

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0620-2_改6

補足-620-2 埋め込まれた建屋の表層地盤による影響について

## 目 次

1. 概要.....	1
2. J E A Gの取り扱い及び建屋表層地盤の特徴.....	4
2.1 「J E A G 4 6 0 1-1987」による表層地盤の扱い.....	4
2.2 表層地盤の特徴.....	6
3. 表層地盤の影響に関する設計方針.....	8
4. 今回工認における表層地盤による影響の解析モデルへの反映（原子炉建屋）.....	9
4.1 3.11地震における傾向.....	9
4.1.1 入力地震動評価に関する表層地盤の影響の検討.....	9
4.1.2 自由地盤における表層地盤の非線形化の傾向について.....	15
4.2 既工認における表層地盤の扱い.....	16
4.3 入力地震動に関する検討.....	18
4.3.1 基準地震動 $S_s$ に対する入力地震動評価用地盤モデルの設定概要.....	18
4.3.2 観測記録を用いた入力地震動評価用地盤モデルの検証.....	48
4.3.3 基準地震動 $S_s$ に対する入力地震動評価用地盤モデルの適用性.....	60
4.3.4 表層地盤の影響を考慮した入力地震動評価が建屋応答へ与える影響 （原子炉建屋）.....	73
4.4 埋込み効果（側面地盤ばね）に関する検討.....	81
5. 設計への反映.....	114
5.1 設定した入力地震動評価用地盤モデルの概要.....	114
5.2 建屋の表層地盤による影響を考慮する建屋.....	118
5.2.1 既設建屋.....	118
5.2.2 新設建屋.....	124
6. まとめ.....	125

- 別紙 1 3.11 地震のはざ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（原子炉建屋）
- 別紙 2 自由地盤のはざとり解析用地下構造モデルによる傾向について
- 別紙 3 原子炉建屋の炉心ボーリングの PS 検層及び密度検層結果
- 別紙 4 表層地盤の層境界の設定について
- 別紙 5 敷地における一次元波動論の適用性について
- 別紙 6 表層地盤の層境界に関する検討
- 別紙 7 表層地盤下部の地盤物性の検討
- 別紙 8 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
- 別紙 9 表層地盤上部（O. P. 14. 8m～O. P. 0m）の地盤物性値の設定
- 別紙 10 観測記録を用いた地盤モデルの検証
- 別紙 11 逐次非線形モデルと等価線形モデルによる比較
- 別紙 12 入力地震動評価用地盤モデルの下端深さに関する検討
- 別紙 13 地盤の減衰の設定について
- 別紙 14 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
- 別紙 15 表層地盤による埋込み効果の影響
- 別紙 16 側面地盤ばねの有無が建屋応答に与える影響
- 別紙 17 表層地盤の影響を考慮した入力地震動評価が建屋応答へ与える影響
- 別紙 18 シミュレーション解析による表層地盤の影響確認  
（タービン建屋，第 3 号機海水熱交換器建屋）

- 付録 1 地震計配置図
- 付録 2 今回工認に係る建屋と地盤との接地状況
- 付録 3 逐次非線形解析の概要
- 付録 4 入力地震動評価における補正水平力について
- 付録 5 Novak ばねの概要について

## 1. 概要

本資料は添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」の記載内容を補足するものであり、既工認から変更した表層地盤の影響を考慮した入力地震動の算定等について説明するものである。なお、他の建物・構築物の地震応答計算書の記載内容を共通的に補足する内容についても、本資料で代表し説明する。

女川原子力発電所第2号機の各建屋の既工認においては、深く埋め込まれている建屋であっても表層地盤の影響、すなわち入力地震動に与える影響と埋込み効果（側面地盤ばね）は考慮しない地震応答解析モデルを採用していた。これは、硬質岩盤では「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」による側面地盤ばね（Novak ばね）の評価に課題があることを踏まえ、保守的な評価としていたものである。

建設にあたっては、埋込み効果を考慮しないことから、建屋周囲の埋戻しは掘削土等を使用しており、特に拘束効果は期待できない状況となっている。

今回工認では、原子炉建屋の地震応答解析モデルについて、「J E A G 4 6 0 1-1987」による手法に基づき、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  を基に地盤条件を適切に考慮したうえで、地震応答解析モデルの入力位置で評価した入力地震動を設定することに見直した。一方、埋込み効果については既工認と同じく、その効果を無視することとした。

女川原子力発電所では平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震（以下「3.11地震」という。）や、またその余震である2011年4月7日宮城県沖の地震（以下「4.7地震」という。）等の観測記録が複数の建屋で得られており、記録を用いた検討から、以下の傾向を確認している。

- ① 3.11地震等の記録を用いた原子炉建屋等のシミュレーション解析では、表層地盤の影響を考慮した入力地震動を用いるケース（E+F入力）の方が、解放基盤相当の観測記録（自由地盤のはぎとり波）を直接入力するケース（2E入力）に比べ、より観測記録との整合性が良く、表層地盤が入力地震動に与える影響が確認された。
- ② 一方、埋込み効果については、原子炉建屋のシミュレーション解析では埋込み効果を考慮しないモデルが観測記録と調和的であった。また、建屋全体が埋め込まれている第3号機海水熱交換器建屋では側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮した解析結果は観測記録よりも過大な結果を与えるが、観測記録からは埋込み効果による建屋の応答低減傾向が確認された。

地盤モデルの物性値は、地盤調査結果、建設時の掘削状況及び地震観測記録の分析により設定し、建屋シミュレーション解析で妥当性を確認している。表1-1に埋め込まれた建屋の表層地盤の扱いに関する既工認からの変更点を示す。また、検討全体のフローを図1-1に示す。

ここでは、既工認から変更した表層地盤の影響を考慮した入力地震動の評価及び入力地震動評価用地盤モデルの設定の妥当性、また、埋込み効果の影響について検討する。

表 1-1 埋め込まれた建屋の表層地盤の扱いに関する既工認からの変更点

	既工認	今回工認	変更の適用性	他サイト既工認実績	変更による効果
側面地盤ばねの扱い	非考慮	非考慮	変更無し	女川の今回工認と同じく側面地盤ばねは「非考慮」, 入力地震動算定時の表層地盤の影響は「考慮」のケース有り	大 (応答低減効果)
入力地震動算定時の表層地盤の影響考慮	非考慮 (2E 入力)	考慮 (E+F 入力)	地震観測記録の傾向を反映		
入力地震動の算定方法	—	表層地盤上部の非線形性を考慮した一次元地盤応答解析モデル (逐次非線形解析)	地震観測記録で妥当性を検証	無  (他サイトは 2 次元 FEM モデル (等価線形解析))	小

# 表層地盤が建屋の応答に与える影響を考慮した地震応答解析モデルの策定概要

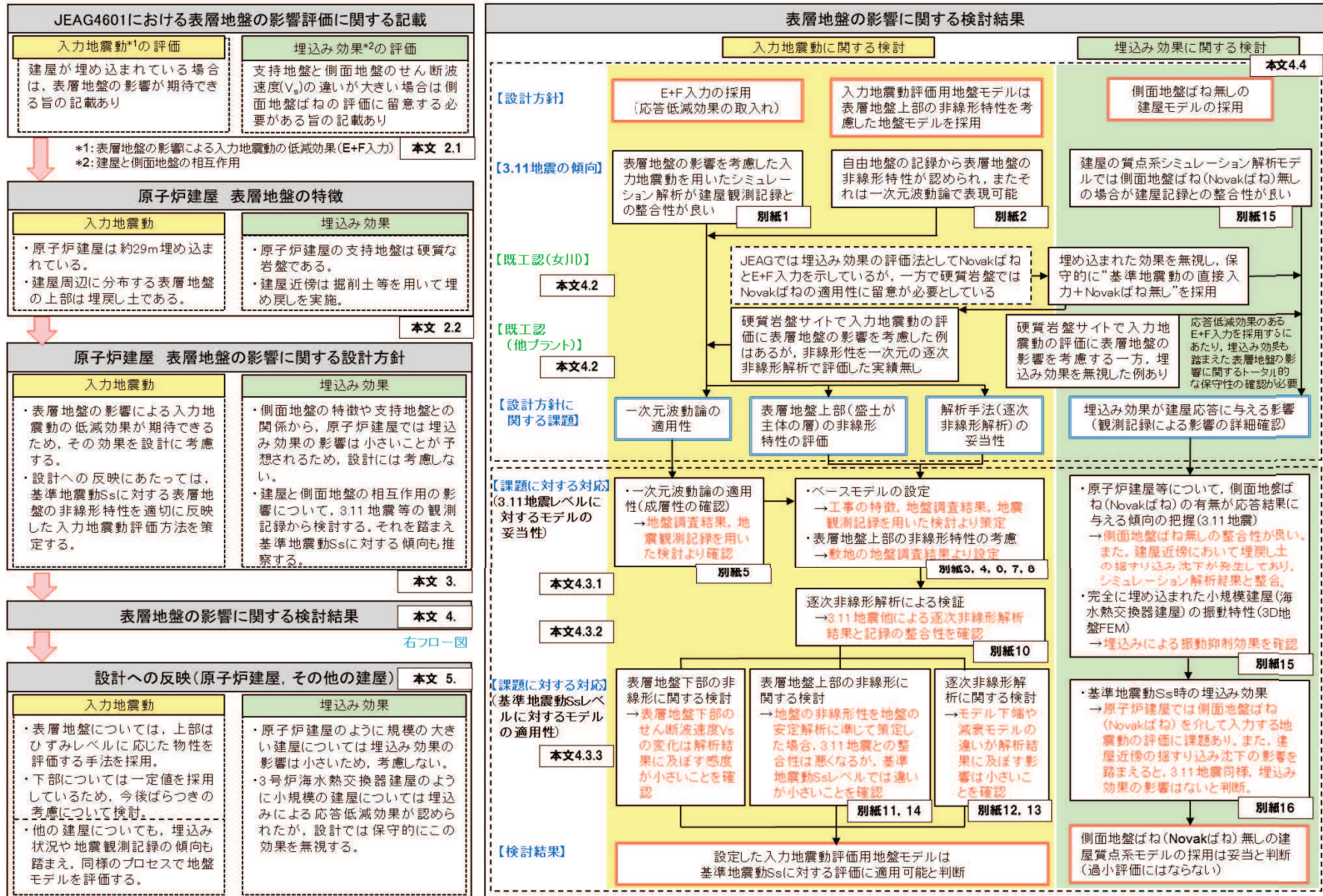


図1-1 検討の全体フロー

## 2. J E A G の取り扱い及び建屋表層地盤の特徴

### 2.1 「J E A G 4 6 0 1 -1987」による表層地盤の扱い

#### (1) 表層地盤の影響を考慮する場合の入力地震動の評価

「J E A G 4 6 0 1 -1987」では、表層地盤の影響が無視できる場合には基準地震動がそのまま入力地震動として用いられるが、表層地盤の影響を考慮する場合には、基礎マット底面における地震動を算定して用いる、としている。

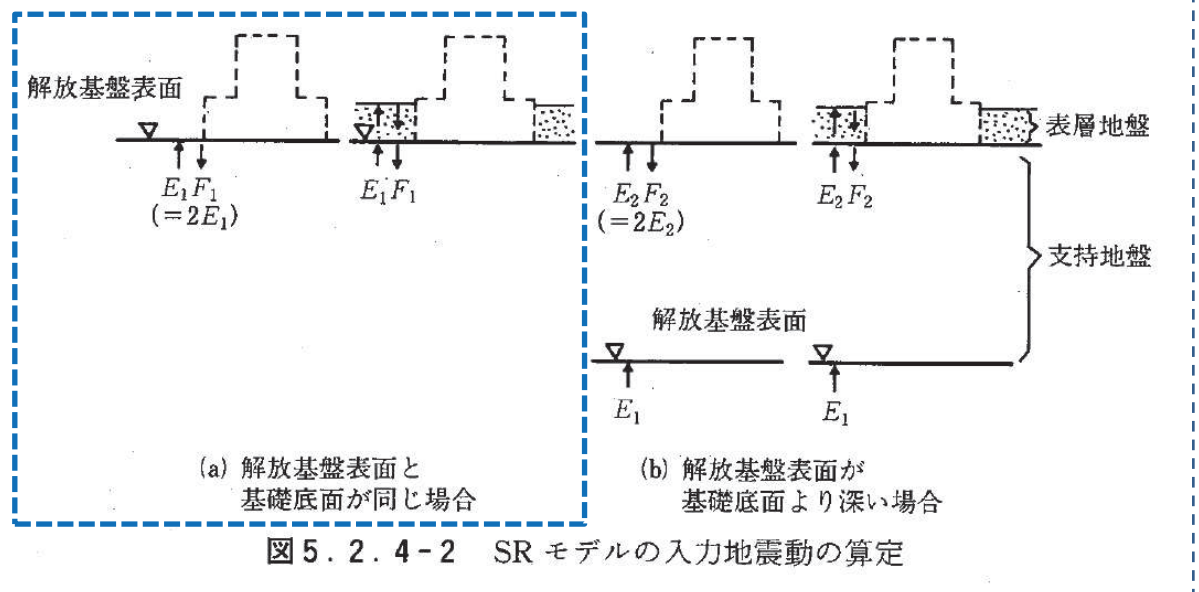
#### 【「J E A G 4 6 0 1 -1987」の記載抜粋（下線加筆）】

##### 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

(略)・・・対象とする建屋が解放基盤表面に設置され、表層地盤の影響が無視できる場合には基準地震動がそのまま入力地震動として用いられるが、表層地盤の影響を考慮する場合や解放基盤表面が建屋の基礎マット底面より深い場合には、上記の基準地震動より基礎マット底面及び解析モデル底面における地震動を算定して用いる。・・・(略)



(2) 支持地盤が硬質岩盤の場合の建屋埋込み効果の評価にあたっての課題

「J E A G 4 6 0 1 -1991追補版」では、建屋埋込み効果の評価にあたっては、埋戻し土等が材料非線形になると想定される場合には、その歪みに対応するせん断弾性係数等の採用を求めている。

特に、支持地盤と埋戻し土のせん断波速度の違いが大きく、表層地盤の卓越振動数が顕著に励起される場合は、側面地盤ばねの評価に留意する必要があるとされている。

【「J E A G 4 6 0 1 -1991追補版」の記載抜粋（下線加筆）】

3. 建屋埋込み効果の評価法 / 3.2.5 留意事項

- (1) 地震応答解析に用いる土質定数は、土質試験の結果に基づいた値を採用する。  
埋戻し土等が材料非線形になると想定される場合には、その歪みに対応するせん断弾性係数Gと減衰定数hを土質定数として採用することができる。

3.3 解説 / 3.3.1 スウェイ・ロッキングモデル

(5) 本モデルの適用上の留意点

ここで述べたスウェイ・ロッキングモデルは、実用性を考慮して各々独立な建屋底面地盤ばねと地下部外壁地盤ばねによってモデル化した簡便な解析モデルである。地下部外壁地盤ばねの評価には、平面的に切り出した二次元弾性地盤の地盤ばねを近似的に採用しているため、地下部外壁地盤ばねには地盤の深さ方向の振動特性が考慮されていない。地下部外壁に接する地盤（表層地盤）のS波速度に比べ支持岩盤のそれが著しく大きな地盤系の場合には、表層地盤の卓越振動数が顕著に励起されるが、この卓越振動数の影響は地盤ばねに反映されない。このようなことから、この種の地盤系に埋め込まれた原子炉建屋の地震応答解析をここで述べたスウェイ・ロッキングモデルで行うと他の解析法との差異が生ずることもあり、留意する必要がある。



## 2.2 表層地盤の特徴

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、女川原子力発電所第2号機の建設に当たっては広くオープン掘削が行われ、また、埋戻し工事は掘削土を利用している。従って、原子炉建屋のように重量の大きい建屋については、特に埋め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。

今回工認における既設建屋の表層地盤との接地状況を整理して表2-1に、女川原子力発電所第2号機建設時の地盤の掘削状況を図2-1に、原子炉建屋近傍の埋戻し土の状況を図2-2に示す。

表2-1 今回工認における既設建屋の表層地盤との接地状況

建屋	埋込み深さ (基礎版底面 レベル)	表層地盤と の接地状況	(参考) 建屋に要求される機能 (第2号機用)
原子炉建屋	約 29m (O.P. -14.1m)	3面接地	Sクラス (原子炉建屋原子炉棟) Sクラス設備の間接支持機能
制御建屋	約 16m (O.P. -1.5m)	1~2面接地	Sクラス (中央制御室しゃへい壁) Sクラス設備の間接支持機能
タービン建屋	約 17m (O.P. -2.2m)	2~3面接地	Bクラス (補助しゃへい壁) Bクラス設備 (S d機能維持設備 含む) の間接支持機能 原子炉建屋, 制御建屋へ波及的影 響を与えないこと
補助ボイラー建屋	約 7m (O.P. +8.0m)	2面接地	Cクラス設備の間接支持機能 制御建屋へ波及的影響を与えな いこと
第3号機 海水熱交換器建屋	約 27m (O.P. -12.5m)	4面接地	浸水防護施設の間接支持機能
第1号機 制御建屋	約 15m (O.P. 0m)	2面接地	制御建屋へ波及的影響を与えな いこと

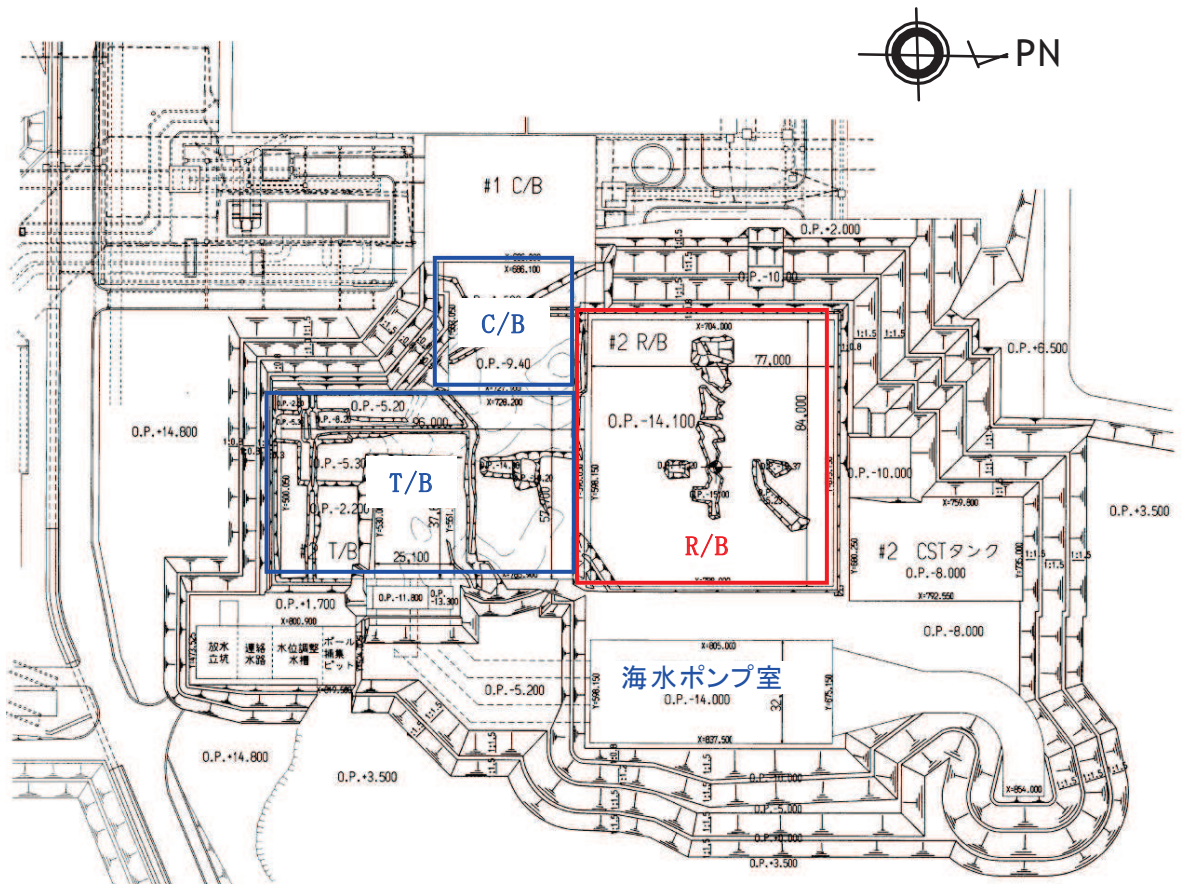
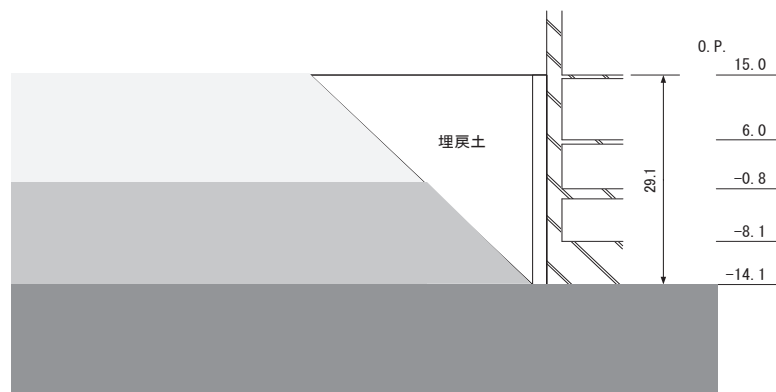


図 2-1 女川原子力発電所第 2 号機建設時の地盤の掘削状況



単位 (m)

図 2-2 原子炉建屋近傍の埋戻し土

### 3. 表層地盤の影響に関する設計方針

#### (1) 入力地震動の評価方針

- ① 表層地盤の影響により入力地震動の低減効果が期待できるため、その効果を設計に考慮する。
- ② 設計への反映にあたっては、基準地震動  $S_s$  に対する表層地盤の非線形特性を適切に反映した入力地震動評価方法を策定する。

#### (2) 埋込み効果の評価方針

- ① 側面地盤の特徴や支持地盤との関係から、原子炉建屋では埋込み効果の影響は小さいことが予想されるため、設計には考慮しない。
- ② 建屋と側面地盤の相互作用の影響について、3.11地震等の観測記録から検討し、それを踏まえて基準地震動  $S_s$  に対する傾向も推察する。

#### 4. 今回工認における表層地盤による影響の解析モデルへの反映（原子炉建屋）

##### 4.1 3.11 地震における傾向

##### 4.1.1 入力地震動評価に関する表層地盤の影響の検討（詳細は別紙1参照）

###### (1) 検討概要

既工認の入力地震動は、表層地盤の影響を考慮せず、保守的に基準地震動を直接入力する手法（2E 入力）を採用していた。本検討では、3.11 地震に対し、

① 既工認と同じく解放基盤表面相当における地震観測記録（はぎとり波）を建屋に直接入力する解析

② 今回工認で採用を予定している解析、すなわちはぎとり波から建屋表層の表層地盤の影響を考慮して入力地震動（E+F+P 波、P は補正水平力の時刻歴波形）を算定し、これを入力する（E+F 入力）解析

を行い、解析結果と観測記録の比較を行うことで、表層地盤が入力地震動に与える影響の有無について確認した。入力地震動評価に関する表層地盤の影響検討の概念図を図 4-1 に示す。

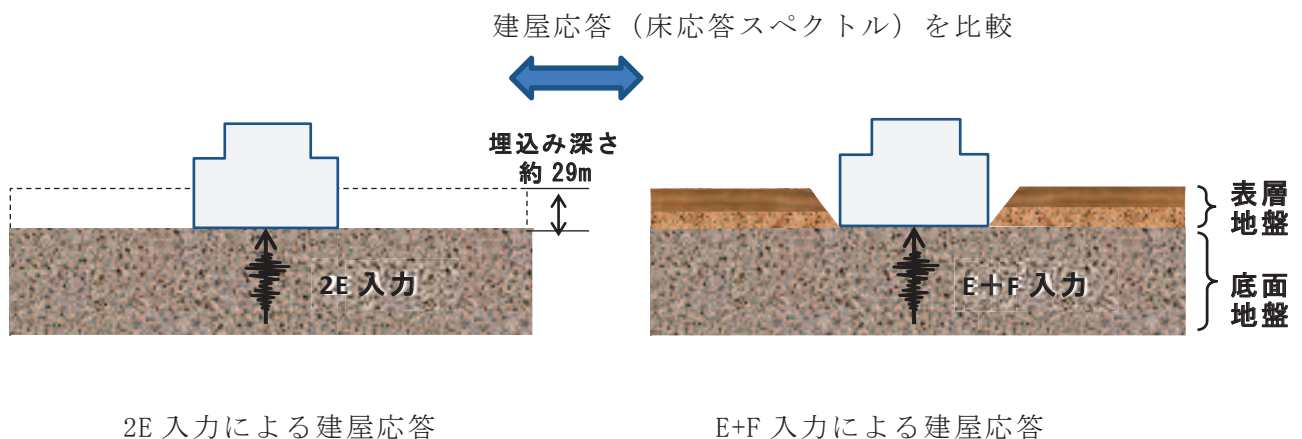


図 4-1 入力地震動評価に関する表層地盤の影響検討の概念図

(2) 検討方法

3.11 地震のはぎとり波は自由地盤で観測された岩盤上部の地中記録から表層地盤からの反射の影響を解析的に除去した地震動を用いた。はぎとり波の算定にあたっては、自由地盤の岩盤中観測点（3点）に加え、表層地盤における観測点それぞれの記録の伝達関数と整合する地盤モデルを策定した上で、はぎとり波を算定した（詳細は別紙2参照）。

建屋の入力側の地盤モデルは、地盤調査結果に基づき設定した地盤モデル（表層地盤非線形考慮）とする（地盤調査結果については別紙3参照）。

入力地震動評価に関する表層地盤の影響検討における解析条件を表4-1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表4-2に示す。

また、地震応答解析モデルは、基礎版上で得られた観測記録を用いたシミュレーション解析で観測記録との整合を確認したモデル（以下、「3.11 地震シミュレーションモデル」という。）を採用しており、3.11 地震による建屋の初期剛性低下や建屋減衰7%を用いている（図4-2参照）。

表4-1 入力地震動評価に関する表層地盤の影響検討における解析条件  
(3.11 地震のはぎとり波を用いた2E入力とE+F入力の比較 [原子炉建屋])

ケース	2E 入力したケース	E+F 入力したケース
建屋	原子炉建屋	
地震動	3.11 地震のはぎとり波	
入力地震動	直接入力（2E 入力）	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力（E+F 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（表層地盤非線形考慮）

表 4-2 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

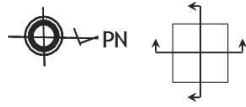
	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 Vs (m/s)	減衰定数* <sup>2</sup> h (%)
表層地盤	14.80	18.6	*1	3* <sup>3</sup>
	0.00	23.3	900* <sup>4</sup>	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

注記\*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<sub>0</sub>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。

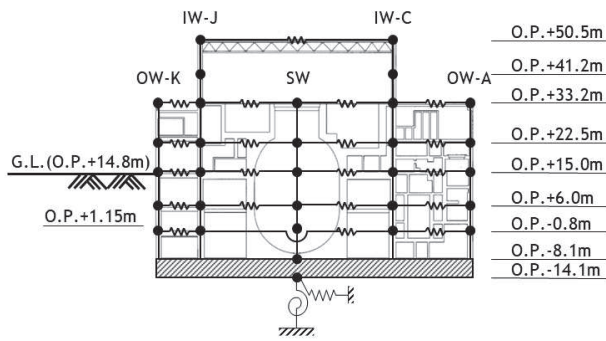
\*2：レーリー減衰

\*3：ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

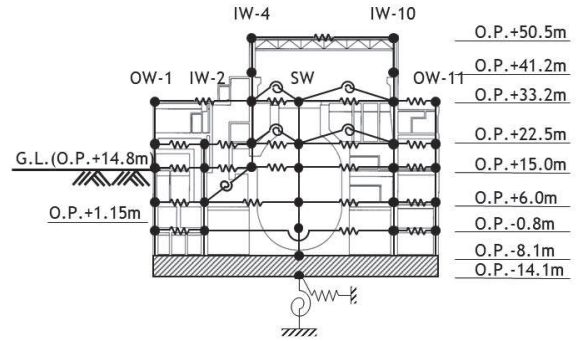
\*4：PS 検層結果と観測記録の分析より設定



コンクリートの物性値(設計値)  
 設計基準強度 : 32.4N/mm<sup>2</sup> (330kgf/cm<sup>2</sup>)  
 ヤング係数 : 2.65 × 10<sup>4</sup>N/mm<sup>2</sup> (2.70 × 10<sup>6</sup>tf/m<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数: 1.14 × 10<sup>4</sup>N/mm<sup>2</sup> (1.16 × 10<sup>6</sup>tf/m<sup>2</sup>)



NS方向



EW方向

建屋	地震	方向	コンクリート壁剛性の設計値に対する補正係数 (観測記録と整合する等価な剛性)		減衰
			3階・クレーン階	地下3階～2階	
原子炉 建屋	3.11 地震	NS	0.3	0.75	0.07
		EW	0.5	0.80	0.07
	4.7 地震	NS	0.3	0.75	0.07
		EW	0.5	0.80	0.07

図4-2 3.11地震シミュレーションモデル

(基礎版上で得られた観測記録を用いたシミュレーション解析で  
 観測記録との整合を確認したモデル)

(3) 検討結果

3.11 地震のはざとり波を用いた直接入力（2E 入力）と，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）によるシミュレーション解析結果の比較を図 4-3 に示す。各階の床応答スペクトルは，2E 入力するよりも E+F 入力する方が観測記録との整合性が良い。従って，入力地震動に対する表層地盤の影響が確認された。



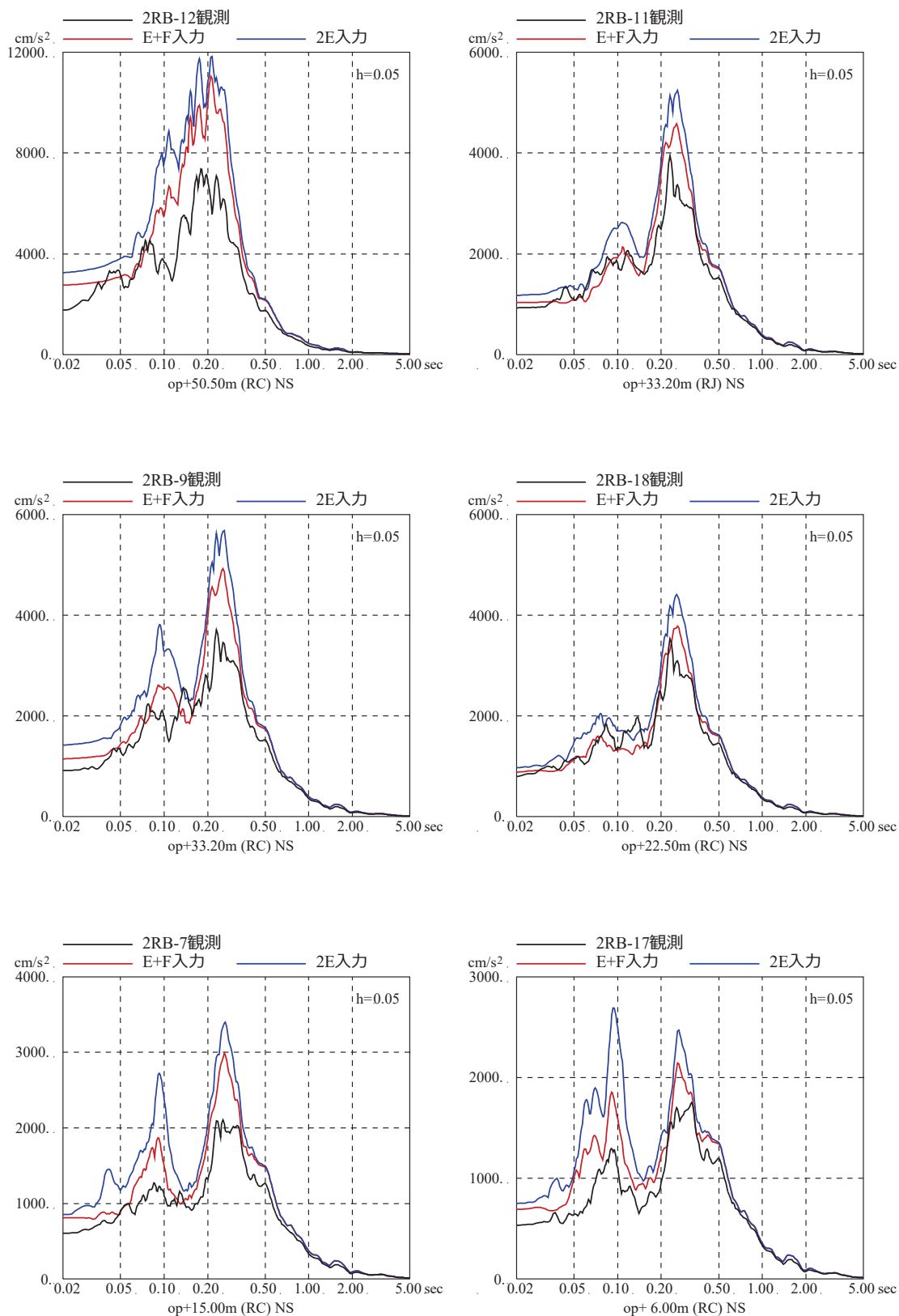


図 4-3 3.11 地震のはぎとり波を用いた 2E 入力と E+F 入力による  
シミュレーション解析結果の比較  
(原子炉建屋, NS 方向)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

4.1.2 自由地盤における表層地盤の非線形化の傾向について（詳細は別紙2参照）

女川原子力発電所の自由地盤観測点では岩盤中3か所、表層地盤1か所の計4か所に地震計を設置しており、はぎとり解析用地下構造モデル（最適化地盤モデル）は、過去の中小地震の観測記録を用いて、これら4か所の記録の伝達関数から同定している。

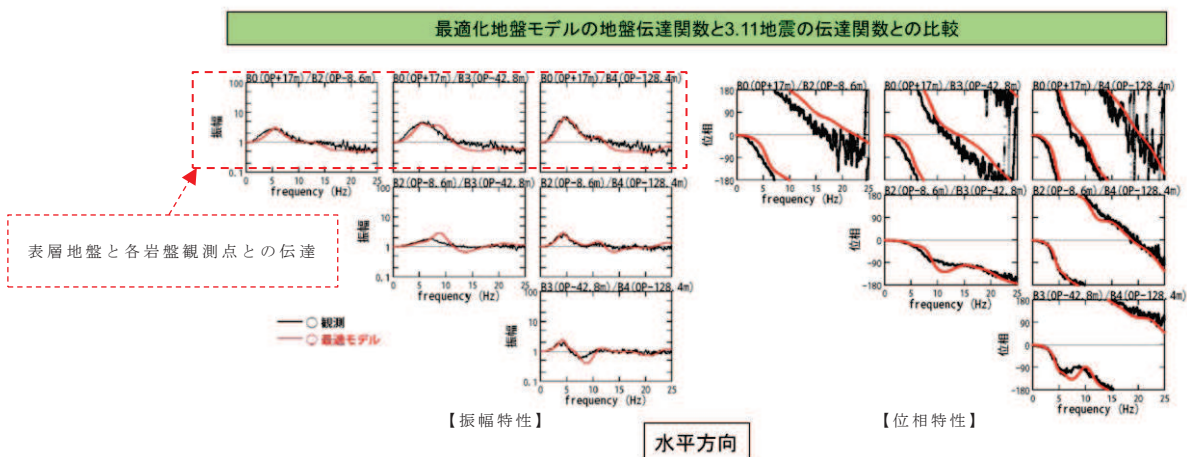
最適化地盤モデルの理論伝達関数と3.11地震の観測記録の伝達関数の比較を図4-4に示す。

3.11地震の観測記録では、表層地盤と各岩盤観測点との伝達関数が長周期化しており、最適化地盤モデルの再設定を行ったが、モデルは中小地震の記録を用いて設定した解析用地下構造モデルをベースに、最表層地盤の地盤物性値のみを最適化することで表層地盤も含めた観測記録の再現性が図られた。

このことから、岩盤と表層地盤の波動伝播特性については表層地盤の非線形化を適切に評価することで評価可能であることを確認した。

### 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・加筆

図4-4 はぎとり解析用の最適化地盤モデルと3.11地震の伝達関数の比較

#### 4.2 既工認における表層地盤の扱い

女川原子力発電所第2号機の各建屋の既工認においては、深く埋め込まれている建屋であっても表層地盤の影響、すなわち入力地震動に与える影響と埋込み効果（側面地盤ばね）は考慮しない地震応答解析モデルを採用していた。これは、硬質岩盤では「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」による側面地盤ばね（Novakばね）の評価に課題があることを踏まえ、保守的な評価としていたものである。

図4-5に既工認における表層地盤の扱いを、図4-6に表層地盤の影響を考慮した地震応答解析モデルを、図4-7に解析結果の比較（最大応答加速度）を示す。

なお、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た。

また、表層地盤の扱いに関する他サイトにおける既工認実績としては、女川の今回工認と同じく側面地盤ばねは「非考慮」、入力地震動評価時の表層地盤の影響は「考慮」のケースがある。入力地震動の評価方法に関しては、他サイトでは2次元FEMモデル（等価線形解析）の実績はあるが、表層地盤上部の非線形性を考慮した一次元地盤応答解析モデル（逐次非線形解析）の実績はない。

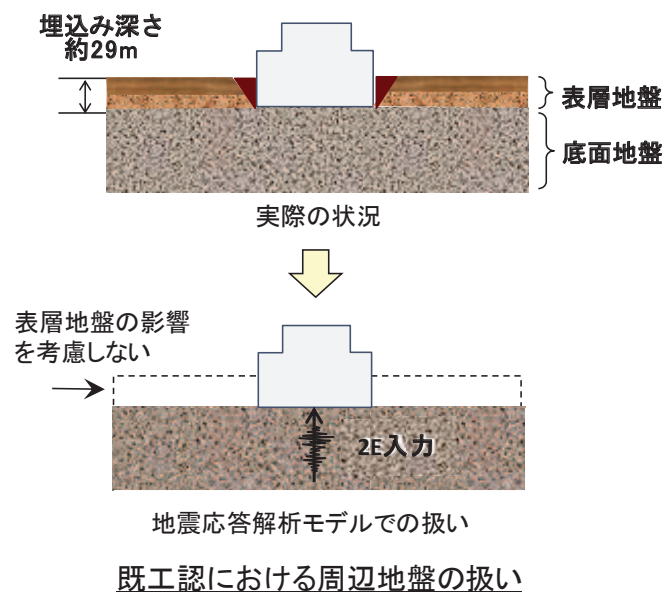


図4-5 既工認における表層地盤の扱い

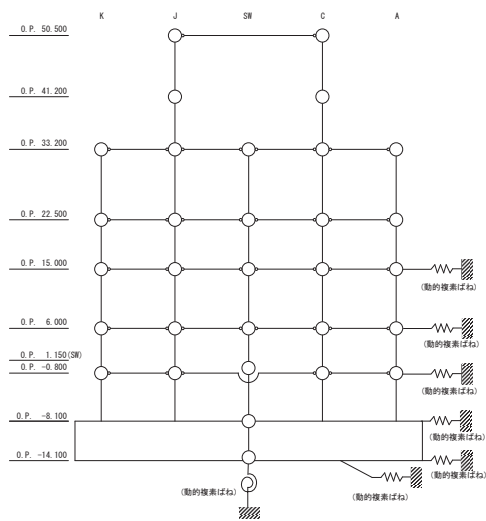


図4-6 表層地盤の影響を考慮した地震応答解析モデル

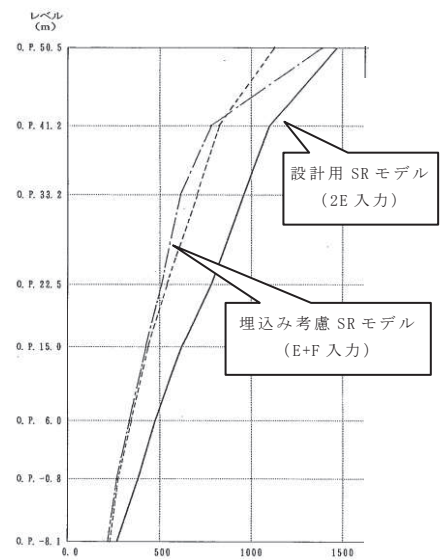


図4-7 解析結果の比較 (最大応答加速度)

### 4.3 入力地震動に関する検討

#### 4.3.1 基準地震動 $S_s$ に対する入力地震動評価用地盤モデルの設定概要

##### (1) 地盤モデル設定の流れ

「4.1 3.11 地震等における傾向」での 3.11 地震における表層地盤が入力地震動に与える影響の検討結果から、表層地盤の非線形性を適切に考慮することで岩盤と表層地盤の波動伝播特性を考慮した入力地震動の評価が可能と考えられる。

ここでは、図 4-8 に示す基準地震動  $S_s$  の地震応答解析に用いる入力地震動評価用地盤モデルの設定フローに従い、地震動の振幅に応じた非線形特性を考慮した地盤モデルを設定する。

設定の基本的考え方は以下のとおり。

##### ① 地盤モデルの仮設定

- ・建設時の掘削状況や岩盤レベルの傾向も踏まえ 2 層地盤（表層地盤下部及び表層地盤上部）を設定
- ・パラメータスタディの初期値としての層境界位置や各地盤の物性値については、過去の調査結果等から設定

##### ② 仮設定した地盤モデルに対する観測記録を用いた検討

（線形モデルでの検討）

- ・以下のパラメータスタディにより、表層地盤の層境界、表層地盤の  $V_s$  について検討する。
  - a. 層境界のパラメータスタディ（O.P. -2.0m～O.P. 2.0m）
  - b. 表層地盤下部のパラメータスタディ（ $V_s=800\sim 1000\text{m/s}$ ）
  - c. 表層地盤上部のパラメータスタディ（ $V_s=300\sim 600\text{m/s}$ ）

##### ③ ベースモデルの決定

- ・O.P. 0m に層区分を持つ 2 層地盤を設定
- ・表層地盤下部の地盤物性を 900m/s に設定
- ・表層地盤上部に非線形性を考慮

##### ④ 入力地震動評価用地盤モデルの設定

（表層地盤上部の非線形性を考慮した地盤モデル）

- ・2 層の表層地盤の内、表層地盤上部については、非線形化の影響が大きいと考えられること、また、自由地盤のはぎとり解析においては表層地盤部のみの非線形性を考慮することにより表層地盤で得られた観測記録の傾向が再現できたこと、パラメータスタディにより上層部の  $V_s$  を変えることで適切な伝達特性を概ね評価できることから、非線形特性は地盤調査結果に基づき設定する。

以上の検討によって策定した入力地震動評価用地盤モデルに対し、様々な地震動の振幅レベルの地震観測記録を用いて適合性を検証する。

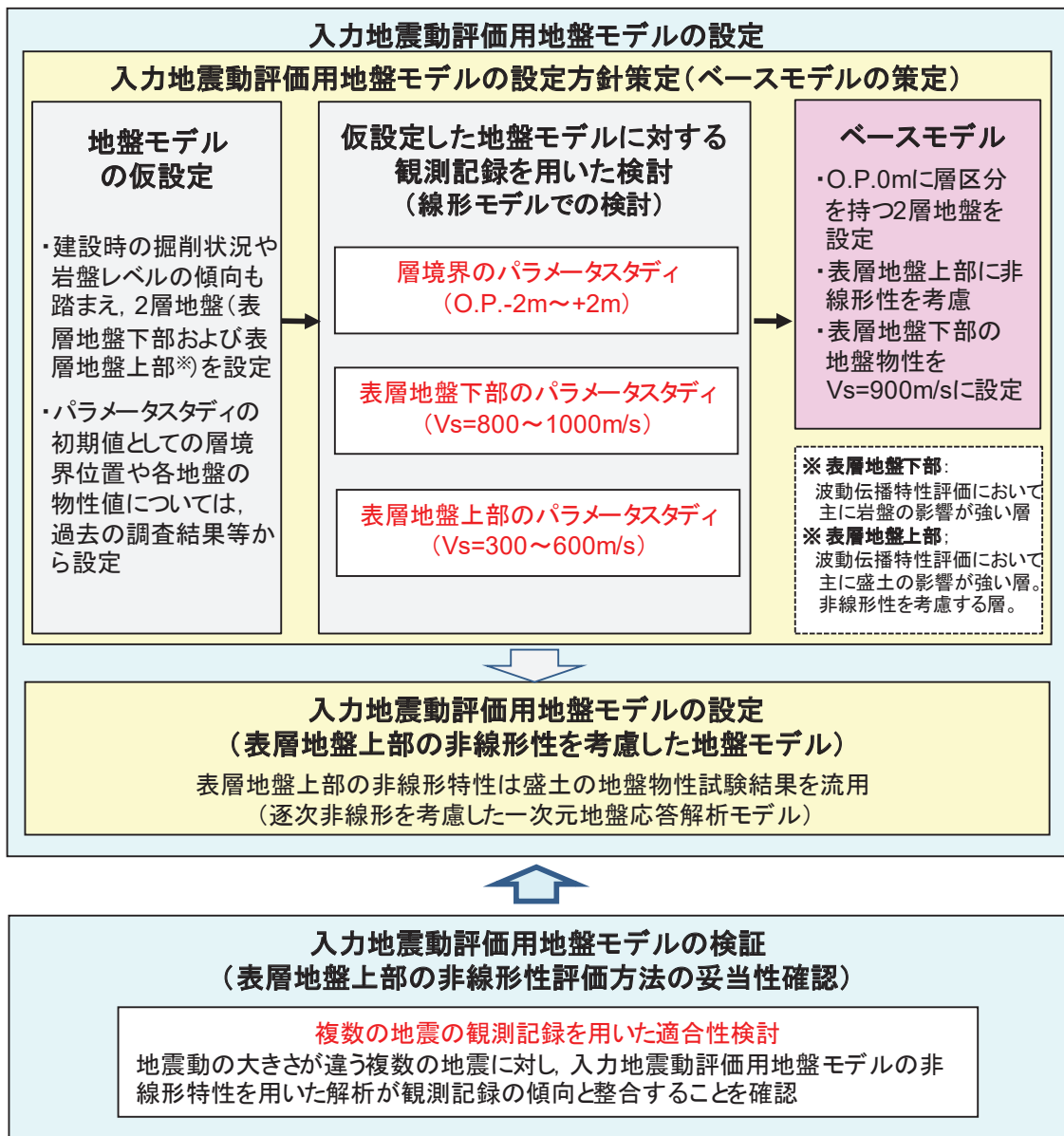


図 4-8 基準地震動 S<sub>s</sub> の地震応答解析に用いる地盤モデル設定フロー

(2) 地盤モデルの仮設定

a. 表層地盤の層境界の仮設定（詳細は別紙 4 参照）

女川原子力発電所第 2 号機建設時の地盤の掘削状況に基づき、一次元地盤モデルの表層地盤下部と上部の境界面の深さを設定する。（一次元波動論の適用性については別紙 5 参照）

図 4-9 に女川原子力発電所第 2 号機建設時の地盤の掘削状況（平面図）を、図 4-10 に岩盤分類図（東西断面）を示す。女川原子力発電所第 2 号機建設時の地盤の掘削状況から、原子炉建屋周囲の地盤の大部分は 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。

0.P.0m より浅部地盤の建屋周辺状況は、北と東西が地質調査時とほぼ同じ状況で埋戻し土が分布している。一方、南は硬い岩盤となっている。

以上のことから、表層地盤については、波動伝播特性において主に岩盤の影響が支配的な「表層地盤下部」と、主に盛土の影響が支配的な「表層地盤上部」（非線形性を考慮する層）の 2 層に分割し、その層境界は、建設時の掘削状況及び地質調査時の PS 検層範囲と対応する 0.P.0m に仮設定する。

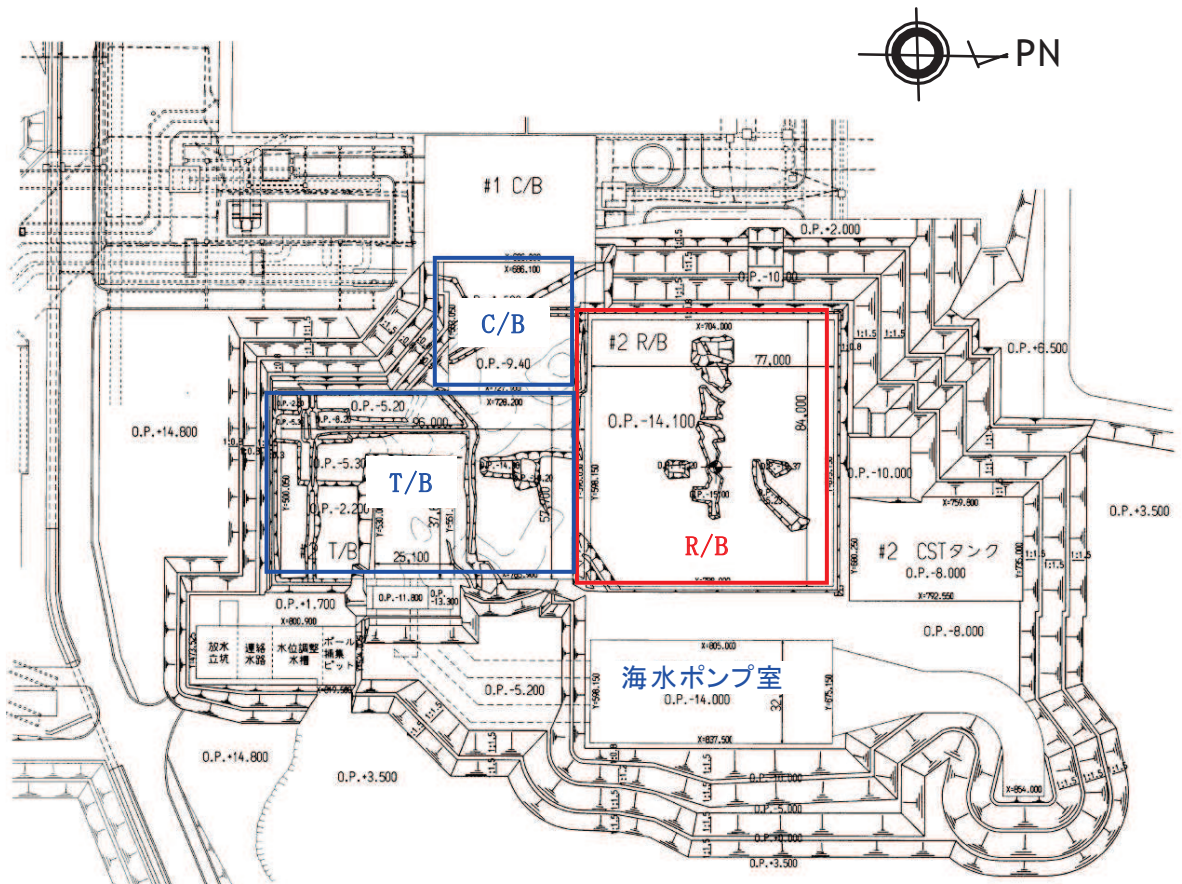


図 4-9 女川原子力発電所第 2 号機建設時の地盤の掘削状況（平面図）

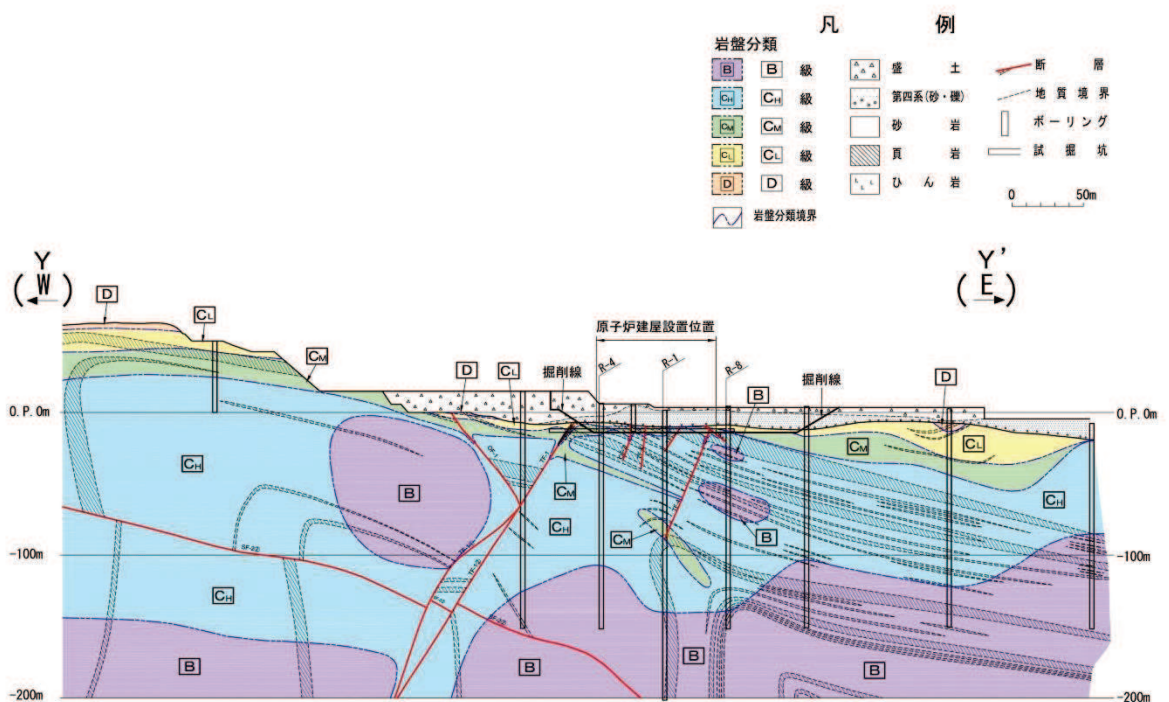


図 4-10 岩盤分類図（東西断面）



b. 表層地盤下部 (O.P. 0m~O.P. -14.1m) の地盤物性の仮設定

PS 検層結果では, O.P. 0m~O.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, 3.11 地震の観測記録の分析, 自由地盤のはぎとり地盤モデルでは 1000m/s 程度であったことから, せん断波速度  $V_s$  を表層地盤の PS 検層結果の上限値に近い 900m/s 程度に仮設定する。原子炉建屋位置の PS 検層結果を図 4-11 に, 3.11 地震時の最適化地盤モデルを表 4-3 に示す。

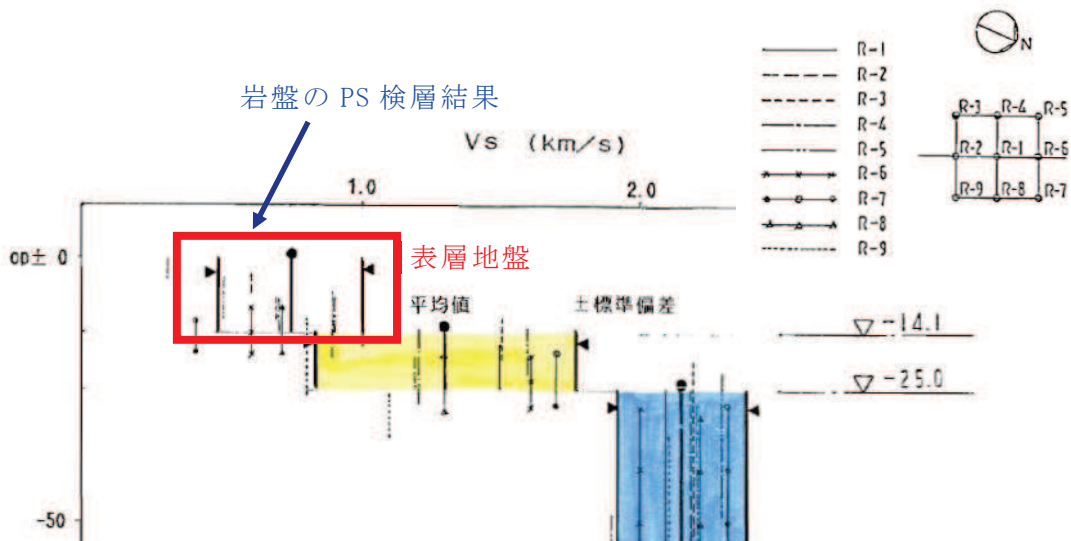


図 4-11 原子炉建屋位置の PS 検層結果

表 4-3 3.11 地震時の最適化地盤モデル

深さ		層厚 (m)	密度 (t/m <sup>3</sup> )	$V_s$ (m/s)	減衰定数h(f)	
G.L. (m)	O.P. (m)				水平	
					$h_0$	$\alpha$
0	18.7					
-1.7	17.0	1.7	2.10	112	0.44	0.38
-5.0	13.7	3.3	2.10	112	0.44	0.38
-21.6	-2.9	16.6	2.10	1001	0.51	0.19
-27.3	-8.6	5.7	2.55	1500	0.20	1.00
-34.5	-15.8	7.2	2.55	1500	0.20	1.00
-61.5	-42.8	27.0	2.66	2000	1.00	0.87
-81.8	-63.1	20.3	2.68	2200	0.77	1.00
-147.1	-128.4	65.3	2.68	2600	0.77	1.00

c. 表層地盤上部 (O.P. 14.8m~O.P. 0m) の地盤物性の仮設定

3.11 地震及び 4.7 地震の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地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較では、表層地盤下部のせん断波速度  $V_s$  を 900m/s、表層地盤上部のせん断波速度  $V_s$  を 350m/s とした場合に観測記録との整合性が良いことから、表層地盤上部のせん断波速度  $V_s$  を 350m/s 程度に仮設定する。伝達関数の比較の概念図を図 4-12 に、伝達関数の比較を図 4-13 及び図 4-14 に示す。

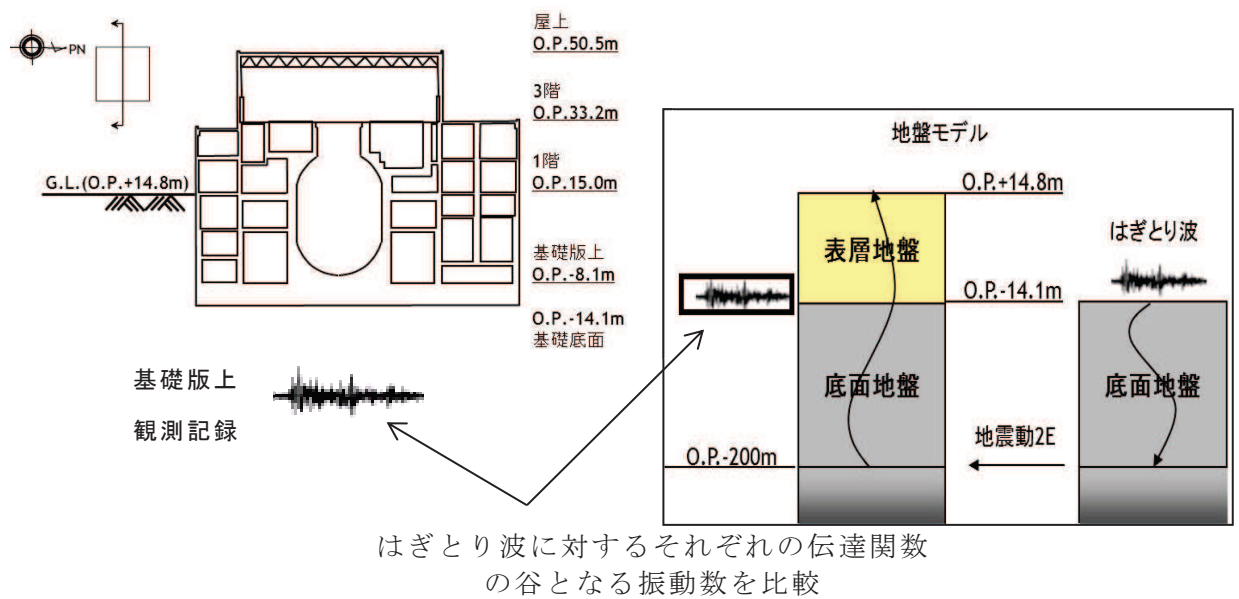
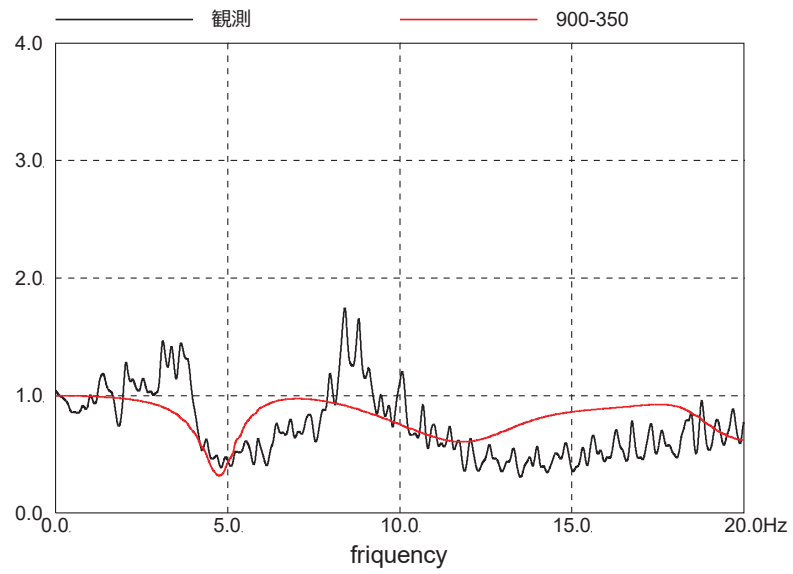
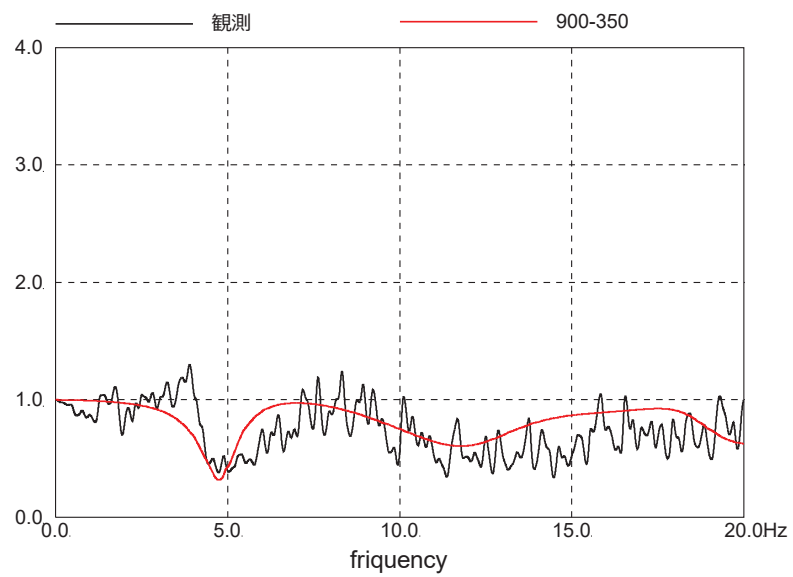


図 4-12 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較の概念

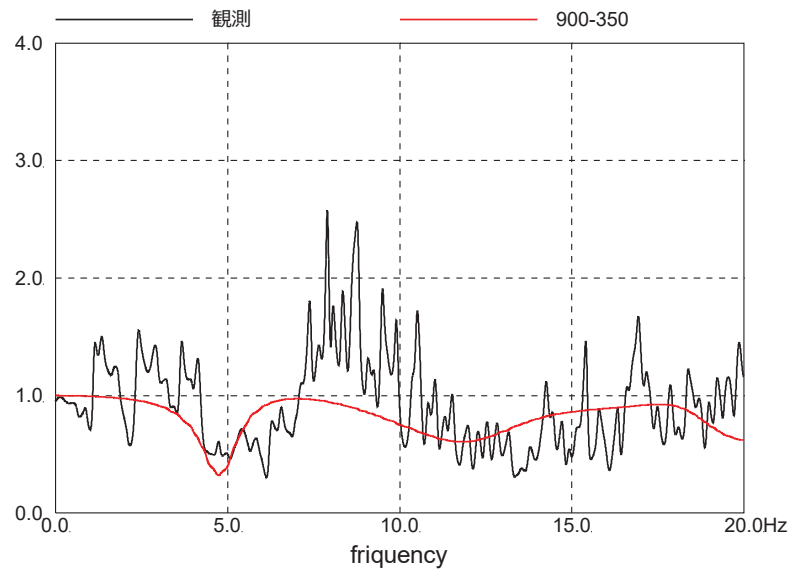


(a) NS 方向

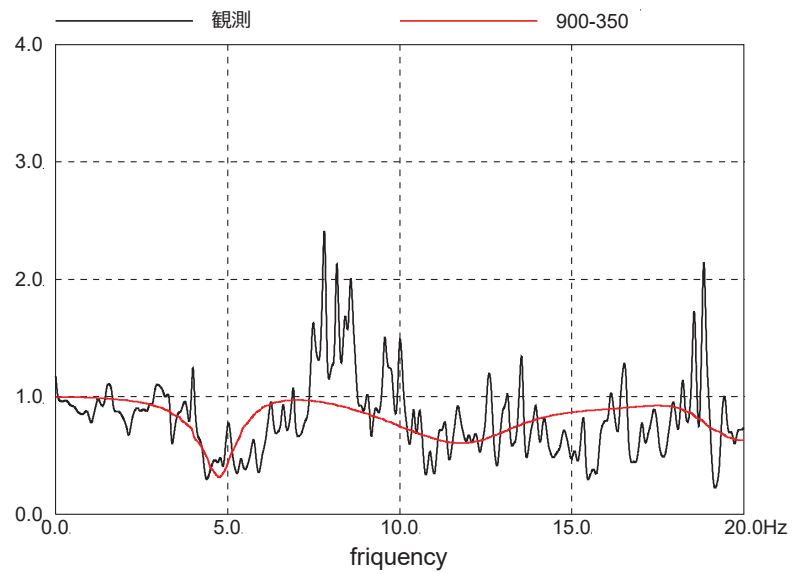


(b) EW 方向

図 4-13 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地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (3.11 地震)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4-14 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地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (4.7 地震)

- (3) 仮設定した地盤モデルに関する観測記録を用いた検討
- a. 表層地盤の層境界に関する検討（詳細は別紙 6 参照）

(a) 検討概要

「4.1.2 自由地盤における表層地盤の非線形化の傾向について」における自由地盤の最適化地盤モデルの検討では、表層地盤を分割すること、最表層地盤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。

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。

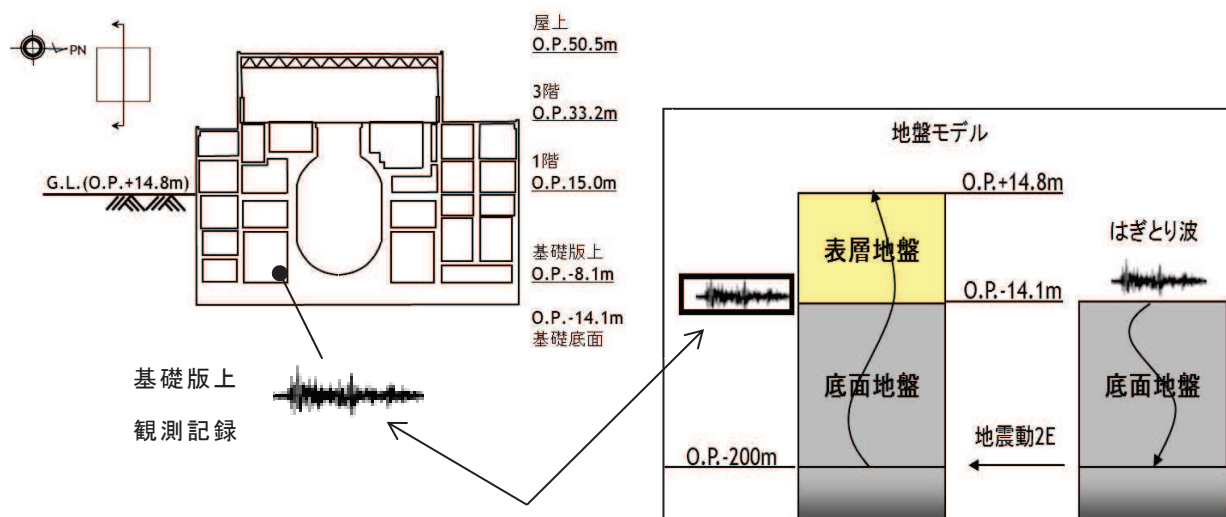
(b) 検討方法

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する。

仮設定した地盤モデルは、表層地盤下部のせん断波速度  $V_s$  を 900m/s、表層地盤上部のせん断波速度  $V_s$  を 350m/s とし、表層地盤の層境界を 0.P.-2.0m ~ 0.P.2.0m の間で変動させて検討を実施する。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の諸元を表 4-4 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の伝達関数と、同じくはざとり波に対する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 付近の谷の再現性及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 地震及び 4.7 地震とした。

表層地盤の層境界に関する検討方法の概念図を図 4-15 に示す。



はぎとり波に対するそれぞれの伝達関数の谷となる振動数を比較

図 4-15 表層地盤の層境界に関する検討方法の概念

表 4-4 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)

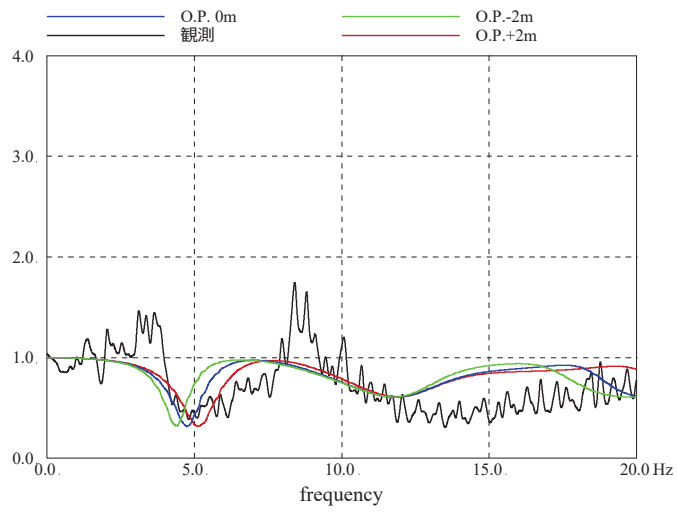
	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.8	23.3 (2.38tf/m <sup>3</sup> )	350	3
	2.0~-2.0	23.3 (2.38tf/m <sup>3</sup> )	900	3
底面地盤	-14.1	23.8 (2.43tf/m <sup>3</sup> )	1300	3
	-25.0	24.6 (2.51tf/m <sup>3</sup> )	2150	3
	-80.0	25.0 (2.55tf/m <sup>3</sup>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

(c) 検討結果

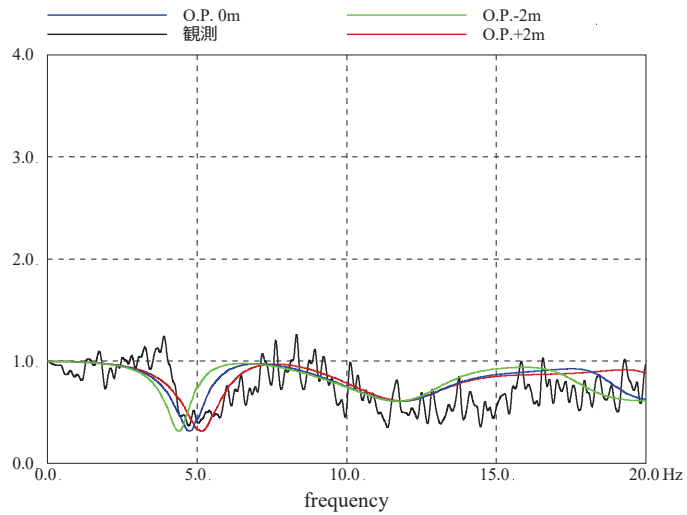
表層地盤の層境界に関する 3.11 地震による検討結果の伝達関数比較を図 4-16 に示す。また、床応答スペクトルの比較を図 4-17 に示す。

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。

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ほど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. -2. 0m の結果は観測記録に比べて小さい傾向にあり、0. P. 2. 0m 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。0. P. 0m が観測記録を平均的に表している。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4-16 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地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (3.11 地震)



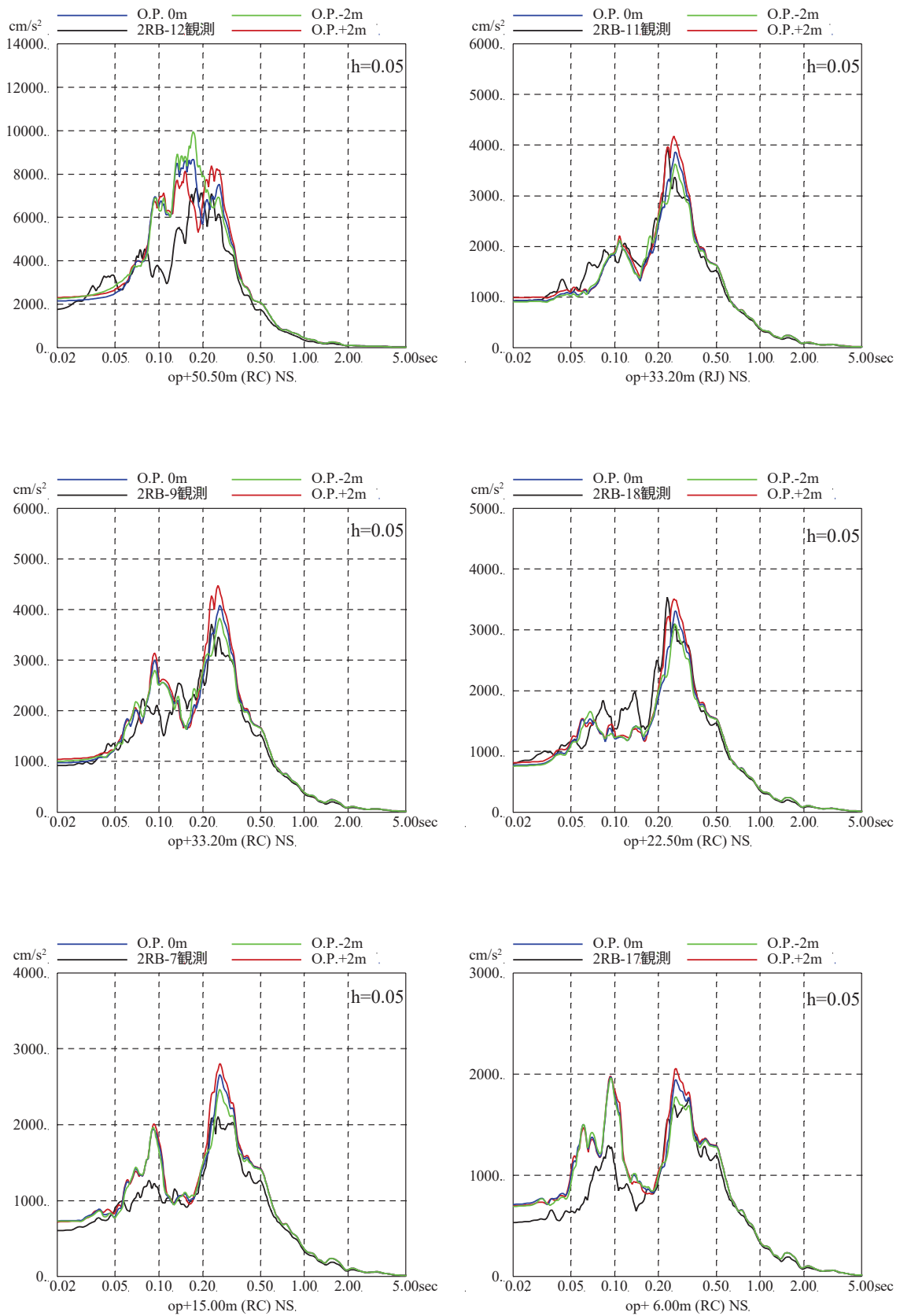


図 4-17 表層地盤の層境界に関する検討結果（床応答スペクトルの比較）  
 (3.11 地震, NS 方向, 建屋減衰 5%)

b. 表層地盤下部の地盤物性の検討（詳細は別紙7参照）

(a) 検討概要

自由地盤のはぎとり地盤モデルの傾向と PS 検層結果から表層地盤下部（O.P. 0m～O.P. -14.1m）のせん断波速度  $V_s$  は 900m/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。

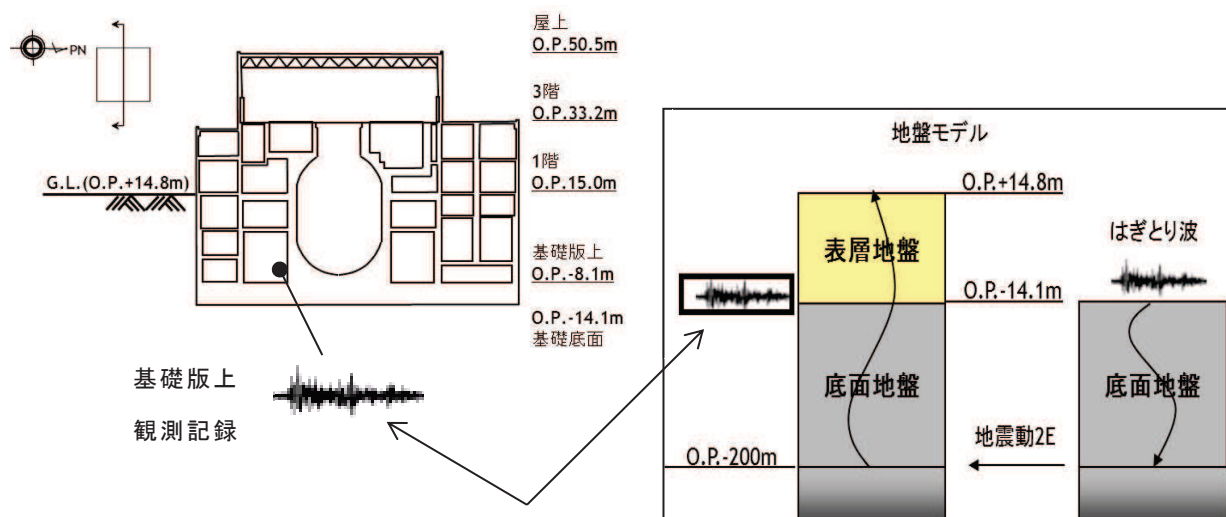
(b) 検討方法

表層地盤下部（O.P. 0m～O.P. -14.1m）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 O.P. 0m、表層地盤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。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の諸元を表 4-5 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の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する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 付近の谷の再現性及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 地震及び 4.7 地震とした。

表層地盤下部の地盤物性の検討方法の概念図を図 4-18 に示す。



はぎとり波に対するそれぞれの伝達関数の谷となる振動数を比較

図 4-18 表層地盤下部の地盤物性の検討方法の概念

表 4-5 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  
(赤字部分が仮定した値)

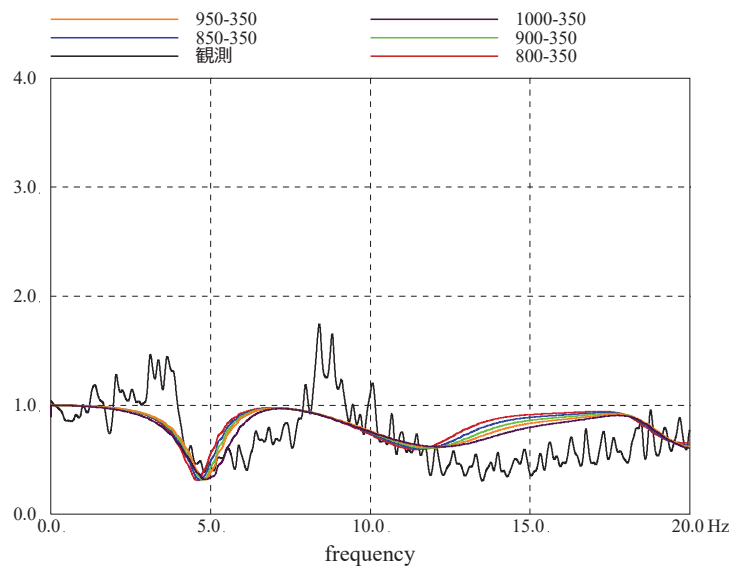
	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.8	23.3 (2.38tf/m <sup>3</sup> )	350	3
	0.0	23.3 (2.38tf/m <sup>3</sup> )	800~1000	3
底面地盤	-14.1	23.8 (2.43tf/m <sup>3</sup> )	1300	3
	-25.0	24.6 (2.51tf/m <sup>3</sup> )	2150	3
	-80.0	25.0 (2.55tf/m <sup>3</sup>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

(c) 検討結果

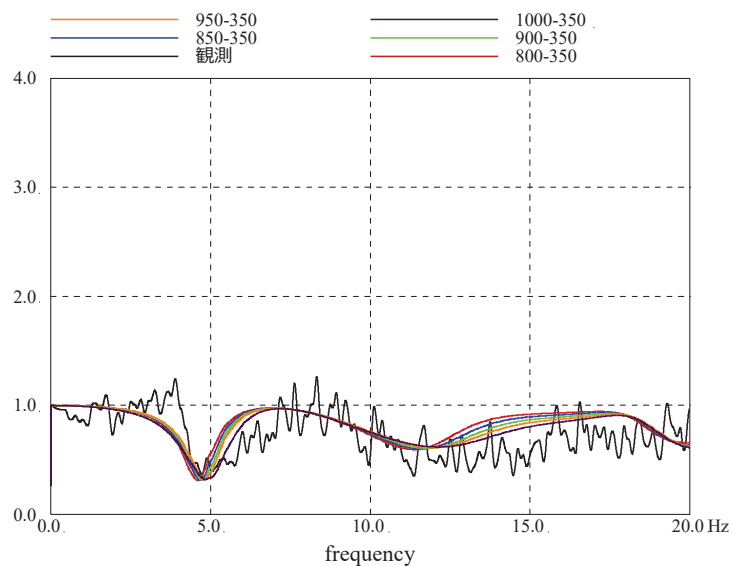
表層地盤下部の地盤物性の 3.11 地震による検討結果の伝達関数の比較を図 4-19 に示す。また、床応答スペクトルの比較を図 4-20 に示す。

検討結果から、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。

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ほどの大きな差異は見られない。



(a)NS 方向



(b)EW 方向

図 4-19 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地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (3.11 地震)

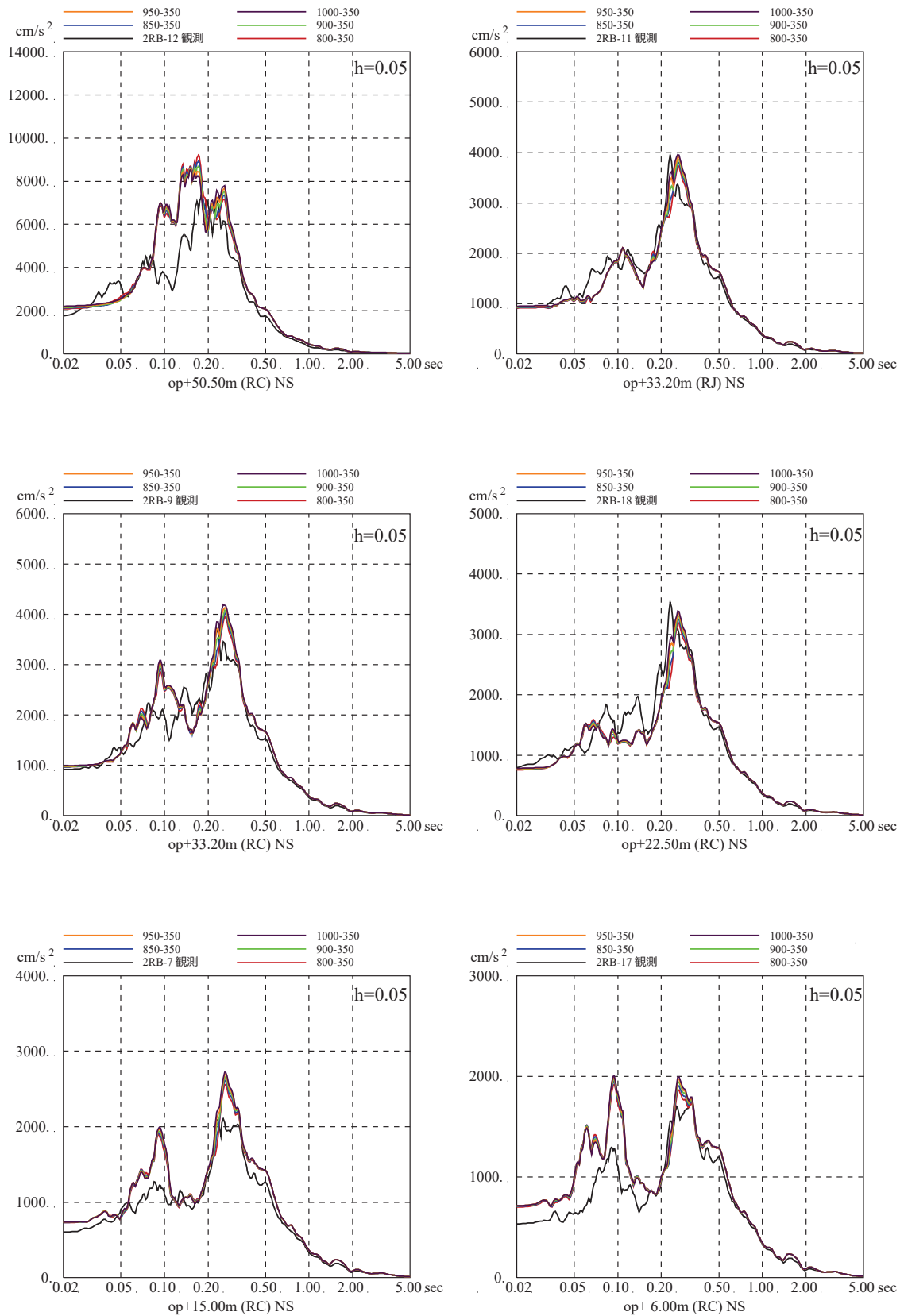


図 4-20 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (床応答スペクトル)  
(3.11 地震, NS 方向, 建屋減衰 5%)

c. 表層地盤上部の地盤物性の検討（非線形化による影響検討）

（詳細は別紙 8 参照）

(a) 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、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。

(b) 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。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の諸元を表 4-6 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の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する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 付近の谷の再現性及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、その諸元を表 4-7（検討に用いた地震諸元）に示す。

表層地盤上部の地盤物性の検討方法の概念図を図 4-21 に示す。

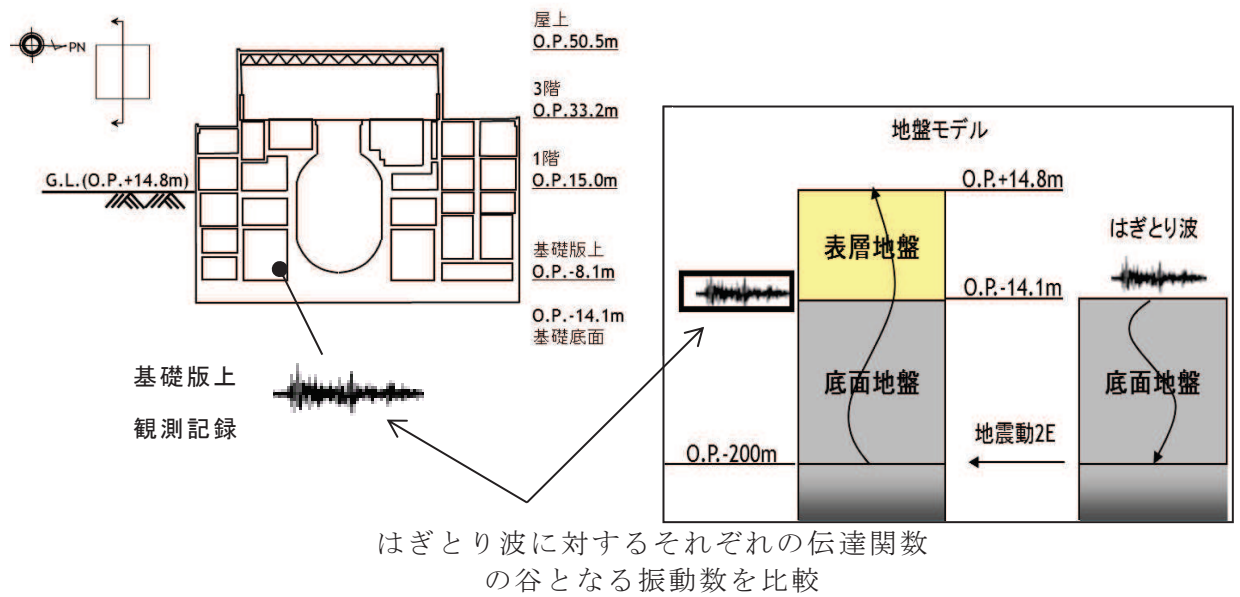


図 4-21 表層地盤上部の地盤物性の検討方法の概念

表 4-6 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	23.3(2.38tf/m <sup>3</sup> )	300~600	3
	0.00	23.3(2.38tf/m <sup>3</sup> )	900	3
底面地盤	-14.10	23.8(2.43tf/m <sup>3</sup> )	1300	3
	-25.00	24.6(2.51tf/m <sup>3</sup> )	2150	3
	-80.00	25.0(2.55tf/m <sup>3</sup> )	2440	3
	-200.0	25.0(2.55tf/m <sup>3</sup> )	2440	3

表 4-7 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 <sup>2</sup> )		
			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



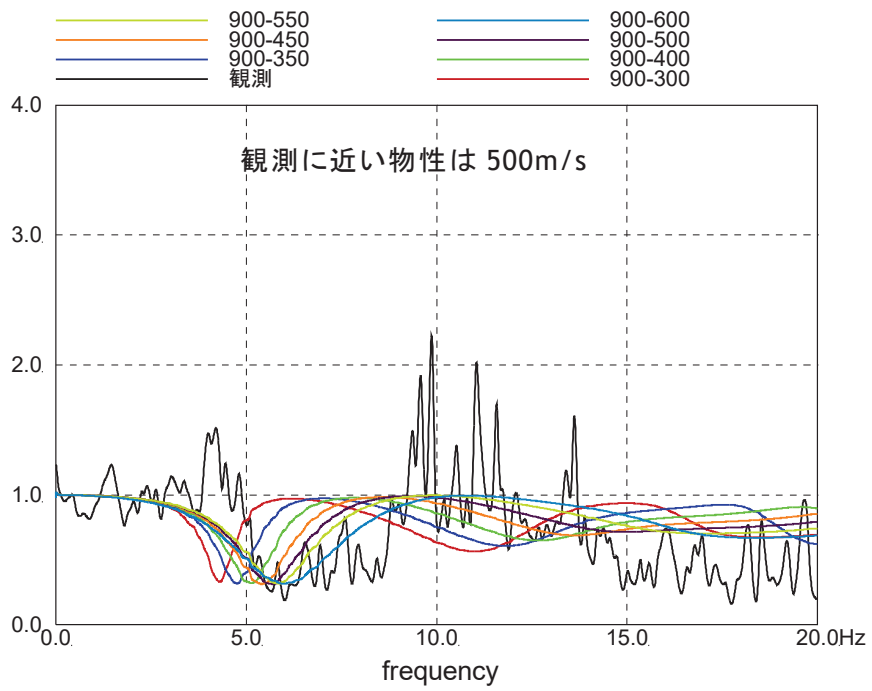
(c) 検討結果

はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する入力地震動（E+F+P 波）の伝達関数の比較を図 4-22～図 4-25 に、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を図 4-26 に示す。

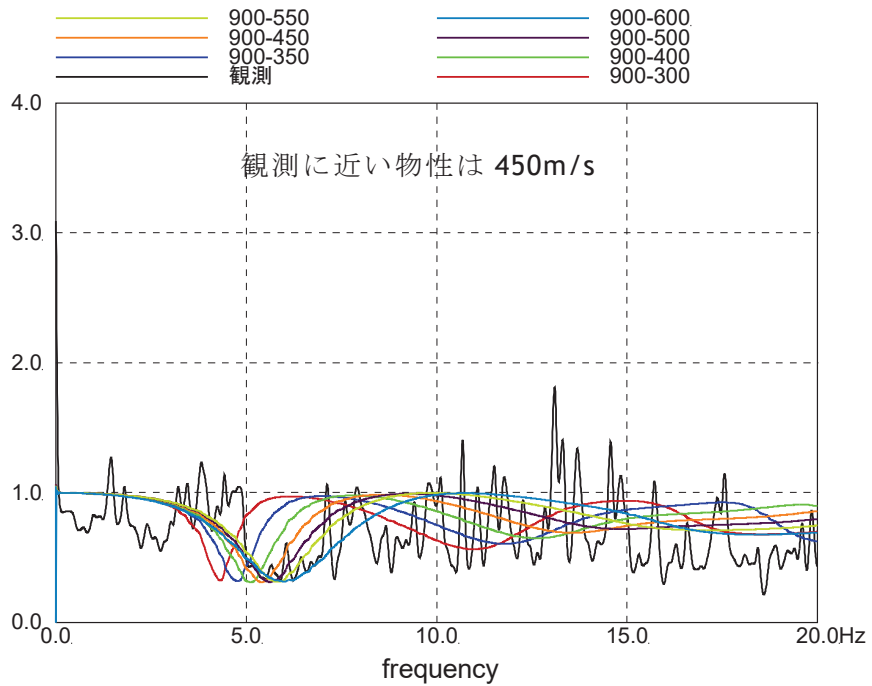
伝達関数の比較においては、2005/8/16 宮城県沖の地震と 2011/3/9 の地震では、表層地盤上部のせん断波速度  $V_s$  が 450m/s～500m/s の場合に観測記録に対応するが、3.11 地震と 4.7 地震では、350m/s の場合が観測記録と良い対応を示している。

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ほど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。

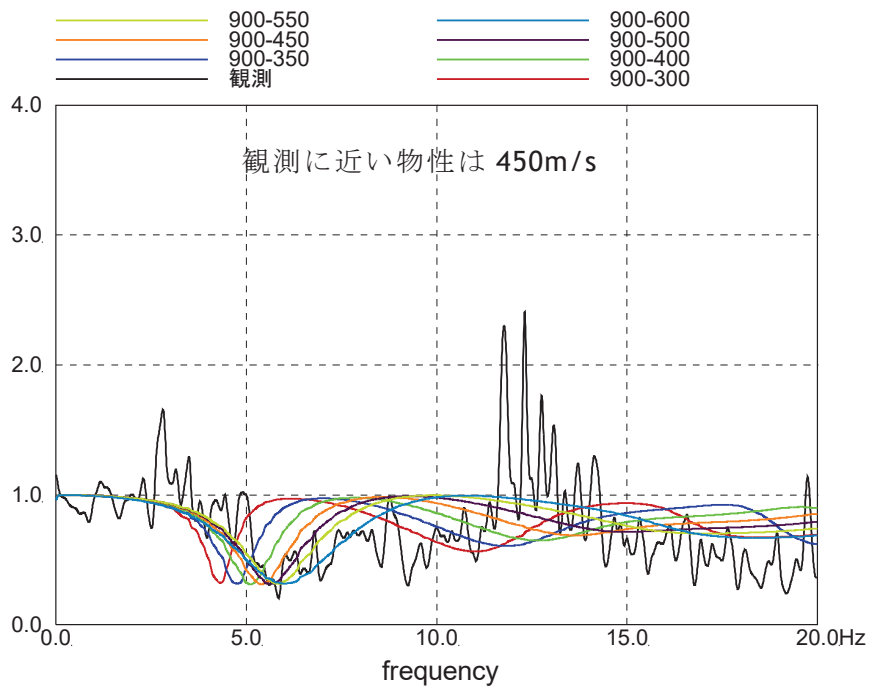


(a)NS 方向

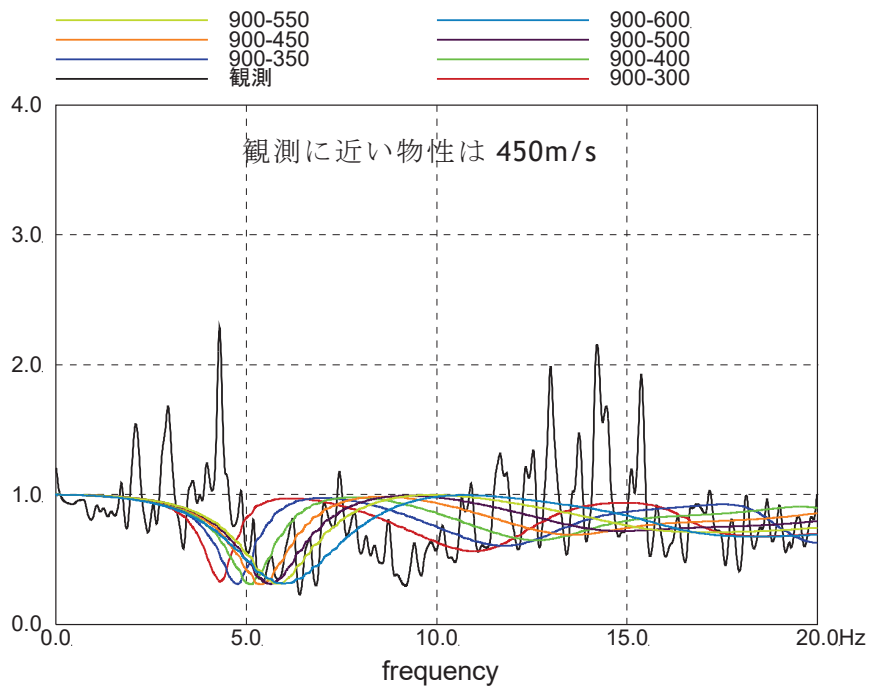


(b)EW 方向

図 4-22 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地震動（E+F+P 波）の伝達関数の比較  
（2005/8/16 宮城県沖の地震）

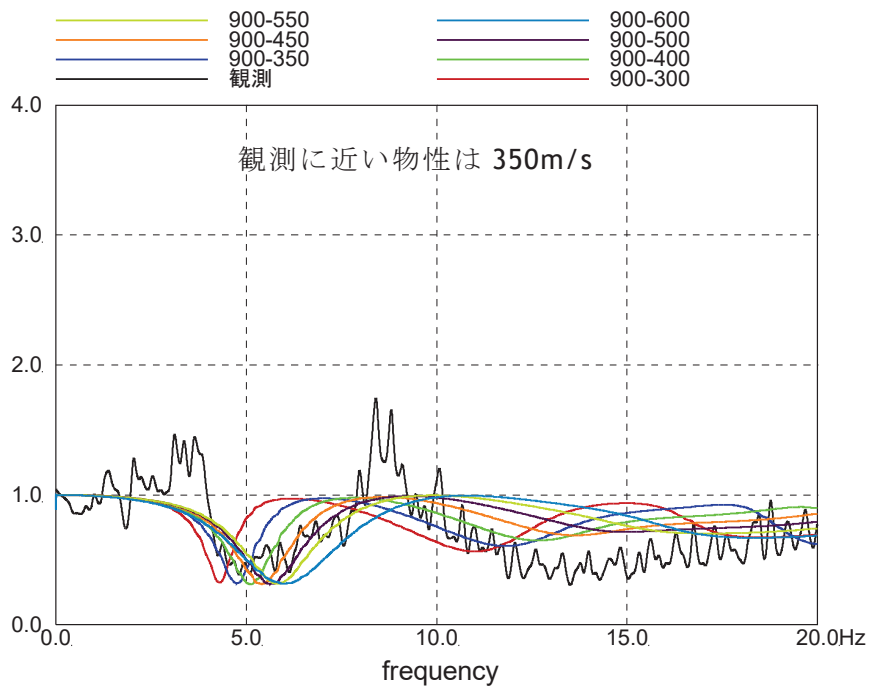


(a)NS 方向

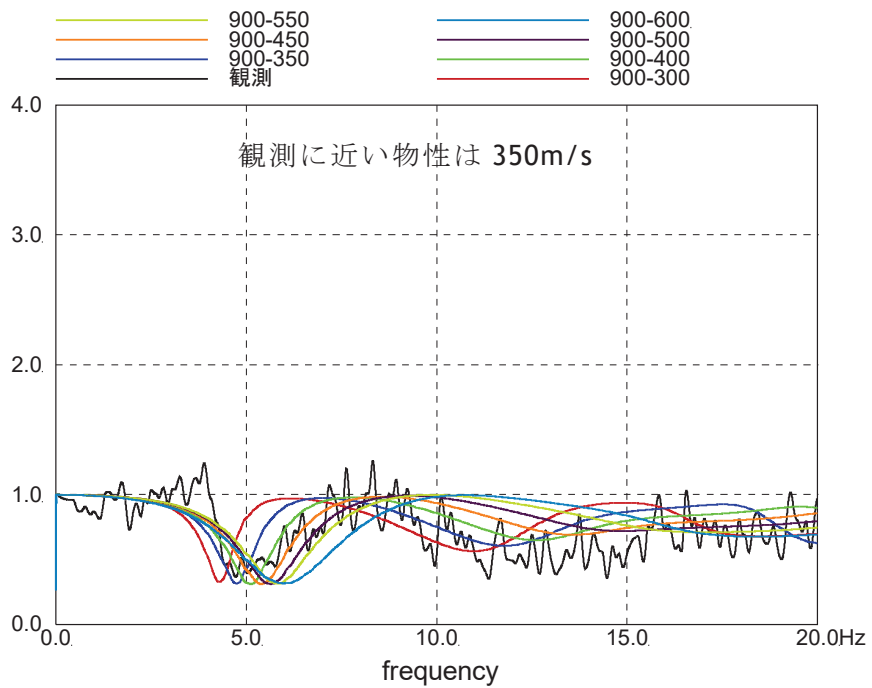


(b)EW 方向

図 4-23 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地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (2011/3/9 の地震)

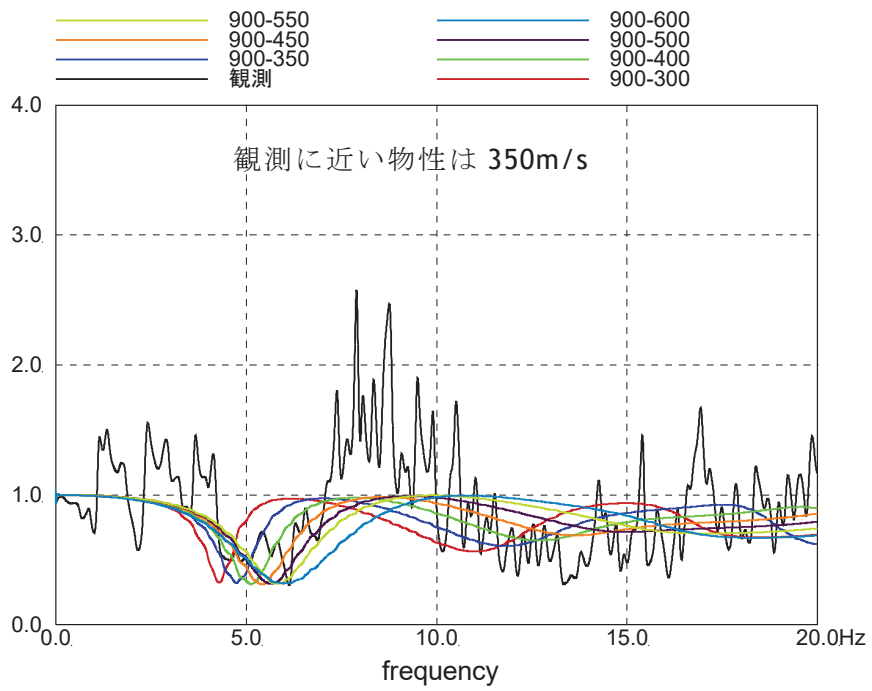


(a) NS 方向

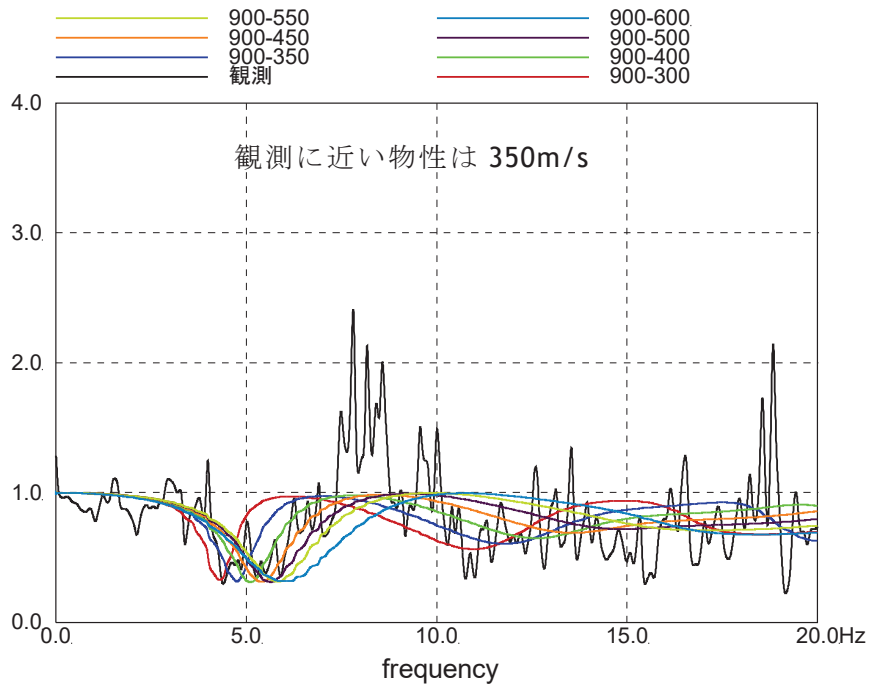


(b) EW 方向

図 4-24 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地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (3.11 地震)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4-25 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地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (4.7 地震)

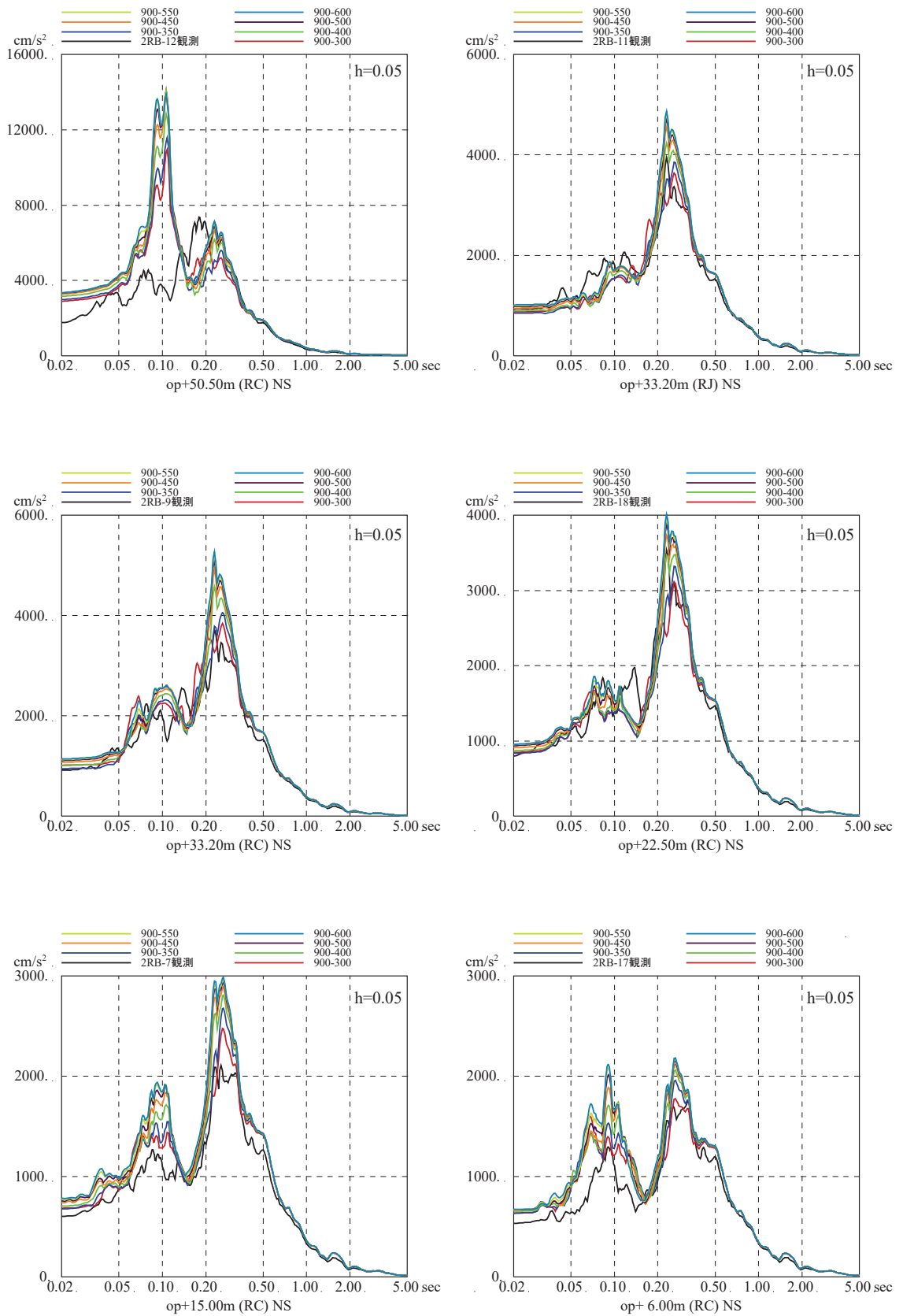


図 4-26 はぎとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較  
(3.11 地震, NS 方向, 建屋減衰 5%)

d. ベースとなる地盤モデルの設定（詳細は別紙 9 参照）

これまでの仮設定した地盤モデルの検討結果から以下のことが確認されたことから、基準地震動  $S_s$  に対する評価にあたり、原子炉建屋のベースとなる地盤モデルは表 4-8 に示す地盤モデルとする。

- ① 表層地盤は 2 層地盤とし、層境界を O.P. 0m に設定すると観測記録との適合が良いこと。
- ② 表層地盤のうち、下部については、せん断波速度  $V_s$  を 900m/s に設定すると観測記録との適合が良いこと。
- ③ 表層地盤のうち、上部については、地震動の振幅レベルにより最適となるせん断波速度  $V_s$  が異なることから非線形性を考慮する必要があること。

表 4-8 原子炉建屋 ベースとなる地盤モデル

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	18.6	地震動の振幅レベルに応じた非線形性を考慮した地盤物性とする	
	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

(4) 表層地盤の非線形化を考慮した基準地震動  $S_s$  評価用地盤モデルの設定

前項までの検討において、表層地盤上部 (0.P. 14.8m~0.P. 0m) については、地震動の振幅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た。

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  $G_0$ 、 $G/G_0-\gamma$  曲線及び  $h-\gamma$  曲線の非線形特性を設定する。盛土物性値の調査位置を図 4-27 に示す。また、各試験結果から設定した盛土物性値を表 4-9 に示す。

表層地盤上部に非線形特性を考慮した地盤モデルを表 4-10 に示す。

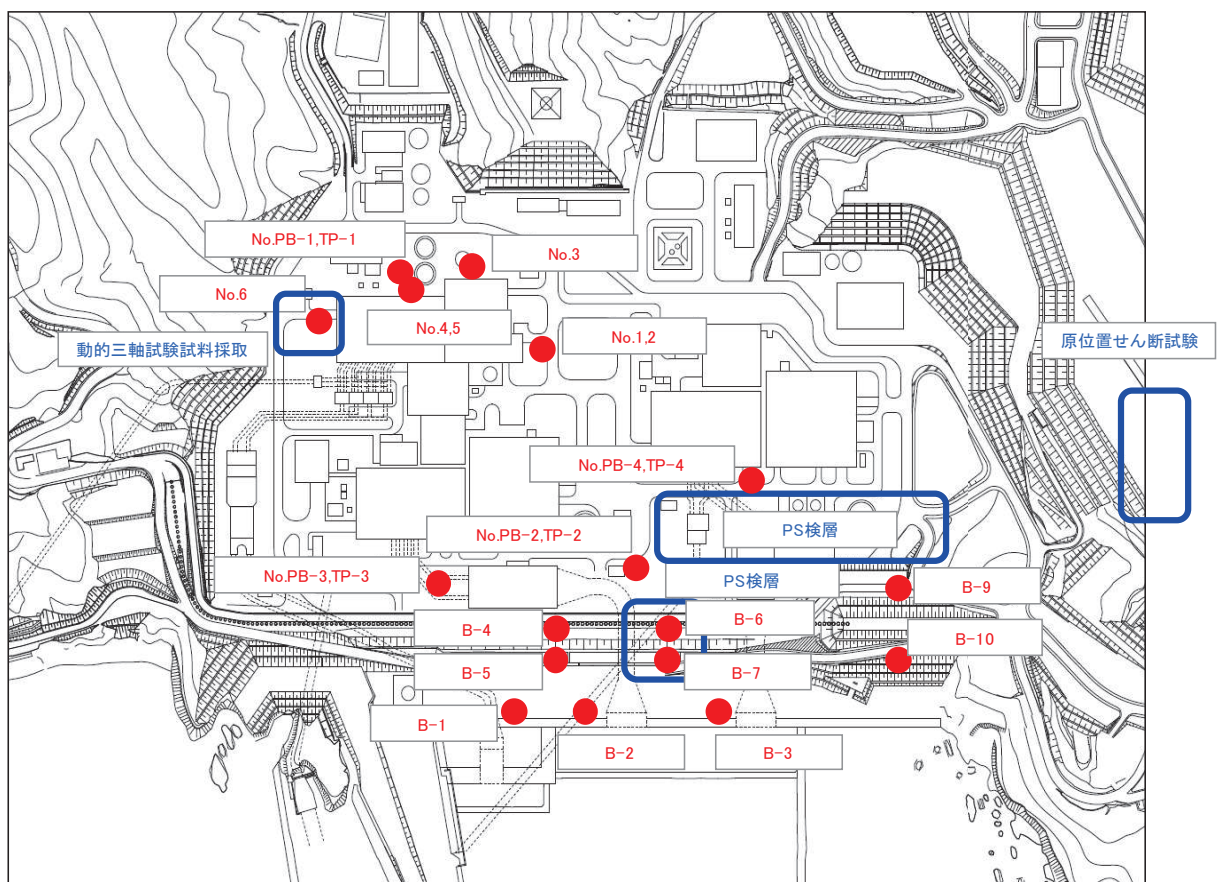


図 4-27 盛土ほかの調査位置図



表 4-9 各試験結果から設定した盛土の解析用物性値

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

表 4-10 原子炉建屋地盤物性

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 $\gamma$ ( $kN/m^3$ )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数 <sup>*2</sup> h (%)
表層地盤	14.80	18.6	*1	3 <sup>*3</sup>
	0.00	23.3	900 <sup>*4</sup>	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

注記\*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

\*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

初期せん断剛性  $G_0$  は、PS 検層結果により (4.3-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (4.3-1)$$

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  $\tau_m$  と初期せん断剛性  $G_0$  から、基準ひずみ  $\gamma_m$  を算定し (4.3-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (4.3-2)$$

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、繰返し三軸試験結果に基づき (4.3-3) 式により求める。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (4.3-3)$$

#### 4.3.2 観測記録を用いた入力地震動評価用地盤モデルの検証(詳細は別紙10参照)

##### (1) 検討概要

入力地震動評価用地盤モデル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の振幅レベルの地震観測記録と整合する結果を与えるかどうかを確認する。

##### (2) 検討方法

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の伝達関数と、同じくはざとり波に対する「4.3 基準地震動  $S_s$  に対する入力地震動評価用地盤モデルの設定概要」において設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付近の谷の再現性を確認することにより検討する(図4-28参照)。検討に用いた地震諸元を表4-11に示す。

3.11地震については、はざとり波を用いて算定した基礎版底面レベル(0.P.-14.1m)の入力地震動を用いて、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。シミュレーション解析の概要を図4-29~図4-31に、解析条件を表4-12に示す。

##### (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図4-32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地震のはざとり波を用いた場合と基礎版上観測記録を用いた場合のシミュレーション解析結果の比較を図4-33に示す。

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は、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、それ以外は、観測記録に対して、基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析と同等の適合度となっている。

なお、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となる傾向についての考察は以下のとおりである。

①図4-34に基礎版上の床応答スペクトルについて、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、基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果及び基礎版上観測記録を比較して示す。NS方向、EW方向共に、はざとり波を用いたシミュレーション解析結果の床応答スペクト

ルは周期 0.08 秒付近で基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果を若干上回っている。

②図 4-35 に基礎版上に対する各階の伝達関数を示す。はぎとり波を用いた場合と基礎版上観測記録を用いた場合の伝達関数はほぼ重なっており、建屋応答による差異はないことが確認できる一方で、周期 0.08 秒に対応する 12.5Hz 付近の各階の伝達関数は、NS 方向が谷になっており、EW 方向が山になっている。

③以上のことから、EW 方向の建屋上部の周期 0.08 秒付近の応答が特に大きくなっていると考えられる。

また、図 4-33(1)の床応答スペクトルの比較から、NS 方向地上 2 階(0. P. 22. 5m)の観測記録 (2RB-18) の周期 0.15 秒付近の応答がシミュレーション解析より大きくなっていることから、その要因について分析する。

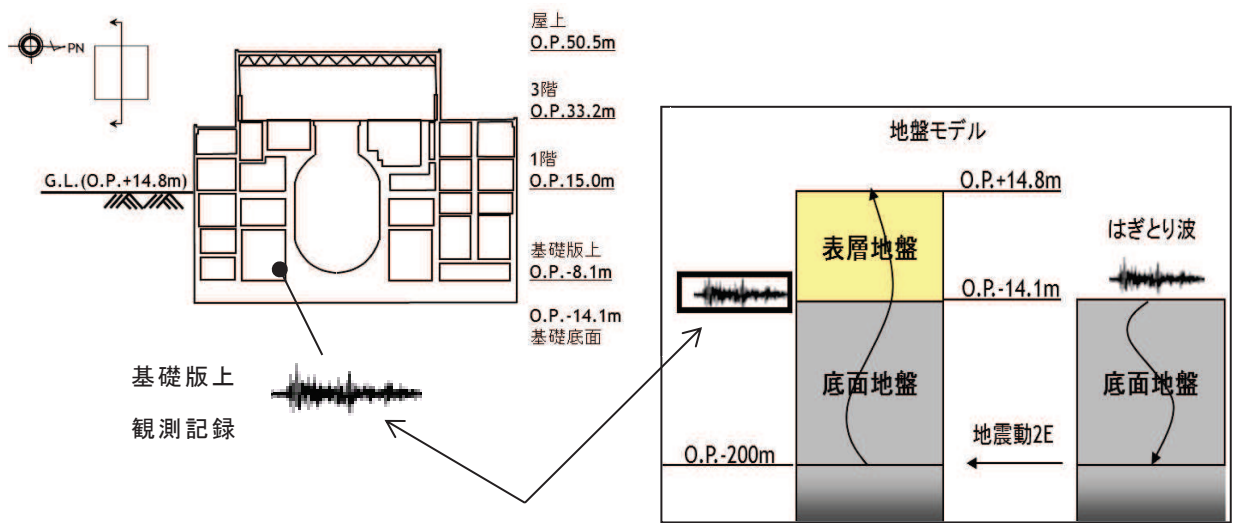
図 4-36(1)に 2F 地震計の設置位置の詳細図を示す。2F の地震計の設置位置は、EW 方向の IW-4 の耐震壁に平行な R3 通りの壁の近傍に配置されているが、NS 方向の壁からは離れており、その間には EV の床開口が存在している。従って、2RB-18 の地震計の NS 方向の応答は、床開口の影響を含んでいる可能性が考えられる。

このような局所的な応答の影響を検証するため、3次元モデルを用いて、2RB-18 の地震計位置に相当する節点 (以下「節点 A」という。) と質点系モデルの質点位置に相当する IW4 と IWC の交点付近の節点 (以下「節点 B」という。) の伝達関数を確認する。

図 4-36 (2) に 3次元モデルの基礎観測点 (2RB-6) に対する地上 2 階の節点 A 及び節点 B の伝達関数を示す。節点 B は耐震壁位置にあるため、質点系モデルの応答に近いと考えられる。NS 方向成分については、節点 A の伝達関数はほとんどの振動数で節点 B の伝達関数より振幅が大きくなっている。周期 0.15 秒(6.67Hz)前後に着目すると、6Hz~10.5Hz 付近及び 12Hz~14Hz 付近で大きくなっており、この特徴は、地上 2 階の観測記録 (2RB-18) の応答スペクトルにほぼ整合している。

以上の結果から、NS 方向地上 2 階 (0. P. 22. 5m) の観測記録 (2RB-18) の応答スペクトルがシミュレーション解析より大きくなるのは、地震計の設置位置が NS 方向の耐震壁から離れた位置に設置されていること、地震計設置位置の近くに床開口があることによる局所的な応答の影響を含んでいることが考えられる。

以上のことから、策定した入力地震動評価用地盤モデルは 3.11 地震等の過去の地震に対し、適用可能であることを確認した。



はぎとり波に対するそれぞれの伝達関数の谷となる振動数を比較

図 4-28 表層地盤物性の検討方法の概念

表 4-11 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) ( $\text{cm/s}^2$ )		
			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

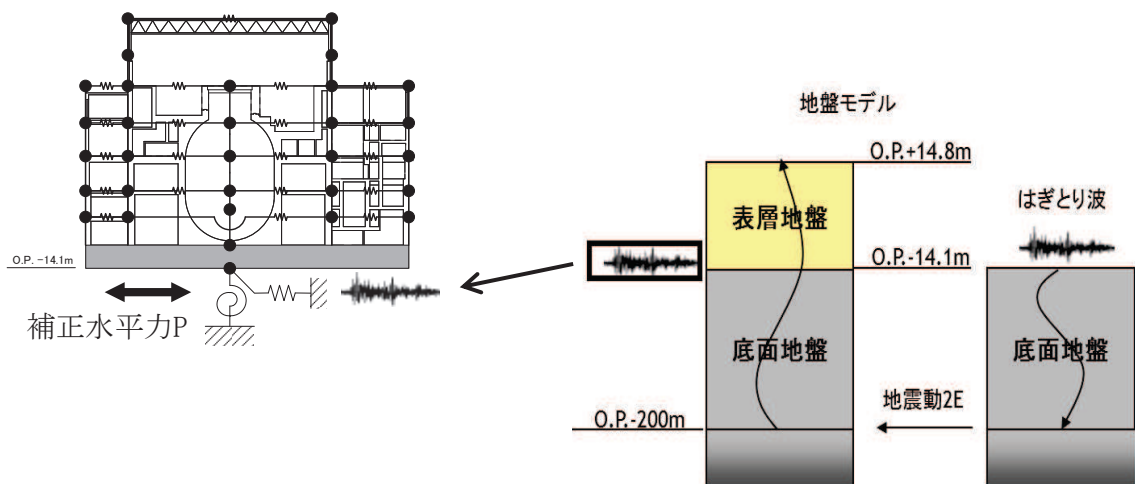


図 4-29 はぎとり波を用いたシミュレーション解析手法の概念図

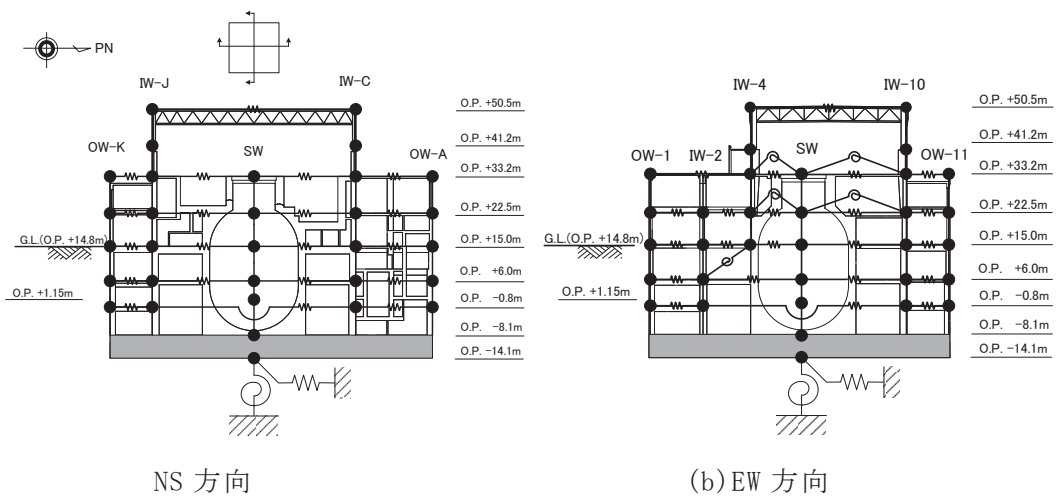


図 4-30 建屋シミュレーション解析モデル

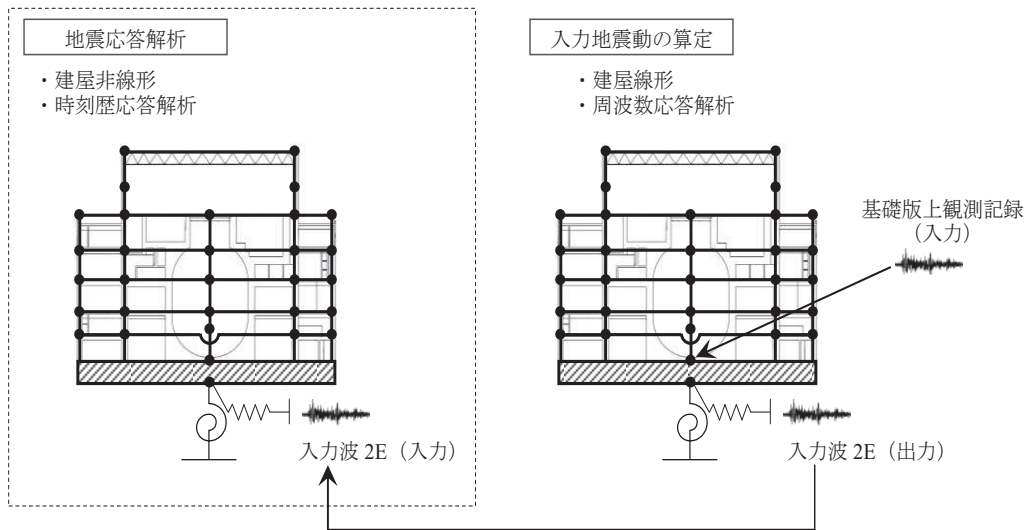
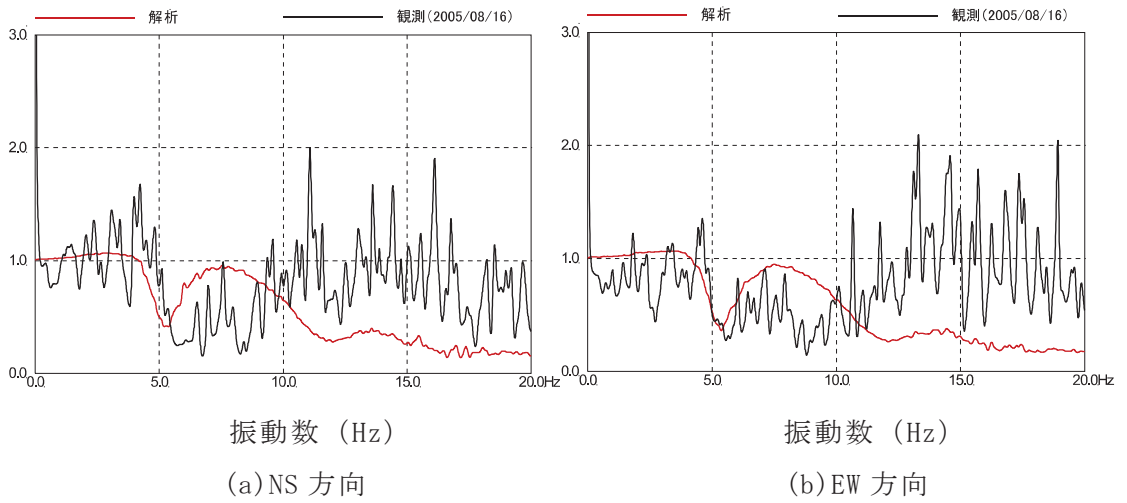


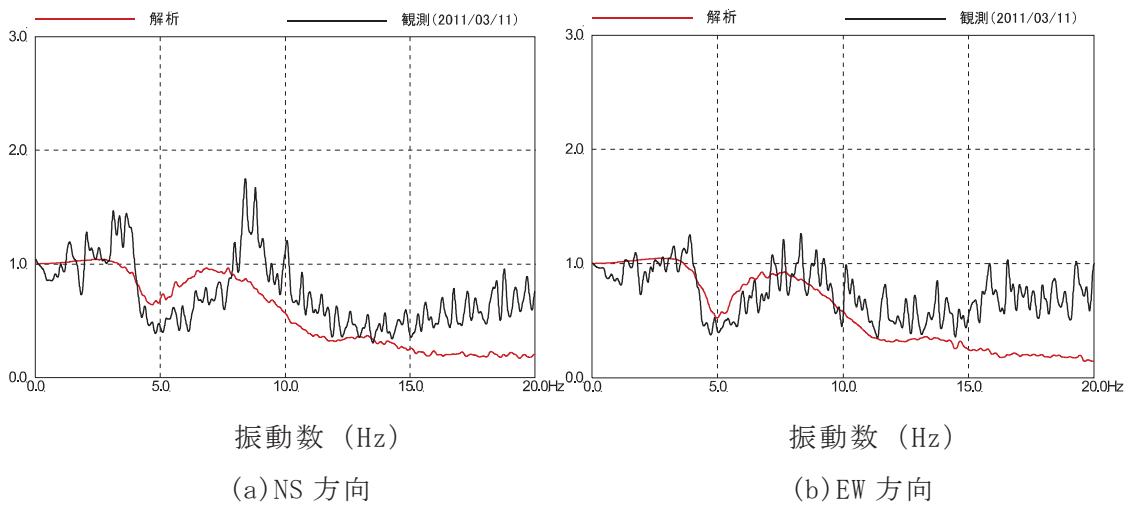
図 4-31 基礎版上観測記録を用いた建屋シミュレーション解析の概念図

表 4-12 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) 基礎版上観測記録を用いた シミュレーション解析
建屋	原子炉建屋	
地震動	3.11 地震のはぎとり波	3.11 地震の基礎版上観測記録
入力地震動	基礎版底面レベルの 地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)	基礎版底面レベルの 地震動を逆算し入力 (2E 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%, 側面地盤ばね無し)	
地盤モデル	S <sub>s</sub> 評価用地盤モデル (表層地盤: 2層モデル)	—



2005/8/16 宮城県沖の地震



3.11 地震

図 4-32 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地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較



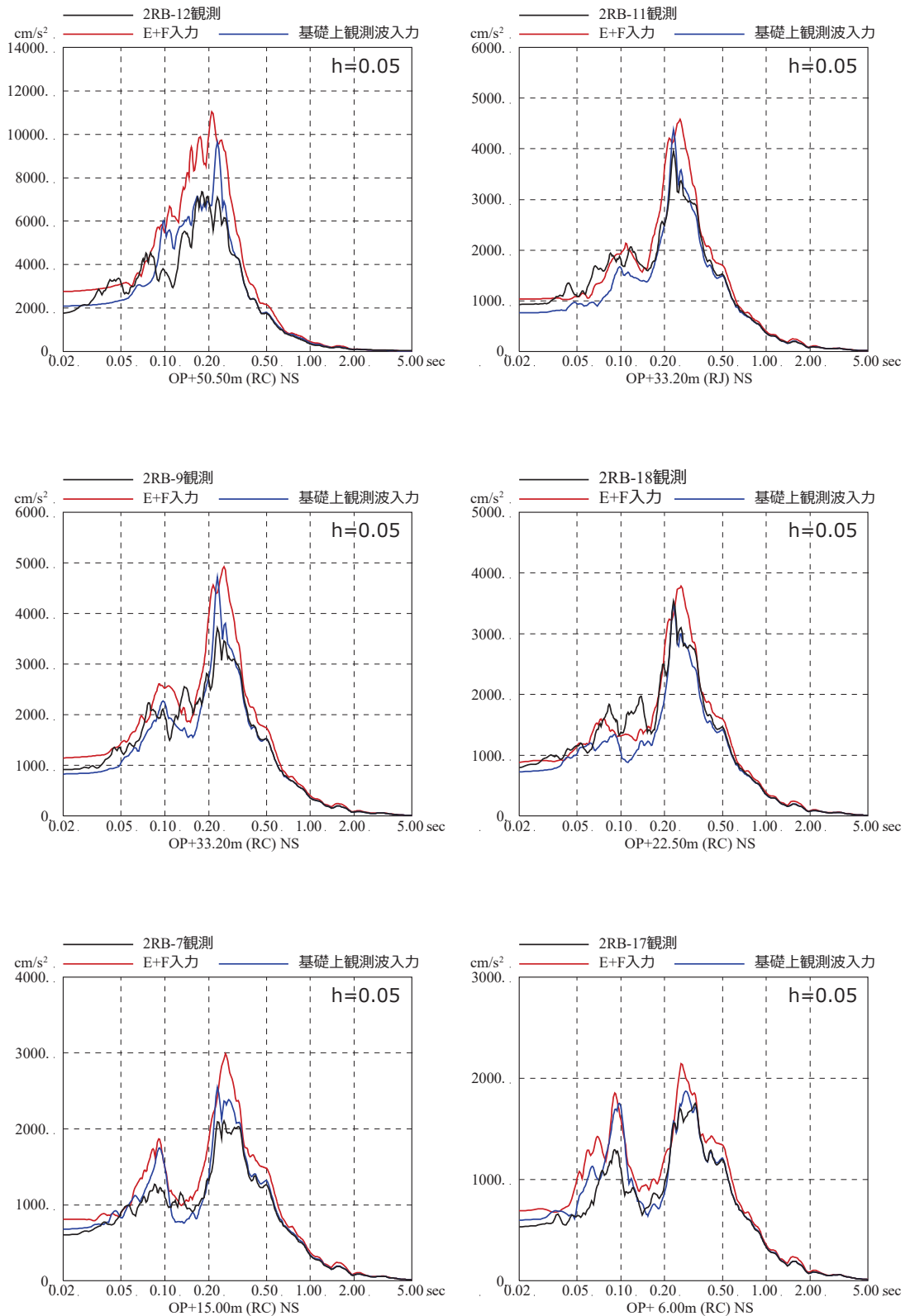


図 4-33(1) 3.11 地震のはざとり波を入力に用いた場合と  
基礎版上観測記録を用いた場合のシミュレーション解析結果の比較  
(原子炉建屋, NS 方向)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

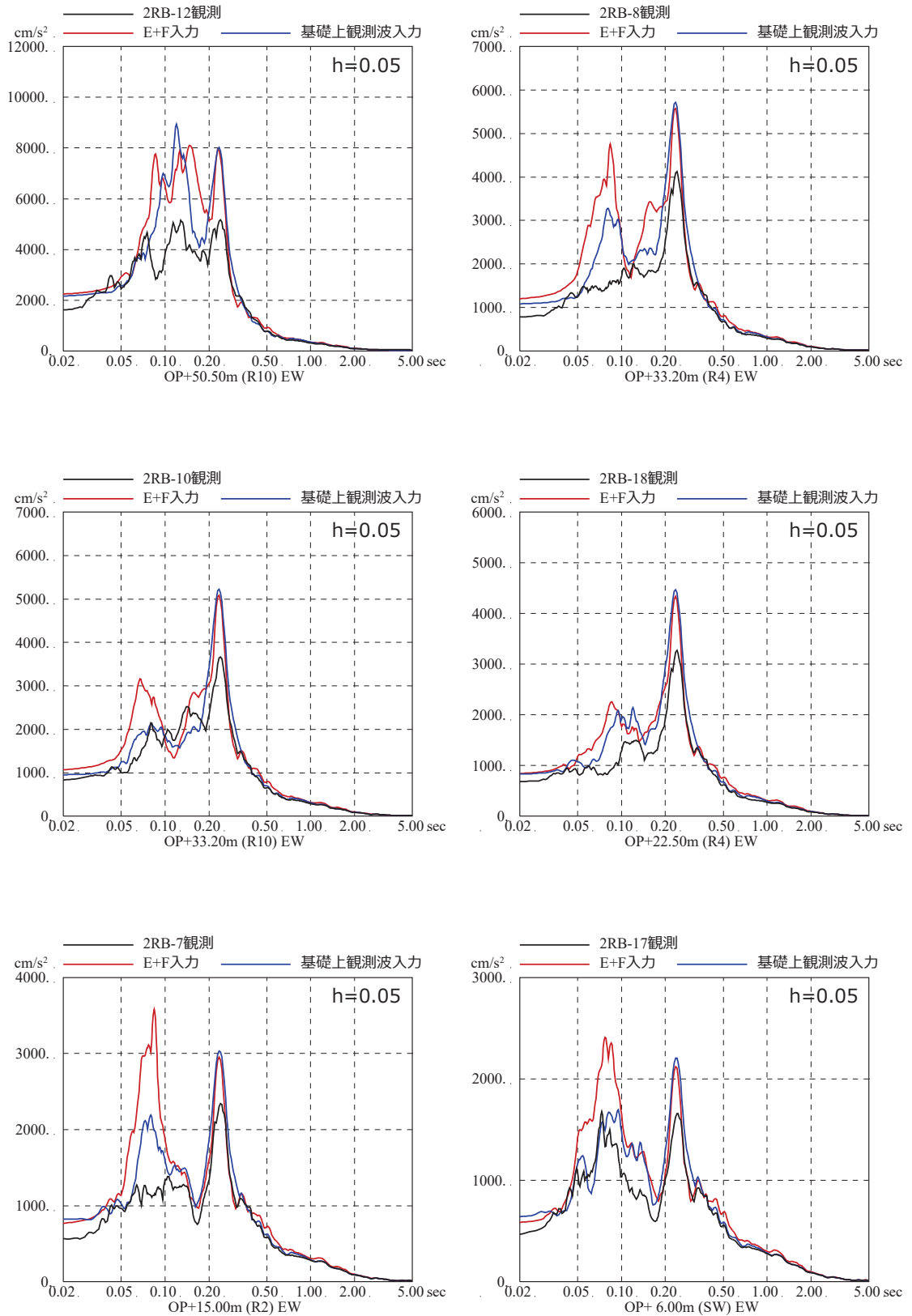


図 4-33(2) 3.11 地震のはぎとり波を入力に用いた場合と  
基礎版上観測記録を用いた場合のシミュレーション解析結果の比較  
(原子炉建屋, EW 方向)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

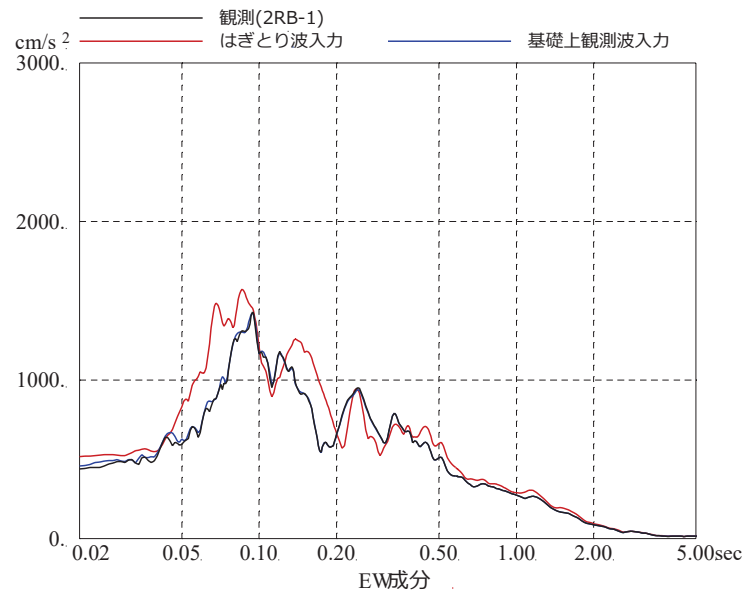
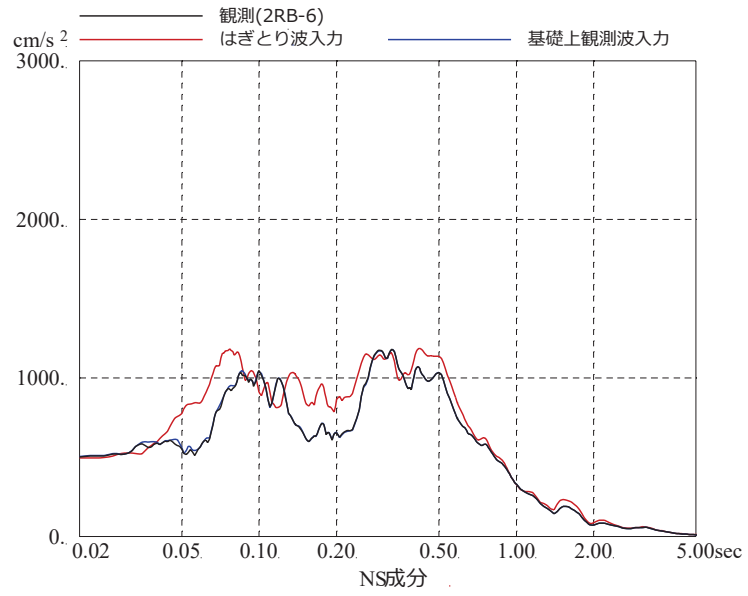
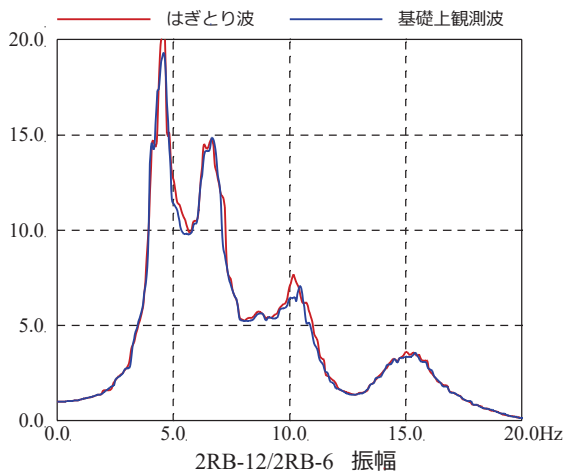
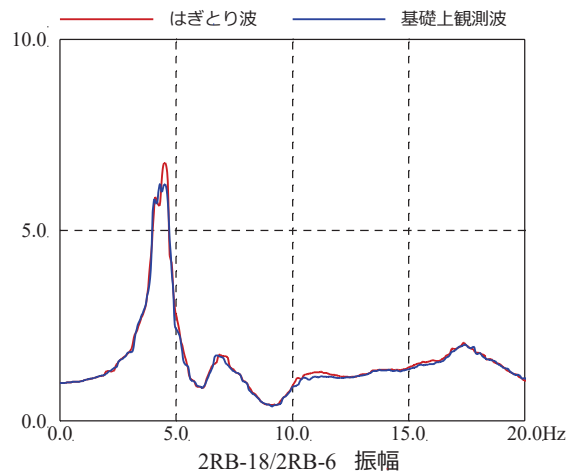


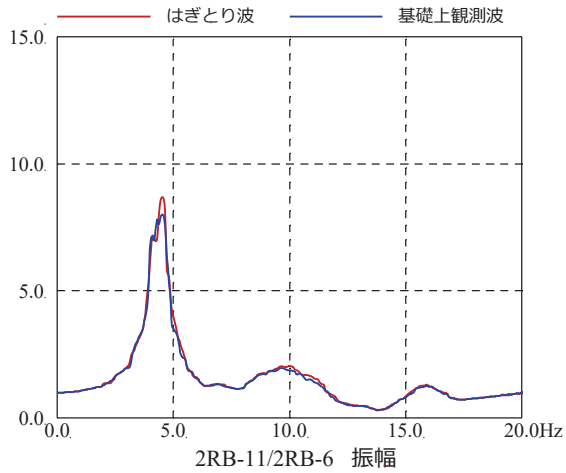
図 4-34 基礎版上の床応答スペクトルの比較



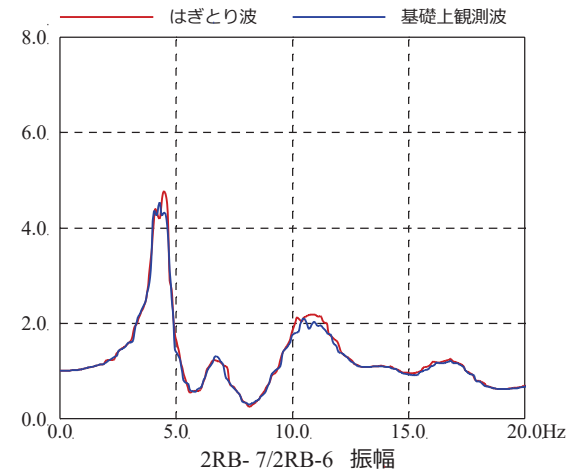
屋上 (0. P. 50.5m)



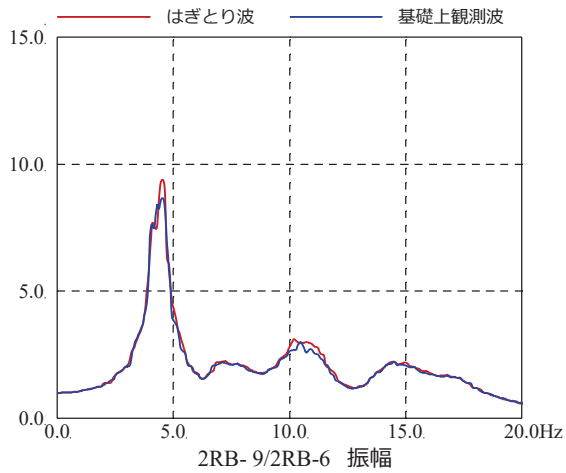
地上 2 階 (0. P. 22.5m)



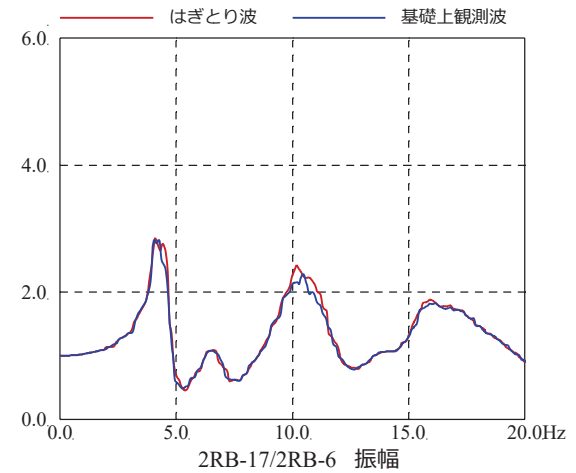
地上 3 階 (0. P. 33.2m)



地上 1 階 (0. P. 15.0m)



地上 3 階 (0. P. 33.2m)



地下 1 階 (0. P. 6.0m)

図 4-35(1) 床応答波形の伝達関数 (NS 方向)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

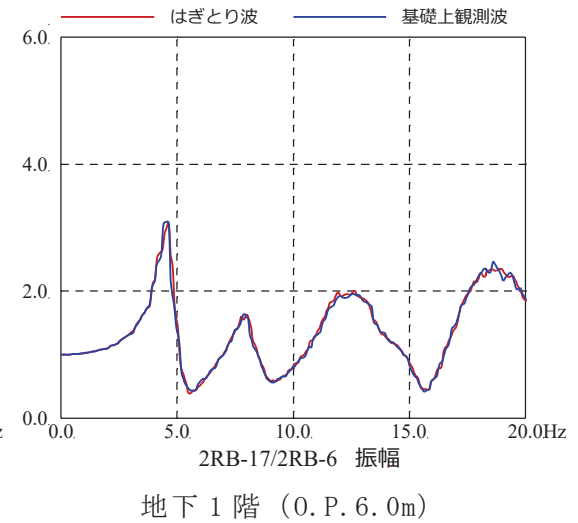
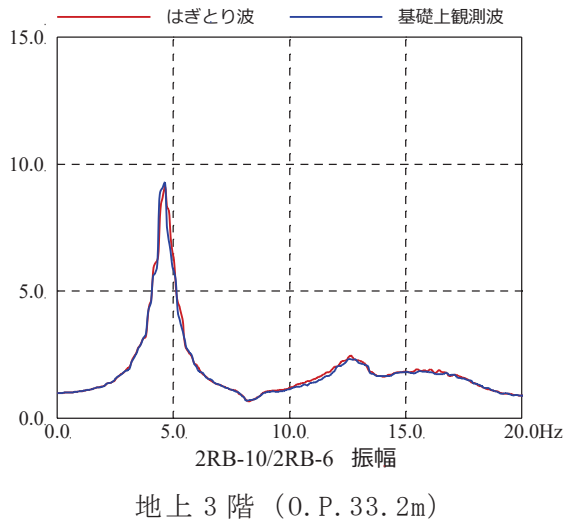
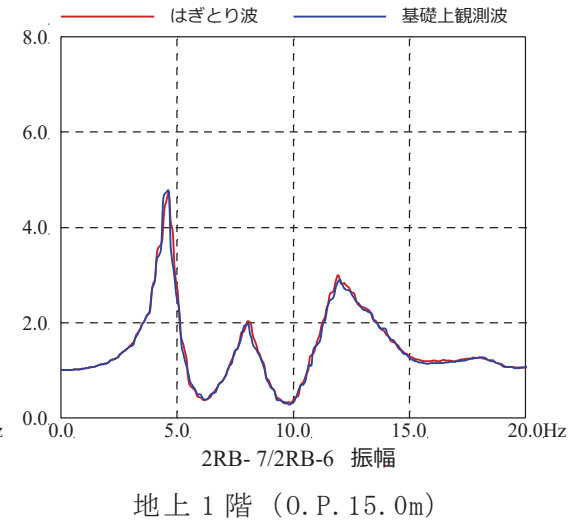
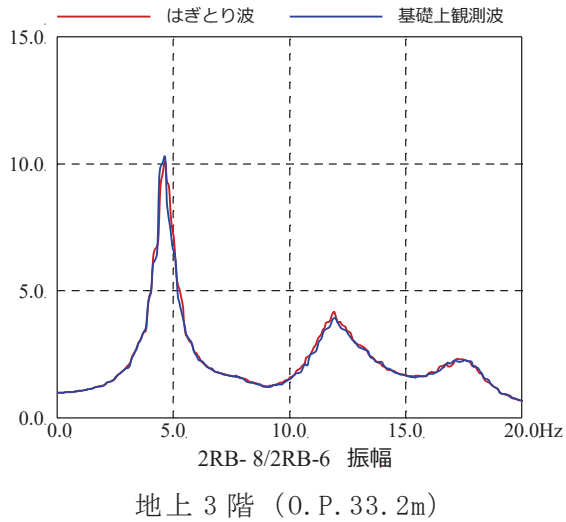
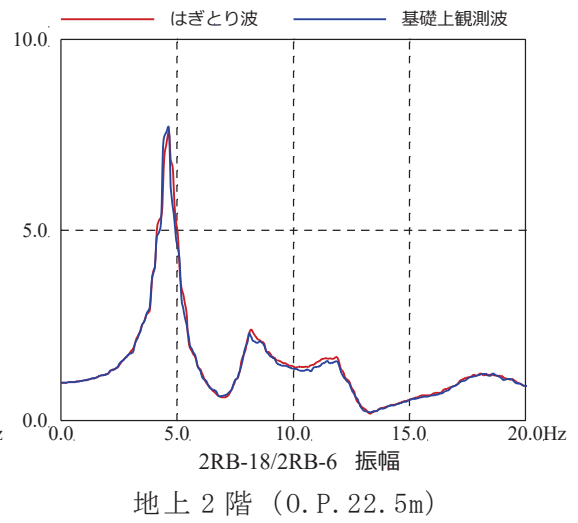
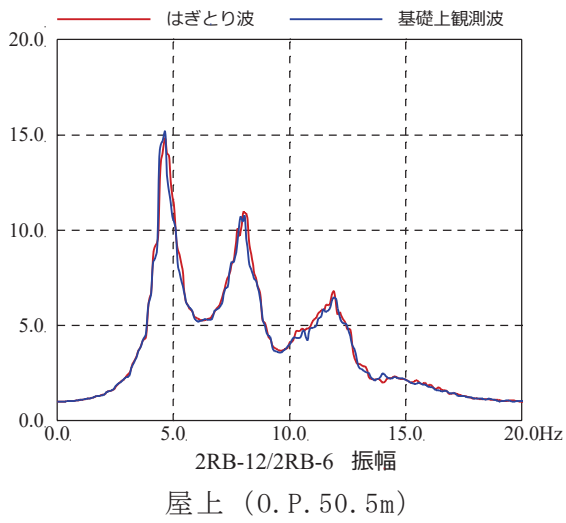


図 4-35(2) 床応答波形の伝達関数 (EW 方向)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

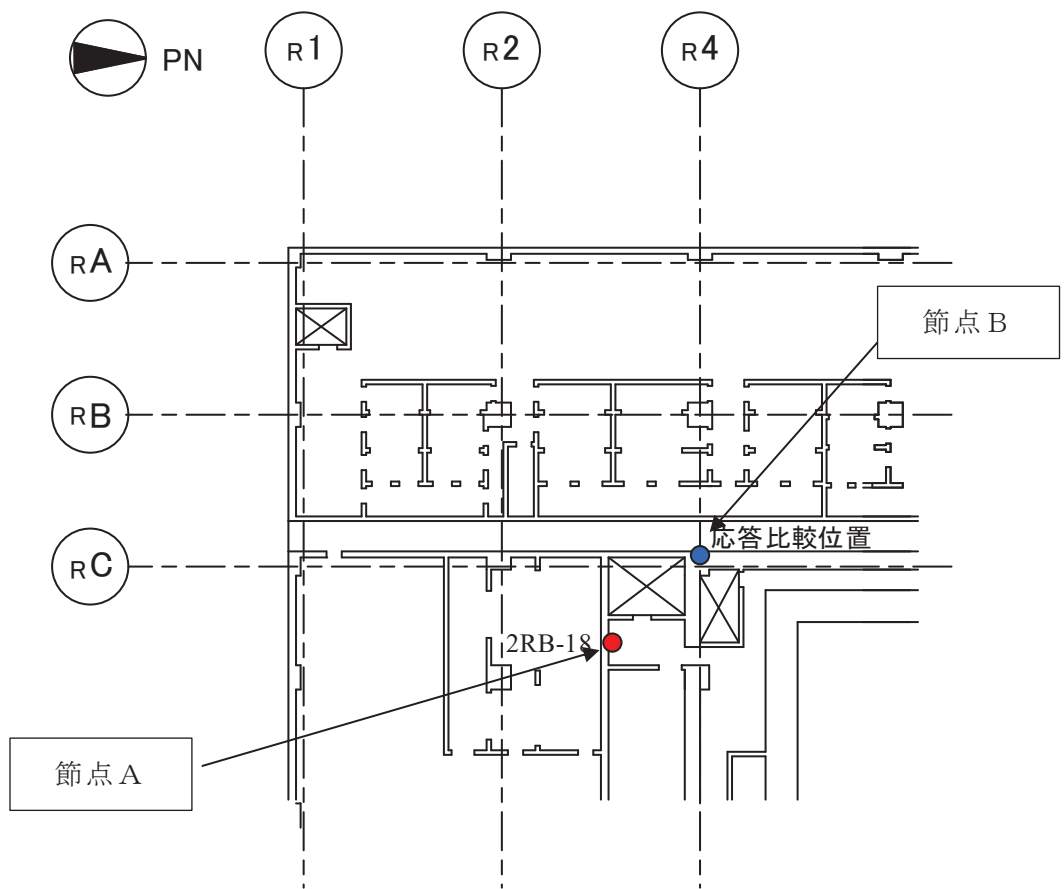


図 4-36(1) 地震計設置位置と応答比較位置 (原子炉建屋地上2階 (O.P. 22.5m))

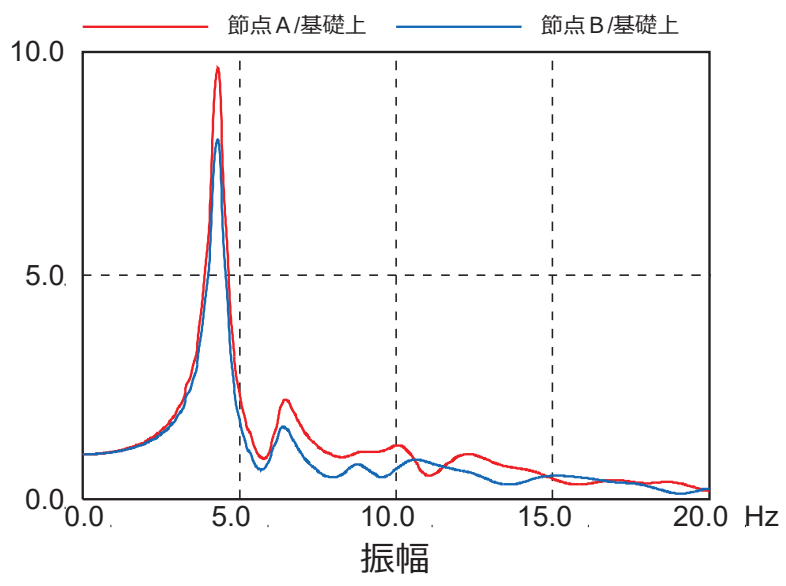


図 4-36(2) 3D-FEM モデルの伝達関数 (NS 方向)

#### 4.3.3 基準地震動 $S_s$ に対する入力地震動評価用地盤モデルの適用性

(詳細は別紙 11～14 参照)

##### (1) 検討概要

表層地盤上部の非線形特性は、地盤の物性試験結果を基に評価し 3.11 地震等の様々な記録を用い、手法の妥当性の検証を行っている。しかし、基準地震動  $S_s$  では過去の地震よりも更にひずみが進んだ状態となる（外挿関係になる）ことから、ここでは、基準地震動  $S_s$  に対する各種感度解析を実施し、それらの影響について確認する。

また、既往プラントでは、入力地震動評価に逐次非線形解析を採用した実績が無いことも踏まえ、評価手法の設定条件等の違いが基準地震動  $S_s$  の応答に与える影響について感度解析を実施し、その影響について確認する。

##### (2) 検討方法

基準地震動  $S_s$  について、地盤モデルの表層地盤下部のせん断波速度  $V_s$  の違い、表層地盤上部の非線形特性の評価方法の違いが応答結果に与える影響を確認する。

具体的には、①表層地盤下部のせん断波速度を低下させた場合の影響、②表層地盤上部の初期物性に地盤の安定性解析と同様の評価を採用した場合の影響について検討した。

また、地盤減衰モデルの違い、地盤モデルの下端深さの違いが応答結果に与える影響を確認する。

具体的には、③地盤減衰モデル（レーリー減衰）を内部粘性減衰に変えた場合の影響検討、④引き下げモデルの下端深さの違いの影響について検討した。

##### (3) 検討結果

まず、①表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の検討結果を図 4-37 に示す。

表層地盤下部の波動伝播特性評価においては、岩盤以外の地質構造もあるものの全体として岩盤の影響が支配的な層として設定しており、せん断波速度は岩盤相当の値（900m/s）を採用し特に非線形性は考慮していないが、岩盤以外の表層地盤の非線形化の影響の可能性も考慮し、地盤物性の変化（S波速度値を 800m/s から 1000m/s の範囲で変化）が基準地震動  $S_s$  の応答に与える影響を確認した。その結果、表層地盤下部の地盤物性の違いが応答結果に与える影響は小さいことが確認された。この傾向は 3.11 地震に対しても同様となっていることも合わせて確認した。これらから、表層地盤下部の  $V_s=900\text{m/s}$  を採用することとした。

次に、②表層地盤上部の初期物性を地盤の安定性解析と同様の評価を採用した場合の検討結果を図 4-38 に示す。

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 $G_0$ を、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、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ている。一方、初期せん断剛性 $G_0$ 及び $G/G_0-\gamma$  曲線については、地盤安定解析では繰返し三軸試験による結果も考慮していることから、この結果を反映した地盤モデルを採用した場合の 3.11 地震に対するシミュレーション解析を行い、観測記録との整合性について検討した。その結果、現状評価の方が整合性の良い結果となった。更に、地盤モデルの違いが基準地震動 $S_s$ の応答に与える影響についても確認したところ、ひずみの大きい基準地震動 $S_s$ の場合、両者の違いは小さいことを確認した。これらから、表層地盤上部の非線形特性は現状評価が妥当と判断した。

次に、③地盤減衰モデル（レーリー減衰）を内部粘性減衰に変えた場合の検討結果を図 4-39 に示す。

逐次非線形解析では、減衰モデルは内部粘性減衰又はレーリー減衰が適用できるが、3.11 地震のシミュレーション解析ではレーリー減衰（3%）を採用し観測記録との整合性が確認されたため、基準地震動 $S_s$ の入力地震動算定においてもレーリー減衰を採用している。レーリー減衰は2つの固有振動数に対し減衰が設定可能だが、内部粘性減衰は一つの固有振動数に減衰を設定するとそれより高次は減衰が大きく評価されることから、レーリー減衰の方が表層地盤の反射波（F波）の高振動数側については大きく算定する結果を与える。参考にレーリー減衰と内部粘性減衰の違いが基準地震動 $S_s$ に対する応答に及ぼす影響を比較すると、短周期側でレーリー減衰の方が入力地震動を大きめに評価する結果となっている。

最後に、④地盤モデルの下端深さの違いの検討結果を図 4-40 に示す。

入力地震動の評価の際には、建屋基礎底面レベルに設定した解放基盤表面の地震動（2E波）から地盤モデルの下端における地震動（2E<sub>0</sub>波）を算定し、表層地盤を考慮した地盤モデルに算定した地震動を入力して建屋基礎底面レベルの入力地震動（E+F波）を算定している。算定にあたっては、下降計算、上昇計算とも基本的には同じ次元波動論を採用していることから、地盤モデルの下端深さの違いが解析結果に与える影響は大きいものではないと考えられること、また、地震基盤相当レベル（O.P. -128.4m）よりも上部の波動伝播特性については観測記録との整合性が確認されていることを考慮し、地盤モデルの下端深さは地震基盤の地盤物性が更に深部に延長するモデルとして O.P. -200m に設定している。

また、3.11 地震に対するシミュレーション解析においても地盤モデルの下端深さは O.P. -200m としており、記録との整合性が確認されている。



ここでは、地盤モデルの下端深さの違いが解析結果に与える影響について基準地震動を用いて評価した。その結果、地盤モデルの下端深さの違いが応答結果に与える影響は小さいことを確認した。この結果を踏まえても、地盤モデルの下端深さを 0.P. -200m に設定することは妥当と判断した。なお、図 4-40 において地盤モデルの下端深さを 0.P. -400m に設定したモデルの短周期側の応答スペクトルの値のほうが小さくなる傾向が見られるが、これは、地盤モデルの下端深さが深くなるほどレーリー減衰モデルの短周期側の減衰が大きくなることの影響が顕著に表れるためであると考えられる。

以上より、表層地盤下部の物性の違いの感度は小さいこと、また、上部については非線形レベルの大きい基準地震動  $S_s$  ではあまり違いが生じないことを確認した。地盤減衰モデルでは 3.11 地震シミュレーションに用いた手法が保守的な結果を与えることを、地盤モデル下端深さの違いについては感度が小さいことを確認した。

以上のことから、設定した入力地震動評価用地盤モデルは基準地震動  $S_s$  に対する評価に適用可能と判断した。

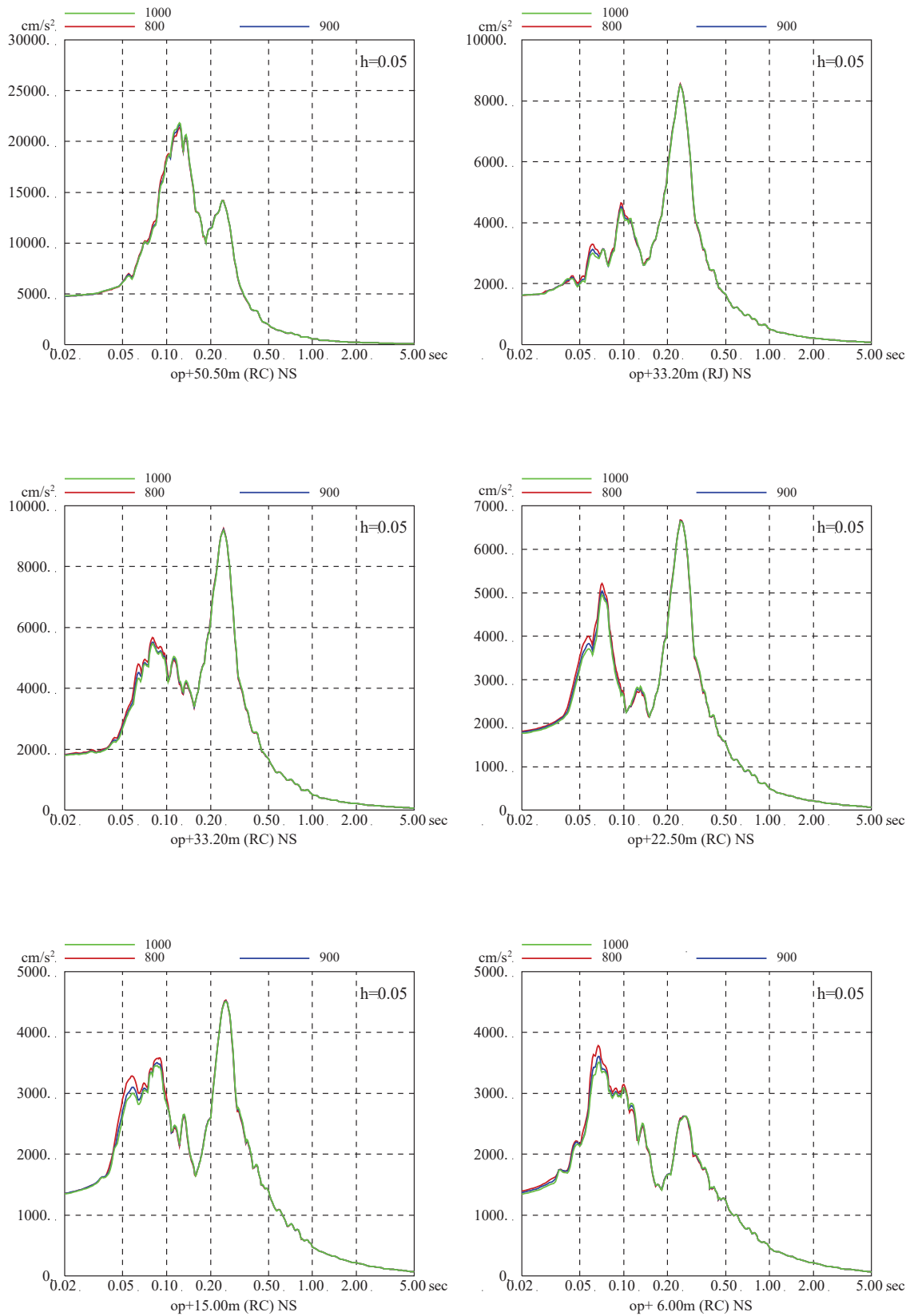


図 4-37(1) 表層地盤下部のせん断波速度  $V_s$  を変化させた場合の床応答スペクトルの比較 ( $V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$ , 基準地震動  $S_s - D2$ , NS 方向)

