$(1-\beta 2)$	$Q_{M1}$ (kN)	$K_{M1}$ (kN/m)
A通り	4階	0.653	2701	400517
	3階	0.737	5555	804346
	2階	0.512	5347	808160
	1階	0.536	5467	809471
2通り	3階	0.619	2300	284192
	2階	0.481	2116	304546
	1階	0.574	2265	295963

$\beta 2$  : 分配率

$Q_{p1}, K_{p1}$  : 完全弾塑性型スケルトンカーブの折点

$Q_{M1}, K_{M1}$  : 最大点指向バイリニア型スケルトンカーブの折点



(d) 部材の非線形特性

部材の非線形特性は、表 6.3.6-18 による。

表 6.3.6-18 部材の非線形特性

	曲げ	せん断	軸	備考
柱	<ul style="list-style-type: none"> <li>・トリニア*<sup>2</sup></li> <li>①ひび割れ耐力 (Mc)</li> <li>②終局耐力 (Mu)</li> </ul>	弾性	弾性	長期軸力に対して曲げ耐力を設定
梁	<ul style="list-style-type: none"> <li>・トリニア (RC/SRC) *<sup>2</sup></li> <li>①ひび割れ耐力 (Mc)</li> <li>②終局耐力 (Mu)</li> <li>・バイリニア (S) *<sup>3</sup></li> <li>①終局耐力 (Mu)</li> </ul>	弾性	弾性	—
壁 (壁柱)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・壁脚部トリニア*<sup>2</sup> (耐特委ループ)</li> <li>①ひび割れ耐力 (Mc)</li> <li>②終局耐力 (Mu)</li> </ul>	トリリニア* <sup>4</sup> (最大点指向ループ) ①ひび割れ耐力 (Qc) ②終局耐力 (Qu)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・非対称バイリニア*<sup>2</sup></li> <li>①終局耐力 (Nuc, Nut)</li> </ul>	—
壁付 帯柱	弾性	弾性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・非対称バイリニア*<sup>2</sup></li> <li>①終局耐力 (Nuc, Nut)</li> </ul>	—
壁付 帯梁	弾性	弾性	弾性	—
外付け 鉄骨 ブレース	—	完全弾塑性型 + 最大点指向 バイリニア	—	質点系モデル _外付け鉄骨 ブレース架構 _参照

(表中の○内の数値は各折れ点位置を示す。)

\*1 壁柱の曲げ非線形特性は①ひび割れ耐力>②終局耐力の場合はバイリニアとする。

\*2 終局耐力後の剛性低下率は初期剛性に対して 1/1000 とする。

\*3 S 梁の終局耐力後の剛性低下率は、ほかの部材に合わせて 1/1000 とする。

\*4 壁は通常、最大耐力である終局耐力以降は負勾配になるが、終局耐力後の剛性低下率は初期剛性に対して 1/1000 とする。

(e) 境界条件  
基礎下をピン支持とする。

(f) 重量  
重量は質点系モデルの値を層ごとに用いる。なお、既存建屋と外付け鉄骨ブレース架構の重量は層ごとに合算する。  
剛床設定時の重心位置は、柱梁交差部の各節点重量を基に算出する。  
外付け鉄骨ブレース架構と柱梁交差部の重量位置を図 6.3.6-15 に示す。

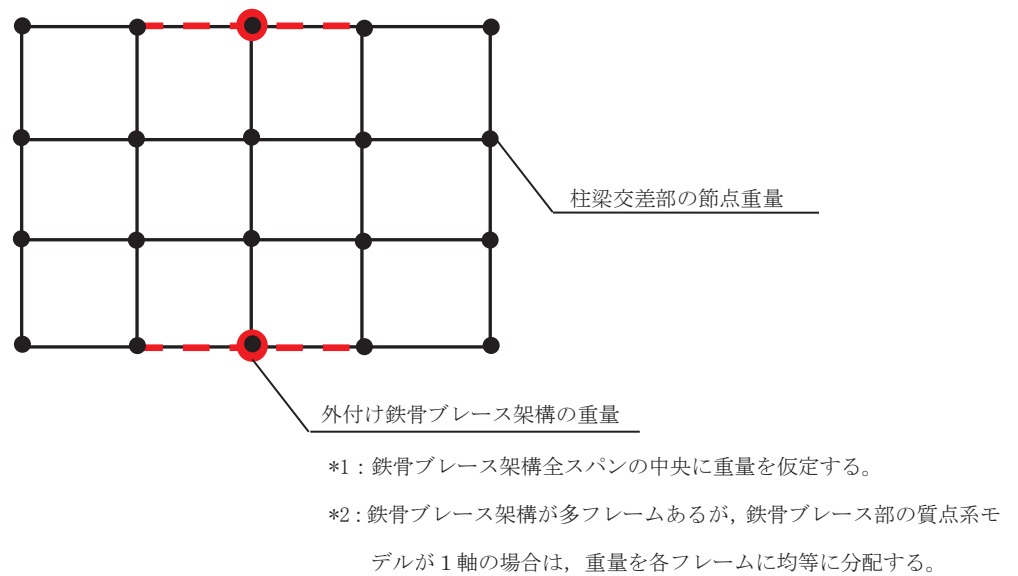


図 6.3.6-15 重量位置

Z 軸（鉛直方向軸）まわりの回転慣性モーメントを考慮する。  
層の回転慣性モーメントは、各節点で下式により算定し、その合計値とする。  
(層の回転慣性モーメント) =  $\sum \{ (\text{節点重量}) \times (\text{重心から節点までの距離})^2 \}$   
各階の重量、重心位置及び回転慣性モーメントを表 6.3.6-19 に示す。

表 6.3.6-19 各階の重量、重心位置、回転慣性モーメント

階	重量 (kN)	重心位置 (m) <sup>*</sup>		回転慣性モーメント (kNm <sup>2</sup> )	
		X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH2, PH1, R	11734.0	22.990	11.847	1917777.3	549011.1
4	8454.9	21.058	10.270	1403005.1	458839.6
3	7843.8	19.246	10.728	1287179.9	427429.6
2	7827.5	20.087	10.951	1274660.8	423827.8

\* 重心の原点位置は X 方向 : ②通り, Y 方向 : ①通り

(g) 減衰特性  
建屋の減衰特性はひずみエネルギー比例減衰とし、減衰定数は耐震壁付きラーメン架構を 5%、外付け鉄骨ブレース架構を 2% とする。

c. 固有値解析結果

本モデルによる固有値解析結果を表 6.3.6-20 に示し、モード図を図 6.3.6-16～図 6.3.6-18 に示す。

表 6.3.6-20 固有周期

次数	固有周期 (s)	刺激係数*		備考
		X 方向	Y 方向	
1	0.222	0.458	0.764	Y 方向 1 次
2	0.205	0.600	0.521	X 方向 1 次
3	0.140	0.383	0.045	ねじれ 1 次

\*最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

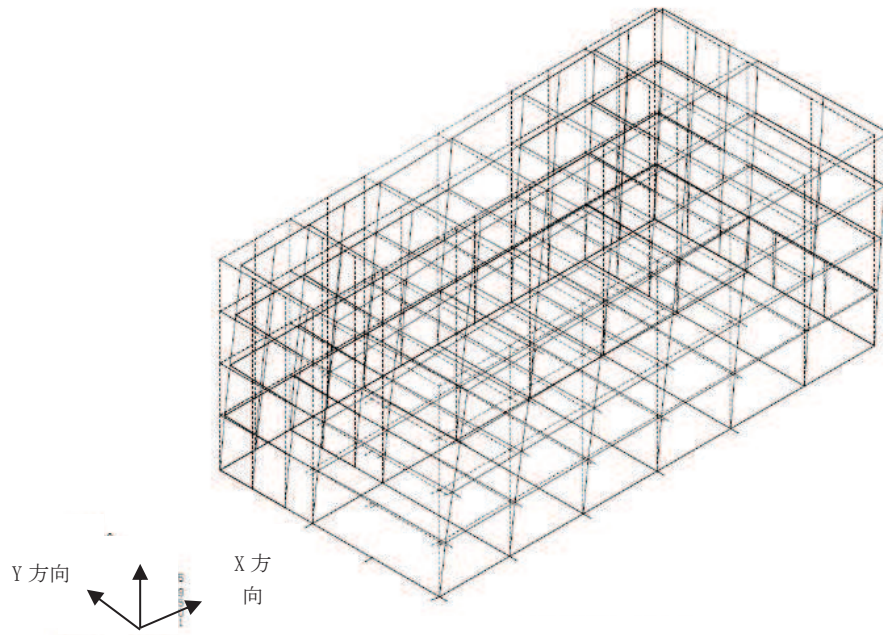


図 6.3.6-16 モード図(1次)

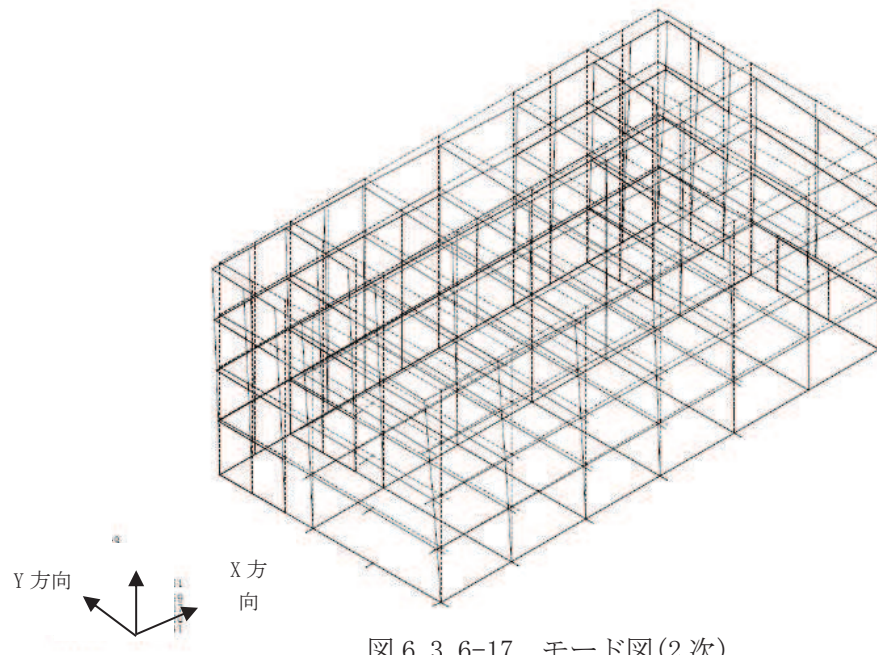


図 6.3.6-17 モード図(2次)

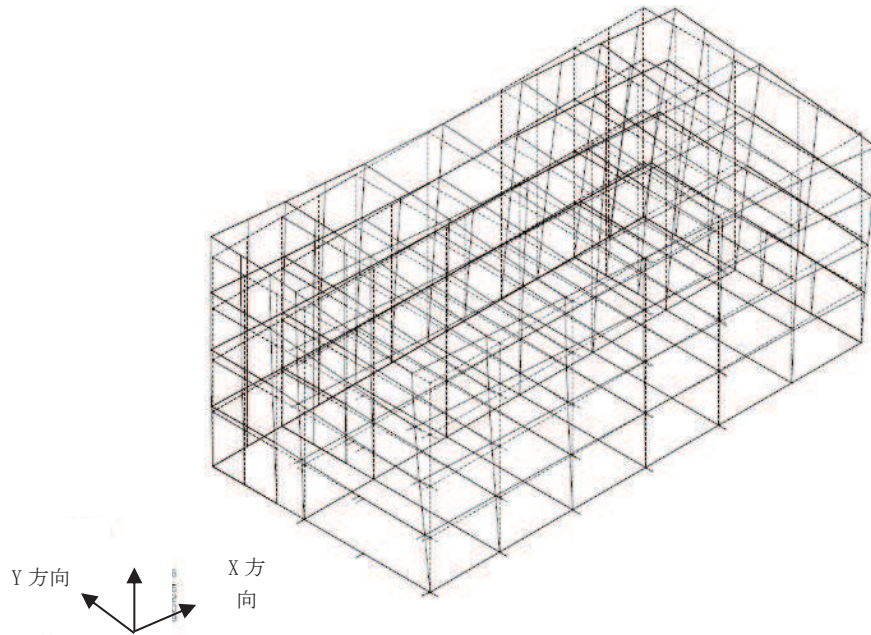


図 6.3.6-18 モード図(3次)

d. 検討用地震動

検討用の地震動は基準地震動  $S_s - D1$  , 基準地震動  $S_s - D2$  , 基準地震動  $S_s - D3$  , 基準地震動  $S_s - F1$  , 基準地震動  $S_s - F2$  , 基準地震動  $S_s - F3$  及び基準地震動  $S_s - N1$  の7波とする。

事務別館基礎下岩盤と解放基盤下岩盤は同等の岩盤であることから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。事務別館配置図及び地質断面比較図を図6.3.6-19に示す。基準地震動  $S_s7$  波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図6.3.6-20図に示す。また、減衰定数は耐震壁付きラーメン架構を5%、外付け鉄骨ブレース架構を2%とする。

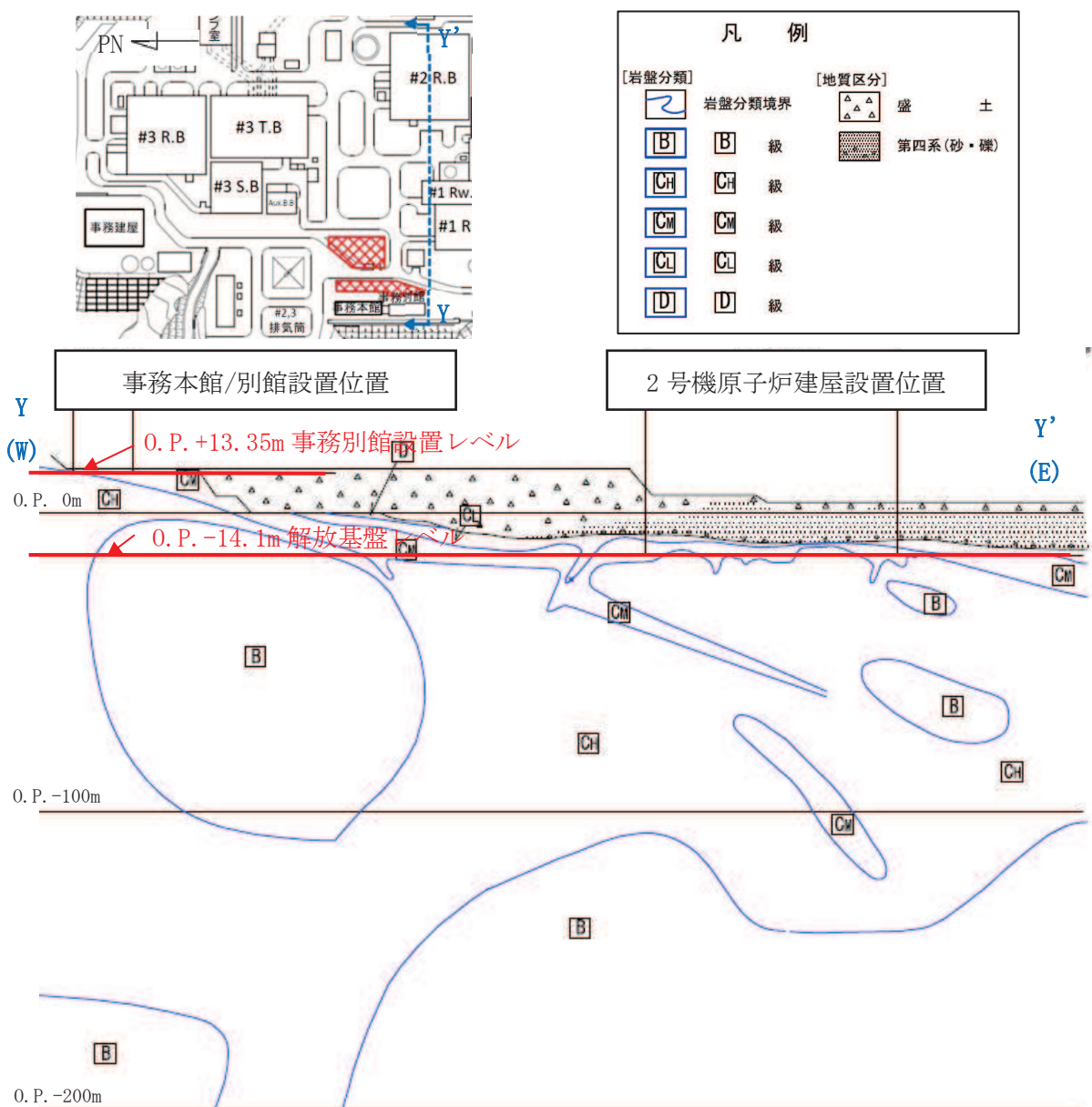


図 6.3.6-19 事務別館配置図及び地質断面比較図

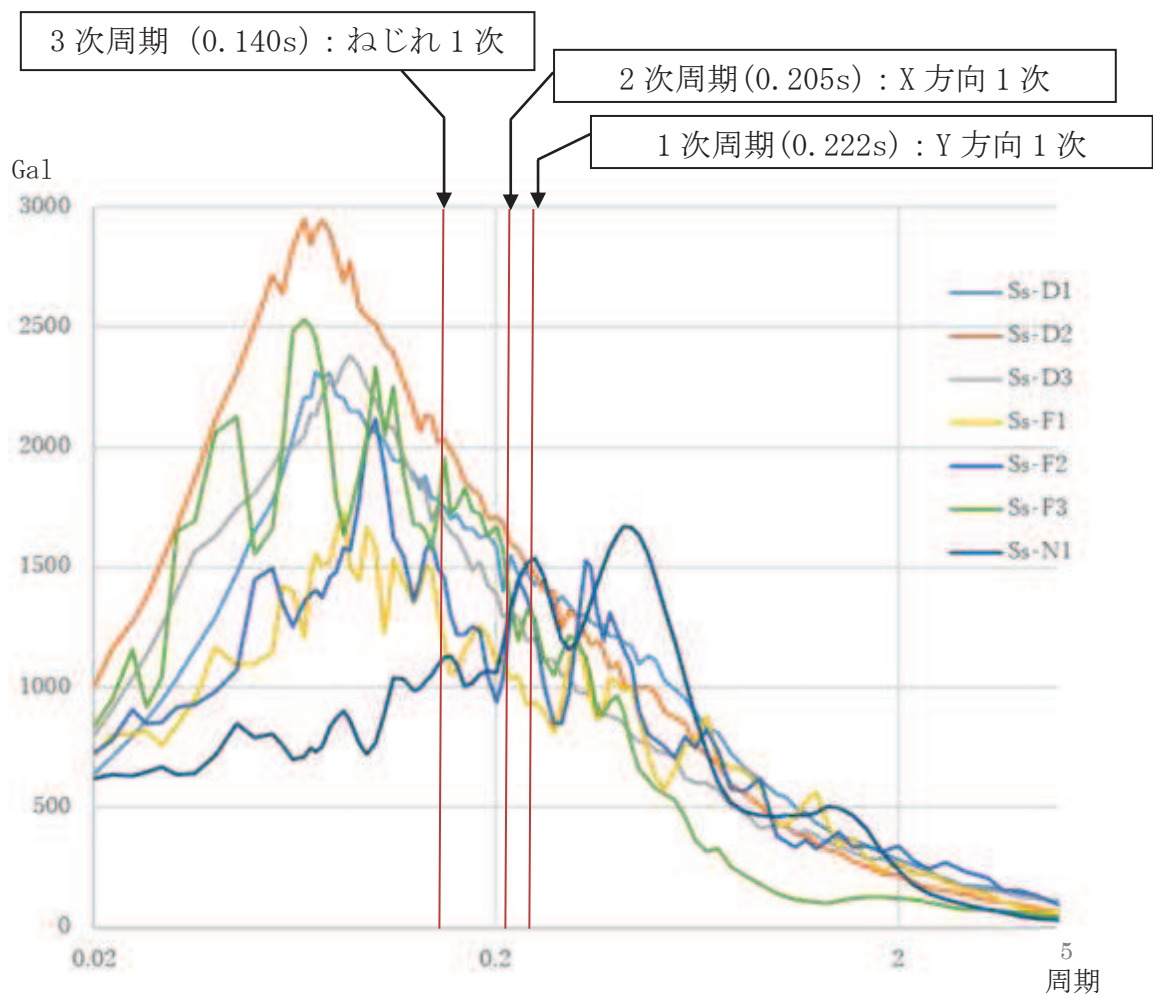


図 6.3.6-20 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.05)

e. 地震応答解析結果

X方向の最大応答層間変形角を表 6.3.6-21 に示す。また、Y方向の最大応答層間変形角を表 6.3.6-22 に示す。

最大応答層間変形角は、X方向はS s -D 1波の2階C通りで1/299、Y方向はS s -F 2波の2階8通りで1/210となった。

表 6.3.6-21 X方向の最大応答層間変形角

階数	S s -D 1	S s -D 2	S s -D 3	S s -F 1	S s -F 2	S s -F 3	S s -N 1
RF	1/509	1/585	1/824	1/868	1/891	1/767	1/689
3F	1/360	1/414	1/679	1/718	1/671	1/651	1/471
2F	<u>1/299</u>	1/371	1/654	1/786	1/693	1/587	1/402
1F	1/412	1/516	1/709	1/890	1/878	1/586	1/391

