

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-19-0620-1_改3
提出年月日	2021年4月5日

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】

目 次

1. 概要	1
2. 初期剛性が設計より低下している要因の検討	7
2.1 検討概要	7
2.2 3.11 地震等に対する主要建屋のシミュレーション解析	8
2.3 地震等による構造的影響	12
2.3.1 検討概要	12
2.3.2 実機の 3.11 地震等に対する建屋の振動特性の把握	15
2.3.3 3.11 地震等における構造的損傷の有無の確認	18
2.3.4 3次元 FEM モデルによるオペフロ上部の剛性低下（大架構）	31
2.3.5 繰返し試験体（耐震実験[1]）による確認	34
2.3.6 地震等による構造的影響に関する検討結果のまとめ	37
2.4 コンクリートの乾燥収縮の影響	38
2.4.1 検討概要	38
2.4.2 乾燥収縮の影響に関する文献レビュー	39
2.4.3 実機の乾燥収縮状態等の把握	43
2.4.4 乾燥試験体（耐震実験 [3] ）による確認	47
2.4.5 コンクリートの乾燥収縮の影響に関する検討結果のまとめ	51
2.5 その他の要因影響	52
2.5.1 支持地盤の剛性低下の有無の確認	52
2.5.2 実機コンクリート圧縮強度の設計基準強度との比較	57
2.5.3 その他の要因影響に関する検討結果のまとめ	60
2.6 初期剛性が設計より低下している要因の検討のまとめ	61
3. 初期剛性低下の要因が終局耐力等に与える影響	62
3.1 検討概要	62
3.2 地震による事前損傷が終局耐力等に与える影響	63
3.2.1 事前損傷試験体（耐震実験 [2] ）による確認	63
3.3 乾燥収縮が終局耐力等に与える影響	66
3.3.1 乾燥試験体（耐震実験 [3] ）による確認	66
3.3.2 乾燥収縮の影響に関する文献レビュー	72
3.4 初期剛性低下の要因が終局耐力等に与える影響のまとめ	74
4. 原子炉建屋オペフロ上部耐震補強工事	75
4.1 耐震補強工事の概要	75
4.2 耐震補強工事の有効性確認	76
4.3 耐震補強工事の地震応答特性への影響検討	77
5. 設計体系への反映	79

5.1	地震応答解析モデルの策定	79
5.1.1	基本モデル策定の考え方	79
5.1.2	原子炉建屋の基本モデルの諸元	82
5.1.3	設計用地震力の評価方針	85
5.2	地震応答解析モデルに考慮する不確かさに関する検討	89
5.3	原子炉建屋の代表性	95
5.3.1	オペフロ上部の検討を踏まえた原子炉建屋の代表性	95
5.3.2	原子炉建屋以外の既設建屋への水平展開の考え方	95
5.3.3	新設建屋への初期剛性低下の考慮方針	97
5.4	部材評価における評価方針	98
5.5	設備評価への反映方針	99
5.6	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響を踏まえた各条文の要求機能に対する機能維持の方針の整理	115
5.6.1	影響検討方針	115
5.6.2	影響検討結果 (1)	116
5.6.3	影響検討結果 (2)	117
5.6.4	乾燥収縮ひび割れ等による鉄筋コンクリート躯体の止水性について	118
5.6.5	原子炉建屋原子炉棟屋根の使用済燃料プールへの落下防止対策	122
5.6.6	外部火災の耐熱性 (熱影響評価) への影響について	124
5.6.7	裏面剥離評価への影響について	128
6.	まとめ	130
6.1	検討結果の概要	130
6.2	剛性低下を踏まえた建屋解析手法の高度化	131
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		
	別紙 1-1 原子炉建屋地震応答解析に係る事前検討結果	
	別紙 1-2 地震応答解析モデルにおける床の柔性の考慮について	
	別紙 2 各建屋の剛性低下 (固有振動数低下) の地震観測記録による傾向分析	
	別紙 3 東北地方太平洋沖地震等に対する構造的影響評価 (点検結果)	
	別紙 4 東北地方太平洋沖地震等に対する構造的影響評価 (追加評価に係る点検結果)	
	別紙 5 3次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析 (原子炉建屋)	
	別紙 6 3次元 FEM 非線形モデルによるシミュレーション解析 (原子炉建屋オペフロ上部)	
	別紙 7 3次元立体架構モデルによる屋根トラスのシミュレーション解析 (原子炉建屋)	
	別紙 8 建屋の 3 次元的なねじれの影響について	
	別紙 9 オペフロ上部変位計測システムと計測変位について	
	別紙 10 床等の面外応力に対する影響確認	
	別紙 11 原子炉建屋オペフロ上部の剛性と耐力に関する検討	

- 別紙 12 耐震実験による中小地震レベルの繰返し加力による影響検討（耐震実験[1]）
- 別紙 13 乾燥収縮等が初期剛性や終局耐力等に与える影響に関する文献について
- 別紙 14 実機の乾燥収縮の状況に関する検討
- 別紙 15 耐震実験による乾燥収縮が終局耐力に与える影響検討（耐震実験[3]）
- 別紙 16 建屋支持地盤の剛性低下に関する検討
- 別紙 17 建屋コンクリートの圧縮強度の確認
- 別紙 18 耐震実験による事前損傷が終局耐力に与える影響検討（耐震実験[2]）
- 別紙 19 原子炉建屋オペフロ上部の耐震補強
- 別紙 20 地震応答解析モデルの基本ケースと不確かさケースの設定
- 別紙 21 乾燥収縮ひび割れによる機器アンカーへの影響検討
- 別紙 22 床応答スペクトルの拡幅率について
- 別紙 23 鉄筋コンクリート躯体のひび割れ（乾燥収縮・地震）による影響評価が必要となる対象条文の抽出について
- 別紙 24 鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響を踏まえた要求機能に対する各条文の機能維持の方針の整理
- 別紙 25 耐震実験に関する補足説明資料
- 別紙 26 第3号機海水熱交換器建屋と地中土木構造物の構造計画の違いについて

 : 本日の説明範囲

2.2 3.11 地震等に対する主要建屋のシミュレーション解析

(1) 検討の目的

3.11 地震，4.7 地震に対する建屋の振動特性を確認するために，原子炉建屋を例にシミュレーション解析を実施した。地震応答解析は，水平動，鉛直動それぞれに対して実施した。また，比較のために，第3号機原子炉建屋についてもシミュレーション解析を実施した。

(2) 原子炉建屋（水平動，鉛直動）

・・・別紙1

原子炉建屋の基礎版上で得られた地震観測記録を入力し，建屋の各フロアで得られた地震観測記録との整合性を検討したシミュレーション解析の結果，以下の傾向が確認された。

- ①水平動について，建屋の振動特性に支配的な燃料取替床よりも下部（以下「オペフロ下部」という。）の初期剛性について，NS，EW 方向とも，設計で考慮している剛性よりも2割程度低下させた解析結果が，記録との整合性が良い。また，合わせて算定された応力，ひずみとの関係から，耐震壁は概ね弾性範囲であったと判断される。
- ②燃料取替床よりも上部（以下「オペフロ上部」という。）については，NS，EW 方向とも，設計で考慮している剛性よりも5～7割程度低下させた解析結果が，記録との整合性が良い。なお，算定された応力，ひずみとの関係から，耐震壁は設計時のせん断スケルトンカーブの第一折点のせん断ひずみを超過するレベルであったが，せん断応力度は小さく設計時のトリリニアによるせん断スケルトンカーブの第一折点から第二折点とは乖離が生じている。
- ③建屋減衰については7%を採用することで記録との整合性が良い結果が得られた。
- ④鉛直動については，設計で考慮している建屋剛性，建屋減衰を用いた解析結果が，記録との整合性が良い。

(3) 第3号機原子炉建屋（水平動，鉛直動）

・・・別紙1

第3号機原子炉建屋の基礎版上で得られた地震観測記録を入力し，建屋の各フロアで得られた地震観測記録との整合性を検討したシミュレーション解析の結果は，水平動，鉛直動とも原子炉建屋とほぼ同様の結果となった。

(4) 検討結果

原子炉建屋のシミュレーション解析の結果，オペフロ下部において設計を2割程度低下する剛性の低下が認められたこと，オペフロ上部は第一折点を超過した状態であるが，設計における応力-ひずみ曲線と乖離があること，これらの特徴

は第3号機原子炉建屋でも共通することを確認した。

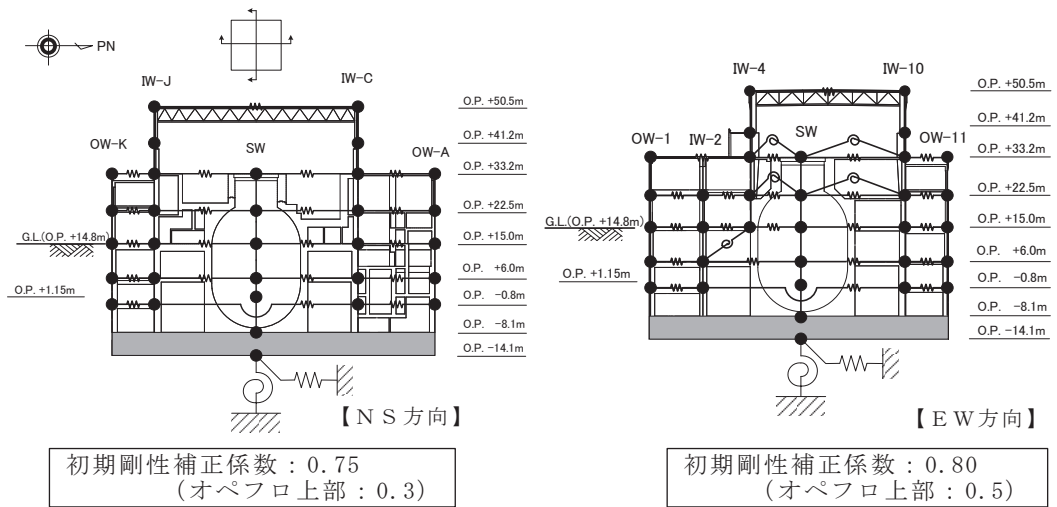


図 2.2-1 原子炉建屋 シミュレーションモデル (水平方向)

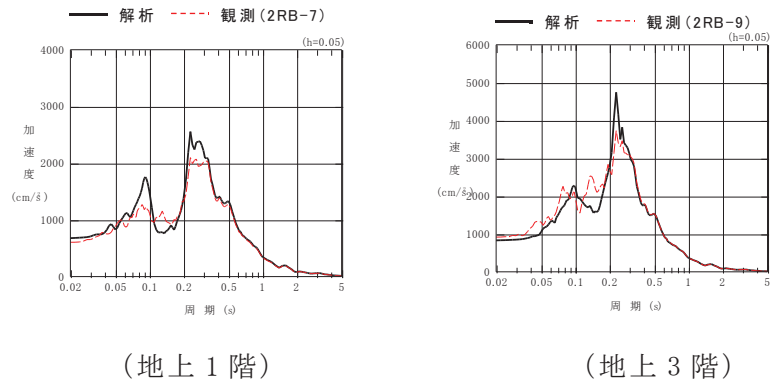


図 2.2-2 加速度応答スペクトルの比較 (原子炉建屋 3.11地震 NS方向)

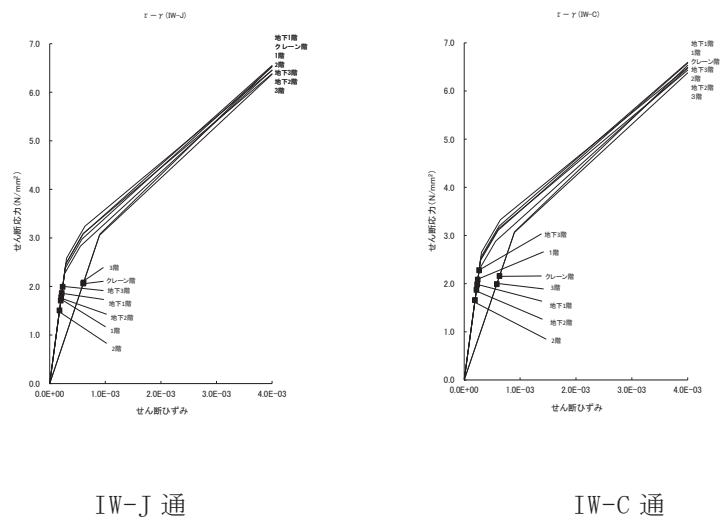


図 2.2-3 せん断スケルトン曲線上の最大応答値
(原子炉建屋 3.11地震 NS方向)

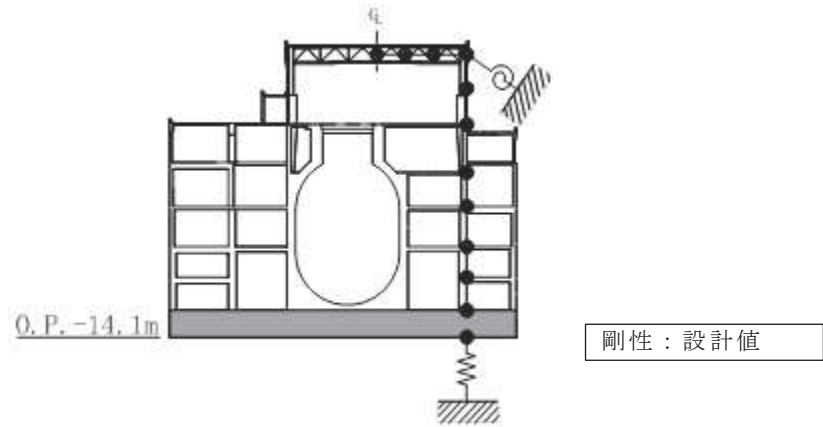
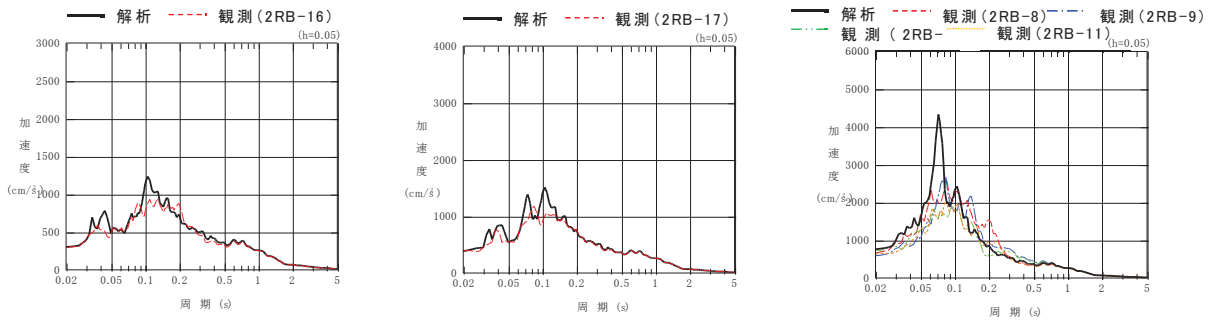


図 2.2-4 原子炉建屋シミュレーションモデル（鉛直方向）



(地下2階)

(地下1階)

(地上3階)

図 2.2-5 加速度応答スペクトルの比較

(原子炉建屋 3.11地震 鉛直方向)

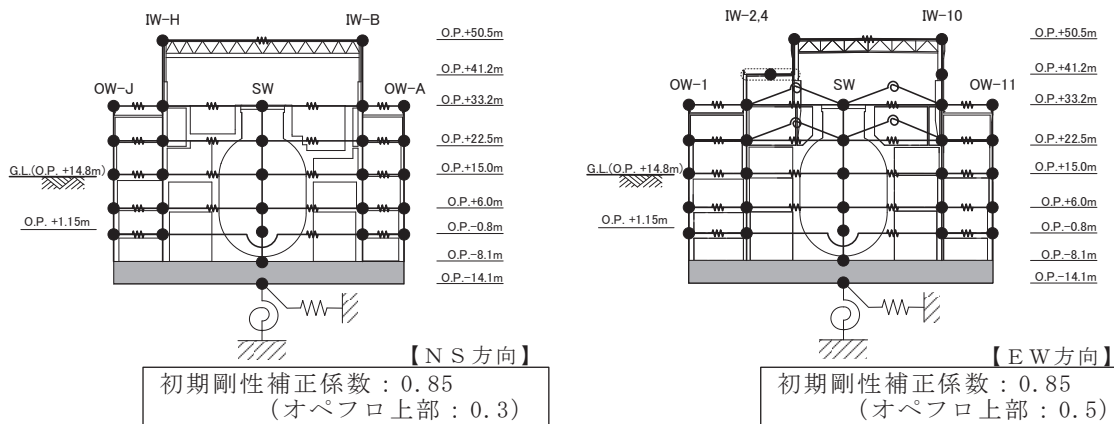
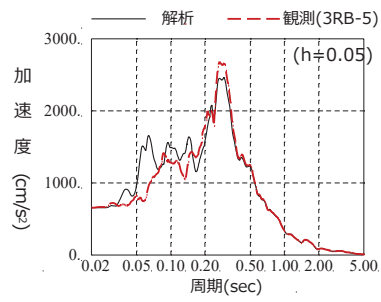
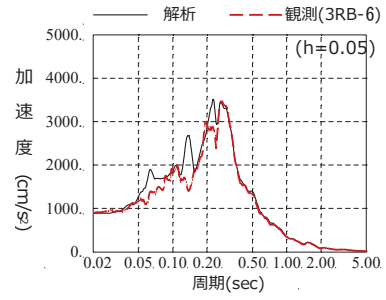


図 2.2-6 図3号機原子炉建屋 シミュレーションモデル（水平方向）



(地上1階)



(地上3階)

図 2.2-7 加速度応答スペクトルの比較 (第3号機原子炉建屋 3.11地震 NS方向)

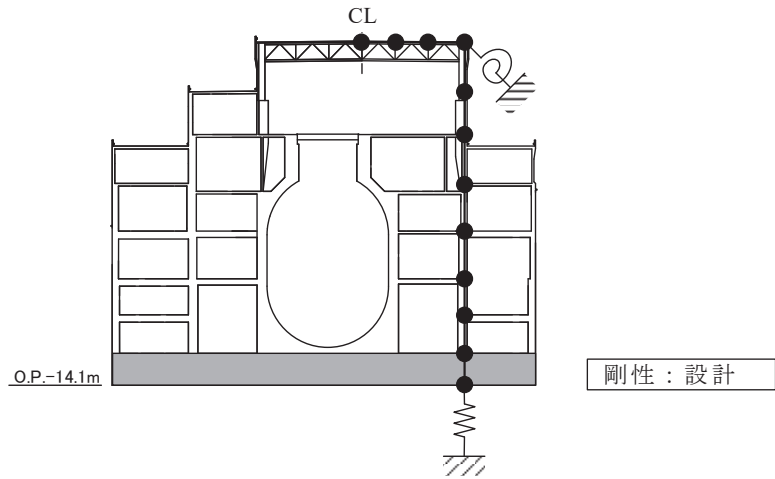
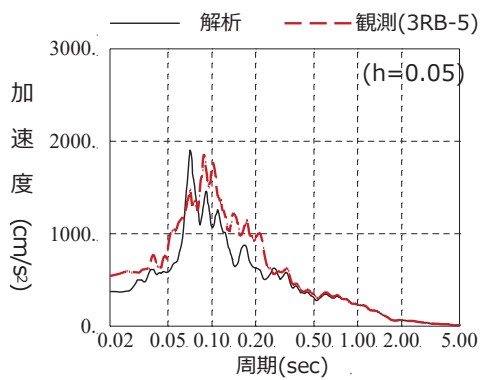
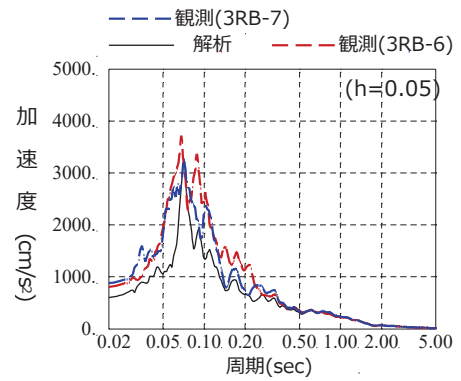


図 2.2-8 第3号機原子炉建屋シミュレーションモデル (鉛直方向)



(地上1階)



(地上3階)

図 2.2-9 加速度応答スペクトルの比較

(第3号機原子炉建屋 3.11地震 鉛直方向)

耐震設計に係わる工認審査ガイドでは、

- ・地震応答解析に用いる材料定数のうち解析モデルの剛性評価に用いる定数については、材料のばらつきによる定数の変動幅が適切に設定されていること
- ・材料定数の変動が建物・構築物の振動性状（固有周期，固有モード等）や応答性状に及ぼす影響を検討し，必要に応じて，建物・構築物の地震力や機器・配管系の入力地震力に及ぼす影響を設計に考慮すること

を要求している。

ここでは、女川原子力発電所の特徴を踏まえて、地震応答解析結果へ影響を与える材料物性値について検討の上、ばらつきによる変動幅を考慮する項目を抽出する。

建屋の耐震評価に用いる動的地震力は、地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤物性、建屋剛性、地盤のばね定数及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす要因は、建物剛性及び地盤物性であることが確認されている。

女川では 3.11 地震等の記録によって初期剛性が低下していることが確認されていることから、剛性低下の要因（地震による影響（大架構の影響含む）、乾燥による影響）が建屋初期剛性や終局耐力に与える検討結果を踏まえ、これらの要因に対する不確かさケースについて検討する。また、3.11 地震に対する原子炉建屋のシミュレーション解析では、建屋減衰として 7% の値を採用することにより観測記録との整合性が得られており、建屋減衰に対する不確かさケースについて検討を行う。

建屋と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析においては、地盤物性は地盤調査結果から地盤のせん断波速度を用いて算出していること、また、入力地震動の評価において表層地盤の影響を考慮しているが、これについても調査結果を踏まえて地盤モデルを設定していることから、地盤物性に対する不確かさケースについて検討を行う。

以上より、建屋の地震応答解析における材料物性値のうち、

①建屋初期剛性、②終局耐力、③建屋減衰、④地盤物性についてばらつきによる変動幅を検討する。

以上を踏まえた地震応答解析モデルへの反映に際しての考え方を図 5.2-1 表に、検討ケース一覧を表 5.2-2 に示す。

表 5.2-1 (1) 基準地震動 S_s に対する不確かさケースの設定の考え方 (1/3)

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
<p>建屋初期剛性</p>	<p>【建屋の初期剛性（水平動）】</p> <ul style="list-style-type: none"> 初期剛性を低下させた等価線形解析によるシミュレーション解析では、オペフロ上部のように折点を超えるような応答に対しても十分観測記録との整合性が確保できること、また、基準地震動 S_s に対しては第一、第二折点を超えた応答となるため、初期剛性の多少の違いが応答結果に与える影響は小さいことも踏まえ、初期剛性は 3.11 地震等によって低下した状態を採用する。 	<p>【建屋の初期剛性（水平）】</p> <ul style="list-style-type: none"> 初期剛性の多少の違いが応答結果に与える影響は小さいが、一方で、過去の中小地震も含めた記録では時間経過に伴い剛性が低下する傾向の他に、更新地震によっても剛性が低下する傾向が認められていることから、初期剛性低下の影響を保守的に反映するモデルを不確かさケースとして採用する。 具体的には、更なる剛性低下として、基本モデルを用いた基準地震動 S_s の応答結果として得られる剛性低下（原子炉建屋の場合 0.78 倍）を考慮する。また、不確かさモデルへの適用にあたっては、この非線形化による剛性低下を初期剛性低下とみなし、全ての耐震壁におけるスケルトン曲線の初期剛性の低下として一律に考慮することにより保守性を確保する。 採用する初期剛性低下が、女川の観測記録から類推される基準地震動 S_s-D2 時の剛性低下量よりも小さいことも合わせて確認する。 なお、宮城県沖では、3.11 地震（巨大プレート間地震）の約 1 か月後に 4.7 地震（海洋プレート内地震）が発生しているが、不確かさケースは大きな地震の一定期間後に基準地震動 S_s の揺れに見舞われる事象に対する保守的評価にも該当する。

表 5.2-1 (1) 基準地震動 S s に対する不確かさケースの設定の考え方 (2/3)

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
建屋初期剛性	<p>【建屋の初期剛性（鉛直動）】</p> <ul style="list-style-type: none"> 水水平動に比べ剛性の低下率は小さく、これまでの経年変化によって設計剛性を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では既工認モデルで記録を再現できたことから、既工認モデルの剛性を採用する。 	<p>【建屋の初期剛性（鉛直）】</p> <ul style="list-style-type: none"> 水水平動に比べ剛性の低下率は小さくこれまでの経年変化によって設計剛性を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では既工認モデルで記録を再現できたこと、また、剛性の変化が建屋応答に与える感度が小さいことから、鉛直動に対しては初期剛性の不確かさは考慮しない。
終局耐力	<ul style="list-style-type: none"> 地震による事前損傷は、J E A G 式の評価基準値付近の耐力低下要因とはならない。 乾燥収縮は初期剛性低下に寄与するもの、J E A G 式の評価基準値付近での耐力は J E A G 式を上回る。乾燥度合が進行したとしても、更なる剛性低下に寄与しない。 建設後の経過年数から第 2 号機建屋の乾燥状態はほぼ定常状態にある。 オペアフロ上部の大架構は、設計の評価法に比べ実際の初期剛性は小さいが J E A G 式の評価基準値付近では評価式と同程度。 <p>→ 以上を踏まえ、評価基準値付近のスケルトン曲線については、既工認と同様、J E A G 式を基本ケースに適用する。</p>	<ul style="list-style-type: none"> 実機のコンクリート強度は設計基準強度より高い傾向にあり、終局耐力はその分高い方に上振れすることが考えられるが、終局耐力の増加は建屋の変形を抑制する方向の評価となることから、これを考慮しない。

表 5.2-1 (1) 基準地震動 S s に対する不確かさケースの設定の考え方 (3/3)

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
<p>建屋減衰</p>	<p>【水水平動】</p> <ul style="list-style-type: none"> 3.11 地震における建屋減衰は 7% と評価されており、これは初期剛性の低下の影響（履歴的な減衰効果）も含まれたものと考えられる。基本ケースにおいては、この効果を安全側に無視し、既工認と同様の減衰 5% を採用する。 <p>【鉛直動】</p> <ul style="list-style-type: none"> 3.11 地震のシミュレーション解析では既工認と同様の建屋減衰（5%）を採用し観測記録を再現出来たことから、5% を採用する。 	<p>【水水平動】</p> <ul style="list-style-type: none"> 基本的には、基本ケースに採用した建屋減衰の値を適用する。 基本モデルを用いた基準地震動 S s の応答値が多くの部位で第二折点を越えるような場合は、剛性低下量を初期剛性に反映した不確かさモデルでは履歴減衰が考慮されないため、建屋減衰として基本ケースよりも大きい値が採用可能か検討した上でその値を採用する。（今回工認においては、基本ケースと不確かさケースの建屋減衰は同一としている。） <p>【鉛直動】</p> <ul style="list-style-type: none"> 鉛直動シミュレーションでは建屋減衰 5% を採用しており、不確かさケースでもこれを用いる。
<p>地盤物性</p>	<ul style="list-style-type: none"> 底面地盤については実測した地盤のせん断波速度の平均値を採用。 入力地震動の算定に用いる表層地盤上部、下部とも 3.11 地震等のシミュレーション解析結果を踏まえた値・手法を採用。 	<ul style="list-style-type: none"> 底面地盤については、実測値のばらつきを考慮。 表層地盤のばらつきが建屋応答に与える影響は小さいが、表層地盤下部については非線形性を考慮せず一定値を採用しているため、底面地盤と同程度のばらつきとして、せん断波速度 ±100m/s を考慮する。

表 5.2-1 (2) 弾性設計用地震動 Sd に対する不確かさケースの設定の考え方

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
建屋 剛性, 建屋 減衰	<ul style="list-style-type: none"> • 弾性設計用地震動 Sd の建屋応答は 3.11 地震による応答と同程度であることから, 3.11 建屋シミュレーション解析の剛性を採用する。 • 建屋減衰については, 3.11 地震における建屋減衰は 7% と評価されたが, 保守的に 5% を採用する。 	<ul style="list-style-type: none"> • 先行プラントでは構造の複雑さによる減衰効果 が期待しにくい単純な構造の建物に建屋減衰 3% を適用しているが, 原子炉建屋では弾性設計用地震動 Sd と同等レベルの 3.11 地震において建屋減衰 7% の評価結果が得られており, 建屋減衰 3% の不確かさは考慮しない。他の建屋については, 3.11 地震の傾向や建屋の特徴も踏まえて必要に応じ考慮する。

表 5.2-2 検討ケース一覧

対象地震動	ケース名	スケルトン曲線		建屋減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
基準地震動 S s (水平動)	ケース 1 (基本ケース)	3.11 地震 シミュレーション	設計基準強度を用い J E A G 式で評価 (=既工認)	5% (=既工認)	表層上部非線形 表層下部 Vs900m/s	標準地盤 (=既工認)
	ケース 2	同上	同上	同上	表層上部非線形 表層下部 Vs900+100m/s	標準地盤 + σ
	ケース 3	同上	同上	同上	表層上部非線形 表層下部 Vs900-100m/s	標準地盤 - σ
	ケース 4	同上	同上	同上	表層上部非線形 表層下部 Vs900m/s	標準地盤 (=既工認)
	ケース 5	基本ケースの 0.78 倍 (原子炉建屋の場合)	同上	5% (原子炉建屋の場合)	表層上部非線形 表層下部 Vs900+100m/s	標準地盤 + σ
	ケース 6	同上	同上	同上	表層上部非線形 表層下部 Vs900-100m/s	標準地盤 - σ
基準地震動 S s (鉛直動)	ケース 1 (基本ケース)	3.11 地震 シミュレーション (=既工認)	-	5% (3.11 地震シミュレーシ ョン) (=既工認)	直接入力 (=既工認)	標準地盤 (=既工認)
	ケース 2	同上	-	同上	同上	標準地盤 + σ
	ケース 3	同上	-	同上	同上	標準地盤 - σ
弾性設計用 地震動 Sd (水平, 鉛直)	ケース 1 (基本ケース)	3.11 地震 シミュレーション	-	5% (水平, 鉛直とも) (=既工認)	(水平) 表層上部非線形 表層下部 Vs900m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤 (=既工認)
	ケース 2	同上	-	同上	表層上部非線形 表層下部 Vs900+100m/s	標準地盤 + σ
	ケース 3	同上	-	同上	表層上部非線形 表層下部 Vs900-100m/s	標準地盤 - σ

5.3 原子炉建屋の代表性

5.3.1 オペフロ上部の検討を踏まえた原子炉建屋の代表性

設計体系に反映すべき事項の整理にあたっては、原子炉建屋のオペフロ上部を対象として3.11地震等による初期剛性低下とその耐力への影響についても検討を行っているが、オペフロ上部は以下の特徴がある。

- ①原子炉建屋のオペフロ上部は、地震によるひび割れが多く確認されており、他建屋の地震後点検を踏まえても、原子炉建屋オペフロ上部の方がひび割れが多い傾向にある。
- ②原子炉建屋のオペフロ上部の初期剛性低下は、他の主要建屋の初期剛性低下よりも大きく評価されている。
- ③耐震壁の厚さが比較的薄く（25cm, 40cm）、他建屋と比較しても、オペフロ上部の耐震壁の方が薄い。
- ④基準地震動 S_s に対し所要の耐震性を確保するために、補強工事を実施している。

これらの特徴から、その他の原子炉建屋よりも規模が小さい建屋、比較的壁の薄い建屋等へも同様の考え方を適用可能と考えられる。したがって、主要な建屋には地震計が設置されていることから、地震観測記録による固有振動数の分析も含めて設計モデルの策定に際して原子炉建屋同様の考え方を基本とする。

5.3.2 原子炉建屋以外の既設建屋への水平展開の考え方

原子炉建屋以外の既設建屋の地震応答解析モデルの策定は、原子炉建屋オペフロ上部における検討と同様の考え方を適用することによって構築していく。原子炉建屋以外の既設建屋への水平展開の考え方を表5.3-1に示す。

表 5.3-1 原子炉建屋以外の既設建屋への水平展開の考え方

検討項目	原子炉建屋 オペフロ上部	既設建屋*への展開と 地震応答解析モデルへの反映	既設建屋の 現状の具体的検討状況
【3.11 地震等 に対する建屋 状態の評価】	<ul style="list-style-type: none"> 地震後点検, コンクリートコア強度等の現地調査, また, 質点系モデルや3次元 FEM モデルによるシミュレーション解析による解析的検討により建屋の状態を評価。 	<ul style="list-style-type: none"> 点検と解析的検討の両面から, 3.11 地震後の建屋状態について評価し, 原子炉建屋オペフロ上部と同様におおむね弾性範囲であることを確認。 仮に耐力低下の傾向が認められる場合は, 必要な処置(補強工事等)を取る。 解析は質点系モデルによるシミュレーション解析を実施する。また, 必要に応じて FEM 系の詳細解析も実施する。 	<ul style="list-style-type: none"> 全ての建屋*においておおむね弾性範囲となっている。
【初期剛性低下の傾向分析(観測記録による検討)】	<ul style="list-style-type: none"> 過去の地震観測記録の傾向分析 質点系モデルによるシミュレーション解析 大架構部分の3次元 FEM 解析 	<ul style="list-style-type: none"> 過去の地震観測記録の傾向分析を実施し剛性低下の傾向について確認する。 質点系シミュレーション解析に基づき建屋初期剛性や建屋減衰を評価し, 剛性低下については基本ケースに反映。 建屋減衰については5%以上の値が得られることを確認。なお, 地震応答解析モデルの建屋減衰として5%以上の値を採用する場合は, 解析結果の保守性や振動レベルと建屋減衰の相関性について検討した上で適用。 比較的薄い耐震壁が配置されている箇所については, 質点系シミュレーション解析の信頼性を FEM 解析等で確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 程度の違いはあるが, 全ての建屋*において設計剛性に対し初期剛性の低下を確認。 比較的壁の薄い制御建屋については FEM 解析を実施。 建屋減衰は全ての建屋*で5%を採用予定。
【乾燥収縮の状態確認】	<ul style="list-style-type: none"> 乾燥収縮ひび割れ状況調査 乾燥収縮の経年的変化の確認 	<ul style="list-style-type: none"> 第2号機と建設時期が異なる建屋については, 乾燥収縮状況について確認・評価し, 乾燥収縮の程度・傾向が第2号機建屋と相違する場合は, その違いを不確かさケースに反映。 	<ul style="list-style-type: none"> 建設時期の新しい第3号機海水熱交換器建屋の乾燥収縮ひび割れ状態はほぼ同等であることを確認。
【補強工事】	<ul style="list-style-type: none"> 追設耐震壁, ブレースの設置 観測記録による補強工事効果の確認 補強工事の悪影響の有無の確認 	<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 Ss に対し所要の耐震性を確保するための補強工事については検討結果を踏まえ必要に応じ実施。 その際は, オペフロ上部同様に効果の確認, 悪影響の有無について検討を実施し, 効果を確認した上で, 地震応答解析モデルに反映。 	<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 Ss の応答結果を踏まえ補強工事を計画している建屋は, 現状では無い。

※第2号機に関連した建屋で, 基準地震動 Ss 等に対し機能を有する建屋
 制御建屋: Sクラス(中央制御室遮蔽壁), Sクラス設備の間接支持機能
 タービン建屋: Bクラス(補助遮蔽壁), Bクラス設備(Sd機能維持設備含む)の間接支持機能
 第3号機海水熱交換器建屋: 浸水防護施設の間接支持機能

5.3.3 新設建屋への初期剛性低下の考慮方針

(1) 新設建屋の構造的特徴と原子炉建屋との類似性

新設建屋は岩盤に設置し，地下階を有する計画としている。主たる耐震要素は原子炉建屋等と同様に耐震壁としており，全方向に耐震壁が配置されたマッシブな構造となっている。また，基準地震動 S_s に対しておおむね弾性範囲に留まる設計（短期許容応力度設計）を目指している。なお，新設建屋においても既設と同様のコンクリート材料を用いる予定としている。

(2) 類似建屋の 3.11 地震に対する剛性低下の特徴

原子炉建屋のオペフロ下部は，3.11 地震に対し，おおむね第一折点程度の応答を示したが，その際の剛性低下は設計剛性に対し 0.8 倍程度となっている。

(3) 新設建屋の地震応答解析モデル

新設建屋の地震応答解析においては，基本ケースとしては地震の影響を受けていないことから設計剛性（設計基準強度）を用いた地震応答解析モデルを採用する。

新設建屋は基準地震動 S_s に対して短期許容応力度設計を目指していることから耐震壁の断面厚が厚くなるため，基準地震動 S_s に対して初期剛性が低下したとしても，その低下の度合は，コンクリートの設計基準強度と実強度の乖離分で吸収可能と考える。また，評価基準値（耐震壁の最大応答せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）に対しても十分な余裕を有するため，耐震安全性は基本ケースの解析で確認可能と考える。

ただし，念のため，不確かさケースとして，耐震壁の厚さが厚い原子炉建屋のオペフロ下部の 3.11 地震に対する剛性低下量相当（0.8 倍程度）を考慮することで設計における保守性を確保する。具体的な低下量は新設建屋の構造的特徴と既設建屋との類似性や，新設建屋の詳細設計及び基準地震動 S_s に対する応答結果等を踏まえて総合的に判断の上設定する。

5.4 部材評価における評価方針

原子炉建屋の初期剛性低下の要因を分析した結果，その要因は鉄筋コンクリート造の耐震壁の乾燥収縮と地震による揺れが重畳したことによること，また，初期剛性低下による耐力への影響はないことを確認している。

そのため，鉄筋コンクリート造の耐震壁を主体構造としている建物・構築物について，初期剛性（主に地震応答解析），耐力（主に構造強度評価）に係る設計への反映について表 5.4-1 に整理した。

表 5.4-1 初期剛性低下の反映に係る考え方

対象		設計への反映	
		初期剛性（主に地震応答解析）	耐力 （主に構造強度評価）
建物 構築物	既設の主要建屋 （耐震壁）	<ul style="list-style-type: none"> 初期剛性低下を考慮する 基本ケースでは建屋シミュレーション解析に基づく初期剛性低下を考慮する 不確かさケースでは基準地震動 S_s による地震応答解析結果による低下量を初期剛性低下に考慮する 	<ul style="list-style-type: none"> 乾燥収縮の影響はないことから設計値を採用する
	新設の主要建屋 ^{*1} （耐震壁）	<ul style="list-style-type: none"> 初期剛性低下を不確かさケースとして考慮する 剛性低下量は，新設建屋の構造的特徴と既設建屋との類似性や，新設建屋の詳細設計及び基準地震動 S_s に対する応答結果等を踏まえて総合的に判断の上設定する 	<ul style="list-style-type: none"> 乾燥収縮の影響はないことから設計値を採用する
	FEM 部材評価 （基礎版等）	<ul style="list-style-type: none"> 初期剛性低下を考慮した検討を実施する 剛性低下量は地震応答解析モデルの低下量を踏まえ考慮する 	<ul style="list-style-type: none"> 乾燥収縮の影響はないことから設計値を採用する

*1: 新設建屋の工事に使用するコンクリートの骨材の一部は，既設建屋に用いたコンクリートの骨材と同じものを使用する予定

【参考】屋外重要土木構造物は基本的に弱軸方向を評価対象としており，それらは地中構造物のため，その応答は周囲の地盤の影響が支配的となる。

5.6 鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響を踏まえた各条文の要求機能に対する機能維持の方針の整理

5.6.1 影響検討方針

建屋耐震設計においては、鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮等による建屋の初期剛性低下の影響を考慮して設計に反映している。

ここでは、各条文に対する鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮等によるひび割れの影響の有無や設計方針への反映の有無について整理するため、以下の検討手順及び影響検討フローで網羅的に検討を実施する。

【STEP1】

全条文に対し、鉄筋コンクリート躯体のひび割れ（乾燥収縮・地震）による影響評価が必要となる対象条文を抽出する。（別紙 23）

【STEP2】

抽出された各条文の要求機能に対して、鉄筋コンクリート躯体のひび割れ（乾燥収縮・地震）による、具体的な事象としての影響の可能性及び影響因子を整理の上、事象としての影響の有無を検討する。（別紙 24）

【STEP3】

抽出された各条文に対して、事象としての影響「有」の場合に、評価方針を整理の上、設計への反映有無を整理する。（別紙 24）

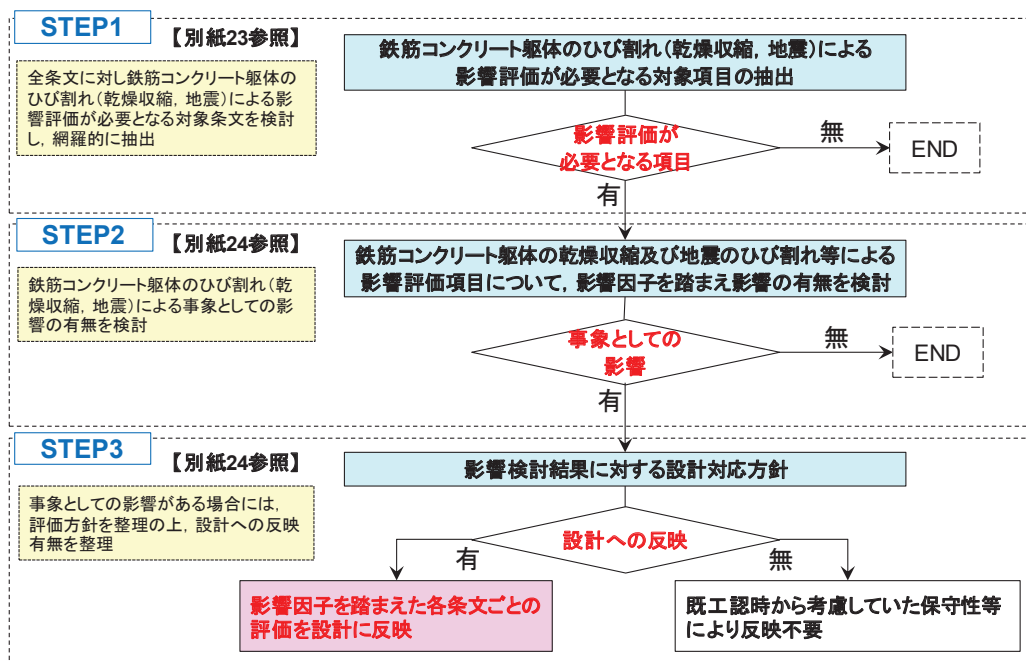


図 5.6-1 影響検討フロー

5.6.2 影響検討結果 (1)

影響検討フローに基づく影響検討結果のうち、設計への反映が必要と整理した事項の概要は以下のとおり。

<建屋の鉄筋コンクリート躯体に関連する検討概要>

設計への反映が必要と整理した建屋の鉄筋コンクリート躯体に対する影響因子としては、

- ①建屋の初期剛性低下に伴う機器・配管系の耐震性、躯体の変形評価、重量物落下（壁）などへの影響
- ②地震時の建屋躯体のひび割れに伴う地震起因の気密性、止水性、遮蔽性などへの影響

が挙げられ、これらに対しては建屋の初期剛性低下を考慮した地震応答解析モデルを用いて評価を行うことで、乾燥収縮等の影響を考慮した評価方針とする。

<土木構造物、防潮堤及び防潮壁の鉄筋コンクリート躯体に関連する検討概要>

設計への反映が必要と整理したそれぞれの構造物の鉄筋コンクリート躯体に対する影響因子としては、

- ①地震によるひび割れに伴う土木構造物の止水性、貯水機能への影響
- ②地震によるひび割れに伴う津波時の土木構造物、防潮壁及び防潮堤の止水性への影響が挙げられ、それぞれに対して以下のとおり設計へ反映することとする。

地震によるひび割れに対する貯水機能への影響（①）については、土木構造物において貯水機能が要求される部位は地中であり周辺が盛土等であることから、部材を概ね弾性範囲の設計とすることで保守性を確保する。

地震によるひび割れに対する止水性（①，②）については、地震時の面内変形及び面外変形に対する評価により漏水量を評価するか、許容値に対して余裕を確保する設計とする。

5.6.3 影響検討結果 (2)

フロー図に基づく影響検討結果のうち，設計への反映が不要と整理した事項の概要は以下のとおり。

以下の鉄筋コンクリート躯体に対する影響因子に対しては，検討の結果，設計への反映不要と評価した。

- ・ 土木構造物の初期剛性低下の影響・・・土木構造物の耐震性
- ・ コンクリートのコーン状破壊に対する許容荷重・・・アンカーの支持性能
- ・ 通常時のコンクリート構造体のひび割れ幅
 - ・・・止水性，気密性，遮蔽性など
- ・ コンクリートの構造体としての健全性，圧縮強度，躯体厚さ
 - ・・・耐火性，遮蔽性，重量物落下（屋根），竜巻飛来物に対する裏面剥離評価など
- ・ コンクリート温度伝導率・・・外部火災に係るコンクリートの表面温度
- ・ コンクリート侵食量・・・MCCI の抑制

<主な検討概要>

土木構造物の耐震評価については，周囲の地盤の振動が支配的となり，主たる荷重である土圧は剛性が小さいほど小さく評価されることから，安全側の評価となるため，初期剛性低下の影響はない。

通常時のひび割れ幅については，耐久性の観点から保守管理を実施することから，乾燥収縮の影響はない。なお，最終貯留区画の止水性を確保するためのひび割れの保守管理については，5.6.4 のとおり幅 0.2mm 以上のひび割れを補修する方針とする。

屋根の重量物落下については，5.6.5 のとおり，屋根スラブが鋼板（デッキプレート）の上に鉄筋コンクリート造の屋根を設けた構造であり，地震により落下しない設計であることから影響はない。

コンクリート温度伝導率については，5.6.6 のとおり，乾燥収縮ひび割れがコンクリート温度伝導率（密度，熱伝導率，比熱）に与える影響を保守的に考慮して，外部火災に対する建屋外壁の危険輻射強度を算定した結果，その影響は僅かであるため，影響はない。

竜巻飛来物に対する裏面剥離評価については，5.6.7 のとおり，裏面剥離限界厚さの算定に鉄筋コンクリートの設計基準強度を用いており，乾燥収縮ひび割れがある躯体でも設計基準強度を上回っており影響はない。

5.6.4 乾燥収縮ひび割れ等による鉄筋コンクリート躯体の止水性について

(1) 乾燥収縮ひび割れ等による鉄筋コンクリート躯体の止水性について

乾燥収縮ひび割れ等による鉄筋コンクリート躯体の止水性について、女川原子力発電所の特殊性がその機能に与える影響について、地震によるひび割れ及び乾燥収縮ひび割れに対して確認を行った。(図 5.6-2)

その結果、鉄筋コンクリート躯体の止水性の機能維持については、女川の特殊性を踏まえても、地震を経験していないプラントと同様に地震時のひび割れ及び乾燥収縮によるひび割れとともに、ひび割れ幅 0.2mm を閾値とすることで機能維持が可能であり、乾燥収縮ひび割れを踏まえた止水性を確保するための保守管理については、幅 0.2mm 以上のひび割れを補修することが止水性の確保に有効であると考えられる。

女川原子力発電所の特殊性

- ・原子炉建屋は、3.11地震等では、幅1.0mm以上のひび割れが発生するような構造的損傷を受けた状態では無いが、微細なひび割れが発生している。
- ・また、初期剛性低下の要因として乾燥収縮による影響の重畳が考えられ、乾燥収縮ひび割れも東通原子力発電所と比較した場合、有意に多い。

女川原子力発電所の特殊性が鉄筋コンクリート躯体の機能に与える影響

- ・上記の特殊性が、鉄筋コンクリート躯体として要求される**止水性**に対して影響を与える可能性について確認する。

地震によるひび割れ

- ・3.11地震等で地震により発生したひび割れは、微細なものであっても、それが躯体を貫通していることを前提にすべて補修を実施している。
- ・事前損傷を与えた耐震壁の耐震実験^{※1}では、事前損傷が耐震壁のその後の挙動に与える影響はないことを確認している。
- ・乾燥収縮ひび割れの多寡による地震によるひび割れの進展への影響は、ほとんどないことを確認している。(別紙21参照)

過去の地震の経験や乾燥収縮によるひび割れが、今後の地震時ひび割れの進展に与える影響はほとんどない。

乾燥収縮によるひび割れ

- ・乾燥収縮によるひび割れは、女川、東通の乾燥ひび割れの「ひび割れ密度」を調査しており、その際に合わせて計測したひび割れ幅が参考となる。ひび割れ密度の測定結果、ひび割れ幅の測定結果は別紙14のとおり。
- ・女川は、東通に比較して乾燥ひび割れが多い傾向であるが、平均ひび割れ幅はほぼ同様であり、幅0.1mm未満となっている。また、ひび割れ幅0.2mmを超えるものは極まれである。

乾燥収縮ひび割れの多寡により、止水性に及ぼす影響は小さい。

【鉄筋コンクリート躯体の止水性について】

- 鉄筋コンクリート躯体からの漏水が生じる原因は、コンクリート表面から裏面まで貫通するような微細なひび割れが生じることによって水の通り道ができるためと考えられる。
- 5.6.4(3)に示すとおり、3.11地震時に原子炉建屋地下3階は海水流入により浸水したが、境界となる耐震壁(壁厚180cm)から反対側へ漏水していないことを確認しており、乾燥収縮ひび割れからの漏水は無かった。
- 一方、文献[1]によれば、幅0.2mm以上(壁厚26cm以下)の場合に漏水が生じるとされているが、実機の躯体は十分に厚く(壁厚30~180cm)、また、別紙14のとおり、実機の乾燥収縮による平均ひび割れ幅は0.1mm未満で0.2mmを超えるものは極まれであり、3.11地震時に漏水が無かったことと整合している。
- また、一般的に、コンクリートの乾燥収縮ひび割れが躯体表面に多いことを、乾燥収縮ひび割れ発生メカニズムにより確認している。(別紙21参照)
- 以上のことから、止水性を確保するためには、ひび割れ幅0.2mm以上のひび割れを塞ぐ、又は覆うことが有効である。

乾燥収縮ひび割れ等による鉄筋コンクリート躯体の止水性の機能維持

鉄筋コンクリート躯体の止水性の機能維持については、女川の特殊性を踏まえても、地震を経験していないプラントと同様に地震時のひび割れ及び乾燥収縮によるひび割れとともに、ひび割れ幅0.2mmを閾値とすることで機能維持が可能であり、乾燥収縮ひび割れを踏まえた止水性を確保するための保守管理については、幅0.2mm以上のひび割れを補修することが止水性の確保に有効である。

文献[1] コンクリートのひび割れ調査、補修・補強指針—2013—：社団法人 日本コンクリート工学協会
 ※1 耐震実験[2] 耐震実験による事前損傷が終局耐力に与える影響検討 (別紙18)

図 5.6-2 乾燥収縮ひび割れ等による RC 躯体の止水性の機能維持方針

(2) 乾燥収縮ひび割れを踏まえた止水性を確保するための保守管理について

乾燥収縮によるひび割れの補修に際しては、ひび割れ幅 0.2mm 以上のものを補修することで止水性を十分に確保できると考えられるため、内部溢水評価における最終貯留区画の壁・床については、以下のとおり、点検・補修を定期的に行う方針とする。なお、現在、乾燥収縮は収束しており（別紙 14 参照）、乾燥収縮ひび割れが毎年増大していく状態ではない。

① ひび割れ幅 0.05mm を超えるもの～0.2mm 未満のひび割れについては、ひび割れ調査を実施し、乾燥収縮ひび割れの進展状況を観察することとし、ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れについては、対象となるひび割れすべての調査図を作成し管理する。

② ひび割れ幅 0.2mm 以上となったひび割れは、すべて補修を実施する。

補修方法については、0.3mm 未満のひび割れ幅ではエポキシ樹脂等の注入は困難であるため、被覆材により表面を覆う工法（被覆工法）とする。

なお、最終貯留区画に集水するまでの経路上の止水性については、階段室、床ドレン、開口部などを通じて下階へ溢水伝播され長時間貯留されることはなく、内部溢水評価への影響はないことから、ひび割れ点検及び補修等の保守管理は一般部と同様に適切に実施する。

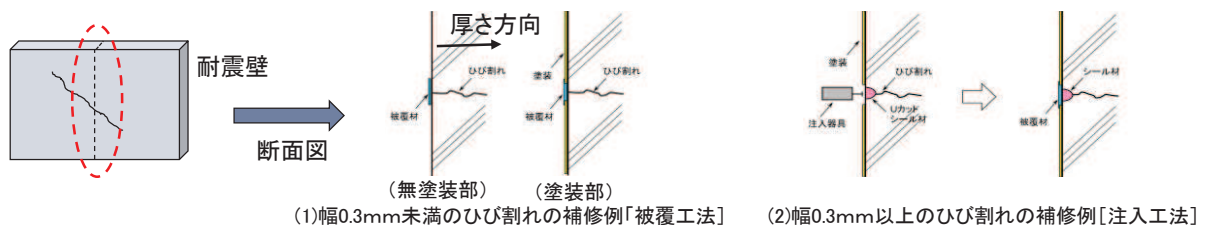


図 5.6-3 鉄筋コンクリート躯体の補修方法

表 5.6-1 最終貯留区画の止水性を確保するための
ひび割れの保守管理についての整理

	ひび割れ幅	
	0.05mm 超～0.2mm 未満	0.2mm 以上
通常時	ひび割れ幅 0.05mm を超えるもの～0.2mm 未満の乾燥収縮ひび割れについては、ひび割れ調査を実施し、乾燥収縮ひび割れの進展状況を観察する。	ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れについては、対象となるひび割れすべての調査図を作成・管理の上、ひび割れ幅 0.2mm 以上となったひび割れは、すべて補修を実施する。
地震後	止水性の確保の観点からは、地震によるひび割れも 0.2mm が閾値となるが、ひび割れが躯体を貫通していることを前提に耐久性の観点から補修を実施する。なお、地震が原因ではない、経年的なひび割れや施工時のものと明確に判断できないひび割れは、保守的に地震によるものとして扱う。	同上

