

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7 補足-026-1 改7
提出年月日	2020年7月15日

原子炉建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

2020年 7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-2-2-2「原子炉建屋の耐震性についての計算書」及びV-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙2 応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件の考え方

別紙3 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙4 原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回工認における静的地震力
及び弾性設計用地震動 S_d による地震力の比較

別紙5 保有水平耐力の安全余裕の考え方

別紙6 大物搬入建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

下線部：今回ご提示資料

別紙6-1-2 地盤の液状化を考慮した場合の影響検討

目 次

1. 概要	別紙 6-1-2-1
2. 解析方法	別紙 6-1-2-2
2.1 設計用模擬地震波	別紙 6-1-2-2
2.2 有効応力解析モデル	別紙 6-1-2-2
2.3 入力地震動	別紙 6-1-2-9
2.4 解析方法	別紙 6-1-2-7
2.5 解析条件	別紙 6-1-2-7
3. 解析結果	別紙 6-1-2-8
4. 原子炉建屋との相対変位	別紙 6-1-2-23
4.1 相対変位についての影響検討	別紙 6-1-2-23
4.2 相対変位の算出方法	別紙 6-1-2-23
4.3 相対変位の算出結果	別紙 6-1-2-23
5. まとめ	別紙 6-1-2-25

1. 概要

大物搬入建屋では、液状化対策として建屋直下の支持地盤以浅の地盤はセメント系の地盤改良を実施しており、建屋直下の地盤及び杭周囲の地盤に液状化は発生しないため、地震応答解析では地盤の液状化は考慮していない。本資料では、地盤の有効応力の変化を考慮した地震応答解析（以下「有効応力解析」という。）を行い、地盤改良体周囲の地盤の液状化を考慮した場合の影響を確認するものである。

2. 解析方法

2.1 設計用模擬地震波

大物搬入建屋の地震応答解析モデルは、建屋と杭と地盤の相互作用を考慮した建屋－杭－地盤連成モデルとする。この建屋－杭－地盤連成モデルへの入力地震動は、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を用いることとする。

2.2 有効応力解析モデル

有効応力解析モデルは、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき設定し、原則としてV-2-9-3-1 別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同一とする。以下に、V-2-9-3-1 別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」と異なる条件を示す。

有効応力解析に用いる解析用物性値を表 2-1 に、液状化抵抗曲線を図 2-1～図 2-3 に、地震応答解析モデルを図 2-4 及び図 2-5 に示す。新期砂層 1 (T.M.S.L. 12.0m～T.M.S.L. 7.5m)、新期砂層 2 (T.M.S.L. 7.5m～T.M.S.L. 1.0m) 及び古安田層に用いる解析用物性値については、地盤の液状化による影響を保守的に評価するため、地層の細分化は行わず、液状化抵抗曲線の最も低い埋戻土、新期砂層及び古安田層(A2s)を代用する。地盤改良体の密度は、基本ケースと同様に地盤改良を行う範囲に対して地盤改良体が占める体積（改良率）を考慮するため、表 2-1 に示す原地盤及び地盤改良体の密度を改良率で加重平均した値を用いて解析用物性値を設定する。また、地盤改良体の動せん断弾性係数は、表 2-1 に示す地盤改良体の動せん断弾性係数に改良率を乗じた値を用いて解析用物性値を設定する。

土の応力－ひずみモデルとして多重せん断モデルを、ひずみ依存特性として双曲線（修正 Hardin-Drnevich）型モデルを採用し、液状化対象層のダイレイタンシー特性にはおわんモデルを採用する。解析領域の境界部においては、側面に地盤の液状化を考慮するための繰返し境界を、底面に半無限性を考慮するための粘性境界を設ける。

表 2-1 解析用物性値（有効応力解析）（1 / 2）

(a) 原地盤（埋戻土，新期砂層及び古安田層）

物性値		地質区分	埋戻土	新期砂層	古安田層 (A2s層)
物理特性	密度	ρ (g/cm ³)	1.94	2.05	1.91
	間隙率	n	0.45	0.44	0.45
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	1.04×10^5	1.26×10^5	2.14×10^5
	基準平均有効拘束圧	σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0	98.0	200.0
	ポアソン比	ν	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値	h_{max}	0.225	0.234	0.157
強度特性	粘着力	c' (kN/m ²)	0.0	0.0	0.0
	内部摩擦角	ϕ' (°)	35.9	34.6	36.6
液状化パラメータ (Soil Plus)	A		-0.60	-0.70	-1.00
	B		1.40	1.40	1.40
	C		1.00	1.50	8.00
	D		180.0	180.0	60.0
	$C_s / (1 + e_0)$		0.0070	0.0070	0.0190
	$C_c / (1 + e_0)$		0.0080	0.0085	0.0195
	X 1		0.140	0.170	0.450

(b) 原地盤（西山層）

物性値		地質区分	西山層1 (T. M. S. L. -8.0m ~-33.0m)	西山層2 (T. M. S. L. -33.0m ~-90.0m)	西山層3*1 (T. M. S. L. -90.0m ~-136.0m)	西山層4*1 (T. M. S. L. -136.0m ~-155.0m)
物理特性	密度	ρ (g/cm ³)	1.73	1.69	1.76	1.97
	間隙率	n	0.56	0.56	0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	4.16×10^5	4.75×10^5	6.14×10^5	8.32×10^5
	基準平均有効拘束圧	σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0	98.0	98.0	98.0
	ポアソン比	ν	0.451	0.446	0.432	0.424
	減衰定数の上限値	h_{max}	0.257	0.257	0.257	0.257
強度特性	粘着力	c' (kN/m ²)	1370-5.04 · Z*2	1370-5.04 · Z*2	1370-5.04 · Z*2	1370-5.04 · Z*2
	内部摩擦角	ϕ' (°)	0.0	0.0	0.0	0.0

注記*1：西山層3及び西山層4の密度，動せん断弾性係数及びポアソン比については，全応力解析で用いている物性値から設定。
*2：Zは標高 (m) を示す。

表 2-1 解析用物性値（有効応力解析）（2 / 2）

(c) 地盤改良体

種別		置換
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.85
	間隙率 n	0.48
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	1.31×10^6
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0
	ポアソン比 ν	0.302
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.050
強度特性	粘着力 c (kN/m ²)	4000

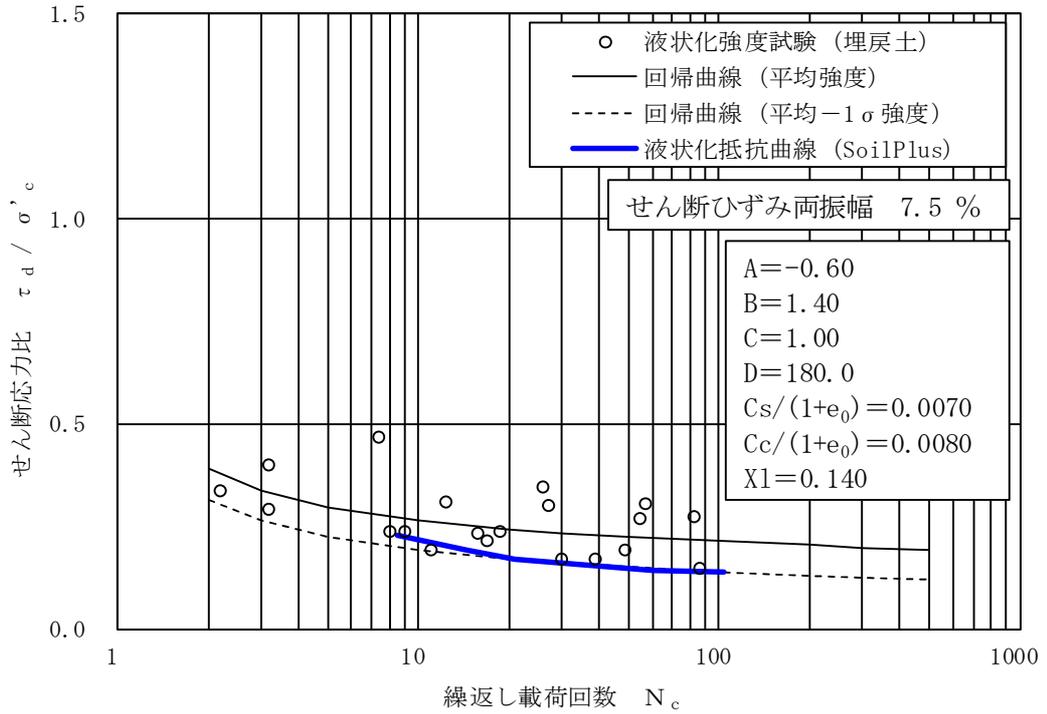


図 2-1 液状化抵抗曲線（埋戻土）

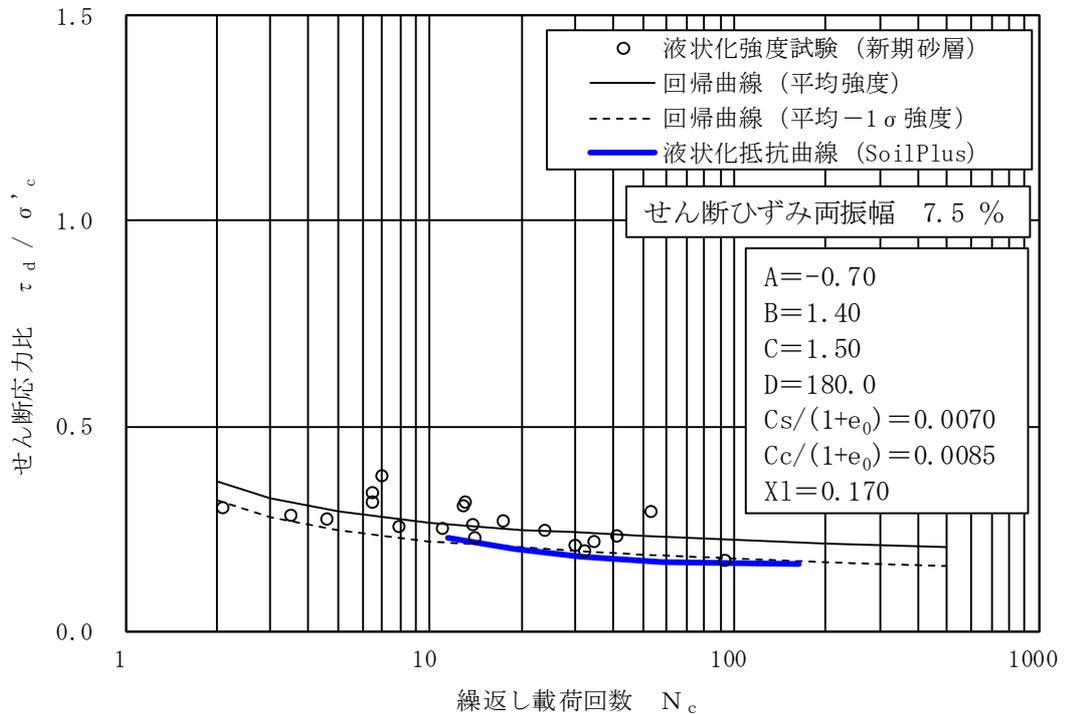


図 2-2 液状化抵抗曲線（新期砂層）

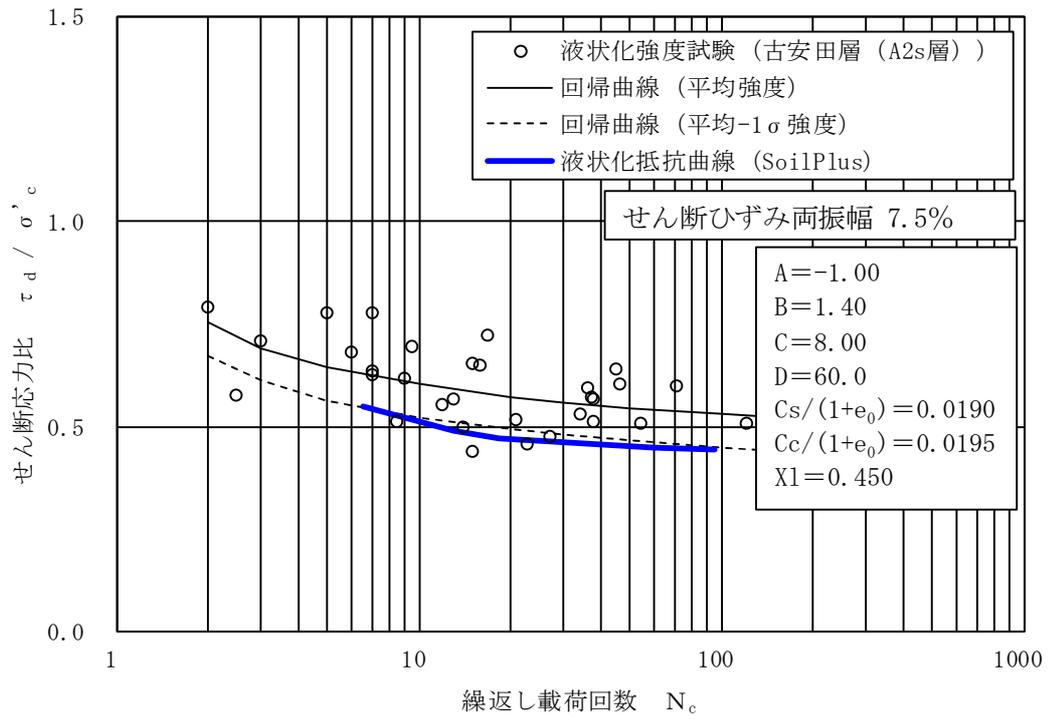


図 2-3 液状化抵抗曲線 (古安田層 (A2s 層))