注記\*：下線は最大層間変形角

表 6.3.6-22 Y方向の最大応答層間変形角

階数	S s -D 1	S s -D 2	S s -D 3	S s -F 1	S s -F 2	S s -F 3	S s -N 1
RF	1/420	1/258	1/663	1/881	1/513	1/644	1/483
3F	1/288	1/225	1/382	1/381	1/256	1/450	1/293
2F	1/211	1/247	1/363	1/279	<u>1/210</u>	1/319	1/225
1F	1/334	1/356	1/552	1/345	1/253	1/464	1/276

注記\*：下線は最大層間変形角

f. まとめ

ねじれの影響を考慮した立体フレームモデルによる地震応答解析結果から、X方向の最大層間変形角は、S s -D 1波の2階C通りで1/299、Y方向の最大層間変形角は、S s -F 2波の2階8通りで1/210であり、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針において、安全限界状態とされる1/75を十分下回っており、ねじれの影響を考慮しても問題ないことを確認した。

### 6.3.7 事務建屋の耐震性評価

#### (1) 目的

事務建屋に対し、基準地震動S<sub>s</sub>7波に対する地震応答解析により建屋並びに免震装置の耐震性能について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

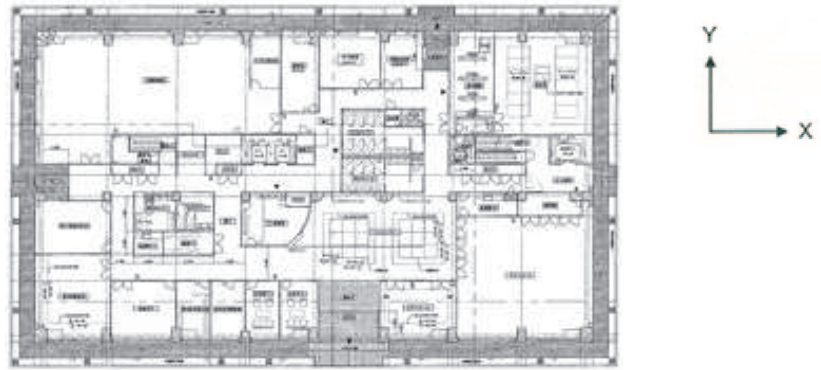
#### (2) 建屋概要

建屋概要を表6.3.7-1に、平面図を図6.3.7-1に、立面図を図6.3.7-2に示す。検討建屋は、上部構造が鉄骨造ラーメン構造で、1階床下の免震層に免震装置（天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム、弾性すべり支承、オイルダンパ）を配置した免震構造である。

表 6.3.7-1 建屋概要

構 造	鉄骨造（免震構造）
階 数	地上8階
基礎構造	直接基礎（岩盤に免震ピットが直接設置）
平面形状	56.82m(X方向)×31.72m(Y方向)
高 さ	地上高さ36.70m
竣 工 日	平成23年8月19日



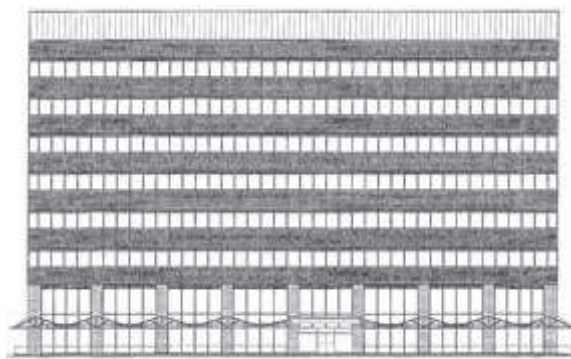


1 階



4 階

图 6.3.7-1 平面图



東立面



南立面

图 6.3.7-2 立面图

(3) 免震装置概要

本建屋に使用している免震装置は、天然ゴム系積層ゴム9台、鉛プラグ入り積層ゴム9台及び弾性すべり支承9台の合計27台に加え、オイルダンパをX方向、Y方向にそれぞれ4台、合計8台である。免震装置の概要を表6.3.7-2に、免震装置の配置図を図6.3.7-3に示す。

表 6.3.7-2 免震装置の概要

免震装置	ゴム材料せん断弾性率	形状	積層ゴムサイズ	ゴム総厚	鉛径	基数
天然ゴム系積層ゴム	0.29 N/mm <sup>2</sup> *1	丸形	φ 1,000mm	195.0mm (7.5x26)	—	9
鉛プラグ入り積層ゴム	0.385 N/mm <sup>2</sup> *1	丸形	φ 1,000mm	201.0mm (6.7x30)	220mm	9
弾性すべり支承	0.78 N/mm <sup>2</sup>	丸形	φ 1,100mm	40.0mm (8.0x5)	—	9
オイルダンパ	—	—	—	—	—	8

\*1: 20℃での値

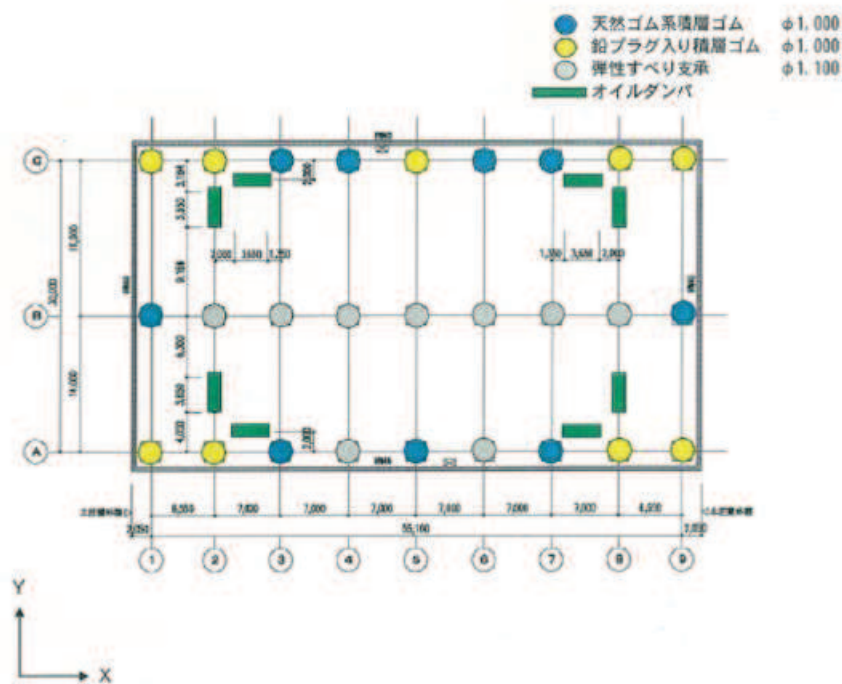


図 6.3.7-3 免震装置配置図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(4) 検討内容

a. 検討方針

免震構造の本建屋の倒壊は、免震装置が破壊するモードを想定し地震応答解析を実施し、上部構造並びに免震層に対する応答について検討を実施する。

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動  $S_s7$  波とする。

- ① 基準地震動  $S_s - D1$
- ② 基準地震動  $S_s - D2$
- ③ 基準地震動  $S_s - D3$
- ④ 基準地震動  $S_s - F1$
- ⑤ 基準地震動  $S_s - F2$
- ⑥ 基準地震動  $S_s - F3$
- ⑦ 基準地震動  $S_s - N1$

本建屋の評価基準値を表 6.3.7-3 に示す。

評価基準値は上部構造については、「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針」((一財)日本建築防災協会)において、鉄骨構造物(ラーメン構造)が被災度区分「大破」と判定される残留変形角の目安となる値である  $1/30$  とする。

免震層及び免震装置は免震構造の試評価例及び試設計例((独)JNES, 2014)における設計目標値とする。

表 6.3.7-3 評価基準値

部位	項目	評価基準値
上部構造	層間変形角	$1/30$ 以下
免震層・免震装置	せん断ひずみ	250%以下

b. 解析モデル

解析モデルを図 6.3.7-4 に示す。

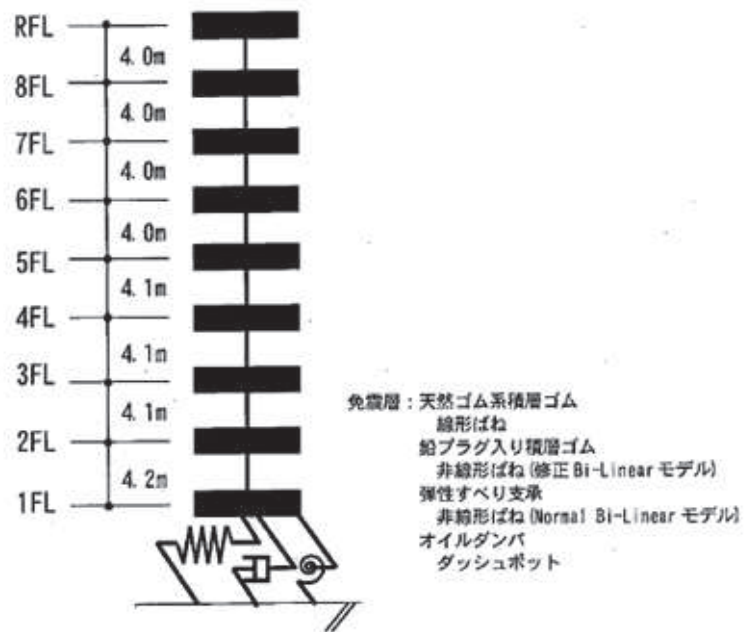


図 6.3.7-4 解析モデル

(a) 上部構造のモデルの諸元

上部構造を線形とした解析モデルの諸元を表 6.3.7-4 に示す。減衰特性は剛性比例の内部粘性減衰とし、減衰定数は免震層上部 1 階床位置固定時の 1 次固有周期に対して 2% とする。

表 6.3.7-4 各階、階高、重量、弾性剛性

階数	階高 (m)	重量 (kN)	弾性剛性 $\times 10^5$ (kN/m)	
			X 方向	Y 方向
RF	—	16,990*	—	—
8F	4.00	13,144	8.156	9.019
7F	4.00	13,972	8.315	9.057
6F	4.00	14,416	8.144	8.997
5F	4.00	14,641	8.342	9.194
4F	4.10	14,880	8.208	8.952
3F	4.10	16,422	8.178	9.108
2F	4.10	14,258	9.046	10.189
1F	4.20	22,140	11.406	13.021
計	—	140,862	—	—

\*RF の重量には塔屋部分の重量 (881kN) が含まれる。

(b) 免震層のモデルの諸元

イ. 水平ばね要素

免震層の水平ばねは、天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム及び弾性すべり支承をそれぞれモデル化し、その特性を線形ばね、非線形ばねで評価する。

なお、水平方向の地震応答解析では免震装置部分は履歴減衰のみを考慮し、材料減衰は考慮しない。

i. 天然ゴム系積層ゴムの特性を表す水平ばね

天然ゴム系積層ゴムの特性を表す水平ばねは線形ばねにモデル化する。

$$\text{天然ゴム剛性: } K_r = A_r \cdot G_r / h_r$$

$$\text{天然ゴムせん断弾性率: } G_r = 0.294 \text{ N/mm}^2 \text{ (15}^\circ\text{C)}$$

ここで、 $A_r$ : 積層ゴムの断面積、 $h_r$ : ゴム層の総厚さ

天然ゴム系積層ゴムの特性を表す水平ばねに考慮する諸元を表 6.3.7-5、表 6.3.7-6 に示す。

表 6.3.7-5 天然ゴム系積層ゴムによる免震層水平ばねの諸元

ゴムの せん断弾性率 $G_r$ ( $\text{N/mm}^2$ )	積層ゴムの 断面積の総和* $A_r$ ( $\text{cm}^2$ )	ゴム層総厚さ $d$ (cm)
0.294	70,509	19.5

\*値は9基の合計

表 6.3.7-6 天然ゴム系積層ゴムの水平剛性

種類	基数	仕様 ゴム	水平剛性* $K_r$ (kN/m)
$\phi 1,000$	9	R3	$1.063 \times 10^4$

\*値は9基の合計

ii. 鉛プラグ入り積層ゴムの特性を表す水平ばね

鉛プラグ入り積層ゴムの特性を表す水平ばねは図 6.3.7-5 に修正バイリニア型にモデル化する。

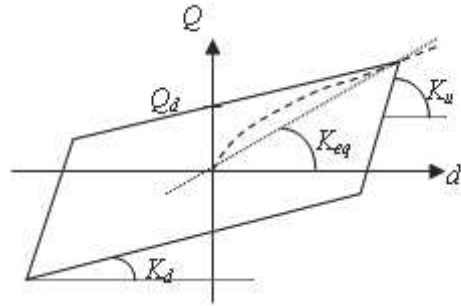


図 6.3.7-5 修正バイリニア型履歴

鉛プラグ入り積層ゴムの特性を表す水平ばねに考慮する諸元を表 6.3.7-7 に示す。

また、表 6.3.7-8 に各免震装置の種々の振幅レベルでの等価水平剛性を示す。

表 6.3.7-7 鉛プラグ入り積層ゴムによる免震層水平ばねの諸元

ゴムのせん断弾性率 $G_r$ ( $N/mm^2$ )	積層ゴムの断面積の総和 $A_r$ ( $cm^2$ ) *	鉛プラグの断面積の総和 $A_p$ ( $cm^2$ ) *	ゴム層総厚さ $d$ (cm)
0.392	67,265	3,421	20.1

\*値は9基の合計

表 6.3.7-8 鉛プラグ入り積層ゴムの等価剛性

種類	鉛径 (cm)	基数	使用 ゴム	水平剛性 ( $kN/m$ ) *		
				$d=2.0cm$ ( $\gamma=10\%$ )	$d=20cm$ ( $\gamma=100\%$ )	$d=40cm$ ( $\gamma=200\%$ )
$\phi 1,000$	22	9	G4	$1.419 \times 10^5$	$2.830 \times 10^4$	$2.008 \times 10^4$

\*値は9基の合計

iii. 弾性すべり支承の特性を表す水平ばね

地震応答解析では、計9基の弾性すべり支承をそれぞれ図6.3.7-6に示すように、弾性剛性及び、折点荷重を摩擦力とした非線形水平ばねにモデル化する。これにはバイリニア型の履歴特性を考慮し、履歴による減衰のみを考慮する。設定諸元を表6.3.7-9に示す。

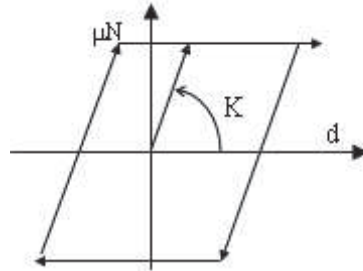


図 6.3.7-6 弾性すべり支承に与える非線形特性

表 6.3.7-9 弾性すべり支承による免震層水平ばねモデルの諸元

鉛直力* N (kN)	摩擦係数 $\mu$	摩擦力 $\mu N$ (kN)	弾性剛性* K (kN/m)
56,811.6	0.011	624.9	$1.732 \times 10^5$

\*値は9基の合計



ロ. 減衰要素

減衰要素はオイルダンパをダッシュポット要素にモデル化する。ダッシュポット要素の諸元を表 6.3.7-10 に示す。

表 6.3.7-10 オイルダンパによる免震層ダッシュポットモデルの諸元

減衰係数 C1 (kN/cm/s)	減衰係数 C2 (kN/cm/s)	リリース 荷重 Fr (kN)	リリース 速度 Vr (m/s)	最大 荷重 Fmax (kN)	最大 速度 Vmax (m/s)
25.0	1.695	800	0.32	1,000	1.50

注記\*：値は1台当たりの値

オイルダンパはX, Y各方向4基ずつ, 計8基配置する。オイルダンパの特性を図 6.3.7-7 に示す。

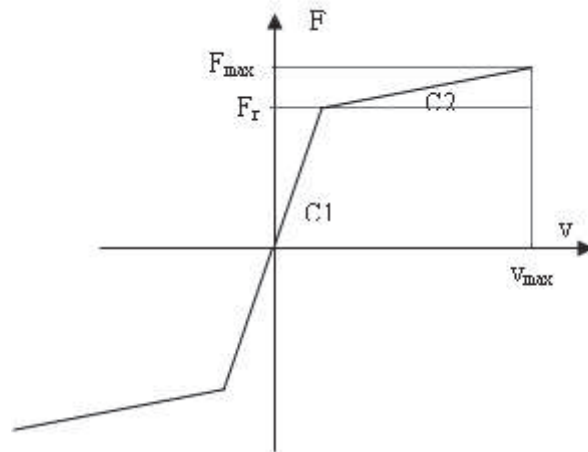


図 6.3.7-7 オイルダンパに与える特性

ハ. 回転ばね要素

免震層の回転ばねは免震層直上部分を剛版と仮定し、積層ゴム及びすべり支承の鉛直剛性より評価する。回転ばねの諸元を表 6.3.7-11 に示す。

表 6.3.7-11 免震層回転ばねの諸元

方向	X方向 (Y軸回り)	Y方向 (X軸回り)
回転ばね剛性 (kN.m/rad)	$6.217 \times 10^{10}$	$2.667 \times 10^{10}$

ニ. 地盤ばね

地盤の剛性は免震層及び上部建物の水平周期に対し十分剛であると考えられるため、地盤ばねは考慮しない。

(c) 免震装置の特性変動

イ. 天然ゴム系積層ゴム

免震装置のうち、天然ゴム系積層ゴムの剛性のバラツキに対して表 6.3.7-12 に示す 3 要因を設定した。

表 6.3.7-12 天然ゴム系積層ゴムのバラツキ

バラツキの要因	剛性 $K_r$
製品誤差（設計値に対して）	-10%～+10%
経年変化（初期値に対して）	0%～+10%
環境温度（設計値に対して）	-4%～ +6%

ロ. 鉛プラグ入り積層ゴム

免震装置のうち、鉛プラグ入り積層ゴムの降伏後剛性及び降伏荷重特性値のバラツキに対して表 6.3.7-13 に示す 3 要因を設定した。

表 6.3.7-13 鉛プラグ入り積層ゴムのバラツキ

バラツキの要因	降伏後剛性 $K_d$	降伏荷重特性値 $Q_d$
製品誤差（設計値に対して）	-10%～+10%	-10%～+10%
経年変化（初期値に対して）	0%～+10%	変化なし
環境温度（設計値に対して）	-3%～ +5%	-13%～+19%

ハ. 弾性すべり支承

免震装置のうち、弾性すべり支承の 1 次剛性及び摩擦係数に対して表 6.3.7-14 に示す要因について変動を考慮した。

表 6.3.7-14 (1/2) 弾性すべり支承のバラツキ（1次剛性）

バラツキの要因	1 次剛性 $K_1$
製品誤差（設計値に対して）	-20%～+20%
環境温度（設計値に対して）	-8%～ +13%
繰り返し特性（設計値に対して）	0%～+20%

表 6.3.7-14 (2/2) 弾性すべり支承のバラツキ（摩擦係数）

バラツキの要因	摩擦係数 $\mu$
製品誤差（設計値に対して）	-20%～+20%
繰り返し特性（設計値に対して）	0%

ニ. オイルダンパ

免震装置のうち、オイルダンパの減衰係数及びリリーフ荷重のバラツキに対して表 6.3.7-15 に示す 3 要因を設定した。

表 6.3.7-15 オイルダンパのバラツキ

バラツキの要因	減衰係数 C リリーフ荷重 F <sub>r</sub>
製品誤差（設計値に対して）	-10%～+10%
経年変化（初期値に対して）	-3%～ +3%
環境温度（設計値に対して）	-5%～ +5%

・オイルダンパ減衰係数及びリリーフ荷重のバラツキ：設計値に対して-18%～+18%

ホ. 解析条件

天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム、弾性すべり支承及びオイルダンパのバラツキについては、免震層全体での等価剛性が最大あるいは最小となる組み合わせについて検討を実施する。すなわち、剛性が最大となるケースとして、天然ゴム系積層ゴムの剛性が最大、かつ鉛プラグ入り積層ゴムの降伏後剛性及び降伏荷重特性値が最大、かつ弾性すべり支承の摩擦力が最大、かつオイルダンパの減衰係数、リリーフ荷重が最大となる組み合わせ及びその逆の 2 ケースを考慮する。解析ケースを表 6.3.7-16 に示す。

