

3.11 地震のはぎとり波を用いた
シミュレーション解析による
表層地盤の影響確認(2号炉原子炉建屋)

1. 検討目的

既工認の入力地震動は、表層地盤の影響は考慮せず、保守的に基準地震動を直接入力する手法を採用していたが、3.11地震の観測記録を用いて表層地盤の影響が現れているか検討する。

2. 検討方法

検討は、はざとり波を用いたシミュレーション解析を実施し、3.11地震のはざとり波を建屋モデルに直接入力（2E入力）した場合と添付1の地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルを用いて表層地盤の影響を考慮して算定した建屋基礎版レベルの地震動を入力（E+F入力）した場合の観測記録の再現性を確認した。

検討に用いた初期地盤モデルの地盤物性を第2-1表に、建屋シミュレーションモデルを第2-1図に、解析条件の比較を第2-2表に、検討の概念図を第2-2図に示す。建屋シミュレーションモデルは、3.11地震等による建屋の初期剛性低下を考慮しており、建屋減衰は7%としている。

第2-1表 女川2号炉原子炉建屋地盤物性

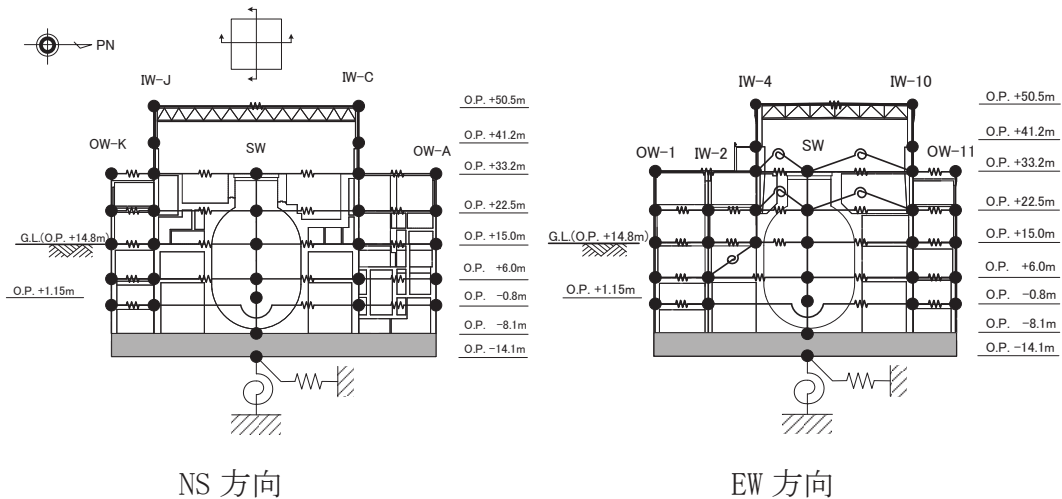
	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 ^{※2} h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	900 ^{※4}	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 0.P. 14.8m～0.P. 0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※4 PS 検層結果と観測記録の分析より設定



第 2-1 図 建屋シミュレーション解析モデル (3.11 地震シミュレーションモデル)

第 2-2 表 解析条件の比較

(3.11 地震はぎとり波を用いた 2E 入力と E+F 入力の比較 [2 号炉原子炉建屋])

ケース	直接入力 (2E 入力) したケース	E+F 入力としたケース
建屋	2 号炉原子炉建屋	
地震動	3.11 地震はぎとり波	
入力地震動	直接入力 (2E 入力)	基礎版底面レベルの地震動 (E+F) を算定し入力 (補正水平力考慮)
建屋モデル	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 7%, 側面地盤ばね無し)	
地盤モデル	—	地盤調査結果に基づき設定した地盤モデル (表層非線形考慮)



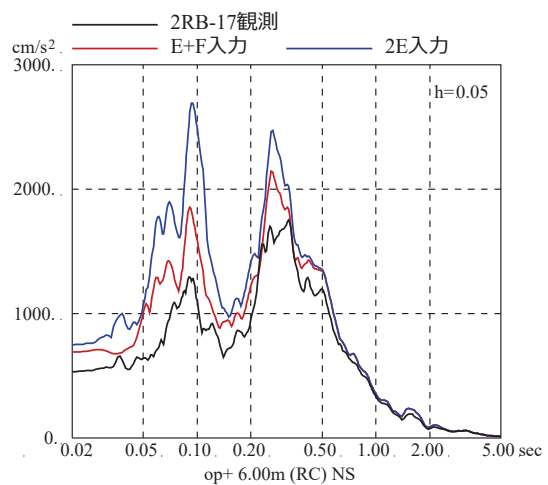
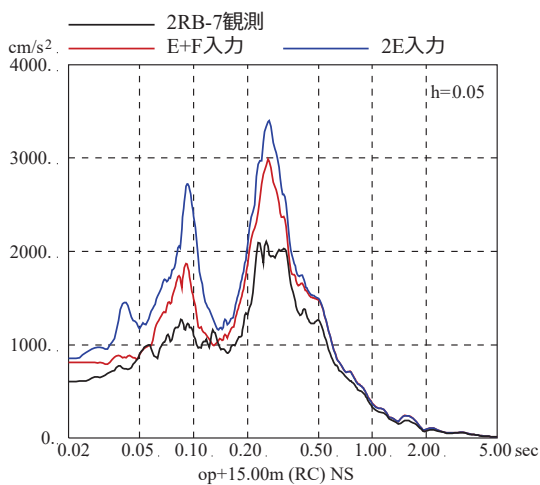
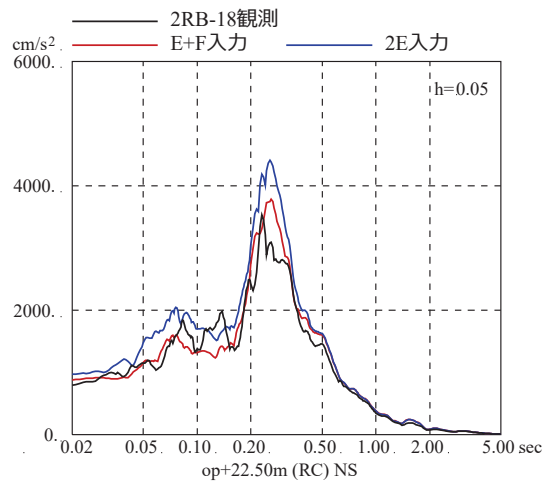
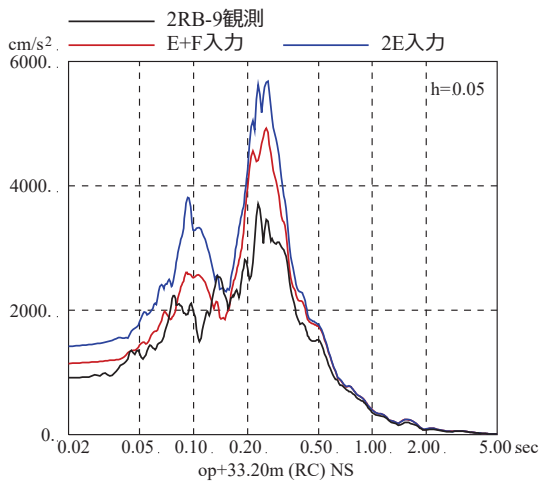
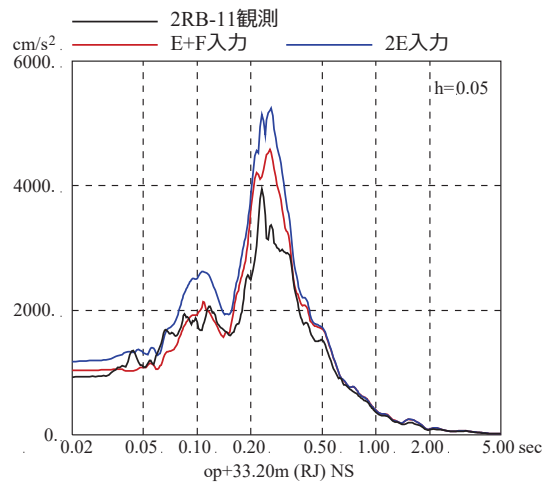
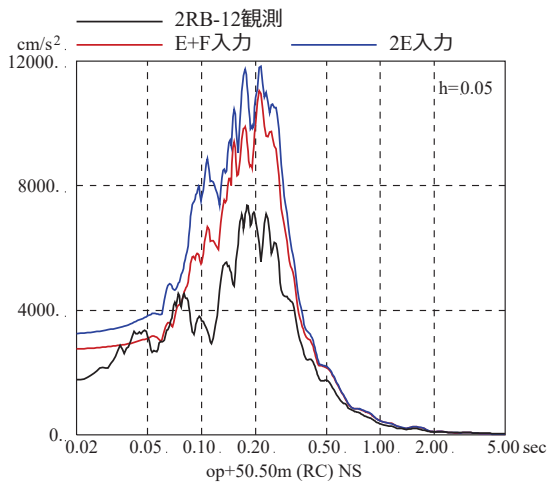
第 2-2 図 検討の概念図

3. 検討結果

3.11 地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析結果と観測記録の床応答スペクトルの比較を第3-1図～第3-2図に示す。

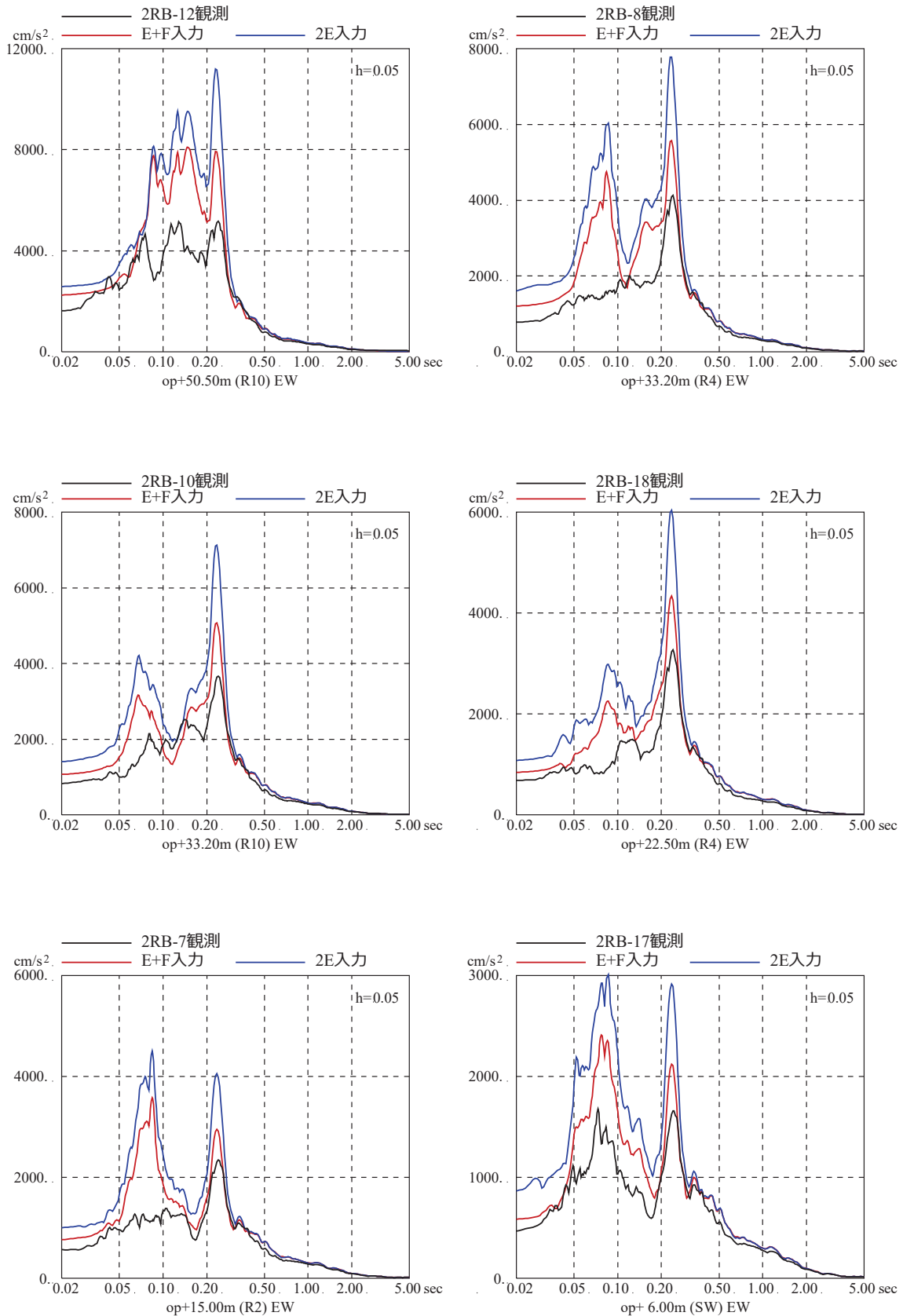
各階の床応答スペクトルは、はざとり波を直接入力（2E 入力）した場合より表層地盤の影響を考慮して算定した地震動を入力（E+F 入力）した方が、より観測記録の振幅に近く、床応答スペクトルの形状も傾向を捉えていることを確認した。

上記の結果から、建屋に入力する地震動については表層地盤の影響が現れていると考えられる。



第3-1 図 3.11 地震のはざとり波を用いた 2E 入力と E+F 入力による
シミュレーション解析結果の比較

(2号炉原子炉建屋, NS 方向) ※地震計位置は付録1 参照



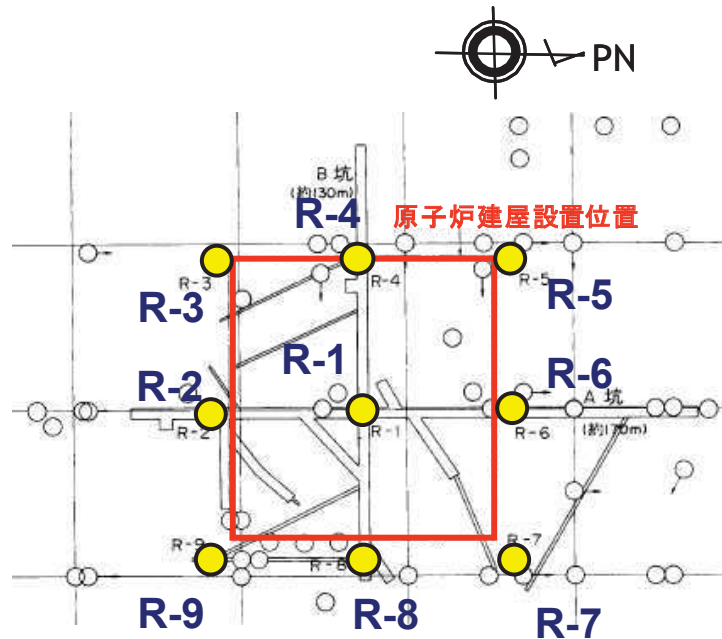
第3-2図 3.11地震のはざとり波を用いた2E入力とE+F入力によるシミュレーション解析結果の比較

(2号炉原子炉建屋, EW方向) ※地震計位置は付録1参照

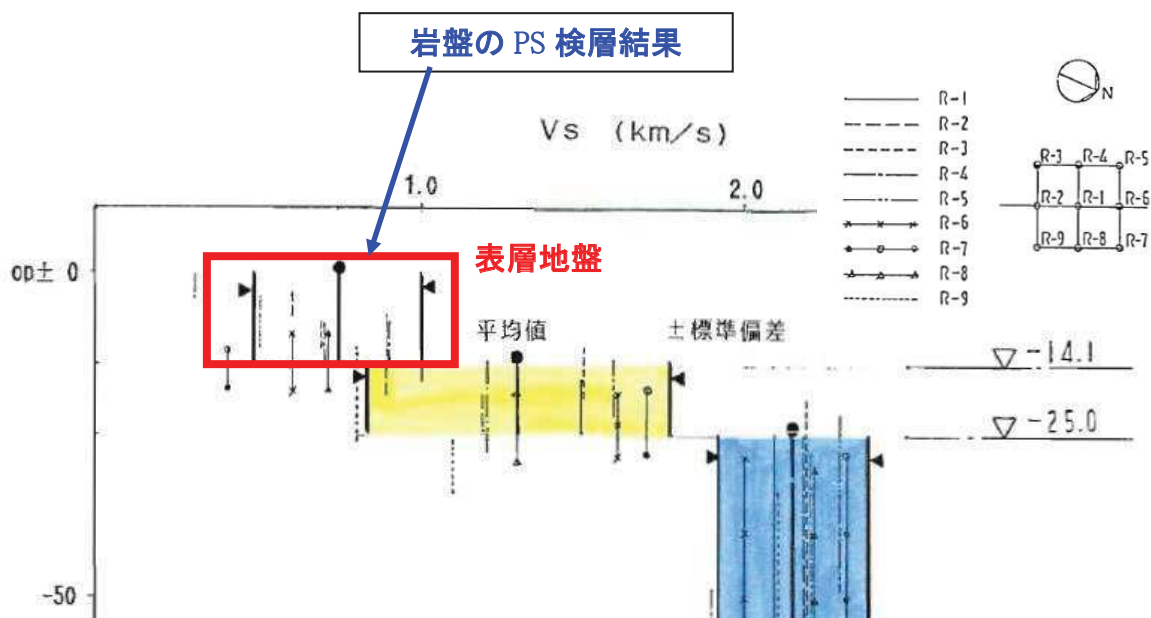
2号炉原子炉建屋の炉心ボーリングの
PS 検層および密度検層結果

2号炉原子炉建屋の炉心ボーリングのPS検層および密度検層を実施した位置を第1図に、PS検層結果を第2図に示す。また、速度層が変化する深さで各検層結果を平均した結果を第1表に示す。

PS検層結果では、O.P.-14.1m~O.P.0m付近までの表層地盤のせん断波速度Vsはおよそ500~1000m/sに分布しており、平均は740m/sであった。



第1図 地盤調査位置



第2図 女川2号炉原子炉建屋位置のPS検層結果

第1表 PS 検層および密度検層結果

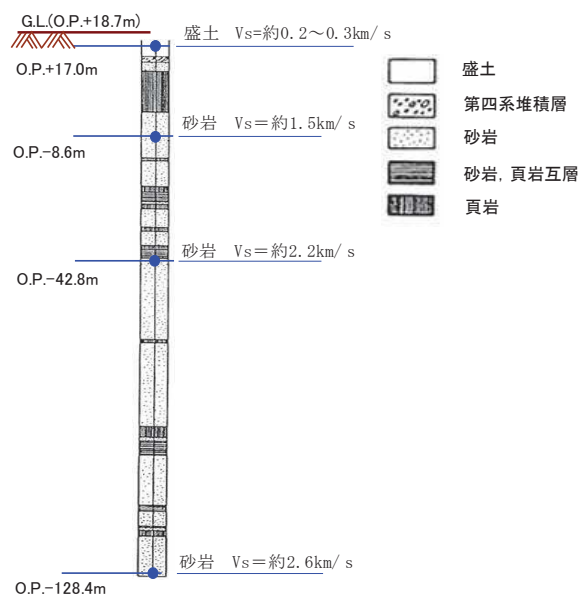
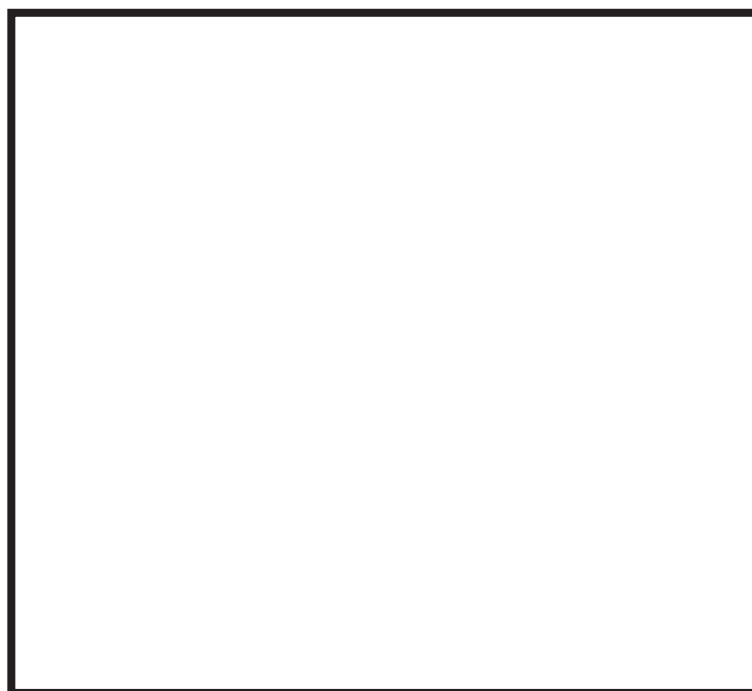
	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 Vs (m/sec)
表層地盤	14.80	23.3	740
底面地盤	-14.10	23.8	1300
	-25.00	24.6	2150
	-80.00	25.0	2440
	-200.0	25.0	2440

自由地盤のはぎとり解析用地下構造モデル
による傾向について

1. 検討目的

女川原子力発電所では、自由地盤での地震観測においてこれまで多くの地震観測記録が得られており、これらの地震観測記録を用いて、自由地盤地震観測点のはざとり解析用地下構造モデルを最適化している。この地下構造モデルより、表層地盤の影響を検討し、地盤モデル設定における振動特性上変動を考慮すべきパラメータを確認することを目的とする。

自由地盤地震観測点の位置および深さ方向の配置を第 1-1 図に示す。



第 1-1 図 自由地盤における地震観測

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。

2. 自由地盤のはぎとり解析用地下構造モデルの検討の整理

自由地盤地震観測点のはぎとり解析用地下構造モデルは、過去の中小地震の観測記録を用いて、遺伝的アルゴリズムにより最適化解析を実施して同定している。2003年5月26日宮城県沖の地震、2005年8月16日宮城県沖の地震（M7.2）に適用している地下構造モデルを第2-1表に示す。

3.11地震に対するはぎとり解析用地下構造モデルは、既往検討による大振幅時の地盤モデル（第2-2表）をベースに見直しを行っている。見直しの際は、3層目以深の地盤モデルを固定とし、同定範囲は最表層2層部分（第2-2表 赤網掛部）とした。この2層は同一媒質と扱って、そのS波速度Vsと減衰定数h（f）を遺伝的アルゴリズムを用いて最適化解析を実施した。3.11地震時の最適化地盤モデルを第2-3表に示す。

第2-1表 既往検討による小振幅時のはぎとり地盤モデル

深さ		層厚 (m)	密度 (t/m ³)	Vs (m/s)	減衰定数h(f)	
G.L. (m)	O.P. (m)				水平	
					H ₀	α
0	18.7	1.7	2.10	253	0.05	0.62
-1.7	17.0	3.3	2.10	253	0.05	0.62
-5.0	13.7	16.6	2.10	1001	0.51	0.19
-21.6	-2.9	5.7	2.55	1500	0.20	1.00
-27.3	-8.6	7.2	2.55	1500	0.20	1.00
-34.5	-15.8	27.0	2.66	2000	1.00	0.87
-61.5	-42.8	20.3	2.68	2200	0.77	1.00
-81.8	-63.1	65.3	2.68	2600	0.77	1.00
-147.1	-128.4					

$$h(f) = h_0 f^\alpha, 0 \leq h(f) \leq 0.3$$

第 2-2 表 既往検討による大振幅時のはぎとり地盤モデル

深さ		層厚 (m)	密度 (t/m ³)	Vs (m/s)	減衰定数h(f)	
G.L. (m)	O.P. (m)				水平	
					h ₀	α
0	18.7	1.7	2.10	204	0.10	0.00
-1.7	17.0	3.3	2.10	204	0.10	0.00
-5.0	13.7	16.6	2.10	1001	0.51	0.19
-21.6	-2.9	5.7	2.55	1500	0.20	1.00
-27.3	-8.6	7.2	2.55	1500	0.20	1.00
-34.5	-15.8	27.0	2.66	2000	1.00	0.87
-61.5	-42.8	20.3	2.68	2200	0.77	1.00
-81.8	-63.1	65.3	2.68	2600	0.77	1.00
-147.1	-128.4					

解放基盤
表面相当

$$h(f) = h_0 f^\alpha, 0 \leq h(f) \leq 0.3$$

第 2-3 表 3.11 地震時のはぎとり地盤モデル

深さ		層厚 (m)	密度 (t/m ³)	Vs (m/s)	減衰定数h(f)	
G.L. (m)	O.P. (m)				水平	
					h ₀	α
0	18.7	1.7	2.10	112	0.44	0.38
-1.7	17.0	3.3	2.10	112	0.44	0.38
-5.0	13.7	16.6	2.10	1001	0.51	0.19
-21.6	-2.9	5.7	2.55	1500	0.20	1.00
-27.3	-8.6	7.2	2.55	1500	0.20	1.00
-34.5	-15.8	27.0	2.66	2000	1.00	0.87
-61.5	-42.8	20.3	2.68	2200	0.77	1.00
-81.8	-63.1	65.3	2.68	2600	0.77	1.00
-147.1	-128.4					

解放基盤
表面相当

$$h(f) = h_0 f^\alpha, 0 \leq h(f) \leq 0.3$$

3. 地盤モデル設定における振動特性上変動を考慮すべきパラメータ

最適化地盤モデルと 3. 11 地震の伝達関数の比較を第 3-1 図に示す。

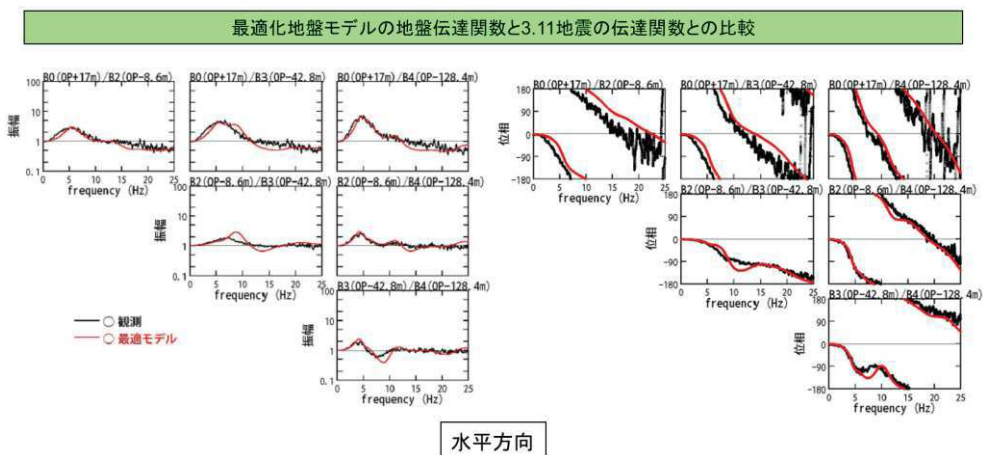
自由地盤のはぎとり解析用地下構造モデルの検討結果から、最表層の地盤物性値を最適化することで、3. 11 地震のような大振幅時の伝達関数も再現できることを確認している。

これらの状況から、基準地震動 Ss に対する入力地震動評価用地盤モデルについても最表層の物性値を非線形化を含めて最適化することにより、地盤モデルを設定できると考えられる。

87

3. 2 水平動のはぎとり解析用地下構造モデル(最適化地盤モデル) (5)

最適化地盤モデルの理論伝達関数と2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録の伝達関数
地盤モデルの最適化の検討



最適化地盤モデルの地盤伝達関数と3.11地震の地盤伝達関数との比較

※原子力安全・保安院 地震・津波6-4-2より抜粋



※「第 128 回原子力発電所の新規規制基準適合性に係る審査会合

資料 2-2 女川原子力発電所 敷地の地質・地質構造及び地盤の振動特性について (補足説明資料)」より抜粋

第 3-1 図 はぎとり地盤の最適化地盤モデルと 3. 11 地震の伝達関数の比較

敷地における一次元波動論の
適用性について

1. 検討方針

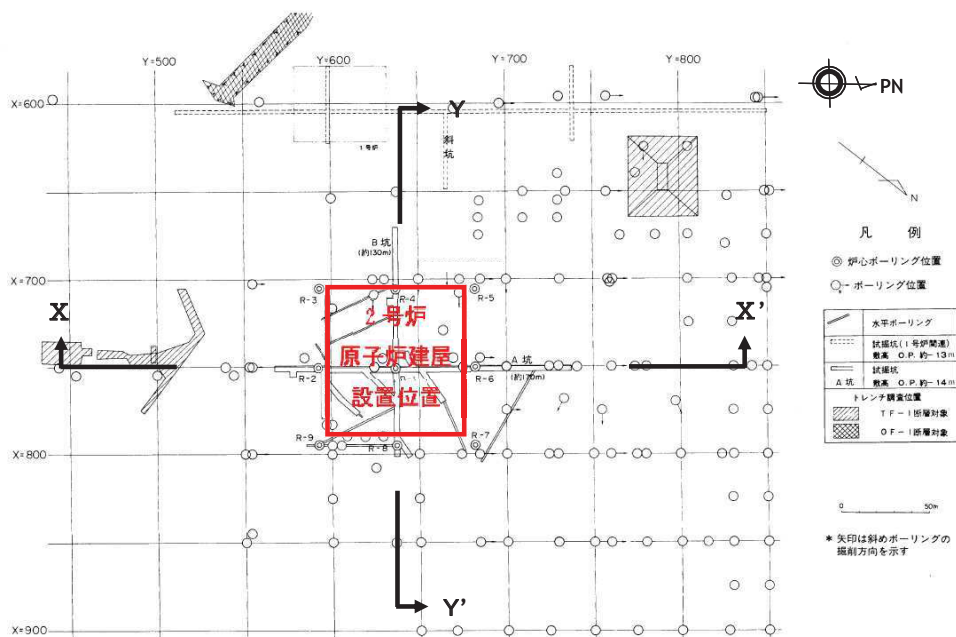
敷地における一次元波動論の適用性について確認するため、敷地の地質構造、地下構造モデルおよび敷地の鉛直アレイで得られた地震観測記録を用いて検討を実施する。

敷地の地質構造を用いた検討では、速度構造が概ね水平成層となっていること、地下構造モデルを用いた検討では、水平成層に設定した敷地内の地下構造モデルが観測記録との整合が良いこと、敷地の鉛直アレイで得られた地震観測記録からは、到来方向の違いにより特異な増幅がないことを確認し、敷地の地下構造の水平成層性を確認する。

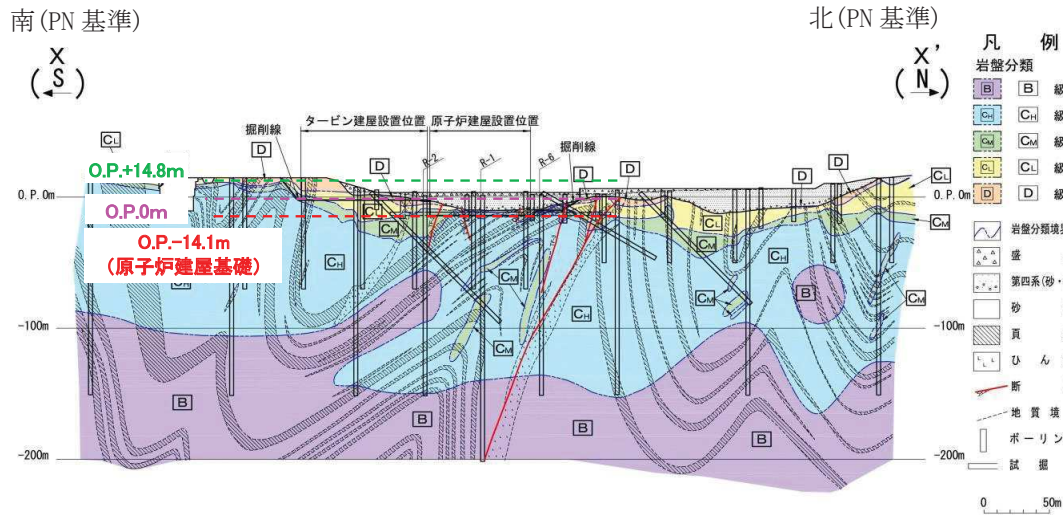
2. 敷地の地質構造を用いた検討

女川原子力発電所の敷地の岩盤分類図および速度構造図の断面位置を第 2-1 図に、岩盤分類図および速度構造図を第 2-2 図および第 2-3 図に示す。

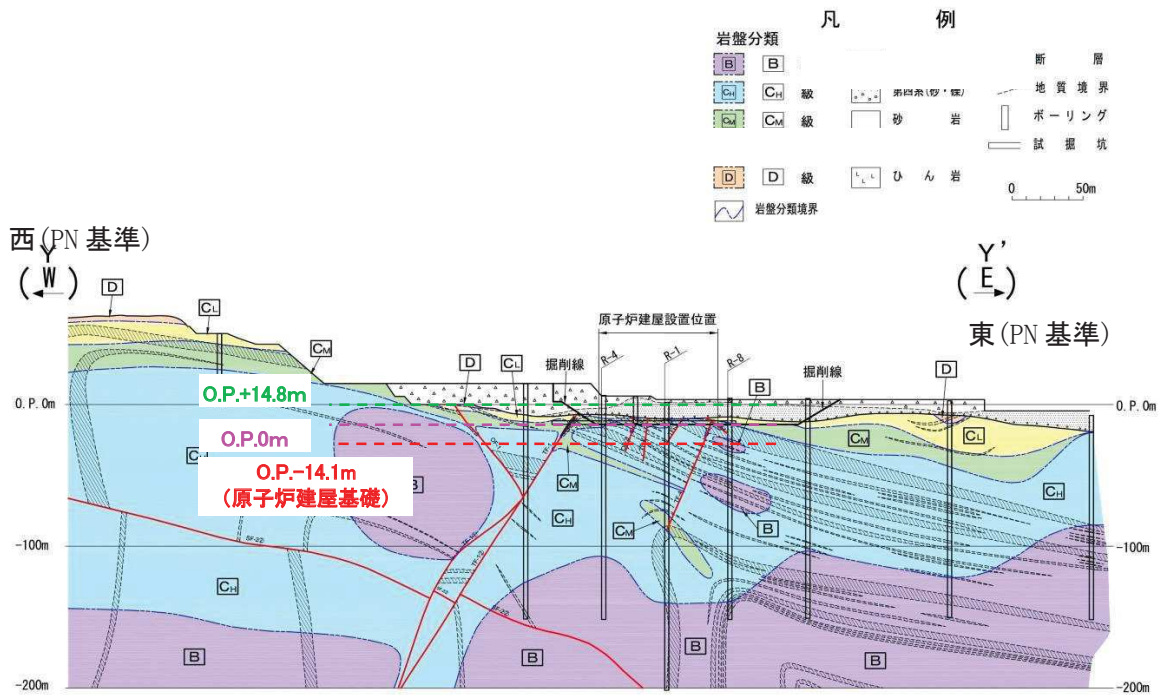
中生界ジュラ系の砂岩、頁岩等が広く分布しており、ジュラ系の地質構造は褶曲構造が発達している。建屋を設置している岩盤上部は $V_s=1.5\text{km/s}$ 程度の岩であり、層厚は建屋直下付近で約 10m 程度と薄いものとなっているが、その下部は、 $V_s=2.2\text{km/s}$ 以上のほぼ一様な層が広く分布し、概ね水平成層である。



第 2-1 図 敷地の岩盤分類図の断面位置および速度構造図の断面位置

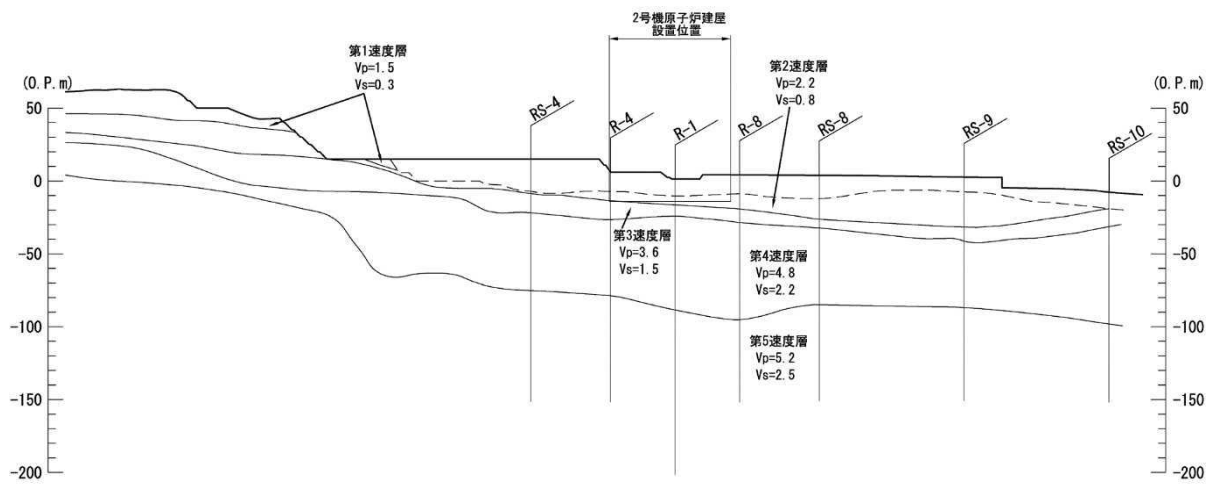
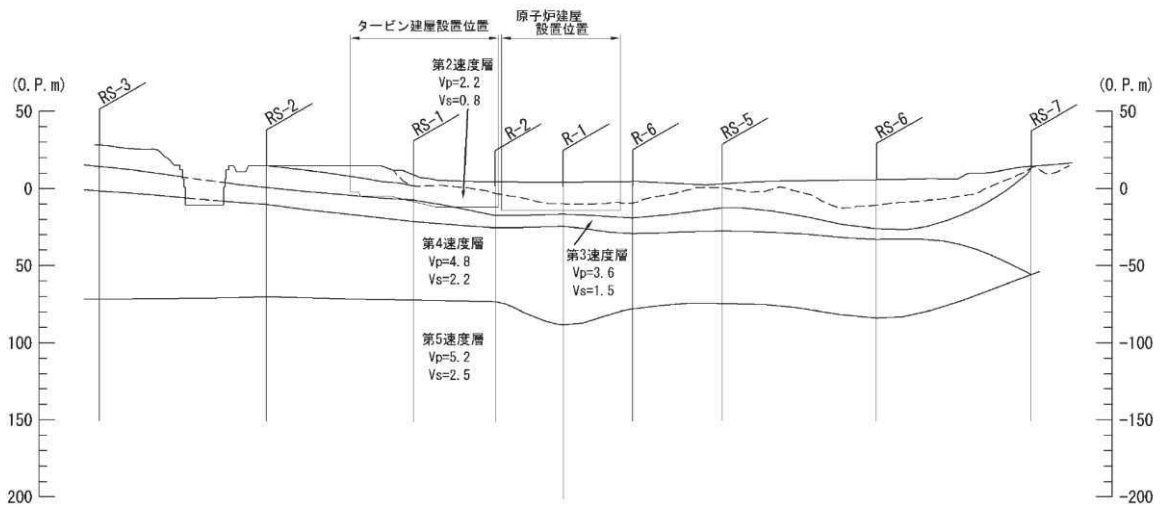


南北断面 (X - X')



東西断面 (Y - Y')

第 2-2 図 敷地の岩盤分類図



第 2-3 図 敷地の速度構造図

3. 地下構造モデルを用いた検討

女川では過去に 3.11 地震や 4.7 地震の他に、比較的大きな地震による観測記録が得られており、解放基盤表面における基準地震動評価に資するために、これらの記録を用いた強震動シミュレーション解析を実施している。解析に当たっては、地震基盤相当位置から上部の岩盤部については全て共通した一次元の地下構造モデルを用いている。

これらの検討を通じ、地震基盤相当レベルの妥当性及び地震基盤から解放基盤表面レベルまでの地下構造モデルの妥当性を確認している。ここでは、4.7 地震（プレート内地震）を例に検討概要を示す。

(1) 2011 年 4 月 7 日宮城県沖の地震の強震動シミュレーションによる分析

2011 年 4 月 7 日宮城県沖の地震の強震動シミュレーション解析では、地震基盤深部から解放基盤表面までの地下構造モデルを水平成層でモデル化している。検討に用いている地下構造モデルを第 3-1 図に示す。

この地下構造モデルを用いてシミュレーション解析を実施した結果、第 3-2 図に示す通り、観測記録との整合が確認されたことから、地下構造モデルを水平成層としてモデル化することは妥当である。

なお、本検討結果は第 128 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合にて示したものである。

73

4.6 理論的手法に用いる深部地下構造モデルの設定(5)

理論的手法に用いる地下構造モデル

上端深さ		層厚 (m)	密度 (t/m ³)	V _s (m/s)	V _p (m/s)	Q _s	Q _p
G.L.(m)	O.P.(m)						
-27.3	-8.6						
-34.5	-15.8	7.2	2.55	1500	2882	45	86
-61.5	-42.8	27.0	2.66	2000	4101	60	123
-81.8	-63.1	20.3	2.68	2200	4503	66	135
-147.1	-128.4	65.3		2600	5300	78	159
-12,017.1	-11,998.4	1,1870.0	2.80	3470	6150	104	185
-32,017.1	-31,998.4	20,000.0		3700	6400	300	600
		∞	2.90	4200	7500	300	600

▽岩盤上部
(解放基盤表面相当)

▽地震基盤相当

※ O.P.-128.4m以深の密度およびV_pは、Luding et al.(1970)による。また、Q_sはCervený and Psencik(1984)、Q_pはVassilow et al.(1982)を用いて設定した。



※「第 128 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料 2-1 女川原子力発電所 敷地の地質・地質構造及び地盤の振動特性について」より抜粋

第 3-1 図 2011 年 4 月 7 日宮城県沖の地震の強震動シミュレーション解析に用いた地下構造モデル

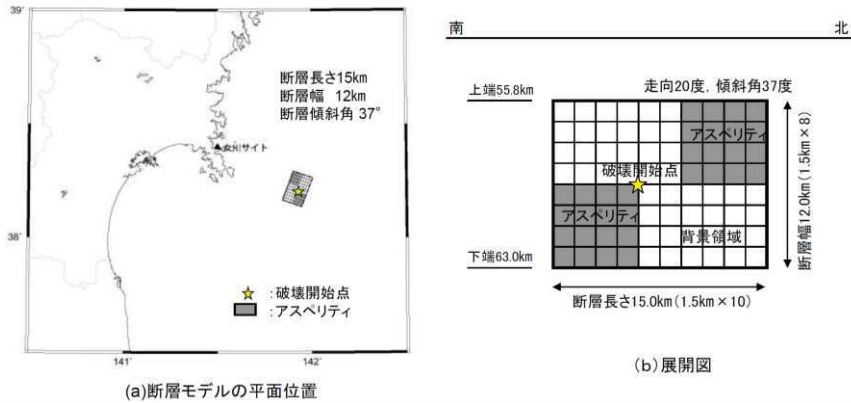
5.5 2011年4月7日宮城県沖の地震の強震動シミュレーション(1)

4.7地震の地震動シミュレーション解析のアスペリティモデル

◇モデルはアスペリティモデルとして新たに策定。

・短周期レベルは、原田・金江(2011)^{※1}のクラックモデルや佐藤(2011)を参考に設定。地震モーメントはF-netの値を採用。破壊開始点は、原田・金江(2011)のクラックモデルを参考に設定。

※1:地震・津波6-3-1「平成23年4月7日宮城県沖の地震における地震動のシミュレーション結果について(東北電力女川原子力発電所)」参照



※原子力安全・保安院 地震・津波6-4-2より抜粋

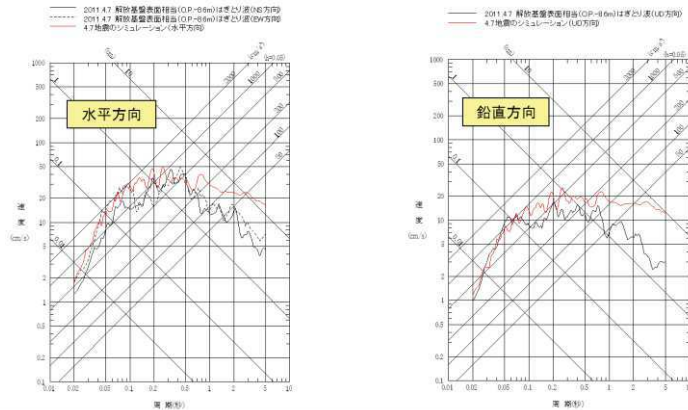


5.5 2011年4月7日宮城県沖の地震の強震動シミュレーション(4)

4.7地震の地震動シミュレーション解析結果

◇地震動の算定結果(観測記録との比較) 応答スペクトル

・応答スペクトルの比較では、基準地震動 S_a を超えている周期0.1秒より短周期側では解析結果と観測記録(はざとり波)は良く整合しているが、長周期側では解析結果がかなり大きめの結果となった。



事業者は、地震動シミュレーション結果は長周期が大きい等の課題は残るものの、特に問題となる短周期における適合性が良いことから、施設に与える影響検討という観点からは、妥当な結果と評価。

※原子力安全・保安院 地震・津波6-4-2より抜粋



※「第128回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料2-1 女川原子力発電所 敷地の地質・地質構造及び地盤の振動特性について」より抜粋

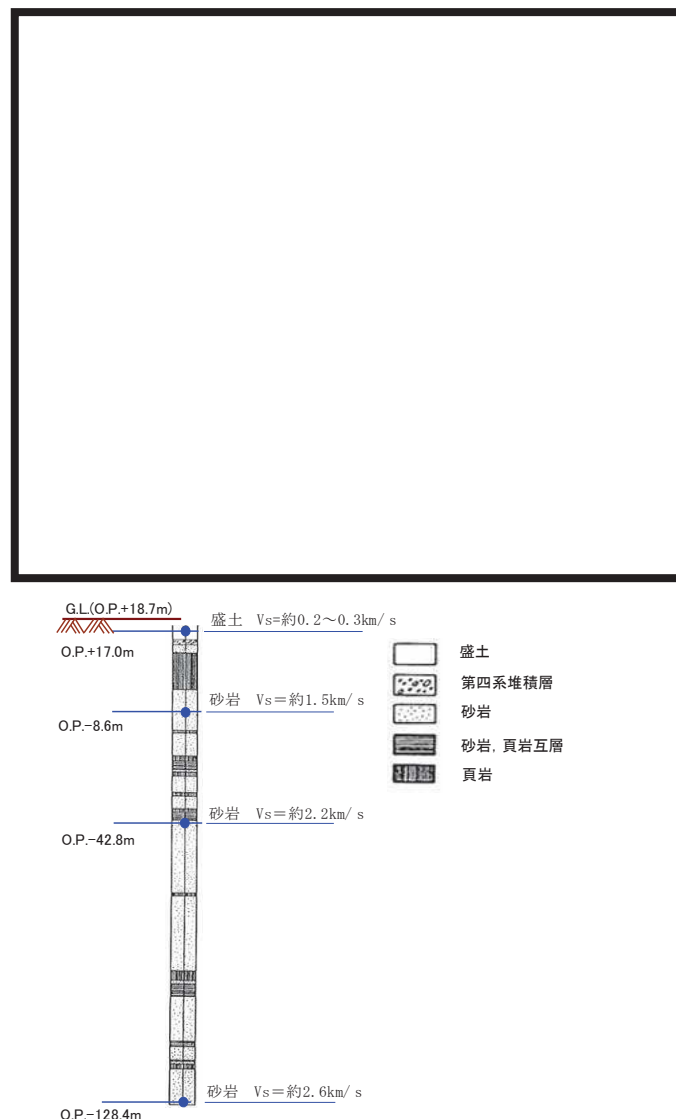
第3-2図 2011年4月7日宮城県沖の地震の強振動シミュレーション解析結果

(2) 自由地盤のはぎとり解析用地下構造モデルによる分析

添付 3「自由地盤のはぎとり解析用地下構造モデルによる傾向について」に示した通り、はぎとり解析用地下構造モデルは、自由地盤観測点における地震基盤から地表面までを水平成層でモデル化している。検討に用いた自由地盤観測点の位置および地下構造モデルを第 3-3 図および第 3-1 表に示す。

この地下構造モデルを用いて、観測記録の伝達関数と比較した結果、第 3-4 図に示す通り、観測記録との整合が確認されたことから、地下構造モデルを水平成層としてモデル化することは妥当である。

なお、本検討結果は第 128 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合にて示したものである。



第 3-3 図 自由地盤における地震観測

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。

第 3-1 表 3.11 地震時のはぎとり解析用地下構造モデル

深さ		層厚 (m)	密度 (t/m ³)	Vs (m/s)	減衰定数h(f)	
G.L. (m)	O.P. (m)				水平	
					h ₀	α
0	18.7	1.7	2.10	112	0.44	0.38
-1.7	17.0	3.3	2.10	112	0.44	0.38
-5.0	13.7	16.6	2.10	1001	0.51	0.19
-21.6	-2.9	5.7	2.55	1500	0.20	1.00
-27.3	-8.6	7.2	2.55	1500	0.20	1.00
-34.5	-15.8	27.0	2.66	2000	1.00	0.87
-61.5	-42.8	20.3	2.68	2200	0.77	1.00
-81.8	-63.1	65.3	2.68	2600	0.77	1.00
-147.1	-128.4					

解放基盤
表面相当

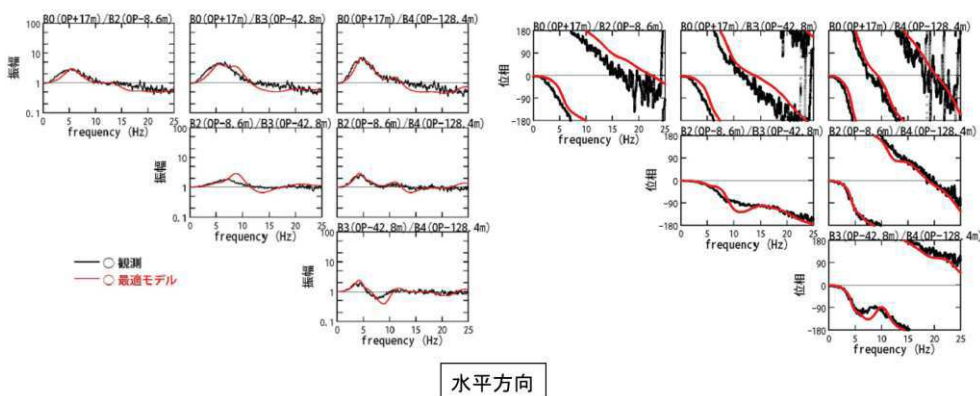
$$h(f) = h_0 f^{-\alpha}, 0 \leq h(f) \leq 0.3$$

87

3.2 水平動のはぎとり解析用地下構造モデル(最適化地盤モデル) (5)

最適化地盤モデルの理論伝達関数と2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録の伝達関数
地盤モデルの最適化の検討

最適化地盤モデルの地盤伝達関数と3.11地震の伝達関数との比較



最適化地盤モデルの地盤伝達関数と3.11地震の地盤伝達関数との比較

※原子力安全・保安院 地震・津波6-4-2より抜粋



※「第 128 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料 2-2 女川原子力発電所 敷地の地質・地質構造及び地盤の振動特性について (補足説明資料)」より抜粋

第 3-4 図 はぎとり地盤の最適化地盤モデルと 3.11 地震の伝達関数の比較

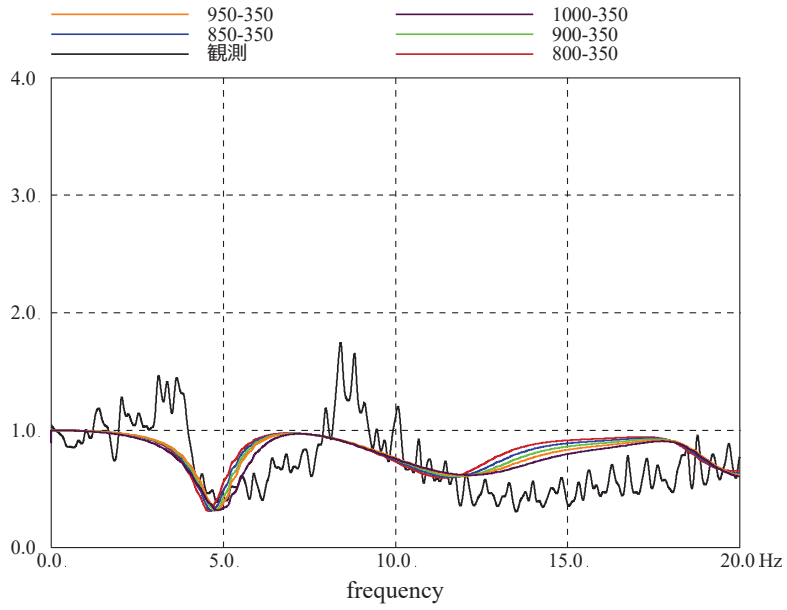
(3) 3.11 地震のはぎとり波を用いたシミュレーション解析による分析

添付 7「表層地盤下部の地盤物性の検討」に示した通り、検討に用いた地下構造モデルは、建屋周辺の地震基盤から地表面までを水平成層でモデル化している。検討に用いた女川 2 号炉周辺の地下構造モデルを第 3-2 表に示す。

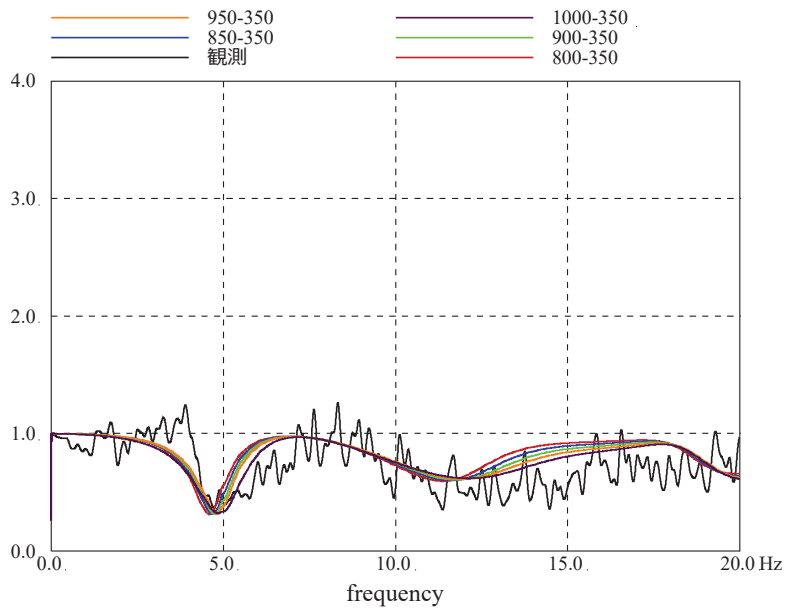
この地下構造モデルおよび 3.11 地震のはぎとり波を用いてシミュレーション解析を実施した結果、第 3-5 図および第 3-6 図に示す通り、解放基盤表面のはぎとり波に対する建屋基礎位置の伝達関数および建屋の加速度応答スペクトルは、観測記録との整合が確認されたことから、地下構造モデルを水平成層としてモデル化することは妥当である。

第 3-2 表 検討に用いた地下構造モデル

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.8	23.3 (2.38tf/m ³)	350	3
	0.0	23.3 (2.38tf/m ³)	800~1000	3
底面地盤	-14.1	23.8 (2.43tf/m ³)	1300	3
	-25.0	24.6 (2.51tf/m ³)	2150	3
	-80.0	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3
	-200	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3

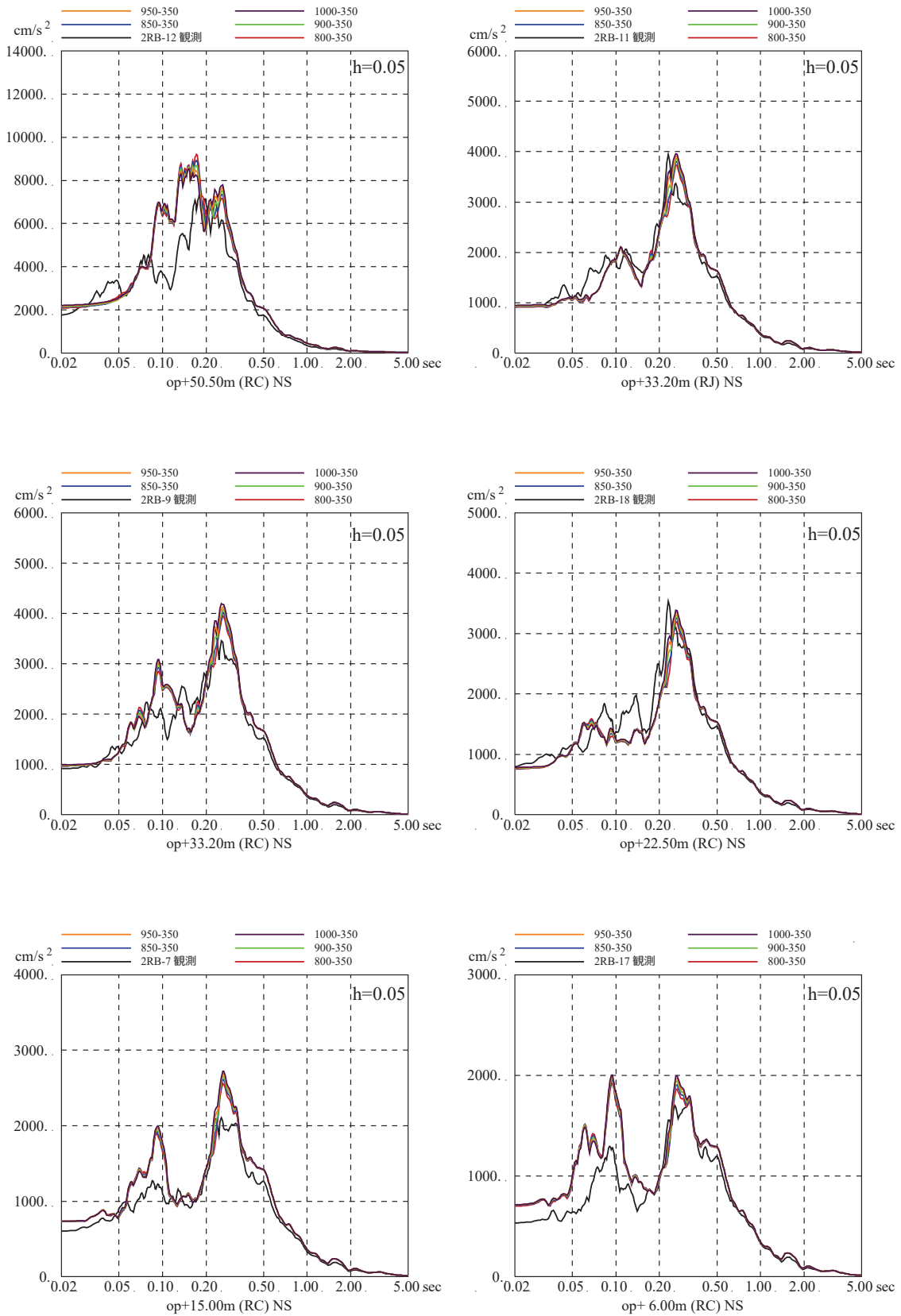


2011. 3. 11 NS 伝達特性比較



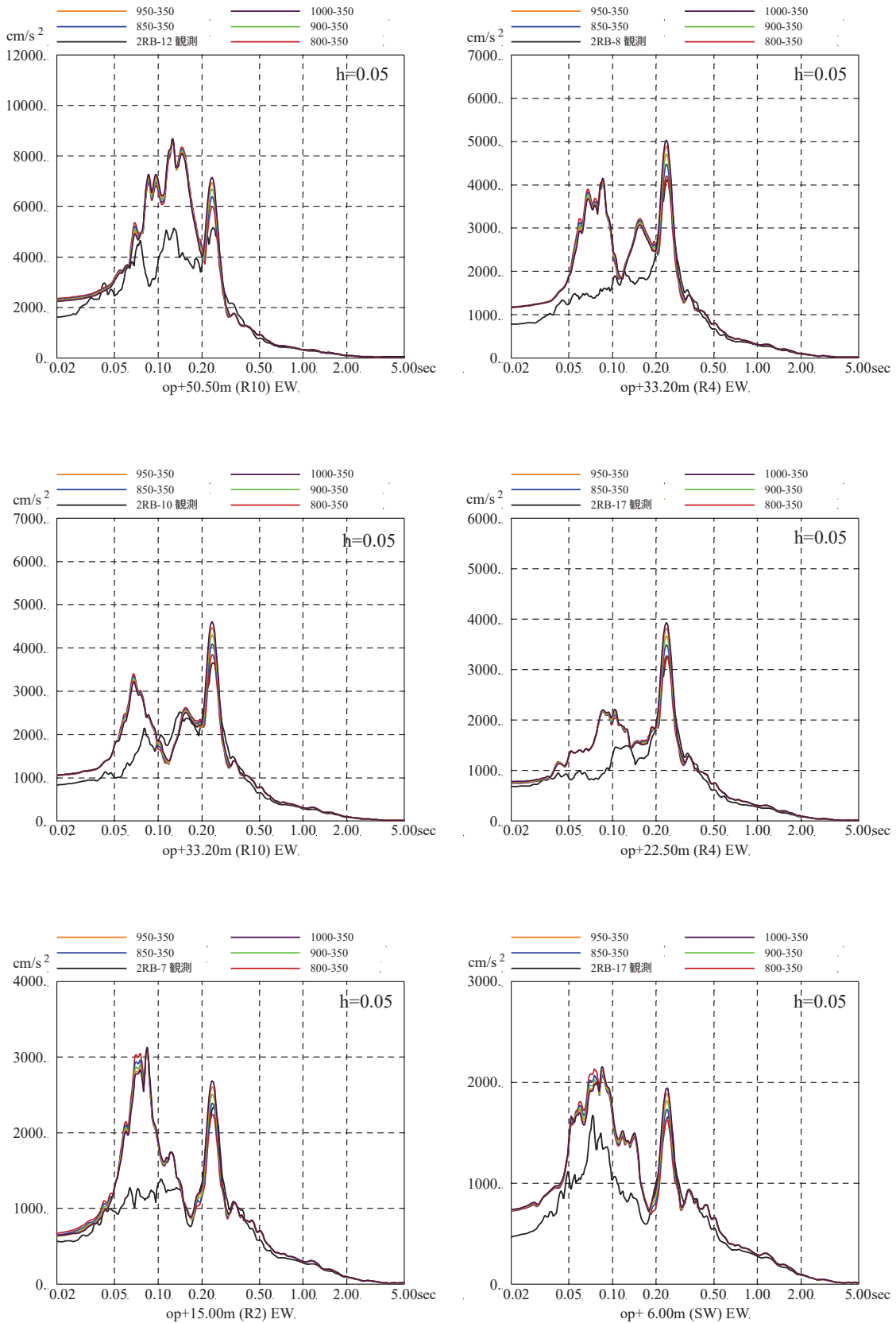
2011. 3. 11 EW 伝達特性比較

第 3-5 図 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (伝達関数の比較)
(2011/3/11 東北地方太平洋沖地震)



第3-6 図 (1) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (床応答スペクトルの比較)
 (2011/3/11 東北地方太平洋沖地震, NS 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照



第3-6 図 (2) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (床応答スペクトルの比較)
 (2011/3/11 東北地方太平洋沖地震, EW 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照

4. 敷地の鉛直アレイで得られた地震観測記録を用いた検討

敷地における地震観測点を第 4-1 図に示す。自由地盤及び 2 号炉鉛直アレイで得られた地震観測記録について、応答スペクトル比(解放基盤相当位置の観測点 / 地震基盤相当位置の観測点)を地震の到来方向別に評価することで、地震基盤相当位置以浅の地震動の増幅特性を把握し、敷地地盤に対する一次元波動論の適用性を検証する。

検討対象とした地震は、以下の条件で選定した。選定した地震の震央分布図を第 4-2 図に示す。また、地震の到来方向別の地震波伝播特性を計算するにあたっては、第 4-3 図に示すように、真北方向を 0° として、敷地を中心に時計回りに 15° ずつ、24 方位に震源を区分した。

- ・ 震央距離 200m 以内
- ・ 地震数の多い太平洋側は M4 以上、地震数の少ない内陸側は M3 以上(諸元は気象庁カタログによる)
- ・ ノイズが混入していない(長周期側で SN 比が悪い周期は計算から除外)

第 4-4 図に、検討対象とした敷地周辺で発生した中小地震の応答スペクトル比(解放基盤相当位置の観測点 / 地震基盤相当位置の観測点)を示す。同図より、敷地の地震基盤相当位置以浅においては、自由地盤及び 2 号炉鉛直アレイの両者について、到来方向の違いによる地震動増幅特性の特異な差異は確認されない。

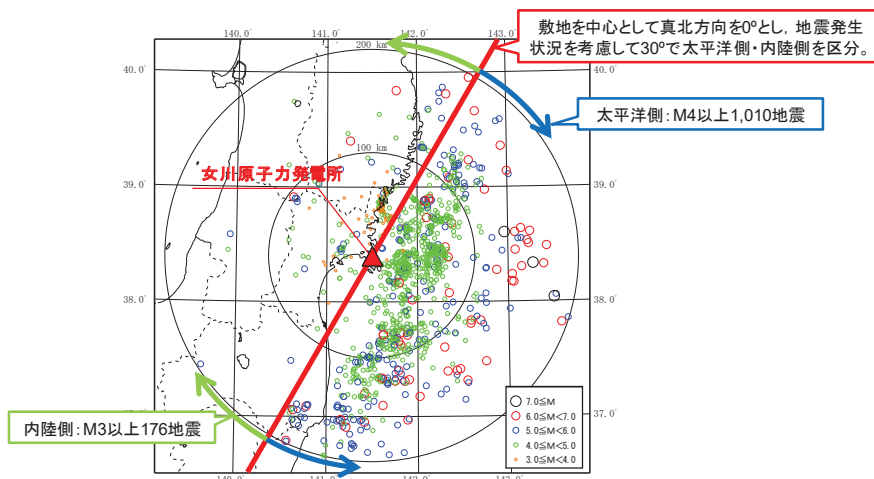
また、敷地においては、2011 年東北地方太平洋沖地震のほか、2003 年 5 月 26 日、2005 年 8 月 16 日、2011 年 4 月 7 日宮城県沖の地震の強震記録が得られている。そこで、第 4-5 図に示すとおり、敷地周辺で発生した中小地震の応答スペクトル比の平均と強震記録の応答スペクトル比の比較を行った。同図より、中小地震と強震記録の応答スペクトル比は整合することから、強震記録においても、到来方向の違いによる地震動増幅特性の特異な差異は確認されない。

以上から、敷地の地震基盤相当位置以浅においては、地下構造の不整形性等の影響は確認されないため、敷地地盤においては、一次元波動論により地震動の増幅特性を評価可能と考えられる。

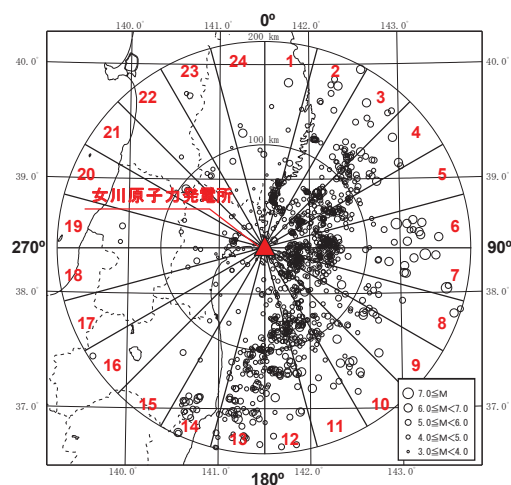
なお、本検討結果は第 128 回及び第 198 回 原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合にて示したものである。



第 4-1 図 敷地における地震観測点

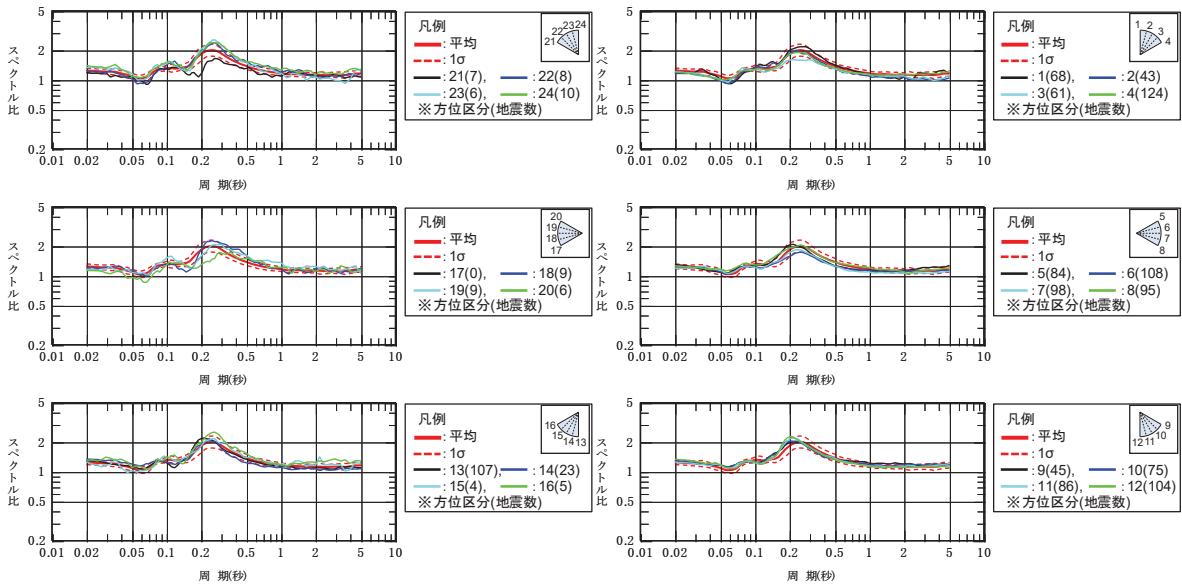


第 4-2 図 検討対象とした地震の震央分布図

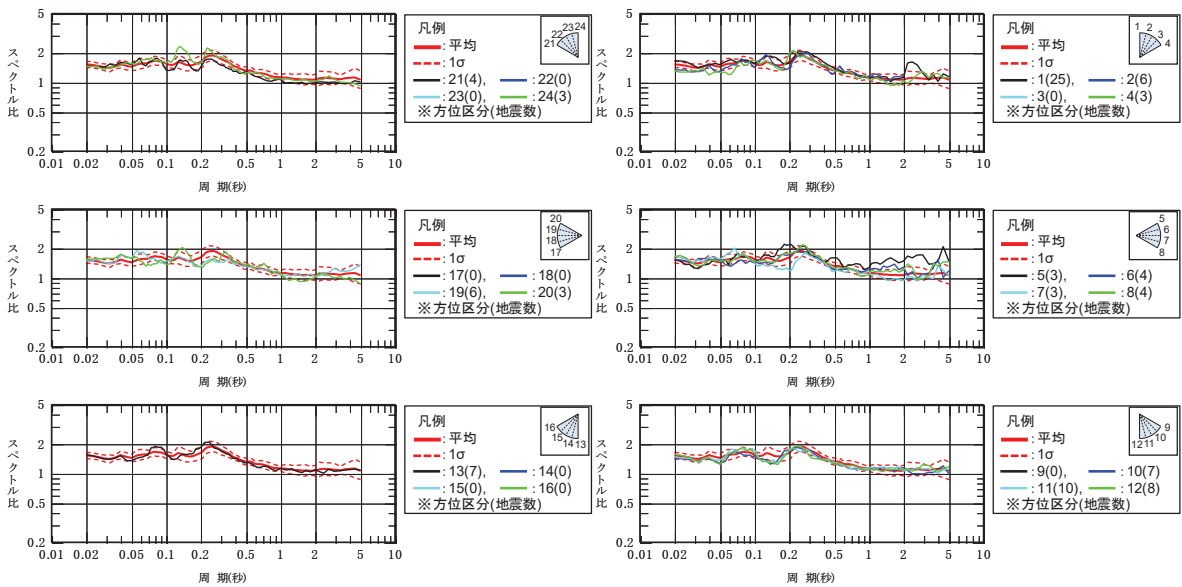


第 4-3 図 検討対象とした地震の方位区分

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。

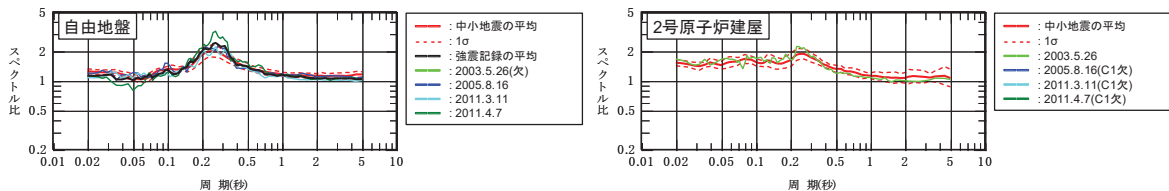


(a) 自由地盤鉛直アレイ



(b) 2号炉鉛直アレイ

第4-4図 敷地周辺で発生した中小地震の応答スペクトル比
(解放基盤相当位置の観測点 / 地震基盤相当位置の観測点)



第4-5図 中小地震と強震記録の応答スペクトル比の比較
(解放基盤相当位置の観測点 / 地震基盤相当位置の観測点)

5. まとめ

敷地における一次元波動論の適用性について、敷地の地質構造、地下構造モデルおよび敷地の鉛直アレイで得られた地震観測記録を用いて検討を行い以下の事項を確認した。

- ・敷地の速度構造は概ね水平成層となっていること
- ・水平成層としてモデル化した自由地盤および建屋周辺の地下構造モデルは、観測記録との整合が良いこと
- ・敷地地盤の振動特性として、到来方向の違いにより特異な増幅がなく、地下構造の不整形性等の影響は確認されないこと

以上のことから、敷地の地下構造を水平成層でモデル化し一次元波動論を適用することとする。

表層地盤の層境界の設定について

女川2号炉建設時の地盤の掘削状況に基づき、1次元地盤モデルの表層地盤と岩盤の境界面の深さを設定する。

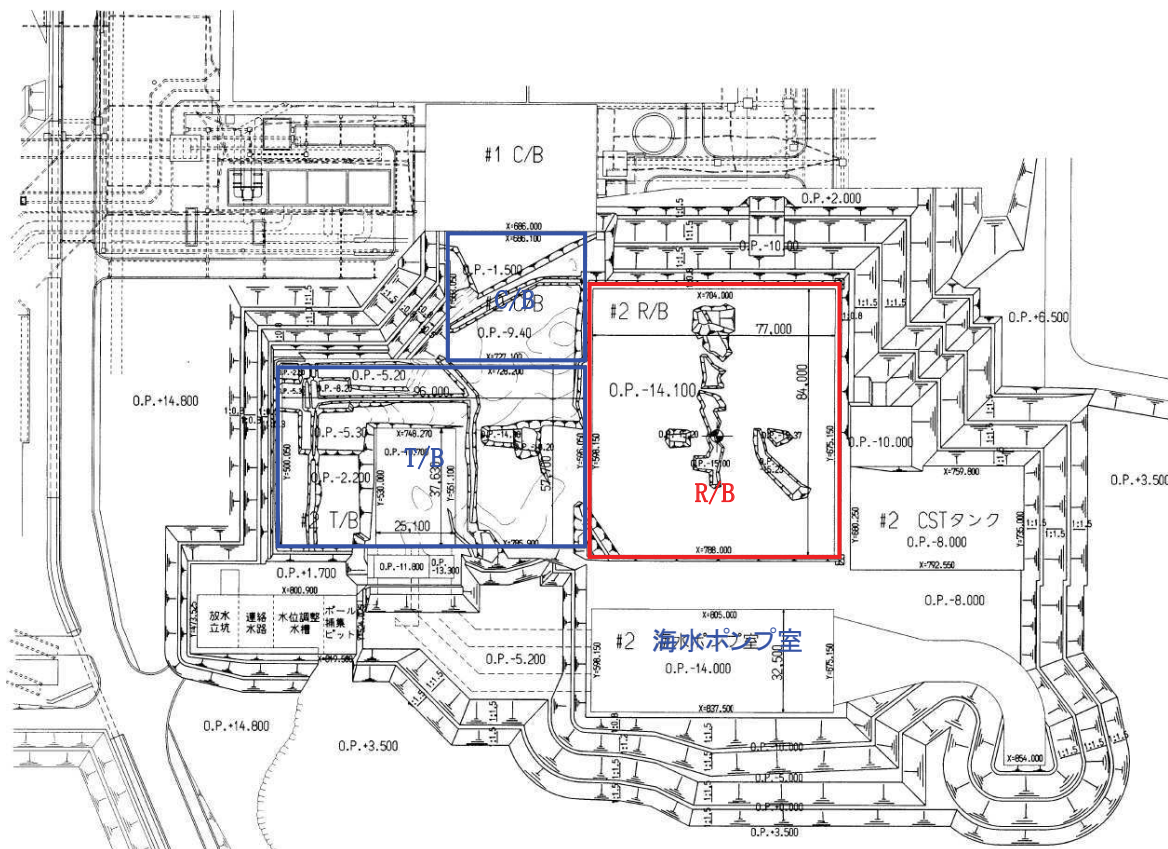
第1図に2号炉建設時の地盤の掘削状況の平面図を、第2図に断面位置を、第3図および第4図に女川2号炉原子炉建屋の炉心を通る南北方向および東西方向の断面図を示す。女川2号炉原子炉建屋周辺の地盤の大部分は0.P.0mまで表層地盤の掘削が行われており、竣工後は現在のG.L.面である0.P.+14.8mまで埋め戻されている。

第1図の平面図によると、原子炉建屋の北と西は、建屋近傍の掘削が主であり、北の一部で0.P.-8m程度まで掘削しCSTタンク基礎を設置している。原子炉建屋の東は、0.P.-8m（およそ岩盤レベル）まで掘削し海水ポンプ室位置は0.P.-14mまで掘削している。原子炉建屋の南は、タービン建屋が位置するが、掘削レベルから0.P.-2.2mのタービン建屋基礎下までの地盤はマンメイドロックによって置換している。

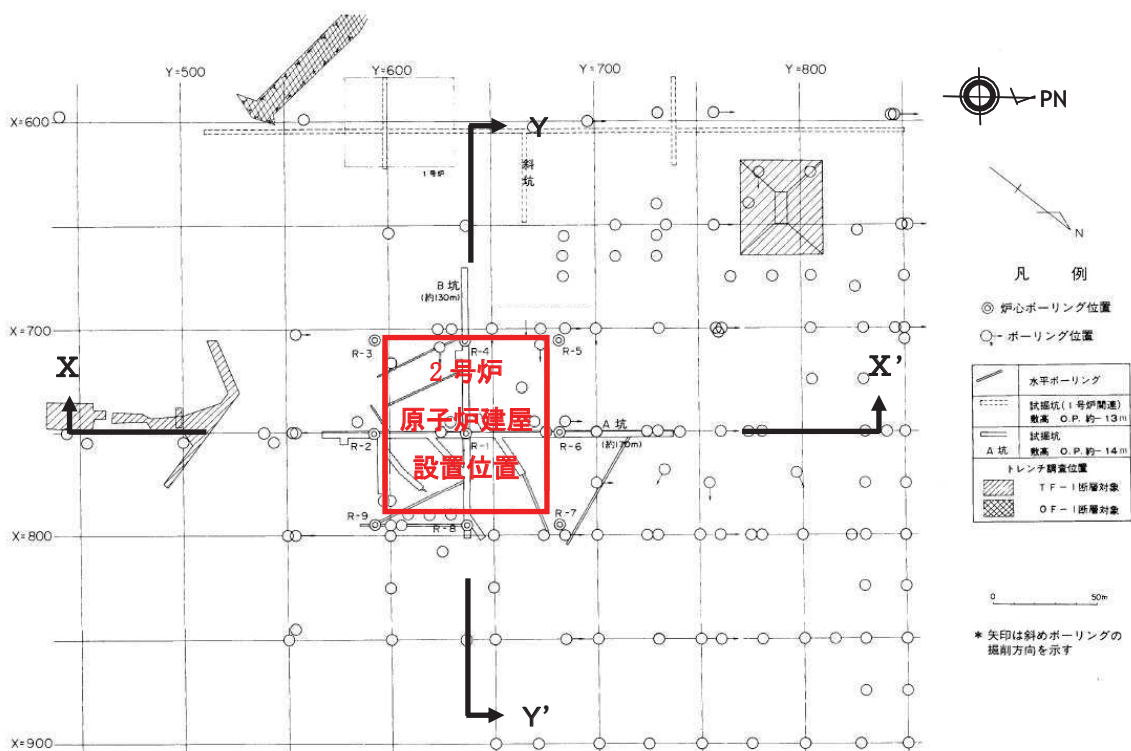
第3図の南北断面によると、女川2号炉原子炉建屋の北側は、0.P.0mまでは岩盤と第四系地盤（砂・礫）であり、0.P.0mより表層は第四系地盤（砂・礫）となる。女川2号炉原子炉建屋の南側近傍は0.P.0mまで岩盤、その表層は第四系地盤（砂・礫）と盛土であるが、さらに南では表層まで岩盤が分布している。

第4図の東西断面によると、女川2号炉原子炉建屋の東側（海側）は、0.P.0m付近までは主に第四系地盤（砂・礫）と岩盤であり、その表層は盛土である。女川2号炉原子炉建屋の西側（山側）は、0.P.0m以深まで盛土が見られ、第四系地盤（砂・礫）と岩盤もあるが、0.P.0mより表層は盛土である。

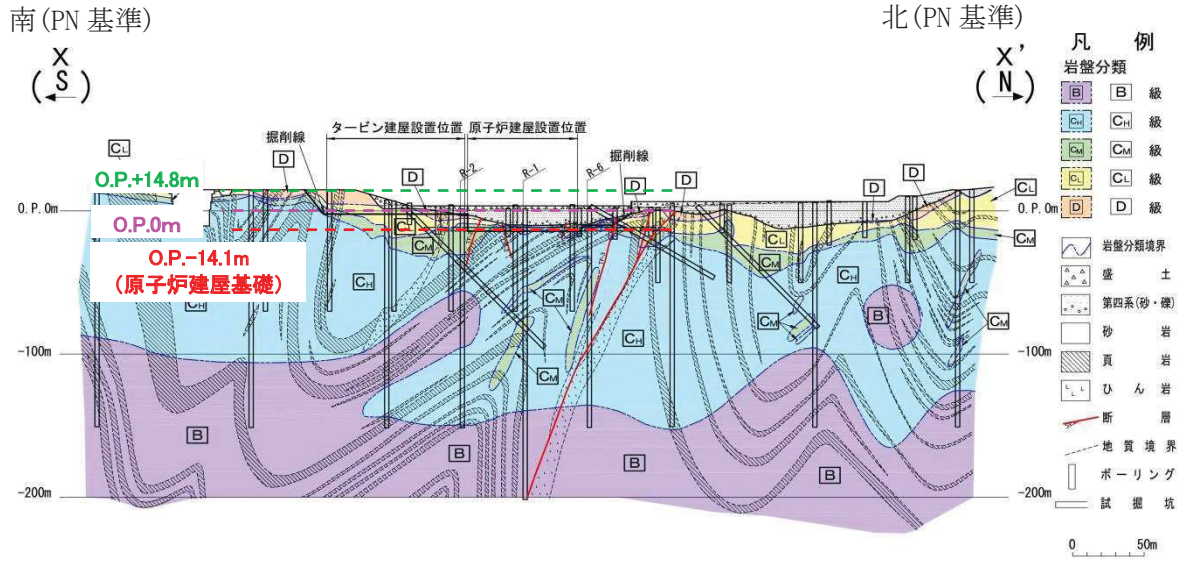
以上から、建屋の周辺状況は、北と東西が地質調査時とほぼ同じ状況であり、0.P.0mより浅部地盤では埋戻し土となること、南は硬い岩盤であることから、表層地盤は地質調査時のPS検層範囲（添付1）と対応する0.P.0mを岩盤と表層地盤の層境界とする2層の1次元地盤モデルとして設定する。



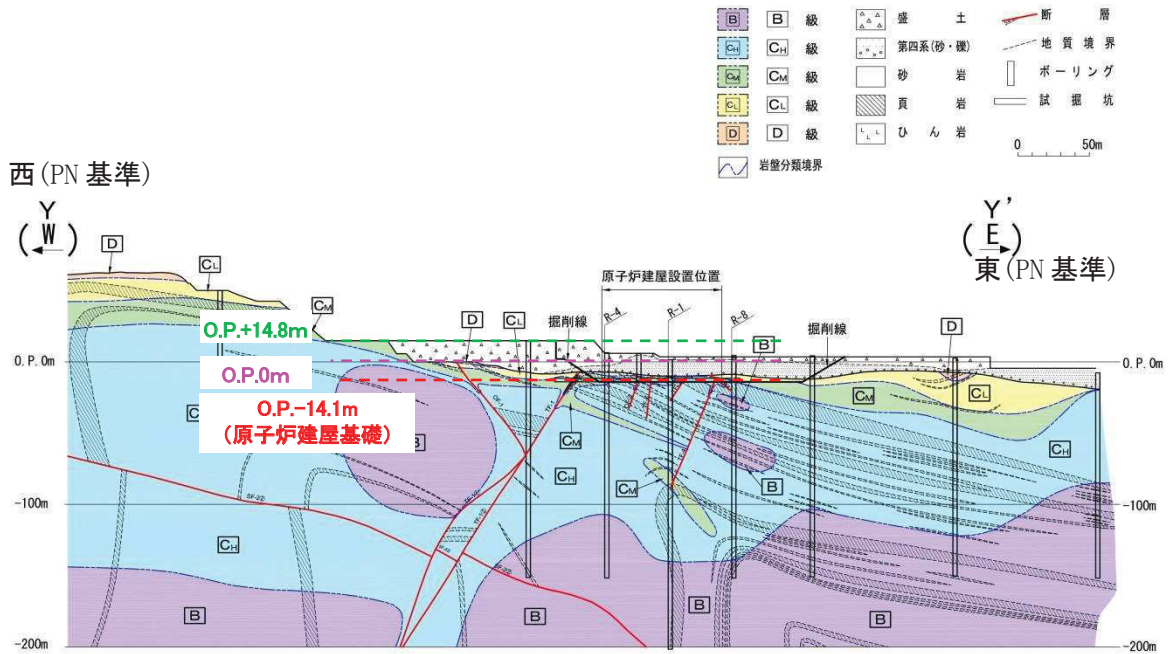
第1図 2号炉建設時の地盤の掘削状況（平面図）



第2図 岩盤分類図の断面位置



第 3 図 岩盤分類図 (南北断面) X-X'



第 4 図 岩盤分類図 (東西断面) Y-Y'

表層地盤の層境界に関する検討

1. 検討概要

自由地盤のはぎとり地盤モデルの検討では、表層を分割すること、最表層の物性を同定することで、小振幅から大振幅までの観測記録を再現できることがわかっている。

建設時の掘削状況から仮設定した 0. P. 0m の表層地盤の層境界について、観測記録を用いたパラメータスタディを実施し、ベースとなる地盤モデルの層境界の最適値について検討する。

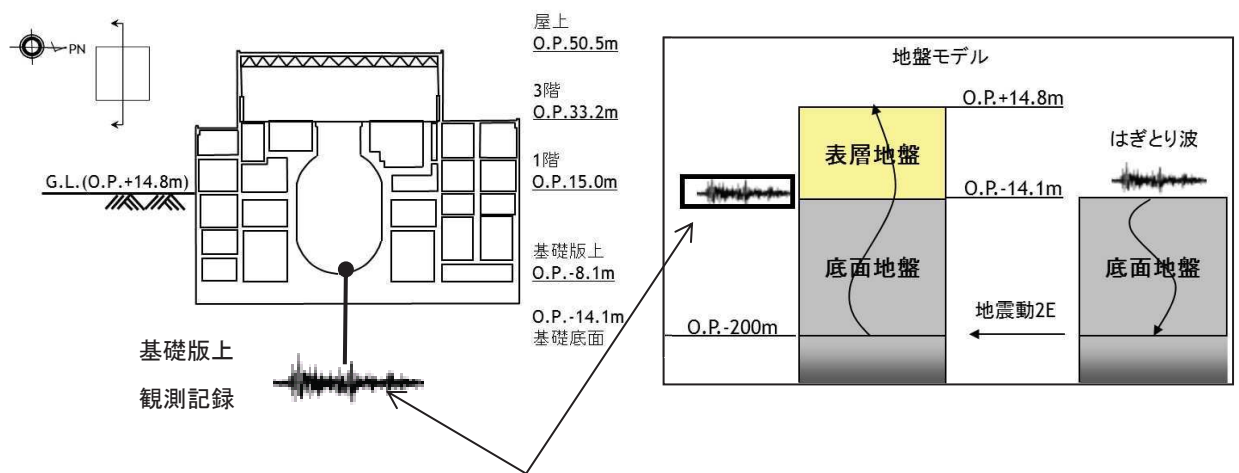
2. 検討方法

表層地盤の層境界 0. P. 0m の検証として仮設定した地盤モデルを用いて感度解析を実施した。

仮設定した地盤モデルは、表層下部については、PS 検層結果では、0. P. 0m～0. P. -14. 1m 付近までの表層地盤のせん断波速度 V_s はおよそ 500～1000m/s に分布していること、観測記録の分析による自由地盤のはぎとり地盤モデルでは岩盤の V_s が 1000m/s 程度以上であったことから、せん断波速度 V_s を PS 検層の 0. P. 0m 付近の上限値に近い 900m/s とし、表層上部については、せん断波速度 V_s を 350m/s とし、表層地盤の層境界を 0. P. -2m ～0. P. +2m の間で変動させて検討を実施する。仮設定地盤モデルの諸元を第 2-1 表に示す。

検討は、自由地盤の観測記録から算定したはぎとり波に対する基礎版上観測記録と検討用に仮定した地盤モデルにより算定した基礎版底面レベル (0. P. -14. 1m) の入力地震動 (E+F+P 波, P は補正水平力の時刻歴波形) の伝達関数に表れる表層地盤の 1 次周期に対応する 4～6Hz 付近の谷の再現性およびはぎとり波を用いた建屋のシミュレーション解析結果と観測記録の適合性を確認することにより行う。対象とする地震は、3. 11 地震および 4. 7 地震とした。

検討方法の概念図を第 2-1 図に示す。



はぎとり波に対する伝達関数の谷となる振動数を比較

第 2-1 図 表層地盤物性の検討方法の概念

第 2-1 表 表層地盤の層境界に関する検討用に仮定した地盤モデル
(赤文字部分が仮定した値)

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.8	23.3 (2.38tf/m ³)	350	3
	2.0~-2.0	23.3 (2.38tf/m ³)	900	3
底面地盤	-14.1	23.8 (2.43tf/m ³)	1300	3
	-25.0	24.6 (2.51tf/m ³)	2150	3
	-80.0	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3
	-200	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3

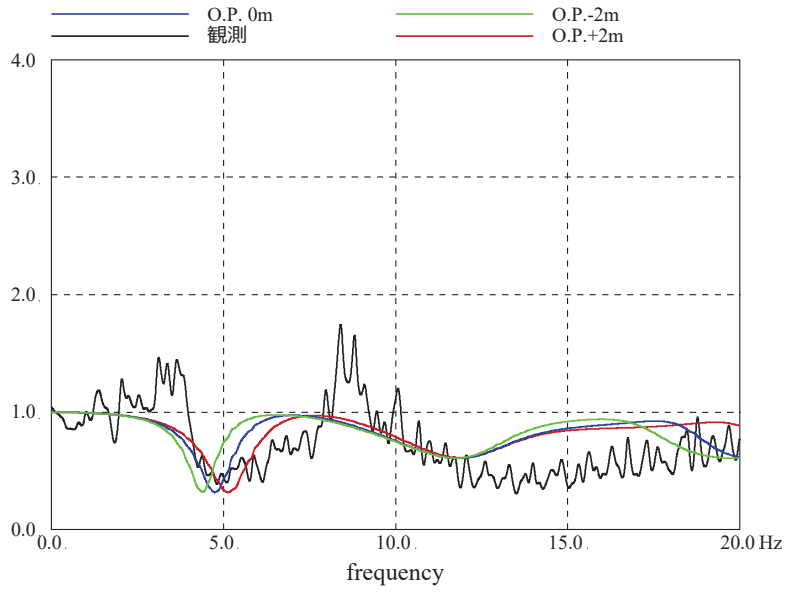
3. 検討結果

検討結果の伝達関数および建屋の床応答スペクトルの比較を第 3-1 図および第 3-2 図に示す。

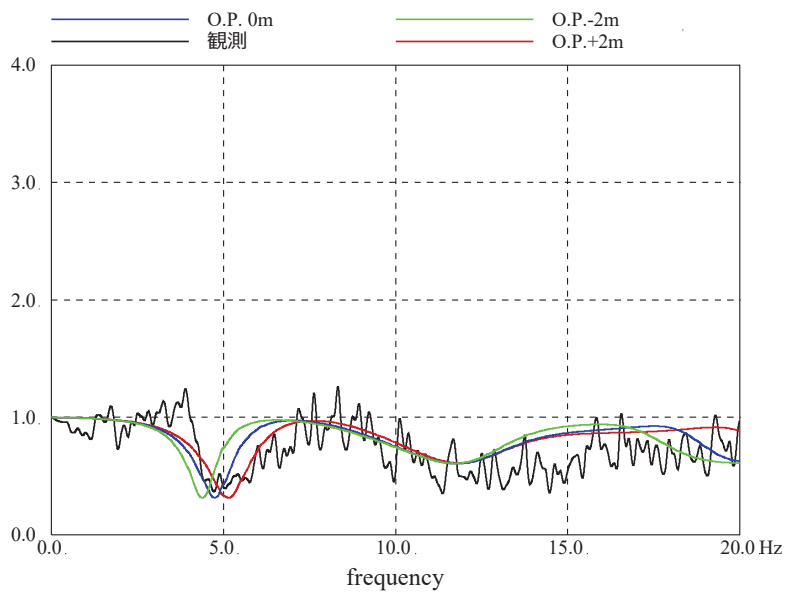
伝達関数を比較した結果、表層地盤の 1 次周期 (4~6Hz 付近) の再現性は、表層地盤の層境界を 0. P. 0m と設定した場合に観測記録との適合が良い結果となった。

床応答スペクトルの比較においては、伝達関数による検討程の大きな差異は見られないものの、建屋の 1 次周期 (0. 2~0. 3 秒) 付近のピークに着目すると 0. P. -2m の結果は観測記録に比べて小さい傾向にあり、0. P. +2m の結果は観測記録に比べて過大に評価する傾向となっている。これらより、0. P. 0m が観測を平均的に表していると考えられる。

上記より、表層地盤の層境界を 0. P. 0m に設定することは妥当であると考えられる。また、層境界は地震動の振幅の大きさにより変動することはないと考えられることから基準地震動 S_s による評価においても適用できると判断する。

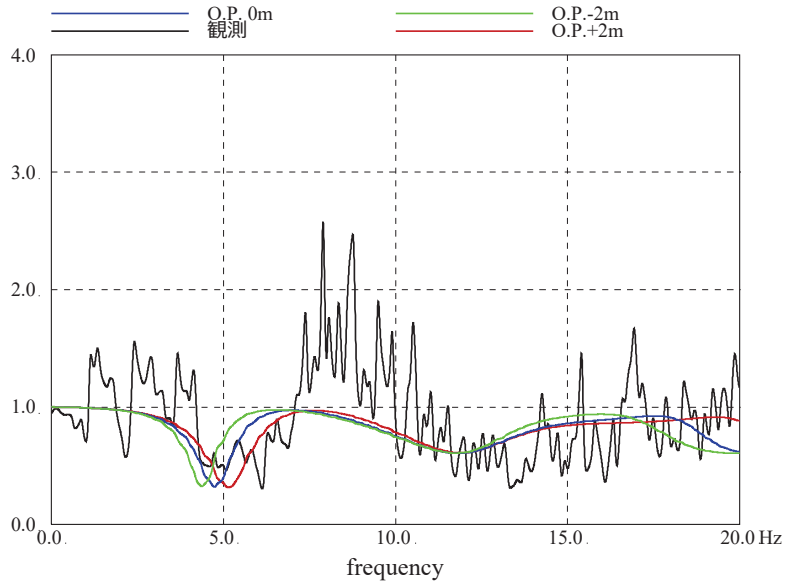


NS

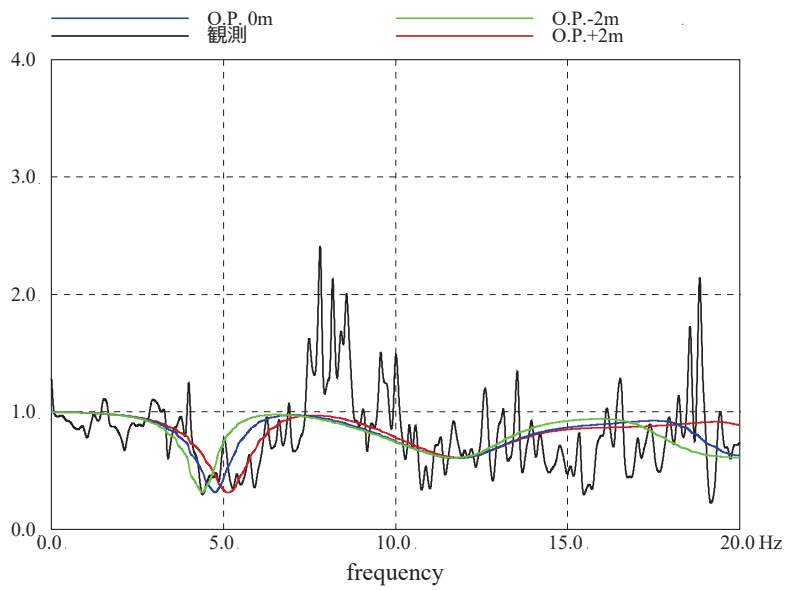


EW

第 3-1 図 (1) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (伝達関数の比較)
(3.11 地震)

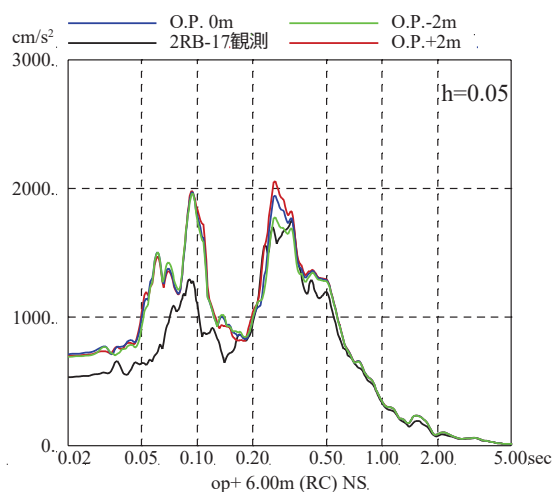
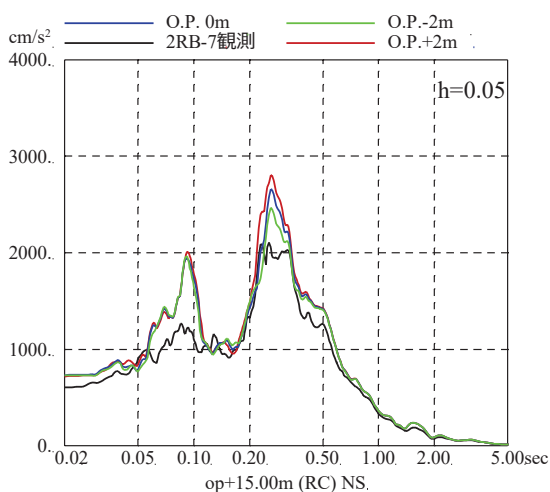
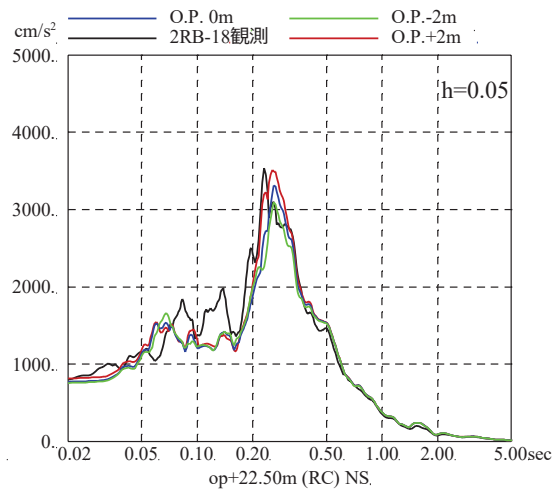
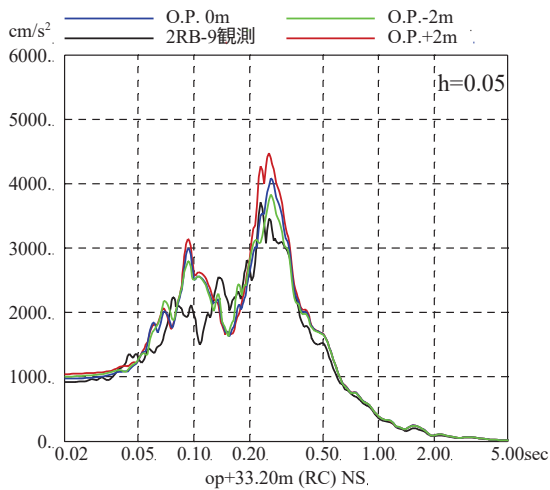
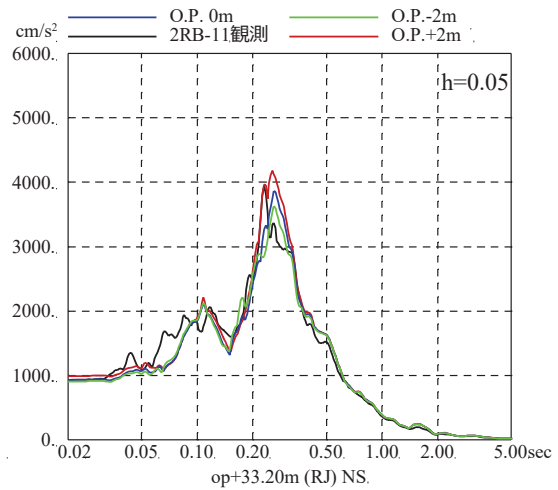
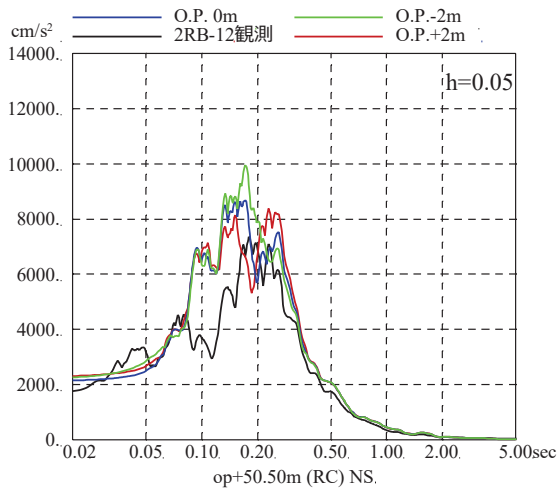


NS



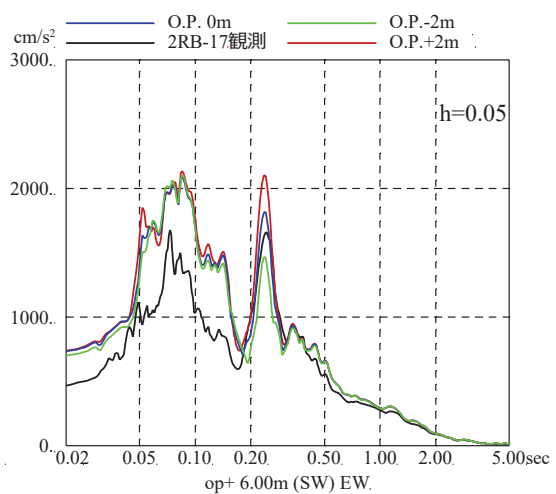
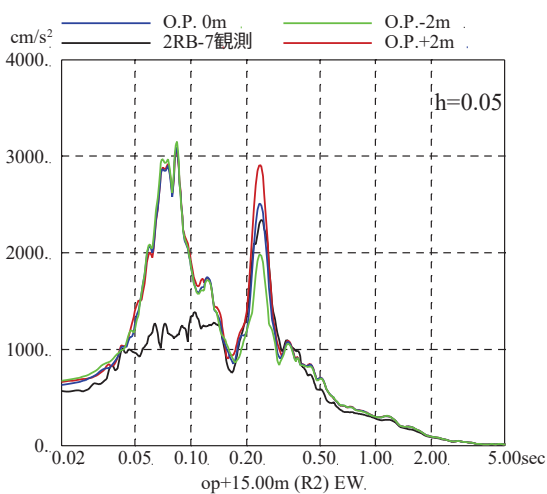
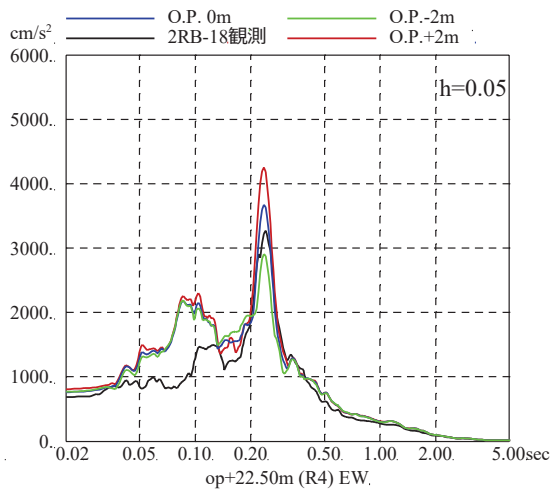
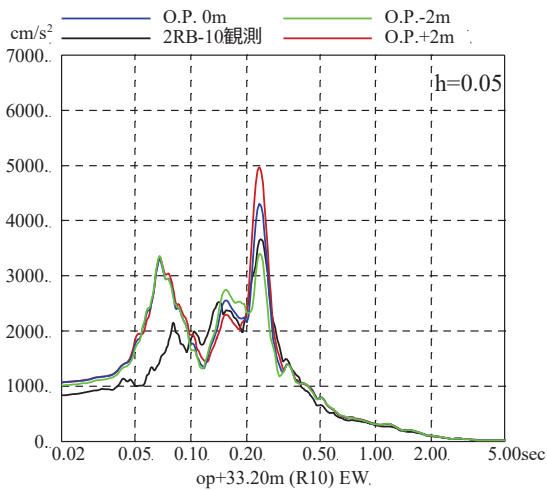
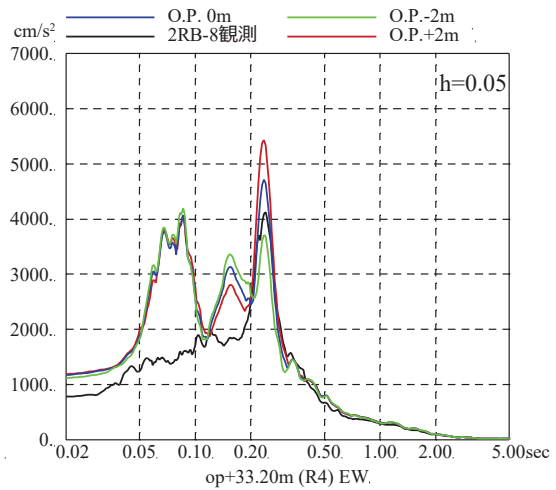
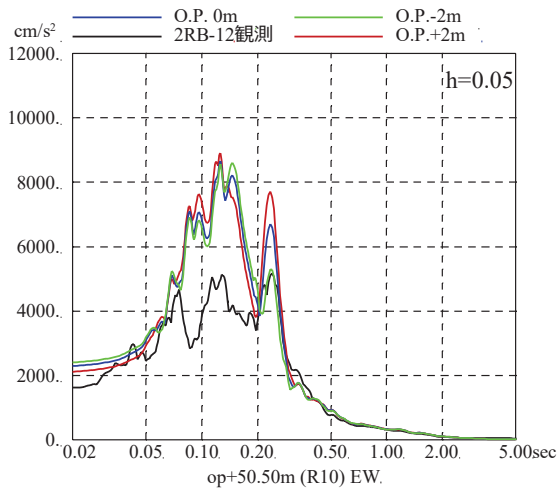
EW

第 3-1 図 (2) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (伝達関数の比較)
(4.7 地震)



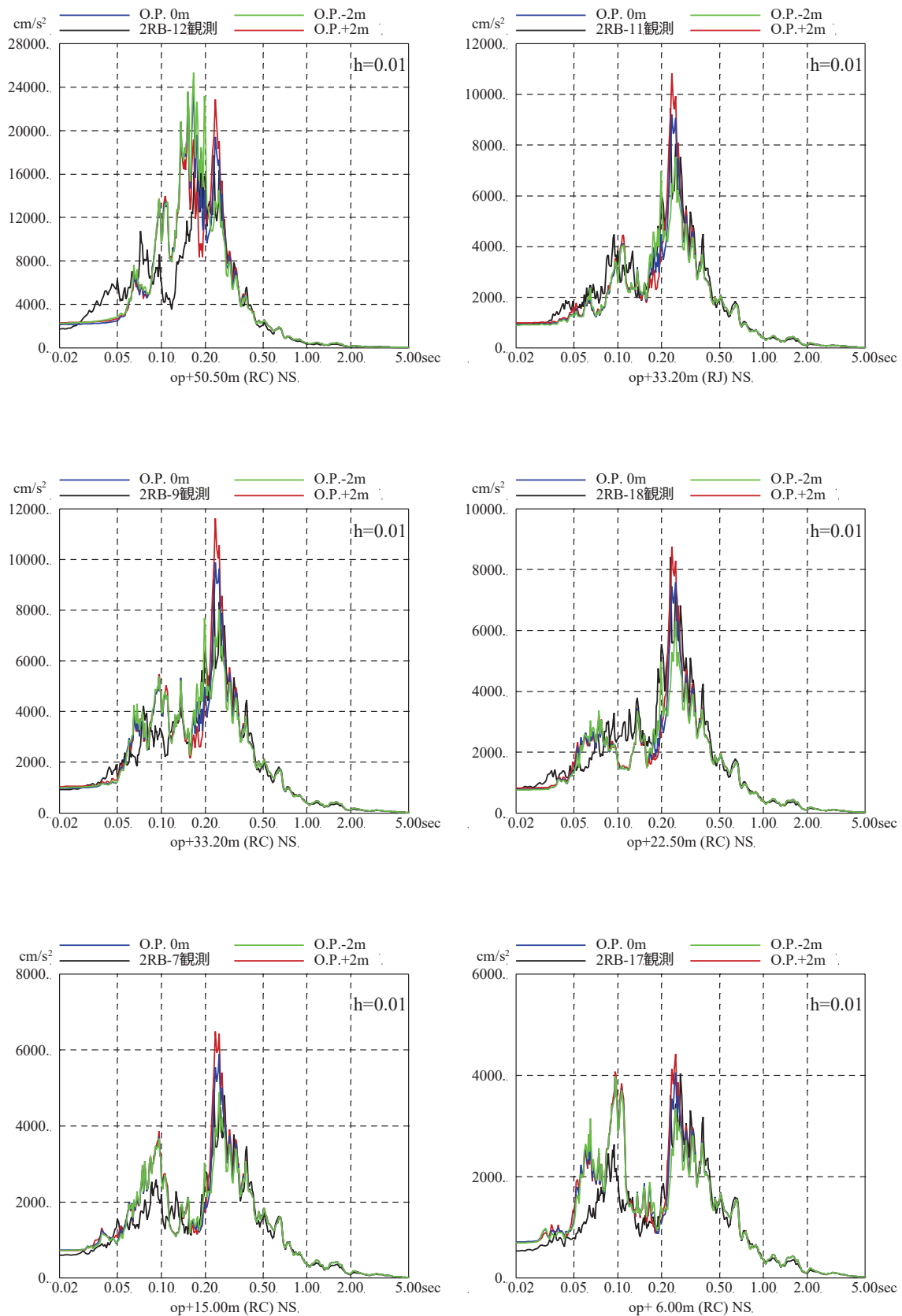
第 3-2 図 (1) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(3.11 地震, NS 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照



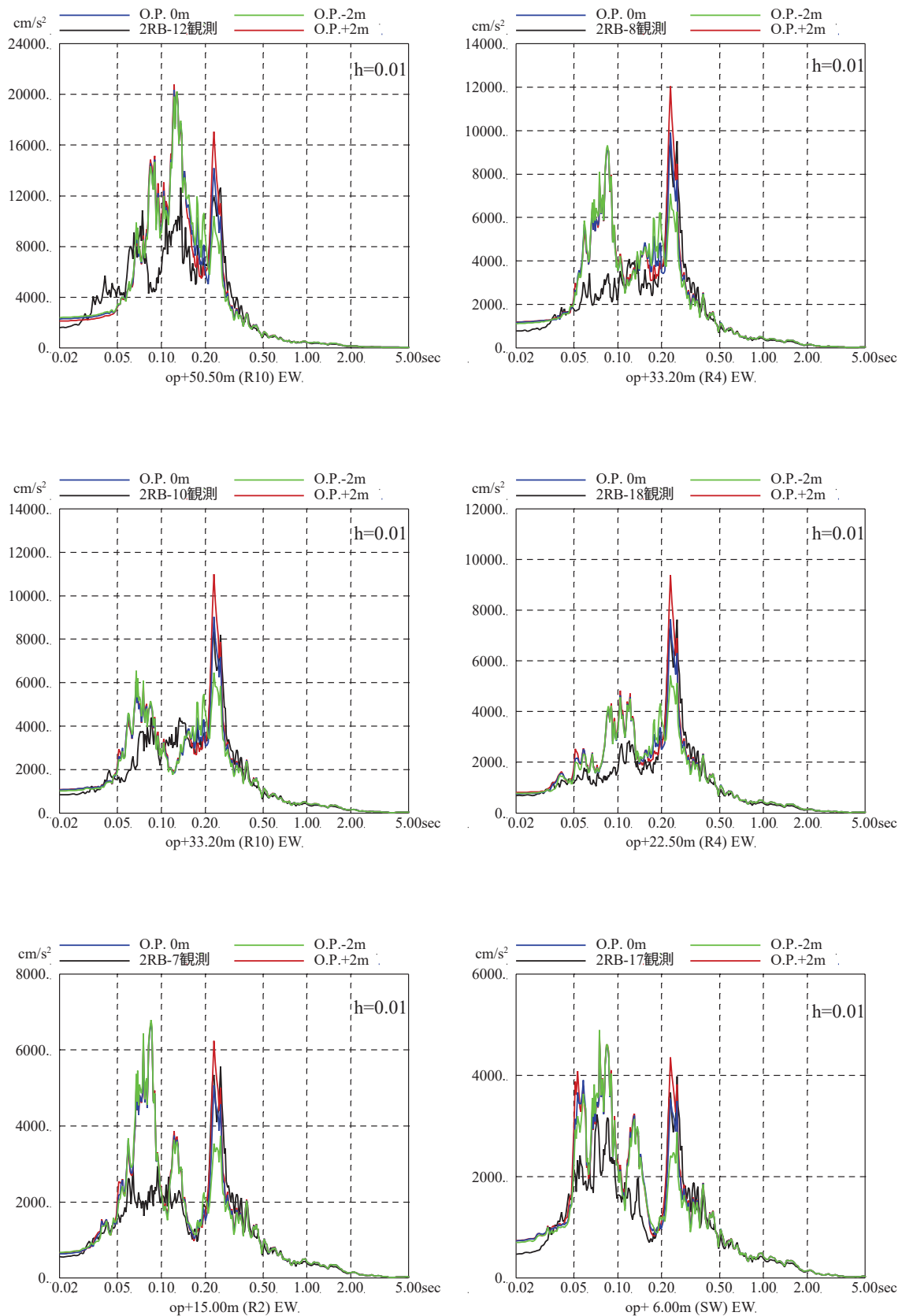
第 3-2 図 (2) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(3.11 地震, EW 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照



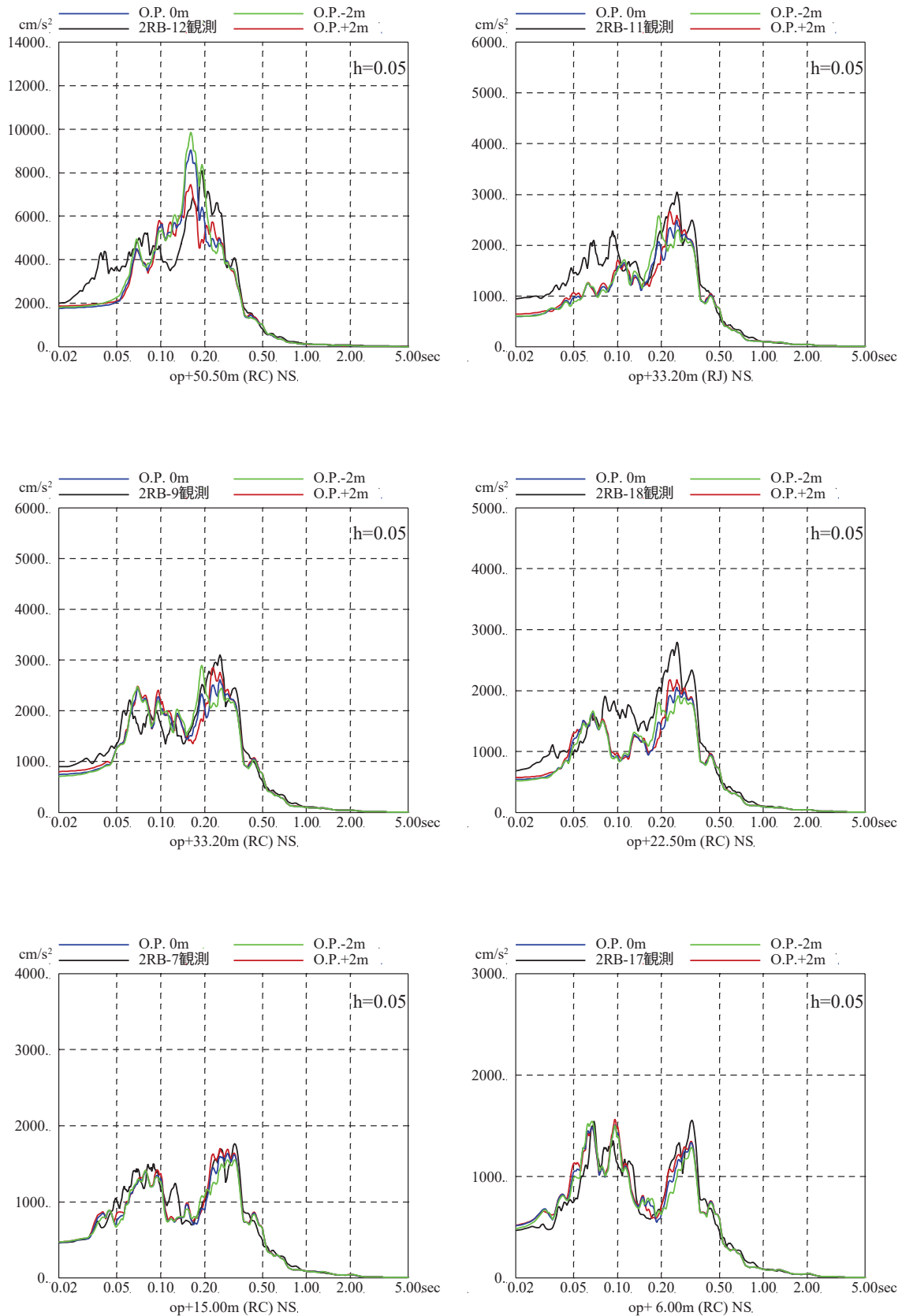
第 3-2 図 (3) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
 (3.11 地震, NS 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照



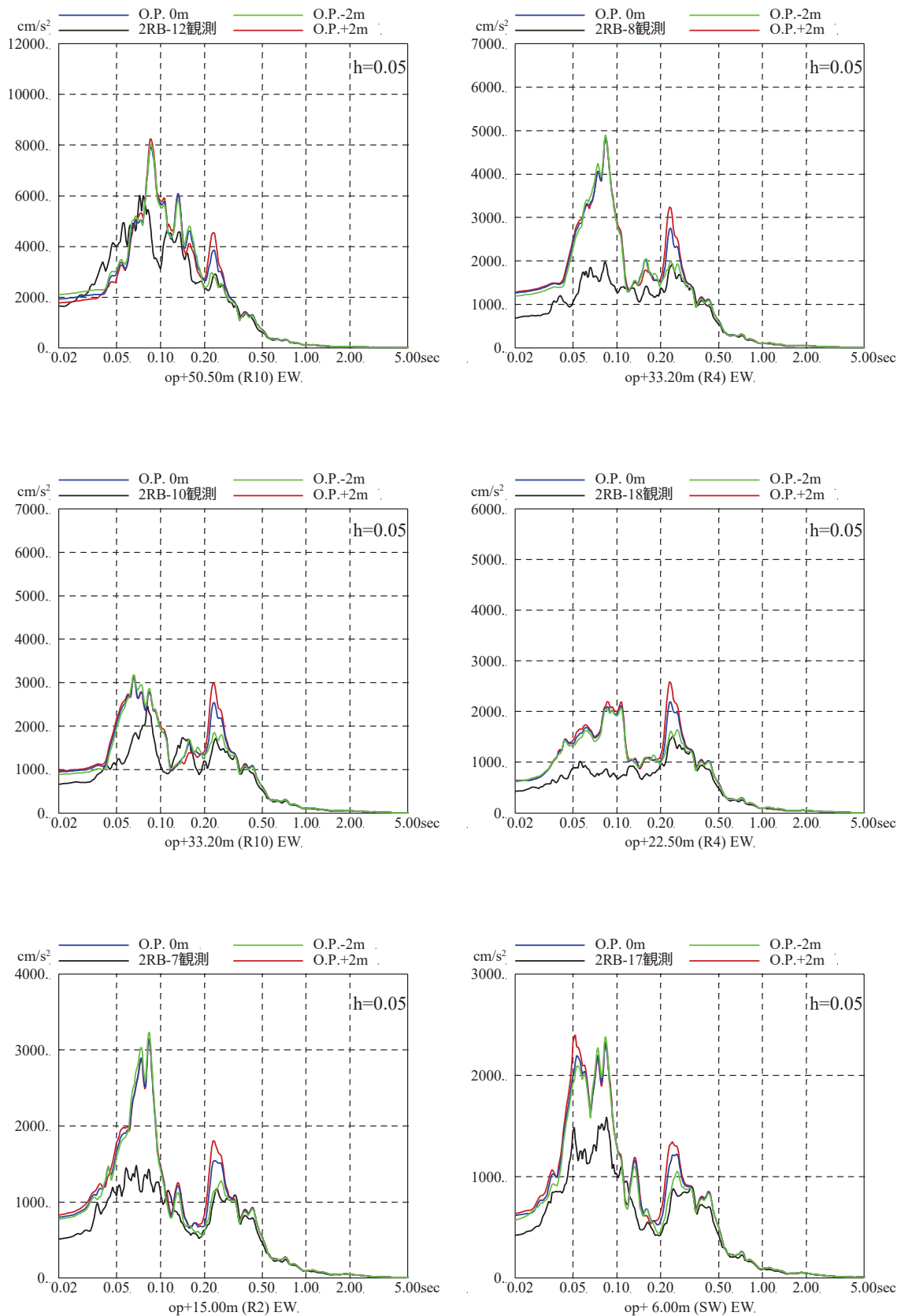
第 3-2 図 (4) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
 (3.11 地震, EW 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照



