

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-19-0620-5_改6
提出年月日	2021年12月1日

補足-620-5 隣接建屋の影響に関する補足説明資料

## 目 次

1. 概要	1
1.1 隣接建屋の概要	1
1.2 検討概要	2
2. 既往の知見に基づく検討	3
2.1 既往の文献に基づく検討	3
2.1.1 試験概要	3
2.1.2 地盤物性	7
2.1.3 地震観測記録	9
2.1.4 建屋応答の比較	10
2.1.5 検討結果	11
2.2 3次元FEMを用いた検討	12
2.2.1 検討概要	12
2.2.2 地盤のモデル化	14
2.2.3 隣接建屋のモデル化	15
2.2.4 検討用地震動及び解析条件	16
2.2.5 検討結果	17
2.3 既往の知見に基づく検討のまとめ	21
3. 女川原子力発電所第2号機における隣接建屋の影響検討	22
3.1 地震観測記録を用いた検討	23
3.1.1 地震観測記録による隣接建屋影響の確認	23
3.1.2 地震観測記録と3.11地震のシミュレーションの比較	33
3.2 3次元FEMモデルを用いた検討	42
3.2.1 検討概要	42
3.2.2 解析ケース	43
3.2.3 建屋のモデル化	48
3.2.4 地盤のモデル化	64
3.2.5 検討用地震動	68
3.2.6 解析結果	71
3.2.7 床応答スペクトル	85
3.2.8 機器への影響検討	94
4. まとめ	103
4.1 既往の知見に基づく検討結果	103
4.2 女川原子力発電所第2号機における隣接建屋の影響検討結果	103
別紙1 建屋構造特性の整理	

## 1. 概要

### 1.1 隣接建屋の概要

女川原子力発電所第2号機は、耐震安全上重要な建物・構築物（原子炉建屋、制御建屋）及び屋外重要土木構築物が隣接して配置される構成となっている。

女川原子力発電所第2号機の配置図を図1-1に示す。各建屋は隣接しているため、補足説明資料「補足-600-43 地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因の整理」に基づき、隣接建屋が耐震性評価に及ぼす影響について、以下の検討・考察により確認する。また、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

- ・既往の知見による検討結果の確認

- ・地震観測記録を用いた検討

- ・隣接建屋を考慮した応答検討

なお、各建屋の平面規模、質量等の構造特性については、「別紙1 建屋構造特性の整理」において整理している。建物・構築物の主要構造部は、原則として耐震壁を主たる耐震要素とする鉄筋コンクリート造である。また、建物・構築物に隣接する屋外重要土木構築物については、すべて地中に埋設された鉄筋コンクリート構築物である。各建物・構築物及び屋外重要土木構築物は、硬質な岩盤に直接支持されている。

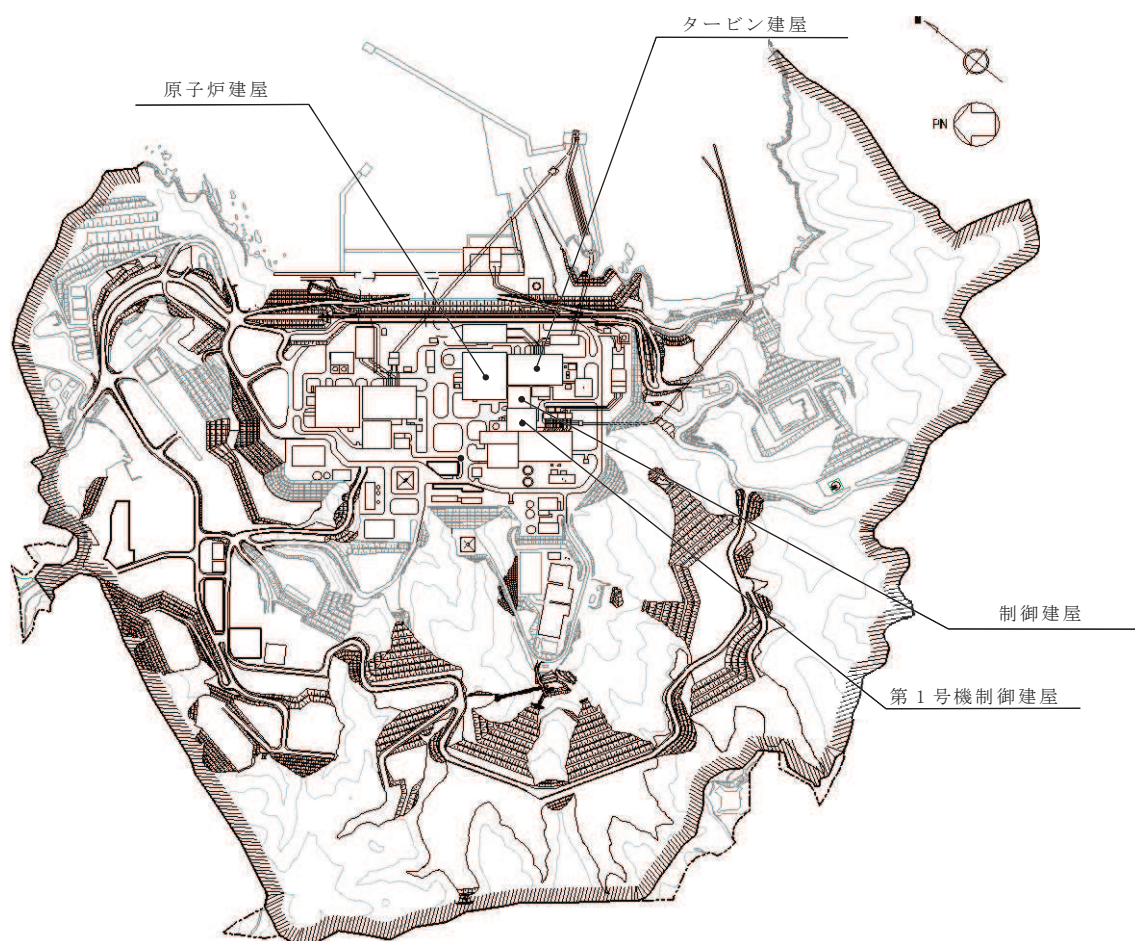


図1-1 女川原子力発電所第2号機の配置図

## 1.2 検討概要

女川原子力発電所第2号機の各建物・構築物の地震応答解析は、構造的に一体となっている建屋ごとに独立して構築した質点系モデルを用いて実施しており、耐震評価においては、隣接建屋をモデル化に反映していない。

本資料では、既往の知見に基づく検討結果から一般論として隣接建屋の影響を考察する。また、女川原子力発電所においては、2011年3月11日東北地方太平洋沖地震（以下「3.11地震」という。）及び2011年4月7日宮城県沖の地震（以下「4.7地震」という。）をはじめとする多数の地震観測記録が得られていることから、地震観測による隣接建屋の影響を確認する。さらに、今回工認モデルを用いた地震応答解析結果に含まれる隣接建屋の影響がどの程度であるか解析的に検討する。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものであり、検討には解析コード「SoilPlus」を用いる。評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

なお、建物・構築物に隣接する屋外重要土木構造物については、すべて地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であるため、建物・構築物の応答に与える影響は小さいと考えられる。

- ・ 添付書類「VI-2-2-2 原子炉建屋の耐震性についての計算書」
- ・ 添付書類「VI-2-2-4 制御建屋の耐震性についての計算書」

## 2. 既往の知見に基づく検討

本章では、既往の知見に基づく検討として、「2.1 既往の文献に基づく検討」及び「2.2 3次元 FEM モデルを用いた検討」を実施し、隣接建屋の影響について考察する。

### 2.1 既往の文献に基づく検討

(財)原子力発電技術機構において、建屋の隣接効果を明らかにすることを目的とした「原子炉建屋の隣接効果試験<sup>1)</sup>」(以下「NUPEC 試験」という。)の一環として、原子炉施設の実際の建屋配置状況に則して実地盤上に建設された鉄筋コンクリート製試験体を用いた検討が実施されている<sup>2)</sup>。この試験では、地盤及び試験体に設置された加速度計により地震観測を実施し、建屋が隣接状態にある場合の振動性状について検討が実施されている。ここでは、地震観測に基づく検討結果から隣接効果が建屋応答に及ぼす影響について検討する。

#### 2.1.1 試験概要

「NUPEC 試験」の中では、原子炉建屋に対して、原子炉建屋あるいは制御建屋等の振動特性が同種の建屋が隣接する場合について、検討を実施している。ここでは、その検討結果を示す。

試験においては、単独で設置された建屋試験体及び同種 2 棟の建屋を隣接させた試験体(以下「試験体(単独)」及び「試験体(同種 2 棟隣接)」という)を用いて、地震観測が実施されている。

試験体(単独)(AA 建屋)及び試験体(同種 2 棟隣接)(BAS 建屋及び BAN 建屋)の各建屋は、8m×8m の正方形の平面を成し、基礎下端から建屋頂部までの高さは 10.5m である。埋込みの有無が隣接効果に及ぼす影響を把握するため、埋込みのない状態で試験が開始されており、後に試験体下部 5m を埋込んだ状態で地震観測が実施されている。地盤及び建屋各部には加速度計が配置されており、自由地盤及び建屋の応答加速度が計測されている。

試験体の概要を図 2-1 に、試験体の配置図を図 2-2 に、試験体建屋諸元を図 2-3 に、試験体内の加速度計配置図を図 2-4 に、検討ケースを表 2-1 にそれぞれ示す。

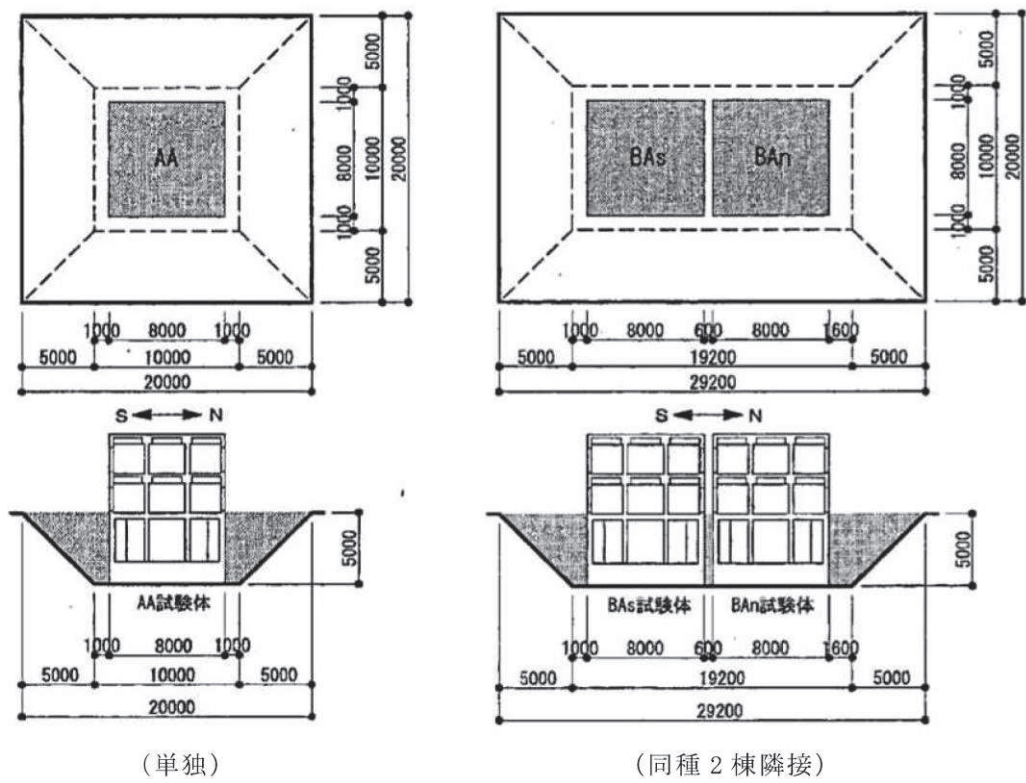


図 2-1 試験体の概要

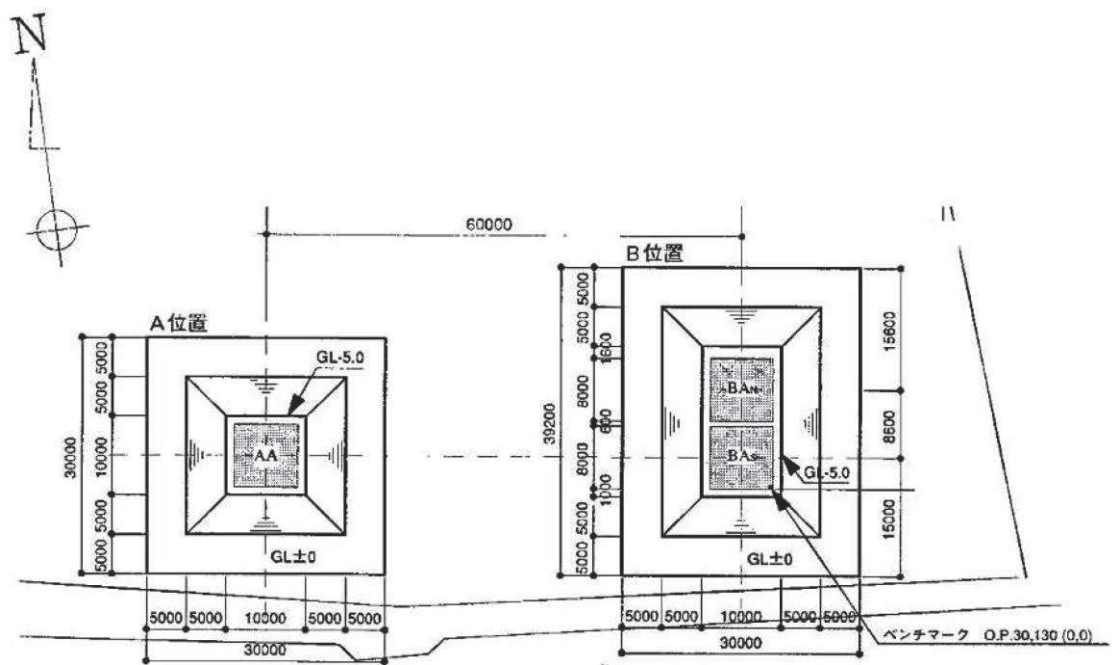


図 2-2 試験体の配置図



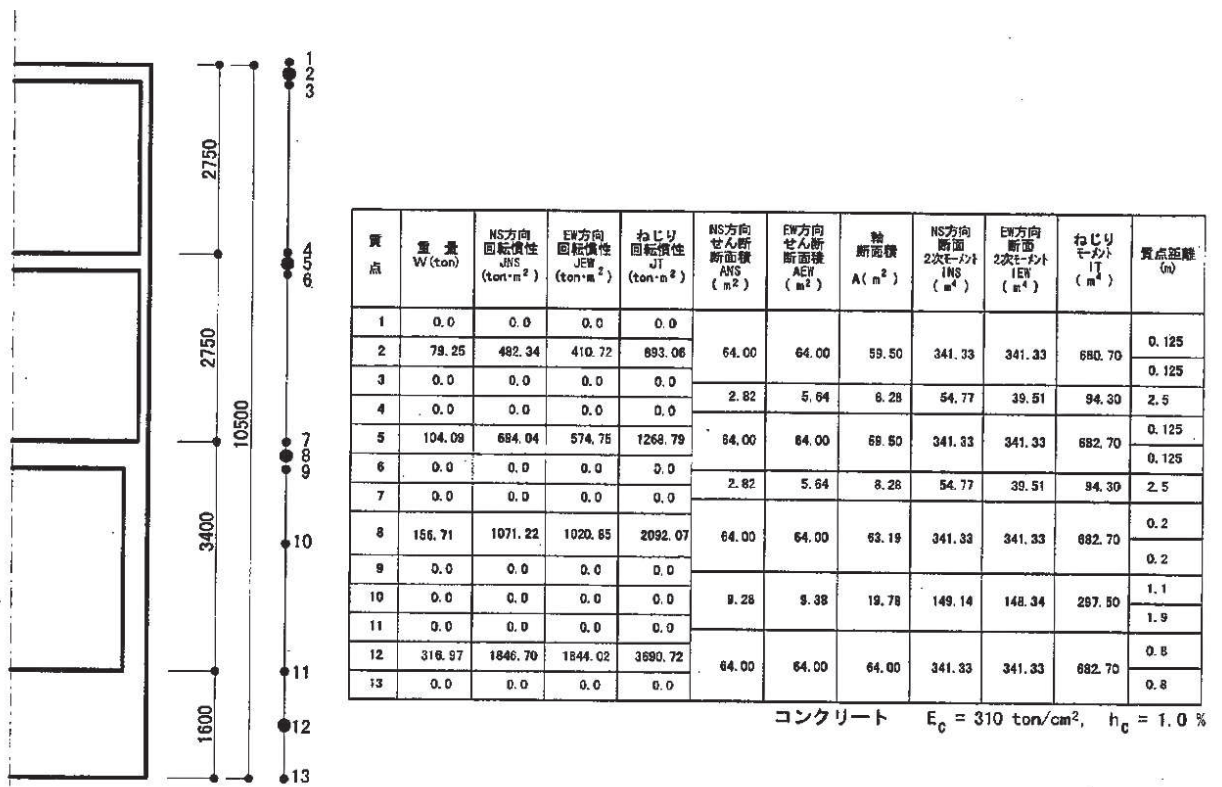


図 2-3 試験体建屋諸元

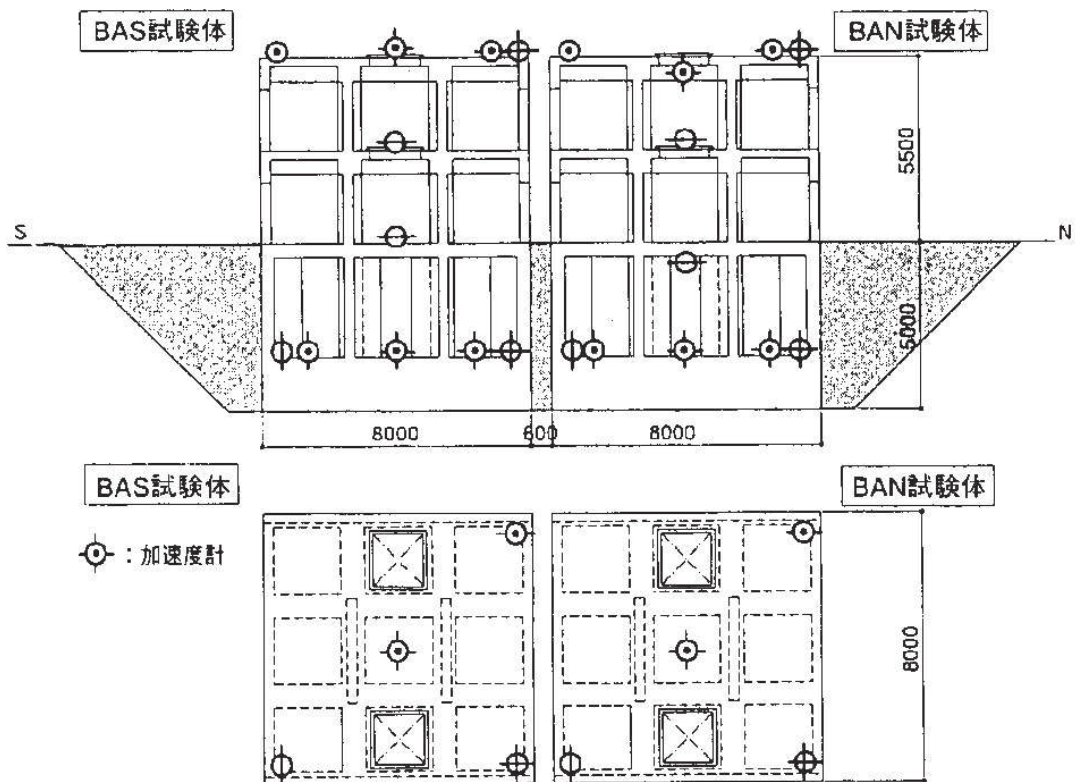
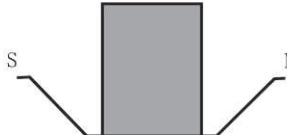
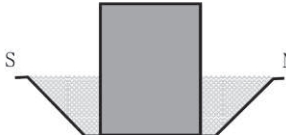




図 2-4 試験体内の加速度計配置図 (BAS, BAN 試験体)

表 2-1 検討ケース

試験体	埋込み無し	埋込み有り
単独		
同種 2 棟隣接		



### 2.1.2 地盤物性

試験体設置地盤の概要を表 2-2 及び図 2-5 に示す。表 2-2 中の①～⑦層は埋込み無しと、埋込み有りの試験体に共通で、⑧～⑫層は埋め戻し土のため、埋込み有りの試験にのみ適用される。

表 2-2 地盤物性値<sup>1)</sup>

層No.	深度(m)	層厚(m)	S波速度 Vs(m/sec)	P波速度 Vp(m/sec)	ポアソン比	単位体積重量 (t/m <sup>3</sup> )	減衰定数 h(%)
①	-5.0~-5.5 (緩み層)	0.5	150	228	0.120	1.94	5
②	-5.5~-8.0	2.5	340	750	0.371	1.94	5
③	-8.0~-11.0	3.0	430	1130	0.415	1.94	2
④	-11.0~ 25.0	14.0	1290	2990	0.386	2.21	2
⑤	-25.0~-52.75	27.75	1590	3250	0.343	2.21	2
⑥	0.0~-3.8	3.8	(160)	(380)	(0.392)	(1.64)	-
⑦	-3.8~-5.0	1.2	(320)	(650)	(0.340)	(1.85)	-
⑧	0.0~-1.0	1.0	155	360	0.386	1.77	5
⑨	-1.0~-2.0	1.0	205	370	0.279	1.77	5
⑩	-2.0~-3.0	1.0	215	380	0.265	1.77	5
⑪	-3.0~-4.0	1.0	225	390	0.251	1.77	5
⑫	-4.0~-5.0	1.0	235	420	0.272	1.77	5

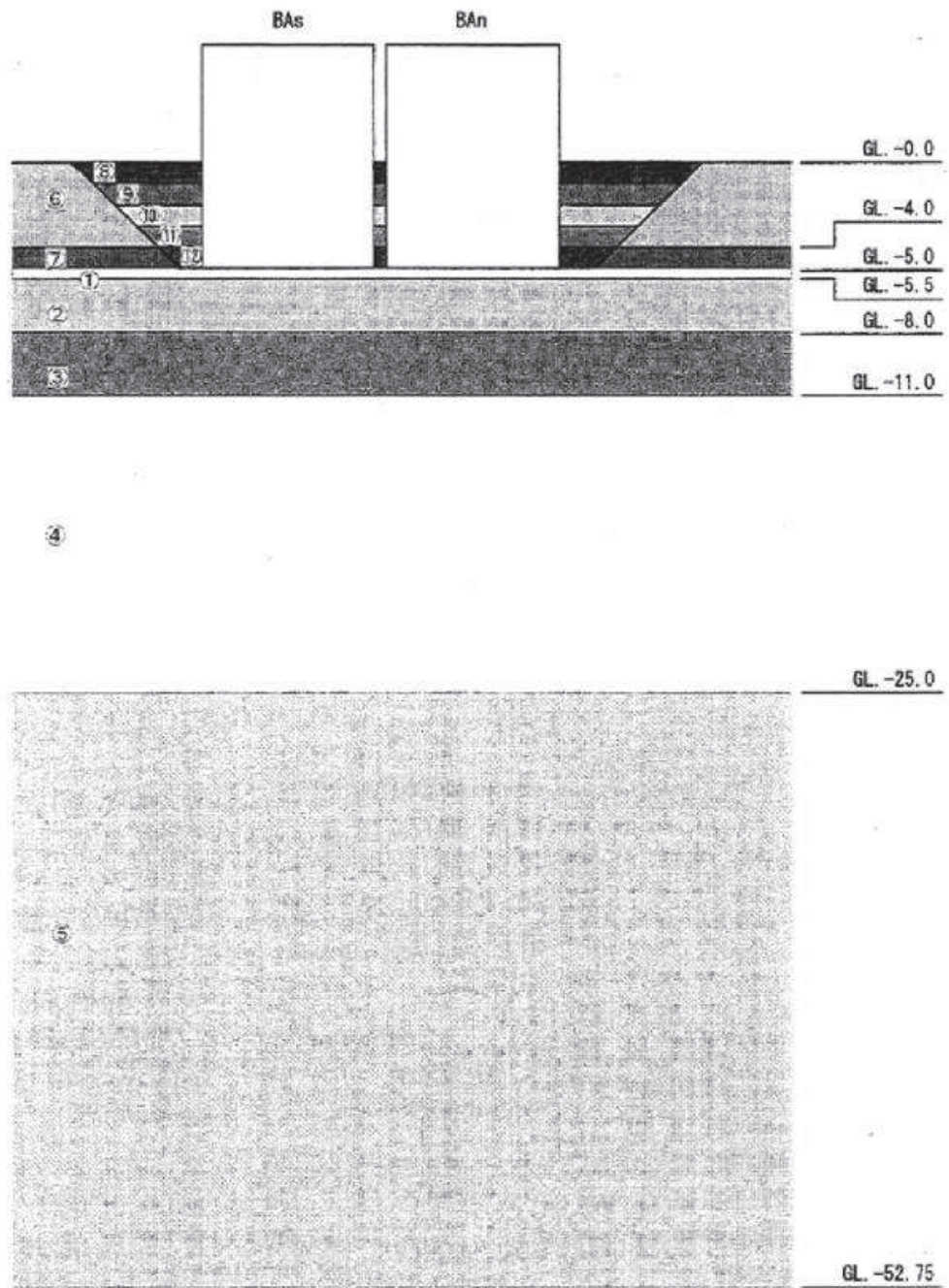


图 2-5 地盤層番号图<sup>1)</sup>

### 2.1.3 地震観測記録

本検討に使用した地震観測記録（観測番号：No. 157, No. 164）の概要を表 2-3 に示す。観測記録 No. 157 は、試験体の建屋下部を埋め込んでいない状態のときの観測記録であり、観測記録 No. 164 は、埋め込んだ状態のときの観測記録である。

また、図 2-6 に自由地盤(GL. -3.0m)の加速度時刻歴波形及びフーリエスペクトルを示す。両地震ともに震央位置及び震源深さが近接し、観測波形の形状は類似している。鈴木ら<sup>2)</sup>は、表層ではスペクトルに見られる明瞭なピークから、水平の1次卓越振動数は6Hz 前後としており、これは表層地盤の卓越振動数に対応するものと考察している。

表 2-3 地震観測記録<sup>2)</sup>

観測番号	観測日	M	震央	震央距離 (km)	震源距離 (km)
No. 157	H10. 1. 31	5. 1	青森県東方沖	66	89
No. 164	H10. 11. 7	4. 6	浦河沖	71	95

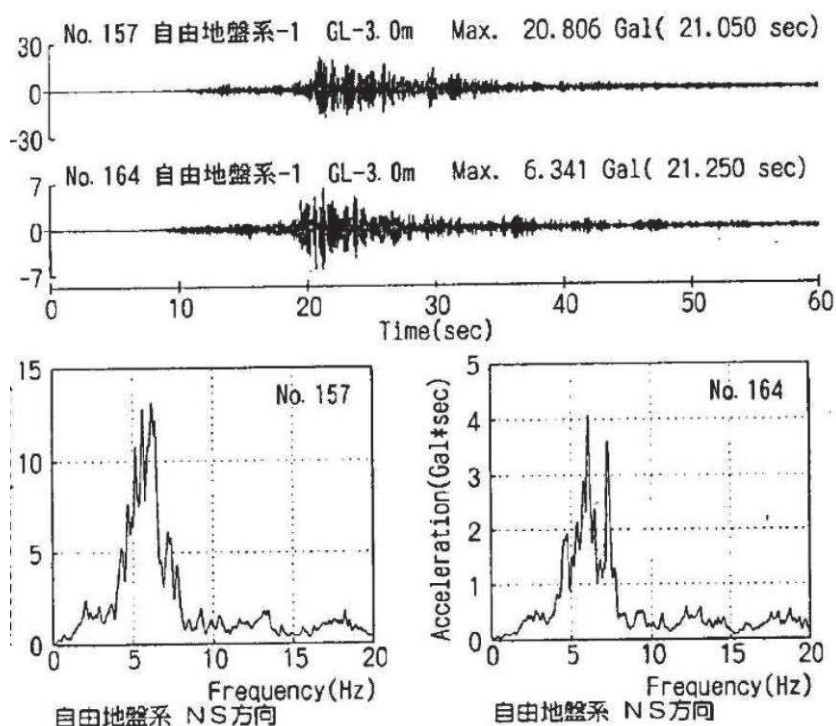


図 2-6 地震観測記録の自由地盤での加速度時刻歴波形及びフーリエスペクトル<sup>2)</sup>

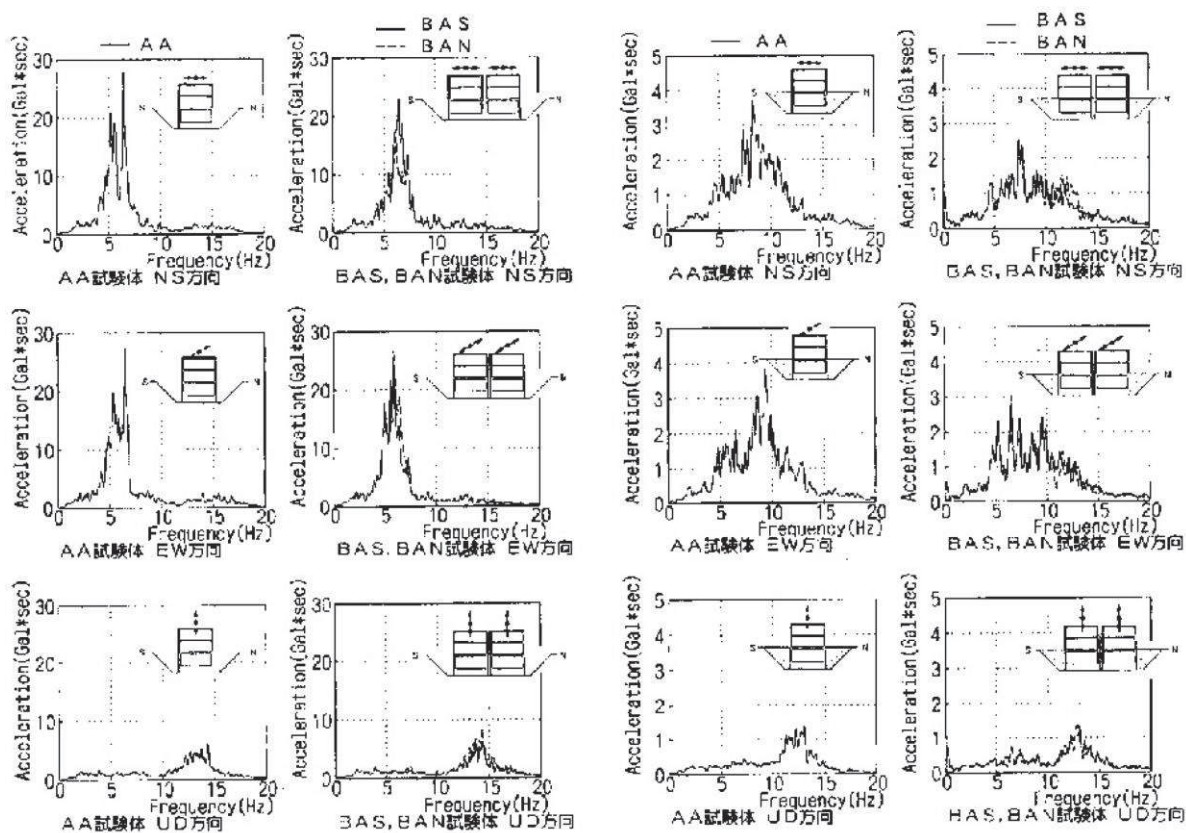


### 2.1.4 建屋応答の比較

鈴木ら<sup>2)</sup>は、表 2-3 の観測記録による試験体（単独）及び試験体（同種 2 棟隣接）の水平方向の最大加速度は、試験体の建屋下部を埋め込まない状態で計測した観測記録 No.157 の場合、両試験体の観測結果に明瞭な差が認められないと考察している。

一方、試験体の建屋下部を埋め込んだ状態で計測した観測記録 No.164 の場合、NS 方向、EW 方向ともに隣接配置された試験体（同種 2 棟隣接）の最大加速度が単独に比べ小さくなり、建屋が隣接する方向（NS 方向）では単独に比べ、80%~90% 程度、建屋隣接方向に直交する方向（EW 方向）では、70%前後の低下率になると考察している。

また、両地震による建屋頂部での加速度記録のフーリエスペクトルを図 2-7 のとおり整理し、単独と同種 2 棟隣接の比較において、埋込み無しの状態では水平、上下ともに類似のスペクトル形状であるのに対し、埋込み有りの状態では同種 2 棟隣接の方が水平方向のピーク振幅が明らかに低下する傾向が見られると考察している。



(a) 埋込み無し (No. 157)

(b) 埋込み有り (No. 164)

図 2-7 建屋観測結果の比較（単独と同種 2 棟隣接）<sup>2)</sup>

### 2.1.5 検討結果

「NUPEC 試験」の一環として実地盤上に建設された鉄筋コンクリート製試験体における地震観測による検討について、単独で設置された建屋試験体と同種 2 棟の建屋を隣接させた試験体の建屋応答の比較をまとめたものを表 2-4 に示す。

建屋が隣接する場合の地震応答は、単独の場合と比較してほぼ同等又は低減される傾向となることが確認されている。

また、本検討では、平成 6 年度から平成 13 年度までの 8 年間にわたる「NUPEC 試験」結果の一例を示したが、一連の試験の中では、ほかに試験体（単独）と試験体（異種 2 棟隣接）の地震観測、起振試験及び室内試験、並びにそれらの確認シミュレーションを通して、様々な条件下における隣接効果について検討が実施されている。これらの検討により、隣接効果は、隣接する建屋が、建屋と地盤との相互作用である「地盤ばね」及び「基礎入力動」に与える影響によるものであることが確認されている。

更に、隣接効果による建屋応答の性状変化は、建屋条件により固有のものとなることが明らかにされているが、定性的には、建屋が隣接した状態と単独の状態を比較した場合、隣接した状態の方が建屋応答が低減される傾向にあることが確認されている。

表 2-4 建屋応答の比較

	試験体（単独）と試験体（同種 2 棟隣接）	
	建屋並び方向 （NS 方向）	建屋のならびに直角な方向 （EW 方向）
埋込み無し	ほぼ同等	ほぼ同等
埋込み有り	単独に比べ、同種 2 棟隣接は 80%~90%程度の低下	単独に比べ、同種 2 棟隣接は 70%前後の低下

## 2.2 3次元 FEM を用いた検討

中村ら<sup>3)</sup>は隣接建屋が建屋応答に与える影響を把握するため、3次元 FEM モデルを用いた検討を実施している。

### 2.2.1 検討概要

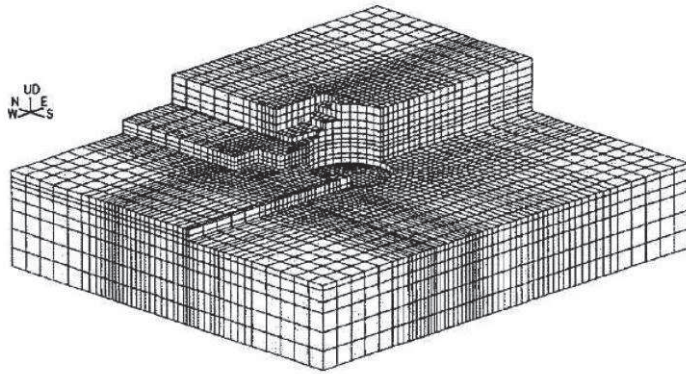
本検討では、図 2-8 に示すような隣接建屋（原子炉補助建屋(A/B))を考慮しないモデルと隣接建屋を考慮したモデルの 2 種類の 3 次元 FEM モデルを構築し、評価対象である原子炉建屋(R/B)の基礎底面における地盤インピーダンス\*及び基礎入力動の加速度応答スペクトルを比較することで、隣接建屋が地震応答解析に用いる建屋—地盤連成モデル及び入力地震動に与える影響を確認している。

なお、本検討は  $V_s=1,650\text{m/s}$  の硬質な岩盤に直接支持される原子力施設を対象に実施されている。

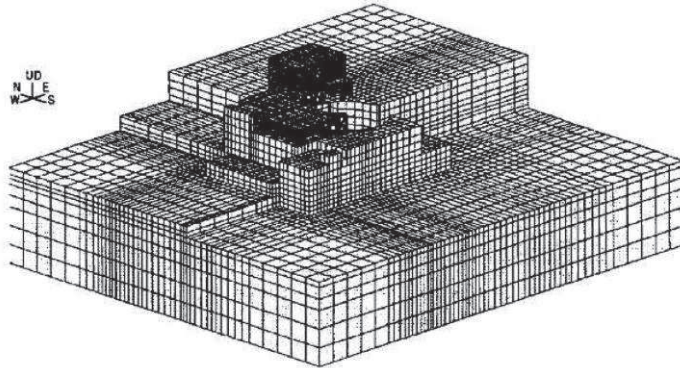
注記\*：地盤インピーダンス

地盤—建物間の相互作用を考慮した、基礎底面における動的地盤ばね（剛性と減衰）であり、振動数依存性を有する複素数となる。（図 2-9）



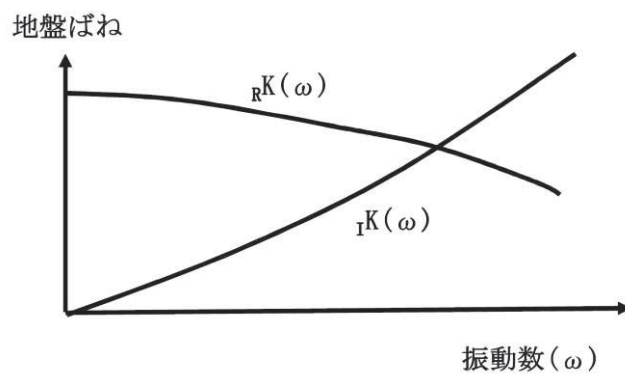


(a) 隣接建屋非考慮



(b) 隣接建屋考慮

図 2-8 3次元 FEM モデル<sup>3)</sup>



${}_R K(\omega)$  : 実数部,  ${}_I K(\omega)$  : 虚数部

図 2-9 地盤ばねの近似

### 2.2.2 地盤のモデル化

本検討で使用する地盤 FEM モデルの形状を図 2-10 に示す。地盤はソリッド要素でモデル化されている。地盤は硬質で一様な物性の岩盤とし、本検討で想定する地震動に対して弾性状態と考えられることから、線形材料とされている。地盤物性を表 2-5 に示す。

地盤の境界条件については、底面及び側面ともに粘性境界とされている。このとき、粘性境界付近での解析精度の低下が、評価対象である R/B の基礎底面の応答に与える影響を低減させるために、評価対象である R/B の基礎底面に比べて地盤 FEM モデルの平面サイズを十分に大きく設定されている（約 5~6 倍）。

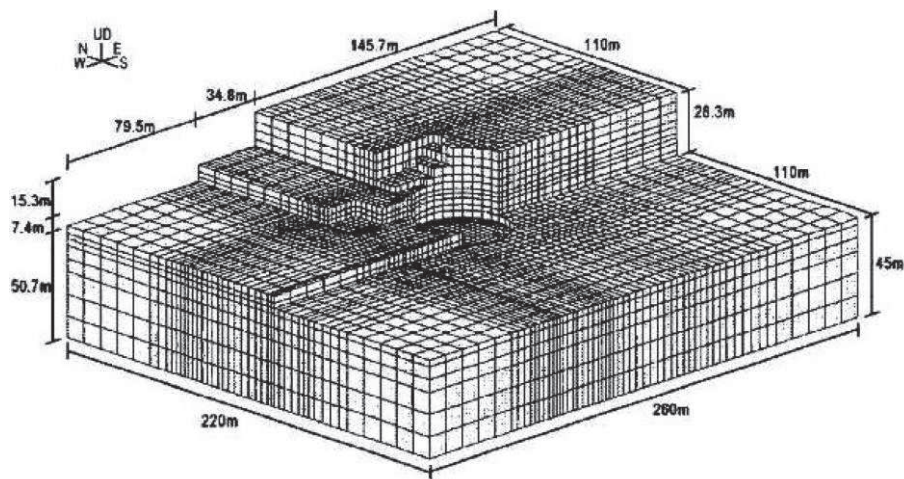


図 2-10 地盤 FEM モデル<sup>3)</sup>

表 2-5 地盤物性一覧<sup>3)</sup>

せん断波速度 $V_s$ (m/s)	ポアソン比 $\nu$	減衰定数 $h$ (%)	単位体積重量 $\gamma$ ( $t/m^3$ )
1650	0.40	3.0	2.6

### 2.2.3 隣接建屋のモデル化

本検討で使用されている隣接建屋（原子炉補助建屋(A/B)）のモデル形状を図2-11に、隣接建屋の各部材のモデル化について表2-6に示す。なお、A/Bの基礎浮上りは考慮されていない。

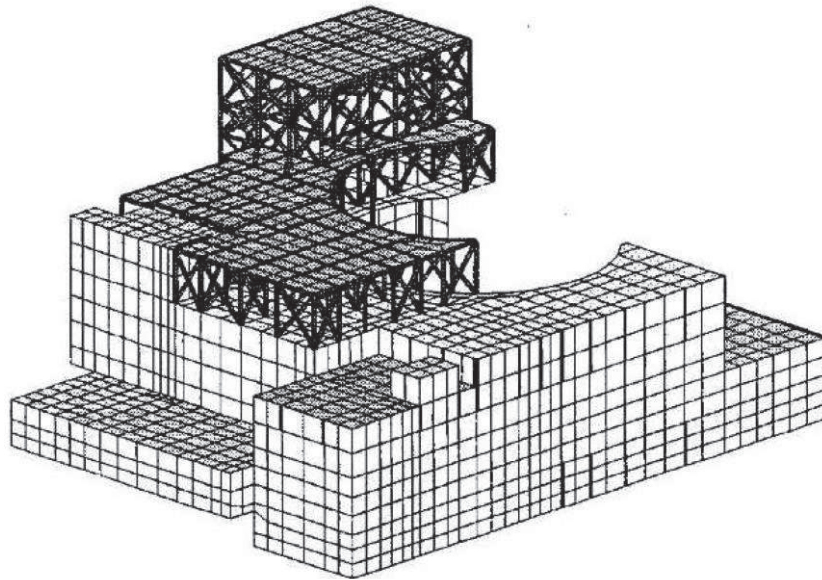


図2-11 隣接建屋（原子炉補助建屋(A/B)）のモデル形状図<sup>3)</sup>

表2-6 原子炉補助建屋(A/B)の各部材のモデル化について

名称	部材	構成要素
原子炉補助建屋 (A/B)	壁	積層シェル要素
	スラブ	線形シェル要素
	鉄骨部	梁要素 トラス要素

#### 2.2.4 検討用地震動及び解析条件

検討用地震動として、水平最大加速度 750Gal の模擬地震動（図 2-12）が用いられており、入力にあたっては、地盤 FEM モデル（隣接建屋無し）の R/B 基礎底面位置の応答が検討用地震動と等価となるような補正波を作成し、地盤 FEM モデル底面に入力されている。

