

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7 補足-025-5 改7
提出年月日	2020年8月24日

格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書に関する補足説明資料

2020年8月

東京電力ホールディングス株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

- 別紙 1 地震応答解析における解析モデル及び手法
- 別紙 2 地震応答解析における耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定
- 別紙 3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討
- 別紙 4 地盤の液状化を考慮した地震応答解析結果
- 別紙 5 装置基礎剛性の不確かさを考慮した地震応答解析結果
- 別紙 6 装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮した地震応答解析結果
- 別紙 7 地盤改良体の物性値の不確かさを考慮した地震応答解析結果
- 別紙 8 隣接建屋の影響を考慮した地震応答解析結果

下線部：今回ご提示資料

別紙8 隣接建屋の影響を考慮した地震応答解析結果

目 次

1. 概要	別紙 8-1
1.1 隣接建屋の概要	別紙 8-1
1.2 検討概要	別紙 8-2
2. 検討方針	別紙 8-3
2.1 評価フロー	別紙 8-3
2.2 解析断面	別紙 8-4
2.3 解析ケース	別紙 8-5
2.4 解析モデル	別紙 8-5
2.4.1 建屋のモデル化	別紙 8-7
2.4.2 杭のモデル化	別紙 8-10
2.4.3 原地盤及び地盤改良体のモデル化	別紙 8-10
2.5 入力地震動	別紙 8-12
3. 検討結果	別紙 8-13
3.1 地震応答解析結果	別紙 8-13
3.2 装置基礎の耐震評価に与える影響	別紙 8-18
3.3 機器・配管系評価に与える影響	別紙 8-19
4. まとめ	別紙 8-24

1. 概要

1.1 隣接建屋の概要

格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）の設置位置を図1-1に示す。装置基礎の周辺は、原子炉建屋、軽油タンク基礎及び大物搬入建屋が配置されている。

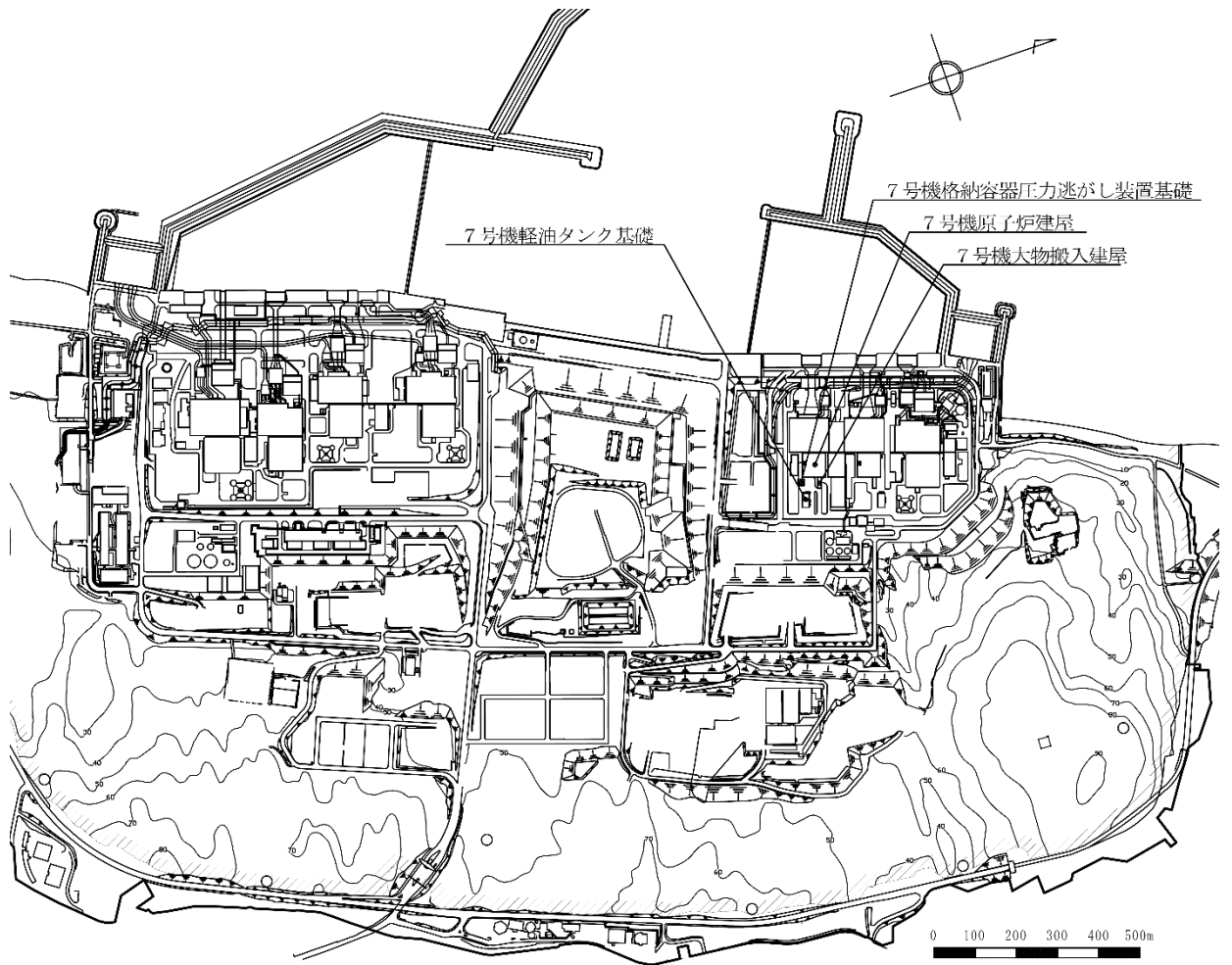


図1-1 装置基礎の設置位置

1.2 検討概要

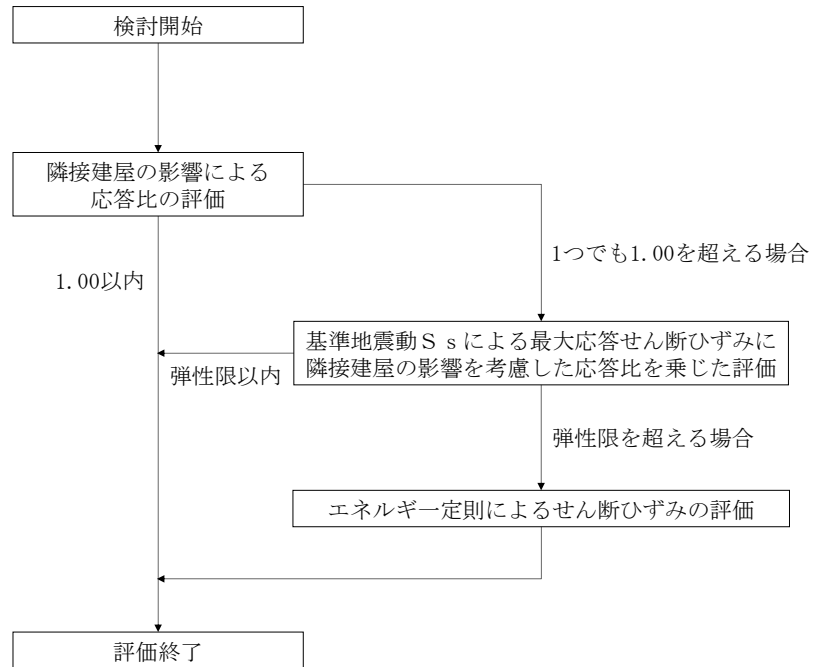
「工事計画に係る説明資料（耐震性に関する説明書）」のうち「隣接建屋の影響に関する検討」では、原子炉建屋、コントロール建屋、タービン建屋及び廃棄物処理建屋の配置状況を考慮した地震応答解析を実施し、隣接建屋が原子炉建屋、コントロール建屋、タービン建屋及び廃棄物処理建屋の構造健全性に与える影響を確認している。一方、装置基礎の地震応答解析では、装置基礎及び装置基礎の周辺に施工する地盤改良体を考慮しているが、原子炉建屋等は地盤改良体より剛性が高いため、隣接建屋の影響を考慮していない。本資料では、装置基礎を単独でモデル化する場合と、隣接建屋の配置を考慮してモデル化する場合について地震応答解析を実施し、両者の建屋応答を比較することで、隣接建屋が装置基礎及び機器・配管系の耐震評価に与える影響を確認する。