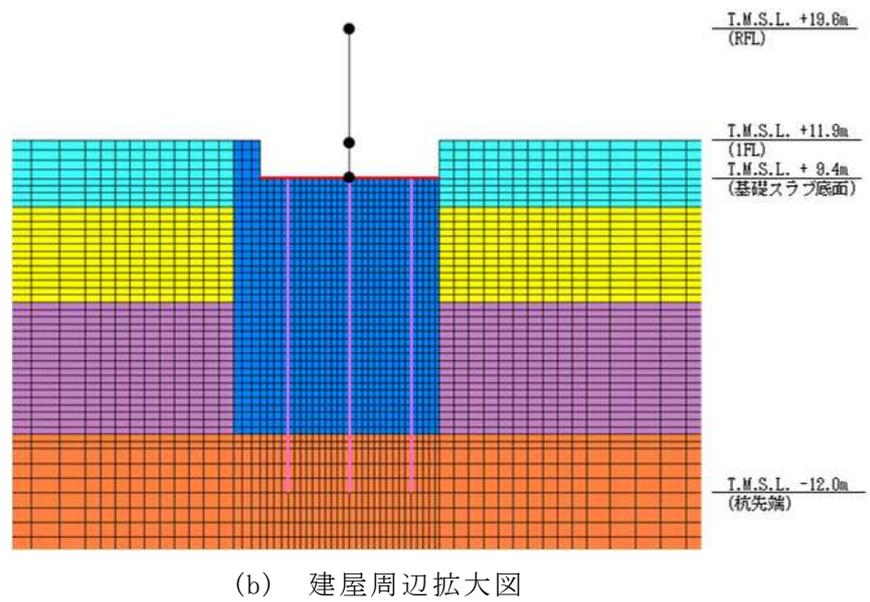
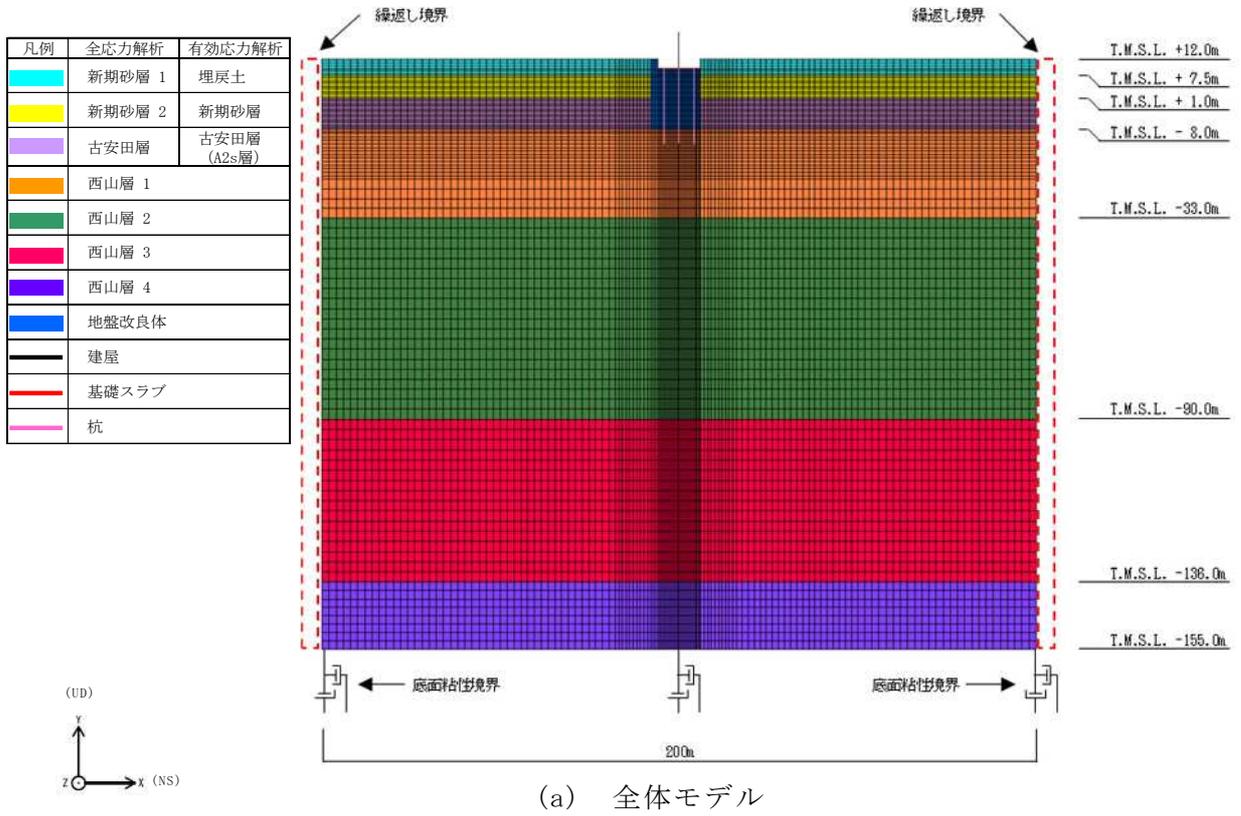
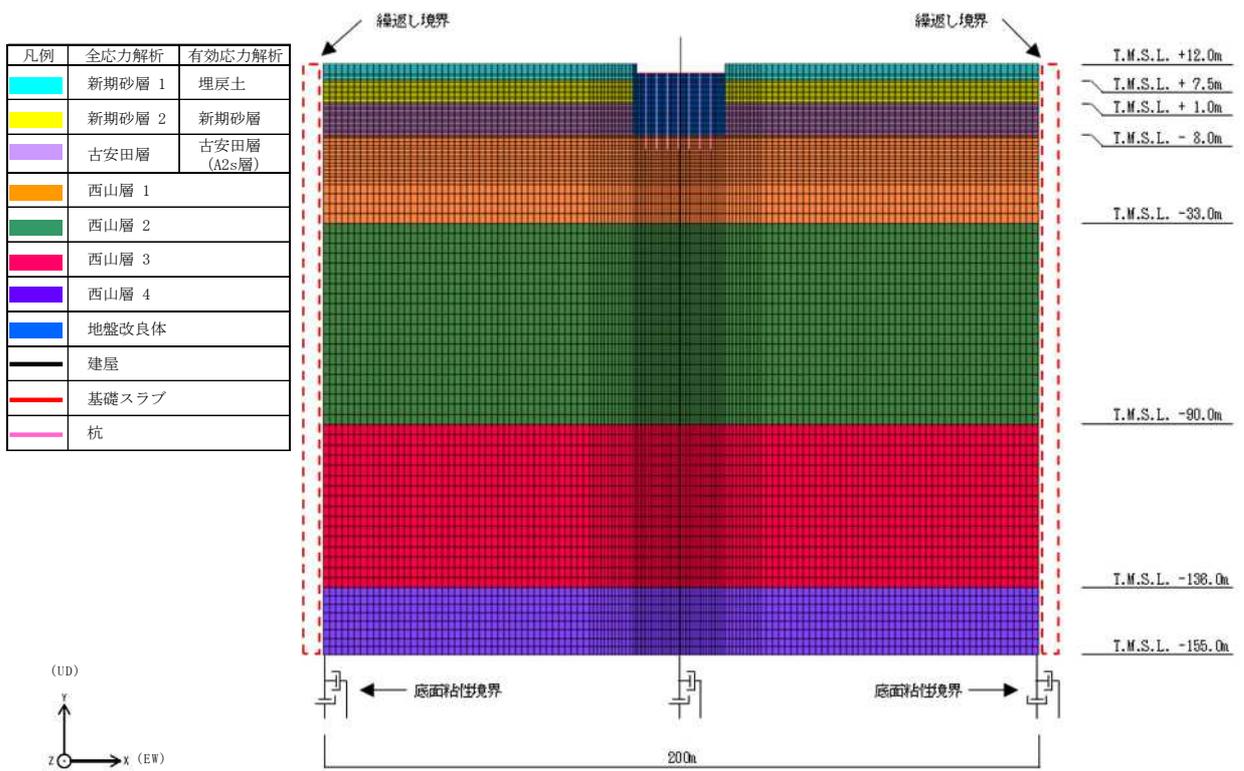
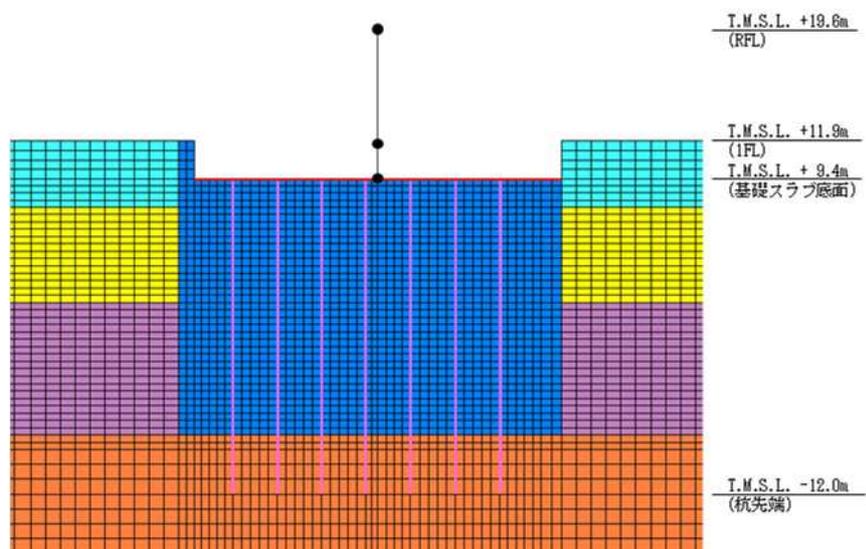


図 2-4 地震応答解析モデル (NS 方向)



(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

図 2-5 地震応答解析モデル (EW 方向)

2.3 入力地震動

有効応力解析に用いる入力地震動は、解放基板表面レベルに想定する基準地震動 S_s のうち S_s-1 及び S_s-3 とする。有効応力解析は、解析モデル下端レベル (T. M. S. L. -15 5.0m) に入力地震動を水平方向 (NS方向又はEW方向) 及び鉛直方向を同時に入力することで実施する。

2.4 解析方法

建物・構築物の動的解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、地盤の有効応力を考慮した弾塑性時刻歴応答解析により実施する。同解析では、地盤の最大応答加速度、最大応答せん断ひずみ、最大過剰間隙水圧比の他に、建屋の応答加速度、応答変位、応答せん断力、応答曲げモーメント及び応答軸力を算出する。なお、本検討では最大過剰間隙水圧比が 95% を超えた場合に液状化を生じているものと判断する。

有効応力解析には、解析コード「*SoilPlus*」を用いる。

2.5 解析条件

大物搬入建屋の復元力特性は、V-2-9-3-1 別紙1 (I)「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同一とする。

3. 解析結果

Ss-1及びSs-3の有効応力解析結果のうち、地盤の最大応答加速度、最大応答せん断ひずみ及び最大過剰間隙水圧比を図3-1～図3-14に示す。最大応答せん断ひずみは、地盤の有効応力の変化を考慮したことにより地盤改良体の外側の新期砂層で大きくなっているが、大物搬入建屋直下の地盤については、地盤改良体によりせん断変形が拘束されることで小さくなっていることが確認できる。最大過剰間隙水圧比は、地盤改良体の外側の新規砂層の広い範囲で95%を超えており、液状化を生じているものと判断される。

Ss-1及びSs-3の有効応力解析結果のうち、大物搬入建屋の最大応答値を図3-15～図3-24に示す。有効応力解析の最大応答値は、最大応答変位を除き、いずれもケース1（全応力解析における基本ケース）の応答値を下回っていることが確認できる。有効応力解析では、地盤剛性の低下により、地盤の変位は増大するが加速度は減少する。大物搬入建屋においては、地盤変位の増大による応答値の増加に比べ、加速度の減少に伴い慣性力が減少することによる応答値の減少の影響が大きいと考えられる。



図 3-1 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)



図 3-2 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)



図 3-3 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

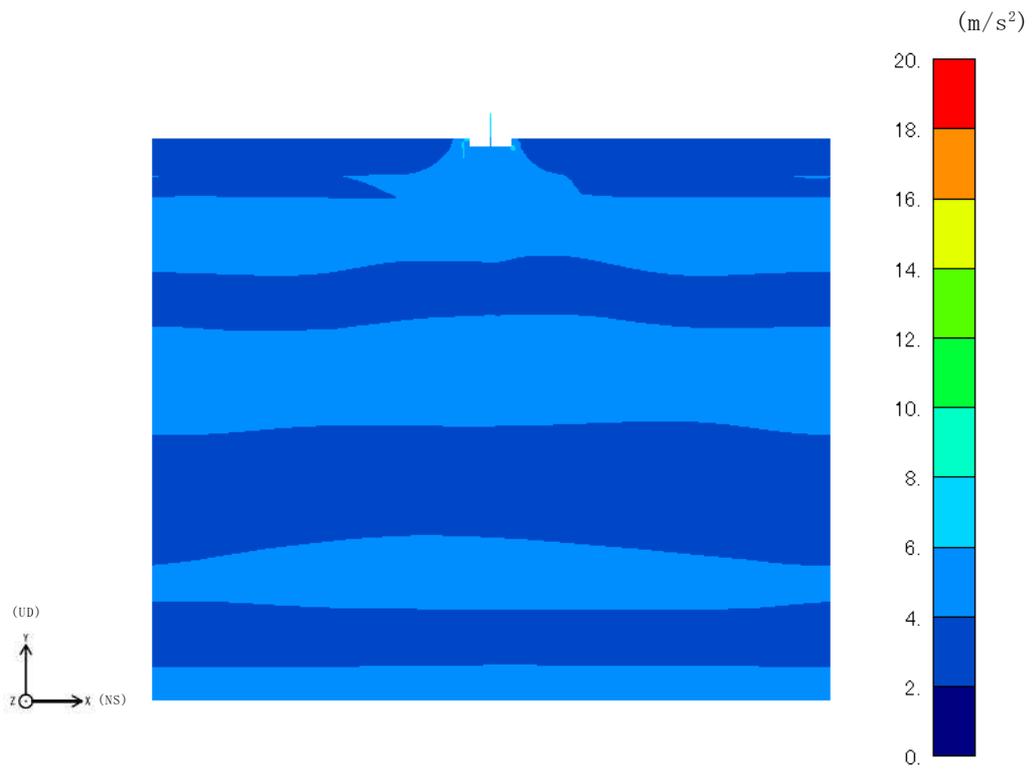


図 3-4 地盤の最大応答加速度 (Ss-3, NS 方向)



図 3-5 地盤の最大応答加速度 (Ss-3, EW 方向)

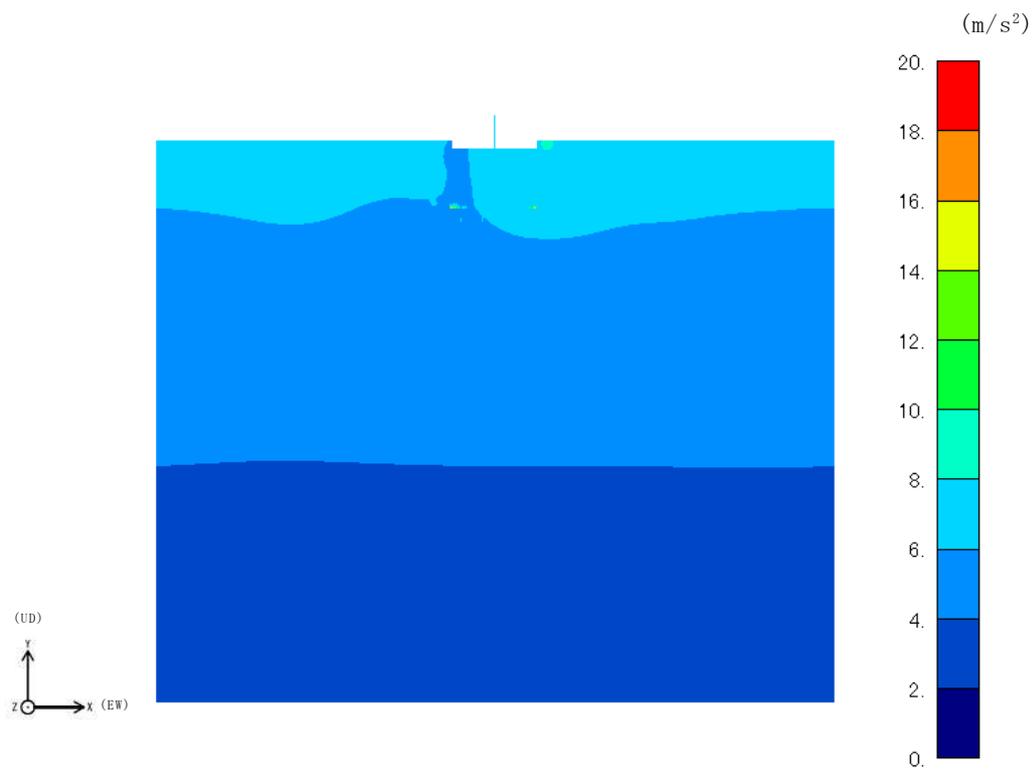


図 3-6 地盤の最大応答加速度 (Ss-3, 鉛直方向)

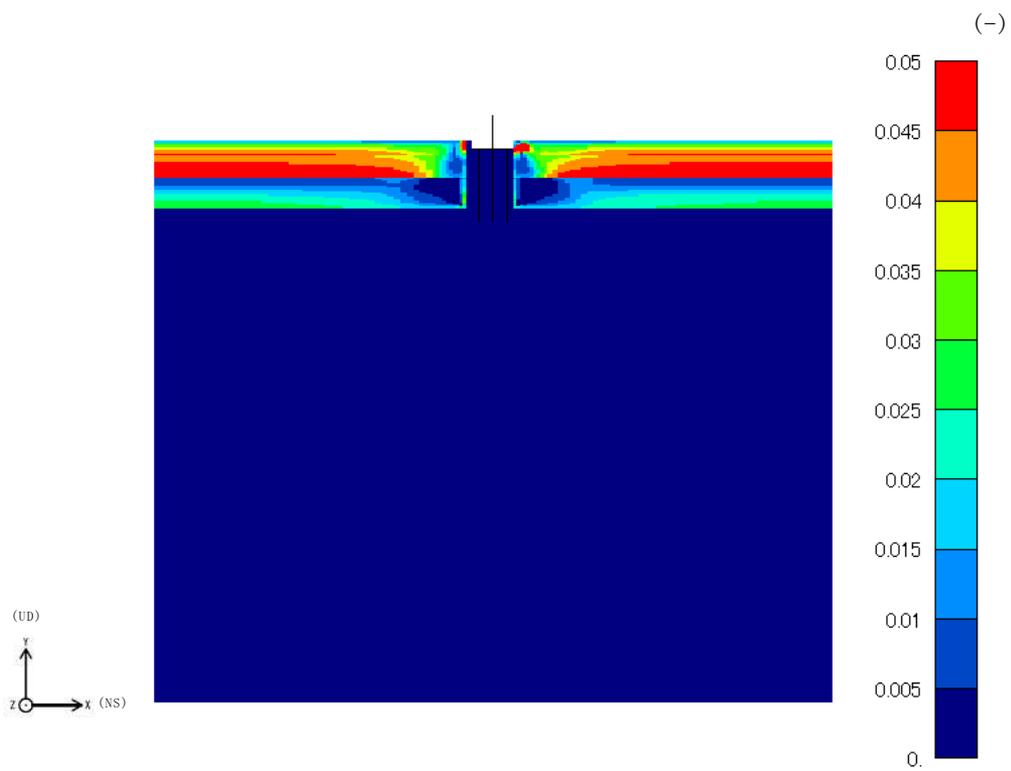


図 3-7 地盤の最大応答せん断ひずみ (Ss-1, NS 方向)

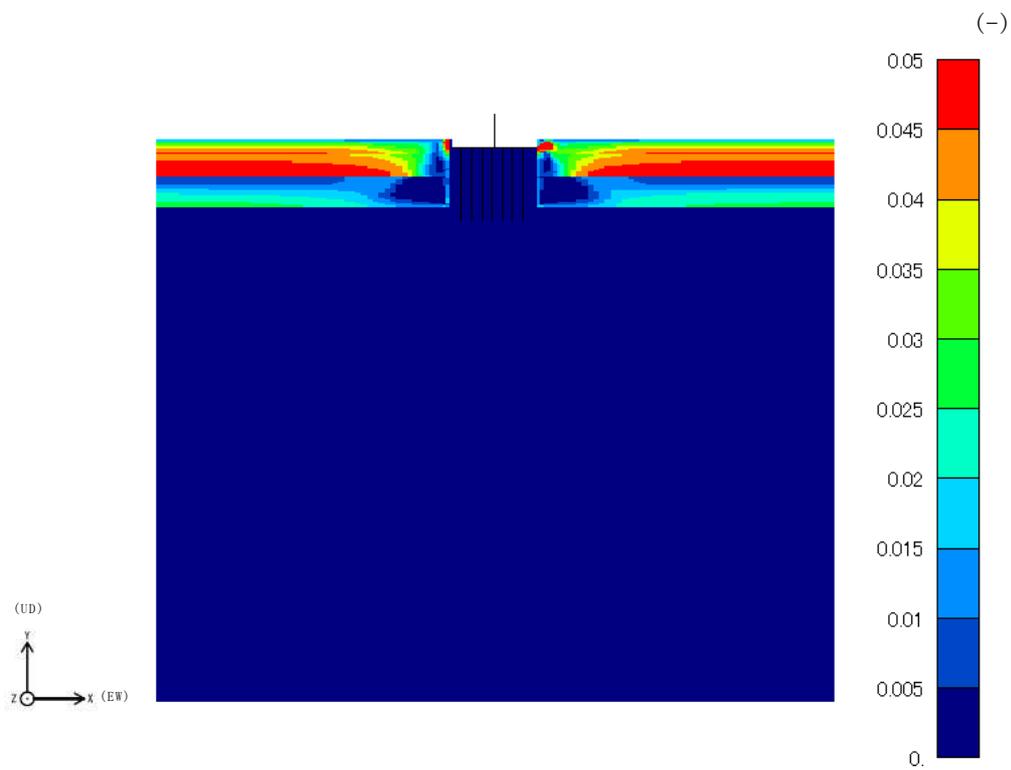


図 3-8 地盤の最大応答せん断ひずみ (Ss-1, EW 方向)

