

本資料のうち、枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

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2
提出年月日	2021年1月27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**

今回ご提示資料

1. 概要

女川原子力発電所は、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（以下「3.11 地震」という。）や、その余震である 2011 年 4 月 7 日宮城県沖の地震（以下「4.7 地震」という。）による地震動を受けており、主要建屋で観測された地震観測記録から、建屋の剛性が設計で考慮している初期剛性に比べ低下している傾向が確認された。

本資料は VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の記載内容を補足するものであり、初期剛性が設計より低下している原因を特定し、その要因を踏まえた、基準地震動 S_s 等に対する地震応答解析モデルの策定について示したものである。

なお、他建物・構築物の地震応答計算書の記載内容を共通的に補足する内容についても、本資料で代表し説明する。

「東北地方太平洋沖地震後の既設設備の耐震設計全体概要」を図 1-1 に、「東北地方太平洋沖地震（3.11 地震）等の施設への影響を踏まえた耐震性評価に反映すべき事項の検討」を図 1-2 に、「原子炉建屋の東北地方太平洋沖地震等による構造的影響評価結果」を図 1-3 に、「原子炉建屋の地震による初期剛性低下を反映した基準地震動 S_s に対する地震応答解析モデル」を図 1-4 に示す。

顕著な剛性低下は 3.11 地震や 4.7 地震で認められており、これらの大きな地震動が、初期剛性が設計よりも低下している要因の一つになっていることは明らかである。これらの地震によって建屋等が具体的にどのような影響を受けたのか等について、原子炉建屋を対象に、「地震等による構造的影響」として検討した。また、3.11 地震等において初期剛性低下は他の多くの建屋で認められていること、各建屋において顕著な構造的被害は認められていないことから、地震動以外のすべての建屋に共通した因子、例えば使用しているコンクリートの特徴等の影響が初期剛性低下の要因として重畳していることも予想されるため、共通して使用しているコンクリート材料の影響について、「コンクリートの乾燥収縮の影響」として検討した。さらに、その他の要因の影響として、支持地盤の状況や実施のコンクリート圧縮強度について、「その他の要因影響」について検討した。（図 1-2、図 1-3 参照）

その結果、設計よりも初期剛性が低下している主要因として以下を抽出した。

- 3.11 地震において設計よりも初期剛性が低下した要因として 3.11 地震による大きな地震動の影響があるが、地震による建屋の損傷度合も踏まえると、それ以外の因子も重畳していることが考えられる。なお、建屋は微細なひび割れが発生し剛性低下をきたしている状態になっていること、一方で構造的損傷や繰返し地震力の影響による剛性低下は認められないことを確認した。
- 最近の研究で、耐震壁の乾燥収縮が初期の剛性低下に寄与することが指摘されていること、また、コンクリート材料試験の結果から、女川のコンクリートは東通に比べ乾燥収縮率が大きいコンクリートであることを確認した。さらに女川は乾燥収縮ひずみがほぼ収束した状態にあることを確認した。

- ・文献レビューの結果や、主要地震（2005年8月16日宮城県沖の地震や3.11地震）時の建設当初からの剛性低下量との整合性は耐震実験 [3]の方が良いことを確認したことから、3.11地震において設計よりも初期剛性が低下した要因として、3.11地震等の地震力の影響と乾燥収縮の影響との重畳と考えられる。
- ・なお、建屋全体として構造的損傷には至っていないこと、初期剛性の低下の要因として、支持地盤等の剛性低下、側面地盤の振動特性の影響はないことを確認した。設計よりも初期剛性が低下している要因として、3.11地震等の大きな地震力による影響に加え、コンクリートの乾燥収縮の影響が重畳したものと考えられるため、それぞれの要因が耐震壁の終局耐力等に与える影響を確認するために、耐震実験を実施した。（図1-2参照）

その結果、

- ・地震動による影響については、事前損傷の度合いをパラメータとした耐震実験を行い、損傷程度の違いが設計で考慮しているスケルトン曲線（以下「J E A G式」という。）の評価基準値や終局耐力付近の値に影響を与えるものでは無いことを確認した。
- ・乾燥収縮の影響については、その影響を考慮した耐震実験において、初期の剛性は3.11地震による建屋の応答と同様にJ E A G式を下回るものの、J E A G式の評価基準値や終局耐力付近ではJ E A G式を上回ることを確認した。

以上の検討を踏まえ、基準地震動 S_s に適用する地震応答解析モデルとして、原子炉建屋を例に以下のように策定した。（図1-4参照）

- ・スケルトン曲線については、基本的にはJ E A G式を適用し、初期剛性については3.11地震による低下を反映した。
- ・建屋減衰については、建屋のシミュレーション解析では7%の結果が得られているが、保守性を考慮し5%を採用した。

策定した地震応答解析モデルに対し、基準地震動 S_s -D2（最大加速度 1000 ガル）を入力した結果を既工認モデルによる応答結果と比較した所、変形量が大きいため、初期剛性低下の影響は顕著では無い結果となった。

地震応答解析モデルに考慮する不確かさについては、女川原子力発電所の特徴を踏まえた地震応答解析結果へ影響を与える要因を抽出した上で検討を行い、初期剛性の更なる低下を不確かさケースとして考慮した。具体的には基本モデルに基準地震動 S_s を入力し、J E A G式に従い低下した建屋剛性を建屋の初期剛性低下とみなして適用したモデルを不確かさモデルとした。また、地盤物性のばらつきを考慮した。（図1-4参照）

鉄筋コンクリートの耐震以外の機能（支持性能、気密性、遮蔽性、止水性等）に対しても女川の状況を踏まえ、保守性を考慮した評価を適用するとともに、今後、保守管理におけるモニタリングの充実を図ることとしている。（図1-2参照）

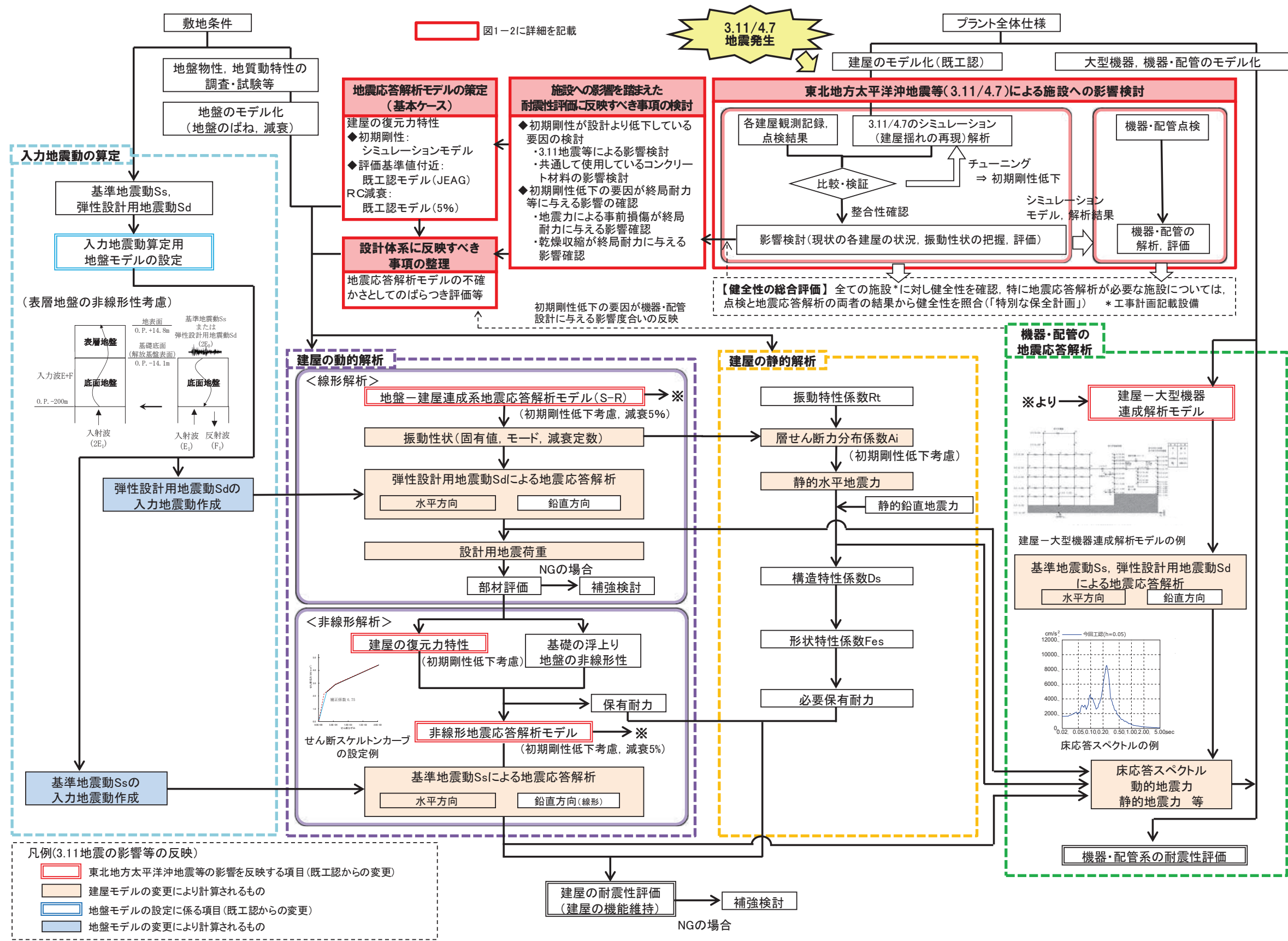


図1-1 東北地方太平洋沖地震後の既設設備の耐震設計全体概要

課題の整理と検討概要 別紙1

【課題】3.11地震等における建屋の振動特性の変化

➢ 3.11地震や4.7地震に対する2号炉原子炉建屋のシミュレーション解析(水平方向)では、建屋の振動特性に支配的なオペフロ下部において、発生応力については耐震壁は弾性範囲であったものの、剛性※については設計で考慮している初期剛性に比べ割程度低下している結果が得られた。

➢ また、安全上重要な施設はないものの、オペフロ上部の耐震壁の3.11地震等の応答は、設計で考慮している初期剛性に対して5~7割程度の低下している結果が得られた。

3.11地震等のシミュレーション解析

- ・水平動については、既工認モデルにオペフロ上部の剛性低下率:0.3(NS)、0.5(EV)、オペフロ下部の剛性低下率:0.75(NS)、0.8(EV)を考慮することでシミュレーション可能。建屋内部減衰は7%。
- ・鉛直動は設計剛性で3.11地震等のシミュレーション可能。建屋内部減衰は5%。

※剛性: 力に対する建物の変形のしやすさを表す指標。同じ力が作用する場合、剛性が小さい方が変形量は大きくなる。また、鉄筋コンクリート造の剛性は外力の大きさによって変化する。

→ 初期剛性が設計より低下している要因を特定し、その要因を踏まえて地震応答解析モデルを構築する必要がある。

初期剛性が設計より低下している要因の検討

【地震等による構造的影響】

■ **実機の3.11地震等に対する建屋の振動特性の把握** 別紙2

- ・観測記録の分析(ARXモデルによる検討)の結果、経年変化に伴う剛性の低下傾向に加え、それまで経験していない大きな地震動(更新地震)による顕著な剛性低下傾向(水平、鉛直共)が認められる。鉛直動の剛性低下は水平動よりは顕著ではない。

■ **3.11地震等における構造的損傷の有無** 別紙3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10

- ・2号炉原子炉建屋に関する現地調査、解析的検討による3.11地震等による構造的影響評価・3次元的な応答性状やねじれの影響、残留変位について検討し、構造的損傷がないこと、建屋は弾性範囲内であることを確認。
- ※構造的損傷: 耐震壁の損傷(ひび割れ幅1.0mm以上のクラックの発生)、壁と床の交差部の損傷等

■ **3D-FEMモデルによるオペフロ上部の剛性低下(大架構)** 別紙11

- ・3D-FEMモデルを用いた静的加力解析の結果、薄い耐震壁で構成される大架構部では、設計よりも曲げ変形が卓越する影響で初期剛性は低下する傾向を示すものの、せん断変形については、評価基準値付近および終局耐力はJEAG式と整合することを確認。

■ **繰返し試験体(耐震実験[1])による確認** 別紙12

- ・小変形時から初期剛性は低下するがその傾向はJEAG式と整合すること、一方繰返し加力による剛性低下は顕著ではないことを確認。

【コンクリートの乾燥収縮の影響】

■ **剛性低下や乾燥収縮の影響等に関する文献レビュー** 別紙13

- ・乾燥させた耐震壁の初期剛性が低下することを確認した耐震実験等の報告あり。

■ **実機の乾燥収縮状態等の把握** 別紙14

- ・女川と東通の乾燥収縮ひび割れ調査を実施し、女川が多い傾向にあることを確認。
- ・建設後の経過年数から女川2号炉の乾燥収縮はほぼ定常状態にあるものと判断。

【その他の要因影響】

■ **支持地盤の剛性低下の有無** 別紙16

- ・建屋直下の岩盤中の地震観測記録等から、3.11地震等による支持地盤の剛性低下の傾向は認められないことを確認。

■ **乾燥試験体(耐震実験[3])による確認** 別紙15

- ・乾燥収縮の影響を受けた乾燥試験体(耐震実験[3])は初期の剛性低下量がJEAG式を下回ることを確認。また、この剛性低下量は、女川の過去の主要地震(2005年宮城県沖の地震や3.11地震)時の観測記録による剛性低下量(固有振動数低下)と概ね整合することを確認。