地震応答解析には、解析コード「S o i l P l u s」を用いる。

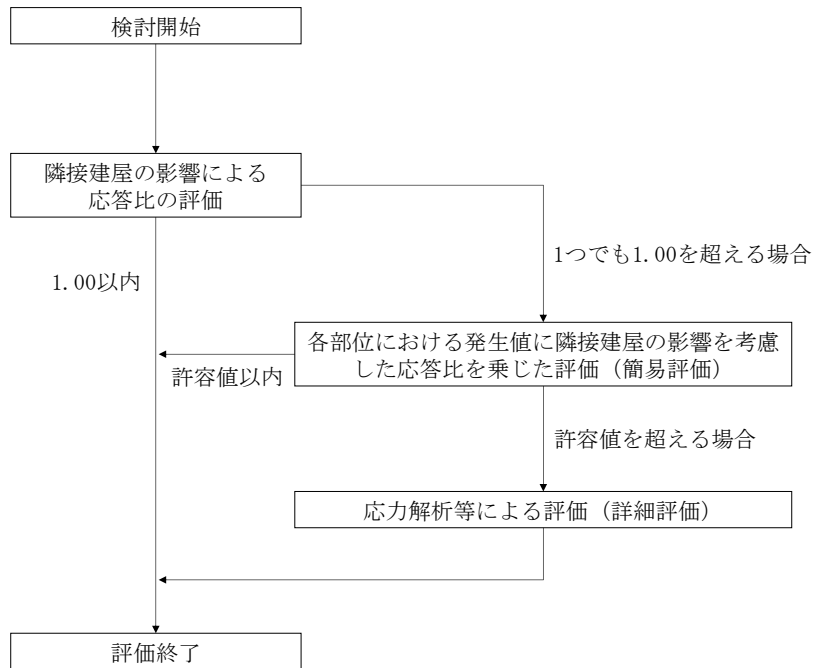
2. 検討方針

2.1 評価フロー

本検討の評価フローを図 2-1 に示す。



(a) 耐震壁



(b) 杭及び基礎スラブ

図 2-1 評価フロー

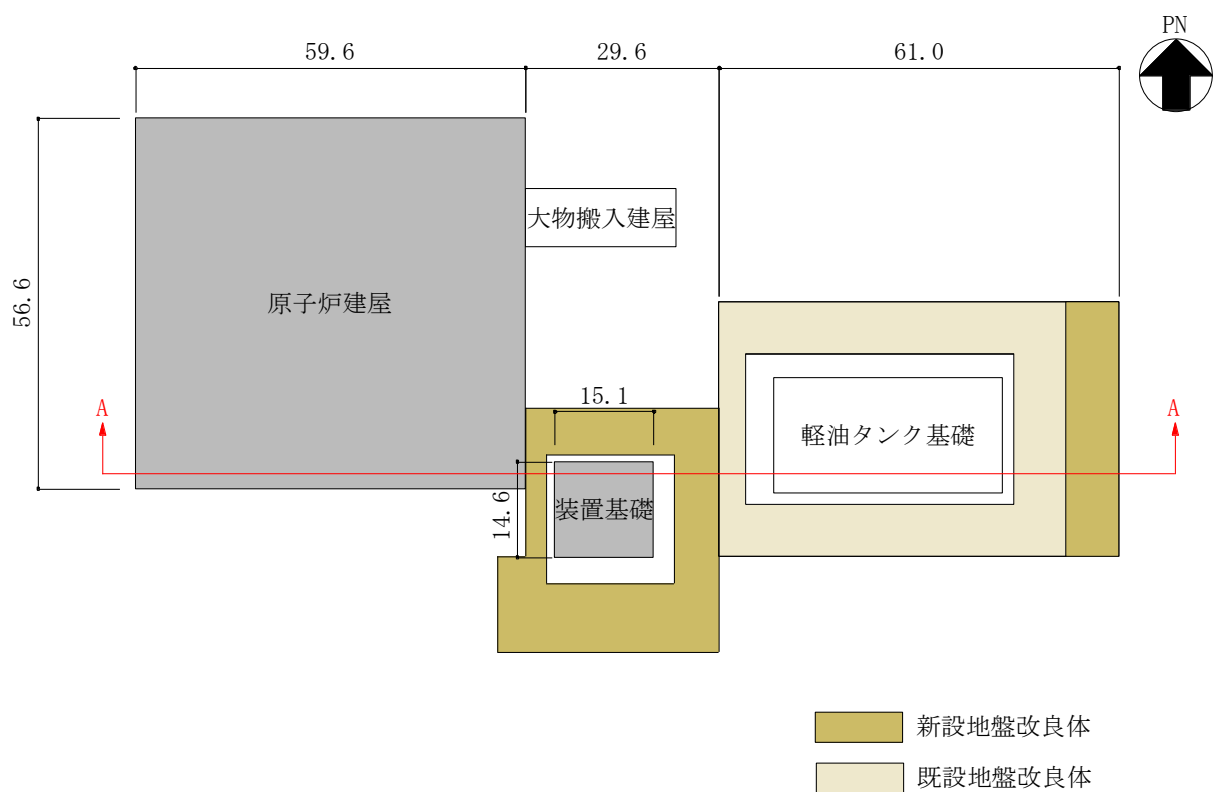
2.2 解析断面

隣接建屋の配置を図2-2に示す。

原子炉建屋は装置基礎に隣接する建屋の中で最も規模が大きく、装置基礎に隣接しているため、装置基礎の応答に影響を及ぼす可能性がある。軽油タンク基礎周辺の地盤改良体は、装置基礎に隣接しているため、装置基礎の応答に影響を及ぼす可能性がある。大物搬入建屋は原子炉建屋に比べて規模が小さく、装置基礎から十分に離れて配置されているため、装置基礎の応答に及ぼす影響は小さいと考えられる。

以上より、地震応答解析は装置基礎、原子炉建屋及び軽油タンク基礎を含むA-A断面（EW方向）を解析断面とし、2次元FEMモデルにて実施する。

なお、地盤改良体については、2018年12月時点で竣工済みのものを「既設地盤改良体」、施工中若しくは計画中のものを「新設地盤改良体」と称する。



(単位：m)

図 2-2 隣接建屋の配置

2.3 解析ケース

解析ケースを表2-1に示す。本検討では、装置基礎を単独でモデル化する場合をケース8とし、装置基礎、原子炉建屋及び軽油タンク基礎の配置を考慮してモデル化する場合をケース9とする。

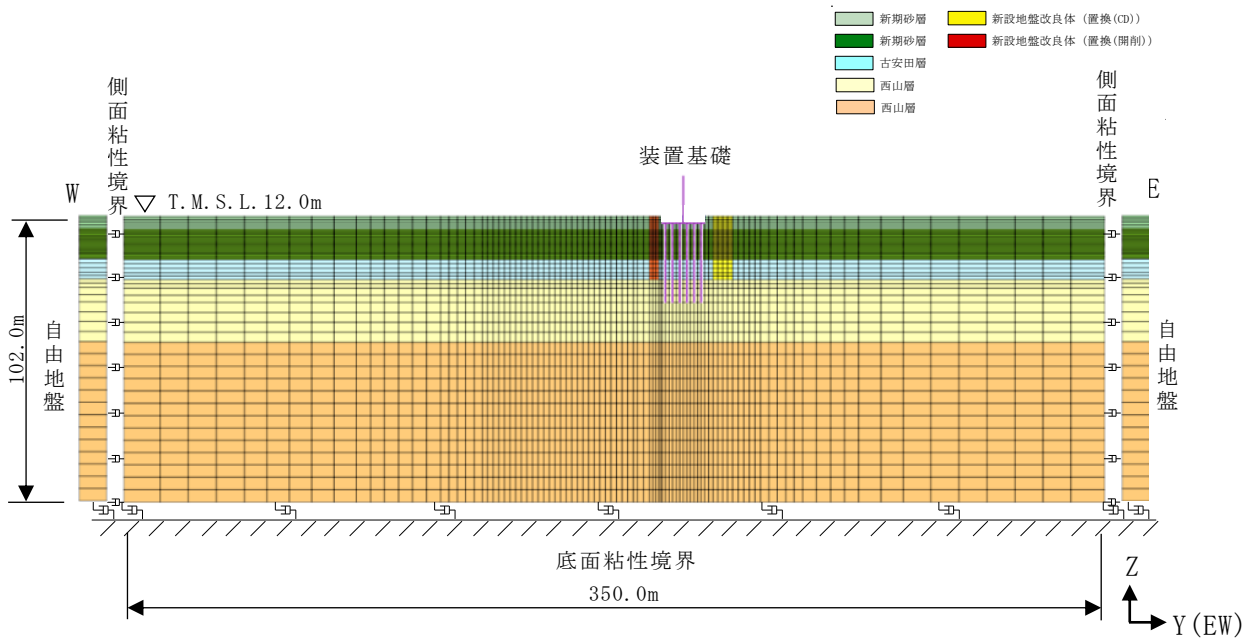
表 2-1 解析ケース

解析ケース	モデル化する建屋及び地盤改良体
ケース 8 (隣接非考慮)	装置基礎, 装置基礎の新設地盤改良体
ケース 9 (隣接考慮)	装置基礎, 装置基礎の新設地盤改良体, 原子炉建屋, 軽油タンク基礎の新設地盤改良体及び既設地盤改良体