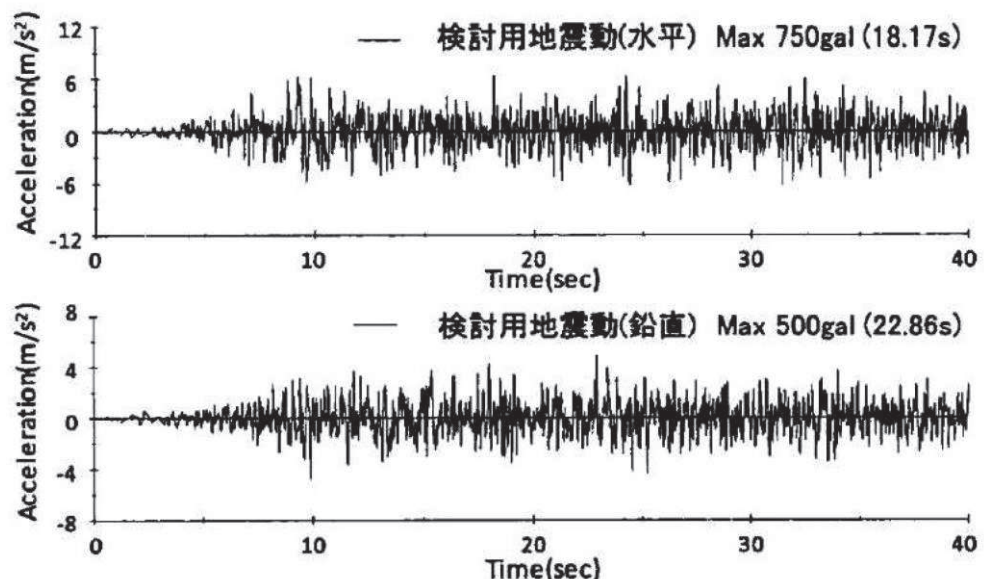


図 2-12 検討用地震動<sup>3)</sup>

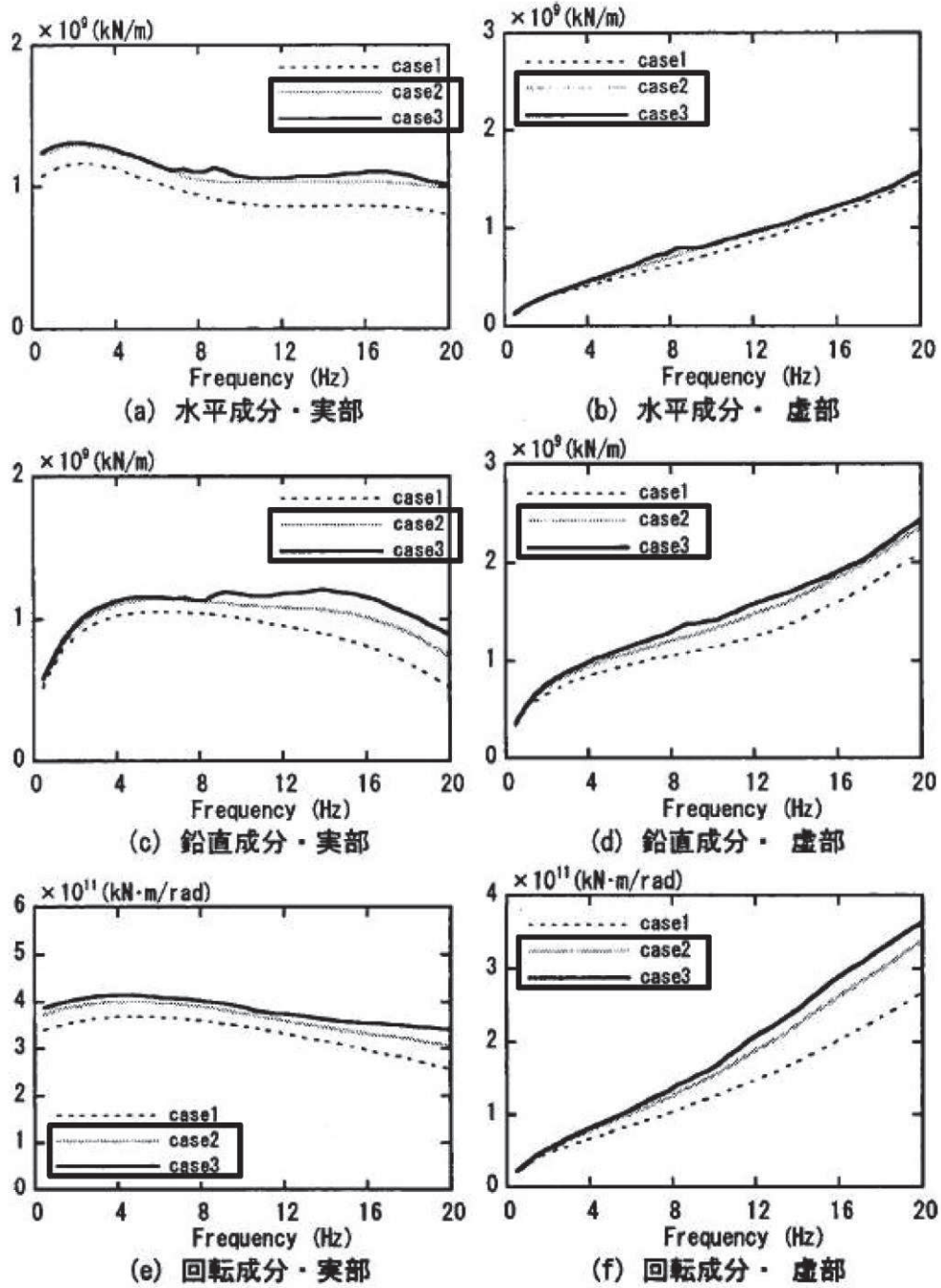
## 2.2.5 検討結果

### (1) 地盤インピーダンス（動的地盤ばね）の比較

検討では解析モデル間の地盤インピーダンス（動的地盤ばね）の比較が行われている。解析モデルは図 2-8 に示したモデルであり，隣接建屋を考慮しないモデルを Case2，隣接建屋を考慮するモデルを Case3 と呼称されている。検討は，水平(EW)，鉛直(UD)，回転(NS 方向周り)の 3 成分について行われている。インピーダンス算定においては，R/B の基礎底面位置の地盤表面を剛とし，インパルス加振が行われている。インパルス加振の時刻歴波と剛板の応答変位時刻歴波をフーリエ変換し，振動数領域で除算を行うことにより，地盤インピーダンスが算定されている。

図 2-13 に入力成分ごとの各ケースの地盤インピーダンスの比較を示す。Case2 及び Case3 の地盤インピーダンスは，8Hz 近傍で隣接建屋（原子炉補助建屋(A/B)）の固有振動数の影響と考えられる励起が見られ，8Hz 以上で若干差異が見られるが，全体としては良く対応しており，地盤インピーダンス（動的地盤ばね）における隣接建屋の影響は比較的小さいといえると考察している。





□ : 比較するケースを示す。

(Case2 : 隣接建屋を考慮しない, Case3 : 隣接建屋を考慮する)

図 2-13 地盤インピーダンスの比較<sup>3)</sup>



(2) 基礎入力動の加速度応答スペクトルの比較

検討では、検討用地震動による基礎入力動の評価が行われている。基礎入力動は、図 2-8 に示したモデルにおいて R/B の基礎底面に入力される地震動として定義されている。

図 2-10 の地盤 FEM モデルの底面から、「2.2.4 検討用地震動及び解析条件」の補正波を入力し、R/B の基礎底面位置の応答が比較されている。検討において設定されている解析ケースを表 2-7 に示す。水平単独入力と水平鉛直同時入力でケース分けされている。

基礎底面位置における最大加速度の比較を表 2-8 に、加速度応答スペクトルの比較を図 2-14 に示す。

検討では、比較の結果、水平・鉛直ともに Case2 と Case3 の差異は小さく、隣接建屋による基礎入力動への影響は小さいといえと考察している。

表 2-7 解析ケース

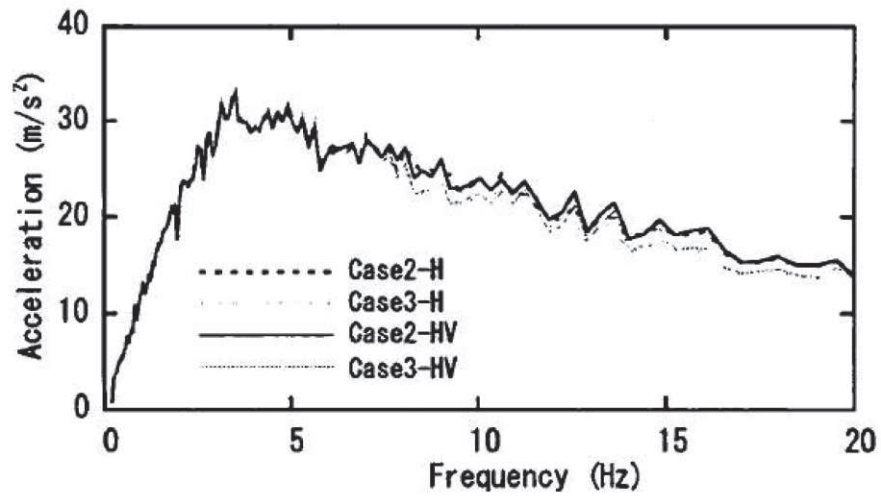
ケース名* <sup>1</sup>	隣接建屋考慮の有無	入力地震* <sup>2</sup>
Case2-H	無し	H
Case3-H	有り	H
Case2-HV	無し	H+V
Case3-HV	有り	H+V

注記\*1：隣接建屋の検討に用いているケースを示す。

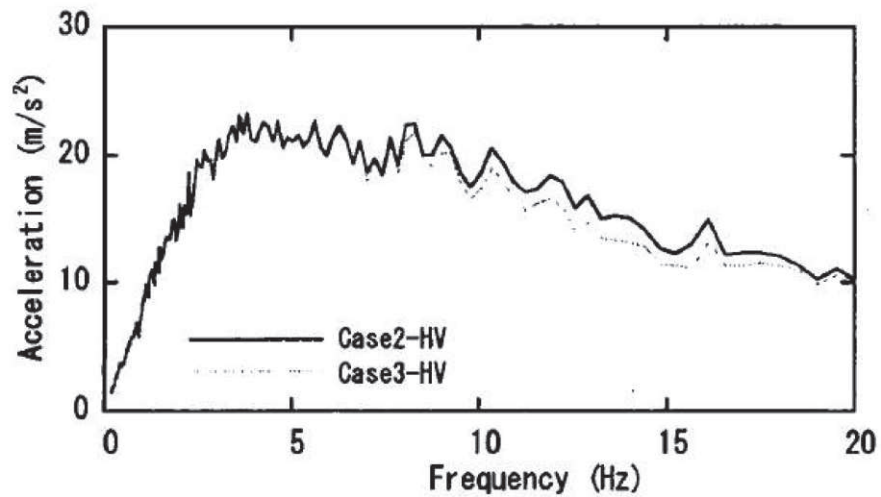
\*2：H は水平単独入力，H+V は水平鉛直同時入力を意味する。

表 2-8 基礎底面位置における最大加速度 (cm/s<sup>2</sup>)

ケース名	水平加速度	鉛直加速度
Case2-H	609	—
Case3-H	601	—
Case2-HV	621	454
Case3-HV	618	448



(a) 水平加速度応答スペクトル



(b) 鉛直加速度応答スペクトル

図 2-14 基礎底面位置の加速度応答スペクトルの比較 (h=1%)<sup>3)</sup>

### 2.3 既往の知見に基づく検討のまとめ

既往の知見に基づく検討（「2.1 既往の文献に基づく検討」及び「2.2 3次元FEMモデルを用いた検討」）結果より、一般論として隣接建屋が建屋応答に与える影響が小さいことを確認した。

「2.1 既往の文献に基づく検討」では、実地盤上に建設された鉄筋コンクリート製試験体における地震観測による検討において、同種2棟の建屋が隣接する場合の地震応答は、単独の場合と比較してほぼ同等又は低減される傾向となることが確認されている。更に、同試験におけるその他各種試験結果から、隣接効果による建屋応答の性状変化は、建屋条件により固有のものとなることが明らかにされているが、定性的には、建屋が隣接した状態と単独の状態を比較した場合、隣接した状態の方が建屋応答が低減される傾向にあることが確認されている。

「2.2 3次元FEMモデルを用いた検討」では、硬質岩盤においては、隣接建屋が地震応答解析に用いる建屋－地盤連成モデル及び入力地震動に与える影響が小さいことを確認することで、隣接建屋が検討対象建屋の建屋応答に与える影響が小さいことを確認した。隣接建屋の固有振動数の影響で地盤インピーダンスに励起が見られるものの、全体としては良く対応しており、隣接建屋が建屋応答に与える影響は小さいとされている。当該検討事例は、 $V_s=1650$  m/s の硬質な岩盤に直接支持される原子力施設という検討条件での結果であり、硬岩サイトである女川原子力発電所第2号機においても隣接影響は小さいと考えられる。

次章では、女川原子力発電所第2号機の詳細検討を実施することで隣接建屋が建物・構築物の耐震評価に与える影響を詳細に確認する。

### 3. 女川原子力発電所第2号機における隣接建屋の影響検討

女川原子力発電所においては、3.11地震及び4.7地震をはじめとする多数の地震観測記録が得られていることから、「3.1 地震観測記録を用いた検討」において地震観測による隣接建屋の影響を確認する。

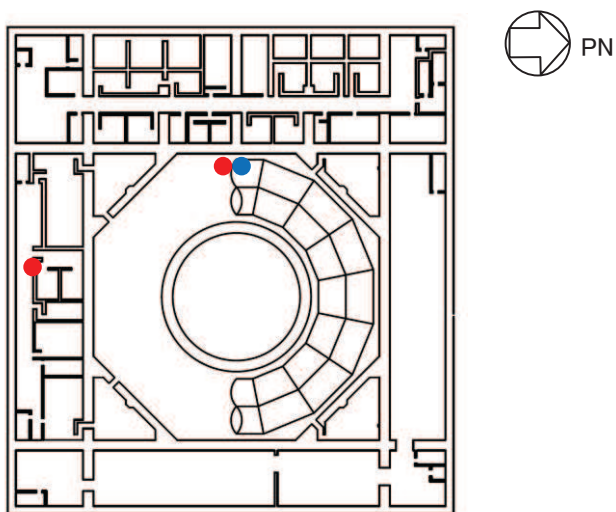
また、「3.2 3次元FEMモデルを用いた検討」において、実際の建屋配置状況に則して各建屋を配置する場合と各建屋を単独でモデル化する場合の3次元FEMモデルを用いた地震応答解析を実施し、応答を比較することで隣接建屋の影響を確認する。

### 3.1 地震観測記録を用いた検討

#### 3.1.1 地震観測記録による隣接建屋影響の確認

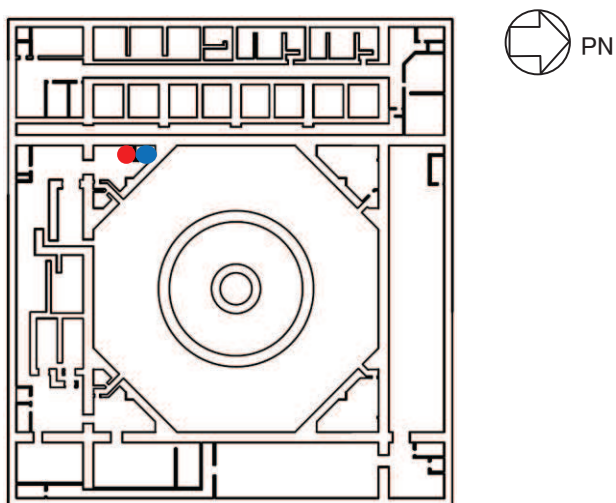
3.11 地震及び 4.7 地震の観測記録を用いて、伝達関数の比較から隣接建屋影響の確認を行う。検討に用いる地震観測点を図 3.1-1 に示す。伝達関数の比較を行う観測点の組み合わせを図 3.1-2 に示す。

● : NS 方向  
● : EW 方向



(a) 原子炉建屋地下 3 階

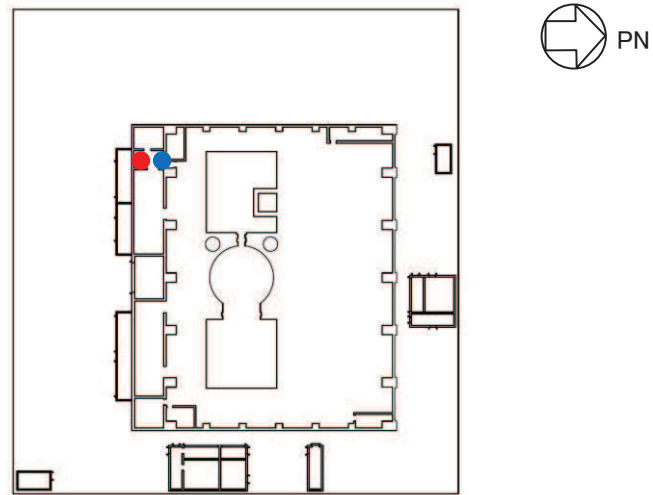
● : NS 方向  
● : EW 方向



(b) 原子炉建屋地下 2 階

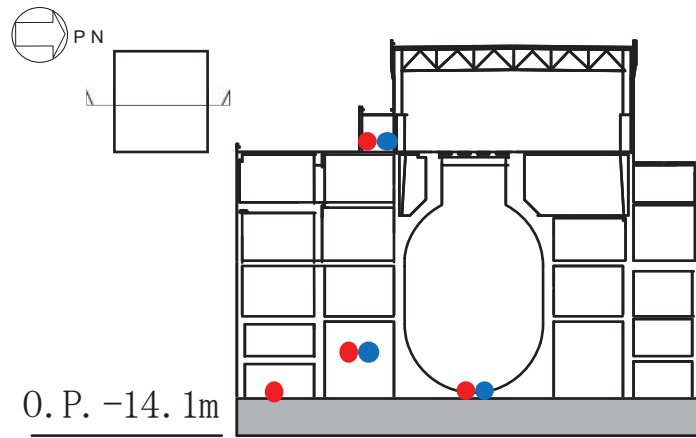
図 3.1-1(1) 検討に用いる地震観測点 (原子炉建屋) (1/2)

● : NS 方向  
● : EW 方向



(c) 原子炉建屋 3階

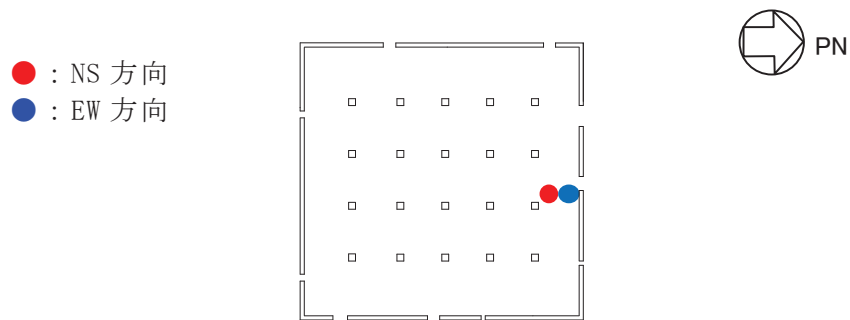
● : NS 方向  
● : EW 方向



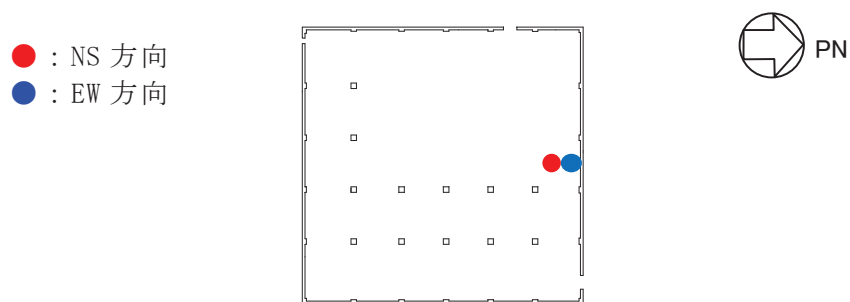
(d) 原子炉建屋 断面図

図 3.1-1(2) 検討に用いる地震観測点 (原子炉建屋) (2/2)

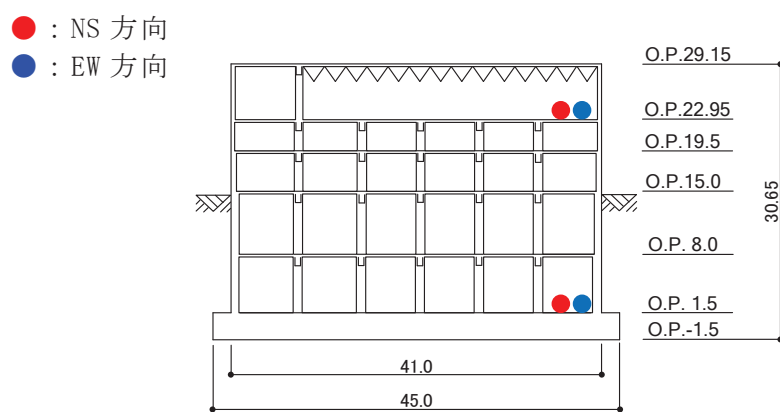
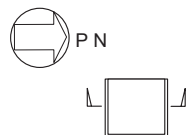




(e) 制御建屋地下 2 階



(f) 制御建屋 3 階



(g) 制御建屋地下 2 階

図 3.1-1 検討に用いる地震観測点 (制御建屋)

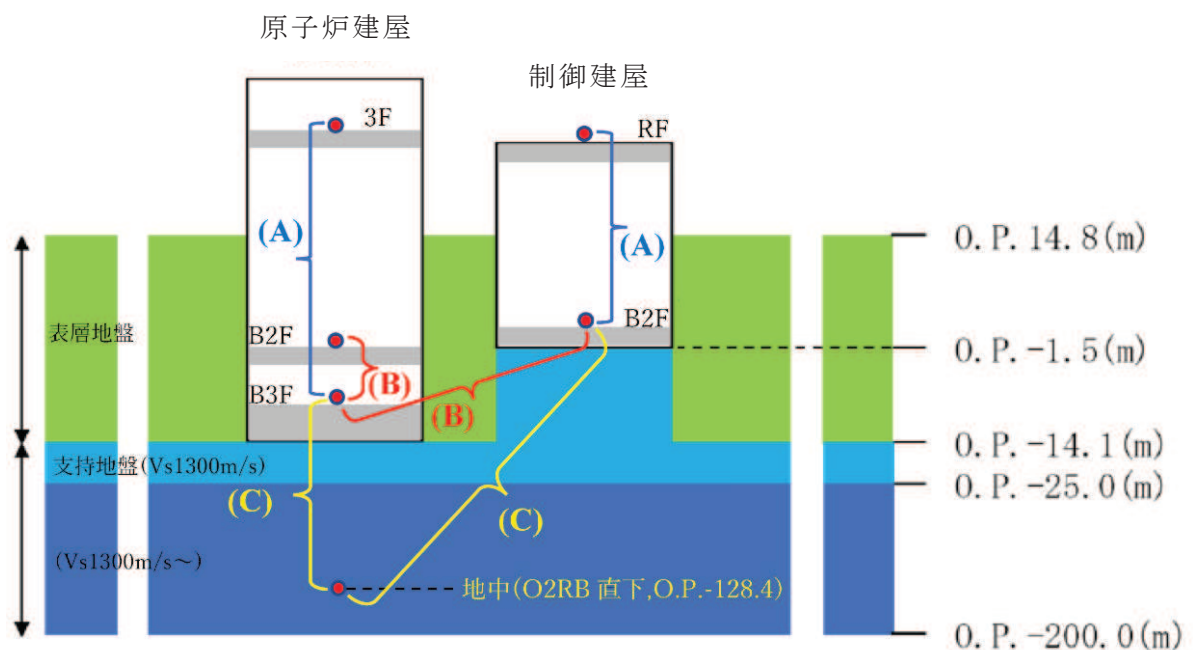


図 3.1-2 伝達関数を検討する観測点の組み合わせ

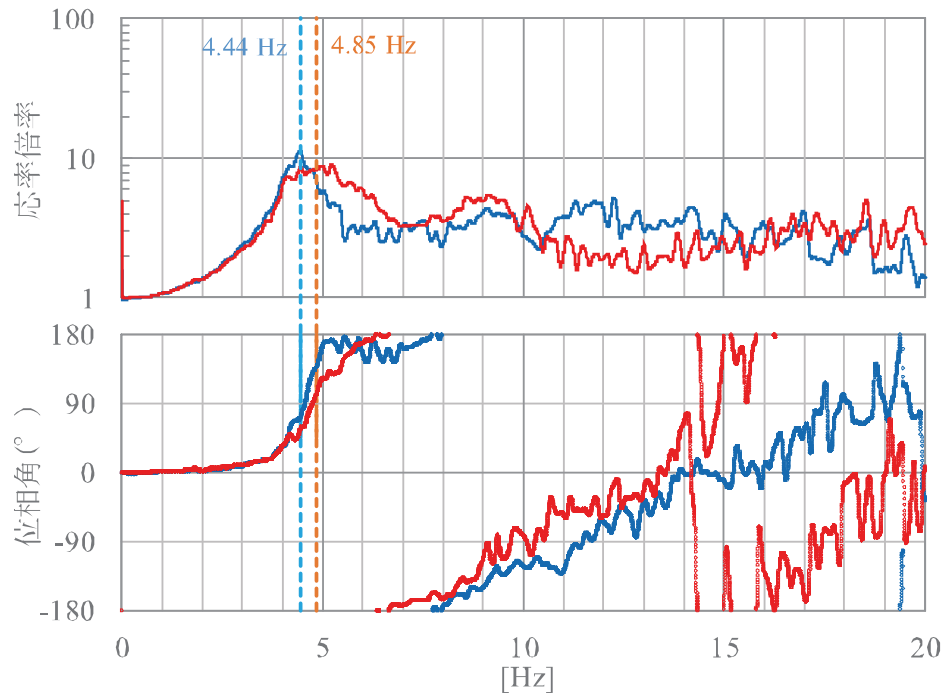
3.11 地震の伝達関数を図 3.1-3 に、4.7 地震の伝達関数を図 3.1-4 に示す。

(A) は、原子炉建屋、制御建屋の各基礎版上に対する建屋上部（原子炉建屋は 3 階、制御建屋は屋上階）の伝達関数である。(A) に示す建屋全体系の伝達関数では、それぞれの建屋の 1 次振動数付近のピークが明瞭であり、また位相伝達関数の乱れも小さく原子炉建屋の 1 次振動数（NS:4.44Hz, EW:4.60Hz）（青点線）、制御建屋の 1 次振動数（NS:4.85Hz, EW:4.92Hz）（赤点線）付近で 90° 付近を通過している。

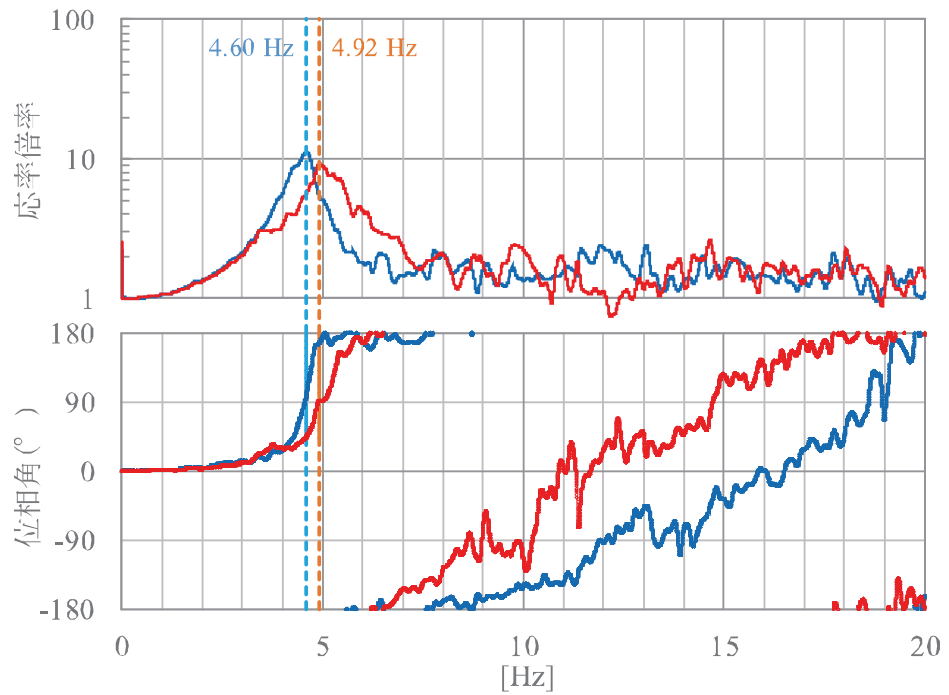
(B) は、原子炉建屋地下 3 階（基礎版上）に対する原子炉建屋地下 2 階、制御建屋地下 2 階の伝達関数である。(C) は、原子炉建屋地中部の比較的深い観測点（O.P. -128.4m）に対する原子炉建屋基礎版上（地下 3 階）、制御建屋基礎版上（地下 2 階）の伝達関数である。両者とも振幅、位相ともに大きな乱れは見られない。

質量の大きい原子炉建屋の揺れの影響により、隣接するより小さな質量の制御建屋の揺れに影響を与える場合には、制御建屋の観測記録に原子炉建屋の 1 次振動数付近の揺れによる影響が励起され、振幅の特異な増幅等の影響が見られると考えられる。(B)、(C) の伝達関数を見ると、制御建屋の伝達関数（赤線）については原子炉建屋と制御建屋の 1 次振動数が近接しているものの、原子炉建屋 1 次振動数付近から低振動数側に振幅の特異な増幅は見られないことから、原子炉建屋が制御建屋に及ぼす隣接建屋の影響は小さいと考えられる。

以上のことから、原子炉建屋と制御建屋の観測記録の分析の結果、隣接建屋の明瞭な影響は見られない。



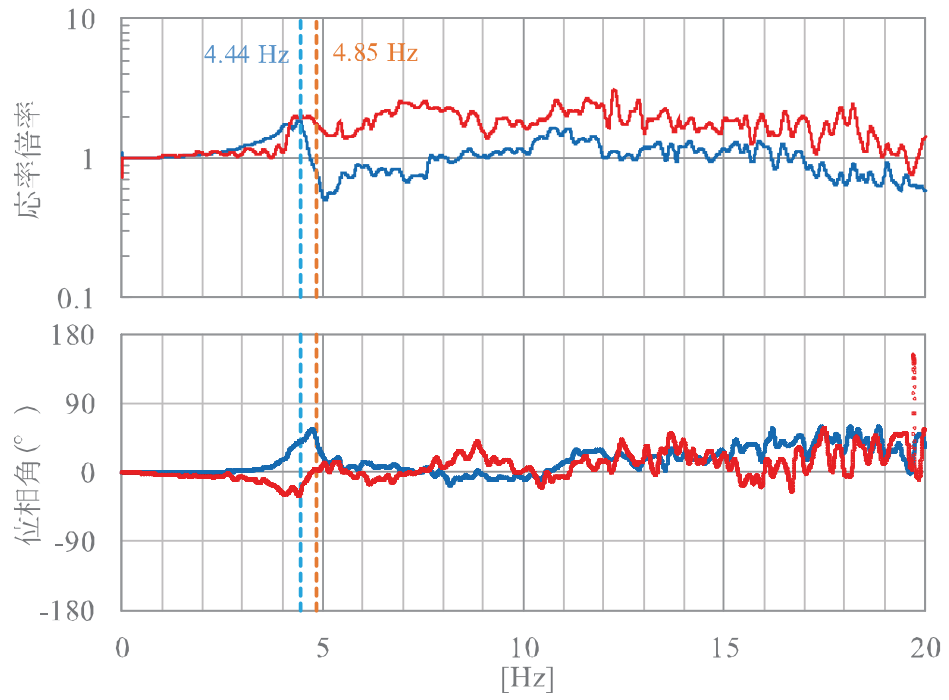
NS 方向



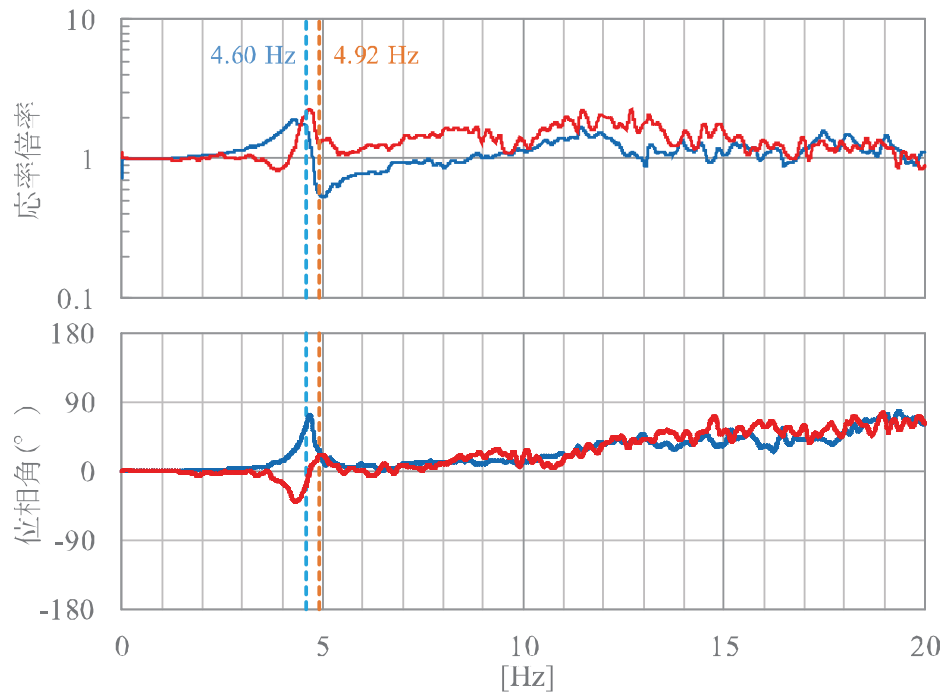
EW 方向

(a) —原子炉建屋 3 階 / 原子炉建屋地下 3 階・—制御建屋屋上 / 制御建屋地下 2 階

図 3.1-3(1) 3.11 地震の伝達関数(1/3)



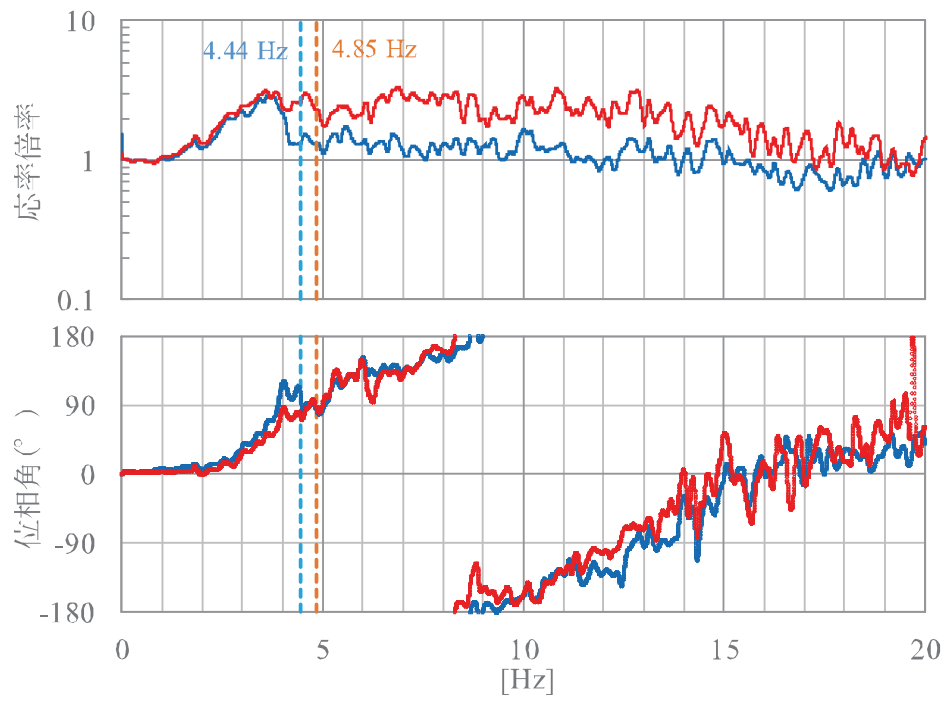
NS 方向



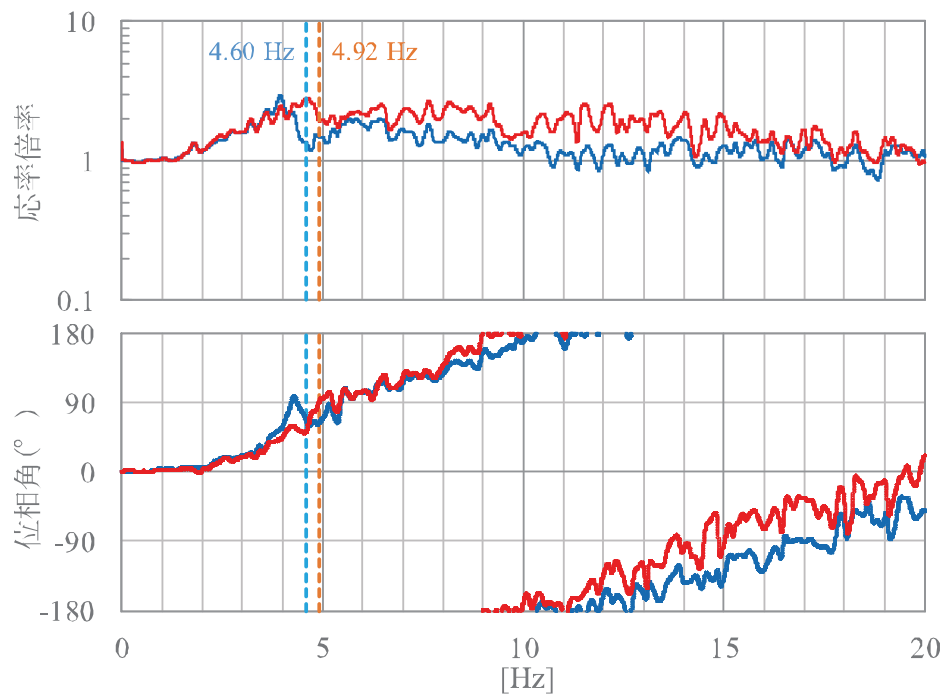
EW 方向

(b) —原子炉建屋地下 2 階 / 原子炉建屋地下 3 階・—制御建屋地下 2 階 / 原子炉建屋地下 3 階

図 3.1-3(2) 3.11 地震の伝達関数(2/3)



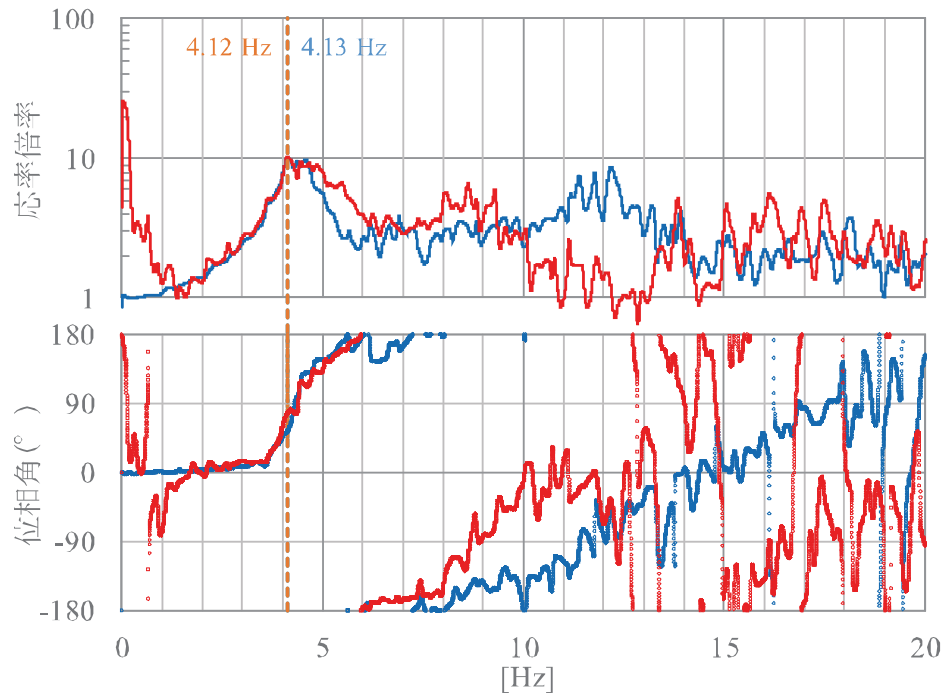
NS 方向



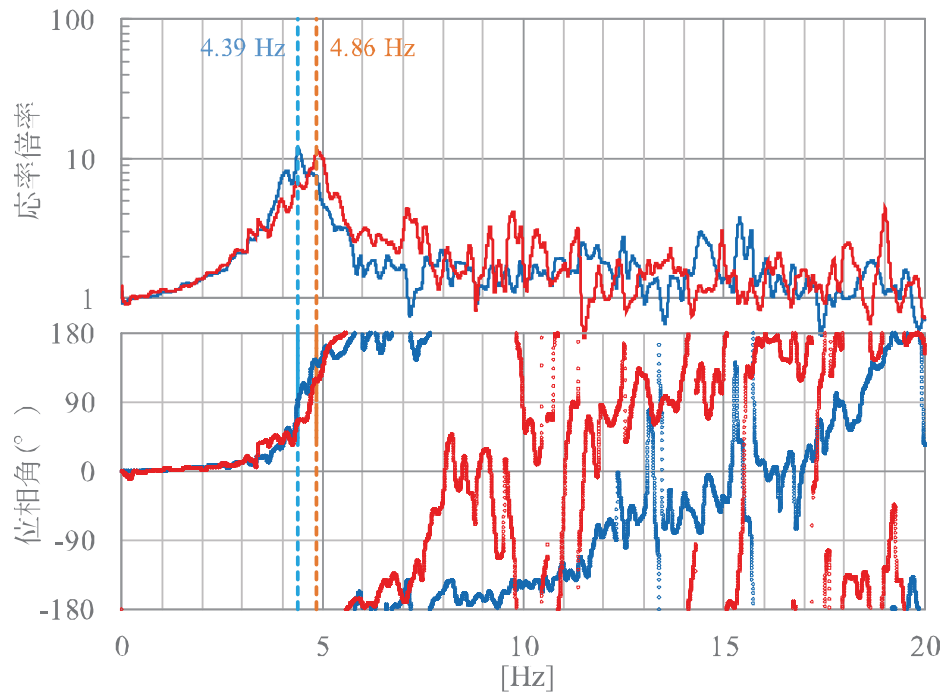
EW 方向

(c) — 原子炉建屋地下3階 / 原子炉建屋地中 · — 制御建屋地下2階 / 原子炉建屋地中

図 3.1-3(3) 3.11 地震の伝達関数(3/3)