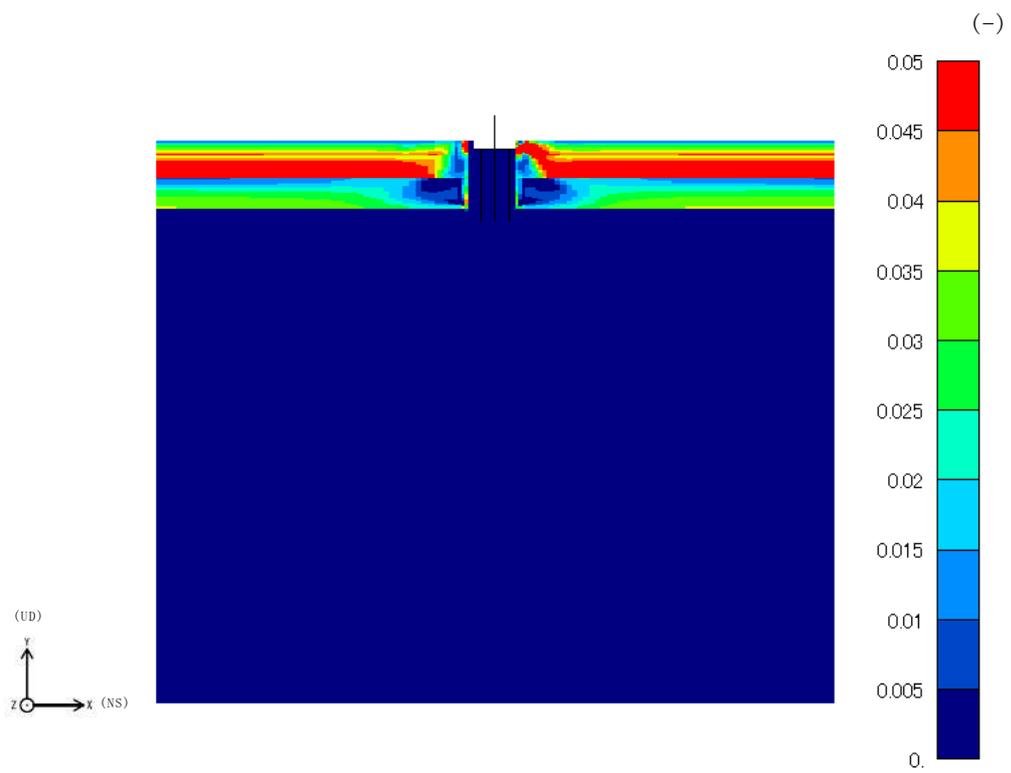


図 3-9 地盤の最大応答せん断ひずみ (Ss-3, NS 方向)

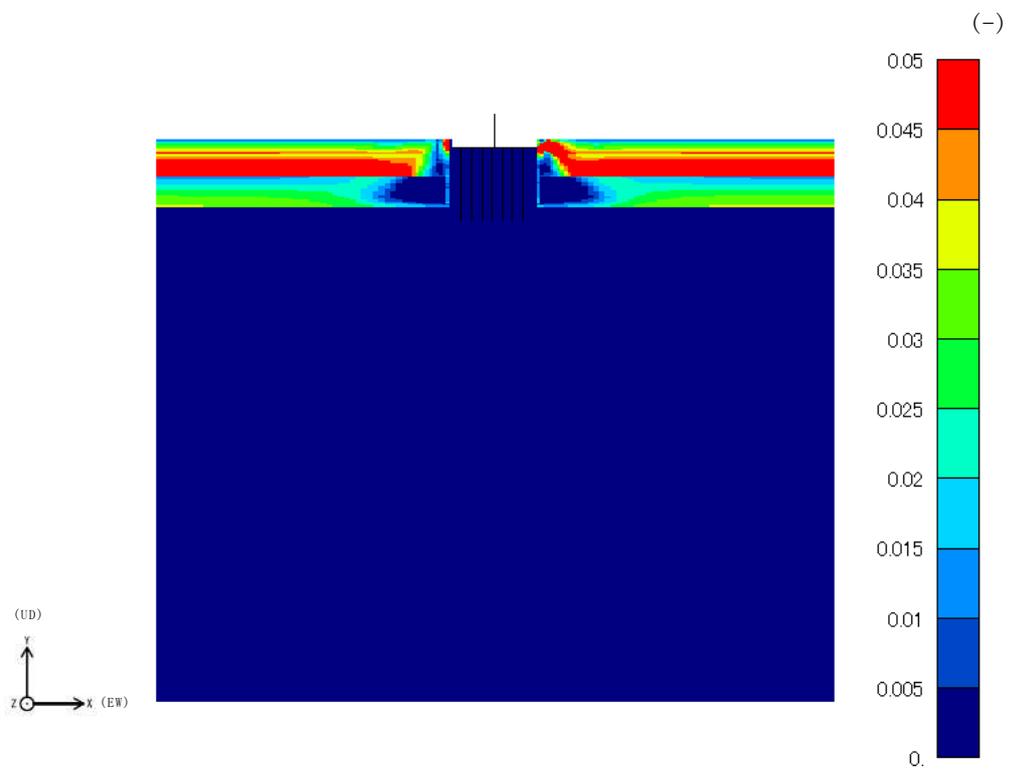


図 3-10 地盤の最大応答せん断ひずみ (Ss-3, EW 方向)

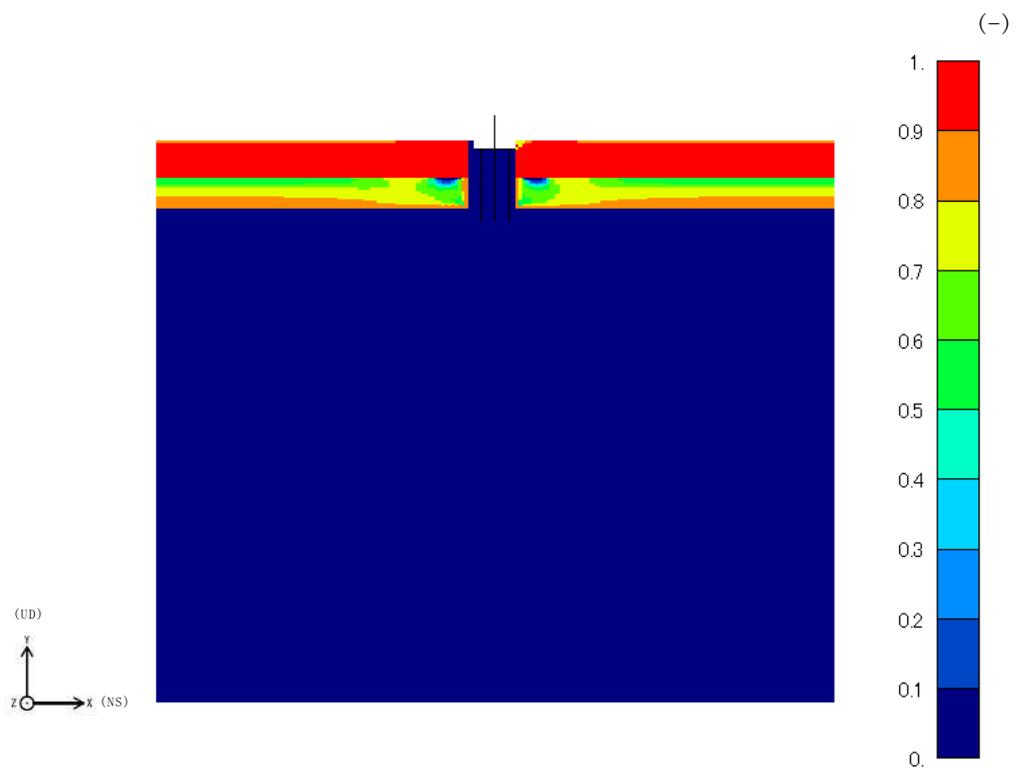


図 3-11 地盤の最大過剰間隙水圧比 (Ss-1, NS 方向)



図 3-12 地盤の最大過剰間隙水圧比 (Ss-1, EW 方向)

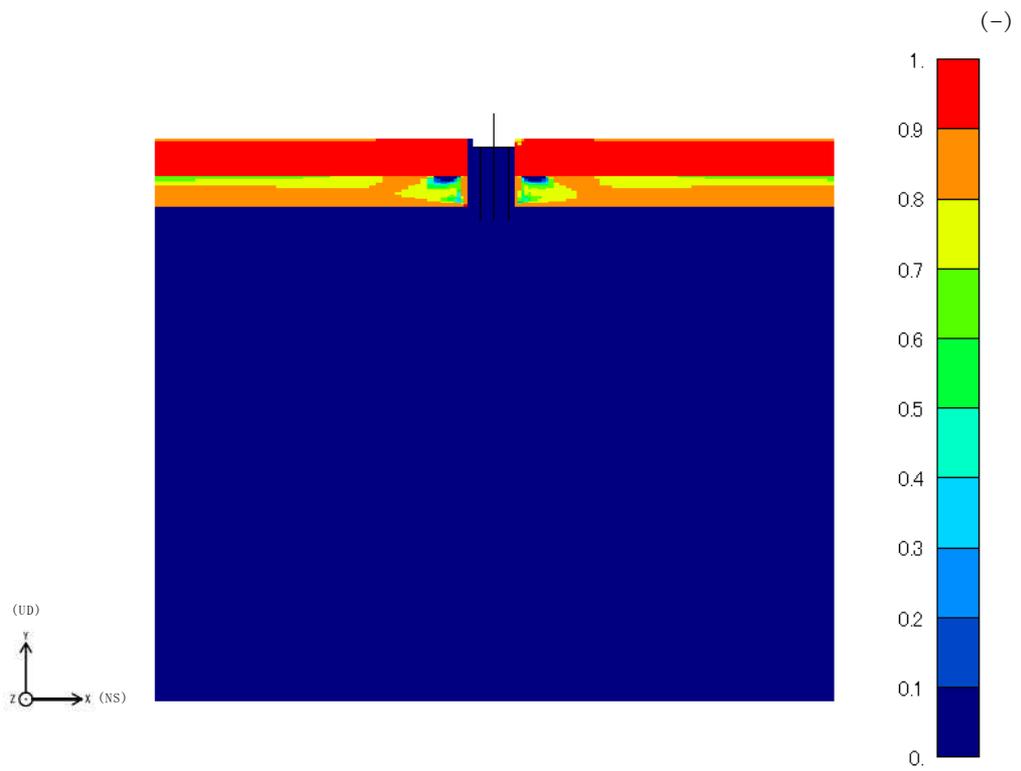
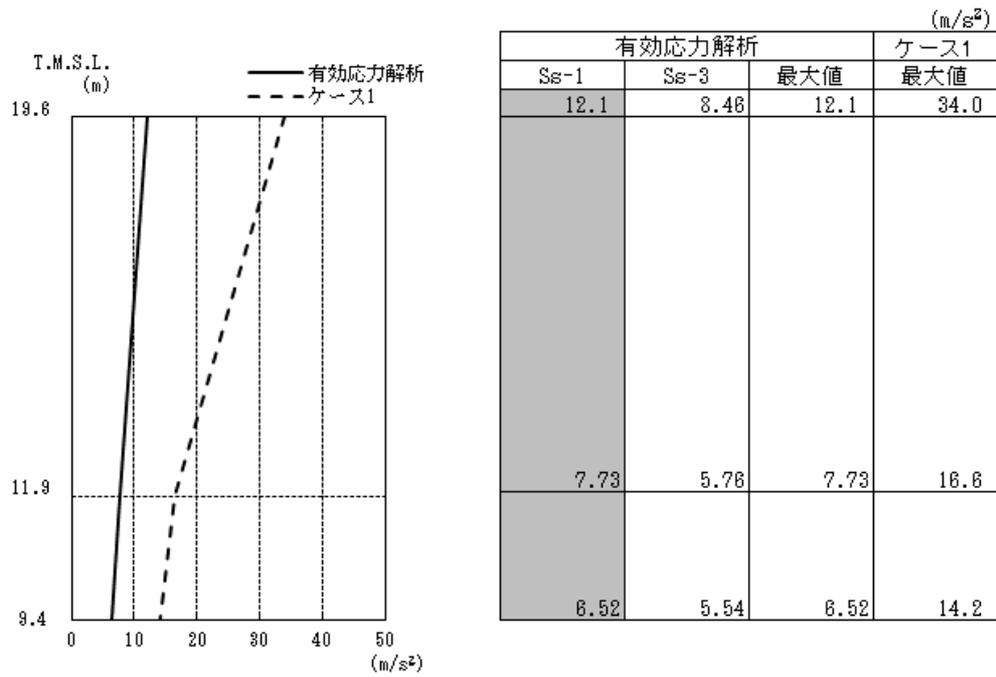


図 3-13 地盤の最大過剰間隙水圧比 (Ss-3, NS 方向)

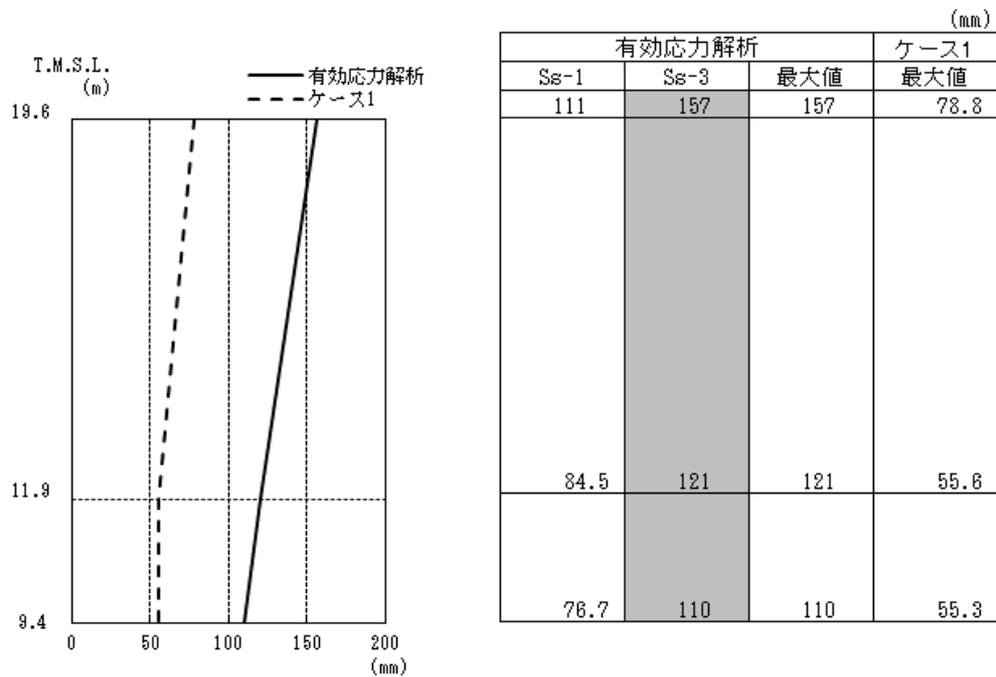


図 3-14 地盤の最大過剰間隙水圧比 (Ss-3, EW 方向)



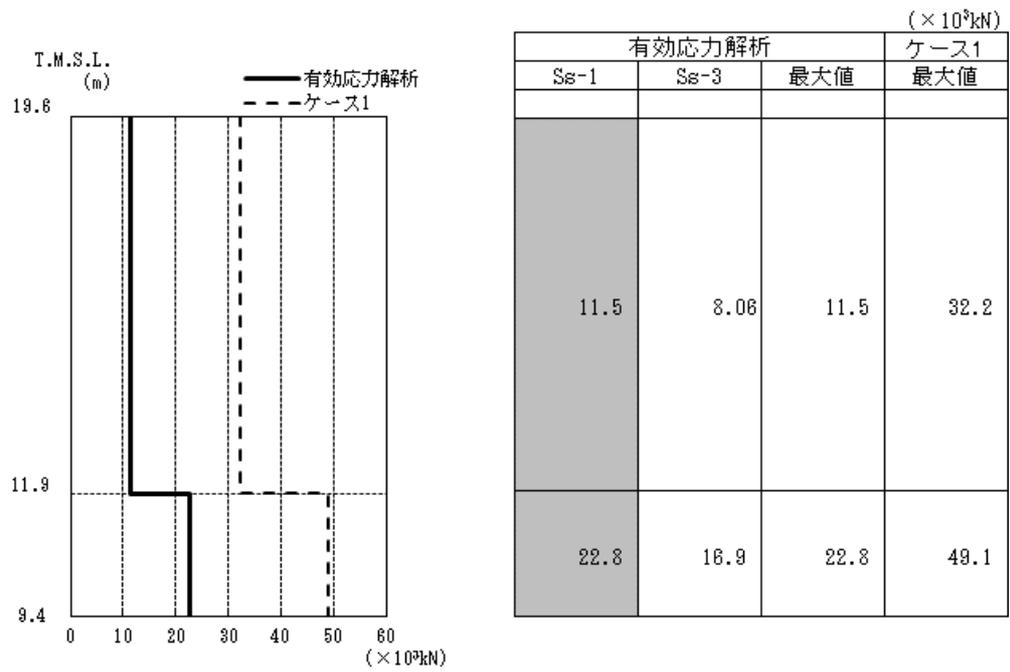
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示