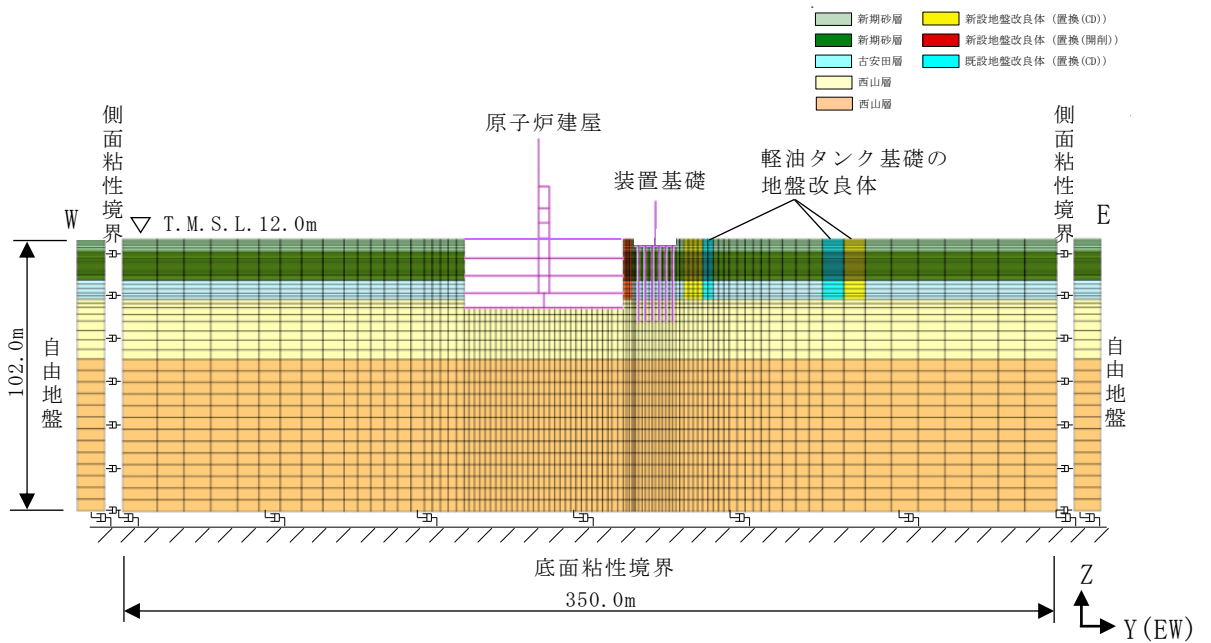
2.4 解析モデル

解析モデルを図2-3に示す。解析モデルは、建物・構築物、杭及び地盤の相互作用を考慮した2次元FEMモデルとし、解析領域は水平方向350m、鉛直方向102m (T. M. S. L. 12.0m~T. M. S. L. -90.0m) とする。装置基礎は一軸多質点系モデル、杭ははり要素、原子炉建屋は多軸多質点系モデルとする。原地盤及び地盤改良体はシェル要素でモデル化し、解析領域の境界部においては、側面にエネルギー逸散効果を、底面に半無限性を考慮するために粘性境界を設ける。

なお、軽油タンク基礎については地盤改良体に囲まれた杭基礎構造物であり、同じく地盤改良体に囲まれた杭基礎構造物である装置基礎の応答に及ぼす影響は小さいと考えられるため、ケース9 (隣接考慮) では軽油タンク基礎本体を考慮せず、軽油タンク基礎の周辺に施工する地盤改良体のみ考慮する。



(a) ケース 8 (隣接非考慮)



(b) ケース 9 (隣接考慮)

図 2-3 解析モデル

2.4.1 建屋のモデル化

装置基礎及び原子炉建屋の物性値を表2-2に示す。装置基礎の物性値はV-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルと同様とし、原子炉建屋の物性値はV-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルと同様とする。

装置基礎の解析モデルは、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」と同様に一軸多質点系の曲げせん断棒モデルとし、基礎スラブ下端の質点と側面地盤の間には無質量剛はり要素を設定する。

装置基礎の解析モデル諸元は、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデル（EW方向）で設定した値を用いる。

原子炉建屋の解析モデルを図2-4に示す。原子炉建屋の解析モデルは、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」と同様に多軸多質点系の曲げせん断棒モデルとし、基礎スラブ下端の質点と側面地盤の間には無質量剛はり要素を設定する。また、地下外壁部の質点と側面地盤の間には無質量剛はり要素を設定する。

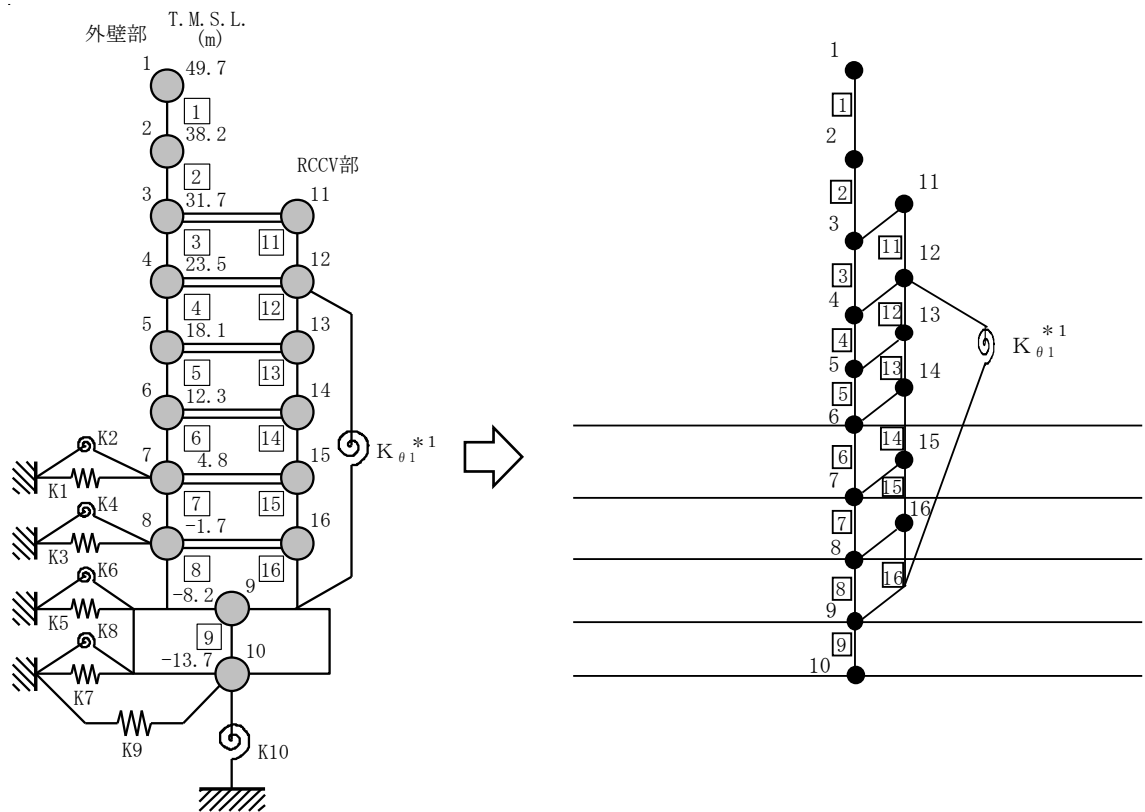
原子炉建屋の解析モデル諸元を表2-3に示す。原子炉建屋の解析モデル諸元は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルの諸元に対して、面外方向（NS方向）の奥行幅比（装置基礎奥行幅／原子炉建屋奥行幅）を乗じた値とする。