上部建物モデル及びそのほかの条件は設計用地震応答解析に用いたものと同一とする。

表 6.3.7-16 解析ケース一覧

解析ケース	天然ゴム系 積層ゴム	鉛入り 積層ゴム	弾性すべり支承	オイルダンパ
剛性最小	Kr: 0.86	Kd: 0.87 Qd: 0.77	1次剛性: 0.72 摩擦係数: 0.80	減衰係数 : 0.82 リリーフ荷重: 0.82
設計値	Kr: 1.00	Kd: 1.00 Qd: 1.00	1次剛性: 1.00 摩擦係数: 1.00	減衰係数 : 1.00 リリーフ荷重: 1.00
剛性最大	Kr: 1.26	Kd: 1.25 Qd: 1.29	1次剛性: 1.53 摩擦係数: 1.20	減衰係数 : 1.18 リリーフ荷重: 1.18

c. 固有値解析結果

上部構造は線形とし、免震層の水平ばねを各振幅レベルの等価線形値を取る場合について固有値解析を実施した。

(a) 免震層の水平変形時の固有周期

免震層が水平変形  $d = 20\text{cm}$  ( $\gamma = 100\%$ ) 及び  $d = 40\text{cm}$  ( $\gamma = 200\%$ ) における等価剛性をもつ場合の固有値解析結果を表 6.3.7-17 及び表 6.3.7-18 に示す。

表 6.3.7-17 水平変形  $d = 20\text{cm}$  ( $\gamma = 100\%$ ) における固有周期

方向	次数	固有周期(s)	刺激係数*
X方向	1	3.86	1.069
	2	0.78	0.082
	3	0.40	0.020
Y方向	1	3.84	1.063
	2	0.75	0.075
	3	0.38	0.017

注記\* : 最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

表 6.3.7-18 水平変形  $d = 40\text{cm}$  ( $\gamma = 200\%$ ) における固有周期

方向	次数	固有周期(s)	刺激係数*
X方向	1	4.36	1.054
	2	0.79	0.064
	3	0.40	0.015
Y方向	1	4.34	1.049
	2	0.75	0.059
	3	0.38	0.013

注記\* : 最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

d. 検討用地震動

検討用の地震動は基準地震動  $S_s - D1$  , 基準地震動  $S_s - D2$  , 基準地震動  $S_s - D3$  , 基準地震動  $S_s - F1$  , 基準地震動  $S_s - F2$  , 基準地震動  $S_s - F3$  及び基準地震動  $S_s - N1$  の7波とする。

事務建屋基礎下岩盤と解放基盤下岩盤は同等の岩盤であることから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。事務建屋配置図及び地質断面比較図を図6.3.7-8に示す。基準地震動  $S_s$  7波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図6.3.7-9に示す。また、減衰定数は鉄骨造建屋のため2%を採用する。

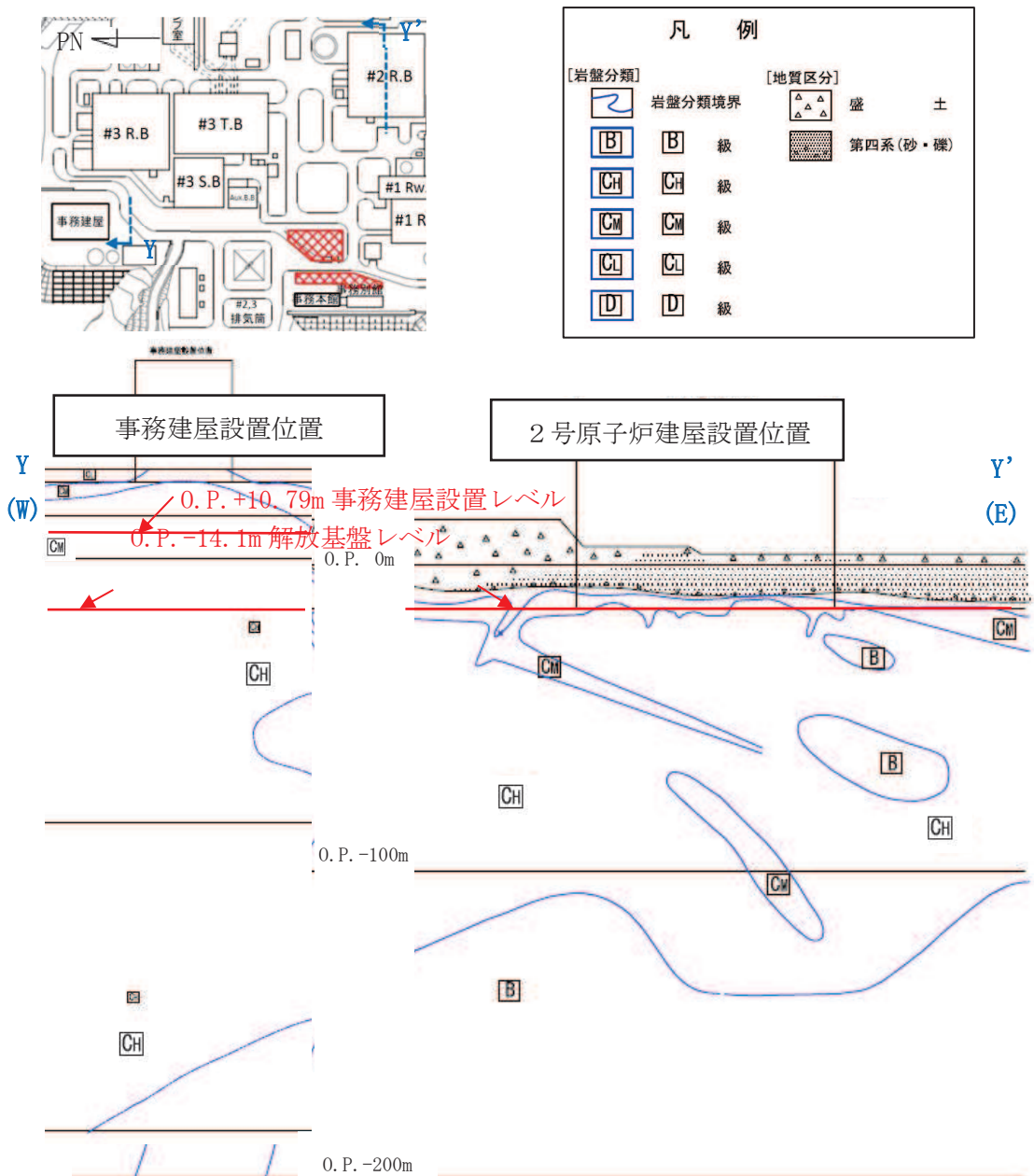


図 6.3.7-8 事務建屋配置図及び地質断面比較図

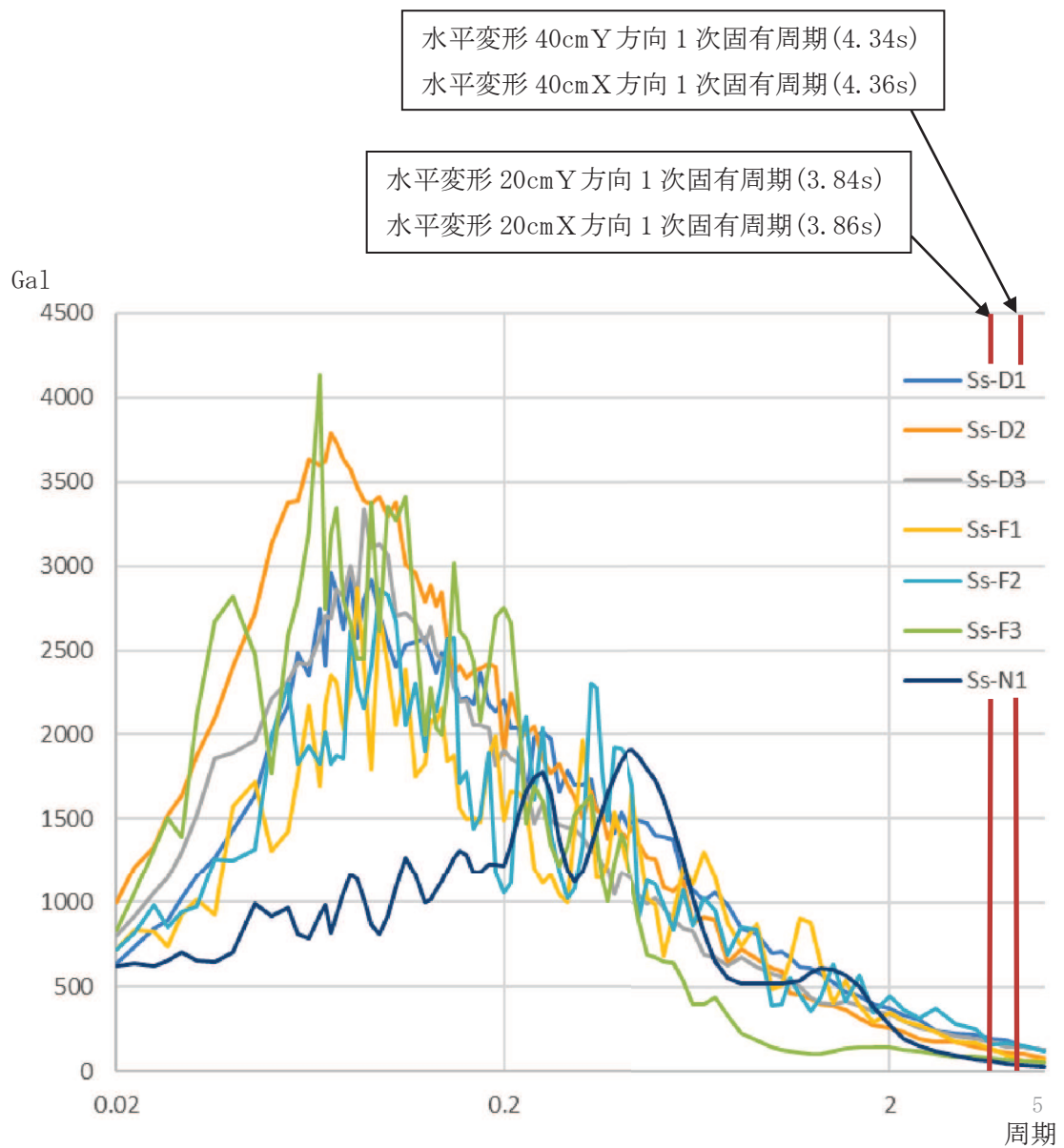


図 6.3.7-9 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル(h=0.02)

e. 地震応答解析結果

地震応答解析結果を表 6.3.7-19～表 6.3.7-25 に示す。

表 6.3.7-19 地震応答解析結果一覧表（基準地震動  $S_s - D1$ ）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/704	1/890	1/819	1/997
7F	1/464	1/588	1/526	1/636
6F	1/360	1/485	1/401	1/530
5F	1/319	1/437	1/353	1/487
4F	1/306	1/422	<u>1/332</u>	1/460
3F	<u>1/300</u>	1/417	1/335	1/468
2F	1/319	1/447	1/356	1/500
1F	1/418	1/567	1/471	1/645

注記\* 下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	109.74%	146.67%	107.69%	147.18%

表 6.3.7-20 地震応答解析結果一覧表（基準地震動  $S_s - D2$ ）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/919	1/1208	1/1036	1/1347
7F	1/622	1/824	1/712	1/890
6F	1/536	1/650	1/600	1/766
5F	1/474	1/588	1/518	1/671
4F	1/406	1/488	<u>1/420</u>	1/552
3F	1/407	1/461	1/421	1/532
2F	<u>1/394</u>	1/530	1/462	1/626
1F	1/465	1/647	1/542	1/763

注記\*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	58.97%	91.79%	61.54%	90.77%



表 6.3.7-21 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>-D3）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/824	1/1282	1/952	1/1508
7F	1/526	1/849	1/601	1/989
6F	1/414	1/702	1/482	1/787
5F	<u>1/394</u>	1/673	1/456	1/733
4F	1/404	1/581	1/449	1/628
3F	1/402	1/515	<u>1/442</u>	1/571
2F	1/409	1/518	1/473	1/582
1F	1/524	1/630	1/585	1/711

注記\*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	72.82%	106.67%	74.36%	107.69%

表 6.3.7-22 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub> - F1）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/806	1/1051	1/890	1/1144
7F	1/514	1/674	1/554	1/720
6F	1/402	1/527	1/442	1/567
5F	1/343	1/488	1/382	1/517
4F	1/317	1/476	1/343	1/508
3F	<u>1/312</u>	1/458	<u>1/339</u>	1/511
2F	1/364	1/531	1/388	1/576
1F	1/473	1/694	1/539	1/764

注記\*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	70.77%	81.03%	70.26%	77.44%

表 6.3.7-23 地震応答解析結果一覧表（基準地震動  $S_s - F2$ ）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/667	1/954	1/710	1/1174
7F	1/438	1/614	1/460	1/747
6F	1/364	1/483	1/387	1/595
5F	1/346	1/445	1/370	1/546
4F	1/320	1/428	1/339	1/513
3F	<u>1/301</u>	1/428	<u>1/324</u>	1/487
2F	1/317	1/450	1/346	1/489
1F	1/391	1/534	1/440	1/598

注記\*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	120.00%	137.44%	122.56%	136.41%

表 6.3.7-24 地震応答解析結果一覧表（基準地震動  $S_s - F3$ ）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/791	1/1221	1/878	1/1374
7F	1/546	1/831	1/594	1/913
6F	<u>1/487</u>	1/732	<u>1/535</u>	1/807
5F	1/525	1/802	1/575	1/871
4F	1/548	1/897	1/586	1/931
3F	1/572	1/769	1/600	1/807
2F	1/561	1/814	1/664	1/888
1F	1/643	1/1026	1/738	1/1187

注記\*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	26.67%	29.23%	26.15%	29.74%

表 6.3.7-25 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub> - N1）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/710	1/1102	1/844	1/1247
7F	1/463	1/704	1/542	1/779
6F	1/380	1/556	1/450	1/620
5F	1/380	1/527	1/435	1/582
4F	1/379	1/528	1/407	1/574
3F	<u>1/366</u>	1/534	<u>1/401</u>	1/588
2F	1/369	1/503	1/433	1/588
1F	1/422	1/587	1/496	1/691

注記\*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	79.49%	97.44%	81.54%	98.97%

(5) まとめ

地震応答解析により評価された結果の最大応答値を表 6.3.7-26 に示す。

アクセスルートへの影響の観点からは、以下のように評価する。

「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針」(一財)日本建築防災協会)において、鉄骨構造物(ラーメン構造)が被災度区分「大破」と判定される残留変形角の目安となる値は1/30である。今回の解析結果による最大層間変形角は、上記の指針に基づく評価基準値である残留変形角1/30を大幅に下回っており、建屋は倒壊しない。以上のことから、アクセスルートへの影響はないことを確認した。

表 6.3.7-26 最大応答値一覧

○ X方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大層間変形角	1/300 (S <sub>s</sub> -D1, 3F, 剛性最大)	1/30
免震層	せん断ひずみ	147% (S <sub>s</sub> -D1, 剛性最小)	250%

○ Y方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大層間変形角	1/324 (S <sub>s</sub> -F2, 3F, 剛性最大)	1/30
免震層	せん断ひずみ	147% (S <sub>s</sub> -D1, 剛性最小)	250%

### 6.3.8 保修センターの耐震性評価

#### (1) 目的

保修センターに対し、基準地震動S s 7 波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

#### (2) 建屋概要

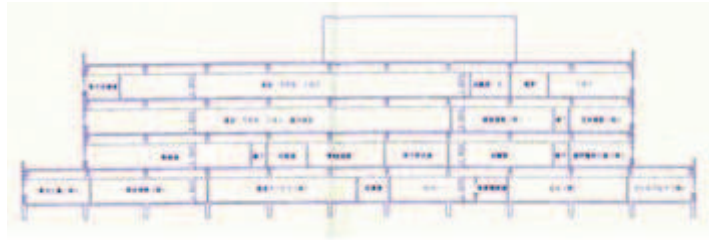
建屋概要を表 6.3.8-1 に、平面図を図 6.3.8-1、断面図を図 6.3.8-2 に示す。

表 6.3.8-1 建屋概要

構 造	鉄骨造
階 数	地上 4 階
基 礎 構 造	直接基礎
平 面 形 状	79.30m(X方向)×39.70m(Y方向)
高 さ	地上高さ 21.75m
竣 工 日	平成 8 年 4 月 19 日



図 6.3.8-1 平面図 (1階)



東西断面



南北断面

图 6.3.8-2 断面图



(3) 検討内容

a. 検討方針

基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する。

(a) 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力  $Q_{un}$

基準地震動  $S_s$  の加速度応答スペクトルにより建屋の1次固有周期に対応する応答加速度を求めて、標準せん断力係数 (1.0) を割増して計算した必要保有水平耐力とする。算定フローを図 6.3.8-3 に示す。

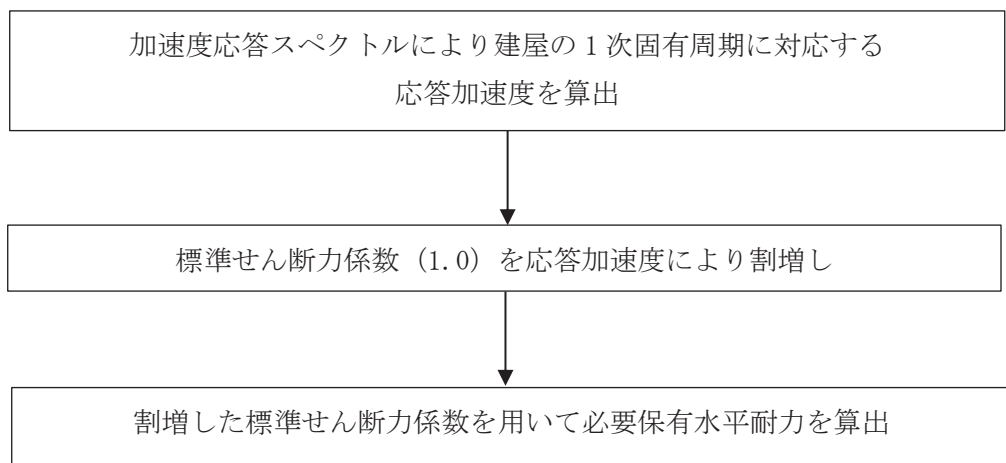


図 6.3.8-3 算定フロー

(b) 保有水平耐力  $Q_u$

保有水平耐力は一貫計算プログラム Super Build/SS1-改訂版により計算した値を用いる。

(c) 検討用地震動

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動  $S_s$  7 波とする。

- ① 基準地震動  $S_s - D 1$
- ② 基準地震動  $S_s - D 2$
- ③ 基準地震動  $S_s - D 3$
- ④ 基準地震動  $S_s - F 1$
- ⑤ 基準地震動  $S_s - F 2$
- ⑥ 基準地震動  $S_s - F 3$
- ⑦ 基準地震動  $S_s - N 1$

(d) 評価基準値

本建屋の評価基準値を表 6.3.8-2 に示す。

評価基準値は保有水平耐力を基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力で除した値が 1.00 を上回っていることを確認する。

表 6.3.8-2 評価基準値

部位	評価基準値
上部構造	1.00 以上

b. 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力  $Q_{un}$

(a) 応答加速度による標準せん断力係数の割増し

保修センター設置地盤面と解放基盤表面の加速度応答スペクトルは同等であることから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。基準地震動  $S_s$  7 波の解放基盤表面における 1 次固有周期を図 6.3.8-4 に、解放基盤表面と保修センター設置地盤面の加速度応答スペクトルの比較を図 6.3.8-5 に、保修センター設置地盤面の加速度応答スペクトルの算定に用いた地盤物性値を表 6.3.8-3 に示す。また、減衰定数は鉄骨造建屋のため 2% を採用する。

本建屋は X, Y 方向とも、柱が角型鋼管のラーメン構造であることを踏まえ、1 次固有周期は、一貫計算プログラム Super Build/SS1-改訂版より算出し、0.495 秒とした。その周期の応答加速度は、最大 1,744Gal であり、標準せん断力係数の割増しは 1.78 となる。

割増した標準せん断力係数を用いて算出した、当該部分に作用する水平地震力を表 6.3.8-4 に示す。なお、標準せん断力係数割増し前の当該部分に作用する水平地震力は一貫計算プログラム Super Build/SS1-改訂版により計算した。