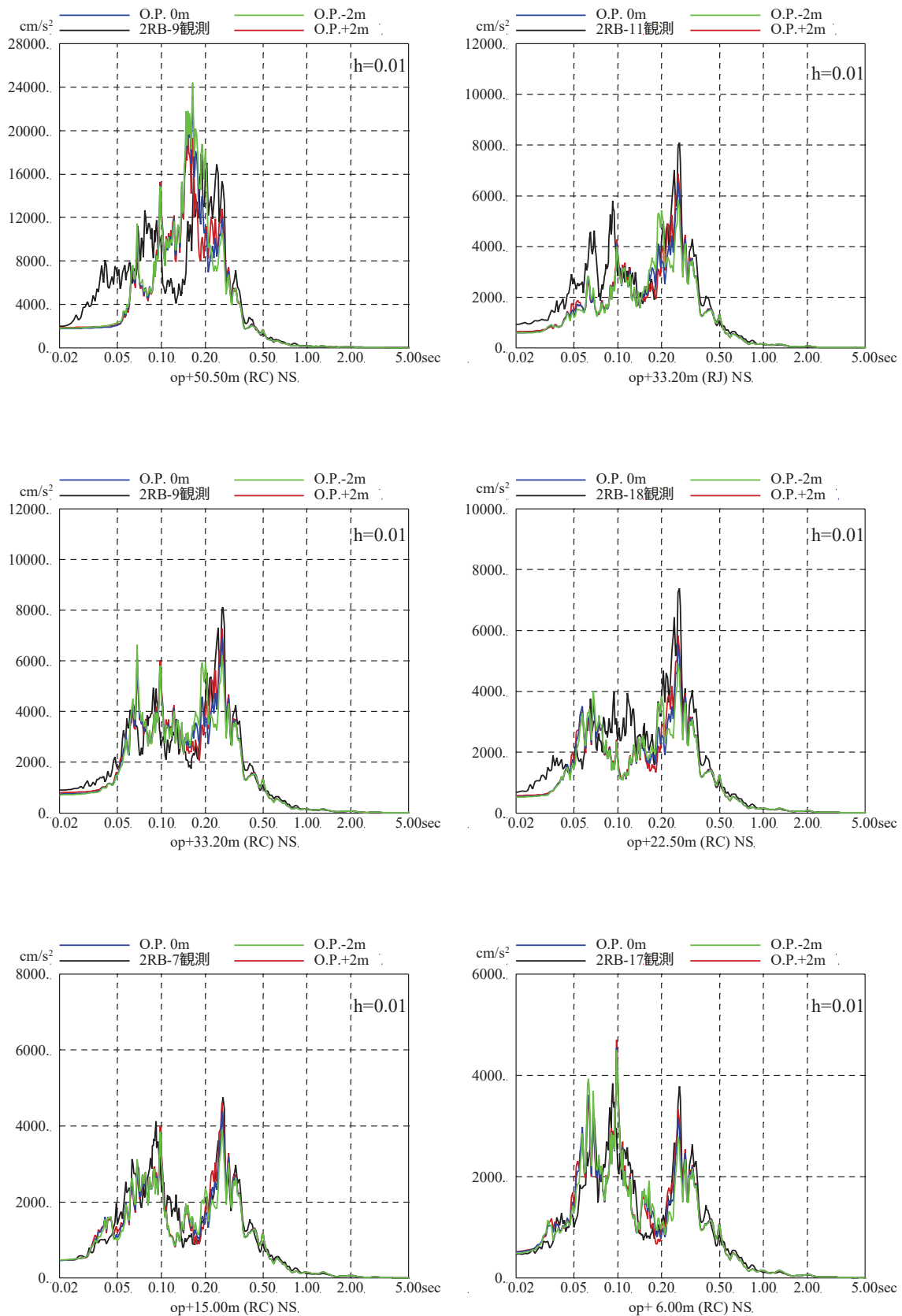
第 3-2 図 (5) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(4.7 地震, NS 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照



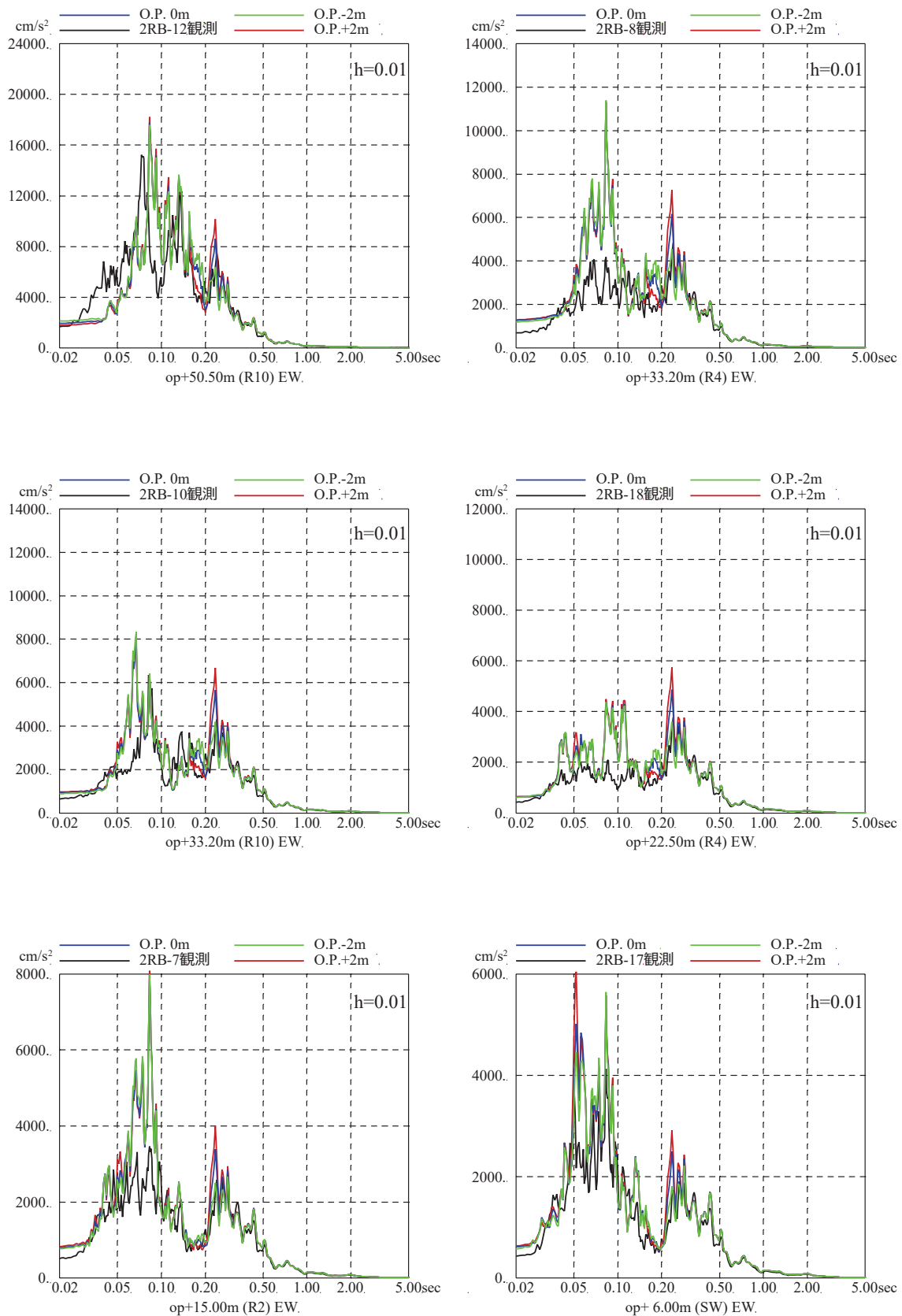
第 3-2 図 (6) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(4.7 地震, EW 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照



第 3-2 図 (7) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
 (4.7 地震, NS 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照



第 3-2 図 (8) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(4.7 地震, EW 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照

層境界の感度に関する検討

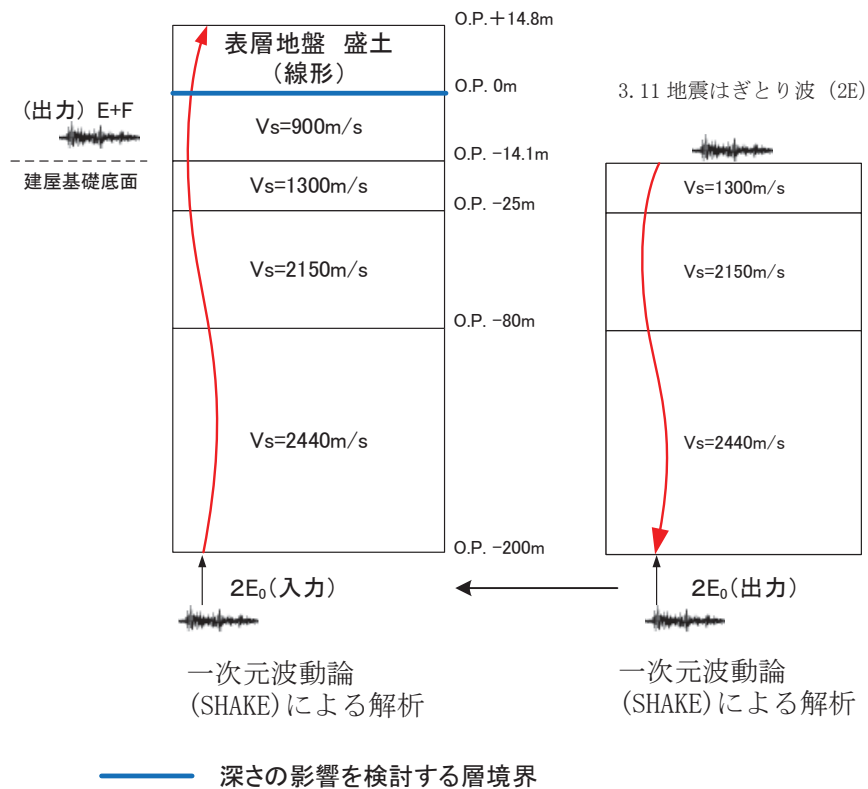
1. 検討の目的

表層地盤モデルの層境界は、建設時の掘削状況等を考慮して O.P. 0m に仮設定し、地震観測記録のシミュレーション解析により検証し妥当性を確認している。

本検討では、設定した地盤モデルに対して層境界の設定に対する建屋応答の感度について検討する。

2. 検討方法

入力地震動算定の概念を第 2-1 図に、地盤モデルを第 2-1 表に示す。表層地盤の層境界を変化させた場合の建屋の最大応答せん断ひずみへの影響について検討する。対象とした地震動は 3.11 地震のはざとり波である。



第 2-1 図 入力地震動算定の概念図

第2-1表 検討に用いた地盤モデル

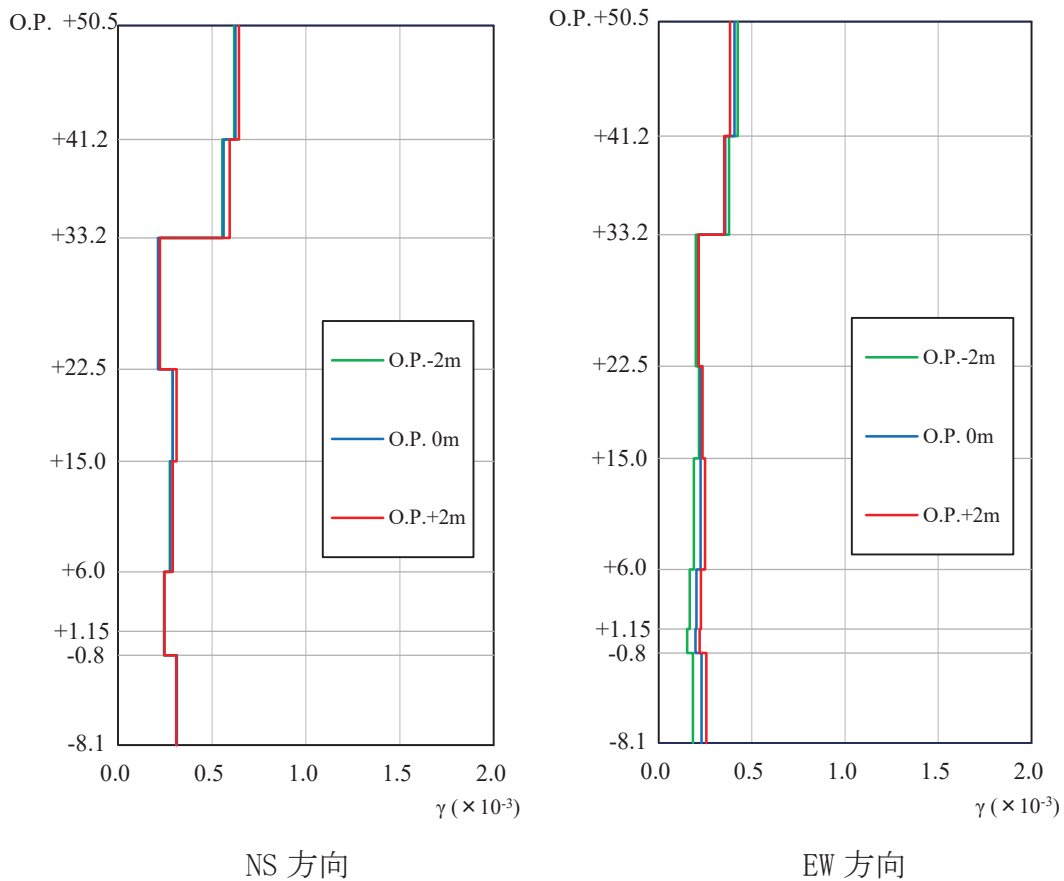
	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	18.6	350 (3.11 地震)	3
	+2.00～ -2.00 ^{※1}	23.3	900	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 層境界深さの比較を行う

3. 検討結果

女川2号炉原子炉建屋の最大応答せん断ひずみを比較する。3.11地震の最大応答せん断ひずみを第3-1図に示す。

3.11地震の最大応答せん断ひずみは、表層地盤の層境界を変化させても大きな差異は確認されなかった。



第3-1図 表層地盤の層境界を変化させた場合の最大応答せん断ひずみの比較 (3.11地震)

表層地盤下部の地盤物性の検討

1. 検討概要

自由地盤のはざとり地盤モデルの傾向と PS 検層結果から、表層地盤下部 (0. P. 0m ~0. P. -14. 1m) のせん断波速度 V_s は 900 m/s に仮設定しているが、観測記録を用いたパラメータスタディを実施し、ベースとなる地盤モデルの表層地盤下部のせん断波速度の最適値について検討する。

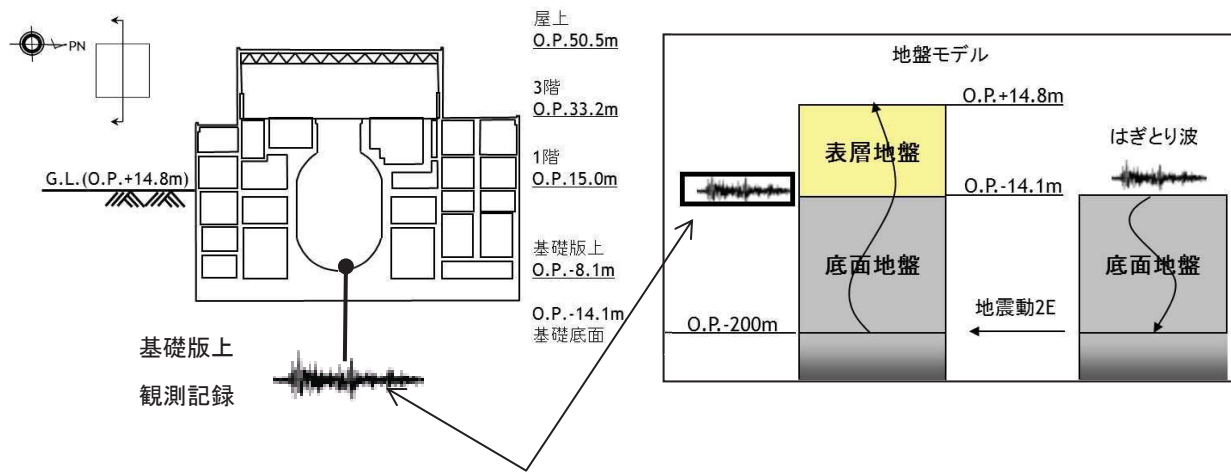
2. 検討方法

表層地盤下部 (0. P. +14. 8m~0. P. 0m) のせん断波速度 V_s の検証として、仮設定した地盤モデルを用いて感度解析を実施した。

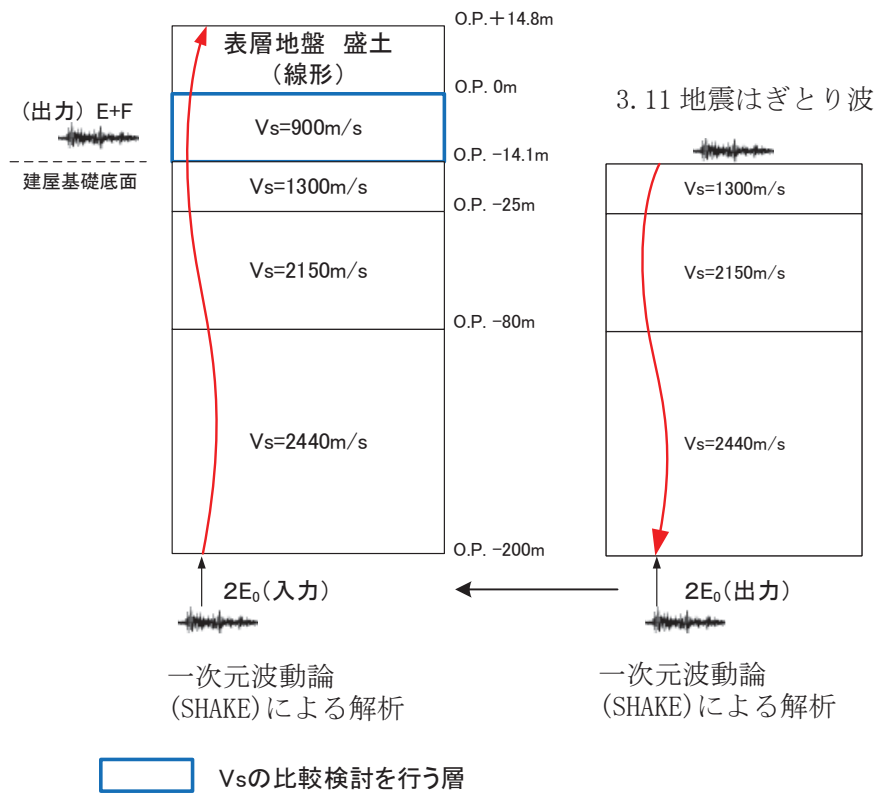
仮設定した地盤モデルは、表層地盤の層境界を 0. P. 0m, 表層上部のせん断波速度 V_s を 350m/s とし、表層地盤下部のせん断波速度 V_s を 800~1000m/s の間で変動を考慮して検討を実施する。仮設定地盤モデルの諸元を第 2-1 表に示す。

検討は、自由地盤の観測記録から算定したはざとり波に対する基礎版上観測記録と検討用に仮定した地盤モデルにより算定した基礎版底面レベル (0. P. -14. 1m) の入力地震動 (E+F+P 波, P は補正水平力の時刻歴波形) の伝達関数に表れる表層地盤の 1 次周期に対応する 4~6Hz 付近の谷の再現性およびはざとり波を用いた建屋のシミュレーション解析結果と観測記録の適合性を確認することにより行う。対象とする地震は、3. 11 地震および 4. 7 地震とした。

検討方法の概念図を第 2-1 図に示す。



はぎとり波に対する伝達関数の谷となる振動数を比較



第 2-1 図 表層地盤物性の検討方法の概念

第 2-1 表 表層地盤下部の地盤物性の検討用に仮定した地盤モデル
(赤文字部分が仮定した値)

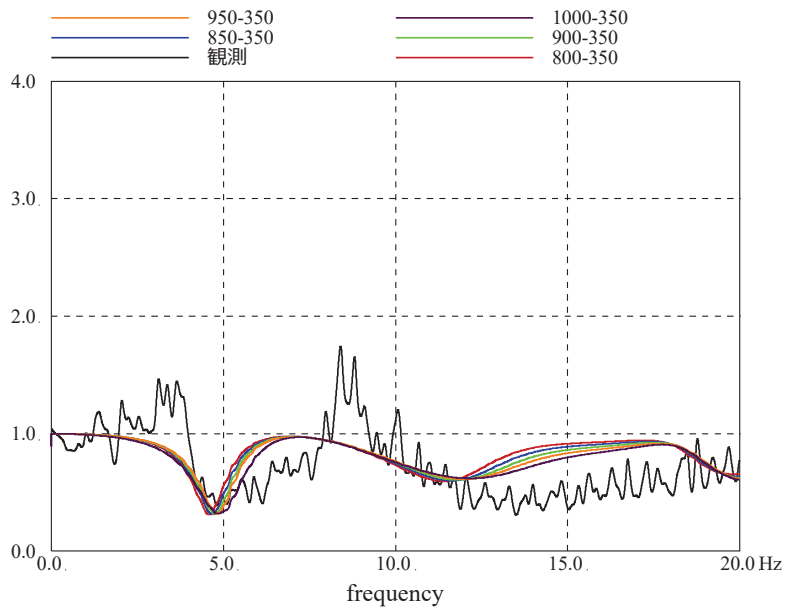
	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.8	23.3 (2.38tf/m ³)	350	3
	0.0	23.3 (2.38tf/m ³)	800~1000	3
底面地盤	-14.1	23.8 (2.43tf/m ³)	1300	3
	-25.0	24.6 (2.51tf/m ³)	2150	3
	-80.0	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3
	-200	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3

3. 検討結果

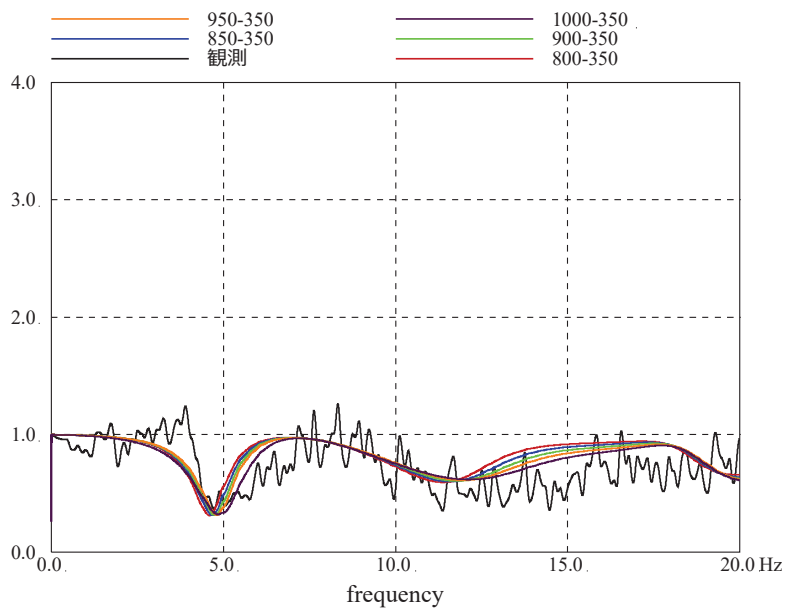
検討結果の伝達関数を第 3-1 図に示す。また、床応答スペクトルの比較を第 3-2 図示す。

伝達関数の検討結果から、伝達関数の谷の振動数（4～6Hz）は表層地盤下部のせん断波速度 V_s を 900m/s 程度に設定した場合に観測記録との適合が良い結果となった。床応答スペクトルの比較においては、伝達関数による検討程の大きな差異は見られなかった。

上記より、表層下部のせん断波速度 V_s を 900m/s に設定することは妥当と考えられる。また、3.11 地震による最大応答せん断ひずみを第 3-3 図に示す。3.11 地震の最大応答せん断ひずみは、表層下部のせん断速度を 800 m/s から 1000m/s の範囲で変化させても大きな差異は確認されなかった。

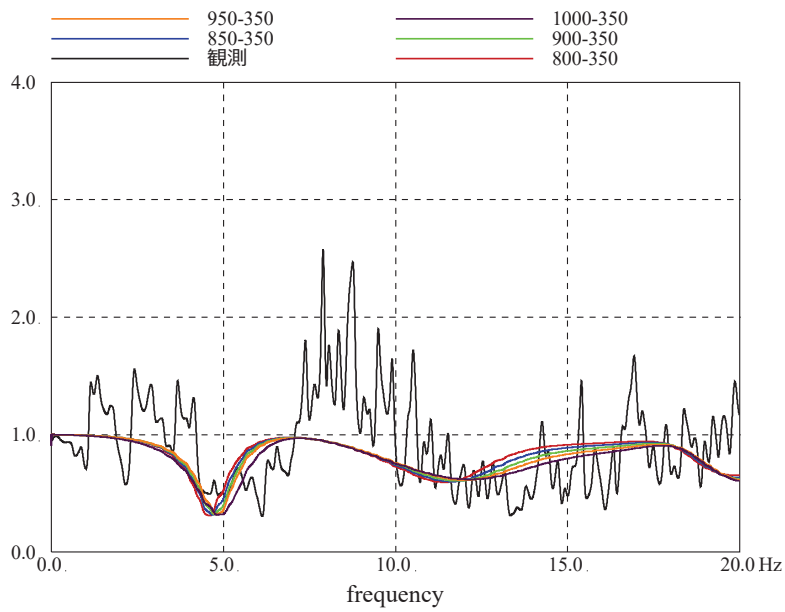


NS

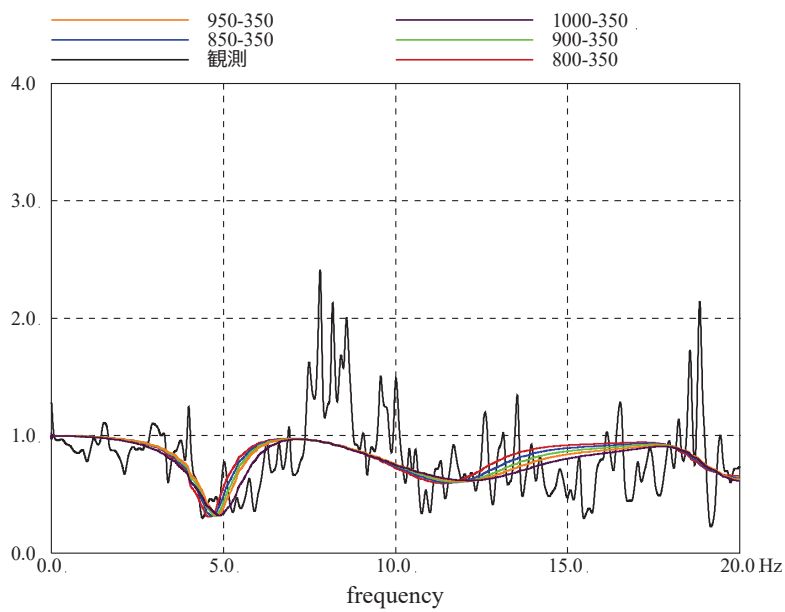


EW

第 3-1 図 (1) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (伝達関数の比較)
(3.11 地震)

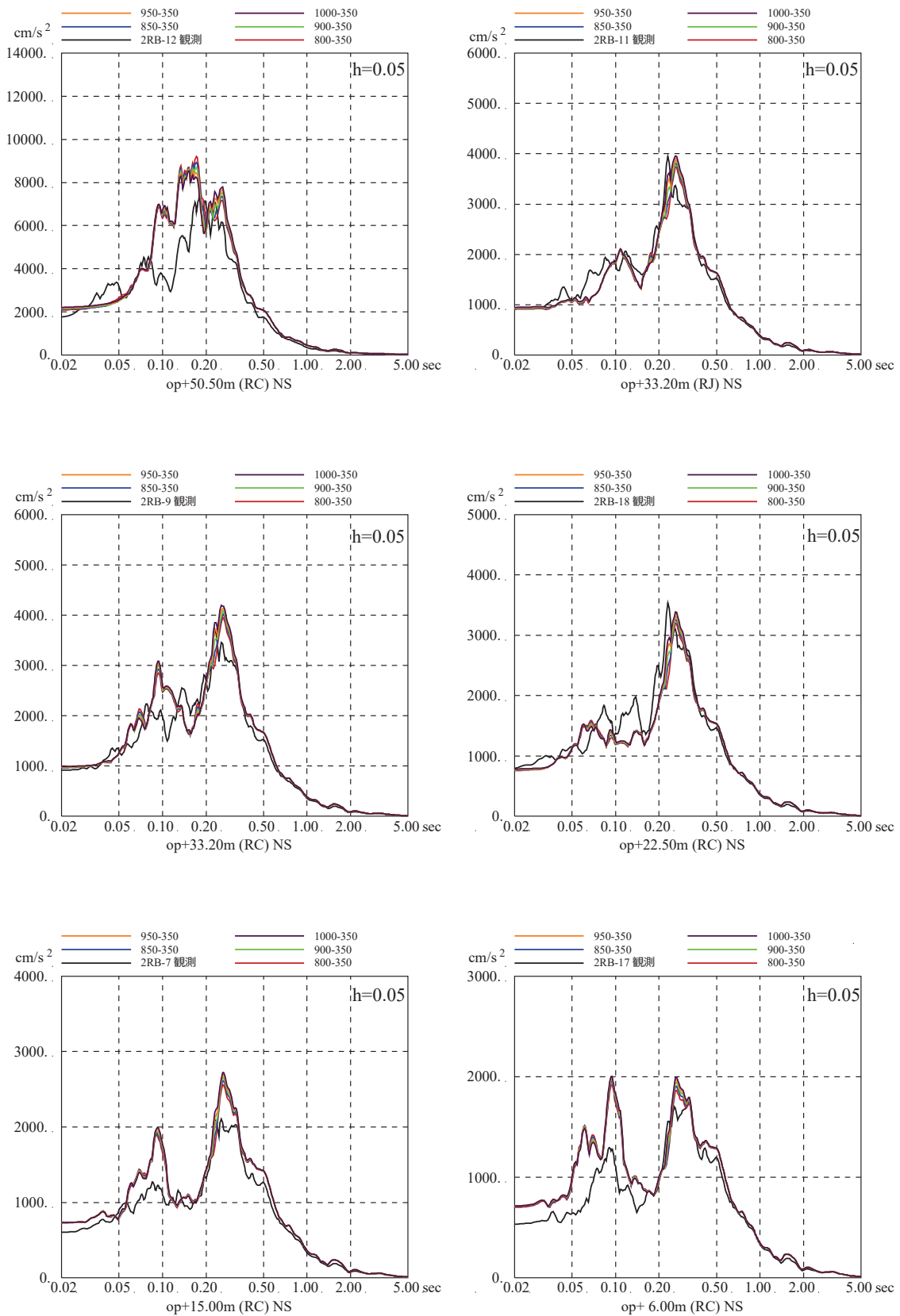


NS



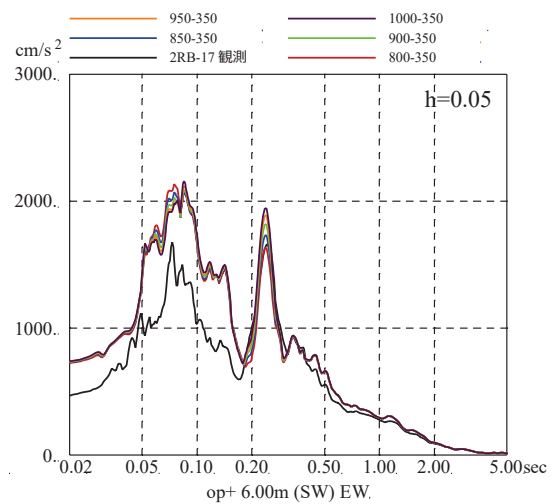
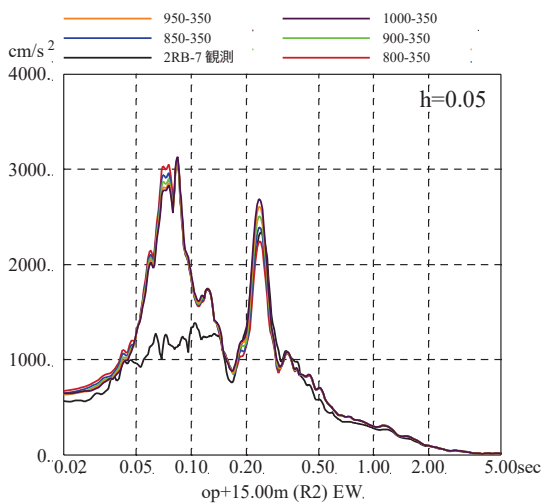
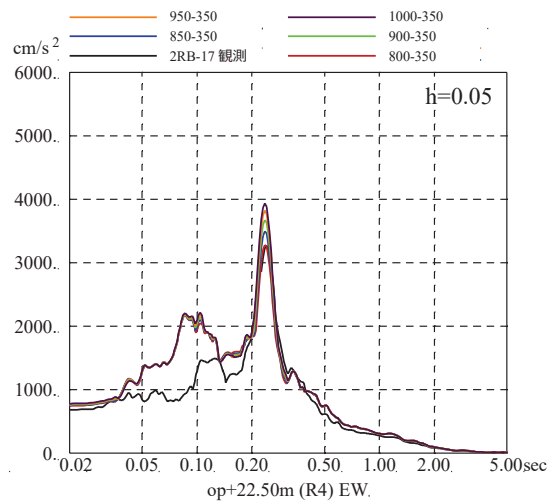
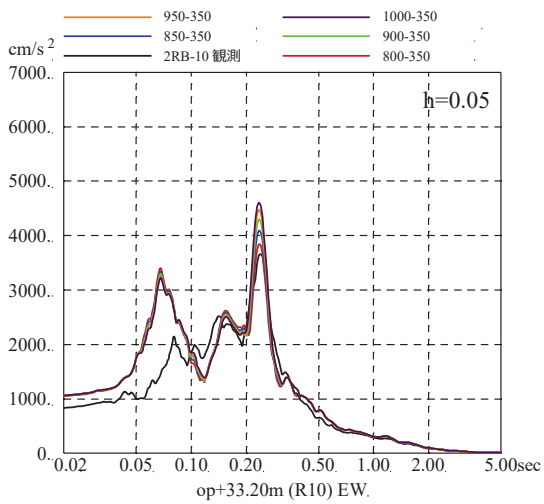
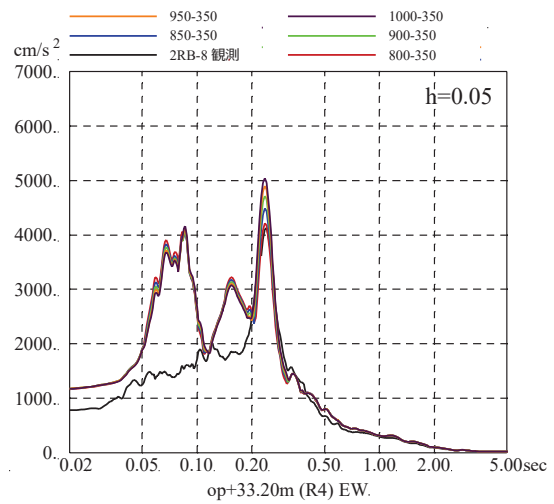
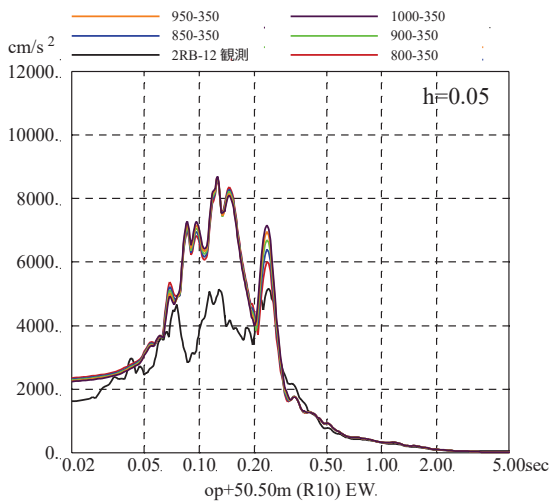
EW

第 3-1 図 (2) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (伝達関数の比較)
(4.7 地震)



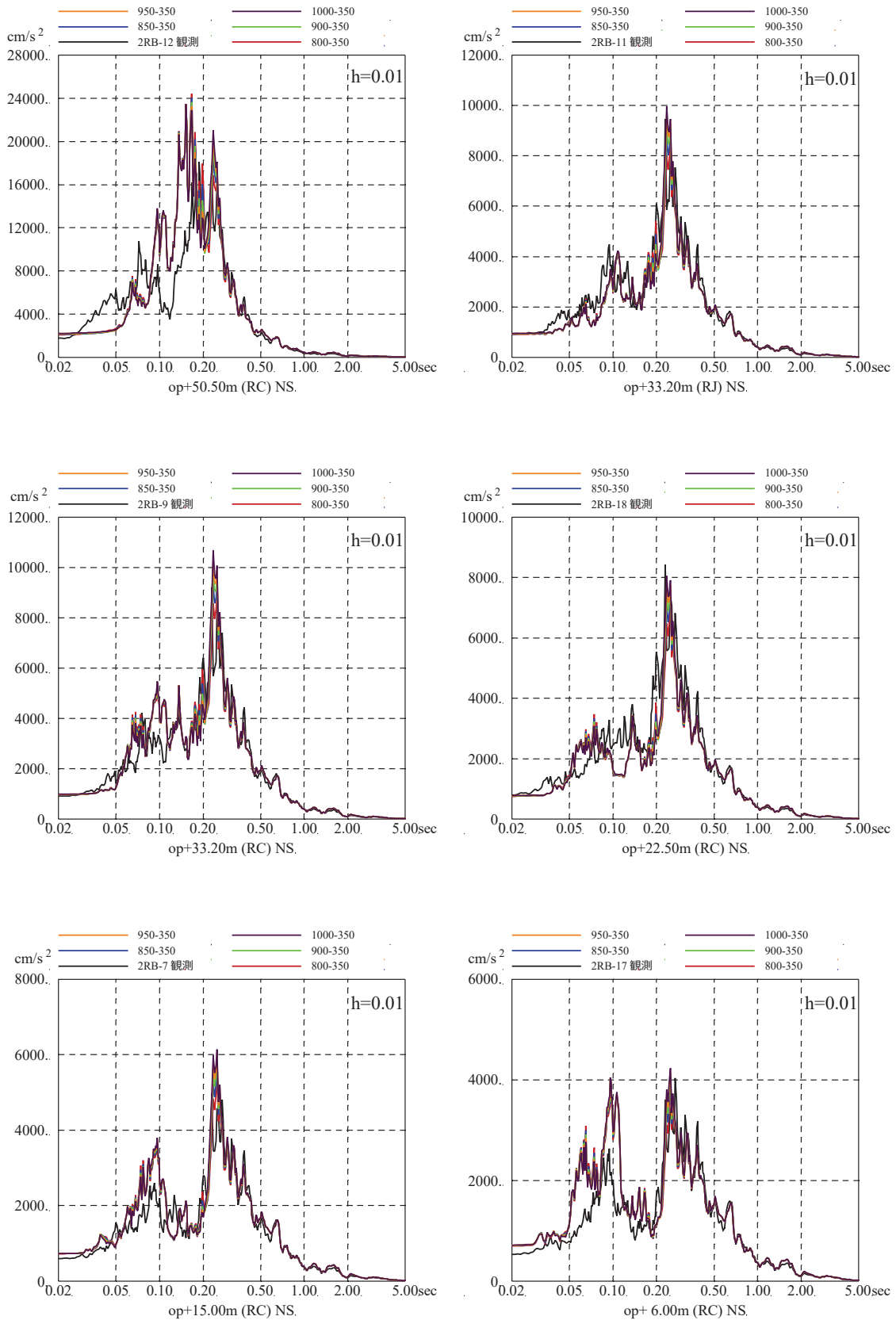
第 3-2 図 (1) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(3.11 地震, NS 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照



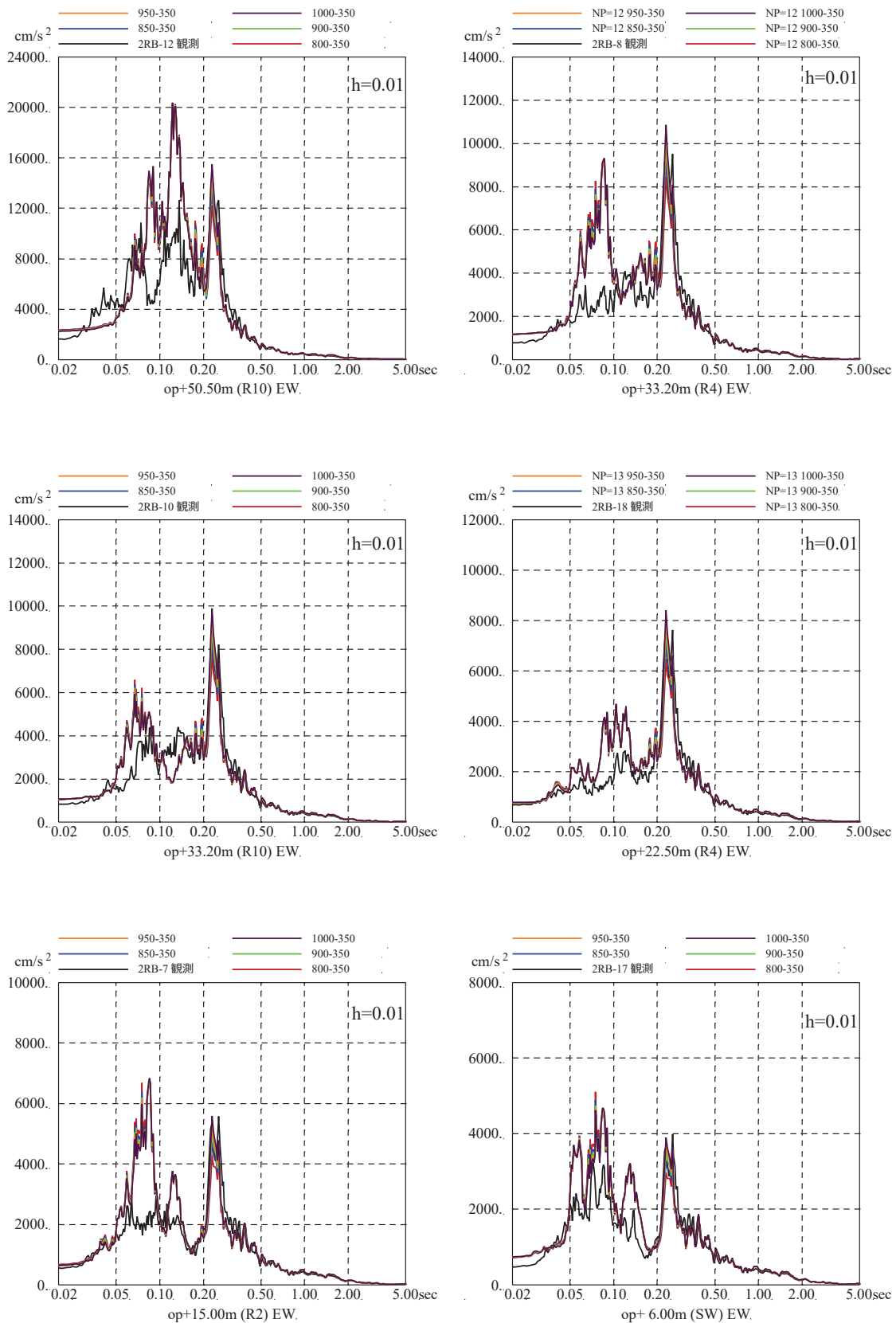
第 3-2 図 (2) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(3.11 地震, EW 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照



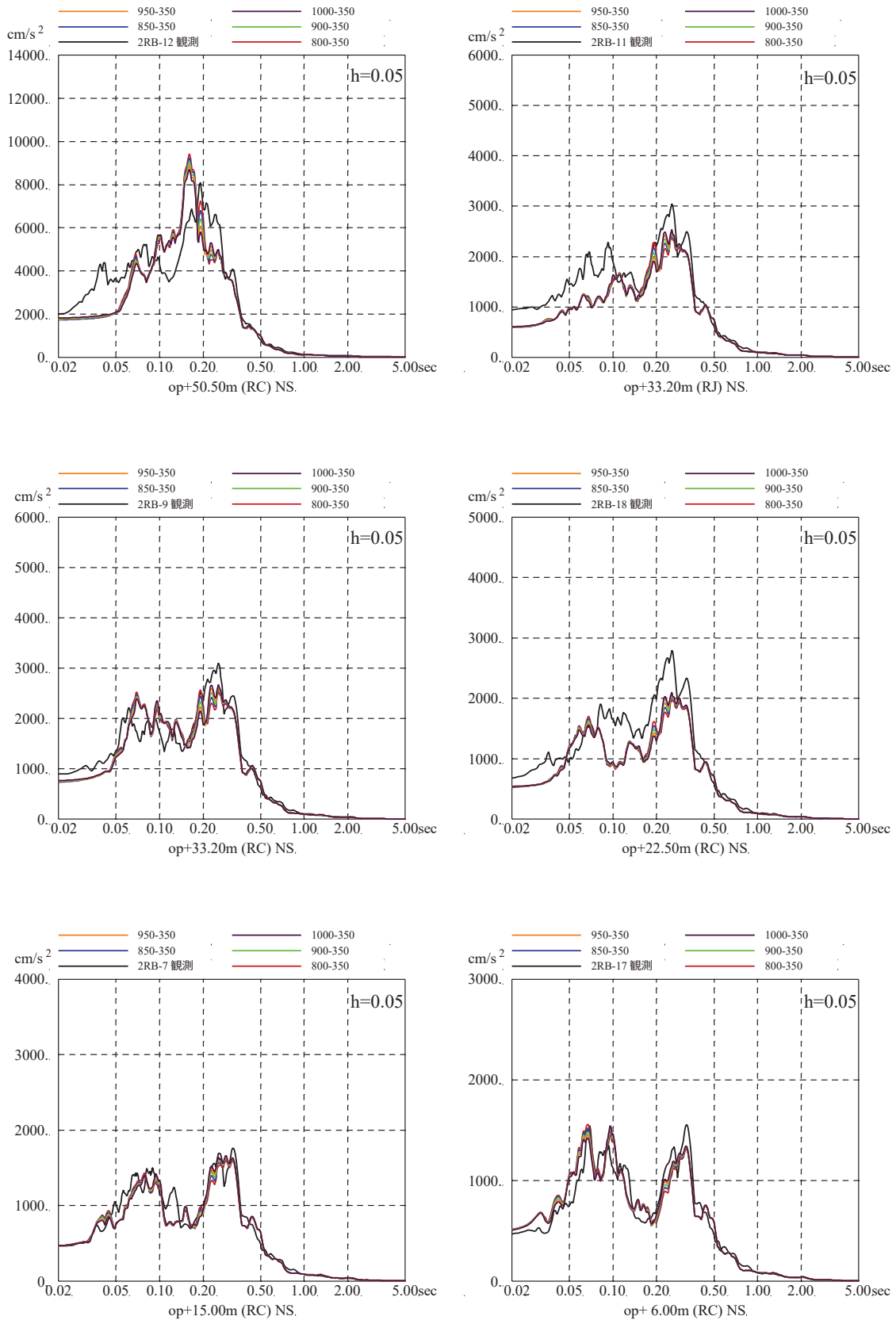
第 3-2 図 (3) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(3.11 地震, NS 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照



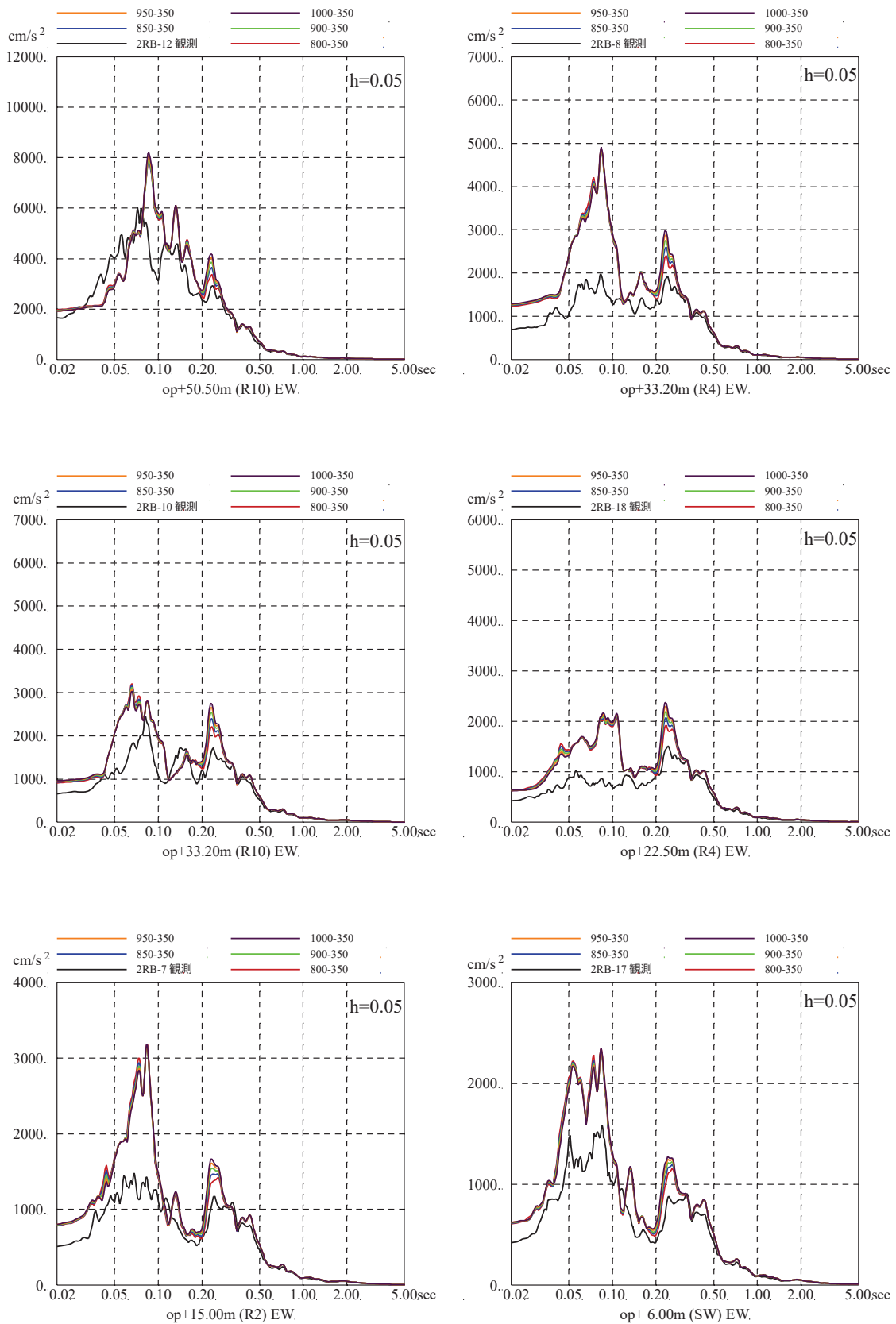
第 3-2 図 (4) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (床応答スペクトルの比較)
 (3.11 地震, EW 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照



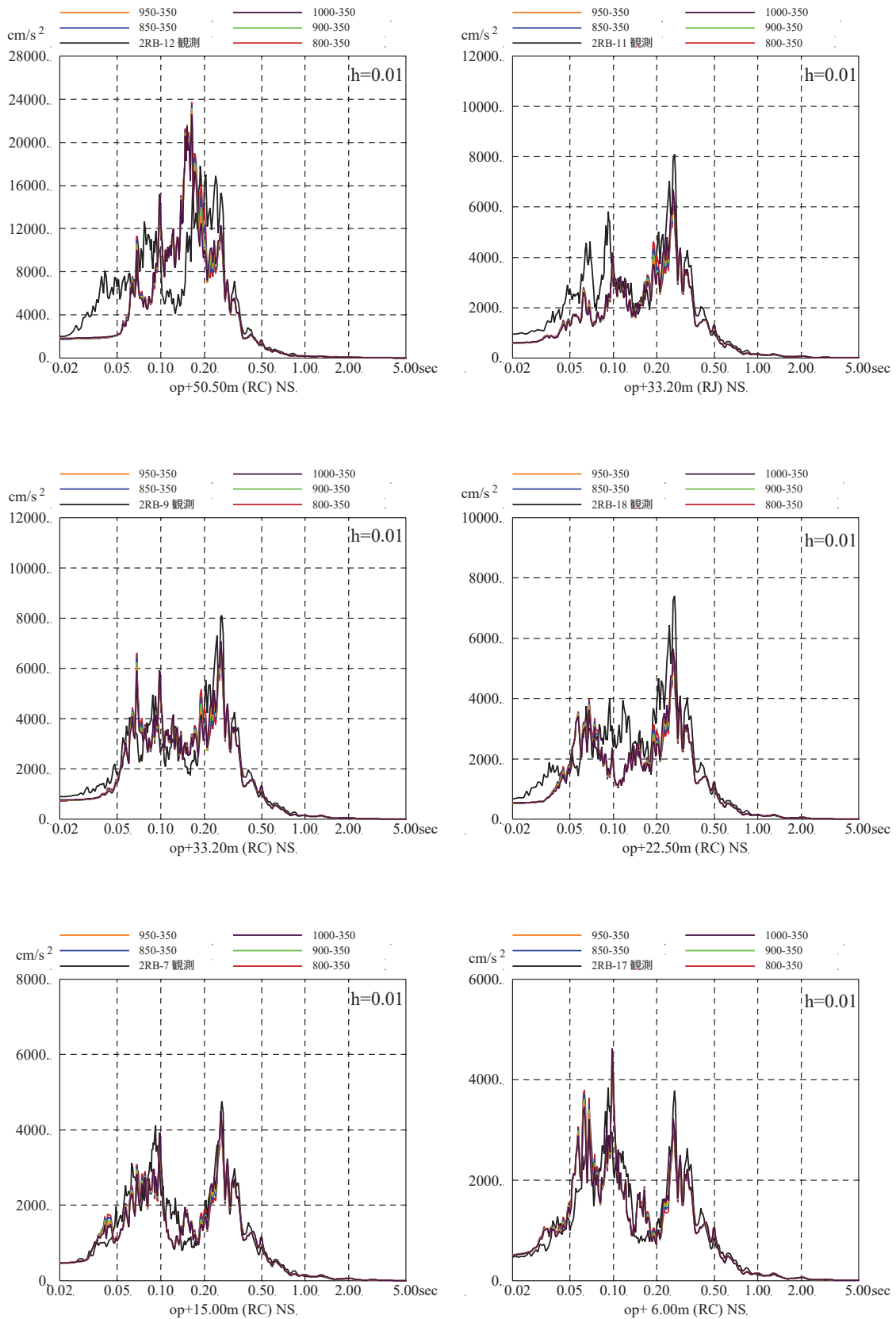
第 3-2 図 (5) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (床応答スペクトルの比較)
 (4.7 地震, NS 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照



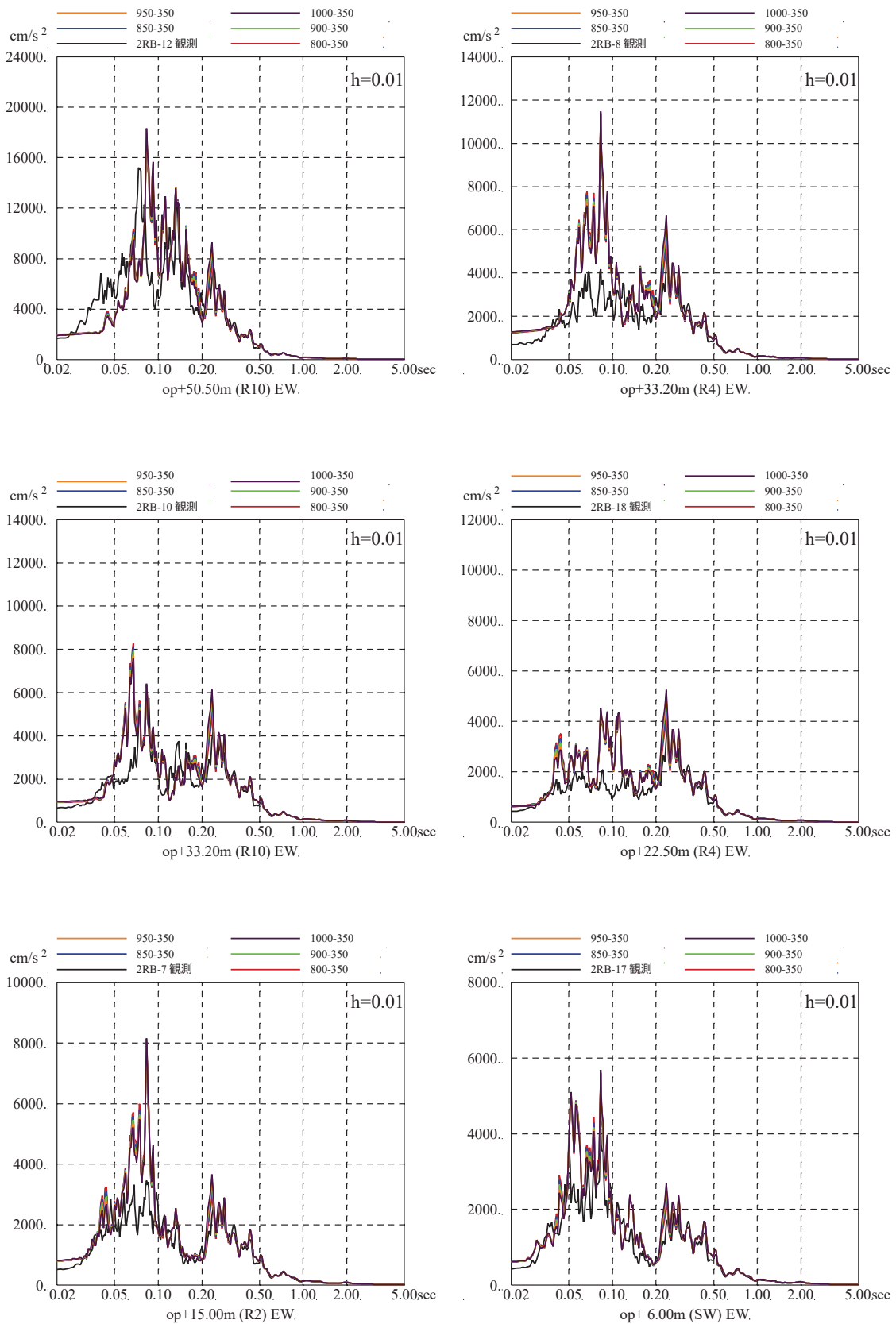
第 3-2 図 (6) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(4.7 地震, EW 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照



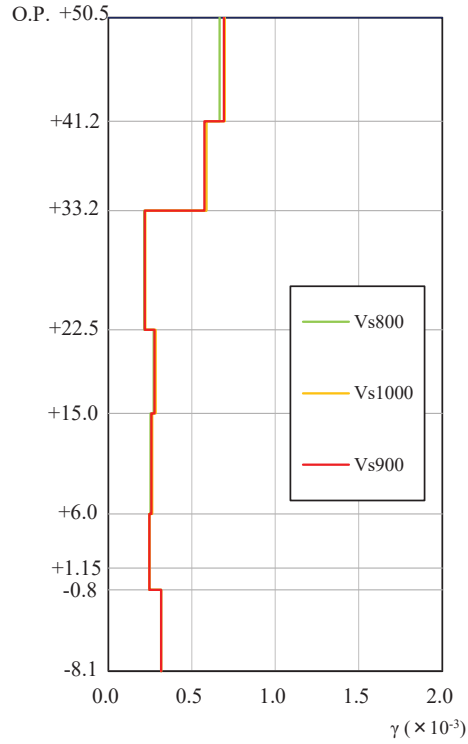
第 3-2 図 (7) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (床応答スペクトルの比較)
 (4.7 地震, NS 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照

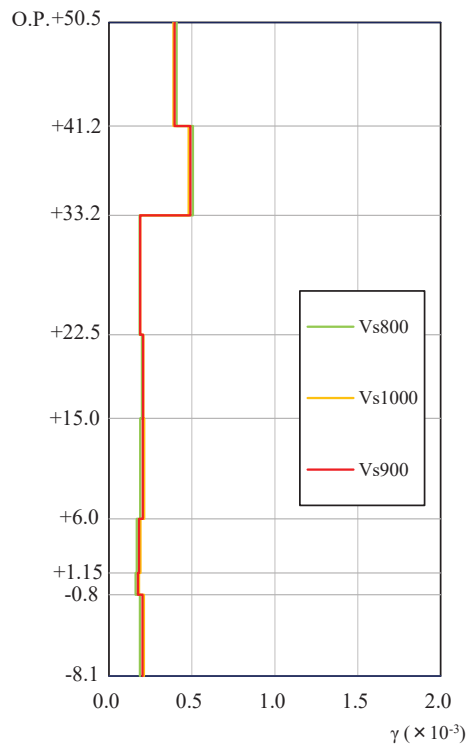


第 3-2 図 (8) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(4.7 地震, EW 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照



第 3-3 図 (1) 表層下部のせん断波速度を変化させた場合の
最大応答せん断ひずみの比較
($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 3.11 地震 NS 方向)



第 3-3 図 (2) 表層下部のせん断波速度を変化させた場合の
最大応答せん断ひずみの比較
($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 3.11 地震 EW 方向)

表層下部のせん断波速度の感度に関する検討

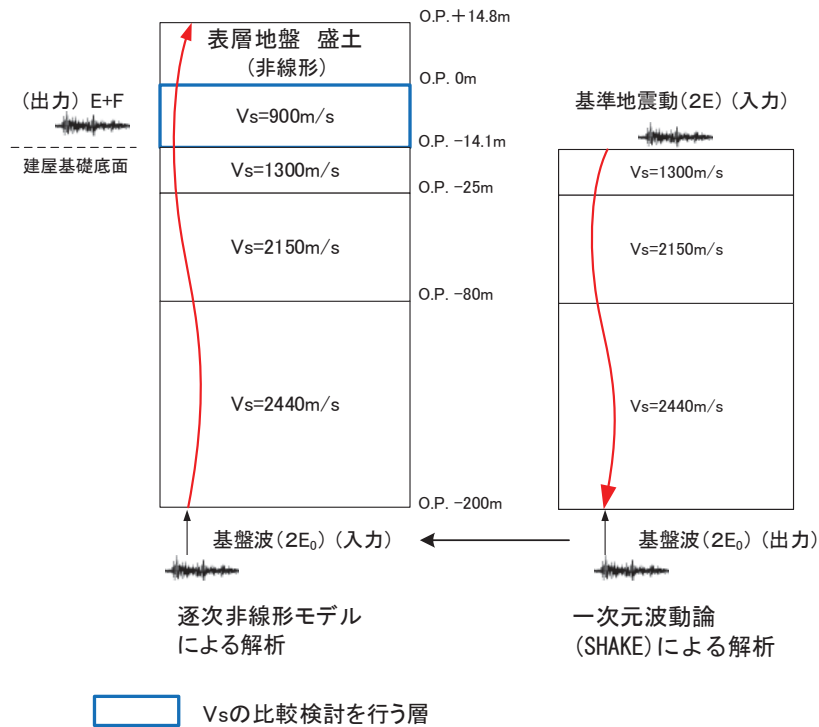
1. 検討の目的

地盤モデルの表層下部の地盤物性は、地盤調査結果を参照して仮設定し、地震観測記録のシミュレーション解析により検証し妥当性を確認している。

本検討では、設定した地盤モデルに対して表層下部の地盤物性の設定に対する建屋応答の感度解析を実施し、地盤モデルの妥当性および設計への適用性を確認する。

2. 検討方法

表層地盤上部の非線形性を考慮した地盤モデルを用いて、0. P. -14. 1mから 0. P. 0 mまでの表層下部のせん断波速度を変化させた場合の建屋の床応答スペクトルおよび最大応答せん断ひずみへの影響について検討する。検討の概念図を第 2-1 図に、地盤モデルを第 2-1 表に示す。対象とした地震動は 3. 11 地震はざとり波および基準地震動 S_s-D2 であり、表層下部の地盤モデルの妥当性は、3. 11 地震はざとり波を用いた検討により確認し、表層下部の地盤モデルの設計への適用性は、基準地震動 S_s-D2 を用いた検討により確認する。



第 2-1 図 表層下部のせん断波速度の感度に関する検討の概念図

第 2-1 表 検討に用いた地盤モデル

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 ^{※2} h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	800~1000 ^{※4}	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 O. P. 14.8m~O. P. 0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 Rayleigh 減衰(4Hz, 12Hz)

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

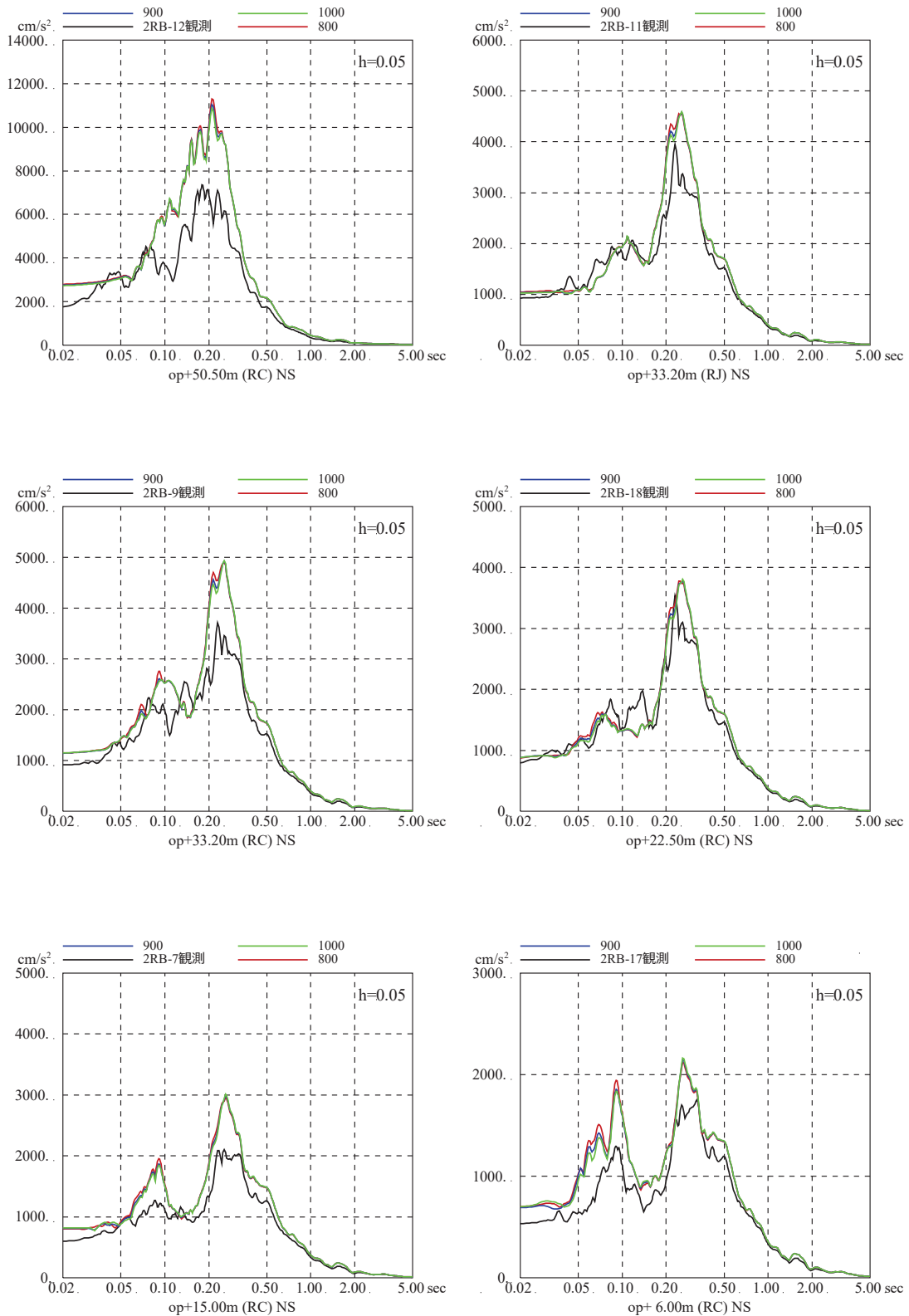
※4 V_s は、800 m/s, 900m/s , 1000m/s の比較を行う

3. 検討結果

3.11 地震および基準地震動 S_s-D2 による床応答スペクトルの比較を第 3-1 図および第 3-2 図に示す。また、最大応答せん断ひずみの比較を第 3-3 図および第 3-4 図に示す。

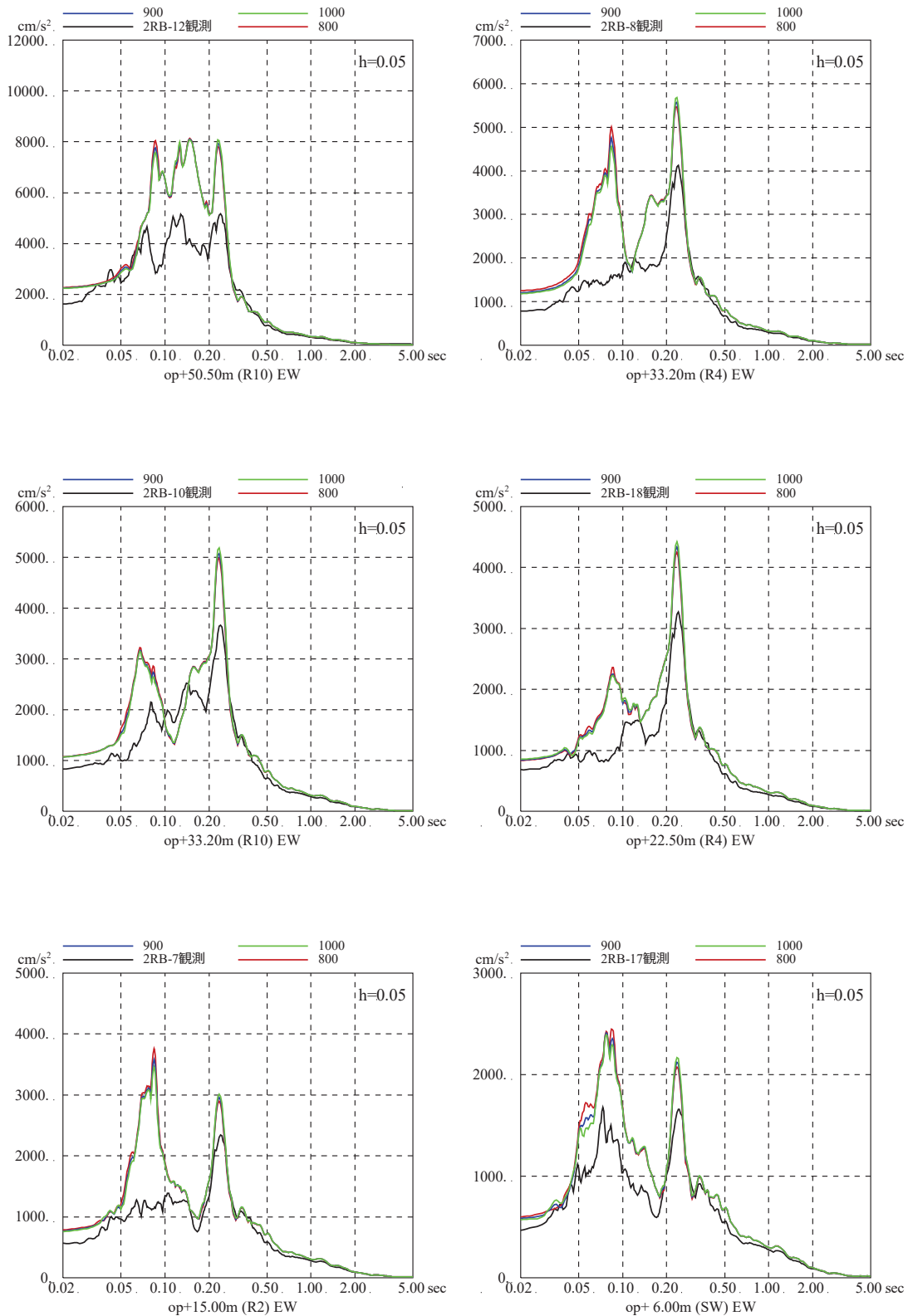
床応答スペクトルも最大応答せん断ひずみも、表層下部の S 波速度値を 800 m/s から 1000m/s の範囲で変化させても大きな差異は確認されなかった。

また、表層下部は、波動伝播特性評価において主に岩盤の影響が支配的な層であるため、基準地震動 S_s 時に表層下部の地盤が剛性低下する影響は小さいと考えられるが、仮にせん断波速度が 800m/s まで低下したとしても建屋応答に与える影響は小さいことが確認された。



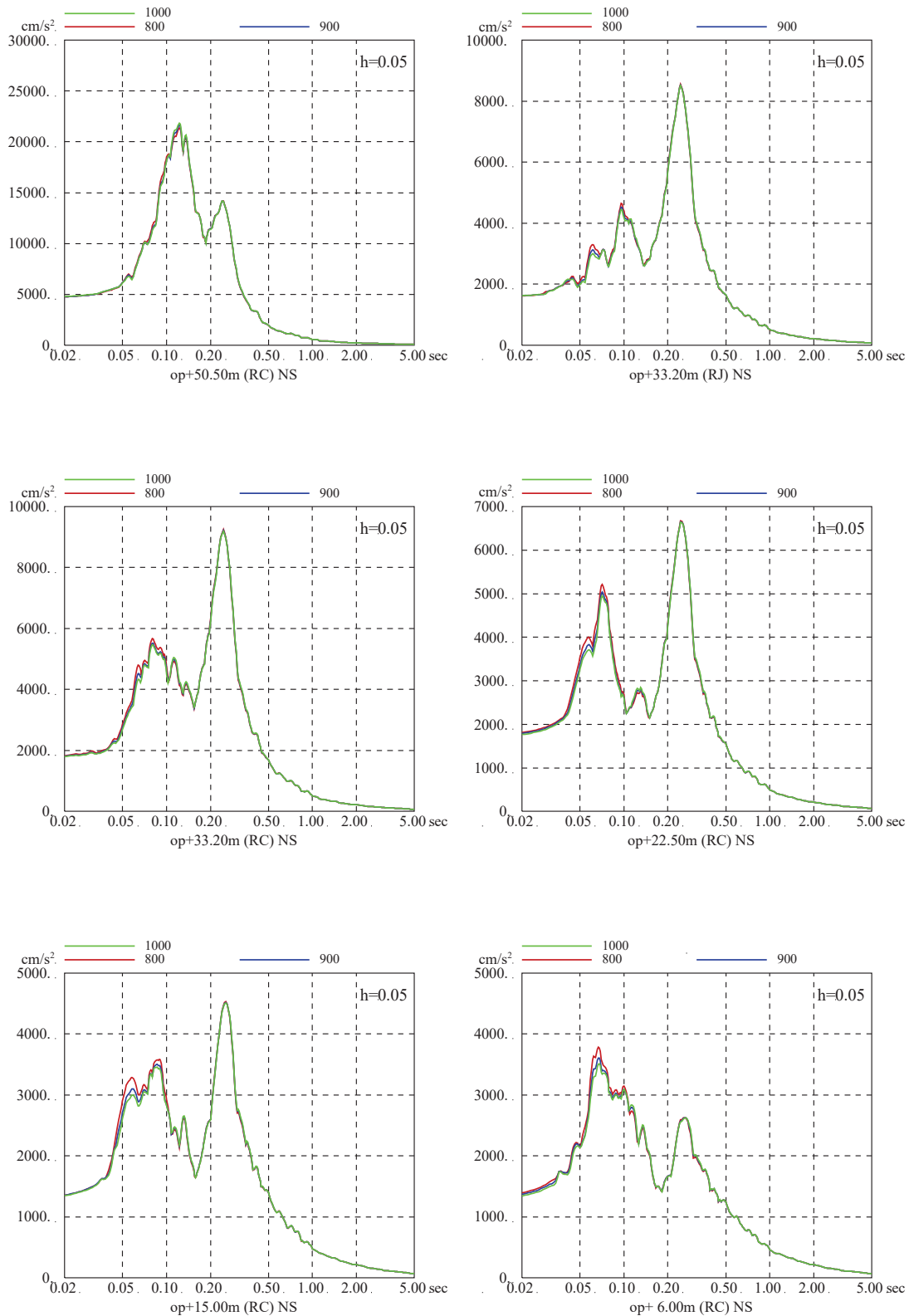
第 3-1 図(1) 表層下部のせん断波速度を変化させた場合の床応答スペクトルの比較
($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 3.11 地震はぎとり波 NS 方向)

※地震計位置は付録 1 参照

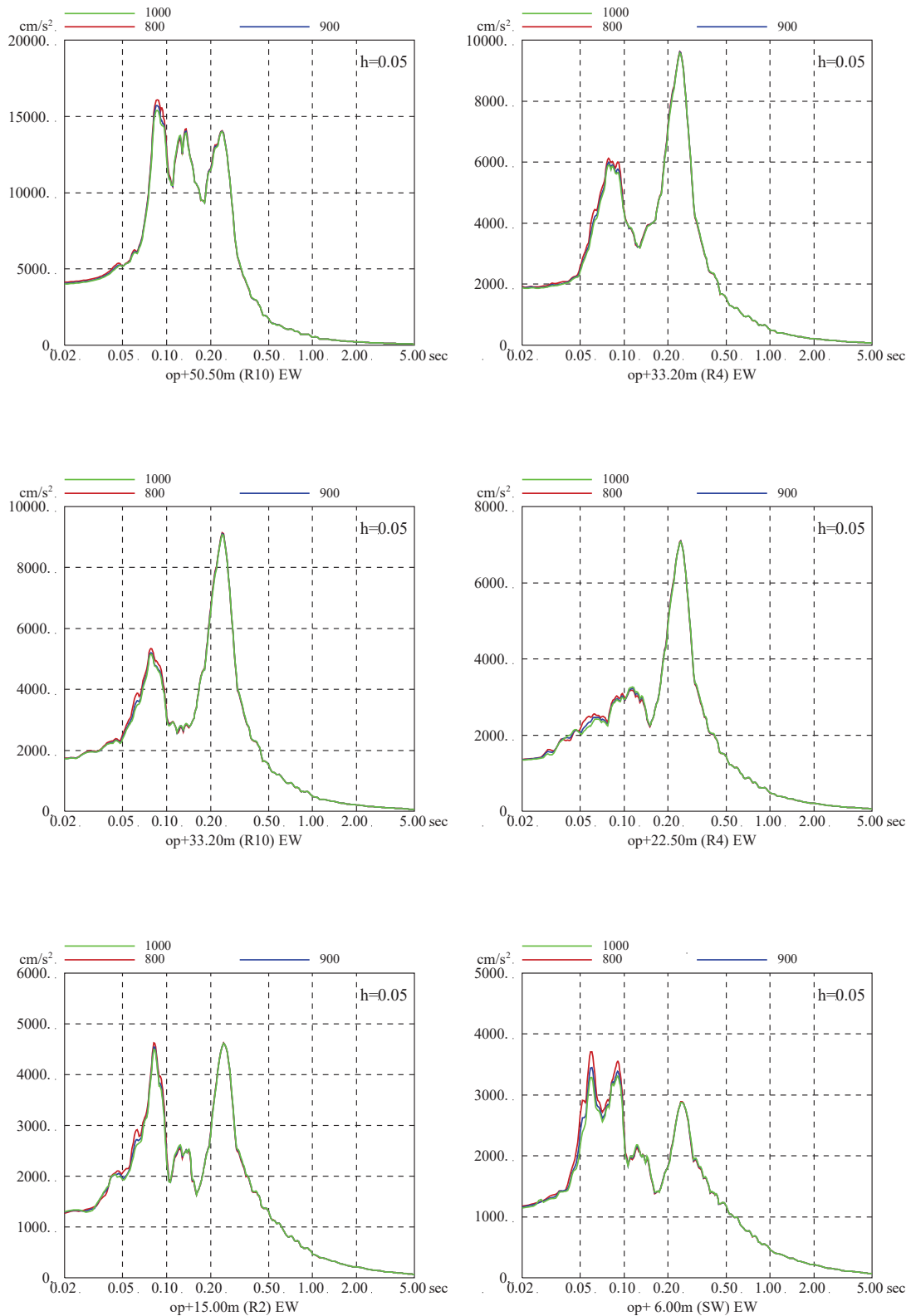


第 3-1 図 (2) 表層下部のせん断波速度を変化させた場合の床応答スペクトルの比較
($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 3.11 地震はぎとり波 EW 方向)

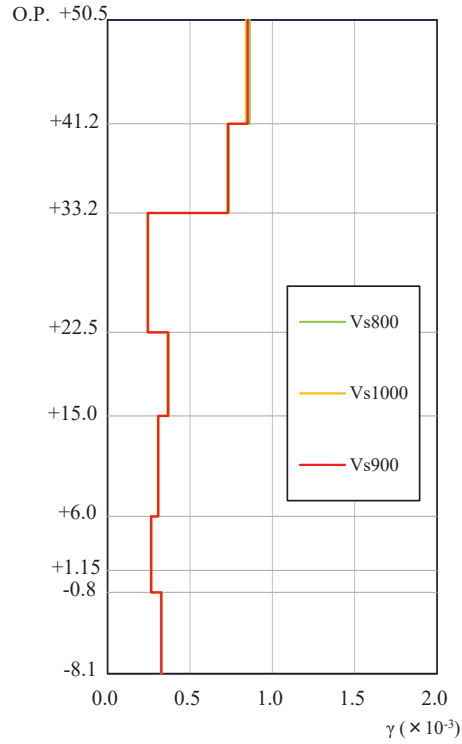
※地震計位置は付録 1 参照



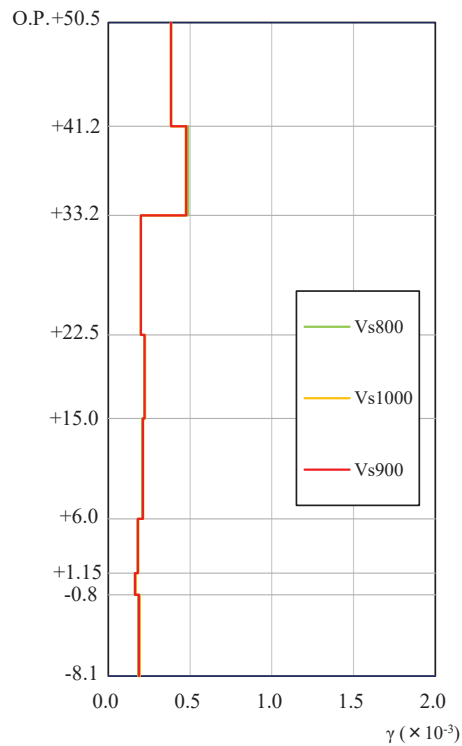
第 3-2 図(1) 表層下部のせん断波速度を変化させた場合の床応答スペクトルの比較
 ($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 基準地震動 $S_s\text{-D2}$ NS 方向)



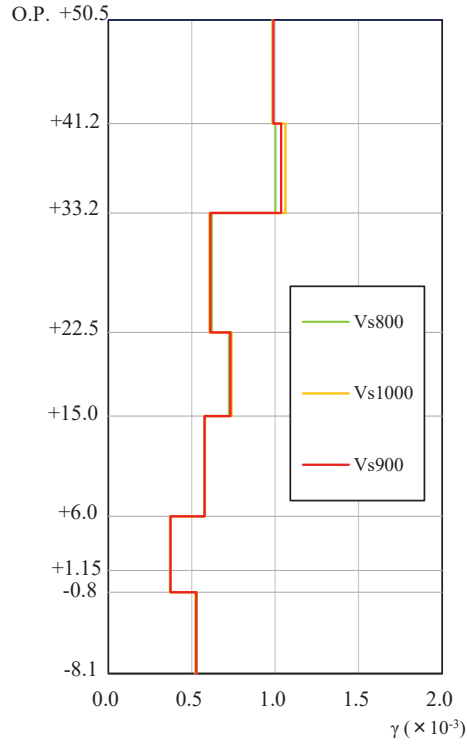
第 3-2 図(2) 表層下部のせん断波速度を変化させた場合の床応答スペクトルの比較
 ($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 基準地震動 $S_s\text{-D2}$ EW 方向)



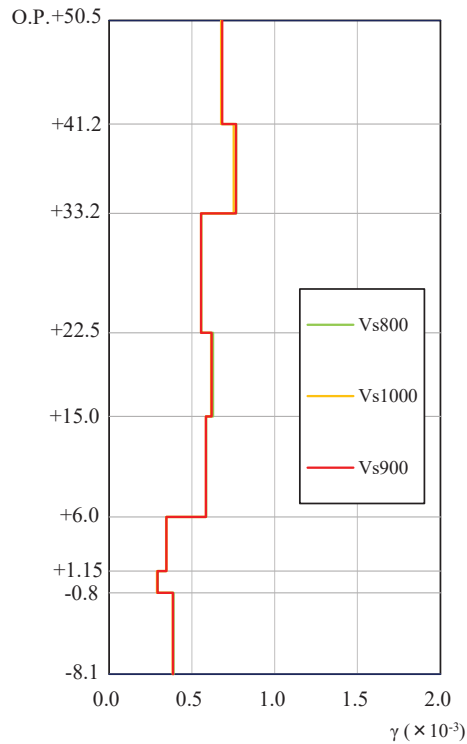
第 3-3 図 (1) 表層下部のせん断波速度を変化させた場合の
最大応答せん断ひずみの比較
($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 3.11 地震 NS 方向)



第 3-3 図 (2) 表層下部のせん断波速度を変化させた場合の
最大応答せん断ひずみの比較
($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 3.11 地震 EW 方向)



第 3-4 図 (1) 表層下部のせん断波速度を変化させた場合の
最大応答せん断ひずみの比較
($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 基準地震動 Ss-D2 NS 方向)



第 3-4 図 (2) 表層下部のせん断波速度を変化させた場合の
最大応答せん断ひずみの比較
($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 基準地震動 Ss-D2 EW 方向)

線形地盤モデルを用いた表層地盤の
非線形化による影響確認

1. 検討概要

自由地盤のはぎとり地盤モデルの検討では、表層地盤を分割すること、表層地盤上部の物性値を同定することで、小振幅から大振幅までの観測記録を再現できることがわかっている。

表層地盤は、3.11地震等による非線形化の影響が大きいと考えられることから、2号炉原子炉建屋の観測記録の分析からも表層地盤上部に非線形化の影響が現れているか検討する。

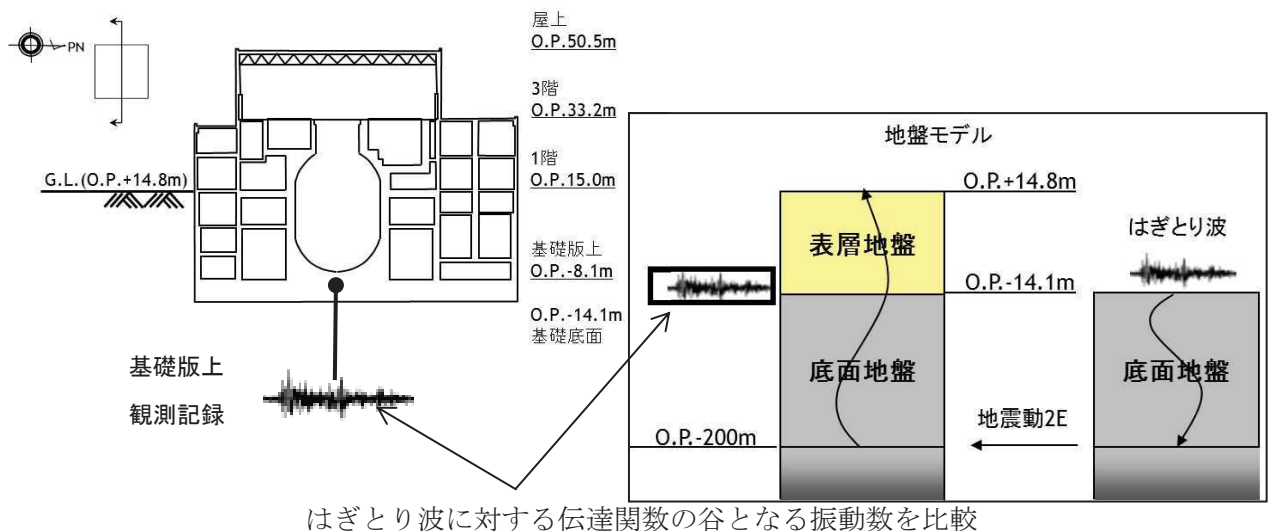
2. 検討方法

表層地盤上部 (O.P. +14.8m~O.P. 0m) の非線形化の有無を確認するため、仮設定した地盤モデルを用いて感度解析を実施した。

仮設定した地盤モデルは、表層地盤の層境界を O.P. 0m, 表層地盤下部のせん断波速度 V_s を 900m/s とし、表層地盤上部のせん断波速度 V_s を 300~600m/s の間で変動させるモデルとする。仮設定した地盤モデルの諸元を第 2-1 表に示す。

検討は、自由地盤の観測記録から算定したはぎとり波に対する基礎版上観測記録と検討用に仮定した地盤モデルにより算定した基礎版底面レベル (O.P. -14.1m) の入力地震動 (E+F+P 波, P は補正水平力の時刻歴波形) の伝達関数に表れる表層地盤の 1 次周期に対応する 4~6Hz 付近の谷の再現性およびはぎとり波を用いた建屋のシミュレーション解析結果と観測記録の適合性を確認することにより行う。検討に用いた地震は、過去に観測された加速度振幅の大きい地震と 3.11 地震直前の 2011 年 3 月 9 日の地震とし、その諸元を第 2-2 表に示す。

検討方法の概念図を第 2-1 図に示す。



第 2-1 図 表層地盤物性の検討方法の概念

第 2-1 表 表層地盤上部の地盤物性の検討用に仮定した地盤モデル
(赤文字部分が仮定した値)

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	23.3 (2.38tf/m ³)	300~600	3
	0.00	23.3 (2.38tf/m ³)	900	3
底面地盤	-14.10	23.8 (2.43tf/m ³)	1300	3
	-25.00	24.6 (2.51tf/m ³)	2150	3
	-80.00	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3
	-200.0	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3

第 2-2 表 検討に用いた地震諸元

地震	M	震源地	自由地盤 B2 地点(地中記録) 最大加速度 (PN 基準に方位補正) (cm/s ²)		
			NS 方向	EW 方向	
1	2005/8/16 11:46	7.2	宮城県東方沖	233	221
2	2011/3/9 11:45	7.3	宮城県東方はるか沖	30	12
3	2011/3/11 14:46	9.0	宮城県東方はるか沖	467	421
4	2011/4/7 23:32	7.2	宮城県東方沖	321	396

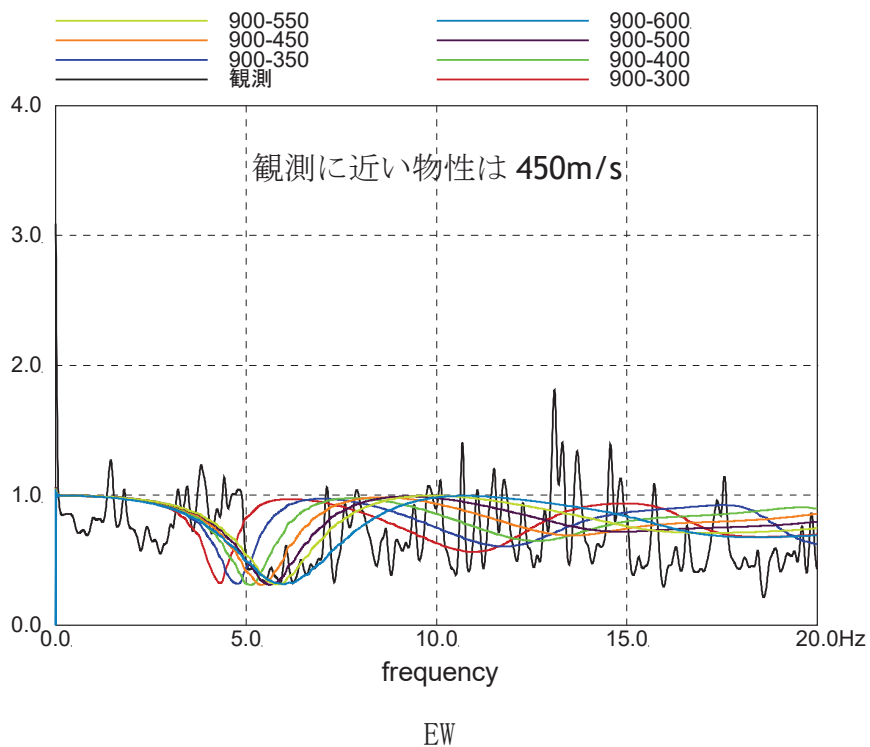
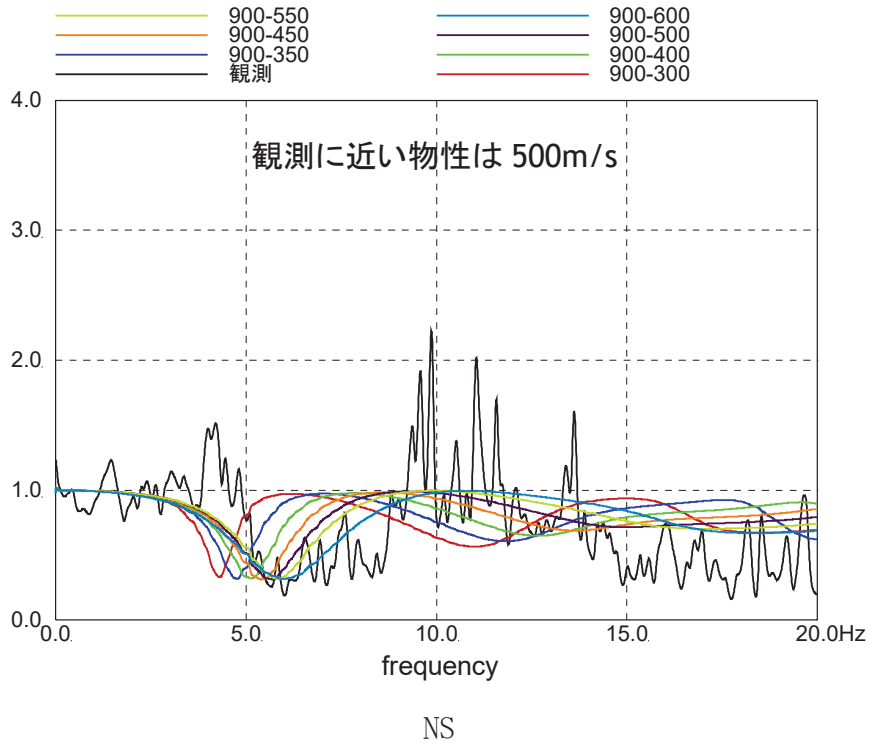
3. 検討結果

検討に用いた代表地震に対する伝達関数を比較して第 3-1 図に、応答スペクトルの比較を第 3-2 図に示す。

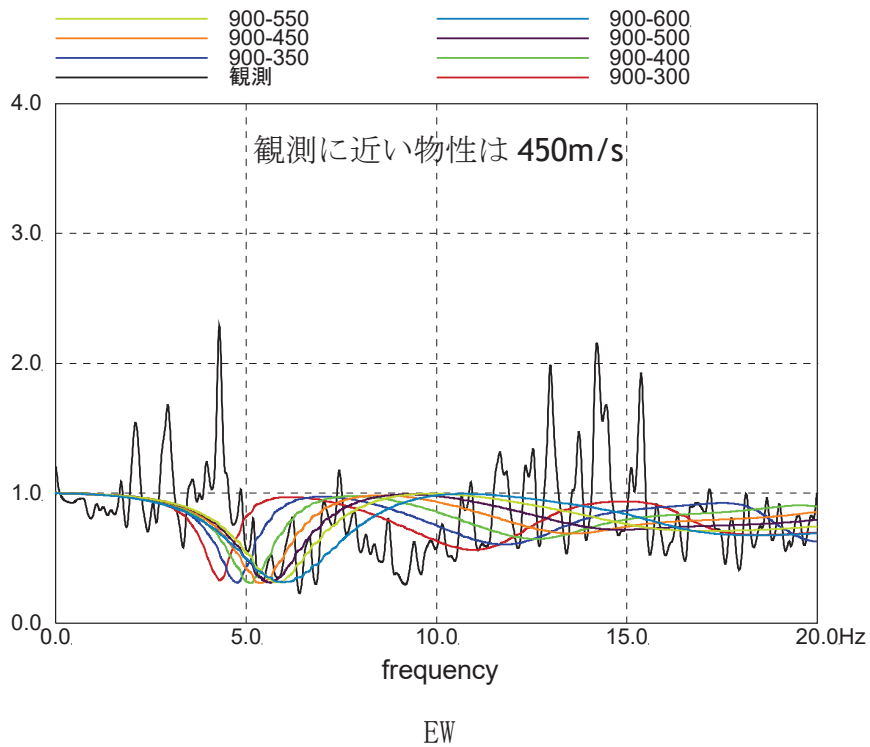
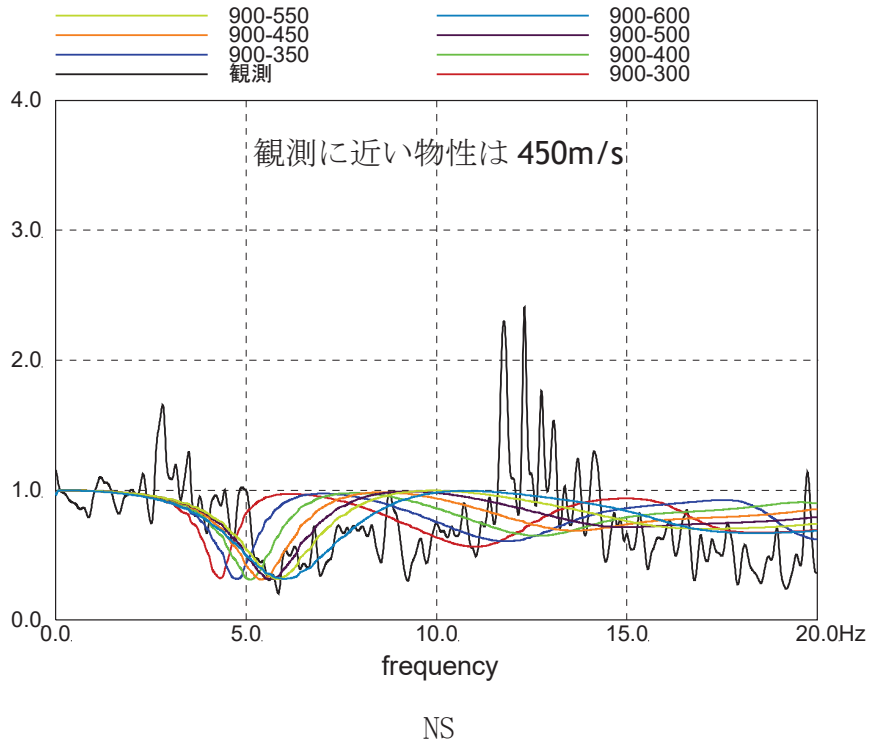
伝達関数の比較においては、2005/8/16 の宮城県沖の地震と 2011/3/9 の地震では、表層地盤上部のせん断波速度 V_s が 450m/s～500m/s の場合に観測記録に対応するが、3.11 地震と 4.7 地震では、350m/s の場合が観測記録と良い対応を示している。

地震動の振幅レベルにより表層地盤上部の最適となるせん断波速度が異なることから、表層地盤上部では非線形化の影響が確認された。応答スペクトルの比較においては、伝達関数による検討程の大きな差異は見られなかった。

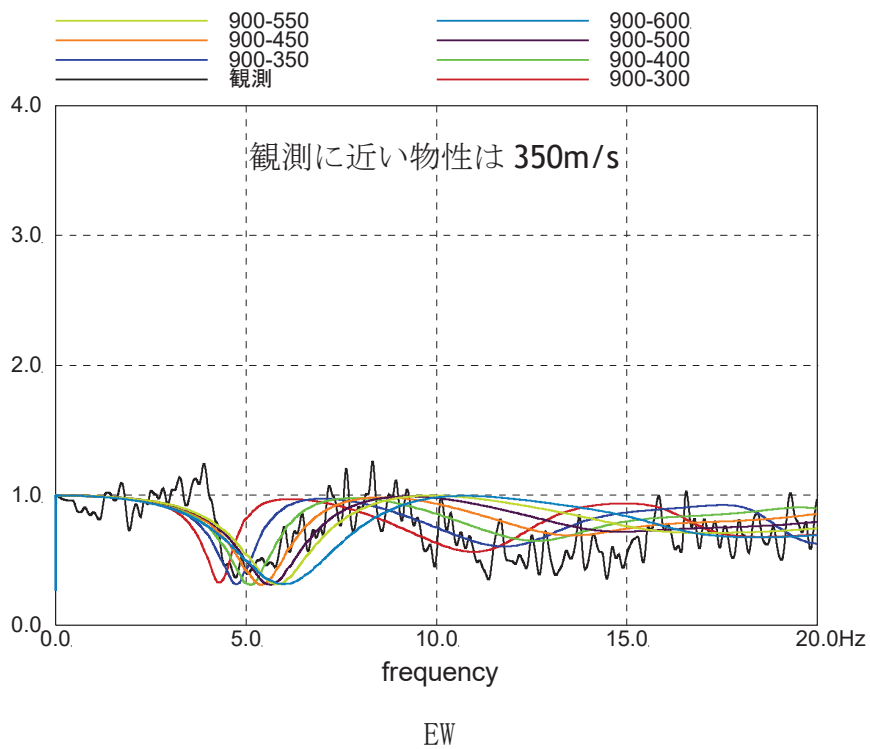
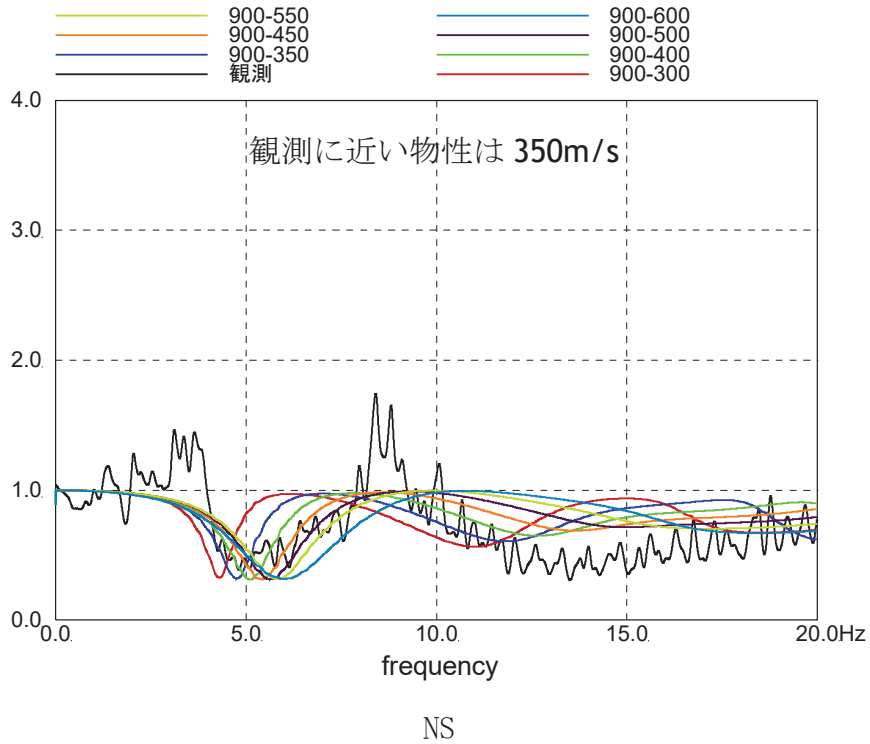
このことから、表層地盤上部には入力地震動の大きさにより地盤の剛性低下等を考慮できる非線形地盤モデルを設定する必要があることが確認された。



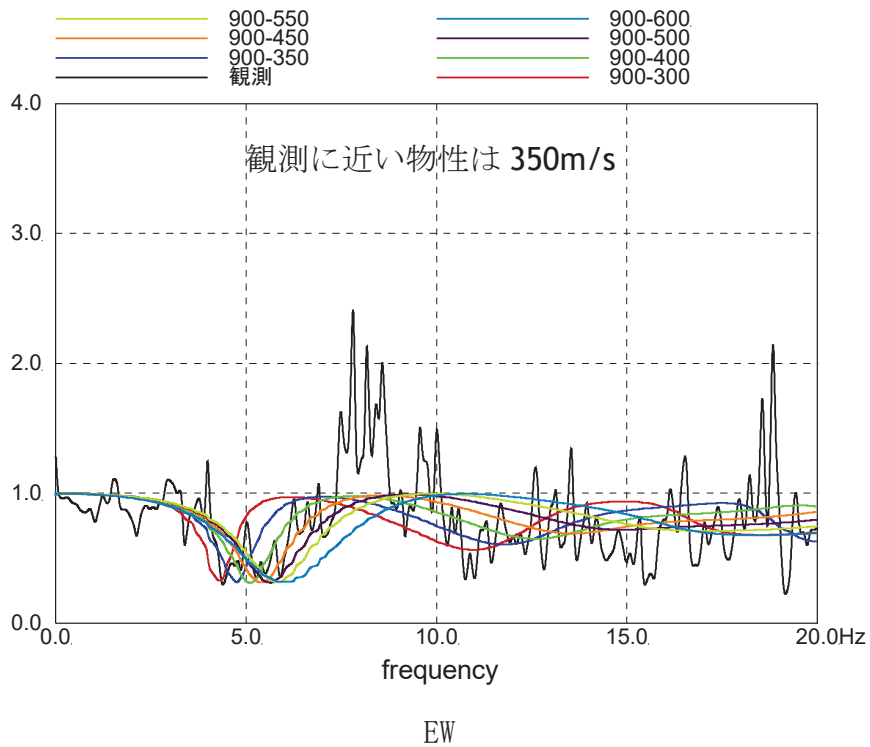
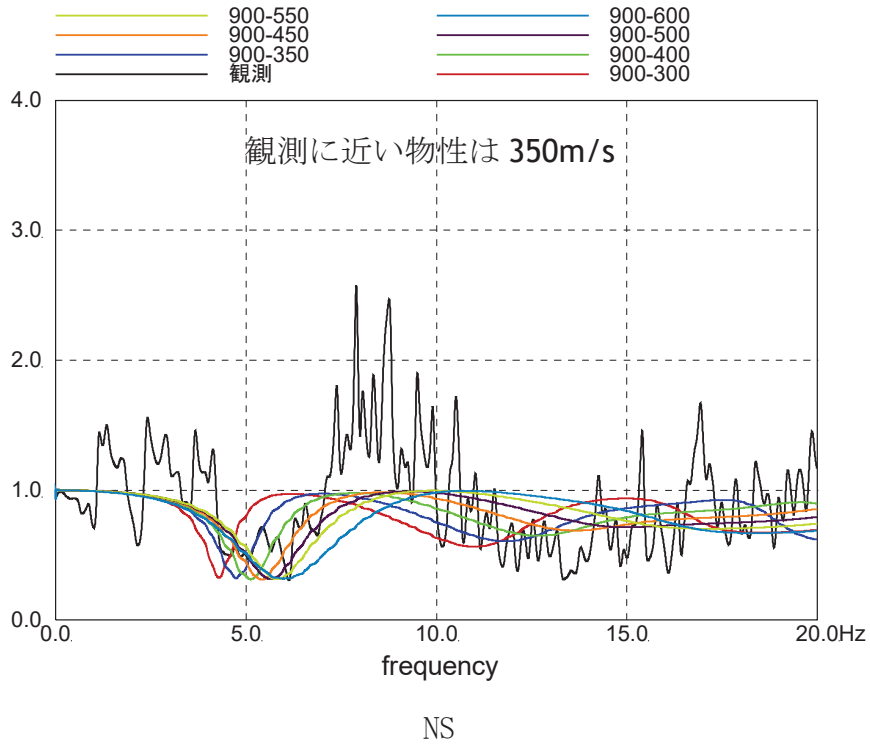
第 3-1 図 (1) はざとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはざとり波に対する入力変換波 (E+F+P) の伝達関数の比較 (2005/8/16 の地震)



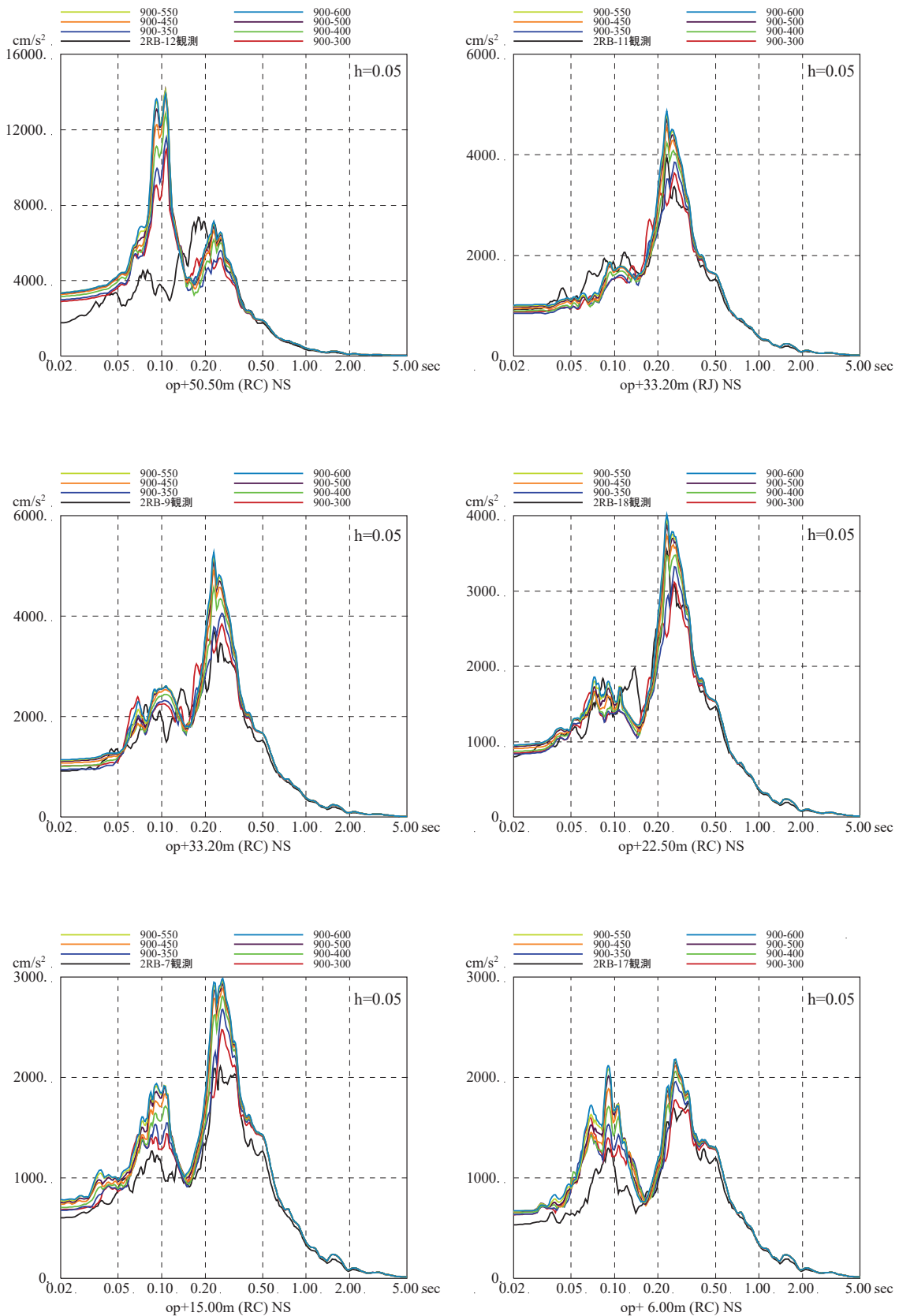
第 3-1 図 (2) はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力変換波 (E+F+P) の伝達関数の比較 (2011/3/9 の地震)



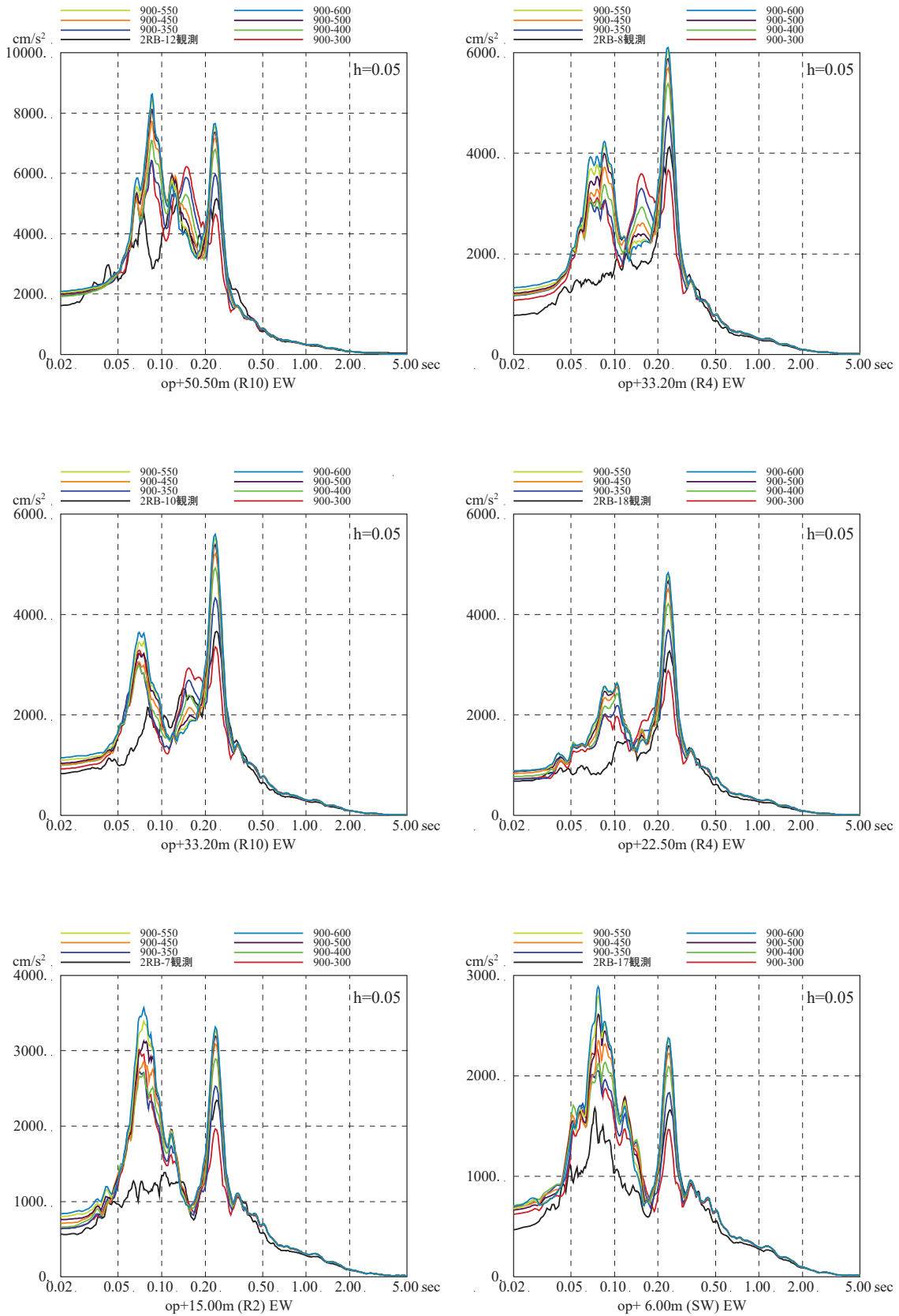
第 3-1 図 (3) はざとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはざとり波に対する入力変換波 (E+F+P) の伝達関数の比較 (3.11 地震)



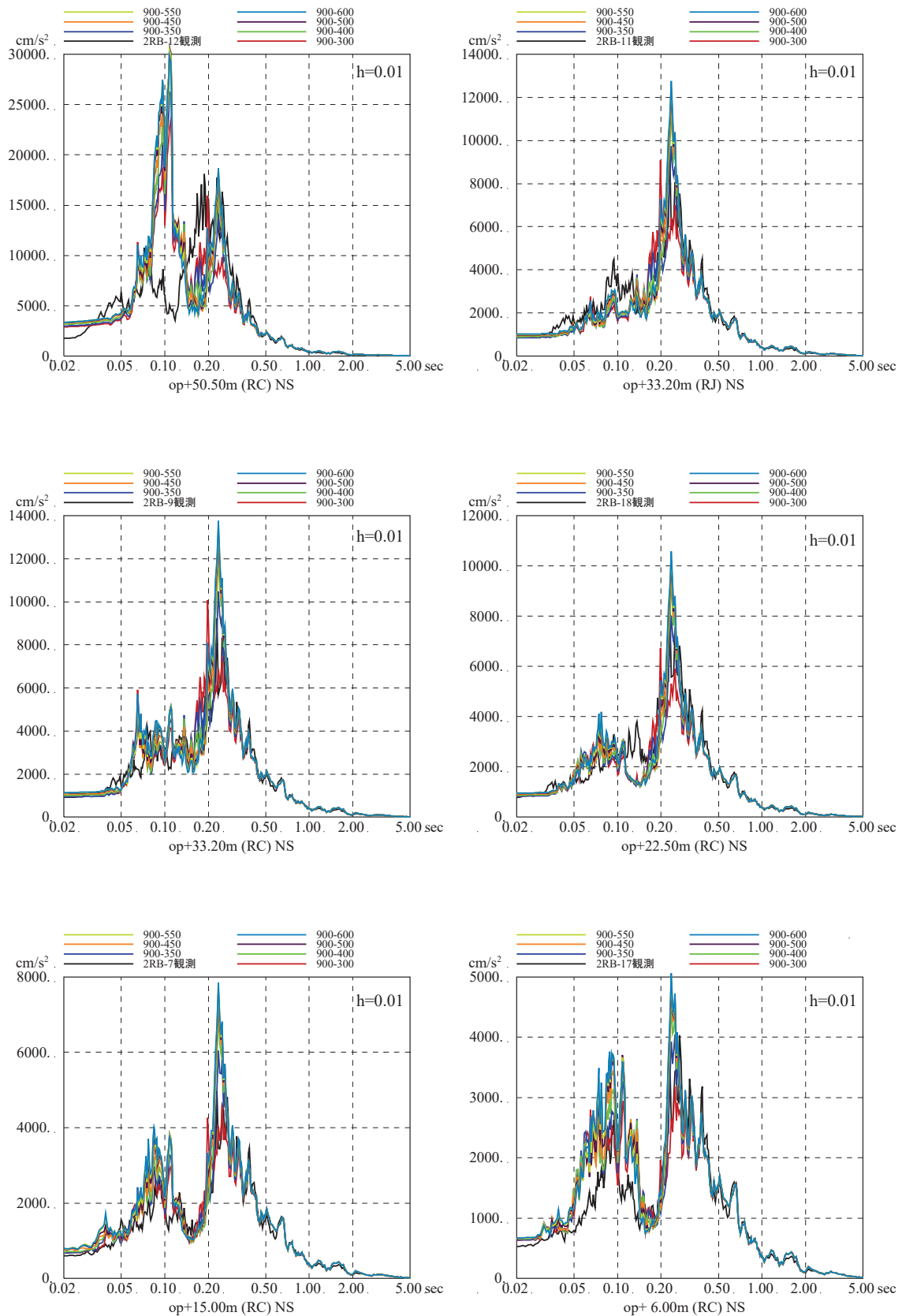
第 3-1 図 (4) はざとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはざとり波に対する入力変換波 (E+F+P) の伝達関数の比較 (4.7 地震)