■ **実機コンクリート圧縮強度の設計基準強度との比較** 別紙17

- ・コア強度は設計基準強度を上回ること、また、3.11地震前後におけるコア強度について有意な劣化は認められないことを確認。

◆ 建屋全体として構造的損傷には至っていないこと、初期剛性の低下の要因として、支持地盤等の剛性低下、側面地盤の振動特性の影響はないことを確認した。

◆ 実機の乾燥収縮状態や耐震実験の結果から、設計よりも初期剛性が低下した要因として、3.11地震等の地震力の影響と乾燥収縮の影響との重量と考えられる。

初期剛性低下の要因が終局耐力等に与える影響の確認

【地震による事前損傷が終局耐力等に与える影響】

■ **事前損傷試験体(耐震実験[2])による確認** 別紙18

- ・原子力発電所の耐震壁並みの鉄筋量を入れた試験体では、加力による事前損傷が終局耐力に与える影響は小さいことを確認。鉄筋量を半分程度に低減した試験体でも同様の傾向を確認。
- ※事前損傷: 3.11地震より更に多数のひび割れを発生させた壁

◆ 地震による事前損傷や乾燥収縮の影響が、原子力施設建屋の基準地震動Ss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ことを確認した。

【乾燥収縮が終局耐力等に与える影響】

■ **乾燥試験体(耐震実験[3])による確認** 別紙15

- ・乾燥試験体は初期剛性はJEAG式を下回るものの評価基準値付近および終局耐力はJEAG式を上回ることを確認。また、乾燥期間の違い(乾燥期間3ヵ月⇔8ヵ月)が荷重-変形特性に与える影響は小さいことを確認。
- ・乾燥試験体においても事前加力がその後の履歴特性に与える影響は小さいことを確認。

■ **乾燥収縮の影響等に関する文献レビュー** 別紙13

- ・乾燥させた耐震壁(鉄筋量は一般建物相当)の初期剛性が低下する一方、終局耐力の低下はなく、既往の評価式を上回る傾向を確認した耐震実験の報告あり。

オペフロ上部耐震補強工事 別紙19

- ・オペフロ上部のオペフロ〜クレーン階部分に追設耐震壁を、クレーン階より上部に追設ブレースを設置。
- ・地震観測記録などから耐震補強工事の有効性を確認。
- ・耐震補強による地震応答特性への影響を検討し、ねじれ応答等の影響は小さく、設計上適切に考慮されていることを確認。

設計体系に反映すべき事項の整理(地震応答解析モデルの策定、ばらつき評価等) 別紙20, 21, 22, 23, 24

原子炉建屋の代表性

- ・原子炉建屋オペフロ上部は、①地震によるひび割れが多くみられる、②初期剛性低下が最も大きい、③剛性低下に耐震壁の薄い影響が現れている、ことから他の建屋もオペフロ上部と同様に3.11地震等に対する性状把握や今後の設計モデルの構築が可能。

原子炉建屋の耐震設計

【初期剛性低下を踏まえた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】

- ・基本ケースには3.11地震等による初期剛性低下を考慮、評価基準値付近はJEAG式を採用。
- ・不確かさケースには更なる初期剛性低下を考慮。建屋内部減衰は保守的に5%を採用。

【静的地震力評価用Ai分布(3Ci用、必要保有水平耐力用)】

- ・地震応答解析モデルの基本ケース(3.11地震等による初期剛性低下考慮)によるAi分布を採用。なお、初期剛性低下を考慮しないモデルによるAi分布に対する確認も実施。

【基礎版(FEMモデル)の評価】

- ・初期剛性の低下を考慮したモデル・考慮しないモデル両方に対し検討を実施。

建屋の要求機能に対する設計上の取り扱い

- ・3.11地震によるひび割れの発生等の影響を踏まえ、保守的に基準地震動Ssに対して応答ひずみが大きく評価される不確かさケース(3.11地震よりも更なる初期剛性低下を考慮したモデル)に対し、支持性能、気密性能、遮音性能、止水性能等について検討する。

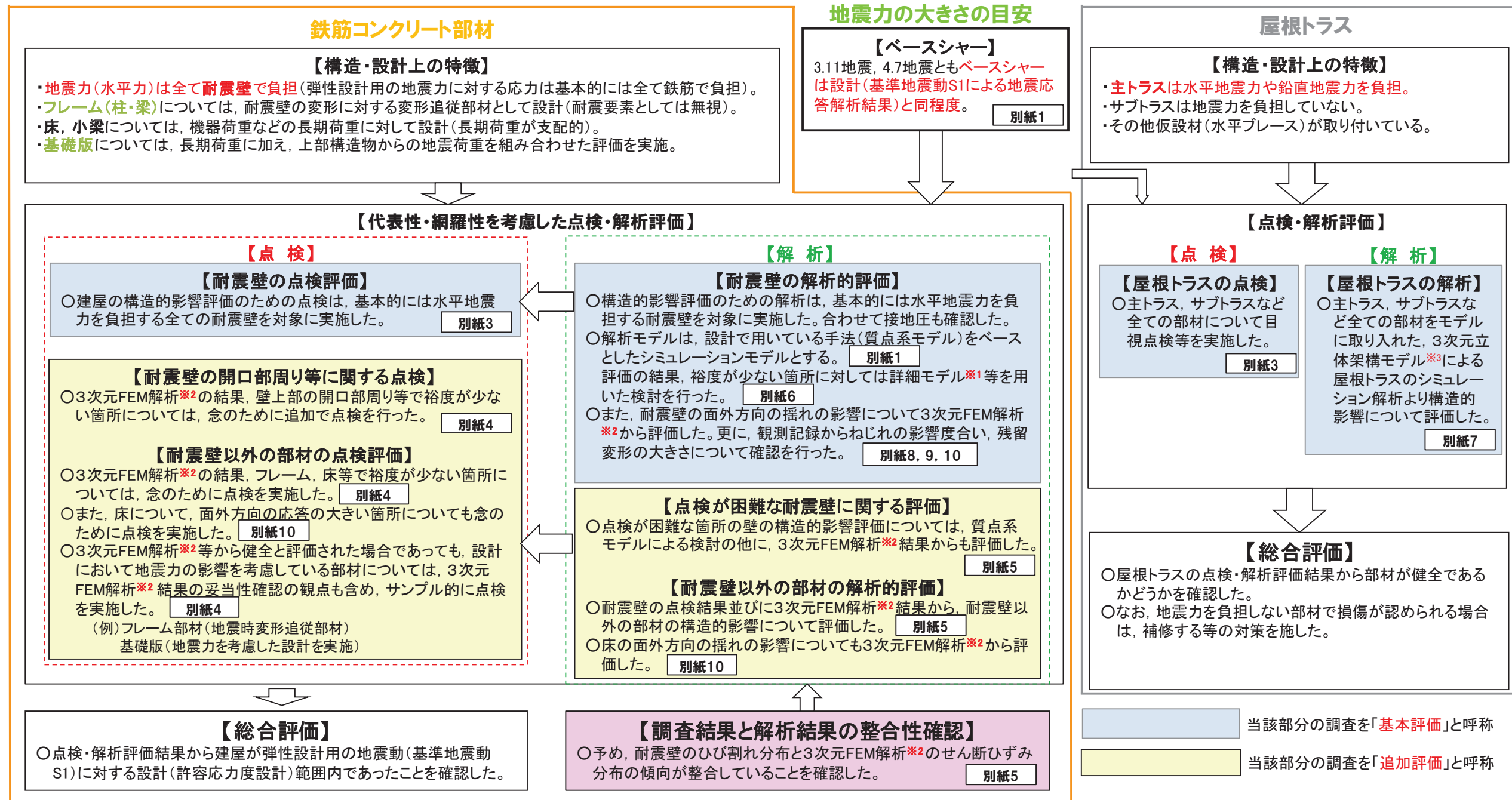
設備への影響評価

- ・不確かさの検討ケースに対して、機器・配管系の設計用地震力に及ぼす影響を検討する。

モニタリングの充実化

- ・乾燥収縮ひび割れ等のひび割れ分布について、点検、記録方法の詳細化を図る。
- ・新設建屋に対して地震観測装置を設置する。既設に対しても必要に応じ充実を図る。

図1-2 東北地方太平洋沖地震(3.11地震)等の施設への影響を踏まえた耐震性評価に反映すべき事項の検討



地震力の大きさの目安

【ベースシャー】

3.11地震、4.7地震ともベースシャーは設計(基準地震動S1による地震応答解析結果)と同程度。 **別紙1**

屋根トラス

【構造・設計上の特徴】

- ・主トラスは水平地震力や鉛直地震力を負担。
- ・サブトラスは地震力を負担していない。
- ・その他仮設材(水平ブレース)が取り付けられている。

【点検・解析評価】

【点検】

【屋根トラスの点検】

○主トラス、サブトラスなど全ての部材について目視点検等を実施した。 **別紙3**

【解析】

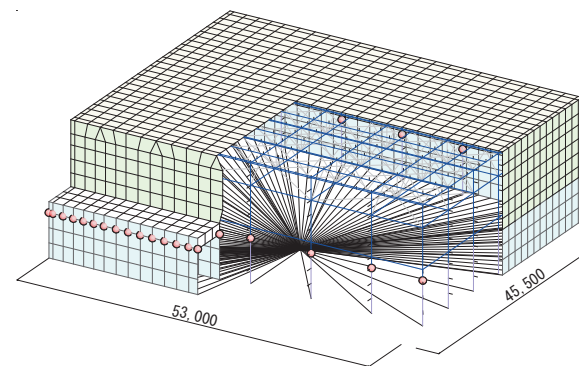
【屋根トラスの解析】

○主トラス、サブトラスなど全ての部材をモデルに取り入れた、3次元立体架構モデル※3による屋根トラスのシミュレーション解析より構造的影響について評価した。 **別紙7**

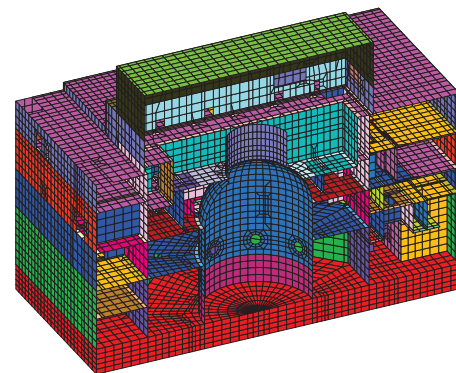
【総合評価】

○屋根トラスの点検・解析評価結果から部材が健全であるかどうかを確認した。

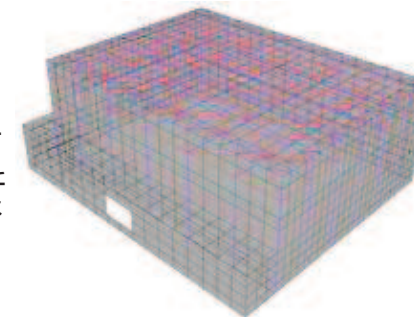
○なお、地震力を負担しない部材で損傷が認められる場合は、補修する等の対策を施した。



※1 詳細モデル
(オペフロ上部、非線形)
オペフロ上部の鉄筋コンクリート部、鉄骨部を考慮した非線形の3次元FEMによるシミュレーションモデル。
変位計測システムによる記録との整合性検討も実施。



※2 3次元FEMモデル
(建屋全体、等価線形)
耐震壁以外の部材も考慮可能な、建屋全体を対象とした3次元FEM(等価線形)によるシミュレーションモデル。



※3 3次元立体架構モデル(オペフロ上部)
オペフロ上部の鉄骨(主トラス・サブトラス・母屋・水平ブレース(上下弦面))・柱・梁・耐震壁・屋根スラブをモデル化したシミュレーションモデル。

図1-3 原子炉建屋の東北地方太平洋沖地震等による構造的影響評価結果

・女川2号炉原子炉建屋や機器・配管類の耐震設計では基準地震動Ss(水平動)による地震応答解析結果の影響が支配的になる。また、建屋の地震応答解析の不確かさケースの設定にあたっては、建屋の初期剛性低下の不確かさ設定の影響が大きい。

・初期剛性低下に関し、基本モデルについては、耐震実験等から初期剛性低下要因がJEAG式の評価基準値(せん断変形角: 2.0×10^{-3})付近での耐力低下につながることを確認したこと等から、復元力特性モデルはJEAG式をベースに、初期剛性は3.11地震のシミュレーション解析で得られた剛性低下を反映するスケルトンカーブを採用する。なお、建屋の内部減衰は保守的に5%(シミュレーション解析では7%)を採用する。

・不確かさモデルについては、初期剛性の更なる低下を不確かさケースとして考慮する。具体的には基本モデルに基準地震動Ssを入力し、JEAG式に従い低下した建屋剛性を建屋の初期剛性低下とみなして適用したモデルを不確かさモデルとする。不確かさモデルにおいても、建屋の内部減衰は5%を採用する。