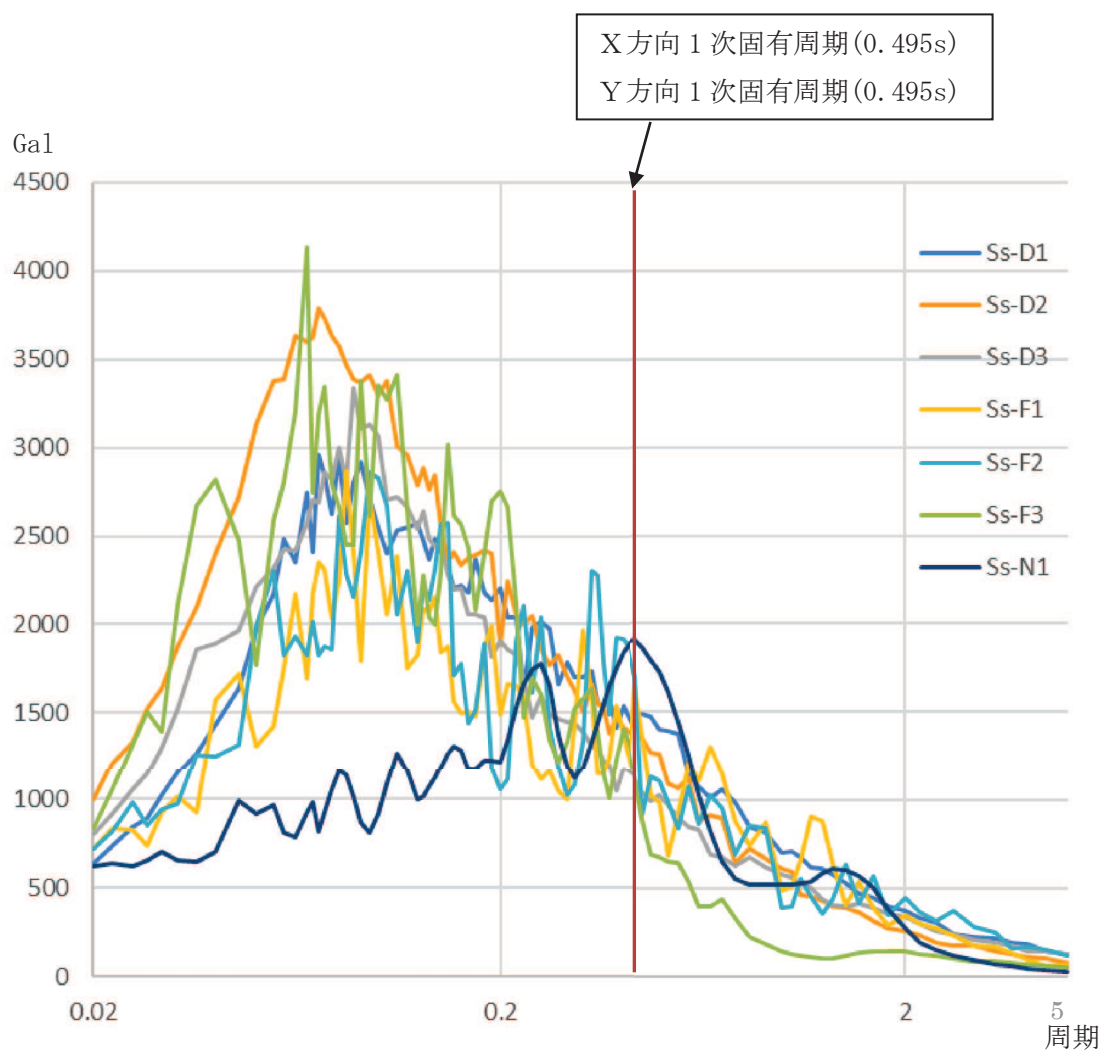


図 6.3.8-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.02)

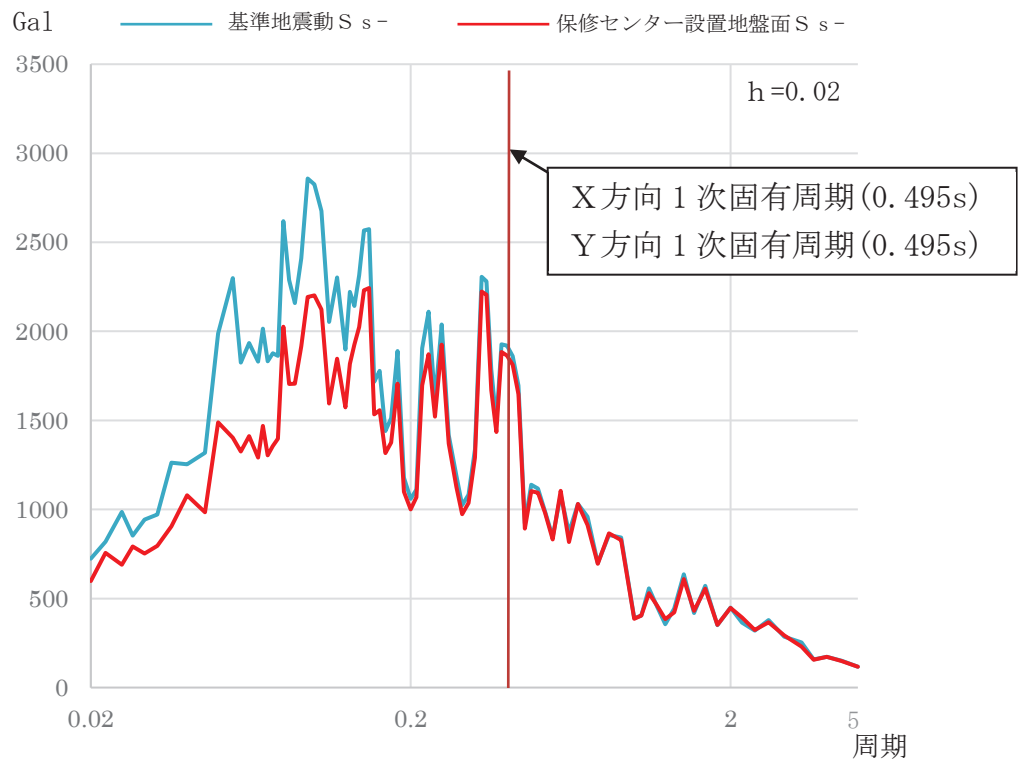


図 6.3.8-5 (1/2) 加速度応答スペクトルの比較図 (S<sub>s</sub>-F2)

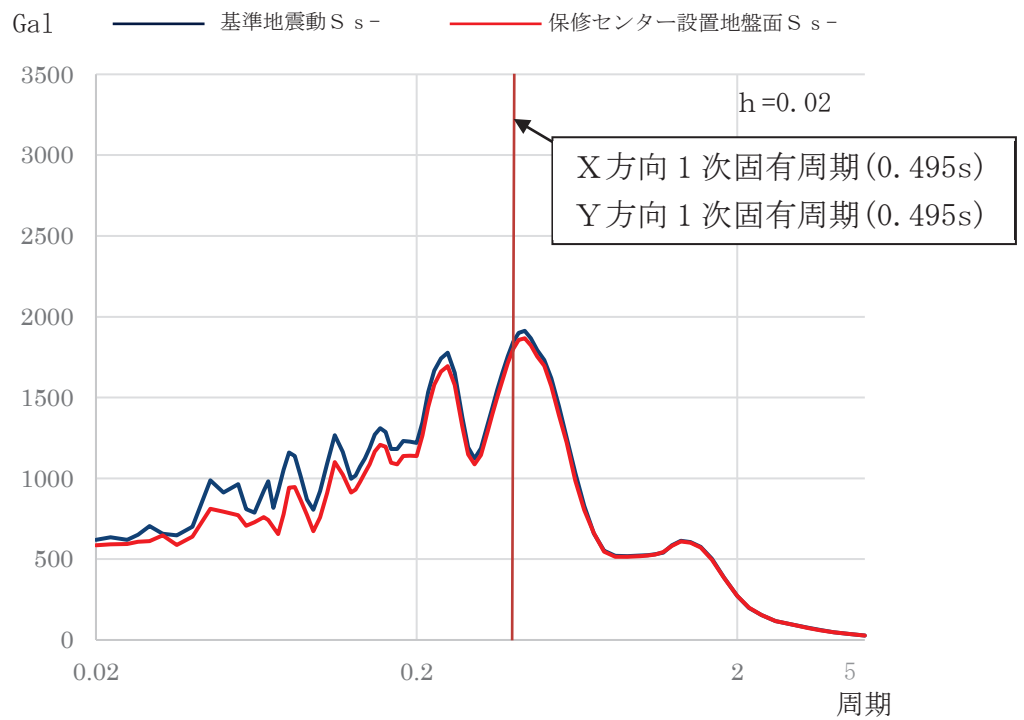


図 6.3.8-5 (2/2) 加速度応答スペクトルの比較図 (S<sub>s</sub>-N1)

表 6.3.8-3 保修センター設置地盤面の地盤物性値

層厚 (m)	岩級	速度層	単位体積 重量 (kN/m <sup>3</sup> )	動せん断 弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	動ポア ソン比	減衰 定数
0.4	CH級	第3速度層	26.2	4,700	0.41	0.03
17.3	CH級	第4速度層	26.2	11,500	0.34	0.03
27.7	CH級	第5速度層	26.2	16,800	0.33	0.03
213.1	B級	第5速度層	26.4	16,800	0.33	0.03

表 6.3.8-4 当該部分に作用する水平地震力一覧表

方向	階数	標準せん断力係数割増 し前の水平地震力 [kN]	標準せん断力 係数割増し値	標準せん断力係数割増 し後の水平地震力[kN]
X 方向	4F	33,067	1.78	58,858
	3F	50,688		90,224
	2F	63,520		113,065
	1F	75,139		133,747
Y 方向	4F	33,067	1.78	58,858
	3F	50,688		90,224
	2F	63,520		113,065
	1F	75,139		133,747

(b) 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力

基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力 ( $Q_{un}$ ) は以下の計算式による。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \cdot Z \cdot C_I \cdot W_I$$

$$C_I = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

$Q_{un}$  : 基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力 (t)

$D_s$  : 各層の構造特性係数 ( $D_s=0.25$ )

$F_{es}$  : 各層の形状特性係数 ( $F_{es}=1.00$ )

$Q_{ud}$  : 標準せん断力係数の割増しを行い算定した当該部分に作用する  
水平地震力 (t)

$n$  : 重要度に応じた係数 ( $n=1.0$ )

$Z$  : 地震地域係数 ( $Z=1.0$ )

$C_I$  : せん断力係数

$W_I$  : 当該部分が支える重量 (t)

$R_t$  : 振動特性係数 ( $R_t=1.0$ )

$A_i$  : せん断力係数の高さ方向の分布係数

$C_0$  : 割増した標準せん断力係数

Ds は各層とも、柱及び梁の種別は FC となり 0.25 を採用する。Fes は一貫計算プログラム Super Build/SS1-改訂版により計算した剛性率及び偏心率より 1.00 を採用する。

計算結果を表 6.3.8-5 に示す。

表 6.3.8-5 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力算定表

方向	階数	Ds	Fes	Qud[kN]	Qun[kN]
X 方向	4F	0.25	1.00	58,858	14,715
	3F			90,224	22,556
	2F			113,065	28,267
	1F			133,747	33,437
Y 方向	4F	0.25	1.00	58,858	14,715
	3F			90,224	22,556
	2F			113,065	28,267
	1F			133,747	33,437

c. 保有水平耐力の算定

保有水平耐力（ $Q_u$ ）の計算方法は、同一方向のフレームを直列に連結したモデルにモデル化し、解析は荷重増分解析法、仮定外力は  $A_i$  分布とする。また、平成 12 年建設省告示第 2464 号に基づき材料強度の 1.1 倍を適用し、保有水平耐力を 1.1 倍する。材料強度を反映した保有水平耐力を表 6.3.8-6 に示す。

表 6.3.8-6 保有水平耐力算定表

方向	階数	プログラム計算による計算値[kN]	材料強度	保有水平耐力 $Q_u$ [kN]
X 方向	4F	13,747	1.1	15,122
	3F	21,075		23,183
	2F	26,412		29,053
	1F	31,243		34,367
Y 方向	4F	15,900		17,490
	3F	24,351		26,787
	2F	30,545		33,600
	1F	36,132		39,745



(4) 評価結果

評価結果を表 6.3.8-7 に示す。

X方向及びY方向すべての階で  $Q_u/Q_{un}$  が評価基準値を上回ることから、本建屋は基準地震動  $S_s$  に対して倒壊しないことを確認した。

表 6.3.8-7 評価結果一覧表

方向	階数	基準地震動 $S_s$ 時に対応する必要保有水平耐力 $Q_{un}$ [kN]	保有水平耐力 $Q_u$ [kN]	$Q_u/Q_{un}$
X 方 向	4F	14,715	15,122	1.03
	3F	22,556	23,183	1.03
	2F	28,267	29,053	1.03
	1F	33,437	34,367	1.03
Y 方 向	4F	14,715	17,490	1.19
	3F	22,556	26,787	1.19
	2F	28,267	33,600	1.19
	1F	33,437	39,745	1.19

(5) まとめ

アクセスルート及び保管エリアへの影響の観点からは、以下のように評価する。

女川原子力発電所の保修センターに対し、保有水平耐力計算を基に検討をした結果、基準地震動  $S_s$  時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であり、基準地震動  $S_s$  に対し本建屋が倒壊せず、アクセスルート及び保管エリアへの影響がないことを確認した。

#### 6.4 各建屋外装材の被害想定について

各建屋のうち、倒壊しないと判断している建屋について、外装材の被害想定を実施した。

##### 6.4.1 評価方針

各建屋の構造及び外装材を表 6.4.1-1 に示す。

鉄筋コンクリート造の建屋の外装材は基本的に鉄筋コンクリートの躯体に吹付塗装のため、アクセスルート及び保管エリアへの影響がないと評価する。ただし、吹付塗装以外の外装材を使用している場合はアクセスルート及び保管エリアへの影響を評価する。なお、吹付塗装以外の外装材を使用している建屋はないことを確認している。

鉄骨造の建屋については、外装材の被害想定及びアクセスルートと保管エリアへの影響を評価する。

表 6.4.1-1 建屋関係の耐震評価結果

単位：mm

管理番号*	建屋名称	地上部の外装材を支持する構造	外装材	影響評価 要否
31	第1号機制御建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
32	第1号機原子炉建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
34	第1号機廃棄物処理建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
57	第2号機原子炉建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
58	第2号機制御建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
59	第2号機タービン建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
60	第2号機補助ボイラー建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
83	第3号機原子炉建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
84	第3号機サービス建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
85	第3号機タービン建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
87	事務本館／別館	鉄筋コンクリート造 鉄骨鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
113	事務建屋	鉄骨造	PC板（150）＋タイル	要
142	緊急用電気品建屋	鉄骨造	鉄板（12）＋ルーバーパネル	要
143	保修センター	鉄骨造	ケイ酸カルシウム板（12） ＋ガラスウール（75） ＋ケイ酸カルシウム板（12）	要
148	緊急時対策建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否

注記\*：「5. 保管場所及び屋外アクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評価について 表 5-2 保管場所及び屋外アクセスルートの周辺構造物」による管理番号

#### 6.4.2 評価結果

##### (1) 事務建屋の外装材被害による影響評価

###### a. 外装材の被害想定

別添 7 より上部構造の層間変形角を基に被害想定\*を行う。被害想定を表 6.4.2-1 に示す。

表 6.4.2-1 建屋の最大層間変形角と外装材の被害想定

事務建屋 最大層間変形角	被害想定
	外装材
1/300 (X方向3階)	隅角部 わずかなひび割れ

注記\*：被害想定 被災建築物応急危険度判定マニュアル P.46

(財団法人日本建築防災協会 全国被災建築物応急危険度判定協議会)

外装材の被害はわずかなひび割れ程度であり、脱落しないためアクセスルートへの影響はない。

##### (2) 緊急用電気品建屋の外装材被害による影響評価

###### a. 外装材の被害想定

緊急用電気品建屋は基準地震動  $S_s$  に対して機能維持とする設計であることから、外装材の損傷はごくわずかであり、外装材は脱落しないため、アクセスルートへの影響はない。

(3) 保修センターの外装材被害による影響評価

a. 外装材の被害想定

保修センターは倒壊しないが、終局状態に近い変形となることから外装材が落下するものとして被害を想定する。

外装材の影響範囲は、平成20年4月1日に国土交通省住宅局建築指導課長より出された、「建築基準法施行規則の一部改正等の施行について（技術的助言）」を参考に、建物高さの半分を影響範囲に設定する。この場合、図6.4.2-1に示すとおりアクセスルート上に外装材が落下することから、迂回又は重機（ブルドーザ）にてがれき撤去することでアクセスルートを確保する。

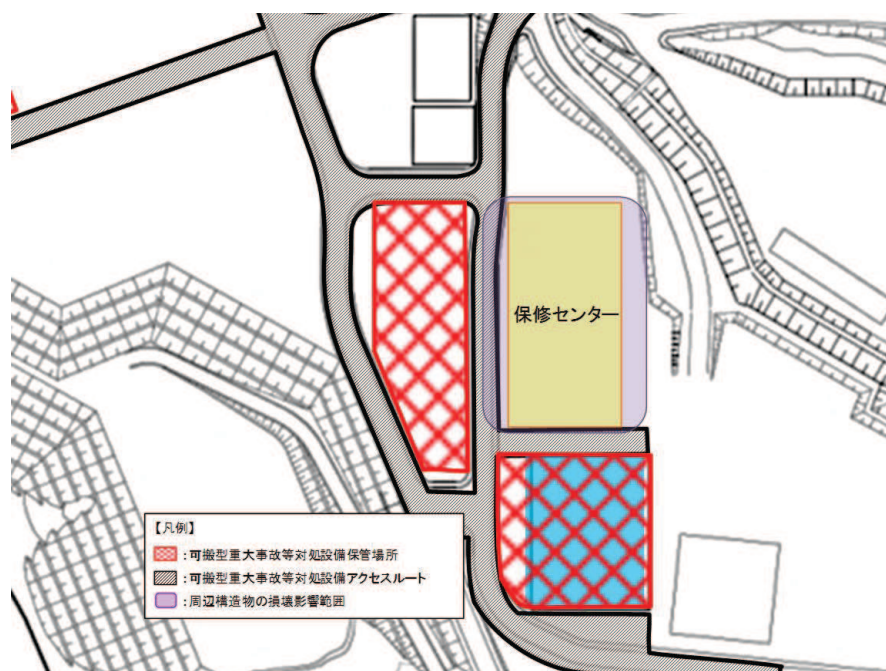


図 6.4.2-1 保修センター外装材影響範囲

### 1. 概要

本資料は、松島幹線 No. 1 送電鉄塔の地震応答解析に用いる入力地震動作成について、説明するものである。

### 2. 解析方針

松島幹線 No. 1 送電鉄塔は斜面上に位置していることから、斜面による地震動の増幅を考慮し、二次元有限要素法により入力地震動を算出する。

入力地震動は、二次元有限要素法により、周波数領域による複素応答解析（以下、「地震応答解析」という。）を用い、基準地震動  $S_s$  に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振により算出する。基準地震動  $S_s$  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」による。

二次元有限要素法解析による地震応答解析には、解析コード「SuperFLUSH Ver. 6.1」を使用する。

入力地震動の算出フローを図 2-1 に示す。

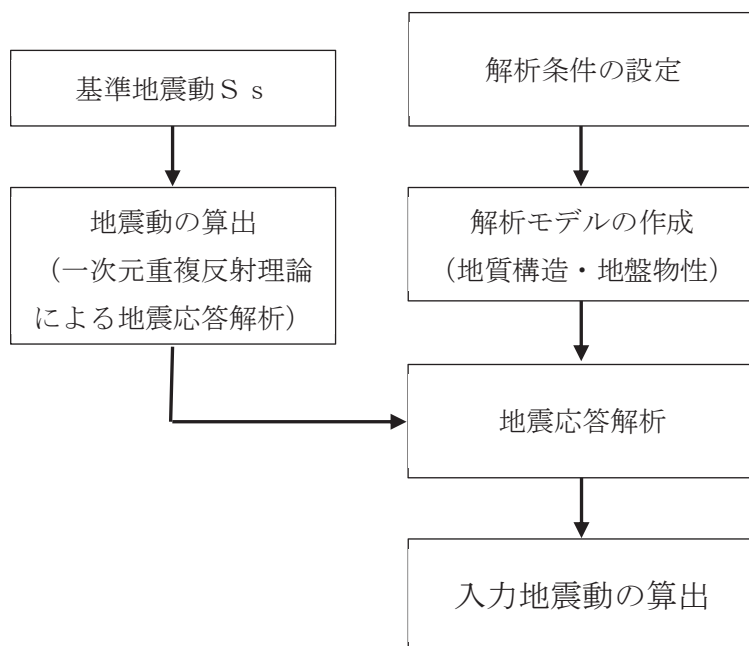


図 2-1 入力地震動の算出フロー

### 3. 解析ケース

地震応答解析は、すべての基準地震動  $S_s$  に対して実施する。地震応答解析における解析ケースは、基準地震動  $S_s$  (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波)、スペクトル適合波 ( $S_s - D1$ ,  $S_s - D2$ ,  $S_s - D3$ ) について鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3 波) 及び水平動・鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 20 ケースとする。