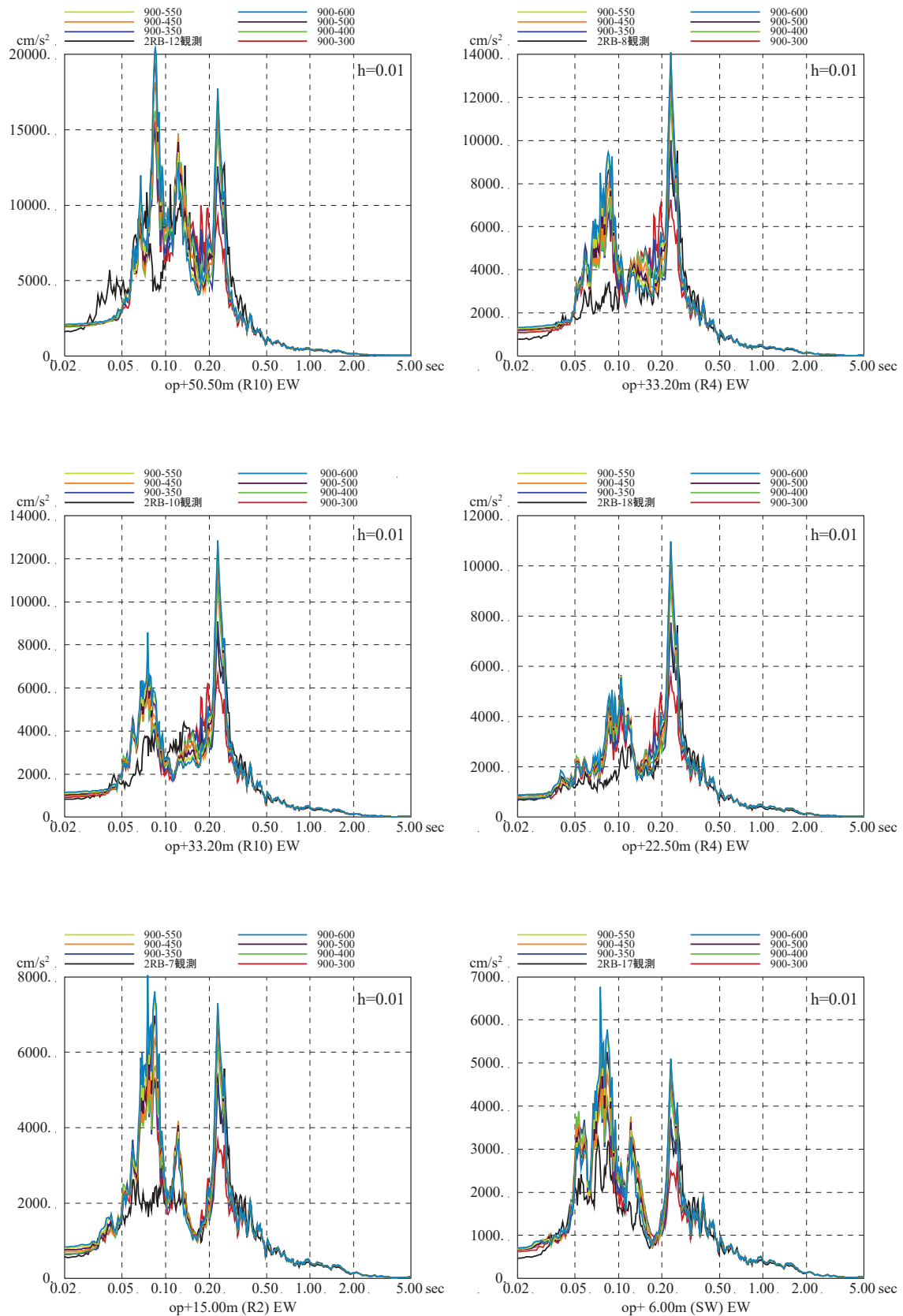
第3-2図(1) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
 (はざとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)
 (3.11地震, NS方向, 減衰5%) ※地震計位置は付録1参照



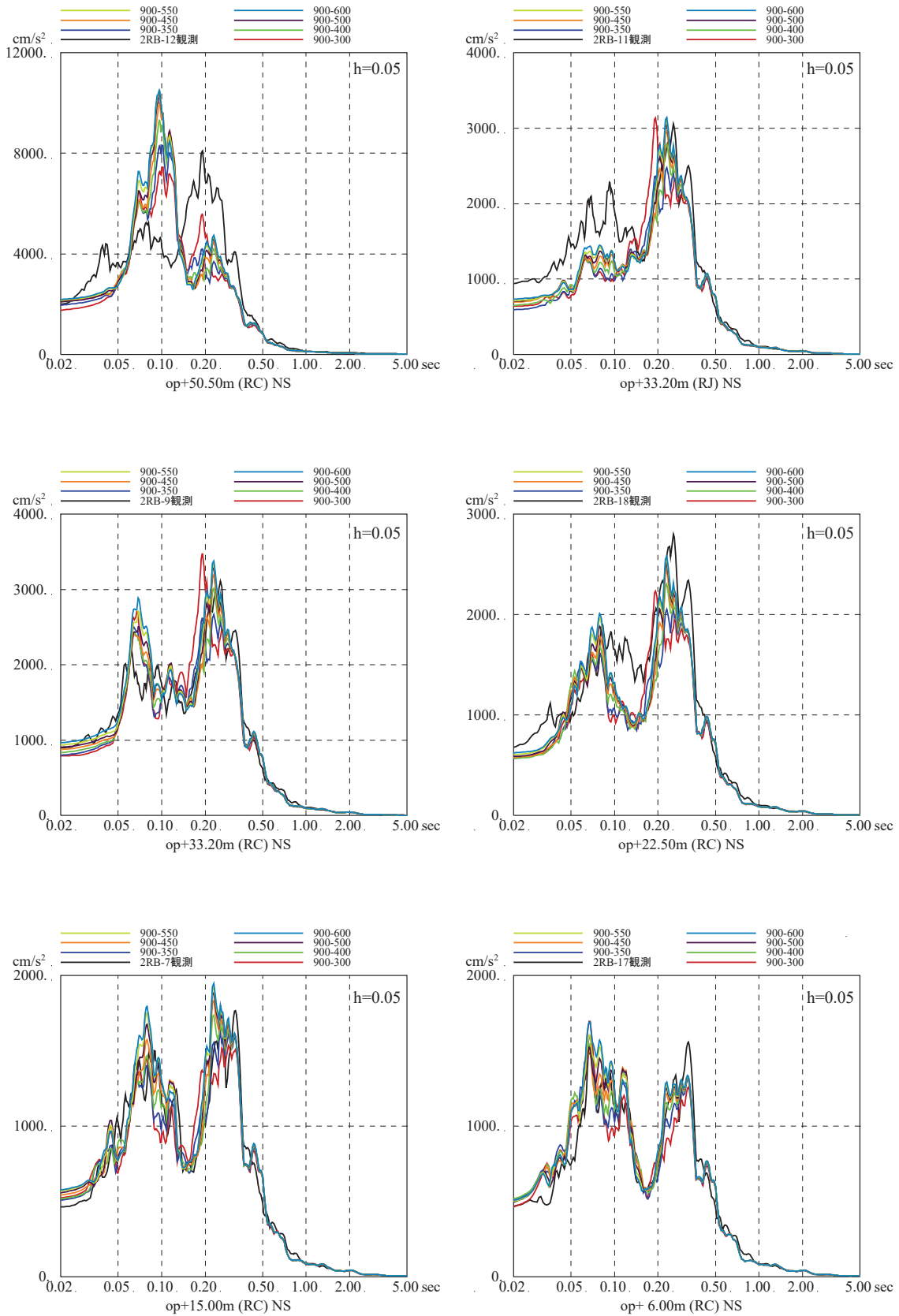
第3-2図(2) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
 (はざとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)
 (3.11地震, EW方向, 減衰5%) ※地震計位置は付録1参照



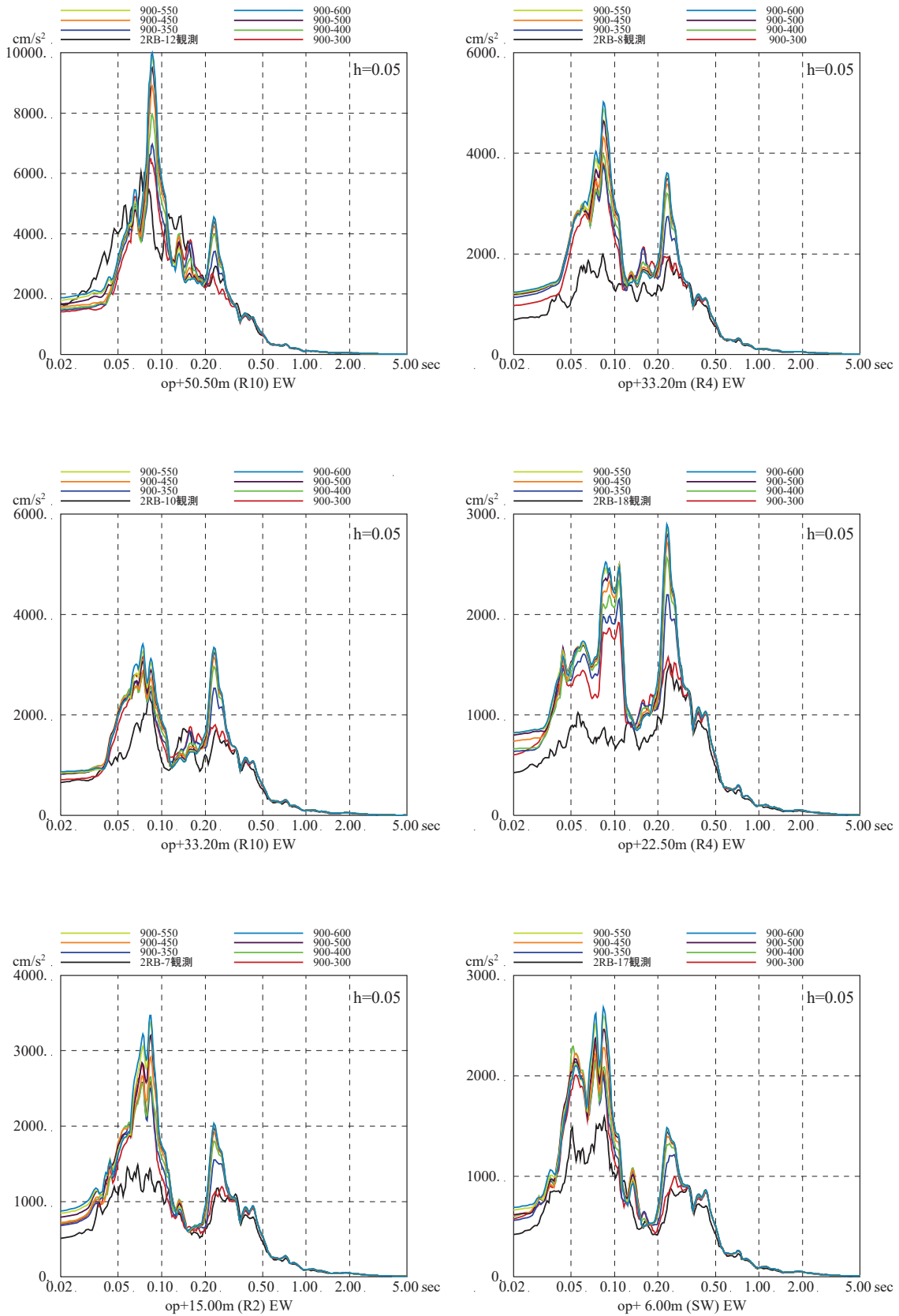
第 3-2 図 (3) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
 (はざとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)
 (3.11 地震, NS 方向, 減衰 1%) ※地震計位置は付録 1 参照



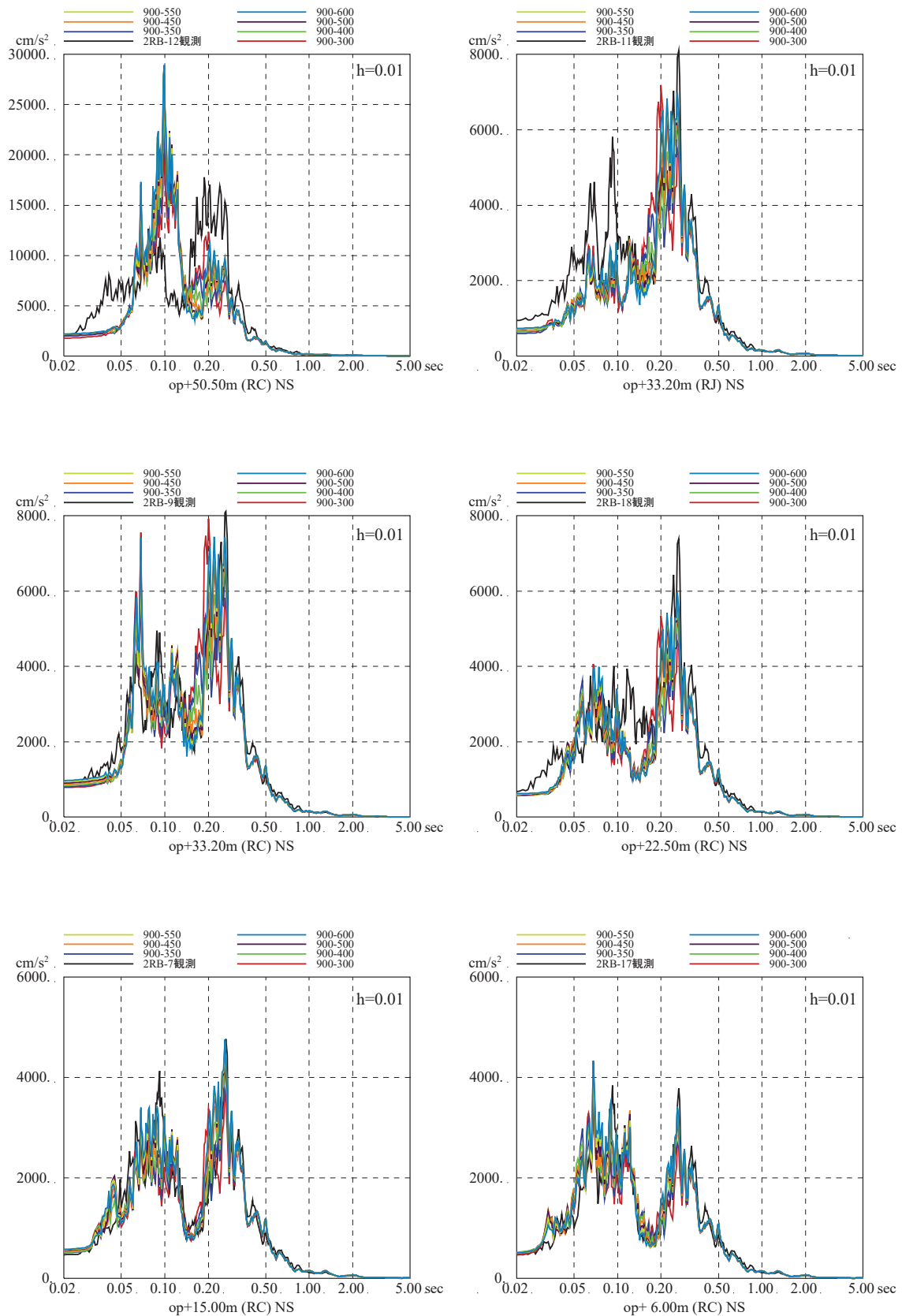
第 3-2 図 (4) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
 (はざとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)
 (3.11 地震, EW 方向, 減衰 1%) ※地震計位置は付録 1 参照



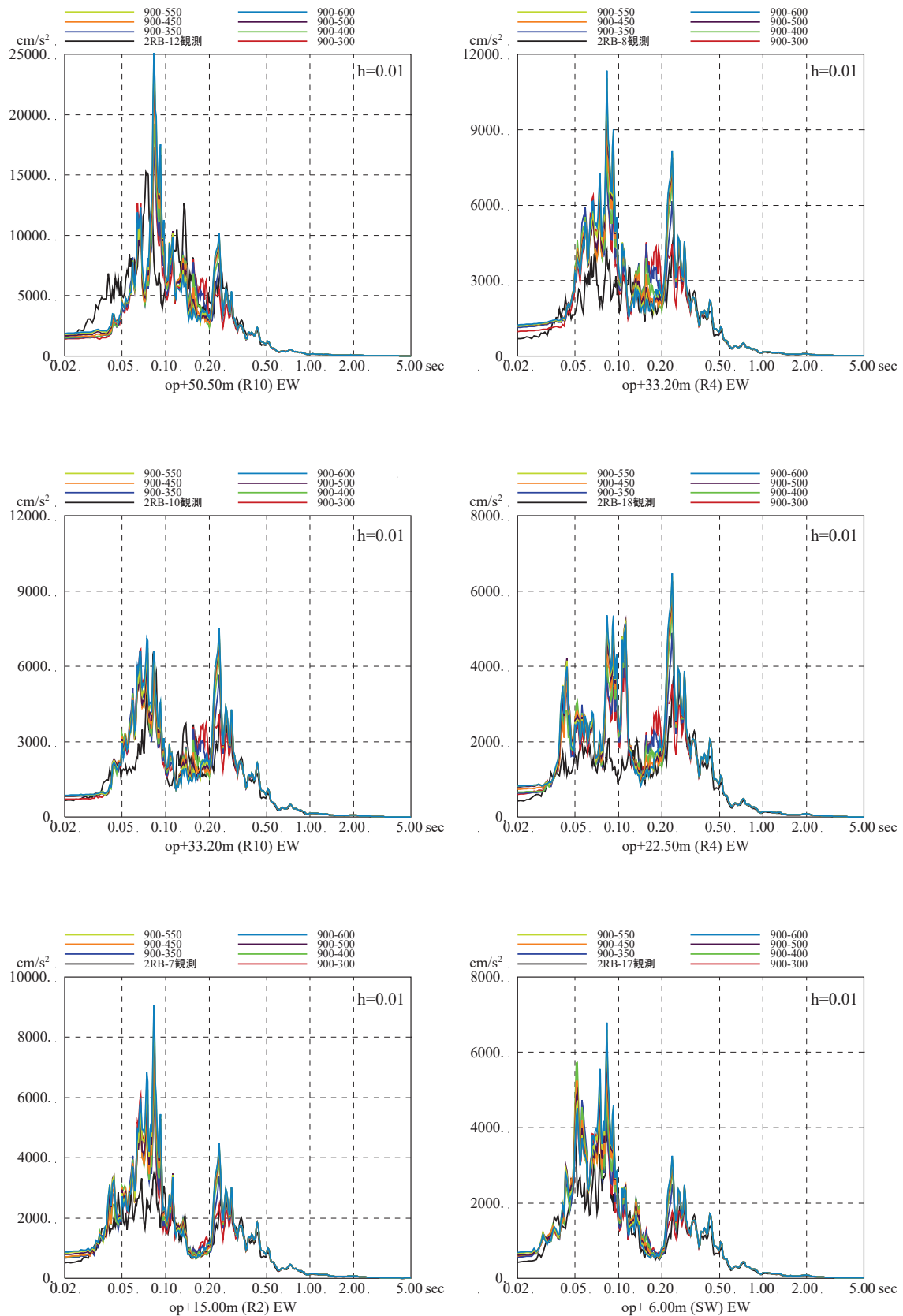
第 3-2 図 (5) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
 (はぎとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)
 (4.7 地震, NS 方向, 減衰 5%) ※地震計位置は付録 1 参照



第3-2 図 (6) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
 (はざとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)
 (4.7 地震, EW 方向, 減衰 5%) ※地震計位置は付録 1 参照



第 3-2 図 (7) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
 (はざとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)
 (4.7 地震, NS 方向, 減衰 1%) ※地震計位置は付録 1 参照



第 3-2 図 (8) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
(はぎとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)
(4.7 地震, EW 方向, 減衰 1%) ※地震計位置は付録 1 参照

表層地盤上部（O. P. 14. 8m～O. P. 0m）の
地盤物性値の設定

表層地盤上部（O. P. 14. 8m～O. P. 0m）については、地震動レベルに応じた非線形特性を考慮する必要があることが確認されている。

表層地盤上部の地盤物性値は、波動伝播特性評価において主に盛土の影響が強い層であることから盛土の物性値を流用することとして、非線形特性を設定する。

盛土の物性値は、地盤調査結果を基に初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0 - \gamma$ 曲線および $h - \gamma$ 曲線の非線形特性を設定する。各試験の調査位置、試料採取位置を第 1 図に示す。

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により (1-1) 式で設定する。PS 検層結果における初期せん断剛性 G_0 と拘束圧 σ_c の関係を第 2 図に示す。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (1-1)$$

$$\text{ここで、 } \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧(第 3 図)から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (1-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (1-2)$$

$$\text{ここで、 } \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

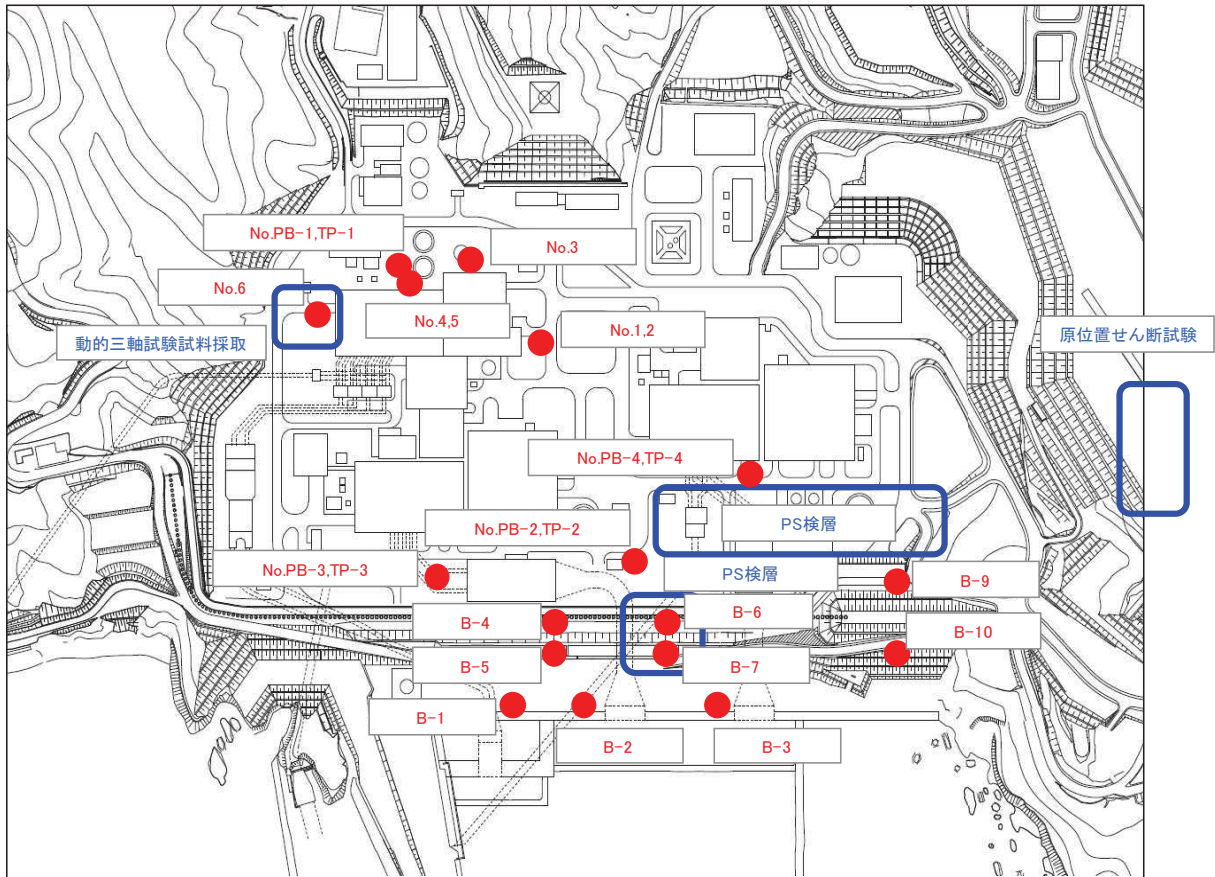
$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t (\text{N/mm}^2)$$

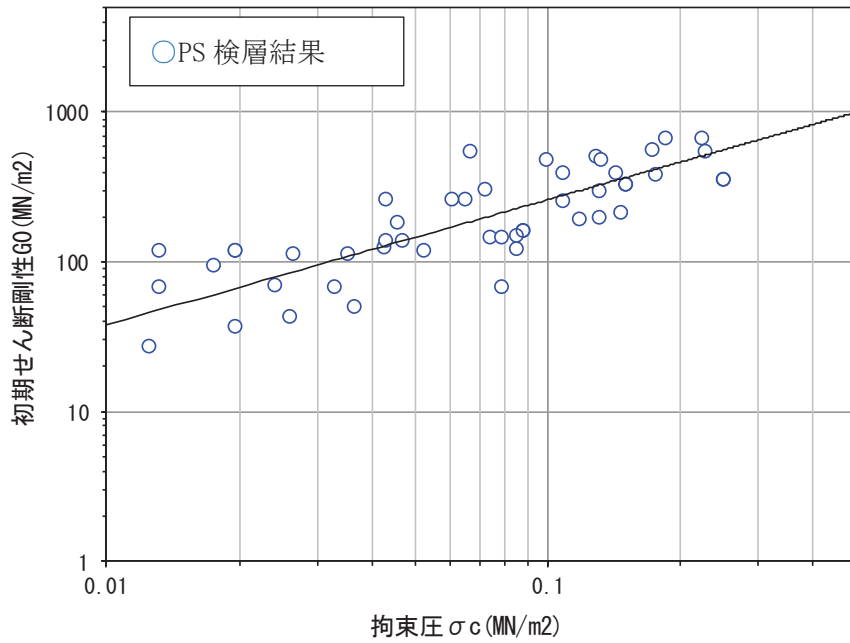
$h - \gamma$ 曲線は、敷地内で採取した試料を用いた繰返し三軸試験結果(第 4 図)に基づき (1-3) 式により求める。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (1-3)$$

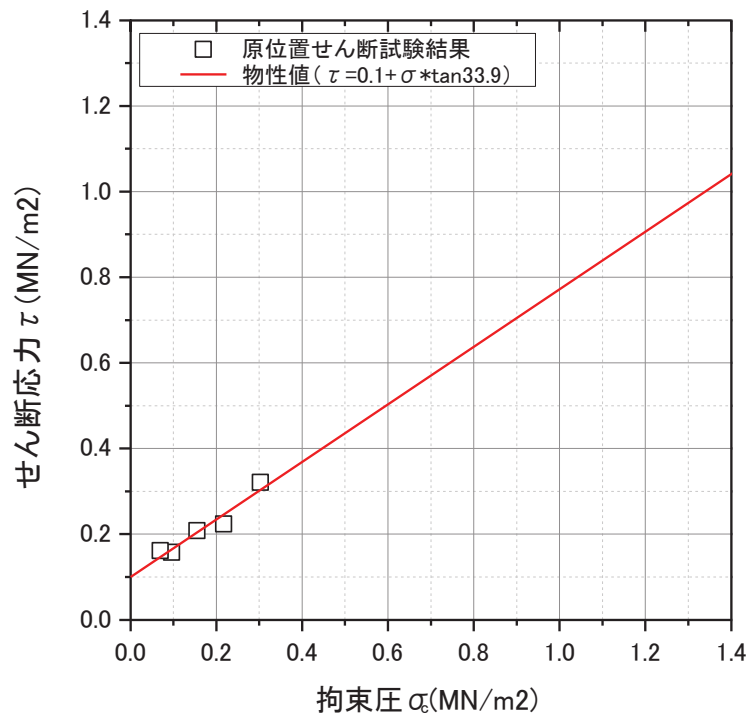
各試験結果から設定した盛土物性値を第 1 表に示す。



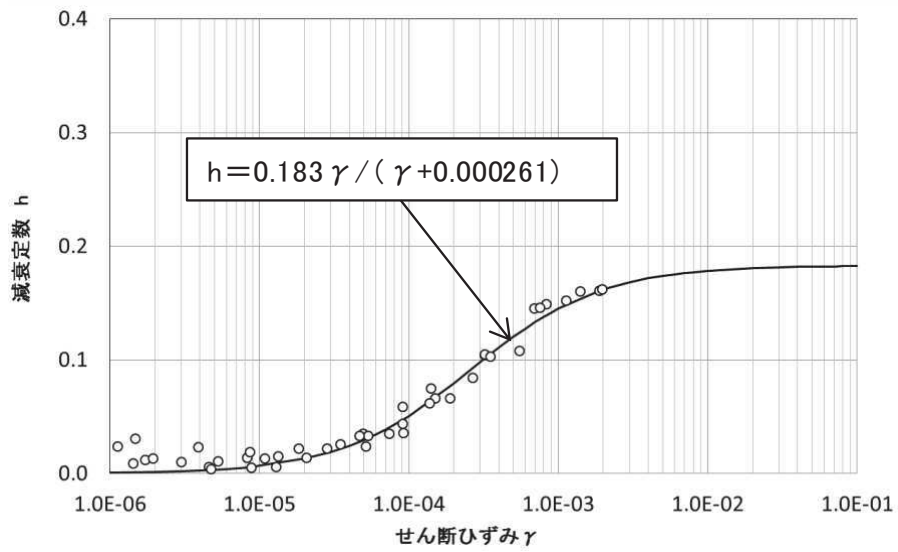
第 1 図 調査位置図



第2図 初期せん断剛性 G_0 と拘束圧 σ_c の関係



第3図 せん断応力 τ と拘束圧 σ の関係 (地下水位以浅)



第4図 h- γ 曲線

第1表 盛土物性値

地盤	強度定数		初期せん断剛性 G_0 (MN/m ²)	減衰
	粘着力 C (MN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)		
盛土 地下水 位以浅	0.1	33.9	$1787 \sigma_c^{0.84}$	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$

観測記録を用いた地盤モデルの検証

1. 検討概要

4.1項で設定した入力地震動評価用地盤モデル(第1-1表, 第1-1図, 第1-2図)の表層地盤上部の非線形特性は地盤物性試験に基づき設定しているが, この非線形特性が過去の様々な地震動レベルの地震の観測記録と整合する結果を与えるかどうかを確認する。

第1-1表 女川2号炉原子炉建屋地盤物性

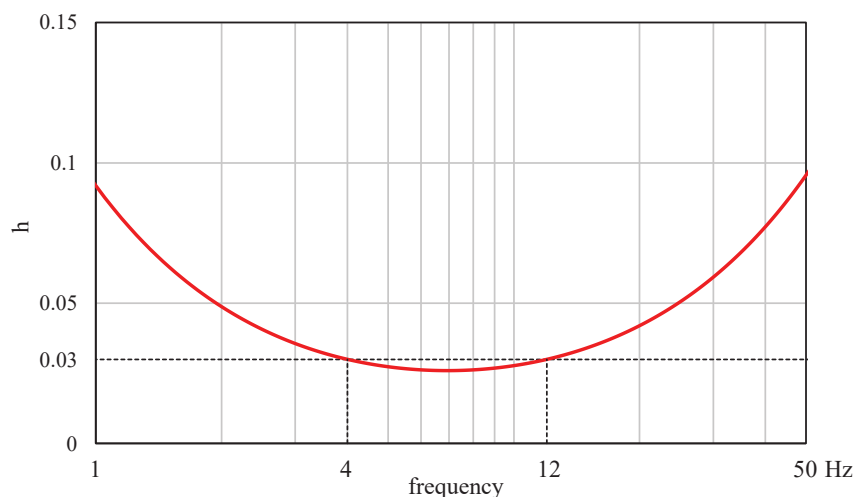
	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 ^{※2} h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	900 ^{※4}	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 0.P. 14.8m~0.P. 0m は, 上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また, ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※4 PS 検層結果と観測記録の分析より設定



第1-1図 レーリー減衰(4Hz, 12Hz)

0.P. 14.8m~0.P. 0m の表層地盤には地盤調査結果に基づき, 初期せん断剛性 G_0 , $G/G_0 - \gamma$ 曲線および $h - \gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。

初期せん断剛性 G_0 は, PS 検層結果により (1-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (1-1)$$

ここで、 $\sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3}$ Z : 深度

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (1-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (1-2)$$

ここで、 $\gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

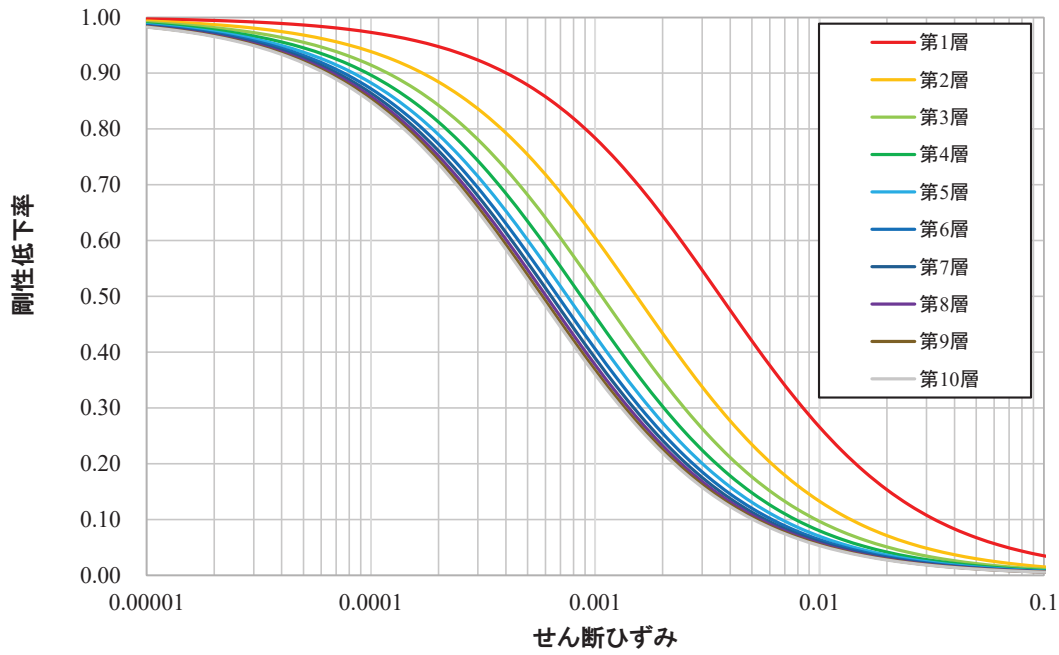
$h - \gamma$ 曲線は逐次非線形解析に用いる解析コードでは H-D モデルの関数形として $h - \gamma$ 曲線を定義する。H-D モデルの関係式を以下に示す。

$$h = h_{\max} (1 - G/G_0) \quad (1-3)$$

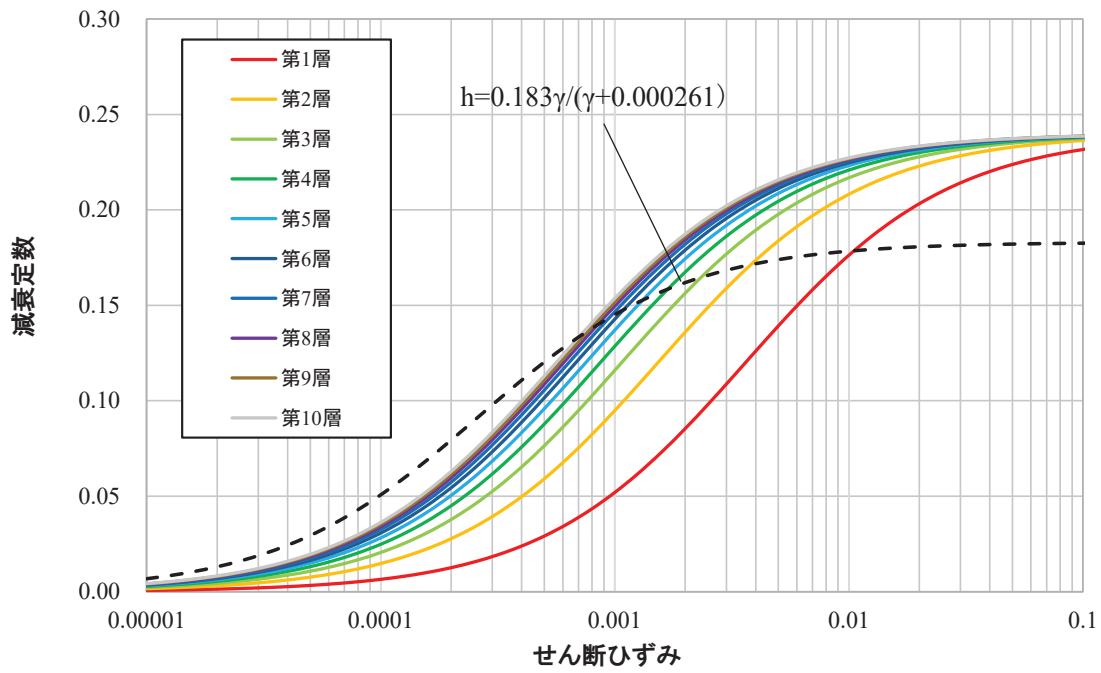
h_{\max} はせん断ひずみが 0.001~0.003 程度で繰返し三軸試験結果に基づいた (1-4) 式と同程度の減衰となるように $h_{\max} = 0.24$ と設定した。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (1-4)$$

逐次非線形解析において用いた $G/G_0 - \gamma$ 曲線を第 1-2 図に、 $h - \gamma$ 曲線を (1-4) 式と比較して第 1-3 図に示す。



第 1-2 図 $G/G_0 - \gamma$ 曲線 (逐次非線形解析)



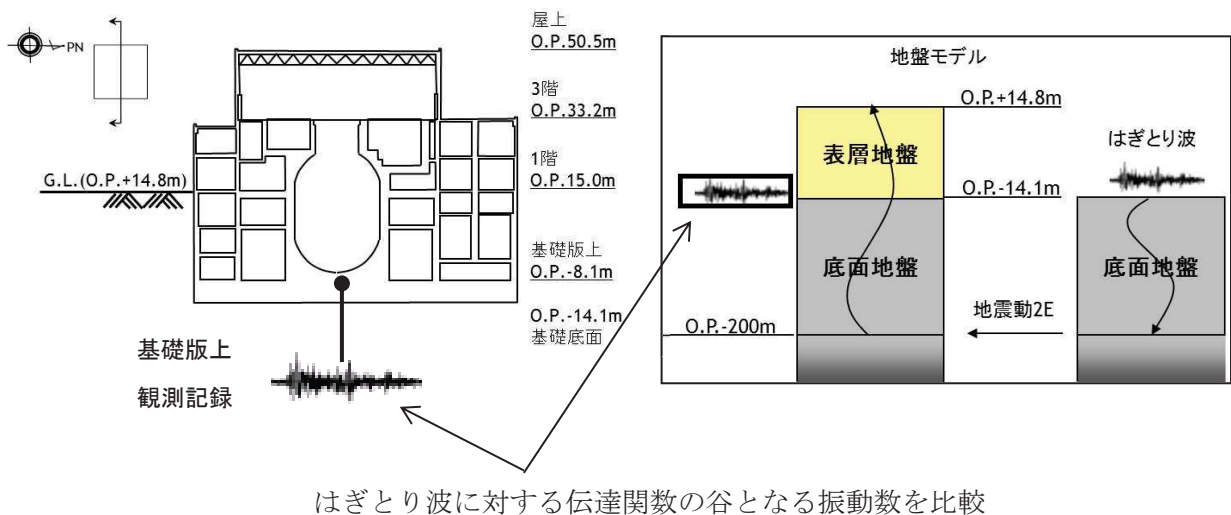
第 1-3 図 $h - \gamma$ 曲線 (逐次非線形解析)

2. 検討方法

自由地盤の観測記録から算定したはぎとり波に対する基礎版上観測記録と検討用に仮定した地盤モデルにより算定した基礎版底面レベル（O.P. -14.1m）の入力地震動（E+F+P 波，P は補正水平力の時刻歴波形）の伝達関数に表れる表層地盤の1次周期に対応する 4～6Hz 付近の谷の再現性を確認することにより検討する。検討方法の概念図を第 2-1 図に示す。

検討に用いた地震は，過去に観測された加速度振幅の大きい地震と 3.11 地震直前の 2011 年 3 月 9 日の地震とし，その諸元を第 2-1 表に示す。

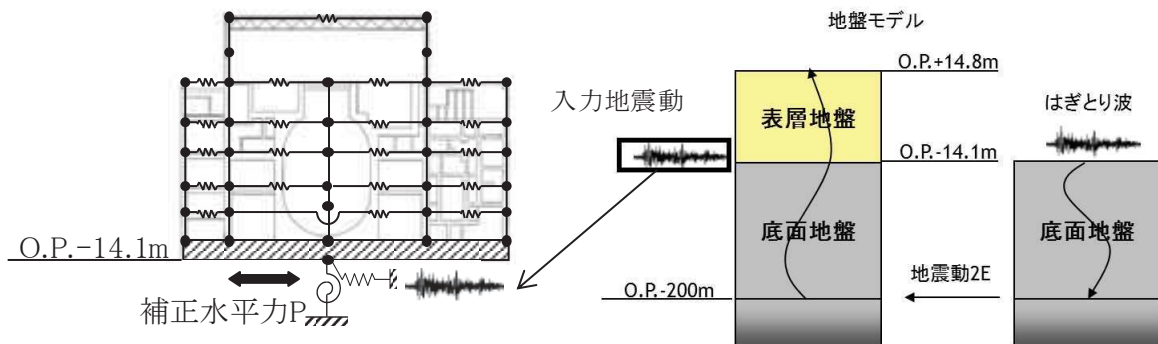
また，3.11 地震，4.7 地震については，はぎとり波を用いて 4.1 項で設定した地盤モデルにより入力地震動を算定し，建屋のシミュレーション解析を実施する。解析結果と地震観測記録を比較することにより地盤モデルの検討を行う。また，参考に基礎版上の観測記録を用いたシミュレーション解析の結果も合わせて示す。3.11 地震および 4.7 地震のシミュレーション解析手法の概念図を第 2-2 図～第 2-4 図に示す。解析条件を第 2-2 表に示す。



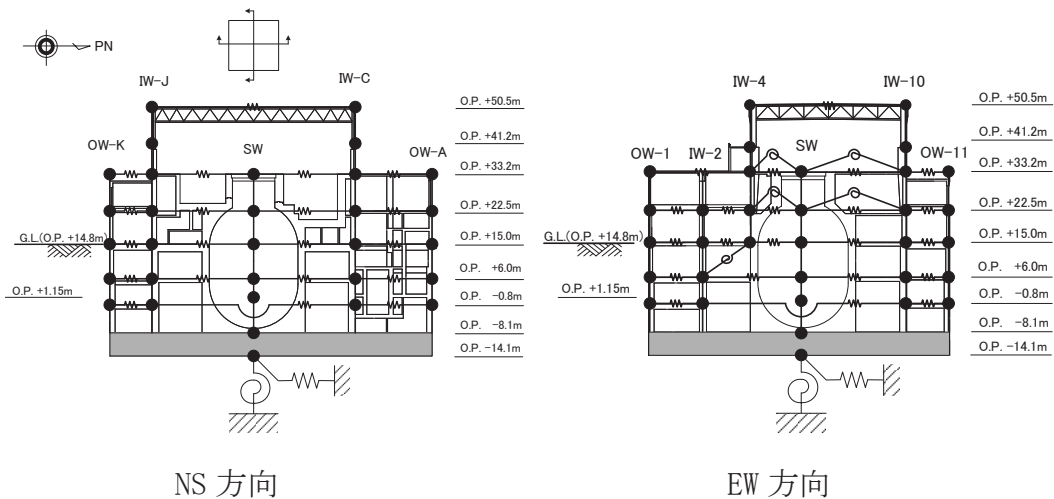
第 2-1 図 表層地盤物性の検討方法の概念

第2-1表 検討に用いた地震諸元

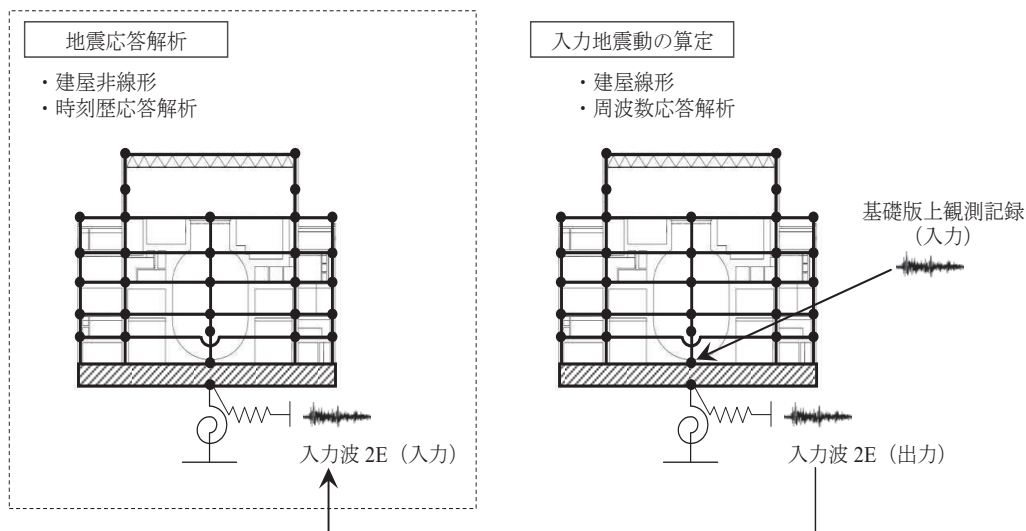
地震		M	震源地	自由地盤 B2 地点(地中記録) 最大加速度 (PN 基準に方位補正) (cm/s ²)	
				NS 方向	EW 方向
1	2005/8/16 11:46	7.2	宮城県東方沖	233	221
2	2011/3/9 11:45	7.3	宮城県東方はるか沖	30	12
3	2011/3/11 14:46	9.0	宮城県東方はるか沖	467	421
4	2011/4/7 23:32	7.2	宮城県東方沖	321	396



第2-2図 シミュレーション解析手法の概念図



第 2-3 図 建屋シミュレーション解析モデル



第 2-4 図 基礎版上観測記録を用いた建屋シミュレーション解析

第 2-2 表 解析条件

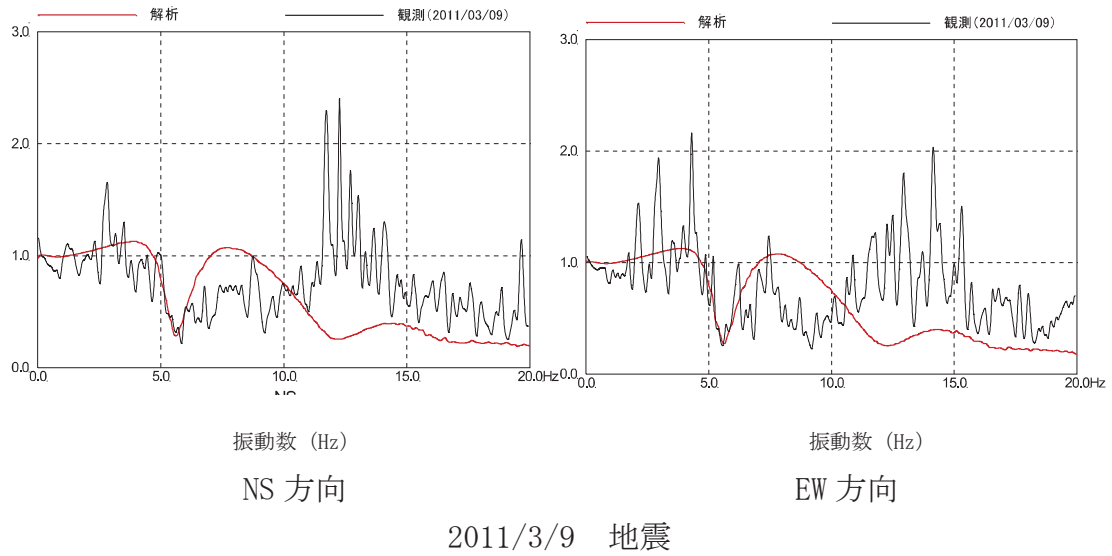
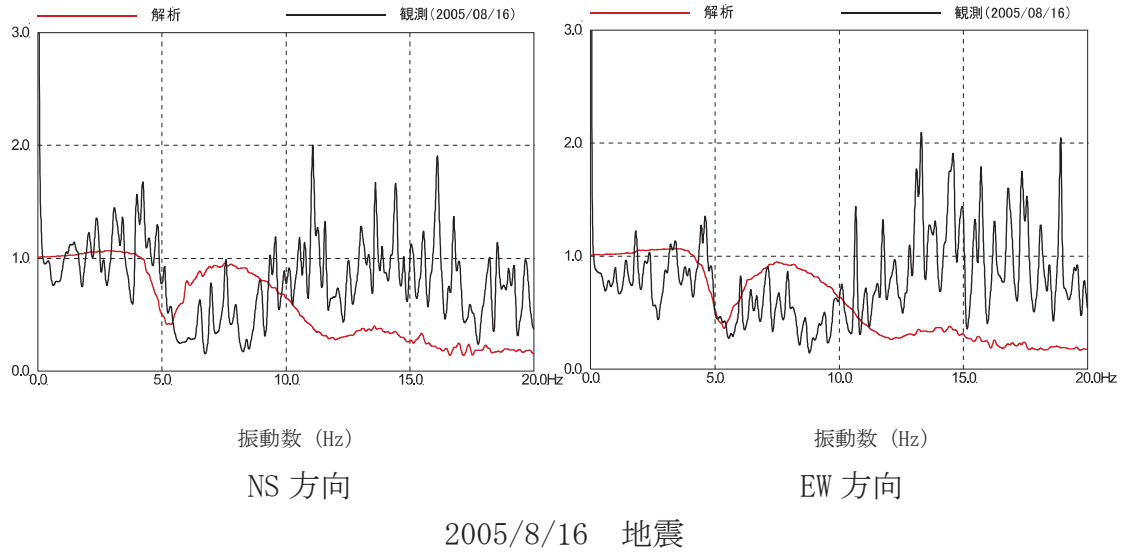
ケース	はぎとり波を用いたシミュレーション解析	(参考) 基礎版上観測記録入力
建屋	2号炉原子炉建屋	
地震動	3.11 はぎとり波	基礎版上観測記録
入力地震動	基礎版底面位置の地震動 (E+F) を算定し入力	基礎版上観測記録から算定し入力
建屋モデル	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 7%, 側面ばね無し)	
地盤モデル	Ss 評価用地盤モデル (表層地盤: 2層モデル)	—

3. 検討結果

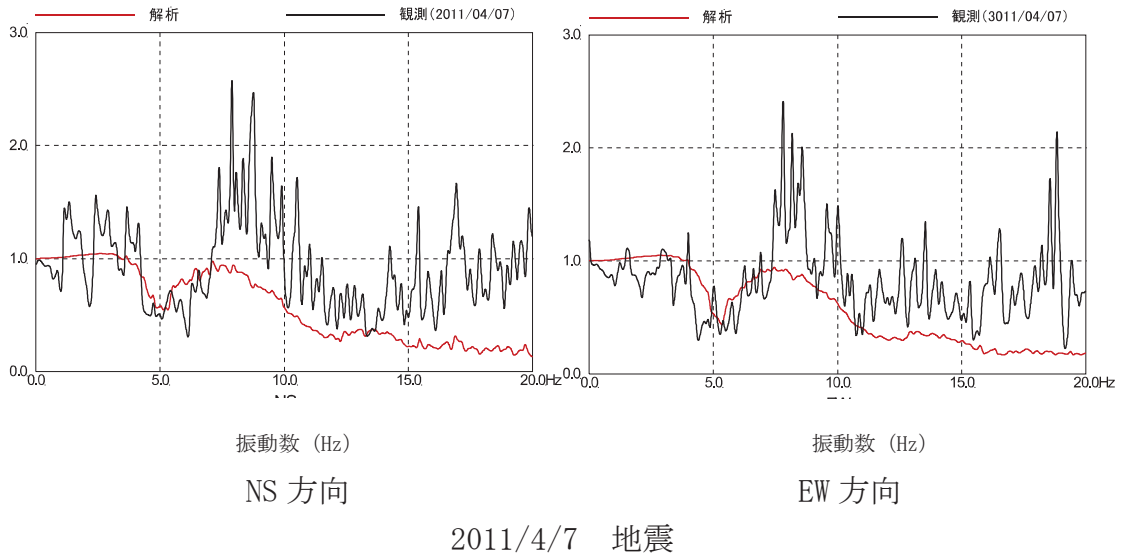
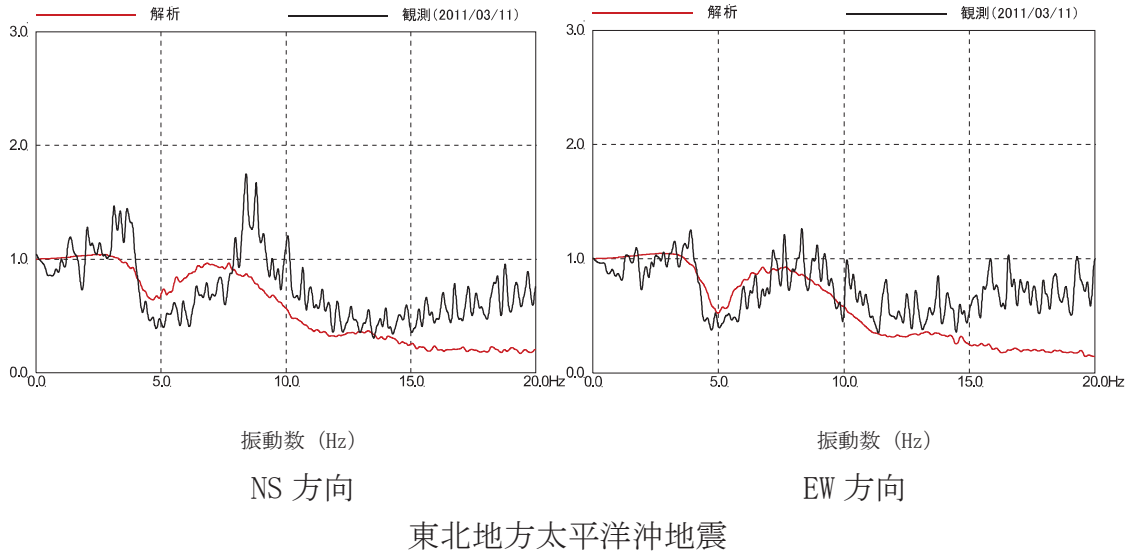
検討に用いた代表地震に対する伝達関数を比較して第 3-1 図および第 3-2 図に示す。いずれの地震についても伝達関数の谷の位置を概ね再現している。

3.11 地震および 4.7 地震のシミュレーション解析結果の床応答スペクトルを観測記録と比較して第 3-3 図～第 3-10 図に示す。これらの図には基礎観測記録を入力したシミュレーション解析による床応答スペクトルもあわせて示す。EW 方向の周期 0.1 秒より短周期側で観測記録より過大評価になる傾向があるが、それ以外のシミュレーション解析結果は、観測記録をやや上回るもののよく整合する結果となっている。基礎版上観測記録入力によるシミュレーション解析とも同等の適合度となっている。

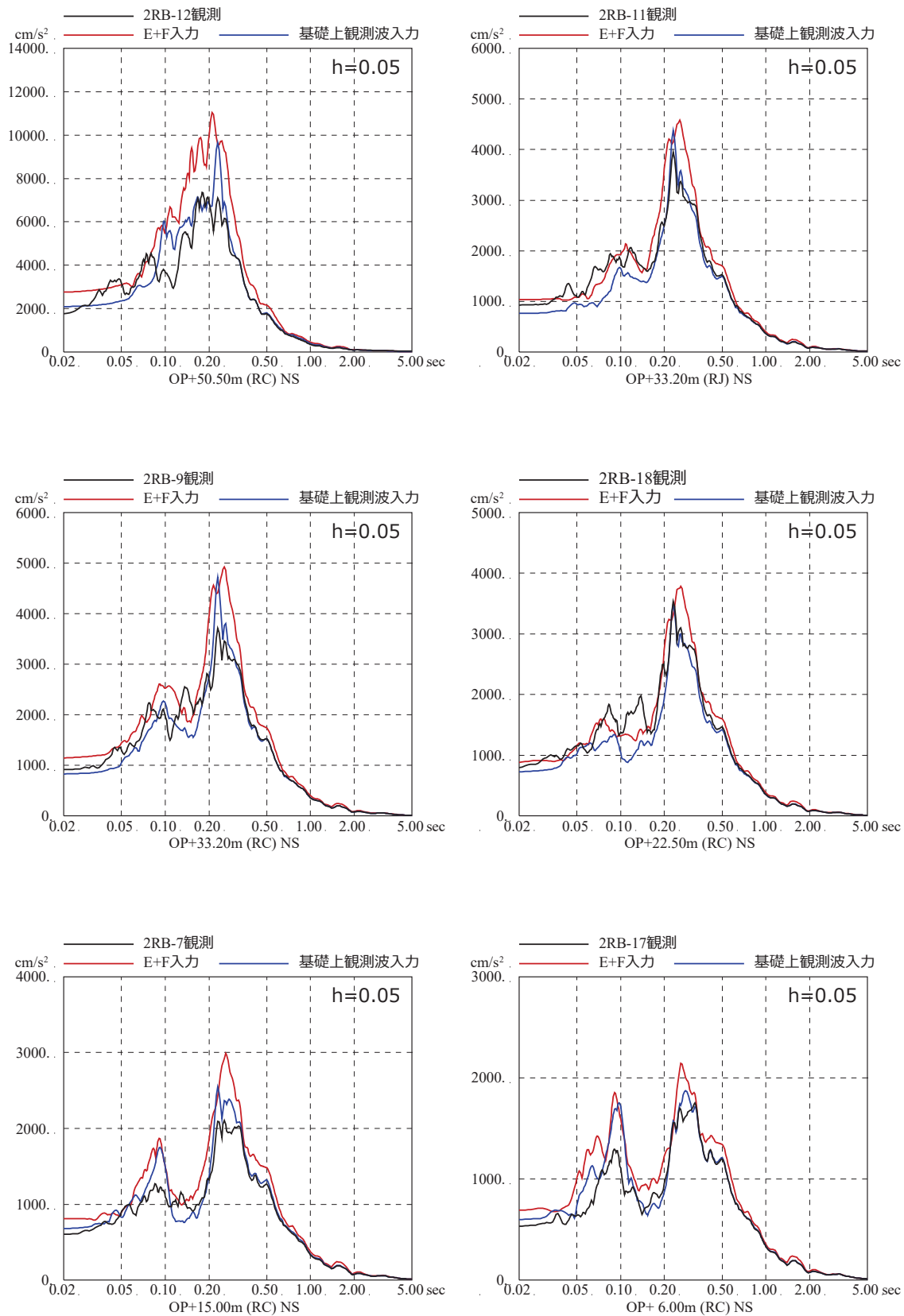
上記の結果から設定した地盤モデルは、観測記録とも整合しており妥当であると考えられる。また、表層地盤上部にはひずみ依存の非線形特性を考慮していることから基準地震動 S_s 時にもこの地盤モデルを用いて応答解析をすることが可能である。



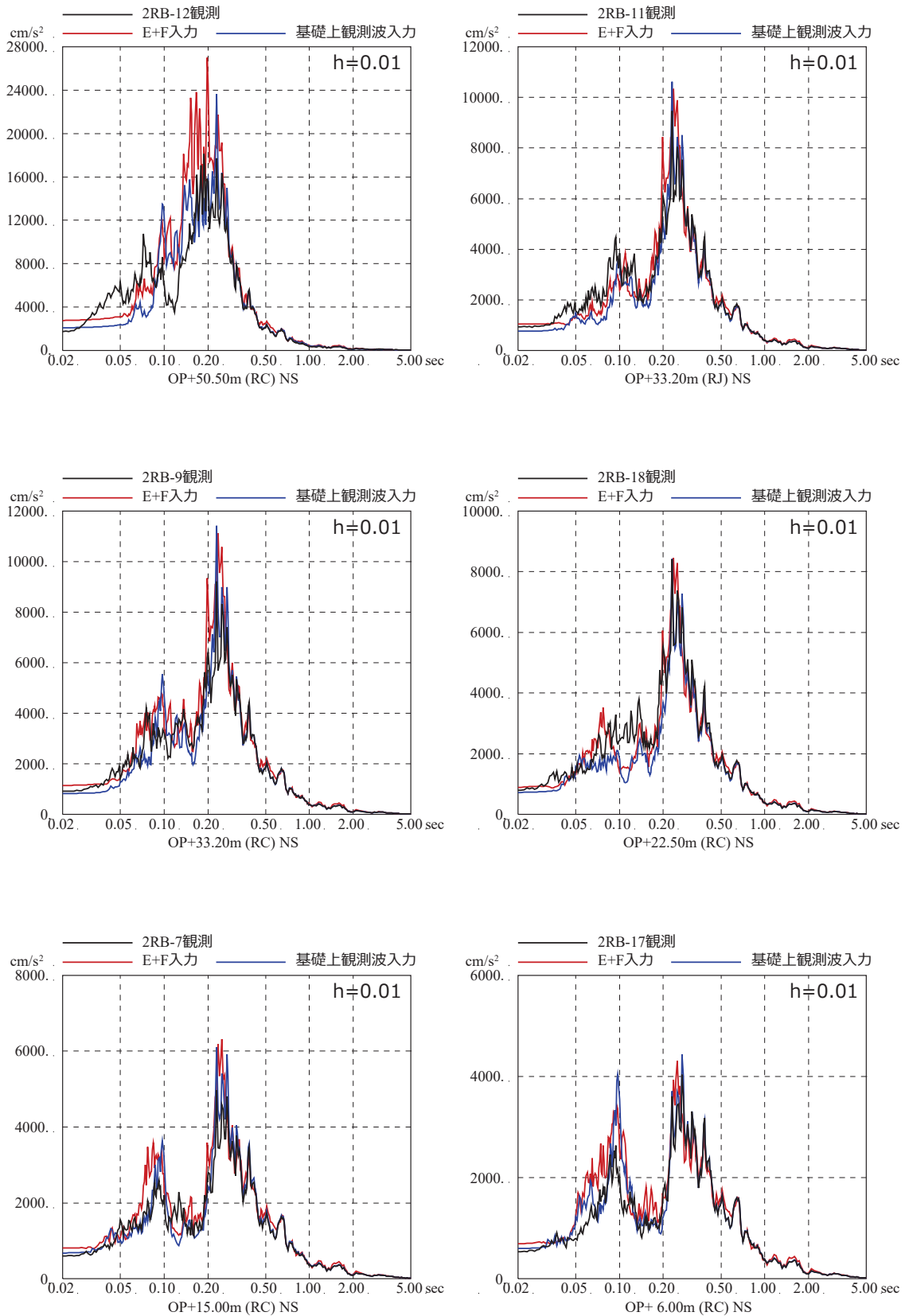
第 3-1 図 伝達関数の比較 (基礎版上観測記録／はぎとり波)
 (仮定した地盤モデルにより算定した入力変換波 (E+F+P) ／はぎとり波)



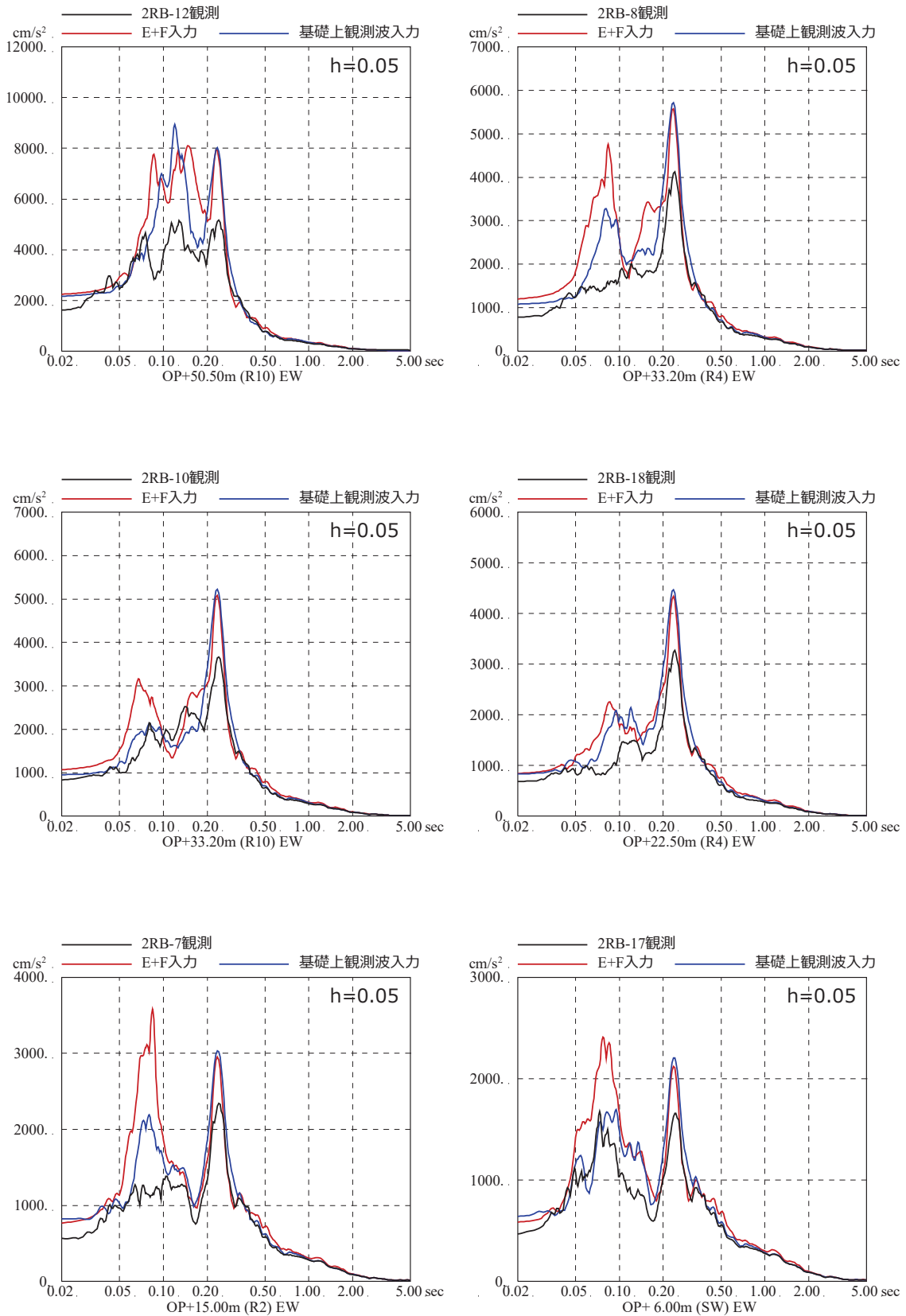
第 3-2 図 伝達関数の比較 (基礎版上観測記録／はぎとり波)
 (仮定した地盤モデルにより算定した入力変換波 (E+F+P) ／はぎとり波)



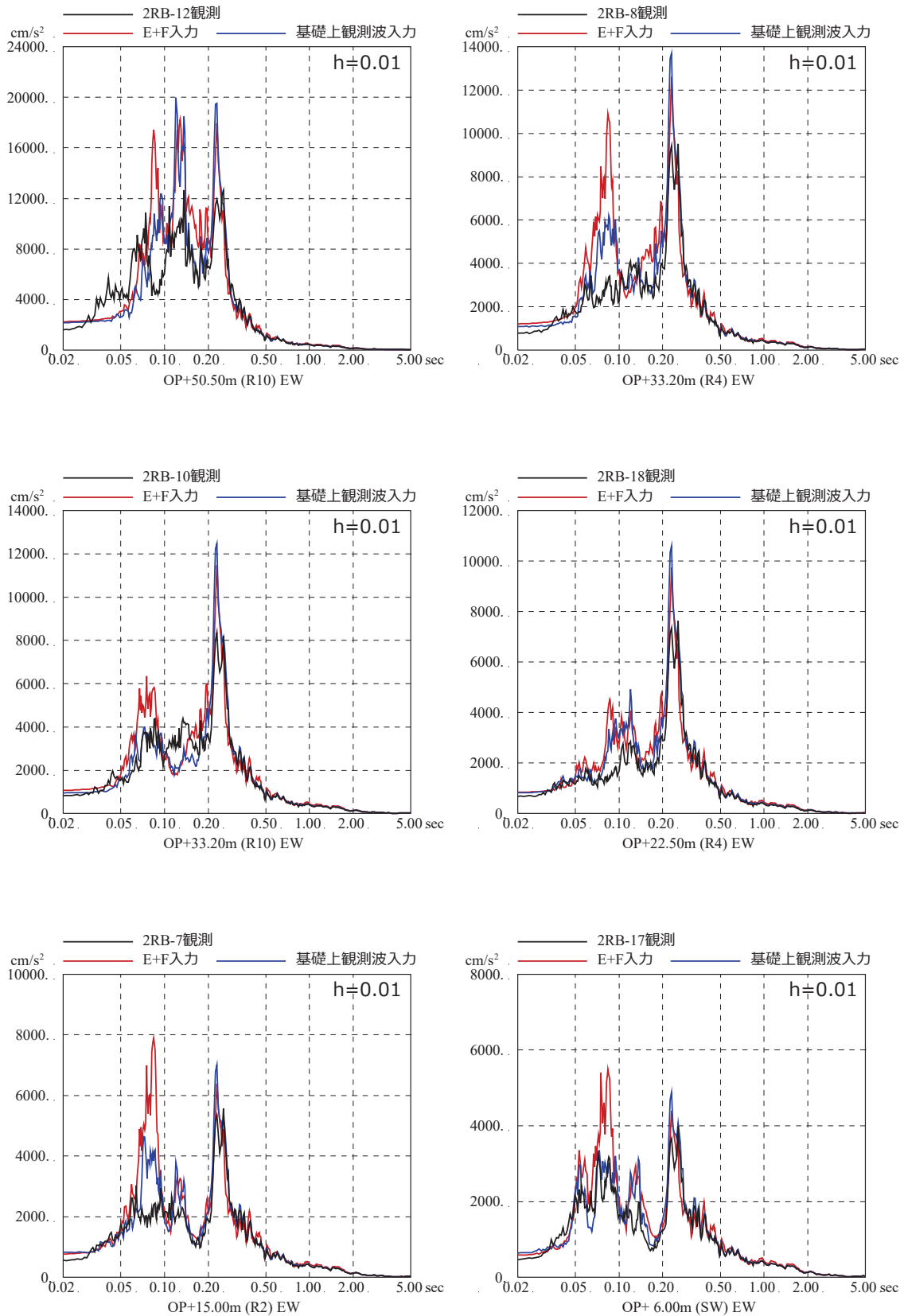
第3-3図 3.11地震のはざとり波を入力に用いた場合と基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, NS方向) ※地震計位置は, 付録1参照



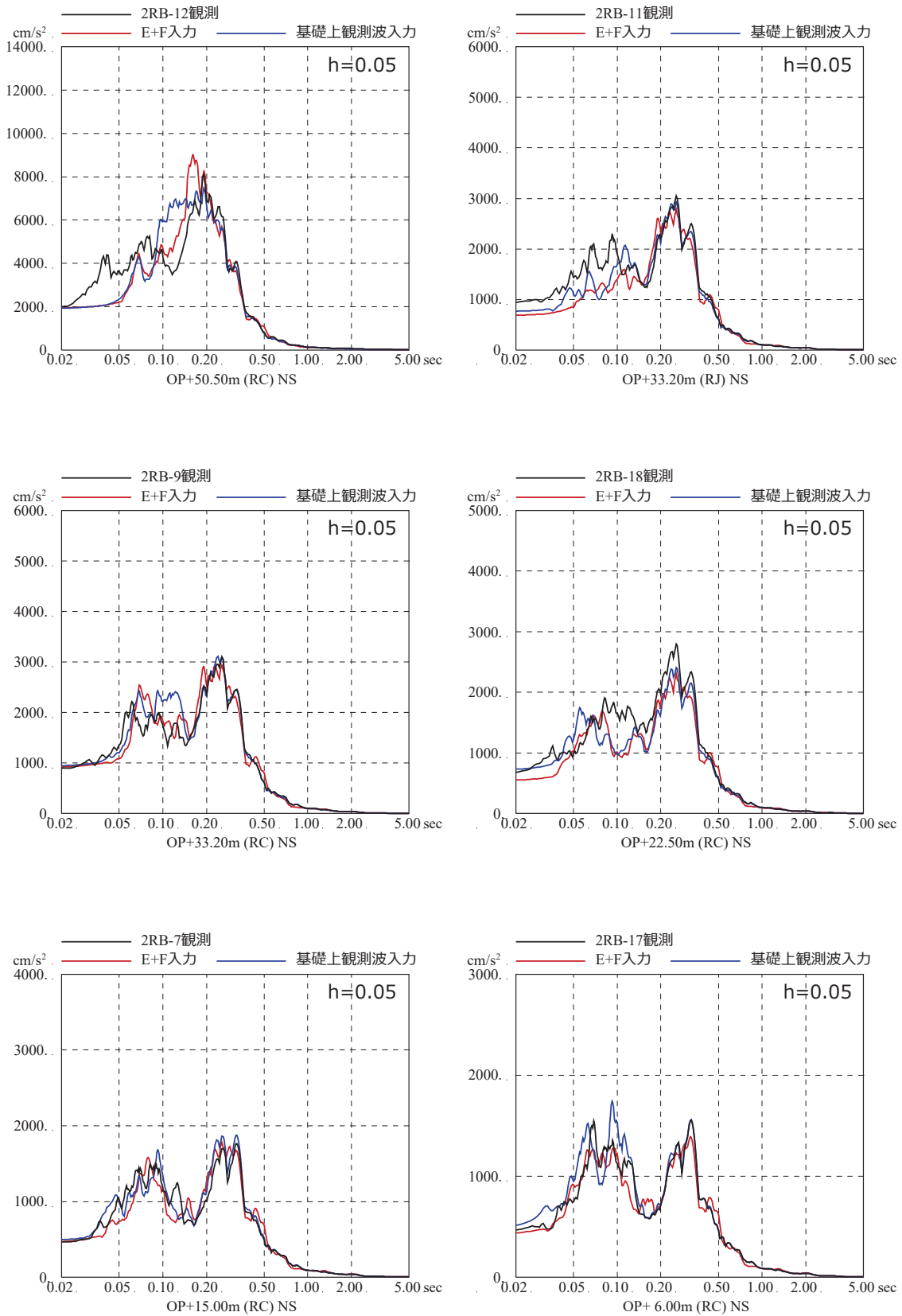
第 3-4 図 3.11 地震のはざとり波を入力に用いた場合と
 基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較
 (2号炉原子炉建屋, NS 方向) ※地震計位置は, 付録 1 参照



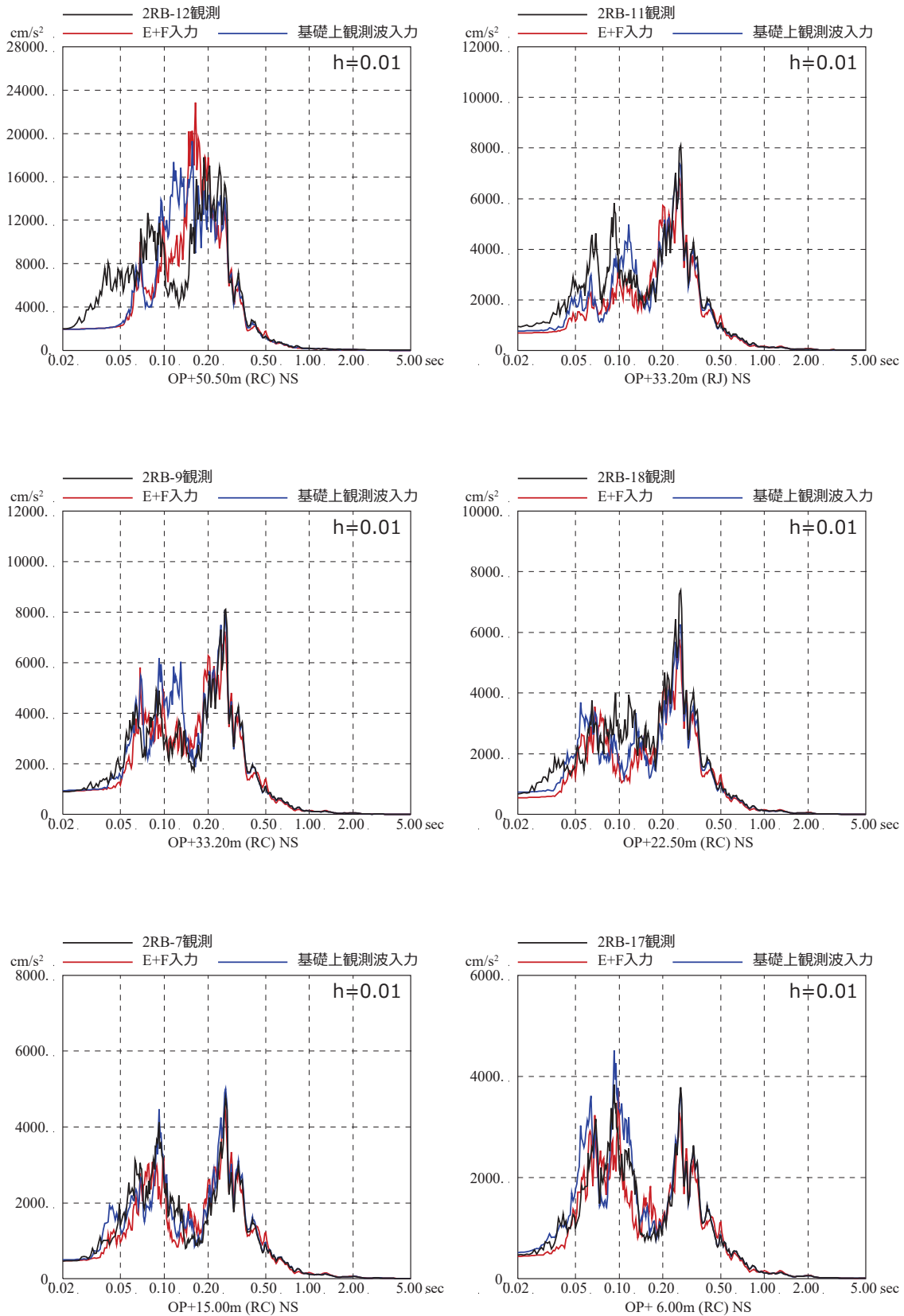
第3-5図 3.11地震のはざとり波を入力に用いた場合と基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, EW方向) ※地震計位置は, 付録1参照



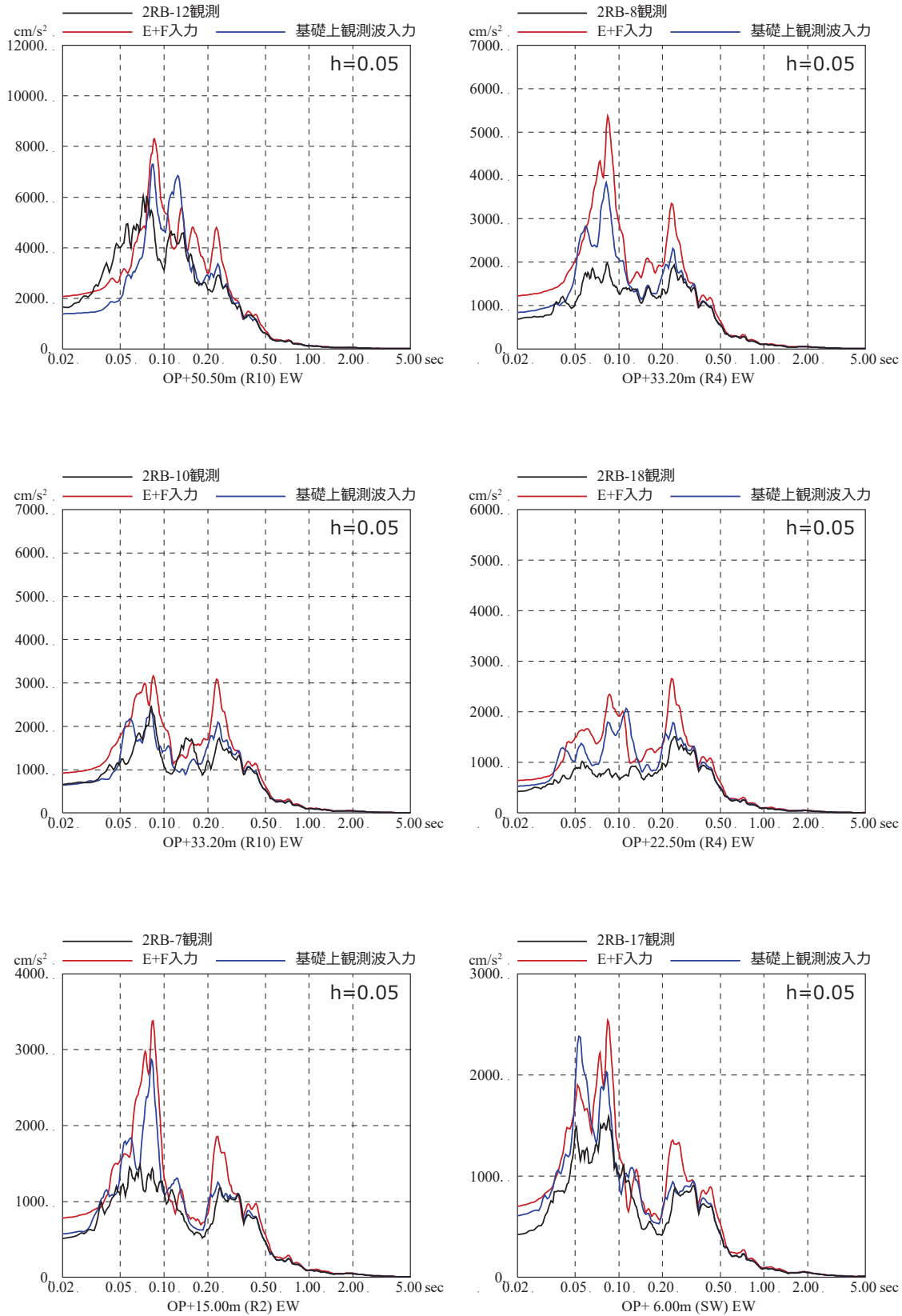
第3-6図 3.11地震のはざとり波を入力に用いた場合と
基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較
(2号炉原子炉建屋, EW方向) ※地震計位置は, 付録1参照



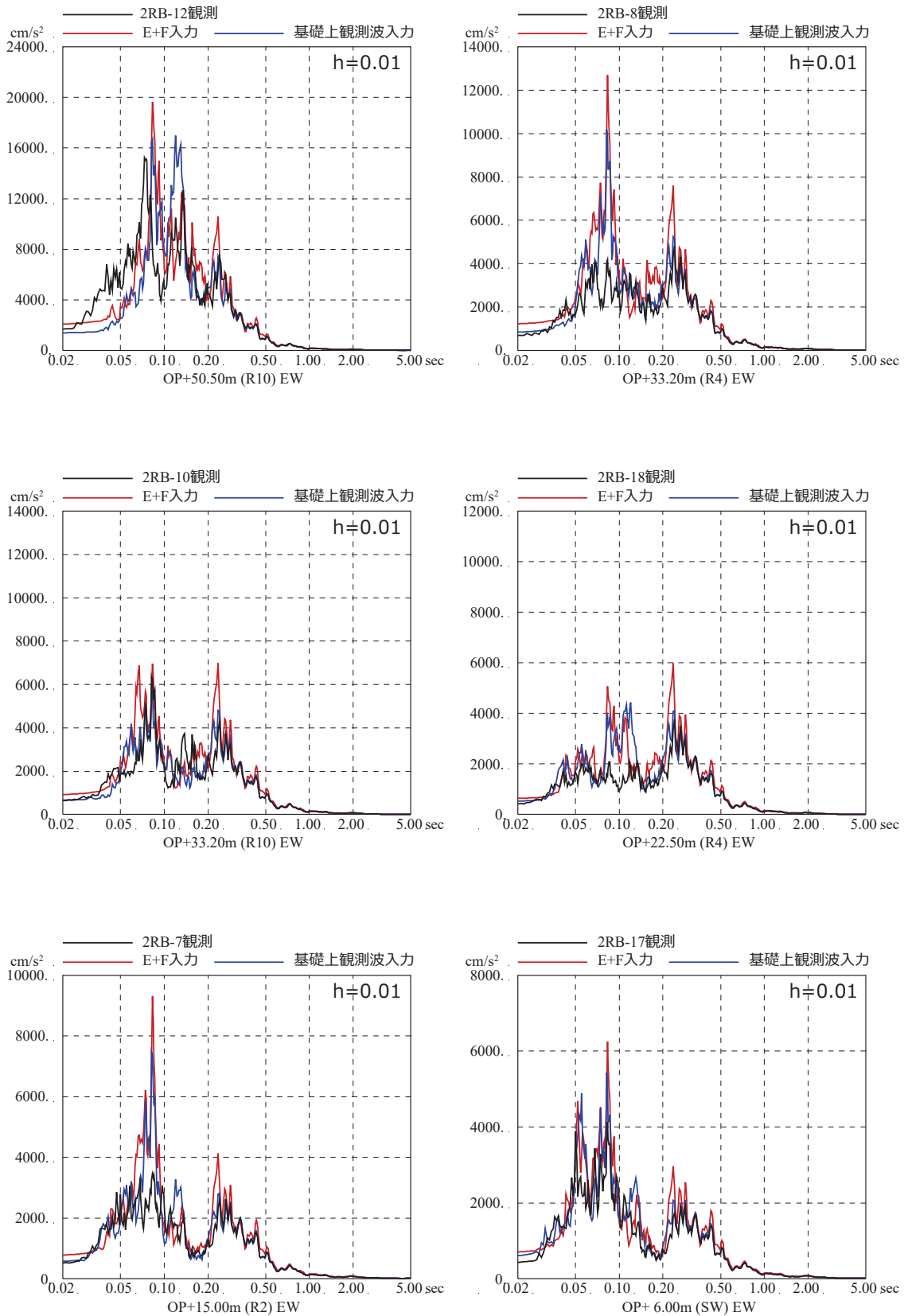
第3-7図 4.7地震のはざとり波を入力に用いた場合と基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, NS方向) ※地震計位置は, 付録1参照



第3-8図 4.7地震のはざとり波を入力に用いた場合と基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, NS方向) ※地震計位置は, 付録1参照



第3-9図 4.7地震のはざとり波を入力に用いた場合と基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, EW方向) ※地震計位置は, 付録1参照



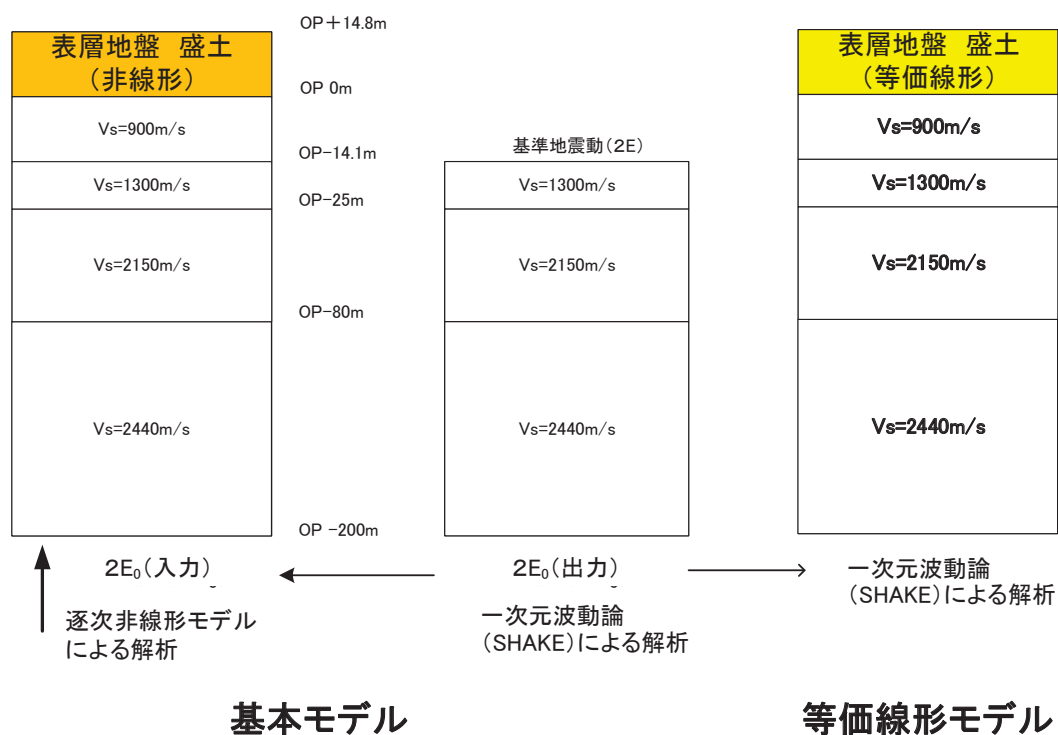
第 3-10 図 4.7 地震のはざとり波を入力に用いた場合と基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, EW 方向) ※地震計位置は, 付録 1 参照

逐次非線形モデルと 等価線形モデルによる比較

1. 検討目的

今回工認では、建屋への入力地震動を評価する際に等価線形解析の適用の目安値を超えるため逐次非線形解析を用いているが、手法の違いによる応答への影響について参考に示す。

検討は、一次元波動論を用いて、モデル基盤までの引き下げを線形解析とし、モデル基盤から解放基盤相当位置までの引き上げを、等価線形解析とした場合と逐次非線形解析とした場合の建屋応答結果を比較することにより行う。検討の概念図を第 1-1 図に示す。検討対象とした地震動は基準地震動 Ss-D2，対象建屋は原子炉建屋とする。



第 1-1 図 検討概念図

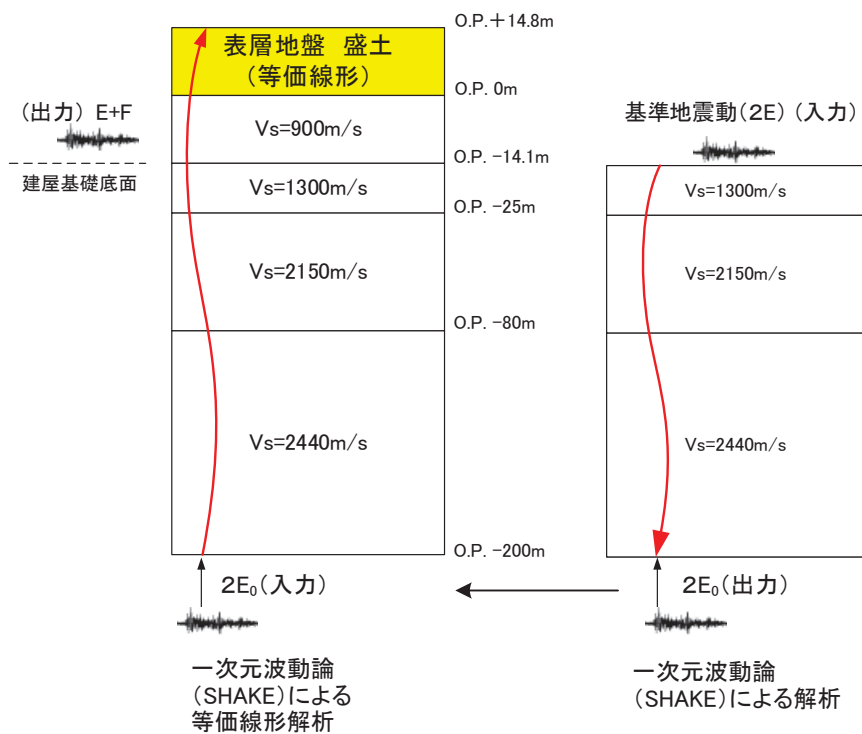
2. 検討方法

2.1 等価線形解析

等価線形解析では解析コード SHAKE を用いる。

解析は、一次元波動論を用いて、モデル基盤までの引き下げを、線形解析とし、モデル基盤から解放基盤相当位置までの引き上げを、等価線形解析としている。

解析の概念図を第 2.1-1 図に、等価線形解析において用いた地盤モデルを第 2.1-1 表に示す。



等価線形地盤モデル

第 2.1-1 図 解析概念図(等価線形解析)

第 2.1-1 表 地盤モデル(等価線形解析)

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※2}
	0.00	23.3	900	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 O. P. 14.8m~O. P. 0m は，上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また，ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

0. P. +14. 8m~0. P. 0m の表層地盤には地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0-\gamma$ 曲線および $h-\gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により (2. 1-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (2. 1-1)$$

$$\text{ここで, } \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0-\gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (2. 1-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (2. 1-2)$$

$$\text{ここで, } \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

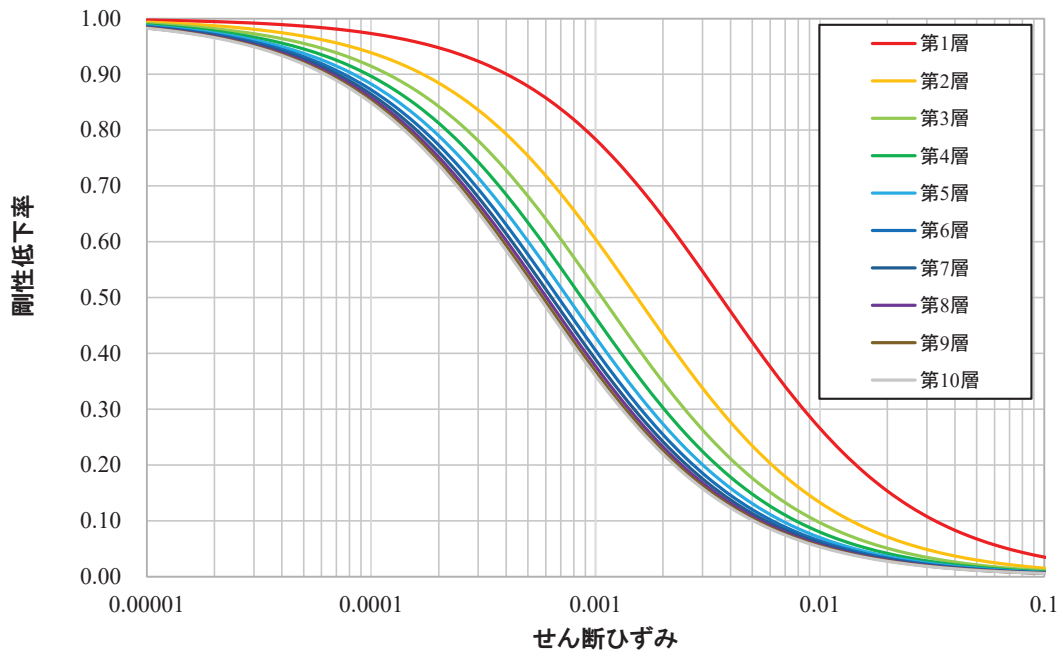
$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t (\text{N/mm}^2)$$

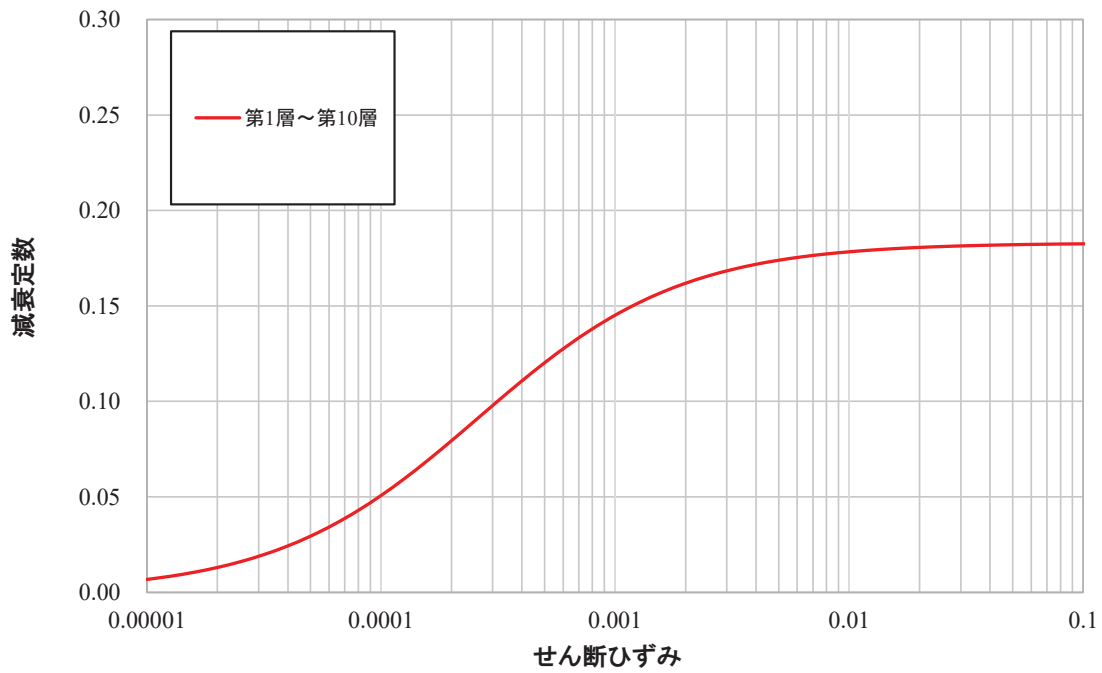
$h-\gamma$ 曲線は、繰返し三軸試験結果に基づき (2. 1-3) 式により求める。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (2-1-3)$$

等価線形解析において用いた $G/G_0-\gamma$ 曲線を第 2. 1-2 図に、 $h-\gamma$ 曲線を第 2. 1-3 図に示す。



第 2. 1-2 図 $G/G_0 - \gamma$ 曲線 (等価線形解析)



第 2. 1-3 図 $h - \gamma$ 曲線 (等価線形解析)

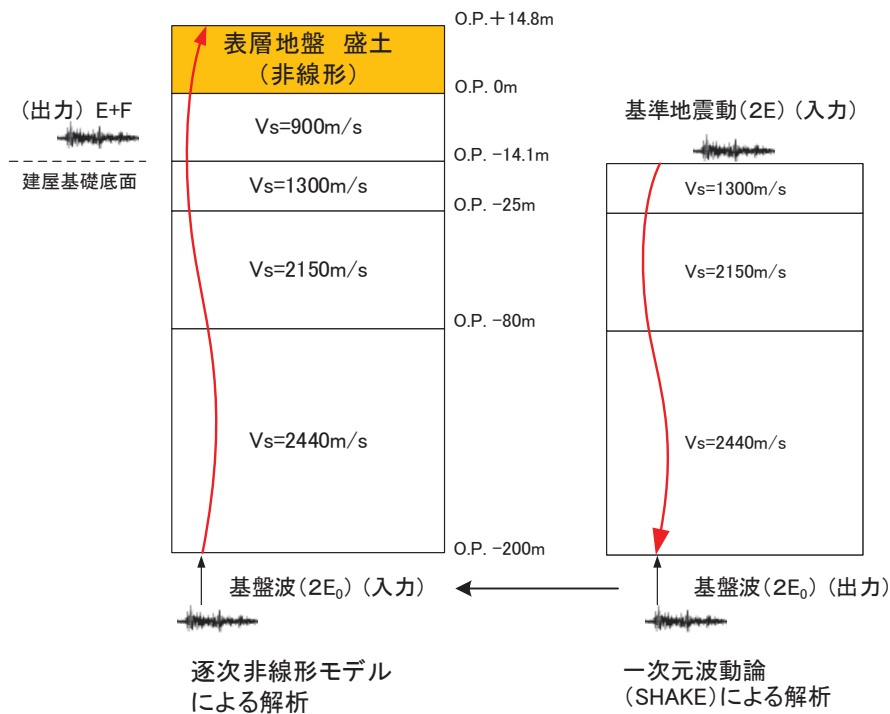
2.2 逐次非線形解析

解析は、一次元波動論を用いて、モデル基盤までの引き下げを線形解析とし、モデル基盤から解放基盤相当位置までの引き上げを逐次非線形解析としている。

解析の概念図を第 2.2-1 図に、逐次非線形解析において用いた地盤モデルを第 2.2-1 表に示す。

また、逐次非線形解析では減衰をレーリー減衰で定義している。逐次非線形解析で用いたレーリー減衰を第 2.2-2 図に示す。レーリー減衰は、表層地盤の 1 次固有振動数 (4Hz) と 2 次固有振動数 (12Hz) で 3% となるように設定する。

使用した解析コードは、等価線形解析では SHAKE, 逐次非線形解析では m-flow である。



逐次非線形解析地盤モデル

第 2.2-1 図 解析概念図(逐次非線形解析)

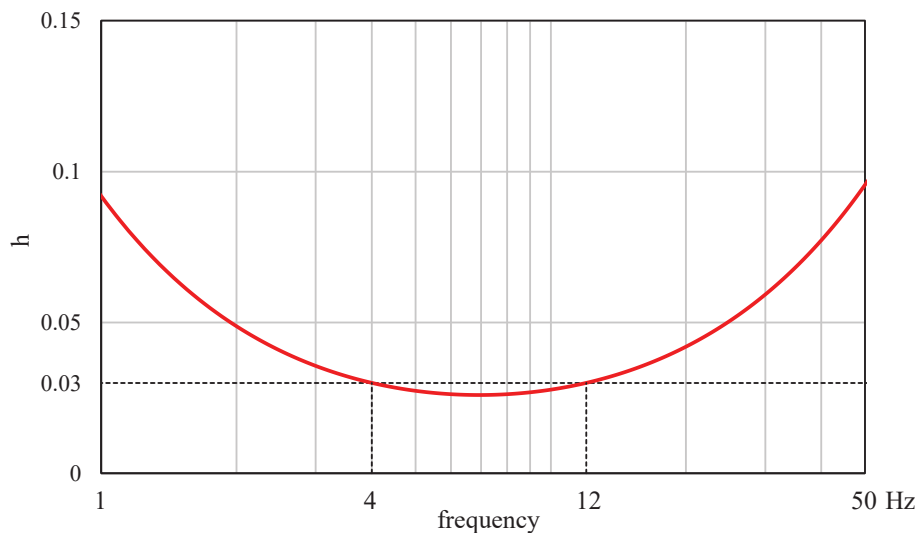
第 2.2-1 表 地盤モデル(逐次非線形解析)

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_S (m/s)	減衰定数 h (%) ^{※2}
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	900	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 O.P. 14.8m~O.P. 0m は，上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また，ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰(4Hz, 12Hz)

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。



第 2.2-2 図 レーリー減衰(4Hz, 12Hz)

O. P. 14. 8m~O. P. 0m の表層地盤には地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0 - \gamma$ 曲線および $h - \gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により (2.2-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (2.2-1)$$

$$\text{ここで, } \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (2.2-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (2.2-2)$$

$$\text{ここで, } \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t (\text{N/mm}^2)$$

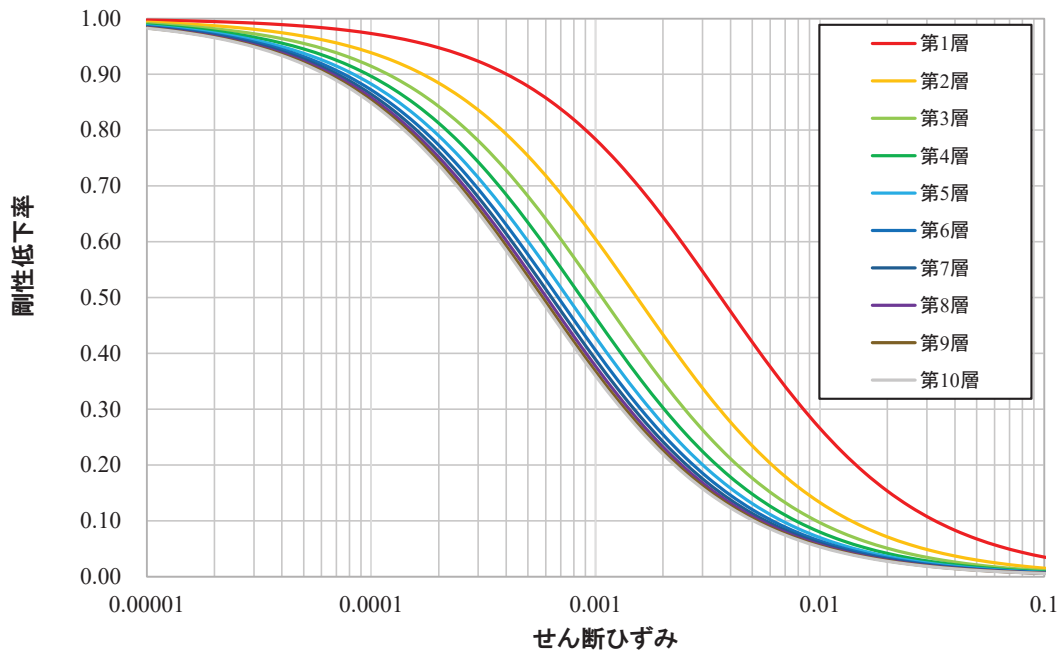
$h-\gamma$ 曲線は逐次非線形解析に用いる解析コードでは H-D モデルの関数形として $h-\gamma$ 曲線を定義する。H-D モデルの関係式を以下に示す。

$$h = h_{\max}(1 - G/G_0) \quad (2.2-3)$$

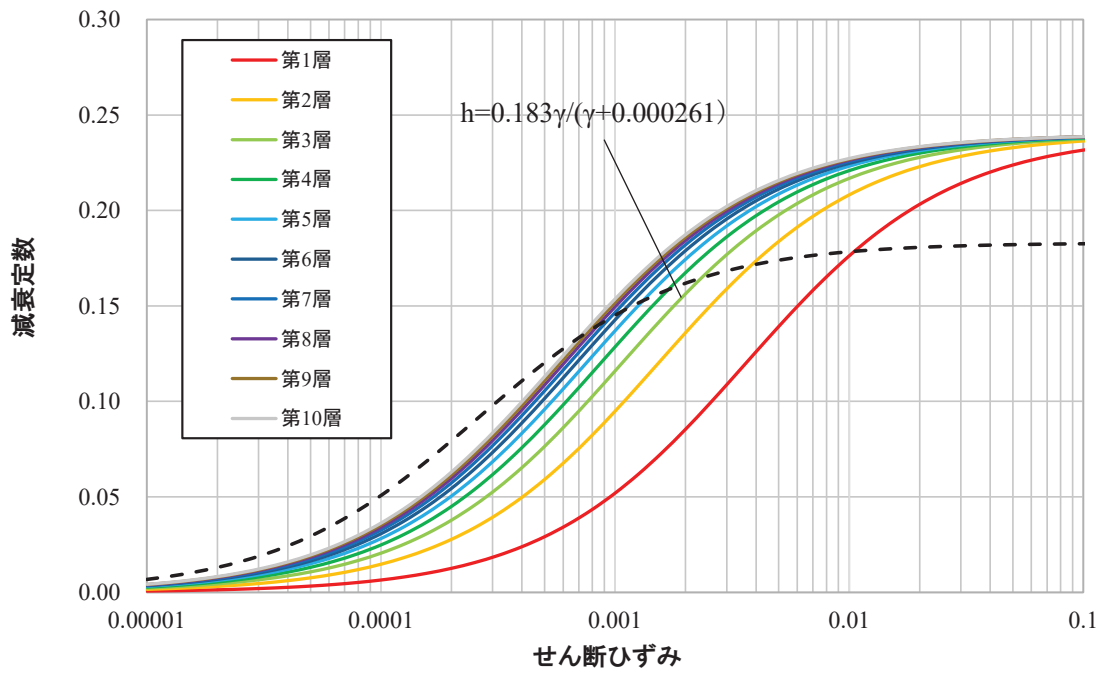
h_{\max} はせん断ひずみが 0.001~0.003 程度で繰返し三軸試験結果に基づいた (2.2-4) 式と同程度の減衰となるように $h_{\max}=0.24$ と設定した。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (2.2-4)$$

逐次非線形解析において用いた $G/G_0-\gamma$ 曲線を第 2.2-3 図に、 $h-\gamma$ 曲線を (2.2-4) 式と比較して第 2.2-4 図に示す。



第 2.2-3 図 $G/G_0 - \gamma$ 曲線 (逐次非線形解析)

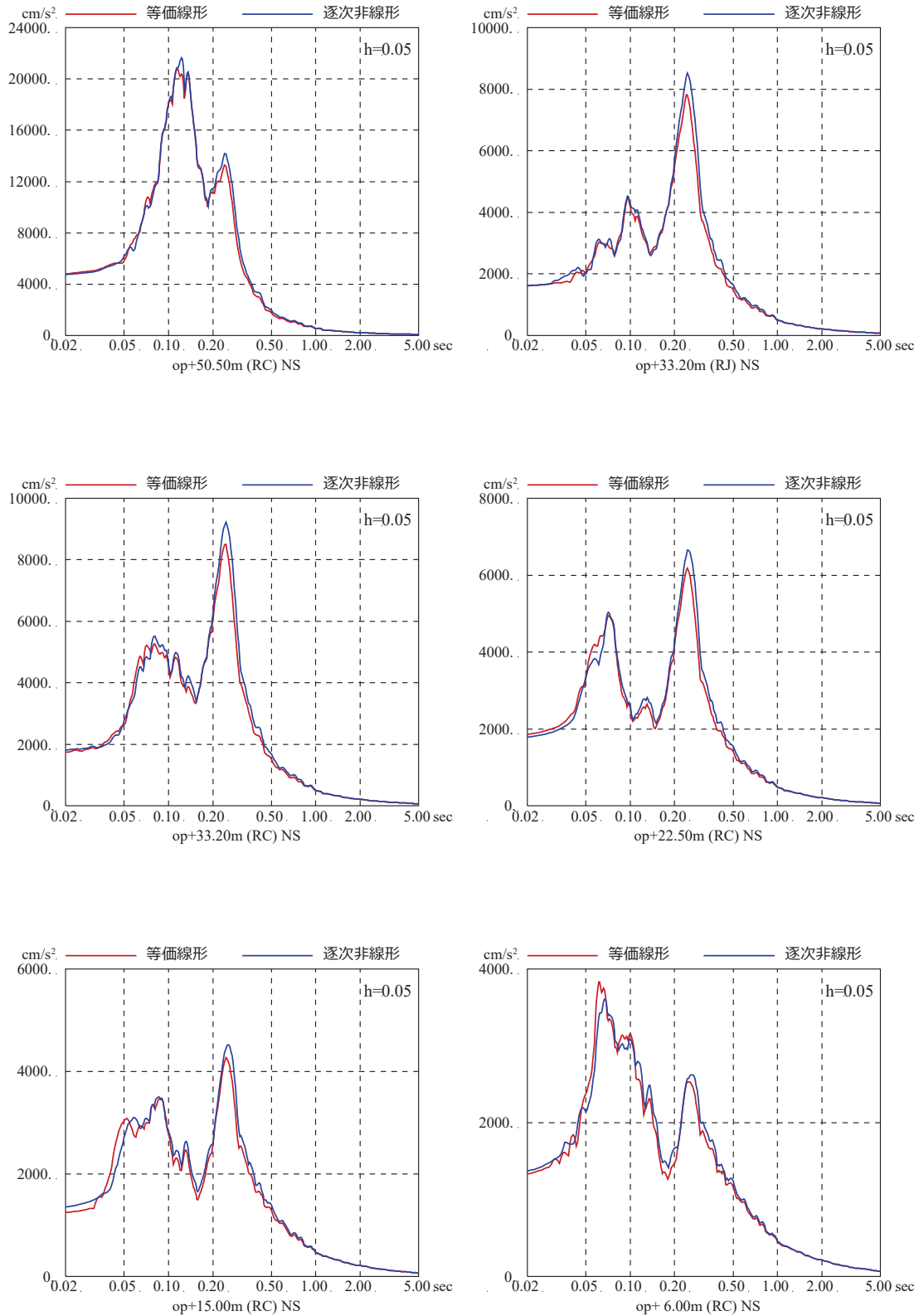


第 2.2-4 図 $h - \gamma$ 曲線 (逐次非線形解析)

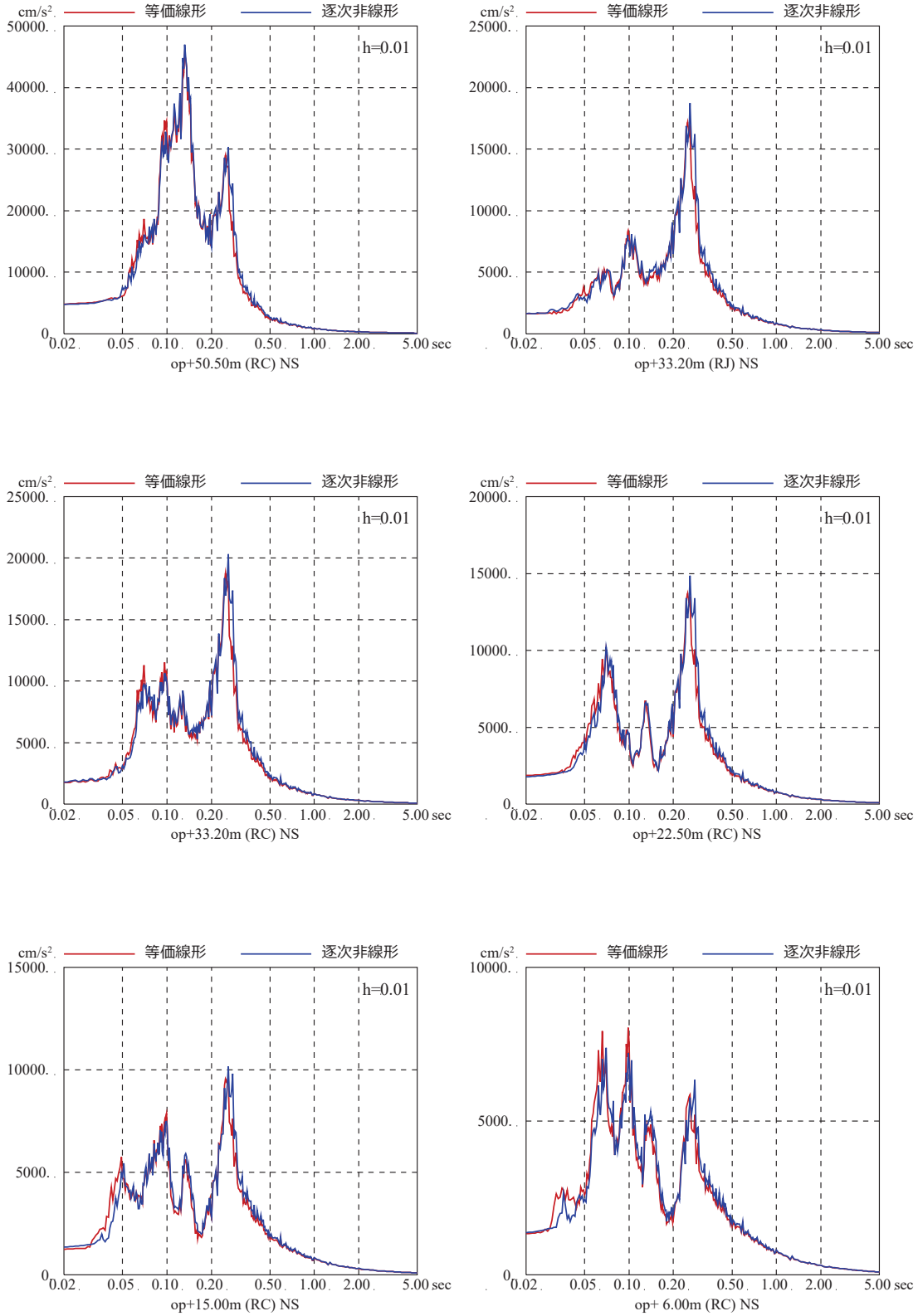
3. 検討結果

等価線形解析とした場合と逐次非線形解析とした場合の結果の比較を第 3-1 図～第 3-4 図に示す。また、基準地震動 S_s の入力地震動を等価線形解析により算定した際の地盤のひずみを第 3-5 図に、逐次非線形解析により算定した際の地盤のひずみを第 3-6 図に示す。

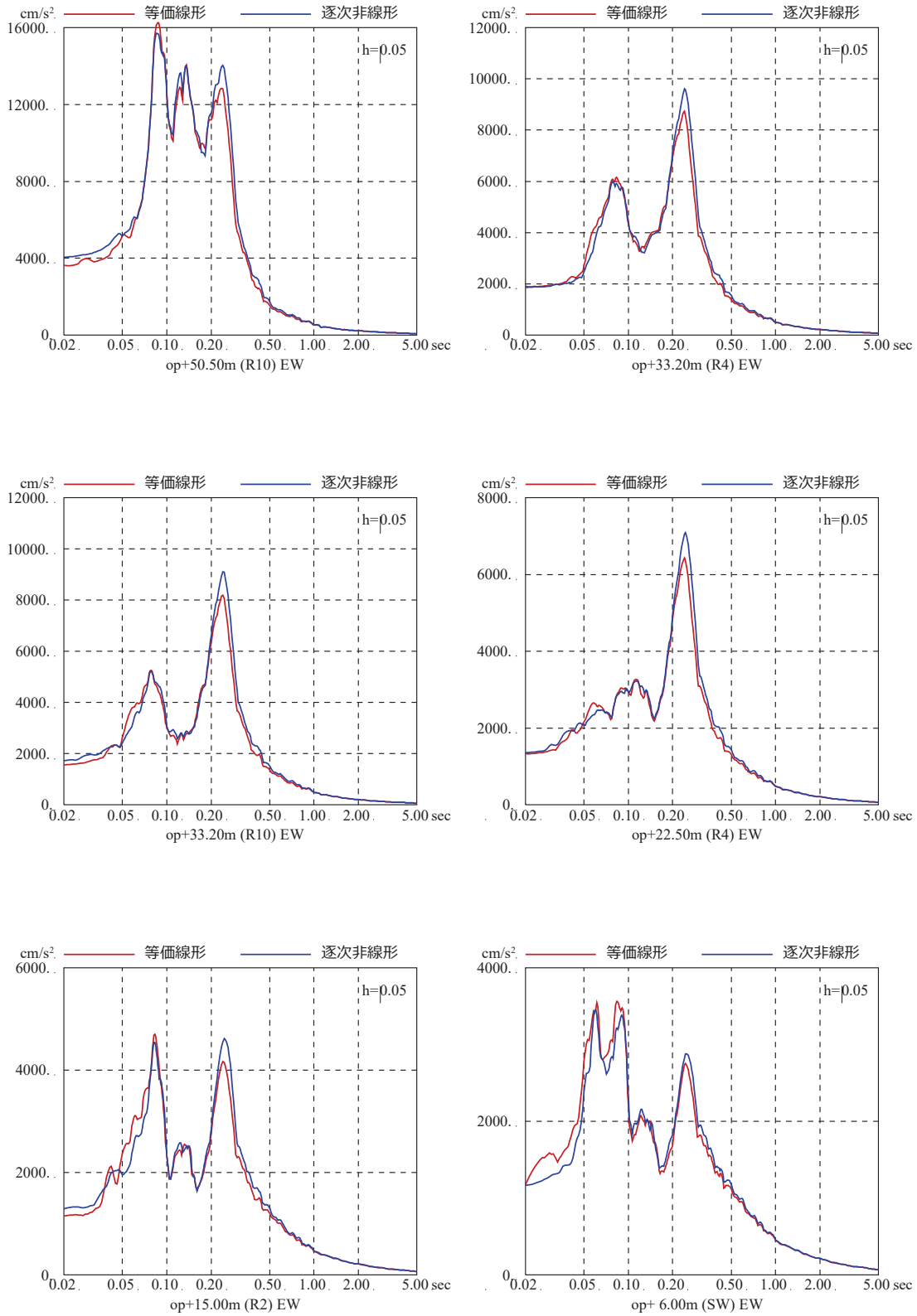
応答スペクトルの比較結果では、解析手法による建屋応答への影響は小さいことが確認された。表層地盤上部のひずみは、概ね 0.1%～0.3%程度の範囲となっており適用の目安値の 0.1%を上回っている。



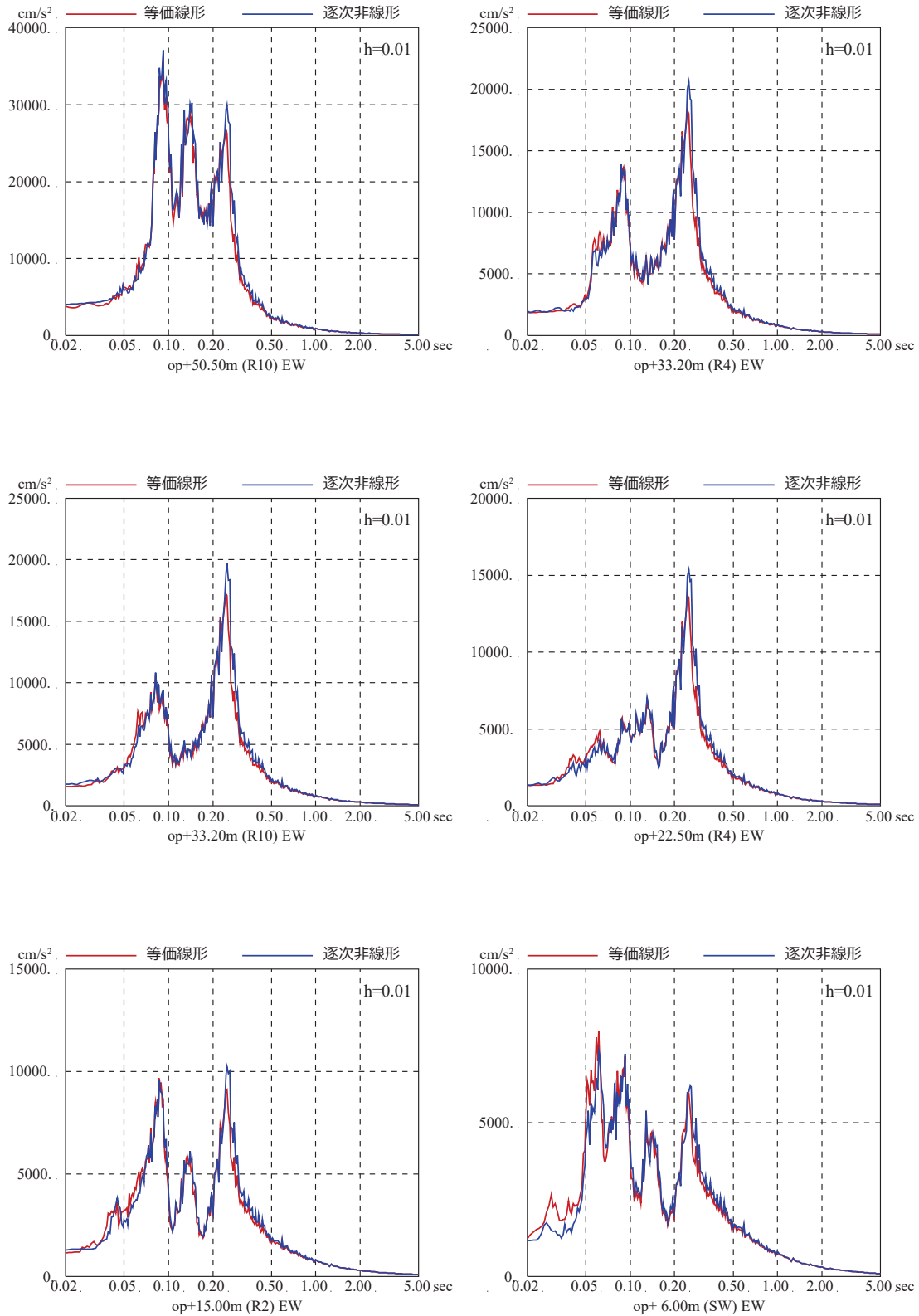
第 3-1 図 等価線形解析と逐次非線形解析による結果の比較
 (基準地震動 Ss-D2, NS 方向, 減衰 5%)