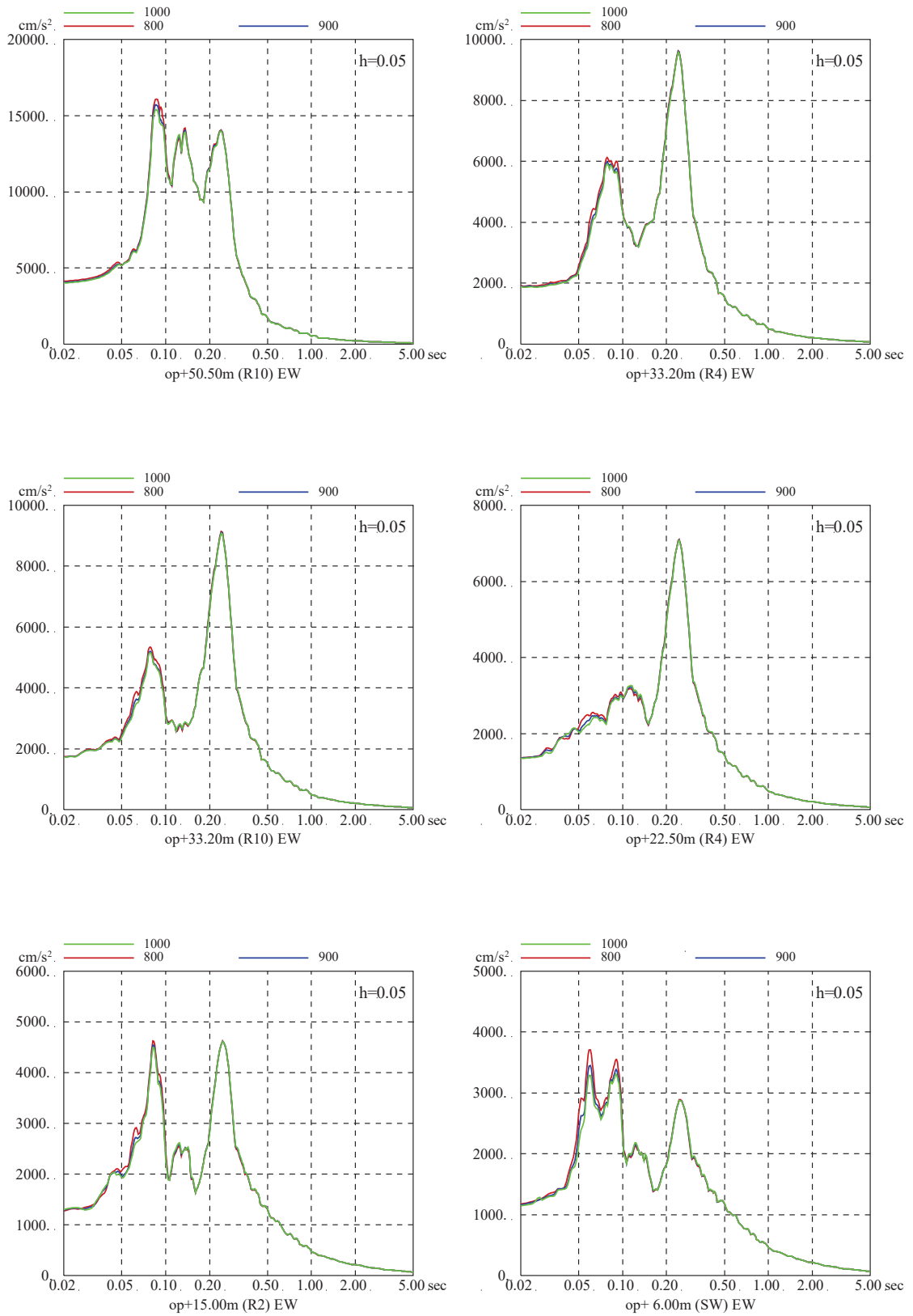


図 4-37(2) 表層地盤下部のせん断波速度  $V_s$  を変化させた場合の床応答スペクトルの比較 ( $V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$ , 基準地震動  $S_s-D2$ , EW 方向)

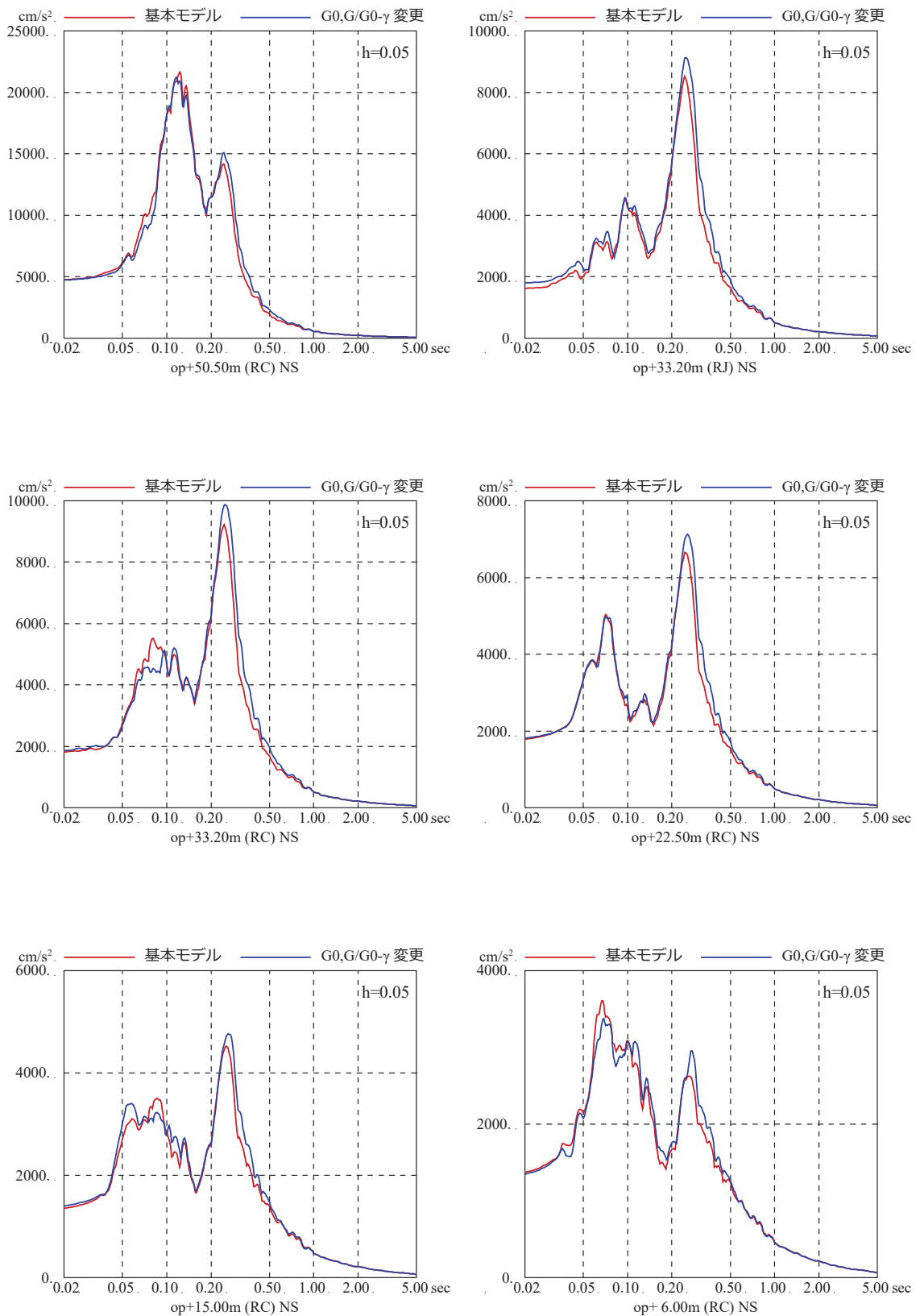


図 4-38(1) 表層地盤上部の非線形特性を変えた場合の  
床応答スペクトルの比較 (基準地震動  $S_s - D2$ , NS 方向)

注: 凡例の「 $G_0, G/G_0 - \gamma$  変更」は、地盤安定解析と同様に繰返し三軸試験による結果も考慮した解析結果を示す。

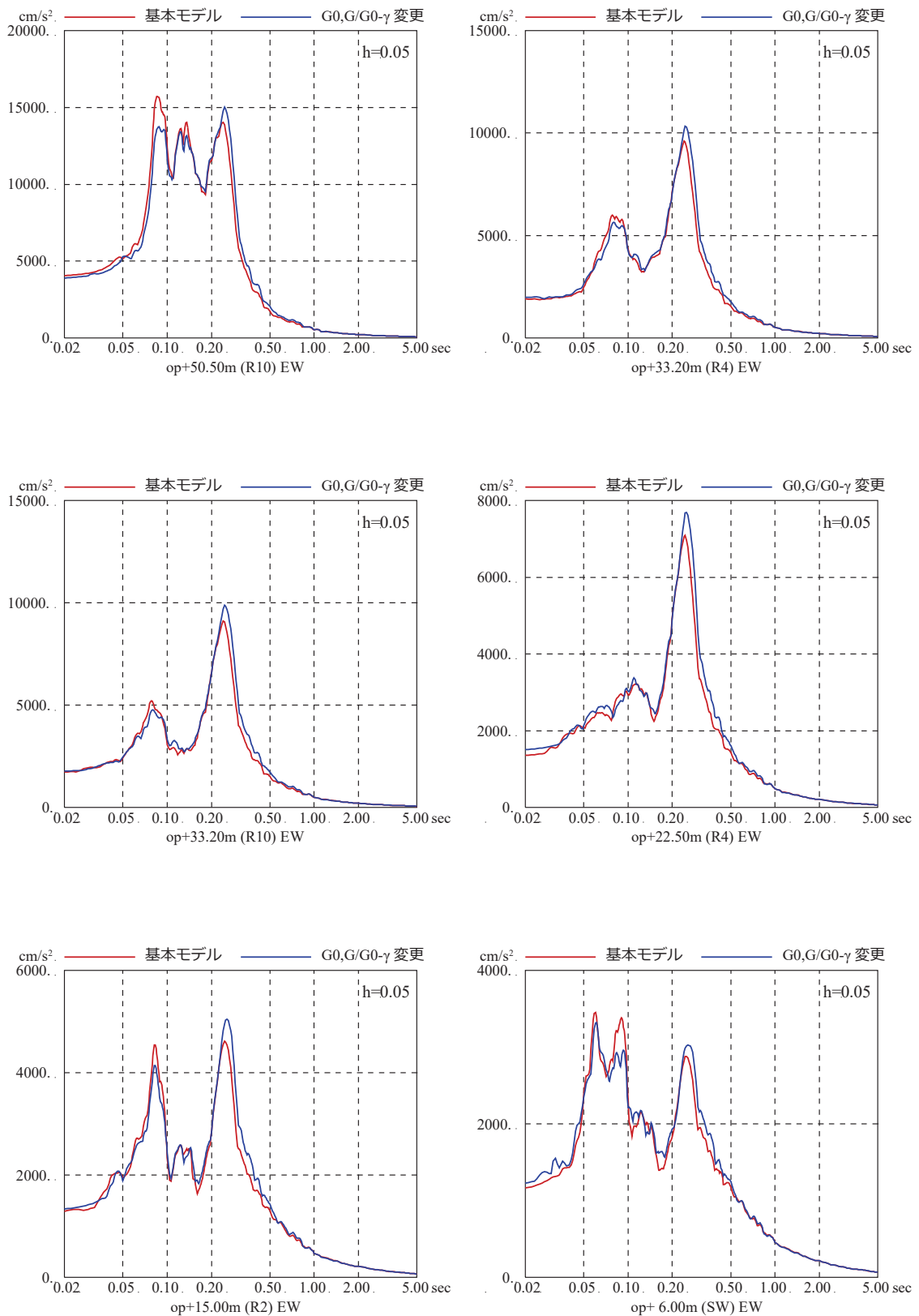


図 4-38(2) 表層地盤上部の非線形特性を変えた場合の床応答スペクトルの比較 (基準地震動  $S_s - D2$ , EW 方向)

注: 凡例の「 $G_0, G/G_0 - \gamma$  変更」は、地盤安定解析と同様に繰返し三軸試験による結果も考慮した解析結果を示す。

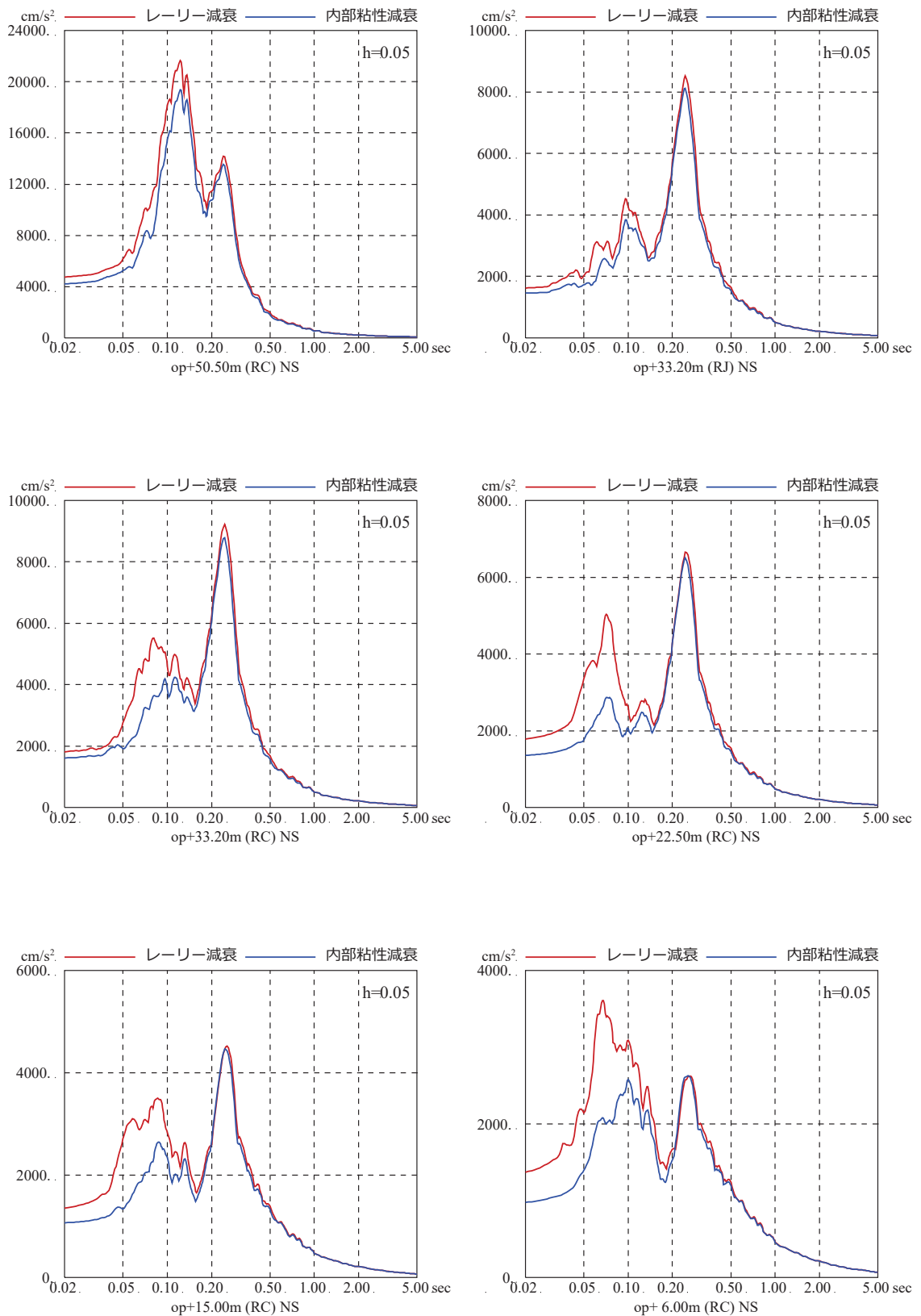


図 4-39(1) 減衰モデルの異なる地盤モデルによる  
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S s - D 2, NS 方向)

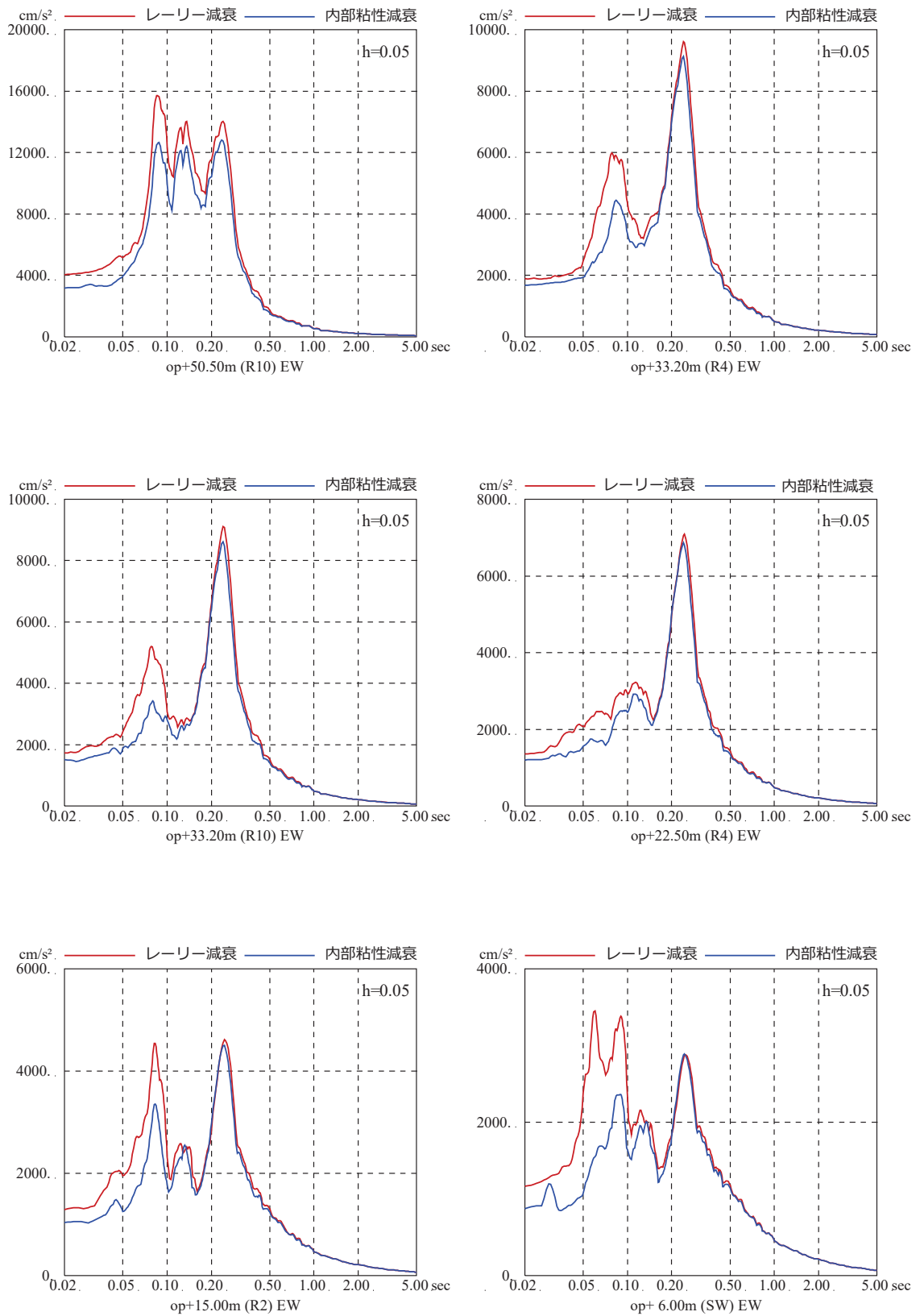


図 4-39(2) 減衰モデルの異なる地盤モデルによる  
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較 (基準地震動  $S_s - D_2$ , EW 方向)

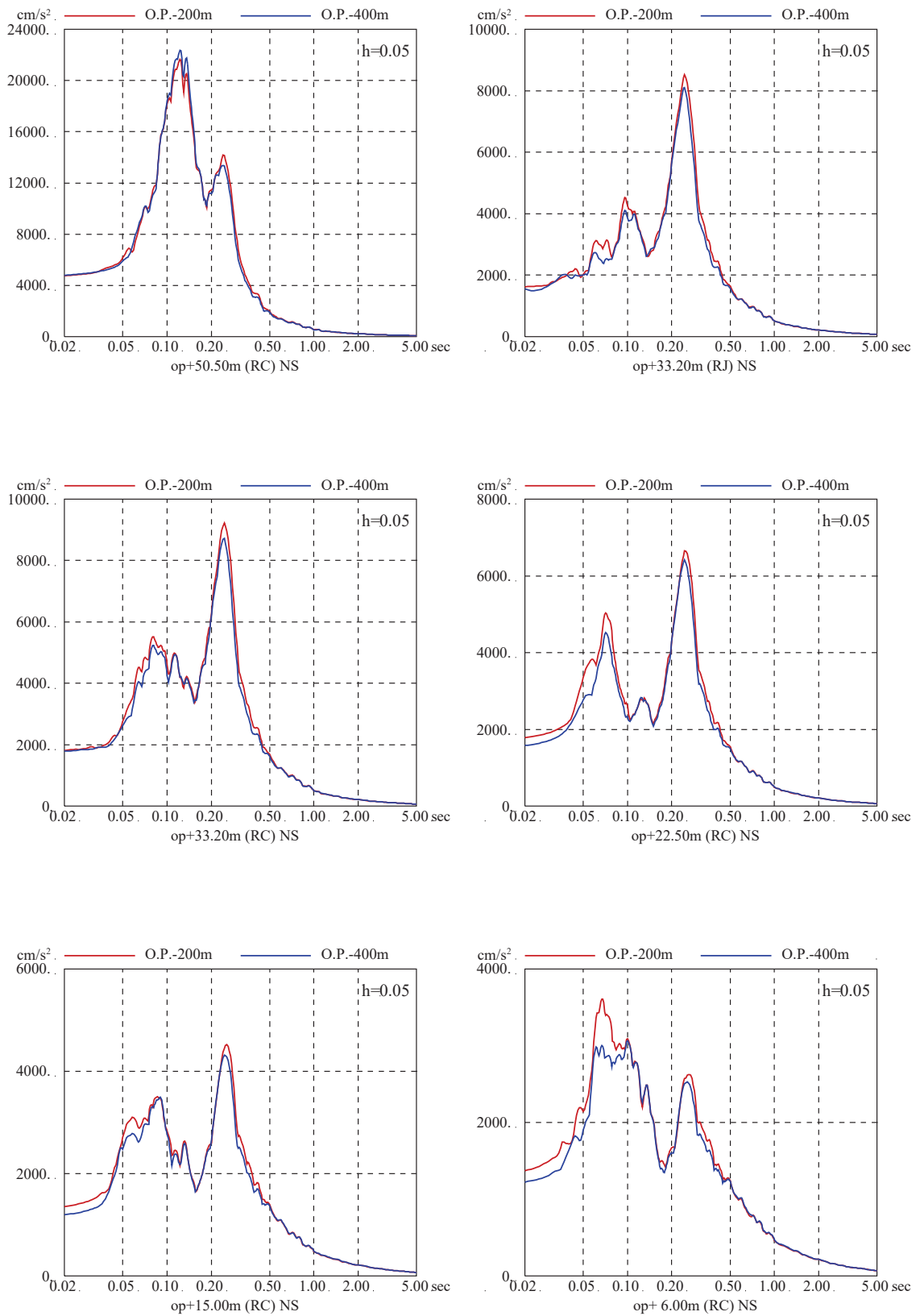


図 4-40(1) 地盤モデルの下端深さの差異による建屋の応答スペクトルへの影響比較  
(地盤モデルの下端深さ O.P.-400m の比較, 基準地震動  $S_s - D2$ , NS 方向)



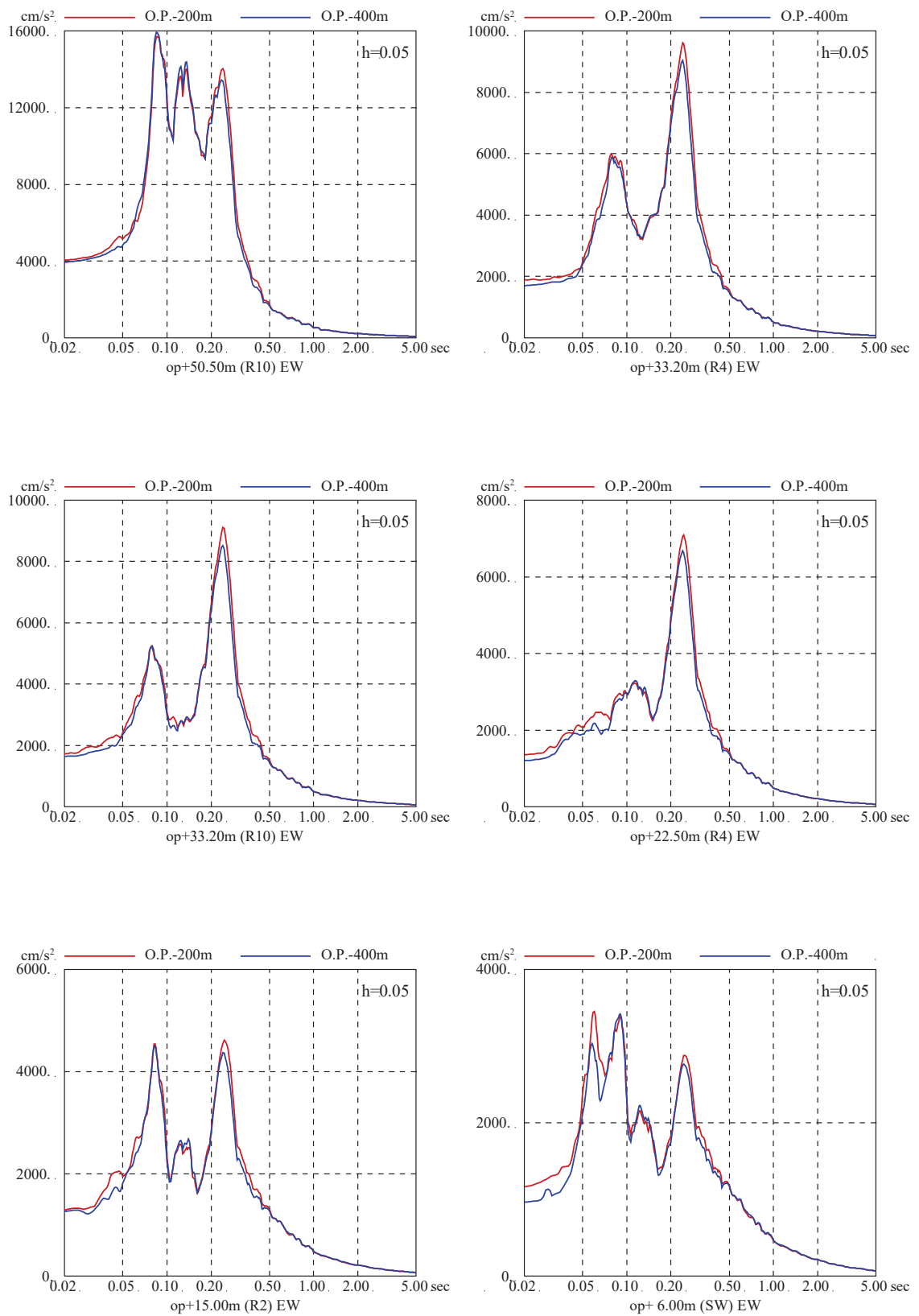


図 4-40(2) 地盤モデルの下端深さの差異による建屋の応答スペクトルへの影響比較  
(地盤モデルの下端深さ O.P.-400m の比較, 基準地震動  $S_s - D2$ , EW 方向)

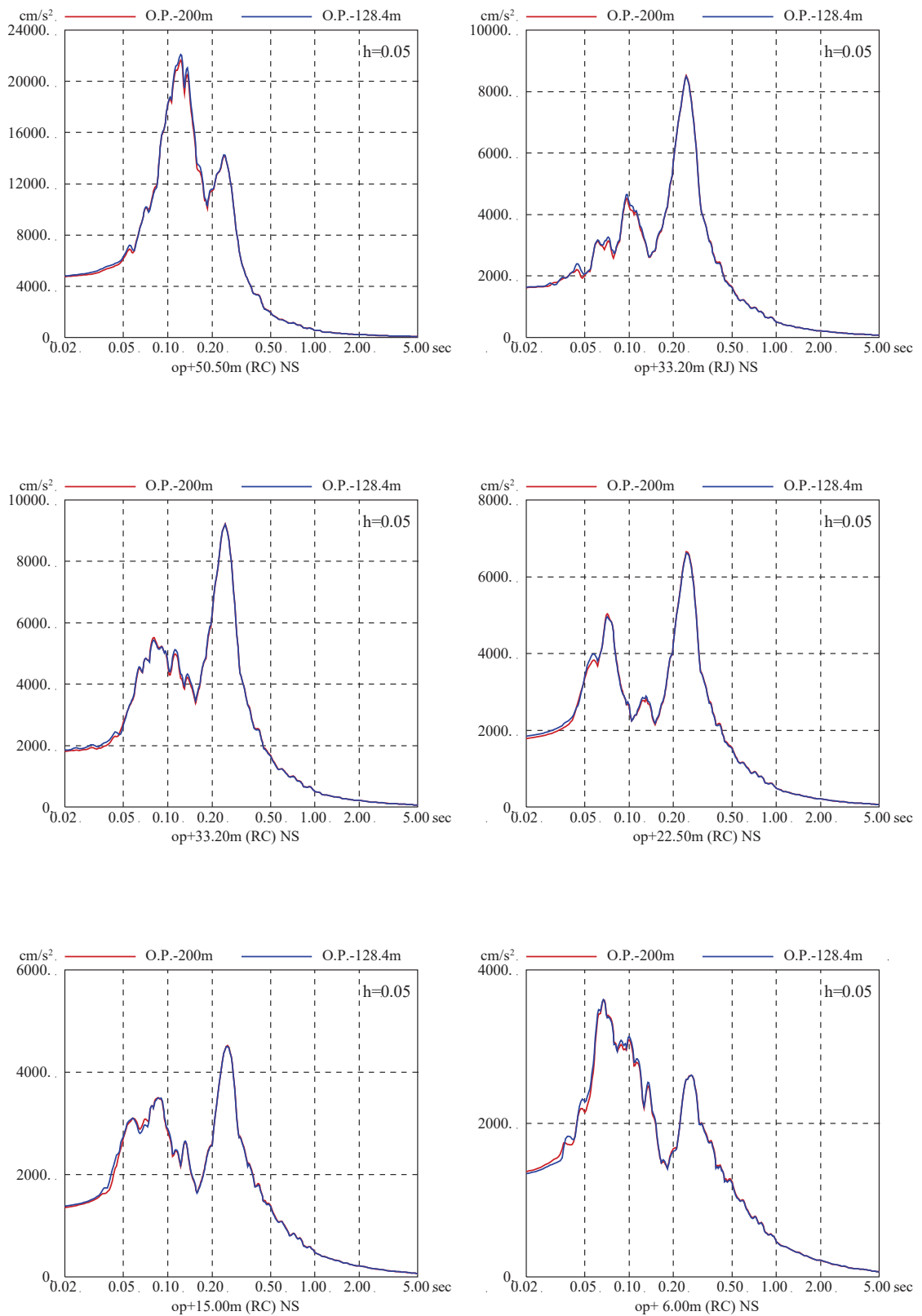


図 4-40(3) 地盤モデルの下端深さの差異による建屋の応答スペクトルへの影響比較  
 (地盤モデルの下端深さ O.P.-128.4m の比較, 基準地震動 S s - D 2, NS 方向)

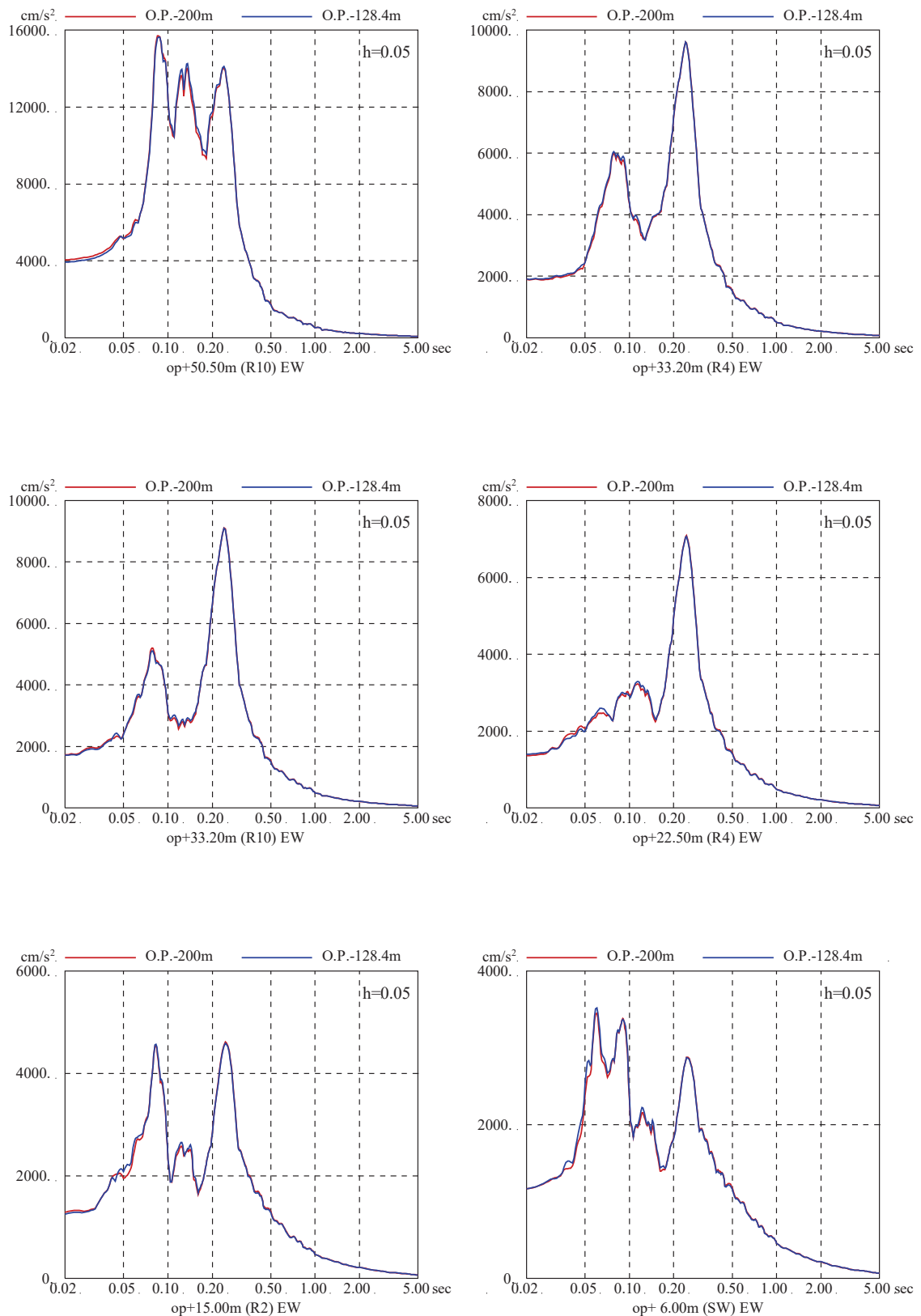


図 4-40(4) 地盤モデルの下端深さの差異による建屋の応答スペクトルへの影響比較  
(地盤モデルの下端深さ O.P.-128.4m の比較, 基準地震動 S s - D 2, EW 方向)

4.3.4 表層地盤の影響を考慮した入力地震動評価が建屋応答へ与える影響（原子炉建屋）  
（詳細は別紙17参照）

(1) 検討目的

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評価する 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  $S_s - D2$  を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評価した建屋基礎版底面レベル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及び機器・配管系評価への影響を確認することにより行う。

検討に用いた地盤モデルは、4.3.2 において示したモデルとする。検討概要を図 4-41 に、解析条件を表 4-13 に示す。

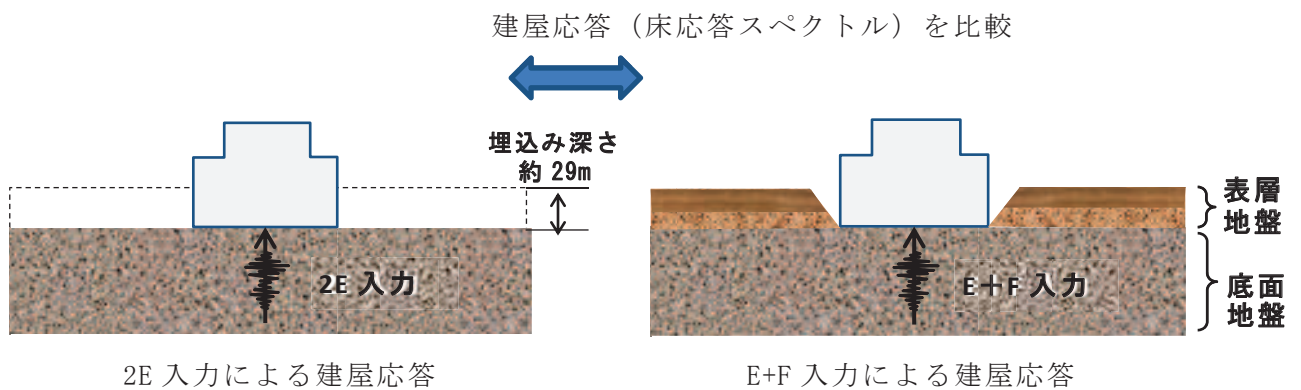


図 4-41 検討概要

表 4-13 解析条件

	2E 入力したケース	E+F 入力したケース
建屋	原子炉建屋	
地震動	基準地震動 $S_s - D2$	
入力地震動	直接入力 (2E 入力)	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力 (E+F 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, 耐震補強考慮, 建屋減衰 5%, 側面地盤ばね無し)	
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)	

(3) 検討結果

基準地震動  $S_s - D2$  を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評価した建屋基礎版底面レベルの地震動を入力した場合 (E+F 入力) の建屋の解析結果の比較を図 4-42~図 4-45 に示す。

検討の結果、建屋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評価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。

また、機器・配管系評価への影響については、図 4-46、図 4-47 に示すとおり機器・配管系評価へ影響の大きい  $S_s - D2$  (建屋減衰 1%) について検討を行った。影響検討にあたっては、機器・配管系の固有周期を踏まえ、最大加速度の比及び床応答スペクトルの比により整理した。なお、影響検討は、E+F 入力を適用した場合を基準として、2E 入力を適用した場合との比較から、E+F 入力の応答低減の程度について概略評価した。

(i) 最大応答加速度比の最大値 (1.31) を用いた剛構造の設備に対する影響分析

2E 入力を適用した場合、床応答加速度が E+F 入力より 3 割程度大きくなることから、耐震評価における裕度は小さくなるものの、発生値が許容値を超過する設備はない見込みである。

(ii) 床応答スペクトルの応答比 (1.58) を用いた柔構造の設備に対する影響分析

高圧炉心スプレイ系配管を例に 2E 入力を適用した場合の影響を分析した。図 4-46 及び図 4-47 に示すとおり、高圧炉心スプレイ系の固有周期 0.098s 以下に着目して 2E 入力と E+F 入力とのスペクトルを比較すると、平均値の最大で 1.58 倍の応答比となっている。そこで、表 4-14 に示す H26.7.2 申請時の評価結果\* (発生値 246MPa) にこの応答比を乗じて、2E 入力での発生値を試算する。

$$246\text{MPa} \times 1.58 = 389\text{MPa}$$

試算ではあるものの、発生値は許容値 324MPa を超過する見込みである。

表 4-14 高圧炉心スプレイ系配管の耐震評価結果\*

評価対象設備		評価結果			備考	
		応力分類	評価部位	発生値 (MPa)		評価基準値 (MPa)
高圧炉心スプレイ系	高圧炉心スプレイ系配管本体	一次応力	本体	246	324	
		一次+二次応力	本体	435	398	※1
		疲労評価	本体	0.176	1	単位: なし
	高圧炉心スプレイ系配管支持構造物	スナッチ耐荷重	サポート部材	97.1	129.4	単位: kN

(H26.7.2 申請の女川 2 号機補正工認より抜粋)  
 注記\*: H26.7.2 申請時の結果であり、適用している地震動は申請時の基準地震動  $S_s - 2$  であるが、基準地震動  $S_s - D2$  と類似したスペクトルであることから傾向は把握できている。

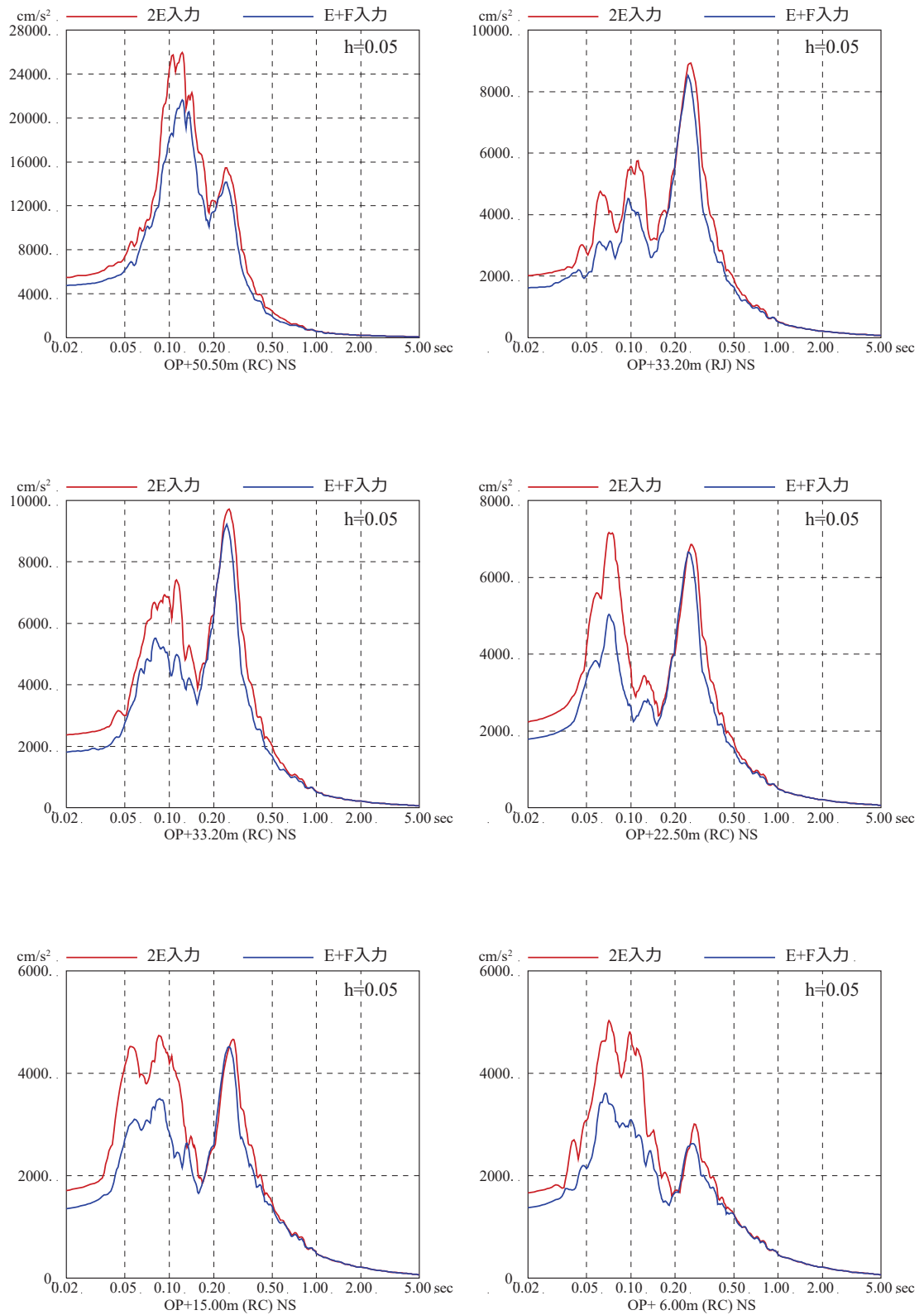


図 4-42 基準地震動  $S_s - D_2$  を直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して評価した地震動を入力した場合 (E+F 入力) の建屋応答の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 建屋減衰 5%)

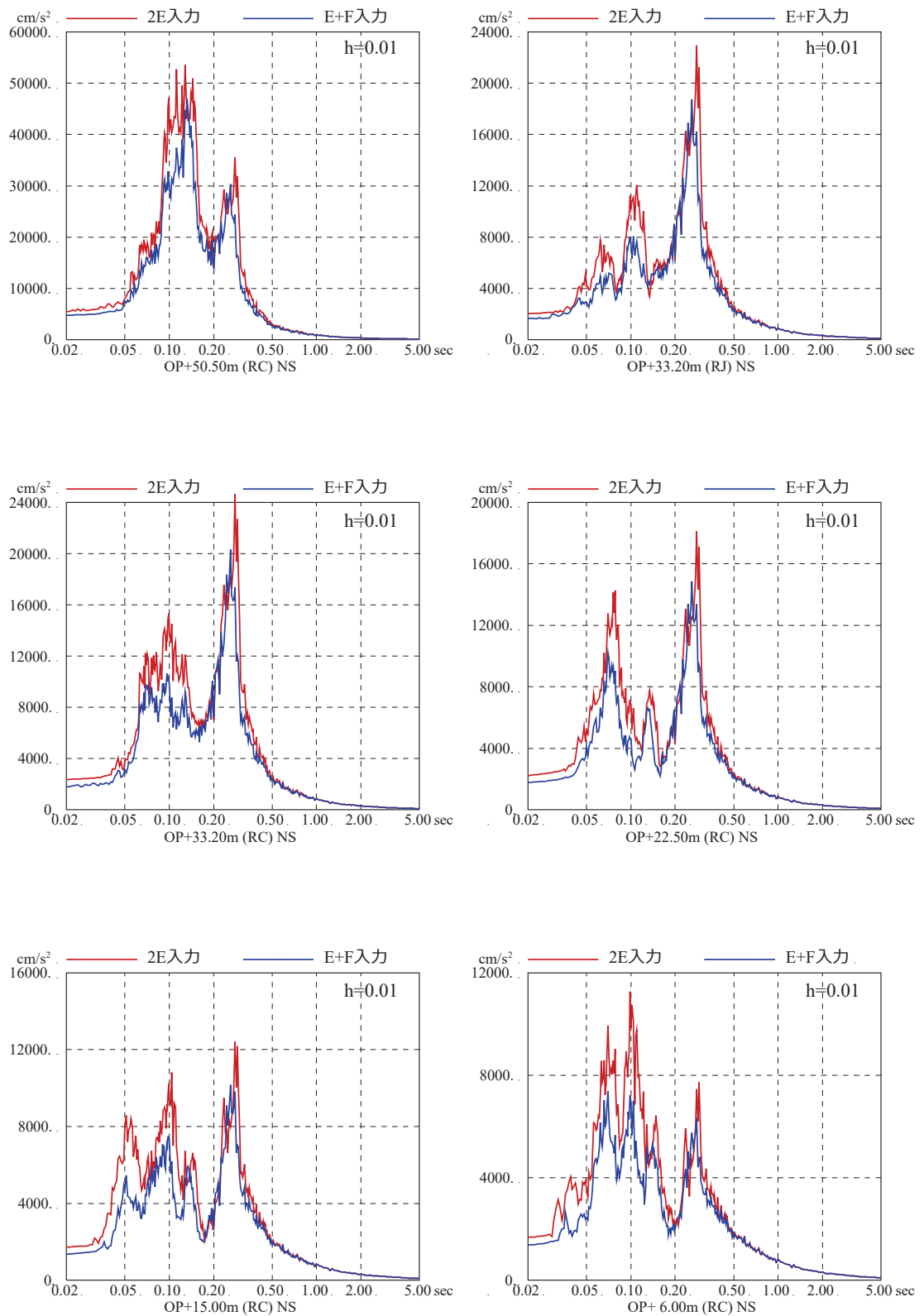


図 4-43 基準地震動  $S_s - D_2$  を直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して評価した地震動を入力した場合 (E+F 入力) の建屋応答の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 建屋減衰 1%)

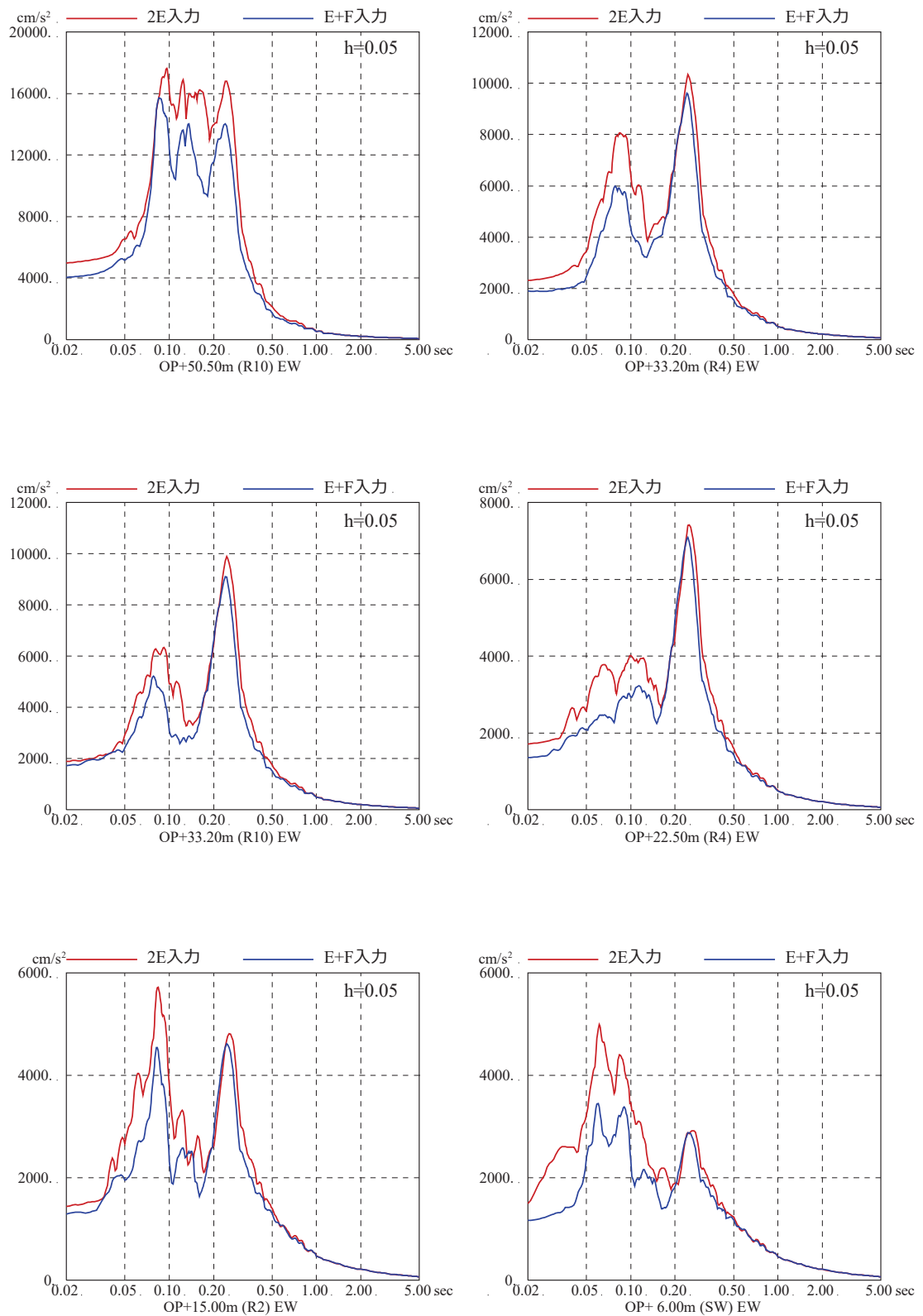


図 4-44 基準地震動  $S_s - D_2$  を直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して評価した地震動を入力した場合 (E+F 入力) の建屋応答の比較 (原子炉建屋, EW 方向, 建屋減衰 5%)



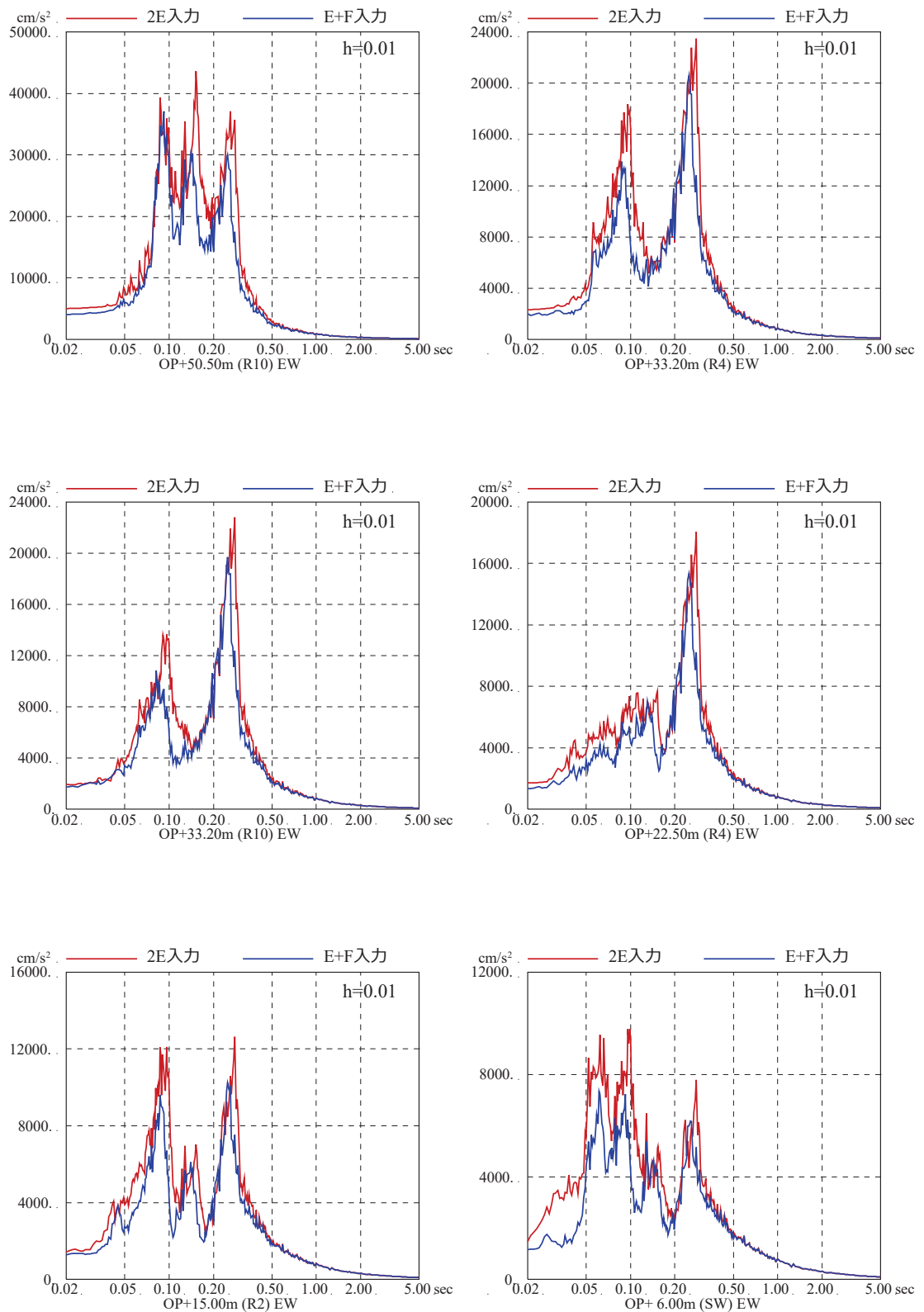


図 4-45 基準地震動  $S_s - D_2$  を直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して評価した地震動を入力した場合 (E+F 入力) の建屋応答の比較 (原子炉建屋, EW方向, 建屋減衰1%)

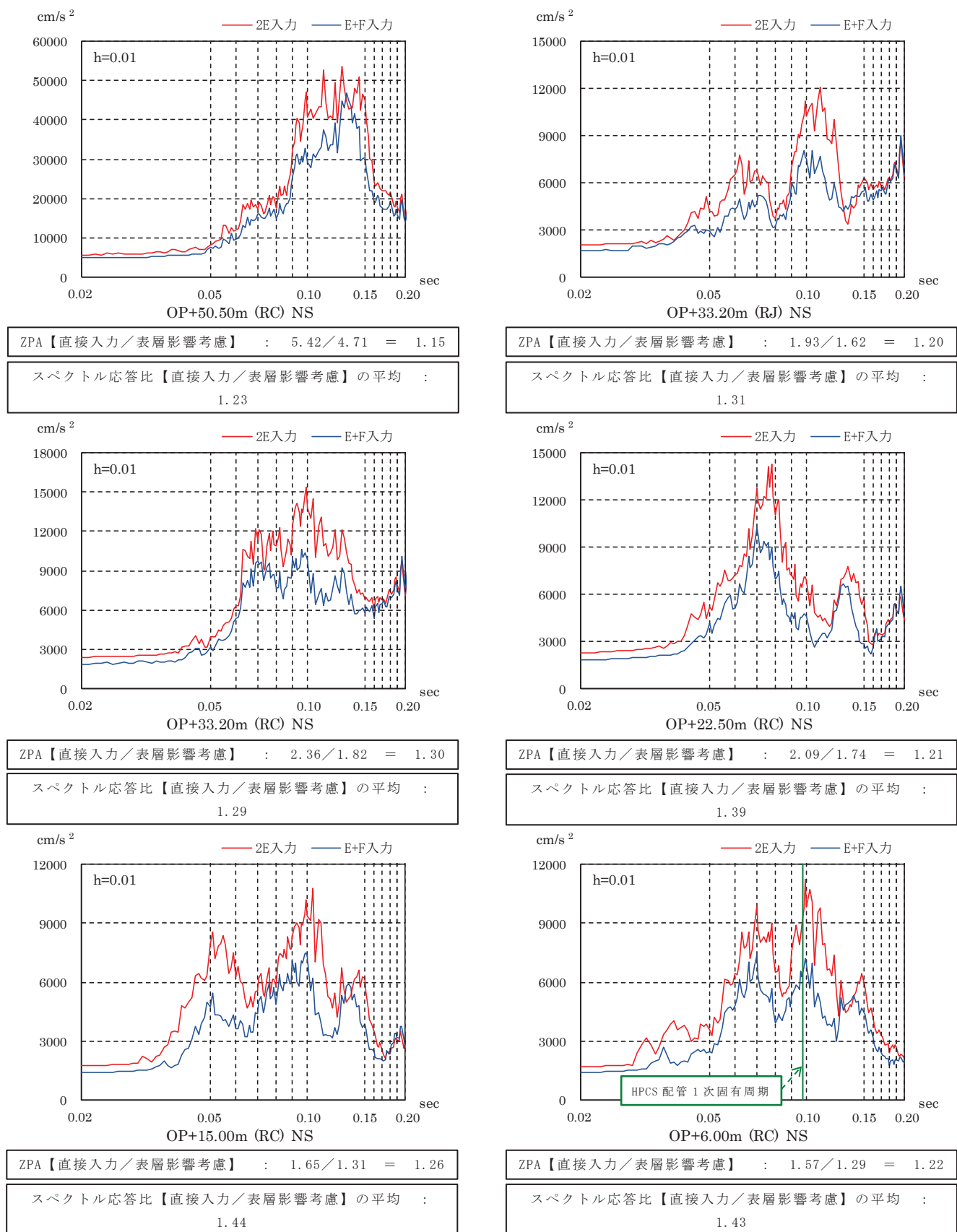


図 4-46 基準地震動  $S_s - D_2$  を直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して評価した地震動を入力した場合 (E+F 入力) の機器・配管系評価の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 建屋減衰 1%)

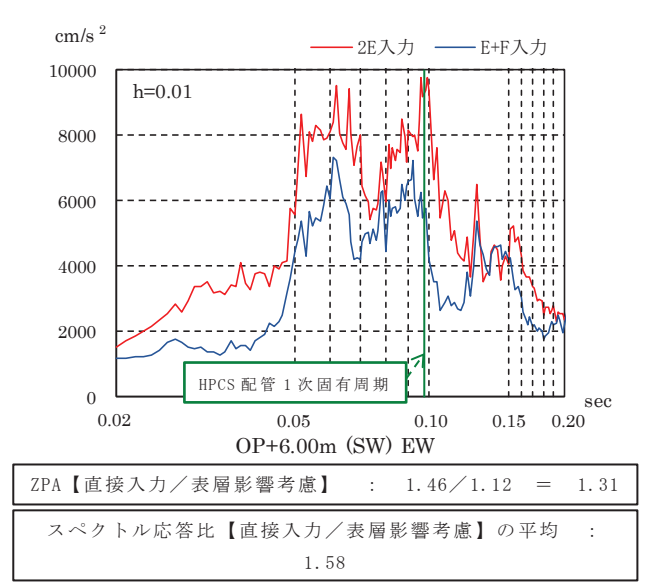
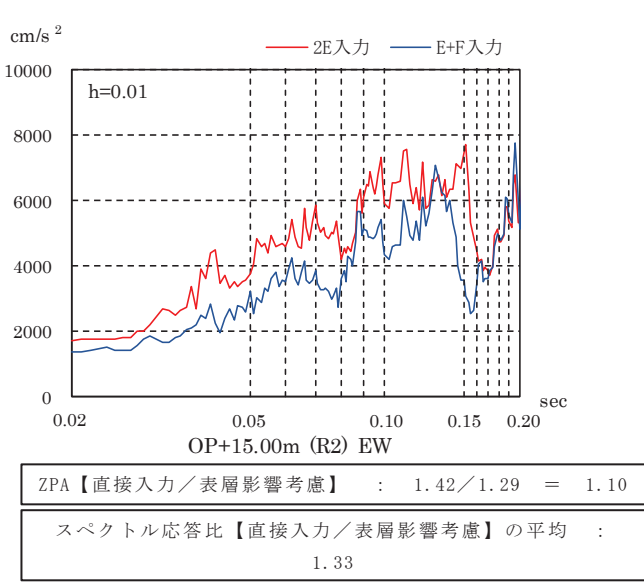
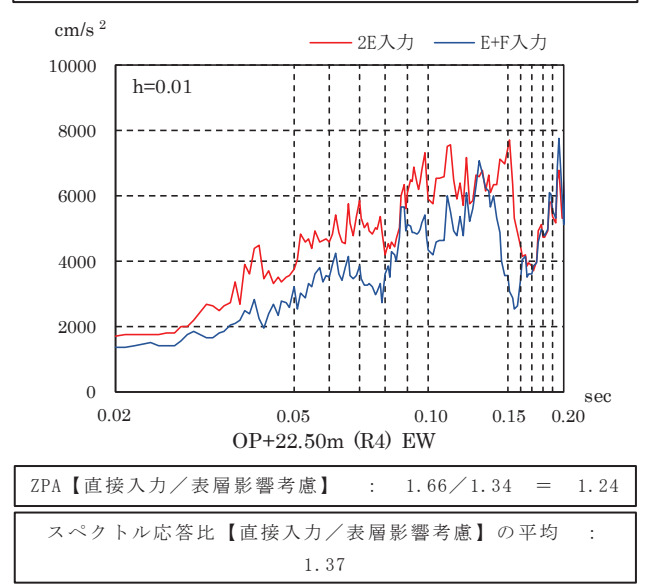
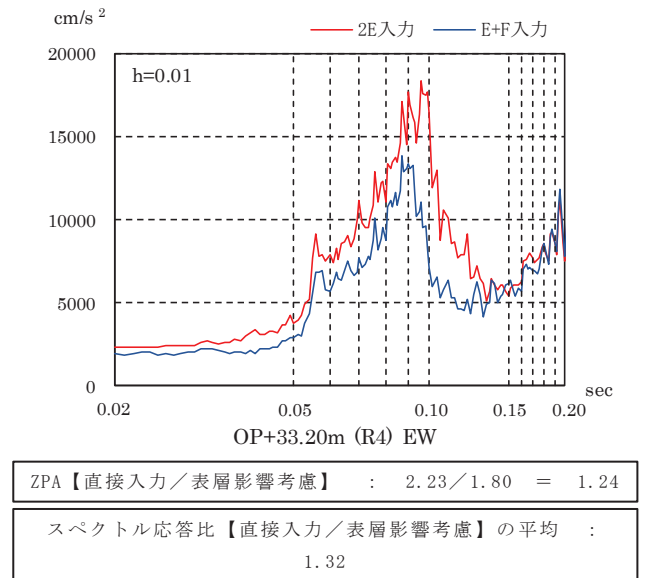
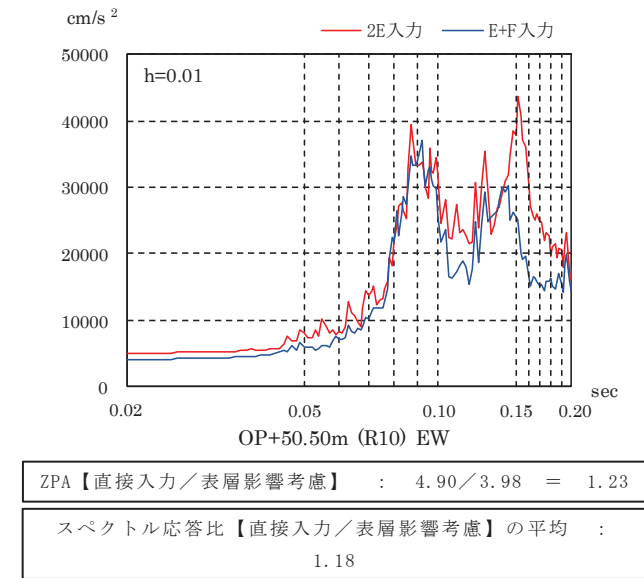


図 4-47 基準地震動 S<sub>s</sub>-D<sub>2</sub> を直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して評価した地震動を入力した場合 (E+F 入力) の機器・配管系評価の比較 (原子炉建屋, EW 方向, 建屋減衰 1%)

#### 4.4 埋込み効果（側面地盤ばね）に関する検討（詳細は別紙 15 参照）

##### (1) 検討概要

「2.2 表層地盤の特徴」で述べたように原子炉建屋の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。また、3.11 地震時には、建屋のごく周辺の地盤において揺すり込みによる沈下等が確認（図 4-48）されており、強震動時にはさらに側面地盤による埋込み効果は小さいと考えられる。

一方、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」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。\*

以上を踏まえ、地盤の非線形性が大きい 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第 3 号機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、表層地盤が建屋応答に及ぼす影響や観測記録との整合性について確認する。

注記\*：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

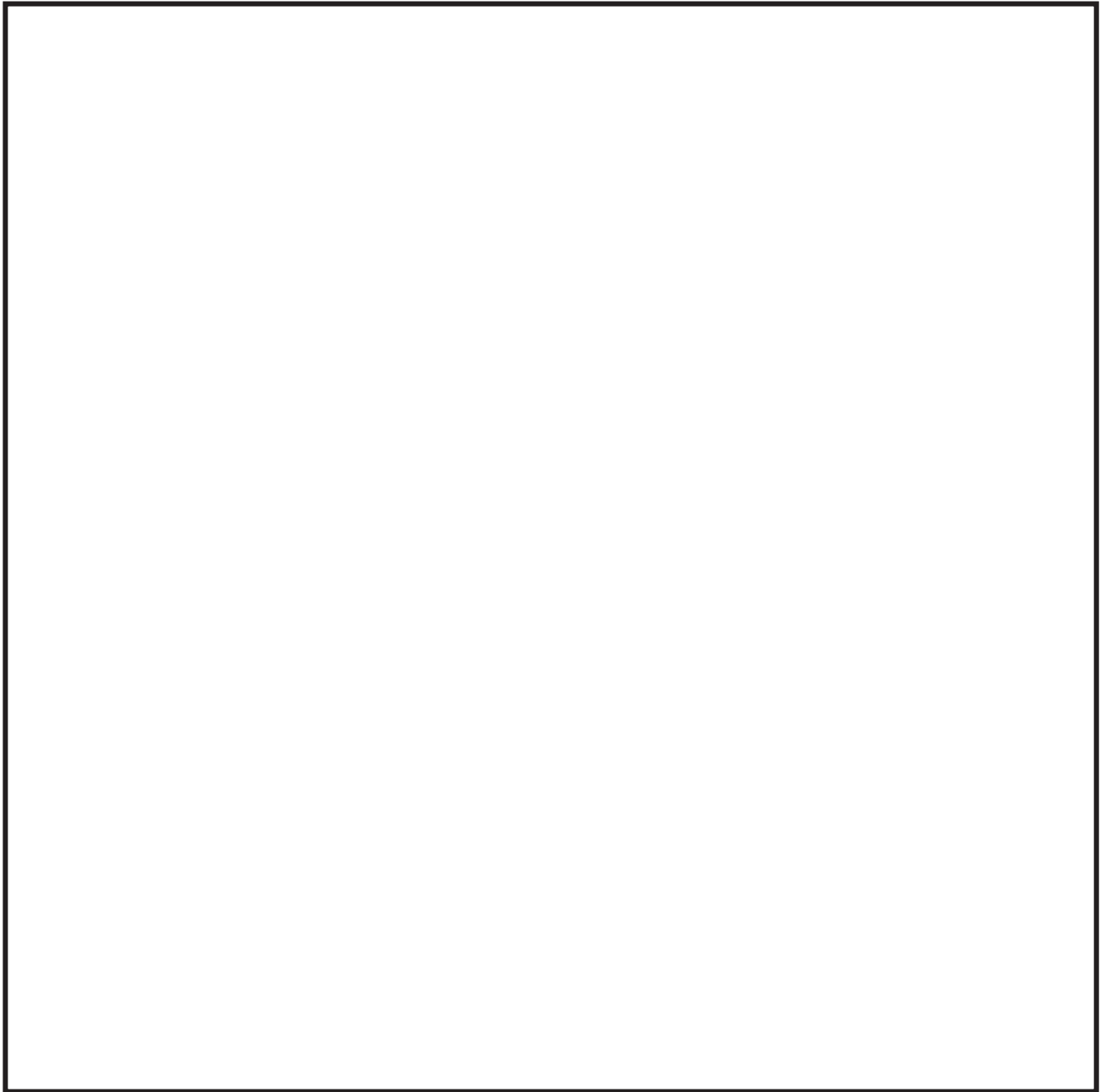


図 4-48 3.11 地震時の建屋周辺の状況

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(2) 側面地盤ばねの有無が建屋応答に及ぼす影響検討（原子炉建屋）

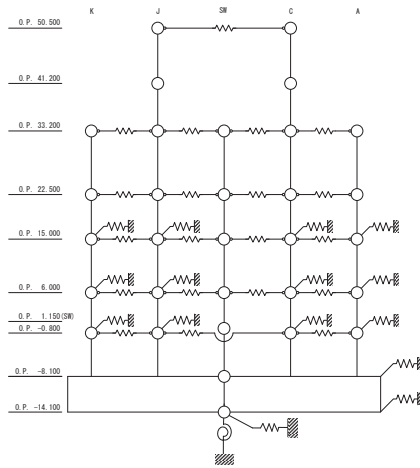
a. 検討方法

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。

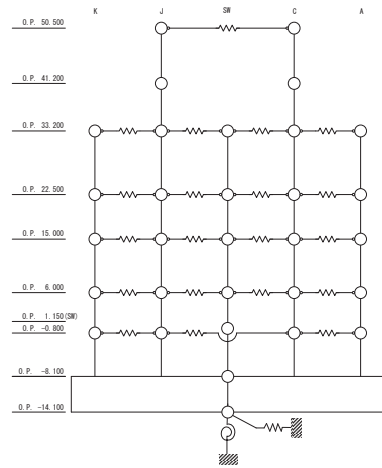
側面地盤モデルは、建屋側面の埋戻し土の断面形状が深さ方向に三角形分布をしていると仮定し、地盤を地中の質点位置ごとに、支配高さで平面的に切り出したモデルを設定し、建屋を面積が等価な円形平面に置換して、側面地盤ばねを Novak の方法（「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」による方法）により算定する。

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、表 4-15 に示す側面地盤ばねの設定に用いる埋戻し土及び等価地盤の物性値を用いる。建屋の地震応答解析モデルは、3.11 地震シミュレーションモデルをベースとし、側面地盤ばねの有無の 2 つのモデルを設定する（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図 4-49 に示す）。

解析モデルへの入力地震動は、3.11 地震のはざとり波を表 4-2 に示す地盤モデルを用いて算定して建屋基礎版下位置の地震動とし、建屋各部の応答を評価する。



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	原子炉建屋	
地震動	3.11 地震のはざとり波	
入力地震動	基礎版底面レベル及び側面地盤ばね位置の地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力 (E+F 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)	

図 4-49 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

表 4-15 側面地盤ばね (Novak ばね) の設定に用いる埋戻し土及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 <sup>2</sup> )	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	せん断 弾性係数 $G$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	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

注：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

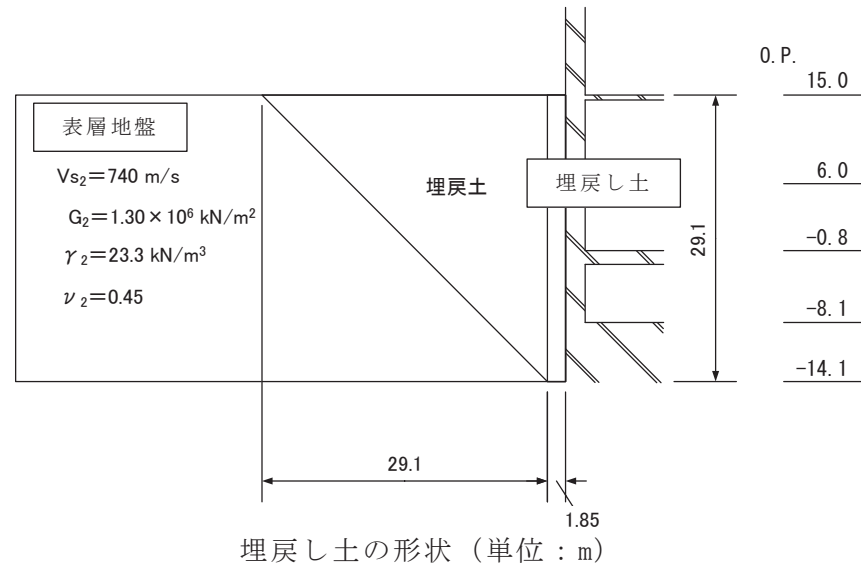
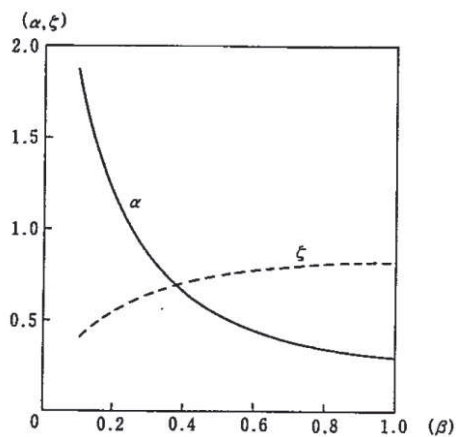
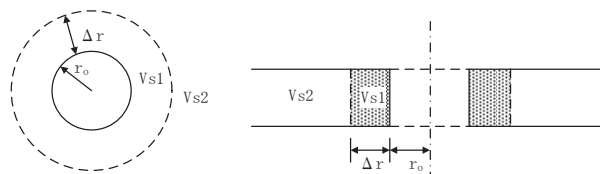
$$Y = (1 - \beta) \cdot \exp(-\alpha X^\zeta) + \beta$$

$$Y = V_{s2} / V_{s1}$$

$$\beta = V_{s1} / V_{s2}$$

$$X = \Delta r / r_0$$

$\alpha, \zeta$  : 右図参照





b. 検討結果

検討結果として 3.11 地震のはぎ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を図 4-50 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。

女川原子力発電所第 2 号機の建設に当たっては、広くオープン掘削が行われ、また、埋戻し工事は掘削土を利用している。そのため、3.11 地震時には揺すり込み沈下が発生した箇所もある。過去の調査結果から算定される建屋近傍のせん断波速度は地震時の剛性低下率(3.11 地震 0.3~0.7)も考慮すると、 $V_s=100\sim 250\text{m/s}$  程度以下と評価される。建屋近傍の埋戻し土の著しい剛性低下によって、埋込み効果が期待できない状況になっていたものと考えられる。

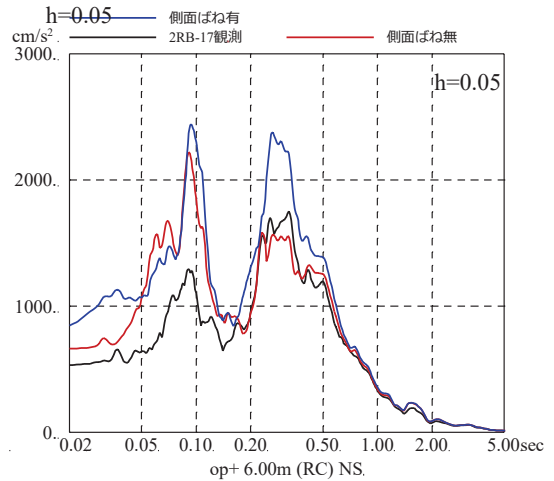
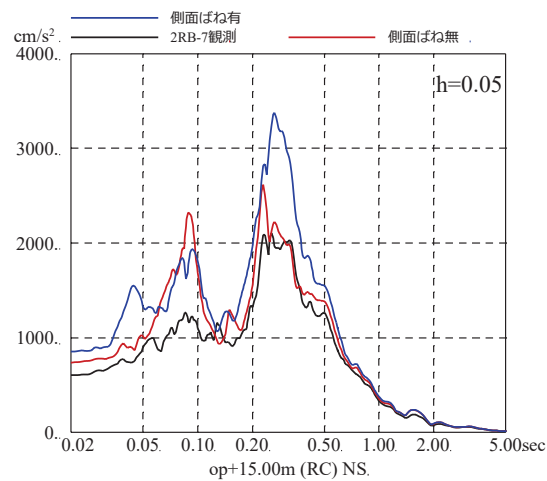
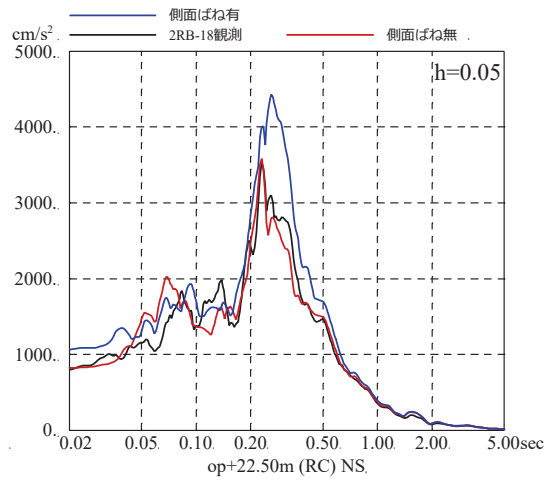
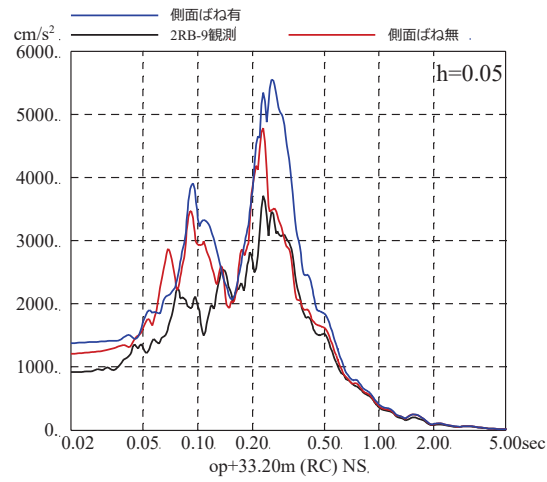
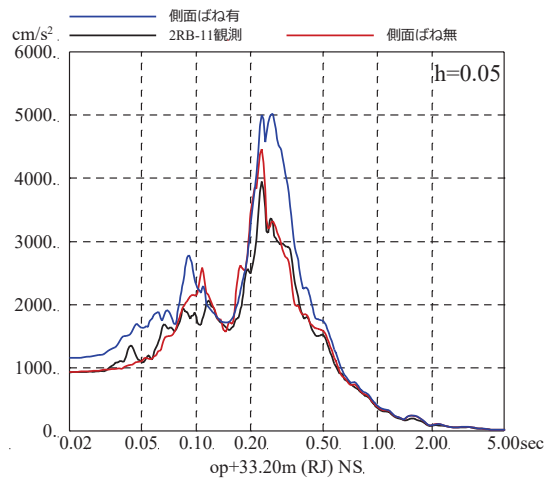
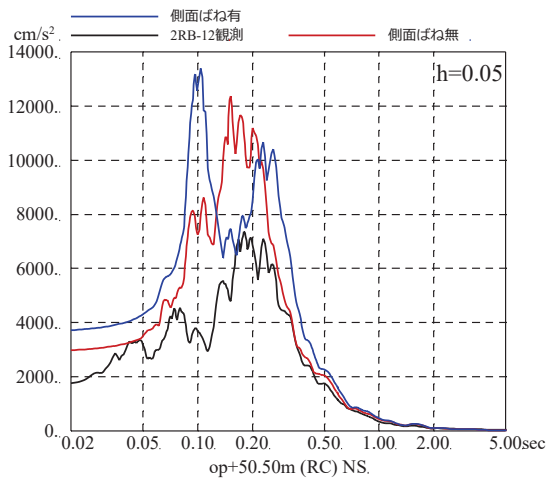


図 4-50 3.11 地震のはざとり波を用いた側面地盤ばねの有無による  
シミュレーション解析結果の比較  
(原子炉建屋, NS 方向)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

(3) 表層地盤が建屋応答に及ぼす影響検討（第3号機海水熱交換器建屋）

a. 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第3号機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3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（基礎版上観測記録入力）

建屋の地震応答解析モデルは、側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮するモデル及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建屋－地盤連成モデル）をベースとしたモデルを用いた。

図4-51に第3号機海水熱交換器建屋の概要を示す。解析条件を表4-16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図4-52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表4-17に示す。

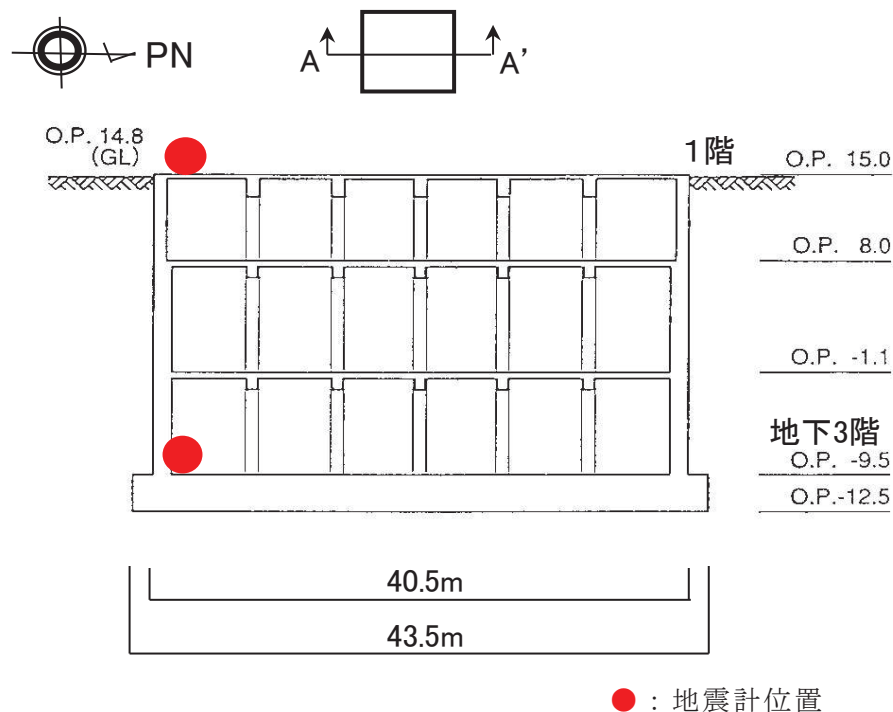


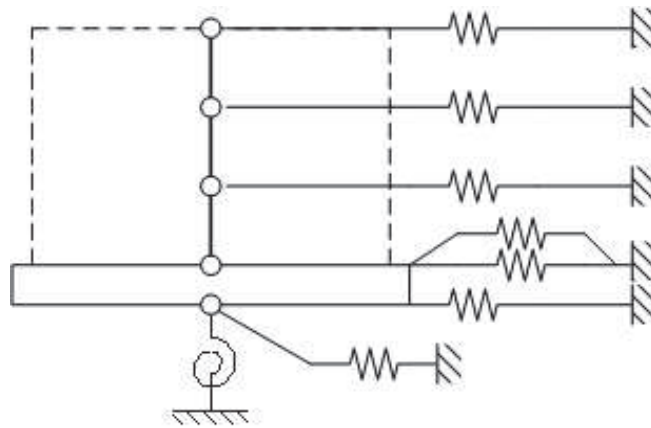
図4-51 第3号機海水熱交換器建屋の概要（A-A'）

表 4-16 解析条件

(側面地盤ばね有無の影響検討 [第3号機海水熱交換器建屋])

	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	第3号機海水熱交換器建屋
地震動	3.11 地震のはざとり波
入力地震動	① 基礎版底面レベル及び側面地盤ばね位置の地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力を考慮) ② 基礎版底面レベル位置の地震動を算定し入力 (E+F 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 (設計剛性, 建屋減衰 5%)
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	第3号機海水熱交換器建屋
地震動	3.11 地震の基礎版上観測記録
入力地震動	基礎版底面レベルの地震動を逆算し入力 (2E 入力)
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 (設計剛性, 建屋減衰 20%)
建屋モデル (側面地盤ばね)	無し
地盤モデル	—



側面地盤ばね考慮

図 4-52 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

表 4-17 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数* <sup>2</sup> h (%)
表層地盤	14.80	18.6	*1	3* <sup>3</sup>
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

注記\*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。

b. 検討結果

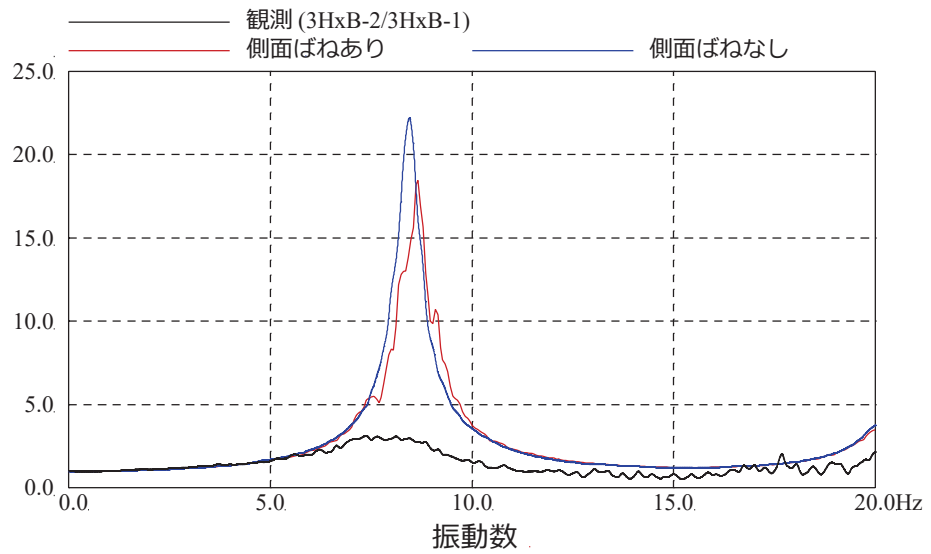
3種類の地震応答解析モデルによる検討結果は以下のとおり。

- 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 (地上1階) の伝達関数、及び建屋上部 (地上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図4-53に示す。

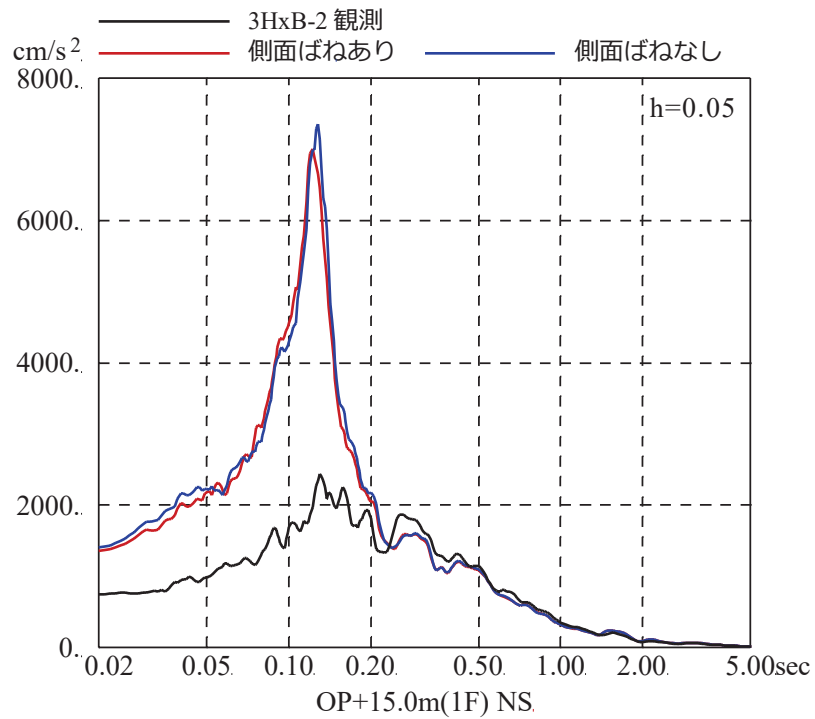
側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮しない場合 (建屋減衰5%) の解析結果は観測記録に対しかなり過大であり、埋込みの効果が確認される。また、側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮する場合 (建屋減衰5%) も観測に比べ過大になっている。これは、建屋固有振動数 (約8Hz) と表層地盤の卓越振動数 (約2Hz) の乖離が大きく、Novak ばねから入力される地震動による影響が小さいためと考えられる。

- 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、及び建屋上部 (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図4-54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建屋減衰を同定した。その結果、建屋減衰を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 (一般的な建屋減衰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第3号機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。

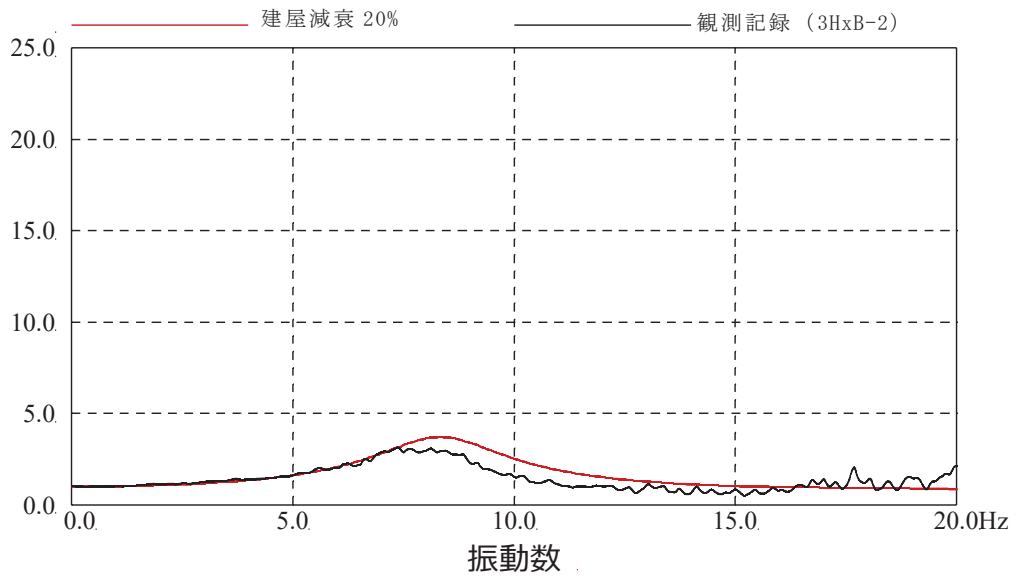


伝達関数の比較（地上1階／地下3階，NS方向）

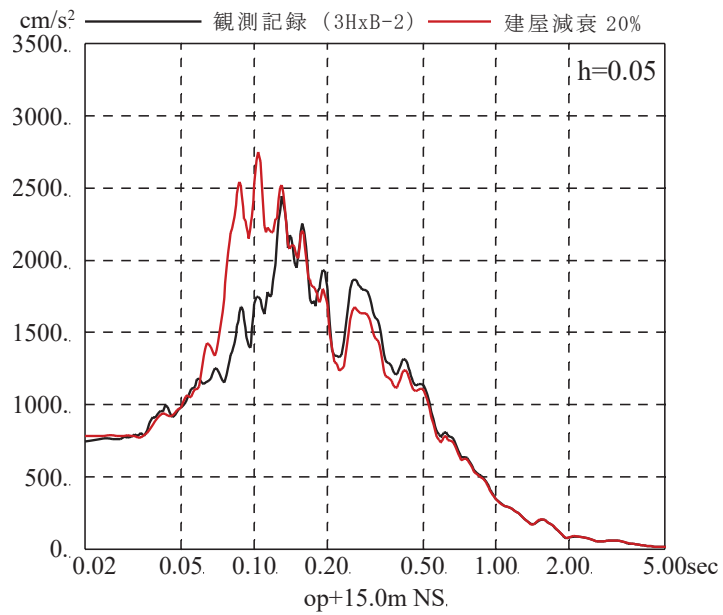


応答スペクトルの比較（地上1階，NS方向）

図 4-53 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  
（第3号機海水熱交換器建屋）



伝達関数の比較 (地上 1 階 / 地下 3 階, NS 方向)



応答スペクトルの比較 (地上 1 階, NS 方向)

図 4-54 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  
(第 3 号機海水熱交換器建屋)



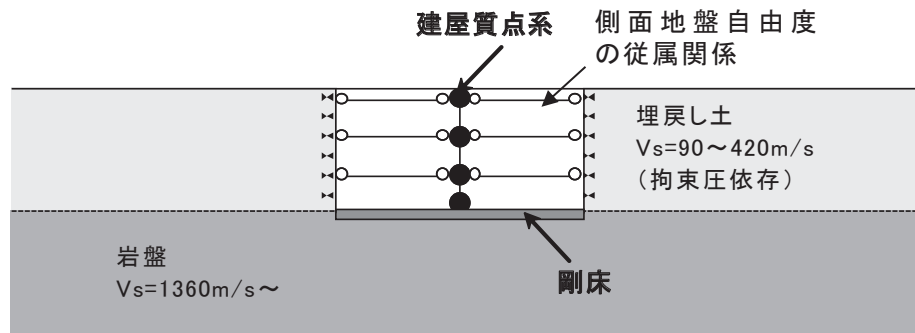
(4) 第3号機海水熱交換器建屋の3次元地盤FEMモデルによる検討

第3号機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、建屋周囲の地盤を3次元FEMでモデル化し表層地盤の影響を詳細に検討した。

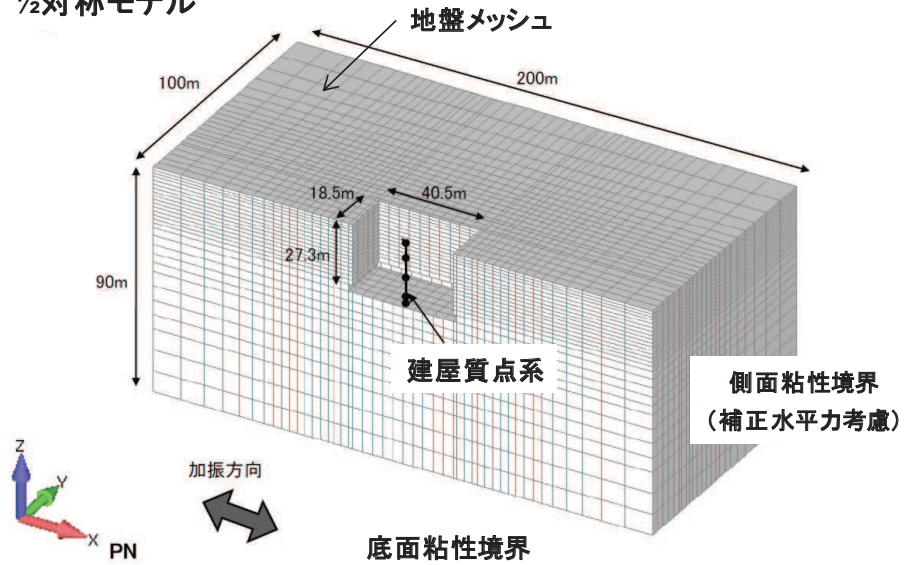
a. 3次元地盤FEMモデルの概要と検討方法

検討に用いた3次元地盤FEMモデルの概要を図4-55に示す。

入力地震動は3.11地震のNS方向とし、建屋周囲の地盤応答の空間分布について基礎版下基盤層及び地表面における建屋周囲の地盤応答を評価する。



1/2対称モデル



地盤	線形又は非線形(H-D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	3.11 地震 NS 方向 時刻 35~75 秒の 40 秒間

図 4-55 3次元地盤 FEM モデルの概要

b. 検討結果

地上 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図 4-56 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図 4-57，図 4-58 に，最大加速度分布，最大速度分布，最大ひずみ分布を図 4-59~図 4-61 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地上 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、図 4-57 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、図 4-58 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。

図 4-59 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。図 4-60 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。図 4-61 の最大ひずみ分布は建屋近傍の地盤は建屋に拘束されて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、建屋周囲の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。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、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ため、検討対象である第 3 号機海水熱交換器建屋周囲の地盤状況では、建屋近傍の実際の地盤応答が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。

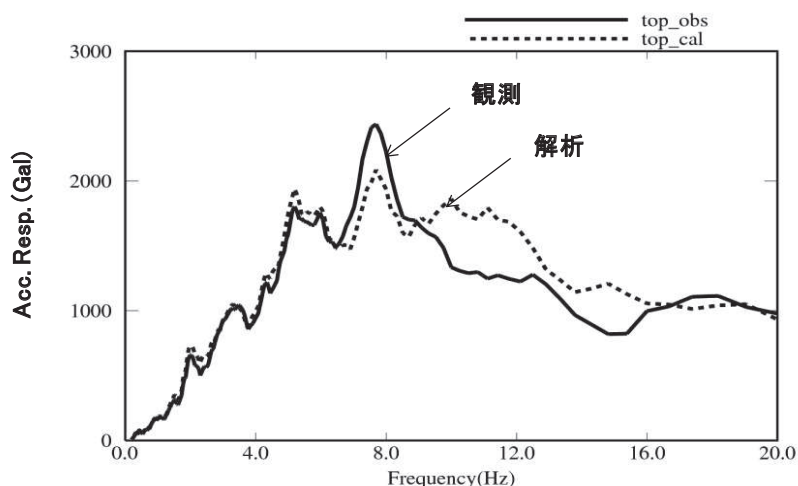


図 4-56 加速度応答スペクトル (h=5%)  
(建屋上部 (地上 1 階), NS 方向)

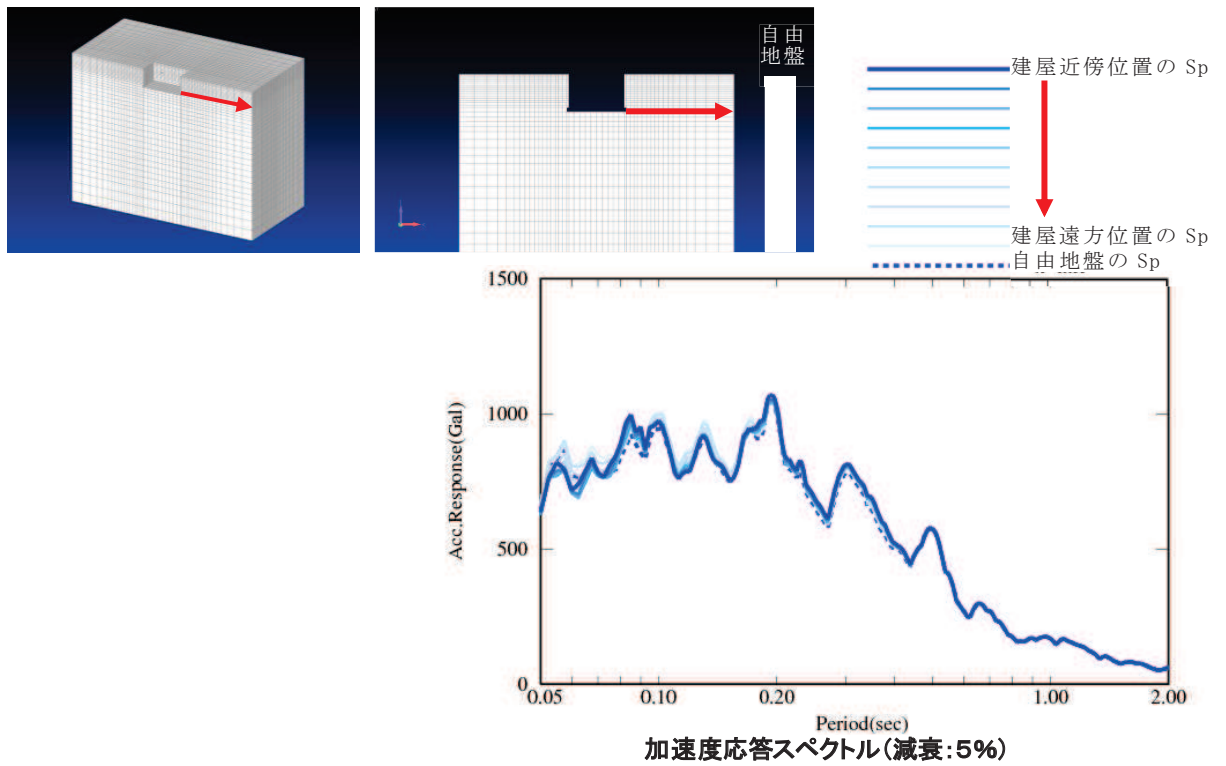


図 4-57 加速度応答スペクトル（基礎版底面と同レベルの岩盤面）

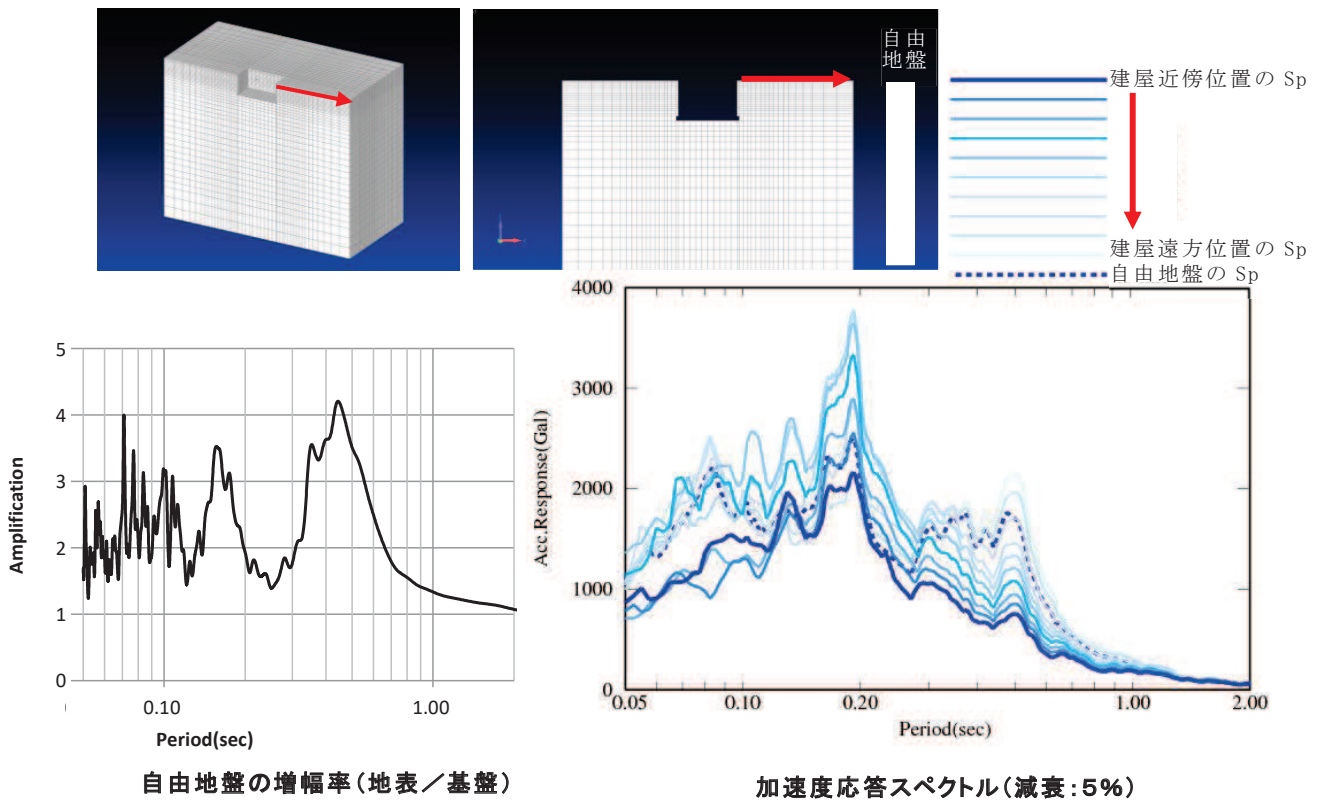


図 4-58 加速度応答スペクトル（地表面）

自由地盤

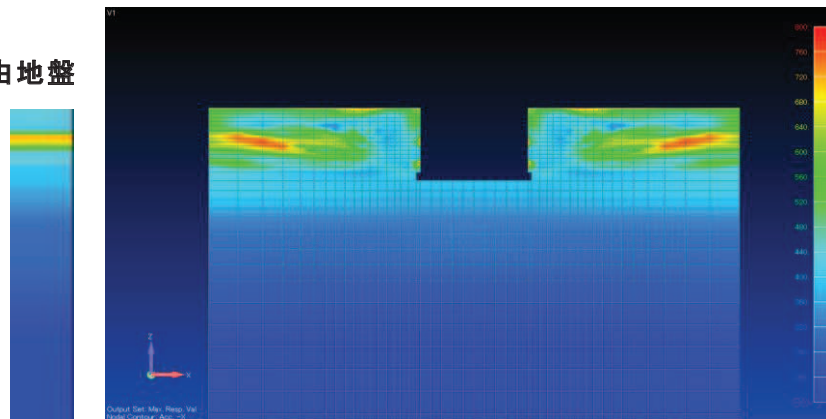


図 4-59 最大加速度分布

自由地盤

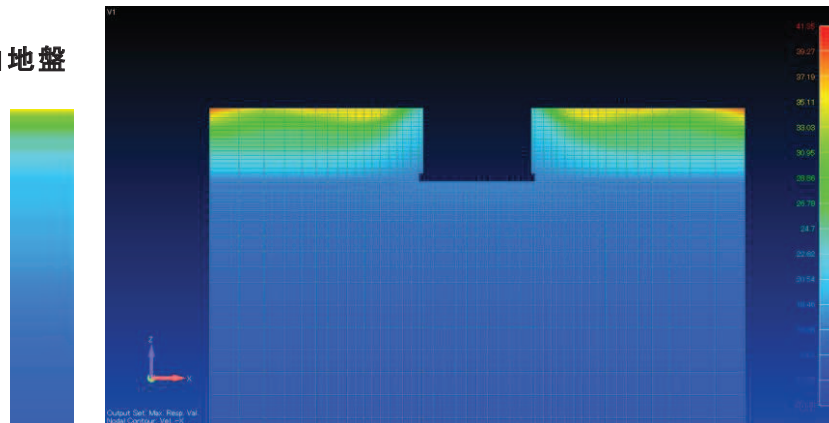


図 4-60 最大速度分布

自由地盤

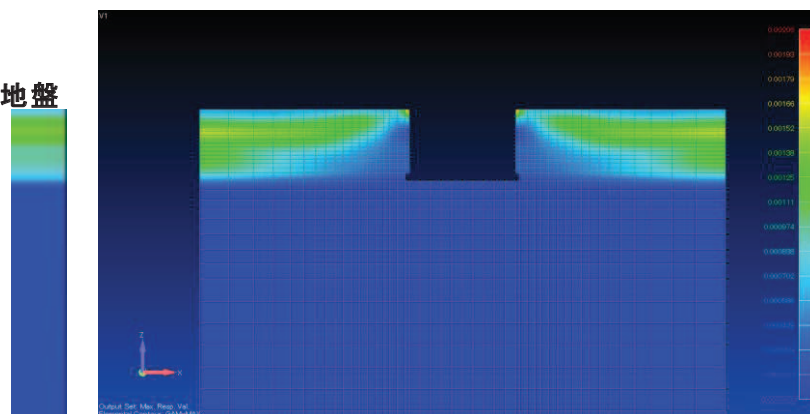


図 4-61 最大ひずみ分布

(5) 基準地震動 S s 時の表層地盤の非線形化による埋込み効果の影響

a. 検討方法

基準地震動 S s 時の表層地盤上部の非線形化の状況を推定することを目的として、基準地震動 S s を入力した際の地盤の最大ひずみと表層地盤の卓越振動数の関係を整理する。

b. 検討結果

地盤の最大応答ひずみと表層地盤の卓越振動数の関係を図 4-62 に示す。

基準地震動 S s では、3.11 地震に比べ表層地盤の非線形化が進み、卓越周期がより長周期化する。特に建屋近傍の埋戻し部分については、過去の調査結果から算定される 3.11 地震時の剛性低下率（3.11 地震では約 0.3~0.7）も考慮すると、表層地盤のせん断波速度は  $V_s=100\sim 250\text{m/s}$  程度以下と評価され、基準地震動 S s では更に低下することになる。

従って、表層地盤の非線形化が大きくなることで、埋込み効果が建屋応答に与える影響は 3.11 地震時よりも基準地震動 S s 時は小さいと考えられる。

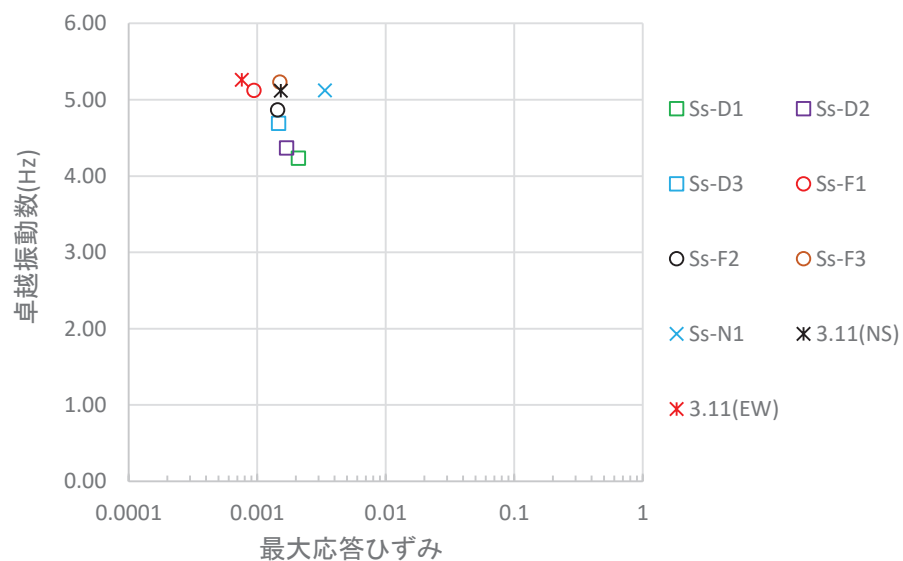


図 4-62 地盤の最大応答ひずみと表層地盤の卓越振動数の関係

(6) 埋込み効果が建屋応答に与える影響

(詳細は別紙16参照)

a. 検討概要

原子炉建屋の今回工認では、側面地盤ばね (Novak ばね) はモデル化しない方針である。これは、建屋周辺の埋め戻しの施工状況から拘束効果は期待できないこと、また、3.11地震のシミュレーション解析では埋込み効果は無視したモデルによる応答結果が観測記録と整合することを踏まえて判断したものである。

また、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」では、支持地盤と側面地盤のせん断波速度  $V_s$  の違いが大きい場合、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。

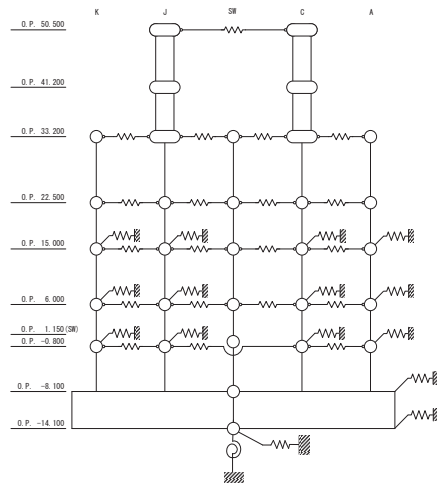
今回工認では E+F 入力を採用するため、埋込み効果に関するトータルの保守性の確認が必要であり、観測記録を用いた検討を行う。

b. 検討方法

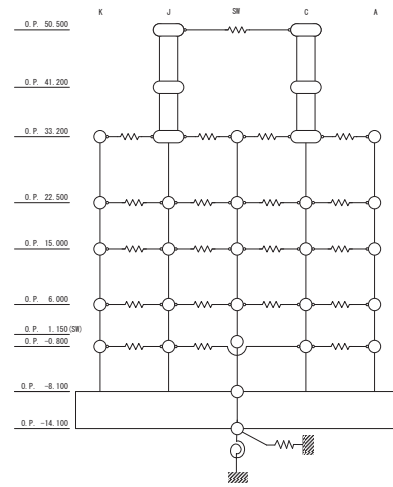
検討は、側面地盤ばねを考慮したモデルと考慮しないモデルを用いて基準地震動  $S_s - D_2$  による地震応答解析を行う。

側面地盤は、前節にて設定した地盤物性値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 (「J E A G 4 6 0 1 -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ので、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図 4-63 に、側面地盤ばねの設定に用いる等価地盤の物性値を表 4-18 に示す。

さらに、固有モードの違いや側面地盤ばね (Novak ばね) から入力される地震動の傾向を確認し、応答結果の差異について分析する。



側面地盤有



側面地盤無

	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	原子炉建屋	
地震動	基準地震動 $S_s - D_2$	
入力地震動*	基礎版底面レベル及び側面地盤ばね位置の地震動を算定し入力 (E+F 入力)	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力 (E+F 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, 耐震補強考慮, 建屋減衰 5%)	
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	入力地震動評価用地盤モデル (表層地盤: 2層モデル)	

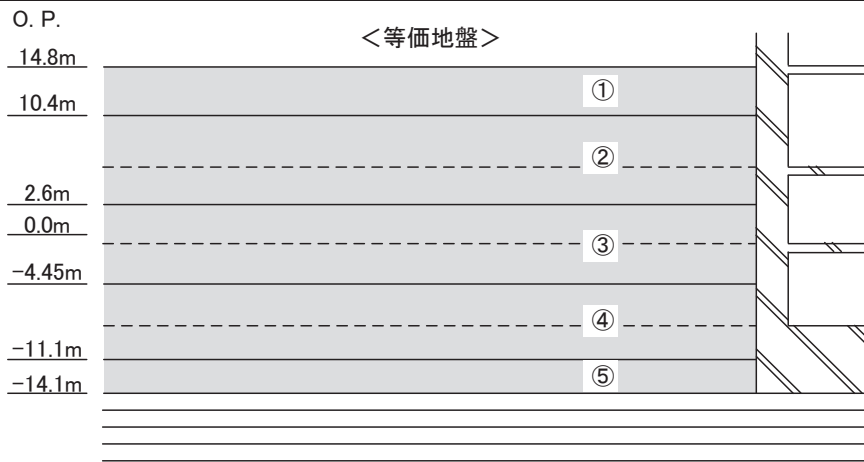
注記\*: 地震応答解析モデルへの入力地震動は、まず、解放基盤表面以深の地盤を一次元地盤としてモデル化し、解析コード「SHAKE」を用いて一次元波動論に基づく評価により O.P. -200m の入射波を算定する。次に、解析コード「mflow」を用いて、解析コード「SHAKE」により算定した O.P. -200m の入射波を、表層地盤の非線形性を考慮した一次元地盤モデルに入力して逐次非線形解析を行い、建屋基礎底面及び側面地盤ばね位置での地盤の応答を評価して入力地震動とする。

図 4-63 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



表 4-18 側面地盤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 $V_s$ (m/s)	せん断弾性係数 $G$ ( $\times 10^4$ kN/m <sup>2</sup> )	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	減衰定数 $h_e$ (%)
15.0	①	157	4.69	18.6	0.45	3
6.0	②	204	7.94	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



埋戻し土の形状 (単位: m)

c. 検討結果

各モデルの固有値解析結果を表 4-19 に、固有モードの比較を図 4-64～図 4-68 に、側面地盤ばね (Novak 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 波) の算定結果を図 4-69 に、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図 4-70 に示す。

表 4-19 及び図 4-64～図 4-68 より、側面地盤ばねの有無が固有モードに与える影響は小さいことが確認できる。従って、側面地盤ばねによる拘束効果は小さい傾向にある。

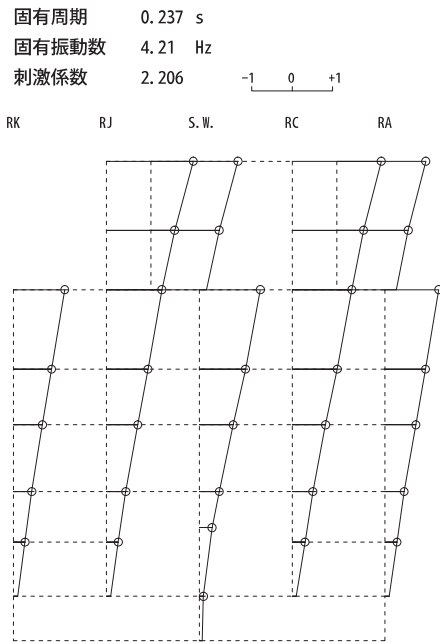
図 4-69 より、側面地盤の揺れは最上層で  $2000\text{cm/s}^2$  を超える大きさになっており、これは建屋の同一レベルの揺れに比べ 2 倍程度の大きさとなる。また、表層地盤の 1 次、2 次モードに相当する周期帯で特に大きい傾向にある。

図 4-70 より、地震応答解析の結果では、側面地盤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ていることが確認できる。

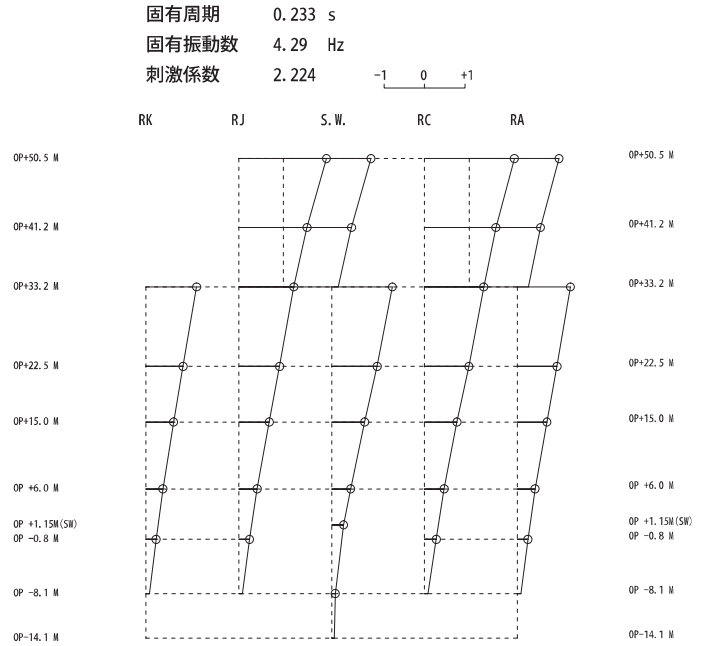
このことから、支持地盤と側面地盤のせん断波速度  $V_s$  の違いが大きい場合、側面地盤からの入力が大きくなるため、側面地盤ばねの精度によって誤差の大きい結果を与えるおそれがあることから、原子炉建屋の応答結果も、側面からの入力の影響で差異が生じていると考えられる。

表 4-19 固有値解析結果 (NS 方向)

次数	側面地盤ばねなし			側面地盤ばねモデル (S <sub>s</sub> -D <sub>2</sub> )		
	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
2	0.123	8.13	2.743	0.122	8.17	2.678
3	0.116	8.60	1.100	0.116	8.63	1.174
4	0.097	10.33	2.094	0.096	10.41	2.013
5	0.093	10.76	1.098	0.093	10.81	1.264

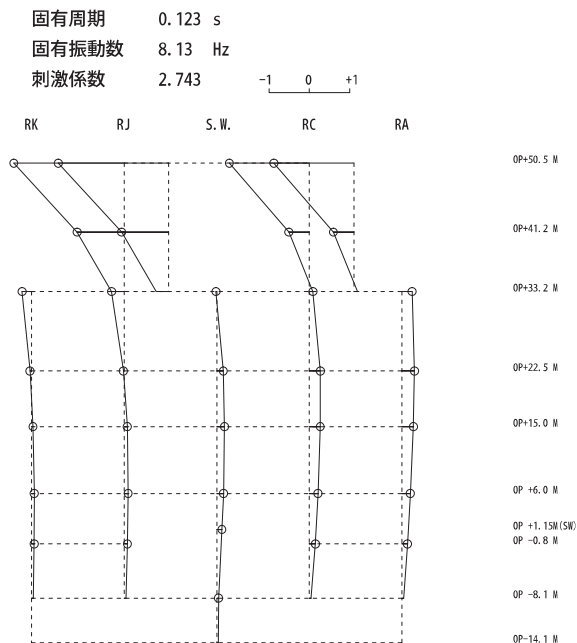


側面地盤ばねなし

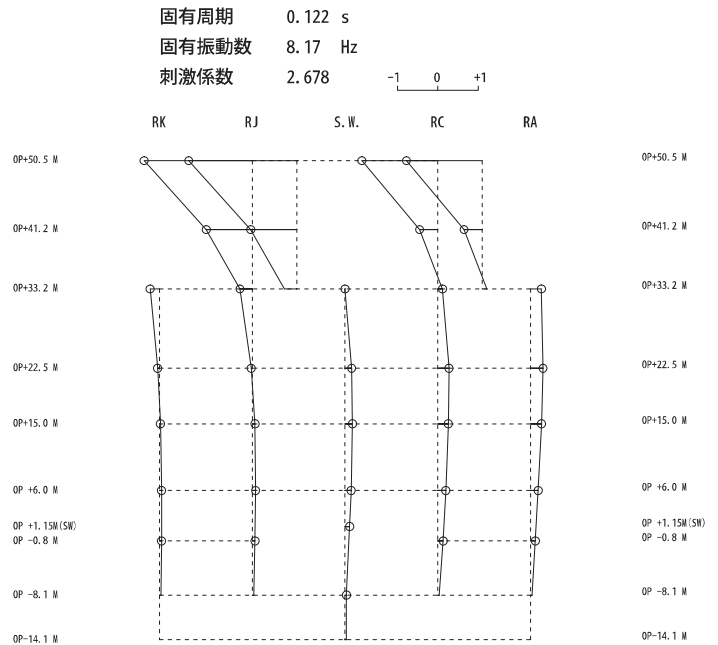


側面地盤ばねあり (S<sub>s</sub>-D<sub>2</sub> 地盤)

図 4-64 固有モードの比較 (NS 方向 1 次)

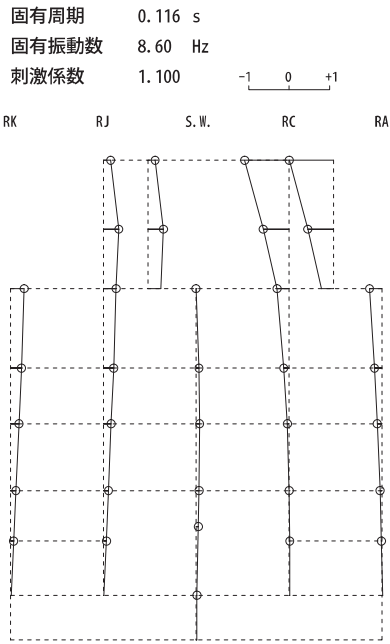


側面地盤ばねなし

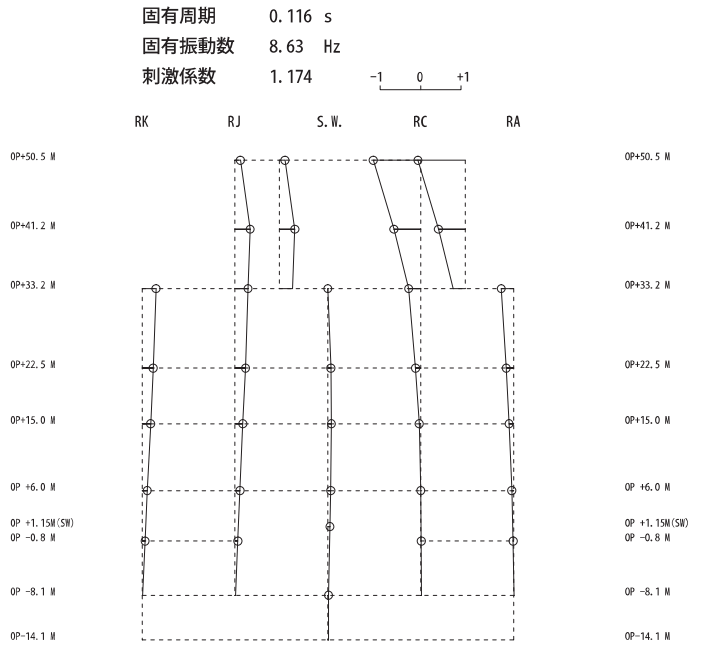


側面地盤ばねあり (S<sub>s</sub>-D<sub>2</sub> 地盤)

図 4-65 固有モードの比較 (NS 方向 2 次)

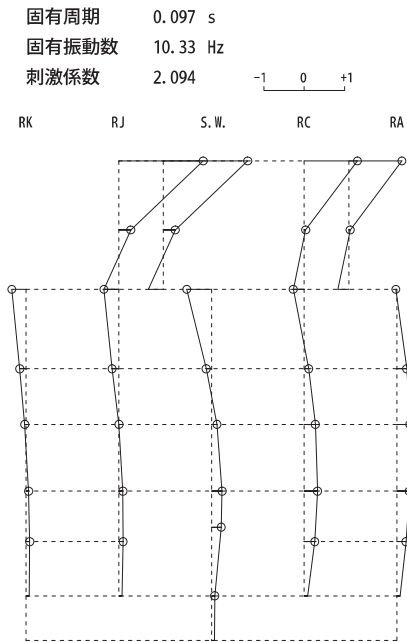


側面地盤ばねなし

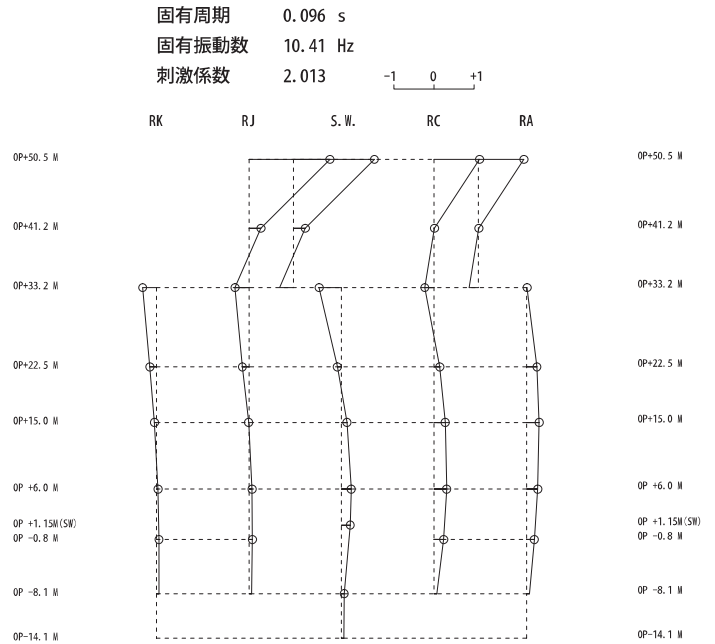


側面地盤ばねあり (S<sub>s</sub>-D<sub>2</sub>地盤)

図 4-66 固有モードの比較 (NS 方向 3 次)



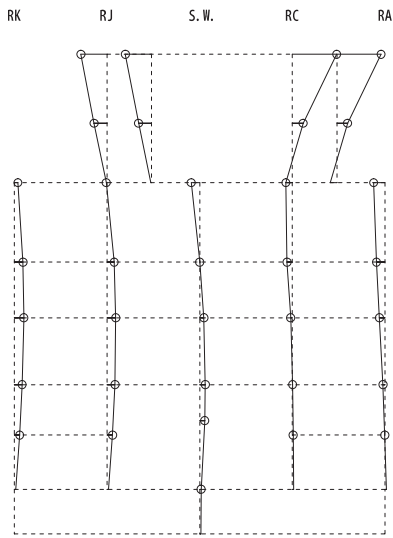
側面地盤ばねなし



側面地盤ばねあり (S<sub>s</sub>-D<sub>2</sub>地盤)

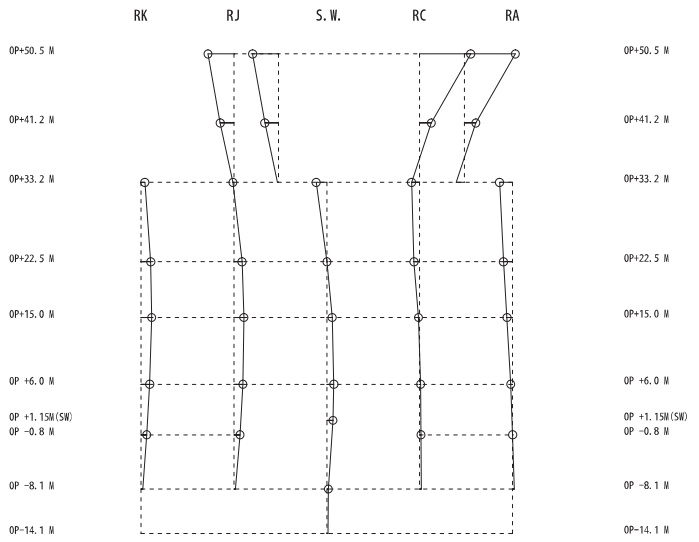
図 4-67 固有モードの比較 (NS 方向 4 次)

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



側面地盤ばねなし

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



側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

図 4-68 固有モードの比較 (NS 方向 5 次)

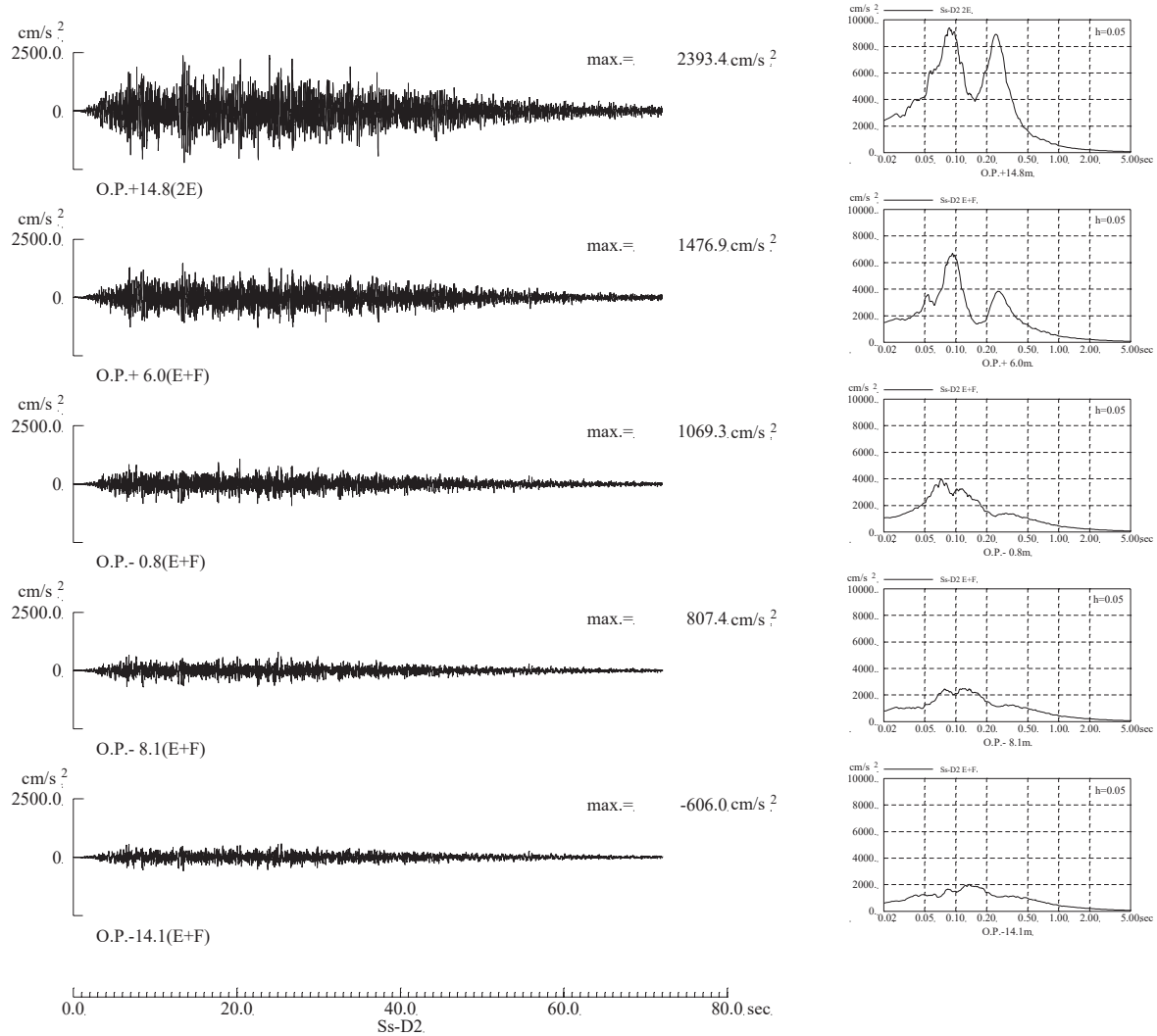


図 4-69 側面地盤ばね位置の地盤の加速度波形（基準地震動 S<sub>s</sub>-D2）

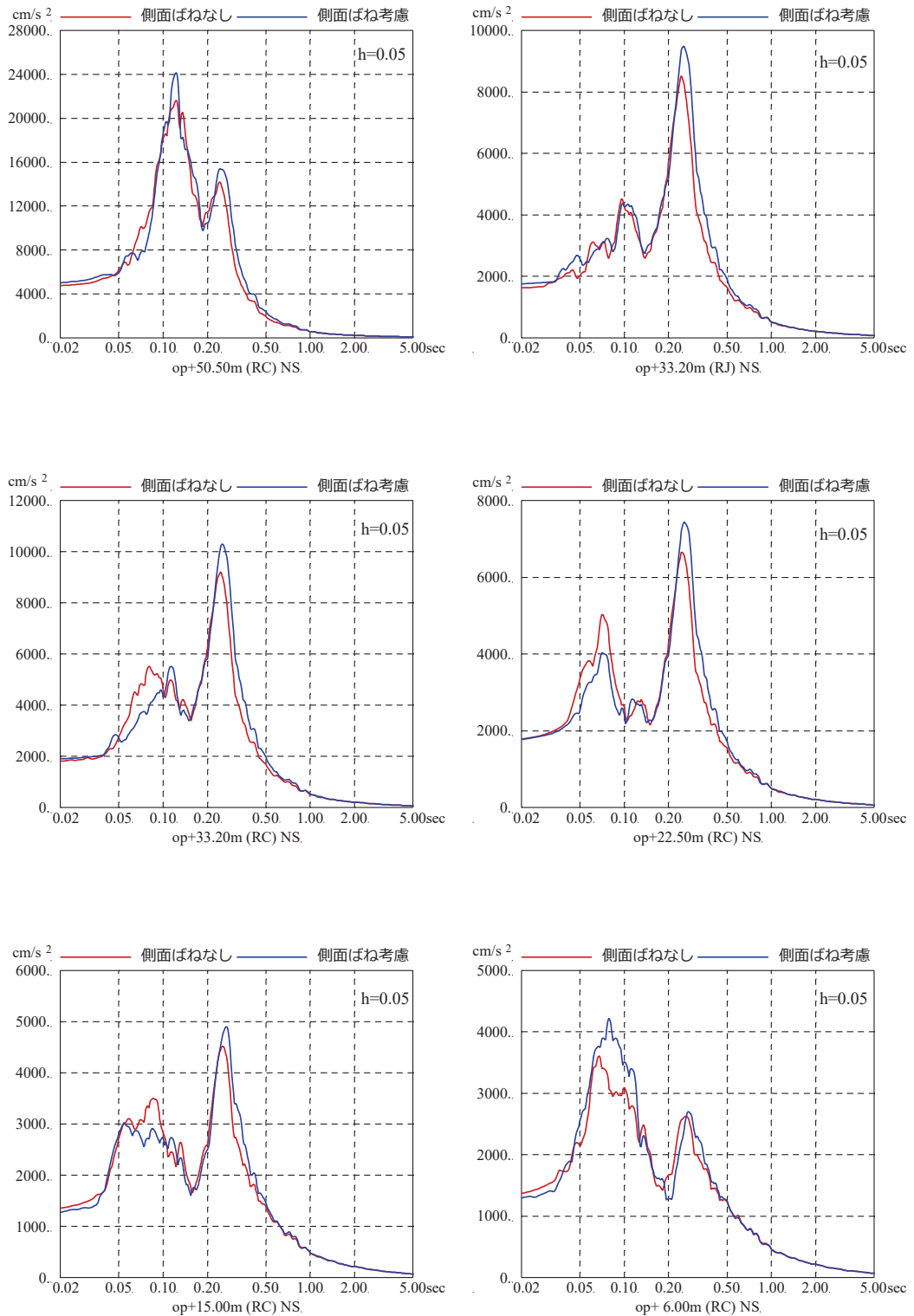


図 4-70 基準地震動  $S_s - D_2$  を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 建屋減衰 5%)



(7) 建屋の応力解析における地震時増分土圧の評価方針

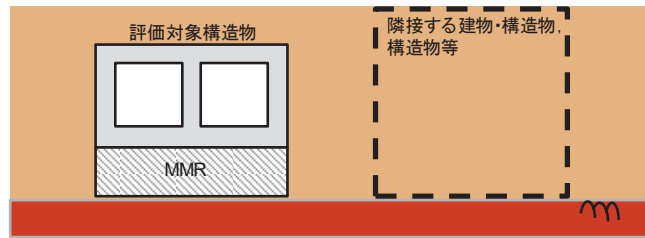
地震応答解析では側面地盤が建屋応答に与える影響が小さいことを確認した上でその影響を無視しているが、建屋の応力解析においてはこの影響を考慮する。具体的には、側面地盤による土圧（常時土圧、地震時増分土圧）を算定し、地震荷重と組み合わせて評価を行う。地震時増分土圧荷重は、修正物部・岡部式及び「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づいて求めた包絡値、又は FEM 解析により土圧を算定する。今回工認対象建屋の応力解析における地震時増分土圧の算定方法について、表 4-20 に示す。

表 4-20 今回工認対象建屋の応力解析における地震時増分土圧の算定方法

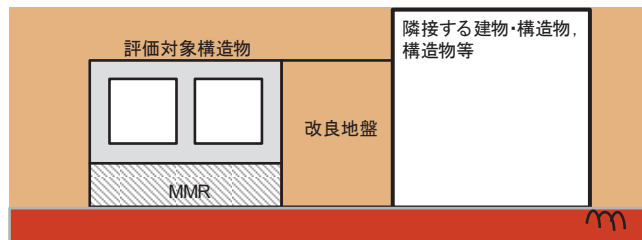
建屋	応力解析 (基礎版)	地震時増分土圧 評価方法	隣接建屋等の考慮
原子炉建屋	FEM モデル	2D-FEM	EW 方向について東側改良地盤考慮
制御建屋	FEM モデル	2D-FEM (NS 方向)	考慮なし (土圧は隣接建屋のない北側及び南側の一部で考慮)
緊急用電気品建屋	FEM モデル	JEAG 式	—
緊急時対策建屋	FEM モデル	JEAG 式	—

なお、屋外重要土木構造物の評価においては、構造物と地盤の相互作用について土圧を含めて考慮できる連成系の地震応答解析手法を用いて耐震評価を実施する方針としている。

また、屋外重要土木構造物と隣接する建物・構築物間が盛土で埋め戻されている場合には、隣接する建物・構築物をモデル化した方が表層地盤の変形が抑制され評価対象構造物に作用する土圧が低減されると考えられることから、隣接する建物・構築物はモデル化しない。屋外重要土木構造物と隣接する建物・構築物間が地盤改良されている場合には、剛性の大きい改良地盤を介して隣接する建物・構築物の地震時応答が評価対象構造物に伝達することから隣接する建物・構築物を含めてモデル化する。



評価対象構造物と隣接する建物・構築物の  
間盛土で埋め戻されている場合



評価対象構造物と隣接する建物・構築物の  
間が地盤改良されている場合

図 4-71 屋外重要土木構造物の土圧に関する評価方針

(8) 検討結果のまとめ

原子炉建屋及び第3号機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により確認した。その結果、以下の知見を得た。

- ① 建屋重量の重い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第3号機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 第3号機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。

「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」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、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は適用しないこととする。

また、第3号機海水熱交換器建屋については、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表層地盤を3次元地盤FEMで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、建屋近傍の表層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、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、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ため、検討対象である第3号機海水熱交換器建屋周囲の地盤状況では、建屋近傍の実際の地盤応答が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。

なお、原子炉建屋のモデルに側面地盤ばね（Novak ばね）を設け基準地震動  $S_s$  を入力した地震応答解析を実施したところ、側面地盤ばね無しのモデルに比べ大きい応答結果を与える階が生じたため、その要因について分析した。その結果、原子炉建屋のモード図の違いや表層地盤から入力される地震動の大きさ等から、

硬質岩盤では Novak ばねを介して入力する地震動の評価に課題があることが確認された。

## 5. 設計への反映

### 5.1 設定した入力地震動評価用地盤モデルの概要

#### (1) 地震応答解析モデルへの入力概要

基準地震動  $S_s$  の入力に際しては、表層地盤の影響を考慮した地震動を入力 (E+F 入力) することに加えて、表層地盤について、地震動の振幅に応じた非線形特性を考慮する地盤モデルを採用する。なお、埋込み効果は無視する。

地震応答解析モデルへの入力は、水平方向は解放基礎表面で定義された基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  から、建屋基礎版底面レベル (O.P. -14.1m) より上部の地盤の振動特性を考慮して評価した地震動を入力する。

地震応答解析モデルへの入力概要 (水平方向) を図 5-1 に示す。

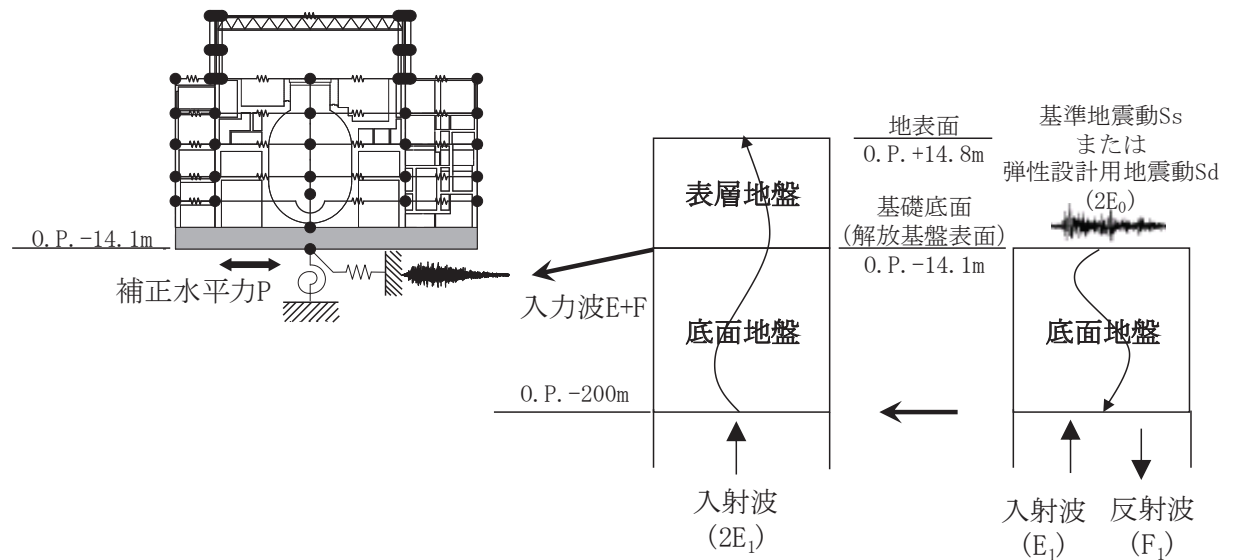


図 5-1 地震応答解析モデルへの入力概要 (水平方向)

(2) 入力地震動評価用地盤モデルの地盤物性値

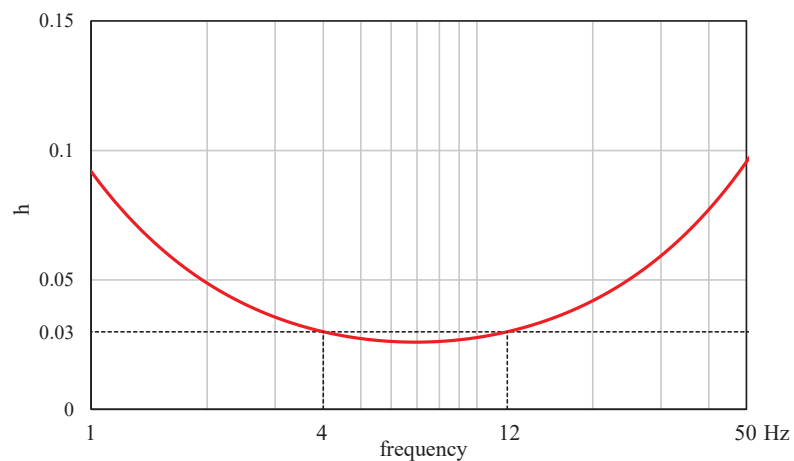
今回工認における原子炉建屋への入力地震動評価に用いる地盤モデルの地盤物性値は表 5-1 に示す地盤物性値とした。

表 5-1 原子炉建屋の入力地震動評価用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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数* <sup>2</sup> h (%)
表層地盤	14.80	18.6	*1	3* <sup>3</sup>
	0.00	23.3	900* <sup>4</sup>	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

注記\*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。

\*4：PS 検層結果と観測記録の分析より設定

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  $G_0$ 、 $G/G_0 - \gamma$  曲線及び  $h - \gamma$  曲線の非線形特性を図 5-2 ( $G/G_0 - \gamma$  曲線) 及び図 5-3 ( $h - \gamma$  曲線) のとおり設定した。

初期せん断剛性  $G_0$  は、PS 検層結果により (5. 1-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (5. 1-1)$$

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

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

$G/G_0 - \gamma$  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  $\tau_m$  と初期せん断剛性  $G_0$  から、基準ひずみ  $\gamma_m$  を算定し (5. 1-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (5. 1-2)$$

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

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

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

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

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

$h - \gamma$  曲線は、繰返し三軸試験結果に基づき (5. 1-3) 式により求める。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (5. 1-3)$$

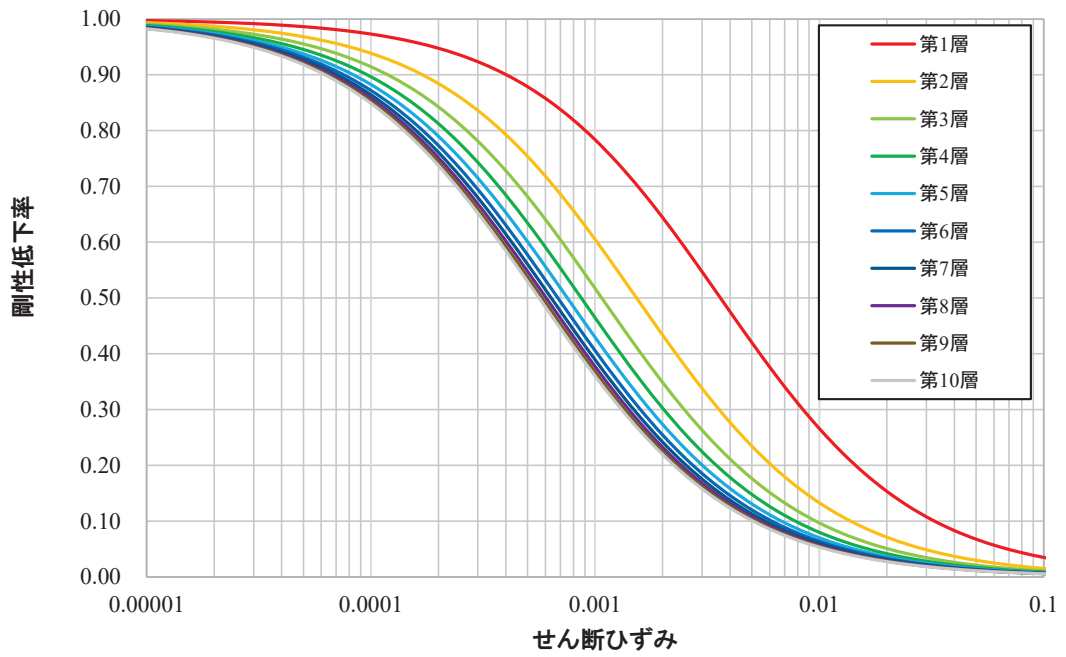


図 5-2  $G/G_0 - \gamma$  曲線

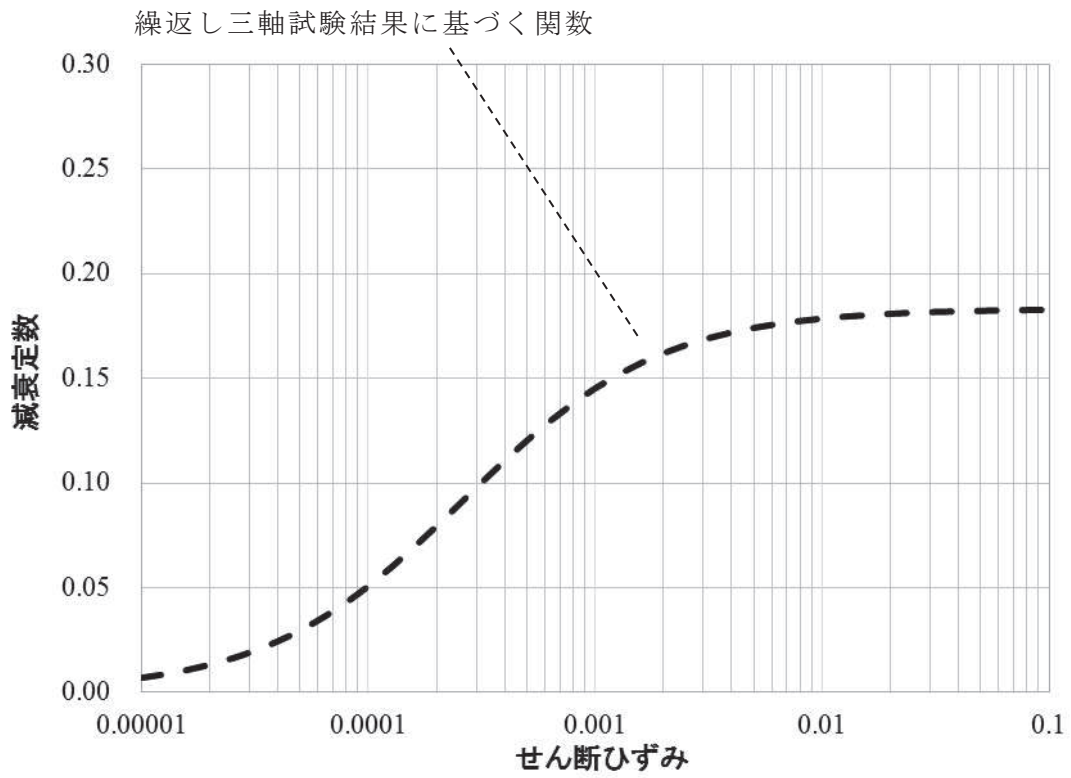


図 5-3  $h - \gamma$  曲線



## 5.2 建屋の表層地盤による影響を考慮する建屋

### 5.2.1 既設建屋

今回工認で基準地震動  $S_s$  の地震応答解析を行う既設建屋のうち、表層地盤の影響検討は以下の手順で実施する。

- ① 建屋の周辺状況等から検討対象建屋を選定
- ② 3.11 地震等によるシミュレーション解析から E+F 効果を確認、また埋込み効果の影響を確認

検討対象建屋は、「J E A G 4 6 0 1」の建屋埋込み効果の評価法（E+F 入力、側面地盤ばね）を参照し、埋込み深さがある程度深く、かつ 2～3 面程度周辺地盤と接している建屋を選定する。また、建屋の規模や周辺地盤の埋戻し状況により、側面地盤による建屋の振動特性への影響が異なってくると考えられることからそれらの項目についても整理する。埋込み深さ、建屋周辺の地盤状況、建屋規模、建屋周辺の埋戻し状況を整理した結果を表 5-2 に示す。

埋込み深さがある程度深い建屋については、表層地盤の影響を考慮した入力地震動の算定が可能と考えられるが、採用に当たっては側面地盤による埋込み効果による影響についても検討する必要があると考えられることから 2～3 面程度周辺地盤と接している建屋を検討対象建屋とする。

また、建屋規模が大きい場合には側面地盤の影響は小さく、建屋規模が小さい場合には側面地盤の影響が大きいと考えられるため、それぞれの建屋について側面地盤の影響検討を実施する。

以上より、検討対象建屋は、既に検討実施した原子炉建屋の他にタービン建屋及び第 3 号機海水熱交換器建屋を選定し、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シミュレーション解析により検討することで、原子炉建屋と同様の評価が適用可能かどうかについて確認する。

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、地盤調査結果及び原子炉建屋における検討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建屋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。検討の概念図を図 5-4 に示す。（詳細は、別紙 18 参照）

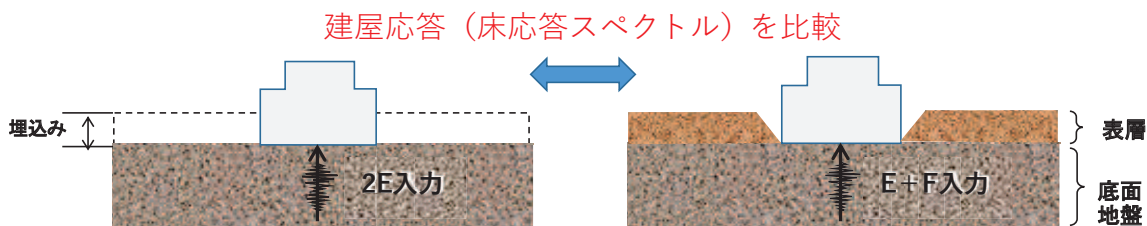


図 5-4 検討の概念図

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図 5-5 に、第 3 号機海水熱交換器建屋については図 5-6 に示す。

どちらの建屋についても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調和的であり、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。

上記の検討を踏まえ、表 5-5 に示すとおり、今回工認で表層地盤の影響を考慮する既設建屋は、原子炉建屋、タービン建屋及び第 3 号機海水熱交換器建屋とする。

表5-2 今回工認におけるE+F入力を考慮する既設建屋の選定

建屋	埋込み深さ (基礎版底面 レベル)	周辺地盤と の接地状況	建屋規模	建屋周辺の 埋戻し状況	表層地盤による 埋込み効果の影響	検討対象建屋
原子炉建屋	約 29m (O.P. -14.1m)	3面接地	大規模	掘削土	小 (Novak ばね適用には課題有)	対象
制御建屋	約 16m (O.P. -1.5m)	1~2面接地	小規模	掘削土	小 (地盤状況より Novak ばね適用 外)	対象外
タービン建屋	約 17m (O.P. -2.2m)	2~3面接地	大規模	掘削土	小 (Novak ばね適用には課題有)	対象
補助ボイラー建屋	約 7m (O.P. 8.0m)	2面接地	小規模	掘削土	小 (地盤状況より Novak ばね適用 外)	対象外
第3号機 海水熱交換器建屋	約 27m (O.P. -12.5m)	4面接地	小規模	掘削土	大 (Novak ばね適用には課題有)	対象
第1号機 制御建屋	約 15m (O.P. 0m)	2面接地	小規模	掘削土	小 (地盤状況より Novak ばね適用 外)	対象外

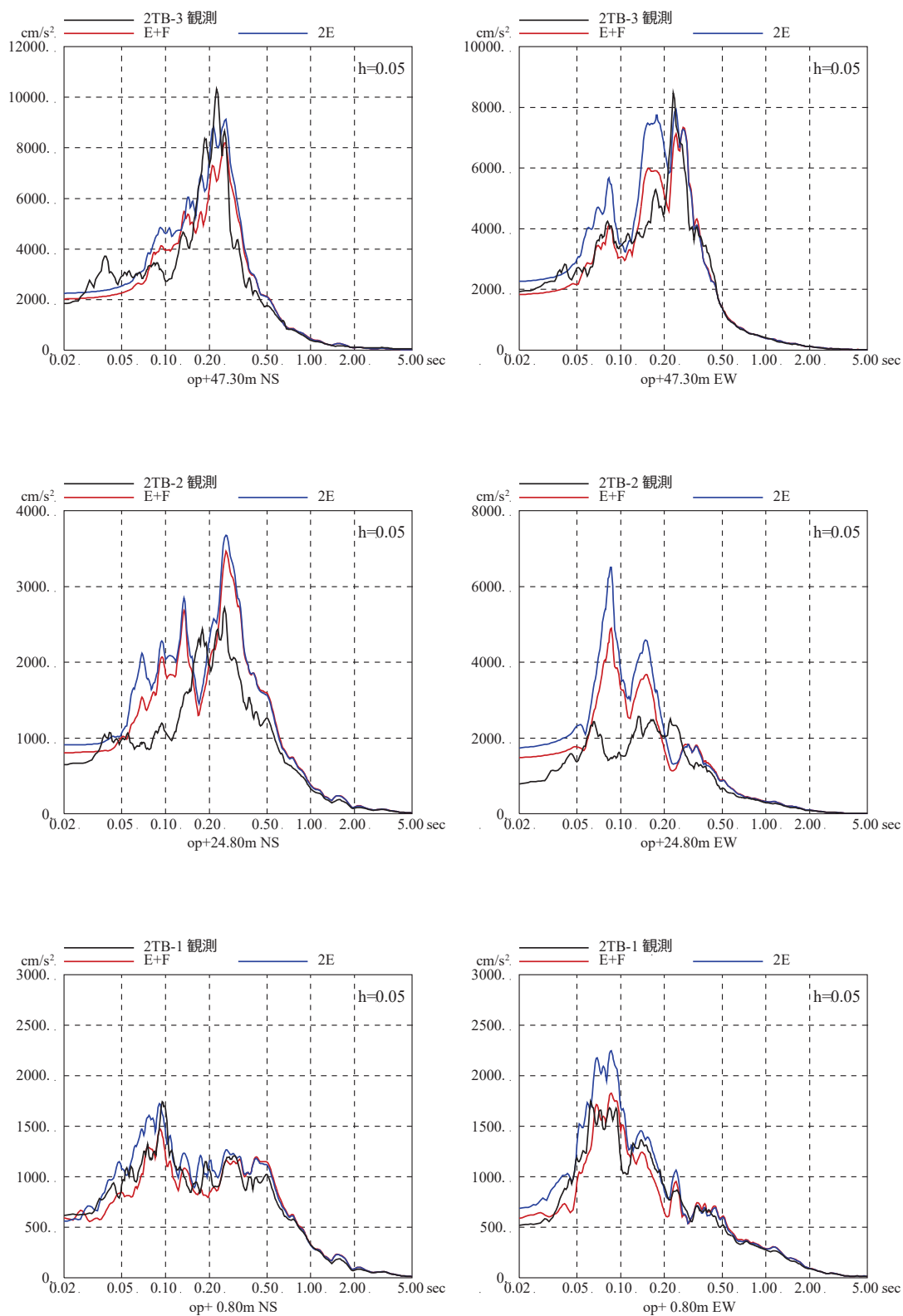


図 5-5 3.11 地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析結果の比較  
(タービン建屋)

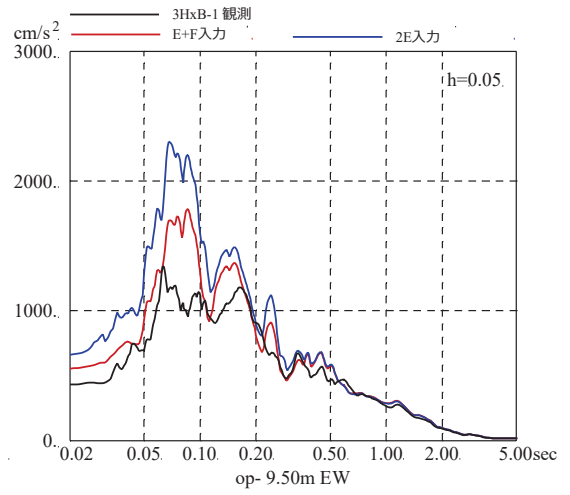
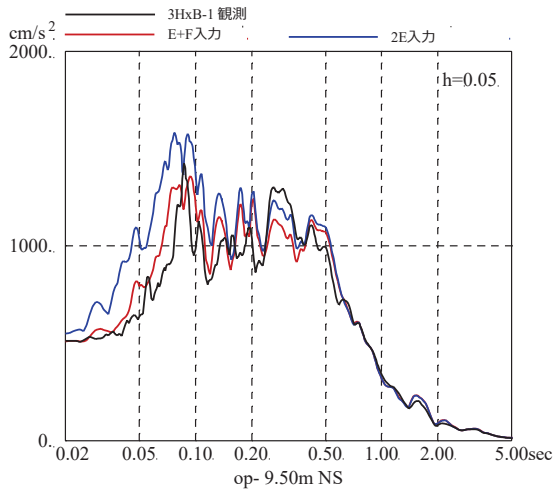
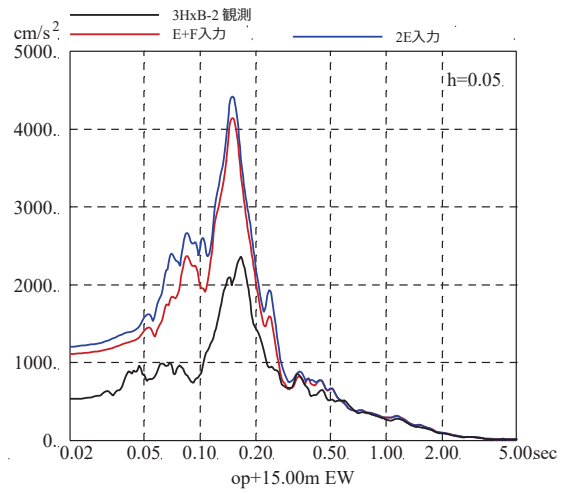
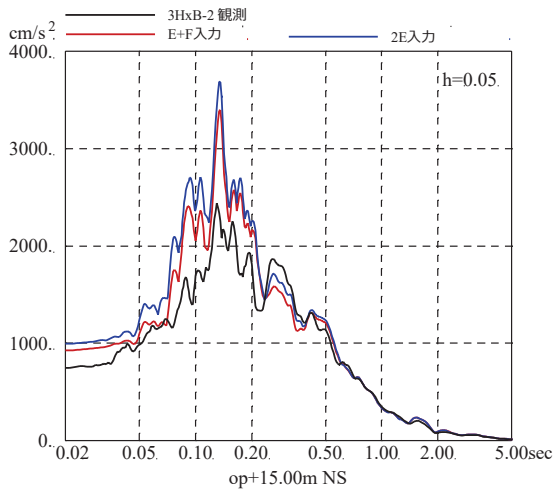


図 5-6 3.11 地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析結果の比較  
(第3号機海水熱交換機建屋)

表5-3 今回工認におけるE+F入力を考慮する既設建屋の選定

建屋	埋込み深さ (基礎版底面 レベル)	周辺地盤と の接地状況	はざとり波を用いた シミュレーション解 析	入力地震動算定におけ る 表層地盤の影響考慮 (E+F 入力)	(参考) 建屋に要求される機能 (2号機用)
原子炉建屋	約 29m (O.P. -14.1m)	3面接地	2E に比べ E+F 入力がより整合	考慮 (既工認から変更)	Sクラス (原子炉建屋原子炉棟) Sクラス設備の間接支持機能
制御建屋	約 16m (O.P. -1.5m)	1~2面接地	-	非考慮 (既工認と同じ)	Sクラス (中央制御室しゃへい壁) Sクラス設備の間接支持機能
タービン建屋	約 17m (O.P. -2.2m)	2~3面接地	2E に比べ E+F 入力がより整合	考慮 (既工認から変更)	Bクラス (補助しゃへい壁) Bクラス設備 (Sd 機能維持設備 含む) の間接支持機能 原子炉建屋, 制御建屋へ波及的 影響を与えないこと
補助ボイラー建屋	約 7m (O.P. 8.0m)	2面接地	-	非考慮 (既工認と同じ)	Cクラス設備の間接支持機能 制御建屋へ波及的影響を与えないこと
第3号機 海水熱交換器建屋	約 27m (O.P. -12.5m)	4面接地	2E に比べ E+F 入力がより整合	考慮 (既工認から変更)	浸水防護施設の間接支持機能
第1号機 制御建屋	約 15m (O.P. 0m)	2面接地	-	非考慮 (既工認と同じ)	制御建屋へ波及的影響を与えないこと

### 5.2.2 新設建屋

新設建屋は、緊急用電気品建屋及び緊急時対策建屋が対象となる。

建屋の周辺状況から新設建屋はいずれも、建屋規模に対して埋込み深さがある程度深く、かつ、3面が周辺地盤と接していることから、既設建屋での検討結果を踏まえて、今回工認において表層地盤の影響（E+F 入力）を考慮する方針とする。

また、建屋周囲のうち、基礎版レベルまではマンメイドロックを打設すること、また、その周囲は岩盤が分布していることを考慮し、基礎版レベルまでは側面地盤ばねを設定する。

表 5-4 に、既設建屋及び新設建屋を含めた今回工認対象建屋の入力地震動の算定方法及び表層地盤による埋め込み考慮（側面地盤ばねの考慮）の有無の一覧を示す。

表 5-4 今回工認対象建屋の入力地震動の算定方法及び  
表層地盤による埋め込み考慮（側面地盤ばねの考慮）の有無

建屋	埋込み 深さ	周辺地盤との 接地状況	入力地震動算定 における 表層地盤の影響考慮 (E+F 入力)	表層地盤による 埋込み効果の考慮 (側面地盤ばね)	
既設建屋	原子炉建屋	約 29m	3 面接地	考慮 (既工認から変更)	考慮しない
	制御建屋	約 16m	1~2 面接地	非考慮 (既工認と同じ)	考慮しない
	タービン建屋	約 17m	2~3 面接地	考慮 (既工認から変更)	考慮しない
	補助ボイラー建屋	約 7m	2 面接地	非考慮 (既工認と同じ)	考慮しない
	第 3 号機 海水熱交換器建屋	約 27m	4 面接地	考慮 (既工認から変更)	考慮しない
	第 1 号機 制御建屋	約 15m	2 面接地	非考慮 (既工認と同じ)	考慮しない
新設建屋	緊急用電気品建屋	約 10m	3 面接地	考慮	考慮 (基礎版部分のみ)
	緊急時対策建屋	約 17m	3 面接地	考慮	考慮 (基礎版部分のみ)

## 6. まとめ

原子炉建屋の入力地震動算定に用いる地盤モデルを、地盤調査結果及び既往の地震観測記録の分析に基づいて設定した。設定した地盤モデルは、入力地震動の振幅レベルに応じて、表層地盤の非線形特性を考慮できるモデルとした。3.11地震及び4.7地震の自由地盤の観測記録から算定されたはざとり波に対して、設定した地盤モデルを用いたシミュレーション解析を実施し、解析結果が観測記録及び基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析と整合すること及び地盤物性値の感度を確認したことから、設定した入力地震動評価用地盤モデルは基準地震動  $S_s$  に対する評価に適用できると判断した。

原子炉建屋以外の既設建屋については、建屋の周辺状況等から検討対象建屋を選定の上、3.11地震等によるシミュレーション解析から E+F 効果を確認し、タービン建屋と第3号機海水熱交換器建屋で採用することとした。

新設建屋については、既設建屋での検討結果を踏まえ、建屋の周辺状況等から E+F 入力を採用し、また、基礎版レベルまでは側面地盤ばねを考慮する方針とした。



別紙1 3.11地震のはざ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（原子炉建屋）

## 目 次

1. 検討目的..... 別紙 1-1
2. 検討方法..... 別紙 1-1
3. 検討結果..... 別紙 1-3

## 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、別紙3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評価した建屋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。

検討に用いた初期地盤モデルの地盤物性を表2-1に、建屋シミュレーションモデルを図2-1に、解析条件の比較を表2-2に、検討の概念を図2-2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（以下、「3.11地震シミュレーションモデル」という。）。

表2-1 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数 <sup>*2</sup> h (%)
表層地盤	14.80	18.6	*1	3 <sup>*3</sup>
	0.00	23.3	900 <sup>*4</sup>	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