4. 地震応答解析に用いる地震動

二次元有限要素法による地震応答解析に用いる地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を、一次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。

なお、地震応答解析に用いる地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の地下構造モデルを用いる。表 4-1 に地下構造モデルを示す。

図 4-1 に地震動算出の概念図を、図 4-2 に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示す。地震動の算出には、解析コード「SHAKE Ver1.6」を使用する。

表 4-1 地下構造モデル

地層	牧の浜部層	
標高	解放基盤表面～O.P. -200m	
P波速度 $V_p$ (m/s)	O.P. -14.1m～-27.0m	3380
	O.P. -27.0m～-50.0m	4380
	O.P. -50.0m～-200.0m	5060
S波速度 $V_s$ (m/s)	O.P. -14.1m～-27.0m	1360
	O.P. -27.0m～-50.0m	2040
	O.P. -50.0m～-200.0m	2520
動ポアソン比 $\nu_d$	O.P. -14.1m～-27.0m	0.40
	O.P. -27.0m～-50.0m	0.36
	O.P. -50.0m～-200.0m	0.34
単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	O.P. -14.1m～-27.0m	26.1
	O.P. -27.0m～-50.0m	26.4
	O.P. -50.0m～-200.0m	26.5
減衰定数 $h$ (%)	O.P. -14.1m～-27.0m	3
	O.P. -27.0m～-50.0m	
	O.P. -50.0m～-200.0m	

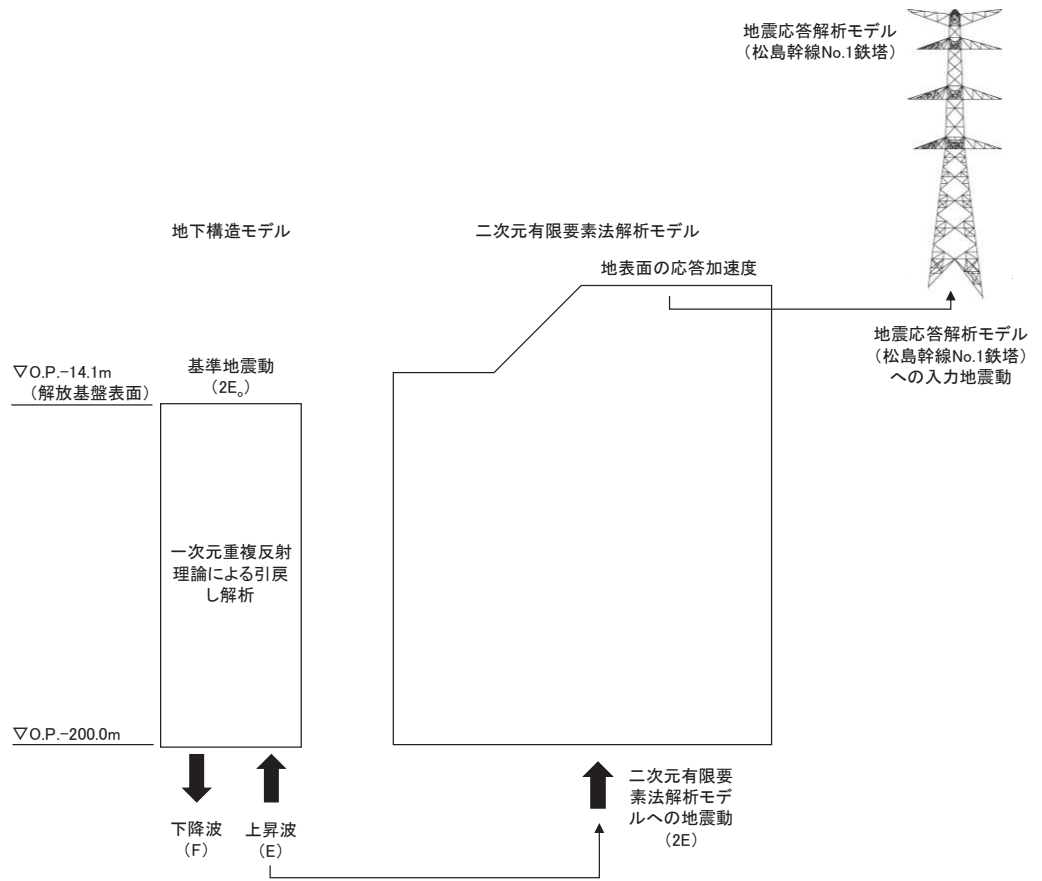
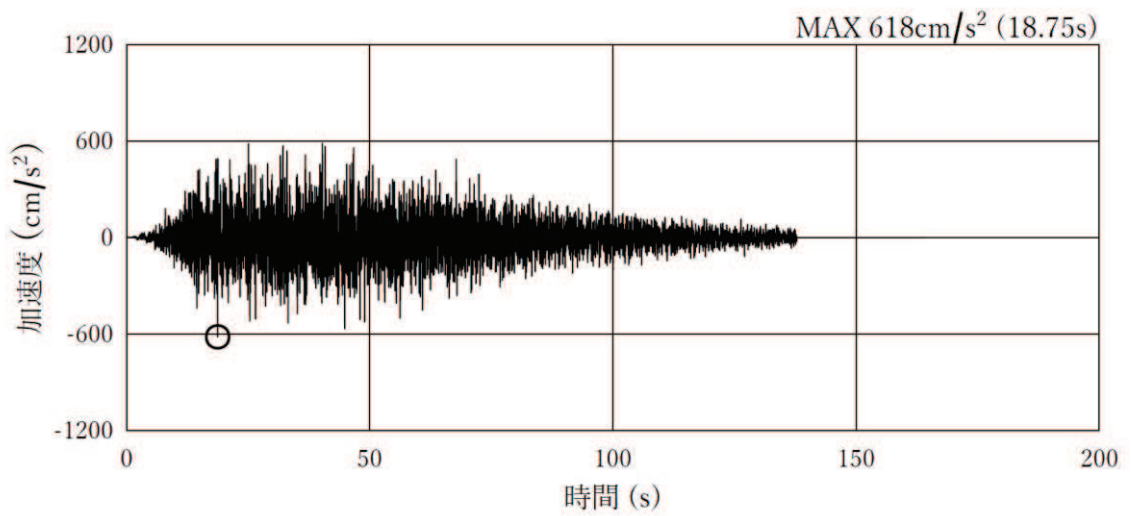
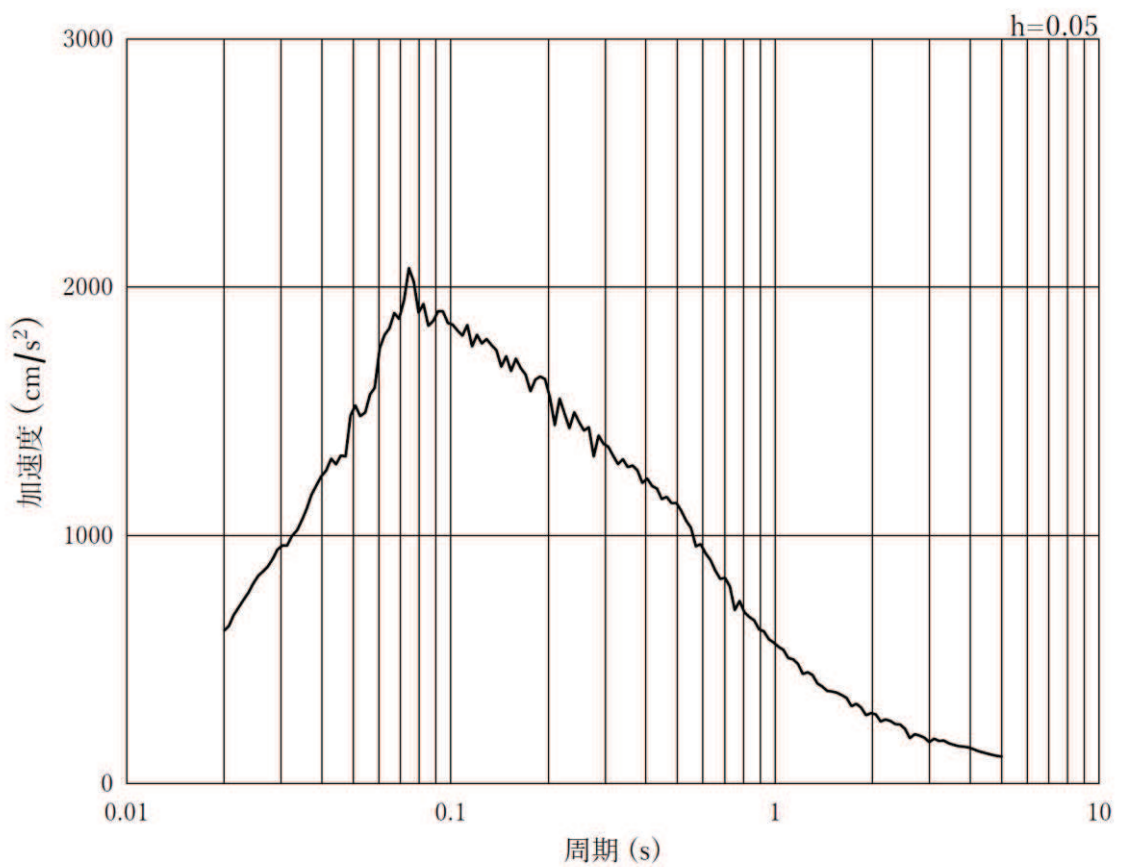


図 4-1 地震動算出の概念図



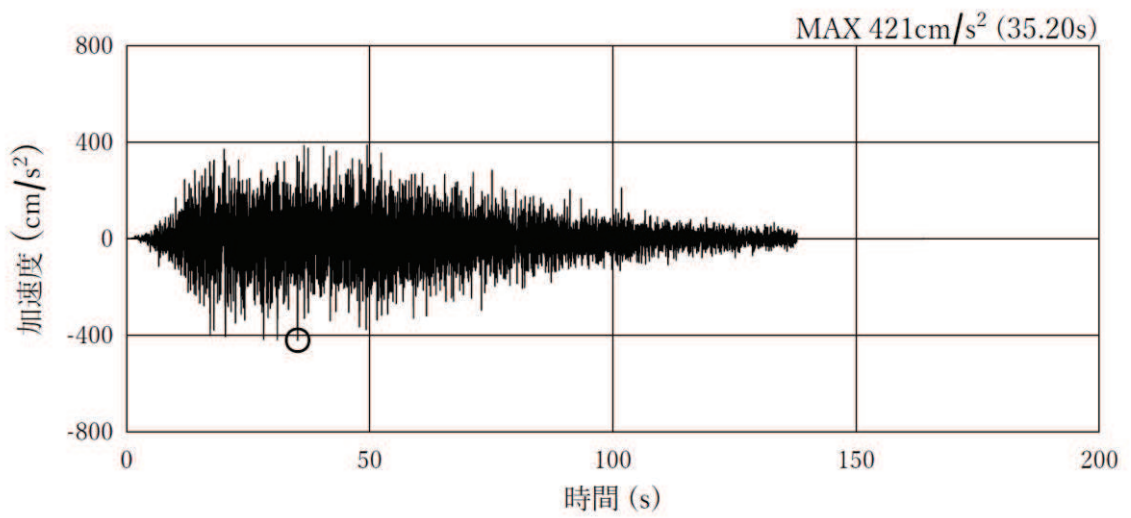
(a) 加速度時刻歴波形



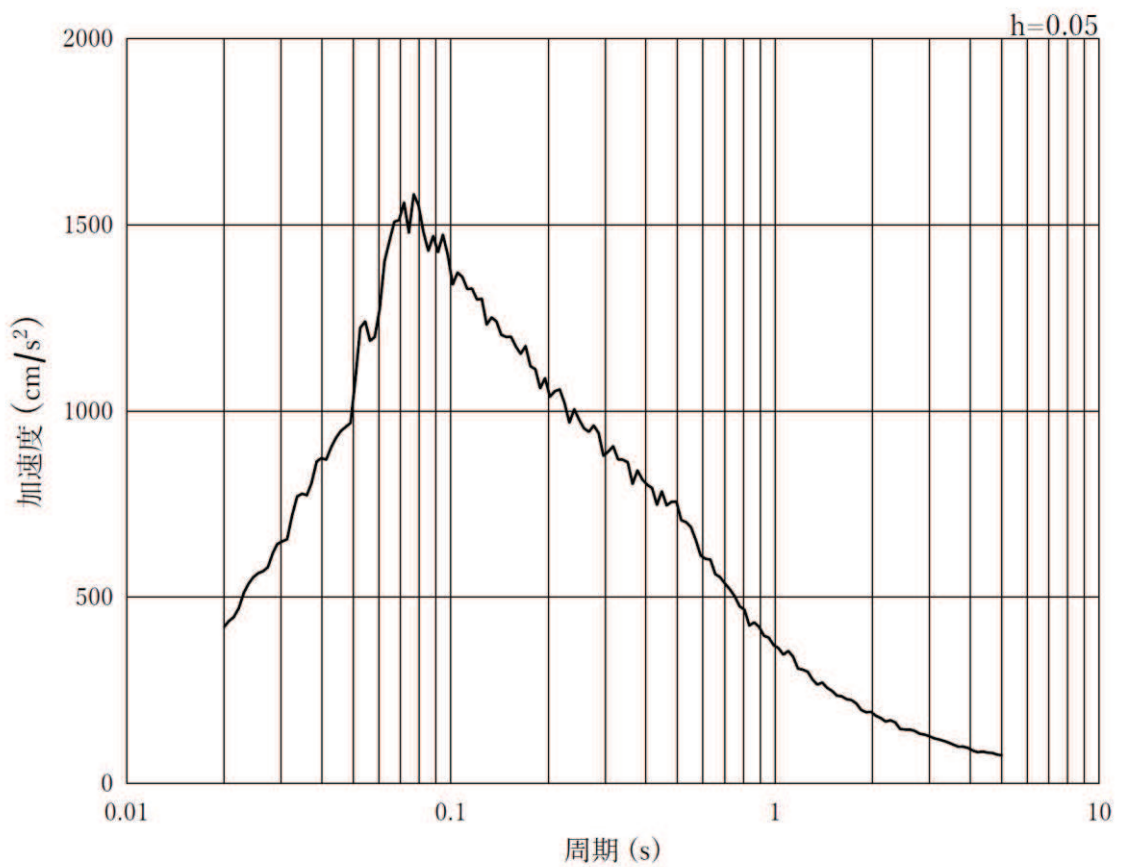
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(1) 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  
(水平方向 : S s - D 1)



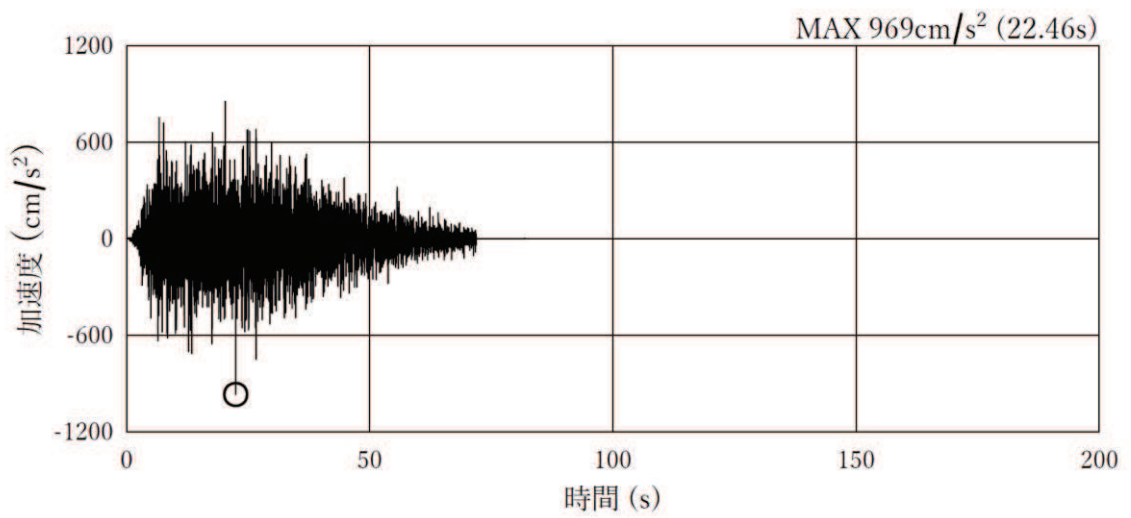


(a) 加速度時刻歴波形

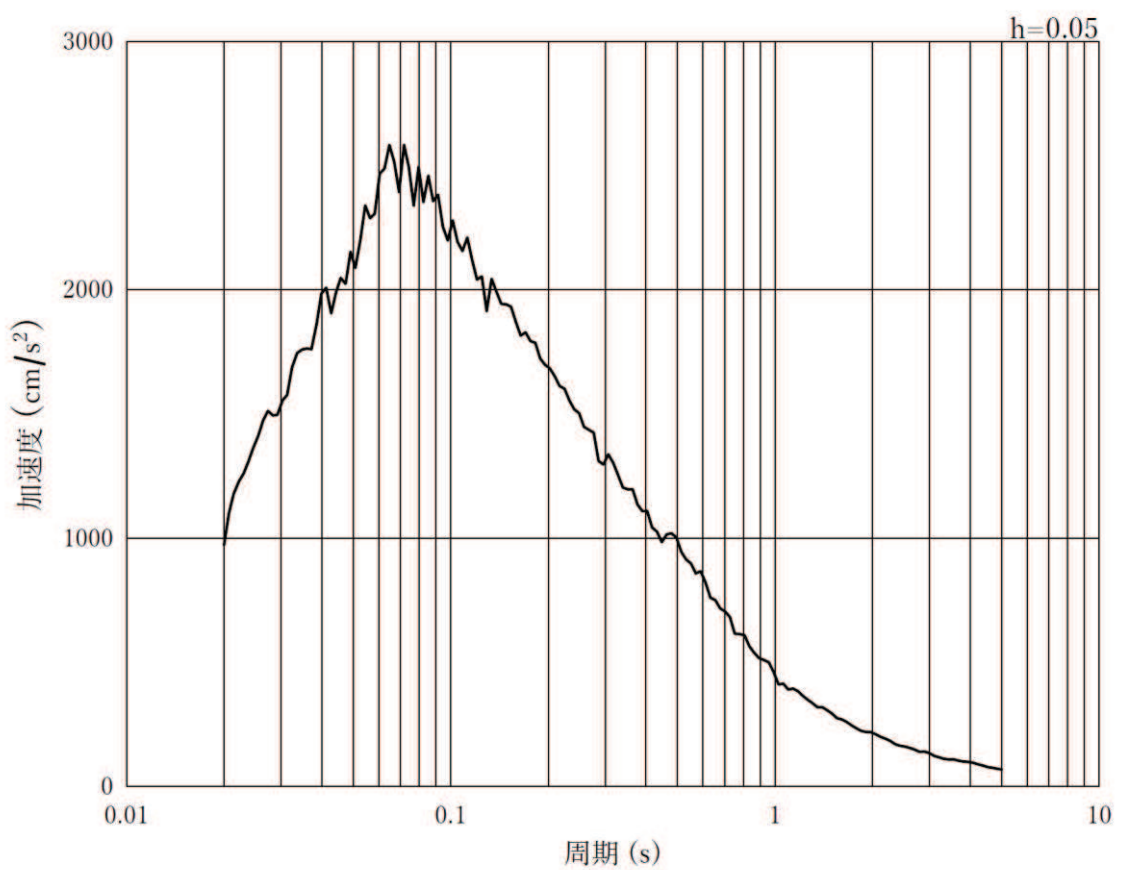


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(2) 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  
(鉛直方向：S s - D 1)