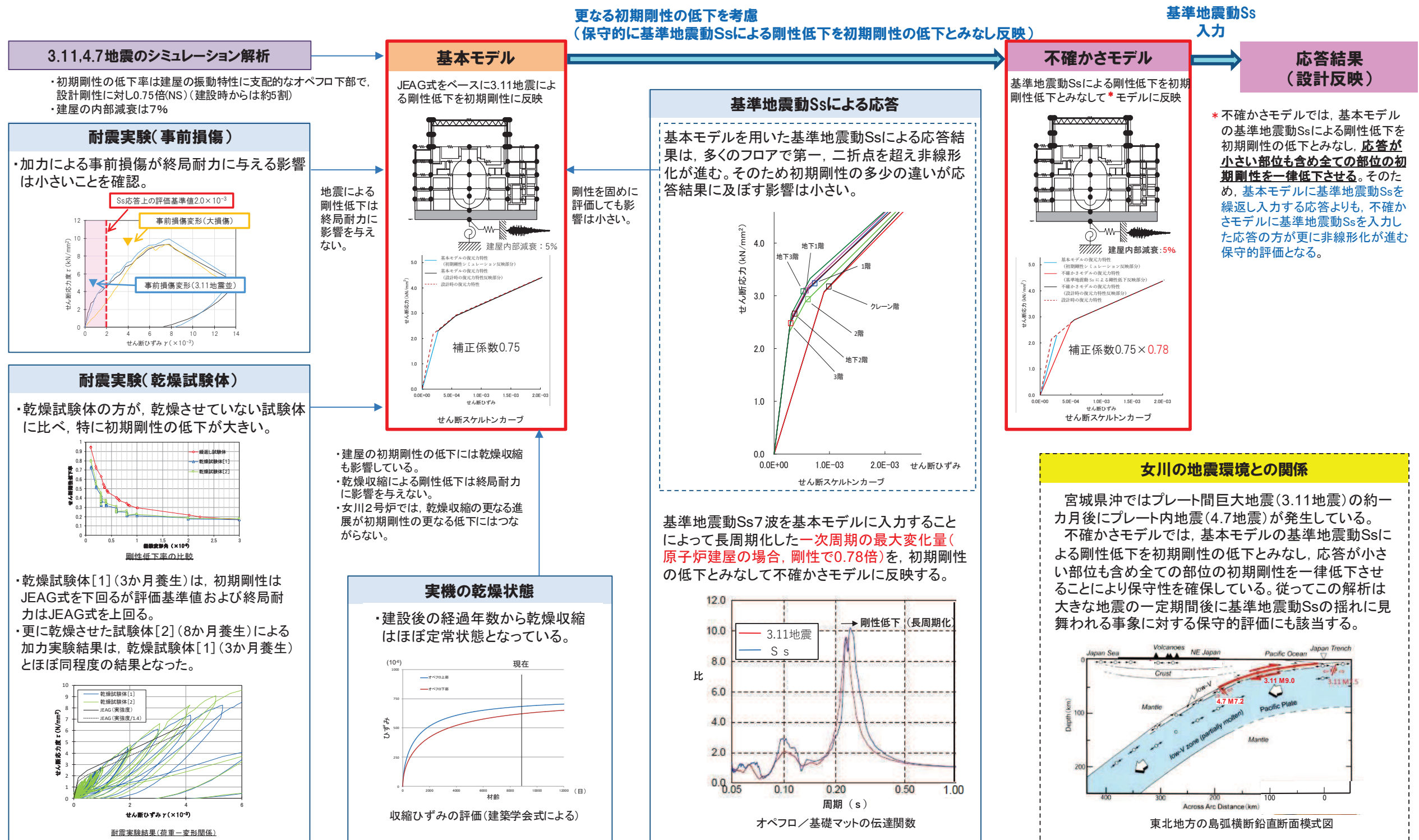


図1-4 原子炉建屋の地震による初期剛性低下を反映した基準地震動Ssに対する地震応答解析モデル

2. 初期剛性が設計より低下している要因の検討

2.1 検討概要

顕著な剛性低下は 3.11 地震や 4.7 地震で認められており、これらの大きな地震動が、初期剛性が設計よりも低下している要因の一つになっていることは明らかである。これらの地震によって建屋等が具体的にどのような影響を受けたのか等について、原子炉建屋を対象に、「地震等による構造的影響」として検討した。

また、3.11 地震等において初期剛性低下は他の多くの建屋で認められていること、各建屋において顕著な構造的被害は認められていないことから、地震動以外のすべての建屋に共通した因子、例えば使用しているコンクリートの特徴等の影響が初期剛性低下の要因として重畳していることも予想されるため、共通して使用しているコンクリート材料の影響について、「コンクリートの乾燥収縮の影響」として検討した。

さらに、その他の要因の影響として、支持地盤の状況や実施のコンクリート圧縮強度について、「その他の要因影響」として検討した。

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，耐震壁は第一折点を超過するレベルであったが，設計における応力－ひずみ曲線とは乖離がある。
- 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。

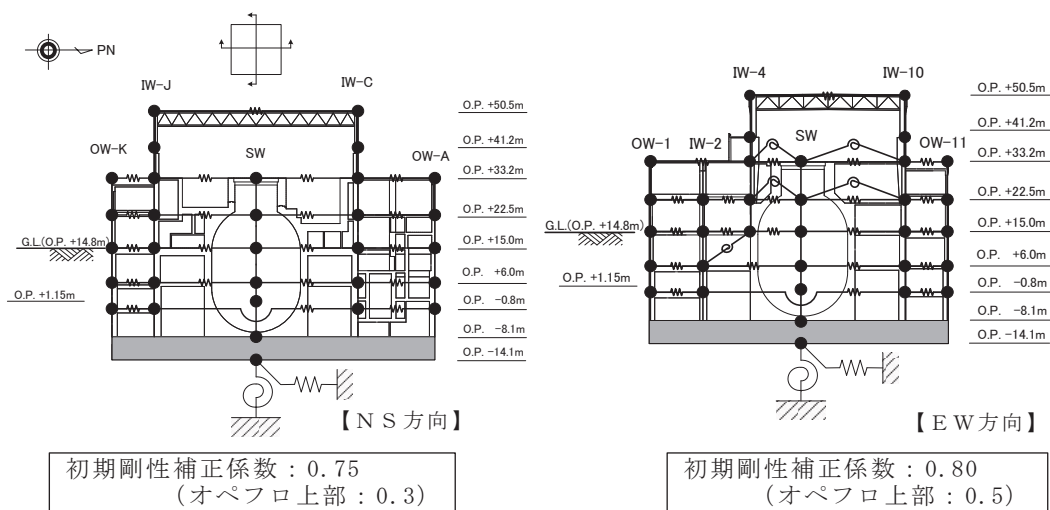


図 2.2-1 原子炉建屋 シミュレーションモデル (水平方向)

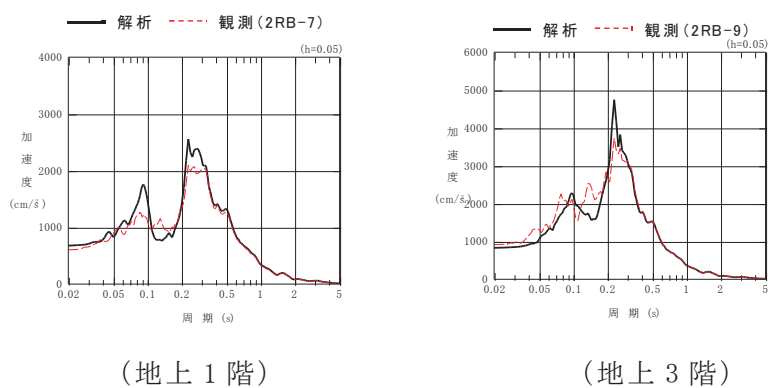


図 2.2-2 加速度応答スペクトルの比較 (原子炉建屋 3.11 地震 NS 方向)

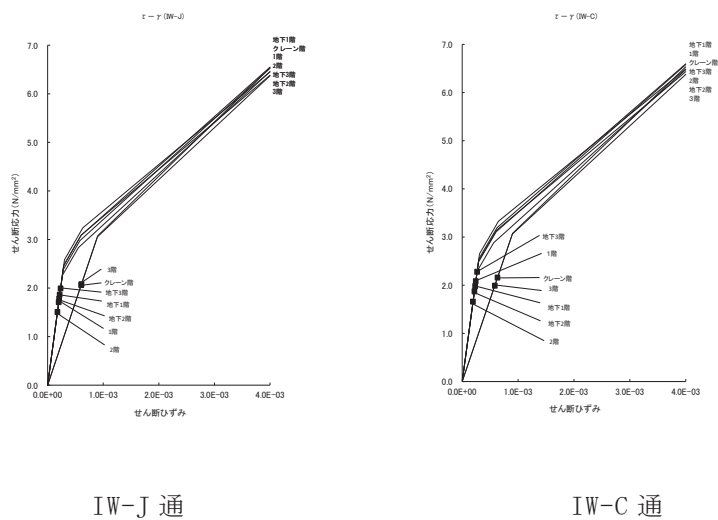


図 2.2-3 セン断スケルトン曲線上の最大応答値
(原子炉建屋 3.11 地震 NS 方向)

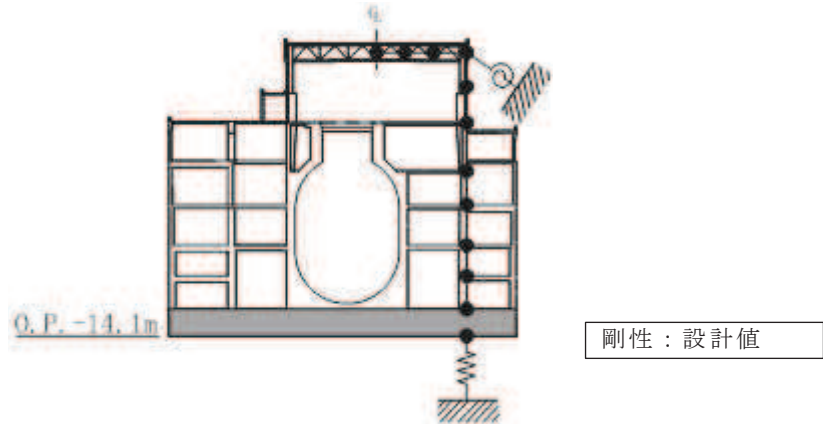
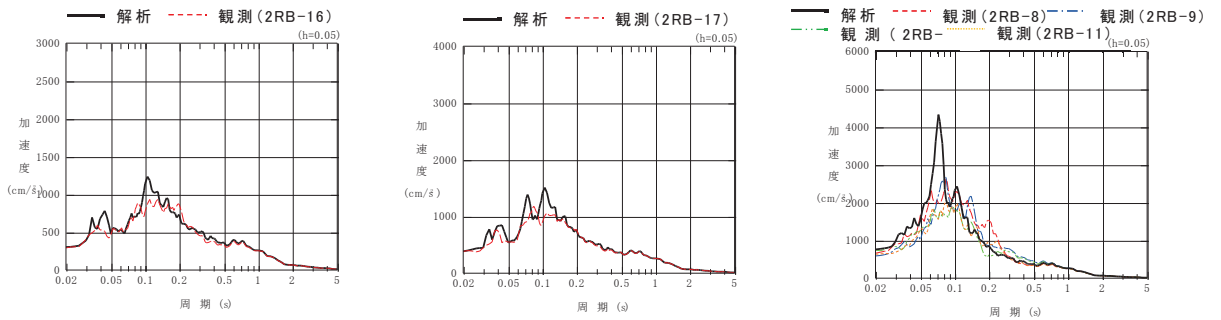


図 2.2-4 原子炉建屋シミュレーションモデル（鉛直方向）



(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)

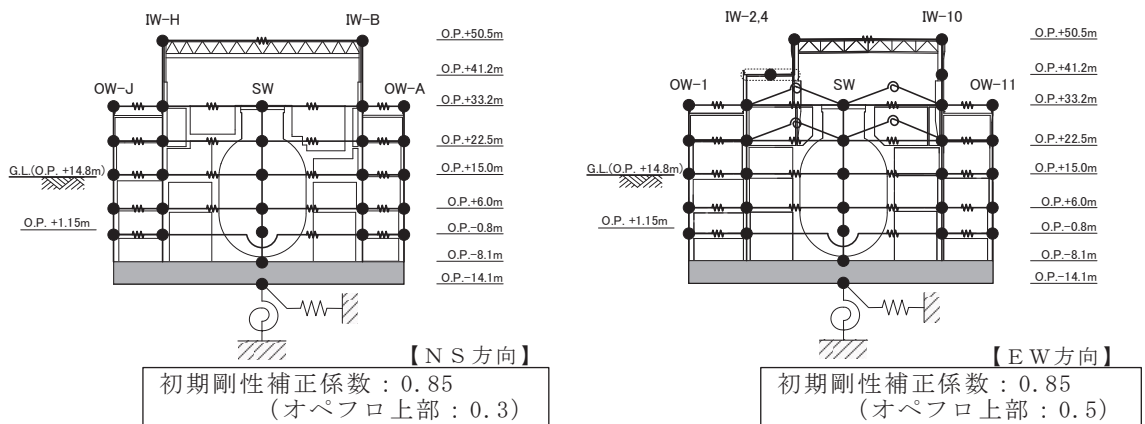
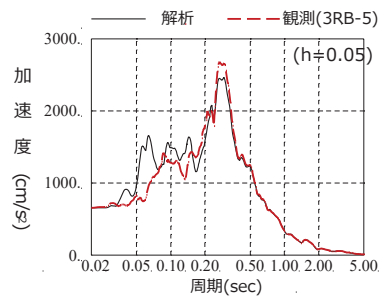
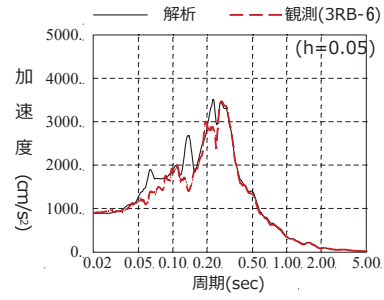