注記\*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

\*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

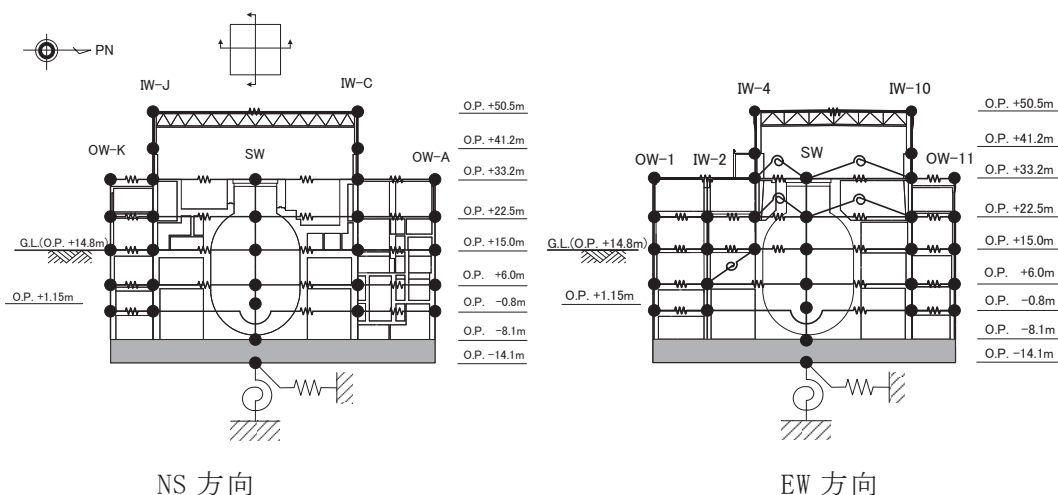


図 2-1 建屋シミュレーション解析モデル  
(3.11 地震シミュレーションモデル)

表 2-2 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 [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	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を算定し入力 (E+F 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 (表層地盤非線形考慮)

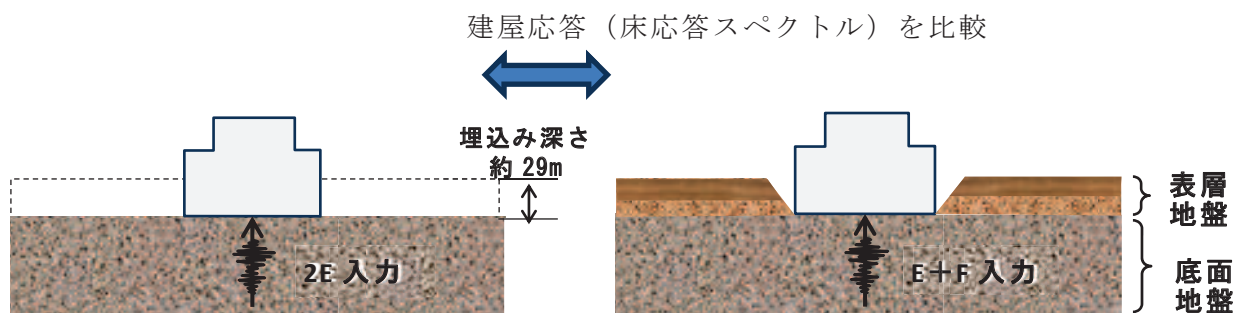


図 2-2 検討の概念図

### 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図3-1～図3-2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。

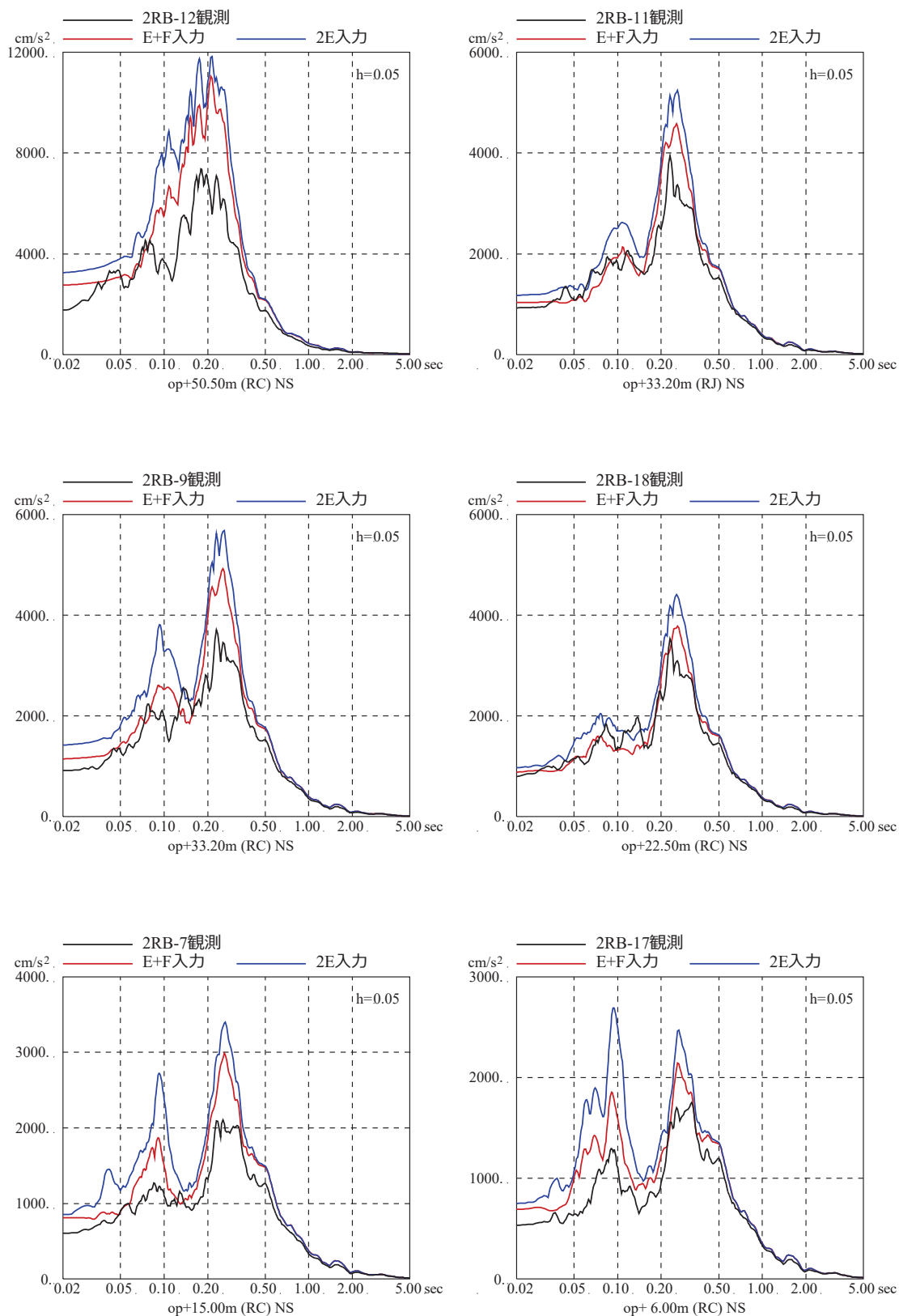


図 3-1 3.11 地震のはざとり波を用いた 2E 入力と E+F 入力によるシミュレーション解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向)

注：地震計位置は付録 1 参照。

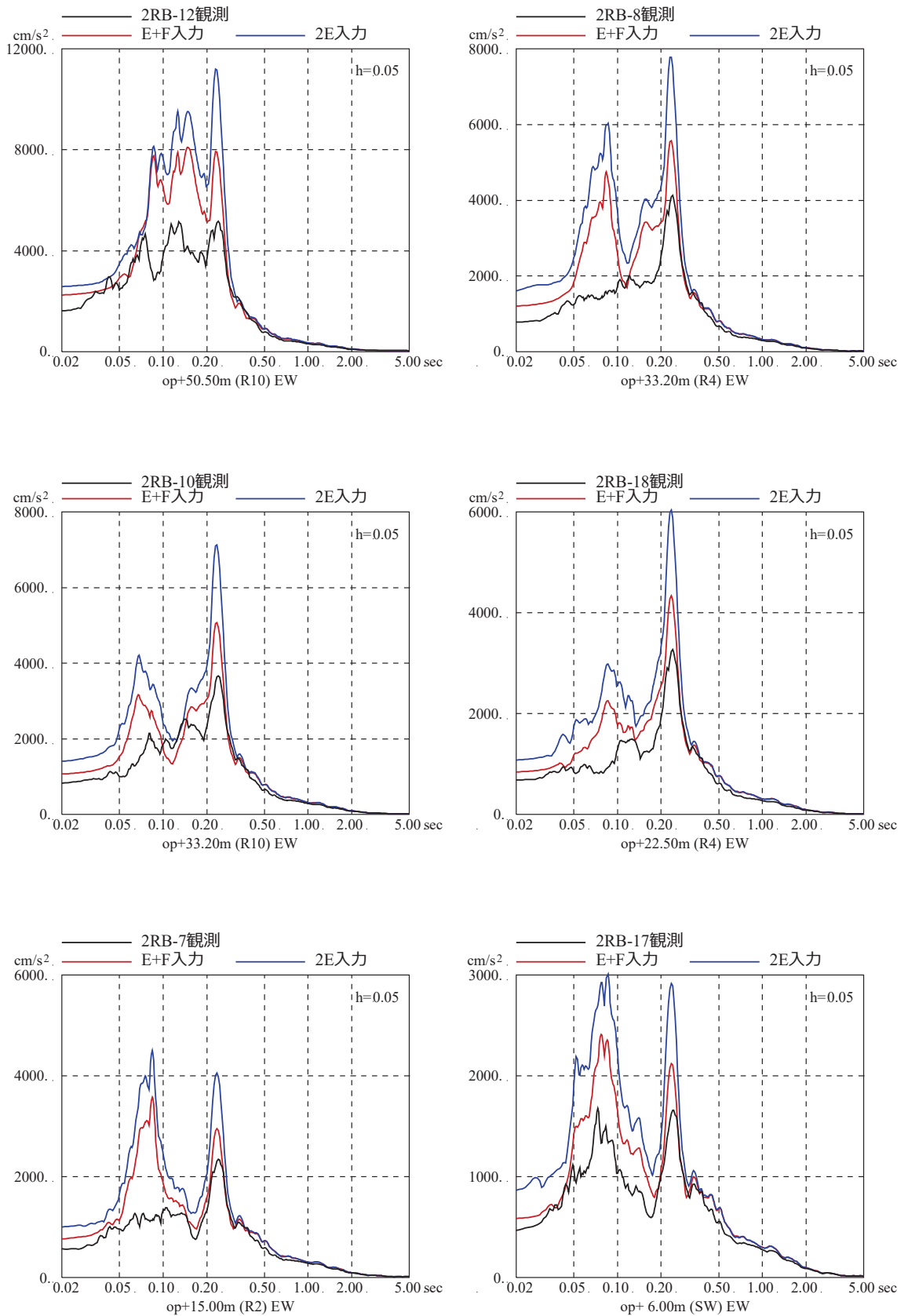


図 3-2 3.11 地震のはざとり波を用いた 2E 入力と E+F 入力による  
シミュレーション解析結果の比較 (原子炉建屋, EW 方向)

注：地震計位置は付録 1 参照。

別紙2 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



## 目 次

1. 検討目的..... 別紙 2-1
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..... 別紙 2-2
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..... 別紙 2-4

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及び深さ方向の配置を図 1-1 に示す。

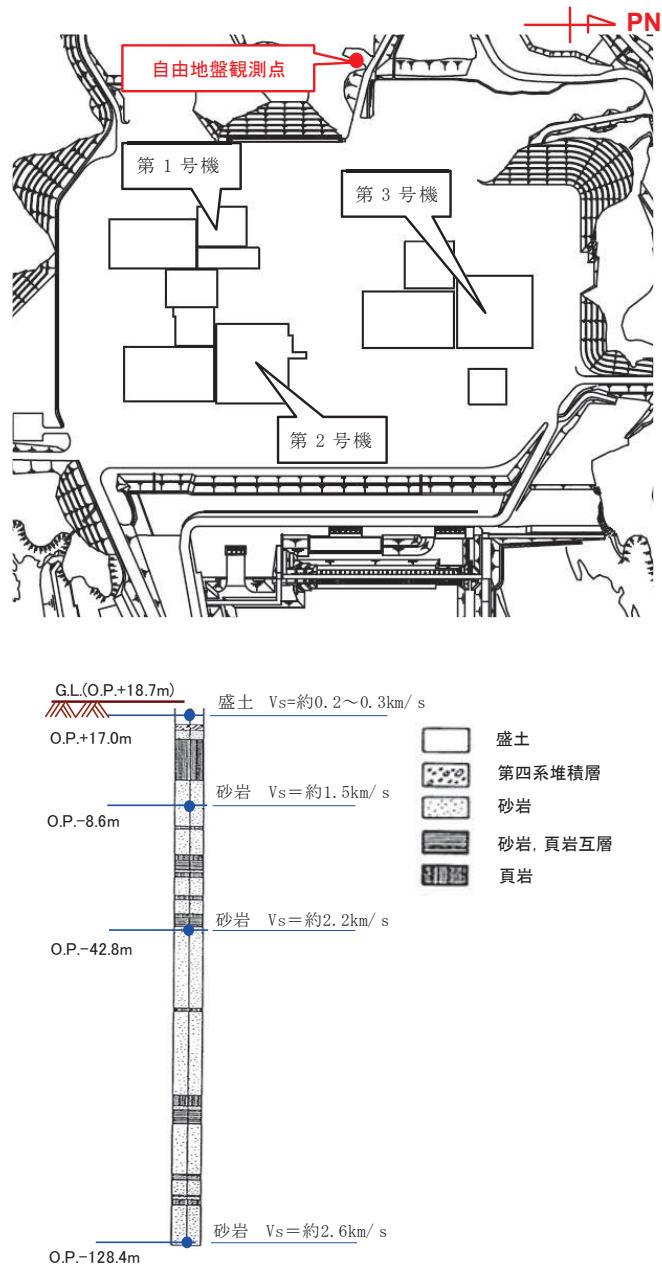


図 1-1 自由地盤地震観測点の位置及び深さ方向の配置

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（最適化地盤モデル）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）に適用している最適化地盤モデルを表2-1に示す。

3.11地震に対する最適化地盤モデルは，既往検討による大振幅時の最適化地盤モデル（表2-2）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，同定範囲は最表層地盤2層部分（表2-2 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  $V_s$  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表2-3に示す。

表2-1 既往検討による小振幅時の最適化地盤モデル

深さ		層厚 (m)	密度 (t/m <sup>3</sup> )	V <sub>s</sub> (m/s)	減衰定数h(f)	
G.L. (m)	O.P. (m)				水平	
					H <sub>0</sub>	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					

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

表 2-2 既往検討による大振幅時の最適化地盤モデル

深さ		層厚 (m)	密度 (t/m <sup>3</sup> )	Vs (m/s)	減衰定数h(f)	
G.L. (m)	O.P. (m)				水平	
					h <sub>0</sub>	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

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

表 2-3 3.11 地震時の最適化地盤モデル

深さ		層厚 (m)	密度 (t/m <sup>3</sup> )	Vs (m/s)	減衰定数h(f)	
G.L. (m)	O.P. (m)				水平	
					h <sub>0</sub>	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

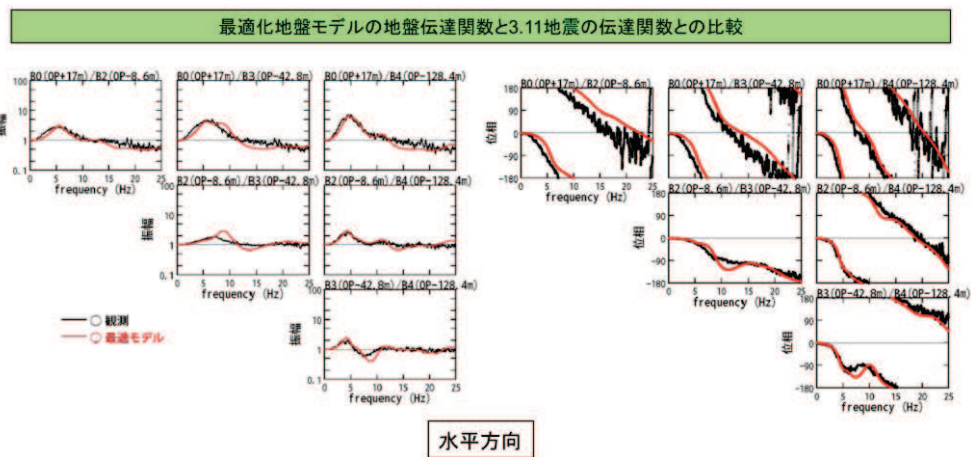
最適化地盤モデルと 3.11 地震の伝達関数の比較を図 3-1 に示す。

最適化地盤モデルの検討結果から、最表層地盤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  $S_s$  に対する入力地震動評価用地盤モデルにおいても、最表層地盤の物性値について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。

### 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

図 3-1 最適化地盤モデルと 3.11 地震の伝達関数の比較

### 別紙 3 原子炉建屋の炉心ボーリングの PS 検層及び密度検層結果

## 目 次

1. 原子炉建屋の炉心ボーリングの PS 検層及び密度検層結果..... 別紙 3-1

1. 原子炉建屋の炉心ボーリングの PS 検層及び密度検層結果

原子炉建屋の炉心ボーリングの PS 検層及び密度検層を実施した位置を図 1 に、PS 検層結果を図 2 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表 1 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  $V_s$  はおよそ 500~1000m/s に分布しており、平均は 740m/s であった。

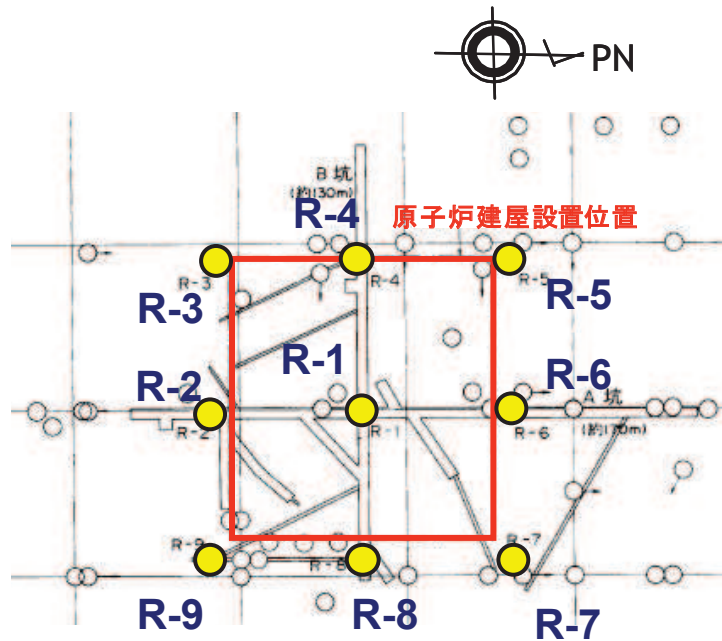


図 1 地盤調査位置

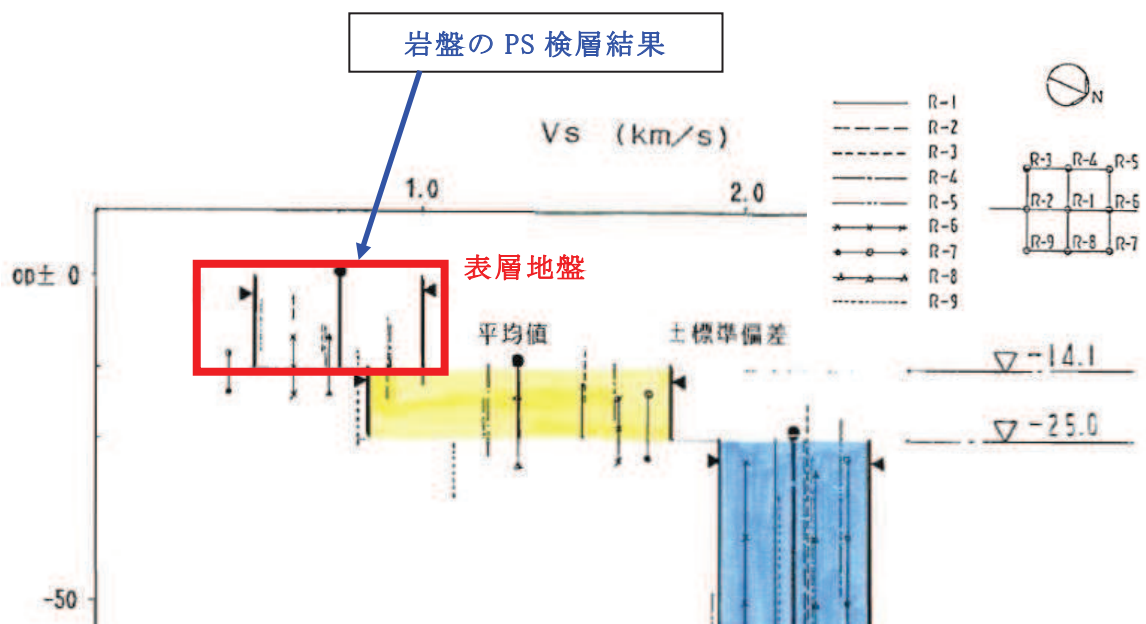


図 2 原子炉建屋位置の PS 検層結果



表 1 PS 検層及び密度検層結果

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)
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

## 別紙 4 表層地盤の層境界の設定について

## 目 次

1. 表層地盤の層境界の設定..... 別紙 4-1

## 1. 表層地盤の層境界の設定

女川原子力発電所第2号機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下部と上部の境界面の深さを設定する。

図1に建設時の地盤の掘削状況の平面図を、図2に断面位置を、図3及び図4に原子炉建屋の炉心を通る南北方向及び東西方向の断面図を示す。原子炉建屋周辺の地盤の大部分はO.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O.P.+14.8mまで埋め戻されている。

図1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O.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、O.P.-8m（およそ岩盤レベル）まで、海水ポンプ室位置はO.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O.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。

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

図4の東西断面によると、原子炉建屋の東側（海側）は、O.P.0m付近までは主に第四系地盤（砂・礫）と岩盤であり、その表層地盤は盛土である。原子炉建屋の西側（山側）は、O.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、O.P.0mより表層地盤は盛土である。

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、O.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（別紙3）と対応するO.P.0mを表層地盤下部と上部の層境界とする2層の1次元地盤モデルとして設定する。

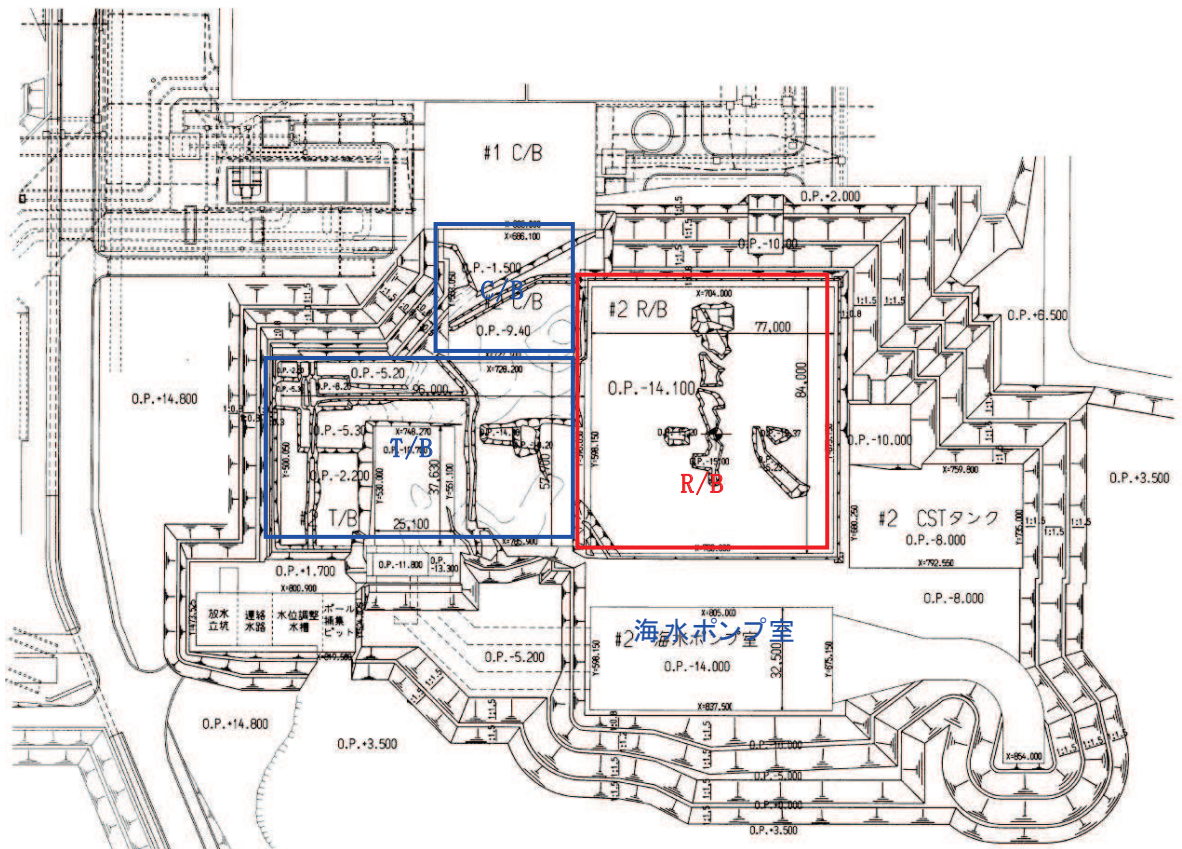


図1 建設時の地盤の掘削状況（平面図）

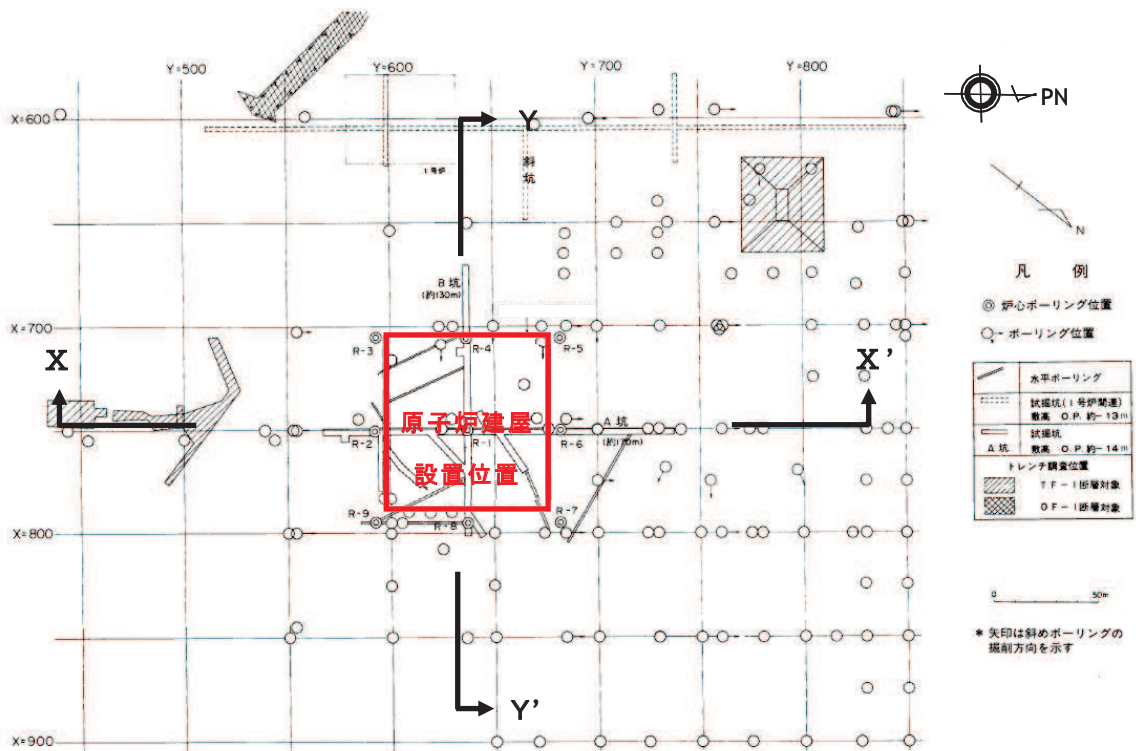


図2 岩盤分類図の断面位置

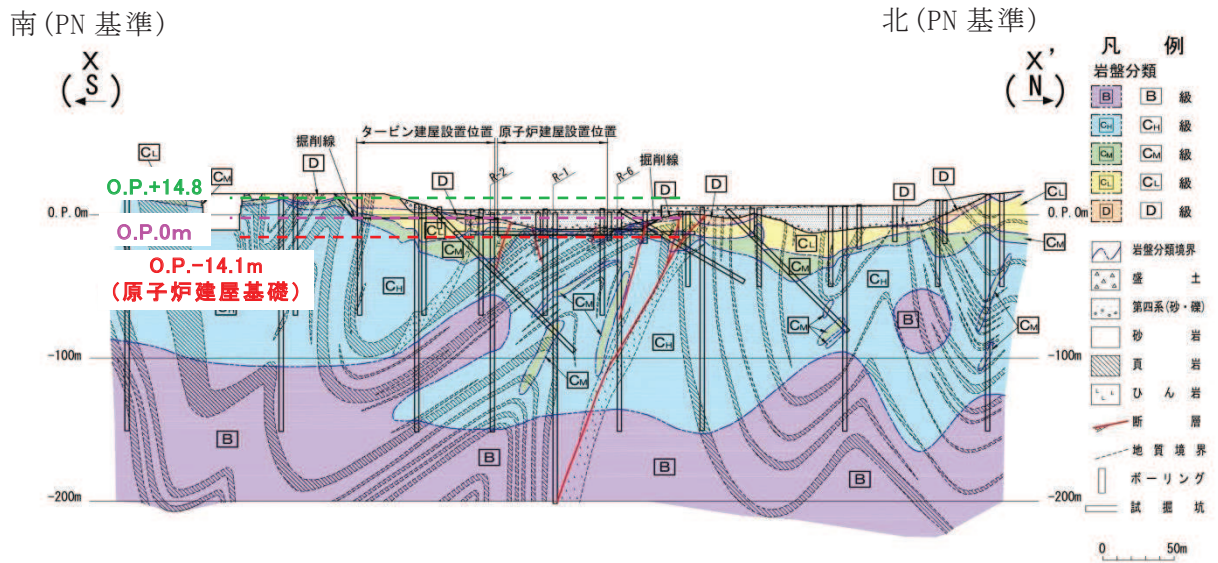


図3 岩盤分類図 (南北断面) X-X'

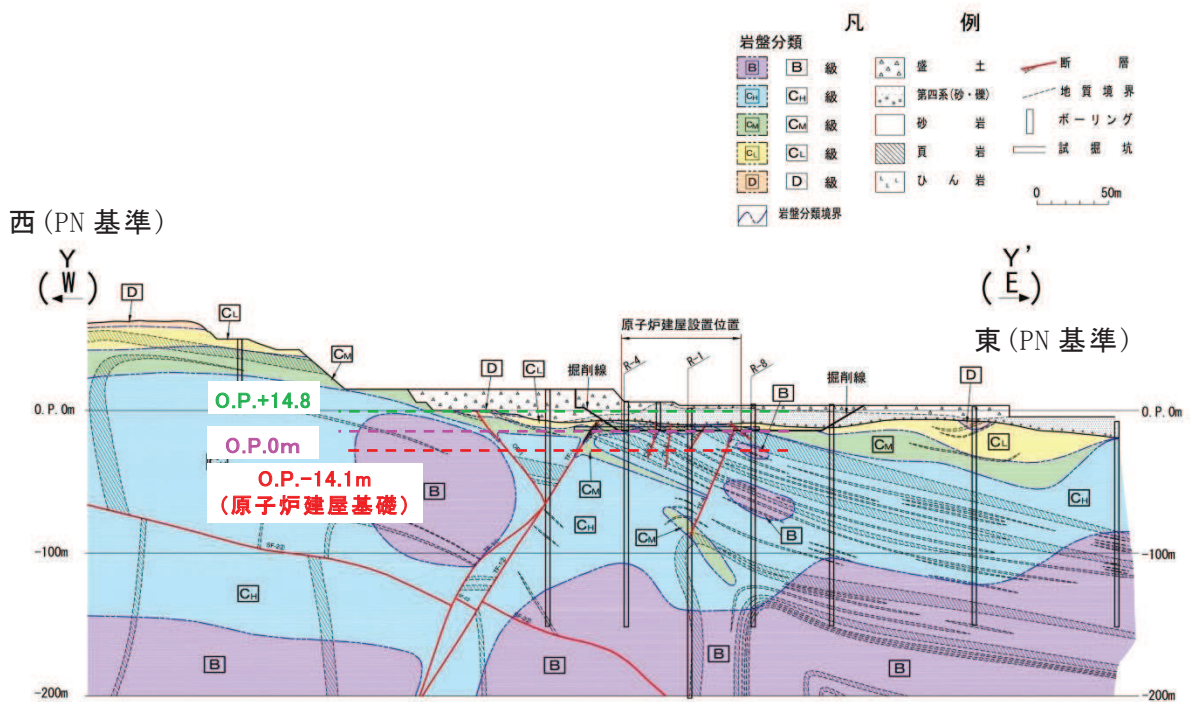


図4 岩盤分類図 (東西断面) Y-Y'

別紙 5 敷地における一次元波動論の適用性について

## 目 次

1. 検討方針..... 別紙 5- 1
2. 敷地の地質構造を用いた検討..... 別紙 5- 1
3. 地下構造モデルを用いた検討..... 別紙 5- 4
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..... 別紙 5-12
5. まとめ..... 別紙 5-15



## 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、地下構造モデル及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、速度構造がおおむ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及び速度構造図の断面位置を図 2-1 に、岩盤分類図及び速度構造図を図 2-2 及び図 2-3 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、おおむね水平成層である。

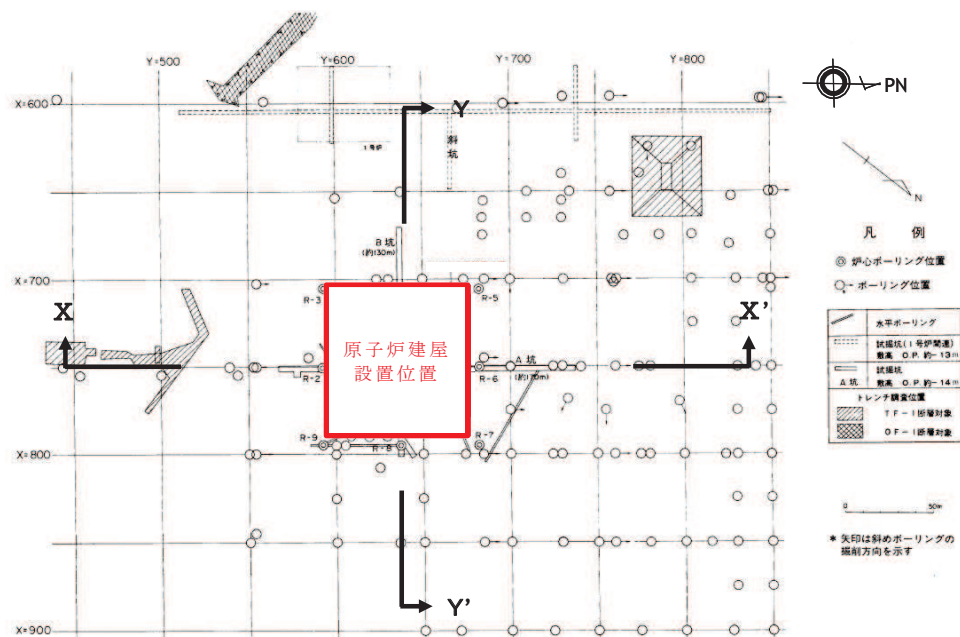


図 2-1 敷地の岩盤分類図の断面位置及び速度構造図の断面位置

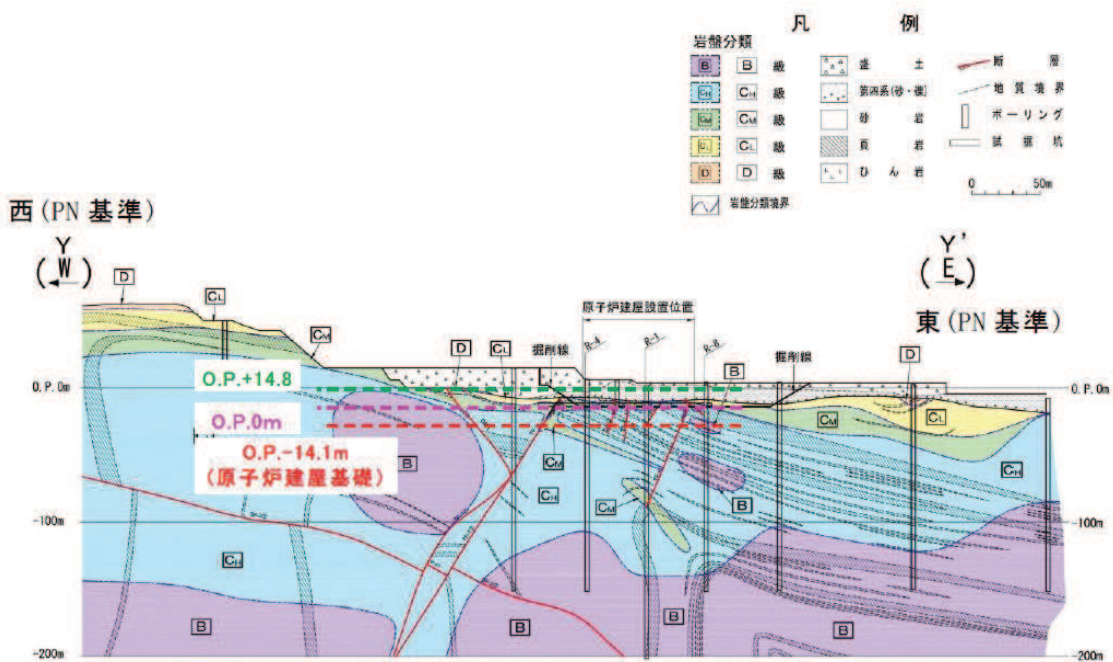
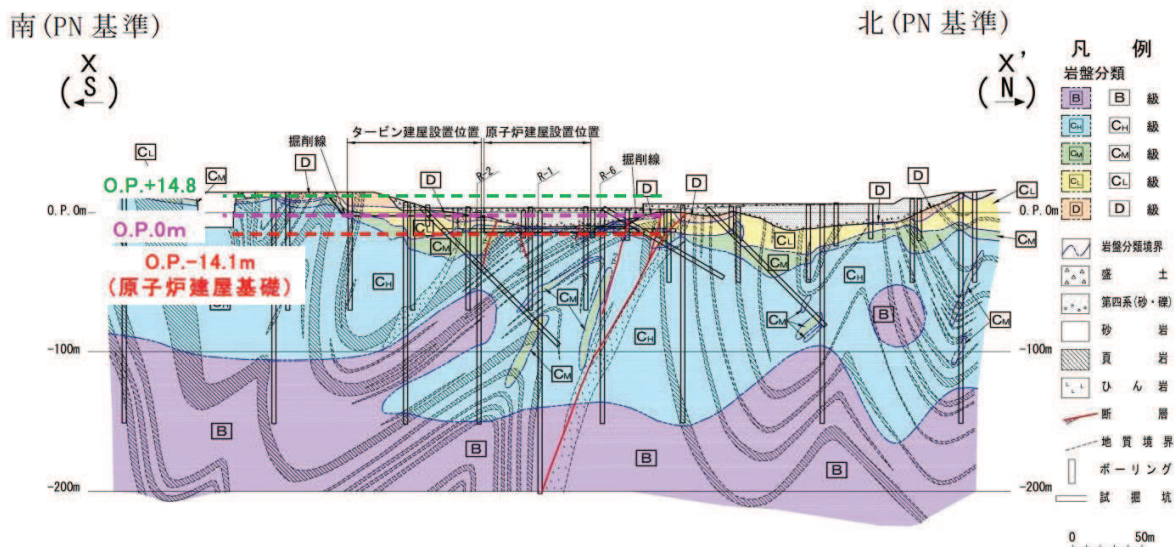
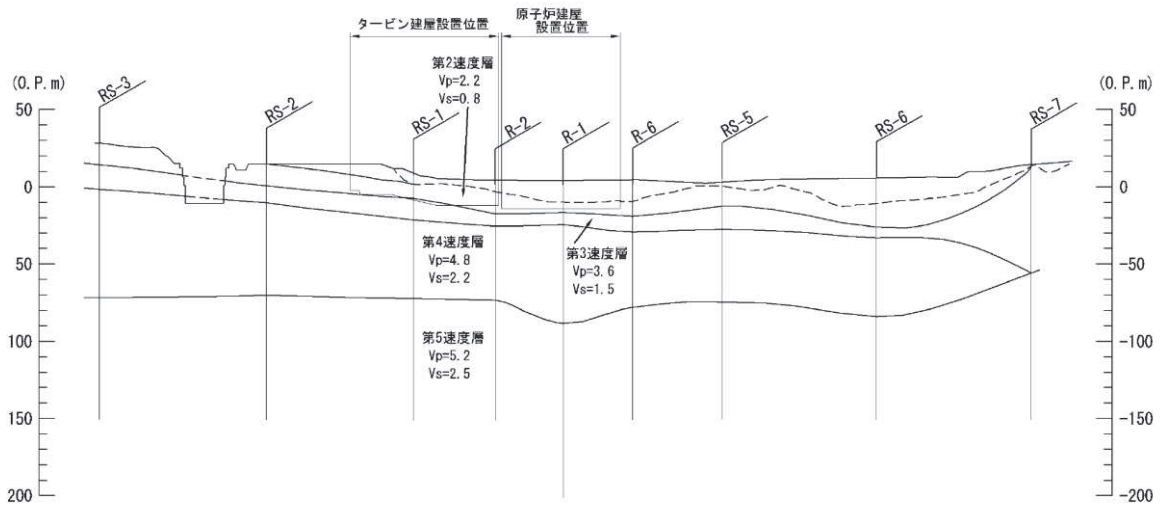
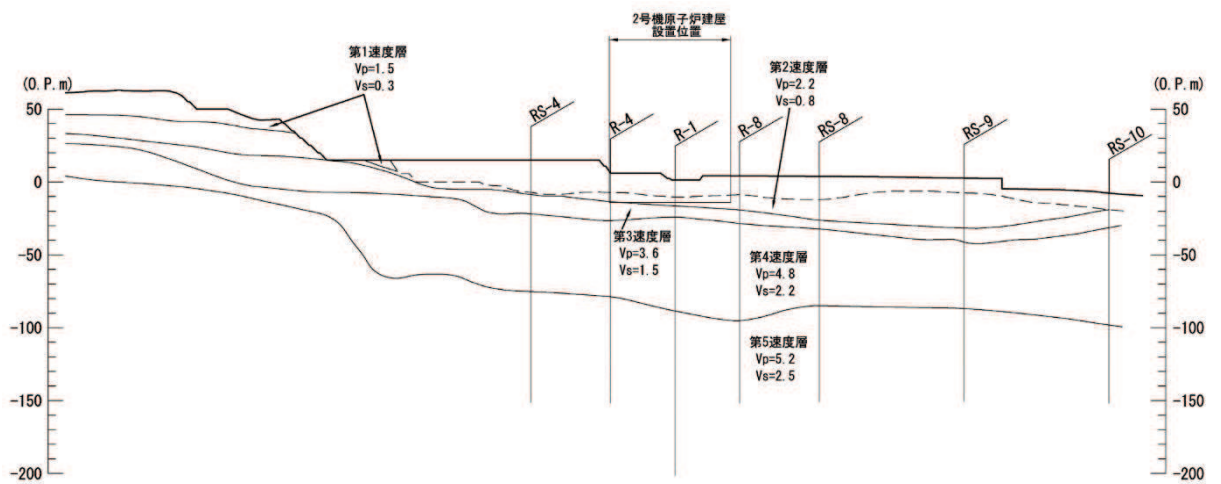


図 2-2 敷地の岩盤分類図



(a) 南北断面 (X-X')



(b) 東西断面 (Y-Y')

図 2-3 敷地の速度構造図

### 3. 地下構造モデルを用いた検討

女川原子力発電所では過去に 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。解析にあたっては、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（海洋プレート内地震）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図 3-1 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、図 3-2 に示すとおり、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。

#### 4.6 理論的手法に用いる深部地下構造モデルの設定(5)

上端深さ		層厚 (m)	密度 (t/m <sup>3</sup> )	V <sub>s</sub> (m/s)	V <sub>p</sub> (m/s)	Q <sub>s</sub>	Q <sub>p</sub>	
G.L.(m)	O.P.(m)							
-27.3	-8.6							▽岩盤上部 (解放基盤表面相当)
-34.5	-15.8	7.2	2.55	1500	2882	45	86	
-61.5	-42.8	27.0	2.66	2000	4101	60	123	▽地震基盤相当
-81.8	-63.1	20.3		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	2.80	3700	6400	300	600	
		∞		2.90	4200	7500	300	600

※ O.P.-128.4m以深の密度およびV<sub>p</sub>は、Luding et al.(1970)による。また、Q<sub>s</sub>はCerveny and Psencik(1984)、Q<sub>p</sub>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

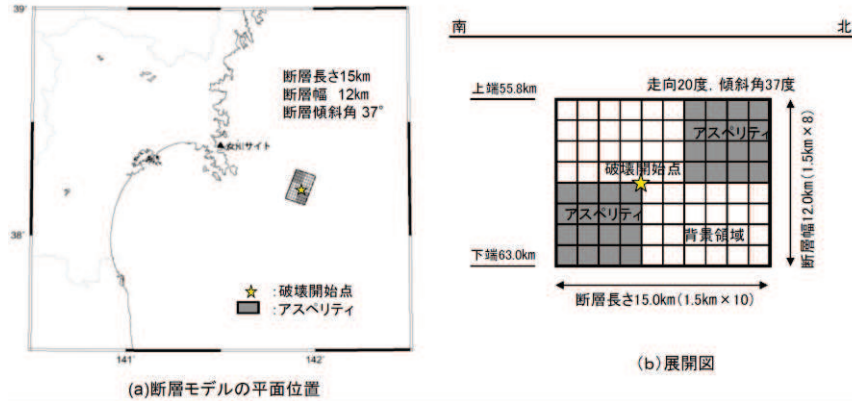
図 3-1 2011 年 4 月 7 日宮城県沖の地震の強震動シミュレーション解析に用いた地下構造モデル

## 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・釜江(2011)<sup>※1</sup>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・釜江(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

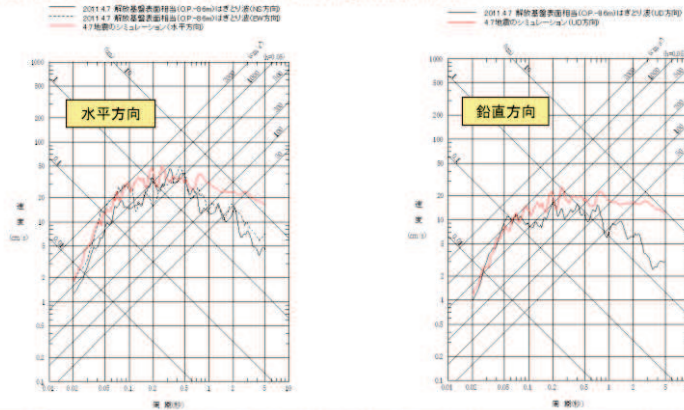
東北電力

## 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(はぎとり波)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

東北電力

※「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

図3-2 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

別紙 2 に示したとおり， 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及び深さ方向の配置を図 3-3， 地下構造モデルを表 3-1 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， 図 3-4 に示すとおり， 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。

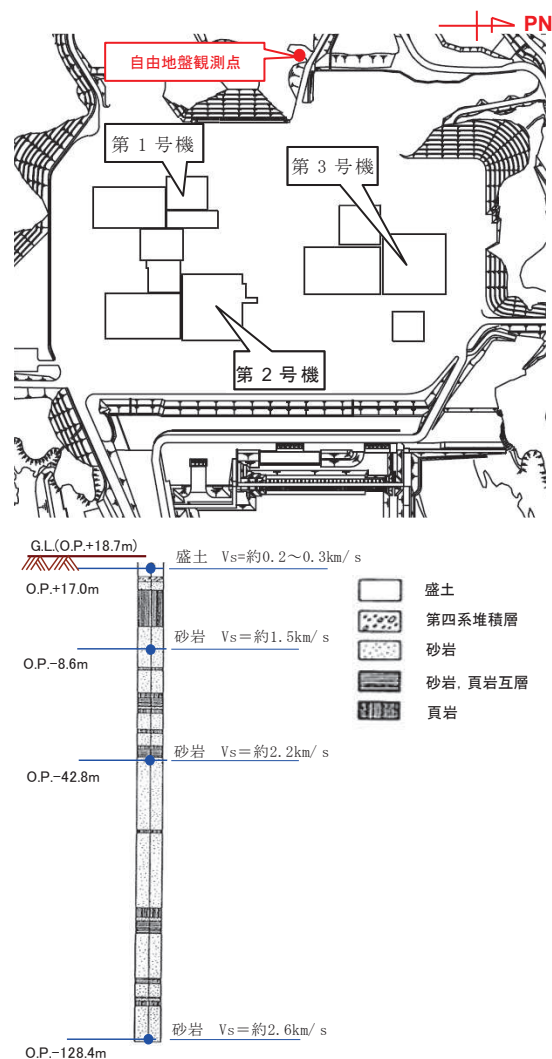


図 3-3 自由地盤地震観測点の位置及び深さ方向の配置

表 3-1 3.11 地震時のはぎとり解析用地下構造モデル

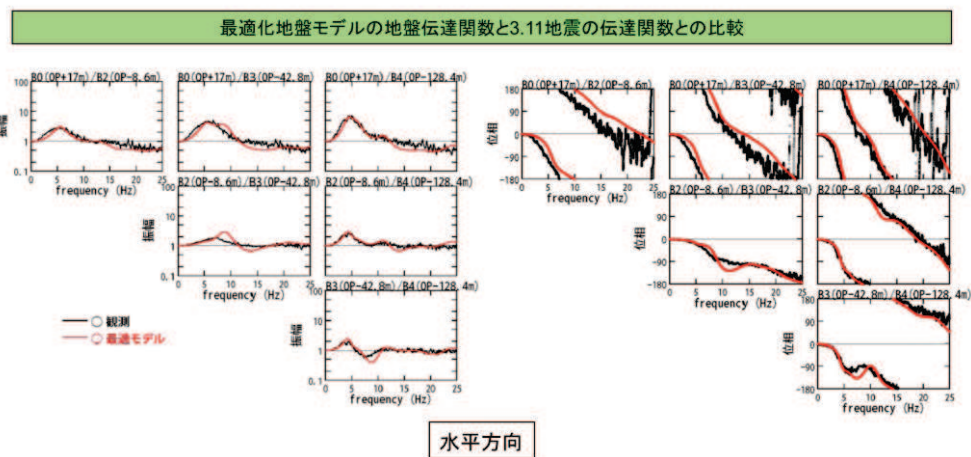
深さ		層厚 (m)	密度 (t/m <sup>3</sup> )	Vs (m/s)	減衰定数h(f)			
G.L. (m)	O.P. (m)				水平			
					h <sub>0</sub>	α		
0	18.7	1.7	2.10	112	0.44	0.38		
-1.7	17.0	3.3	2.10	112	0.44	0.38		
-5.0	13.7	16.6	2.10	1001	0.51	0.19		
解放基盤 表面相当		-21.6	-2.9	5.7	2.55	1500	0.20	1.00
-27.3	-8.6	7.2	2.55	1500	0.20	1.00		
-34.5	-15.8	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							

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

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

図 3-4 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 地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析による分析

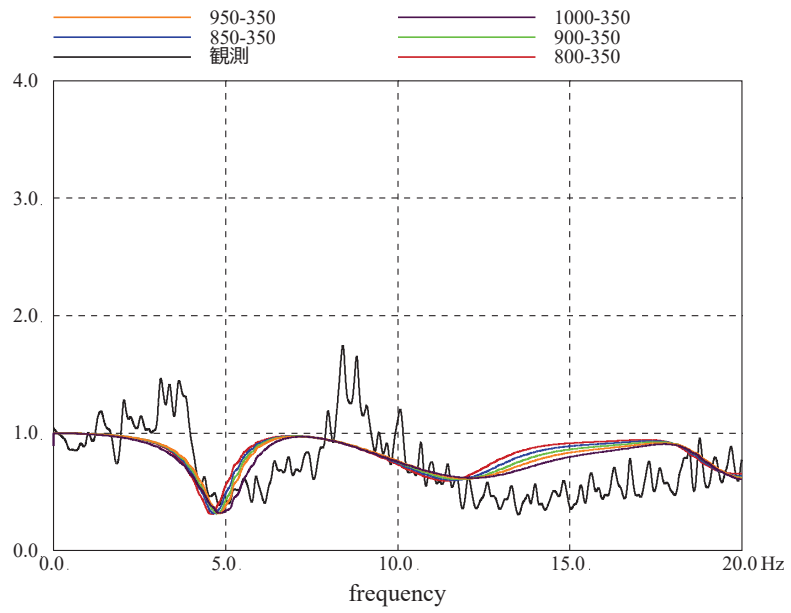
別紙 2 に示したとおり，検討に用いた地下構造モデルは，建屋周辺の地震基盤から地表面までを水平成層でモデル化している。検討に用いた第 2 号機周辺の地下構造モデルを表 3-2 に示す。

この地下構造モデル及び 3.11 地震のはざとり波を用いてシミュレーション解析を実施した結果，図 3-5 及び図 3-6 に示すとおり，解放基盤表面のはざとり波に対する建屋基礎位置の伝達関数及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。

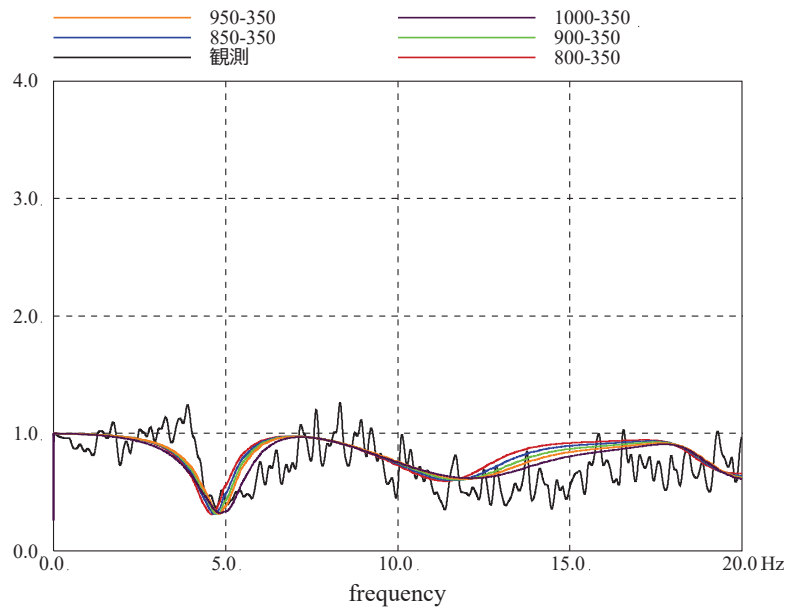
表 3-2 検討に用いた地下構造モデル

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>3</sup> )	350	3
	0.0	23.3 (2.38tf/m <sup>3</sup> )	800~1000	3
底面地盤	-14.1	23.8 (2.43tf/m <sup>3</sup> )	1300	3
	-25.0	24.6 (2.51tf/m <sup>3</sup> )	2150	3
	-80.0	25.0 (2.55tf/m <sup>3</sup> )	2440	3
	-200	25.0 (2.55tf/m <sup>3</sup> )	2440	3





(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3-5 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地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (3.11 地震)

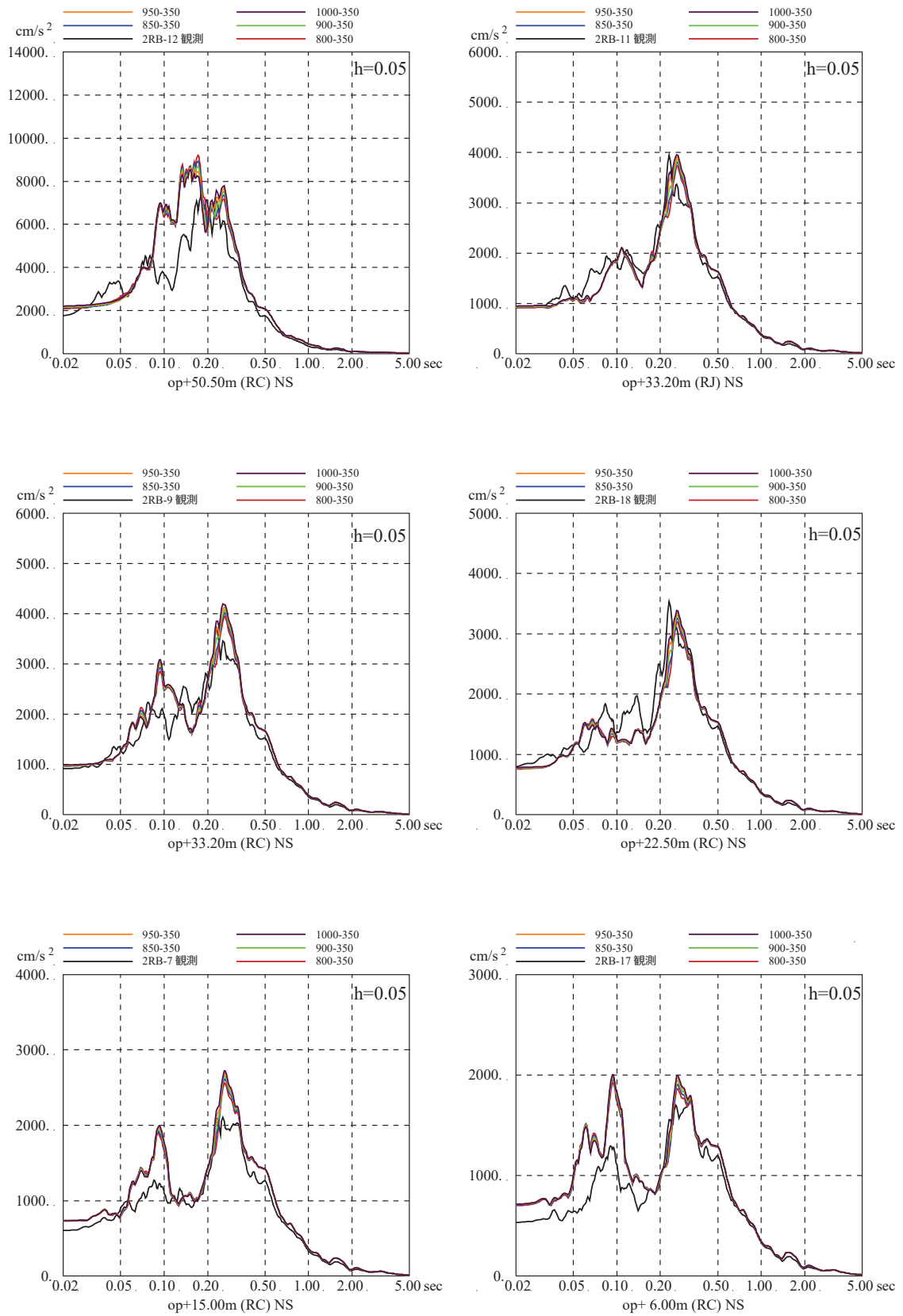


図 3-6 (1) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果  
(床応答スペクトルの比較) (3.11 地震, NS 方向, 減衰 5%)

注：地震計位置は付録 1 参照。

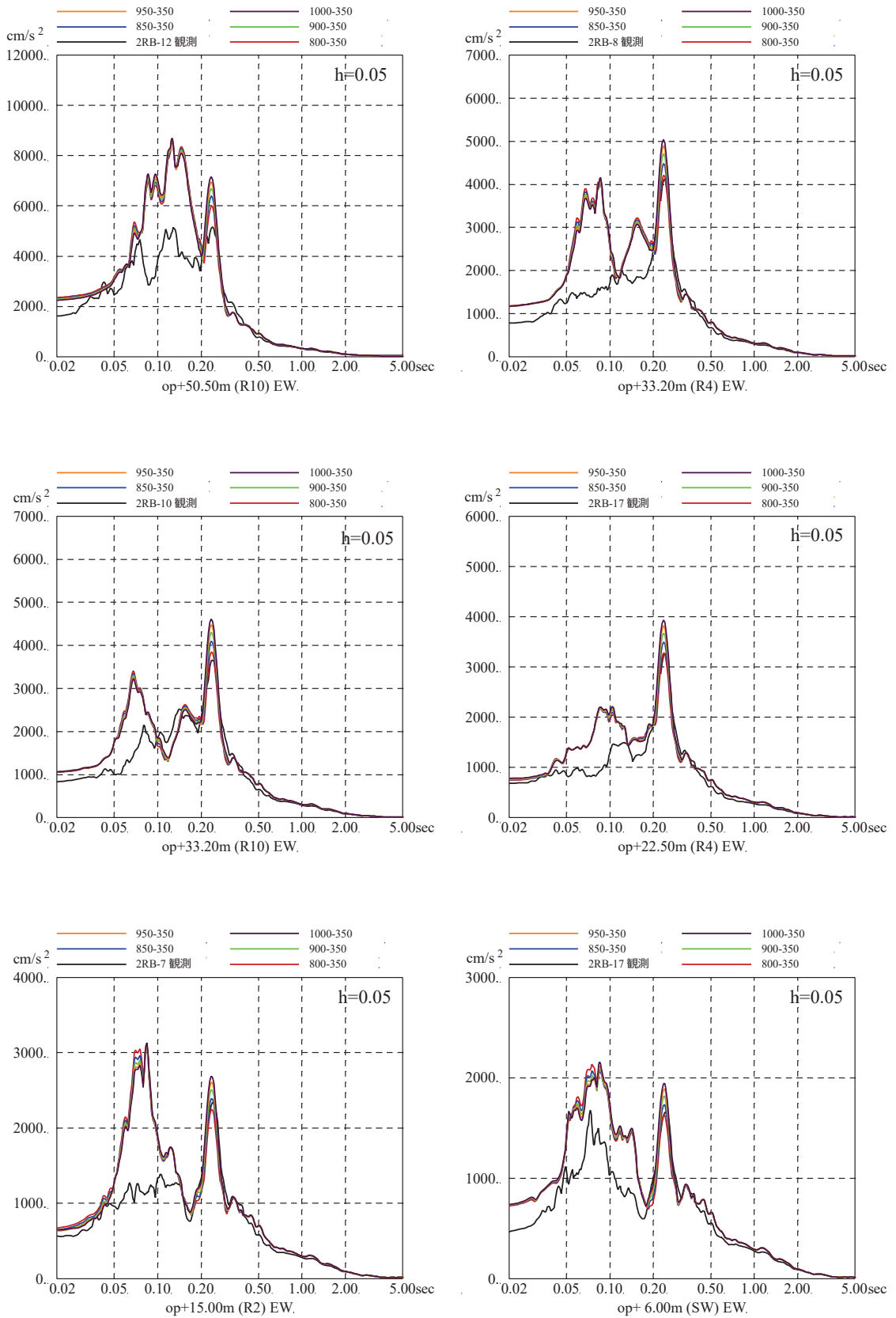


図 3-6 (2) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果  
(床応答スペクトルの比較) (3.11 地震, EW 方向, 減衰 5%)

注：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図 4-1 に示す。自由地盤及び第 2 号機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図 4-2 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、図 4-3 に示すように、真北方向を  $0^{\circ}$  として、敷地を中心に時計回りに  $15^{\circ}$  ずつ、24 方位に震源を区分した。

- ① 震央距離 200km 以内
- ② 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)
- ③ 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)

図 4-4 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、自由地盤及び第 2 号機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、3.11 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、図 4-5 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。

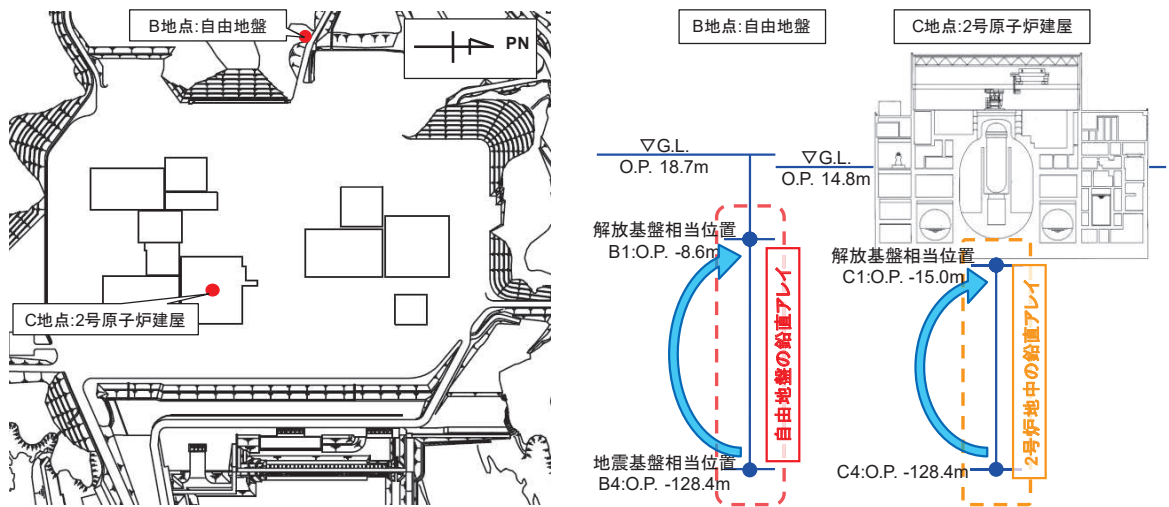


図 4-1 敷地における地震観測点

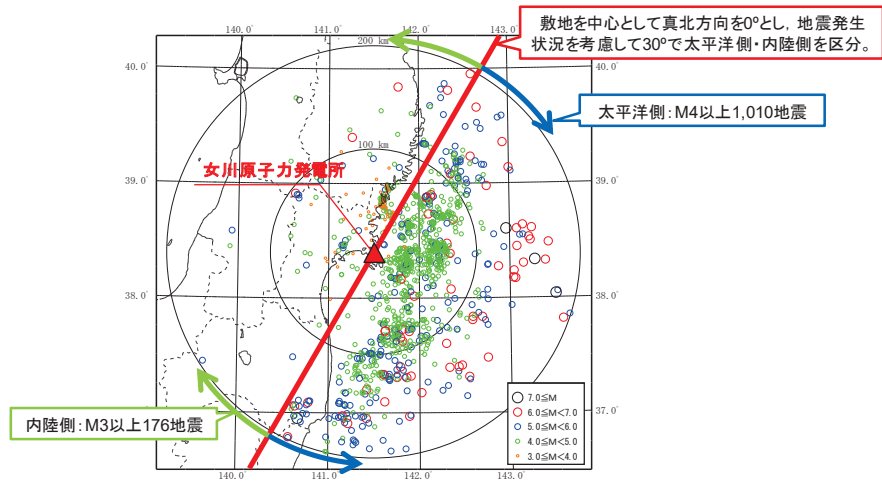


図 4-2 検討対象とした地震の震央分布図

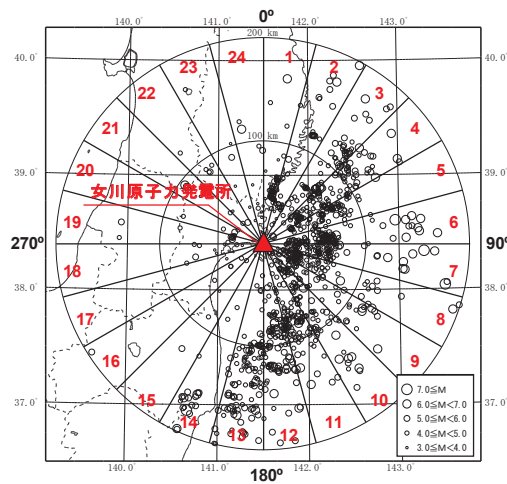
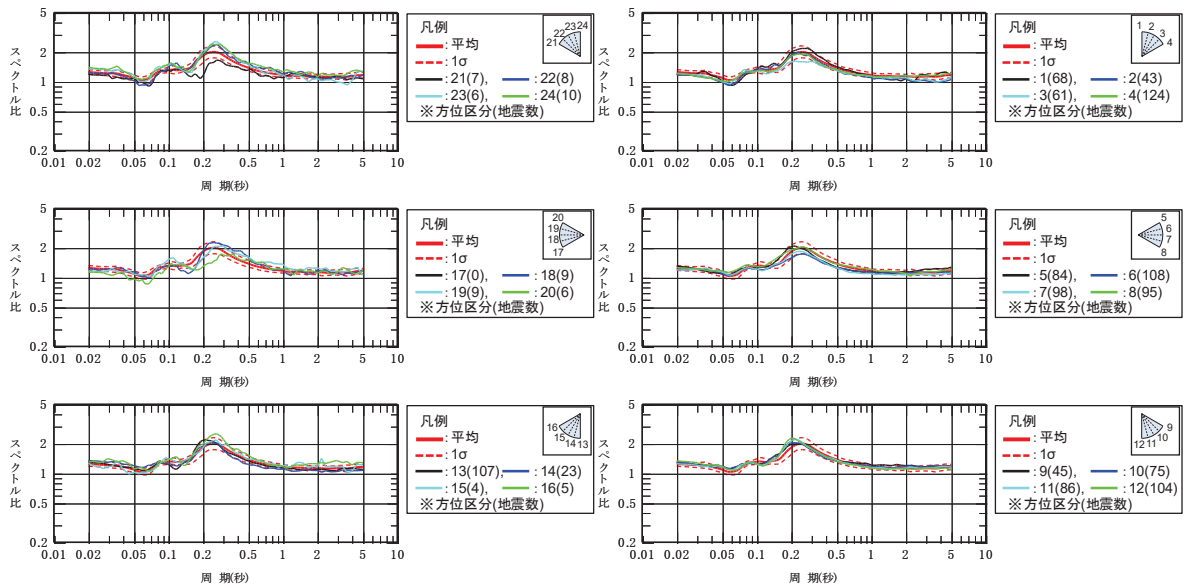
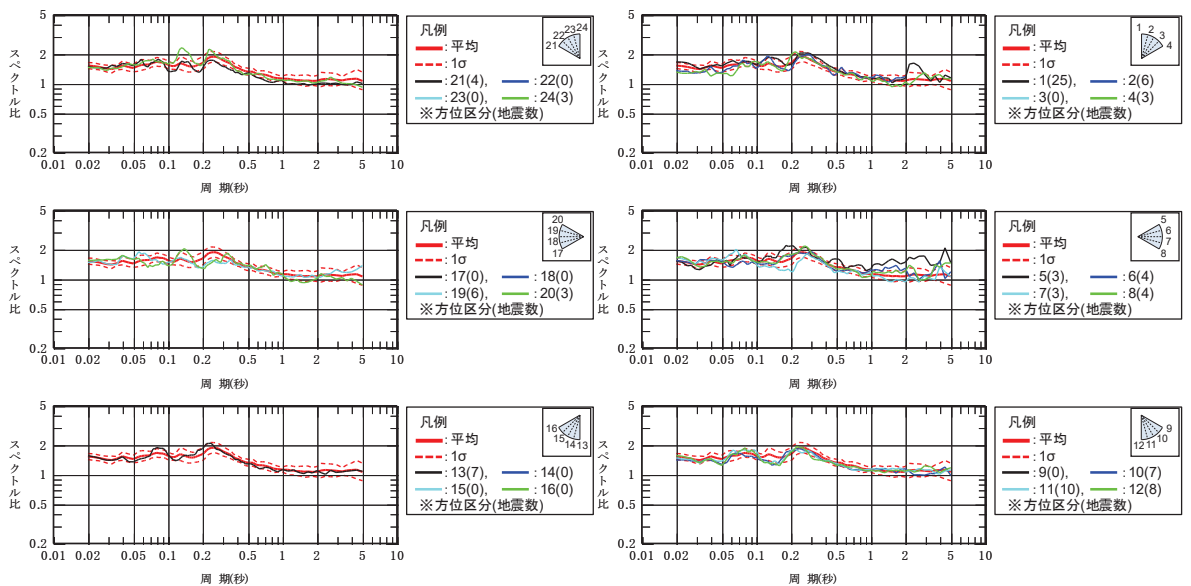


図 4-3 検討対象とした地震の方位区分



(a) 自由地盤鉛直アレイ



(b) 第2号機鉛直アレイ

図 4-4 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)

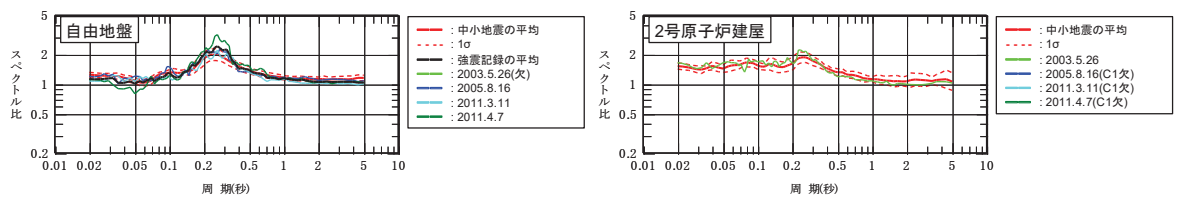


図 4-5 中小地震と強震記録の応答スペクトル比の比較  
(解放基盤相当位置の観測点/地震基盤相当位置の観測点)

## 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、地下構造モデル及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。

- ① 敷地の速度構造はおおむね水平成層となっていること
- ② 水平成層としてモデル化した自由地盤及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
- ③ 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。

## 別紙 6 表層地盤の層境界に関する検討



## 目 次

1. 検討概要..... 別紙 6-1
2. 検討方法..... 別紙 6-1
3. 検討結果..... 別紙 6-3

参考検討 層境界の感度に関する検討

## 1. 検討概要

自由地盤の最適化地盤モデルの検討では、表層地盤を分割すること、最表層地盤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。

建設時の掘削状況から仮設定した O.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 O.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。

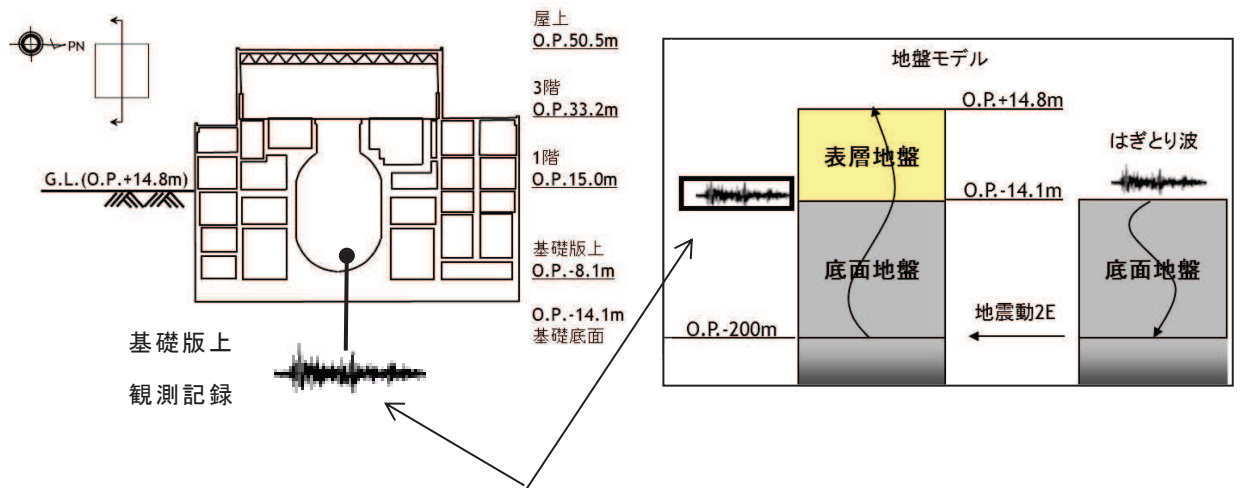
仮設定した地盤モデルは、表層地盤下部については、PS 検層結果では、O.P. 0m～O.P. -14.1m 付近までの表層地盤のせん断波速度  $V_s$  はおよそ 500～1000m/s に分布していること、観測記録の分析による自由地盤の最適化地盤モデルでは岩盤の  $V_s$  が 1000m/s 程度以上であったことから、せん断波速度  $V_s$  を PS 検層の O.P. 0m 付近の上限値に近い 900m/s とし、表層上部については、せん断波速度  $V_s$  を 350m/s とし、表層地盤の層境界を O.P. -2m～O.P. +2m の間で変動させて検討を実施する。表層地盤の層境界に関する検討用に仮定した地盤モデルの諸元を表 2-1 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の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する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 付近の谷の再現性及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 地震及び 4.7 地震とした。

検討方法の概念を図 2-1 に示す。

表 2-1 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>3</sup> )	350	3
	2.0~-2.0	23.3 (2.38tf/m <sup>3</sup> )	900	3
底面地盤	-14.1	23.8 (2.43tf/m <sup>3</sup> )	1300	3
	-25.0	24.6 (2.51tf/m <sup>3</sup> )	2150	3
	-80.0	25.0 (2.55tf/m <sup>3</sup> )	2440	3
	-200	25.0 (2.55tf/m <sup>3</sup> )	2440	3



はぎとり波に対する伝達関数の谷となる振動数を比較

図 2-1 表層地盤の層境界に関する検討方法の概念

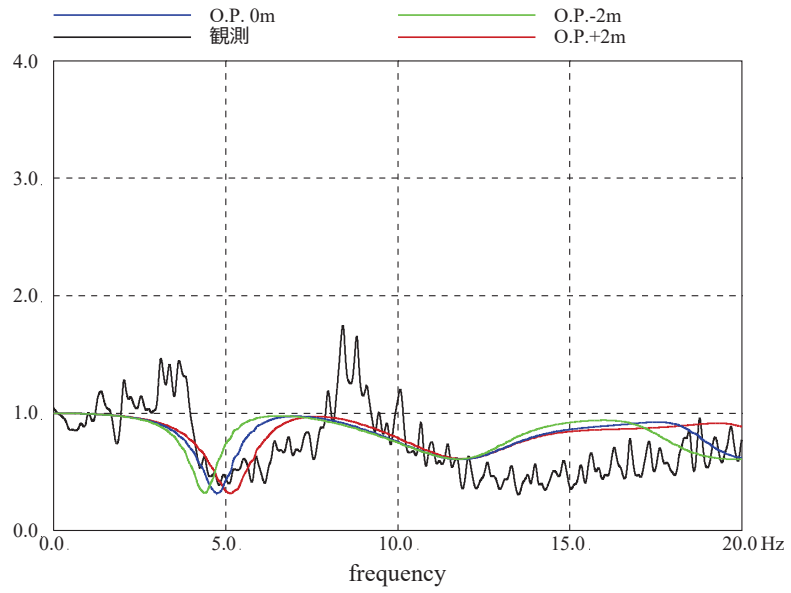
### 3. 検討結果

検討結果の伝達関数及び建屋の床応答スペクトルの比較を図3-1及び図3-2に示す。

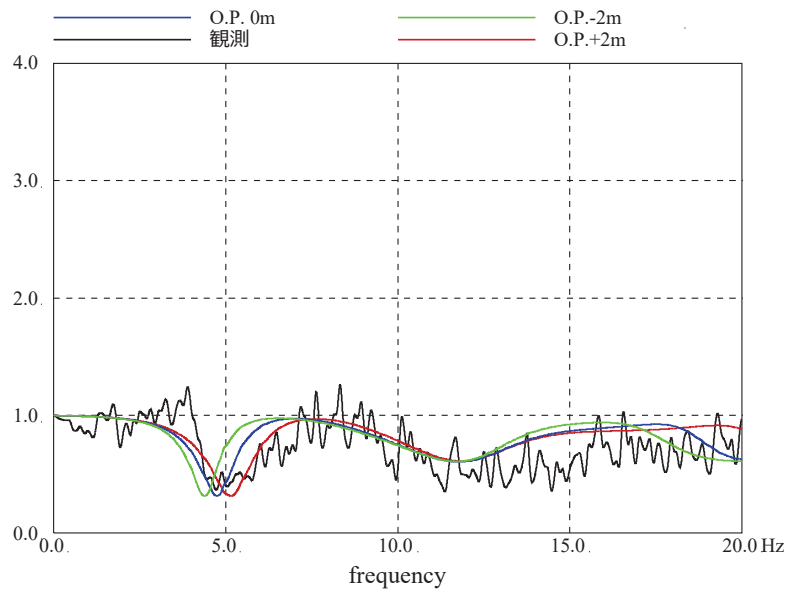
伝達関数を比較した結果、表層地盤の1次振動数（4～6Hz付近）の再現性は、表層地盤の層境界をO.P. 0mと設定した場合に観測記録との適合が良い結果となった。

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ほど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O.P. -2mの結果は観測記録に比べて小さい傾向にあり、O.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、O.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O.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。

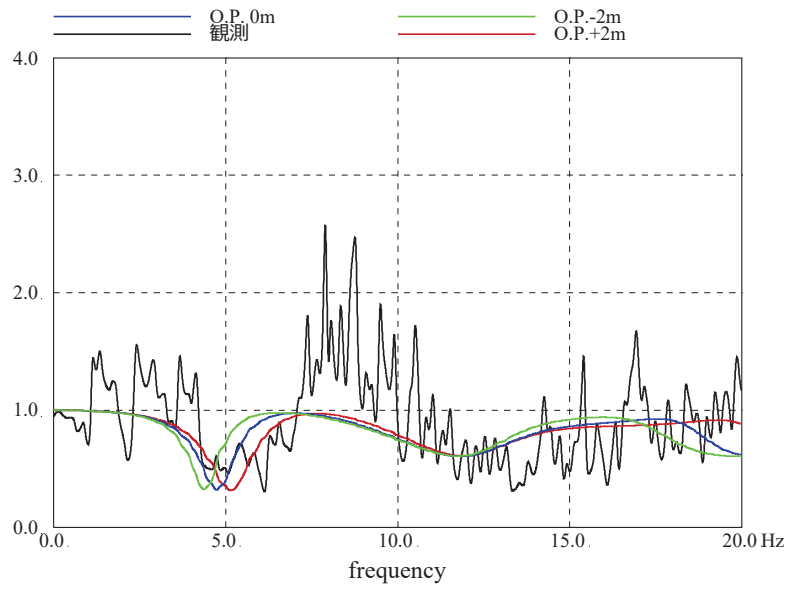


(a) NS 方向

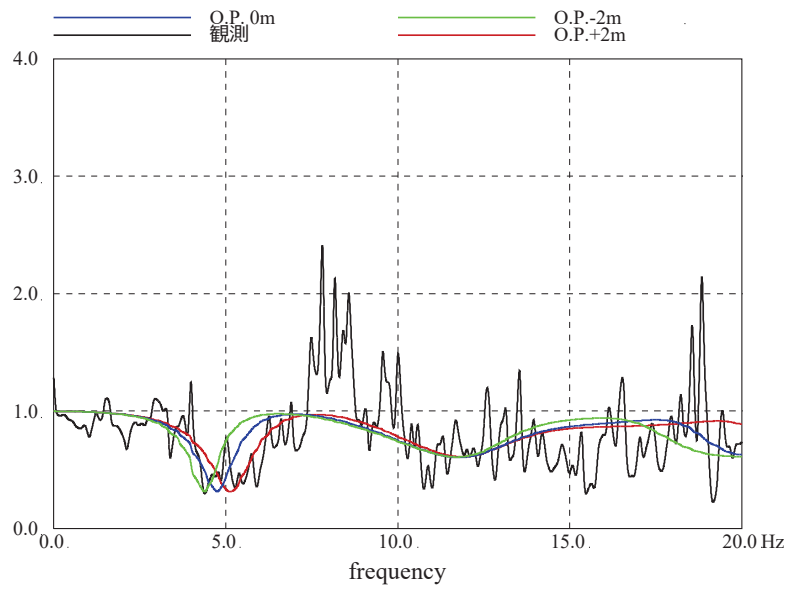


(b) EW 方向

図 3-1 (1) 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地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (3.11 地震)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3-1 (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地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (4.7 地震)

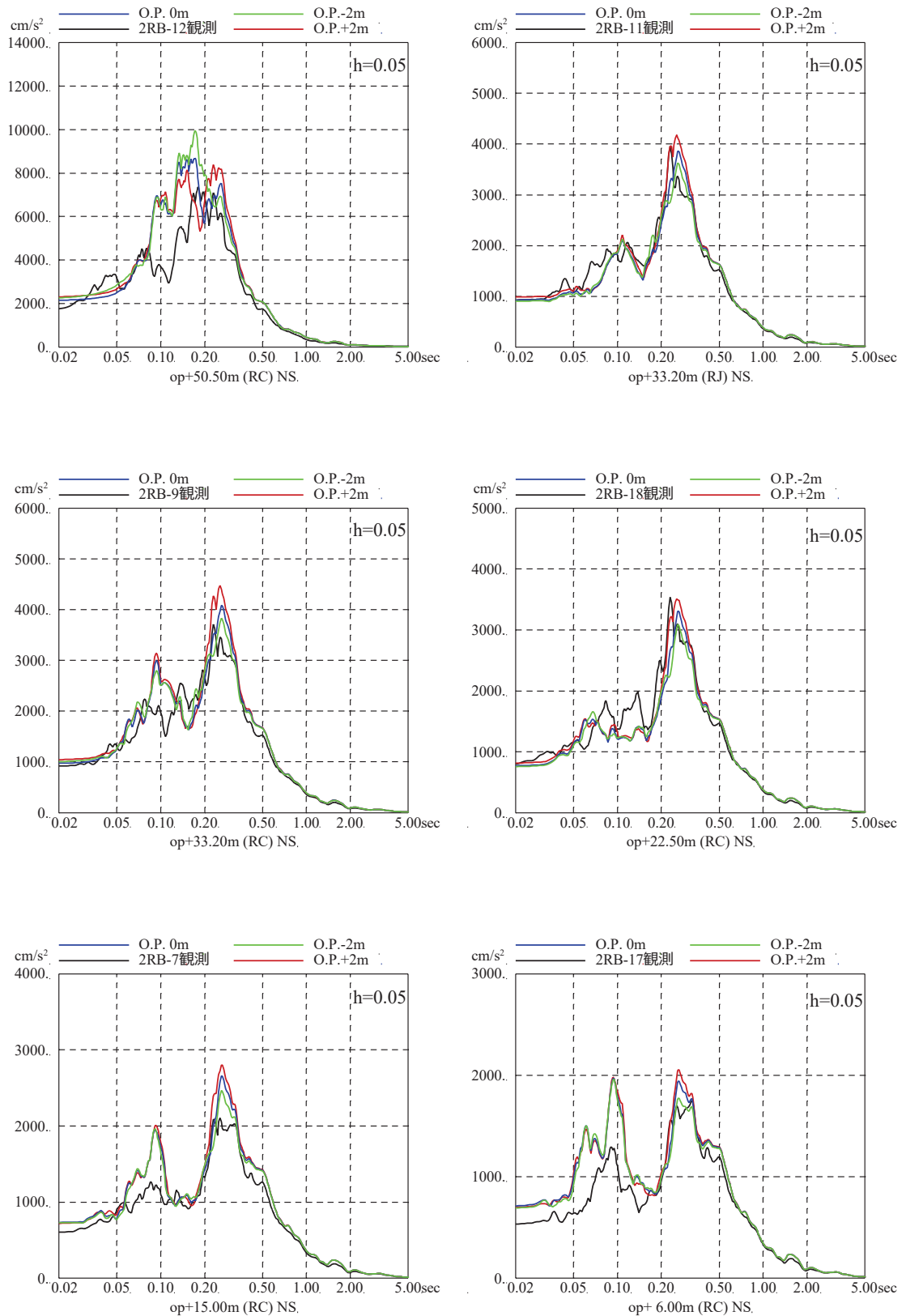


図 3-2 (1) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)  
(3.11 地震, NS 方向, 減衰 5%)

注：地震計位置は付録 1 参照。

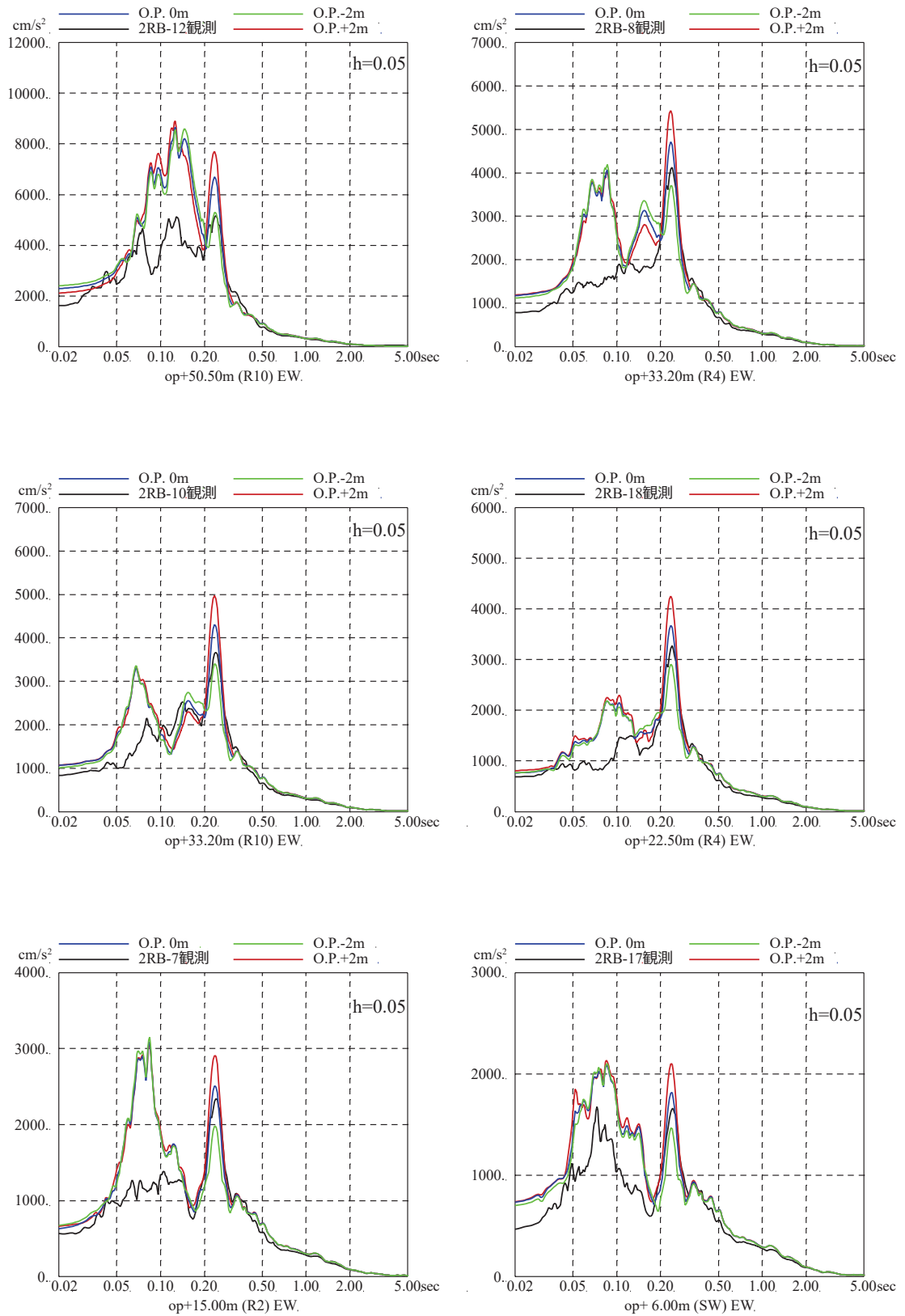


図 3-2 (2) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)  
(3.11 地震, EW 方向, 減衰 5%)

注: 地震計位置は付録 1 参照。



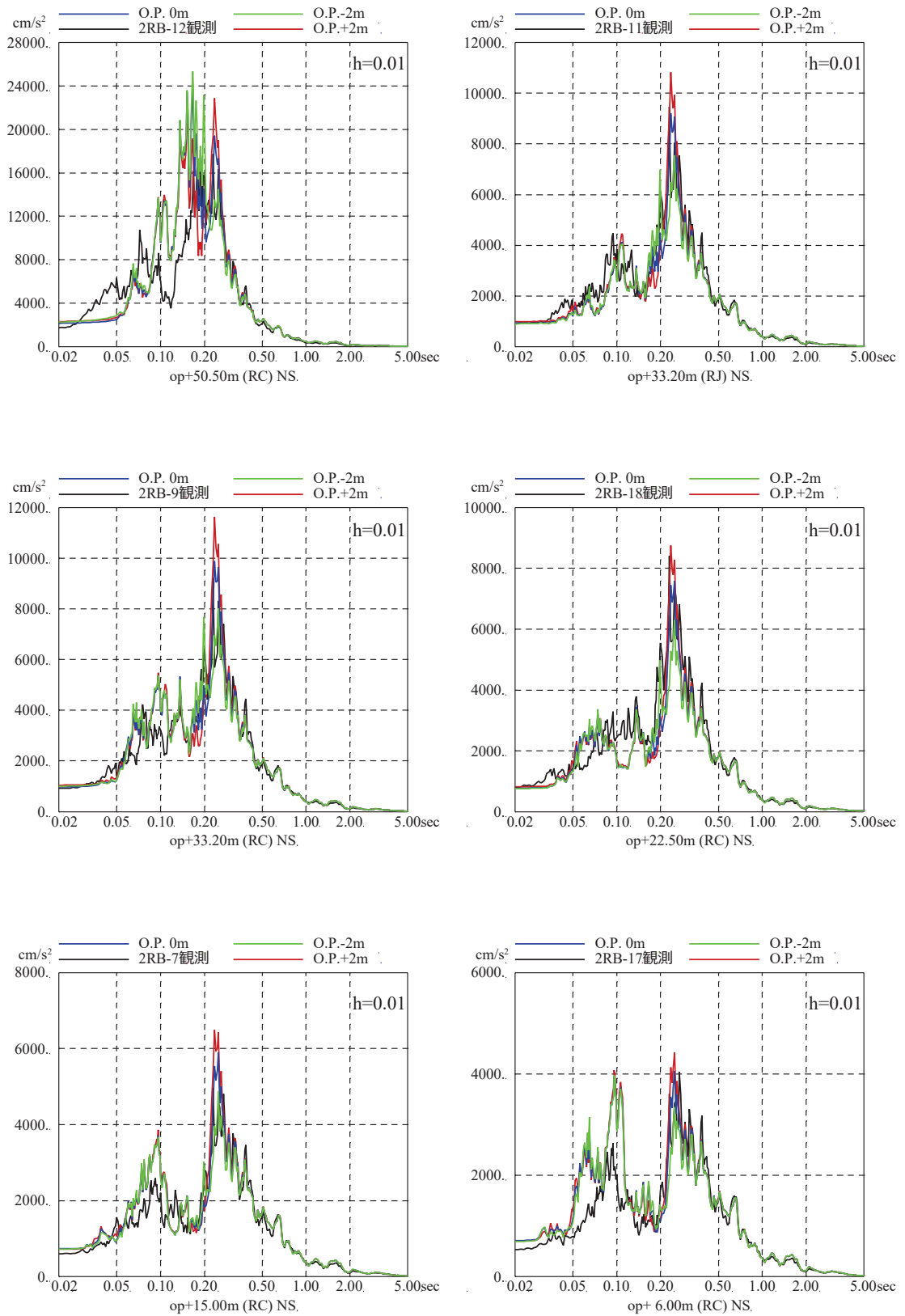


図 3-2 (3) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)  
(3.11 地震, NS 方向, 減衰 1%)

注: 地震計位置は付録 1 参照。

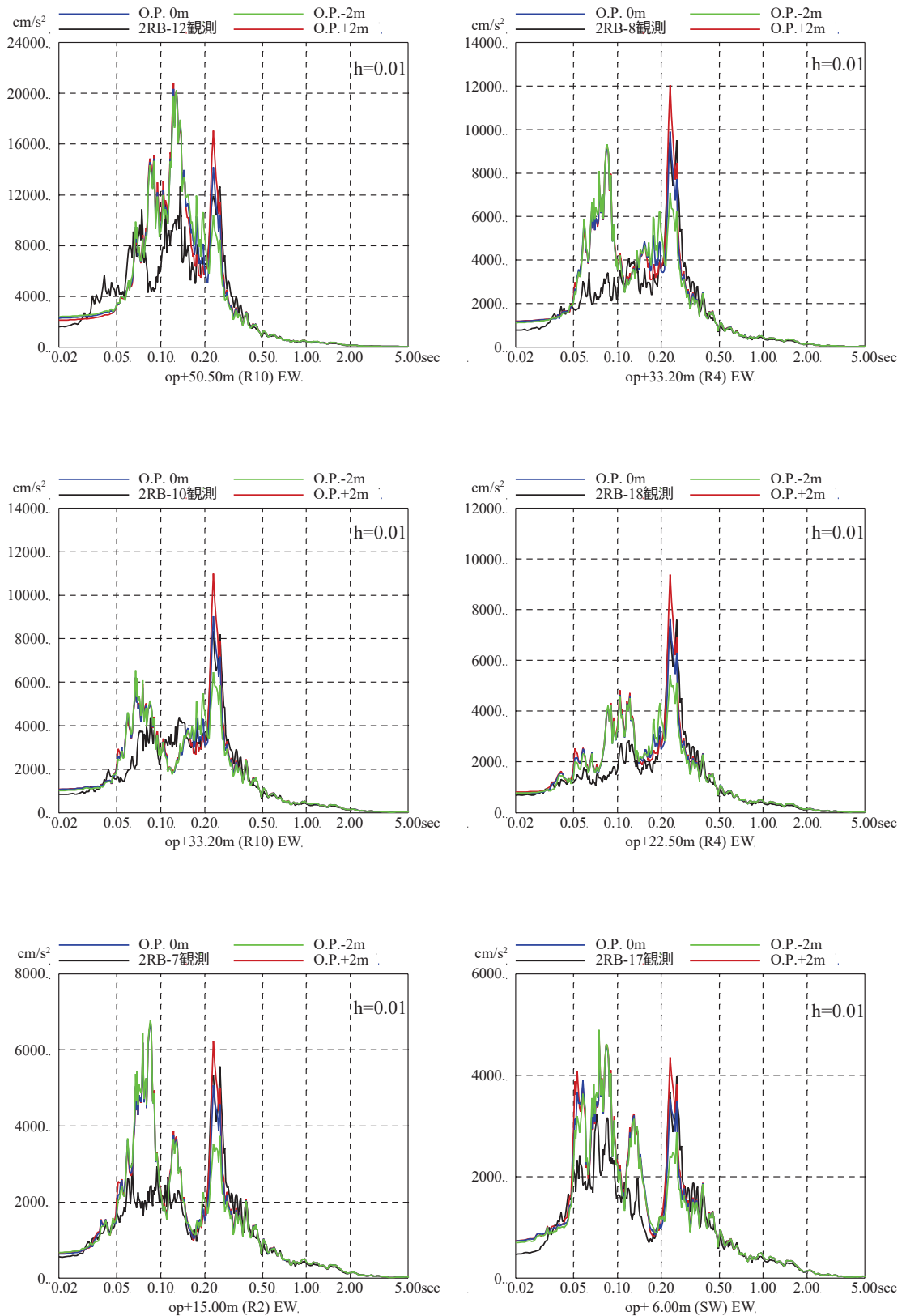


図 3-2 (4) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)

(3.11 地震, EW 方向, 減衰 1%)

注: 地震計位置は付録 1 参照。

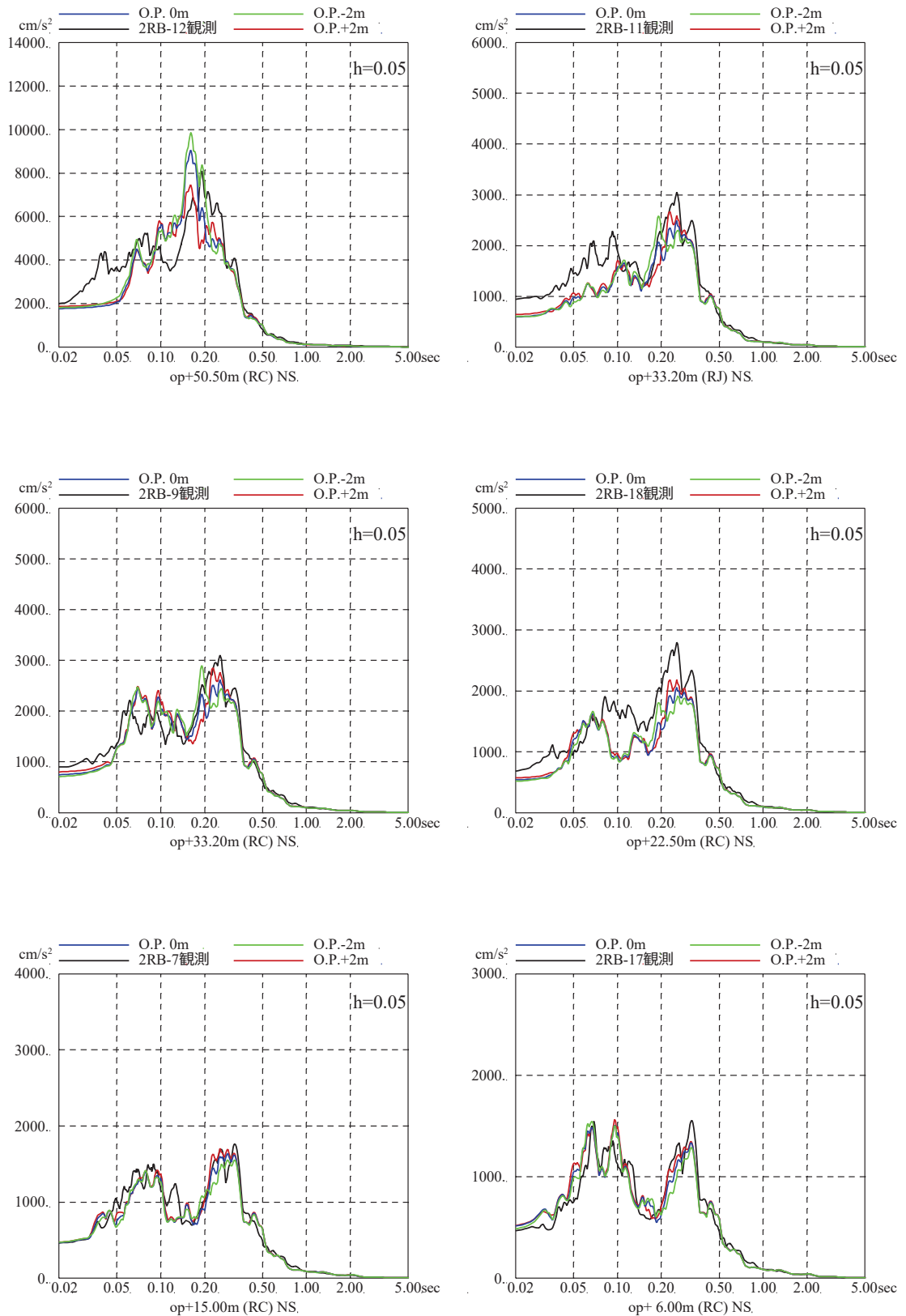


図 3-2 (5) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)  
(4.7 地震, NS 方向, 減衰 5%)

注：地震計位置は付録 1 参照。

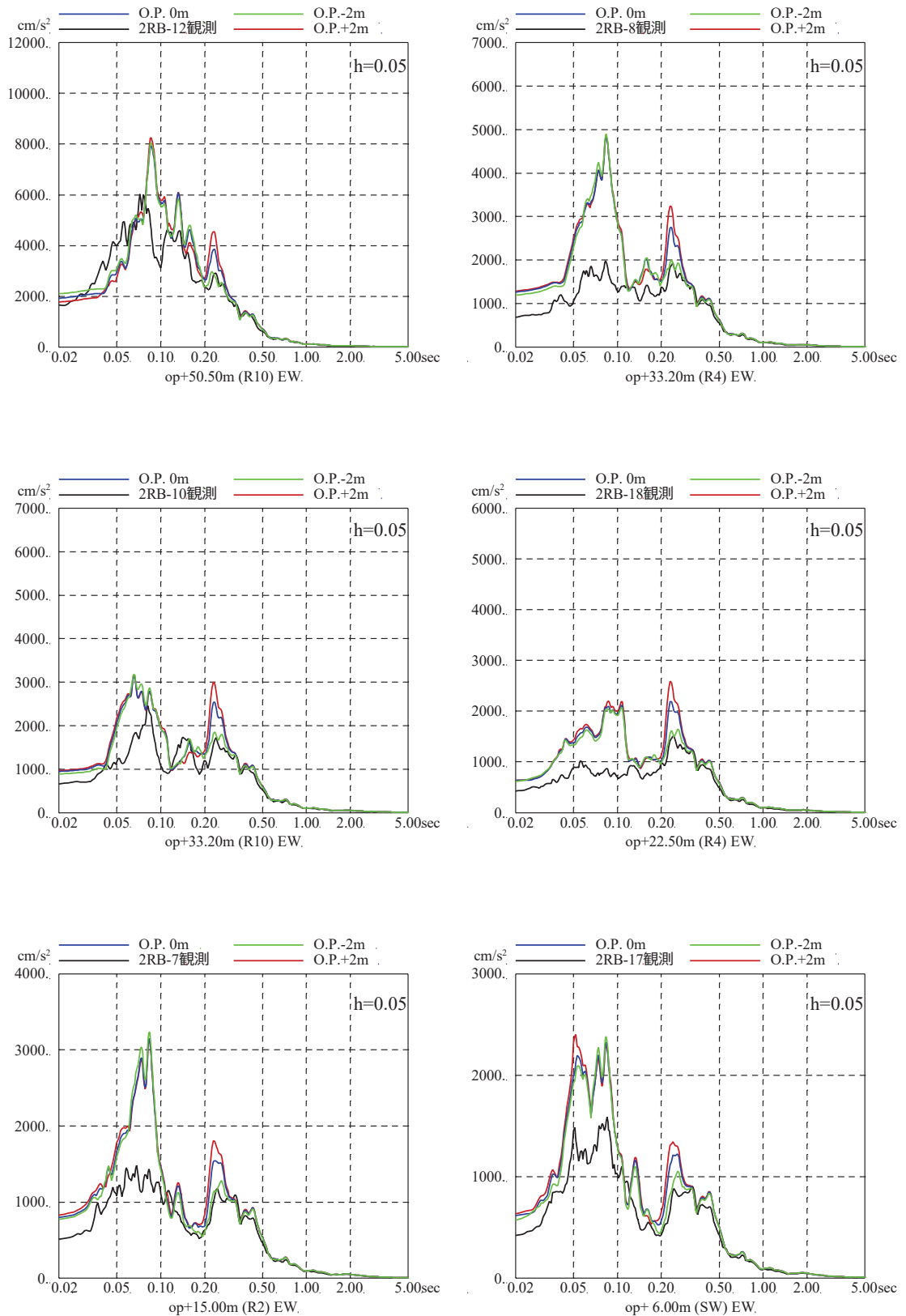


図 3-2 (6) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)  
(4.7地震, EW方向, 減衰5%)

注: 地震計位置は付録1参照。

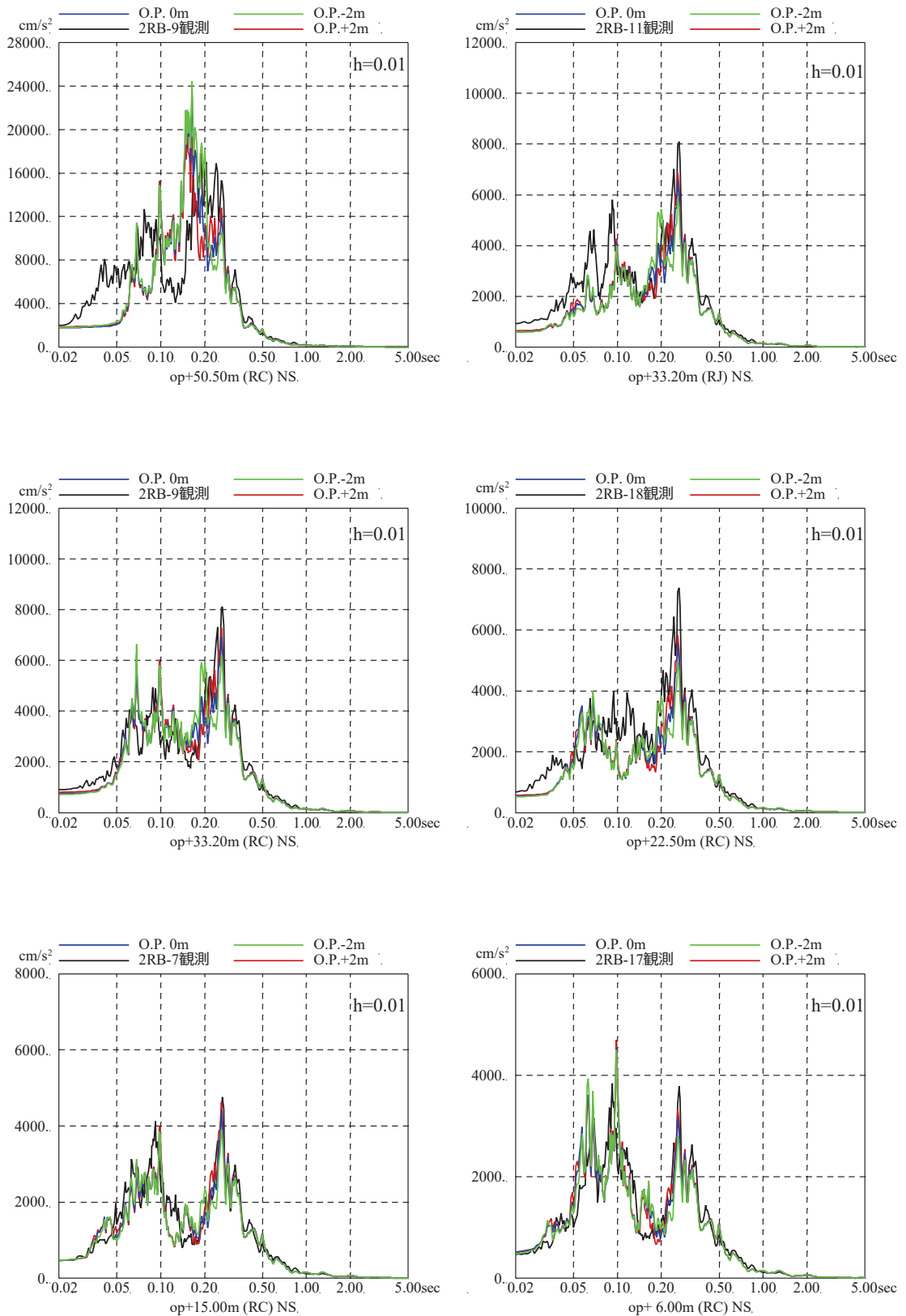


図 3-2 (7) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)  
(4.7 地震, NS 方向, 減衰 1%)

注: 地震計位置は付録 1 参照。

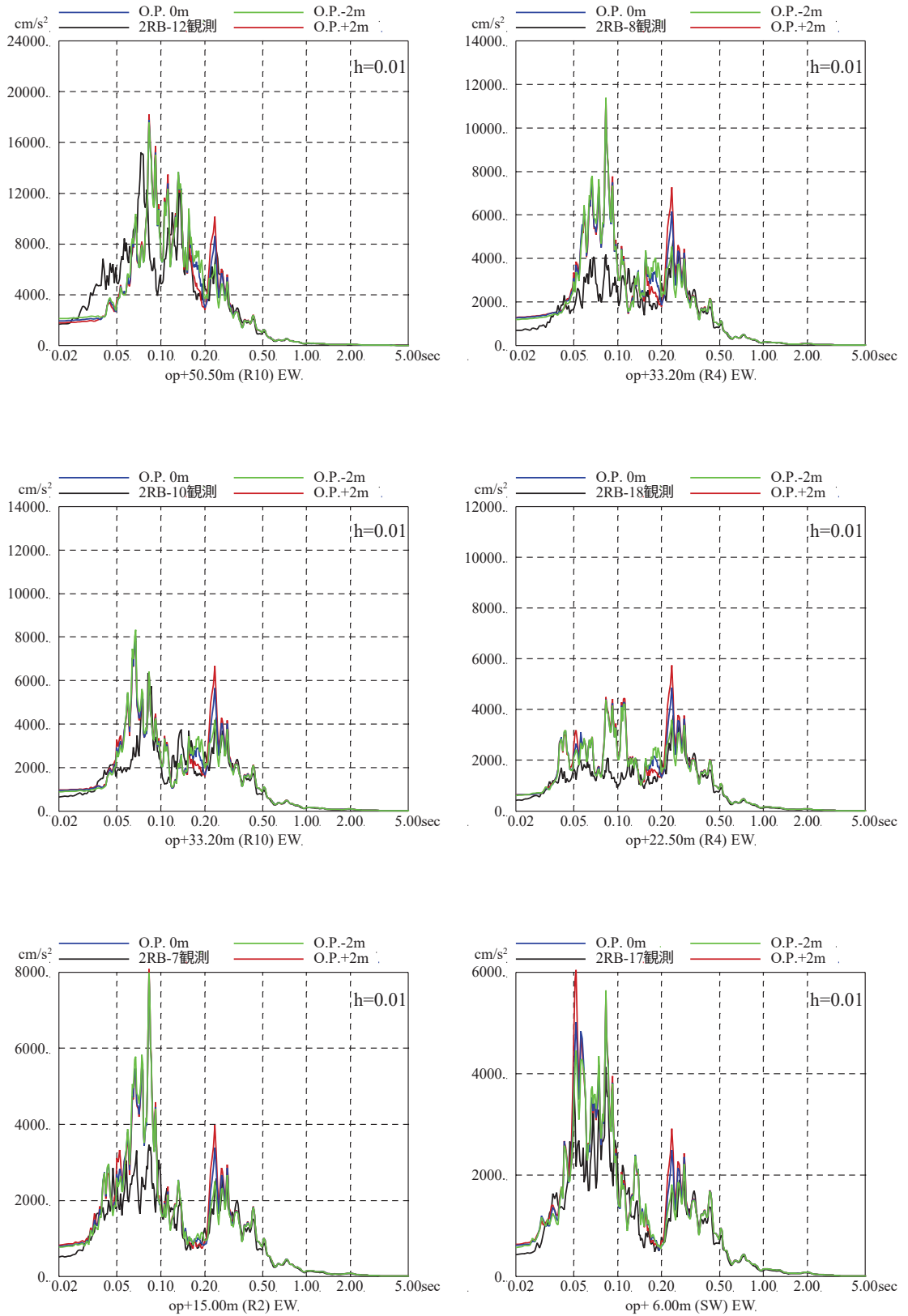


図 3-2 (8) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)  
(4.7地震, EW方向, 減衰1%)

注：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の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図-1 に、地盤モデルを表-1 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。

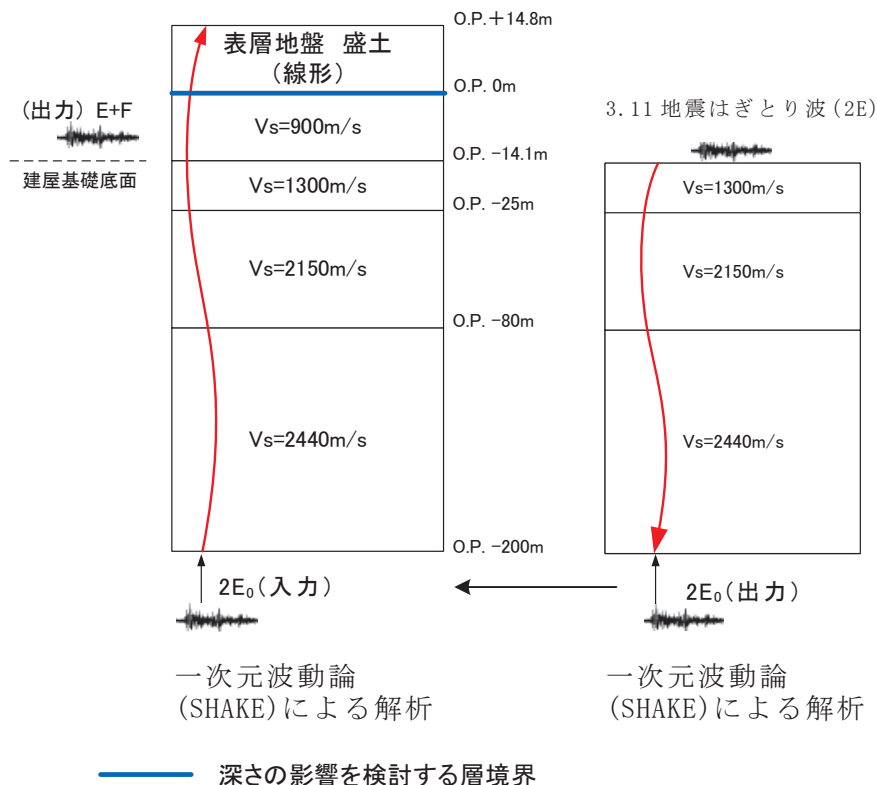


図-1 入力地震動算定の概念図

表-1 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	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

注記\*1: 層境界深さの比較を行う



### 3. 検討結果

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図-2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。

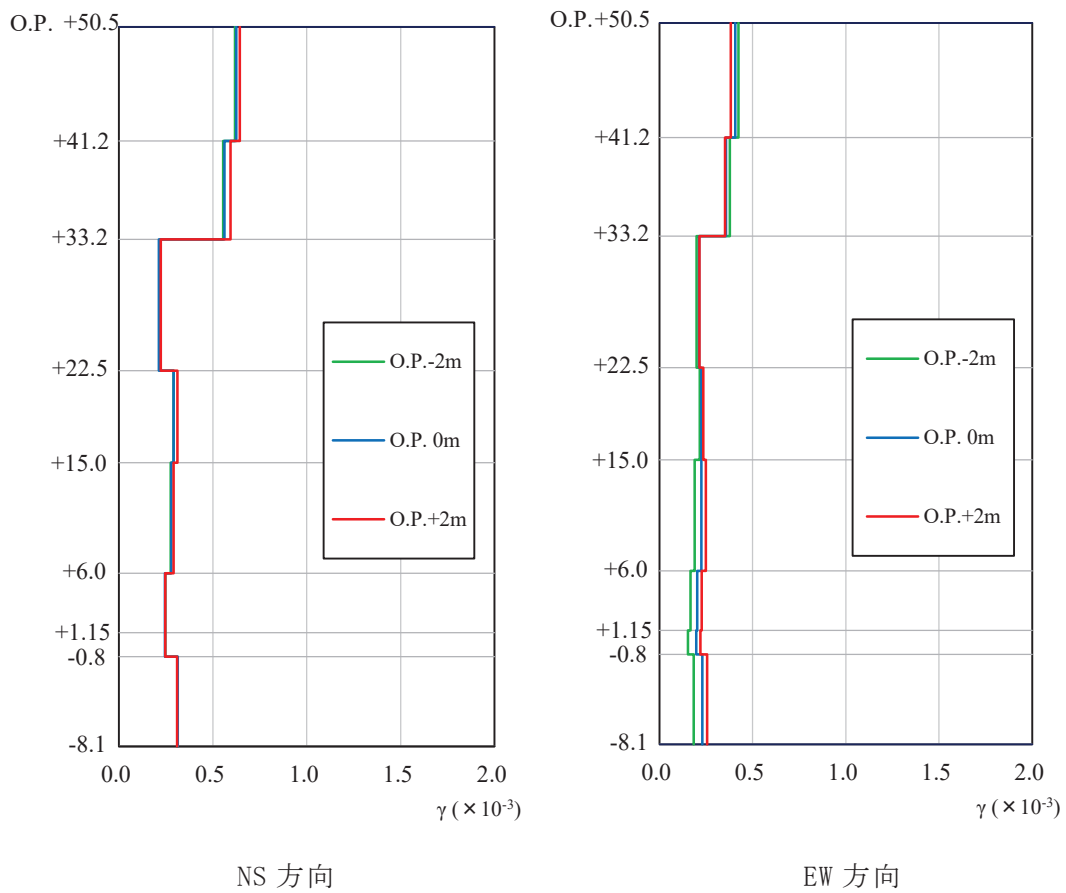


図-2 表層地盤の層境界を変化させた場合の最大応答せん断ひずみの比較 (3.11地震)

## 別紙 7 表層地盤下部の地盤物性の検討

## 目 次

1. 検討概要..... 別紙 7-1
2. 検討方法..... 別紙 7-1
3. 検討結果..... 別紙 7-4

参考検討 表層地盤下部のせん断波速度の感度に関する検討

## 1. 検討概要

自由地盤のはぎとり地盤モデルの傾向と PS 検層結果から、表層地盤下部（O.P. 0m ～ O.P. -14.1m）のせん断波速度  $V_s$  は 900m/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（O.P. 0m ～O.P. -14.1m）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。

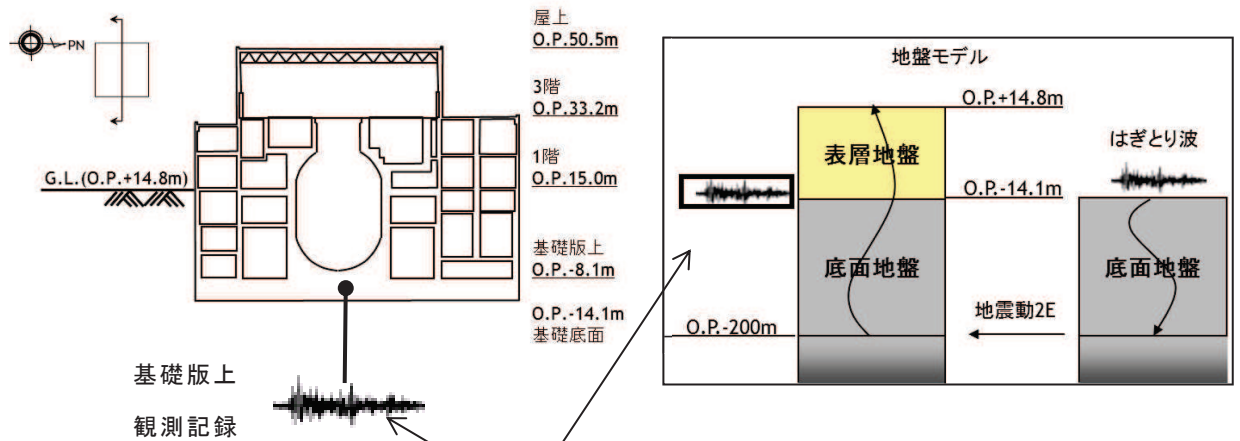
仮設定した地盤モデルは、表層地盤の層境界を O.P. 0m、表層地盤上部のせん断波速度  $V_s$  を 350m/s とし、表層地盤下部のせん断波速度  $V_s$  を 800～1000m/s の間で変動を考慮して検討を実施する。表層地盤下部の地盤物性の検討用に仮定した地盤モデルの諸元を表 2-1 に示す。

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の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する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 付近の谷の再現性及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 地震及び 4.7 地震とした。

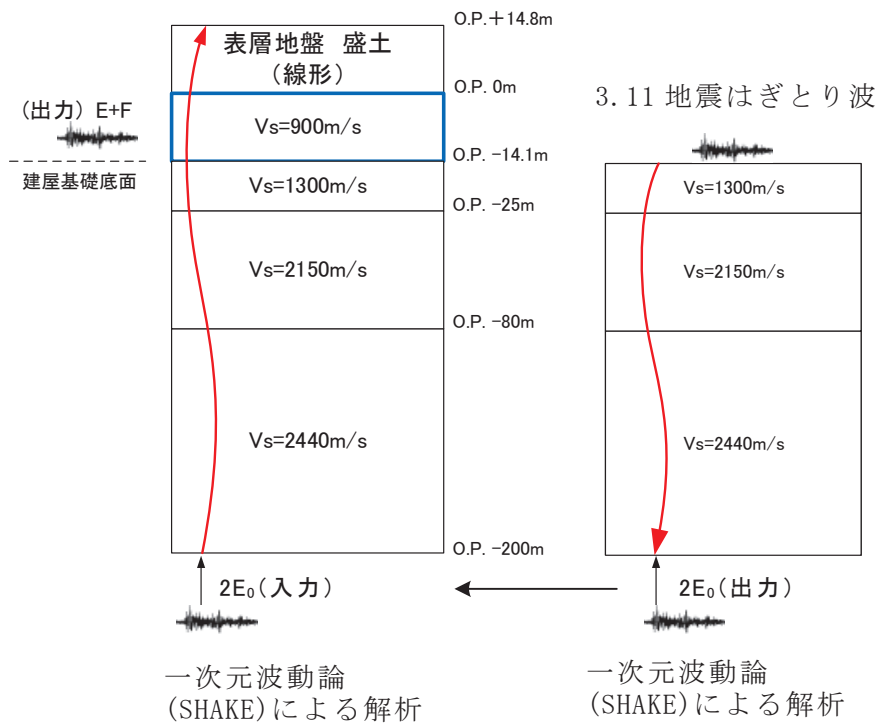
検討方法の概念を図 2-1 に示す。

表 2-1 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	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 <sup>3</sup> )	350	3
	0.0	23.3 (2.38tf/m <sup>3</sup> )	800~1000	3
底面地盤	-14.1	23.8 (2.43tf/m <sup>3</sup> )	1300	3
	-25.0	24.6 (2.51tf/m <sup>3</sup> )	2150	3
	-80.0	25.0 (2.55tf/m <sup>3</sup> )	2440	3
	-200	25.0 (2.55tf/m <sup>3</sup> )	2440	3



はぎとり波に対する伝達関数の谷となる振動数を比較



   Vsの比較検討を行う層

図 2-1 表層地盤物性の検討方法の概念

### 3. 検討結果

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

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ほどの大きな差異は見られなかった。

上記より、表層地盤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図 3-3 に示す。3.11 地震の最大応答せん断ひずみは、表層地盤下部のせん断速度を 800m/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。

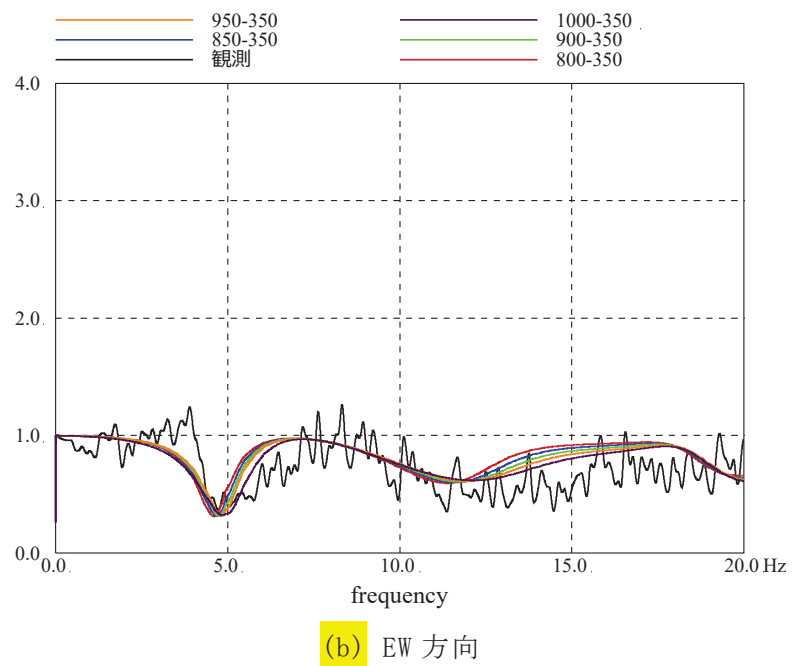
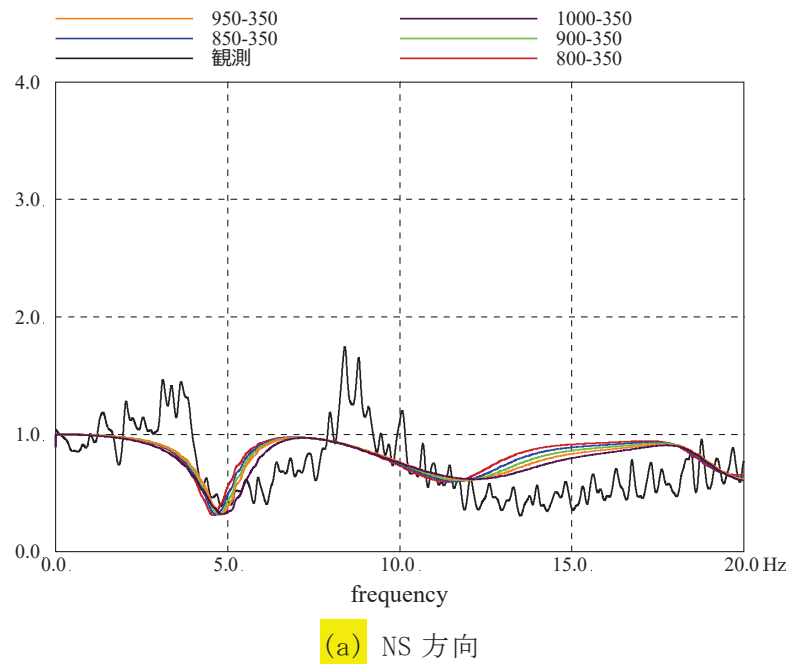
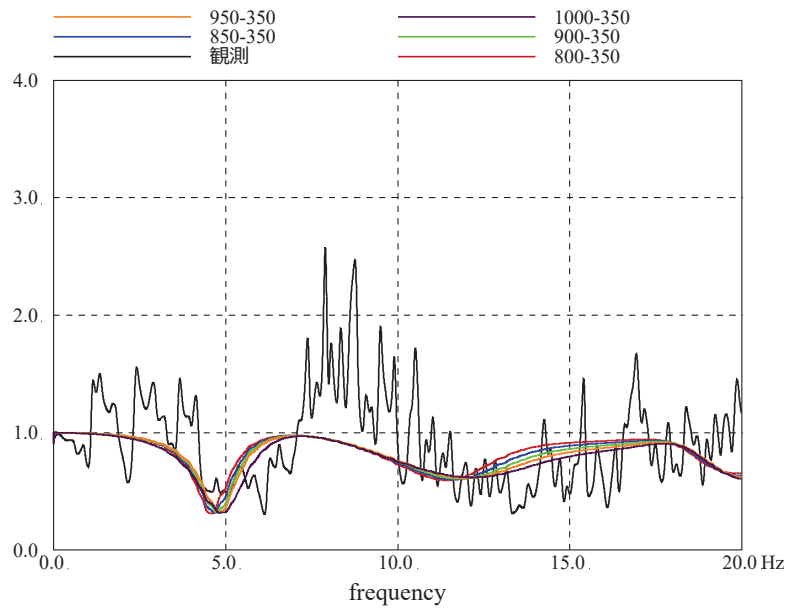
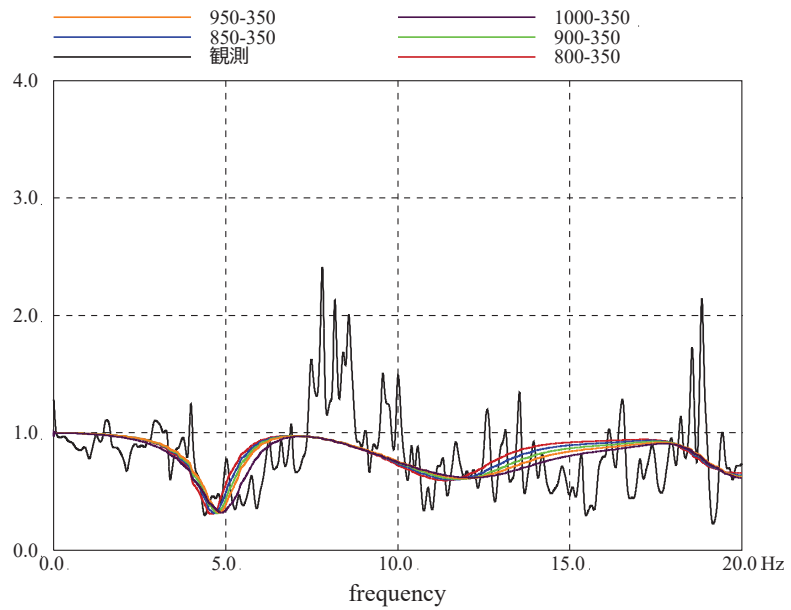


図 3-1 (1) はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (3.11 地震)





(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3-1 (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地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (4.7 地震)

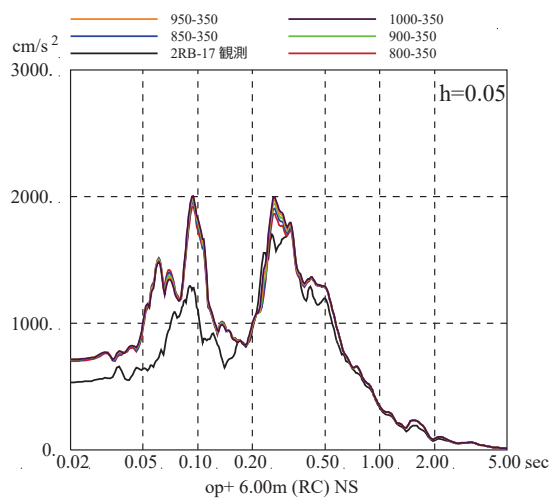
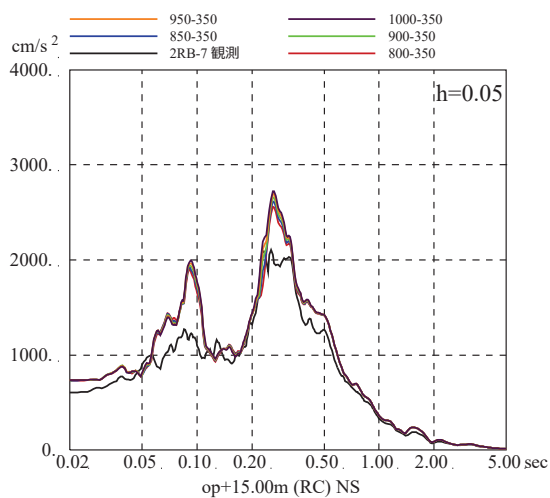
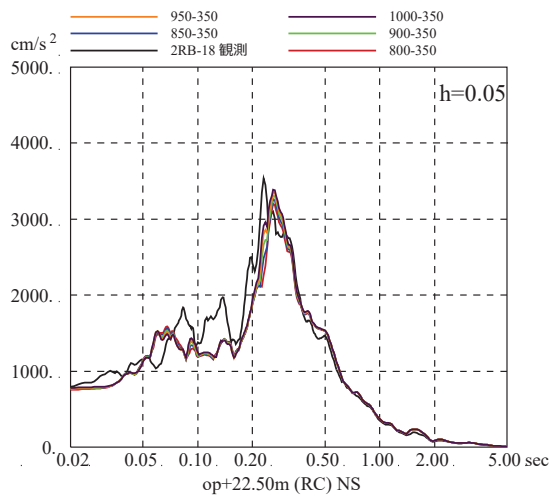
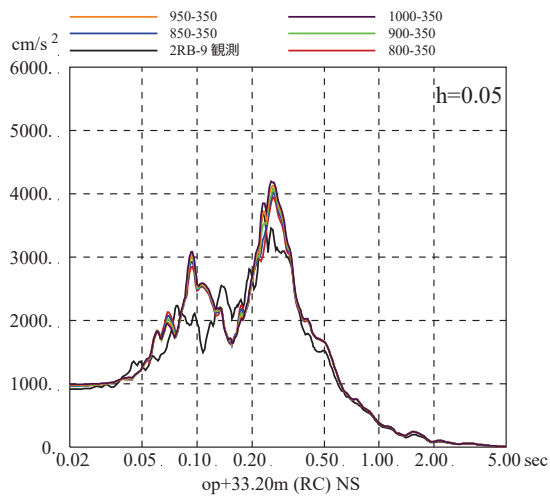
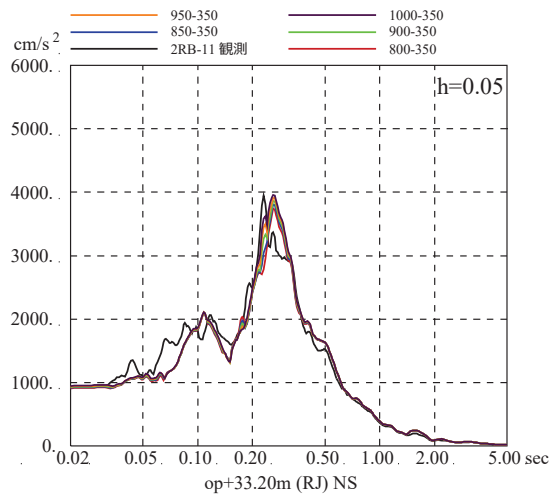
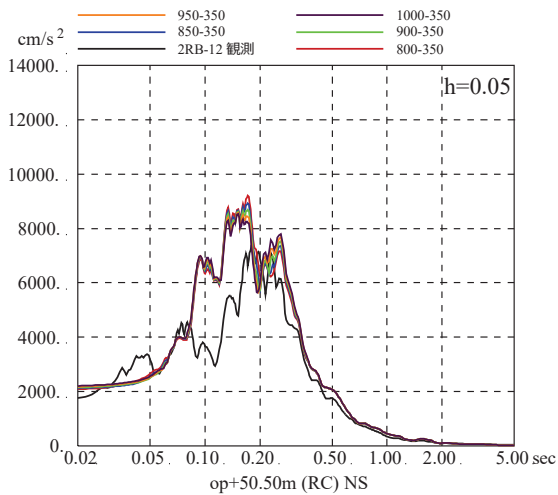


図 3-2 (1) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果

(床応答スペクトルの比較) (3.11 地震, NS 方向, 減衰 5%)

注：地震計位置は付録 1 参照。

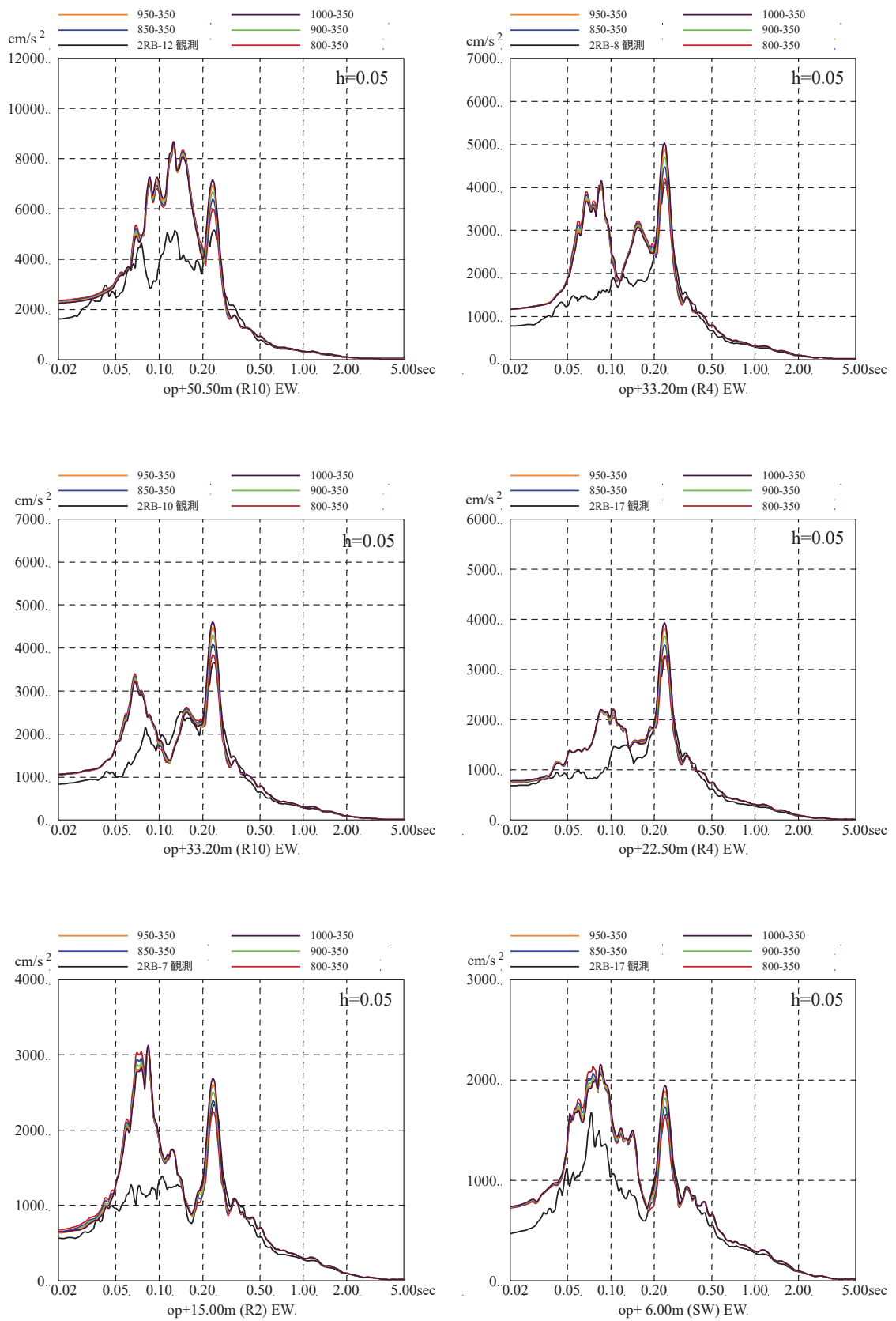


図 3-2 (2) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果  
 (床応答スペクトルの比較) (3.11 地震, EW 方向, 減衰 5%)

注：地震計位置は付録 1 参照。

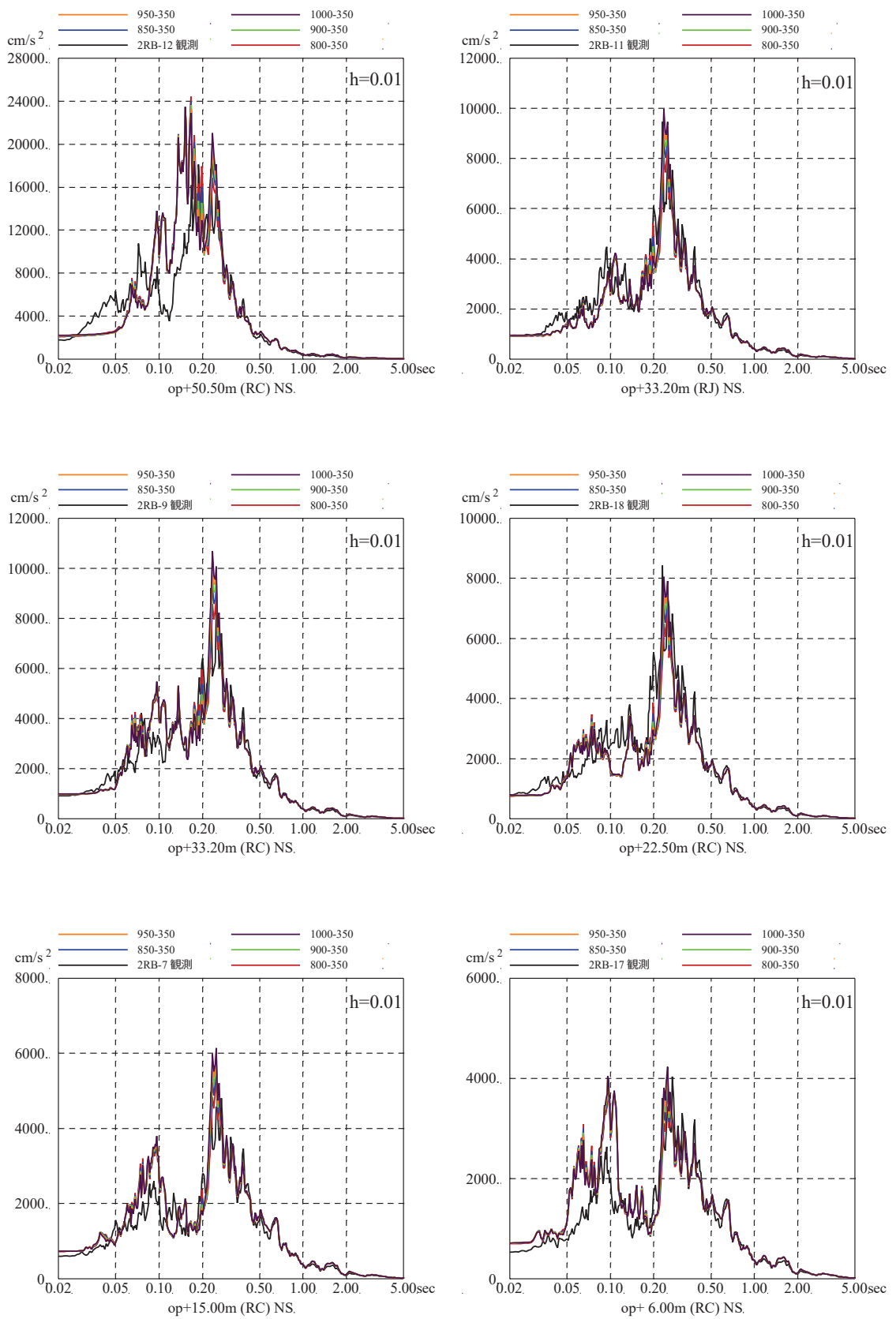


図 3-2 (3) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果  
 (床応答スペクトルの比較) (3.11 地震, NS 方向, 減衰 1%)

注：地震計位置は付録 1 参照。

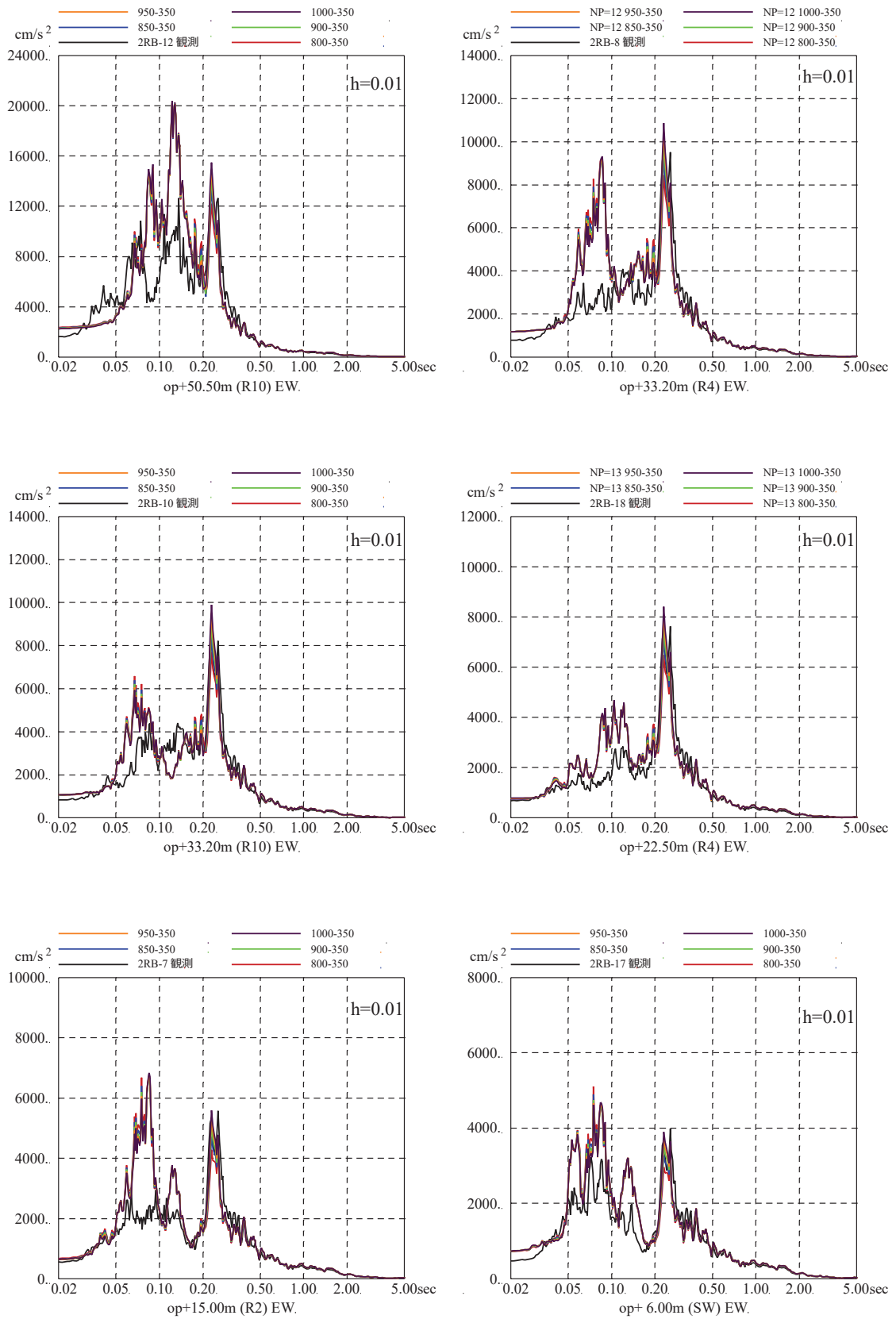


図 3-2 (4) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果

(床応答スペクトルの比較) (3.11 地震, EW 方向, 減衰 1%)

注：地震計位置は付録 1 参照。

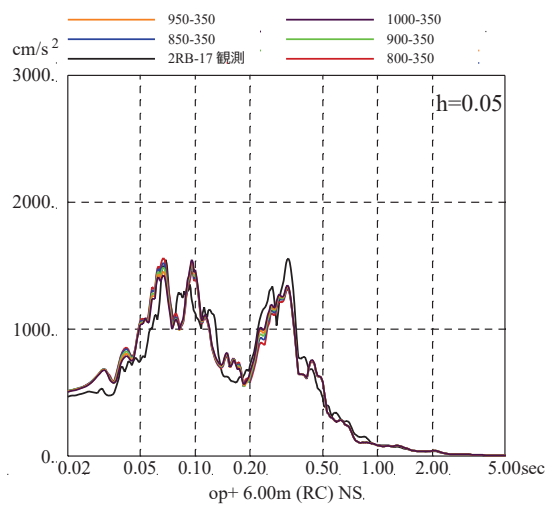
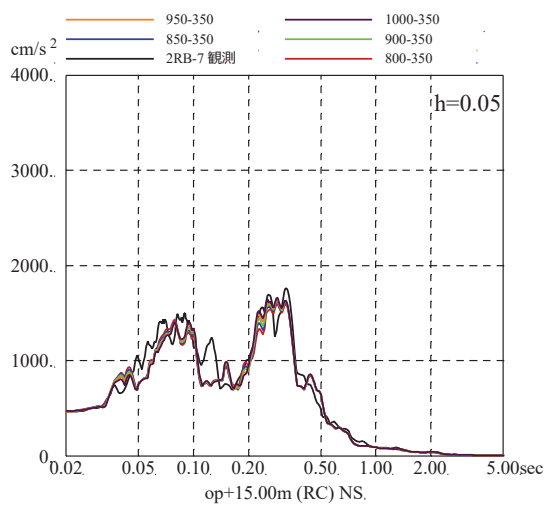
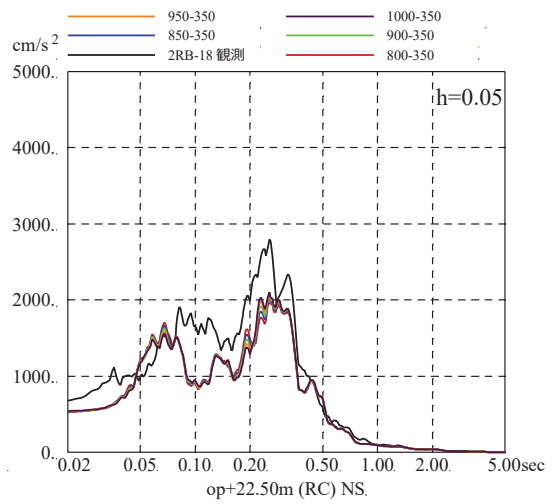
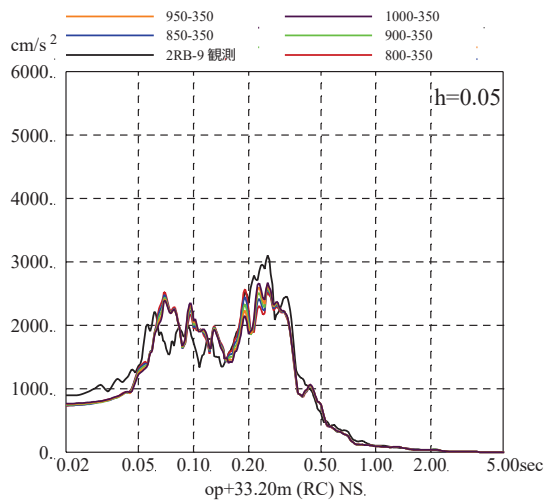
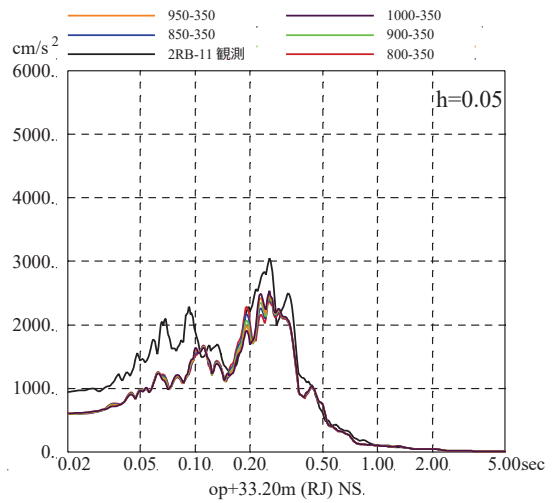
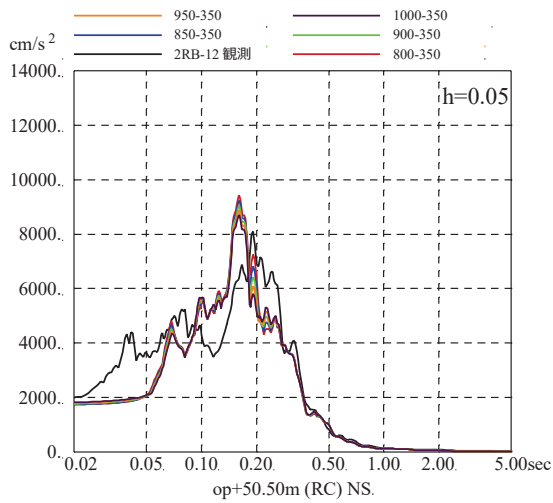


図 3-2 (5) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果  
 (床応答スペクトルの比較) (4.7地震, NS方向, 減衰5%)

注：地震計位置は付録1参照。

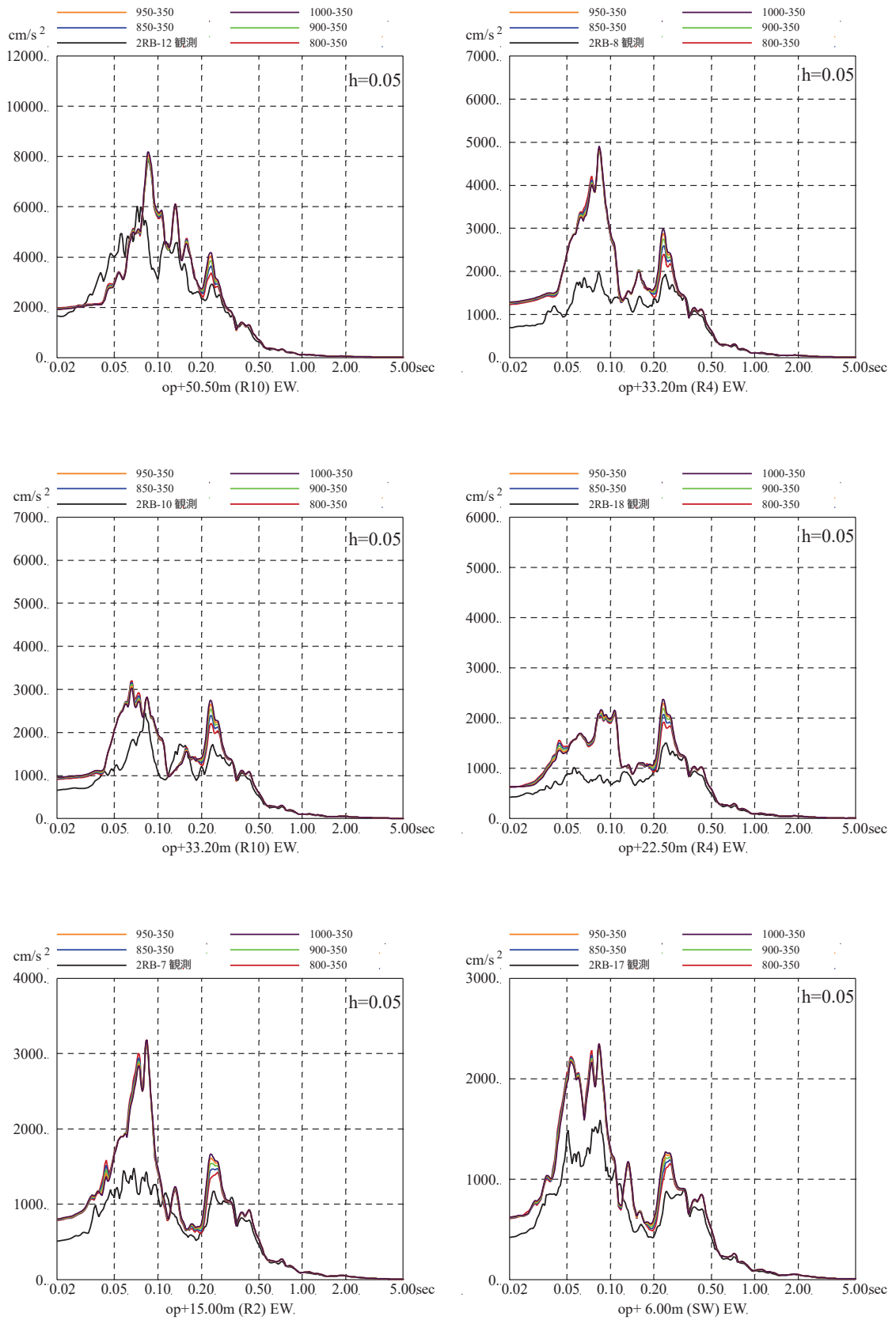


図 3-2 (6) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果  
(床応答スペクトルの比較) (4.7地震, EW方向, 減衰5%)

注：地震計位置は付録1参照。

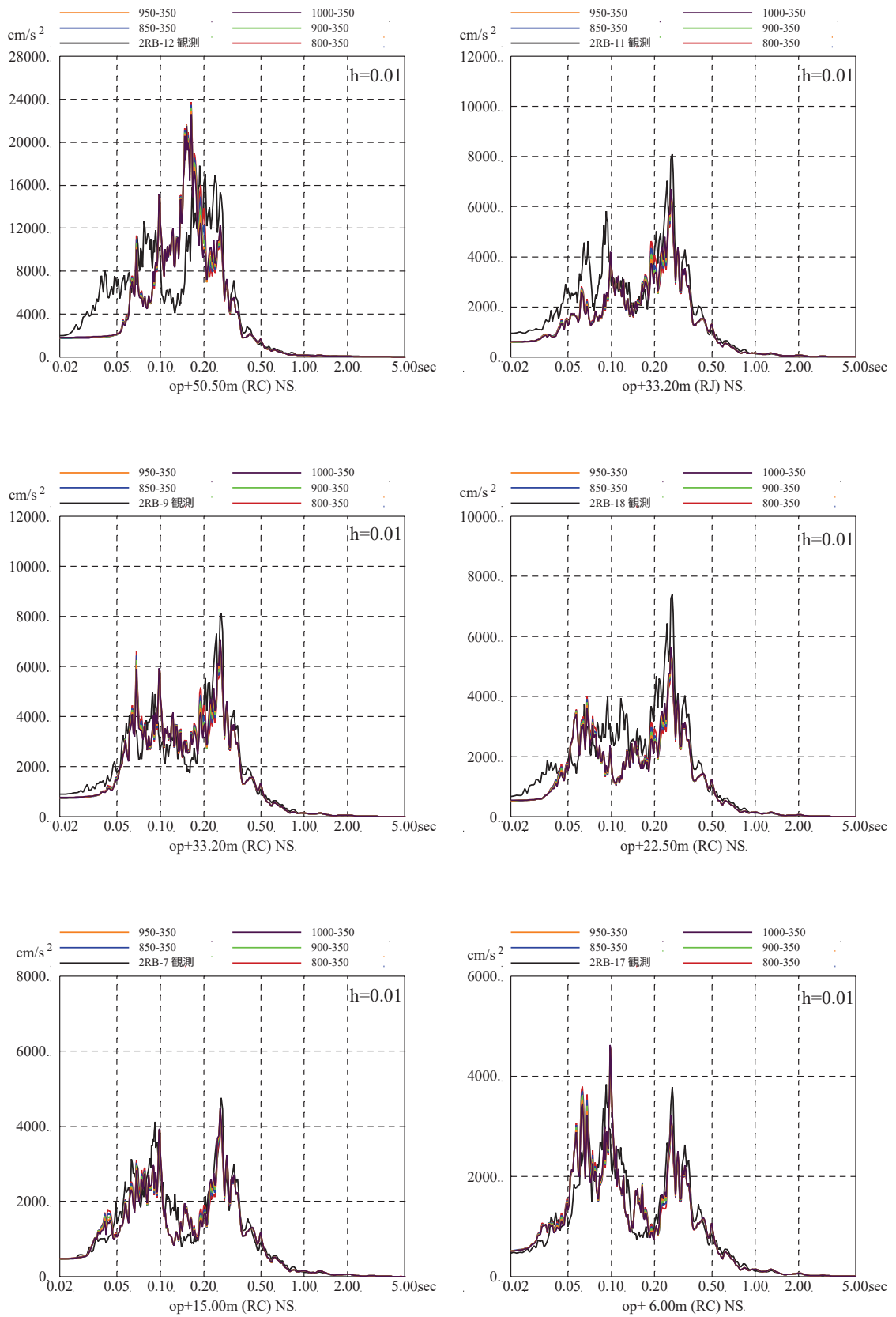


図 3-2 (7) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果

(床応答スペクトルの比較) (4.7 地震, NS 方向, 減衰 1%)

注：地震計位置は付録 1 参照。



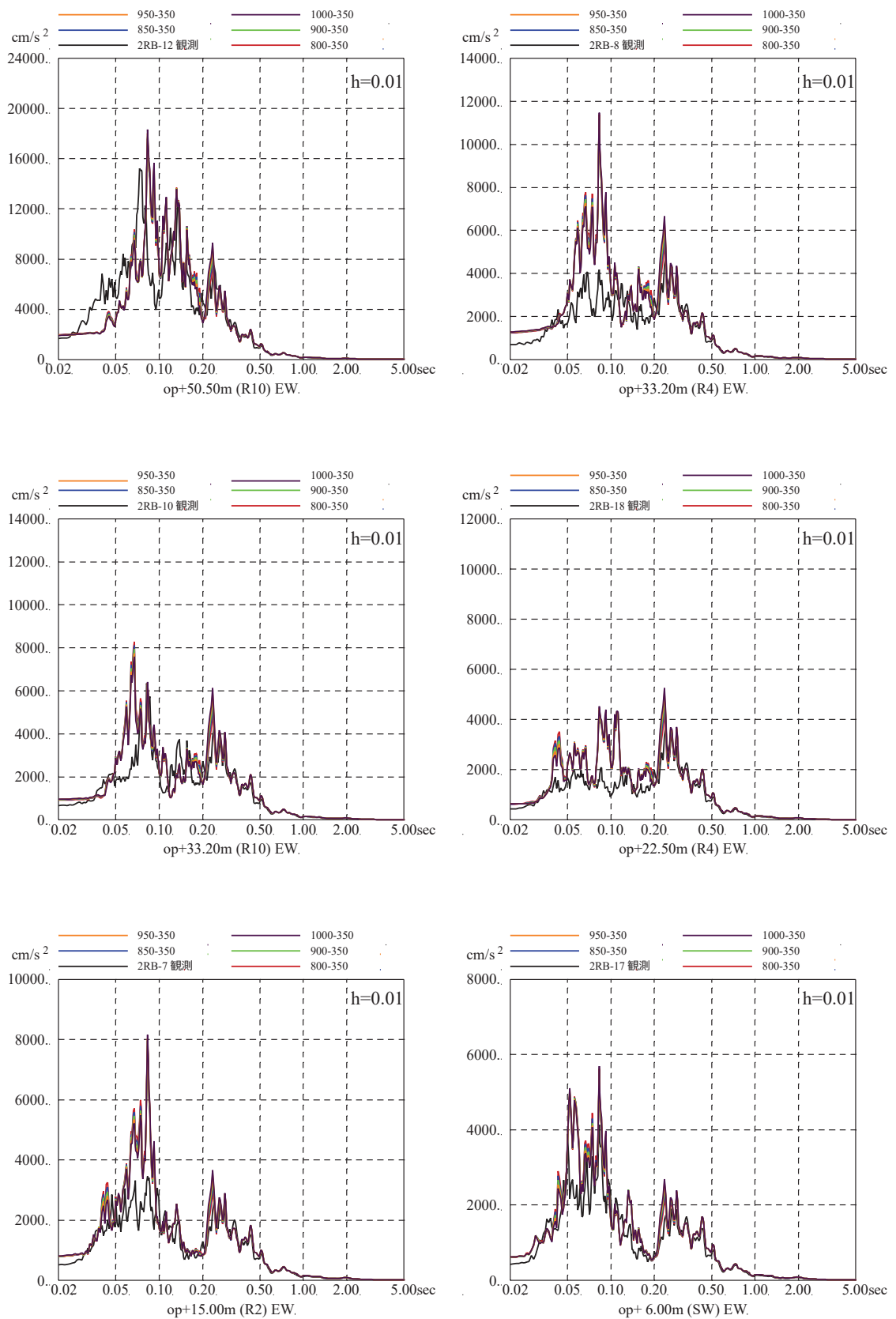


図 3-2 (8) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果  
 (床応答スペクトルの比較) (4.7 地震, EW 方向, 減衰 1%)

注: 地震計位置は付録 1 参照。

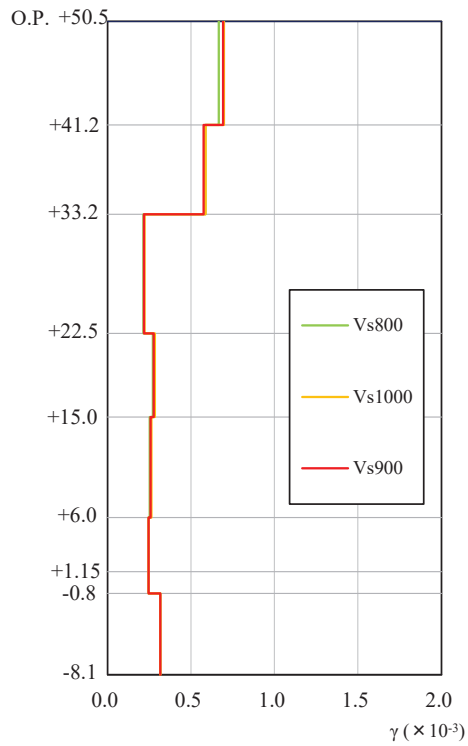


図 3-3 (1) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の  
最大応答せん断ひずみの比較  
( $V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$ , 3.11 地震 NS 方向)

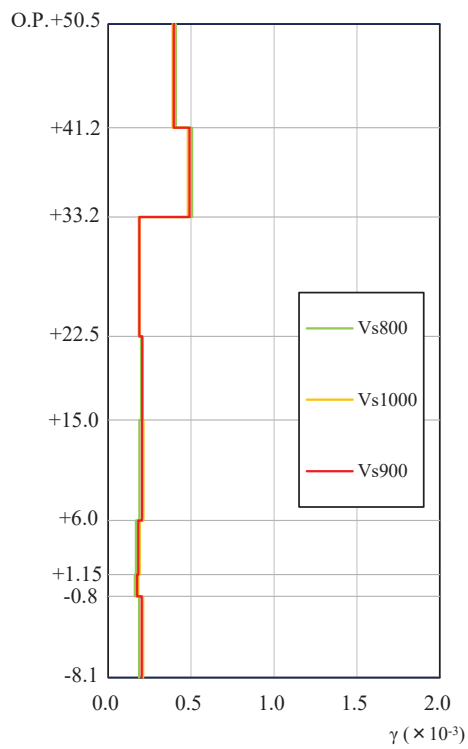


図 3-3 (2) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の  
最大応答せん断ひずみの比較  
( $V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$ , 3.11 地震 EW 方向)