※網掛け部分が基準適合上必要な管理

(3) 3.11 地震時の海水流入の際の乾燥収縮ひび割れ等の影響について

3.11 地震時において、図 5.6-4 に示す原子炉建屋地下 3 階は海水流入により浸水したが、境界となる耐震壁から反対側へ漏水していないことを確認していることから乾燥収縮ひび割れからの漏水はないといえる。

女川の乾燥収縮ひび割れは、**別紙 14** に示すとおり、ほとんど幅 0.1mm 未満であり、ひび割れ幅 0.2mm を超えるものはごくまれである。文献[1]によれば、ひび割れ幅 0.2mm 未満であれば止水性が確保されることから、幅 0.2mm 以上の乾燥収縮によるひび割れを適切に補修することで漏水は生じない。

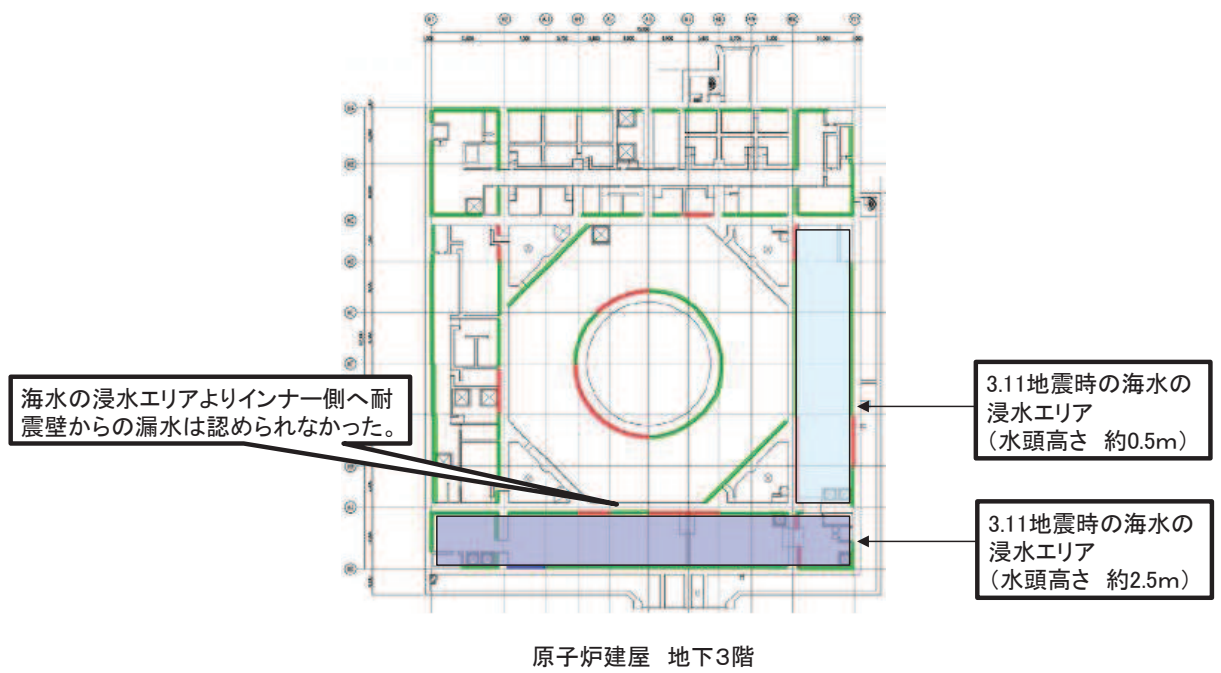


図 5.6-4 3.11 地震時の海水流入範囲

文献[1] コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針-2013-：社団法人 日本コンクリート工学協会

5.6.5 原子炉建屋原子炉棟屋根の使用済燃料プールへの落下防止対策

(1) 原子炉建屋原子炉棟の屋根の構造及び耐震性確保の考え方

原子炉建屋原子炉棟の屋根は、鉄筋コンクリート造の屋根スラブ、鋼板（デッキプレート）、屋根トラス等で構成されており、以下の通り、屋根スラブは使用済燃料プールに落下しない設計とする。

原子炉建屋原子炉棟の屋根トラス等の概要及び天井の状況を、図 5.6-5、図 5.6-6 に示す。

①鉄筋コンクリート造屋根スラブは、二次格納施設としての機能維持要求に対して、基準地震動 S_s に対する耐震性を確保する設計とする。

②屋根スラブは①の確認により、間接支持構造物である屋根トラス（主トラス、サブトラス、母屋）が損壊しない限り使用済燃料プールに落下することはない。

③屋根スラブは、さらに図 5.6-7 に示す構造のデッキプレートと一体で施工されているため、屋根スラブ下面全体が鋼板で覆われていることから、コンクリート片が落下することはない。

④なお、屋根トラスについて、建設時に仮設材として設置していた上下弦面の水平ブレースは撤去している。

(2) デッキプレートの保守管理方針

デッキプレートは、屋根スラブの型枠として設置された鋼製材であり、コンクリート打設時における鉄筋コンクリートスラブの自重及び衝撃荷重等を支持していたものであるが、(1) のとおり基準適合上期待することから保守管理の対象とする。

デッキプレートの性能に関わる経年的な劣化として、鋼材の腐食が挙げられる。デッキプレート上面はコンクリートで覆われ腐食要因である大気中の酸素を遮断していることから腐食しにくく、さらに、屋根スラブ上部に設置したアスファルト防水により腐食を進展させるような雨水の侵入はない。また、デッキプレートには防錆処理が施されており、デッキプレート下面は目視によれば劣化の進行は確認されていない。よって、デッキプレートの性能に影響を与えるような劣化は生じておらず、材料物性の経年変化はない。

また、デッキプレートには切り欠き等構造的欠損はなく、鉄筋コンクリートスラブの露出はない。

以上のことから、デッキプレートの保守管理方針は、デッキプレート下面の目視点検により、鋼材の腐食の有無等を確認し、切り欠き等構造的欠損となる加工は行わない方針とする。

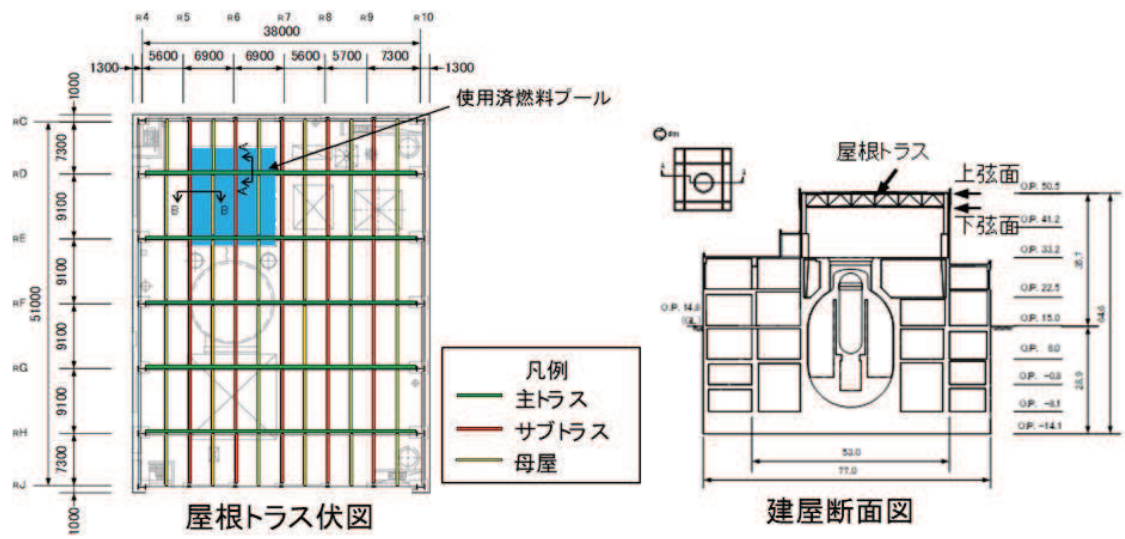


図 5.6-5 原子炉建屋原子炉棟屋根トラス等の概要



図 5.6-6 原子炉建屋原子炉棟天井の状況

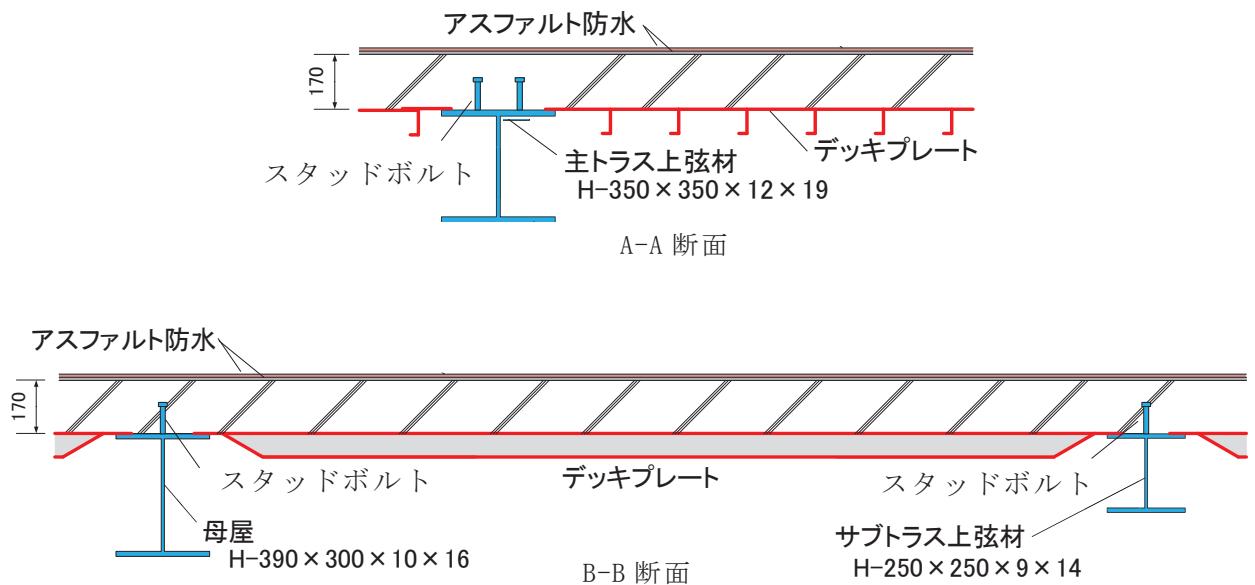


図 5.6-7 原子炉建屋原子炉棟屋根の断面図


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

目 次

1. はじめに.....	別紙 1-	1
2. 原子炉建屋のシミュレーション解析.....	別紙 1-	2
2.1 地震計の配置	別紙 1-	2
2.2 耐震壁の評価	別紙 1-	4
2.2.1 地震応答解析の概要.....	別紙 1-	4
2.2.2 水平方向の地震応答解析モデル.....	別紙 1-	8
2.2.3 鉛直方向の地震応答解析モデル.....	別紙 1-	26
2.2.4 地震応答解析結果.....	別紙 1-	28
2.2.5 耐震壁の評価結果.....	別紙 1-	47
2.3 接地圧の評価	別紙 1-	73
3. 第3号機原子炉建屋のシミュレーション解析.....	別紙 1-	75
3.1 地震計の配置	別紙 1-	75
3.2 耐震壁の評価	別紙 1-	77
3.2.1 地震応答解析の概要.....	別紙 1-	77
3.2.2 水平方向の地震応答解析モデル.....	別紙 1-	79
3.2.3 鉛直方向の地震応答解析モデル.....	別紙 1-	94
3.2.4 地震応答解析結果.....	別紙 1-	95
4. 評価結果のまとめ.....	別紙 1-	114

別紙 1-1 原子炉建屋地震応答解析に係る事前検討結果

別紙 1-2 地震応答解析モデルにおける床の柔性の考慮について

 : 本日の説明範囲

1. はじめに

3.11 地震及び 4.7 地震の 2 つの地震に対して，建屋の振動特性を確認すること及び建屋に構造的な影響が生じていないか確認することを目的としてシミュレーション解析を実施する。

地震による原子炉建屋の構造的な影響評価は，建屋の質点系モデルを用いて建屋内に設置された地震計の観測記録によるシミュレーション解析を行い，地震時の応力に対し鉄筋が弾性範囲内にあることを確認することにより実施する。

また，第 3 号機原子炉建屋についても同様に観測記録によるシミュレーション解析を行い，建屋の振動特性が原子炉建屋と共通の傾向であるかを確認する。

2. 原子炉建屋のシミュレーション解析

2.1 地震計の配置

原子炉建屋における地震計配置図（断面図及び平面図）を図 2-1 に示す。

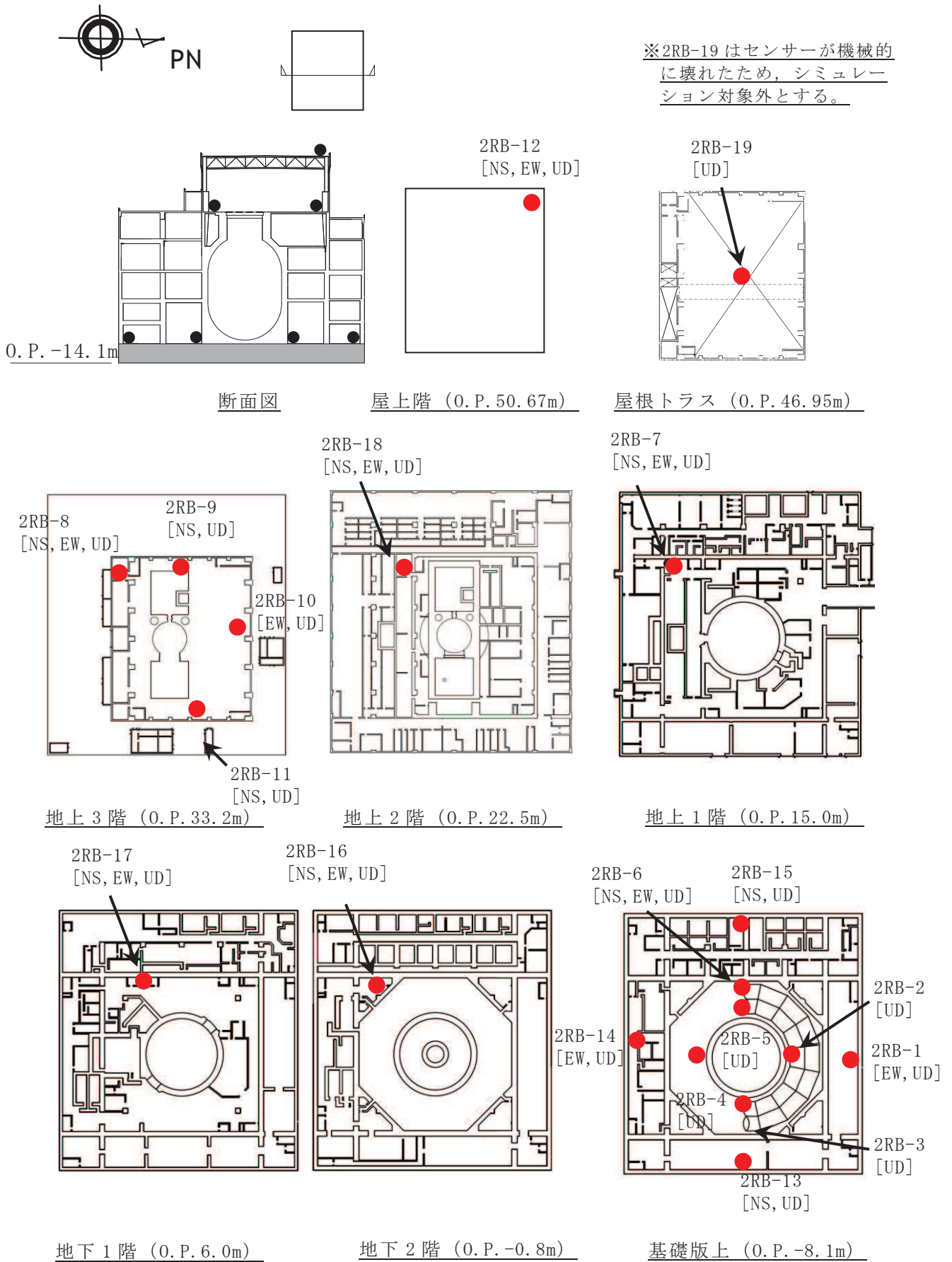


図 2-1 原子炉建屋 地震計配置図

2.2 耐震壁の評価

2.2.1 地震応答解析の概要

当該地震に対する原子炉建屋の地震応答解析は、基礎版上における水平方向及び鉛直方向の地震観測記録を用いた解析（水平：非線形解析，鉛直：線形解析）とした。

解析モデルへの入力地震動は、原子炉建屋の基礎版上での観測記録を線形解析モデルの基礎版上に入力し、基礎版上から建屋底面ばね外の伝達関数を用いて算定する。

解析結果と観測記録の整合性は、原子炉建屋各階における最大応答加速度及び加速度応答スペクトルについて観測記録との比較によって確認する。

入力地震動の算出概念図を図 2-2 に示す。

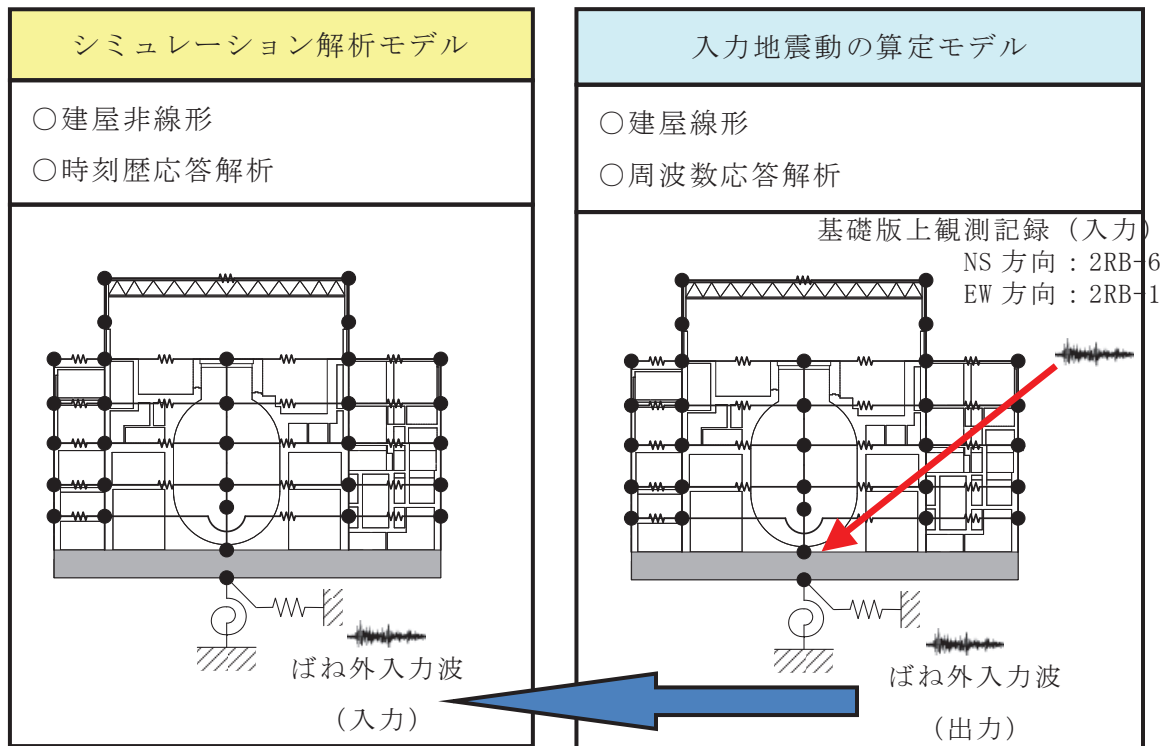


図 2-2 入力地震動の算出概念図

解析モデルは、事前検討（別紙 1-1 及び別紙 1-2 を参照）の結果を踏まえ、地震観測記録と解析結果が整合するように次の 3 項目を見直して新たな解析モデルを構築した。解析モデルの諸元の設定について表 2-1 に水平方向、表 2-2 に鉛直方向について示す。

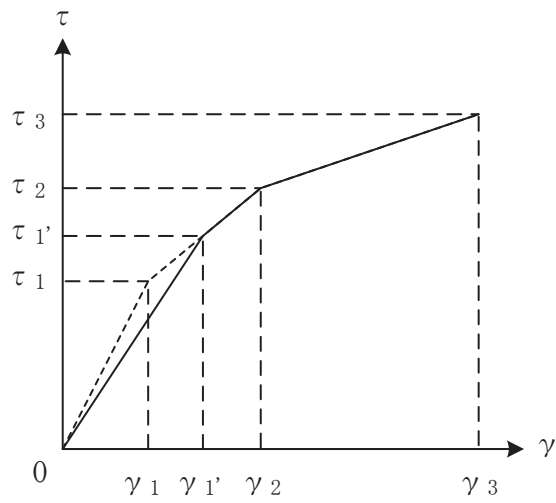
- ①鉄筋コンクリート部の剛性評価は、耐震壁について観測記録と整合するように等価な剛性として設定し、図 2-3 に示すように復元力特性の第 1 勾配は既工認時（設計基準強度に基づく復元力特性）から見直した。また、オペフロ上部とオペフロ下部に分けて等価な剛性を設定した。
- ②建屋の減衰定数は、観測記録と整合するように解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰定数に代表させて再設定した。また、水平 2 方向には同じ減衰定数とした。
- ③別紙 1-2 の検討結果を踏まえ、床の柔性を考慮した。

表 2-1 解析モデル諸元の設定（水平方向）

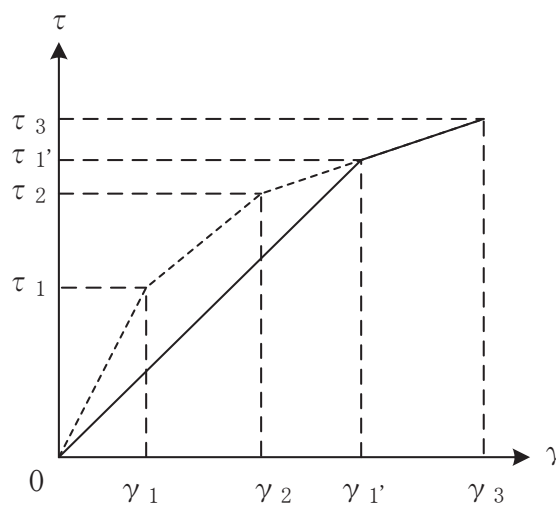
項目		シミュレーション解析 (当該地震による評価)
応答計算法		時刻歴応答解析(非線形解析)
入力地震動		入力地震動の算定モデルで求めた 基礎底面ばね外における地震動
剛性評価	考慮範囲	耐震壁
	ヤング係数(E) せん断弾性係数(G)	観測記録との整合性を踏まえ再設定
	剛性・復元力特性の 設定の考え方	観測記録と整合する等価な剛性のモデル化は、耐震壁のヤング係数・せん断弾性係数を再設定することにより行い、復元力特性は既工認時モデルのスケルトンと接続。特にオペフロ上部はオペフロ下部と分けて設定。
減衰定数	鉄筋コンクリート	観測記録との適合性も踏まえ7%に再設定 (歪エネルギー比例型)
	減衰定数設定の 考え方	観測記録のみかけの減衰に対して、解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰に代表させた。 なお、水平2方向は同じ値を採用。
解析モデル	建屋-地盤相互作用	スウェイ・ロッキングモデル (側面地盤との相互作用は考慮しない)
	建屋モデル	質点系多軸モデル 床の柔性考慮
	地盤ばね	J E A Gによる近似法

表 2-2 解析モデル諸元の設定（鉛直方向）

項目		シミュレーション解析 (当該地震による評価)
応答計算法		時刻歴応答解析(線形解析)
入力地震動		入力地震動の算定モデルで求めた 基礎底面ばね外における地震動
剛性評価	考慮範囲	耐震壁，屋根トラス
	ヤング係数(E) せん断弾性係数(G)	コンクリートの設計基準強度に基づく
減衰定数	鉄筋コンクリート	5% (歪エネルギー比例型)
	鉄骨	2% (歪エネルギー比例型)
解析モデル	建屋-地盤相互作用	底面地盤ばねで考慮 (側面地盤との相互作用は考慮しない)
	建屋モデル	質点系1軸モデル
	地盤ばね	J E A Gによる近似法



(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 等価な剛性の設定による復元力特性見直しの例

2.2.2 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、図 2-4 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋 - 地盤連成系モデルとした。また、各質点間の床は面内にせん断変形するものとした。

観測記録と整合するように設定した鉄筋コンクリート部の等価なヤング係数、せん断弾性係数及び減衰定数を表 2-3 に示す。なお、床のばね値の算定に用いたコンクリートの物性値は設計基準強度に基づく値を用いている。また、シェル壁、内部ボックス壁及び外部ボックス壁のせん断応力度 - せん断ひずみ度関係 ($\tau - \gamma$ 関係) を図 2-5 に示すようなトリリニア型スケルトン曲線に置換し、復元力特性は図 2-6 に示すような最大点指向型履歴ループを用いる。シェル壁、内部ボックス壁及び外部ボックス壁の曲げモーメント - 曲率関係 ($M - \Phi$ 関係) は図 2-7 に示すようなトリリニア型スケルトン曲線に置換し、復元力特性は図 2-8 に示すような履歴ループを用いる。各耐震壁について算定したせん断及び曲げスケルトン曲線の諸数値を表 2-4~表 2-7 に示す。

水平方向の解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねのスウェイ及びロッキングばね定数は、振動アドミタンス理論に基づいて近似的に評価した。

$E_c = 1.99 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
 $7.94 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ (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)

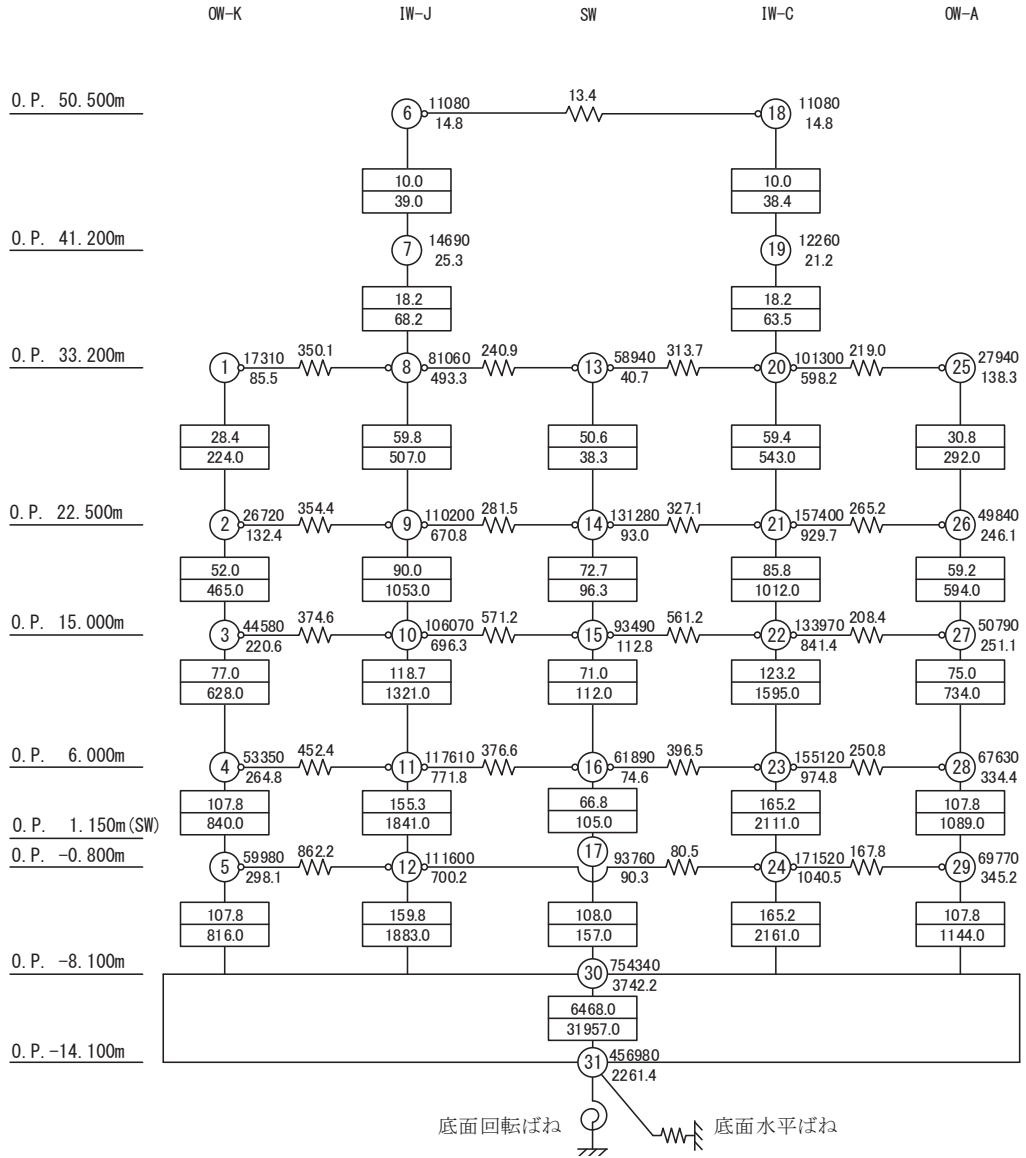
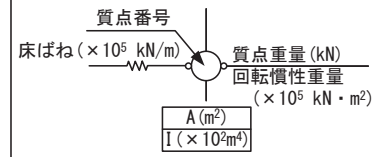
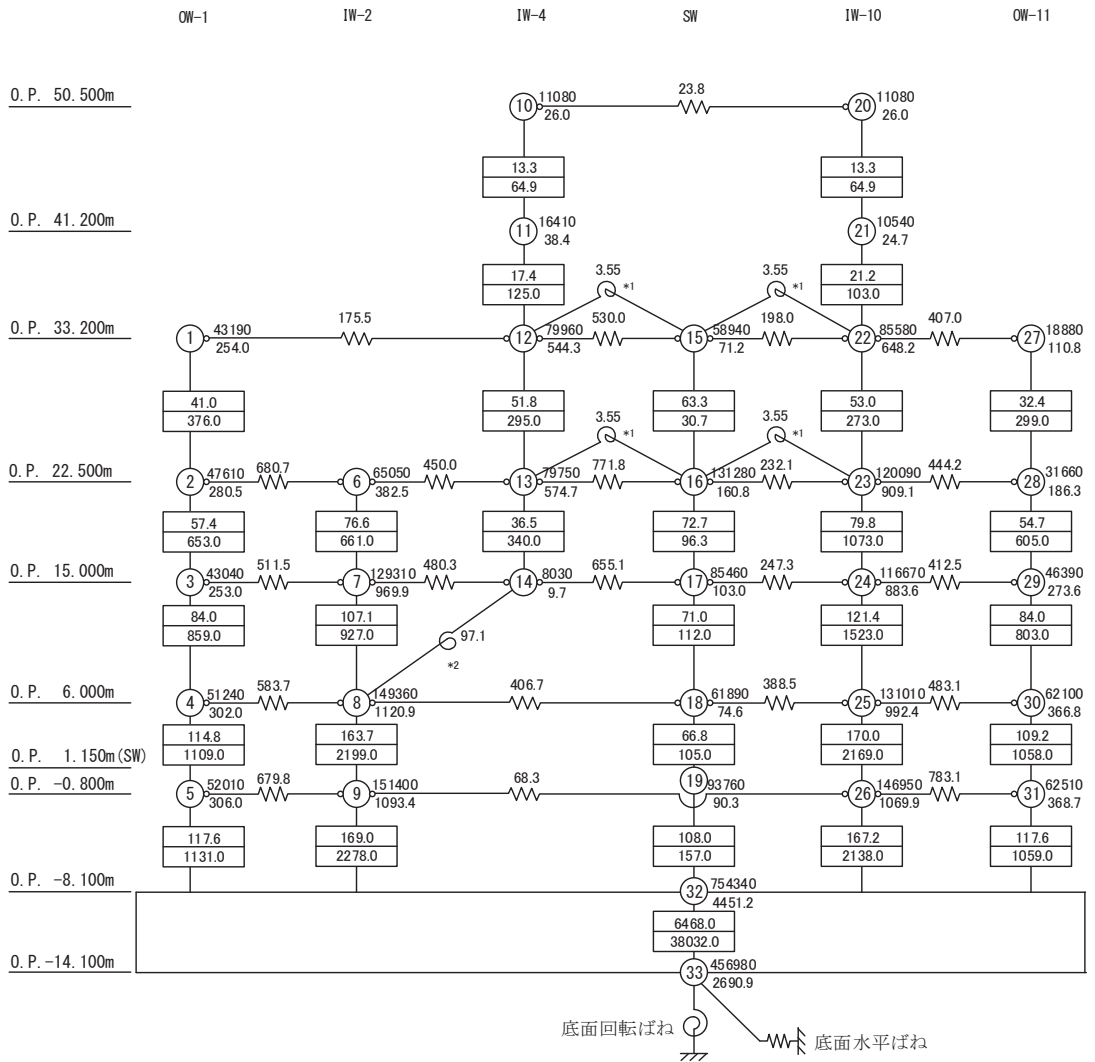
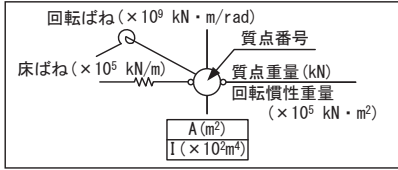


図 2-4(1) 原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

$E_c = 2.12 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
 $1.32 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (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

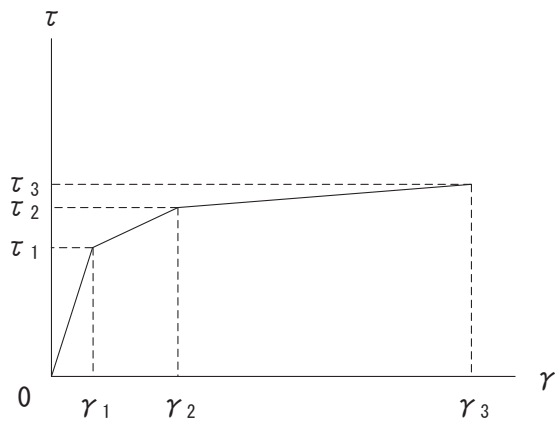
図 2-4(2) 原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 2-3 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 ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
コン ク リ ー ト	オペフロ上部	NS	0.3	7.94×10^3	3.41×10^3	7
		EW	0.5	13.24×10^3	5.69×10^3	7
	オペフロ下部	NS	0.75	19.86×10^3	8.53×10^3	7
		EW	0.80	21.18×10^3	9.10×10^3	7

※ 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鉄筋コンクリート壁の既工認（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	$2.65 \times 10^4 \text{N/mm}^2$
	せん断弾性係数	$1.14 \times 10^4 \text{N/mm}^2$



- τ_1 : 第一折点のせん断応力度
- τ_2 : 第二折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第一折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第二折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

図 2-5 せん断応力度 - せん断ひずみ関係

- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンの経験した最大点に向う。ただし、負側最大点が第一折点を越えていない時は第一折点に向う。
- c. B-C 間：負側最大点指向
- d. 安定ループは面積を持たない。

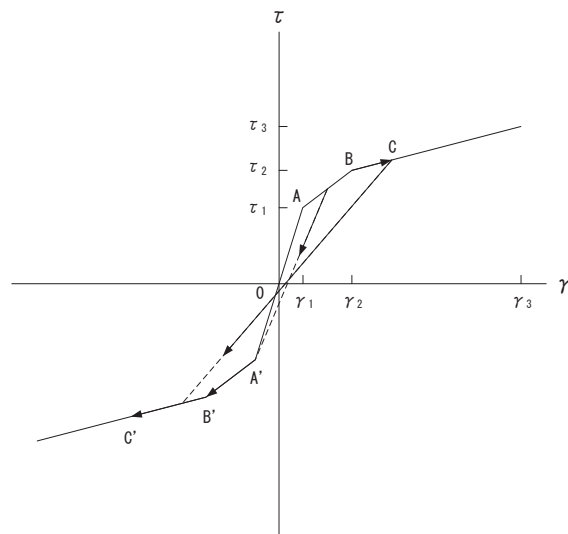
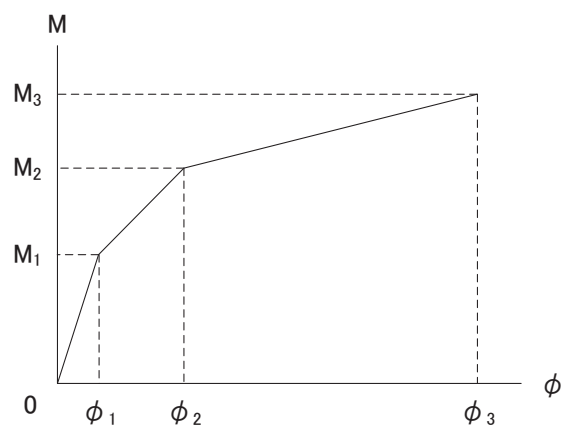


図 2-6 せん断応力度 - せん断ひずみ関係の復元力特性



- M_1 : 第一折点の曲げモーメント
- M_2 : 第二折点の曲げモーメント
- M_3 : 終局点の曲げモーメント
- ϕ_1 : 第一折点の曲率
- ϕ_2 : 第二折点の曲率
- ϕ_3 : 終局点の曲率

図 2-7 曲げモーメント - 曲率関係

- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンの経験した最大点に向う。ただし、負側最大点が第一折点を越えていない時は第一折点に向う。
- c. B-C 間：最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。

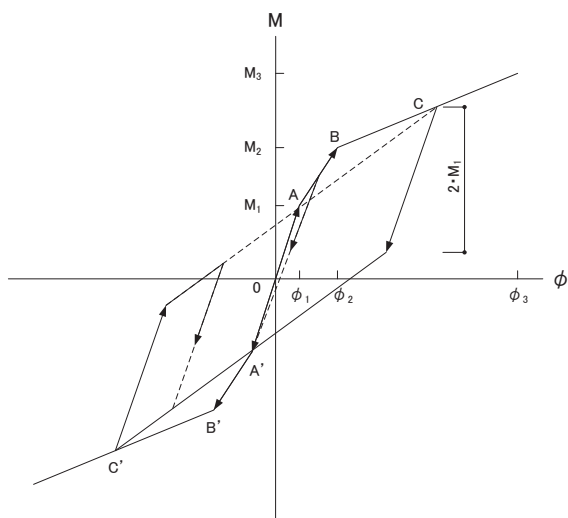


図 2-8 曲げモーメント - 曲率関係の復元力特性

表 2-4(1) 原子炉建屋 せん断スケルトン数値表(NS 方向)(1/3)

OW-K

O. P. (m)	τ'_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ'_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.2 ~22.5	2.14	2.68	6.44	0.250	0.523	4.00
22.5 ~15.0	2.22	2.79	6.44	0.260	0.544	4.00
15.0 ~ 6.0	2.34	2.94	6.89	0.274	0.573	4.00
6.0 ~-0.8	2.41	3.02	6.72	0.282	0.590	4.00
-0.8 ~-8.1	2.60	3.27	6.87	0.305	0.638	4.00

IW-J

O. P. (m)	τ'_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ'_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
50.5 ~41.2	3.08	—	6.54	0.902	—	4.00
41.2 ~33.2	3.05	—	6.37	0.894	—	4.00
33.2 ~22.5	2.26	2.83	6.46	0.265	0.553	4.00
22.5 ~15.0	2.37	2.97	6.53	0.278	0.581	4.00
15.0 ~ 6.0	2.46	3.09	6.55	0.288	0.603	4.00
6.0 ~-0.8	2.46	3.09	6.38	0.289	0.604	4.00
-0.8 ~-8.1	2.58	3.24	6.45	0.303	0.633	4.00

表 2-4(2) 原子炉建屋 せん断スケルトン数値表(NS方向)(2/3)

SW

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.2 ~22.5	2.10	2.63	5.52	0.246	0.513	4.00
22.5 ~15.0	2.46	3.08	5.84	0.288	0.602	4.00
15.0 ~6.0	2.73	3.42	6.24	0.320	0.669	4.00
6.0 ~1.15	2.94	3.69	7.79	0.345	0.720	4.00
1.15 ~-8.1	2.92	3.67	6.59	0.343	0.716	4.00

IW-C

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
50.5 ~41.2	3.08	—	6.54	0.902	—	4.00
41.2 ~33.2	3.06	—	6.38	0.897	—	4.00
33.2 ~22.5	2.30	2.88	6.48	0.269	0.563	4.00
22.5 ~15.0	2.48	3.11	6.58	0.291	0.607	4.00
15.0 ~6.0	2.55	3.19	6.60	0.298	0.624	4.00
6.0 ~-0.8	2.50	3.14	6.44	0.293	0.613	4.00
-0.8 ~-8.1	2.65	3.33	6.49	0.311	0.650	4.00

表 2-4(3) 原子炉建屋 せん断スケルトン数値表(NS 方向)(3/3)

OW-A

O. P. (m)	τ'_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ'_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.2 ~22.5	2.19	2.75	6.44	0.257	0.537	4.00
22.5 ~15.0	2.31	2.90	6.47	0.271	0.567	4.00
15.0 ~ 6.0	2.45	3.07	6.82	0.287	0.600	4.00
6.0 ~-0.8	2.45	3.07	6.58	0.287	0.600	4.00
-0.8 ~-8.1	2.56	3.21	6.75	0.300	0.627	4.00

表 2-5(1) 原子炉建屋 せん断スケルトン数値表(EW 方向)(1/3)

OW-1

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.2 ~22.5	2.15	2.75	6.21	0.237	0.537	4.00
22.5 ~15.0	2.33	2.97	6.47	0.256	0.581	4.00
15.0 ~ 6.0	2.37	3.03	6.83	0.260	0.591	4.00
6.0 ~-0.8	2.40	3.07	6.60	0.264	0.601	4.00
-0.8 ~-8.1	2.53	3.23	6.81	0.278	0.632	4.00

IW-2

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
22.5 ~15.0	2.20	2.81	6.65	0.242	0.550	4.00
15.0 ~ 6.0	2.50	3.19	6.69	0.274	0.623	4.00
6.0 ~-0.8	2.46	3.15	6.46	0.271	0.615	4.00
-0.8 ~-8.1	2.59	3.31	6.48	0.285	0.647	4.00

表 2-5(2) 原子炉建屋 せん断スケルトン数値表(EW 方向) (2/3)

IW-4

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
50.5 ~41.2	2.49	2.65	6.28	0.438	0.517	4.00
41.2 ~33.2	2.51	2.67	6.29	0.442	0.521	4.00
33.2 ~22.5	2.27	2.90	6.07	0.249	0.566	4.00
22.5 ~15.0	2.56	3.27	5.96	0.281	0.639	4.00

SW

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.2 ~22.5	2.06	2.63	5.94	0.226	0.513	4.00
22.5 ~15.0	2.41	3.08	6.33	0.265	0.602	4.00
15.0 ~ 6.0	2.68	3.42	6.56	0.294	0.668	4.00
6.0 ~1.15	2.88	3.69	7.80	0.317	0.720	4.00
1.15 ~-8.1	2.87	3.67	6.67	0.315	0.716	4.00

表 2-5(3) 原子炉建屋 せん断スケルトン数値表(EW 方向)(3/3)

IW-10

O. P. (m)	τ'_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ'_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
50.5 ~41.2	2.49	2.65	6.28	0.438	0.517	4.00
41.2 ~33.2	2.48	2.64	6.32	0.436	0.515	4.00
33.2 ~22.5	2.23	2.85	6.11	0.245	0.557	4.00
22.5 ~15.0	2.37	3.04	6.50	0.261	0.593	4.00
15.0 ~ 6.0	2.44	3.11	6.56	0.268	0.608	4.00
6.0 ~-0.8	2.41	3.08	6.44	0.265	0.602	4.00
-0.8 ~-8.1	2.54	3.25	6.44	0.279	0.634	4.00

OW-11

O. P. (m)	τ'_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ'_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.2 ~22.5	2.09	2.67	6.47	0.229	0.521	4.00
22.5 ~15.0	2.20	2.81	6.45	0.242	0.550	4.00
15.0 ~ 6.0	2.29	2.93	6.81	0.252	0.572	4.00
6.0 ~-0.8	2.40	3.07	6.61	0.264	0.600	4.00
-0.8 ~-8.1	2.54	3.25	6.83	0.279	0.635	4.00

表 2-6(1) 原子炉建屋 曲げスケルトン数値表(NS 方向)(1/3)

OW-K

O. P. (m)	M'_1 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ'_1 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
33.2 ~22.5	1.73	3.90	5.91	0.388	2.72	54.3
22.5 ~15.0	3.81	8.19	12.3	0.413	2.79	55.7
15.0 ~6.0	6.09	15.6	23.2	0.488	2.94	35.8
6.0 ~-0.8	8.39	19.9	29.6	0.503	2.95	36.0
-0.8 ~-8.1	9.70	23.1	33.0	0.598	3.05	34.7

IW-J

O. P. (m)	M'_1 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ'_1 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
50.5 ~41.2	0.923	1.25	1.68	2.98	5.06	101
41.2 ~33.2	1.61	2.22	3.04	2.98	4.92	69.9
33.2 ~22.5	4.30	9.15	15.1	0.427	2.82	35.0
22.5 ~15.0	9.81	20.7	30.0	0.469	2.85	49.3
15.0 ~6.0	13.4	29.2	41.0	0.510	2.89	36.2
6.0 ~-0.8	18.4	38.9	55.3	0.504	2.92	35.2
-0.8 ~-8.1	20.8	44.0	61.1	0.556	2.99	30.6

表 2-6(3) 原子炉建屋 曲げスケルトン数値表 (NS 方向) (2/3)

SW

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
33.2 ~22.5	1.61	2.22	3.04	2.98	4.92	69.9
22.5 ~15.0	4.30	9.15	15.1	0.427	2.82	35.0
15.0 ~6.0	9.81	20.7	30.0	0.469	2.85	49.3
6.0 ~1.15	13.4	29.2	41.0	0.510	2.89	36.2
1.15 ~-8.1	18.4	38.9	55.3	0.504	2.92	35.2

IW-C

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
50.5 ~41.2	0.931	1.25	1.68	3.05	5.05	101
41.2 ~33.2	1.54	2.15	2.89	3.05	5.12	102
33.2 ~22.5	4.76	10.0	16.1	0.441	2.83	34.9
22.5 ~15.0	10.2	20.5	30.0	0.507	2.86	42.3
15.0 ~6.0	17.1	35.4	49.0	0.541	2.91	42.0
6.0 ~-0.8	21.9	46.3	65.0	0.522	2.90	35.9
-0.8 ~-8.1	25.0	51.1	69.4	0.583	2.97	35.5

表 2-6(4) 原子炉建屋 曲げスケルトン数値表 (NS 方向) (3/3)

OW-A

O. P. (m)	M'_1 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ'_1 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
33.2 ~22.5	2.34	5.07	7.34	0.404	2.74	54.8
22.5 ~15.0	5.18	9.87	14.4	0.440	2.73	54.6
15.0 ~6.0	7.47	16.3	23.8	0.513	2.85	49.7
6.0 ~-0.8	10.9	23.6	33.6	0.504	2.89	47.4
-0.8 ~-8.1	12.8	28.8	40.4	0.564	2.96	35.9

表 2-7(1) 原子炉建屋 曲げスケルトン数値表 (EW 方向) (1/3)

OW-1

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
33.2 ~22.5	2.69	5.70	8.61	0.338	2.52	50.5
22.5 ~15.0	5.45	11.6	16.8	0.394	2.61	35.7
15.0 ~6.0	7.71	18.7	27.6	0.424	2.67	35.4
6.0 ~-0.8	10.0	22.5	33.2	0.427	2.66	36.4
-0.8 ~-8.1	11.6	27.6	39.9	0.484	2.75	34.2

IW-2

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
22.5 ~15.0	5.73	14.2	19.7	0.409	3.38	67.5
15.0 ~6.0	10.1	23.3	30.8	0.516	3.53	62.5
6.0 ~-0.8	20.6	44.2	63.6	0.442	2.67	35.2
-0.8 ~-8.1	23.5	49.2	68.9	0.486	2.71	34.3

表 2-7(2) 原子炉建屋 曲げスケルトン数値表 (EW 方向) (2/3)

IW-4

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
50.5 ~41.2	0.832	1.65	2.25	0.968	3.88	77.6
41.2 ~33.2	1.56	2.80	3.51	0.940	3.72	74.4
33.2 ~22.5	3.74	7.86	8.13	0.598	3.93	78.7
22.5 ~15.0	5.33	9.45	11.1	0.740	3.97	79.4

SW

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
33.2 ~22.5	1.12	2.02	2.75	1.72	14.6	292
22.5 ~15.0	2.81	4.25	5.63	1.38	9.43	189
15.0 ~ 6.0	3.85	8.28	11.2	1.62	8.90	146
6.0 ~ 1.15	4.49	10.7	14.6	2.02	9.28	112
1.15 ~-8.1	6.14	11.7	15.8	1.85	9.27	119

表 2-7(3) 原子炉建屋 曲げスケルトン数値表(EW 方向)(3/3)

IW-10

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
50.5 ~41.2	0.832	1.65	2.25	0.968	3.88	77.6
41.2 ~33.2	1.35	2.76	3.82	0.990	3.92	78.4
33.2 ~22.5	3.38	7.39	10.0	0.584	3.99	79.8
22.5 ~15.0	9.32	19.2	27.5	0.410	2.62	35.6
15.0 ~6.0	14.1	31.4	44.9	0.437	2.64	35.9
6.0 ~-0.8	19.5	42.9	62.6	0.425	2.66	34.9
-0.8 ~-8.1	21.3	46.6	65.8	0.470	2.72	33.9

OW-11

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
33.2 ~22.5	2.06	4.73	7.24	0.326	2.51	50.2
22.5 ~15.0	4.53	9.24	13.9	0.354	2.52	50.3
15.0 ~6.0	6.81	17.1	25.7	0.400	2.66	35.5
6.0 ~-0.8	9.53	21.4	31.1	0.425	2.67	37.5
-0.8 ~-8.1	11.0	26.3	38.2	0.489	2.77	33.7

2.2.3 鉛直方向の地震応答解析モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは、図 2-9 に示すように、建屋を軸変形するシェル壁・耐震壁部と曲げ変形とせん断変形をする屋根トラス部からなる質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋 - 地盤連成系モデルとした。なお、屋根トラス端部の柱が屋根トラス部の曲げ変形を拘束する影響を考慮して回転ばねを取り付ける。

観測記録と整合するように設定した鉄筋コンクリート部及び鉄骨部のヤング係数、せん断弾性係数及び減衰定数を表 2-8 に示す。なお、これらの剛性及び減衰定数は既工認と同じ値とした。

基礎底面地盤ばねの鉛直ばね定数は、振動アドミッタンス理論に基づいて近似的に評価した。

表 2-8 原子炉建屋 鉛直方向の地震応答解析に用いる物性値

材 料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
コンクリート	2.65 × 10 ⁴	1.14 × 10 ⁴	5
鉄 骨	20.59 × 10 ⁴	7.94 × 10 ⁴	2

$E_c = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
 $G_c = 1.14 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

トラス部の断面性能 (As, I) はRC等価な値にて与える
 せん断断面積 ($\times 10^{-2} \text{ m}^2$)
 断面 2 次モーメント (m^4)
 質点番号
 質点重量 (kN)
 軸ばね ($\times 10^7 \text{ kN/m}$)