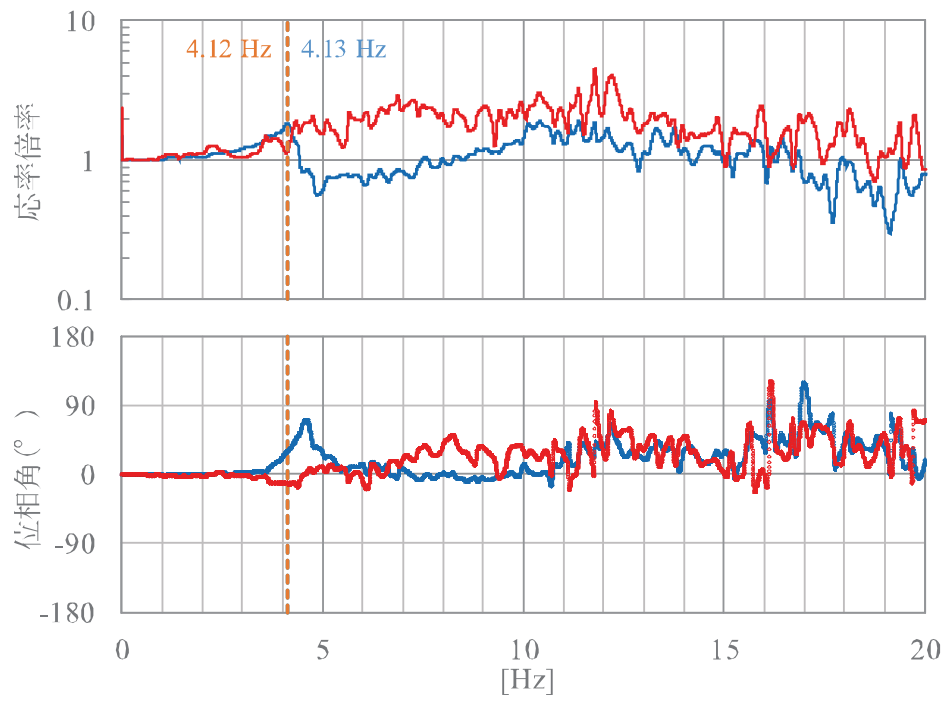
NS 方向



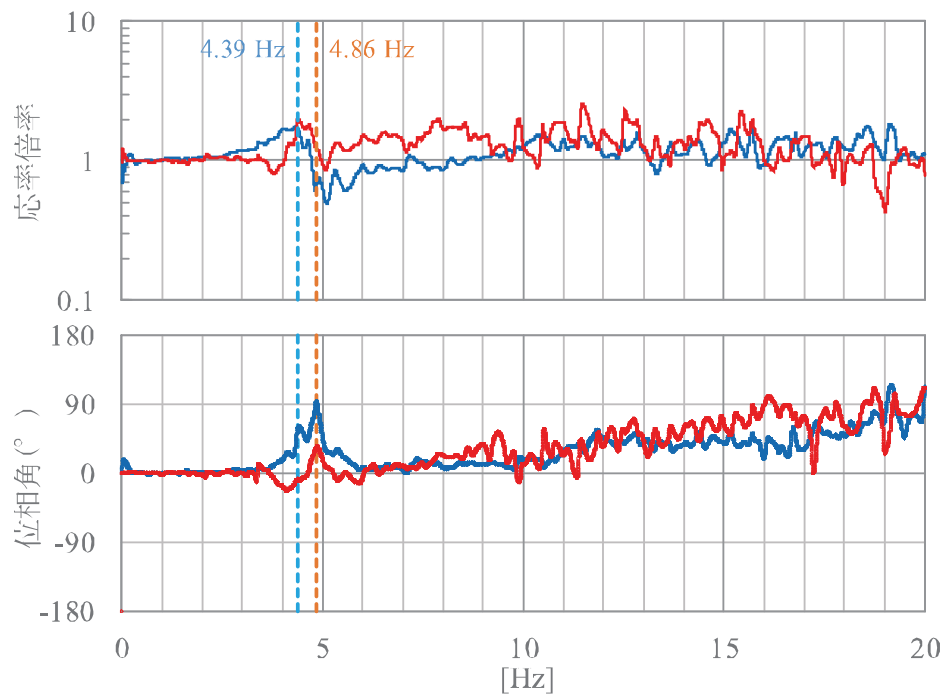
EW 方向

(a) —原子炉建屋 3 階 / 原子炉建屋地下 3 階・—制御建屋屋上 / 制御建屋地下 2 階

図 3.1-4(1) 4.7 地震の伝達関数(1/3)



NS 方向

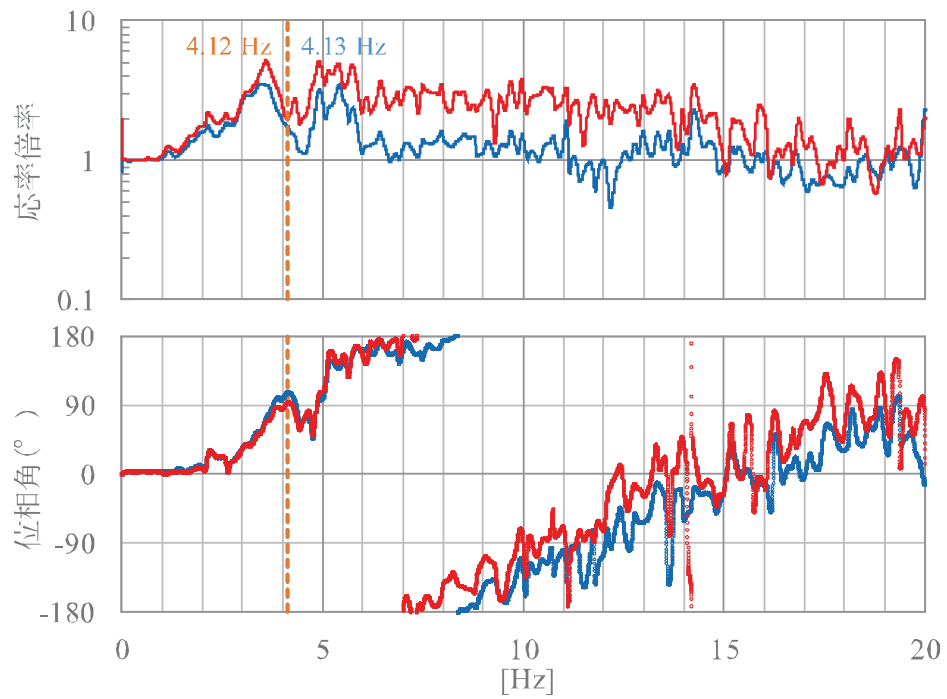


EW 方向

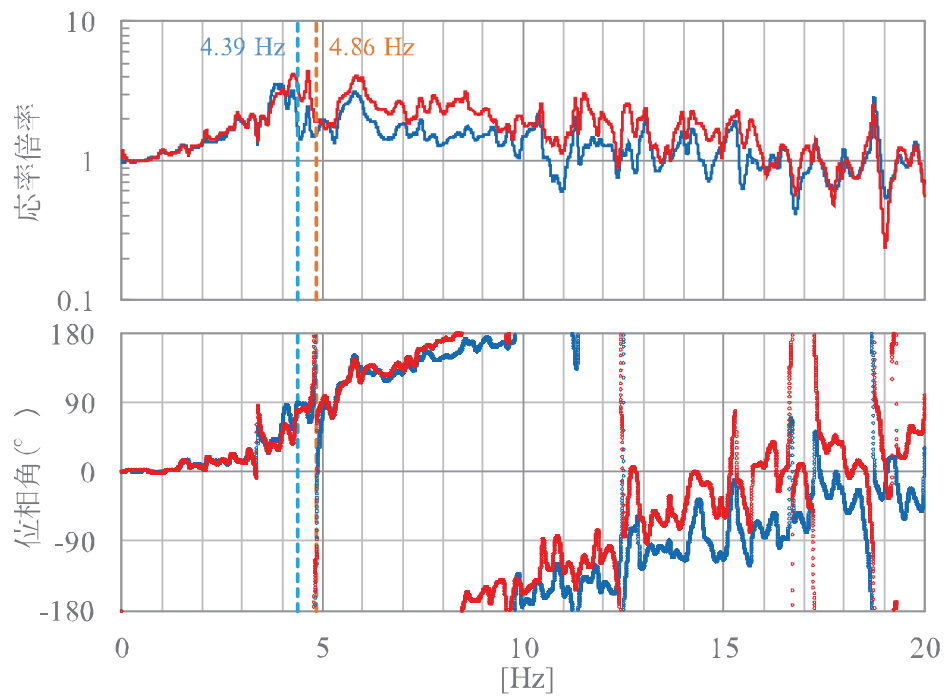
(b) —原子炉建屋地下2階 / 原子炉建屋地下3階・—制御建屋地下2階 / 原子炉建屋地下3階

図 3.1-4(2) 4.7 地震の伝達関数(2/3)





NS 方向



EW 方向

(c) —原子炉建屋地下3階 / 原子炉建屋地中・—制御建屋地下2階 / 原子炉建屋地中

図 3.1-4(3) 4.7 地震の伝達関数(3/3)

### 3.1.2 地震観測記録と 3.11 地震のシミュレーションの比較

3.11 地震の観測記録を用いた原子炉建屋及び制御建屋のシミュレーション解析結果から、隣接建屋影響の検討を行う。

シミュレーション解析に用いるモデルは、地震観測記録と解析結果が整合するように、補足説明資料「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」の「別紙 1 東北地方太平洋沖地震等に対する主要建屋のシミュレーション解析」及び、補足説明資料「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」の「別紙 1-2 東北地方太平洋沖地震等に対する制御建屋のシミュレーション解析」において構築したモデルを用いる。なお、原子炉建屋の地震応答解析における減衰定数については、シミュレーション解析では 7%を採用しているが、ここでは設計に用いたモデルと同じく 5%とした。

原子炉建屋の地震応答解析モデルを図 3.1-5 に、原子炉建屋の地震応答解析に用いる物性値を表 3.1-1 に示す。また、制御建屋の地震応答解析モデルを図 3.1-6 に、制御建屋の地震応答解析に用いる物性値を表 3.1-2 に示す。

$E_c = 1.99 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$   
 $7.94 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$  (燃料取替床上部)  
 $G_c = 8.53 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$   
 $3.41 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$  (燃料取替床上部)

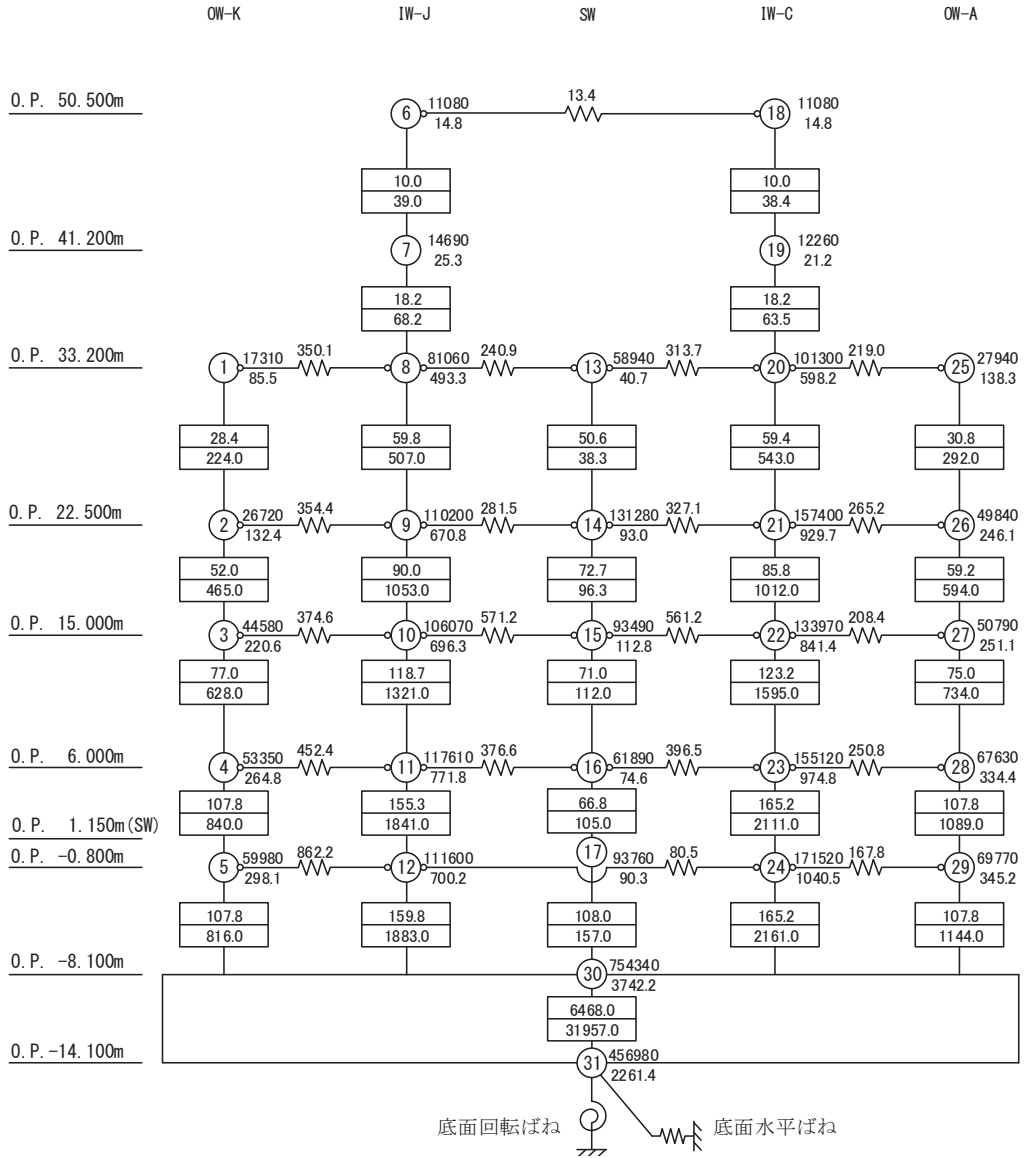
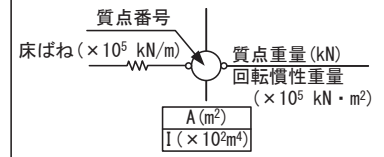
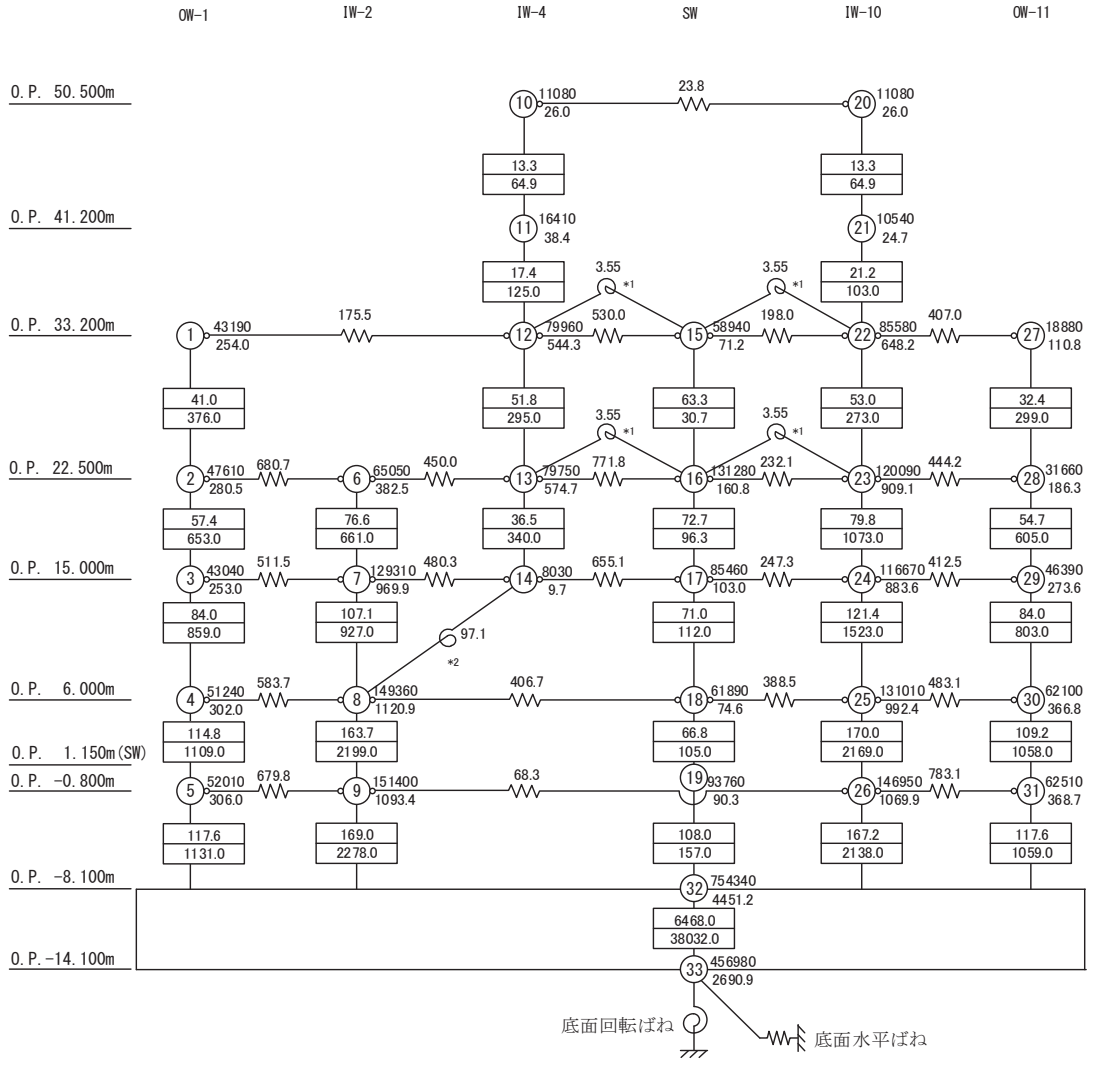
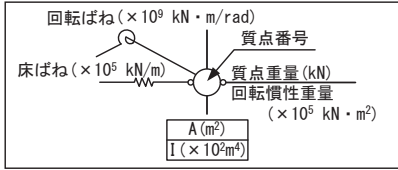


図 3.1-5(1) 原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

$E_c = 2.12 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$   
 $1.32 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$  (燃料取替床 上部)  
 $G_c = 9.10 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$   
 $5.69 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$  (燃料取替床 上部)



注記\*1：プール壁の回転ばね

\*2：内部ボックス壁の軸抵抗を考慮した回転ばね

図 3.1-5(2) 原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 3.1-1 原子炉建屋 水平方向の地震応答解析に用いる物性値

材 料		方向	初期剛性 補正係数*	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)
コ ン ク リ ー ト	オペフロ上部	NS	0.3	$7.94 \times 10^3$	$3.41 \times 10^3$	5
		EW	0.5	$13.24 \times 10^3$	$5.69 \times 10^3$	5
	オペフロ下部	NS	0.75	$19.86 \times 10^3$	$8.53 \times 10^3$	5
		EW	0.80	$21.18 \times 10^3$	$9.10 \times 10^3$	5

注記\*：初期剛性補正係数は、観測記録と整合するように設定した耐震壁の初期剛性の既工認（設計基準強度に基づく初期剛性）に対する係数

既工認 ヤング係数  $2.65 \times 10^4$  N/mm<sup>2</sup>

せん断弾性係数  $1.14 \times 10^4$  N/mm<sup>2</sup>

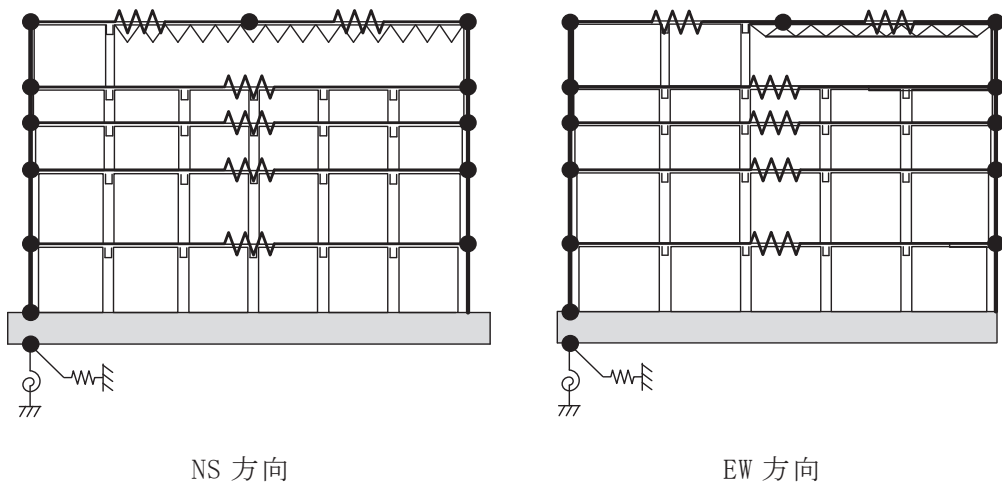


図 3.1-6 制御建屋 地震応答解析モデル（水平方向）

表 3.1-2 制御建屋 水平方向の地震応答解析に用いる物性値

材 料	方向	初期剛性 補正係数*	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)
コンクリート	NS	0.40	$10.59 \times 10^3$	$4.55 \times 10^3$	5
	EW	0.50	$13.24 \times 10^3$	$5.69 \times 10^3$	5

注記\*：初期剛性補正係数は、観測記録と整合するように設定した耐震壁の初期剛性の既工認（設計基準強度に基づく初期剛性）に対する係数

既工認 ヤング係数  $2.65 \times 10^4$  N/mm<sup>2</sup>

せん断弾性係数  $1.14 \times 10^4$  N/mm<sup>2</sup>



図 3.1-7 に示すように、隣接建屋の影響を含まない 3.11 地震の自由地盤観測点のはぎとり波を入力とした場合のシミュレーション解析結果と隣接建屋影響を含む建屋の観測記録との床応答スペクトルの比較を実施した結果を図 3.1-8 及び図 3.1-9 に示す。

シミュレーション解析結果は、隣接建屋の影響が含まれている観測記録を保守的に評価していることが確認できる。隣接建屋の影響は、隣接する建屋の応答が当該建屋に影響することから、原子炉建屋に隣接する制御建屋、タービン建屋の 1 次固有周期は 0.202~0.283 秒であるため、原子炉建屋の基礎版上の床応答スペクトルに隣接建屋の影響がある場合は、この周期付近の影響として特異なピーク等が生じると考えられるが、図 3.1-8~図 3.1-9 を見るとそのような傾向は見られない。制御建屋についても同様に、隣接する原子炉建屋（1 次固有周期 0.230 秒）による影響は見られない。なお、原子炉建屋 NS 方向の 2 階において、周期 0.15 秒付近で観測記録がシミュレーション解析結果をわずかに上回っているが、これは当該地震計が床開口部の近傍に設置されている影響と考えられる。

以上から、観測記録には隣接建屋の影響が含まれているものの顕著な傾向はなく、また、シミュレーション解析結果は観測記録を概ね保守的に評価していることを確認した。

今回工認モデルは、3.11 地震の観測記録を用いたシミュレーション解析に基づいているため、今回工認モデルを用いた地震応答解析結果は、隣接建屋の影響を考慮しても適切に評価される。

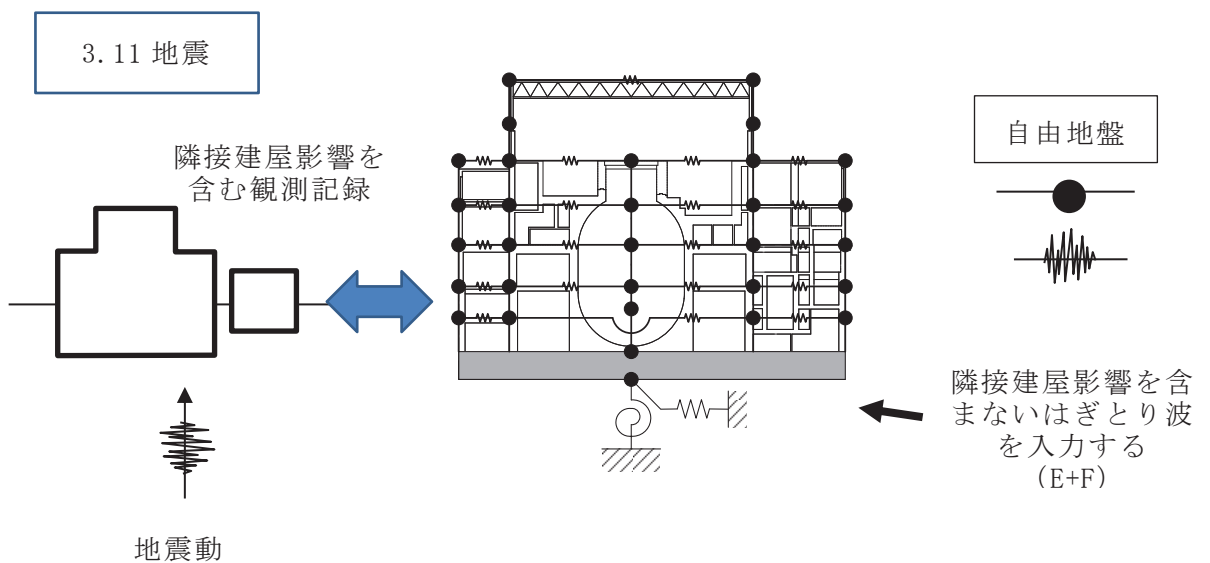


図 3.1-7 3.11 地震によるシミュレーション解析概要（原子炉建屋の例）

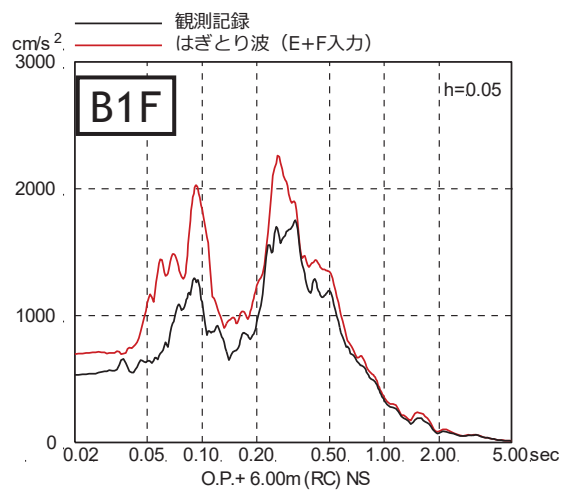
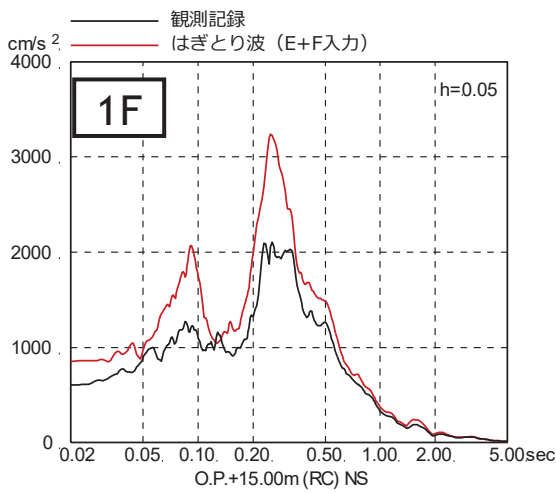
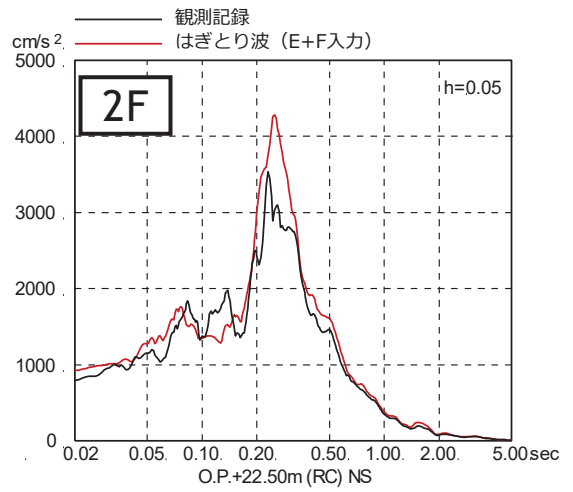
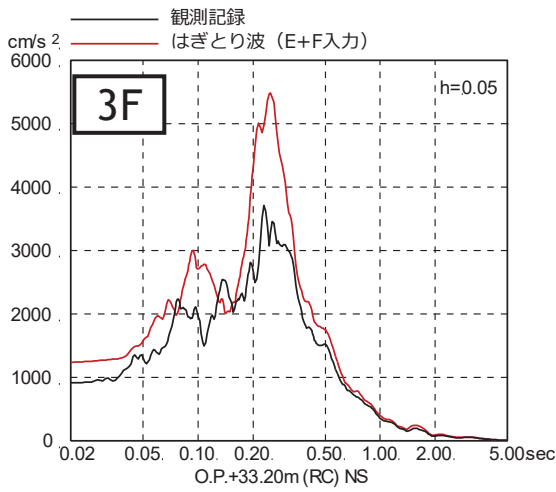
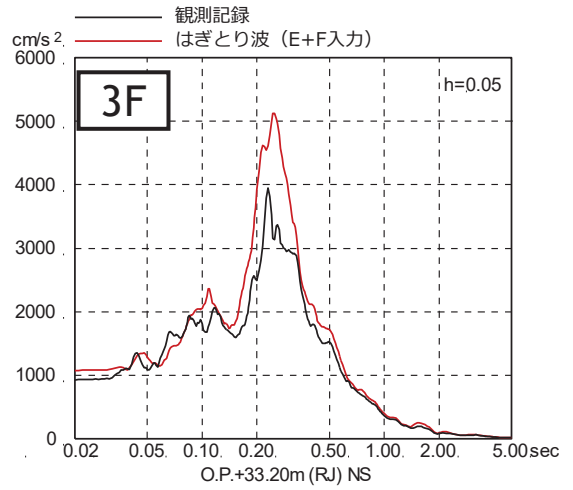
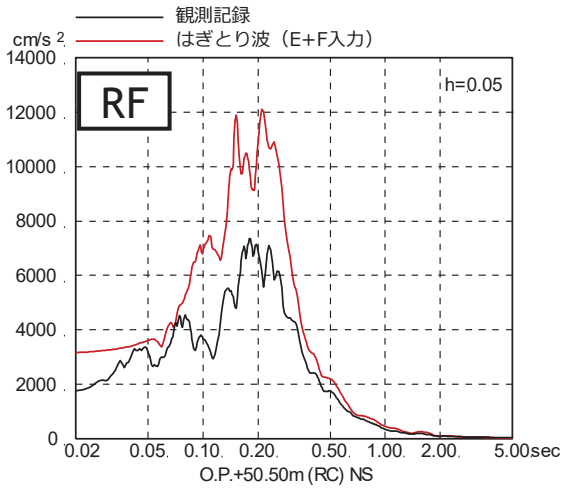


図 3.1-8(1) 3.11 地震のはぎとり波を入力に用いた場合のシミュレーション解析結果  
(原子炉建屋, NS 方向)

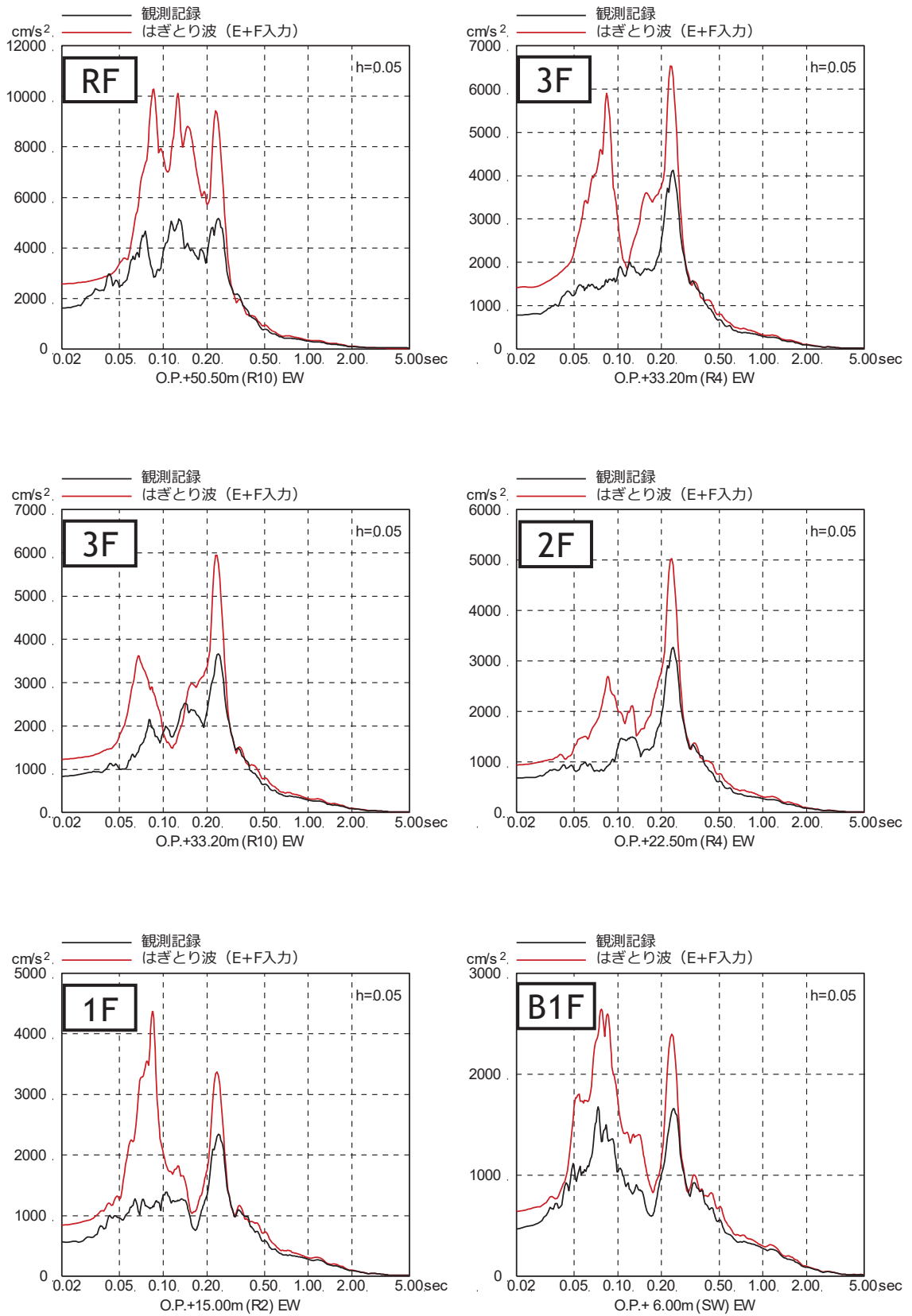
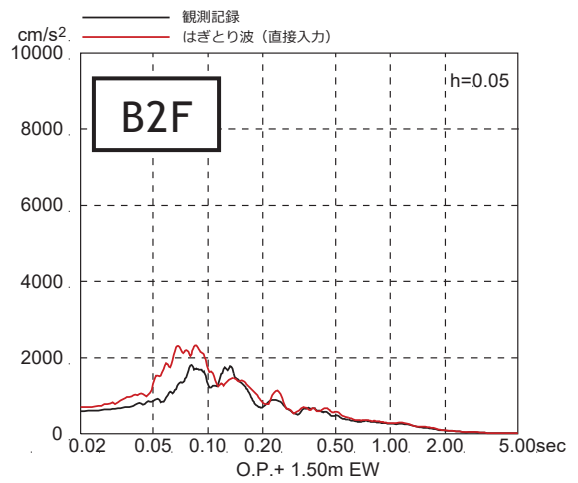
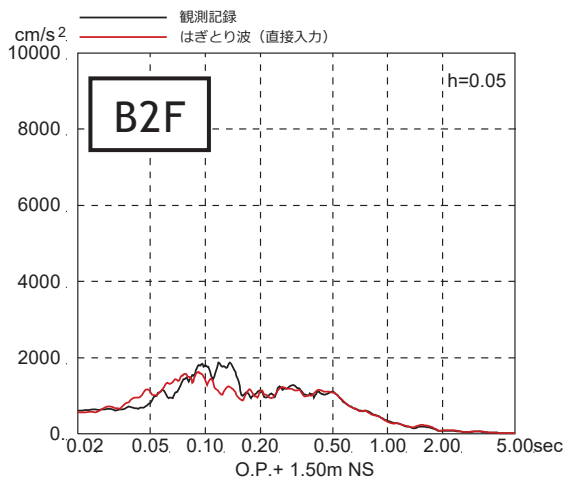
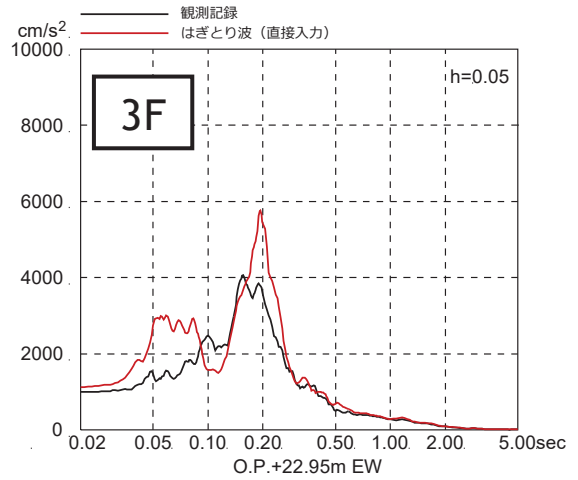
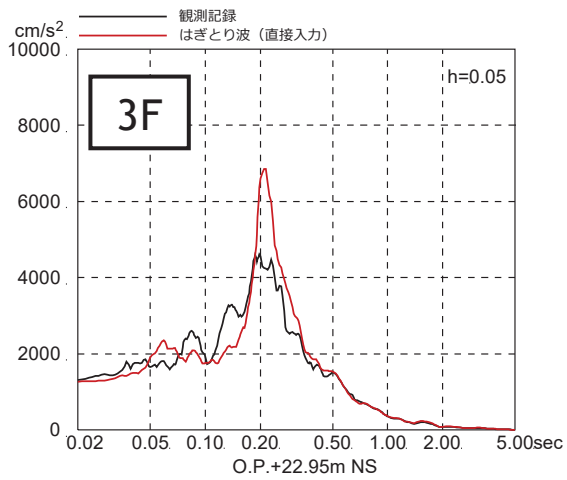
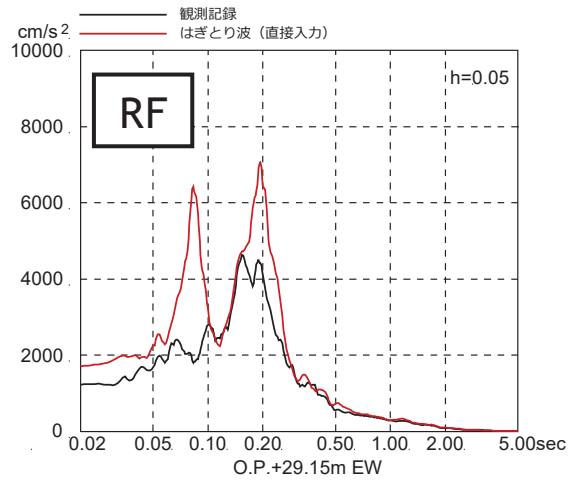
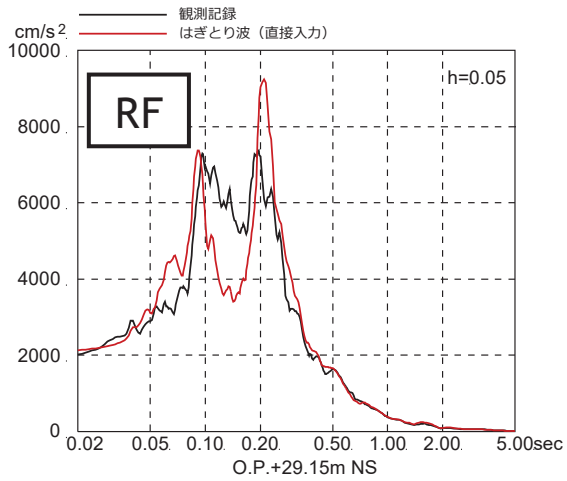


図 3.1-8(2) 3.11 地震のはぎとり波を入力に用いた場合のシミュレーション解析結果  
(原子炉建屋, EW 方向)



NS 方向

EW 方向

図 3.1-9 3.11 地震のはぎとり波を入力に用いた場合のシミュレーション解析結果 (制御建屋)

### 3.2 3次元 FEM モデルを用いた検討

#### 3.2.1 検討概要

本検討では、女川原子力発電所第2号機の工事計画認可申請対象である建物・構築物のうち、原子炉建屋、制御建屋について、実際の建屋配置状況に則して各建屋を配置する場合と各建屋を単独でモデル化する場合の地震応答解析を実施し、両者の建屋応答を比較することで隣接建屋が建物・構築物の耐震評価に与える影響を確認する。具体的には、各建屋を配置する場合と各建屋を単独でモデル化する場合の解析結果について、加速度、せん断力、曲げモーメント、床応答スペクトルの比率等を比較し、シミュレーションモデルに含まれる隣接建屋の影響を考察する。

検討には、解析コード「SoilPlus」を用いる。評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。モデル化対象建屋の配置を図 3.2-1 に示す。原子炉建屋と制御建屋には、タービン建屋及び第1号機制御建屋が隣接しているため、モデル化対象建屋に含む。