装置基礎の基礎スラブ下端の無質量剛はり要素と原地盤の間にはすべりを考慮したジョイント要素及び水平自由度の多点拘束は設定せず、剥離・接触のみを考慮したジョイント要素を設定する。原子炉建屋の基礎スラブ下端の無質量剛はり要素と原地盤の間は水平自由度において多点拘束を設定するとともに、鉛直方向には剥離・接触を考慮したジョイント要素を設定する。原子炉建屋の質点7～9の無質量剛はり要素の端部と原地盤又は地盤改良体の間は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルの側面地盤ばねと同様の効果を考慮するためにピン接合とする。また、質点6の無質量剛はり要素の端部と地表面（T. M. S. L. 12. 0m）の原地盤又は地盤改良体の間にはすべりを考慮したジョイント要素及び鉛直自由度の多点拘束は設定せず、剥離・接触のみを考慮したジョイント要素を設定する。これにより、ケース9（隣接考慮）において原子炉建屋の応答が表層付近の地盤改良体を介して装置基礎の応答に及ぼす影響を保守的に考慮する。

表 2-2 装置基礎及び原子炉建屋の物性値

建物・構築物	部位	使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	ポアソン比 ν
装置基礎	耐震壁 基礎スラブ	コンクリート： F _c = 24 (N/mm ²) 鉄筋：SD345	2.27 × 10 ⁴	9.45 × 10 ³	5	0.2
	場所打ち鋼管 コンクリート杭	コンクリート： F _c = 24 (N/mm ²)	2.27 × 10 ⁴	9.45 × 10 ³	3	0.2
		鋼管：SKK490 φ 1200mm × t25mm	2.05 × 10 ⁵	7.90 × 10 ⁴		0.3
原子炉 建屋	建屋部	コンクリート*： σ _c = 43.1 (N/mm ²) (σ _c = 440kgf/cm ²) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	2.88 × 10 ⁴	1.20 × 10 ⁴	5	0.2
	基礎スラブ	コンクリート*： σ _c = 39.2 (N/mm ²) (σ _c = 400kgf/cm ²) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	2.79 × 10 ⁴	1.16 × 10 ⁴	5	0.2

注記*：実強度に基づくコンクリート強度。



(a) スウェイ・ロッキングモデル*2

(b) 2次元 FEM モデル

注記*1：RCCV 回転ばねを示す。

*2：V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の地震応答解析モデルを示す。

注1：外壁部の質点左上及び RCCV 部の質点右上の数字は質点番号を、□内の数字は部材番号を示す。

注2：2次元 FEM モデルの外壁部（質点 1～10）と RCCV 部（質点 11～16）は同一平面上にモデル化しているが、無質量剛はり要素を地下外壁部の質点に設定することを示すために、本図では分けて表示している。

図 2-4 原子炉建屋の解析モデル

表 2-3 原子炉建屋の解析モデル諸元

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ kN・m ²)	部材番号	せん断断面積 A _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	10190	37.9	□1	14.1	7700
2	20770	77.4	□2	31.7	16100
3	23100	77.2	□3	44.5	22700
4	17350	71.1	□4	34.0	21100
5	12950	54.4	□5	43.0	23900
6	20280	82.7	□6	46.3	29600
7	19780	81.7	□7	54.6	32000
8	20440	83.7	□8	66.9	33800
9	88340	268.1	□9	870.2	257600
10	55730	166.2			
合計	504320				
11	22260	69.1	□11	56.5	1700
12	44510	122.4	□12	57.5	6000
13	27870	87.8	□13	53.5	6000
14	52050	116.9	□14	39.2	6000
15	32880	111.6	□15	46.5	5500
16	35820	105.7	□16	42.4	6100

注1：RCCV 回転ばね $K_{\theta 1} = 5.08 \times 10^9$ (kN・m/rad)

注2：面外方向の奥行幅比を乗じた値を示す。

2.4.2 杭のモデル化

杭ははり要素でモデル化し、基礎スラブ下端の無質量剛はり要素と剛接合する。杭の断面性能、杭の曲げモーメントー軸力相関及び曲率関係は、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルの設定に対して、2次元FEMにおける面外方向の杭本数（4本）を考慮した値として設定する。

杭と原地盤の境界は、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置の地震応答計算書」と同様のジョイント要素を設定する。

2.4.3 原地盤及び地盤改良体のモデル化

地盤は水平成層地盤とし、原地盤及び地盤改良体はシェル要素でモデル化する。地盤定数はV-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」と同様に算定した等価地盤物性値とする。ここで、地盤改良体の初期地盤物性値及びひずみ依存特性は表2-4のとおり設定する。なお、同表に示す単位体積重量及びせん断波速度は、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」と同様に改良率を考慮して算定した値である。

弾性設計用地震動S_dに対する地盤定数を表2-5に示す。

地盤改良体と原地盤の境界は、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置の地震応答計算書」と同様のジョイント要素を設定する。

表 2-4 地盤改良体の物性値

(a) 新設地盤改良体

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V _s (m/s)	単位体積 重量 γ _t (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	G/G ₀ ~γ	h~γ (%)
+12.0	置換 (CD)	800	17.9	0.302	1/(1+10.1γ ^{1.21})	γ/(0.172γ+0.00783) +0.401
-3.5	置換 (開削)	840	18.1	0.302	1/(1+10.1γ ^{1.21})	γ/(0.172γ+0.00783) +0.401
-3.5	置換 (CD)	800	18.0	0.302	1/(1+10.1γ ^{1.21})	γ/(0.172γ+0.00783) +0.401
-10.6	置換 (開削)	840	18.1	0.302	1/(1+10.1γ ^{1.21})	γ/(0.172γ+0.00783) +0.401

注：γはせん断ひずみ(%)を表す

(b) 既設地盤改良体

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V _s (m/s)	単位体積 重量 γ _t (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	G/G ₀ ~γ	h~γ (%)
+12.0 -3.5	置換 (CD)	1250	17.9	0.302	1/(1+10.1γ ^{1.21})	γ/(0.172γ+0.00783) +0.401
-3.5 -10.6	置換 (CD)	1240	18.0	0.302	1/(1+10.1γ ^{1.21})	γ/(0.172γ+0.00783) +0.401

注：γはせん断ひずみ(%)を表す

表 2-5 地盤定数 (Sd-1)

(a) 原地盤

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m^3)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m^2)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m^2)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	16900	36900	0.46	16
+7.3		200	16.1	0.308	15700	65700	0.24	24
-3.5	古安田層	330	17.3	0.462	124000	192000	0.65	4
-10.6	西山層	490	17.0	0.451	403000	416000	0.97	3
-33.0		530	16.6	0.446	456000	475000	0.96	3
-90.0		590	17.3	0.432	583000	614000	0.95	3
-136.0		650	19.3	0.424	798000	832000	0.96	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	1050000	1050000	1.00	—

(b) 新設地盤改良体 (置換 (CD))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m^3)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m^2)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m^2)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新設地盤改良体 (置換 (CD))	800	17.9	0.302	1140000	1170000	0.98	0
+7.3		800	17.9	0.302	1140000	1170000	0.98	0
-3.5 -10.6		800	18.0	0.302	1130000	1170000	0.97	1

注：T. M. S. L. -10.6m 以深は原地盤の値を採用する

(c) 新設地盤改良体 (置換 (開削))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m^3)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m^2)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m^2)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新設地盤改良体 (置換 (開削))	840	18.1	0.302	1290000	1310000	0.99	0
+7.3		840	18.1	0.302	1290000	1310000	0.99	0
-3.5 -10.6		840	18.1	0.302	1270000	1310000	0.97	1

注：T. M. S. L. -10.6m 以深は原地盤の値を採用する

(d) 既設地盤改良体 (置換 (CD))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m^3)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m^2)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m^2)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	既設地盤改良体 (置換 (CD))	1250	17.9	0.302	2820000	2850000	0.99	0
+7.3		1250	17.9	0.302	2820000	2850000	0.99	0
-3.5 -10.6		1240	18.0	0.302	2790000	2820000	0.99	0

注：T. M. S. L. -10.6m 以深は原地盤の値を採用する

2.5 入力地震動

本検討に用いる入力地震動は、「工事計画に係る説明資料（耐震性に関する説明書）」のうち「隣接建屋の影響に関する検討」と同様とし、V-2-1-2「基準地震動S_s及び弾性設計用地震動S_dの策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波のうち、全周期帯の応答が大きく、耐震評価への影響も大きい弾性設計用地震動S_d-1を用いる。弾性設計用地震動S_dとして作成した設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す。入力地震動の算定方法は、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」と同様とする。設定した地盤定数に基づき算定した解析モデル底面位置（T. M. S. L. -90.0m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図2-5に示す。