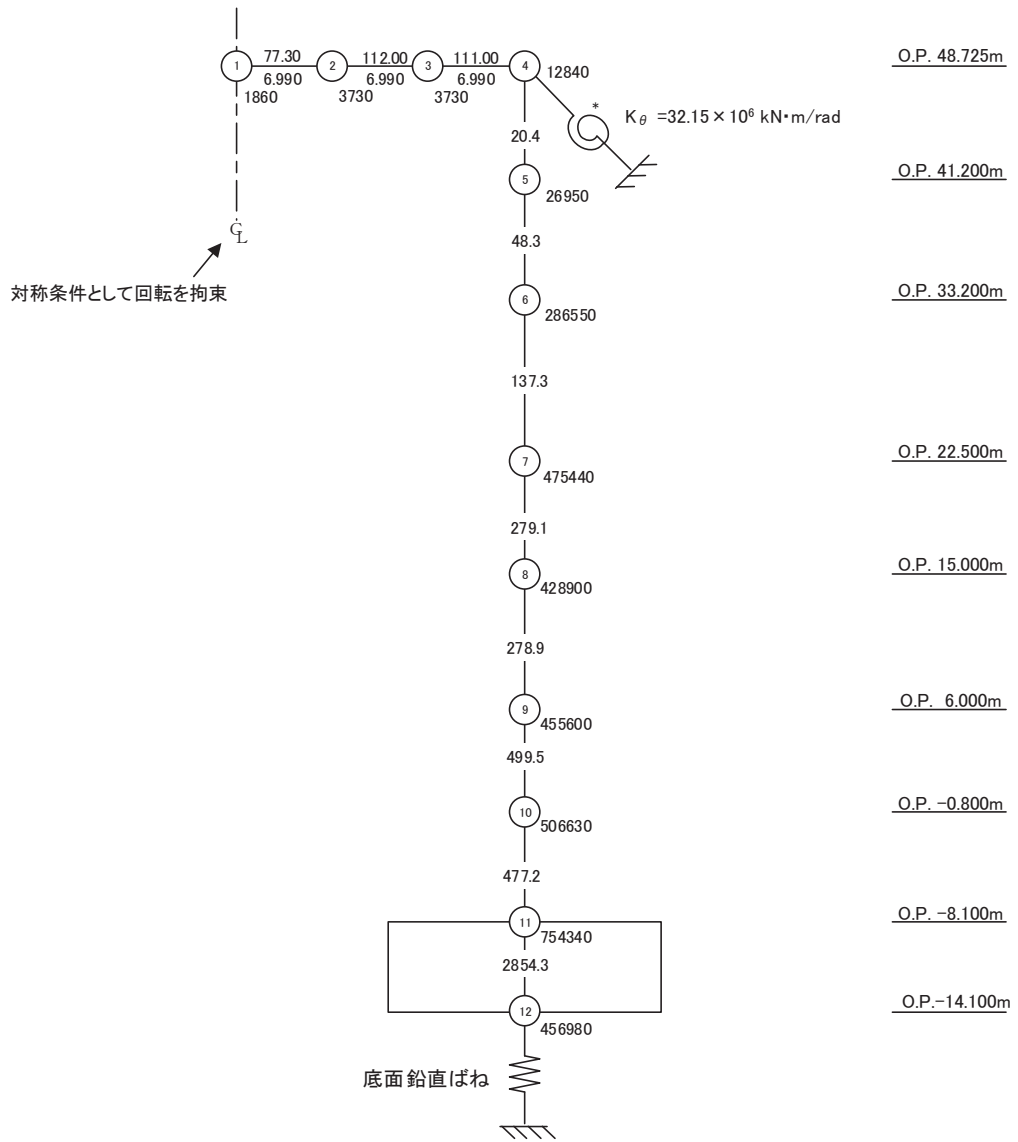


図 2-9 原子炉建屋 地震応答解析モデル (鉛直方向)

2.2.4 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向，EW 方向，鉛直方向の最大応答加速度，最大応答変位及び加速度応答スペクトルと 3.11 地震の観測記録との比較を図 2-10～図 2-17 に，4.7 地震との比較を図 2-18～図 2-25 に示す。解析モデルの固有値解析結果を表 2-9～表 2-11 及び図 2-26～図 2-30 に示す。

これより，観測記録と解析結果の各方向の最大応答加速度，最大応答変位及び加速度応答スペクトルは概ね整合していることを確認した。なお，3.11 地震の EW 方向の屋上については，他のフロアと比較し再現性が良くないが，別紙 5に示す 3 次元 FEM モデルによるシミュレーション解析における同じ屋上位置の結果では応答スペクトルの再現性が向上していることから，地震計位置がコーナー部にあることなどが影響し質点系モデルでは再現性が良くない結果となったと考えられる。

また，EW 方向及び鉛直方向については，加速度応答スペクトルの解析結果が一部の周期帯で観測記録に対して過大な応答となっているが，建物の健全性評価を目的とする場合は安全側の評価であるため問題無いと判断した。

なお，EW 方向の屋上で解析結果が過大になっている理由については，3 次元 FEM モデルによるシミュレーション解析結果に対する考察と合わせて，別紙 5に示す。

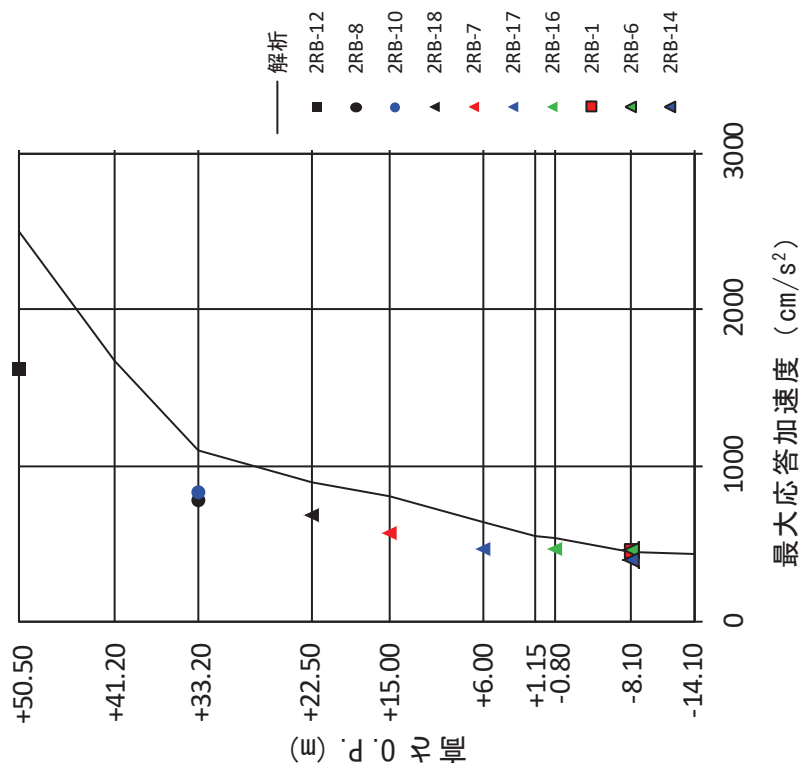


図 2-10 原子炉建屋 最大応答加速度の比較
(3.11 地震 NS 方向)

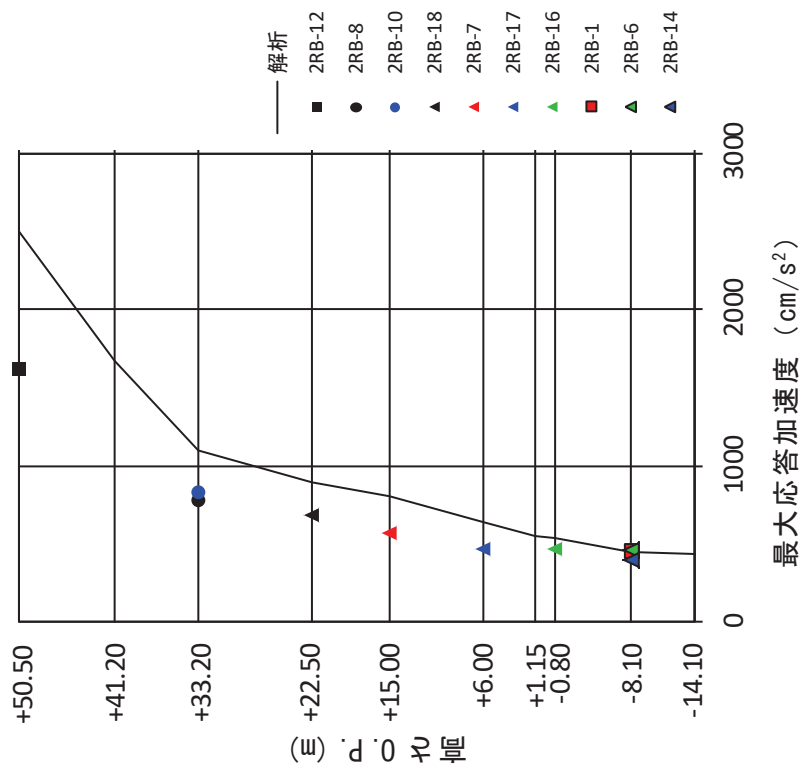


図 2-11 原子炉建屋 最大応答加速度の比較
(3.11 地震 EW 方向)

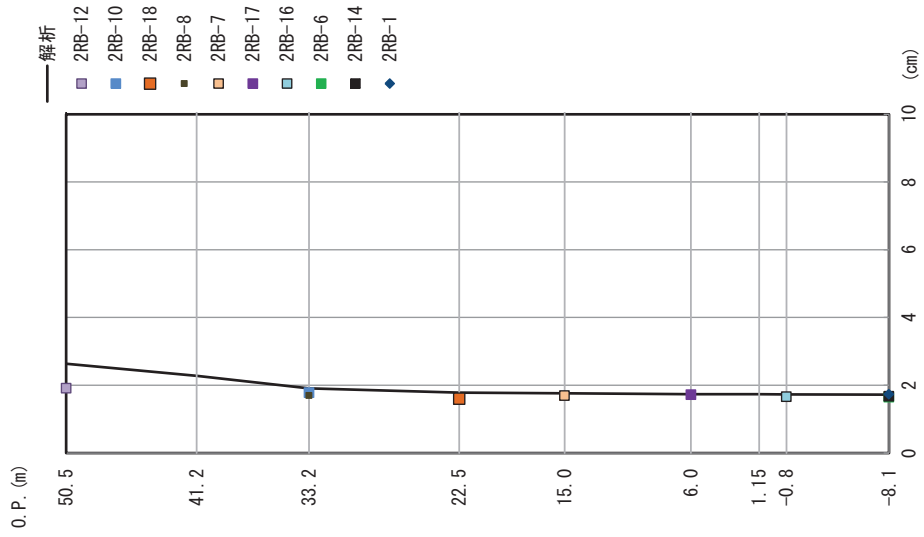


図 2-13 原子炉建屋 最大応答変位の比較
(3.11 地震 EW 方向)

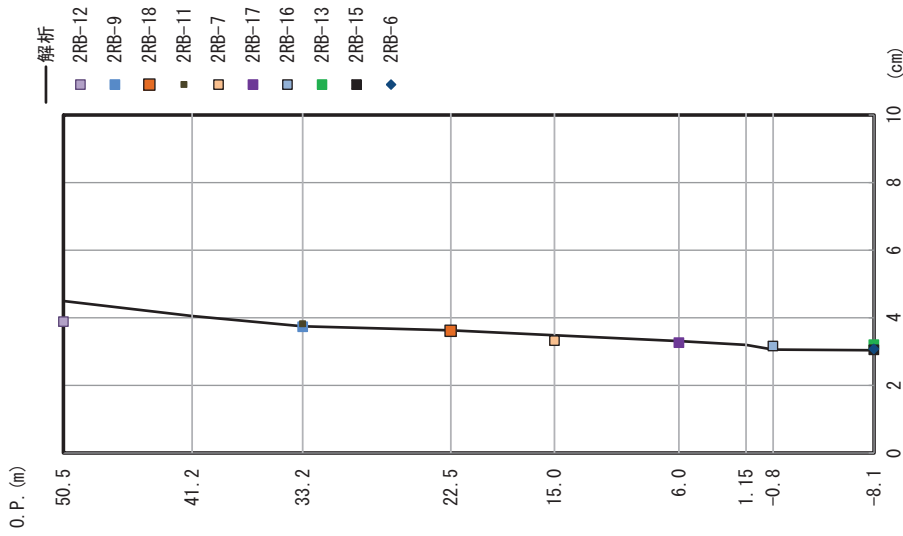


図 2-12 原子炉建屋 最大応答変位の比較
(3.11 地震 NS 方向)

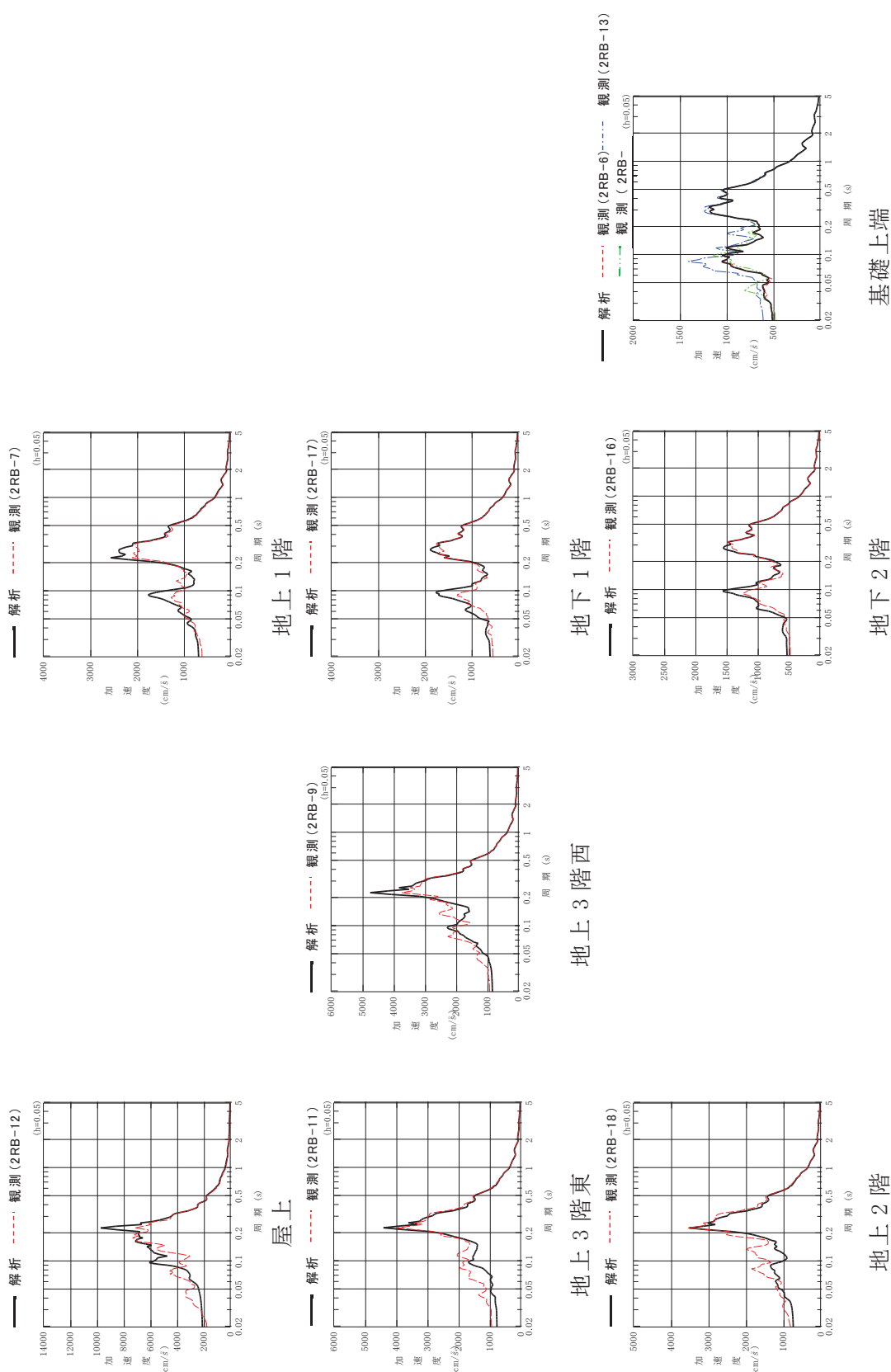


図 2-14 原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震 NS 方向)

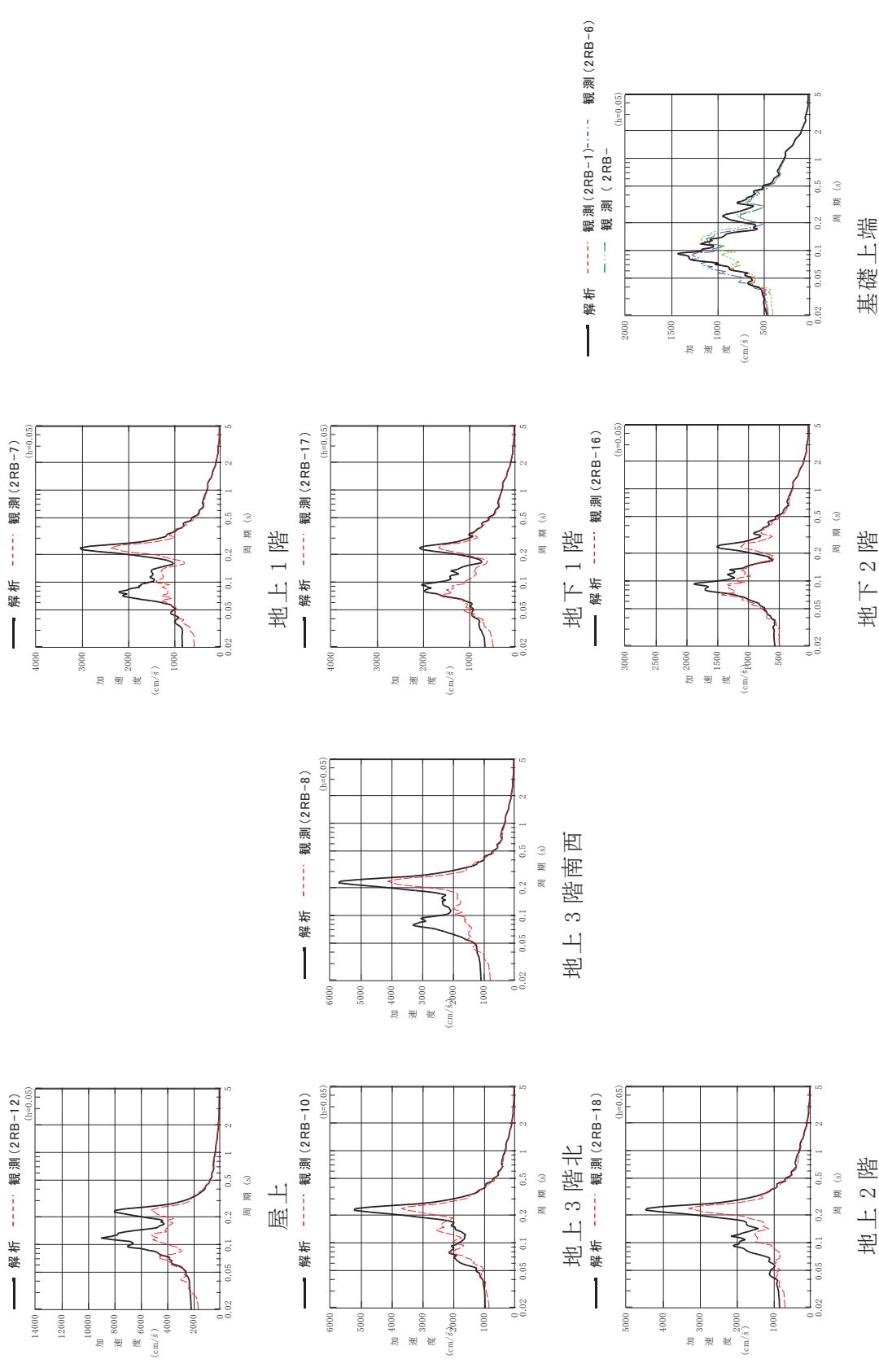


図 2-15 原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震 EW 方向)

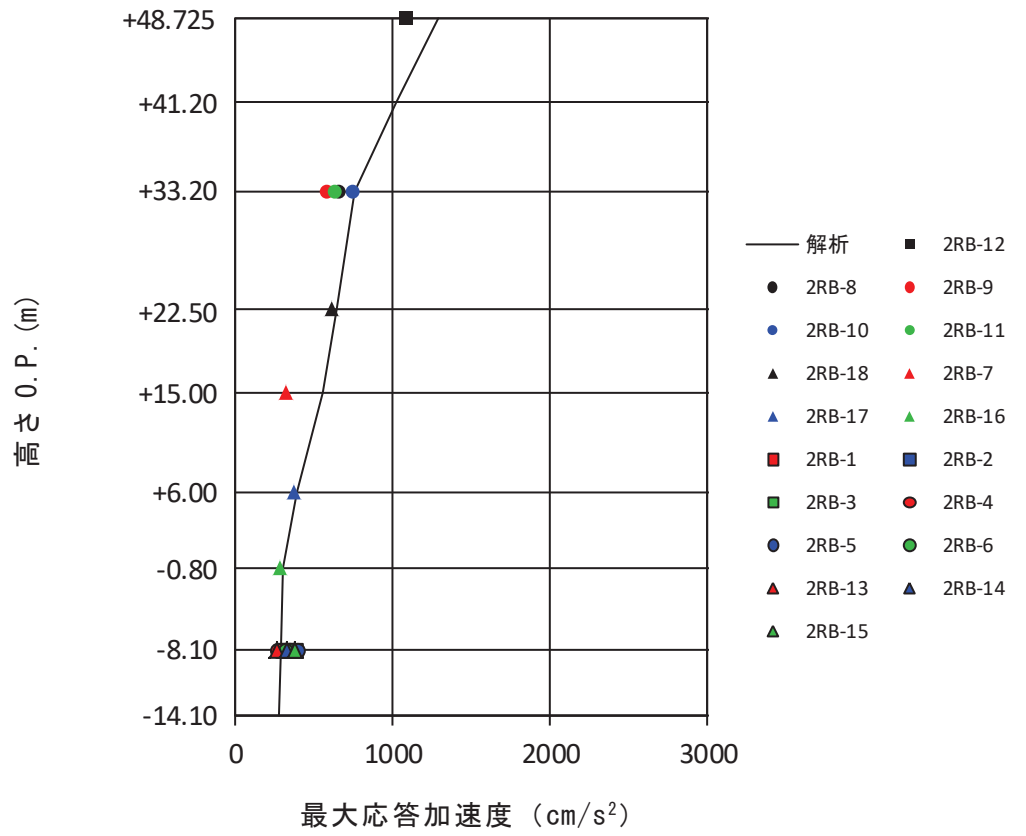


図 2-16 原子炉建屋 最大応答加速度の比較 (3.11 地震 鉛直方向)

注記：解析結果の O. P. +48.725m は屋根トラス端部の値とした

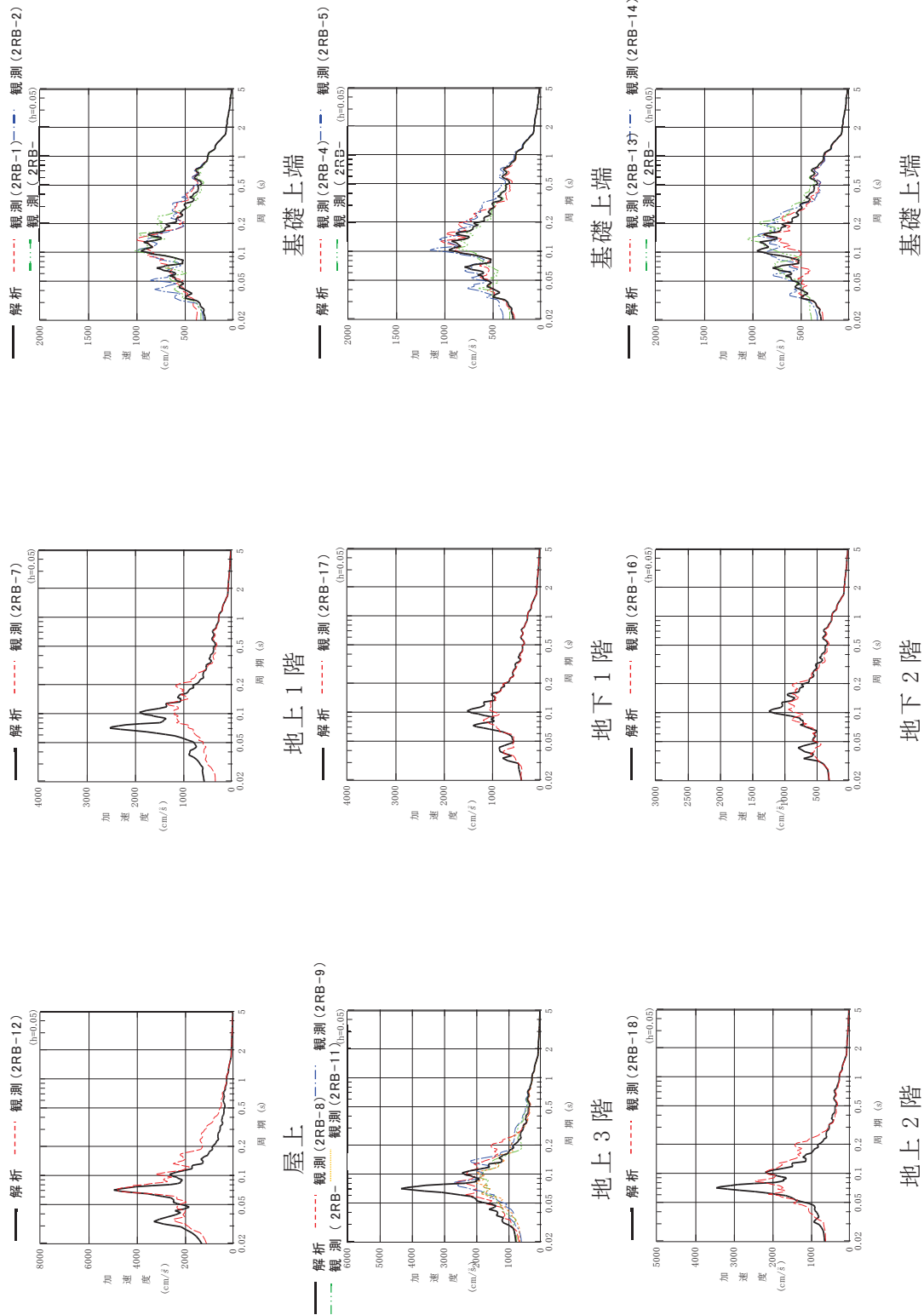


図 2-17 原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (3.11地震 鉛直方向)

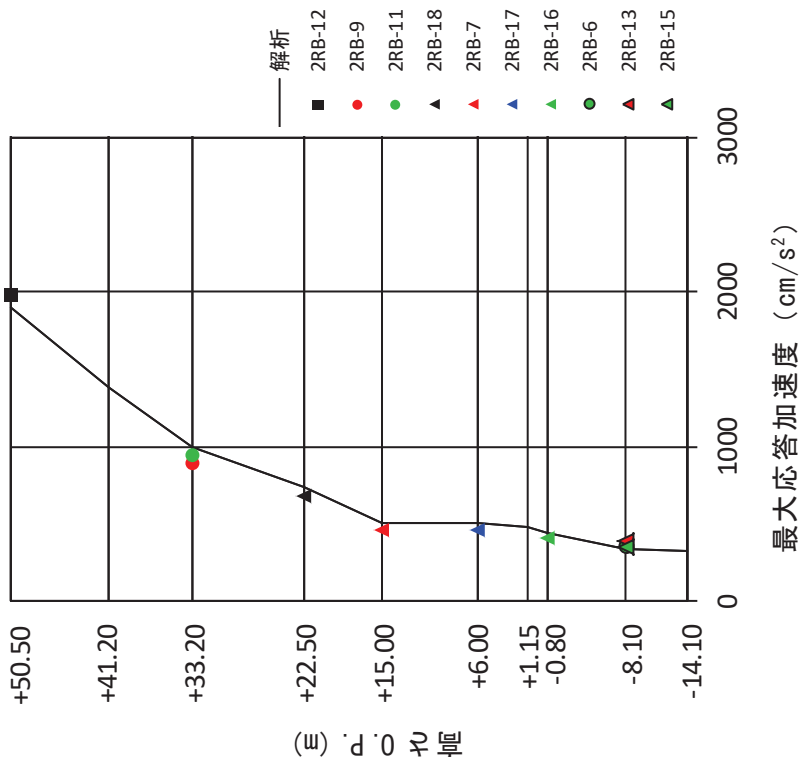


図2-18 原子炉建屋 最大応答加速度の比較
(4.7地震 NS方向)

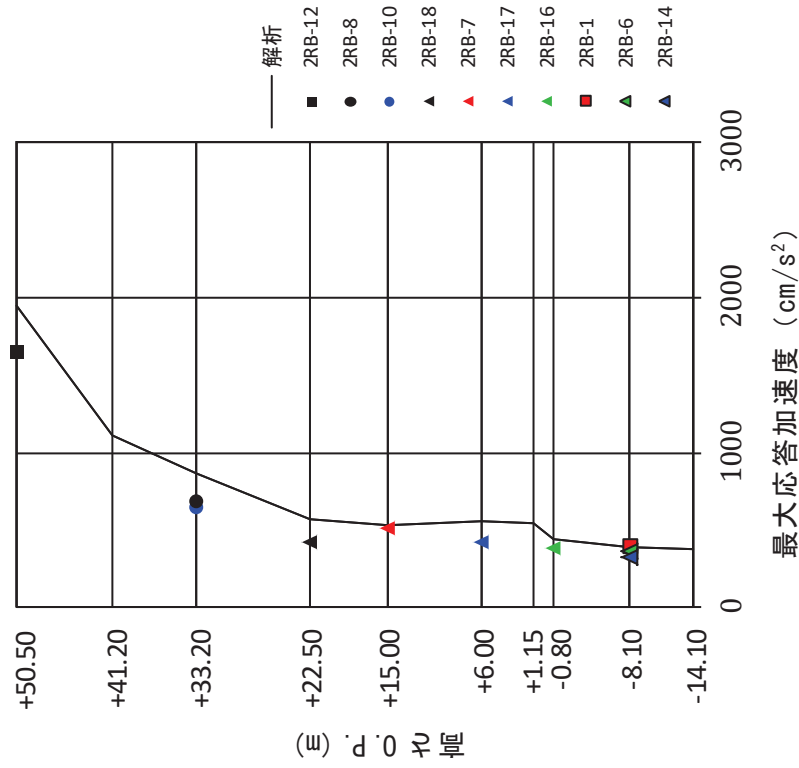


図2-19 原子炉建屋 最大応答加速度の比較
(4.7地震 EW方向)

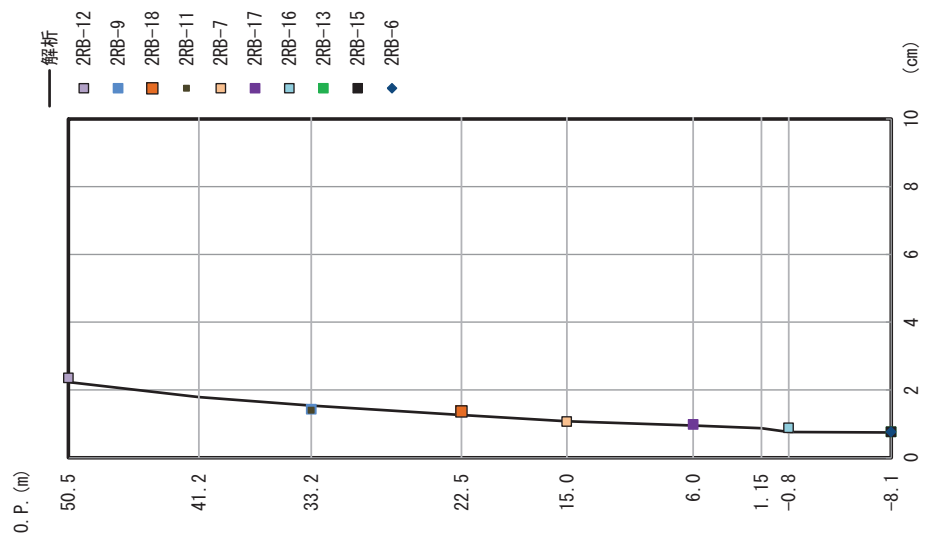


図 2-20 原子炉建屋 最大応答変位の比較
(4.7地震 NS方向)

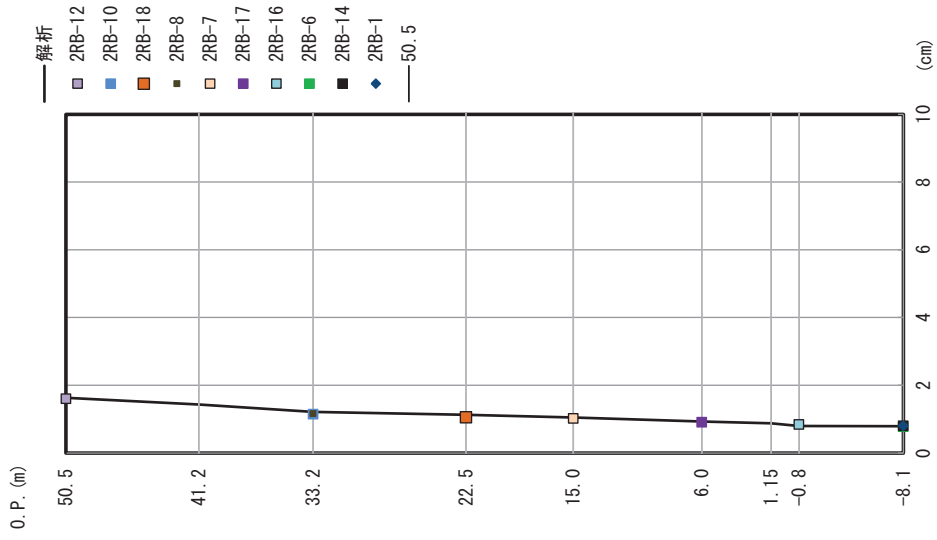


図 2-21 原子炉建屋 最大応答変位の比較
(4.7地震 EW方向)

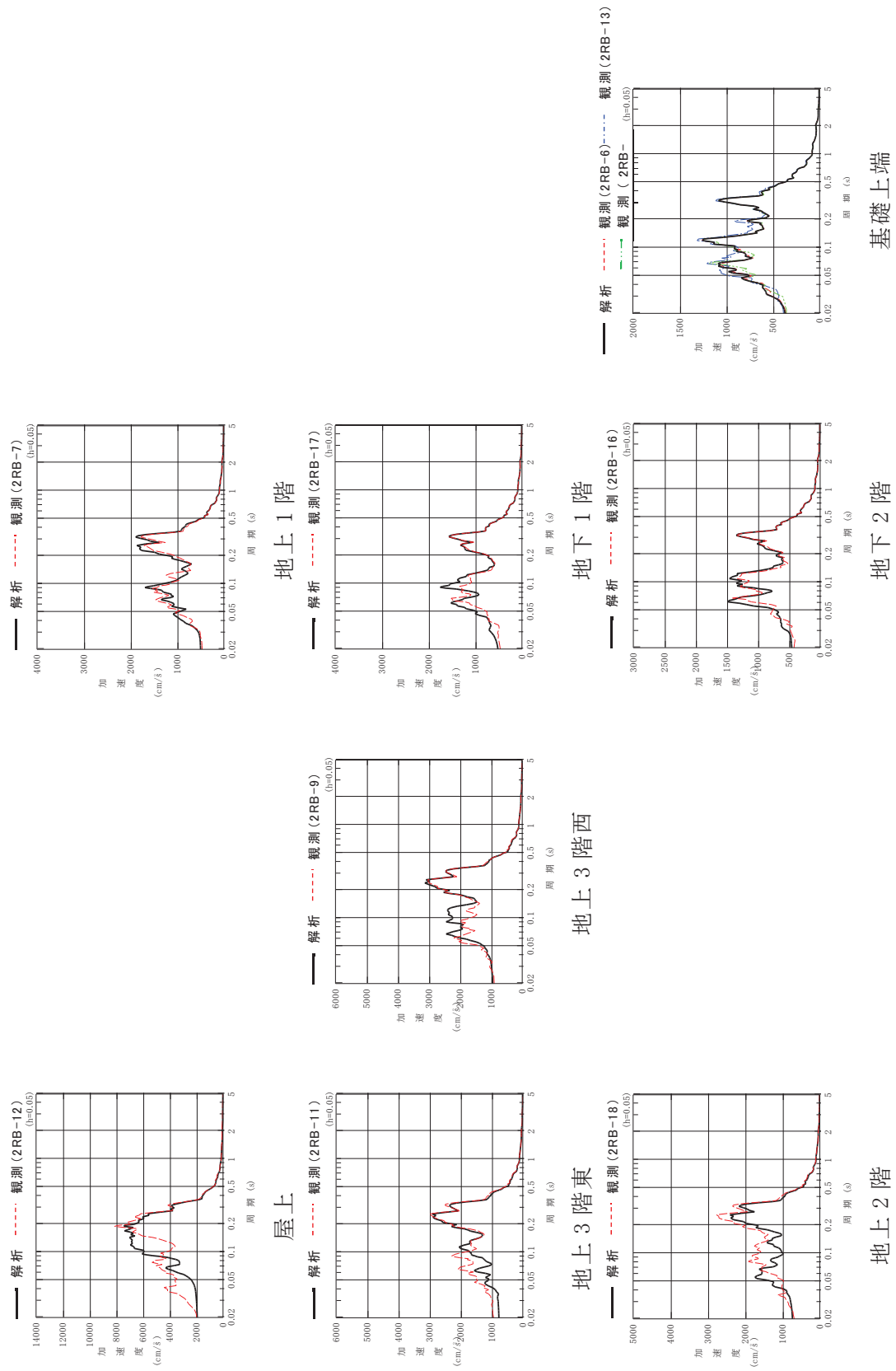


図 2-22 原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (4.7地震 NS方向)

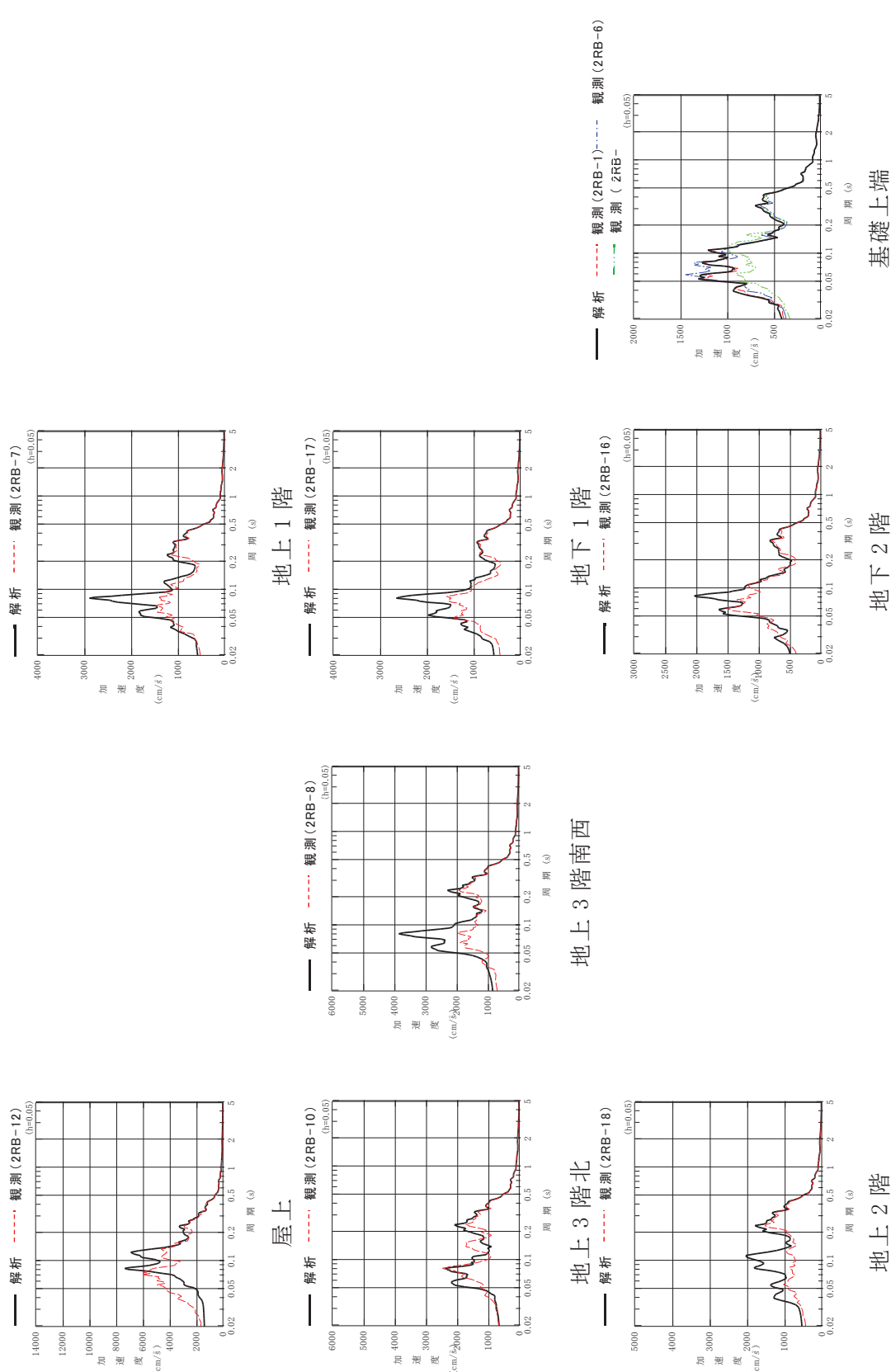


図 2-23 原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (4.7地震 EW方向)

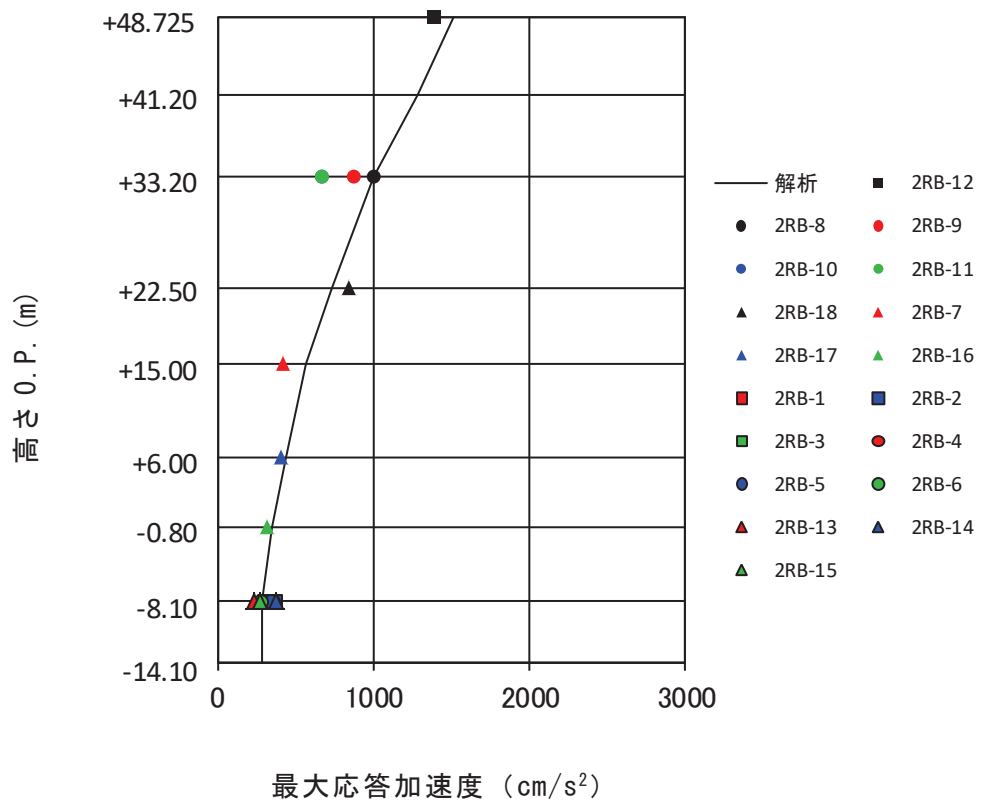


図 2-24 原子炉建屋 最大応答加速度の比較 (4.7 地震 鉛直方向)

注記：解析結果の O.P. +48.725m は屋根トラス端部の値とした

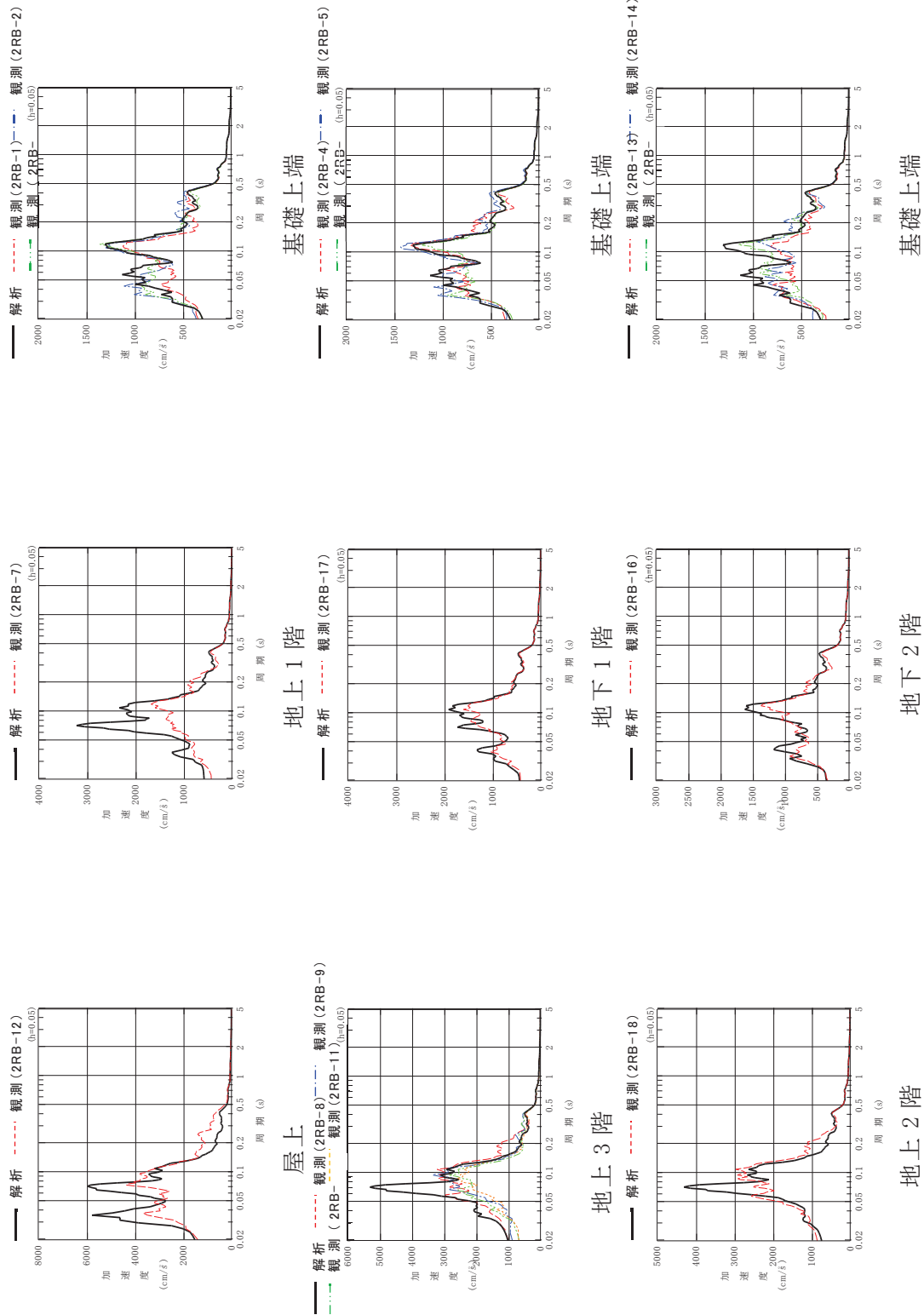


図 2-25 原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震 鉛直方向)

表 2-9 原子炉建屋 固有値解析結果(NS 方向)

次 数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.240	4.17	2.756
2	0.150	6.66	2.652
3	0.120	8.36	0.417
4	0.101	9.88	1.734
5	0.100	10.03	1.703
6	0.091	11.00	0.259

注記* : 最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する
刺激係数として求め絶対値を示す。

表 2-10 原子炉建屋 固有値解析結果(EW 方向)

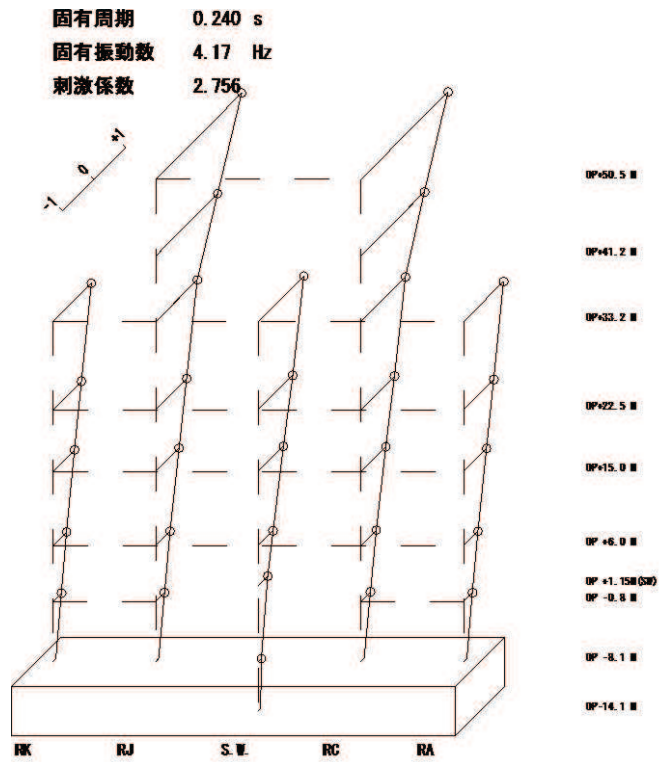
次 数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.230	4.35	2.312
2	0.127	7.86	2.350
3	0.115	8.67	0.105
4	0.099	10.08	0.479
5	0.096	10.41	0.688
6	0.088	11.32	1.516

注記* : 最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する
刺激係数として求め絶対値を示す。

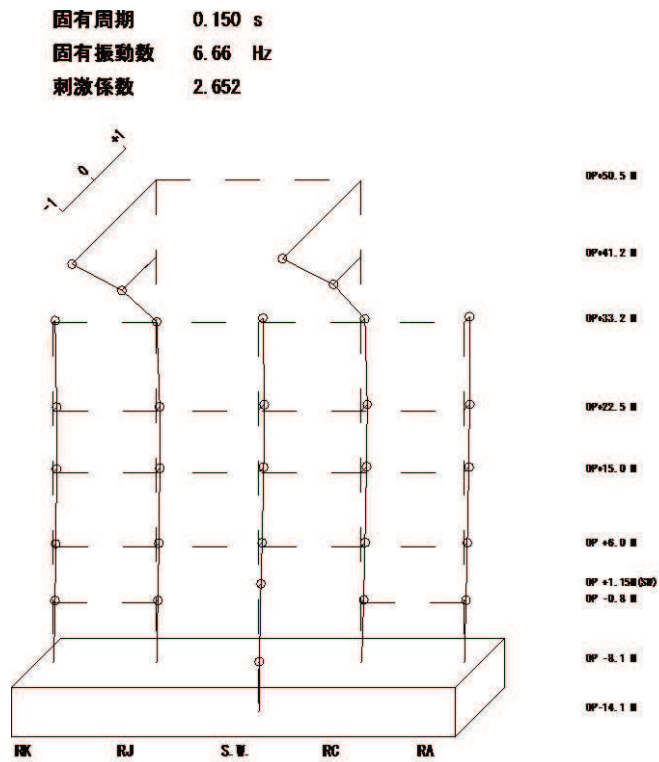
表 2-11 原子炉建屋 固有値解析結果(鉛直方向)

次 数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.365	2.74	1.429
2	0.100	9.96	2.091
3	0.085	11.74	1.891
4	0.055	18.22	0.293

注記* : 最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する
刺激係数として求め絶対値を示す。



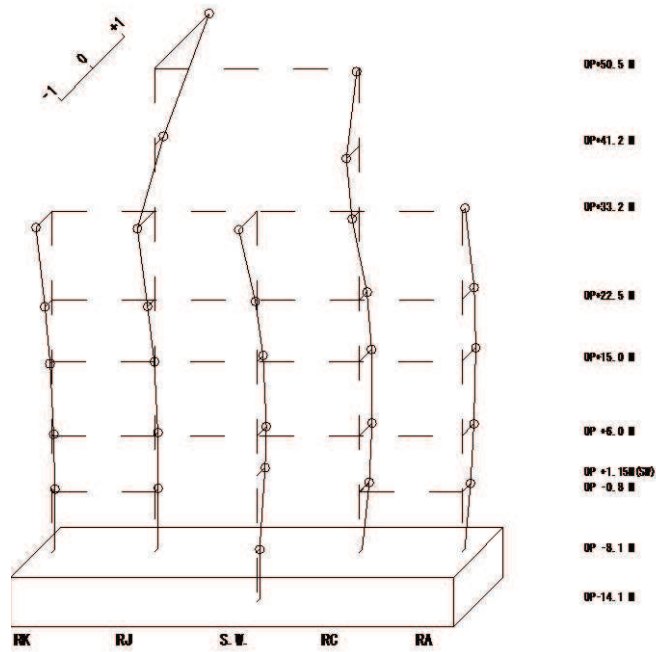
1 次モード



2 次モード

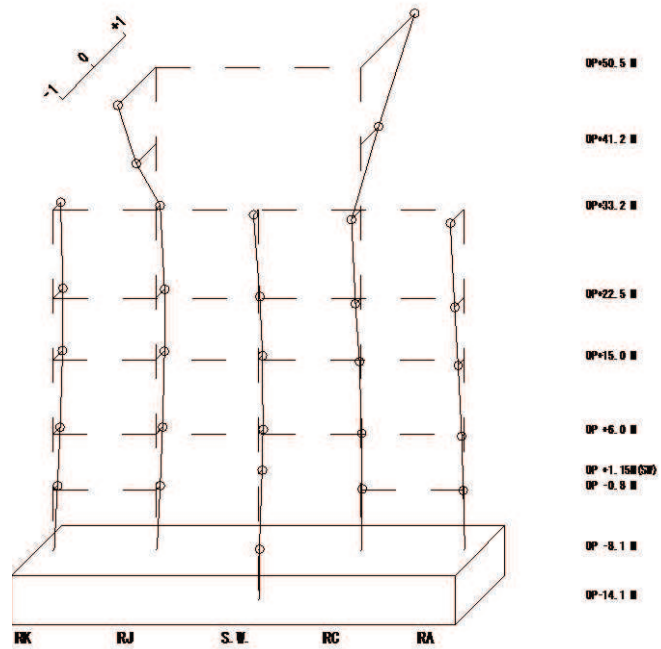
図 2-26 原子炉建屋 固有振動モード (NS 方向)