## 表層地盤下部のせん断波速度の感度に関する検討

## 1. 検討の目的

地盤モデルの表層地盤下部の地盤物性は、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地盤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及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、O.P. -14.1m から O.P. 0m までの表層地盤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及び最大応答せん断ひずみへの影響について検討する。検討の概念を図 2-1 に、地盤モデルを表 2-1 に示す。対象とした地震動は 3.11 地震はざとり波及び基準地震動  $S_s - D_2$  であり、表層地盤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、表層地盤下部の地盤モデルの設計への適用性は、基準地震動  $S_s - D_2$  を用いた検討により確認する。

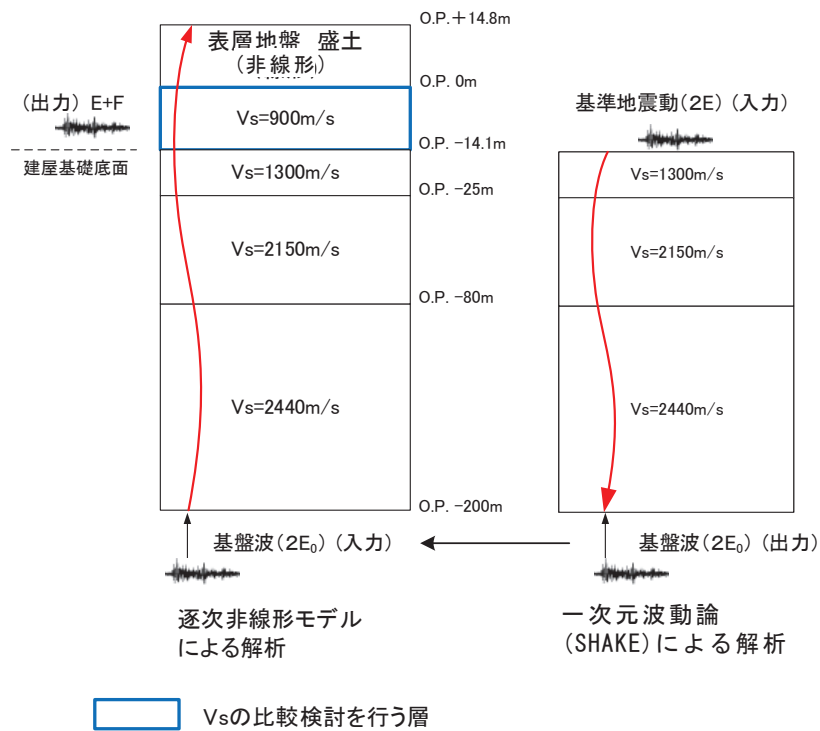


図 2-1 表層地盤下部のせん断波速度の感度に関する検討の概念図

表 2-1 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数 <sup>*2</sup> h (%)
表層地盤	14.80	18.6	*1	3 <sup>*3</sup>
	0.00	23.3	800~1000 <sup>*4</sup>	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

注記\*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 :  $V_s$  は、800 m/s, 900m/s , 1000m/s の比較を行う。

### 3. 検討結果

3.11地震及び基準地震動 $S_s - D_2$ による床応答スペクトルの比較を図3-1及び図3-2に示す。また、最大応答せん断ひずみの比較を図3-3及び図3-4に示す。

床応答スペクトルも最大応答せん断ひずみも、表層地盤下部の $S$ 波速度値を $800\text{m/s}$ から $1000\text{m/s}$ 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、表層地盤下部は、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 $S_s$ 時に表層地盤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 $800\text{m/s}$ 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。

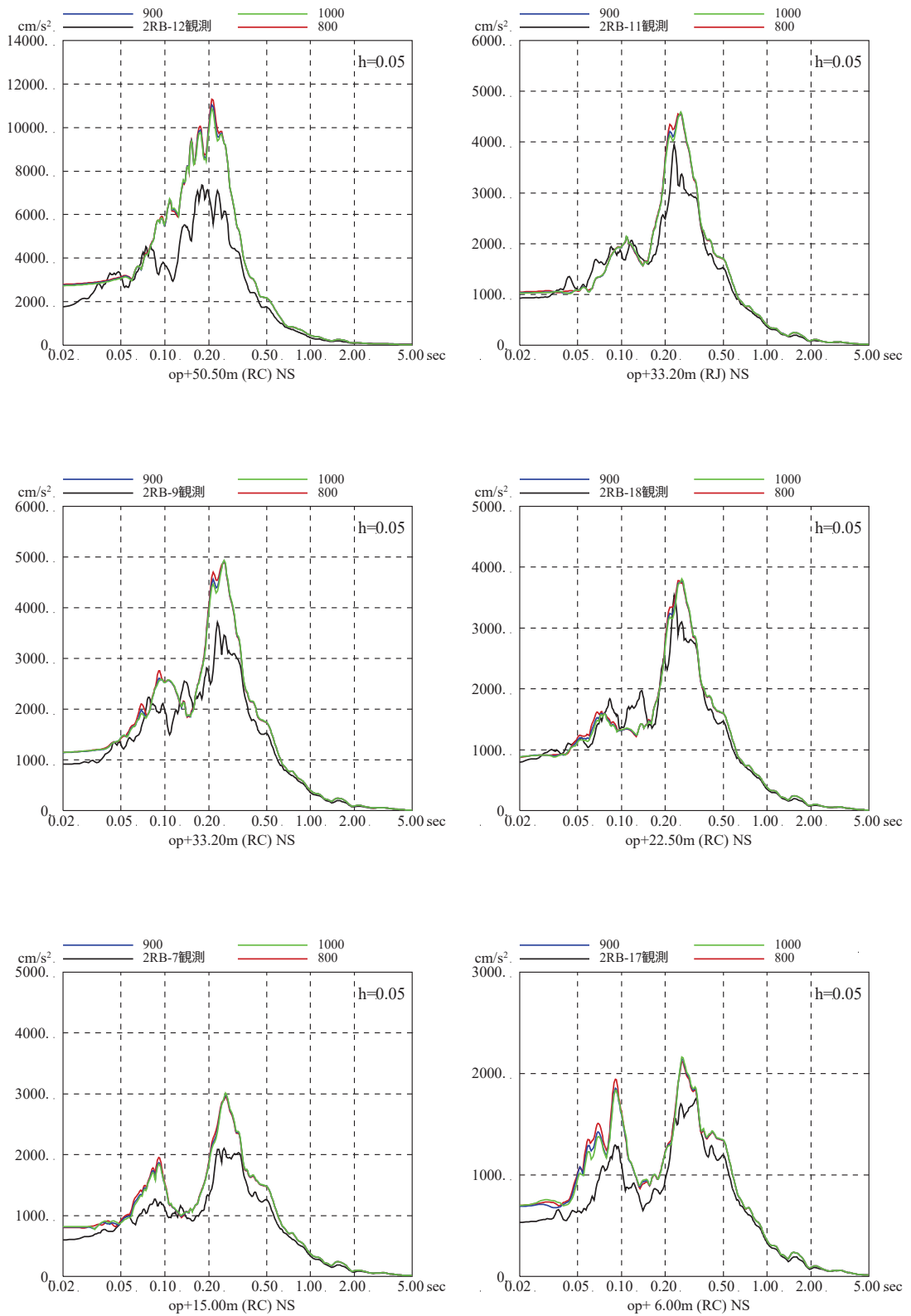


図 3-1(1) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の  
床応答スペクトルの比較

( $V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$ , 3.11 地震はざとり波, NS 方向)

注：地震計位置は付録 1 参照。

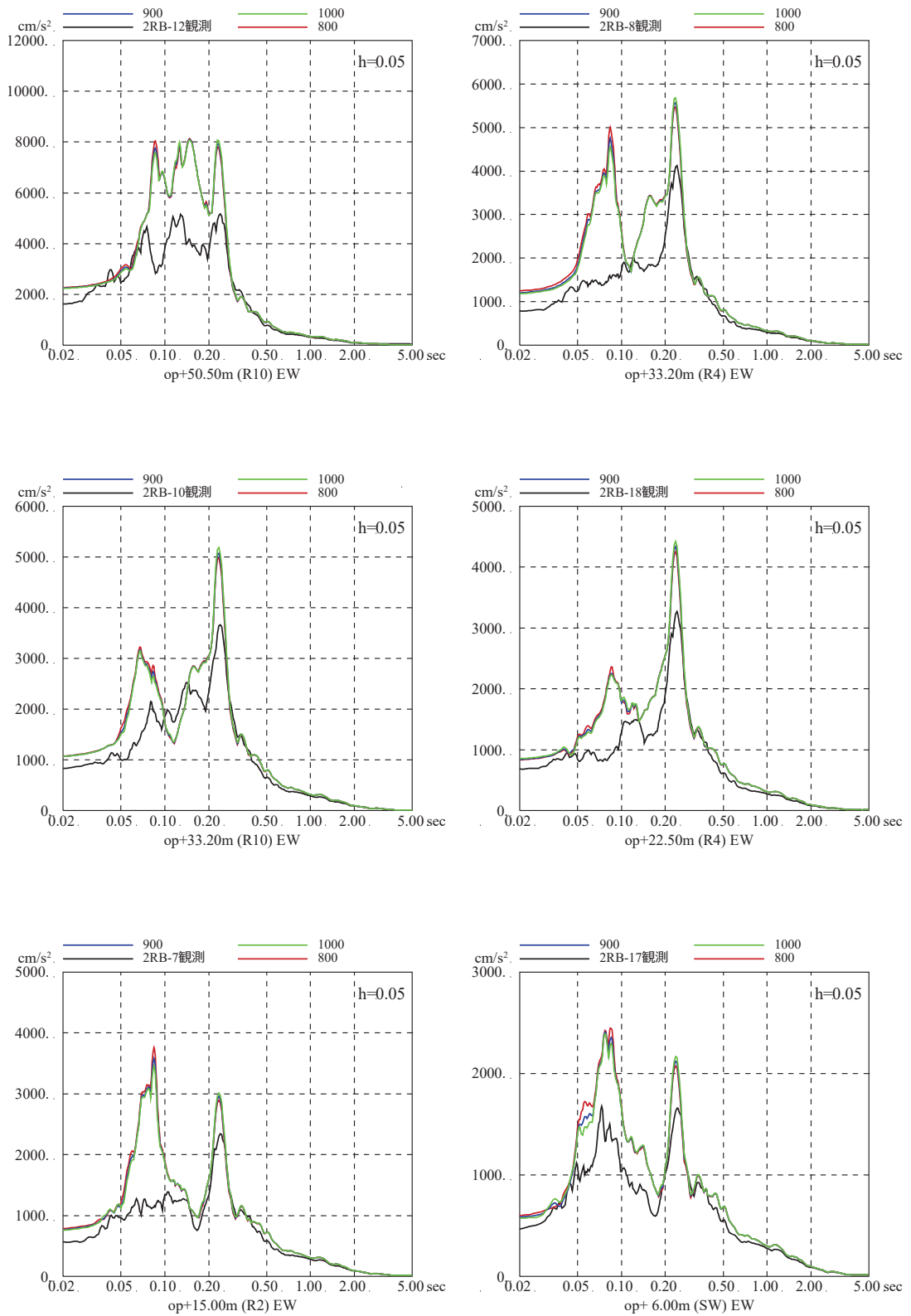


図 3-1 (2) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の  
床応答スペクトルの比較

( $V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$ , 3.11 地震はざとり波, EW 方向)

注：地震計位置は付録 1 参照。

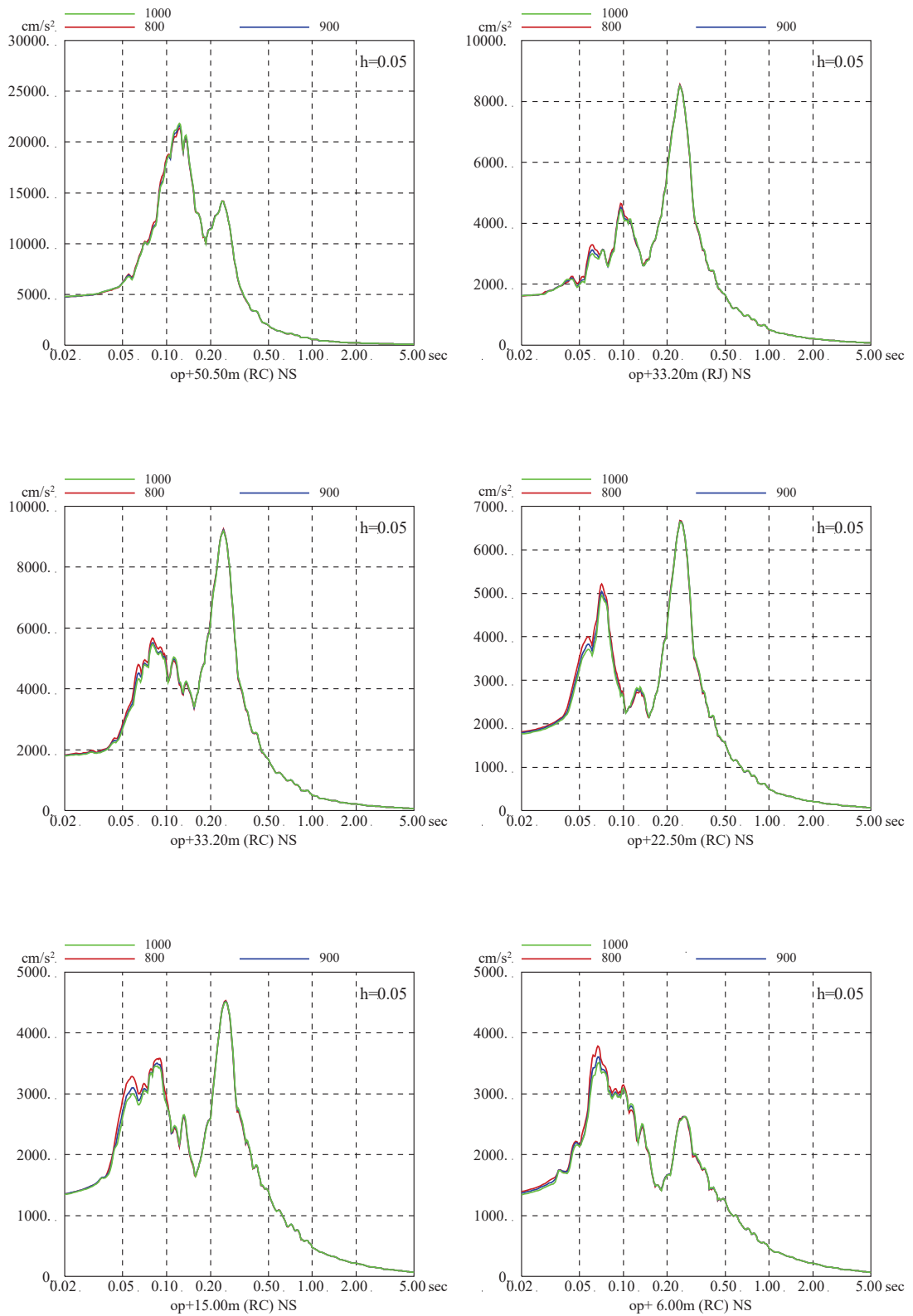


図 3-2 (1) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の  
 床応答スペクトルの比較  
 ( $V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$ , S s - D 2, NS 方向)



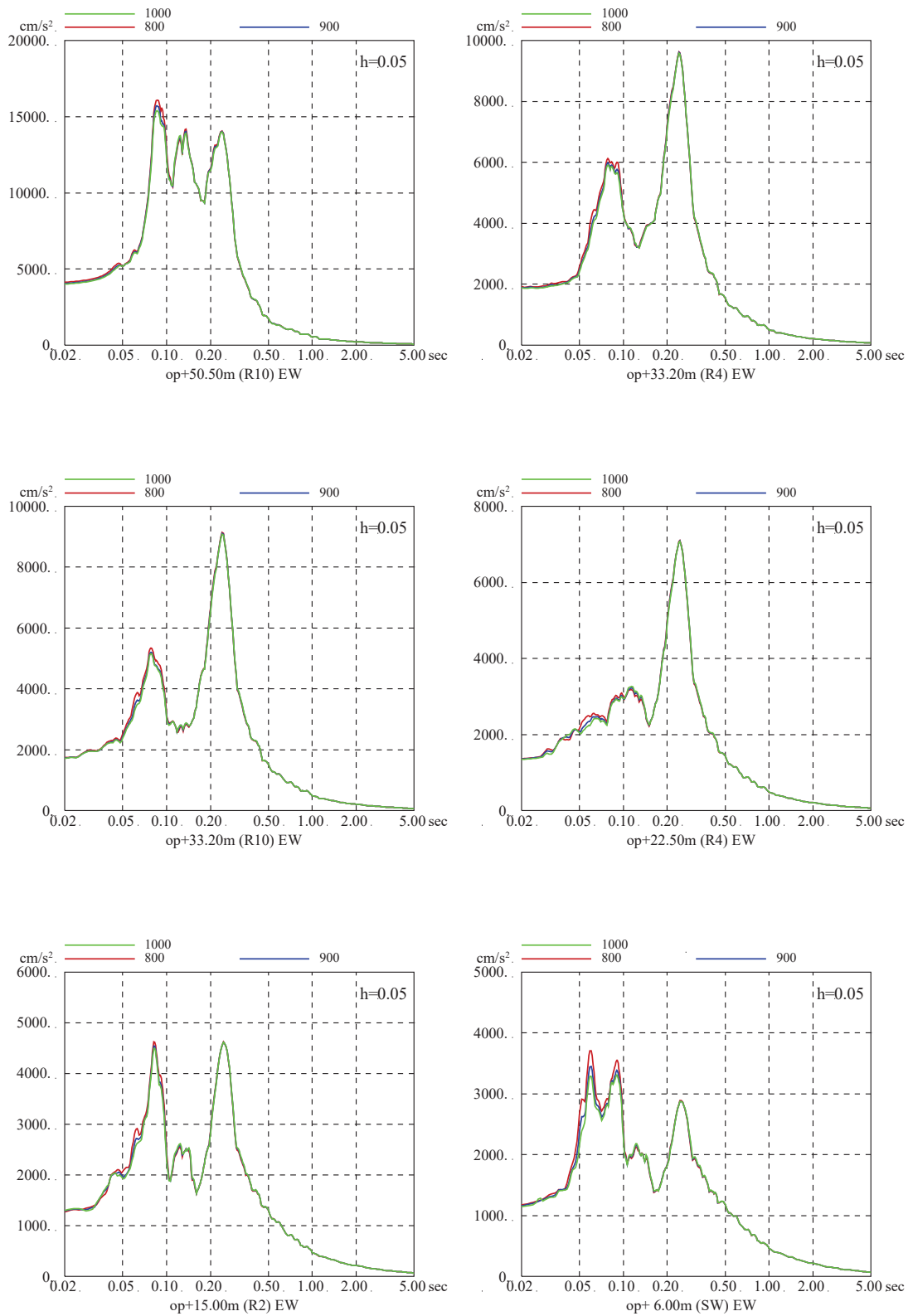


図 3-2 (2) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の  
 床応答スペクトルの比較  
 ( $V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$ , S s - D 2, EW 方向)

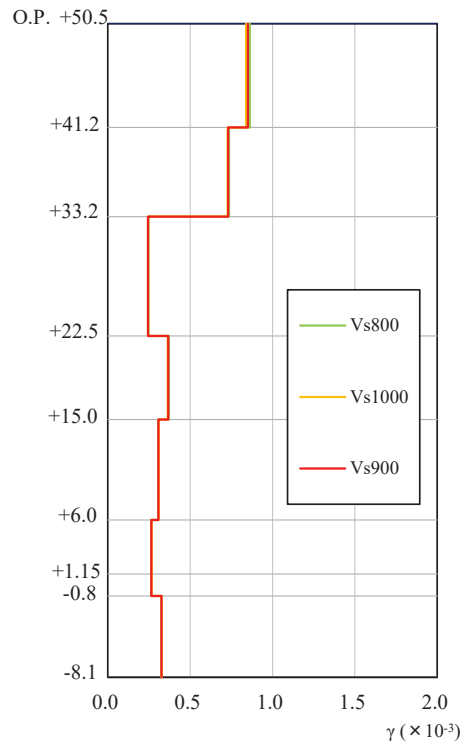


図 3-3 (1) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の  
最大応答せん断ひずみの比較  
( $V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$ , 3.11 地震, NS 方向)

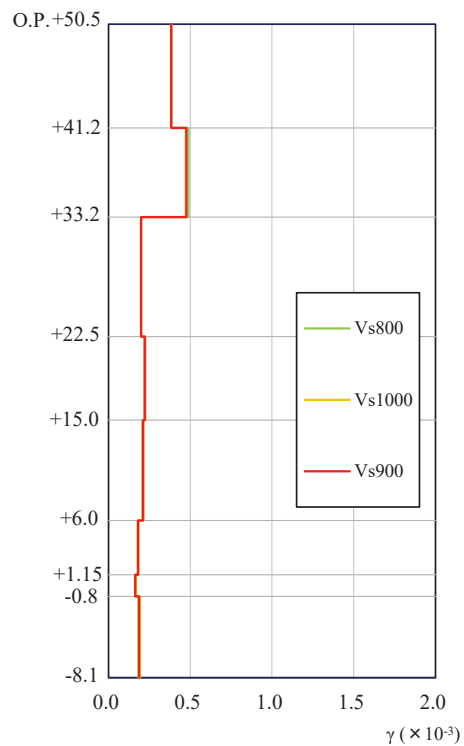


図 3-3 (2) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の  
最大応答せん断ひずみの比較  
( $V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$ , 3.11 地震, EW 方向)

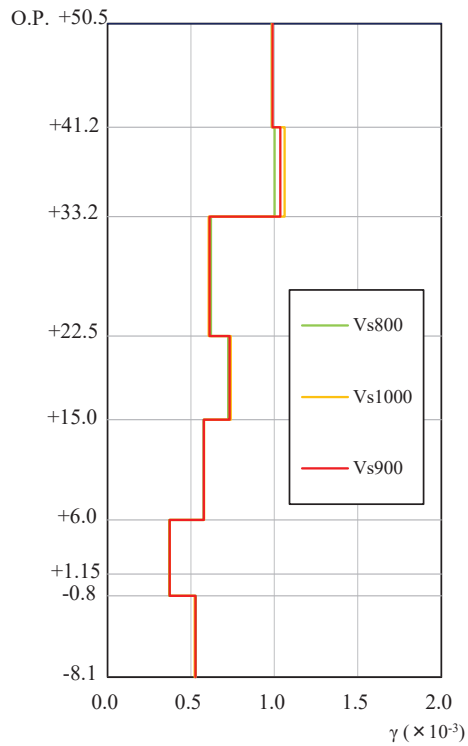


図 3-4 (1) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の  
最大応答せん断ひずみの比較  
( $V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$ , 基準地震動  $S_s-D2$ , NS 方向)

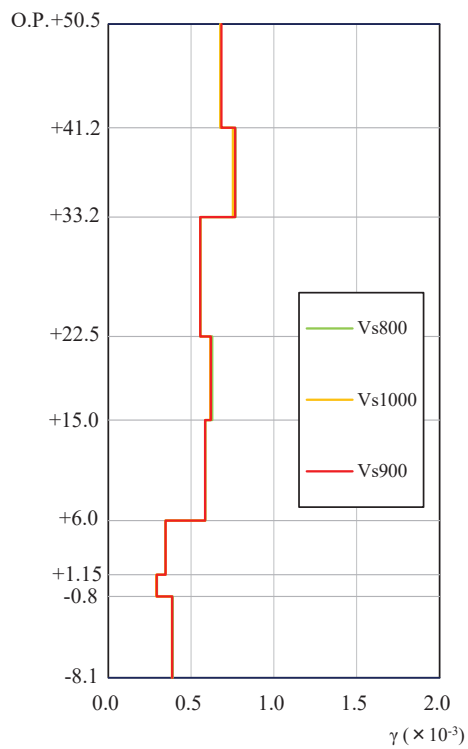


図 3-4 (2) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の  
最大応答せん断ひずみの比較  
( $V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$ , 基準地震動  $S_s-D2$ , EW 方向)

別紙 8 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

## 目 次

1. 検討概要..... 別紙 8-1
2. 検討方法..... 別紙 8-1
3. 検討結果..... 別紙 8-3

## 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、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。

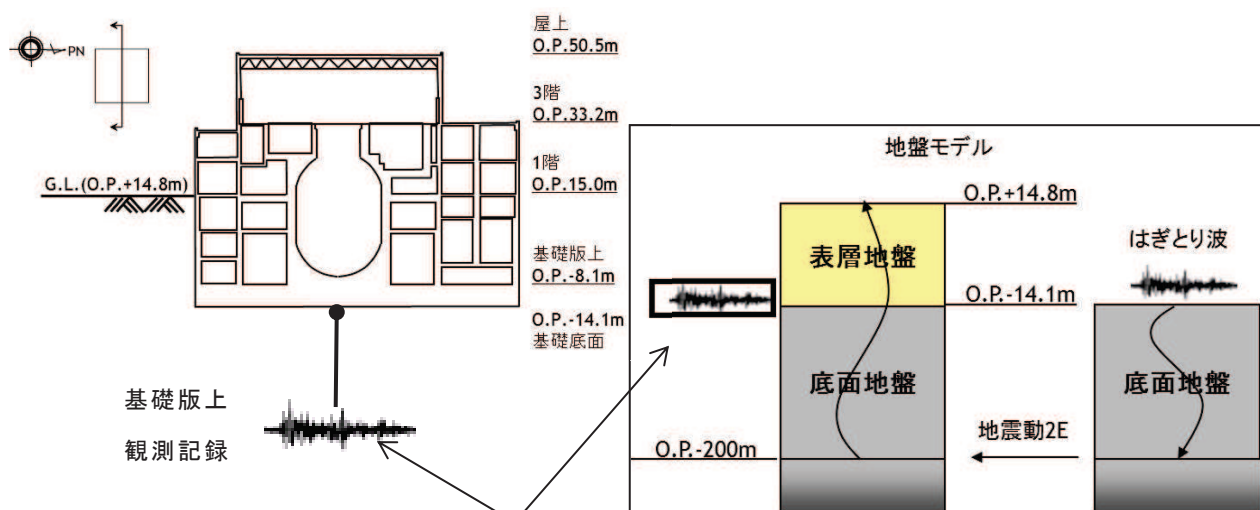
## 2. 検討方法

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。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の諸元を表 2-1 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の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する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付近の谷の再現性及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、その諸元を表 2-2 に示す。

検討方法の概念を図 2-1 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

図 2-1 表層地盤物性の検討方法の概念

表 2-1 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	23.3 (2.38tf/m <sup>3</sup> )	300~600	3
	0.00	23.3 (2.38tf/m <sup>3</sup> )	900	3
底面地盤	-14.10	23.8 (2.43tf/m <sup>3</sup> )	1300	3
	-25.00	24.6 (2.51tf/m <sup>3</sup> )	2150	3
	-80.00	25.0 (2.55tf/m <sup>3</sup> )	2440	3
	-200.0	25.0 (2.55tf/m <sup>3</sup> )	2440	3

表 2-2 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 <sup>2</sup> )		
			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図 3-1 に、応答スペクトルの比較を図 3-2 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ほど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。



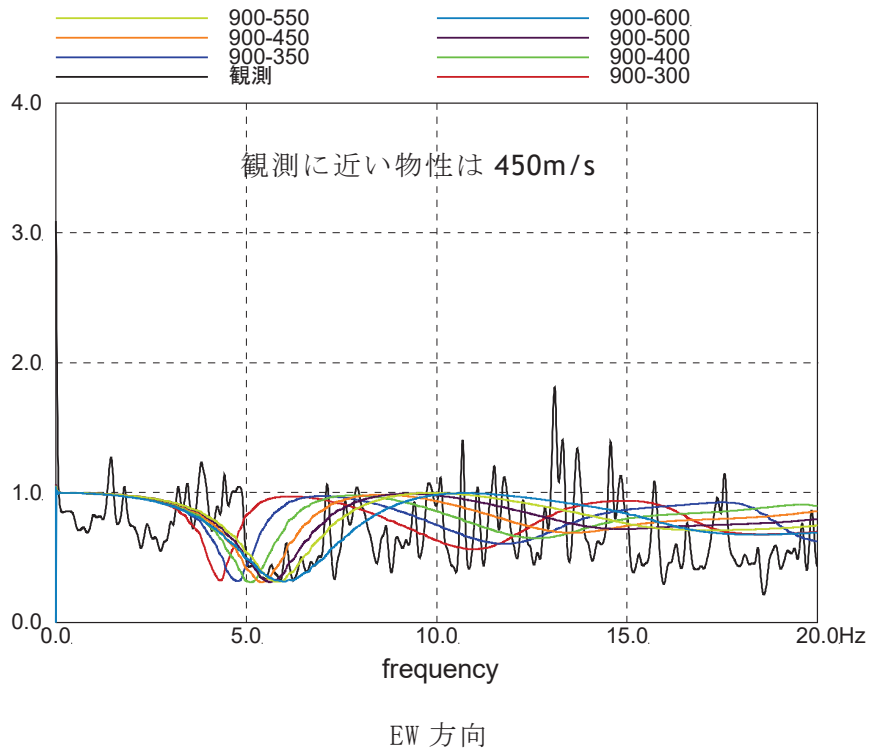
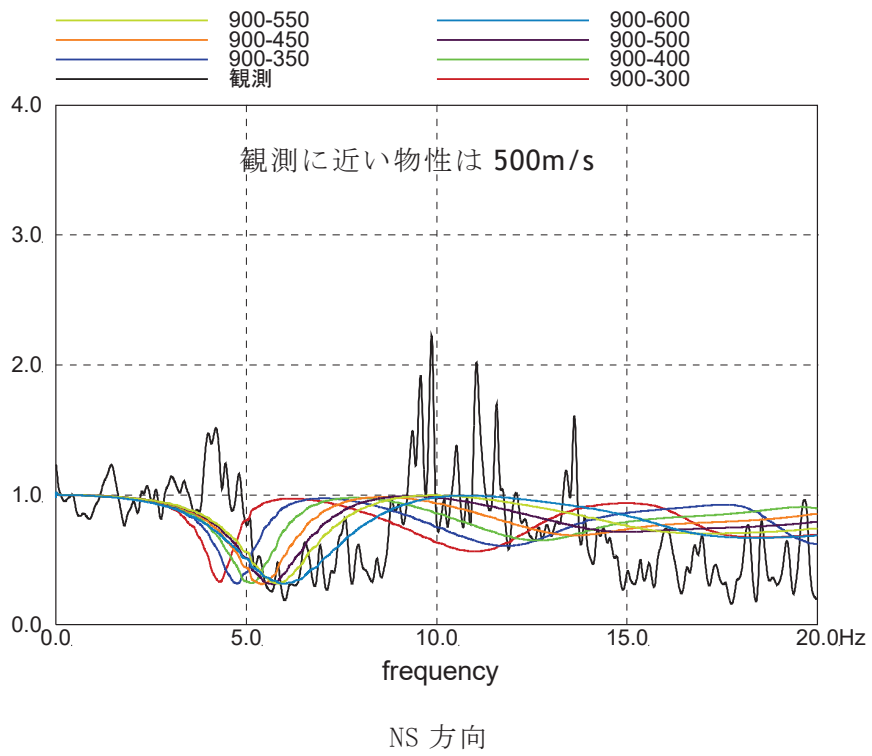


図 3-1 (1) はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力変換波 (E+F+P) の伝達関数の比較  
(2005/8/16 宮城県沖の地震)

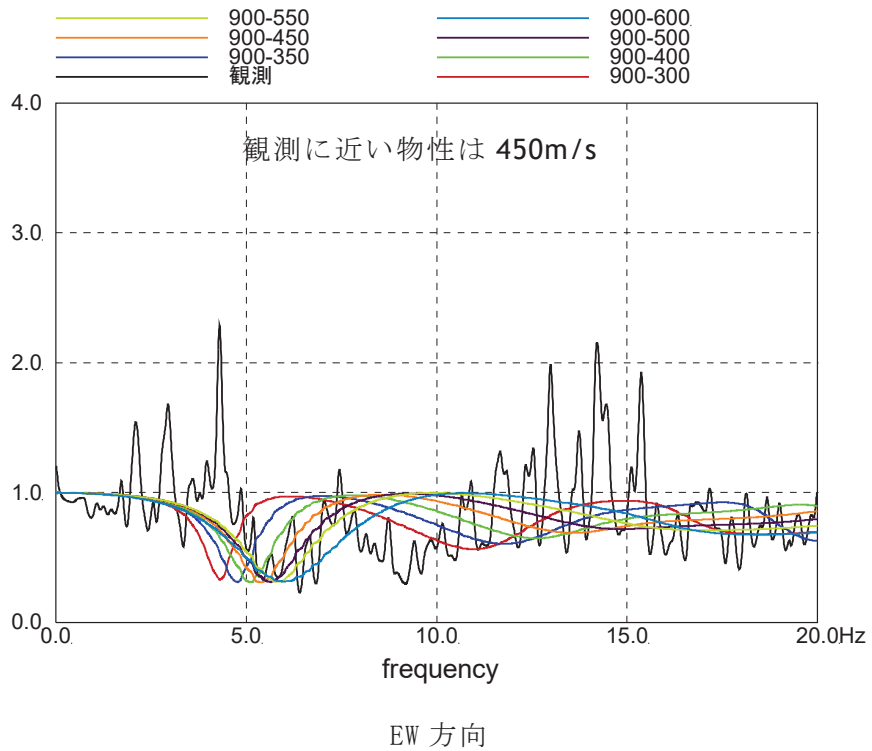
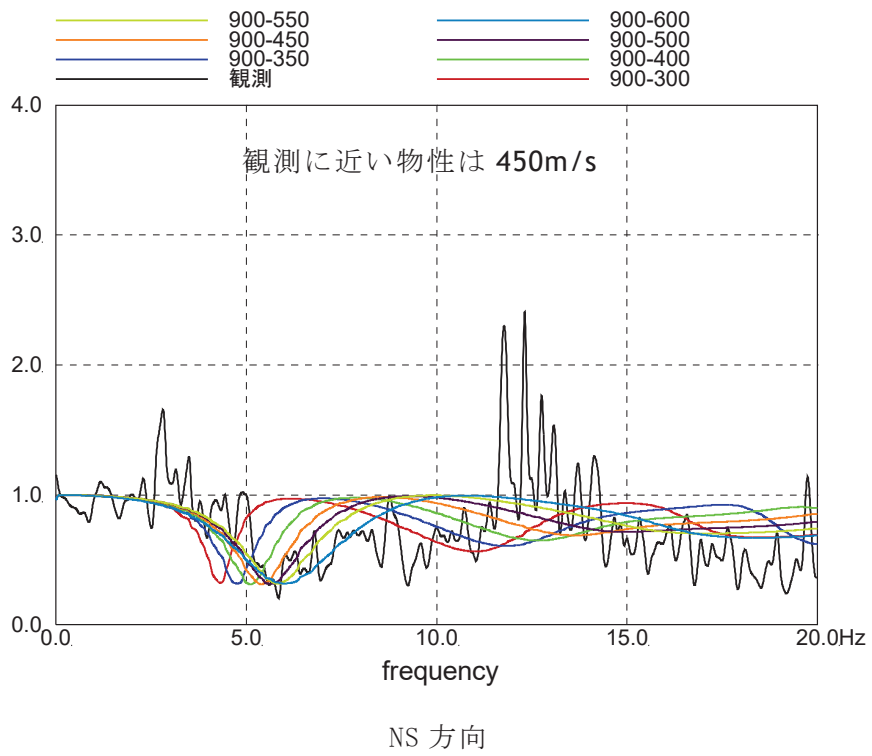


図 3-1 (2) はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力変換波 (E+F+P) の伝達関数の比較 (2011/3/9 の地震)

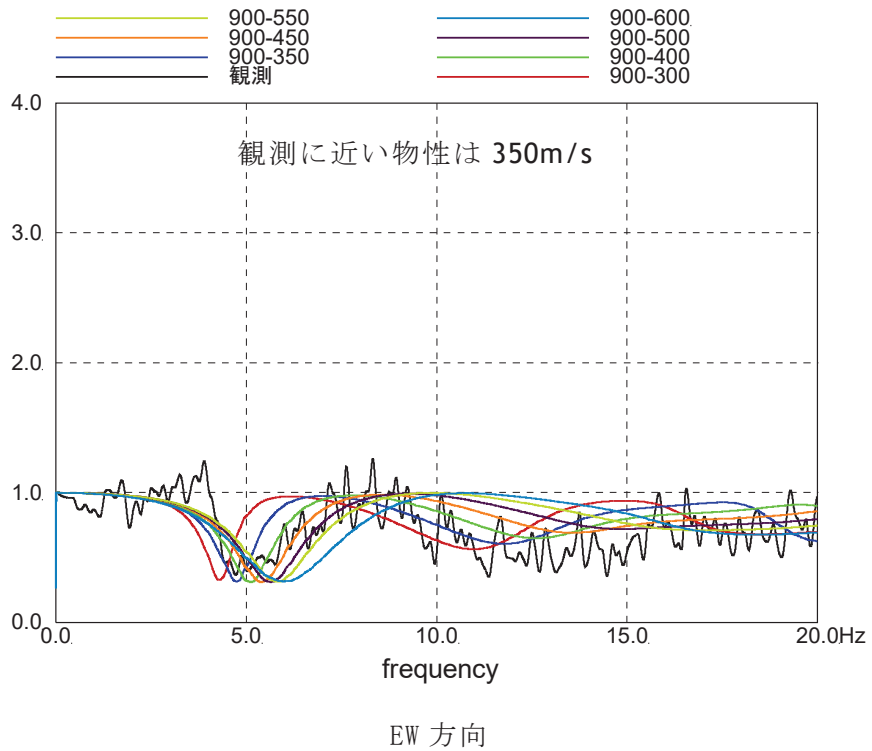
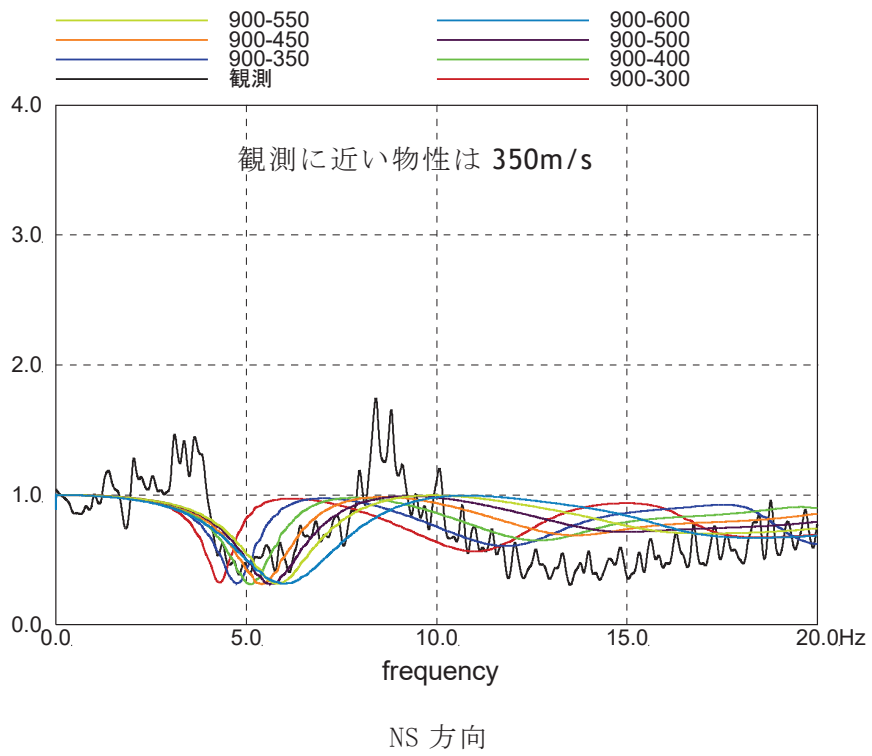


図 3-1 (3) はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力変換波 (E+F+P) の伝達関数の比較 (3.11 地震)

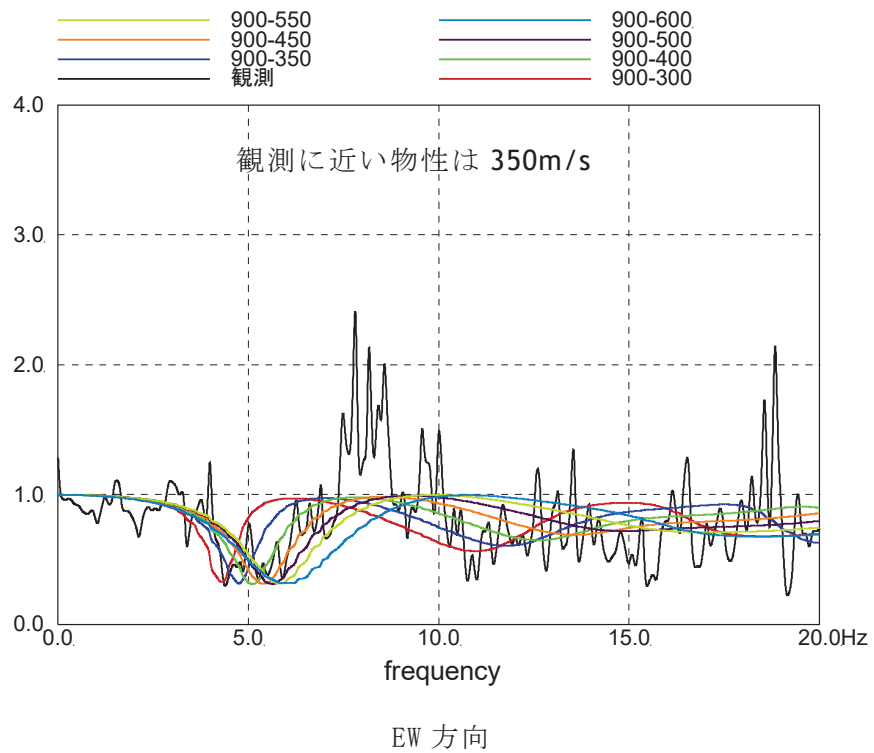
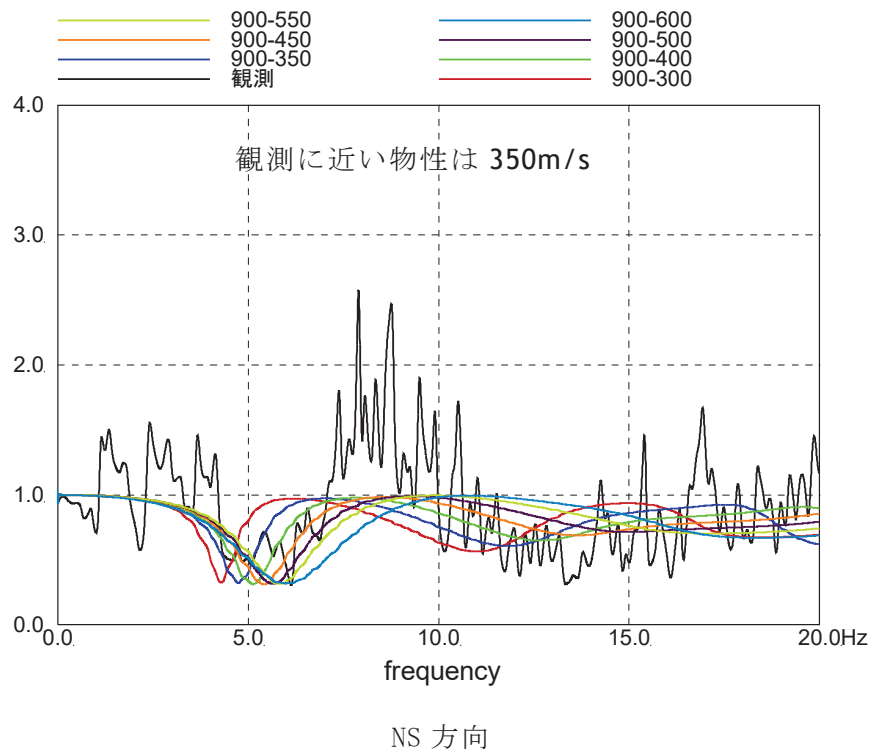


図 3-1 (4) はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力変換波 (E+F+P) の伝達関数の比較 (4.7 地震)

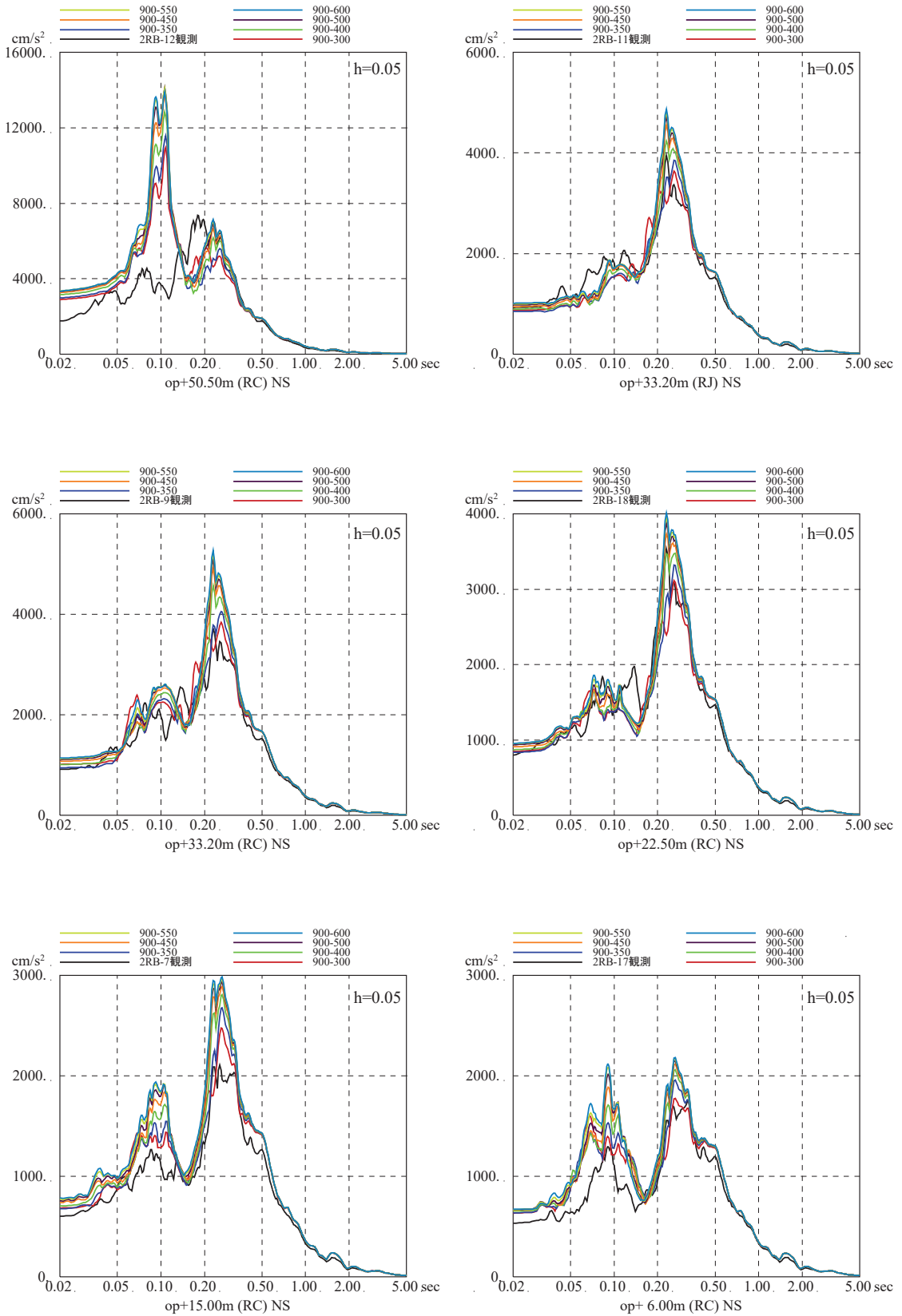


図 3-2 (1) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果  
 (はざとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)  
 (3.11 地震, NS 方向, 減衰 5%)

注：地震計位置は付録 1 参照。

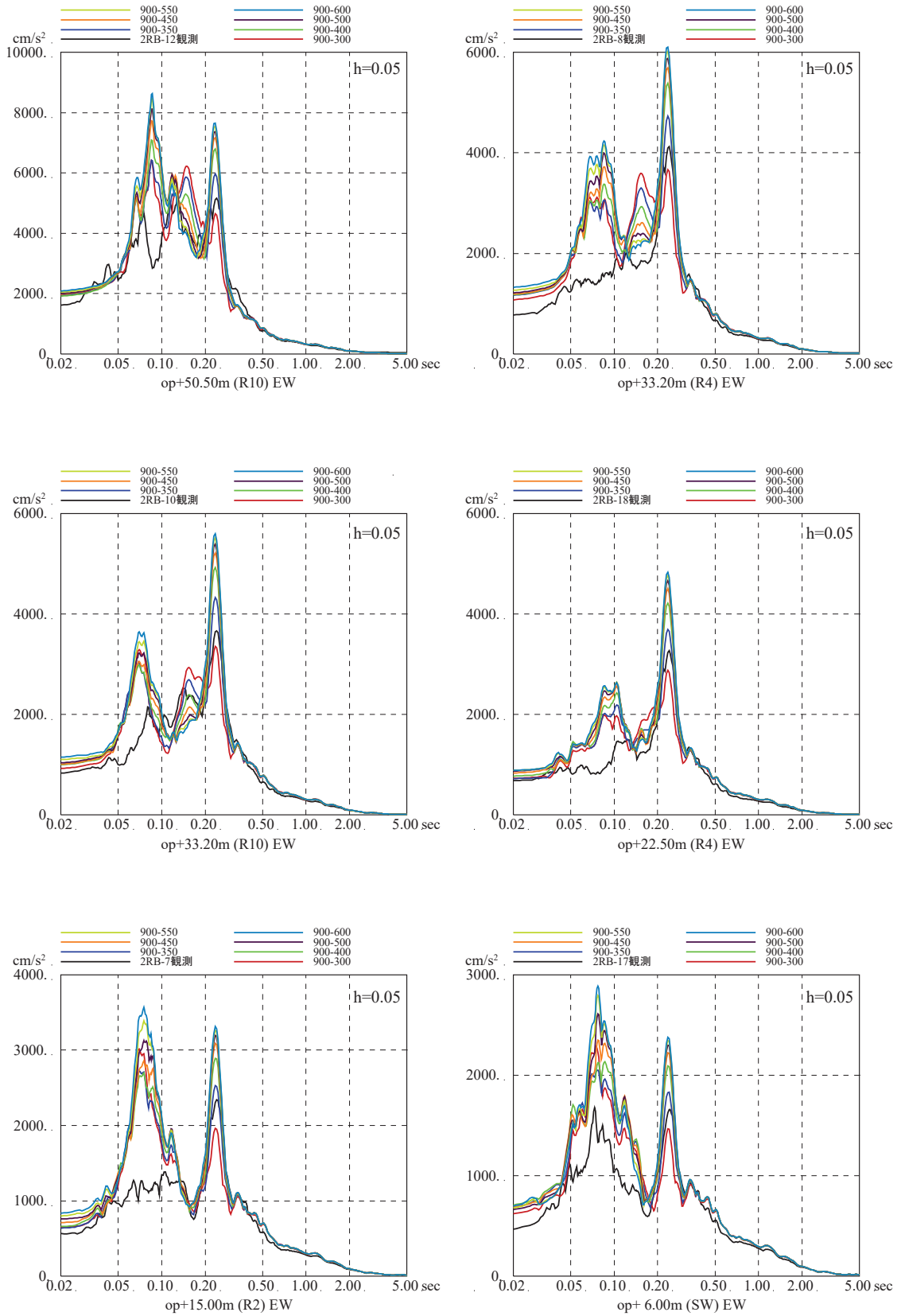


図 3-2 (2) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果

(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%)

注：地震計位置は付録 1 参照。

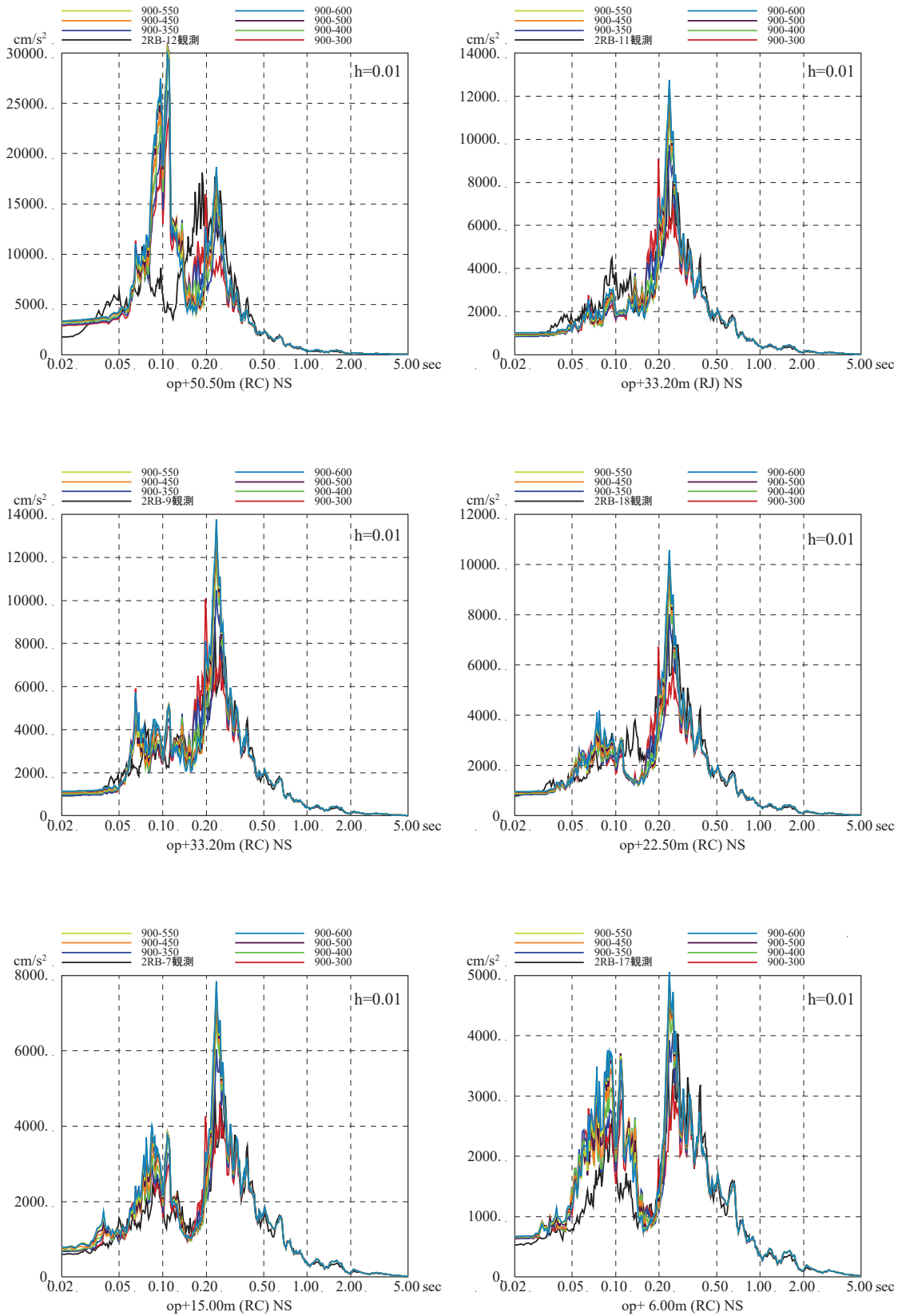


図 3-2 (3) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果

(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%)

注：地震計位置は付録 1 参照。

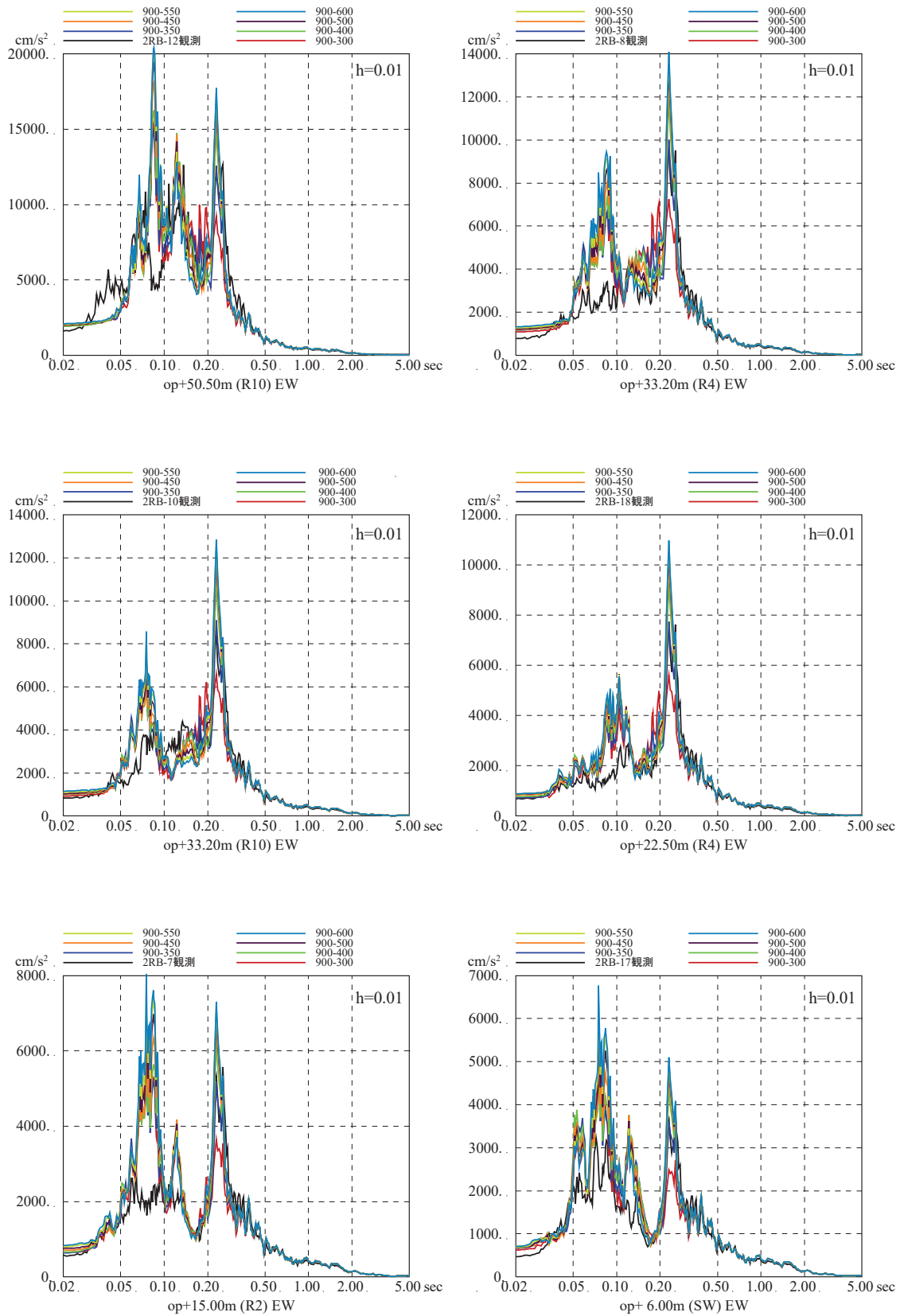


図 3-2 (4) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果  
 (はざとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)  
 (3.11 地震, EW 方向, 減衰 1%)

注：地震計位置は付録 1 参照。



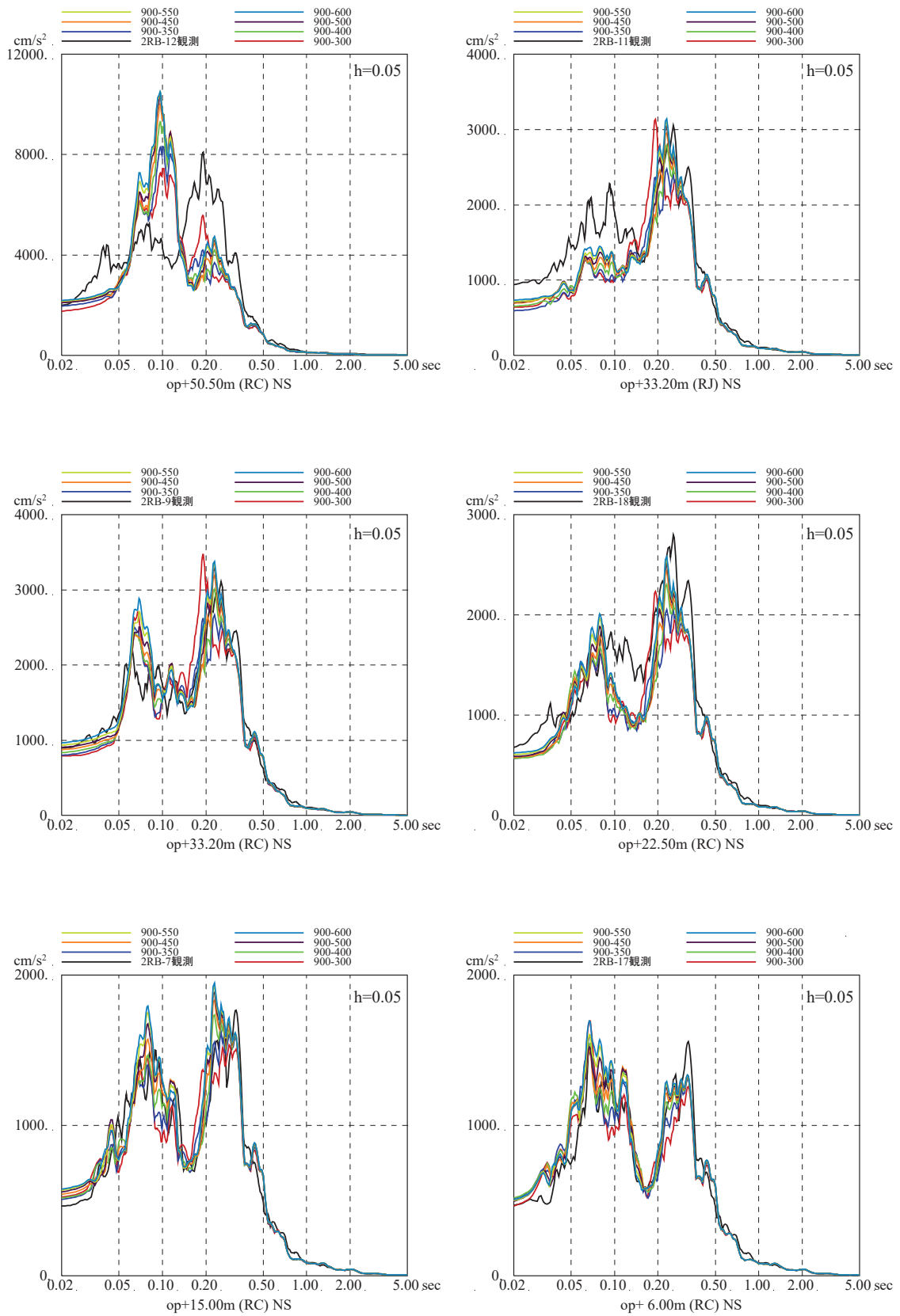


図 3-2 (5) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果

(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 5%)

注：地震計位置は付録 1 参照。

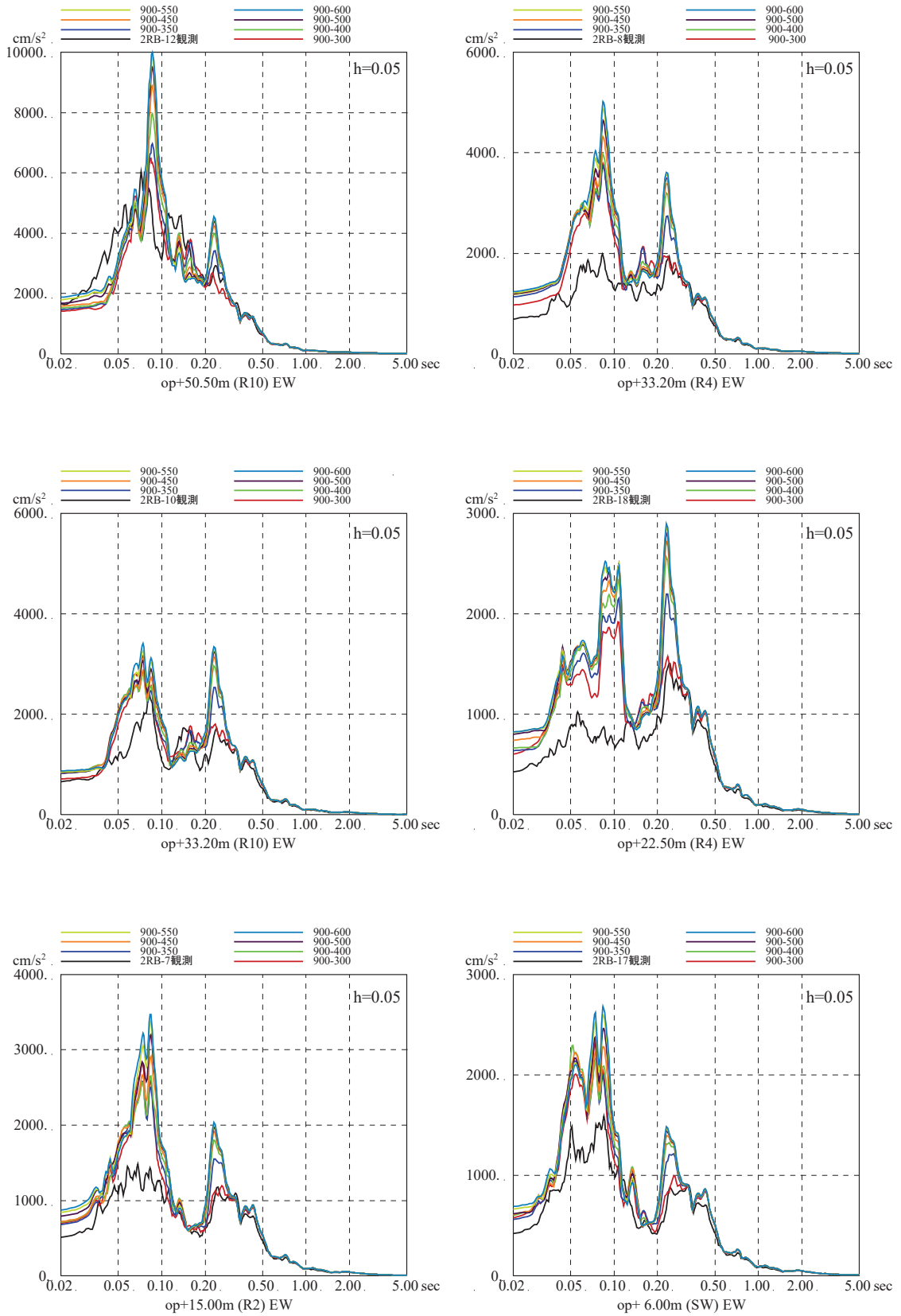


図 3-2 (6) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果

(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 5%)

注：地震計位置は付録 1 参照。

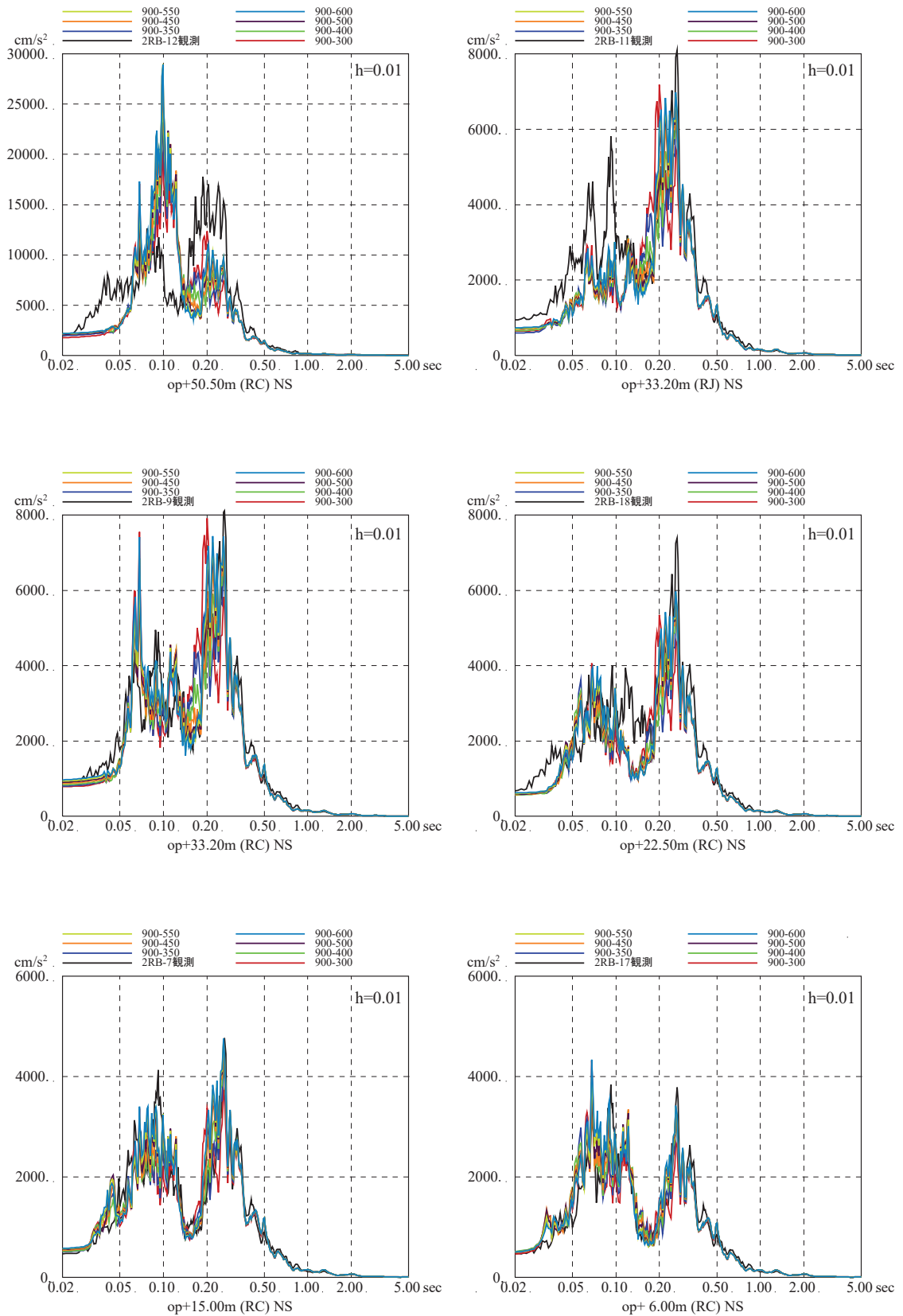


図 3-2 (7) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果

(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%)

注：地震計位置は付録 1 参照。

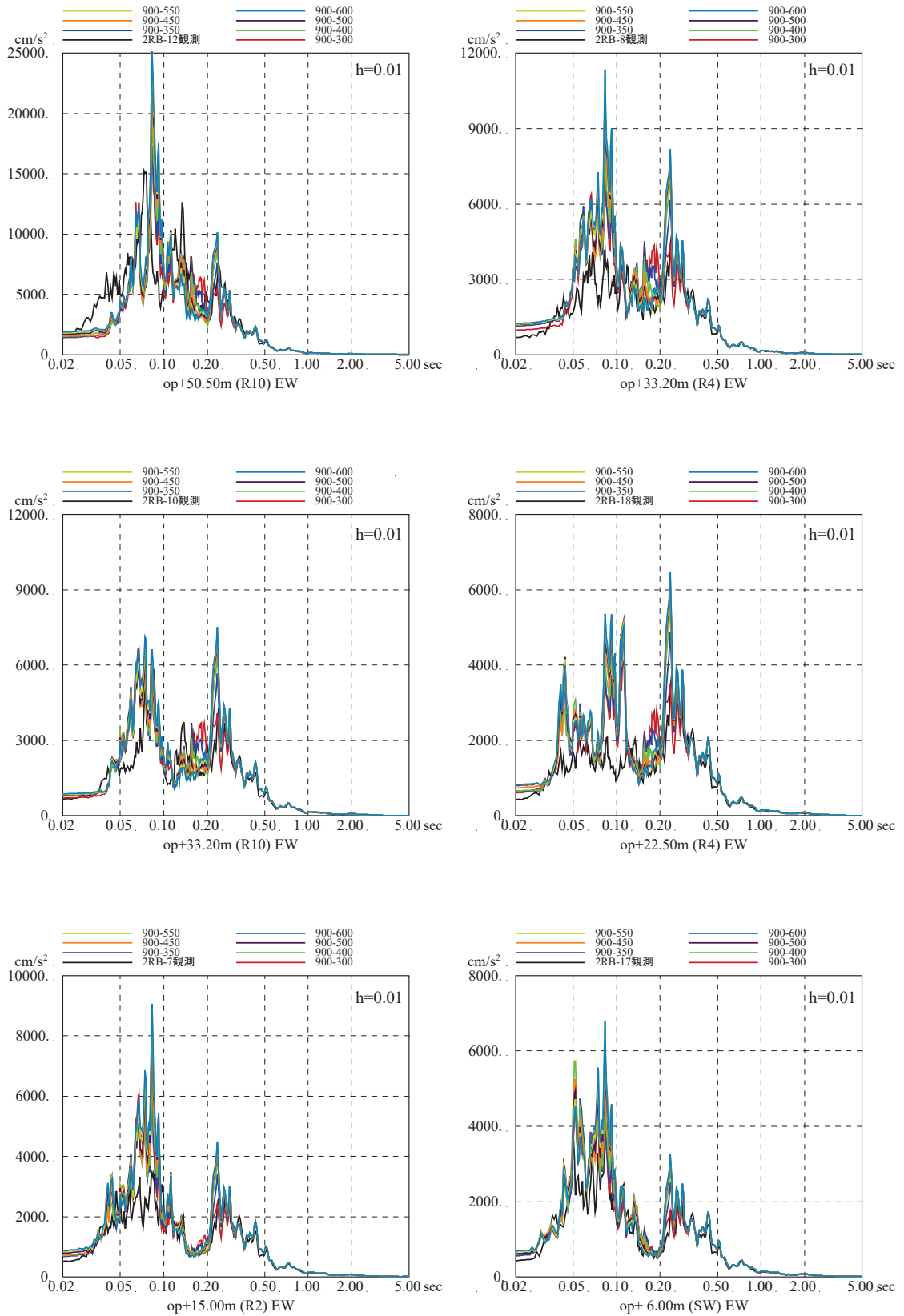


図 3-2 (8) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果  
 (はざとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)  
 (4.7地震, EW方向, 減衰1%)

注：地震計位置は付録1参照。

別紙 9 表層地盤上部 (O. P. 14. 8m~O. P. 0m) の地盤物性値の設定

## 目 次

1. 表層地盤上部（O.P. 14.8m～O.P. 0m）の地盤物性値の設定..... 別紙 9-1

1. 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  $G_0$ 、 $G/G_0 - \gamma$  曲線及び  $h - \gamma$  曲線の非線形特性を設定する。各試験の調査位置、試料採取位置を図-1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  $\sigma_c$  の関係を図-2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 (図-3) から求めたせん断強度  $\tau_m$  と初期せん断剛性  $G_0$  から、基準ひずみ  $\gamma_m$  を算定し (1-2) 式により求める。

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

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

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

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

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

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

$h - \gamma$  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 (図-4) 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表-1に示す。

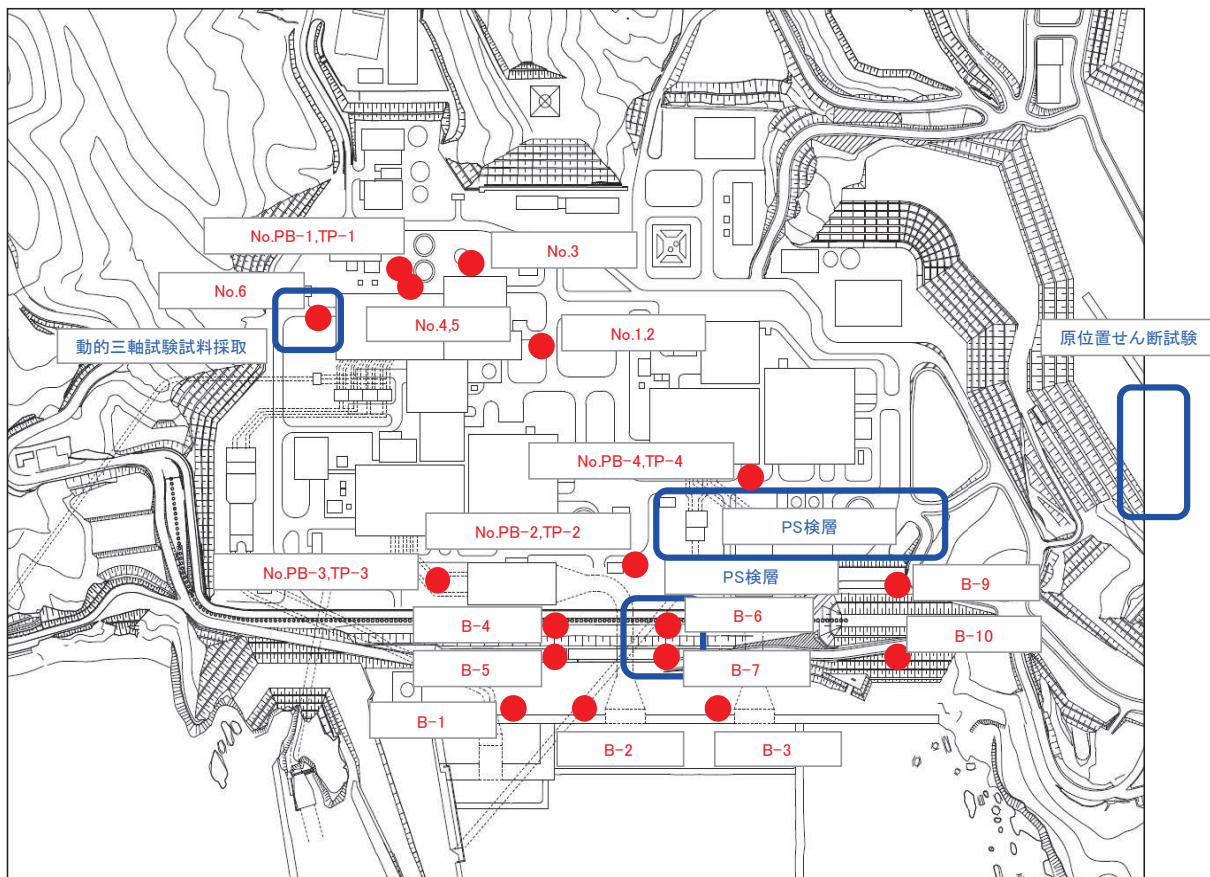


図-1 調査位置図



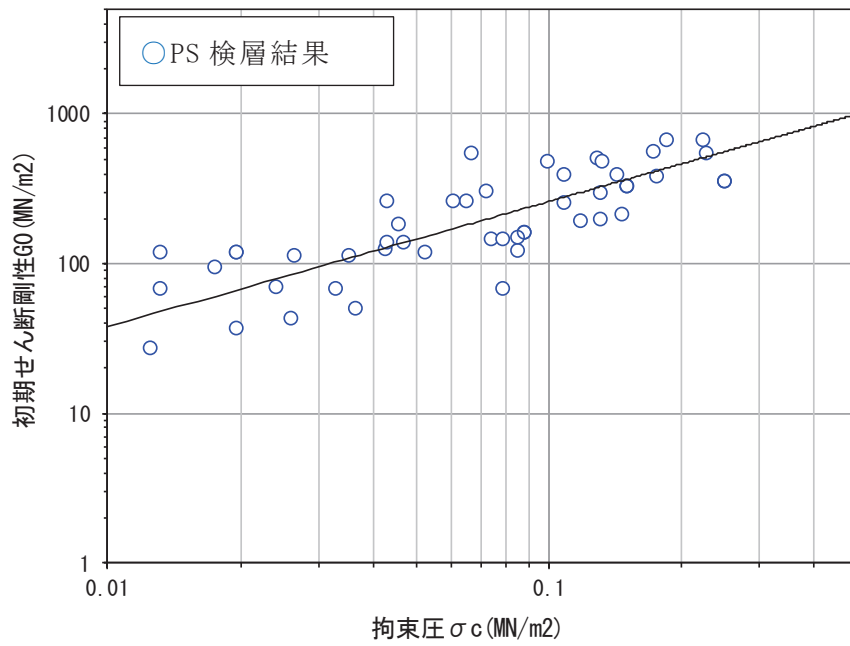


図-2 初期せん断剛性  $G_0$  と拘束圧  $\sigma_c$  の関係

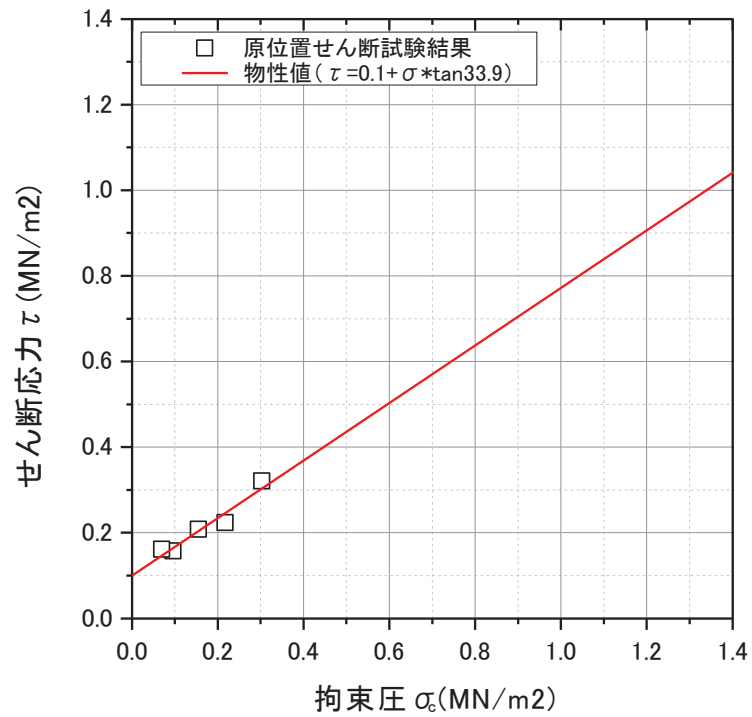


図-3 せん断応力  $\tau$  と拘束圧  $\sigma_c$  の関係 (地下水位以浅)

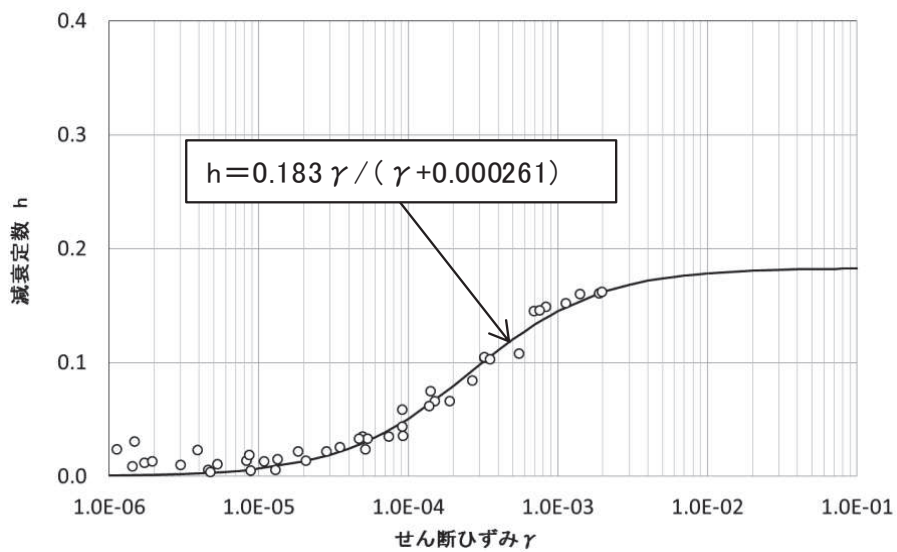


図-4 h -  $\gamma$  曲線

表-1 盛土物性値

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

別紙 10 観測記録を用いた地盤モデルの検証

## 目 次

1. 検討概要..... 別紙 10-1
2. 検討方法..... 別紙 10-4
3. 検討結果..... 別紙 10-7

1. 検討概要

5.1項で設定した入力地震動評価用地盤モデル（表1-1，図1-1～図1-3）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。

表1-1 原子炉建屋地盤物性

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数 <sup>*2</sup> h (%)
表層地盤	14.80	18.6	*1	3 <sup>*3</sup>
	0.00	23.3	900 <sup>*4</sup>	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

注記\*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

\*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

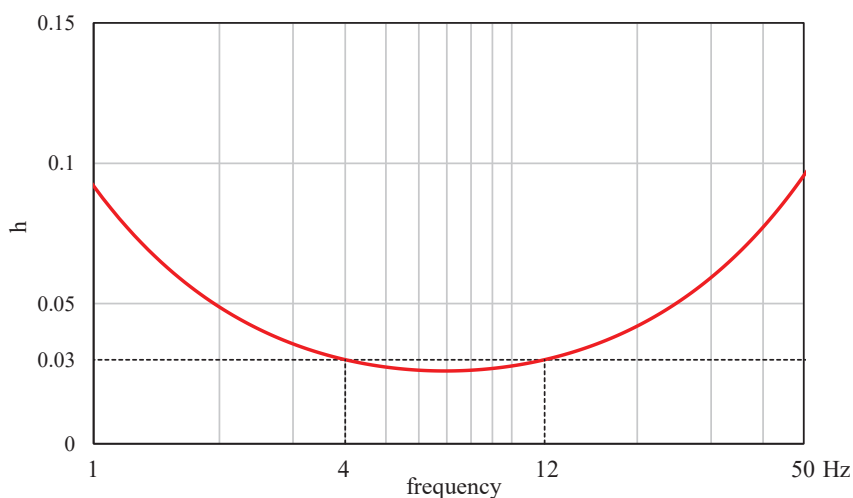


図1-1 レーリー減衰 (4Hz, 12Hz)

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  $G_0$ 、 $G/G_0 - \gamma$  曲線及び  $h - \gamma$  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  $\tau_m$  と初期せん断剛性  $G_0$  から、基準ひずみ  $\gamma_m$  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  $G/G_0 - \gamma$  曲線を図 1-2 に、 $h - \gamma$  曲線を (1-4) 式と比較して図 1-3 に示す。

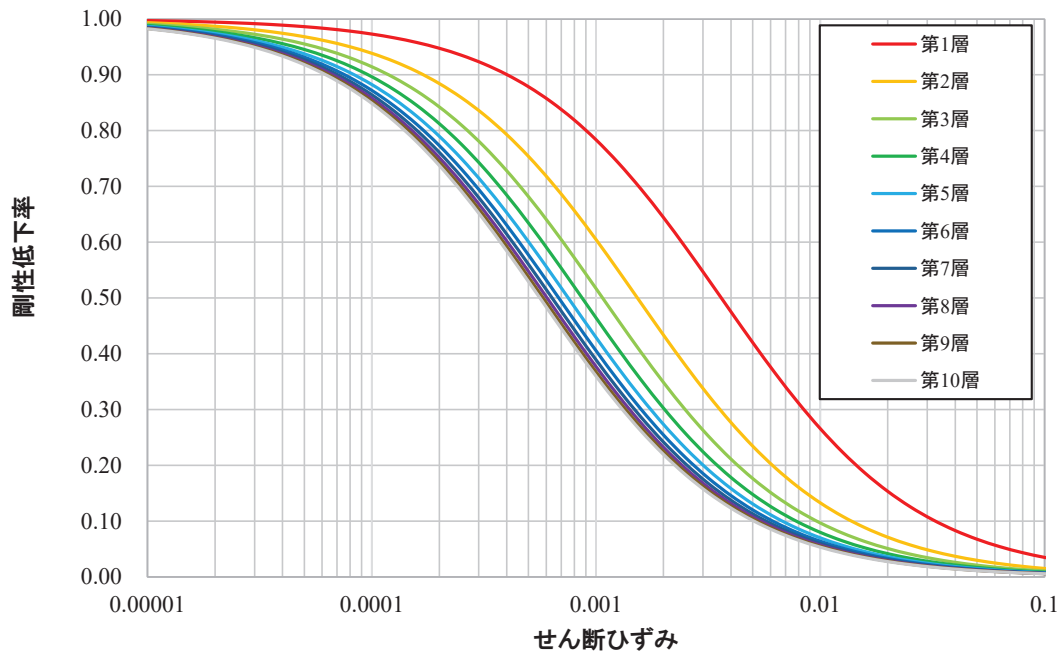


図 1-2  $G/G_0 - \gamma$  曲線 (逐次非線形解析)

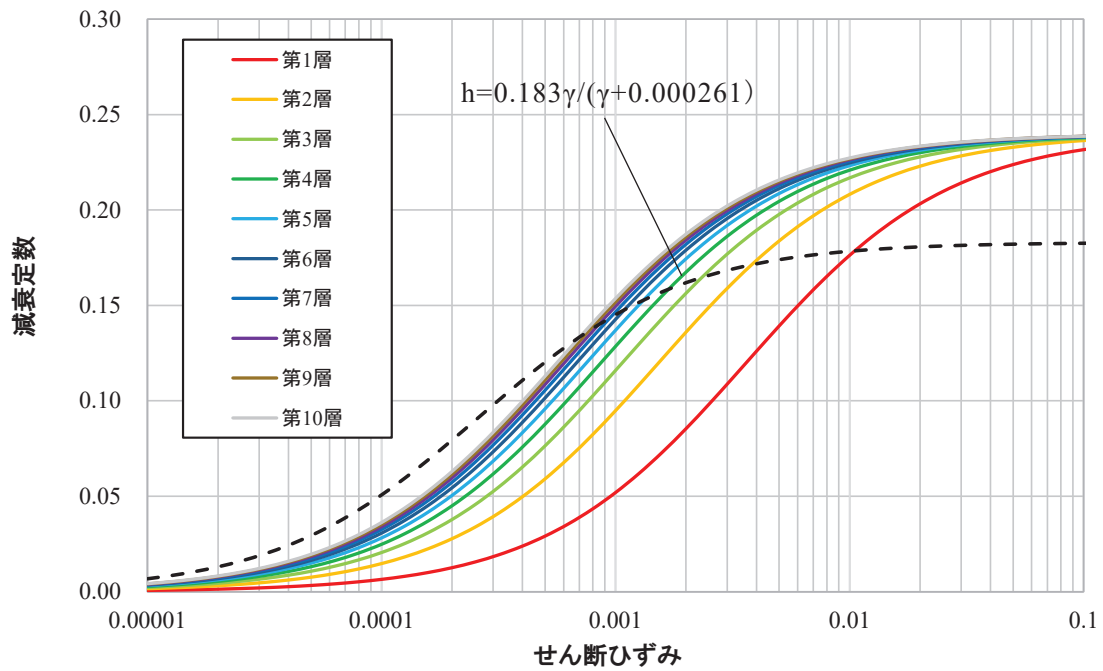


図 1-3  $h - \gamma$  曲線 (逐次非線形解析)

## 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の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する「4.3 基準地震動  $S_s$  に対する入力地震動評価用地盤モデルの設定概要」において設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. -14.1 m) 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図 2-1 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、その諸元を表 2-1 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 5.1 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 地震及び 4.7 地震のシミュレーション解析手法の概念を図 2-2~図 2-4 に示す。解析条件を表 2-2 に示す。

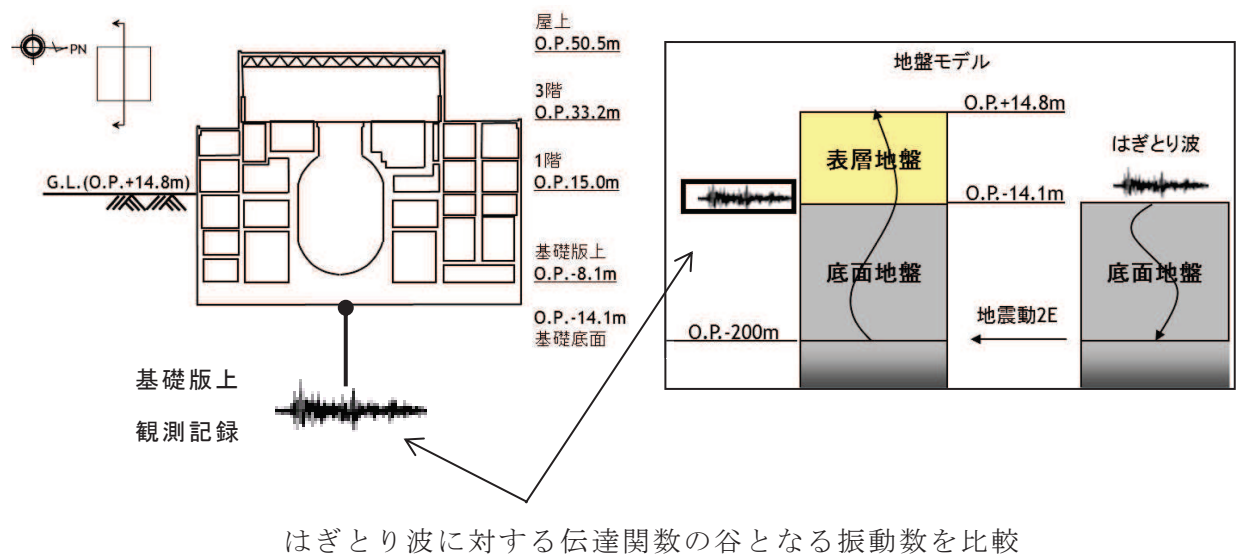


図 2-1 表層地盤物性の検討方法の概念



表 2-1 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 <sup>2</sup> )		
			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

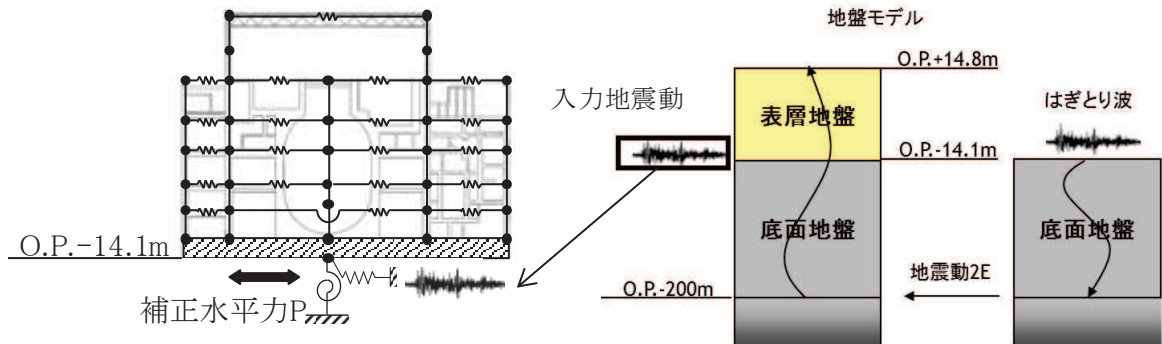


図 2-2 シミュレーション解析手法の概念図

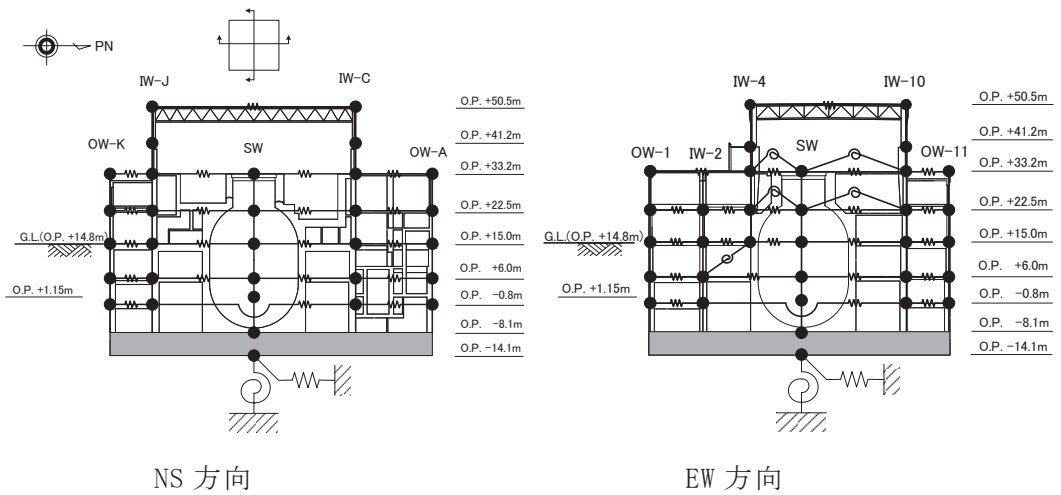


図 2-3 建屋シミュレーション解析モデル

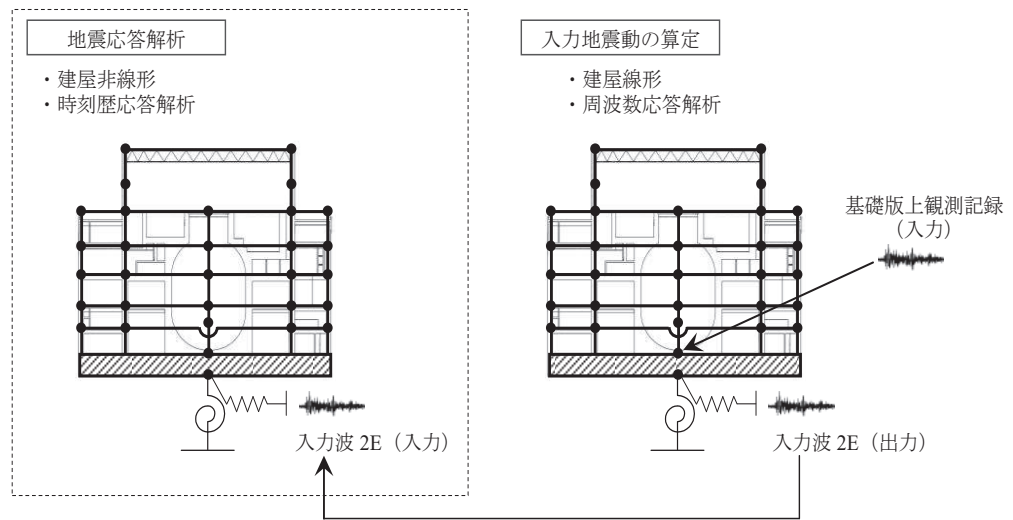


図 2-4 基礎版上観測記録を用いた建屋シミュレーション解析

表 2-2 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) 基礎版上観測記録を用いた シミュレーション解析
建屋	原子炉建屋	
地震動	3.11 はぎとり波	3.11 地震の基礎版上観測記録
入力地震動	基礎版底面レベルの 地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)	基礎版底面レベルの 地震動を逆算し入力 (2E 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	S s 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図 3-1 及び図 3-2 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 地震及び 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図 3-3～図 3-10 に示す。これらの図には基礎版上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。

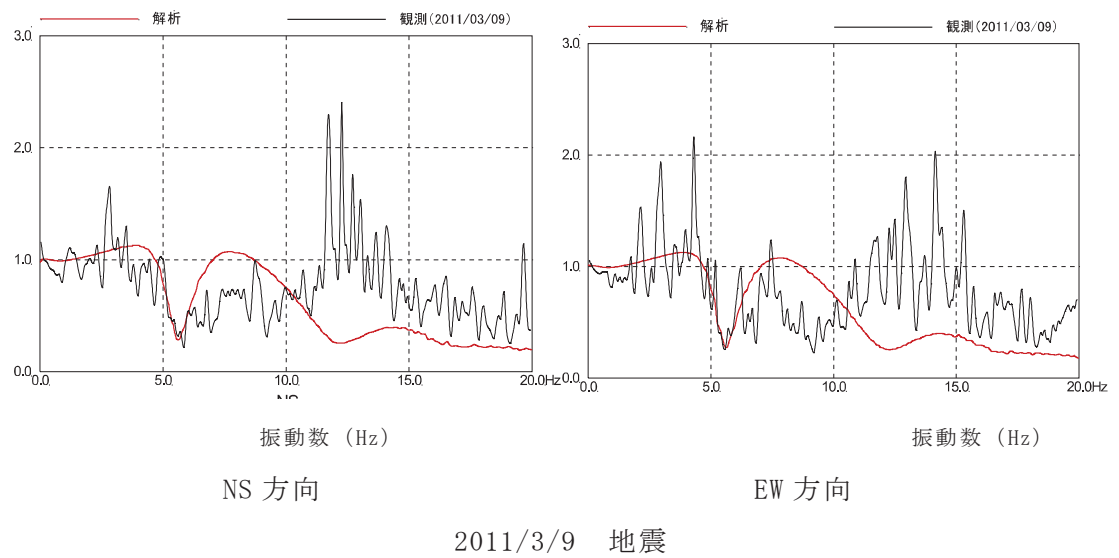
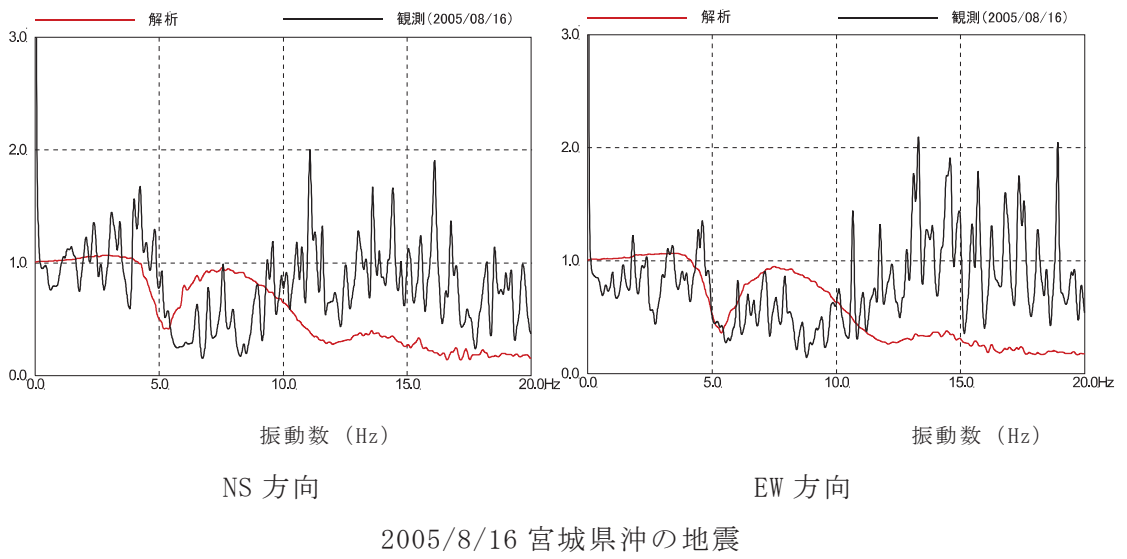
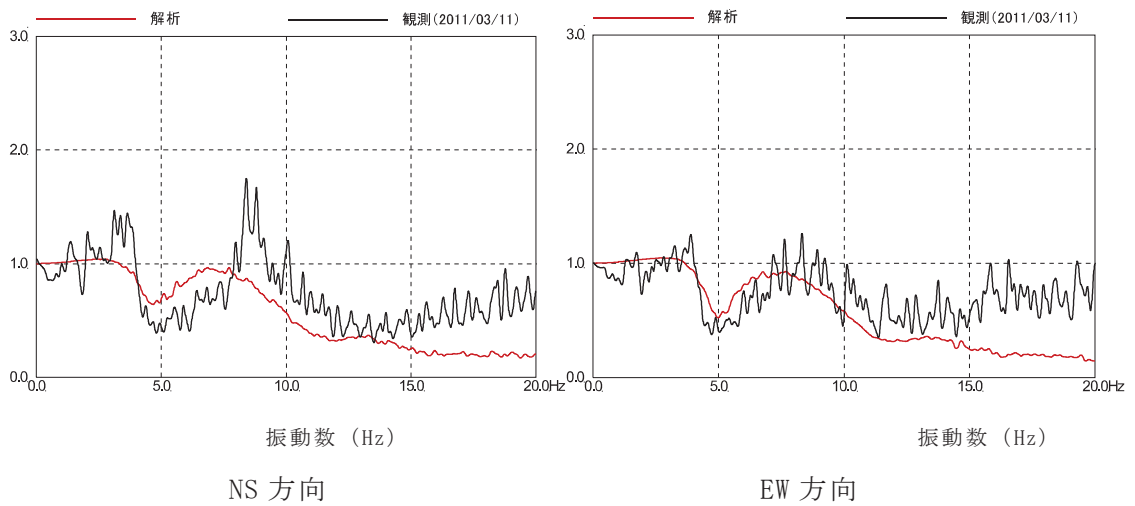
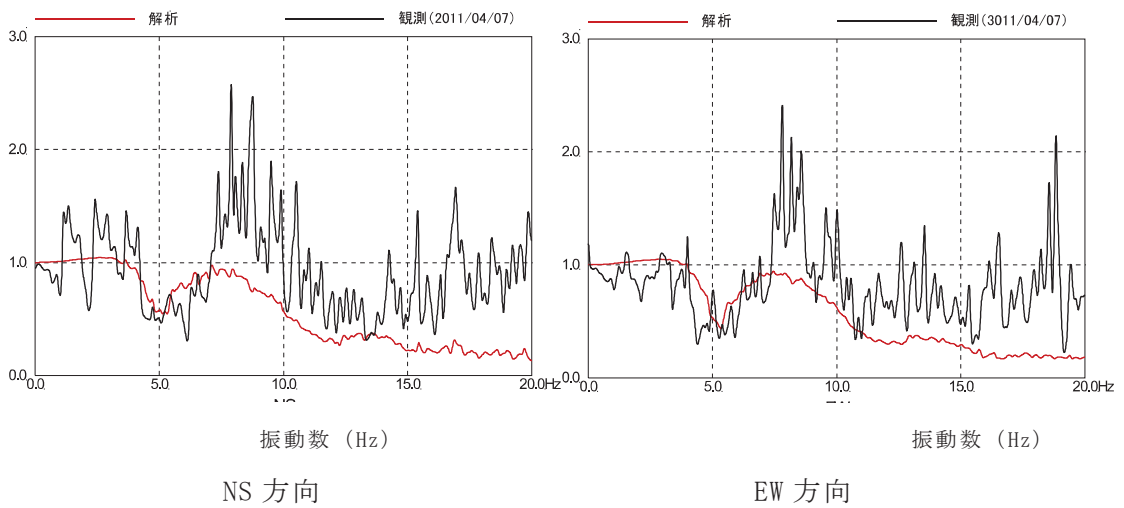


図 3-1 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較



### 3.11 地震



### 4.7 地震

図 3-2 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地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較

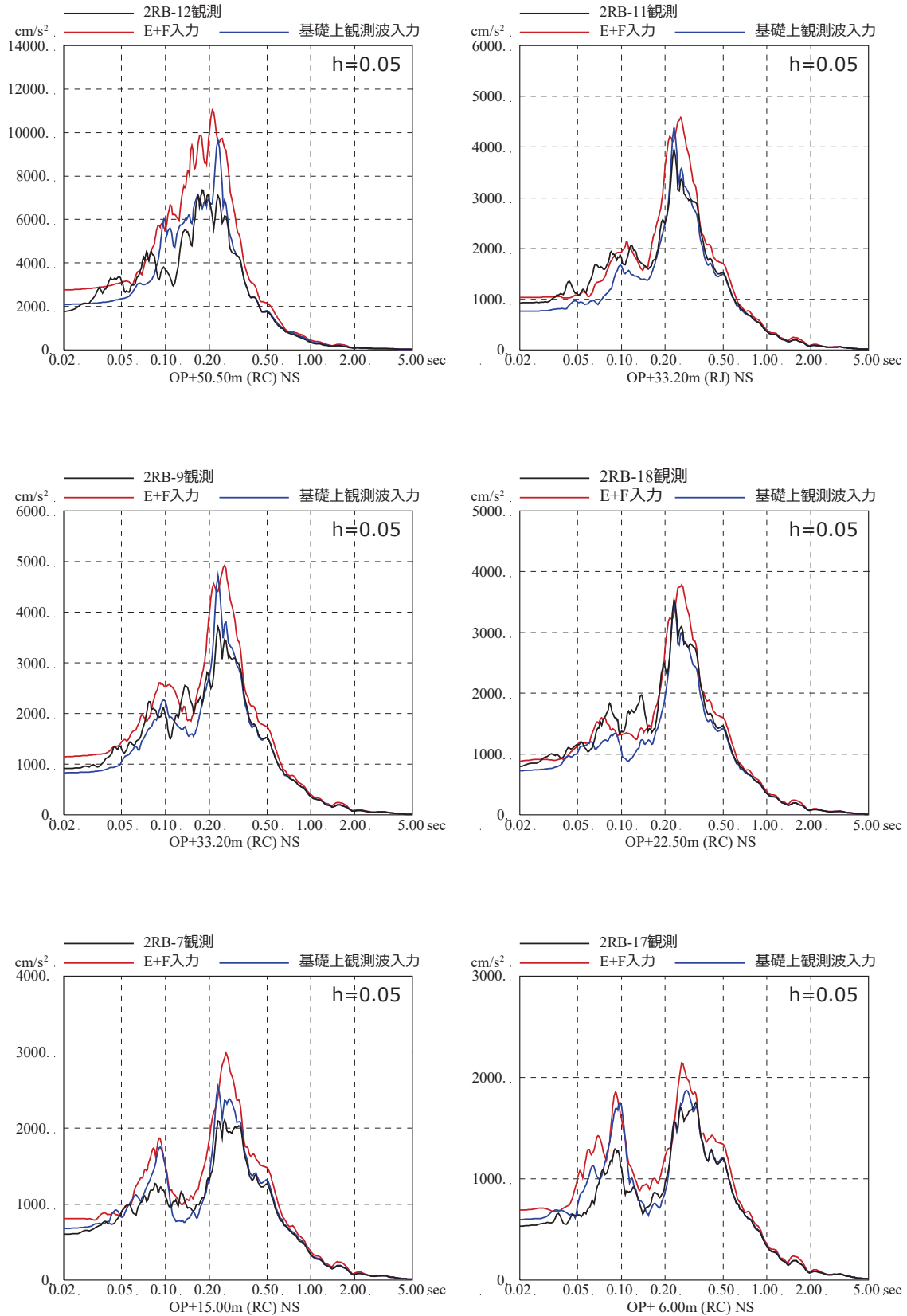


図 3-3 3.11 地震のはぎとり波を入力に用いた場合と  
基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較  
(原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

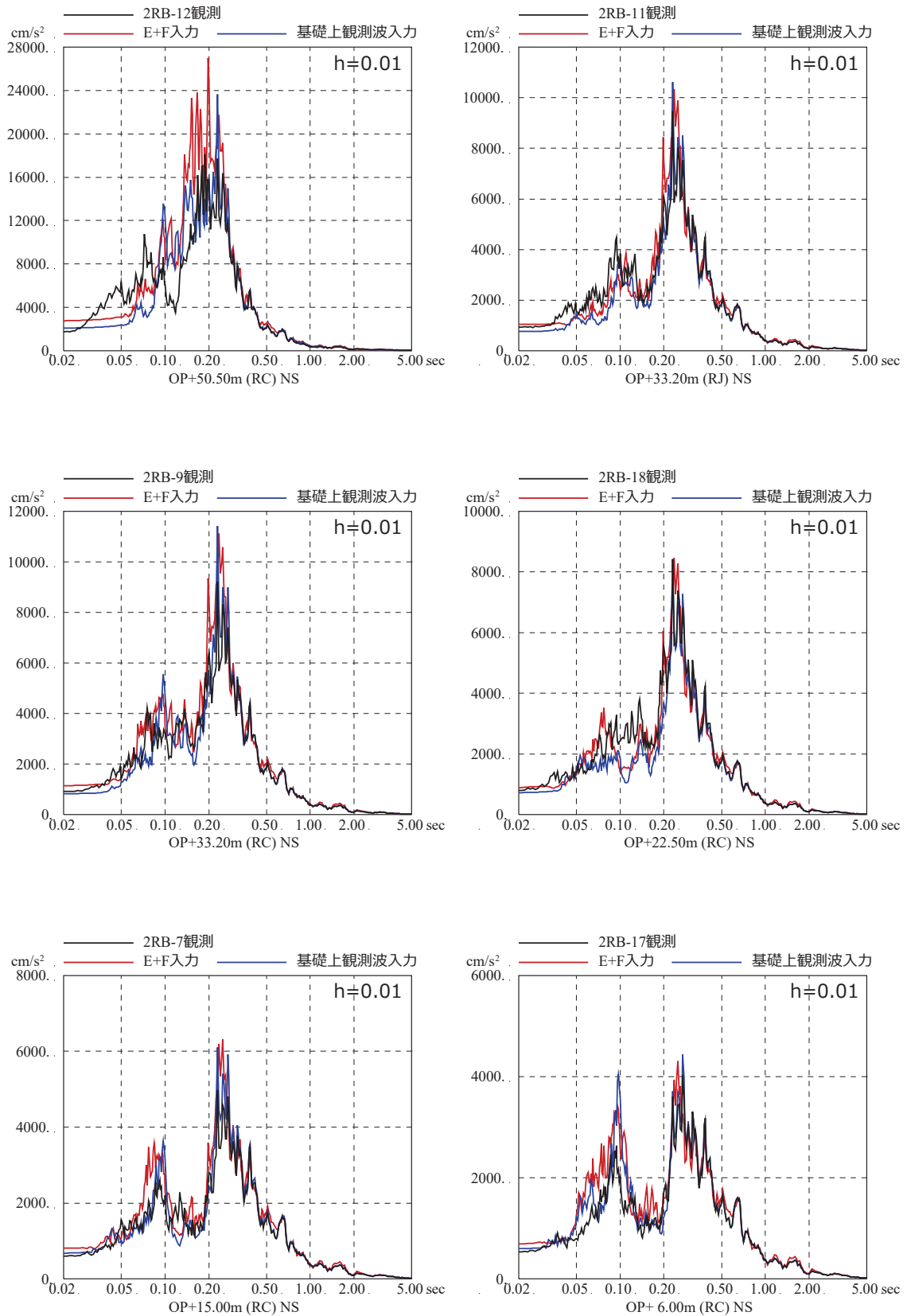


図 3-4 3.11 地震のはぎり波を入力に用いた場合と  
基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較  
(原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

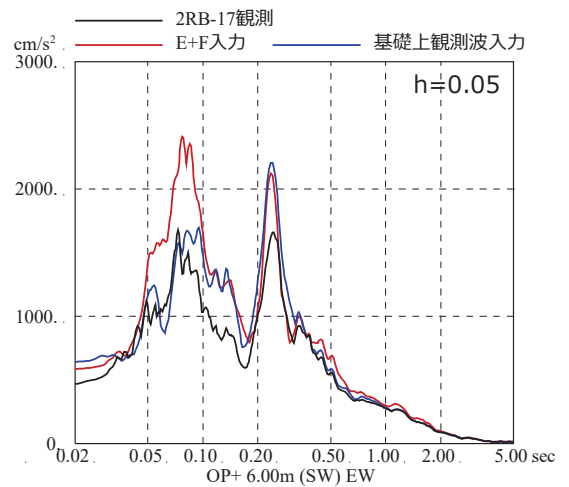
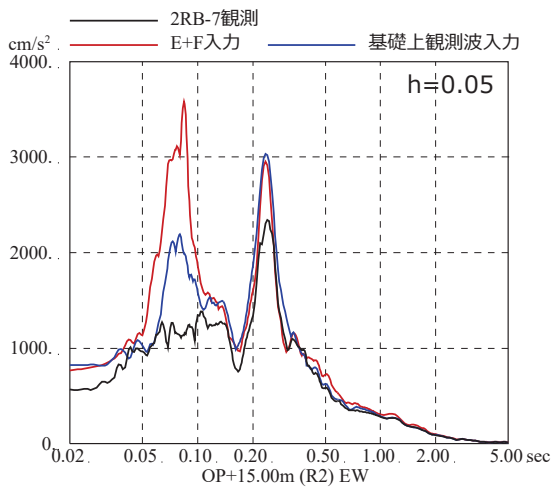
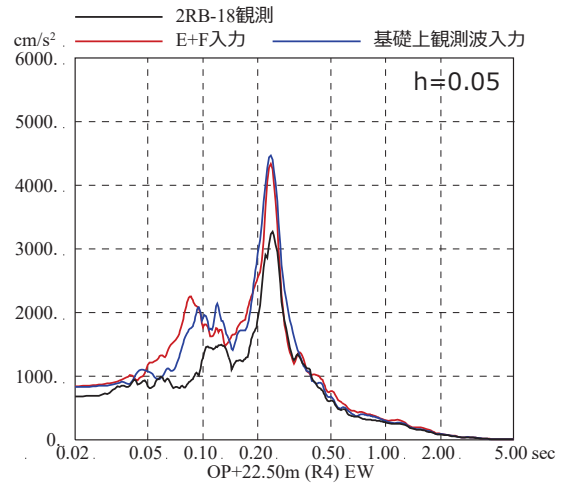
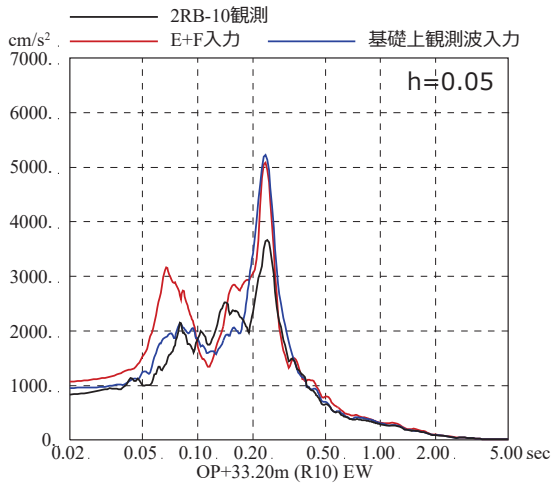
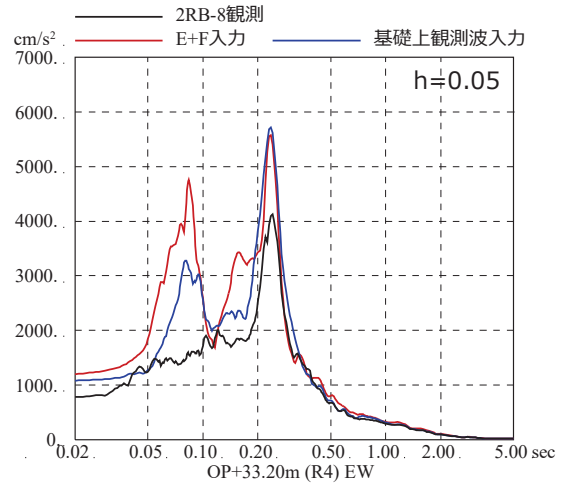
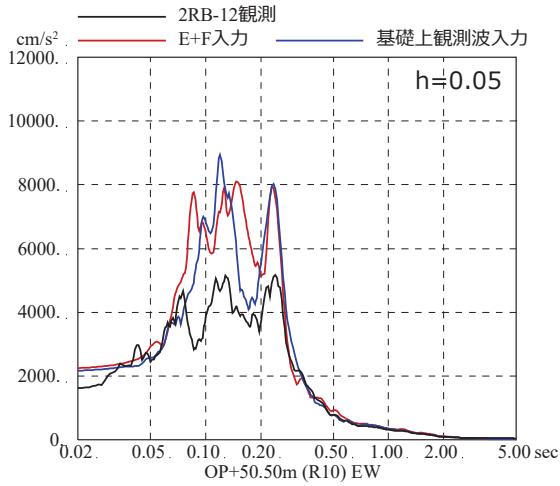


図 3-5 3.11 地震のはぎり波を入力に用いた場合と  
基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較  
(原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%)

注：地震計位置は、付録 1 参照。



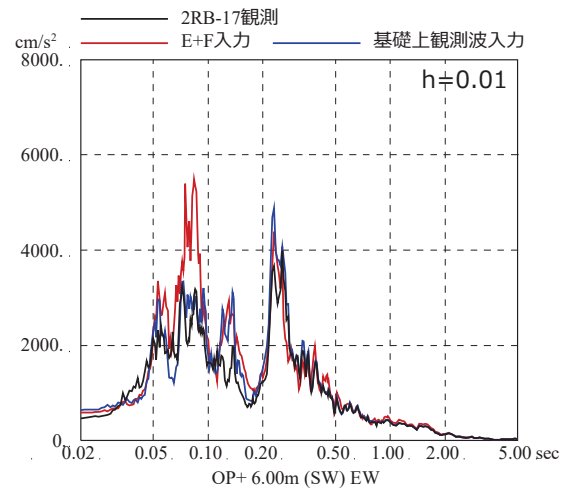
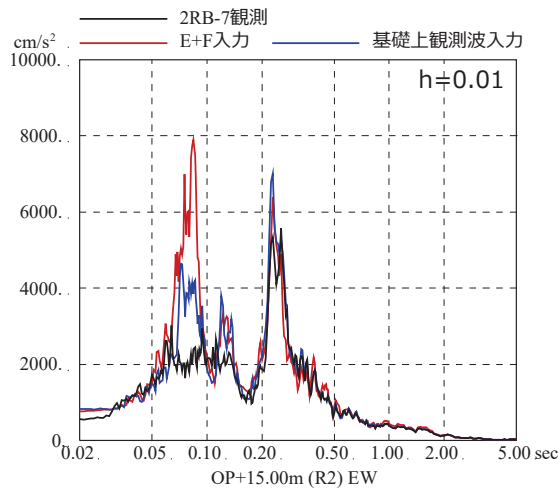
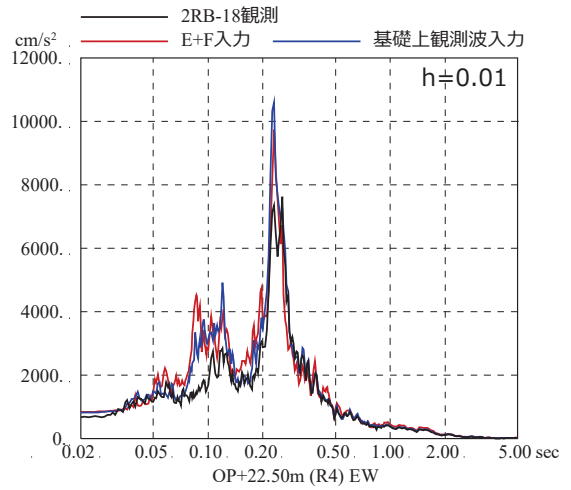
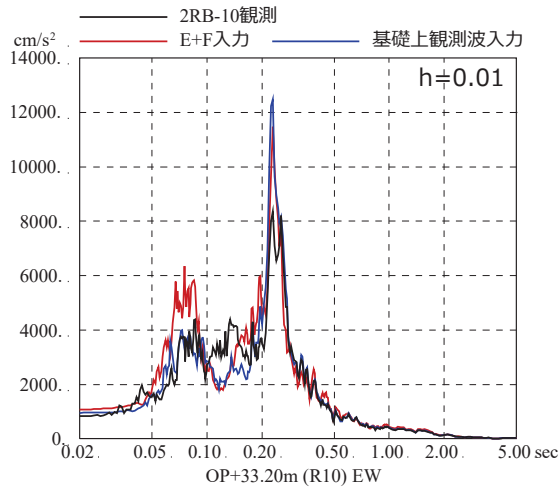
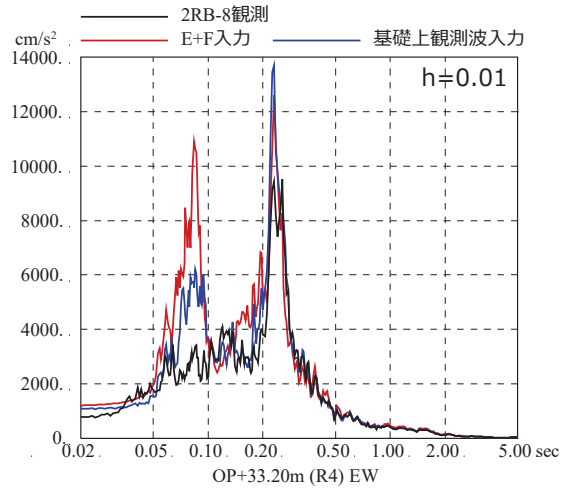
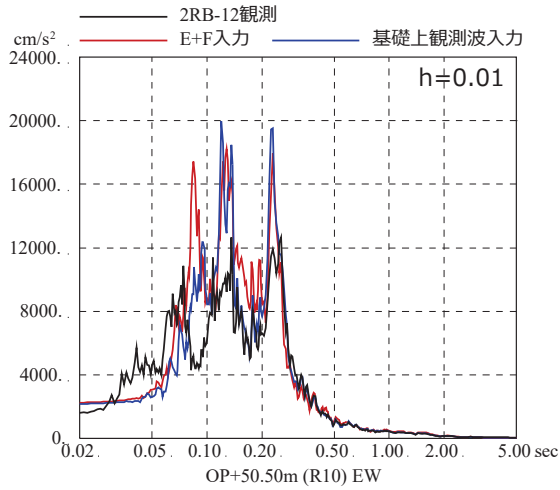


図 3-6 3.11 地震のはぎり波を入力に用いた場合と  
 基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較  
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

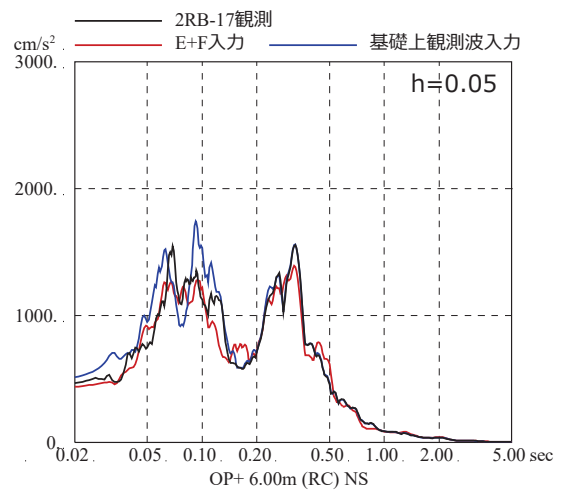
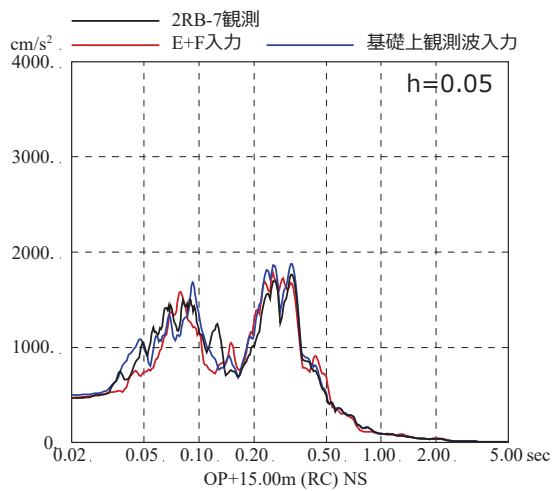
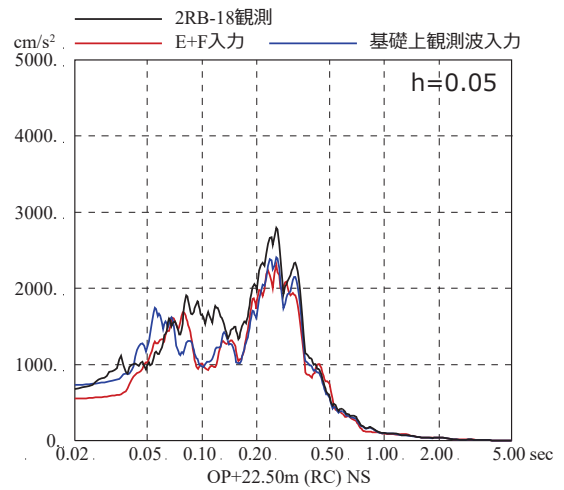
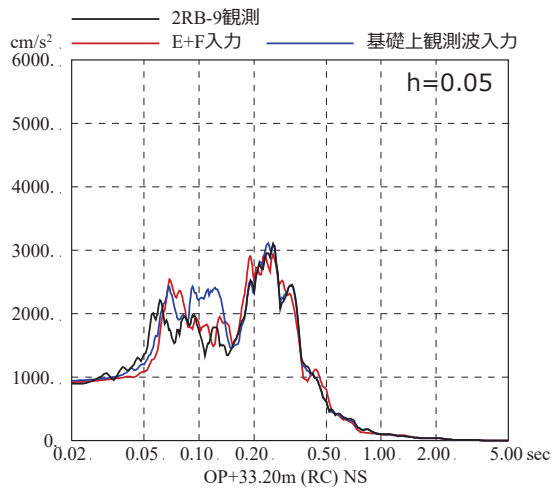
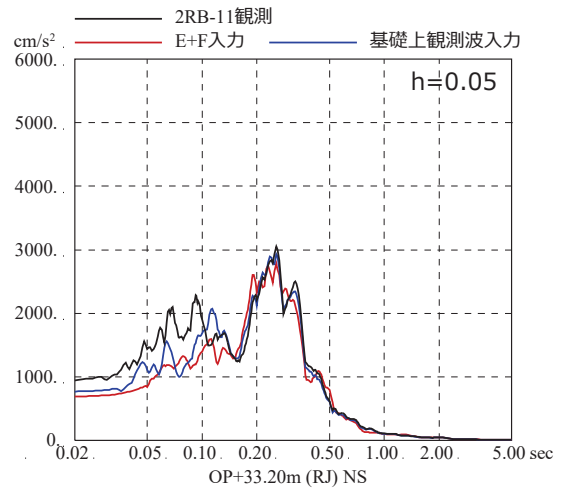
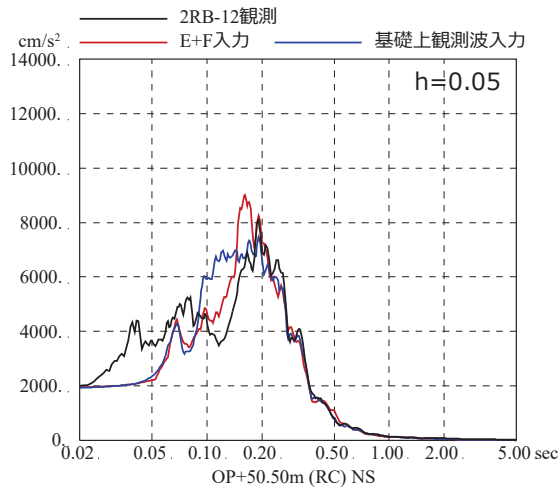


図 3-7 4.7 地震のはざとり波を入力に用いた場合と  
 基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較  
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

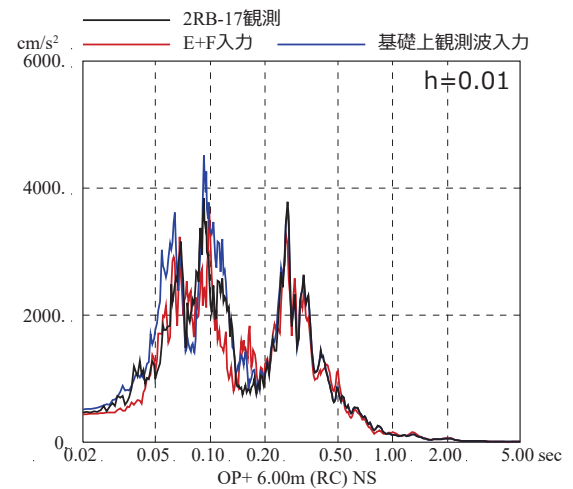
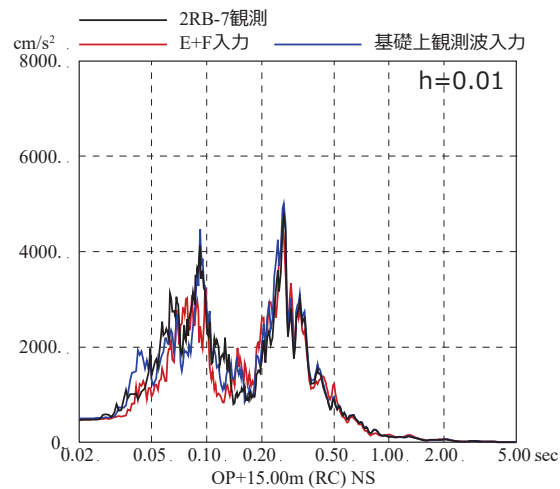
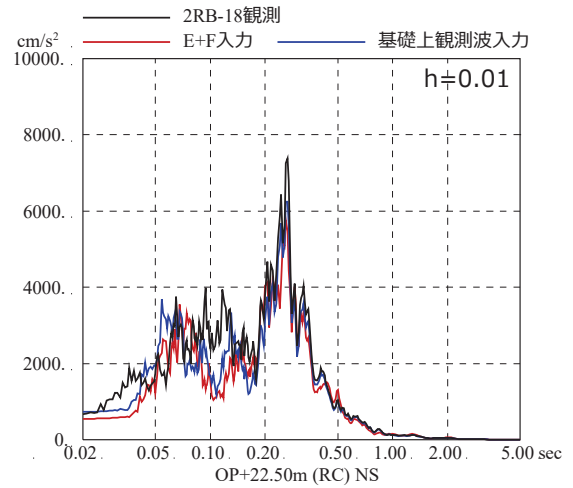
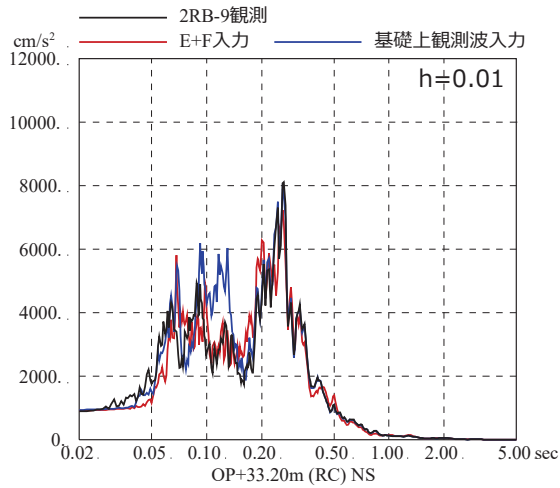
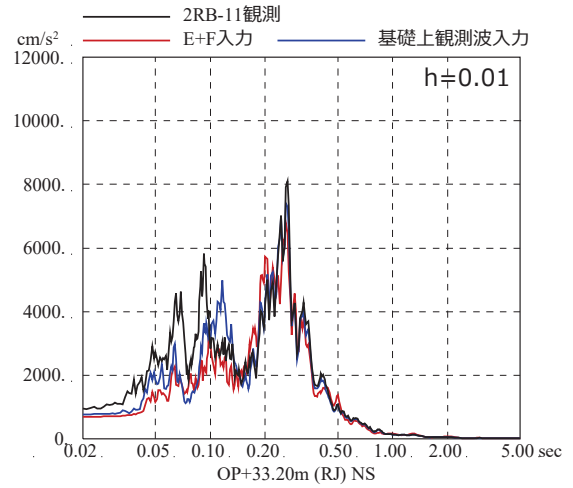
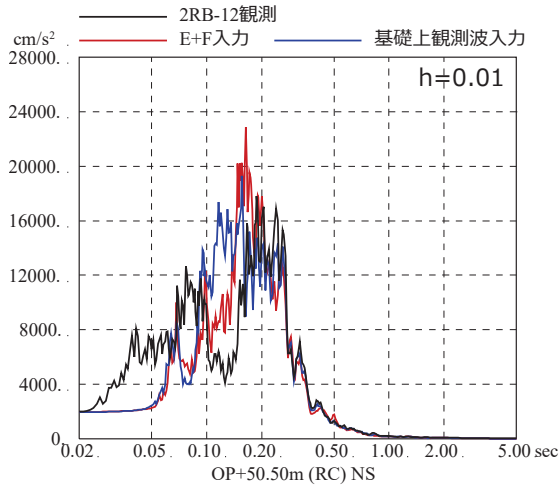


図 3-8 4.7 地震のはざとり波を入力に用いた場合と  
基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較  
(原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

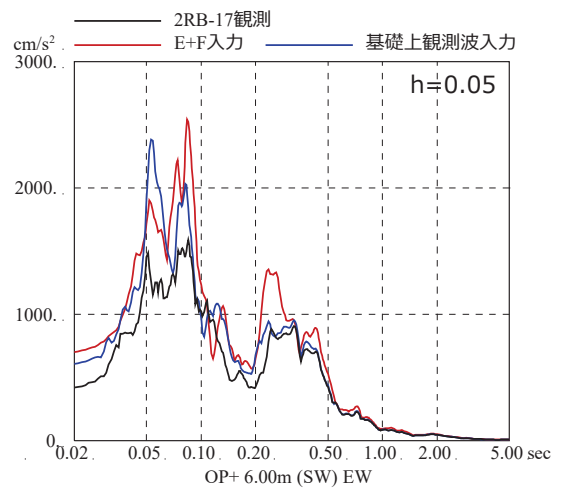
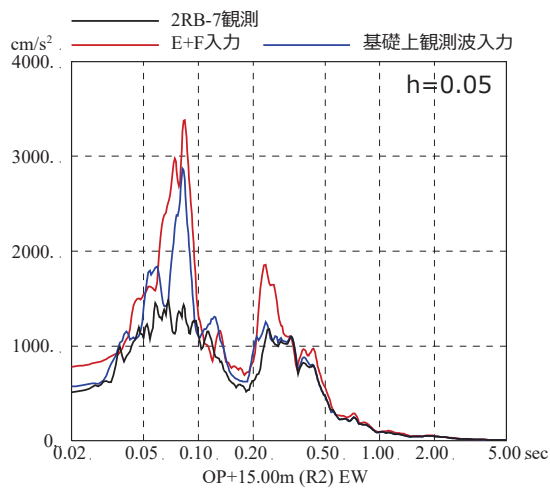
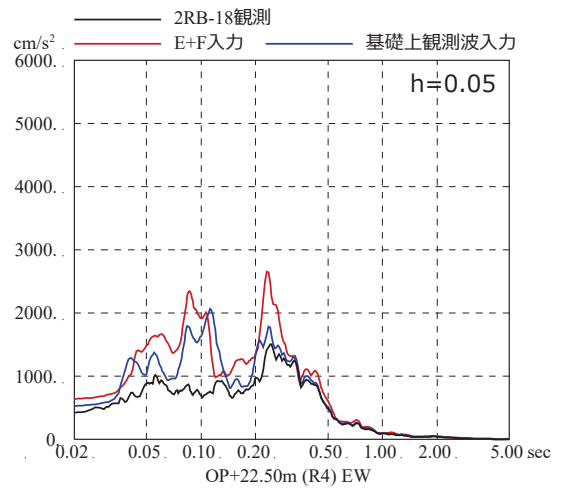
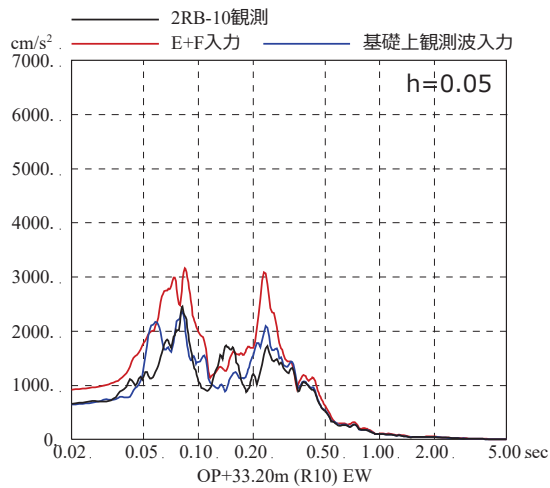
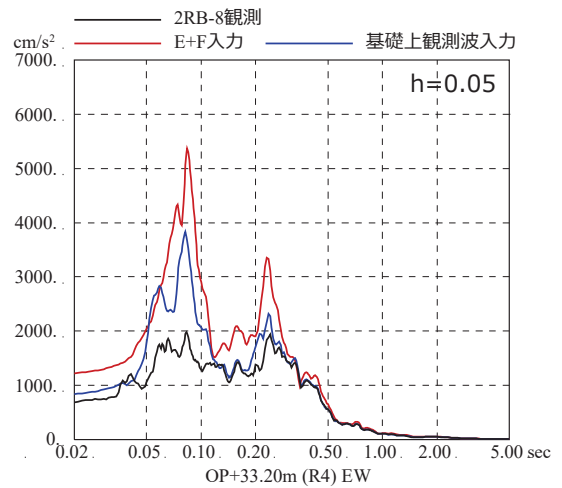
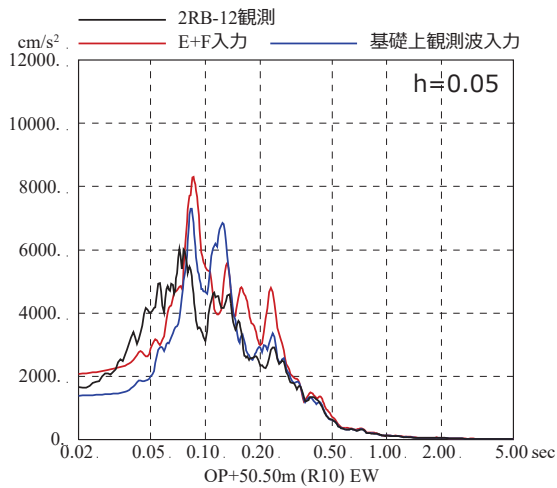


図 3-9 4.7 地震のはぎとり波を入力に用いた場合と  
基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較  
(原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

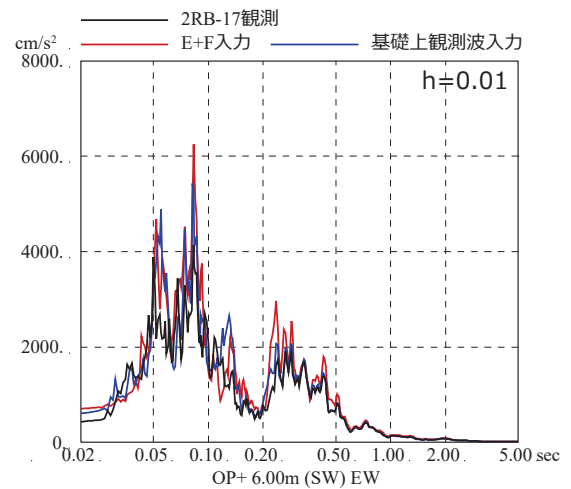
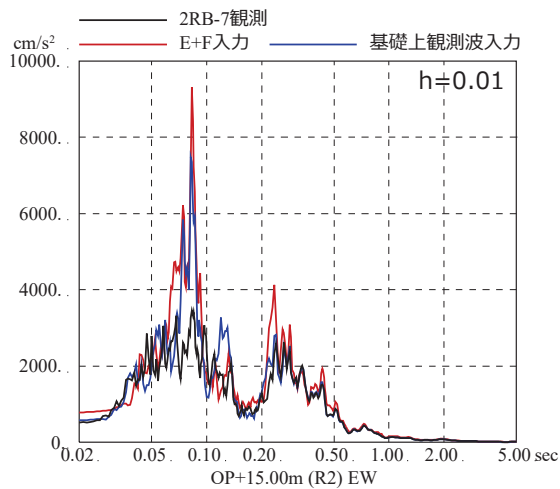
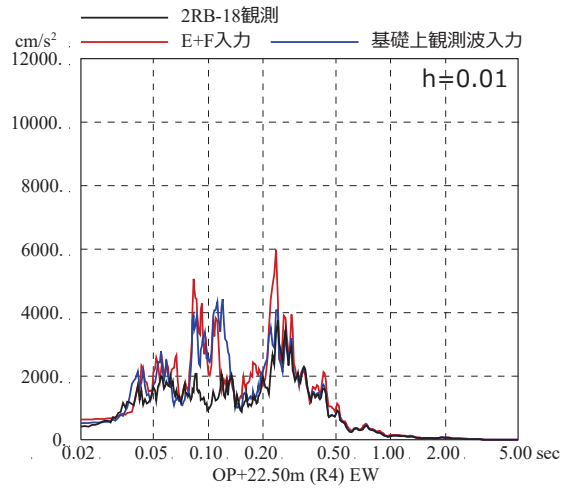
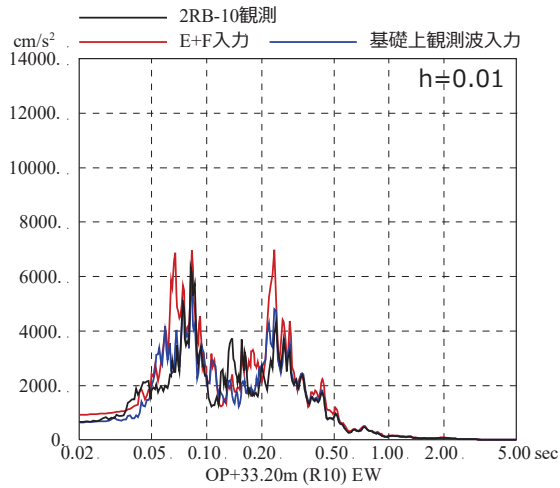
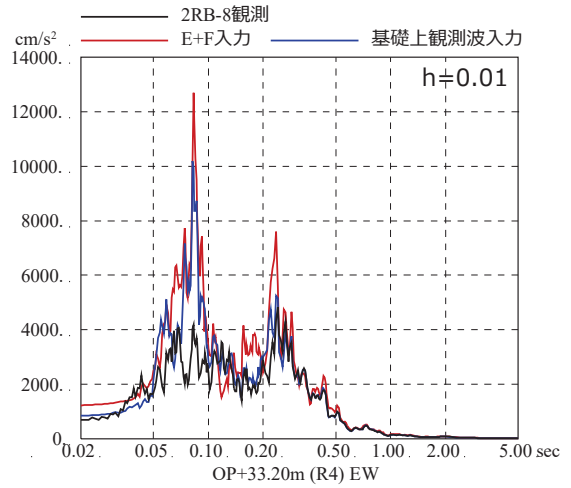
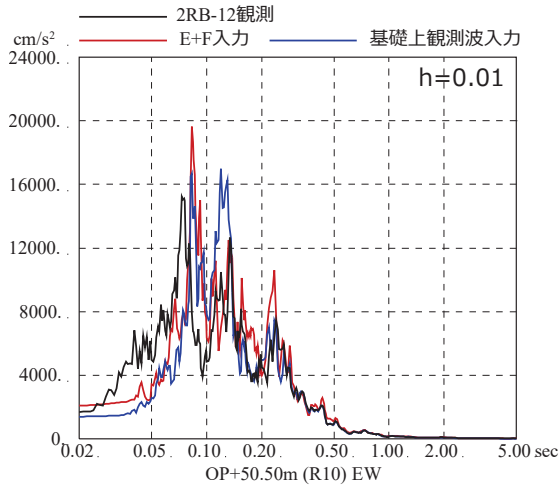


図 3-10 4.7 地震のはぎとり波を入力に用いた場合と  
 基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較  
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

## 別紙 11 逐次非線形モデルと等価線形モデルによる比較

## 目 次

1. 検討目的.....	別紙 11- 1
2. 検討方法.....	別紙 11- 2
2.1 等価線形解析.....	別紙 11- 2
2.2 逐次非線形解析.....	別紙 11- 6
3. 検討結果.....	別紙 11-11

参考検討 表層及び盛土を除いた地盤モデルによる入力地震動の評価結果

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。検討の概念を図 1-1 に示す。検討対象とした地震動は基準地震動  $S_s - D_2$ ，対象建屋は原子炉建屋とする。

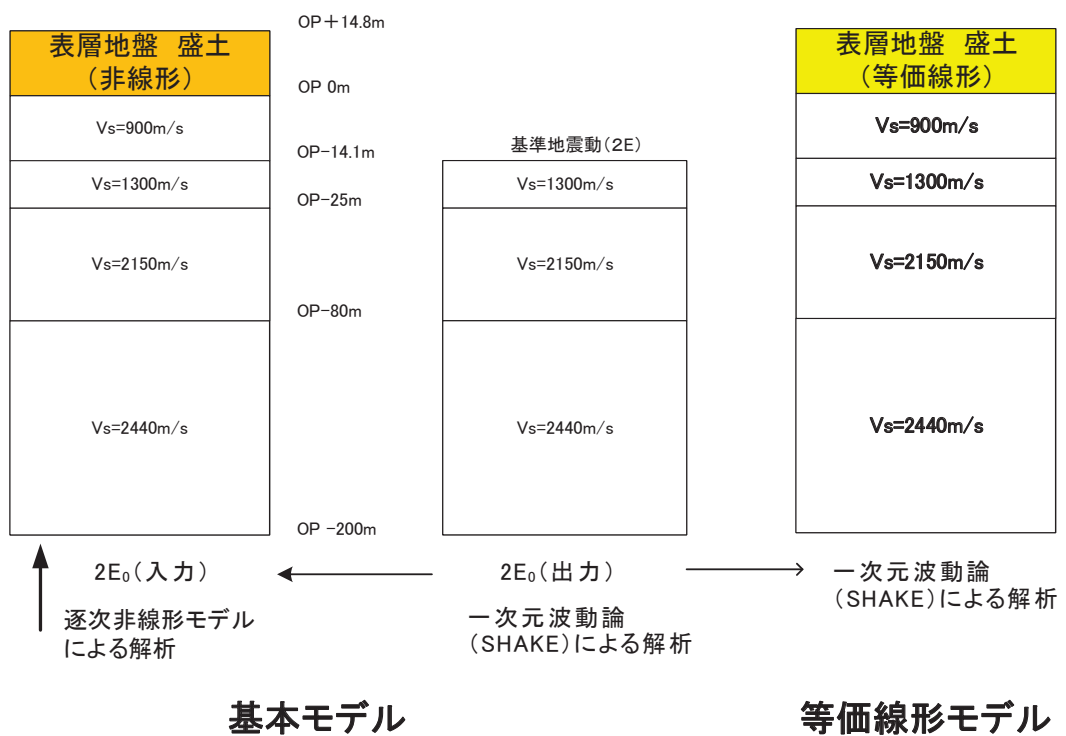


図 1-1 検討概念図



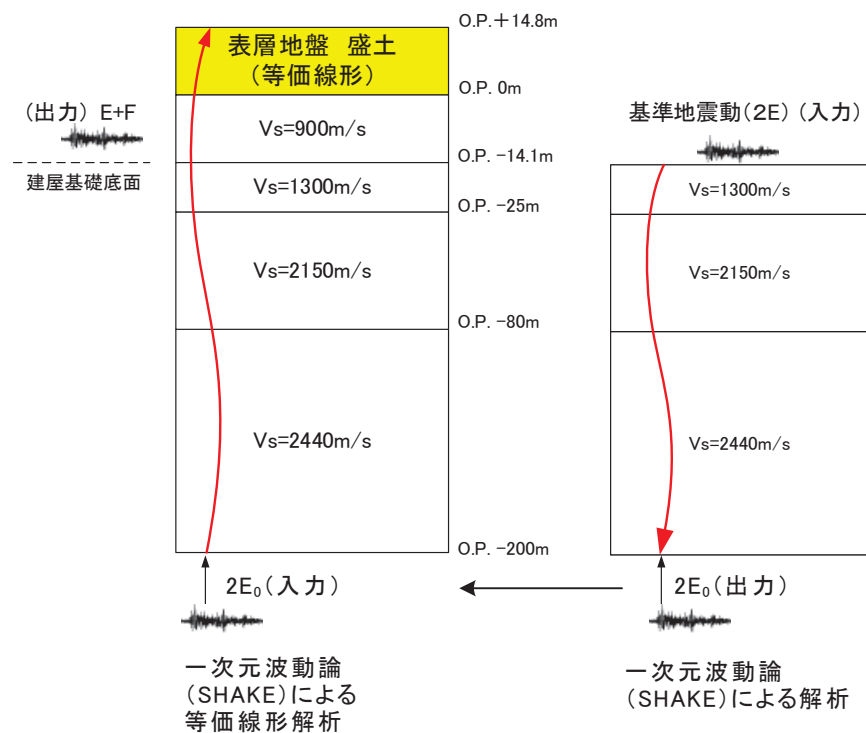
## 2. 検討方法

### 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。

解析の概念図を図 2-1 に、等価線形解析において用いた地盤モデルを表 2-1 に示す。



### 等価線形地盤モデル

図 2-1 解析概念図(等価線形解析)

表 2-1 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	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

注記\*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  $\tau_m$  と初期せん断剛性  $G_0$  から，基準ひずみ  $\gamma_m$  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。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.00026) \quad (2-1-3)$$

等価線形解析において用いた  $G/G_0 - \gamma$  曲線を図 2-2 に， $h - \gamma$  曲線を図 2-3 に示す。

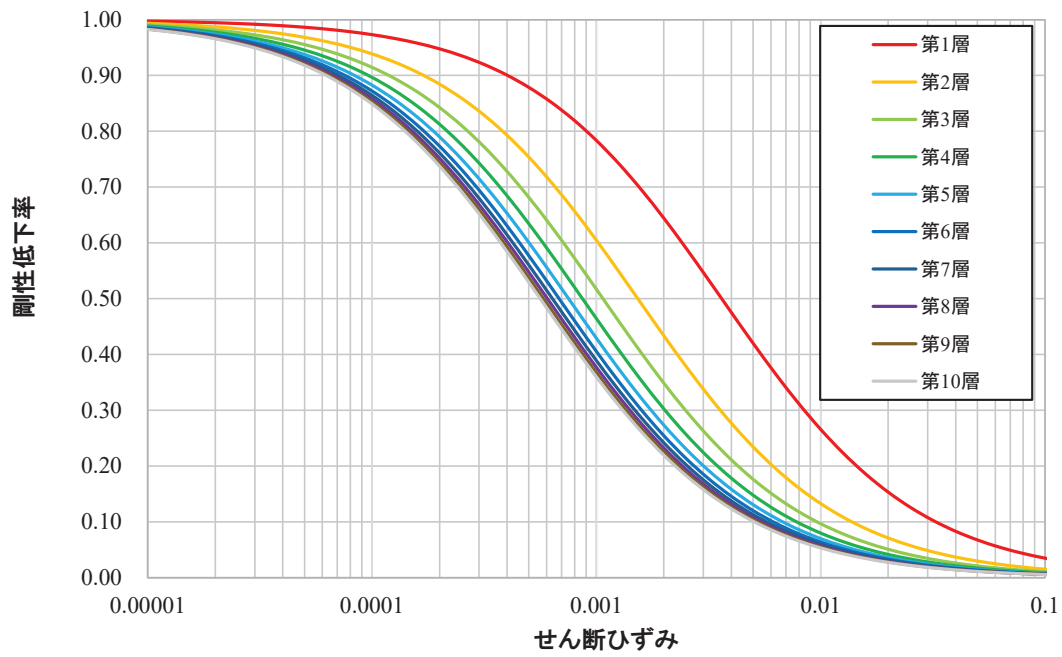


図 2-2  $G/G_0 - \gamma$  曲線 (等価線形解析)

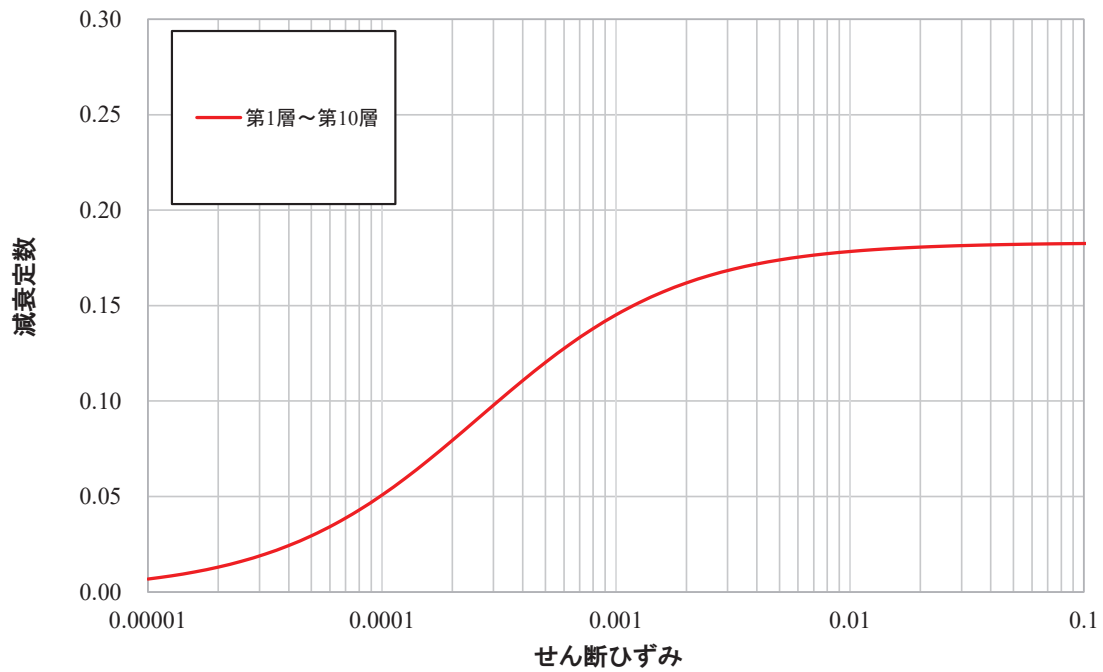


図 2-3  $h - \gamma$  曲線 (等価線形解析)

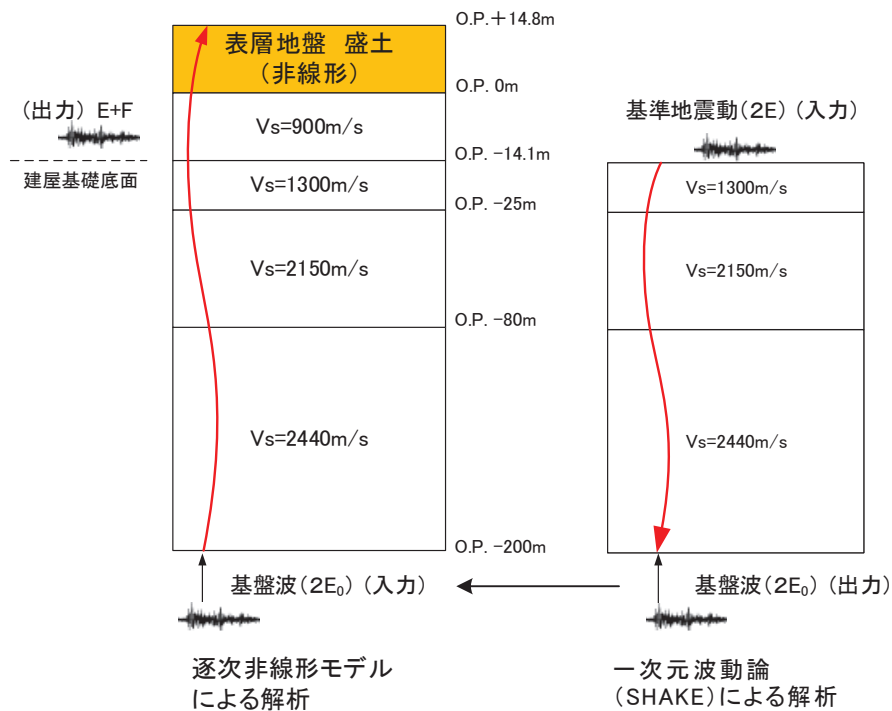
## 2.2 逐次非線形解析

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。

解析の概念図を図 2-4 に、逐次非線形解析において用いた地盤モデルを表 2-2 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図 2-5 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 mflow である。



### 逐次非線形解析地盤モデル

図 2-4 解析概念図(逐次非線形解析)

表 2-2 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	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

注記\*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。

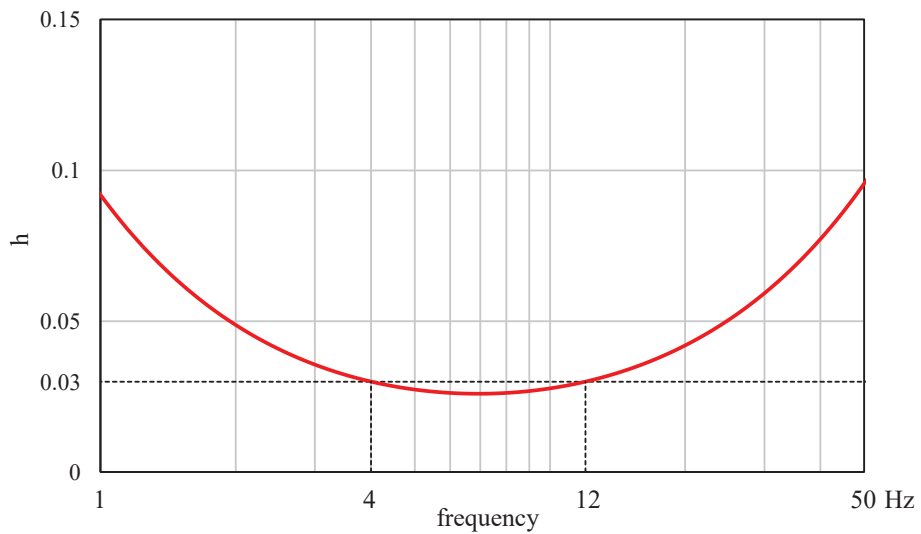


図 2-5 レーリー減衰 (4Hz, 12Hz)

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 (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  $\tau_m$  と初期せん断剛性  $G_0$  から、基準ひずみ  $\gamma_m$  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 (2.2-3) 式に示す。

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

$h_{\max}$  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。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.00026) \quad (2.2-4)$$

逐次非線形解析において用いた  $G/G_0 - \gamma$  曲線を図 2-6 に、 $h - \gamma$  曲線を (2.2-4) 式と比較して図 2-7 に示す。



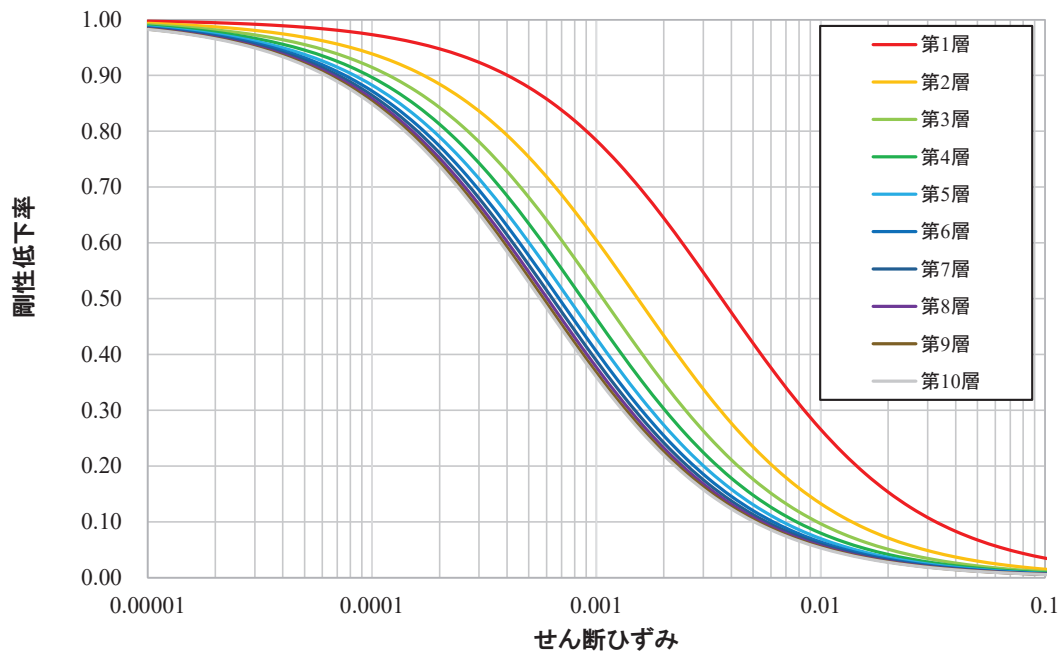


図 2-6  $G/G_0 - \gamma$  曲線 (逐次非線形解析)

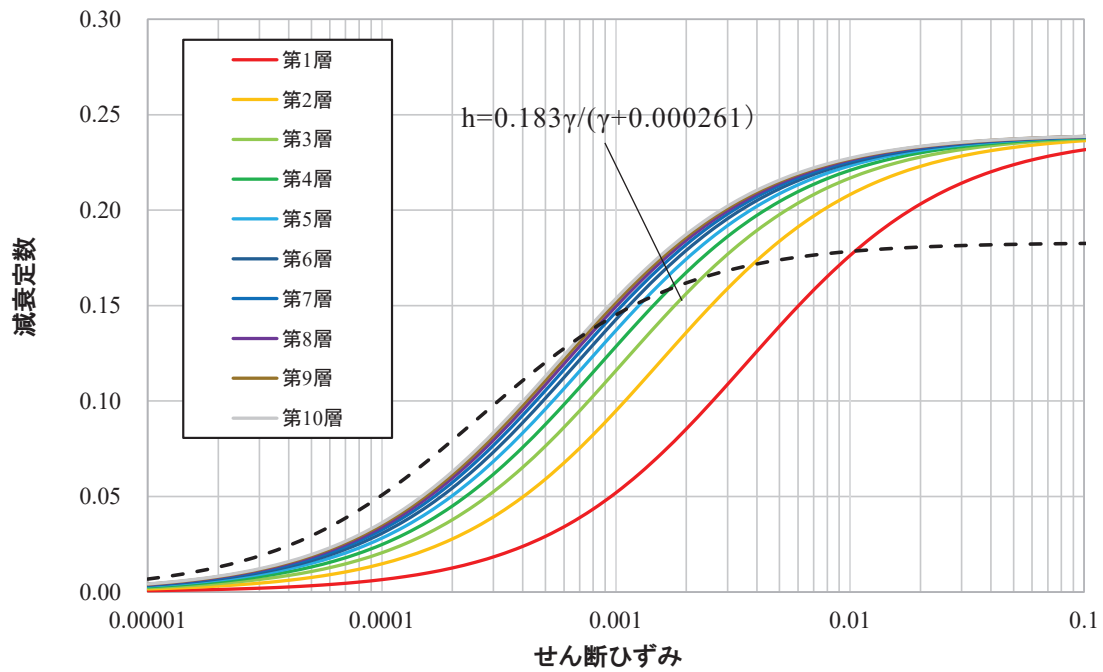


図 2-7  $h - \gamma$  曲線 (逐次非線形解析)

### 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図 3-1～図 3-4 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図 3-5 に、逐次非線形解析により算定した際の地盤のひずみを図 3-6 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。