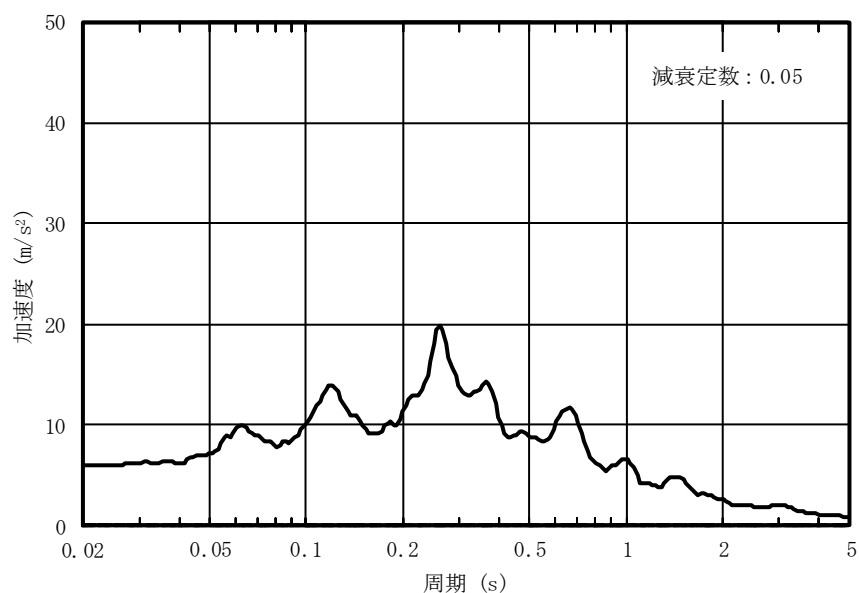


図 2-5 入力地震動の加速度応答スペクトル
(S_d-1, T. M. S. L. -90.0m, EW 方向)

3. 検討結果

3.1 地震応答解析結果

隣接建屋の影響を考慮したSd-1による地震応答解析結果を図3-1～図3-4、表3-1～表3-3に示す。また、Sd-1におけるケース8（隣接非考慮）とケース9（隣接考慮）の床応答スペクトルを図3-5に示す。

建屋及び杭頭断面力の最大応答値について確認した結果、ケース9の応答値は、装置基礎の最大応答加速度及び杭の最大応答せん断力を除き、ケース8よりも小さくなった。応答比（ケース9/ケース8）は0.632（杭の最小軸力）～1.47（杭の最大せん断力）であり、隣接建屋の影響によって応答が増幅又は減少する効果があることを確認した。

装置基礎の最大応答加速度については、ケース9において装置基礎が原子炉建屋及び軽油タンク基礎の地盤改良体に拘束されることで、装置基礎のロッキング動が抑制されスウェイ動が主体となったため、質点番号2（T.M.S.L. 12.0m）でケース8よりも大きくなったと考えられる。

杭の最大応答せん断力については、図3-4に示すとおり杭頭で最大となる。その合計値は、表3-3に示すとおりケース9がケース8よりも小さくなった。杭のせん断力は地盤変形と上部構造の慣性力により生じるが、ケース9において、原子炉建屋が地盤改良体を介して装置基礎直下の原地盤の変形を強く拘束したこと、及び装置基礎の応答加速度が小さくなり上部構造の慣性力が小さくなったことがその原因と考えられる。また、各杭の最大応答せん断力は、表3-3に示すとおり端部の杭（ケース8では杭番号6、ケース9では杭番号1）で最も大きくなり、ケース9がケース8を上回る結果となった。これは、ケース9において、原子炉建屋が地盤改良体を介して原子炉建屋側の杭周辺地盤の変形を強く拘束することで、各杭に生じるせん断力の負担率が変わり、原子炉建屋側の杭（杭番号1）の負担するせん断力が大きくなったためと考えられる。

なお、装置基礎と原子炉建屋では基礎形式及び固有振動数の違いにより振動特性が異なるため、原子炉建屋の応答は装置基礎の応答を増幅させない結果となった。また、原子炉建屋が杭周辺地盤の変形を拘束する効果については、タービン建屋を考慮した場合でも変わらないことが想定される。このため、原子炉建屋の西側にあるタービン建屋を考慮しても、装置基礎の応答への影響はないと考えられる。

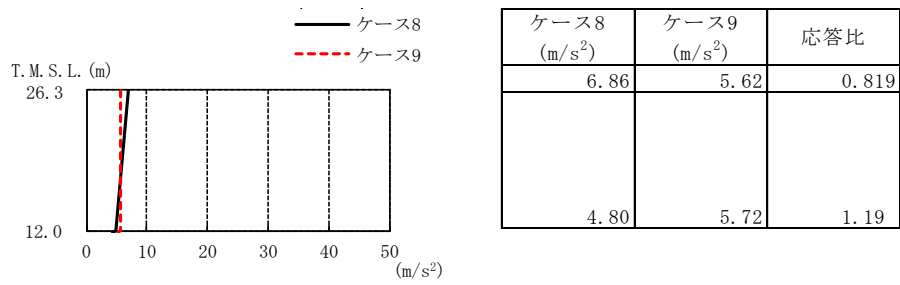


図3-1 最大応答加速度 (Sd-1, EW方向)

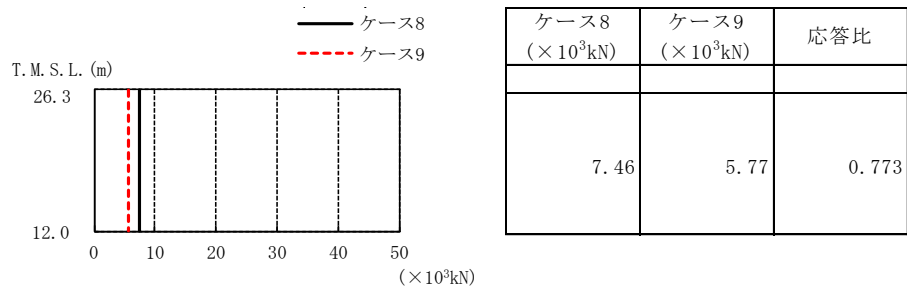


図3-2 最大応答せん断力 (Sd-1, EW方向)

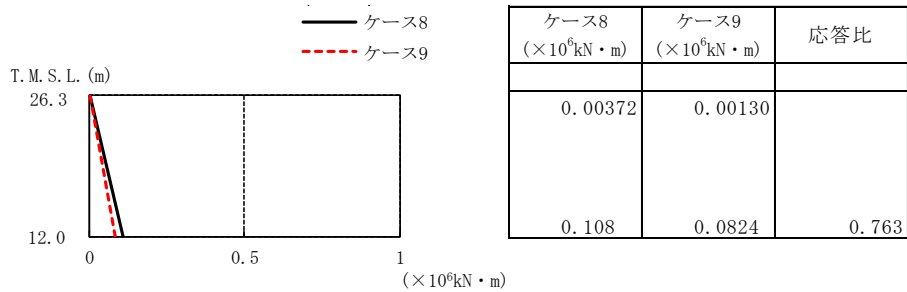


図3-3 最大応答曲げモーメント (Sd-1, EW方向)

表3-1 最大応答せん断ひずみ (Sd-1, EW方向)

標高 T.M.S.L. (m)	最大せん断ひずみ (×10 ⁻³)		応答比
	ケース8	ケース9	
26.3~12.0	0.0279	0.0215	0.771

表3-2 杭頭断面力一覧

(a) 最大応答軸力

解析 ケース	ケース8		ケース9		応答比
	杭番号	Nmax ($\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ($\times 10^3$ kN)	
Sd-1(EW)	1	4.62	1	3.35	0.725

注1：杭1本あたりの値を示す

注2：圧縮を正，引張を負とする

(b) 最小応答軸力

解析 ケース	ケース8		ケース9		応答比
	杭番号	Nmin ($\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ($\times 10^3$ kN)	
Sd-1(EW)	6	-1.82	1	-1.15	0.632

注1：杭1本あたりの値を示す

注2：圧縮を正，引張を負とする

(c) 最大応答曲げモーメント

解析 ケース	ケース8			ケース9			応答比
	杭番号	N ($\times 10^3$ kN)	Mmax ($\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ($\times 10^3$ kN)	Mmax ($\times 10^4$ kN・m)	
Sd-1(EW)	6	-1.82	0.405	1	-1.15	0.380	0.938