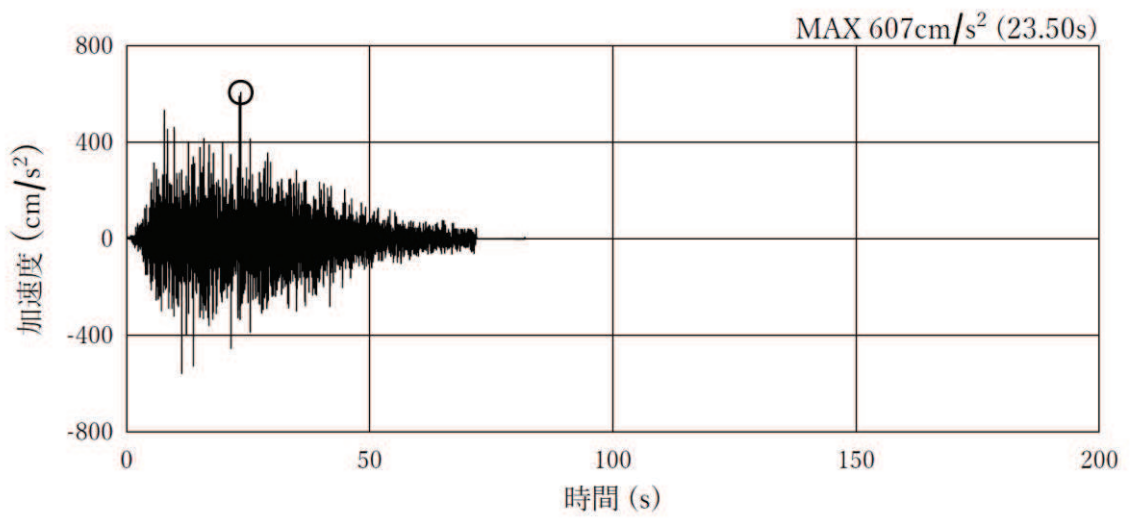


(a) 加速度時刻歴波形

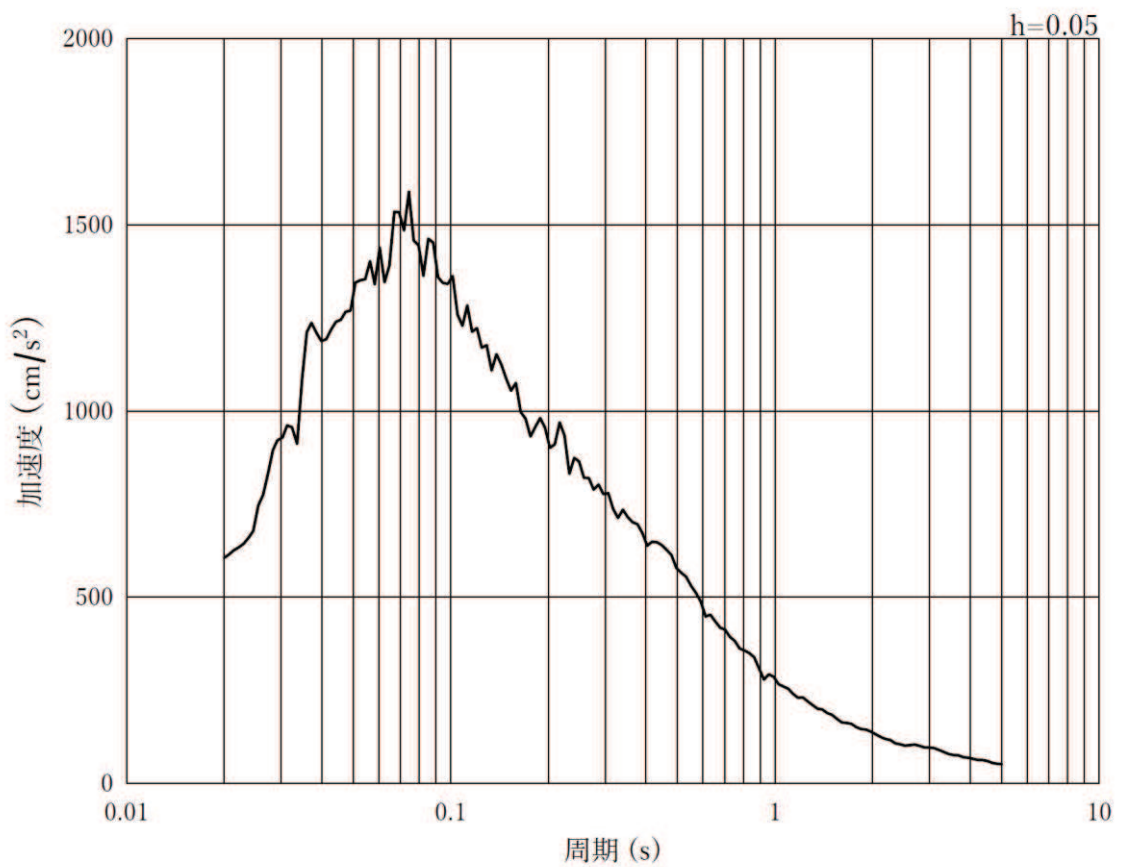


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(3) 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  
(水平方向 : S s - D 2)

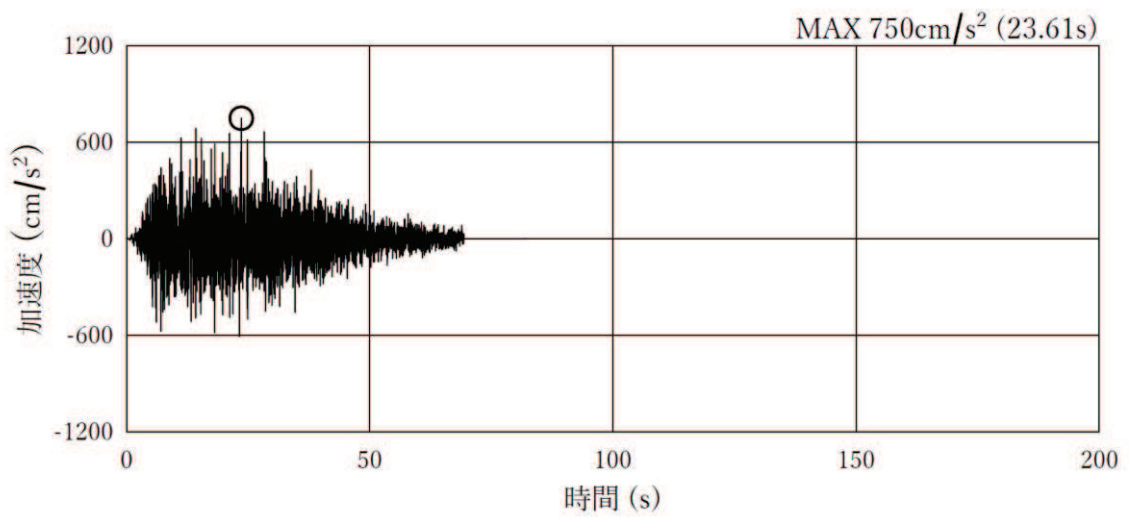


(a) 加速度時刻歴波形

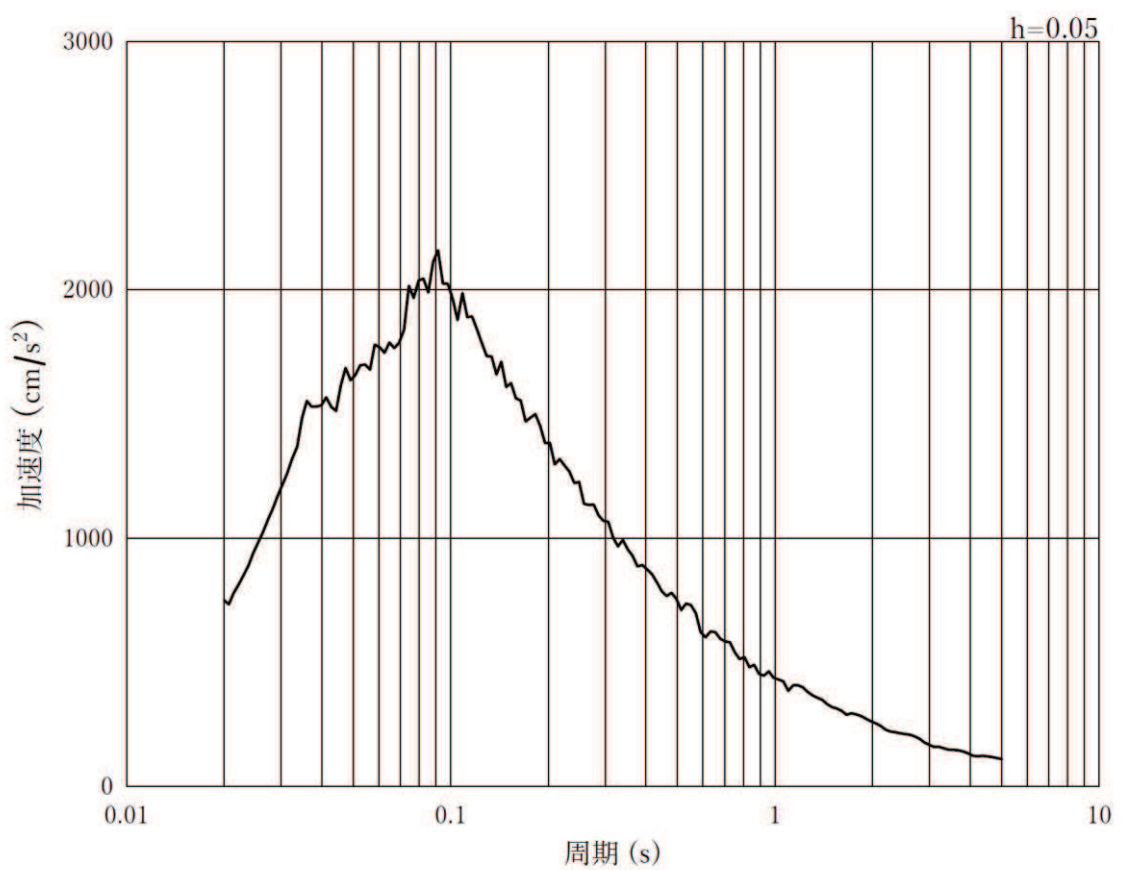


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(4) 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  
(鉛直方向：S s - D 2)

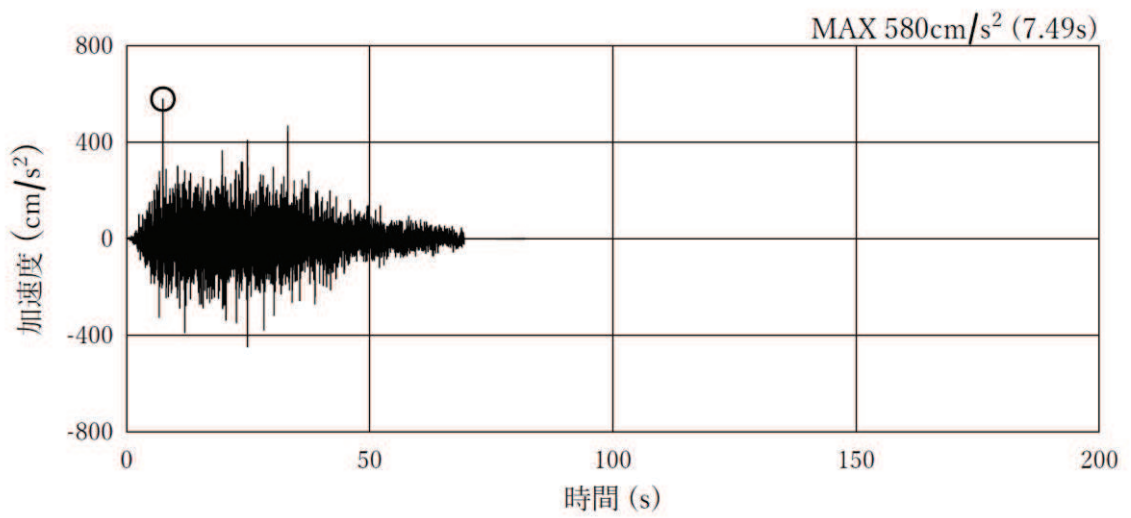


(a)加速度時刻歴波形

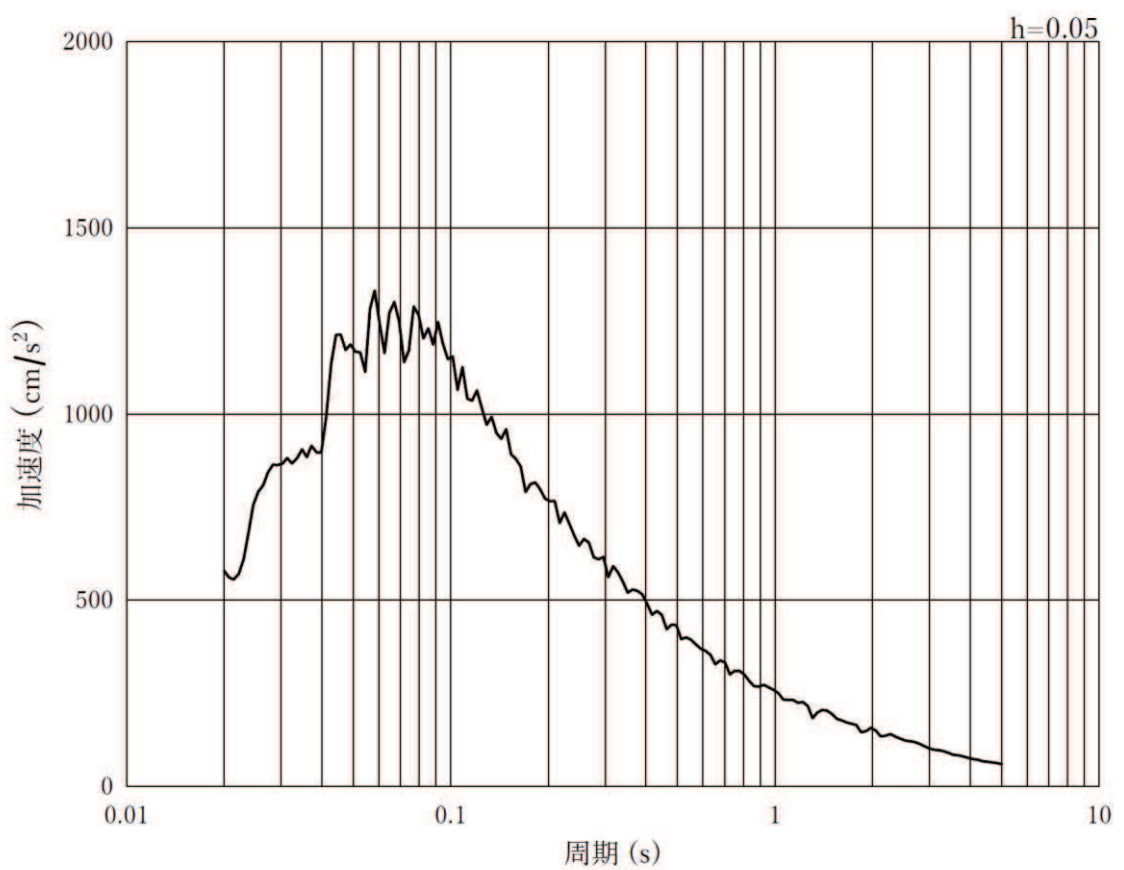


(b)加速度応答スペクトル

図 4-2(5) 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  
(水平方向 : S s - D 3)

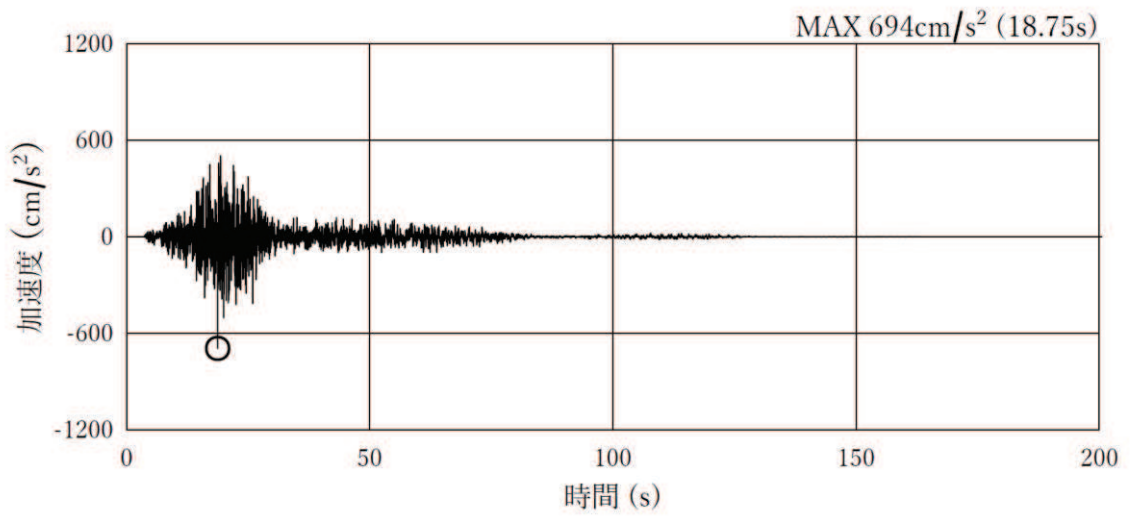


(a) 加速度時刻歴波形

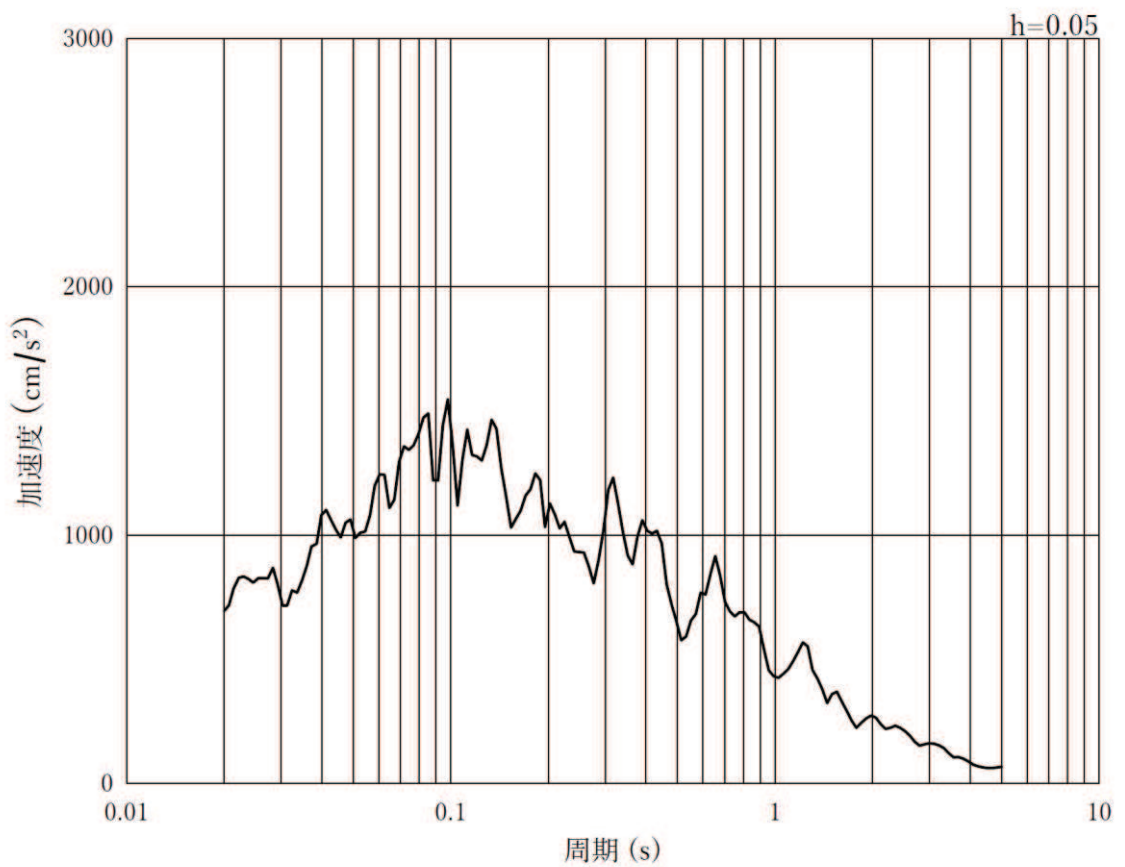


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(6) 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  
(鉛直方向：S s - D 3)