固有周期 0.101 s
 固有振動数 9.88 Hz
 刺激係数 1.734



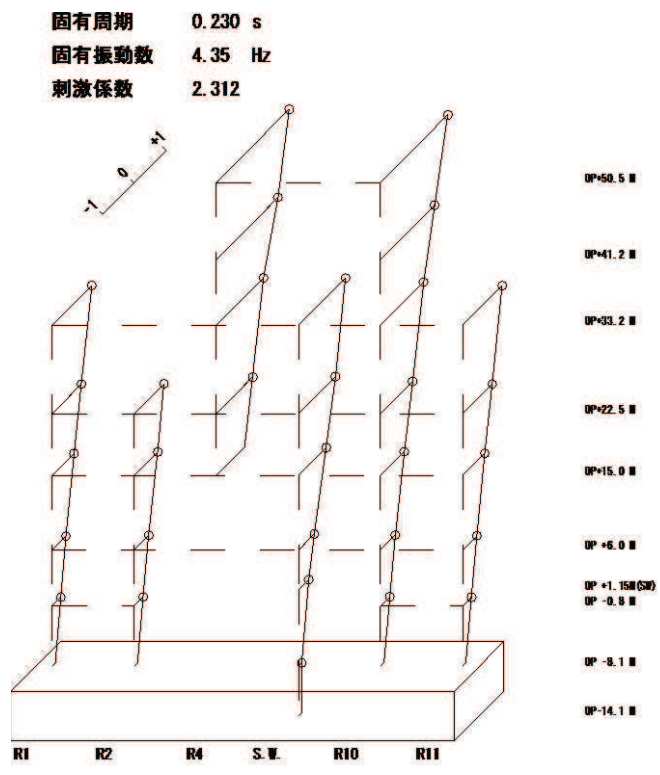
4次モード

固有周期 0.100 s
 固有振動数 10.03 Hz
 刺激係数 1.703

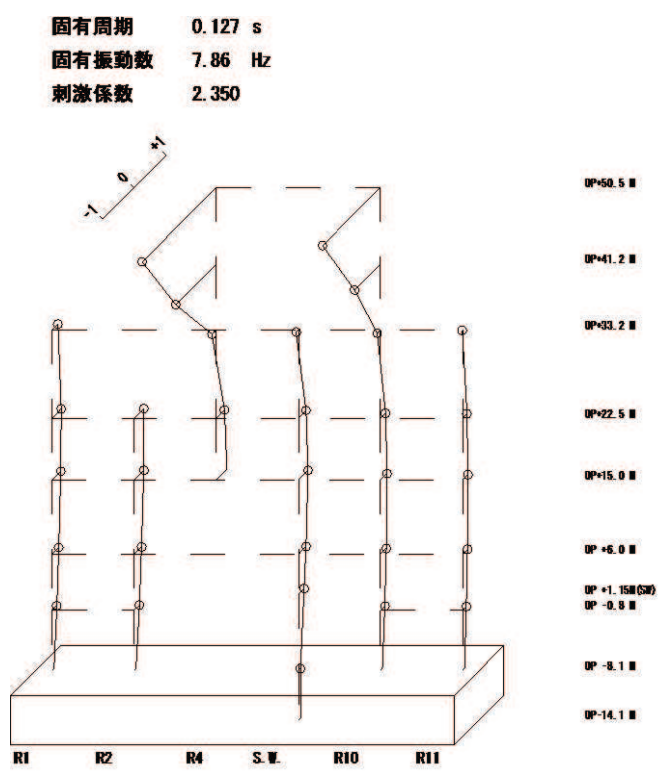


5次モード

図 2-27 原子炉建屋 固有振動モード (NS 方向)



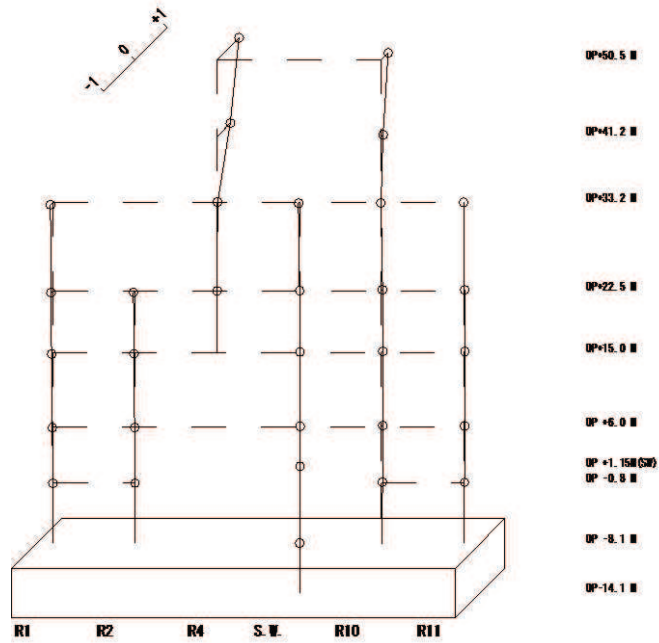
1 次モード



2 次モード

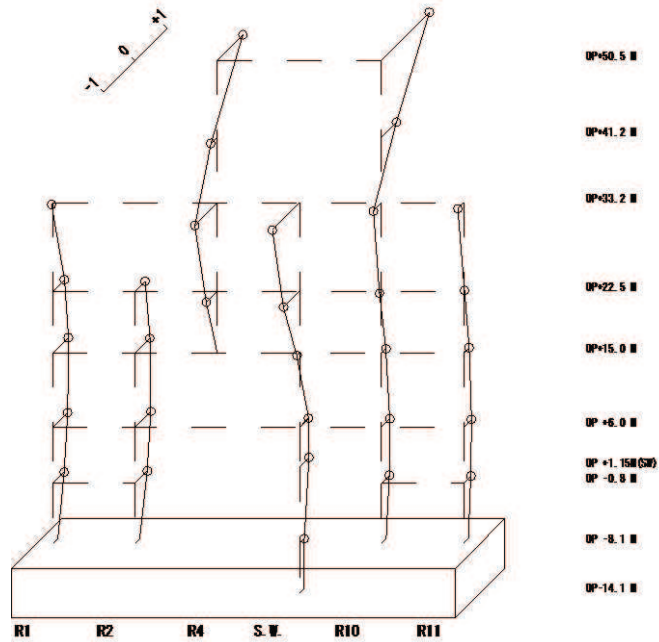
図 2-28 原子炉建屋 固有振動モード (EW 方向)

固有周期 0.096 s
 固有振動数 10.41 Hz
 刺激係数 0.688



5次モード

固有周期 0.088 s
 固有振動数 11.32 Hz
 刺激係数 1.516



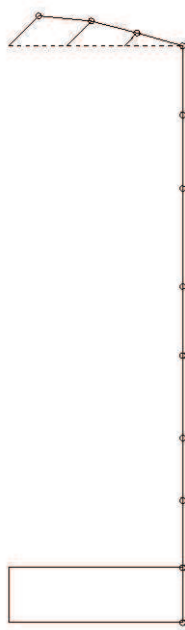
6次モード

図 2-29 原子炉建屋 固有振動モード (EW 方向)

固有周期 0.365 s
固有振動数 2.74 Hz
刺激係数 1.429



45.726 M
41.200 M
33.200 M
22.500 M
15.000 M
5.000 M
-0.800 M
-2.100 M
-14.100 M



1次

固有周期 0.100 s
固有振動数 9.95 Hz
刺激係数 2.091



45.726 M
41.200 M
33.200 M
22.500 M
15.000 M
5.000 M
-0.800 M
-2.100 M
-14.100 M

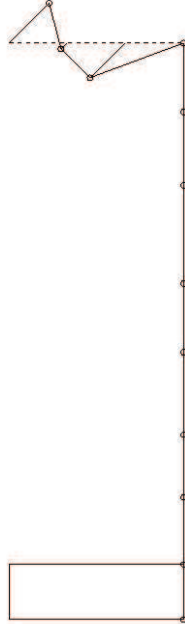


2次

固有周期 0.065 s
固有振動数 15.74 Hz
刺激係数 1.091



45.726 M
41.200 M
33.200 M
22.500 M
15.000 M
5.000 M
-0.800 M
-2.100 M
-14.100 M

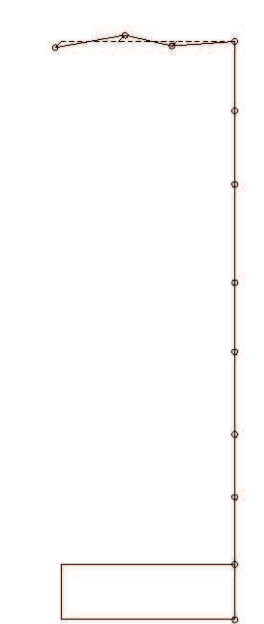


3次

固有周期 0.056 s
固有振動数 18.22 Hz
刺激係数 0.293



45.726 M
41.200 M
33.200 M
22.500 M
15.000 M
5.000 M
-0.800 M
-2.100 M
-14.100 M



4次

図 2-30 原子炉建屋 固有振動モード (鉛直方向)

2.2.5 耐震壁の評価結果

地震応答解析により得られた各階のせん断応力度を解析モデルの軸ごとに、設計配筋量のみで負担できる短期許容せん断応力度 ($p_w \cdot \sigma_y^*$) と併せて図 2-31～図 2-34 に示す。これより、各階のせん断応力度は、設計配筋量のみで負担できる短期許容せん断応力度以下であることを確認した。ただし、3.11 地震の EW 方向の結果において地上 3 階 (O.P. 33.2m) IW-4 通り耐震壁の検定比が 0.89 と 20%以上の余裕がないため、せん断応力に加え曲げ応力も含めた断面算定を行い鉄筋は弾性範囲であることを確認した。断面算定表を表 2-12 に示す。

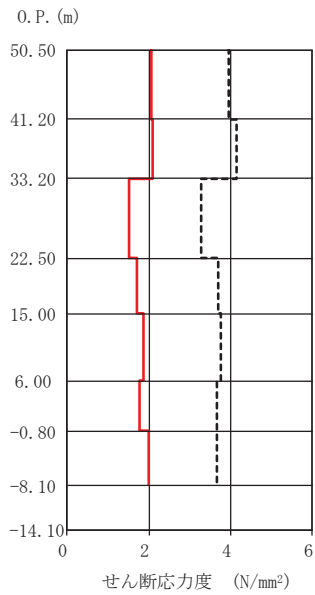
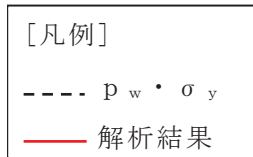
なお、地上 3 階 (O.P. 33.2m) の IW-4 通りのせん断応力度が大きくなることについては以下のとおり考えられる。

- ①図 2-4 (2) の EW 方向の地震応答解析モデルから、3 階より上部の質点系モデルは、IW4 通りと IW10 通りの 2 軸モデルとなっているが、IW4 通り側には下屋があるため、CR 階 (O.P. 44.2m) の質点重量は、IW4 側 (質点番号 11) が 16410kN、IW10 側 (質点番号 21) が 10540kN となっており、IW4 側の重量は IW10 側の 1.56 倍の重さである。
- ②また、3 階の耐震壁のせん断断面積は、IW4 通りが 17.4m²、IW10 通りが 21.2m² であり、IW4 通りのせん断断面積は IW10 側の 0.82 倍である。
- ③3 階の耐震壁が支持する単位せん断断面積当たりの重量 (屋上と CR 階) は、IW4 が 1580kN、IW10 が 1020kN であり、IW4 通りが 1.55 倍大きくなっている。
- ④以上のことから、IW4 通りのせん断応力度が大きくなったと考えられる。

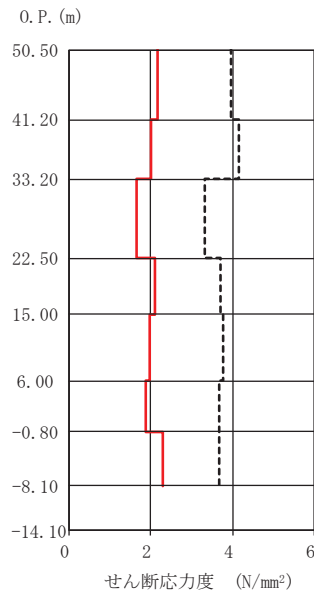
地震応答解析により得られた各階のせん断ひずみを解析モデルの軸ごとに、設計基準強度に基づくせん断応力度－せん断ひずみ関係の第一折点の値と併せて図 2-35～図 2-38 に示す。一部耐震壁のせん断ひずみは設計基準強度に基づくせん断応力度－せん断ひずみ関係の第一折点の値を上回っており、点検結果においてひび割れが認められたことと対応している。また、最大応答値を再設定したせん断スケルトン曲線及び曲げスケルトン曲線上にプロットして図 2-39～図 2-54 に示す。なお、基準地震動 S 1 の応答に対するベースシャーは、3.11 地震で 0.91(NS 方向)、0.58(EW 方向)、4.7 地震で 1.10(NS 方向)、0.51(EW 方向)であり、設計上考慮していた地震荷重と同程度であった。

以上のことから、耐震壁の鉄筋コンクリート部はひび割れが発生するものの、鉄筋は弾性範囲にあることを確認した。

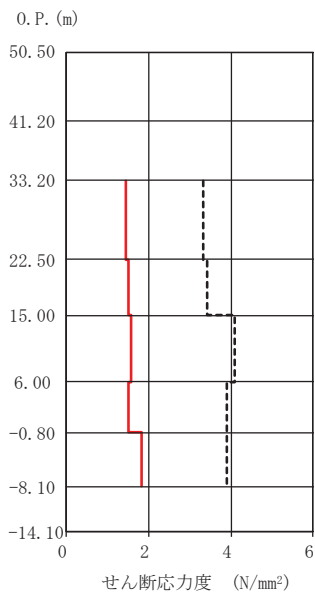
注記* : p_w : 耐震壁の設計鉄筋比
(タテ・ヨコ筋のうち鉄筋量の少ない方による値で、上限を 1.2%とする。)
 σ_y^* : 鉄筋の短期許容応力度 (SD345 : 345N/mm²)



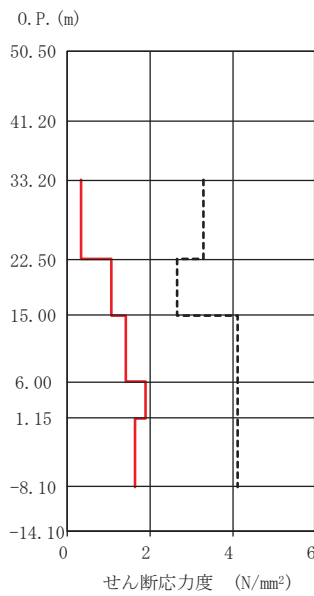
IW-J



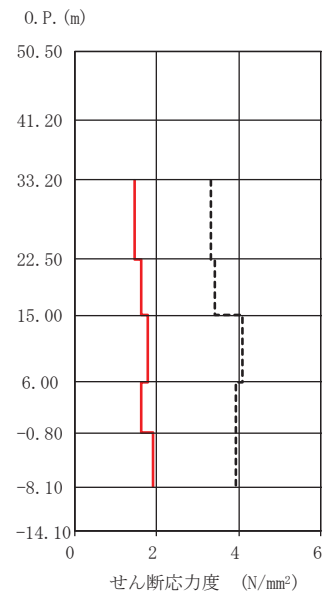
IW-C



OW-K

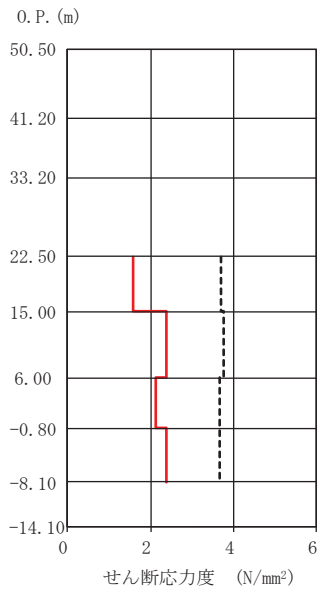
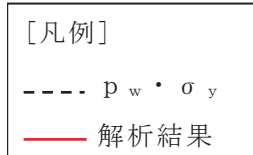


SW

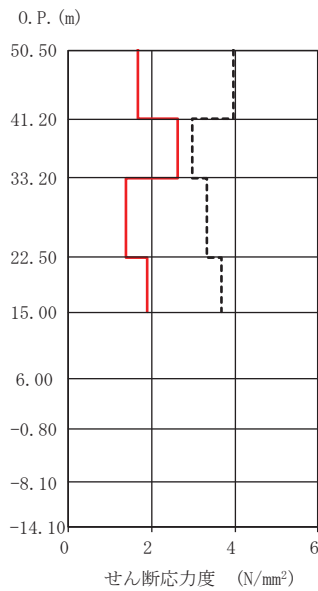


OW-A

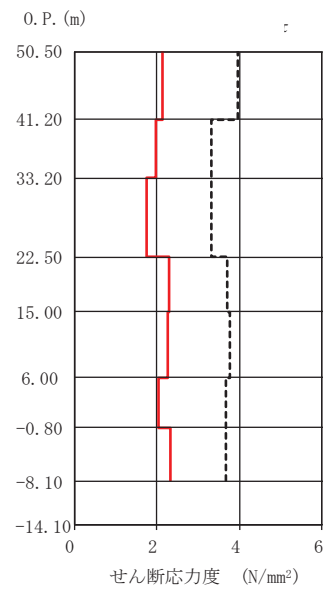
図 2-31 原子炉建屋 耐震壁のせん断応力度 (3.11 地震 NS 方向)



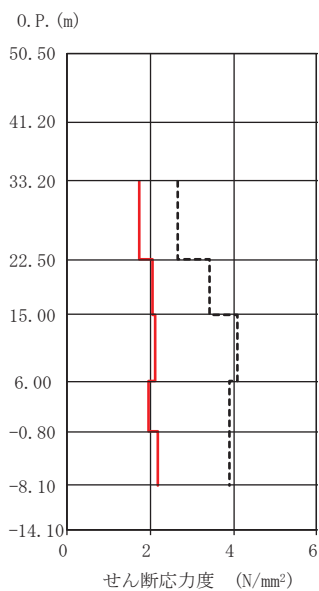
IW-2



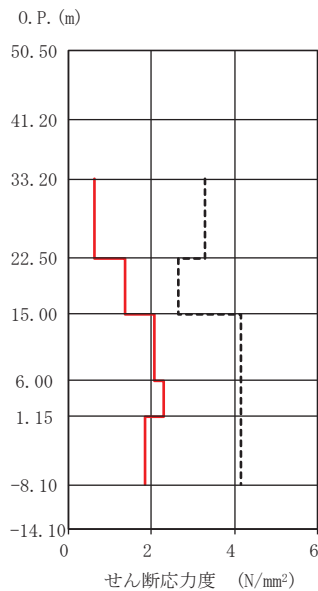
IW-4



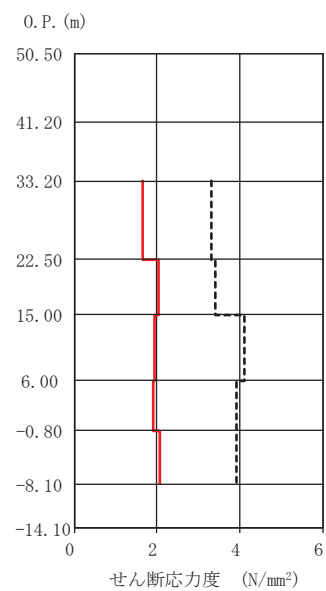
IW-10



OW-1

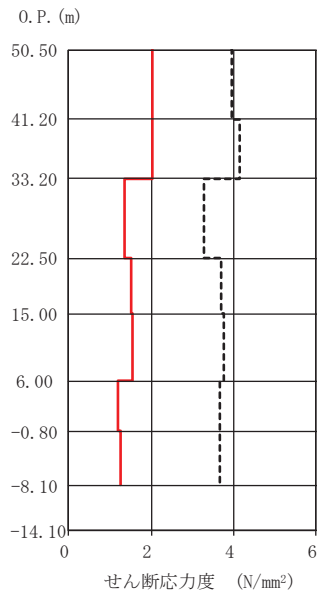
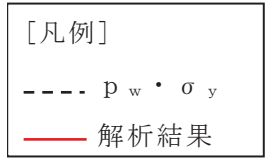


SW

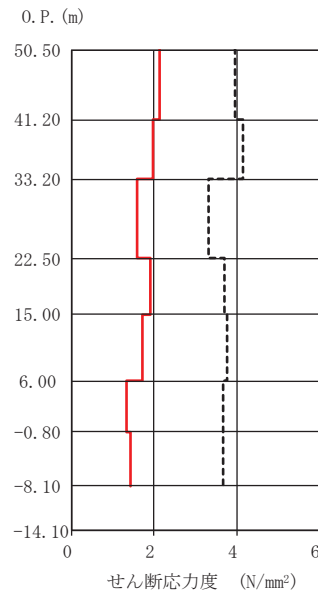


OW-11

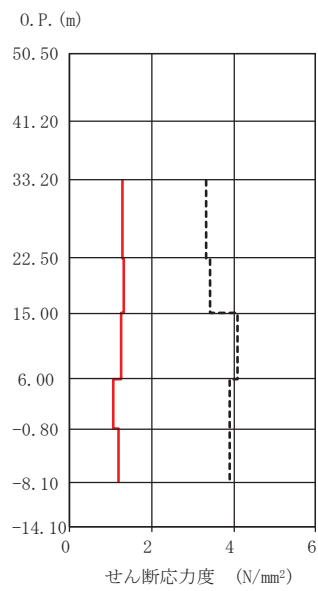
図 2-32 原子炉建屋 耐震壁のせん断応力度 (3.11 地震 EW 方向)



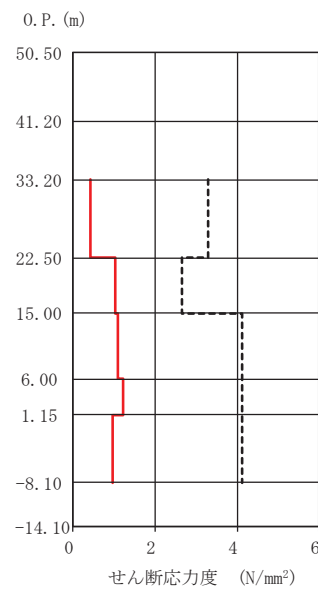
IW-J



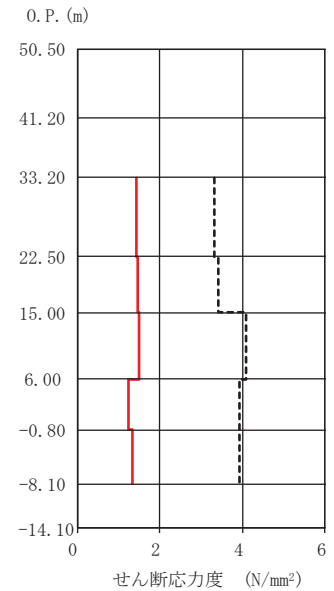
IW-C



OW-K

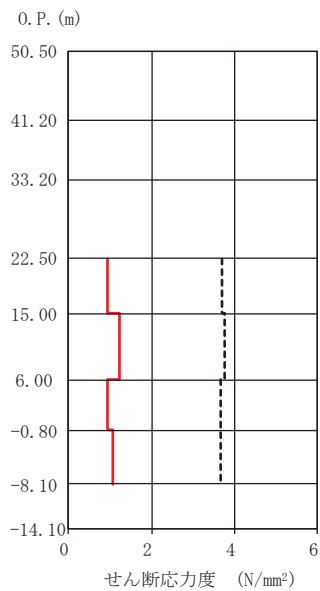
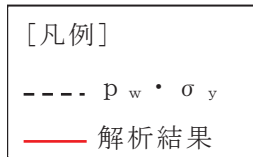


SW

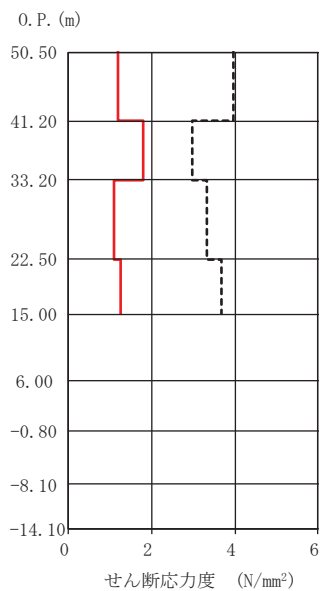


OW-A

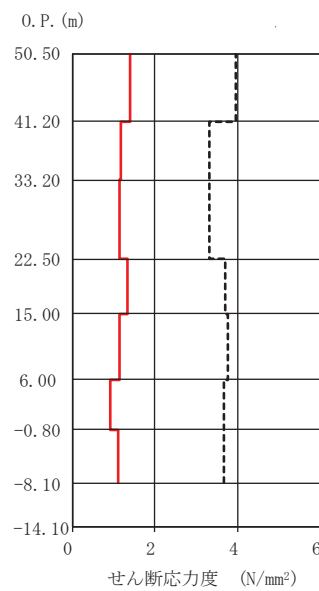
図 2-33 原子炉建屋 耐震壁のせん断応力度 (4.7 地震 NS 方向)



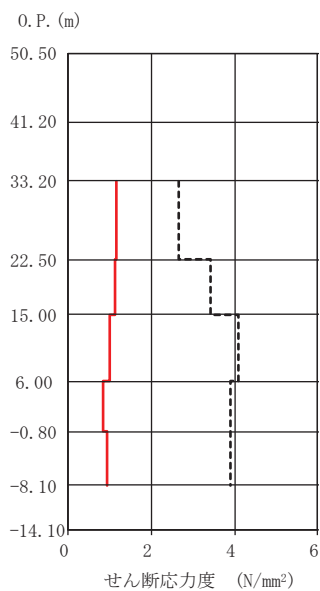
IW-2



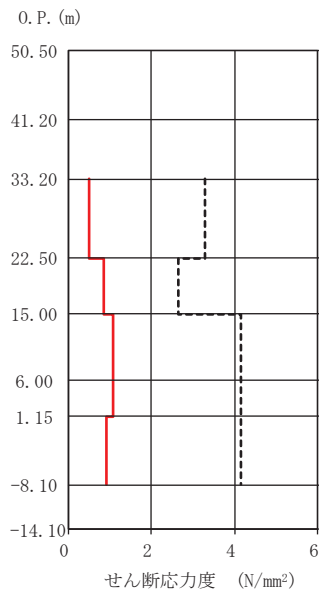
IW-4



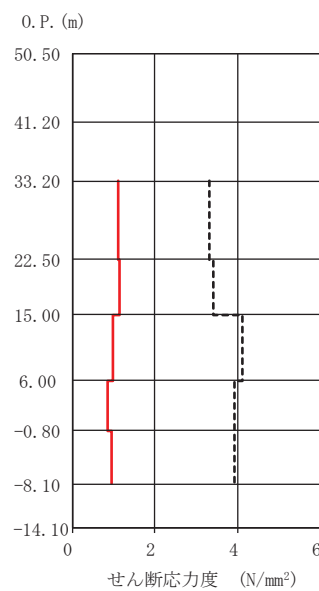
IW-10



OW-1



SW



OW-11

図 2-34 原子炉建屋 耐震壁のせん断応力度 (4.7地震 EW方向)

表 2-12 原子炉建屋 断面算定表 (3.11 地震 EW 方向 地上 3 階 IW-4 通り)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^4 \text{ cm}^2$)	壁厚 (cm)	配筋 上段 タテ筋 下段 ヨコ筋 ()内は p_k : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				
					せん断力 Q (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	必要 鉄筋比 p_q (%)	曲げ モーメント M ($\times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N* (kN)	必要 鉄筋比 p_M (%)	コンクリートの 最大圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	$\frac{p_q + p_M}{p_k}$
地上 3 階	IW-4	17.4	45	2-D25 @200 (1.126) 2-D22 @200 (0.860)	45750	2.63	0.767	79.91	8410	0.346	1.77	0.988
									15980			—

注記* : 上段は鉛直震度上向きの場合の軸力, 下段は鉛直震度下向きの場合の軸力

[凡例]
 せん断スケールの値
 第一折点の結果

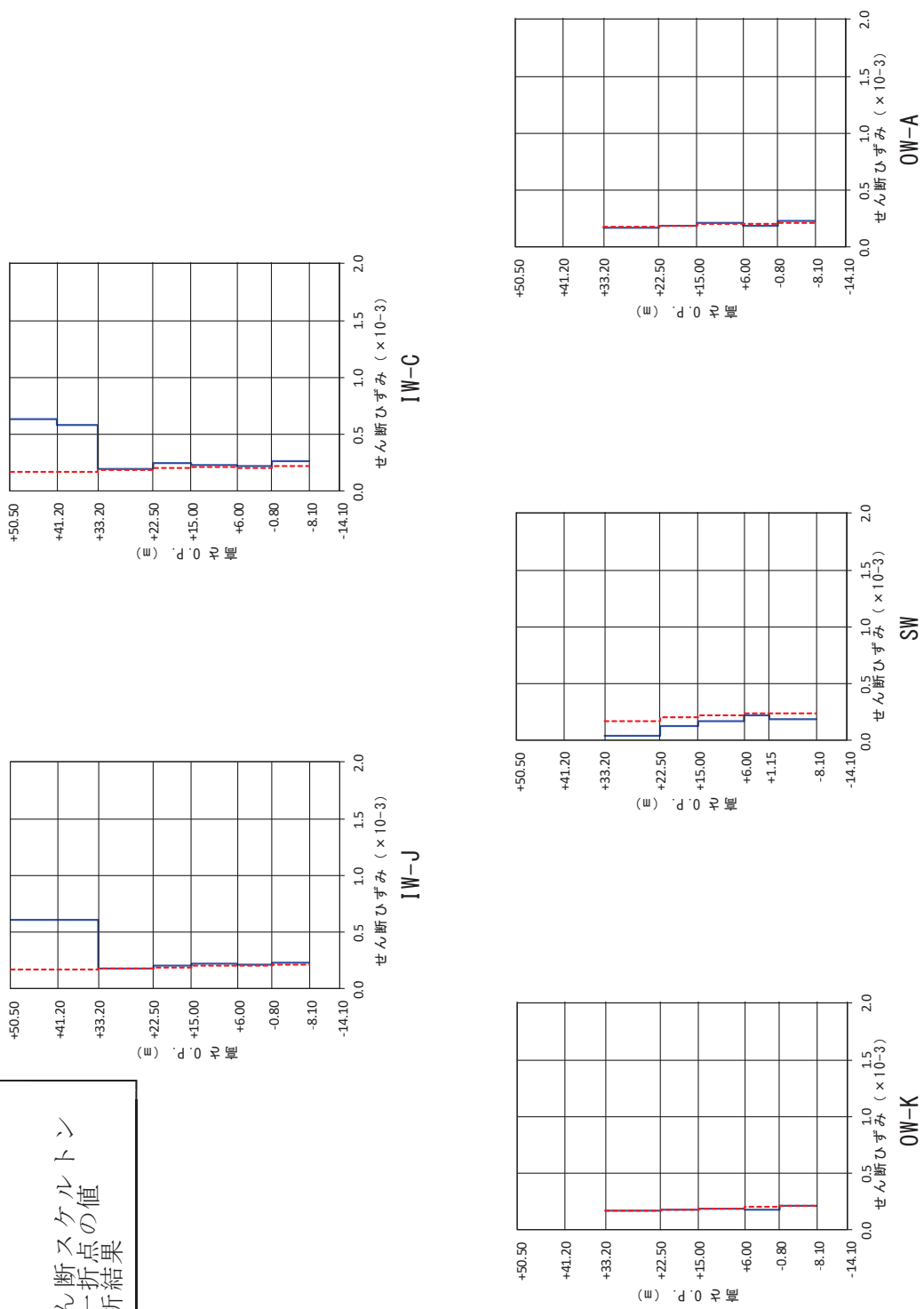
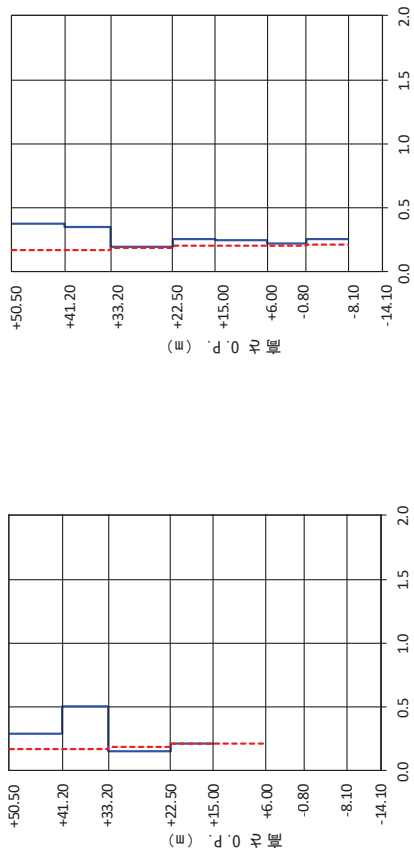


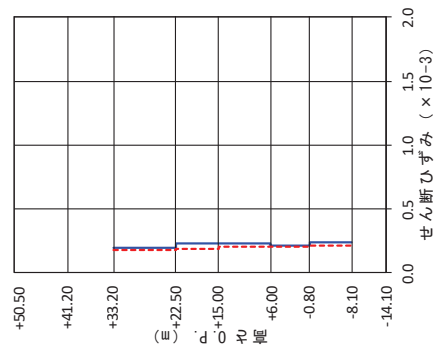
図 2-35 原子炉建屋 耐震壁のせん断ひずみ (3.11 地震 NS 方向)

[凡例]
 - - - せん断スケルトン
 第一折点の値
 — 解析結果

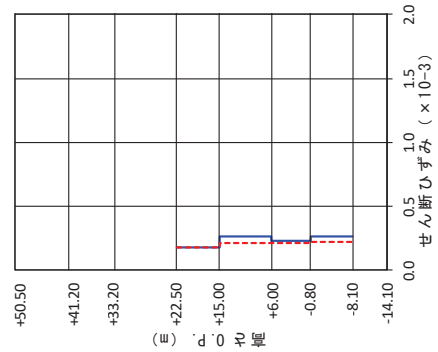


IW-4

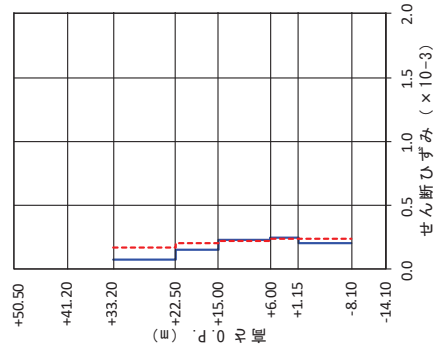
IW-10



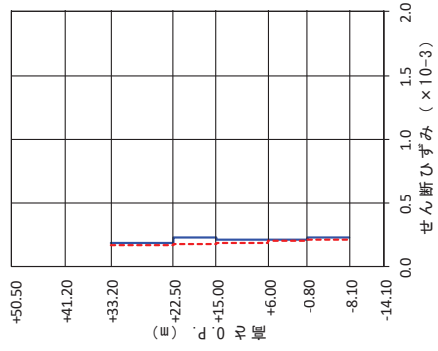
OW-1



IW-2



SW



OW-11

図 2-36 原子炉建屋 耐震壁のせん断ひずみ (3.11 地震 EW 方向)

[凡例]
 せん断スケルトン
 第一折点の値
 解析結果

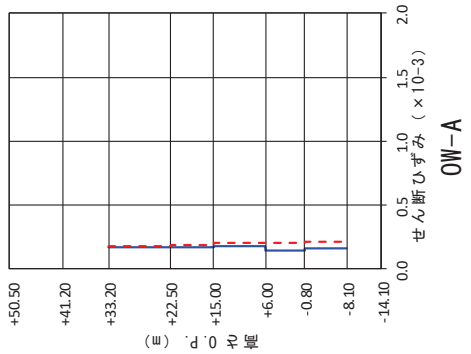
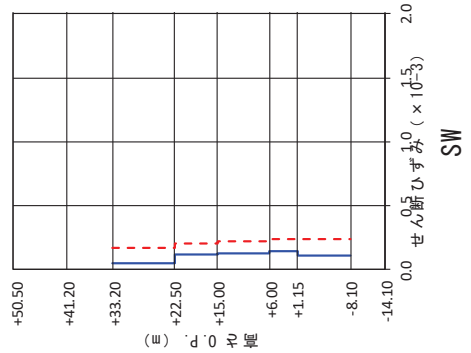
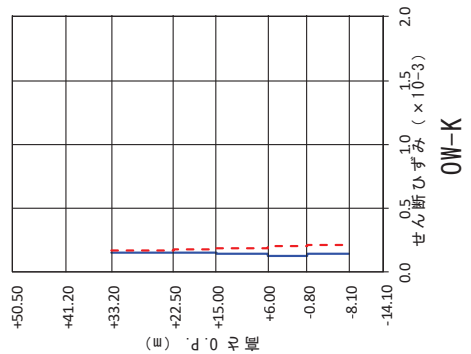
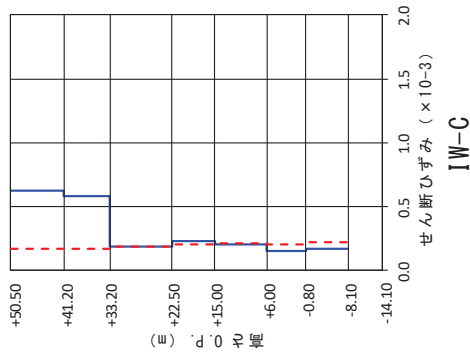
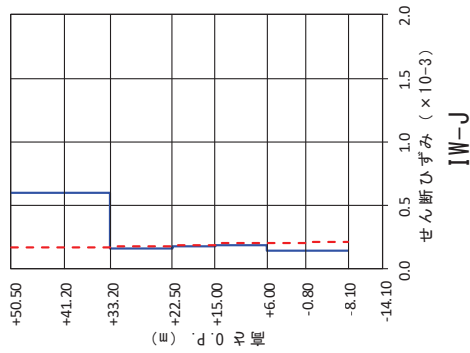


図 2-37 原子炉建屋 耐震壁のせん断ひずみ (4.7 地震 NS 方向)

[凡例]
 せん断スケルトン
 第一折点の値
 解析結果

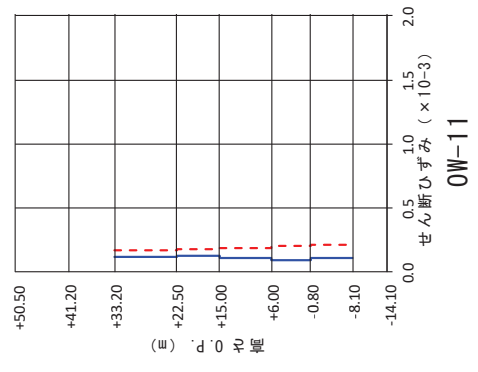
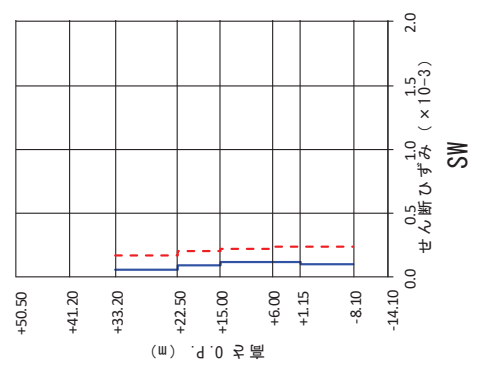
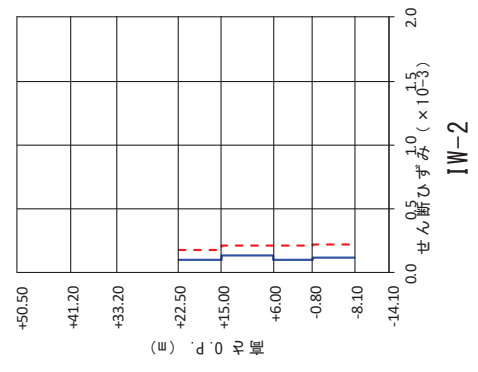
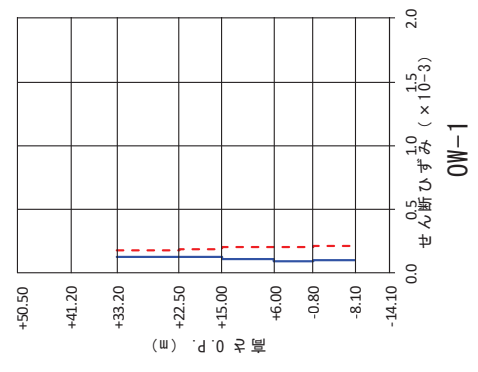
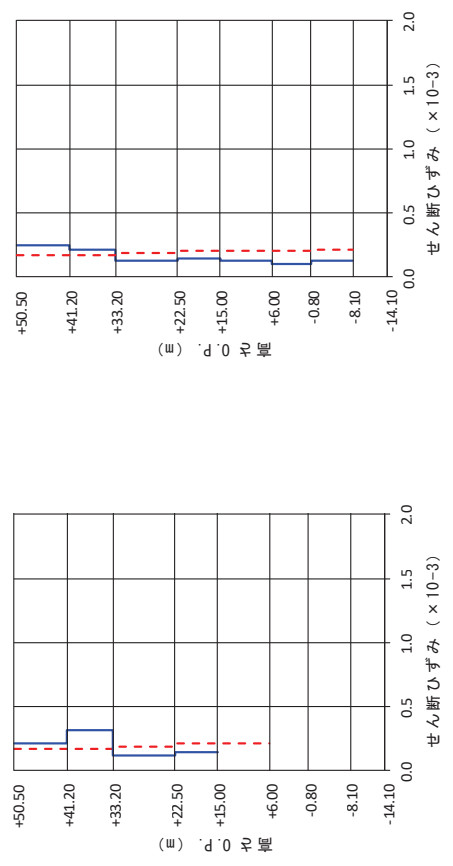


図 2-38 原子炉建屋 耐震壁のせん断ひずみ (4.7地震 EW 方向)

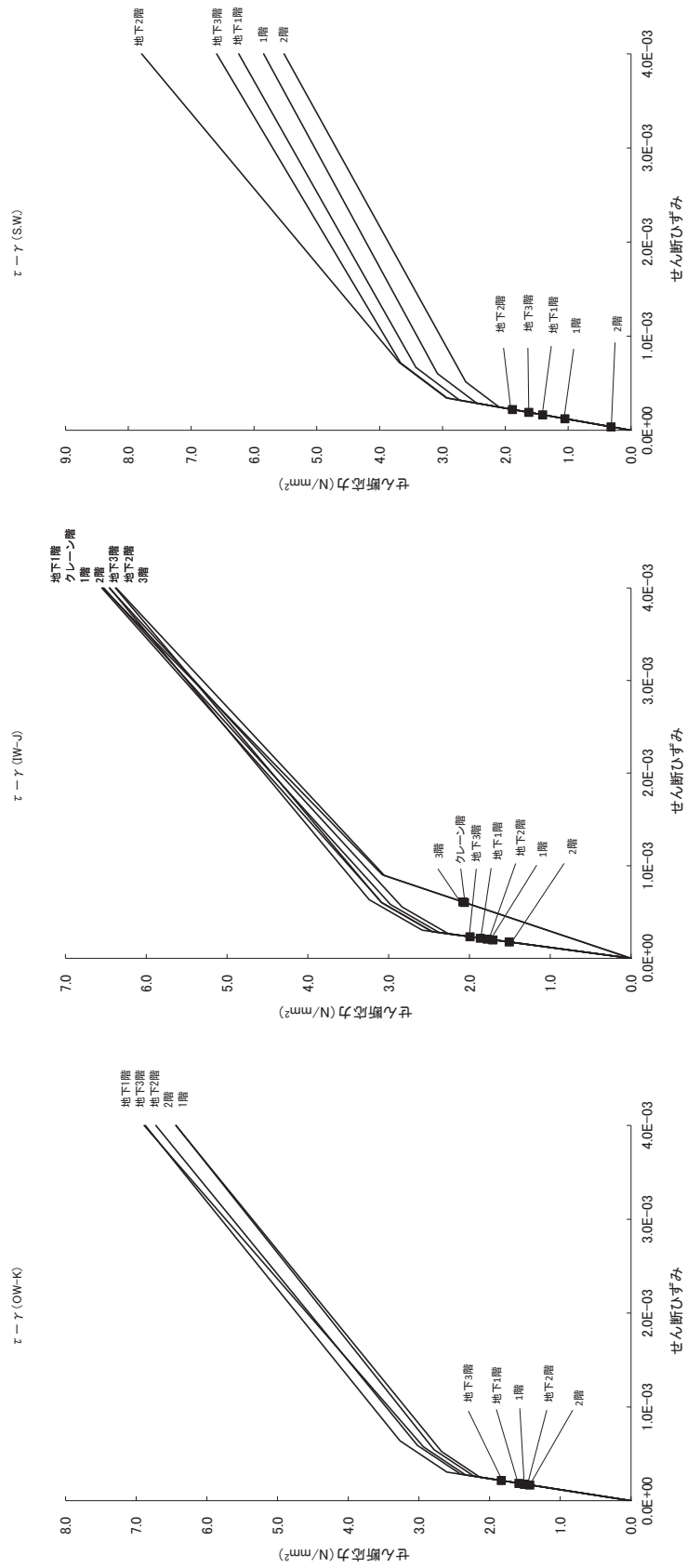


図 2-39 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(NS方向) 3.11地震 (1/2)

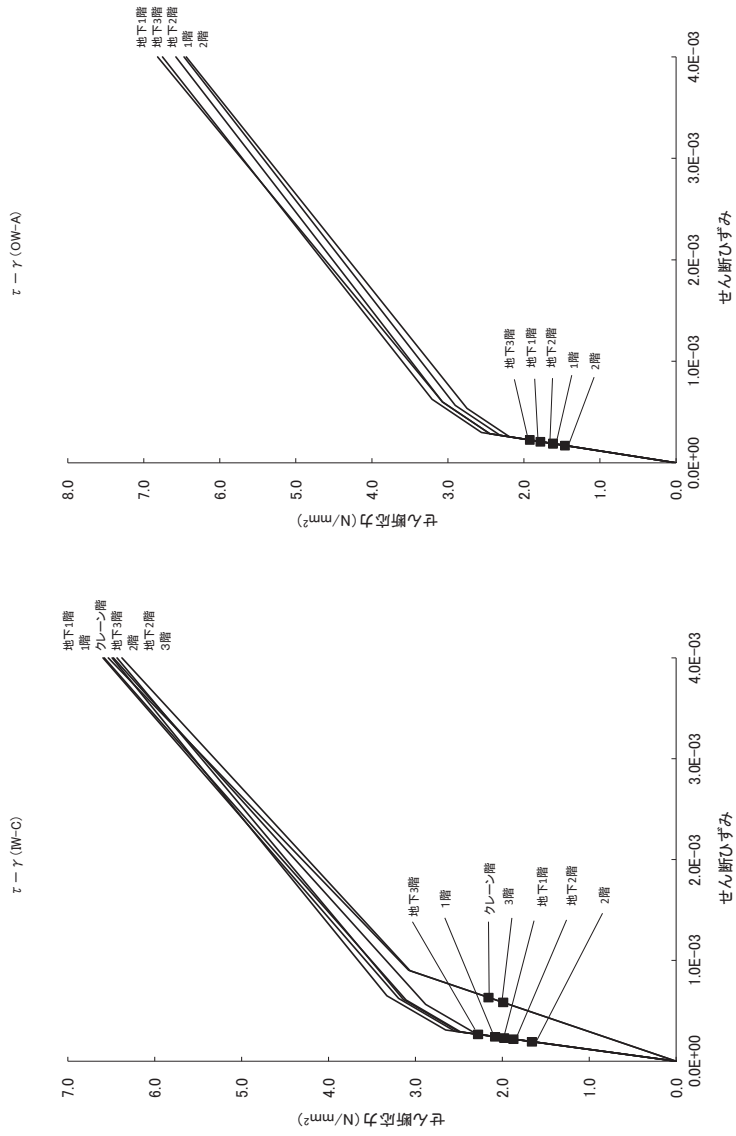


図 2-40 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(NS方向) 3.11地震 (2/2)

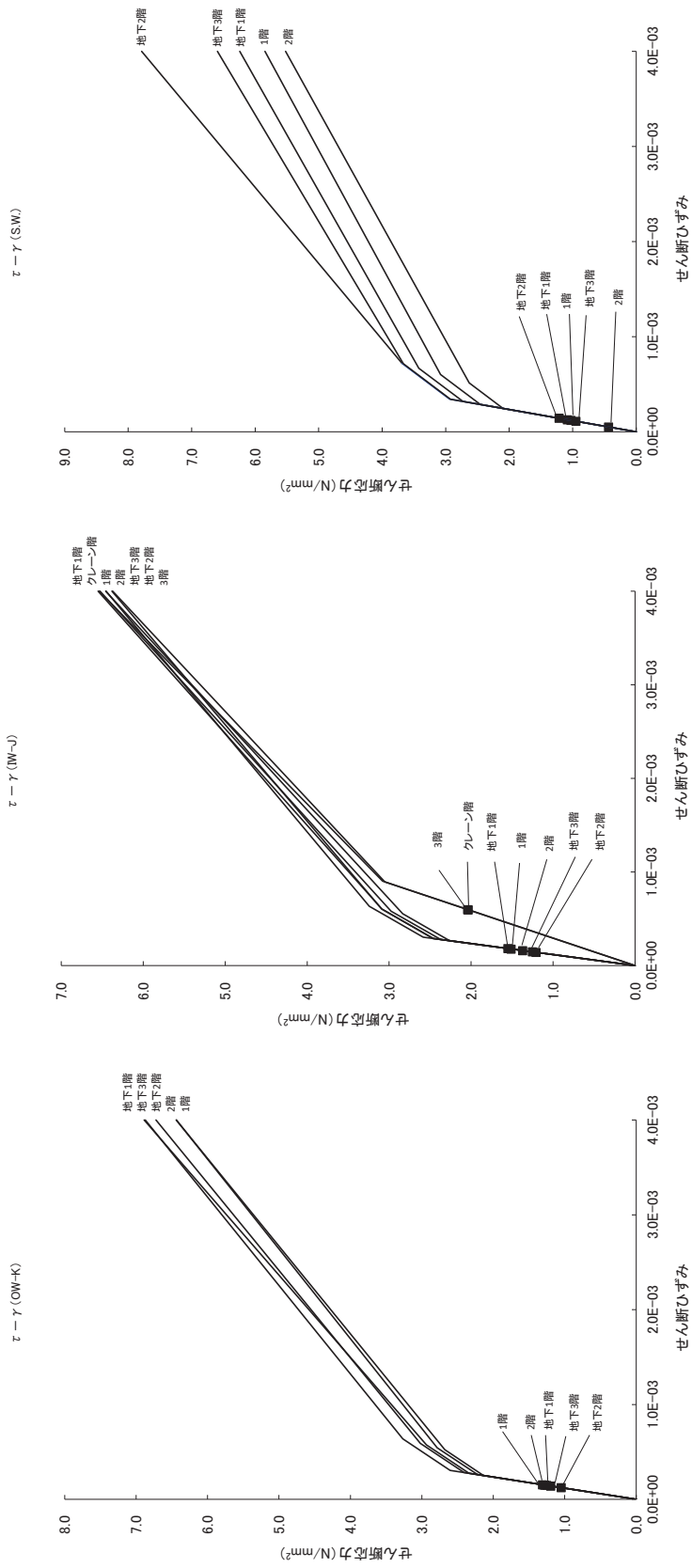


図 2-41 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(NS 方向) 4.7 地震 (1/2)

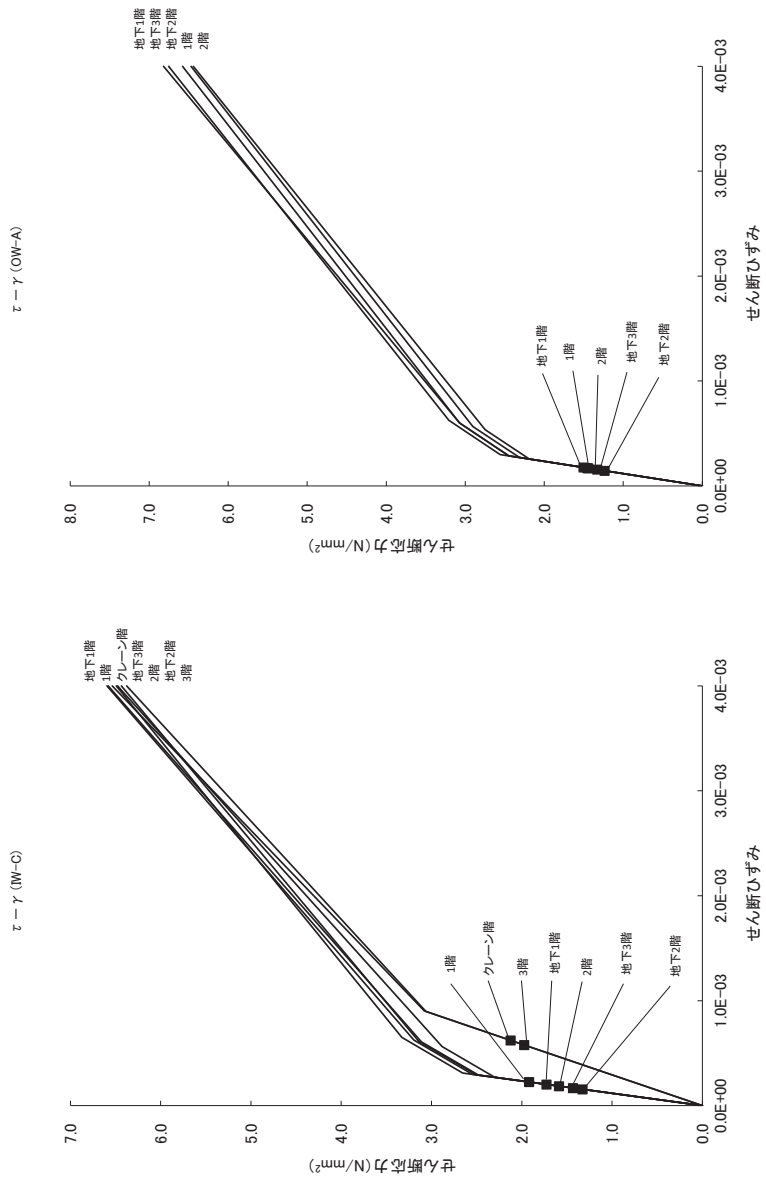


図 2-42 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(NS方向) 4.7地震 (2/2)