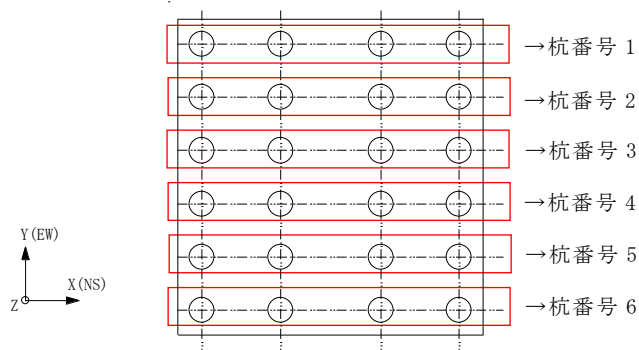
注1：杭1本あたりの値を示す

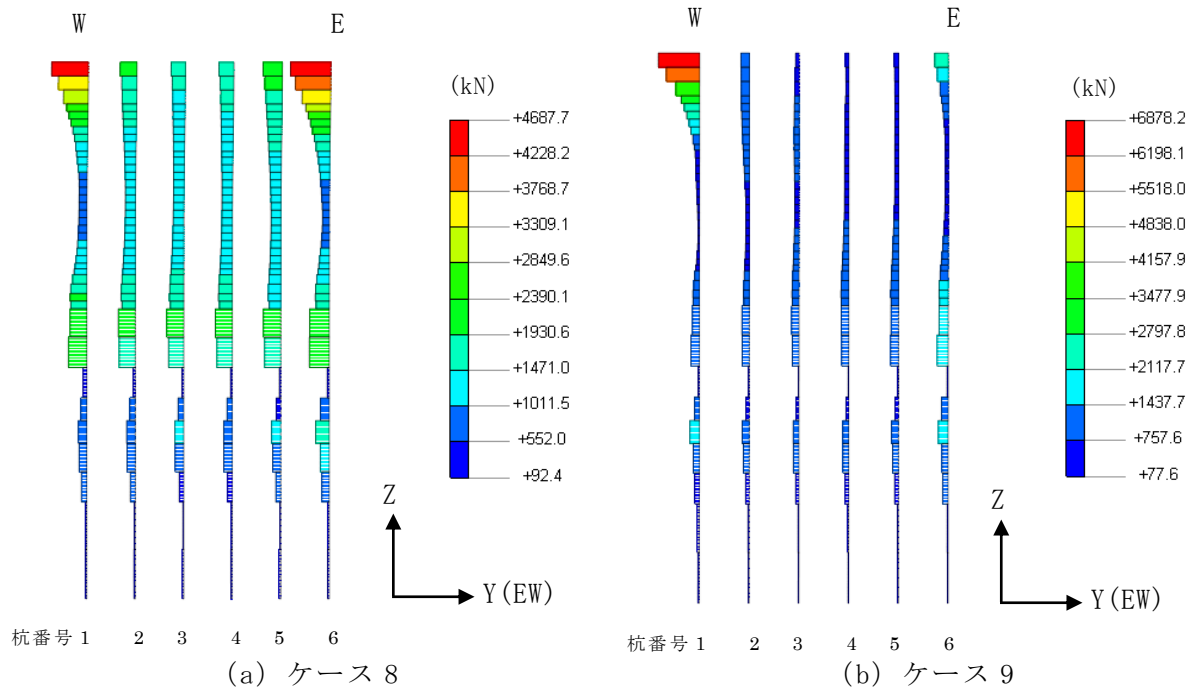
注2：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す

(d) 最大応答せん断力

解析 ケース	ケース8		ケース9		応答比
	杭番号	Qmax ($\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ($\times 10^3$ kN)	
Sd-1(EW)	6	1.17	1	1.72	1.47

注：杭1本あたりの値を示す





注：面外方向に存在する杭（4本分）の合計値を示す。

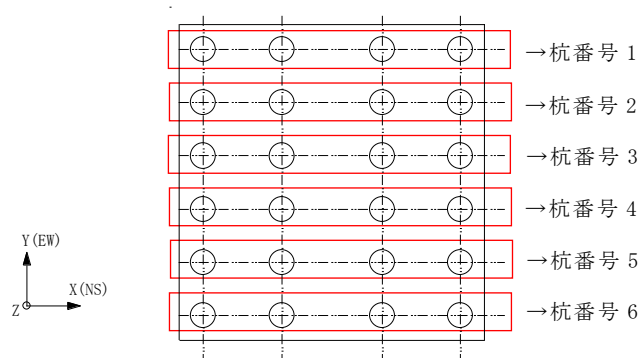


図3-4 杭の最大応答せん断力 (Sd-1, EW方向)

表 3-3 各杭の杭頭における最大応答せん断力 (Sd-1, EW 方向)

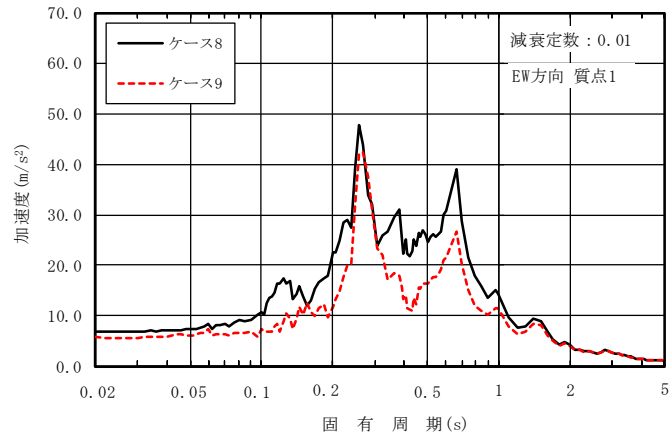
杭番号	1	2	3	4	5	6	合計値
ケース 8	1.07 (0.258)	0.488 (0.118)	0.415 (0.100)	0.435 (0.105)	0.560 (0.135)	1.17 (0.283)	4.14
ケース 9	1.72 (0.551)	0.351 (0.113)	0.147 (0.047)	0.142 (0.046)	0.185 (0.059)	0.561 (0.180)	3.11

(×10³kN)

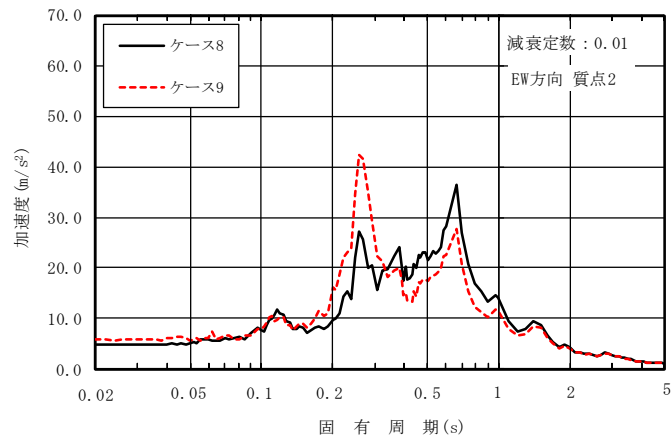
注1：杭1本あたりの値を示す。

注2：()内は合計値に対する割合（負担率）を示す。

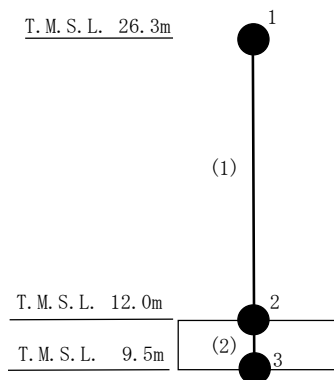
注3：ハッチングは最大応答値のうち最も大きい値を示す。



(a) 質点 1



(b) 質点 2



注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 3-5 床応答スペクトル比較 (Sd-1, EW 方向, h=0.01)

3.2 装置基礎の耐震評価に与える影響

耐震壁の評価では最大応答せん断ひずみ（表 3-1）の応答比を，基礎スラブの評価では上部構造から基礎スラブへ伝わる地震時反力を地震荷重として考慮することから，上部構造の最大応答せん断力（図 3-2）及び最大応答曲げモーメント（図 3-3）の応答比を用いるが，いずれの応答比も 1.00 を超えないことから，隣接建屋の影響を考慮しても耐震壁及び基礎スラブの耐震評価に影響を与えないことを確認した。

杭の評価では，V-2-2-14「格納容器圧力逃がし装置基礎の耐震性についての計算書」に示す杭の検定値に，弾性設計用地震動 Sd-1 に対するケース 8 とケース 9 の応答比（ケース 9/ケース 8）を乗じた値が 1.00 を超えないことを確認する。表 3-2 に示す応答比のうち，鉛直支持力には最大応答軸力，引抜き抵抗力には最小応答軸力，曲げモーメントには最大応答曲げモーメント，せん断力には最大応答せん断力の応答比を用いる。この際，応答比が 1.00 を下回る場合は 1.00 とする。