図 3-15 最大応答加速度（基準地震動 S_s，NS 方向）



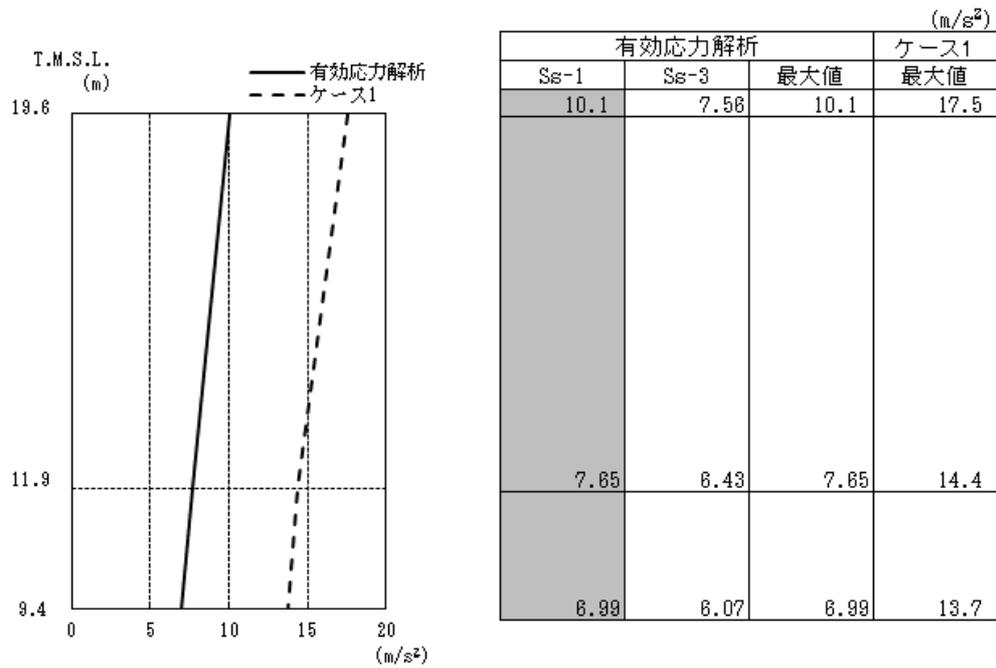
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注3：T. M. S. L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

図 3-16 最大応答変位（基準地震動 S_s，NS 方向）



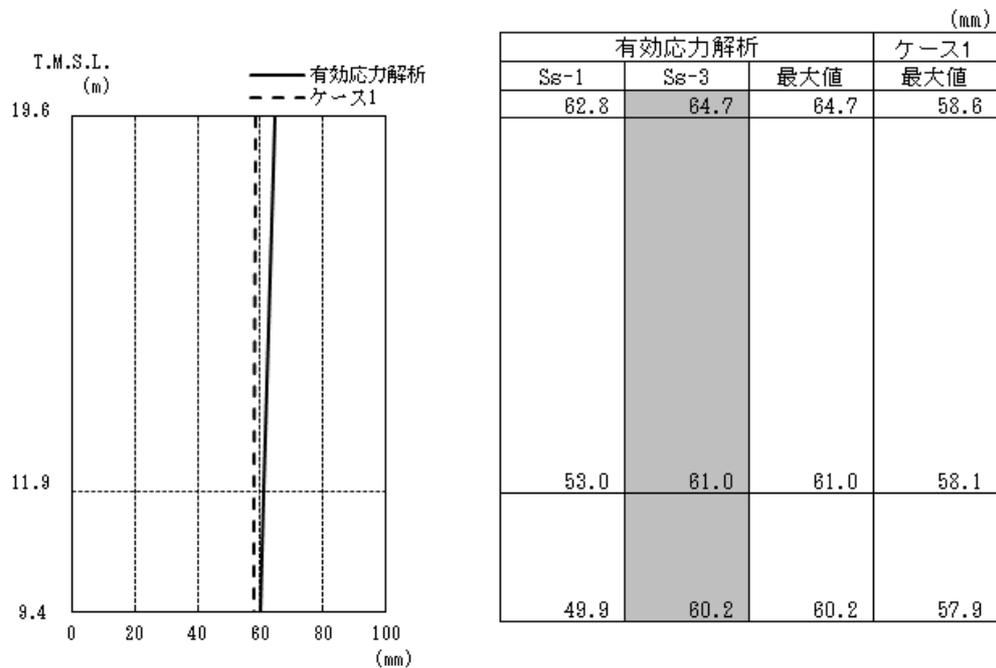
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示

図 3-17 最大応答せん断力（基準地震動 S_s，NS 方向）



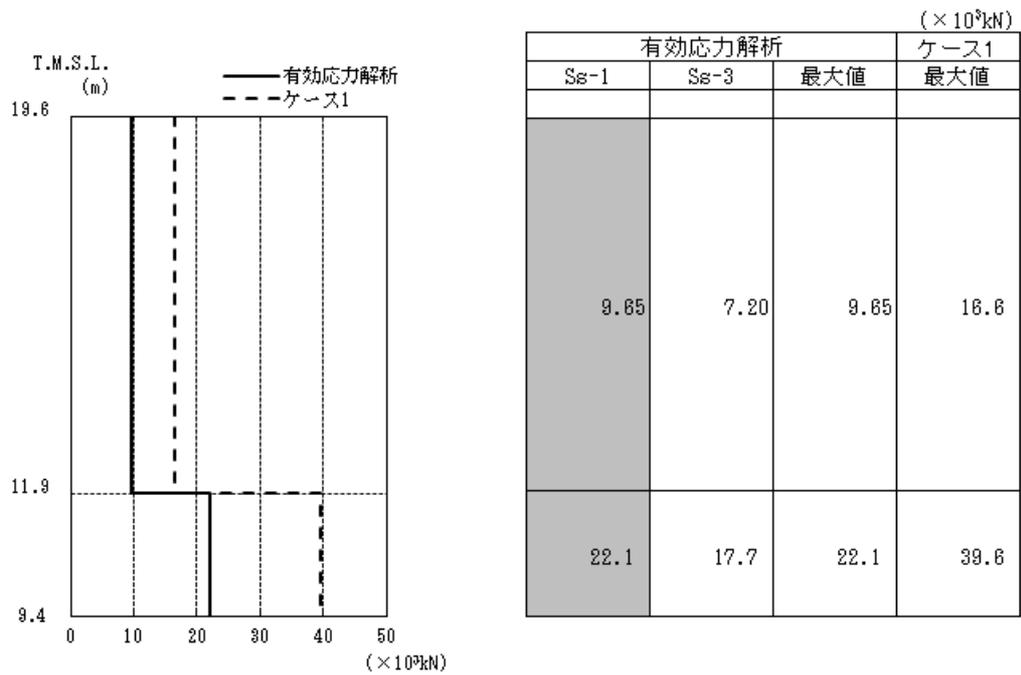
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示

図 3-18 最大応答加速度（基準地震動 S_s，EW 方向）



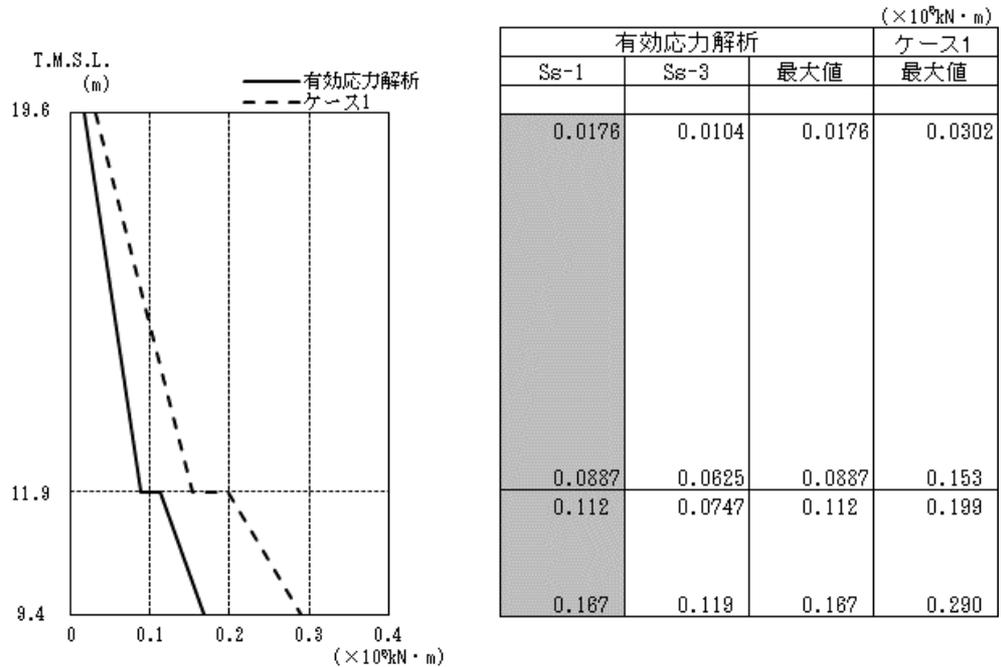
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注3：T. M. S. L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

図 3-19 最大応答変位（基準地震動 S_s，EW 方向）



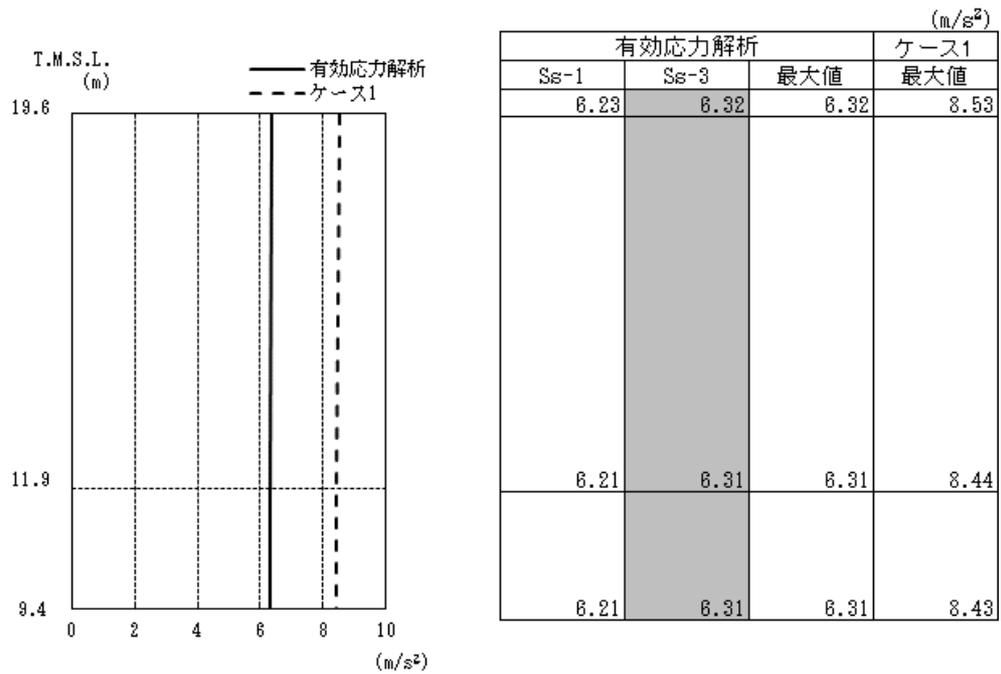
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示

図 3-20 最大応答せん断力（基準地震動 S_s，EW 方向）



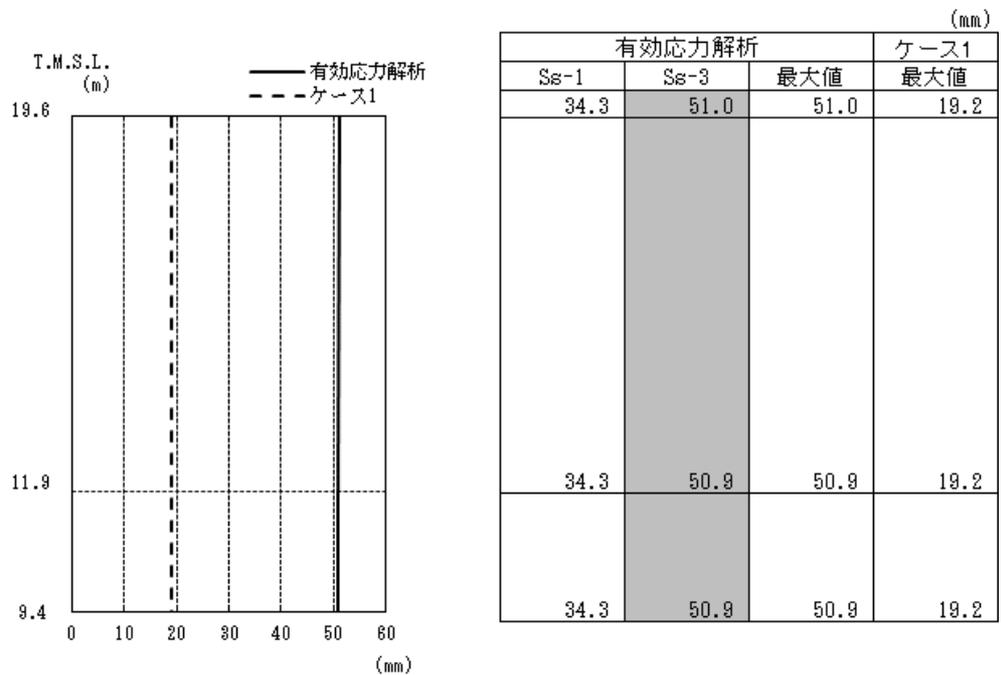
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示

図 3-21 最大応答曲げモーメント（基準地震動 S_s，EW 方向）



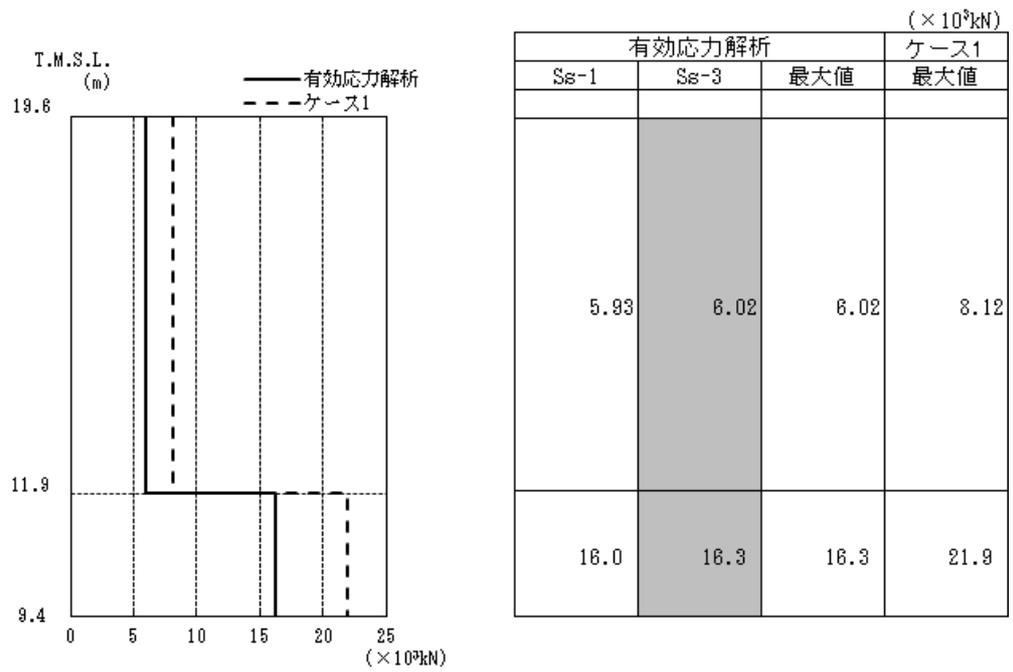
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示

図 3-22 最大応答加速度（基準地震動 S s ，鉛直方向）



注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注3：T. M. S. L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

図 3-23 最大応答変位（基準地震動 S s ，鉛直方向）



注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示

図 3-24 最大応答軸力（基準地震動 S s ，鉛直方向）

4. 原子炉建屋との相対変位

4.1 相対変位についての影響検討

建屋の最大応答より、変位については有効応力解析の結果が全応力解析の結果を上回ることが確認された。V-2-9-3-1 別紙 1 (I) 別紙 6-3-3「原子炉建屋との相対変位についての検討」において、原子炉建屋との相対変位について検討を実施しているが、全応力解析の結果を用いた評価であるため、本章では有効応力解析の結果を用いた検討を実施する。

4.2 相対変位の算出方法

相対変位は、本資料における有効応力解析結果と V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」におけるケース 1 (基本ケース) の地震応答解析結果に基づく最大応答変位の和とする。相対変位を算出する際の基準点は、両建屋ともに、原子炉建屋の基礎底面レベルの地盤面とする。また、大物搬入建屋の建屋頂部質点位置 (T. M. S. L. 19.60m) の相対変位を算出することとし、対象の床レベルに地震応答解析モデルの質点が無い場合には、当該床レベルの上下質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算出する。