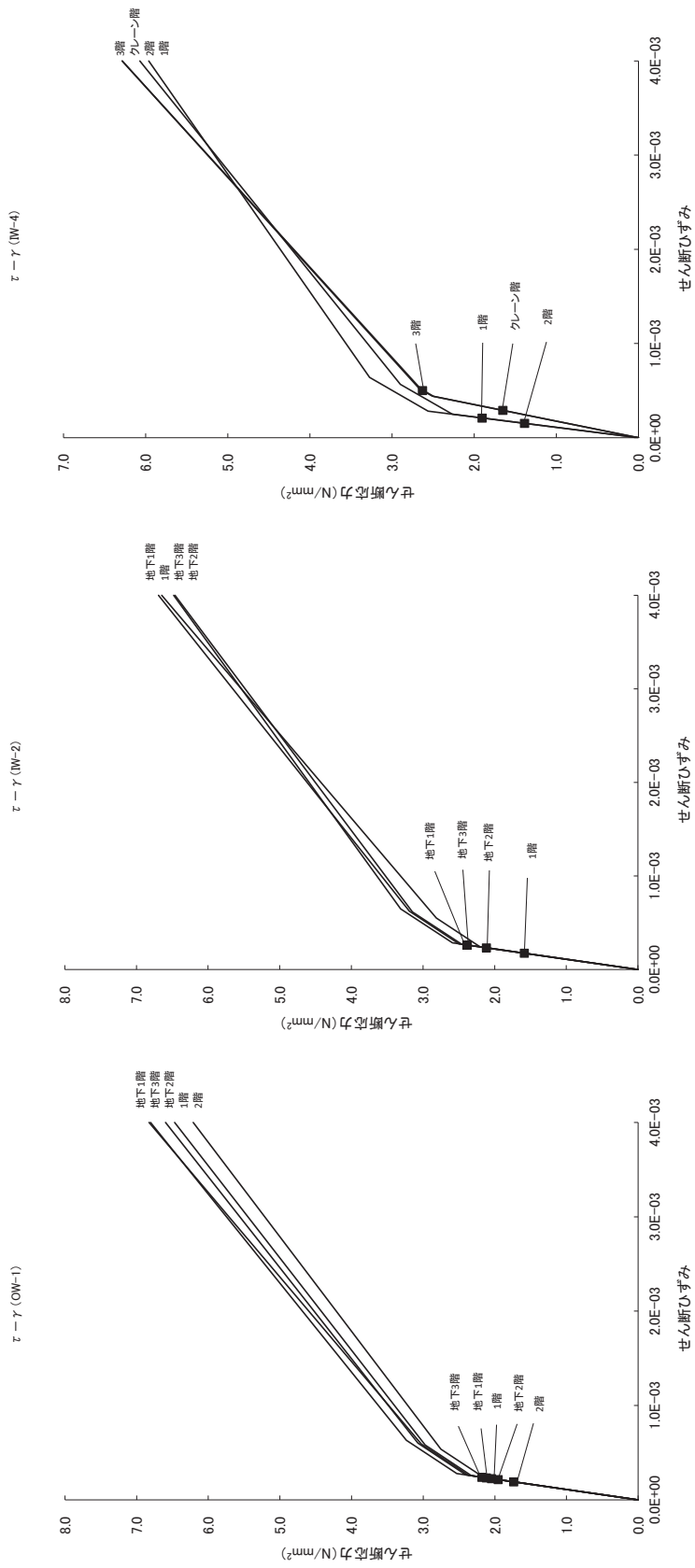


図 2-43 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向) 3.11 地震 (1/2)

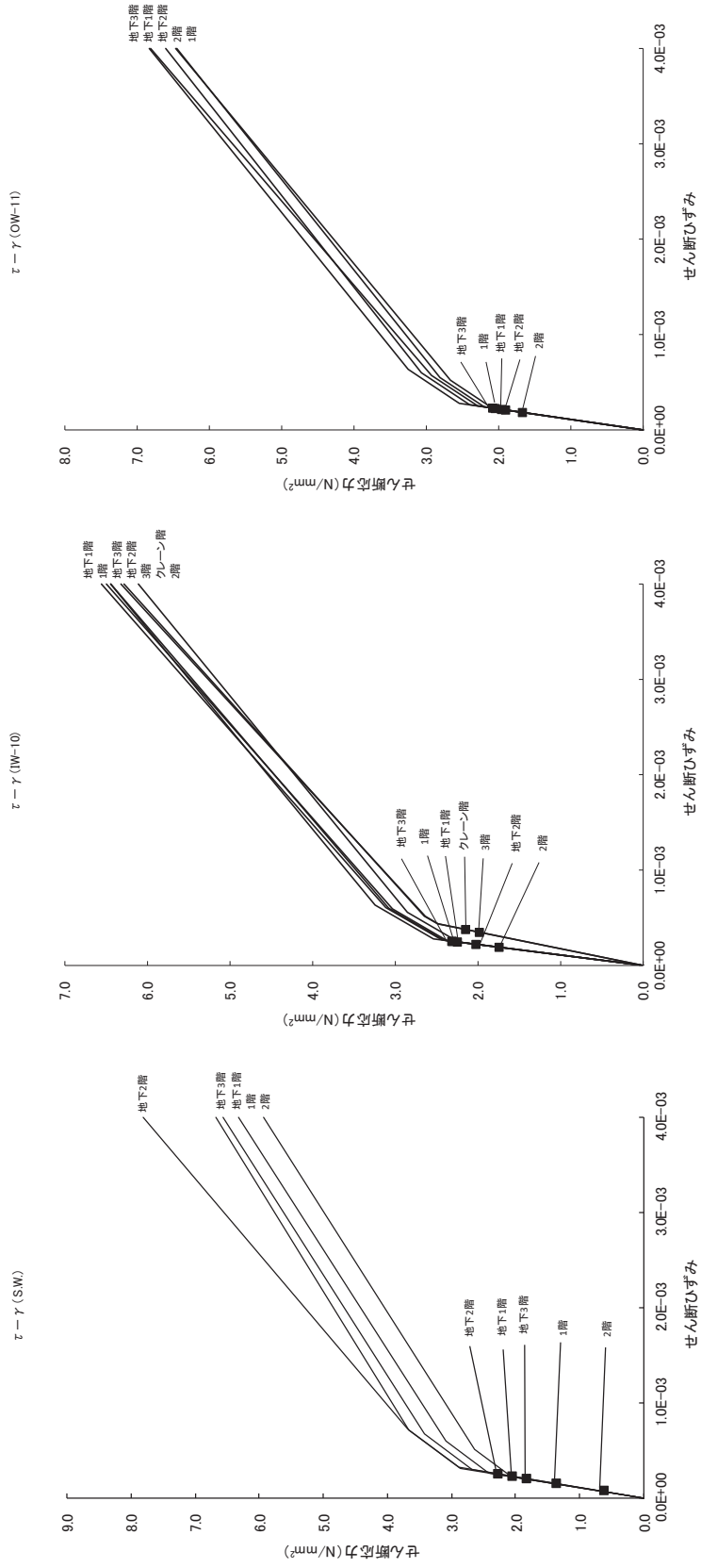


図 2-44 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向) 3.11 地震 (2/2)

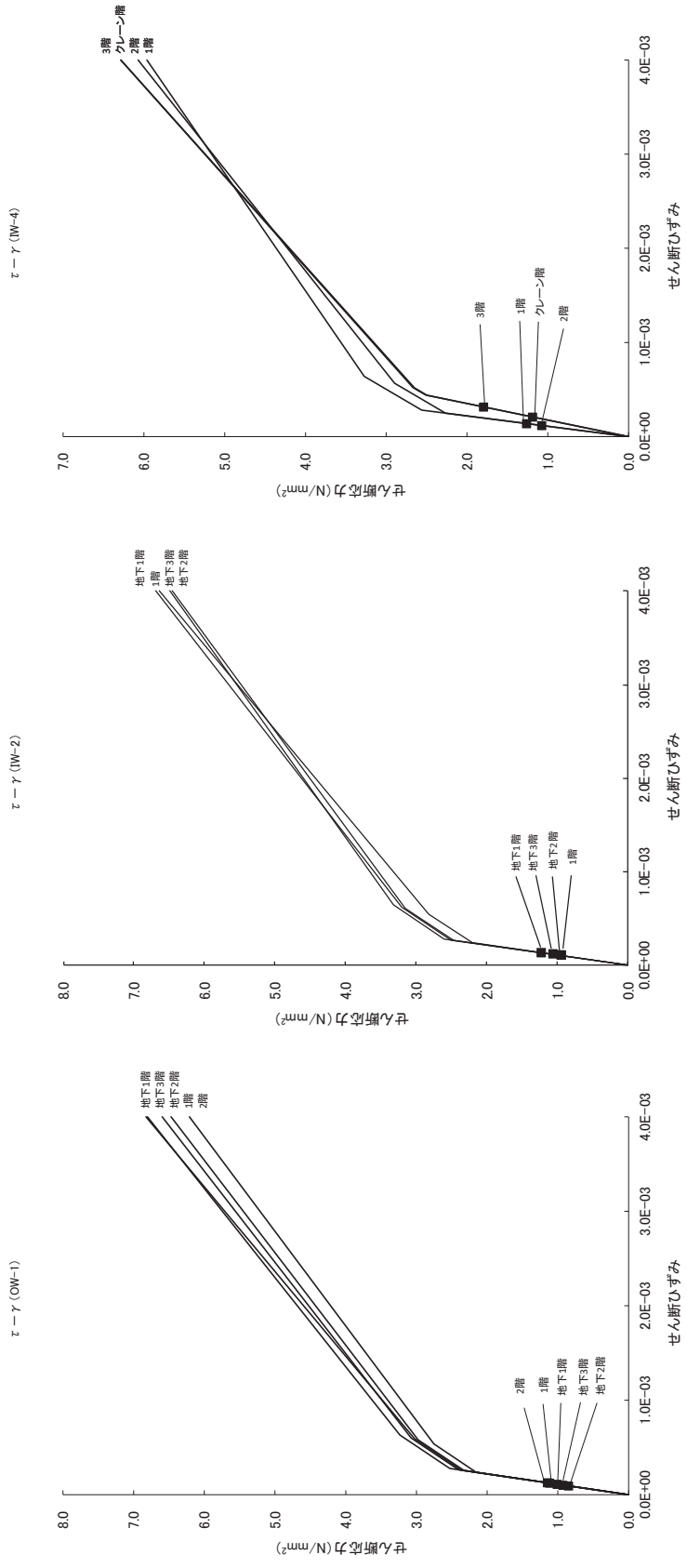


図 2-45 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向) 4.7 地震 (1/2)

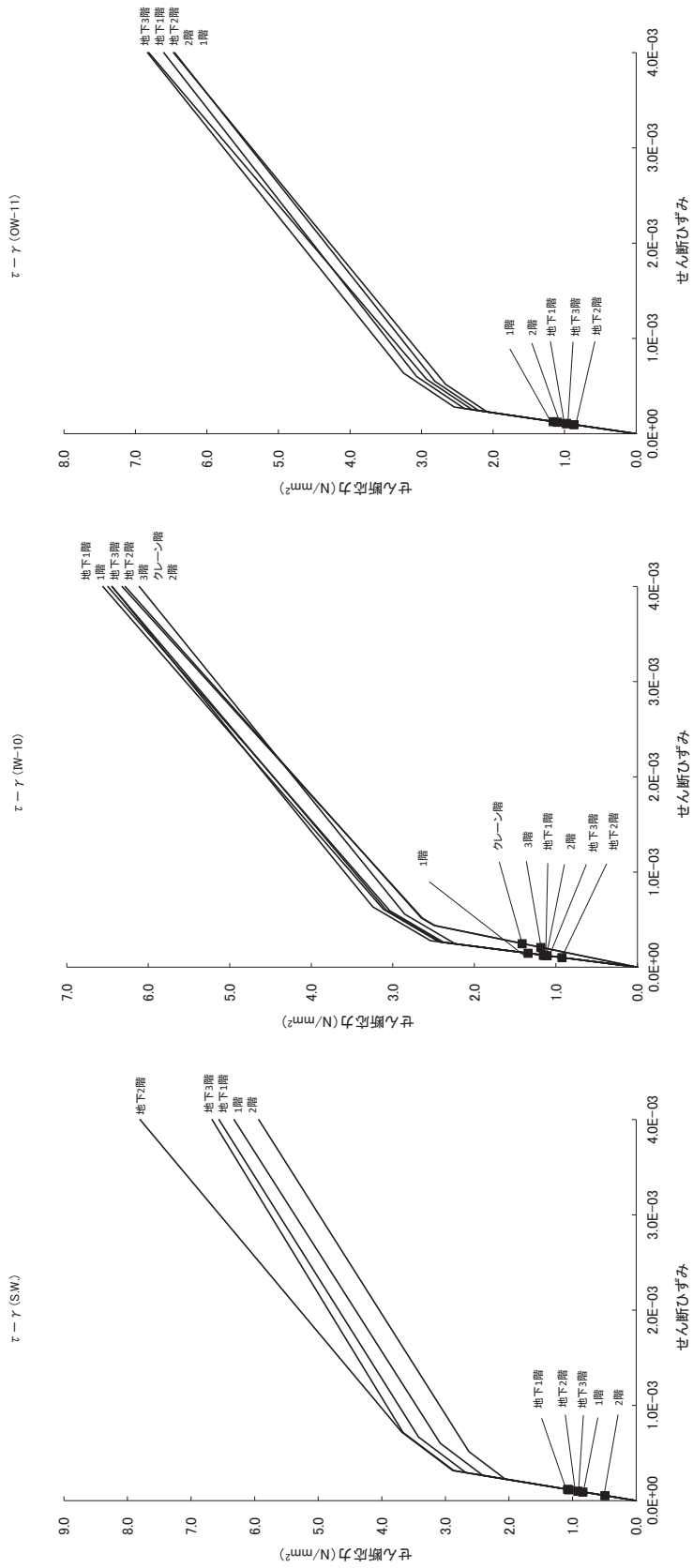


図 2-46 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向) 4.7 地震 (2/2)

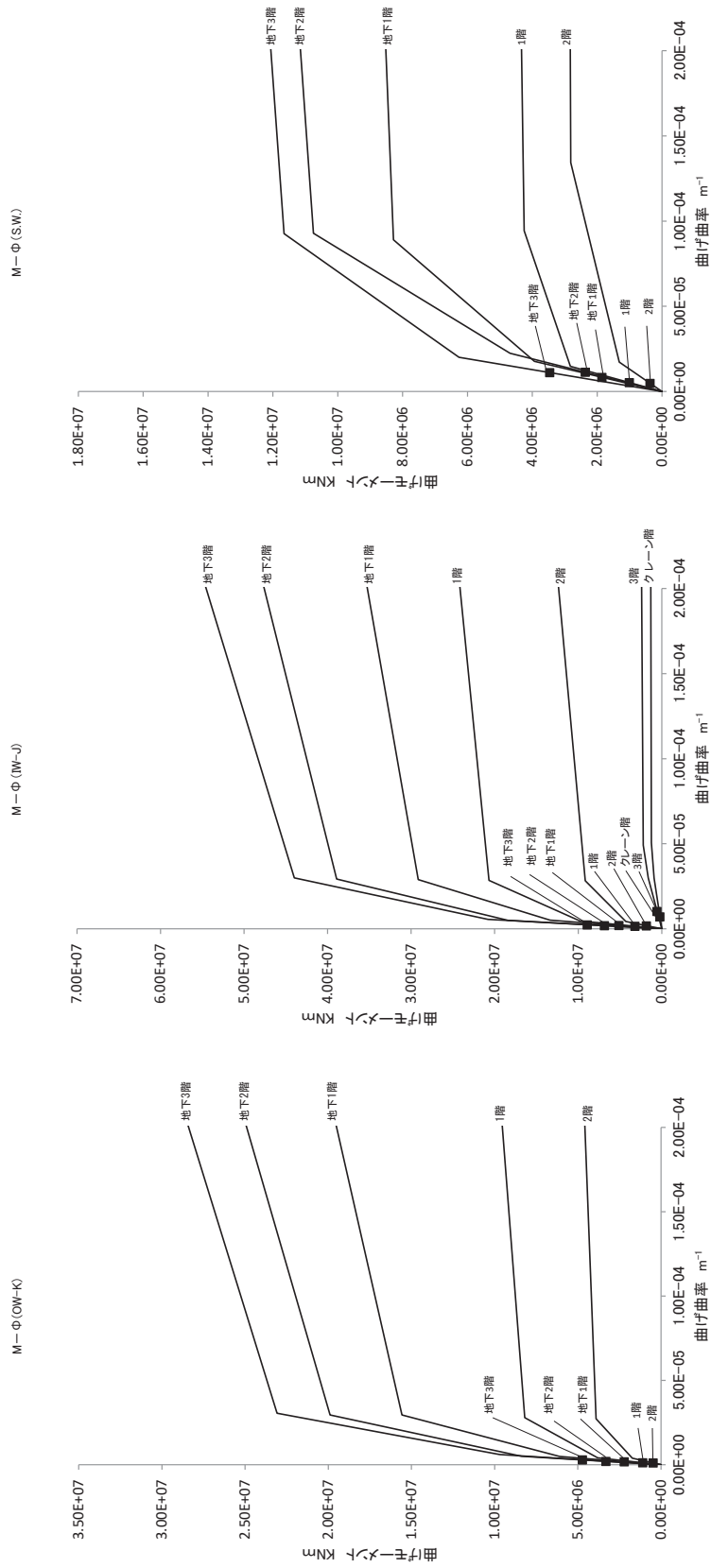


図 2-47 原子炉建屋 曲げスケルトン曲線上の最大応答値(NS 方向) 3.11 地震 (1/2)

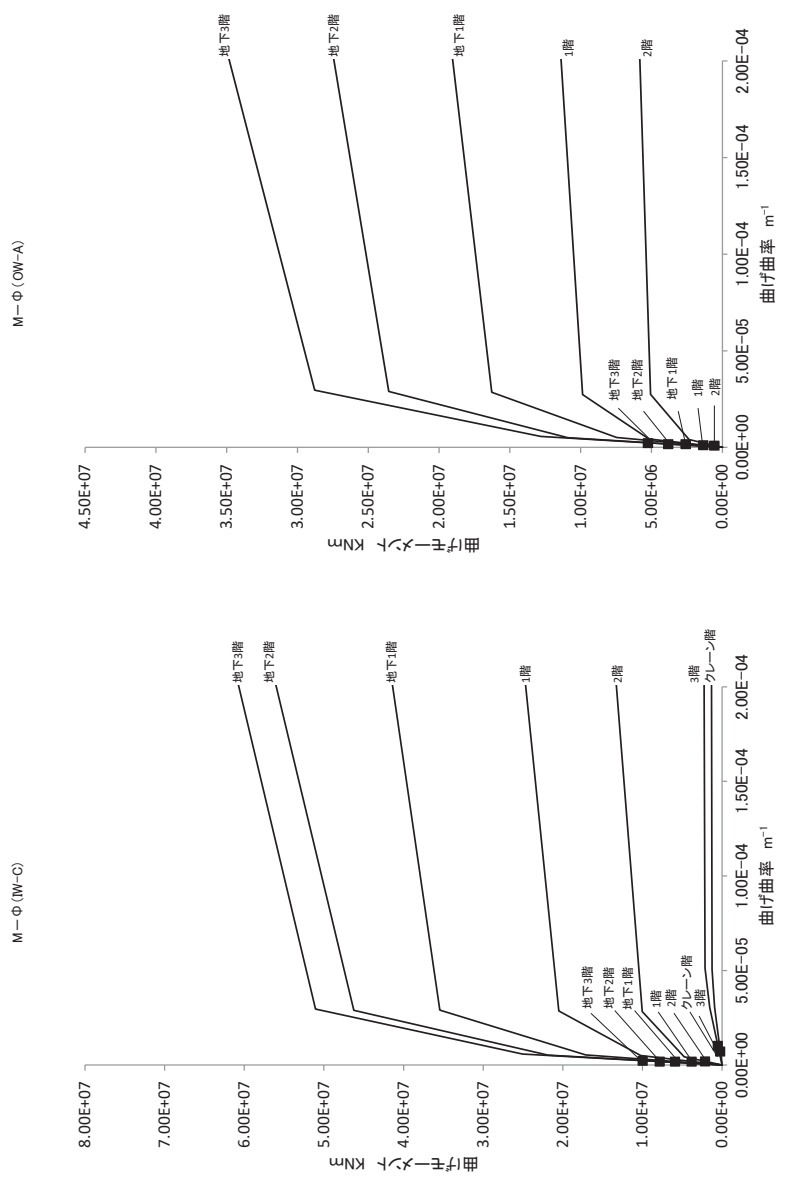


図 2-48 原子炉建屋 曲げスケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向) 3.11 地震 (2/2)

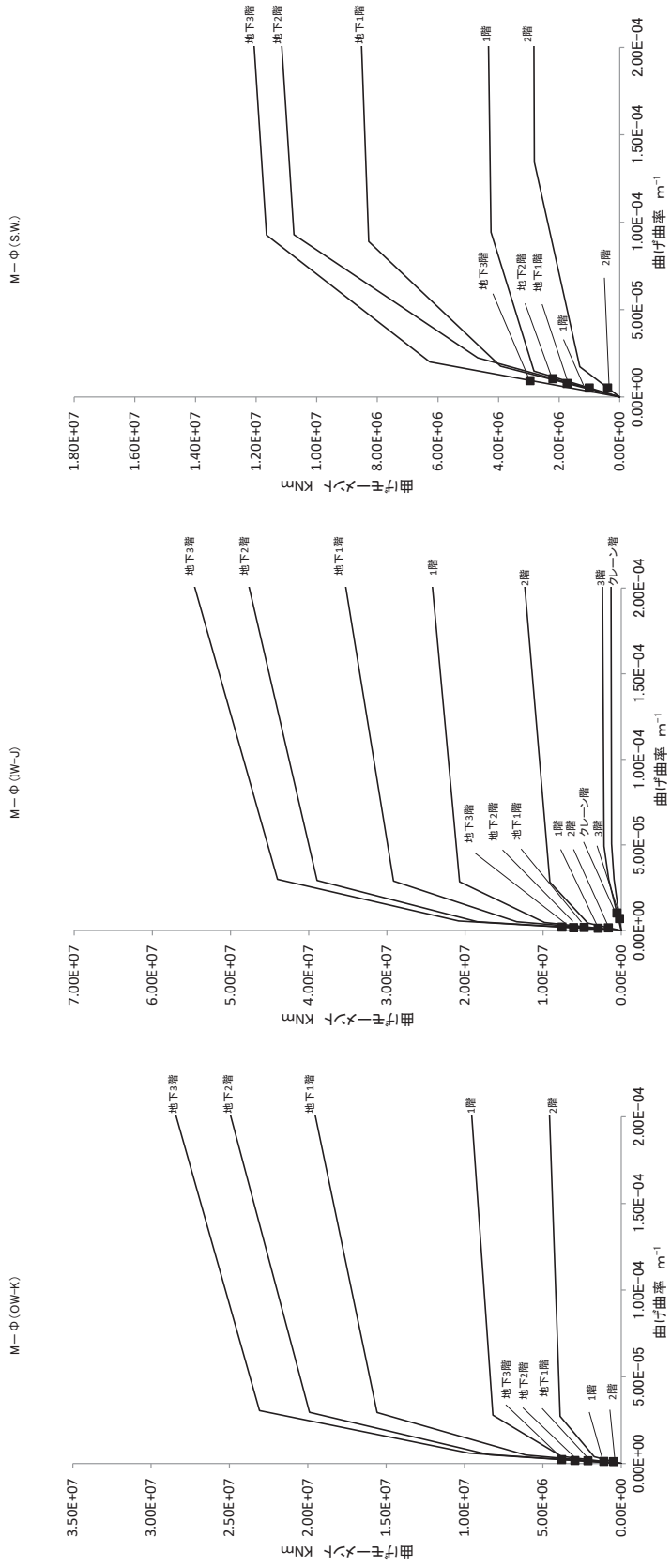


図 2-49 原子炉建屋 曲げスケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向) 4.7 地震 (1/2)

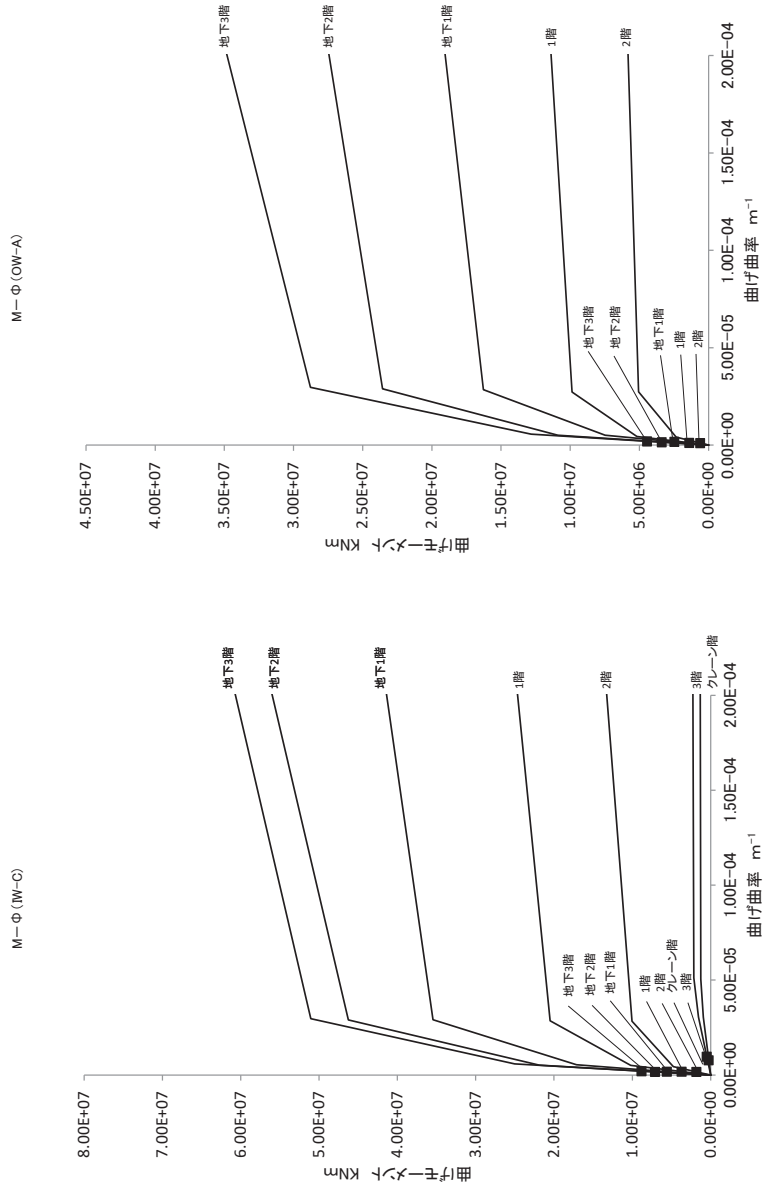


図 2-50 原子炉建屋 曲げスケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向) 4.7 地震 (2/2)

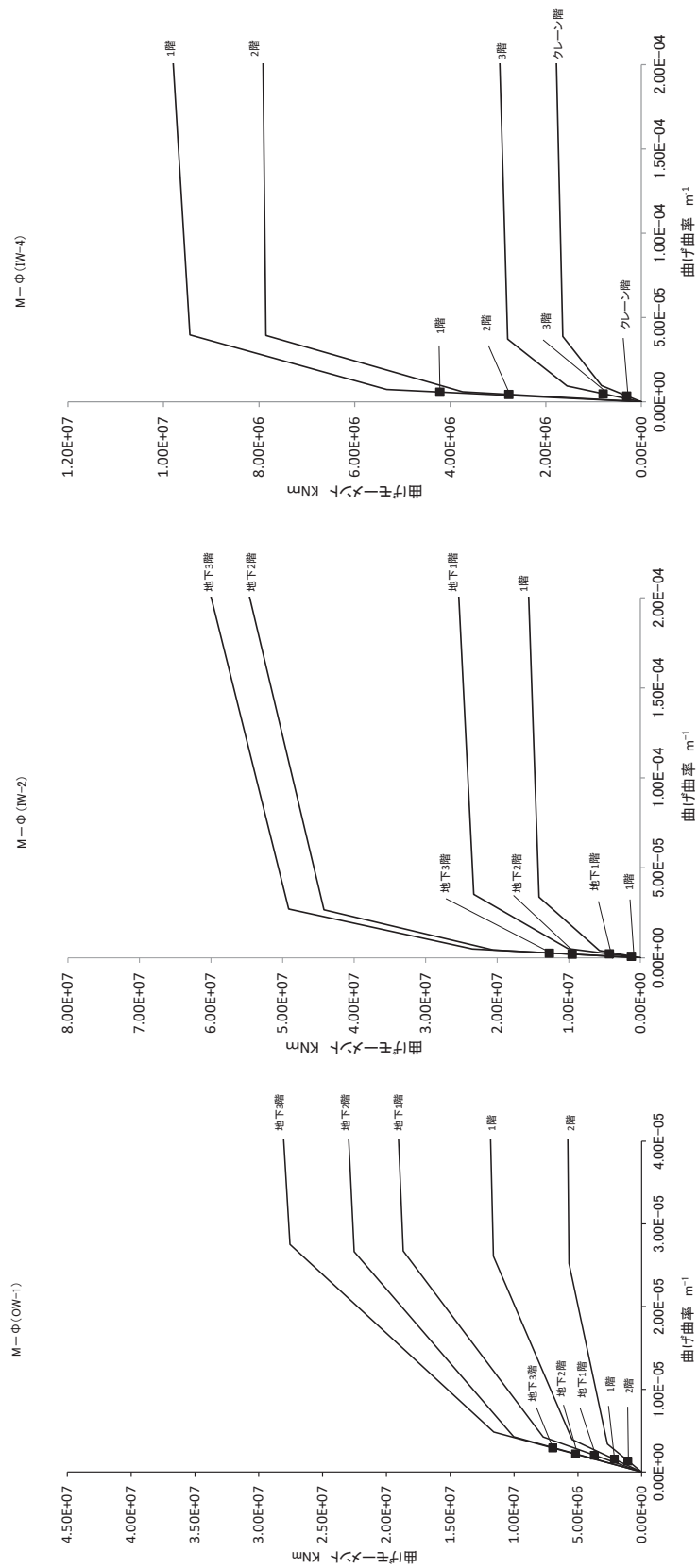


図 2-51 原子炉建屋 曲げスケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向) 3.11 地震 (1/2)

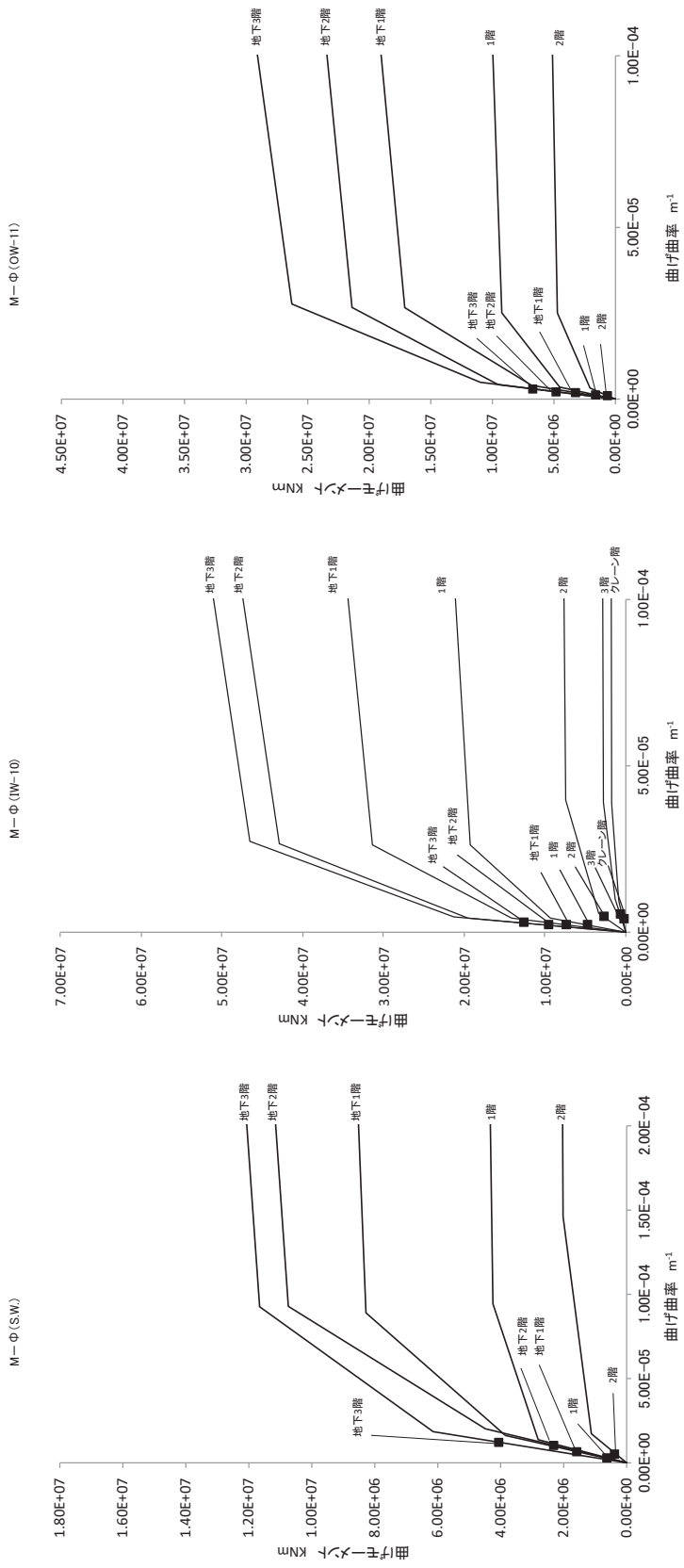


図 2-52 原子炉建屋 曲げスケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向) 3.11 地震 (2/2)

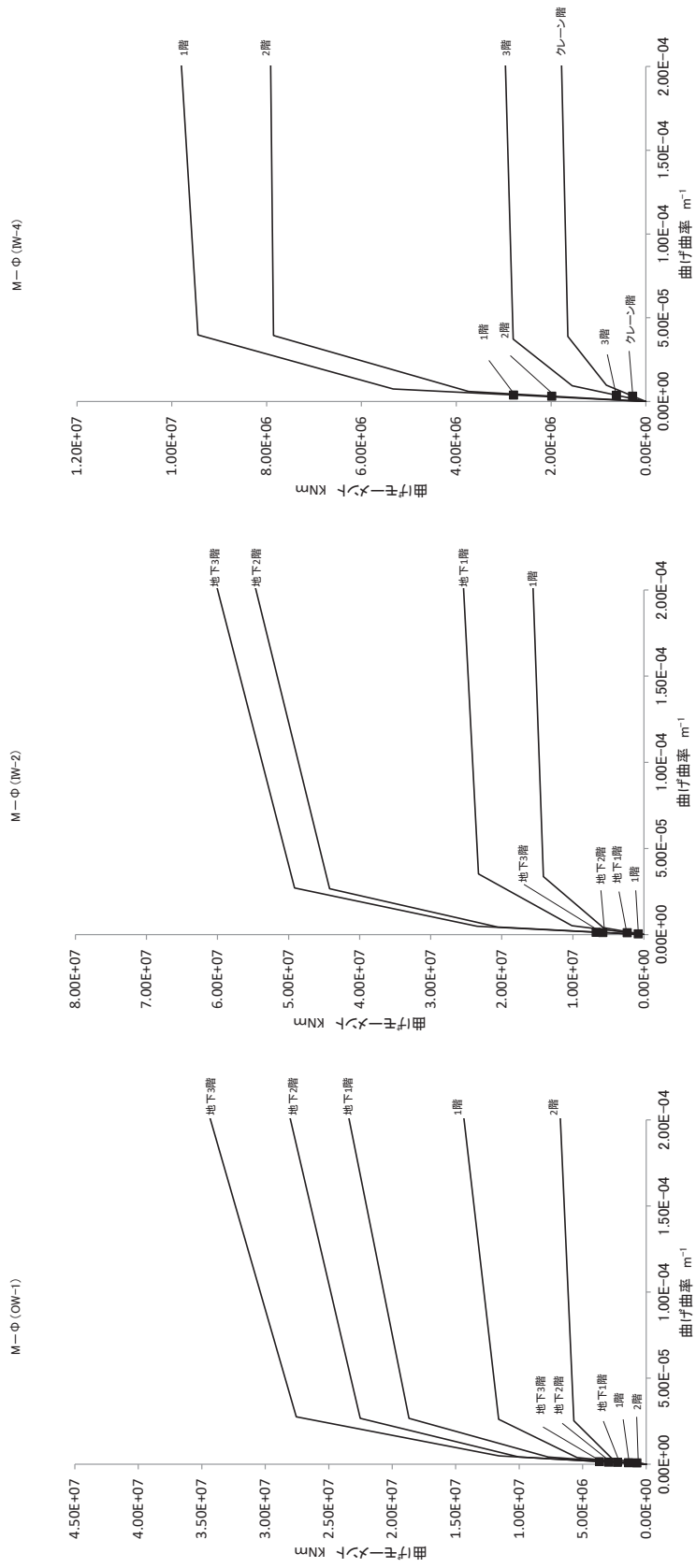


図 2-53 原子炉建屋 曲げスケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向) 4.7 地震 (1/2)

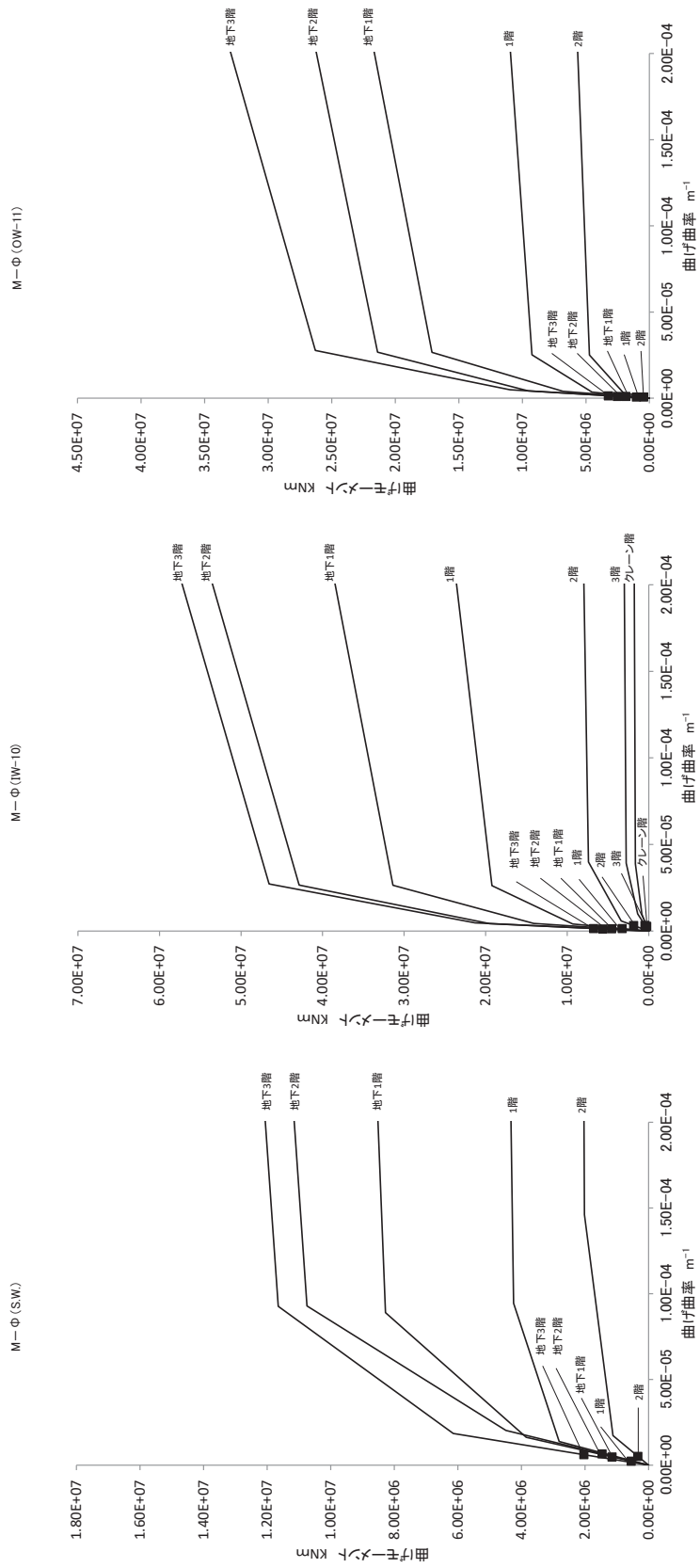
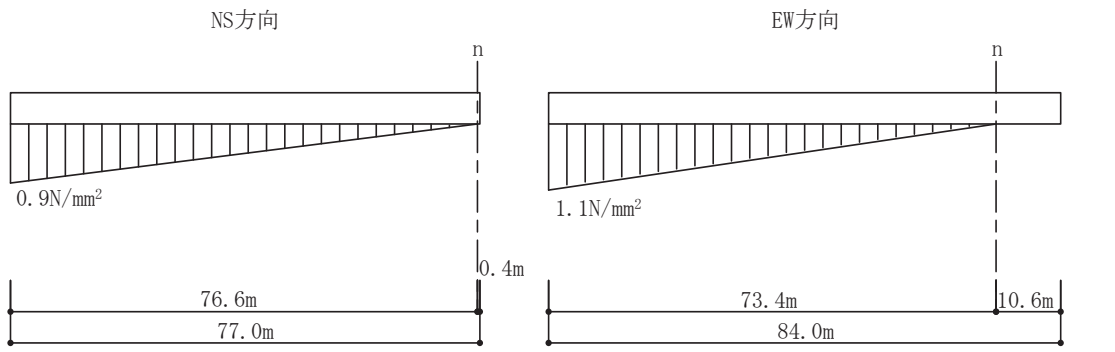


図 2-54 原子炉建屋 曲げスケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向) 4.7 地震 (2/2)

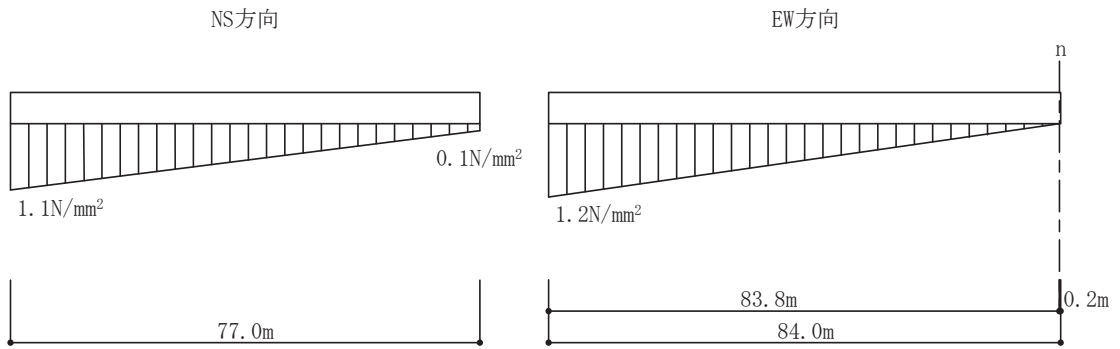
2.3 接地圧の評価

地震応答解析により得られた接地圧を図 2-55～図 2-56 に示す。最大接地圧は、鉛直方向地震応答解析モデルにより評価した鉛直震度を組み合わせて評価した場合でも、3.11 地震 EW 方向入力 of 1.2N/mm^2 が最大であり、地盤の短期許容支持力度 9.1N/mm^2 （極限鉛直支持力度の $2/3$ ）に対して十分下回っている。

なお、地震応答解析により得られた接地率は、3.11 地震 EW 方向入力 of 94.3% が最も小さく、それ以外は接地率 100% となった。

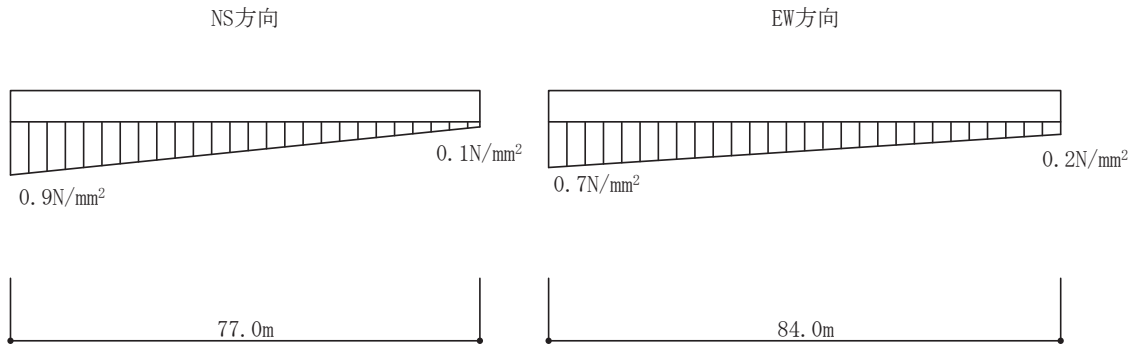


鉛直震度上向き

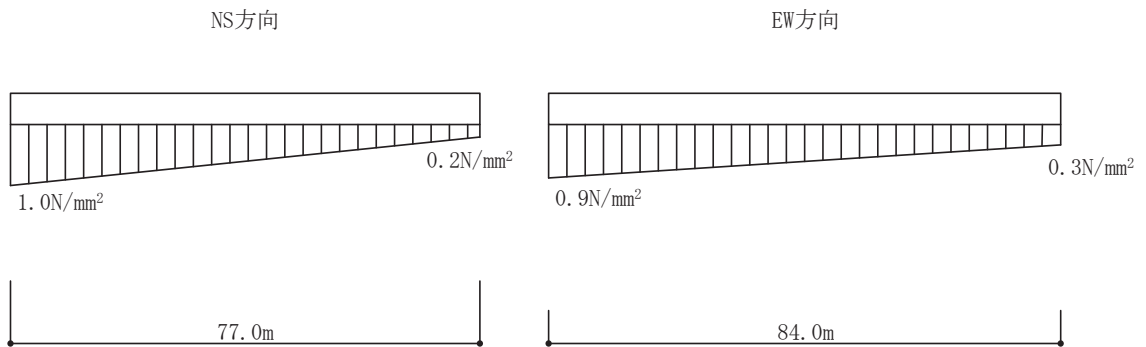


鉛直震度下向き

図 2-55 原子炉建屋 3.11 地震 最大接地圧



鉛直震度上向き



鉛直震度下向き

図 2-56 原子炉建屋 4.7 地震 最大接地圧

3. 第3号機原子炉建屋のシミュレーション解析

3.1 地震計の配置

第3号機原子炉建屋における地震計配置図（断面図及び平面図）を図3-1に示す。

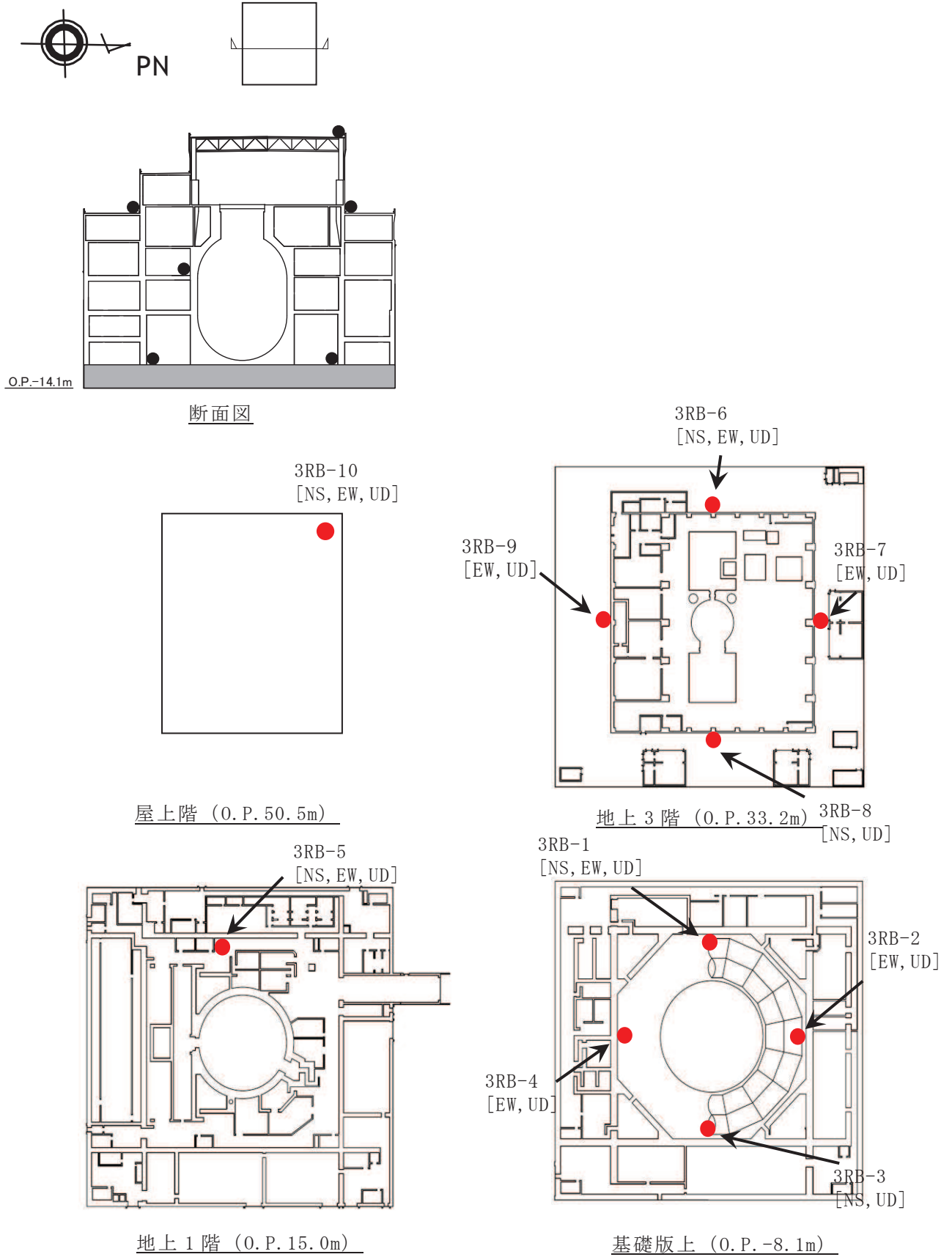


図 3-1 第 3 号機原子炉建屋 地震計配置図

3.2 耐震壁の評価

3.2.1 地震応答解析の概要

当該地震に対する原子炉建屋の地震応答解析は、基礎版上における水平方向及び鉛直方向の地震観測記録を用いた解析（水平：非線形解析，鉛直：線形解析）とした。

解析モデルへの入力地震動は、原子炉建屋の基礎版上での観測記録を線形解析モデルの基礎版上に入力し、基礎版上から建屋底面ばね外の伝達関数を用いて算定する。

解析結果と観測記録の整合性は、原子炉建屋各階における最大応答加速度及び加速度応答スペクトルについて観測記録との比較によって確認する。

入力地震動の算出概念図を図 3-2 に示す。

解析モデルの諸元の設定について表 3-1 に水平方向，表 3-2 に鉛直方向について示す。

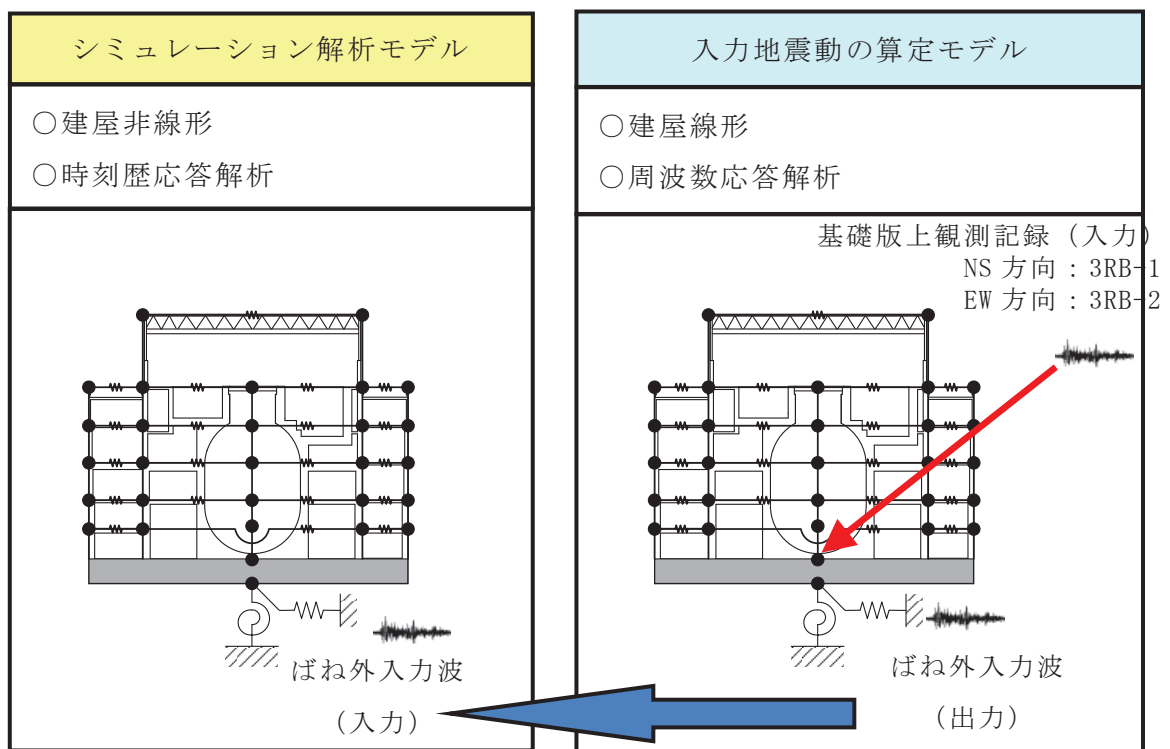


図 3-2 入力地震動の算出概念図

表 3-1 解析モデル諸元の設定（水平方向）

項 目		シミュレーション解析 (当該地震による評価)
応答計算法		時刻歴応答解析(非線形解析)
入力地震動		入力地震動の算定モデルで求めた 基礎底面ばね外における地震動
剛性評価	考慮範囲	耐震壁
	ヤング係数(E) せん断弾性係数(G)	観測記録との整合性を踏まえ再設定
	剛性・復元力特性の 設定の考え方	観測記録と整合する等価な剛性のモデル化は、耐震壁のヤング係数・せん断弾性係数を再設定することにより行い、復元力特性は既工認時モデルのスケルトンと接続。特にオペフロ上部はオペフロ下部と分けて設定。
減衰定数	鉄筋コンクリート	観測記録との適合性も踏まえ7%に再設定 (歪エネルギー比例型)
	減衰定数設定の 考え方	観測記録のみかけの減衰に対して、解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰に代表させた。 なお、水平2方向は同じ値を採用。
解析 モデル	建屋-地盤相互作用	スウェイ・ロッキングモデル (側面地盤との相互作用は考慮しない)
	建屋モデル	質点系多軸モデル 床の柔性考慮
	地盤ばね	J E A G による近似法