隣接建屋の影響を考慮した杭の評価結果を表 3-4 に示す。応答比を考慮した検定値が 1.00 を超えないことから，隣接建屋の影響を考慮しても杭の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

表3-4 隣接建屋の影響を考慮した杭の評価結果

評価項目	①検定値 (基準地震動 S _s)	②応答比* (Sd-1)	応答比を乗じた値 (①×②)
鉛直支持力	0.434	1.00	0.434
引抜き抵抗力	0.583	1.00	0.583
曲げモーメント	0.898	1.00	0.898
せん断力	0.614	1.47	0.903

注記*：応答比が1.00を下回る場合は1.00とする。

3.3 機器・配管系評価に与える影響

機器・配管系評価の検討フローを図 3-6 に示す。

装置基礎が内包する機器・配管系について、V-2-9-4-5-5-1「ドレン移送ポンプの耐震性についての計算書」、V-2-9-4-7-1-1「ドレンタンクの耐震性についての計算書」、V-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」、V-2-9-4-7-1-3「フィルタ装置の耐震性についての計算書」及びV-2-9-4-7-1-4「よう素フィルタの耐震性についての計算書」に示す裕度（許容値／発生値）と応答比を比較し、隣接建屋の影響を考慮しても耐震評価に影響を与えないことを確認した。

以下に、配管と配管以外の機器に分けて影響検討の詳細を示す。

配管については、質点 1 から質点 2 にわたることから、各質点の設計用床応答曲線の包絡値又は設計用最大応答加速度の包絡値を用いて評価しているが、図 3-7 及び表 3-5 に示すとおり、いずれも質点 2 よりも質点 1 の値が大きいため、影響検討では質点 1 における応答比を確認した。

設計用床応答曲線を用いる配管は、適用する減衰定数（ $h=0.005, 0.02$ ）における応答比の最大値が、図 3-8 に示すとおり、1.10（ $h=0.005$ ，固有周期 0.28s）となり、一方で、最も裕度が小さい配管系の裕度が 1.23 であることから、全て裕度が応答比以上となることを確認した。なお、配管の一次固有周期は全て 0.12s 以下であるが、検討においては固有周期 0.05s～1.00s での応答比の最大値を用いた。

設計用最大応答加速度を用いる配管は、図 3-1 に示すとおり、質点 1 の応答比が 0.819 であり、全て裕度が応答比以上となることを確認した。

配管以外の機器（ドレンタンク、よう素フィルタ、フィルタ装置及びドレン移送ポンプ）については、全て剛構造であり、設計用最大応答加速度を用いて評価している。

ドレンタンク及びよう素フィルタについては、質点 1 の設計用最大応答加速度を用いているが、質点 1 の応答比が 0.819 であり、いずれも裕度が応答比以上となることを確認した。フィルタ装置及びドレン移送ポンプについては、設置高さである T.M.S.L. 12.7m における水平方向の設計用最大応答加速度を、質点 2 と質点 1 それぞれの設計用最大応答加速度から高さ方向で線形補間して算出し評価しているが、質点 1 の応答比が 0.819，質点 2 の応答比が 1.19 であり、フィルタ装置の最小裕度は 2.45，ドレン移送ポンプの最小裕度は 4.90 であるため、いずれも裕度が応答比以上となることを確認した。

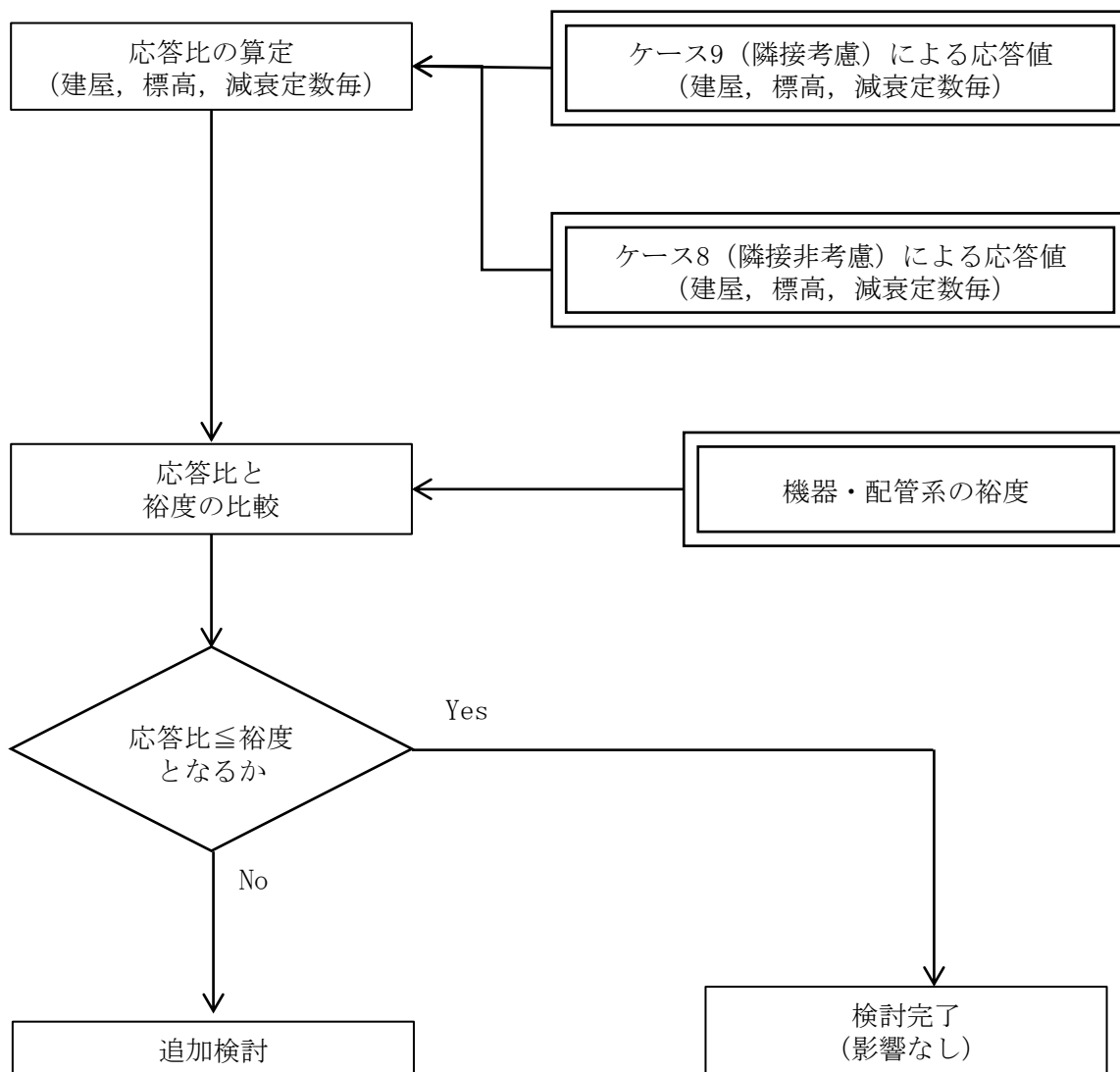
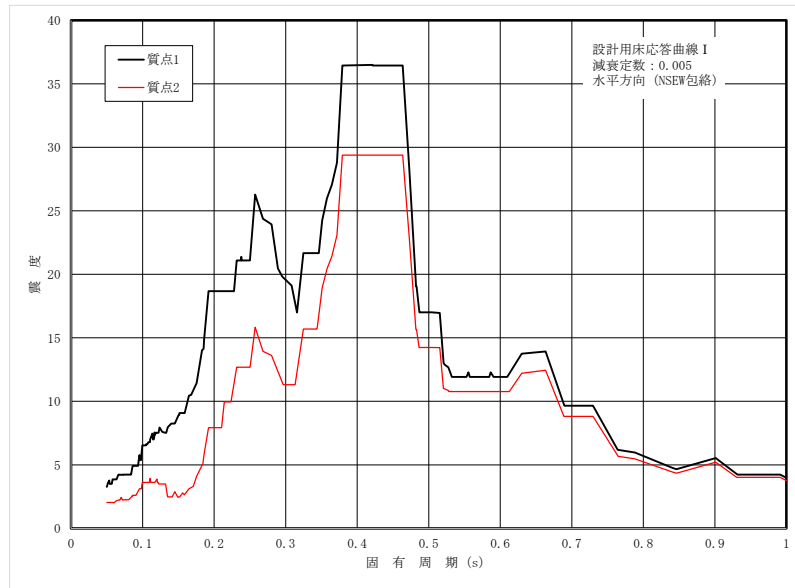
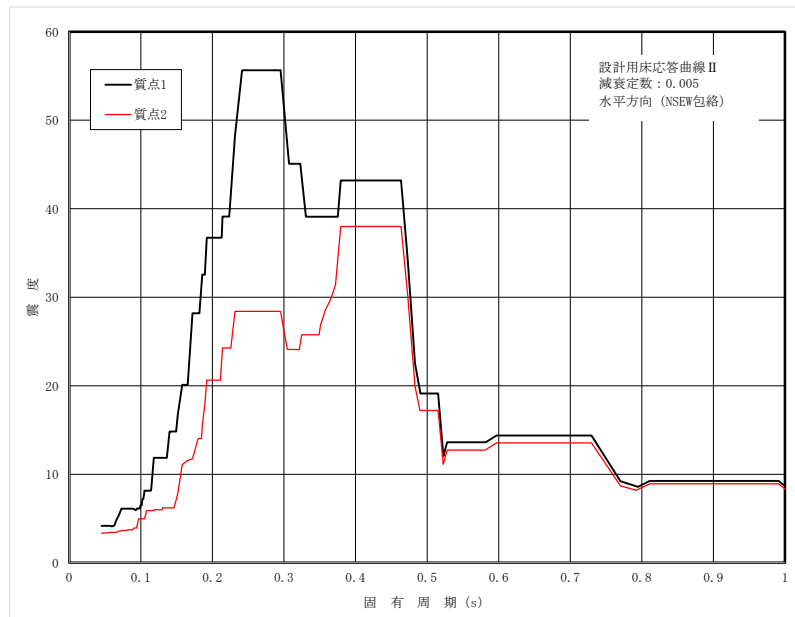