図 2.2-6 図3号機原子炉建屋 シミュレーションモデル（水平方向）



(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)

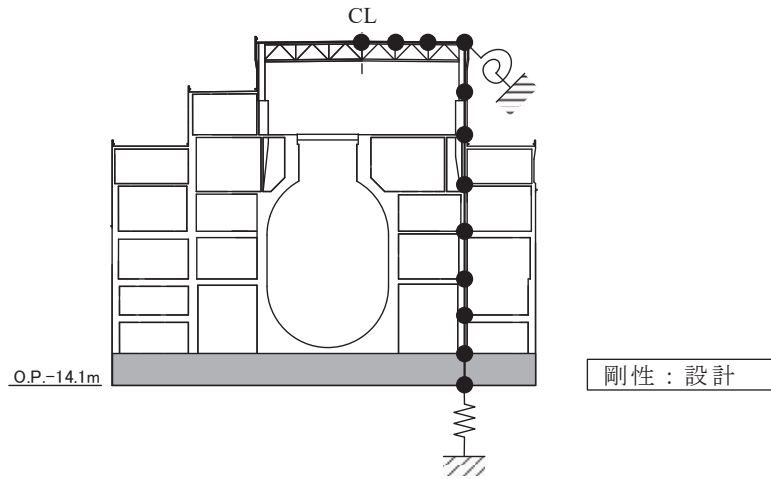
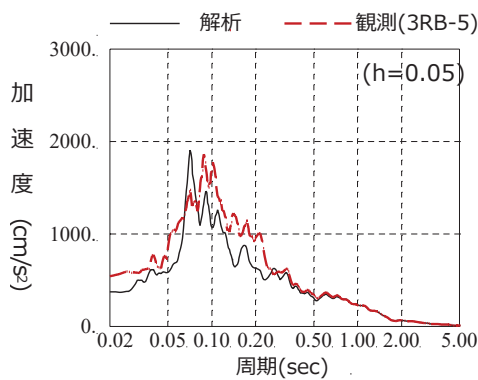
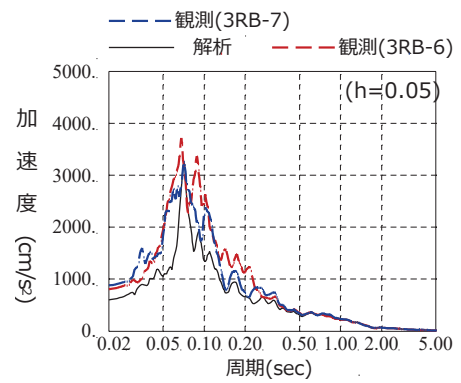


図 2.2-8 第3号機原子炉建屋シミュレーションモデル (鉛直方向)



(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)

2.3 地震等による構造的影響

2.3.1 検討概要

女川原子力発電所の建屋の地震による初期剛性の低下傾向について、地震計が設置されている建屋における記録分析を行い、その特徴について検討・整理を行った。記録の分析に当たっては、初期剛性低下量と地震動の大きさの相関性を確認するため、大地震以外の中小地震も対象とし、地震動レベルと剛性低下の関係について整理を行った。また、コンクリートの経年変化の影響を確認する観点から、経年変化と剛性の低下の関係についても着目し整理を行った。

また、すべての建屋において3.11地震や4.7地震で顕著な剛性低下が認められており、これらの地震による影響が設計よりも初期剛性が低下している要因になっていることは明らかであるが、建屋等が具体的にどのような影響を受けたのかについて、原子炉建屋を対象に、建屋の振動特性に影響を与える主要な因子毎に検討を行った。検討項目について、表2.3-1に示す。

原子炉建屋の3.11地震、4.7地震に対するシミュレーション解析では、オペフロ上部の剛性補正係数が0.3(NS)、0.5(EW)とオペフロ下部の0.75(NS)、0.8(EW)よりも小さかった。これは、オペフロ上部の構造的な特徴として比較的壁やスラブが薄くスパンの大きい大架構であることが影響していると考えられるため、実態を表す3次元FEMモデルと質点系モデルにより剛性と耐力を比較検討した。

女川原子力発電所のすべての建屋は、3.11地震以前に受けた比較的大きな地震（2003年5月26日宮城県沖の地震、2005年8月16日宮城県沖の地震）や中小地震の影響を繰返し受けており、それに伴い剛性の低下傾向も認められている。建物が損傷を受けない弾性範囲であっても地震によって剛性が低下する現象は数多く報告されている。それ以外の低下要因として、比較的大きな地震動の「繰返し性」が建屋剛性低下に影響を与えている可能性も考えられるため、繰返し加力が鉄筋コンクリート造の耐震壁に与える影響についても検討を行った。

表 2.3-1 3.11 地震による影響検討の検討項目

検討項目	部位	地震方向	検討方法（点検以外）	備考
躯体 （構造的 損傷* ¹ の 有無の確 認）	耐震壁	面内	質点系モデル	建屋全体を対象にした モデル
			3次元 FEM モデル （等価線形）	
			オペフロ上部 3次元 FEM モデル（非線形）	
			変位計測システムによ る記録	
	耐震壁	面外	3次元 FEM モデル （等価線形）	検討対象：オペフロ上 部
		ねじれ	地震観測記録の傾向分 析	オペフロ上部の記録に 基づき検討
		基礎版	面内，面外	3次元 FEM モデル （等価線形）
	フレーム		3次元 FEM モデル （等価線形）	
床スラブ	面内	3次元 FEM モデル （等価線形）		
	面外	3次元 FEM モデル （等価線形）	検討対象：地上 3 階， 屋根	
支持地盤の剛性* ²			質点系モデル， 観測記録の傾向分析	
側面地盤の影響* ³			質点系モデル	2005 年 8 月 16 日宮城 県沖の地震による検討

*1 躯体の検討：構造的損傷（ひび割れ幅 1.0mm 以上のひび割れが発生するような事象）の有無の確認。必要に応じ、目視点検も合わせて実施。

*2 支持地盤の検討：3.11 地震等による支持地盤の剛性低下の有無の確認。

*3 側面地盤の検討：側面地盤の非線形化が建屋の応答に与える影響程度の確認。

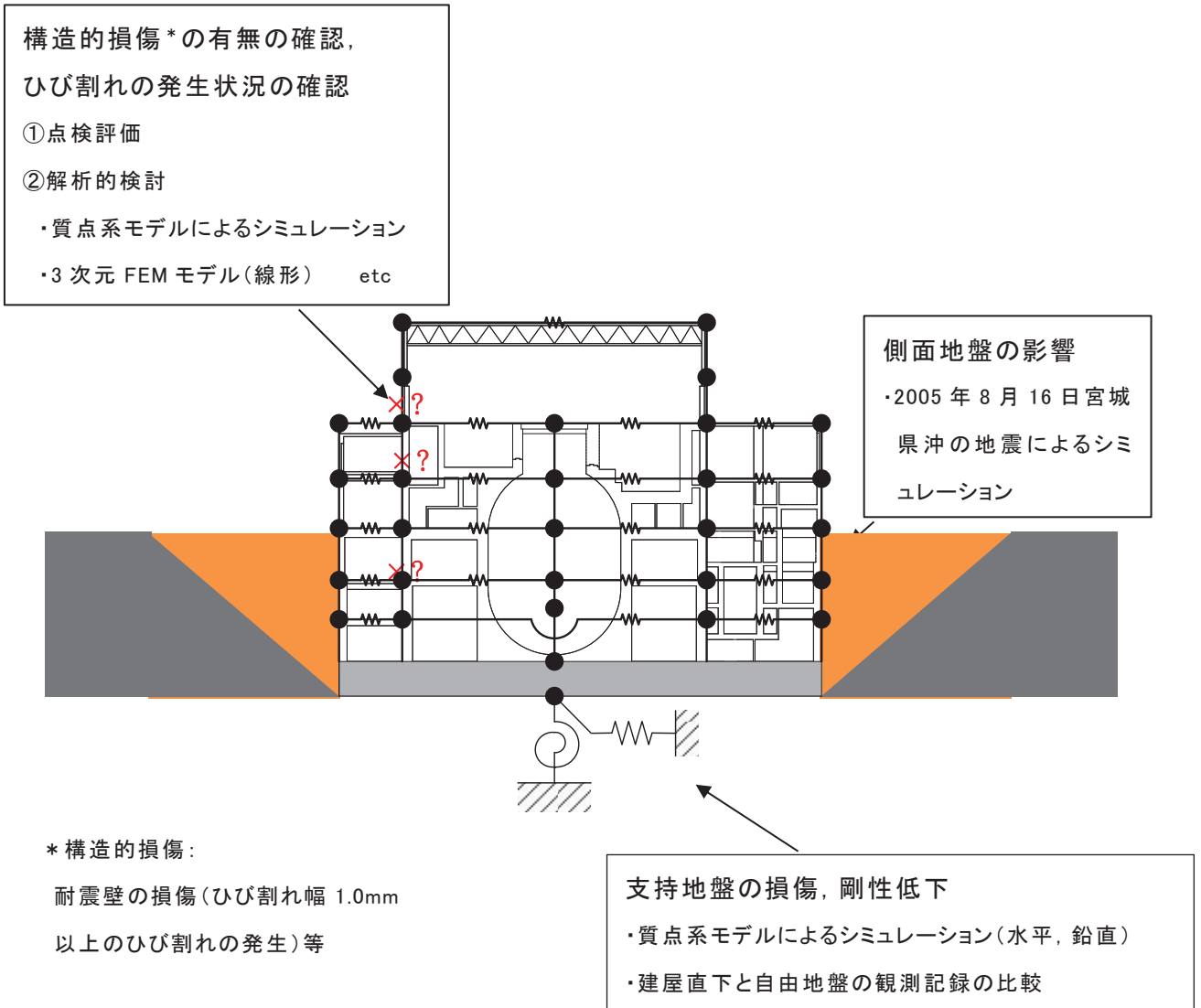


図 2.3-1 3.11 地震による影響検討の検討項目

(1) 検討の目的

女川原子力発電所の地震計が設置されている建屋における記録の分析を行い、建屋の地震による初期剛性の低下について、

- ・原子炉建屋で認められたような初期剛性の低下は、耐震クラスに係らず、すべての建屋に共通的な現象なのか。
- ・初期剛性低下量と地震動の大きさに相関性があるのか。
- ・コンクリートの経年変化の影響を確認する観点から、初期剛性低下量と経年変化に相関性があるのか。
- ・鉛直動についても剛性低下の傾向が認められるのか。
- ・剛性の低下量は、建屋の構造的特徴によって差異が認められるのか。

等に関し、検討・整理を行った。検討は大地震以外の中小地震も対象にして実施した。また、比較のために、東通第 1 号機原子炉建屋で得られた地震観測記録についても分析を行った。

(2) 女川原子力発電所主要建屋の剛性低下の傾向分析（水平動、鉛直動）

女川原子力発電所の主要建屋について、基礎版と建屋上部で得られた地震観測記録の伝達関数から、建屋の一次固有振動数を評価した。地震観測記録は、建設直後から 3.11 地震の余震を含めたものを使用した。主な特徴は以下のとおりである。

- ① 3.11 地震等に対し、多くの建屋で、原子炉建屋と同程度の初期剛性の低下が認められる。
- ② 水平動について、地震動レベルの大きさと建屋の剛性低下（振動数低下）については相関性が認められる。
- ③ また、わずかながら経時的変化による剛性低下（振動数低下）傾向も認められる建屋があるが、地震動レベルの大きさによる影響と重畳された傾向とも解釈される。建設直後の小地震のみから評価した剛性低下量（振動数低下量）は大きくはない。
- ④ 鉛直動についても地震動レベルの大きさと建屋の剛性低下量（振動数低下量）については相関性が全建屋で認められるが、水平動ほど低下量は大きくはなく、設計値よりも高い振動数を維持している。
- ⑤ 第 3 号機海水熱交換機建屋については、剛性低下量が他の建屋に比べて小さい。これは、同建屋は地中に埋め込まれた建屋であり、埋戻し土の影響によって減衰効果が大きいことが影響しているものと思われる。