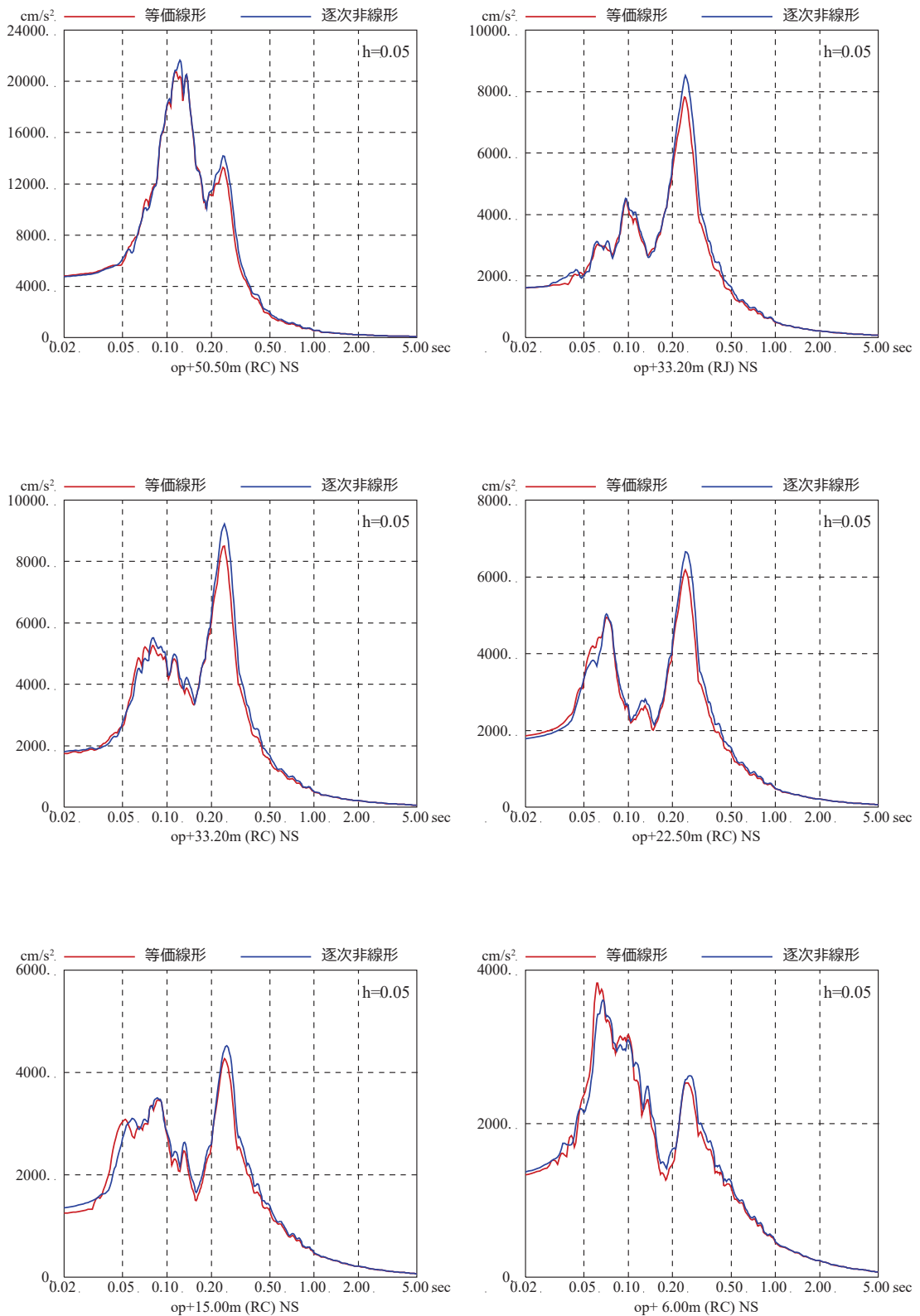


図 3-1 等価線形解析と逐次非線形解析による結果の比較  
 (基準地震動  $S_s - D_2$ , NS 方向, 減衰 5%)

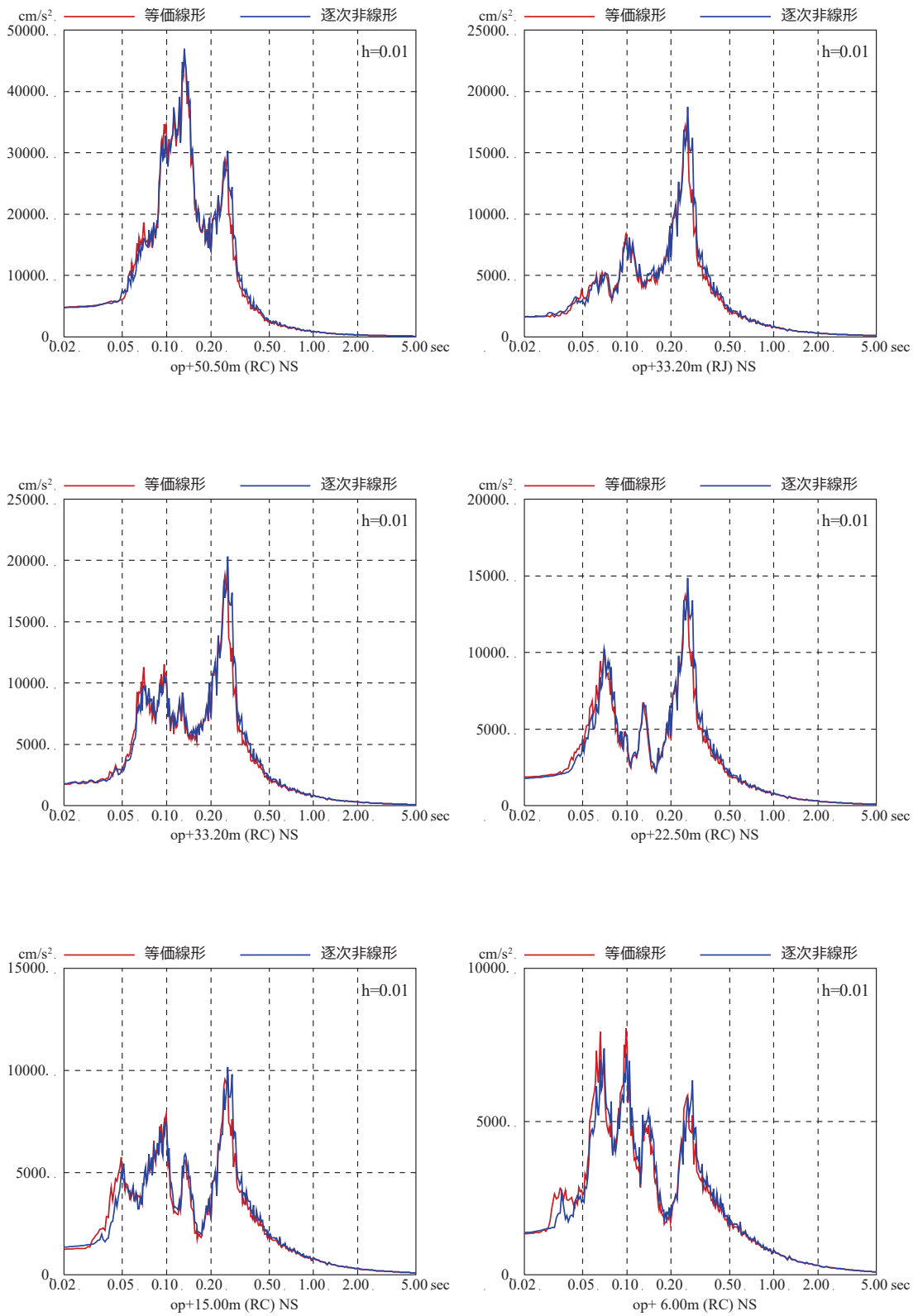


図 3-2 等価線形解析と逐次非線形解析による結果の比較  
 (基準地震動 S s - D 2 , NS 方向, 減衰 1%)

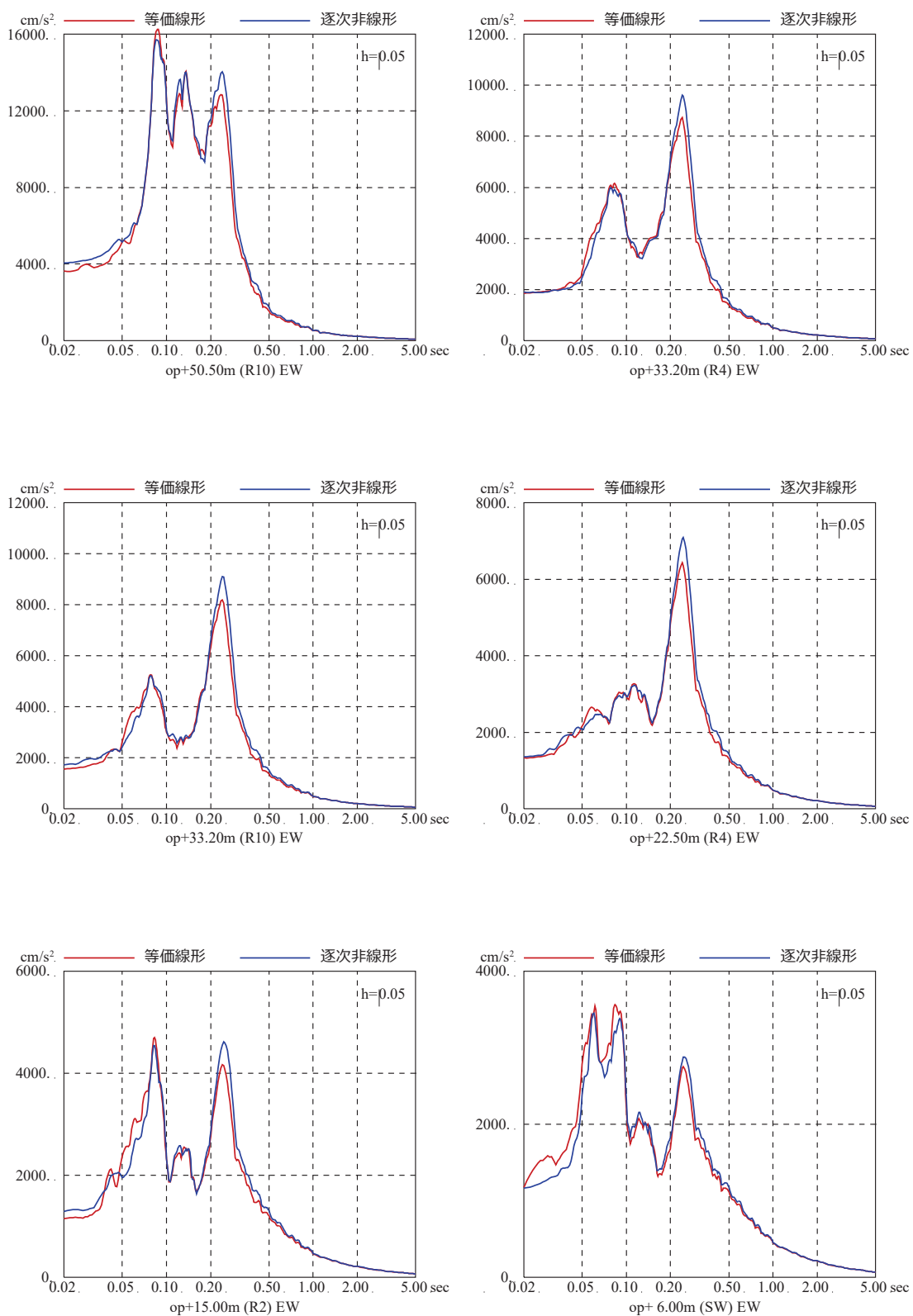


図 3-3 等価線形解析と逐次非線形解析による結果の比較  
 (基準地震動 S s - D 2, EW 方向, 減衰 5%)

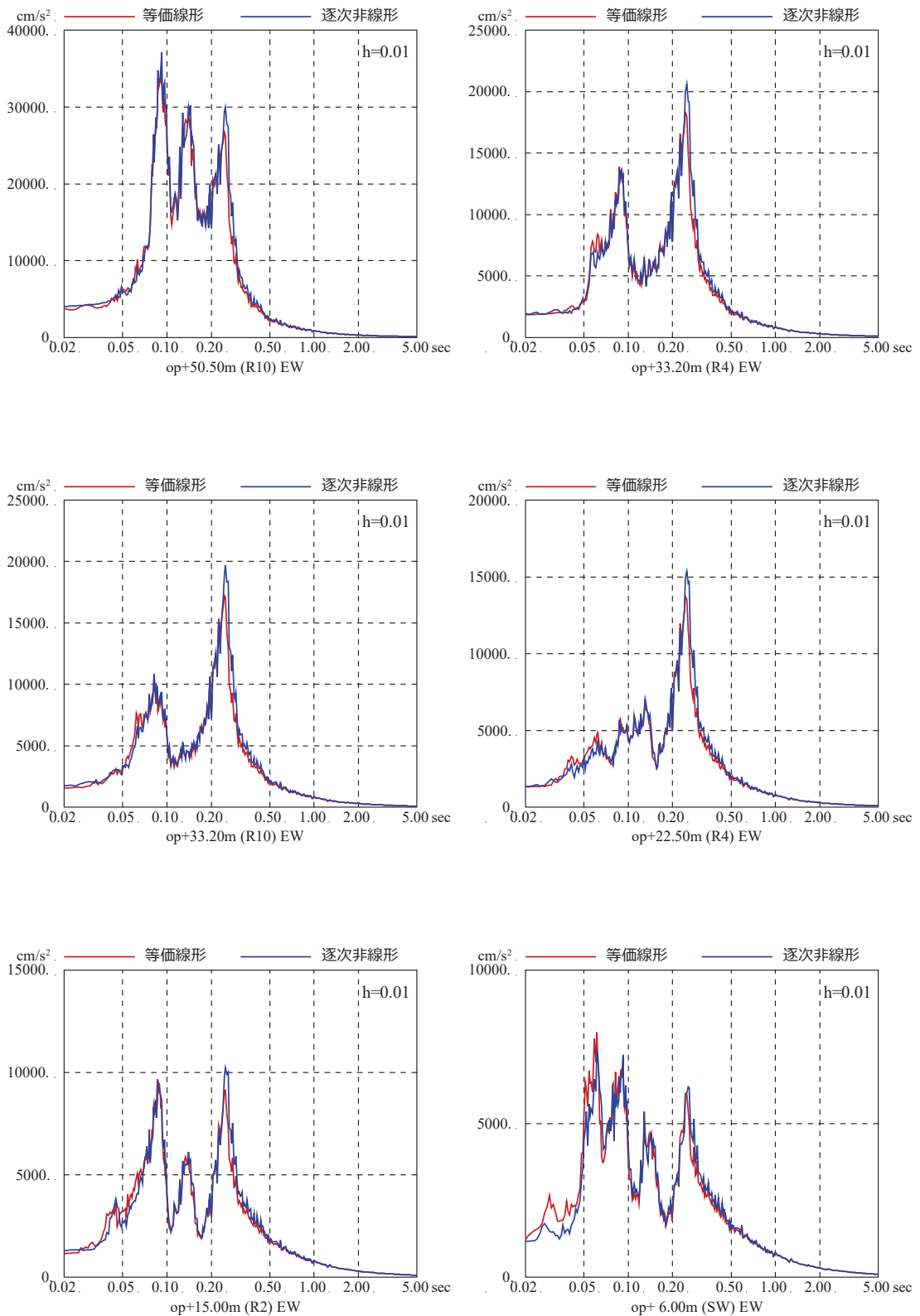
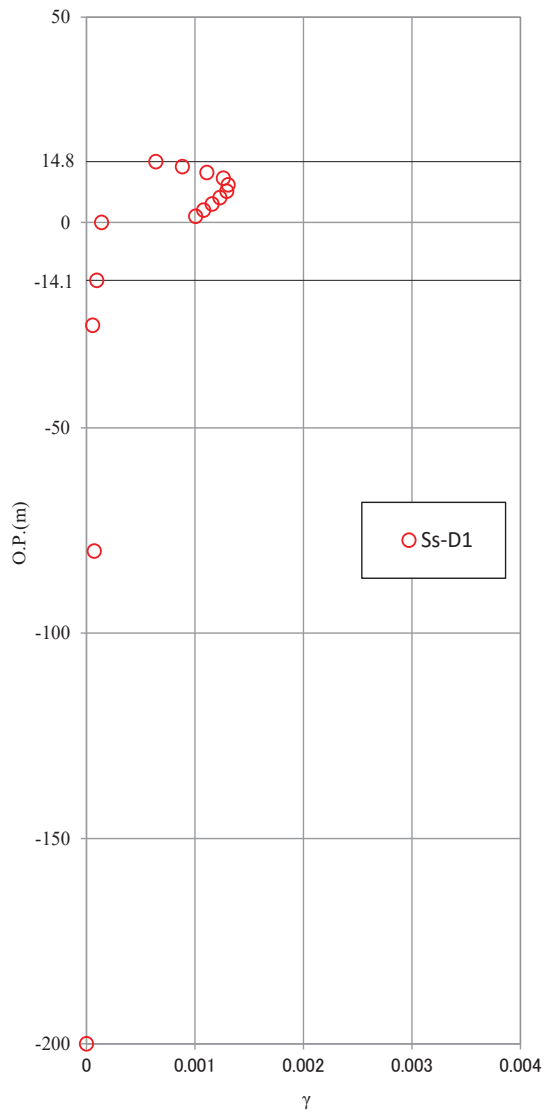
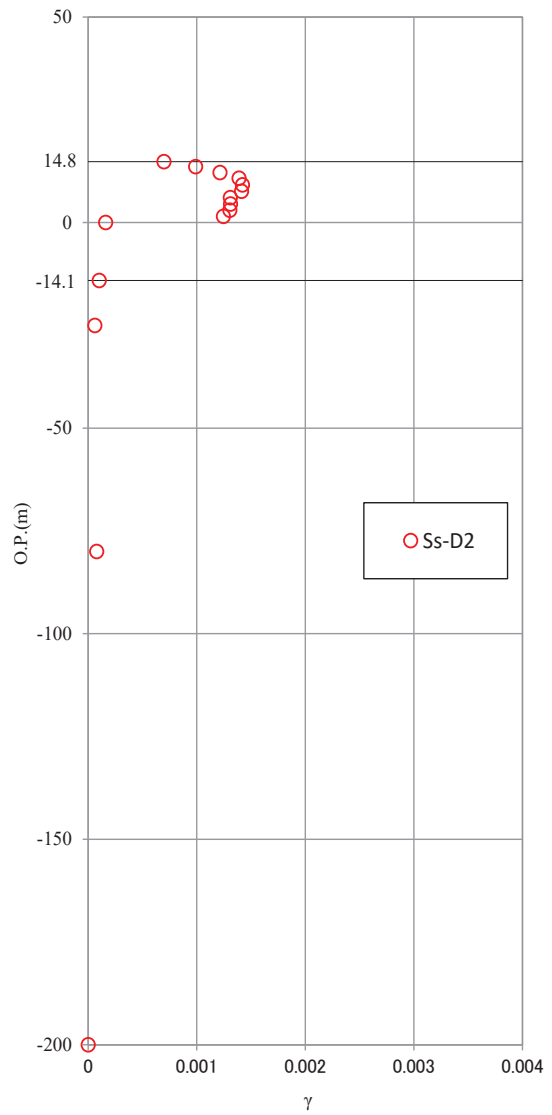


図 3-4 等価線形解析と逐次非線形解析による結果の比較  
 (基準地震動  $S_s - D_2$ , EW 方向, 減衰 1%)

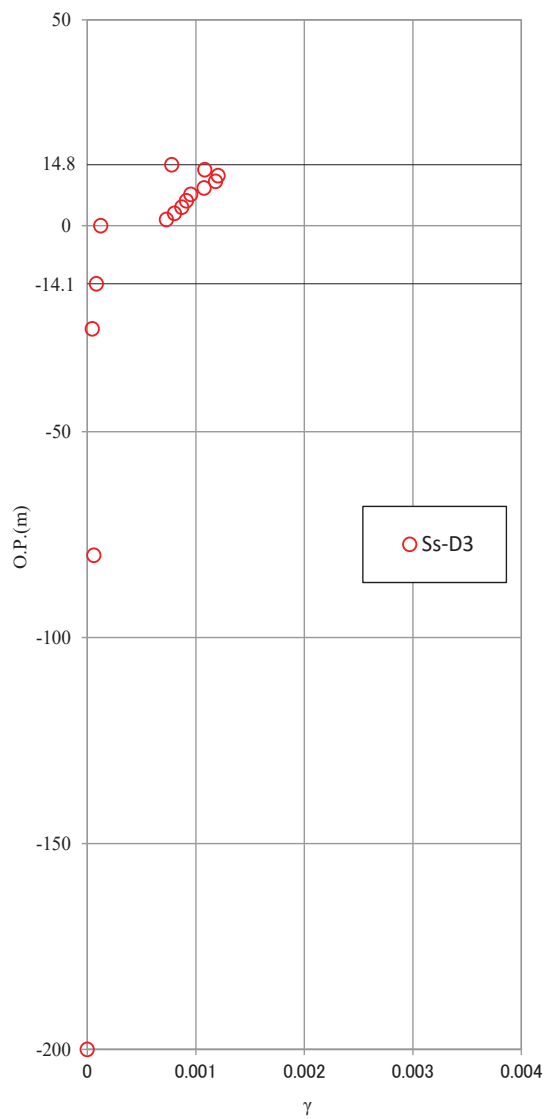


基準地震動 S<sub>s</sub> - D 1

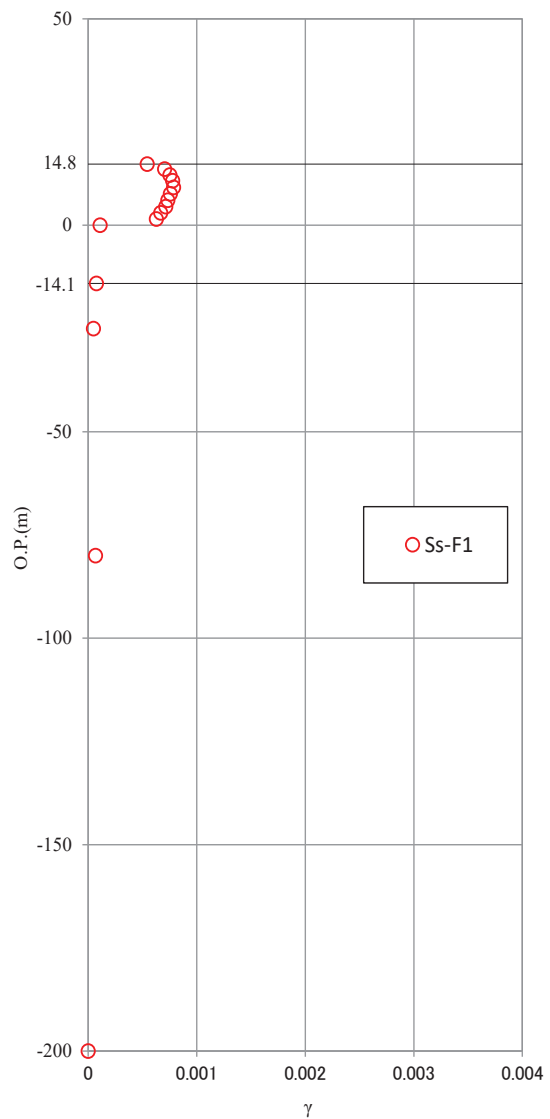


基準地震動 S<sub>s</sub> - D 2

図 3-5(1) 基準地震動 S<sub>s</sub> 時の地盤のひずみ (等価線形解析) (1/4)



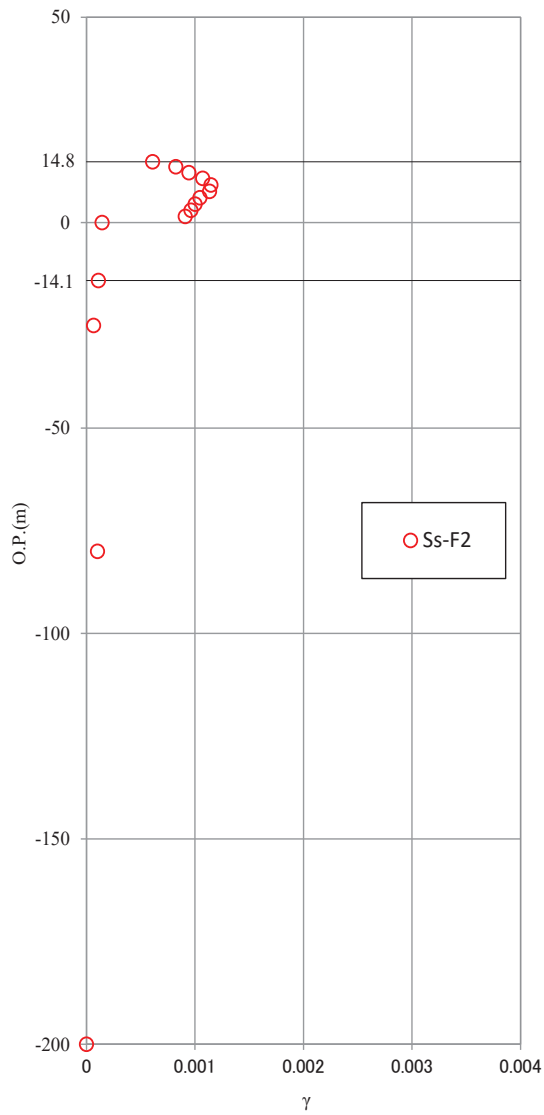
基準地震動 S s - D 3



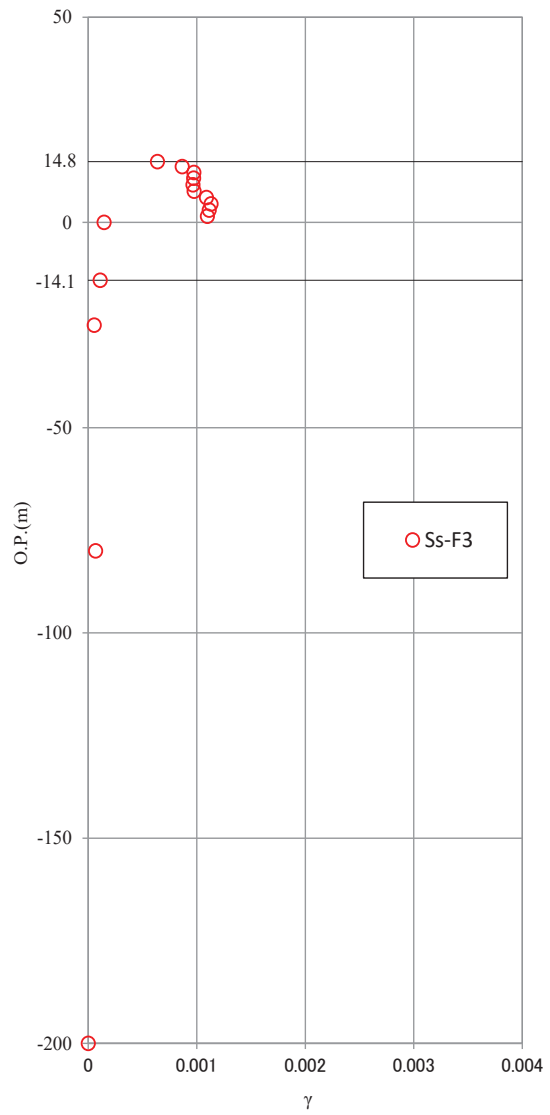
基準地震動 S s - F 1

図 3-5(2) 基準地震動 S s 時の地盤のひずみ (等価線形解析) (2/4)



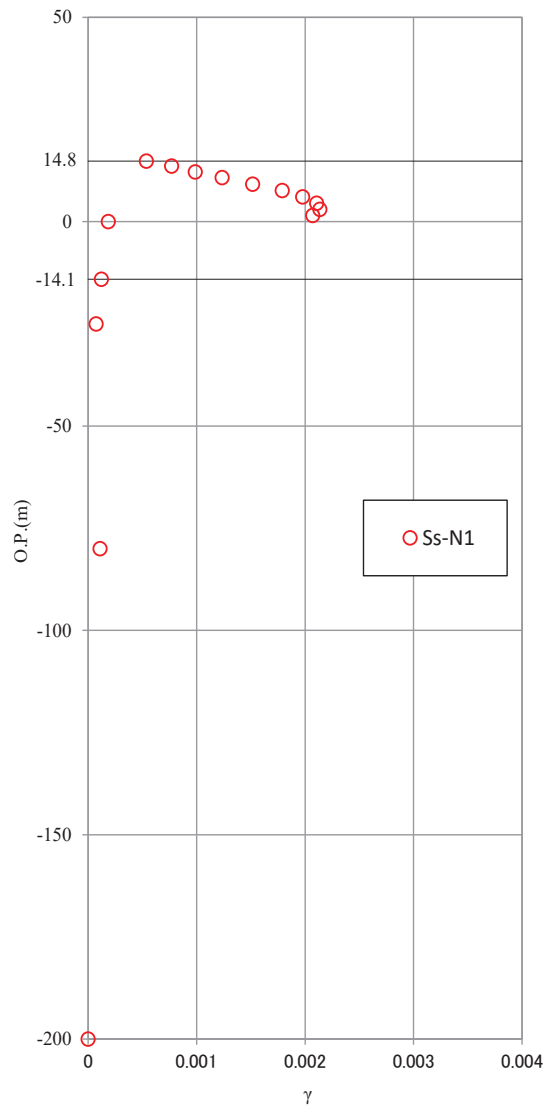


基準地震動 S<sub>s</sub> - F 2



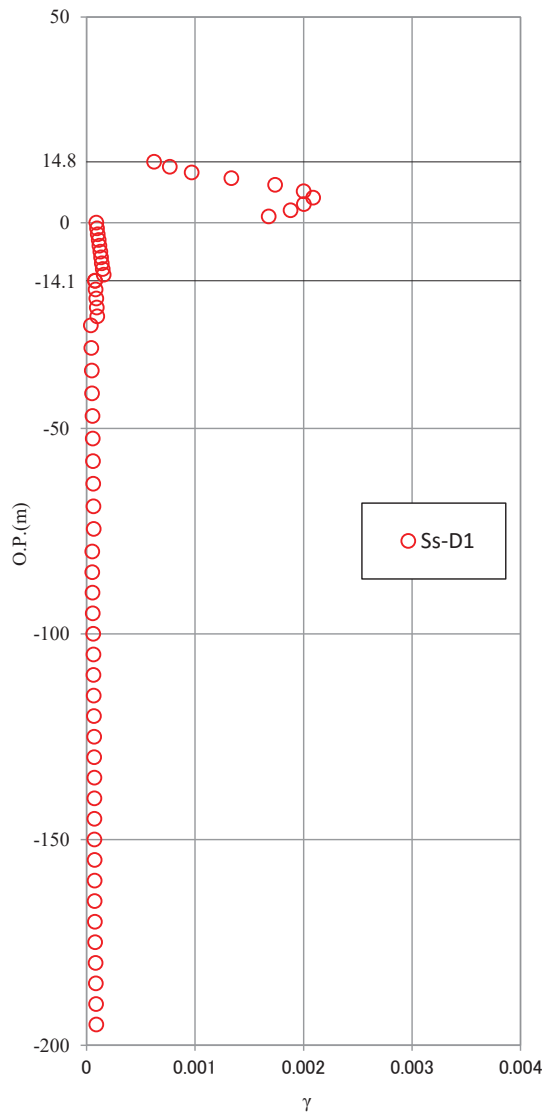
基準地震動 S<sub>s</sub> - F 3

図 3-5(3) 基準地震動 S<sub>s</sub> 時の地盤のひずみ (等価線形解析) (3/4)

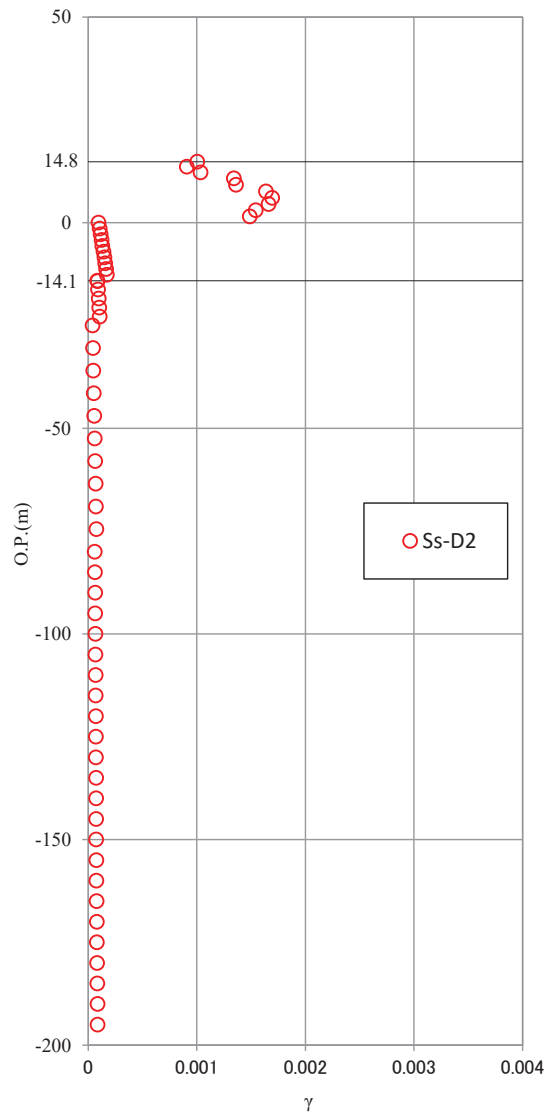


基準地震動基準地震動 S s - N 1

図 3-5(4) 基準地震動 S s 時の地盤のひずみ (等価線形解析) (4/4)

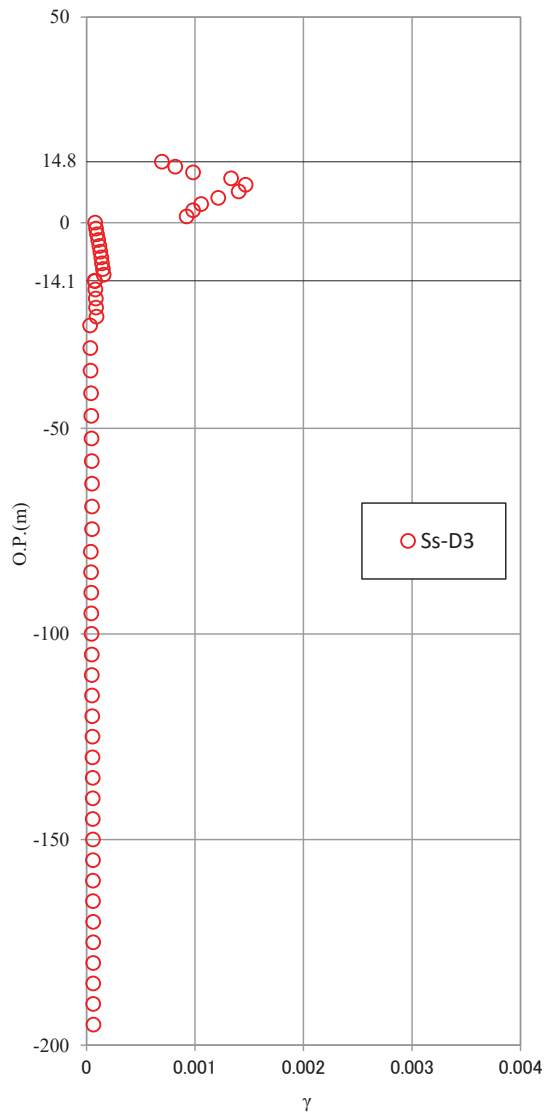


基準地震動 S s - D 1

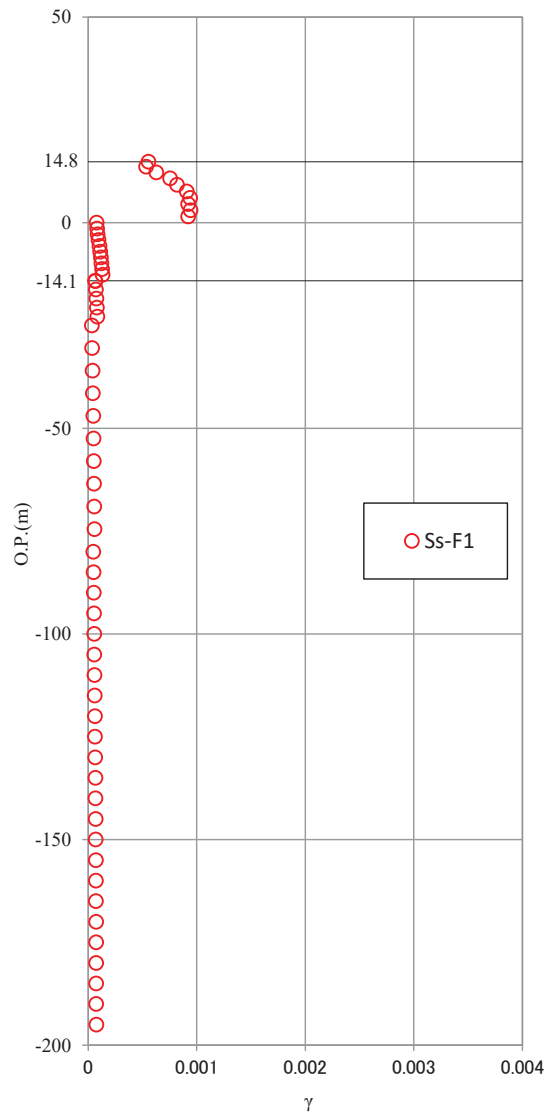


基準地震動 S s - D 2

図 3-6(1) 基準地震動 S s 時の地盤のひずみ (逐次非線形解析) (1/4)

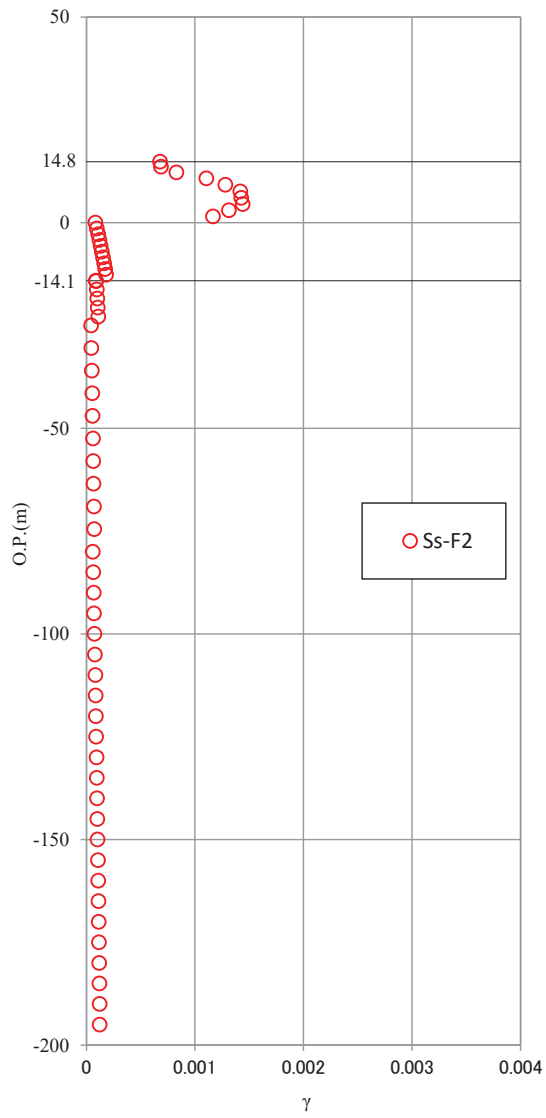


基準地震動 S s - D 3

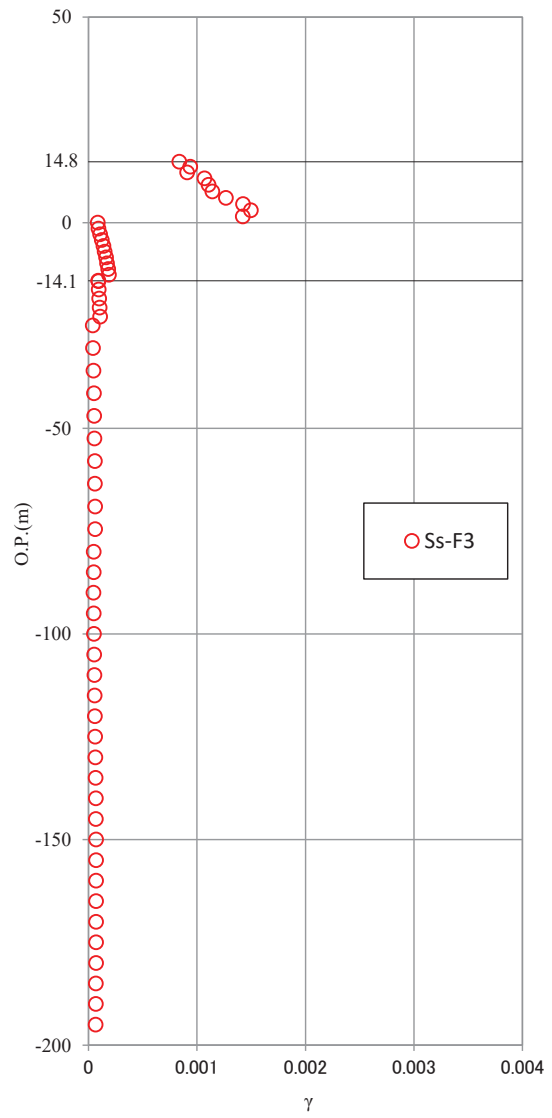


基準地震動 S s - F 1

図 3-6(2) 基準地震動 S s 時の地盤のひずみ (逐次非線形解析) (2/4)

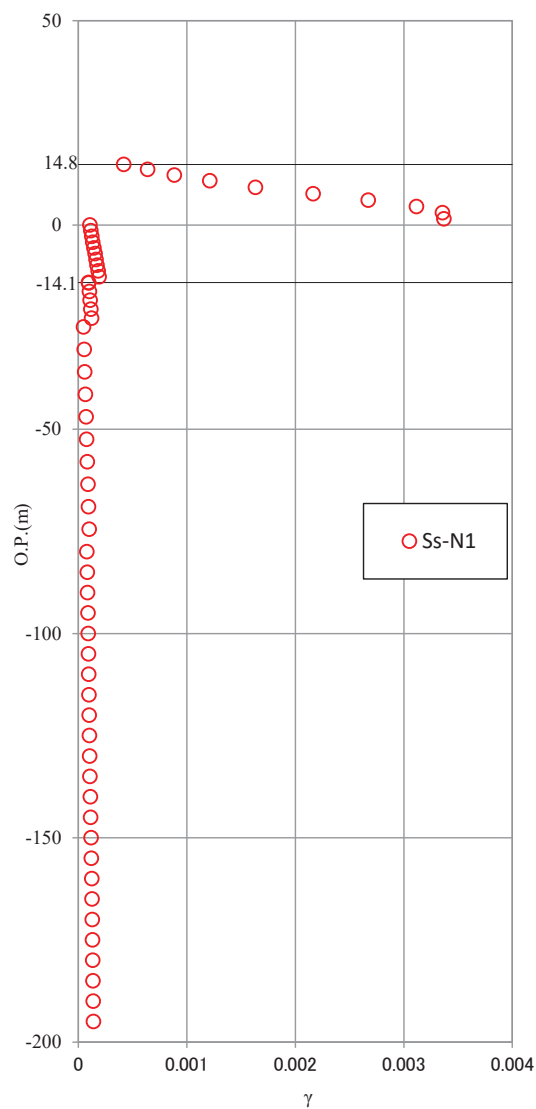


基準地震動 S<sub>s</sub> - F 2



基準地震動 S<sub>s</sub> - F 3

図 3-6(3) 基準地震動 S<sub>s</sub> 時の地盤のひずみ (逐次非線形解析) (3/4)



基準地震動 S s - N 1

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

## 表層及び盛土を除いた地盤モデルによる入力地震動の評価結果

## 1. 検討概要

参考検討として、O.P. 0m 以浅の表層地盤及び盛土を除いた地盤モデルで入力地震動 (E+F+P) を評価した場合の検討結果を示す。

検討は、モデル基盤から解放基盤相当位置までの引き上げを O.P. 0m 以浅の表層地盤及び盛土を除いた地盤モデルを用いた等価線形解析とした場合の入力地震動 (E+F+P) を確認する。検討の概念を図 1-1 に示す。検討対象とした地震動は基準地震動  $S_s - D2$ 、対象建屋は原子炉建屋とする。

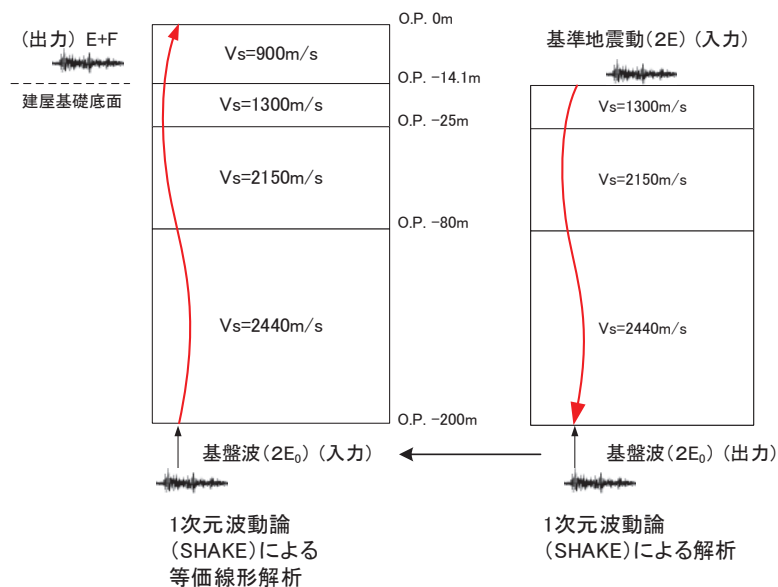


図 1-1 解析概念図(表層地盤及び盛土を除いた地盤モデルによる入力地震動の算定)

## 2. 検討結果

図 2-1 に入力地震動の加速度応答スペクトルを、表層地盤及び盛土を考慮した地盤モデルによる等価線形解析結果と比較して示す。表層地盤及び盛土を除いた地盤モデルで入力地震動を算定すると、周期 0.15~0.4 秒の入力地震動は増加するが、周期 0.05~0.1 秒の成分は小さくなる。

さらに、同様の検討を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により行った結果を図 2-2 に示す。等価線形解析と逐次非線形解析の結果は概ね同様の傾向となっている。

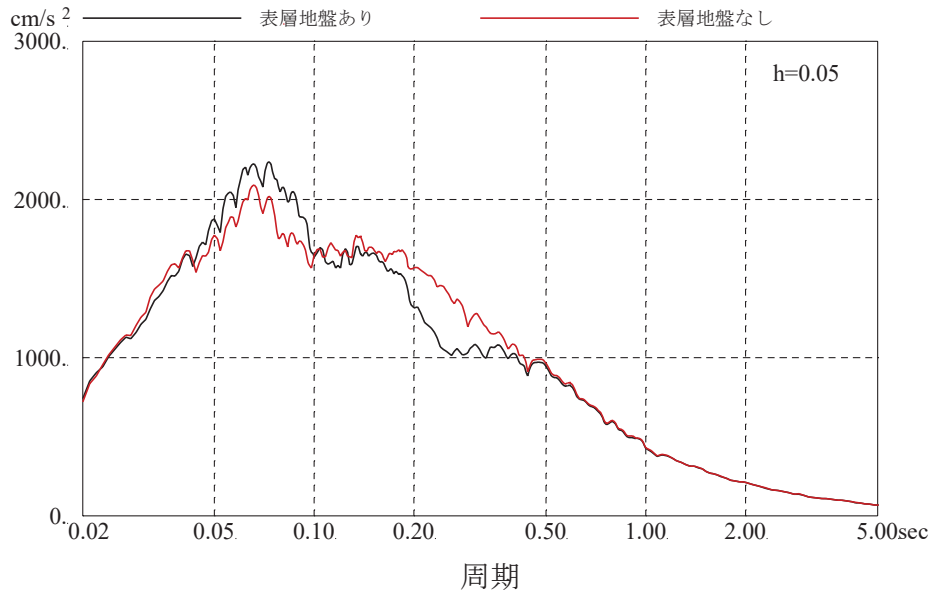


図 2-1 入力地震動 (E+F+P) の加速度応答スペクトルの比較 (S<sub>s</sub>-D<sub>2</sub>)  
(等価線形解析)

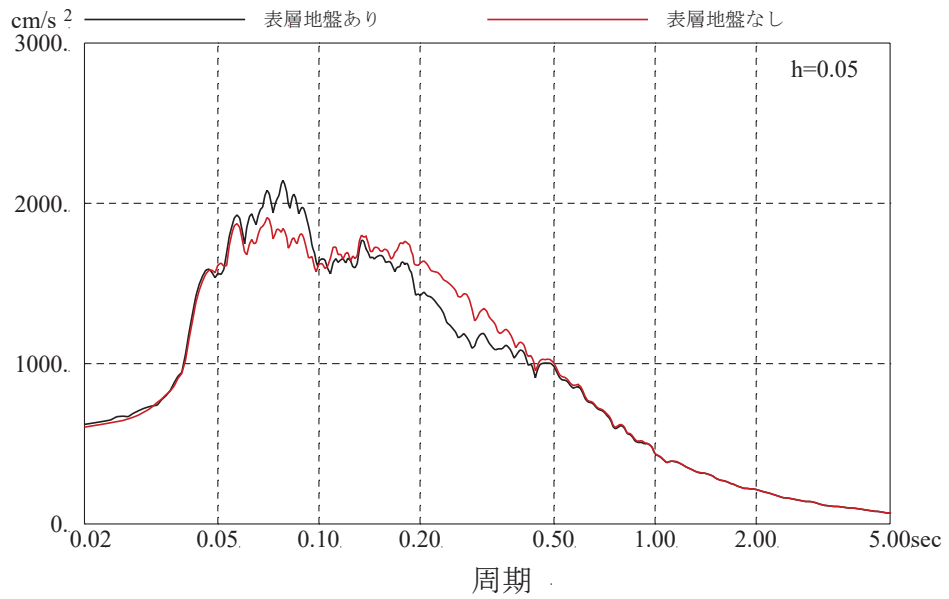


図 2-2 入力地震動 (E+F+P) の加速度応答スペクトルの比較 (S<sub>s</sub>-D<sub>2</sub>)  
(逐次非線形解析)



## 別紙 12 入力地震動評価用地盤モデルの下端深さに関する検討

## 目 次

1. 検討目的..... 別紙 12-1
2. 検討方法..... 別紙 12-1
3. 検討結果..... 別紙 12-2

参考検討 解析手法による影響について

## 1. 検討目的

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図 2-1 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。

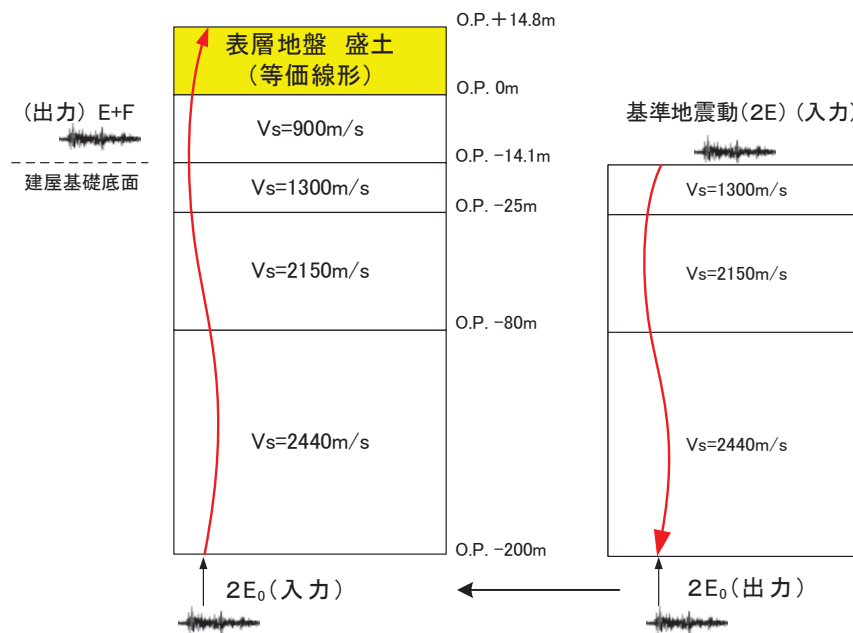


図 2-1 地盤モデルの概要

### 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図 3-1 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。

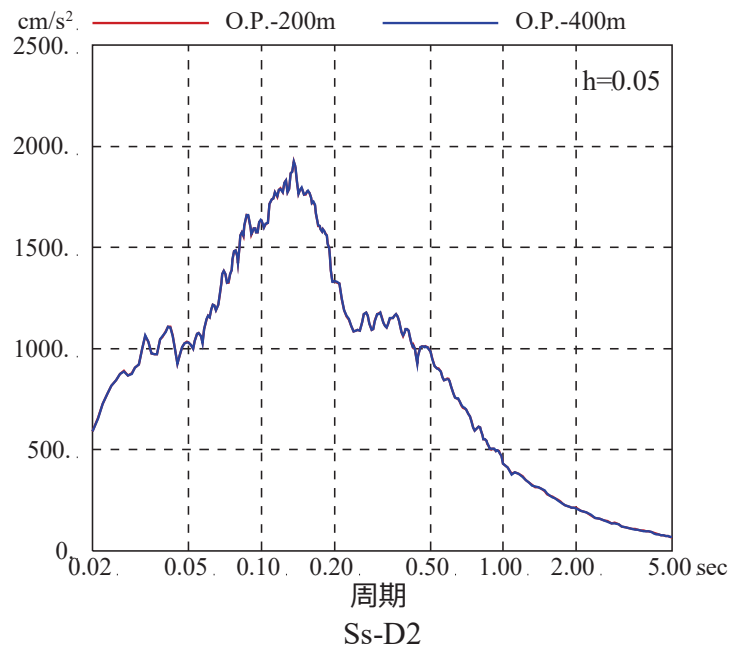


図 3-1 地盤モデル下端深さの差異による基準地震動 S s - D 2 の  
入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較

## 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及び建屋応答を比較する。地盤モデルの概要を図 2-1 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。

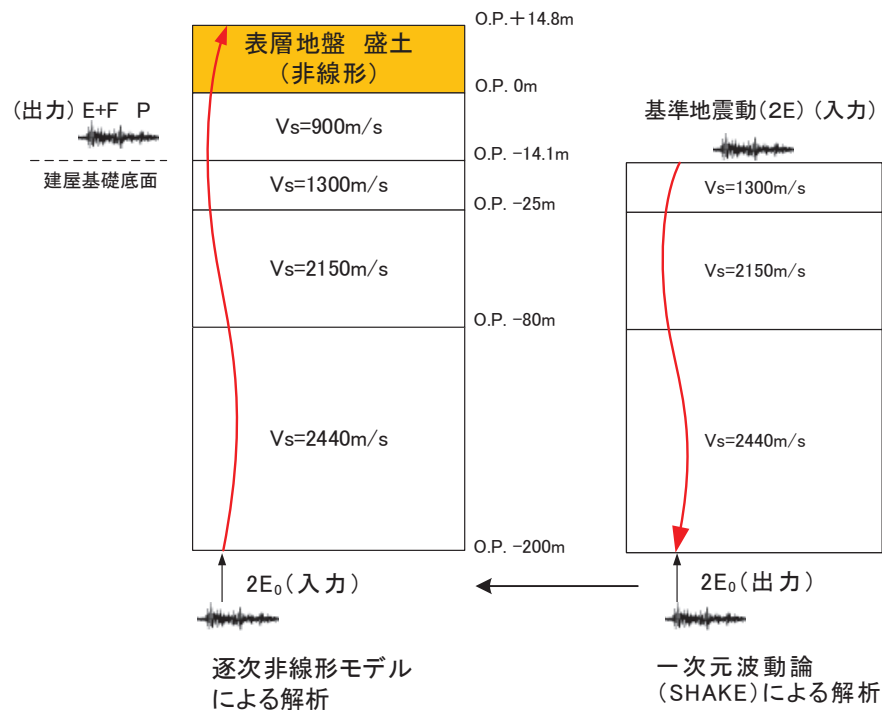


図 2-1 地盤モデルの概要

### 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) の応答スペクトル及び伝達関数の比較を図 3-1 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図 3-2 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図 3-3 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図 3-4 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。

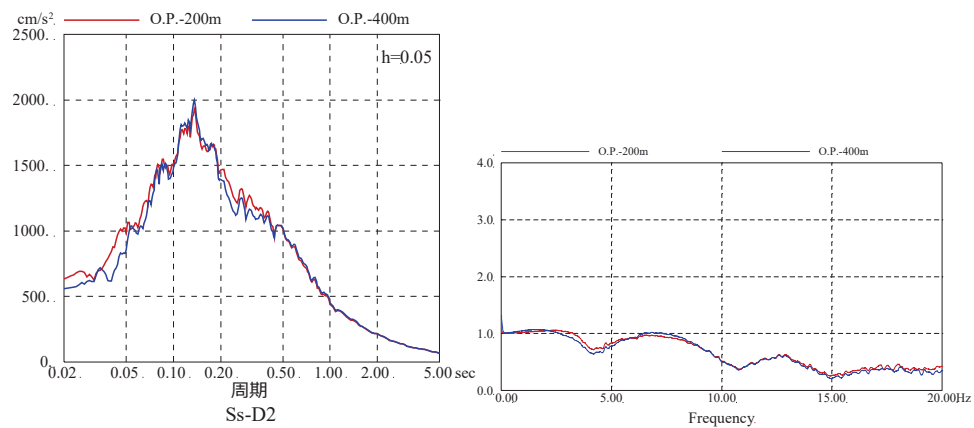


図 3-1 地盤モデル下端深さの差異による  
入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較  
(地盤モデル下端深さ O.P.-400m の比較, 基準地震動 S s - D 2)

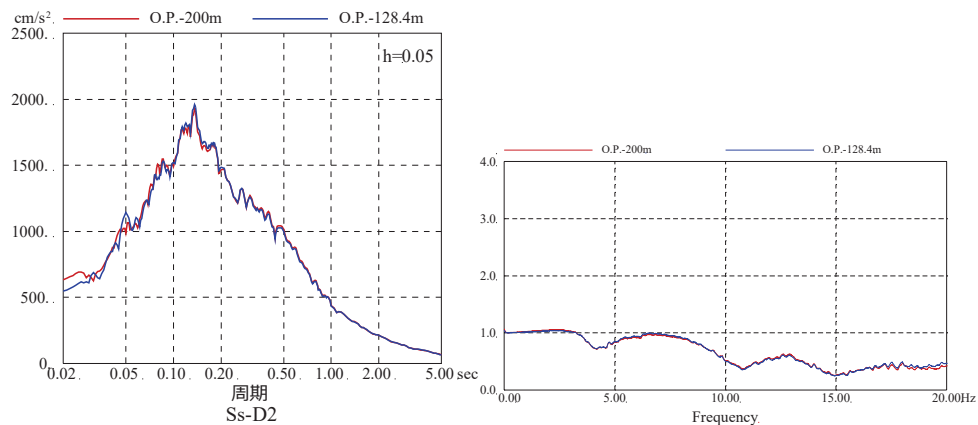


図 3-2 地盤モデル下端深さの差異による  
入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較  
(地盤モデル下端深さ O.P.-128.4m の比較, 基準地震動 S s - D 2)

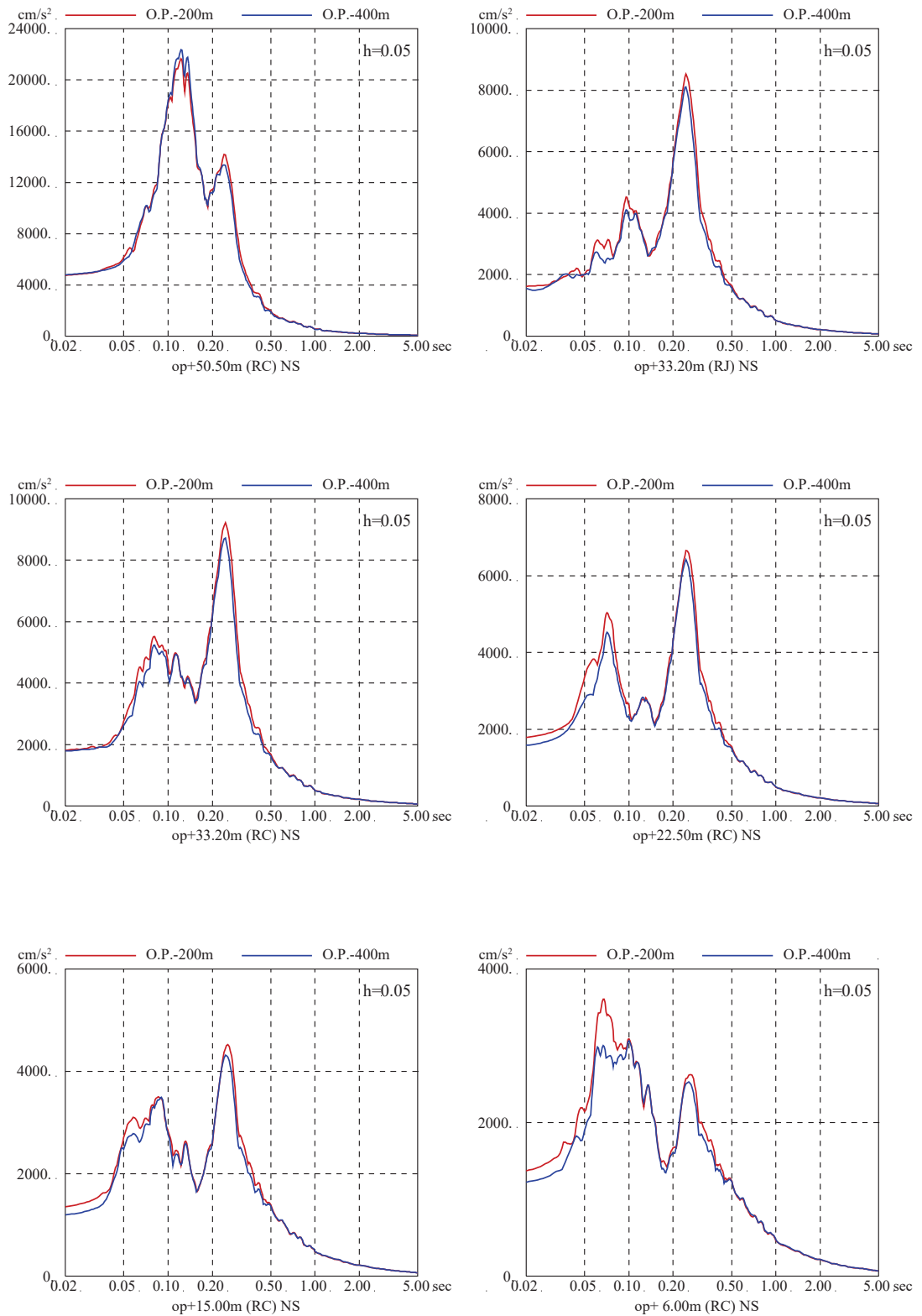


図 3-3(1) 地盤モデル下端深さの差異による建屋の  
 応答スペクトルへの影響比較

(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)

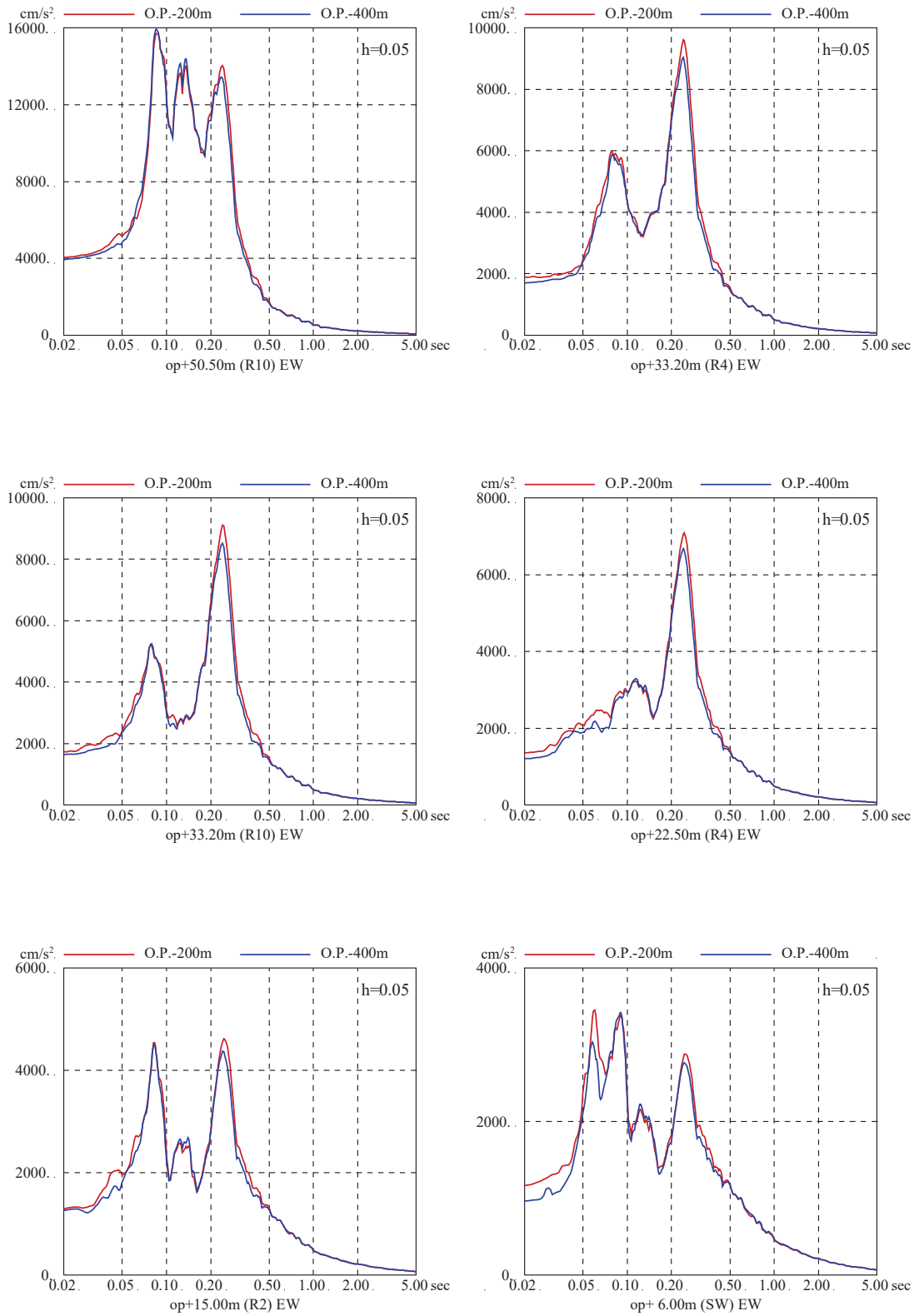


図 3-3(2) 地盤モデル下端深さの差異による建屋の  
応答スペクトルへの影響比較

(地盤モデル下端深さ O.P.-400m の比較, 基準地震動 S s - D 2, EW 方向)



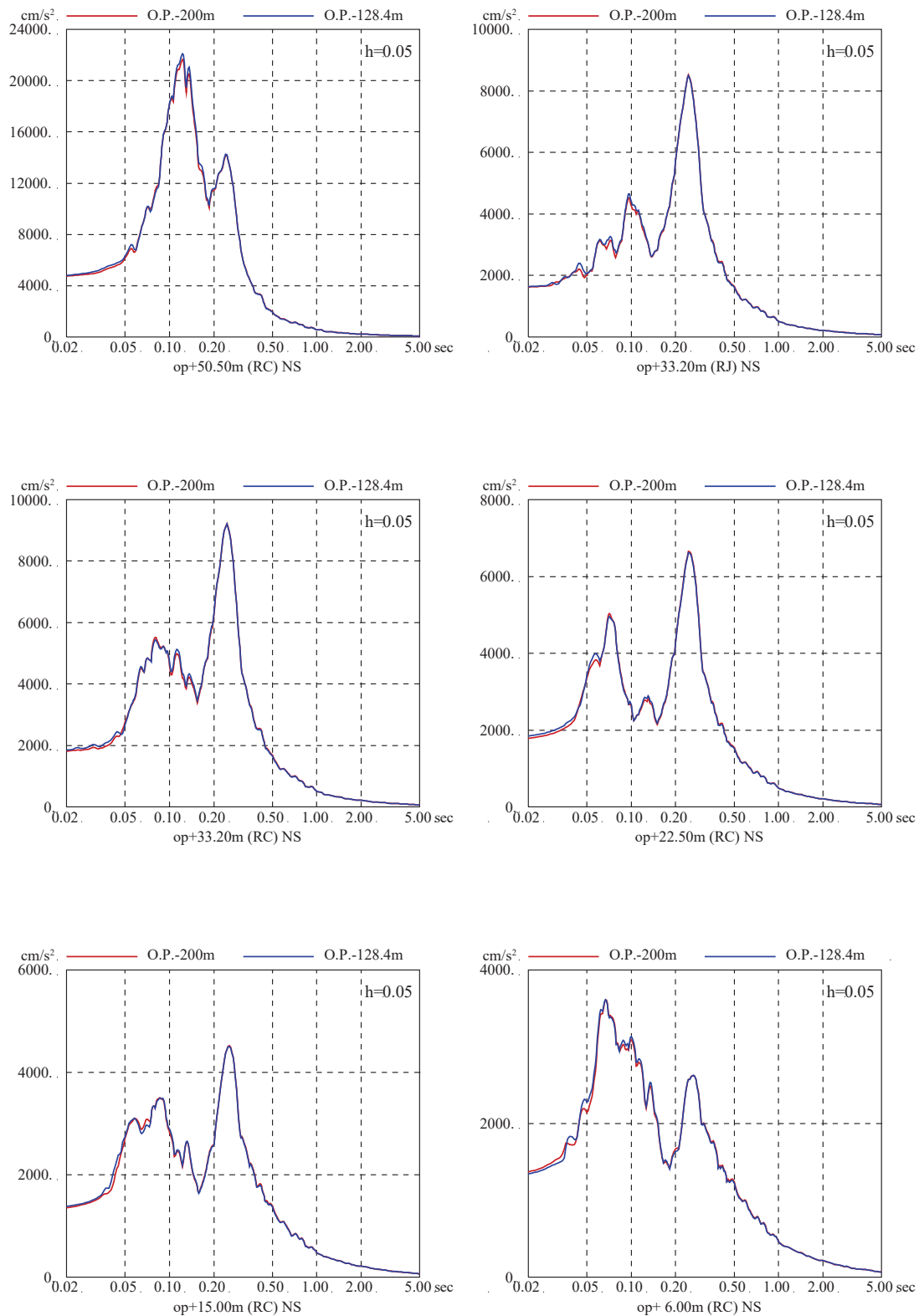


図 3-4(1) 地盤モデル下端深さの差異による建屋の  
 応答スペクトルへの影響比較

(地盤モデル下端深さ O.P.-128.4m の比較, 基準地震動 S<sub>s</sub>-D2, NS 方向)

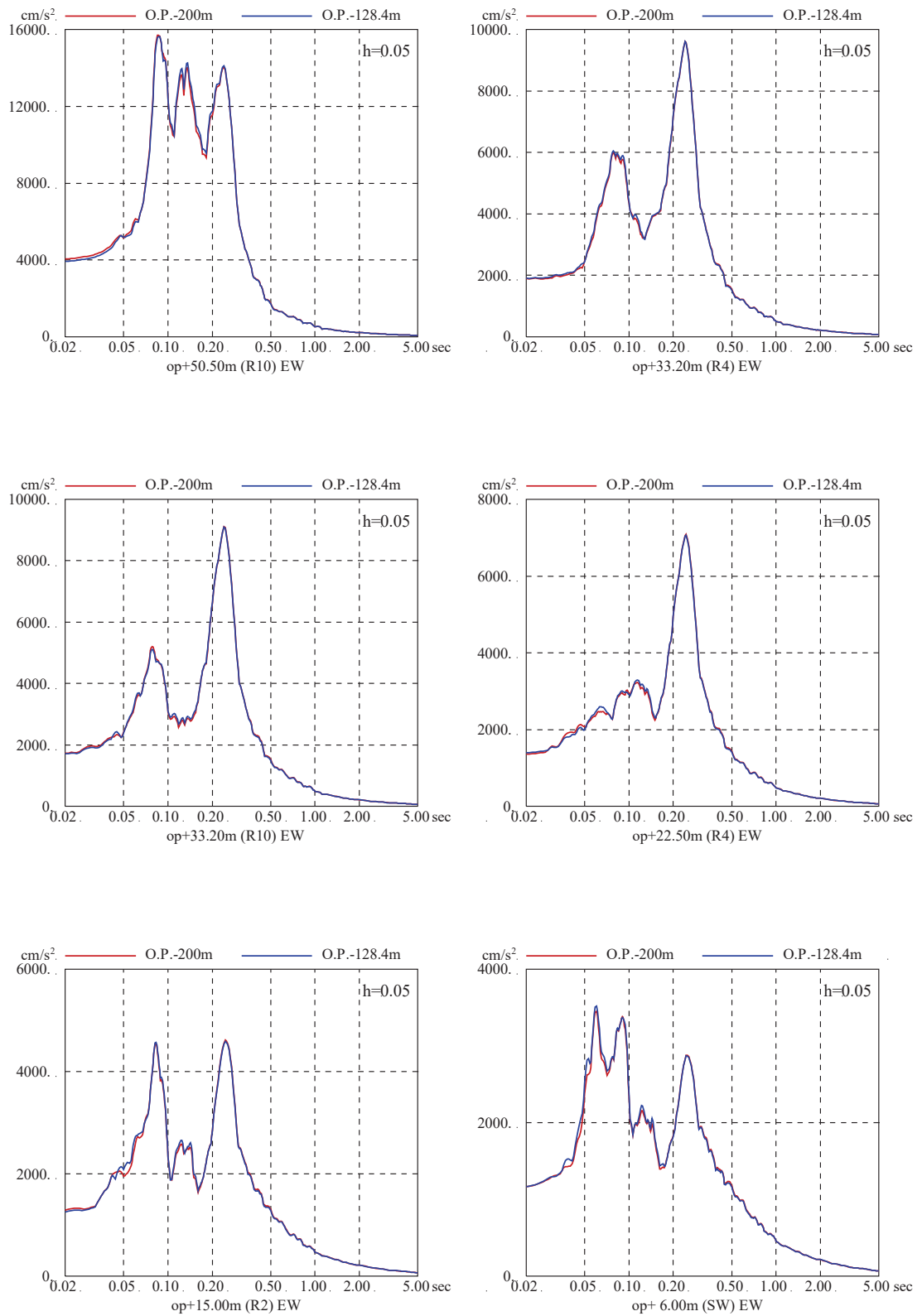


図 3-4(2) 地盤モデル下端深さの差異による建屋の  
 応答スペクトルへの影響比較

(地盤モデル下端深さ O.P.-128.4m の比較, 基準地震動 S<sub>s</sub>-D2, EW 方向)

## 別紙 13 地盤の減衰の設定について

## 目 次

1. 検討目的..... 別紙 13-1
2. 検討方法..... 別紙 13-2
3. 検討結果..... 別紙 13-7

## 1. 検討目的

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又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図 1-1 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。

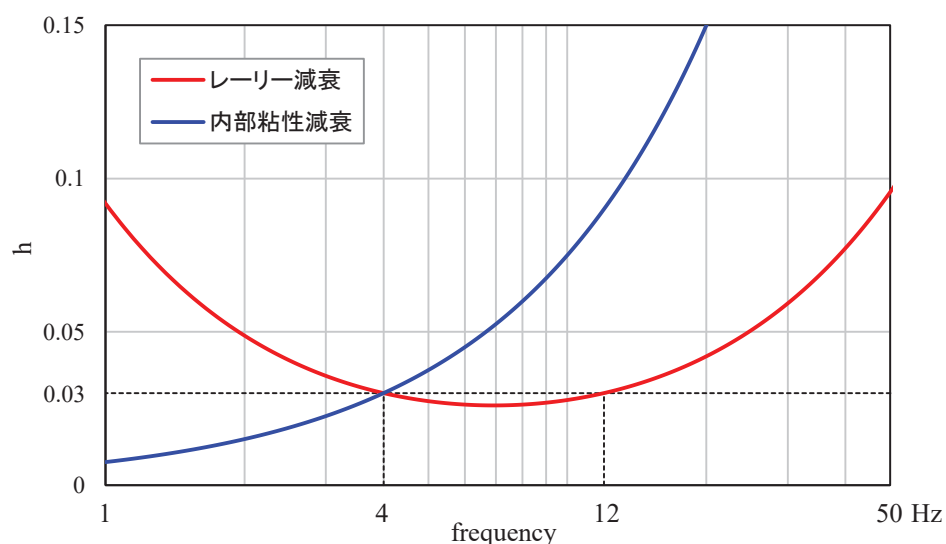


図 1-1 レーリー減衰と内部粘性減衰の比較

## 2. 検討方法

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、内部粘性減衰又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)及び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。解析の概念図を図2-1に、検討に用いた地盤モデルを表2-1に示す。

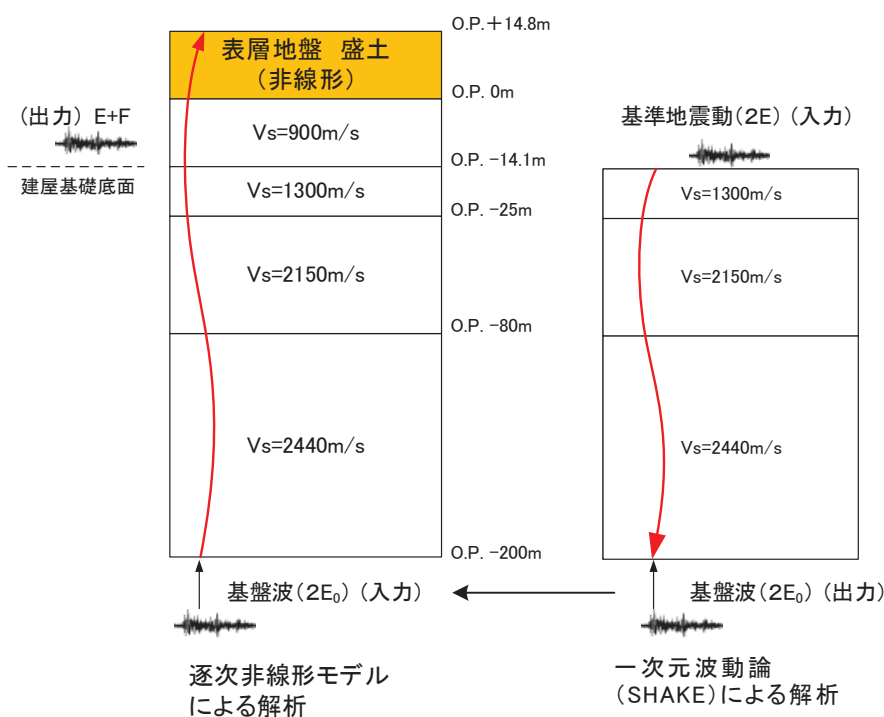


図 2-1 解析概念図

表 2-1 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	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

注記\*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 又は 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  $G_0$ 、 $G/G_0 - \gamma$  曲線及び  $h - \gamma$  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  $\tau_m$  と初期せん断剛性  $G_0$  から、基準ひずみ  $\gamma_m$  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 (2-3) 式に示す。

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

$h_{\max}$  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。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.00026) \quad (2-4)$$

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

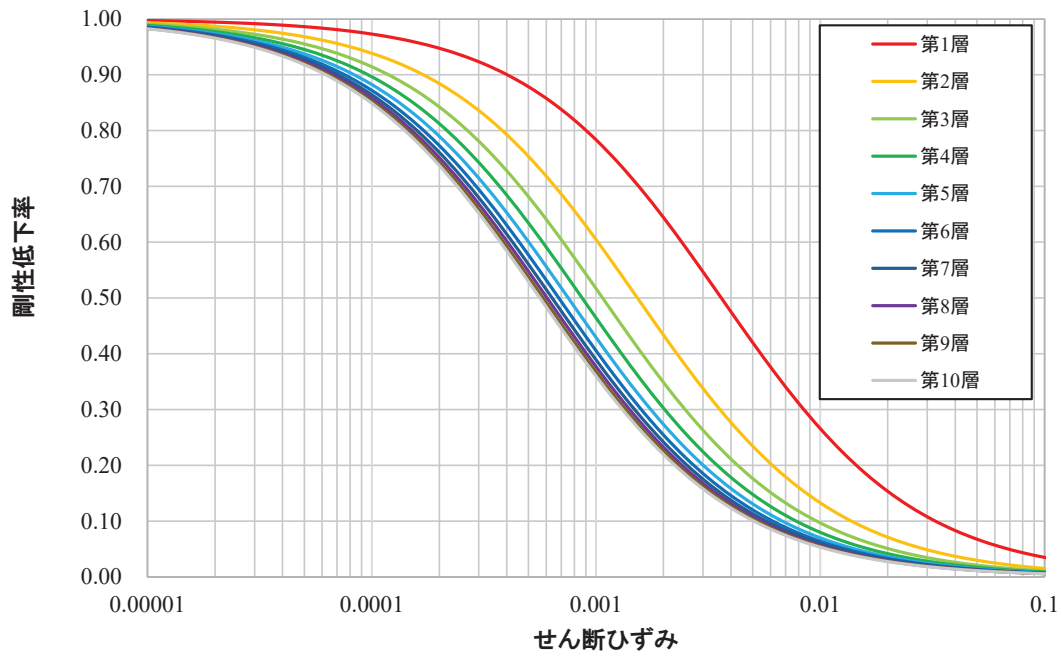


図 2-2  $G/G_0 - \gamma$  曲線

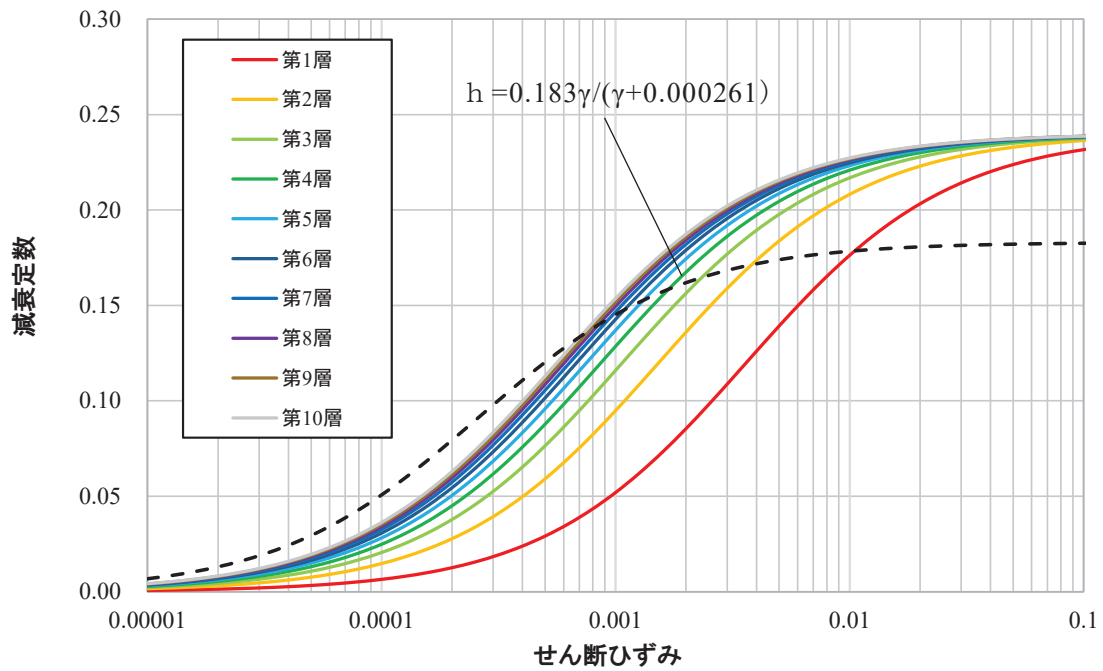


図 2-3  $h - \gamma$  曲線

### 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S<sub>s</sub>7波について図3-1に示す。また、基準地震動S<sub>s</sub>-D1及び基準地震動S<sub>s</sub>-D2による建屋の床応答スペクトルの比較を図3-2～図3-5に示す。

入力地震動の応答スペクトルは、どの基準地震動も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。

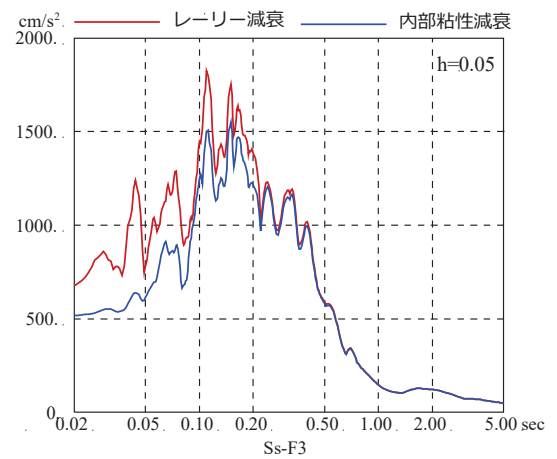
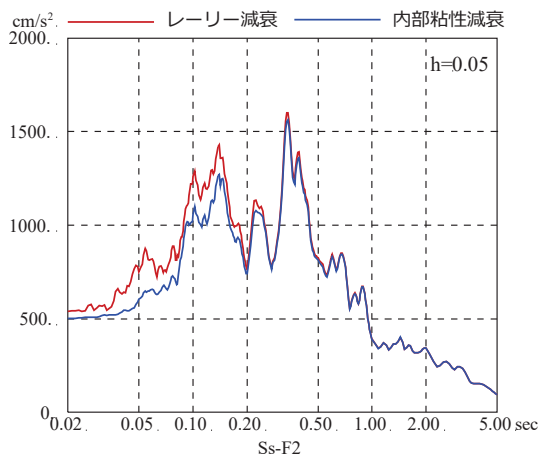
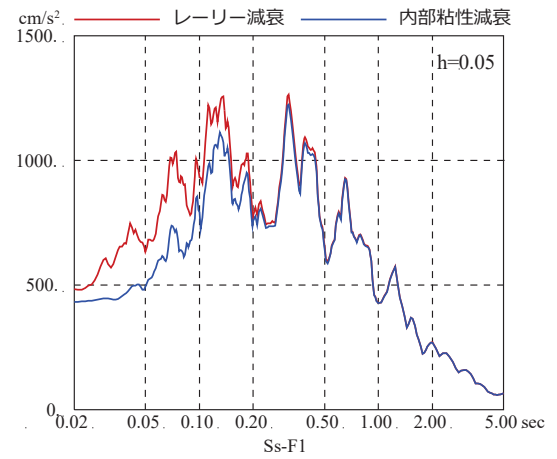
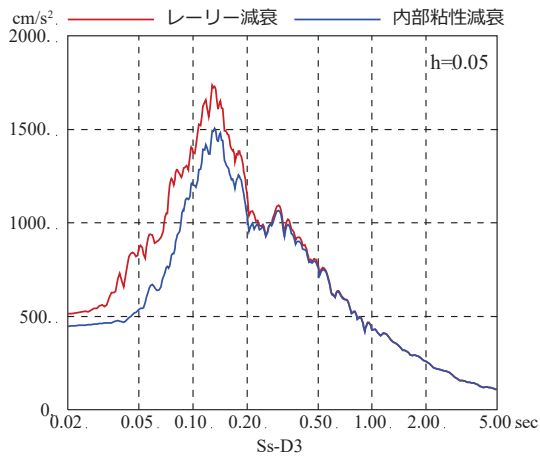
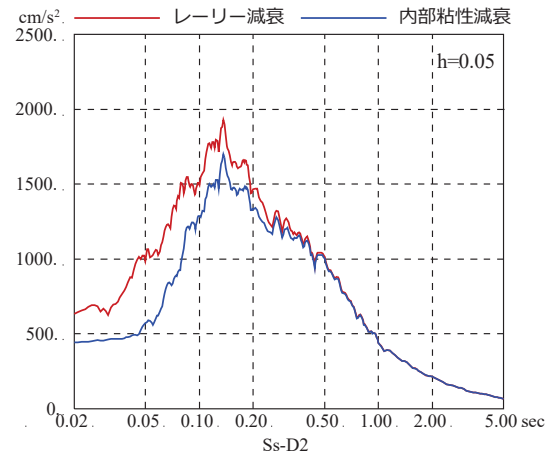
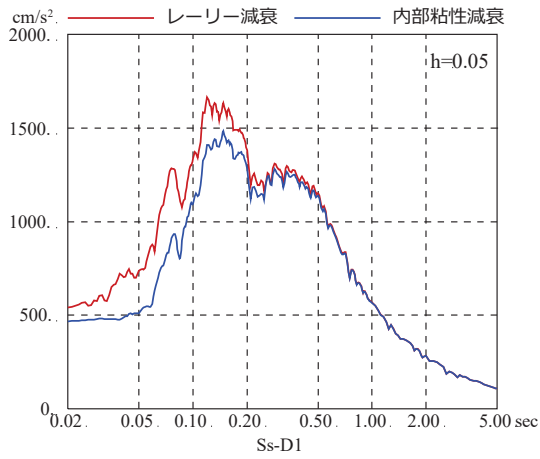


図 3-1(1) 減衰モデルの異なる地盤モデルによる  
 入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較 (1/2)

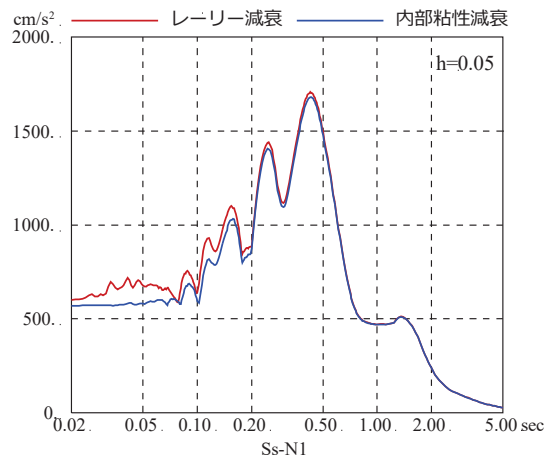


図 3-1(2) 減衰モデルの異なる地盤モデルによる  
 入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較 (2/2)

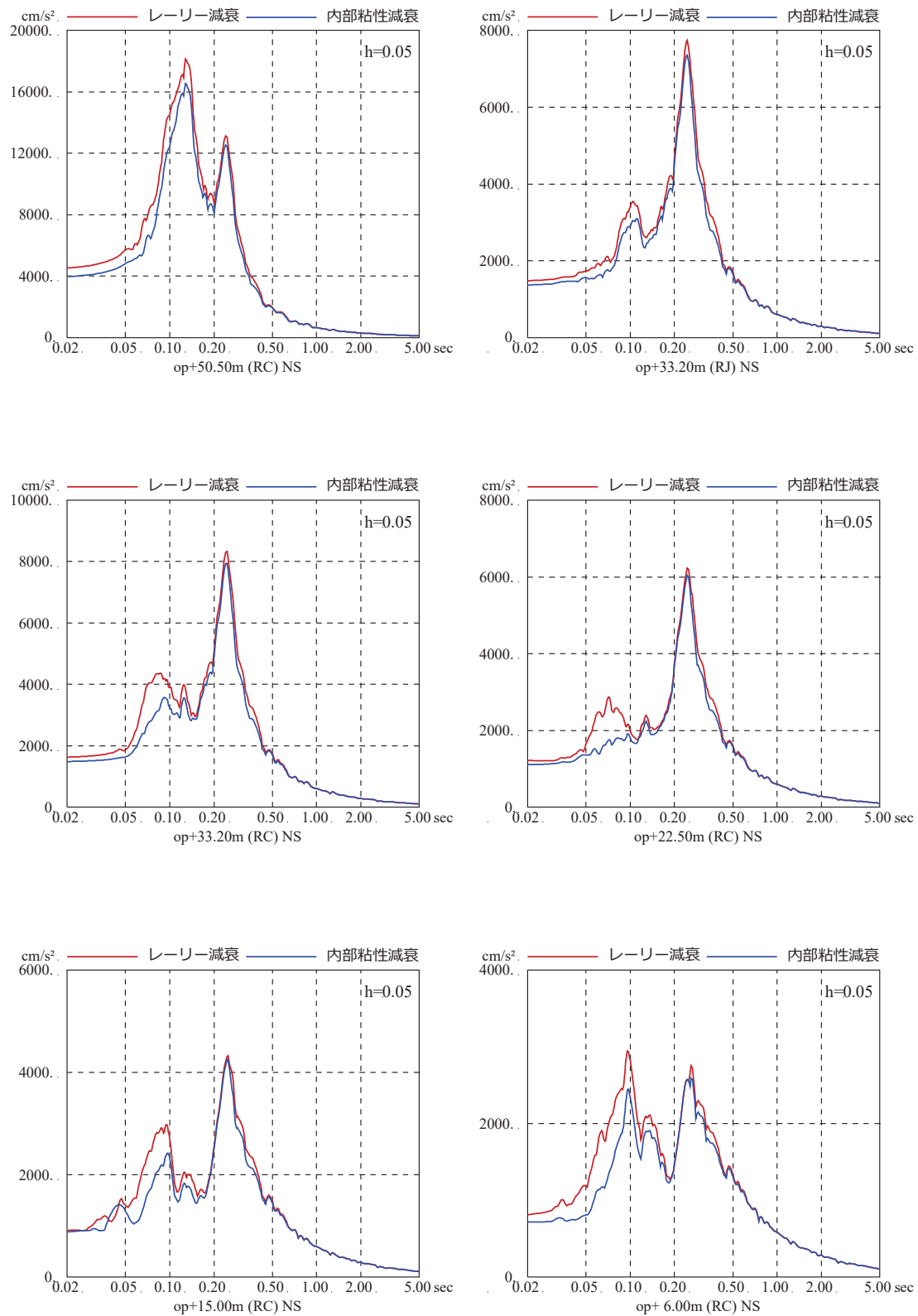


図 3-2 減衰モデルの異なる地盤モデルによる  
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S s - D 1, NS 方向)

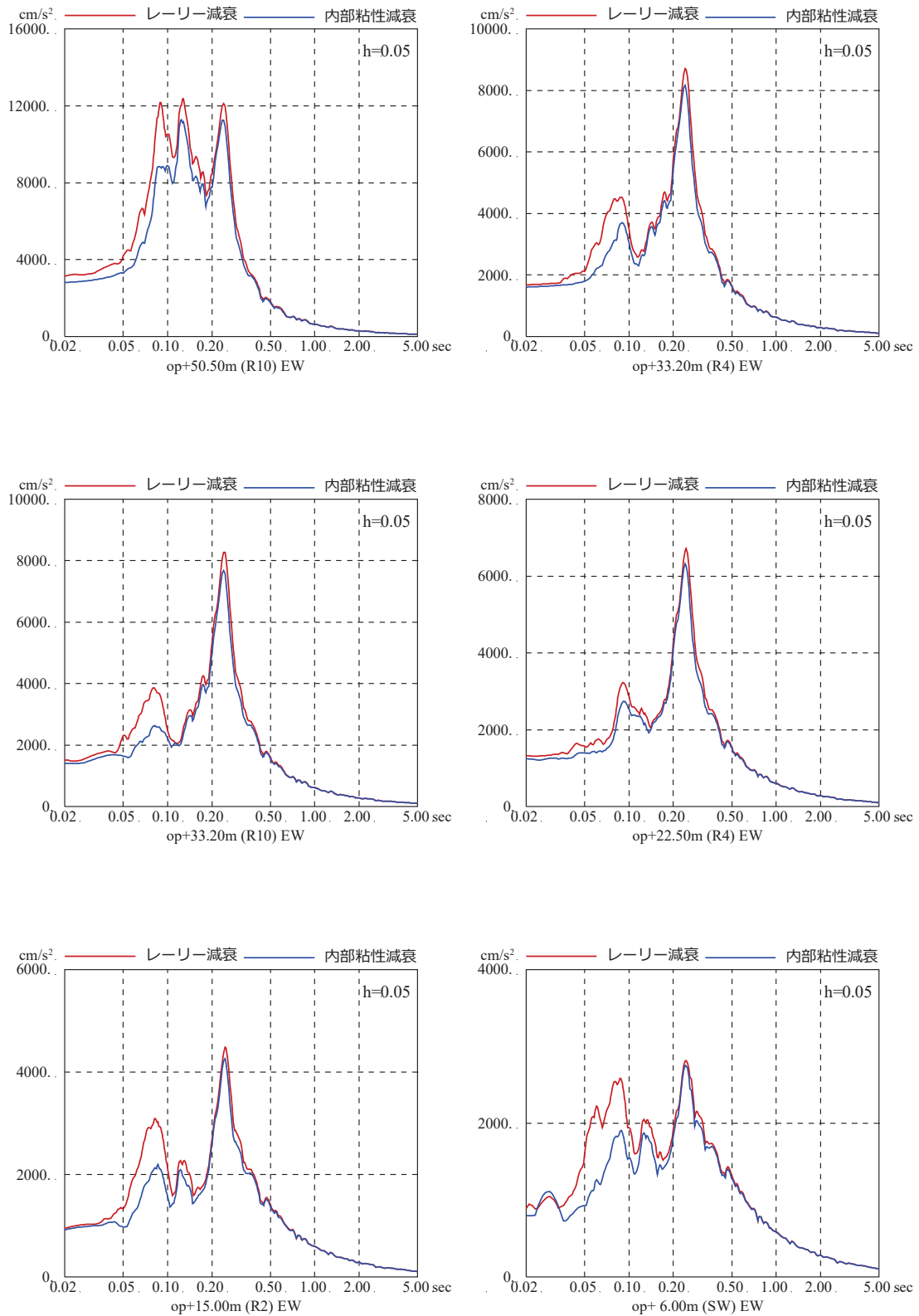


図 3-3 減衰モデルの異なる地盤モデルによる  
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較 (基準地震動  $S_s - D1$ , EW 方向)

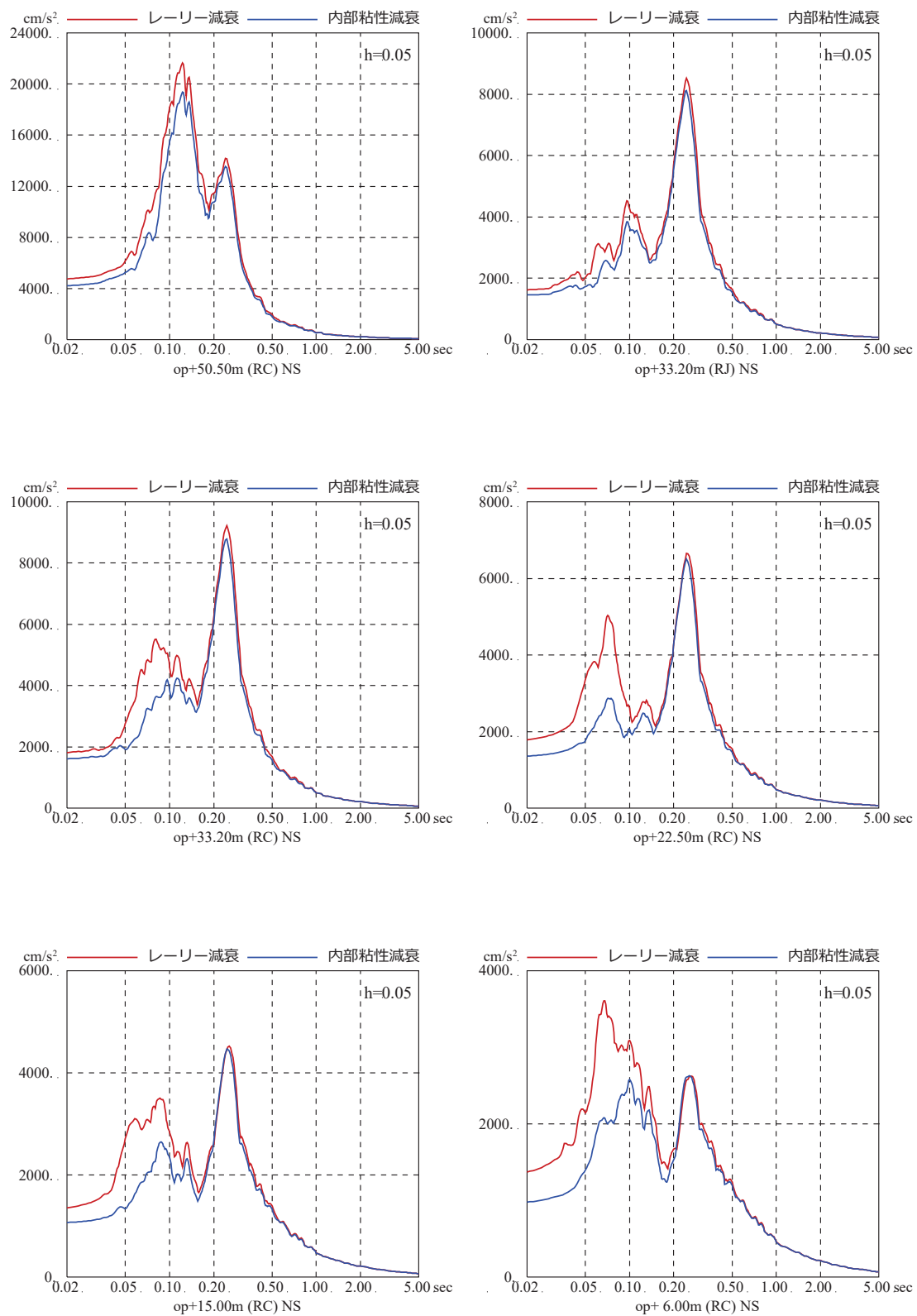


図 3-4 減衰モデルの異なる地盤モデルによる  
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S s - D 2, NS 方向)



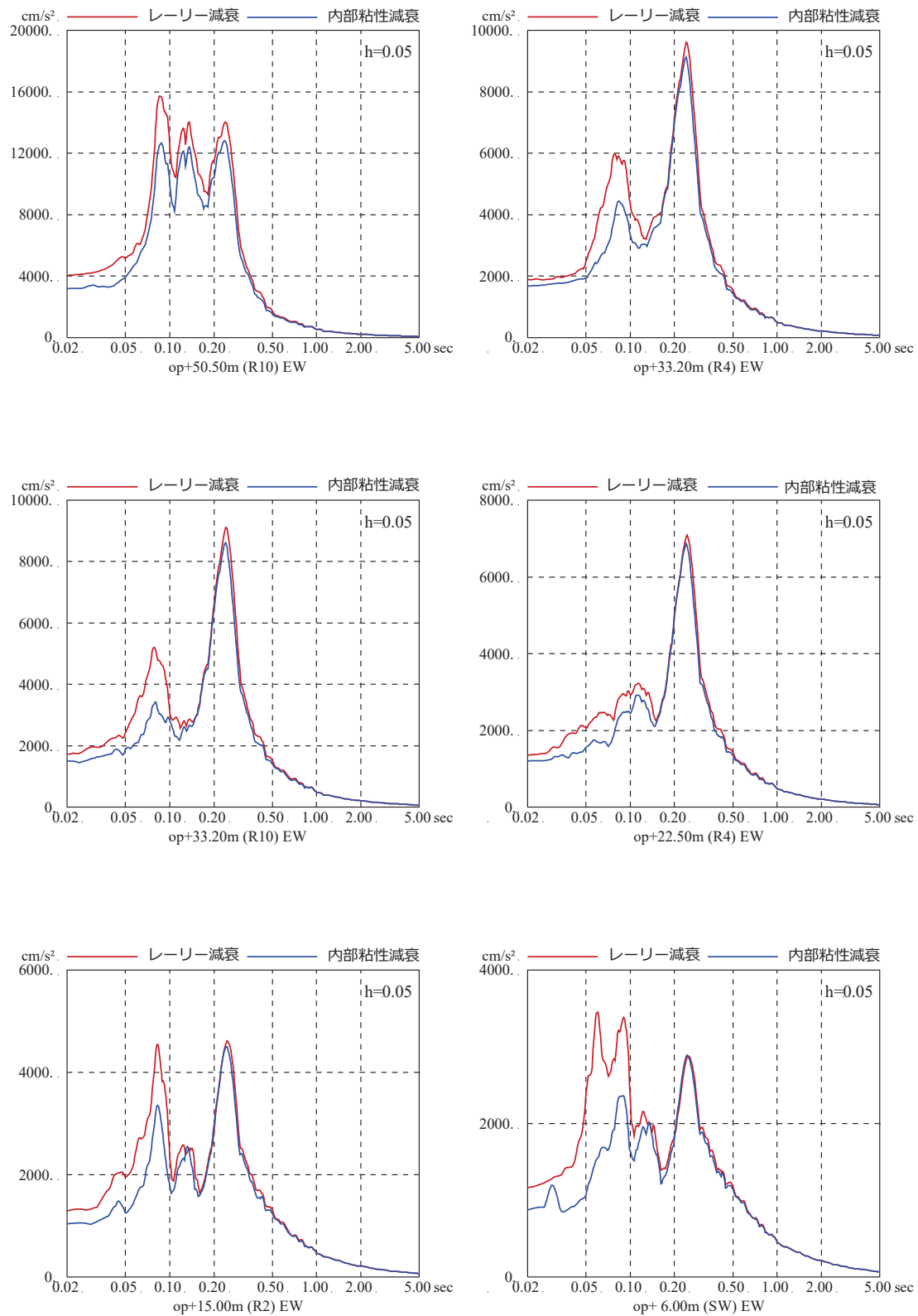


図 3-5 減衰モデルの異なる地盤モデルによる  
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較（基準地震動  $S_s - D2$ ，EW 方向）

別紙 14 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

## 目 次

1. 検討目的..... 別紙 14-1
2. 検討方法..... 別紙 14-2
3. 検討結果..... 別紙 14-6

参考検討 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

## 1. 検討目的

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  $G_0$  及び  $G/G_0 - \gamma$  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  $G_0$  及び  $G/G_0 - \gamma$  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 地震のはぎ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、0.P.14.8m～0.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  $\tau_m$  と初期せん断剛性  $G_0$  から、基準ひずみ  $\gamma_m$  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。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.000261)$$

(2-4)

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

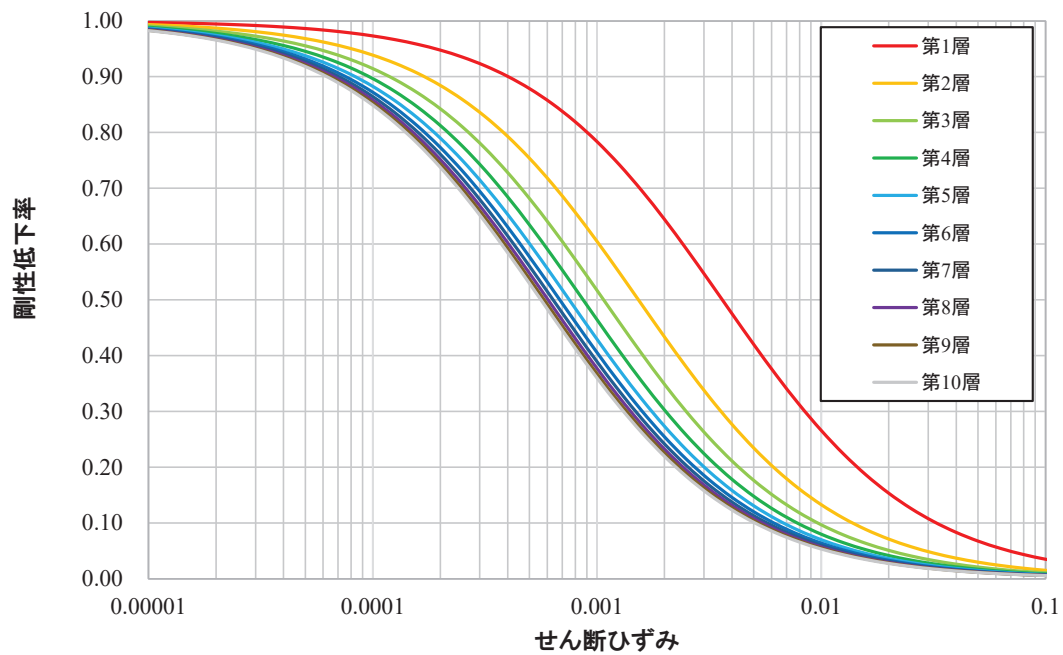


図 2-1  $G/G_0 - \gamma$  曲線

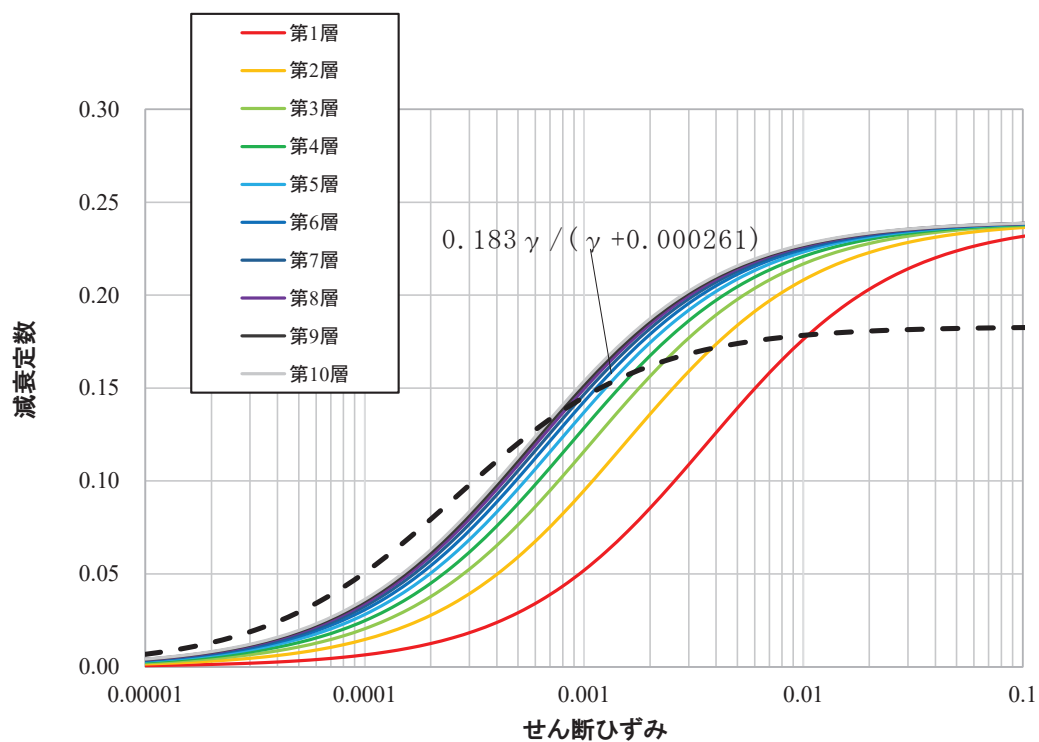


図 2-2  $h - \gamma$  曲線

ケース 1 の表層地盤非線形特性として初期せん断剛性  $G_0$  及び  $G/G_0 - \gamma$  曲線は、繰返し三軸試験結果から (2-4) 式及び (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  $G/G_0 - \gamma$  曲線と比較して図 2-3 に示す。 $h - \gamma$  曲線は図 2-2 と同じである。

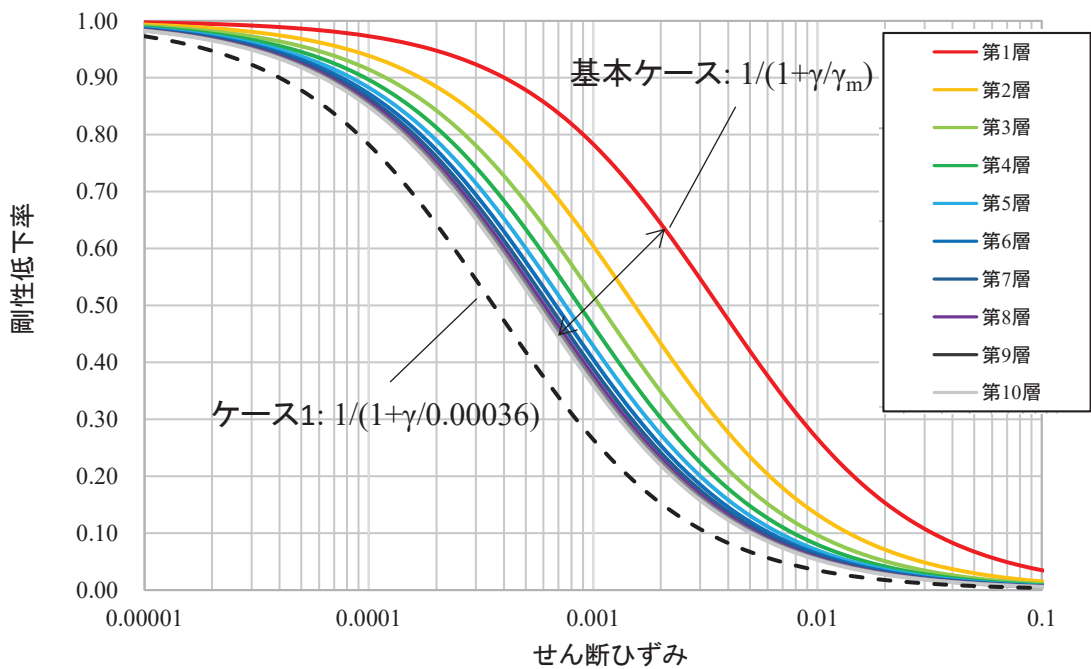


図 2-3  $G/G_0 - \gamma$  曲線の比較

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

図 3-1～図 3-6 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及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。

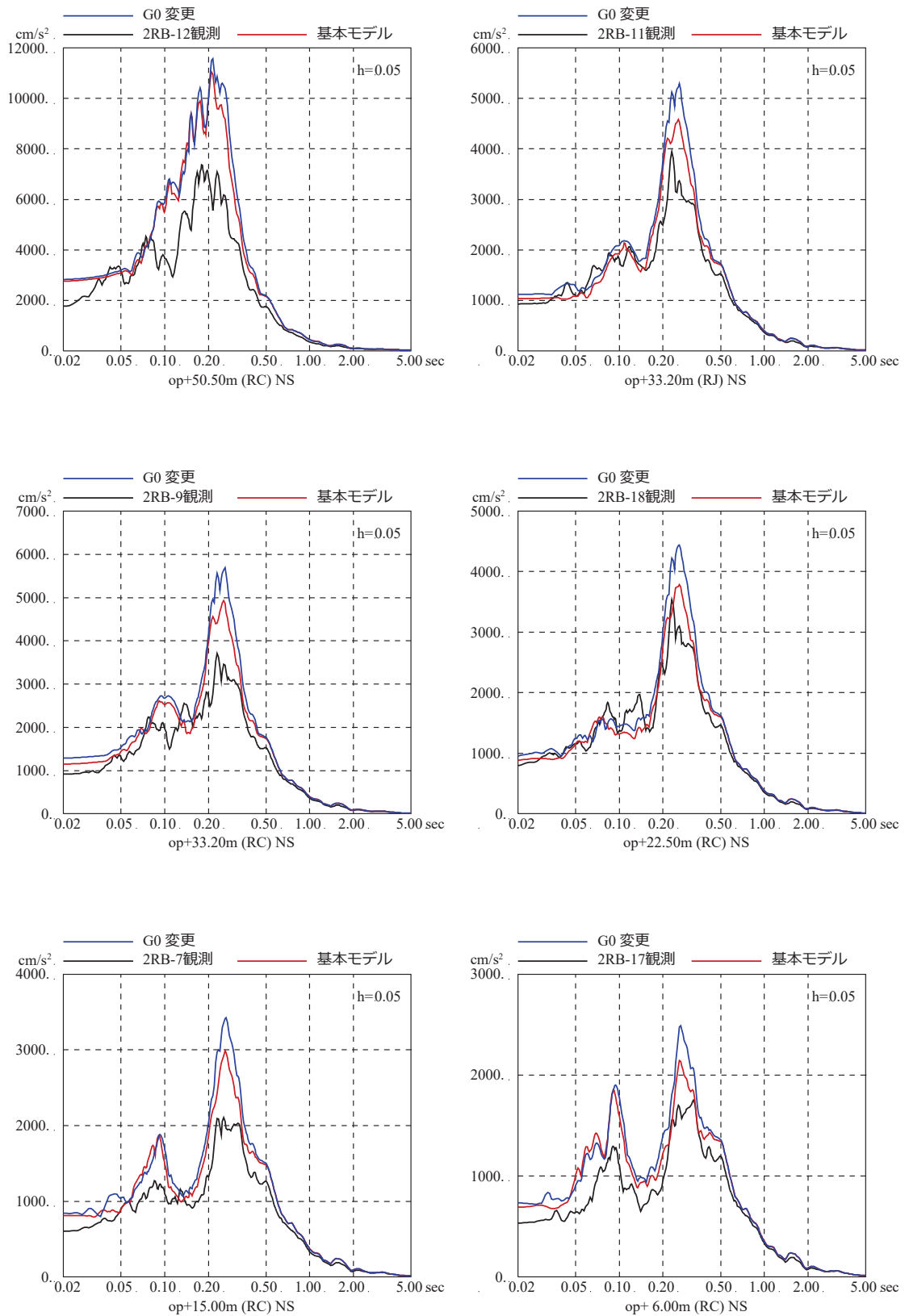


図 3-1 表層地盤の非線形特性を変えた場合の  
床応答スペクトルの比較 (3.11 地震, NS 方向)  
(初期せん断弾性係数  $G_0$  を変更した場合)

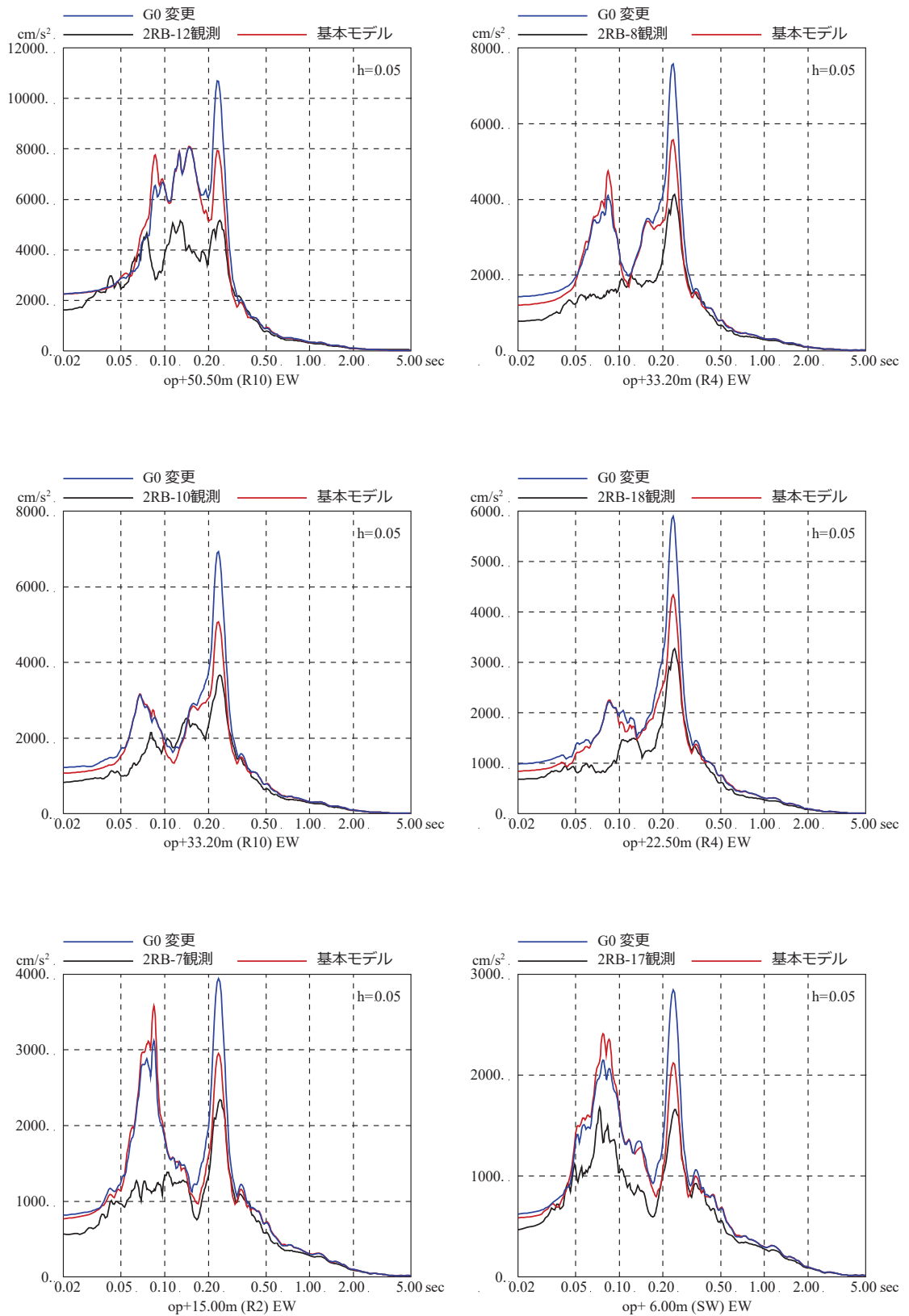


図 3-2 表層地盤の非線形特性を変えた場合の  
床応答スペクトルの比較 (3.11 地震, EW 方向)  
(初期せん断弾性係数  $G_0$  を変更した場合)

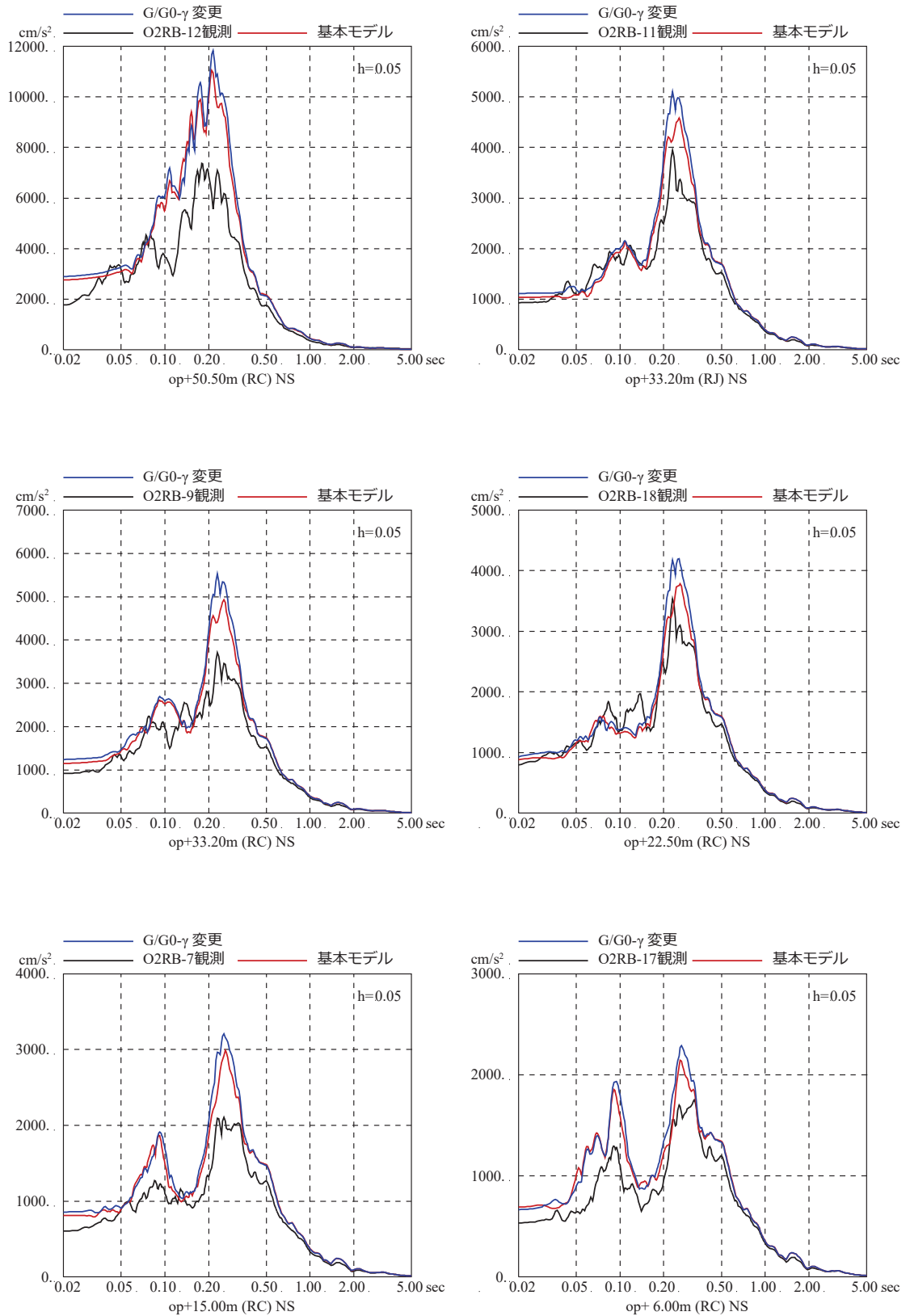


図 3-3 表層地盤の非線形特性を変えた場合の  
床応答スペクトルの比較 (3.11 地震, NS 方向)  
( $G/G_0 - \gamma$  曲線のみ変更した場合)

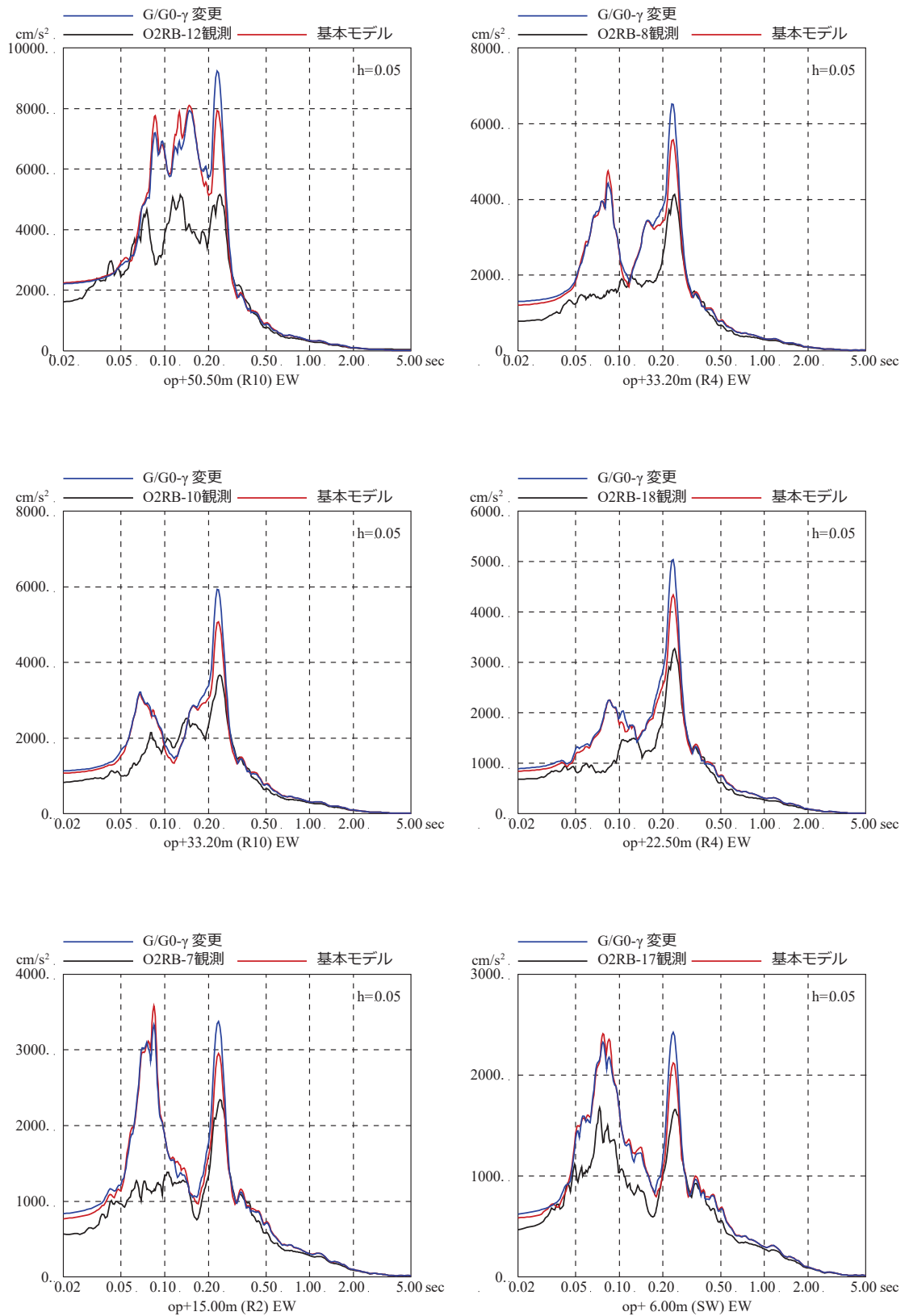


図 3-4 表層地盤の非線形特性を変えた場合の  
床応答スペクトルの比較 (3.11 地震, EW 方向)  
( $G/G_0 - \gamma$  曲線のみ変更した場合)

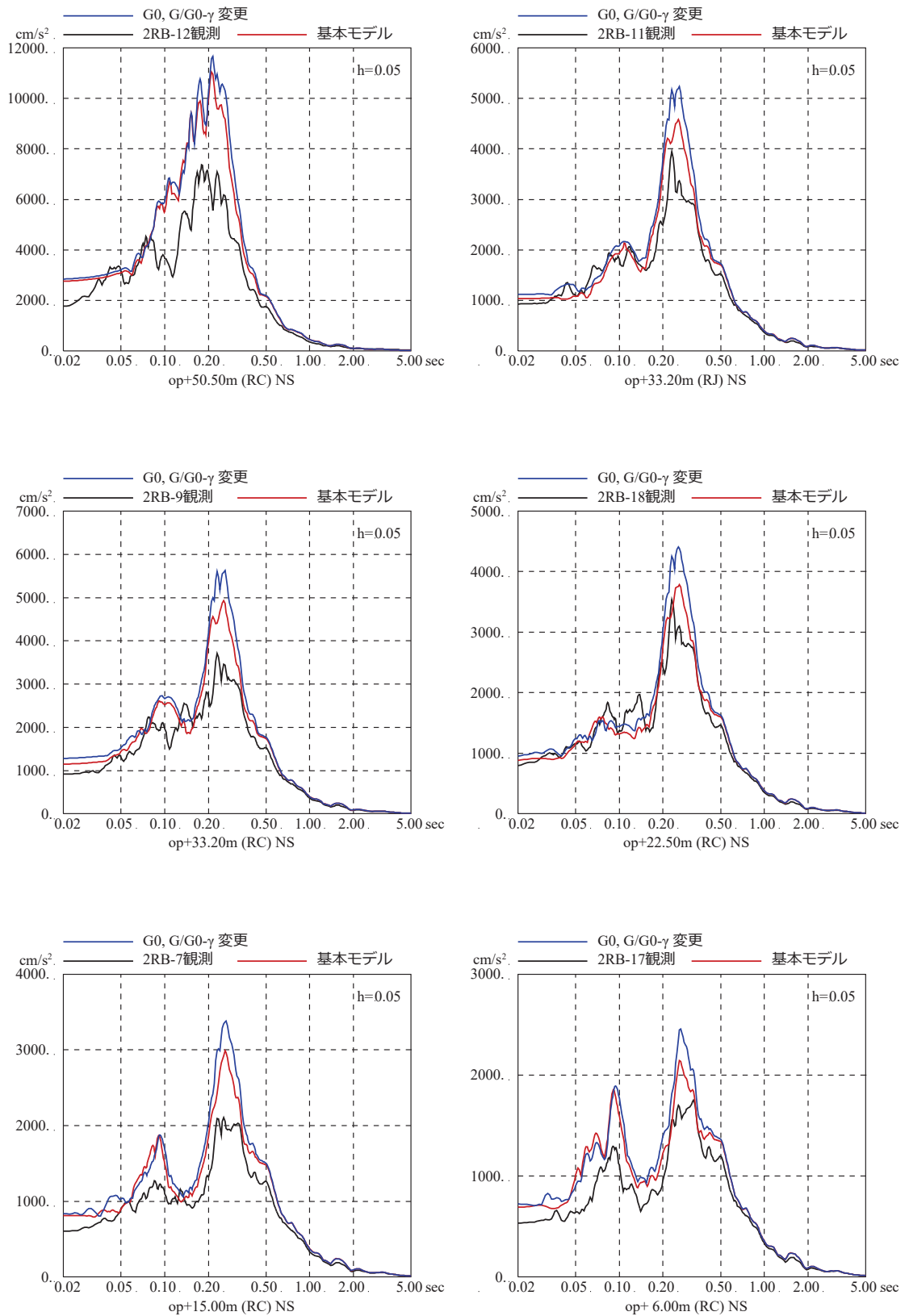


図 3-5 表層地盤の非線形特性を変えた場合の  
床応答スペクトルの比較 (3.11 地震, NS 方向)  
(初期せん断弾性係数  $G_0$  と  $G/G_0 - \gamma$  曲線を変更した場合)

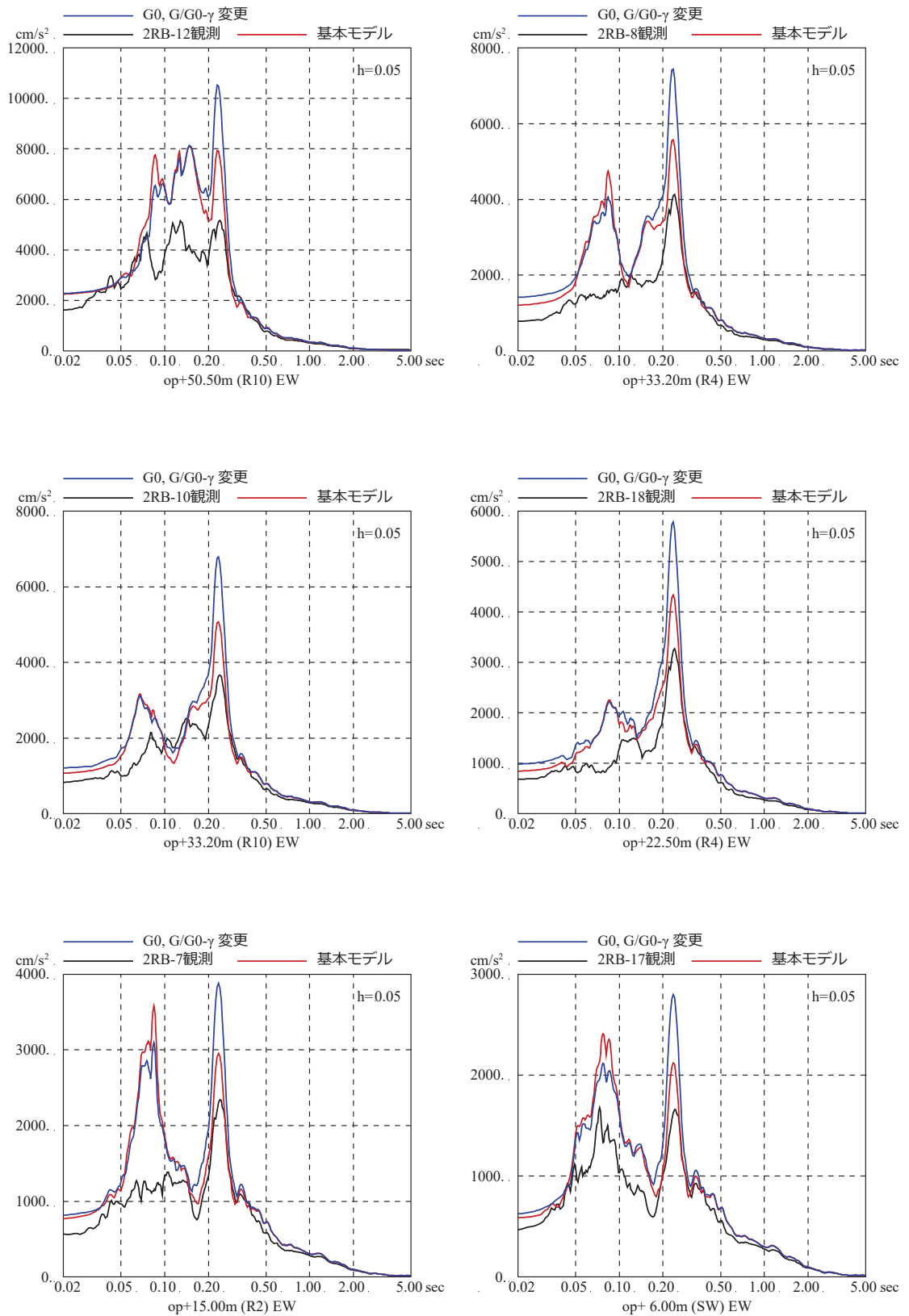


図 3-6 表層地盤の非線形特性を変えた場合の  
 床応答スペクトルの比較 (3.11 地震, EW 方向)  
 (初期せん断弾性係数  $G_0$  と  $G/G_0 - \gamma$  曲線を変更した場合)

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  $G_0$  及び  $G/G_0 - \gamma$  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図-1～図-6 に示す。



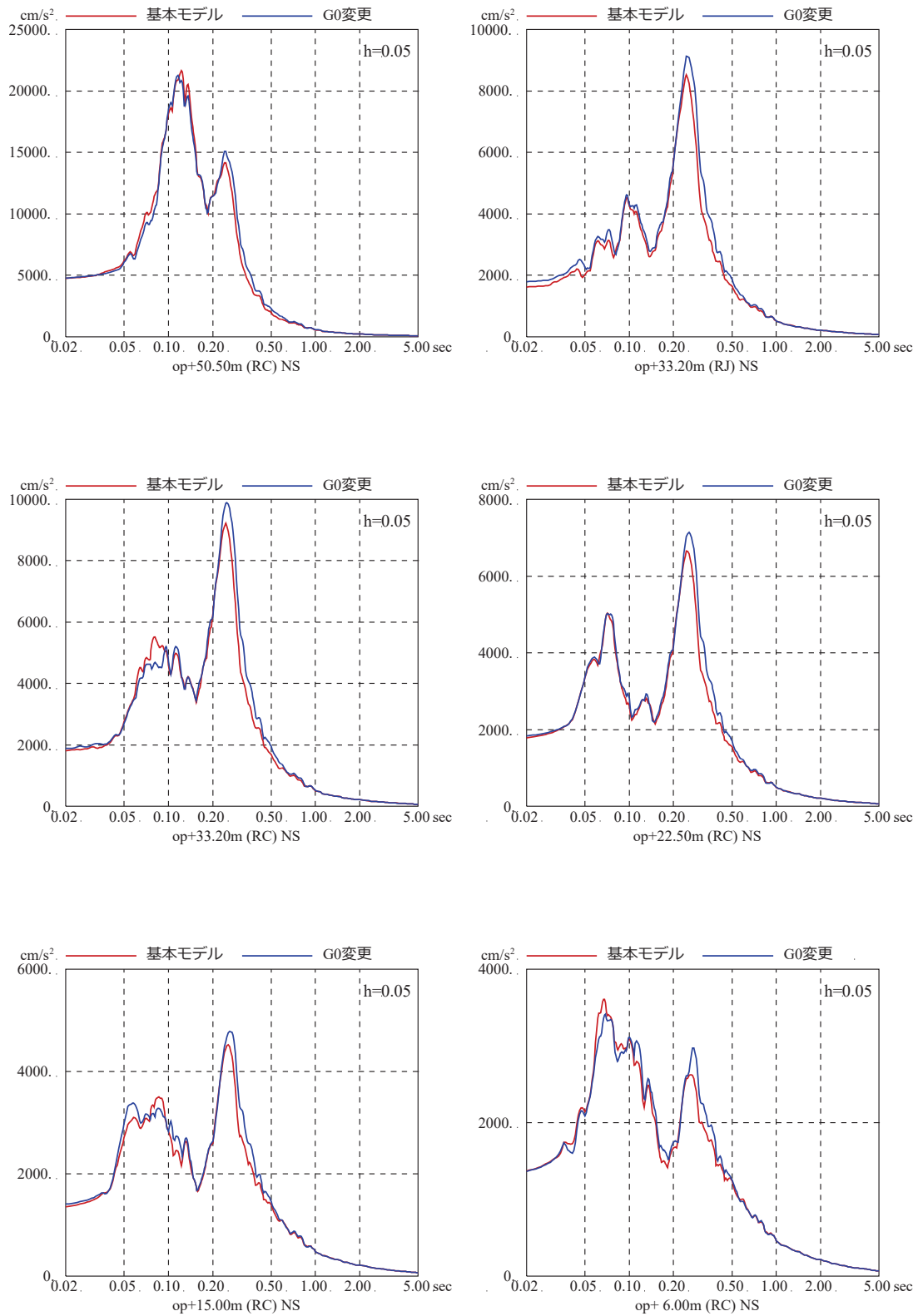


図-1 表層地盤の非線形特性を変えた場合の  
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動  $S_s - D2$ , NS 方向)  
 (初期せん断弾性係数  $G_0$  のみ変更した場合)

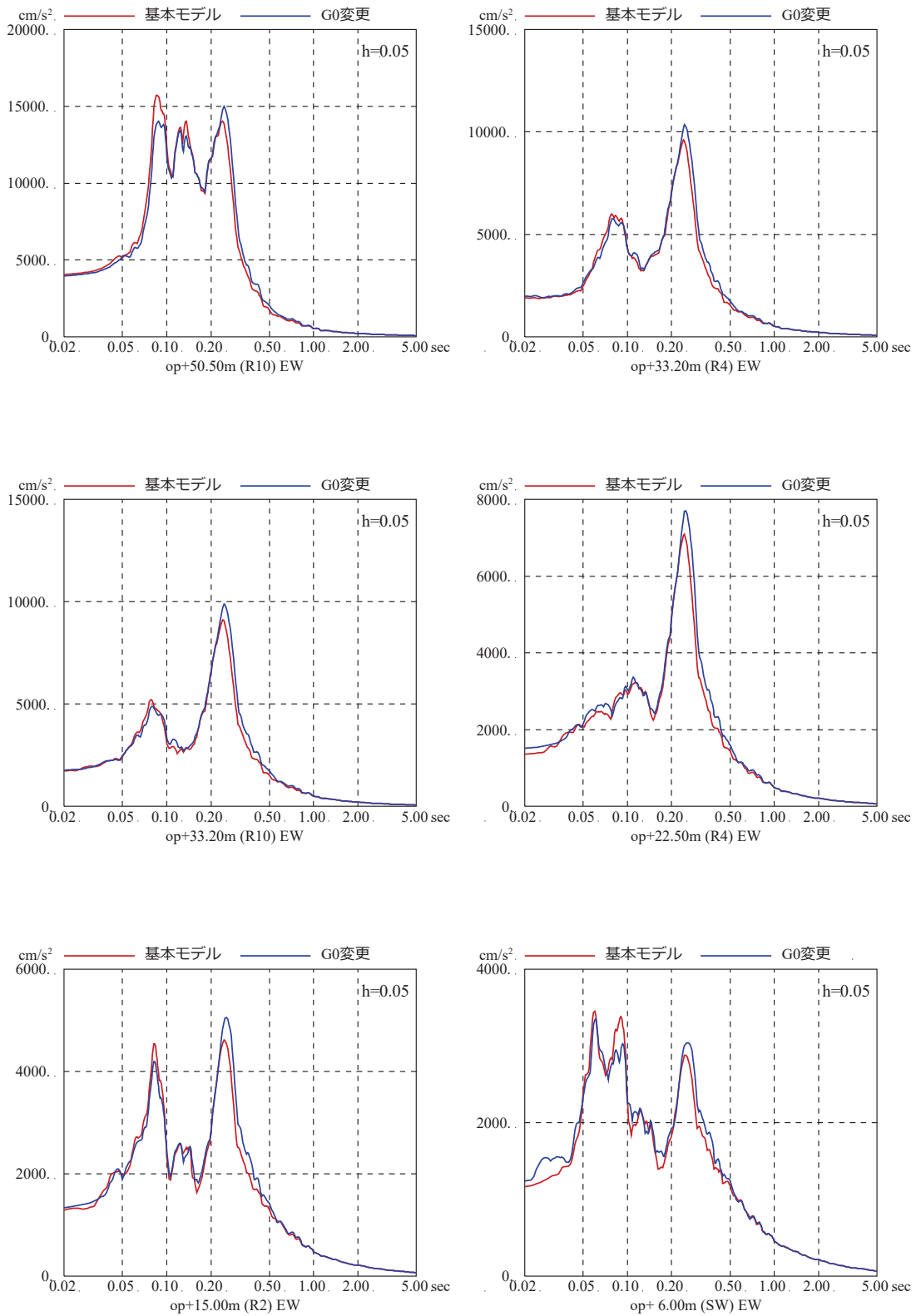


図-2 表層地盤の非線形特性を変えた場合の  
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動  $S_s - D2$ , EW 方向)  
 (初期せん断弾性係数  $G_0$  のみ変更した場合)

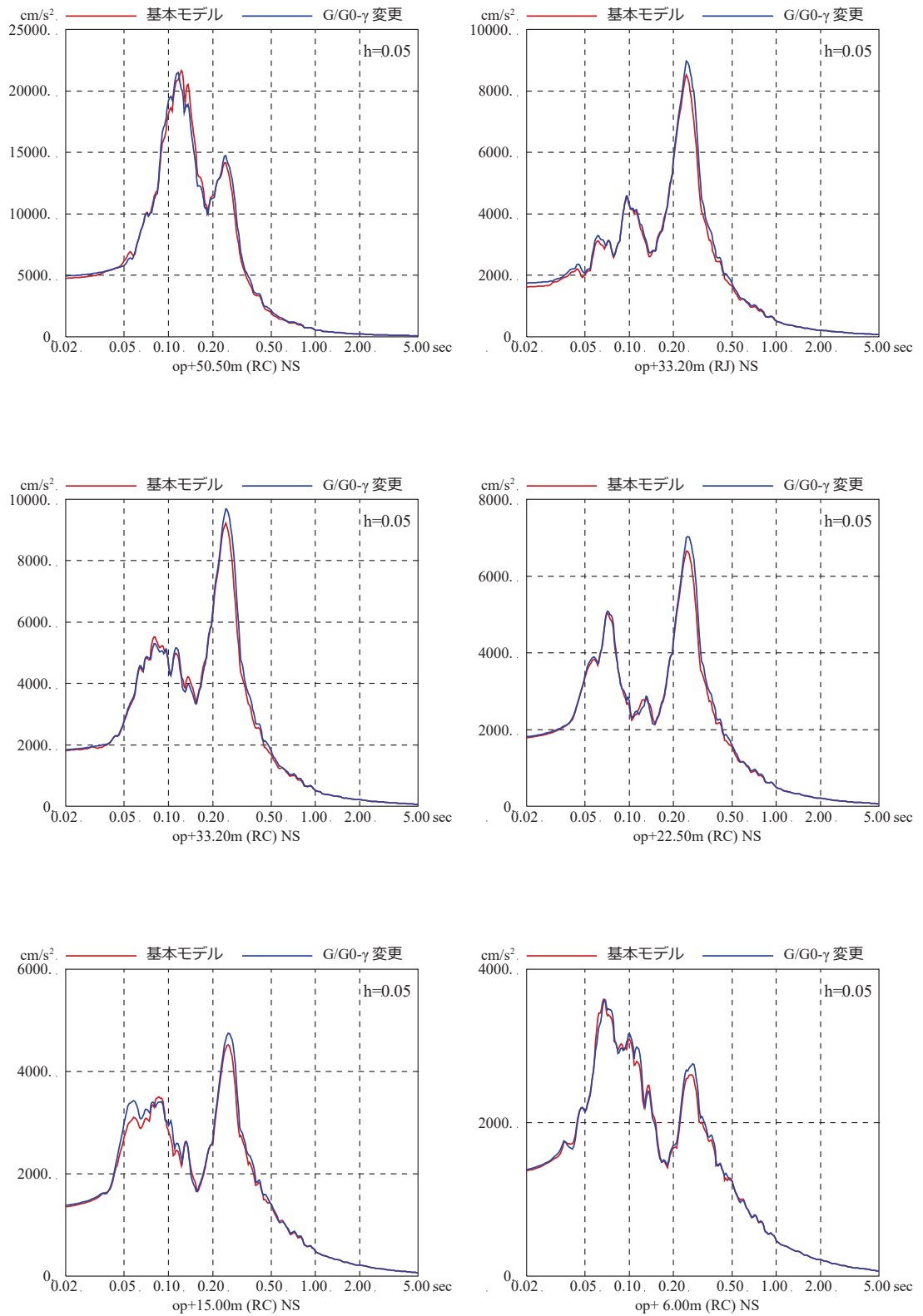


図-3 表層地盤の非線形特性を変えた場合の  
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動  $S_s - D2$ , NS 方向)  
 ( $G/G_0 - \gamma$  曲線のみ変更した場合)

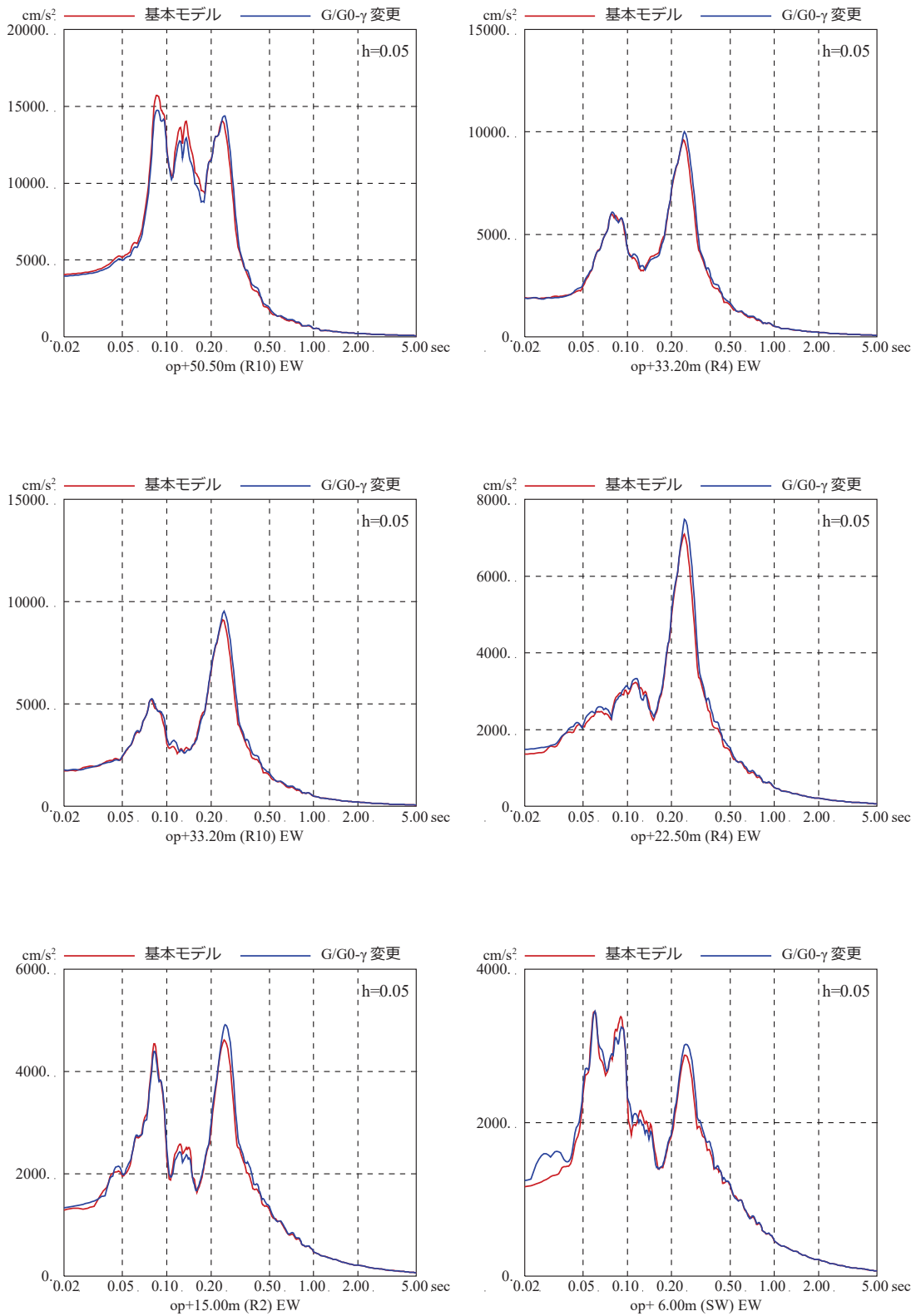


図-4 表層地盤の非線形特性を変えた場合の  
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S s - D 2, EW 方向)  
 (G/G<sub>0</sub>- $\gamma$  曲線のみ変更した場合)

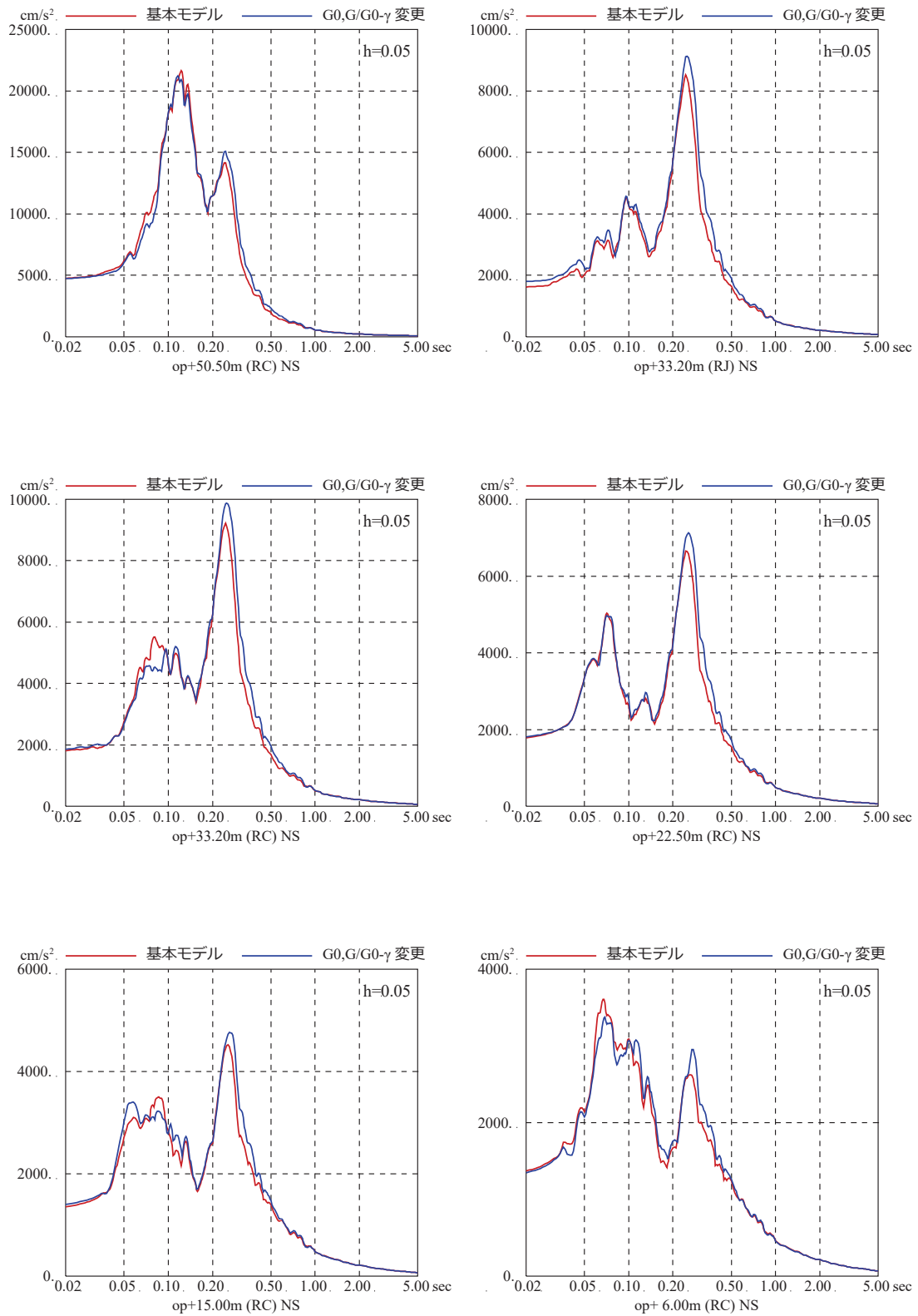


図-5 表層地盤の非線形特性を変えた場合の  
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動  $S_s - D2$ , NS 方向)  
 (初期せん断弾性係数  $G_0$  と  $G/G_0 - \gamma$  曲線を変更した場合)

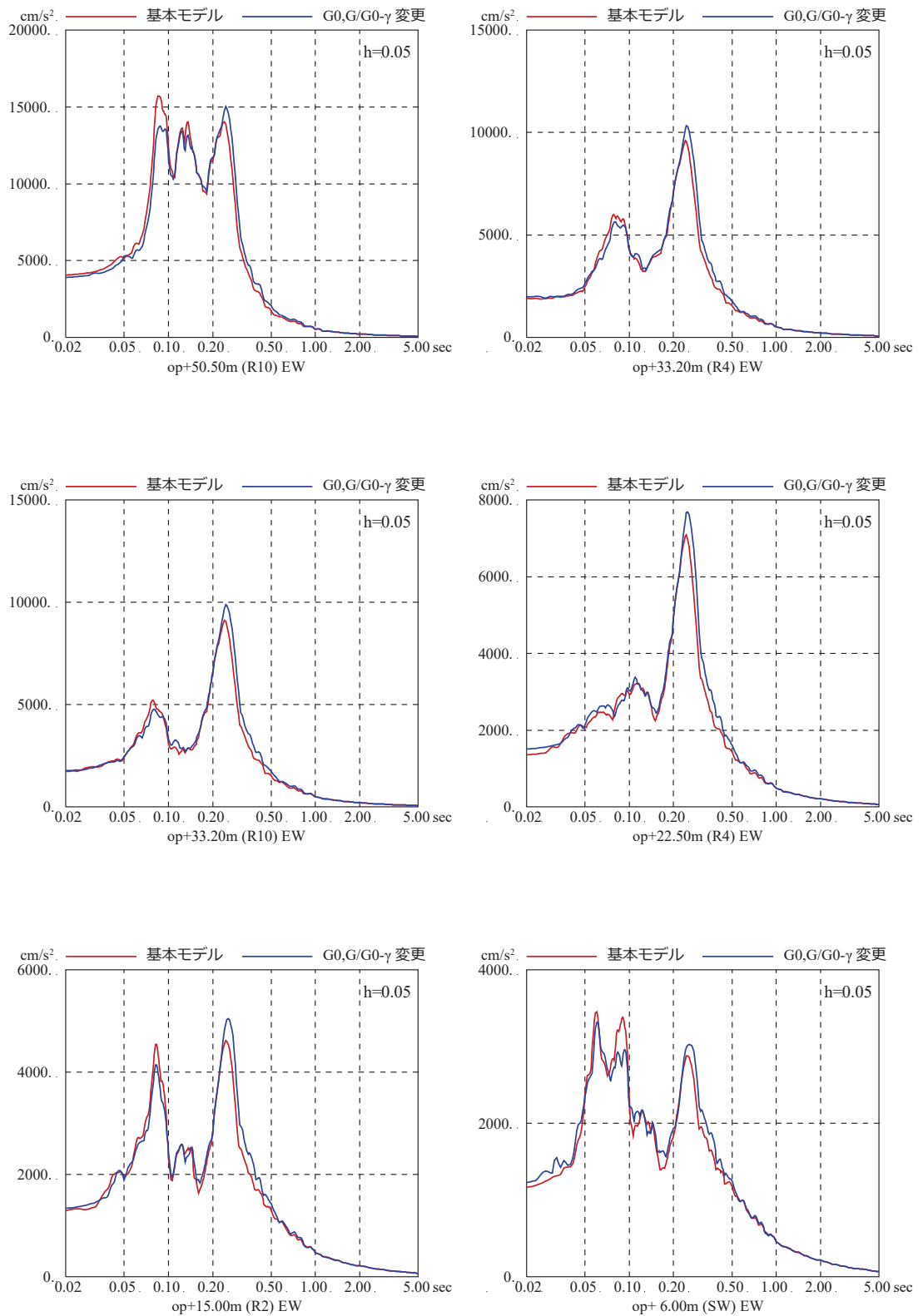


図-6 表層地盤の非線形特性を変えた場合の  
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S<sub>s</sub>-D2, EW 方向)  
 (初期せん断弾性係数 G<sub>0</sub> と G/G<sub>0</sub>-γ 曲線を変更した場合)

別紙 15 表層地盤による埋込み効果の影響

## 目 次

1. 検討概要..... 別紙 15- 1
2. 側面地盤ばねの有無が建屋応答に及ぼす影響検討（原子炉建屋）..... 別紙 15- 2
3. 側面地盤ばねの有無が建屋応答に及ぼす影響検討  
（第3号機海水熱交換器建屋）..... 別紙 15- 9
4. 第3号機海水熱交換器建屋の3次元地盤 FEM モデルによる検討..... 別紙 15-15
5. まとめ..... 別紙 15-20

参考検討 側面地盤ばねの有無が建屋応答に及ぼす影響検討（タービン建屋）



## 1. 検討概要

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、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、J E A G 4 6 0 1-1991 追補版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。<sup>\*</sup>

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、地盤の非線形性が大きい 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第 3 号機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。

**注記\*** : 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（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地震のはぎ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（J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版による方法）により算定する。

解析条件の比較を表 2-1 に、シミュレーション解析モデルを図 2-1 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、表 2-2 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 地震のはぎとり波を表 2-3 に示す地盤モデルを用いて算定した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。

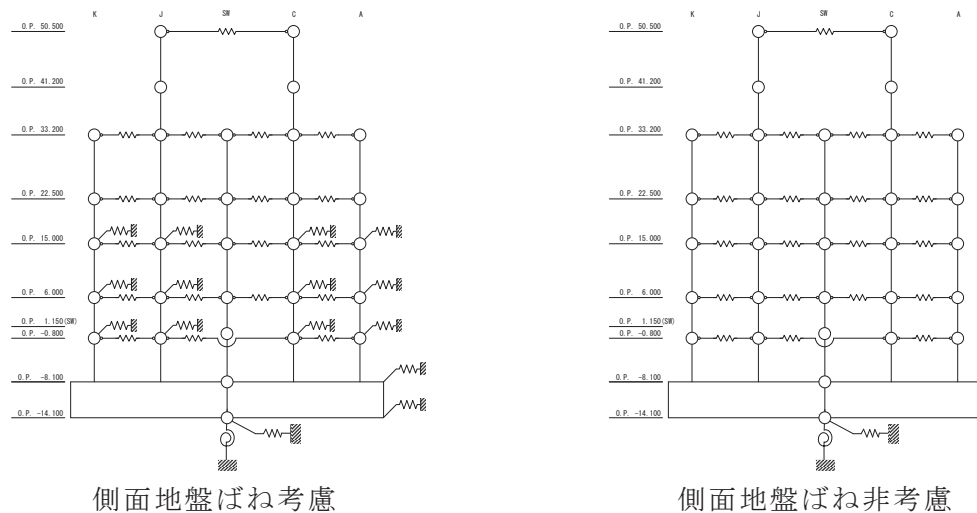


図 2-1 側面地盤ばねの有無の検討に用いる地震応答解析モデル

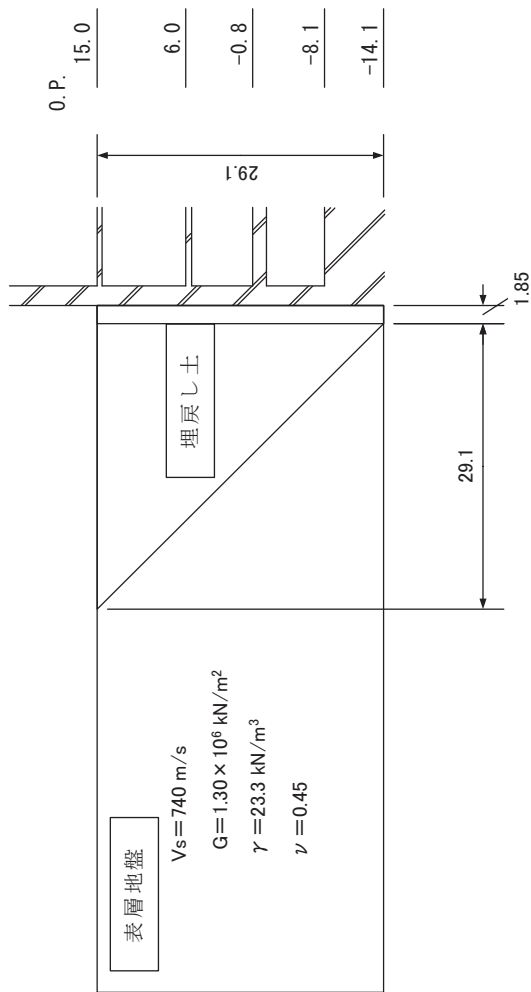
表 2-1 解析条件の比較

(3.11 地震はぎとり波を用いた側面地盤ばね有無の影響評価 [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	原子炉建屋	
地震動	3.11 地震のはぎとり波	
入力地震動	基礎版底面レベル及び側面 地盤ばね位置の地震動を算 定し入力 (E+F 入力)	基礎版底面レベルの地震動 を算定し入力 (E+F 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: Vs=740m/s 一層)	

表 2-2 側面地盤ばね (Novak ばね) の設定に用いる埋戻し土及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 弾性係数 G ( $\times 10^4$ kN/m <sup>2</sup> )	単位体積重 量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	単位体積重 量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	減衰定数 $h_e$ (%)	
15.0	0	1.48	18.6	0.45	1.25	21.0	0.45	4	
6.0	9.0	2.42	18.6	0.45	2.42	21.0	0.45	4	
-0.8	15.8	3.61	18.6	0.45	4.20	21.0	0.45	4	
-8.1	23.1	4.73	18.6	0.45	6.15	21.0	0.45	4	
-14.1	29.1	5.57	18.6	0.45	9.13	21.0	0.45	4	



埋戻し土の形状 (単位: m)

表 2-3 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 Vs (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図 2-2 及び図 2-3 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。

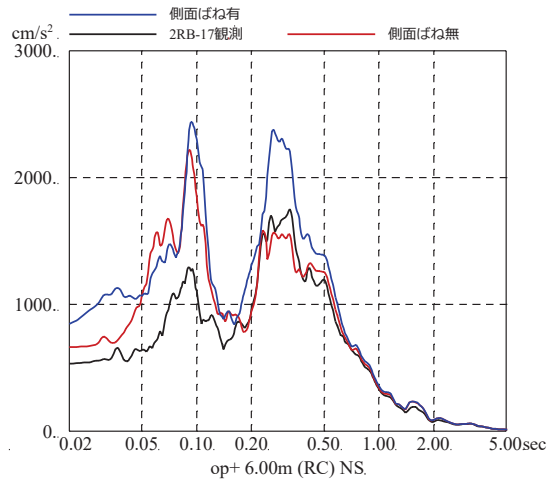
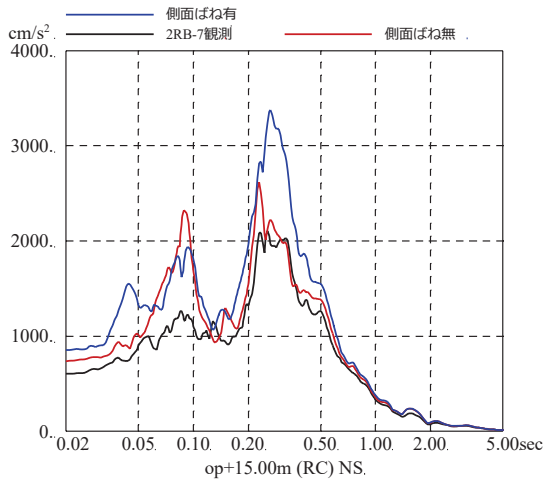
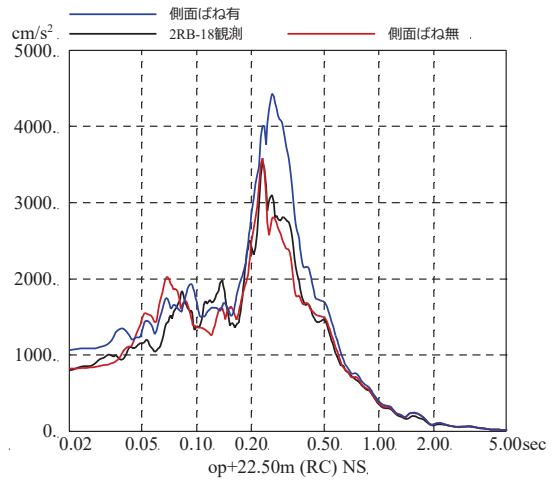
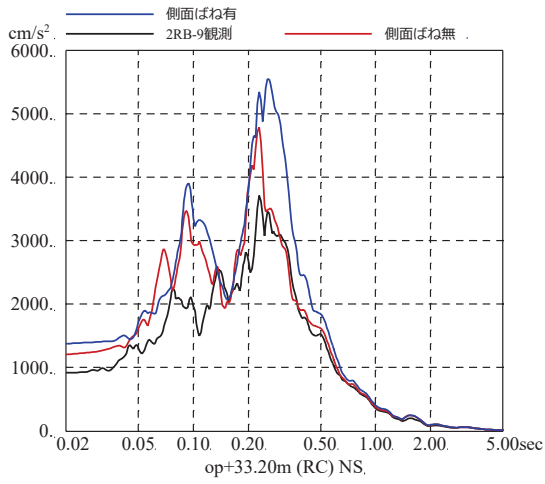
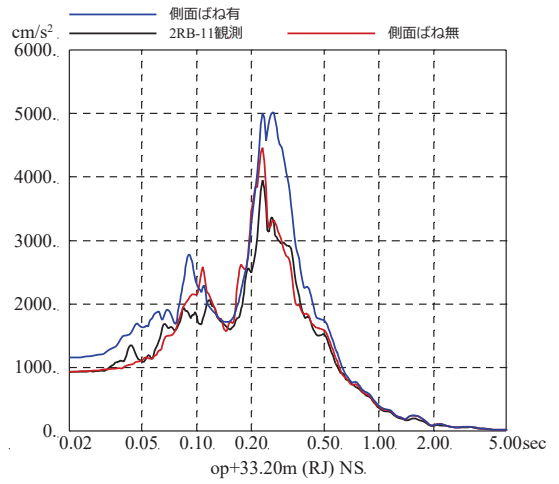
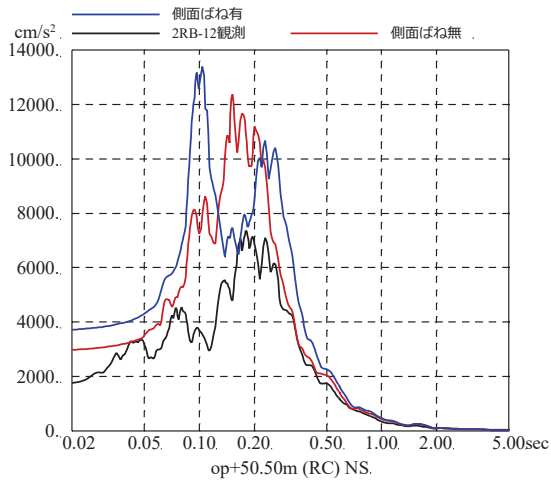