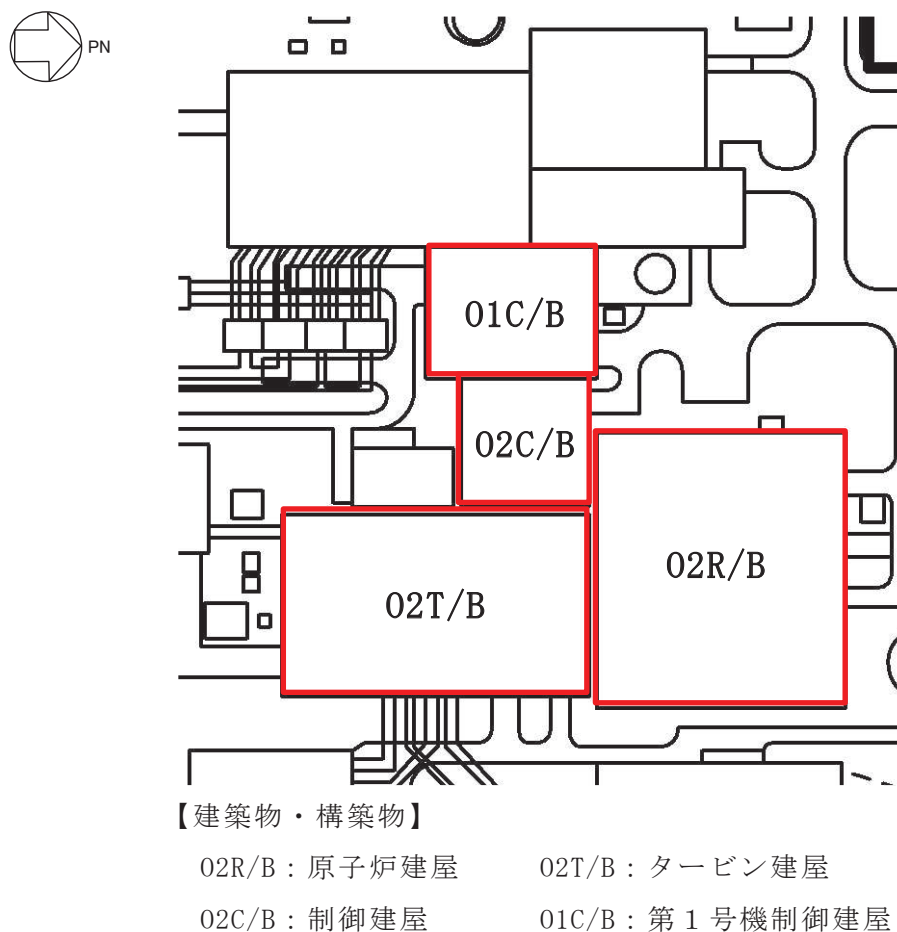


図 3.2-1 モデル化対象建屋の配置

### 3.2.2 解析ケース

本検討における解析ケースの一覧を表 3.2-1 に示す。解析ケース「ALL1」及び「ALL2」については、原子炉建屋（以下「02R/B」という。）、制御建屋（以下「02C/B」という。）、タービン建屋（以下「02T/B」という。）及び第 1 号機制御建屋（以下「01C/B」という。）をモデル化して解析を実施する。解析ケース「ALL1」では 02R/B を検討対象とし、02R/B の基礎版下における入力地震動を 02R/B 質点系モデルと等価な入力にした解析を行う。また、解析ケース「ALL2」では 02C/B を検討対象とし、02C/B の基礎版下における入力地震動を 02C/B 質点系モデルと等価な入力にした解析を行う。解析ケース「S1」及び「S2」については、02R/B 及び 02C/B を単独でモデル化して解析を実施する。

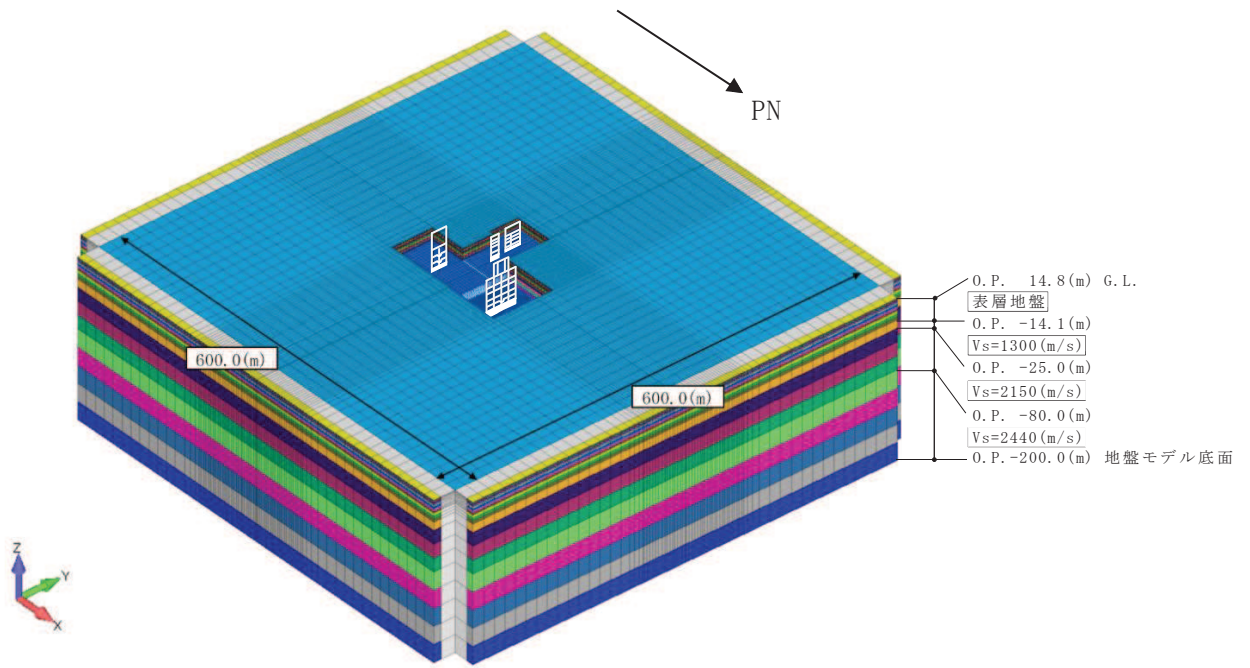
図 3.2-2～図 3.2-4 に各解析モデルの概要を示す。各解析モデルは、ソリッド要素でモデル化した地盤上に、各建屋を質点系モデルとしてモデル化する。各建屋の基礎版は剛版とし、基礎版中心位置に建屋質点系モデルを配置する。解析は線形とし、周波数応答解析を実施する。

検討は、各ケースそれぞれについて水平（NS 方向，EW 方向）2 成分について行う。

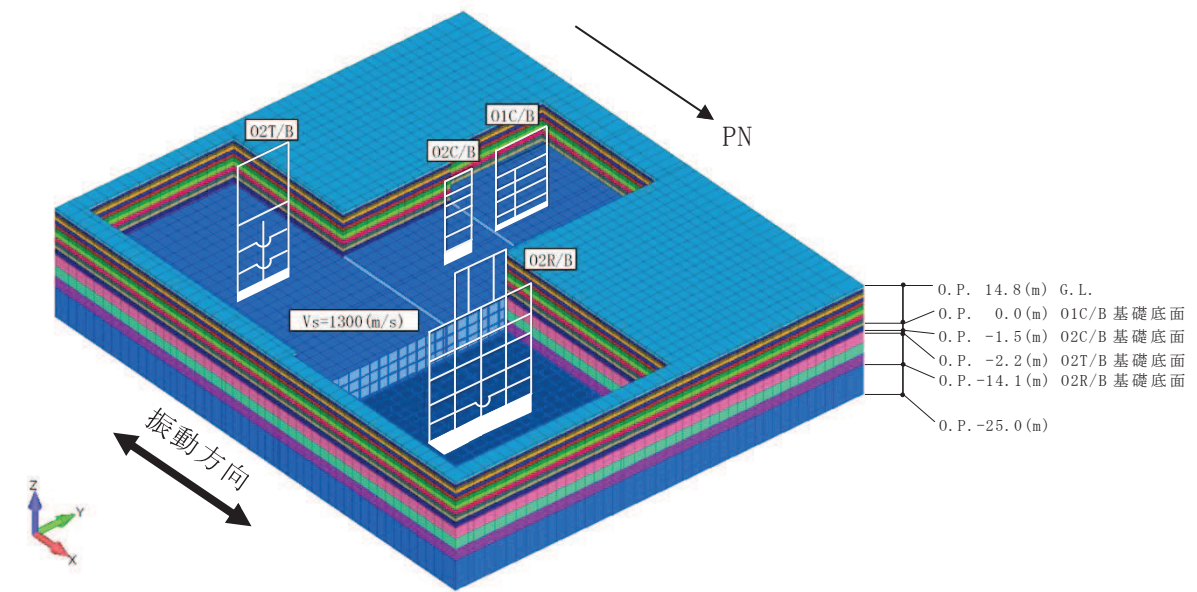


表 3.2-1 検討ケース一覧

解析ケース	モデル化する建屋	地盤モデル
ALL1 (02R/B を対象)	02R/B 02C/B 02T/B 01C/B	02R/B 基礎下の入力地震動を 02R/B 質点系モデルと等価な入力にする地盤モデル
ALL2 (02C/B を対象)	02R/B 02C/B 02T/B 01C/B	02C/B 基礎下の入力地震動を 02C/B 質点系モデルと等価な入力にする地盤モデル
S1	02R/B	02R/B 基礎下の入力地震動を 02R/B 質点系モデルと等価な入力にする地盤モデル
S2	02C/B	02C/B 基礎下の入力地震動を 02C/B 質点系モデルと等価な入力にする地盤モデル



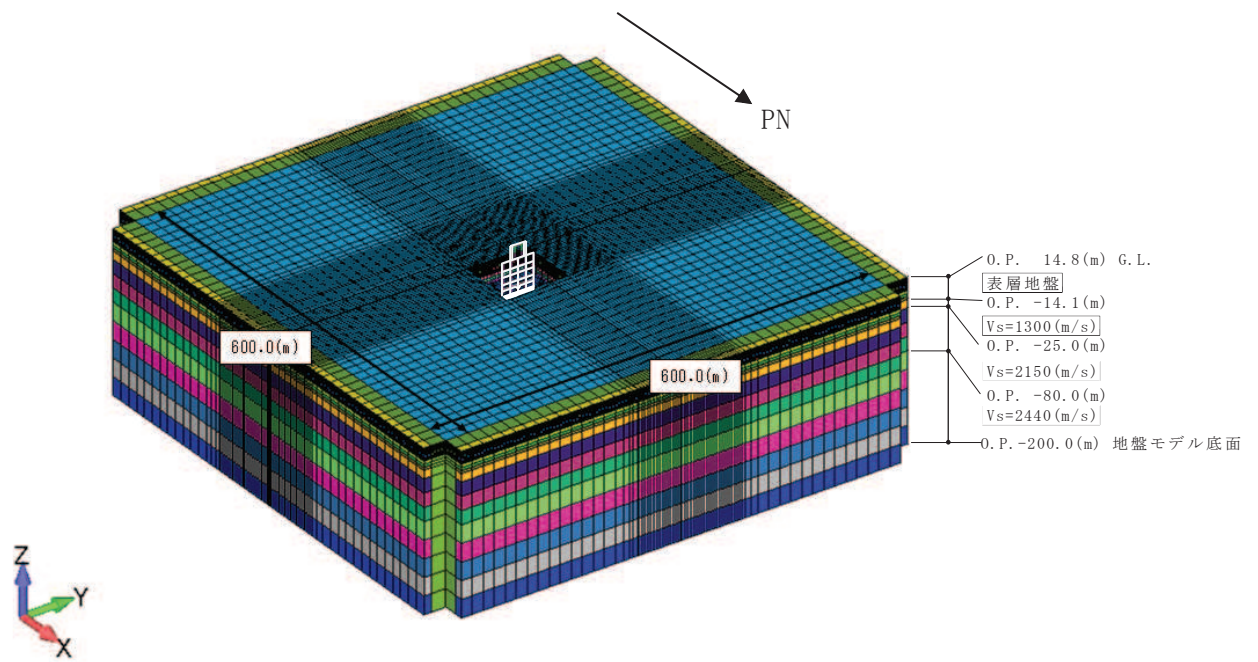
(a) 鳥観図：全体図



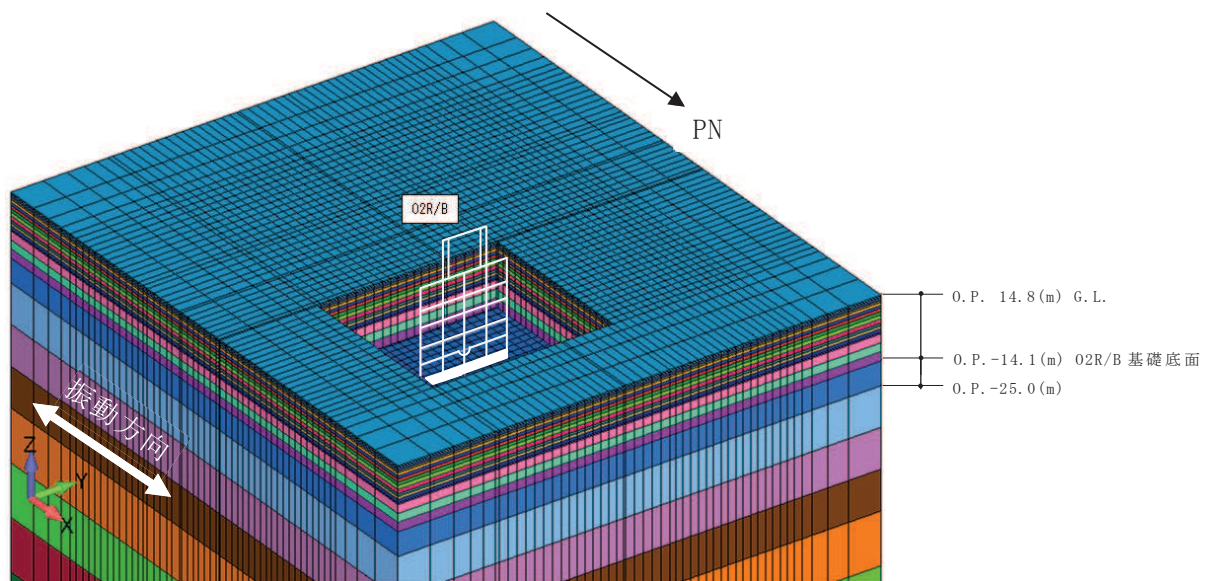
(b) 鳥観図：建屋部分拡大図

注：NS 方向の解析モデルを示す。

図 3.2-2 解析モデルの概要：解析ケース ALL1, ALL2



(a) 鳥観図：全体図

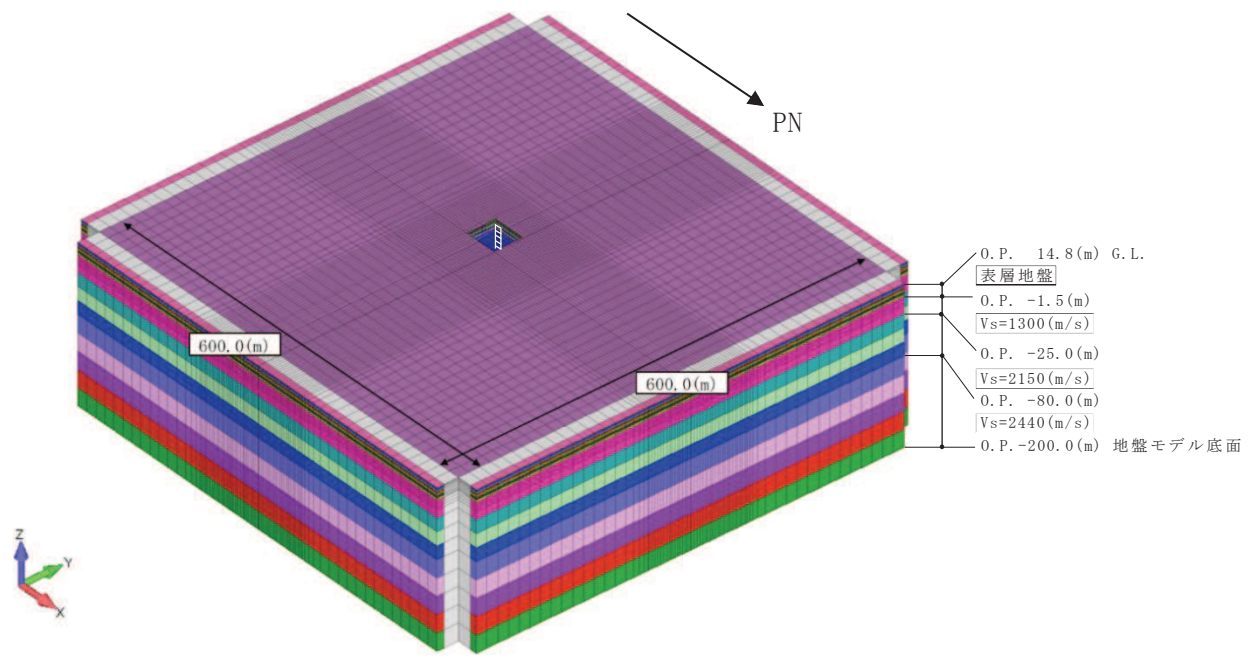


(b) 鳥観図：建屋部分拡大図

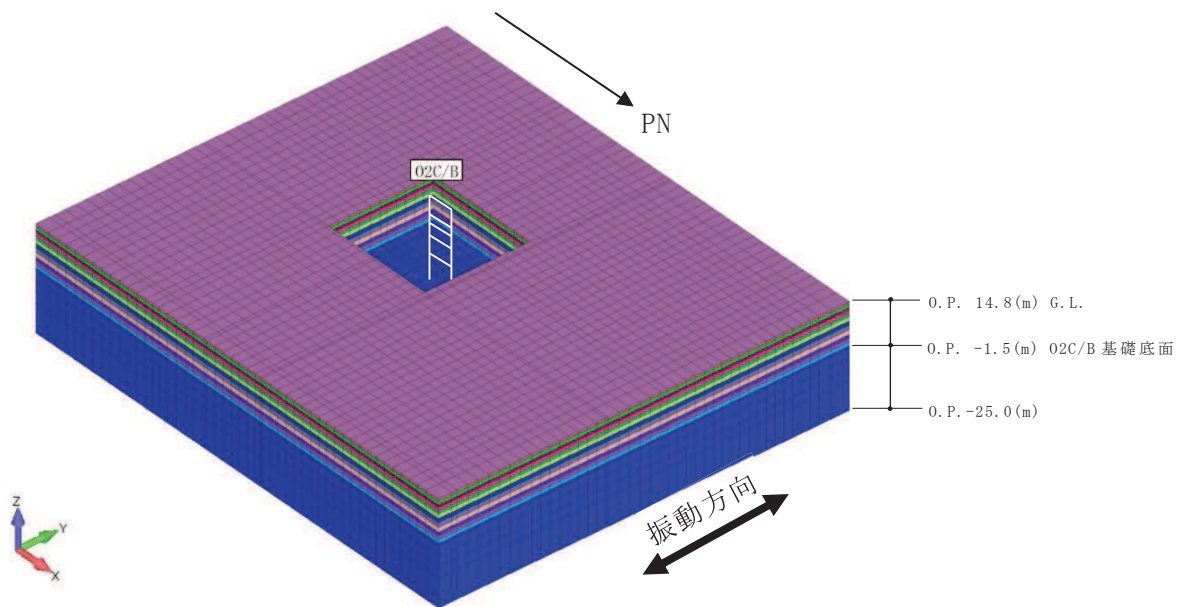
注：NS方向の解析モデルを示す。

図 3.2-3 解析モデルの概要：解析ケース S1





(a) 鳥観図：全体図



(b) 鳥観図：建屋部分拡大図

注：EW 方向の解析モデルを示す。

図 3.2-4 解析モデルの概要：解析ケース S2

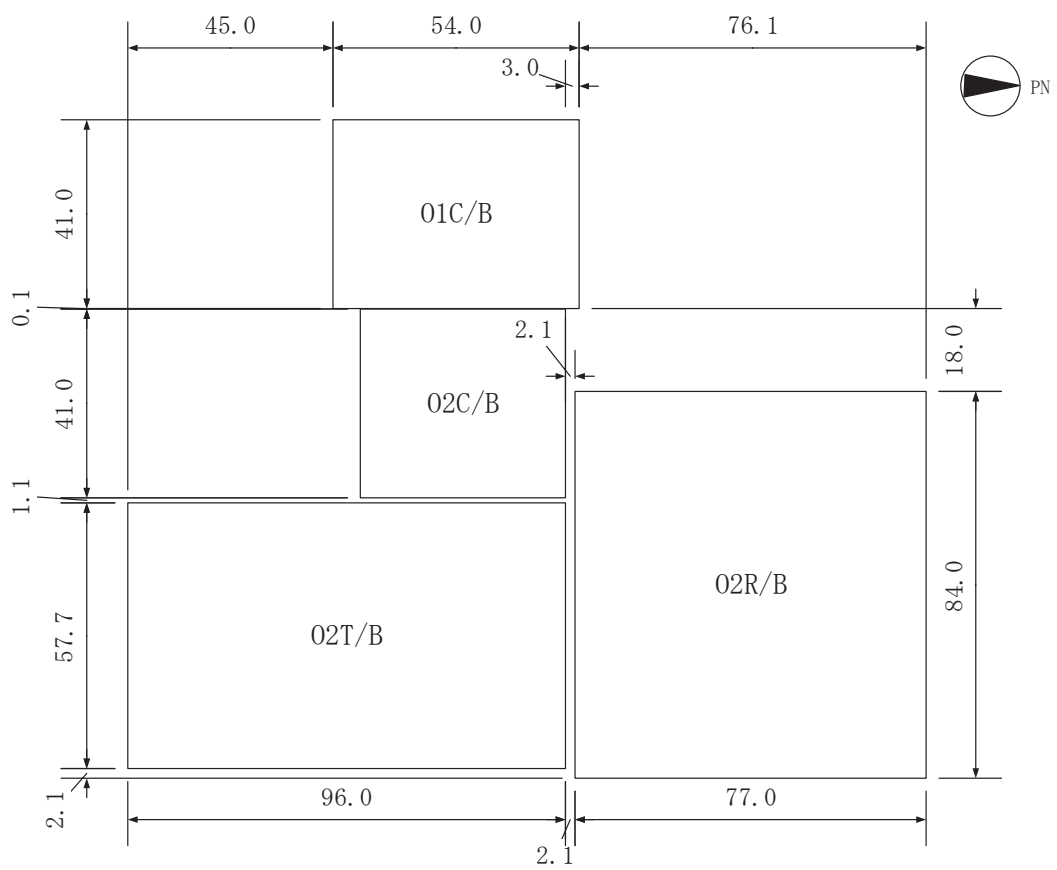
### 3.2.3 建屋のモデル化

建屋モデルは、各地震応答計算書（添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」、「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」、「VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性に関する計算書」及び「VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性に関する計算書」）に記載のモデルの諸元に基づく。「3.1.5 検討用地震動」に示すように入力地震動は弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  とするため、建屋はほぼ弾性状態と考えられることから、部材の非線形特性は考慮しない。

各モデルは各建屋基礎の中心に建屋モデルを配置する。

各建屋の解析モデルの基礎寸法を、全体配置とともに図 3.2-5 に示す。

図 3.2-6～図 3.2-9 に各建屋の建屋モデル図を示す。



(単位：m)

図 3.2-5 各建屋の解析モデルの基本寸法及び全体配置図



$E_c = 1.99 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup>
$7.94 \times 10^3$	N/mm <sup>2</sup> (燃料取替床上部)
$2.52 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup> (追設耐震壁)
$G_c = 8.53 \times 10^3$	N/mm <sup>2</sup>
$3.41 \times 10^3$	N/mm <sup>2</sup> (燃料取替床上部)
$1.05 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup> (追設耐震壁)
$E_s = 2.05 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup> (追設ブレース)
$G_s = 7.90 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup> (追設ブレース)

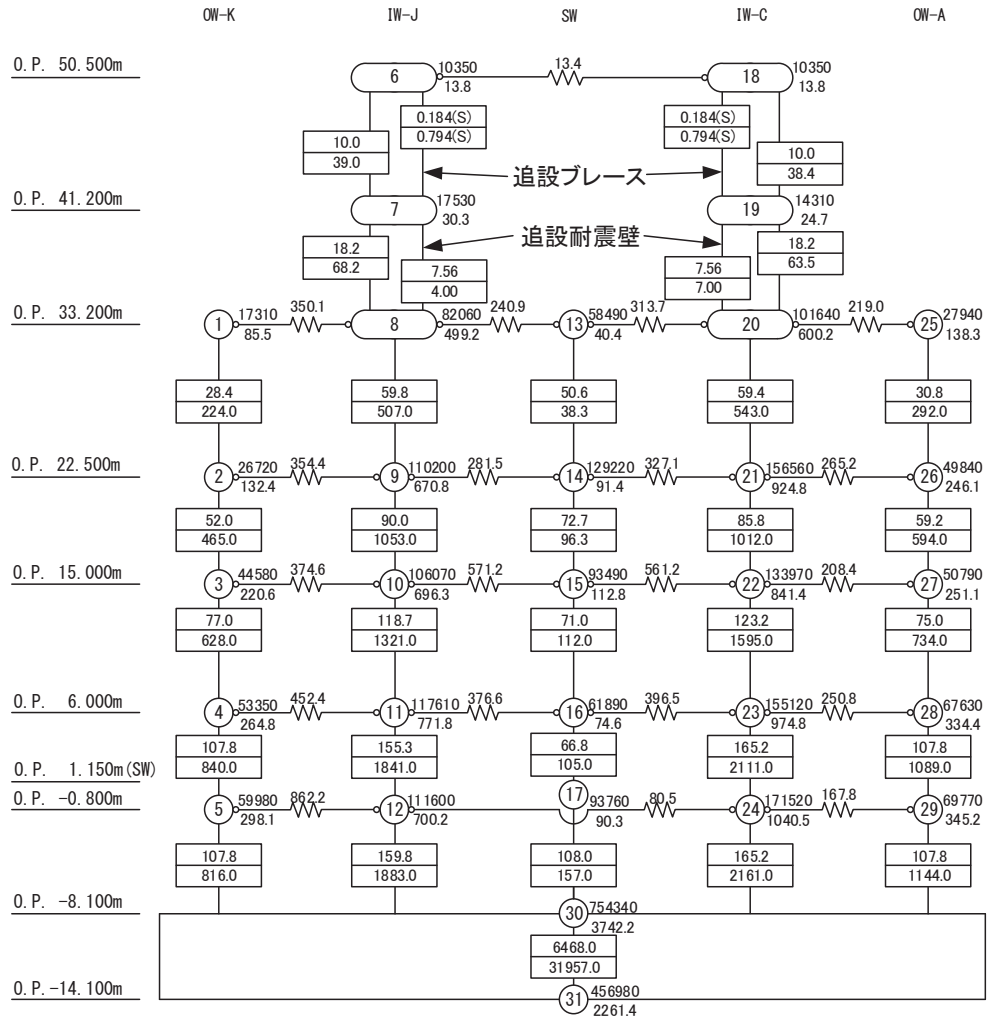
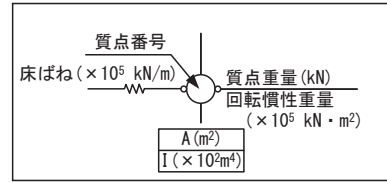


図 3.2-6(1) 質点系モデル (02R/B, NS 方向)

$E_c = 2.12 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$   
 1.  $32 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$  (燃料取替床上部)  
 2.  $52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$  (追設耐震壁)  
 $G_c = 9.10 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$   
 5.  $69 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$  (燃料取替床上部)  
 1.  $05 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$  (追設耐震壁)

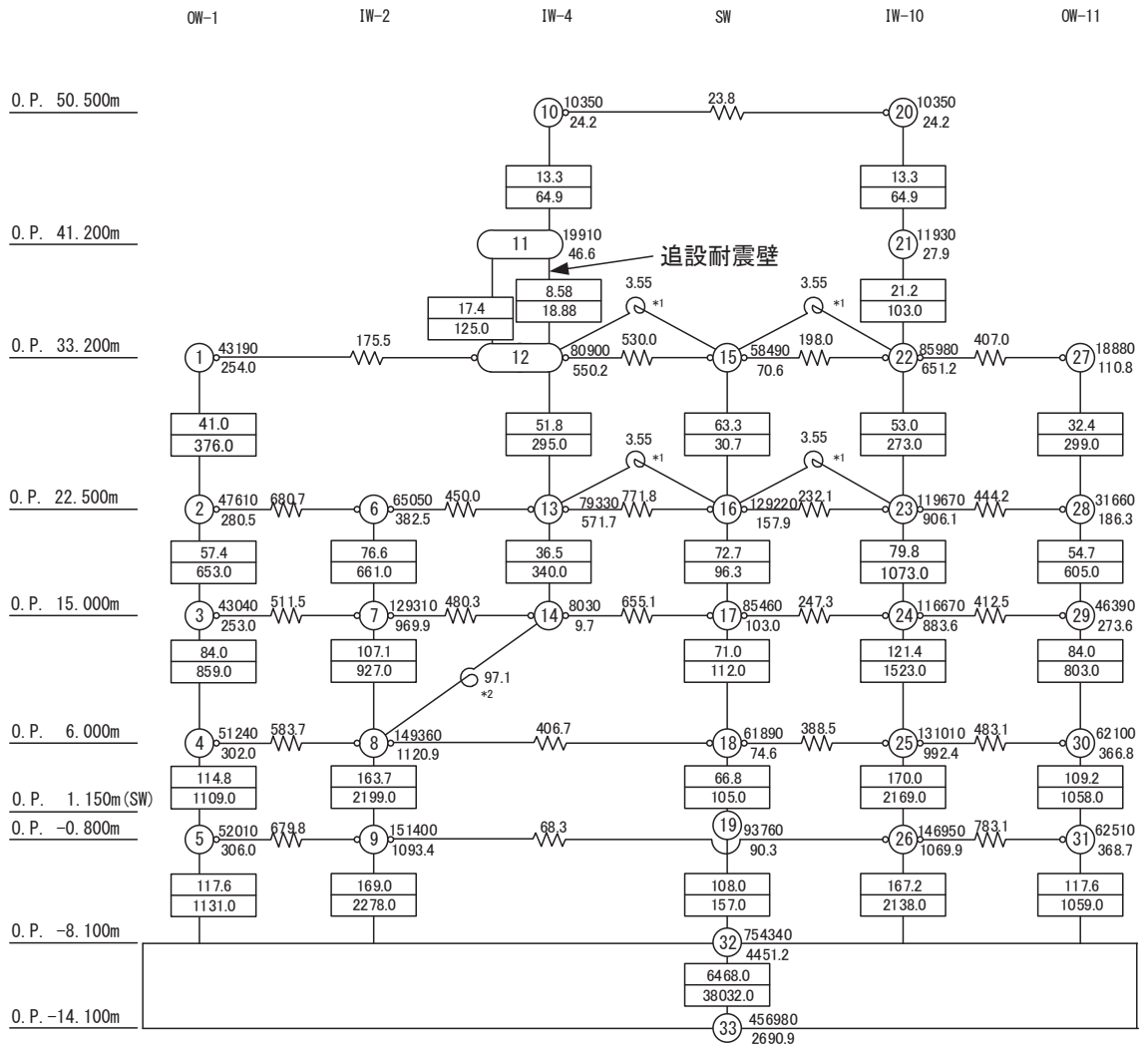
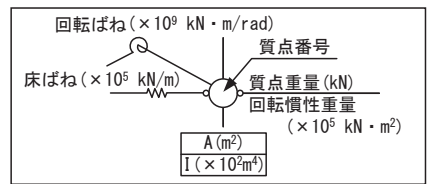


図 3.2-6(2) 質点系モデル (02R/B, EW 方向)

$E_c = 10590 \text{ N/mm}^2$   
 $G_c = 4550 \text{ N/mm}^2$

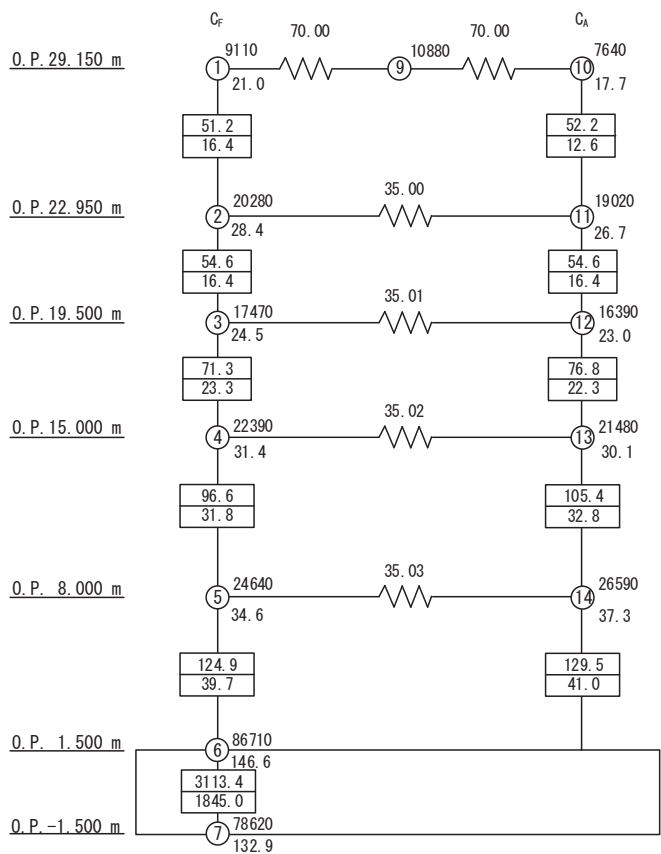
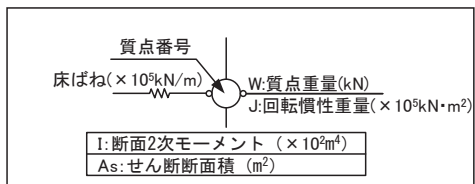


図 3.2-7(1) 質点系モデル (02C/B, NS 方向)

$E_c = 13240 \text{ N/mm}^2$   
 $G_c = 5690 \text{ N/mm}^2$

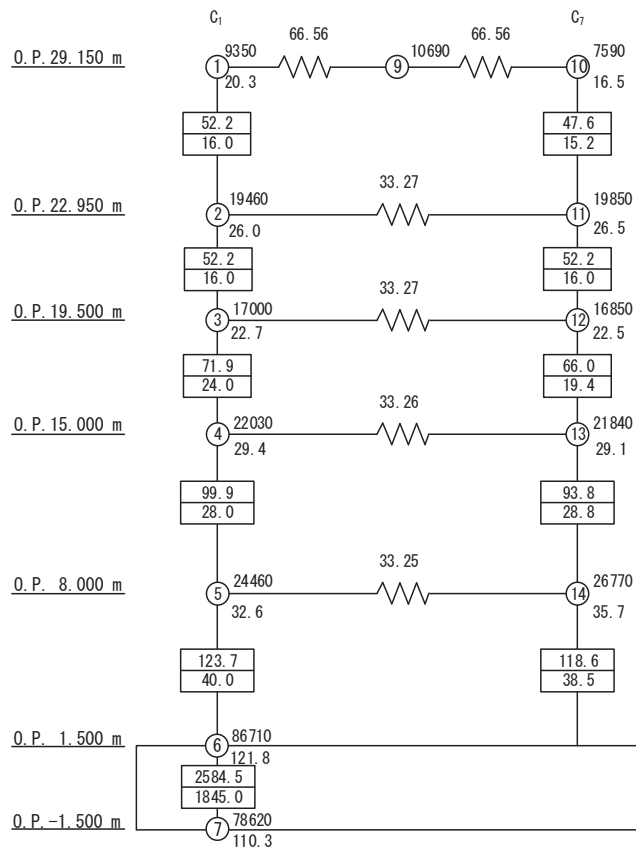
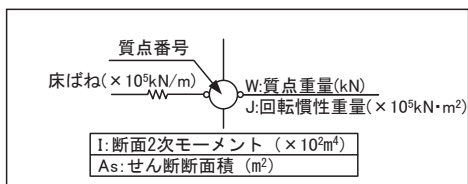
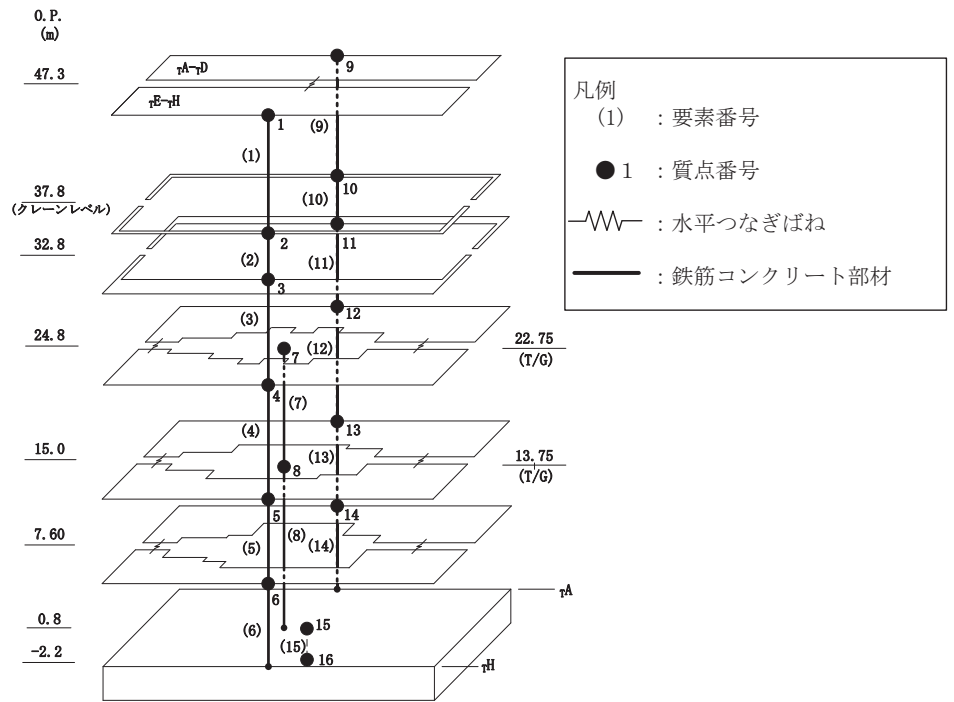


図 3.2-7(2) 質点系モデル (02C/B, EW 方向)



(a) モデル図

標高 O. P. (m)	建屋		
	$\tau E-\tau H$	T/G	$\tau A-\tau D$
47.3	1		9
	1942		1942
37.8	2		10
	1220		1220
32.8	3		11
	3713		4089
24.8	4	7	12
22.75 (T/G)	11060	7688	16545
15.0	5	8	13
13.75 (T/G)	13550	4982	17740
7.6	6		14
	12333		14234
0.8	15		
	36434		
-2.2	16		
	30430		

回転慣性重量\* =  $1.404 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

注記\* : 回転慣性重量は基礎下質点 (質点番号16) に集約している。

(b) 質点重量・回転慣性重量

図 3.2-8(1) 地震応答解析モデル (02T/B, NS 方向) (1/2)

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>2</sup> m <sup>4</sup> )

標高 O.P. (m)	建屋			
	$\tau E-\tau H$	T/G	$\tau A-\tau D$	
47.3	(1)		(9)	
	24.0		24.0	
	324.4		324.4	
37.8	(2)		(10)	
	24.0		24.0	
	324.4		324.4	
32.8	(3)		(11)	
	32.6		39.8	
	477.1		699.8	
24.8	(4)		(7)	(12)
22.75 (T/G)	132.2		21.43	196.6
	1366.0	∞	1905.5	
15.0	(5)	(8)	(13)	
13.75 (T/G)	148.6	10.43	192.7	
	1589.7	∞	1932.9	
7.6	(6)		(14)	
	177.6		198.8	
	2031.4		2130.1	
0.8	(15)			
	5539.2			
	42541.1			

①耐震壁 (O.P. 24.8mより上部) (要素1~3, 9~11)

ヤング係数	E	$7.94 \times 10^3$ (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数	G	$3.41 \times 10^3$ (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比	$\nu$	0.167
減衰定数	h	5%

②耐震壁 (O.P. 24.8mより下部) (要素4~6, 12~15)

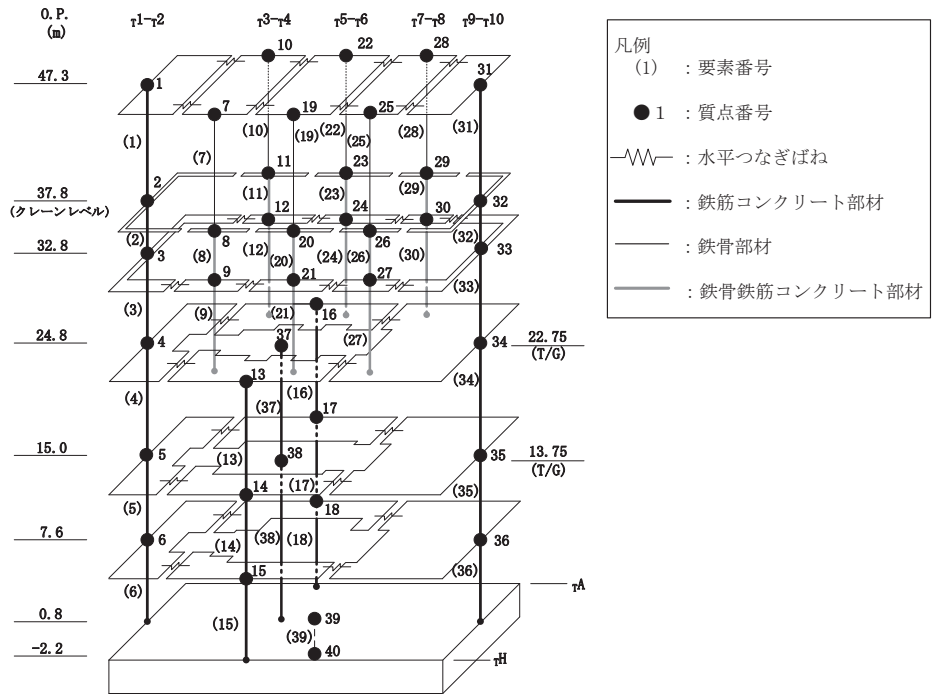
ヤング係数	E	$9.27 \times 10^3$ (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数	G	$3.98 \times 10^3$ (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比	$\nu$	0.167
減衰定数	h	5%

③T/G架台 (要素7, 8)

ヤング係数	E	$2.65 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数	G	$1.14 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比	$\nu$	0.167
減衰定数	h	5%

(c) せん断断面積・断面2次モーメント

図 3.2-8(2) 地震応答解析モデル (02T/B, NS 方向) (2/2)



(a) モデル図

質点番号
質点重量(×10kN)

標高 O.P. (m)	建屋								
	τ1-τ2	τ3-τ4		τ5-τ6		τ7-τ8		τ9-τ10	
47.3	1	7	10	19	22	25	28	31	
	740	391	391	435	435	379	379	733	
37.8	2	8	11	20	23	26	29	32	
	835	184	184	182	182	162	162	548	
32.8	3	9	12	21	24	27	30	33	
	1417	698	672	761	732	705	787	2030	
24.8	4	τ3-τ6 (TH側)		τ3-τ6 (TA側)		T/G	τ7-τ10		
	3993	4293		6178		7688	13140		
15.0	5	14		17		38	35		
13.75(T/G)	5621	5289		7306		4982	13074		
	7.6	6	15		18			36	
0.8	5122	4405		5863			11177		
				39					
-2.2				36434					
				40					
				30430					

回転慣性重量\* =  $5.251 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

注記\* : 回転慣性重量は基礎下質点 (質点番号40) に集約している。

(b) 質点重量・回転慣性重量

図 3.2-8(3) 地震応答解析モデル (02T/B, EW 方向) (1/2)