図 3-6 影響検討フロー

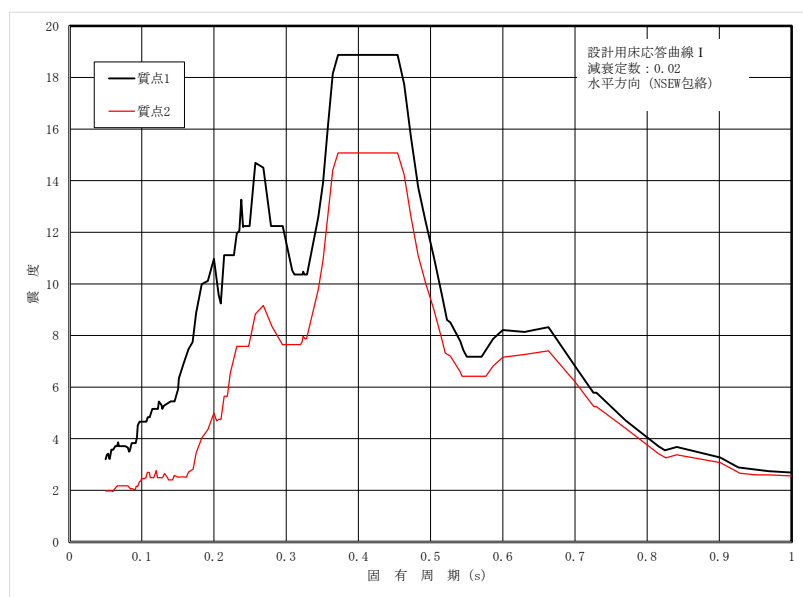


(a) 設計用床応答曲線 I (h=0.005)

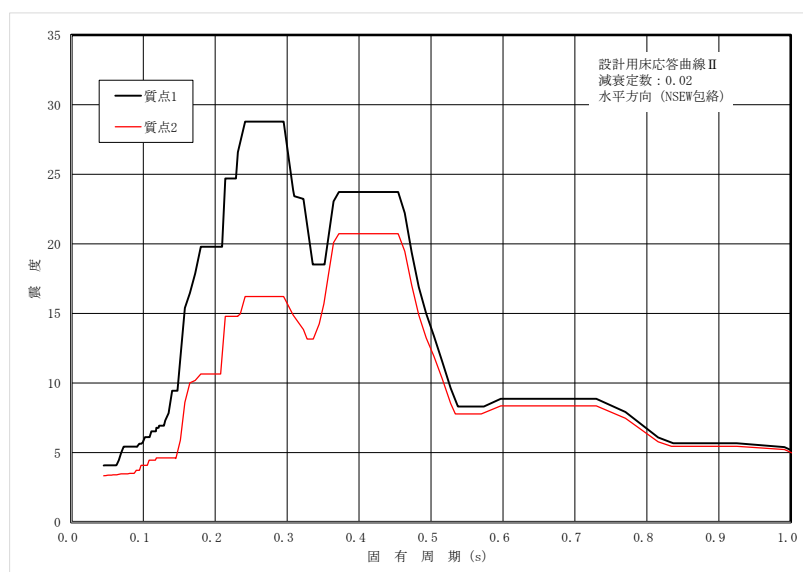


(b) 設計用床応答曲線 II (h=0.005)

図 3-7 質点 1 及び質点 2 の設計用床応答曲線の比較 (1/2)



(c) 設計用床応答曲線 I (h=0.02)

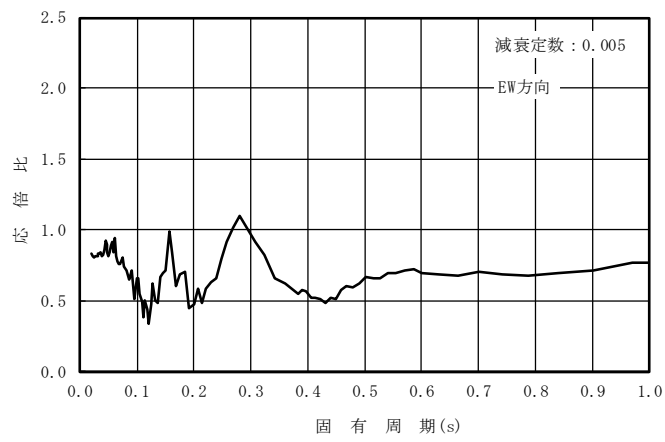


(d) 設計用床応答曲線 II (h=0.02)

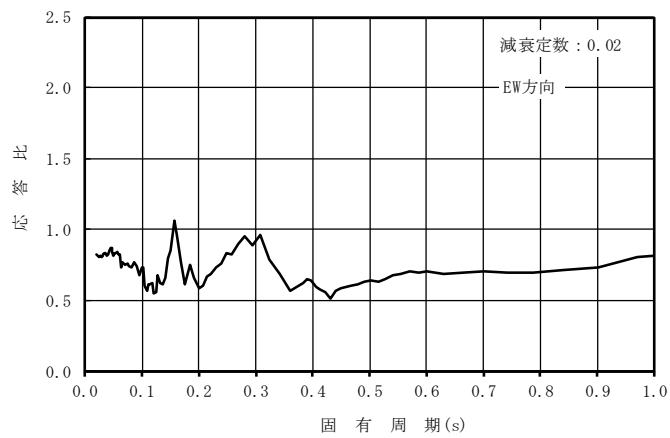
図 3-7 質点 1 及び質点 2 の設計用床応答曲線の比較 (2/2)

表 3-5 質点 1 及び質点 2 の設計用最大応答加速度の比較

構造物名	質点番号	標高 T. M. S. L. (m)	設計用最大応答 加速度 I	設計用最大応答 加速度 II
			S s	S s
			水平	水平
格納容器圧力 逃がし装置基礎	1	26.300	2.49	3.82
	2	12.000	1.80	3.12



(a) $h=0.005$



(b) $h=0.02$

図 3-8 応答比の算定結果 (Sd-1, 質点 1, EW 方向)

4. まとめ

装置基礎を単独でモデル化する場合と、隣接建屋の配置を考慮してモデル化する場合について地震応答解析を実施し、両者の建屋応答、杭頭断面力及び床応答スペクトルを比較した。

建屋及び杭頭断面力の最大応答値について確認した結果、応答比（隣接考慮／隣接非考慮）は 0.632（杭の軸力）～1.47（杭のせん断力）であり、隣接建屋の影響によって応答が増幅又は減少する効果があることを確認した。また、応答比を考慮した評価結果が許容限界を下回ることから、隣接建屋の影響を考慮しても装置基礎の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

装置基礎が内包する機器・配管系について、裕度（許容値／発生値）と応答比を比較し、全て裕度が応答比以上となることから、隣接建屋の影響を考慮しても機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。