表 3-2 解析モデル諸元の設定（鉛直方向）

項 目		シミュレーション解析 (当該地震による評価)
応答計算法		時刻歴応答解析(線形解析)
入力地震動		入力地震動の算定モデルで求めた 基礎底面ばね外における地震動
剛性評価	考慮範囲	耐震壁，屋根トラス
	ヤング係数(E) せん断弾性係数(G)	コンクリートの設計基準強度に基づく
減衰定数	鉄筋コンクリート	5% (歪エネルギー比例型)
	鉄骨	2% (歪エネルギー比例型)
解析モデル	建屋-地盤相互作用	底面地盤ばねで考慮 (側面地盤との相互作用は考慮しない)
	建屋モデル	質点系1軸モデル
	地盤ばね	J E A G による近似法

3.2.2 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、図 3-3 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系モデルとし、地盤を等価ばねで評価した建屋 - 地盤連成系モデルとした。また、各質点間の床は面内にせん断変形するものとした。

観測記録と整合するように設定した鉄筋コンクリート部の等価なヤング係数、せん断弾性係数及び減衰定数を表 3-3 に示す。なお、床のばね値の算定に用いたコンクリートの物性値は設計基準強度に基づく値を用いている。また、各耐震壁について算定したせん断及び曲げスケルトン曲線の諸数値を表 3-4～表 3-7 に示す。

水平方向の解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねのスウェイ及びロッキングばね定数は、振動アドミタンス理論に基づいて近似的に評価した。

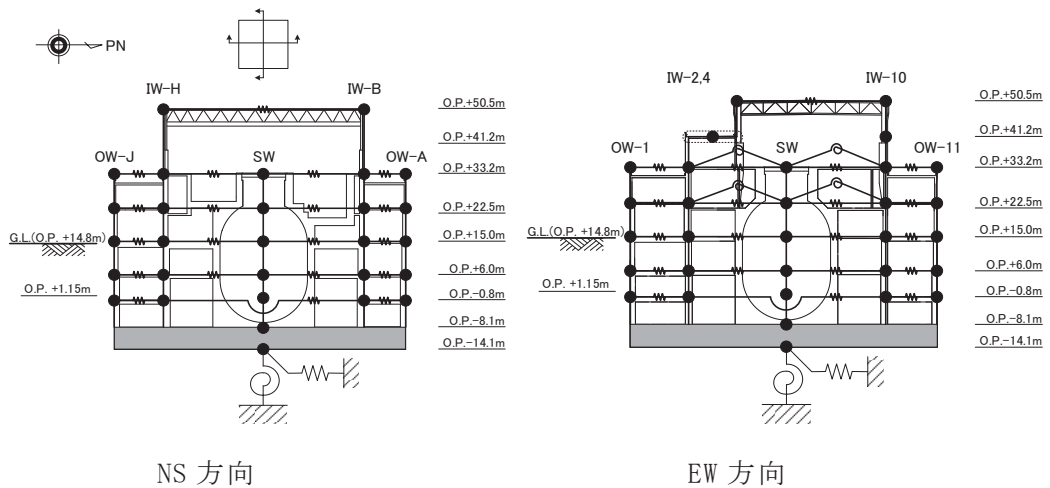


図 3-3 第 3 号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (水平方向)

表 3-3 第 3 号機原子炉建屋 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 ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
コ ン ク リ ー ト	オペフロ上部	NS	0.3	7.94×10^3	3.41×10^3	7
		EW	0.5	13.24×10^3	5.69×10^3	7
	オペフロ下部	NS	0.85	22.52×10^3	9.67×10^3	7
		EW	0.85	22.52×10^3	9.67×10^3	7

※ 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鉄筋コンクリート壁の設計基準強度に基づく値に対する係数

既工認 ヤング係数 $2.65 \times 10^4 \text{N/mm}^2$
せん断弾性係数 $1.14 \times 10^4 \text{N/mm}^2$

表 3-4 (1) 第 3 号機原子炉建屋 せん断スケルトン数値表 (NS 方向) (1/3)

OW-J

O. P. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.2 ~22.5	2.146	2.789	6.367	0.222	0.545	4.00
22.5 ~15.0	2.147	2.790	6.370	0.222	0.545	4.00
15.0 ~6.0	2.241	2.912	6.939	0.232	0.569	4.00
6.0 ~-0.8	2.303	2.992	6.765	0.238	0.585	4.00
-0.8 ~-8.1	2.399	3.117	6.760	0.248	0.609	4.00

IW-H

O. P. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
50.5 ~41.2	1.996	3.132	6.577	0.585	0.918	4.00
41.2 ~33.2	2.046	3.290	7.067	0.599	0.964	4.00
33.2 ~22.5	2.201	2.860	6.494	0.228	0.559	4.00
22.5 ~15.0	2.281	2.964	6.520	0.236	0.579	4.00
15.0 ~6.0	2.410	3.132	6.514	0.249	0.612	4.00
6.0 ~-0.8	2.399	3.118	6.375	0.248	0.609	4.00
-0.8 ~-8.1	2.522	3.277	6.370	0.261	0.640	4.00

表 3-4 (2) 第 3 号機原子炉建屋 せん断スケルトン数値表 (NS 方向) (2/3)

SW

O. P. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.2 ~22.5	2.072	2.692	5.522	0.214	0.526	4.00
22.5 ~15.0	2.489	3.234	6.097	0.257	0.632	4.00
15.0 ~6.0	2.726	3.542	6.123	0.282	0.692	4.00
6.0 ~1.15	2.947	3.830	7.893	0.305	0.748	4.00
1.15 ~-8.1	2.908	3.779	6.069	0.301	0.738	4.00

IW-B

O. P. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
50.5 ~41.2	1.996	3.132	6.577	0.585	0.918	4.00
41.2 ~33.2	2.067	3.322	7.086	0.606	0.973	4.00
33.2 ~22.5	2.226	2.892	6.515	0.230	0.565	4.00
22.5 ~15.0	2.396	3.074	6.570	0.248	0.600	4.00
15.0 ~6.0	2.413	3.136	6.524	0.250	0.613	4.00
6.0 ~-0.8	2.433	3.162	6.394	0.252	0.618	4.00
-0.8 ~-8.1	2.577	3.349	6.406	0.267	0.654	4.00

表 3-4 (3) 第 3 号機原子炉建屋 せん断スケルトン数値表 (NS 方向) (3/3)

OW-A

O. P. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.2 ~22.5	2.041	2.652	6.322	0.211	0.518	4.00
22.5 ~15.0	2.097	2.724	6.343	0.217	0.532	4.00
15.0 ~6.0	2.209	2.871	6.923	0.228	0.561	4.00
6.0 ~-0.8	2.263	2.941	6.747	0.234	0.574	4.00
-0.8 ~-8.1	2.430	3.158	6.917	0.251	0.617	4.00

表 3-5 (1) 第 3 号機原子炉建屋 せん断スケルトン数値表 (EW 方向) (1/3)

OW-1

O. P. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.2 ~22.5	2.048	2.661	6.311	0.212	0.520	4.00
22.5 ~15.0	2.043	2.654	6.428	0.211	0.518	4.00
15.0 ~6.0	2.264	2.942	6.689	0.234	0.575	4.00
6.0 ~-0.8	2.357	3.062	6.749	0.244	0.598	4.00
-0.8 ~-8.1	2.483	3.227	6.911	0.257	0.630	4.00

IW-2, 4

O. P. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
50.5 ~41.2	2.520	2.684	6.341	0.443	0.524	4.00
41.2 ~33.2	2.612	2.777	6.332	0.459	0.542	4.00
33.2 ~22.5	2.285	2.969	6.491	0.236	0.580	4.00
22.5 ~15.0	2.383	3.097	6.497	0.246	0.605	4.00
15.0 ~6.0	2.453	3.188	6.509	0.254	0.623	4.00
6.0 ~-0.8	2.446	3.179	6.364	0.253	0.621	4.00
-0.8 ~-8.1	2.573	3.344	6.363	0.266	0.653	4.00

表 3-5 (2) 第 3 号機原子炉建屋 せん断スケルトン数値表 (EW 方向) (2/3)

SW

O. P. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.2 ~22.5	2.074	2.695	6.266	0.215	0.527	4.00
22.5 ~15.0	2.489	3.234	6.603	0.257	0.632	4.00
15.0 ~6.0	2.726	3.542	6.580	0.282	0.692	4.00
6.0 ~1.15	2.947	3.830	7.916	0.305	0.748	4.00
1.15 ~-8.1	2.908	3.779	6.180	0.301	0.738	4.00

表 3-5 (3) 第 3 号機原子炉建屋 せん断スケルトン数値表 (EW 方向) (3/3)

IW-10

O. P. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
50.5 ~41.2	2.520	2.684	6.341	0.443	0.524	4.00
41.2 ~33.2	2.619	2.785	6.327	0.460	0.544	4.00
33.2 ~22.5	2.154	2.799	6.365	0.223	0.547	4.00
22.5 ~15.0	2.309	3.000	6.469	0.239	0.586	4.00
15.0 ~6.0	2.361	3.068	6.873	0.244	0.599	4.00
6.0 ~-0.8	2.350	3.054	6.630	0.243	0.597	4.00
-0.8 ~-8.1	2.475	3.216	6.315	0.256	0.628	4.00

OW-11

O. P. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
33.2 ~22.5	2.104	2.734	6.353	0.218	0.534	4.00
22.5 ~15.0	2.174	2.825	6.340	0.225	0.552	4.00
15.0 ~6.0	2.267	2.946	7.014	0.234	0.576	4.00
6.0 ~-0.8	2.306	2.996	6.773	0.238	0.585	4.00
-0.8 ~-8.1	2.482	3.226	6.798	0.257	0.630	4.00

表 3-6 (1) 第 3 号機原子炉建屋 曲げスケルトン数値表(NS 方向) (1/4)

OW-J

O. P. (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN·m)	M ₂ (×10 ⁶ kN·m)	M ₃ (×10 ⁶ kN·m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
33.2 ~22.5	2.00	4.60	6.83	3.414	26.480	529.55
22.5 ~15.0	4.82	9.92	14.67	3.391	25.777	515.54
15.0 ~6.0	6.93	18.13	26.77	3.826	28.119	323.67
6.0 ~-0.8	8.39	21.32	31.71	4.001	28.239	344.75
-0.8 ~-8.1	9.65	24.25	35.30	4.327	28.536	328.57

表 3-6 (2) 第 3 号機原子炉建屋 曲げスケルトン数値表(NS 方向) (2/4)

IW-H

O. P. (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN·m)	M ₂ (×10 ⁶ kN·m)	M ₃ (×10 ⁶ kN·m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
50.5 ~41.2	0.94	1.28	1.73	28.490	50.729	1013.02
41.2 ~33.2	2.38	3.06	4.64	25.350	39.110	782.45
33.2 ~22.5	4.78	12.10	19.01	3.603	28.475	269.97
22.5 ~15.0	10.89	22.78	33.32	3.807	26.500	529.99
15.0 ~ 6.0	14.27	32.25	45.51	4.263	27.567	551.34
6.0 ~-0.8	19.38	44.06	63.14	4.201	28.286	322.68
-0.8 ~-8.1	21.84	47.94	67.12	4.599	28.745	278.41

表 3-6 (3) 第 3 号機原子炉建屋 曲げスケルトン数値表(NS 方向) (3/4)

SW

O. P. (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN·m)	M ₂ (×10 ⁶ kN·m)	M ₃ (×10 ⁶ kN·m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
33.2 ~22.5	1.37	3.22	4.01	15.845	135.750	2717.75
22.5 ~15.0	3.15	5.72	7.68	14.547	98.243	1771.91
15.0 ~6.0	4.02	8.66	11.58	15.943	90.075	1387.52
6.0 ~1.15	4.61	11.13	14.95	19.713	93.870	1068.83
1.15 ~-8.1	6.23	10.80	14.40	17.643	92.301	1265.17

IW-B

O. P. (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN·m)	M ₂ (×10 ⁶ kN·m)	M ₃ (×10 ⁶ kN·m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
50.5 ~41.2	0.94	1.28	1.73	28.490	50.729	1013.02
41.2 ~33.2	2.76	3.52	4.76	23.633	37.249	744.79
33.2 ~22.5	4.56	11.15	18.20	3.674	28.173	306.01
22.5 ~15.0	10.67	21.70	31.68	4.061	26.650	533.02
15.0 ~6.0	14.41	32.78	47.49	4.273	28.091	353.26
6.0 ~-0.8	18.56	40.63	61.44	4.307	28.008	307.53
-0.8 ~-8.1	20.85	45.35	64.83	4.786	28.850	264.41

表 3-6 (4) 第 3 号機原子炉建屋 曲げスケルトン数値表(NS 方向) (4/4)

OW-A

O. P. (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN·m)	M ₂ (×10 ⁶ kN·m)	M ₃ (×10 ⁶ kN·m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
33.2 ~22.5	1.78	4.20	6.66	3.129	26.244	524.71
22.5 ~15.0	4.49	9.99	15.05	3.263	25.959	519.17
15.0 ~6.0	6.26	16.48	25.20	3.737	27.630	399.29
6.0 ~-0.8	8.05	21.27	31.94	3.886	28.482	328.29
-0.8 ~-8.1	8.91	23.48	34.07	4.493	28.946	332.11

表 3-7 (1) 第 3 号機原子炉建屋 曲げスケルトン数値表(EW 方向) (1/3)

OW-1

O. P. (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN·m)	M ₂ (×10 ⁶ kN·m)	M ₃ (×10 ⁶ kN·m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
33.2 ~22.5	1.93	4.39	6.80	3.280	27.287	545.59
22.5 ~15.0	6.00	14.56	21.91	3.291	27.814	556.32
15.0 ~ 6.0	6.86	16.53	24.38	4.017	28.885	412.86
6.0 ~-0.8	8.68	21.41	31.50	4.357	29.618	339.92
-0.8 ~-8.1	10.16	25.09	35.62	4.847	30.132	336.44

表 3-7 (2) 第 3 号機原子炉建屋 曲げスケルトン数値表(EW 方向) (2/3)

IW-2, 4

O. P. (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN·m)	M ₂ (×10 ⁶ kN·m)	M ₃ (×10 ⁶ kN·m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
50.5 ~41.2	0.91	1.70	2.29	9.611	38.438	768.93
41.2 ~33.2	2.45	4.39	5.83	10.239	37.947	758.69
33.2 ~22.5	4.50	11.02	17.00	4.024	29.324	294.17
22.5 ~15.0	9.90	20.99	30.05	4.313	28.772	391.87
15.0 ~6.0	14.65	30.56	42.95	4.573	28.492	472.60
6.0 ~-0.8	20.00	44.26	61.22	4.541	29.763	306.40
-0.8 ~-8.1	20.96	45.35	62.03	4.991	30.232	300.71

SW

O. P. (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN·m)	M ₂ (×10 ⁶ kN·m)	M ₃ (×10 ⁶ kN·m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
33.2 ~22.5	1.02	2.37	3.30	17.198	147.347	2950.73
22.5 ~15.0	3.15	5.72	7.68	14.547	98.243	1771.91
15.0 ~6.0	4.02	8.66	11.58	15.943	90.075	1387.52
6.0 ~1.15	4.61	11.13	14.95	19.713	93.870	1068.83
1.15 ~-8.1	6.23	10.80	14.40	17.643	92.301	1265.17

表 3-7 (3) 第 3 号機原子炉建屋 曲げスケルトン数値表(EW 方向) (3/3)

IW-10

O. P. (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN·m)	M ₂ (×10 ⁶ kN·m)	M ₃ (×10 ⁶ kN·m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
50.5 ~41.2	0.91	1.70	2.29	9.611	38.438	768.93
41.2 ~33.2	1.43	2.69	3.76	10.464	39.453	789.27
33.2 ~22.5	4.69	10.73	16.47	3.602	28.124	354.08
22.5 ~15.0	9.01	19.30	27.23	4.073	28.075	311.70
15.0 ~6.0	13.43	30.66	43.93	4.334	28.905	357.68
6.0 ~-0.8	17.96	40.71	59.20	4.256	29.169	348.62
-0.8 ~-8.1	20.11	44.24	60.98	4.640	29.668	350.24

OW-11

O. P. (m)	M ₁ (×10 ⁶ kN·m)	M ₂ (×10 ⁶ kN·m)	M ₃ (×10 ⁶ kN·m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
33.2 ~22.5	1.90	4.34	6.48	3.452	27.414	548.44
22.5 ~15.0	4.24	8.98	13.05	3.622	27.857	557.08
15.0 ~6.0	6.24	16.62	24.48	4.109	29.336	360.66
6.0 ~-0.8	8.28	20.74	30.88	4.188	29.235	372.30
-0.8 ~-8.1	9.56	23.21	33.32	4.813	30.092	357.67

3.2.3 鉛直方向の地震応答解析モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは、図 3-4 に示すように、建屋を軸変形するシェル壁・耐震壁部と曲げ変形とせん断変形をする屋根トラス部からなる質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋 - 地盤連成系モデルとした。なお、屋根トラス端部の柱が屋根トラス部の曲げ変形を拘束する影響を考慮して回転ばねを取り付ける。

観測記録と整合するように設定した鉄筋コンクリート部及び鉄骨部のヤング係数、せん断弾性係数及び減衰定数を表 3-8 に示す。なお、これらの剛性及び減衰定数は設計基準強度に基づく値とした。

基礎底面地盤ばねの鉛直ばね定数は、振動アドミタンス理論に基づいて近似的に評価した。

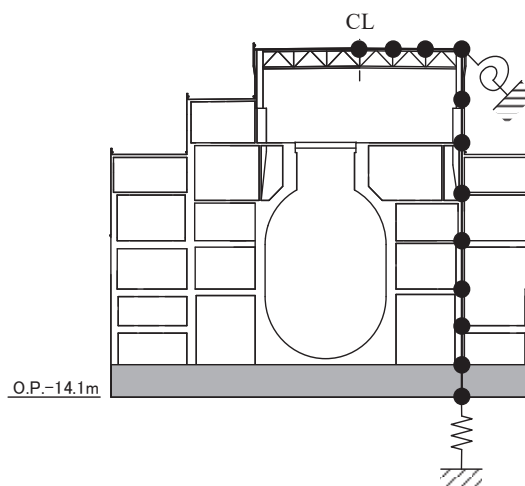


図 3-4 第 3 号機原子炉建屋 地震応答解析モデル（鉛直方向）

表 3-8 第 3 号機原子炉建屋 鉛直方向の地震応答解析に用いる物性値

材 料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
コンクリート	2.65 × 10 ⁴	1.14 × 10 ⁴	5
鉄 骨	20.59 × 10 ⁴	7.94 × 10 ⁴	2

3.2.4 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向，EW 方向，鉛直方向の最大応答加速度，最大応答変位及び加速度応答スペクトルと 3.11 地震の観測記録との比較を図 3-5～図 3-12 に，4.7 地震との比較を図 3-13～図 3-20 に示す。これより，観測記録と解析結果の各方向の最大応答加速度，最大応答変位及び加速度応答スペクトルは整合していることを確認した。なお，解析モデルの固有値解析結果を表 3-9～表 3-11 表及び図 3-21～図 1-25 に示す。

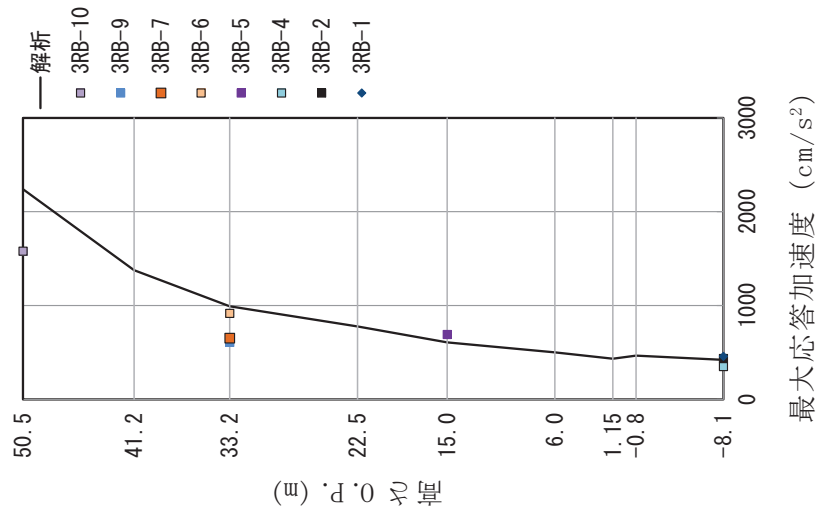


図 3-5 第 3 号機原子炉建屋 最大応答加速度の比較
(3.11 地震 NS 方向)

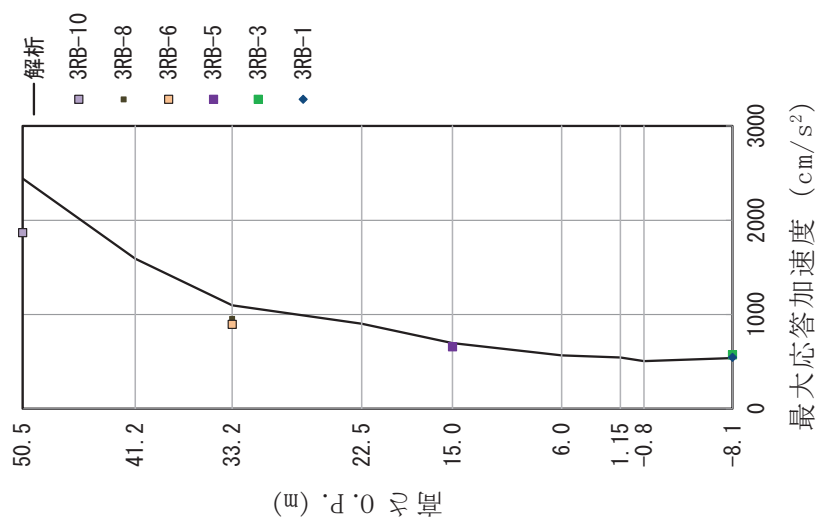


図 3-6 第 3 号機原子炉建屋 最大応答加速度の比較
(3.11 地震 EW 方向)

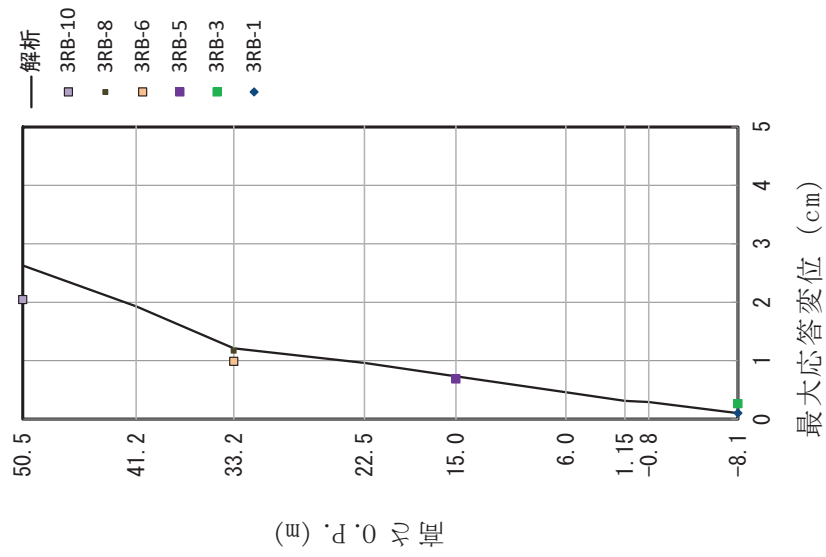


図 3-7 第 3 号機原子炉建屋 最大応答変位の比較
(3.11 地震 NS 方向)

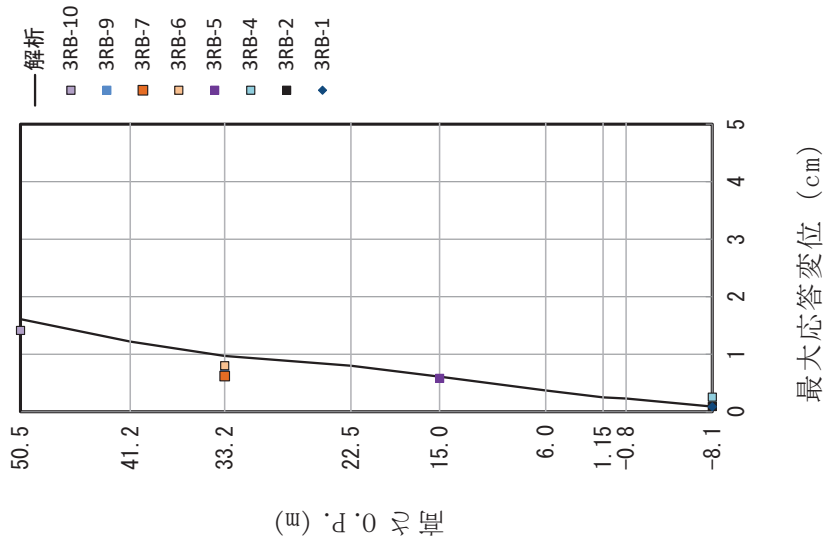


図 3-8 第 3 号機原子炉建屋 最大応答変位の比較
(3.11 地震 EW 方向)

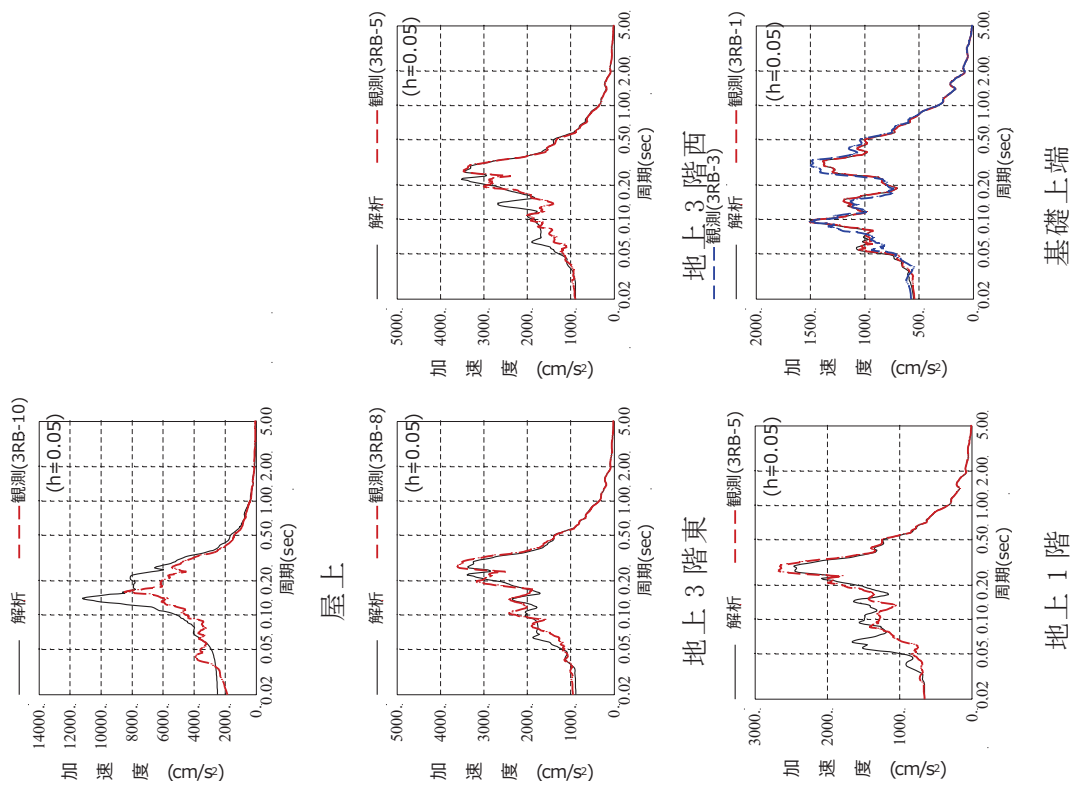


図3-9 第3号機原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (3.11地震 NS方向)

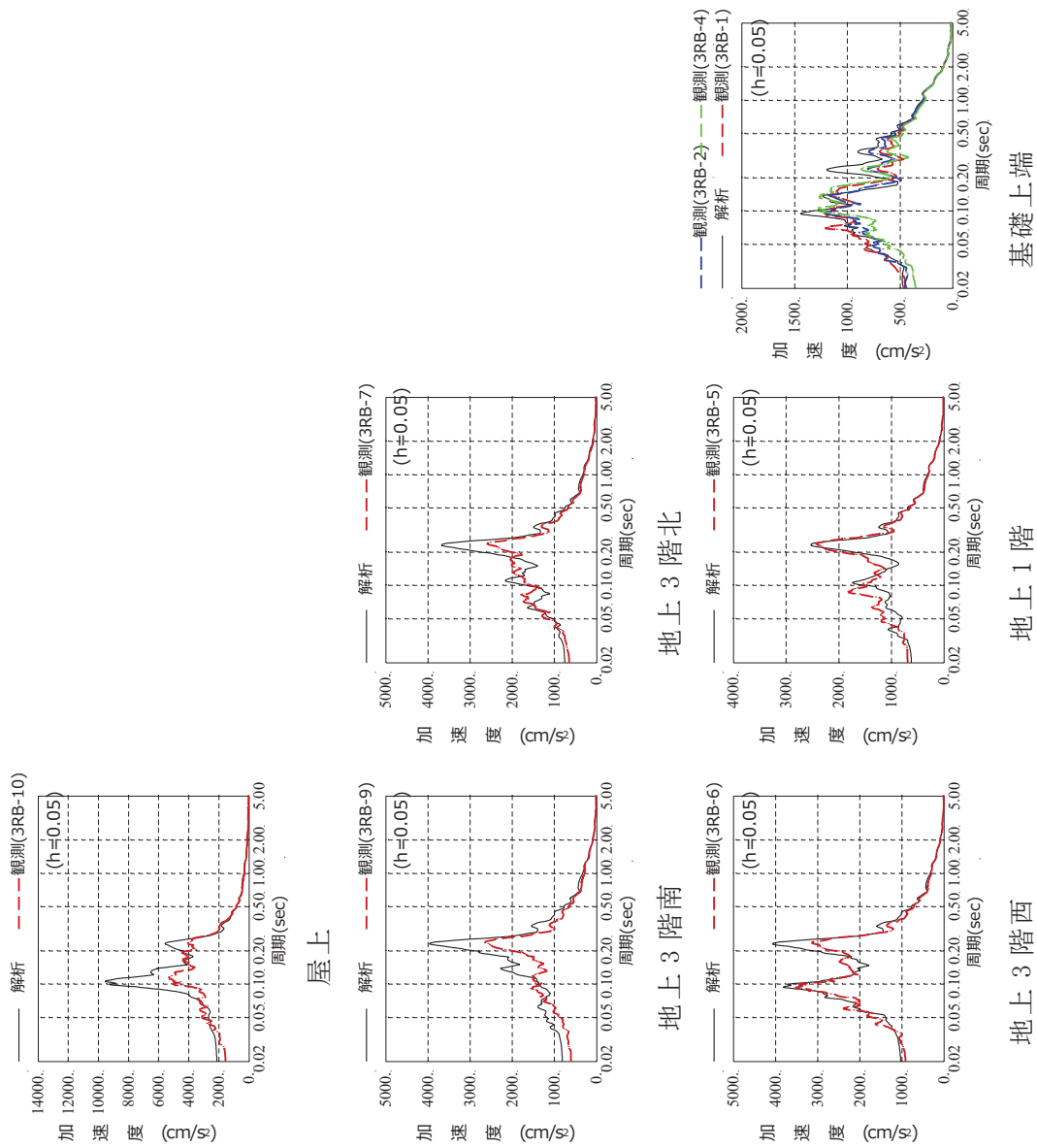


図 3-10 第3号機原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震 EW 方向)

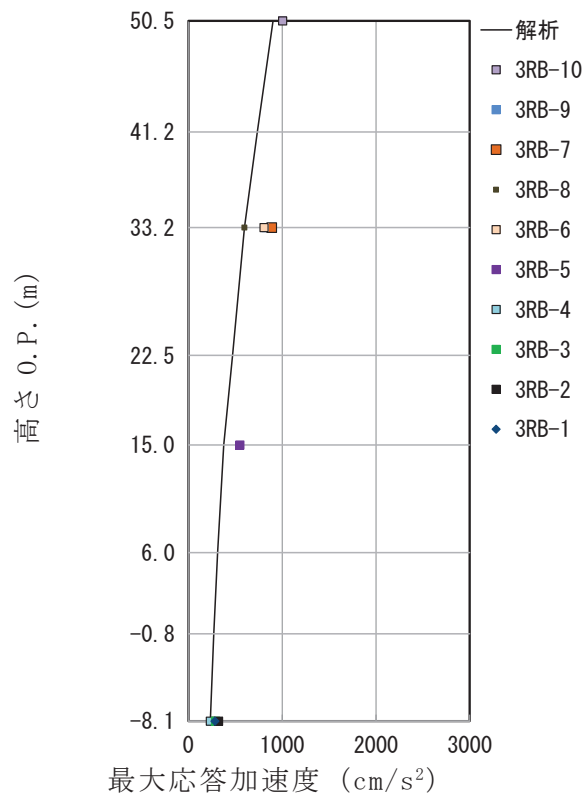


図 3-11 第 3 号機原子炉建屋 最大応答加速度の比較 (3.11 地震 鉛直方向)

注記：解析結果の O.P. +48.725m は屋根トラス端部の値とした

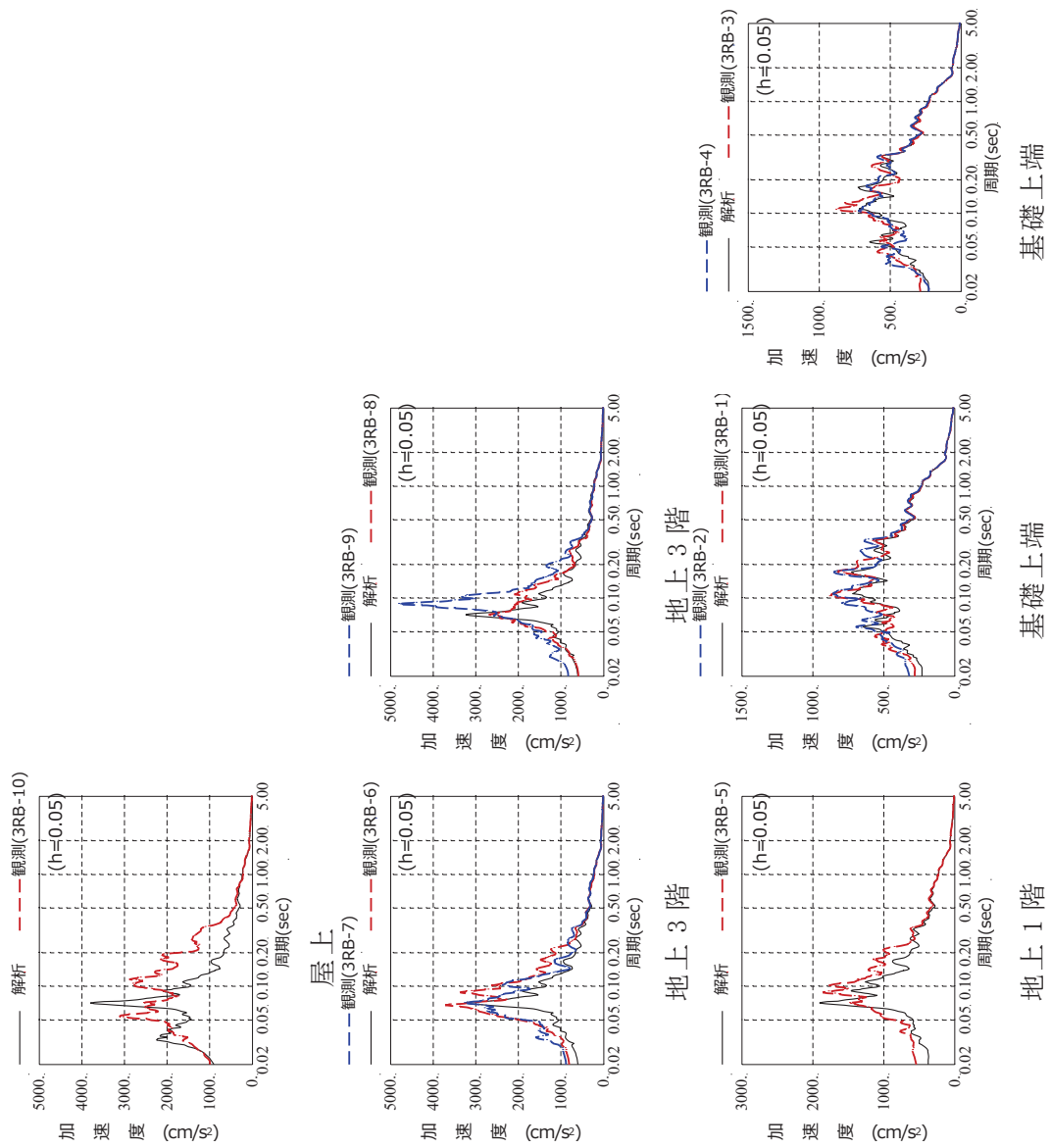


図 3-12 第 3 号機原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震 鉛直方向)

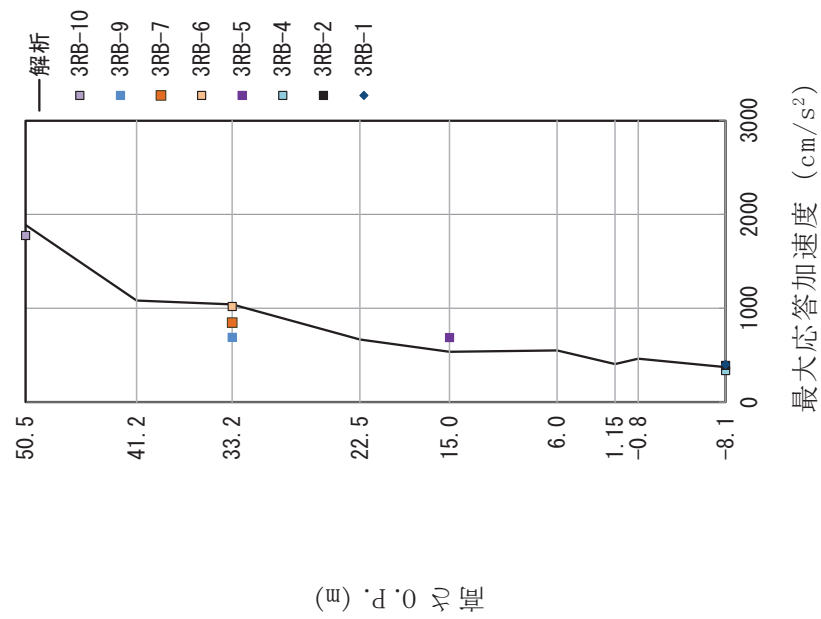


図 3-13 第 3 号機原子炉建屋 最大応答加速度の比較 (4.7 地震 NS 方向)

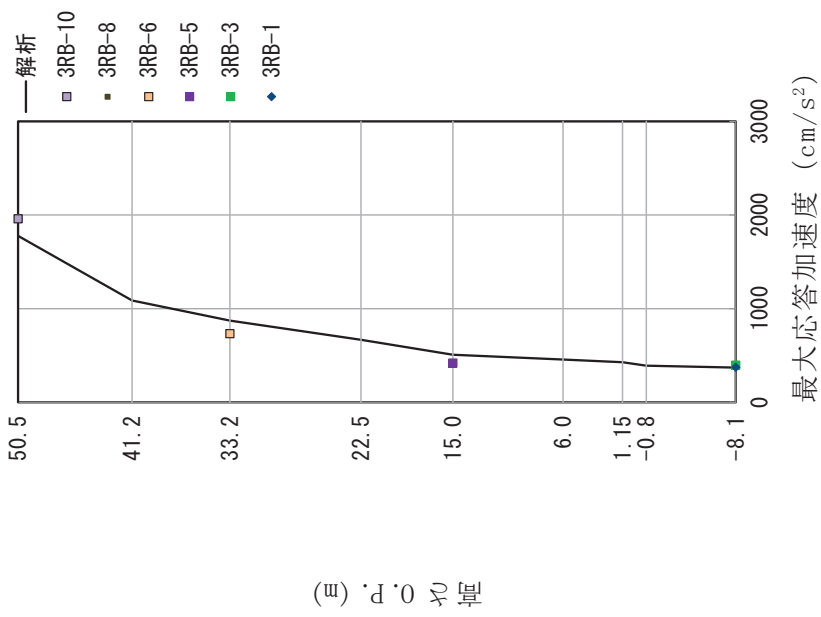


図 3-14 第 3 号機原子炉建屋 最大応答加速度の比較 (4.7 地震 EW 方向)

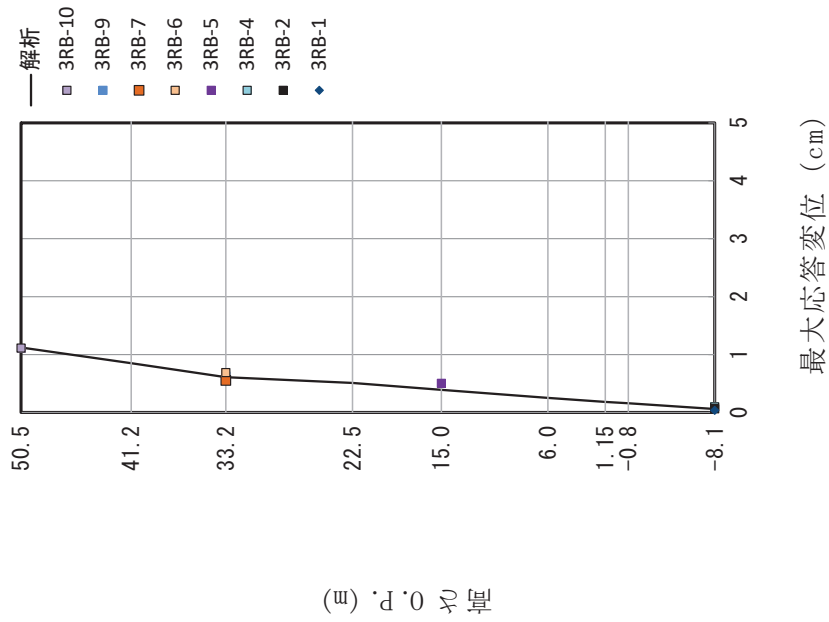


図 3-16 第3号機原子炉建屋 最大応答変位の比較 (4.7地震 EW方向)

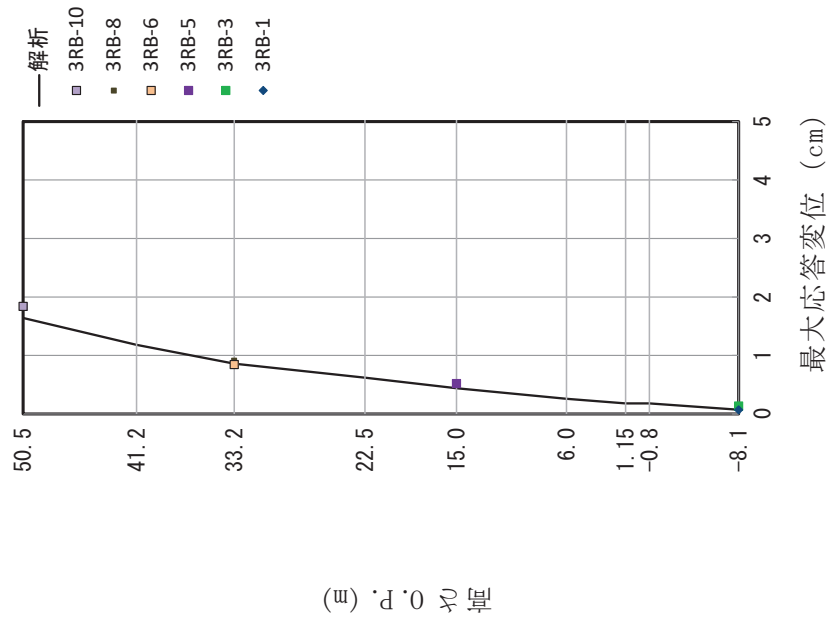


図 3-15 第3号機原子炉建屋 最大応答変位の比較 (4.7地震 NS方向)

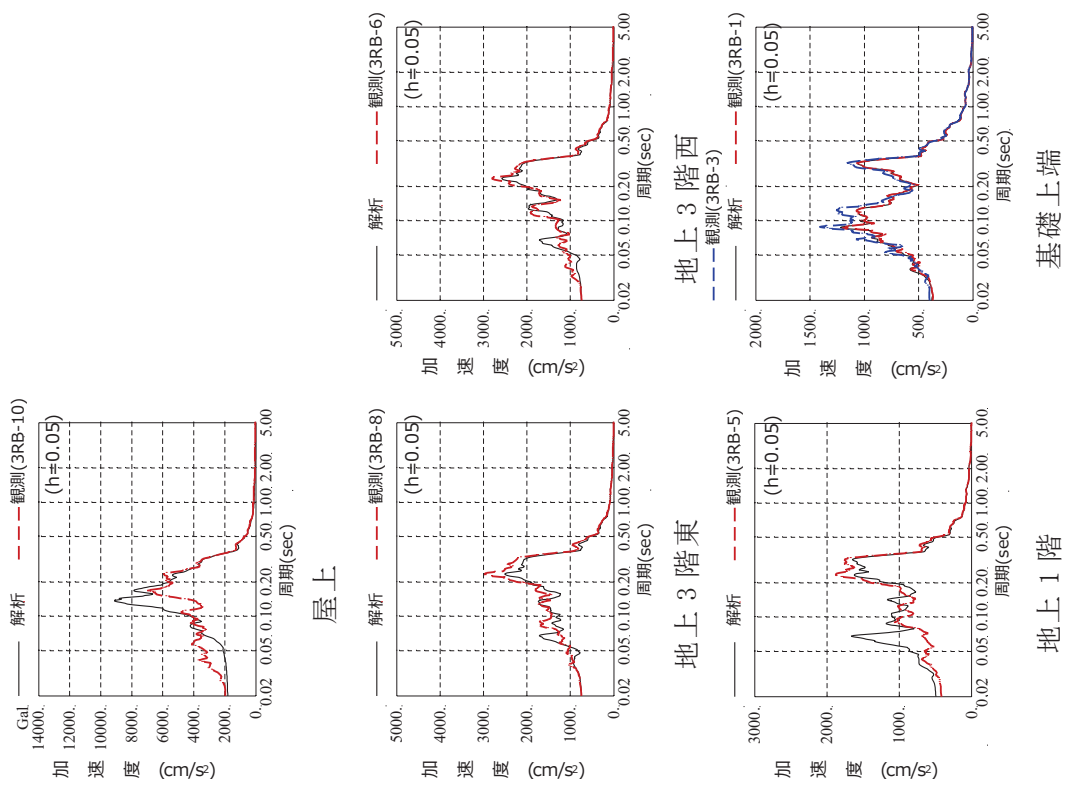
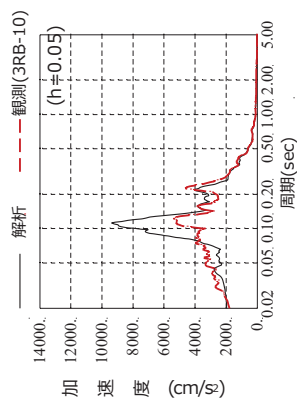
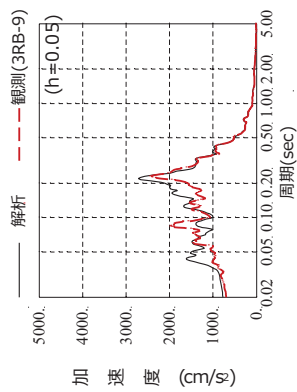


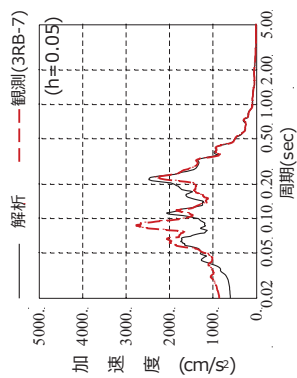
図 3-17 第 3 号機原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震 NS 方向)



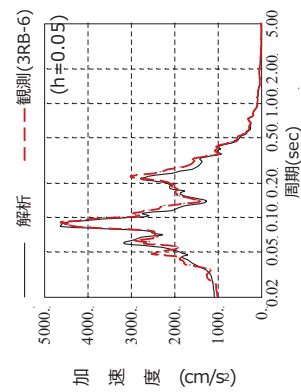
屋上



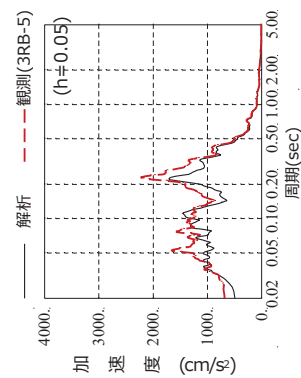
地上3階南



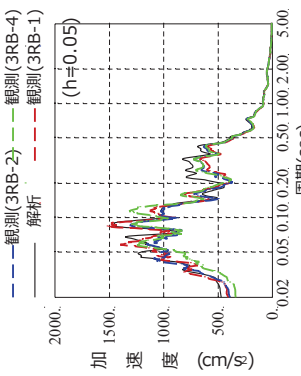
地上3階北



地上3階西



地上1階



基礎

図3-18 第3号機原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (4.7地震 EW方向)

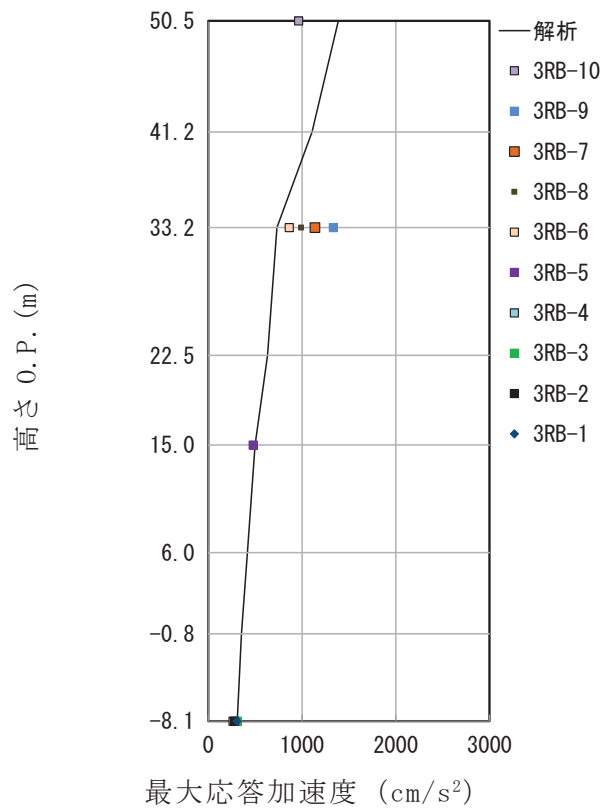


図 3-19 第 3 号機原子炉建屋 最大応答加速度の比較 (4.7 地震 鉛直方向)