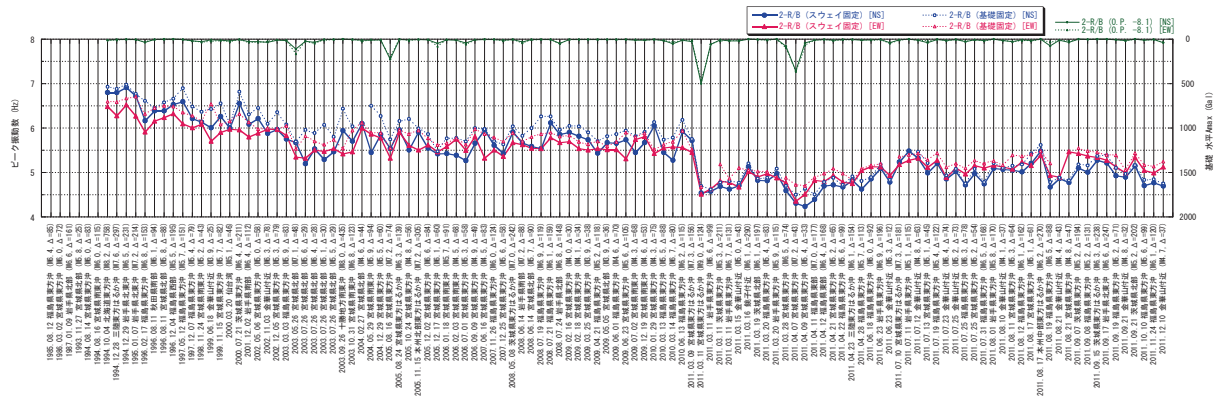


図 2.3-2 原子炉建屋 固有振動数低下の傾向（水平方向）

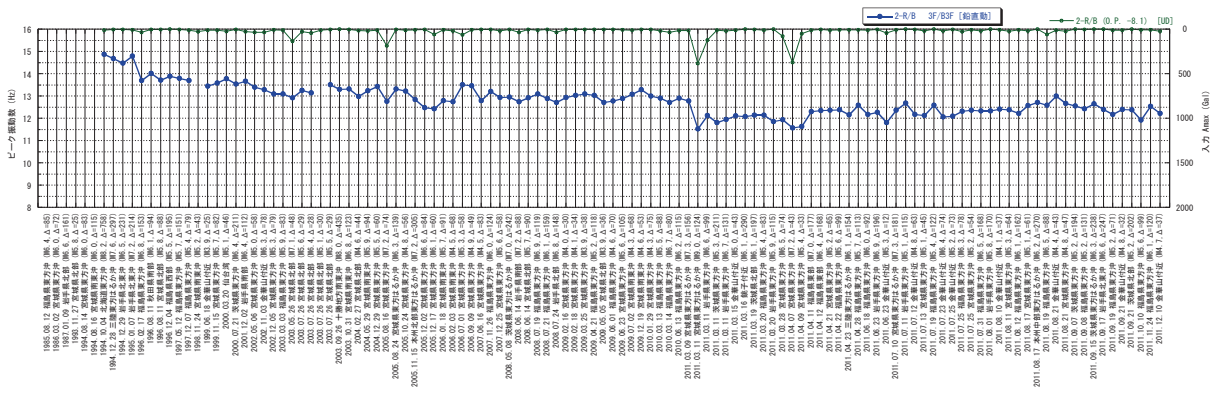


図 2.3-3 原子炉建屋 固有振動数低下の傾向（鉛直方向）

(3) 東通原子力発電所の傾向との比較

女川と同様に、東通第1号機原子炉建屋の基礎版と地上3階で得られた地震観測記録の伝達関数から、建屋の一次固有振動数を評価した。主な特徴は以下のとおりである。

- ①東通の場合、地震動レベルの大きい地震に見舞われた経験が無く、女川のような極端な剛性低下（振動数低下）傾向は認められない。
- ②経時的变化も顕著ではない。

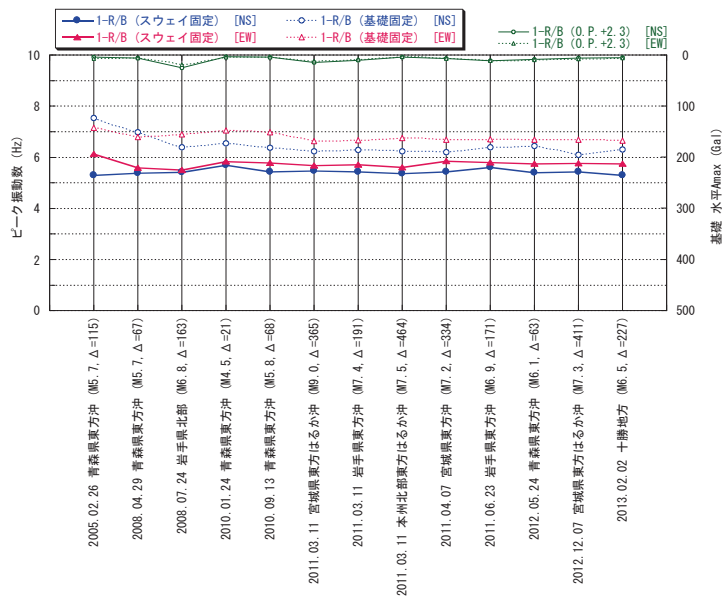


図 2.3-4 東通第1号機原子炉建屋 固有振動数低下の傾向（水平方向）

(4) 検討結果

女川原子力発電所の地震計が設置されている建屋における記録の分析を行い、建屋の地震による初期剛性の低下について検討を行った。その結果、原子炉建屋と同等の剛性低下量が多く、建屋で認められたこと、初期剛性低下量と地震動の大きさ、また、初期剛性低下量と経年変化にそれぞれ相関性が認められるが、その分離は困難なこと、鉛直動についても剛性低下の傾向は認められるが、水平動のように顕著ではないこと等を確認した。これらの傾向を以下の剛性低下の要因分析に反映していく。

2.3.3 3.11 地震等における構造的損傷の有無の確認

(1) 検討の目的

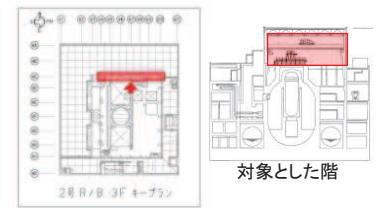
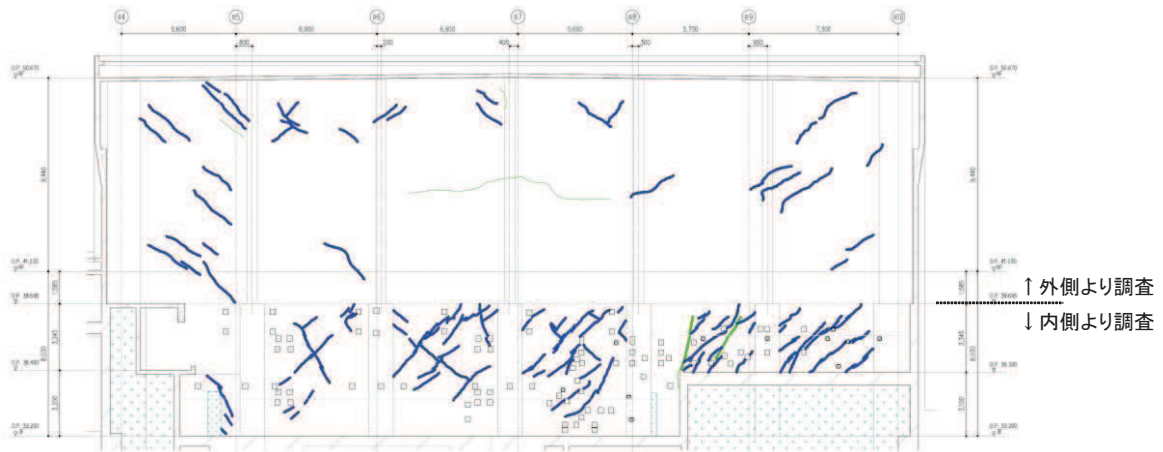
3.11 地震や 4.7 地震では顕著な剛性低下が認められており、建屋等が具体的にどのような影響を受け、現在どのような状態にあるのかを確認するために、原子炉建屋を対象に、構造的損傷（ひび割れ幅 1.0mm 以上のひび割れが発生するような事象）の有無について確認を行った。確認は解析的検討に加え、必要に応じ、目視点検も合わせて実施した。

(2) 原子炉建屋の点検評価、解析的評価による構造的影響評価結果の概要

・・・別紙 3 別紙 4 別紙 5 別紙 6 別紙 7

原子炉建屋について、3.11 地震等による構造的影響を確認するために、耐震壁、基礎版、フレーム（梁・柱）の鉄筋コンクリート部材、及び屋根トラスについて、点検評価と解析的評価を実施した。剛性低下に寄与する鉄筋コンクリート部材の評価結果の特徴は以下のとおり。

- ①点検としては、地震力を負担する耐震壁を対象に実施した。また、解析の結果、フレーム等で裕度が少ない箇所、基礎版など地震力を考慮した設計を実施している箇所についても点検を実施した。
- ②解析的検討も、基本的には水平地震力を負担する耐震壁について、質点系シミュレーションによる検討を実施した。評価の結果、裕度の小さいオペフロ上部については 3 次元 FEM 非線形モデルによる詳細検討を実施した。また、耐震壁以外の部材の構造的影響の確認も兼ねて、建屋全体の 3 次元 FEM 等価線形モデルによる検討も実施した。
- ③点検、解析の結果は整合した結果となっていることを確認した上で、鉄筋コンクリート部材は、部分的に地震によるひび割れは認められるものの、弾性設計用の地震動（基準地震動 S 1）に対する設計（許容応力度設計）範囲内であったことを確認した。

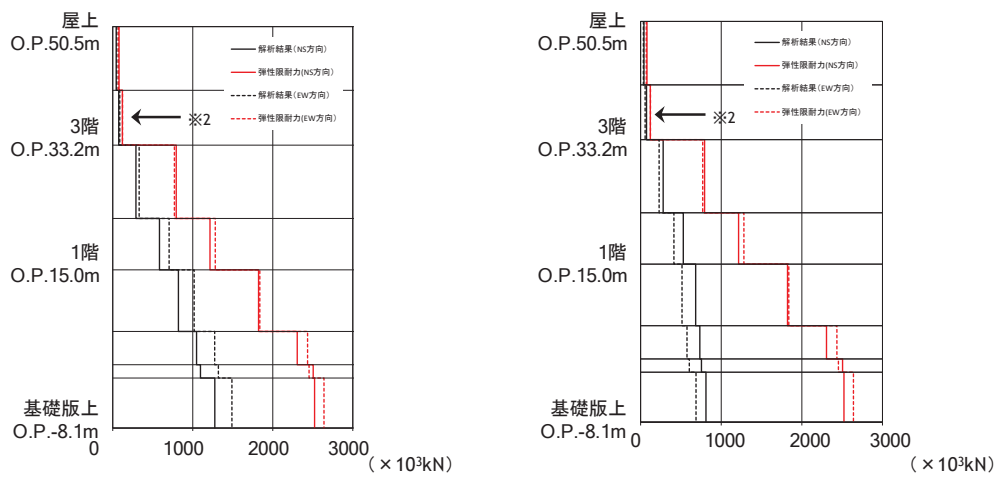


地震による		地震以外		
—	0.3mm未満	—	0.3mm以上~1.0mm未満	幅未確認
—	0.3mm以上~1.0mm未満	—	1.0mm以上	はくらく
—	1.0mm以上	—		確認不能の範囲

図 2.3-5 地震後点検結果の例（原子炉建屋 地上3階 RC 通り）

耐震壁の応答は、オペフロ上部でひずみが最も大きい、各階の層せん断力は弾性限界耐力^{※1}以下であり、この検討結果では鉄筋については弾性範囲である。

※2 比率(各階の層せん断力/弾性限界耐力)の最大値は以下のとおりである。
 3.11地震 : 0.72 (EW方向) 4.7地震 : 0.60 (NS方向)



シミュレーション解析結果 3.11地震

シミュレーション解析結果 4.7地震

※1 弾性限界耐力: 鉄筋(設計配筋量)のみで負担できる短期許容応力度($P_w \times \sigma_y$)から算定
 P_w : せん断力を負担する耐震壁の鉄筋比
 σ_y : 鉄筋の短期許容引張応力度