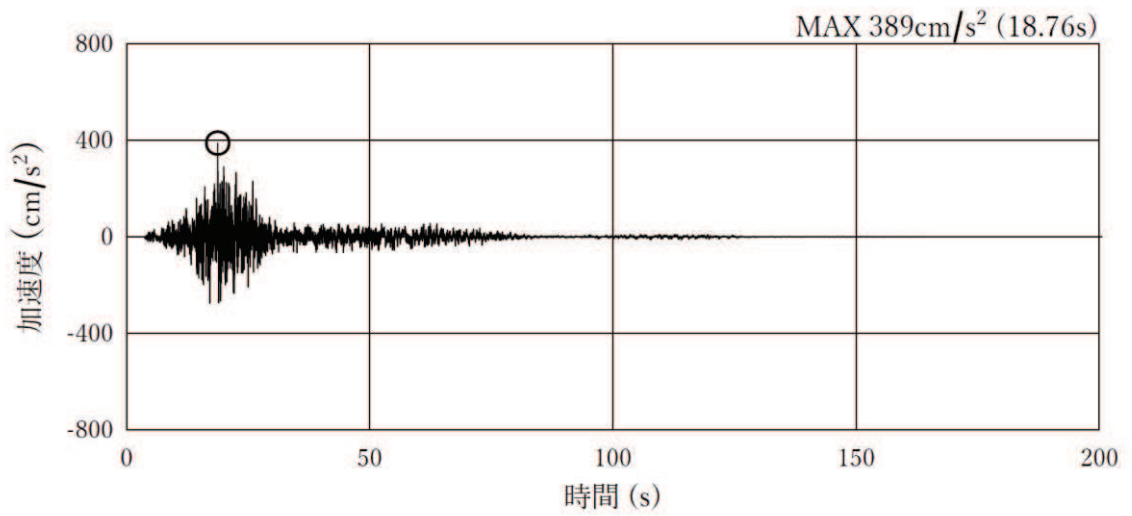


(a) 加速度時刻歴波形

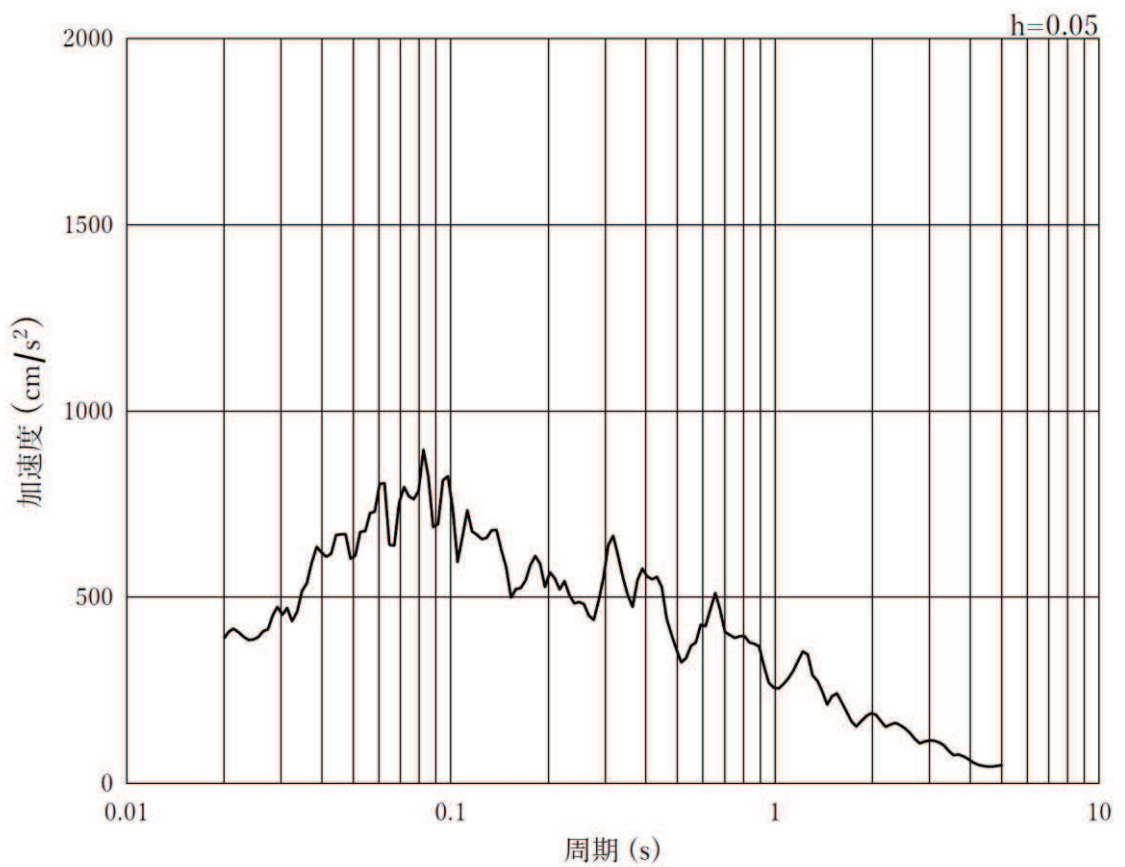


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(7) 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  
(水平方向 : S s - F 1)

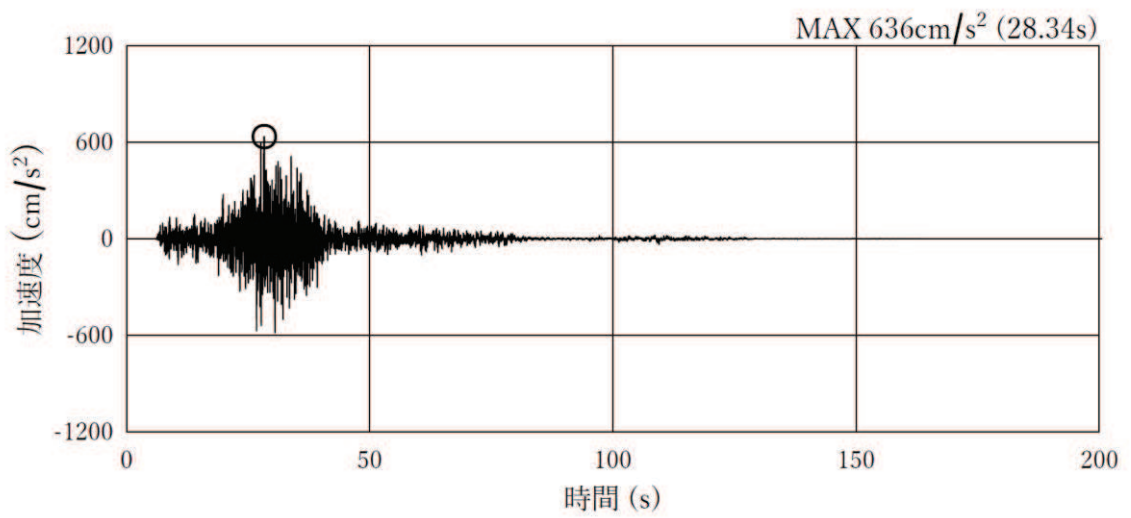


(a) 加速度時刻歴波形

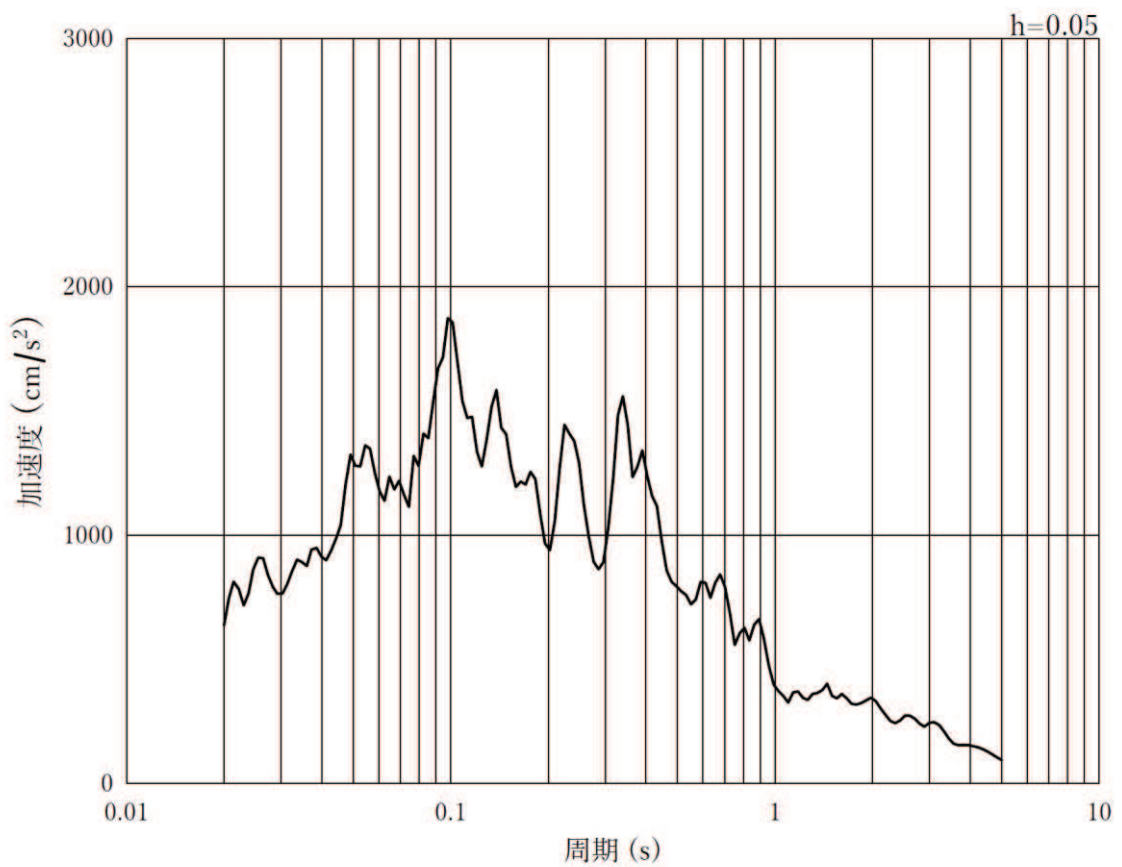


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(8) 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  
(鉛直方向：S s - F 1)



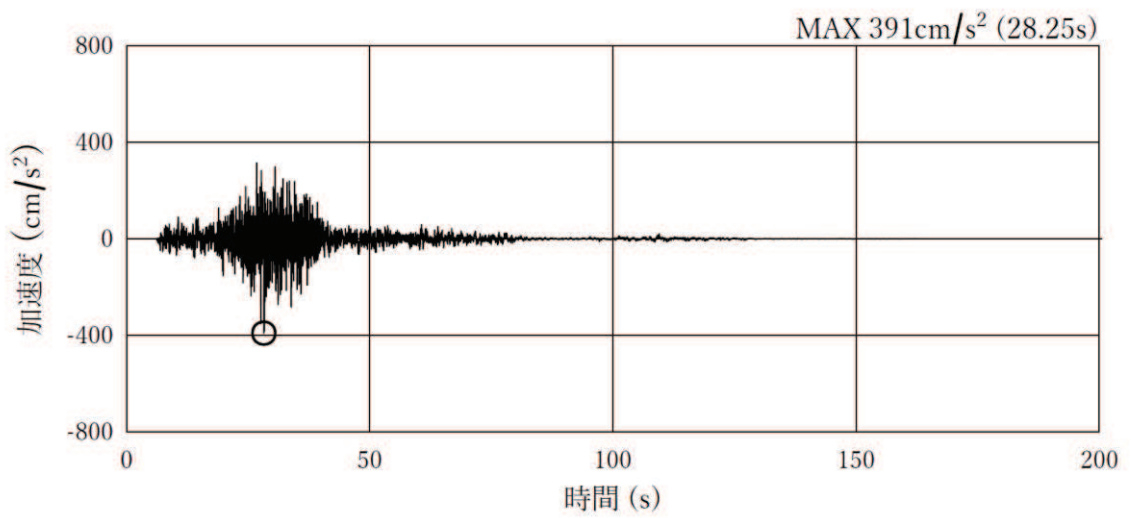
(a) 加速度時刻歴波形



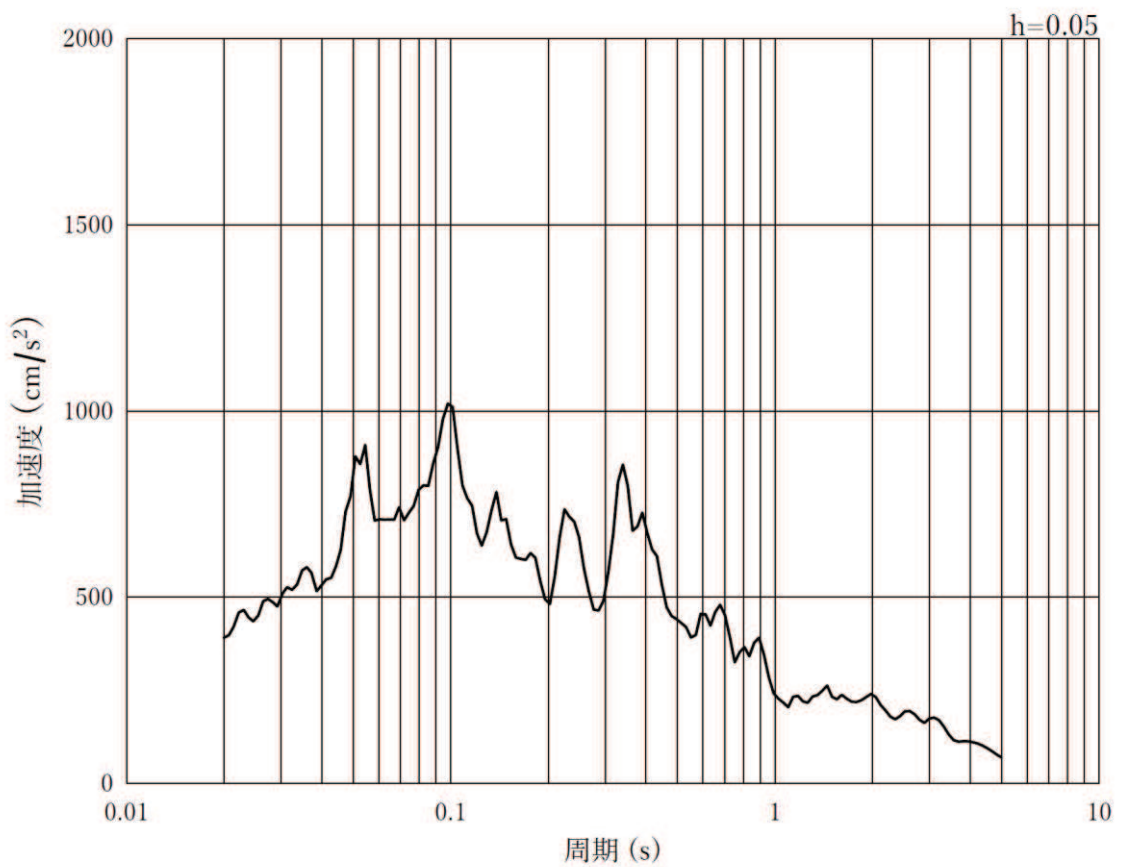
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(9) 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  
(水平方向 : S s - F 2)



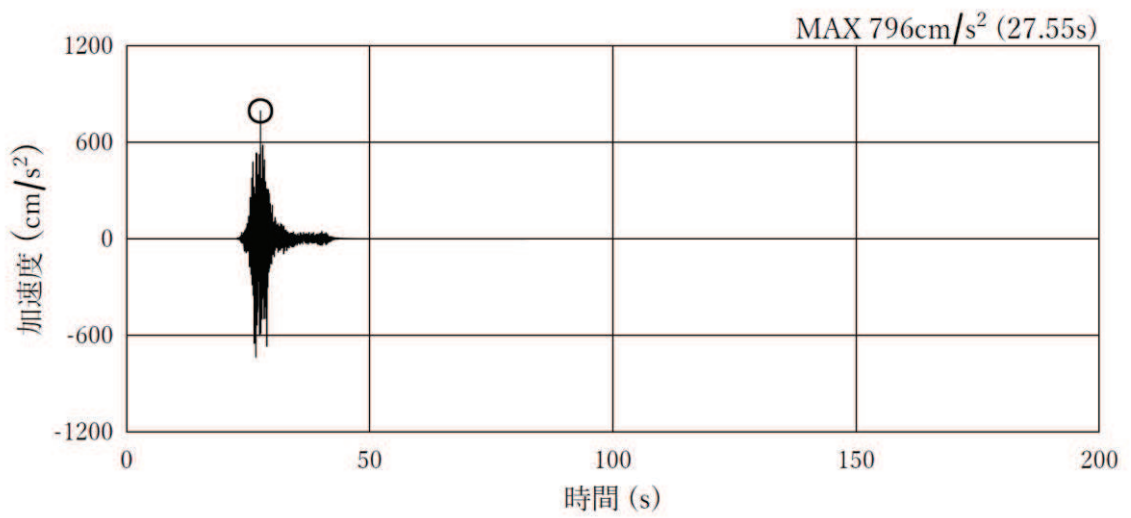


(a) 加速度時刻歴波形

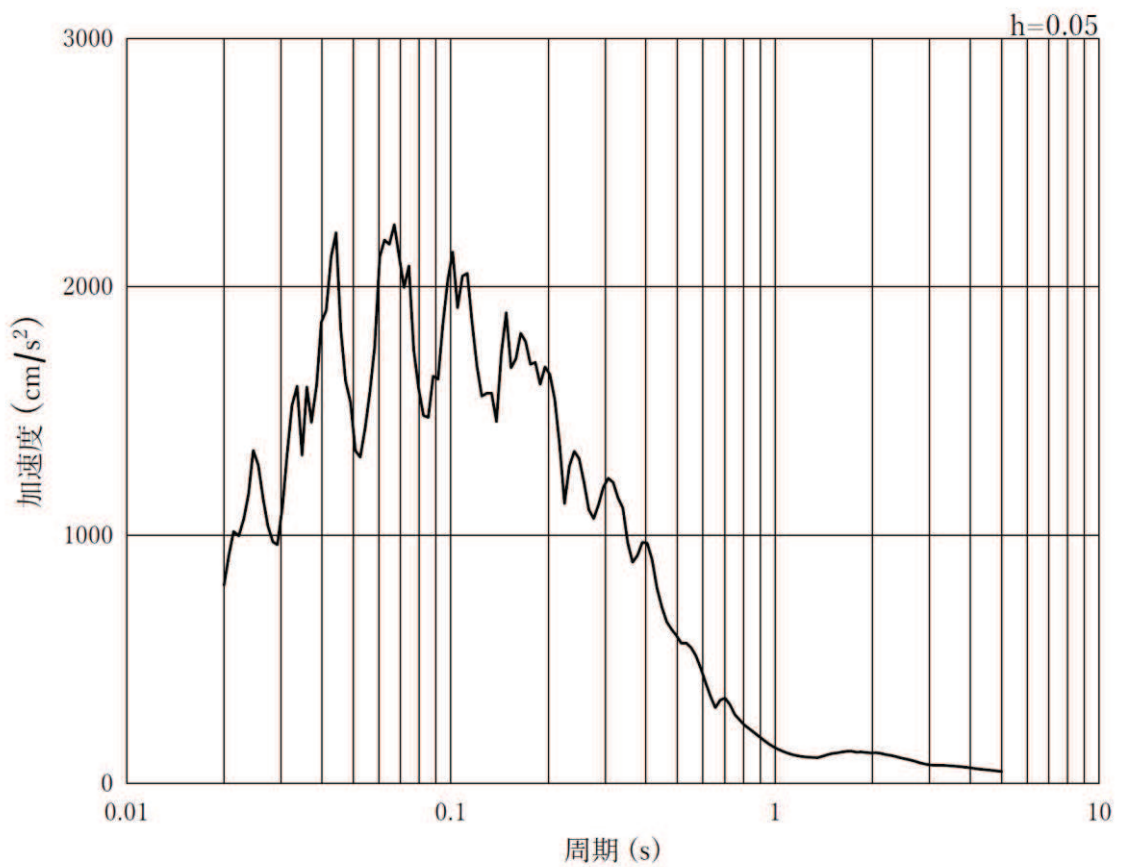


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(10) 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  
(鉛直方向：S s - F 2)