4.3 相対変位の算出結果

原子炉建屋との相対変位の算出結果を表 4-1 に示す。

原子炉建屋との最大相対変位は、NS 方向で 180mm(Ss-3)、EW 方向で 93.3mm(Ss-1) である。

建屋同士が近づく方向については、原子炉建屋と大物搬入建屋の間に 100mm のクリアランスを設けており、最大相対変位 (EW 方向 : 93.3mm) がクリアランス内に納まっていることを確認した。

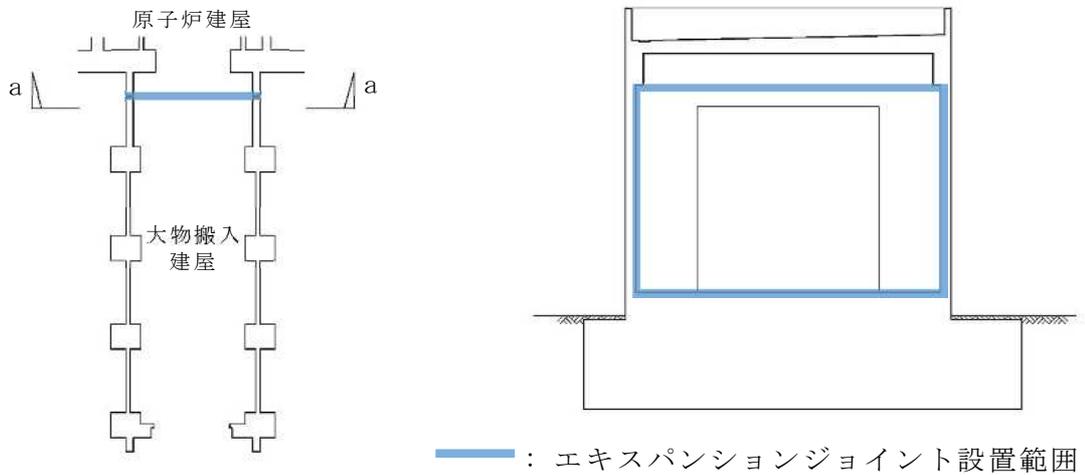
基準地震動 S_s による地震力において、地盤の液状化を考慮した原子炉建屋と大物搬入建屋の最大相対変位は NS 方向で 180mm(Ss-3)、EW 方向で 93.3mm(Ss-1) である。これは、メーカー規定値である許容伸縮量 200mm 以内に収まることから、採用するエキスパンションジョイントは基準地震動 S_s に対する変形性能を有すると判断する。エキスパンションジョイントの概要図を図 4-1 に示す。

表4-1 原子炉建屋との相対変位

大物搬入建屋		原子炉建屋		最大応答変位の和 (mm)	
質点番号	T. M. S. L. (m)	質点番号	T. M. S. L. (m)	NS 方向	EW 方向
1	19.60	*	23.50 ~18.10	180 (Ss-3)	93.3 (Ss-1)

注 : () 内は応答が最大となる地震動を示す。

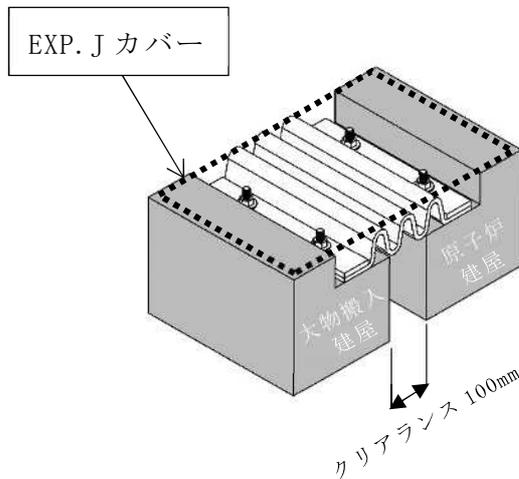
注記* : 大物搬入建屋の建屋頂部質点位置 (T. M. S. L. 19.60m) の相対変位に換算する原子炉建屋の相対変位は, 原子炉建屋の当該レベルの上下階の質点間 (T. M. S. L. 23.50~18.10) で線形補間して算定。



建屋キープラン

a-a 断面図

(a) 設置箇所の概要図 (平面図、断面図)



(b) 部分概要図

図 4-1 エクスパンションジョイント概要図

5. まとめ

有効応力解析を実施した結果、大物搬入建屋の発生応力については、有効応力解析の結果が全応力解析の結果を下回ることを確認した。変位については有効応力解析の結果が全応力解析の結果を上回ることが確認されたが、「4. 原子炉建屋との相対変位」において、地盤の液状化を考慮した場合でも問題無いことを確認した。

以上のことから、大物搬入建屋においては、全応力解析による各種応答値を用いて建物・構築物の設計用地震力を設定し、構造強度及び機能維持の確認を行うことは妥当であることを確認した。

別紙6-2 地震応答解析における耐震壁及びフレーム構造部の
せん断スケルトン曲線の設定

目 次

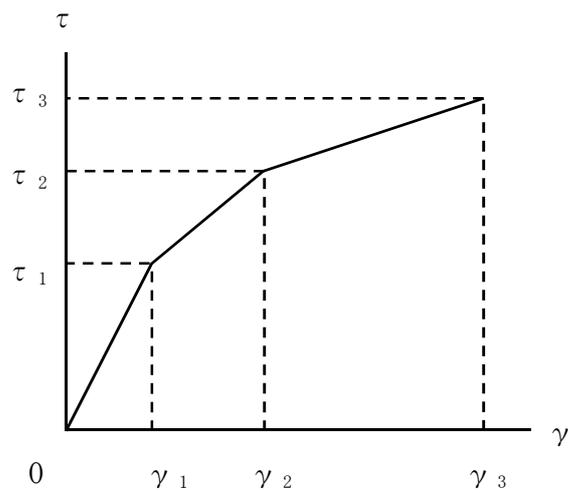
1. 概要	別紙 6-2-1
2. RC 造耐震壁の非線形特性の設定について	別紙 6-2-2
2.1 第 1 折点の設定	別紙 6-2-3
2.2 第 2 折点の設定	別紙 6-2-3
2.3 終局点の設定	別紙 6-2-4
3. RC 造フレーム構造部の非線形特性の設定について	別紙 6-2-5
4. せん断スケルトン曲線の設定について	別紙 6-2-8
4.1 水平方向モデル	別紙 6-2-8
4.2 使用材料の物性値	別紙 6-2-13
4.3 RC 造耐震壁のせん断スケルトン曲線の諸数値	別紙 6-2-14
4.4 RC 造フレーム構造部のせん断スケルトン曲線の諸数値	別紙 6-2-18
5. まとめ	別紙 6-2-20

1. 概要

大物搬入建屋は、地上1階建ての鉄筋コンクリート造の建物であり、NS方向はフレーム構造、EW方向は壁構造である。このため、建物・構築物の地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁（以下「RC造耐震壁」という。）及び鉄筋コンクリート造フレーム構造部（以下「RC造フレーム構造部」という。）の非線形特性を考慮している。本資料は、これらのRC造耐震壁及びRC造フレーム構造部のせん断スケルトン曲線の設定について説明するものである。

2. RC造耐震壁の非線形特性の設定について

RC造耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（社）日本電気協会）」（以下「J E A G 4 6 0 1 -1991追補版」という。）に基づき，トリリニア型スケルトン曲線とする。せん断応力度－せん断ひずみ関係を図2-1に示す。



- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 2-1 せん断応力度－せん断ひずみ関係

2.1 第1折点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の第1折点は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{F_c} (\sqrt{F_c + \sigma_v})}$$

$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

ここで、

F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

G : コンクリートのせん断弾性係数 (kgf/cm²)

σ_v : 縦軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

2.2 第2折点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の第2折点は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_2 = 1.35 \tau_1$$

$$\gamma_2 = 3\gamma_1$$

2.3 終局点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の終局点について、大物搬入建屋の耐震壁は、ボックス壁ではないことから終局点のせん断応力度は、「2015年版建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）」（以下「技術基準解説書」という。）を参考に以下の式より算出している。

$$\tau_3 = \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(QD) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0$$

$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3}$$

ここで、

- F_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)
- p_{te} : 等価引張鉄筋比 (%)
- p_{wh} : b_eを厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (実数)
ただし、p_{wh}の値が1.2%以上の場合は、1.2%として計算する。
- b_e : I型断面と長さ及び断面積が等しい矩形断面の幅 (mm)
ただし、b_eは壁厚tの1.5倍以下とする。
- σ_{wh} : 水平せん断補強筋の材料強度(N/mm²)
- M/(QD) : シアスパン比
- σ₀ : 耐震壁の全断面積に対する平均軸方向応力度(N/mm²)

3. RC造フレーム構造部の非線形特性の設定について

RC造フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau-\gamma$ 関係）は、3次元フレームモデルを用い、せん断変形及び曲げ変形を考慮した静的荷重漸増解析に基づき設定する。

RC造フレーム構造部のモデル化は部材芯でモデル化するものとし、はり及び柱はコンクリートのひび割れ点や鉄筋降伏の影響を考慮し、材端の塑性ヒンジを設定した線材でモデル化する。耐震壁は壁エレメント置換でモデル化し、層の剛性及び耐力を考慮する。袖壁、垂壁によるはり及び柱の拘束効果については、剛体とした剛域にて考慮する。フレーム脚部についてはピン支持とし杭や浮上りは考慮しない。屋根スラブ及び基礎スラブは剛床仮定とし、基礎スラブは剛性を割増したはりとしてモデル化する。

大物搬入建屋の静的荷重漸増解析には、解析コード「Super Build/SS7」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。3次元フレームモデルの解析モデル図を図3-1に示す。

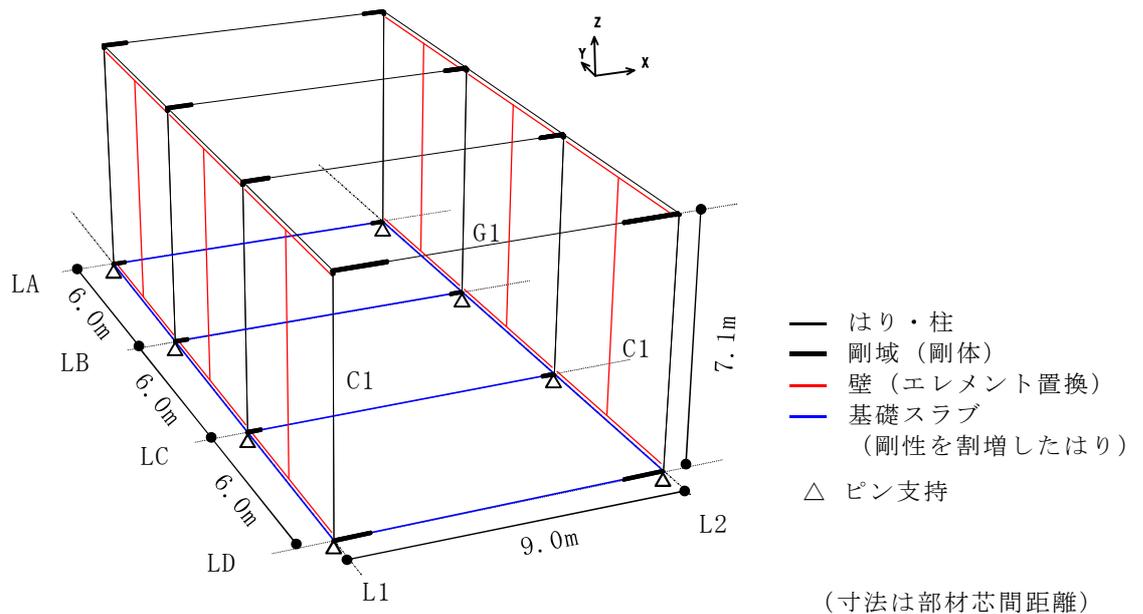


図 3-1 フレーム構造部の解析モデル図

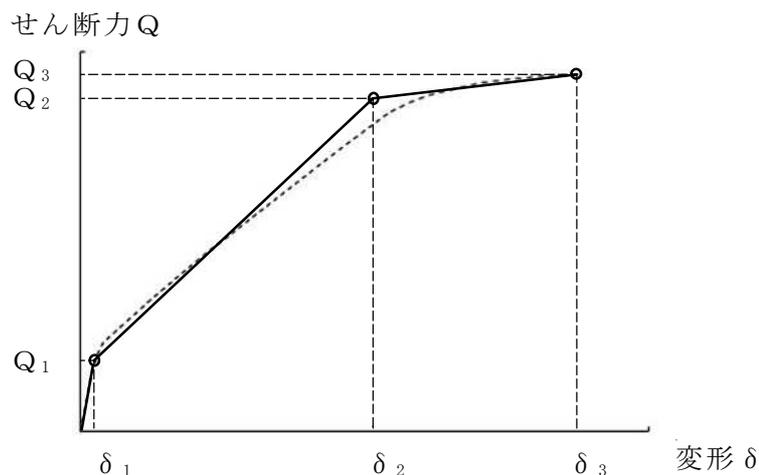
静的荷重漸増解析に用いるはり及び柱の復元力特性は、「技術基準解説書」の「付録1-3.1 鉄筋コンクリート造部材の力学モデルに関する技術資料」を参考に、ひび割れ強度・降伏点（許容耐力）・剛性低下率・終局強度について設定する。

以下に静的荷重漸増解析の条件を示す。

- ・外力分布は、保有水平耐力の外力分布形状を用いる。
- ・加力方向は正負方向について実施し、耐力が低くなる加力方向を採用する。
- ・加力方向における最大層間変形角が1/100に達した時点で解析を終了する。
- ・荷重－変形曲線における層間変位計算位置は重心位置とする。

以上の静的荷重漸増解析より求まる荷重－変形曲線にフィッティングするトリリニア型のスケルトン曲線でRC造フレーム構造部の非線形特性を評価する。評価方法を図3-2に示す。第1折点はひび割れモーメント発生時、終局点は保有水平耐力時とし、第2折点は保有水平耐力以下でエネルギー等価となるよう設定する。