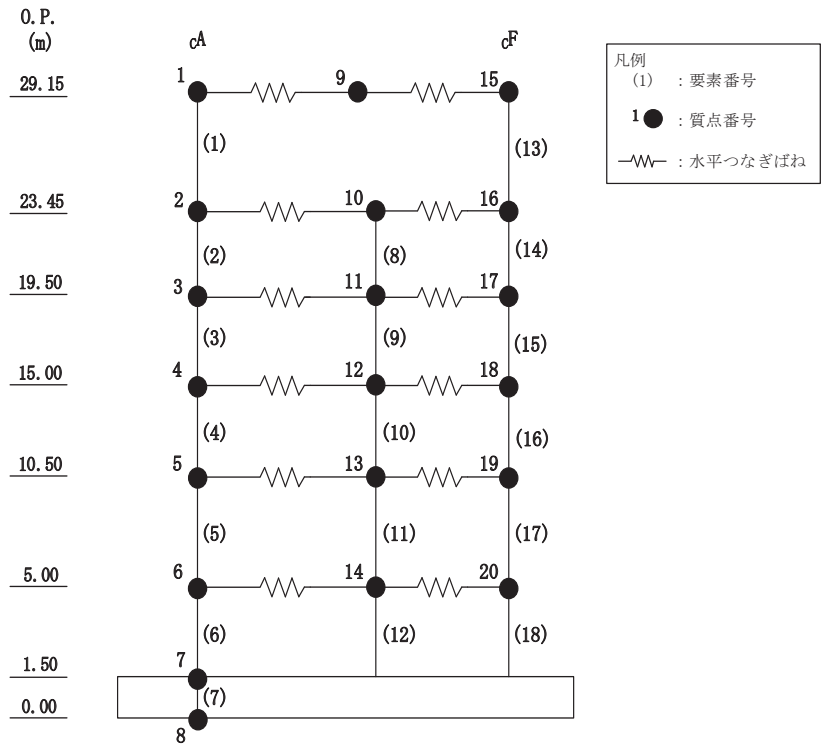
要素番号
せん断断面積 (m <sup>2</sup> )
断面2次モーメント (×10 <sup>2</sup> m <sup>4</sup> )

標高 O. P. (m)	建屋							
	τ1-τ2	τ3-τ4		τ5-τ6		τ7-τ8		τ9-τ10
47.3	(19)	(7)	(10)	(19)	(22)	(25)	(28)	(31)
	15.9	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	15.9
	75.2	∞	∞	∞	∞	∞	∞	75.2
37.8	(2)	(8)	(11)	(20)	(23)	(26)	(29)	(32)
	15.9	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	15.9
	75.2	∞	∞	∞	∞	∞	∞	75.2
32.8	(3)	(9)	(12)	(21)	(24)	(27)	(30)	(33)
	24.3	0.431	0.445	0.431	0.446	0.431	0.455	38.7
	132.8	∞	∞	∞	∞	∞	∞	196.8
	τ1-τ2	τ3-τ6 (TH側)		τ3-τ6 (TA側)		T/G	τ7-τ10	
24.8	(4)	(13)		(16)		(37)	(34)	
22.75(T/G)	64.4	34.8		54.9		18.88	93.4	
	278.6	15.83		24.25		∞	403.5	
15.0	(5)	(14)		(17)		(38)	(35)	
13.75(T/G)	122.0	38.1		51.4		11.45	138.4	
	511.6	14.03		25.43			638.2	
7.6	(6)	(15)		(18)		∞	(36)	
	113.0	56.7		60.7			146.6	
	516.0	18.91		34.93			762.1	
0.8	(39)							
	5539.2							
	15368.0							

- ①耐震壁 (O. P. 24.8mより上部)  
(要素1~3, 8, 9, 11, 12, 20, 21, 23, 24, 26, 27, 29, 30, 31~33)
- |         |   |   |
|---------|---|---|
| ヤング係数   | E | 9.27×10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> ) |
| せん断弾性係数 | G | 3.98×10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> ) |
| ポアソン比   | ν | 0.167                                     |
| 減衰定数    | h | 5%  |
- ②耐震壁 (O. P. 24.8mより下部)  
(要素4~6, 13~15, 16~18, 34~36)
- |         |   |   |
|---------|---|---|
| ヤング係数   | E | 1.06×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> ) |
| せん断弾性係数 | G | 4.55×10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> ) |
| ポアソン比   | ν | 0.167                                     |
| 減衰定数    | h | 5%  |
- ③T/G架台 (要素37, 38)
- |         |   |   |
|---------|---|---|
| ヤング係数   | E | 2.65×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> ) |
| せん断弾性係数 | G | 1.14×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> ) |
| ポアソン比   | ν | 0.167                                     |
| 減衰定数    | h | 5%  |
- ④鉄骨部 (要素7, 10, 19, 22, 25, 28)
- |         |   |   |
|---------|---|---|
| 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   | ν | 0.3                                       |
| 減衰定数    | h | 2%  |

(c) せん断断面積・断面2次モーメント

図 3.2-8(4) 地震応答解析モデル (02T/B, EW 方向) (2/2)



(a) モデル図

図 3.2-9(1) 地震応答解析モデル (01C/B, NS 方向) (1/3)

質点番号
質点重量(×10kN)

標高 O. P. (m)	建屋		
	CA		CF
29.15	1	9	15
	669.0	1171.8	779.7
23.45	2	10	16
	776.9	1162.7	680.0
19.50	3	11	17
	1064.1	2348.2	609.7
15.00	4	12	18
	1453.9	3128.1	795.6
10.50	5	13	19
	1693.3	3654.6	1072.7
5.00	6	14	20
	1454.3	2497.0	850.0
1.50	7		
	6824.9		
0.00	8		
	3908.1		

回転慣性重量\* =  $9.04 \times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m}^2 / \text{rad}$

注記\* : 回転慣性重量は基礎下質点(質点番号8)に集約している。

(b) 質点重量・回転慣性重量

図 3.2-9(2) 地震応答解析モデル(01C/B, NS方向)(2/3)

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>2</sup> m <sup>4</sup> )

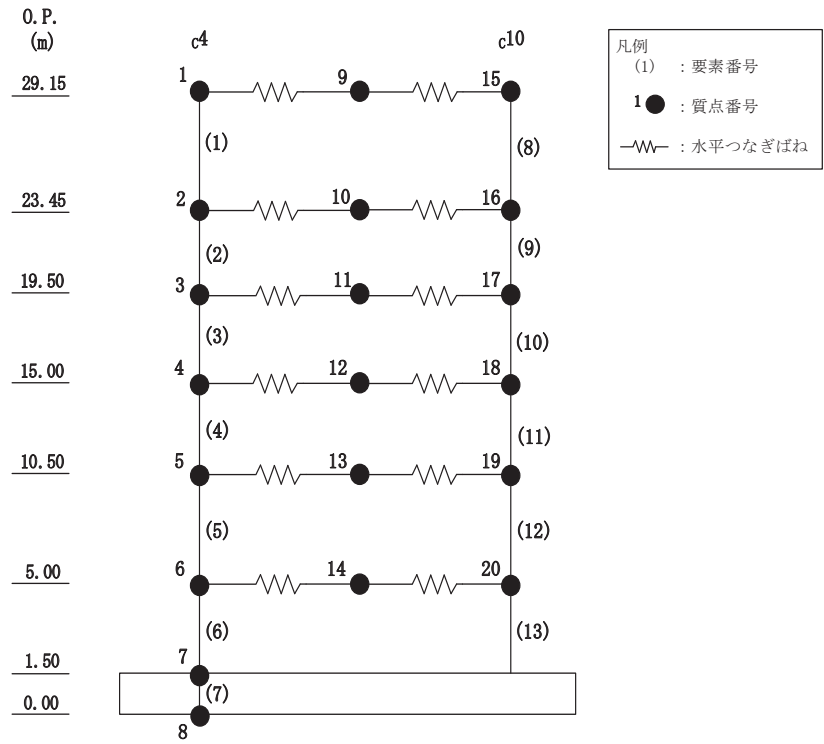
標高 O. P. (m)	建屋		
	CA		CF
29.15	(1)		(12)
	13.16		9.40
	24.78		24.51
23.45	(2)		(13)
	17.65		17.65
	40.74		40.74
19.50	(3)	(8)	(14)
	20.84	16.85	16.88
	89.70	14.35	44.22
15.00	(4)	(9)	(15)
	27.89	21.80	33.54
	167.04	36.74	168.78
10.50	(5)	(10)	(16)
	37.80	21.80	44.34
	186.61	39.81	198.42
5.00	(6)	(11)	(17)
	37.80	21.80	44.34
	186.61	39.81	198.42
1.50	(7)		
	2214.0		
	5380.02		

コンクリート部

ヤング係数	E	2.06×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数	G	0.88×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

(c) せん断断面積・断面2次モーメント

図 3.2-9(3) 地震応答解析モデル (01C/B, NS 方向) (3/3)



(a) モデル図

図 3.2-9(4) 地震応答解析モデル (01C/B, EW 方向) (1/3)

質点番号
質点重量(×10kN)

標高 O.P. (m)	建屋		
	c4		c10
29.15	1	9	15
	1043	368	1210
23.45	2	10	16
	790	997	833
19.50	3	11	17
	2194	1093	735
15.00	4	12	18
	3281	1200	896
10.50	5	13	19
	3555	1649	1216
5.00	6	14	20
	2503	1253	1045
1.50	7		
	6825		
0.00	8		
	3908		

回転慣性重量\* =  $5.28 \times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m}^2 / \text{rad}$

注記\* : 回転慣性重量は基礎下質点(質点番号8)に集約している。

(b) 質点重量・回転慣性重量

図 3.2-9(5) 地震応答解析モデル (01C/B, EW 方向) (2/3)

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>2</sup> m <sup>4</sup> )

標高 O.P. (m)	建屋	
	c4	c10
29.15	(1)	(8)
	12.3	11.2
	37.3	36.6
23.45	(2)	(9)
	20.5	14.9
	64.4	41.6
19.50	(3)	(10)
	28.7	20.3
	73.3	50.9
15.00	(4)	(11)
	53.1	41.0
	197.0	88.2
10.50	(5)	(12)
	59.5	41.0
	235.0	100.1
5.00	(6)	(13)
	59.5	41.0
	235.0	100.1
1.50	(7)	
	2214.0	
	3101.5	

コンクリート部

ヤング係数	E	9.27 × 10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数	G	3.97 × 10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

(c) せん断断面積・断面2次モーメント

図 3.2-9(6) 地震応答解析モデル (01C/B, EW 方向) (3/3)



#### 3.2.4 地盤のモデル化

地盤モデルの概要図を図 3.2-10 に示す。地盤はソリッド要素でモデル化する。NS 方向 600m, EW 方向 600m の領域をモデル化し、地盤モデル底面は入力地震動算定時の引き戻し地盤レベルと同じ O.P. -200m とする。

地盤モデルは入力地震動算定用 1 次元地盤モデルと同じ成層構造を基本とし、O.P. -14.1m から O.P. 0m の表層地盤は線形地盤モデルとし、O.P. 0m 以浅の表層地盤は 1 次元地盤モデルで一次元波動論による等価線形解析を実施した収束物性の線形地盤モデルとする。また、各建屋の基礎底面直下は支持地盤とし、線形地盤モデルとする。

本検討では周波数応答解析を行うため、地盤の減衰は一定減衰とする。表層地盤の初期物性を表 3.2-2 に、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub> 入力時に適用する等価物性を及び表 3.2-3 に、支持地盤の物性を表 3.2-4 に示す。

地盤モデルの境界は、底面粘性境界、側面粘性境界としてモデル化する。側面境界はモデル側方の地盤層序と同様の自由地盤モデルを構築し、自由地盤と解析対象地盤とを粘性境界で接続する。このとき、粘性境界付近での解析精度の低下が評価対象である各建屋の基礎底面の応答に与える影響を低減させるために、「原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)」を参考に、建屋側面から側方境界までの長さは建屋幅(ここでは建屋群の幅とする)の 1 倍以上とする。深さ方向は基礎底面が最も深い原子炉建屋の基礎底面から原子炉建屋の建屋幅の 1 倍以上としている。建屋部分の要素分割は個々の建屋に対して 10 分割程度を目安にする。

建屋の基礎は剛体として考慮し、浮き上がりは考慮せず、底面については完全固着とし、基礎底面と支持地盤が同一に挙動するように結合する。質点系モデルでは側面地盤ばねを考慮していないことから、建屋側面と側面地盤間の結合は考慮しない。

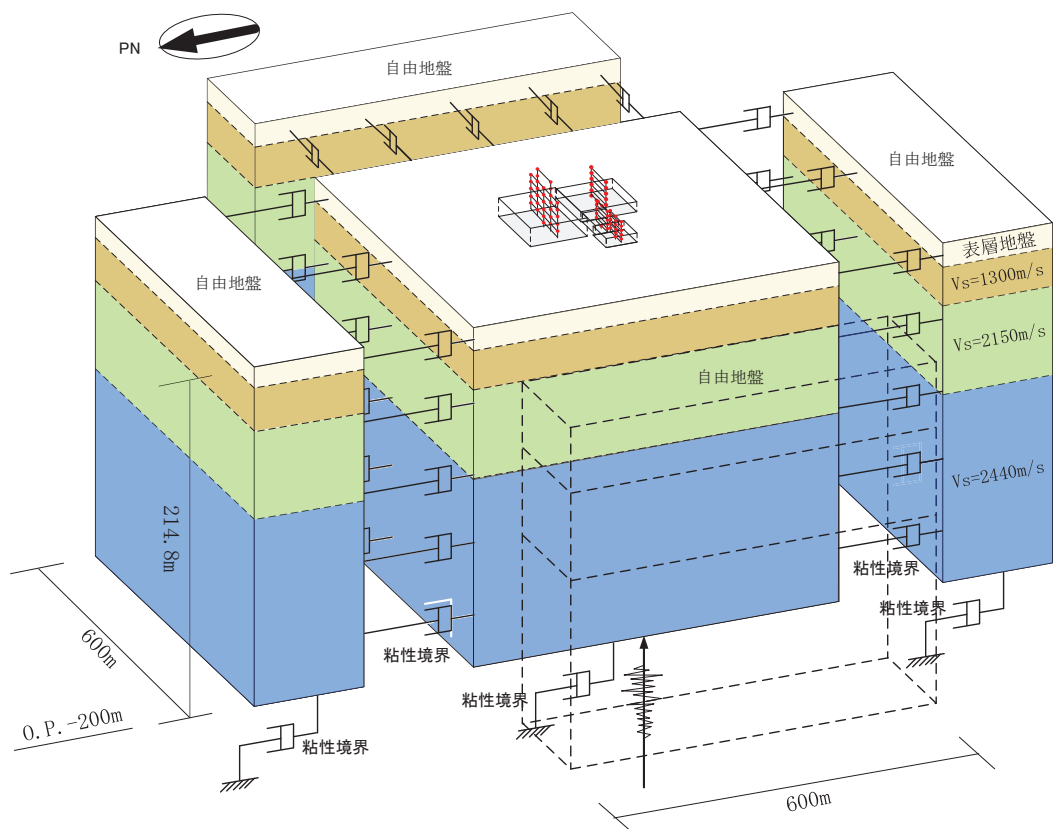


図 3.2-10 地盤モデルの概要

表 3.2-2 表層地盤物性（初期物性）

	上面レベル O.P. (m)	層厚 (m)	Vs (m/s)	密度 (t/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比	備考
1	14.80	1.20	124	1.9	0.48	等価線形地盤 (初期物性)
2	13.60	2.00	214	1.9	0.48	
3	11.60	2.50	287	1.9	0.48	
4	9.10	3.00	352	1.9	0.48	
5	6.10	3.50	411	1.9	0.48	
6	2.60	2.60	469	1.9	0.48	
7	0.0	1.50	900	2.38	0.448	線形地盤
8	-1.50	0.70	900	2.38	0.448	
9	-2.20	3.90	900	2.38	0.448	
10	-6.10	4.00	900	2.38	0.448	
11	-10.10	4.00	900	2.38	0.448	
12	-14.10		1300	2.43	0.415	

表 3.2-3(1) 表層地盤物性 (等価物性) (S d - D 2) ALL1

	再層分割 層番号	上面レベル O. P. (m)	層厚 (m)	Vs (m/s)	密度 (t/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比	備考
1	1	14.80	0.60	118	1.9	0.48	等価線形地盤 (等価物性)
	2	14.20	0.60	118	1.9	0.48	
2	3	13.60	1.00	169	1.9	0.48	
	4	12.60	1.00	169	1.9	0.48	
3	5	11.60	1.25	193	1.9	0.48	
	6	10.35	1.25	193	1.9	0.48	
4	7	9.10	1.50	207	1.9	0.48	
	8	7.60	1.50	207	1.9	0.48	
5	9	6.10	1.75	208	1.9	0.48	
	10	4.35	1.75	208	1.9	0.48	
6	11	2.60	1.30	224	1.9	0.48	
	12	1.30	1.30	224	1.9	0.48	
7	13	0.0	1.50	900	2.38	0.448	線形地盤
8	14	-1.50	0.70	900	2.38	0.448	
9	15	-2.20	3.90	900	2.38	0.448	
10	16	-6.10	4.00	900	2.38	0.448	
11	17	-10.10	4.00	900	2.38	0.448	
12	18	-14.10		1300	2.43	0.415	

表 3.2-3(2) 表層地盤物性 (等価物性) (S d - D 2) ALL2

	再層分割 層番号	上面レベル O. P. (m)	層厚 (m)	Vs (m/s)	密度 (t/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比	備考
1	1	14.80	0.60	119	1.9	0.48	等価線形地盤 (等価物性)
	2	14.20	0.60	119	1.9	0.48	
2	3	13.60	1.00	176	1.9	0.48	
	4	12.60	1.00	176	1.9	0.48	
3	5	11.60	1.25	199	1.9	0.48	
	6	10.35	1.25	199	1.9	0.48	
4	7	9.10	1.50	213	1.9	0.48	
	8	7.60	1.50	213	1.9	0.48	
5	9	6.10	1.75	220	1.9	0.48	
	10	4.35	1.75	220	1.9	0.48	
6	11	2.60	1.30	239	1.9	0.48	
	12	1.30	1.30	239	1.9	0.48	
7	13	0.0	1.50	900	2.38	0.448	線形地盤
8	14	-1.50	0.70	900	2.38	0.448	
9	15	-2.20	3.90	900	2.38	0.448	
10	16	-6.10	4.00	900	2.38	0.448	
11	17	-10.10	4.00	900	2.38	0.448	
12	18	-14.10		1300	2.43	0.415	

表 3.2-4 支持地盤物性

	再層分割 層番号	上面レベル O.P. (m)	層厚 (m)	V <sub>s</sub> (m/s)	密度 (t/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比	減衰定数 h(%)
12	18	-14.10	10.90	1300	2.43	0.415	3
13	19	-25.00	18.30	2150	2.51	0.368	3
	20	-43.30	18.30	2150	2.51	0.368	3
	21	-61.60	18.40	2150	2.51	0.368	3
	22	-80.00	24.00	2440	2.55	0.354	3
14	23	-104.00	24.00	2440	2.55	0.354	3
	24	-128.00	24.00	2440	2.55	0.354	3
	25	-152.00	24.00	2440	2.55	0.354	3
	26	-176.00	24.00	2440	2.55	0.354	3
15	27	-200.0		2440	2.55	0.354	3

### 3.2.5 検討用地震動

検討用地震動として、添付書類「VI-2-1-2 基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用地震動のうち、全周期帯の応答が大きく、耐震評価への影響も大きい弾性設計用地震動  $S_d - D2$ （最大応答加速度  $580\text{cm/s}^2$ ，図 3.2-11）を代表波として影響検討を行う。

図 3.2-12 に示すように、02R/B の影響検討時は、02R/B の基礎版底面位置における地盤の応答が一次元地盤応答解析による応答計算と等価になるように補正した地震動を地盤 FEM モデル底面に入力する。02C/B の影響検討時も 02R/B の影響検討時と同様に、02C/B の基礎版底面位置における地盤の応答と等価になるように逆算した地震動（以下「補正した地震動」という。）を地盤 FEM モデル底面に入力する。地盤応答解析には、解析コード「SHAKE」を用いる。

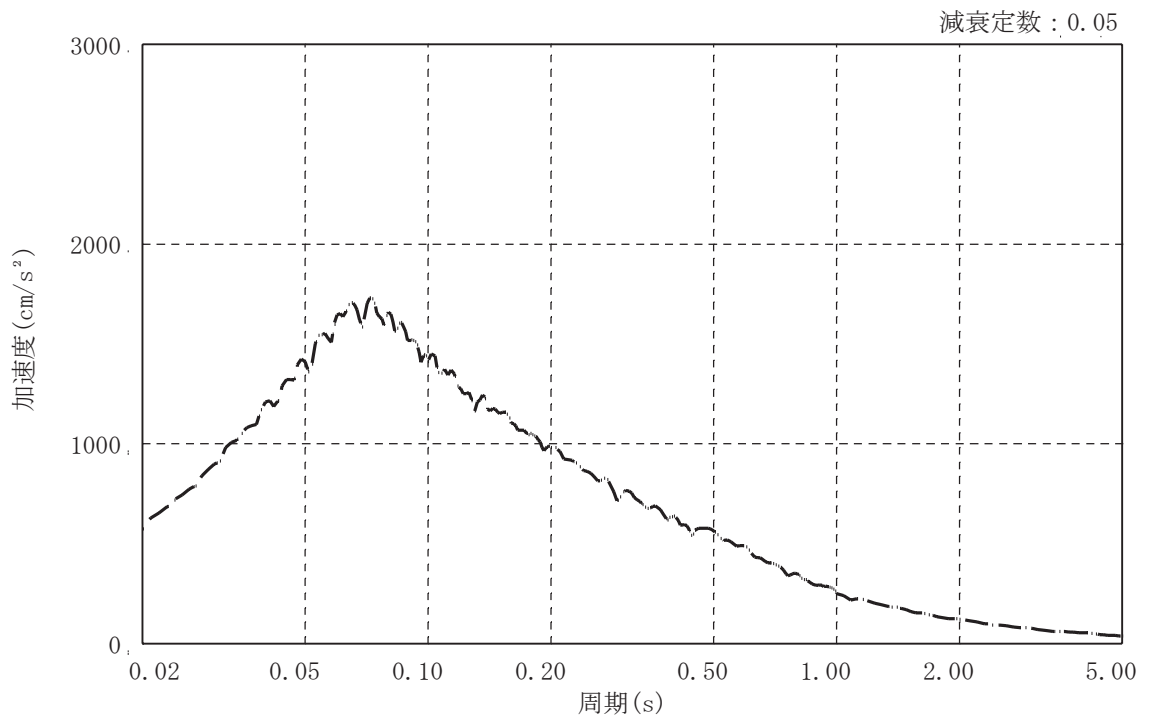
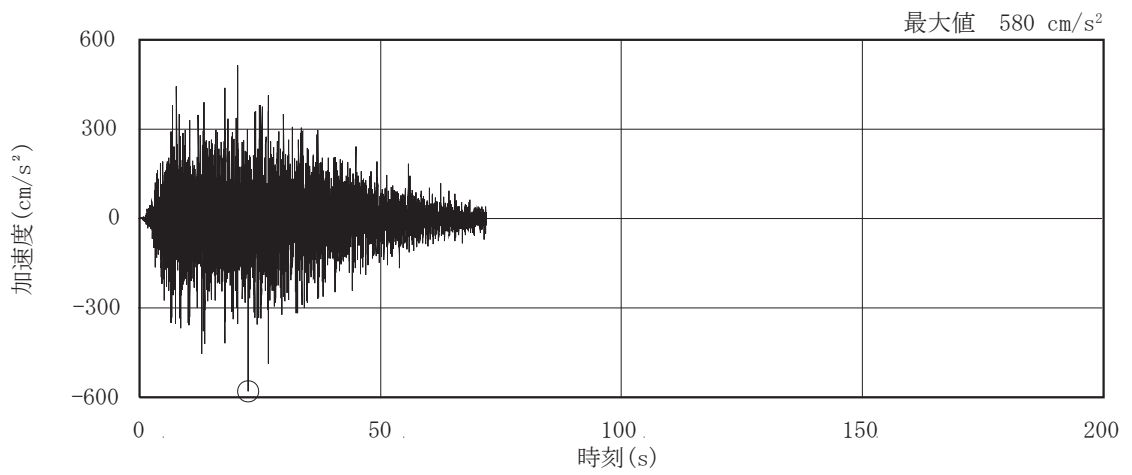


图 3.2-11 弹性设计用地震动 S d - D 2 (水平方向)

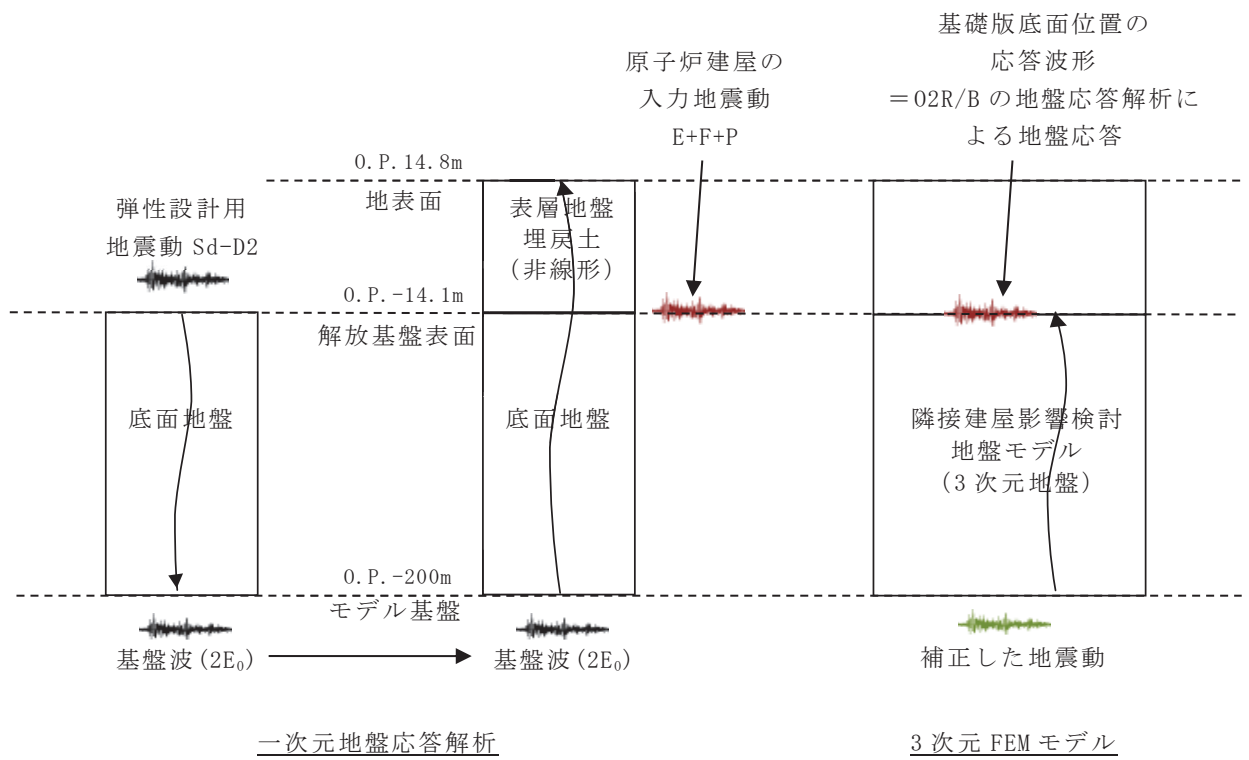


図 3.2-12 FEM モデルへ入力する補正した地震動の概念図 (0.2R/B の場合)



### 3.2.6 解析結果

地震応答解析より得られた各建屋の最大応答値について、全建屋を考慮したケース（ALL1 及び ALL2）と各建屋単独でモデル化したケース（S1 及び S2）の比較結果を図 3.2-13～図 3.2-24 に示す。

各建屋の最大応答値について確認した結果、応答倍率（隣接考慮／隣接非考慮）は、原子炉建屋では 0.88（要素番号(1)，NS 方向の曲げモーメント）～1.10（質点番号 6，NS 方向の加速度）、制御建屋では 0.90（要素番号(1)，EW 方向の曲げモーメント）～1.17（要素番号(1)，NS 方向の曲げモーメント）であり、各建屋の傾向は以下のとおりであった。

#### (1) 原子炉建屋の傾向

加速度については、NS 方向の屋上階のみ隣接建屋を考慮した場合に若干応答が大きくなる傾向（応答倍率 1.09～1.10）があるものの、NS 方向の屋上階以外及び EW 方向では応答倍率が 0.94～1.04 であり、隣接建屋の影響はほとんど見られない。「3.1.7 床応答スペクトル」に示す床応答スペクトルの比較から、NS 方向の屋上階では、周期 0.11 秒付近の 2 次モードに対応するピークの振幅が隣接建屋を考慮した場合に大きくなる傾向があり、これが最大応答加速度の差となって表れたと考えられる。NS 方向のみに影響が表れた理由は、NS 方向断面では南側に制御建屋とタービン建屋が隣接しているため、隣接考慮モデルでは南側の側面地盤物性が隣接非考慮モデルと異なっていることが理由として考えられる。EW 方向の影響が小さいのは、EW 方向断面では隣接考慮モデルと隣接非考慮モデルの東側と西側の側面地盤の条件が同じであることが理由として考えられる。

せん断力及び曲げモーメントについては、応答倍率が 0.88～1.08 であるものの、応答の差異が生じているのは建屋上層に限定されている。

原子炉建屋の耐震性への影響の観点からは、添付書類「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」に示す最大応答せん断ひずみは  $1.617 \times 10^{-3}$  であり評価基準値に対して十分な余裕があることから、耐震性に与える影響は小さい。なお、原子炉建屋屋根トラスの評価に当たっては、3 次元 FEM モデルへの入力地震動は 0.P. 33.2m の応答としており、0.P. 33.2m における応答に対する影響は小さいことから、屋根トラスへの評価に対する影響はない。

## (2) 制御建屋の傾向

加速度については、NS 方向で応答倍率が 1.00～1.17、EW 方向で応答倍率が 0.90～1.10 であり、NS 方向で若干大きくなる傾向があるものの変動幅としては両方向とも同程度である。「3.1.7 床応答スペクトル」に示す床応答スペクトルの比較から、NS 方向の屋上階では、周期 0.1 秒付近の 2 次モードに対応するピークの振幅が隣接建屋を考慮した場合に大きくなる傾向があり、これが最大応答加速度の差となって表れたと考えられる。制御建屋の場合は、NS 方向と EW 方向の両方向に隣接建屋の影響が表れている。NS 断面では北側に原子炉建屋が隣接しているため、隣接考慮モデルと隣接非考慮モデルの北側の側面地盤の条件が異なる。EW 断面では、東側にタービン建屋、西側に第 1 号機制御建屋が隣接しているため、隣接考慮モデルと隣接非考慮モデルの側面地盤の条件が異なる。これらの条件により NS 方向と EW 方向の両方向で隣接建屋の影響が表れたと考えられる。

せん断力については、NS 方向で応答倍率が 0.99～1.09、EW 方向で応答倍率が 0.98～1.02 であり、NS 方向で若干大きくなる傾向があるものの、応答に差異が生じているのは建屋上層に限定されている。

曲げモーメントについては、NS 方向で応答倍率が 0.98～1.17、EW 方向で応答倍率が 0.90～1.02 であり、NS 方向で若干大きくなる傾向があるものの、応答に差異が生じているのは建屋上層に限定されている。

制御建屋の耐震性への影響の観点からは、添付資料「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」に示す最大応答せん断ひずみは  $0.79 \times 10^{-3}$  であり評価基準値に対して十分な余裕があることから、耐震性に与える影響は小さい。

## (3) 既往の知見に基づく検討結果との傾向比較

「2.3 既往の知見に基づく検討のまとめ」において、硬質岩盤においては隣接建屋が検討対象建屋の建屋応答に与える影響が小さいことが確認されており、(1)及び(2)より、硬岩サイトである女川原子力発電所第 2 号機においても同様の傾向であることを確認した。

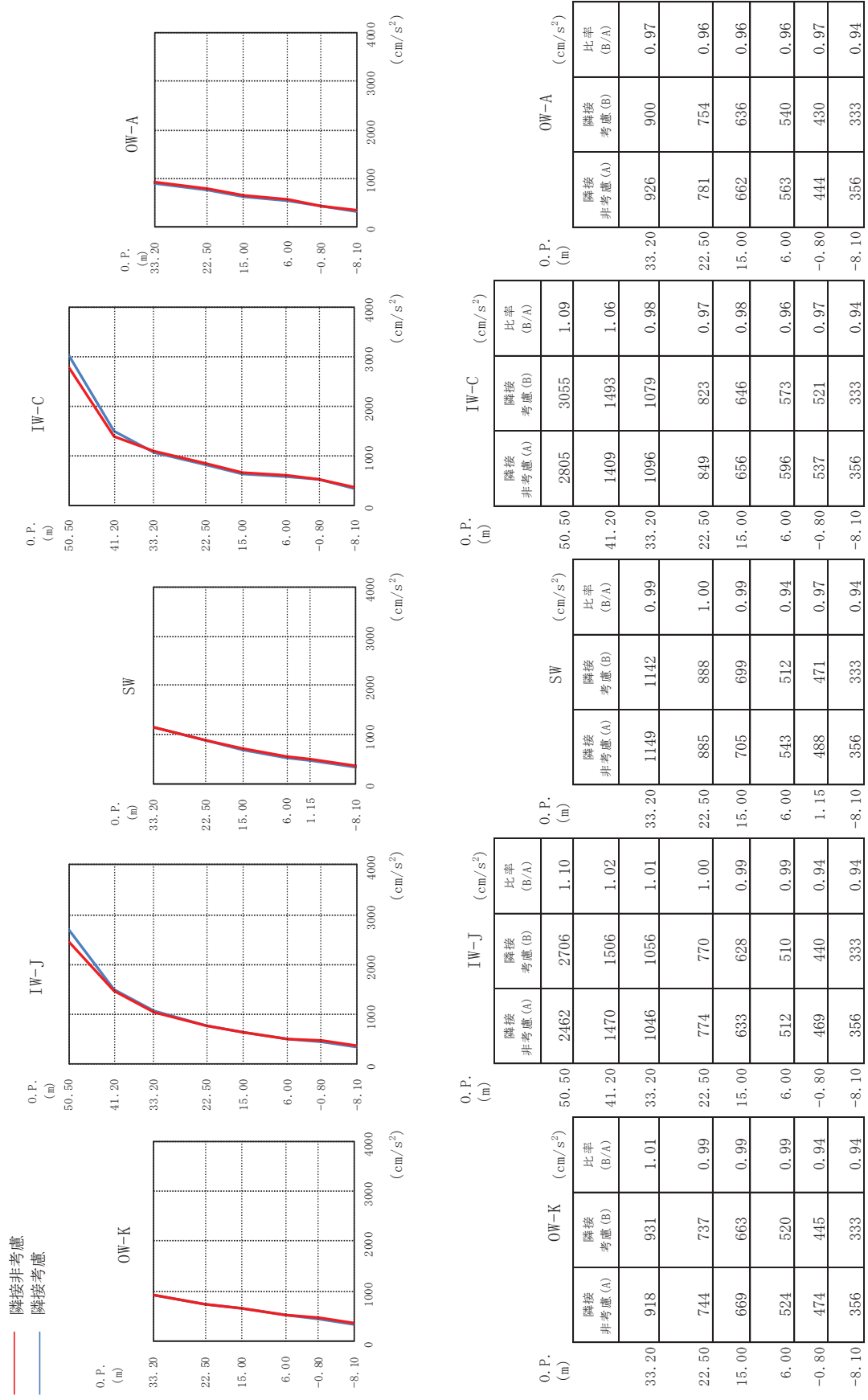


図 3.2-13 最大応答加速度の比較 (O2R/B, NS 方向)

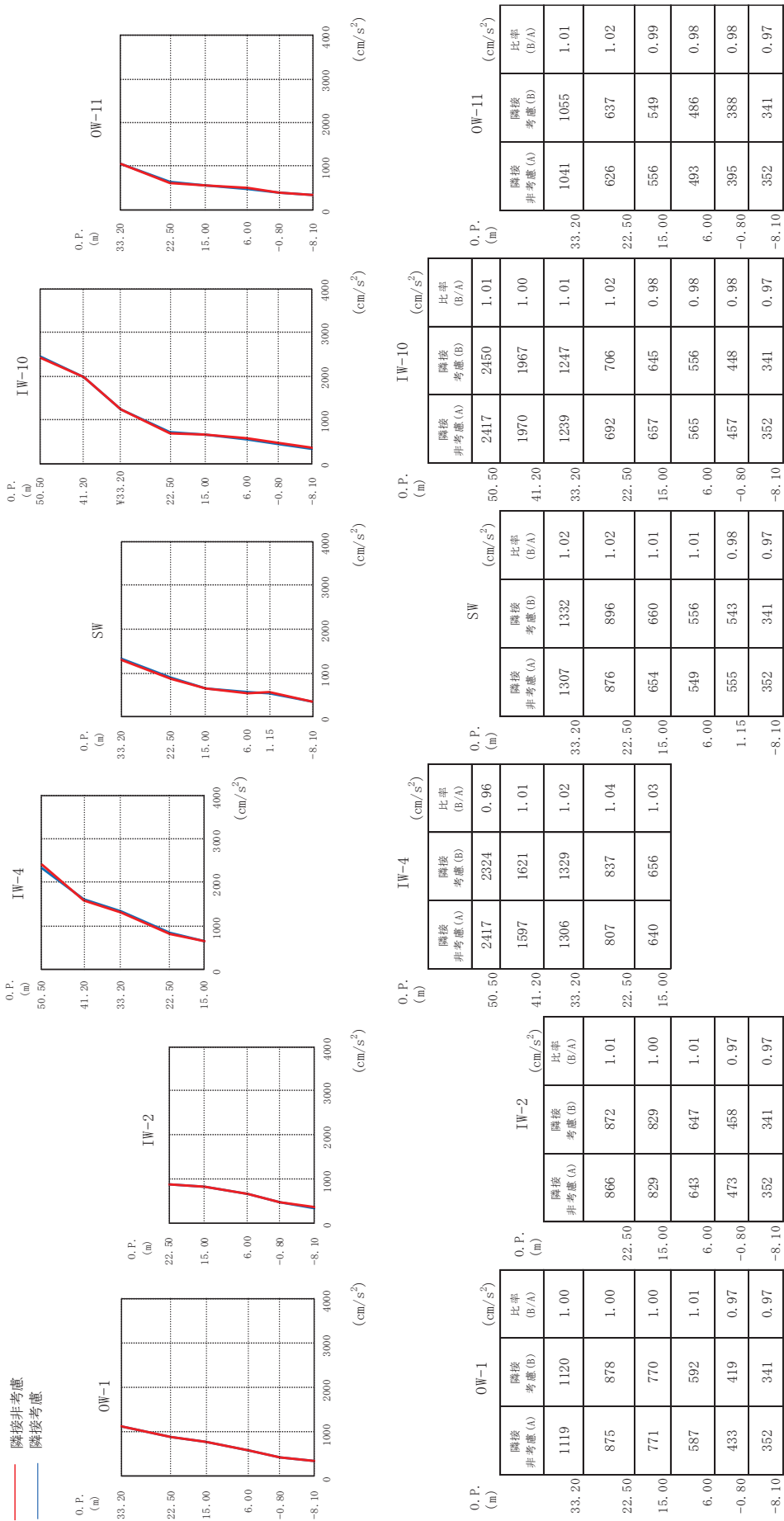


図 3.2-14 最大応答加速度の比較 (02R/B, EW 方向)

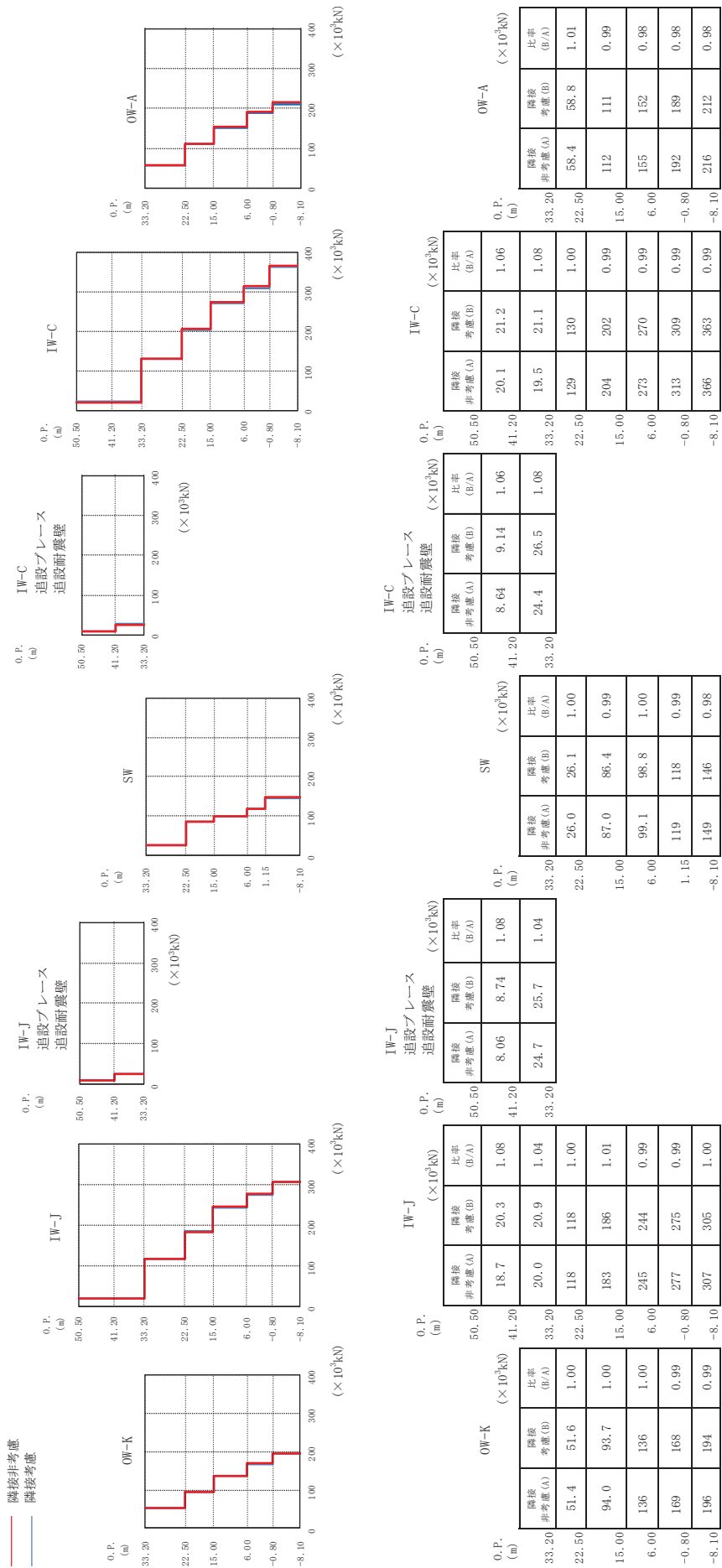


図 3.2-15 最大応答せん断力の比較 (02R/B, NS 方向)