図 2-2 3.11 地震のはぎとり波を用いた側面地盤ばねの有無によるシミュレーション解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

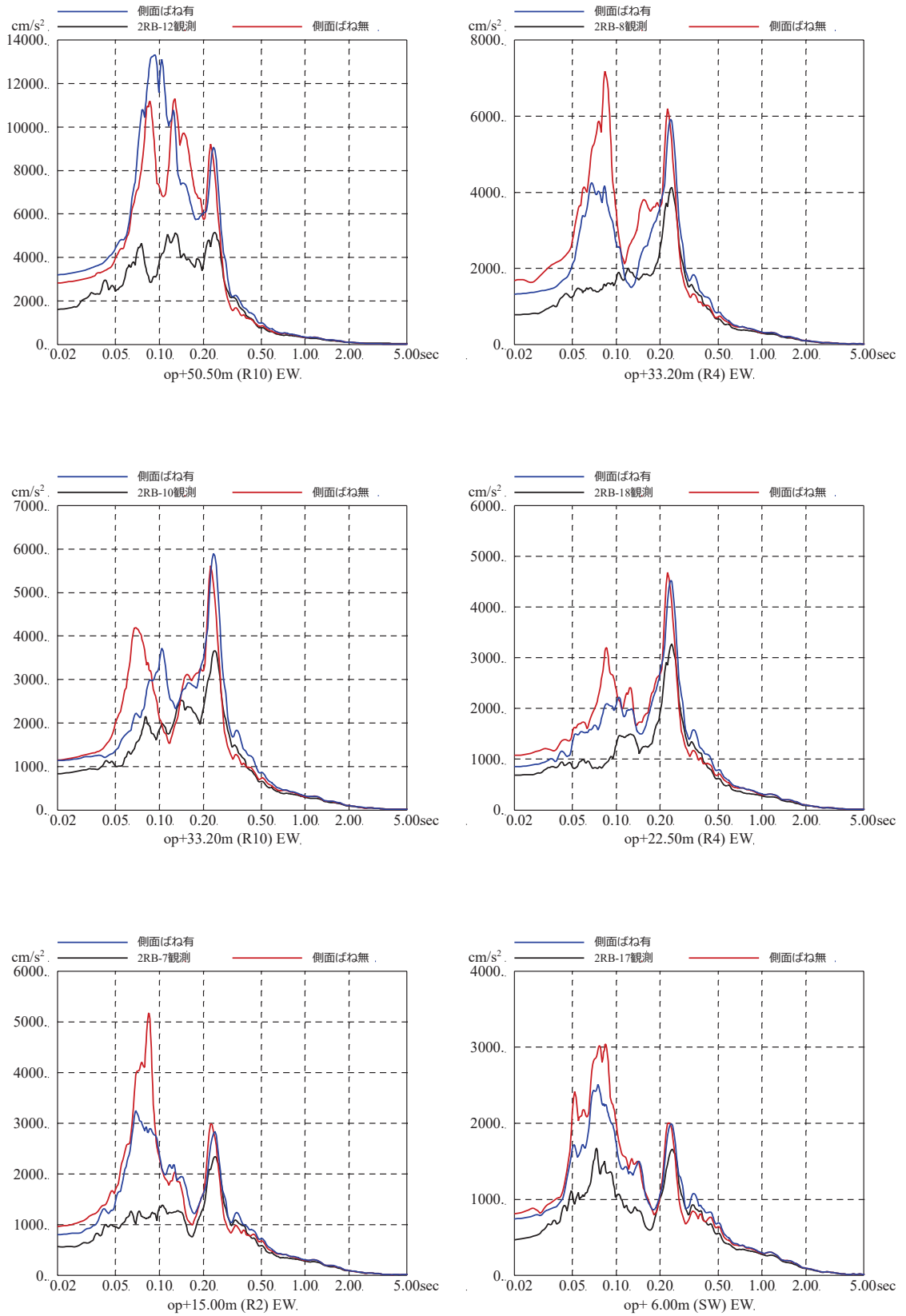


図 2-3 3.11 地震のはぎとり波を用いた側面地盤ばねの有無によるシミュレーション解析結果の比較 (原子炉建屋, EW 方向)

注：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（第3号機海水熱交換器建屋）

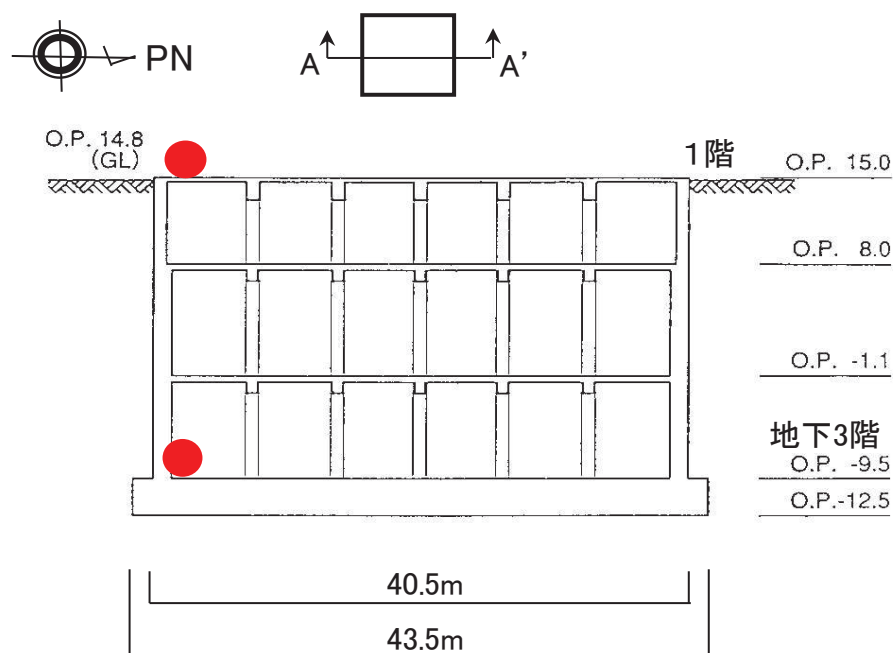
#### (1) 検討方法

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第3号機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3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）を考慮するモデル及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。

図3-1に第3号機海水熱交換器建屋の概要を示す。解析条件を表3-1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図3-2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表3-2に示す。



●：地震計位置

図3-1 第3号機海水熱交換器建屋の概要（A-A'）

表 3-1 解析条件

(側面地盤ばね有無の影響検討 [第3号機海水熱交換器建屋])

	<ul style="list-style-type: none"> <li>① 側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮したケース</li> <li>② 側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮しないケース</li> </ul>
建屋	第3号機海水熱交換器建屋
地震動	3.11 地震のはざとり波
入力地震動	<ul style="list-style-type: none"> <li>① 基礎版底面レベル及び側面地盤ばね位置の地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力を考慮)</li> <li>② 基礎版底面レベル位置の地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)</li> </ul>
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	既工認モデル (設計剛性, 建屋減衰 5%)
建屋モデル (側面地盤ばね)	<ul style="list-style-type: none"> <li>① 有り</li> <li>② 無し</li> </ul>
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	第3号機海水熱交換器建屋
地震動	3.11 地震の基礎版上観測記録
入力地震動	基礎版底面レベルの地震動を逆算し入力 (2E 入力)
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 (設計剛性, 建屋減衰 20%)
建屋モデル (側面地盤ばね)	無し
地盤モデル	—

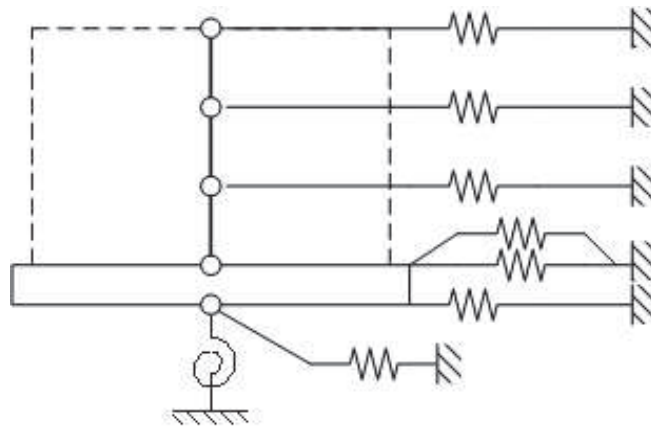


図 3-2 側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮したケースの地震応答解析モデル

表 3-2 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数 <sup>*2</sup> h (%)
表層地盤	14.80	18.6	*1	3 <sup>*3</sup>
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

注記\*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

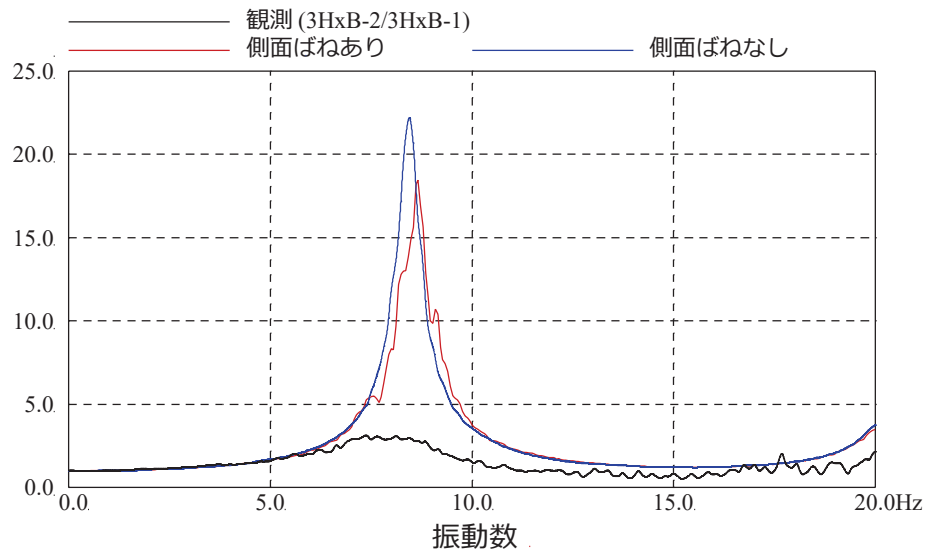
\*3：ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

## (2) 検討結果

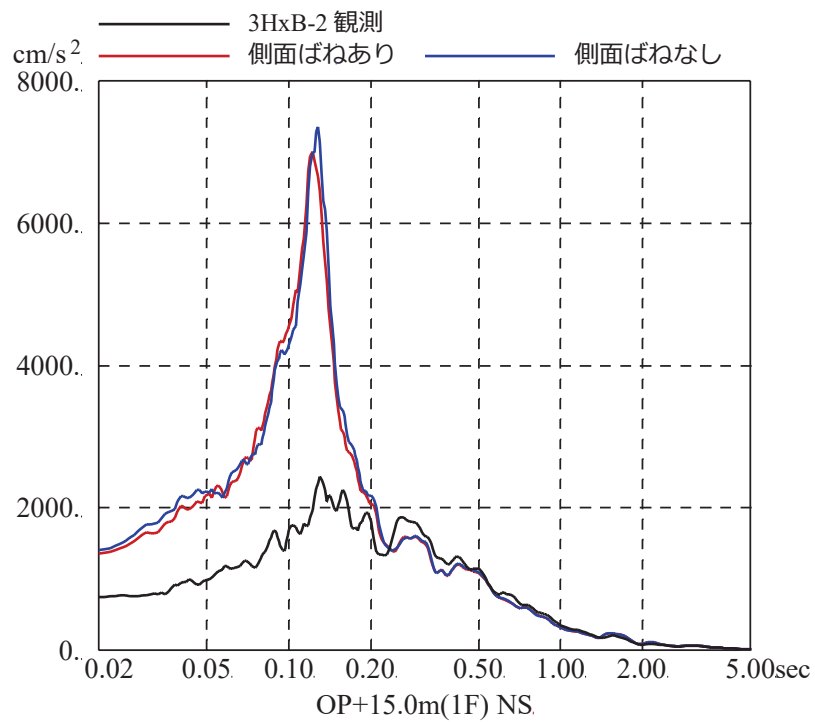
3 種類のモデルによる検討結果は以下のとおり。

- 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 (地上 1 階) の伝達関数、及び建屋上部 (地上 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図 3-3 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 (地上 1 階) の伝達関数、及び建屋上部 (地上 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図 3-4 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第 3 号機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。

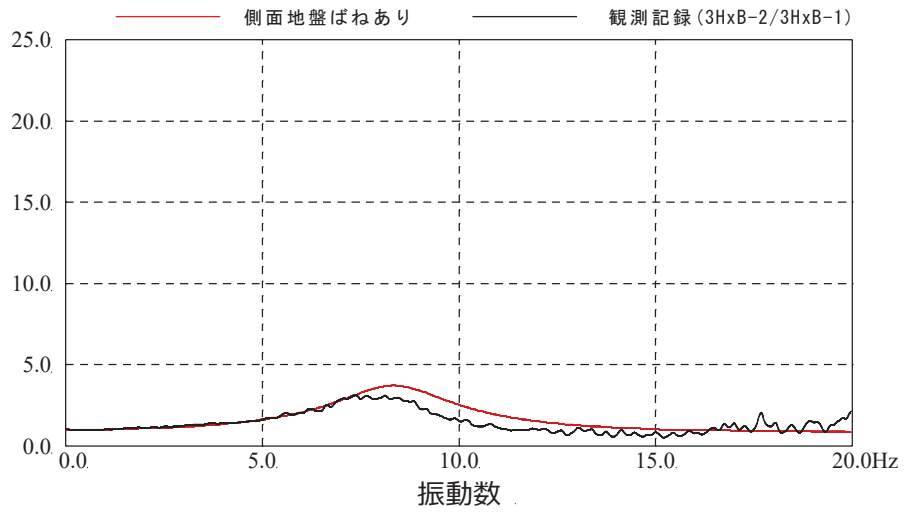


伝達関数の比較（地上1階／地下3階，NS方向）

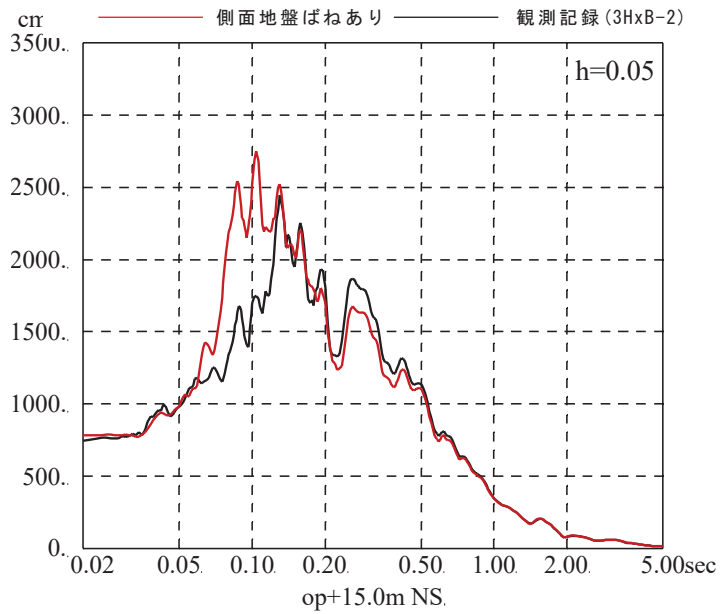


応答スペクトルの比較（地上1階，NS方向）

図 3-3 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  
(第3号機海水熱交換器建屋)



伝達関数の比較（地上 1 階／地下 3 階，NS 方向）



応答スペクトルの比較（地上 1 階，NS 方向）

図 3-4 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  
（第 3 号機海水熱交換器建屋）

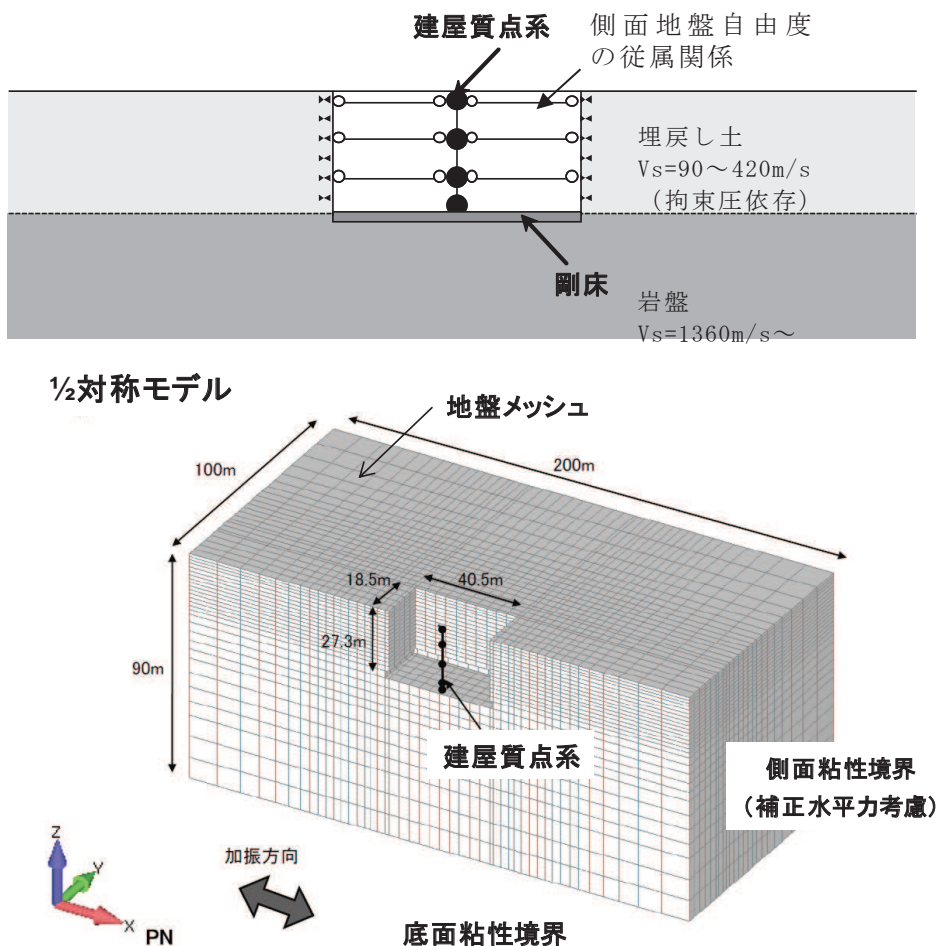
4. 第3号機海水熱交換器建屋の3次元地盤FEMモデルによる検討

第3号機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モデルの概要を図4-1に示す。

入力地震動は、2011.3.9三陸沖の地震(以下「3.9地震」という。), 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	線形又は非線形(H-D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

図4-1 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図 4-2 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図 4-3 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。地上 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図 4-4 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図 4-5、図 4-6 に、最大加速度分布、最大速度分布、最大ひずみ分布を図 4-7～図 4-9 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地上 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、図 4-5 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、図 4-6 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。

図 4-7 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。図 4-8 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。図 4-9 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。



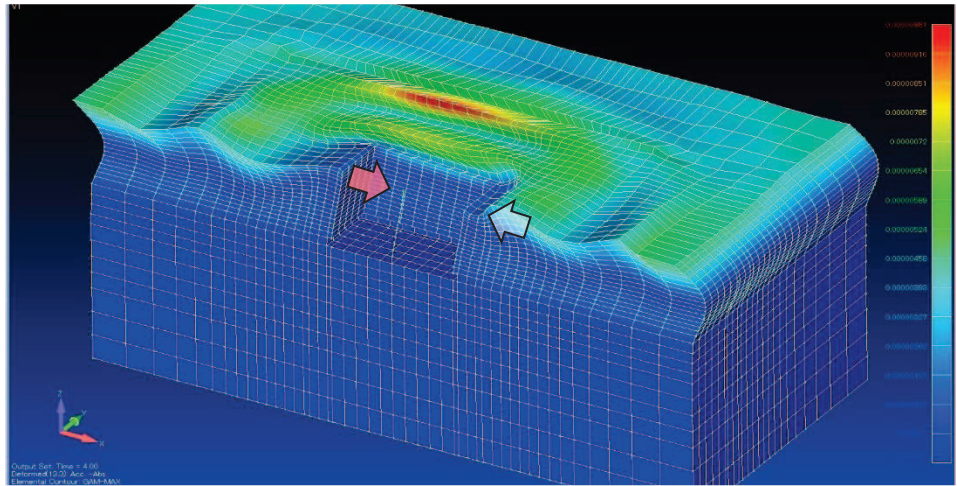


図 4-2 sin 波 (8Hz) を入力した場合の変形図

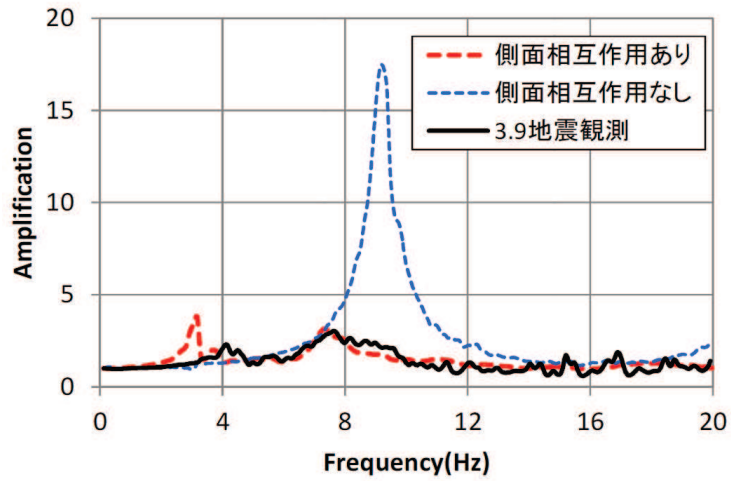


図 4-3 建屋の伝達関数 (地上 1 階/基礎版) 3.9 地震 (NS 方向)

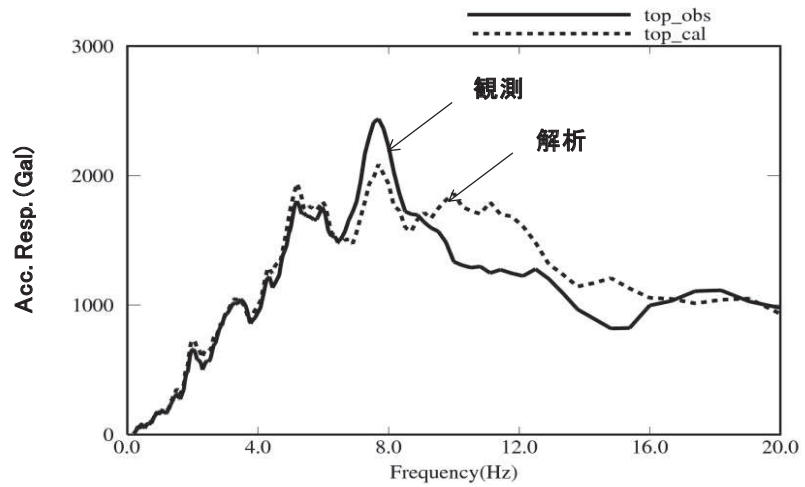


図 4-4 加速度応答スペクトル (h=5%)  
(地上 1 階, NS 方向)

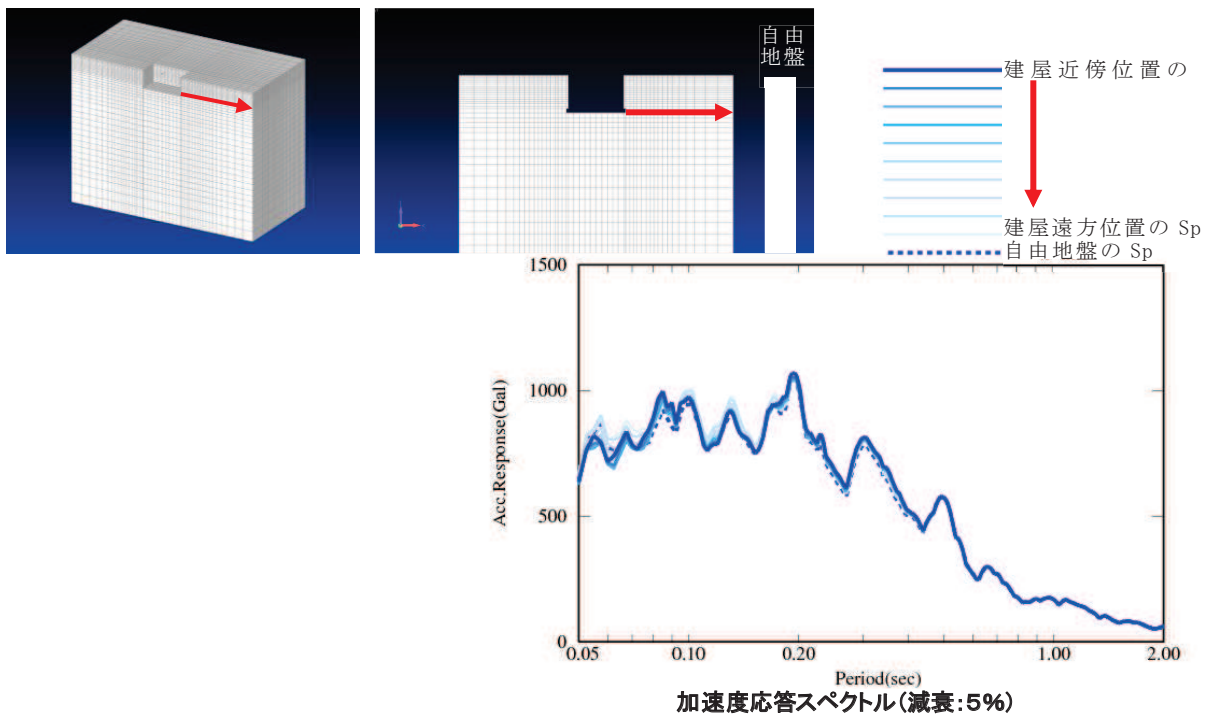


図 4-5 加速度応答スペクトル

(基礎版底面と同レベルの岩盤面)

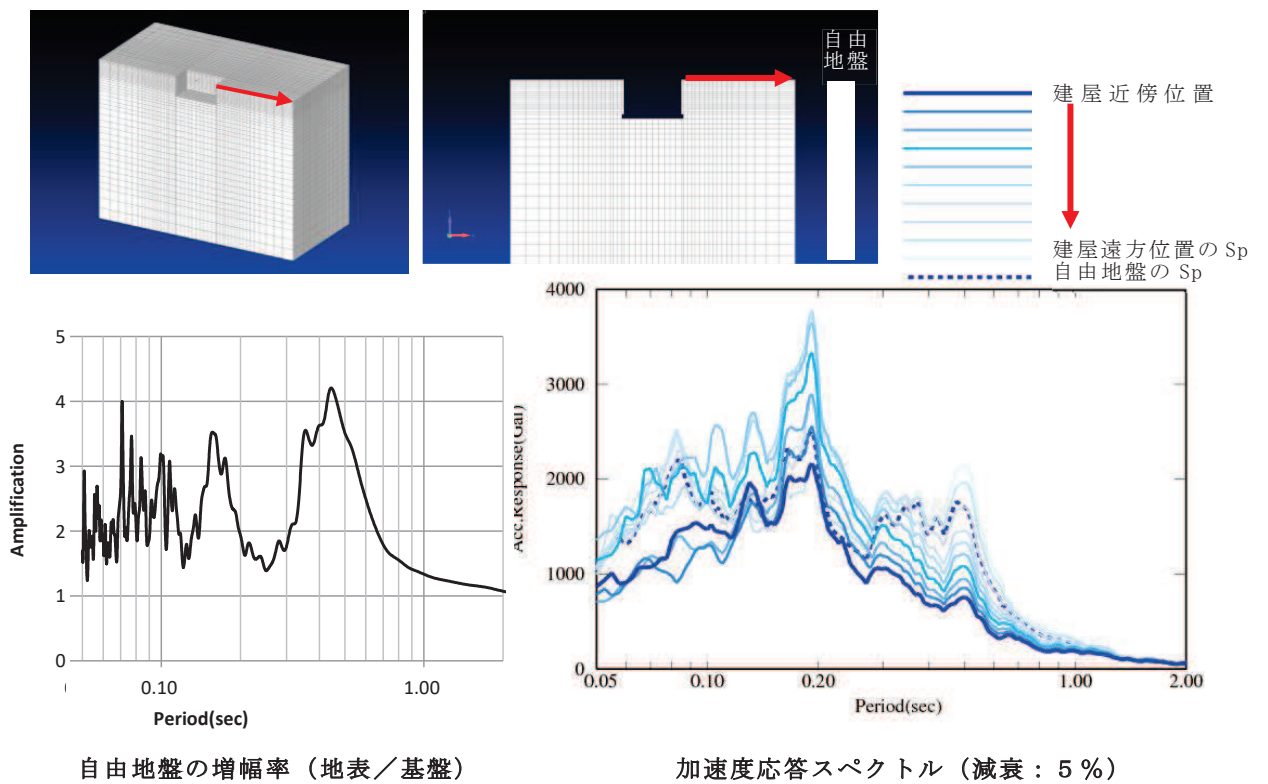


図 4-6 加速度応答スペクトル (地表面)

自由地盤

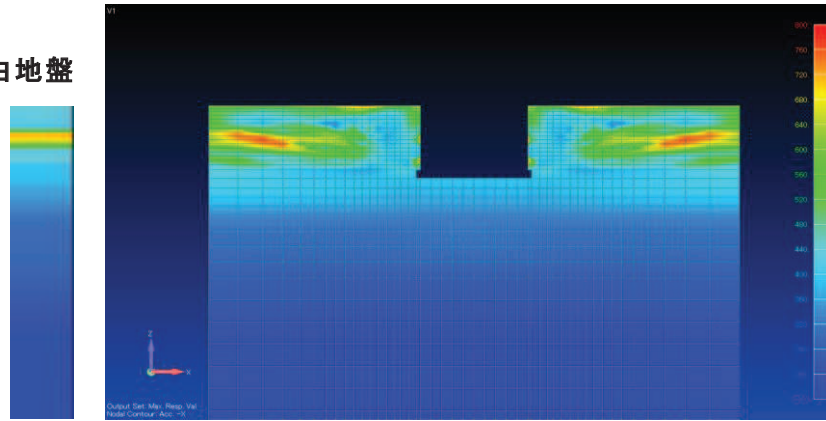


図 4-7 最大加速度分布

自由地盤

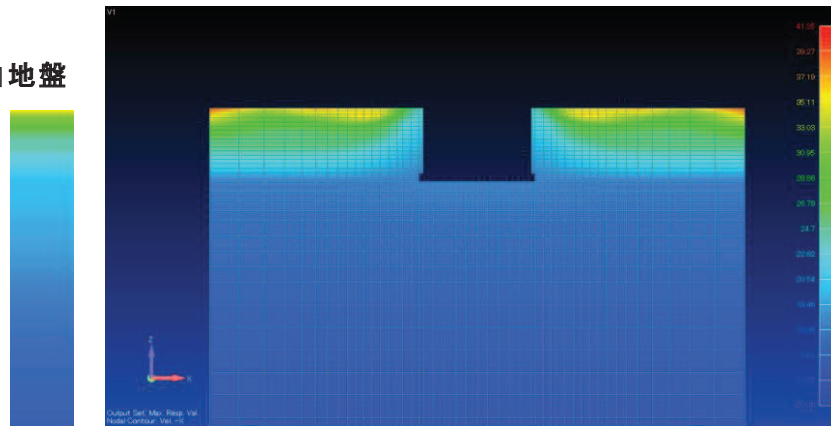


図 4-8 最大速度分布

自由地盤

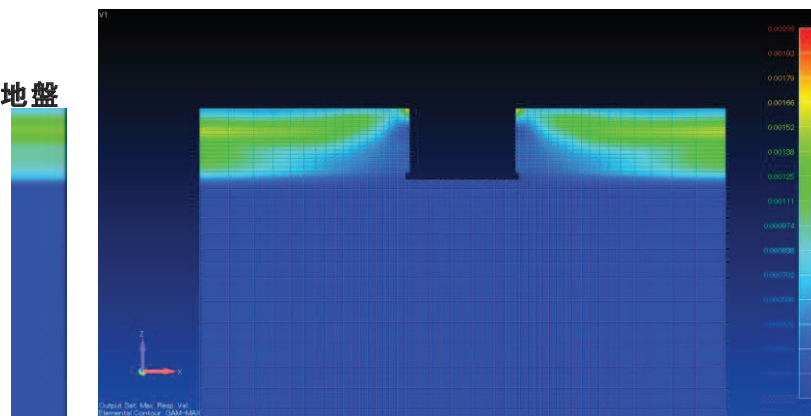


図 4-9 最大ひずみ分布

## 5. まとめ

原子炉建屋及び第3号機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第3号機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 第3号機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。

J E A G 4 6 0 1 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、第3号機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（タービン建屋）

## 1. 検討目的

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。

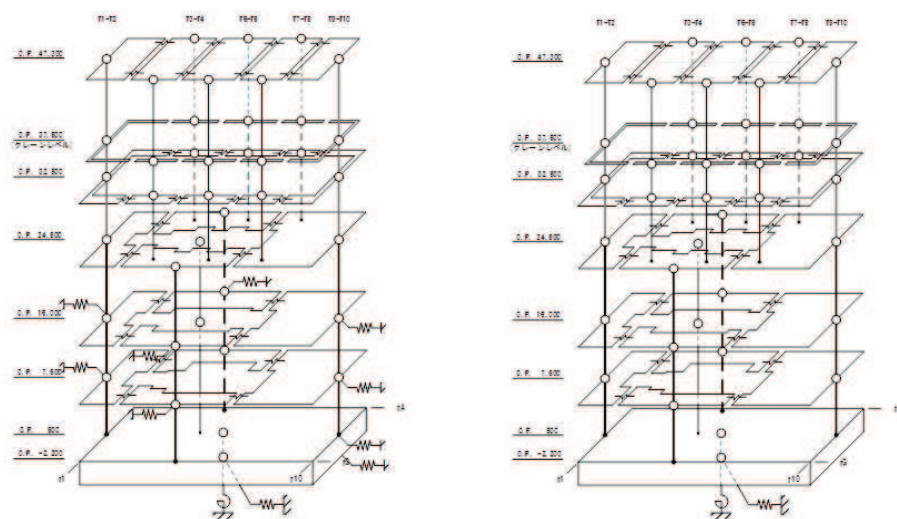
E+F 入力を採用するため、側面地盤ばね（Novak ばね）の有無が建屋の振動特性に与える影響を確認する。

## 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、J E A G 4 6 0 1 - 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図 2-1 に、解析条件の比較を表 2-1 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表 2-2 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

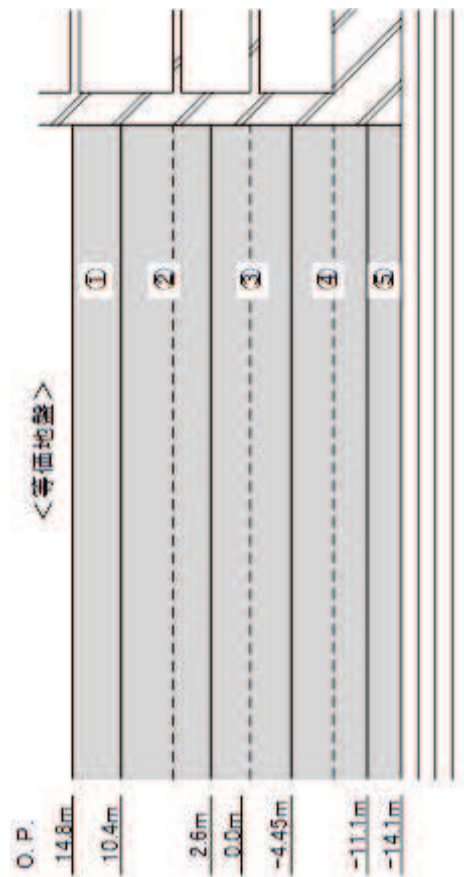
図 2-1 図側面地盤ばね（Novak ばね）の有無の検討に用いる地震応答解析モデル

表 2-1 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	タービン建屋	
地震動	3.11 地震のはぎとり波	
入力地震動	基礎版底面レベル及び側面 地盤ばね位置の地震動を算 定し入力 (E+F 入力)	基礎版底面レベルの地震動 を算定し入力 (E+F 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)	

表 2-2 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)	等価地盤					ポアソン比 $\nu$	減衰定数 $h_e$ (%)
	層 No.	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	せん断弾性係数 $G$ ( $\times 10^4$ kN/m <sup>2</sup> )	単体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		
15.0	①	166	5.23	18.6	18.6	0.45	3
7.6	②	262	13.1	18.6	18.6	0.45	3
0.8	③	470	43.5	19.3	19.3	0.45	3
-2.2	④	900	193	23.3	23.3	0.45	3



### 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図 3-1 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。



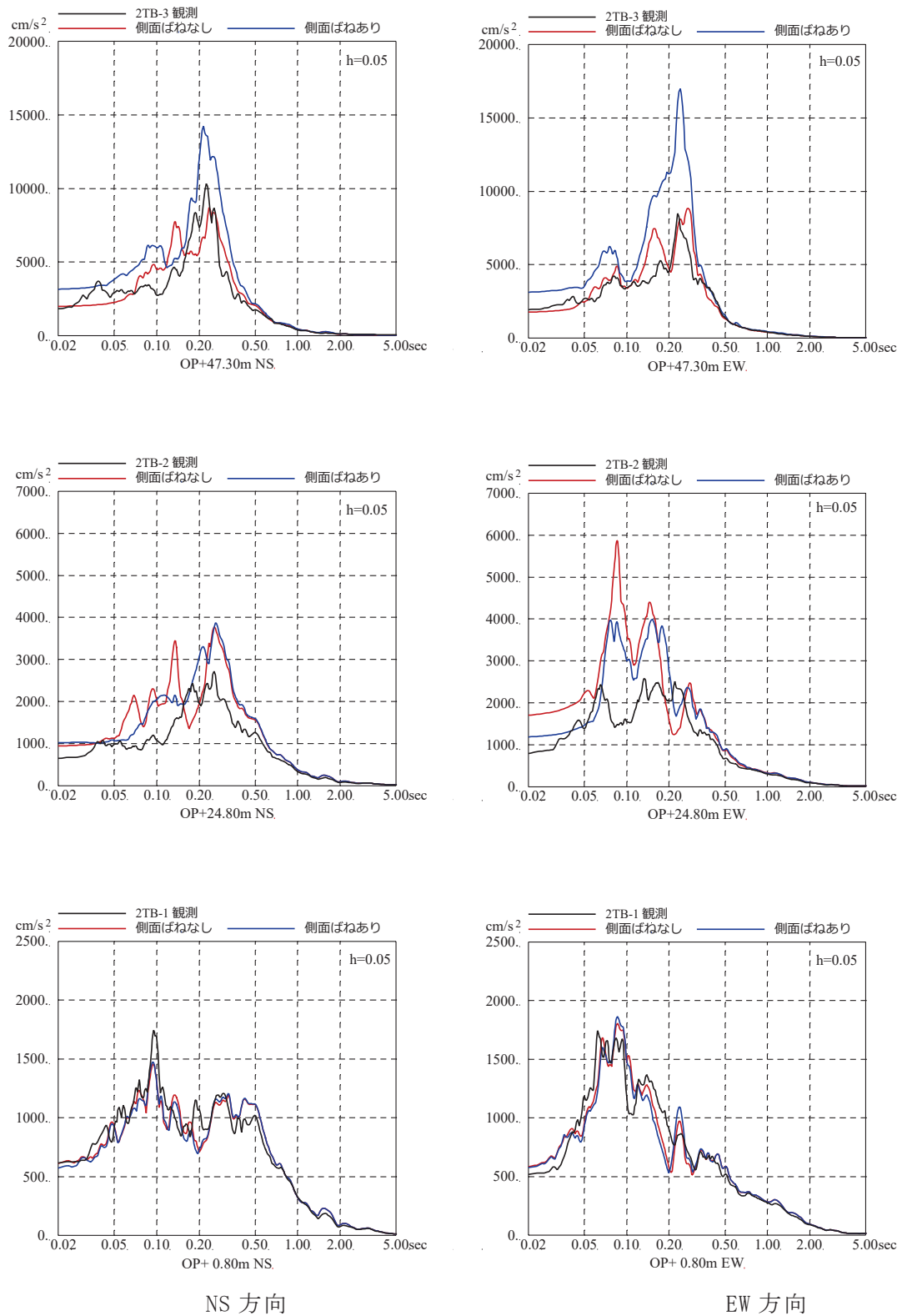


図 3-1 3.11 地震のはざとり波を用いた側面地盤ばね (Novak ばね) の有無によるシミュレーション解析結果の比較 (タービン建屋)

注：地震計位置は、付録 1 参照。

別紙 16 側面地盤ばねの有無が建屋応答に与える影響

## 目 次

1. 検討概要..... 別紙 16-1
2. 検討方法..... 別紙 16-1
3. 検討結果..... 別紙 16-7

## 1. 検討概要

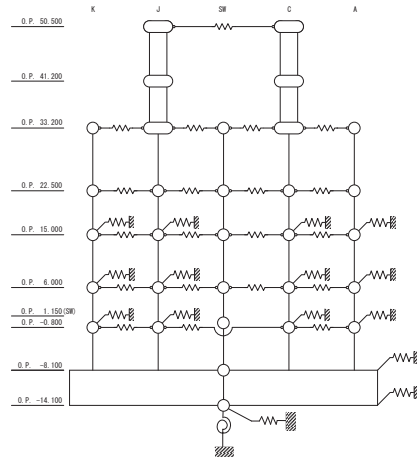
原子炉建屋の今回工認では、表層地盤の影響を考慮して建屋への入力地震動を算定することとしているが、基準地震動のような大加速度の地震動が入力した場合は、側面地盤の剛性が低下することにより側面地盤と建屋の相互作用の影響が小さくなると想定されること、女川原子力発電所の支持地盤が硬質岩盤であり、支持地盤と側面地盤のせん断波速度の違いが大きい場合には J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に記載の通り側面地盤ばねの算定にあたっては留意する必要があることから側面地盤ばねはモデル化していない。

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。

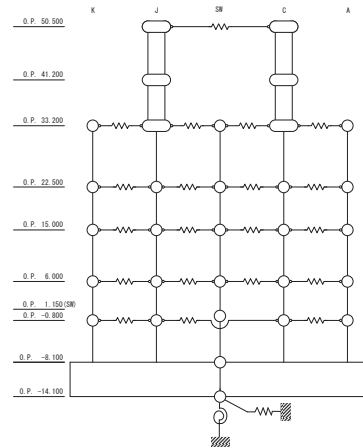
## 2. 検討方法

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  $S_s - D 1$  と  $S_s - D 2$  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（J E A G 4 6 0 1 -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図 2-1 に、側面地盤ばねの設定に用いる物性値を表 2-1 および表 2-2 に、算定した側面地盤ばね値を表 2-3～表 2-6 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	原子炉建屋	
地震動	基準地震動 $S_s - D 1$ 及び $S_s - D 2$	
入力地震動	基礎版底面レベル及び側面地盤ばね位置の地震動を算定し入力 (E+F 入力)	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力 (E+F 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, 耐震補強考慮, 建屋減衰 5%)	
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	入力地震動評価用地盤モデル (表層地盤: 2層モデル)	

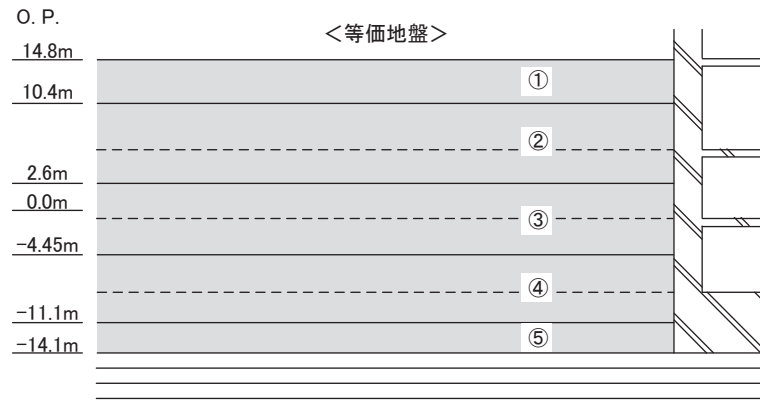
図 2-1 側面地盤ばねの有無の検討に用いる地震応答解析モデル

表 2-1 側面地盤ばねの設定に用いる等価地盤の物性値 (S s - D 1)

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 <sup>2</sup> )	単位体積重 量 $\gamma^*$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu^*$	減衰定数 $h_e^*$ (%)
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

※ J E A G 4 6 0 1 -1991 [追補版] により, 層厚で重み付け平均した  $G$ ,  $h_e$ ,  $\nu$ ,  $\gamma$  を用いる。

$V_s$  は平均  $G$ , 平均  $\gamma$  より求める。



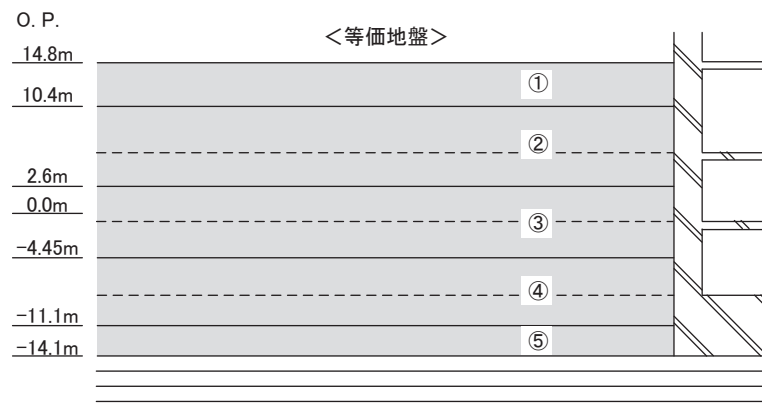
埋戻し土の形状 (単位 : m)

表 2-2 側面地盤ばねの設定に用いる等価地盤の物性値 (S s - D 2)

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 <sup>2</sup> )	単位体積重 量 $\gamma^*$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu^*$	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

※ J E A G 4 6 0 1 -1991 [追補版] により, 層厚で重み付け平均した  $G, h_e, \nu, \gamma$  を用いる。

$V_s$  は平均  $G$ , 平均  $\gamma$  より求める。



埋戻し土の形状 (単位 : m)

表 2-3 NS 方向側面地盤ばね，減衰 (S<sub>s</sub> - D 1)

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

表 2-4 EW 方向側面地盤ばね，減衰 (S<sub>s</sub> - D 1)

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



表 2-5 NS 方向側面地盤ばね，減衰 (S<sub>s</sub> - D 2)

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

表 2-6 EW 方向側面地盤ばね，減衰 (S<sub>s</sub> - D 2)

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表 3-1 および表 3-2 に、固有モードの比較を図 3-1～図 3-10 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 S<sub>s</sub>-D1 については図 3-11 に、基準地震動 S<sub>s</sub>-D2 については図 3-12 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。建屋の地上 1 階の応答加速度が 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図 3-13～図 3-20 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 S<sub>s</sub>-D2 の地震応答解析を実施した場合の結果も参考に図 3-21 および図 3-22 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。ただし、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。

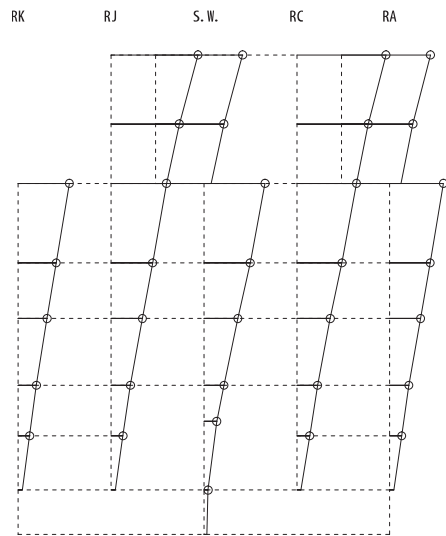
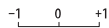
表 3-1 固有値解析結果 (NS 方向)

次数	側面地盤ばねなし			S s - D 1 側面地盤ばねモデル			S s - D 2 側面地盤ばねモデル		
	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

表 3-2 固有値解析結果 (EW 方向)

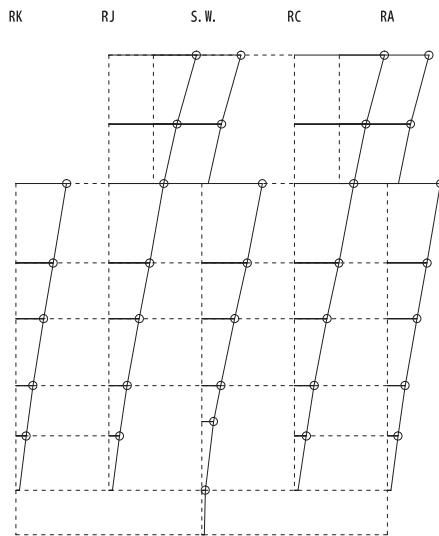
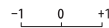
次数	側面地盤ばねなし			S s - D 1 側面地盤ばねモデル			S s - D 2 側面地盤ばねモデル		
	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.230	4.36	2.179	0.226	4.42	2.190	0.226	4.43	2.190
2	0.125	8.01	1.924	0.124	8.06	1.898	0.124	8.06	1.898
3	0.116	8.64	0.073	0.115	8.67	0.068	0.115	8.67	0.068
4	0.098	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



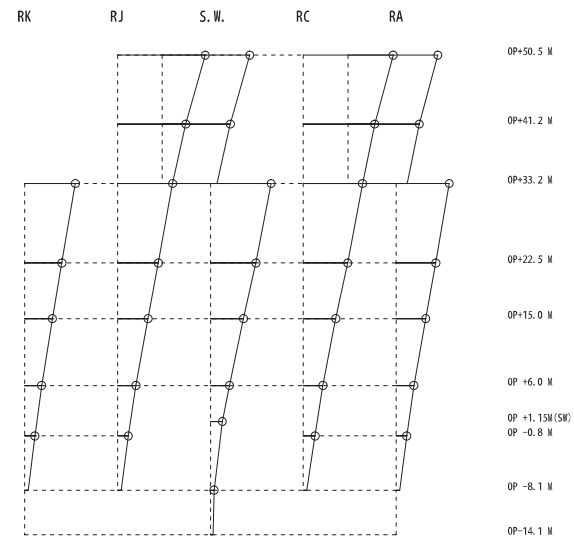
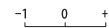
側面地盤ばねなし

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



側面地盤ばねあり (S s - D 1 地盤)

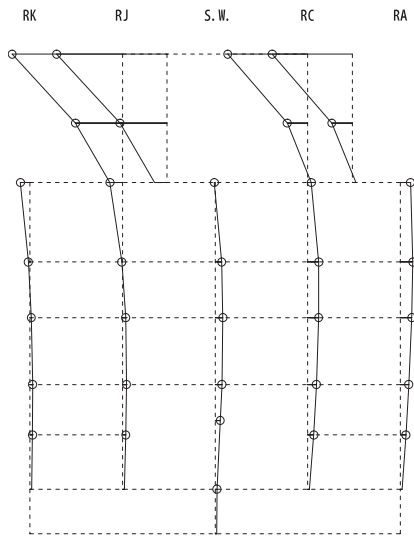
固有周期 0.233 s  
 固有振動数 4.29 Hz  
 刺激係数 2.224



側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

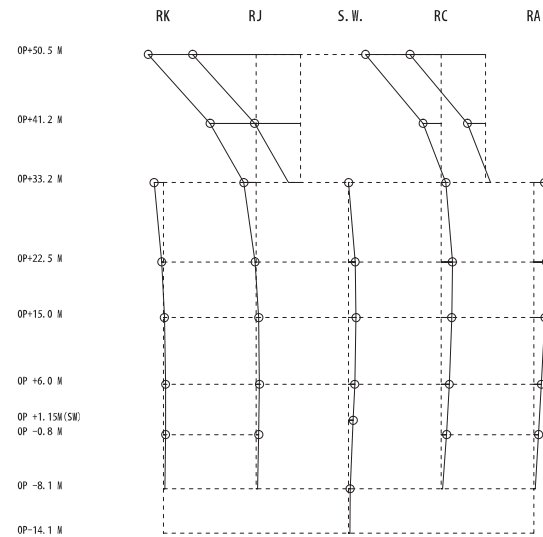
図 3-1 固有モードの比較 (NS 方向 1 次)

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



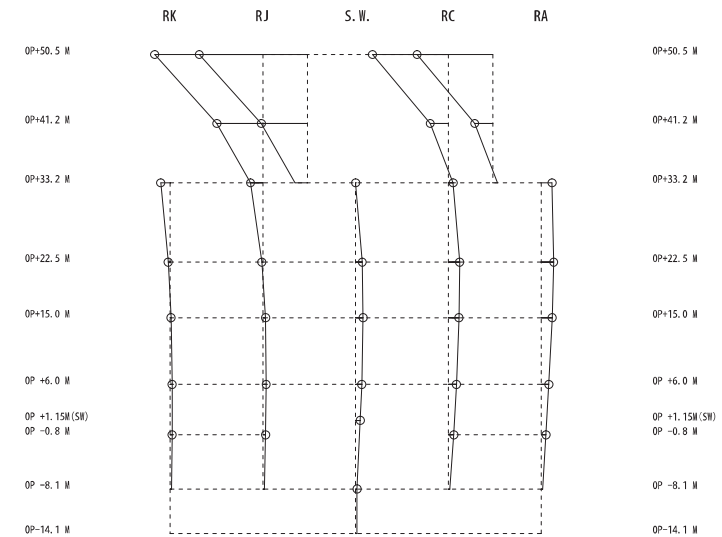
側面地盤ばねなし

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



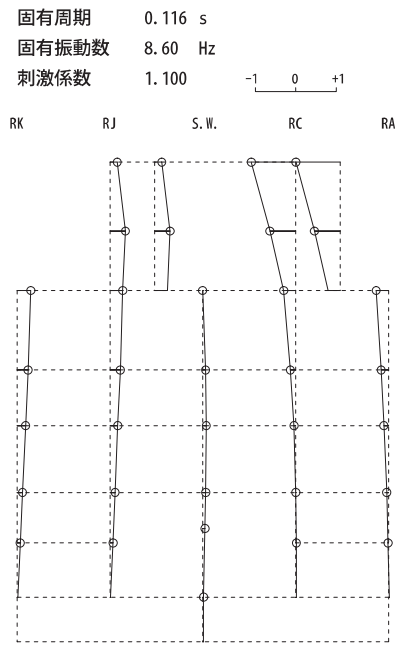
側面地盤ばねあり (S s - D 1 地盤)

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

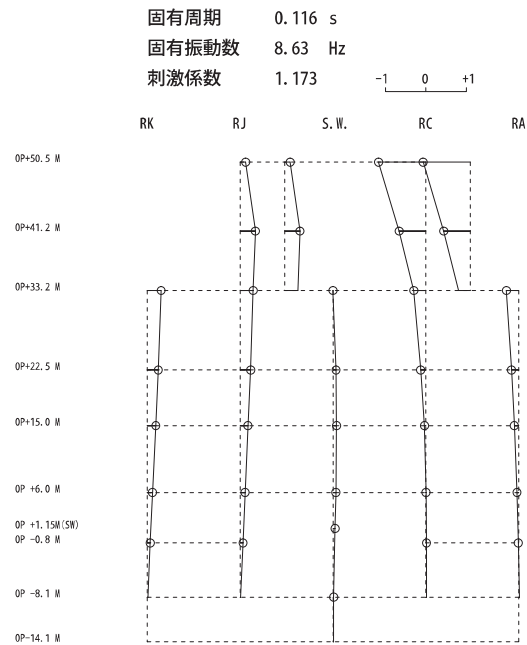


側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

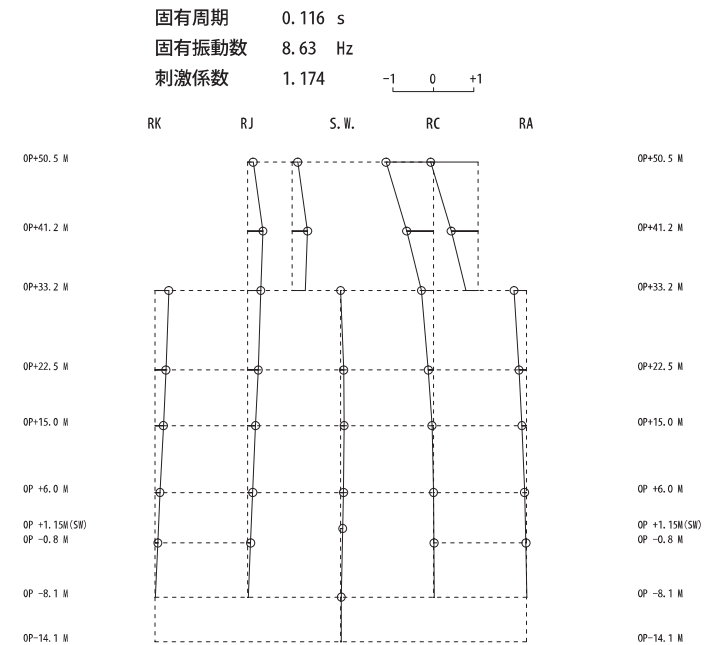
図 3-2 固有モードの比較 (NS 方向 2 次)



側面地盤ばねなし

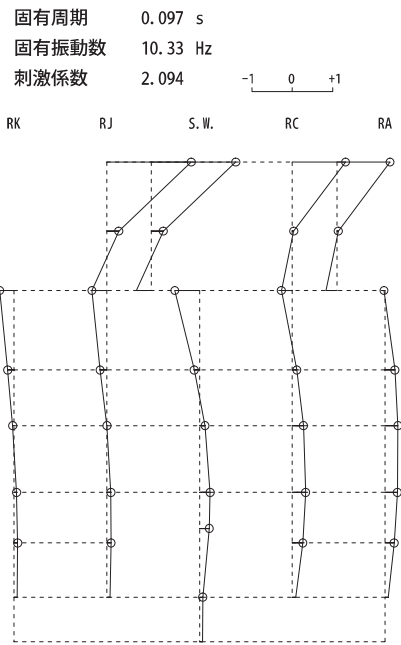


側面地盤ばねあり (S<sub>s</sub>-D1 地盤)

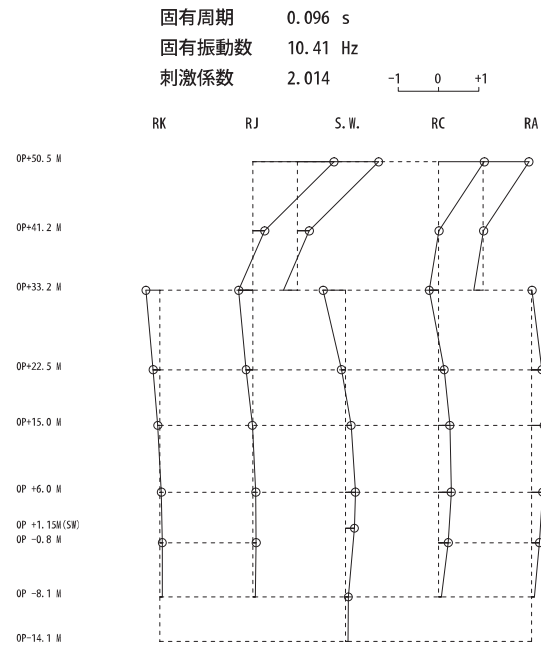


側面地盤ばねあり (S<sub>s</sub>-D2 地盤)

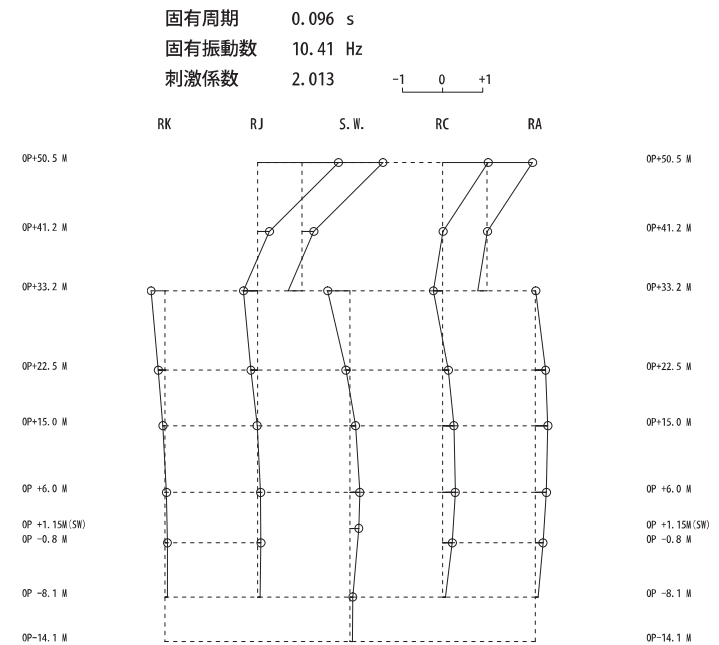
図 3-3 固有モードの比較 (NS 方向 3 次)



側面地盤ばねなし

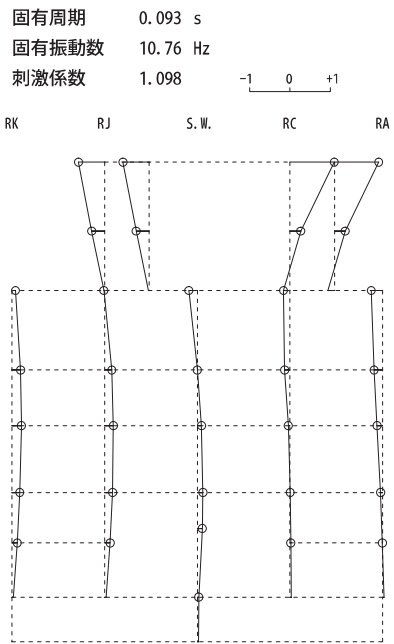


側面地盤ばねあり (S s - D 1 地盤)

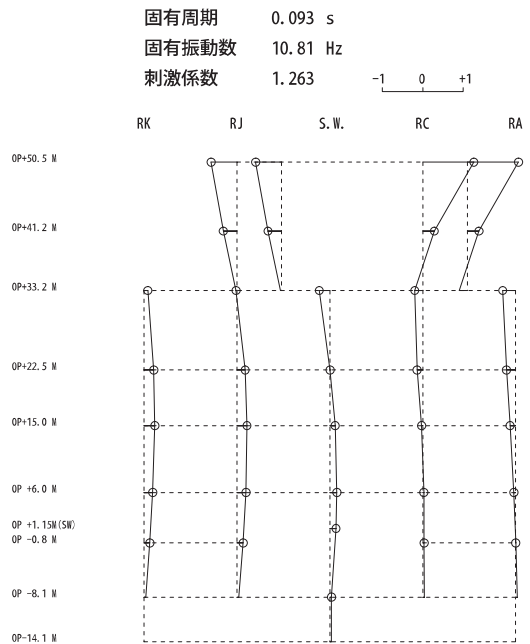


側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

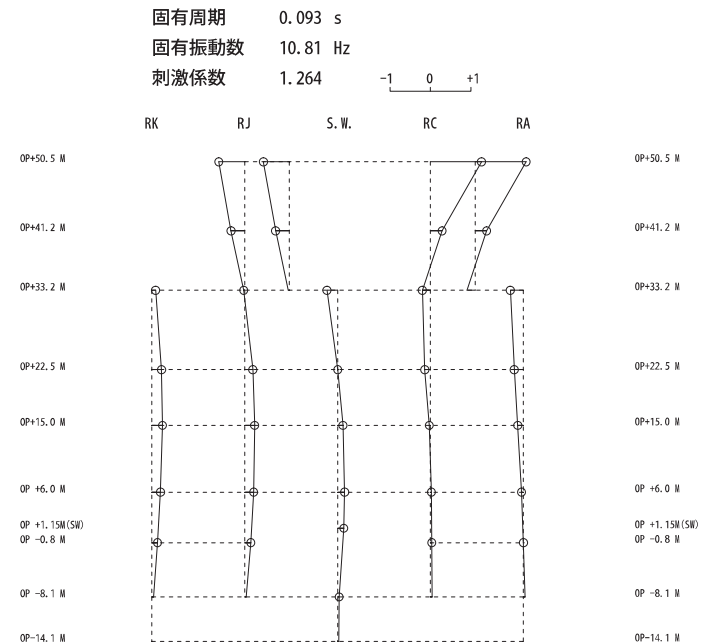
図 3-4 固有モードの比較 (NS 方向 4 次)



側面地盤ばねなし



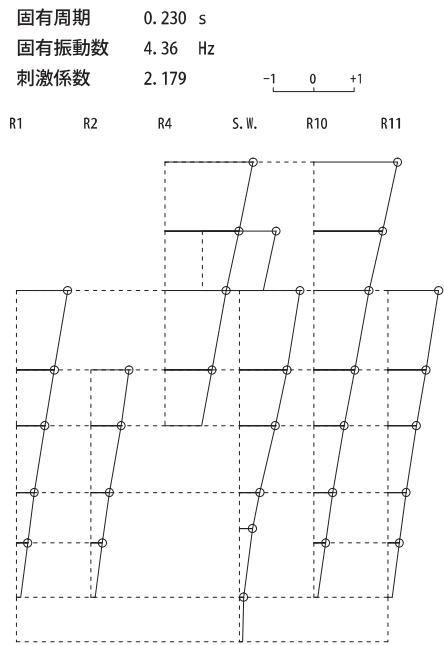
側面地盤ばねあり (S s - D 1 地盤)



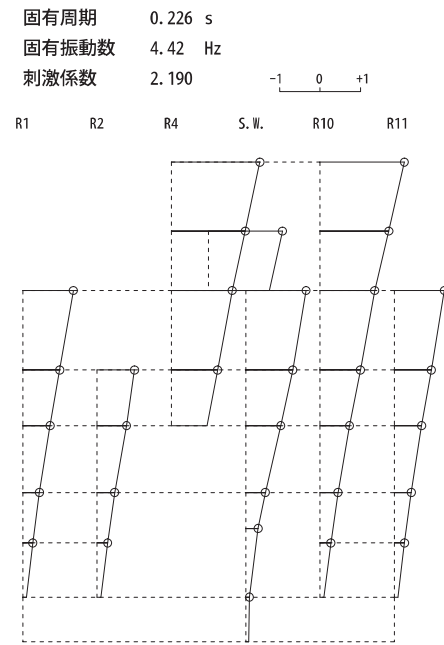
側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

図 3-5 固有モードの比較 (NS 方向 5 次)

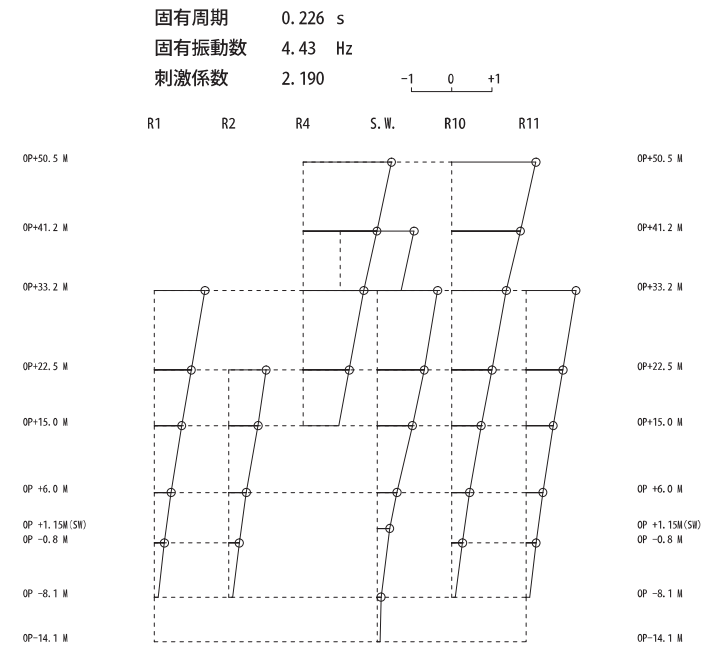




側面地盤ばねなし

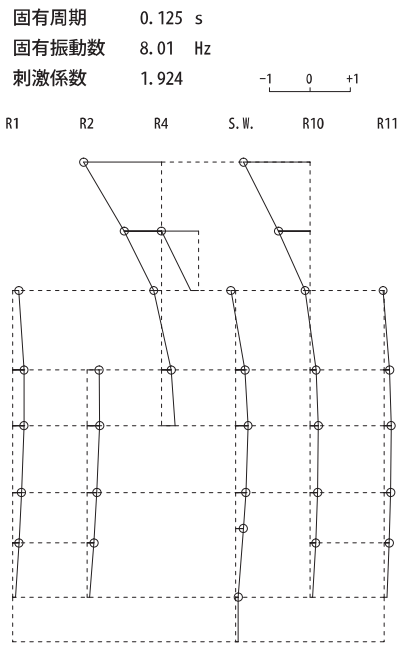


側面地盤ばねあり (S<sub>s</sub>-D1 地盤)

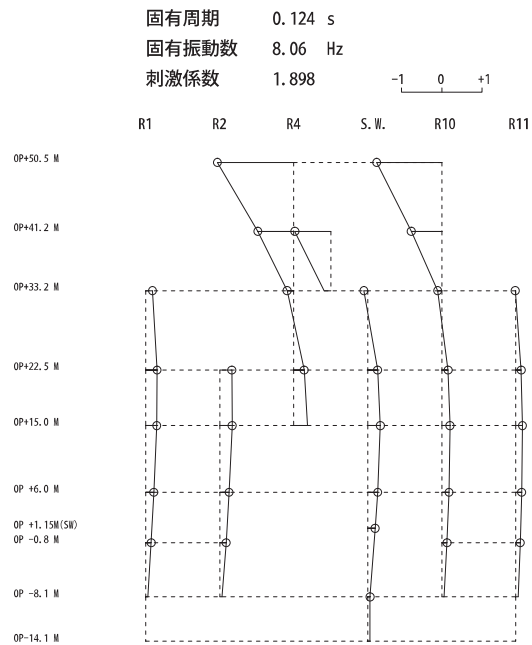


側面地盤ばねあり (S<sub>s</sub>-D2 地盤)

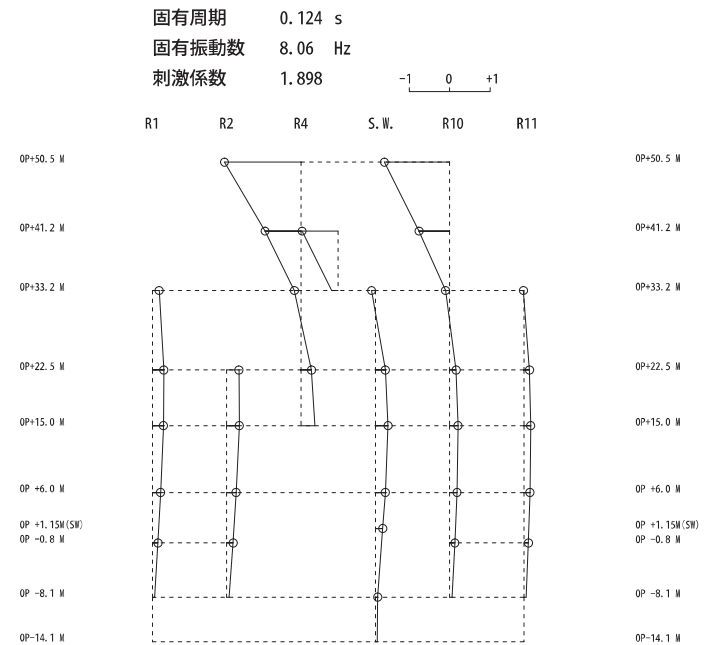
図 3-6 固有モードの比較 (EW 方向 1 次)



側面地盤ばねなし

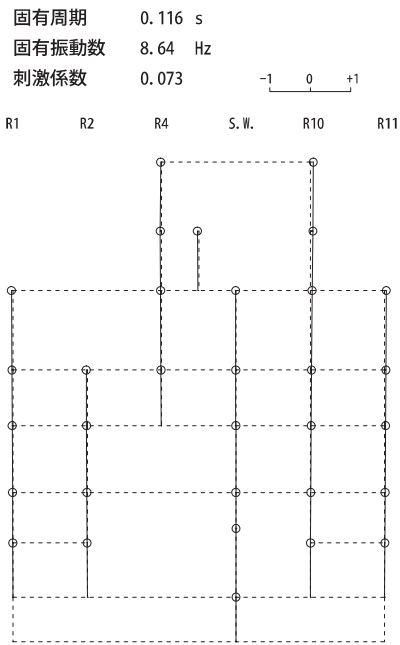


側面地盤ばねあり (S s - D 1 地盤)

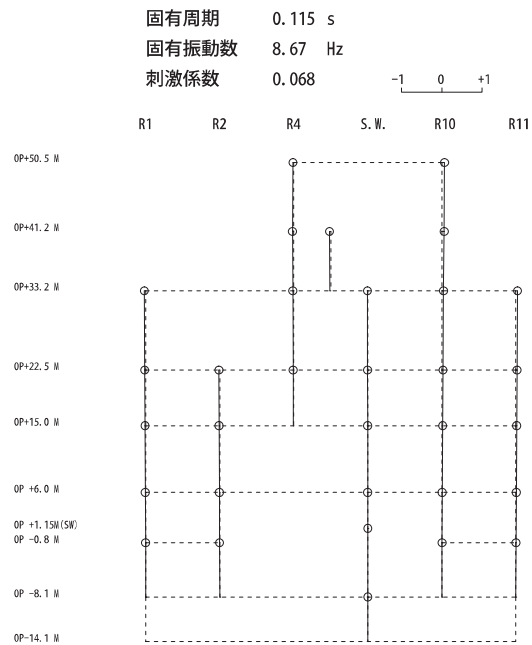


側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

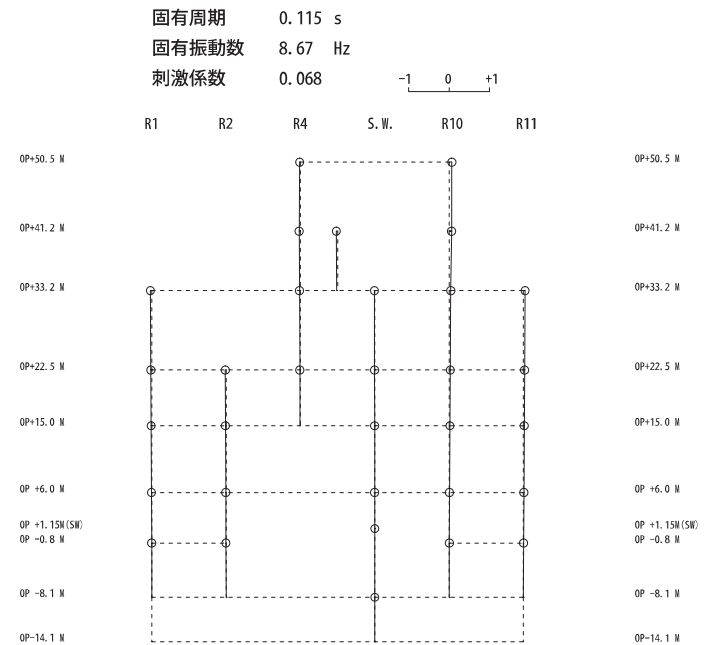
図 3-7 固有モードの比較 (EW 方向 2 次)



側面地盤ばねなし

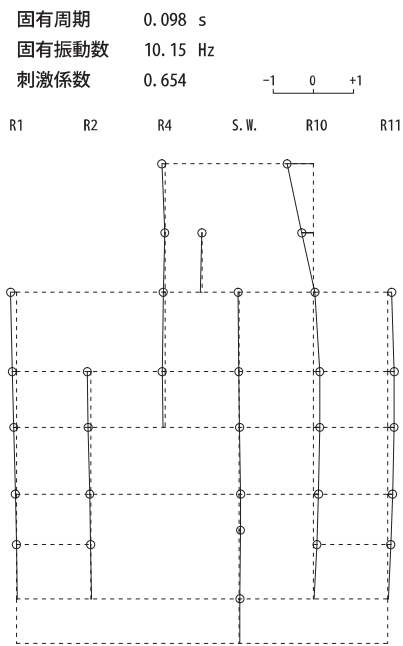


側面地盤ばねあり (S s - D 1 地盤)

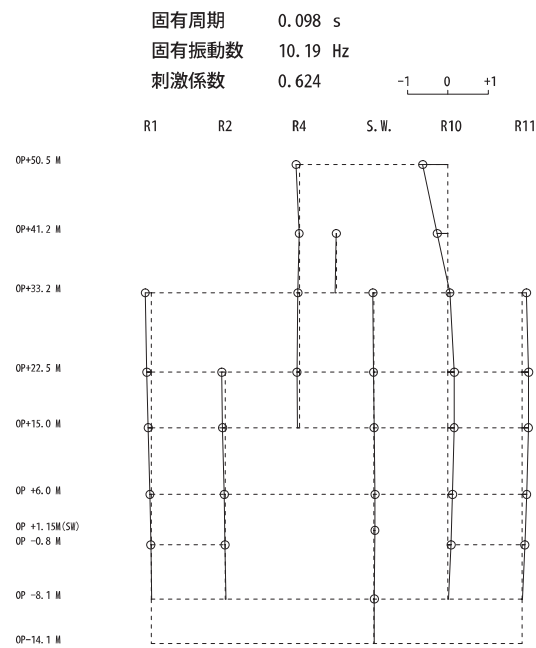


側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

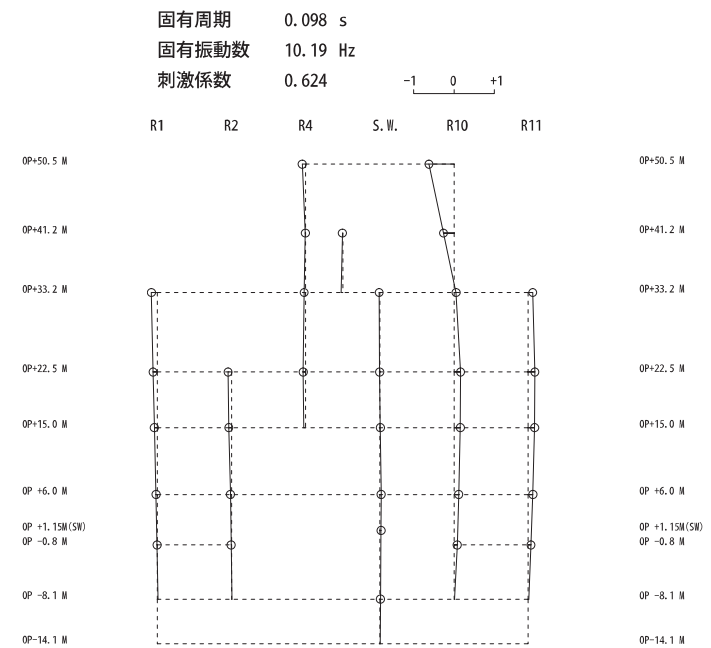
図 3-8 固有モードの比較 (EW 方向 3 次)



側面地盤ばねなし

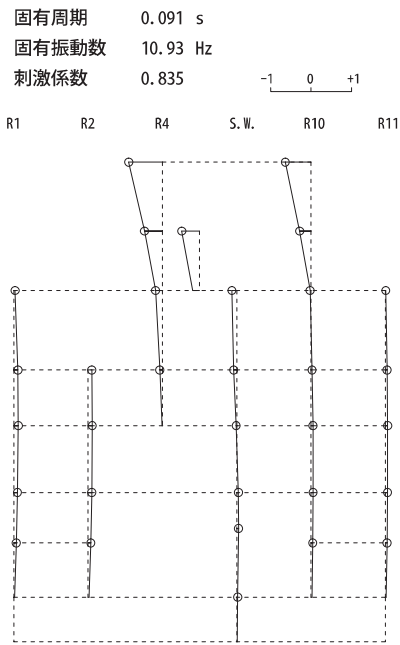


側面地盤ばねあり (S s - D 1 地盤)

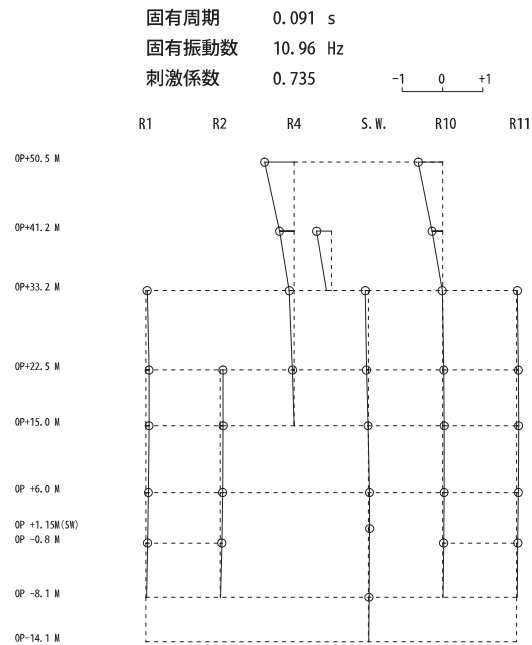


側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

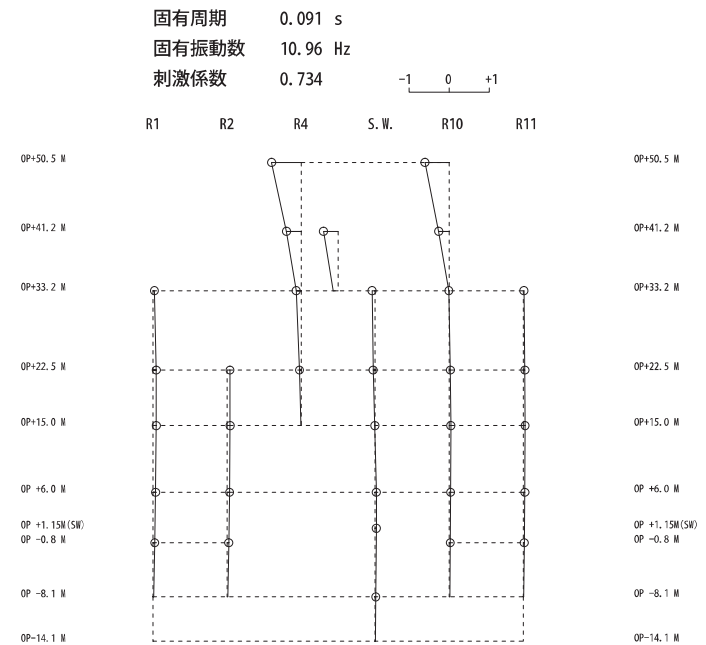
図 3-9 固有モードの比較 (EW 方向 4 次)



側面地盤ばねなし



側面地盤ばねあり (S<sub>s</sub>-D<sub>1</sub>地盤)



側面地盤ばねあり (S<sub>s</sub>-D<sub>2</sub>地盤)

図 3-10 固有モードの比較 (EW 方向 5 次)

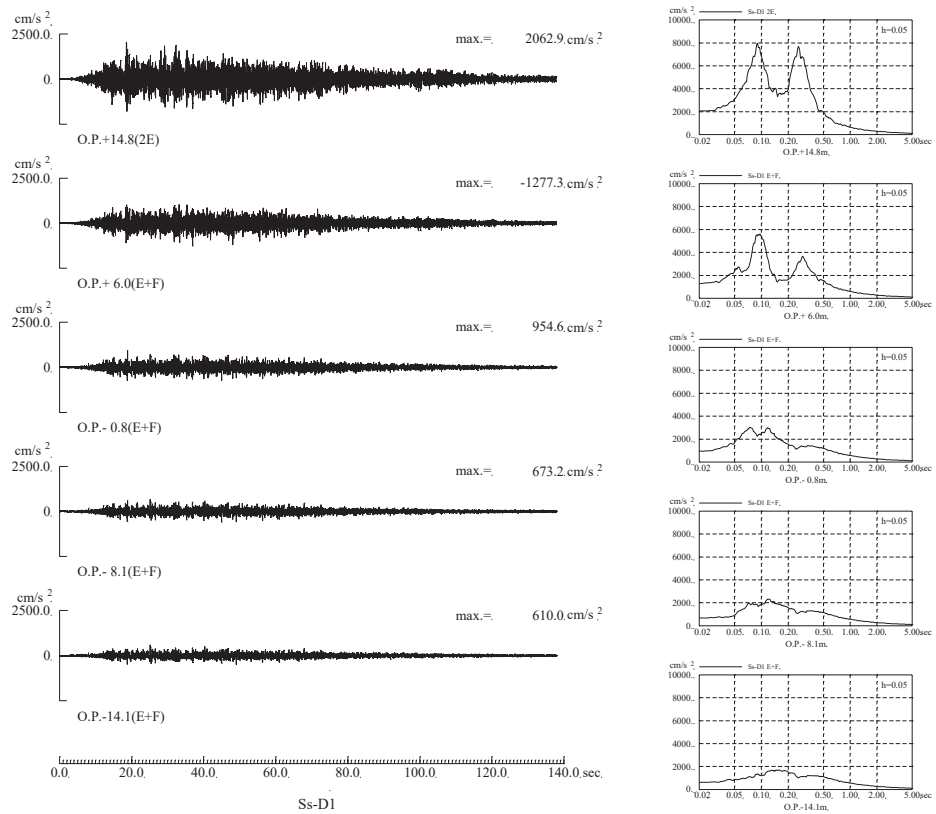


図 3-11 側面地盤ばね位置の地盤の加速度波形 (基準地震動 S s - D 1)

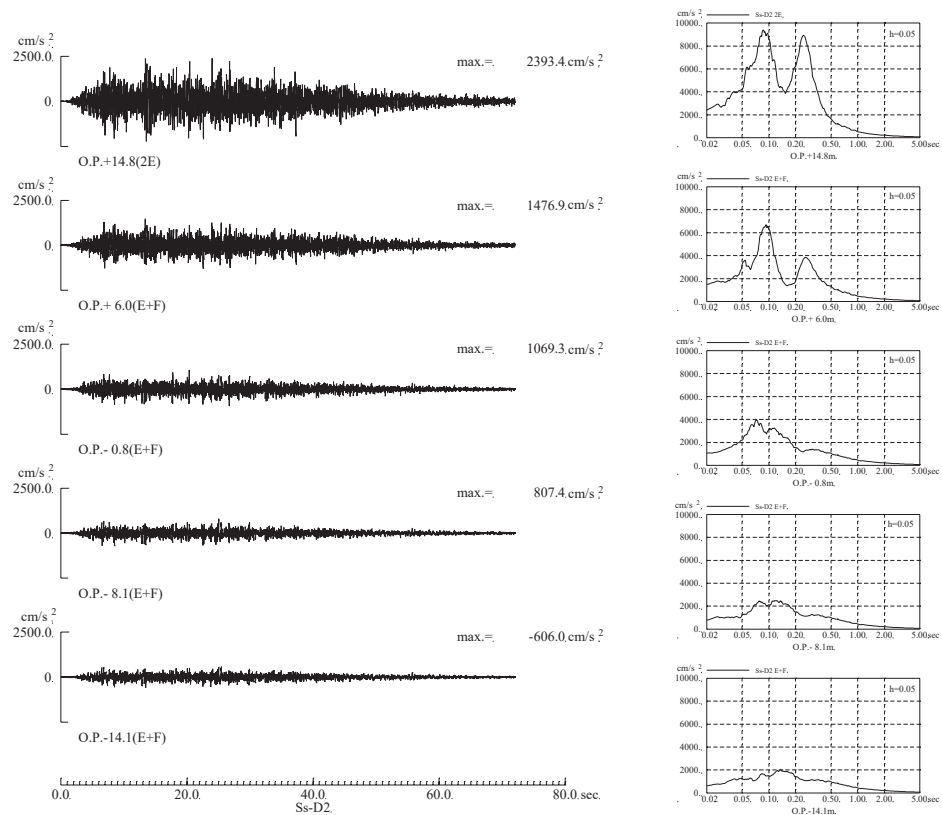


図 3-12 側面地盤ばね位置の地盤の加速度波形 (基準地震動 S s - D 2)

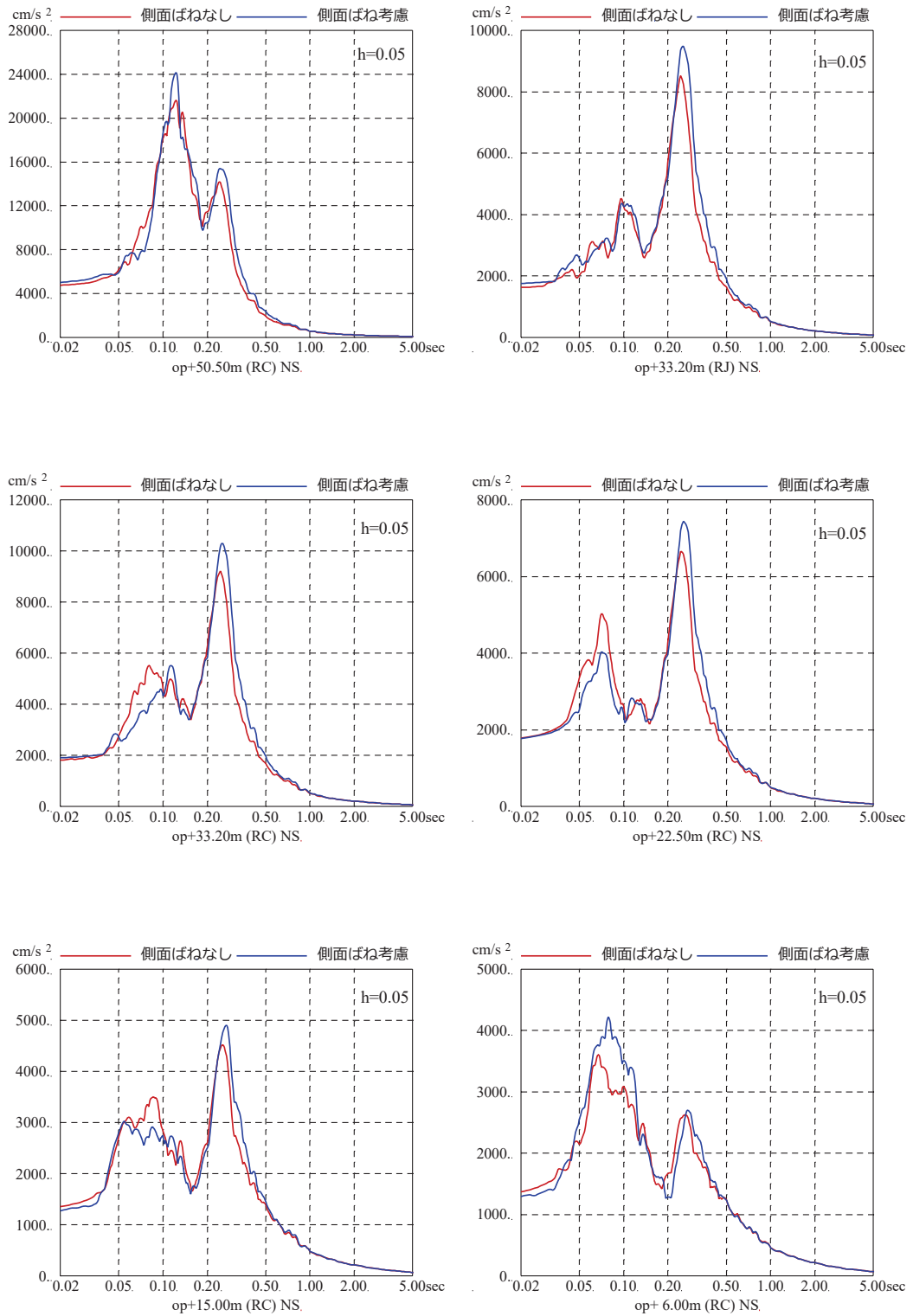


図 3-13 基準地震動 S<sub>s</sub>-D2 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%)

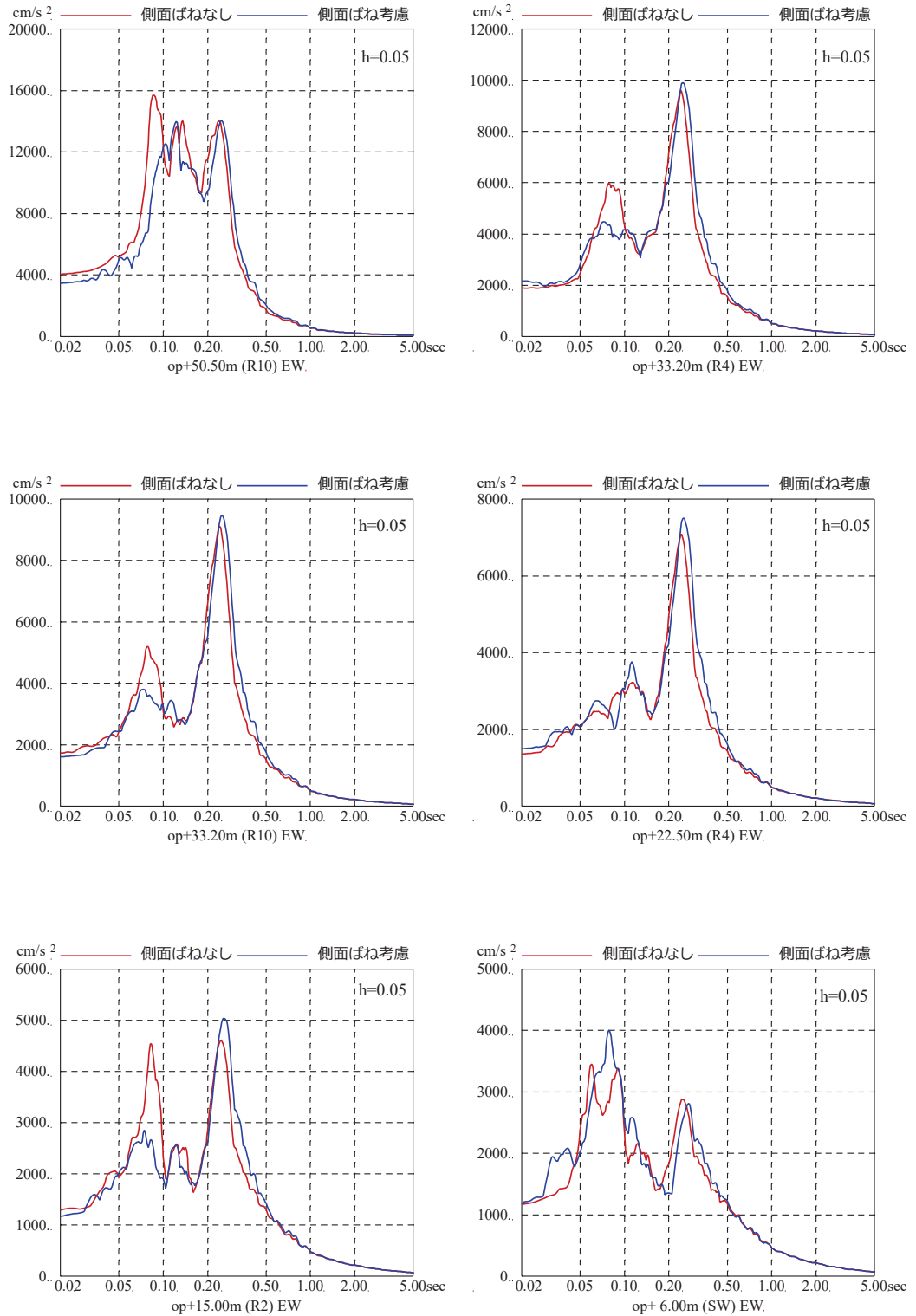


図 3-14 基準地震動  $S_s - D_2$  を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%)



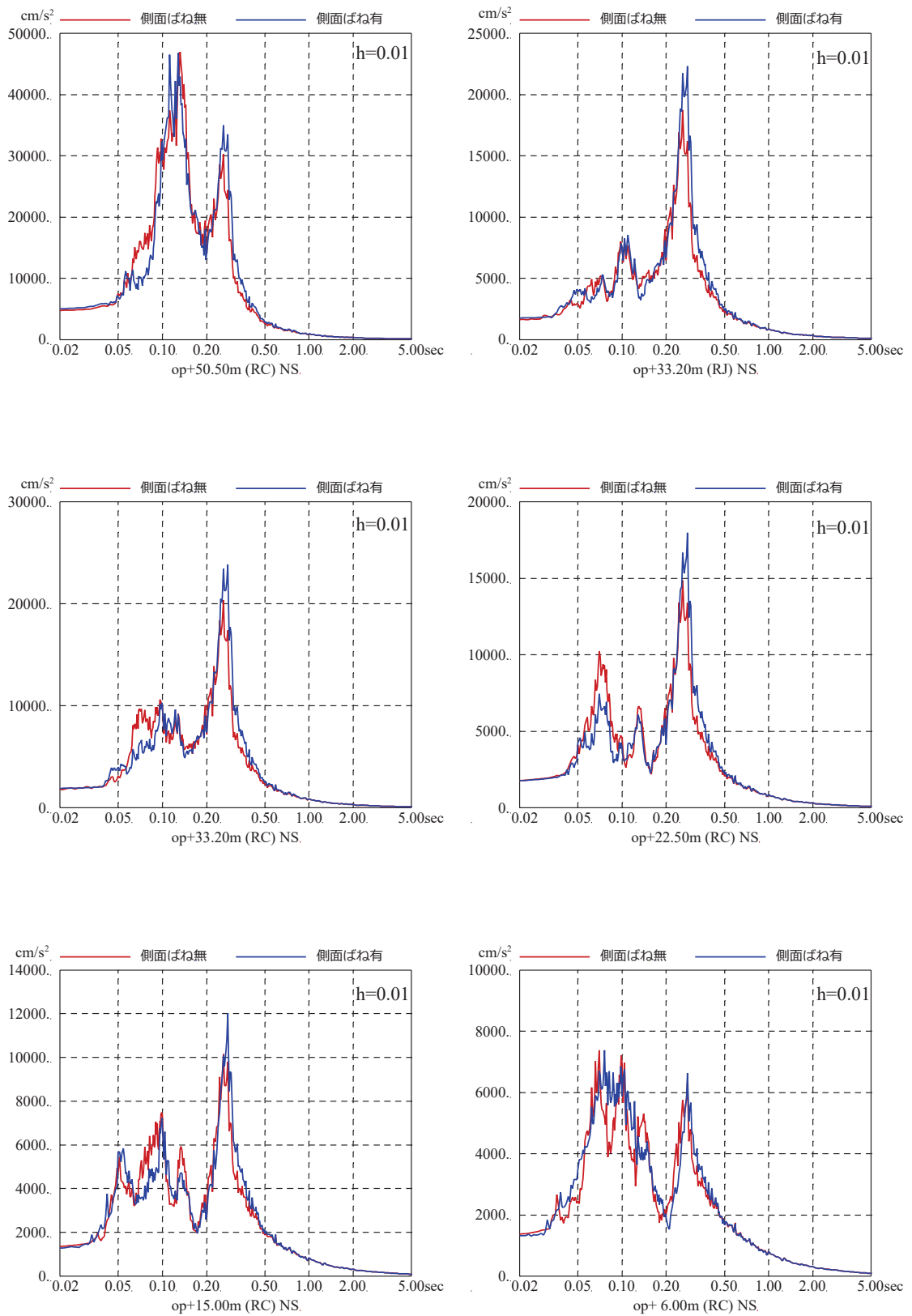


図 3-15 基準地震動  $S_s - D_2$  を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%)

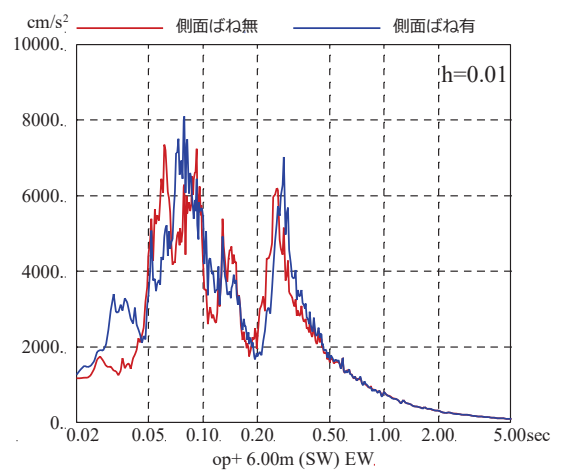
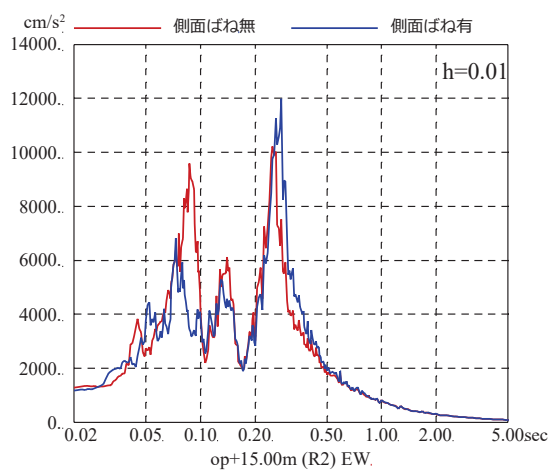
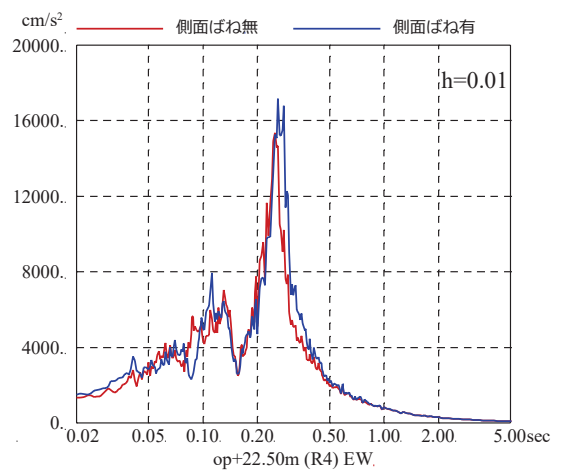
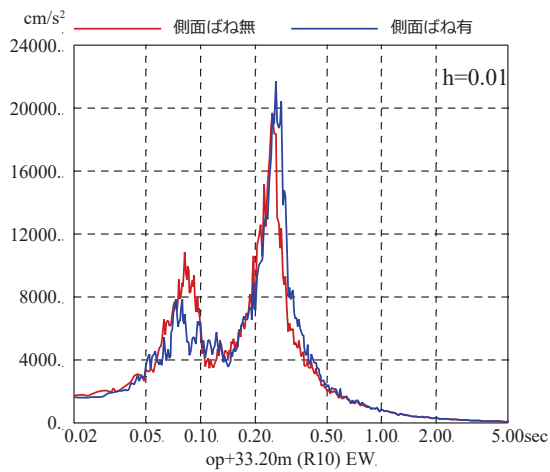
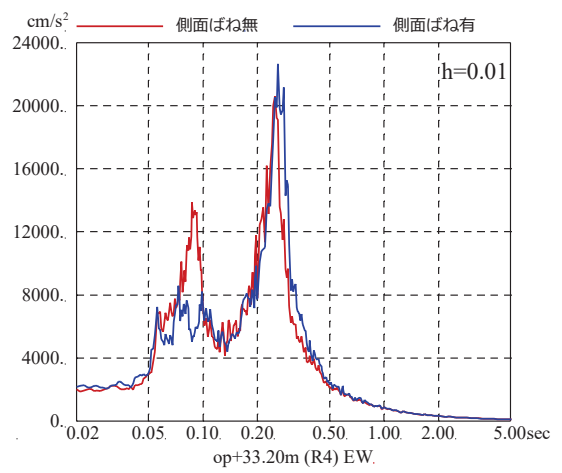
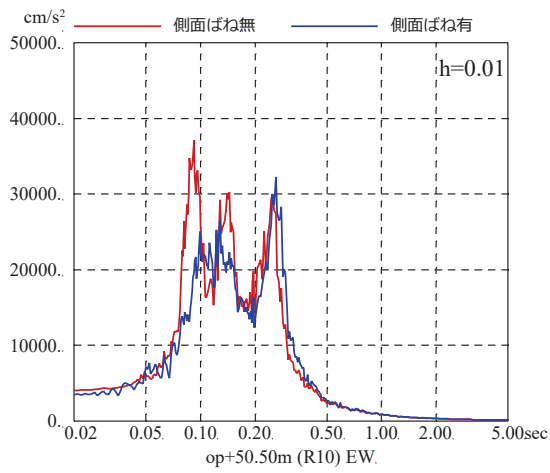


図 3-16 基準地震動 S<sub>s</sub>-D<sub>2</sub> を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%)

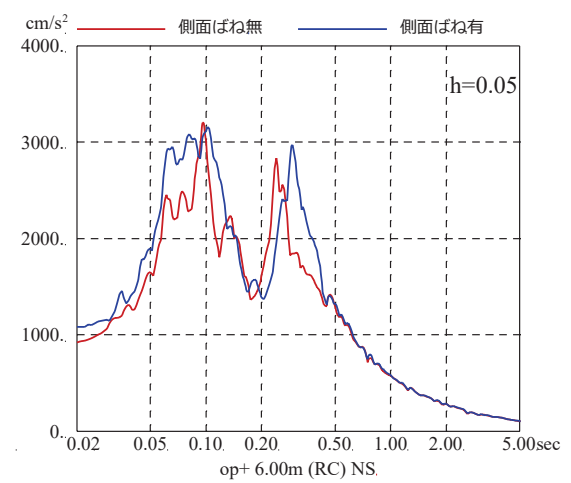
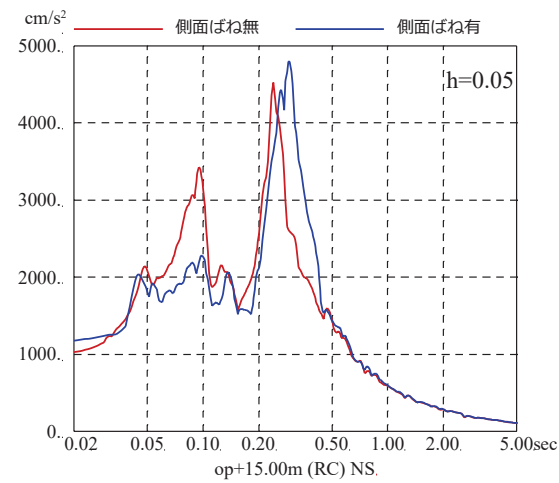
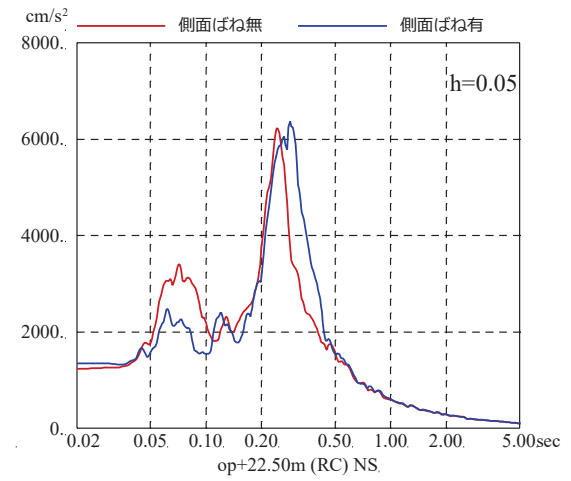
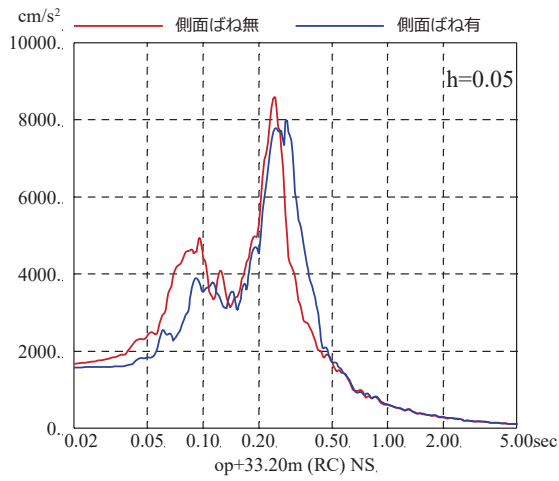
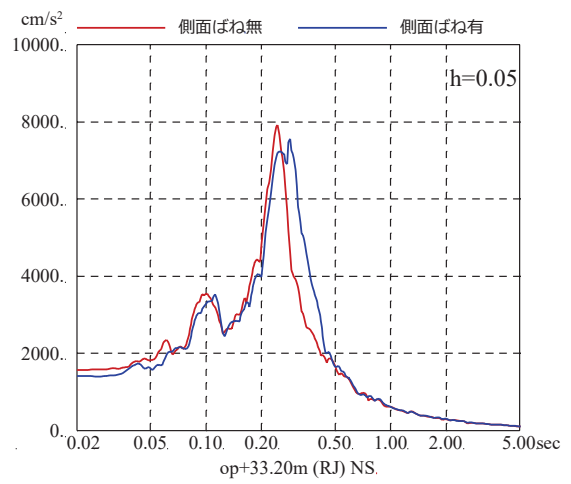
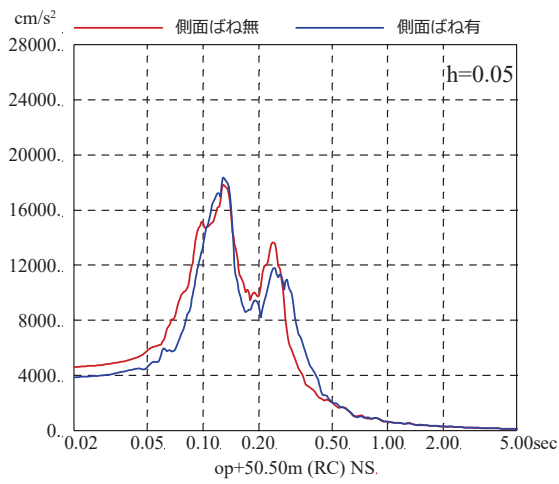


図 3-17 基準地震動 S s - D 1 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%)

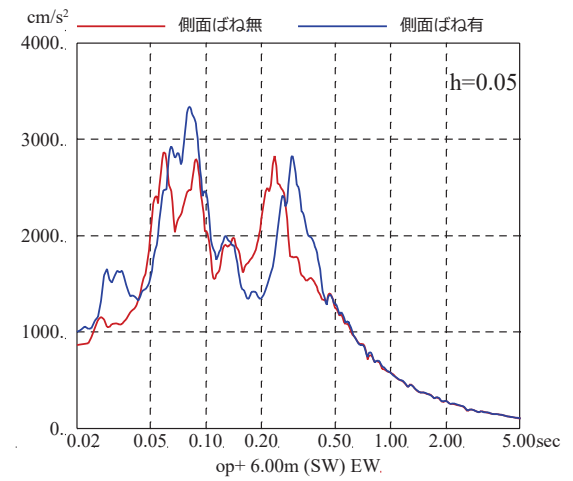
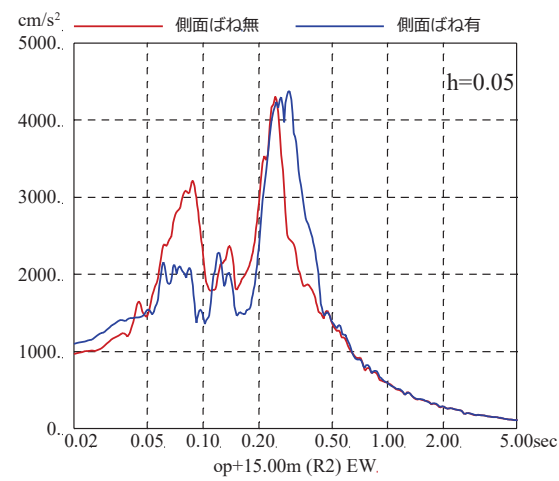
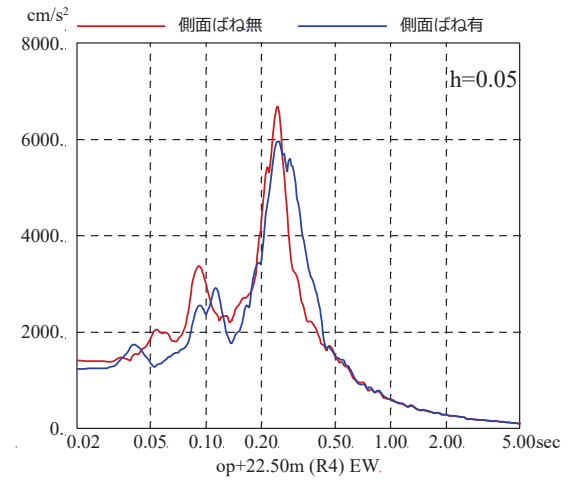
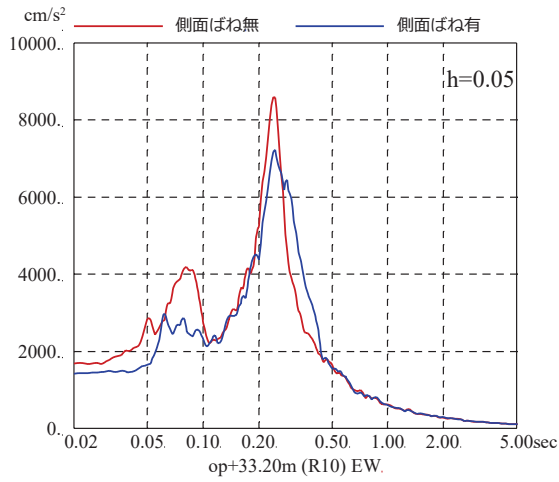
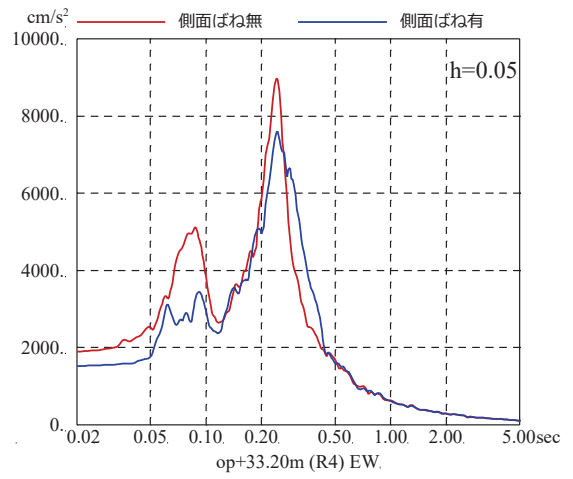
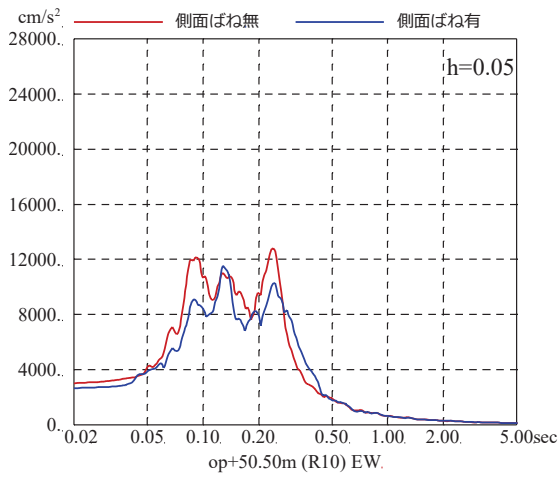


図 3-18 基準地震動 S s - D 1 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%)

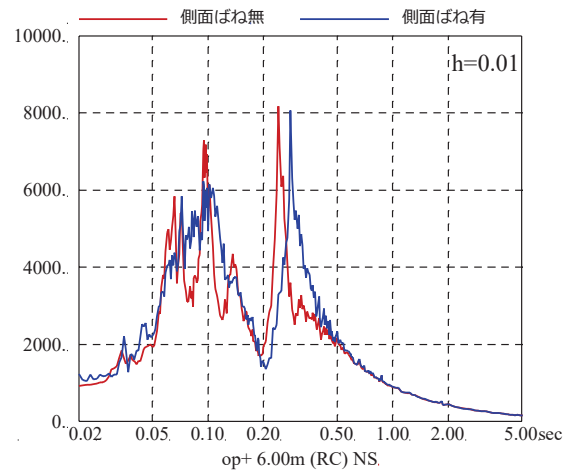
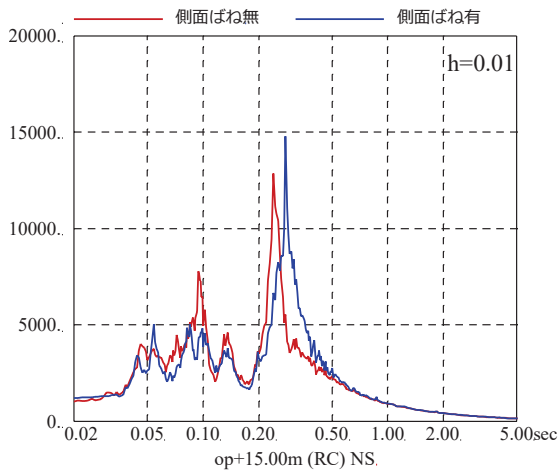
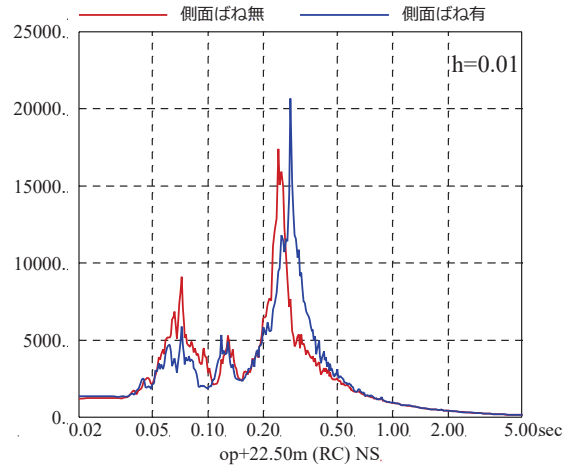
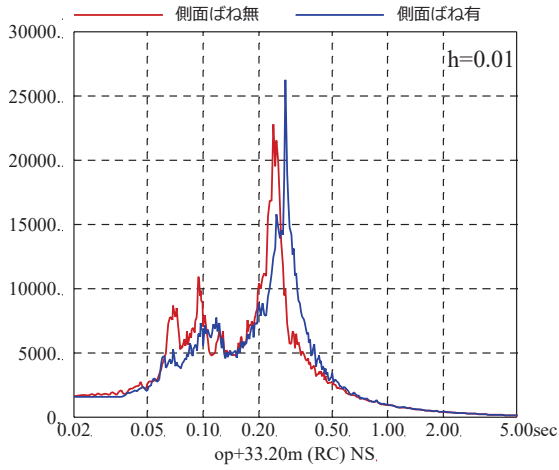
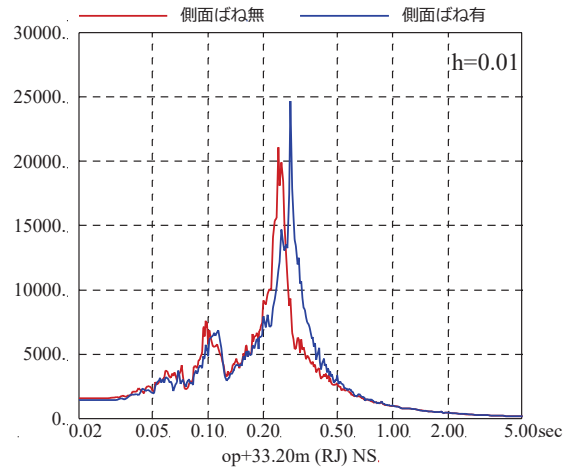
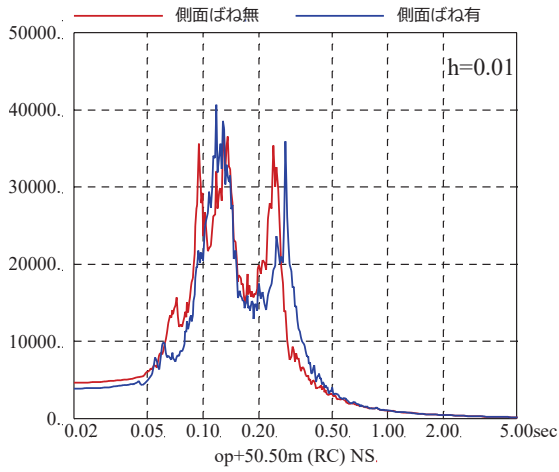


図 3-19 基準地震動 S<sub>s</sub>-D 1 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%)

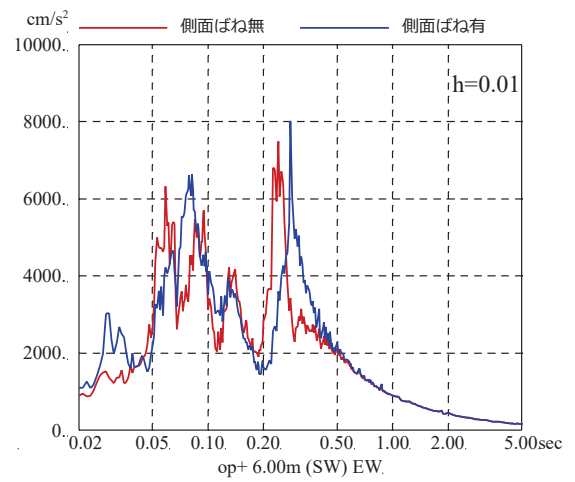
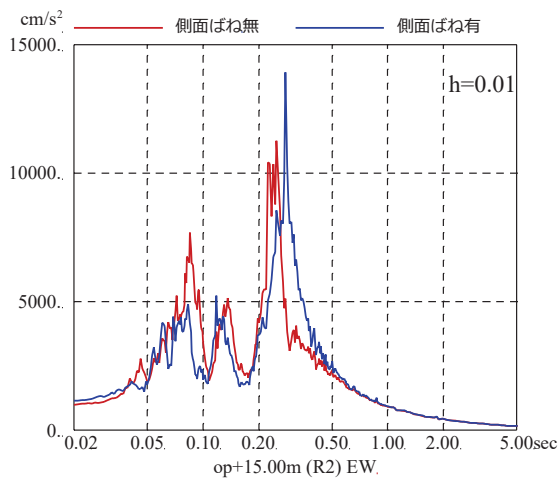
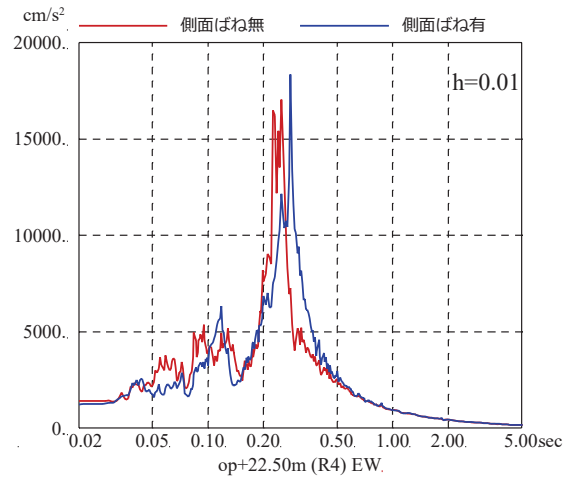
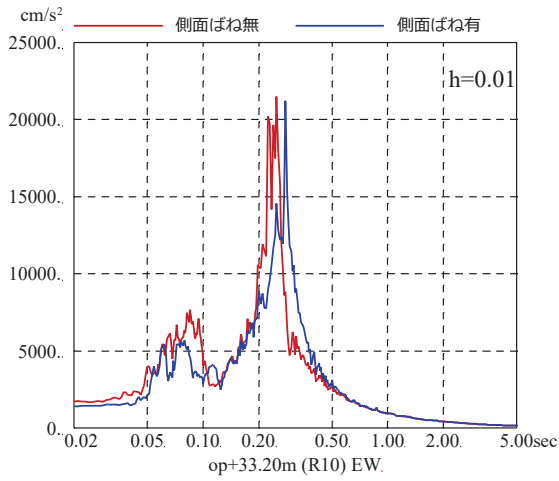
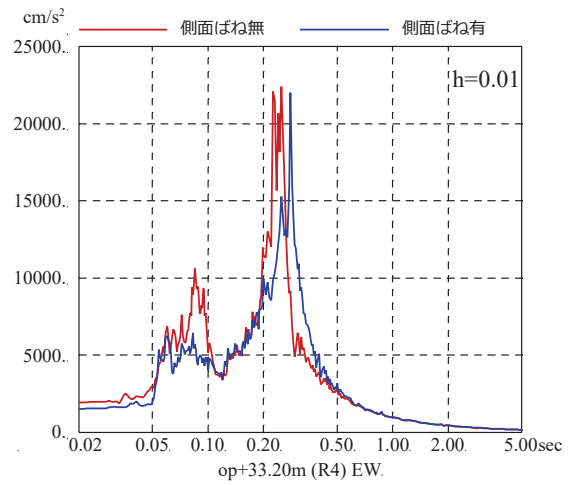
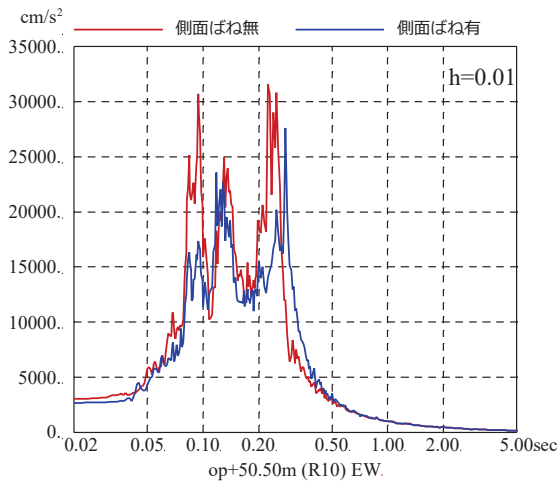


図 3-20 基準地震動 S s - D 1 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%)

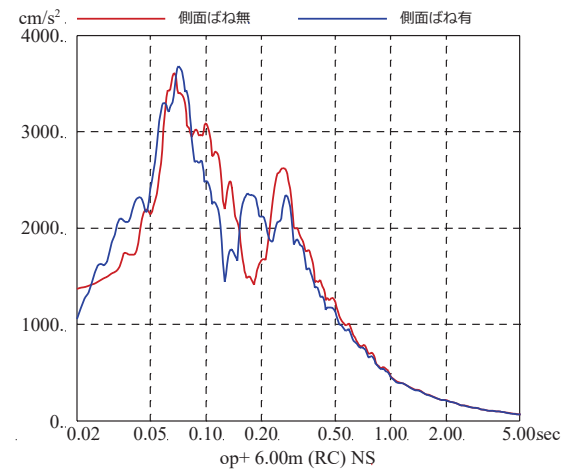
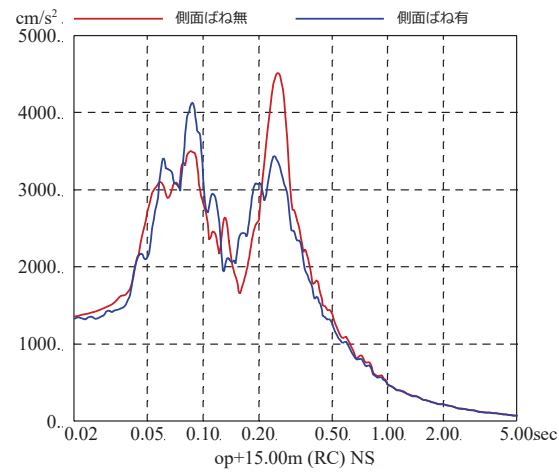
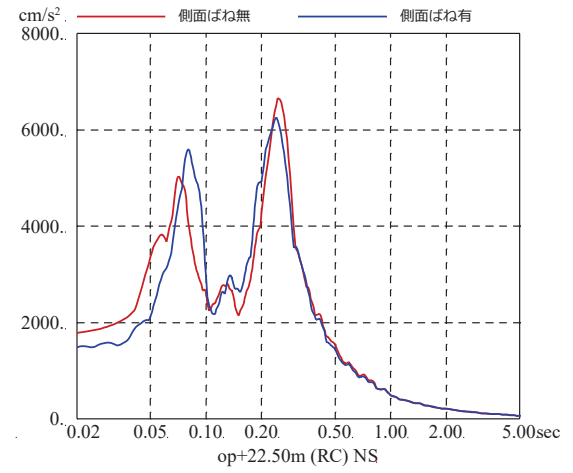
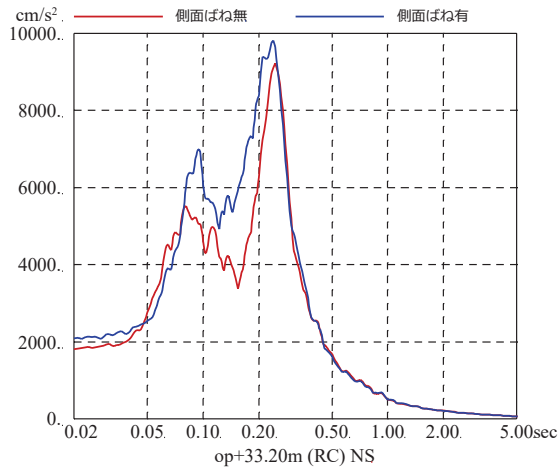
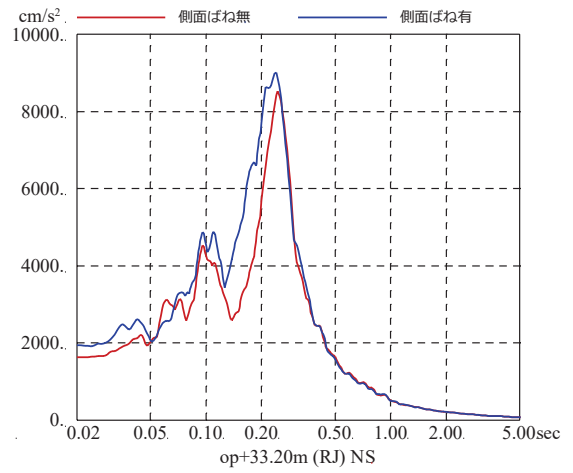
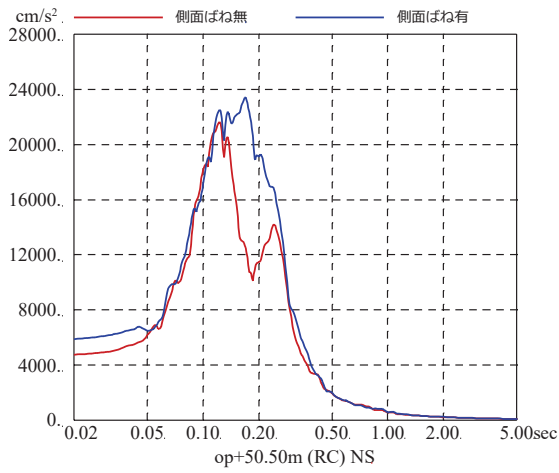


図 3-21 基準地震動 S<sub>s</sub>-D2 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較  
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%, 側面地盤ばねは初期物性値から算定)

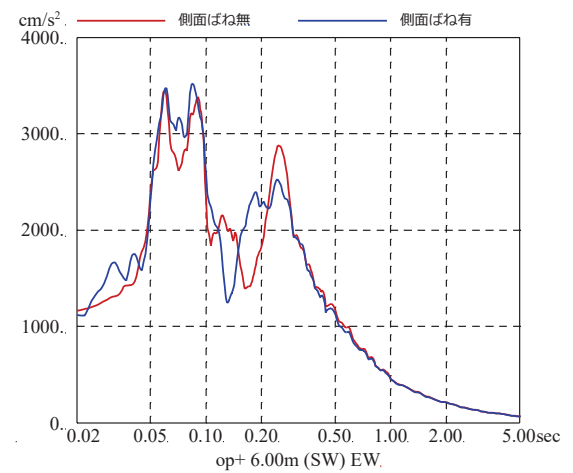
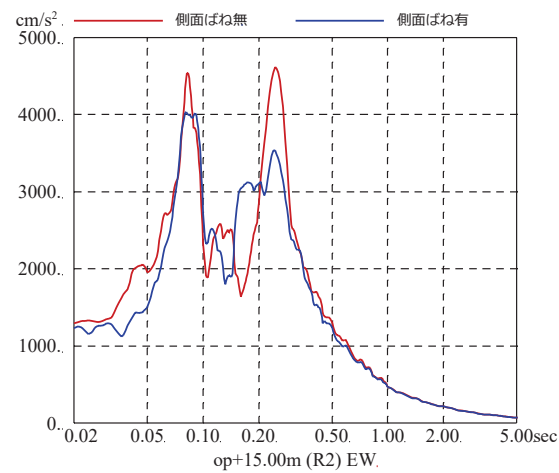
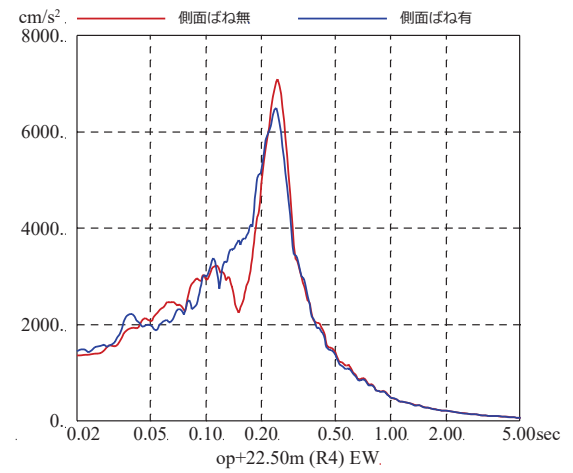
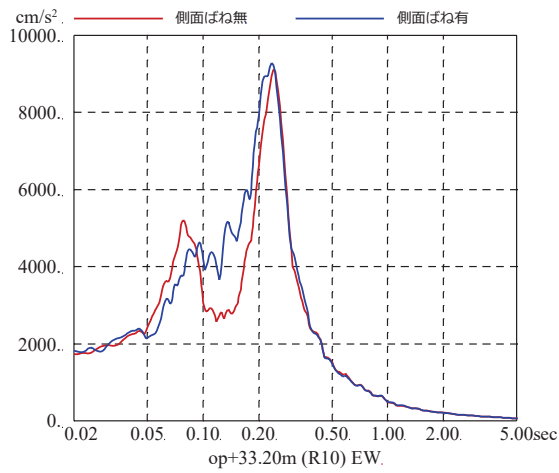
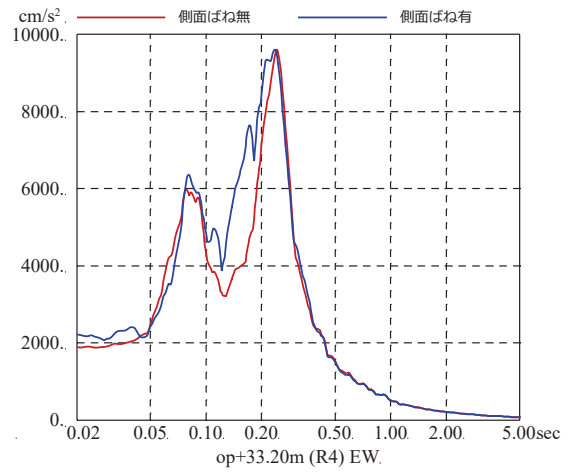
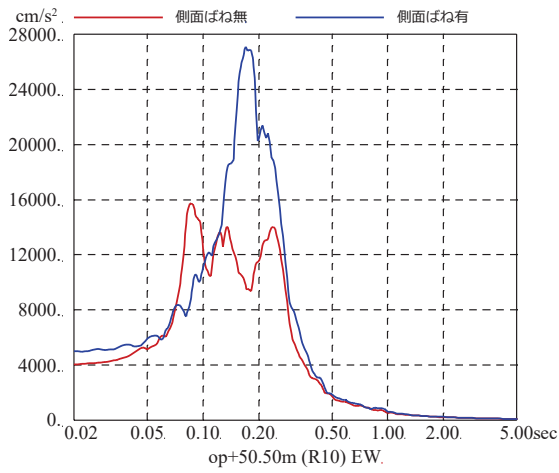


図 3-22 基準地震動 S<sub>s</sub>-D 2 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較  
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%, 側面地盤ばねは初期物性値から算定)



別紙 17 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

## 目 次

1. 検討目的..... 別紙 17-1
2. 検討方法..... 別紙 17-1
3. 検討結果..... 別紙 17-5

参考検討 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

1. 検討目的

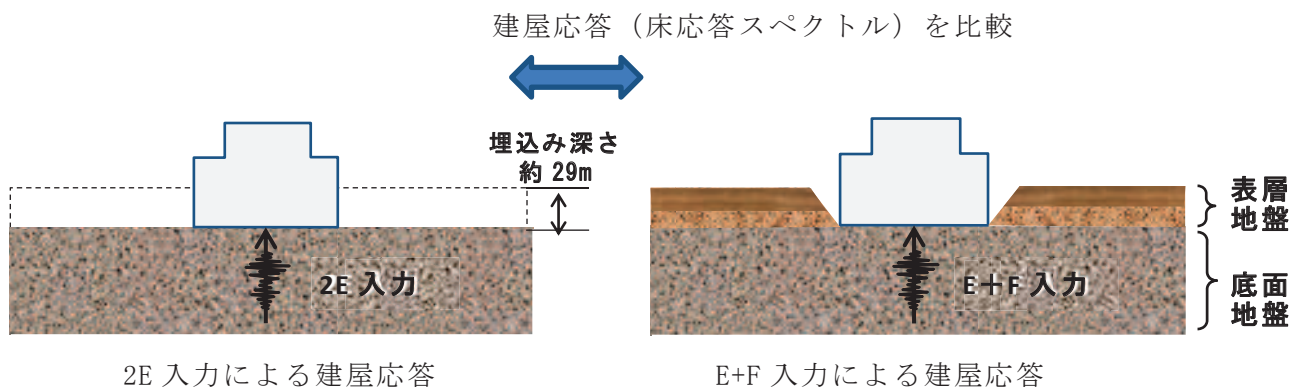
原子炉建屋の今回工認では、建屋への入力地震動を表層地盤の影響を考慮して算定する E+F 入力としている。

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  $S_s - D1$  及び基準地震動  $S_s - D2$  を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。検討概要を図 2-1 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、表 2-1、図 2-2、図 2-3、図 2-4 に示す。



	2E 入力したケース	E+F 入力したケース
建屋	原子炉建屋	
地震動	基準地震動 $S_s - D1$ 及び $S_s - D2$	
入力地震動	直接入力 (2E 入力)	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力 (E+F 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, 耐震補強考慮, 建屋減衰 5%, 側面地盤ばね無し)	
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)	

図 2-1 入力地震動評価に関する表層地盤の影響検討の概念図

表 2-1 原子炉建屋地盤物性

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数 <sup>*2</sup> h (%)
表層地盤	14.80	18.6	*1	3 <sup>*3</sup>
	0.00	23.3	900 <sup>*4</sup>	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

注記\*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

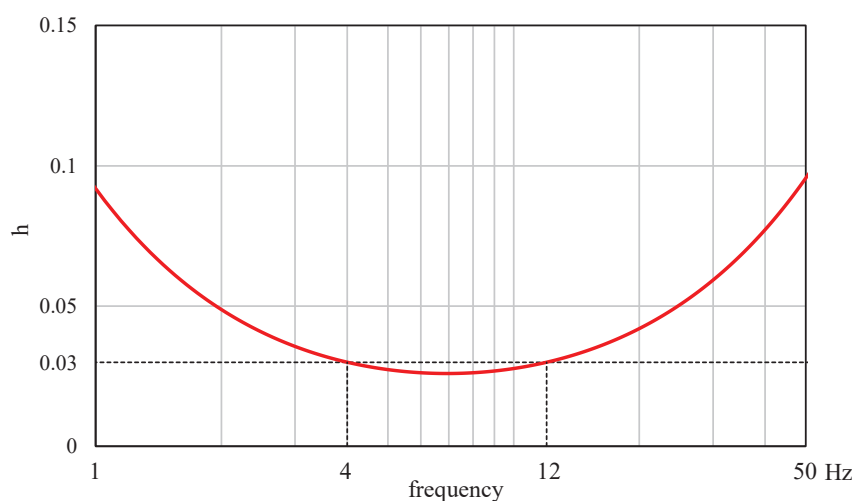


図 2-2 レーリー減衰 (4Hz, 12Hz)

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  $G_0$ 、 $G/G_0 - \gamma$  曲線及び  $h - \gamma$  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  $\tau_m$  と初期せん断剛性  $G_0$  から、基準ひずみ  $\gamma_m$  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 (2-3) 式に示す。

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

$h_{\max}$  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。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.00026) \quad (2-4)$$

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

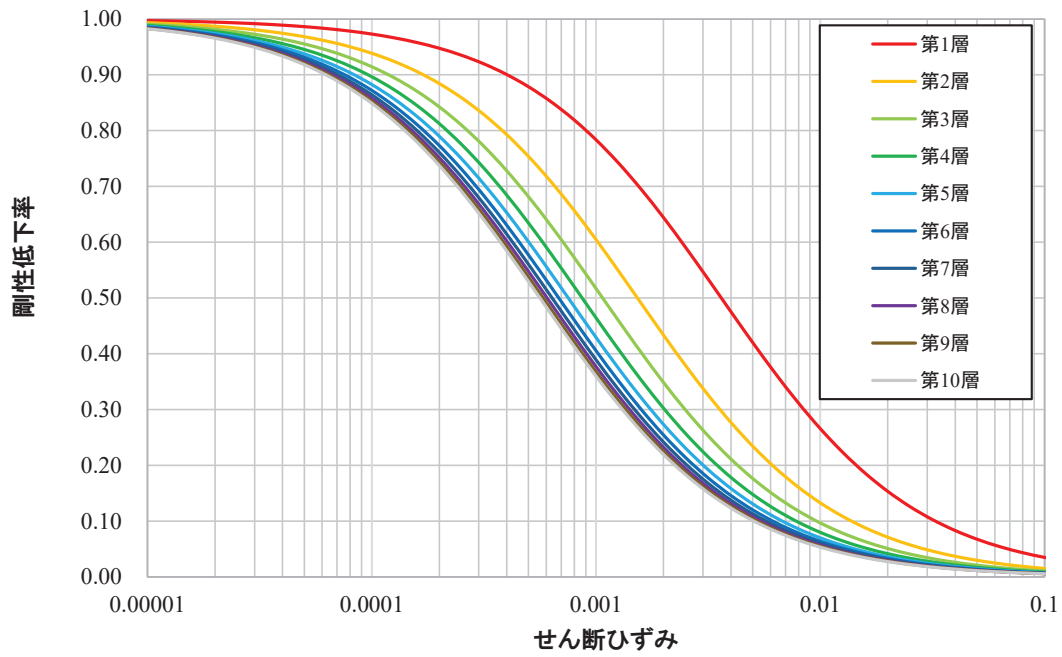


図 2-3  $G/G_0 - \gamma$  曲線 (逐次非線形解析)

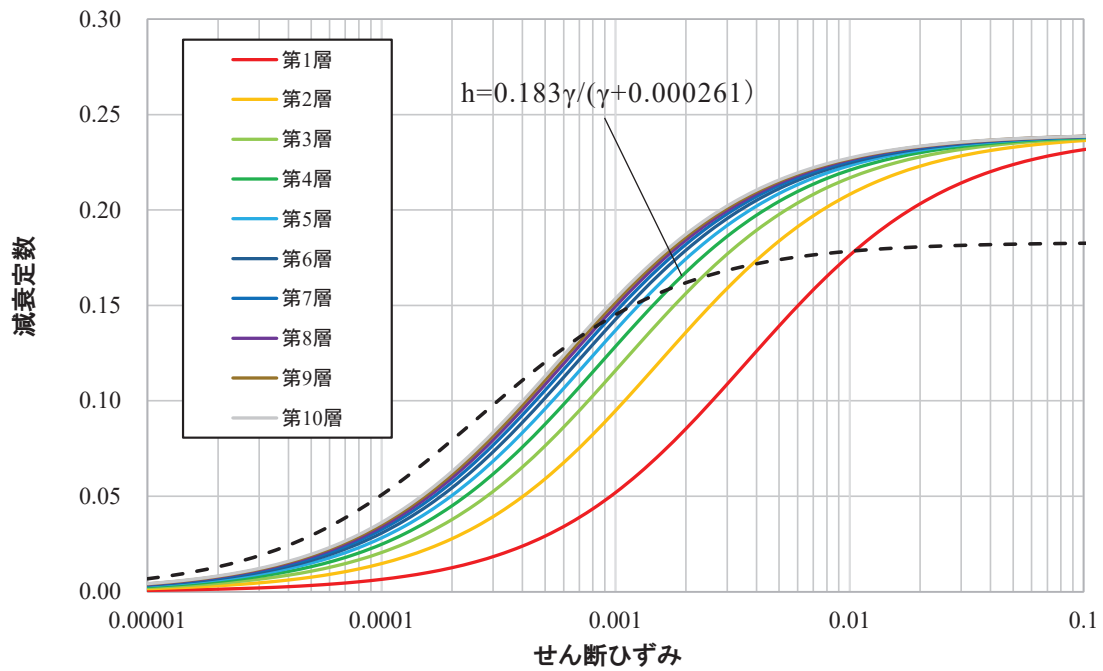


図 2-4  $h - \gamma$  曲線 (逐次非線形解析)

### 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図 3-1～図 3-8 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。

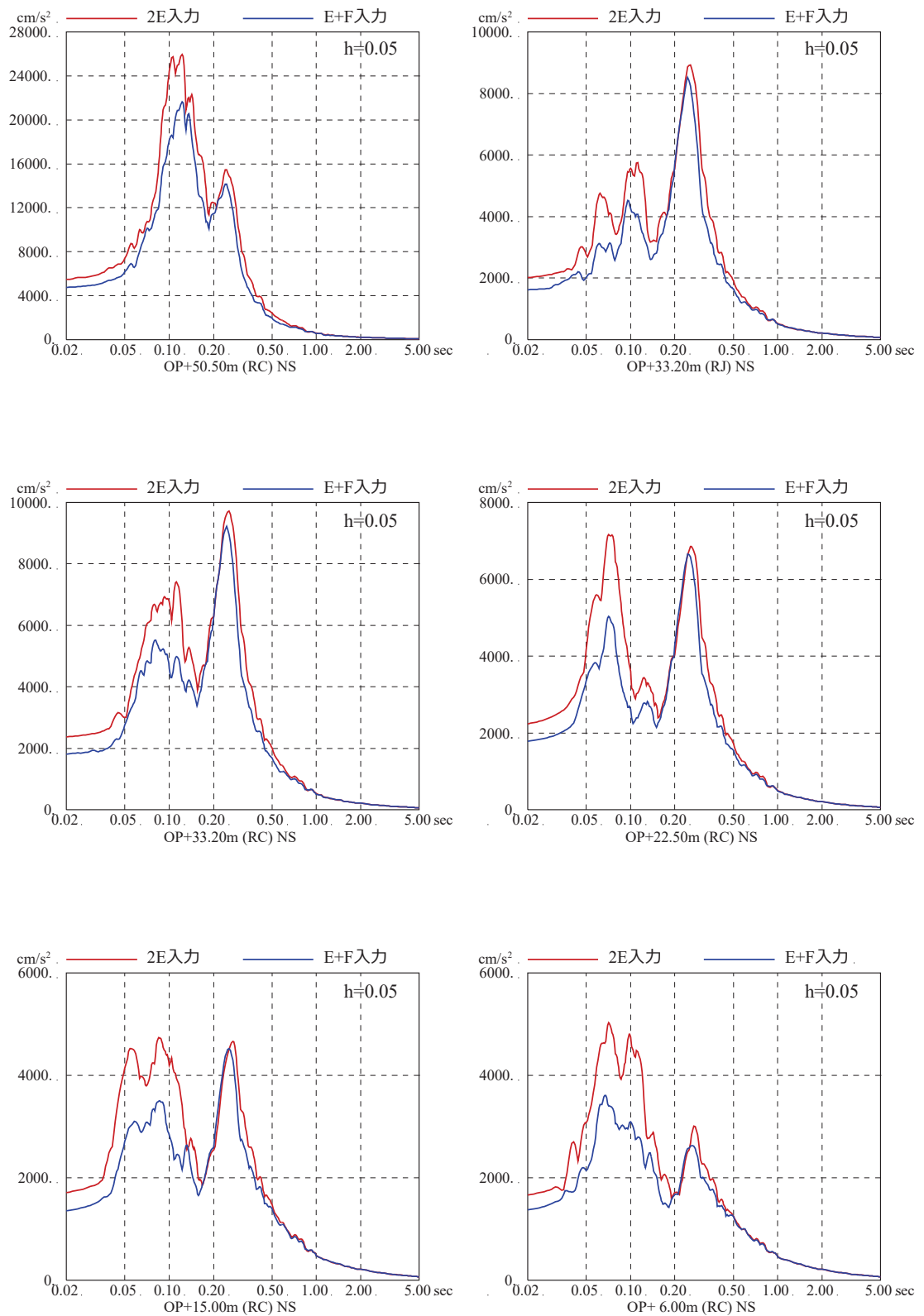


図 3-1 基準地震動 S s - D 2 を用いた直接入力と  
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響  
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%)



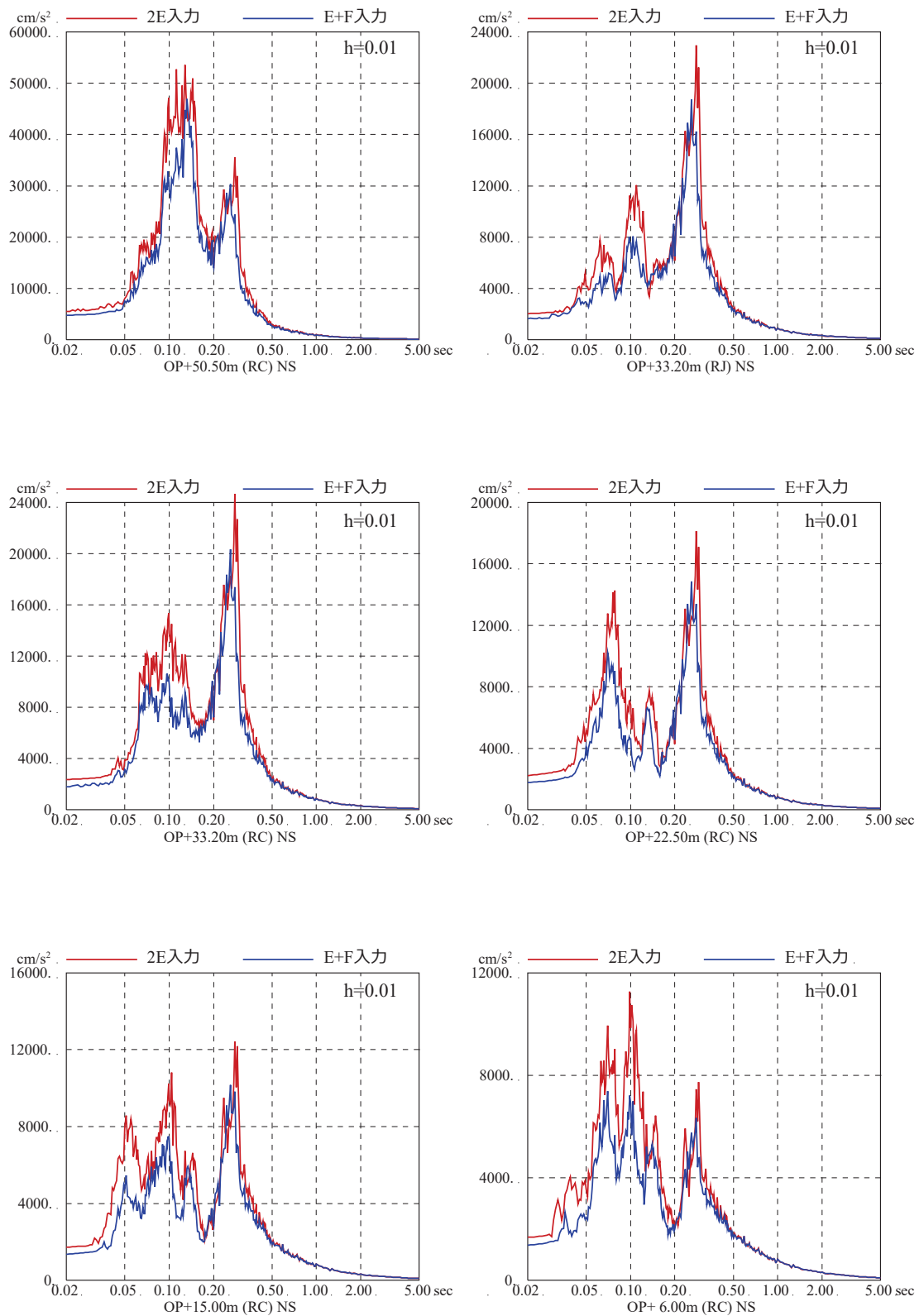


図 3-2 基準地震動  $S_s - D_2$  を用いた直接入力と  
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響  
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%)

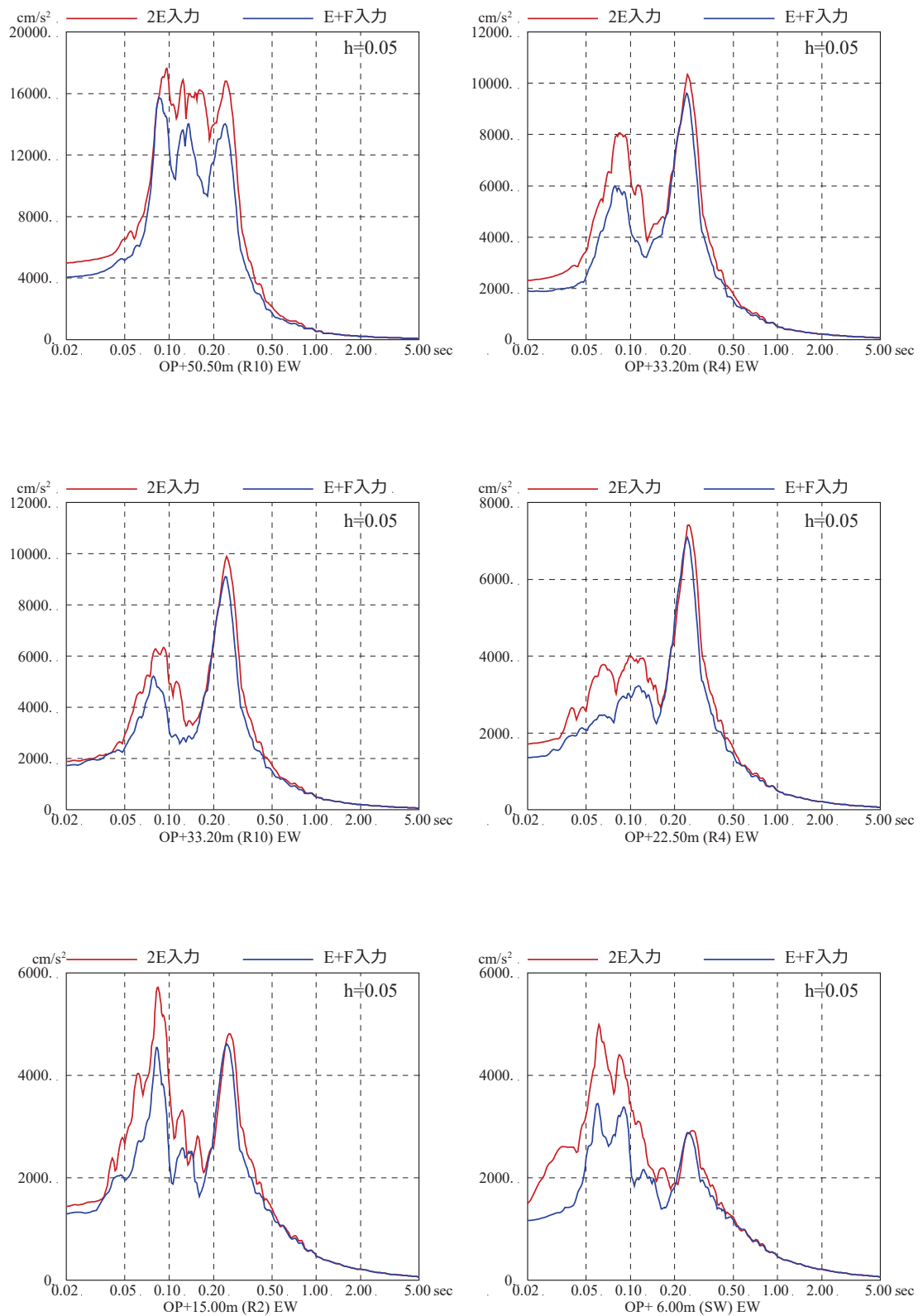


図 3-3 基準地震動  $S_s - D_2$  を用いた直接入力と  
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響  
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%)

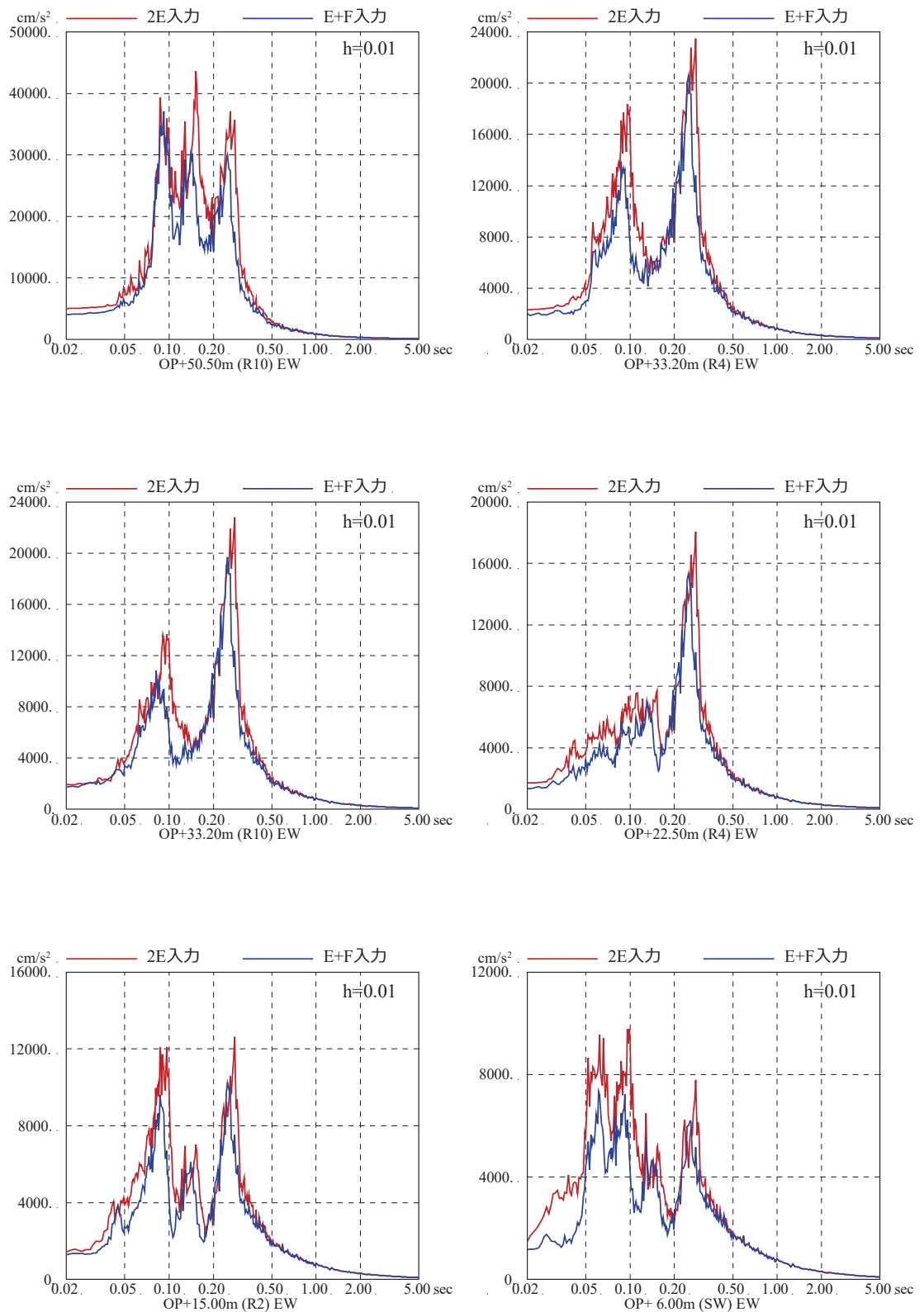


図 3-4 基準地震動 S<sub>s</sub>-D<sub>2</sub> を用いた直接入力と  
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響  
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%)

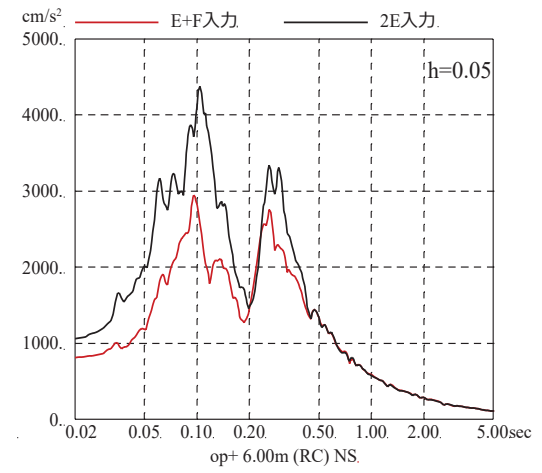
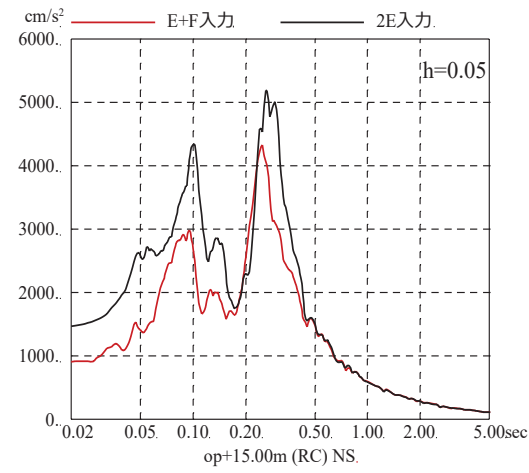
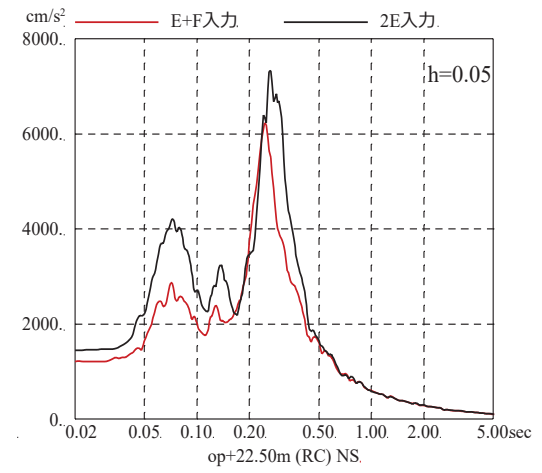
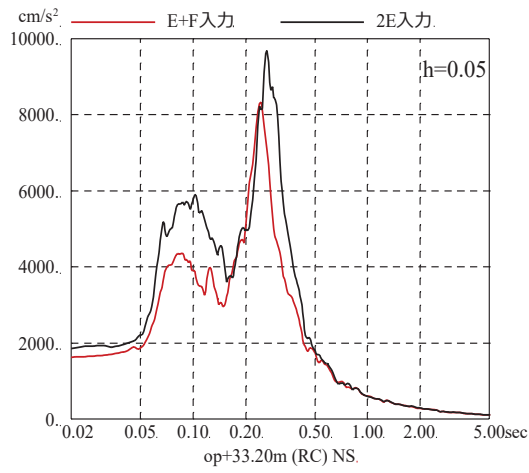
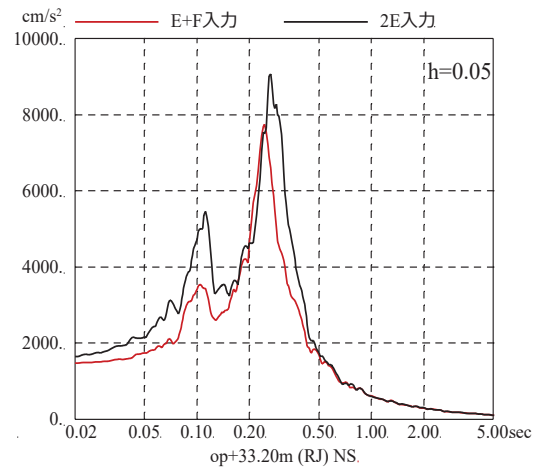
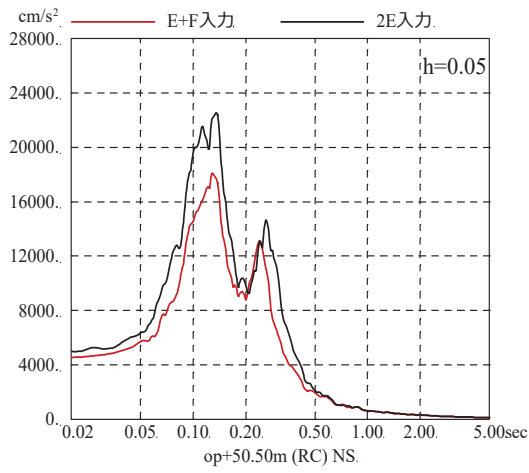


図 3-5 基準地震動  $S_s - D1$  を用いた直接入力と  
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響  
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%)