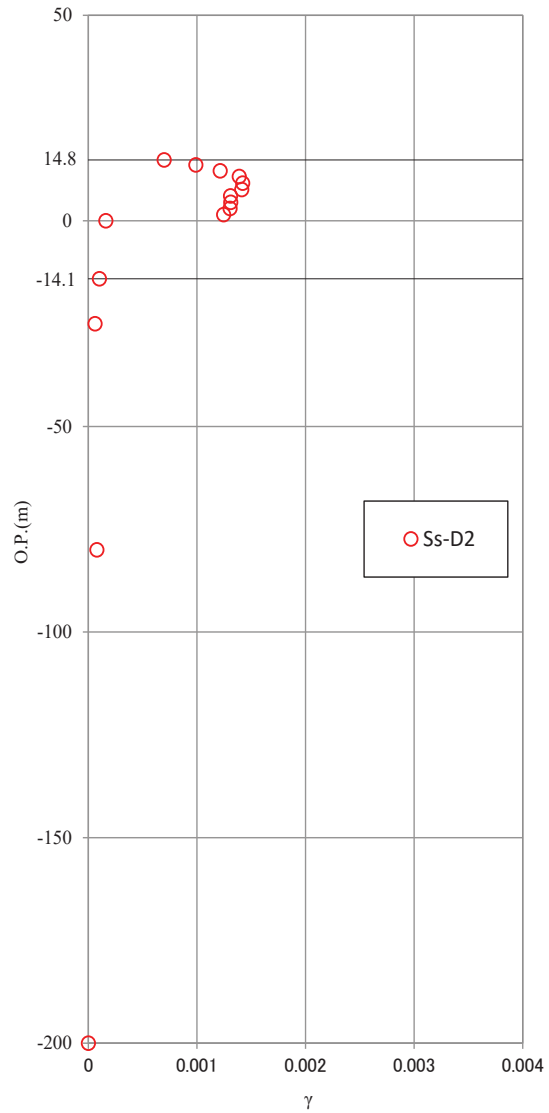
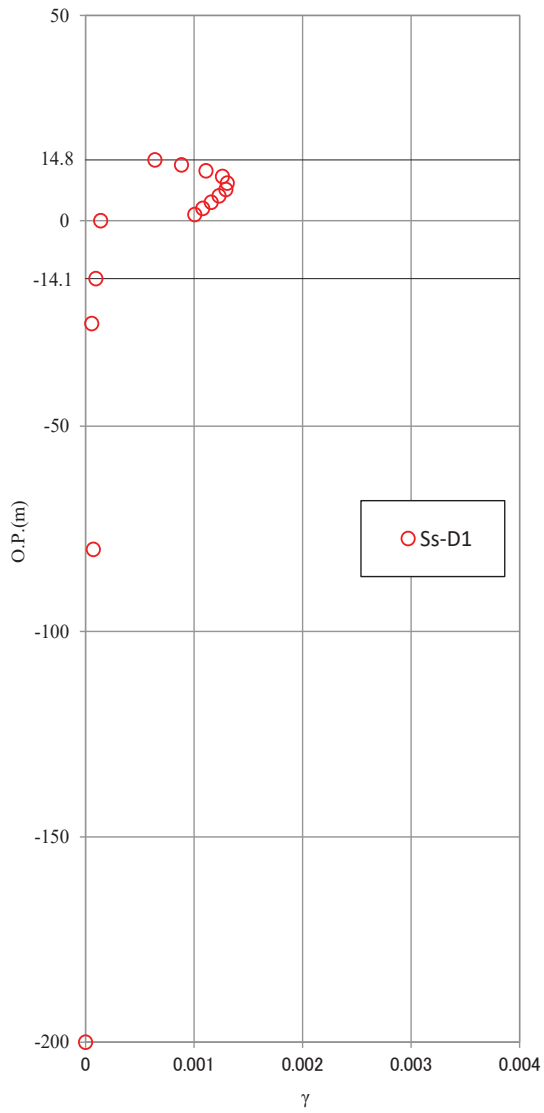
第 3-2 図 等価線形解析と逐次非線形解析による結果の比較
 (基準地震動 Ss-D2, NS 方向, 減衰 1%)



第3-3図 等価線形解析と逐次非線形解析による結果の比較
 (基準地震動 Ss-D2, EW 方向, 減衰 5%)



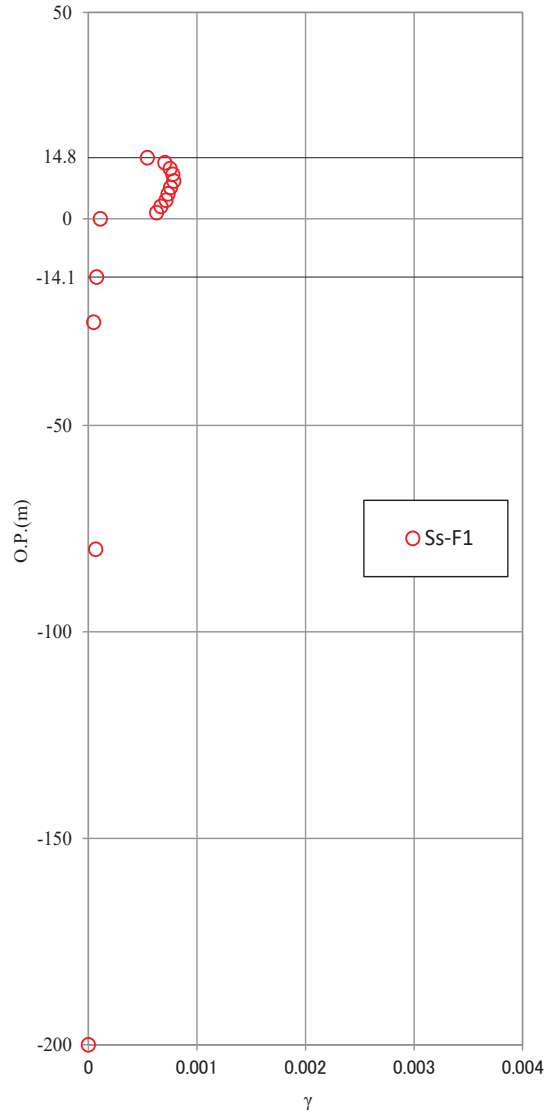
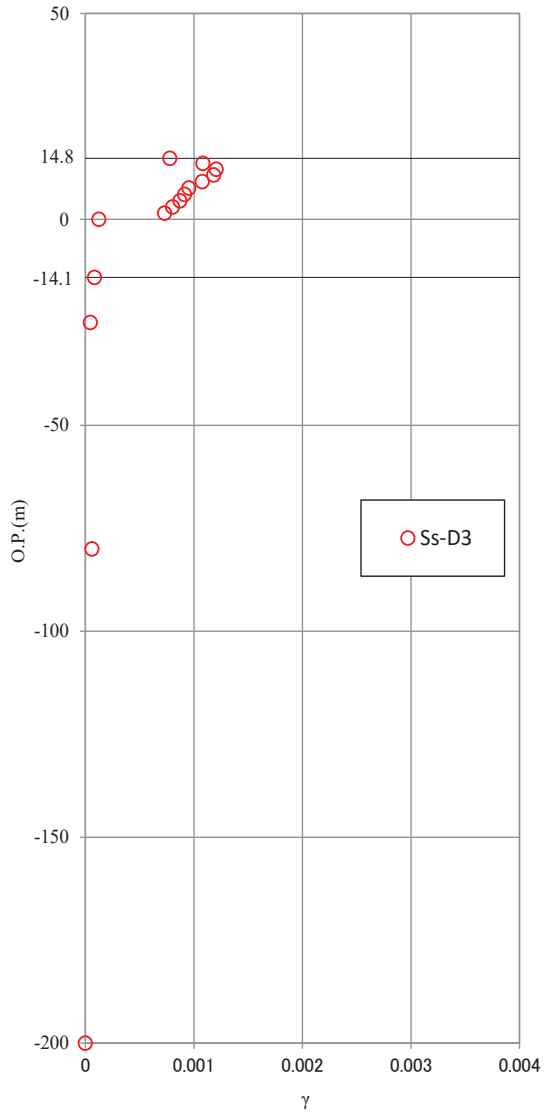
第3-4図 等価線形解析と逐次非線形解析による結果の比較
 (基準地震動 Ss-D2, EW 方向, 減衰 1%)



基準地震動 Ss-D1

基準地震動 Ss-D2

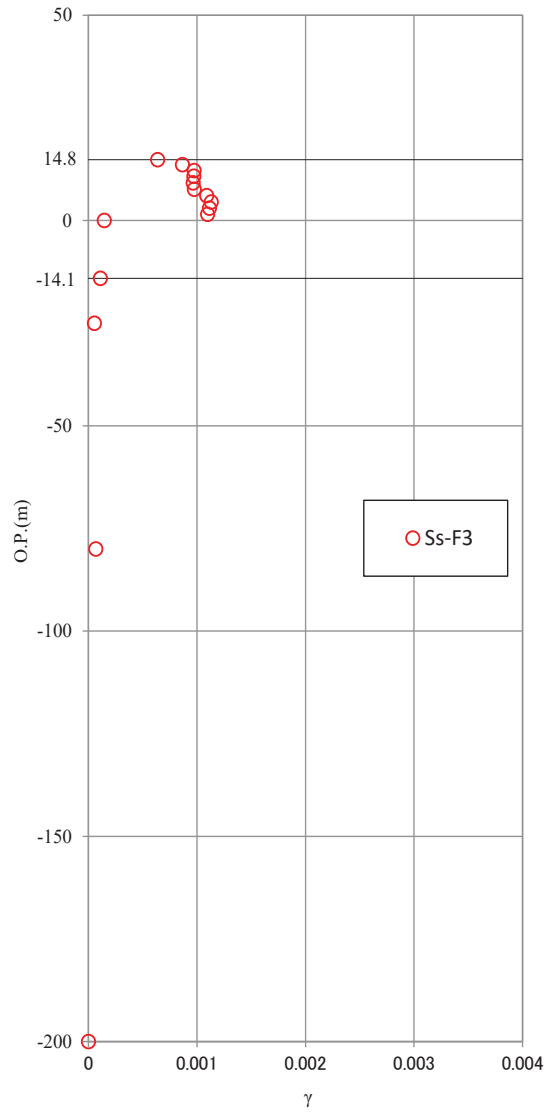
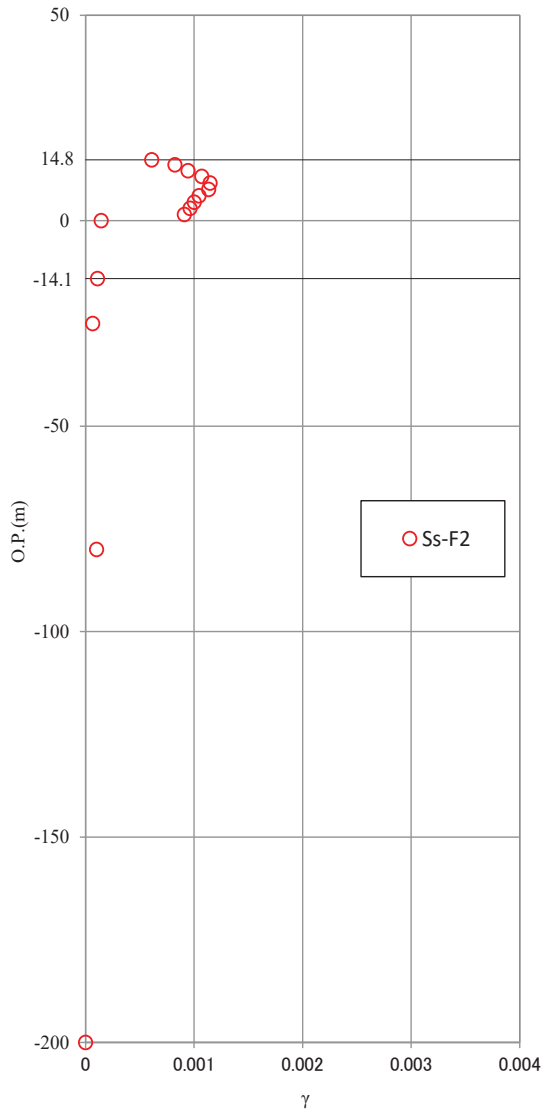
第 3-5 図(1) 基準地震動 Ss 時の地盤のひずみ (等価線形解析)



基準地震動 Ss-D3

基準地震動 Ss-F1

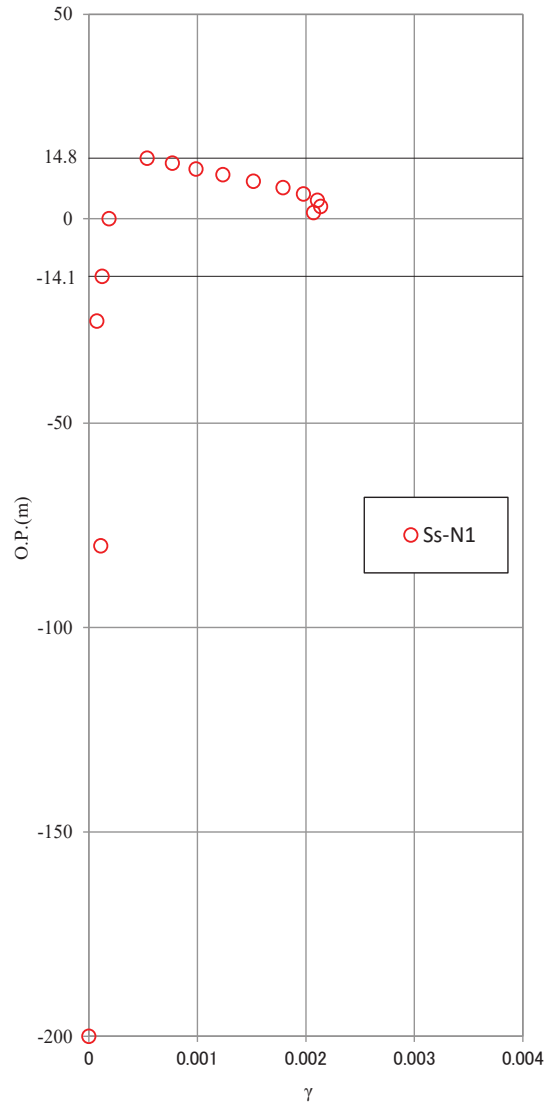
第 3-5 図(2) 基準地震動 Ss 時の地盤のひずみ (等価線形解析)



基準地震動 Ss-F2

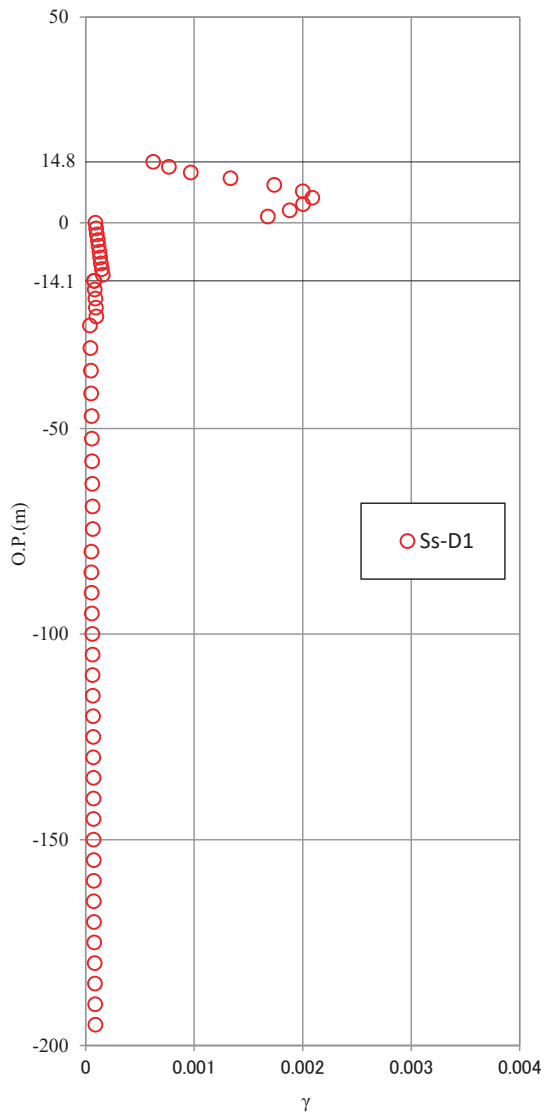
基準地震動 Ss-F3

第 3-5 図(3) 基準地震動 Ss 時の地盤のひずみ (等価線形解析)

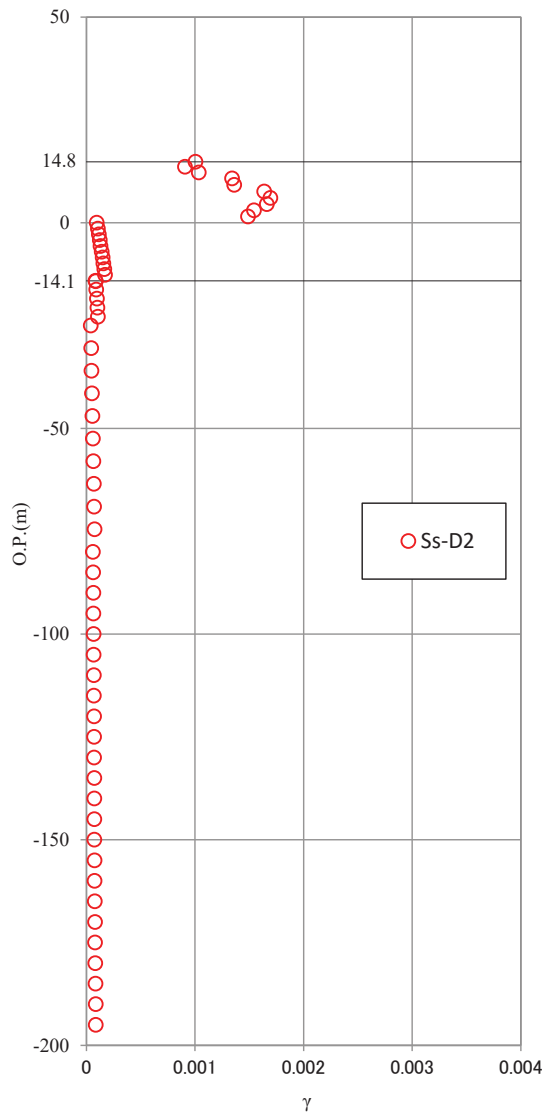


基準地震動 Ss-N1

第 3-5 図(4) 基準地震動 Ss 時の地盤のひずみ (等価線形解析)

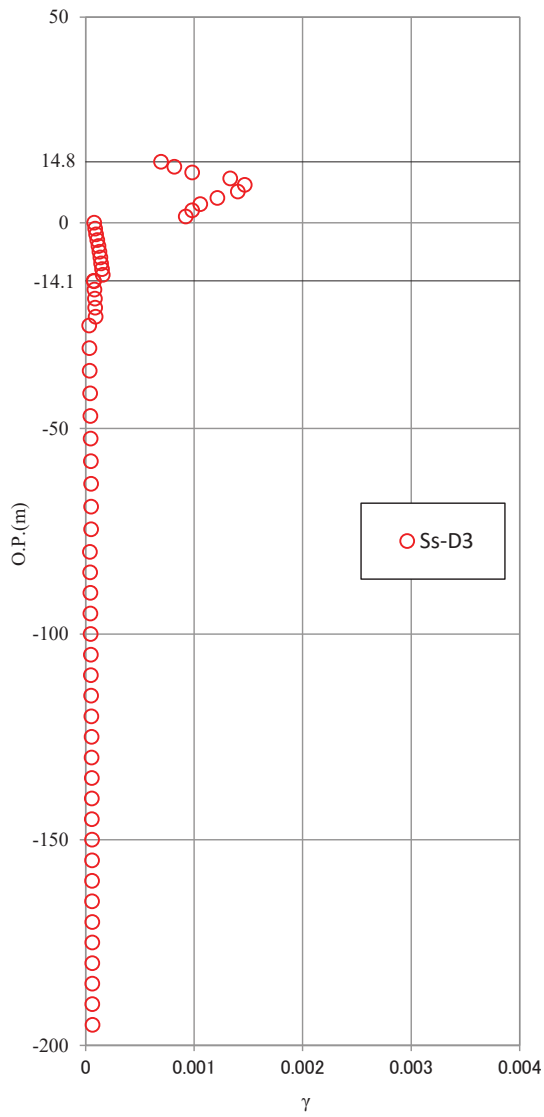


基準地震動 Ss-D1

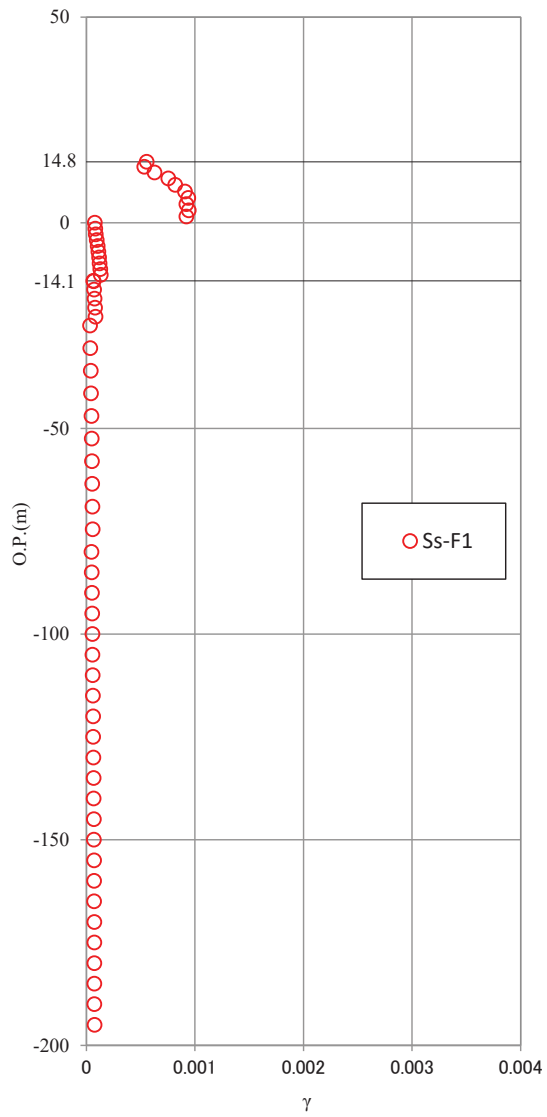


基準地震動 Ss-D2

第 3-6 図(1) 基準地震動 Ss 時の地盤のひずみ (逐次非線形解析)

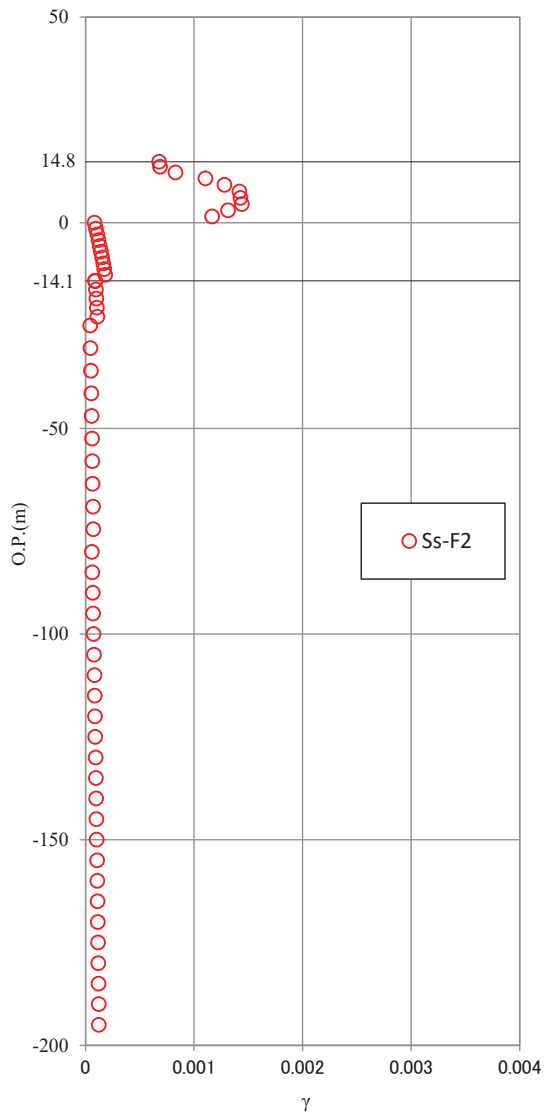


基準地震動 Ss-D3

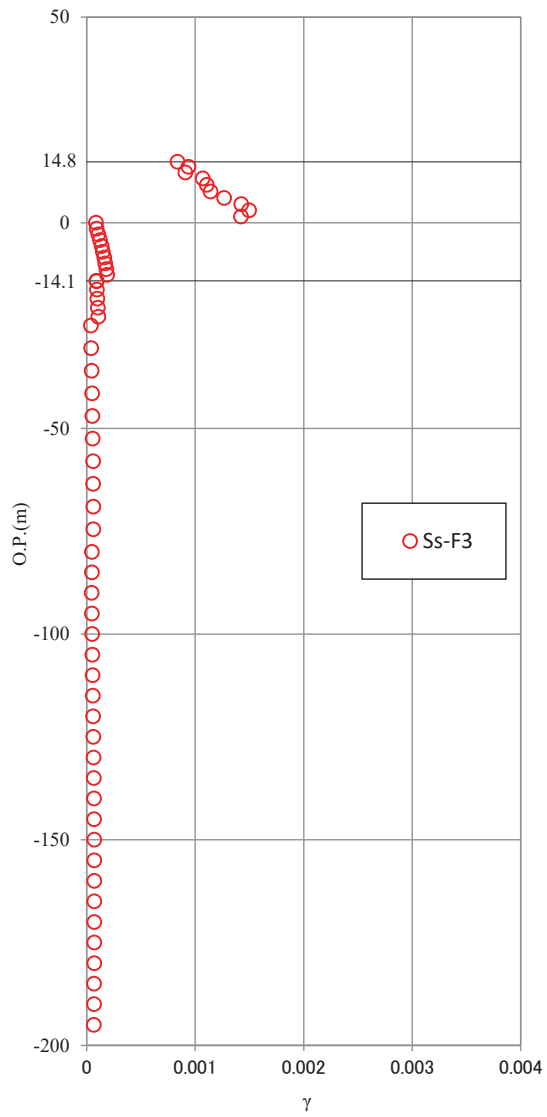


基準地震動 Ss-F1

第 3-6 図(2) 基準地震動 Ss 時の地盤のひずみ (逐次非線形解析)

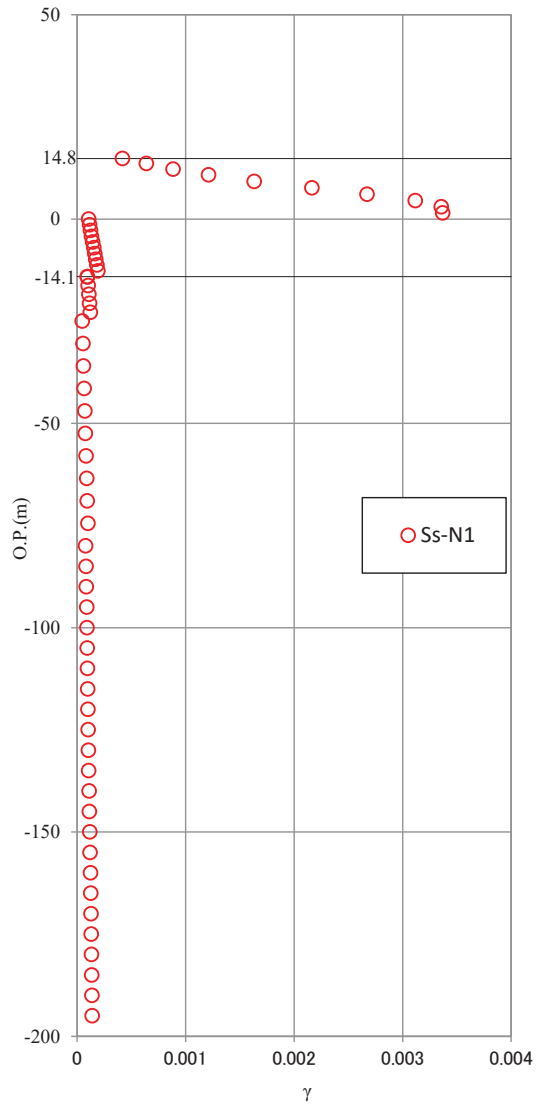


基準地震動 Ss-F2



基準地震動 Ss-F3

第 3-6 図(3) 基準地震動 Ss 時の地盤のひずみ (逐次非線形解析)



基準地震動 Ss-N1

第 3-6 図(4) 基準地震動 Ss 時の地盤のひずみ (逐次非線形解析)

入力地震動評価用地盤モデルの 下端深さに関する検討

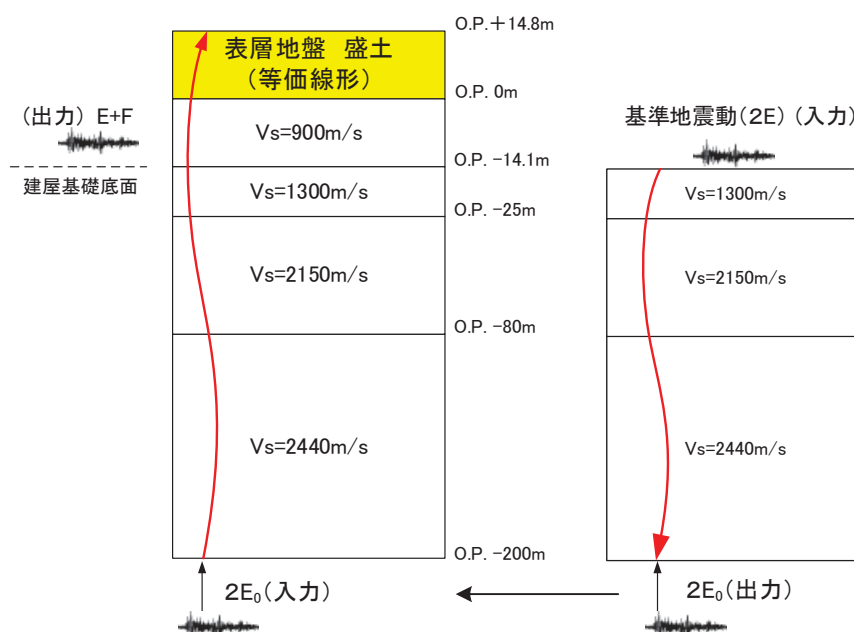
1. 検討の目的

女川2号炉原子炉建屋の基準地震動 S_s の入力地震動は、表層地盤の影響を考慮して評価している。入力地震動の評価の際には、基礎版底面レベルに設定した解放基盤表面の入力地震動 ($2E$) から地盤モデルの下端である O.P. -200mにおける地震動 ($2E_0$) を算定し、表層地盤を考慮した地盤モデルに、算定した $2E_0$ を入力して基礎版底面レベルの入力地震動 ($E+F$) を算定している。

本検討では、入力地震動評価の際の地盤モデルの下端深さの違いによる入力地震動の評価結果への影響を確認する。

2. 検討方法

入力地震動を評価する際の地盤モデルの下端深さを O.P. -400m と設定した場合に、O.P. -200m と設定した場合との入力地震動の評価結果を比較する。地盤モデルの概要を第 2-1 図に示す。検討対象とした地震動は、基準地震動 S_s -D2 である。

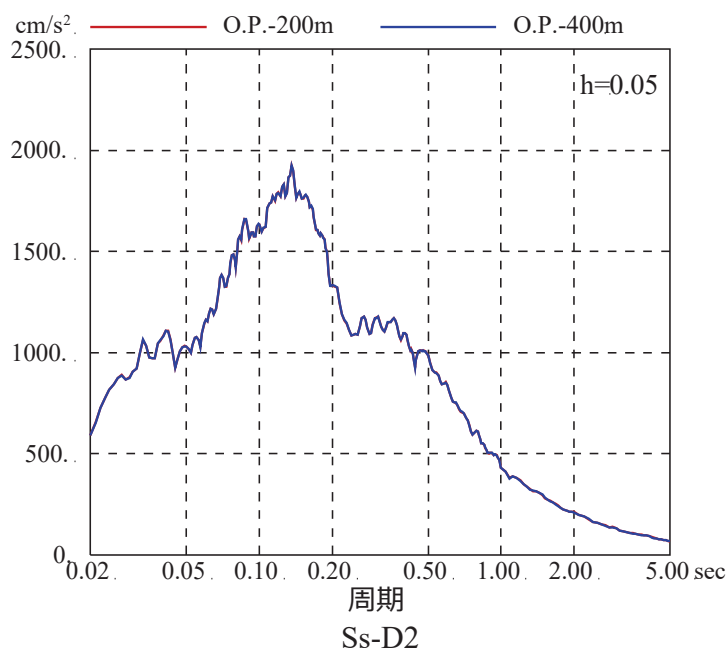


第 2-1 図 地盤モデルの概要

3. 検討結果

地盤モデルの下端深さを O.P. -400m とした場合と O.P. -200m とした場合の入力地震動 (O.P. -14. 1m) の応答スペクトルの比較を第 3-1 図に示す。

入力地震動評価において、解放基盤表面から地盤モデル下端まで引き下げる地盤と地盤モデル下端から入力地震動評価位置まで引き上げる地盤が同一であるため地盤モデルの下端深さに関わらず同じ結果となっている。



第 3-1 図 地盤モデル下端深さの差異による基準地震動 Ss-D2 の入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較

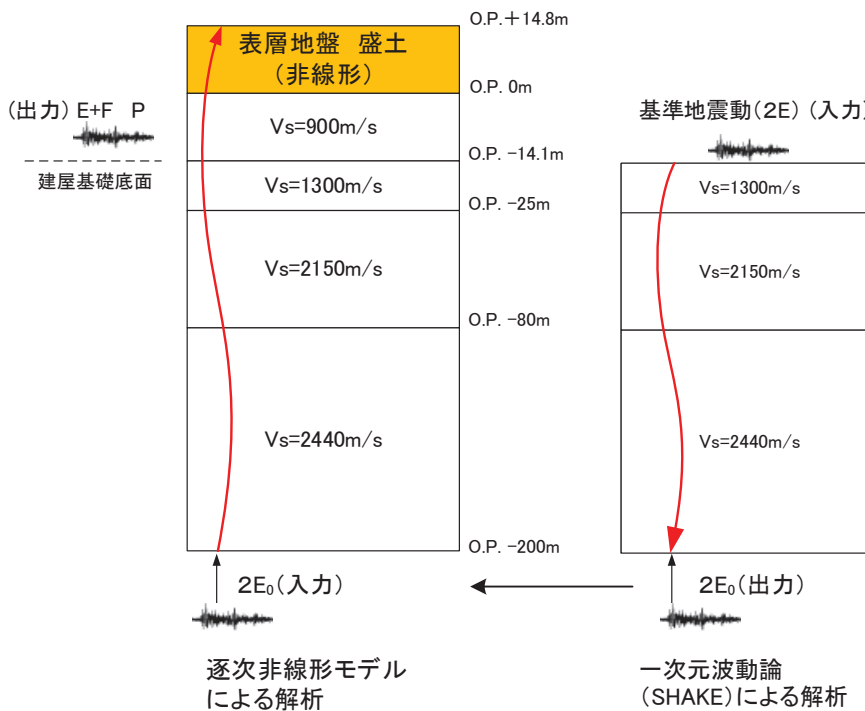
解析手法による影響について

1. 検討の目的

本検討では、入力地震動評価の際の地盤モデルの下端深さの違いによる入力地震動の評価結果への影響を確認する際に、解放基盤表面から地盤モデル下端まで引き下げる解析と、地盤モデル下端から入力地震動評価位置まで引き上げる解析において、異なる解析手法を用いた場合の影響について確認する。

2. 検討方法

入力地震動を評価する際の地盤モデルの下端深さが深い場合として O. P. -400m に設定した場合と、浅い場合として O. P. -128.4m に設定した場合に、O. P. -200m に設定した場合との入力地震動の評価結果および建屋応答を比較する。地盤モデルの概要を第 2-1 図に示す。解放基盤表面から地盤モデル下端まで引き下げる解析には線形解析を適用し、地盤モデル下端から建屋への入力地震動評価位置で引き上げる解析には逐次非線形解析を用いた。検討対象とした地震動は、基準地震動 S_S-D2 である。



第 2-1 図 地盤モデルの概要

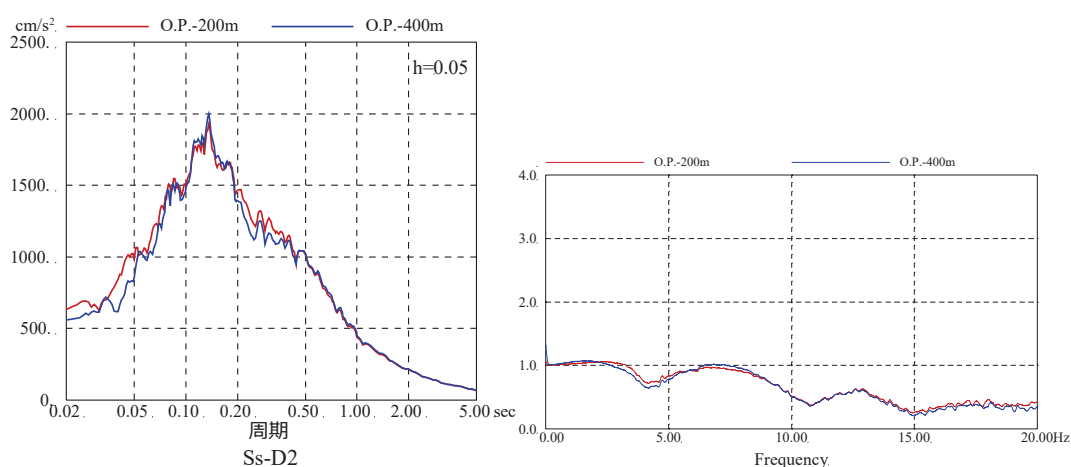
3. 検討結果

地盤モデルの下端深さを O.P. -400m とした場合と O.P. -200m とした場合の入力地震動 (O.P. -14. 1m) の応答スペクトルおよび伝達関数の比較を第 3-1 図に、地盤モデルの下端深さを O.P. -128. 4m とした場合との比較を第 3-2 図に示す。

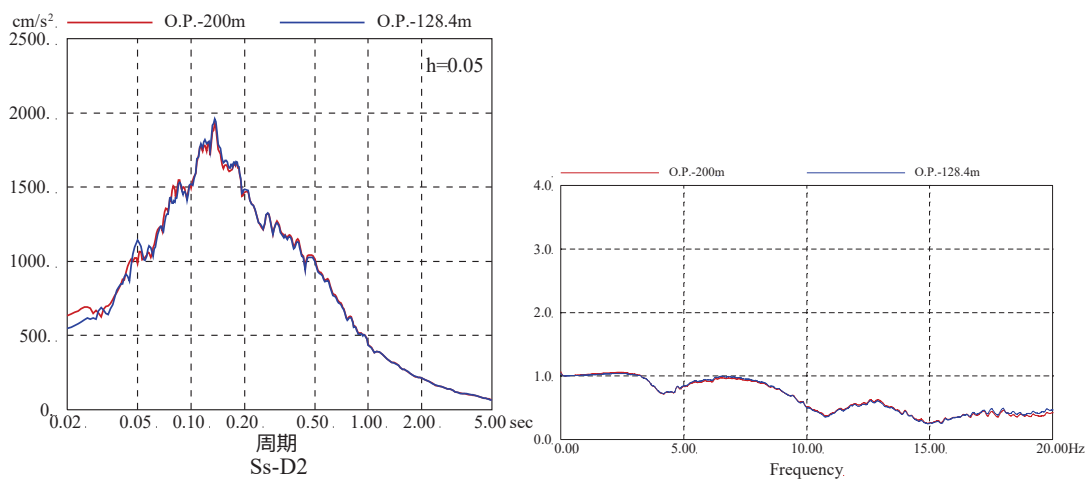
どちらの結果も短周期側でわずかに差が生じているが、地盤モデルの下端深さが入力地震動に与える影響は小さい。

地盤モデルの下端深さを O.P. -200m とした場合と、O.P. -400m とした場合の建屋の床応答スペクトルの比較を第 3-3 図に、O.P. -128. 4m とした場合の建屋の床応答スペクトルの比較を第 3-4 図に示す。

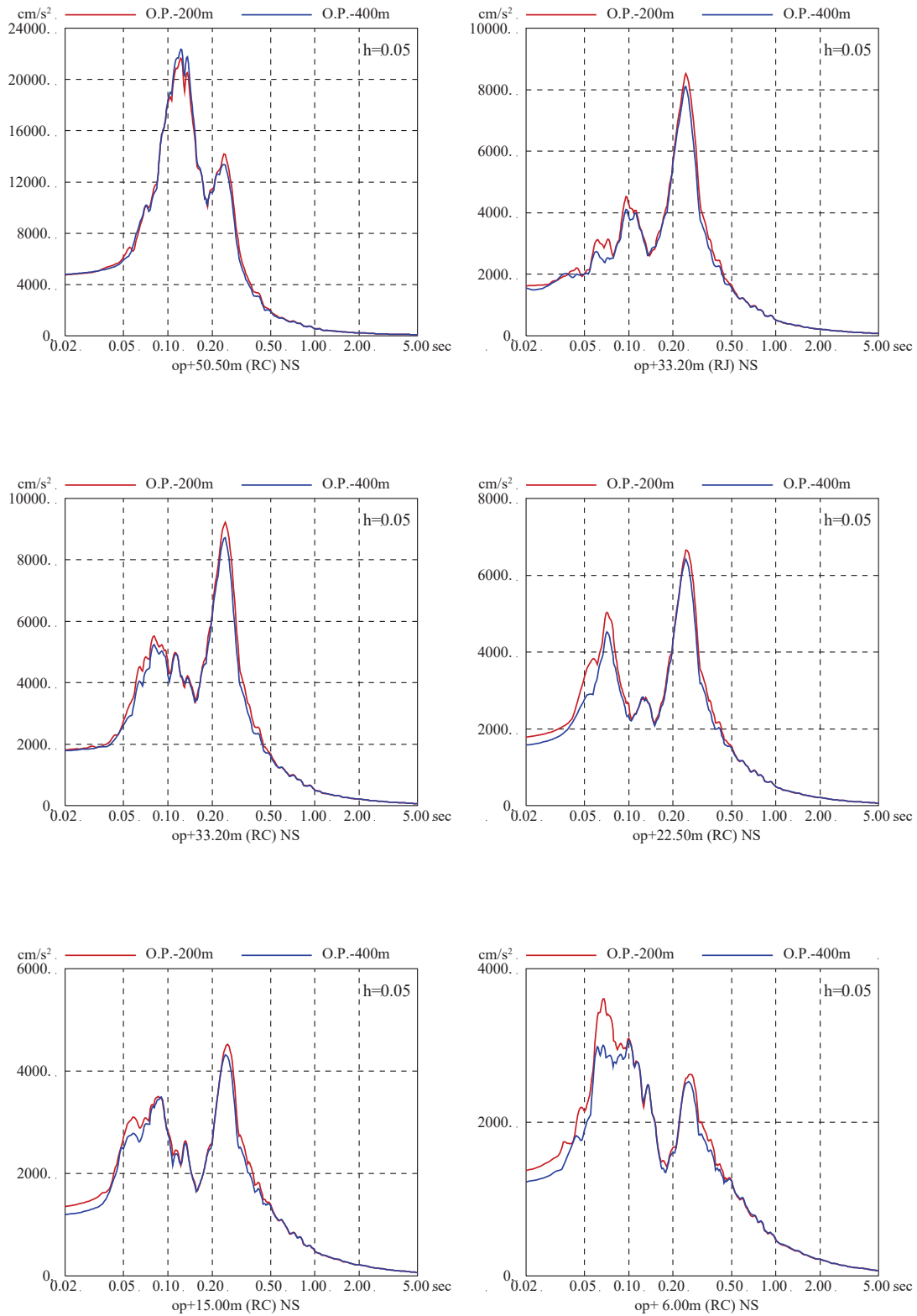
周期 0. 1 秒以下の短周期領域と周期 0. 2 秒から周期 0. 5 秒では若干の差異はあるが、建屋応答へ与える影響は小さい。



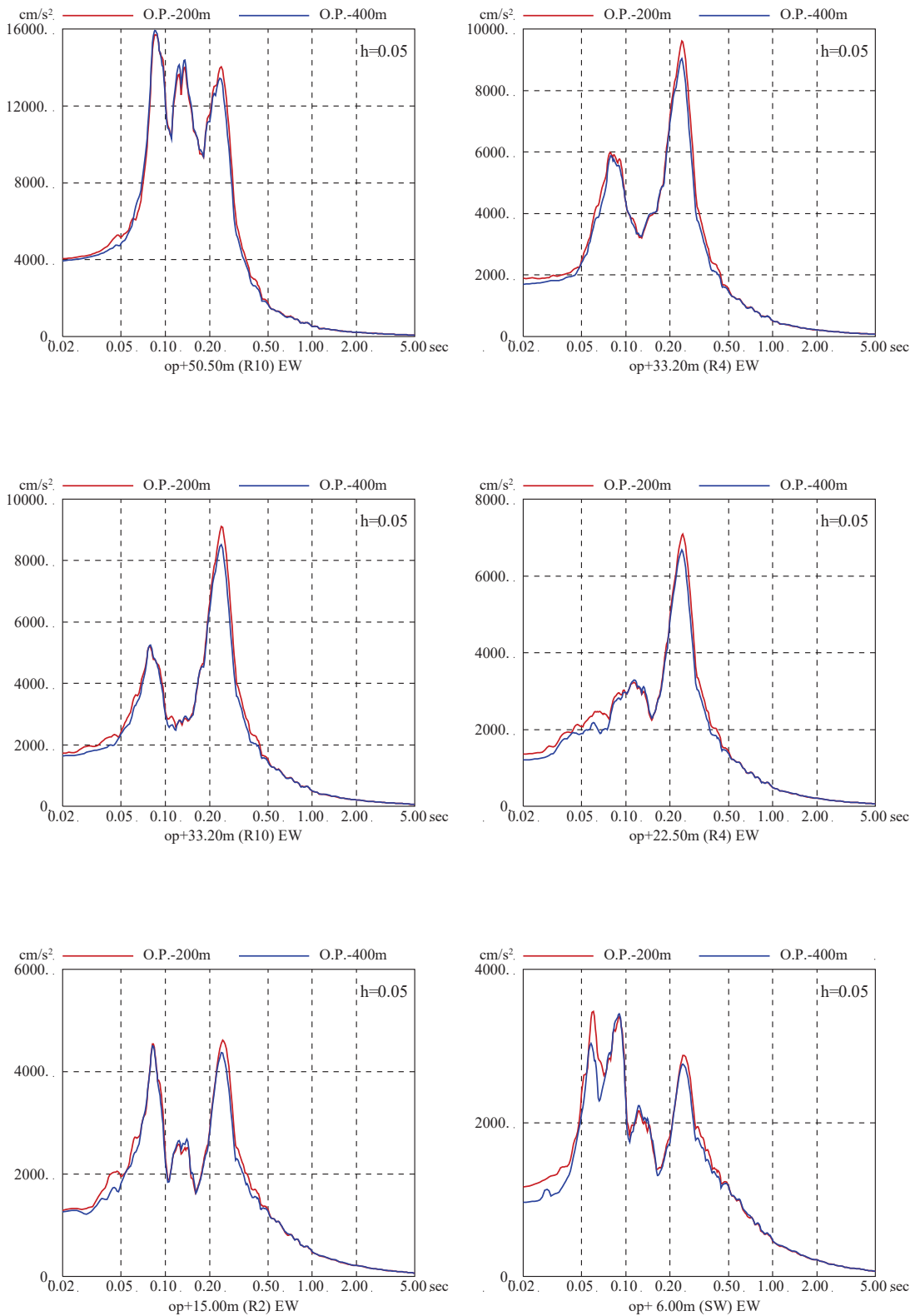
第 3-1 図 地盤モデル下端深さの差異による
入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較
(地盤モデル下端深さ O.P. -400m の比較, 基準地震動 Ss-D2)



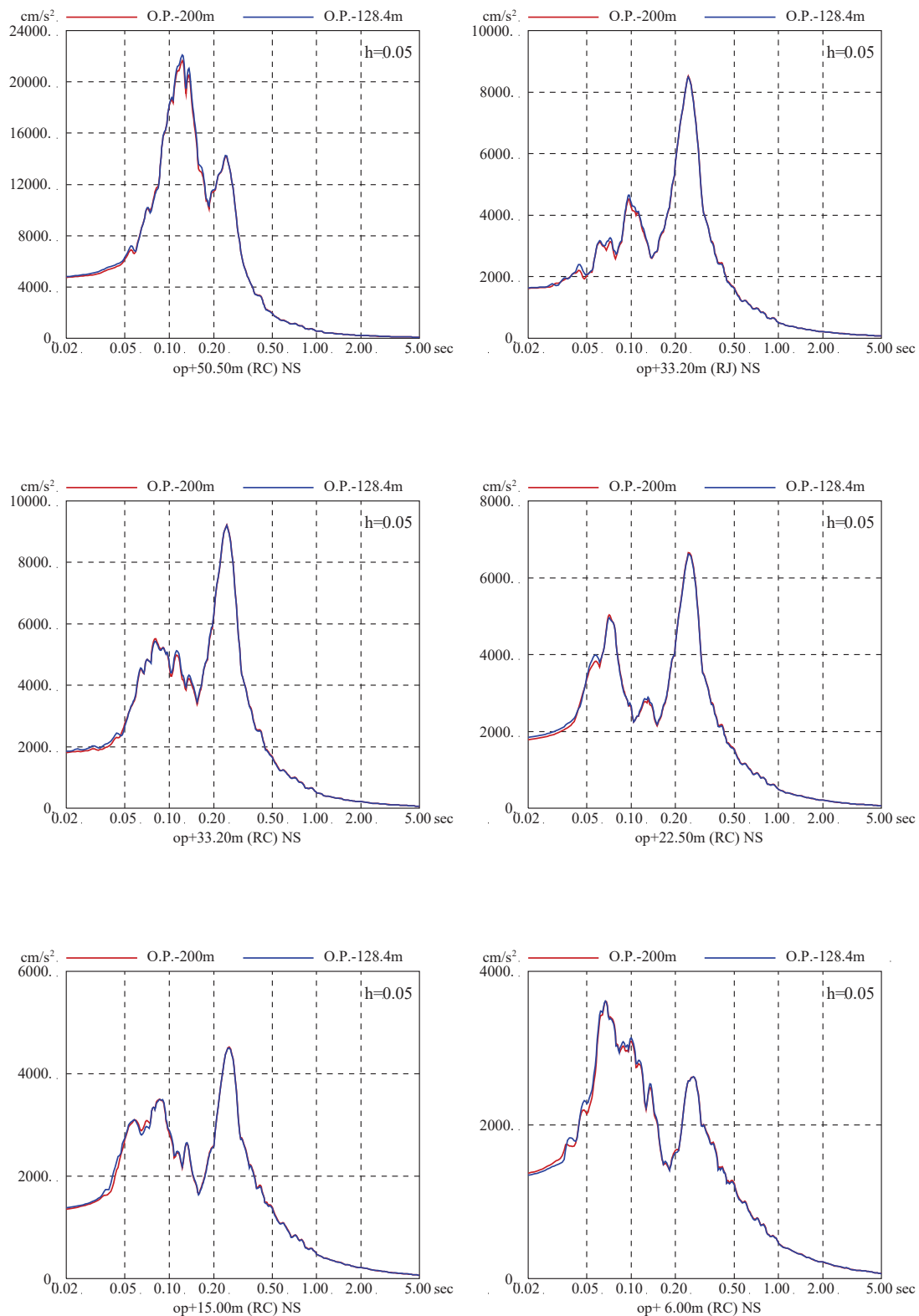
第 3-2 図 地盤モデル下端深さの差異による
入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較
(地盤モデル下端深さ O.P. -128. 4m の比較, 基準地震動 Ss-D2)



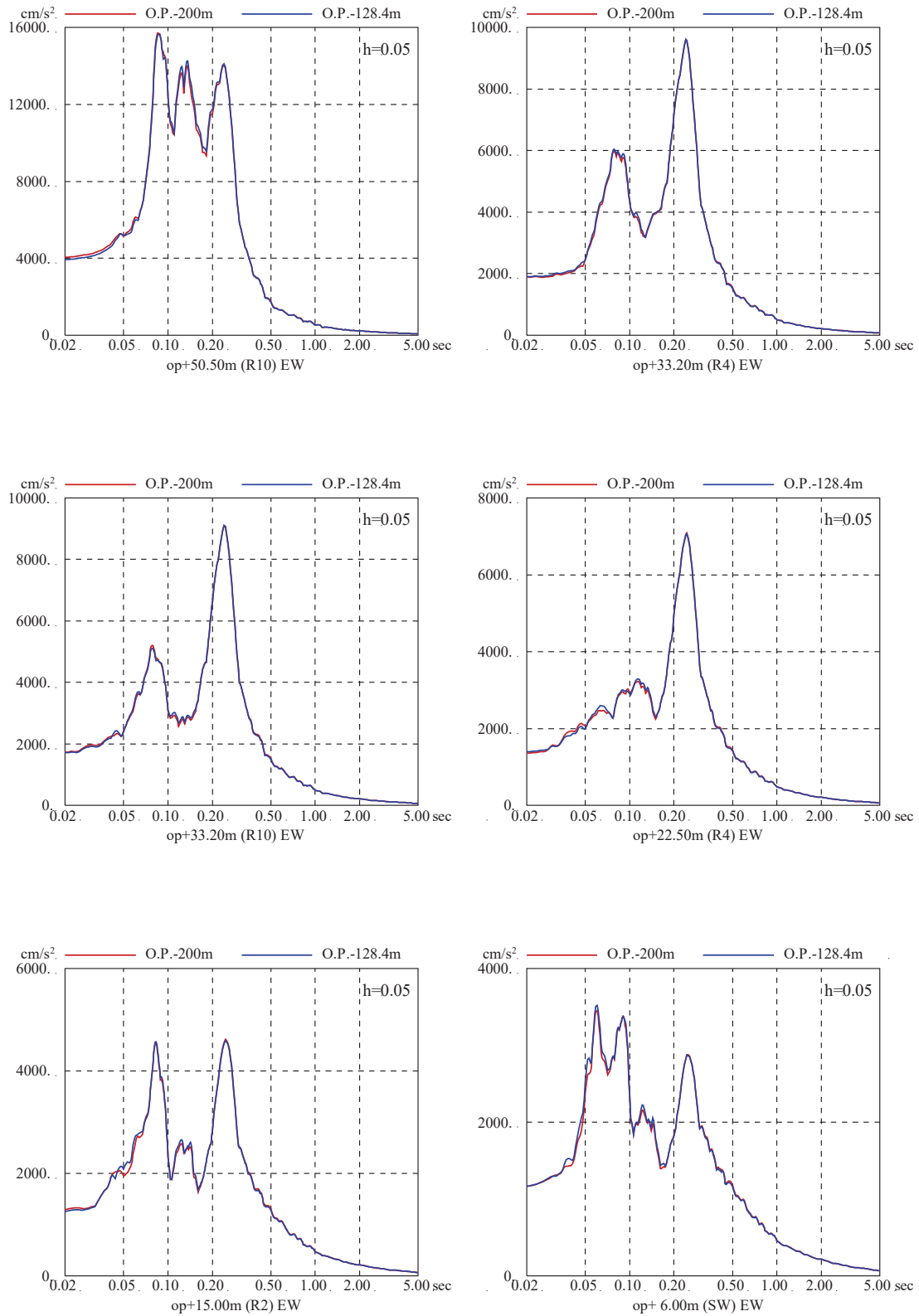
第 3-3 図(1) 地盤モデル下端深さの差異による建屋の応答スペクトルへの影響比較
 (地盤モデル下端深さ O.P.-400m の比較, 基準地震動 S_s-D2 NS 方向)



第 3-3 図(2) 地盤モデル下端深さの差異による建屋の応答スペクトルへの影響比較
(地盤モデル下端深さ O.P.-400m の比較, 基準地震動 Ss-D2 EW 方向)



第 3-4 図(1) 地盤モデル下端深さの差異による建屋の応答スペクトルへの影響比較
(地盤モデル下端深さ O.P.-128.4m の比較, 基準地震動 S_s-D2 NS 方向)



第 3-4 図(2) 地盤モデル下端深さの差異による建屋の応答スペクトルへの影響比較
(地盤モデル下端深さ O.P.-128.4m の比較, 基準地震動 Ss-D2 EW 方向)

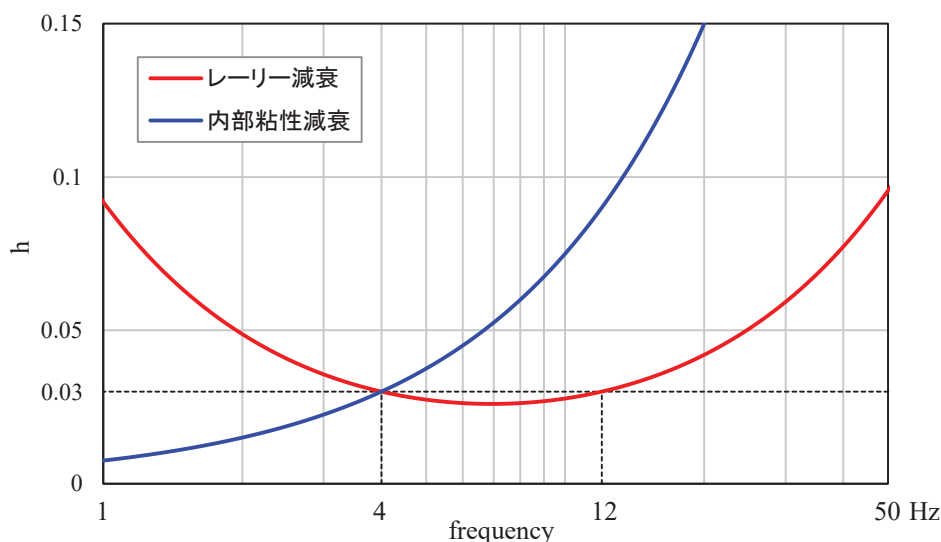
地盤の減衰の設定について

1. 検討の目的

女川2号炉原子炉建屋の基準地震動の入力地震動の算定においては、入力地震動の加速度振幅が大きいことから、表層地盤の非線形性を考慮した解析を行っている。地盤の非線形性を考慮した解析としては、地盤のひずみレベルが小さい場合（目安として0.1%以下）には、一次元波動論（SHAKE）の等価線形解析が用いられる場合が多い。今回の検討では、基準地震動 S_s 入力時の地盤のひずみレベルが等価線形解析の適用の目安値を上回る可能性が想定されたことから、ひずみレベルが大きい場合でも適用できる逐次非線形解析を採用した。

逐次非線形解析では、減衰モデルは内部粘性減衰またはレーリー減衰が適用できる。内部粘性減衰では、通常1次固有振動数の減衰量を与え、それよりも高次の振動数については振動数比例として評価される。一方、レーリー減衰は2つの振動数で減衰量を与えることができるため、例えば1次固有振動数と2次固有振動数それぞれに同じ減衰量を与えることができる。入力地震動(E+F)の算定に当たっては、表層地盤部の減衰が小さい方が入力地震動(E+F)は大きく算定されるため、入力地震動(E+F)の評価に当たっては、1次固有振動数と2次固有振動数で減衰定数を合わせたレーリー減衰を適用している。参考に、レーリー減衰と内部粘性減衰の比較を第1-1図に示す。

本検討では、減衰の違いによる建屋応答への影響を確認するために感度解析を実施する。



第1-1図 レーリー減衰と内部粘性減衰の比較

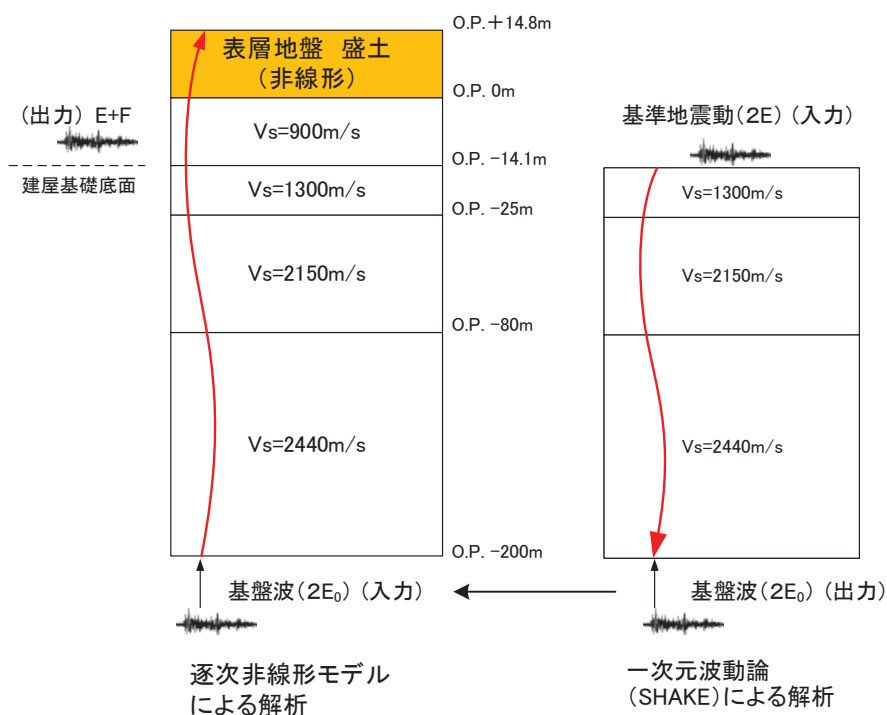
2. 検討方法

女川2号炉原子炉建屋の入力地震動の算定においては、逐次非線形解析を採用し、減衰モデルはレーリー減衰を適用している。逐次非線形解析では、内部粘性減衰またはレーリー減衰を採用できるため、内部粘性減衰を適用した場合の建屋応答への影響を確認する。

内部粘性減衰は、表層地盤の1次振動数(4Hz)で減衰定数が3%となるように設定し、レーリー減衰は、表層地盤の1次振動数(4Hz)および2次振動数(12Hz)で減衰が3%となるように設定する。

解析は、一次元波動論を用いて、モデル基盤までの引き下げを線形解析とし、モデル基盤から解放基盤相当位置までの引き上げを逐次非線形解析とする。検討に用いる地震動は基準地震動 S_s とする。

使用した解析コードは、線形解析では「SHAKE」、逐次非線形解析では「mflow ver. 1.0」である。解析の概念図を第2-1図に、検討に用いた地盤モデルを第2-1表に示す。



第2-1図 解析概念図

第2-1表 検討に用いた地盤モデル

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%) ^{※2}
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	900	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 O.P. 14.8m～O.P. 0m は，上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また，ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 内部粘性減衰 または レーリー減衰(4Hz, 12Hz) で設定。

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

O. P. 14. 8m~O. P. 0m の表層地盤には地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0 - \gamma$ 曲線および $h - \gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により (2-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (2-1)$$

$$\text{ここで, } \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (2-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (2-2)$$

$$\text{ここで, } \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t (\text{N/mm}^2)$$

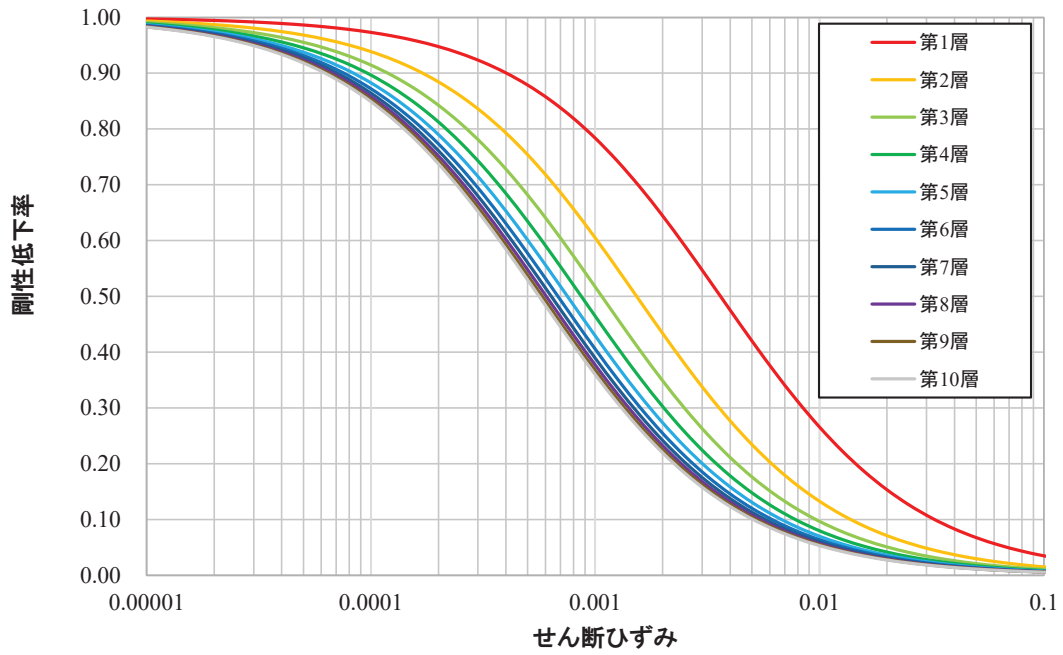
$h-\gamma$ 曲線は逐次非線形解析に用いる解析コードでは H-D モデルの関数形として $h-\gamma$ 曲線を定義する。H-D モデルの関係式を以下に示す。

$$h = h_{\max}(1 - G/G_0) \quad (2-3)$$

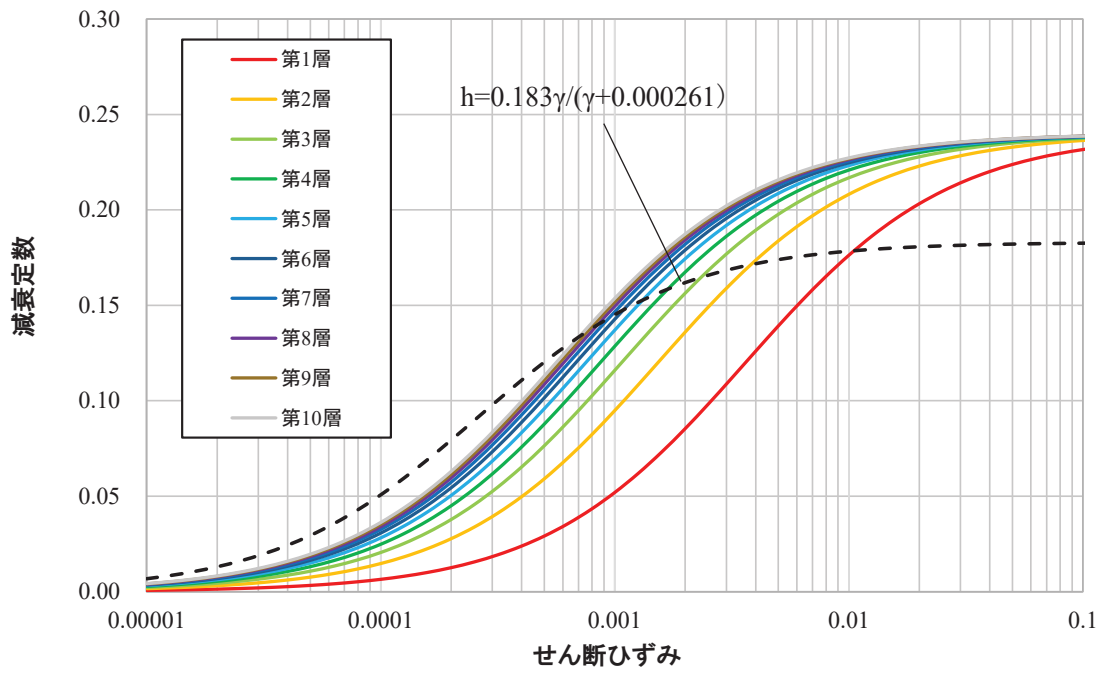
h_{\max} はせん断ひずみが 0.001~0.003 程度で繰返し三軸試験結果に基づいた(2-4)式と同程度の減衰となるように $h_{\max}=0.24$ と設定した。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (2-4)$$

逐次非線形解析において用いた $G/G_0-\gamma$ 曲線を第 2-2 図に、 $h-\gamma$ 曲線を(2-4)式と比較して第 2-3 図に示す。



第 2-2 図 $G/G_0 - \gamma$ 曲線



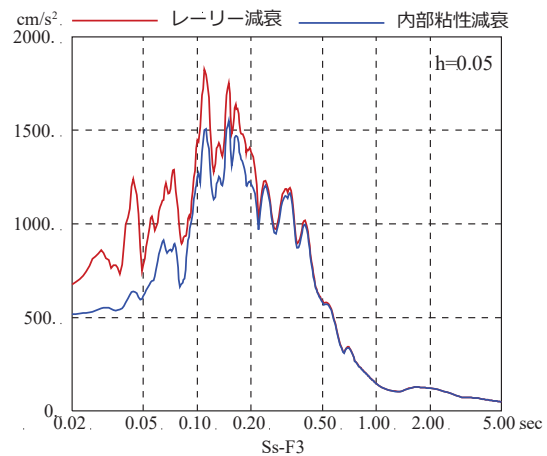
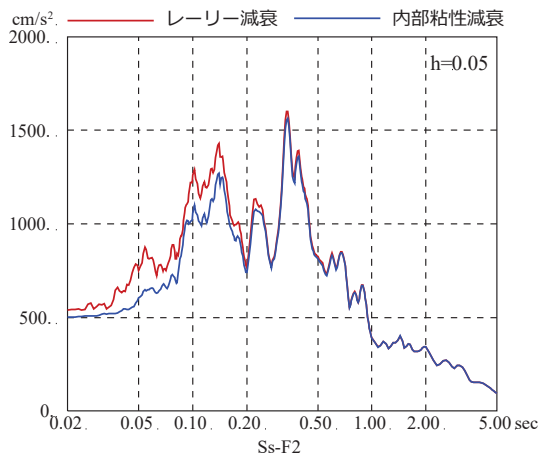
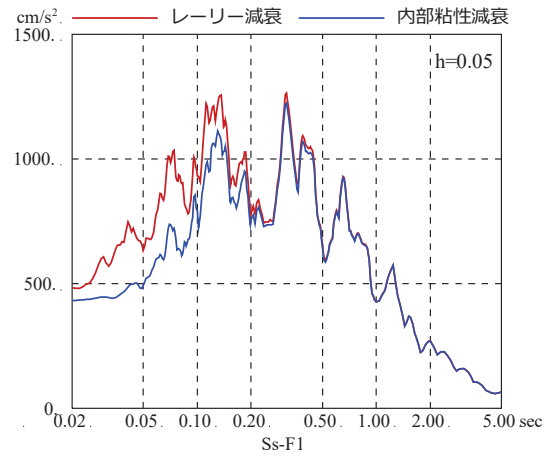
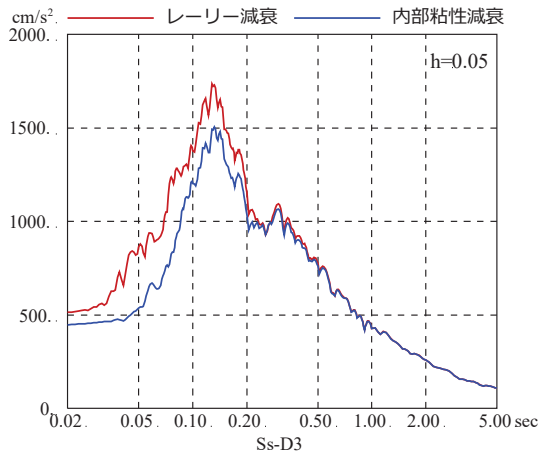
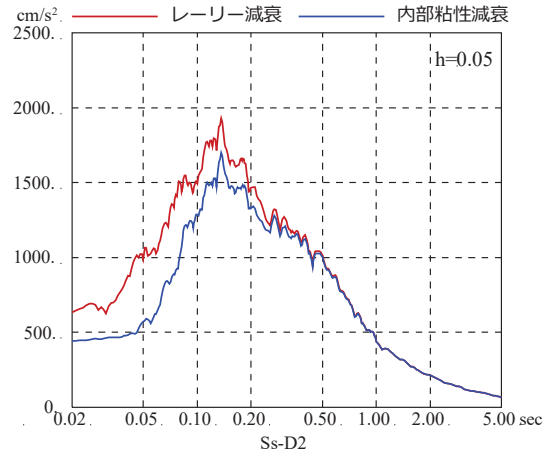
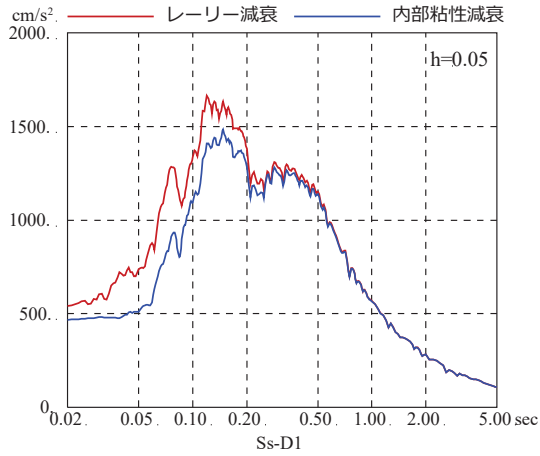
第 2-3 図 $h - \gamma$ 曲線

3. 検討結果

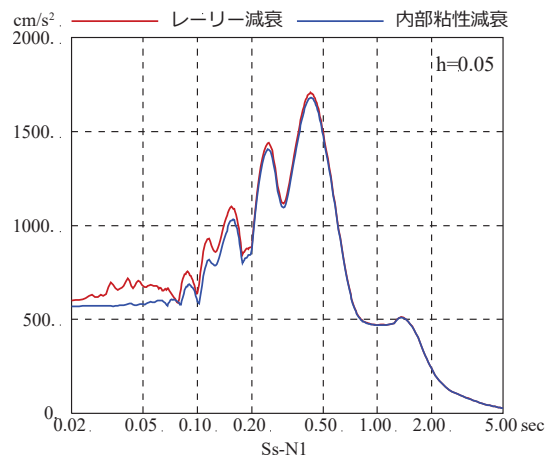
地盤モデルの減衰に内部粘性減衰を適用した場合とレーリー減衰を適用した場合に算定される入力地震動(E+F)の比較を基準地震動 Ss 7 波について第 3-1 図に示す。また、基準地震動 Ss-D1 および基準地震動 Ss-D2 による建屋の床応答スペクトルの比較を第 3-2 図～第 3-5 図に示す。

入力地震動の応答スペクトルは、どの基準地震動 0.2 秒から短周期において内部粘性減衰を適用した場合よりレーリー減衰を適用した場合の方が大きくなっている。

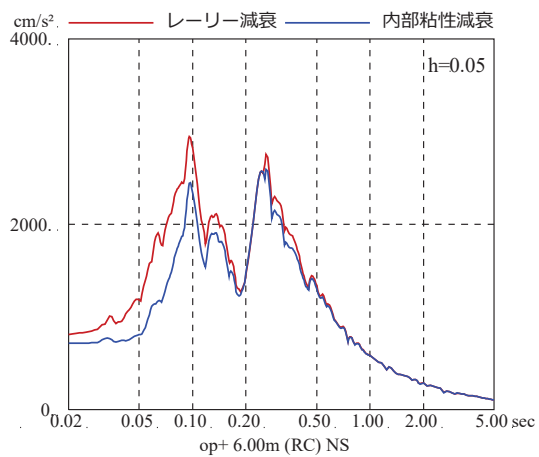
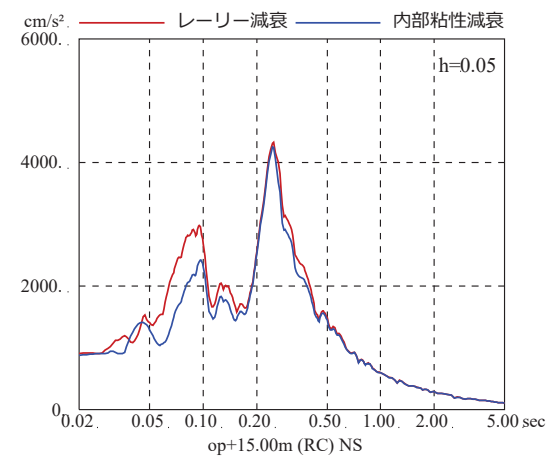
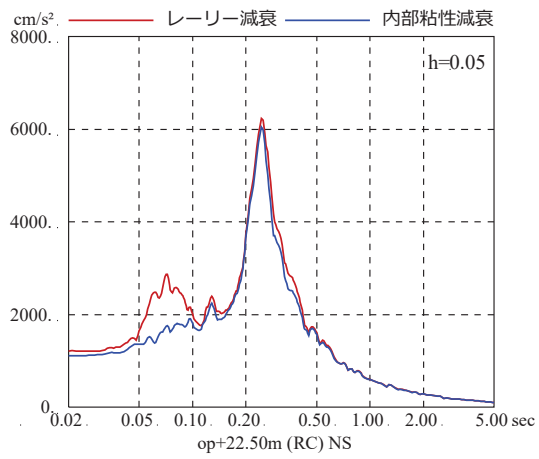
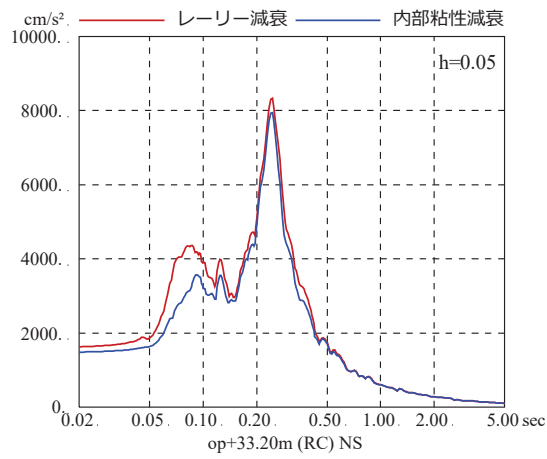
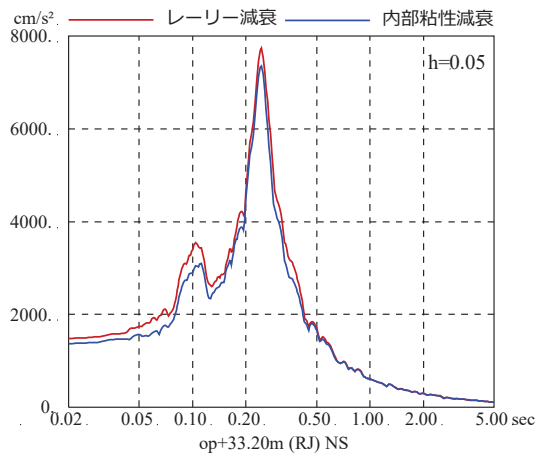
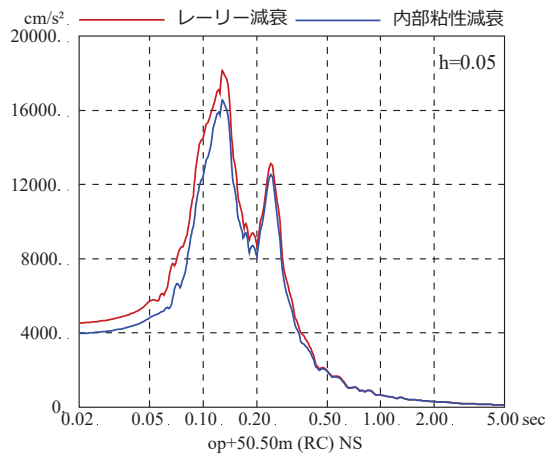
建屋の床応答スペクトルにおいても、内部粘性減衰を適用した場合よりレーリー減衰を適用した場合の方が若干大きくなっており、短周期でその傾向が高い。



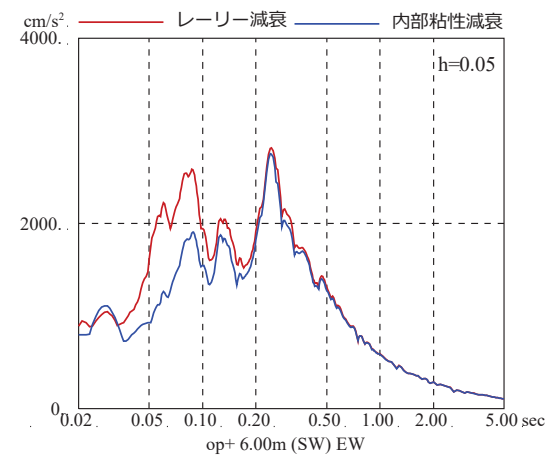
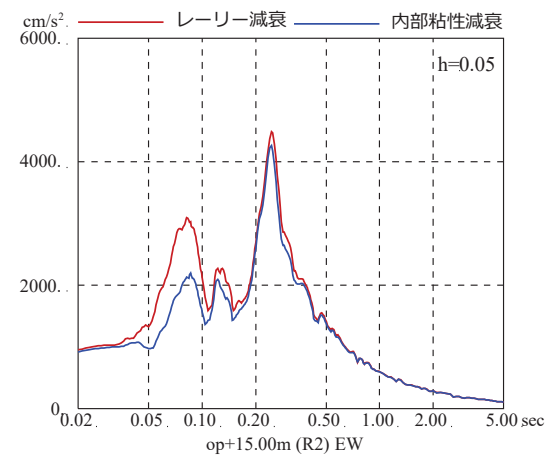
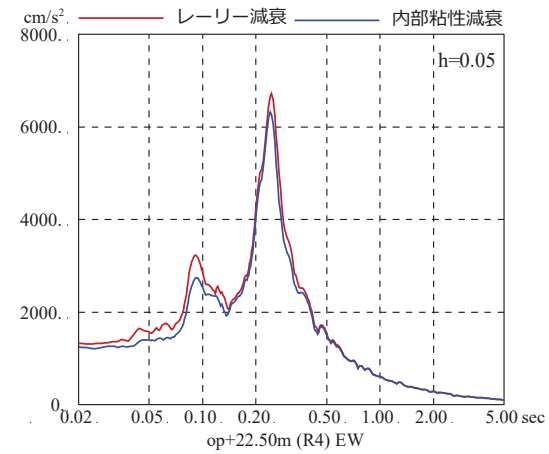
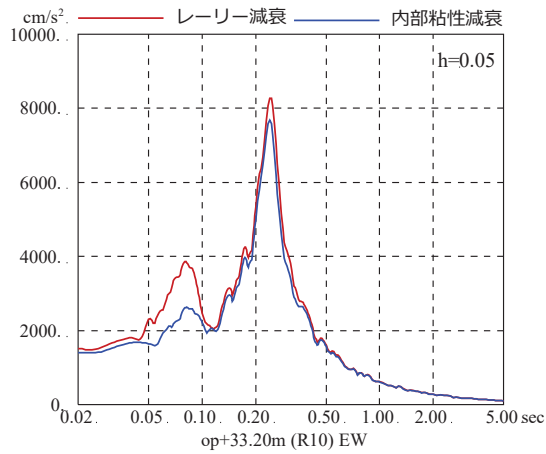
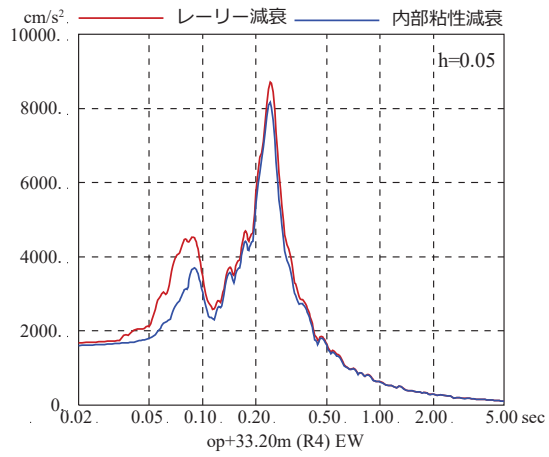
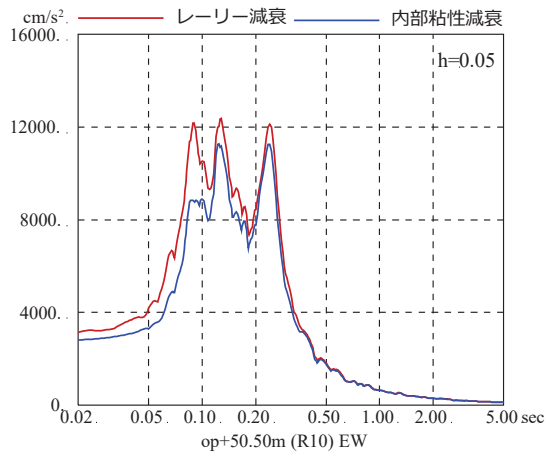
第 3-1 図(1) 減衰モデルの異なる地盤モデルによる
入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較



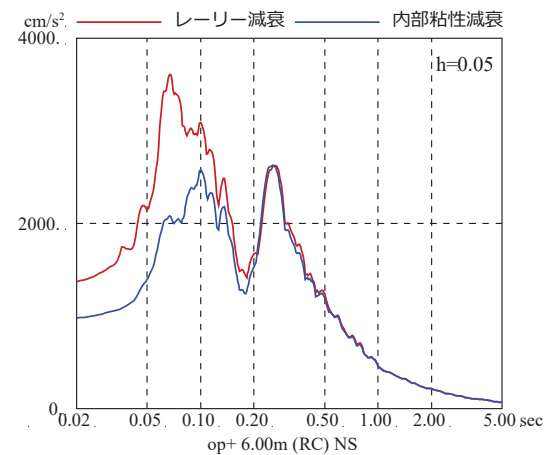
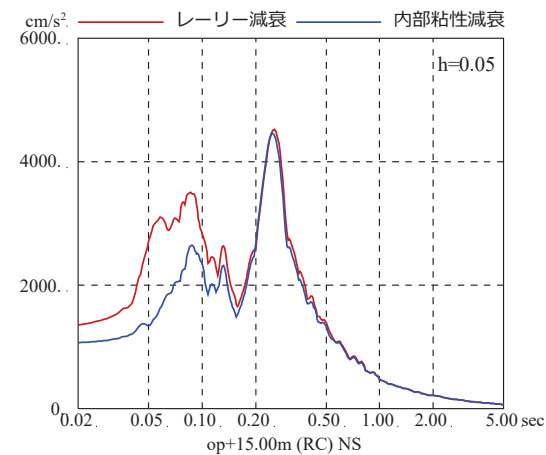
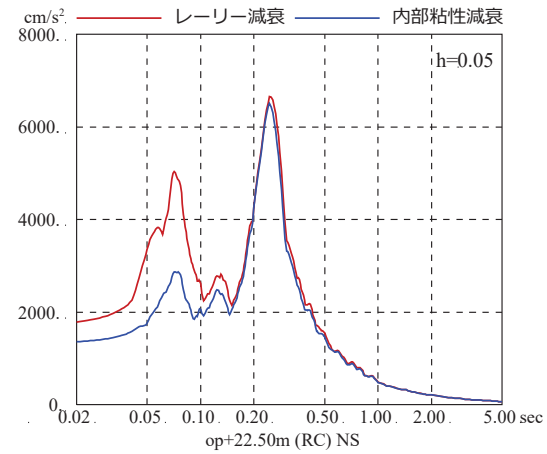
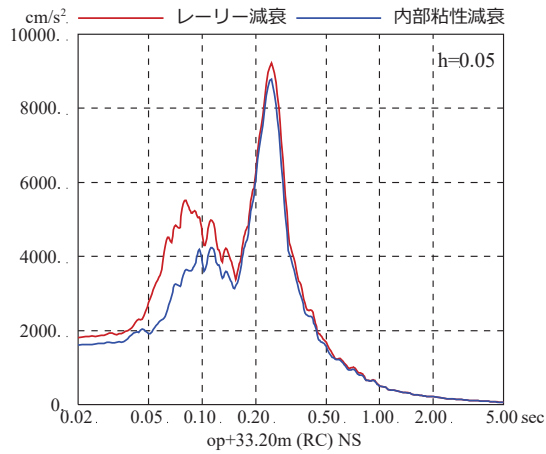
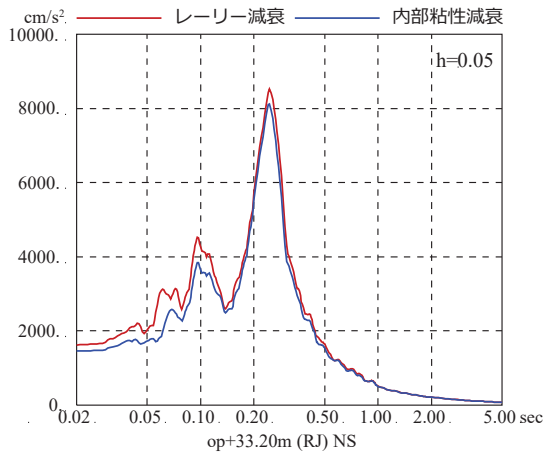
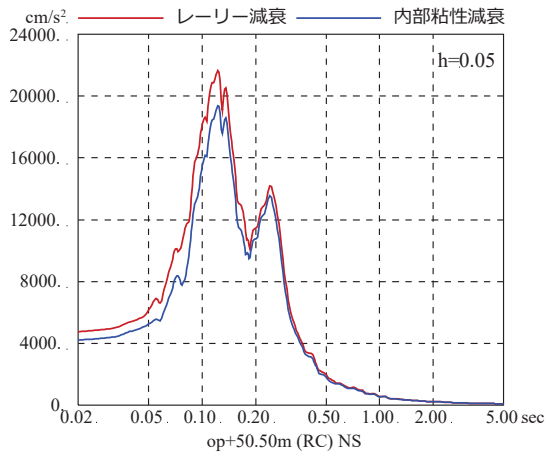
第 3-1 図(2) 減衰モデルの異なる地盤モデルによる
入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較



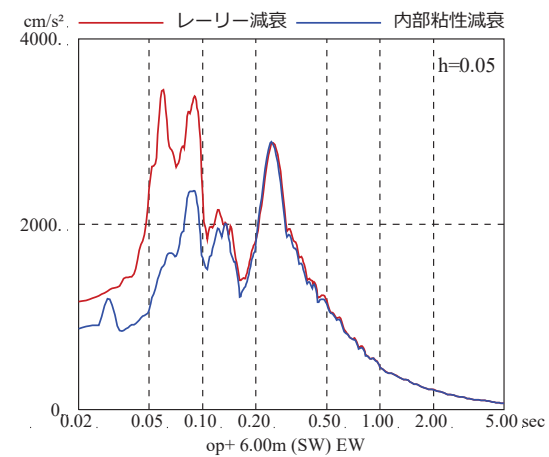
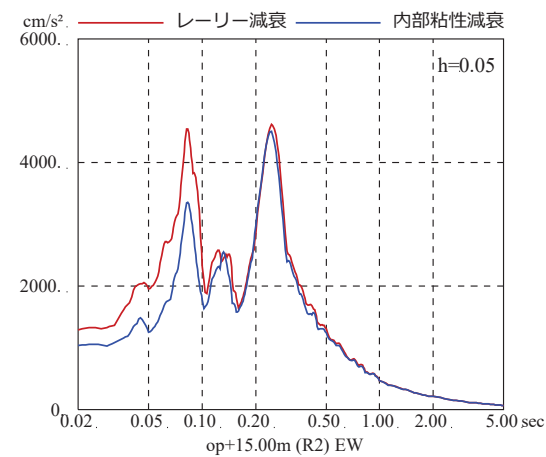
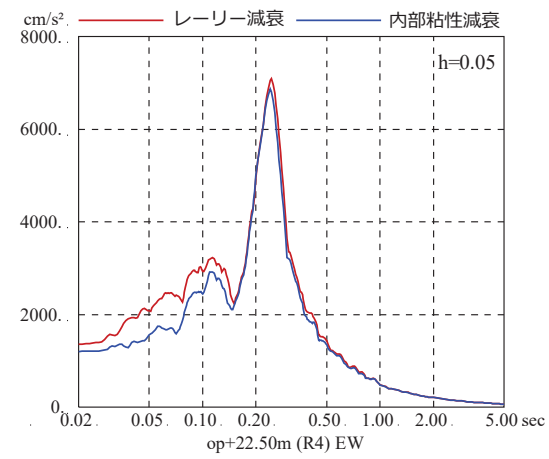
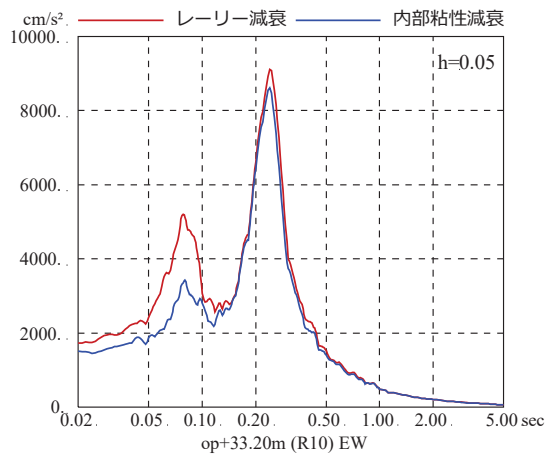
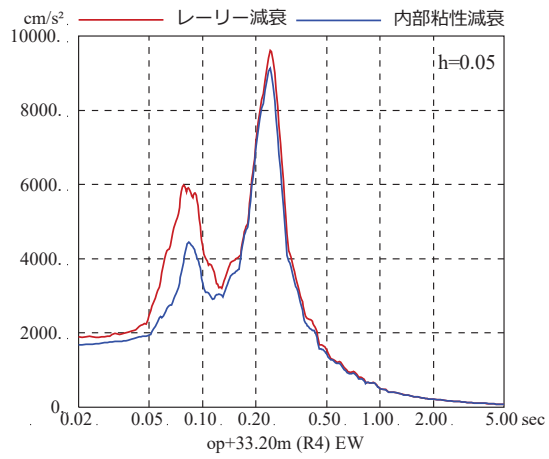
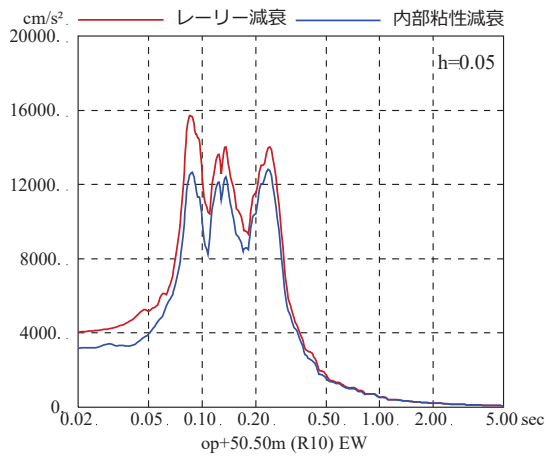
第 3-2 図 減衰モデルの異なる地盤モデルによる
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較 (基準地震動 Ss-D1 NS 方向)



第 3-3 図 減衰モデルの異なる地盤モデルによる
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較 (基準地震動 Ss-D1 EW 方向)



第3-4図 減衰モデルの異なる地盤モデルによる
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較 (基準地震動 Ss-D2 NS 方向)



第3-5図 減衰モデルの異なる地盤モデルによる
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較 (基準地震動 Ss-D2 EW 方向)

表層地盤物性値の違いによる
建屋応答への影響について

1. 検討の目的

女川2号炉原子炉建屋の基準地震動の入力地震動の算定においては、地震動の加速度振幅が大きいことから、表層地盤の非線形性を考慮した解析を行っている。

表層地盤の非線形特性は、PS 検層結果から初期せん断剛性 G_0 、原位置せん断試験結果から双曲線モデルとして $G/G_0 - \gamma$ 曲線、繰返し三軸試験結果から $h - \gamma$ 曲線を設定し、地震観測記録のシミュレーション解析により検証したものである。

一方、初期せん断剛性 G_0 および $G/G_0 - \gamma$ 曲線については、繰返し三軸試験による結果も存在することから、入力地震動算定における非線形特性が建屋応答へ与える影響について確認する。

2. 検討方法

入力地震動の算定に用いる地盤モデルの非線形特性として、PS 検層結果から初期せん断剛性 G_0 、原位置せん断試験結果から双曲線モデルとして $G/G_0-\gamma$ 曲線を設定した場合（基本ケース）と、繰返し三軸試験結果から初期せん断剛性 G_0 および $G/G_0-\gamma$ 曲線を設定した場合（ケース 1）の観測記録の再現性を確認する。

検討は、3.11 地震のはざとり波を用いて建屋シミュレーション解析を実施し、観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較により行う。

基本ケースでは、O. P. 14. 8m~O. P. 0m の表層地盤非線形特性として初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により (2-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (2-1)$$

$$\text{ここで、} \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0-\gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (2-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (2-2)$$

$$\text{ここで、} \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t (\text{N/mm}^2)$$

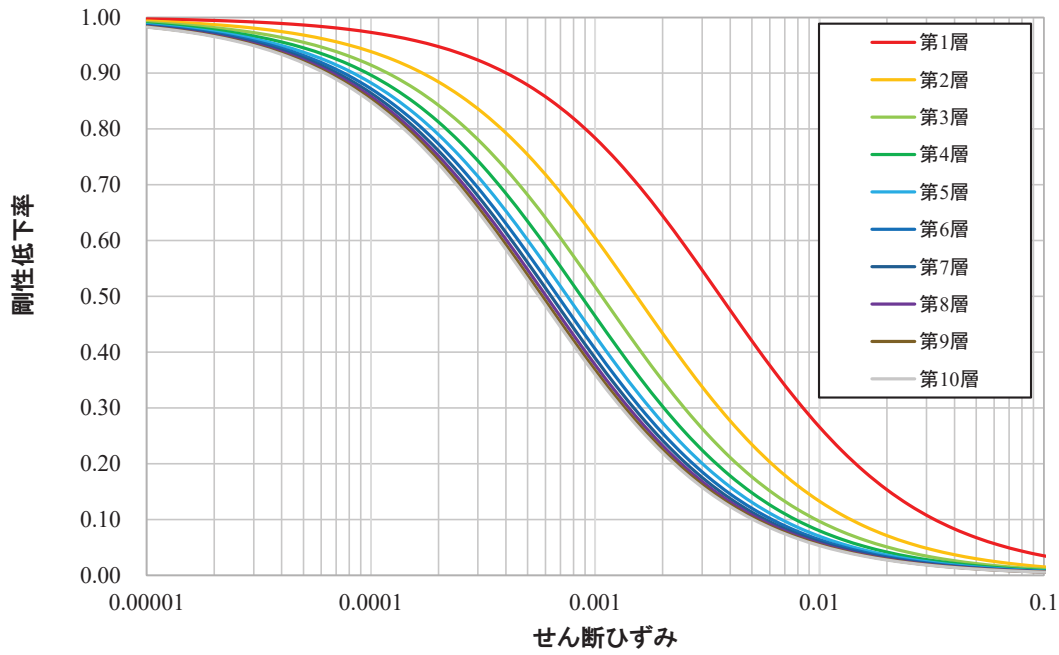
$h-\gamma$ 曲線は逐次非線形解析に用いる解析コードでは H-D モデルの関数形として $h-\gamma$ 曲線を定義する。H-D モデルの関係式を以下に示す。

$$h = h_{\max}(1 - G/G_0) \quad (2-3)$$

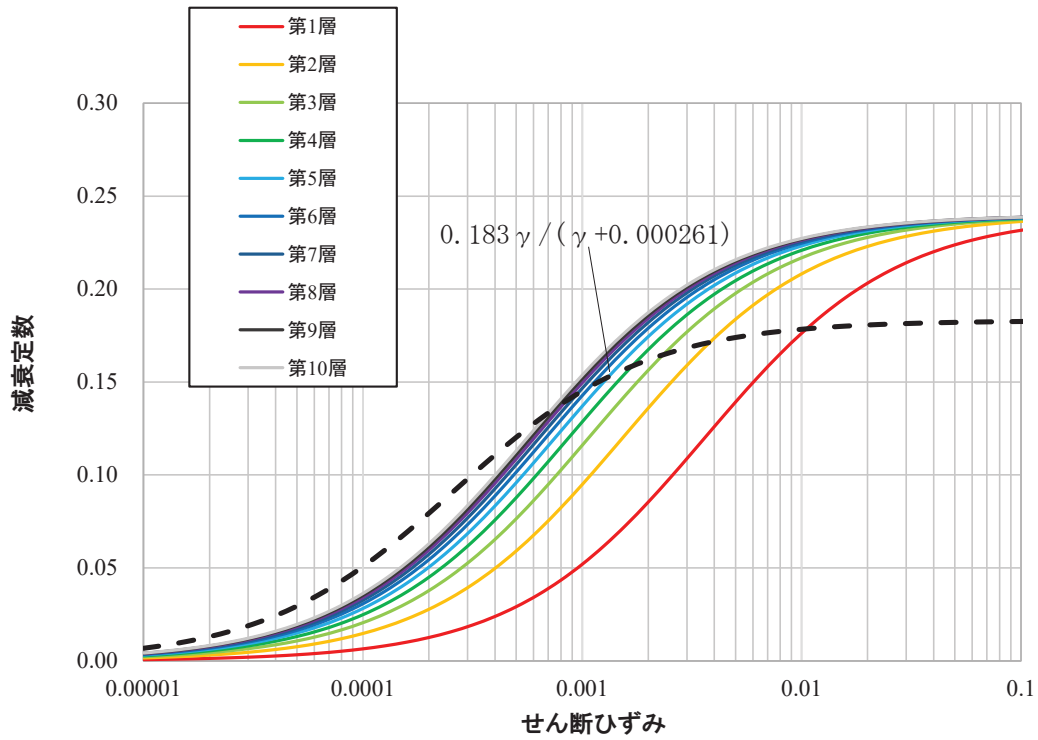
h_{\max} はせん断ひずみが 0.001~0.003 程度で繰返し三軸試験結果に基づいた (2-4) 式と同程度の減衰となるように $h_{\max}=0.24$ と設定した。

$$h = 0.183\gamma/(\gamma + 0.000261) \quad (2-4)$$

基本ケースの解析において用いた $G/G_0-\gamma$ 曲線を第 2-1 図に、 $h-\gamma$ 曲線を第 2-2 図に示す。



第 2-1 図 $G/G_0 - \gamma$ 曲線



第 2-2 図 $h - \gamma$ 曲線

ケース1の表層地盤非線形特性として初期せん断剛性 G_0 および $G/G_0 - \gamma$ 曲線は、繰返し三軸試験結果から (2-4) 式および (2-5) 式で設定する。

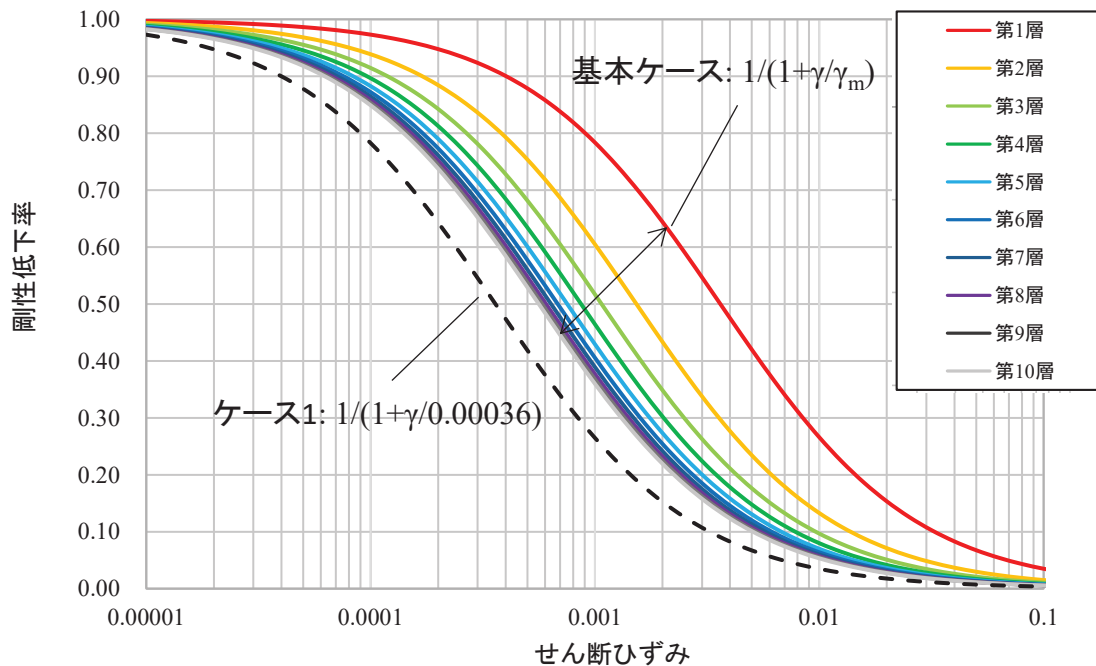
$$G_0 = 382\sigma_c^{0.71} \quad (2-5)$$

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (2-6)$$

$$\gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0} = 0.00036 \quad (2-7)$$

$h - \gamma$ 曲線は、基本ケースと同様とする。

ケース1の評価に採用されている $G/G_0 - \gamma$ 曲線を基本ケースの $G/G_0 - \gamma$ 曲線と比較して第2-3図に示す。 $h - \gamma$ 曲線は第2-2図と同じである。



第2-3図 $G/G_0 - \gamma$ 曲線の比較

検討は、以下の3種類について比較を行う。

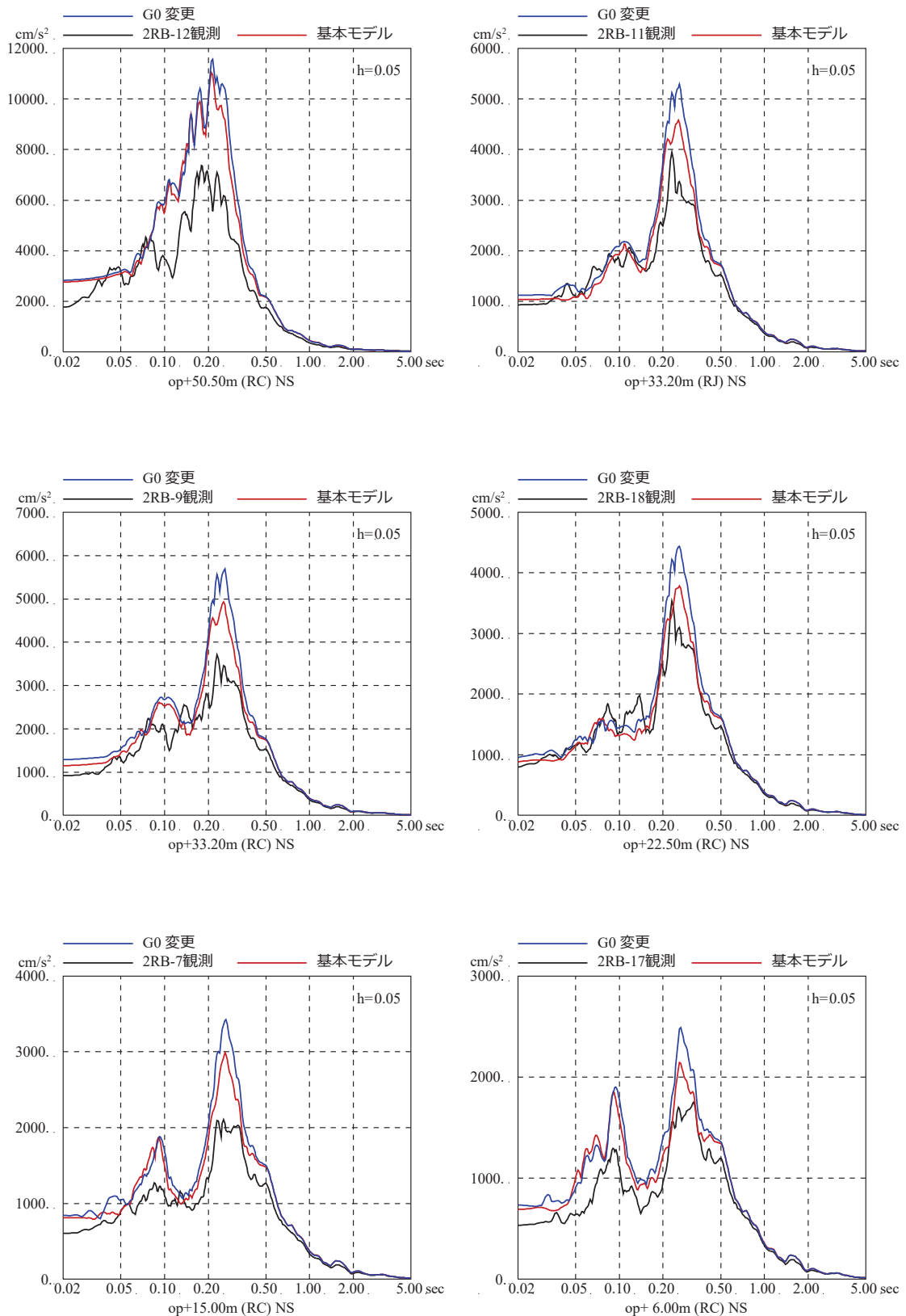
- ① 初期せん断弾性係数 G_0 のみを変更する（この場合 $G/G_0 - \gamma$ 曲線は従来のモデルと同じとし、2-6 式の基準ひずみは適用しない）
- ② $G/G_0 - \gamma$ 曲線のみ変更する（この場合 2-6 式の基準ひずみと G_0 の関係式は適用しない）
- ③ 初期せん断弾性係数 G_0 と $G/G_0 - \gamma$ 曲線の両方を変更する

3. 検討結果

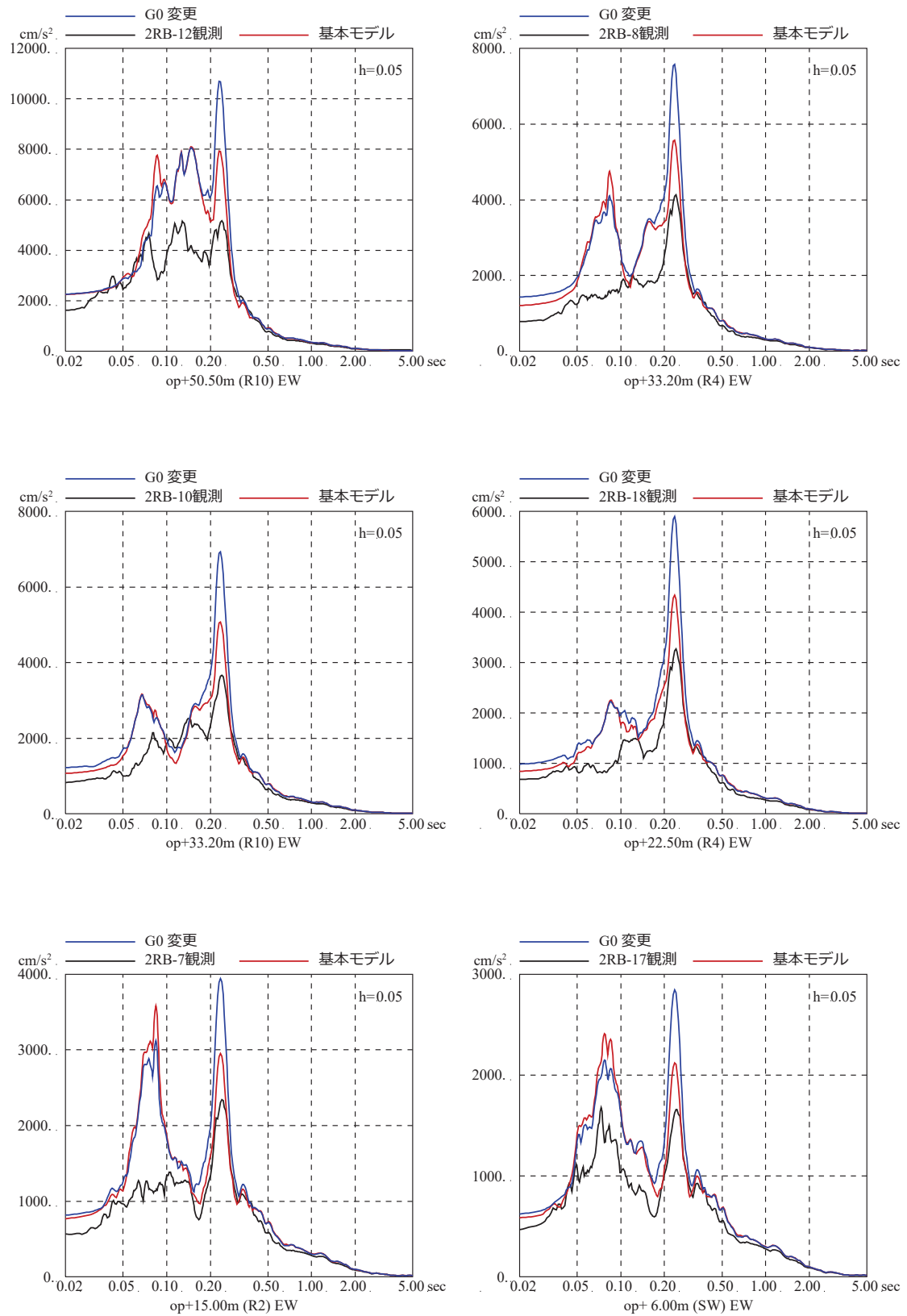
第 3-1 図～第 3-6 図に，検討結果の建屋モデルの床応答スペクトルを観測記録の床応答スペクトルと比較して示す。

初期せん断弾性係数 G_0 のみを変更した場合， $G/G_0-\gamma$ 曲線のみ変更した場合および初期せん断弾性係数 G_0 と $G/G_0-\gamma$ 曲線の両方を変更した場合のどの場合においても，床応答スペクトルは，周期 0.2 秒～0.3 秒の 1 次ピーク付近で基本ケースよりケース 1 が大きくなる傾向が見られ，基本ケースの方が観測記録に近い結果となっている。

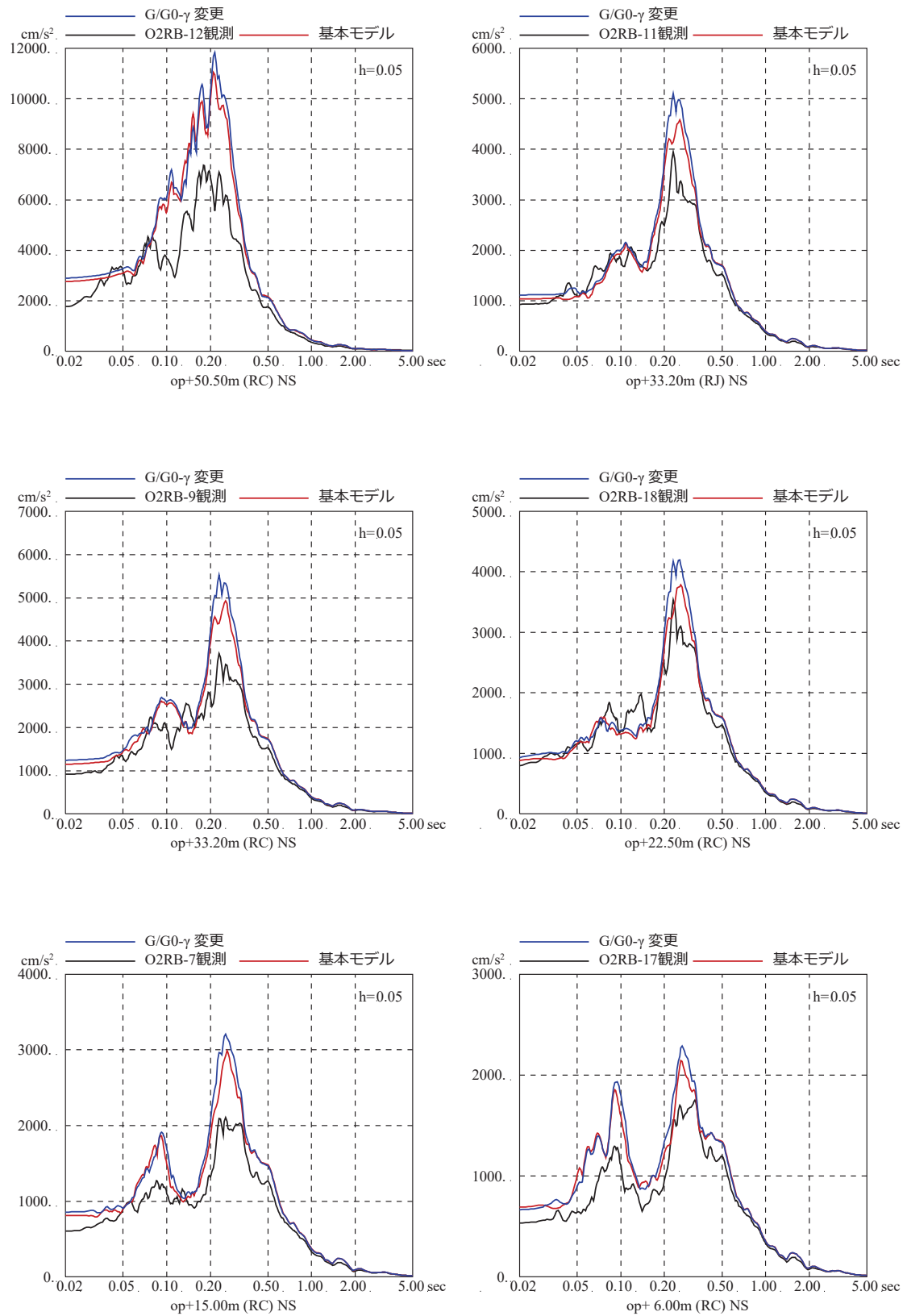
このことから，基本ケースの物性値を採用することは妥当である。



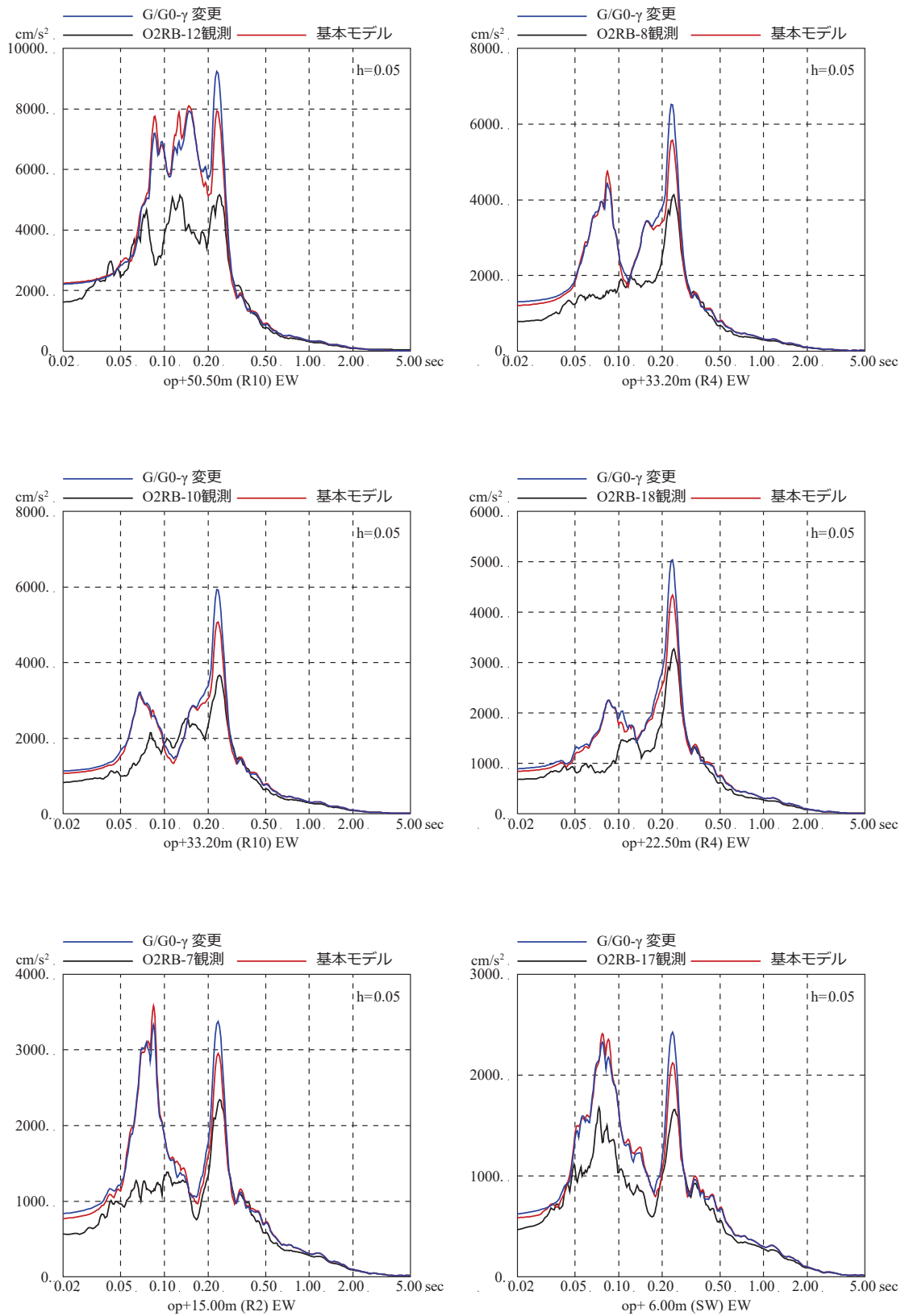
第3-1図 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
床応答スペクトルの比較 (3.11地震 NS方向)
(初期せん断弾性係数 G_0 を変更した場合)