RC造フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図3-3に示す。

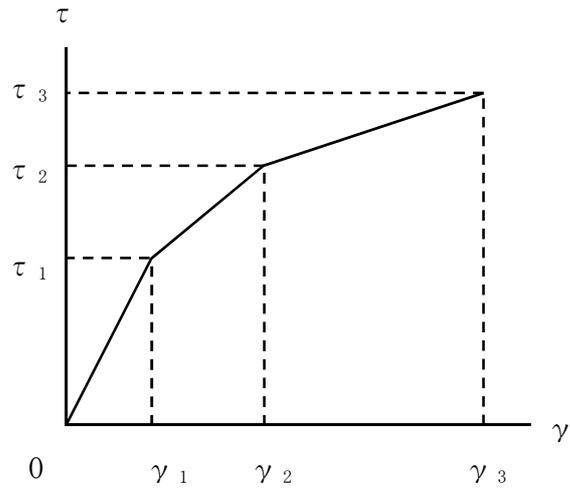


δ_1 : 柱脚部に曲げひび割れが発生した点

δ_2 : 終局点以下で面積が等価となる点

δ_3 : 層間変形角が 1/100 となる点

図 3-2 非線形特性の評価方法（せん断力－変形関係）



- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ

図 3-3 せん断応力度－せん断ひずみ関係

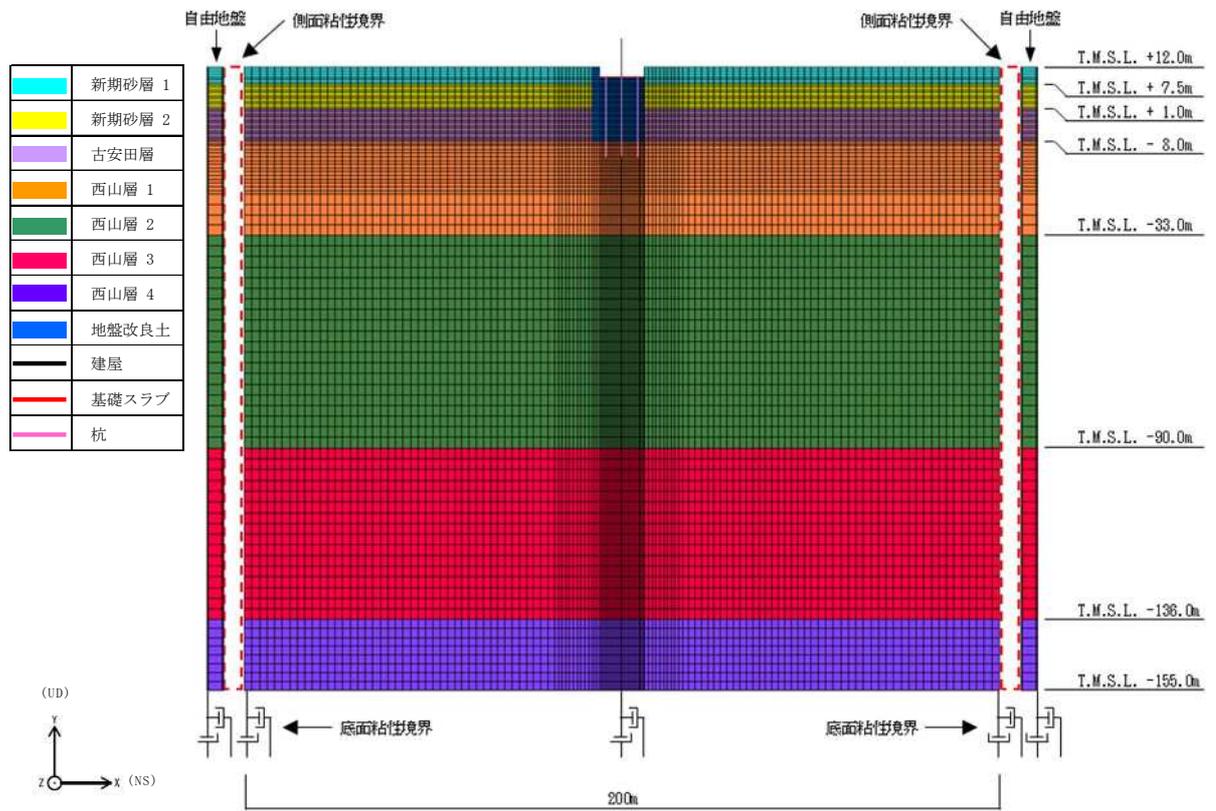
4. せん断スケルトン曲線の設定について

4.1 水平方向モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した擬似3次元FEMモデルとする。

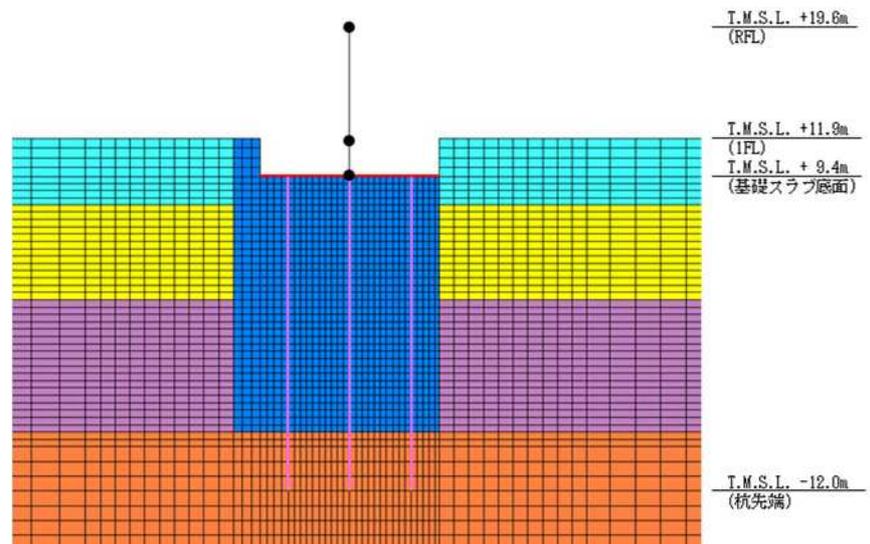
建屋は一軸多質点系モデルとし、重量は床レベルの集中質点で評価する。EW方向は壁構造のため、せん断変形及び曲げ変形を考慮したはり要素でモデル化する。地盤は平面ひずみ要素でモデル化し、杭ははり要素でモデル化する。

地震応答解析モデルを図4-1～図4-3に、建屋の解析モデルの諸元を表4-1に示す。



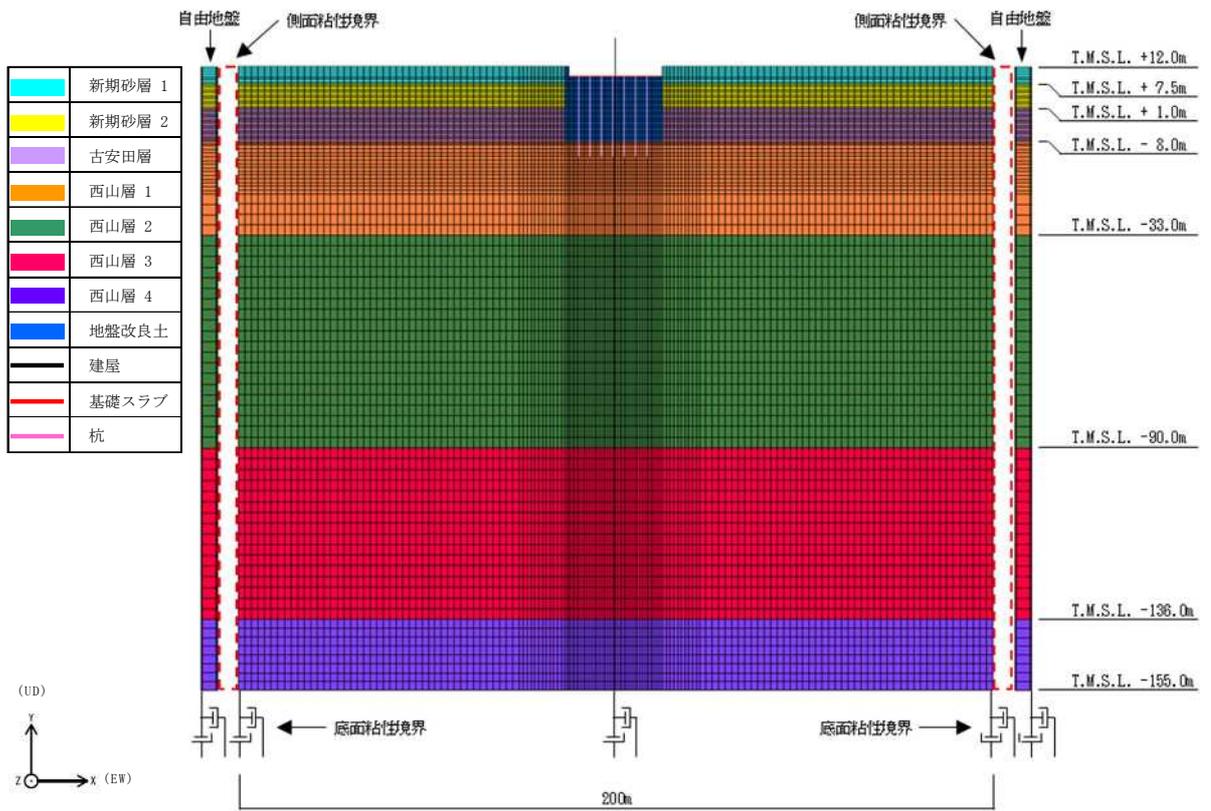
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

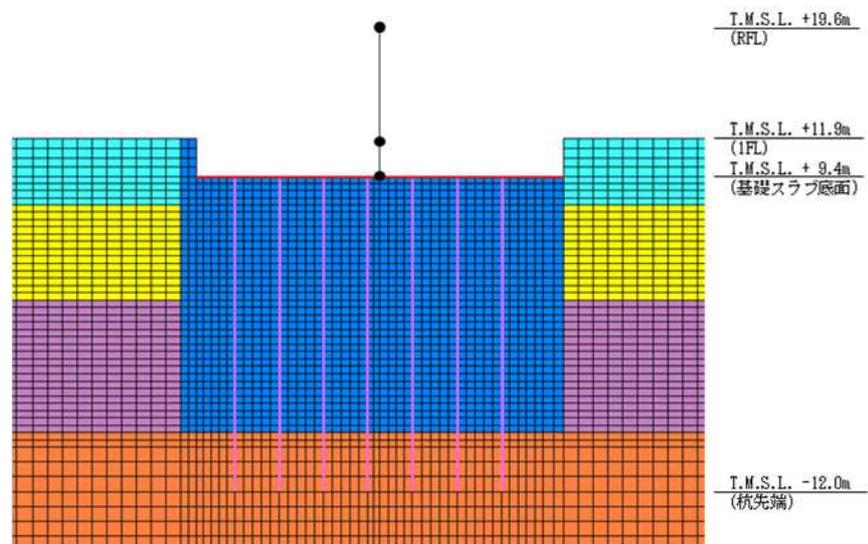
図 4-1 地震応答解析モデル (NS 方向)



注 1：面外粘性境界を考慮する。

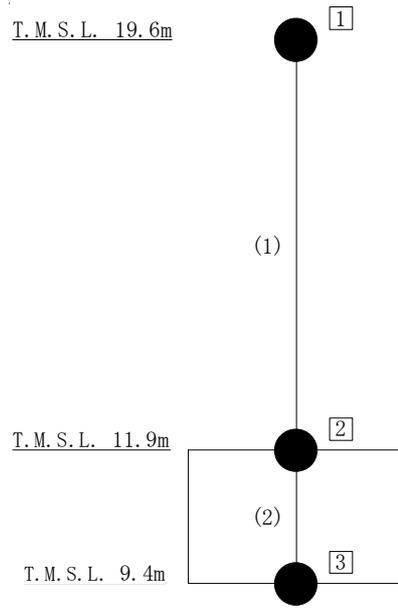
注 2：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という）

(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

図 4-2 地震応答解析モデル (EW 方向)



注：□内は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 4-3 建屋の地震応答解析モデル（EW 方向）

表 4-1 建屋の地震応答解析モデル諸元（水平方向）

(a) NS 方向モデル

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ³ 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	9340	65.4	(1)	2.6	—
2	15970	201.4			
3	9000	111.0	(2)	300.1	—
合計	34310				

(b) EW 方向モデル

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ³ 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	9340	481.1	(1)	37.0	1700
2	15970	825.1			
3	9000	462.5	(2)	300.1	15400
合計	34310				

4.2 使用材料の物性値

地震応答解析に用いる大物搬入建屋の使用材料の物性値を表4-2及び表4-3に示す。

表 4-2 使用材料の物性値（コンクリート）

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)
コンクリート： F _c = 33 (N/mm ²)	2.52 × 10 ⁴	1.05 × 10 ⁴

表 4-3 使用材料の物性値（鉄筋）

使用材料	降伏応力度 σ _y (N/mm ²)
鉄筋：SD345	345
鉄筋：SD390	390

4.3 RC造耐震壁のせん断スケルトン曲線の諸数値

(1) 第1折点

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の第1折点の設定根拠を表4-4に示す。

表 4-4 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点) (EW 方向)

階	通り	コンクリート 強度 σ_c (N/mm^2)	せん断弾性 係数 G ($\times 10^4 \text{N}/\text{mm}^2$)	断面積 A_s (m^2)	縦軸応力度 σ_v (N/mm^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
1F	L1	33	1.05	18.5	0.253	1.90	0.181
	L2	33	1.05	18.5	0.253	1.90	0.181

(2) 第2折点

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の第2折点の設定根拠を表4-5に示す。

表 4-5 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 第 2 折点) (EW 方向)

階	通り	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)
1F	L1	2.57	0.544
	L2	2.57	0.544

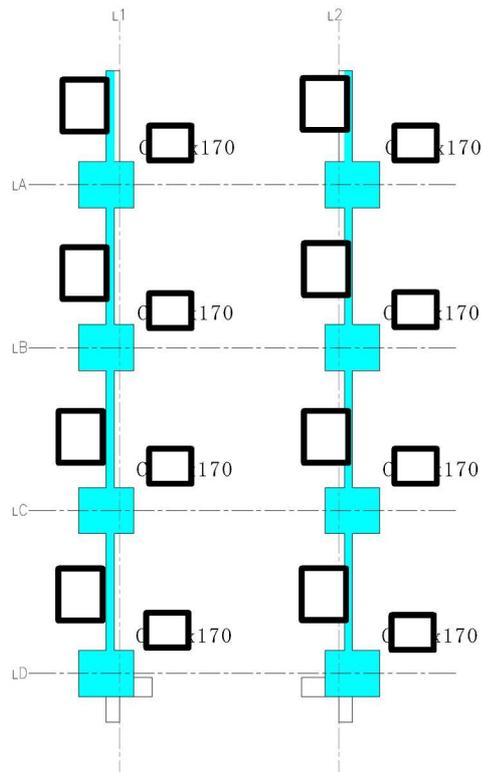
(3) 終局点

RC造耐震壁の終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、RC造耐震壁の終局せん断応力度を算出する。

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の終局点の設定根拠を表4-6に示す。また、大物搬入建屋のT.M.S.L. 11.9m～T.M.S.L. 19.6mについて、各RC造耐震壁の配筋を示したものを図4-4に示す。

表 4-6 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (EW 方向)

階	通り	P_{te} (%)	P_{wh} (%)	平均軸方向応力度 σ_0 (N/mm^2)	M/QD	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1F	L1	1.585	0.4722	0.253	1.00	3.28	4.000
	L2	1.585	0.4722	0.253	1.00	3.28	4.000



記号*1	縦筋	横筋
	内：D19@200 外：D19@200	内：D19@200 外：D19@200
	主筋：54-D38	せん断補強筋3-D16@100

注記*1：記号に含まれる数値は壁厚 (cm) を表す。

(例：

注記*2：Cは柱を示す。

(例：Cx170なら柱幅 cm，柱せい170 cm)

図 4-4 RC 造耐震壁の配筋図 (T.M.S.L. 11.9m~T.M.S.L. 19.6m)

4.4 RC造フレーム構造部のせん断スケルトン曲線の諸数値

(1) 荷重－変形関係（Q－ δ 関係）

静的荷重漸増解析結果から設定したRC造フレーム構造部の荷重－変形関係の諸数値を表4-7に示す。また、静的荷重漸増解析結果の荷重変形関係の荷重－変形曲線及び設定したRC造フレーム構造部の荷重－変形曲線を図4-5に示す。

表4-7 荷重－変形関係（Q－ δ 関係）の諸数値

階	第1折点		第2折点		終局点	
	Q1 (kN)	δ 1 (mm)	Q2 (kN)	δ 2 (mm)	Q3 (kN)	δ 3 (mm)
1F	9542	2.485	35360	46.008	37700	70.432

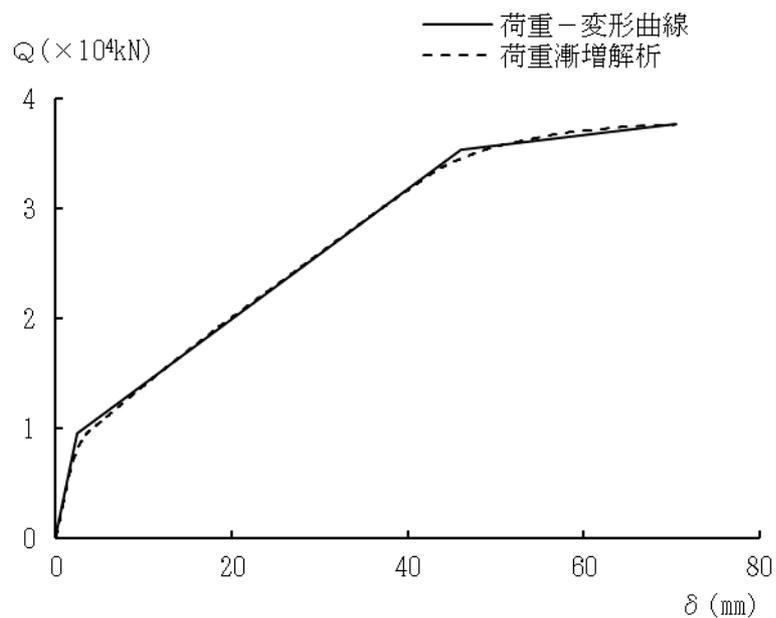


図4-5 荷重－変形曲線

(2) せん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

前項で設定した荷重－変形関係に基づき，RC造フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）を算出する。

せん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）の設定根拠を表 4-8 に示す。

表 4-8 せん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）の設定根拠

各折点	τ の算定			γ の算定		
	Q (kN)	A_s^{*1} (m^2)	τ (N/mm^2)	δ (mm)	H ^{*2} (m)	γ ($\times 10^{-3}$)
第 1 折点	9542	2.60	3.67	2.485	7.10	0.350
第 2 折点	35360	2.60	13.6	46.008	7.10	6.48
終局点	37700	2.60	14.5	70.432	7.10	9.92

注記*1： A_s は地震応答解析モデルのせん断断面積を示す

*2：Hは構造階高を示す

5. まとめ

大物搬入建屋におけるせん断スケルトン曲線の設定について整理した。RC造耐震壁及びRC造フレーム構造部について算出したせん断スケルトン曲線の諸数値を表5-1に示す。

表 5-1 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係)

(a) RC 造耐震壁

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1F	1.90	0.181	2.57	0.544	3.28	4.000

(b) RC 造フレーム構造部

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1F	3.67	0.350	13.6	6.48	14.5	9.92

別紙6-3-3 原子炉建屋との相対変位についての検討

目 次

1. 概要	別紙 6-3-3-1
2. 相対変位の算出方法	別紙 6-3-3-1
3. 原子炉建屋との相対変位	別紙 6-3-3-1
4. 評価結果	別紙 6-3-3-2

1. 概要

本資料は、大物搬入建屋と原子炉建屋の相対変位を算出し、その影響を確認するものである。

2. 相対変位の算出方法

相対変位は、V-2-9-3-1 別紙1 (I)「大物搬入建屋の地震応答計算書」における地震応答解析結果とV-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」における地震応答解析結果に基づく最大応答変位の和とする。相対変位を算出する際の基準点は、両建屋ともに、原子炉建屋の基礎底面レベルの地盤面とする。また、大物搬入建屋の建屋頂部質点位置 (T. M. S. L. 19.60m) の相対変位を算出することとし、対象の床レベルに地震応答解析モデルの質点が無い場合には、当該床レベルの上下質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算出する。なお、算出に用いる地震動は基準地震動 S_s とし、材料物性の不確かさを考慮する。

3. 原子炉建屋との相対変位

原子炉建屋との相対変位の算出結果を表3-1に示す。

表3-1 原子炉建屋との相対変位

(a) NS方向

大物搬入建屋		原子炉建屋		最大応答変位の和 (mm)		
質点番号	T. M. S. L. (m)	質点番号	T. M. S. L. (m)	ケース 1	ケース 2	ケース 3
1	19.60	*	23.50 ~18.10	113 (S_s-1)	105 (S_s-3)	129 (S_s-1)