注記：解析結果の O.P. +48.725m は屋根トラス端部の値とした

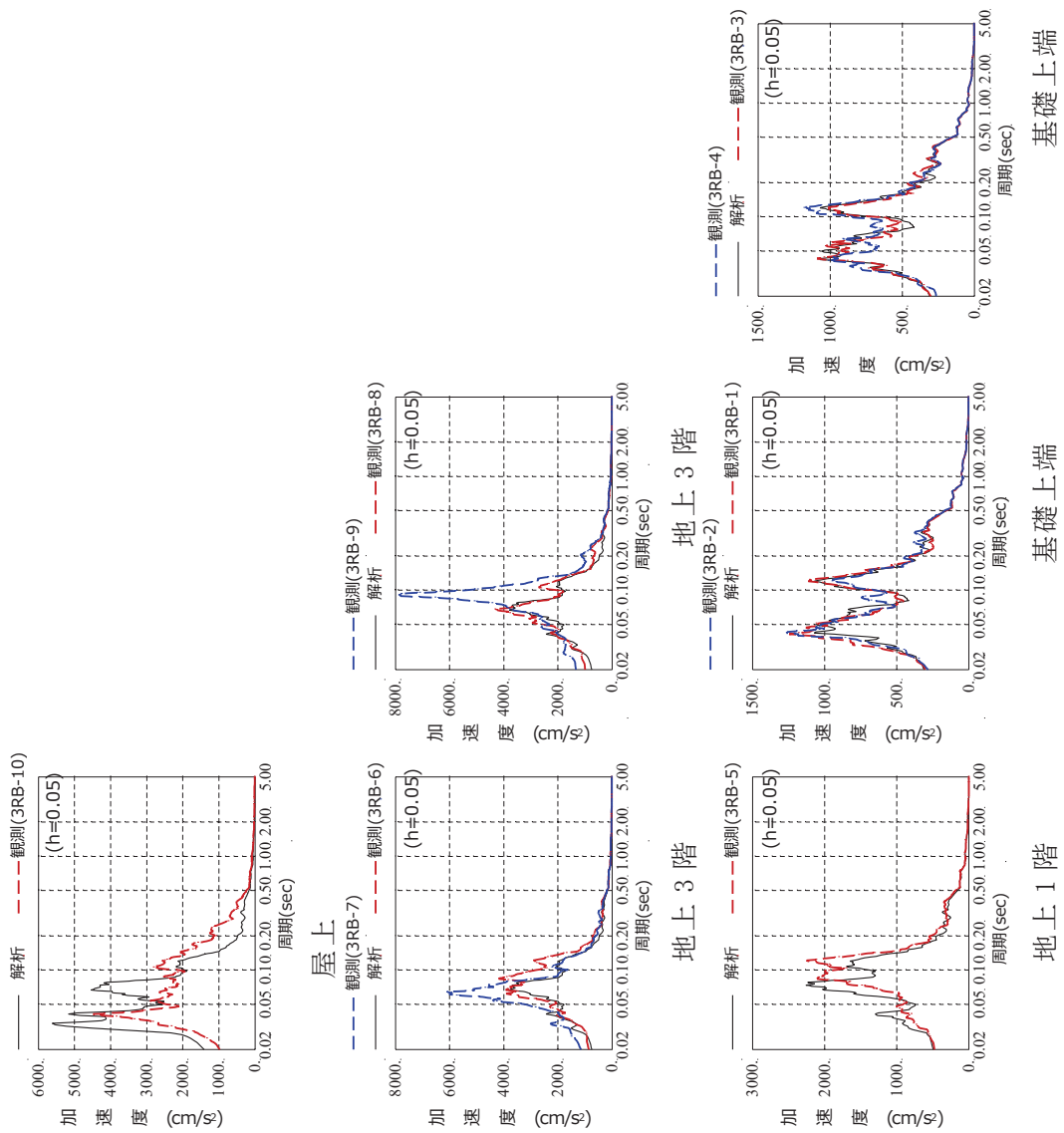


図 3-20 第3号機原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (4.7地震 鉛直方向)

表 3-9 第 3 号機原子炉建屋 固有値解析結果 (NS 方向)

次 数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.224	4.47	2.839
2	0.146	6.87	2.540
3	0.123	8.12	0.243
4	0.107	9.36	0.593
5	0.093	10.80	0.136
6	0.089	11.23	0.278

注記* : 最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する
刺激係数として求め絶対値を示す。

表 3-10 第 3 号機原子炉建屋 固有値解析結果 (EW 方向)

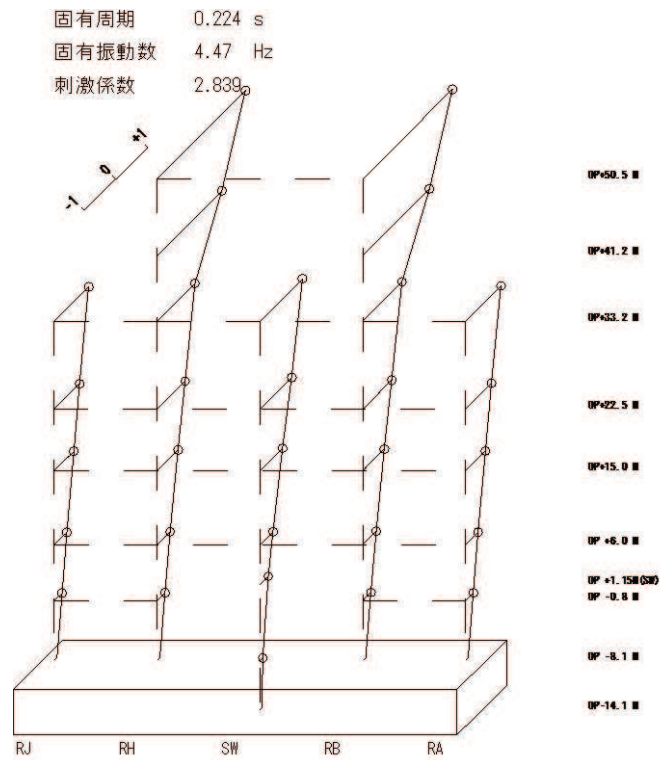
次 数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.223	4.49	2.158
2	0.118	8.44	1.653
3	0.111	9.01	1.681
4	0.091	10.97	1.508
5	0.085	11.80	0.615
6	0.081	12.36	0.371

注記* : 最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する
刺激係数として求め絶対値を示す。

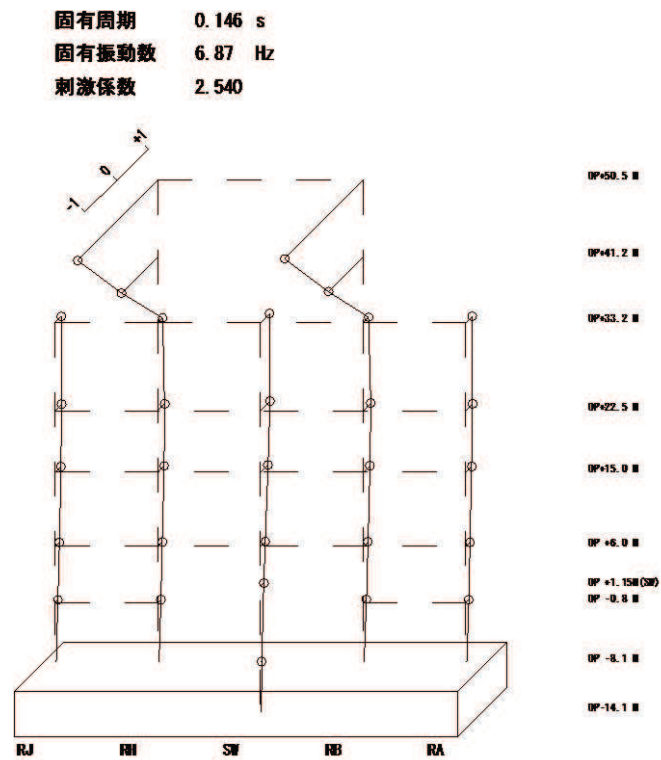
表 3-11 第 3 号機原子炉建屋 固有値解析結果 (鉛直方向)

次 数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.367	2.73	1.418
2	0.097	10.33	2.760
3	0.086	11.66	2.580
4	0.055	18.08	0.284

注記* : 最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する
刺激係数として求め絶対値を示す。



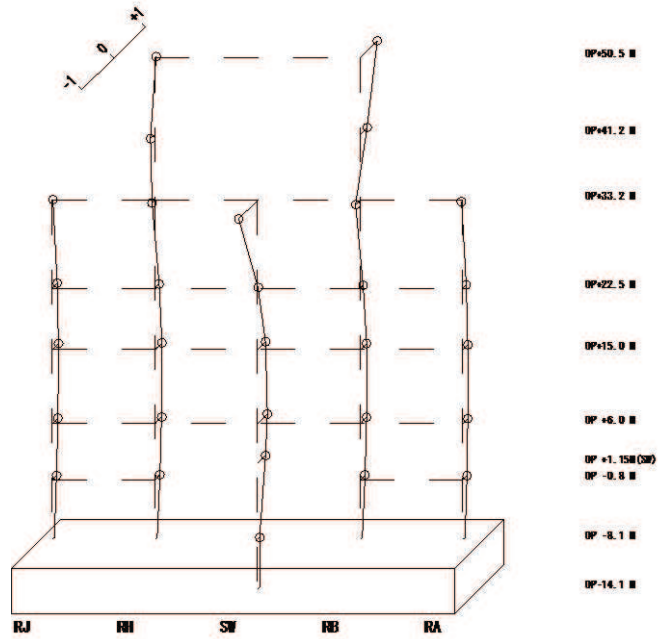
1 次モード



2 次モード

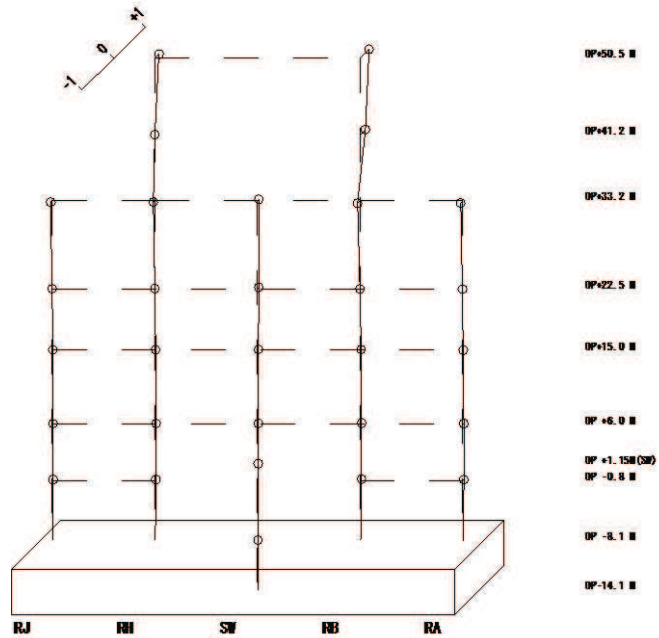
図 3-21 第 3 号機原子炉建屋 固有振動モード (NS 方向)

固有周期 0.107 s
 固有振動数 9.36 Hz
 刺激係数 0.593



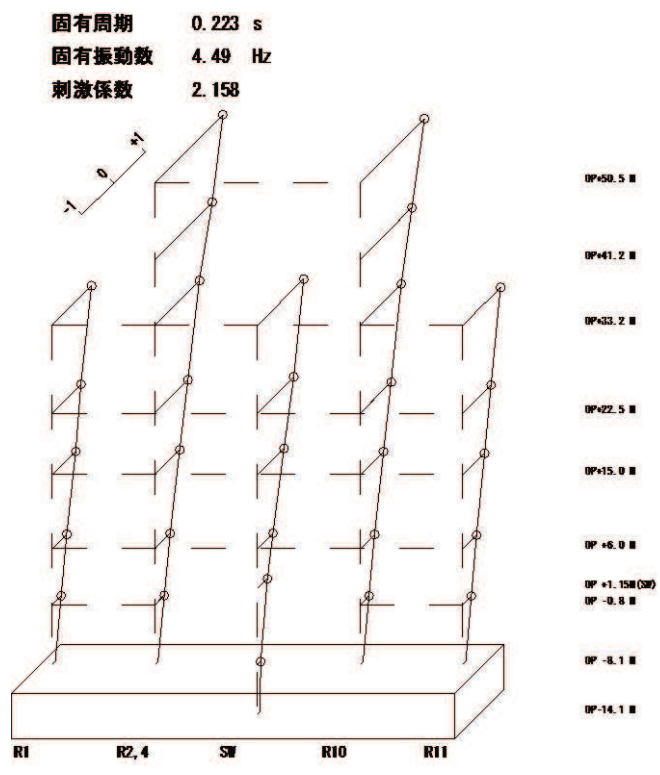
4次モード

固有周期 0.089 s
 固有振動数 11.23 Hz
 刺激係数 0.278

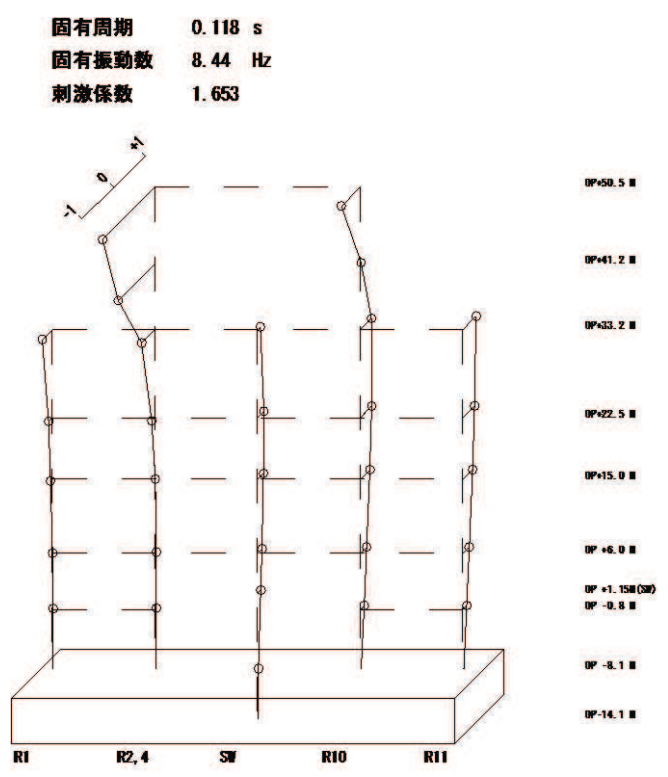


6次モード

図 3-22 第 3 号機原子炉建屋 固有振動モード (NS 方向)



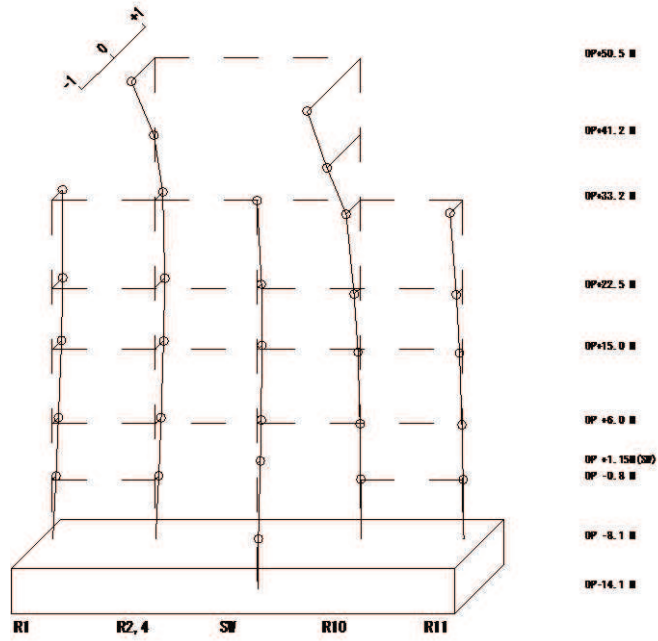
1 次モード



2 次モード

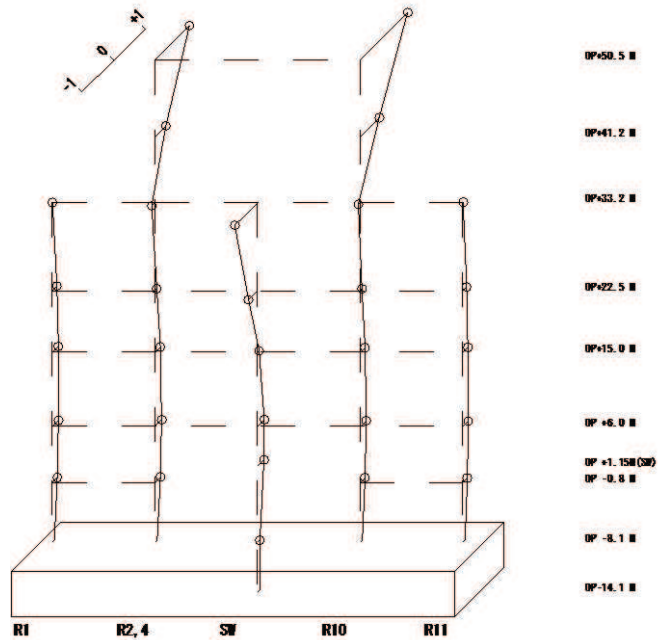
図 3-23 第 3 号機原子炉建屋 固有振動モード (EW 方向)

固有周期 0.111 s
 固有振動数 9.01 Hz
 刺激係数 1.681



3次モード

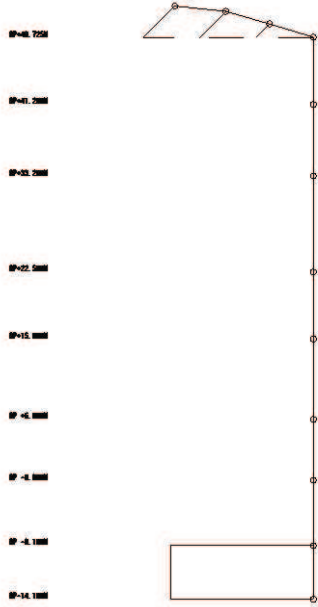
固有周期 0.091 s
 固有振動数 10.97 Hz
 刺激係数 1.508



4次モード

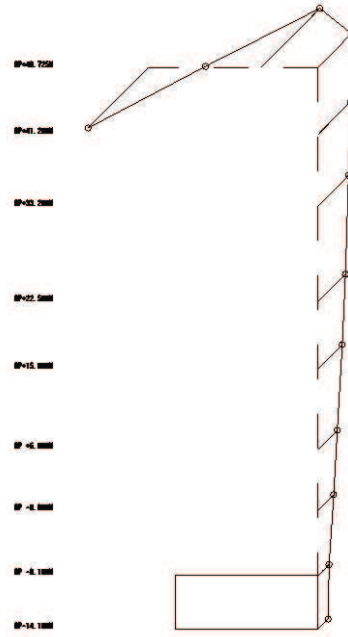
図 3-24 第 3 号機原子炉建屋 固有振動モード (EW 方向)

固有周期 0.367 s
固有振動数 2.73 Hz
刺激係数 1.418



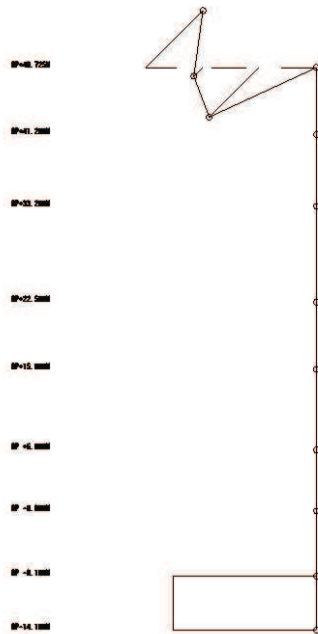
1 次

固有周期 0.097 s
固有振動数 10.33 Hz
刺激係数 2.760



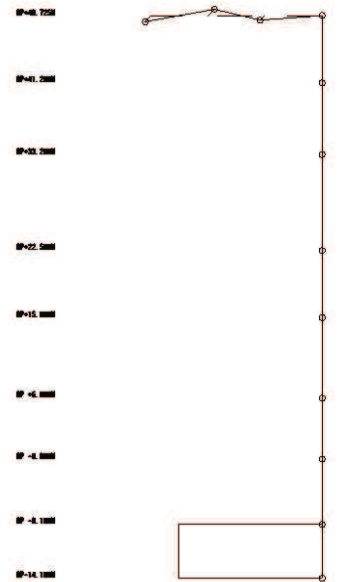
2 次

固有周期 0.086 s
固有振動数 11.66 Hz
刺激係数 2.580



3 次

固有周期 0.055 s
固有振動数 18.08 Hz
刺激係数 0.204



4 次

図 3-25 第 3 号機原子炉建屋 固有振動モード (鉛直方向)

4. 評価結果のまとめ

原子炉建屋のシミュレーション解析の結果，以下の傾向が確認された。

- ① 水平動について，建屋の振動特性に支配的なオペフロ下部の初期剛性について，NS，EW方向とも，コンクリートの設計基準強度に基づく剛性よりも2割程度低下させた解析結果が，記録との整合性が良い。また，合わせて算定された応力，ひずみとの関係から，耐震壁は概ね弾性範囲であったと判断される。
- ② オペフロ上部については，NS，EW方向とも，コンクリートの設計基準強度に基づく剛性よりも5～7割程度低下させた解析結果が，記録との整合性が良い。
- ③ RC減衰については7%を採用することで記録との整合性が良い結果が得られた。
- ④ 鉛直動については，既工認で考慮している剛性，減衰を用いた解析結果が，記録との整合性が良い。

また，第3号機原子炉建屋についても同様に観測記録によるシミュレーション解析を行い，原子炉建屋と共通の傾向であったことを確認した。

[参考文献]

- (1) 女川原子力発電所における平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震時に取得された地震観測記録の分析及び津波の調査結果に係わる報告書
平成 23 年 4 月 7 日 東北電力株式会社
- (2) 女川原子力発電所における 2011 年 4 月 7 日宮城県沖の地震時に取得された地震観測記録の分析結果に係わる報告書
平成 23 年 4 月 25 日 東北電力株式会社

別紙 22 床応答スペクトルの拡幅率について

目 次

1. 既往知見を踏まえた考察..... 別紙 22-1
2. 建屋地震応答解析モデルの扱い..... 別紙 22-3

1. 既往知見を踏まえた考察

機器・配管系の設備評価にあたり, 既工認において床応答スペクトルの拡幅率を±10%としていることについての妥当性を示す。

通商産業省（現：経済産業省）において検討が進められた軽水炉の改良・標準化の中でまとめられた「昭和 55 年度耐震設計の標準化に関する調査報告書別冊 2（機器系）」では, BWR1, 100MWe 級基本モデルを用いた標準的原子炉建屋を対象として, 地盤ばねを考慮した 1 軸多質点系モデルを用いた解析を行い, その応答結果（質点番号 3 及び質点番号 7）を用いて, 各パラメータが床応答スペクトルに与える影響を検討し, 床応答スペクトルの拡幅率 10%としている。解析モデル及び検討条件を図 1-1 及び表 1-1 に示す。

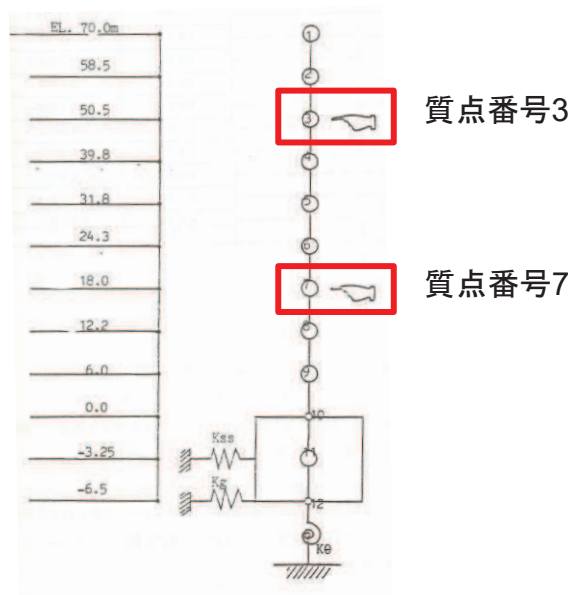


図 1-1 1 軸多質点系モデルの概要図

表 1-1 検討条件

地盤剛性	$E=7 \times 10^4 \sim 4 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ で変動
地盤ばね定数の算出方法	標準地盤 ($V_s=500, 1,000, 1,500 \text{ m/s}$) から算出 田治見式, Whitman 式, Barkan 式 の 3 式を使用
建屋剛性 (ばらつき考慮)	±20%のばらつきを考慮し, 建屋剛性を 0.8 倍, 1.0 倍, 1.2 倍に設定
地盤ばねの減衰定数	一定値 ($K_H=20\%, K_\theta=7.5\%, K_{SS}=5\%$) 及び 逸散減衰定数 (振動アドミタンス)
入力地震波	高地震地帯向 S1 (遠地) M8.4 286.15Gal

検討結果としては、「地盤 E の変動による床応答スペクトル変動を論議する際には現実的な地盤減衰定数をカップルして考えることが必須であり、このベースに立てば、E の変動範囲中、機器設計に対して最も厳しい（剛側の）地盤 E を基準とすれば振幅率±10%は十分安全側である。地盤 E の変動に建屋剛性の±20%程度までの変動を重ねて考えても、地盤減衰定数にアドミッタンスを適用すれば振幅率は±10%程度で包絡可能と推測される。」と結論づけられている。

検討条件に対する女川の特徴を踏まえると、既工認と同様の±10%振幅の採用は、以下のとおり、既工認と同等の保守性を有していると考えられる。

- ・地盤剛性、地盤ばね定数の算出方法及び地盤ばねの減衰定数については、J E A G 4 6 0 1 に基づく手法を採用しており、また、女川は硬質岩盤であることから、その変動の影響は小さい。
- ・入力地震波については、強震記録を用いた検討を踏まえ、入力地震動には表層地盤の影響を考慮しており、その精度は高い。
- ・建屋剛性（ばらつき考慮）については、建屋剛性のばらつき要因として、設計基準強度と実強度の乖離、間仕切り壁の影響、床の柔性の影響等が考えられるが、女川の場合、強震動記録により、現状の建屋剛性が精度良く把握されている。
- ・地震応答解析結果がおおむね弾性範囲の場合、今回採用している地震応答解析モデルは、3.11 地震の観測記録を精度良く表現できるモデルを採用しており、既工認時に比べて弾性範囲内の応答に対しては床応答スペクトルの精度が向上している。今回工認では、この床応答スペクトルをベースに±10%の振幅スペクトルを作成するため、既工認と比べて保守的の評価となっている。振幅スペクトルで考慮される周期帯のイメージを図 1-2 に示す。

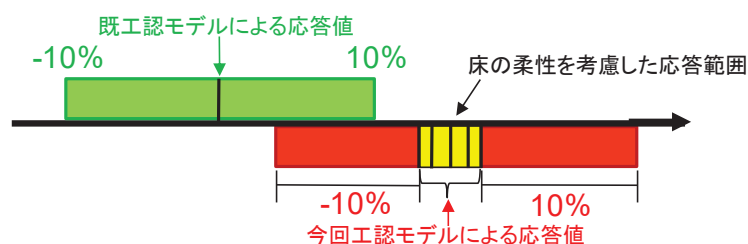


図 1-2 振幅スペクトルで考慮される周期帯のイメージ図

- ・地震応答解析結果が非線形に及ぶ場合には、初期剛性の低下要因の検討を踏まえ、基準地震動 S_s に対する地震応答解析モデルのスケルトン曲線における評価基準値付近の非線形特性は既工認と同じ J E A G 式を採用している。したがって、基準地震動 S_s によって強非線形状態となった場合の地震応答解析の精度は既工認モデルと同等である。

2. 建屋地震応答解析モデルの扱い

今回工認で採用するスケルトン曲線を図 2-1 に示す。

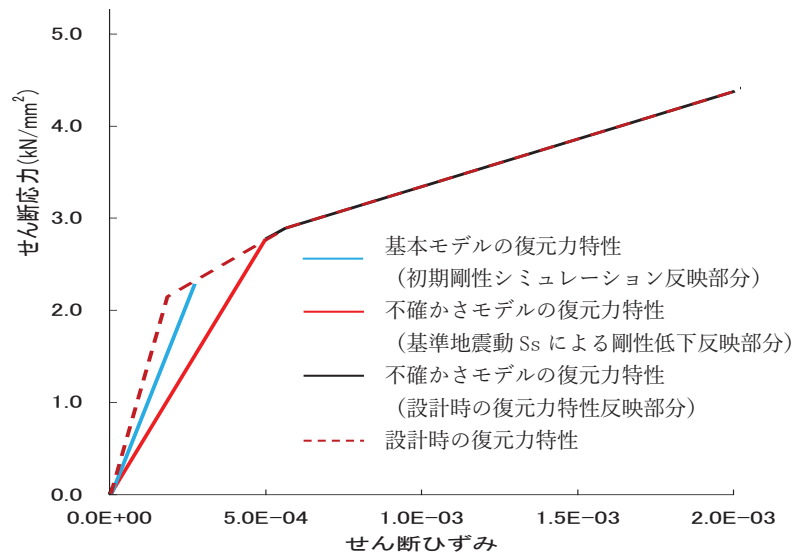


図 2-1 今回工認で採用するスケルトンカーブ

前項で説明した調査報告書では、拡幅率を検討する際に、1 軸の質点系地震応答解析モデル（床剛モデル）を基にしているが、女川では観測記録を用いたシミュレーション解析に基づき床の柔性を考慮した多軸の質点系地震応答解析モデル（床柔モデル）を採用している。原子炉建屋の地震応答解析モデルを図 2-2、固有値解析結果を表 2-1、刺激関数図を図 2-3～2-4 に示す。ここでは、比較のため床剛モデル及び床柔モデルを並べて示す。なお、床剛モデルと床柔モデルの剛性の補正係数は同一としている。

また、原子炉建屋 0.P. 33. 2m における基準地震動 S_s-D 2 による床応答を例に、床剛モデルと床柔モデルの床応答曲線を比較した結果を図 2-5～図 2-8 に示す。床応答曲線の比較にあたっては、床柔モデルの原子炉建屋 0.P. 33. 2m における質点を図 2-2 に示すように左から床柔 1、床柔 2、床柔 3、床柔 4、床柔 5 として、床剛モデルの応答と比較している。

図 2-5～図 2-8 の床応答曲線を比較した結果について、周期方向に着目すると、床柔モデルの方が床剛モデルよりも幅広い周期帯で高い震度を示しており、床柔モデルにおいて、各フロアの床応答曲線として全ての質点の拡幅スペクトルを包絡するスペクトルを採用した場合、床剛モデルの拡幅スペクトルに比べ保守的となる。今回工認における床応答曲線には、基本的に同一標高の全ての質点の拡幅スペクトルを包絡するスペクトルを採用する。

床柔モデルの床応答曲線の方が保守的となる要因としては、床剛モデルでは、同一標高の床応答は質点によらず全て同じとなるが、床柔モデルの場合は質点ごとに異なり、解析モデル全体の振動性状が変化することが考えられる。図 2-3～図 2-4 の床剛モデル及び床柔モデルの刺激関数図を比較すると、建屋全体の 1 次モードや 2 次モードでは

大きな差は生じていないが、周期 0.1 秒前後の周期において、床柔モデルのオペフロ階から屋上階などで床剛モデルにはない振動モードが生じており、O.P. 33.2m の質点の応答スペクトルに影響しているためと考えられる。

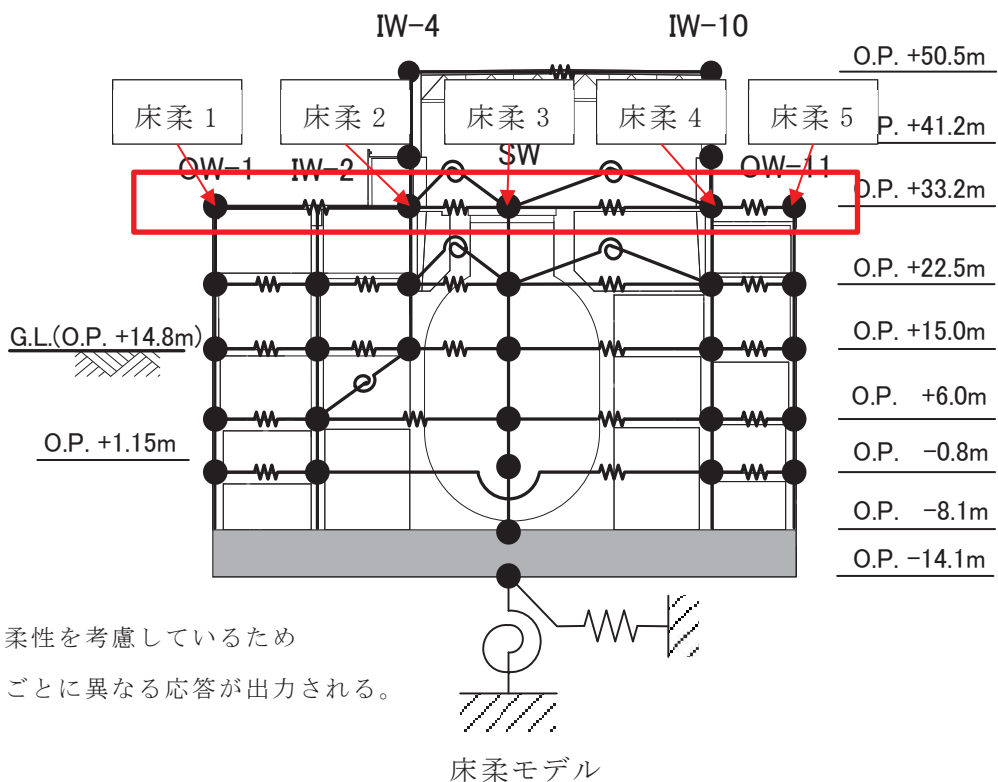
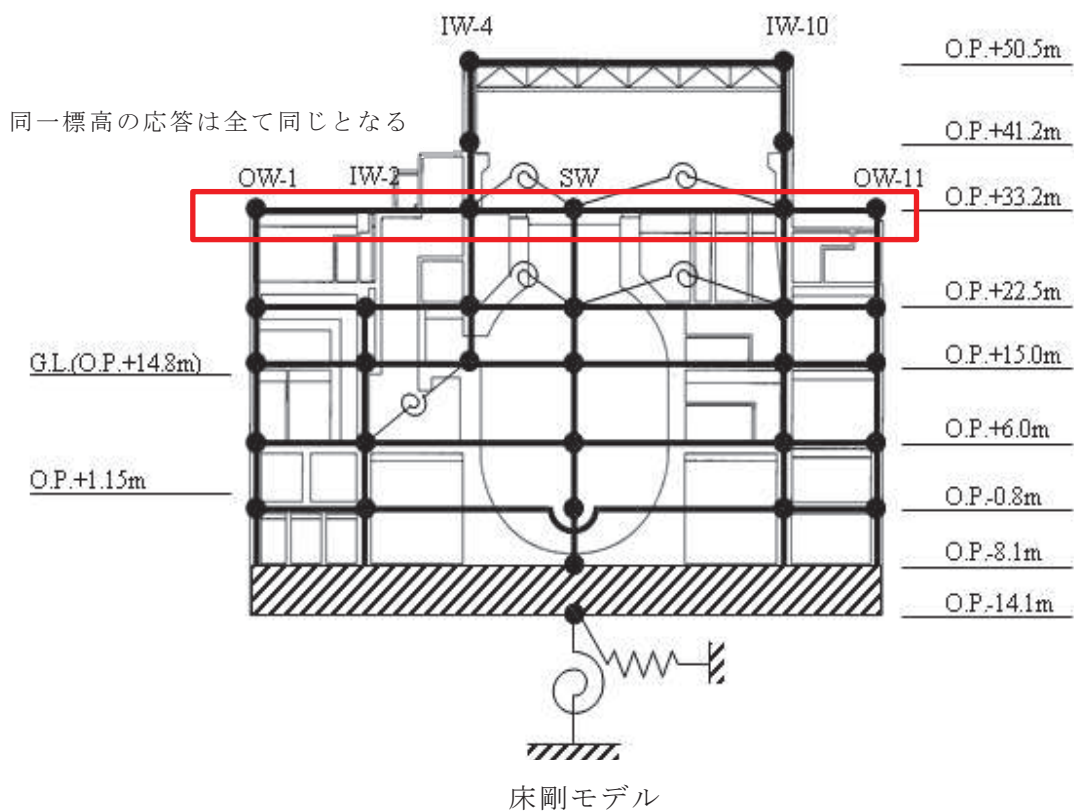


図 2-2 原子炉建屋質点系モデル

表 2-1(1) 原子炉建屋質点系モデルの固有値解析結果 (NS 方向) (1/2)

(a) 床剛モデル

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.235	4.26	2.215	全体 1 次
2	0.120	8.30	2.914	全体 2 次
3	0.094	10.59	1.765	全体 3 次
4	0.089	11.21	0.329	
5	0.085	11.80	0.135	
6	0.068	14.73	0.147	
7	0.064	15.54	0.024	
8	0.062	16.09	1.034	全体 4 次
9	0.059	16.96	0.009	
10	0.054	18.37	0.555	

注記：刺激係数は、各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

表 2-1(2) 原子炉建屋質点系モデルの固有値解析結果 (NS 方向) (2/2)

(b) 床柔モデル

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.237	4.21	2.203	全体 1 次
2	0.123	8.12	2.718	全体 2 次
3	0.116	8.61	1.167	
4	0.097	10.33	2.095	全体 3 次
5	0.093	10.76	1.110	
6	0.089	11.21	0.270	
7	0.082	12.27	0.002	
8	0.074	13.46	0.347	
9	0.072	13.90	0.487	
10	0.068	14.68	0.339	
11	0.066	15.18	0.730	
12	0.064	15.70	0.261	
13	0.060	16.55	0.212	
14	0.059	17.01	0.187	
15	0.054	18.63	0.218	
16	0.052	19.27	0.691	
17	0.051	19.65	0.396	
18	0.050	19.88	0.283	

注記：刺激係数は、各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

表 2-1(3) 原子炉建屋質点系モデルの固有値解析結果 (EW 方向) (1/2)

(a) 床剛モデル

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.223	4.47	2.144	全体 1 次
2	0.121	8.24	1.844	全体 2 次
3	0.095	10.48	0.281	
4	0.090	11.17	0.111	
5	0.082	12.19	1.534	全体 3 次
6	0.070	14.36	0.079	
7	0.068	14.79	0.040	
8	0.060	16.67	0.114	
9	0.059	17.01	0.052	
10	0.059	17.05	0.499	全体 4 次
11	0.055	18.13	0.089	

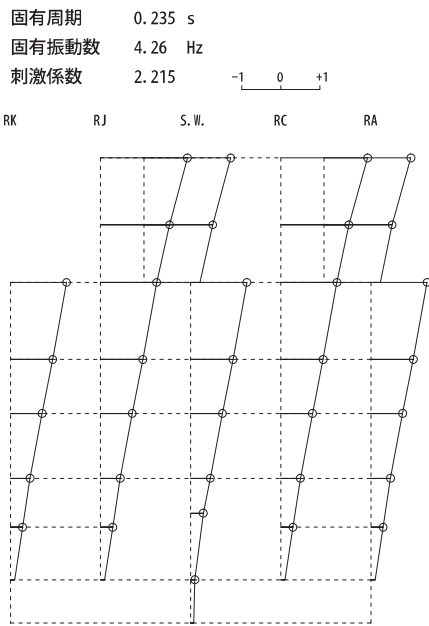
注記：刺激係数は、各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

表 2-1(4) 原子炉建屋質点系モデルの固有値解析結果 (EW 方向) (2/2)

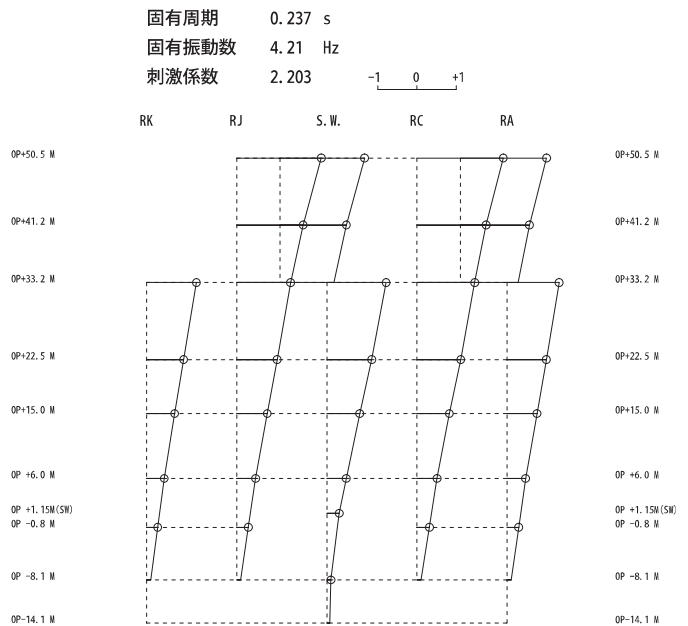
(b) 床柔モデル

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.230	4.36	2.179	全体 1 次
2	0.125	8.01	1.925	全体 2 次
3	0.116	8.64	0.074	
4	0.098	10.15	0.651	
5	0.091	10.93	0.835	
6	0.087	11.46	2.442	全体 3 次
7	0.078	12.80	0.662	
8	0.074	13.45	0.500	
9	0.070	14.30	0.164	
10	0.068	14.69	0.444	
11	0.064	15.55	0.292	
12	0.062	16.11	0.245	
13	0.060	16.68	0.957	全体 4 次
14	0.059	17.05	0.087	
15	0.055	18.06	0.102	
16	0.054	18.54	0.376	
17	0.050	19.96	0.324	

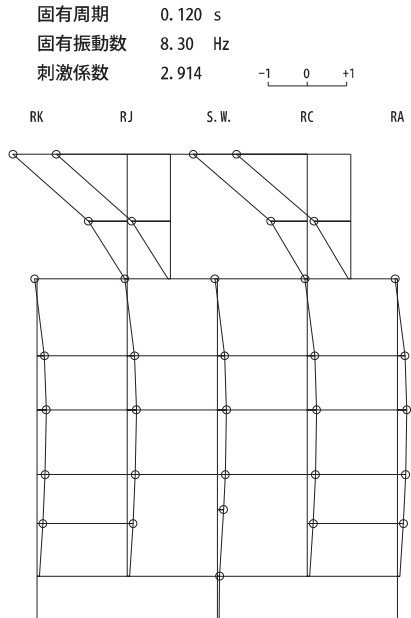
注記：刺激係数は、各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。



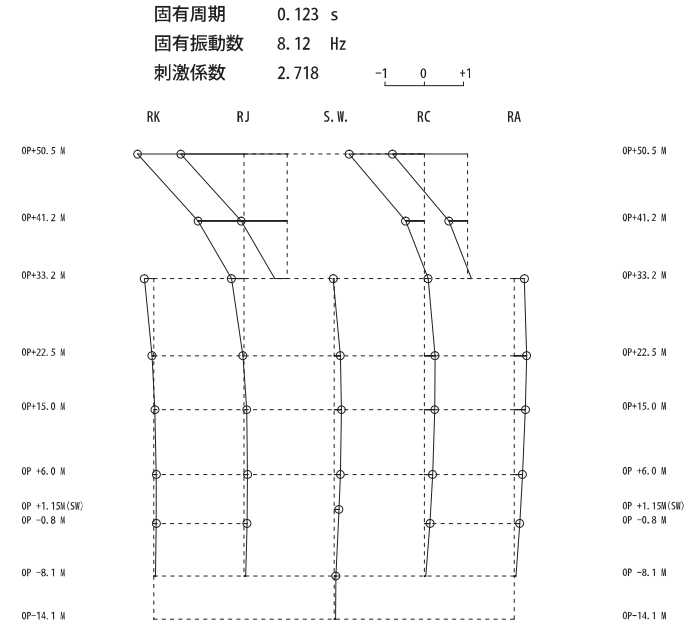
床剛モデル 1次



床柔モデル 1次



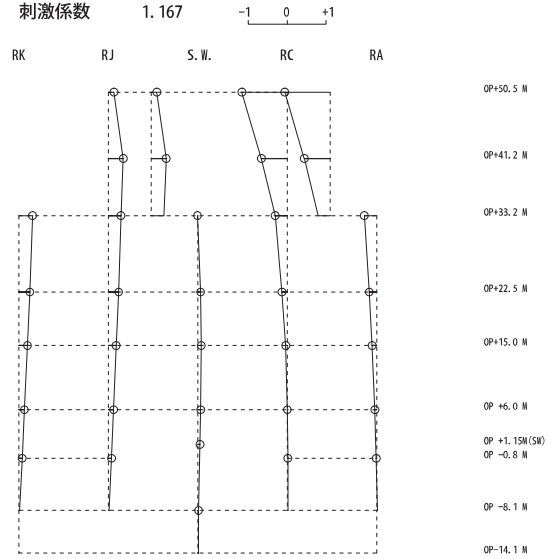
床剛モデル 2次



床柔モデル 2次

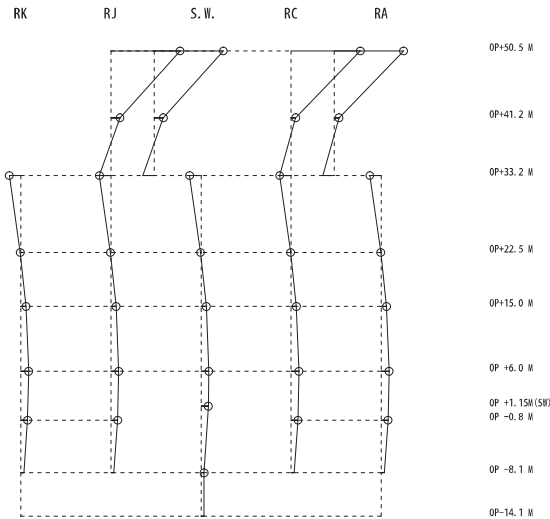
図 2-3(1) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (NS 方向) (1/3)

固有周期 0.116 s
 固有振動数 8.61 Hz
 刺激係数 1.167



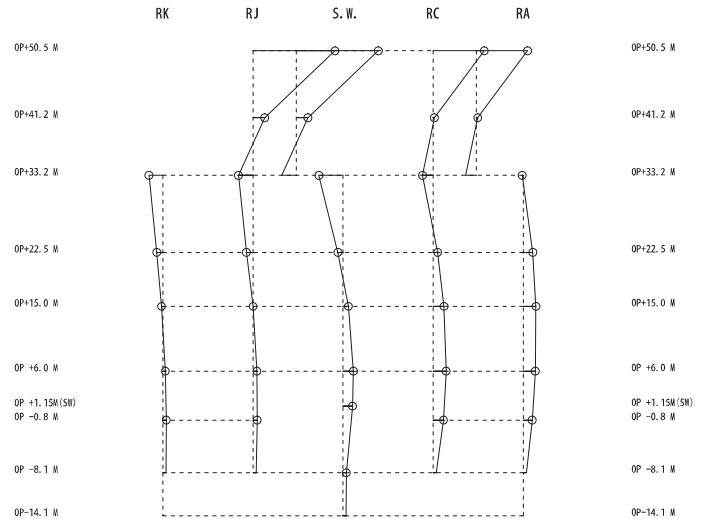
床柔モデル 3次

固有周期 0.094 s
 固有振動数 10.59 Hz
 刺激係数 1.765



床剛モデル 3次

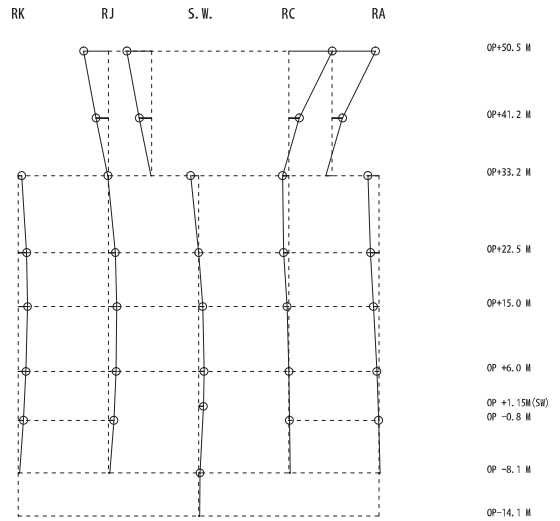
固有周期 0.097 s
 固有振動数 10.33 Hz
 刺激係数 2.095



床柔モデル 4次

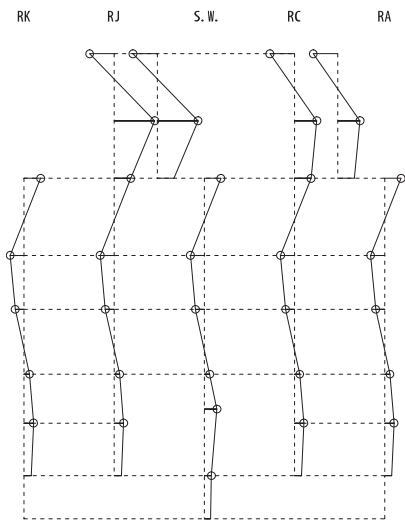
図 2-3(2) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (NS 方向) (2/3)

固有周期 0.093 s
 固有振動数 10.76 Hz
 刺激係数 1.110 -1 0 +1



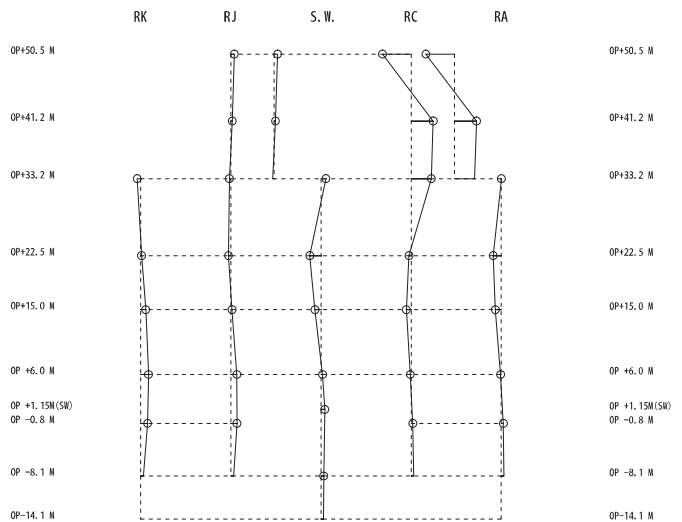
床柔モデル 5 次

固有周期 0.062 s
 固有振動数 16.09 Hz
 刺激係数 1.034 -1 0 +1



床剛モデル 8 次

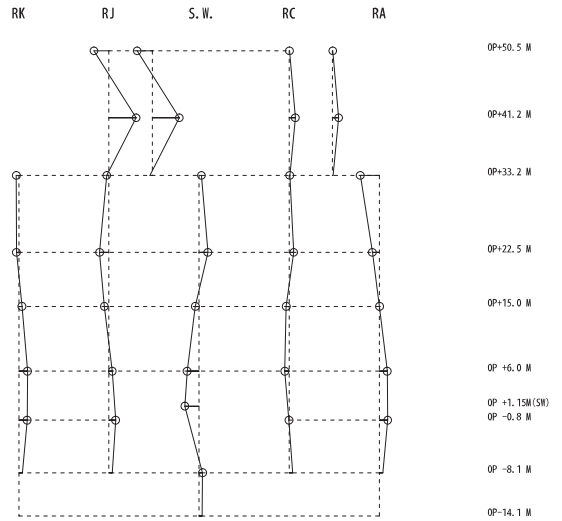
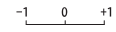
固有周期 0.066 s
 固有振動数 15.18 Hz
 刺激係数 0.730 -1 0 +1



床柔モデル 11 次

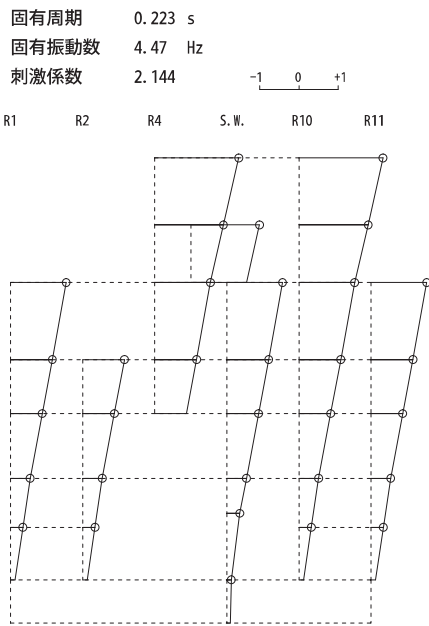
図 2-3(3) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (NS 方向) (3/3)