図 2.3-6 原子炉建屋シミュレーション解析結果（層せん断力の比較）

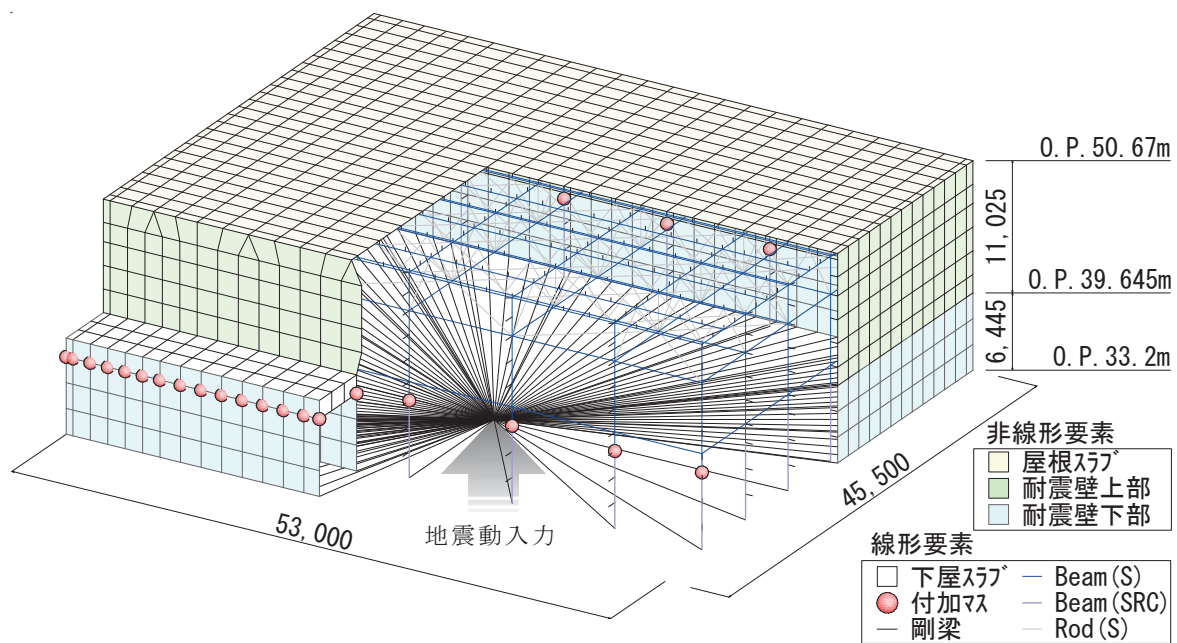


図 2.3-7 原子炉建屋オペフロ上部 3次元 FEM 非線形モデル

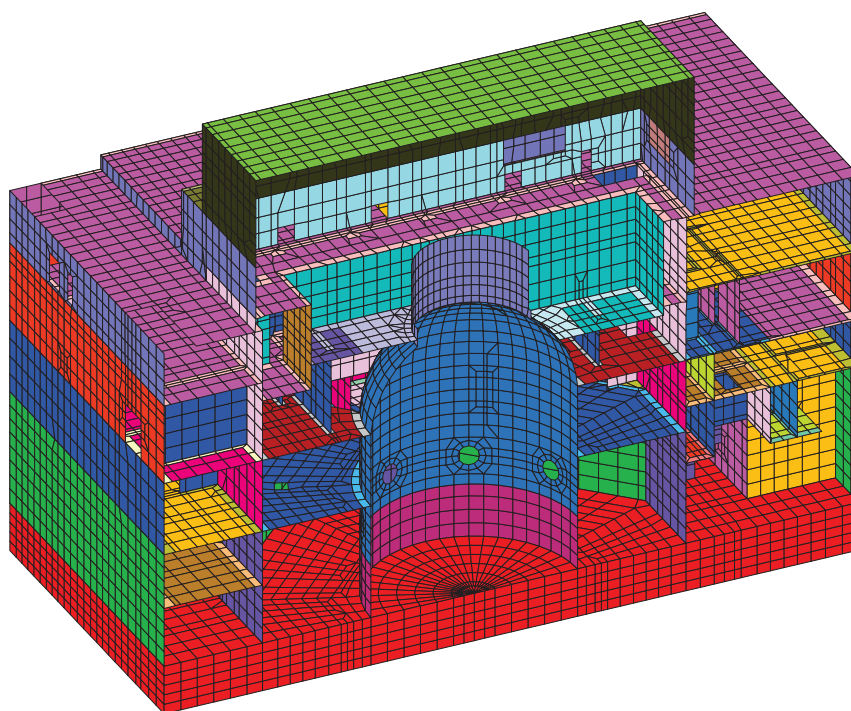


図 2.3-8 原子炉建屋 3次元 FEM 等価線形モデル断面図

(3) 補足検討

原子炉建屋の点検評価，解析的評価による構造的影響評価結果に関し，3次元的なねじれの影響確認，耐震壁の残留変形の確認，鉛直動の影響の大きい床等の面外応力に対する影響確認を行った。

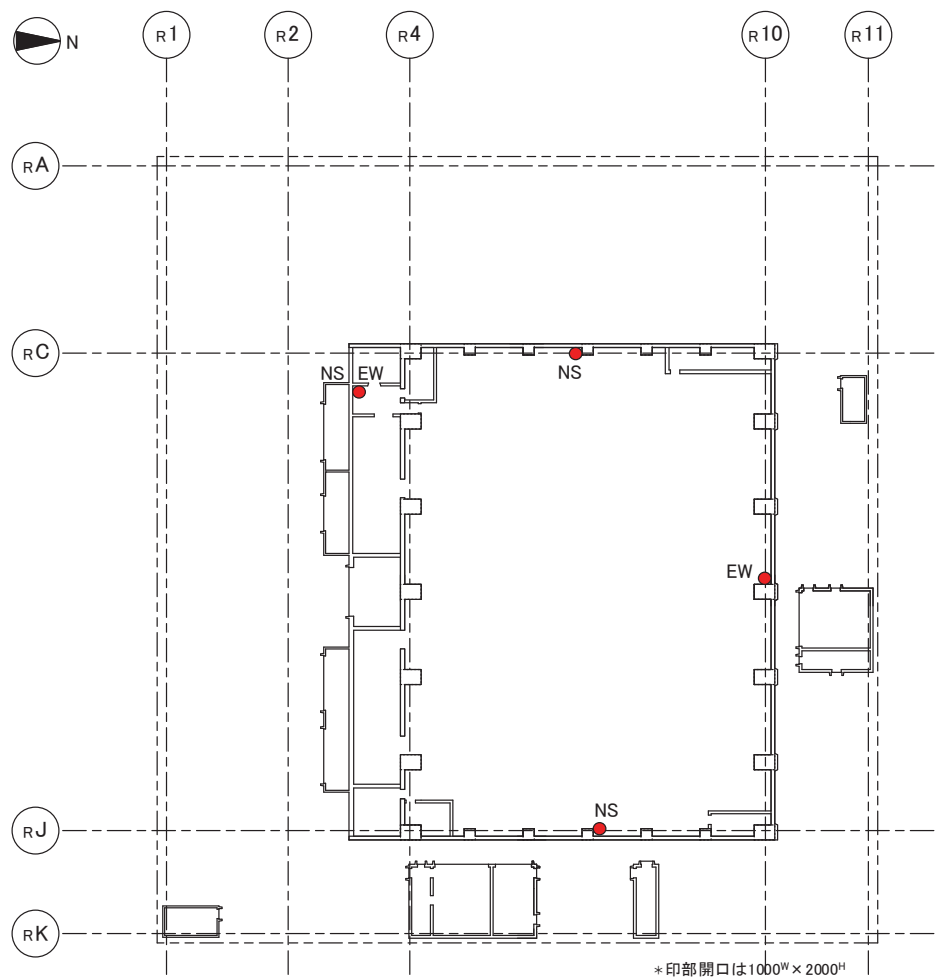
a. 3次元的なねじれの影響確認 ・・・別紙 8

建屋の3次元的なねじれ振動が建屋の構造特性に影響を及ぼす振動レベルかどうかについて，3.11地震及びその前後に得られた地震観測記録により分析した。分析対象は，地震動レベルが最も大きく，また，地震計の配置からねじれ影響の確認をしやすい原子炉建屋オペフロ上部を対象とした。検討結果の特徴は以下のとおり。

①ねじれ振動の固有周期は，建屋の一次周期と異なっており，より短周期となっている。

②3.11地震とその前後で，特にねじれ振動の1次周期には変化が認められるが，3.11地震の前後で並進成分に対するねじれ応答の成分は顕著な違いはなく，応答への影響は小さい傾向にある。

以上の観測記録の特徴から，オペフロ上部の構造特性にねじれ振動が与える影響は，相対的に大きなものではないと判断される。



3F(OP 33.200)

図 2.3-9 原子炉建屋地上3階 地震計配置

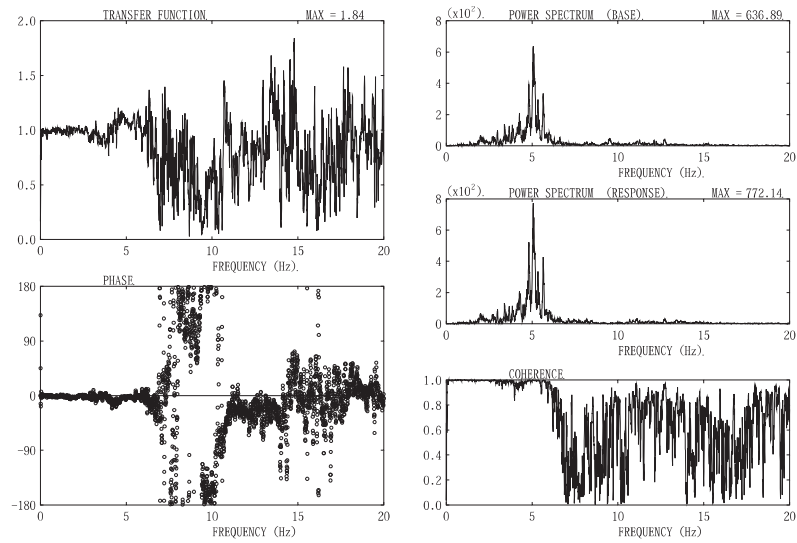


図 2.3-10 原子炉建屋地上 3 階 NS 方向観測記録の伝達関数
(東側地震計／西側地震計) (3.11 地震以前)

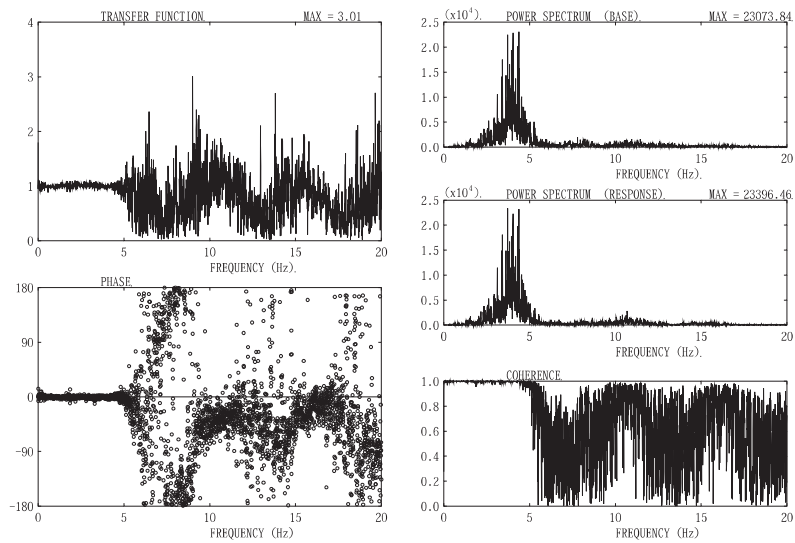


図 2.3-11 原子炉建屋地上 3 階 NS 方向観測記録の伝達関数
(東側地震計／西側地震計) (3.11 地震後)

b. 残留変形の確認

・・・別紙9

3.11 地震等に対して、建屋の耐震壁の塑性化に起因する大きな残留変形が残っていないかどうかについて、地震観測記録により確認を行った。分析対象は、地震動レベルが最も大きく、また、地震による層間変位を直接観測するシステム（以下「変位計測システム」という。）を設置している原子炉建屋オペフロ上部を対象とし、最大変位、残留変位について検討した。検討結果の特徴は以下のとおり。

- ①変位計測システムによる観測記録から、最大層間変形角は、約 $0.2 \sim 0.5 \times 10^{-3}$ であり、別紙3の点検結果によるひび割れ分布図と整合的な結果である。
- ②水平方向最大約 0.4mm、鉛直方向最大約 0.85mm のわずかな残留変位が確認された。これらは、変位波形記録から地震によって生じた残留変位であるが、その値は仮にひび割れ幅 0.2mm とすればひび割れ 2～4 本程度の残留変位であり、点検調査での地震によるひび割れの発生状況に対して非常に小さく、ほとんど残留変位は生じていない。
- ③また、その残留変位による壁の鉛直性への影響は、建設時の所定の寸法精度（ $15\text{m} < \text{高さ } h$ の場合： $\pm 30\text{mm}$ ）の範囲内のものである。