(b) EW方向

大物搬入建屋		原子炉建屋		最大応答変位の和 (mm)		
質点番号	T. M. S. L. (m)	質点番号	T. M. S. L. (m)	ケース 1	ケース 2	ケース 3
1	19.60	*	23.50 ~18.10	79.6 (S_s-3)	95.3 (S_s-3)	83.8 (S_s-3)

注 : () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。

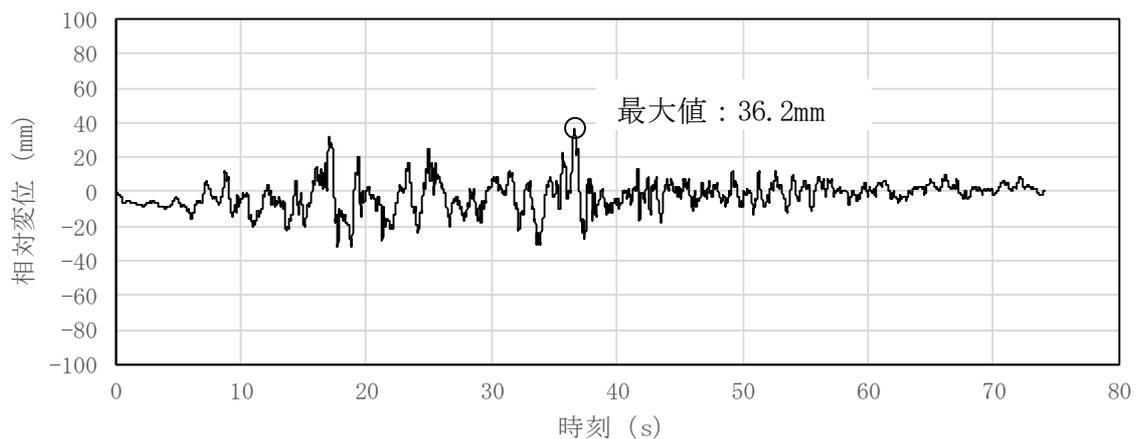
注記* : 大物搬入建屋の建屋頂部質点位置 (T. M. S. L. 19.60m) の相対変位に換算する原子炉建屋の相対変位は、原子炉建屋の当該レベルの上下階の質点間 (T. M. S. L. 23.50~18.10) で線形補間して算定。

4. 評価結果

表3-1より，原子炉建屋との最大相対変位は，NS方向で129mm(ケース3, S_s-1)，EW方向で95.3mm(ケース2, S_s-3)である。

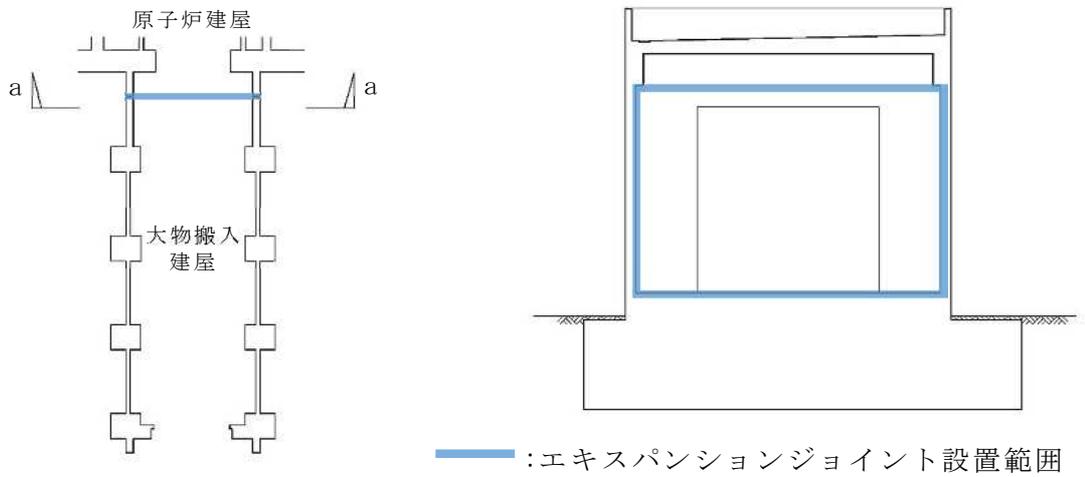
建屋同士が近づく方向については，原子炉建屋と大物搬入建屋の間に100mmのクリアランスを設けており，最大相対変位（EW方向：95.3mm）がクリアランス内に納まっていることを確認した。また，参考として「2. 相対変位の算出方法」に記載の方法である最大応答変位の和ではなく，時刻歴による確認を行う。時刻歴による相対変位は，大物搬入建屋の応答変位から原子炉建屋の応答変位を減じて算出する。相対変位が最大となったケース2, S_s-3の時刻歴の相対変位を図4-1に示す。図4-1より，時刻歴による相対変位の最大値は36.2mmであり，100mmのクリアランスに対して十分余裕があることを確認した。

基準地震動 S_s による地震力において，材料物性の不確かさを考慮した原子炉建屋と大物搬入建屋の絶対値和による最大相対変位はNS方向で129mm(ケース3, S_s-1)，EW方向で95.3mm(ケース2, S_s-3)である。これは，メーカー規定値である許容伸縮量200mm以内に収まることから，採用するエキスパンションジョイントは基準地震動 S_s に対する変形性能を有すると判断する。エキスパンションジョイントの概要図を図4-2に示す。なお，2007年新潟県中越沖地震において，エキスパンションジョイントカバーが外れるといった事象は発生したが、建屋間の変位に伴うエキスパンションジョイントの機能上の不具合は生じていない。



注：○印は最大値発生時を示す。

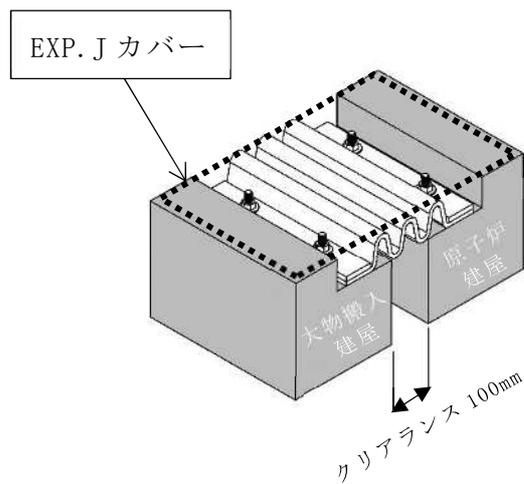
図4-1 原子炉建屋と大物搬入建屋の時刻歴の相対変位（ケース2, S_s-3）



建屋キープラン

a-a 断面図

(a) 設置箇所の概要図 (平面図、断面図)



(b) 部分概要図

図 4-2 エクスパンションジョイント概要図

別紙6-4-1 底面地盤ばねの設定方法

目 次

1. 概要	別紙 6-4-1-1
2. 算出方法	別紙 6-4-1-1
3. 算出結果	別紙 6-4-1-7

1. 概要

本資料は、V-2-9-3-1 別紙 1 (Ⅱ)「大物搬入建屋の耐震性についての計算書」における、応力解析に用いる基礎スラブ底面の地盤ばね定数の設定方法を示すものである。

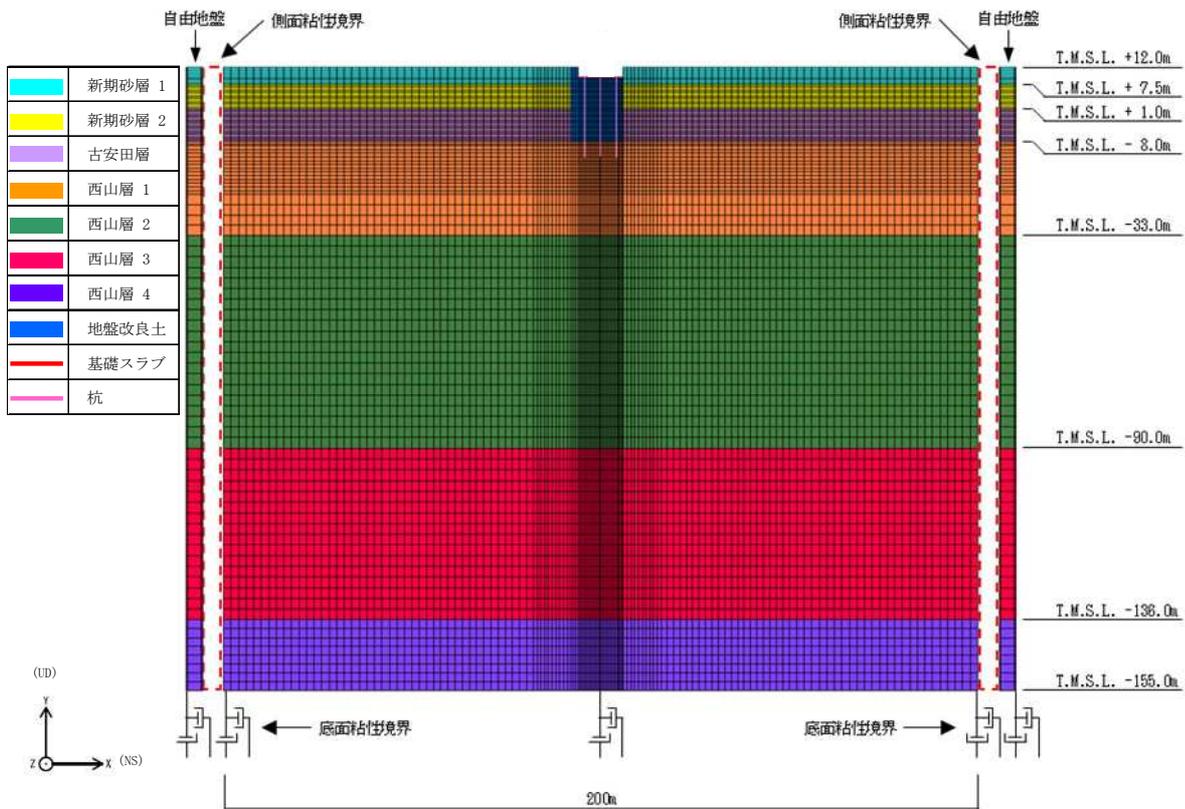
2. 算出方法

応力解析に用いる基礎スラブ底面の地盤ばね定数は大物搬入建屋の地震応答解析モデルを用いた加振解析により算出する。

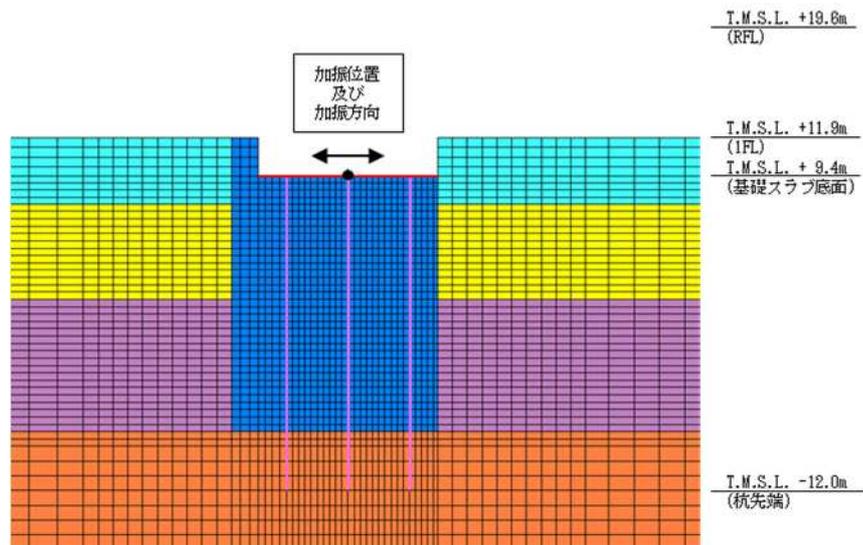
解析モデルは、V-2-9-3-1 別紙 1 (Ⅰ)「大物搬入建屋の地震応答計算書」における疑似 3 次元 FEM モデルのうち、建屋及び基礎スラブの一軸多質点系モデルを除いたものとする。地盤定数は、建屋応答に支配的である基準地震動 S_s-1 の等価地盤物性値とする。解析モデルを図 2-1～図 2-3 に、地盤定数を表 2-1 に示す。

加振方法は単位加振、加振位置は基礎スラブ中央とし、加振方向は NS 方向、EW 方向及び鉛直方向とする。解析には、解析コード「S o i l P l u s」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地盤ばね定数は、加振解析で算出したインピーダンスの実部の値のうち、振動数が 0.1Hz の際の値とする。地盤ばね定数とインピーダンスの概念図を図 2-4 に示す。

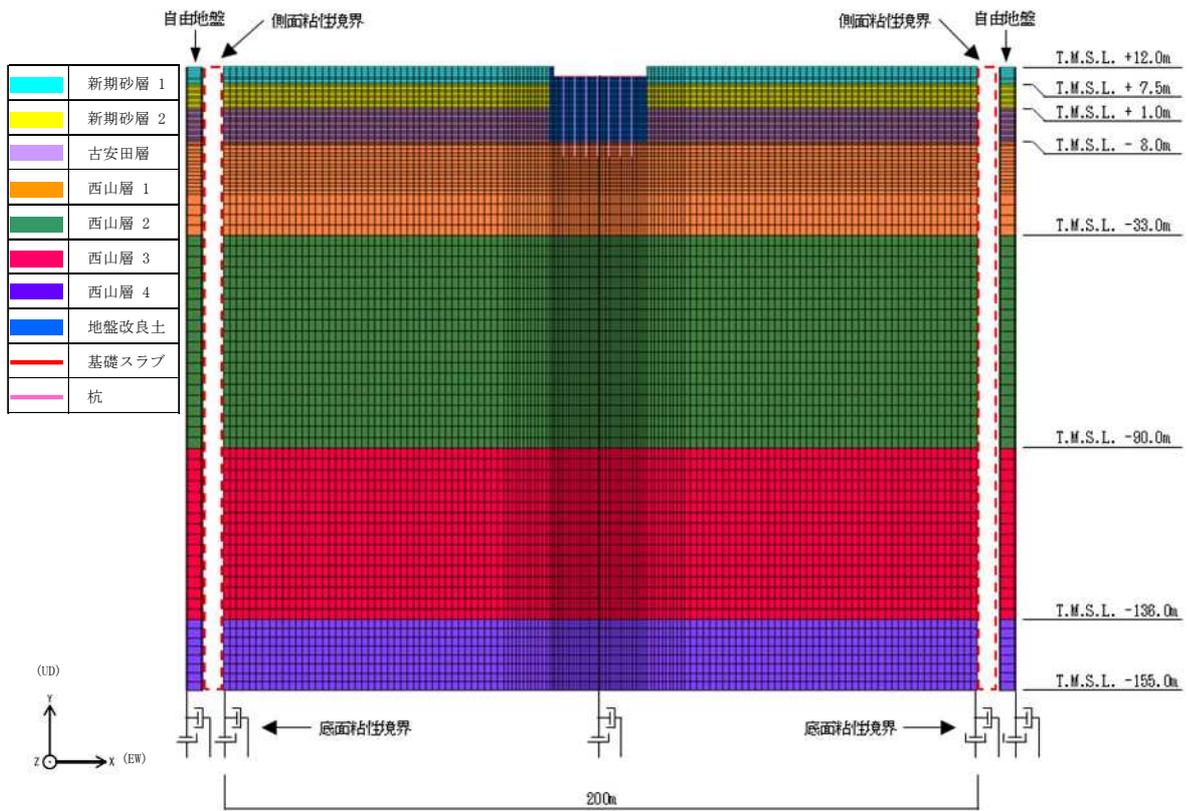


(a) 全体モデル

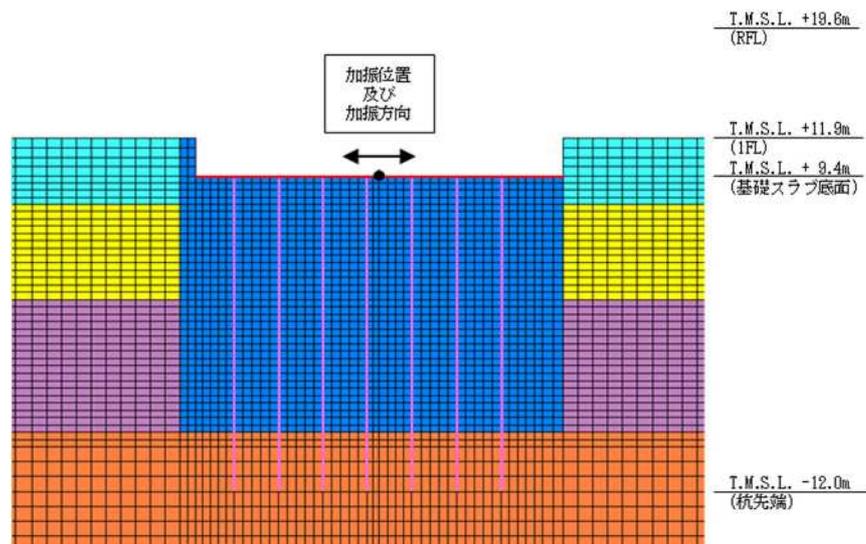


(b) 建屋周辺拡大図

図 2-1 解析モデル (NS 方向)