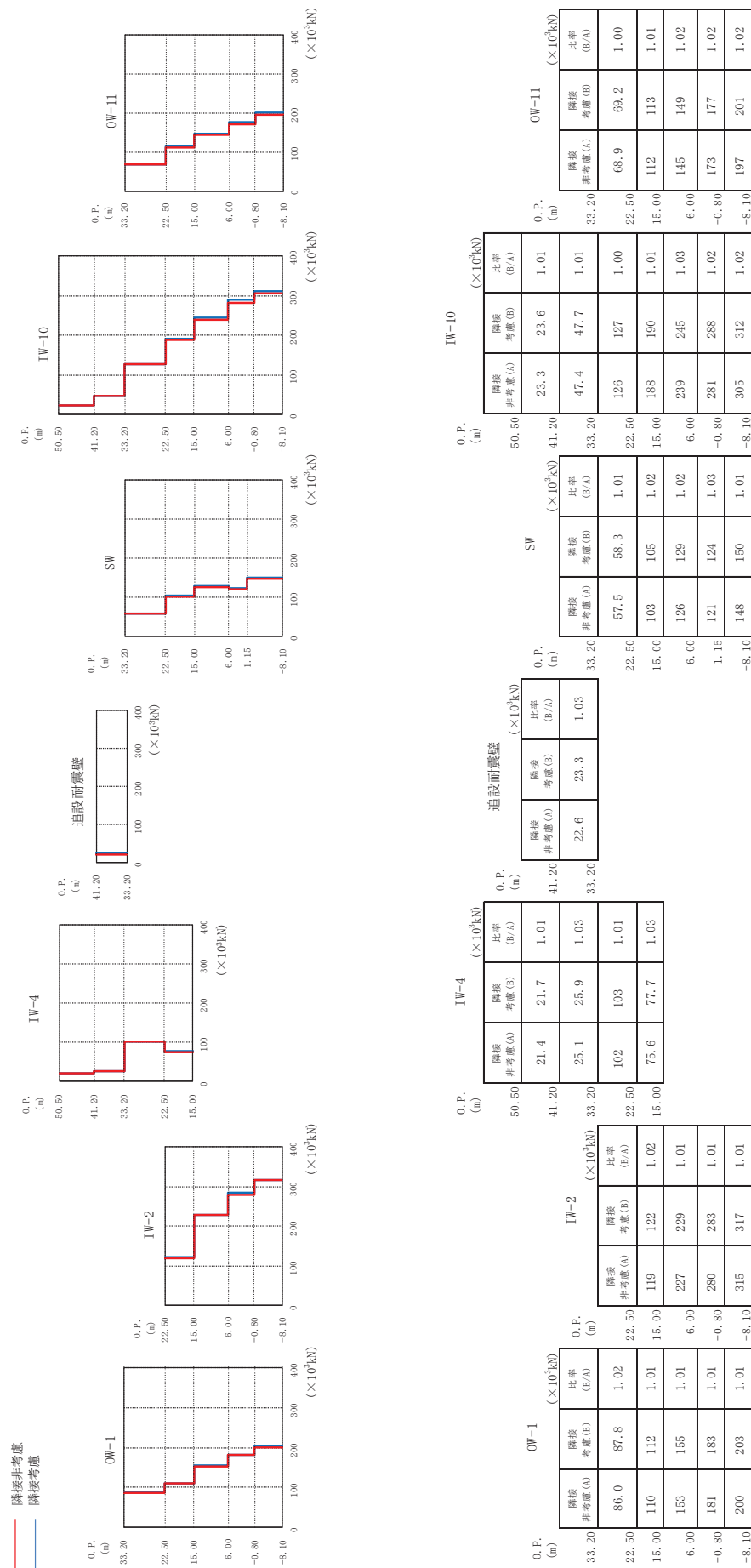


図 3.2-16 最大応答せん断力の比較 (02R/B, EW 方向)

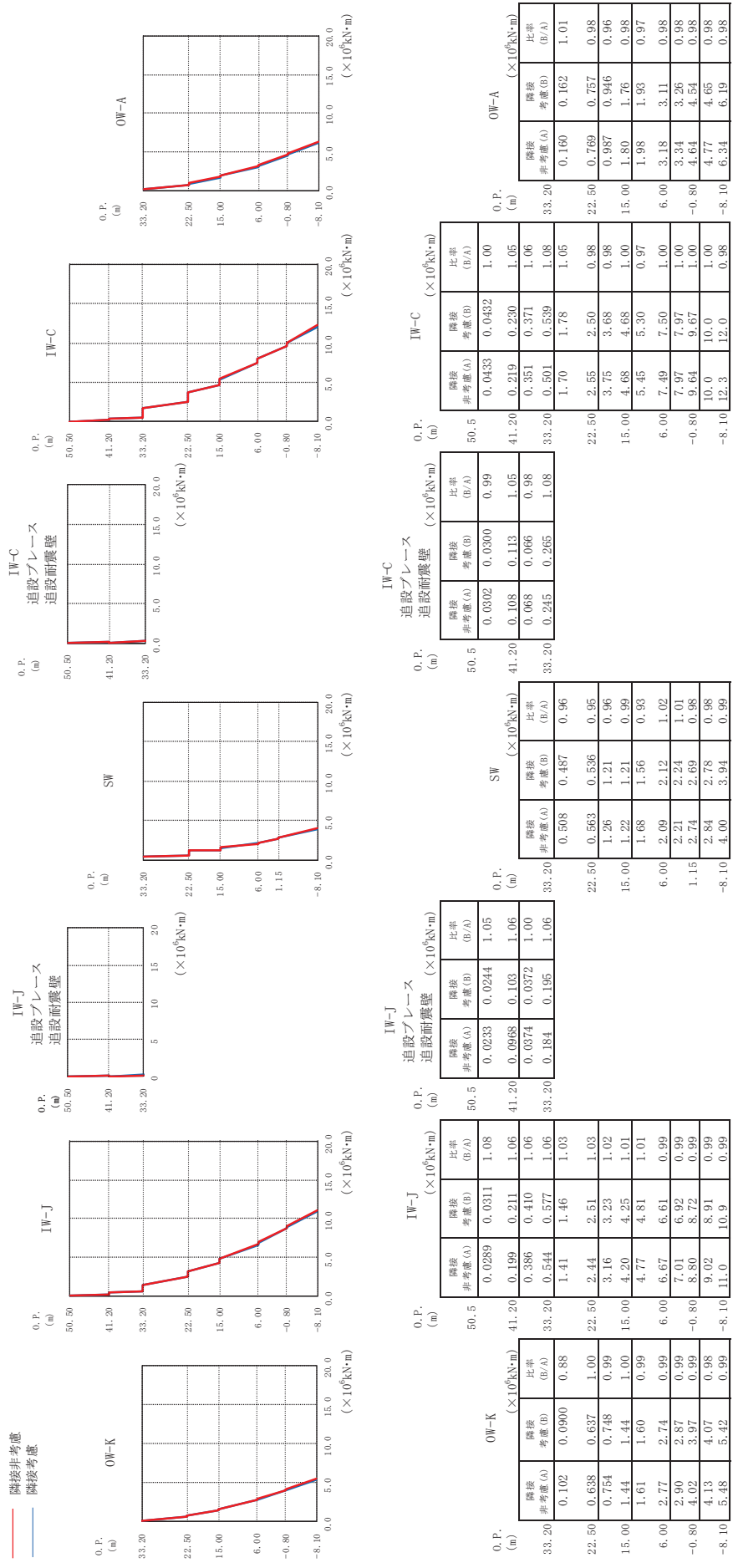


図 3.2-17 最大応答曲げモーメントの比較 (02R/B, NS 方向)



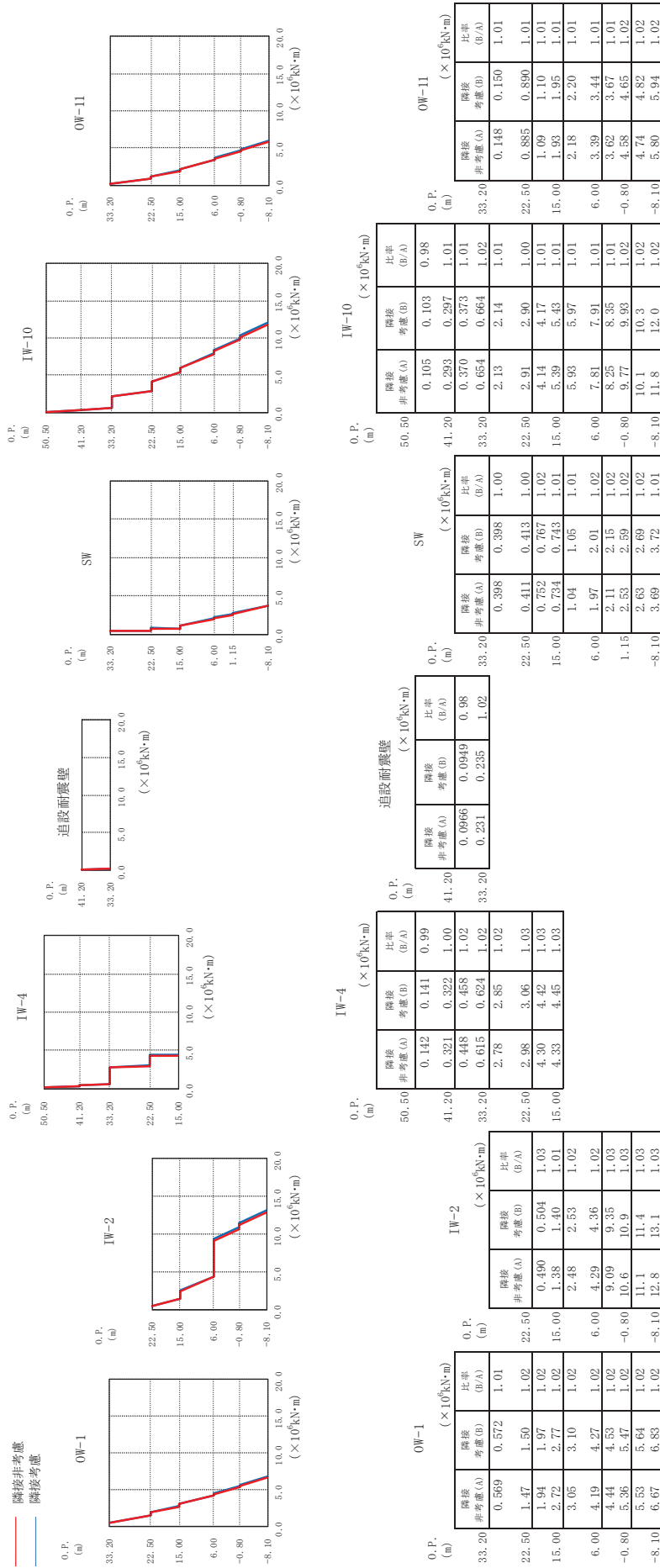
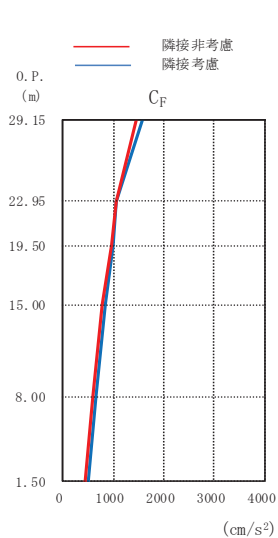
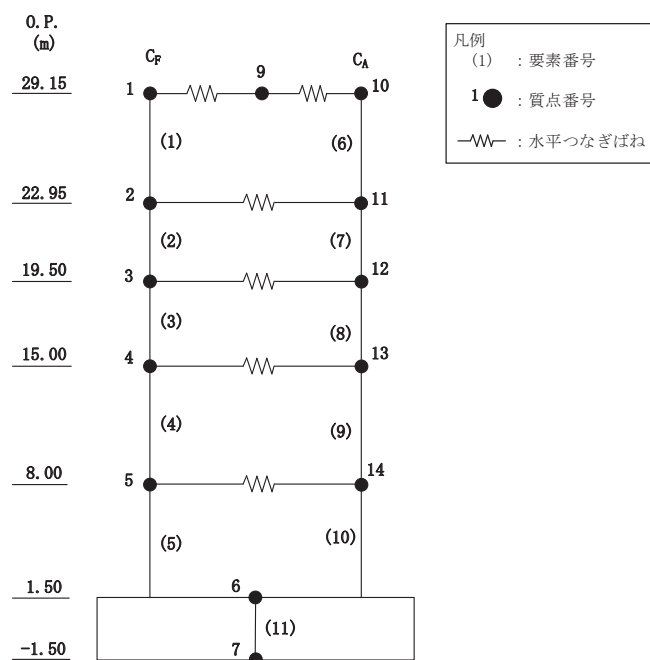
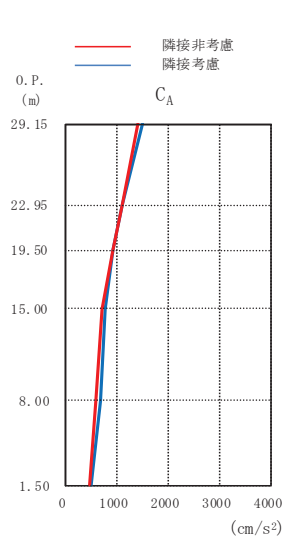


図 3.2-18 最大応答曲げモーメントの比較 (02R/B, EW 方向)



隣接非考慮(A)	隣接考慮(B)	比率(B/A)
1462	1579	1.08
1067	1067	1.00
951	1000	1.05
773	838	1.08
597	666	1.12
450	505	1.12

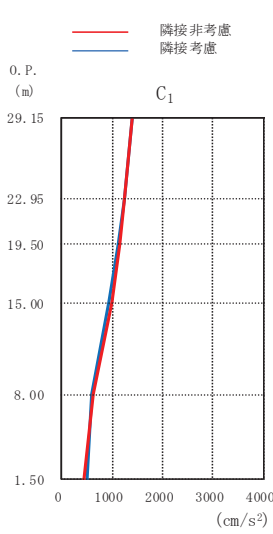
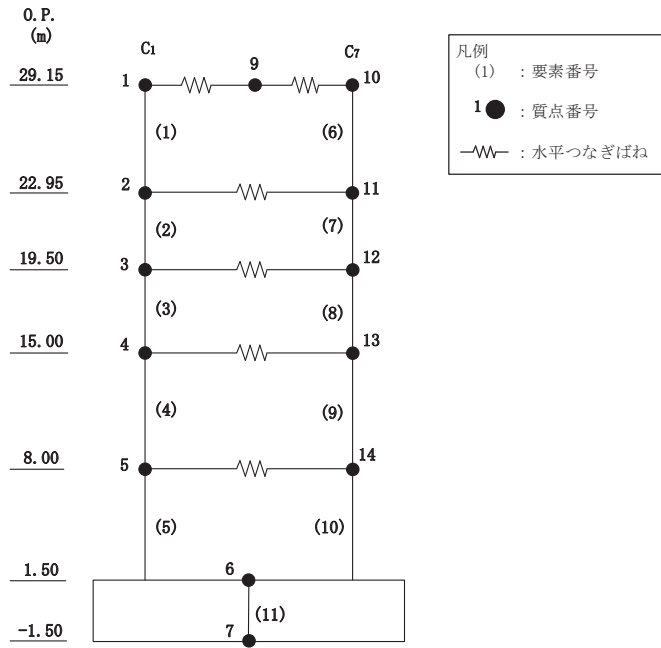


隣接非考慮(A)	隣接考慮(B)	比率(B/A)
1399	1492	1.07
1086	1094	1.01
914	926	1.01
711	769	1.08
586	684	1.17
450	505	1.12

(a) CF 通り

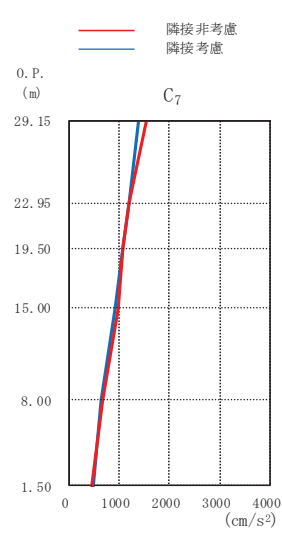
(b) CA 通り

図 3.2-19 最大応答加速度の比較 (02C/B, NS 方向)



隣接 非考慮(A)	隣接 考慮(B)	比率 (B/A)
1379	1406	1.02
1231	1230	1.00
1152	1123	0.98
981	919	0.94
627	597	0.95
441	484	1.10

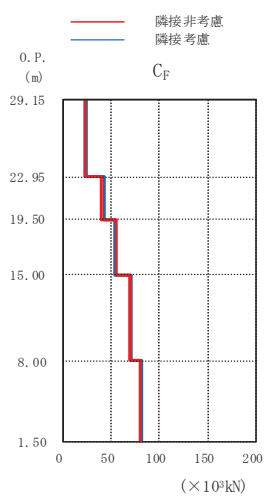
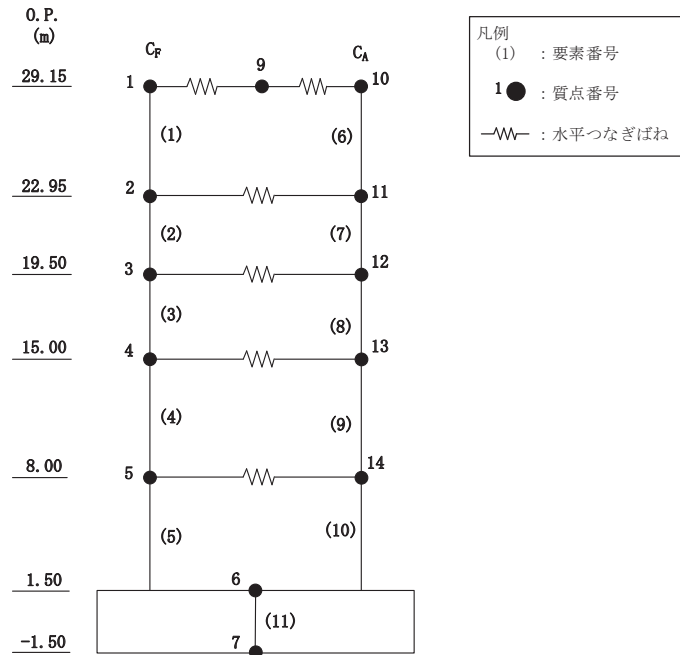
(a) C1 通り



隣接 非考慮(A)	隣接 考慮(B)	比率 (B/A)
1527	1381	0.90
1183	1192	1.01
1080	1067	0.99
984	905	0.92
665	628	0.94
441	484	1.10

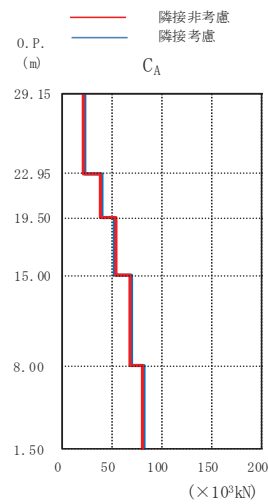
(b) C7 通り

図 3.2-20 最大応答加速度の比較 (02C/B, EW 方向)



(x10 <sup>3</sup> kN)		
隣接非考慮(A)	隣接考慮(B)	比率(B/A)
22.6	24.4	1.08
40.5	43.0	1.06
55.0	54.6	0.99
70.1	70.6	1.01
80.2	82.2	1.02

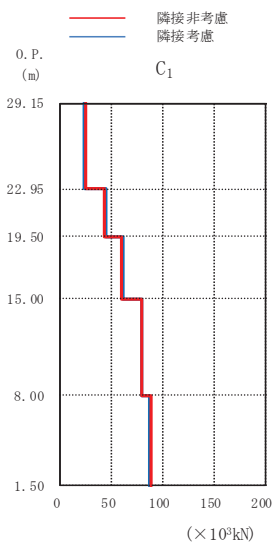
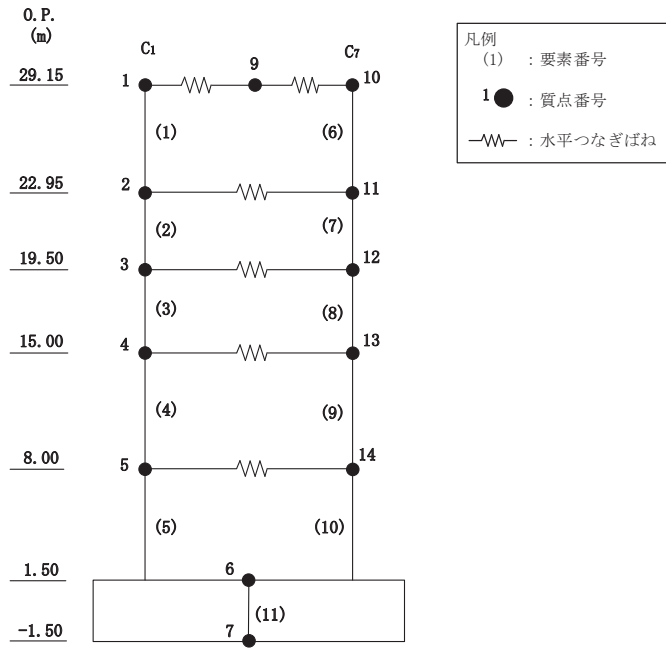
(a) CF 通り



(x10 <sup>3</sup> kN)		
隣接非考慮(A)	隣接考慮(B)	比率(B/A)
21.6	23.5	1.09
38.7	41.1	1.06
53.9	53.7	1.00
69.3	70.1	1.01
80.3	82.9	1.03

(b) CA 通り

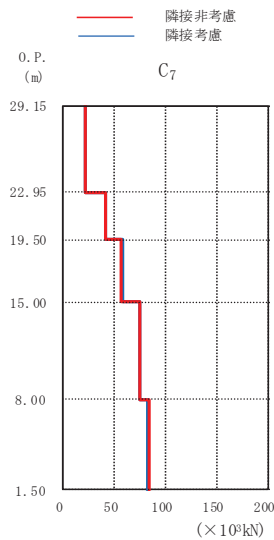
図 3.2-21 最大応答せん断力の比較 (02C/B, NS 方向)



( $\times 10^3 \text{kN}$ )

隣接 非考慮 (A)	隣接 考慮 (B)	比率 (B/A)
23.7	23.4	0.99
43.2	44.1	1.02
59.9	60.8	1.02
79.0	78.8	1.00
87.8	86.3	0.98

(a) C1 通り

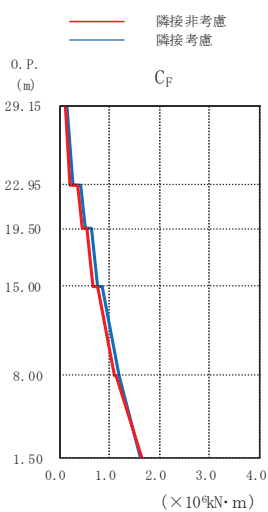
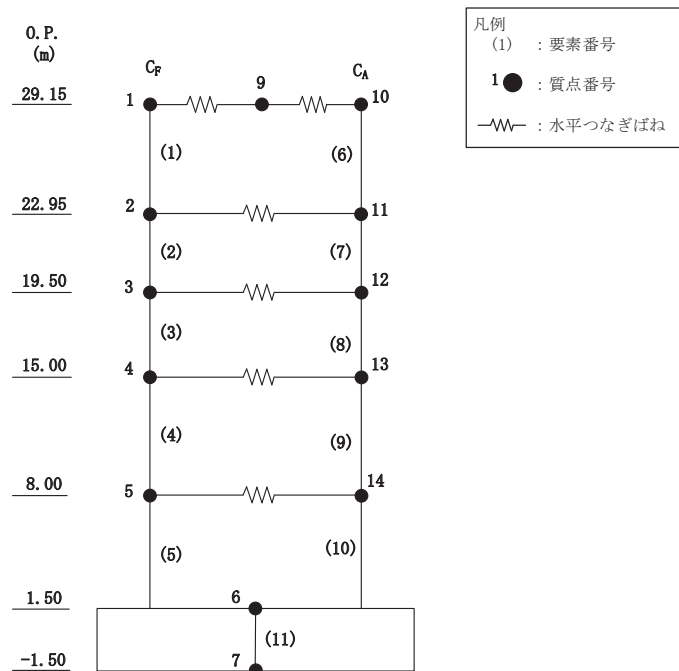


( $\times 10^3 \text{kN}$ )

隣接 非考慮 (A)	隣接 考慮 (B)	比率 (B/A)
21.3	20.8	0.98
40.7	41.3	1.01
56.5	57.5	1.02
75.3	75.1	1.00
84.2	82.6	0.98

(b) C7 通り

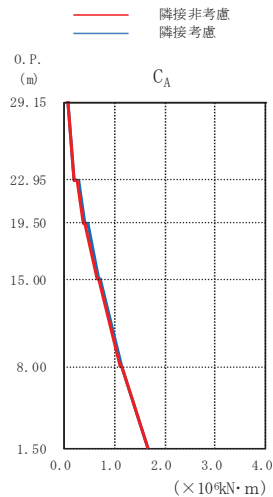
図 3.2-22 最大応答せん断力の比較 (02C/B, EW 方向)



(×10<sup>4</sup>kN·m)

隣接非考慮(A)	隣接考慮(B)	比率(B/A)
0.121	0.142	1.17
0.227	0.261	1.15
0.366	0.425	1.16
0.452	0.518	1.15
0.551	0.633	1.15
0.672	0.758	1.13
0.762	0.861	1.13
1.11	1.18	1.06
1.13	1.20	1.06
1.65	1.64	0.99

(a) CF 通り



(×10<sup>4</sup>kN·m)

隣接非考慮(A)	隣接考慮(B)	比率(B/A)
0.0800	0.0775	0.97
0.181	0.193	1.07
0.267	0.290	1.08
0.377	0.394	1.04
0.422	0.454	1.08
0.645	0.669	1.04
0.689	0.711	1.03
1.12	1.13	1.00
1.15	1.16	1.00
1.67	1.64	0.98

(b) CA 通り

図 3.2-23 最大応答曲げモーメントの比較 (02C/B, NS 方向)

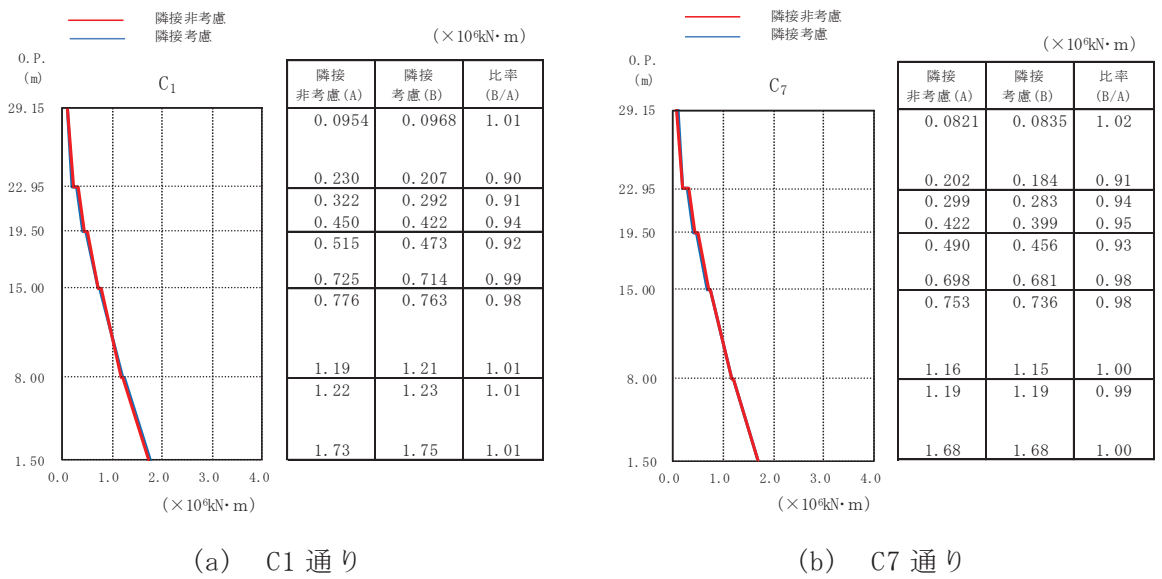
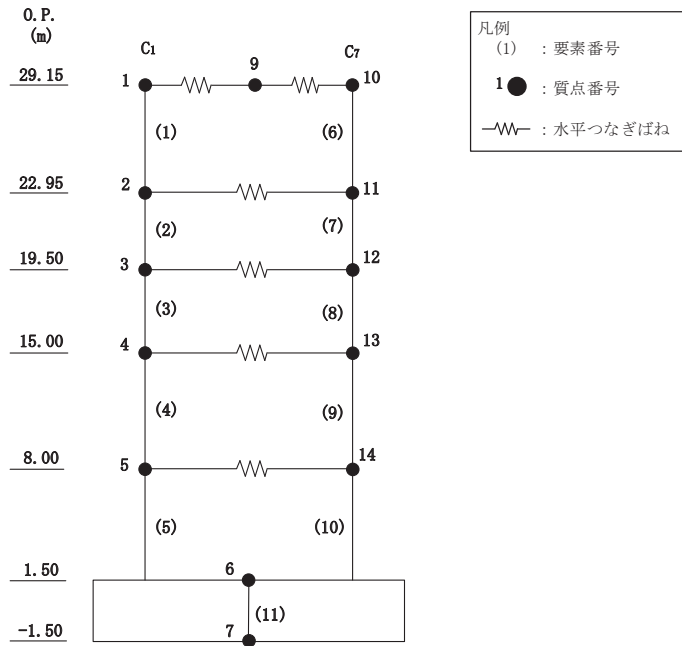


図 3.2-24 最大応答曲げモーメントの比較 (02C/B, EW 方向)

### 3.2.7 床応答スペクトル

原子炉建屋，制御建屋について，隣接考慮モデル（ALL1 及び ALL2）と隣接非考慮モデル（S1 及び S2）による床応答スペクトルの比較を行い，隣接影響について確認した。図 3.2-25 及び図 3.2-26 に各建屋の隣接考慮モデルと隣接非考慮モデルによる床応答スペクトルの比較結果（減衰定数 5%）を，図 3.2-27 及び図 3.2-28 に各建屋の隣接考慮モデルと隣接非考慮モデルの床応答スペクトル比（減衰定数 5%）を示す。

各建屋の床応答スペクトルについて確認した結果，原子炉建屋及び制御建屋共に，屋上階でわずかに応答の差がみられることを確認した。

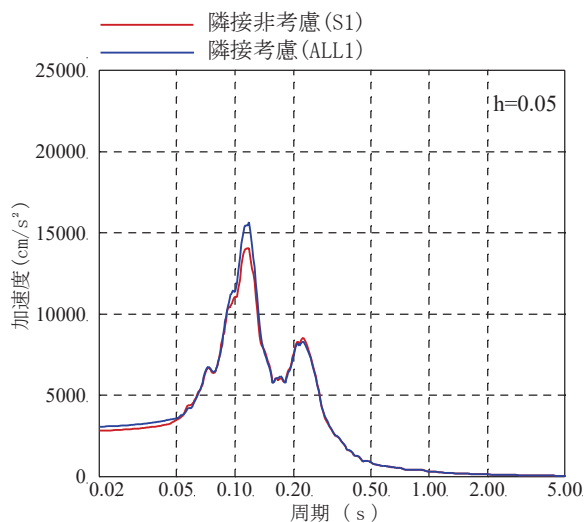
応答スペクトルの差が顕著に表れているのは，原子炉建屋及び制御建屋共に NS 方向の屋上階の 2 次ピーク付近の 0.1 秒前後の周期成分である。隣接建屋非考慮モデルと隣接建屋考慮モデルでは，地盤底面への入力地震動を共通としていることから，隣接建屋が存在することで基礎底面への入力地震動が変化することが，応答に差が生じる主な要因と考えられる。

原子炉建屋の場合は，隣接非考慮モデルの南側の  $V_s=900\text{m/s}$  の側面地盤が，隣接建屋を考慮したモデルでは  $V_s=1300\text{m/s}$  の岩盤層となるため，入力地震動の高振動数成分の伝播特性が変化したことが入力地震動の変化として表れたと考えられる。制御建屋の場合は，隣接建屋を考慮したモデルでは北側の原子炉建屋側の  $V_s=1300\text{m/s}$  の支持岩盤層の上端が深くなるため，入力地震動の高振動数成分の伝播特性が変化し，入力地震動の差となって影響が表れたと考えられる。東側と西側については，隣接非考慮モデルでは埋戻土でモデル化されていた部分が，隣接するタービン建屋と第 1 号機制御建屋をモデル化することにより，側面地盤がなくなったため，入力地震動の高振動数成分が変化したと考えられる。高振動数成分に変化が表れるのは，地盤を伝播する地震動の波長が短くなるほど地盤物性の違いの影響が表れやすくなるためである。

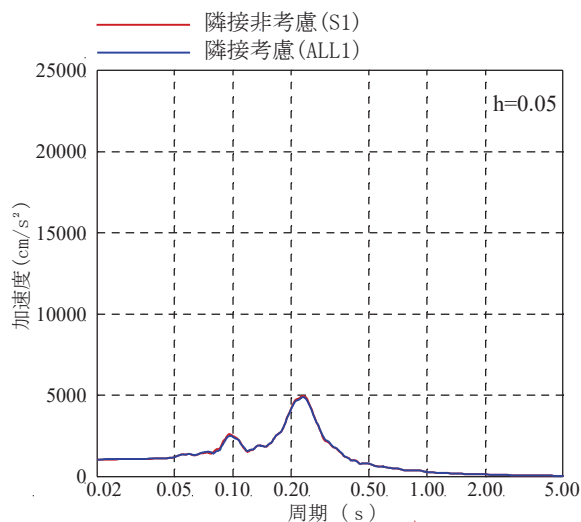
床応答スペクトルの比較から，入力地震動の影響は周期 0.1 秒前後の 2 次周期付近の成分に表れる傾向が見られるが，屋上質点は 2 次モードの振幅が大きくなる部位であることから，屋上質点の最大応答加速度の差が他の質点に比べて大きくなったと考えられる。

各建屋の隣接考慮モデルと隣接非考慮モデルの床応答スペクトル比（減衰定数 5%）から，解析的に検討した隣接建屋の影響としては，原子炉建屋で最大約 1.1 倍，制御建屋で最大約 1.3 倍であり顕著な違いはない。

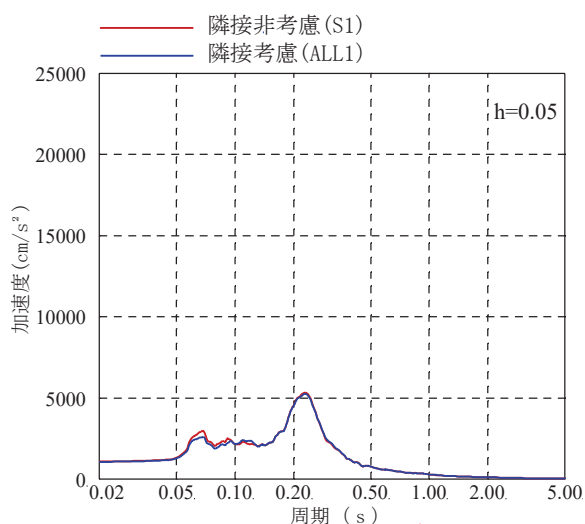




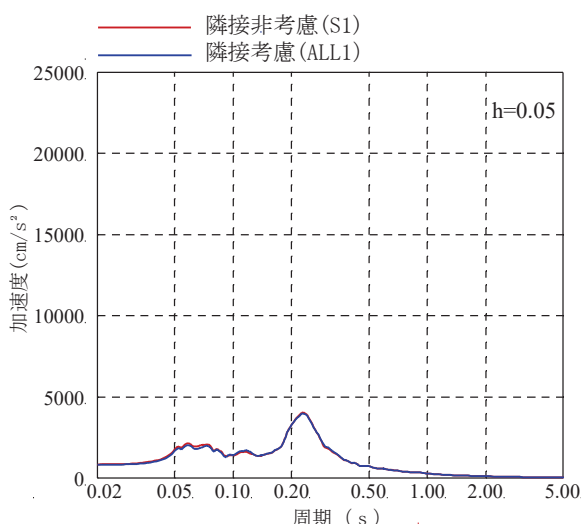
O. P. 50.5m (IW-C)



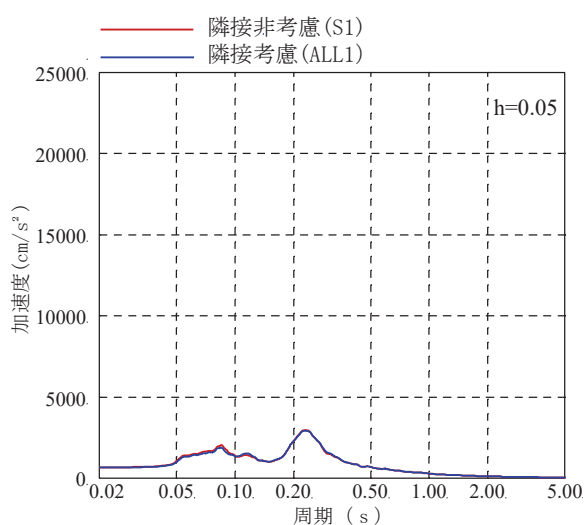
O. P. 33.2m (IW-J)



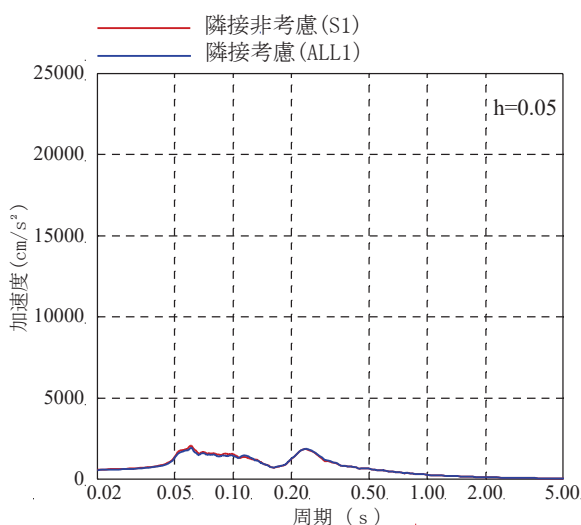
O. P. 33.2m (IW-C)



O. P. 22.5m (IW-C)

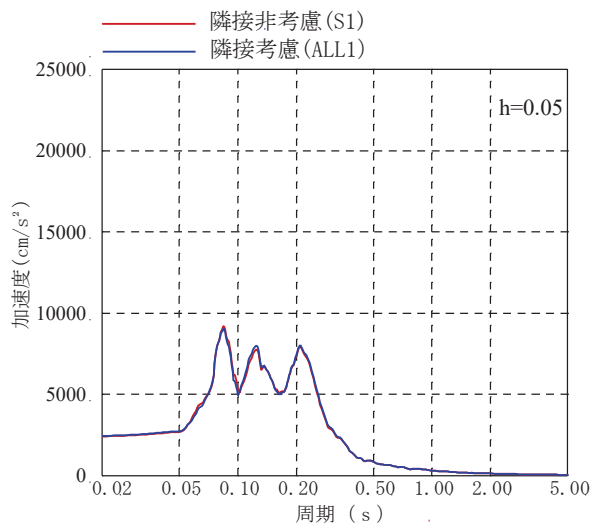


O. P. 15.0m (IW-C)

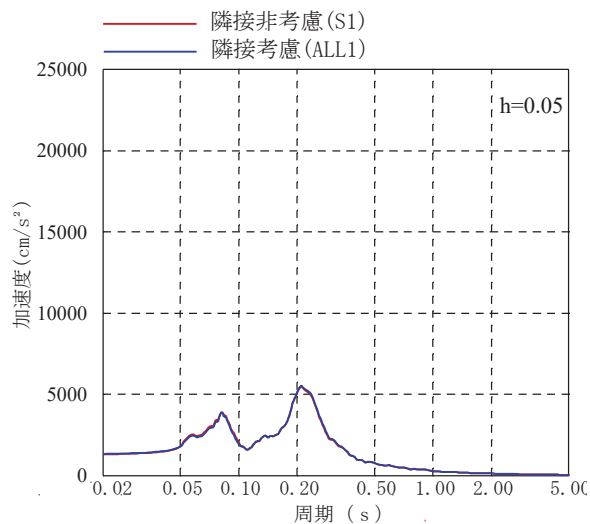


O. P. 6.0m (IW-C)

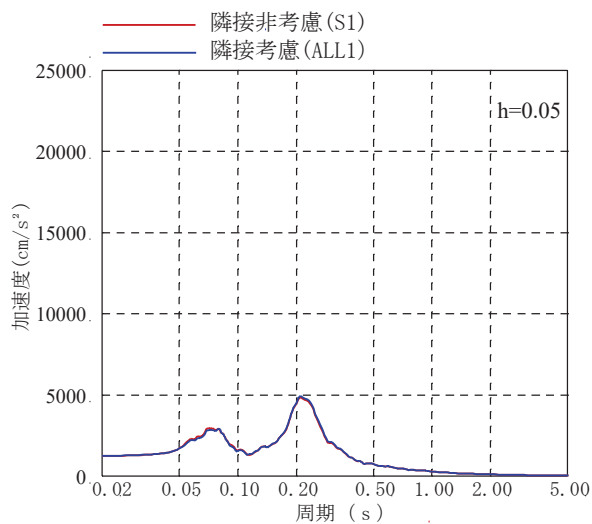
図 3.2-25(1) 床応答スペクトルの比較  
(02R/B, NS 方向, 減衰定数 5%)



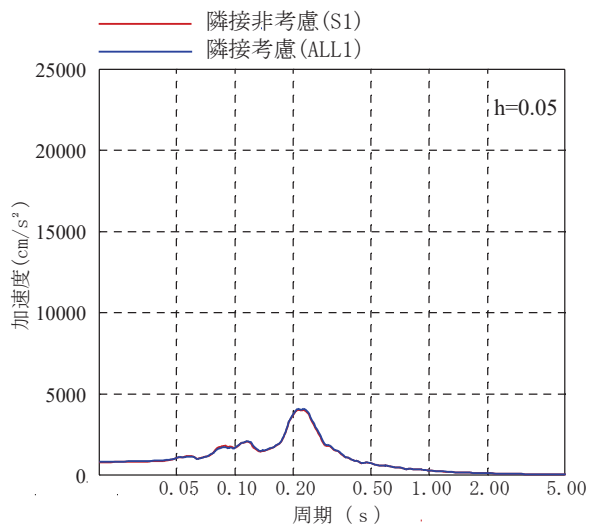
O. P. 50.5m (IW-10)



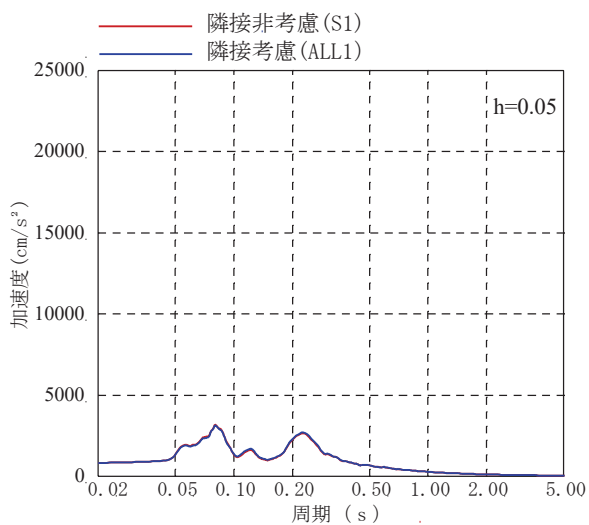
O. P. 33.2m (IW-4)