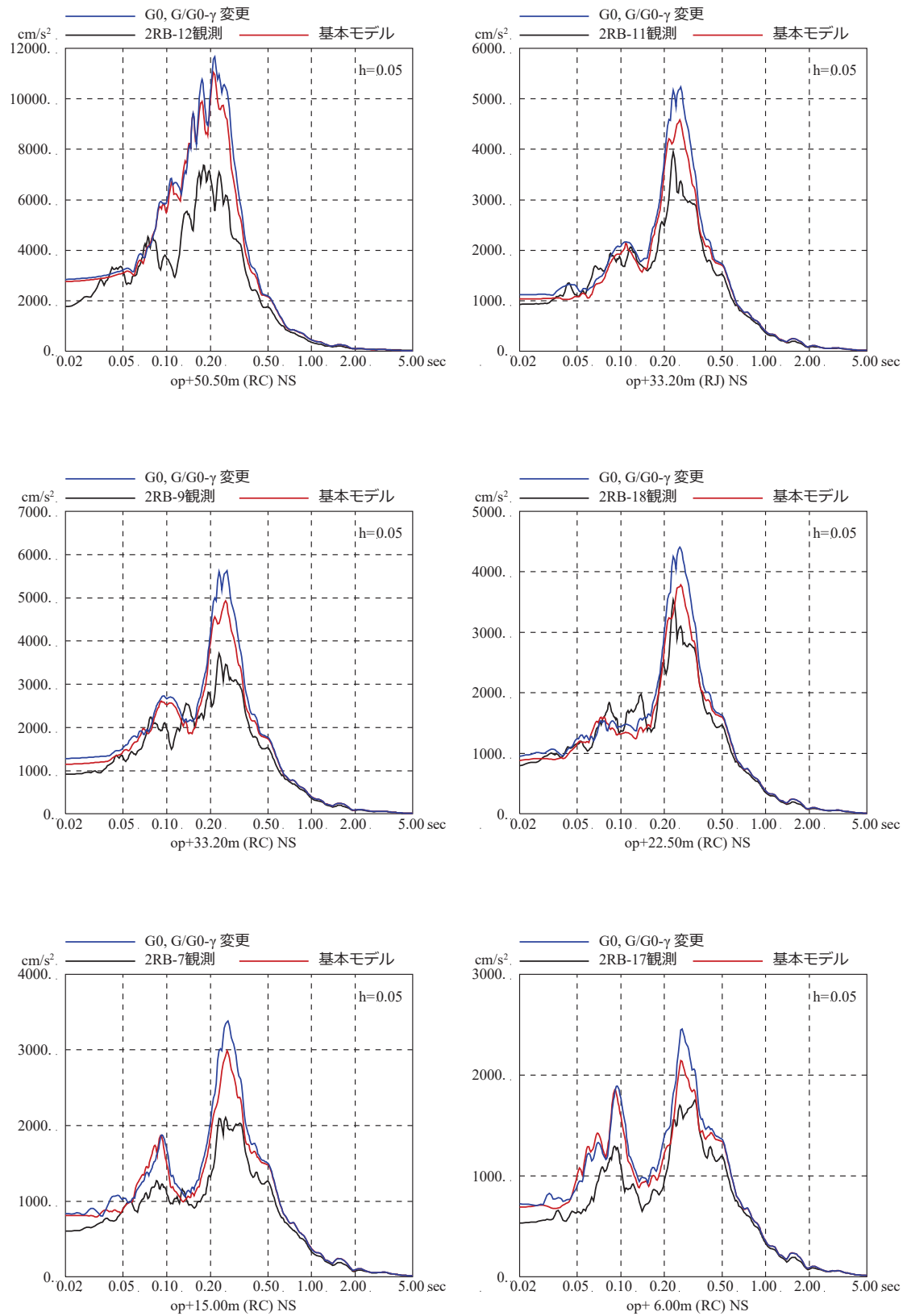
第3-2図 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
 床応答スペクトルの比較 (3.11地震 EW方向)
 (初期せん断弾性係数 G_0 を変更した場合)



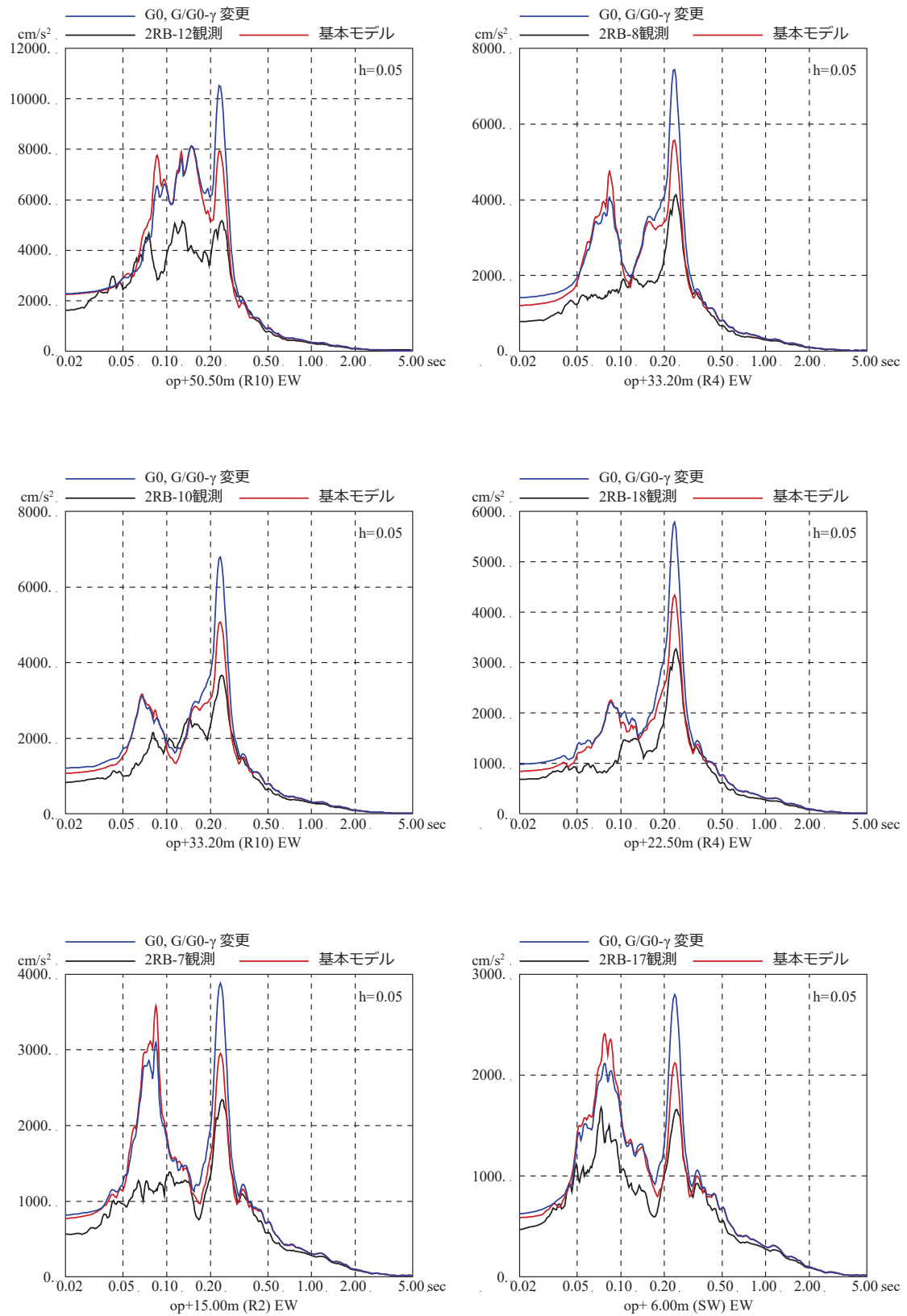
第 3-3 図 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
床応答スペクトルの比較 (3.11 地震 NS 方向)
($G/G_0 - \gamma$ 曲線のみ変更した場合)



第3-4図 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
床応答スペクトルの比較 (3.11地震 EW方向)
($G/G_0 - \gamma$ 曲線のみ変更した場合)



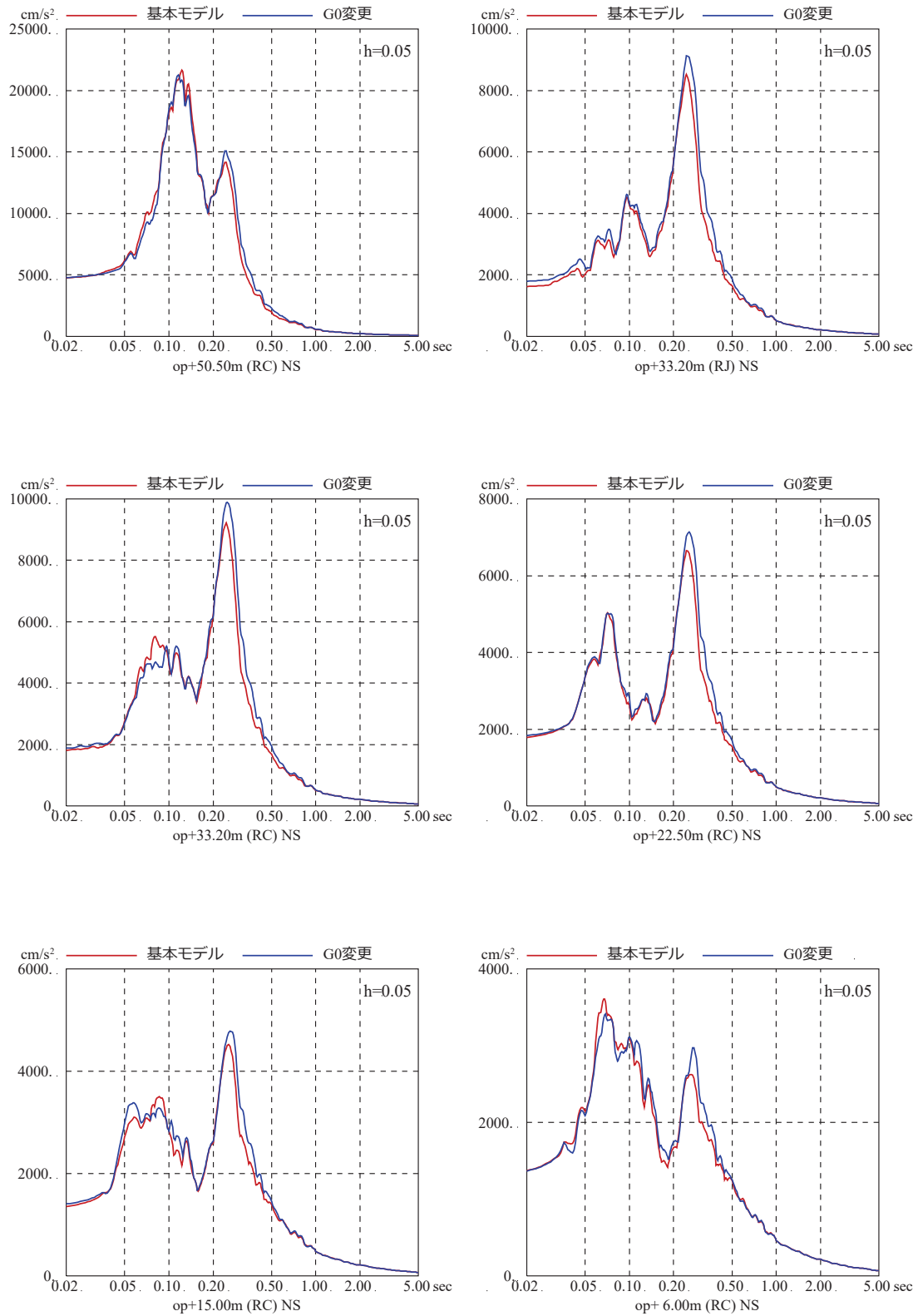
第 3-5 図 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
 床応答スペクトルの比較 (3.11 地震 NS 方向)
 (初期せん断弾性係数 G_0 と $G/G_0 - \gamma$ 曲線を変更した場合)



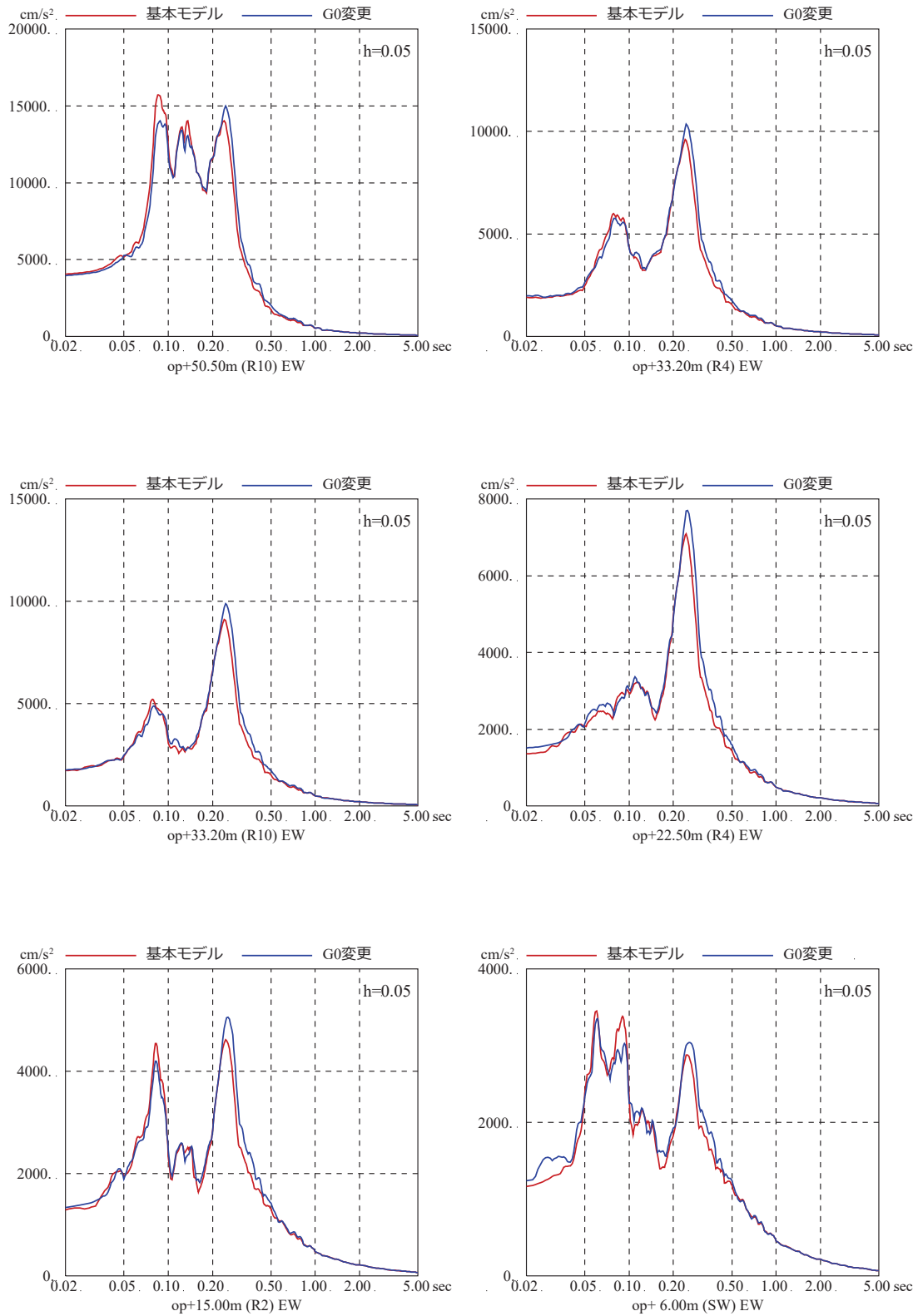
第3-6図 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
床応答スペクトルの比較 (3.11地震 EW方向)
(初期せん断弾性係数 G_0 と $G/G_0-\gamma$ 曲線を変更した場合)

表層地盤物性値の違いによる基準地震動 S_s 時の建屋応答への影響について

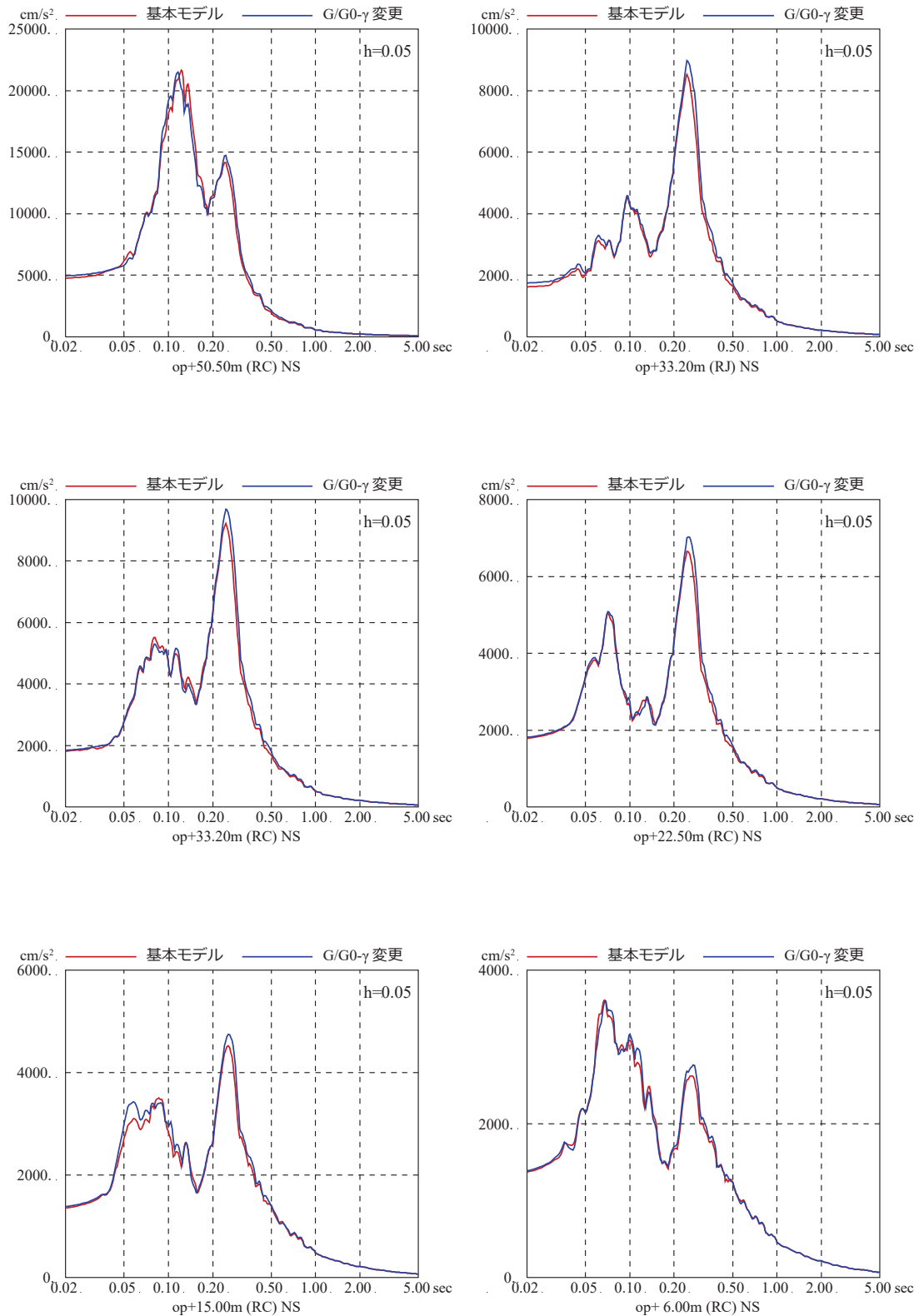
入力地震動の算定に用いる地盤モデルの非線形特性として、PS 検層結果から初期せん断剛性 G_0 、原位置せん断試験結果から双曲線モデルとして $G/G_0-\gamma$ 曲線を設定した地盤モデル（基本ケース）と、繰返し三軸試験結果から初期せん断剛性 G_0 および $G/G_0-\gamma$ 曲線を設定した地盤モデル（ケース 1）に、基準地震動 S_s -D2 を入力した場合の建屋の床応答スペクトルの比較を参考に第 1 図～第 6 図に示す。



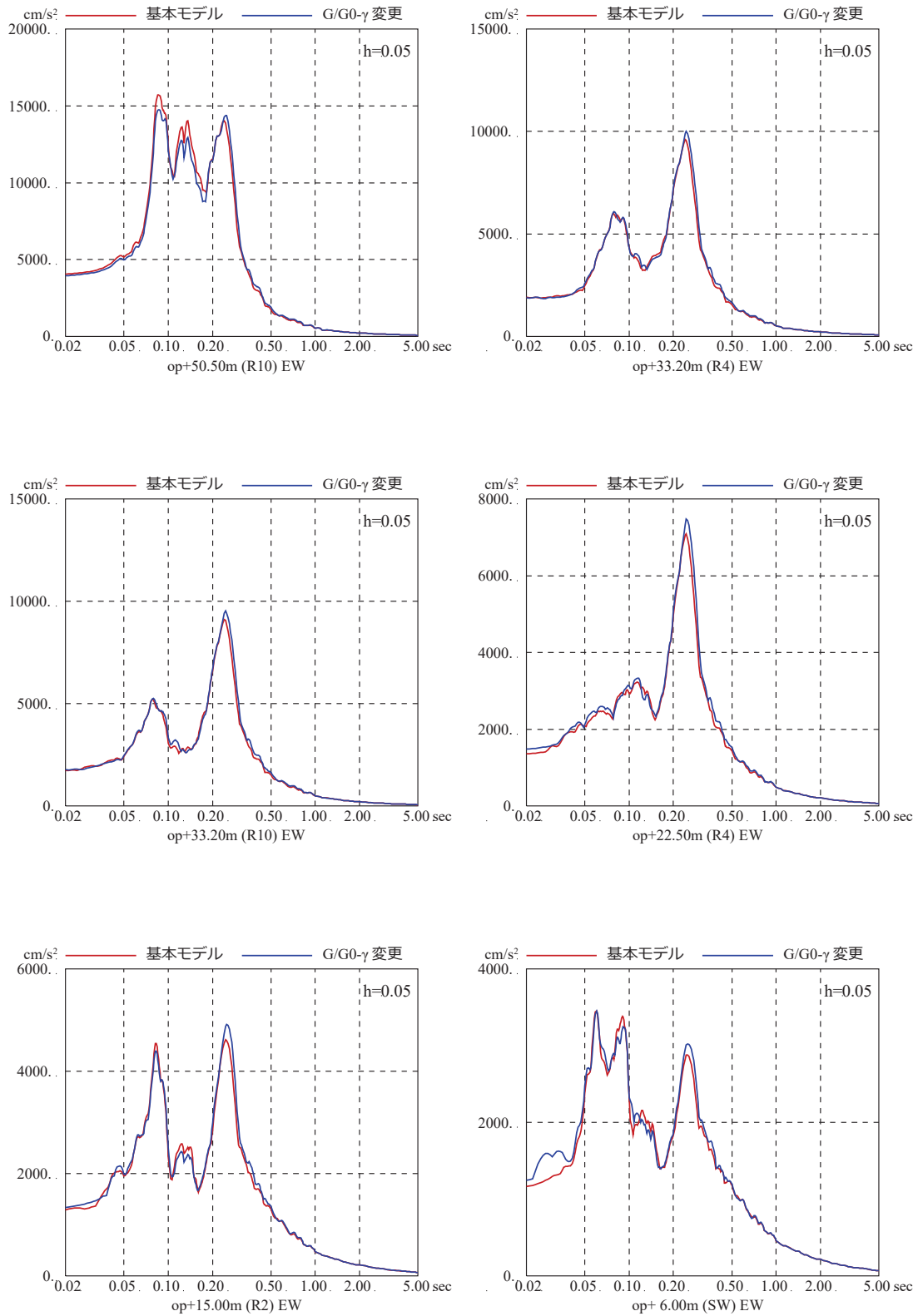
第1図 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
床応答スペクトルの比較 (基準地震動 Ss-D2 NS 方向)
(初期せん断弾性係数 G_0 のみ変更した場合)



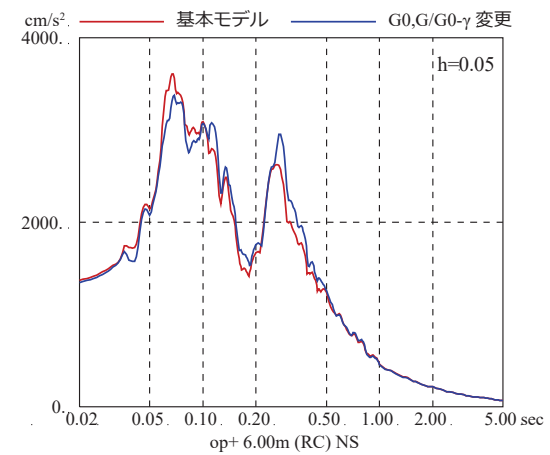
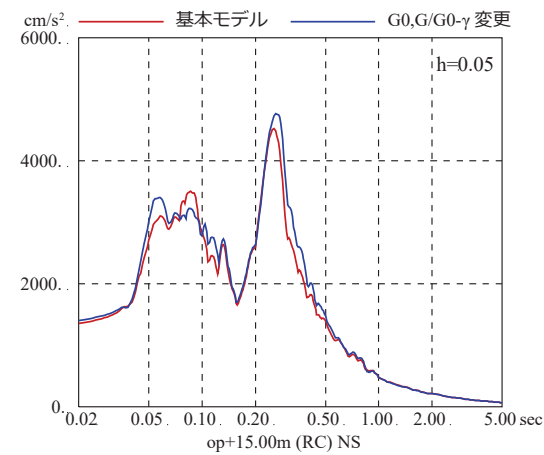
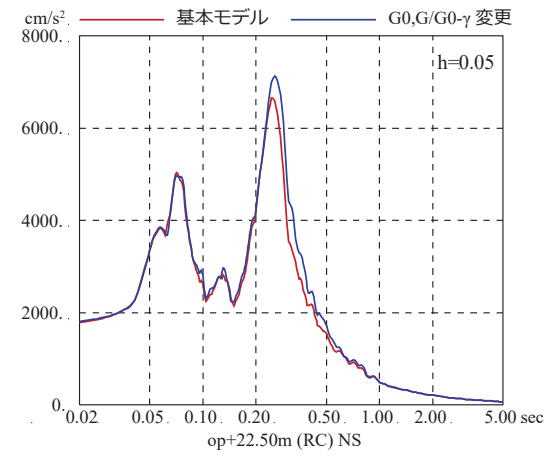
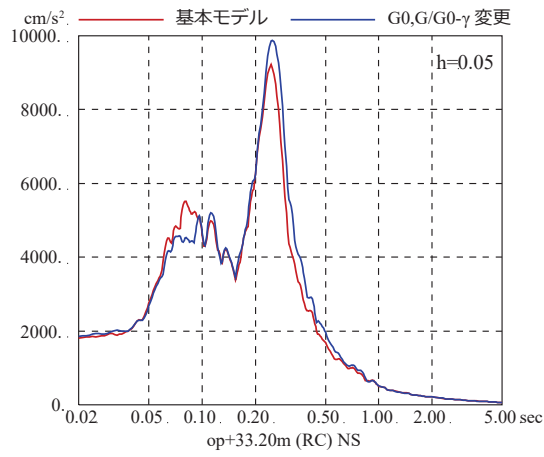
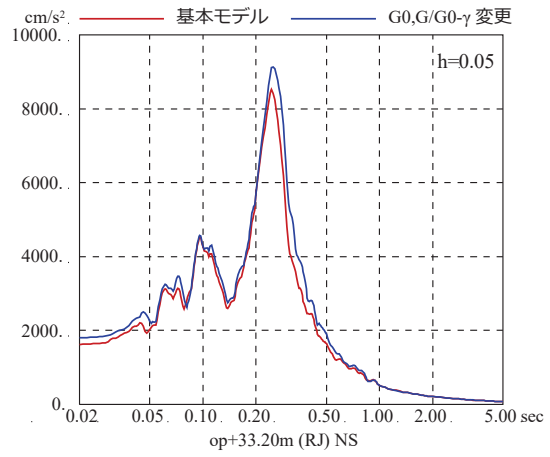
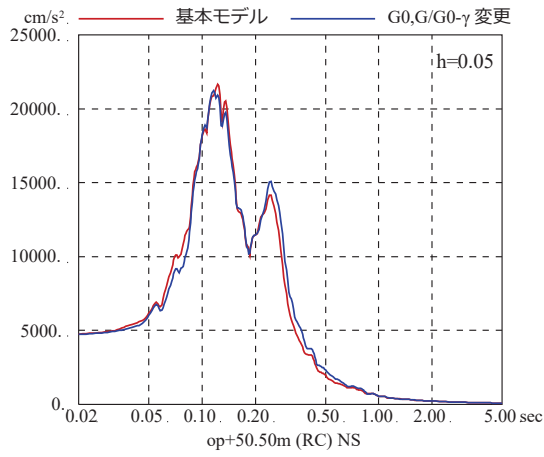
第2図 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 Ss-D2 EW 方向)
 (初期せん断弾性係数 G_0 のみ変更した場合)



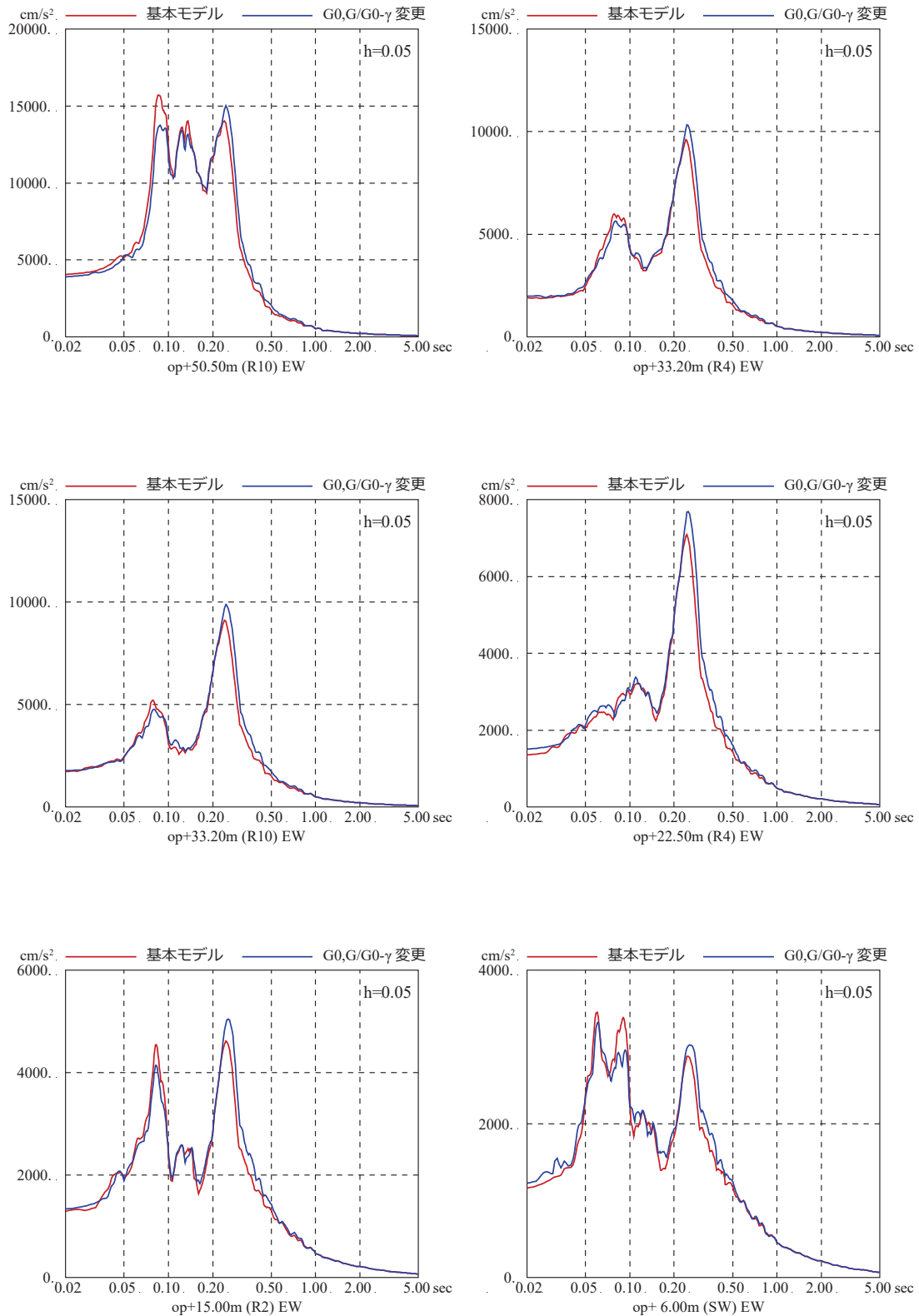
第3図 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 Ss-D2 NS 方向)
 (G/G₀-γ 曲線のみ変更した場合)



第4図 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
床応答スペクトルの比較 (基準地震動 Ss-D2 EW 方向)
($G/G_0 - \gamma$ 曲線のみ変更した場合)



第5図 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
床応答スペクトルの比較 (基準地震動 Ss-D2 NS 方向)
(初期せん断弾性係数 G_0 と $G/G_0 - \gamma$ 曲線を変更した場合)



第6図 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 Ss-D2 EW 方向)
 (初期せん断弾性係数 G_0 と $G/G_0 - \gamma$ 曲線を変更した場合)

表層地盤による埋込み効果の影響

1. 検討概要

2号炉原子炉建屋の当初設計では、側面地盤による埋込み効果を期待していないため、実際の施工では側面地盤には掘削土を埋め戻すなどして、拘束効果の少ない施工を実施している。従って、2号炉原子炉建屋のように重量の大きい建屋については、特に埋戻し土が建屋の振動特性に及ぼす影響は小さいと考えられる。

一方、JEAGでは支持岩盤と側面地盤のせん断波速度の違いが大きい場合は、側面地盤ばね（Novak ばね）の適用性について留意することとされており、硬質岩盤における Novak ばねの課題を指摘した論文もある。^{※1}

2号炉原子炉建屋のように重量の大きい建屋については、特に埋戻し土による振動特性に及ぼす影響は小さいと考えられるが、それを解析により確認することを目的として検討を実施した。

以上を踏まえ、3.11地震の観測記録を用いて以下の2つの検討を実施する。

- ① 建屋重量の重い2号炉原子炉建屋を対象とした建屋シミュレーション解析において、側面地盤ばね（Novak ばね）の有無が建屋応答に与える影響や観測記録との整合性について確認する。
- ② 比較的小規模で建屋全体が埋め込まれている3号炉海水熱交換器建屋を対象とした建屋シミュレーション解析において、側面地盤ばね（Novak ばね）の有無が建屋応答に与える影響や観測記録との整合性、さらに3次元地盤 FEM モデルにより地盤の応答について確認する。

※1：硬質岩盤における埋込み SR モデルの適用性に関する研究 その1～その3，
日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1057-1062，1995年8月

2. 側面地盤ばねの有無が建屋応答に及ぼす影響検討（2号炉原子炉建屋）

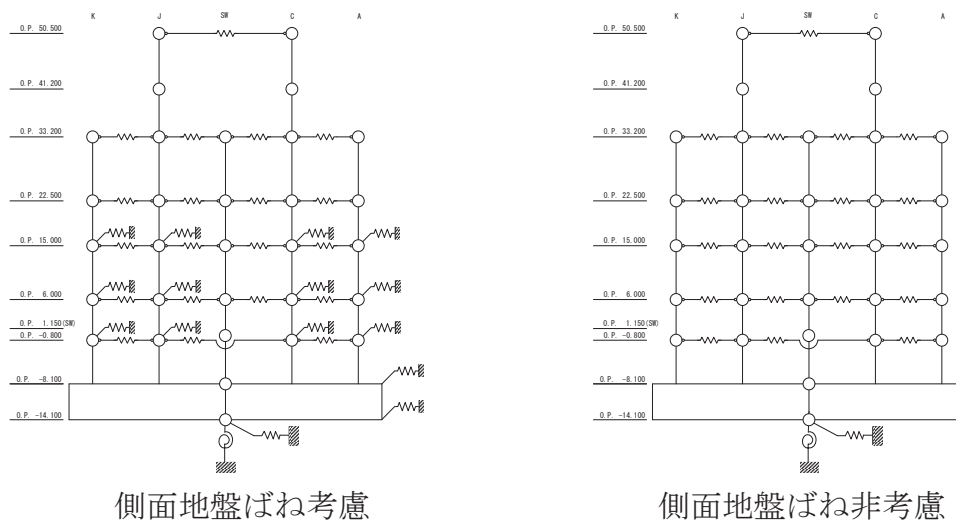
（1）検討方法

側面地盤が原子炉建屋の地震応答解析結果に及ぼす影響を確認するため、側面地盤ばねを考慮したモデルと考慮しないモデルを用いて、3.11地震のはざとり波によるシミュレーション解析を実施した。

側面地盤モデルは、建屋側面の埋戻し土の断面形状が深さ方向に三角形分布をしていると仮定し、地盤を地中の質点位置ごとに、単位厚さで平面的に切り出したモデルを設定し、建屋を面積が等価な円形平面に置換して、側面地盤ばねを Novak の方法（JEAG4601-1991〔追補版〕による方法）により算定する。

解析条件の比較を第 2-1 表に、シミュレーション解析モデルを第 2-1 図に示す。側面地盤ばねの理論解 $T(\omega)$ の算定に用いる地盤定数は、埋戻し部分の形状を考慮し、第 2-2 表に示す等価地盤の値を用いる。

解析モデルへの入力地震動は、3.11 地震のはざとり波を第 2-3 表に示す地盤モデルを用いて算定して基礎版底面レベルの地震動とし、建屋各部の応答を評価する。



第 2-1 図 側面地盤ばねの有無の検討に用いる地震応答解析モデル

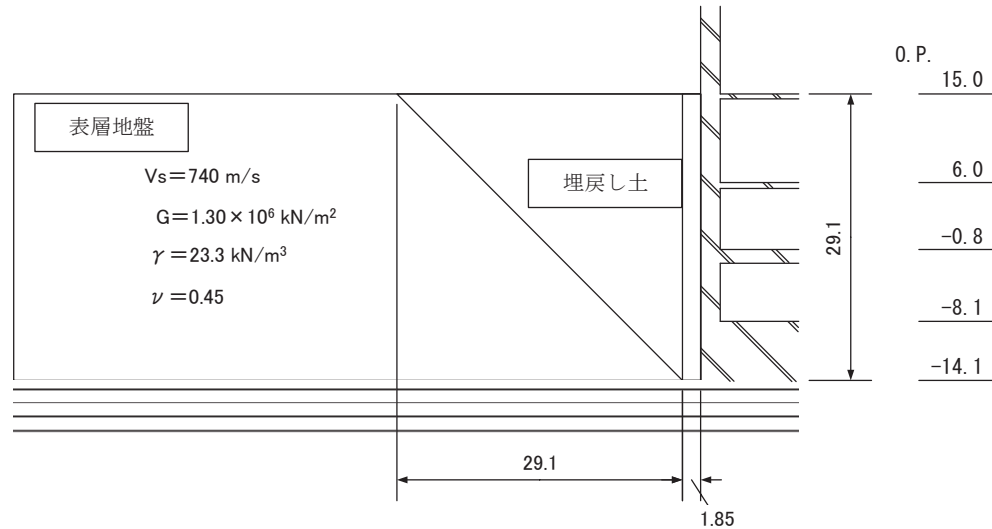
第 2-1 表 解析条件の比較

(3.11 地震はざとり波を用いた側面地盤ばね有無の影響評価 [2 号炉原子炉建屋])

	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮するケース	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮しないケース
建屋	2 号炉原子炉建屋	
地震動	3.11 地震はざとり波	
入力地震動	基礎版底面レベルおよび側面地盤ばね位置の地震動 (E+F) を算定し入力	基礎版底面レベルの地震動 (E+F) を算定し入力 (補正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 7%)	
建屋モデル (側面地盤ばね)	有り (側面地盤ばねの地盤定数は 等価地盤の値から算定)	無し
地盤モデル	地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデル (表層地盤: Vs740m/s 一層)	

第 2-2 表 側面地盤ばねの設定に用いる埋戻し土および等価地盤の物性値

建屋質点 レベル O. P. (m)	深さ (m)	埋戻し土				等価地盤				
		せん断波速度 V_s (m/s)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^4$ kN/m ²)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断波速度 V_s (m/s)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	減衰定数 h_e (%)
15.0	0	88	1.48	18.6	0.45	242	1.25	21.0	0.45	4
6.0	9.0	113	2.42	18.6	0.45	336	2.42	21.0	0.45	4
-0.8	15.8	138	3.61	18.6	0.45	443	4.20	21.0	0.45	4
-8.1	23.1	158	4.73	18.6	0.45	536	6.15	21.0	0.45	4
-14.1	29.1	171	5.57	18.6	0.45	653	9.13	21.0	0.45	4



※表層地盤と埋戻し土の物性値より等価地盤の物性値を算定

埋戻し土の形状 (単位 : m)

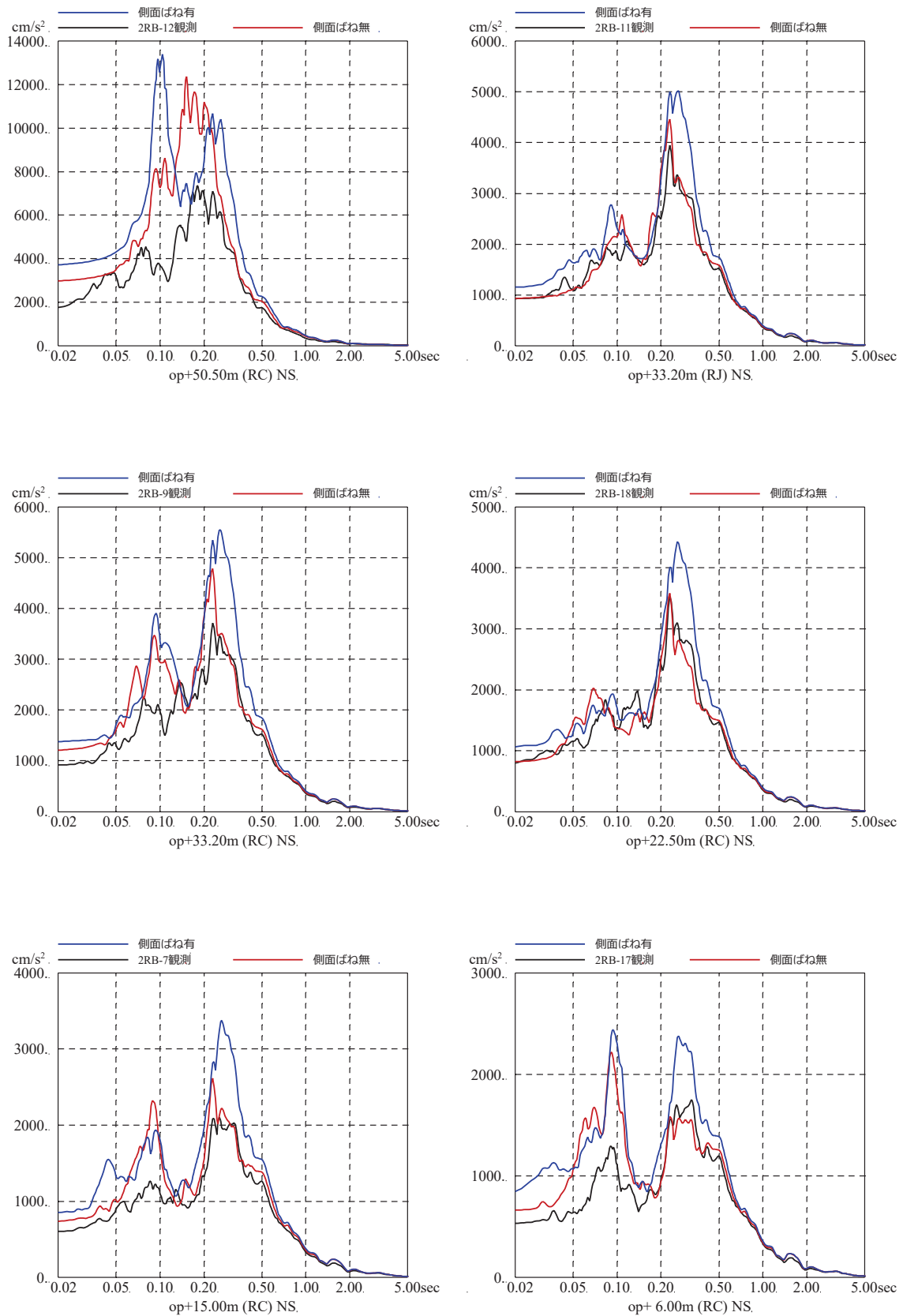
第 2-3 表 地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルの地盤物性値

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/sec)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	23.3	740	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

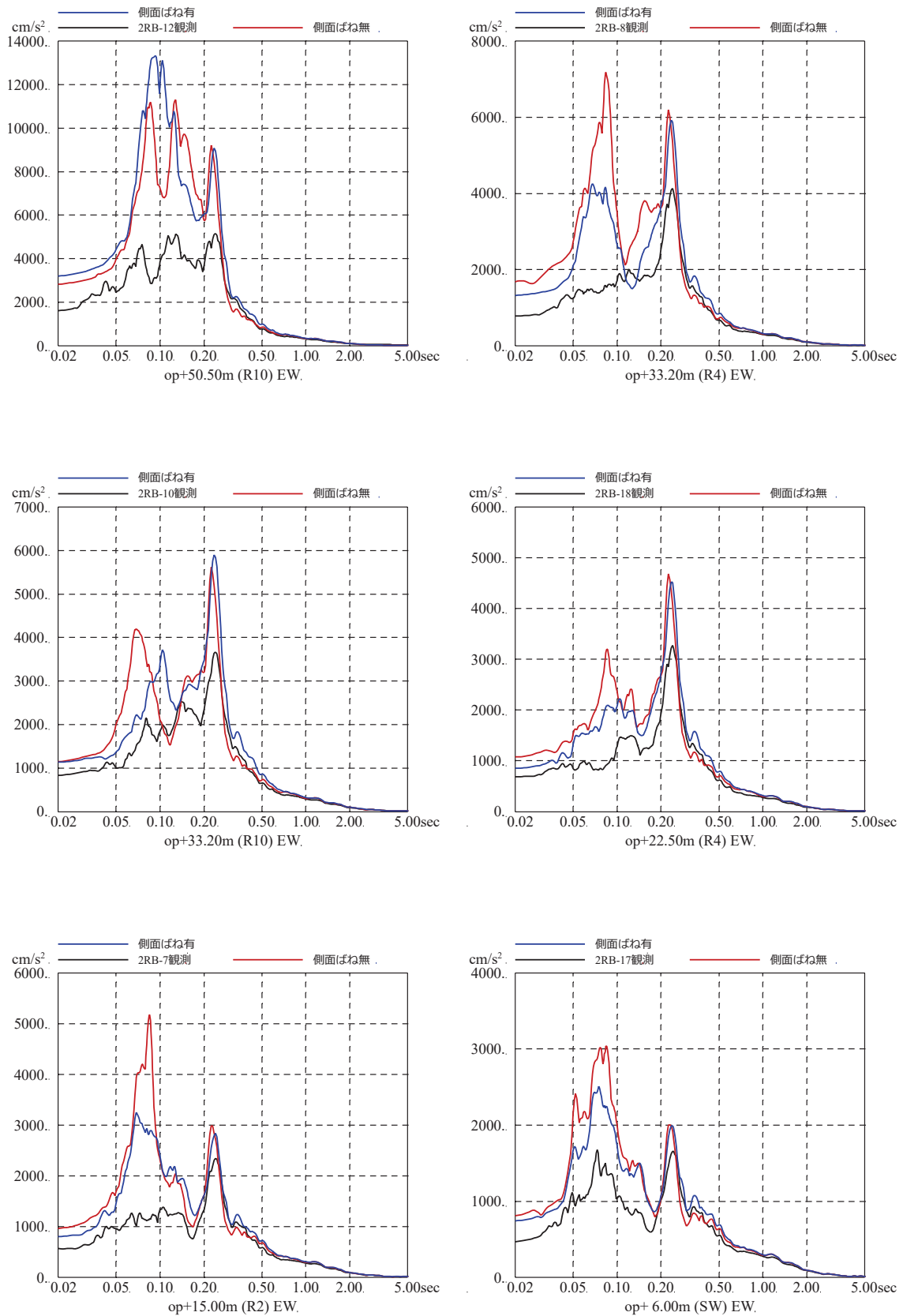
(2) 検討結果

側面地盤ばねの有無をパラメータとした地震応答解析結果の加速度応答スペクトルの比較を第 2-2 図および第 2-3 図に示す。

どちらの結果も観測記録に比べて大きな解析結果となっているが、側面地盤ばねがない場合の方が観測記録との適合性が良い。



第 2-2 図 3.11 地震のはざとり波を用いた側面地盤ばねの有無によるシミュレーション解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, NS 方向) ※地震計位置は, 付録 1 参照



第 2-3 図 3.11 地震のはざとり波を用いた側面地盤ばねの有無によるシミュレーション解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, EW方向) ※地震計位置は、付録1 参照

3. 側面地盤ばねの有無が建屋応答に及ぼす影響検討（3号炉海水熱交換器建屋）

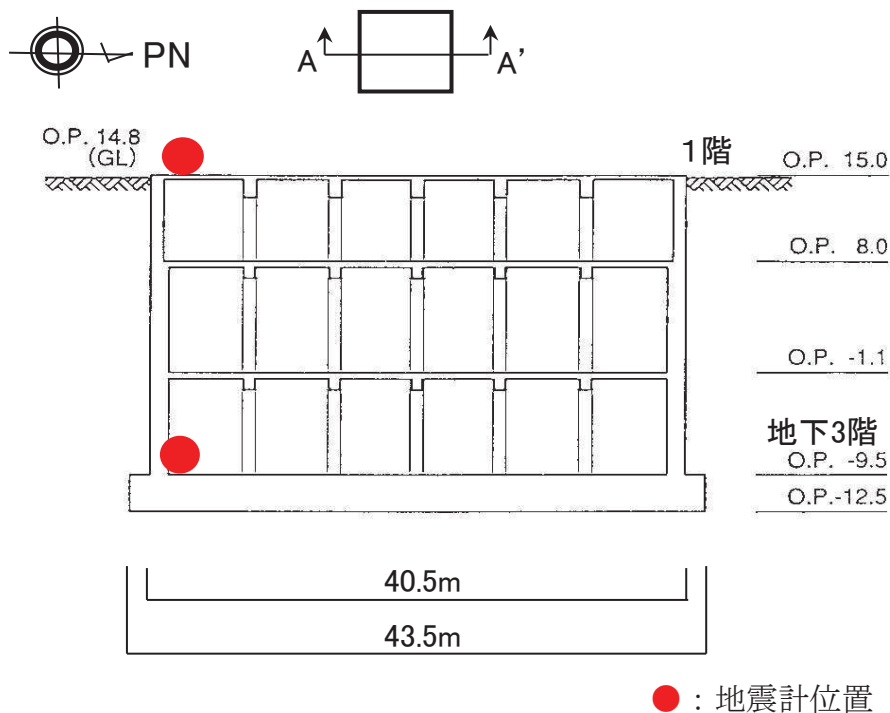
（1）検討方法

表層地盤が建屋応答に及ぼす影響を確認するために、比較的小規模で建屋全体が埋め込まれている3号炉海水熱交換器建屋を対象に、地盤の非線形性が大きい3.11地震の観測記録による建屋地震応答解析を実施した。地震応答解析モデルは以下の2種類を用いた。

- ① 側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮したモデル（はぎとり波入力）
- ② ①のモデルに対して、側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮しないモデル（はぎとり波入力）
- ③ 建屋減衰を変動させたモデル（基礎版上記録入力）

建屋の地震応答解析モデルは、側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮するモデルおよび建屋減衰を変動させたモデルともに既工認モデル（側面地盤ばねを考慮していないSRモデル）をベースとしたモデルを用いた。

第3-1図に3号炉海水熱交換器建屋の概要を示す。解析条件を第3-1表に、側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮したケースの地震応答解析モデルを第3-2図に、地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルの地盤物性値を第3-2表に示す。



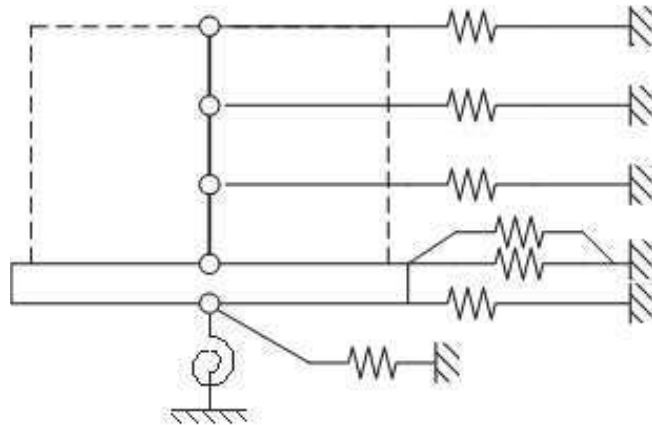
第3-1図 3号炉海水熱交換器建屋の概要（A-A'）

第 3-1 表 解析条件

(側面地盤ばね有無の影響検討 [3 号炉海水熱交換器建屋])

	① 側面地盤ばね(Novak ばね)を考慮したケース ② 側面地盤ばね(Novak ばね)を考慮しないケース
建屋	3 号炉海水熱交換器建屋
地震動	3.11 地震はざとり波
入力地震動	① 基礎版底面レベルおよび側面地盤ばね位置の地震動 (E+F) を算定し入力 (補正水平力考慮) ② 基礎版底面レベル位置の地震動(E+F)を算定し入力(補正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	既工認モデル
建屋モデル (側面地盤ばね)	① 有り ② なし
地盤モデル	地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデル (表層地盤：盛土物性値)

	③建屋減衰を変動させたケース
建屋	3 号炉海水熱交換器建屋
地震動	3.11 地震の基礎版上観測記録
入力地震動	3.11 地震の基礎版上観測記録から 基礎版底面レベルの地震動を逆算
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	既工認モデルをベースとして 建屋減衰を変動 (建屋減衰 20%)
建屋モデル (側面地盤ばね)	無し
地盤モデル	—



第 3-2 図 側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮したケースの地震応答解析モデル

第 3-2 表 地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルの地盤物性値

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※2}
底面地盤	-12.5	26.1	1360	3
	-27.00	26.4	2040	3
	-50.00	26.5	2520	3
	-200.00	26.5	2520	3

※1 O. P. 14.8m~O. P. -12.5m は, 上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また, ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

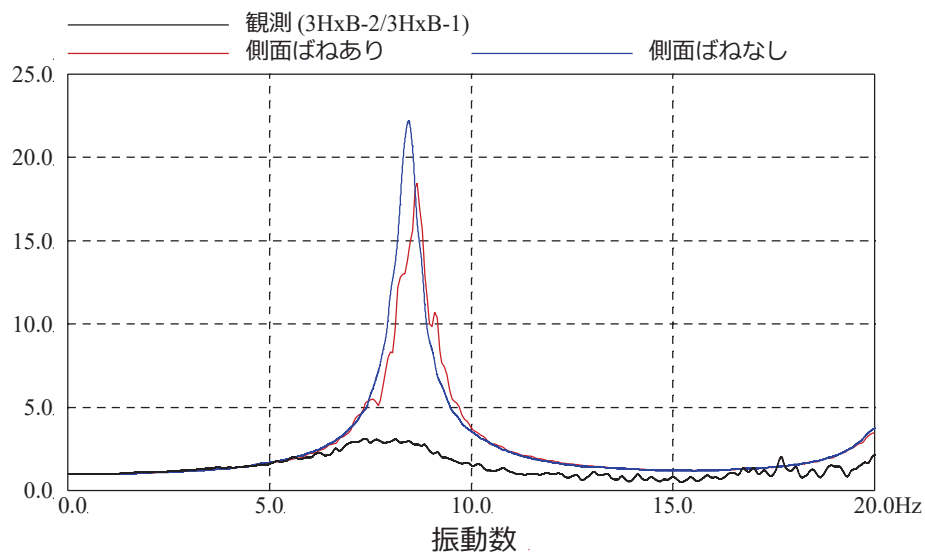
※2 レーリー減衰。また, ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

(2) 検討結果

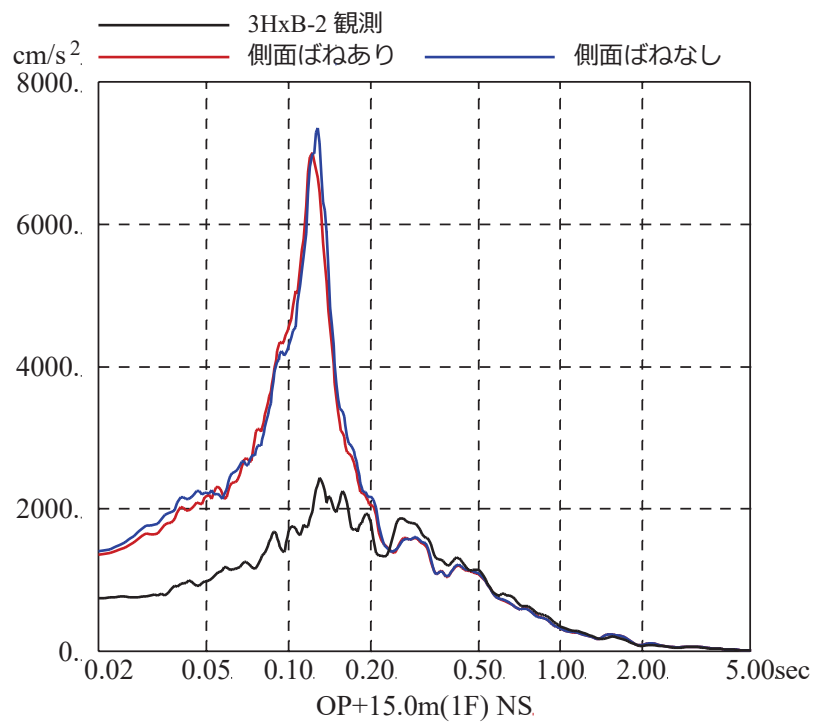
3種類のモデルによる検討結果は以下の通り。

- ① 側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮する場合と考慮しない場合のモデルによる検討結果として、建屋基礎版 (地下3階) に対する建屋上部 (1階) の伝達関数、および建屋上部 (1階) の観測記録と解析による応答スペクトルとの比較を第3-3図に示す。ばねを考慮しない場合 (減衰5%) の解析結果は観測記録に対しかなり過大であり、埋込みの効果が確認される。また、ばねを考慮する場合 (減衰5%) も観測に比べ過大になっている。これは、建屋固有振動数 (約8Hz) と表層地盤の卓越振動数 (約2Hz) の乖離が大きく、Novak ばねから入力される地震動による影響が小さいためと考えられる。
- ② 建屋減衰を変動させたモデルによる検討結果として、建屋基礎版 (地下3階) に対する建屋上部 (1階) の伝達関数、および建屋上部 (1階) の観測記録と解析による応答スペクトルとの比較を第3-4図に示す。この検討では埋込み効果による応答低減効果を定量的に表すために、観測記録と整合するRC減衰を同定した。その結果、減衰を20%にすることにより解析と観測記録は整合するため、概ねこの減衰の差分 (一般的な減衰5%に対して20%相当の応答分) が埋込みによる低減効果相当量と考えられる。一方で、建屋の固有周期自体はあまりその影響を受けていない。

以上の検討から、比較的小規模で建屋全体が埋め込まれている3号炉海水熱交換器建屋においては、側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮したモデル、考慮しないモデルともに過大な応答を与えること、一方、観測記録からは埋め込まれていることによる建屋応答低減効果が認められることを確認した。

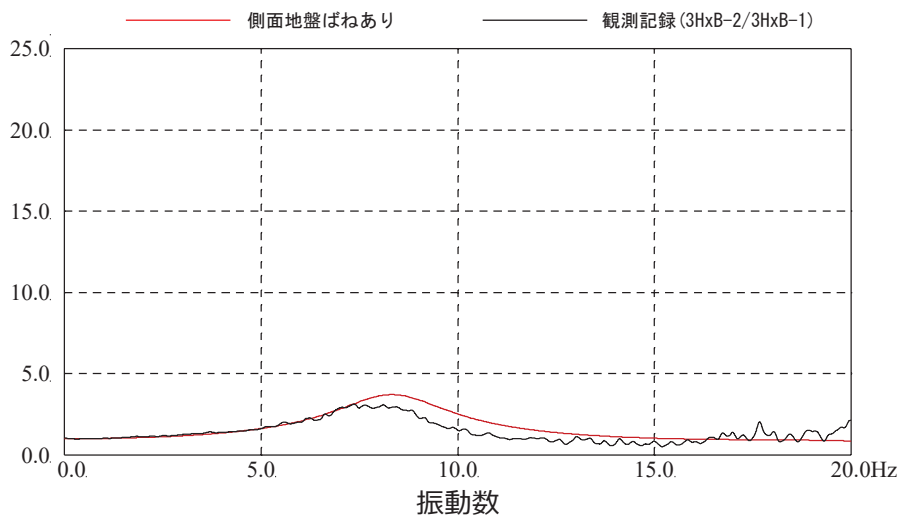


伝達関数の比較 (1階/地下3階, NS方向)

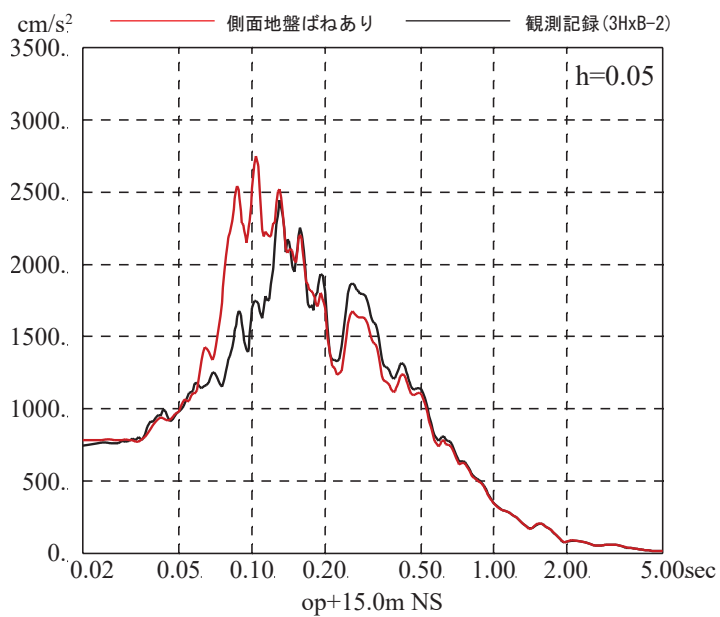


応答スペクトルの比較 (1階, NS方向)

第 3-3 図 3.11 地震のはざとり波を用いた側面地盤ばねの有無による
シミュレーション解析結果の比較
(3号炉海水熱交換器建屋)



伝達関数の比較 (1階/地下3階, NS方向)



応答スペクトルの比較 (1階, NS方向)

第 3-4 図 3.11 地震の基礎版上観測記録を用いた建屋減衰 20%とした場合の
シミュレーション解析結果の比較
(3号炉海水熱交換器建屋)

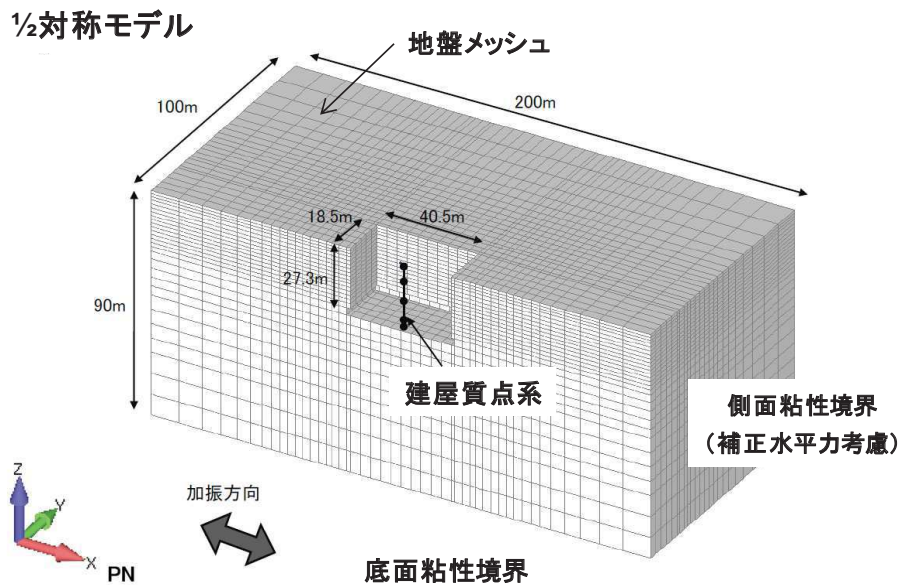
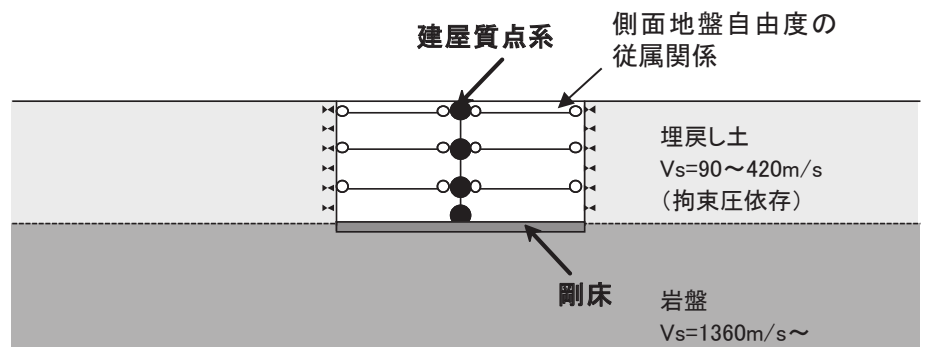
4. 3号炉海水熱交換器建屋の3次元地盤FEMモデルによる検討

3号炉海水熱交換器建屋においては、前章の検討により側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮したモデルは過大な応答を与える一方で、観測記録からは埋め込まれていることによる建屋応答低減効果が顕著に認められたことから、建屋周辺地盤を3次元モデル化し周辺地盤の影響を詳細に検討した。

(1) 3次元FEMモデルの概要と検討方法

検討に用いた3次元FEMモデルの概要を第4-1図に示す。

入力地震動は、2011.3.9三陸沖の地震（以降、3.9地震）、3.11地震のNS方向とし、建屋周辺地盤応答の空間分布等を検討した。



地盤	岩盤（線形），埋戻し土（非線形モデル）
建屋	線形
減衰	地盤建屋ともに共通：初期剛性比例型 振動数 4Hz, 8Hz に対して 3%のレーリー減衰
入力波	3.9 地震 NS 方向 時刻 15～55 秒の 40 秒間 3.11 地震 NS 方向 時刻 35～75 秒の 40 秒間

第4-1図 3次元FEMモデルの概要

(2) 検討結果

はじめに 3.9 地震の検討結果を示す。地盤-建屋の基本的な振動モードを検討するため、建屋 1 次振動数に相当する 8Hz の定常 sin 波を入力した場合の変形図のスナップショットを第 4-2 図に示す。

地盤の 2 次モードと建屋の 1 次モードが概ね逆位相で連成していることから、地盤振動が建屋の応答の増幅を抑制していると考えられる。

また、建屋側面の地盤の相互作用が建屋応答に及ぼす影響を評価するため、地盤と建屋側面の従属関係を解除した場合としない場合の建屋基礎版に対する建屋上部の伝達関数を比較した結果を第 4-3 図に示す。

相互作用がない場合には、建屋の応答は 20 倍程度に増幅しており、相互作用の有無が応答に大きく影響している。また、振動数に関しては相互作用がない場合にはピーク振動数は約 9Hz となり、建屋単体の振動数が現れる。一方相互作用がある場合は、ピーク振動数が約 8Hz となっており、地盤の影響で見かけ上固有振動数（建屋剛性）が変化しているように見える。したがって、建屋側面からの影響が顕著と考えられる。

次に 3.11 地震の結果を示す。建屋 1 階の観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較を第 4-4 図に示す。

基礎版底面と同レベルの岩盤面の加速度応答スペクトル、地表面の加速度応答スペクトルを第 4-5 図、第 4-6 図に、最大加速度分布、最大速度分布、最大ひずみ分布を第 4-7～第 4-9 図に示す。

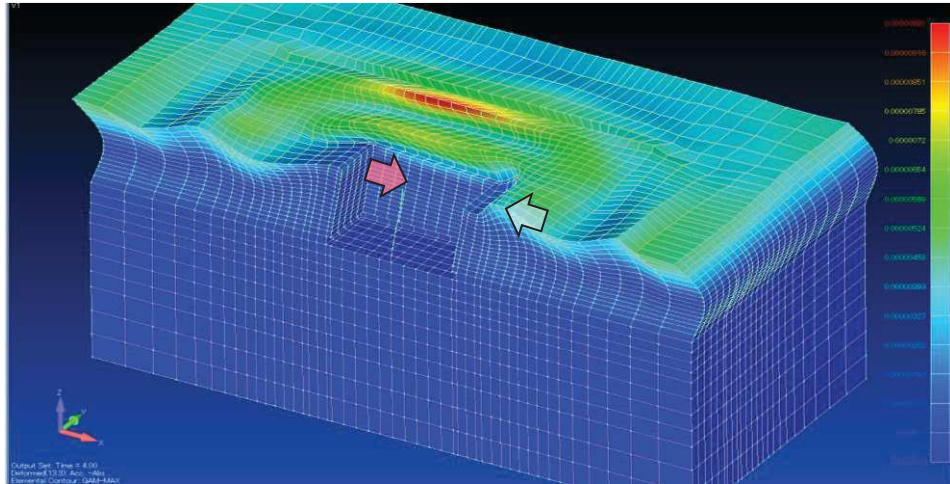
3 次元地盤 FEM モデルによるシミュレーション解析では建屋 1 階の観測記録と解析結果は概ね整合する結果となっている。

基礎版底面と同レベルの岩盤面の加速度応答スペクトルは、第 4-5 図から建屋近傍位置～建屋遠方位置まで自由地盤の応答スペクトルとほぼ同様となっており、位置の違いによる差は小さいことがわかる。

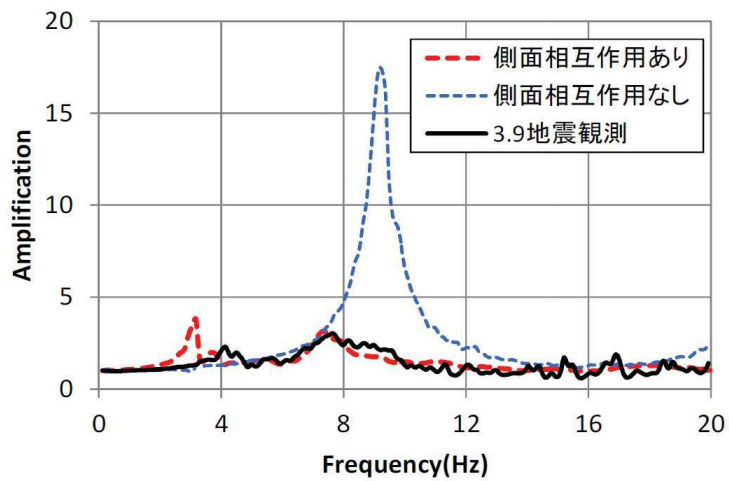
地表面の加速度応答スペクトルは、第 4-6 図から位置による違いが顕著であり建屋応答による影響が見られる。周期 0.5 秒付近のピークは自由地盤の 1 次卓越周期であり、建屋近傍位置では地盤が建屋側面に拘束されて増幅率が小さく、遠方位置自由地盤の応答に近づいている。周期 0.2 秒付近のピークは建屋側面に対して中間位置で増大し、遠方位置では減少し自由地盤の応答に近づいている。

第 4-7 図の最大加速度分布は、比較的複雑な分布となるが、建屋近傍は遠方よりも小さい傾向が見られる。第 4-8 図の最大速度分布は、建屋から離れるにつれて自由地盤に近づく傾向であり、建屋近傍は小さめである。第 4-9 図の最大ひずみ分布は、建屋近傍の地盤は建屋に拘束されるため、遠方地盤に比べて最大ひずみは小さくなっている。

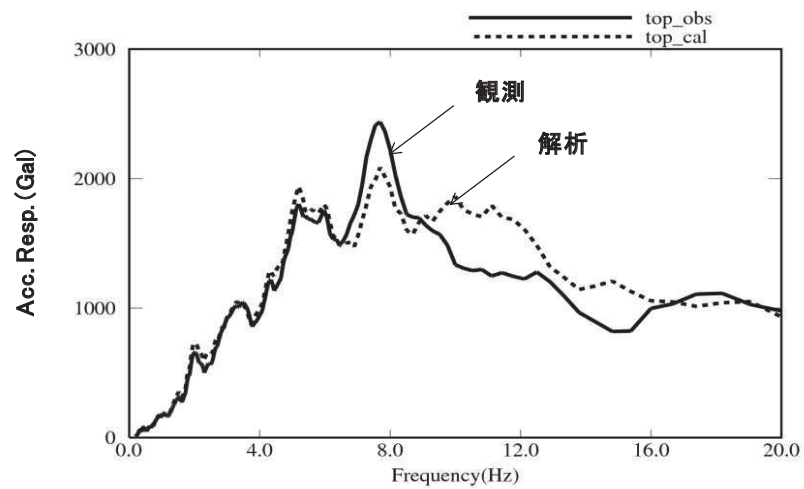
以上から、建屋周辺地盤の応答分布には偏りが生じており、建屋近傍では建屋影響があり、離れるに従い自由地盤の応答に近づく傾向が確認された。



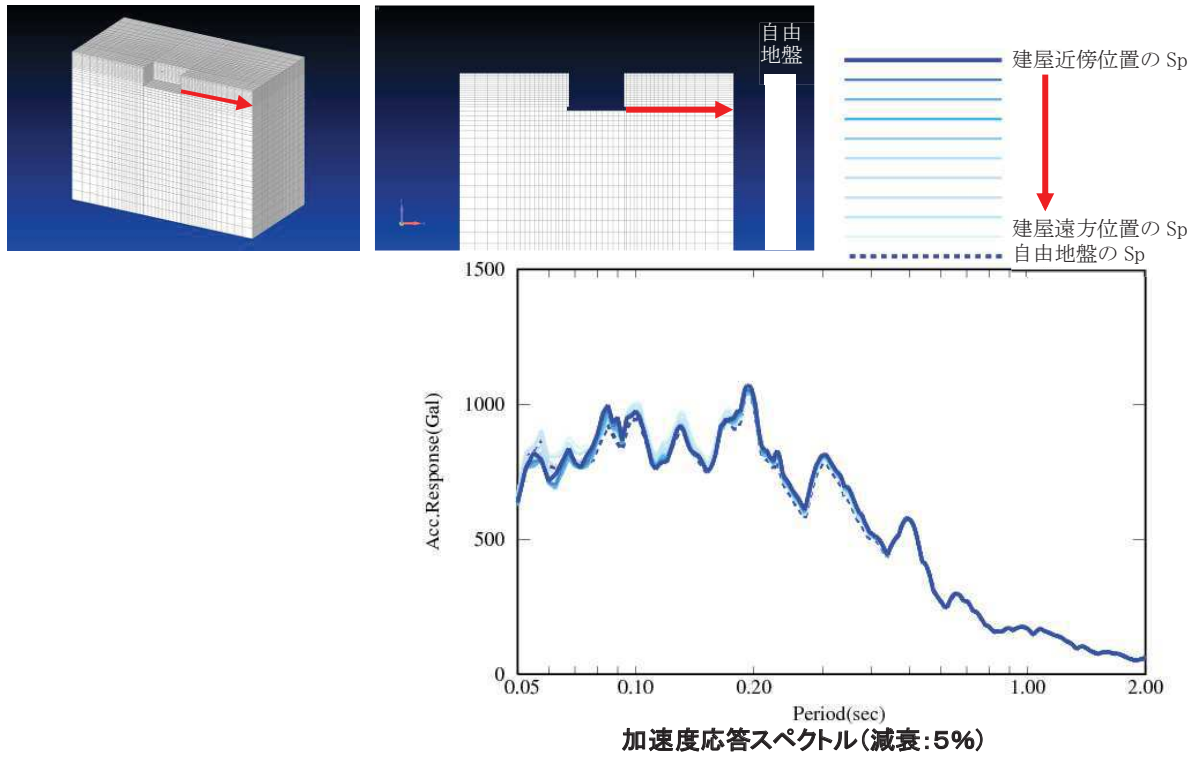
第 4-2 図 sin 波 (8Hz) を入力した場合の変形図



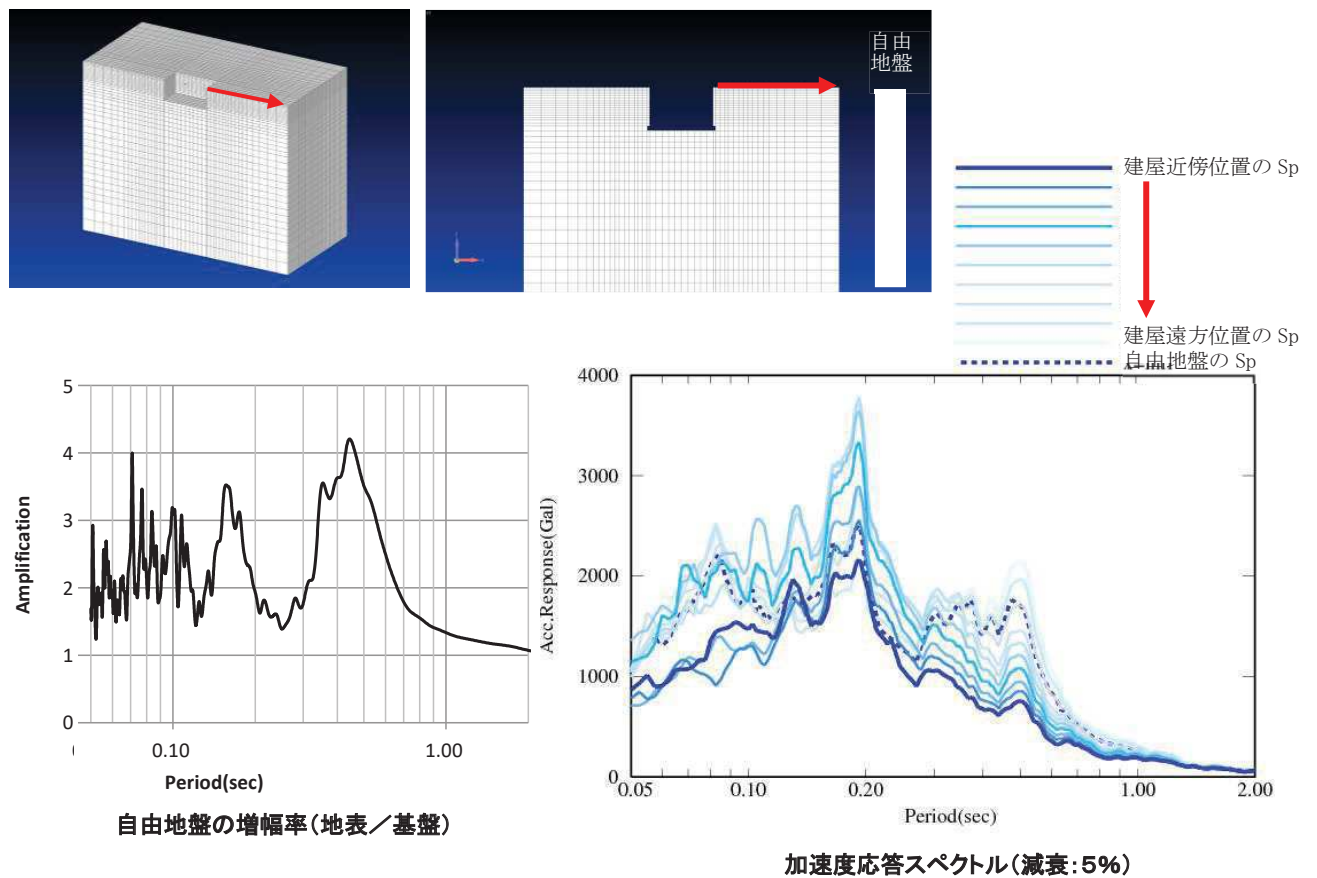
第 4-3 図 建屋の伝達関数 (上部/基礎版) 3.9 地震 (NS 方向)



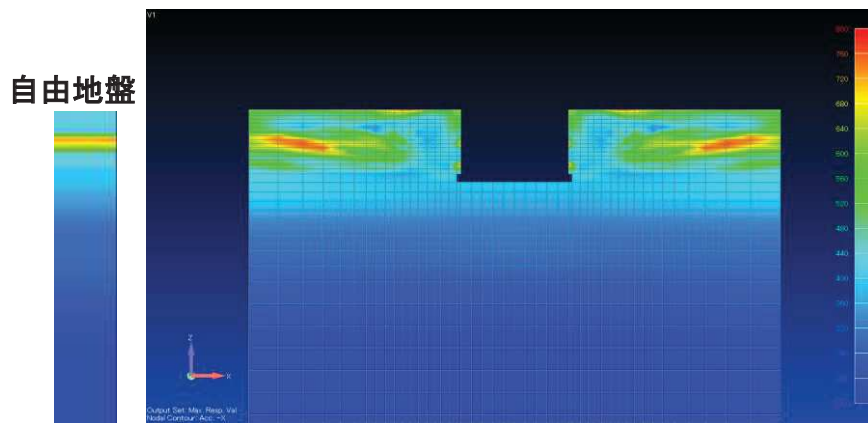
第 4-4 図 加速度応答スペクトル (h=5%)
(建屋上部 (1 階), NS 方向)



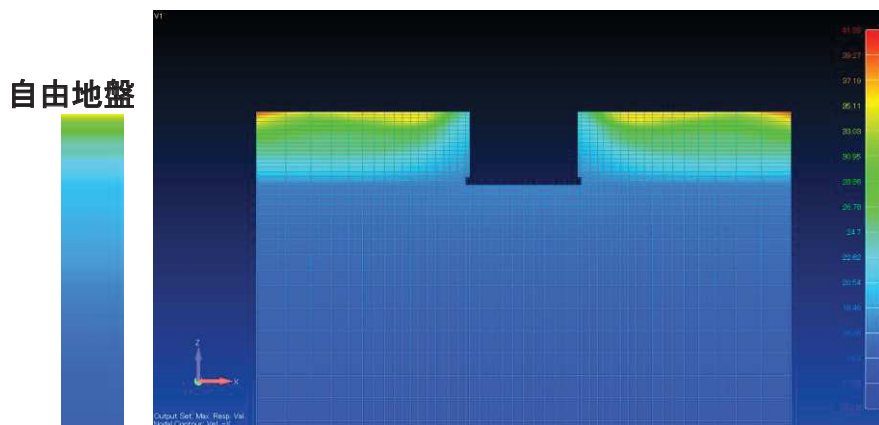
第 4-5 図 加速度応答スペクトル (基礎版底面と同レベルの岩盤面)



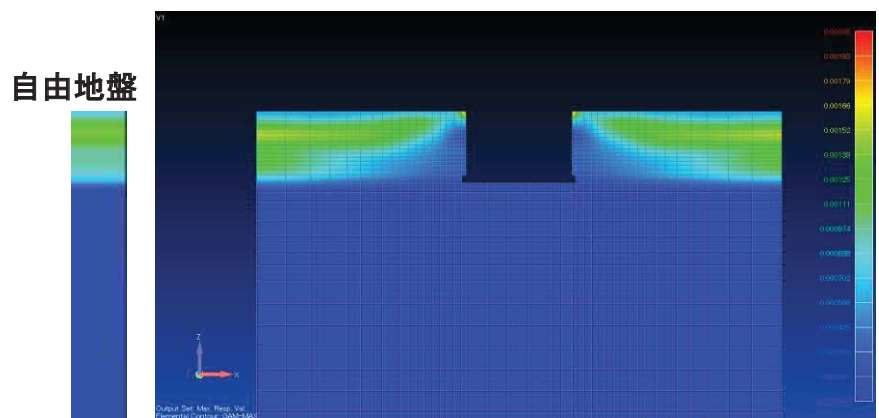
第 4-6 図 加速度応答スペクトル (地表面)



第 4-7 図 最大加速度分布



第 4-8 図 最大速度分布



第 4-9 図 最大ひずみ分布

5. まとめ

2号炉原子炉建屋及び3号炉海水熱交換器建屋について、側面地盤ばね(Novakばね)の有無が建屋応答に与える影響等を、地震観測記録を用いた建屋応答解析で確認した。その結果、

- ① 建屋重量の重い2号炉原子炉建屋を対象とした建屋シミュレーション解析、また、比較的小規模で建屋全体が埋め込まれている3号炉海水熱交換器建屋を対象とした建屋シミュレーション解析の両方で、側面地盤ばね(Novakばね)を考慮した応答結果は観測記録より過大な応答結果を与えた。
- ② 3号炉海水熱交換器建屋を対象とした建屋シミュレーション解析において、埋め込まれていることによる建屋応答低減効果が認められることを確認した。

JEAG4601では、側面地盤ばね(Novakばね)は、支持地盤と表層地盤のインピーダンス比が大きい場合、その適合性に留意する必要があることが記載されているが、特に女川のように支持地盤が硬質岩盤で、埋戻し土に掘削土等を用いて施工した場合には、側面地盤ばね(Novakばね)は過大な応答結果を与えるおそれがあるため、今回工認の原子炉建屋の地震応答解析モデルには側面地盤ばね(Novakばね)は適用しないこととする。

また、海水熱交換器建屋については、側面地盤ばね(Novakばね)による埋込み効果は実際の応答を現しにくい(過大な応答となる)一方で、観測記録によるシミュレーション解析から埋め込まれていることによる建屋応答低減効果が認められることから、そのメカニズムについて周辺地盤を3次元FEMモデル化し検討を行った。その結果、3次元地盤FEMモデルでは、3.11地震のシミュレーション解析で建屋上部の応答が概ね観測記録と整合しており、建屋近傍の周辺地盤の応答は建屋応答の影響を受けて、遠方の自由地盤の応答とは違った傾向となること、最大加速度、最大速度、最大ひずみは建屋近傍よりも遠方の自由地盤のほうが大きめとなることが確認された。したがって、側面地盤ばね(Novakばね)による埋込み効果が実際の応答を現しにくいのは、側面地盤ばね(Novakばね)では遠方(自由地盤相当)の地盤性状をモデル化しているのに対し、建屋近傍の実際の地盤応答は建屋により抑えられていることをうまく再現できないことから、建屋に入力する地震動を大きく見積もる場合があること等が要因の一つと考えられる。

側面地盤ばねの有無が建屋応答に及ぼす影響検討（2号炉タービン建屋）

1. 検討目的

2号炉タービン建屋も原子炉建屋と同様に、はざとり波を用いた3.11地震のシミュレーション解析では、側面地盤ばねの無いモデルが観測記録と調和的であることを確認している。このことから、タービン建屋でも今回工認ではE+F入力を採用する予定である。

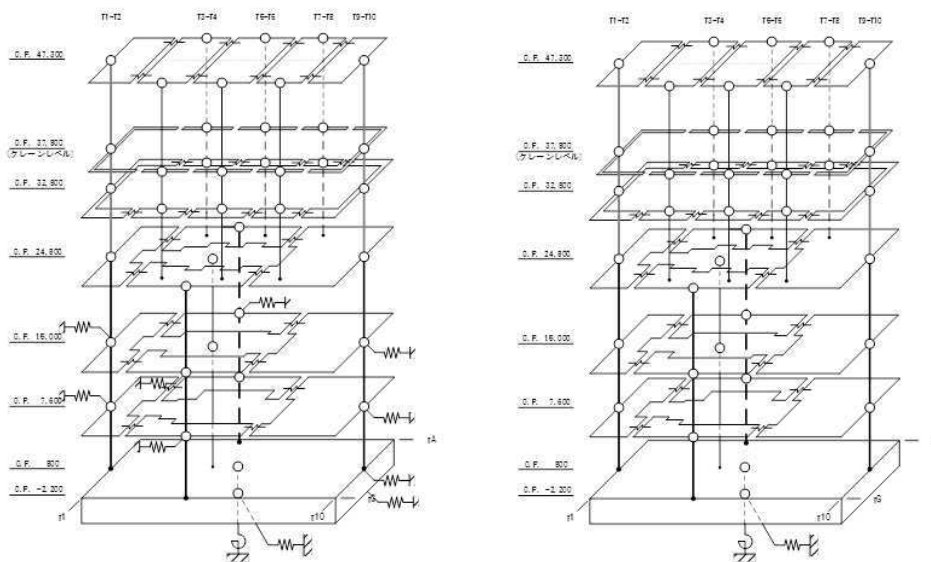
E+F入力を採用するため、側面地盤ばね(Novak ばね)の有無が建屋の振動特性に与える影響を確認する。

2. 検討方法

側面地盤ばね(Novak ばね)の有り・無しモデルについて、応答結果の違いを確認する。

側面地盤は設定した地盤を用いて等価線形解析を実施した際の収束物性値を用いて、地盤を地中の質点位置ごとに、単位厚さで平面的に切り出したモデルを設定し、側面地盤ばね(Novak ばね)は、建屋を面積が等価な円形平面に置換して、JEAG4601-1991〔追補版〕による方法により算定する。

シミュレーション解析モデルを第2-1図に、解析条件の比較を第2-1表に示す。側面地盤ばね(Novak ばね)の設定に用いる等価地盤の物性値を第2-2表に示す。



側面地盤ばね (Novak ばね) 考慮 側面地盤ばね (Novak ばね) 非考慮

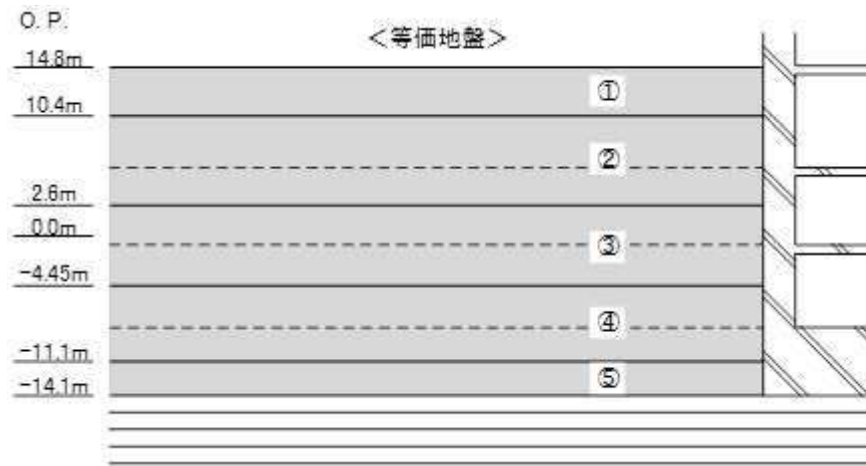
第2-1図 側面地盤ばね (Novak ばね) の有無の検討に用いる地震応答解析モデル

第 2-1 表 解析条件の比較

	側面地盤ばね (Novak ばね) を 考慮するケース	側面地盤ばね (Novak ばね) を 考慮しないケース
建屋	2 号炉タービン建屋	
地震動	3.11 地震はざとり波	
入力地震動	基礎版底面レベルおよび側面地 盤ばね位置の地震動 (E+F) を算 定し入力	基礎版底面レベルの地震動 (E+F) を算定し入力 (補正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	今回工認モデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 5%)	
建屋モデル (側面地盤ばね)	有り	無し
地盤モデル	入力地震動評価用地盤モデル (表層地盤 : 2 層モデル)	

第 2-2 表 側面地盤ばね (Novak ばね) の設定に用いる等価地盤の物性値

建屋質点レベル O. P. (m)	層 No.	等価地盤				
		せん断波速度 Vs (m/s)	せん断弾性係数 G ($\times 10^4$ kN/m ²)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	減衰定数 he (%)
15.0	①	166	5.23	18.6	0.45	3
7.6	②	262	13.1	18.6	0.45	3
0.8	③	470	43.5	19.3	0.45	3
-2.2	④	900	193	23.3	0.45	3



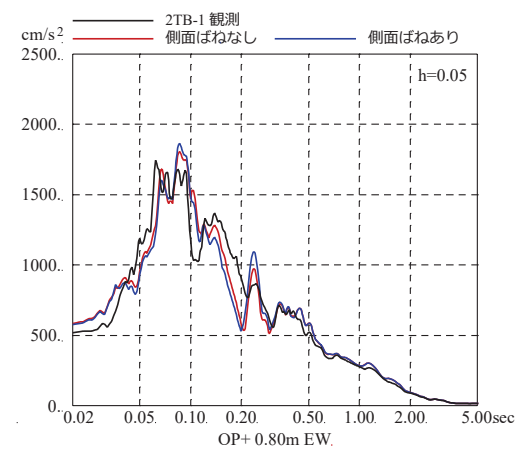
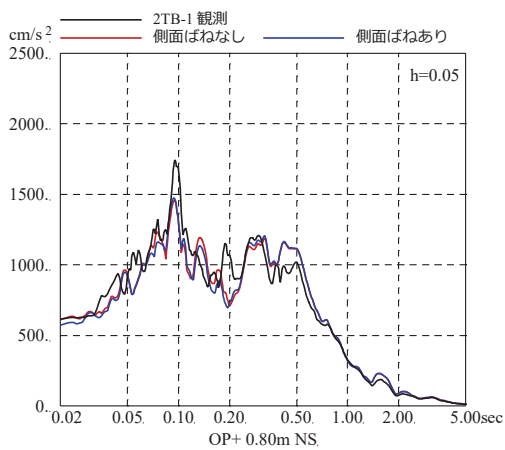
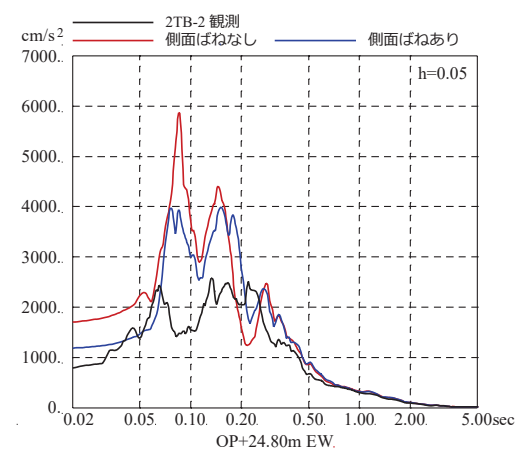
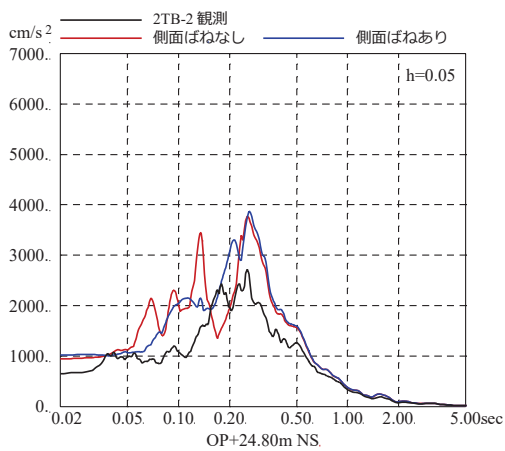
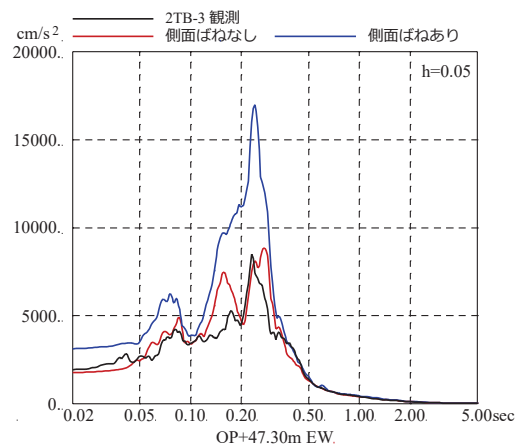
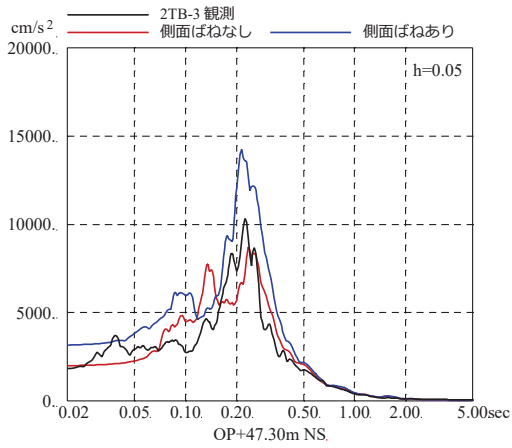
埋戻し土の形状 (単位 : m)

3. 検討結果

側面地盤ばね (Novak ばね) の有無をパラメータとした地震応答解析結果の加速度応答スペクトルの比較を第 3-1 図に示す。

側面地盤ばね (Novak ばね) 有りモデルの方が大きい応答結果を与える階が生じた。原子炉建屋の検討と同様に側面地盤からの入力の影響が大きいと考えられる。

この結果を踏まえて、今回工認で、側面地盤ばね (Novak ばね) を設けないモデルを採用することとする。



NS 方向

EW 方向

第 3-1 図 3.11 地震のはぎとり波を用いた側面地盤ばね (Novak ばね) の有無によるシミュレーション解析結果の比較 (2 号炉タービン建屋)

※地震計位置は、付録 1 参照

側面地盤ばねの有無が建屋応答に
与える影響

1. 検討概要

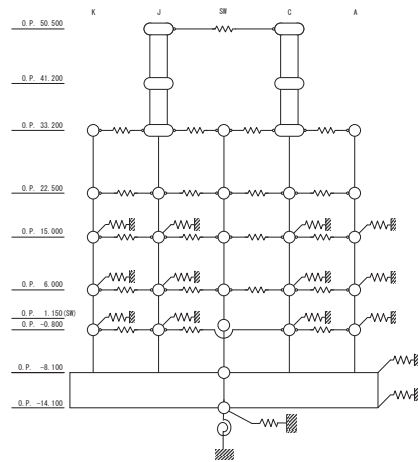
女川2号炉原子炉建屋の今回工認では、表層地盤の影響を考慮して建屋への入力地震動を算定することとしているが、基準地震動のような大加速度の地震動が入力した場合は、側面地盤の剛性が低下することにより側面地盤と建屋の相互作用の影響が小さくなると想定されること、女川原子力発電所の支持地盤が硬質岩盤であり、支持地盤と側面地盤のせん断波速度の違いが大きい場合には JEAG4601 に記載の通り側面地盤ばねの算定にあたっては留意する必要があることから側面地盤ばねはモデル化していない。

そこで、基準地震動 S_s を入力した場合の側面地盤が建屋の振動特性に与える影響を確認する。

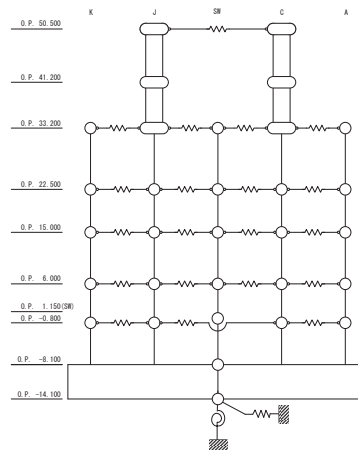
2. 検討方法

検討は、側面地盤ばねを考慮したモデルと考慮しないモデルを用いて地震応答解析を行い、建屋の床応答スペクトルを比較する。対象とした地震動は、入力する地震動のスペクトル特性の違いにより、側面地盤ばねの影響が異なる可能性があることから、基準地震動 S_s -D1 と S_s -D2 の2波とする。

側面地盤は、5.1 項にて設定した地盤を用いて入力地震動を算定した際の収束物性値（地盤各層のせん断剛性低下率の最小値）を用いて、地盤を地中の質点位置ごとに、支配高さで平面的に切り出したモデルを設定し、建屋を面積が等価な円形平面に置換して、側面地盤ばねを Novak の方法（JEAG4601-1991〔追補版〕による方法）により算定する。また、同レベルの質点は床ばねで接続されているため、各質点が支配する外周長を全周長で除した比率をばね値に乘じ、各質点に振り分ける。側面地盤ばねの有無の検討に用いる地震応答解析モデルを第 2-1 図に、側面地盤ばねの設定に用いる物性値を第 2-1 表および第 2-2 表に、算定した側面地盤ばね値を第 2-3 表～第 2-6 表に示す。



側面地盤ばね考慮



側面地盤ばね非考慮

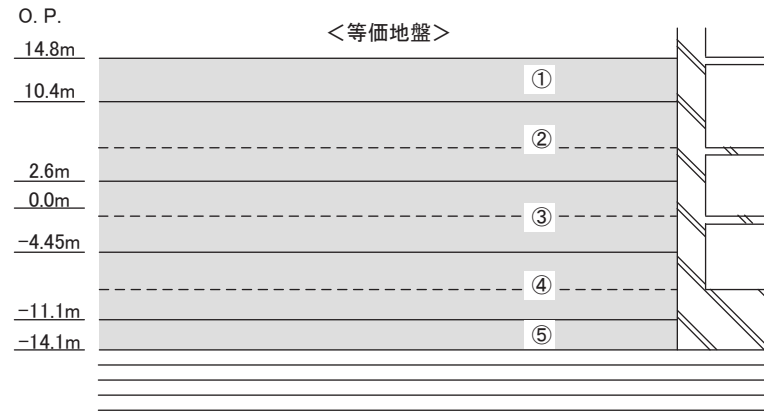
	側面地盤ばね(Novakばね)を考慮するケース	側面地盤ばね(Novakばね)を考慮しないケース
建屋	2号炉原子炉建屋	
地震動	基準地震動 S_s -D2および基準地震動 S_s -D1	
入力地震動	基礎版底面位置および側面地盤ばね位置の地震動(E+F)を算定し入力 (補正水平力考慮)	基礎版底面位置の地震動(E+F)を算定し入力 (補正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	今回工認モデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰5%, 耐震補強考慮)	
建屋モデル (側面地盤ばね)	有り	無し
地盤モデル	入力地震動評価用地盤モデル (表層地盤:2層モデル)	

第 2-1 図 側面地盤ばねの有無の検討に用いる地震応答解析モデル

第2-1表 側面地盤ばねの設定に用いる等価地盤の物性値 (Ss-D1)

建屋質点 レベル O. P. (m)	層 No.	等価地盤				
		せん断波速度 V_s^* (m/s)	せん断弾性係数 G^* ($\times 10^4$ kN/m ²)	単位体積重量 γ^* (kN/m ³)	ポアソン比 ν^*	減衰定数 he^* (%)
15.0	①	161	4.91	18.6	0.45	3
6.0	②	191	6.96	18.6	0.45	3
-0.8	③	754	12.5	21.6	0.45	3
-8.1	④	900	193	23.3	0.45	3
-14.1	⑤	900	193	23.3	0.45	3

※JEAG4601-1991〔追補版〕により、層厚で重み付け平均した G 、 he 、 ν 、 γ を用いる。
 V_s は平均 G 、平均 γ より求める。



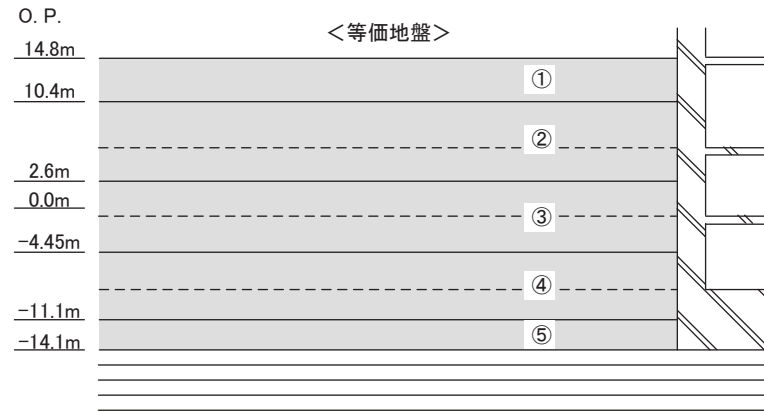
埋戻し土の形状 (単位 : m)

第2-2表 側面地盤ばねの設定に用いる等価地盤の物性値 (Ss-D2)

建屋質点 レベル O. P. (m)	層 No.	等価地盤				
		せん断波速度 V_s^* (m/s)	せん断弾性係数 G^* ($\times 10^4$ kN/m ²)	単位体積重量 γ^* (kN/m ³)	ポアソン比 ν^*	減衰定数 h_e^* (%)
15.0	①	157	4.69	18.6	0.45	3
6.0	②	204	7.92	18.6	0.45	3
-0.8	③	755	12.6	21.6	0.45	3
-8.1	④	900	193	23.3	0.45	3
-14.1	⑤	900	193	23.3	0.45	3

※JEAG4601-1991〔追補版〕により、層厚で重み付け平均した G , h_e , ν , γ を用いる。

V_s は平均 G , 平均 γ より求める。



埋戻し土の形状 (単位 : m)

第 2-3 表 NS 方向側面ばね，減衰(Ss-D1)

通り	質点	ばね(t/cm)	減衰(t・s/cm)
OW-K	3	2.581E+02	2.307E+02
	4	6.672E+02	5.020E+02
	5	1.075E+04	1.778E+03
IW-J	10	1.808E+02	1.616E+02
	11	4.672E+02	3.515E+02
	12	7.529E+03	1.245E+03
IW-C	22	2.059E+02	1.840E+02
	23	5.321E+02	4.004E+02
	24	8.575E+03	1.418E+03
OW-A	27	2.850E+02	2.547E+02
	28	7.366E+02	5.543E+02
	29	1.187E+04	1.963E+03
基礎版	30	5.630E+04	2.622E+04
	31	2.540E+04	3.486E+03

第 2-4 表 EW 方向側面ばね，減衰(Ss-D1)

通り	質点	ばね(t/cm)	減衰(t・s/cm)
OW-1	3	2.850E+02	2.548E+02
	4	7.366E+02	5.547E+02
	5	1.187E+04	1.971E+03
IW-2	7	1.857E+02	1.660E+02
	8	4.798E+02	3.613E+02
	9	7.734E+03	1.284E+03
IW-10	24	1.799E+02	1.608E+02
	25	4.649E+02	3.501E+02
	26	7.493E+03	1.244E+03
OW-11	29	2.792E+02	2.496E+02
	30	7.216E+02	5.434E+02
	31	1.163E+04	1.931E+03
基礎版	32	5.630E+04	2.622E+04
	33	2.540E+04	3.492E+03

第 2-5 表 NS 方向側面ばね，減衰(Ss-D2)

通り	質点	ばね(t/cm)	減衰(t・s/cm)
OW-K	3	2.456E+02	2.250E+02
	4	7.617E+02	5.355E+02
	5	1.078E+04	1.781E+03
IW-J	10	1.719E+02	1.576E+02
	11	5.334E+02	3.749E+02
	12	7.549E+03	1.247E+03
IW-C	22	1.958E+02	1.795E+02
	23	6.075E+02	4.271E+02
	24	8.598E+03	1.420E+03
OW-A	27	2.711E+02	2.484E+02
	28	8.410E+02	5.912E+02
	29	1.190E+04	1.966E+03
基礎版	30	5.630E+04	2.622E+04
	31	2.540E+04	3.486E+03

第 2-6 表 EW 方向側面ばね，減衰(Ss-D2)

通り	質点	ばね(t/cm)	減衰(t・s/cm)
OW-1	3	2.711E+02	2.485E+02
	4	8.410E+02	5.918E+02
	5	1.190E+04	1.973E+03
IW-2	7	1.766E+02	1.619E+02
	8	5.479E+02	3.855E+02
	9	7.754E+03	1.286E+03
IW-10	24	1.711E+02	1.568E+02
	25	5.308E+02	3.735E+02
	26	7.513E+03	1.246E+03
OW-11	29	2.656E+02	2.434E+02
	30	8.240E+02	5.798E+02
	31	1.166E+04	1.933E+03
基礎版	32	5.630E+04	2.622E+04
	33	2.540E+04	3.492E+03

3. 検討結果

各モデルの固有値解析結果を第 3-1 表および第 3-2 表に、固有モードの比較を第 3-1 図～第 3-10 図に示す。

各モデルの固有値および固有モードは、モデル毎に大きな差異は確認されないことから、振動特性として側面地盤ばねの影響が小さいことを確認した。

側面地盤ばねを考慮した解析モデルへの入力となる側面地盤ばね位置の加速度波形 (E+F) の算定結果を基準地震動 Ss-D1 については第 3-11 図に、基準地震動 Ss-D2 については第 3-12 図に示す。

地表面 (O.P. +14.8m) の加速度振幅は、最上部では 2000Gal を超える大きな振幅となっている。また、表層地盤の卓越周期 (周期 0.2 秒過ぎ, 周期約 0.1 秒手前) で特に大きな振幅となっており、これは建屋の卓越周期に近い成分である。建屋の 1 階フロアの応答加速度が 1000 ガル程度であることから、地盤の揺れは 2 倍近いものとなっており、側面地盤ばねの精度によっては、大きな誤差を生じる可能性がある。

側面地盤ばねの有無をパラメータとした地震応答解析結果の加速度応答スペクトルの比較を第 3-13 図～第 3-20 図に示す。また、設定した地盤モデルの初期物性値を用いて側面地盤ばねを求めて基準地震動 Ss-D2 の地震応答解析を実施した場合の結果も参考に第 3-21 図および第 3-22 図に示す。

側面地盤ばねの有無により床応答スペクトルの形状に大きな差異は確認されないが、側面地盤ばねが有る場合の方が、無い場合に比べ、地震応答解析結果 (加速度応答スペクトル) が大きくなる階が生じている。但し、側面地盤ばねから入力される地震動の特徴から、部分的には側面地盤ばねが有るモデルが小さい結果を与えている階もある。

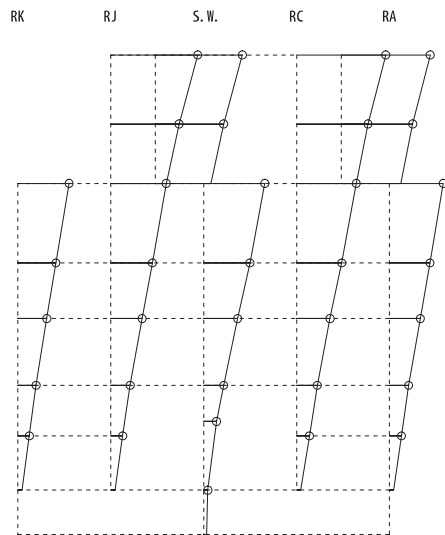
第3-1表 固有値解析結果 (NS 方向)

次数	側面ばねなし			Ss-D1 側面ばねモデル			Ss-D2 側面ばねモデル		
	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.237	4.21	2.206	0.233	4.29	2.224	0.233	4.29	2.224
2	0.123	8.13	2.743	0.122	8.17	2.678	0.122	8.17	2.678
3	0.116	8.60	1.100	0.116	8.63	1.173	0.116	8.63	1.174
4	0.097	10.33	2.094	0.096	10.41	2.014	0.096	10.41	2.013
5	0.093	10.76	1.098	0.093	10.81	1.263	0.093	10.81	1.264

第3-2表 固有値解析結果 (EW 方向)

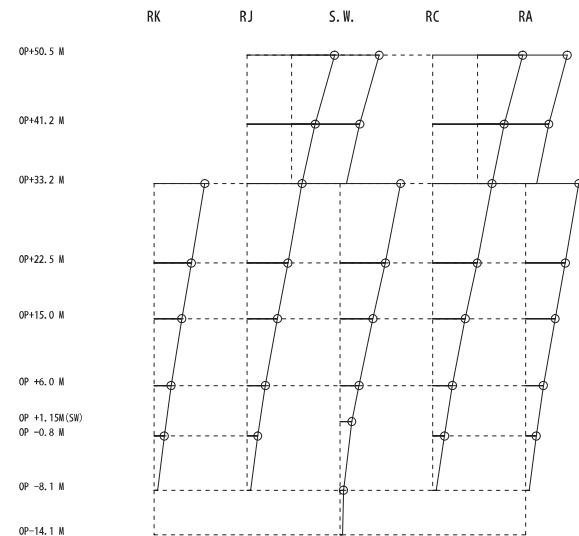
次数	側面ばねなし			Ss-D1 側面ばねモデル			Ss-D2 側面ばねモデル		
	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.230	4.36	2.179	0.226	4.42	2.190	0.226	4.43	2.190
2	0.125	8.01	1.924	0.124	8.06	1.898	0.124	8.06	1.898
3	0.116	8.64	0.073	0.115	8.67	0.068	0.115	8.67	0.068
4	0.098	10.15	0.654	0.098	10.19	0.624	0.098	10.19	0.624
5	0.091	10.93	0.835	0.091	10.96	0.735	0.091	10.96	0.734

固有周期 0.237 s
 固有振動数 4.21 Hz
 刺激係数 2.206



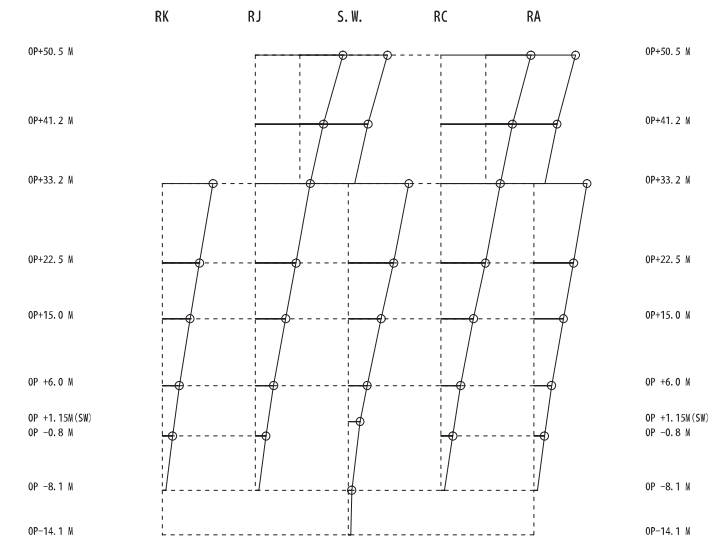
側面ばねなし

固有周期 0.233 s
 固有振動数 4.29 Hz
 刺激係数 2.224



側面ばねあり (Ss-D1 地盤)

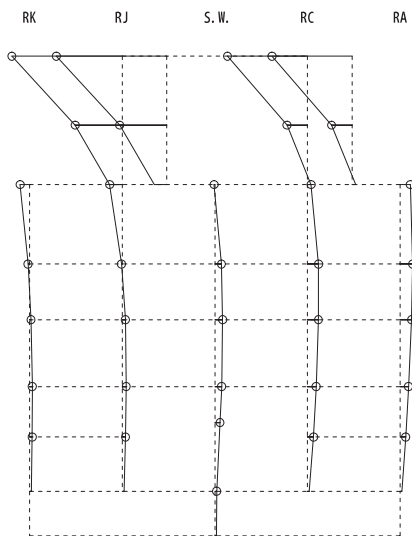
固有周期 0.233 s
 固有振動数 4.29 Hz
 刺激係数 2.224



側面ばねあり (Ss-D2 地盤)

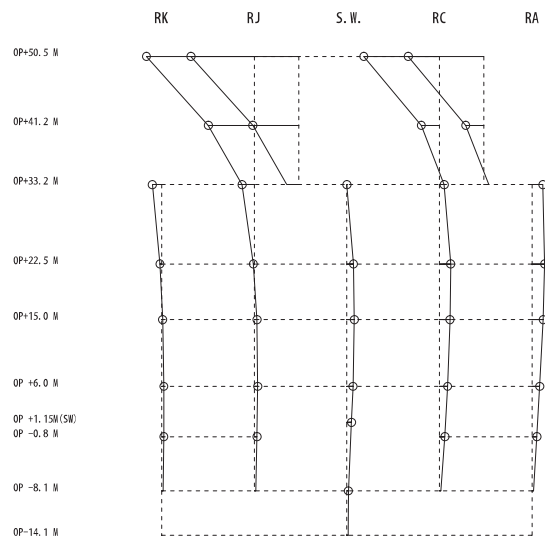
第3-1図 固有モードの比較 (NS方向 1次)

固有周期 0.123 s
 固有振動数 8.13 Hz
 刺激係数 2.743



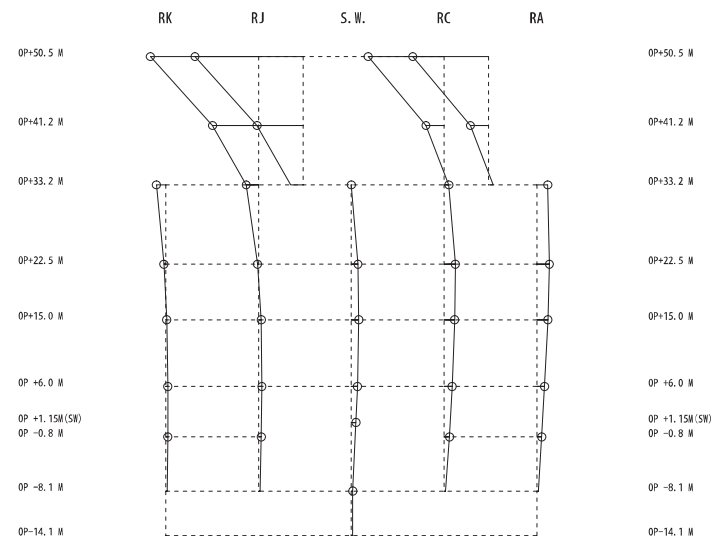
側面ばねなし

固有周期 0.122 s
 固有振動数 8.17 Hz
 刺激係数 2.678



側面ばねあり (Ss-D1 地盤)

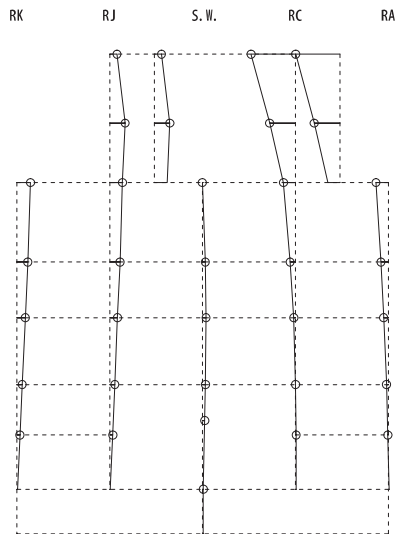
固有周期 0.122 s
 固有振動数 8.17 Hz
 刺激係数 2.678



側面ばねあり (Ss-D2 地盤)

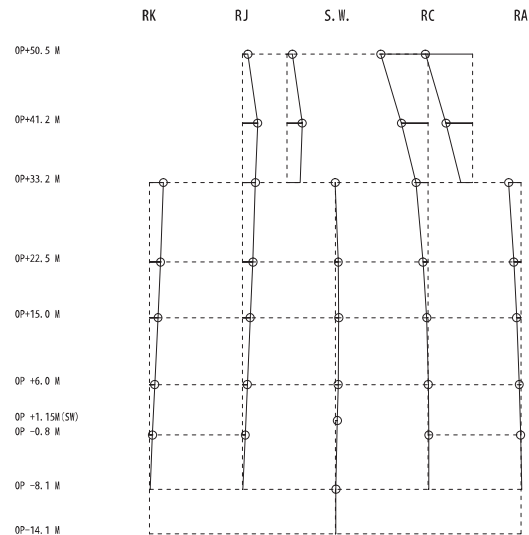
第3-2図 固有モードの比較 (NS方向 2次)