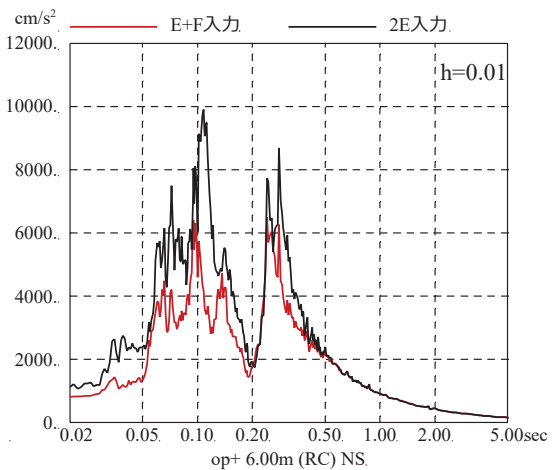
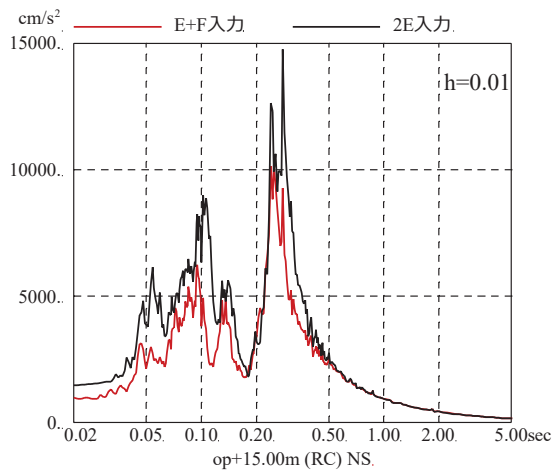
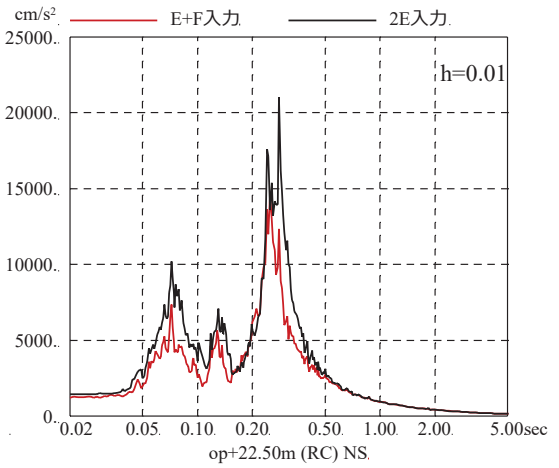
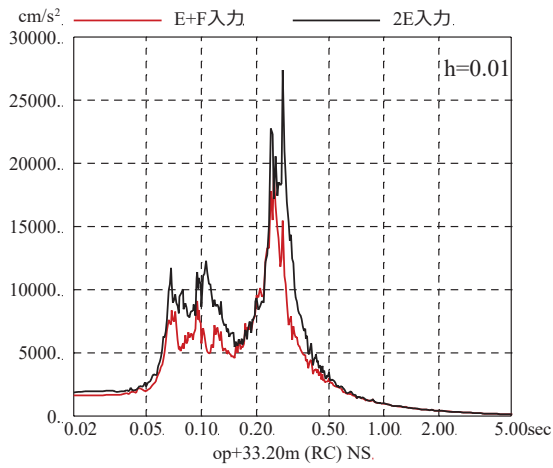
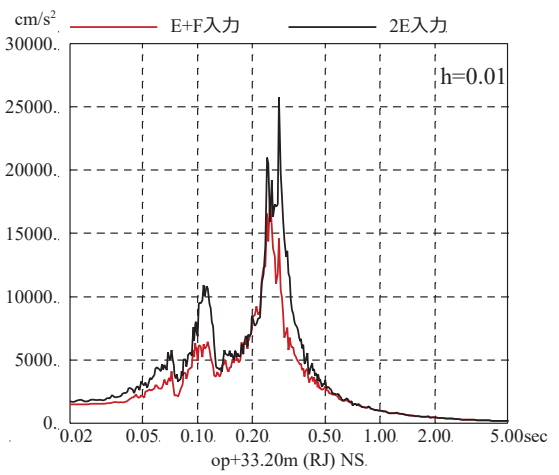
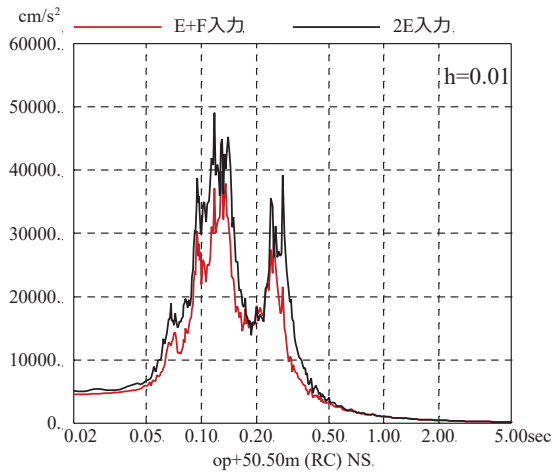


図 3-6 基準地震動 S<sub>s</sub>-D1 を用いた直接入力と  
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響  
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%)

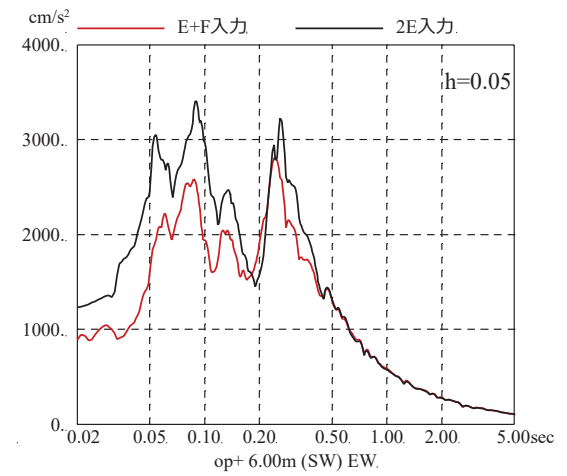
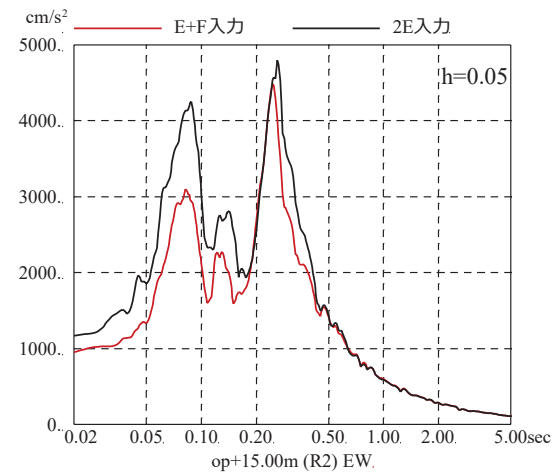
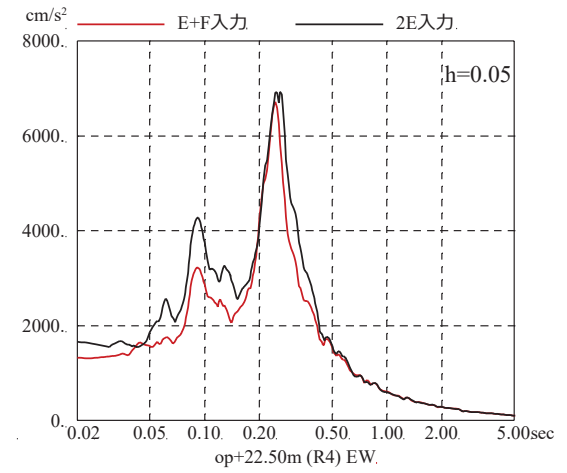
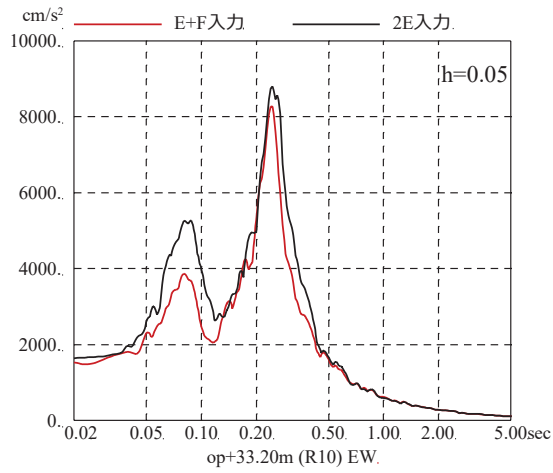
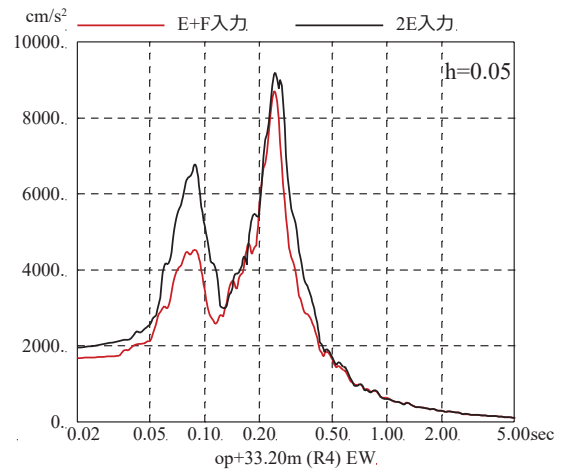
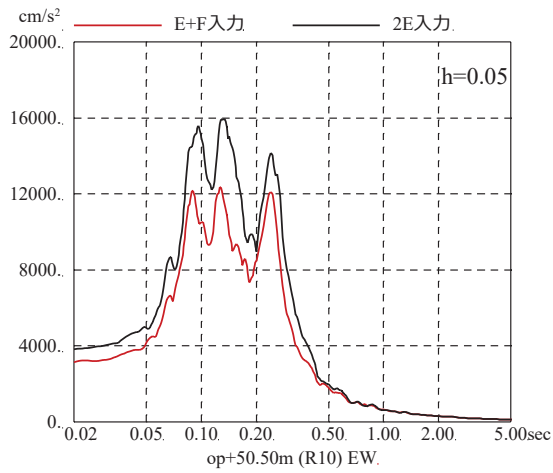


図 3-7 基準地震動 S s - D 1 を用いた直接入力と  
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響  
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%)

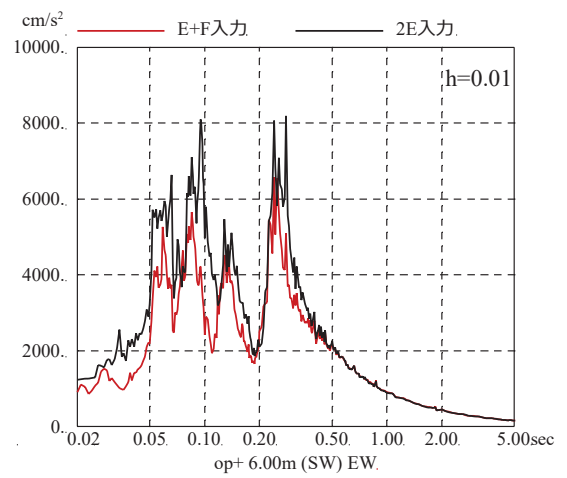
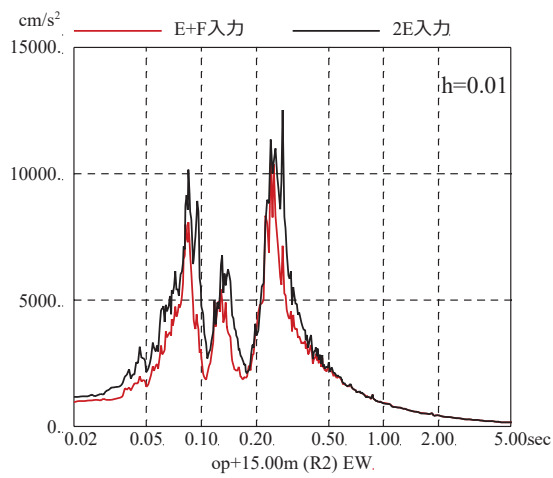
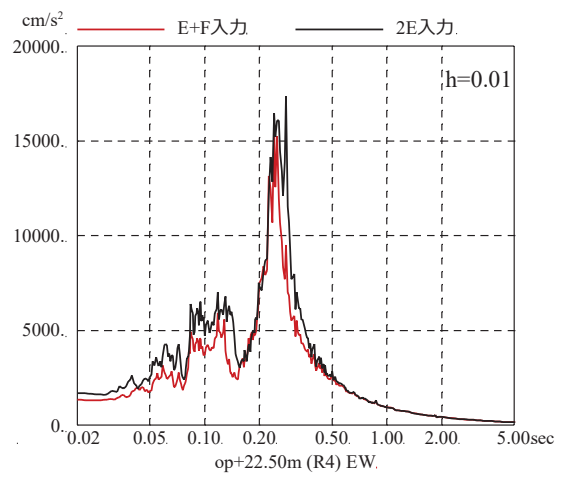
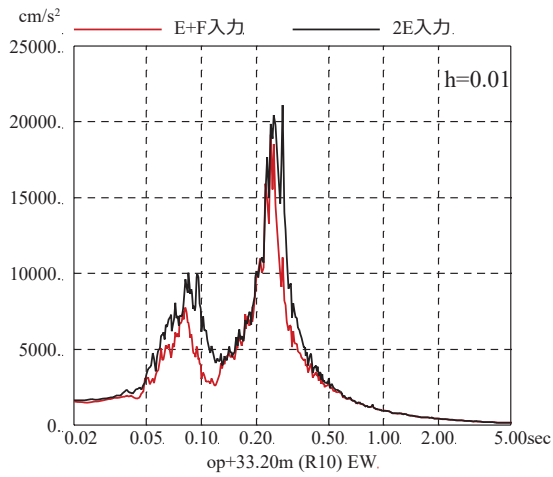
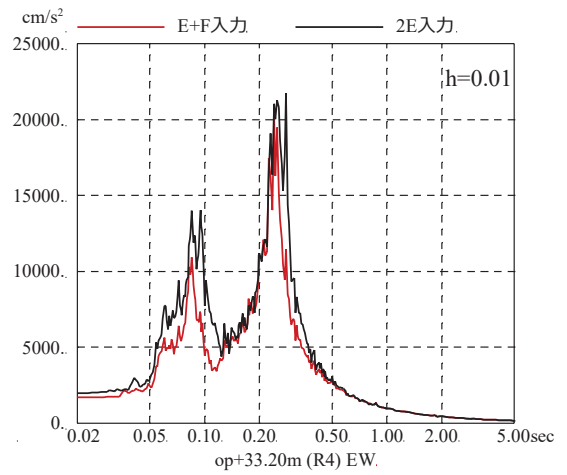
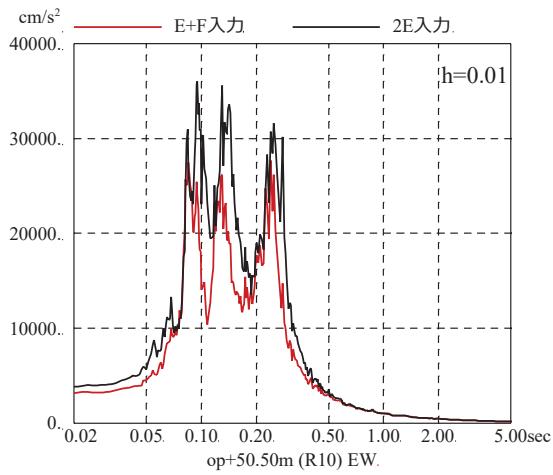


図 3-8 基準地震動 S<sub>s</sub>-D1 を用いた直接入力と  
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響  
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%)

## 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、表-1 に示す表層地盤に非線形を考慮した地盤と、表-1 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図-1 及び図-2 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。



表-1 原子炉建屋地盤物性

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数 <sup>*2</sup> h (%)
表層地盤	14.80	18.6	*1	3 <sup>*3</sup>
	0.00	23.3	900 <sup>*4</sup>	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

注記\*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

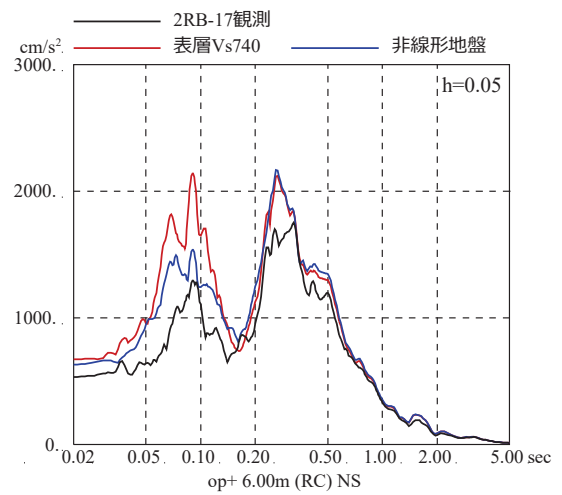
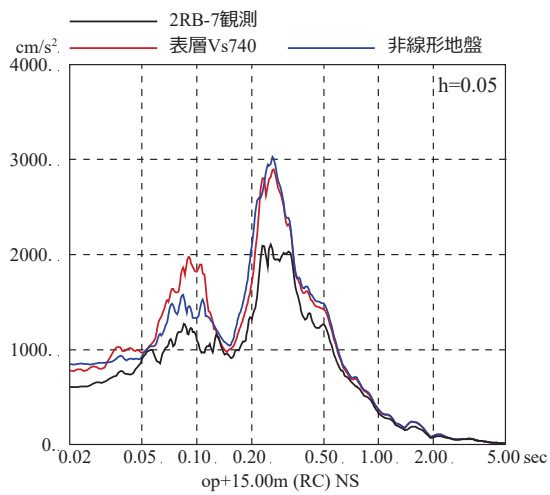
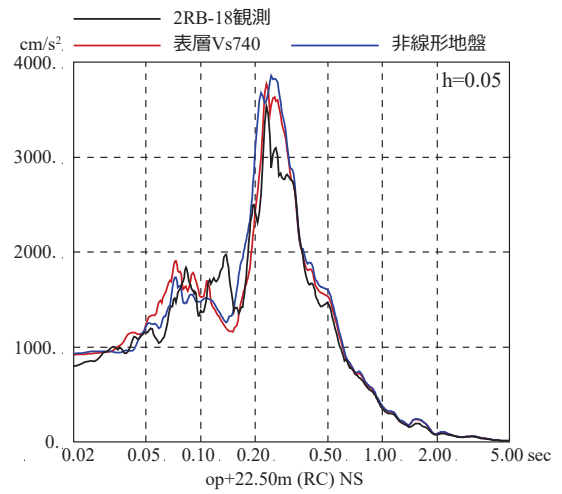
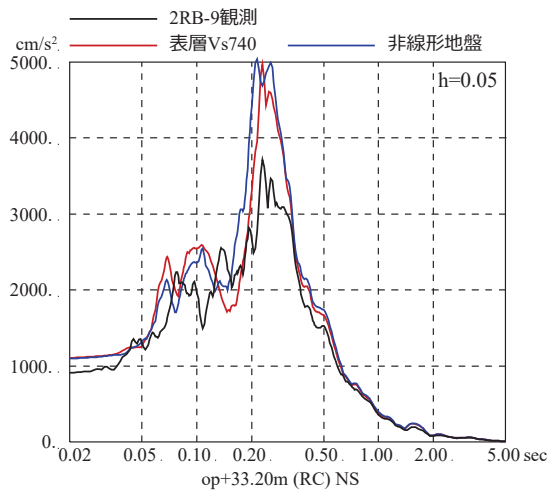
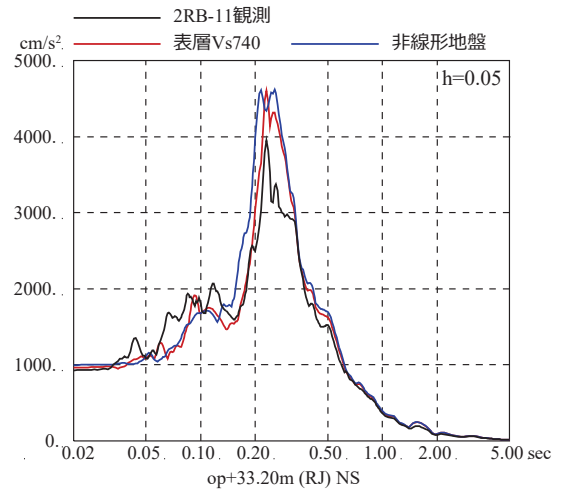
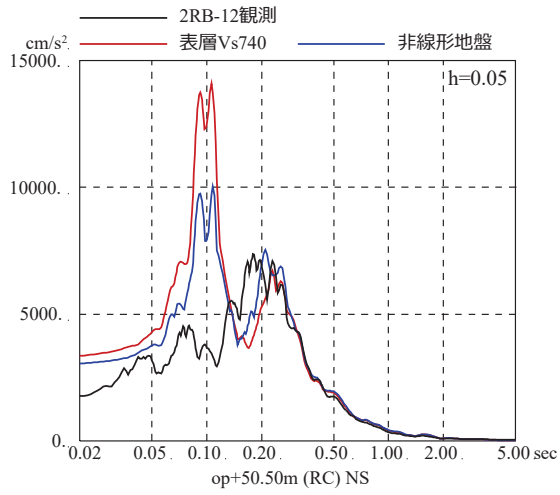


図-1 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震, NS 方向)

※地震計位置は、付録1参照

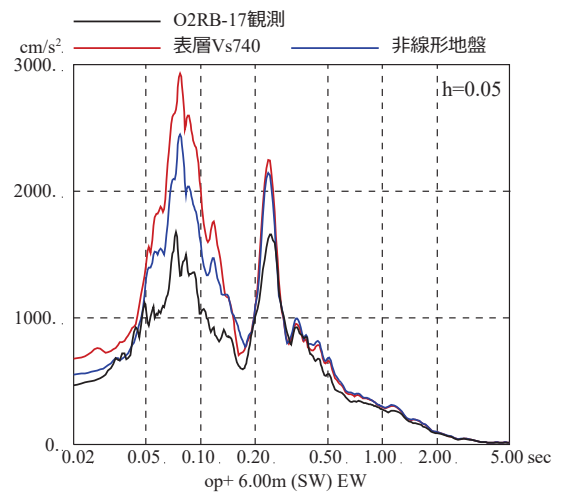
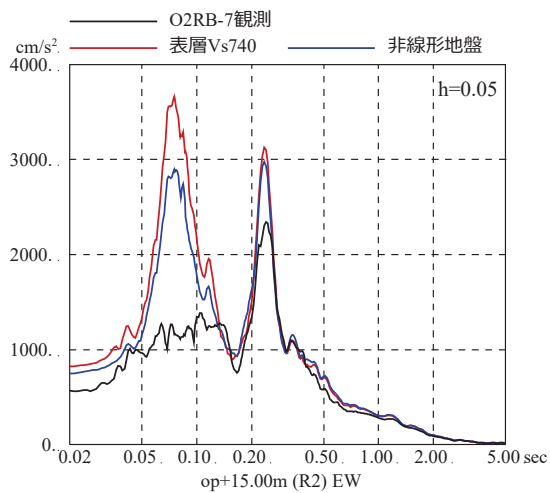
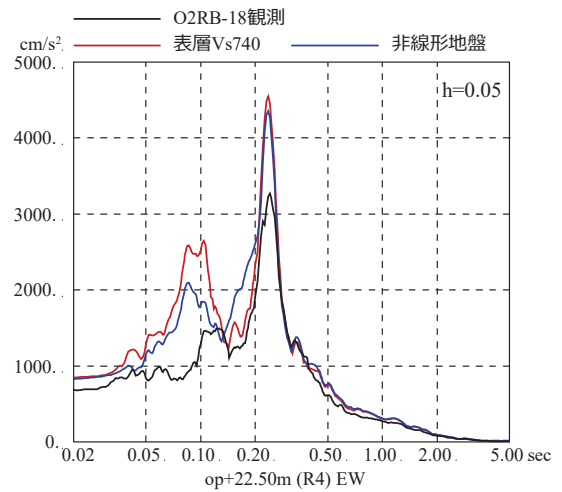
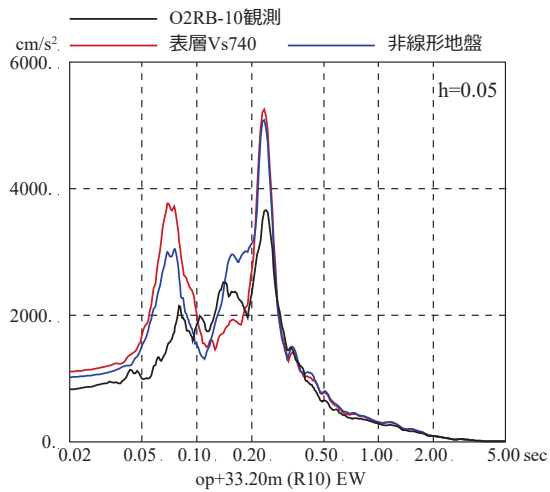
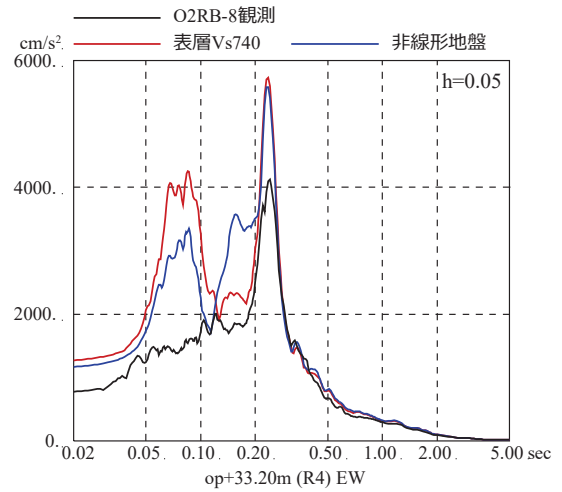
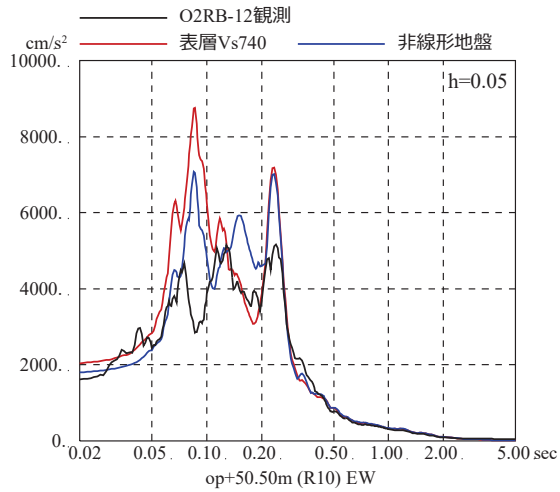


図-2 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震, EW 方向)

注：地震計位置は、付録1参照。

別紙 18 シミュレーション解析による表層地盤の影響確認  
(タービン建屋, 第3号機海水熱交換器建屋)

## 目 次

1. 検討目的..... 別紙 18-1
2. 検討方法..... 別紙 18-1
3. 検討結果..... 別紙 18-6

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、タービン建屋及び第3号機海水熱交換器建屋である。検討の概念を図2-1に示す。

検討に用いたタービン建屋の地盤モデルを表2-1に、建屋モデルを図2-2に、解析条件の比較を表2-2に示す。また、第3号機海水熱交換器建屋の地盤モデルを表2-3に、建屋モデルを図2-3に、解析条件の比較を表2-4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。

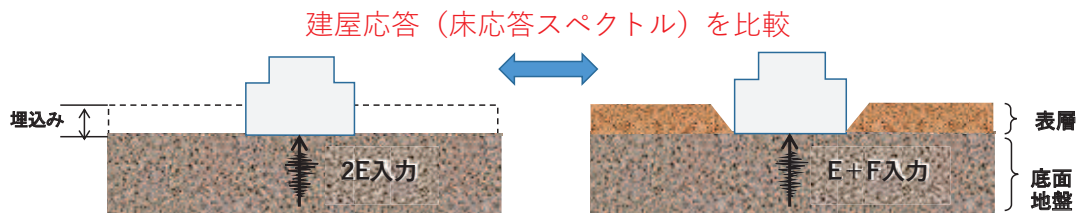


図2-1 検討の概念図

表 2-1 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	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 *4	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

注記 \*1 : 原子炉建屋での検討を参考に、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。

\*4 : 原子炉建屋での検討を踏まえ、O. P. 0m~基礎版底面のせん断波速度  $V_s=900\text{m/s}$  と設定する。





表 2-3 第 3 号機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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 Vs (m/sec)	減衰定数 <sup>*2</sup> h (%)
表層地盤	14.80	18.6	*1	3 <sup>*3</sup>
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

注記\*1：原子炉建屋での検討を参考に，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。

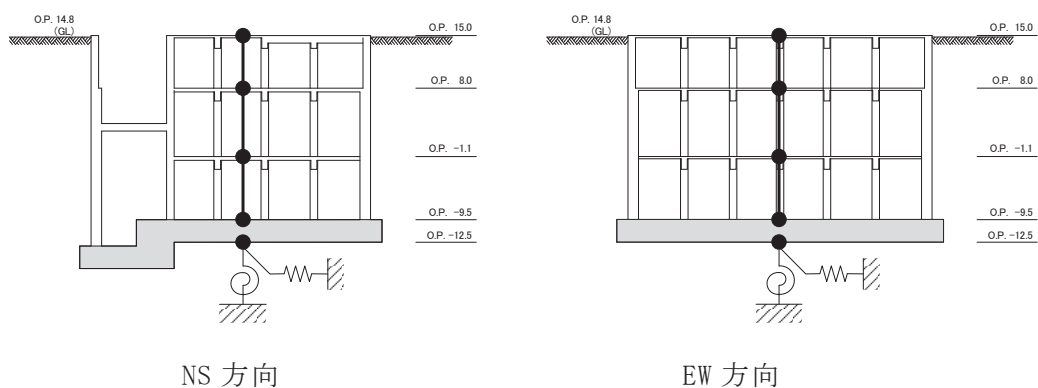


図 2-3 第 3 号機海水熱交換器建屋地震応答解析モデル

表 2-4 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[第 3 号機海水熱交換器建屋])

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	第 3 号機海水熱交換器建屋	
地震動	3.11 地震のはざとり波	
入力地震動	直接入力 (2E 入力)	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力 (E+F 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 (表層地盤非線形考慮)

### 3. 検討結果

3.11 地震のはぎ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図 3-1 に、第 3 号機海水熱交換器建屋については図 3-2 に示す。

各階の床応答スペクトルは、はぎとり波を直接入力（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。

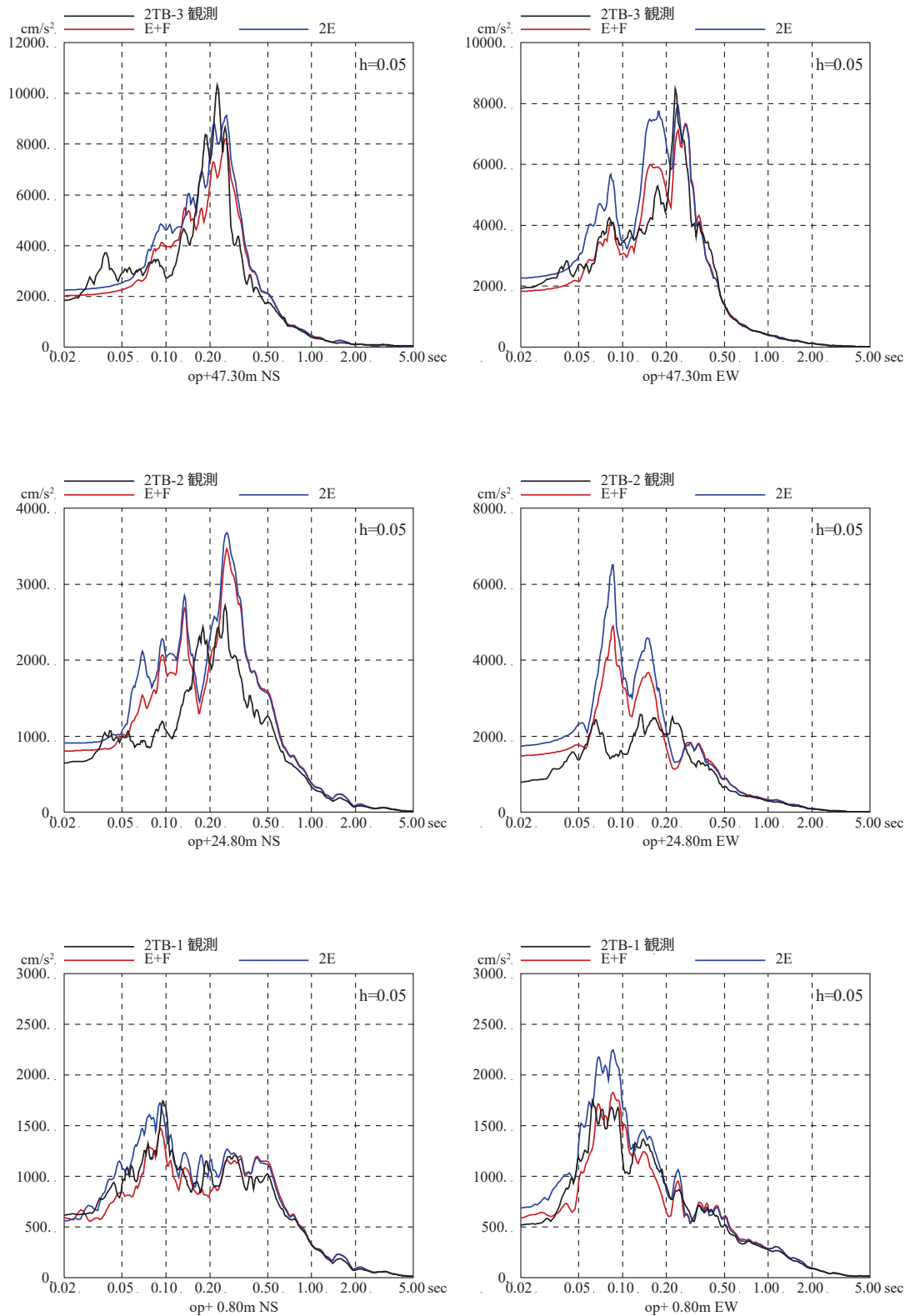


図 3-1 3.11 地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析結果の比較  
(タービン建屋)

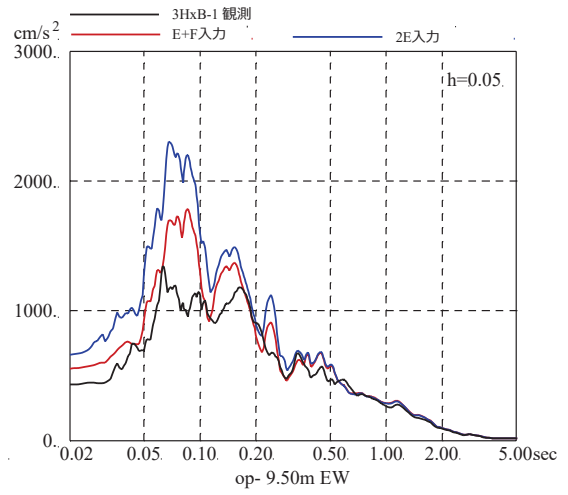
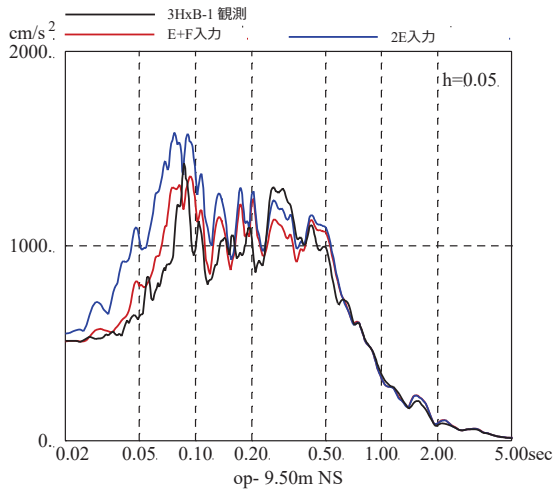
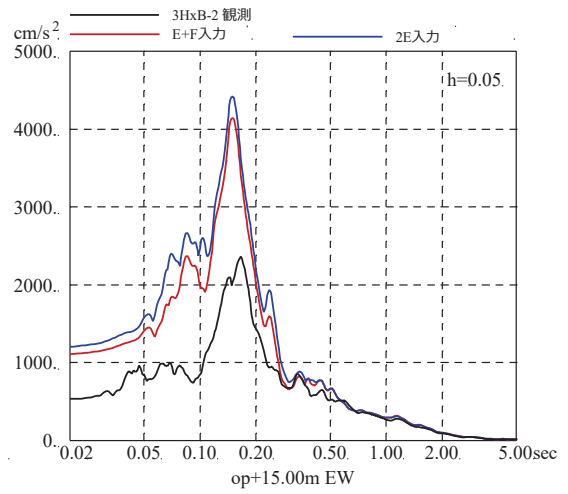
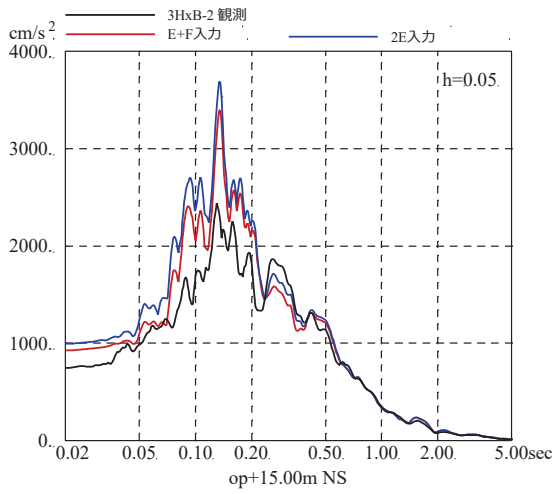
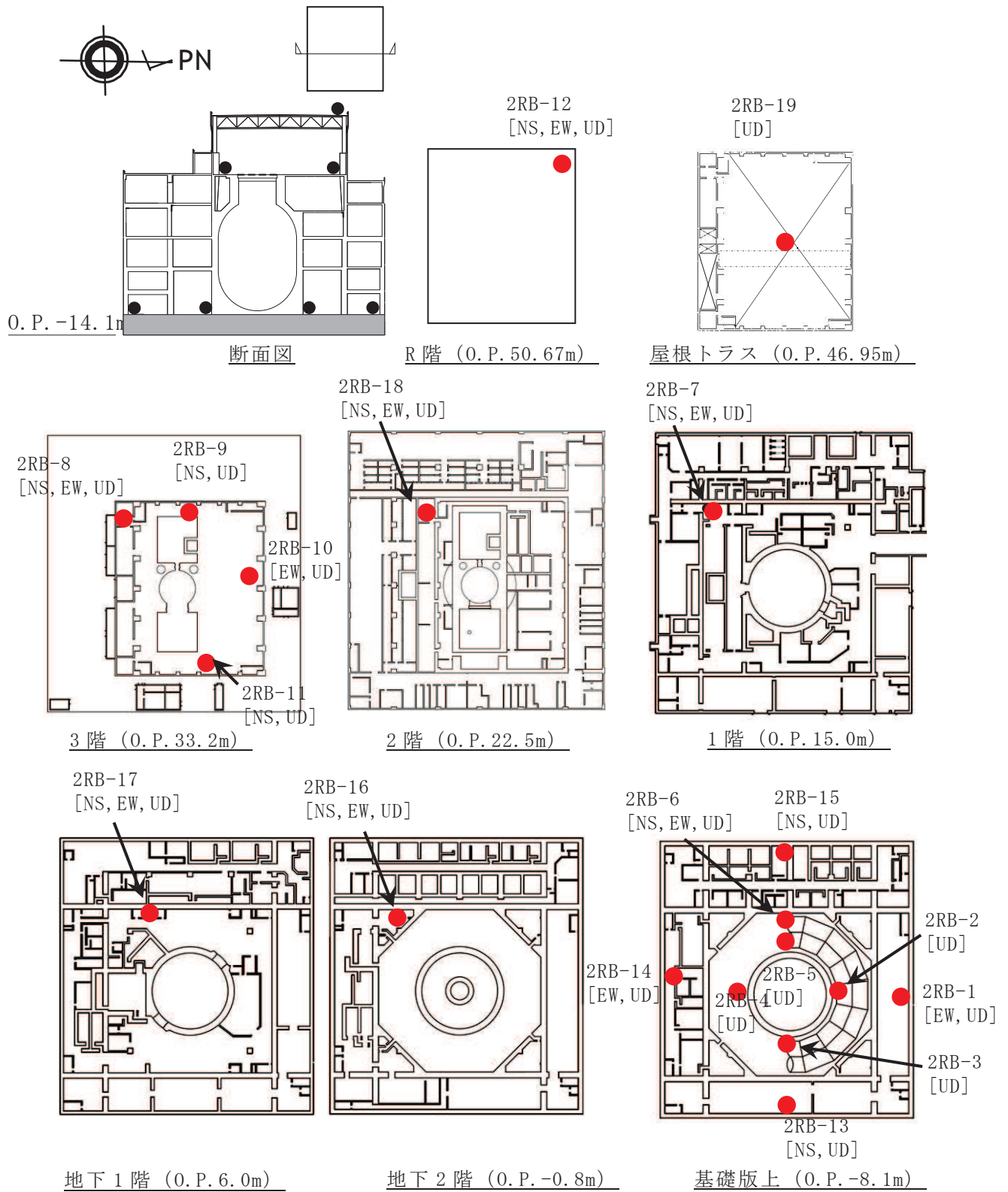


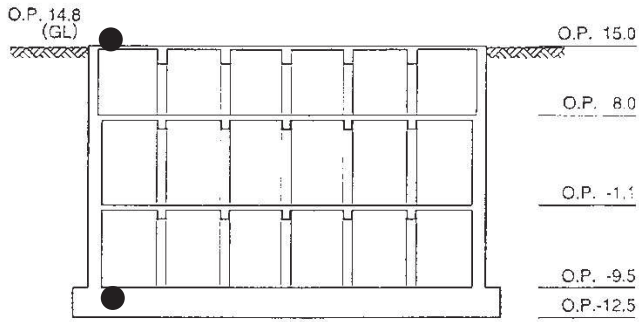
図 3-2 3.11 地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析結果の比較  
(第 3 号機海水熱交換器建屋)

付録 1 地震計配置図

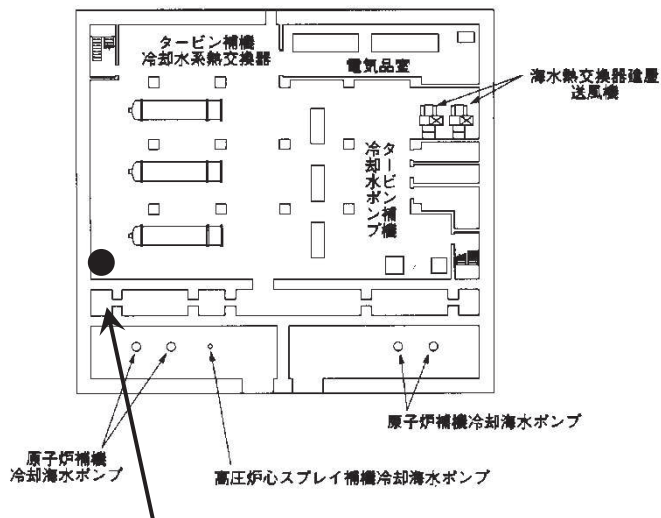
1. 原子炉建屋



2. 第3号機海水熱交換器建屋

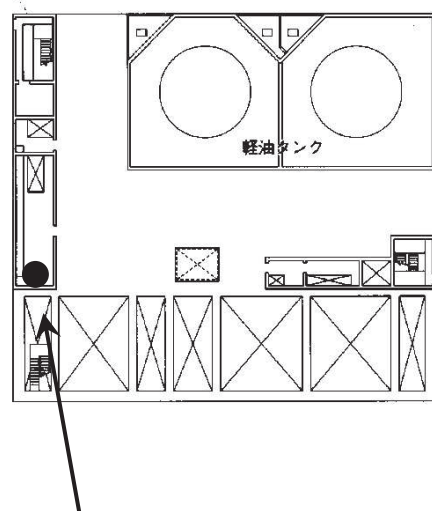


断面図



3HxB-1  
[NS, EW, UD]

地下3階 (O.P. -9.5m)

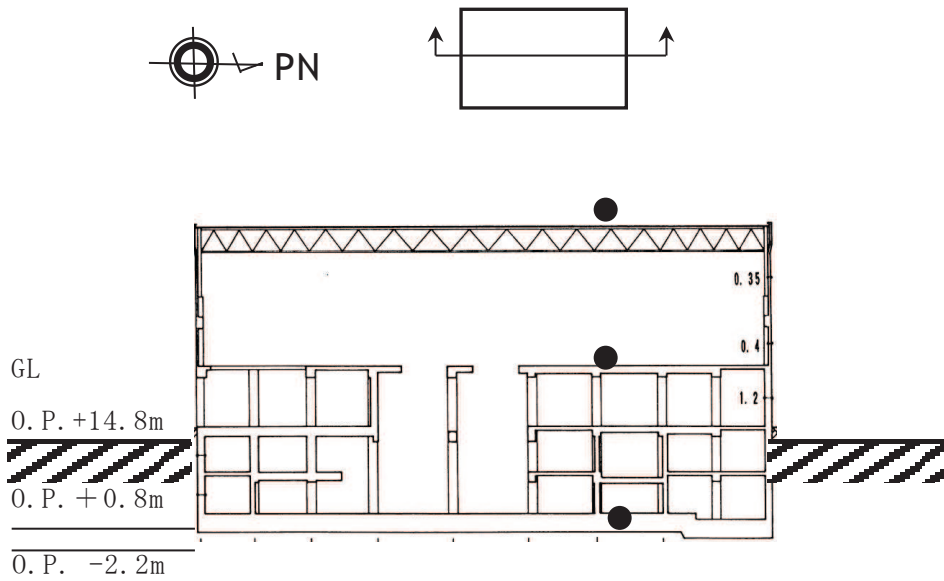


3HxB-2  
[NS, EW, UD]

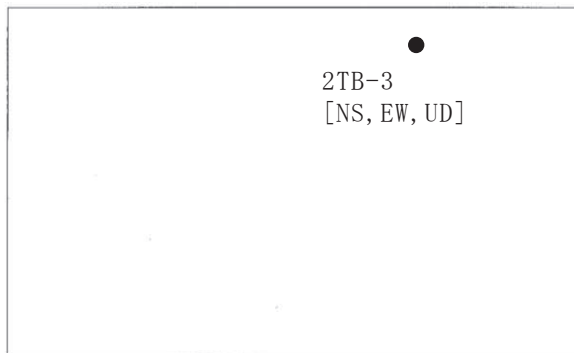
地上1階 (O.P. 15.0m)



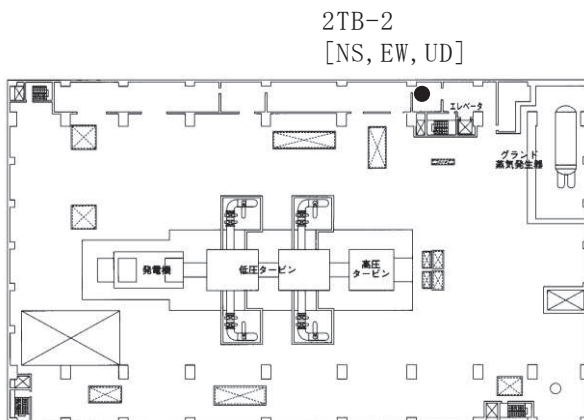
3. タービン建屋



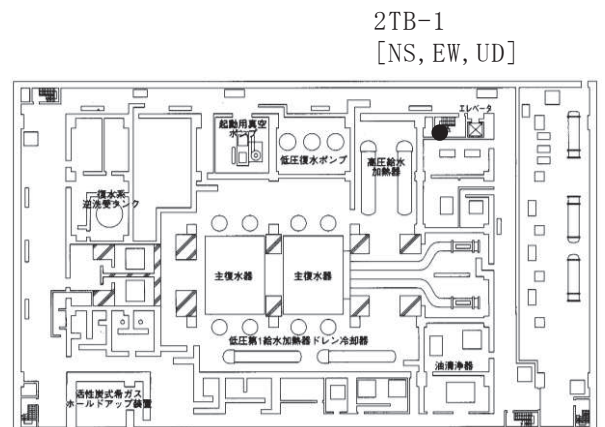
断面図



屋上階 (O.P. 47.3m)



地上2階 (O.P. 24.8m)



地下2階 (O.P. 0.8m)

## 付録 2 今回工認に係る建屋と地盤との接地状況

# 1. 原子炉建屋

凡例  :地盤接地部

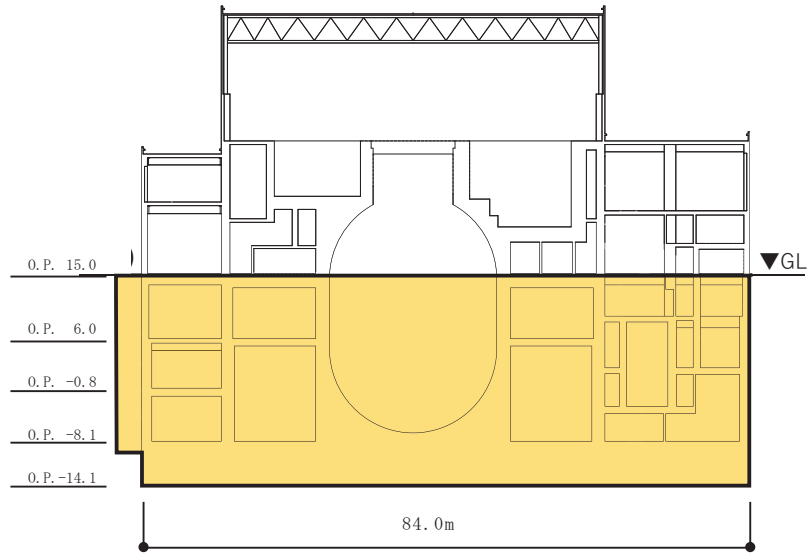


図 1-1 原子炉建屋（北面）の地盤の接地状況

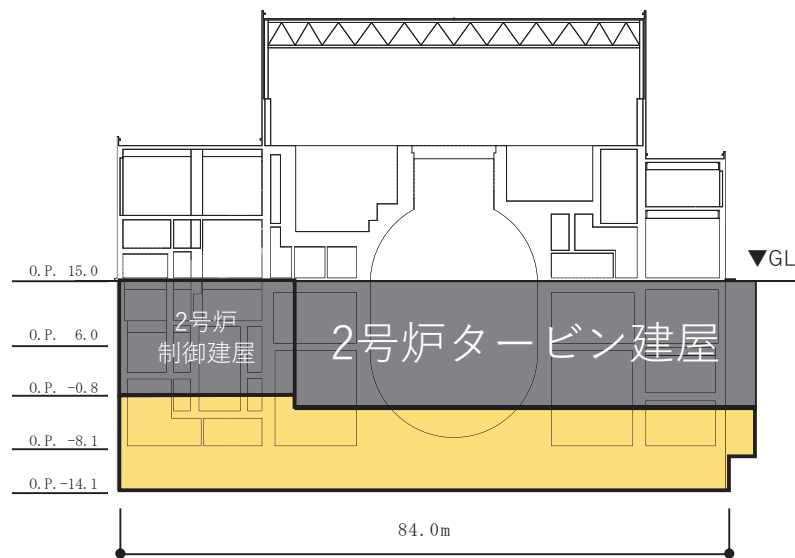


図 1-2 原子炉建屋（南面）の地盤の接地状況

凡例  :地盤接地部

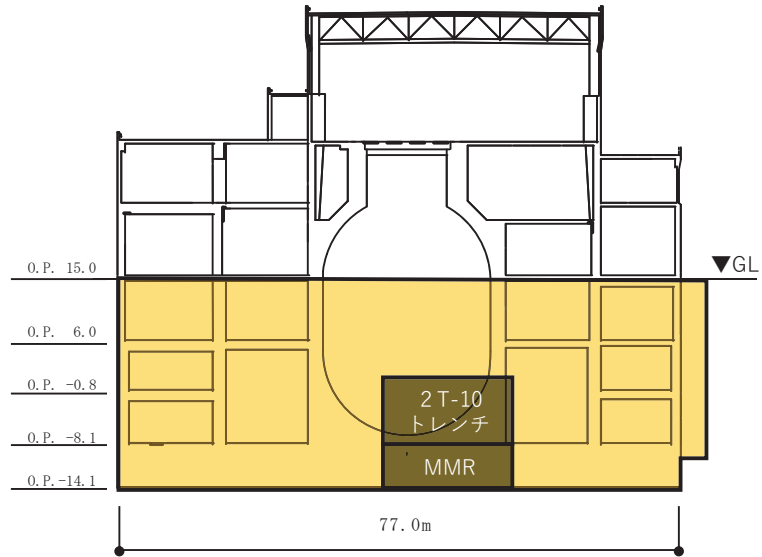


図 1-3 原子炉建屋（東面）の地盤の接地状況

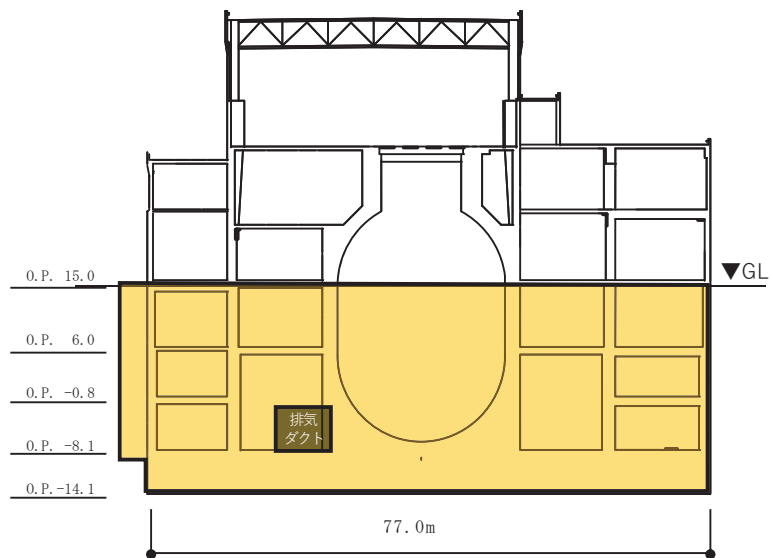


図 1-4 原子炉建屋（西面）の地盤の接地状況

2. 制御建屋

凡例  : 地盤接地部

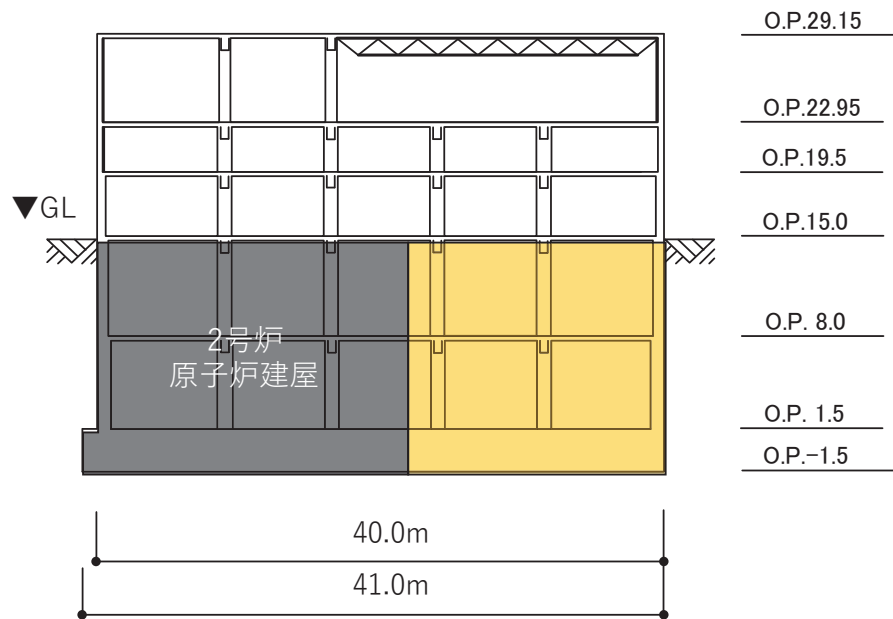


図 2-1 制御建屋（北面）の地盤の接地状況

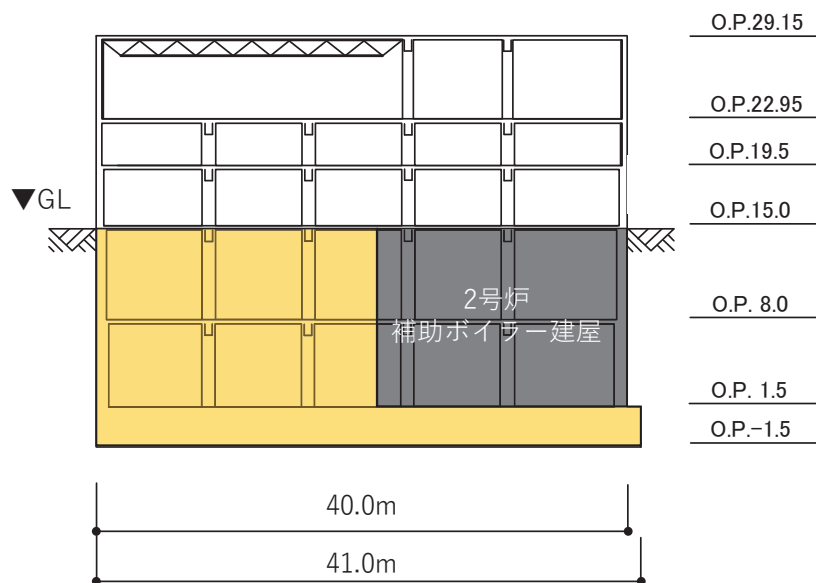


図 2-2 制御建屋（南面）の地盤の接地状況

凡例  : 地盤接地部

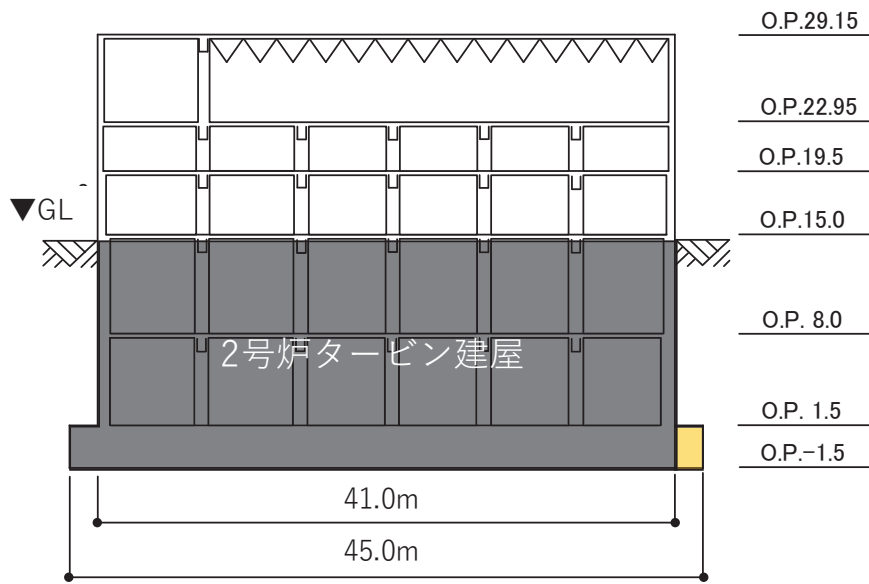


図 2-3 制御建屋（東面）の地盤の接地状況

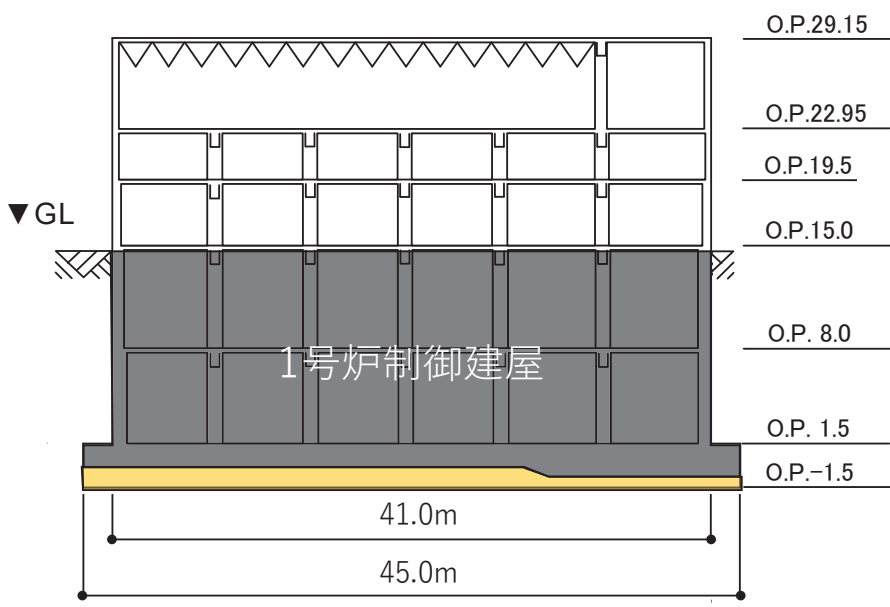


図 2-4 制御建屋（西面）の地盤の接地状況

### 3. タービン建屋

凡例  : 地盤接地部

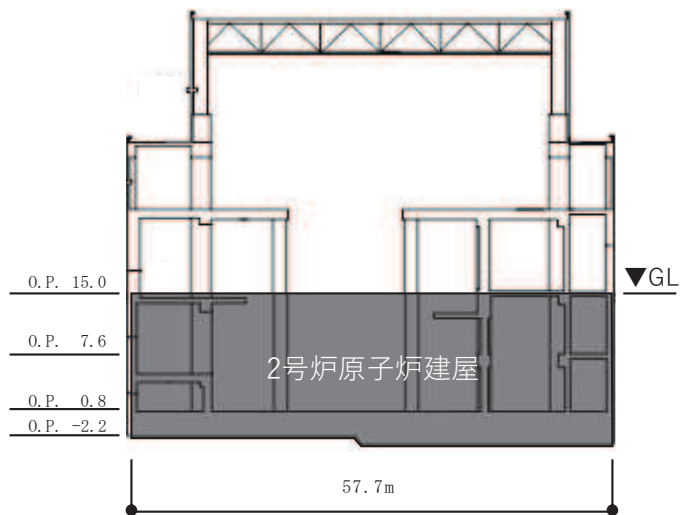


図 3-1 タービン建屋（北面）の地盤の接地状況

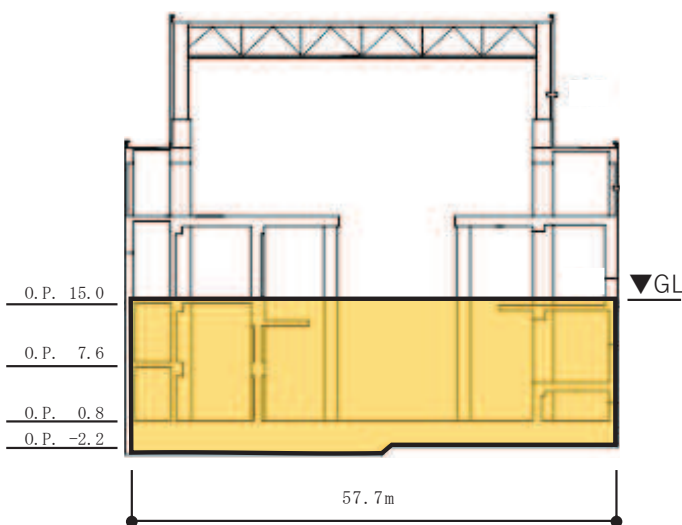


図 3-2 タービン建屋（南面）の地盤の接地状況

凡例  :地盤接地部

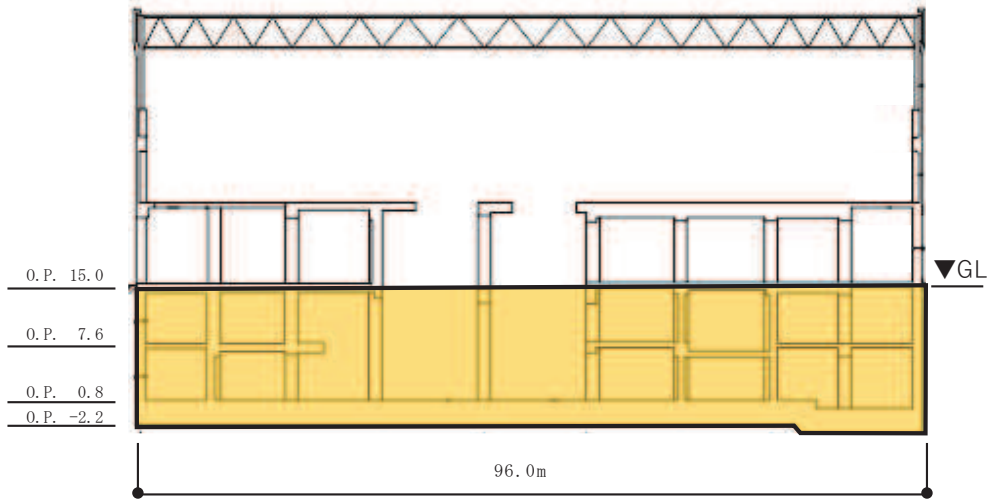


図 3-3 タービン建屋（東面）の地盤の接地状況

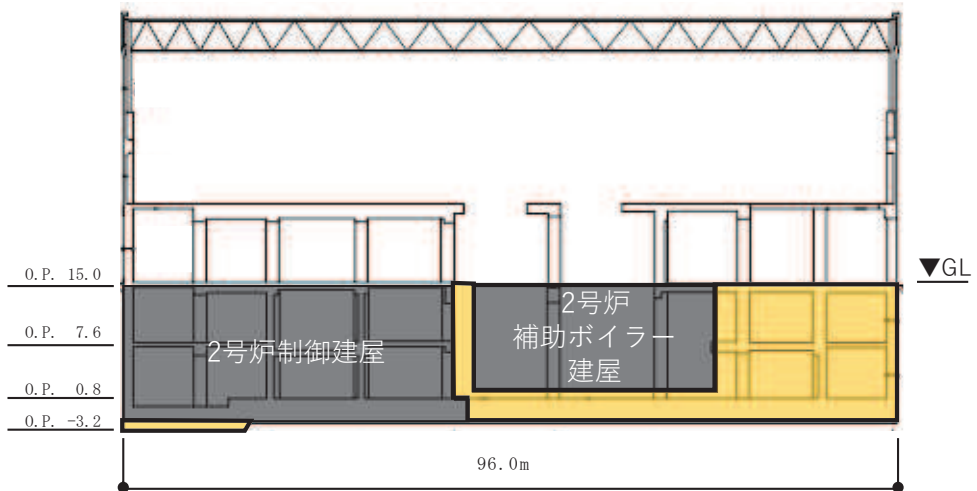


図 3-4 タービン建屋（西面）の地盤の接地状況



4. 補助ボイラー建屋

凡例  : 地盤接地部

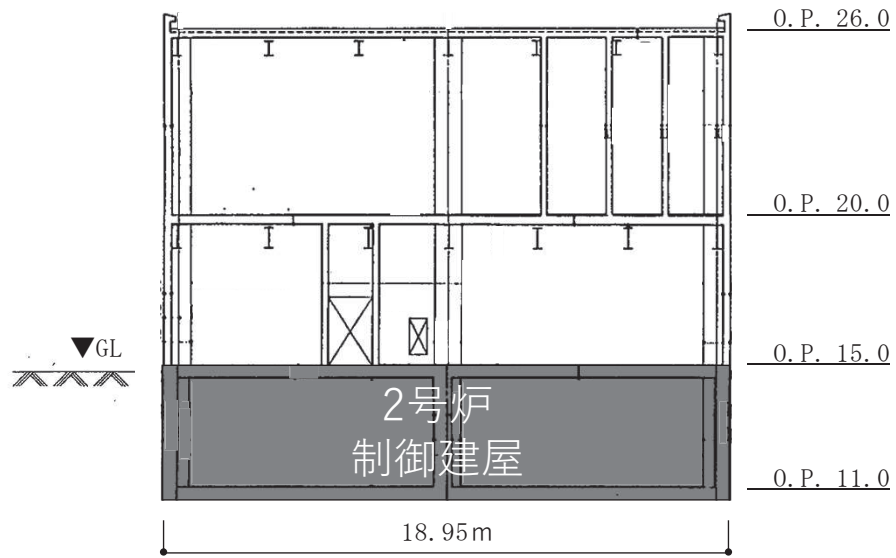


図 4-1 補助ボイラー建屋（北面）の地盤の接地状況

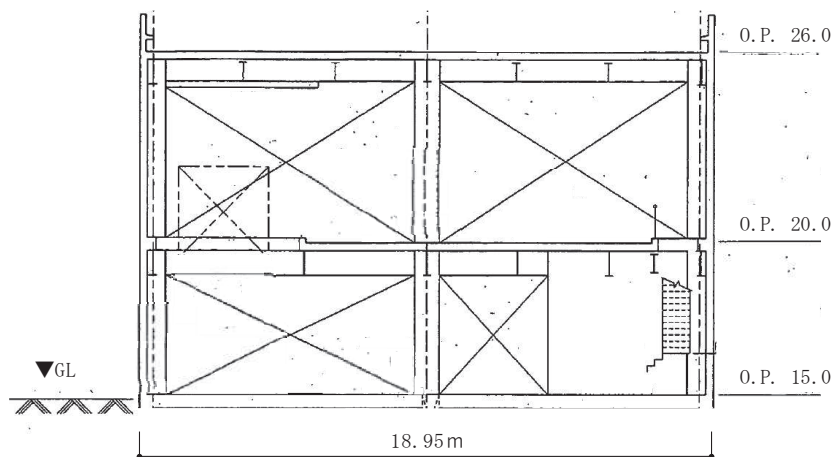


図 4-2 補助ボイラー建屋建屋（南面）の地盤の接地状況

凡例  : 地盤接地部

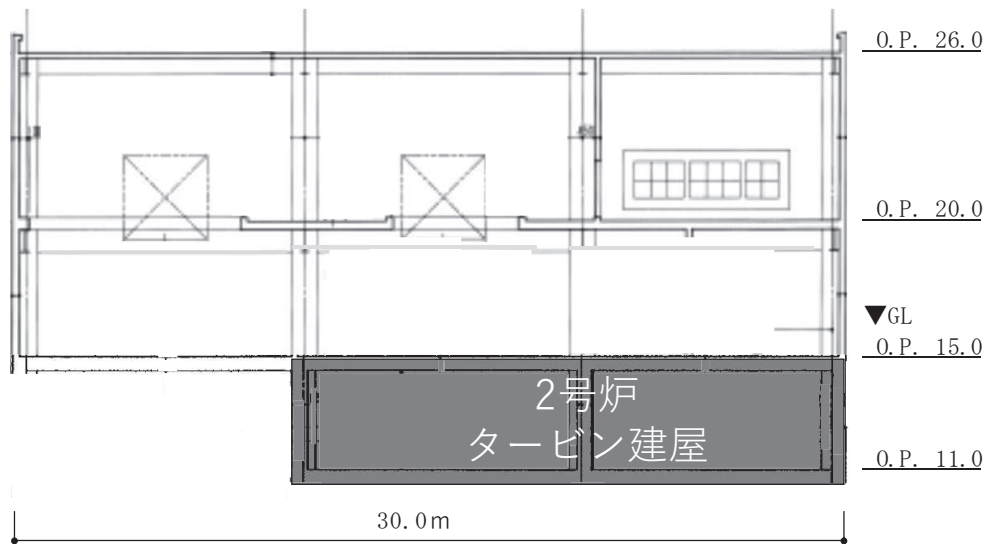


図 4-3 補助ボイラー建屋建屋（東面）の地盤の接地状況

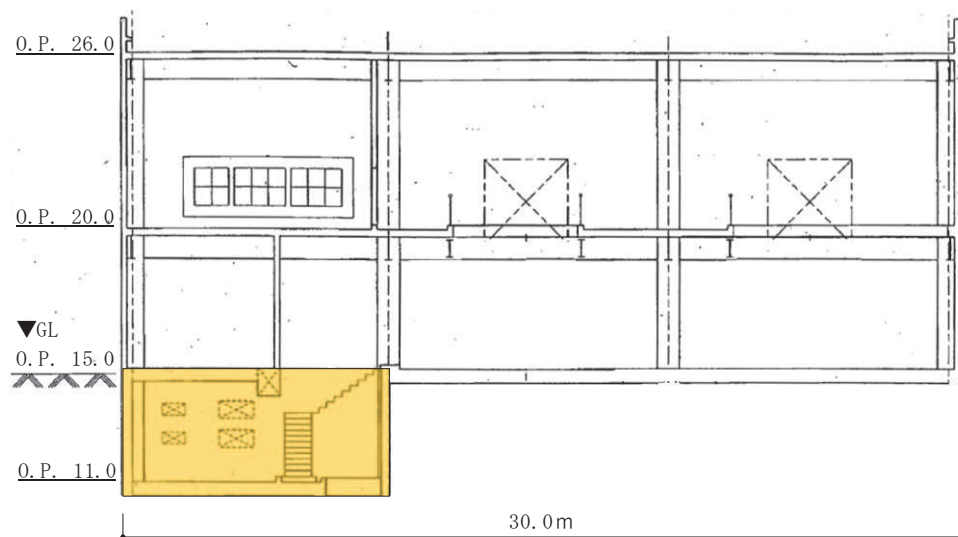


図 4-4 補助ボイラー建屋建屋（西面）の地盤の接地状況

5. 第3号機海水熱交換器建屋

凡例  : 地盤接地部

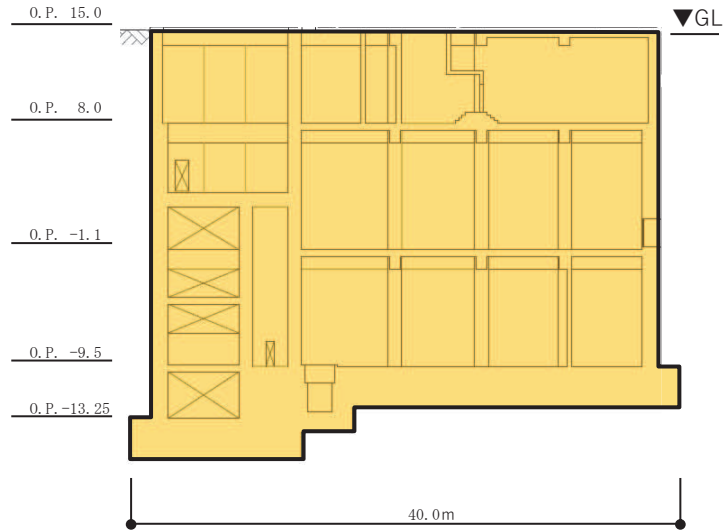


図 5-1 第3号機海水熱交換器建屋（北面）の地盤の接地状況

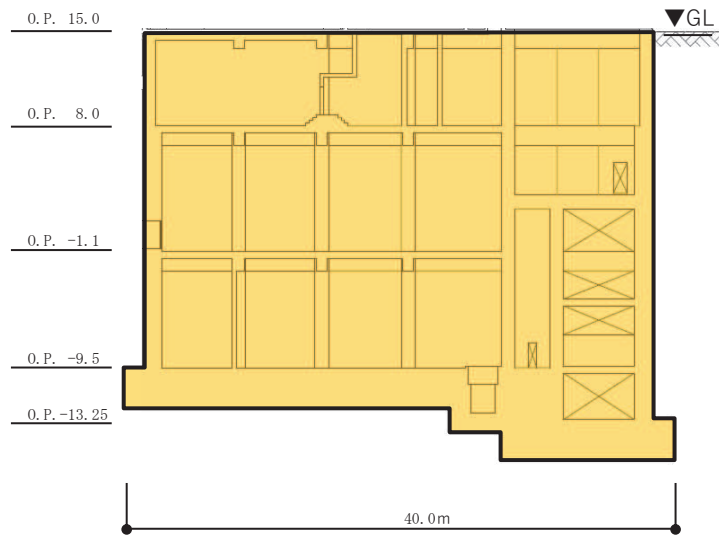


図 5-2 第3号機海水熱交換器建屋（南面）の地盤の接地状況

凡例  : 地盤接地部

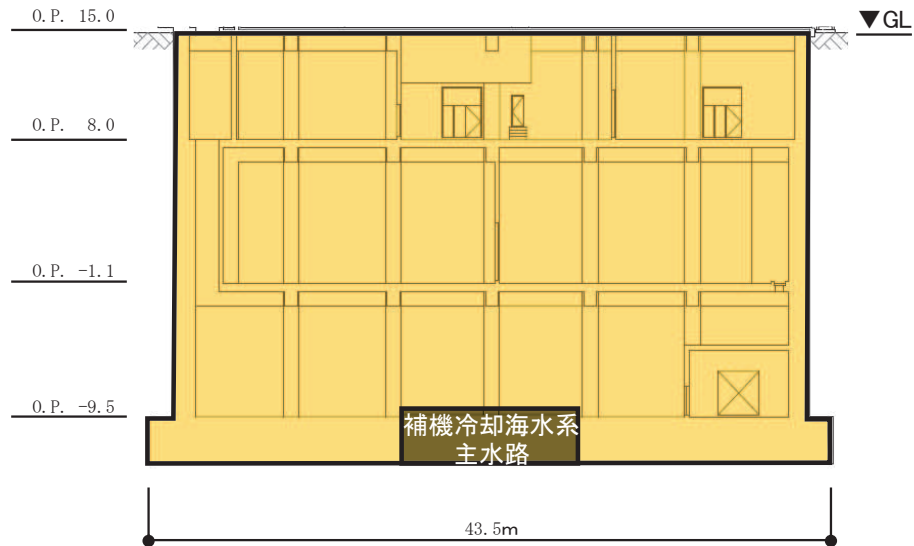


図 5-3 第 3 号機海水熱交換器建屋（東面）の地盤の接地状況

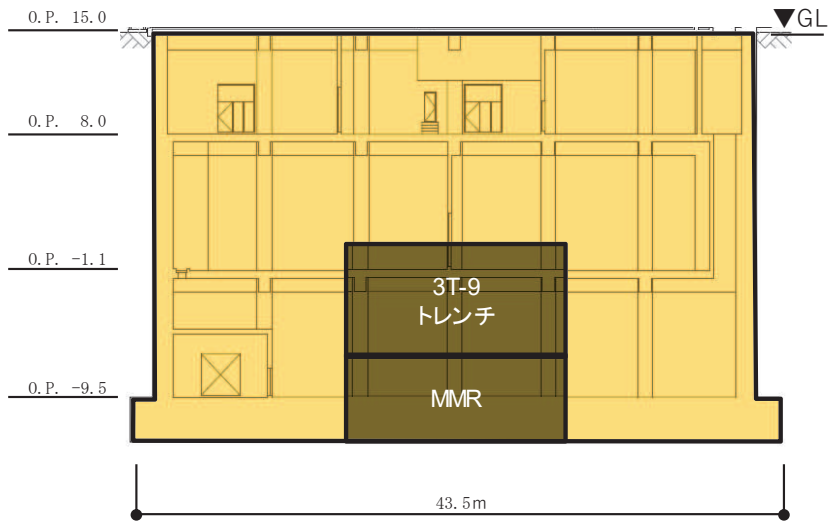


図 5-4 第 3 号機海水熱交換器建屋（西面）の地盤の接地状況

6. 第1号機制御建屋

凡例  : 地盤接地部

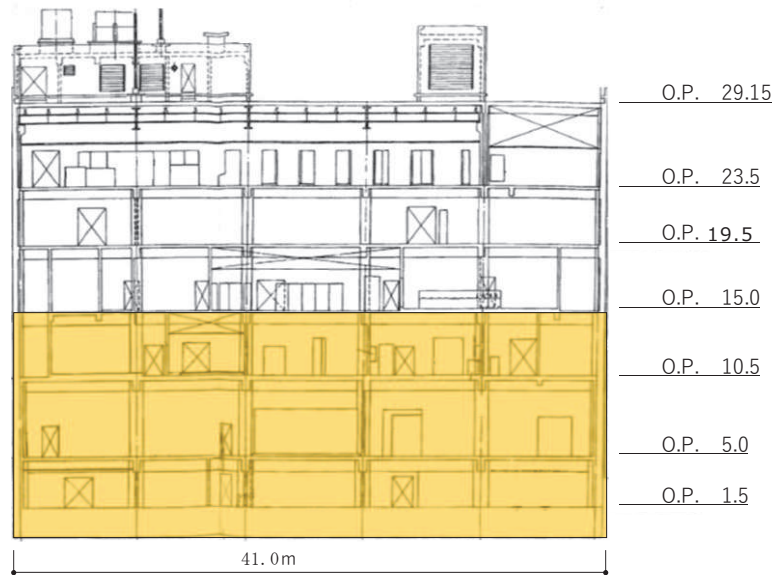


図 6-1 第1号機制御建屋（北面）の地盤の接地状況

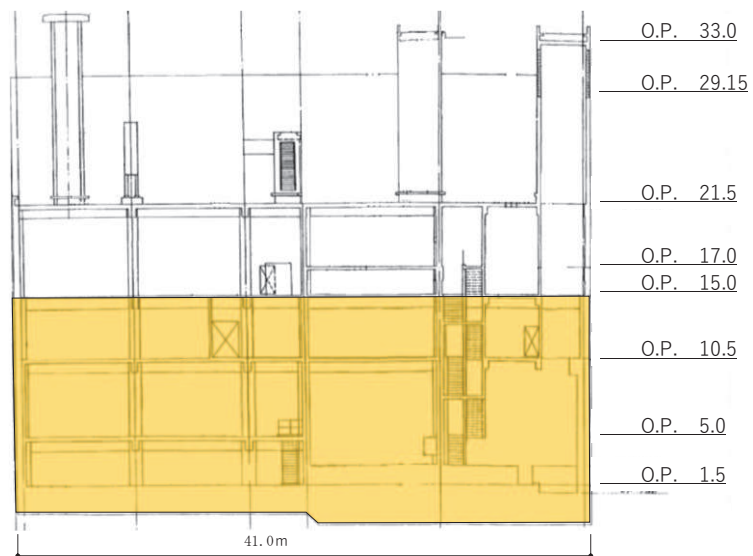


図 6-2 第1号機制御建屋（南面）の地盤の接地状況

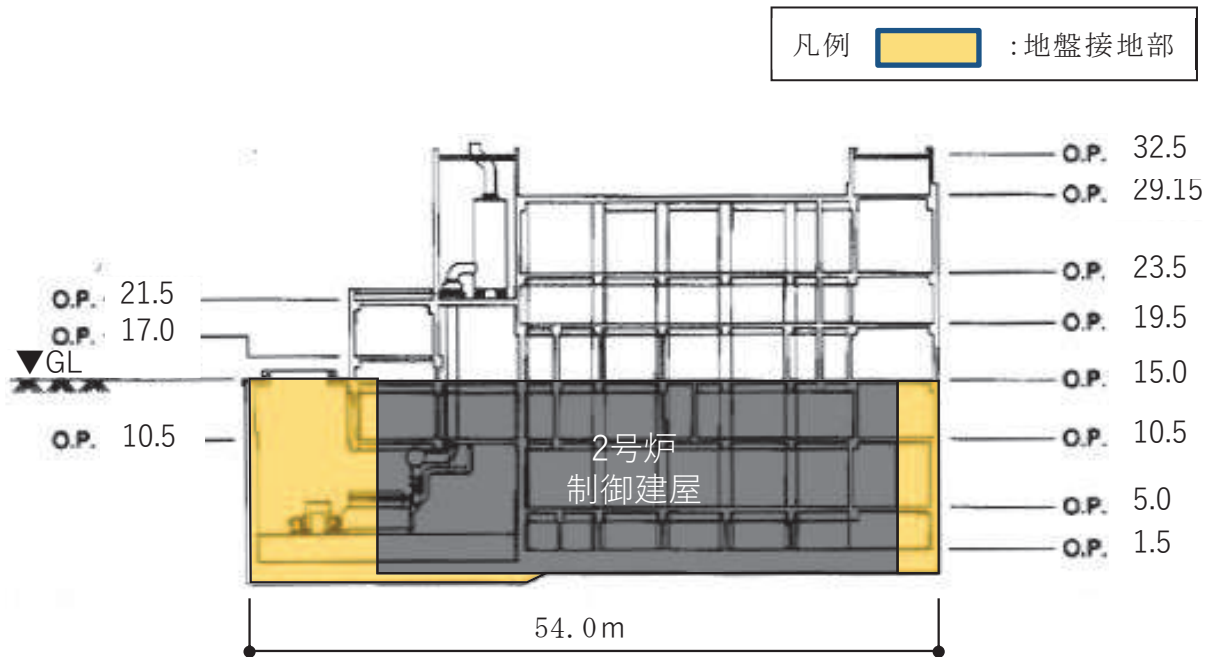


図 6-3 第 1 号機制御建屋（東面）の地盤の接地状況

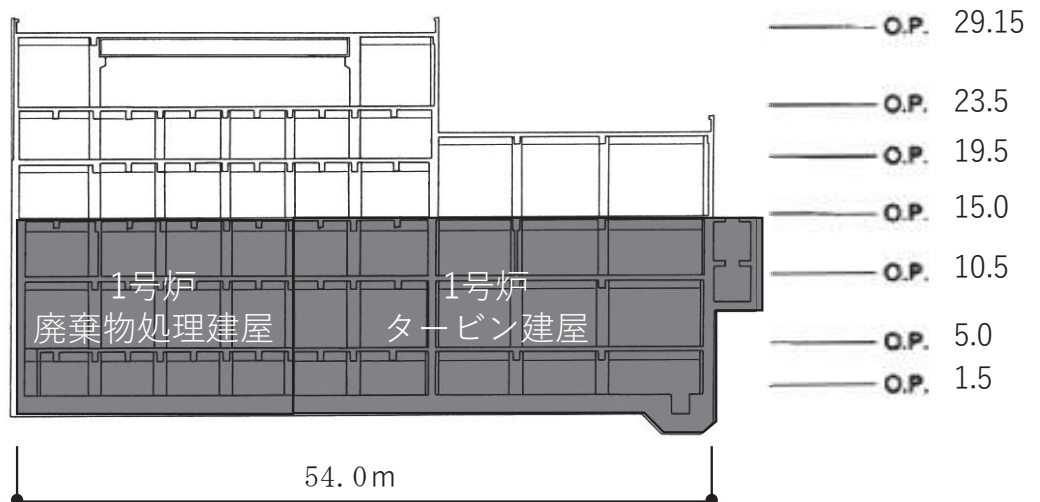


図 6-4 第 1 号機制御建屋（西面）の地盤の接地状況

### 付録3 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」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、地盤の剛性低下率及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

$\gamma$  : 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

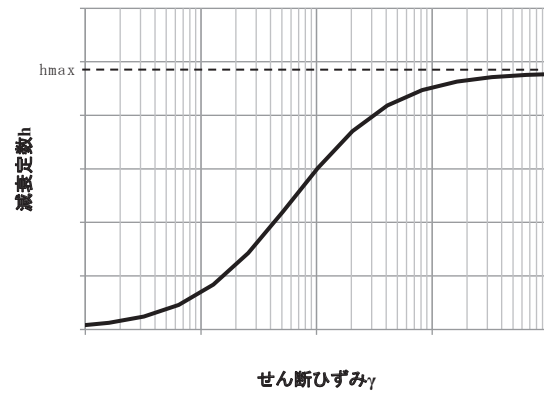
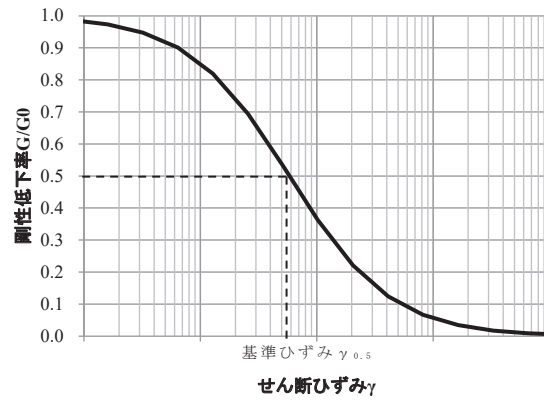


図 3-1 H-D モデルの剛性低下率・減衰-ひずみ関係

### 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。

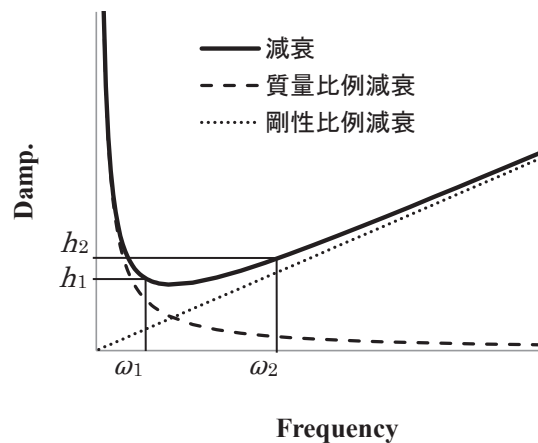
$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.4)$$

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

係数  $\alpha$ ,  $\beta$  は、[図 3-2](#) に示すように、評価上着目する 2 つの円振動数  $\omega_1$ ,  $\omega_2$  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。

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

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



[図 3-2](#) 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。履歴法則を図 3-3 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スケルトンカーブ  $\tau = f(\gamma)$  (図 3-3 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、スケルトンカーブを相似形に 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、 $\gamma_{R1}$  : A 点のせん断ひずみ

$\tau_{R1}$  : 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 点を原点としてスケルトンカーブを相似形に 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、 $\gamma_{R2}$  : B 点のせん断ひずみ

$\tau_{R2}$  : 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。

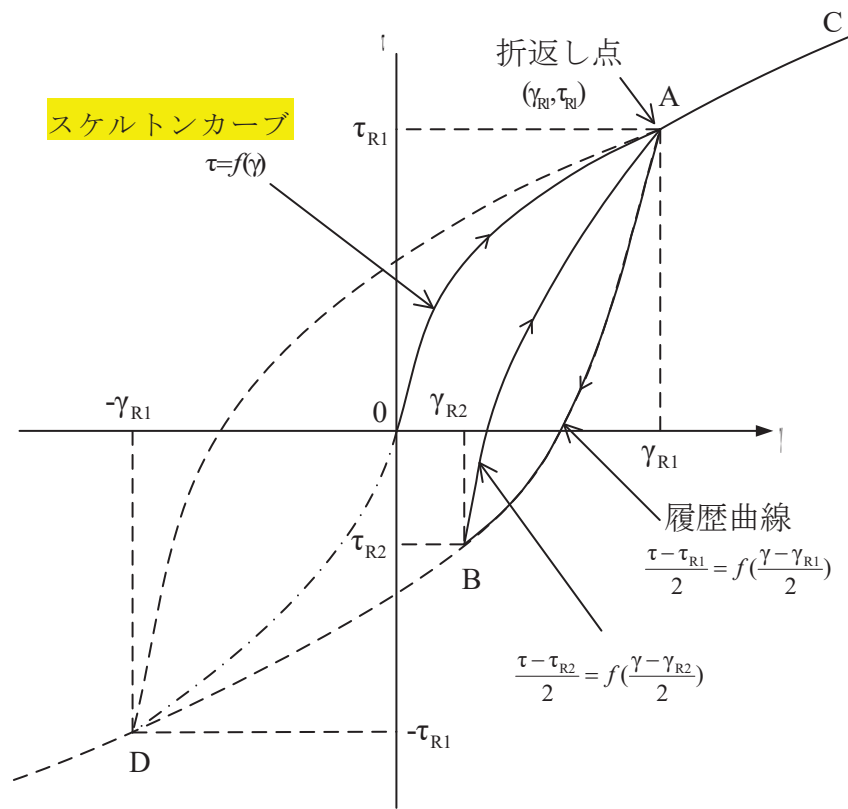
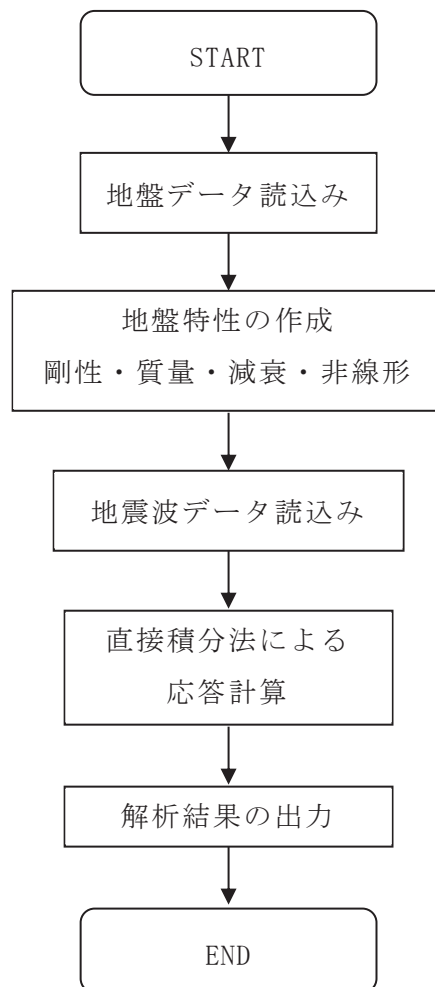


図 3-3 応力-ひずみ関係モデルの考え方

#### 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 **図 3-4** に示す。



**図 3-4** 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。

- (1) 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
- (2) 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 連壁基礎と杭基礎建築物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
- (3) 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
- (4) 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



## 付録 4 入力地震動評価における補正水平力について

1. J E A G 4 6 0 1 による補正水平力（切欠き力）の取り扱い

J E A G 4 6 0 1 - 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  $\tau$  と基礎底面積  $A$  との積  $\tau A$  から求められる、としている。

【 J E A G 4 6 0 1 - 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  $\tau$  と基礎マットの底面積  $A$  との積  $\tau A$  から求められる力である。・・・(略)

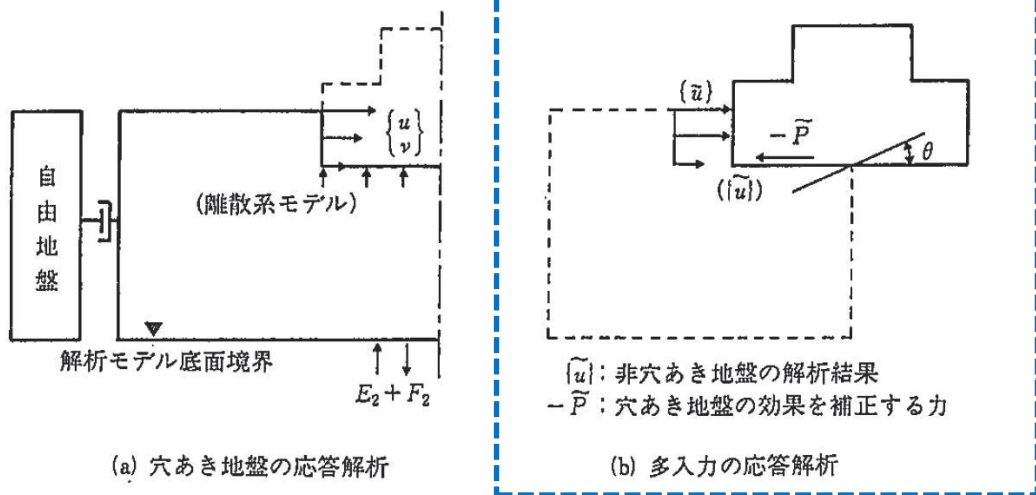


図 5. 2. 4-5 離散系モデル（サブストラクチャ法）の入力地震動

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）の概念図について図 2-1 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 $\tau$ 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。

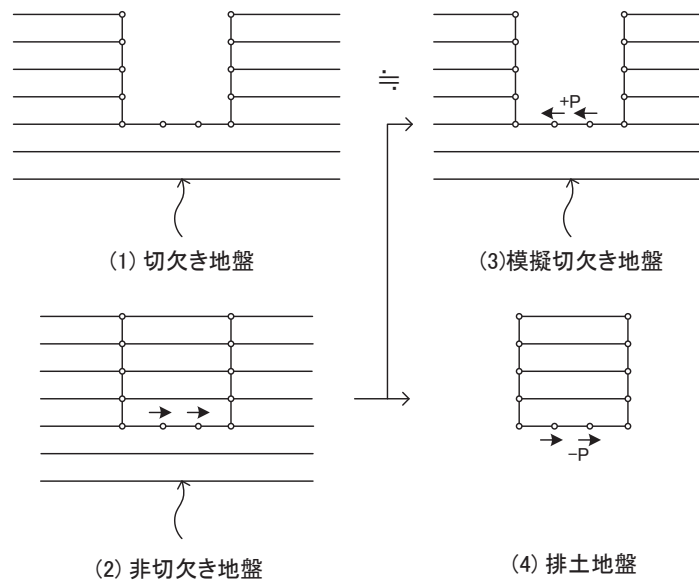


図 2-1 補正水平力（切欠き力）の概念図

## 付録 5 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図 1-1 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。

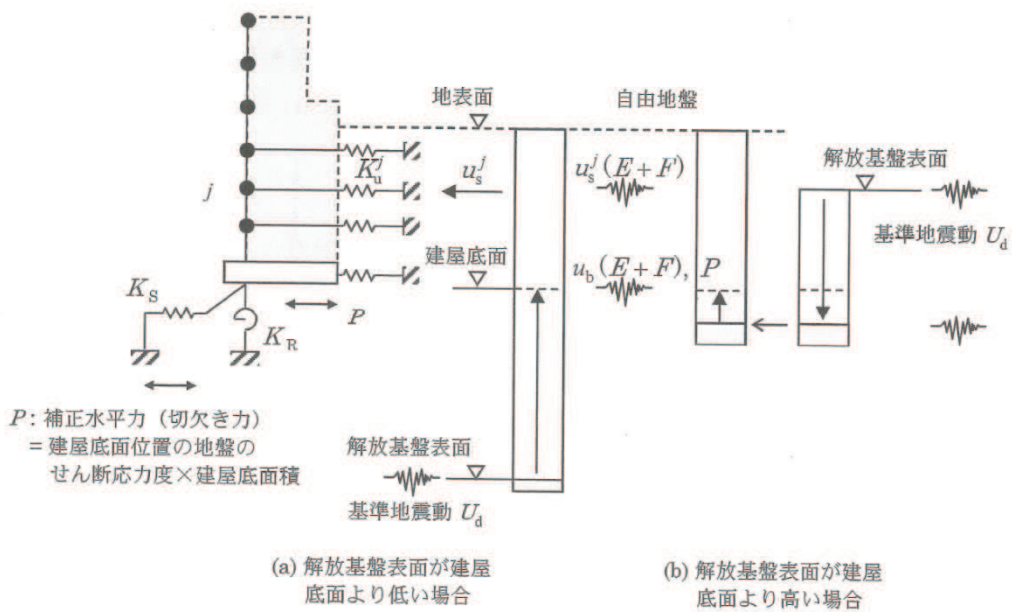


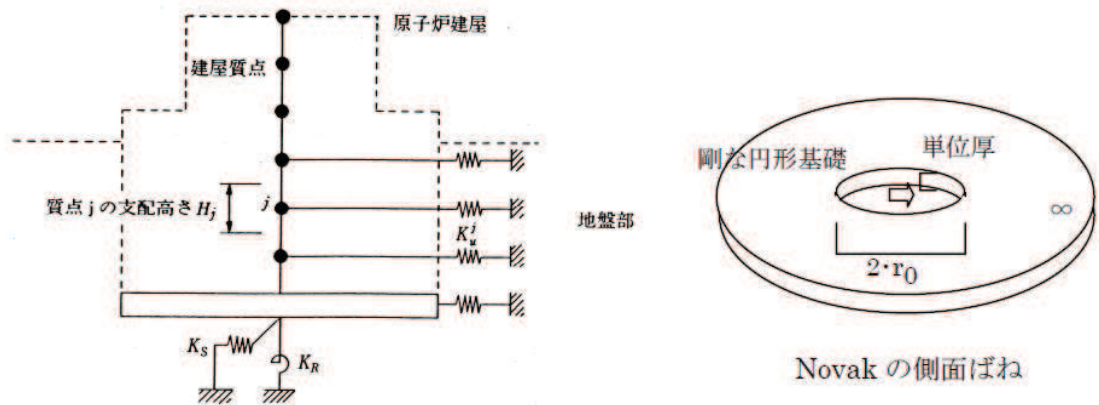
図 1-1 埋込み SR モデルの入力地震動

## 2. Novak ばねの算定方法

Novak のばねは、**図 1-2** 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。



**図 1-2** 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。

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

ここに、

- $\pi$  : 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
- $\omega$  : 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
$K_0(\cdot), K_1(\cdot)$	: それぞれ 0 次と 1 次の変形ベッセル関数
$a_0^* = (a_0 / \sqrt{(1+i \cdot 2h_j)}) \cdot i$ , $b_0^* = a_0^* / \eta_j$	
$\eta_j = \sqrt{(2(1-\nu_j)/(1-2\nu_j))}$	
$h_j$	: 地下部外壁に接する地盤の減衰定数
$\nu_j$	: 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  $\nu$ 、単位体積重量  $\gamma$  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  $\omega$  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。

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

$$C_u^j = {}_1 K_u / \omega_1 \quad \dots \text{式③}$$

ここに、

$\omega_1$  : 地盤—建物・構築物連成系の非減衰 1 次固有円振動数

${}_1 K_u$  : 式①で算出される  $K_u^j$  の  $\omega_1$  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<sup>1)2)3)</sup>では、岩盤の S 波速度が 1500m/s の硬質岩盤を対象に、Novak ばねを設定した SR モデルと精算解として軸対称 FEM モデルによる解析をそれぞれ実施し、応答を比較することで、Novak ばねの適用性と改良を検討している。

その 1<sup>1)</sup>では、建屋のタイプとして建屋が大きく埋込みの深いタイプ R (建屋寸法：約 60m×60m, 高さ：約 60m 総重量：約 25 万トン, 埋込深さ：約 26m) と建屋が小さく埋込みの浅いタイプ H (建屋寸法：約 45m×45m, 高さ：約 30m, 総重量：約 4 万トン, 埋込深さ：約 20m) を設定し、それぞれ表層地盤の物性を 2 種類 (タイプ R に対して 10m と約 20m, タイプ H に対して表層なしと約 20m) 設定してパラメトリックな検討を実施している。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を示している。

その 2<sup>2)</sup>では、上記の差異が発生する原因の検討を行っている。その結果、埋込み SR モデルの差異は、表層 1 次振動数付近で表れると指摘している。これは、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原因であると考察している。

その 3<sup>3)</sup>では、表層地盤が厚いときの埋込 SR モデルによる評価法を改善するために、表層の波動エネルギーがある程度支持地盤に逃げていくような効果を持つ地盤ばね<sup>4)</sup>を用いた解析を実施し、その結果 Novak ばねを用いたときよりも軸対称 FEM と比較して応答の差異が小さいことを確認している。



#### 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
- 4) 表層中に埋込まれた構造物の合理的評価法 その 1-その 2. 埋込み SR モデルに基づく応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.603-606, 1994 年 9 月

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0620-3_改 17

補足-620-3 原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。なお、他建物・構築物の地震応答計算書の記載内容を共通的に補足する内容についても、本資料で代表し説明する。

別紙 1 原子炉建屋の地震応答解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 1-1 原子炉建屋の地震応答解析モデルの各種ばねの算定について

別紙 1-2 地震応答解析モデルの諸元の比較（既工認，シミュレーション解析，今回工認）

別紙 2 原子炉建屋の地震応答解析における耐震壁のスケルトンカーブの設定

別紙 3 原子炉建屋の地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙 3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙 3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙 4 地震応答解析モデルに用いる鉄筋コンクリート部の減衰定数に関する検討

別紙 4-1 原子炉建屋の基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  に対する最大応答せん断ひずみ

別紙 4-2 各建屋の図面集

別紙 5 地震応答解析における原子炉建屋の重大事故等時の高温による影響

別紙 5-1 重大事故時等の環境を考慮した大型機器系の地震応答解析モデルの設定

別紙 5-2 SA 時環境考慮モデルにおける床ばねの応答について

別紙 6 改造工事に伴う重量増加を反映した検討

別紙 6-1 改造工事に伴う重量増加による建屋－機器連成地震応答解析結果に与える影響

別紙 1 原子炉建屋の地震応答解析における既工認と今回工認の  
解析モデル及び手法の比較

## 目 次

1. 概要.....	別紙 1- 1
2. 地震応答解析モデルの変更点について.....	別紙 1- 2
2.1 入力地震動の掘り込み効果の考慮.....	別紙 1- 8
2.2 初期剛性低下の考慮.....	別紙 1- 9
2.3 耐震補強による建屋剛性の考慮.....	別紙 1-11
2.4 建屋重量の変更.....	別紙 1-12
2.5 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較.....	別紙 1-13
2.6 既設部材と新設部材のコンクリートの物性値の設定について.....	別紙 1-18

別紙 1-1 原子炉建屋の地震応答解析モデルの各種ばねの算定について

別紙 1-2 地震応答解析モデルの諸元の比較（既工認，シミュレーション解析，今回工認）

## 1. 概要

本資料は、原子炉建屋の既工認時及び今回工認時の地震応答解析モデル及び手法の比較を示すものである。

## 2. 地震応答解析モデルの変更点について

原子炉建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較を表 2-1 に示す。鉛直方向の地震応答解析モデル（以下「鉛直モデル」という。）の諸元の設定方法を表 2-2 に示す。また、今回工認時の地震応答解析モデルを図 2-1 に示す。

比較に用いる既工認時の地震応答解析モデル及び手法は、建設工認のものである。

表 2-1 原子炉建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較

項目	内容	既工認時*1*2	今回工認	備考
入力地震動の算定法	水平	基準地震動を基礎底面に直接入力	周辺地盤による低減効果を考慮 (E + F 入力)	(1)
	鉛直	—	基準地震動を基礎底面に直接入力	—
解析コード		NU P P II	NU P P 4	—
建屋のモデル化	モデル	水平：多軸床剛多質点系モデル 鉛直：応答解析を実施せず	水平：多軸床柔多質点系モデル 鉛直：1軸多質点系モデル	(2)
	材料物性	検討時の規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数, ポアソン比 $E = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) $\nu = 0.167$	既設部材 ・同左 追設部材 ・コンクリートのヤング係数, ポアソン比 $E = 2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ $\nu = 0.2$ ・鋼材のヤング係数, ポアソン比 $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ $\nu = 0.3$ 鉛直モデル用に設定 ・コンクリートのヤング係数, ポアソン比 同左 ・鋼材のヤング係数, ポアソン比 $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ $\nu = 0.3$	(3)
	剛性評価	耐震壁を考慮	耐震壁を考慮 初期剛性はシミュレーションにて補正	(4)
	減衰定数	RC：5%	・水平方向：RC：5% ・鉛直方向：RC：5%, 鋼材：2%	—
地盤のモデル化	底面ばね	水平及び回転ばねを考慮	・水平方向：水平及び回転ばねを考慮 ・鉛直方向：鉛直ばねを考慮	(5)
	側面ばね	考慮せず	・水平方向：考慮せず ・鉛直方向：考慮せず	
非線形特性	耐震壁	考慮	・水平方向：考慮 ・鉛直方向：考慮せず	(5)
	底面ばね	考慮	・水平方向：接地率 75%を下回る場合、基礎浮上りによる幾何学的非線形性考慮 ・鉛直方向：考慮せず	
誘発上下動		考慮せず	接地率 65%を下回る場合、考慮する	—

注記\*1：女川原子力発電所第2号機『工事計画認可申請書第1回 添付資料IV-2-6-1「原子炉建屋の耐震性についての計算書」(元資庁第2015号平成元年6月8日認可)』

\*2：建設工認時は、水平方向のみ地震応答解析を実施し、鉛直方向は静的地震力を考慮

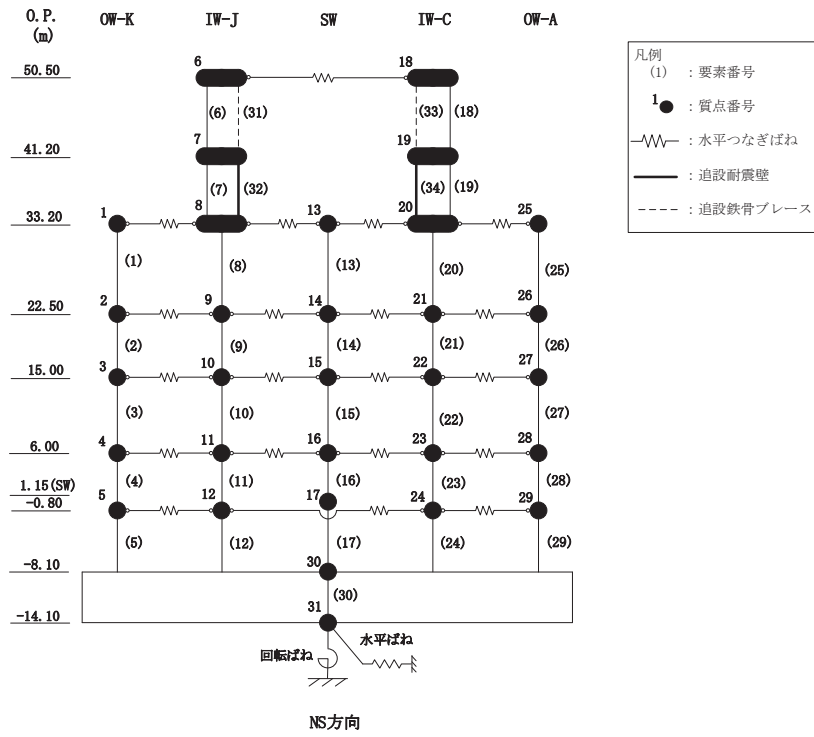


具体的な反映事項（表の備考欄に対応）

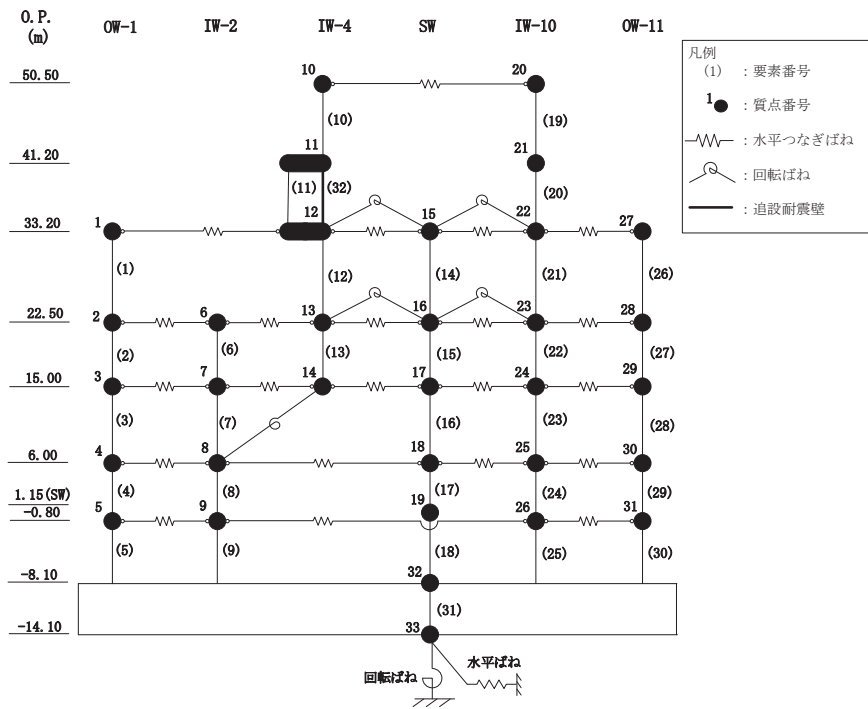
- (1) 解放基盤表面で定義される基準地震動を用いて、1次元逐次非線形解析により算定した位置での応答波を入力した。変更の内容を「2.1 入力地震動の掘り込み効果の考慮」に示し、詳細を「補足-620-2 埋め込まれた建屋の表層地盤による影響について」に示す。
- (2) 燃料取替床上部に追設した追設耐震壁及び追設ブレースを考慮。変更の内容について「2.3 耐震補強による建屋剛性の考慮」に示す。また、床の柔性を考慮しており、変更の詳細を「補足-620-1 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について」に示す。
- (3) 「日本建築学会 1988年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、 「日本建築学会 1999年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-」及び「日本建築学会 2005年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づく。既設部材と新設部材のコンクリート物性値の設定について「2.6 既設部材と新設部材のコンクリートの物性値の設定について」に示す。
- (4) 平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震の地震観測記録を用いたシミュレーションを実施し、初期剛性の補正係数を設定。設定の内容について「2.2 初期剛性低下の考慮」に示し、詳細を「補足-620-1 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について」に示す。
- (5) 「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版）」に基づく。詳細は別紙2に示す。

表 2-2 鉛直モデルの諸元の設定方法

部位	質量	剛性	備考
耐震壁・柱	鉛直モデルに対応する水平モデルの質点の質量	水平方向モデルにおいて剛性を考慮している耐震壁の全軸断面積及び鉛直剛性として考慮できる柱の軸断面積の和より軸剛性を算出	—
屋根トラス	質点の支配面積より算出	曲げ変形とせん断変形を生じる質点系の曲げせん断ばりモデルとして剛性を算出	—



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 2-1(1) 地震応答解析モデル (水平方向)

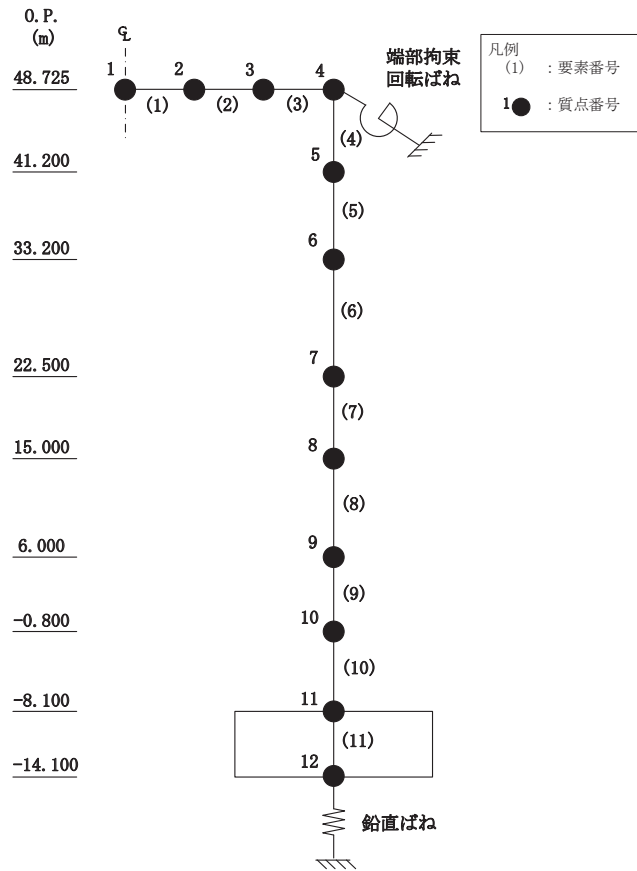


図 2-1(2) 地震応答解析モデル (鉛直方向)

## 2.1 入力地震動の掘り込み効果の考慮

既工認モデルでは基準地震動を基礎底面に直接入力としていたが、今回工認モデルでは建屋が地盤に掘り込まれた形状を反映し、周辺地盤による低減効果を考慮する。したがって、今回工認モデルにおける入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  を基に、1次元波動論により底面地盤下端の入射波を算定し、表層の地盤の非線形特性を適切に考慮した上で、1次元地盤応答解析により地震応答解析モデルの入力位置で評価する。また、入力波には1次元地盤応答解析で求まる土中の加速度 (E+F) に加えて、建屋により地盤が切り欠かれていることから、補正水平力 (P) も考慮する。なお、地盤条件を考慮する場合には、地震動評価で考慮した敷地全体の地下構造との関係や対象建物・構築物位置と炉心位置での地質・速度構造の違いにも留意し、地盤の非線形応答に関する動的変形特性を考慮する。図 2-2 に入力地震動の算定概念図を示す。

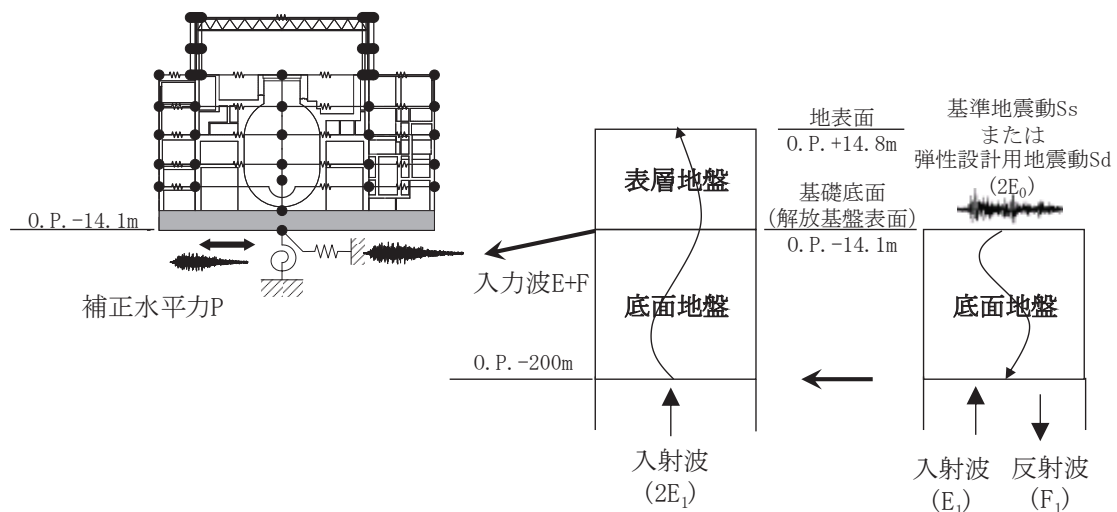
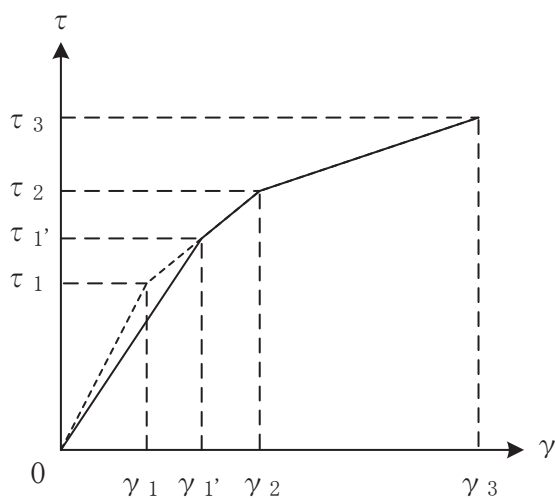


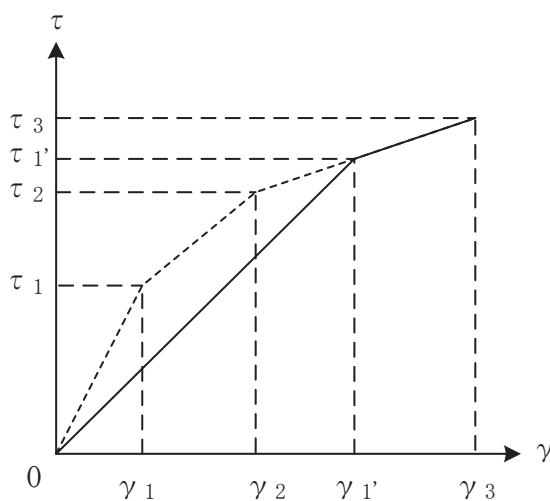
図 2-2 入力地震動の算定概念図

## 2.2 初期剛性低下の考慮

3.11地震や4.7地震に対する原子炉建屋のシミュレーション解析(水平方向)では、建屋の振動特性に支配的な燃料取替床下部において、発生応力について耐震壁は弾性範囲であったものの、剛性については設計で考慮している初期剛性に比べ2割程度低下している結果が得られた。また、燃料取替床上部の耐震壁の3.11地震等の応答は、設計で考慮している初期剛性に対して5~7割程度低下している結果が得られた。したがって、せん断力及び曲げモーメントのスケルトンカーブの初期剛性を補正する。図2-3にせん断力のスケルトンカーブを例に補正方法を示す。また、表2-3に既工認及び今回工認における初期剛性の補正係数を示す。



(a) 補正後の初期剛性が第2勾配と交わる場合



(b) 補正後の初期剛性が第3勾配と交わる場合

図2-3 初期剛性を補正したせん断力のスケルトンカーブ

表 2-3 耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数

(a) 既工認モデル

方向	建屋全体
NS	1.00
EW	1.00

(b) 今回工認モデル

方向	地上 3 階及びクレーン階 (O. P. 33. 2m より上部)	地下 3 階～地上 2 階 (O. P. 33. 2m より下部)
NS	0.30	0.75
EW	0.50	0.80

注：追設耐震壁及び追設ブレースについては補正を行わない。

### 2.3 耐震補強による建屋剛性の考慮

燃料取替床上部では、東北地方太平洋沖地震後のせん断耐力の向上を目的として、燃料取替床～クレーン階部分（O.P. 33.2m～O.P. 41.2m）に追設耐震壁を、クレーン階より上部（O.P. 41.2m～O.P. 50.5m）に追設ブレース及びはりを設置した。補強の概要を以下に示し、耐震補強工事の概要図を図2-4に示す。

- ・補強は、基準地震動  $S_s$  に対する応答が大きい NS 方向の両耐震壁（C 通り、J 通り）と、EW 方向のうち下屋部分の重量の影響で応答が大きい耐震壁（4 通り）について実施した。
- ・地上 3 階～クレーン階部分については、既設躯体は、RC 造耐震壁と SRC 造柱で構成されているため、補強方法としては、SRC 造柱間に新たに RC 造壁（追設耐震壁）を付加した。
- ・クレーン階～屋上階部分については、既設躯体は、RC 造耐震壁と S 造間柱と S 造ばりで構成されており、RC 造壁を付加することは難しいことから、既設 S 造部を活用して新たに S 造のブレース（追設ブレース）を付加することとした。
- ・クレーン階から屋上階の追設ブレースが負担する応力が、追設耐震壁にスムーズに伝達するように、追設耐震壁間には S 造ばり（追設 S ばり）、追設耐震壁上部には SRC ばり（追設 SRC ばり）を付加することとした。

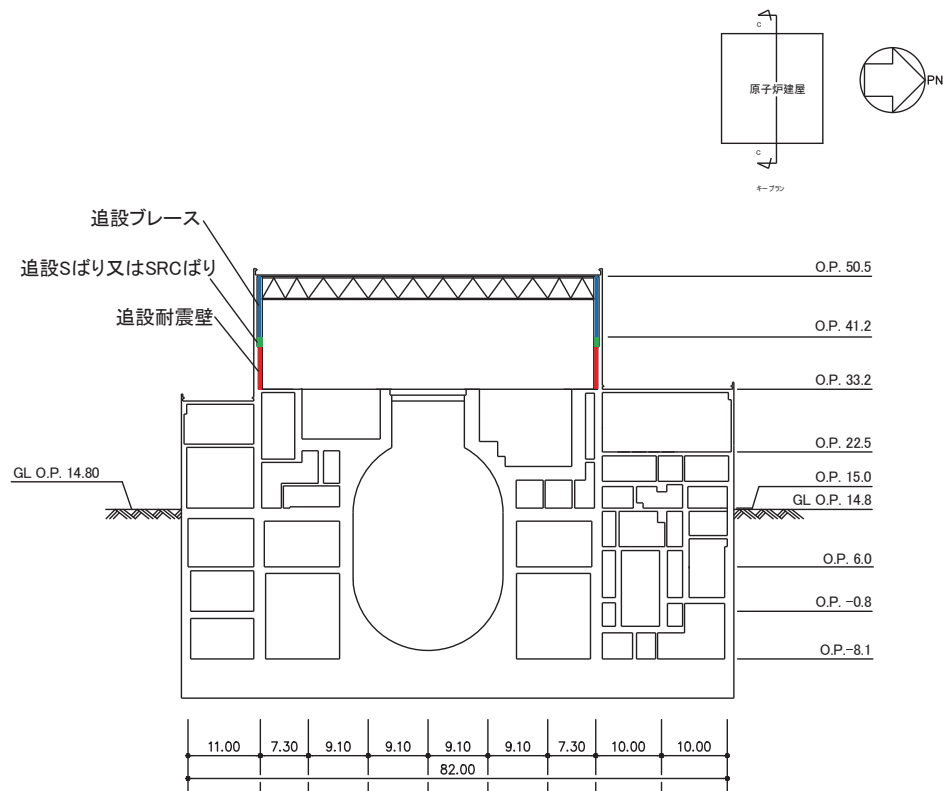


図2-4 耐震補強工事の概要



## 2.4 建屋重量の変更

### 2.4.1 SI 単位系への単位変換による変更

既工認モデルでは重力単位系による重量を用いていたが、今回工認モデルでは SI 単位系へ単位換算する。

### 2.4.2 改造工事等による重量の変更

燃料取替床上部では「2.2 初期剛性低下の考慮」に示す補強工事により、耐震壁、はり及びブレースを設置したため、今回工認モデルではこれらの補強等による重量の変更を考慮している。

## 2.5 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較

表 2-4 及び表 2-5 に既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較を示す。

表 2-4(1) 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較 (NS 方向, 重量)

(a) 既工認モデル

標高 O.P (m)	建屋				
	OW-K	IW-I	SW	IW-C	OW-A
50.50		6		18	
		1130		1130	
		1.51		1.51	
41.20		7		19	
		1498		1250	
		2.58		2.16	
33.20	1	8	13	20	25
	1765	8266	6010	10330	2849
	8.72	50.3	4.15	61.0	14.1
22.50	2	9	14	21	26
	2725	11237	13387	16050	5082
	13.5	68.4	9.48	94.8	25.1
15.00	3	10	15	22	27
	4546	10817	9533	13661	5179
	22.5	71.0	11.5	85.8	25.6
6.00	4	11	16	23	28
	5440	11993	6311	15818	6896
	27.0	78.7	7.61	99.4	34.1
1.15(SW)	5	12	17	24	29
-0.80	6166	11380	9561	17490	7115
	30.4	71.4	9.21	106.1	35.2
-8.10	30				
	76921				
	381.6				
-14.10	31				
	46599				
	230.6				

質点番号
質点重量(t)
回転慣性重量( $\times 10^5 t \cdot m^2$ )

(b) 今回工認モデル

標高 O.P (m)	建屋				
	OW-K	IW-J	SW	IW-C	OW-A
50.50		6		18	
		10350		10350	
		13.8		13.8	
41.20		7		19	
		17530		14310	
		30.3		24.7	
33.20	1	8	13	20	25
	17310	82060	58490	101640	27940
	85.5	499.2	40.4	600.2	138.3
22.50	2	9	14	21	26
	26720	110200	129220	156560	49840
	132.4	670.8	91.4	924.8	246.1
15.00	3	10	15	22	27
	44580	106070	93490	133970	50790
	220.6	696.3	112.8	841.4	251.1
6.00	4	11	16	23	28
	53350	117610	61890	155120	67630
	264.8	771.8	74.6	974.8	334.4
1.15(SW)	5	12	17	24	29
-0.80	59980	111600	93760	171520	69770
	298.1	700.2	90.3	1040.5	345.2
-8.10	30				
	754340				
	3742.2				
-14.10	31				
	456980				
	2261.4				

質点番号
質点重量(kN)
回転慣性重量( $\times 10^5 kN \cdot m^2$ )

表 2-4(2) 既工認モデルと今回工認モデルの重量の比較 (EW 方向)

(a) 既工認モデル

標高 O.P (m)	建屋					
	OW-1	IW-2	IW-4	SW	IW-10	OW-11
50.50			10		20	
			1130		1130	
			2.65		2.65	
41.20			11		21	
			1673		1075	
			3.92		2.52	
33.20	1		12	15	22	27
	4404		8154	6010	8727	1925
	25.9		55.5	7.26	66.1	11.3
22.50	2	6	13	16	23	28
	4855	6833	8132	13387	12246	3228
	28.6	39.0	58.6	16.4	92.7	19.0
15.00	3	7	14	17	24	29
	4389	13186	819	8714	11897	4731
	25.8	98.9	0.99	10.5	90.1	27.9
6.00	4	8		18	25	30
	5225	15231		6311	13359	6332
	30.8	114.3		7.61	101.2	37.4
1.15(SW) -0.80	5	9		19	26	31
	5304	15438		9561	14985	6374
	31.2	111.5		9.21	109.1	37.6
-8.10	32					
	76921					
	453.9					
-14.10	33					
	46599					
	274.4					

質点番号
質点重量(t)
回転慣性重量( $\times 10^5 t \cdot m^2$ )

(b) 今回工認モデル

標高 O.P (m)	建屋					
	OW-1	IW-2	IW-4	SW	IW-10	OW-11
50.50			10		20	
			10350		10350	
			24.2		24.2	
41.20			11		21	
			19910		11930	
			46.6		27.9	
33.20	1		12	15	22	27
	43190		80900	58490	85980	18880
	254.0		550.2	70.6	651.2	110.8
22.50	2	6	13	16	23	28
	47610	65050	79330	129220	119670	31660
	280.5	382.5	571.7	157.9	906.1	186.3
15.00	3	7	14	17	24	29
	43040	129310	8030	85460	116670	46390
	253.0	969.9	9.7	103.0	883.6	273.6
6.00	4	8		18	25	30
	51240	149360		61890	131010	62100
	302.0	1120.9		74.6	992.4	366.8
1.15(SW) -0.80	5	9		19	26	31
	52010	151400		93760	146950	62510
	306.0	1093.4		90.3	1069.9	368.7
-8.10	32					
	754340					
	4451.2					
-14.10	33					
	456980					
	2690.9					

質点番号
質点重量(kN)
回転慣性重量( $\times 10^5 kN \cdot m^2$ )

表 2-5(1) 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較 (NS 方向, 剛性)

(a) 既工認モデル

標高 O.P (m)	建屋				
	OW-K	IW-I	SW	IW-C	OW-A
50.5		6		18	
		10.0		10.0	
		3.90		3.84	
41.2		7		19	
		18.2		18.2	
		6.82		6.35	
33.2	1	8	13	20	25
	28.4	59.8	50.6	59.4	30.8
	22.4	50.7	3.83	54.3	29.2
22.5	2	9	14	21	26
	52.0	90.0	72.7	85.8	59.2
	46.5	105.3	9.63	101.2	59.4
15.00	3	10	15	22	27
	77.0	118.7	71.0	123.2	75.0
	62.8	132.1	11.2	159.5	73.4
6.00	4	11	16	23	28
	107.8	155.3	66.8	165.2	107.8
	84.0	184.1	10.5	211.1	108.9
1.15(SW) -0.80	5	12	17	24	29
	107.8	159.8	108.0	165.2	107.8
	81.6	188.3	15.7	216.1	114.4
-8.10	30				
	6468.0				
	3195.7				

既設耐震壁 建屋全体  
 ヤング係数 E 270 (t/cm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G 116 (t/cm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.167

要素番号
せん断断面積(m <sup>2</sup> )
断面2次モーメント(×10 <sup>3</sup> m <sup>4</sup> )

(b) 今回工認モデル

標高 O.P (m)	建屋				
	OW-K	IW-J	SW	IW-C	OW-A
50.5		6	31	33	18
		10.0	0.184	0.184	10.0
		39.0	0.794	0.794	3.84
41.2		7	32	34	19
		18.2	7.56	7.56	18.2
		68.2	4.00	7.00	63.5
33.2	1	8	13	20	25
	28.4	59.8	50.6	59.4	30.8
	224.0	507.0	38.3	543.0	292.0
22.5	2	9	14	21	26
	52.0	90.0	72.7	85.8	59.2
	465.0	1053.0	96.3	1012.0	594.0
15.00	3	10	15	22	27
	77.0	118.7	71.0	123.2	75.0
	628.0	1321.0	112.0	1595.0	734.0
6.00	4	11	16	23	28
	107.8	155.3	66.8	165.2	107.8
	840.0	1841.0	105.0	2111.0	1089.0
1.15(SW) -0.80	5	12	17	24	29
	107.8	159.8	108.0	165.2	107.8
	816.0	1883.0	157.0	2161.0	1144.0
-8.10	30				
	6468.0				
	31957.0				

①既設耐震壁 (O.P.33.2mより上部) (要素6, 7, 18, 19)  
 ヤング係数 E 7.94×10<sup>3</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G 3.41×10<sup>3</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.167  
 減衰定数 h 5%

②既設耐震壁 (O.P.33.2mより下部) (要素1~5, 8~17, 20~30)  
 ヤング係数 E 1.99×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G 8.53×10<sup>3</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.167  
 減衰定数 h 5%

③追設耐震壁 (要素32, 34)  
 ヤング係数 E 2.52×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G 1.05×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.2  
 減衰定数 h 5%

④追設ブレース (要素31, 33)  
 ヤング係数 E 2.05×10<sup>5</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G 7.90×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.3  
 減衰定数 h 2%

要素番号
せん断断面積(m <sup>2</sup> )
断面2次モーメント(×10 <sup>3</sup> m <sup>4</sup> )

表 2-5(2) 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較 (EW 方向, 剛性)

(a) 既工認モデル

標高 O.P (m)	建屋					
	OW-1	IW-2	IW-4	SW	IW-10	OW-11
50.50			10		19	
			13.3		13.3	
			6.49		6.49	
41.20			11		20	
			17.4		21.2	
			12.5		10.3	
33.20	1		12	14	21	26
	41.0		51.8	63.3	53.0	32.4
	37.6		29.5	3.07	27.3	29.9
22.50	2	6	13	15	22	27
	57.4	76.6	36.5	72.7	79.8	54.7
	65.3	66.1	34.0	9.63	107.3	60.5
15.00	3	7		16	23	28
	84.0	107.1		71.0	121.4	84.0
	85.9	92.7		11.2	152.3	80.3
6.00	4	8		17	24	29
	114.8	163.7		66.8	170.0	109.2
	110.9	219.9		10.5	216.9	105.8
1.15(SW) -0.80	5	9		18	25	30
	117.6	169.0		108.0	167.2	117.6
	113.1	227.8		15.7	213.8	105.9
-8.10	31					
	6468.0					
	3803.2					

既設耐震壁 建屋全体  
 ヤング係数 E 270 (t/cm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G 116 (t/cm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.167

要素番号
せん断断面積(m <sup>2</sup> )
断面2次モーメント(×10 <sup>3</sup> m <sup>4</sup> )

(b) 今回工認モデル

標高 O.P (m)	建屋					
	OW-1	IW-2	IW-4	SW	IW-10	OW-11
50.50			10		20	
			13.3		13.3	
			64.9		64.9	
41.20			11	32	21	
			17.4	8.58	21.2	
			125.0	18.88	103.0	
33.20	1		12	15	22	27
	41.0		51.8	63.3	53.0	32.4
	376.0		295.0	30.7	273.0	299.0
22.50	2	6	13	16	23	28
	57.4	76.6	36.5	72.7	79.8	54.7
	653.0	661.0	340.0	96.3	1073.0	605.0
15.00	3	7		17	24	29
	84.0	107.1		71.0	121.4	84.0
	859.0	927.0		112.0	1523.0	803.0
6.00	4	8		8	25	30
	114.8	163.7		66.8	170.0	109.2
	1109.0	2199.0		105.0	2169.0	1058.0
1.15(SW) -0.80	5	9		19	26	31
	117.6	169.0		108.0	167.2	117.6
	1131.0	2278.0		157.0	2138.0	1059.0
-8.10	32					
	6468.0					
	38032.0					

- ①既設耐震壁 (O.P. 33.2mより上部) (要素10, 11, 20, 21)  
 ヤング係数 E  $1.32 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G  $5.69 \times 10^3$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.167  
 減衰定数 h 5%
- ②既設耐震壁 (O.P. 33.2mより下部) (要素1~9, 12~19, 22~31)  
 ヤング係数 E  $2.12 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G  $9.10 \times 10^3$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.167  
 減衰定数 h 5%
- ③追設耐震壁 (要素32)  
 ヤング係数 E  $2.52 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G  $1.05 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.2  
 減衰定数 h 5%

要素番号
せん断断面積(m <sup>2</sup> )
断面2次モーメント(×10 <sup>3</sup> m <sup>4</sup> )

## 2.6 既設部材と新設部材のコンクリートの物性値の設定について

### 2.6.1 既設部材と新設部材のコンクリートの物性値の設定の考え方

原子炉建屋の地震応答解析モデルは、3.11 地震及び 4.7 地震に対するシミュレーション解析を行い、水平方向地震応答解析モデルについては観測記録に整合するように設計剛性に対する補正をし、剛性低下を考慮した解析モデルとしている。

3.11 地震及び 4.7 地震に対するシミュレーション解析モデルは、設計当時の「日本建築学会 1988 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」によりコンクリート物性値を設定した既工認モデルをベースとしており、また、3.11 地震以降に実施した耐震補強工事で追設した耐震壁については、「日本建築学会 1999 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-」に従いコンクリートの物性値を設定している。

一方で、建屋各部の応力解析においては、地震応答解析結果を用いて地震時の震度を算定から静的な地震荷重を設定し、健全性を評価するが、応力解析に用いる各部位の解析モデルは「日本建築学会 1999 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-」に従いコンクリートの物性値を設定している。

コンクリートの物性値を設定について、原子炉建屋も含めた今回工認対象建屋における「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」の適用を整理して表 2-6 に示す。

表 2-6(1) 今回工認対象建屋における「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」の適用の整理 (1/2)

建屋名	地震応答解析	応力解析	対象図書
原子炉建屋	新設部材：1999年版 既設部材：1988年版	1999年版	VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書 補足-620-3 原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料
使用済燃料プール	—	1999年版	VI-2-4-2-1 使用済燃料貯蔵プール（キャスクピットを含む）の耐震性についての計算書 補足-610-3 使用済燃料プールの耐震性についての計算書に関する補足説明資料
大物搬入口躯体	新設部材：1999年版 既設部材：1988年版	1999年版	VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書
基礎版	—	1999年版	VI-2-9-3-4 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書 補足-610-8 原子炉建屋基礎版の耐震性評価についての計算書に関する補足説明資料
屋根トラス (二次格納施設)	新設部材：1999年版 既設部材：1988年版	—*	VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書 補足-610-4 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

注記\*：屋根トラス（二次格納施設）の図書においては、地震応答解析により設計応力を算出している。



表 2-6(2) 今回工認対象建屋における「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」の適用の整理 (2/2)

建屋名	地震応答解析	応力解析	対象図書
制御建屋	1988 年版	1999 年版	VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書 VI-2-2-4 制御建屋の耐震性についての計算書 VI-2-8-4-3 中央制御室しゃへい壁の耐震性についての計算書 VI-2-8-4-4 中央制御室待避所遮蔽の耐震性についての計算書 補足 620-4 制御建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料
タービン建屋	1988 年版	—	VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性に関する計算書 補足 610-13 タービン建屋の耐震性評価に関する補足説明資料
補助ボイラー建屋	1988 年版	—	VI-2-11-2-4 補助ボイラー建屋の耐震性に関する計算書 補足 610-14 補助ボイラー建屋の耐震性能評価に関する補足説明資料
第 3 号機海水熱交換器建屋	1991 年版	—	VI-2-2-29 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書 VI-2-2-30 第 3 号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書 補足 610-12 第 3 号機海水熱交換器建屋の耐震性評価に関する補足説明資料
第 1 号機制御建屋	1979 年版	—	VI-2-11-2-5 第 1 号機制御建屋の耐震性に関する計算書 補足 610-15 第 1 号機制御建屋の耐震性能評価に関する補足説明資料
緊急用電気品建屋	1999 年版	1999 年版	VI-2-2-21 緊急用電気品建屋の地震応答計算書 VI-2-2-22 緊急用電気品建屋の耐震性についての計算書 補足 610-10 緊急用電気品建屋の耐震性評価に関する補足説明資料
緊急時対策建屋	1999 年版	1999 年版	VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書 VI-2-2-24 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書 VI-2-8-4-5 緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書 補足 610-11 緊急時対策建屋の耐震性評価に関する補足説明資料

### 2.6.2 コンクリートの物性値の違いによる影響検討

地震応答解析モデルの既設部材については旧規準に基づくコンクリート物性値を設定していることから、ここでは影響検討として、「日本建築学会 1999年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-」に従いコンクリートの物性値を設定した地震応答解析モデル（以下「検討モデル」という。）を用いて基準地震動  $S_s - D2$  に対する地震応答解析を行い、今回工認モデルとの地震応答解析結果の差異について確認を行った。表 2-7 に検討モデル及び今回工認モデルの既存部材で使用したコンクリート物性値を示す。

固有値解析結果の比較を表 2-8 に、地震応答解析結果の比較を表 2-9～表 2-12 に、床応答スペクトルの比較を図 2-5 に示す。固有値解析結果、地震応答解析結果及び床応答スペクトルはほぼ同等となっており、コンクリート物性値の違いによる影響は小さいことを確認した。

表 2-7 検討モデル及び今回工認モデルにおける既存部材のコンクリート物性値

(N/mm<sup>2</sup>)

方向	階	物性	検討モデル	今回工認モデル
NS	地上 3 階及びクレーン階 (O.P. 33.2m より上部)	ヤング係数 $E_c$	$8.20 \times 10^3$	$7.94 \times 10^3$
		せん断弾性係数 $G$	$3.41 \times 10^3$	$3.41 \times 10^3$
	地下 3 階～地上 2 階 (O.P. 33.2m より下部)	ヤング係数 $E_c$	$2.05 \times 10^4$	$1.99 \times 10^4$
		せん断弾性係数 $G$	$8.53 \times 10^3$	$8.53 \times 10^3$
EW	地上 3 階及びクレーン階 (O.P. 33.2m より上部)	ヤング係数 $E_c$	$1.37 \times 10^4$	$1.32 \times 10^4$
		せん断弾性係数 $G$	$5.69 \times 10^3$	$5.69 \times 10^3$
	地下 3 階～地上 2 階 (O.P. 33.2m より下部)	ヤング係数 $E_c$	$2.19 \times 10^4$	$2.12 \times 10^4$
		せん断弾性係数 $G$	$9.10 \times 10^3$	$9.10 \times 10^3$
UD	全階	ヤング係数 $E_c$	$2.51 \times 10^4$	$2.65 \times 10^4$

注：追設部材については，両モデルとも「日本建築学会 1999 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-」に基づき物性値を設定しているため記載を省略。

表 2-8(1) 固有値解析結果(1/2)

(a)NS 方向

次数	固有周期 (s)		備考
	検討モデル	今回工認モデル	
1	0.237	0.237	全体 1 次
2	0.124	0.123	全体 2 次
3	0.118	0.116	
4	0.097	0.097	全体 3 次
5	0.093	0.093	
6	0.089	0.089	
7	0.081	0.082	
8	0.076	0.074	
9	0.073	0.072	
10	0.068	0.068	
11	0.066	0.066	
12	0.064	0.064	
13	0.061	0.060	
14	0.059	0.059	
15	0.054	0.054	
16	0.052	0.052	
17	0.051	0.051	
18	0.051	0.050	

表 2-8(2) 固有値解析結果(2/2)

(b)EW 方向

次数	固有周期 (s)		備考
	検討モデル	今回工認モデル	
1	0.230	0.230	全体 1 次
2	0.125	0.125	全体 2 次
3	0.118	0.116	
4	0.099	0.098	
5	0.092	0.091	
6	0.088	0.087	全体 3 次
7	0.079	0.078	
8	0.075	0.074	
9	0.070	0.070	
10	0.069	0.068	
11	0.065	0.064	
12	0.062	0.062	
13	0.060	0.060	
14	0.058	0.059	
15	0.055	0.055	
16	0.055	0.054	
17	0.051	0.050	

(c)UD 方向

次数	固有周期 (s)		備考
	検討モデル	今回工認モデル	
1	0.339	0.339	屋根トラス 1 次
2	0.102	0.100	建屋 1 次
3	0.079	0.079	屋根トラス 2 次
4	0.051	0.051	
5	0.044	0.043	建屋 2 次
6	0.028	0.027	
7	0.021	0.021	建屋 3 次

表 2-9(1) 最大応答加速度の比較 (NS 方向) (単位: cm/s<sup>2</sup>)

質点番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
1	1509	1536	0.98
2	1108	1121	0.99
3	1097	1103	0.99
4	1001	1025	0.98
5	818	835	0.98
6	4154	4173	1.00
7	2257	2310	0.98
8	1573	1582	0.99
9	1316	1325	0.99
10	1087	1094	0.99
11	1076	1089	0.99
12	846	861	0.98
13	1998	1988	1.01
14	1424	1525	0.93
15	1052	1091	0.96
16	967	987	0.98
17	803	820	0.98
18	4604	4619	1.00
19	2447	2508	0.98
20	1748	1783	0.98
21	1697	1704	1.00
22	1261	1283	0.98
23	1257	1265	0.99
24	913	947	0.96
25	1754	1771	0.99
26	1284	1236	1.04
27	1175	1185	0.99
28	1077	1092	0.99
29	830	848	0.98
30	613	612	1.00
31	592	590	1.00

表 2-9(2) 最大応答加速度の比較 (EW 方向) (単位: cm/s<sup>2</sup>)

質点番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
1	1586	1577	1.01
2	1357	1347	1.01
3	1058	1064	0.99
4	995	999	1.00
5	798	836	0.95
6	1473	1440	1.02
7	1213	1260	0.96
8	1218	1176	1.04
9	985	962	1.02
10	3751	3838	0.98
11	2262	2368	0.96
12	1727	1765	0.98
13	1322	1306	1.01
14	1118	1173	0.95
15	1930	1937	1.00
16	1303	1304	1.00
17	1036	1049	0.99
18	1150	1097	1.05
19	1005	976	1.03
20	3975	3902	1.02
21	2487	2355	1.06
22	1656	1702	0.97
23	1719	1675	1.03
24	1338	1360	0.98
25	1133	1104	1.03
26	941	922	1.02
27	1595	1646	0.97
28	1320	1328	0.99
29	1110	1143	0.97
30	986	978	1.01
31	813	817	1.00
32	630	644	0.98
33	593	605	0.98

表 2-9(3) 最大応答加速度の比較 (UD 方向) (単位: cm/s<sup>2</sup>)

質点番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
1	3811	3767	1.01
2	1330	1362	0.98
3	3274	3165	1.03
4	1623	1546	1.05
5	1482	1429	1.04
6	1415	1353	1.05
7	1229	1188	1.03
8	989	969	1.02
9	730	734	0.99
10	594	601	0.99
11	533	538	0.99
12	479	485	0.99



表 2-10(1) 最大応答せん断力の比較 (NS 方向) ( $\times 10^3$  kN)

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(1)	72.2	74.5	0.97
(2)	142	145	0.98
(3)	207	212	0.98
(4)	260	265	0.98
(5)	301	305	0.99
(6)	30.6	30.9	0.99
(7)	58.3	58.3	1.00
(8)	159	164	0.97
(9)	265	270	0.98
(10)	348	356	0.98
(11)	400	406	0.99
(12)	451	456	0.99
(13)	67.9	64.5	1.05
(14)	177	180	0.98
(15)	189	193	0.98
(16)	199	198	1.01
(17)	269	262	1.03
(18)	31.3	31.8	0.98
(19)	55.4	56.2	0.99
(20)	172	174	0.99
(21)	275	278	0.99
(22)	374	382	0.98
(23)	432	440	0.98
(24)	500	509	0.98
(25)	83.0	85.0	0.98
(26)	167	172	0.97
(27)	219	225	0.97
(28)	272	277	0.98
(29)	306	312	0.98
(30)	2113	2108	1.00
(31)	13.3	13.4	0.99
(32)	20.6	20.7	1.00
(33)	14.1	14.5	0.97
(34)	20.1	20.2	1.00

表 2-10(2) 最大応答せん断力の比較 (EW 方向) ( $\times 10^3$  kN)

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(1)	112	114	0.98
(2)	152	155	0.98
(3)	233	237	0.98
(4)	273	277	0.99
(5)	310	315	0.98
(6)	180	183	0.98
(7)	327	333	0.98
(8)	402	411	0.98
(9)	464	471	0.99
(10)	32.4	33.3	0.97
(11)	49.8	50.9	0.98
(12)	128	131	0.98
(13)	101	104	0.97
(14)	107	108	0.99
(15)	179	180	0.99
(16)	217	217	1.00
(17)	197	197	1.00
(18)	263	259	1.02
(19)	37.4	37.6	0.99
(20)	60.1	60.1	1.00
(21)	141	145	0.97
(22)	242	244	0.99
(23)	348	352	0.99
(24)	408	416	0.98
(25)	451	460	0.98
(26)	85.2	87.2	0.98
(27)	155	157	0.99
(28)	221	226	0.98
(29)	259	263	0.98
(30)	306	312	0.98
(31)	2065	2091	0.99
(32)	22.1	22.2	1.00

表 2-11(1) 最大応答曲げモーメントの比較 (NS 方向) (1/2) ( $\times 10^6$  kN・m)

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(1) 上端	0.197	0.203	0.97
(1) 下端	0.883	0.910	0.97
(2) 上端	1.04	1.09	0.95
(2) 下端	2.09	2.17	0.96
(3) 上端	2.33	2.43	0.96
(3) 下端	4.20	4.34	0.97
(4) 上端	4.39	4.55	0.97
(4) 下端	6.04	6.23	0.97
(5) 上端	6.16	6.37	0.97
(5) 下端	8.13	8.35	0.97
(6) 上端	0.0440	0.0437	1.01
(6) 下端	0.328	0.330	0.99
(7) 上端	0.639	0.650	0.98
(7) 下端	1.08	1.09	0.99
(8) 上端	1.87	1.99	0.94
(8) 下端	3.50	3.62	0.97
(9) 上端	4.54	4.68	0.97
(9) 下端	6.27	6.52	0.96
(10) 上端	7.05	7.32	0.96
(10) 下端	9.69	10.03	0.97
(11) 上端	10.23	10.56	0.97
(11) 下端	12.47	12.85	0.97
(12) 上端	12.86	13.26	0.97
(12) 下端	15.49	15.99	0.97
(13) 上端	0.616	0.621	0.99
(13) 下端	1.16	1.16	1.00
(14) 上端	1.84	1.86	0.99
(14) 下端	2.63	2.60	1.01
(15) 上端	3.26	3.24	1.01
(15) 下端	4.10	4.06	1.01
(16) 上端	4.41	4.34	1.02
(16) 下端	5.00	4.92	1.02
(17) 上端	5.16	5.09	1.01
(17) 下端	7.33	7.28	1.01

表 2-11(2) 最大応答曲げモーメントの比較 (NS 方向) (2/2) ( $\times 10^6$  kN・m)

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(18) 上端	0.0520	0.0539	0.96
(18) 下端	0.339	0.346	0.98
(19) 上端	0.625	0.646	0.97
(19) 下端	1.06	1.08	0.98
(20) 上端	2.30	2.36	0.98
(20) 下端	3.71	3.91	0.95
(21) 上端	5.28	5.34	0.99
(21) 下端	6.98	7.26	0.96
(22) 上端	7.80	8.10	0.96
(22) 下端	10.60	11.07	0.96
(23) 上端	11.07	11.60	0.95
(23) 下端	13.36	13.95	0.96
(24) 上端	13.75	14.42	0.95
(24) 下端	16.45	17.22	0.95
(25) 上端	0.326	0.356	0.92
(25) 下端	1.13	1.18	0.96
(26) 上端	1.61	1.69	0.95
(26) 下端	2.71	2.83	0.96
(27) 上端	3.08	3.23	0.95
(27) 下端	4.67	4.86	0.96
(28) 上端	4.97	5.18	0.96
(28) 下端	6.61	6.61	1.00
(29) 上端	6.78	6.80	1.00
(29) 下端	8.97	9.01	1.00
(30) 上端	56.58	56.97	0.99
(30) 下端	67.66	68.52	0.99
(31) 上端	0.0338	0.0369	0.92
(31) 下端	0.156	0.161	0.97
(32) 上端	0.0537	0.0524	1.03
(32) 下端	0.121	0.122	0.99
(33) 上端	0.0381	0.0422	0.90
(33) 下端	0.165	0.172	0.96
(34) 上端	0.0421	0.0454	0.93
(34) 下端	0.162	0.162	1.00

表 2-11(3) 最大応答曲げモーメントの比較 (EW 方向) (1/2) ( $\times 10^6$  kN・m)

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(1) 上端	0.871	0.796	1.09
(1) 下端	1.88	1.92	0.98
(2) 上端	2.56	2.59	0.99
(2) 下端	3.60	3.67	0.98
(3) 上端	4.07	4.12	0.99
(3) 下端	5.82	5.91	0.99
(4) 上端	6.16	6.24	0.99
(4) 下端	7.80	7.76	1.01
(5) 上端	7.96	7.97	1.00
(5) 下端	10.21	10.07	1.01
(6) 上端	0.875	0.916	0.96
(6) 下端	1.96	2.04	0.96
(7) 上端	3.51	3.69	0.95
(7) 下端	5.98	6.22	0.96
(8) 上端	12.12	12.61	0.96
(8) 下端	14.36	14.96	0.96
(9) 上端	14.97	15.66	0.96
(9) 下端	17.48	18.32	0.95
(10) 上端	0.198	0.209	0.95
(10) 下端	0.501	0.519	0.97
(11) 上端	0.760	0.784	0.97
(11) 下端	1.12	1.13	0.99
(12) 上端	4.07	4.15	0.98
(12) 下端	4.41	4.43	1.00
(13) 上端	6.54	6.59	0.99
(13) 下端	6.65	6.69	0.99
(14) 上端	0.700	0.716	0.98
(14) 下端	0.759	0.766	0.99
(15) 上端	1.20	1.20	1.00
(15) 下端	1.28	1.23	1.04
(16) 上端	1.58	1.56	1.01
(16) 下端	3.35	3.35	1.00

表 2-11(4) 最大応答曲げモーメントの比較 (EW 方向) (2/2) ( $\times 10^6$  kN・m)

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(17) 上端	3.50	3.52	0.99
(17) 下端	4.30	4.31	1.00
(18) 上端	4.41	4.43	1.00
(18) 下端	6.37	6.36	1.00
(19) 上端	0.131	0.150	0.87
(19) 下端	0.452	0.470	0.96
(20) 上端	0.563	0.594	0.95
(20) 下端	0.989	1.03	0.96
(21) 上端	2.99	3.13	0.95
(21) 下端	4.41	4.53	0.97
(22) 上端	5.93	6.25	0.95
(22) 下端	7.64	7.99	0.96
(23) 上端	8.34	8.88	0.94
(23) 下端	11.01	11.57	0.95
(24) 上端	11.57	12.28	0.94
(24) 下端	13.85	14.59	0.95
(25) 上端	14.25	15.06	0.95
(25) 下端	17.25	17.89	0.96
(26) 上端	0.239	0.252	0.95
(26) 下端	1.00	1.02	0.98
(27) 上端	1.25	1.30	0.96
(27) 下端	2.32	2.37	0.98
(28) 上端	2.65	2.73	0.97
(28) 下端	4.48	4.57	0.98
(29) 上端	4.83	4.93	0.98
(29) 下端	6.48	6.61	0.98
(30) 上端	6.72	6.87	0.98
(30) 下端	8.89	9.05	0.98
(31) 上端	59.43	60.80	0.98
(31) 下端	70.06	71.51	0.98
(32) 上端	0.0898	0.0932	0.96
(32) 下端	0.232	0.234	1.00

表 2-12(1) 最大応答せん断ひずみの比較 (NS 方向) ( $\times 10^{-3}$ )

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(1)	0.497	0.496	1.00
(2)	0.565	0.548	1.03
(3)	0.494	0.485	1.02
(4)	0.311	0.305	1.02
(5)	0.438	0.419	1.05
(6)	0.904	0.914	0.99
(7)	1.011	1.037	0.97
(8)	0.508	0.505	1.01
(9)	0.618	0.601	1.03
(10)	0.573	0.559	1.03
(11)	0.377	0.366	1.03
(12)	0.464	0.439	1.06
(13)	0.157	0.149	1.05
(14)	0.301	0.301	1.00
(15)	0.315	0.319	0.99
(16)	0.400	0.354	1.13
(17)	0.292	0.284	1.03
(18)	0.962	0.989	0.97
(19)	0.892	0.922	0.97
(20)	0.623	0.612	1.02
(21)	0.754	0.732	1.03
(22)	0.595	0.577	1.03
(23)	0.383	0.373	1.03
(24)	0.544	0.527	1.03
(25)	0.558	0.549	1.02
(26)	0.575	0.565	1.02
(27)	0.576	0.567	1.02
(28)	0.354	0.347	1.02
(29)	0.482	0.468	1.03
(30)	0.038	0.038	1.00
(31)	0.906	0.916	0.99
(32)	0.969	0.992	0.98
(33)	0.963	0.990	0.97
(34)	0.854	0.879	0.97

表 2-12(2) 最大応答せん断ひずみの比較 (EW 方向) ( $\times 10^{-3}$ )

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(1)	0.574	0.556	1.03
(2)	0.458	0.440	1.04
(3)	0.506	0.491	1.03
(4)	0.275	0.269	1.02
(5)	0.362	0.354	1.02
(6)	0.350	0.338	1.04
(7)	0.607	0.585	1.04
(8)	0.293	0.294	1.00
(9)	0.398	0.382	1.04
(10)	0.452	0.444	1.02
(11)	0.755	0.767	0.98
(12)	0.383	0.378	1.01
(13)	0.416	0.421	0.99
(14)	0.185	0.187	0.99
(15)	0.315	0.297	1.06
(16)	0.529	0.486	1.09
(17)	0.383	0.346	1.11
(18)	0.268	0.264	1.02
(19)	0.708	0.683	1.04
(20)	0.741	0.703	1.05
(21)	0.507	0.495	1.02
(22)	0.650	0.620	1.05
(23)	0.528	0.502	1.05
(24)	0.285	0.282	1.01
(25)	0.392	0.386	1.02
(26)	0.550	0.543	1.01
(27)	0.612	0.604	1.01
(28)	0.459	0.453	1.01
(29)	0.274	0.269	1.02
(30)	0.338	0.335	1.01
(31)	0.035	0.036	0.97
(32)	0.747	0.760	0.98



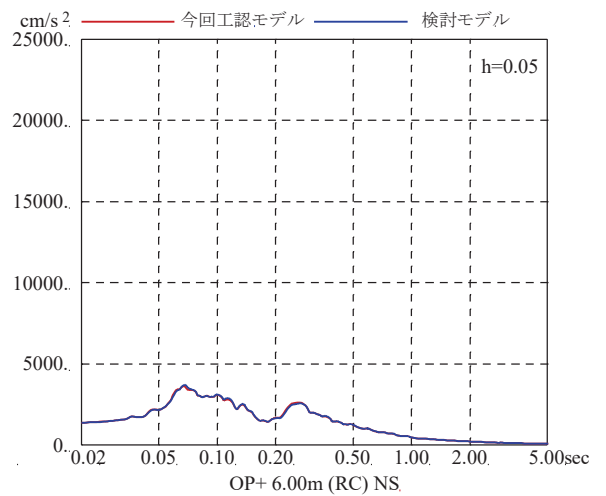
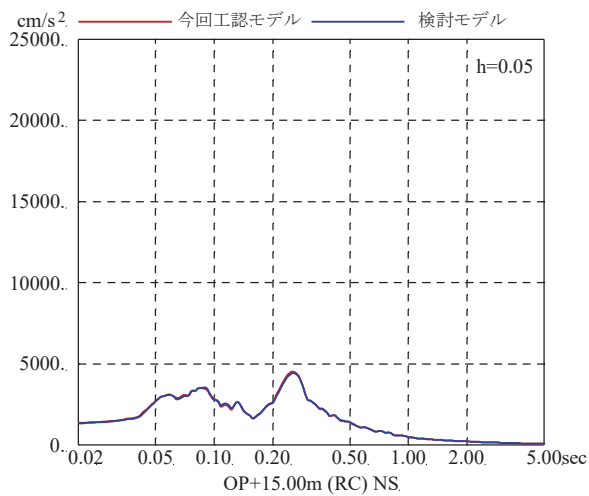
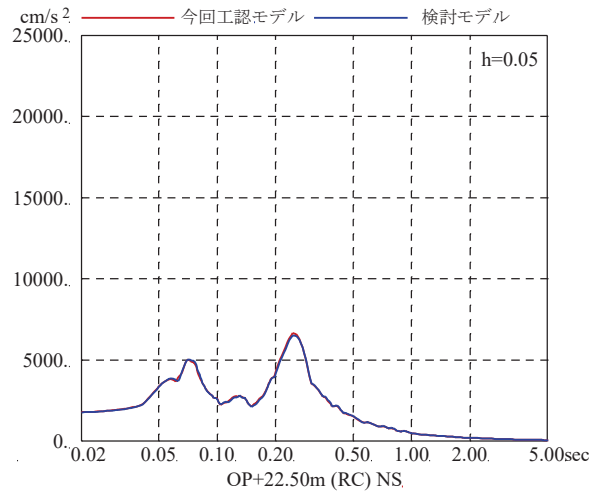
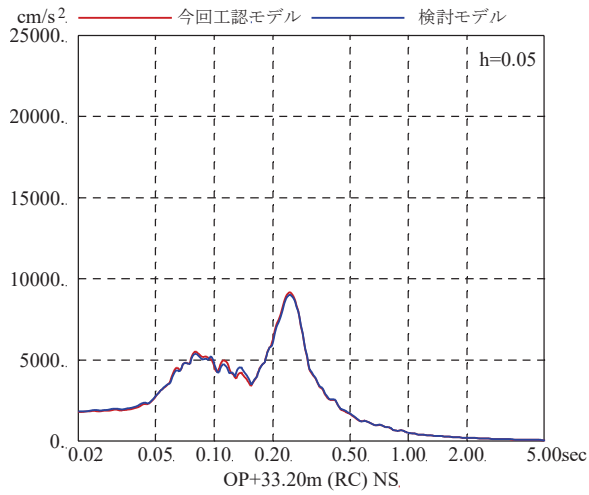
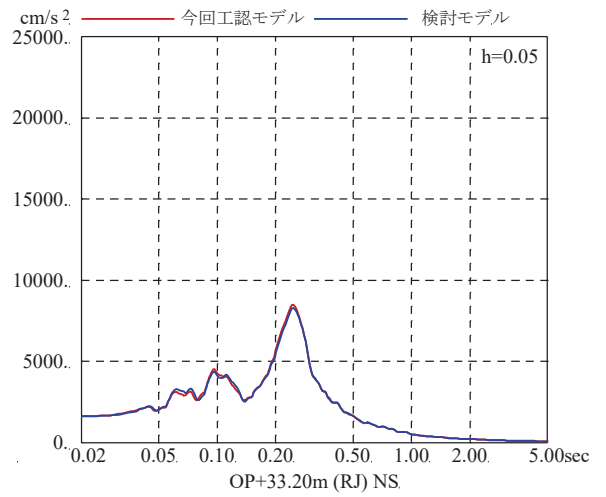
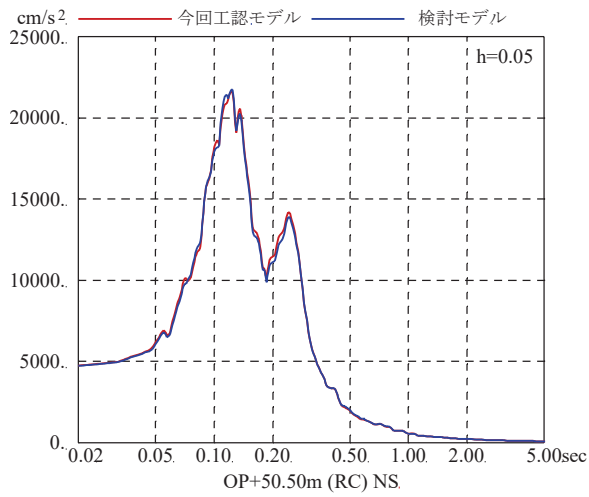


図 2-5(1) 床応答スペクトルの比較 (NS 方向 S s - D 2)

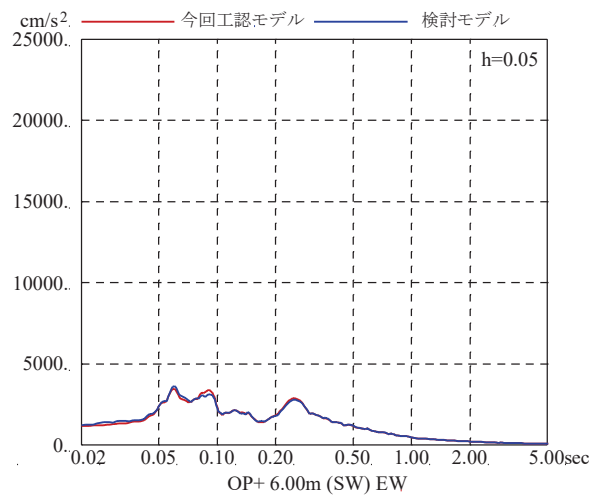
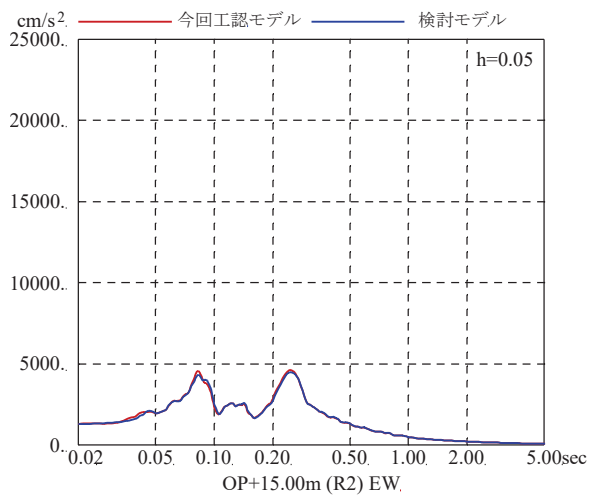
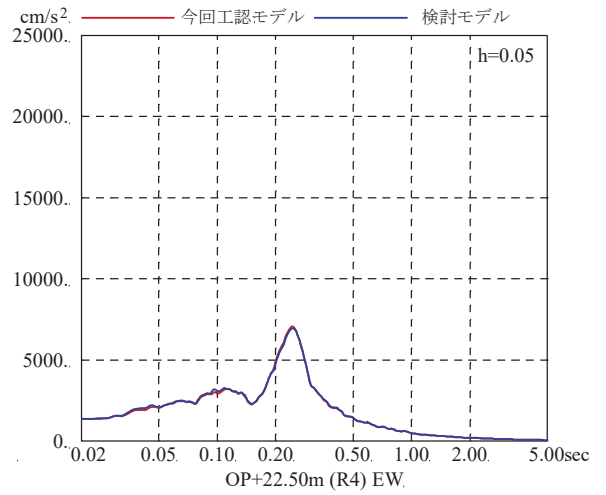
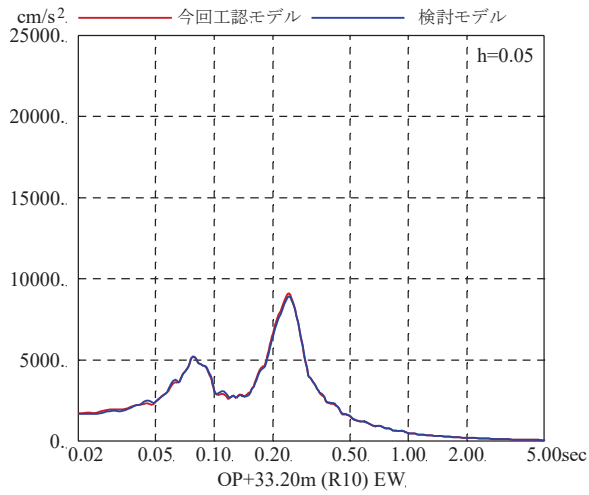
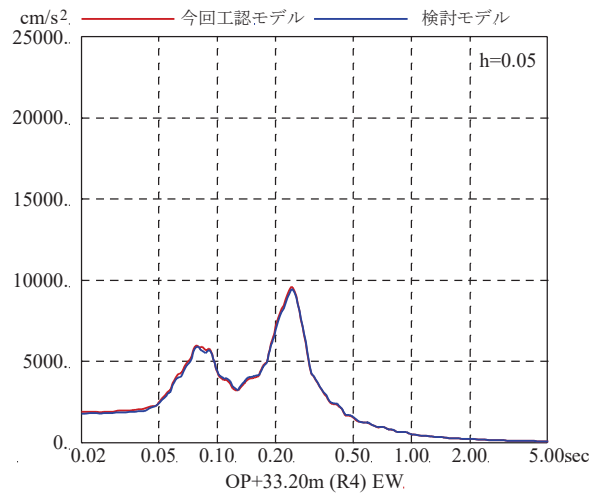
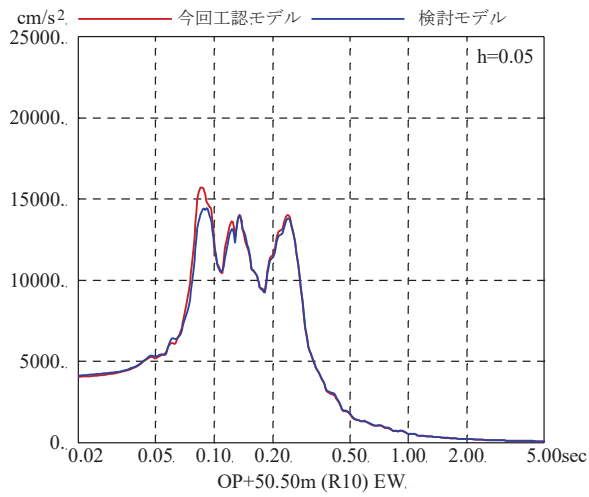


図 2-5(2) 床応答スペクトルの比較 (EW 方向 S s - D 2)