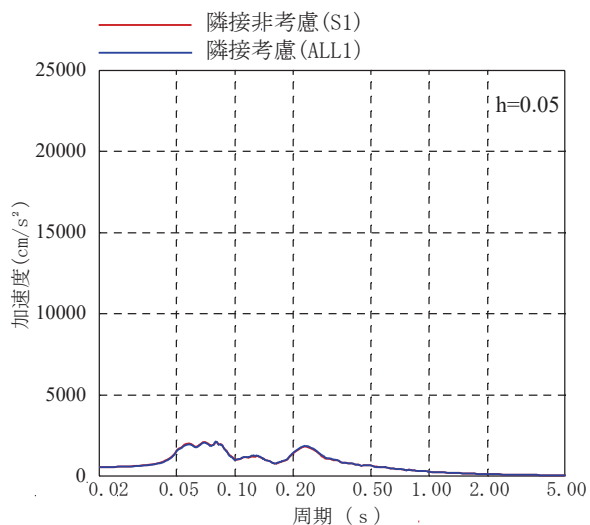
O. P. 33.2m (IW-10)



O. P. 22.5m (IW-4)

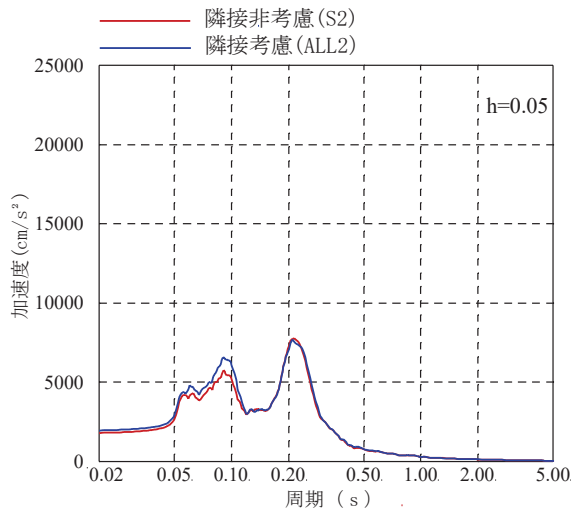


O. P. 15.0m (IW-2)

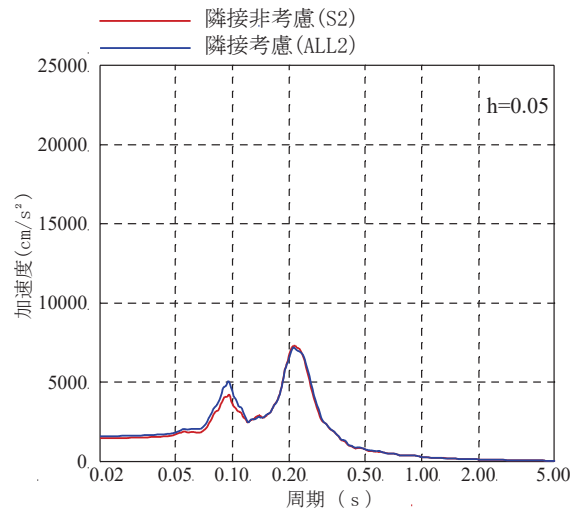


O. P. 6.0m (SW)

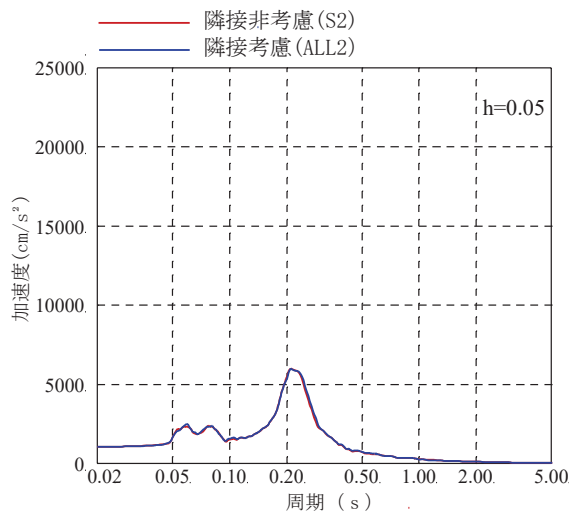
図 3.2-25(2) 床応答スペクトルの比較  
(02R/B, EW 方向, 減衰定数 5%)



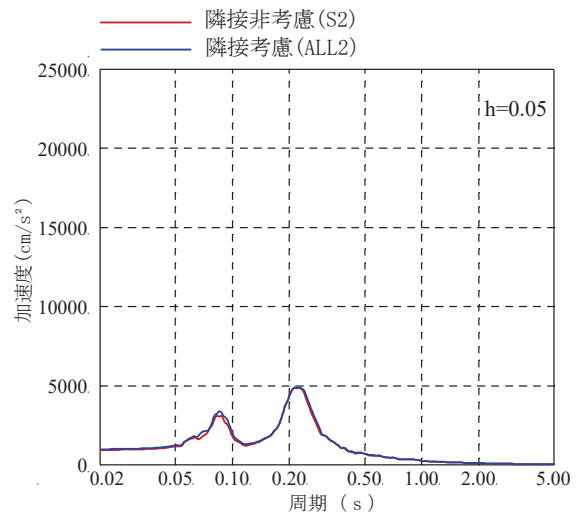
O. P. 29.15m (屋上中央)



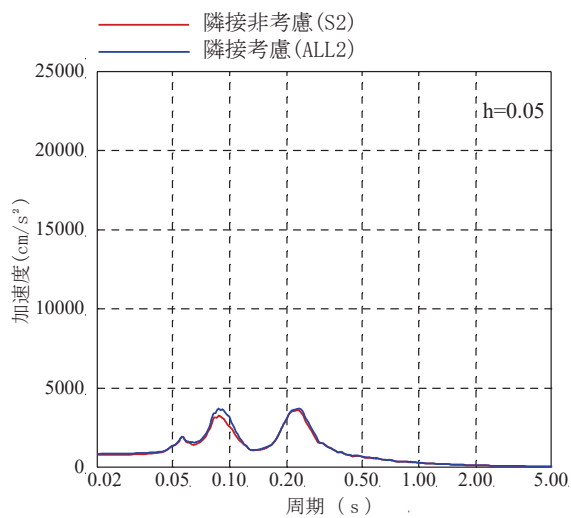
O. P. 29.15m (CF)



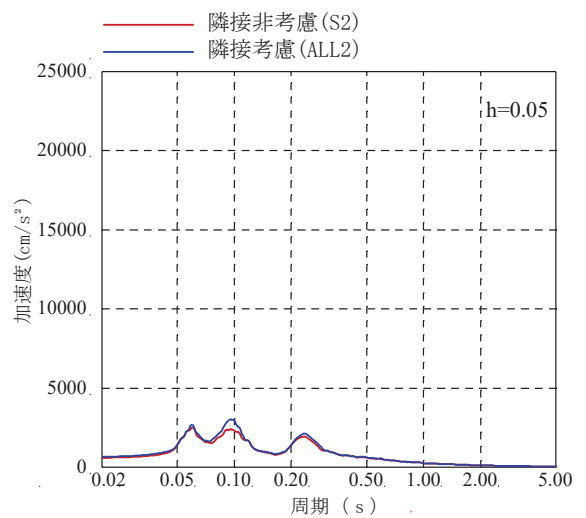
O. P. 22.95m (CF)



O. P. 19.5m (CF)

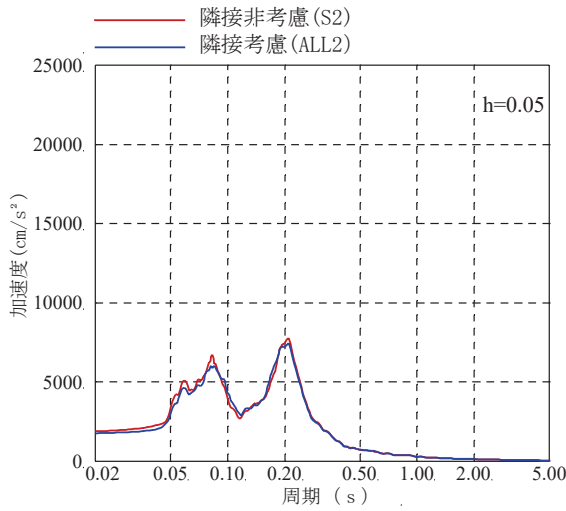


O. P. 15.0m (CF)

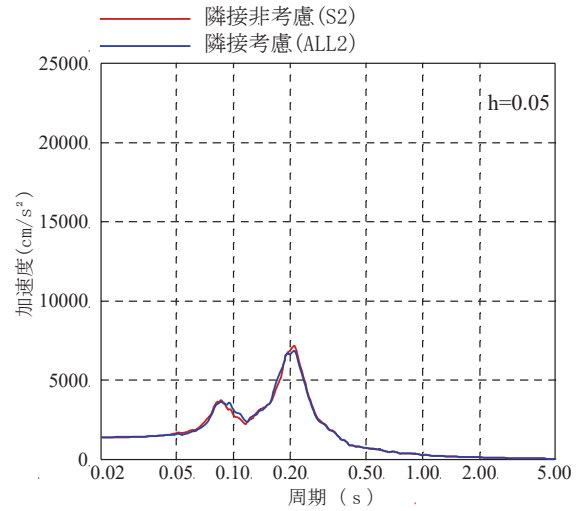


O. P. 8.0m (CF)

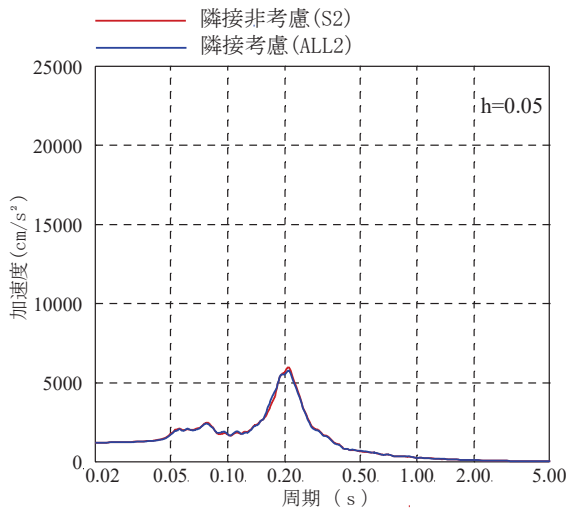
図 3.2-26(1) 床応答スペクトルの比較  
(02C/B, NS 方向, 減衰定数 5%)



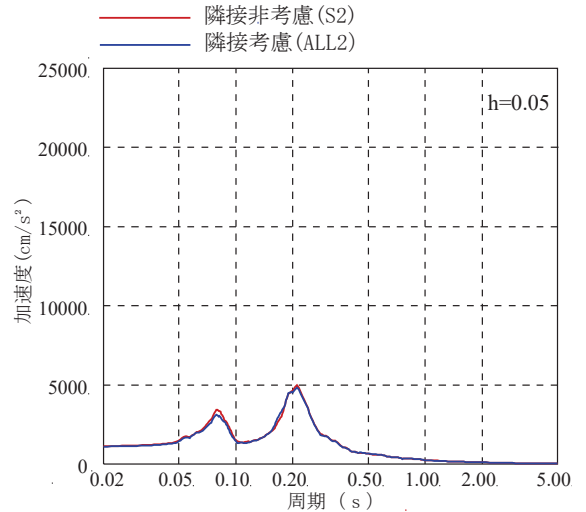
O. P. 29.15m (屋上中央)



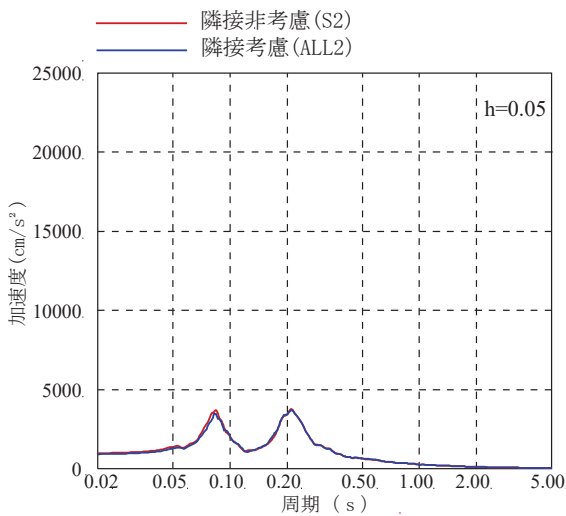
O. P. 29.15m (C1)



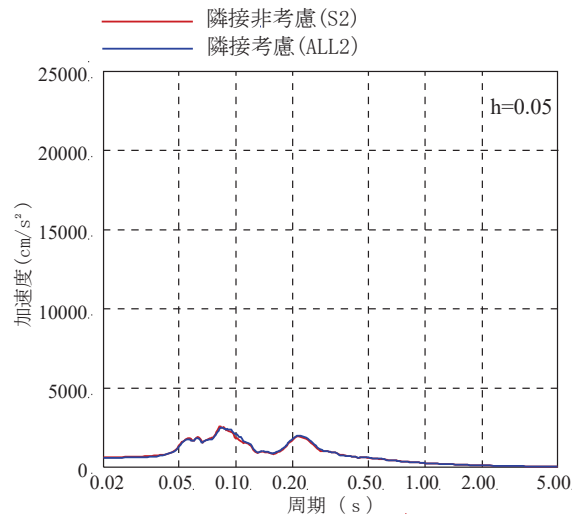
O. P. 22.95m (C1)



O. P. 19.5m (C1)

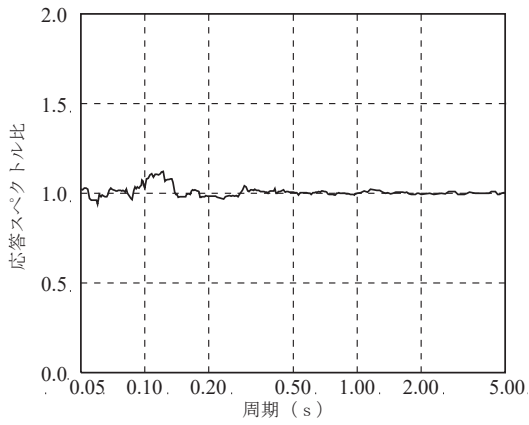


O. P. 15.0m (C1)

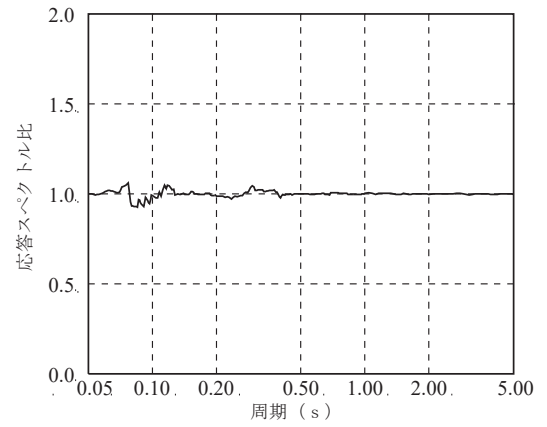


O. P. 8.0m (C1)

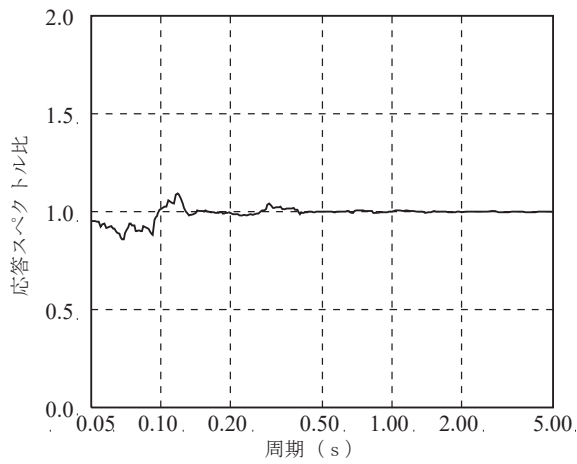
図 3.2-26(2) 床応答スペクトルの比較  
(02C/B, EW 方向, 減衰定数 5%)



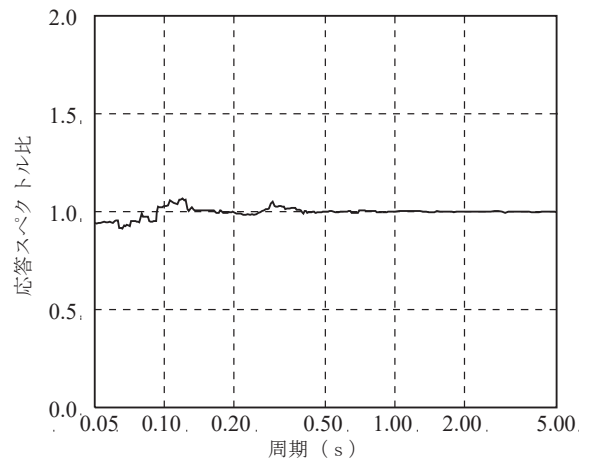
O. P. 50.5m (IW-C)



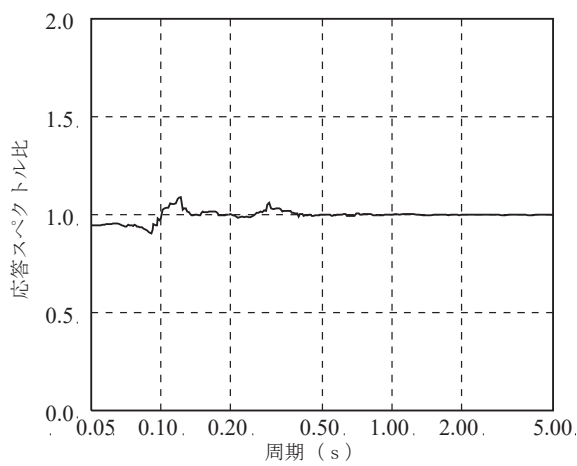
O. P. 33.2m (IW-J)



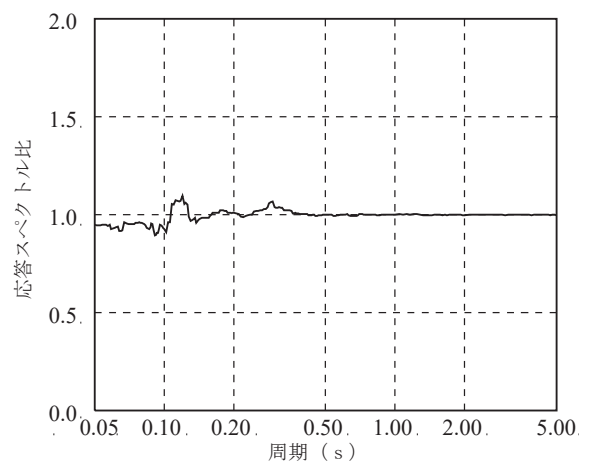
O. P. 33.2m (IW-C)



O. P. 22.5m (IW-C)

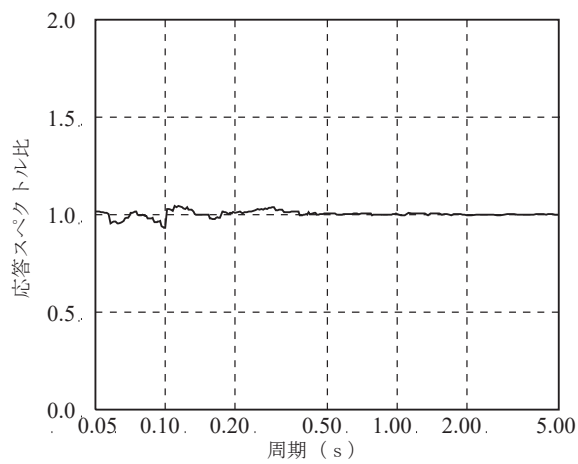


O. P. 15.0m (IW-C)

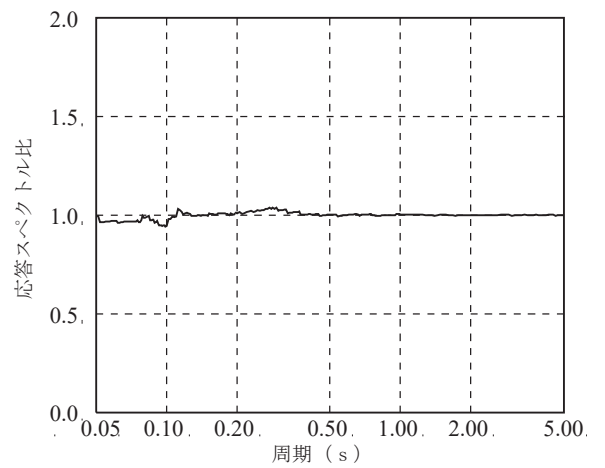


O. P. 6.0m (IW-C)

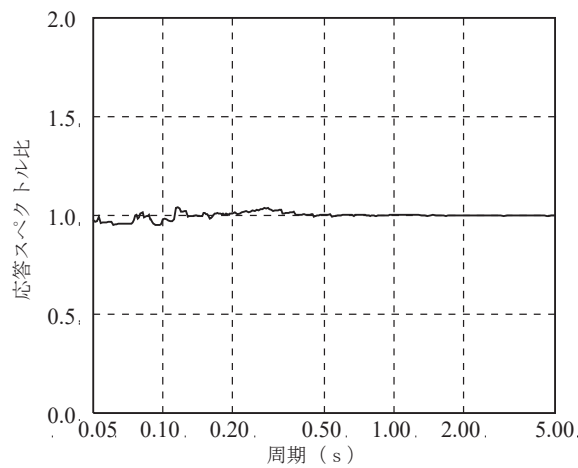
図 3.2-27(1) 床応答スペクトル比 (隣接考慮/隣接非考慮)  
(02R/B, NS 方向, 減衰定数 5%)



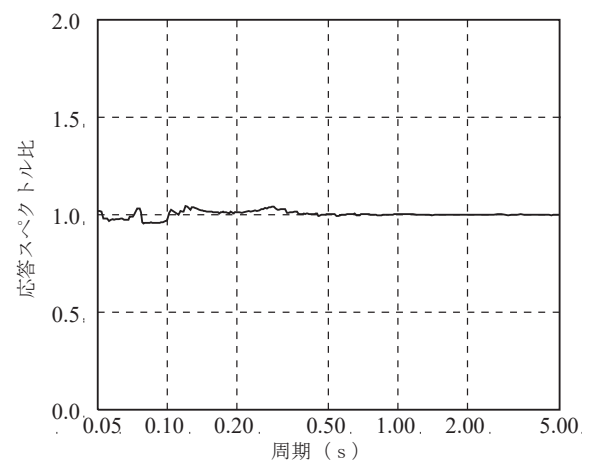
O. P. 50.5m (IW-10)



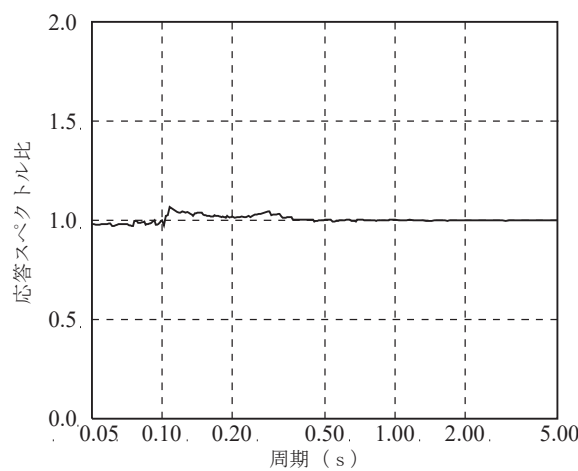
O. P. 33.2m (IW-4)



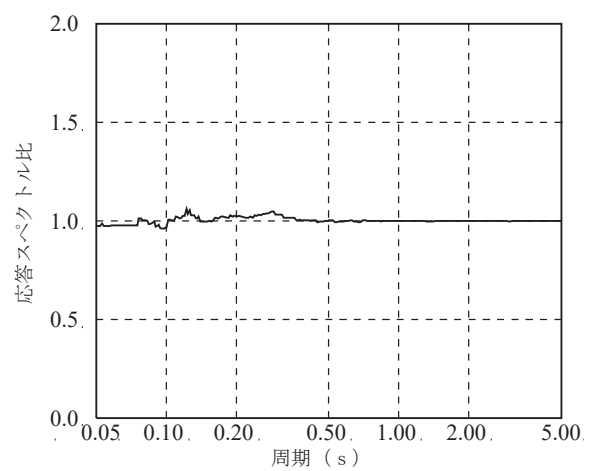
O. P. 33.2m (IW-10)



O. P. 22.5m (IW-4)

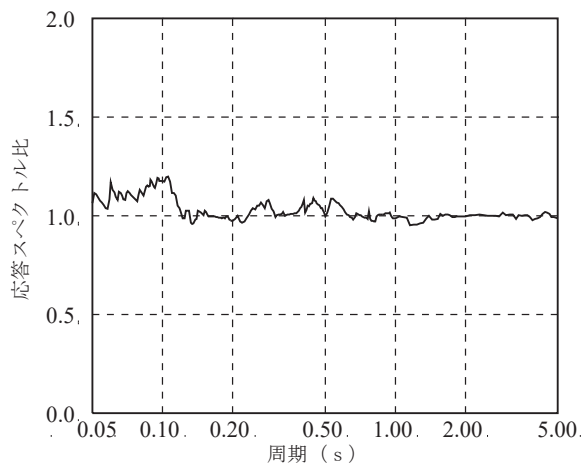


O. P. 15.0m (IW-2)

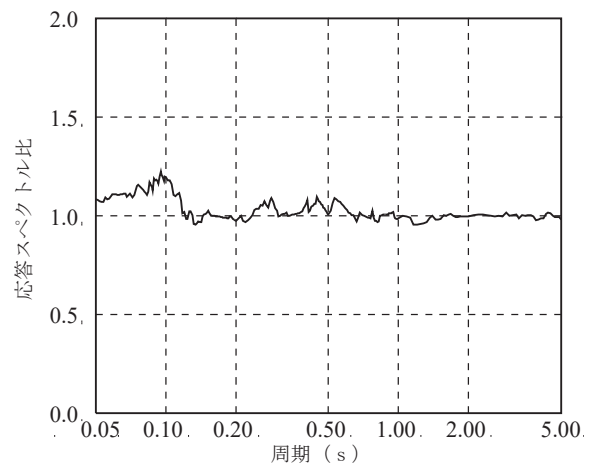


O. P. 6.0m (SW)

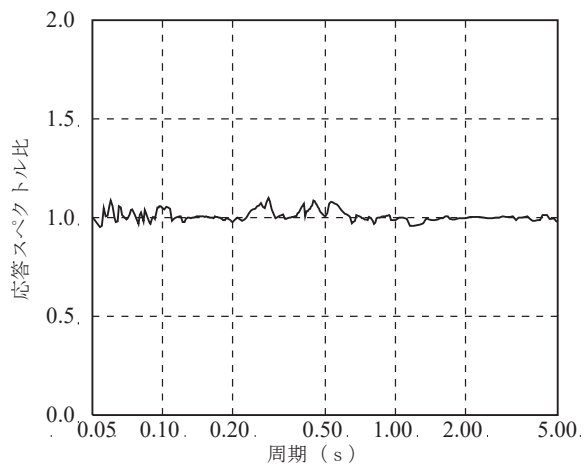
図 3.2-27(2) 床応答スペクトル比 (隣接考慮/隣接非考慮)  
(02R/B, EW 方向, 減衰定数 5%)



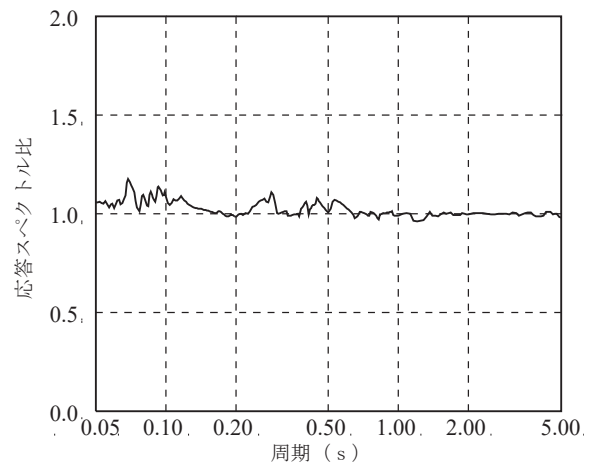
O. P. 29.15m (屋上中央)



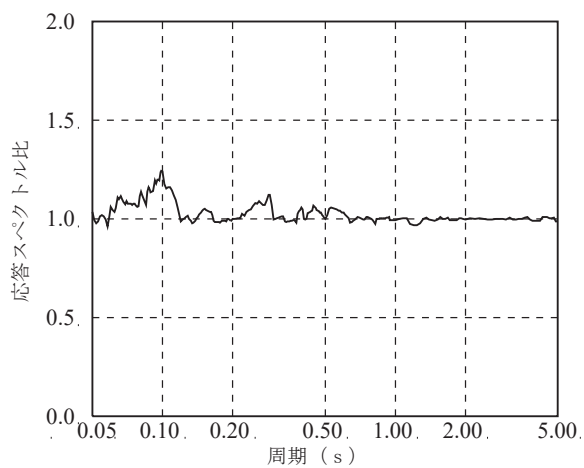
O. P. 29.15m (CF)



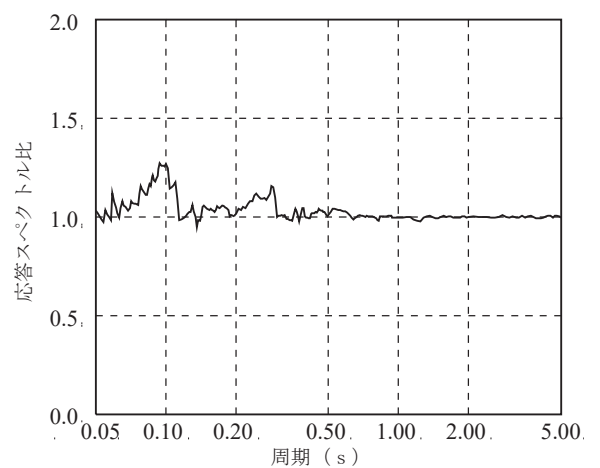
O. P. 22.95m (CF)



O. P. 19.5m (CF)

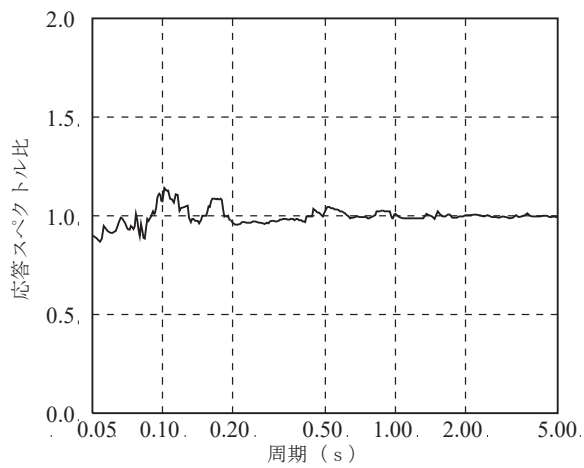


O. P. 15.0m (CF)

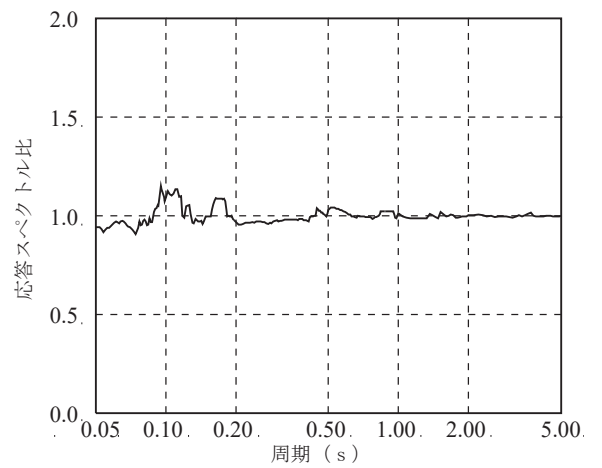


O. P. 8.0m (CF)

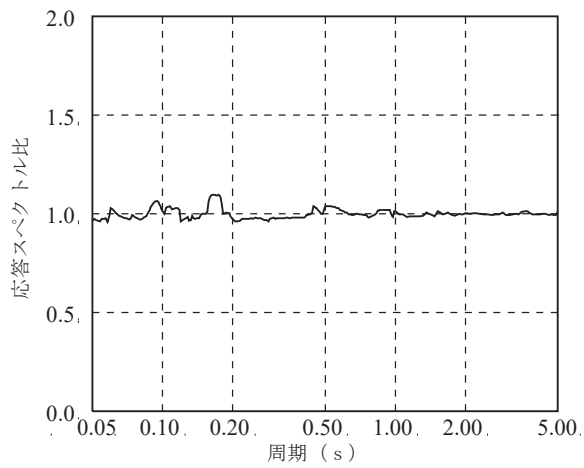
図 3.2-28(1) 床応答スペクトル比 (隣接考慮/隣接非考慮)  
(02C/B, NS 方向, 減衰定数 5%)



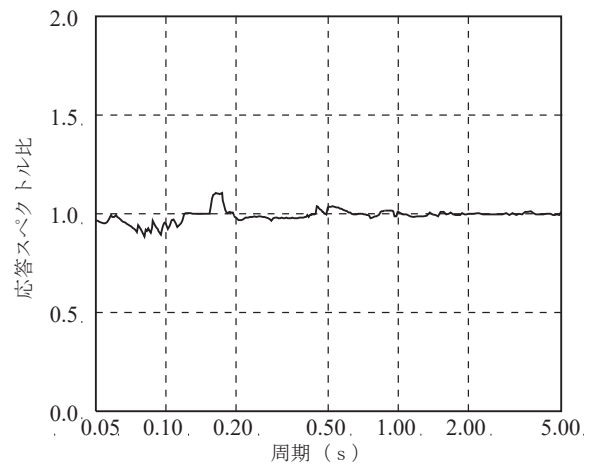
O. P. 29.15m (屋上中央)



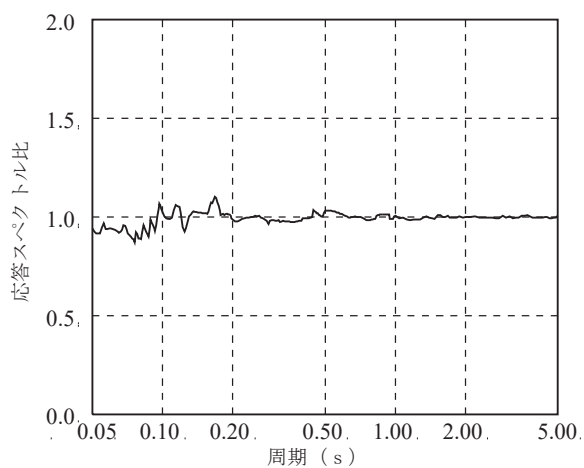
O. P. 29.15m (C1)



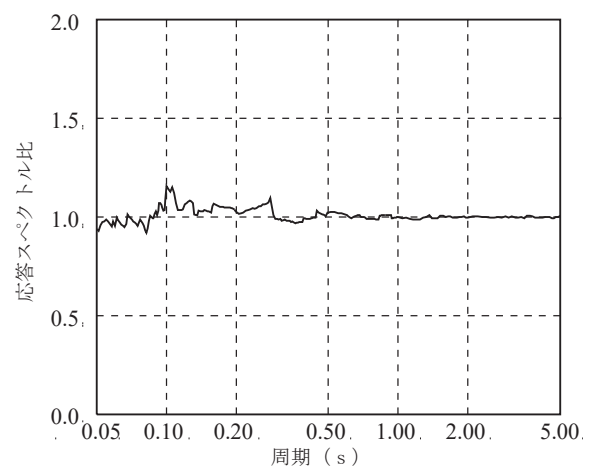
O. P. 22.95m (C1)



O. P. 19.5m (C1)



O. P. 15.0m (C1)



O. P. 8.0m (C1)

図 3.2-28(2) 床応答スペクトル比 (隣接考慮/隣接非考慮)  
(02C/B, EW 方向, 減衰定数 5%)



### 3.2.8 機器への影響検討

原子炉建屋，制御建屋について，隣接考慮モデル（ALL1 及び ALL2）と隣接非考慮モデル（S1 及び S2）による床応答スペクトルの比較結果（減衰定数 1%）を図 3-32 及び図 3-33 に，隣接考慮モデルと隣接非考慮モデルの床応答スペクトル比を図 3-34 及び図 3-35 に示す。

隣接考慮モデルと隣接非考慮モデルの床応答スペクトル比（減衰定数 1%）から，解析的に検討した隣接建屋の影響は，原子炉建屋で最大約 1.2 倍，制御建屋で最大約 1.7 倍であった。

床応答スペクトル比が卓越しているのは，制御建屋の NS 方向，EW 方向ともに周期 0.27s 付近であり，原子炉建屋の今回工認モデルにおける NS 方向の次固有周期 0.237s 及びタービン建屋の EW 方向 1 次固有周期 0.283s に概ね対応していることから，建屋規模の大きい原子炉建屋及びタービン建屋の隣接効果が影響しているものと考えられる。

一方，制御建屋の地下 2 階の解析結果による応答スペクトル比（減衰定数 1%）の周期 0.27 秒付近に見られる約 1.7 倍のピークについては，「3.1.2 地震観測記録と 3.11 地震のシミュレーションの比較」の図 3.1-7 の 3.11 地震の観測記録による周期 0.27 秒付近の応答スペクトルには，はぎとり波によるシミュレーション解析に対して顕著な増幅などは見られず，シミュレーション解析結果が観測記録を上回っているほか，制御建屋で周期 0.27 秒付近に固有周期をもつ設備がないことを確認している。また，2013 年 7 月より制御建屋において地震計を追加設置し観測を行っているが，地下 2 階の観測記録には，解析結果の周期 0.27 秒付近に見られるピークは確認されなかった\*。同様に原子炉建屋についても図 3.1-6 の 3.11 地震の観測記録による応答スペクトルには，はぎとり波によるシミュレーション解析に対して顕著な増幅などは見られず，シミュレーション解析結果が観測記録を上回っている。

以上のことから，解析結果からは隣接効果の影響が確認されたものの，観測記録にはその傾向が見られず，またシミュレーション解析結果が観測記録に対して保守性を有していることから，観測記録を用いたシミュレーション解析に基づく今回工認モデルによる地震応答解析結果には隣接効果の影響が適切に評価されていることを確認した。

注記\*：補足説明資料「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」「別紙 1-2-1 制御建屋の追設地震計による地震観測記録を用いた建屋モデルの検討」の図 2-8～図 2-10。

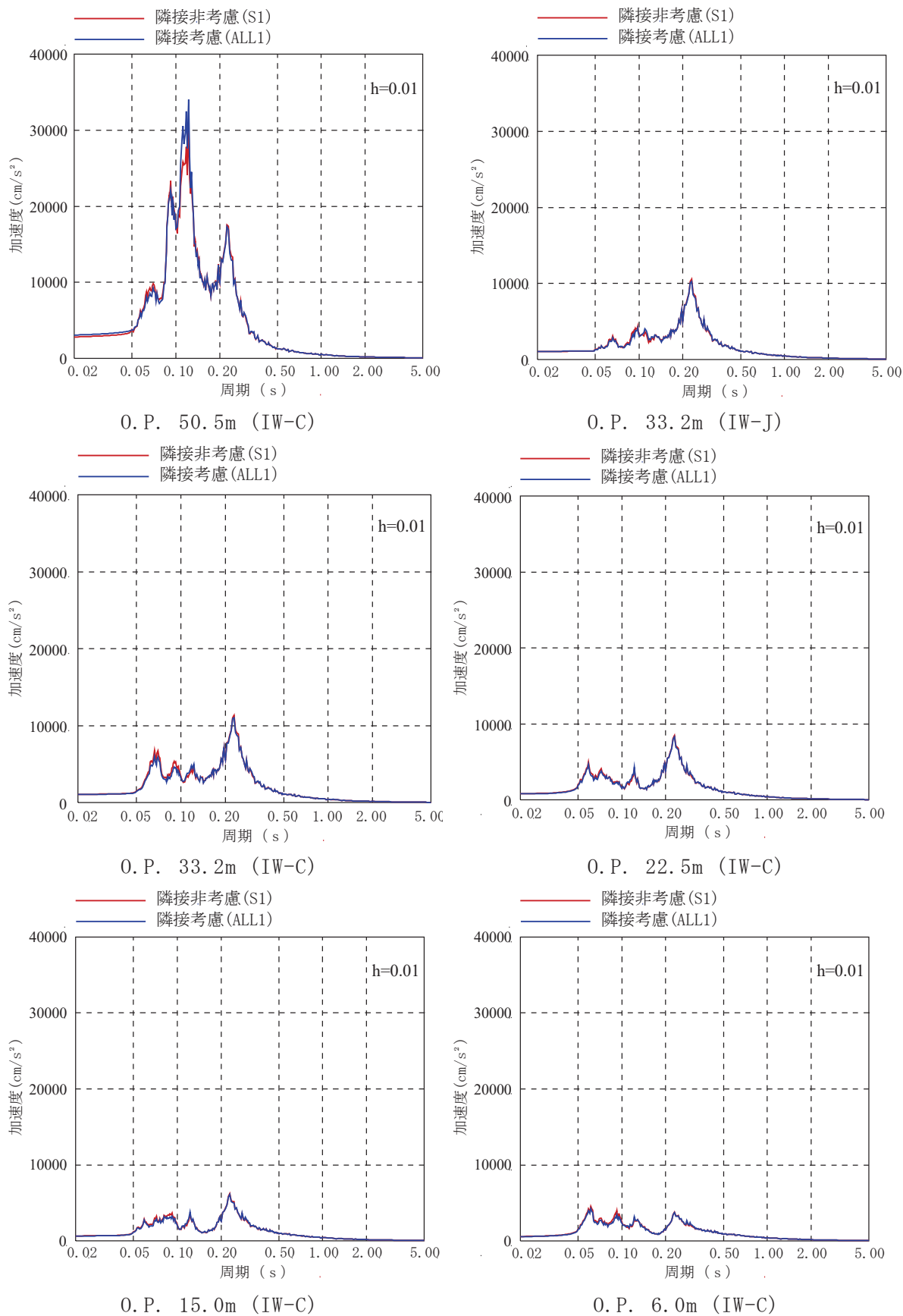


図 3.2-29(1) 床応答スペクトルの比較  
(02R/B, NS 方向, 減衰定数 1%)