固有周期 0.052 s
 固有振動数 19.27 Hz
 刺激係数 0.691

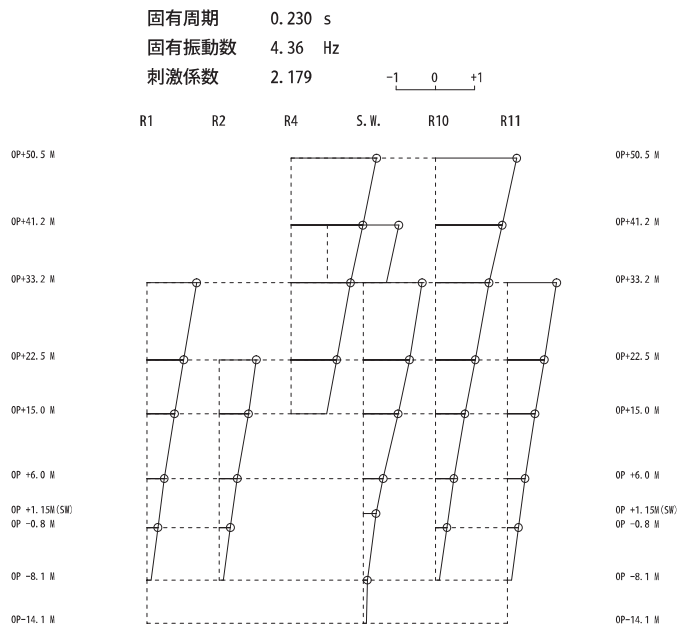


床柔モデル 16 次

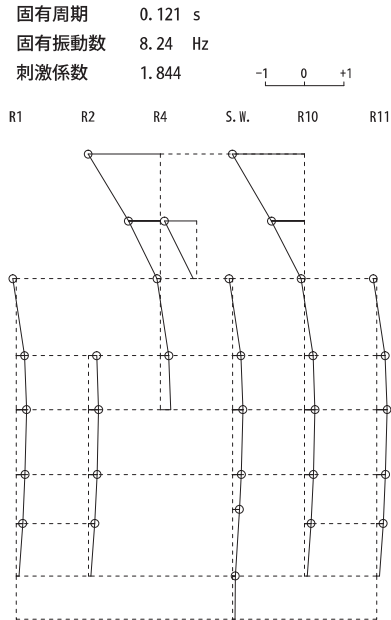
図 2-3(3) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (NS 方向) (3/3)



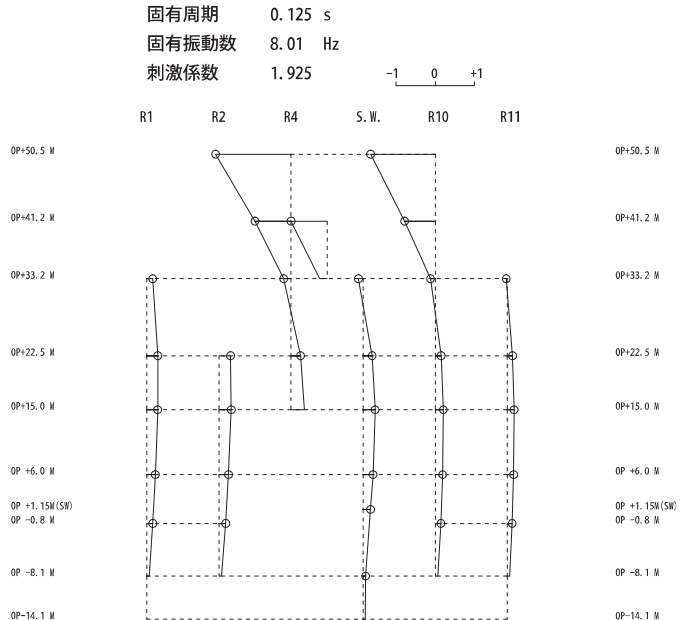
床剛モデル 1次



床柔モデル 1次



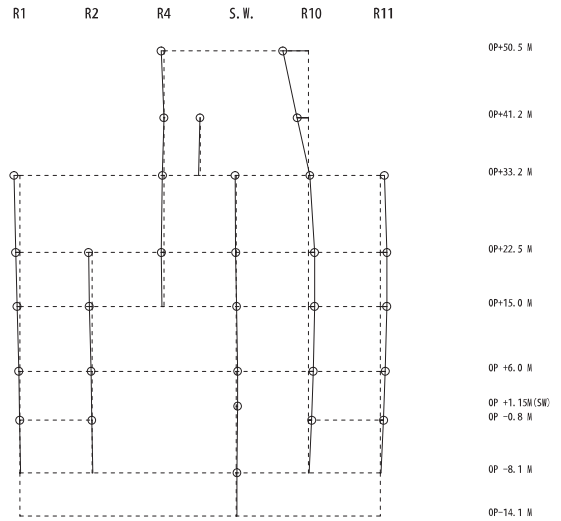
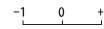
床剛モデル 2次



床柔モデル 2次

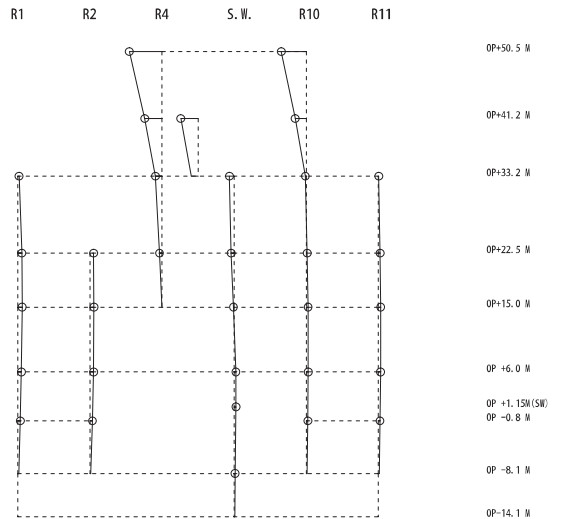
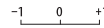
図 2-4(1) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (EW 方向) (1/4)

固有周期 0.098 s
 固有振動数 10.15 Hz
 刺激係数 0.651



床柔モデル 4 次

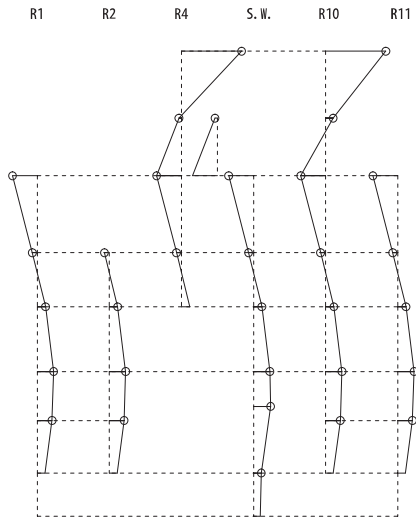
固有周期 0.091 s
 固有振動数 10.93 Hz
 刺激係数 0.835



床柔モデル 5 次

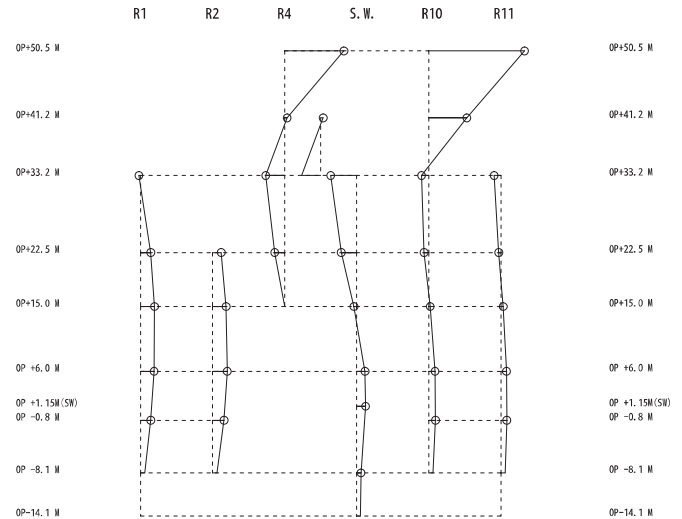
図 2-4(2) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (EW 方向) (2/4)

固有周期 0.082 s
 固有振動数 12.19 Hz
 刺激係数 1.534



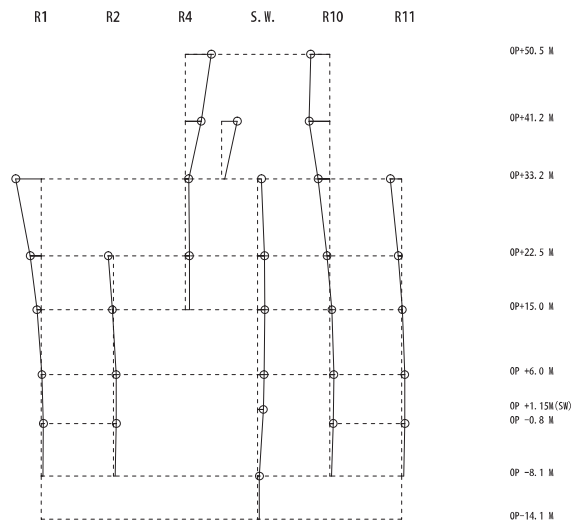
床剛モデル 5 次

固有周期 0.087 s
 固有振動数 11.46 Hz
 刺激係数 2.442



床柔モデル 6 次

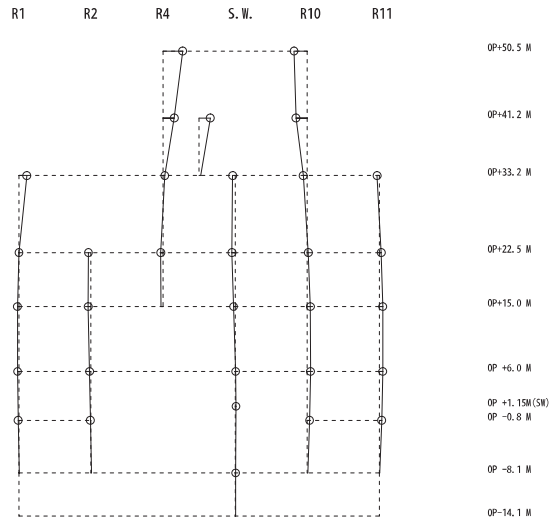
固有周期 0.078 s
 固有振動数 12.80 Hz
 刺激係数 0.662



床柔モデル 7 次

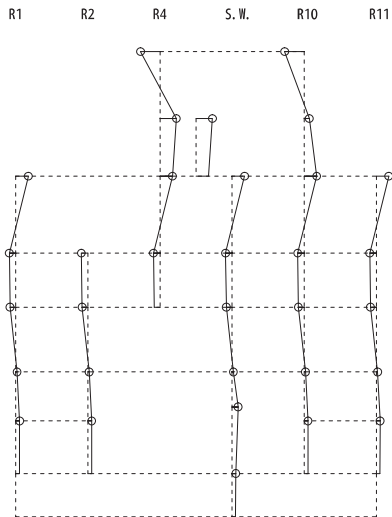
図 2-4(3) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (EW 方向) (3/4)

固有周期 0.074 s
 固有振動数 13.45 Hz
 刺激係数 0.500



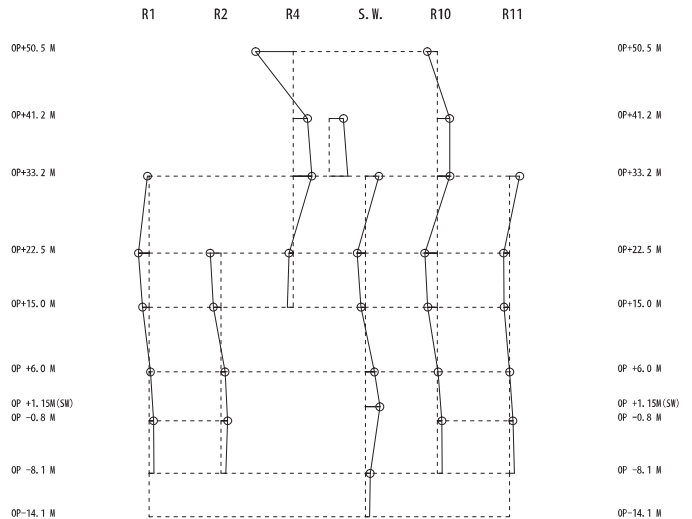
床柔モデル 8 次

固有周期 0.059 s
 固有振動数 17.05 Hz
 刺激係数 0.499



床剛モデル 10 次

固有周期 0.060 s
 固有振動数 16.68 Hz
 刺激係数 0.957



床柔モデル 13 次

図 2-4(4) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (EW 方向) (4/4)

構造物名：原子炉建屋 標高：O.P. 33. 200m NS方向
 減衰定数：2.0% 波形名：基準地震動S s-D 2

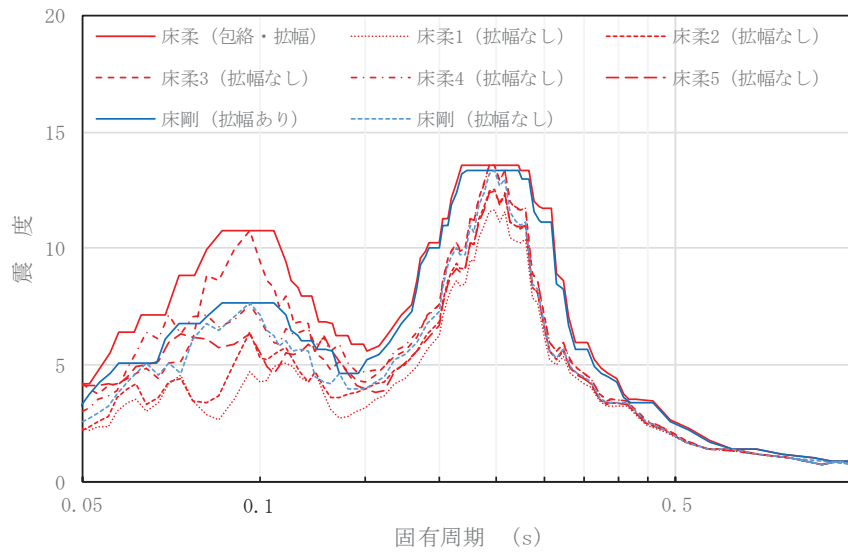


図 2-5 床柔モデルと床剛モデルの床応答曲線の比較 (NS 方向)

構造物名：原子炉建屋 標高：O.P. 33. 200m NS方向
 減衰定数：2.0% 波形名：基準地震動S s-D 2

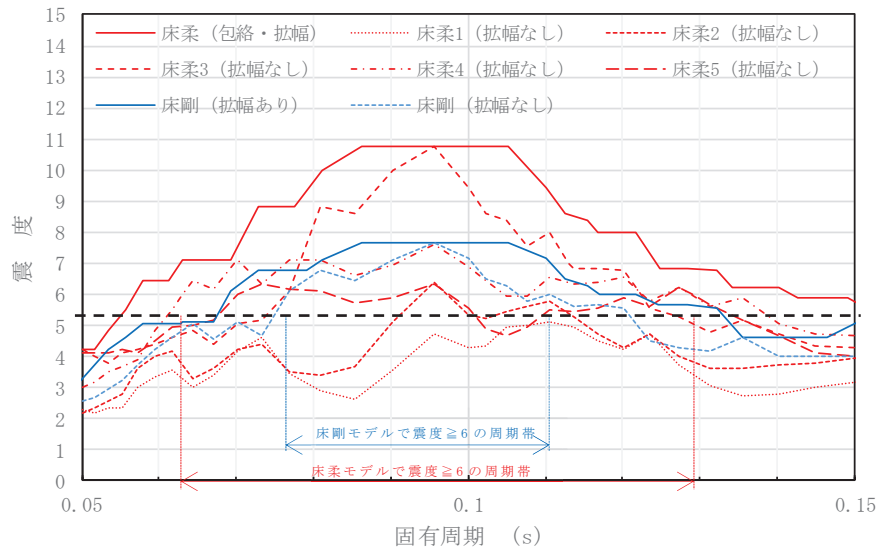


図 2-6 床柔モデルと床剛モデルの床応答曲線の比較 (NS 方向, 短周期拡大)

構造物名：原子炉建屋 標高：O.P. 33.200m EW方向
 減衰定数：2.0% 波形名：基準地震動 S s - D 2

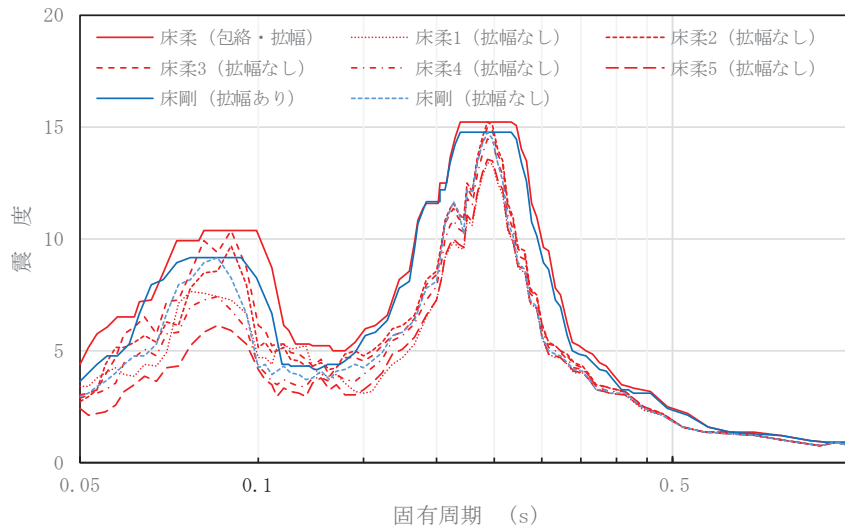


図 2-7 床柔モデルと床剛モデルの床応答曲線の比較 (EW 方向)

構造物名：原子炉建屋 標高：O.P. 33.200m EW方向
 減衰定数：2.0% 波形名：基準地震動 S s - D 2

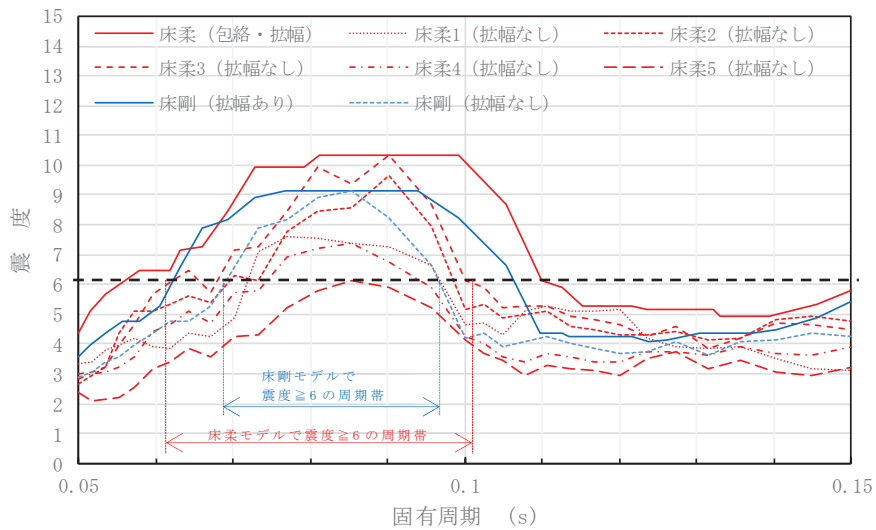


図 2-8 床柔モデルと床剛モデルの床応答曲線の比較 (EW 方向, 短周期拡大)

(参考資料)

軽水炉改良標準化耐震設計小委員会 昭和 55 年度耐震設計の標準化に関する調査報告書 別冊 2 (機器系)

別紙 25 耐震実験に関する補足説明資料

目 次

1. 初期剛性低下の要因とその影響に関する耐震実験についての比較..... 別紙 25-1
2. JEAG の既往耐震実験結果との比較 別紙 25-4
3. 耐震実験 [1], [2], [3] と実機及び JEAG の既往耐震実験のパラメータ比較
について 別紙 25-6

1. 初期剛性低下の要因とその影響に関する耐震実験についての比較

表 1-1 に耐震実験 [1] (別紙 12), [3] (別紙 15), [2] (別紙 18) の目的, 実験概要, 実験結果等について比較して示す。

表 1-1(1) 初期剛性低下下の要因とその影響に関する耐震実験についての比較(1/2)

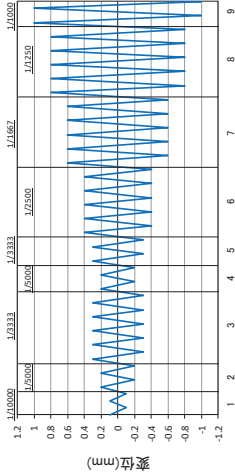
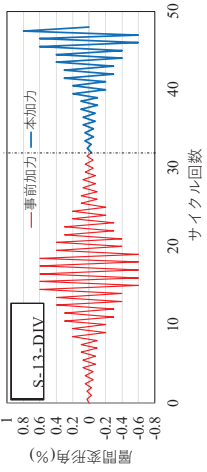
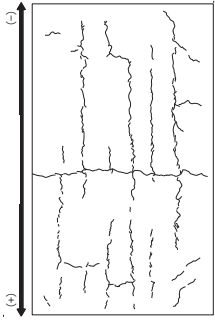
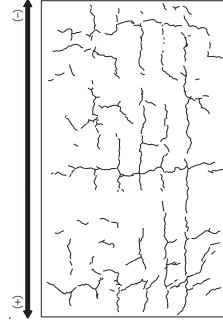
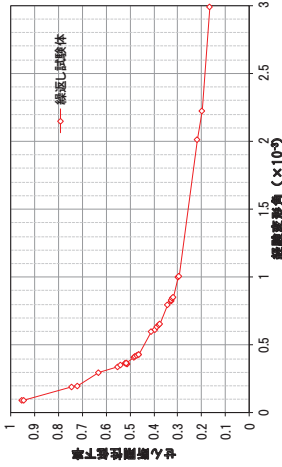
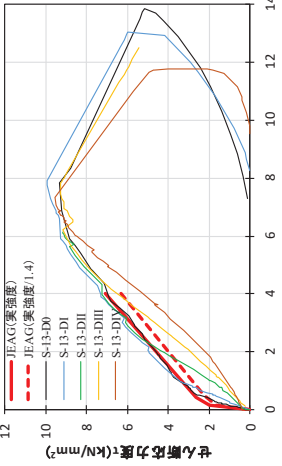
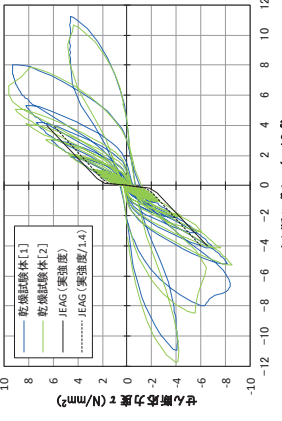
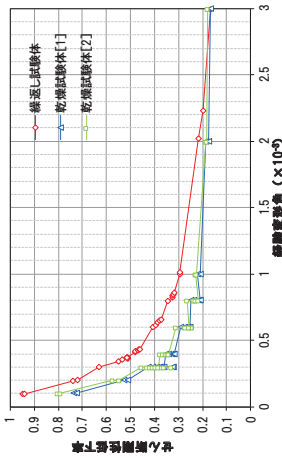
	耐震実験 [1]	耐震実験 [2]	耐震実験 [3]
<p>目的</p>	<p>比較的大きな地震動を繰返し経験すること、耐震壁の剛性が低下していく傾向が認められるかを確認</p> <p>➢耐震壁に対する静的繰返し加力を行う耐震実験</p> <p>➢鉄筋比 1.4%</p> <p>➢微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために、同一変位に対する繰返し加力のサイクル数は、最大 5 サイクル</p> <p>➢経験した変形角よりも小さい変形角 (インナーループ) での剛性低下挙動も検討するため、インナーループとなる繰返し加力を実施</p>	<p>耐震壁の損傷程度の違いが耐震壁の初期の剛性や終局耐力に及ぼす影響について確認</p> <p>➢損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験</p> <p>➢加力パターンは、“事前加力”で損傷度合いの違いを与え、“本加力”によって、終局耐力まで加力</p> <p>➢損傷度合いは、無損傷, 損傷度 I (せん断変形角 0.75×10^{-3}) ~ IV (せん断変形角 6.0×10^{-3}) の計 5 試験体</p> <p>➢鉄筋比 1.32%</p>	<p>乾燥収縮が、耐震壁の初期の剛性や終局耐力に及ぼす影響について確認</p> <p>➢試験体の大きさ・形状や配筋などは耐震実験 [1] と同じ</p> <p>➢加力方法も耐震実験 [1] と同じで、繰返し加力, また, インナーループとなる繰返し加力を実施</p> <p>➢約 3 ヶ月間気中養生により壁部分の乾燥実験時のコンクリートの乾燥収縮率は約 800 μ</p>
<p>実験概要</p>	 <p>加力概念図</p>	 <p>加力概念図</p> <p>➢補足的な検討として、鉄筋量を変えた場合 (半分 (鉄筋量) の実験を実施</p> <p>➢鉄筋比 0.66%</p> <p>➢他の条件は上記実験と同じ</p>	 <p>加力前の乾燥試験体 [1] 乾燥収縮ひび割れ状況</p> <p>➢乾燥期間のパラメータスタディとして、約 8 ヶ月間気中養生により壁部分を乾燥</p> <p>➢実験時のコンクリートの乾燥収縮率は約 1000 μ</p>  <p>加力前の乾燥試験体 [2] 乾燥収縮ひび割れ状況</p>

表 1-1-2) 初期剛性低下下の要因とその影響に関する耐震実験についての比較 (2/2)

	耐震実験 [1]	耐震実験 [2]	耐震実験 [3]
実験毎の成果	<p>▶ J E A G 式に対し、初期剛性、評価基準値付近、終局耐力付近すべてにおいて上回る結果となり、繰返し加力による有意な剛性低下は認められなかった</p> <p>▶ インナーラープによる繰返し加力や主要変形角での 5 回の繰返し加力から、事前損傷が評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した</p> 	<p>▶ 損傷度 I ~ IV 全てのケースで終局耐力は、無損傷の試験体と同等であり、地震による事前損傷が、J E A G 式の終局耐力に与える影響は小さいことを確認した</p> <p>▶ 損傷度 I, II では、J E A G 式の評価基準値付近での耐力低下は認められなかった</p> <p>▶ 補足検討として実施した鉄筋比 0.66% とした場合でも、その傾向は変わらなかった</p> 	<p>▶ 乾燥試験体の初期剛性は J E A G 式より低下するものの、評価基準値付近や終局耐力では J E A G 式を上回ることを確認した。また、乾燥試験体 [1] [2] で、初期の剛性を含めて、荷重-変形関係は同等であった</p> <p>▶ インナーラープによる繰返し加力や主要変形角での 5 回の繰返し加力から、乾燥させた試験体でも事前損傷が評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した</p> 
各実験の比較	<p>▶ 耐震実験 [1] と耐震実験 [3] との条件の違いは、乾燥収縮の有無であるが、剛性低下の傾向に違いが生じ、耐震実験 [3] の方が初期の剛性低下量が大きい。なお、主要地震 (2005 年宮城県沖の地震や 3.11 地震) 時の原子炉建屋の建設当初から剛性低下量の整合性は耐震実験 [3] の方が良い</p> <p>▶ このことから、設計よりもさらに初期剛性が低下した要因として、地震の影響に加え、乾燥収縮の影響が重量したことを示す結果となっている</p> <p>▶ また、インナーラープでの繰返し加力や主要変形角での 5 回の繰返し加力の結果から、乾燥していない試験体 (耐震実験 [1]) と乾燥した試験体 (耐震実験 [3]) の事前損傷の影響による剛性低下の傾向はほとんど変わらないことを確認した</p> 	<p>▶ 繰返し加力による有意な剛性低下は認められなかった</p> <p>▶ 原子炉建屋の建設当初からの剛性低下量は、耐震実験 [3] の結果が、整合性が良い</p> <p>▶ 地震による事前損傷や乾燥収縮の影響が、原子炉施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値 (せん断ひずみ : 2.0×10^{-3}) 付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さい。</p>	
耐震実験結果まとめ	<p>3) 付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さい。</p>		

2. JEAG の既往耐震実験結果との比較

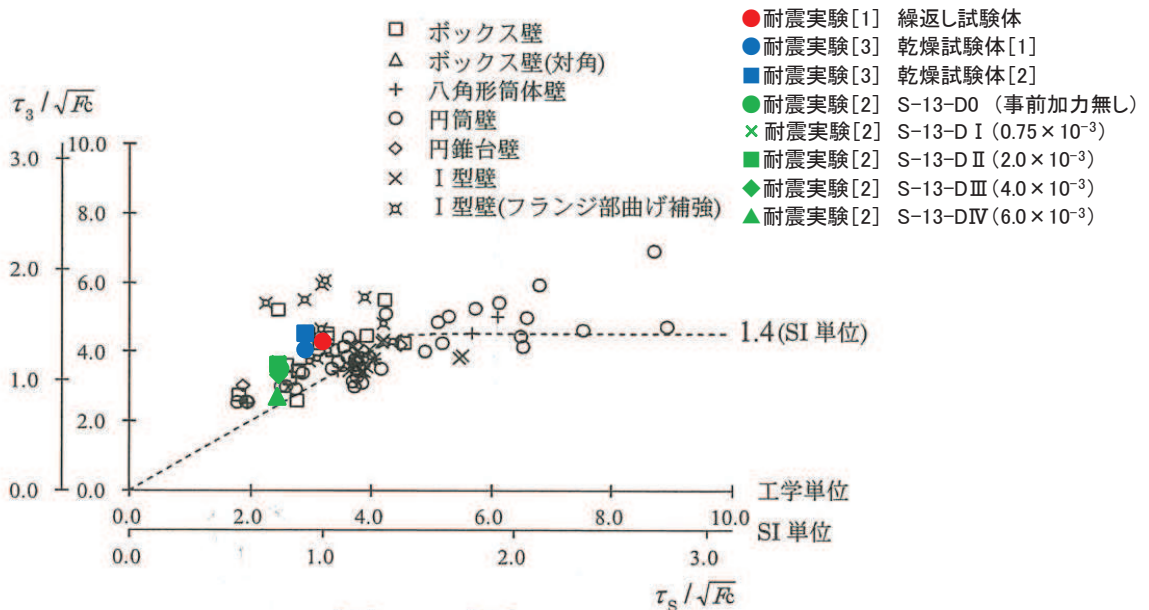
JEAG4601-1991（追補版）によると、「原子炉施設の耐震設計に用いる復元力特性評価法の設定に際しては、原子炉建屋の鉄筋コンクリート造耐震壁を対象とした既往の実験データの収集・整理、既往の算定式、各種基・規準の調査を行い、実験データに適合する復元力特性の評価法を検討するとともに、設定された復元力特性の耐震解析への実用性の検討も行っている」とされている。

ここでは、JEAG 式の基となった既往の耐震実験結果と、耐震実験 [1], [2], [3] の結果の比較を行い、その整合性について確認する。

図 2-1 に、JEAC4601-2015 に示される「 $\tau_s/\sqrt{F_c}$ と $\tau_3/\sqrt{F_c}$ （実験）との関係」の図*に、耐震実験 [1], [2], [3] の結果をプロットした図を示す。耐震実験 [1], [2], [3] の結果は既往耐震実験結果と良く対応している。

図 2-2 に、既往耐震実験結果のうち I 型壁を対象とした実験と計算値の比較結果（せん断応力度－せん断ひずみ関係）、耐震実験 [1], [2], [3] それぞれの結果と計算値（JEAG 式に基づく計算結果）の比較結果（せん断応力度－せん断ひずみ関係）について並べて示す。耐震実験 [3] は乾燥収縮の影響により初期剛性が低下しているが、評価基準値 (2.0×10^{-3}) 付近及び終局点 (4.0×10^{-3}) では、いずれの結果でも計算値を実験結果が上回る結果となっている。

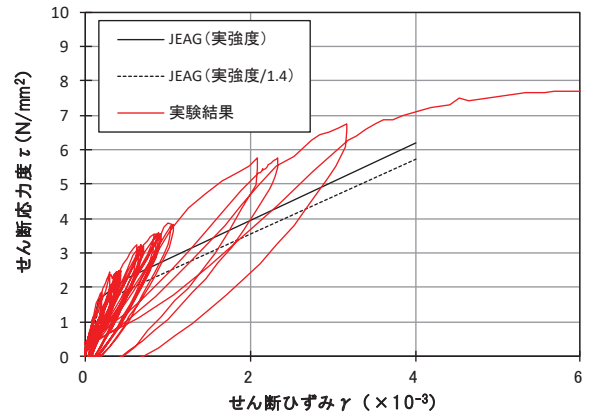
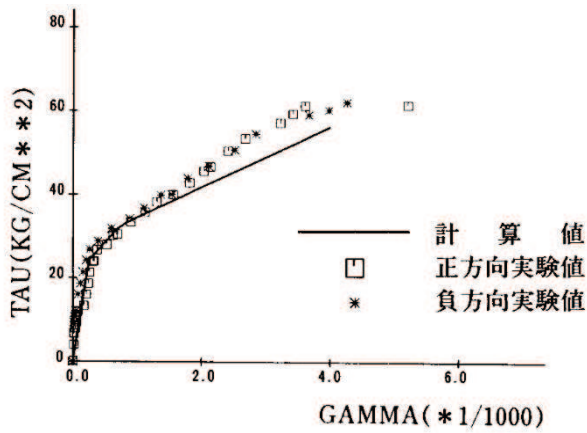
* JEAG4601-1991（追補版）と JEAC4601-2015 には、同じ既往耐震実験結果を基に「 $\tau_s/\sqrt{F_c}$ と $\tau_3/\sqrt{F_c}$ （実験）との関係」の図が示されているが、JEAC4601-2015 の図では、SI 単位系でも作図されていること、円筒壁と I 型壁の区別がされていることを踏まえて JEAC4601-2015 の図を引用している。



附解図 3.7-2 $\tau_s/\sqrt{F_c}$ と $\tau_3/\sqrt{F_c}$ （実験）との関係

※ JEAC4601-2015 附解図 3.7-2 に加筆

図 2-1 既往耐震実験結果と耐震実験 [1], [2], [3] の結果の比較

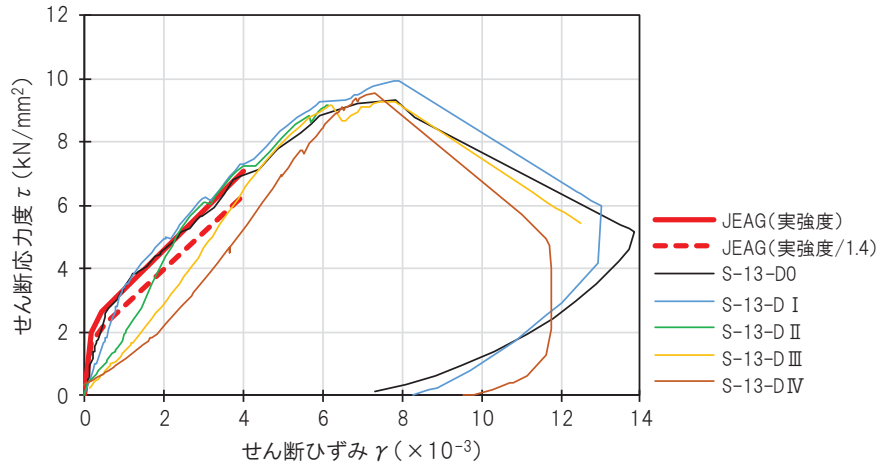


b) I型壁

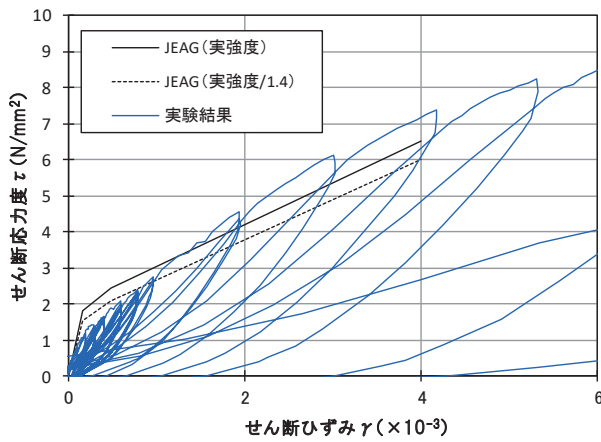
既往実験結果

耐震実験 [1]

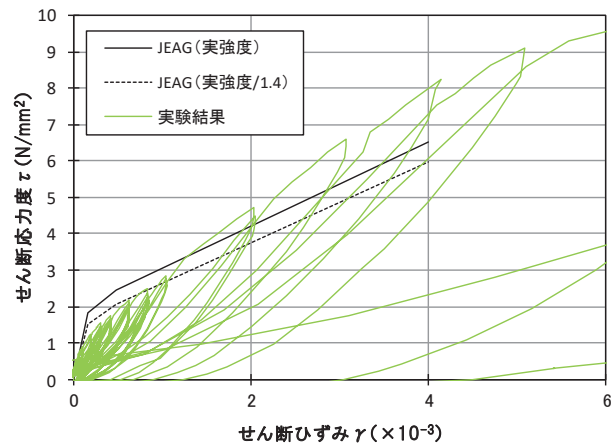
※参考文献(1)図-1を引用。凡例の「計算値」はJEAG式を示す。



耐震実験 [2]



耐震実験 [3] 乾燥試験体 [1]



耐震実験 [3] 乾燥試験体 [2]

図2-2 実験と計算値の比較

3. 耐震実験 [1], [2], [3] と実機及び JEAG の既往耐震実験のパラメータ比較について耐震実験 [1], [2], [3] では、表 3-1 に示すコンクリート強度及び鉄筋比の試験体により実施しているが、ここでは、実機と比較することにより、耐震実験の実機への適用性を確認する。また、JEAG 式の基となった既往の耐震実験の試験体とも同様に確認を行う。表 3-2 に実機各建屋のコンクリート強度（設計基準強度）及び鉄筋比を、図 3-1 に既往耐震実験のコンクリート強度及び鉄筋比を示す。

コンクリート強度及び鉄筋比は、耐震実験と実機及び既往耐震実験とで対応しており、耐震実験結果は実機への適用性があることを確認した。

表 3-1 耐震実験のコンクリート強度及び鉄筋比

耐震実験	コンクリート強度 (実強度)	鉄筋比 (%)
耐震実験 [1]	28.3 (N/mm ²)	1.4
耐震実験 [2]	34.3~35.3 (N/mm ²)	1.32
耐震実験 [2] (参考検討)	31.9~33.2 (N/mm ²)	0.66
耐震実験 [3]	40.2~41.9 (N/mm ²)	1.4

表 3-2 各建屋の設計基準強度及び耐震壁の鉄筋比の範囲

建屋名	設計基準強度	鉄筋比 (%)
原子炉建屋	32.4 (N/mm ²) (330 (kgf/cm ²))	0.774~1.950
制御建屋		0.717~1.794
第 3 号機海水熱交換器建屋		0.794~1.367
タービン建屋		0.794~1.605
第 1 号機制御建屋		0.718~1.446

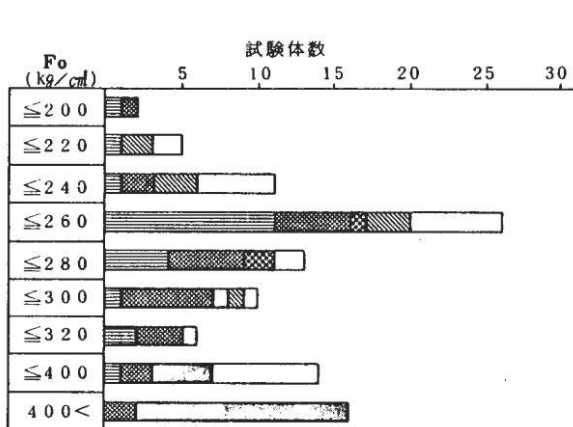


図-4 コンクリート圧縮強度の分布

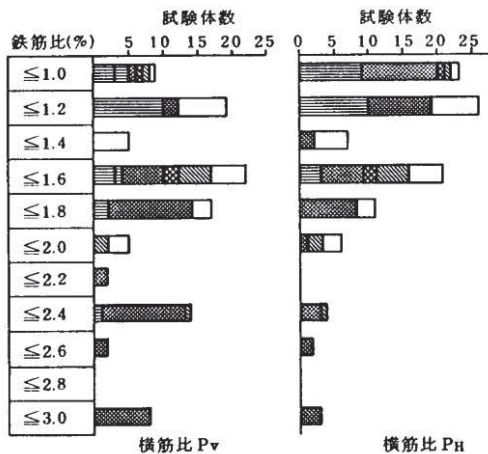


図-6 鉄筋比の分布

※参考文献(2) 図-4及び図-6を引用。

図 3-1 JEAG の既往耐震実験のコンクリート強度及び鉄筋比

[参考文献]

- (1) 江守他：原子炉建屋鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性評価法 その5. 復元力特性スケルトンカーブと実験値の比較，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和62年10月
- (2) 吉崎他：原子炉建屋鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性評価法 その2. 収集データの分析及び文献，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和62年10月

別紙 26 第3号機海水熱交換器建屋と地中土木構造物の構造計画
の違いについて

目 次

1. はじめに	別紙 26-1
2. 第3号機海水熱交換器建屋と海水ポンプ室との構造比較.....	別紙 26-1
2.1 第3号機海水熱交換器建屋	別紙 26-1
2.2 海水ポンプ室	別紙 26-2
3. まとめ	別紙 26-4

1. はじめに

原子炉建屋等の鉄筋コンクリート構造を主体とした建屋については、地震観測記録の分析、評価を実施することにより、コンクリートの乾燥収縮と地震による揺れの重畳が要因である初期剛性低下を考慮した地震応答解析モデルとしている。一方、鉄筋コンクリート構造を主体とする土木構造物では初期剛性低下を考慮していない。

本資料は、ほぼ地中構造物となる第3号機海水熱交換器建屋と海水ポンプ室等の地中土木構造物との構造計画の違いについて考察し、土木構造物で初期剛性低下を考慮していないことの適用性を検討する。

2. 第3号機海水熱交換器建屋と海水ポンプ室との構造比較

2.1 第3号機海水熱交換器建屋

第3号機海水熱交換器建屋は、図2-1に示すような箱型で地下3階、地上1階の建屋で地上部分はほとんどなくパイプスペースやルーバー室のみであり、建屋の大部分が地中に埋まっている構造である。

第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析モデルにおいては、各階床位置に質点を置き、床位置に作用する地震力（慣性力）を、耐震壁をモデル化した曲げせん断棒で負担する構造としており、耐震壁の面内方向に作用する地震力が支配的となる（図2-2参照）。したがって、地上部分はほとんどないが地下部分の構造は原子炉建屋地下部分と同様の考え方で設計されている。

基準地震動 S_s に対しては、耐震壁の荷重-変形関係に非線形履歴特性を持たせた質点系モデルによる弾塑性地震応答解析から求められる耐震壁の最大変形（ひずみ）が判定基準値以内であることを確認している。地震観測記録の分析、評価から初期剛性低下が認められたこと、剛性を小さくした方が変形は大きく求まり、保守的な評価となることを踏まえて、初期剛性低下を考慮した設計としている。

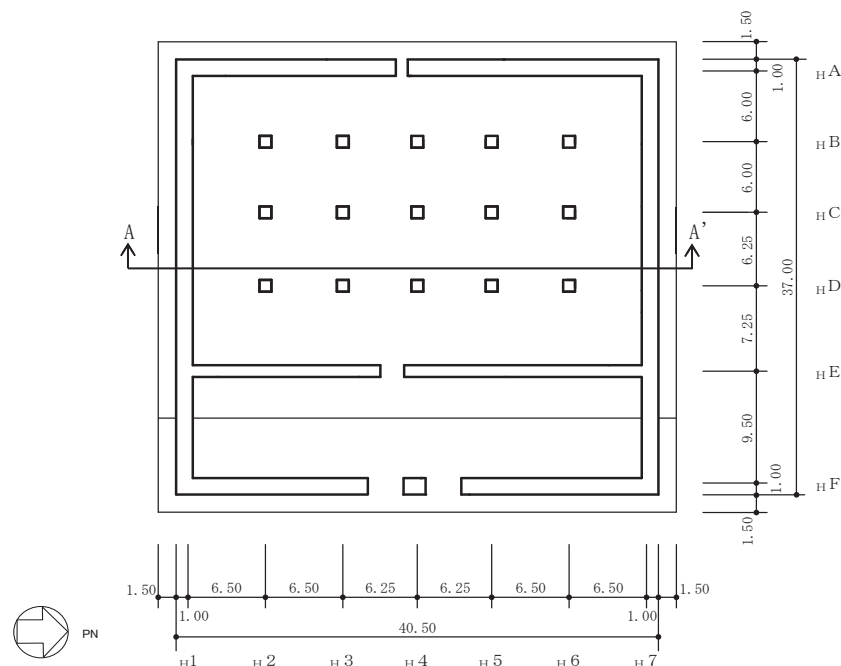


図2-1(1) 第3号機海水熱交換器建屋 概要図（平面図）

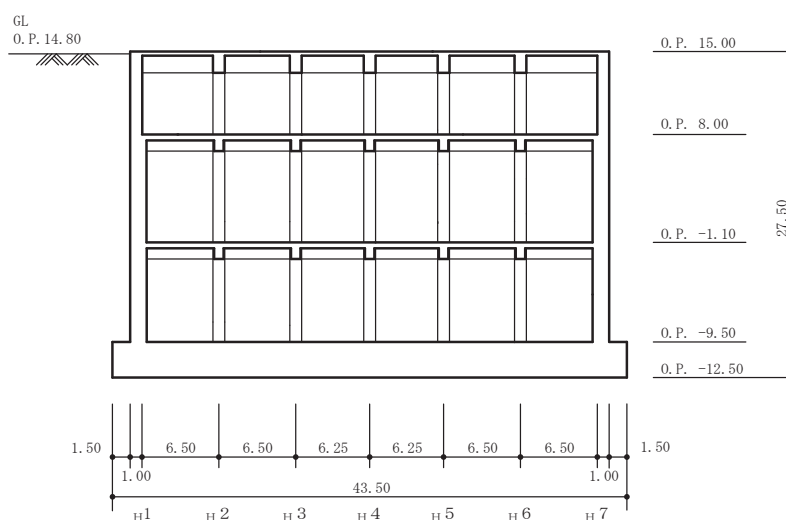


図 2-1(2) 第 3 号機海水熱交換器建屋 概要図 (断面図 (A-A'))

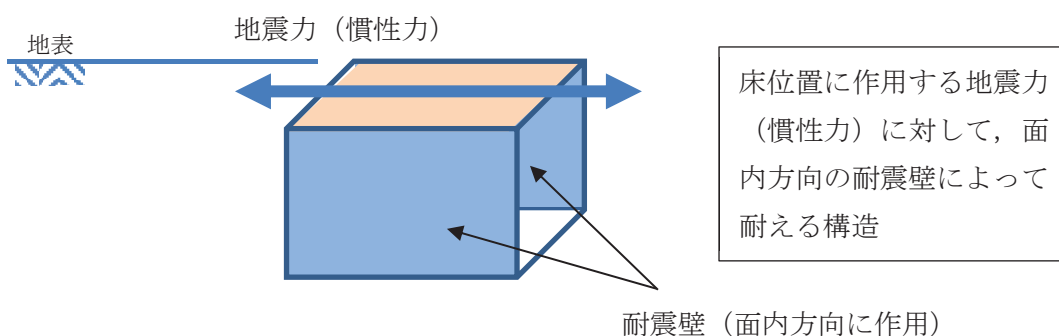


図 2-2 第 3 号機海水熱交換器建屋 耐震構造の概要

2.2 海水ポンプ室

海水ポンプ室は、図 2-3 に示すような箱型の構造物であるが、地上部分は解放された状態で地中に埋まっている構造である。

ポンプやスクリーン等の機器を設置している中床版はあるものの、構造物の床面は基本的に底版であり、床面に作用する慣性力はそのまま基礎で負担する。

最下階より上部の構造物に作用する慣性力は主に構造躯体の自重に対して生じるものとなり、地上部に床がないことや部材は地盤と接して拘束されていることから、面内方向は耐力が大きい反面、大きな慣性力は作用しない。一方、面外方向は耐力が小さく、慣性力に加えて土圧が作用することから影響が大きいものとなる。したがって、土圧による外力が支配的となり、地中の外壁が土圧に対して面外方向に抵抗する構造となる。(図 2-4 参照)。

基準地震動 S_s に対しては、地盤・RC 構造物一体となった有限要素法による応力解析とし、各部材に生じる応力に対して断面照査により判定基準となる耐力と比較し評価している。

応力解析では、全体系に対して対象となる構造物を相対的に剛性を高くした方が応力値が高く計算されることから、コンクリートの初期剛性低下を考慮しない解析としている。(土圧に対

して構造物の剛性が高い方が負担する応力は大きくなる。)

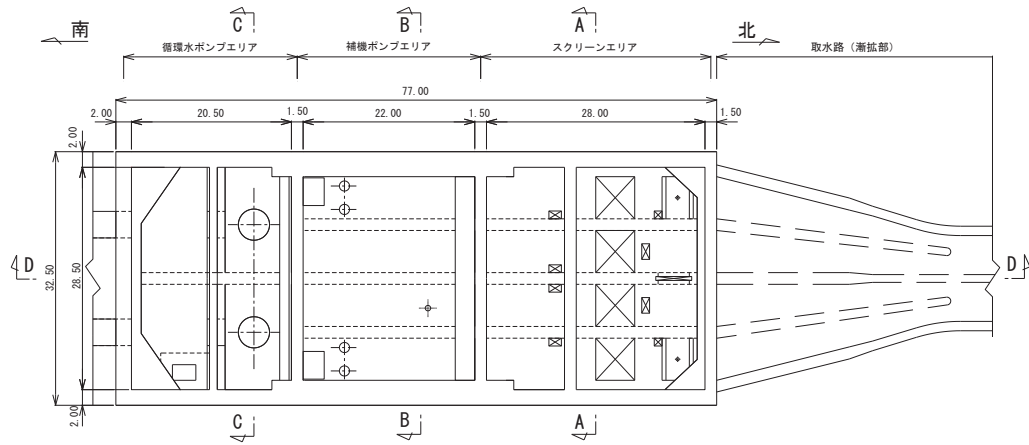


図 2-3(1) 海水ポンプ室 概要図 (平面図)

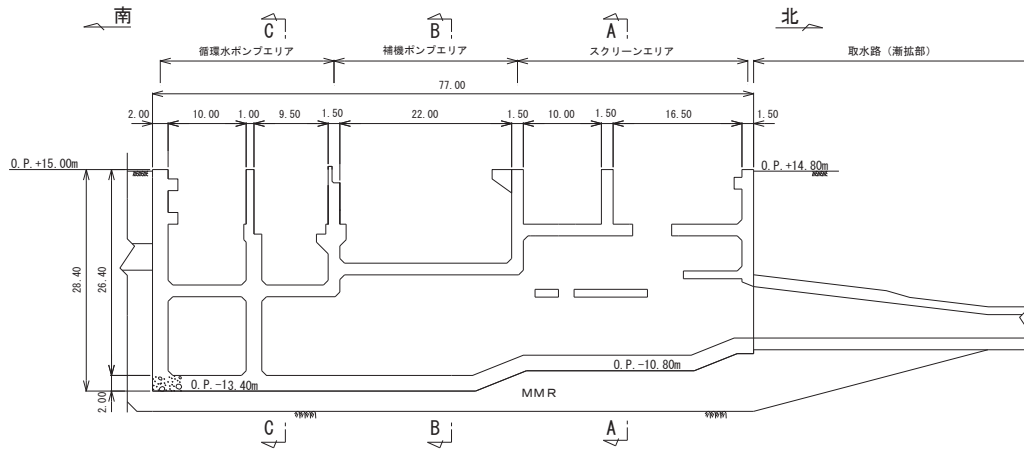


図 2-3(2) 海水ポンプ室 概要図 (断面図)

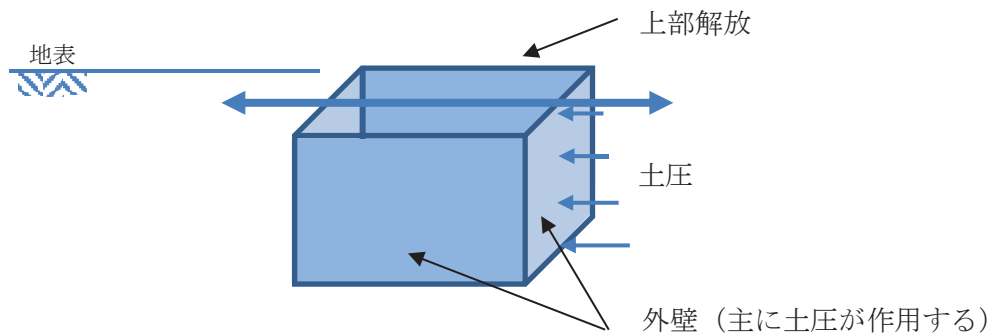


図 2-4 海水ポンプ室 土圧に対する構造の概要

3. まとめ

第 3 号機海水熱交換器建屋と海水ポンプ室は、同じ地中構造物であるがそれぞれの構造計画、設計の考え方（変形照査，応力照査）を確認した。

第 3 号機海水熱交換器建屋では地震力を耐震壁（面内方向）で負担する構造であり，原子炉建屋の地下部と同様の設計として初期剛性低下を考慮することとしている。

一方，土木構造部では，面外方向に作用する土圧を大きく評価するため，初期剛性低下を考慮しない設計手法が保守的であると考えられる。