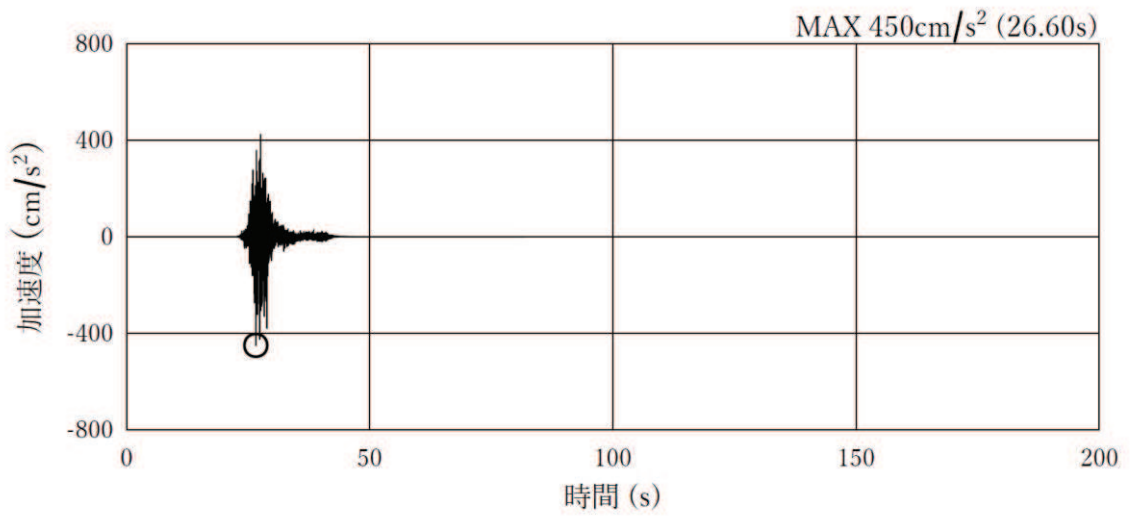


(a)加速度時刻歴波形

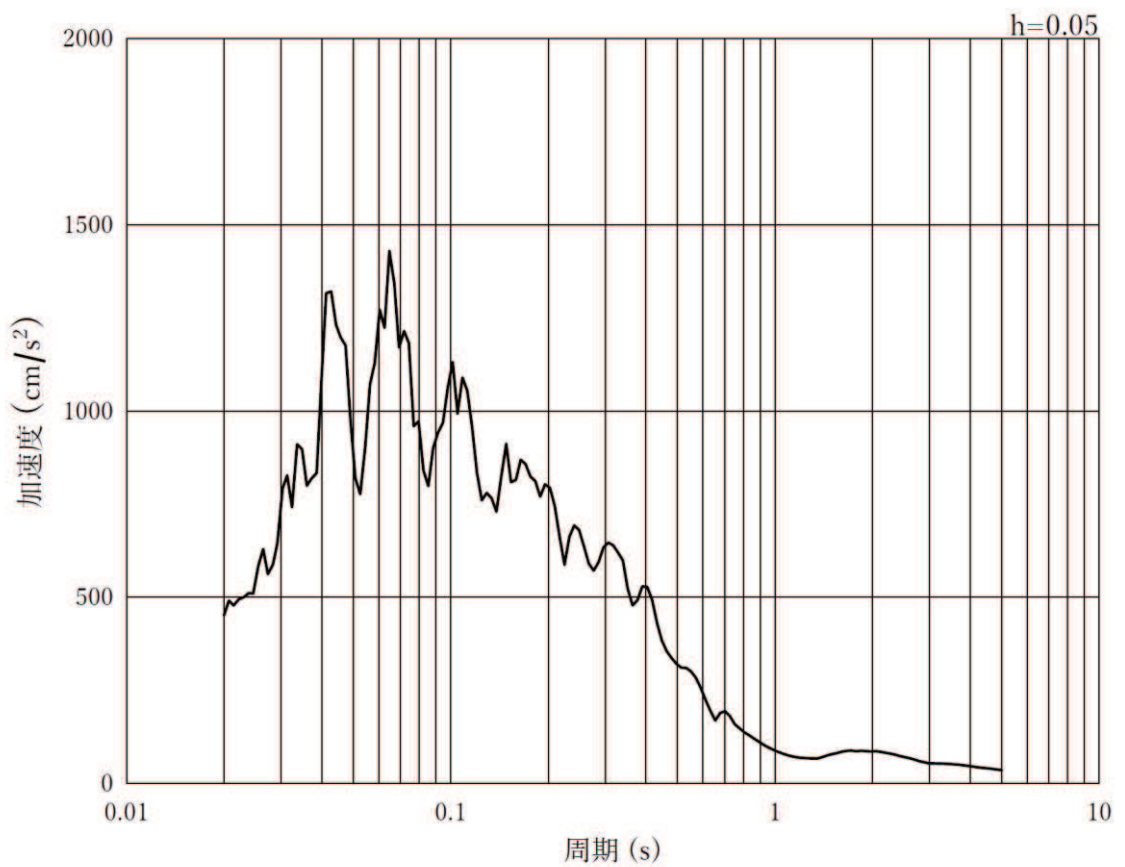


(b)加速度応答スペクトル

図 4-2(11) 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  
(水平方向 : S s - F 3)

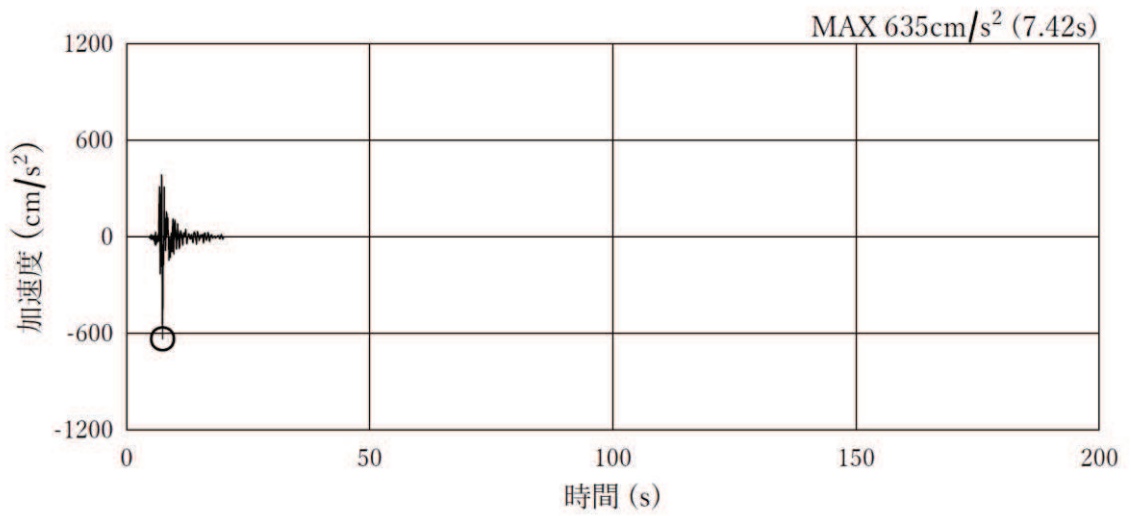


(a) 加速度時刻歴波形

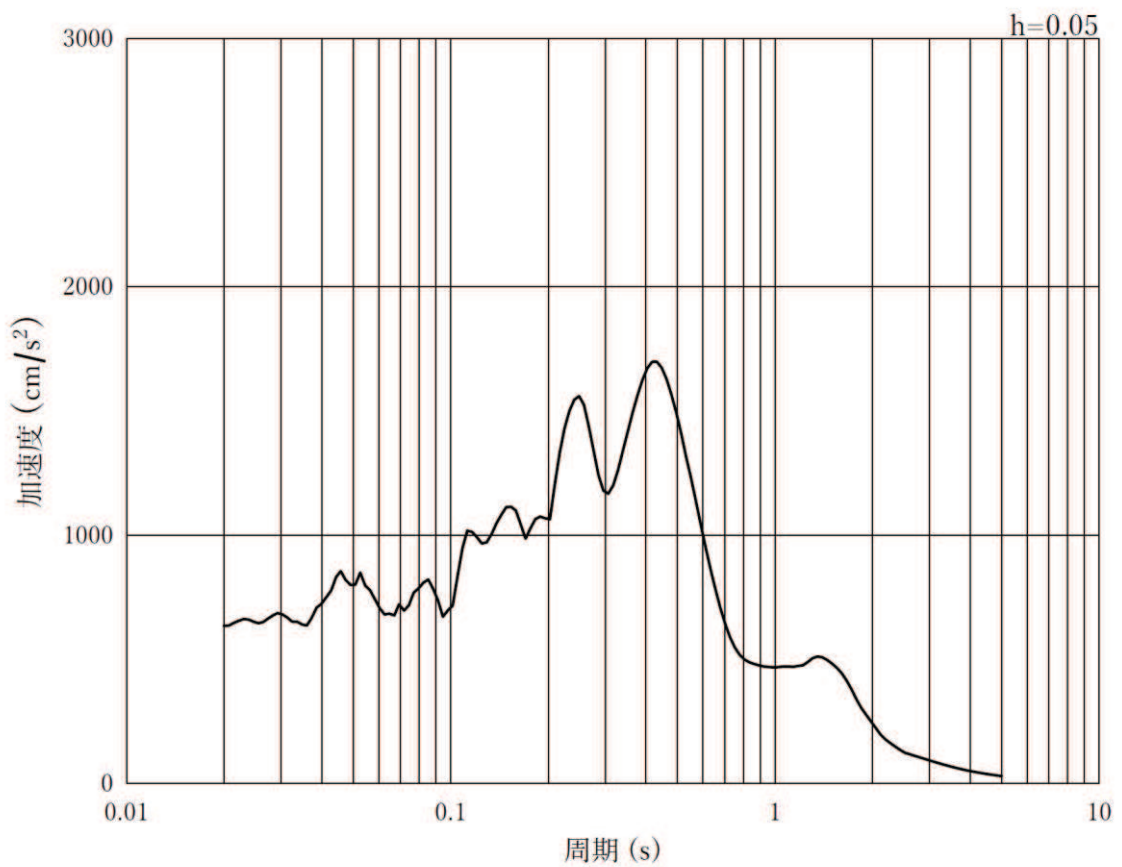


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(12) 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  
(鉛直方向：S s - F 3)

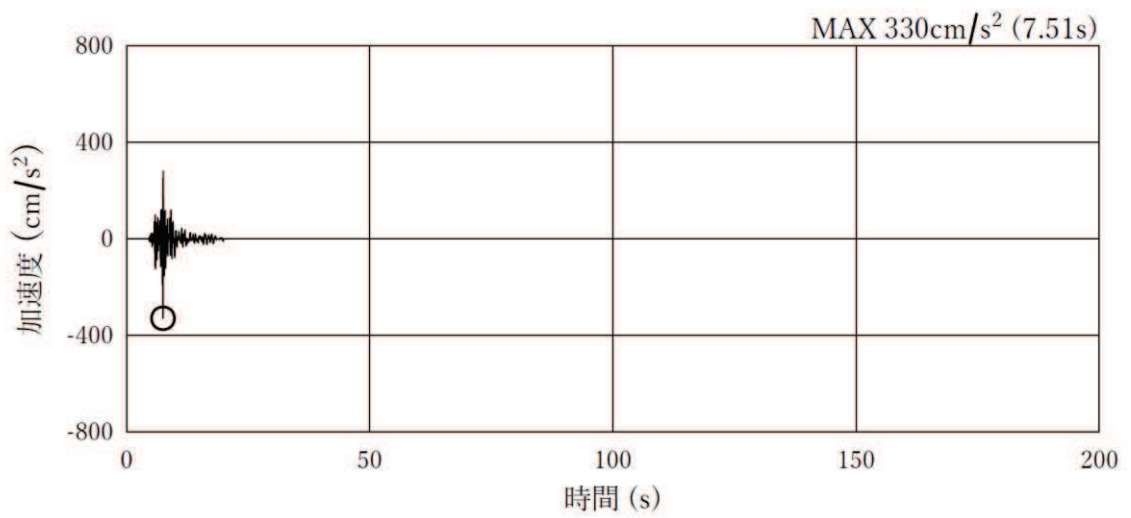


(a) 加速度時刻歴波形

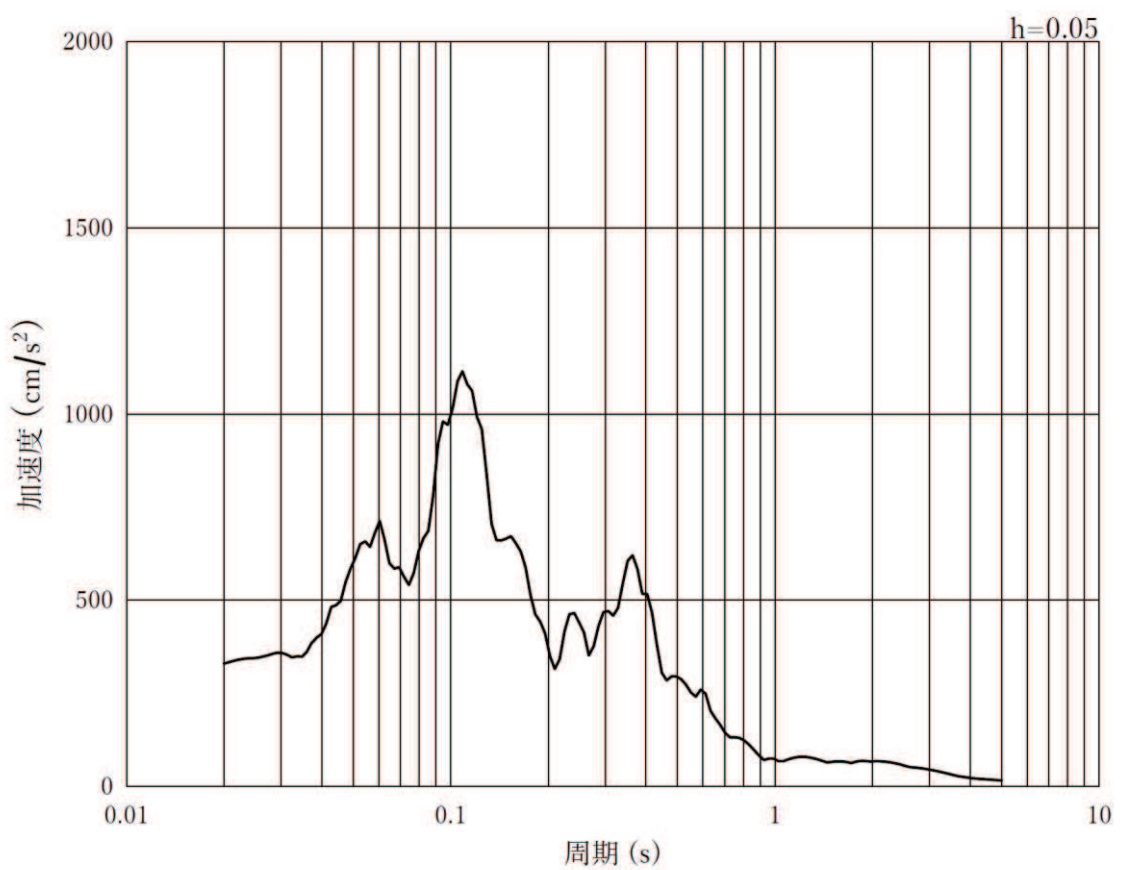


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(13) 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  
(水平方向 : S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(14) 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  
(鉛直方向：S s - N 1)

## 5. 解析モデル及び諸元

### 5.1 解析モデル

入力地震動算出における地質断面図を図 5.1-1 に、二次元有限要素法による地震応答解析モデルを図 5.1-2 に示す。なお、断面位置周辺のボーリング位置図は追而とする。

#### (1) 解析領域

二次元有限要素法による地震応答解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。

#### (2) 境界条件

二次元有限要素法による地震応答解析モデルの境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、底面に粘性境界を、側面にエネルギー伝達境界を設ける。

#### (3) 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土、旧表土及びD級岩盤は、等価線形化法により、動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。また、シームはジョイント要素<sup>\*1, \*2</sup>でモデル化する。

注記\*1：原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -2015）

\*2：土木学会 2009 年 原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>

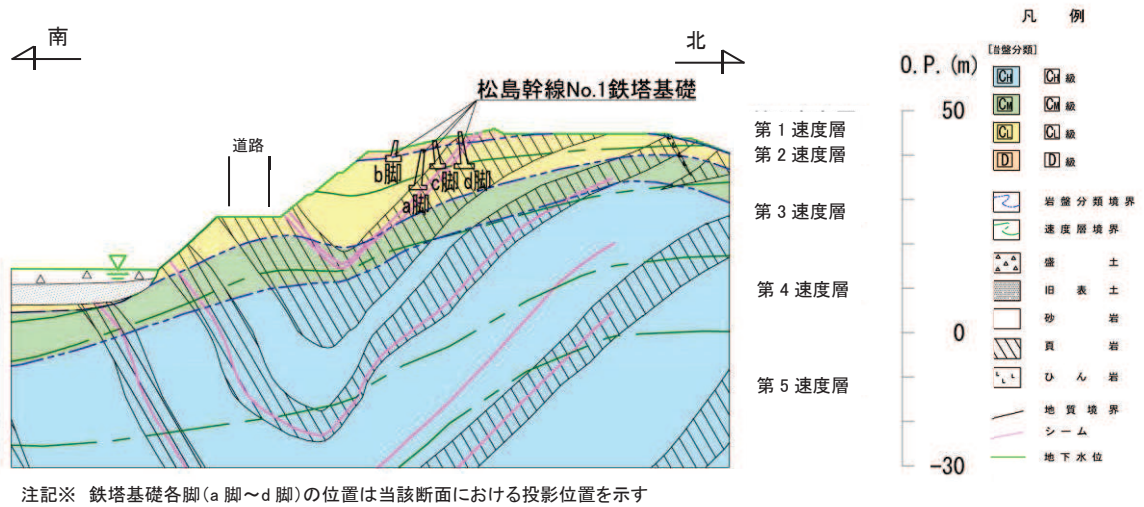


図 5.1-1 地質断面図

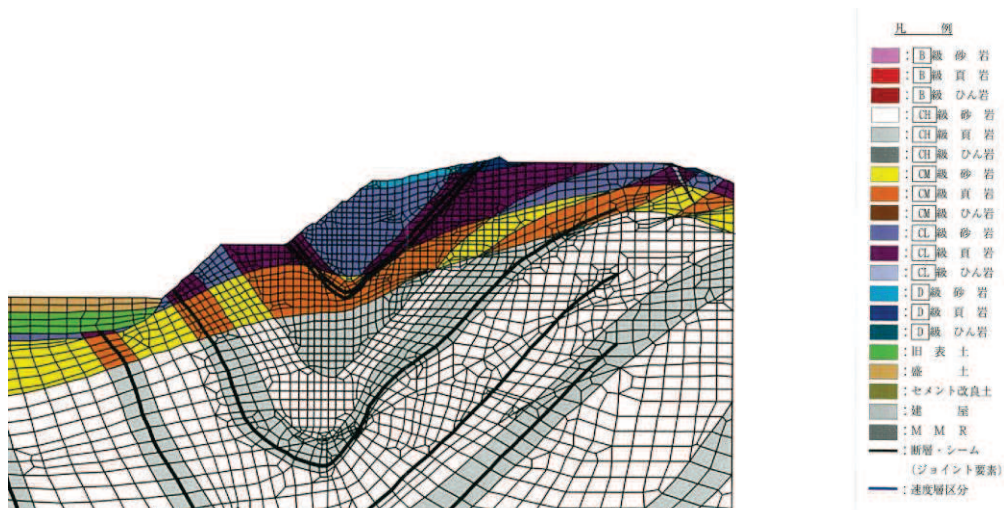


図 5.1-2 二次元有限要素法による地震応答解析モデル

## 5.2 地盤の物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。物性値を表 5.2-1、表 5.2-2 に示す。

表 5.2-1 解析用物性値(牧の浜部層) (1/2)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	静的・動的的特性		静的特性	動的特性	減衰定数 h			
			せん断強度 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )				せん断弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_s$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級	砂岩	26.4	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	0.03		
	頁岩	27.1	1.25	32.0	$0.96\sigma^{0.31}$	3,700	0.23			
	ひん岩	27.9	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	2,800	0.18			
C <sub>H</sub> 級	砂岩	26.2	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	1,900	0.19	0.03		
	頁岩	27.1	1.25	32.0	$0.96\sigma^{0.31}$	1,900	0.22			
	ひん岩	27.9	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	1,900	0.18			
C <sub>M</sub> 級	砂岩	25.5	0.78	50.0	$1.09\sigma^{0.72}$	1,200	0.24	0.03		
	頁岩	25.4	0.76	32.0	$0.96\sigma^{0.31}$	1,500	0.21			
	ひん岩	25.5	0.78	50.0	$1.09\sigma^{0.72}$	1,200	0.24			
C <sub>L</sub> 級	砂岩	23.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	250	0.26	0.03		
	頁岩	23.1	0.44	27.0	$0.58\sigma^{0.31}$	180	0.26			
	ひん岩	23.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	250	0.26			
D級	砂岩	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38	0.03		
	頁岩	20.2	0.10	24.0	$0.12\sigma^{0.21}$	39	0.38			
	ひん岩	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38			

表5.2-1(2/2)参照

$$h = \frac{G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}}{G_d / G_0 = 1 / (1 + 119 \gamma^{0.63}) + 0.028}$$



表 5.2-1 解析用物性値(牧の浜部層) (2/2)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
	頁岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
	ひん岩	第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
	C <sub>M</sub> 級	砂岩	第1速度層	$0.2 \times 10^3$
第2速度層			$1.2 \times 10^3$	0.45
第3速度層			$4.7 \times 10^3$	0.41
第4速度層			$11.5 \times 10^3$	0.34
第5速度層			$16.8 \times 10^3$	0.33
頁岩		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
ひん岩		第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
C <sub>L</sub> 級	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48	
	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45	
	第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41	
D級	第1速度層	表 5.2-1 (1/2) 参照	0.48	
	第2速度層		0.45	

表 5.2-2 解析用物性値(盛土ほか)

岩種・岩級	強度特性										変形特性							
	物理特性					静的・動的特性					静的特性				動的特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$							
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)^*$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$								
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$								
断層 及ヒシーム	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.0012)^*$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089(\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$								
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$								
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$								
背面補強工 置換コンクリート	24.0 22.5	—	—	—	—	28,000	0.2	11,667	0.2	0.05								

注記\*: 残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間  
 $G_0 = E_s / 2(1 + \nu_s)$ ,  $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m)$ ,  $\gamma_m = \tau / G_0$

### 5.3 地下水位

設計用地下水位は、「9. 保管場所及び屋外アクセスルートの評価における地下水位の設定方法について」に従い、地表面に設定する。