なお、オペフロ上部の鉄筋に損傷が無い事は、別途詳細な 3次元 FEM 解析（非線形）で確認を行っている。

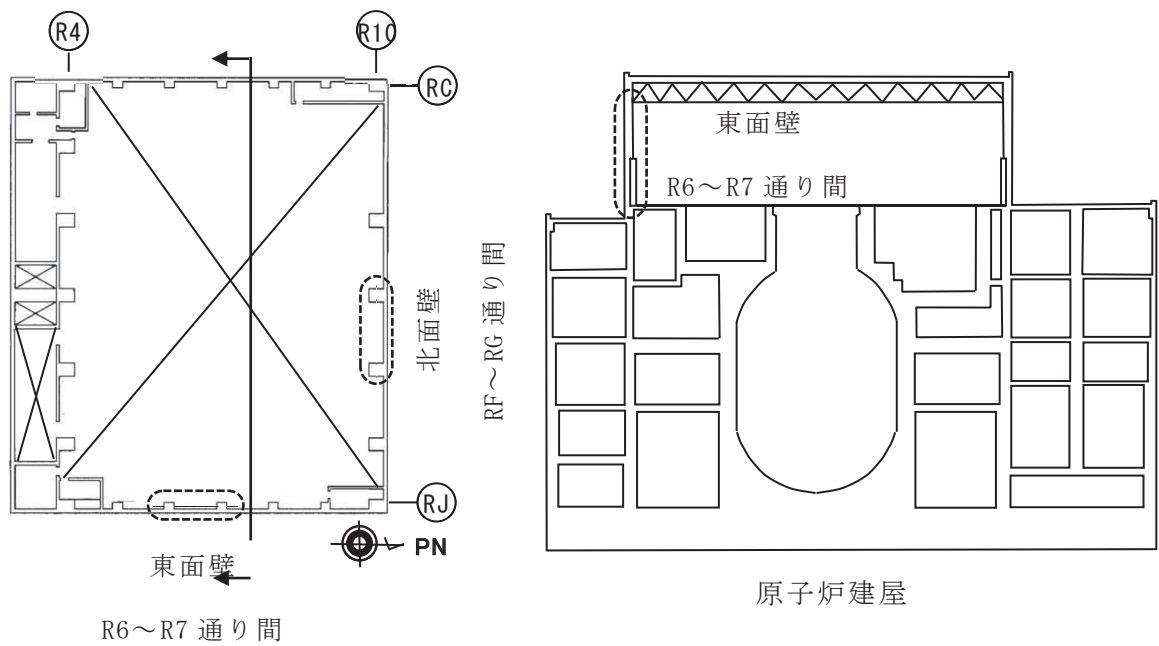


図2.3-12 変位計測システムの設置場所

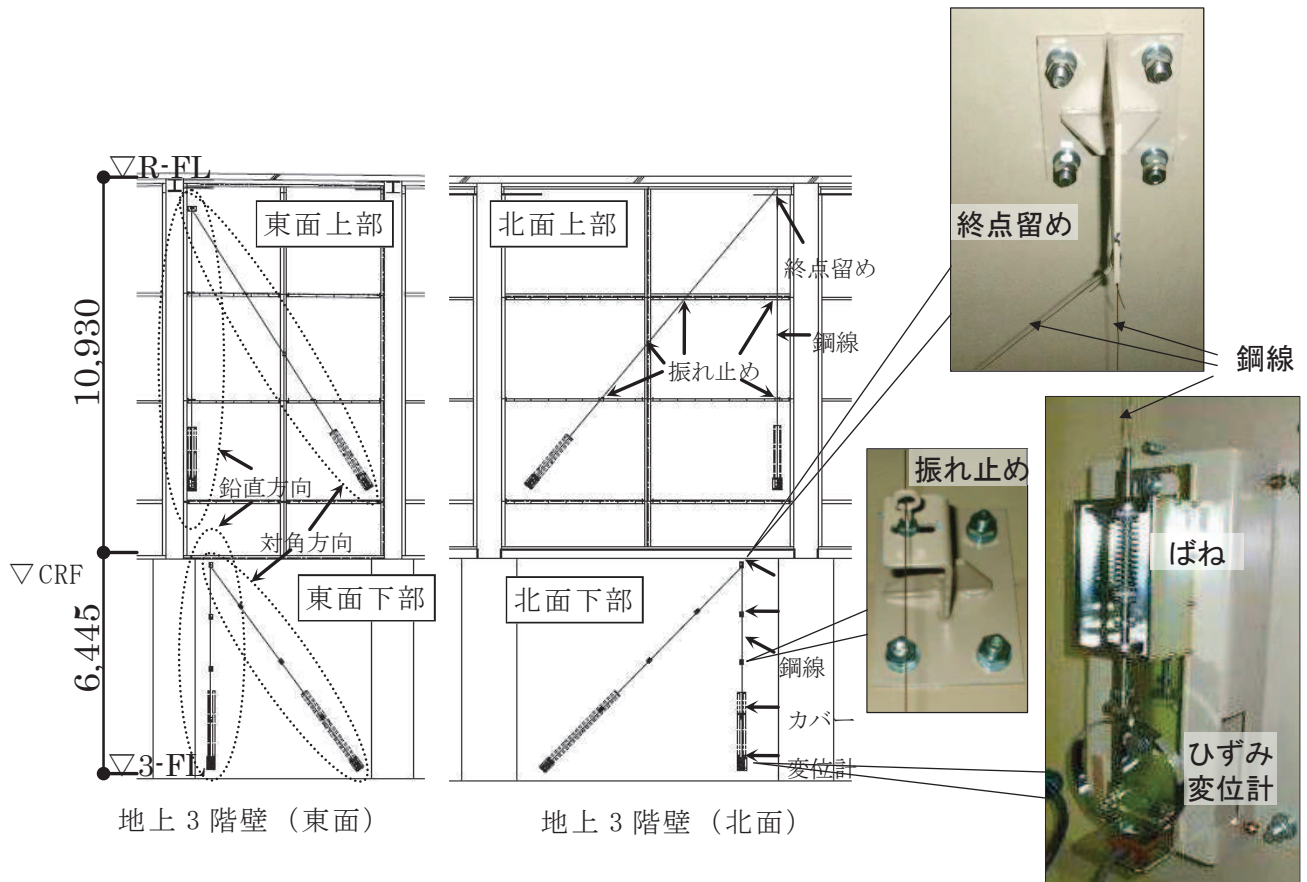
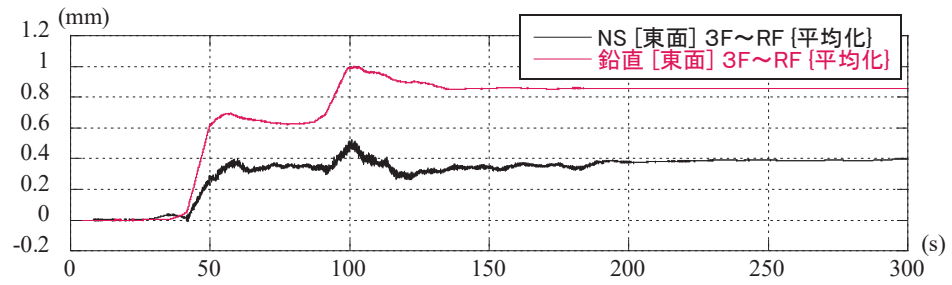


図2.3-13 変位計測システムの設置詳細



変位波形（スムージング後）

図 2.3-14 変位観測記録（東面） NS 方向（地上 3 階～屋上階）

c. 鉛直動の影響の大きい床等の面外応力に対する影響確認 . . . 別紙 10

床の構造設計では長期荷重が支配的となるため、地震力による影響確認は重量物の機器が集中して積載されるケース等についての限定的な検討としてしている。ここでは、3.11地震によって床スラブの面外方向に発生した応力を3次元FEMモデル（線形）で評価し、床への影響について確認した。検討対象箇所は、最も大きな地震力が作用した地上3階及び屋根スラブを対象とした。

また、地上3階より上部の耐震壁については、耐震性に支配的影響を及ぼす面内方向の地震力に対する応答状態について3次元FEMモデル（線形）等で確認しているが、念のため、面外方向の発生応力についても確認を行った。確認結果は以下のとおり。

- ①床スラブについては、地上3階の部分的なエリアにおいて、発生応力が大きい結果が得られた（図2.3-15参照）。ただし、その箇所においても、部材断面の検討結果、降伏曲げモーメントに対しては裕度があることを確認した。
- ②念のため、地上3階の発生応力の大きい箇所について点検評価を実施した所、乾燥収縮によるものと考えられるひび割れは認められたものの、ひび割れ幅の大きいひび割れは無く、また、その特徴は、発生応力が小さい箇所の床スラブのひび割れ状況と類似した結果となっている。従って、当該箇所には地震による顕著なひび割れは発生していないものと判断した（図2.3-16参照）。なお、ひび割れは短辺方向に平行に生じており、面外振動の曲げ変形により発生したひび割れであれば、長辺方向に沿ってひび割れが入るため、これらのひび割れは面外曲げ変形によるものではなく、乾燥収縮により発生したものと判断できる。
- ③オペフロ上部の耐震壁についても、比較的大きな面外方向の応力が発生しているが、部材断面の検討結果、降伏曲げモーメントに対しては裕度があることを確認した。点検結果でも、地震時にひび割れ幅の大きなひび割れは無いことを確認している。なお、解析モデルはシェル要素で構成しているが、一般的にシェル要素でモデル化したFEMモデルは、面外方向については応力が比較的大きめに算定される場合があることが指摘されている。

また、壁の健全性については、点検結果に加え、3次元FEMモデル（非線形）による確認を行っている。

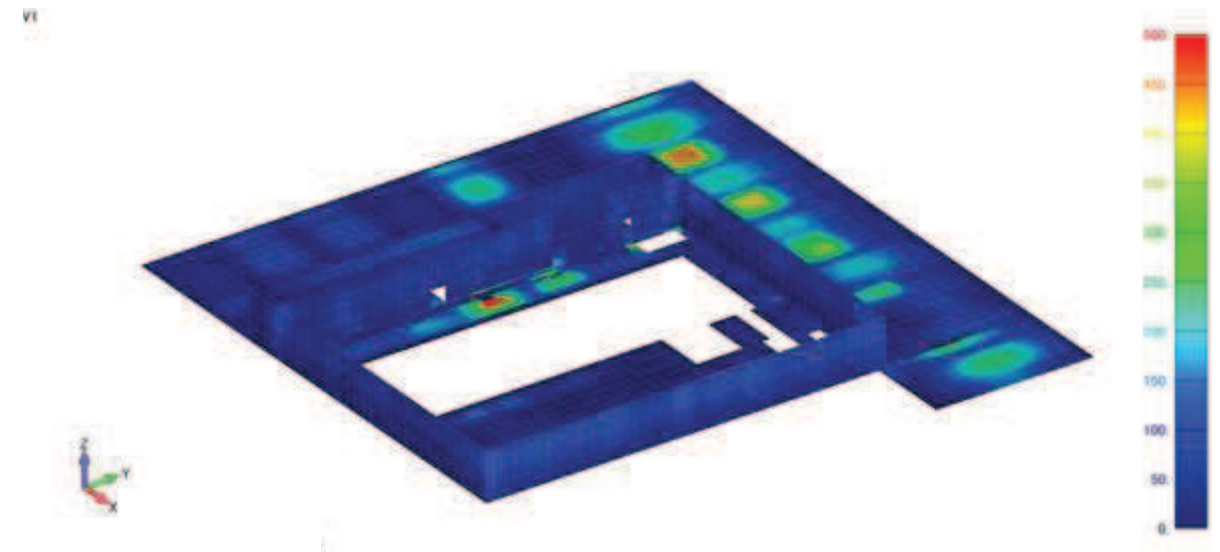


図 2.3-15 (1) 原子炉建屋 地上 3 階面外曲げ応力図 M_x (最大値)
(北東面 3.11 地震)

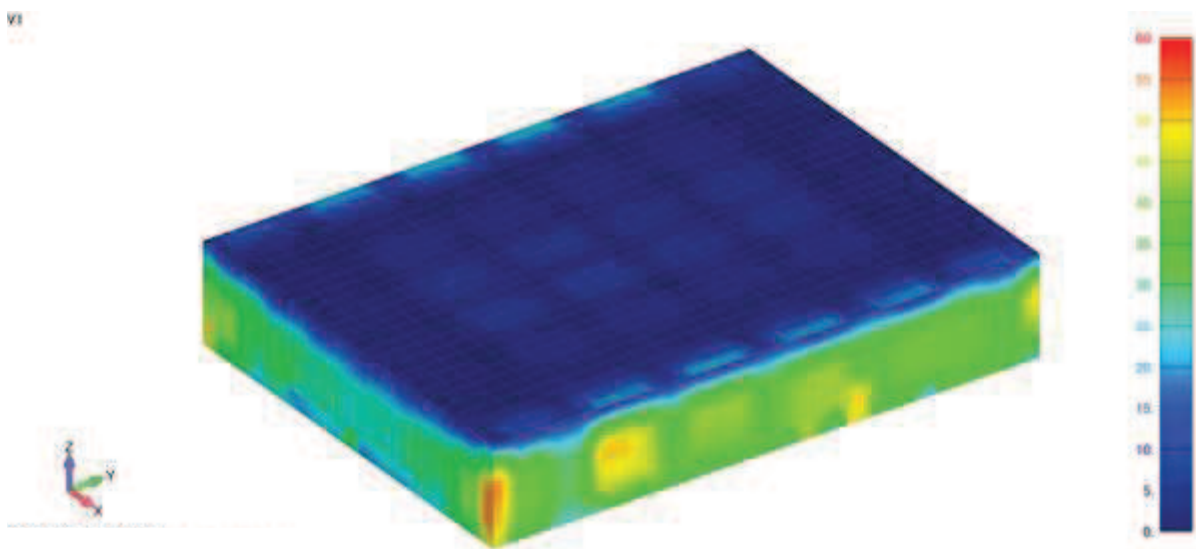
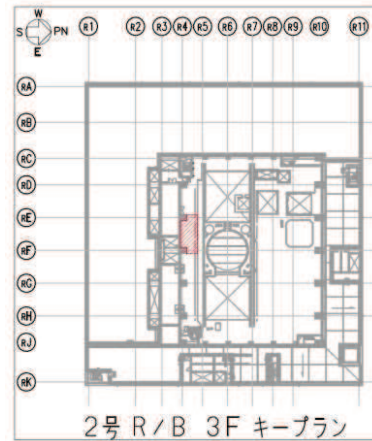
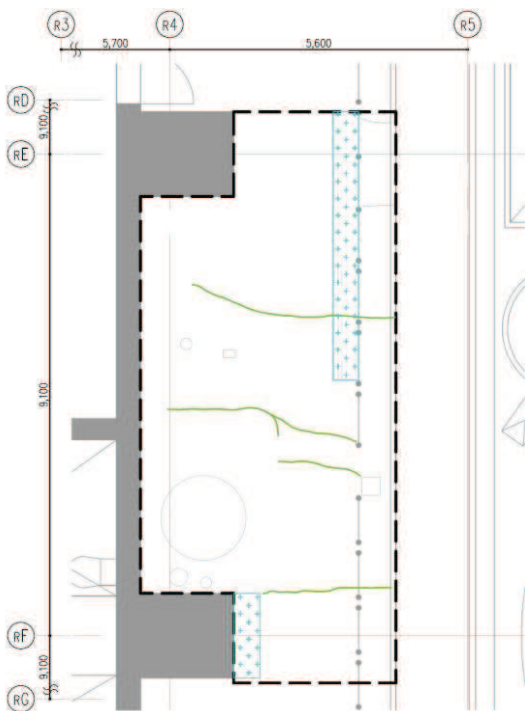