固有周期 0.116 s
 固有振動数 8.60 Hz
 刺激係数 1.100



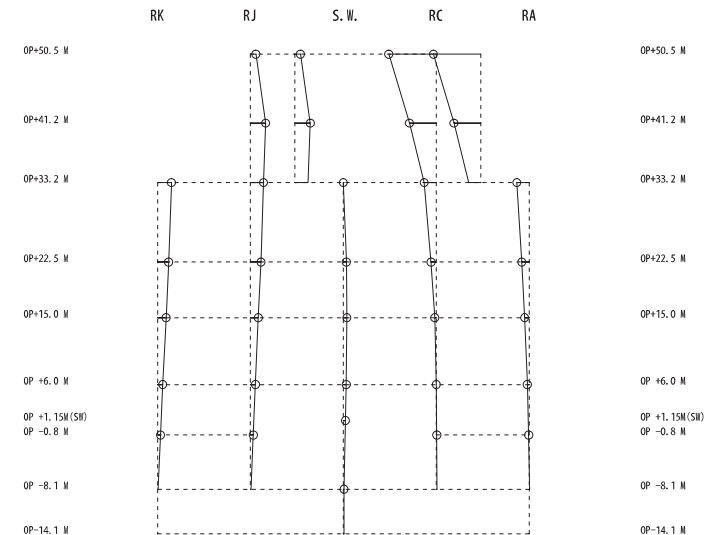
側面ばねなし

固有周期 0.116 s
 固有振動数 8.63 Hz
 刺激係数 1.173



側面ばねあり (Ss-D1 地盤)

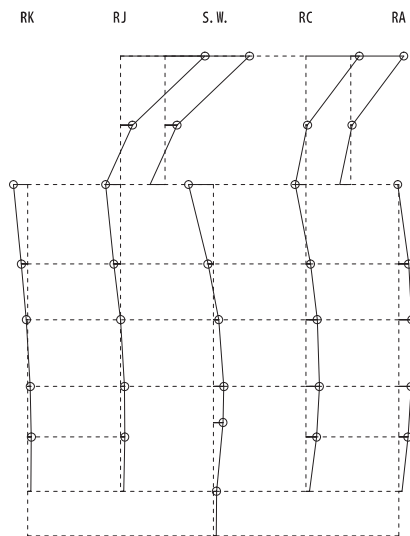
固有周期 0.116 s
 固有振動数 8.63 Hz
 刺激係数 1.174



側面ばねあり (Ss-D2 地盤)

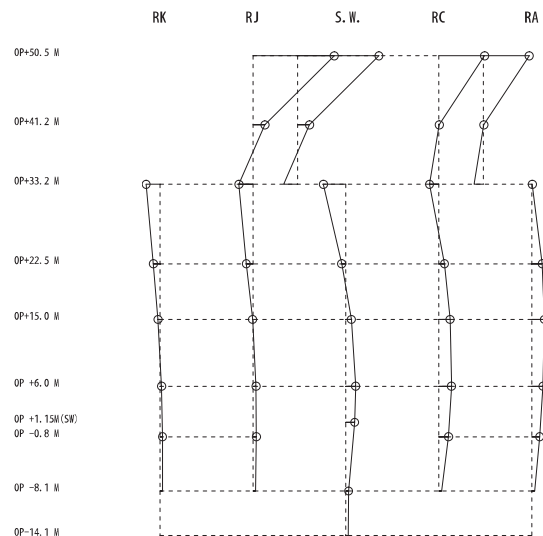
第3-3図 固有モードの比較 (NS方向 3次)

固有周期 0.097 s
 固有振動数 10.33 Hz
 刺激係数 2.094



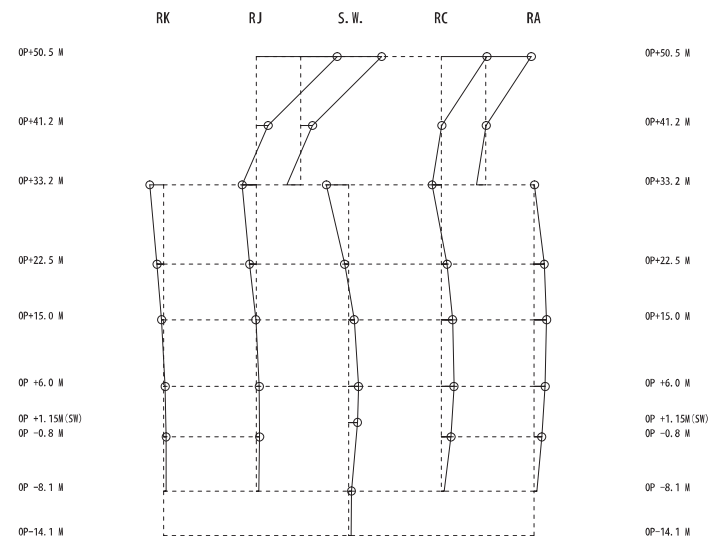
側面ばねなし

固有周期 0.096 s
 固有振動数 10.41 Hz
 刺激係数 2.014



側面ばねあり (Ss-D1 地盤)

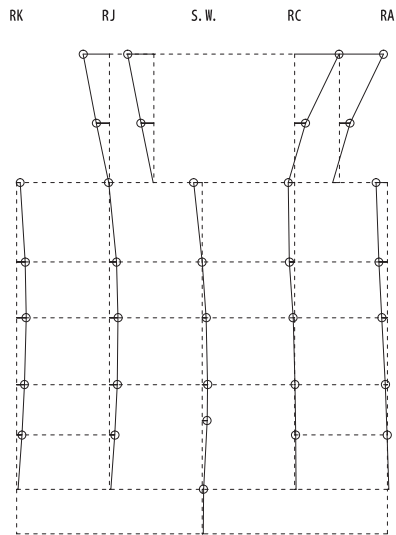
固有周期 0.096 s
 固有振動数 10.41 Hz
 刺激係数 2.013



側面ばねあり (Ss-D2 地盤)

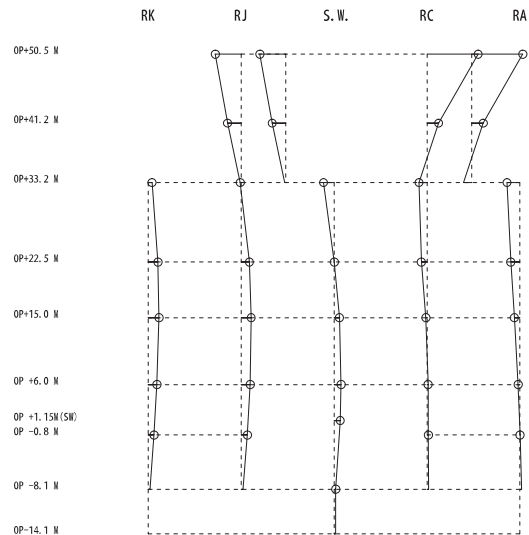
第3-4図 固有モードの比較 (NS方向 4次)

固有周期 0.093 s
 固有振動数 10.76 Hz
 刺激係数 1.098



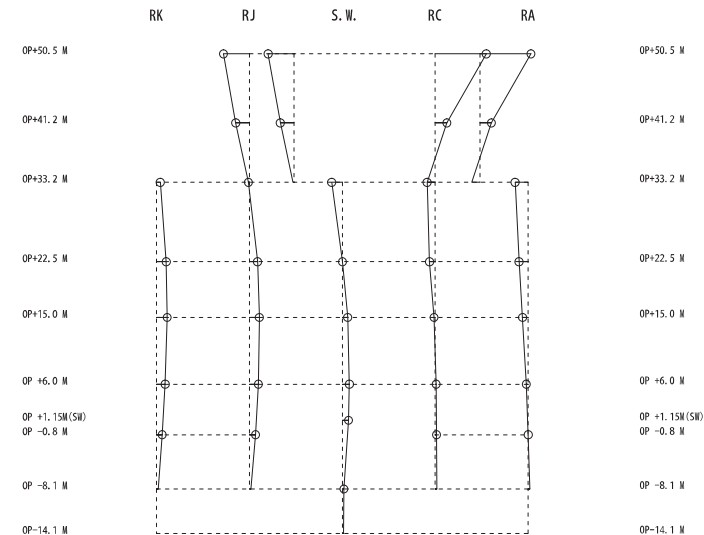
側面ばねなし

固有周期 0.093 s
 固有振動数 10.81 Hz
 刺激係数 1.263



側面ばねあり (Ss-D1 地盤)

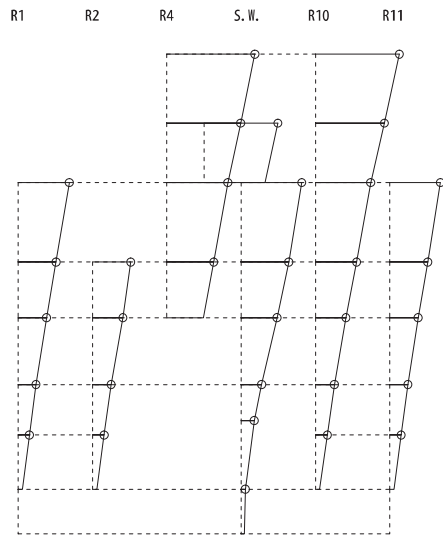
固有周期 0.093 s
 固有振動数 10.81 Hz
 刺激係数 1.264



側面ばねあり (Ss-D2 地盤)

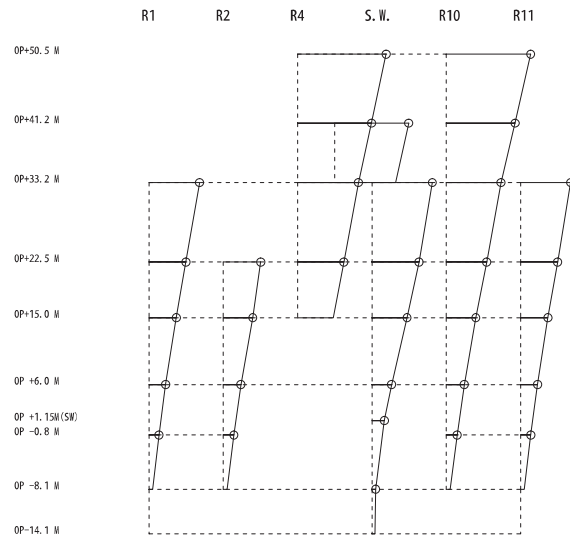
第3-5図 固有モードの比較 (NS方向 5次)

固有周期 0.230 s
 固有振動数 4.36 Hz
 刺激係数 2.179



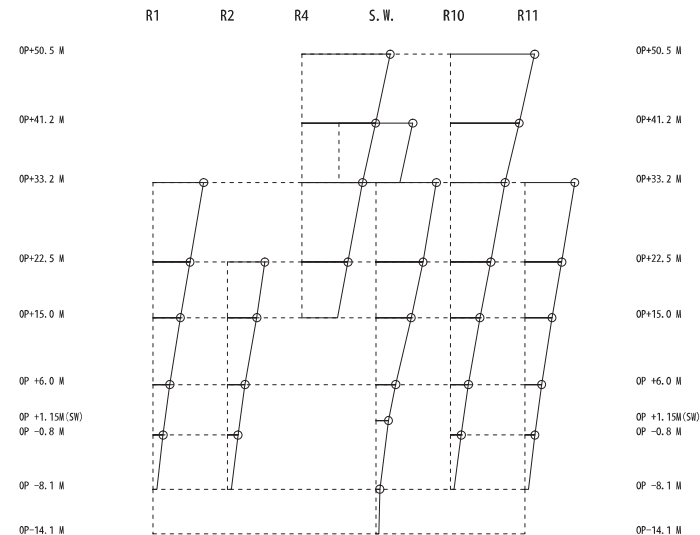
側面ばねなし

固有周期 0.226 s
 固有振動数 4.42 Hz
 刺激係数 2.190



側面ばねあり (Ss-D1 地盤)

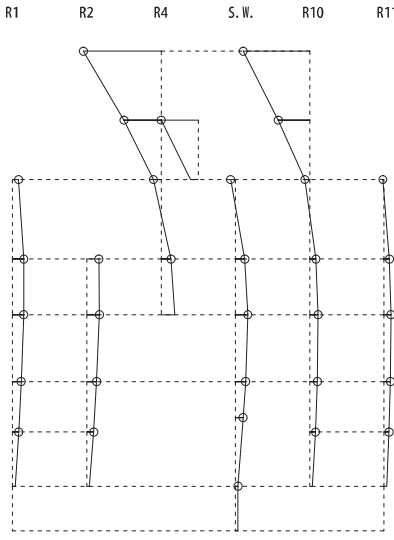
固有周期 0.226 s
 固有振動数 4.43 Hz
 刺激係数 2.190



側面ばねあり (Ss-D2 地盤)

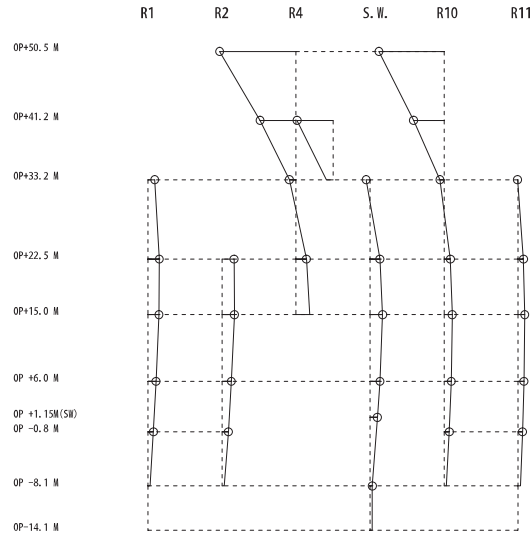
第3-6図 固有モードの比較 (EW方向 1次)

固有周期 0.125 s
 固有振動数 8.01 Hz
 刺激係数 1.924



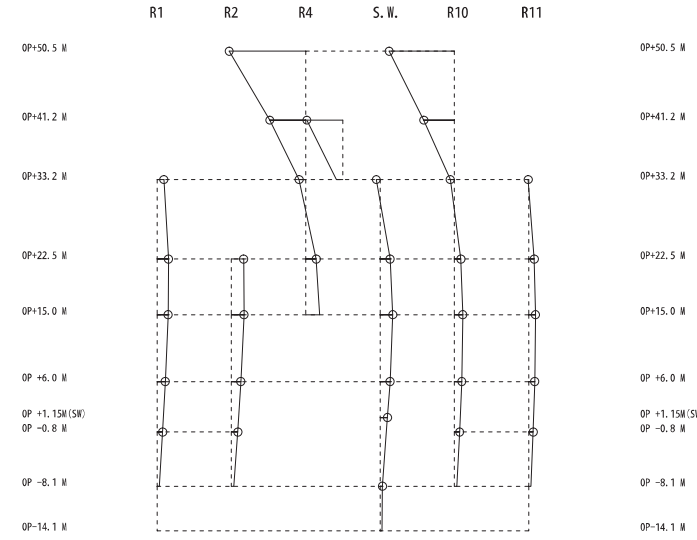
側面ばねなし

固有周期 0.124 s
 固有振動数 8.06 Hz
 刺激係数 1.898



側面ばねあり (Ss-D1 地盤)

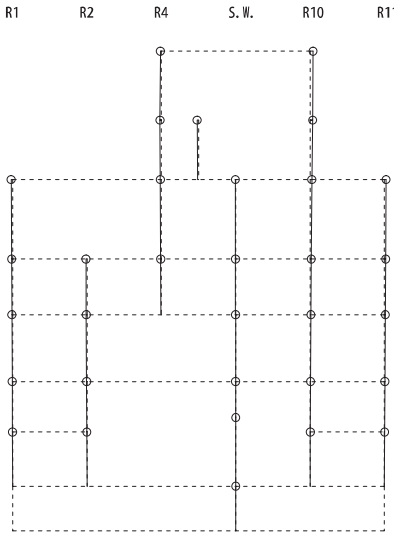
固有周期 0.124 s
 固有振動数 8.06 Hz
 刺激係数 1.898



側面ばねあり (Ss-D2 地盤)

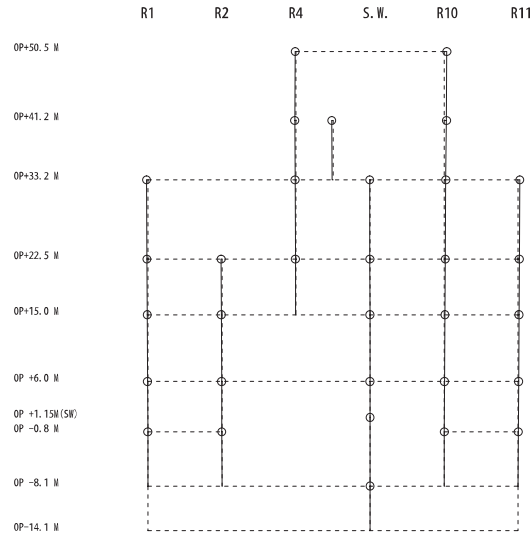
第3-7図 固有モードの比較 (EW方向 2次)

固有周期 0.116 s
 固有振動数 8.64 Hz
 刺激係数 0.073



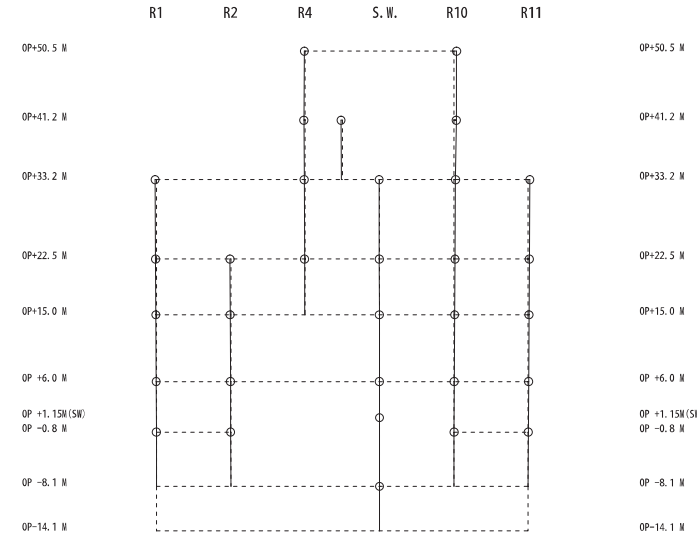
側面ばねなし

固有周期 0.115 s
 固有振動数 8.67 Hz
 刺激係数 0.068



側面ばねあり (Ss-D1 地盤)

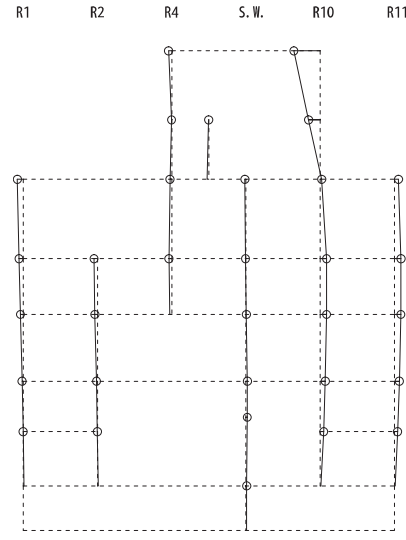
固有周期 0.115 s
 固有振動数 8.67 Hz
 刺激係数 0.068



側面ばねあり (Ss-D2 地盤)

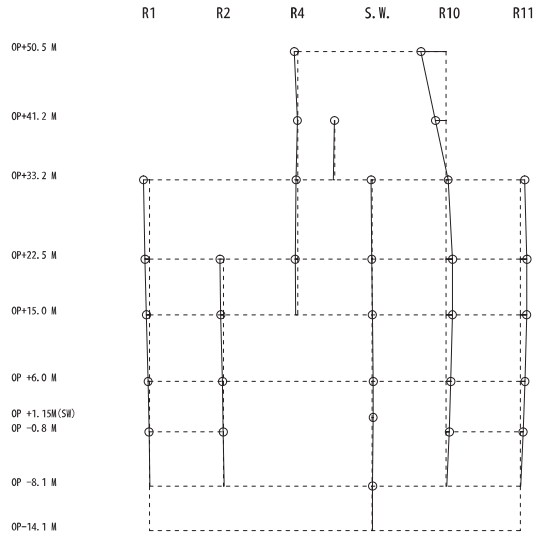
第3-8図 固有モードの比較 (EW方向 3次)

固有周期 0.098 s
 固有振動数 10.15 Hz
 刺激係数 0.654



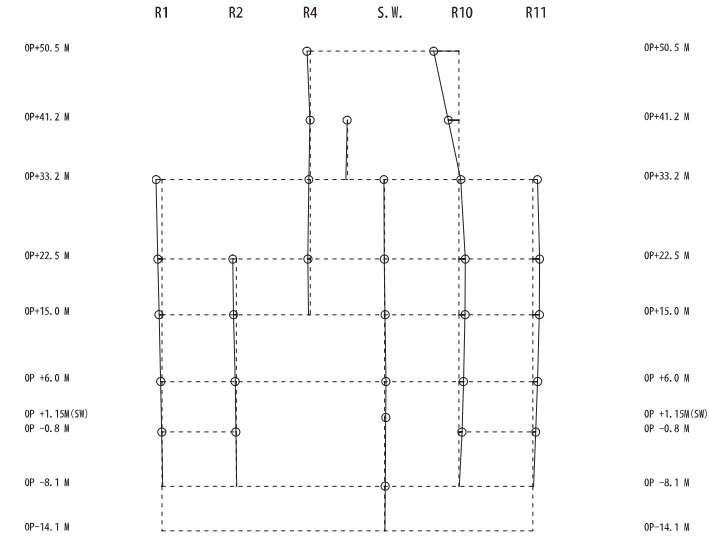
側面ばねなし

固有周期 0.098 s
 固有振動数 10.19 Hz
 刺激係数 0.624



側面ばねあり (Ss-D1 地盤)

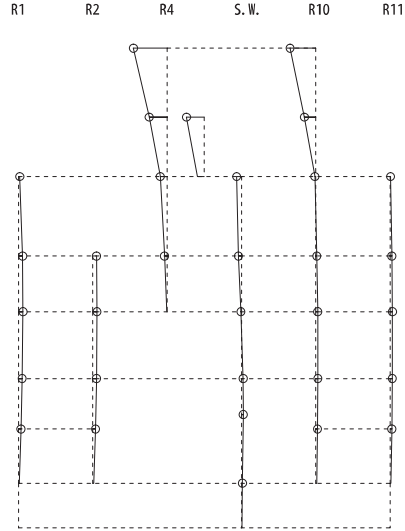
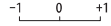
固有周期 0.098 s
 固有振動数 10.19 Hz
 刺激係数 0.624



側面ばねあり (Ss-D2 地盤)

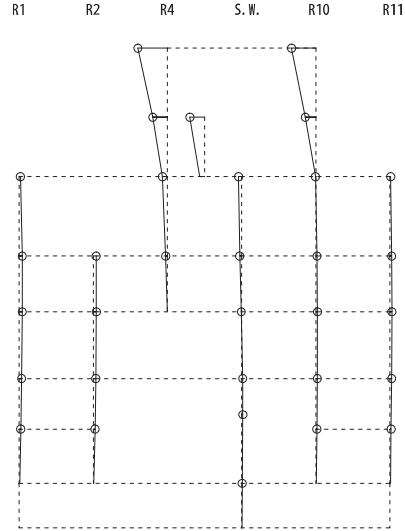
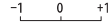
第3-9図 固有モードの比較 (EW方向 4次)

固有周期 0.091 s
 固有振動数 10.93 Hz
 刺激係数 0.835



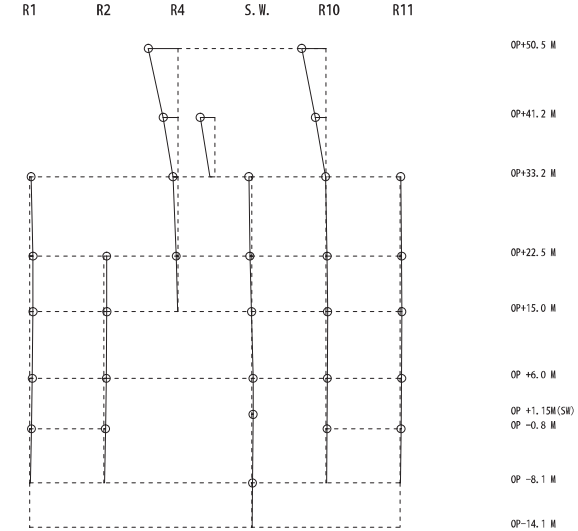
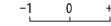
側面ばねなし

固有周期 0.091 s
 固有振動数 10.96 Hz
 刺激係数 0.735



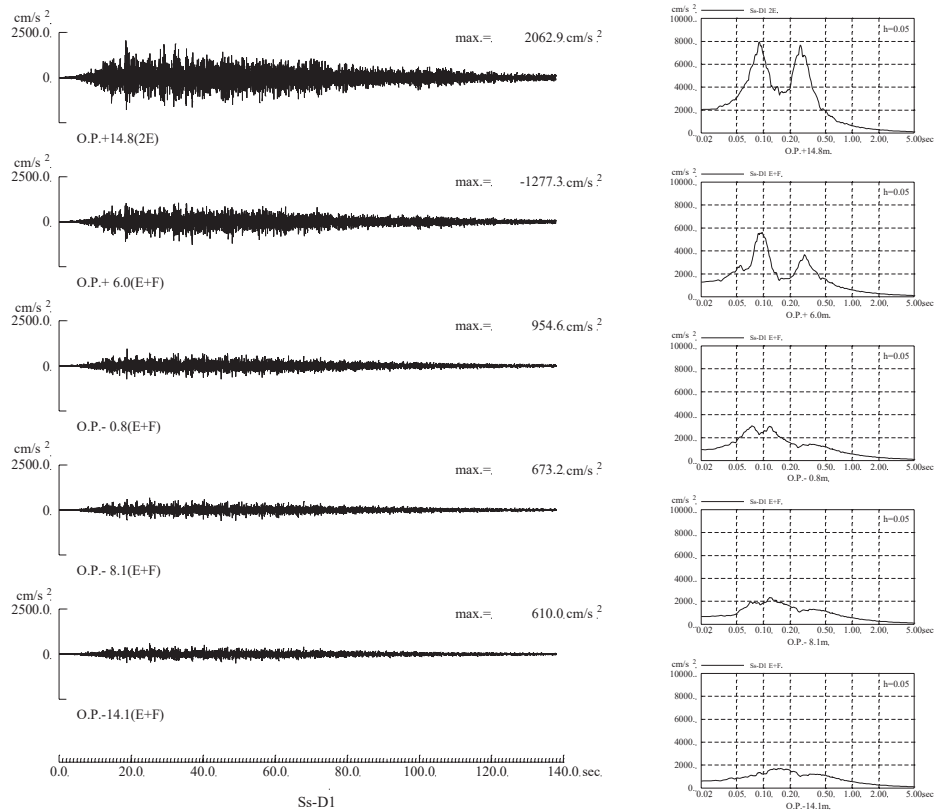
側面ばねあり (Ss-D1 地盤)

固有周期 0.091 s
 固有振動数 10.96 Hz
 刺激係数 0.734

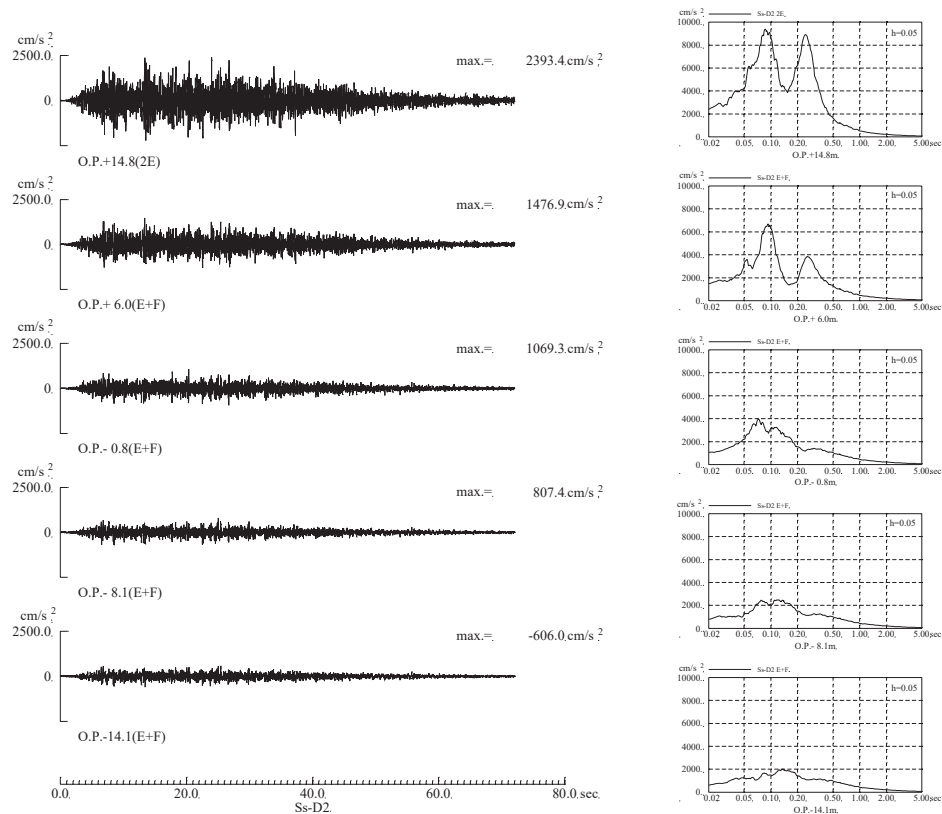


側面ばねあり (Ss-D2 地盤)

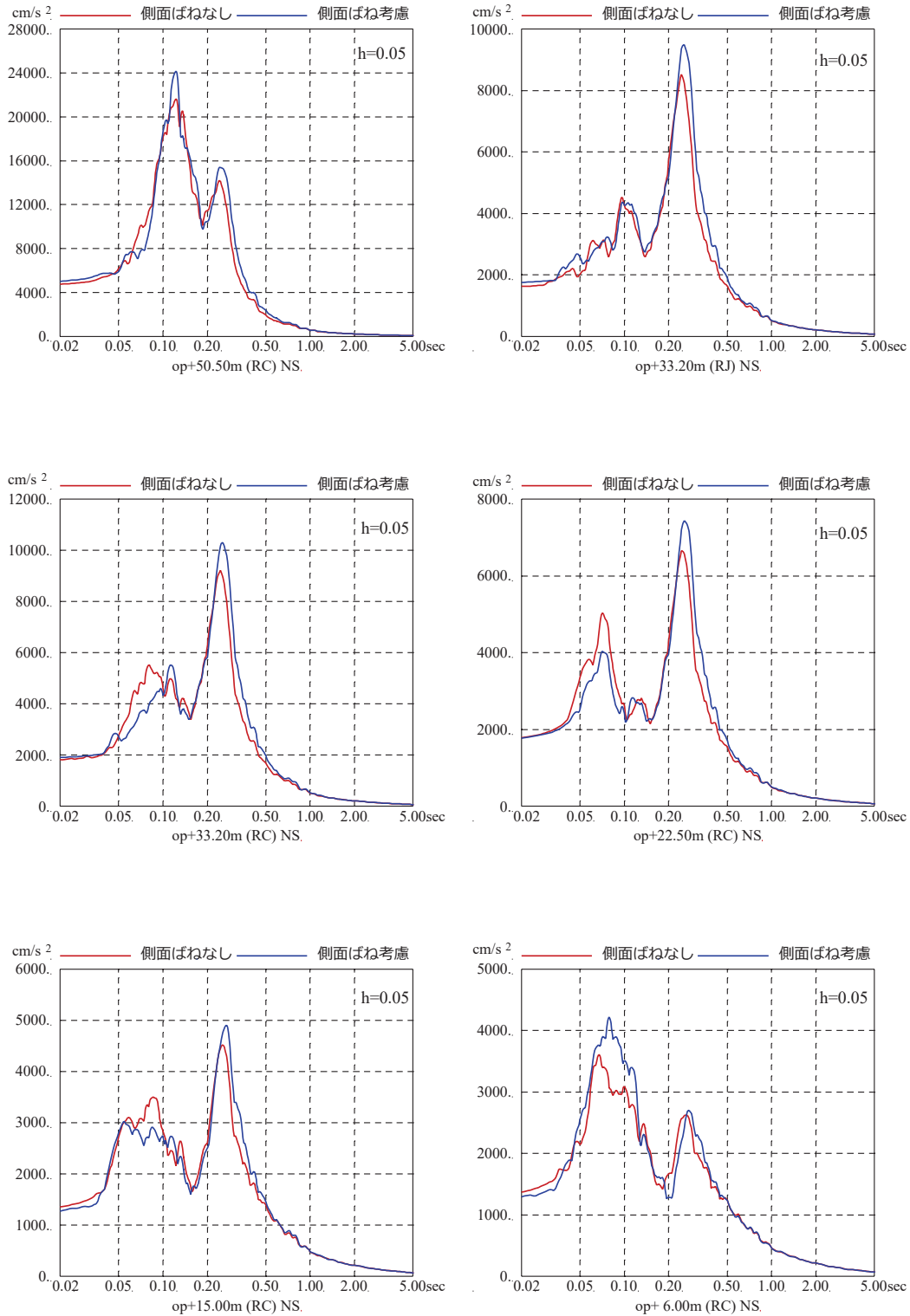
第 3-10 図 固有モードの比較 (EW 方向 5 次)



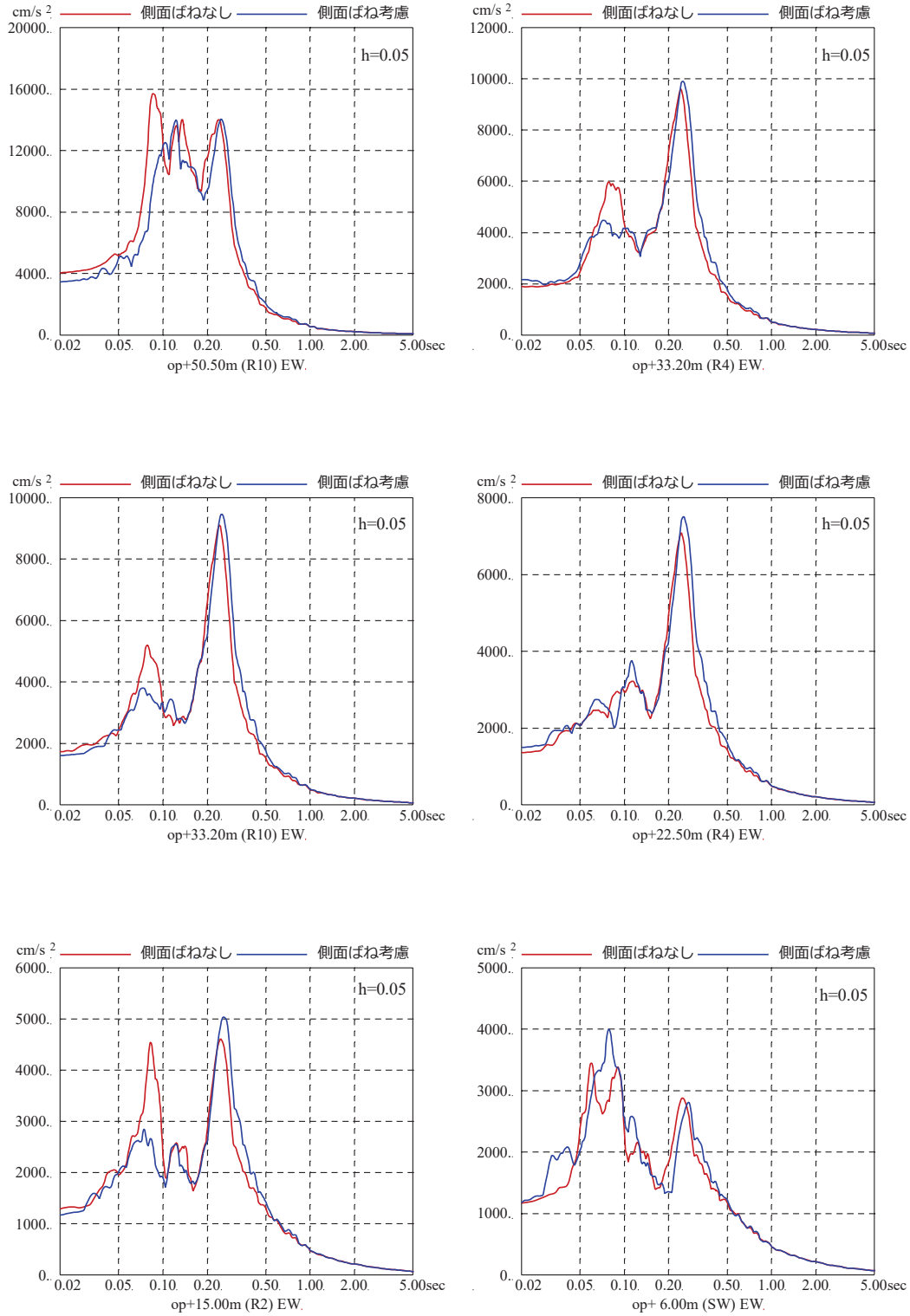
第 3-11 図 側面地盤ばね位置の地盤の加速度波形 (基準地震動 Ss-D1)



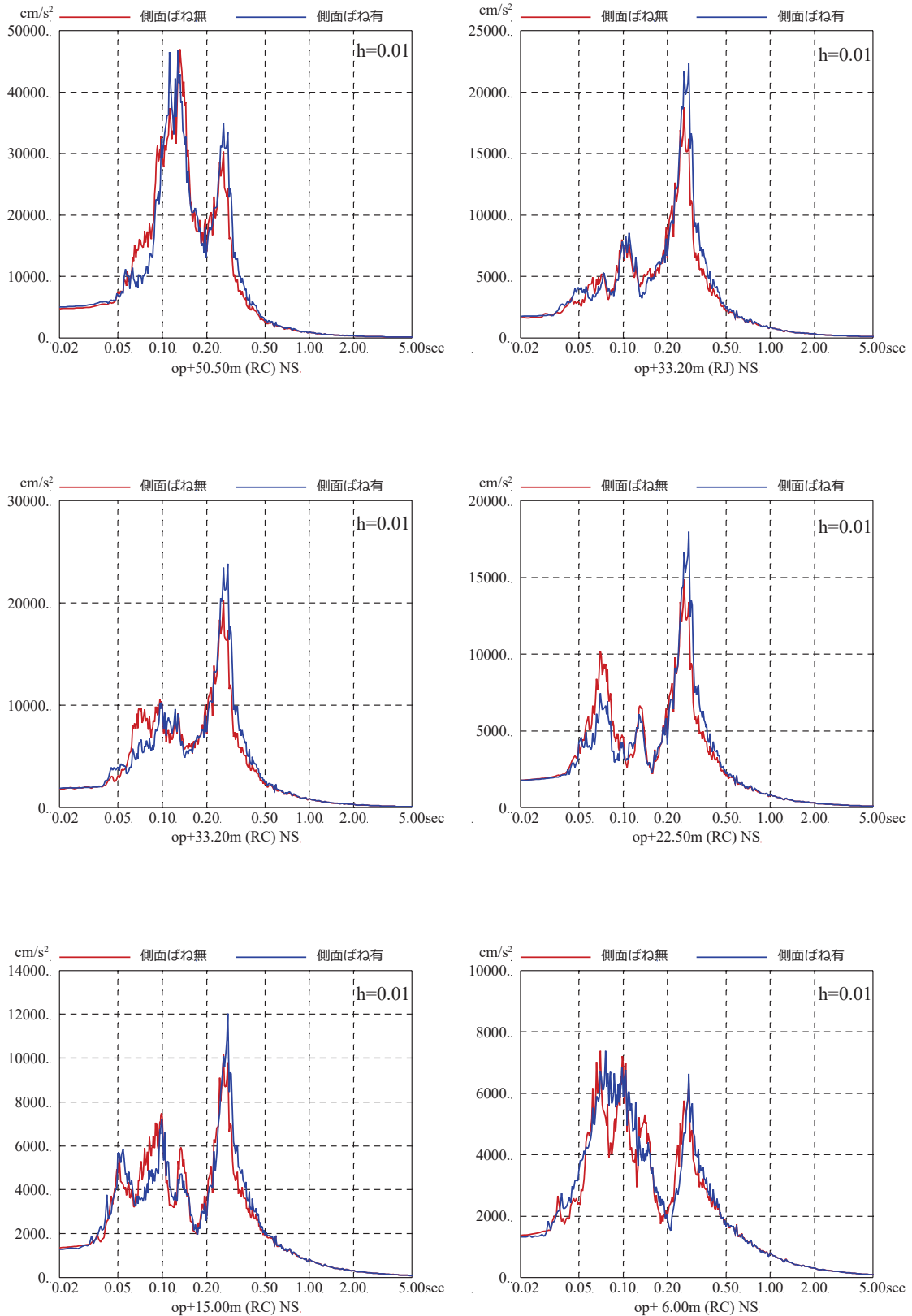
第 3-12 図 側面地盤ばね位置の地盤の加速度波形 (基準地震動 Ss-D2)



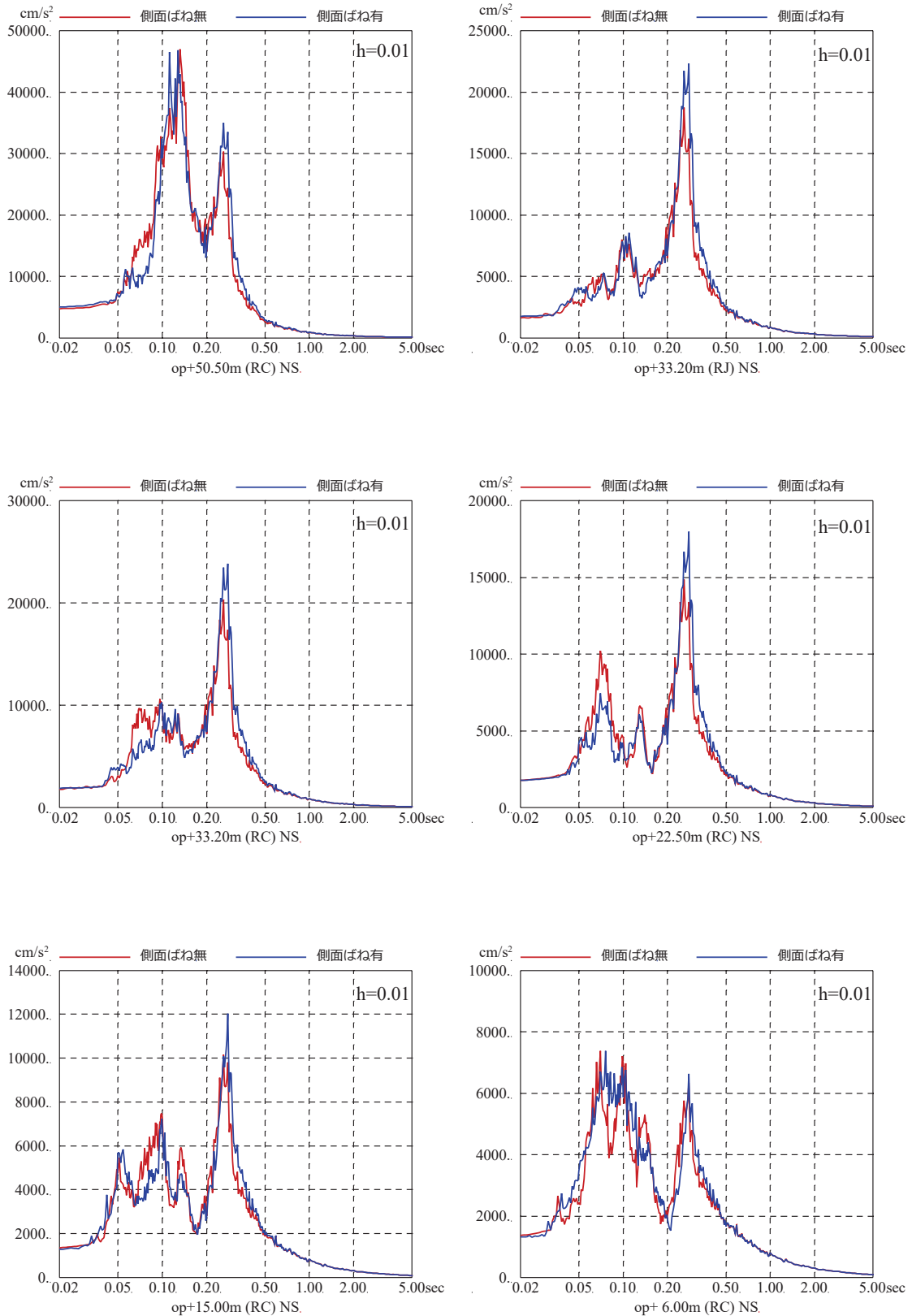
第 3-13 図 基準地震動 S_s-D2 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%)



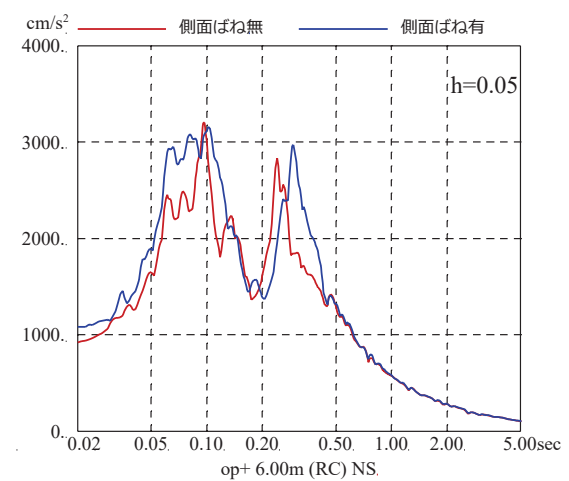
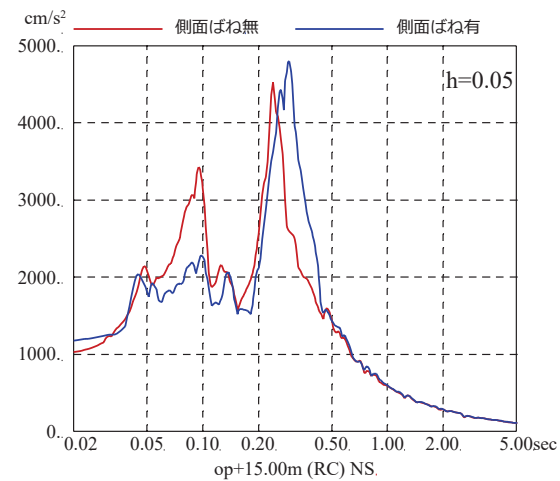
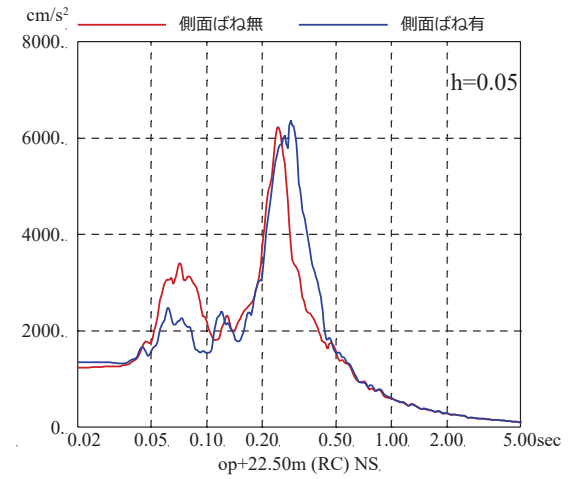
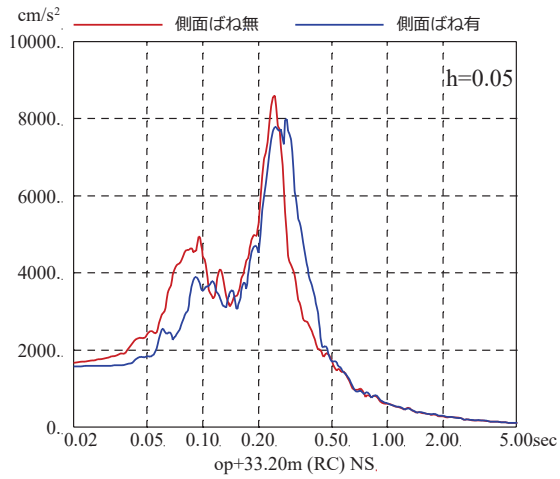
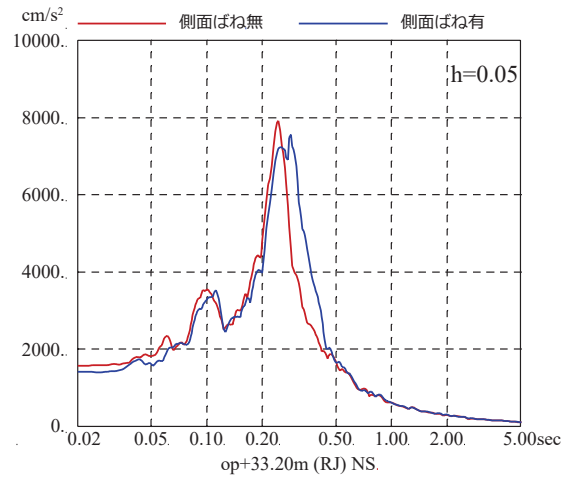
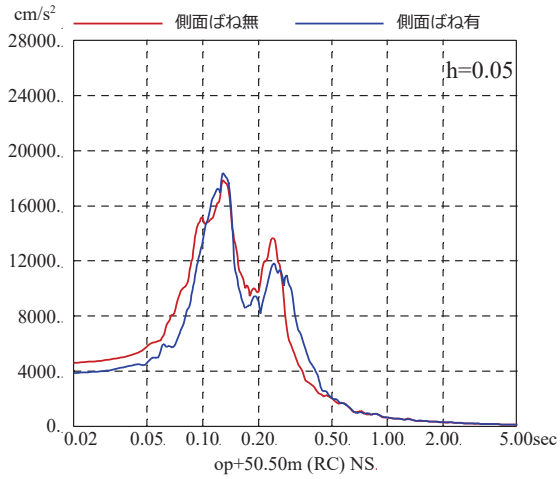
第 3-14 図 基準地震動 S_s-D2 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%)



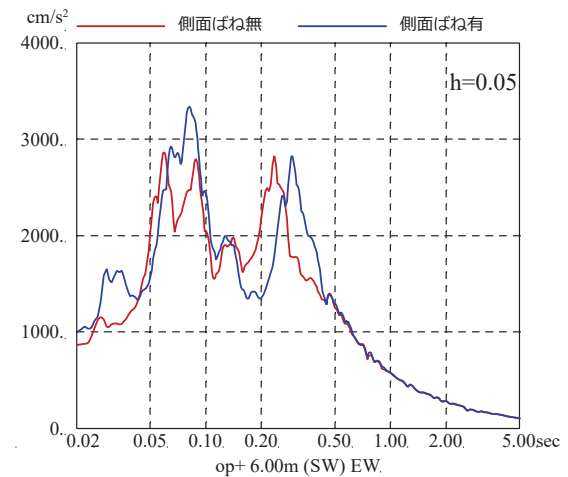
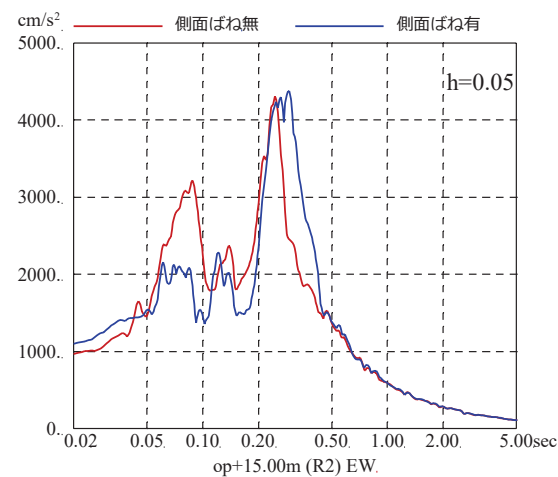
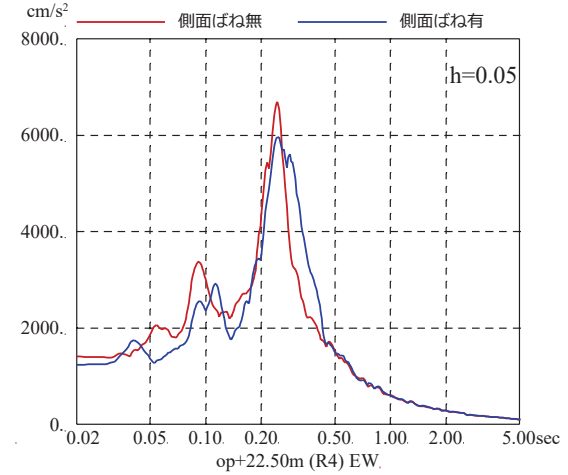
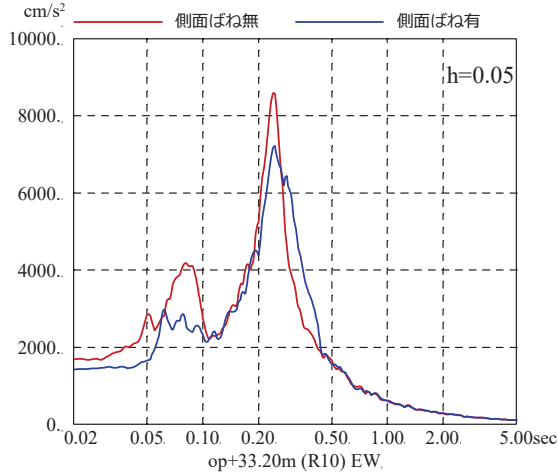
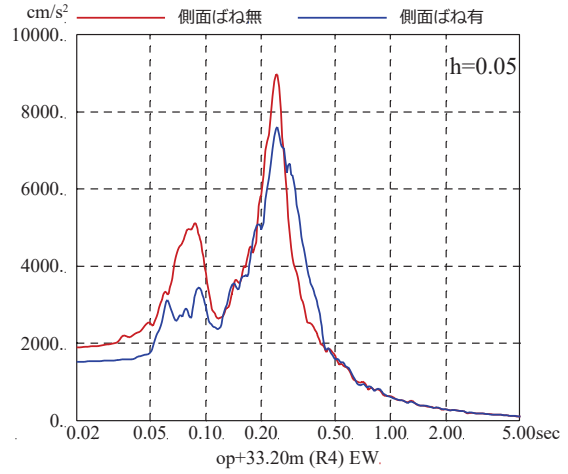
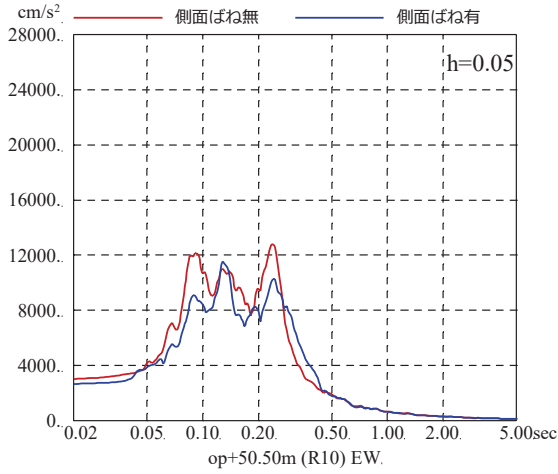
第 3-15 図 基準地震動 Ss-D2 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%)



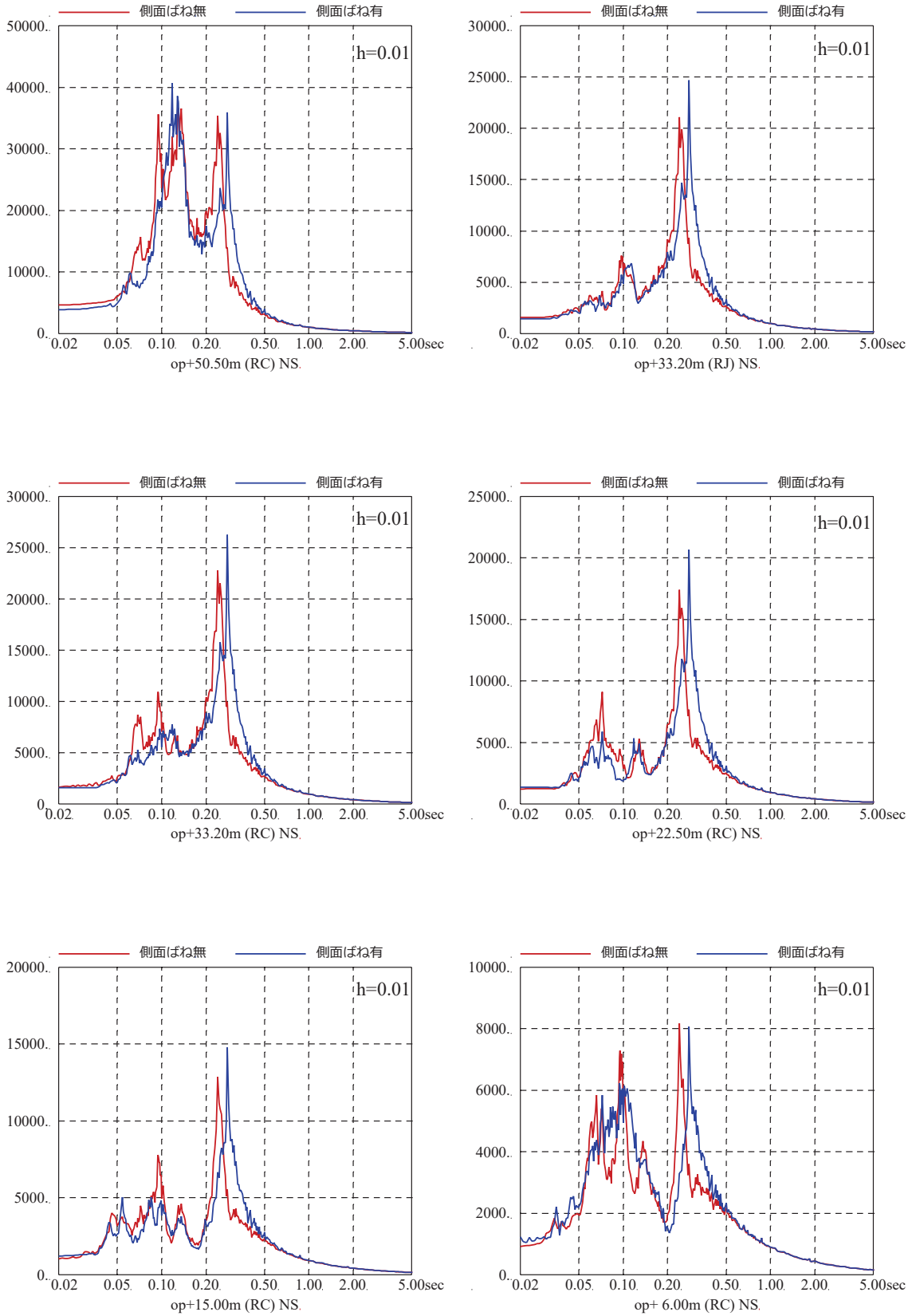
第 3-16 図 基準地震動 Ss-D2 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%)



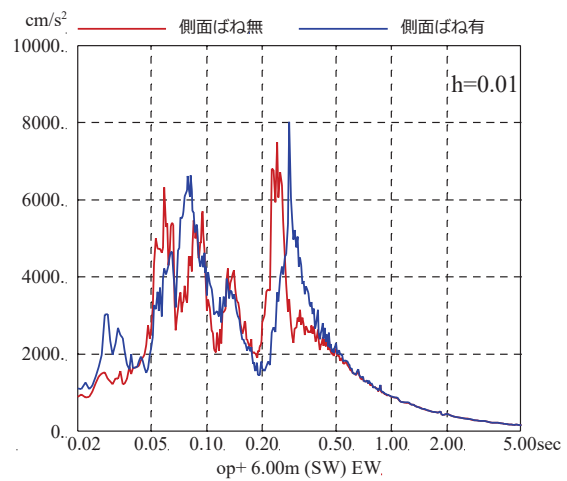
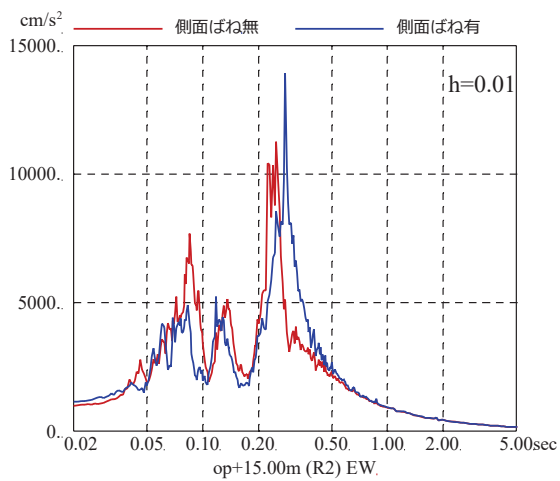
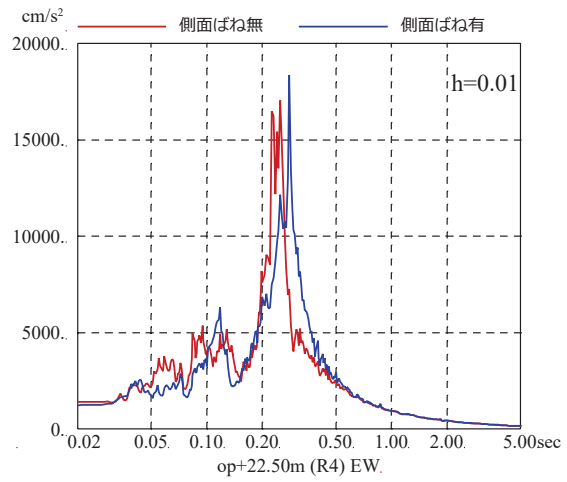
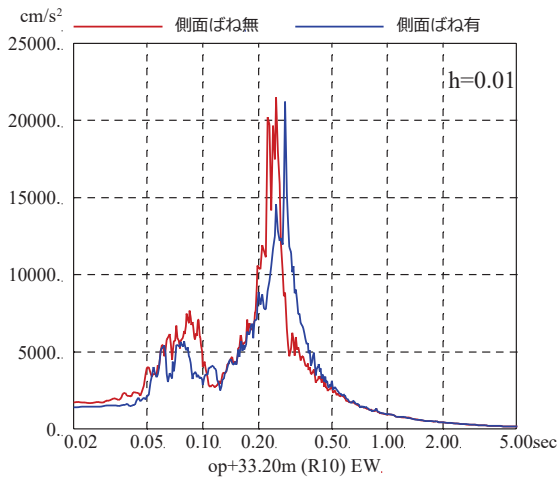
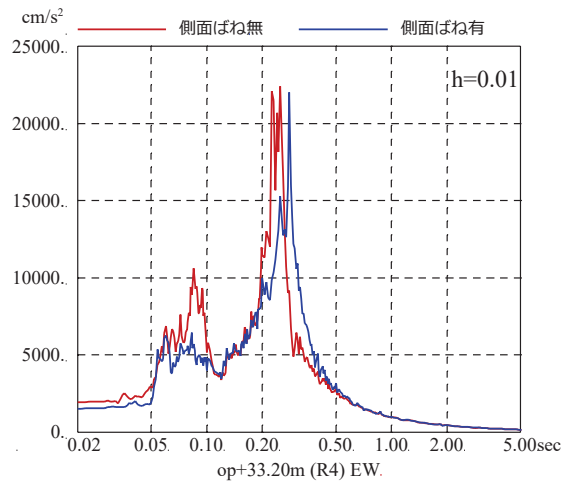
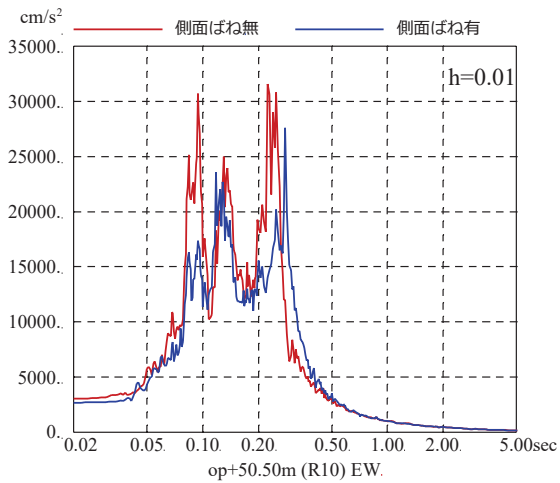
第 3-17 図 基準地震動 Ss-D1 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%)



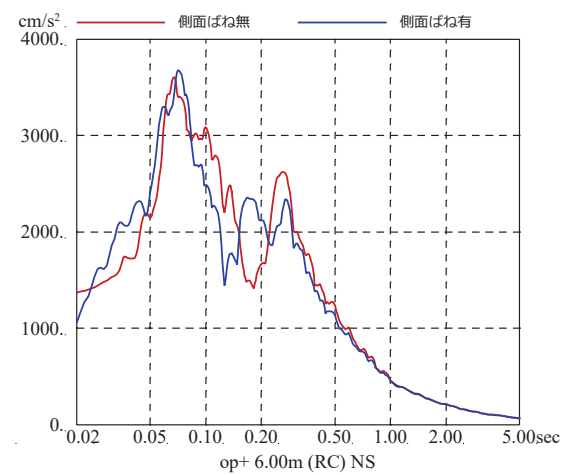
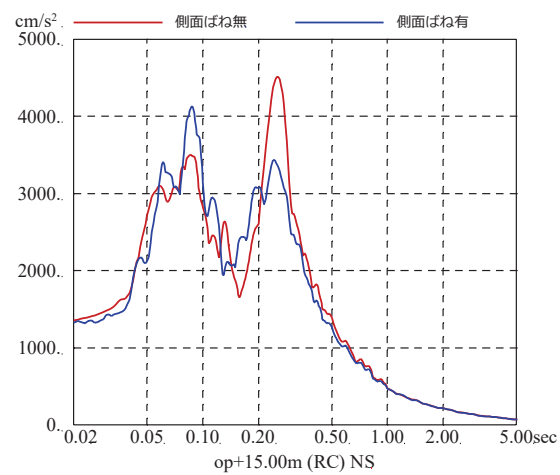
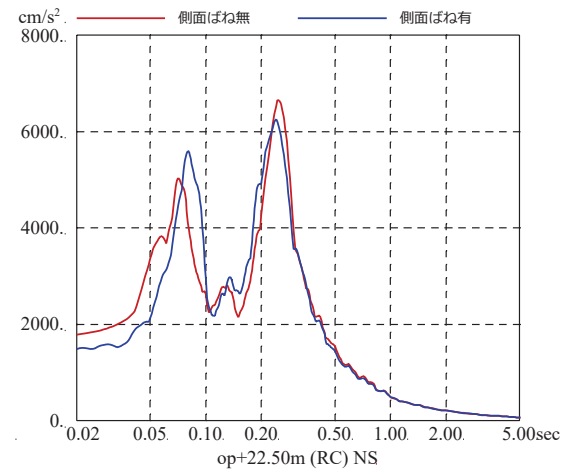
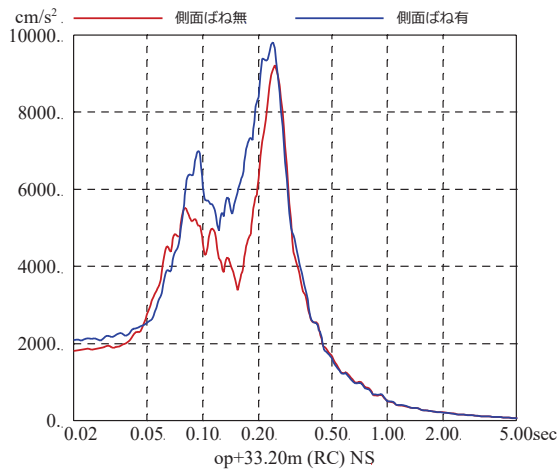
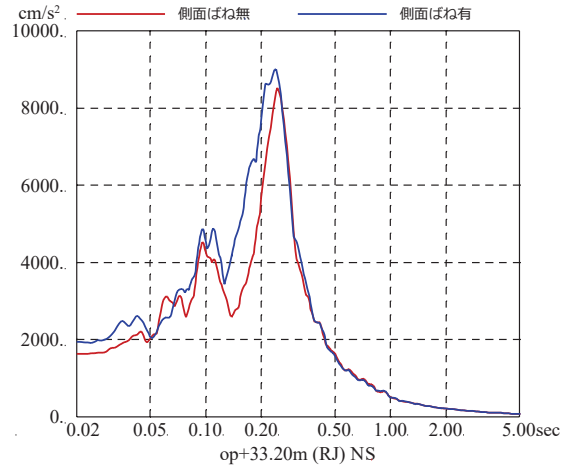
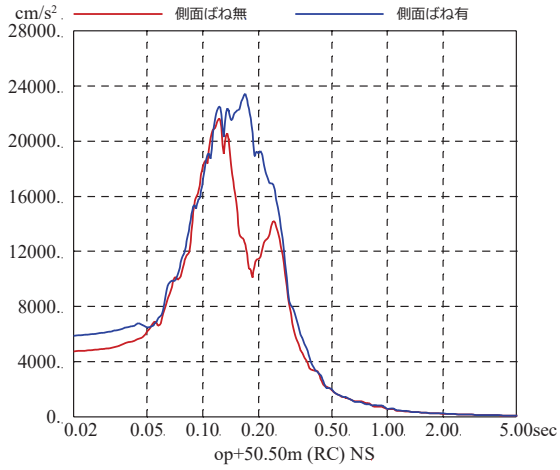
第 3-18 図 基準地震動 Ss-D1 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%)



第 3-19 図 基準地震動 S_s-D1 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%)

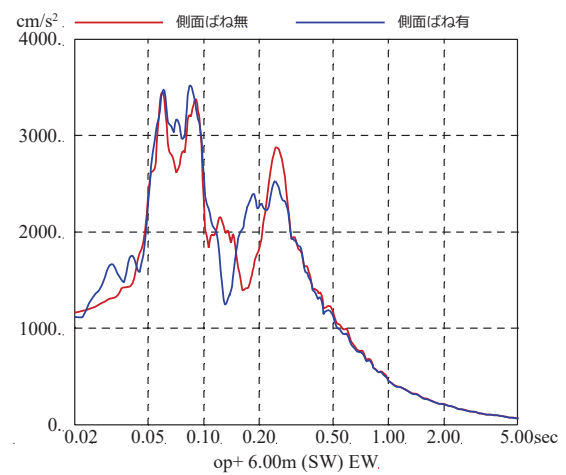
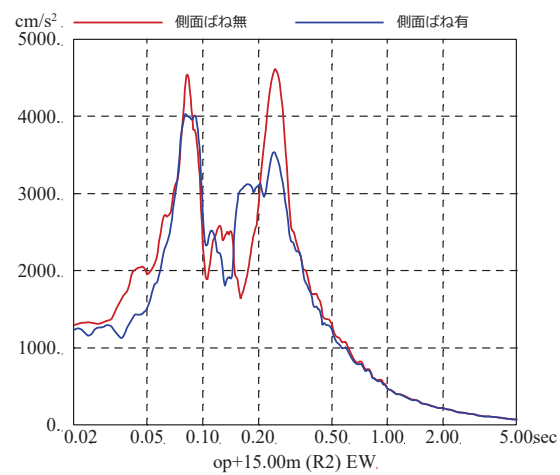
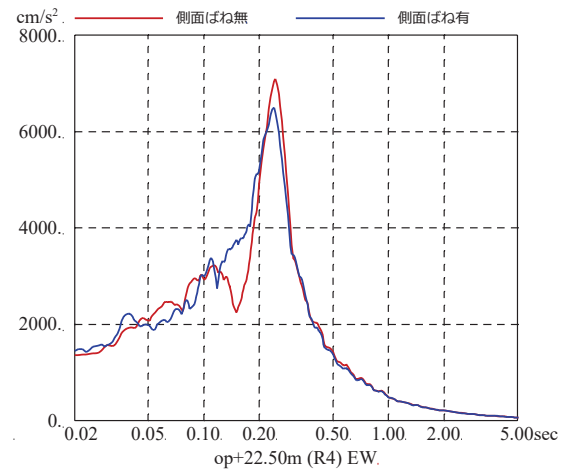
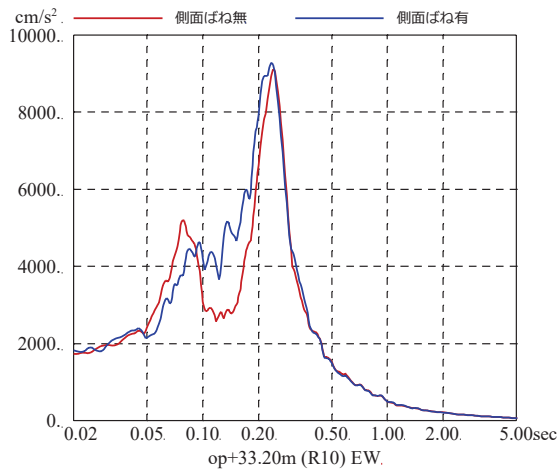
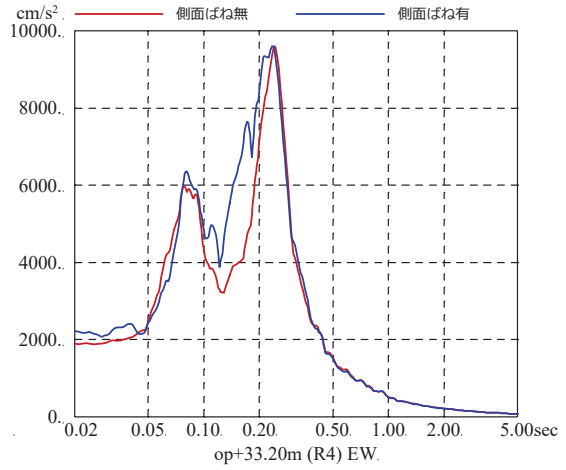
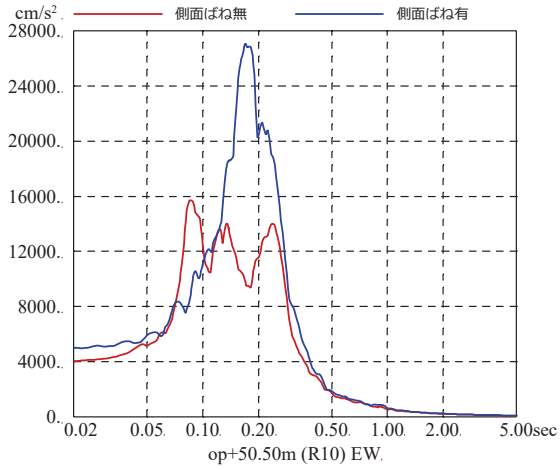


第 3-20 図 基準地震動 Ss-D1 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (2号炉原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%)



第 3-21 図 基準地震動 S_s-D2 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較

(2号炉原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%, 側面地盤ばねは初期物性値から算定)



第 3-22 図 基準地震動 Ss-D2 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較

(2号炉原子炉建屋, EW方向, 減衰5%, 側面地盤ばねは初期物性値から算定)

表層地盤の影響を考慮した入力地震動が
建屋応答へ与える影響

1. 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響

(1) 検討目的

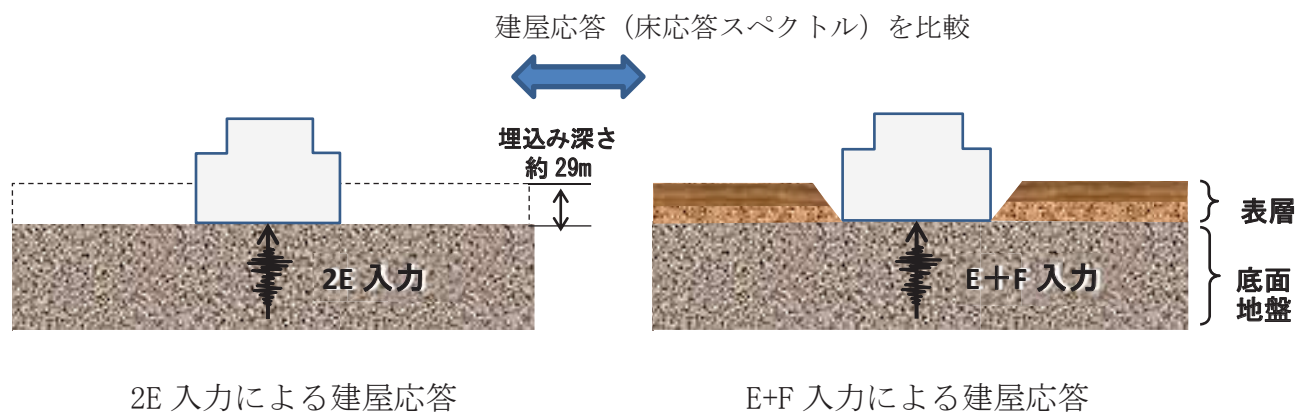
女川2号炉原子炉建屋の今回工認では、建屋への入力地震動を表層地盤の影響を考慮して算定するE+F入力としている。

ここでは、基準地震動 S_s を建屋へ直接入力した場合(2E入力)との建屋応答の差異を確認する。

(2) 検討方法

検討は、基準地震動 S_s -D2 および基準地震動 S_s -D1 を女川2号炉原子炉建屋の解析モデルに直接入力した場合(2E入力)と表層地盤の影響を考慮して算定した基礎版底面位置の地震動を入力した場合(E+F入力)の建屋の解析結果を比較することにより行う。検討概要を第1-1図に示す。

検討に用いた地盤モデルは、5.1項において示した入力地震動評価用地盤モデルとし、第1-1表、第1-2図、第1-3図、第1-4図に示す。



	直接入力(2E入力)したケース	E+F入力としたケース
建屋	2号炉原子炉建屋	
地震動	基準地震動 S_s -D2および基準地震動 S_s -D1	
入力地震動	直接入力(2E入力)	基礎版底面位置の地震動(E+F)を算定し入力
建屋モデル	今回工認モデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰5%, 側面地盤ばね無し, 耐震補強考慮)	
地盤モデル	—	入力地震動評価用地盤モデル (表層地盤:2層モデル)

第1-1図 入力地震動評価に関する表層地盤の影響検討の概念図

第 1-1 表 女川 2 号炉原子炉建屋地盤物性

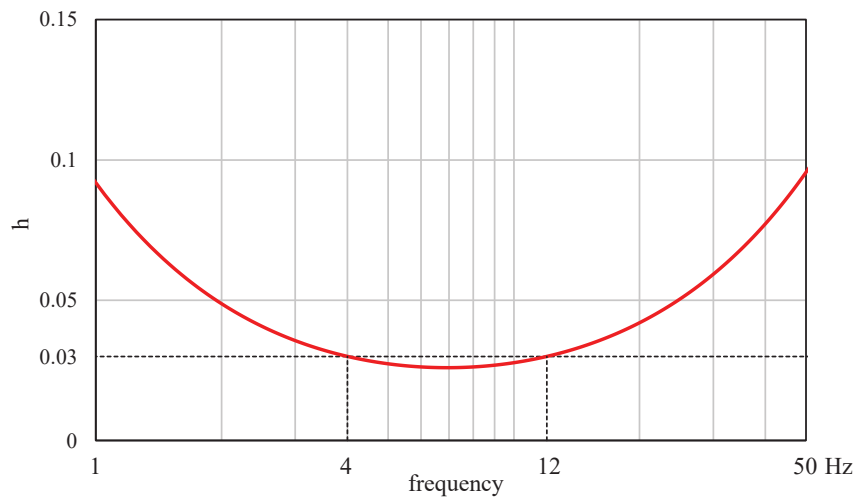
	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 ^{※2} h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	900 ^{※4}	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 O. P. 14.8m～O. P. 0m は，上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また，ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰(4Hz, 12Hz)

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※4 PS 検層結果と観測記録の分析より設定



第 1-2 図 レーリー減衰(4Hz, 12Hz)

O. P. 14. 8m～O. P. 0m の表層地盤には地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0 - \gamma$ 曲線および $h - \gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により (1-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (1-1)$$

$$\text{ここで, } \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (1-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (1-2)$$

$$\text{ここで, } \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t [\text{N/mm}^2]$$

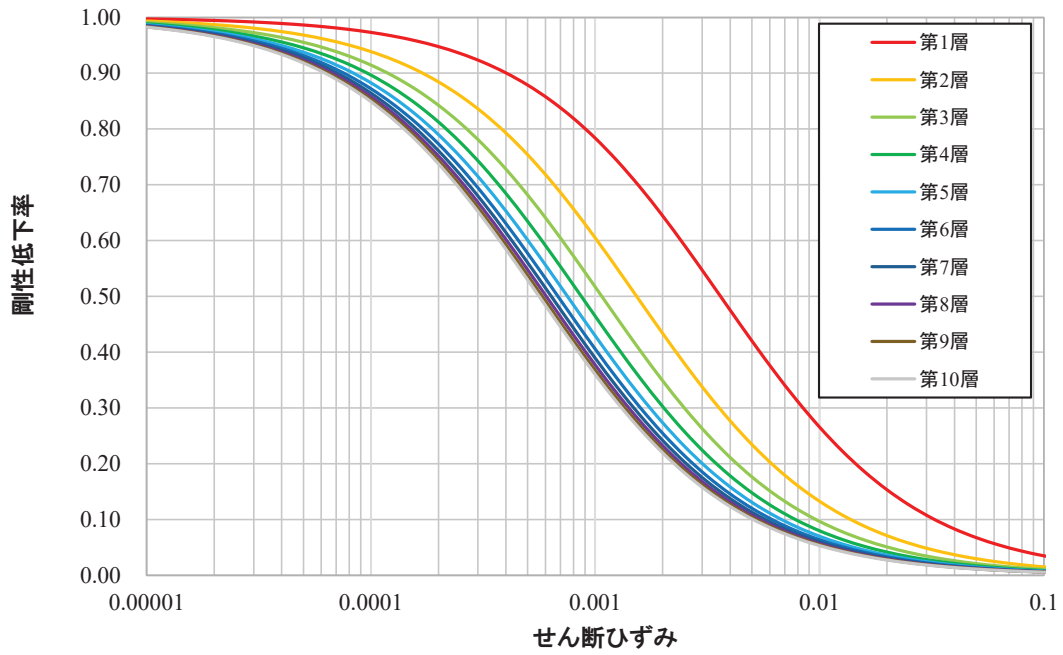
$h - \gamma$ 曲線は逐次非線形解析に用いる解析コードでは H-D モデルの関数形として $h - \gamma$ 曲線を定義する。H-D モデルの関係式を以下に示す。

$$h = h_{\max}(1 - G/G_0) \quad (1-3)$$

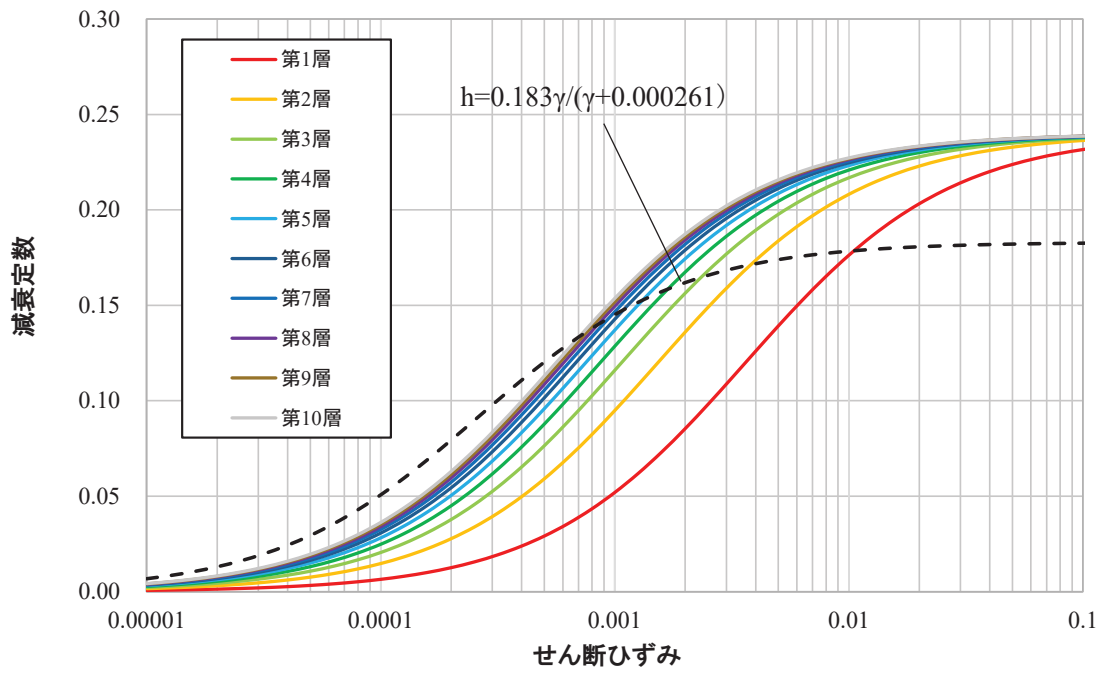
h_{\max} はせん断ひずみが 0.001～0.003 程度で繰返し三軸試験結果に基づいた (1-4) 式と同程度の減衰となるように $h_{\max} = 0.24$ と設定した。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (1-4)$$

逐次非線形解析において用いた $G/G_0 - \gamma$ 曲線を第 1-3 図に、 $h - \gamma$ 曲線を (1-4) 式と比較して第 1-4 図に示す。



第 1-3 図 $G/G_0 - \gamma$ 曲線 (逐次非線形解析)

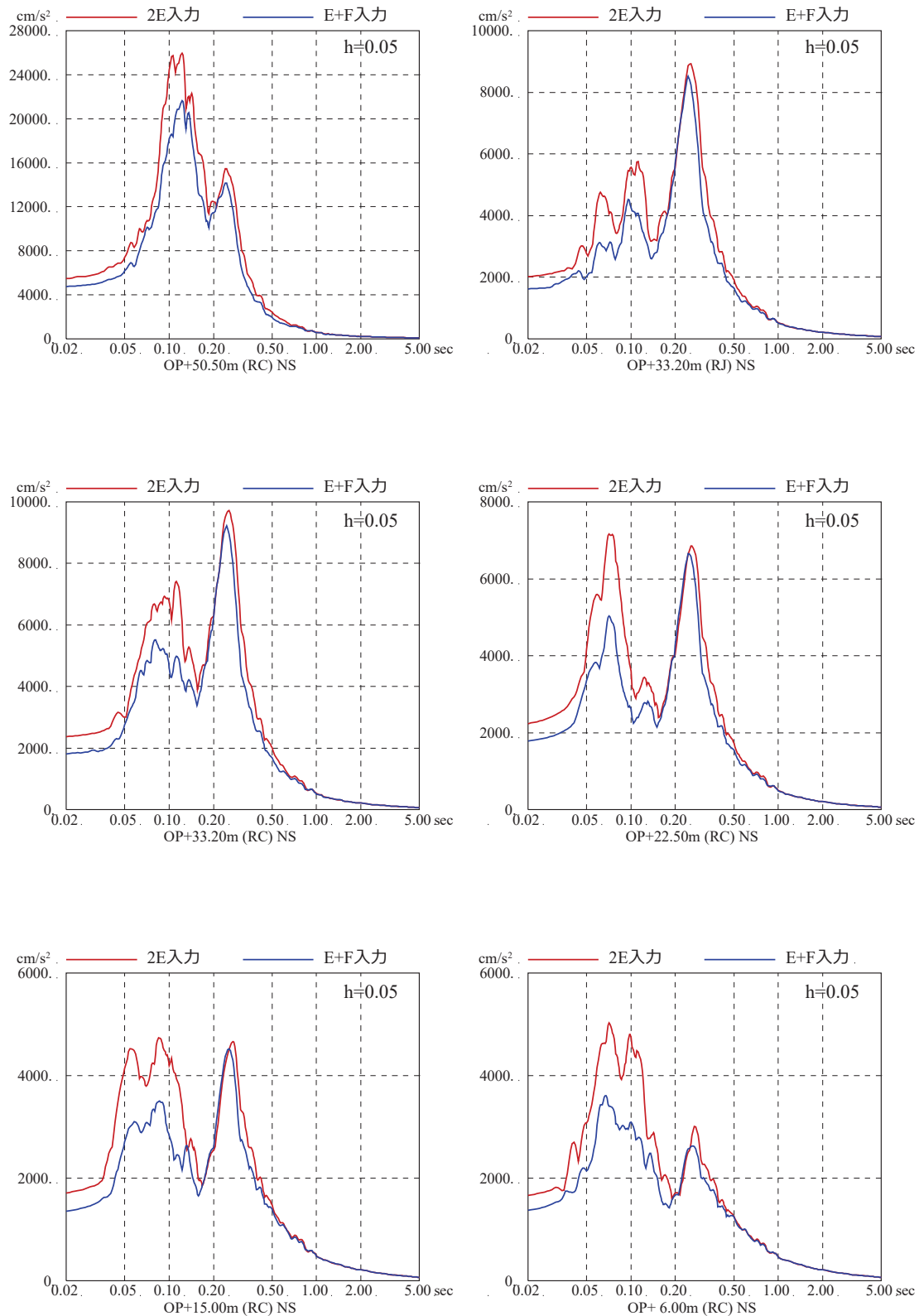


第 1-4 図 $h - \gamma$ 曲線 (逐次非線形解析)

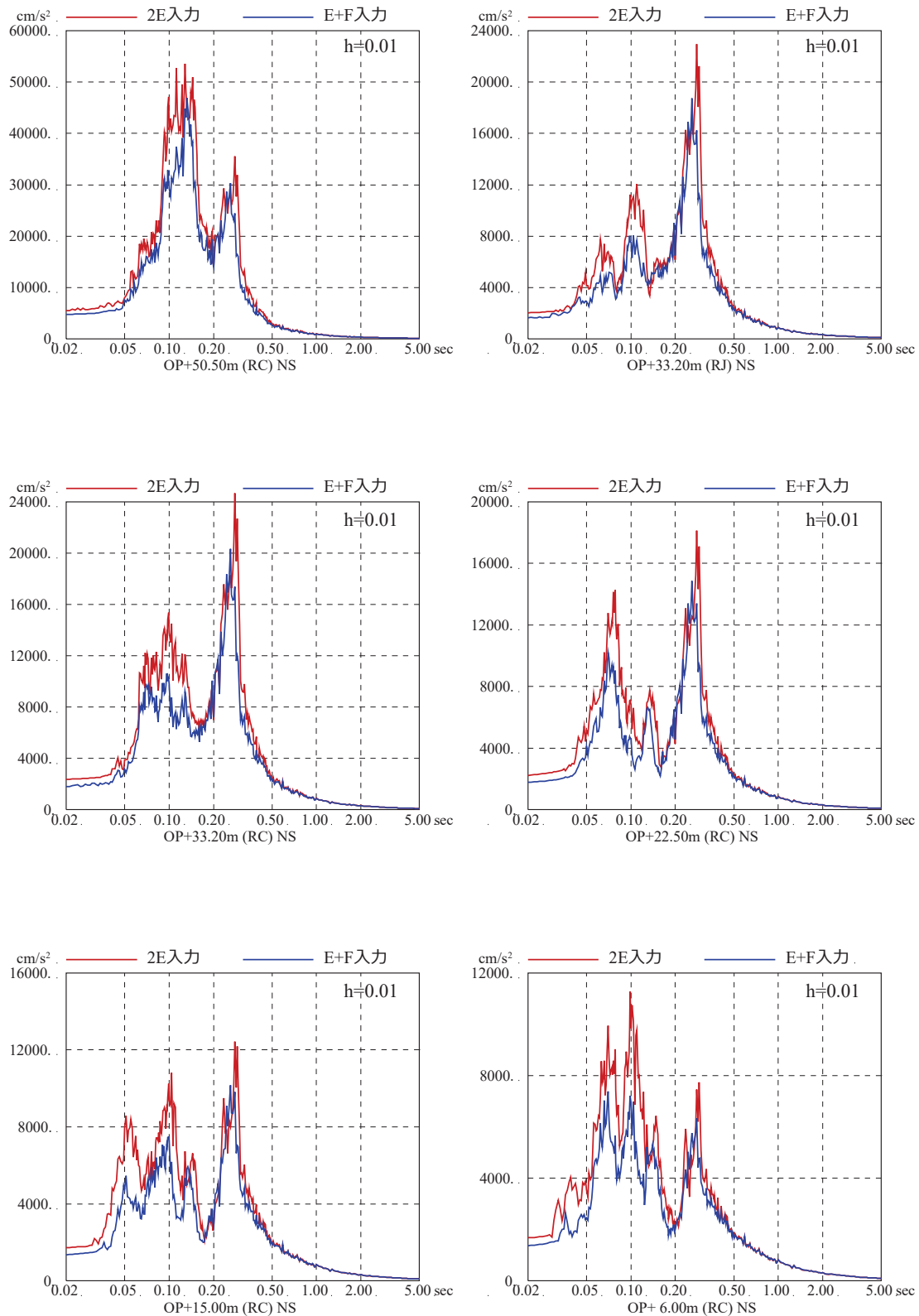
(3) 検討結果

基準地震動 S_s による原子炉建屋の解析結果の床応答スペクトルの比較を第 1-5 図～第 1-12 図に示す。

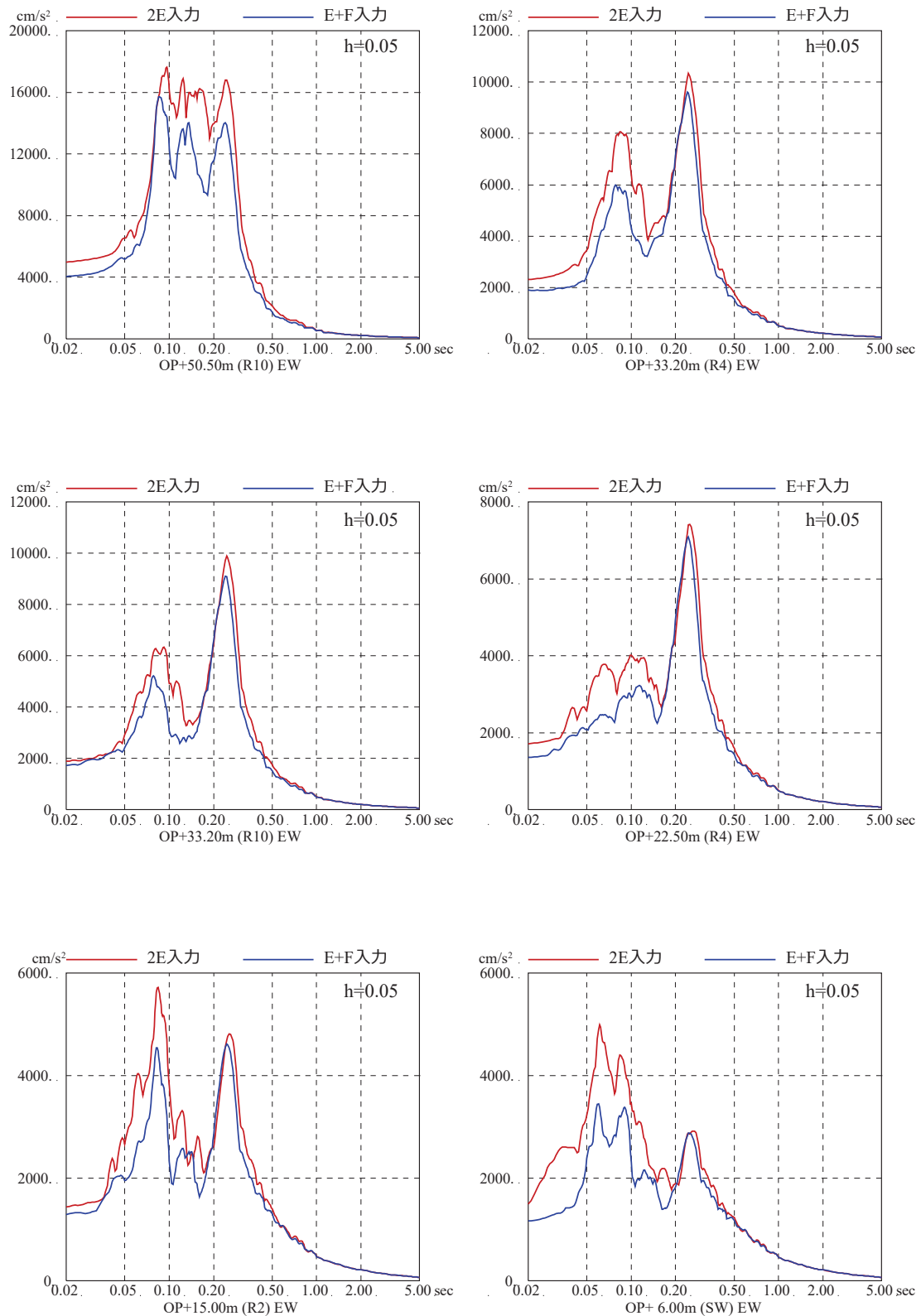
検討の結果、各階の床応答スペクトルは、基準地震動 S_s を直接入力した場合 (2E 入力) より表層地盤の影響を考慮して算定した地震動を入力した場合 (E+F 入力) の応答値は、小さくなる傾向があり、短周期においてその傾向が顕著に見られる結果となっている。



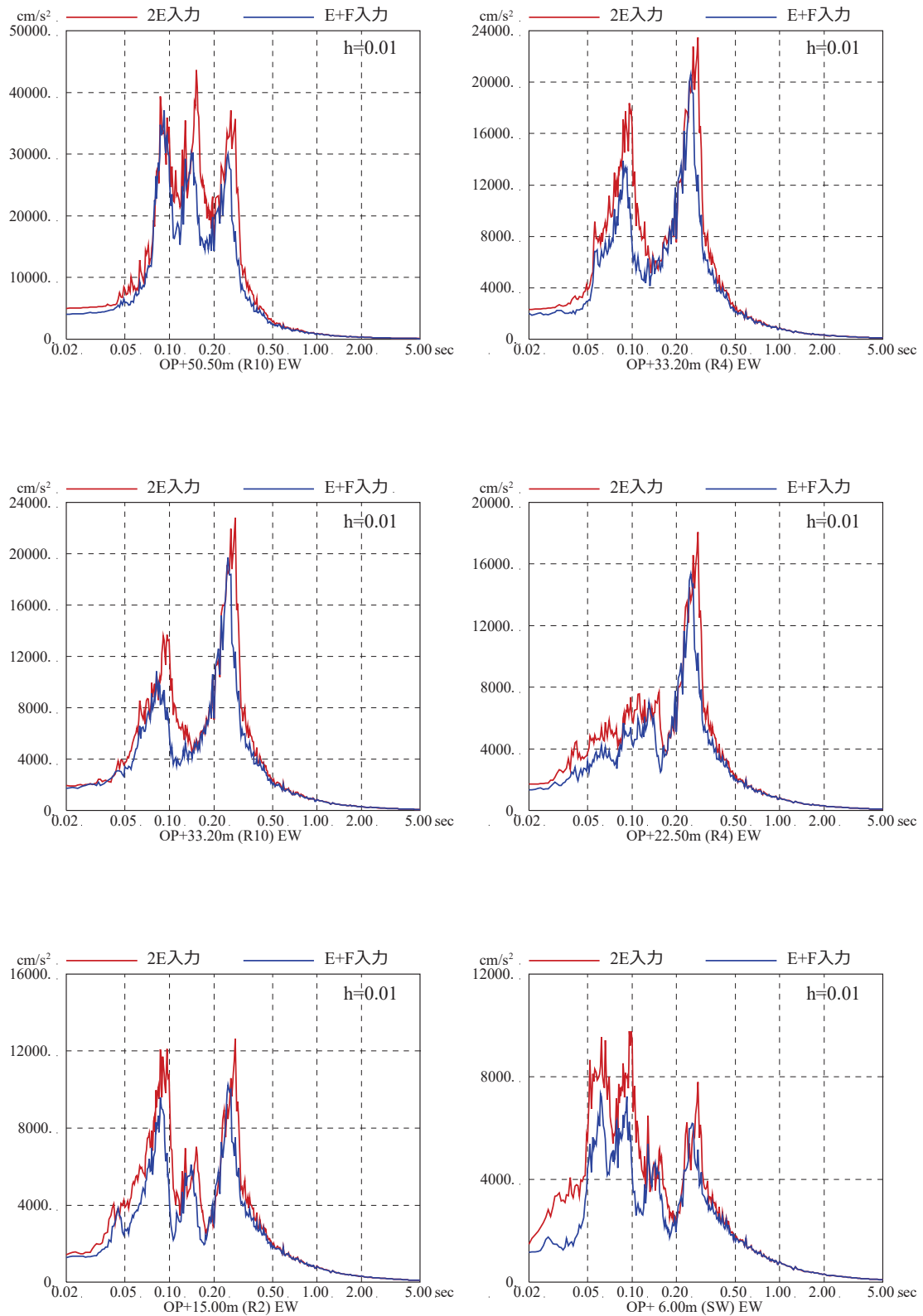
第 1-5 図 基準地震動 Ss-D2 を用いた直接入力と
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
 (2号炉原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%)



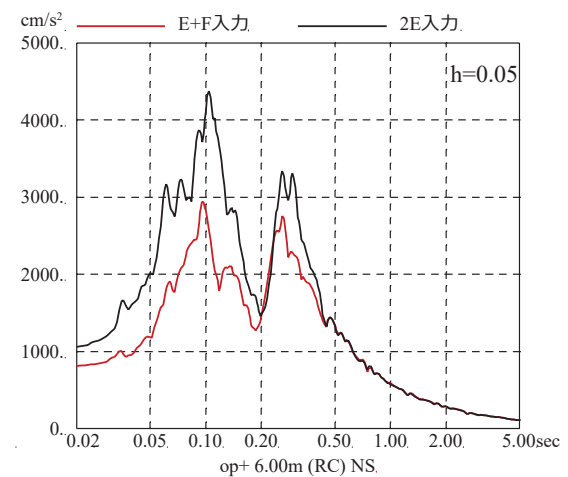
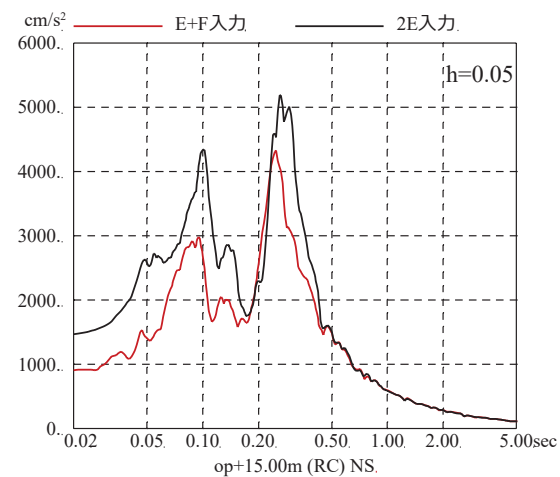
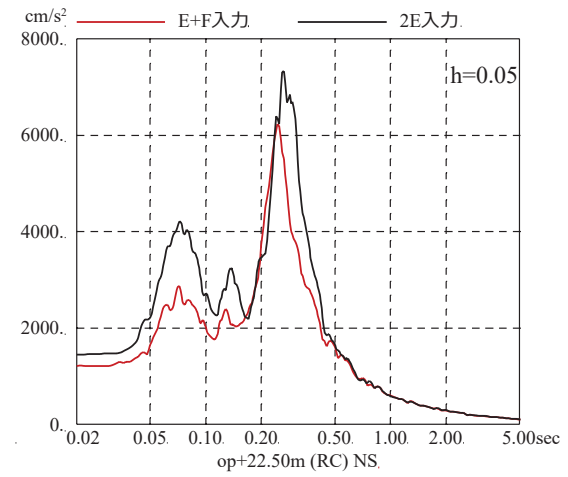
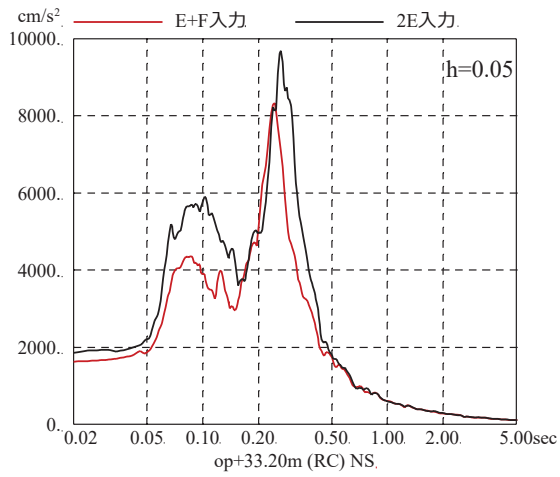
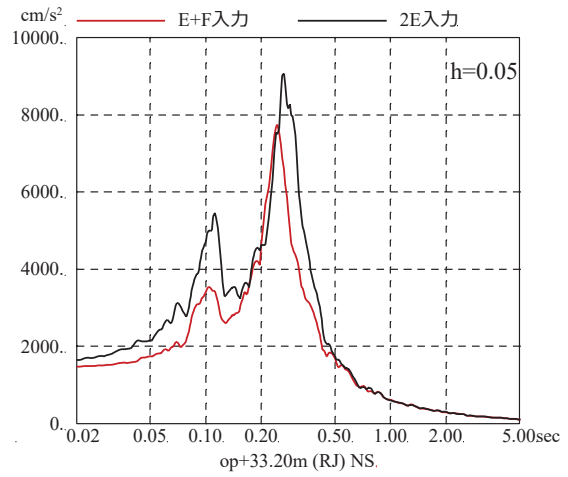
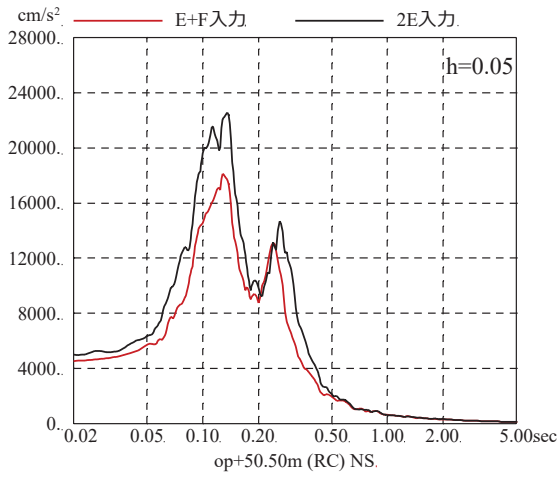
第 1-6 図 基準地震動 S_s-D2 を用いた直接入力と
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
 (2号炉原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%)



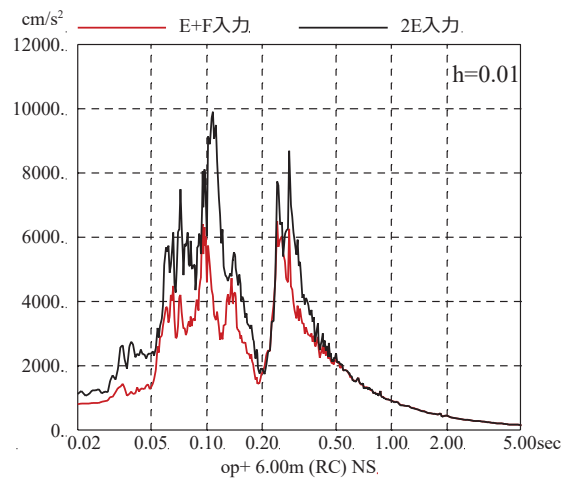
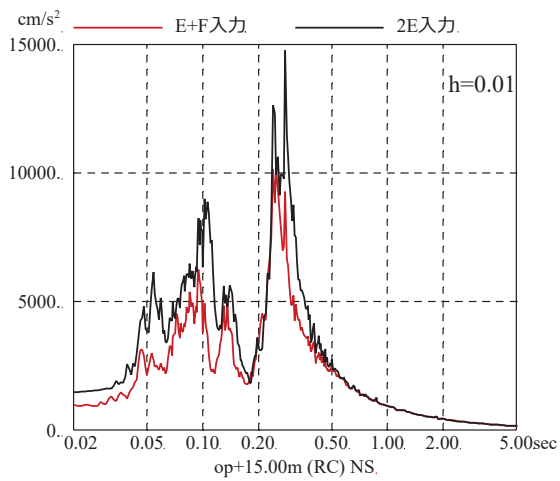
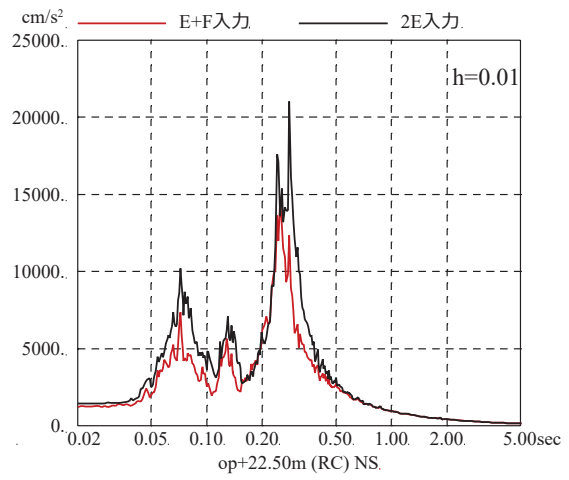
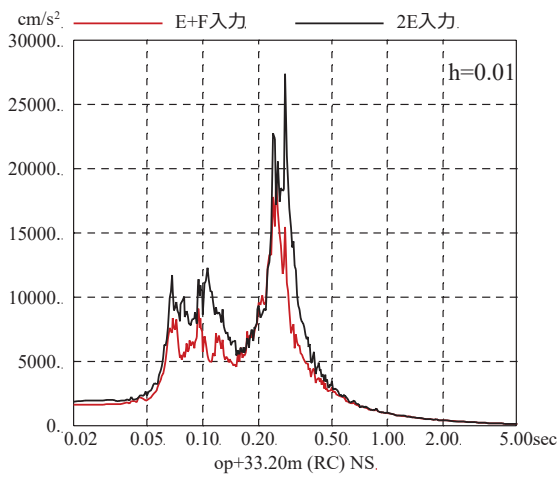
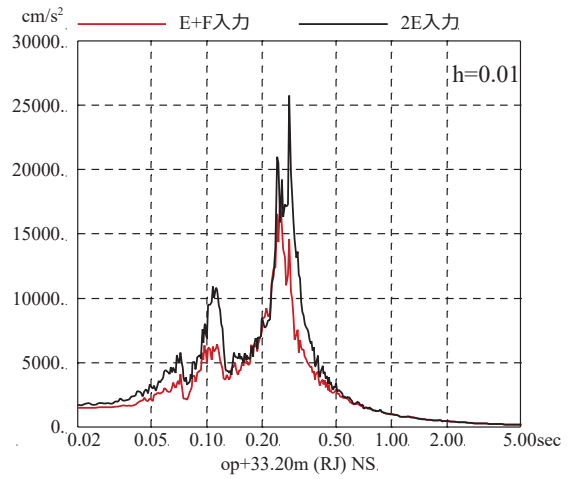
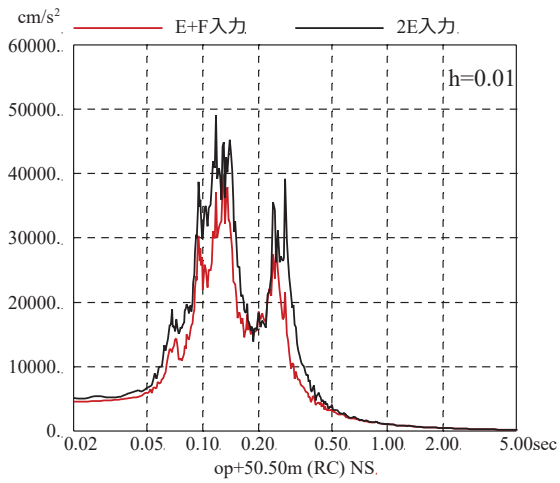
第 1-7 図 基準地震動 S_s -D2 を用いた直接入力と
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
 (2号炉原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%)



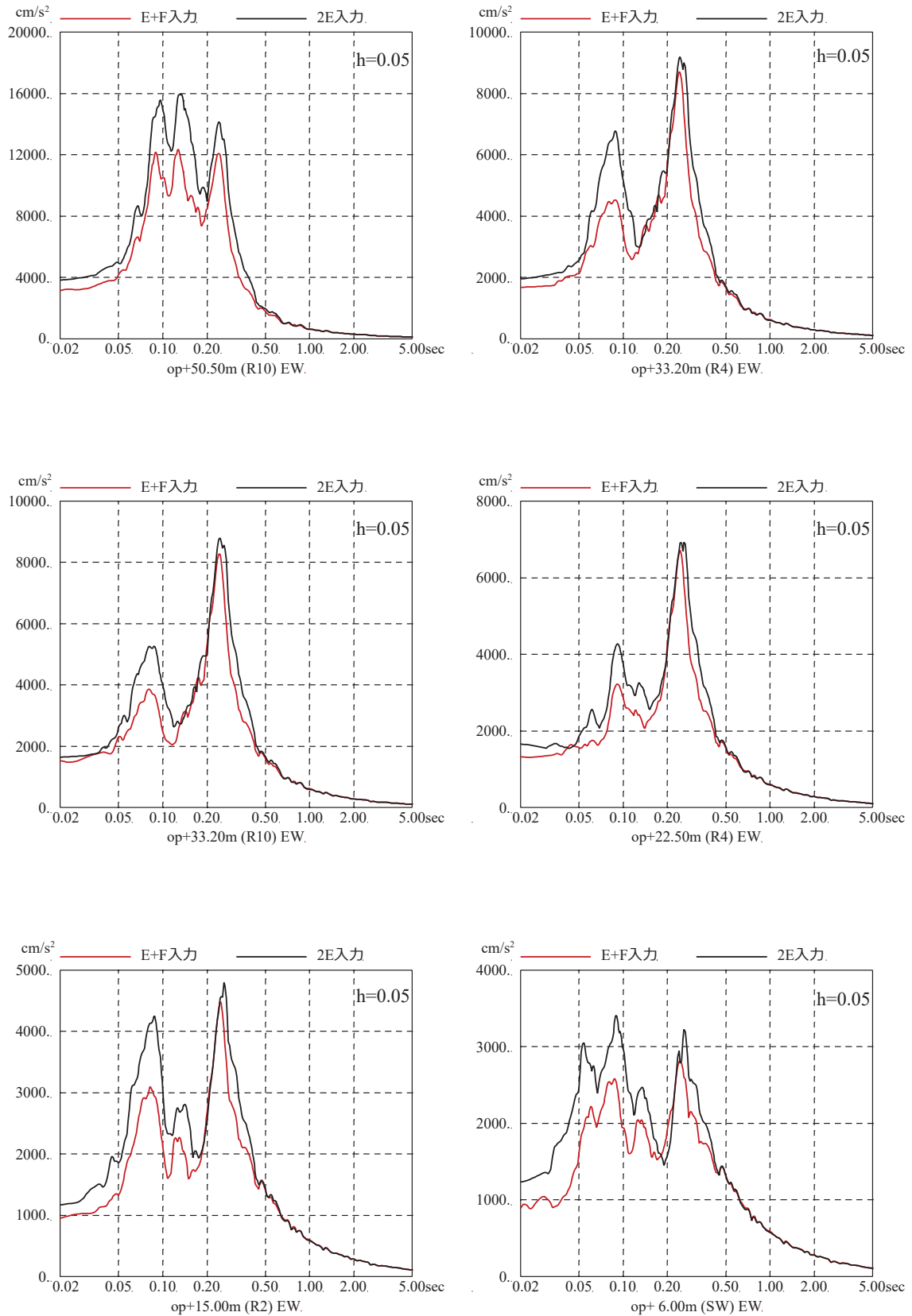
第 1-8 図 基準地震動 S_s-D2 を用いた直接入力と
表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
(2号炉原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%)



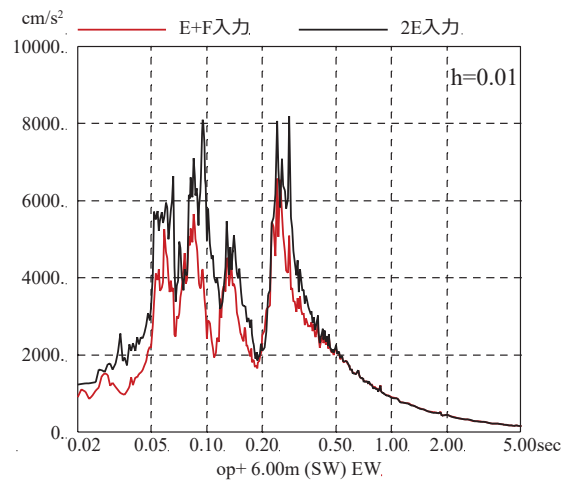
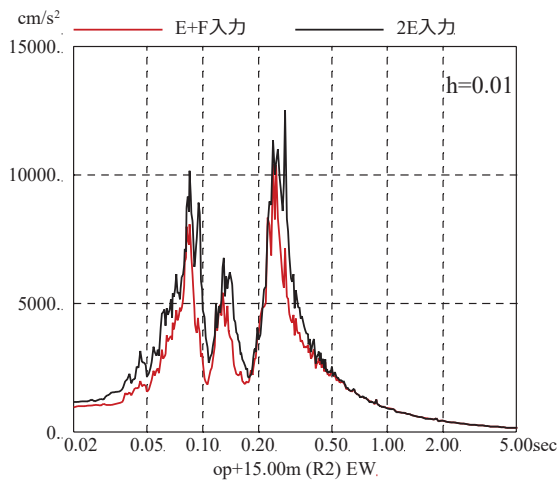
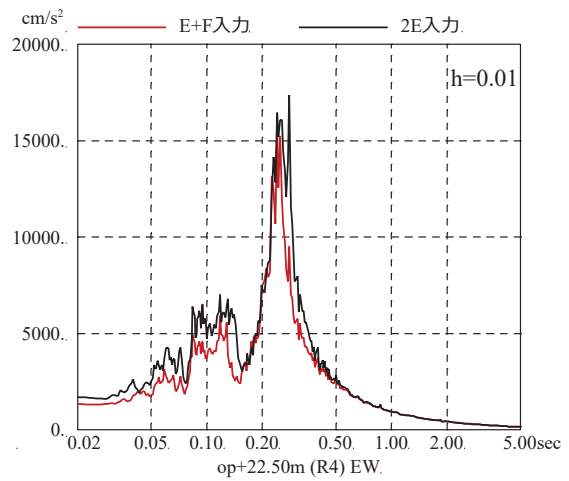
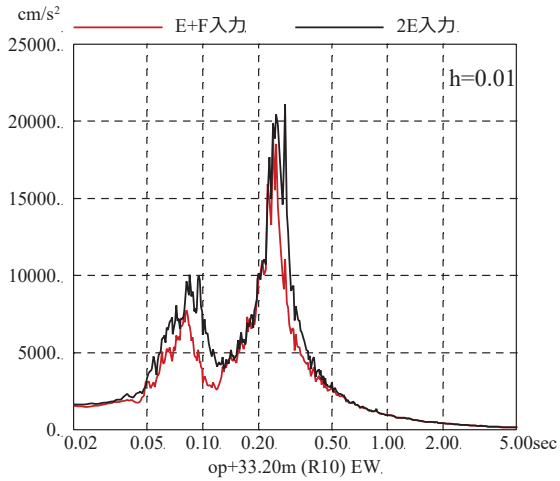
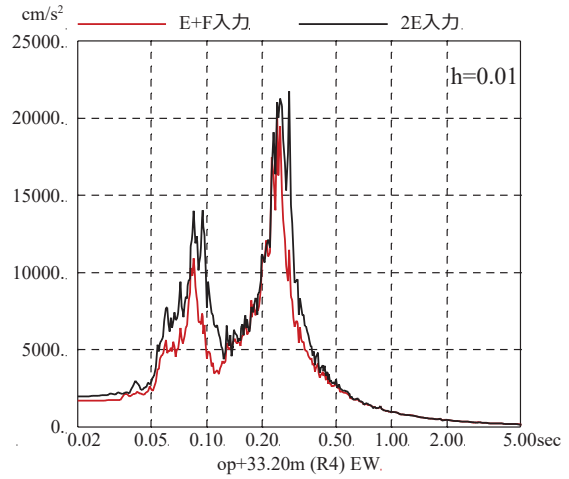
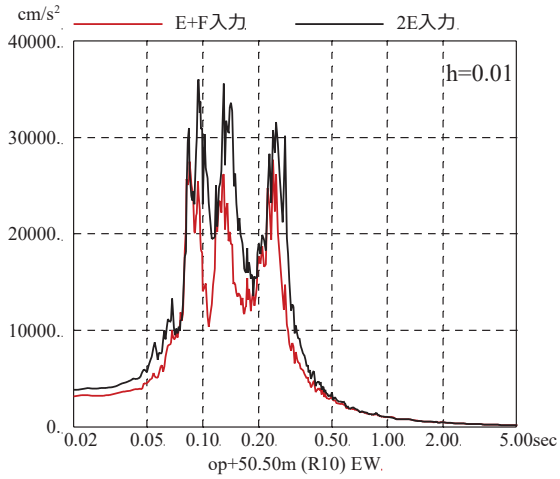
第 1-9 図 基準地震動 S_s-D1 を用いた直接入力と表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
(2号炉原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%)



第 1-10 図 基準地震動 Ss-D1 を用いた直接入力と表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
(2号炉原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%)



第 1-11 図 基準地震動 Ss-D1 を用いた直接入力と
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
 (2号炉原子炉建屋, EW方向, 減衰5%)



第 1-12 図 基準地震動 Ss-D1 を用いた直接入力と表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
(2号炉原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%)

地盤物性の違いによる 3.11 地震のシミュレーション結果への影響

使用する地盤モデルの差異が建屋応答へ与える影響を確認することを目的として、3.11 地震のシミュレーション解析に用いる地盤モデルの差異による建屋応答と観測記録との関係を検討する。検討に用いた地盤モデルは、第 1 表に示す表層に非線形を考慮した地盤と、第 1 表に示す地盤の表層地盤のせん断波速度を一律 740m/s に変更した線形地盤を用いた。建屋モデルは 3.11 地震のシミュレーション解析モデルとした。

建屋における床応答スペクトルの比較を第 1 図および第 2 図に示す。

検討の結果、地盤モデルによる若干の差異はあるもののどちらのモデルでも解析結果は観測記録より大きめに評価する結果となった。また、表層地盤に非線形性を考慮した地盤モデルによる解析結果は、より観測記録と整合する結果となった。