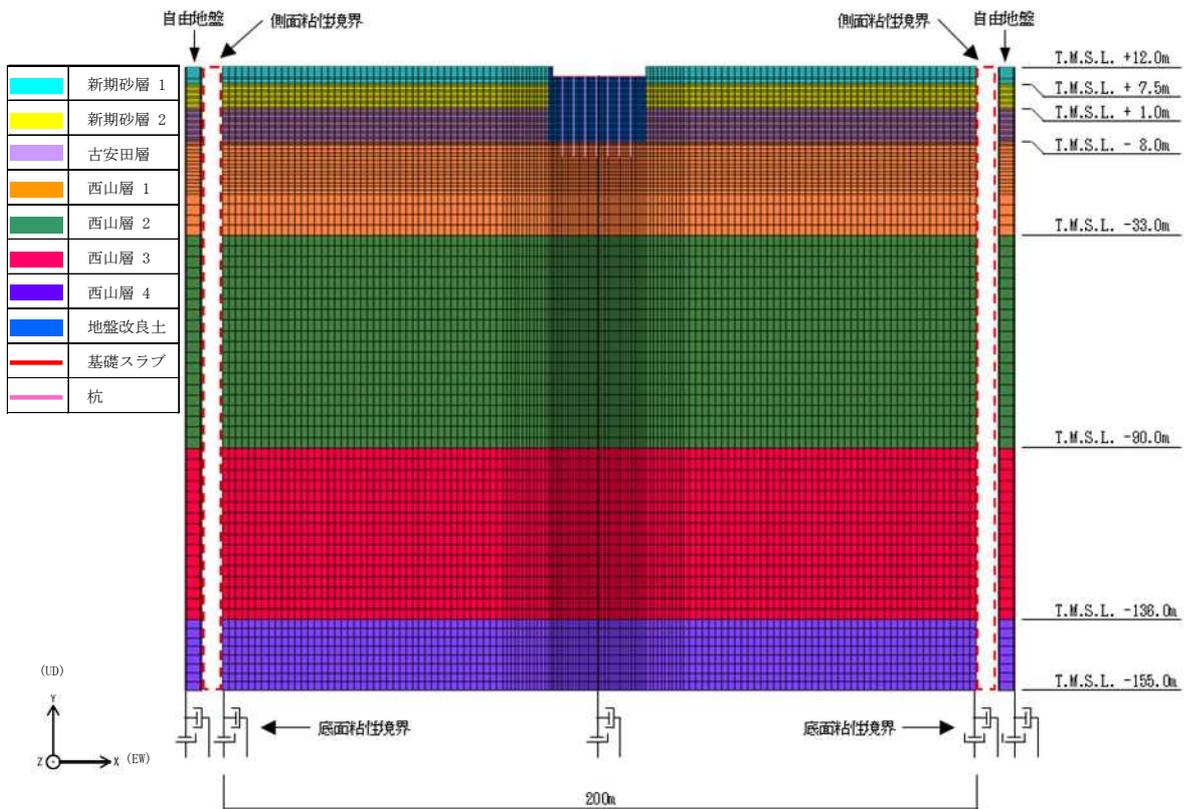


(a) 全体モデル

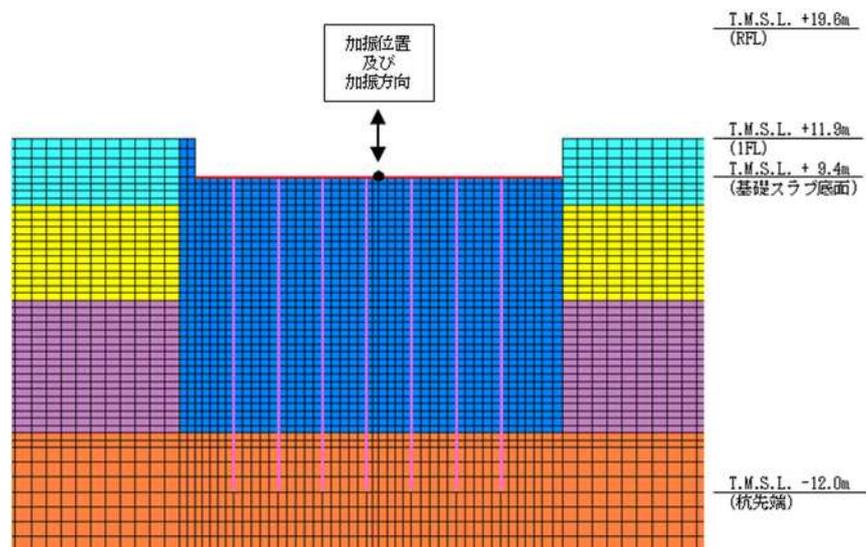


(b) 建屋周辺拡大図

図 2-2 解析モデル (EW 方向)



(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

図 2-3 解析モデル (鉛直方向)

表 2-1 地盤定数

(a) 建屋下部

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 ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性低下率 G/G_0	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.7	12.0	0.98	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	10.9	11.7	0.94	1
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.78	4.16	0.91	3
		530	16.6	0.446	4.13	4.75	0.87	3
		590	17.3	0.432	5.28	6.14	0.86	3
		650	19.3	0.424	7.32	8.32	0.88	3
-136.0								
-155.0								
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

(b) 建屋周囲

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 ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ 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	0.107	0.369	0.29	22
+7.5								
+1.0		200	16.1	0.308	0.0722	0.657	0.11	29
-8.0	古安田層	330	17.3	0.462	0.998	1.92	0.52	6

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

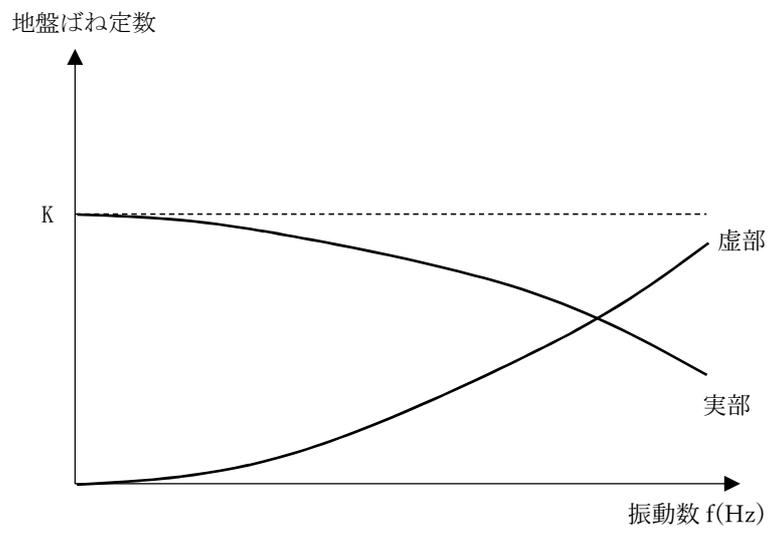


図 2-4 地盤ばね定数とインピーダンスの概念図

3. 算出結果

インピーダンスの算出結果を図 3-1～図 3-3 に、作成した地盤ばね定数を表 3-1 に示す。

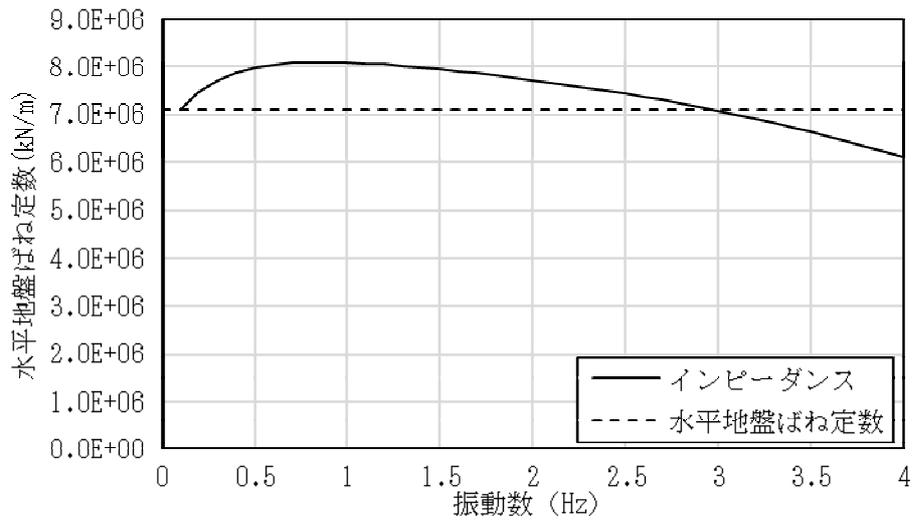
表 3-1 より、水平地盤ばねでは、NS 方向の方が、EW 方向よりも地盤ばね定数が大きいことが確認できる。

水平地盤ばねは、地盤のせん断剛性に依存し、基礎形状が正方形の場合は加振方向による差異は無いが、基礎形状が長方形の場合は短辺方向の水平地盤ばねの方が若干大きくなる傾向がある。*

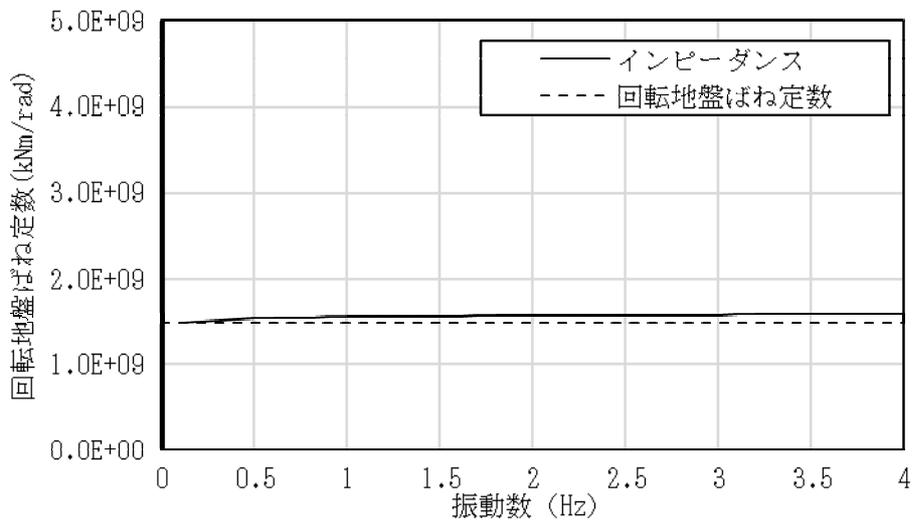
図 3-4 に水平方向インピーダンスの比較を示す。2Hz より大きい振動数領域でのインピーダンスはおおむね整合しているが、2Hz より小さい振動数領域では、NS 方向の方が大きくなっていることが確認できる。これは、NS 方向は地盤改良土のアスペクト比（幅／厚さ）が小さく、地盤ばねを算定する実部の振動数である 0.1Hz を含む 0～2Hz 付近においては、基礎中心位置で水平加振した際の変位のうち、地盤改良土のロッキングによる回転成分が大きくなり、水平成分が小さくなったことによると考えられる。

以上のことから、大物搬入建屋で水平地盤ばねの方向別の差異が大きくなっている要因は、地盤改良土のロッキングによる影響であると考えられる。

注記*：日本建築学会「建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計」

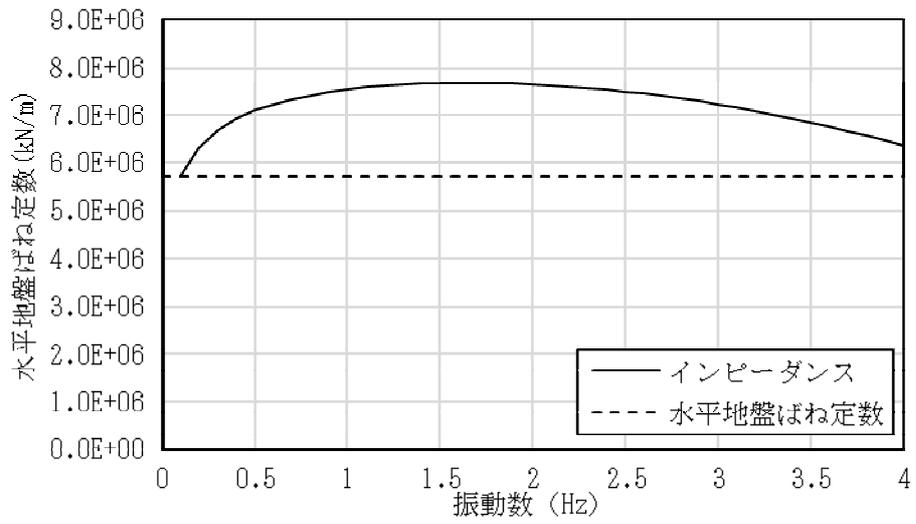


(a) 水平方向

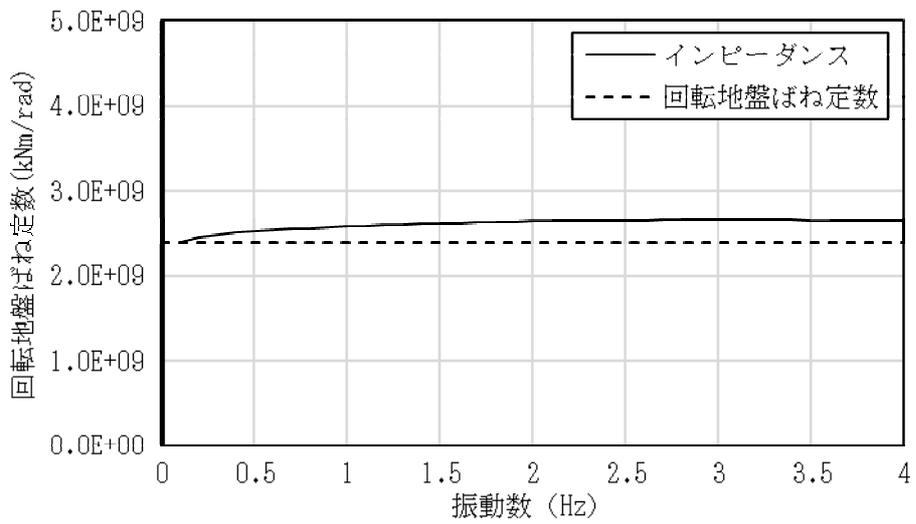


(b) 回転方向

図 3-1 インピーダンス (NS 方向)



(a) 水平方向



(b) 回転方向

図 3-2 インピーダンス (EW 方向)

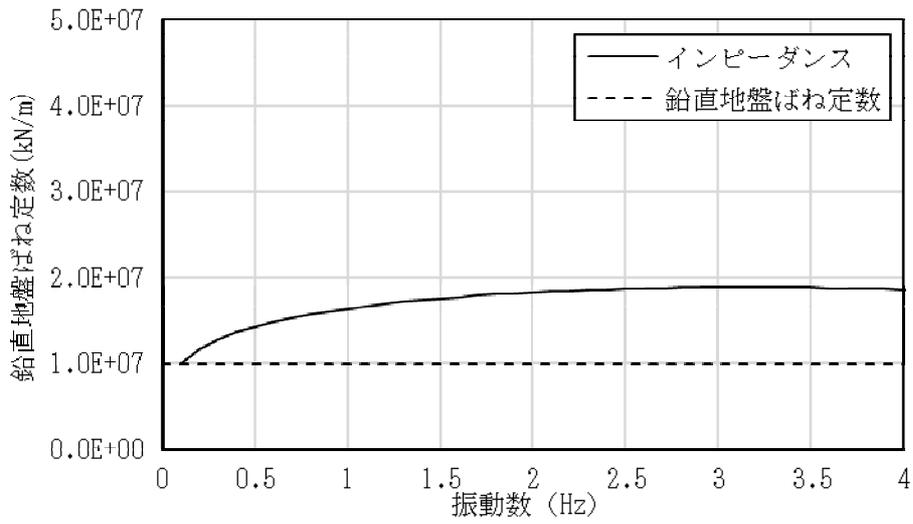


図 3-3 インピーダンス (鉛直方向)

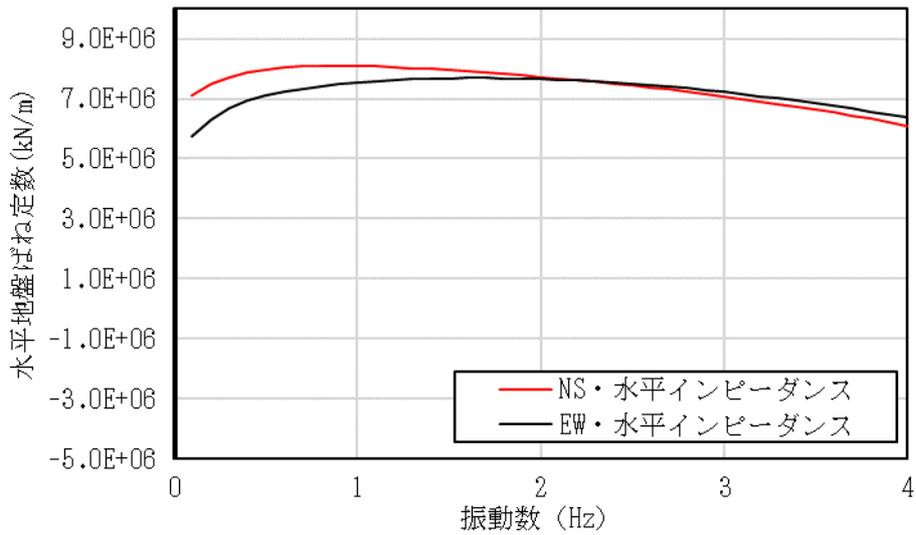


図 3-4 水平方向インピーダンスの比較

表 3-1 地盤ばね定数

ばねの種類	NS 方向	EW 方向	鉛直方向
水平地盤ばね k_H (kN/m)	7.11×10^6	5.73×10^6	—
回転地盤ばね k_R (kN·m/rad)	1.47×10^9	2.38×10^9	—
鉛直地盤ばね k_V (kN/m)	—	—	9.91×10^6