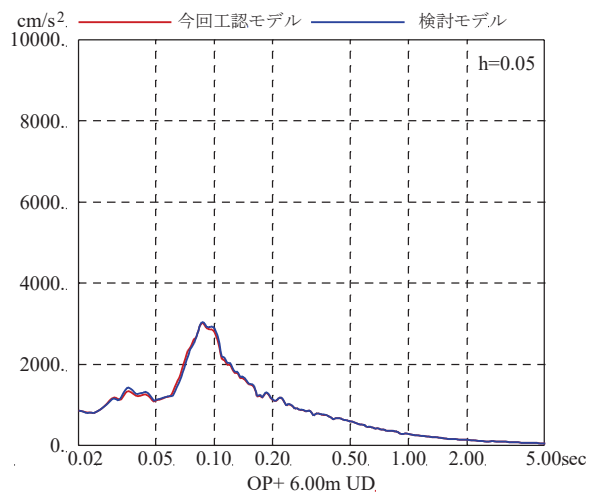
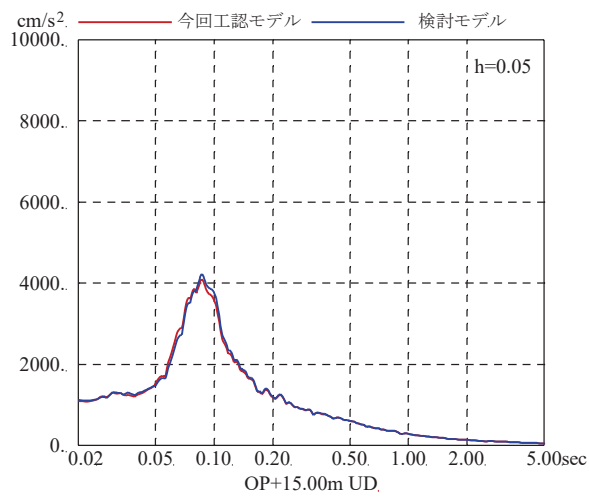
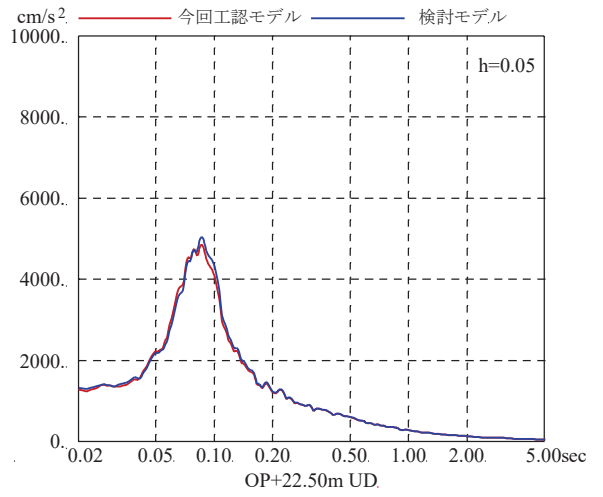
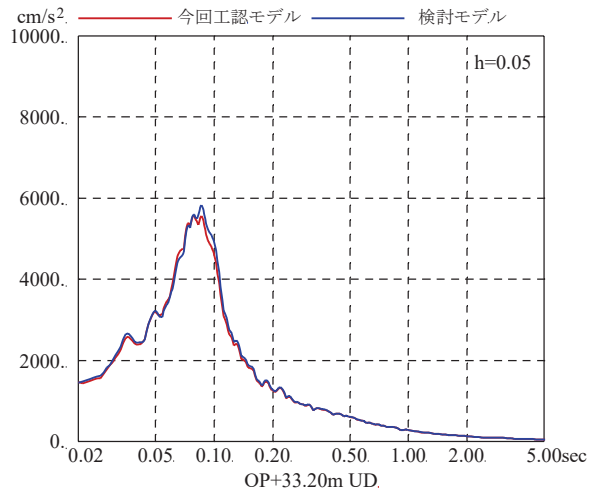
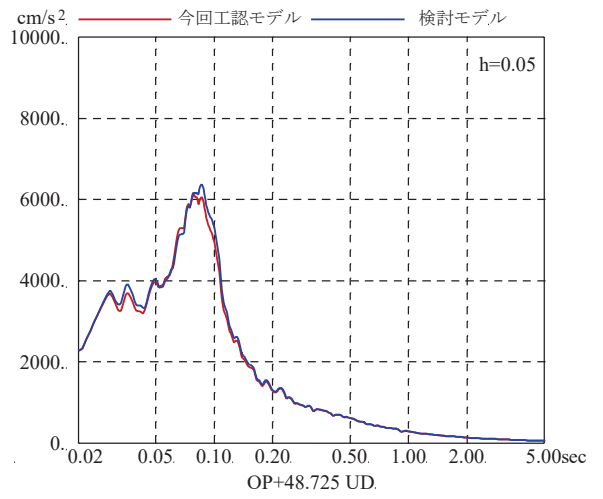
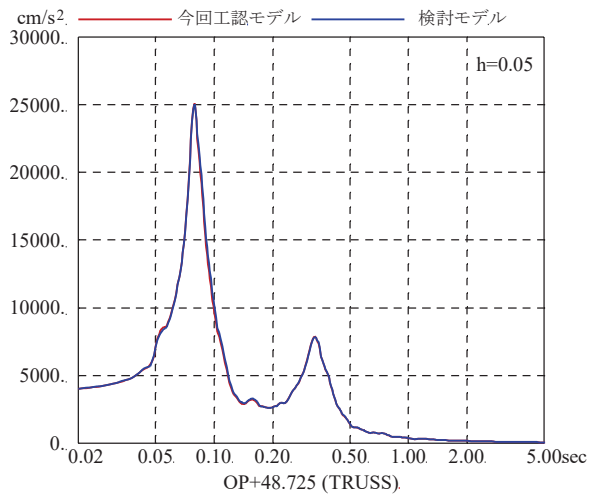


図 2-5(3) 床応答スペクトルの比較 (UD 方向 S s - D 2)

別紙 1-1 原子炉建屋の地震応答解析モデルの各種ばねの算定  
について

## 目 次

1. プール壁による回転拘束効果を考慮した回転ばね..... 別紙 1-1- 1
2. R4 通りの回転ばね ..... 別紙 1-1- 5
3. 屋根トラス部の回転ばね..... 別紙 1-1- 8
4. 床ばね..... 別紙 1-1-10
  - 4.1 床ばねの算定方法及び算定結果..... 別紙 1-1-10
  - 4.2 床ばね（線形ばね）を採用していることの妥当性について..... 別紙 1-1-13

## 1. プール壁による回転拘束効果を考慮した回転ばね

プール壁は厚さ 2.1m, 高さ約 6.9m～約 11.8m の 2 対の壁で構成され, この壁は 1 次しゃへい壁上部と内部ボックス壁 (RC 通及び RJ 通) を相互に連結する構造となっている。

このため, 地震時に 1 次しゃへい壁上部が回転変形を起そうとすると, プール壁がこれを拘束するように働くと考えられ, この拘束効果を 1 次しゃへい壁上部と内部ボックス壁 (RC 通及び RJ 通) を結ぶ回転ばねとして評価する。

図 1-1 に拘束効果の概念図を, 図 1-2 に原子炉建屋 EW 方向の地震応答解析モデルを, 図 1-3 にプール壁による回転拘束効果を考慮した回転ばねの算定を, 表 1-1 に回転ばねの諸元を示す。

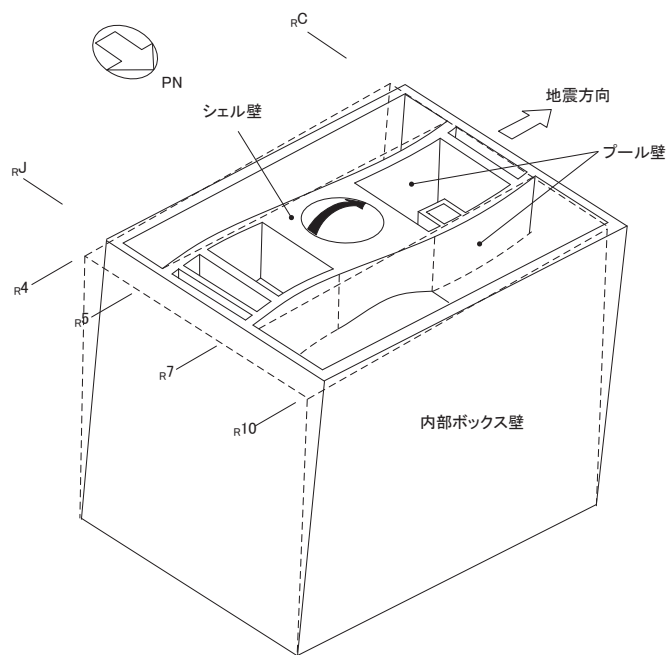


図 1-1 拘束効果の概念図

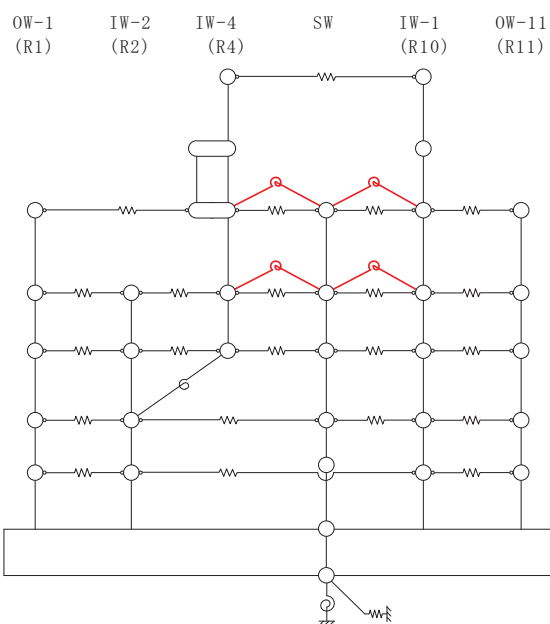
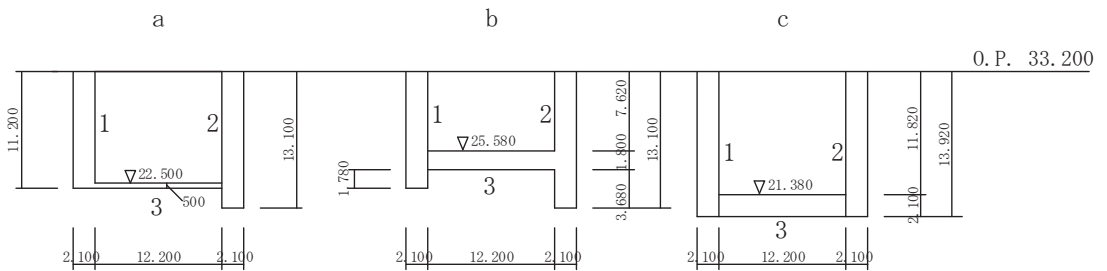
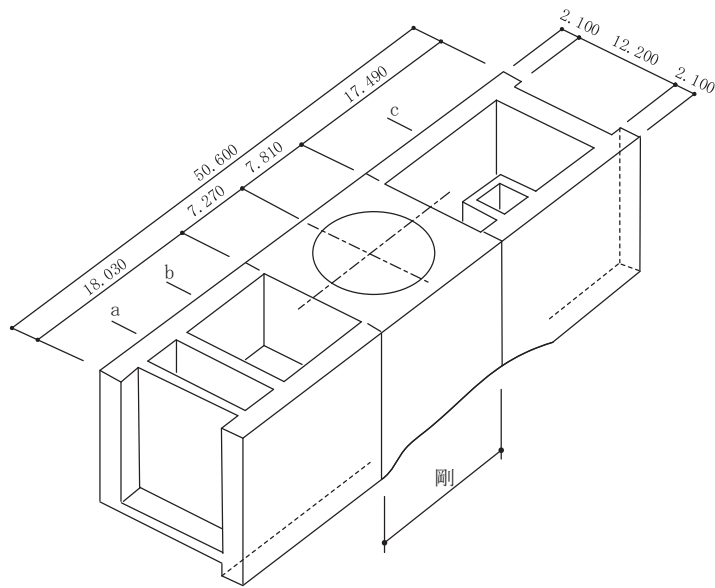


図 1-2 原子炉建屋地震応答解析モデル (EW 方向)  
 (赤色部がプール壁による回転拘束効果を考慮した回転ばね)



O. P. 33.200

$$I = 778.4 \text{ m}^4$$

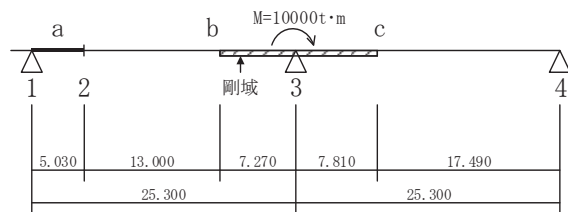
$$A_s = 51.0 \text{ m}^2$$

$$I = 745.7 \text{ m}^4$$

$$A_s = 51.0 \text{ m}^2$$

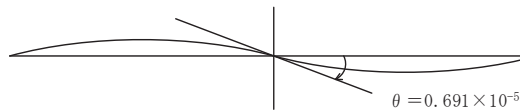
$$I = 1,575.6 \text{ m}^4$$

$$A_s = 58.5 \text{ m}^2$$



$$E = 270 \text{ t/cm}^2$$

$$G = 116$$



(単位 : m)

$$\sum K_{\theta 1} = \frac{M}{\theta} = \frac{10000}{0.691 \times 10^{-5}} = 14.472 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$$

モデル上 4 か所に分けるとして

$$K_{\theta 1} = 14.472 \times 10^8 / 4$$

$$= 3.62 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$$

$$= 3.55 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

図 1-3 プール壁による回転拘束効果を考慮した回転ばねの算定



表 1-1 プール壁による回転拘束効果を考慮した回転ばねの諸元

部位	ばね値 (kN・m/rad)
プール回転ばね	$3.55 \times 10^9$

## 2. R4通りの回転ばね

R4通りの耐震壁は1階レベル（O.P. 15.0m）で1次しゃへい壁の肩に載る構造となっており、これに作用する地震力は、1次しゃへい壁及びR2通りの耐震壁へ分担させる設計としている。特に、曲げモーメントについては、RC通り及びRJ通り内部ボックス壁とR4通り耐震壁の交差部にアゴを設け、これの軸抵抗により拘束する。この拘束効果を回転ばね（ $K_{\theta}$ ）として評価し、R2通り内部ボックス壁の地下1階レベル（O.P. 6.0m）に結んでいる。

図2-1にR4通りの回転ばねの概念図を、図2-2に原子炉建屋EW方向の地震応答解析モデルを、図2-3にR4通りの回転ばねの算定を、表2-1に回転ばねの算定結果を示す。

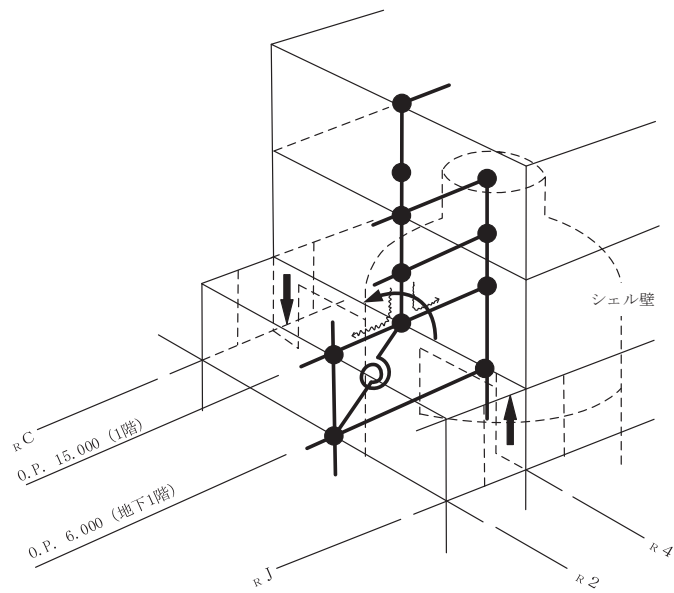


図 2-1 R4 通りの回転ばねの概念図

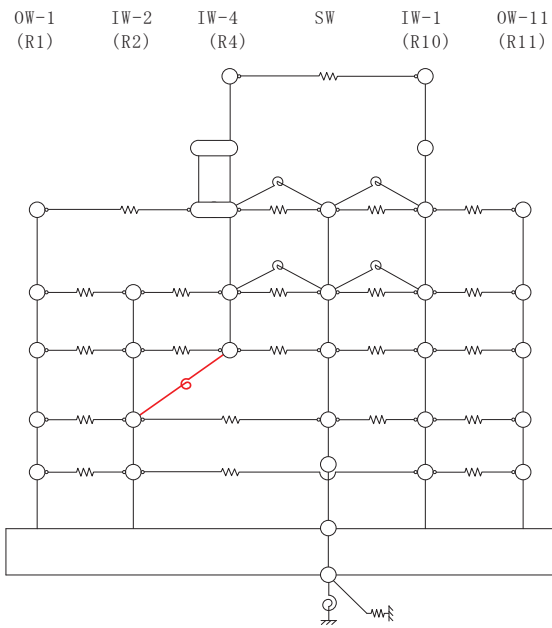
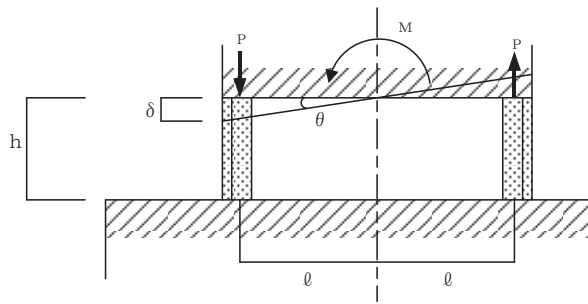
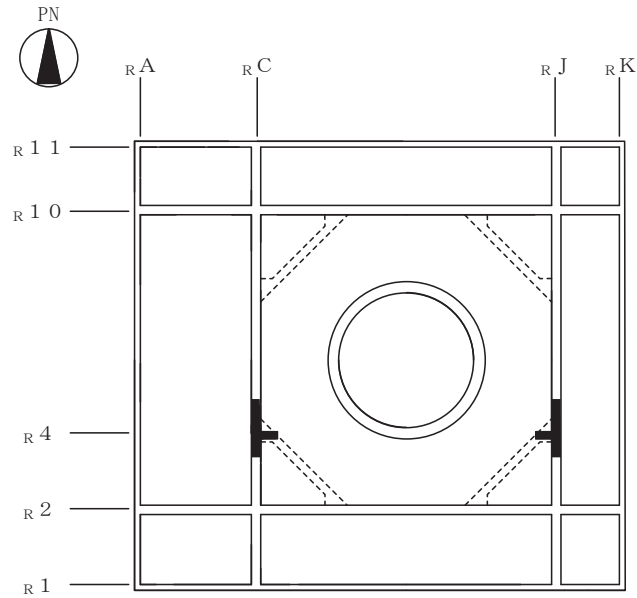


図 2-2 原子炉建屋地震応答解析モデル (EW 方向)  
(赤色部が R4 通りの回転ばね)



$$P = \frac{M}{2 \cdot l}, \quad \delta = P \cdot \frac{h}{E \cdot A}, \quad \theta = \frac{\delta}{l}$$

より

$$K_{\theta} = \frac{M}{\theta} = \frac{2 \cdot E \cdot A \cdot \ell^2}{h} = \frac{2 \times 2.70 \times 10^6 \times 28.0 \times 24.3^2}{9.0} = 0.99 \times 10^{10} \text{ t} \cdot \text{m/rad}$$

$$= 97.1 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

ここに,

M : 曲げモーメント

P : 軸力

A : 軸抵抗部分の断面積 (片側) = 28.0m<sup>2</sup>

E : コンクリート部材のヤング係数 = 2.70 × 10<sup>6</sup> t/m<sup>2</sup> = 2.65 × 10<sup>7</sup> kN/m<sup>2</sup>

図 2-3 R4 通りの回転ばねの算定

表 2-1 R4 通り回転ばね諸元

部位	ばね値 (kN・m/rad)
R4 通り回転ばね	97.1 × 10 <sup>9</sup>

### 3. 屋根トラス部の回転ばね

屋根トラス部の質点に鉛直振動が生じると屋根トラス端部には回転が生じるが、これに対しては、屋根トラスを支える柱の曲げ剛性による拘束効果がある。一方、建屋部は軸ばね要素でモデル化されており、この拘束効果としての曲げ剛性を建屋部モデルでは考慮できていない。そこで、オペフロ階(O.P. 32.5m)のクレーン柱の曲げ剛性を評価した回転ばねを屋根トラス端部の節点に導入してモデル化している。

回転ばねの剛性 $K_\theta$ は、オペフロ階以下の剛性が高いことから、オペフロ階柱の脚部を固定条件としたオペフロ階のクレーン柱の曲げ剛性評価用モデルに単位モーメント $M$ を加えた場合の回転角 $\theta$ を求め算定している。

図3-1に屋根トラス部の回転ばねの概念図を、表3-1に回転ばねの諸元を示す。

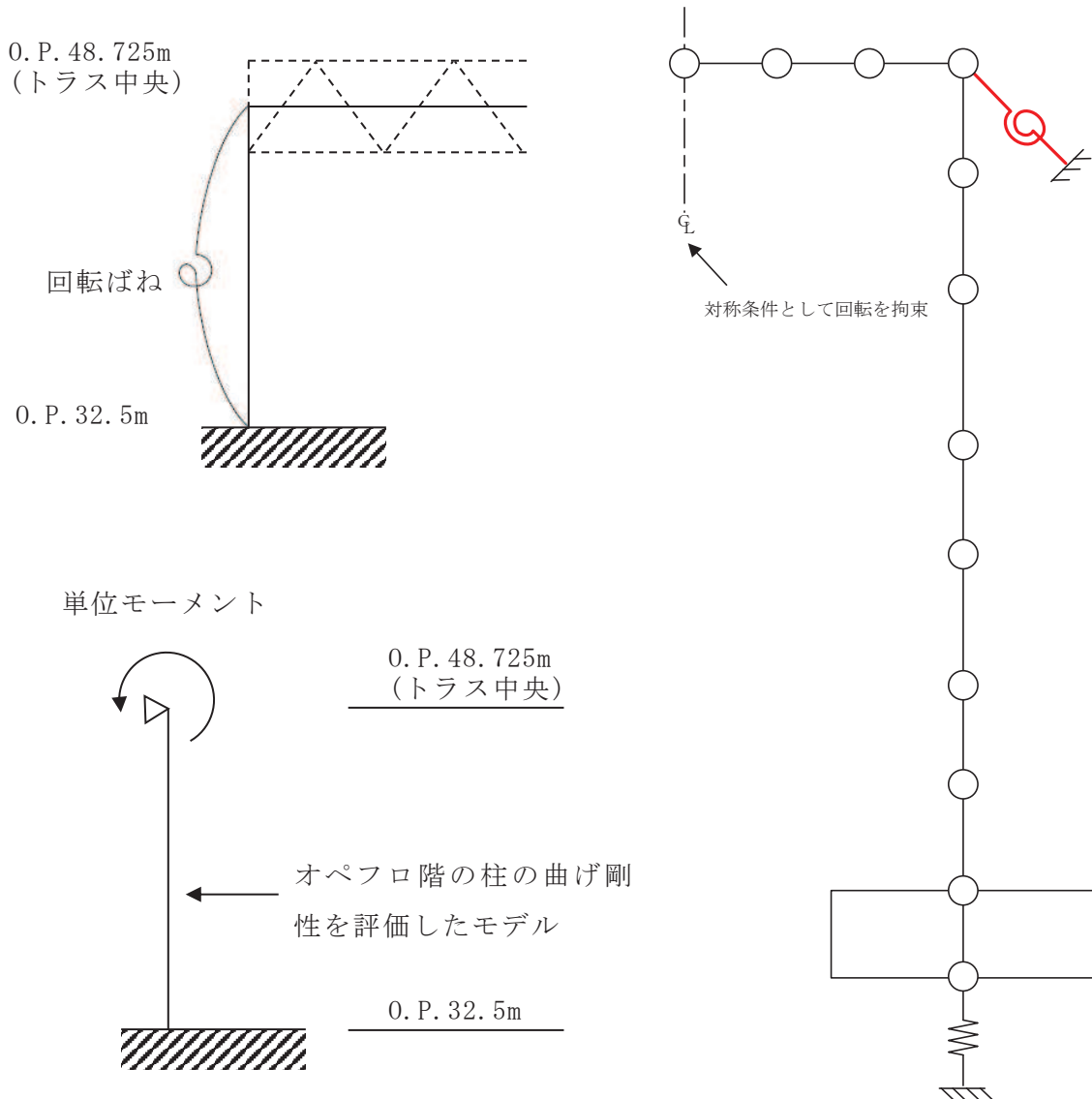


図3-1 屋根トラス部の回転ばねの概念図

表 3-1 屋根トラス部の回転ばね諸元

部位	ばね値 (kN・m/rad)
屋根トラス部の回転ばね	$32.15 \times 10^6$

#### 4. 床ばね

##### 4.1 床ばねの算定方法及び算定結果

床ばねは、床のせん断剛性として、各質点ブロックの図心間の床スラブを、等価なせん断ばねに置換して評価する。

床ばね算定の基本式は次式による。また、床ばねの算定結果を表 4-1 に示す。

$$K = \frac{G \cdot A_s}{\kappa \cdot \ell}$$

K : 床ばね (kN/m)

$A_s$  : 床スラブのせん断断面積 (m<sup>2</sup>)

G : せん断弾性係数 (1.16×10<sup>6</sup> kN/m<sup>2</sup>)

$\ell$  : スパン (m)

$\kappa$  : せん断変形状係数 (1.0 とする)

開口部や床スラブ厚の変化については、床スラブをせん断断面積が変化する部位ごとに分割し、次式により等価なせん断断面積に置換して評価する。

$$A_e = \frac{\ell}{\frac{\ell_1}{A_1} + \frac{\ell_2}{A_2} + \frac{\ell_3}{A_3}}$$

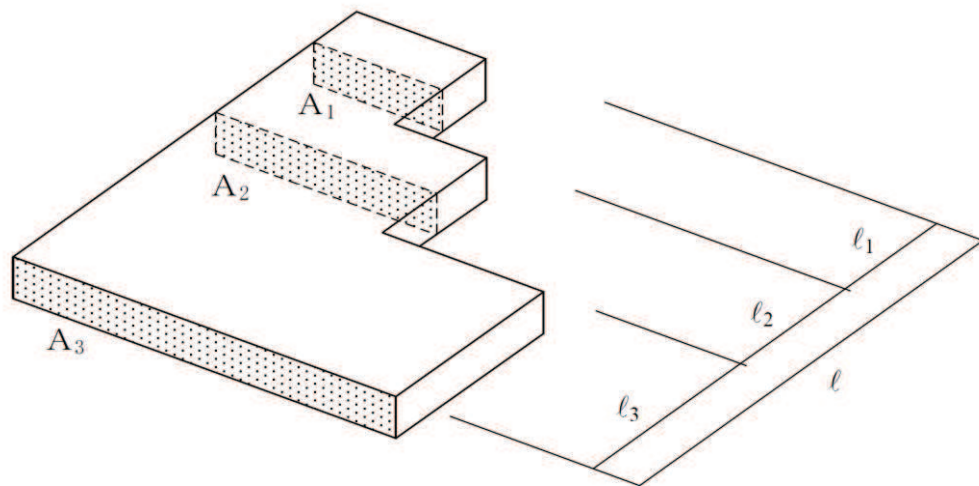


表 4-1(1) 原子炉建屋 床ばね算定結果 (NS 方向)

方向	階	部材番号	ばね値 ( $\times 10^5$ kN/m)
NS	屋上	(1)	13.4
	3 階	(2)	350.1
		(3)	240.9
		(4)	313.7
		(5)	219.0
	2 階	(6)	354.4
		(7)	281.5
		(8)	327.1
		(9)	265.2
	1 階	(10)	374.6
		(11)	571.2
		(12)	561.2
		(13)	208.4
	地下 1 階	(14)	452.4
		(15)	376.6
		(16)	396.5
		(17)	250.8
	地下 2 階	(18)	862.2
		(19)	80.5
		(20)	167.8

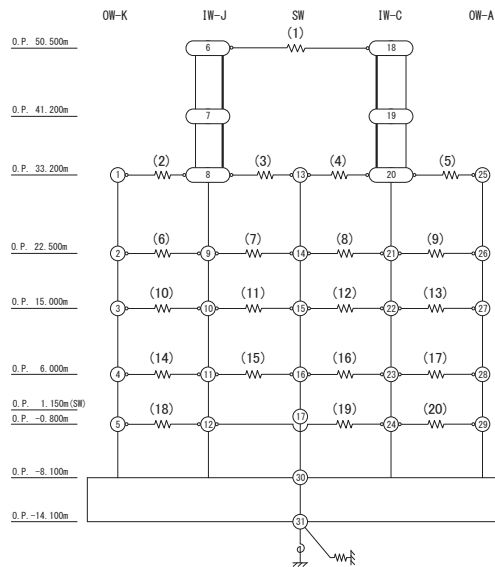
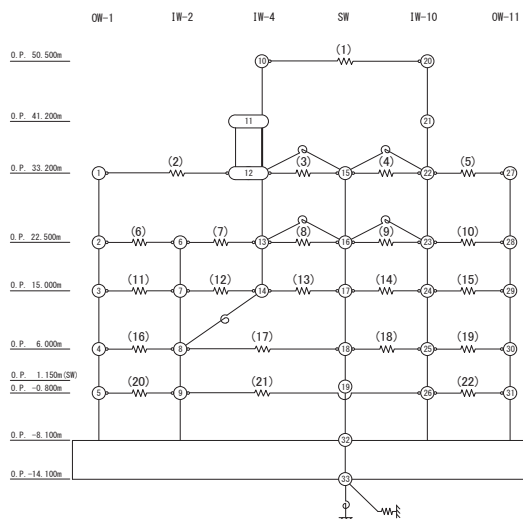




表 4-1(2) 原子炉建屋 床ばね算定結果 (EW 方向)

方向	階	部材番号	ばね値 ( $\times 10^5$ kN/m)
EW	屋上	(1)	23.8
	3 階	(2)	175.5
		(3)	530.0
		(4)	198.0
		(5)	407.0
	2 階	(6)	680.7
		(7)	450.0
		(8)	771.8
		(9)	232.1
		(10)	444.2
	1 階	(11)	511.5
		(12)	480.3
		(13)	655.1
		(14)	247.3
		(15)	412.5
	地下 1 階	(16)	583.7
		(17)	406.7
		(18)	388.5
		(19)	483.1
	地下 2 階	(20)	679.8
		(21)	68.3
		(22)	783.1



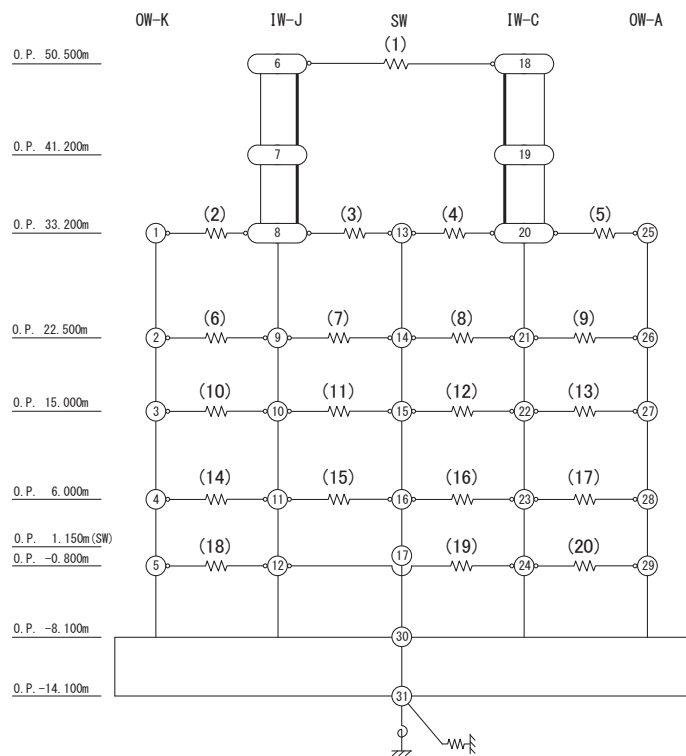
#### 4.2 床ばね（線形ばね）を採用していることの妥当性について

原子炉建屋の地震応答解析モデルでは、床ばねを線形モデルでモデル化していることから、その適用性について確認する。

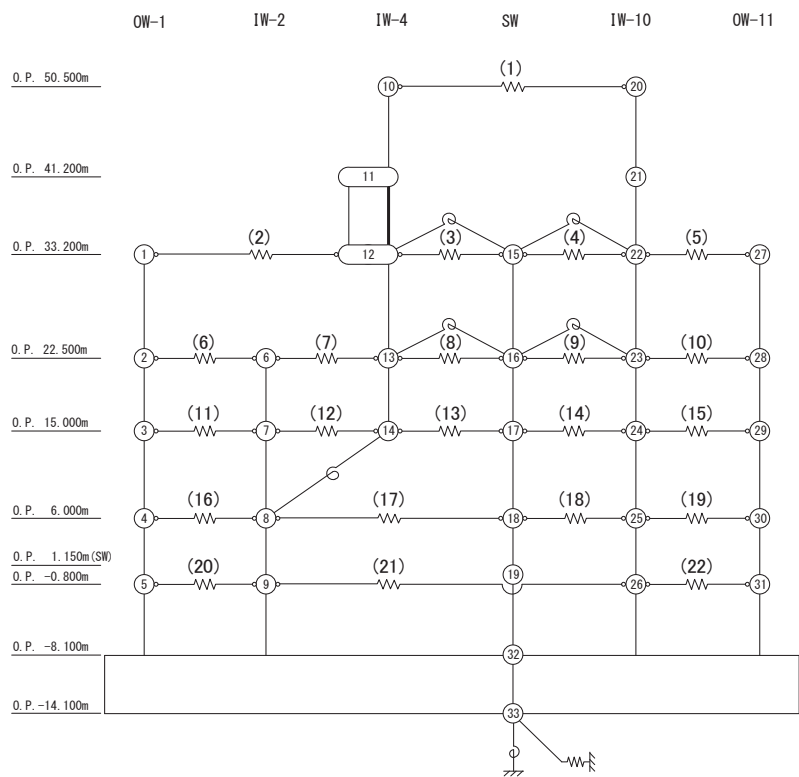
##### (1) 質点系モデルによる床ばねの最大応答せん断応力度

床ばねは線形モデルとしていることから、概ね弾性範囲の応答であることを確認する。ここでは、コンクリート強度より求められる床のせん断スケルトンカーブの第1折点 $\tau_1$ と応答最大せん断応力度を比較する。 $\tau_1$ を超える応力度となった場合には別途検討を行う。図 4-1 に原子炉建屋の地震応答解析モデルの床ばね部材番号を、表 4-2 に原子炉建屋の基準地震動 $S_s$ に対する地震応答解析における床ばねの最大応答せん断応力度の確認結果を示す。なお、基準地震動 $S_s$ に対する地震応答解析は、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す、材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース全ての解析ケースを実施した。

NS 方向は全ての床ばねの最大応答せん断応力度が $\tau_1$ 以下であり、概ね弾性範囲であることを確認した。一方で EW 方向については、一部の床ばねの最大応答せん断応力度が $\tau_1$ を上回ることを確認した。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4-1 原子炉建屋の地震応答解析モデル (床ばね部材番号)

表 4-2 原子炉建屋の床ばねの最大応答せん断応力度

(単位 : N/mm<sup>2</sup>)

	NS 方向	EW 方向
ケース 1	1.58 (部材番号(2), S <sub>s</sub> -D 2)	2.82 (部材番号(7), S <sub>s</sub> -D 2)
ケース 2	1.61 (部材番号(2), S <sub>s</sub> -D 2)	2.86 (部材番号(7), S <sub>s</sub> -D 2)
ケース 3	1.56 (部材番号(2), S <sub>s</sub> -D 1)	2.86 (部材番号(7), S <sub>s</sub> -D 2)
ケース 4	1.72 (部材番号(2), S <sub>s</sub> -D 2)	2.78 (部材番号(7), S <sub>s</sub> -D 1)
ケース 5	1.75 (部材番号(2), S <sub>s</sub> -D 2)	2.82 (部材番号(7), S <sub>s</sub> -D 1)
ケース 6	1.69 (部材番号(2), S <sub>s</sub> -D 2)	2.76 (部材番号(7), S <sub>s</sub> -D 2)

注 : 床のせん断スケルトンカーブの第 1 折点  $\tau_1$  ( $0.31\sqrt{Fc}$ ) : 1.78 N/mm<sup>2</sup>

## (2) EW方向の床ばねの応答に対する検討

一部の床ばねの最大応答せん断応力度が $\tau_1$ を超えたことから、最大応答せん断ひずみを確認する。図4-2に原子炉建屋EW方向の床ばねの最大応答せん断応力度、最大応答せん断ひずみを示す。

部材番号(7)及び(12)の最大応答せん断応力度は、他の床ばねに対して有意に大きい値となっている。これは、建屋下部のR2通りの耐震壁が1F(O.P.15.0m)と2F(O.P.22.5m)でR4通りに切り替わっているため、R4通りの層せん断力が床ばねを介してR2通りに伝達されるためであると考えられる。

なお、R4通りのO.P.22.5mとO.P.15.0mの質点はSW軸とも床ばねで接続されているが、R4通りとSW軸を結ぶ床ばねのせん断応力が大きくなる理由は、刺激関数図から確認できる。図4-3にEW方向の刺激関数図を示す。これらの刺激関数図を見ると、R4通りのO.P.22.5mとO.P.15.0mの質点はSW軸の質点とほぼ同じ変形をするのに対し、R2通りの質点とは変形に差が生じていることが確認できる。このような振動性状によりR4通りとR2通りを結ぶ床ばね要素の面内せん断応力度が特に大きくなったと考えられる。

一方、最大応答せん断ひずみの値は、最大で $0.25 \times 10^{-3}$ である。これは、コンクリートのせん断ひび割れが生じる始める程度の変形であるが、線形ばねとしてモデル化していることから床ばねを非線形ばねとした場合の検討を実施する。

	OW-1 (R1)	IW-2 (R2)	IW-4 (R4)	SW	IW-1 (R10)	OW-11 (R11)
<u>OP+50.5</u>	1.35 0.12					
<u>OP+33.2</u>	1.59 0.14					
<u>OP+22.5</u>	0.31 0.03		2.82 0.25	0.44 0.04	0.98 0.09	1.20 0.11
<u>OP+15.0</u>	0.90 0.08		1.89 0.17	0.42 0.04	1.13 0.10	0.98 0.09
<u>OP+ 6.0</u>	0.50 0.04		0.34 0.03		0.39 0.03	0.45 0.04
<u>OP- 0.8</u>	0.33 0.03		0.11 0.01			0.40 0.04

上段：最大応答せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
下段：最大応答せん断ひずみ (×10<sup>-3</sup>)

図 4-2(1) 原子炉建屋の床ばねの応答結果  
(EW 方向, ケース 1, S s - D 2)

	OW-1 (R1)	IW-2 (R2)	IW-4 (R4)	SW	IW-1 (R10)	OW-11 (R11)
<u>OP+50.5</u>	1.35 0.12					
<u>OP+33.2</u>	1.58 0.14					
<u>OP+22.5</u>	0.31 0.03		2.86 0.25	0.45 0.04	0.97 0.09	1.23 0.11
<u>OP+15.0</u>	0.93 0.08		1.88 0.17	0.45 0.04	1.14 0.10	1.00 0.09
<u>OP+ 6.0</u>	0.51 0.04		0.33 0.03		0.40 0.04	0.46 0.04
<u>OP- 0.8</u>	0.33 0.03		0.11 0.01			0.41 0.04

上段：最大応答せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
下段：最大応答せん断ひずみ (×10<sup>-3</sup>)

図 4-2(2) 原子炉建屋の床ばねの応答結果  
(EW 方向, ケース 2, S s - D 2)

	OW-1 (R1)	IW-2 (R2)	IW-4 (R4)	SW	IW-1 (R10)	OW-11 (R11)
<u>OP+50.5</u>			1.37 0.12			
<u>OP+33.2</u>						
<u>OP+22.5</u>	1.60 0.14		0.65 0.06	1.23 0.11	1.59 0.14	
<u>OP+15.0</u>	0.30 0.03	2.86 0.25	0.45 0.04	1.00 0.09	1.18 0.10	
<u>OP+15.0</u>	0.88 0.08	1.89 0.17	0.40 0.04	1.11 0.10	0.95 0.08	
<u>OP+ 6.0</u>	0.47 0.04	0.36 0.03		0.38 0.03	0.44 0.04	
<u>OP- 0.8</u>	0.32 0.03	0.10 0.01			0.39 0.03	

上段：最大応答せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
下段：最大応答せん断ひずみ (×10<sup>-3</sup>)

図 4-2(3) 原子炉建屋の床ばねの応答結果  
(EW 方向, ケース 3, S s - D 2)

	OW-1 (R1)	IW-2 (R2)	IW-4 (R4)	SW	IW-1 (R10)	OW-11 (R11)
<u>OP+50.5</u>			0.98 0.09			
<u>OP+33.2</u>						
<u>OP+22.5</u>	1.41 0.12		0.40 0.04	0.86 0.08	1.47 0.13	
<u>OP+22.5</u>	0.18 0.02	2.78 0.24	0.37 0.03	0.85 0.07	1.15 0.10	
<u>OP+15.0</u>	0.94 0.08	1.80 0.16	0.32 0.03	0.99 0.09	0.93 0.08	
<u>OP+ 6.0</u>	0.31 0.03	0.40 0.04		0.29 0.03	0.39 0.03	
<u>OP- 0.8</u>	0.23 0.02	0.09 0.01			0.35 0.03	

上段：最大応答せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
下段：最大応答せん断ひずみ (×10<sup>-3</sup>)

図 4-2(4) 原子炉建屋の床ばねの応答結果  
(EW 方向, ケース 4, S s - D 1)

	OW-1 (R1)	IW-2 (R2)	IW-4 (R4)	SW	IW-1 (R10)	OW-11 (R11)		
<u>OP+50.5</u>	0.97 0.08							
<u>OP+33.2</u>	1.41 0.12					0.41 0.04	0.85 0.08	1.49 0.13
<u>OP+22.5</u>	0.18 0.02	2.82 0.25	0.38 0.03	0.85 0.08	1.17 0.10			
<u>OP+15.0</u>	0.94 0.08	1.83 0.16	0.32 0.03	1.02 0.09	0.95 0.08			
<u>OP+ 6.0</u>	0.31 0.03	0.39 0.03		0.29 0.03	0.39 0.03			
<u>OP- 0.8</u>	0.24 0.02	0.09 0.01			0.36 0.03			

上段：最大応答せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
下段：最大応答せん断ひずみ (×10<sup>-3</sup>)

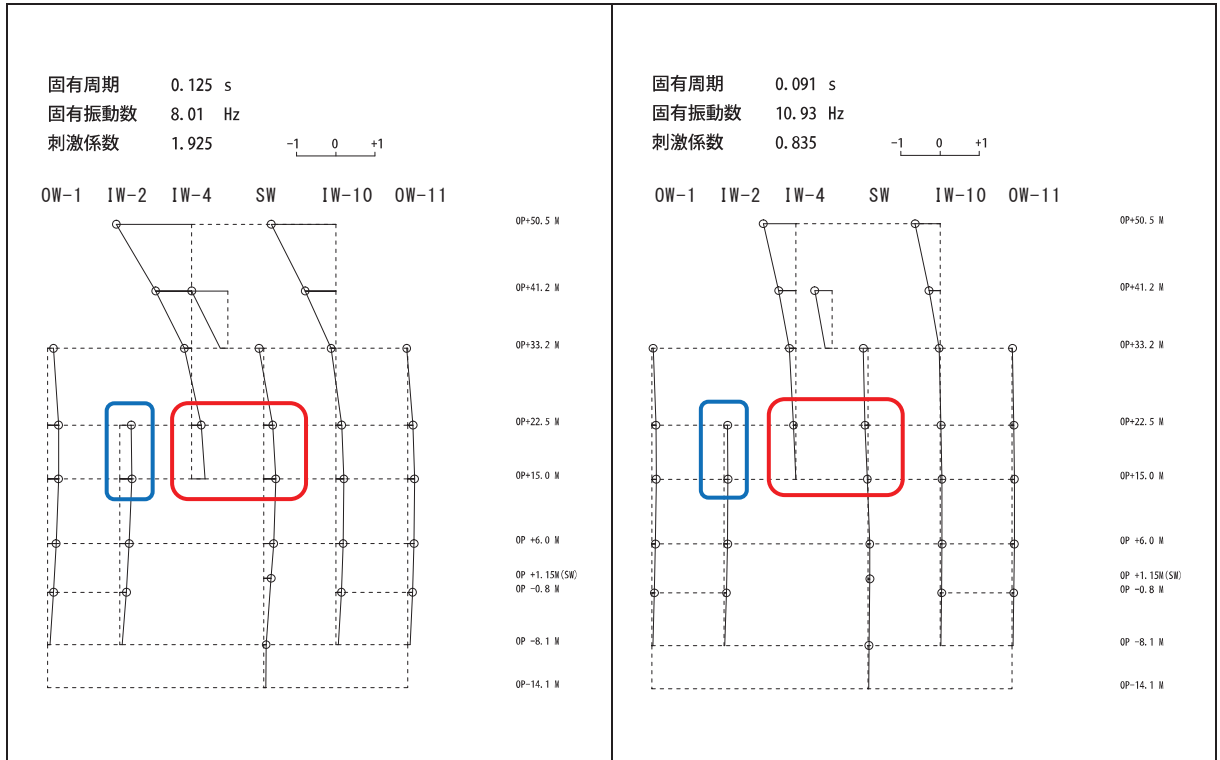
図 4-2(5) 原子炉建屋の床ばねの応答結果  
(EW 方向, ケース 5, S s - D 1)

	OW-1 (R1)	IW-2 (R2)	IW-4 (R4)	SW	IW-1 (R10)	OW-11 (R11)		
<u>OP+50.5</u>	1.17 0.10							
<u>OP+33.2</u>	1.63 0.14					0.44 0.04	0.87 0.08	1.59 0.14
<u>OP+22.5</u>	0.26 0.02	2.76 0.24	0.42 0.04	0.98 0.09	1.31 0.11			
<u>OP+15.0</u>	0.88 0.08	1.71 0.15	0.48 0.04	1.01 0.09	1.00 0.09			
<u>OP+ 6.0</u>	0.42 0.04	0.36 0.03		0.38 0.03	0.44 0.04			
<u>OP- 0.8</u>	0.28 0.02	0.11 0.01			0.37 0.03			

上段：最大応答せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
下段：最大応答せん断ひずみ (×10<sup>-3</sup>)

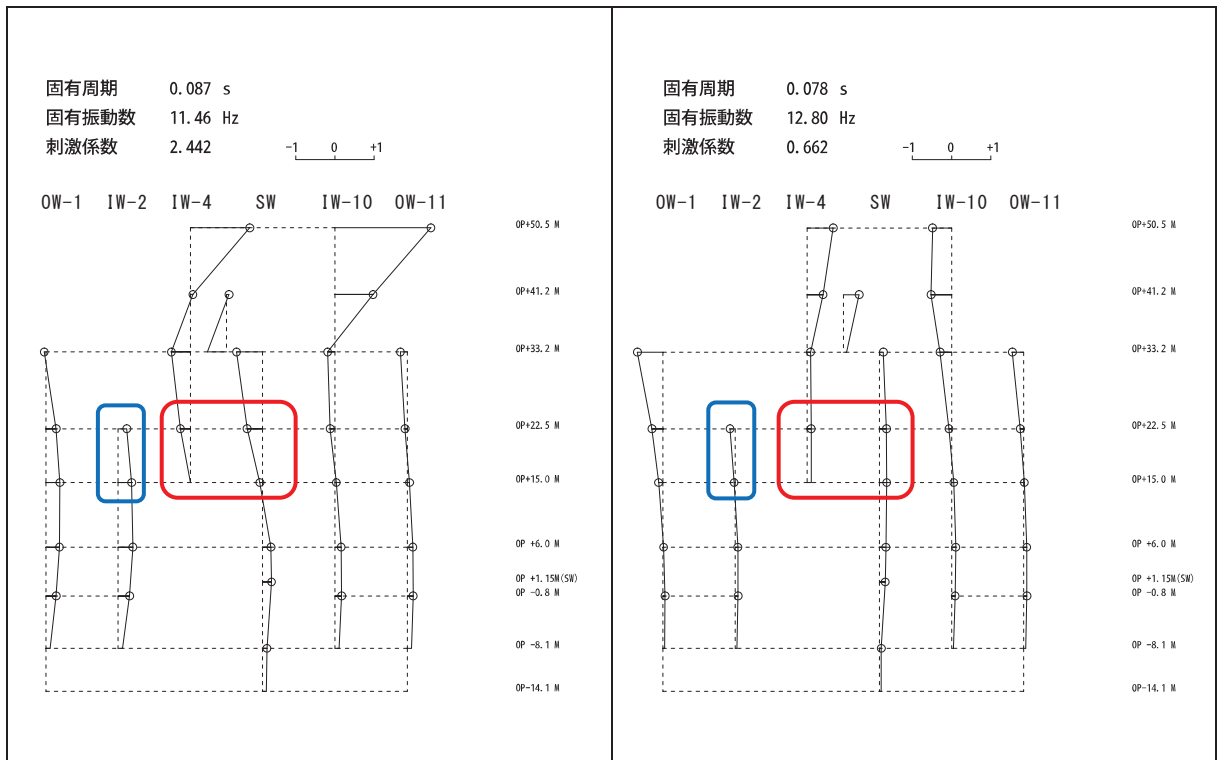
図 4-2(6) 原子炉建屋の床ばねの応答結果  
(EW 方向, ケース 6, S s - D 2)





2次モード

5次モード



6次モード

7次モード

注：赤枠内の変形の差は小さいが青枠の部材は変形の差が大きい。

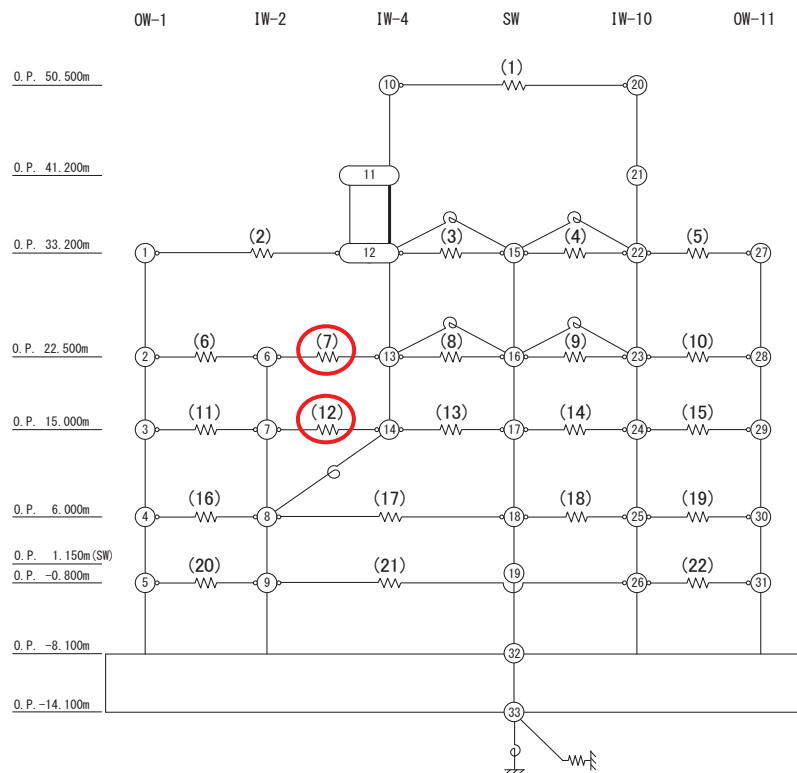
図 4-3 原子炉建屋の地震応答解析モデルの刺激関数図 (EW 方向, 基本ケース)

(3) EW方向の床ばね（部材番号(7)及び(12)）を非線形ばねとした場合の検討

原子炉建屋 EW 方向では、床ばね（部材番号(7)及び(12)）において最大応答せん断応力度が床のせん断スケルトンカーブの第1折点 $\tau_1$ を超えたことから、これらを非線形ばねとした場合（以下「床ばね非線形モデル」という。）の解析を実施し、線形ばねとした場合（以下「床ばね線形モデル」という。）の結果と床応答スペクトルを比較するとともに、床ばねの最大応答せん断ひずみを確認する。

a. 解析方法

最大応答せん断応力度が $\tau_1$ を上回った床ばね要素に非線形特性を設定した地震応答解析モデルによる地震応答解析を行い、建屋全体の床応答への影響を確認する。図4-4に非線形特性を設定した床ばねを示す。



注：赤囲み部を非線形ばねとする

図4-4 原子炉建屋の地震応答解析モデル（床ばね部材番号（EW方向））

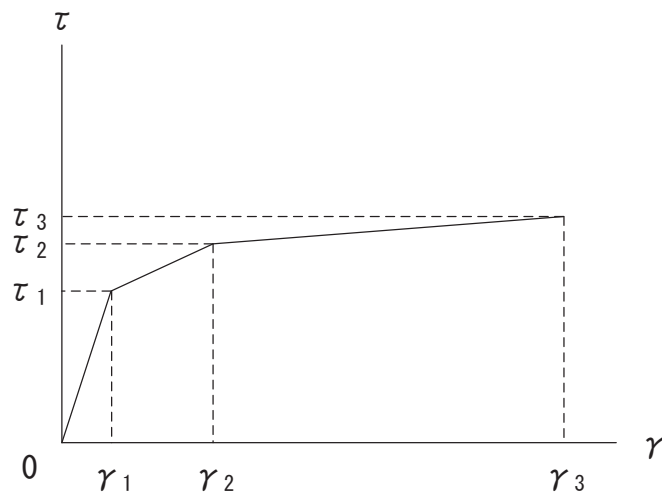
b. 非線形特性のモデル化方法

床ばねの非線形特性は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づきトリリニア型のせん断スケルトンカーブとする。終局点は1つの床ばねに配筋と厚さが異なる領域が混在していることから、最も鉄筋比が小さい断面の鉄筋比を適用する。

表 4-3 に設定したスケルトンカーブの諸数値を，図 4-5 に床ばねのせん断応力度－せん断ひずみ関係を，図 4-6 に床ばねのせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を示す。

表 4-3 床ばねのせん断力のスケルトンカーブ（ $\tau - \gamma$  関係）EW 方向モデル

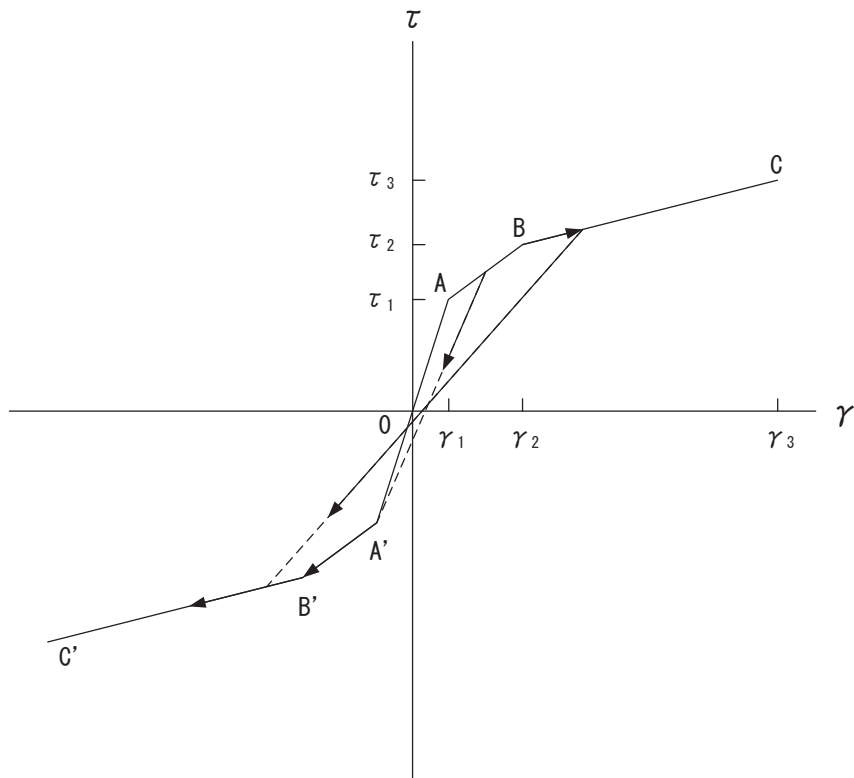
部材番号	$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
(7)	1.78	2.39	3.17	0.156	0.468	4.00
(12)	1.78	2.39	3.17	0.156	0.468	4.00



床ばねのせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$  関係）は，「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき，トリリニア型スケルトンカーブとする。

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

図 4-5 床ばねのせん断応力度－せん断ひずみ関係



床ばねのせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。

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

図 4-6 床ばねのせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

c. 床応答スペクトルの比較

図4-7に床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答スペクトル(減衰5%)を比較して示す。両者にわずかな違いは見られるが顕著な差はないことを確認した。

また、図4-8に、床ばね非線形モデルの減衰1%の床応答スペクトルと機器・配管系の設計用床応答曲線との比較を示す。比較にあたっては、床ばね非線形モデルの基準地震動 $S_s$ に対する不確かさケース全てのEW方向の応答を記載した。床ばね非線形モデルの床応答スペクトルは、おおむね設計用床応答曲線に包絡されることから、機器・配管系の設計への影響はないことを確認した。

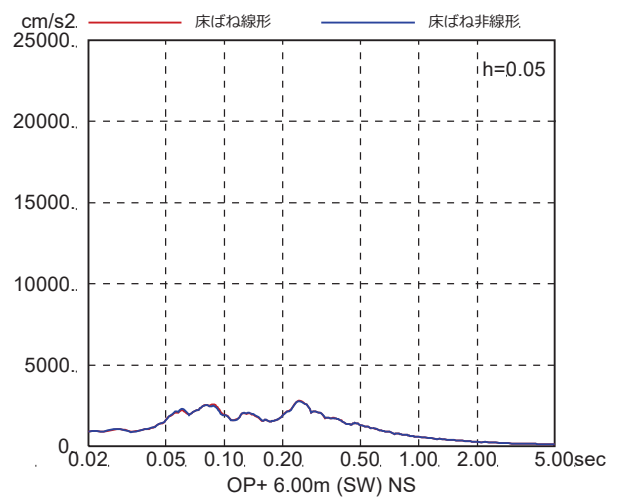
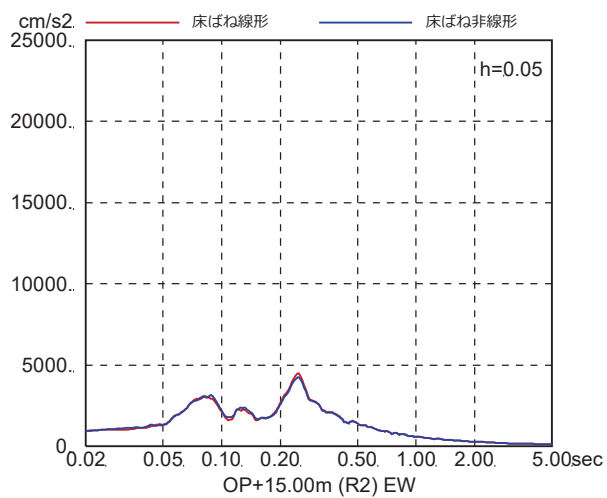
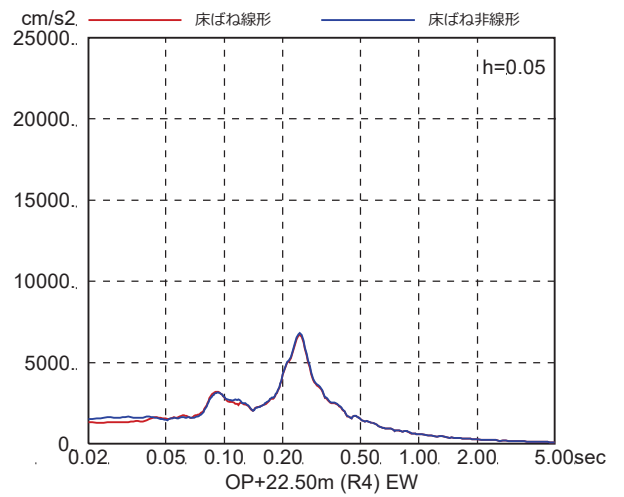
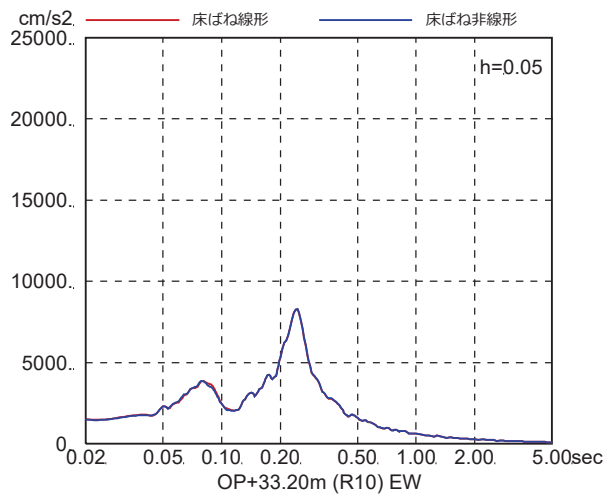
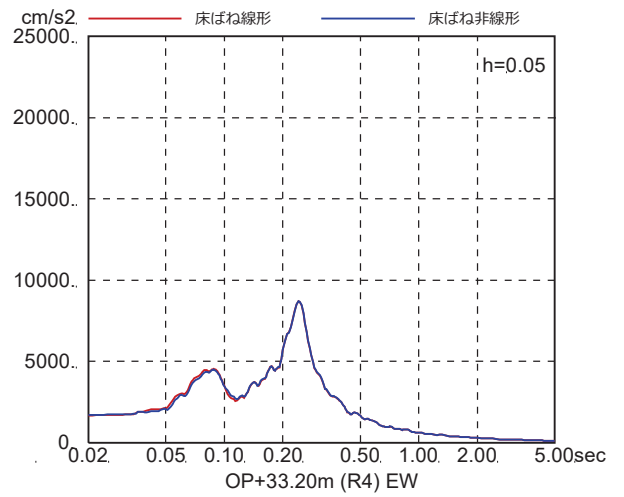
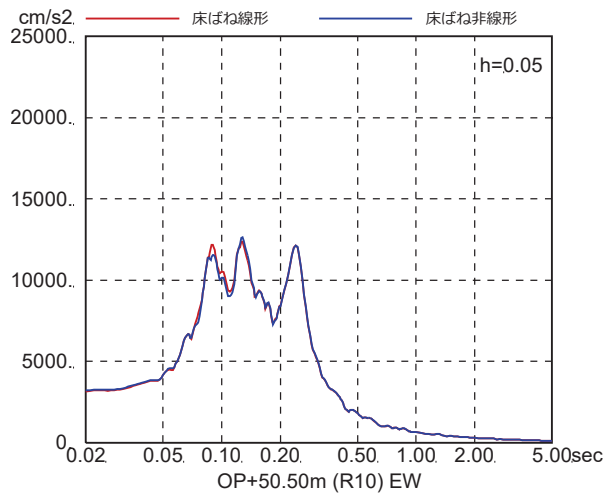


図 4-7(1) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 1,  $S_s - D_1$ )

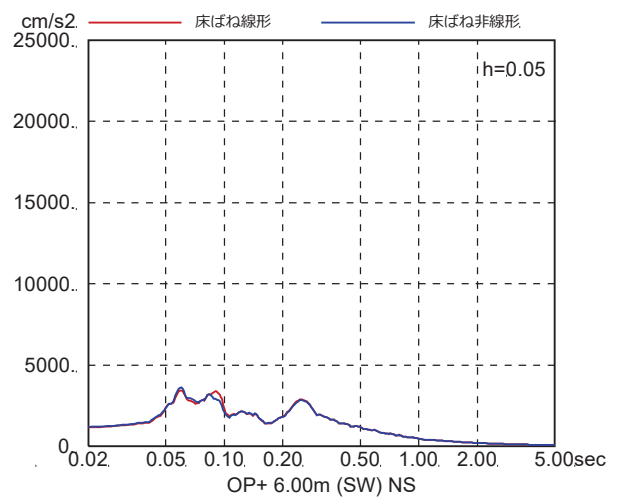
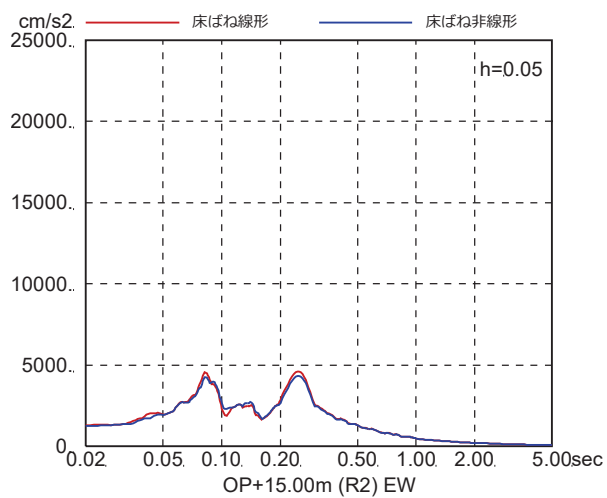
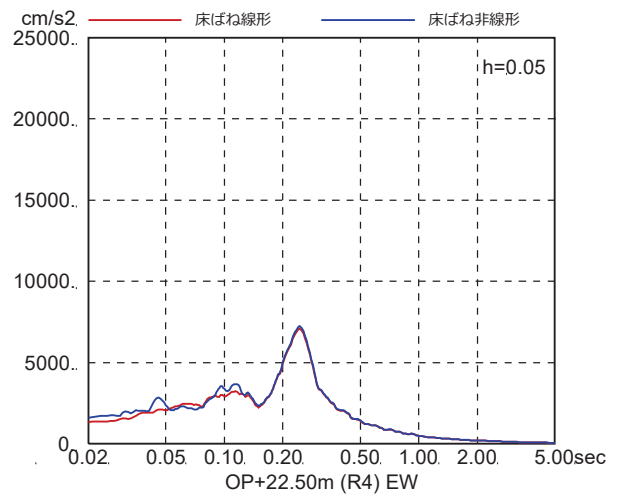
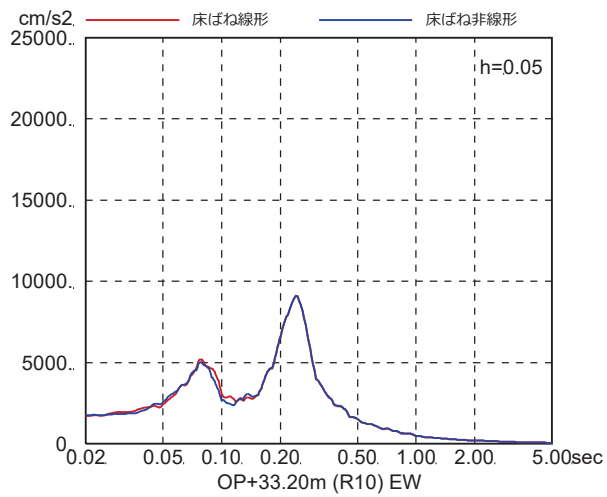
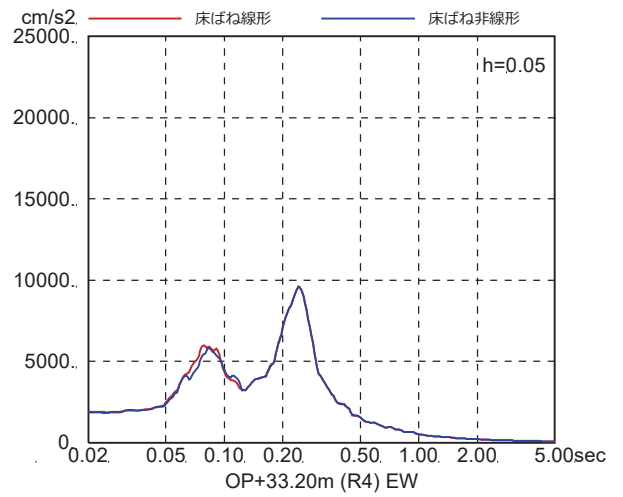
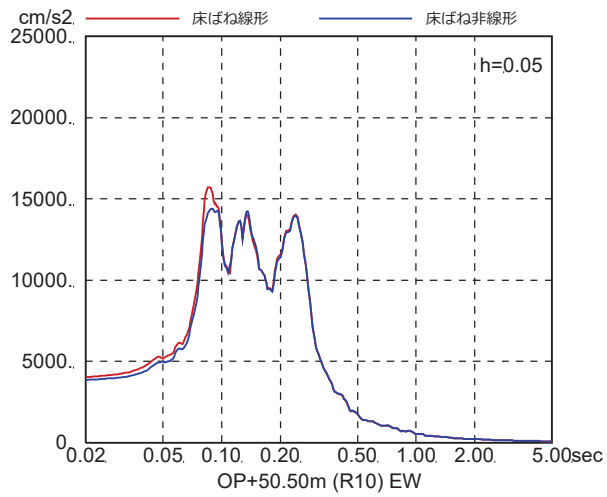


図 4-7(2) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 1, S s - D 2)

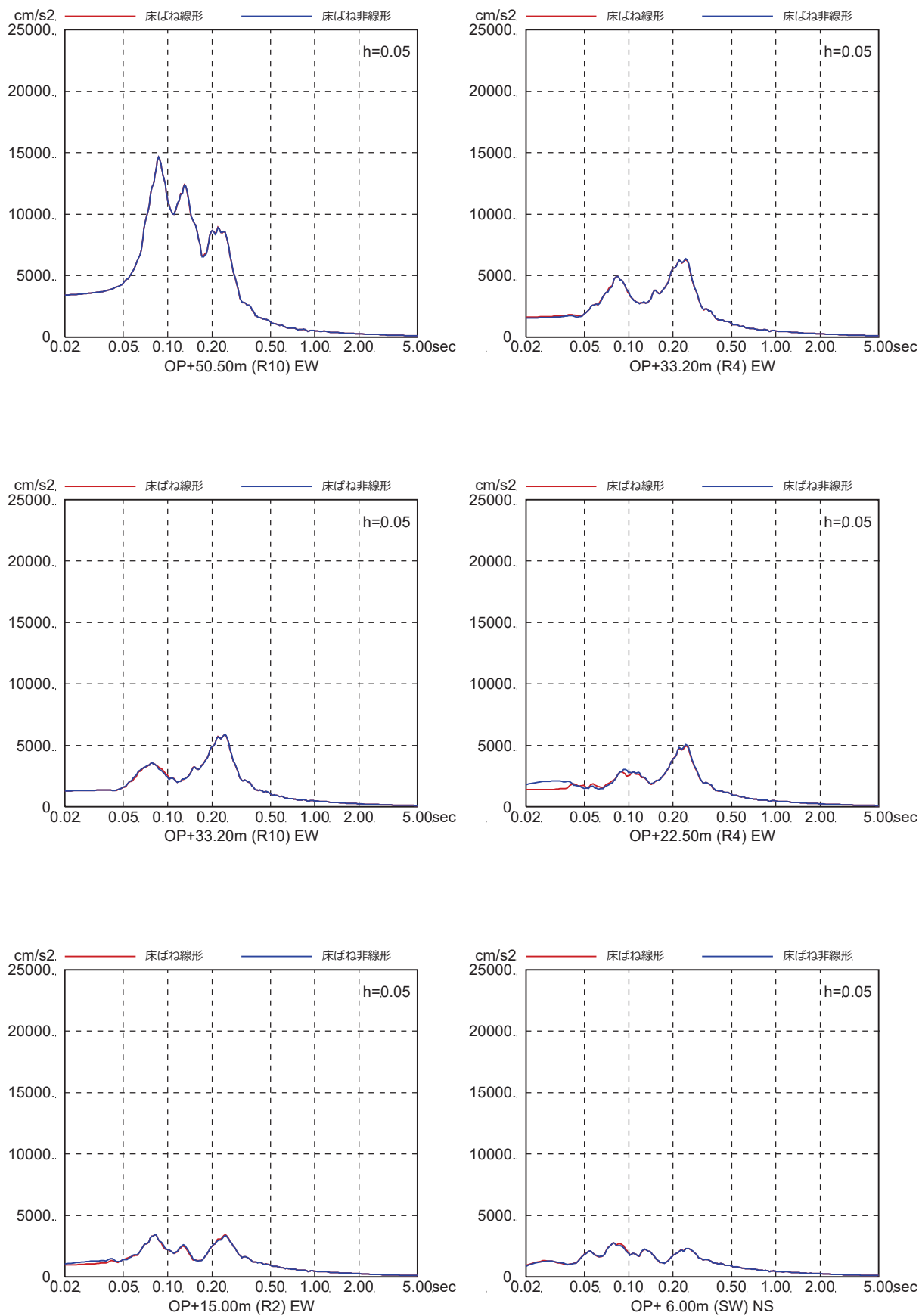


図 4-7(3) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 1, S s - D 3)



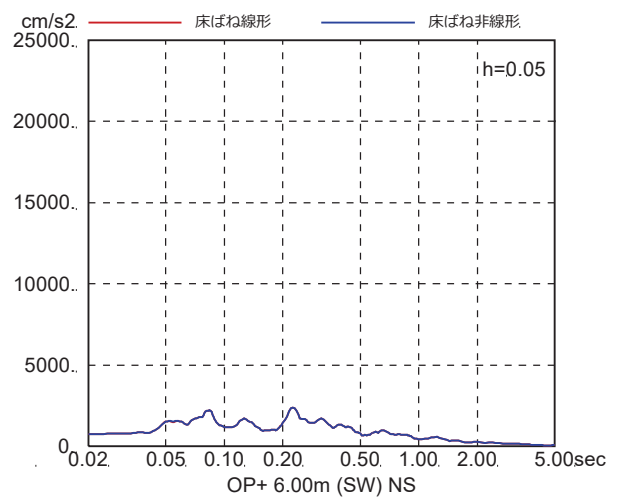
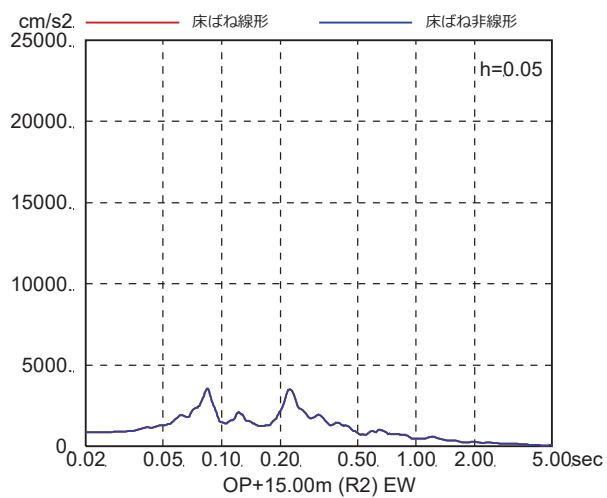
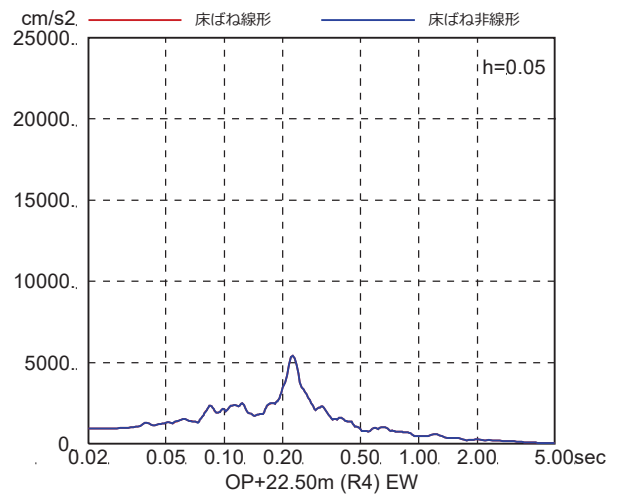
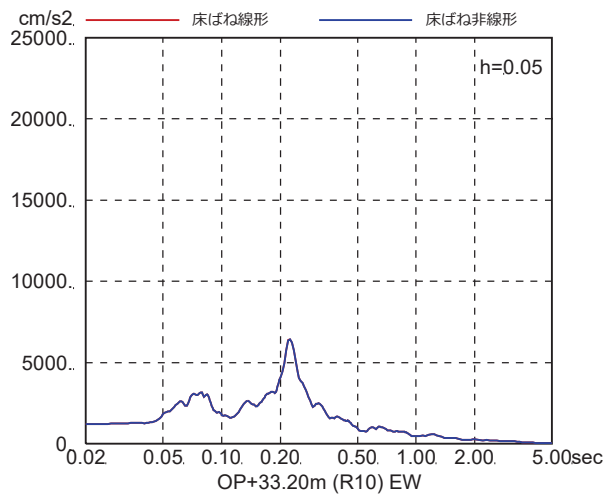
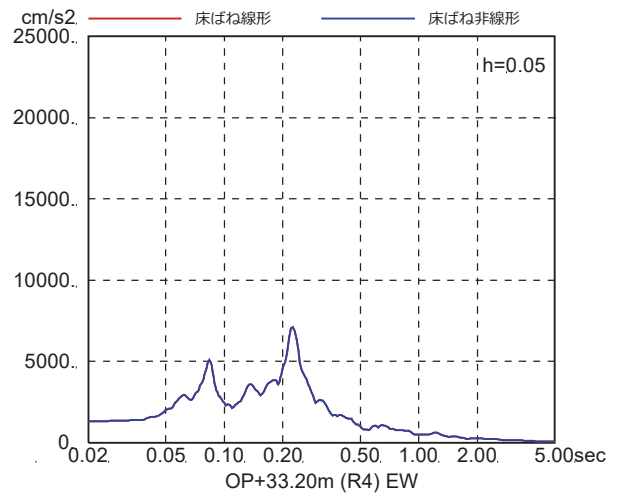
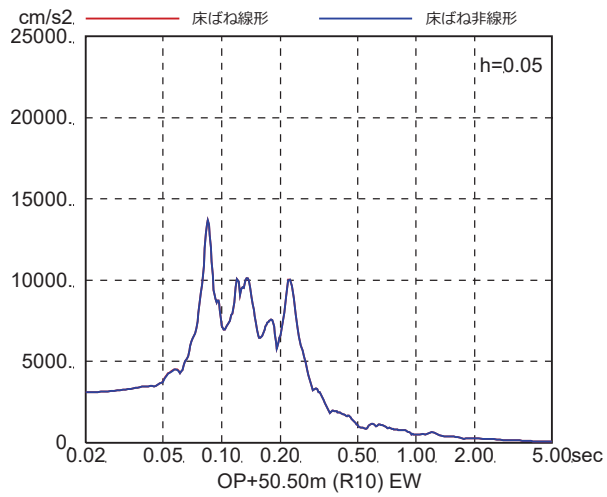


図 4-7(4) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 1,  $S_s - F_1$ )

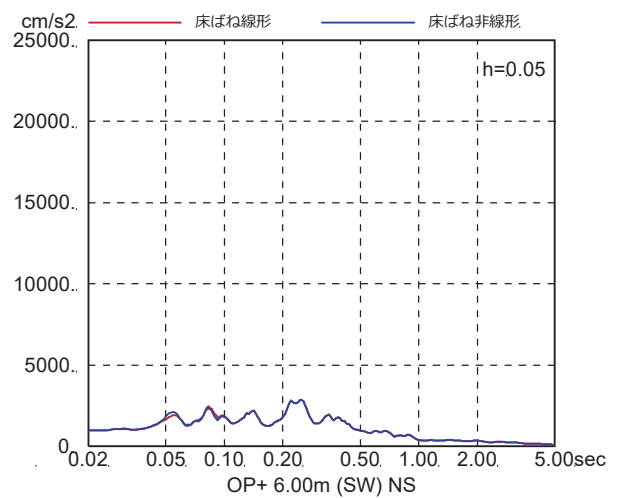
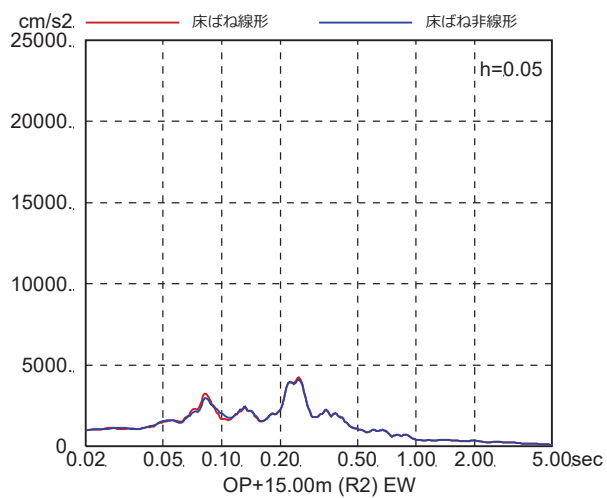
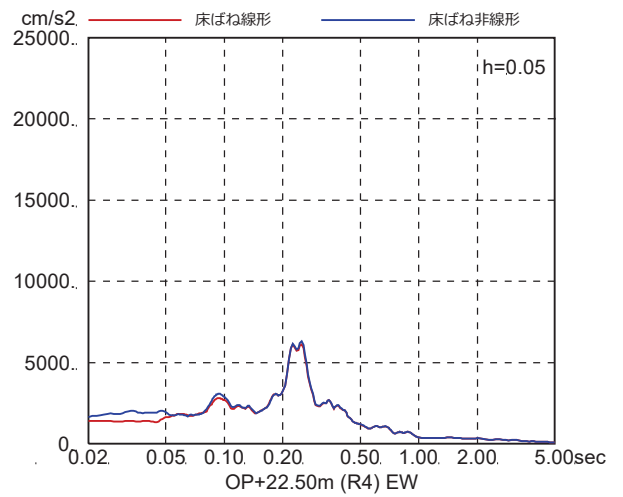
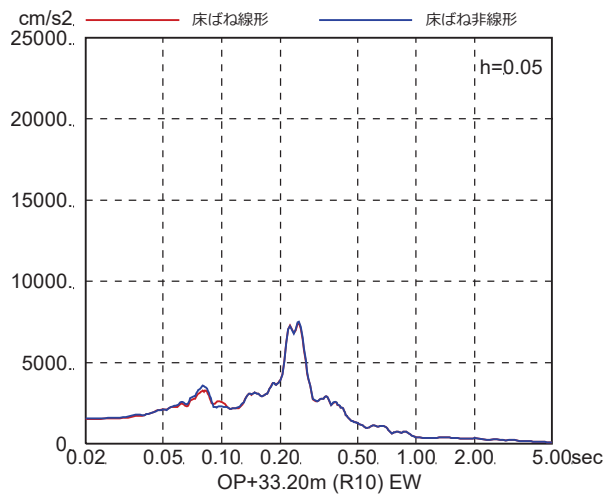
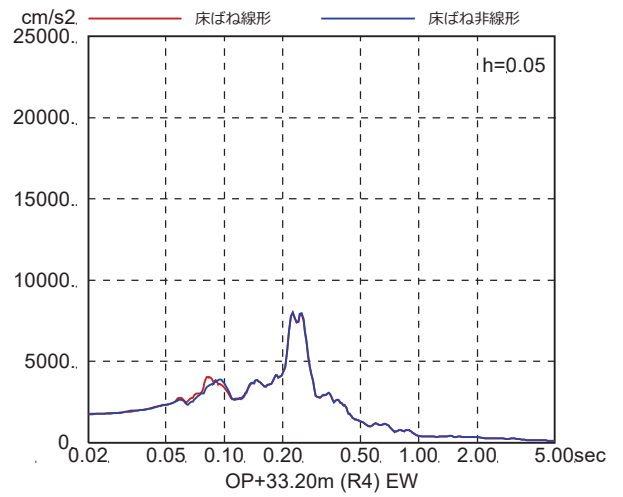
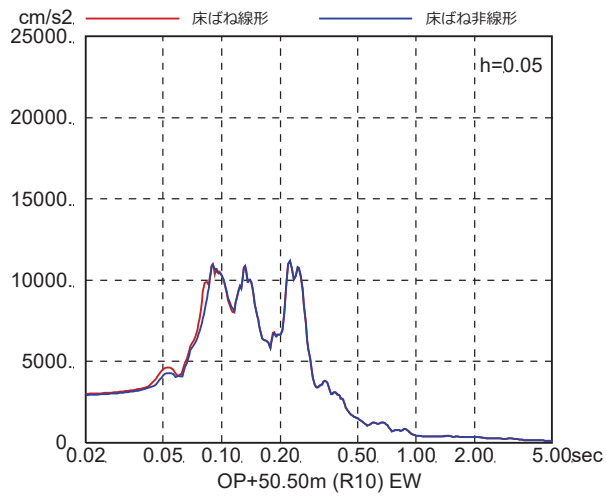


図 4-7(5) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 1, S<sub>s</sub>-F<sub>2</sub>)

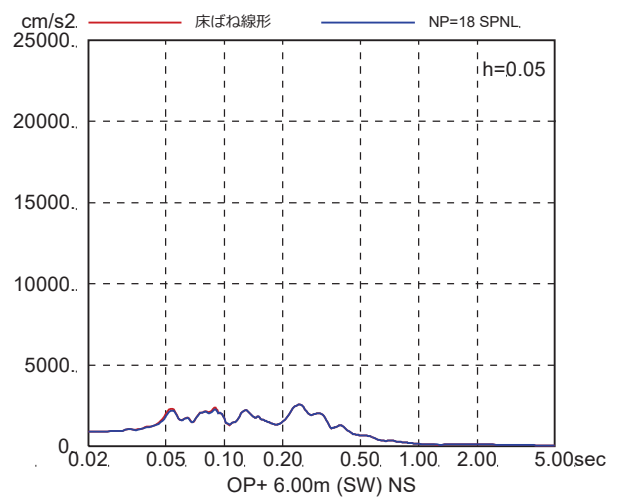
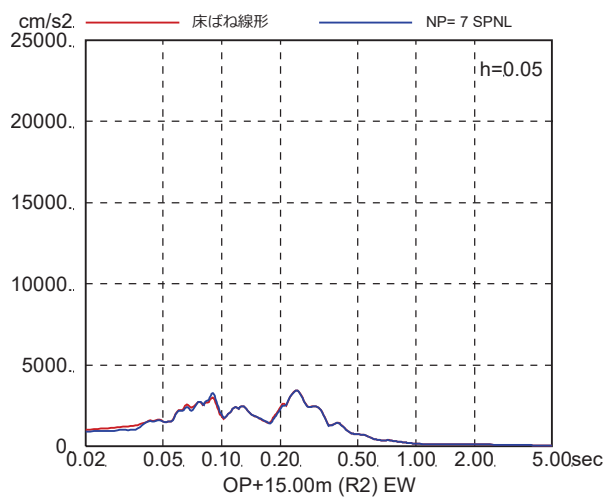
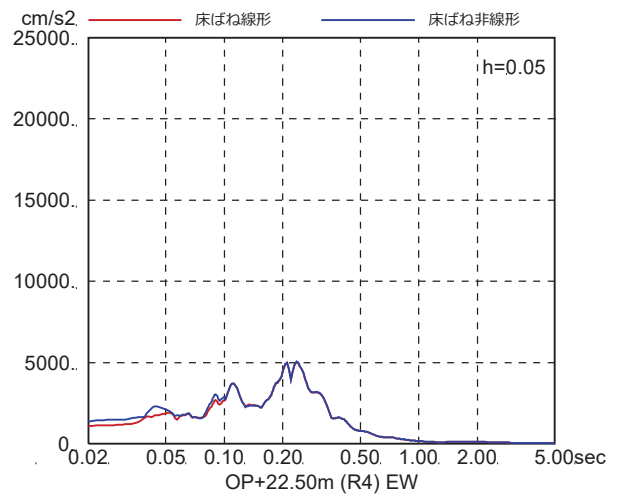
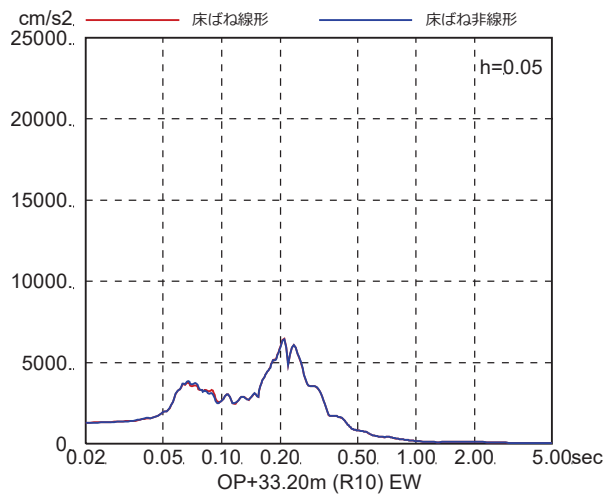
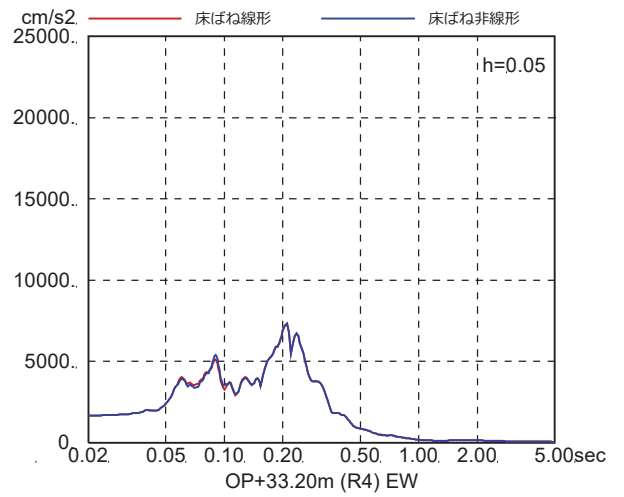
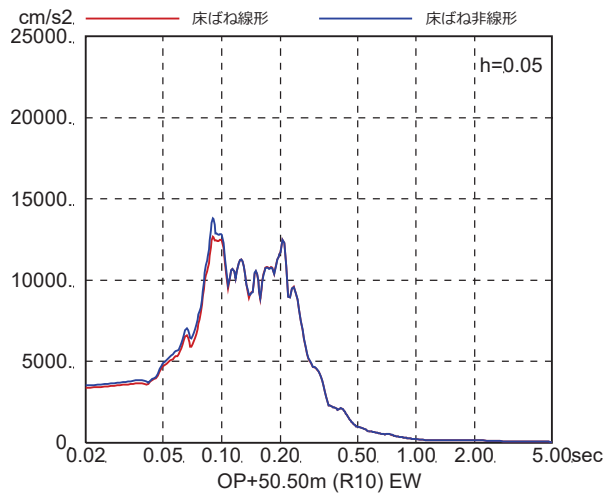


図 4-7(6) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 1, S<sub>s</sub>-F3)

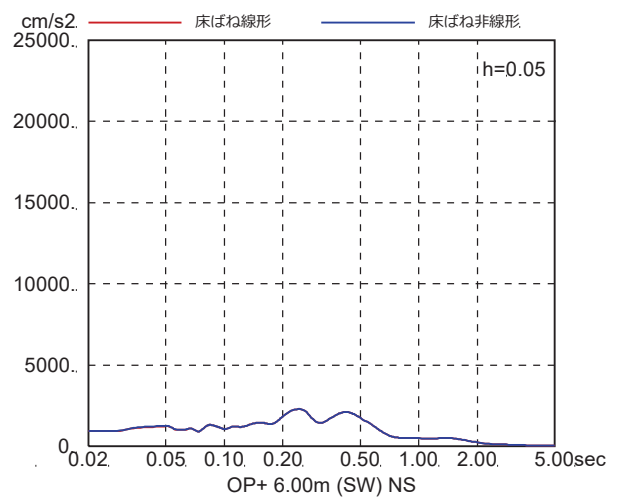
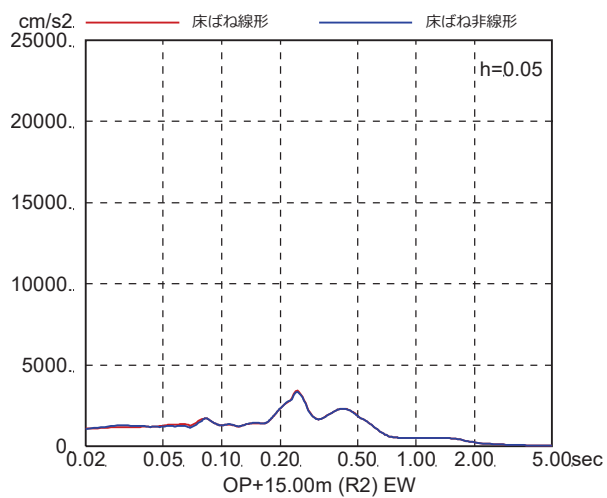
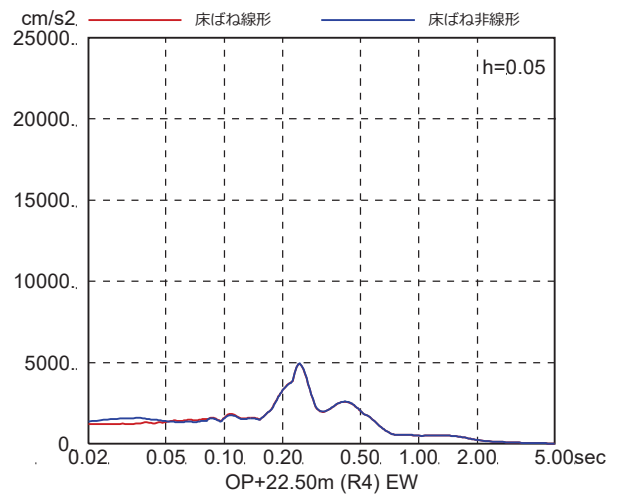
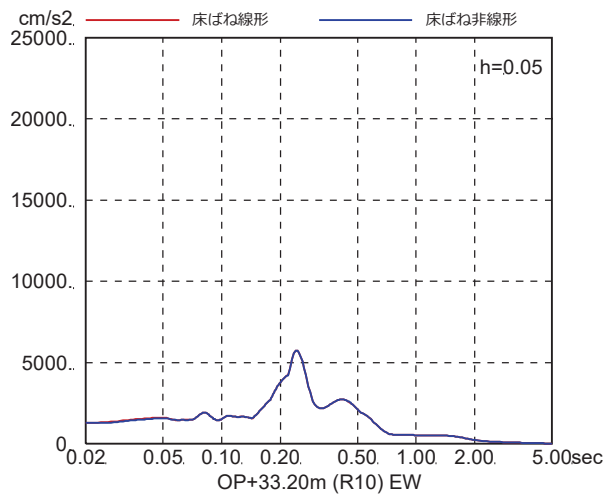
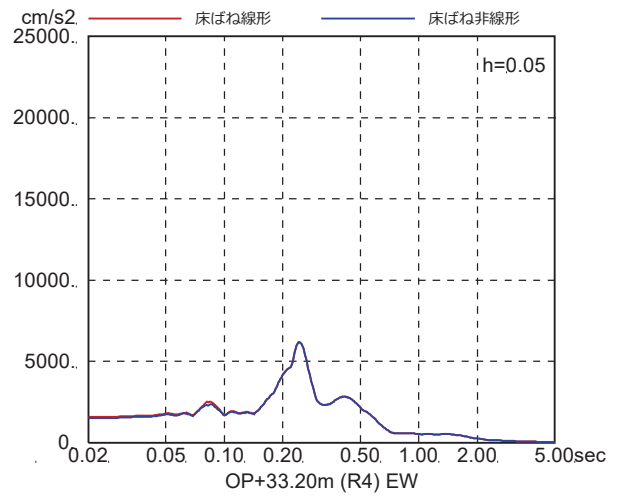
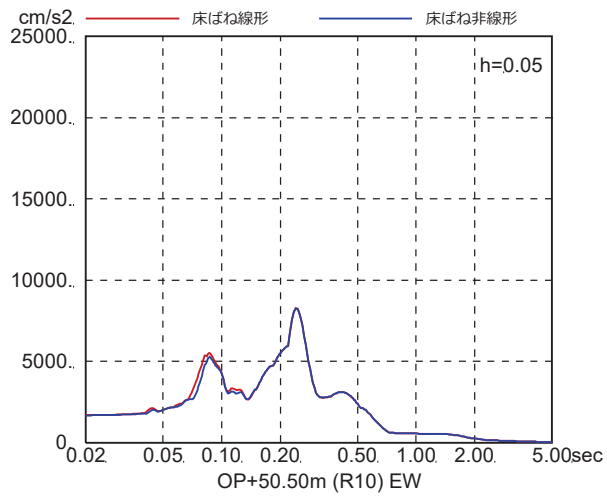


図 4-7(7) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 1, S s - N 1)

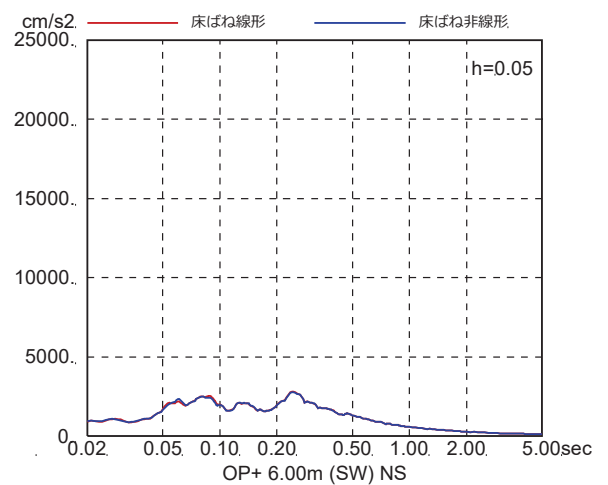
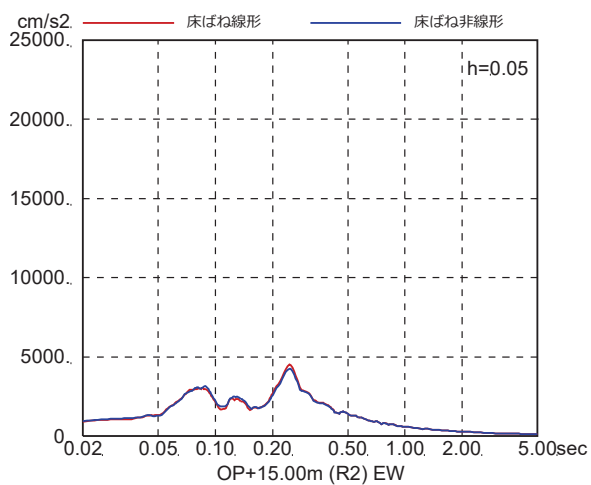
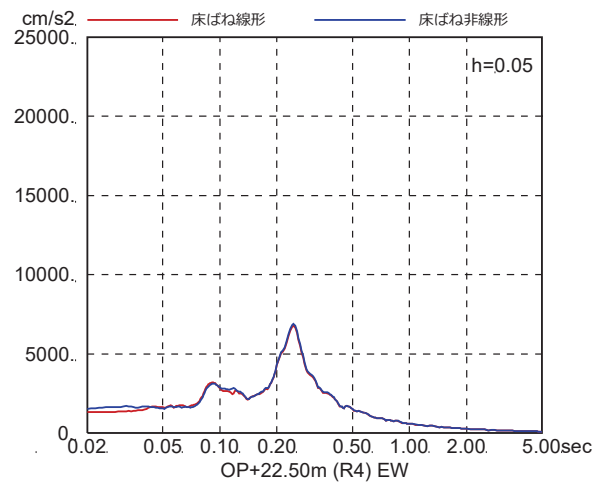
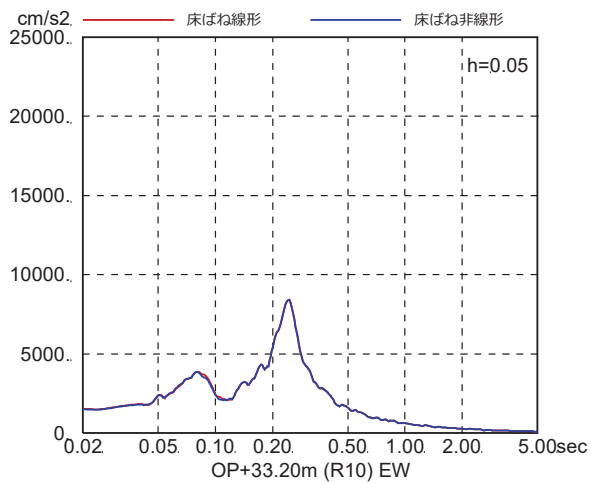
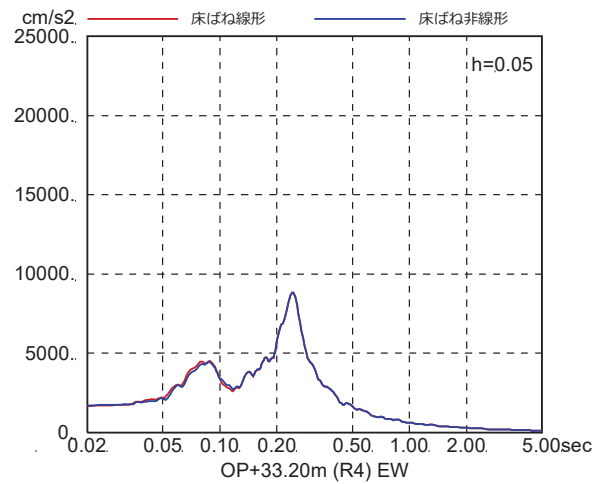
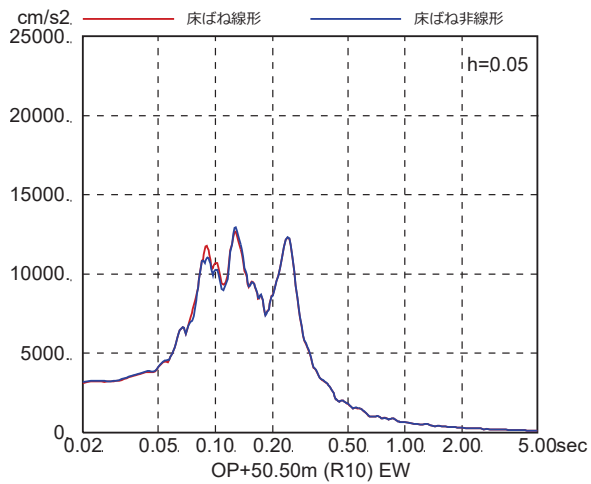


図 4-7(8) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 2, S s - D 1)

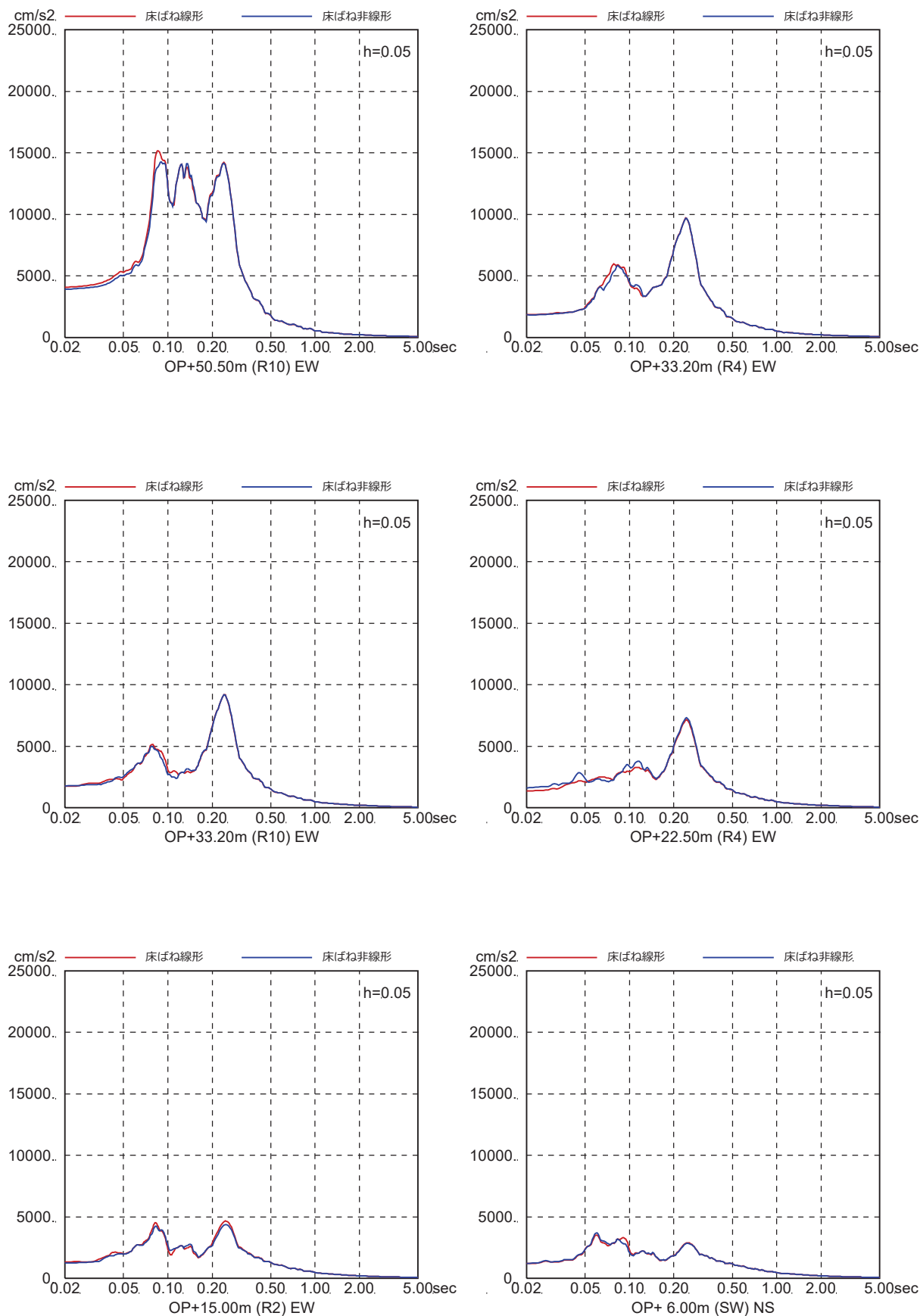


図 4-7(9) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 2, S<sub>s</sub>-D<sub>2</sub>)

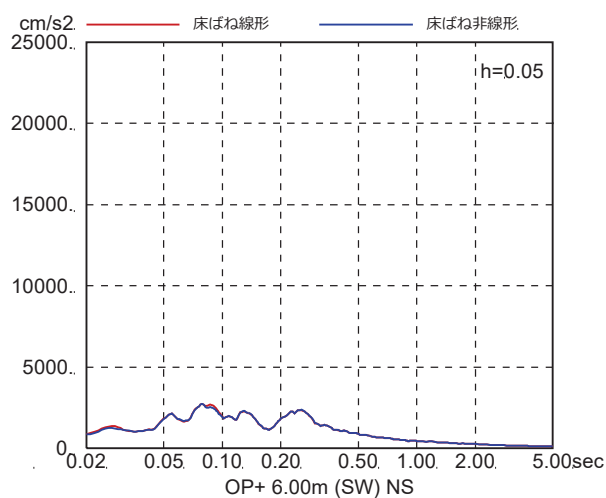
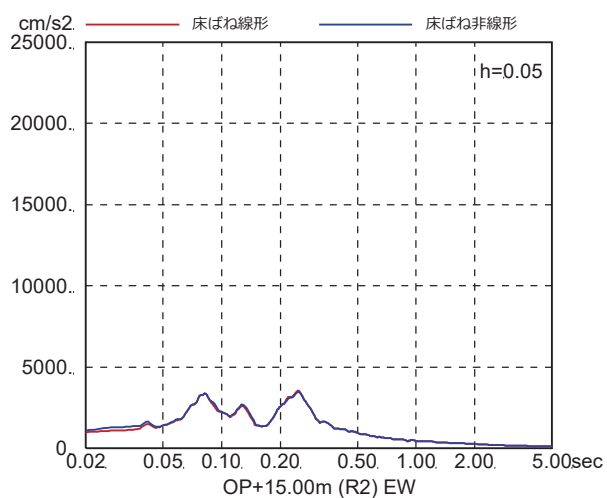
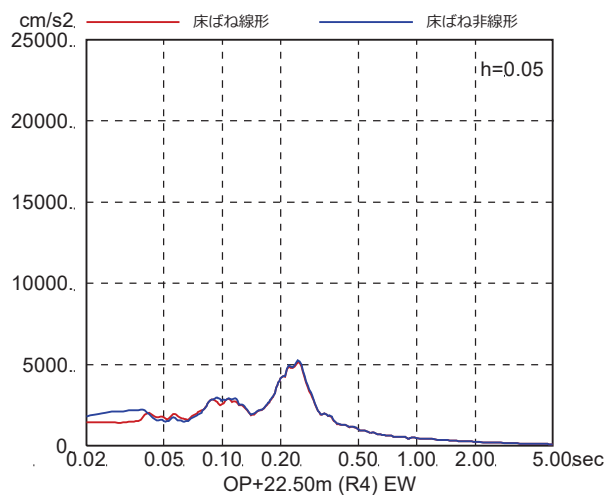
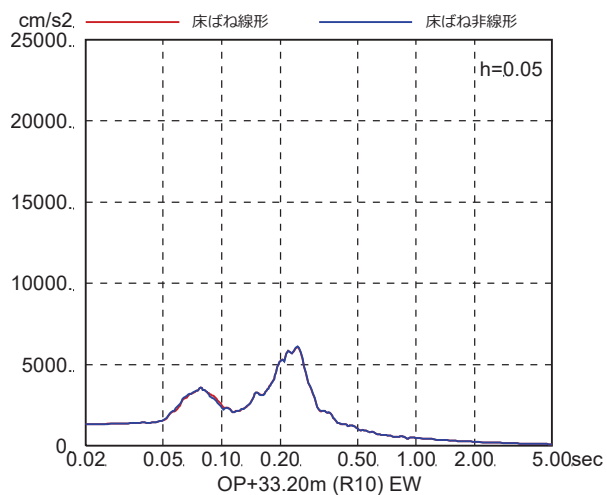
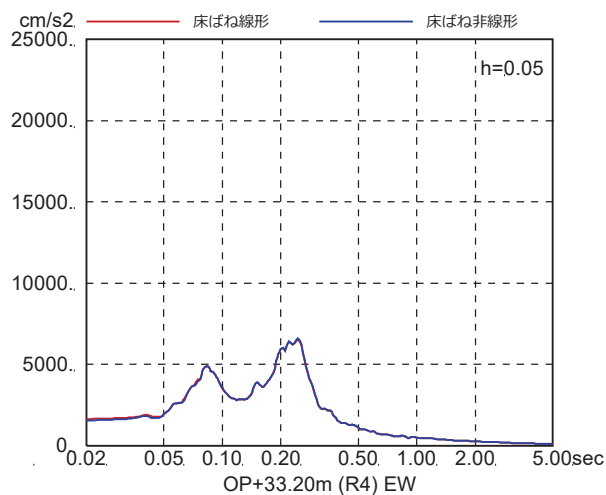
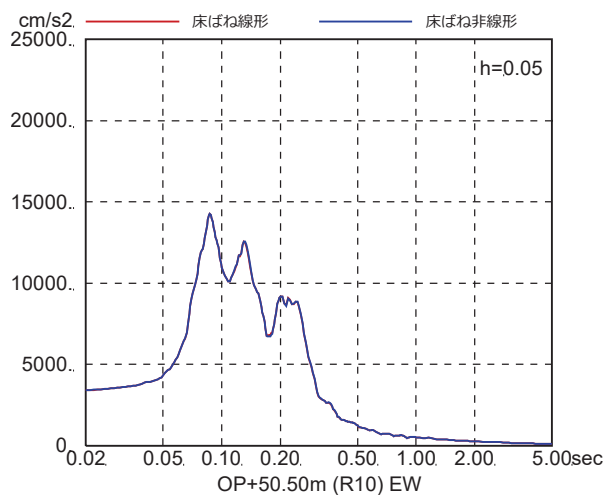


図 4-7(10) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 2, S s - D 3)

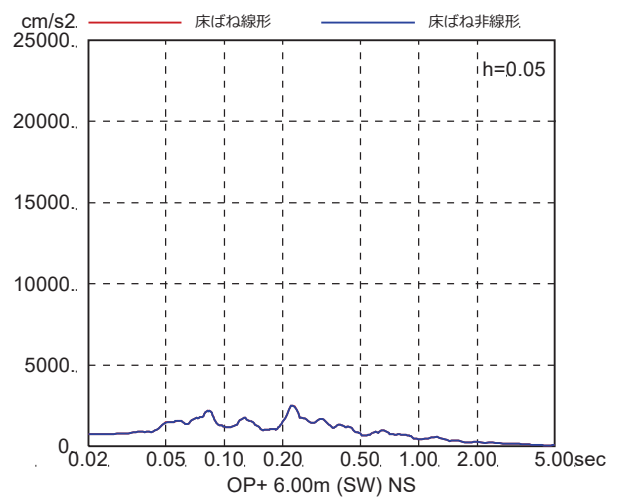
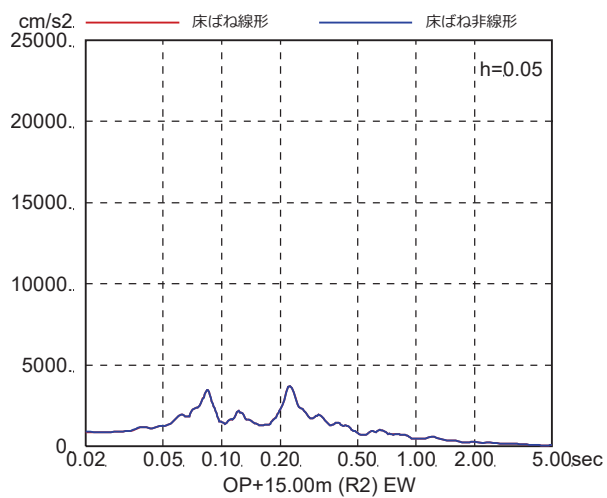
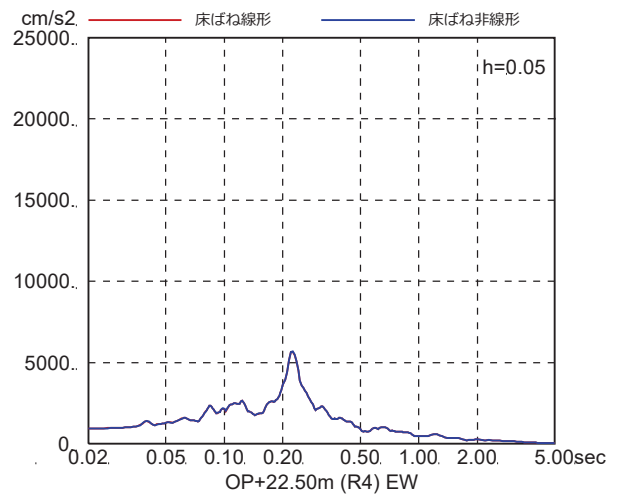
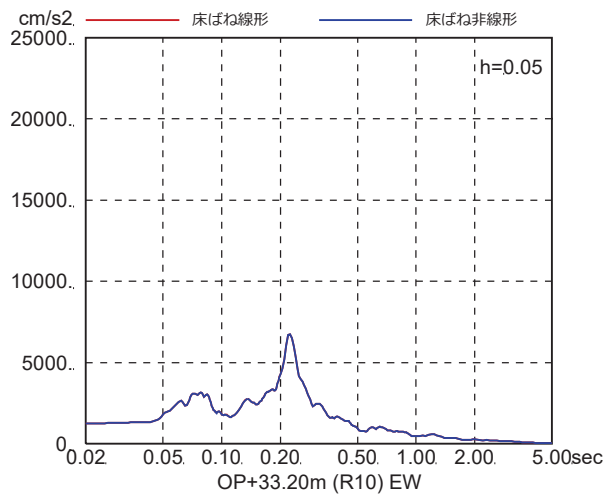
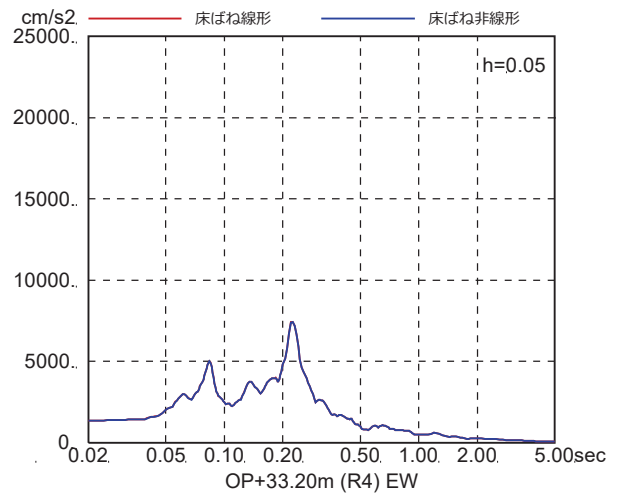
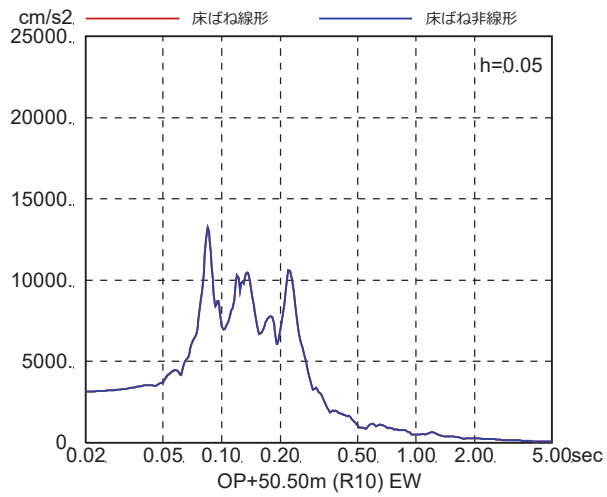


図 4-7(11) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 2,  $S_s - F_1$ )



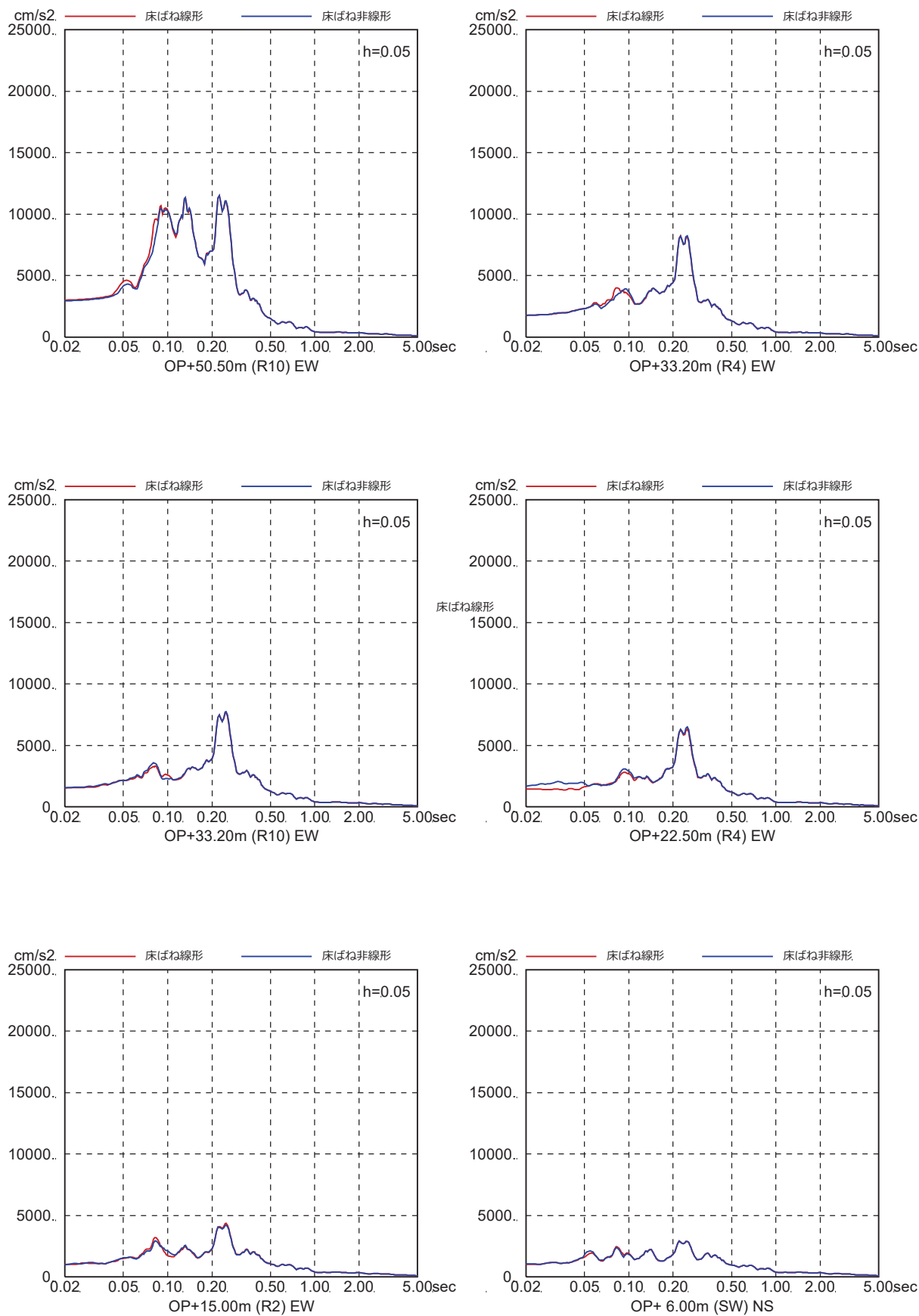


図 4-7(12) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 2,  $S_s - F_2$ )

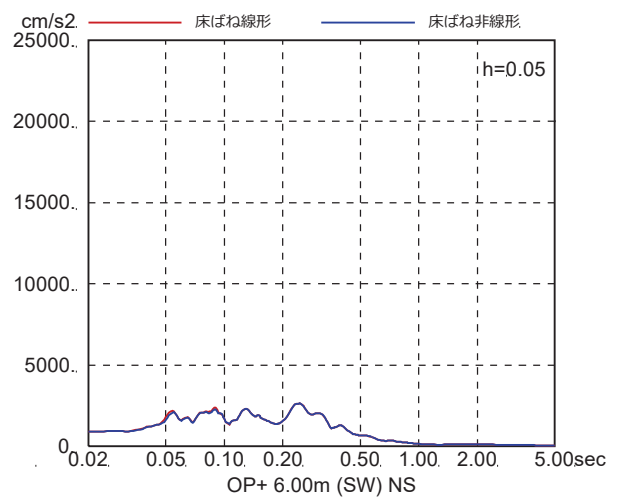
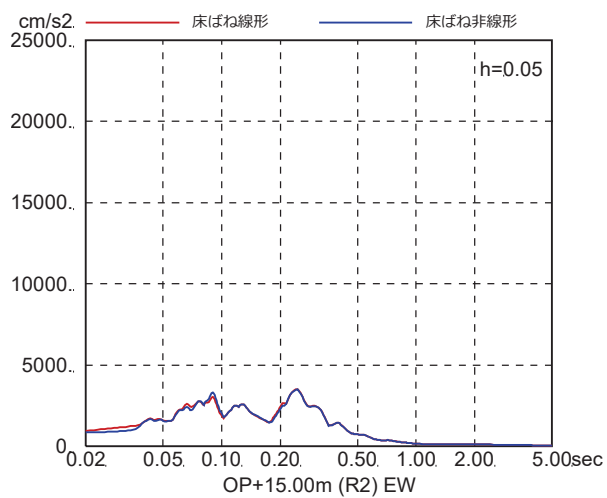
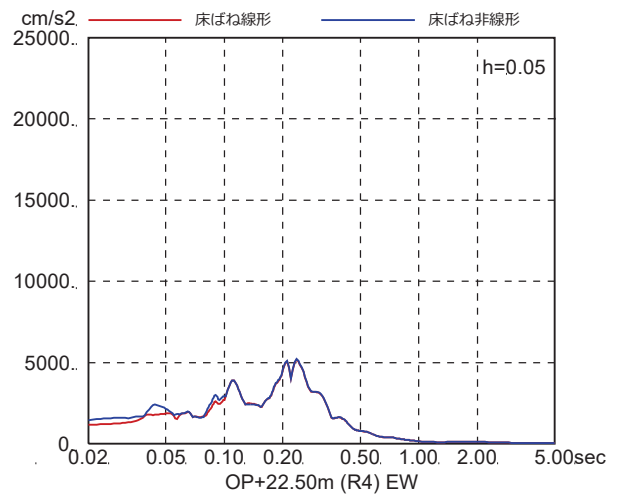
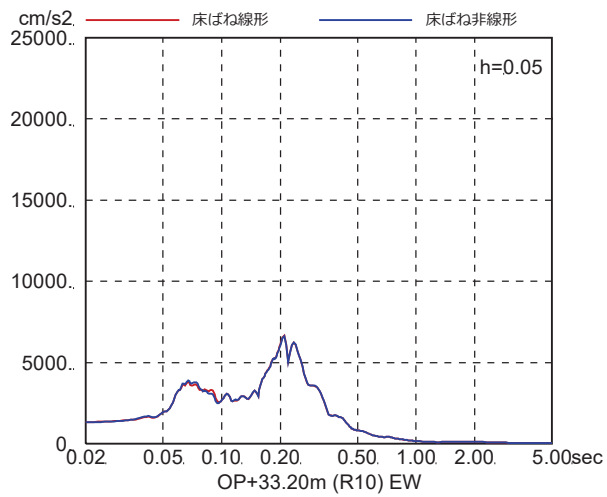
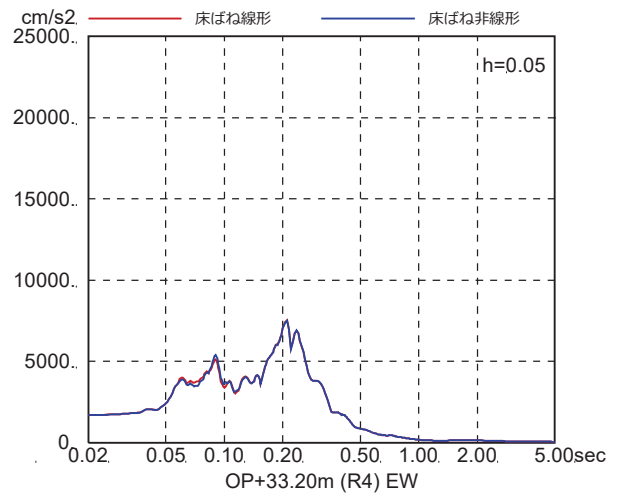
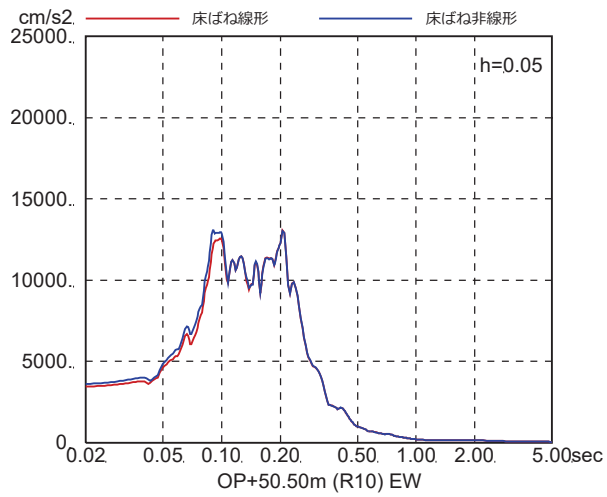


図 4-7(13) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 2, S<sub>s</sub>-F<sub>3</sub>)

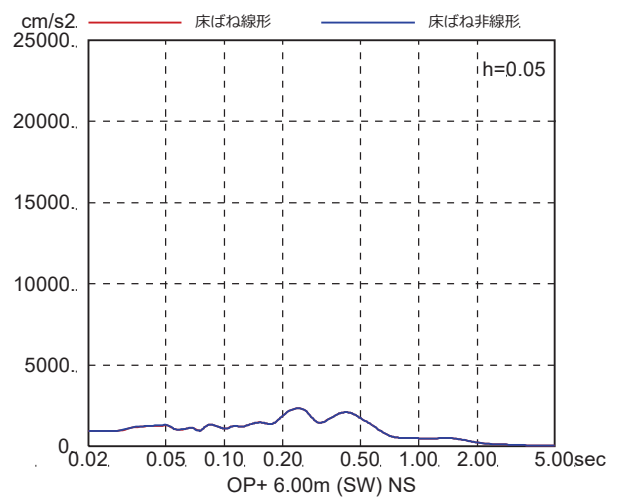
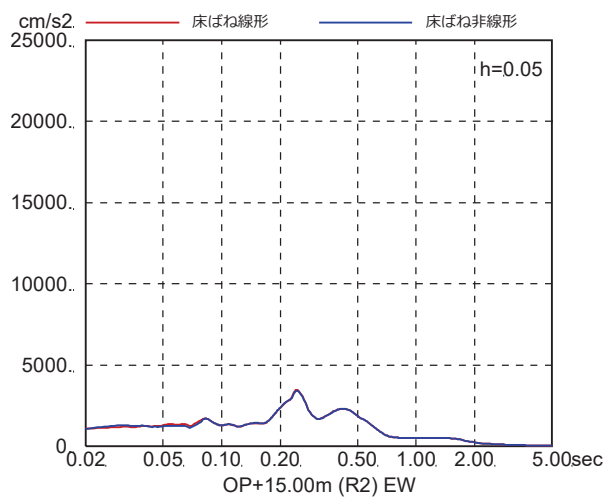
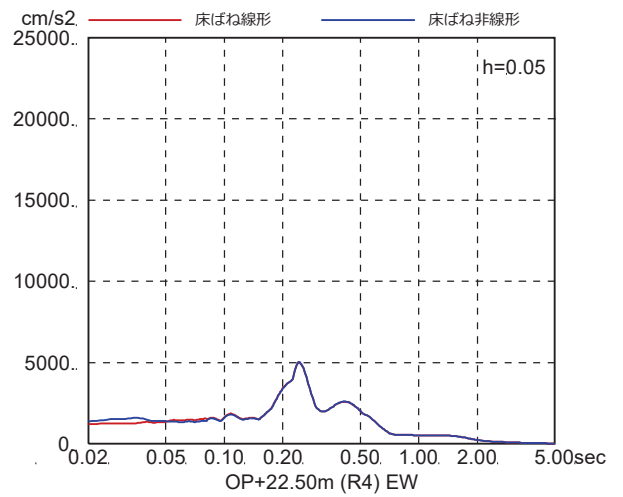
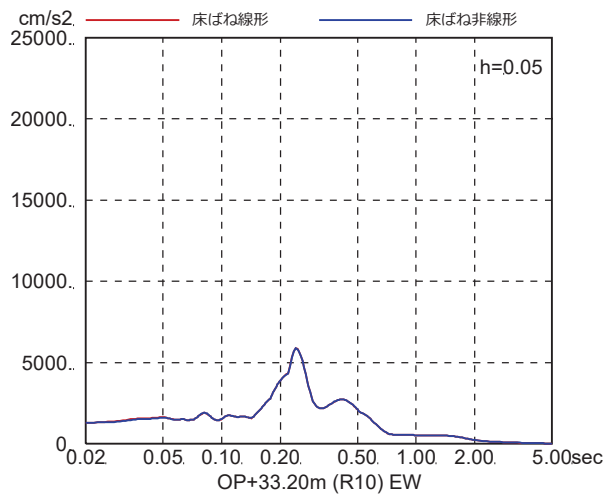
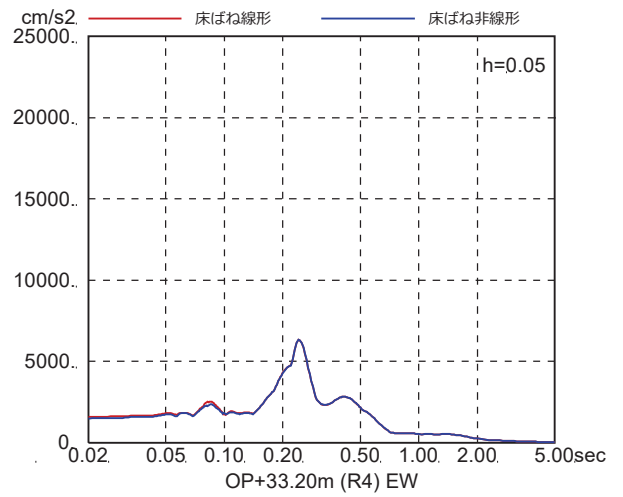
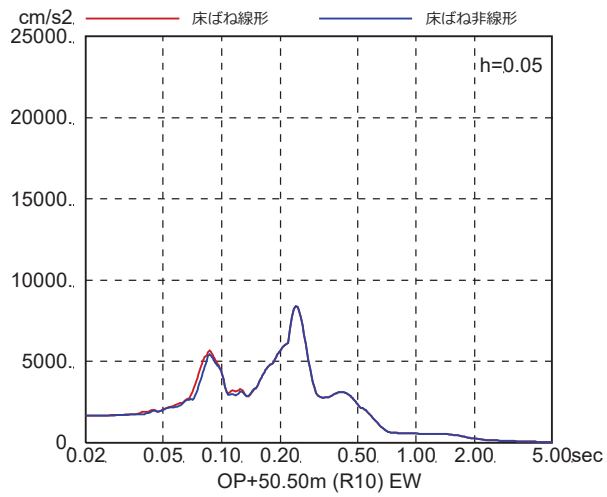


図 4-7(14) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 2, S<sub>s</sub>-N1)

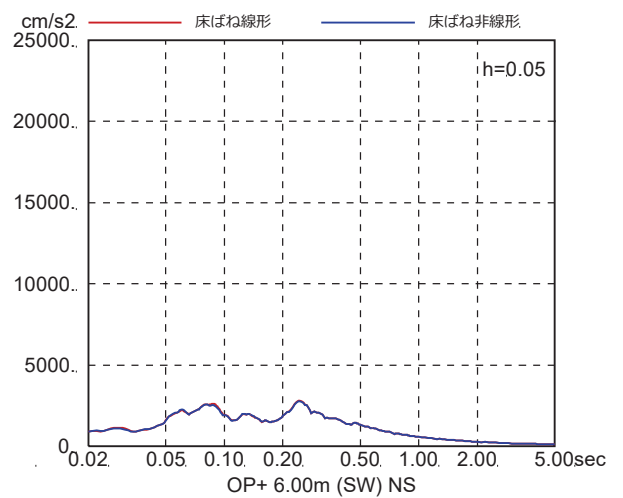
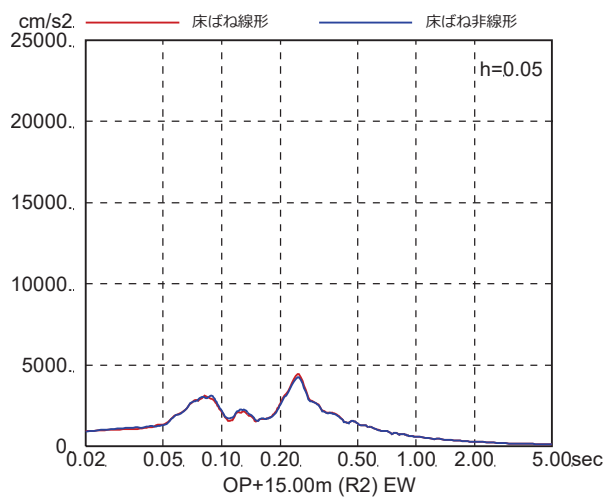
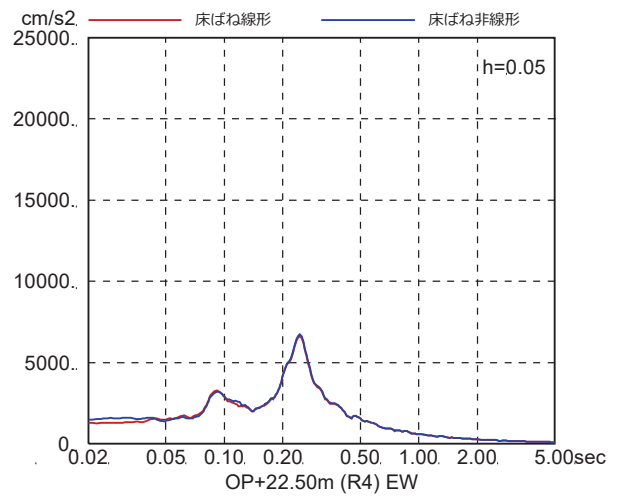
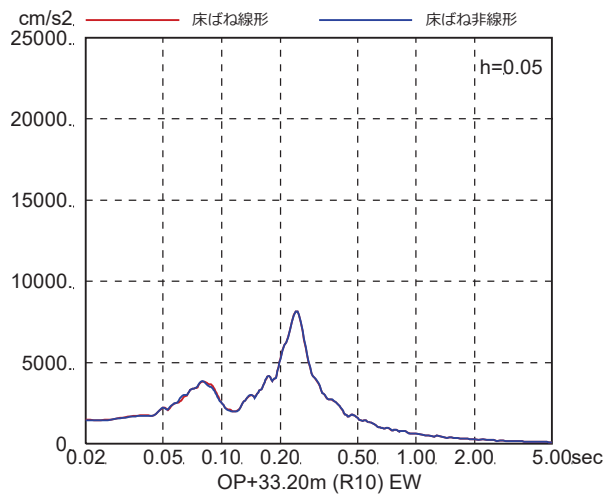
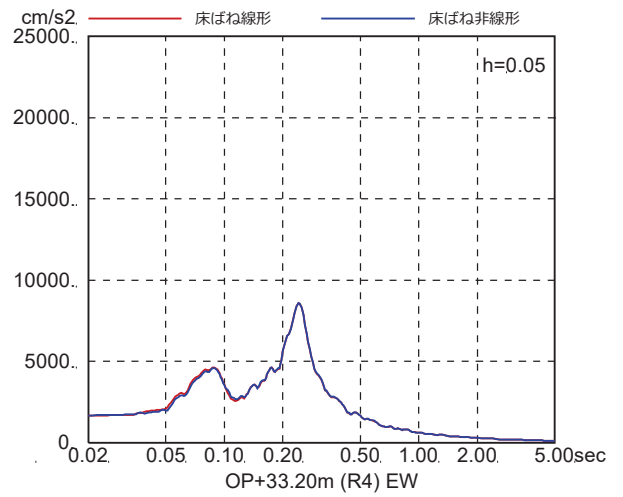
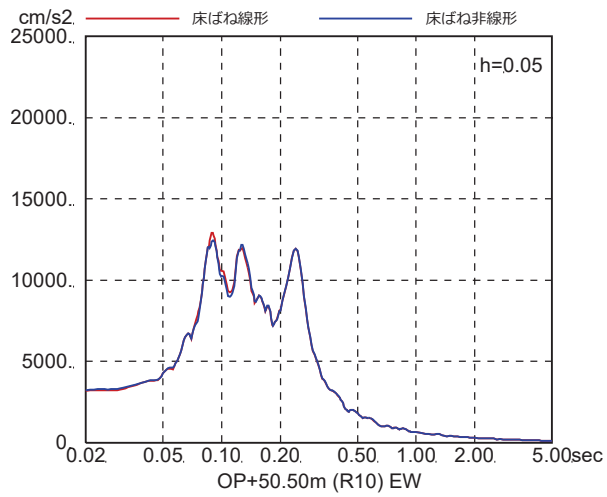


図 4-7(15) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 3, S s - D 1)

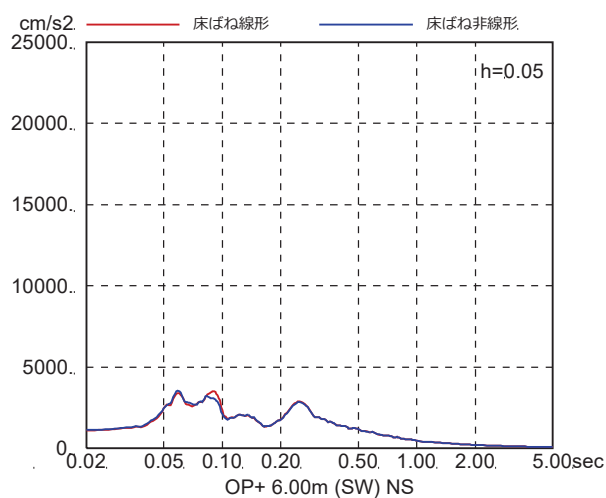
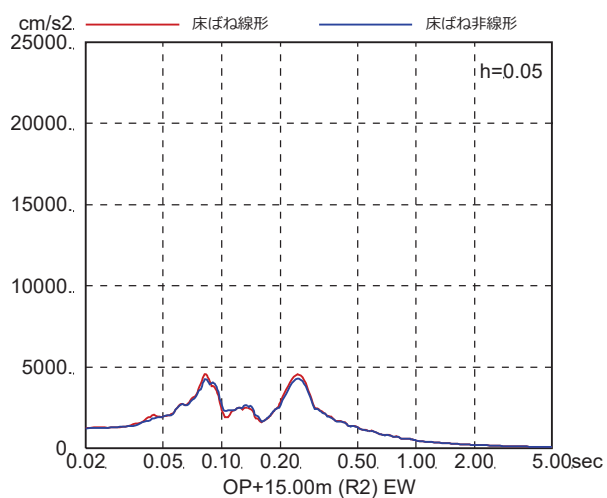
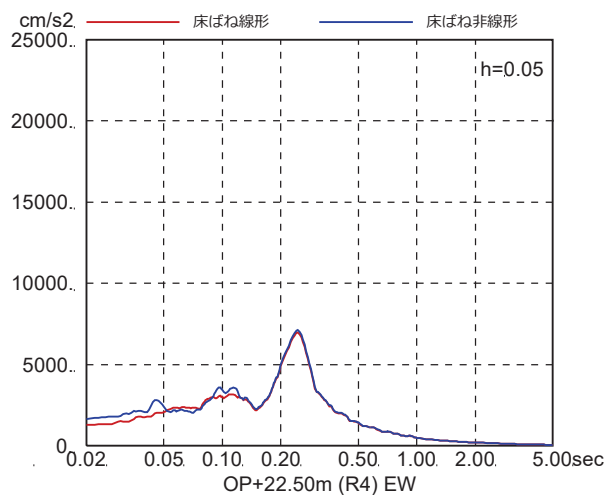
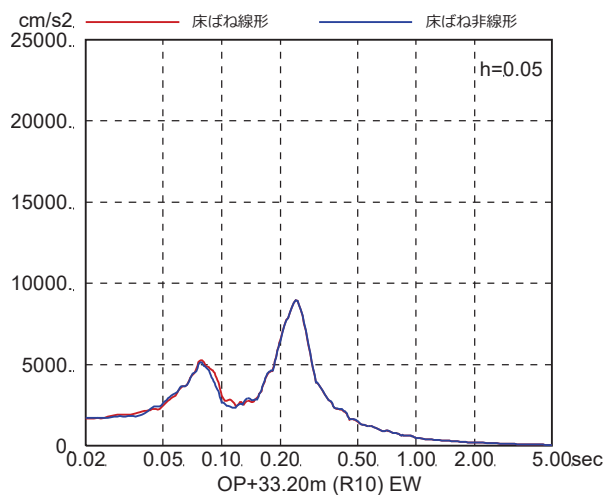
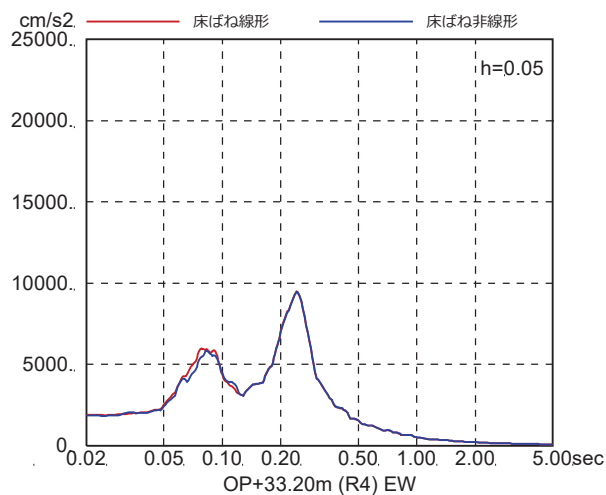
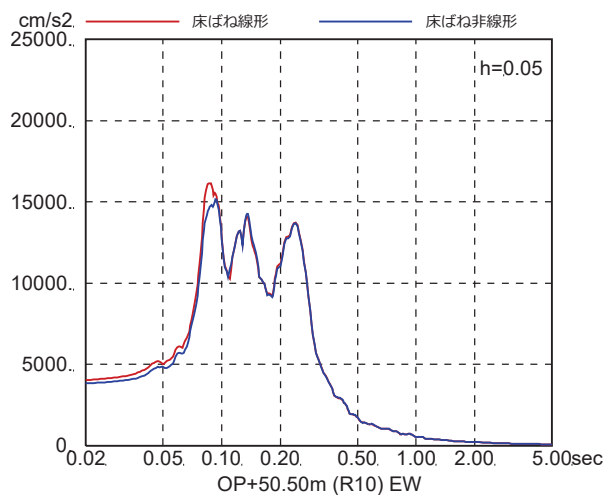


図 4-7(16) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 3,  $S_s - D_2$ )

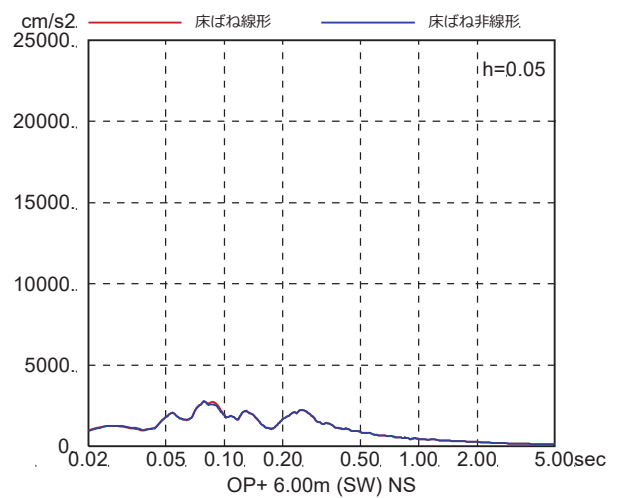
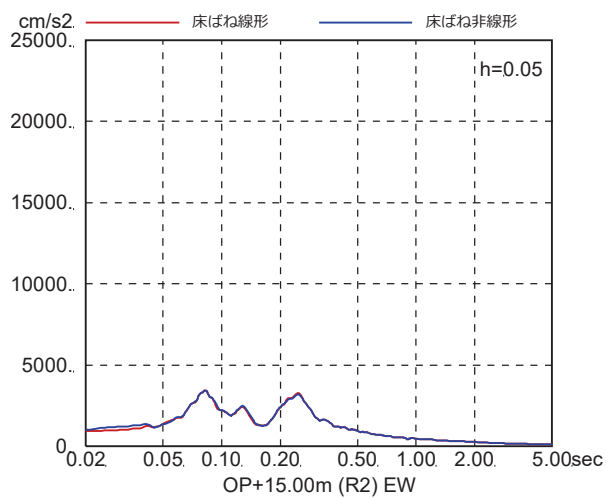
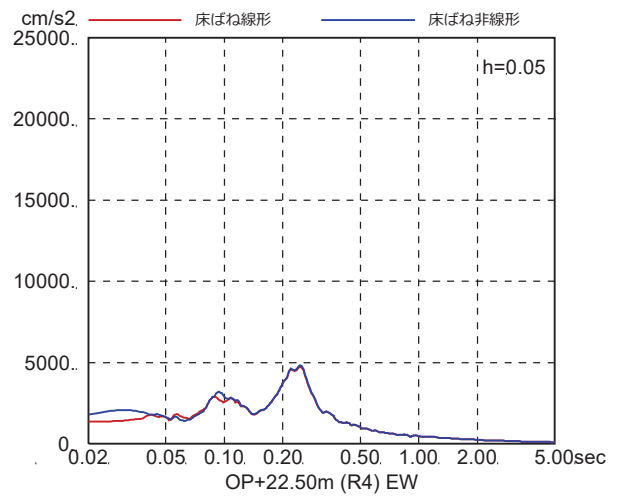
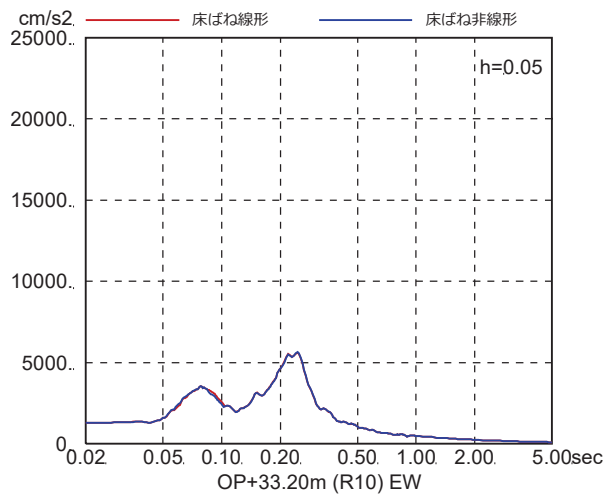
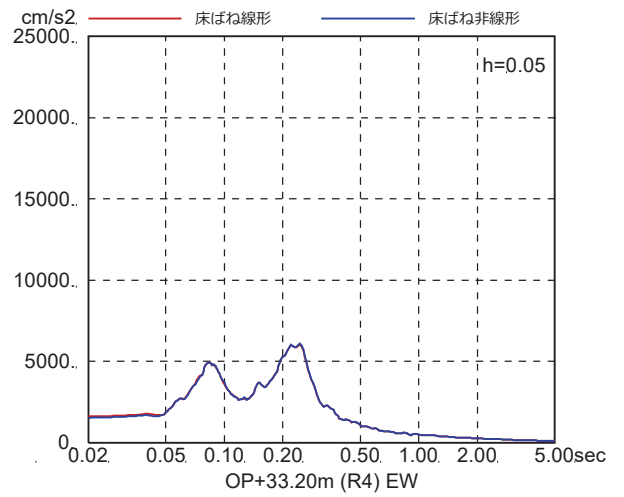
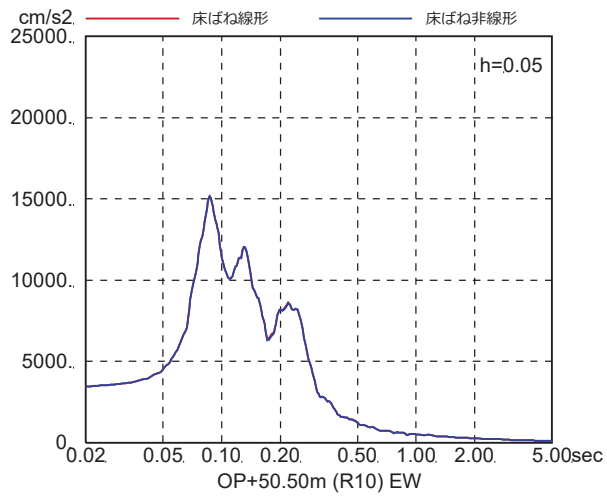


図 4-7(17) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 3,  $S_s - D_3$ )

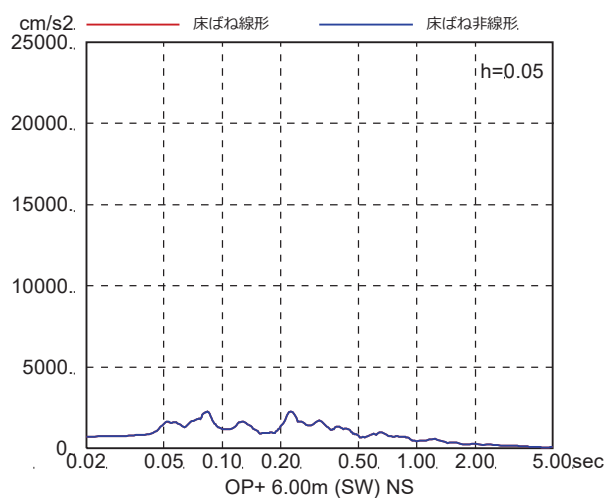
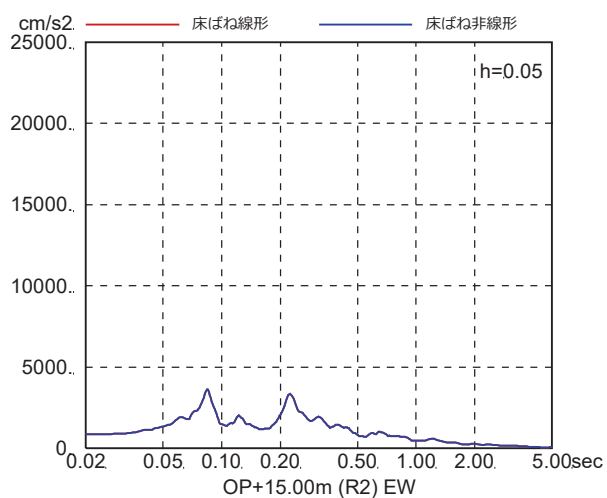
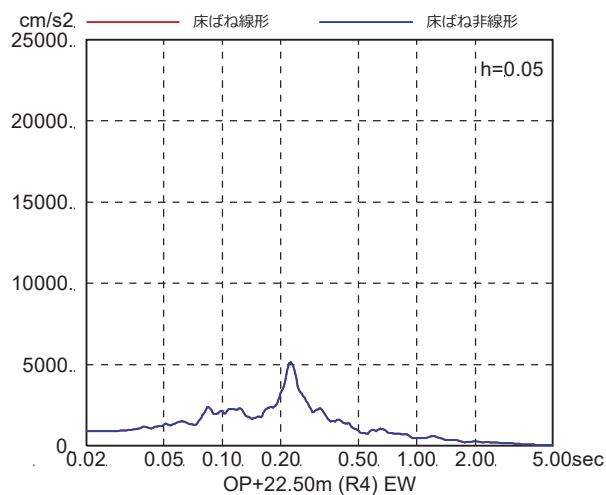
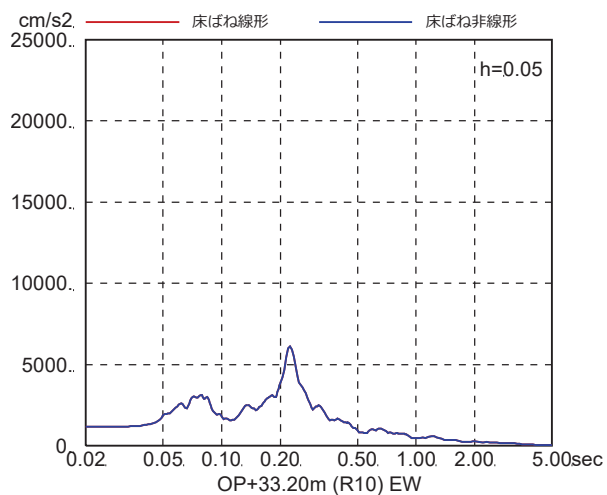
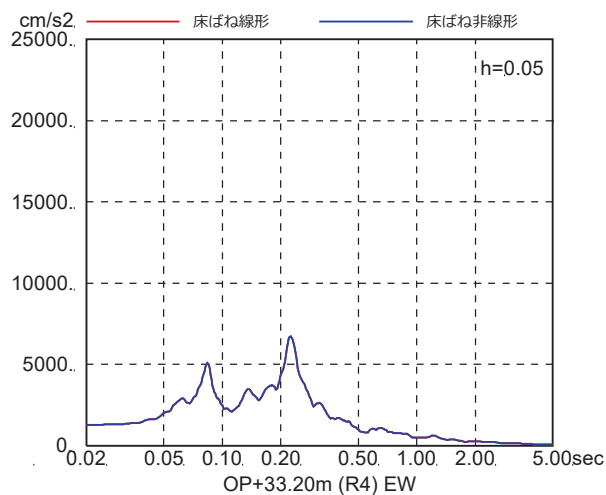
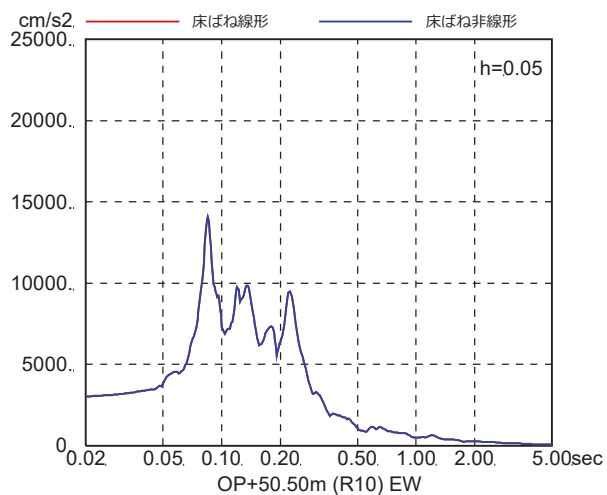


図 4-7(18) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 3,  $S_s - F1$ )

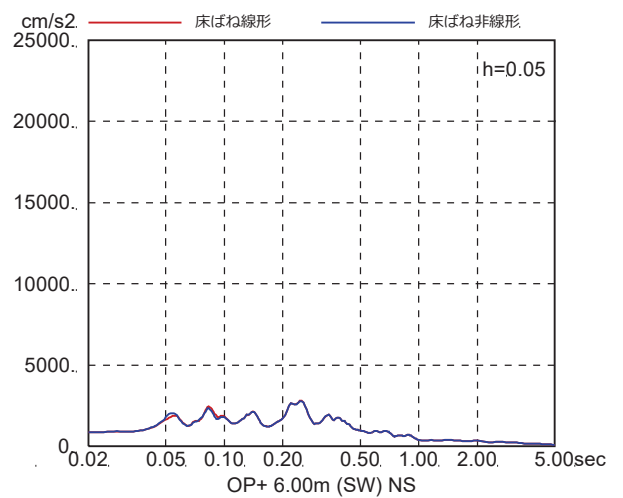
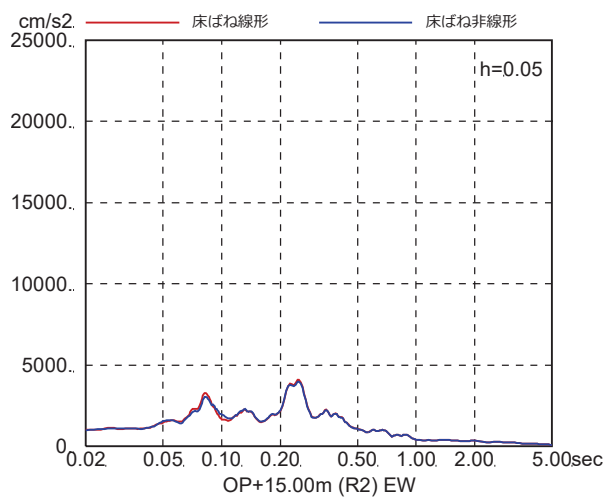
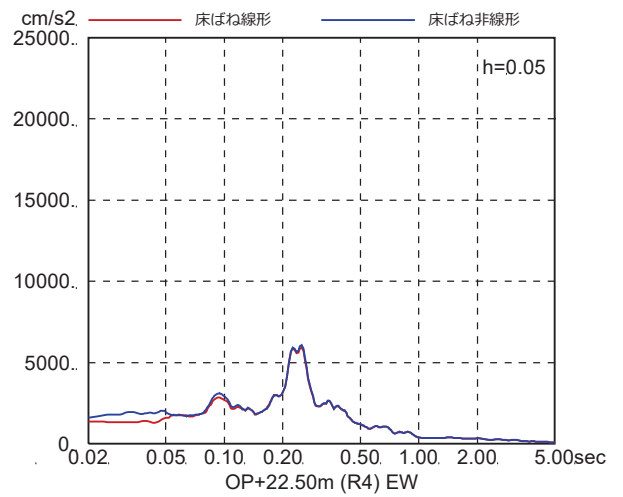
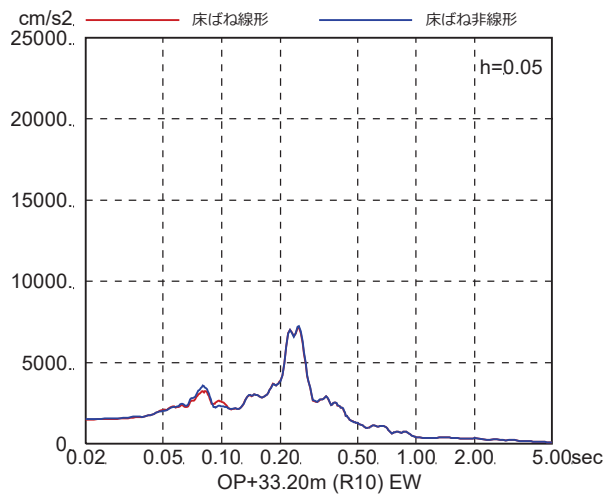
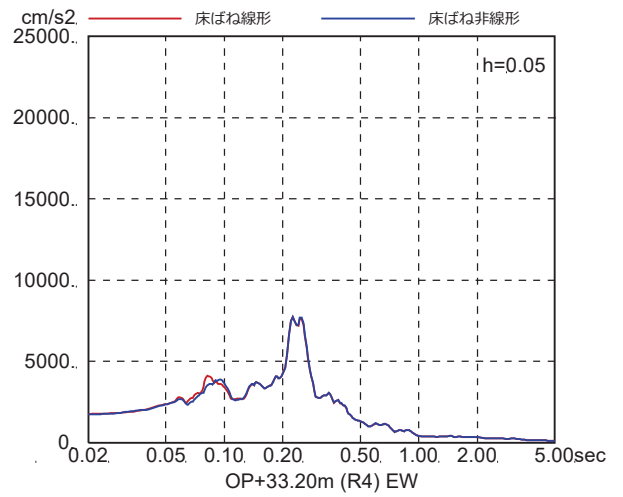
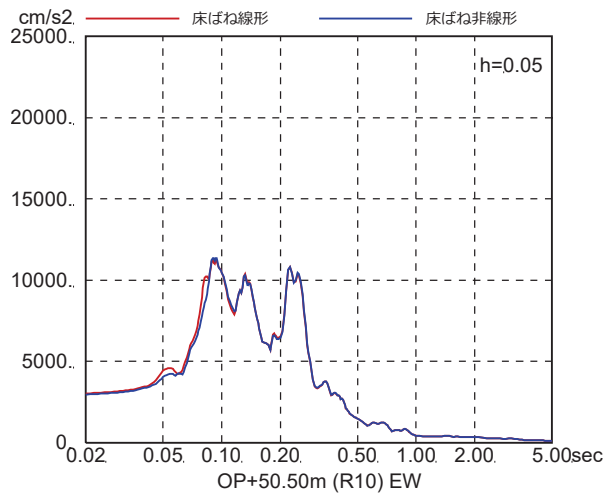


図 4-7(19) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 3, S<sub>s</sub>-F2)



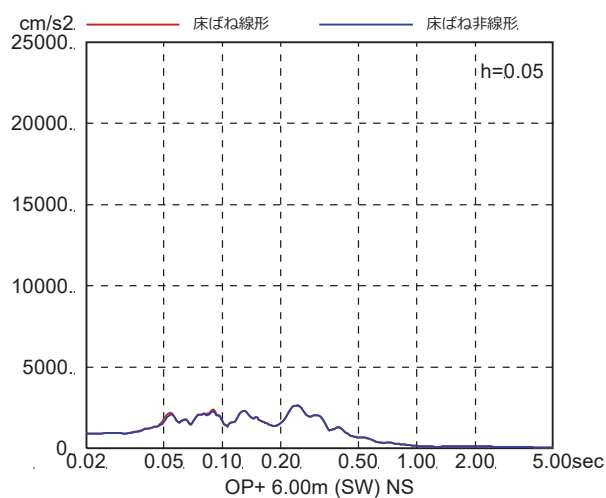
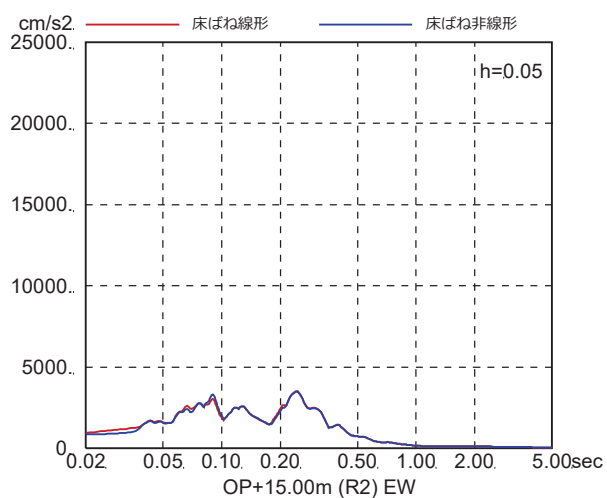
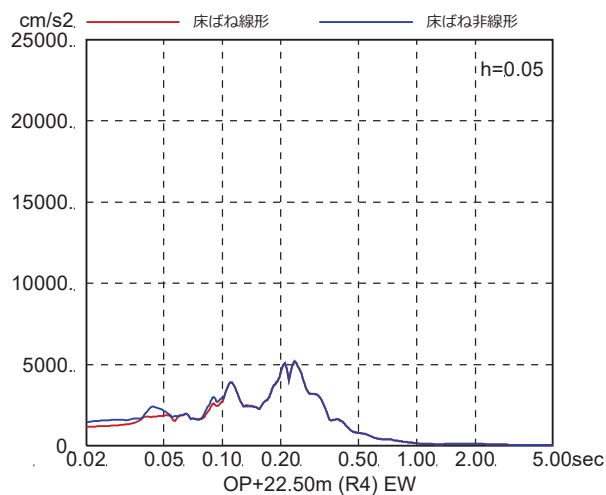
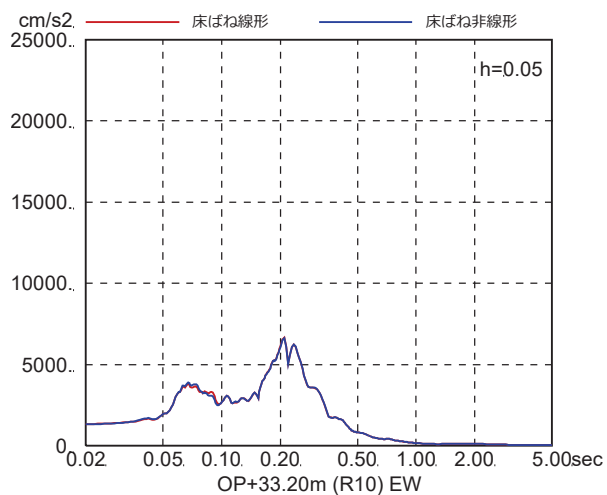
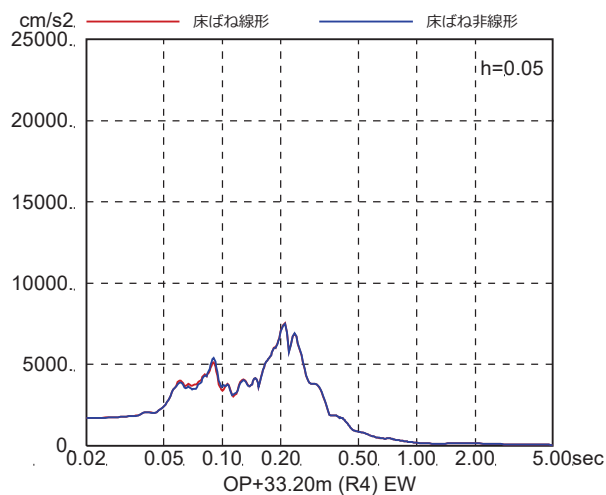
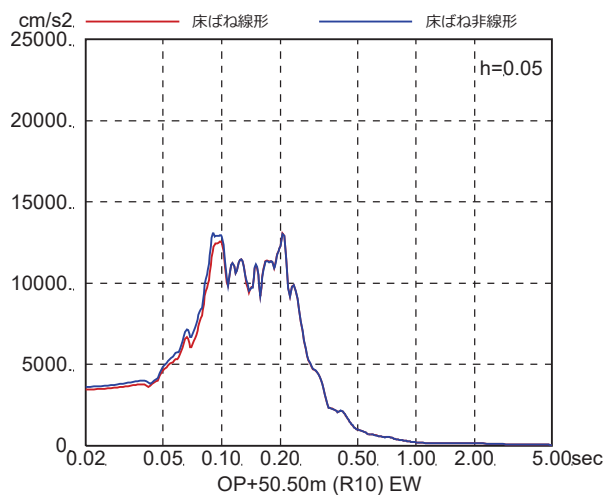


図 4-7(20) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較  
(EW 方向, ケース 3,  $S_s - F_3$ )