第 1 表 女川 2 号炉原子炉建屋地盤物性

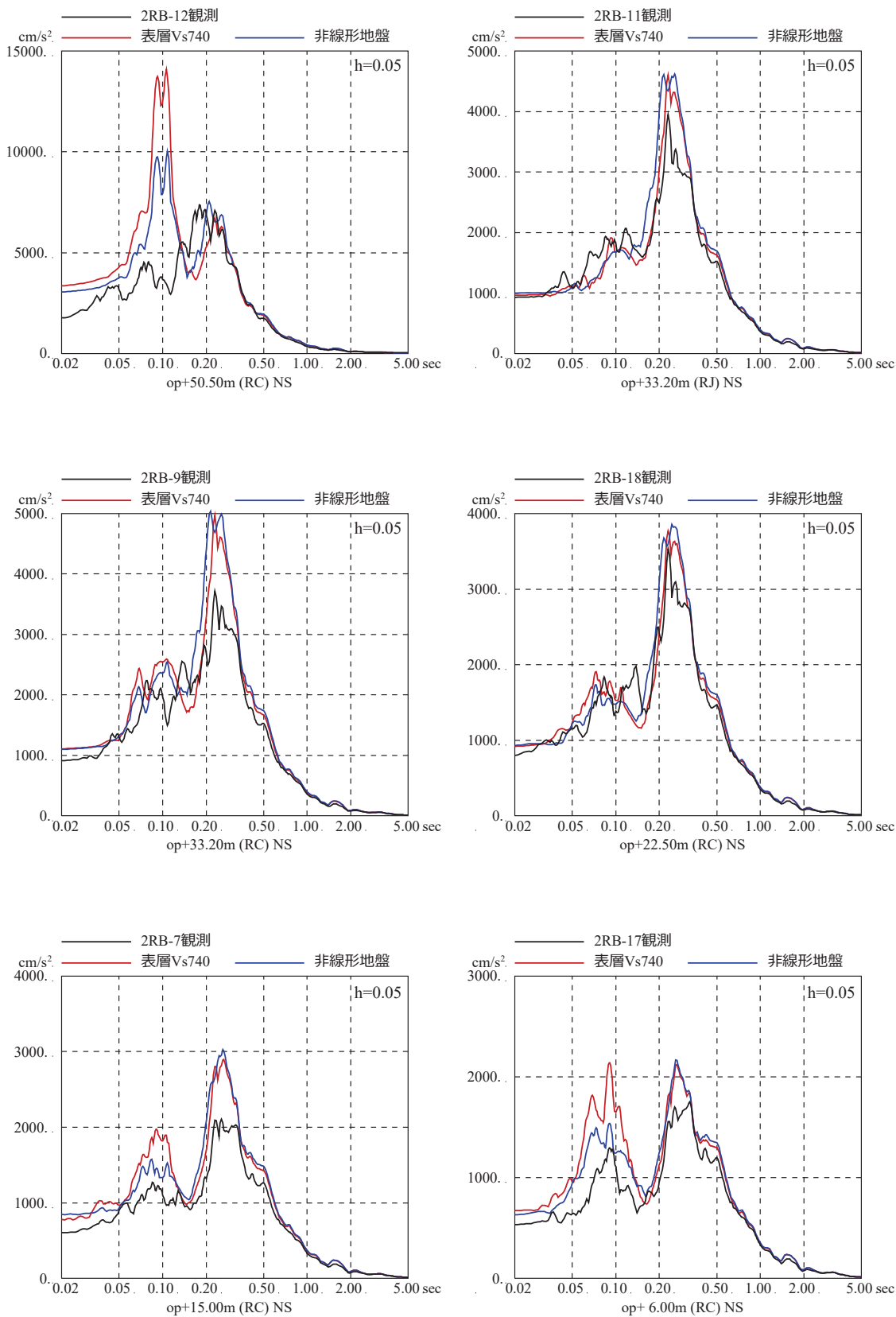
	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 ^{※2} h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	900 ^{※4}	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 O. P. 14.8m～O. P. 0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰(4Hz, 12Hz)

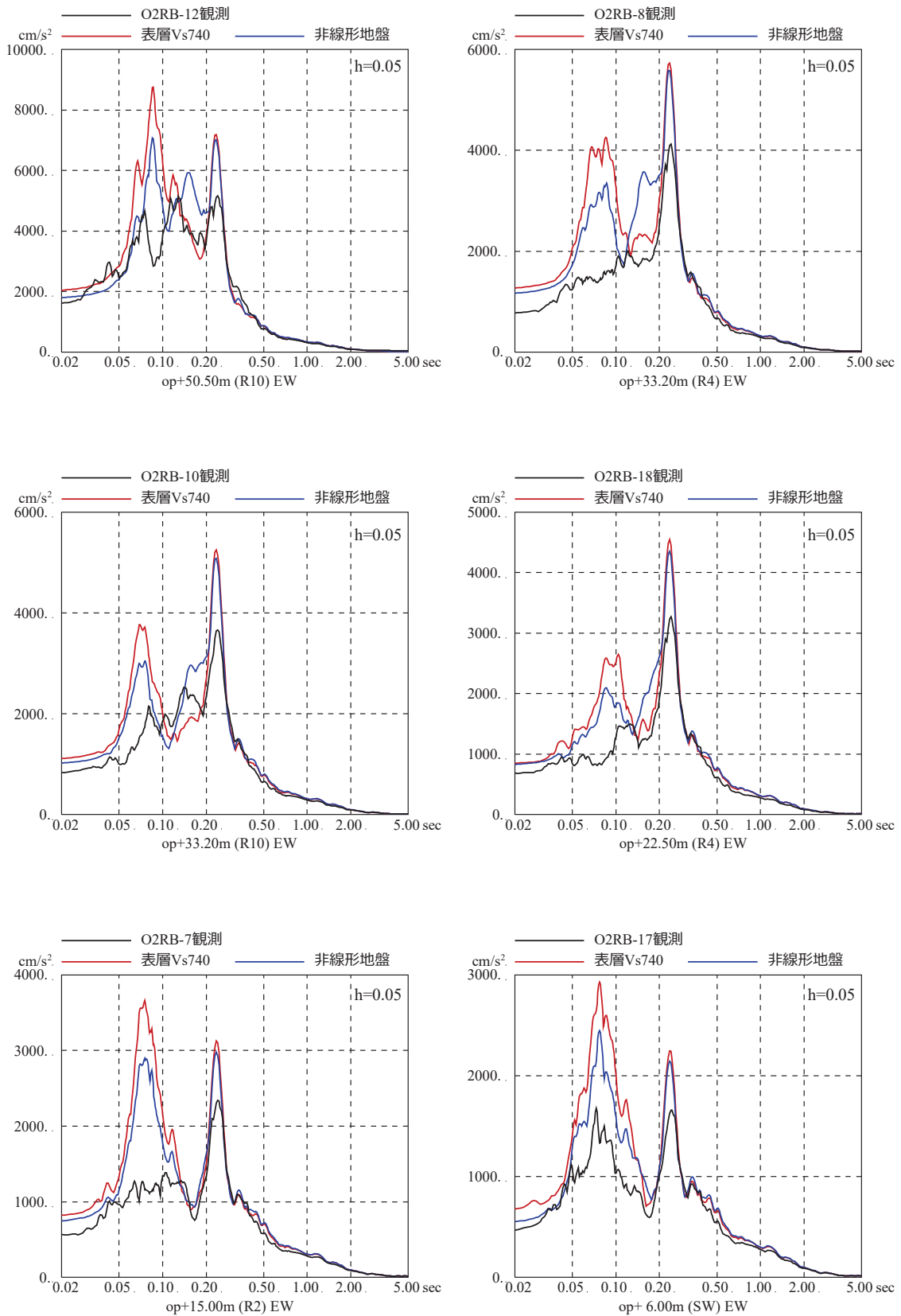
※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※4 PS 検層結果と観測記録の分析より設定



第1図 加速度応答スペクトルの比較 (3.11地震, NS方向)

※地震計位置は, 付録1 参照



第2図 加速度応答スペクトルの比較 (3.11地震, EW方向)

※地震計位置は, 付録1参照

シミュレーション解析による
表層地盤の影響確認
(2号炉タービン建屋,
3号炉海水熱交換器建屋)

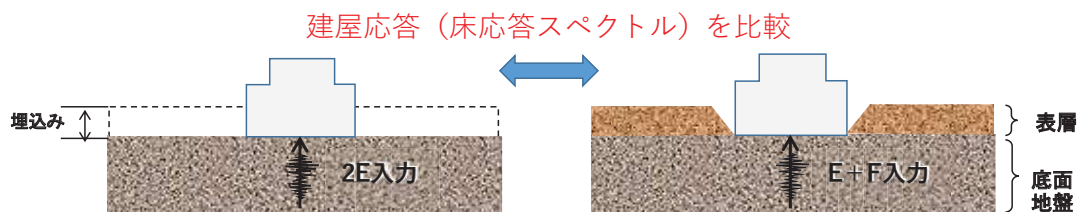
1. 検討目的

既工認の入力地震動は、表層地盤の影響は考慮せず、保守的に基準地震動 S_s を直接入力する手法を採用していたが、3.11地震の観測記録を用いて表層地盤の影響が現れているか検討する。

2. 検討方法

検討は、はぎとり波を用いたシミュレーション解析を実施し、3.11地震のはぎとり波を建屋モデルに直接入力（2E入力）した場合と地盤調査結果に基づき設定した地盤モデルを用いて表層地盤の影響を考慮して算定した基礎版底面レベルの地震動を入力（E+F入力）した場合の観測記録の再現性を確認した。検討対象とした建屋は、2号炉タービン建屋および3号炉海水熱交換器建屋である。検討の概念図を第2-1図に示す。

検討に用いた2号炉タービン建屋の地盤モデルを第2-1表に、建屋モデルを第2-2図に、解析条件の比較を第2-2表に示す。また、3号炉海水熱交換器建屋の地盤モデルを第2-3表に、建屋モデルを第2-3図に、解析条件の比較を第2-3表に示す。建屋モデルは、3.11地震等による建屋の初期剛性低下を考慮している。



第2-1図 検討の概念図

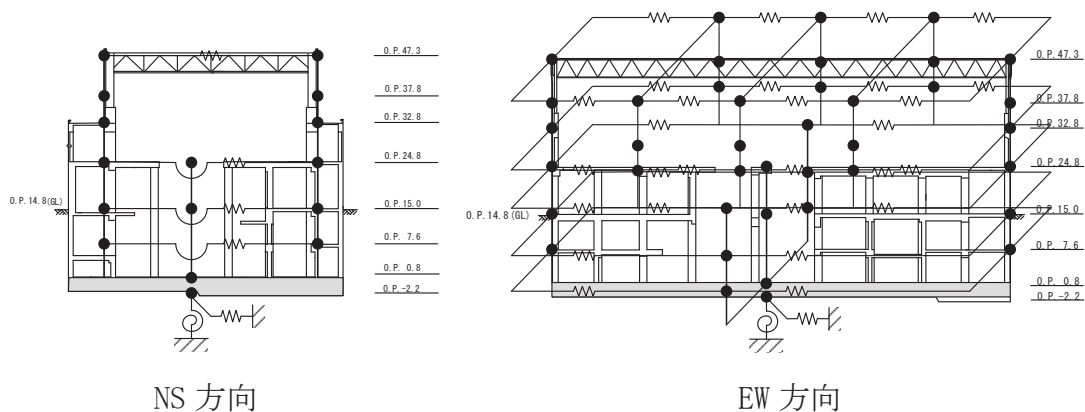
第 2-1 表 2 号炉タービン建屋の地盤物性値

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%) ^{※2}
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	900	3
底面地盤	-2.20	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 O. P. 14.8m～O. P. 0m は，上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また，ひずみ依存による非線形特性を考慮する。地盤の応答解析においては 10 層に分割する。

※2 レーリー減衰(4Hz, 12Hz)

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。



第 2-2 図 タービン建屋地震応答解析モデル

第 2-2 表 解析条件の比較

(3.11 地震はざとり波を用いた 2E 入力と E+F 入力の比較 [2 号炉タービン建屋])

ケース	直接入力 (2E 入力) したケース	E+F 入力としたケース
建屋	2 号炉タービン建屋	
地震動	3.11 地震はざとり波	
入力地震動	直接入力 (2E 入力)	基礎版底面レベルの地震動 (E+F) を算定し入力 (補正水平力考慮)
建屋モデル	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 5%, 側面地盤ばね無し)	
地盤モデル	—	地盤調査結果に基づき設定した地盤モデル (表層非線形考慮)

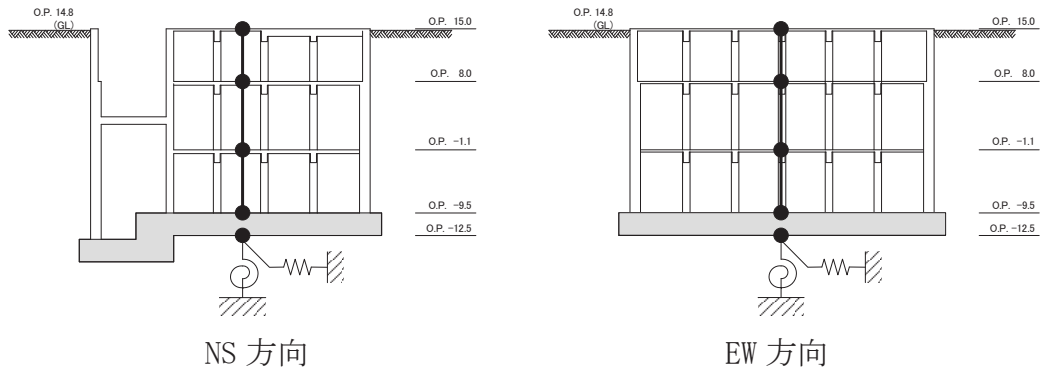
第 2-3 表 3 号炉海水熱交換器建屋の地盤物性値

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/sec)	減衰定数 ^{※2} h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
底面地盤	-12.50	26.1	1360	3
	-25.00	26.4	2040	3
	-80.00	26.5	2520	3
	-200.0	26.5	2520	3

※1 O. P. 14.8m～O. P. -12.5m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰(4Hz, 12Hz)

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。



第 2-3 図 海水熱交換器建屋地震応答解析モデル

第 2-4 表 解析条件の比較

(3.11 地震はざとり波を用いた 2E 入力と E+F 入力の比較 [3 号炉海水熱交換器建屋])

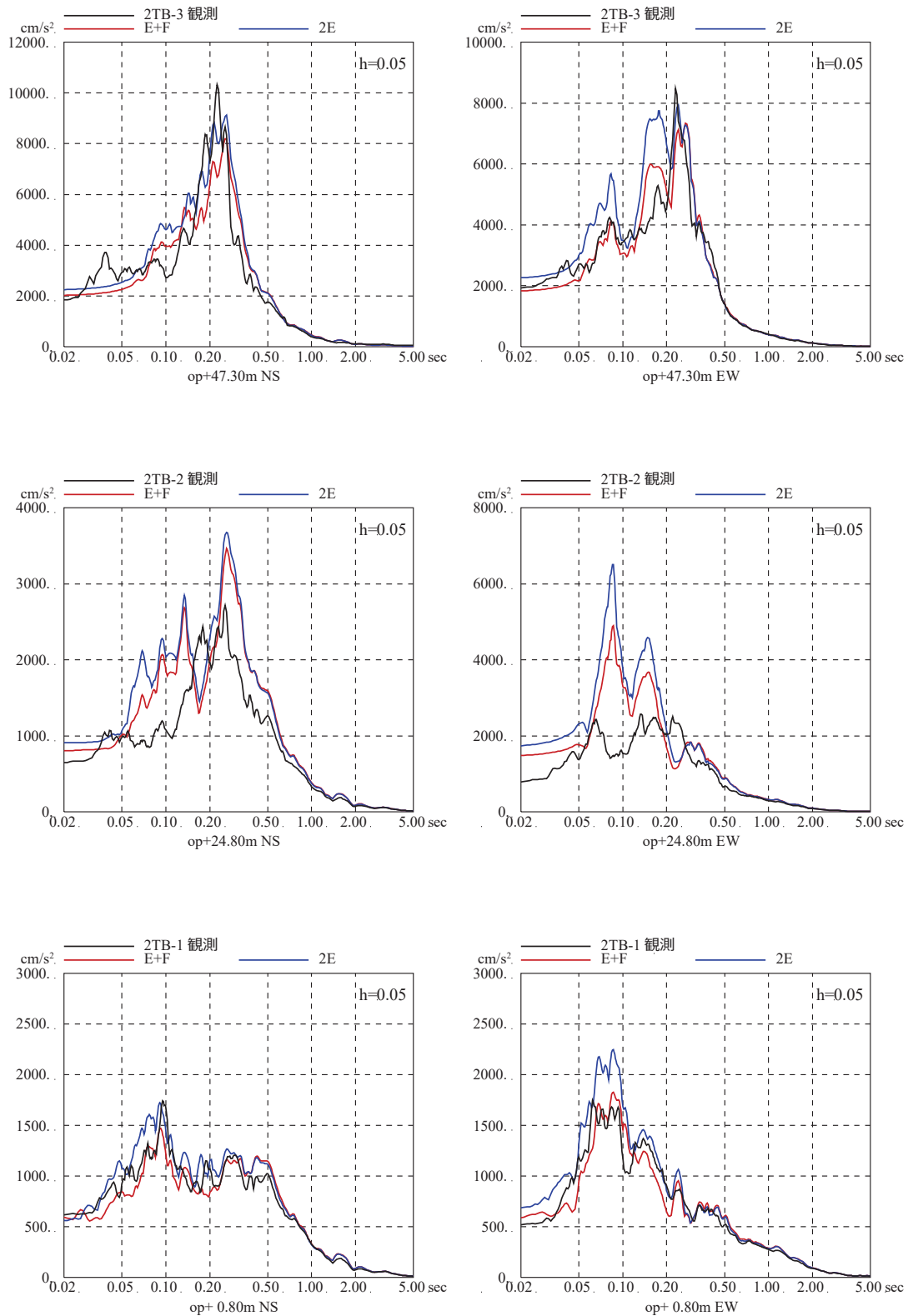
ケース	直接入力 (2E 入力) したケース	E+F 入力としたケース
建屋	3 号炉海水熱交換器建屋	
地震動	3.11 地震はざとり波	
入力地震動	直接入力 (2E 入力)	基礎版底面位置の地震動 (E+F) を算定し入力 (補正水平力考慮)
建屋モデル	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 5%, 側面地盤ばね無し)	
地盤モデル	—	地盤調査結果に基づき設定した地盤モデル (表層非線形考慮)

3. 検討結果

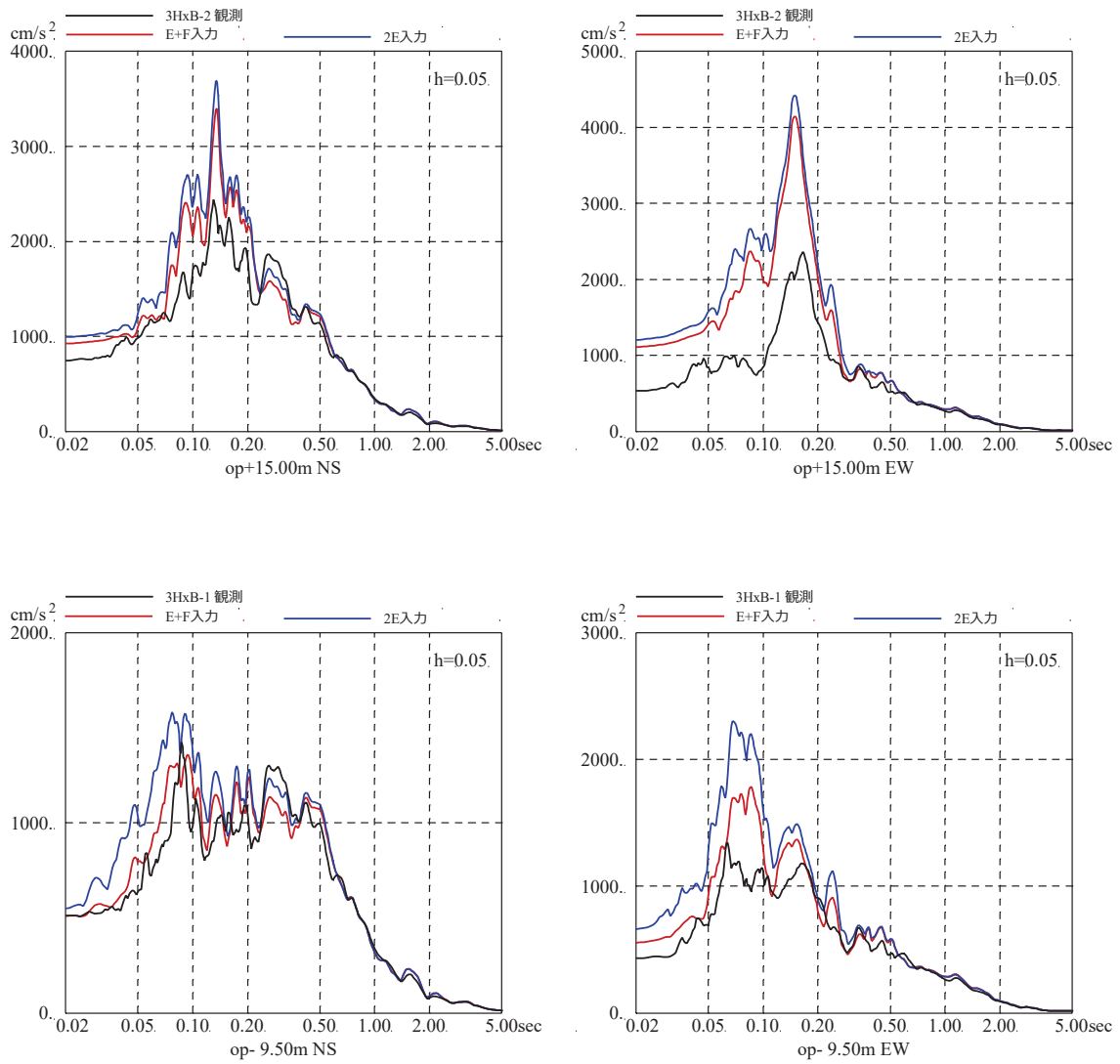
3.11 地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析結果と観測記録の床応答スペクトルの比較をタービン建屋については第 3-1 図に，海水熱交換器建屋については第 3-2 図に示す。

各階の床応答スペクトルは，はざとり波を直接入力（2E 入力）した場合より表層地盤の影響を考慮して算定した地震動を入力（E+F 入力）した方が，より観測記録の振幅に近く，床応答スペクトルの形状も傾向を捉えていることを確認した。

上記の結果から，建屋に入力する地震動については表層地盤の影響が現れていると考えられる。



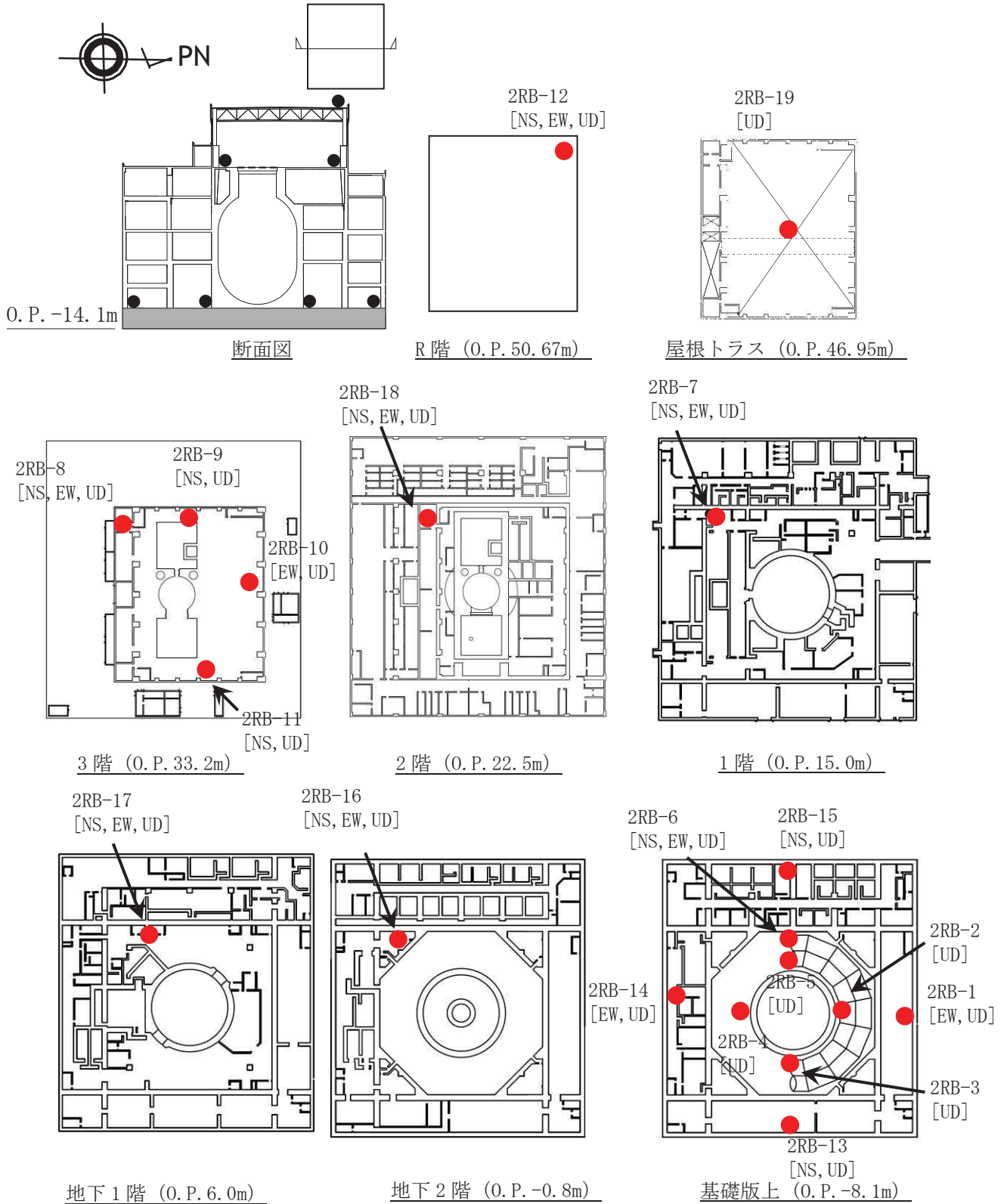
第 3-1 図 3.11 地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析結果の比較
(女川 2 号炉タービン建屋)



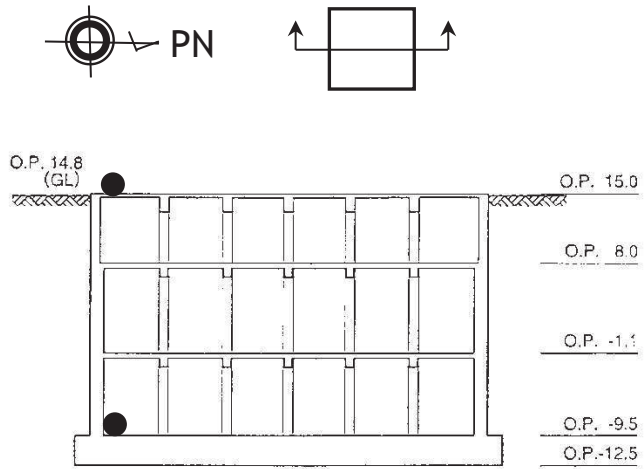
第 3-2 図 3.11 地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析結果の比較
(女川 3 号炉海水熱交換機建屋)

地震計配置図

1. 2号炉原子炉建屋



2. 3号炉海水熱交換器建屋



断面図

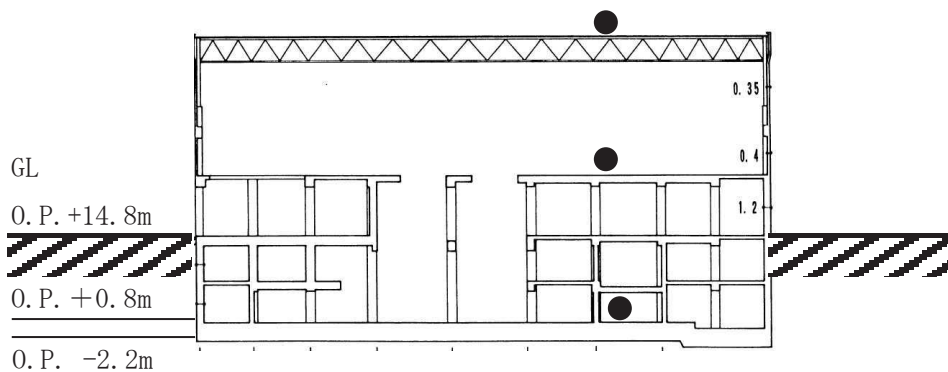


地下3階 (O.P. -9.5m)

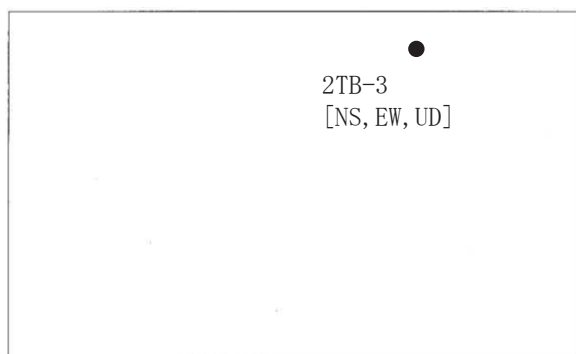
地上1階 (O.P. 15.0m)

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。

3. 2号炉タービン建屋



断面図



屋上階 (O.P. 47.3m)



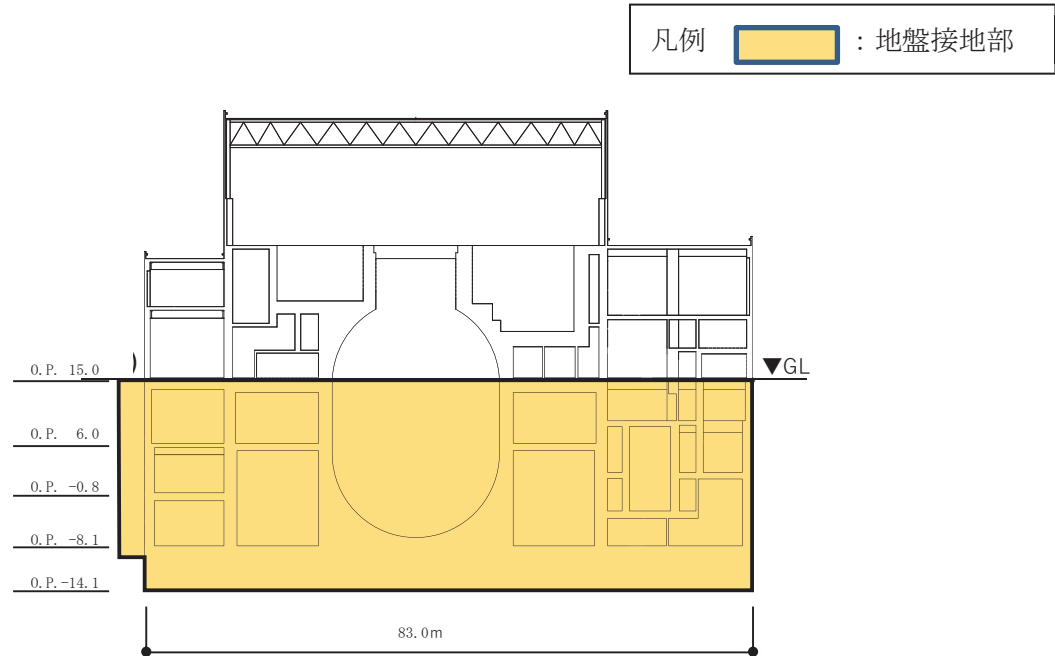
地上2階 (O.P. 24.8m)

地下2階 (O.P. 0.8m)

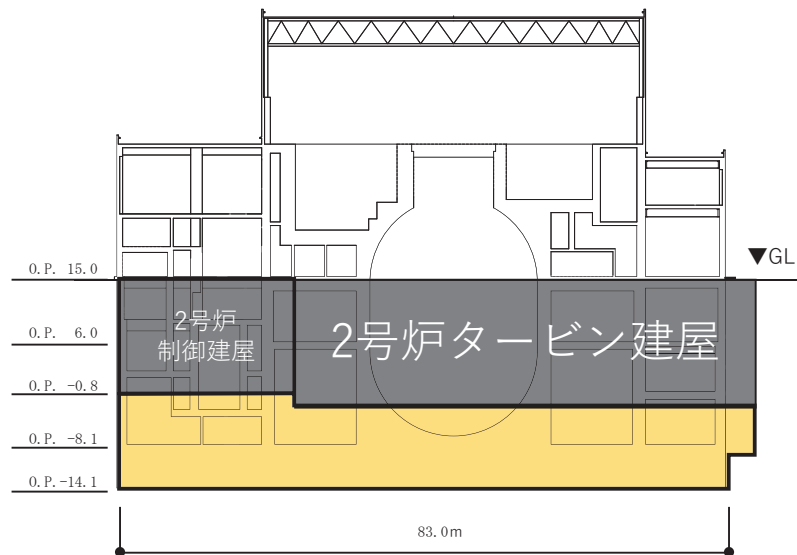
本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項に属しますので公開できません。

今回工認に係る建屋と地盤との接地状況

1. 女川 2 号炉原子炉建屋

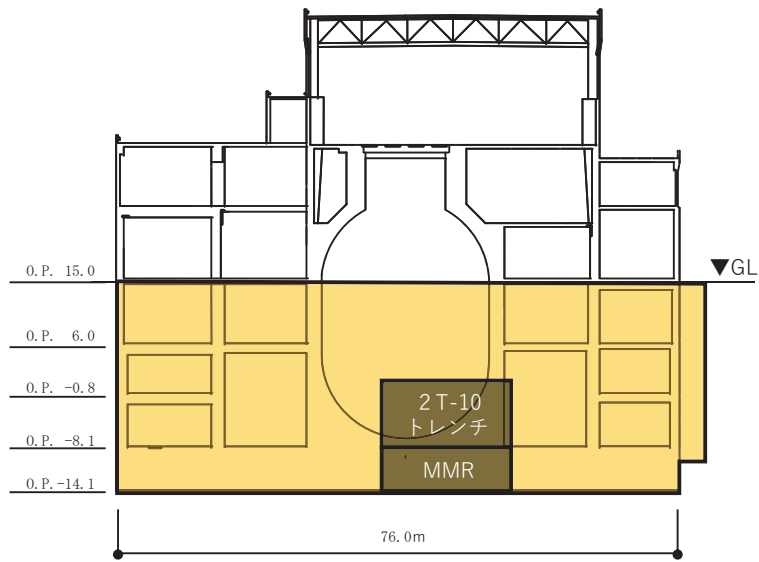


第 1-1 図 2 号炉原子炉建屋（北面）の地盤の接地状況

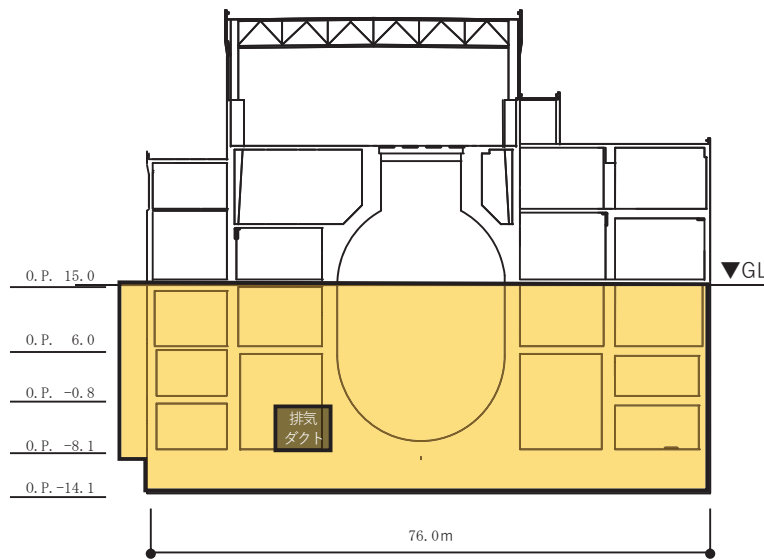


第 1-2 図 2 号炉原子炉建屋（南面）の地盤の接地状況

凡例  : 地盤接地部



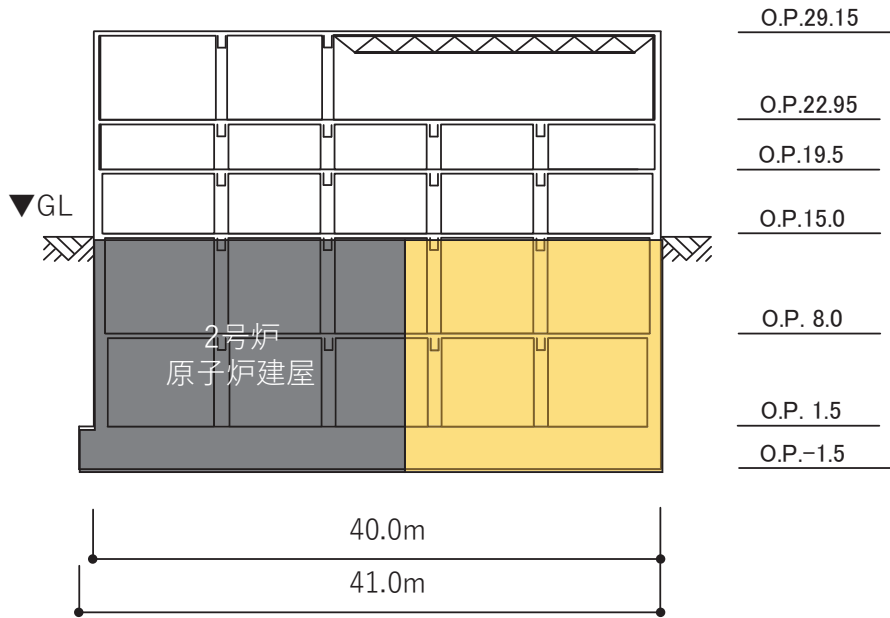
第 1-3 図 2号炉原子炉建屋（東面）の地盤の接地状況



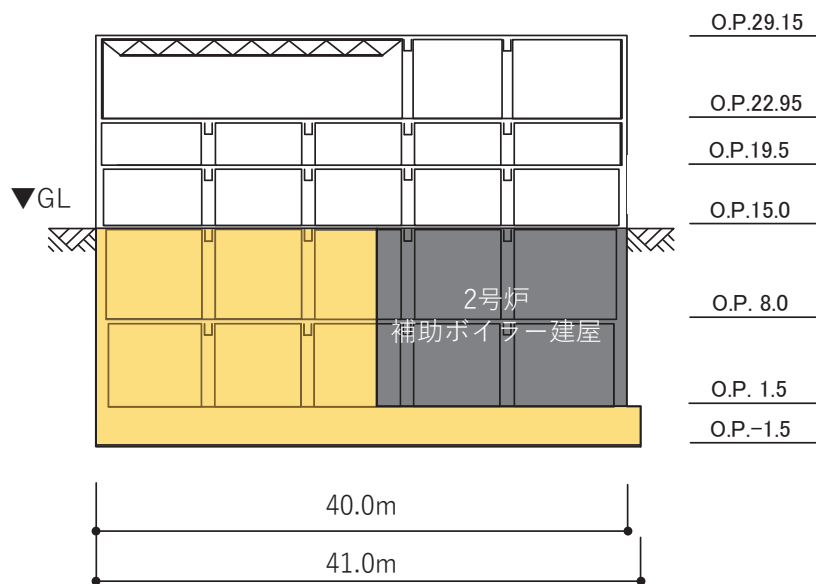
第 1-4 図 2号炉原子炉建屋（西面）の地盤の接地状況

2. 女川2号炉制御建屋

凡例  : 地盤接地部

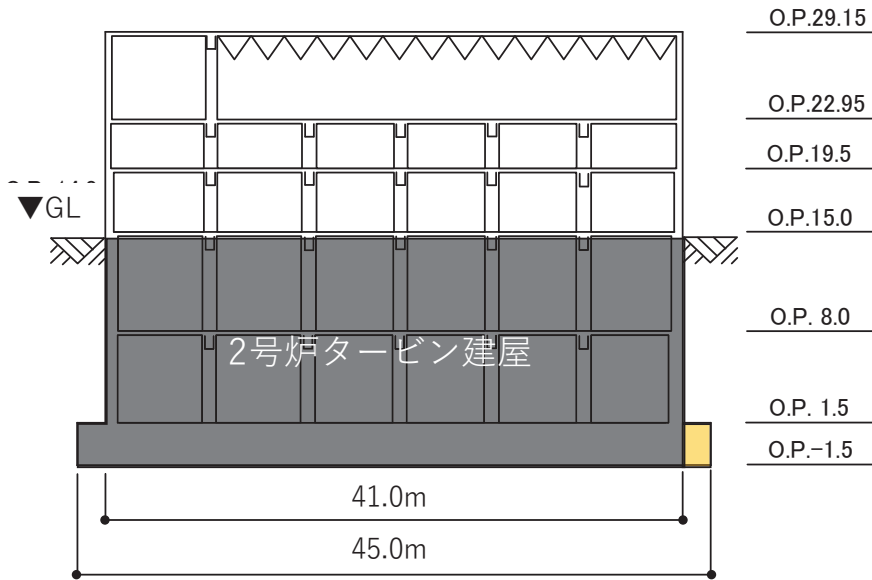


第 2-1 図 2号炉制御建屋（北面）の地盤の接地状況

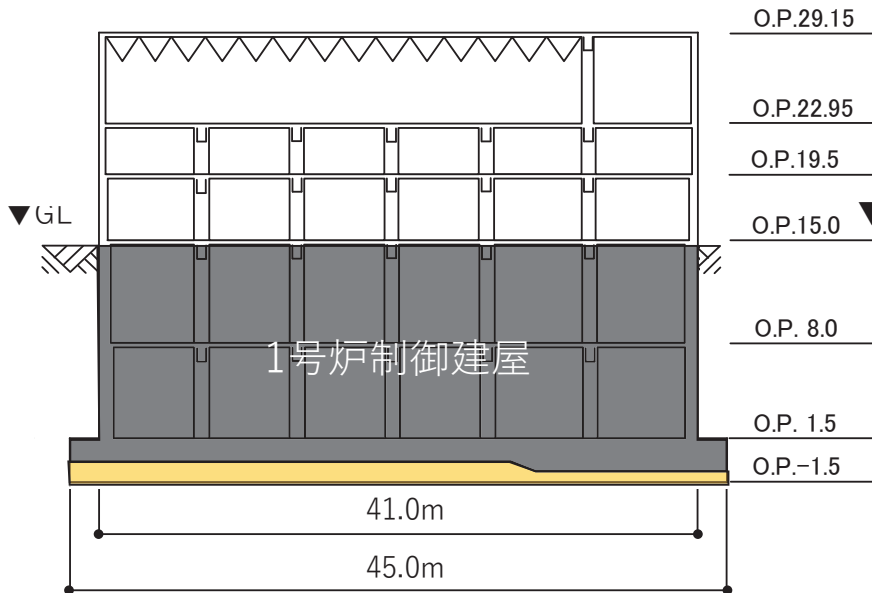


第 2-2 図 2号炉制御建屋（南面）の地盤の接地状況

凡例  : 地盤接地部



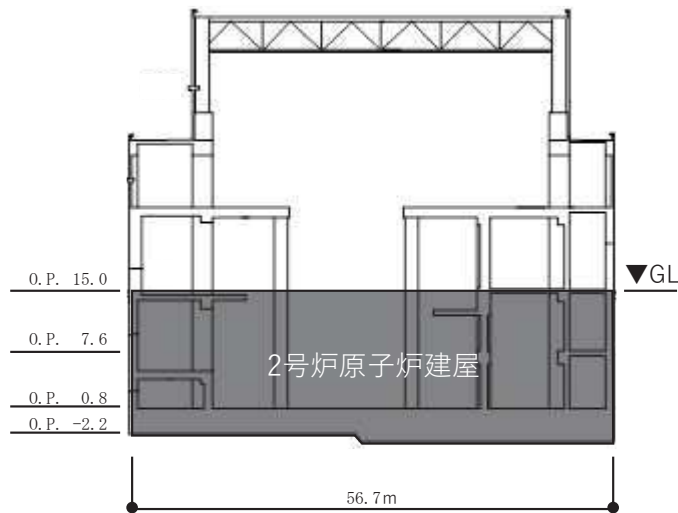
第 2-3 図 2号炉制御建屋（東面）の地盤の接地状況



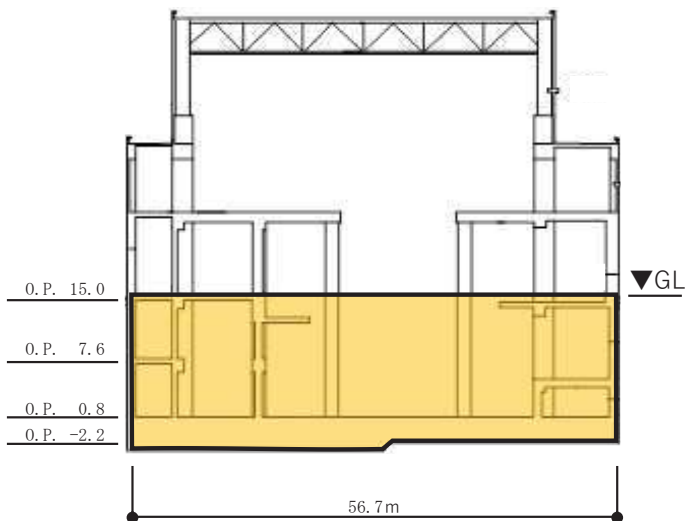
第 2-4 図 2号炉制御建屋（西面）の地盤の接地状況

3. 女川2号炉タービン建屋


凡例  : 地盤接地部

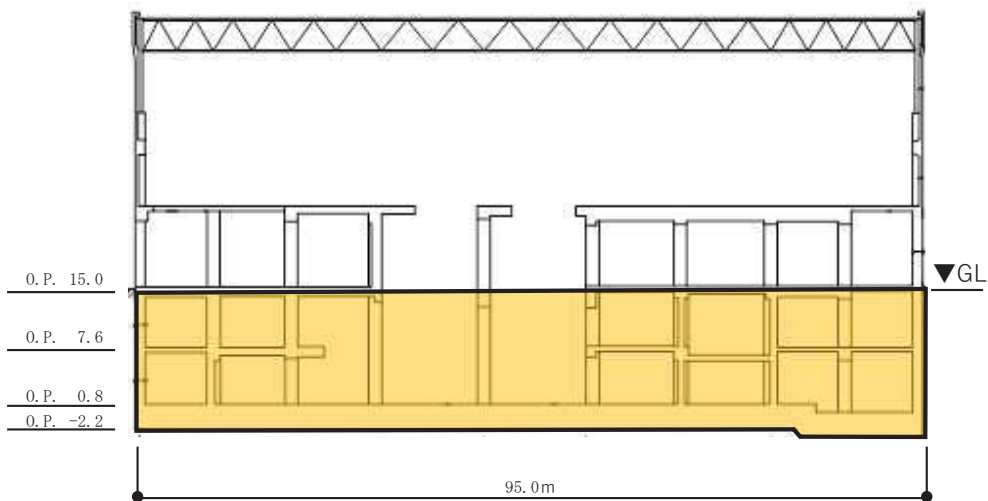


第 3-1 図 2号炉タービン建屋（北面）の地盤の接地状況

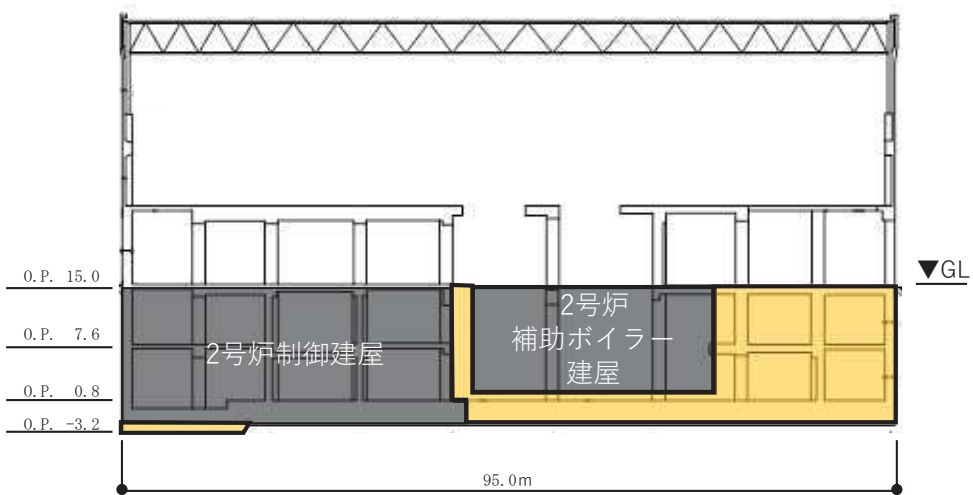


第 3-2 図 2号炉タービン建屋（南面）の地盤の接地状況

凡例  : 地盤接地部

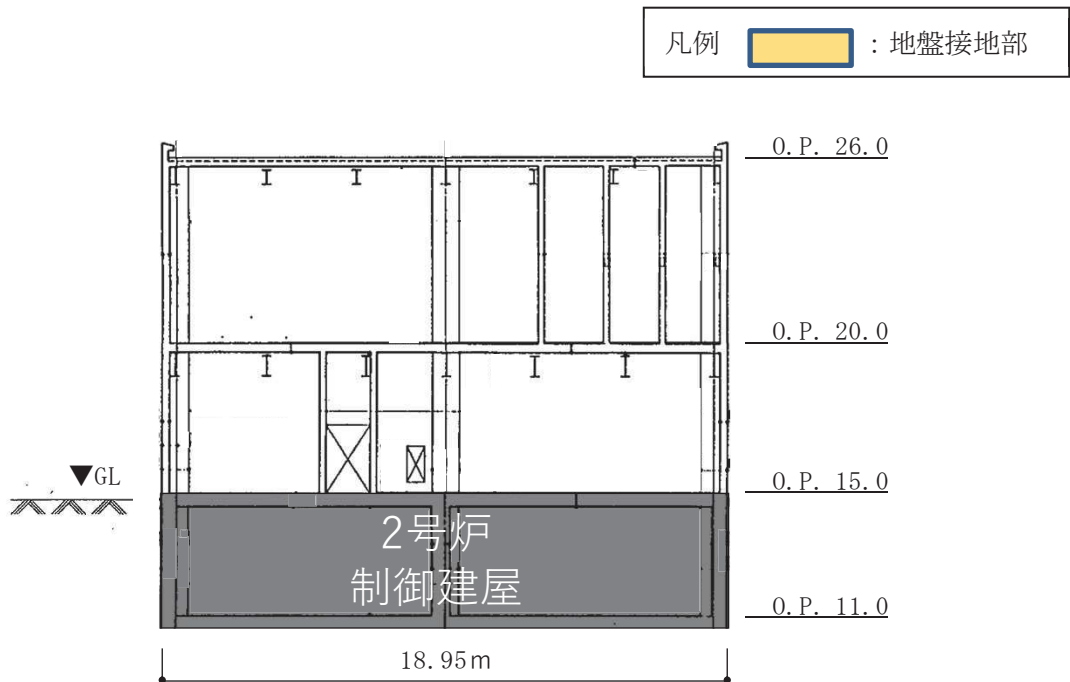


第 3-3 図 2 号炉タービン建屋（東面）の地盤の接地状況

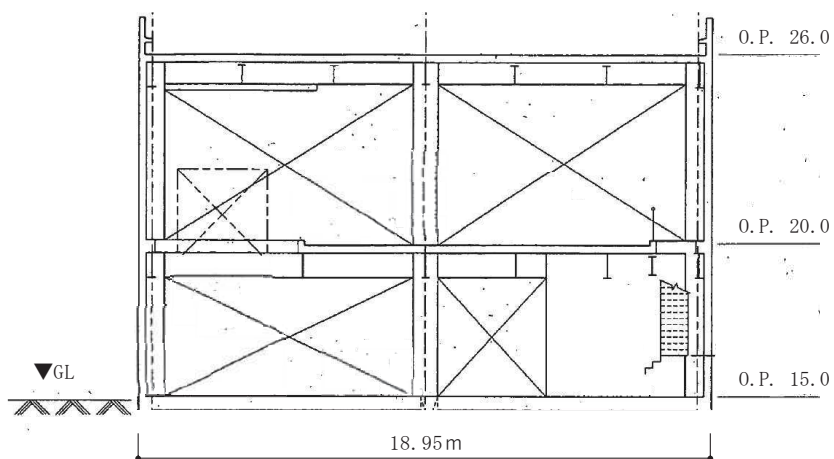


第 3-4 図 2 号炉タービン建屋（西面）の地盤の接地状況

4. 女川2号炉補助ボイラー建屋

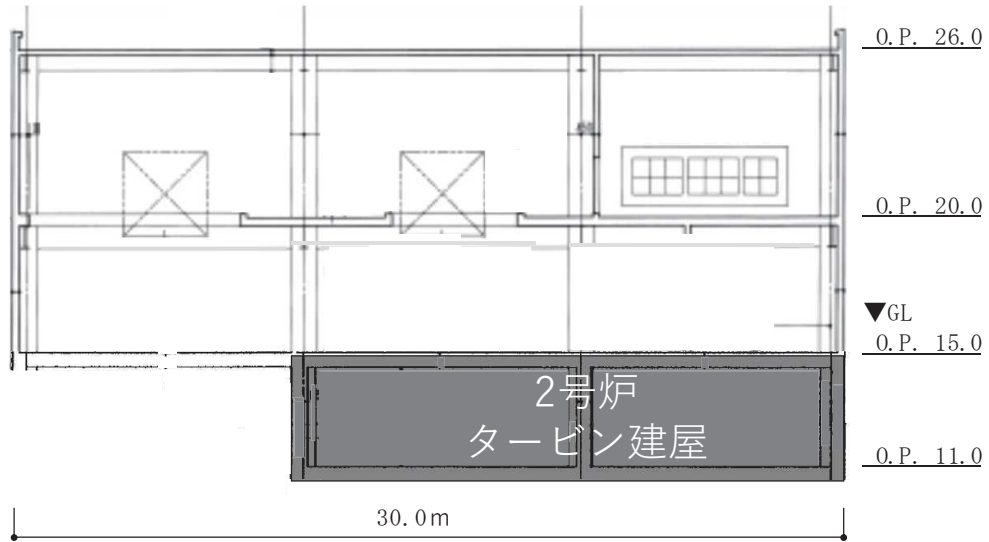


第 4-1 図 2号炉補助ボイラー建屋（北面）の地盤の接地状況

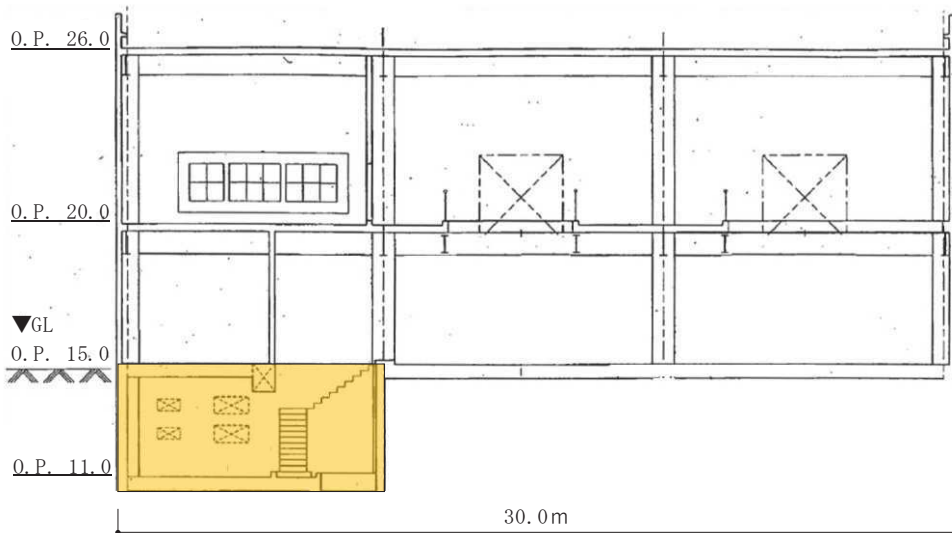


第 4-2 図 2号炉補助ボイラー建屋建屋（南面）の地盤の接地状況

凡例  : 地盤接地部

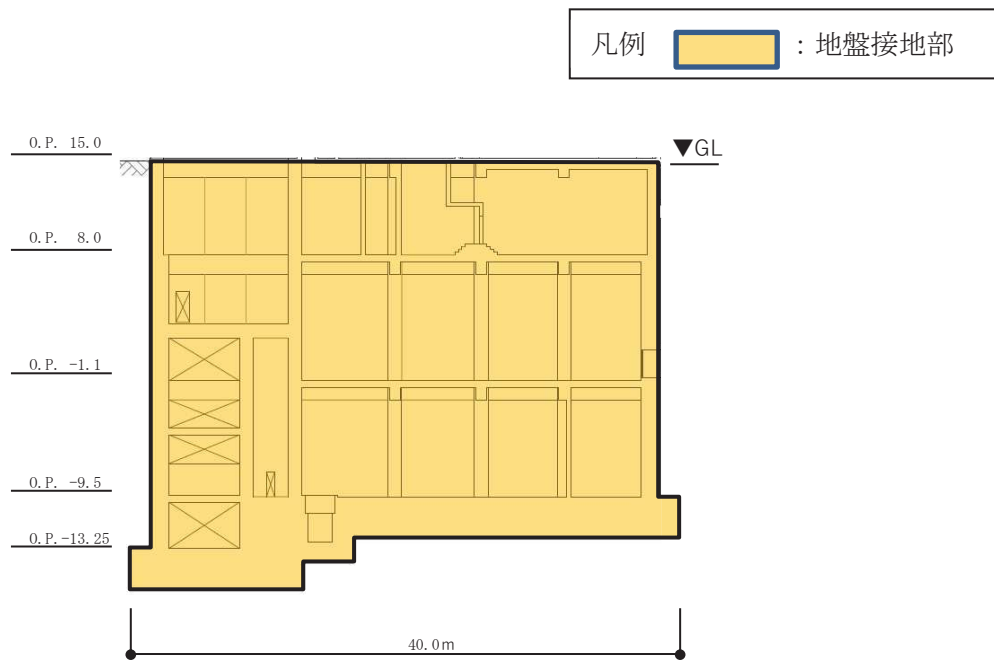


第 4-3 図 2号炉補助ボイラー建屋建屋（東面）の地盤の接地状況

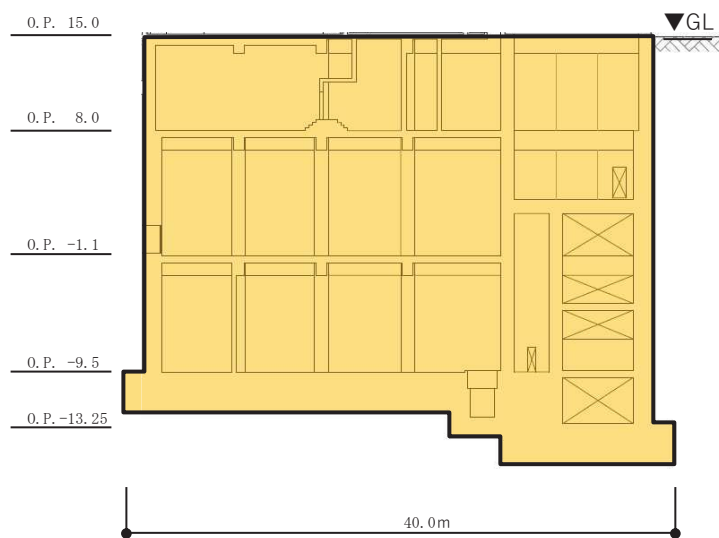


第 4-4 図 2号炉補助ボイラー建屋建屋（西面）の地盤の接地状況

5. 女川3号炉海水熱交換器建屋

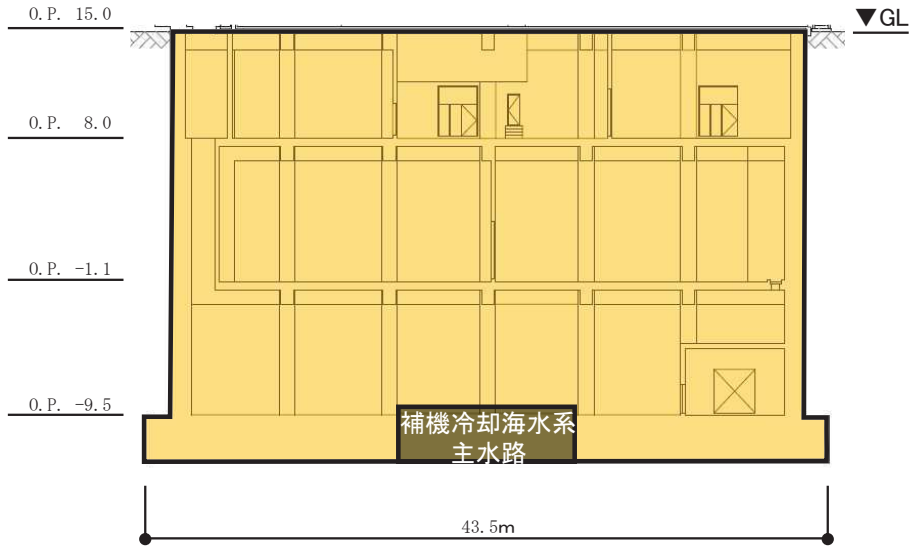


第5-1図 3号炉海水熱交換器建屋（北面）の地盤の接地状況

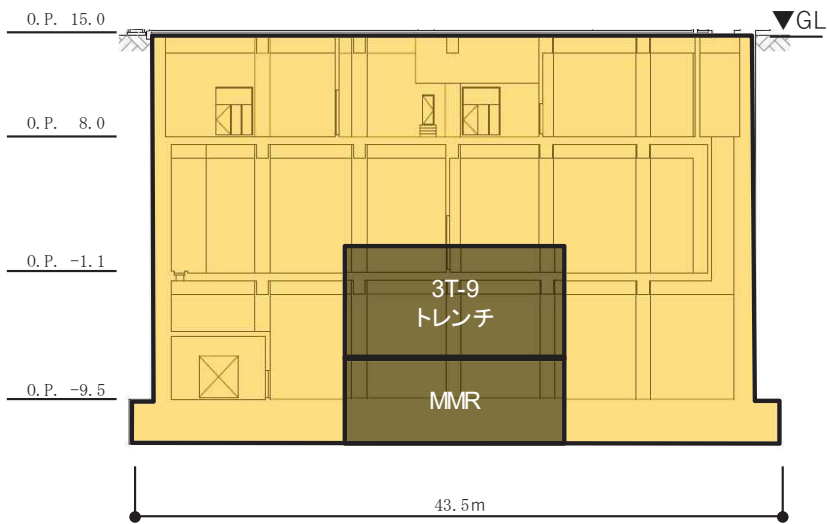


第5-2図 3号炉海水熱交換器建屋（南面）の地盤の接地状況

凡例  : 地盤接地部



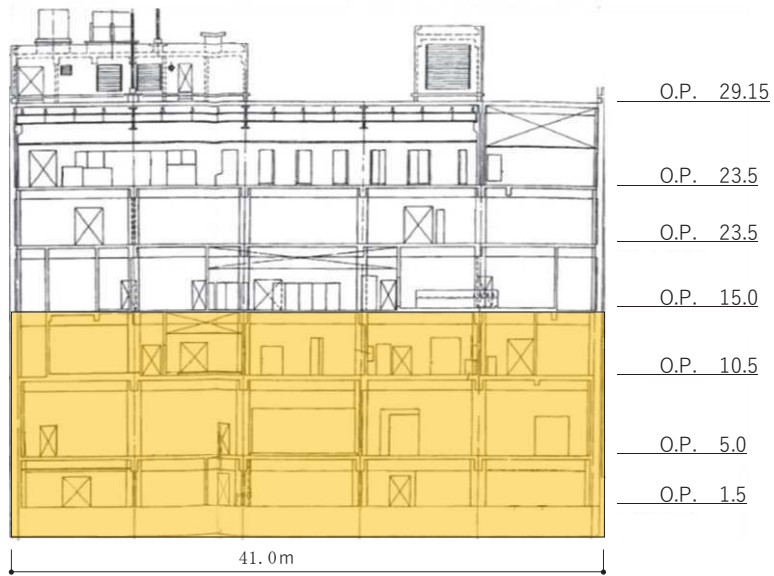
第 5-3 図 3号炉海水熱交換器建屋（東面）の地盤の接地状況



第 5-4 図 3号炉海水熱交換器建屋（西面）の地盤の接地状況

6. 女川1号炉制御建屋

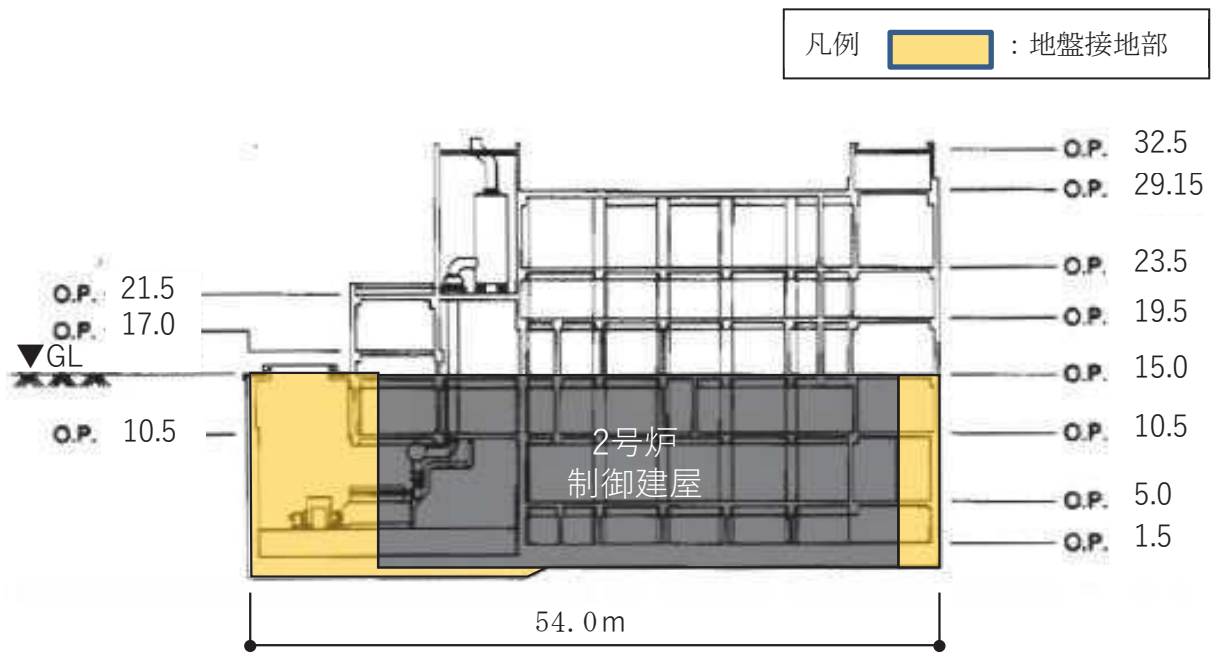
凡例  : 地盤接地部



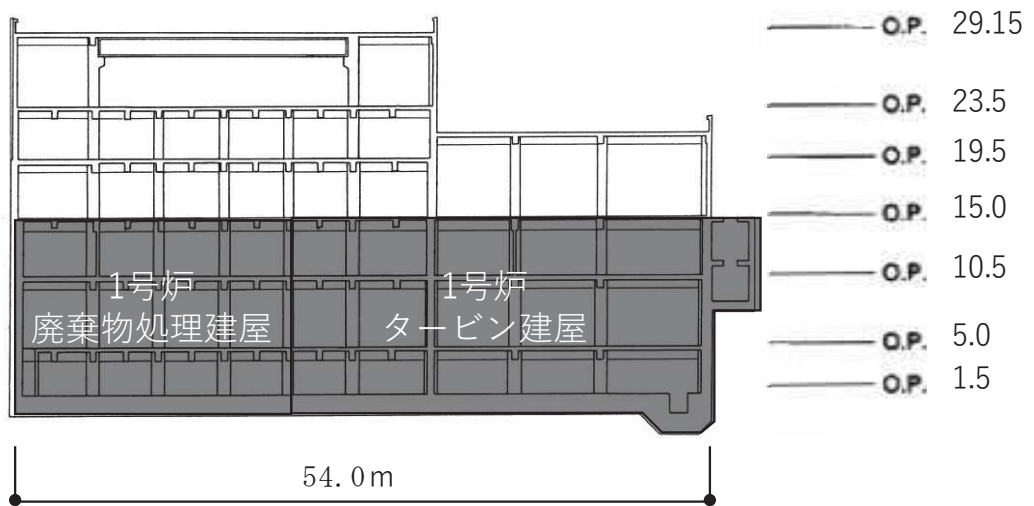
第6-1図 1号炉制御建屋（北面）の地盤の接地状況



第6-2図 1号炉制御建屋（南面）の地盤の接地状況



第 6-3 図 1 号炉制御建屋（東面）の地盤の接地状況



第 6-4 図 1 号炉制御建屋（西面）の地盤の接地状況

逐次非線形解析の概要

1. 一般事項

本書は、一次元地盤の逐次非線形解析を行う計算機コード「mflow ver. 1.0」の概要である。

2. 本計算機コードの特徴

本計算機コードは、直接積分法による逐次非線形解析が行えるプログラムである。

ここでは、今回の解析に用いる全応力非線形解析についての特徴を示す。

- (1) 地震動は、モデル最下の粘性境界から 2E 入力とする。
- (2) 地盤の非線形特性は、H-D(Hardin-Drnevich)モデルによる。
- (3) 減衰は、初期剛性比例型のレーリー減衰による。
- (4) 応答解析は、直接積分法による。
- (5) 計算結果としては、地盤の最大応答値及び応答加速度、せん断力の時刻歴等が求められる。

3. 理論式

3.1 運動方程式

一般に多層地盤の運動方程式は、地震動規定点に対する相対座標系において次式により表される。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\ddot{u}_g \quad (3.1)$$

ここで、

$[M]$: 質量マトリックス

$[C]$: 減衰マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

$\{u\}$: 相対変位ベクトル

\ddot{u}_g : 地震加速度

3.2 非線形特性

本解析プログラムでは、H-D モデルに基づく地盤非線形特性を導入している。
H-D モデルでは、地盤の剛性低下率および減衰定数は次式により表される。

$$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_{0.5}} \quad (3.2)$$

$$h = h_{\max}(1 - G/G_0) \quad (3.3)$$

G : 地盤の非線形時せん断剛性

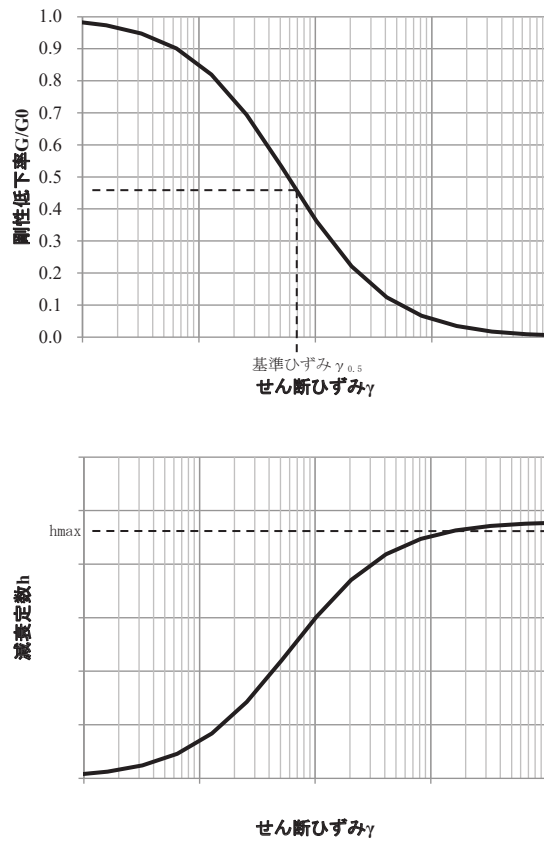
G_0 : 地盤の初期せん断剛性

γ : せん断ひずみ

$\gamma_{0.5}$: 基準ひずみ ($G/G_0 = 0.5$ のときのせん断ひずみ)

h : 非線形時の減衰定数

h_{\max} : 最大減衰定数



第 3-1 図 H-D モデルの剛性低下率・減衰-ひずみ関係

3.3 レーリー減衰

減衰は、レーリー減衰を採用する。減衰マトリクス C を次のように設定する。

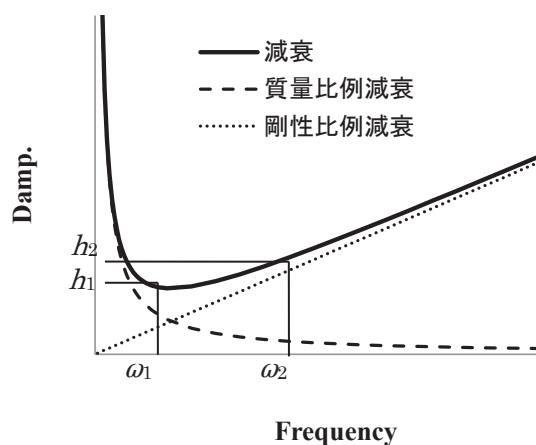
$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.4)$$

[C]: 減衰マトリクス
 α : 減衰の質量比例係数
[M]: 質量マトリクス
 β : 減衰の剛性比例係数
[K]: 剛性マトリクス

係数 α , β は, 図 3-2 に示すように, 評価上着目する 2 つの円振動数 ω_1 , ω_2 と, それぞれの円振動数における減衰定数 h_1 , h_2 を与えると, 次式から求まる。

$$\alpha = 2\omega_1\omega_2 \cdot \frac{h_1\omega_2 - h_2\omega_1}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (3.5)$$

$$\beta = 2 \cdot \frac{h_2\omega_2 - h_1\omega_1}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (3.6)$$



第 3-2 図 レーリー減衰

3.4 履歴法則

履歴法則は、メーキング則を適用する。履歴法則を第 3-3 図に示す。

メーキング則による履歴法則では、せん断ひずみとせん断応力の関係を表す骨格曲線 $\tau = f(\gamma)$ (第 3-3 図の 0-A-C) のみを定義する。

0→A と载荷したあと、A 点で除荷した場合の除荷後の履歴曲線は、(3.1) 式で表される。(3.1) 式は、A 点を原点として、骨格曲線を相似形に 2 倍の大きさにした履歴曲線を表している。(3.1) 式は A 点の点対称な点 D 点に向かう曲線となる。

$$\frac{\tau - \tau_{R1}}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_{R1}}{2}\right) \quad (3.1)$$

ここに、 γ_{R1} : A 点のせん断ひずみ

τ_{R1} : A 点のせん断応力

である。

A→B まで除荷した後、再度载荷方向を逆転すると、B 点を原点として骨格曲線を相似形に 2 倍の大きさにした履歴曲線に移動する。

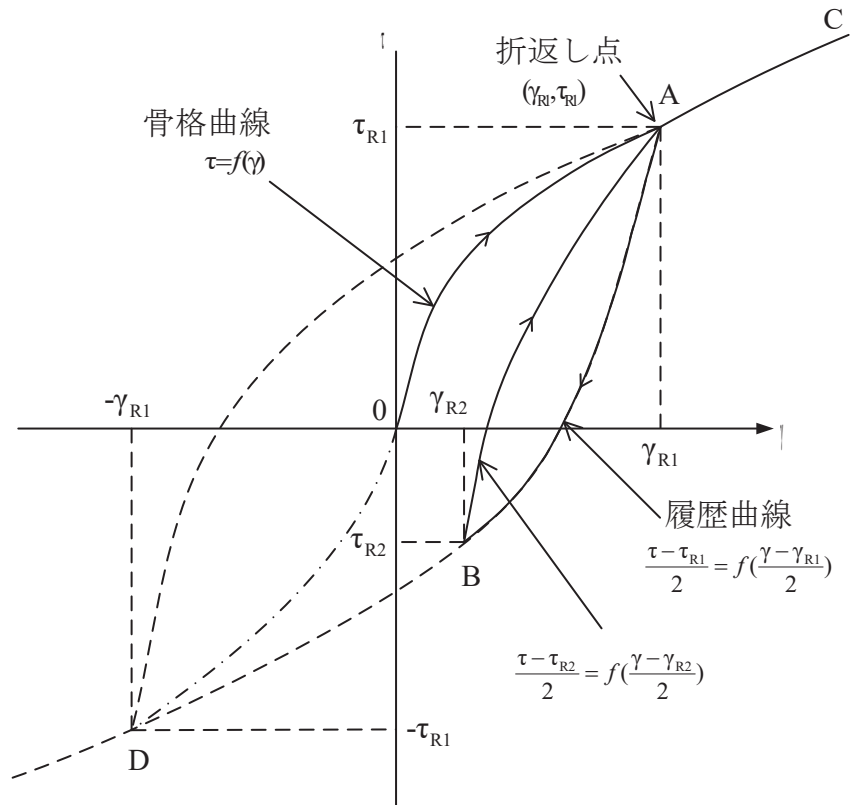
$$\frac{\tau - \tau_{R2}}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_{R2}}{2}\right) \quad (3.2)$$

ここに、 γ_{R2} : B 点のせん断ひずみ

τ_{R2} : B 点のせん断応力

である。

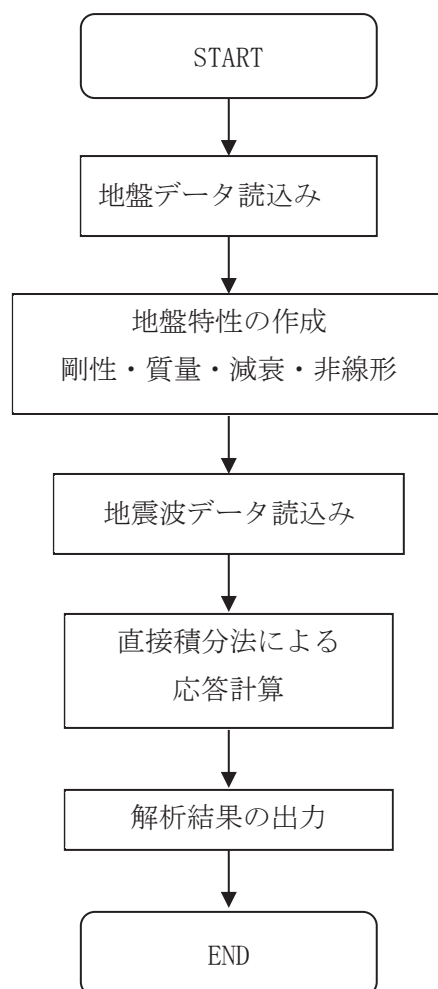
(3.2) 式は最初の除荷点 B に向かう曲線となる。



第 3-3 図 応力-ひずみ関係モデルの考え方

4. 解析フローチャート

本計算機コードの解析フローチャートを第 4-1 図に示す。



第 4-1 図 解析フローチャート

5. 適用事例

本計算機コードを用いて解析した論文発表事例を以下に示す。

上田 遼，山田和彦，鈴木芳隆：東北地方太平洋沖地震の観測記録に基づくSRC造9階建物の地震応答解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，2012年9月

酒向 裕司，小豆畑 達哉，新井 洋，井上 波彦，岡野 創，上田 遼：地震観測記録に基づく超高層建築物の入力評価（その3 連壁基礎と杭基礎のシミュレーションと入力評価），日本建築学会大会学術講演梗概集，2012年9月

小豆畑 達哉，飯場 正紀，井上 波彦，岡野 創，酒向 裕司，上田 遼：地震観測記録に基づく超高層建築物の入力評価（その4 基礎構造形式が入力損失と建築物応答に与える影響），日本建築学会大会学術講演梗概集，2012年9月

Ueda, R., Yamada A., Koyamada K. and Okano, H.: "A Case Study on Polyhedron Model of a Strain Space Multiple Mechanism Model", Joint Conference Proceedings, 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering/ 4th Asia Conference on Earthquake Engineering, pp.469-472, 2012.3

入力地震動評価における補正水平力について

1. JEAG4601 による補正水平力（切欠き力）の取り扱い

JEAG4601-1987 では、表層地盤の影響を正確に評価しようとする場合には 1 次元波動解析の結果 $|\tilde{u}|$ に穴あき地盤の効果を補正するための外力 $(-\tilde{P})$ を基礎マット底面に加える方法があるとしている。また、外力 $(-\tilde{P})$ は基礎マット底面位置における自由地盤中の応力 τ と基礎マット A との積 τA から求められる、としている。

【JEAG4601-1987 の記載抜粋】

第5章 建物・構築物の耐震設計

5.2 地震応答解析 / 5.2.4 線形地震応答解析

(2) 設計用入力地震動

a. SRモデルの入力地震動

(略)・・・表層地盤の影響を正確に評価しようとする場合には、1次元波動解析の結果 $|\tilde{u}|$ に穴あき地盤の効果を補正するための外力 $(-\tilde{P})$ を基礎マット底面に加える方法と、更に2次元の離散系モデルにより穴あき地盤の解析を行う方法等がある。(図5.2.4-5参照)

前記の外力 $(-\tilde{P})$ は切欠き部分の表面力と釣合う力であり、基礎マット底面位置における自由地盤中の応力 τ と基礎マットの底面積Aとの積 τA から求められる力である。・・・(略)

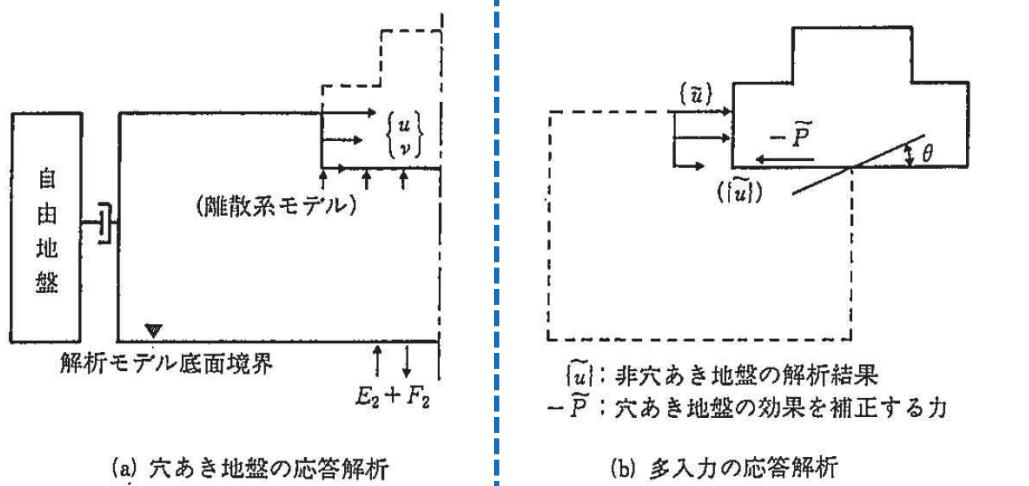
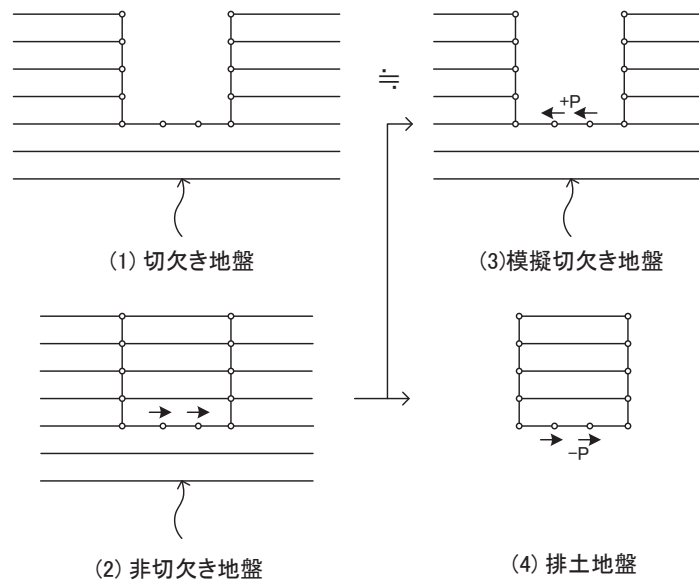


図 5.2.4-5 離散系モデル（サブストラクチャ法）の入力地震動

2. 解析における補正水平力（切欠き力）の取り扱いについて

補正水平力（切欠き力）の概念図について第2-1図に示す。構造物が埋め込まれている場合、地盤は(1)切欠き地盤のような状態となるが、1次元地盤モデルによる解析では、直接この(1)のような地盤状態を解く代わりに(2)非切欠き地盤のような地盤状態について解いている。(1)の切欠き部分の表面では応力が0であるのに対し、(2)の同位置では応力が生じる。両者の差を補う補正力として、これに釣り合う応力 $+P$ を作用させることにより、(1)を(3)模擬切欠き地盤で近似表現する。この時、構造物と置き変わる(4)排土地盤には $-P$ を作用させることになる。

解析においては、時刻歴における基礎底面位置のせん断応力度 τ を算出し、建屋基礎底面積 A を乗じることにより、補正水平力（切欠き力） P として建屋に入力している。



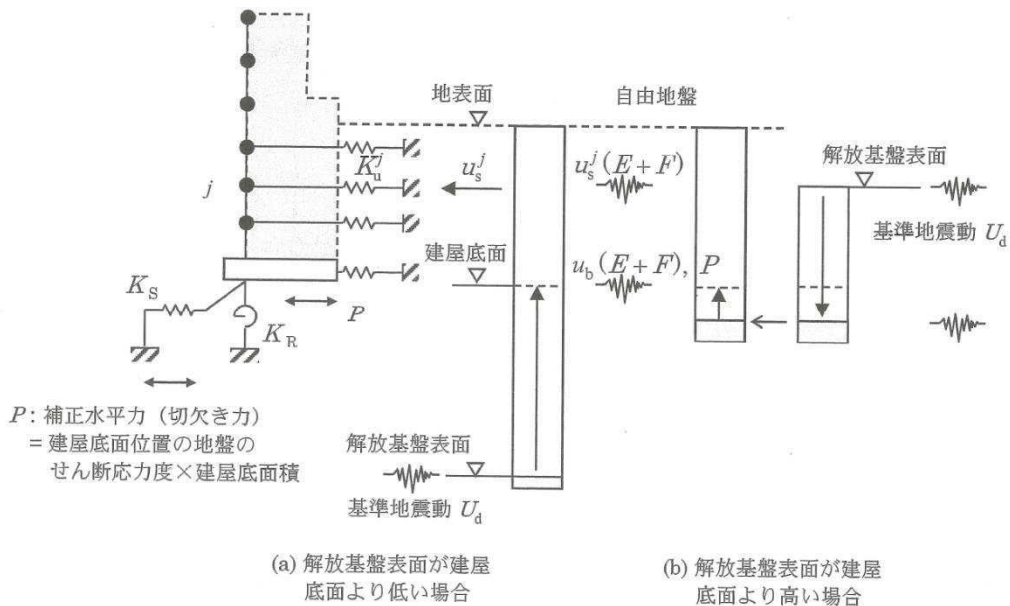
第2-1図 補正水平力（切欠き力）の概念図

Novak ばねの概要について

1. 建物・構築物の側面地盤ばねを考慮する場合の取り扱い

埋込み SR モデルにおける入力地震動は第 1-1 図に示すとおり，地下部外壁側面の地盤ばねについては地盤応答 $u_s^j(E+F)$ ，基礎版底面の地盤ばねについては，基礎版底面の地盤応答 $u_b(E+F)$ 及び，基礎版底面に作用する補正水平力 P を採用する。これらの入力地震動については，解放基盤表面で定義された基準地震動に対する地盤の応答を一次元波動論により算定する。

補正水平力 P は基礎版底面レベルにおける地盤のせん断応力度と基礎版底面積との積として求める。



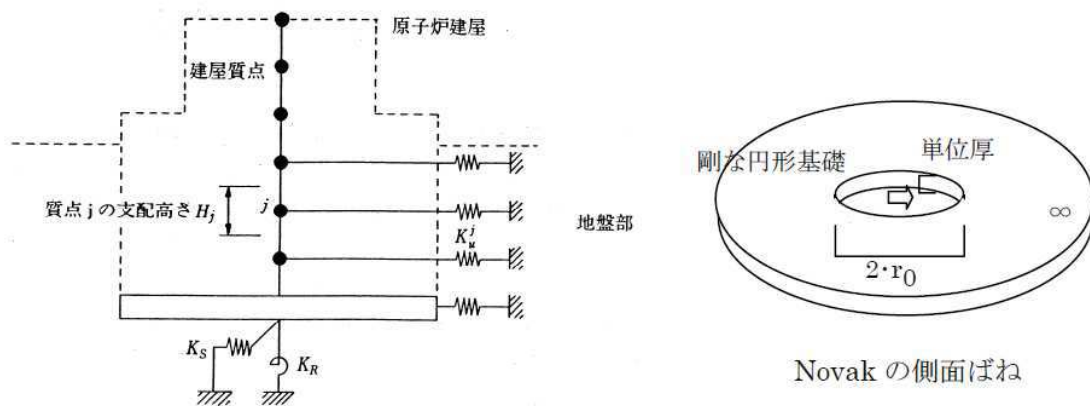
第 1-1 図 埋込み SR モデルの入力地震動

2. Novak ばねの算定方法

Novak のばねは、第 2-1 図に示すように、地盤を平面的に切り出した 2 次元弾性地盤の地盤ばねを採用しており、次の仮定のもとに導かれるものである。

- ① 地盤は単位厚で平面的に切り出した等方均質な弾性体とする。
- ② 建物・構築物は半径 r_0 の円形平面を持ち、振動時にもその平面形は変化しないものとする。
- ③ 建物・構築物と地盤とは密着しており、変位の連続条件が成り立つ。

また、建屋地下外壁と地盤間に摩擦等によるせん断抵抗が期待できる場合には、側面地盤ばね（水平）に加えて側面に回転ばねを考慮してもよい。



第 2-1 図 Novak の側面地盤ばねを用いた埋込み SR モデル

Novak のばねは次式により算定する。

$$K_{ij}^j = -\pi H_j G_j a_0^2 \frac{4K_1(b_0^*)K_1(a_0^*) + a_0^*K_1(b_0^*)K_0(a_0^*) + b_0^*K_0(b_0^*)K_1(a_0^*)}{b_0^*K_0(b_0^*)K_1(a_0^*) + a_0^*K_1(b_0^*)K_0(a_0^*) + b_0^*a_0^*K_0(b_0^*)K_0(a_0^*)} \quad \dots \text{式①}$$

ここに、

- π : 円周率
- H_j : 建物質点 j の支配高さ
- G_j : 建物質点 j の支配高さにおける地下部外壁に接する地盤のせん断弾性係数
- $a_0 = \omega r_0 / V_s$: 等価円置換の無次元振動数
- $r_0 = \sqrt{(B_x \cdot B_y) / \pi}$: 等価円半径
- ω : 円振動数
- V_s : 地下部外壁に接する地盤の S 波速度
- B_x, B_y : 建物の辺長
- $K_0(\), K_1(\)$: それぞれ 0 次と 1 次の変形ベッセル関数

$$a_0^* = (a_0 / \sqrt{1 + i \cdot 2h_j}) \cdot i, \quad b_0^* = a_0^* / \eta_j$$

$$\eta_j = \sqrt{2(1 - \nu_j) / (1 - 2\nu_j)}$$

h_j : 地下部外壁に接する地盤の減衰定数

ν_j : 地下部外壁に接する地盤のポアソン比

i : 虚数単位

建物・構築物の埋込み部質点 j の支配高さ H_j 内で、外壁に接する地盤が層をなす場合には、せん断弾性係数 G 、減衰定数 h 、ポアソン比 ν 、単位体積重量 γ に関して、層厚で重み付け平均した値を等価な地盤定数とする。

式①で表される地下部外壁の側面地盤ばねを直接用いて周波数領域で地震応答解析を行うことができるが、円振動数 ω に関わらず、一定の剛性 \bar{K}_u^j と減衰係数 C_u^j に近似して適用することができる。

地下部外壁の側面地盤ばね \bar{K}_u^j と減衰係数 C_u^j は次式により算出する。

$$\bar{K}_u^j = 3.8H_jG_j \quad \dots \text{式②}$$

$$C_u^j = iK_u / \omega_1 \quad \dots \text{式③}$$

ここに、

ω_1 : 地盤—建物・構築物連成系の非減衰 1 次固有円振動数

iK_u : 式①で算出される K_u^j の ω_1 における虚数部の値

3. 硬質岩盤における Novak ばねの課題

埋込み SR モデルは軟質岩盤では数多くの検討例があるが、硬質岩盤の場合は検討例が少ない。既往研究¹⁾²⁾³⁾では、埋込み SR モデルの硬質岩盤における適用性について解析的に検討している。その結果、建屋サイズ、建屋重量が大きいタイプの建屋では硬質岩盤に建つ建屋に対しても埋込み SR モデルにより建屋応答が評価できるが、建屋サイズ、建屋重量が小さく表層地盤が厚い場合は、硬質岩盤に建つ建屋に対して埋込み SR モデルによる建屋応答が過大な値となることが示されている。

このような場合の埋込み SR モデルの差異は、表層 1 次振動数付近で表れている。埋込み SR モデルでは、Novak のばねが各層間で関連のない平面ひずみ状態のばねを重ねたモデルであるため、表層の共振特性を表せず、この振動数付近で側面地盤ばねの虚部が低下しないことが、差異が大きくなる原因であると考察している。

参考文献

- 1) 硬質岩盤における埋込み SR モデルの適用性に関する研究 その 1. 埋込み SR モデルと軸対称 FEM モデルによる建屋応答の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1057-1058, 1995 年 8 月
- 2) 硬質岩盤における埋込み SR モデルの適用性に関する研究 その 2. 硬質岩盤での埋込み SR モデルの特性検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1059-1060, 1995 年 8 月
- 3) 硬質岩盤における埋込み SR モデルの適用性に関する研究 その 3. 硬質岩盤における埋込み SR モデルの改良, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1061-1062, 1995 年 8 月

原子炉建屋屋根トラスの
解析モデルへの弾塑性解析の適用

目 次

1. 概要
2. 原子炉建屋屋根トラスについて
 - 2.1 原子炉建屋屋根トラスの概要
 - 2.2 原子炉建屋屋根スラブの概要
 - 2.3 原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデルと設計クライテリア
 - 2.4 既工認と今回工認における原子炉建屋屋根トラスの解析モデルの比較
 - 2.5 弾塑性解析の採用について
 - 2.6 原子炉建屋屋根トラスの評価に関するまとめ
3. まとめ

参考資料 1 原子炉建屋屋根トラスの特徴

参考資料 2 原子炉建屋屋根トラスの地震時シミュレーション

参考資料 3 剛性比例型減衰の妥当性について

参考資料 4 屋根トラスの入力地震動及び固有振動数・固有モードについて

1. 概要

女川原子力発電所第2号炉の建物・構築物のうち、鉄骨構造部の詳細評価モデルを構築して評価を実施している原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデルについては、既工認では弾性解析を採用しているが、今回工認では弾塑性解析を採用する予定である。

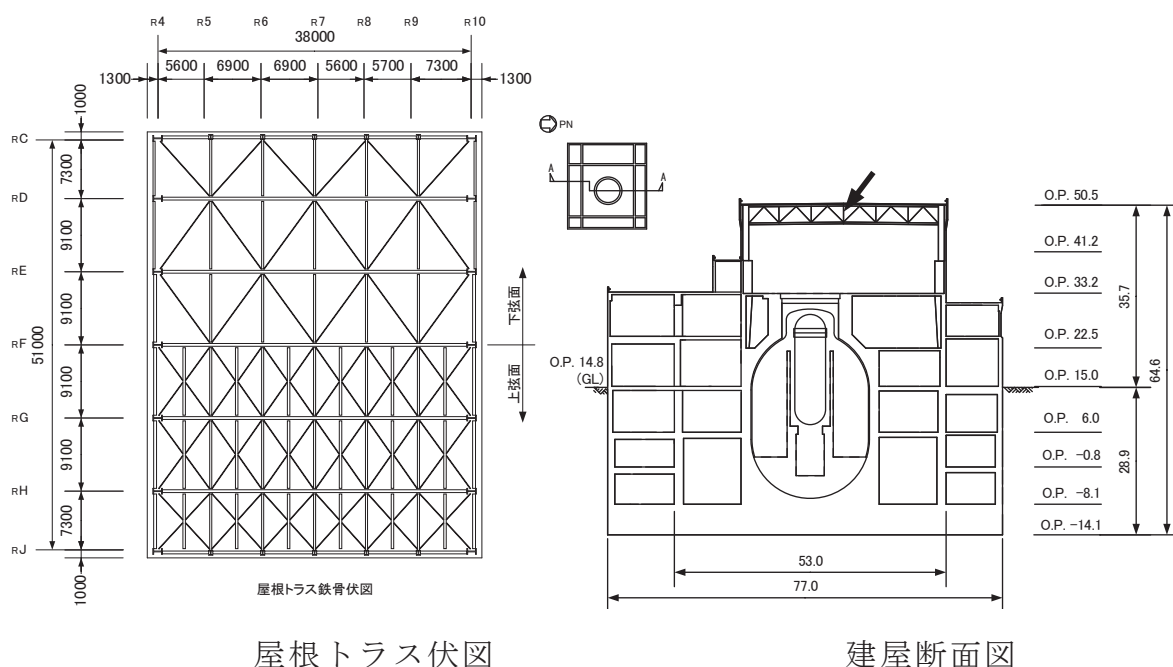
本資料では、屋根トラスが二次格納施設のバウンダリを構成する屋根スラブの間接支持構造物であることから、屋根トラスの3次元弾塑性解析の妥当性・適用性について確認し、屋根スラブの2次格納施設としての機能維持評価について説明する。

2. 原子炉建屋屋根トラスについて

2.1 原子炉建屋屋根トラスの概要

原子炉建屋の上部構造は、鉄骨造陸屋根をもつ屋根トラスで構成されている。屋根トラスの平面は、38.0m(南北)×51.0m(東西)の長方形をなしており、燃料取替床レベル(O.P. 33.2m)からの高さは17.3mである。屋根トラスの概要を第2.1-1図に示す。第2.1-1表にトラス部材の諸元のうち、 R_F 通りの主トラス材について例示する。なお、屋根トラスについては東北地方太平洋沖地震後に補強工事を実施している。

第2.1-2表に屋根トラスの各部材の機能を示す。



第2.1-1図 原子炉建屋屋根トラスの概要

第 2.1-1 表 R_F 通り主トラスの部材諸元

部位	使用部材
上弦材	H-350×350×12×19
下弦材	H-350×350×12×19
斜材	2CTs-175×350×12×19
	2CTs-150×300×10×15
束材	2CTs-100×200×8×12

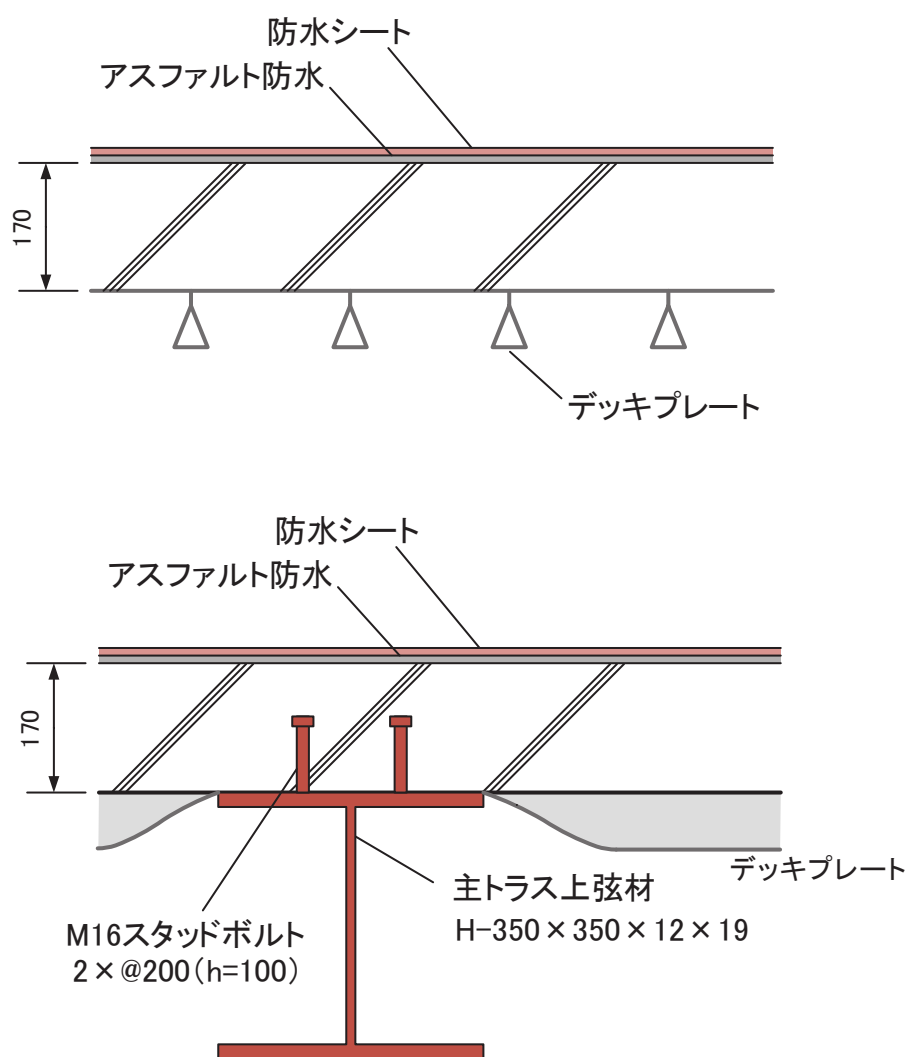
第 2.1-2 表 屋根トラスの各部材の機能

部位	部材	機能
主トラス	上弦材	鉛直荷重の支持 フレームを構成する部材として 水平地震荷重, クレーン荷重の支持
	下弦材	
	束材	
	斜材	
サブトラス	上弦材	鉛直荷重の支持
	下弦材	
	斜材	
母屋		鉛直荷重の支持
水平ブレース		- (仮設材)

2.2 原子炉建屋屋根スラブの概要

原子炉建屋の屋根スラブは南北方向 40.6m×東西方向 53.0mの平面寸法、厚さ 17cm の鉄筋コンクリート構造である。外周部は厚さ 25cm の鉄筋コンクリート造の耐震壁で支持されており、南北方向に配置された 5 構面の主トラス、東西方向の 5 構面のサブトラスとサブトラスの中間の母屋で支持されている。屋根スラブ下面に取りつく主トラス上弦材、サブトラス上弦材および母屋は H 型断面の鋼材であり、スタッドで屋根スラブと一体化することにより面内および面外に高い剛性を確保している。屋根スラブの断面図を第 2.2-1 図に示す。

屋根スラブには気密性の維持機能が要求されるため、換気性能とあいまって維持する方針である。なお、屋上面には防水材を施すことにより、防水性を確保している。



第 2.2-1 図 屋根スラブ断面図

2.3 原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデルと設計クライテリア

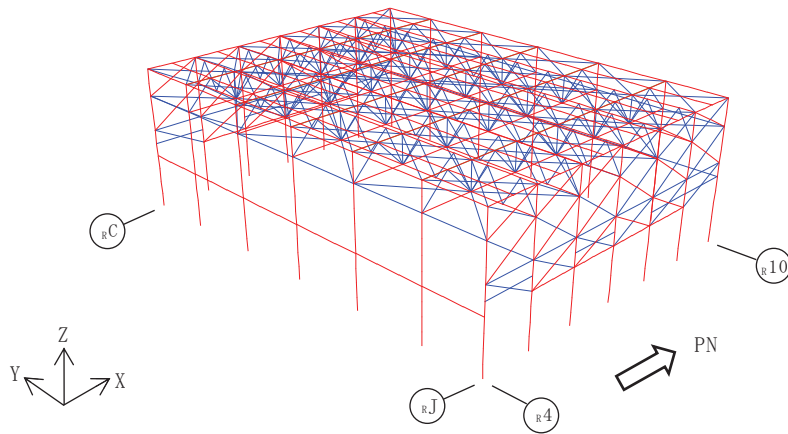
(1) 解析モデルの概要

原子炉建屋屋根トラスは、鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられるため、水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を行うために3次元モデルによる地震応答解析を採用する。

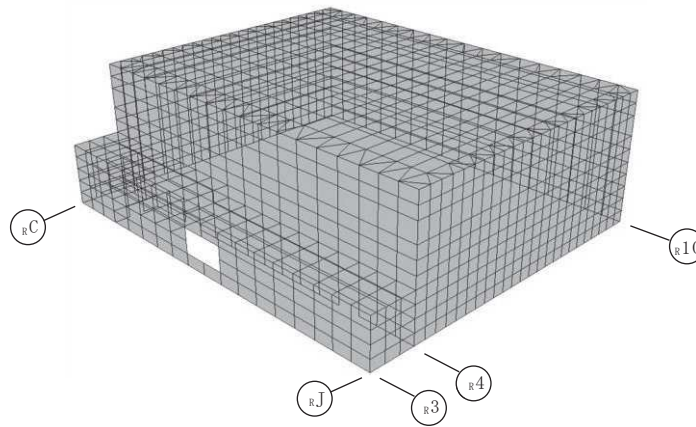
地震応答解析モデルは、燃料取替床レベル（O.P. 33.2m）より上部の躯体（屋根鉄骨、柱、梁、耐震壁、屋根スラブ、下屋部屋根スラブ）をモデル化した立体フレームモデルとし、部材に発生する応力を地震応答解析によって直接評価できるモデルとしている。解析モデルの概要を第2.3-1図に示す。

屋根トラス部は、主トラス（上下弦材、斜材、束材）、サブトラス（上下弦材、斜材）、母屋、水平ブレース（上下弦面）、外周鉄骨梁をモデル化する。各鉄骨部材は軸、曲げ変形を考慮した梁要素（トラスの上下弦材）と軸変形のみを考慮したトラス要素（屋根面水平ブレース、トラスの斜材及び束材等）としてモデル化する。また、耐震壁及び外周梁は各々シェル要素及び軸、曲げ変形を考慮した梁要素としてモデル化し、耐震壁の開口部についても考慮する。なお、柱脚の条件は固定とする。また、解析に用いる材料の物性値を第2.3-1表に示す。

また、屋根スラブとスタッドにより一体化されている鉄骨部材は、スラブと鉄骨部材との固定度に応じたスラブの協力効果を取り入れた曲げ剛性を合成梁として評価し部材の剛性としている。各合成梁部材を第2.3-2図に示す。これらの部材は、屋根スラブのシェル要素とは主トラス、サブトラス、母屋の各交点で節点を共有するようにしており、各鉄骨部材の剛性を適切に評価するようにモデル化している。



(a) 線材によるモデル化部分



(b) 面材によるモデル化部分

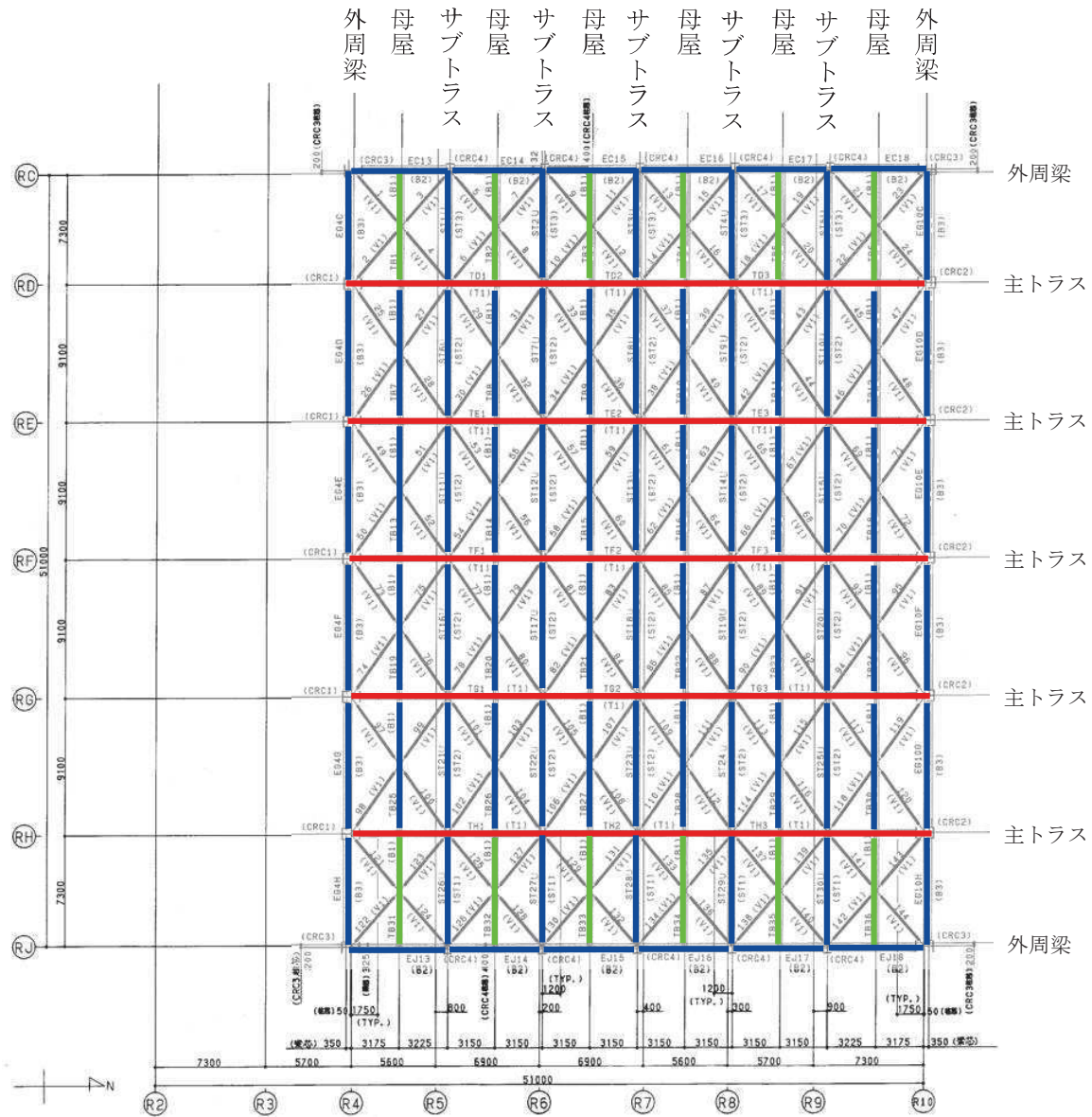
- : ビーム要素
- : トラス要素
- : シェル要素

第 2.3-1 図 屋根トラスの解析モデルの概要

第 2.3-1 表 解析に用いる材料定数

部位	材料	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比	減衰定数
屋根トラス	鉄骨	2.05×10^5	0.3	0.02
躯体※	コンクリート	2.51×10^4 *1	0.2	0.05

※：地震応答解析モデルと同様の初期剛性低下については、地震観測記録の分析等を踏まえて、その影響を考慮することとする。その考え方については第 2.3-3 図に示す。



- : 完全合成梁
- : 不完全合成梁
- : 合成効果を考慮しない梁

屋根トラス上弦 梁伏図

第 2.3-2 図 合成梁として評価する部材

(2) 鉄骨部材の弾塑性評価

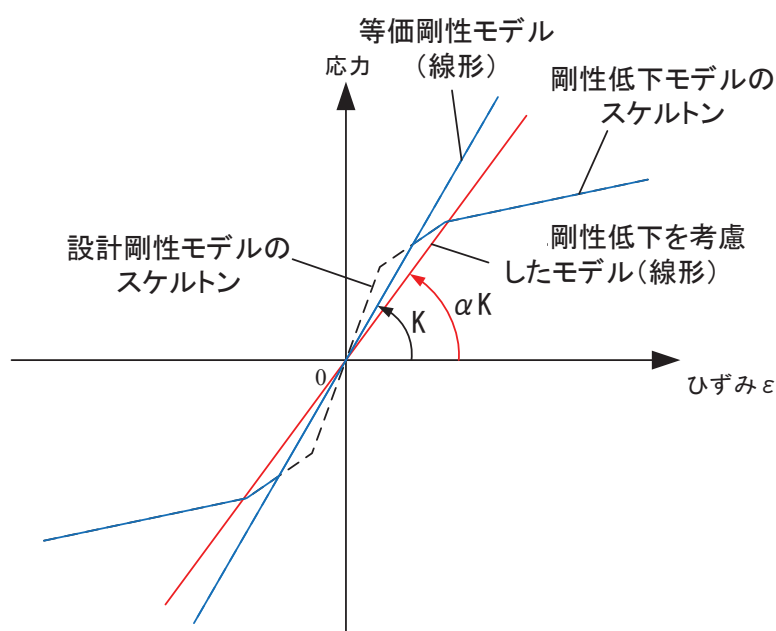
基準地震動 S_s に対する評価を実施する際、トラス材としてモデル化した部材の一部については弾塑性領域に入ると考えられるため、部材座屈後の挙動を模擬できる手法（修正若林モデル）に基づく弾塑性特性を考慮している。考慮した弾塑性特性の詳細については、「2.5 弾塑性解析の採用について」で示すこととする。

(3) 壁，スラブの剛性補正

壁およびスラブのシェル要素については、解析コード上の制限により弾性モデルとなっている。

壁のモデル化にあたっては、質点系モデルにおける上部耐震壁の初期剛性低下に整合するよう剛性を補正する方針とする。また、基準地震動 S_s に対しては、質点系モデルにおける耐震壁の復元力特性モデルに基づく剛性低下（非線形化）が生じることから、質点系モデルの非線形化後と同等の剛性低下も考慮する。補正の考え方を第 2.3-3 図に示す。

屋根スラブについては、耐震壁に比べて生じるせん断力は小さいと考えられることから設計剛性を基本とするが、せん断応力度に応じて剛性低下を考慮したモデルについても検討する。



第 2.3-3 図 耐震壁の剛性低下モデルの考え方

(4) 入力地震動，材料減衰

解析モデルへの入力地震動は，原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる燃料取替床レベル（O. P. 33.2m）の応答結果（水平，鉛直及び回転成分）を用いることとし，燃料取替床位置を固定として，同時入力による地震応答解析を実施する。原子炉建屋水平方向の質点系モデルは床ばねモデルを採用しているため，入力波はモデル脚部の2質点の平均波を入力する。また，地震応答解析における減衰評価は，水平材の応答に影響の大きい鉛直方向1次固有振動数（3.53Hz）に対して減衰定数が $h=2\%$ ，鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造部分の減衰定数は 5% とし，NS，EW 方向の短い方の1次周期に対して減衰係数を設定する初期剛性比例型内部粘性減衰（各部別）とする。

(5) 要求機能に対する設計方針（設計クライテリア）

屋根トラスは，二次格納施設のバウンダリを構成する屋根スラブの間接支持構造物であり，基準地震動 S_s に対し屋根スラブの所要の性能（気密性）が確保されるように屋根トラスの設計を行う。

屋根トラスの要求機能は，間接支持構造物として機能維持が確保されることであり，基準地震動 S_s に対して屋根スラブを支持できることを確認する。

なお，屋根スラブにはひび割れに対して追従性のある防水材を全面に施工することにより，防水性を確保している。また，屋根スラブには防水材の他に下部に全面にデッキプレートを敷設してあり，これらは気密性に対し有効な機能を及ぼすと考えられるが，今回の気密性の検討においては，特にその性能は考慮しない。

第2.3-2表に機能維持の評価方針を示す。

第2.3-2表 機能維持の評価方針

部位	要求機能	評価方針
屋根スラブ	気密性	(面内) 概ね弾性範囲内であることを算定される応力度より確認する。弾性範囲を超える場合は，最大せん断ひずみ (2.0×10^{-3}) での漏えい量を算定し換気能力を下回ることを確認する。 (面外) 面外方向には鉛直地震動による曲げが支配的と考えられるため，面外曲げによる応力度が曲げ終局強度を超えないことを確認する。
屋根トラス	間接支持構造物	基準地震動 S_s に対して屋根スラブを支持できること。(各部材のクライテリアは第2.5-3表参照)

2.4 既工認と今回工認における原子炉建屋屋根トラスの解析モデルの比較

原子炉建屋屋根トラスの解析モデルについて、既工認で採用した解析モデルと今回工認で採用する予定の解析モデルとの差異を整理する。既工認における屋根トラスの解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を第2.4-1表に示す。

第2.4-1表のうち、解析コード、要素分割及び地震荷重の差異については、解析手法を変更したことに伴う変更である。また、モデル化については、原子炉建屋屋根トラスが鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられるため、水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を適切に行うことを目的として3次元フレームモデルによる弾塑性時刻歴応力解析を採用している。

以上を踏まえると、既工認と今回工認における主要な差異として、「原子炉建屋屋根トラスに対する弾塑性解析時刻歴応力解析の採用」を抽出し、以下で検討を行うこととした。

なお、今回工認の弾塑性時刻歴応力解析では、解析モデル全体の自重による変形および地震時挙動を精度良く評価するために、屋根スラブも含めてモデル化している。屋根トラスは鉛直荷重を支持する部材として設計されており、主トラスについてはフレームを構成する部材として地震時の荷重も負担する設計としている。従って、屋根トラスの各部材に生じる応力としては、鉛直方向の自重による初期応力のほか、屋根スラブの鉛直方向の面外振動による応力が加わる。また、主トラス方向の地震荷重に対しては主トラスの上下弦材やトラス材に応力が発生する。動的な地震応答解析では、屋根スラブをモデル化することにより、面外方向の剛性や固有振動数が適切に評価される。

このように今回工認では、床スラブや耐震壁の面外の応答も考慮するためにオペフロ上部を立体的なモデルとして動的な地震応答解析を実施しているが、解析手法の妥当性については3.11地震のシミュレーション解析により確認している。

第 2.4-1 表 原子炉建屋屋根トラスの解析モデルの比較

項目	既工認	今回工認
解析手法	・静的応力解析	・時刻歴応力解析（弾塑性解析）
解析コード	・SD（鹿島建設所有）	・fappase（鹿島建設所有）
モデル化	・2次元フレームモデル	・3次元フレームモデル
要素分割	梁要素： 主トラスの上下弦材，鉄骨柱，RC柱 トラス要素： 主トラスの斜材，束材	梁要素： 主トラスおよびサブトラスの上下弦材，母屋，外周鉄骨梁，鉄骨柱，RC柱 トラス要素： 主トラスの斜材，束材，サブトラスの斜材，水平ブレース シェル要素： 耐震壁，屋根スラブ
材料物性	・鉄骨のヤング係数 $E=2.1 \times 10^7$ (t/m ²) ・コンクリートのヤング係数 $E=2.7 \times 10^6$ (t/m ²) ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.167$	・鉄骨のヤング係数 $E=2.05 \times 10^5$ (N/mm ²) ・コンクリートのヤング係数 $E=2.51 \times 10^4$ (N/mm ²) ※ ¹ ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$ ※ ²
評価方法	・S1地震および静的地震力に対して短期許容応力度設計	・Ss地震に対し主トラスの各部材に発生する応力が許容限界を超えないことを確認 ・弾塑性特性（修正若林モデル）を適用する部材※ ³ が破断しないことを確認
地震荷重	・水平：原子炉建屋の地震応答解析結果に基づく荷重（変位）を静的に考慮 ・鉛直：静的震度を鉛直力として入力	・水平および鉛直：モデル脚部に原子炉建屋の質点系モデルの地震応答解析による応答を同時入力

※1：コンクリートのヤング係数としては，日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説・許容応力度設計法」（1999）による計算式により算定した数値を用いる。

※2：適用基準を日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説・許容応力度設計法」（1999）に見直したことによる。

※3：軸力のみを負担するトラス要素でモデル化した部材に弾塑性特性を考慮する。

2.5 弾塑性解析の採用について

2.5.1 弾塑性解析を採用することの目的

原子炉建屋屋根トラスについては、基準地震動 S_s による地震動の増大に伴い、トラスを構成する部材の一部が弾塑性領域に入ると考えられるが、弾性解析では当該部材の塑性化による影響を考慮できないため、解析と実現象に乖離が生じることになる。そこで今回工認では、屋根トラスの弾塑性挙動を適切に評価することを目的として、部材の弾塑性特性を考慮した地震応答解析を採用する予定としている。

原子炉建屋屋根トラスの応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点としては、既工認で採用していた弾性解析では表現出来ないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動を適切に評価するに当たっては、部材の弾塑性特性を適切に設定し解析を実施する必要があると考えられる。

今回工認で採用予定の屋根トラス部材の弾塑性特性を第 2.5-1 表に示す。第 2.5-1 表に示すとおり、軸力のみを負担するトラス要素に対してのみ弾塑性特性として修正若林モデルを採用する予定である。当該モデルについては、先行電力の審査にて採用実績があり、モデルの妥当性自体に大きな論点はないと考えられるものの、女川 2 号炉原子炉建屋屋根トラス部材の評価への適用性については、十分に確認する必要があると考えられる。

以下では、修正若林モデルの概要を確認した上で、原子炉建屋屋根トラス部材への適用性を検討する。また、修正若林モデルを用いた弾塑性解析を実施することにより、一部部材の塑性化を考慮することとなるため、当該部材のクライテリアについても検討する。

第 2.5-1 表 屋根トラス部材の弾塑性特性について

評価部位		モデル要素	弾塑性特性
主トラス	上弦材	梁要素	考慮しない（弾性）
	下弦材		
	斜材	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）
	束材		
サブトラス	上弦材	梁要素	考慮しない（弾性）
	下弦材		
	斜材	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）
母屋		梁要素	考慮しない（弾性）
水平ブレース	上弦面	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）※ 1
	下弦面		
外周鉄骨梁		梁要素	考慮しない（弾性）
鉄骨柱		梁要素	考慮しない（弾性）