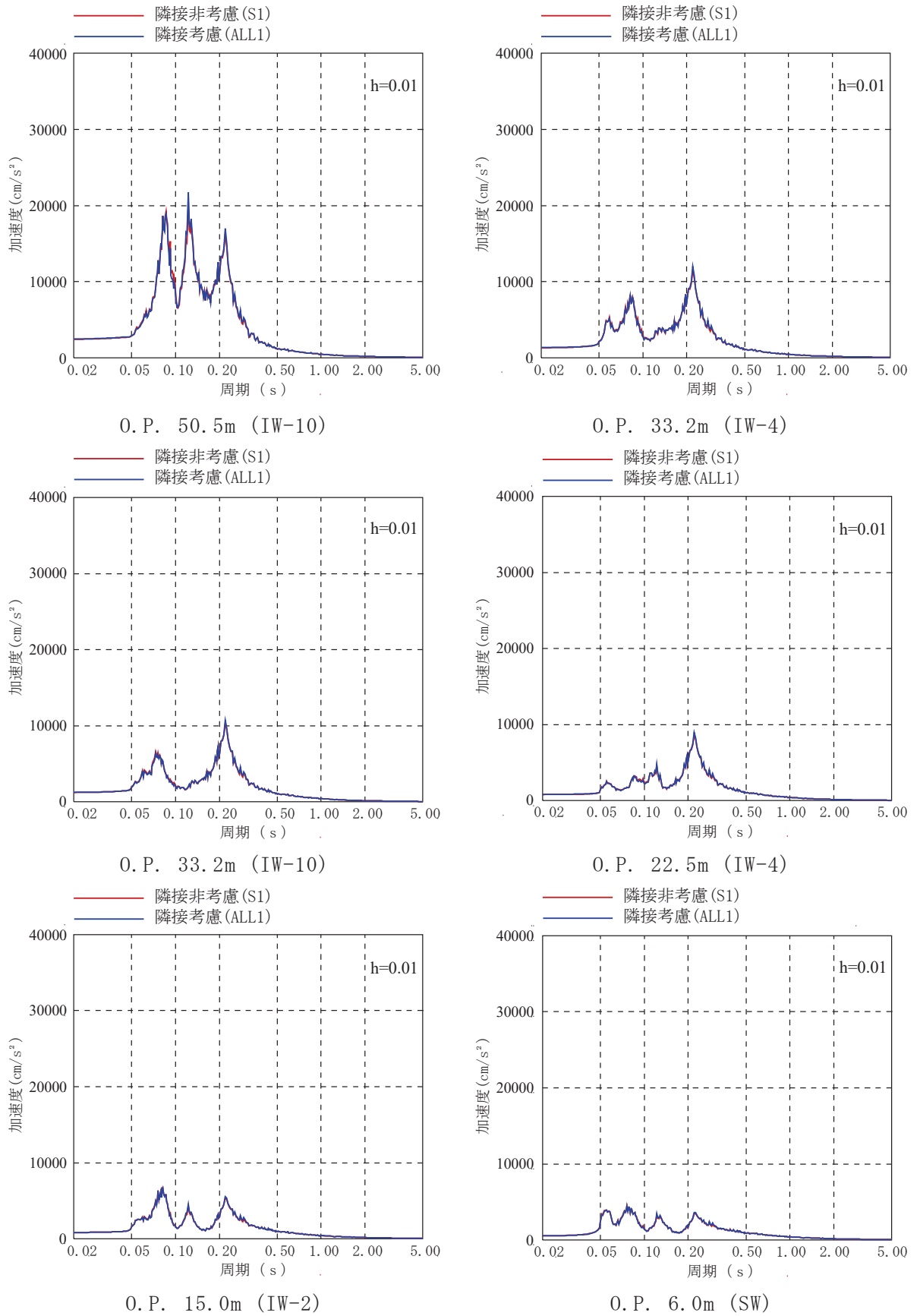
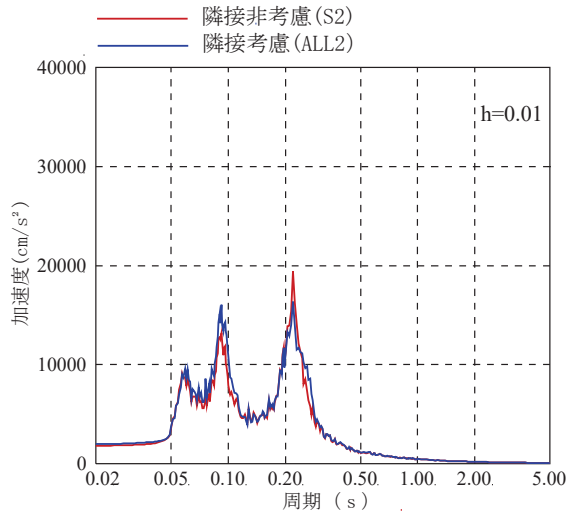
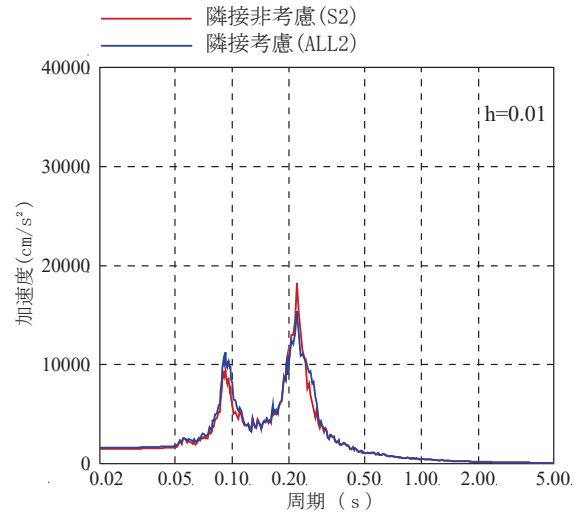


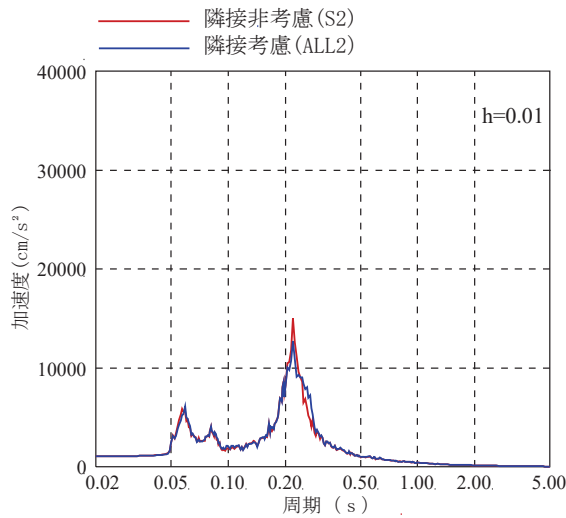
図 3.2-29(2) 床応答スペクトルの比較  
(02R/B, EW 方向, 減衰定数 1%)



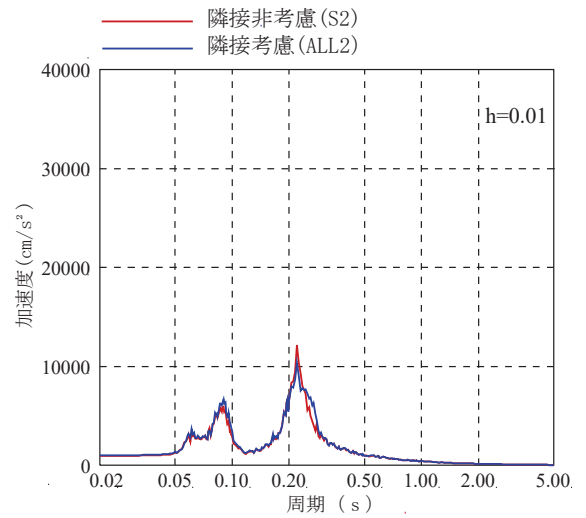
O. P. 29.15m (屋上中央)



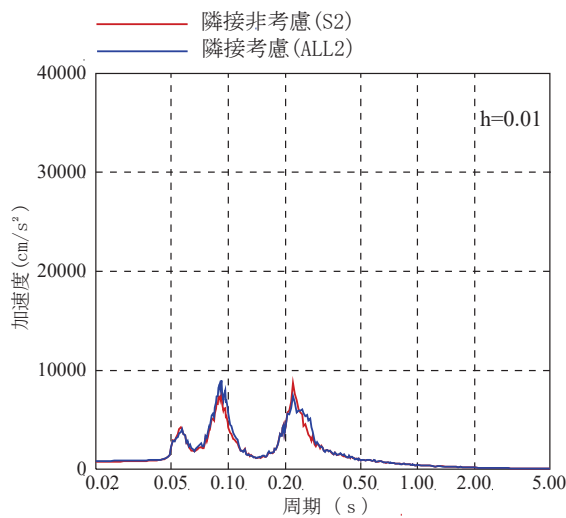
O. P. 29.15m (CF)



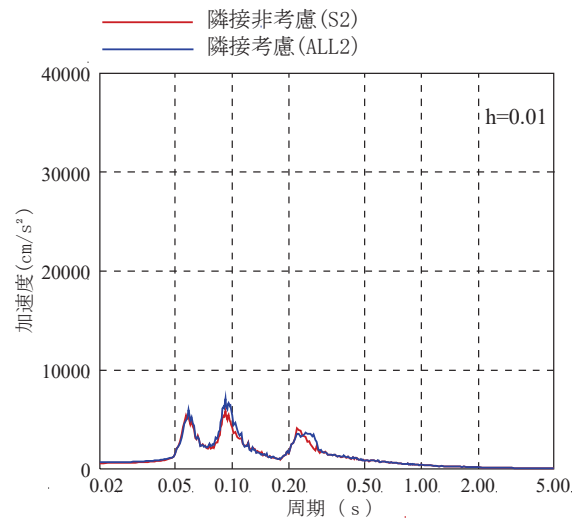
O. P. 22.95m (CF)



O. P. 19.5m (CF)

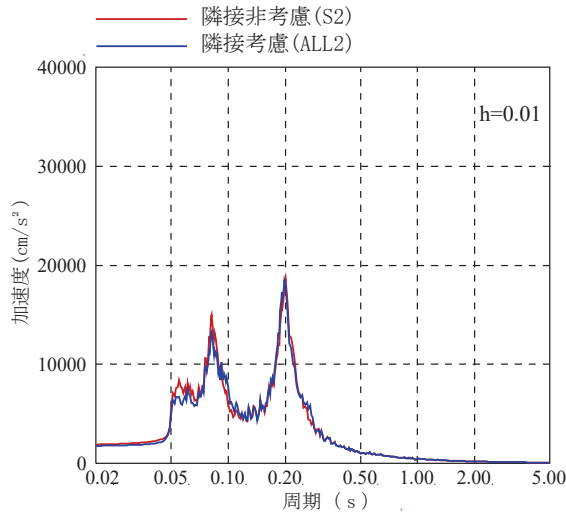


O. P. 15.0m (CF)

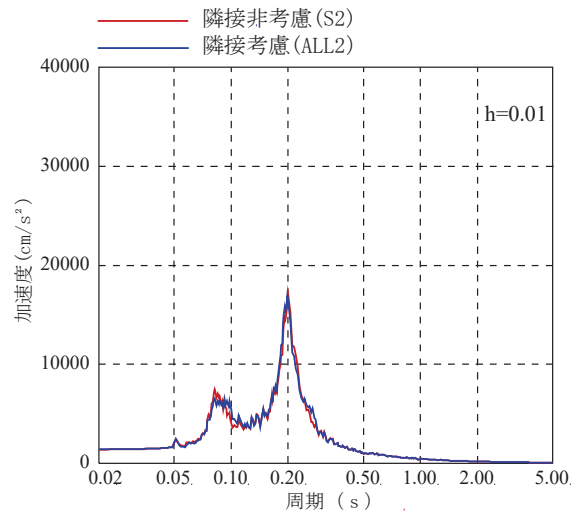


O. P. 8.0m (CF)

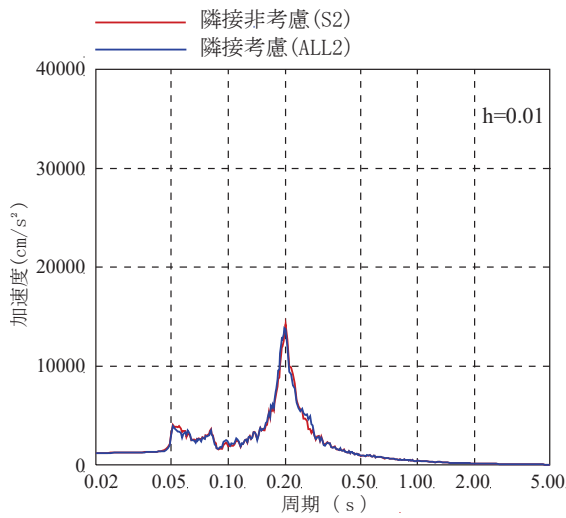
図 3.2-30(1) 床応答スペクトルの比較  
(02C/B, NS 方向, 減衰定数 1%)



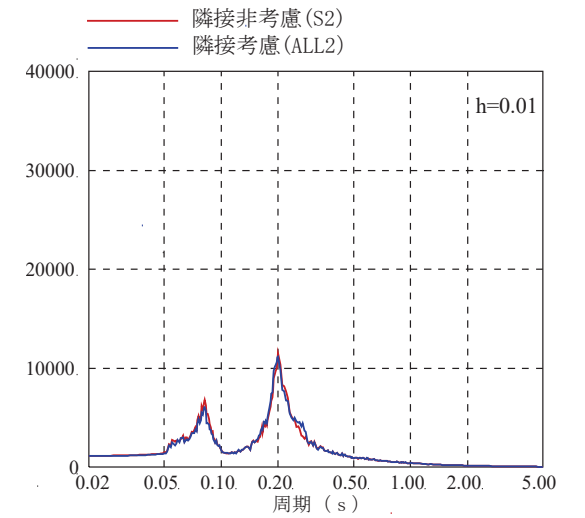
O. P. 29.15m (屋上中央)



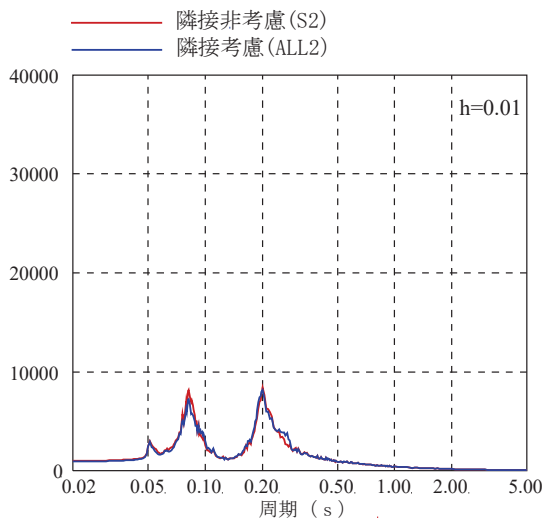
O. P. 29.15m (C1)



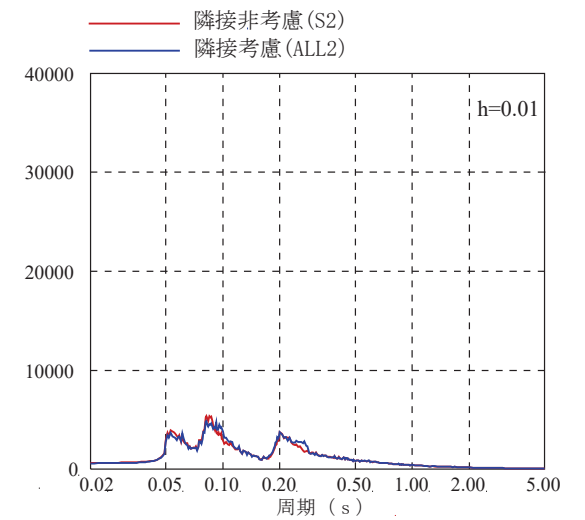
O. P. 22.95m (C1)



O. P. 19.5m (C1)

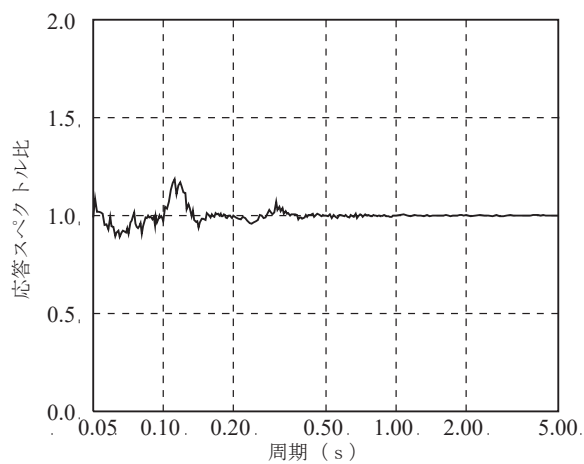


O. P. 15.0m (C1)

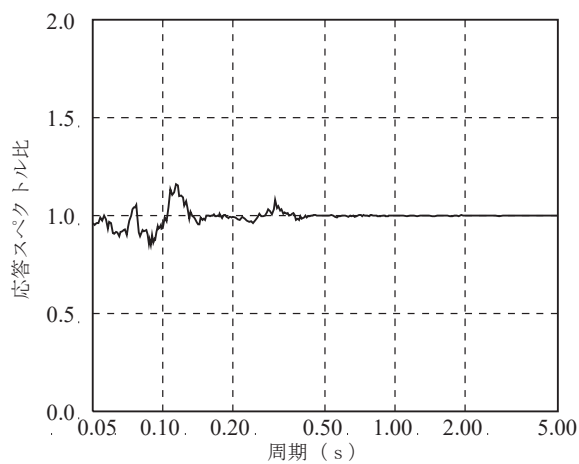


O. P. 8.0m (C1)

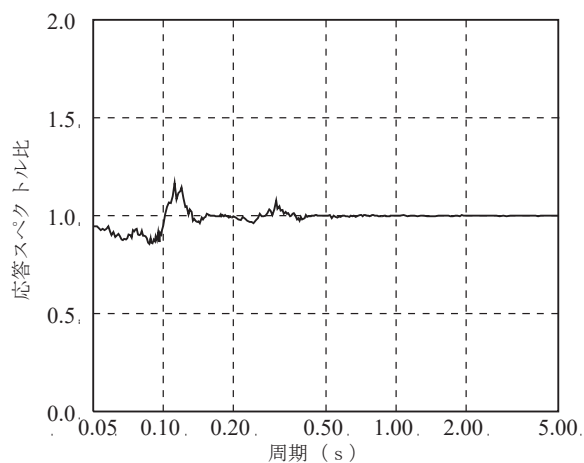
図 3.2-30(2) 床応答スペクトルの比較  
(02C/B, EW 方向, 減衰定数 1%)



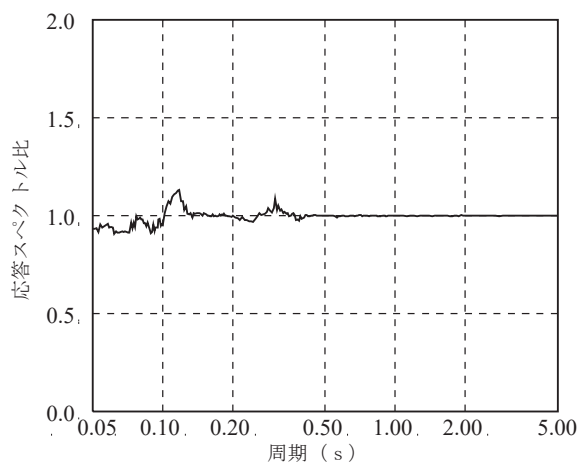
O. P. 50.5m (IW-C)



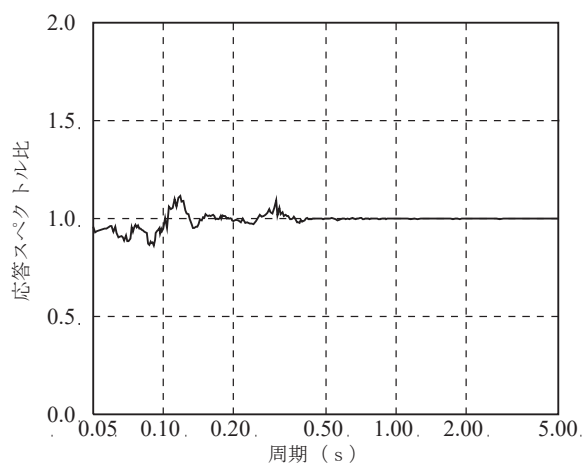
O. P. 33.2m (IW-J)



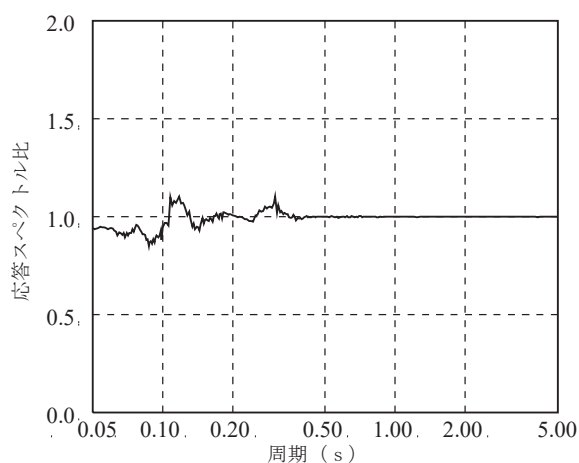
O. P. 33.2m (IW-C)



O. P. 22.5m (IW-C)



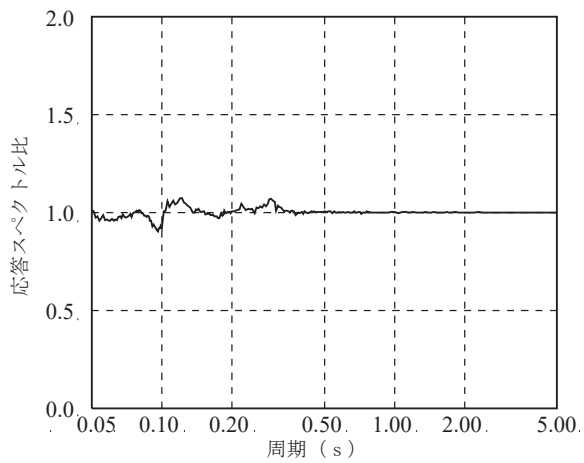
O. P. 15.0m (IW-C)



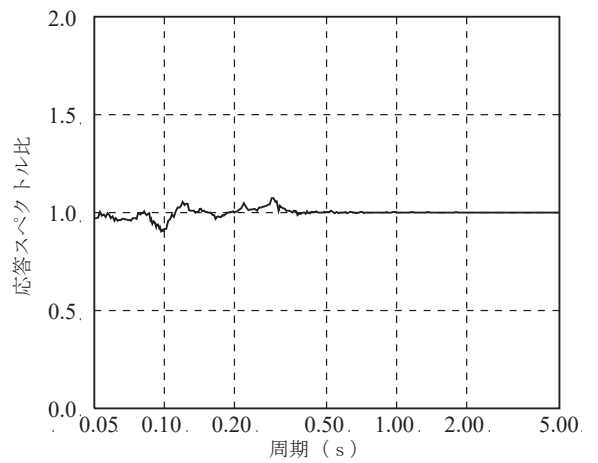
O. P. 6.0m (IW-C)

図 3.2-31(1) 床応答スペクトル比 (隣接考慮/隣接非考慮)

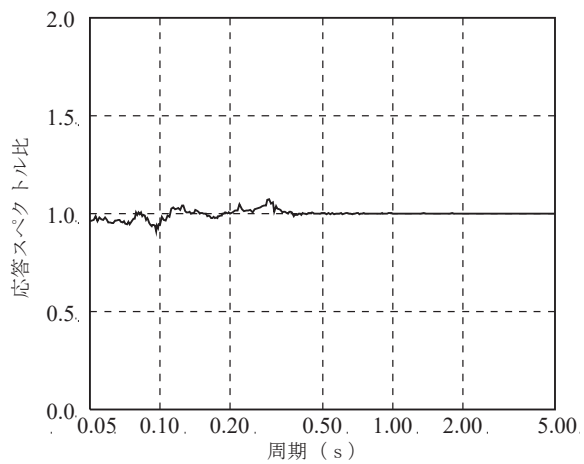
(02R/B, NS 方向, 減衰定数 1%)



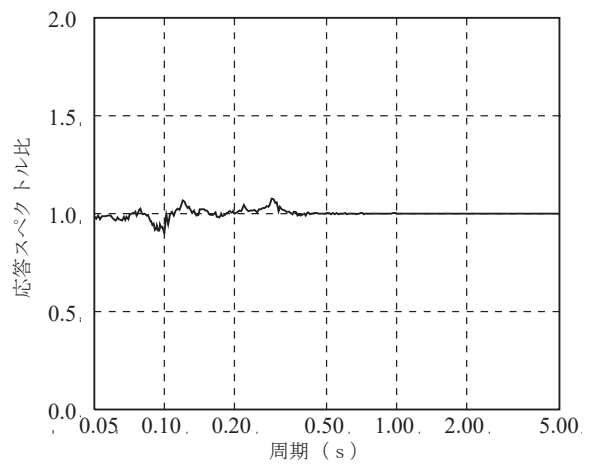
O. P. 50.5m (IW-10)



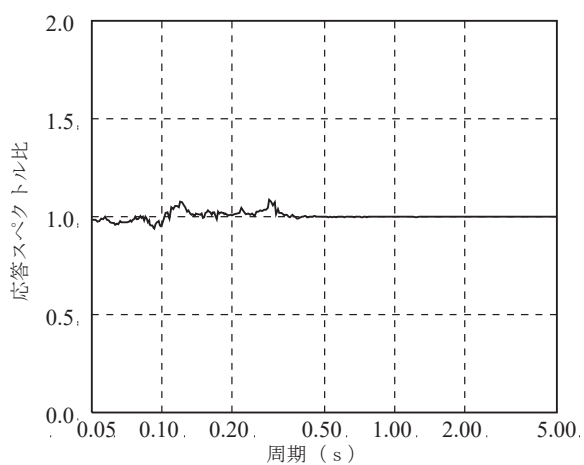
O. P. 33.2m (IW-4)



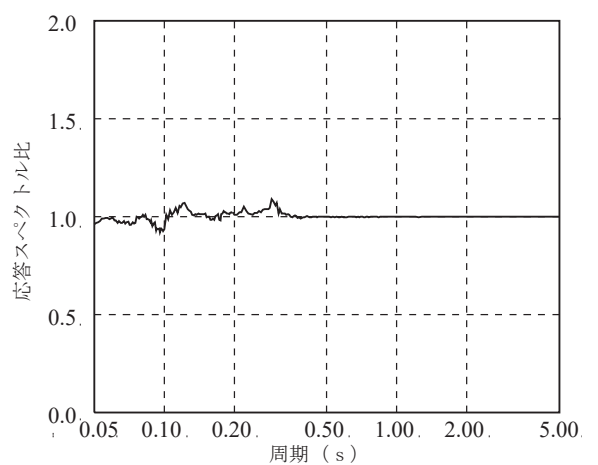
O. P. 33.2m (IW-10)



O. P. 22.5m (IW-4)

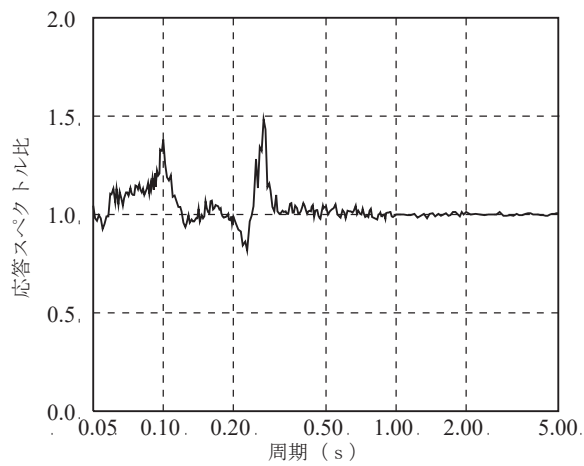


O. P. 15.0m (IW-2)

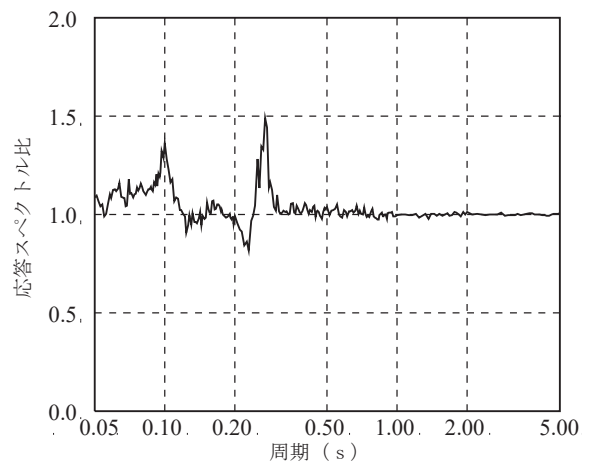


O. P. 6.0m (SW)

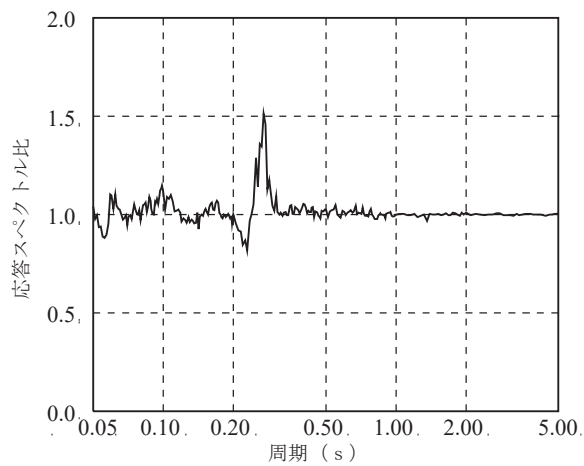
図 3.2-31(2) 床応答スペクトル比 (隣接考慮/隣接非考慮)  
(02R/B, EW 方向, 減衰定数 1%)



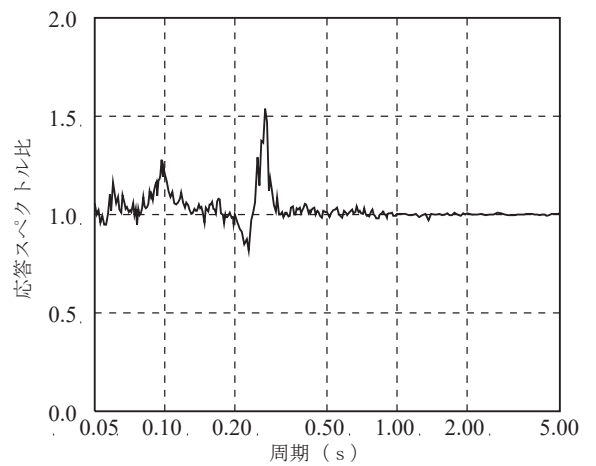
O. P. 29.15m (屋上中央)



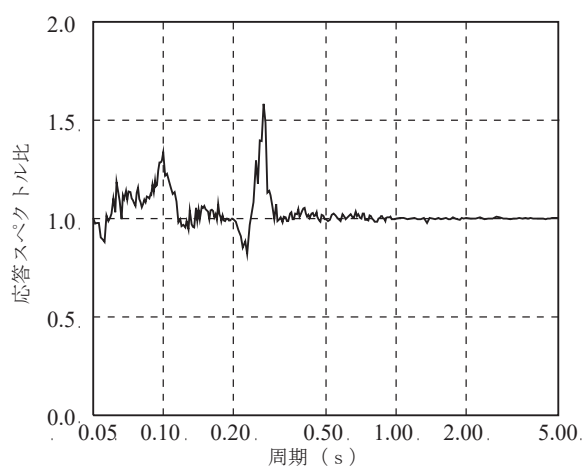
O. P. 29.15m (CF)



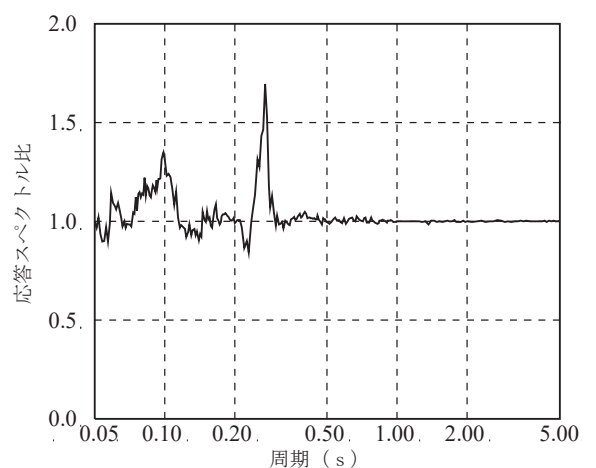
O. P. 22.95m (CF)



O. P. 19.5m (CF)



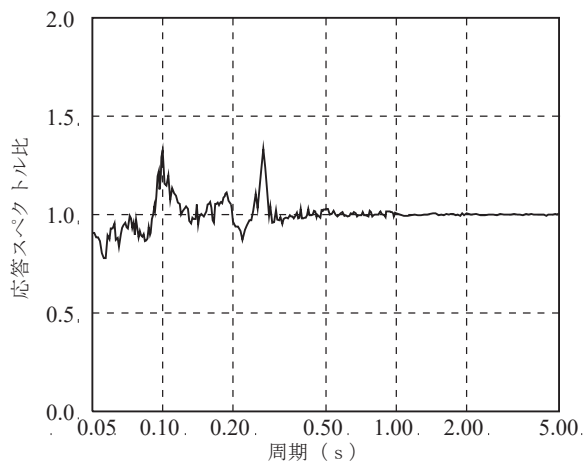
O. P. 15.0m (CF)



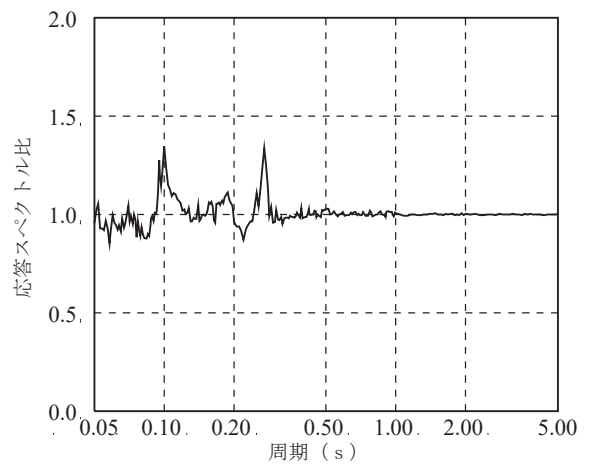
O. P. 8.0m (CF)

図 3.2-32(1) 床応答スペクトル比 (隣接考慮/隣接非考慮)  
(02C/B, NS 方向, 減衰定数 1%)

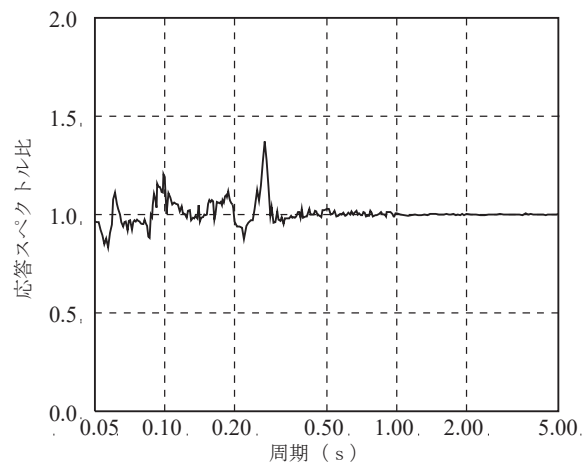




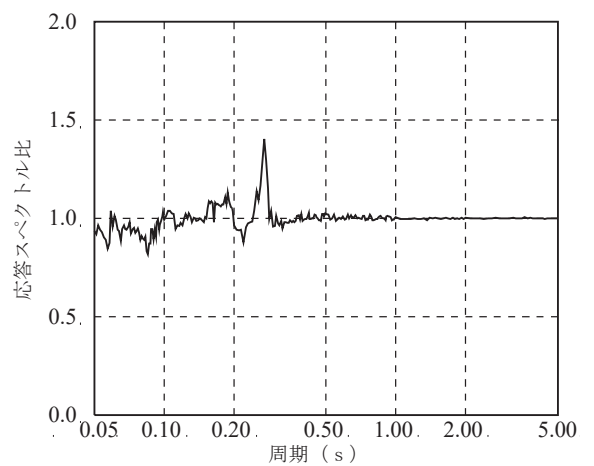
O. P. 29.15m (屋上中央)



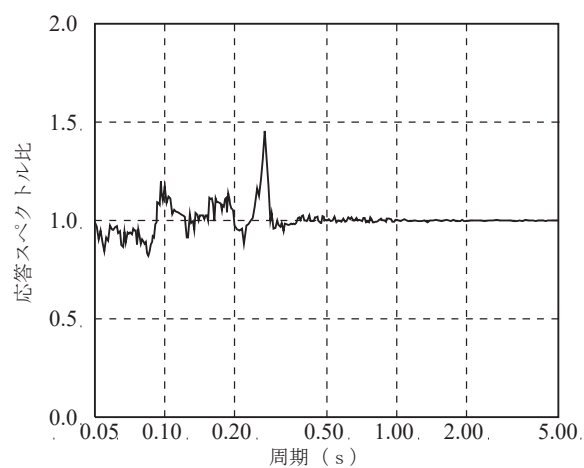
O. P. 29.15m (C1)



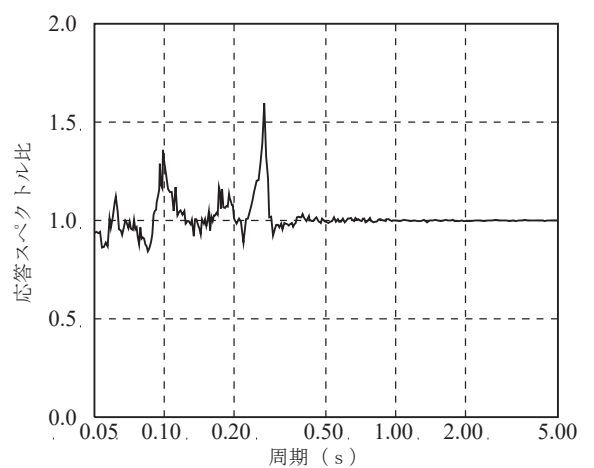
O. P. 22.95m (C1)



O. P. 19.5m (C1)



O. P. 15.0m (C1)



O. P. 8.0m (C1)

図 3.2-32(2) 床応答スペクトル比 (隣接考慮/隣接非考慮)  
(02C/B, EW 方向, 減衰定数 1%)

## 4. まとめ

### 4.1 既往の知見に基づく検討結果

「2.1 既往の文献に基づく検討」及び「2.2 3次元 FEM モデルを用いた検討」により、以下の知見を得た。

#### (1) 既往の文献に基づく検討

「NUPEC 試験」では、実地盤上に建設された鉄筋コンクリート製試験体における地震観測による検討において、同種 2 棟の建屋が隣接する場合の地震応答は、単独の場合と比較してほぼ同等又は低減される傾向となることが確認されている。

更に、同試験におけるその他各種試験結果から、隣接効果による建屋応答の性状変化は、建屋条件により固有のものとなることが明らかにされているが、定性的には、建屋が隣接した状態と単独の状態を比較した場合、隣接した状態の方が建屋応答が低減される傾向にあることが確認されている。

#### (2) 3次元 FEM モデルを用いた検討

3次元 FEM モデルを用いた検討により、硬質岩盤においては、隣接建屋が地震応答解析に用いる建屋-地盤連成モデル及び入力地震動に与える影響が小さいことを確認することで、隣接建屋が検討対象建屋の建屋応答に与える影響が小さいことを確認した。隣接建屋の固有振動数の影響で地盤インピーダンスに励起が見られるものの、全体としては良く対応しており、隣接建屋が建屋応答に与える影響は小さいとされている。当該検討事例は、 $V_s=1650$  m/s の硬質な岩盤に直接支持される原子力施設という検討条件での結果であり、硬岩サイトである女川原子力発電所第 2 号機においても隣接影響は小さいと考えられる。

### 4.2 女川原子力発電所第 2 号機における隣接建屋の影響検討結果

「3.1 地震観測記録を用いた検討」及び「3.2 3次元 FEM モデルを用いた検討」により、以下のことを確認した。

#### (1) 地震観測記録を用いた検討

女川原子力発電所においては、3.11 地震及び 4.7 地震の観測記録が得られていることから、原子炉建屋と制御建屋の観測記録の伝達関数を比較し、観測記録には隣接建屋の明瞭な影響は見られないことを確認した。

また、3.11 地震の観測記録を用いたシミュレーション解析に基づいて作成した今回工認モデルについて、3.11 地震のはざとり波を入力とした場合のシミュレーション解析を行った。シミュレーション解析結果と観測記録との床応答スペクトルの比較を実施したところ、隣接建屋の影響が含まれていると考えられる観測記

録を保守的に評価することができたことから、今回工認モデルを用いた地震応答解析結果は、隣接建屋の影響を含めても保守的な評価となっていることを確認した。

## (2) 3次元 FEM モデルを用いた検討

今回工認モデルを用いた地震応答解析結果に対する隣接建屋の影響がどの程度であるか解析的に検討した結果、各建屋の最大応答値については、原子炉建屋では 0.88 (要素番号(1), NS 方向の曲げモーメント) ~ 1.10 (質点番号 6, NS 方向の加速度), 制御建屋では 0.90 (要素番号(1), EW 方向の曲げモーメント) ~ 1.17 (要素番号(1), NS 方向の曲げモーメント) であり、応答スペクトル比 (隣接考慮/隣接非考慮, 減衰 5%) から、解析的に検討した隣接建屋の影響としては、原子炉建屋で最大約 1.1 倍, 制御建屋で最大約 1.3 倍であり顕著な違いはないことを確認した。

機器への影響としては、解析結果からは隣接効果の影響が確認されたものの、観測記録にはその傾向が見られず、またシミュレーション解析結果が観測記録に対して保守性を有していることから、観測記録を用いたシミュレーション解析に基づく今回工認モデルによる地震応答解析結果には隣接効果の影響を含めても保守的な評価となっていることを確認した。

以上より、女川原子力発電所第 2 号機における地震観測記録と 3 次元 FEM モデルの検討から、硬岩サイトである女川原子力発電所第 2 号機においても、既往文献と同様に、硬質岩盤においては隣接建屋が検討対象建屋の建屋応答に与える影響が小さいことを確認した。

## 【参考文献】

- 1) 耐震安全解析コード改良試験原子炉建屋の隣接効果試験に関する報告書, (財) 原子力発電技術機構, 平成 6 年度~平成 13 年度
- 2) 鈴木 篤他, 「地震観測に基づく構造物の隣接効果の検討」, 日本建築学会学術講演梗概集, 21169, P.337-338, 2000 年 9 月
- 3) 中村 尚弘他, 「原子力発電所建屋の地震応答性状に与える不整形地盤および隣接建屋の影響に関する研究」, 2012 年 3 月, 構造工学論文集, 日本建築学会

## 別紙 1 建屋構造特性の整理

1. 建屋構造特性の整理

女川原子力発電所第2号機の工事計画認可申請対象である原子炉建屋，制御建屋の構造特性を整理した結果を表1-1に示す。また，タービン建屋及び第1号機制御建屋についても，解析モデル（解析ケース ALL1 及び ALL2）に考慮していることから，構造特性を整理した結果を合わせて示す。

表 1-1 建屋構造特性整理表

		原子炉 建屋	制御建屋	タービン 建屋	第1号機 制御建屋
基礎版幅 (m) (NS) × (EW)		77.0 × 84.0	45.0 × 41.0	96.0 × 57.7	54.0 × 41.0
重量 (kN)	基礎版	913380	130270	391110	78160
	建屋	2501590	230940	1400100	287790
	基礎版 + 建屋	3414970	361210	1791210	365950
1次固有 振動数 (Hz)	NS	4.21	4.59	3.96	4.27
	EW	4.36	4.96	3.53	4.79
質点高さ O.P. (m)*	上端	50.5	29.15	47.3	29.15
	下端	-14.1	-1.5	-2.2	0.0

注記\* : O.P. は女川原子力発電所工事用基準面であり，東京湾平均海面 (T.P.) - 0.74m である。