※1: 水平ブレースの細長比は修正若林モデルの適用範囲より大きいですが、部材剛性と部材重量を考慮するため解析モデルに考慮する。ただし、水平ブレースの部材断面は小さいため、剛性と部材重量の影響は軽微であると考えられる。水平ブレースの破断に対する対策として、すべての部材をワイヤーで吊り下げて、万一破断しても落下しないように対策している。

2.5.2 弾塑性特性の設定の妥当性・適用性について

(1) 今回工認で採用予定の弾塑性特性（修正若林モデル）の概要

原子炉建屋屋根トラスを構成する部材のうち、軸力のみを負担するトラス要素としてモデル化した部材については、弾塑性特性として修正若林モデルを使用している。

修正若林モデルは、原子力発電所建屋（実機）を対象として実施された谷口らの研究^[1]に示される部材レベルの弾塑性特性である。修正若林モデルは、若林モデル^[2]を基本としているが、谷口らの研究^[1]で実施された実験のシミュレーション解析を踏まえて、繰り返し载荷による初期座屈以降の耐力低下を累積塑性歪の関数で表現し、実験との対応度を向上させた手法であり、式（1）により評価される。

$$n/n_0 = 1/(\bar{\zeta} - Pn)^{1/6} \leq 1 \quad (1)$$

$n = N/N_y$ N :軸力 N_y :降伏軸力

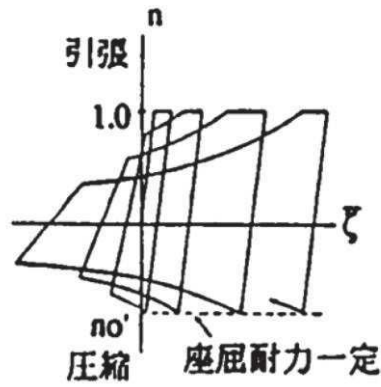
n_0 :無次元化初期座屈耐力 $\bar{\zeta}$:無次元化圧縮側累積塑性歪

$Pn = (n_E/4) - 5$ $n_E = \pi^2 E / (\lambda e^2 \sigma_y)$ λe :有効細長比

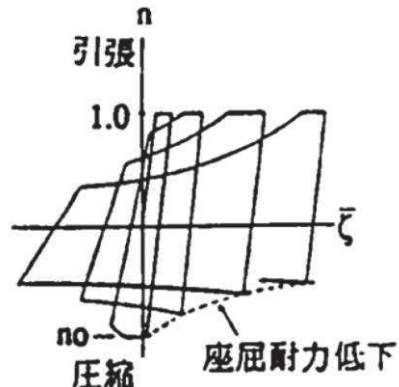
修正若林モデルの弾塑性特性を第 2.5-1 図に示す。

谷口らの研究^[1]においては、実機の特徴を反映した X 型ブレース架構の静的繰り返し実験を実施している。また、修正若林モデルの妥当性を確認するに当たって、ブレース部材の弾塑性特性として修正モデルを適用した解析モデルによる実験のシミュレーション解析を実施しており、解析結果は実験結果を概ねよく捉えているとしている。試験体の概要を第 2.5-2 図、解析モデルを第 2.5-3 図、解析結果と実験結果の比較を第 2.5-4 図に示す。

なお、本復元力特性については、前述のとおり、川内原子力発電所タービン建屋の解析で考慮したブレースの弾塑性特性として採用されており、認可実績がある。

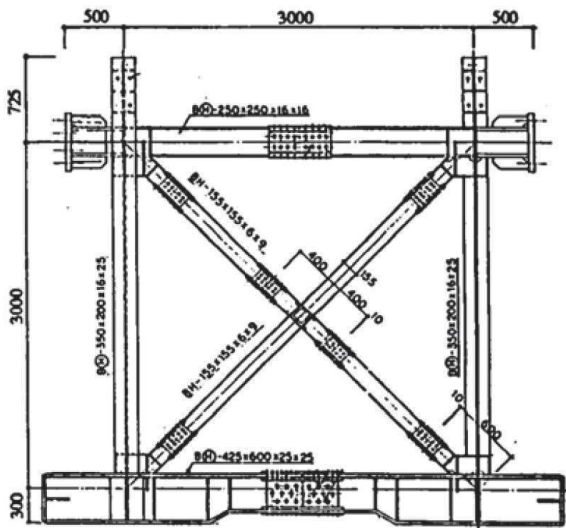


(参考) 若林モデル

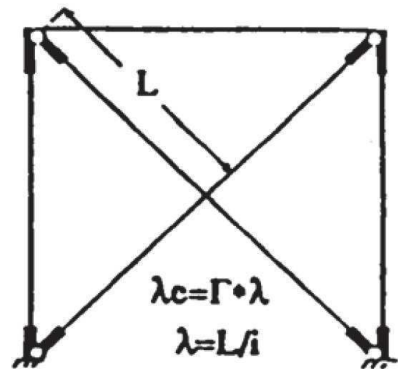


修正モデル

第 2.5-1 図 修正若林モデルの弾塑性特性 ([1]より引用, 一部加筆)

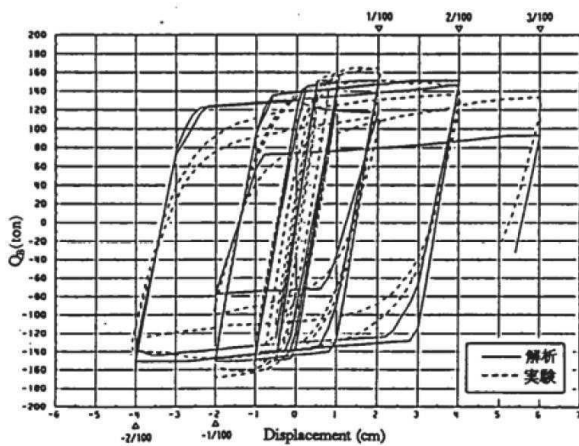


第 2.5-2 図 試験体の概要 ([1]より引用)

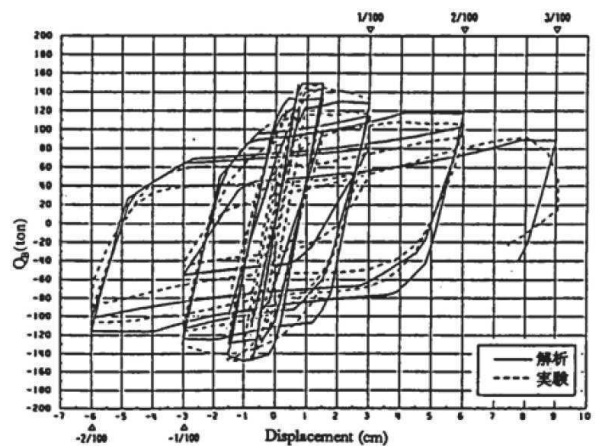


Γ; 等価座屈長さ係数
 λ_c ; 有効細長比
 λ ; 細長比(芯々)

第 2.5-3 図 解析モデル ([1]より引用)



SXII - 40.9 - B



SXIII - 60.9 - B

第 2.5-4 図 解析結果と実験結果の比較 ([1]より引用)

(2) 原子炉建屋屋根トラスに対する検証例

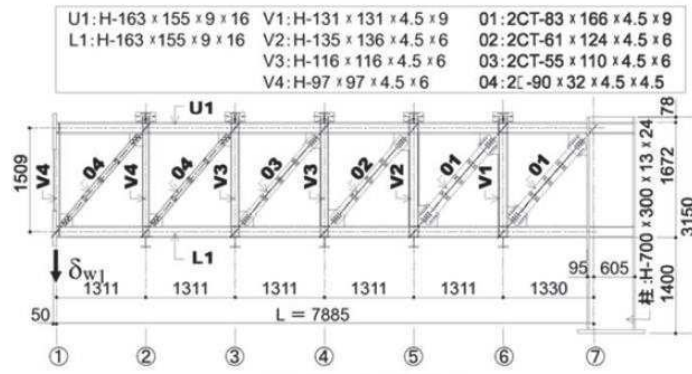
谷口らの研究^[1]は、X型ブレース架構を対象としたものであったが、原子炉建屋屋根トラスに対して本弾塑性特性を適用した検討例として、鈴木らの研究^[3]がある。

この研究は、原子炉建屋屋根トラスの終局耐力について検討したものであるが、実験結果を高精度にシミュレーションするために構築したモデルの中で本弾塑性特性が適用されている。

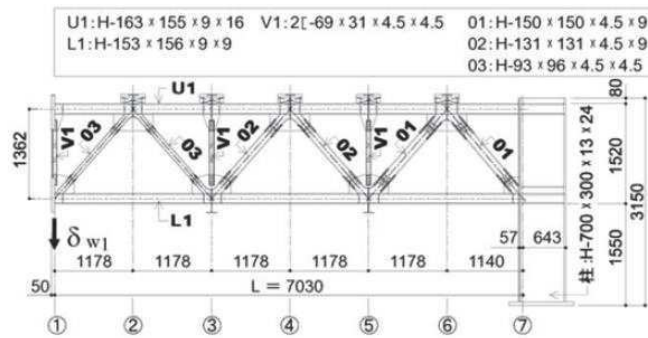
鈴木らの研究^[3]では、終局耐力を検討するにあたり原子炉建屋屋根トラスを模擬した縮小試験体を製作し、トラスの崩壊挙動に与える影響が大きい鉛直動的荷重を模擬した静的載荷試験により、その弾塑性挙動を確認している。なお、試験に当たっては、原子力発電所鉄骨屋根トラスがプラット形とワーレン形の2種類に分類されることを踏まえ、この2種類のトラス形式についての試験体を製作している。2号炉の原子炉建屋屋根トラスはこのうち、ワーレン形に該当する。試験体の概要を第2.5-5図に示す。

実験のシミュレーション解析においては、トラス要素としてモデル化した部材の弾塑性特性として修正若林モデルが適用されており、実験結果とシミュレーション解析を比較し、精度良く実験結果を追跡できているとしている。結果の比較を第2.5-6図に示す。

以上のように修正若林モデルは、提案当初のX型ブレース材に加えて、ワーレン形、プラット形の鉄骨トラスでも実験結果を精度良く追跡できている。幅広い鉄骨架構形式において軸力のみを負担する部材の弾塑性特性として適用可能であると考えられる。

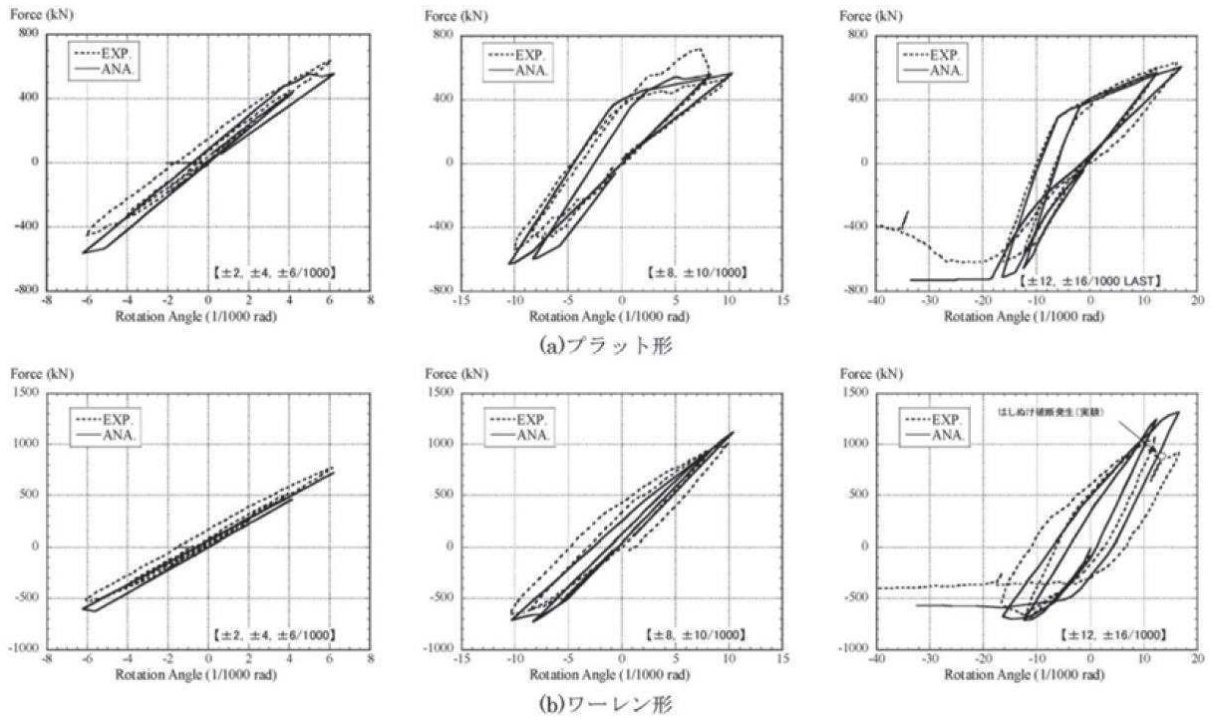


(a) プラット形試験体



(b) ワーレン形試験体

第 2.5-5 図 試験体の概要 ([3]より引用)



第 2.5-6 図 実験のシミュレーション解析結果 ([3]より引用)

(3) 原子力発電所鉄骨屋根トラスへの適用性

今回採用を予定している修正若林モデルについては、提案当初より、原子力発電所（実機）を対象として実施された実験により妥当性が検証されており、また、原子炉建屋鉄骨屋根トラスを模擬した加力実験のシミュレーション解析においてもその適用性・妥当性が検証されている。これより、原子炉建屋屋根トラスの鉄骨部材のうち、トラス要素としてモデル化した部材の弾塑性特性として、修正若林モデルを採用することは妥当であると考えられる。

2.5.3 各部材のクライテリアについて

入力地震動の増大に伴い鉄骨部材の一部が弾塑性領域に入ると考えられることから、今回工認においては、弾塑性解析による評価を実施し、弾塑性特性を適用した部材が破断しないことを確認する予定である。これらの塑性化を許容する部材は、既工認時には地震力を負担しない部材として取り扱われていたが、3次元挙動を適切に評価するという観点からモデルに取り入れた部材である。なお、主トラスの主要構造部材については、既工認時から地震力を負担する部材として取り扱われており、今回工認においては既工認と同様に弾性範囲内にあることを確認し、弾性範囲を上回る応答が生じた場合は別途詳細な検討を行う方針とする。第2.5-2表に各部材のクライテリアを示す。

塑性化する鉄骨部材が破断しないことの確認に当たっては、各部材の累積塑性変形倍率を整理した上で、累積塑性変形倍率が最も大きい部材について検討を実施する。検討は、当該部材の履歴ループを参照し、局部集中ひずみの繰返し回数が、中込ほか(1995)^[4]に基づき算定される、当該部材の最大ひずみ度に対する破断寿命(繰返し回数)を下回っていること確認する。この手法は先行審査(川内原子力発電所タービン建屋)でも認可実績のある手法であることから、手法自体に技術的な論点はないものと考えられる。

第2.5-2表 今回工認における屋根トラス各部材のクライテリア

評価部位		評価方法
主トラス	上弦材	主要部材が弾性範囲であることを確認(弾性範囲を上回る場合は別途詳細検討)
	下弦材	
	斜材	
	束材	
サブトラス	上弦材	弾性範囲であることを確認(弾性範囲を上回る場合は別途詳細検討)
	下弦材	
	斜材	破断しないことを確認
母屋		弾性範囲であることを確認
水平ブレース	上弦面	仮設材のため評価対象外
	下弦面	仮設材のため評価対象外

2.6 原子炉建屋屋根トラスの評価に関するまとめ

今回工認では、原子炉建屋屋根トラスの評価に当たって、3次元フレームモデルによる弾塑性解析（弾塑性特性としては修正若林モデルを考慮）を採用する予定である。修正若林モデルは先行審査で採用実績のある弾塑性特性であるが、X型ブレースを対象として検討されたものであったため、既往文献（原子炉建屋鉄骨屋根トラスを模擬した加力実験のシミュレーション解析）を参照し、その適用性・妥当性が検証されていることを確認した。また、屋根スラブの要求機能と評価方針を踏まえ、弾塑性特性を考慮する鉄骨部材のクライテリアについて整理した。

以上より、今回工認において原子炉建屋屋根トラスの評価に弾塑性解析を採用することは妥当であると考ええる。

なお、原子炉建屋屋根トラスは、原子炉建屋の地震応答解析結果に基づく燃料取替床レベルの応答を入力動として評価を実施しており、入力動の不確かさ（建屋応答の不確かさ）をふまえた場合でも許容値を満足することを確認することにより保守性に配慮した設計とする予定である。

3. まとめ

女川原子力発電所第2号炉の原子炉建屋屋根トラスについて、既工認と今回工認における解析モデル及び解析手法を比較した。その結果、既工認と差異が認められる部分についてはその妥当性・適用性について検討を行い、今回工認で使用する解析モデルとして妥当であることを確認した。

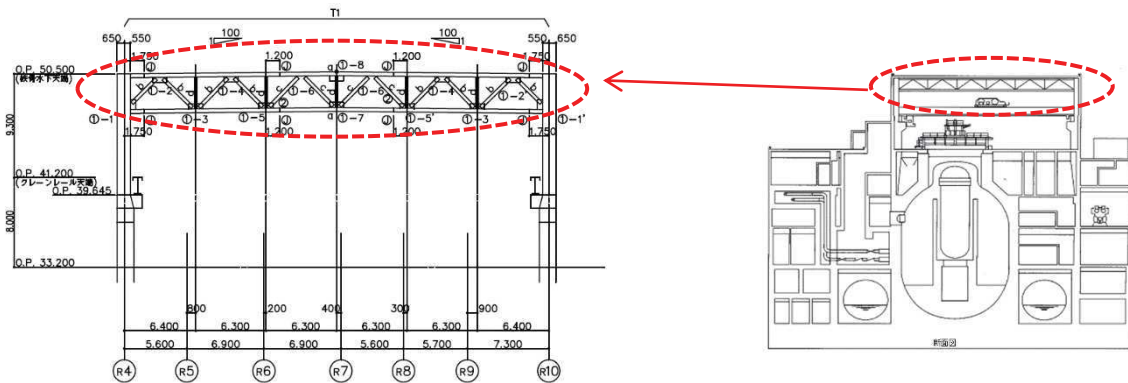
【参考文献】

- [1] 谷口ほか：鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol. 37B 号，1991 年 3 月，pp303-316
- [2] 柴田ほか：鉄骨筋違の履歴特性の定式化，日本建築学会構造系論文集第 316 号，昭和 57 年 6 月，pp18-24
- [3] 鈴木ほか：原子力発電所鉄骨屋根トラスの終局限界に関する研究，日本建築学会構造系論文集 Vol. 76No. 661，2011 年 3 月，P571-580
- [4] 中込ほか（1995）：繰返し力を受ける SM490 鋼の疲労性に関する研究 日本建築学会構造系論文集 No. 469, 127-136, 1995. 3

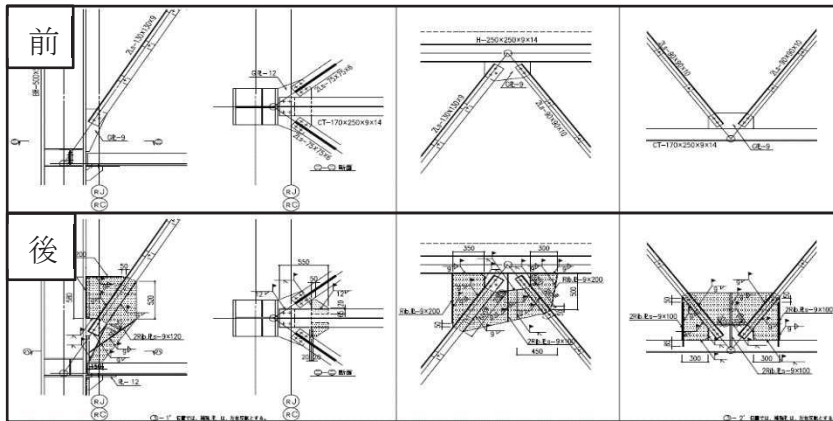
原子炉建屋屋根トラスの特徴

1. 原子炉建屋屋根トラスの特徴

原子炉建屋屋根トラスについては、3.11地震後に接合部の補強を実施している。補強状況を参考 1-1 図に示す。



断面図

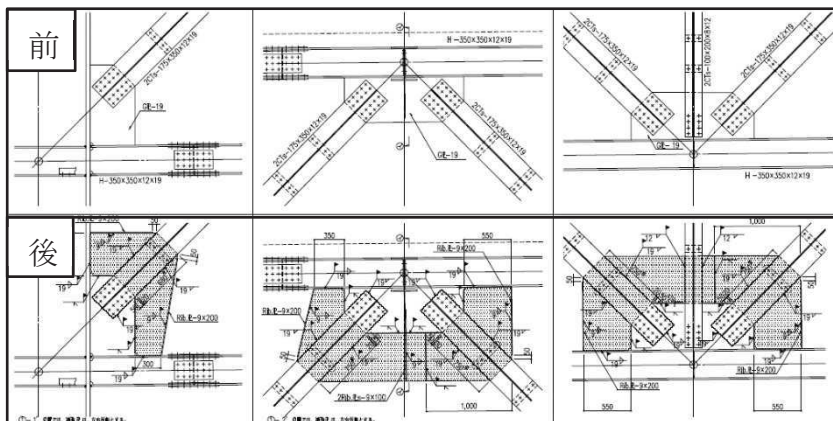


サブトラス：補強前後



(落下防止ワイヤー)

補強状況写真



主トラス：補強前後

参考 1-1 図 原子炉建屋屋根トラスの補強状況

原子炉建屋屋根トラスの地震時シミュレーション

1. 屋根トラスの地震時シミュレーション

2号炉原子炉建屋の屋根トラスのモデル化の妥当性を確認するために、地震観測記録を用いてシミュレーション解析を実施している。検討対象地震は、東北地方太平洋沖地震（3.11地震）の観測記録とし、燃料取替床の観測記録を入力地震動として、屋上の地震観測記録のシミュレーション解析を実施している。解析結果は別紙 11 添付 3-5 に示す。

屋上位置のシミュレーション解析と観測記録の加速度応答スペクトルを比較すると、各方向とも概ね整合する結果となっている。

このことから、オペフロ階の耐震壁に対する補強工事（鉄骨ブレースの設置や鉄筋コンクリート壁の増設等）前において屋根トラスのモデルについては妥当と考えられる。

なお、今回工認の屋根トラスの評価モデルにおいては、このシミュレーションモデルに補強工事による部材を追加したモデルとしている。

剛性比例型減衰の妥当性について

1. はじめに

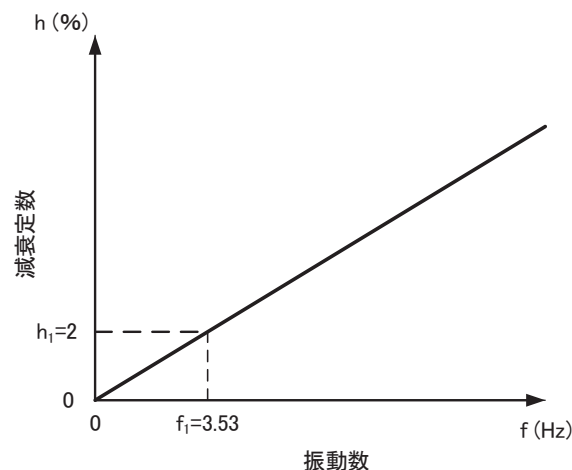
今回工認では，原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析における減衰評価について，鉄骨造の構造物に対して一般的に適用している初期剛性比例型としている。

参考 3-1 表に 2 号炉原子炉建屋屋根トラスの暫定の固有値解析結果を，参考 3-1 図に初期剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係を示す。

鉄骨造の屋根トラスは，水平材として鉛直方向の挙動が卓越すると考えられるため，水平材の応答に影響の大きい鉛直方向 1 次固有振動数 (3.53Hz) に対して減衰定数が $h=2\%$ となる剛性比例型減衰を与えている。参考 3-1 図より，剛性比例型減衰の特徴として高次モードの減衰を大きくとることになるが，高次モードが屋根トラスの応答へ及ぼす影響は小さいため，剛性比例型減衰の採用が屋根トラスの応答へ与える影響は小さいと考える。

参考 3-1 表 固有値解析結果

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数			備考
			NS方向 (X)	EW方向 (Y)	鉛直方向 (Z)	
1	3.53	0.283	0.029	0.009	1.573	鉛直方向1次
41	6.94	0.144	-4.144	-0.096	-0.046	N S 方向1次
44	7.26	0.138	-1.398	0.167	1.419	鉛直方向2次
49	7.37	0.136	1.974	0.269	-1.178	鉛直方向3次
65	8.34	0.120	-1.171	-7.892	0.185	E W 方向1次



参考 3-1 図 剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係

2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認

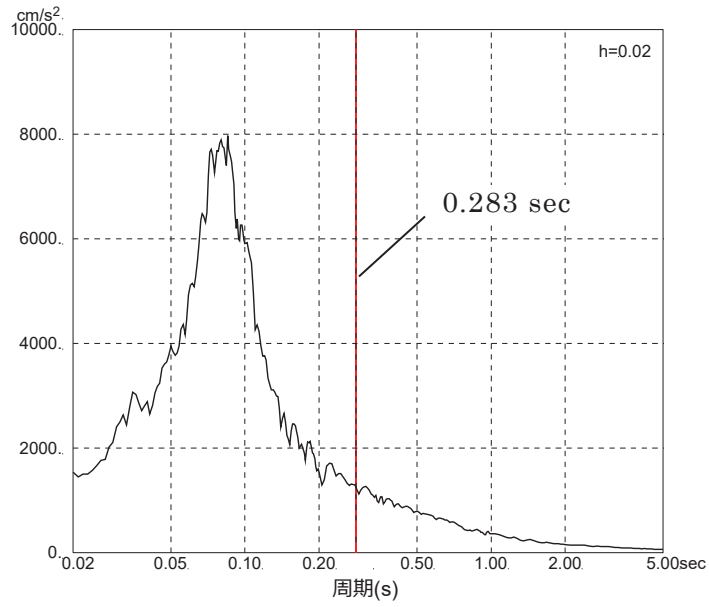
第 1 表に示す通り屋根トラスの水平方向の 1 次固有振動数は、NS 方向：6.94Hz、EW 方向：8.34Hz であり、鉛直方向の 1 次固有振動数は、3.53Hz である。初期剛性比例型減衰の採用にあたっては、上記の振動数のいずれかの振動数を基準に設定することとする。

原子炉建屋の地盤-建屋連成系の水平方向の 1 次固有振動数は NS 方向 4.21Hz、EW 方向 4.36Hz である。鉛直方向については、地盤-建屋相互作用系の 1 次固有振動数は 9.96Hz である。建屋の 1 次固有振動数から屋根トラスの応答に影響が大きい成分を判断することは難しい。屋根トラスの構造面からは、面外方向の振動の影響が大きいと判断されるため、初期剛性比例型減衰の設定は鉛直方向の 1 次固有振動数に対して設定することとする。

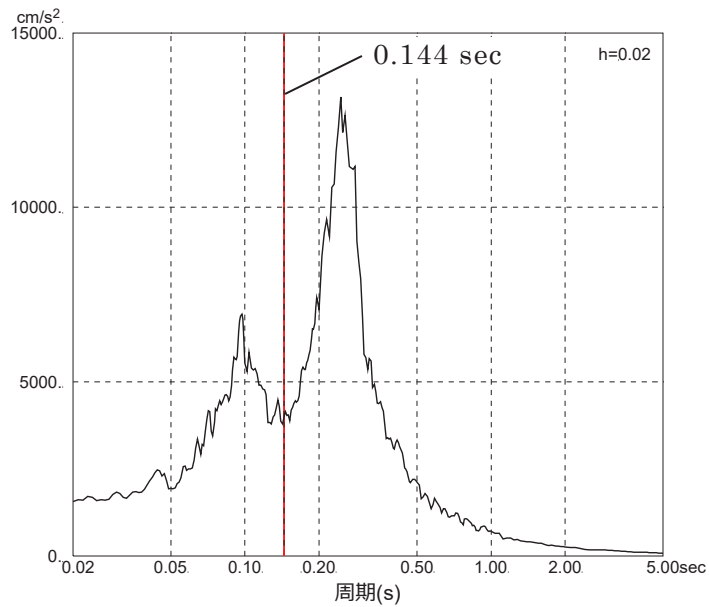
また、参考として屋根トラスの各方向の固有振動数と解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトルの関係を参考 3-2 図に示す。入力地震動の応答スペクトルの卓越振動数は建屋の各方向の 1 次振動数に概ね対応しており、いずれの方向についても屋根トラスの 1 次固有振動数とは離れた振動数となっている。

以上のことから、屋根トラスの応答は、建屋の各方向の 1 次振動数との関連性が小さいため、屋根トラスモデルの固有振動数のうち、応答性状に支配的と考えられる鉛直の 1 次固有振動数 (3.53Hz) に対して減衰定数が $h=2\%$ となる初期剛性比例型減衰を設定することは妥当であると考えられる。

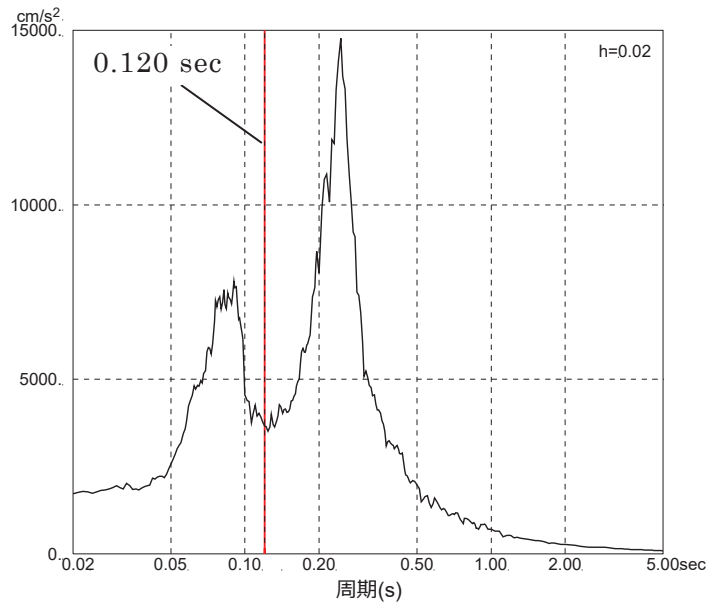
なお、詳細設計においては、必要に応じて初期剛性比例型以外の減衰（例えば鉛直 1 次と 2 次で規定したレイリー減衰）を用いて、高次モードの影響を確認することとする。



参考 3-2 図 (a) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係
鉛直方向



参考 3-2 図 (b) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係
NS 方向

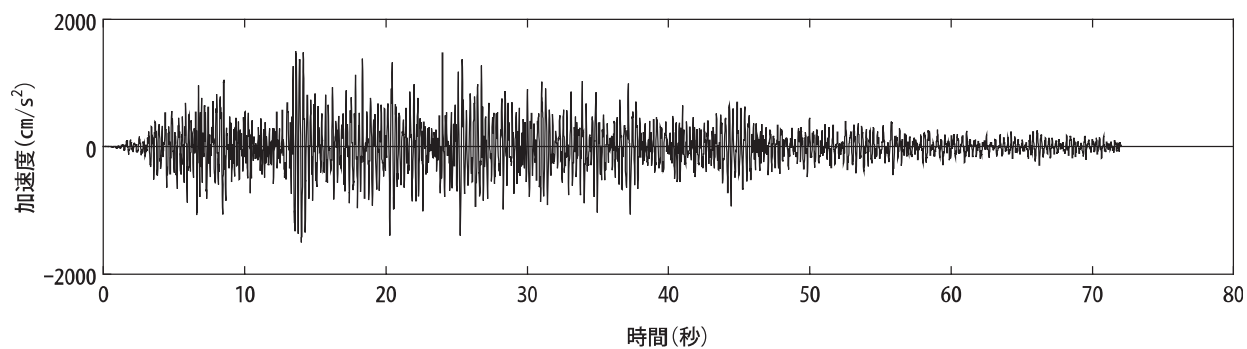


参考 3-2 図 (c) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係
EW 方向

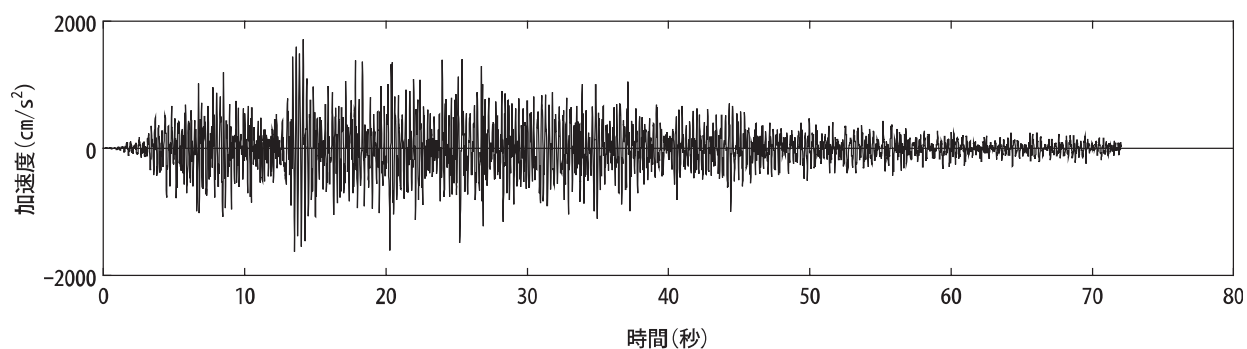
屋根トラスの入力地震動及び固有振動数・固有モードについて

1. 屋根トラスの入力地震動

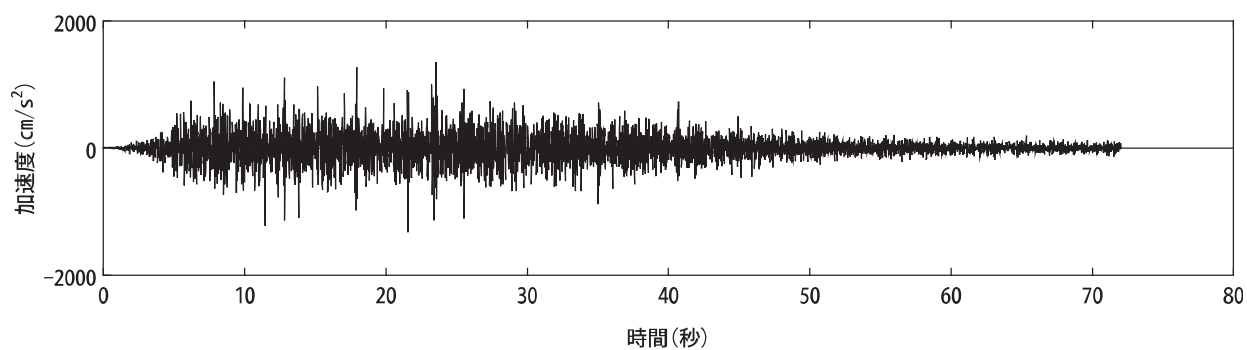
屋根トラスへの入力として用いている入力動（原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる燃料取替床レベル（0. P. 33. 2m）の応答結果）の時刻歴波形（暫定応答）について、Ss-D2 を例として参考 4-1 図に示す。地震応答解析を実施する際には、水平、鉛直成分は加速度時刻歴波形を、回転成分は回転変位時刻歴波形を入力している。



(a) 南北方向 (水平)

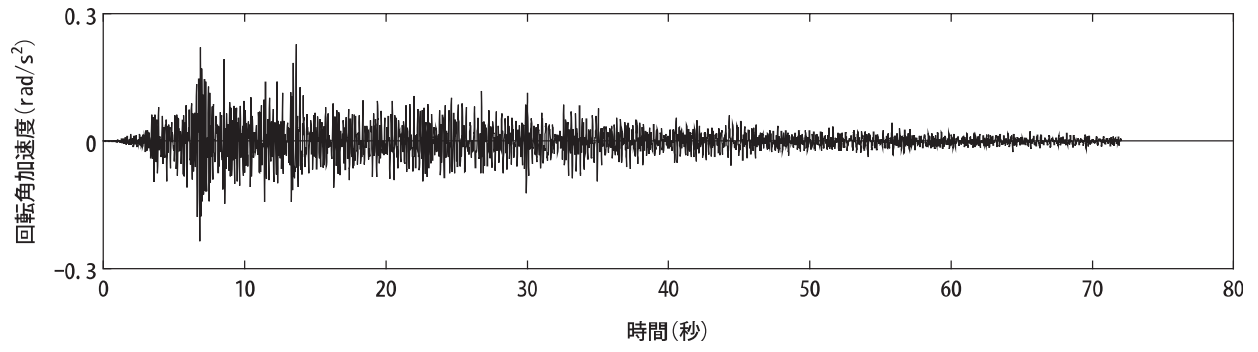


(b) 東西方向 (水平)

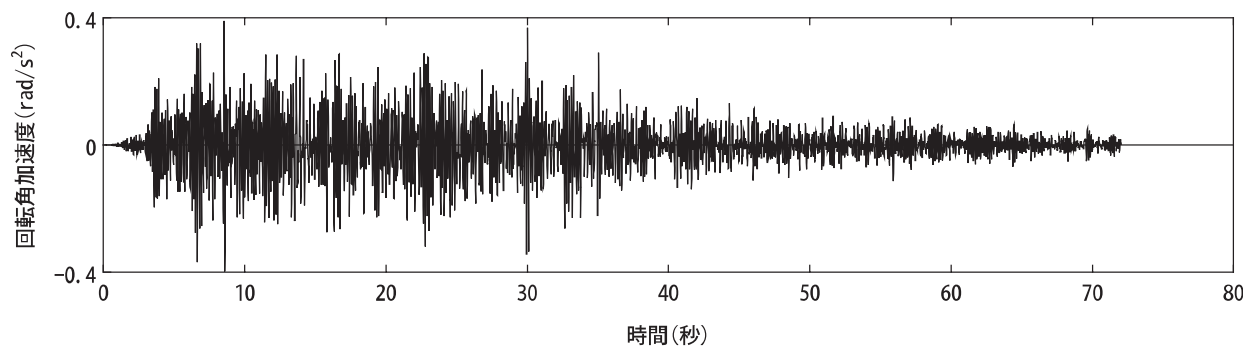


(c) 鉛直方向

参考4-1図(1) 入力動の時刻歴波形
(加速度, 水平, 鉛直成分)



(a) 南北方向 (回転)



(b) 東西方向 (回転)

参考4-1図(2) 入力動の時刻歴波形
(加速度, 回転成分)

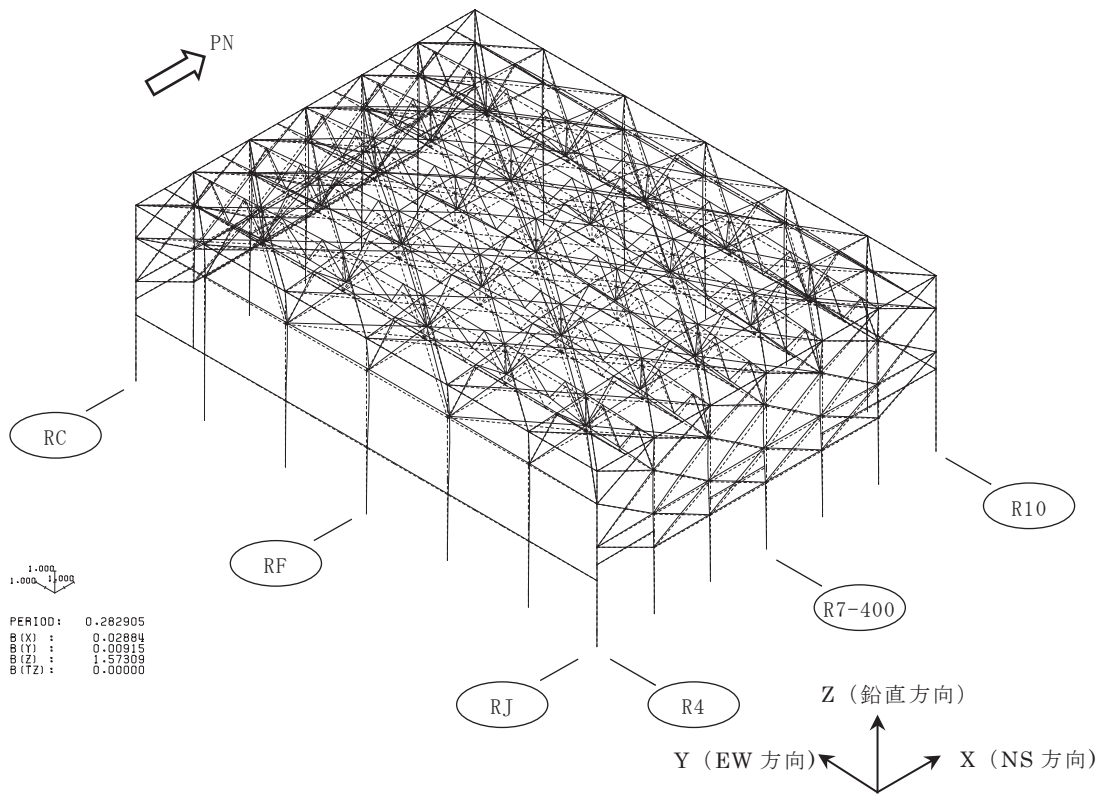
2. 屋根トラスの固有値解析結果

屋根トラスの暫定の固有値解析結果を参考 4-1 表および参考 4-2 図に示す。

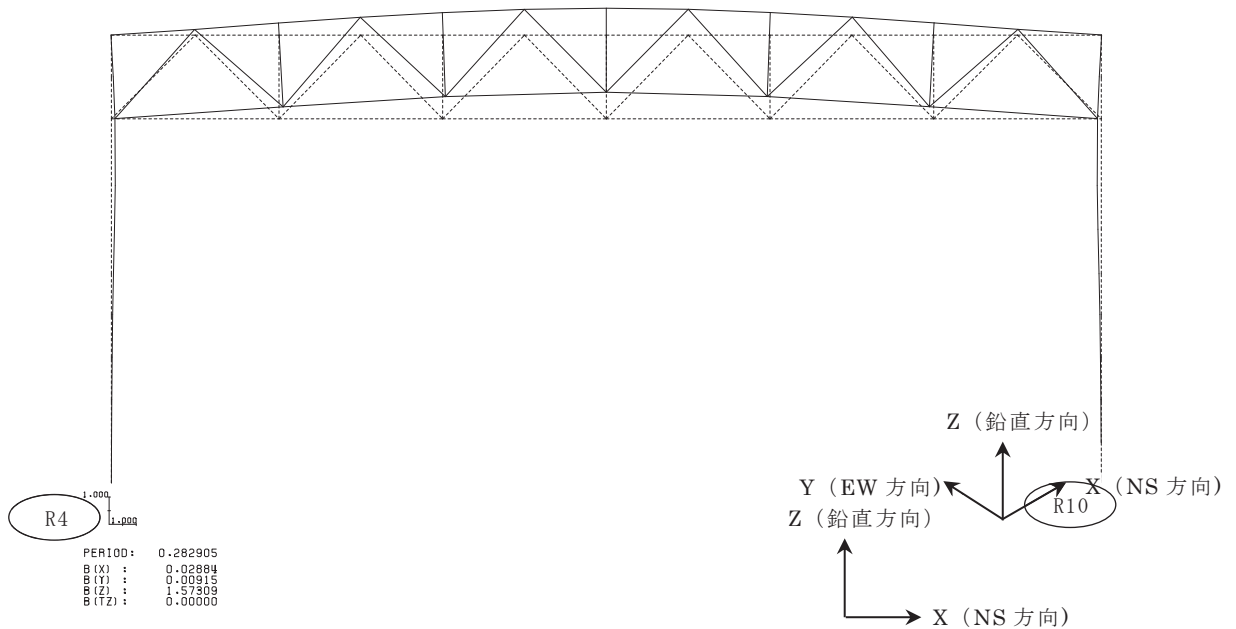
1 次固有振動数は鉛直方向で 3.53Hz, 水平方向で 6.94Hz (NS 方向), 8.34Hz (EW 方向) となる。

参考 4-1 表 固有値解析結果

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数			備考
			NS方向 (X)	EW方向 (Y)	鉛直方向 (Z)	
1	3.53	0.283	0.029	0.009	1.573	鉛直方向1次
41	6.94	0.144	-4.144	-0.096	-0.046	N S 方向1次
44	7.26	0.138	-1.398	0.167	1.419	鉛直方向2次
49	7.37	0.136	1.974	0.269	-1.178	鉛直方向3次
65	8.34	0.120	-1.171	-7.892	0.185	E W 方向1次

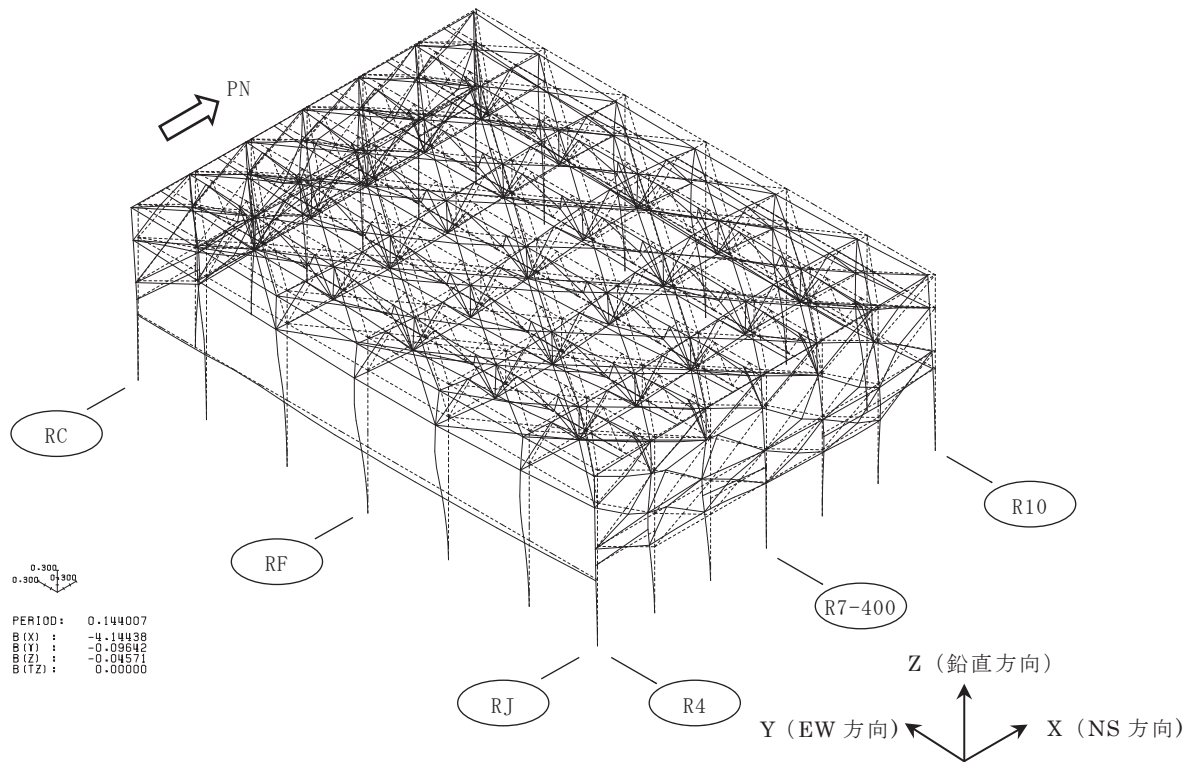


(a) 全体

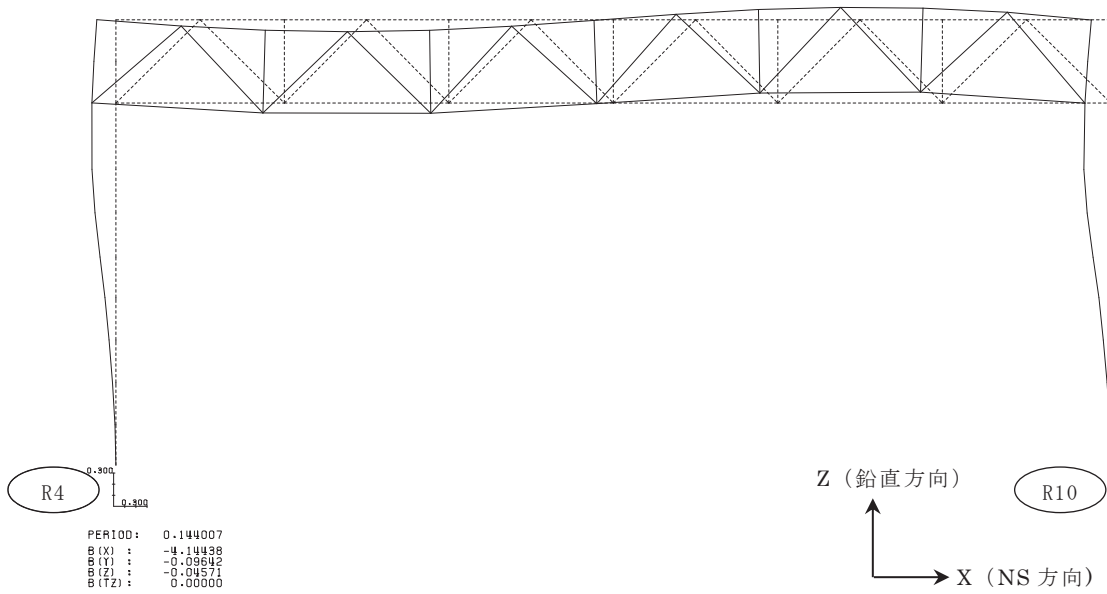


(b) 主トラス構面 (RF 通り)

参考 4-2 図 (1) 固有モード図(全体 1 次 : 屋根の鉛直 1 次)

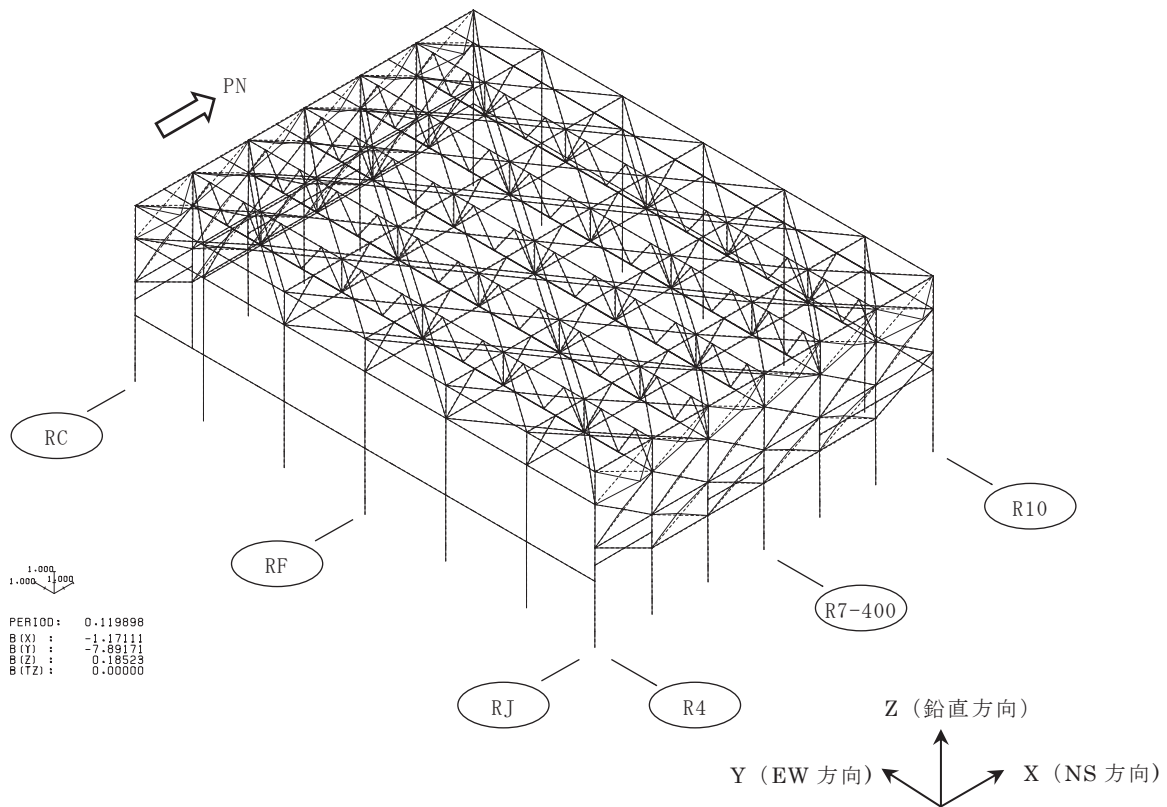


(a) 全体

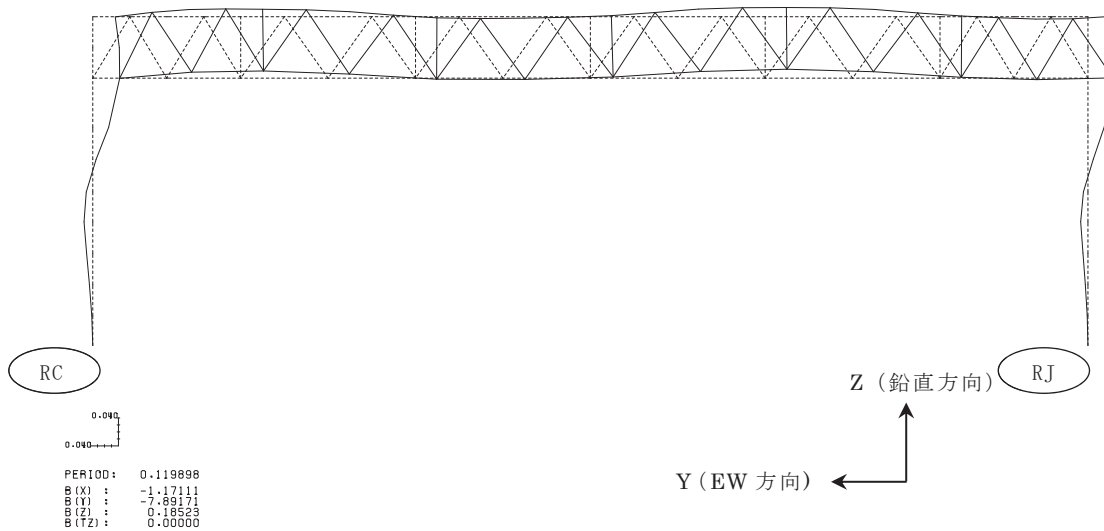


(b) 主トラス構面 (RF 通り)

参考 4-2 図 (2) 固有モード図(全体 41 次 : NS 方向水平 1 次)



(a) 全体



(b) サブトラス構面 (R7-400 通り)

参考 4-2 図 (3) 固有モード図(全体 65 次 : EW 方向水平 1 次)

3. 屋根トラスの耐震評価の見通し

屋根トラスの主要部材については、概ね弾性範囲となる見込みであるが、詳細設計段階（工認）で一部の部材が弾性範囲を超える場合については、別途詳細な検討をしていく。

原子炉建屋基礎版の
応力解析モデルへの弾塑性解析の適用

目 次

1. 概要
2. 原子炉建屋基礎版の概要
 - 2.1 原子炉建屋基礎版の構造概要
 - 2.2 基礎版における地震観測
3. 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異に対する扱い
 - 3.1 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について
 - 3.2 既工認との差異の扱い
4. 弾塑性解析採用の論点に対する対応について
 - 4.1 弾塑性解析を採用する目的とその効果
 - 4.2 弾塑性解析を採用するに当たっての具体的論点
5. 材料構成則の適用性・妥当性について
 - 5.1 コンクリート（引張側）
 - 5.2 コンクリート（圧縮側）
 - 5.3 鉄筋（引張側，圧縮側）
6. 既往研究に基づく弾塑性解析の妥当性・適用性
7. まとめ

添付 1 CCV 規格等における許容限界設定の考え方について

参考資料 1 2号炉原子炉建屋 地震計配置

参考資料 2 基礎版のモデル化の考え方について

1. 概要

2号炉原子炉建屋等の基礎版の応力解析においては、既工認では弾性解析を採用しているが、今回工認では弾塑性解析を採用する予定である。

本資料は、基礎版の3次元弾塑性解析の妥当性・適用性について説明するものである。

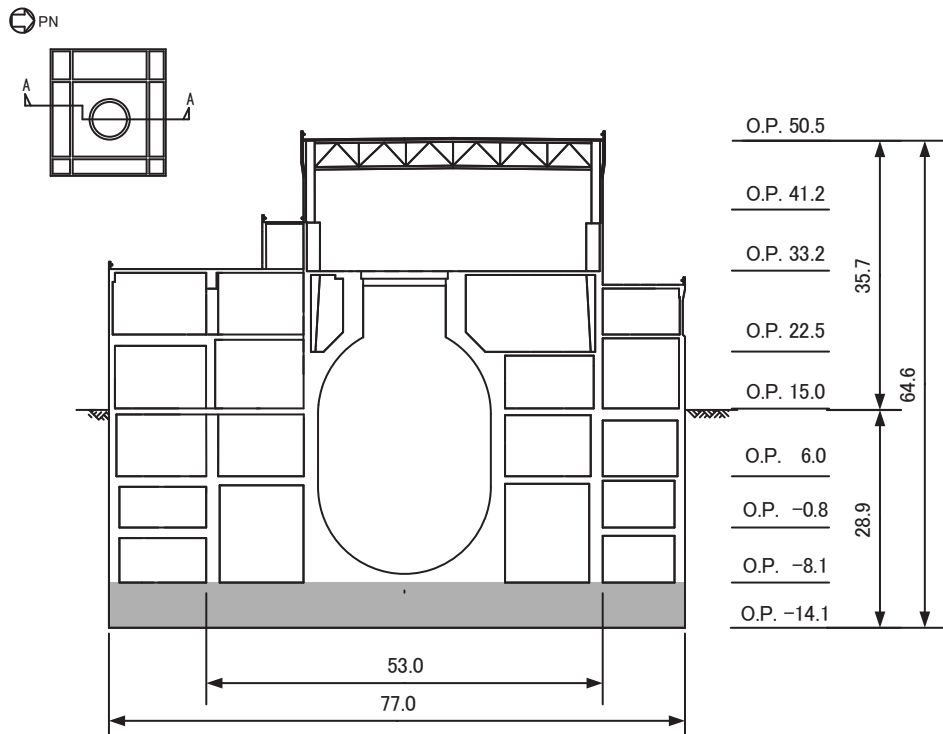
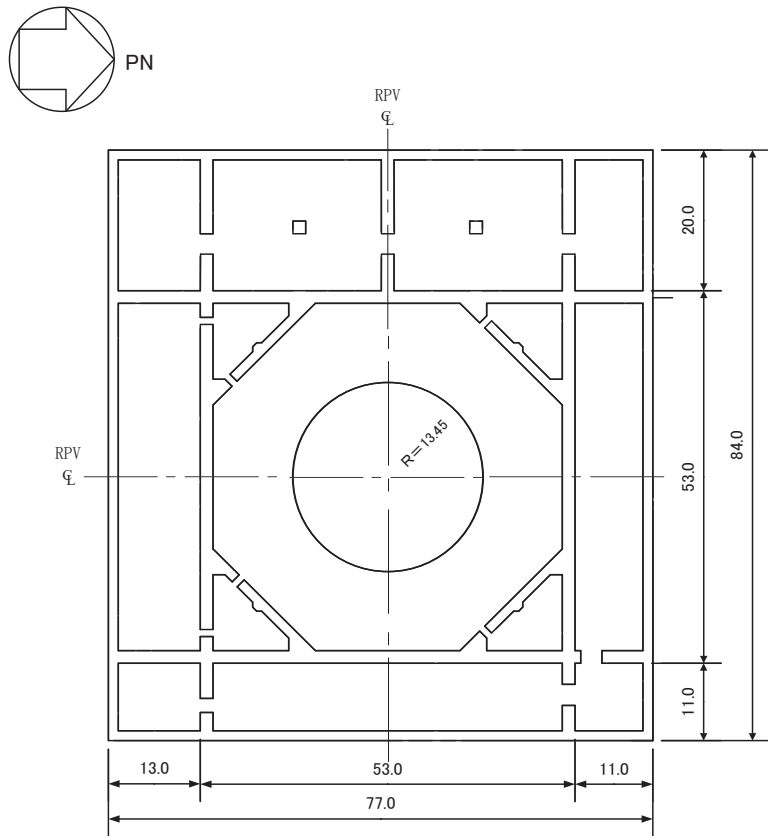
2. 原子炉建屋基礎版の概要

2.1 原子炉建屋基礎版の構造概要

基礎版は厚さ 6.0m の鉄筋コンクリートの平板であり、外部ボックス壁、内部ボックス壁、火打ち壁、シェル壁、RPV ペデスタル等から伝わる上部構造物や機器配管系の荷重を支持する部材である。第 2-1 図に基礎版の概要を示す。

2.2 基礎版における地震観測

基礎版上には地震計を複数設置し地震観測を実施しており、東北地方太平洋沖地震等の観測記録が得られている。解析モデルの策定に当たっては、これらの記録の分析結果を考慮する。



第 2-1 図 基礎版の概要 (単位:m)

3. 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異に対する扱い

3.1 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について

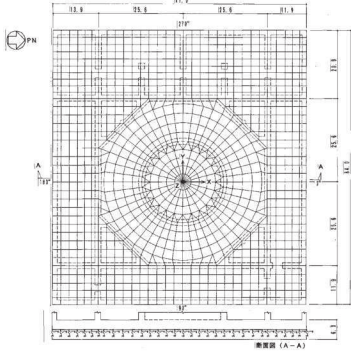
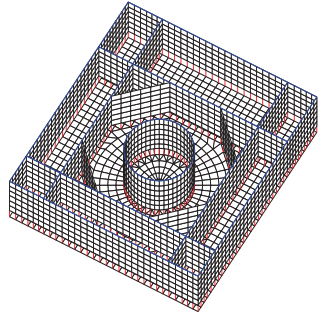
既工認で採用した基礎版の解析モデルと今回工認で採用する予定の解析モデルとの差異を整理し、論点となり得る項目を整理する。

既工認における基礎版の解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を第 3-1 表に示す。また、今回工認で採用予定の解析モデルの境界条件、拘束条件を第 3-2 表、第 3-1 図に示す。

第 3-1 表で整理したとおり、既工認と今回工認ともシェル要素による FEM モデルを基本としているが、解析モデルとして、今回工認では応力解析に弾塑性解析を採用することに加え、以下の 2 点に差異がある。

- (1) 一部耐震壁をシェル要素でモデル化すること
- (2) コンクリートの物性値（ヤング係数，ポアソン比）

第 3-1 表 応力解析モデル及び手法の比較（基礎版）

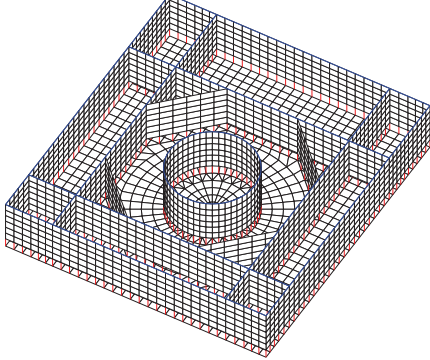
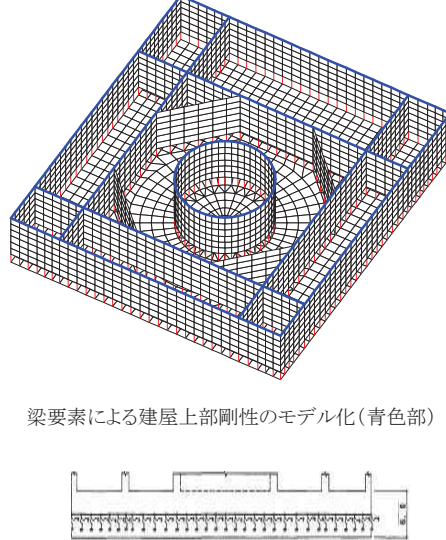
項目		既工認時	今回工認時
解析手法		・弾性地盤上に支持された厚さ6.0mの一枚の版として有限要素法により解析する。	・同左
解析コード		・NASTRAN	・ABAQUS ^{※1}
荷重		・固定荷重, 機器配管荷重, 積載荷重, 地震荷重(S2), 土圧等	・固定荷重, 機器配管荷重, 積載荷重, 地震荷重(Ss), 土圧等
モデル化	モデル化範囲	・基礎版全体をモデル化する。従って、モデルの大きさは外壁の最外端までの77.0m(NS) × 84.0m(EW)となる。	・同左
	メッシュサイズ	・モデル全体で概ね1～3m程度	・同左
	要素タイプ	・基礎版全体をシェル要素でモデル化する。 ・外部、内部ボックス壁、火打ち壁、シェル壁等の剛性の高い壁は、等価な剛性を考慮した梁要素でモデル化する。	・同左 ・地下部分の一部はシェル要素でモデル化し、壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮する。
材料物性		・コンクリートのヤング係数 $E=2.7 \times 10^9 \text{ t/m}^2$ ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.167$	・コンクリートのヤング係数 $E=2.51 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ^{※2} ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$ ^{※2}
評価方法	応力解析	・弾性解析 (機能維持) 部材に発生する応力が許容限界を超えないことを確認する。接地圧が地盤の許容支持力度を超えないことを確認する。	・弾塑性解析 ^{※1} (機能維持) 部材に生じる応力、ひずみが許容限界を超えないことを確認する。 ^{※3} 接地圧が地盤の許容支持力度を超えないことを確認する。
	許容限界		
モデル		<p>基礎版より立ち上がっている耐震壁はその剛性を考慮して線材としてモデル化、底面には支持地盤と等価な弾性ばねをモデル化</p> 	<p>基礎版より立ち上がっている耐震壁はその剛性を考慮してシェル要素および梁要素でモデル化、底面には支持地盤と等価な弾性ばねをモデル化</p> 

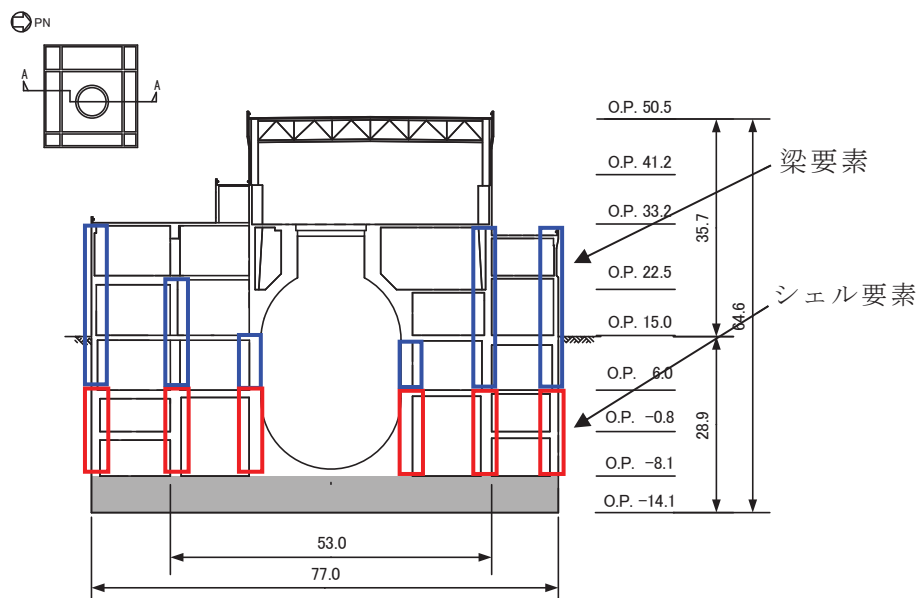
※1：終局強度設計の許容値に基づく評価を実施することとした。

※2：コンクリートのヤング係数およびポアソン比は、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説・許容応力度設計法-1999」による計算式に基づく値を用いる。なお、地震応答解析モデルと同様の初期剛性低下については、地震観測記録の分析等を踏まえて、その影響を考慮することとする。

※3：許容限界についてはCCV規格等によるものとし、設定の考え方については添付1に示す。

第 3-2 表 基礎版の応力解析におけるモデル化，境界条件，拘束条件

モデル概要	境界条件, 拘束条件
<p>○モデル化範囲 基礎スラブ, B3F耐震壁, B2F耐震壁, B1F耐震壁, 1F耐震壁, 2F耐震壁</p> <p>○使用要素 シェル要素, 梁要素</p>	<p>本解析モデルではB3FとB2Fの耐震壁をシェル要素でモデル化する。それより上部の耐震壁の剛性はO.P.6.0位置に梁要素でモデル化する。</p> <p>基礎底面各節点にはウインクラー型の地盤ばねと浮上りを考慮するためのGAP要素をモデル化する。</p>
 <p>モデル全体図</p> <p>*青太線は、材料要素を示す。 *赤太線は、剛体を示す。</p>	 <p>梁要素による建屋上部剛性のモデル化(青色部)</p> <p>地盤ばね</p>



第 3-1 図 耐震壁のモデル化範囲

3.2 既工認との差異の扱い

(1) 弾塑性解析の採用

a. 採用目的

応力解析に弾塑性解析を採用することについては、基準地震動 S_s による入力が増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性領域に入ると考えられるため、その塑性域の挙動を適切に評価するために採用するものである。

b. 準拠する規格・基準

女川2号炉原子炉建屋の基礎版に要求される機能は、基準地震動 S_s に対する間接支持構造物としての機能であり、許容限界としては機能維持となる。一方、鉄筋コンクリート造構造物に関する規格である「日本機械学会 発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（以下、CCV規格）」は、基準地震動 S_s に対して主要施設としての機能確保が必要な施設に対する設計規格であるため、女川2号炉基礎版の弾塑性解析はCCV規格に基づき実施する。

c. 主な論点

コンクリートの弾塑性状態における材料構成則（応力-ひずみ関係）の設定方法の妥当性、また、女川の場合、建屋の地震応答解析において認められた初期剛性の低下について、応力解析への反映方法の適切性が論点として整理される。

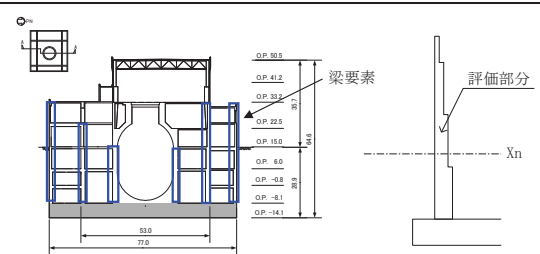
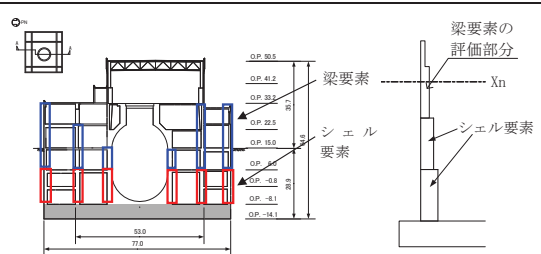
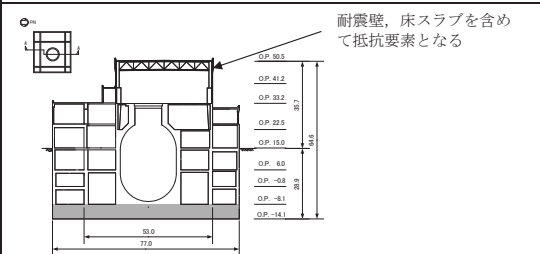
なお、弾塑性解析の採用に当たって解析コードとして「ABAQUS」を採用しているが、汎用の有限要素解析コードであり、ここでは論点として取り上げないこととする。なお、今回工認では、添付資料として「計算機プログラム（解析コード）の概要」を添付し、その妥当性を説明する予定である。

(2) 一部耐震壁のシェル要素でのモデル化

既工認時は、ボックス壁、火打ち壁、シェル壁等の剛性の高い壁を等価な剛性を考慮した梁要素でモデル化している。このうち地下部分の一部をシェル要素でモデル化することは、壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮することであり、より実情に近い構造挙動となるため、本資料における論点としては取り扱わないこととする。

一部耐震壁を梁要素からのシェル要素へ変更した事に伴う解析上の影響について、既工認と今回工認の算定方法を含めて第3-3表に示す。

第 3-3 表 一部耐震壁をシェル要素へ変更した事に伴う解析上の影響

項目	既工認	今回工認	実機の状態（想定される実現象）
上部躯体の剛性	<p>地下3階から地上2階までの外部、内部ボックス壁、火打ち壁、シェル壁等の剛性の高い壁</p> 	<p>同左</p> 	<p>建屋全体として、耐震壁、床スラブも抵抗要素となる</p> 
	<p>要素タイプ</p> <p>モデル化範囲の耐震壁は、等価な剛性を考慮した梁要素でモデル化</p>	<p>地下3階から地下2階までをシェル要素，地下1階より上部は梁要素でモデル化</p>	<p>—</p>
	<p>剛性評価</p> <p>地下3階から地上2階までの壁を対象としたせん断面積，断面二次モーメントから等価な1本の梁要素に置き換えている ⇒拘束効果は実機および今回工認モデルより弱い</p>	<p>地下3階および地下2階は層毎に中立軸に対する曲げ剛性を考慮しており，既工認モデルに比べてより実機の状態に近いモデルとなっている ⇒拘束効果は実機より弱い</p>	<p>床スラブの拘束等により，およそ層毎に中立軸に対する曲げ剛性が働くと考えられ，建屋上部躯体全体として拘束効果を発揮する</p>
土圧に対する挙動	<p>抵抗要素</p> <p>基礎版のみ</p>	<p>基礎版およびシェル要素でモデル化した耐震壁（地下3階および地下2階）</p>	<p>基礎版および地下耐震壁（地下3階から地表まで）</p>
	<p>土圧の負担要素</p> <p>土圧による荷重はすべて基礎版が負担するモデルとなっている。 ⇒実機および今回工認モデルより負担要素は少ない</p>	<p>基礎版に加え直上の2層の耐震壁をモデル化することにより，耐震壁の面外剛性および直交する耐震壁の面内剛性を考慮し，既工認モデルよりも実機に近いモデルとし，荷重を負担させる。 ⇒実機より負担要素は少ない</p>	<p>基礎版に加え地下3階から地表までの3層分の耐震壁および各階の床スラブが荷重を負担する。</p>
<p>基礎版の評価におけるモデル化の特徴および保守性</p>	<p>既工認モデルは当時の計算能力の制約もあり，上部躯体の立体的構造をモデル化しないシンプルなモデルとしているため，モデル化した範囲の荷重を基礎版がすべて負担するモデルとなっている。 このようなモデル化により，基礎版の評価において実挙動に対して保守的なモデルとなっている。</p>	<p>今回工認モデルは基礎版以外の床スラブはモデル化していないため，これらの床スラブを含めた建屋上部躯体全体としての拘束効果は考慮されていない。 このようなモデル化により，基礎版の評価において実挙動に対して保守的なモデルとなっている。</p>	<p>—</p>

(3) コンクリートの物性値（ヤング係数，ポアソン比）

コンクリートの物性値のうち，ヤング係数については，設計基準強度に基づき算定した値を採用する予定である。なお，地震応答解析モデルと同様の初期剛性低下については，地震観測記録の分析等を踏まえて，その影響を考慮することとする。その考え方については4.2にて示す。

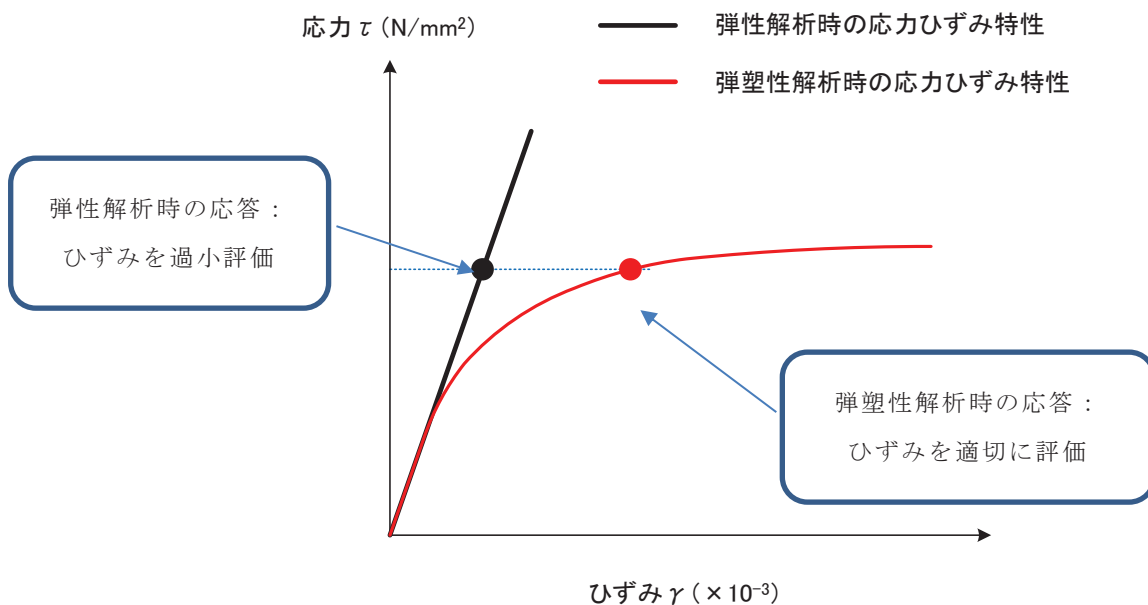
一方，ポアソン比の変更については適用規準を日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説・許容応力度設計法-1999」に見直したことによるものであり，同様の変更については先行審査でも認可実績があり，論点とはならないと考えている。

4. 弾塑性解析採用の論点に対する対応について

4.1 弾塑性解析を採用する目的とその効果

弾性解析と弾塑性解析の応答性状の違いを示した概念図を第4-1図に示す。弾性解析は、どれだけ入力が大きくなっても初期の剛性が維持され続けるという仮定での解析を実施することとなるため、入力レベルが小さい場合は実現象を精度良く再現することができるが、入力の増大により挙動が塑性領域に入るような場合、部材の塑性化により剛性が低下する現象を模擬できない。そのため、実挙動が塑性領域に入る場合に弾性解析を用いると、応力を過大に評価する場合やひずみ（変形量）を過小に評価する場合がある。第4-1図は入力を応力で与える場合の傾向を示しており、入力する応力が大きくなるに従い、ひずみが過小に評価される傾向を示している。

今回工認では、基準地震動 S_s による入力の増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性領域に入ると考えられることから、入力レベルに応じた構造物の挙動を適切に評価することを目的として弾塑性解析を採用することが必要であると判断した。



第4-1図 弾性解析と弾塑性解析の違い（概念図）

4.2 弾塑性解析を採用するに当たっての具体的論点

(1) 材料構成則の妥当性

基礎版の応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点は、既工認で採用していた弾性解析では表現出来ないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動を適切に評価するには、塑性領域を含めた鉄筋及びコンクリートの材料構成則（材料の応力とひずみの関係をモデル化したもの）を適切に設定し解析を実施する必要がある。

今回工認で採用予定の材料構成則を第 4-2 図に示す。ここで、コンクリート（圧縮側）は CEB-FIP^[1]モデル、コンクリート（引張側）は RC 規準^[2]（ひび割れ点の評価）と岡村・出雲モデル^[3]（ひび割れ点以降の引張軟化曲線）、鉄筋（圧縮・引張側）は完全弾塑性型を用いているが、弾塑性挙動へ与える影響が大きいため、その設定の妥当性・適用性については十分に確認する必要があると判断し、「材料構成則の設定の妥当性」を弾塑性解析採用に当たっての論点として位置づけ、その妥当性・適用性を検討することとする。

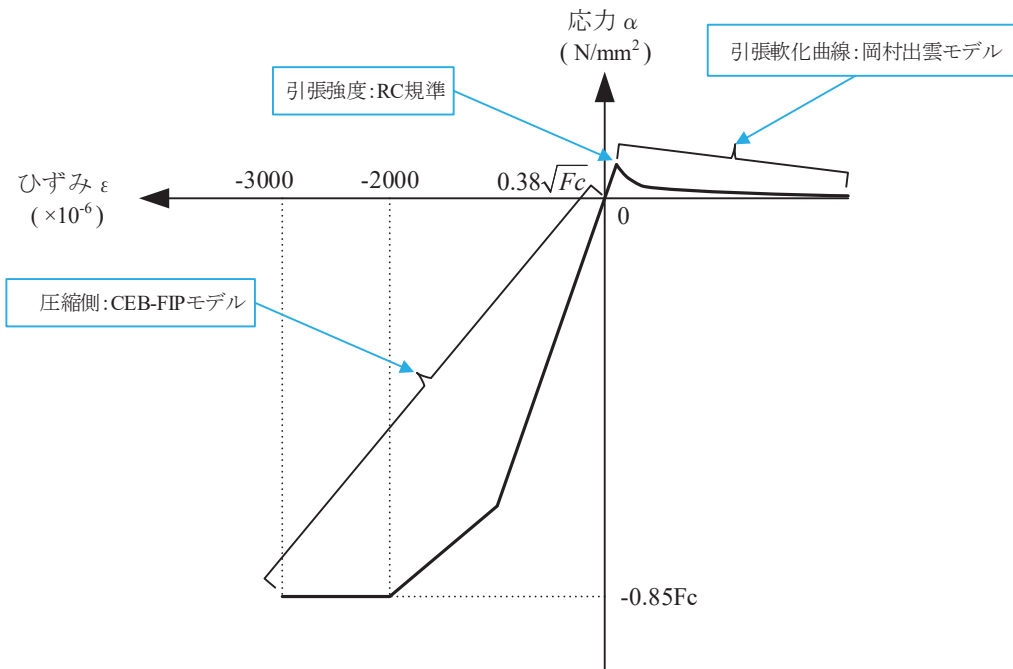
(2) 鉄筋コンクリート構造物の初期剛性低下

東北地方太平洋沖地震に対する女川 2 号炉原子炉建屋のシミュレーション解析では、耐震壁の初期剛性を低下させることにより観測記録との整合性が図られており、その傾向を基礎版の弾塑性解析にも適用する。

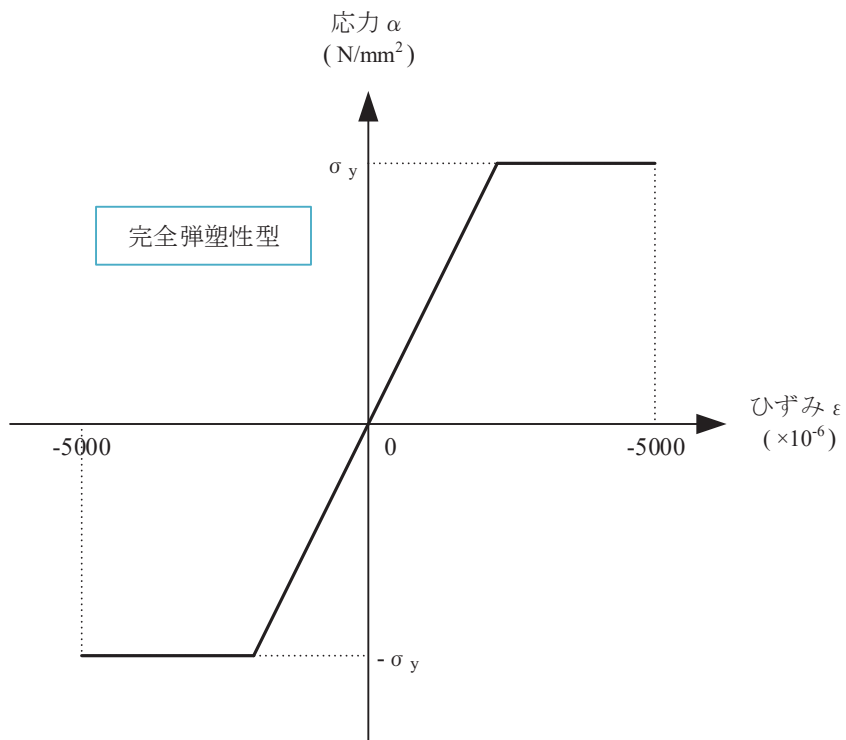
具体的には、以下の解析を実施する。

- ・基礎版の弾塑性解析では、基礎版の剛性を低下させた解析が、低下させない解析と比較し、必ずしも全てのメッシュが安全側に評価される訳ではないことから、解析としては基礎版の初期剛性を既工認と同様に設計基準強度ベースで評価したケースと、それから更に初期剛性低下を考慮したケースの 2 ケースを実施する。
- ・東北地方太平洋沖地震に関する点検・解析結果では、基礎版には地震によるひび割れは発生していないことを踏まえ、既工認と同様に設計基準強度ベースで剛性を評価したケースを基本ケースとし、更に初期剛性を低下させるケースは不確かさケースとして扱う。
- ・不確かさケースに用いる初期剛性の低下量については、基礎版上に設置されている地震観測記録の分析を踏まえ設定する。材料構成則への反映方法は、コンクリートの材料構成則の初期剛性を低下させることとし、圧縮側も引張側も同じ値で低下させることとする。
- ・壁部分については、剛性低下を考慮する。剛性低下の設定については、シェル要素についてはコンクリートの材料非線形特性を補正してモデル化し、梁要素については上部耐震壁の剛性低下に整合するよう軸剛性と曲げ剛性を補正する。その低下量は地震応答解析と整

合する値を考慮する。補正の考え方を第 4-3 図，第 4-4 図に示す。



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係

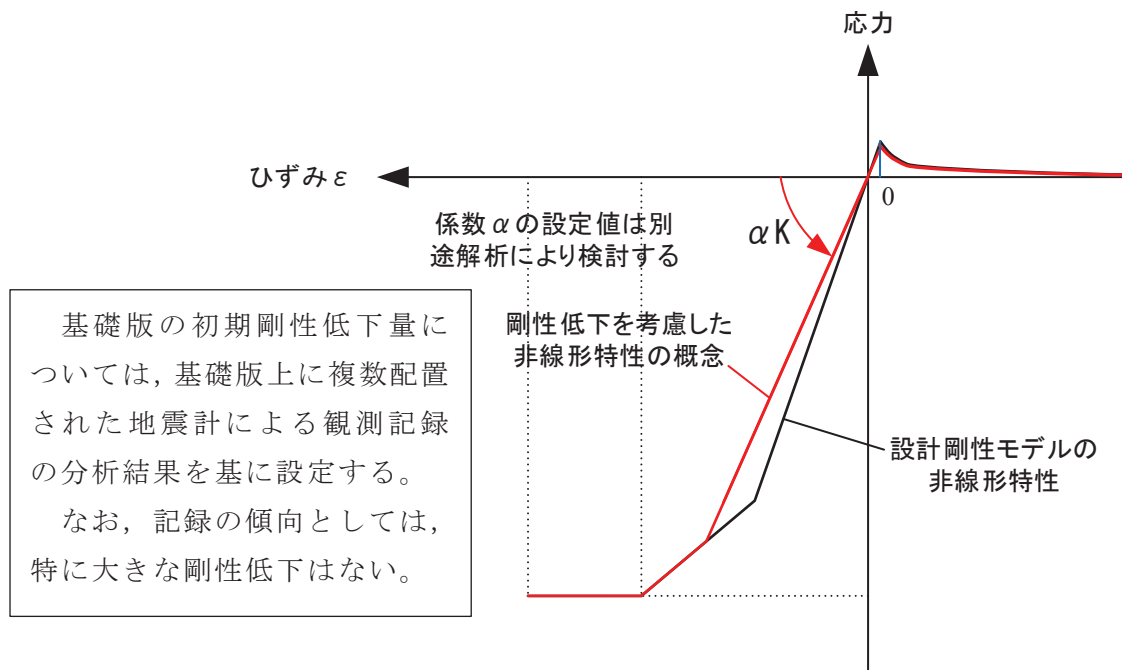


(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係

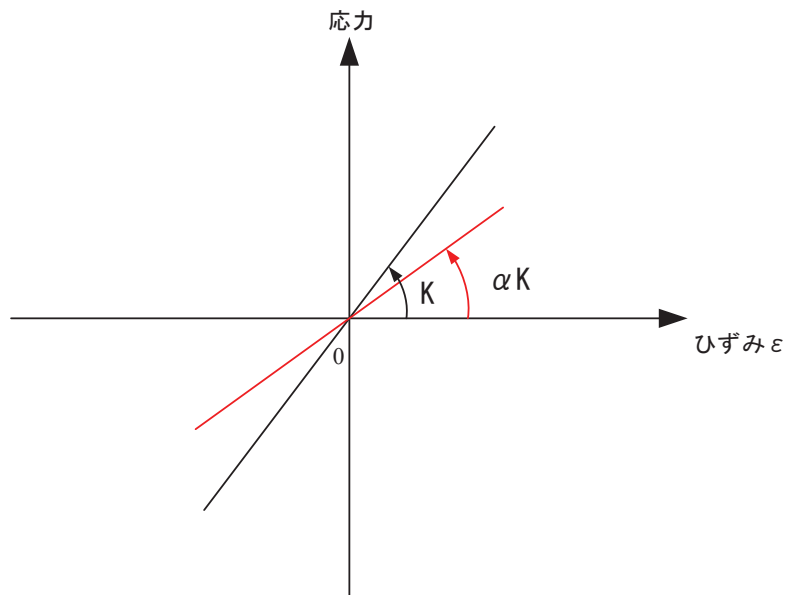
F_c :コンクリートの設計基準強度, σ_y :鉄筋の降伏強度

第 4-2 図 採用予定の材料構成則

4 条-別紙 14 - 13



第 4-3 図 基礎版およびシェル要素の耐震壁の剛性低下の考え方
 (コンクリートの非線形特性を補正する)



第 4-4 図 梁要素の耐震壁の剛性低下の考え方
 (軸剛性および曲げ剛性を個別に補正する)

5. 材料構成則の適用性・妥当性について

基礎版の応力解析では、基準地震動 S_s による外力の増大に伴い、鉄筋コンクリート部材の塑性化が想定されることから、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動を踏まえた適切な評価を実施するために弾塑性解析を採用する予定である。その中でも適用した材料構成則が弾塑性挙動に直結する項目であることから、弾塑性解析を採用する上での論点として位置づけ、以下で設定に当たって適用した文献の内容を整理し、その妥当性・適用性を検討する。

5.1 コンクリート（引張側）

コンクリートの引張側の材料構成則のうち、ひび割れが発生するまでのコンクリートの剛性は圧縮側の初期剛性と同様の値とし、引張強度については、RC 規準^[2]における曲げひび割れ時のコンクリート引張強度に関する記載である(5.1)式を参考に、その下限値を設定している。なお、RC 規準は、既工認でも適用実績のある規格規準である。

$${}_c\sigma_t = (0.38 \sim 0.75) \sqrt{\sigma_B} \quad (5.1)$$

${}_c\sigma_t$: コンクリートの引張強度

σ_B : コンクリートの圧縮強度

また、ひび割れ発生後は応力再配分により力の大部分は鉄筋が負担することとなるものの、実現象としては、鉄筋とコンクリート間の付着によりひび割れ後のコンクリートも構造全体に生じる応力の一部を負担することから、ひび割れ後の性状を考慮するために、ひび割れ点以降のコンクリートの構成則として引張軟化曲線を定義している。引張軟化曲線としては、弾塑性解析で使用する計算機コード「ABAQUS」で、各種実験結果との対応が良いことが確認されている岡村・出雲モデル^[3]を採用する予定である。

岡村・出雲モデルは、既往文献における知見を参照して設定した項目であり、既工認で適用実績がないため、以下で、モデルの概要（モデルが提唱された論文における妥当性検証の内容含む）について整理した上で、既往の検討例を整理することにより基礎版の弾塑性解析への適用性を検討する。

(1) 岡村・出雲モデルの概要

岡村・出雲モデルは、文献^[3]に示されるコンクリートの引張軟化曲線であり、ひび割れた鉄筋コンクリートの引張軟化曲線を評価する際に設定する。鉄筋に関係なく、ひび割れ後のコンクリートの平均応力-平均ひずみの関係を与えているのが特徴であり、下記の式により表現される。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (5.2)$$

σ_t : ひび割れと直角方向のコンクリートの平均引張応力

f_t : 2軸応力下のコンクリートの引張強度

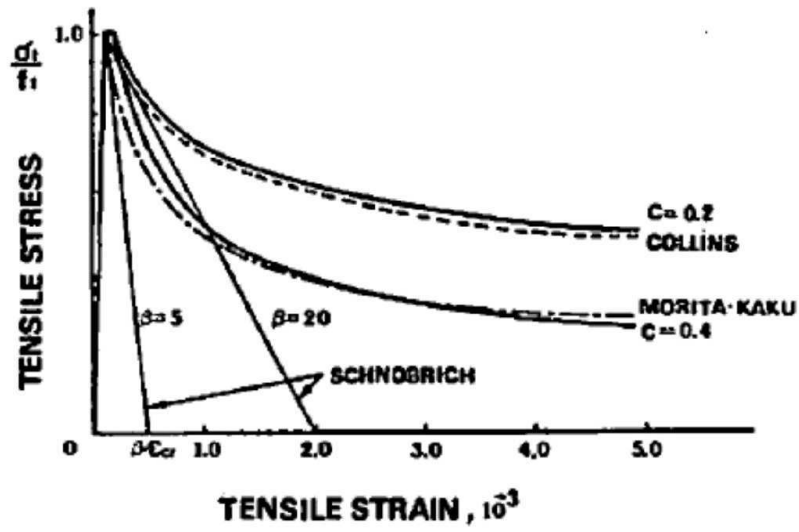
ε_{cr} : ひび割れ発生時の平均引張ひずみ

ε_t : ひび割れと直角方向の平均引張ひずみ

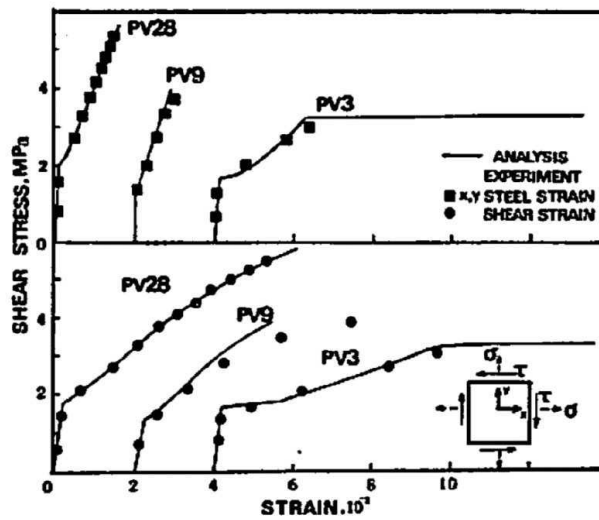
c : 付着性状を表すパラメータ

本モデルの妥当性については、原論文においても既往の実験結果との比較により検証されているため、以下ではその概要について記載する。

原論文では、(5.2)式を用いることで既往の実験 (Collins-Vecchio の実験^[4]、森田・角の実験^[5]) から求められたコンクリートの平均応力-平均ひずみ曲線をほぼ再現できることを確認している (第 5-1 図)。ここで、付着性状を表すパラメータ c としては、鉄筋として溶接された金網を用いた Collins-Vecchio の実験^[4]では $c=0.2$ 、異形鉄筋を用いた森田・角の実験^[5]は $c=0.4$ が採用されている。また、ひび割れ後のコンクリートの構成則として (5.2)式を用いた検討を実施し、既往の実験時の挙動を再現できるかを確認している。ここでは、既往の実験 (Collins-Vecchio の実験^[4]及び青柳・山田の実験^[6]) からコンクリートの引張剛性の影響を受ける供試体を選定し、鉄筋コンクリート部材の挙動 (せん断ひずみ、鉄筋のひずみ) が実験値とよく一致する結果となることを確認している (第 5-2 図)。このことから岡村・出雲モデルがひび割れ後の挙動をよく表現できるモデルであるとしている。



第 5-1 図 岡村・出雲モデルと他のモデルとの比較 ([3]より引用)



第 5-2 図 コンクリート引張剛性モデルの検証結果 ([3]より引用)

(2) 解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例

日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」^[7]には、基礎版の応力解析でも用いる予定の解析プログラム「ABAQUS」を使用した解析例が示されている。

ここでもコンクリートの引張軟化曲線として岡村・出雲モデルを用いた検討例が示されており、既往の試験結果と解析結果との対応が良好であることが確認されている。

本文献においては、簡易要素ベンチマークテスト、梁せん断試験、床曲げ試験の検討例が示されている。以下にその概要を述べる。

梁せん断破壊試験については、既往の文献^[8]に示される試験体を模擬して、試験体中央部に鉛直方向単調荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである(第5-3図)。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

鉄筋コンクリート床の曲げ破壊試験については、既往の文献^[9]に示される試験体を模擬し、荷重積載部に鉛直方向単位荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである(第5-4図)。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

また、弾塑性解析による既往の検討^{[10][11]}では、基礎版をシェル要素でモデル化した場合の面外せん断変形時の応力分布性状に関する比較検討を行っており、AIJ指針、道路橋示方書、鉄道構造物等設計標準、Eurocodeに記述されている柱・梁部材の塑性ヒンジ領域の長さや部材せいの関係に概ね整合する解析結果が得られることを示している(第5-5図)。

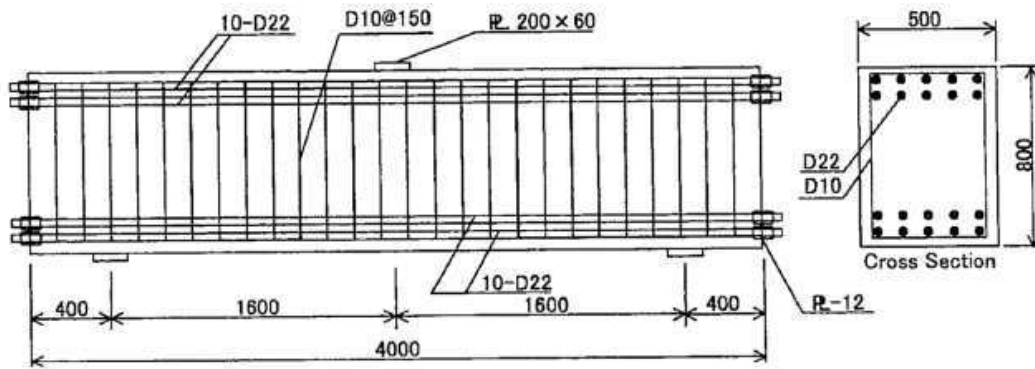


図-4.3.9 試験体諸元 (単位: mm)

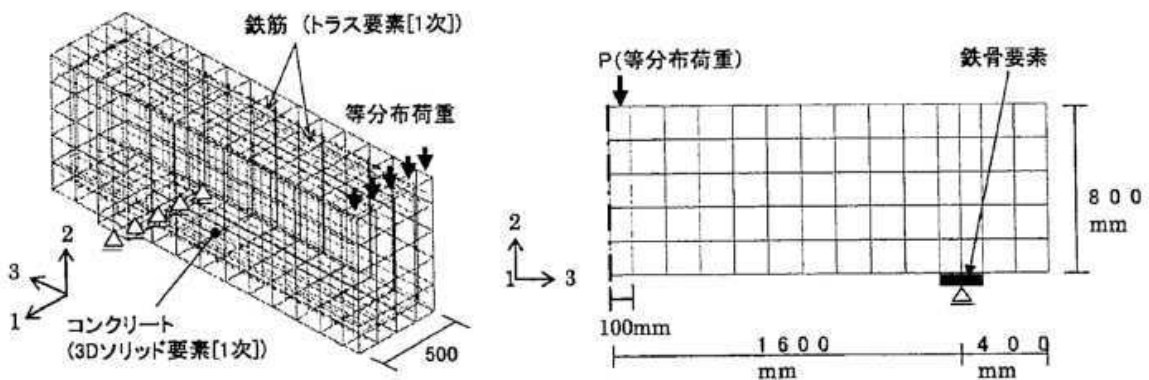


図-4.3.10 解析モデル

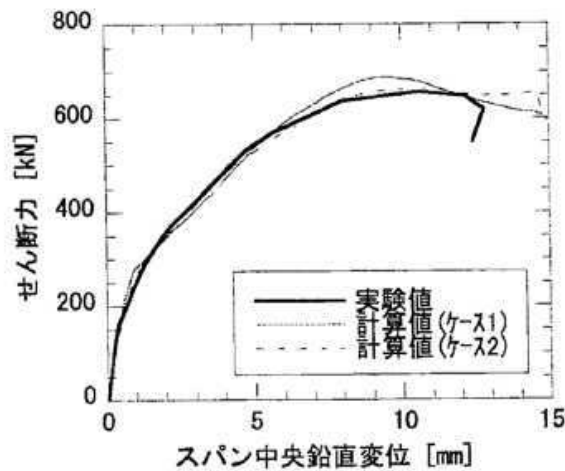


図-4.3.11 せん断力-スパン中央鉛直変位関係

第 5-3 図 梁せん断破壊試験に基づく検証結果 ([7]より引用)

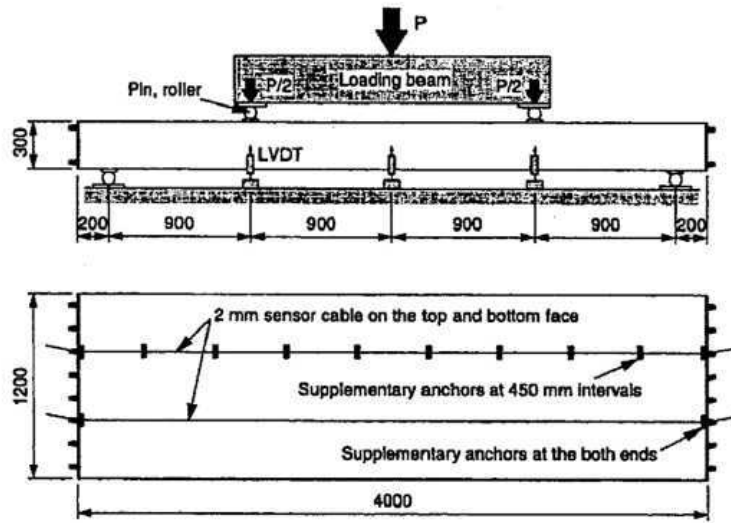


図-4.3.12 試験体諸元

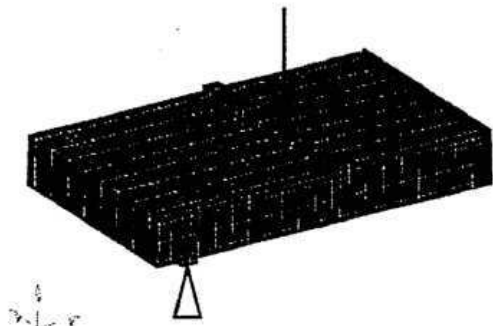


図-4.3.13 解析モデル

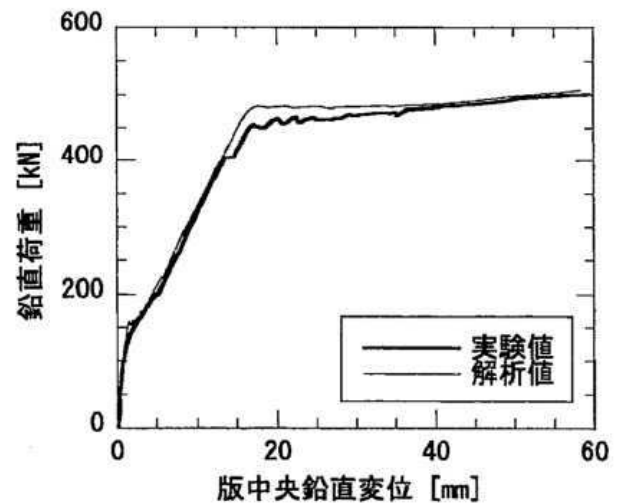


図-4.3.14 鉛直荷重—版中央鉛直変位関係

第5-4図 鉄筋コンクリートの曲げ破壊試験に基づく検証結果
([7]より引用)

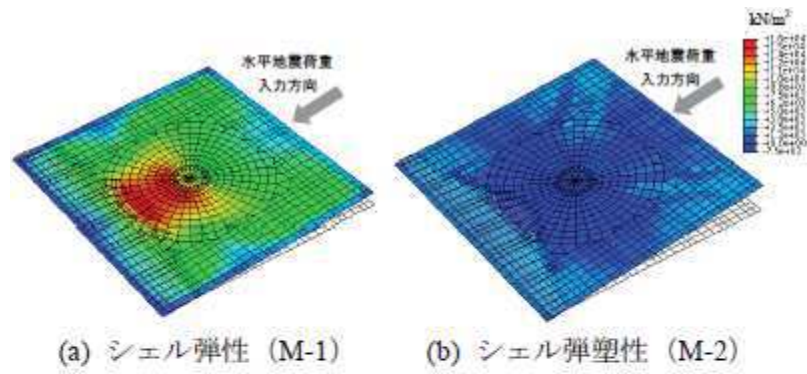


図-5 基礎スラブコンクリート部の最大主応力分布

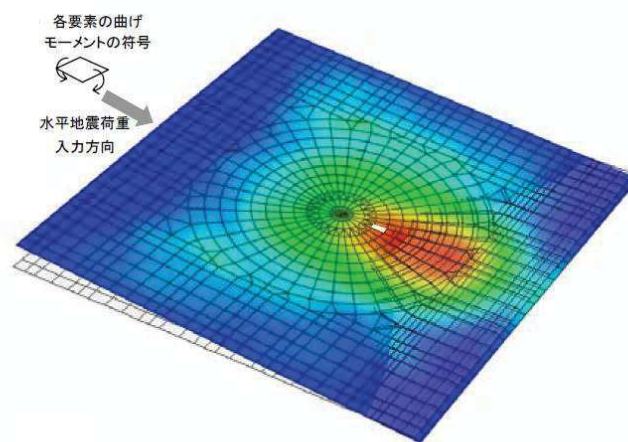


図-3 弾塑性解析 (M-2) による曲げモーメント分布

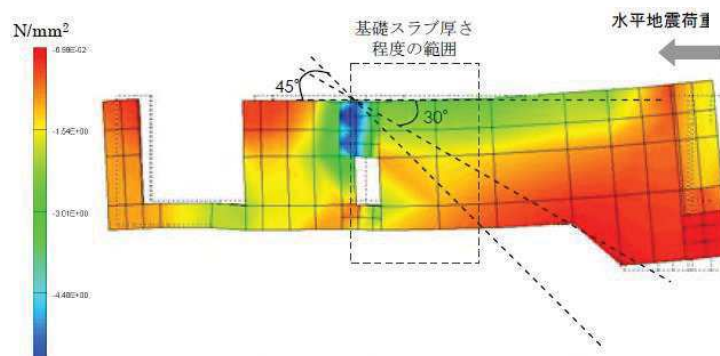


図-6 最小主応力分布 (弾性解析、Q-1)

第 5-5 図 弾塑性解析による既往の検討例
([10], [11]より引用)

(3) 岡村・出雲モデルの基礎版応力解析への適用性について

岡村・出雲モデルは、提案時より既往の複数の実験結果を用いて妥当性が十分に検証されていることから、3次元 FEM モデルによる弾塑性解析を実施する際のコンクリート（引張側）の構成則（引張軟化曲線）として、採用することは妥当であると考えている。

5.2 コンクリート(圧縮側)

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、CCV 規格の図 CVE3511.2-1 を参考にした上で、パラボラ型の応力歪み曲線を想定するに当たって標準的な CEB-FIP Model Code^[1]に基づき設定している。

CEB-FIP Model Code におけるコンクリート(圧縮側)の構成則は以下の(5.3)式により規定されている。なお、(5.3)式に基づく場合、女川2号のコンクリート圧縮強度は 50MPa(N/mm²)以下であるため、終局ひずみは 0.0035 となるが、CCV 規格における終局ひずみは 0.003 であるため基礎版の応力解析で用いるのは 0.003 までの範囲内とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} \left[2\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}\right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}\right)^2 \right] && (\varepsilon_c < \varepsilon_{cl} \text{の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} && (\varepsilon_{cl} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \text{の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0 && (\varepsilon_{cu} < \varepsilon_c \text{の場合}) \end{aligned} \right\} \quad (5.3)$$

ここで $\varepsilon_{cl} = 0.002$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 \quad (f_{ck} \leq 50\text{MPaの場合})$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 \left(\frac{50}{f_{ck}} \right) \quad (50\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 80\text{MPaの場合})$$

σ_{cd} : コンクリートの応力

ε_c : コンクリートのひずみ

ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

f_{cd}, f_{ck} : コンクリート圧縮強度

5.3 鉄筋(引張側, 圧縮側)

鉄筋の非線形特性については、CCV 規格 (CVE-3511.2 の記載) に基づき完全弾塑性型として設定している。このことから、第 4-2 図(b)に示した鉄筋の非線形特性を採用することは妥当であると考えている。

6. 既往研究に基づく弾塑性解析の妥当性・適用性

小柳他が実施した原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討^{[10] [11]}において、基礎版をシェル要素でモデル化した場合とソリッド要素でモデル化した場合の面外せん断変形時の応力分布性状に関する比較検討を行っており、AIJ 指針、道路橋示方書、鉄道構造物等設計標準、Eurocode に記述されている柱・梁部材の塑性ヒンジ領域に関する塑性ヒンジ領域の長さ と部材せい の関係に概ね整合する解析結果が得られることを示している。

解析結果の概要を第 6-1 図および第 6-2 図に示す。

第 6-1 図に示したシェル要素によるモデルでは、曲げモーメントが大きな要素を中心にして、弾性解析と弾塑性解析の曲げモーメント比率の分析から、これらの比率が一定とみなせる範囲を評価している。この結果、基礎スラブ程度の厚さの距離が離れた範囲では応力比率がほぼ一定であり、弾塑性モデルにおいて応力が平均化されていると評価している。

第 6-2 図に示したソリッド要素によるモデルの場合は、基礎版の断面内の応力分布から圧縮ストラット角度を $30\sim 45^\circ$ と評価し、柱・梁部材に関する既往知見と概ね対応することを示している。圧縮ストラット角度から面外せん断力に関する平均化応力の範囲を基礎スラブ厚さの 0.8 倍～1.4 倍、平均的には 1.0 倍程度と想定できると評価している。

これらの文献から、シェル要素によるモデルとソリッド要素によるモデルのいずれのモデルでも面外せん断応力分布と基礎版の厚さの関係として、基礎版の厚さ程度の応力平均化範囲が評価できることを示している。

以上より、シェル要素を用いた弾塑性解析による手法を採用することは妥当であると考えている。

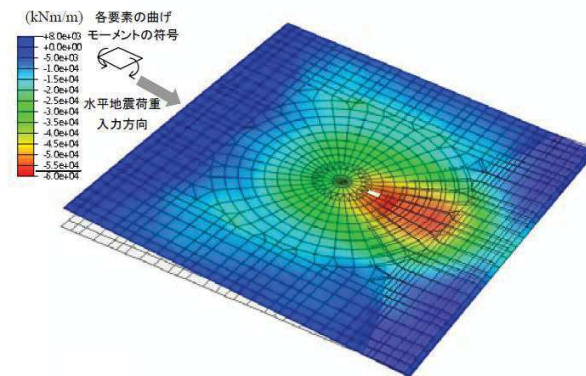


図-3 弾塑性解析 (M-2) による曲げモーメント分布

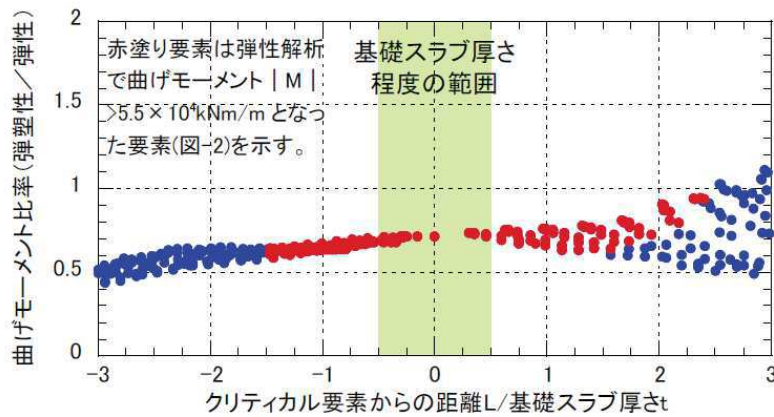


図-4 白塗り要素中心からの距離と曲げモーメント比率

第 6-1 図 シェル要素を用いた基礎版の弾塑性解析結果の概要 (文献 [10])

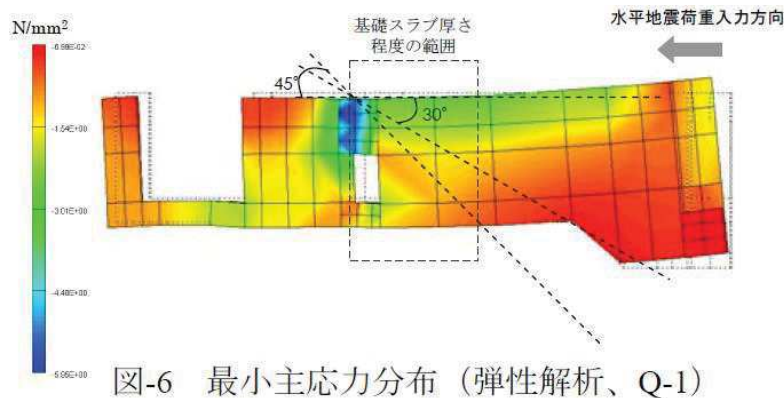


図-6 最小主応力分布 (弾性解析、Q-1)

第 6-2 図 ソリッド要素を用いた基礎版の弾塑性解析結果の概要 (文献 [11])

7. まとめ

基礎版の応力解析で採用予定の解析モデルについて、既工認との手法の差異を整理した。論点として、弾塑性挙動に与える影響が大きい材料構成則（鉄筋、コンクリート）を抽出した。その上で適用文献の内容を整理し、その適用性・妥当性を確認した。

以上より、今回採用予定の応力解析モデルの妥当性を確認した。

<参考文献>

- [1] Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993
- [2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-1999, 1999年
- [3] 出雲, 島, 岡村：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol. 25, No. 9, 1987. 9
- [4] M.P.Collins, F.J. Vecchio: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Toronto, March 1982
- [5] 森田司郎・角徹三：鉄筋コンクリート部材の引張試験による付着効果の研究, セメント技術年報, Vol. 18, pp. 426-430, 昭 39
- [6] 山田一字・青柳征夫：ひび割れ面におけるせん断伝達, 第2回 鉄筋コンクリート構造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp. 19-26, 1983. 10
- [7] 日本建築学会：コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用, 2008年
- [8] Saito, H et al. : Ultimate strength of reinforced concrete members subjected to transient high temperature distribution, Transactions of the 12th international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), Volume H, pp. 31-36, Aug. 1993
- [9] Kumagai, H. et al.: Fiber optic distributed sensor for concrete structures, Proceeding of the 1st fib Congress, Session 15, pp. 179-184, 2002
- [10] 小柳他：原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討（その1）基礎スラブの試解析, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 1039-1040, 2009
- [11] 小林他：原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討（その2）合理的応力評価法（案）, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 1041-1042, 2009

CCV 規格等における許容限界設定の考え方について

CCV 規格等におけるコンクリート及び鉄筋のせん断ひずみ、面外せん断力の許容限界設定の考え方について以下に示す。

1. コンクリート

CCV 規格においてコンクリートのひずみの許容値としては、 $0.003(3000\mu)$ が採用されている。

これは、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」の Chapter 10 Flexural and axial loads の記載に基づき設定されている。

コンクリートのひずみが 3000μ に達した状態は、最大圧縮強度時のひずみ (2000μ 程度) を超えた応力下降域 (軟化域) の状態にあり、若干のひび割れが入っているものの、ある程度の強度を有している状態である。また、一般的に、コンクリートのひび割れは、スリット状ではなく、複雑な形状で生じるため、放射線の低減効果が期待でき、遮蔽性能にあたえる影響は無い。

なお、コンクリートの最大圧縮強度については、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」の Chapter 10 Flexural and axial loads の記載に基づき、 $0.85F_c$ (設計基準強度の 0.85 倍) に制限しており、実際のコンクリートの最大圧縮強度に対して余裕を見込んだ数値が設定されている。

2. 鉄筋コンクリートの面外せん断力

面外せん断力の許容値は、短期許容応力度を基本とし、発生値が短期許容応力度を上回る場合には RC-N 規準(2005)などに記載の荒川平均式を適用する。

なお、荒川平均式を適用した場合における設備の支持性能については、地震によってコンクリートにひび割れが発生した場合の設備への影響を工認段階で詳細な説明を行う。

3. 鉄筋

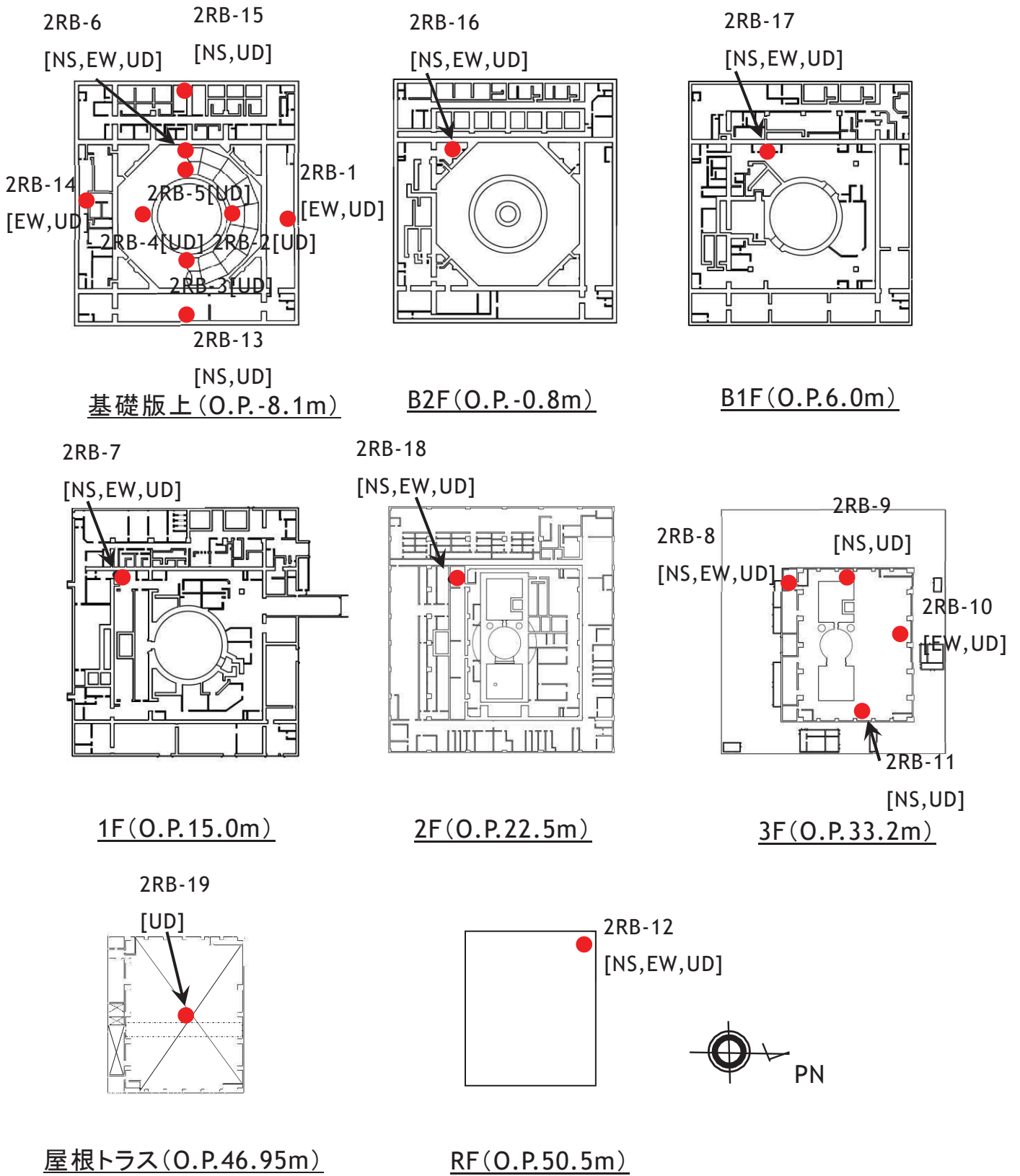
CCV 規格において鉄筋のひずみの許容値としては、 $0.005(5000\mu)$ が採用されている。

鉄筋のひずみを 5000μ とした理由について、CCV 規格の解説に「部材の変形が過大にならないように配慮して定めた」とし、「一般的に多く使用されている SD345 及び SD390 の降伏ひずみ (中略) は 0.0017 及び 0.0019 であり、鉄筋

の最大ひずみはこれら降伏ひずみの 2 から 3 倍程度とした」と記載されている。

一般に、鉄筋のひずみが 5000μ に達した状態は、降伏ひずみの 2~3 倍程度であり、最大引張強度に至るまでには程遠い状態である。また、JIS に示される鉄筋の機械的性質としては、SD345 及び SD390 の場合、伸びが 16~19%(160000~190000 μ) 以上とされており、 5000μ は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

2号炉原子炉建屋 地震計配置



基礎版のモデル化の考え方について

2号炉原子炉建屋の基礎版は厚さ6mの様な厚さの平板形状となっており、シェル要素によりモデル化する。シェル要素を用いたモデル化については、日本建築学会原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の第11条基礎スラブの項にも基礎スラブの形状に応じたモデル化方法としてシェル要素によるモデルが例示されている。

また、小柳他が実施した原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討^{[10][11]}においても、シェル要素を用いた基礎版の弾塑性解析による検討を実施している。そこで得られた知見として、シェル要素を用いた非線形解析でも、ソリッド要素の非線形モデルを用いて評価した場合に確認できる面外せん断力の圧縮ストラットの形成による応力再配分の現象を適切に評価できることを示している。