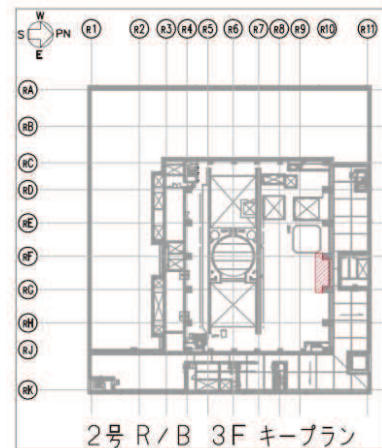
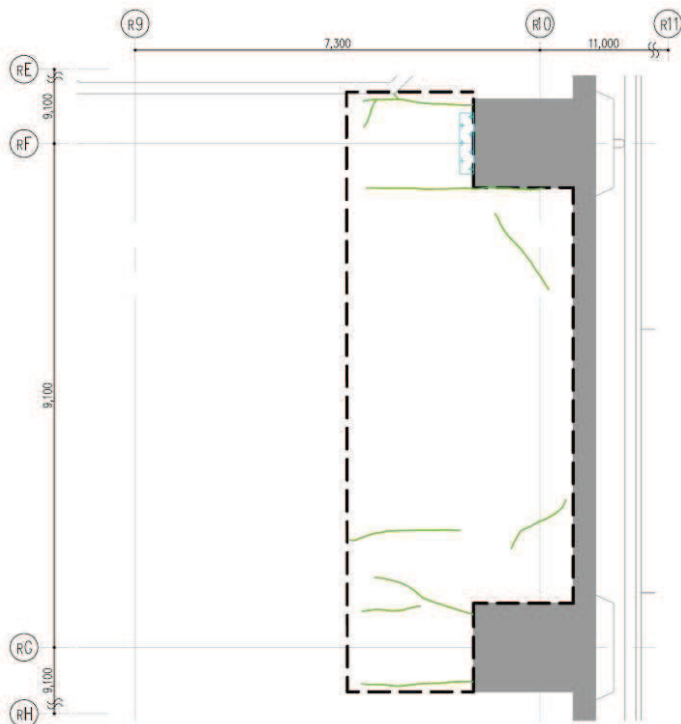
図 2.3-15 (2) 原子炉建屋 クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 M_x (最大値)
(北東面 3.11 地震)



凡例

	0.3mm～1.0mm未満のクラック
	1.0mm以上のクラック
	調査不可能範囲

図 2.3-16 (1) 原子炉建屋地上3階床ひび割れ調査結果
(発生応力の大きい部位を選定)



凡例

	0.3mm～1.0mm未満のクラック
	1.0mm以上のクラック
	調査不可能範囲

図 2.3-16 (2) 原子炉建屋地上3階床ひび割れ調査結果
(発生応力の小さい部位を選定)

(4) 検討結果

以上の検討から、原子炉建屋は 3.11 地震の影響を受け設計よりも初期剛性が低下しているが、建屋の状態としては微細なひび割れが発生している状態であり、ひび割れ幅 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には至っていないものと判断した。

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）・・・別紙 11

(1) 検討の目的

原子炉建屋の今回工認における地震応答解析モデルでは、3.11 地震等を踏まえた建屋初期剛性の低下を考慮したモデルとし設計へ反映している。

初期剛性の低下は、既工認時の質点系地震応答解析モデルをベースに剛性補正係数を導入することで考慮しているが、オペフロ上部ではオペフロ下部よりも剛性をより低減させている。これは、オペフロ上部の構造的な特徴であるスパンの大きい大架構構造であること、耐震壁の厚さが比較的薄いことが影響していると考えられる。

ここでは、オペフロ上部の初期剛性の低下と耐力の評価について、3次元 FEM 解析による検討を実施し、質点系モデルと比較することで、オペフロ上部の剛性がオペフロ下部よりも小さくなる要因、終局耐力に及ぼす影響等について検討する。

(2) 検討の概要

原子炉建屋のオペフロ上部の耐震壁の終局耐力等について、3次元非線形 FEM モデルを用いた静的解析による結果と J E A G 式による終局耐力等を比較し、その関係性について整理する。

原子炉建屋地上 1 階～オペフロ上部の一部を単純化して模擬した建屋を 3次元 FEM と質点系によりモデル化し、静的荷重増分解析により、弾塑性の剛性や終局耐力を評価する。モデルは、形状的な影響を検討しやすい単純化したモデルとし、非線形解析により終局耐力や $\tau - \gamma$ 関係性を評価する。（図 2.3-17 参照）

J E A G に基づく質点系モデルに対して、3次元 FEM モデルのほうが変形しやすく柔らかめとなるが、特に耐力が J E A G に基づく評価と同等であるかどうかを検討した。

(3) 検討結果

原子炉建屋地上 1 階～オペフロ上部の一部を模擬した建屋を対象に、設計と同様の質点系モデルと、より実現象に近い 3次元 FEM モデルの応答の違いについて検討した。検討は、モデルに対して静的地震力を加え、オペフロ上部の耐震壁の耐力、変形等を比較した。

その結果、

①層間変形に着目すると、耐震壁 25cm、耐震壁 40cm とともに、FEM モデルは質点系モデルに比べ曲げ変形・回転変形が大きい。変形の大きい領域では、この曲げ変形・回転変形の差異が、両モデルによる層間変形の差異となっている。

②せん断変形に着目すると、耐震壁 40cm では、初期、終局付近両方で、FEM

モデルと質点系モデルは概ね同等となっている。一方、耐震壁 25cm では変形が小さい一部の領域において、FEM モデルのせん断の荷重－変形が低下していく傾向が認められる。しかし、中間の耐力～終局耐力付近では、FEM モデルと質点系モデルは概ね同等の耐力となっている。

なお、基本モデルは、3.11 地震による質点系シミュレーション解析におけるオペフロ上部の初期剛性低下を考慮しているが、このことは、初期剛性が適用される変形レベルでは実際の曲げ変形による剛性低下量の多くをせん断剛性の剛性低下量とみなし、変形としてはせん断変形が大きめに評価される剛性低下量を使用していることと等価になり保守的評価となる。中間の耐力付近では、FEM モデルと質点系モデルのせん断力－変形関係はほぼ同等の耐力となっていること、また曲げの影響も相対的な比率としては低下しており構造的に問題となるレベルにないことから、耐震性の評価としては基本モデルの適用は妥当と考えられる。

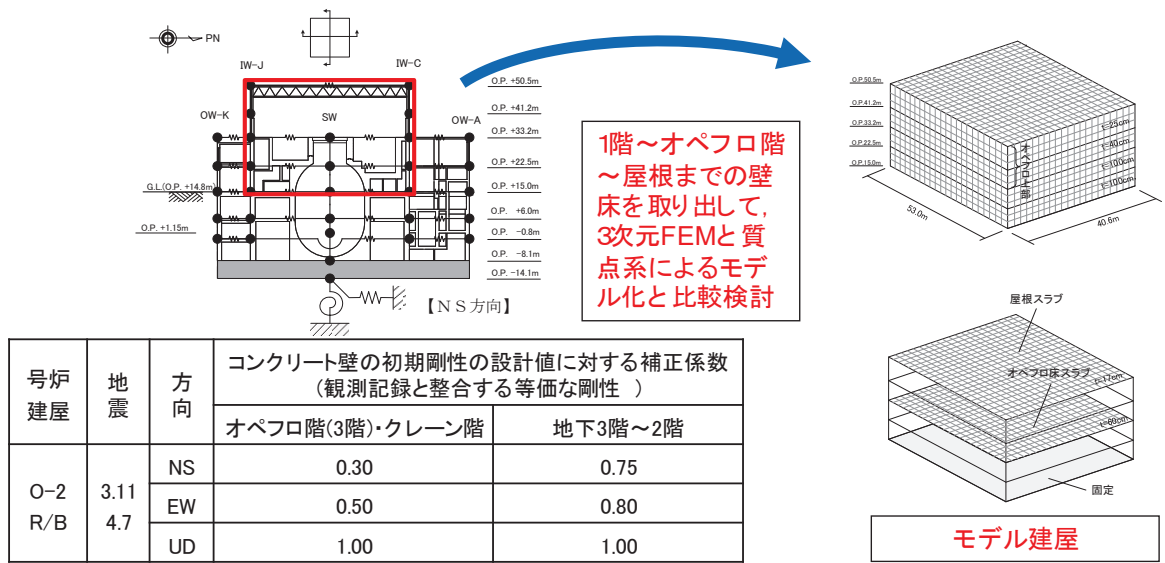


図 2.3-17 解析モデルのイメージ

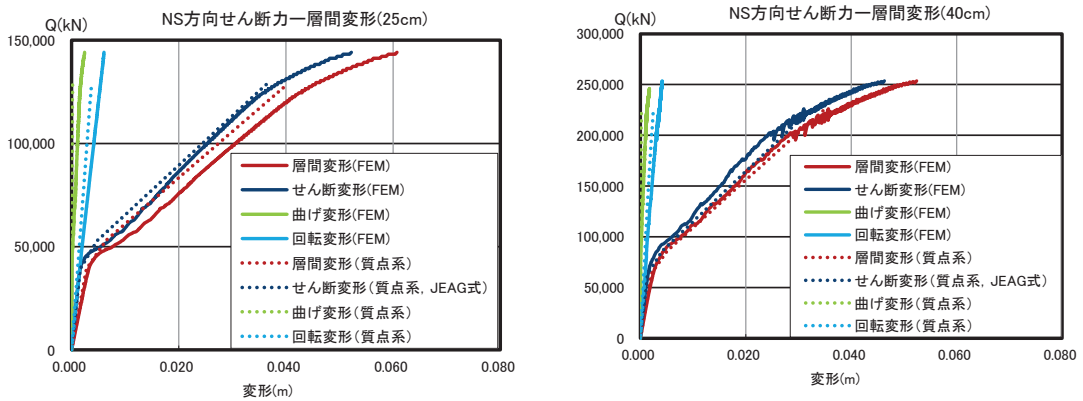


図 2.3-18 検討結果 (層せん断力一層間変形関係 (NS 方向))

(1) 検討の目的

女川原子力発電所では、3.11地震以前にも、2003年5月26日宮城県沖の地震（M7.1、1号原子炉建屋基礎版上で200ガル程度）や2005年8月16日宮城県沖の地震（M7.2、第1号機原子炉建屋基礎版上で250ガル程度）による揺れを受けている。建物が損傷を受けない弾性範囲であっても地震によって剛性が低下する現象は数多く報告されているが、それ以外の低下要因として、こういった比較的大きな地震動を繰返し経験することにより耐震壁の剛性が低下していく傾向が認められるかどうかについて、耐震壁に対する繰返し加力を行う耐震実験によって確認を行った。

(2) 実験の概要

耐震実験にあたっては、原子力発電所の耐震壁の特徴を反映した。

- ・試験体の鉄筋量については、原子炉建屋の耐震壁の鉄筋比が概ね1.2～1.6%前後であることを踏まえて、鉄筋比1.4%とした。
- ・原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため、せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ・特に微小変形レベルでの精度確保が可能な加力装置を用い、せん断ひずみ 0.1×10^{-3} （2005年8月16日宮城県沖の地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度）から繰返し加力を実施した。
- ・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、一般的な部材実験よりも多い最大5サイクル（一般的な部材実験では2サイクル）とした。

その結果、1回目より2回目の加力で多少剛性は低下するが、3回目以降では特に剛性低下の傾向は認められなかった。

(3) 検討結果

比較的大きな地震力（3.11地震による原子炉建屋の応答程度の変形角 $[0.3 \times 10^{-3} \sim 0.8 \times 10^{-3}$ 程度]）を繰返し受けたとしても、耐震壁の剛性低下には大きな影響を与えないことを確認した。

また、インナーループによる繰返し加力及び主要変形角での5回の繰返し加力の結果、J E A G 4 6 0 1-1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値であるせん断ひずみ 2.0×10^{-3} の変形量、及び終局点であるせん断ひずみ 4.0×10^{-3} の変形量において実験値が計算値（J E A G式）を上回ることから、変形角 $0.3 \times 10^{-3} \sim 0.8 \times 10^{-3}$ 程度の事前損傷が、J E A G 4 6 0 1-1991 追補版に示される耐震壁の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。

表 2.3-2 加力計画

変形角 R(rad.)	計測変位 δ (mm)	加力 ステップ	加力 サイクル数	備考
1/10000	0.1	1	2	2005年8月16日宮城県沖の地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度
1/5000	0.2	2	2	
1/3333	0.3	3	5	
1/5000	0.2	4	2	
1/3333	0.3	5	2	3.11地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度
1/2500	0.4	6	5	
1/1667	0.6	7	5	
1/1250	0.8	8	5	
1/1000	1.0	9	2	
1/500	2.0	10	2	
1/333	3.0	11	2	
1/250	4.0	12	押切り	

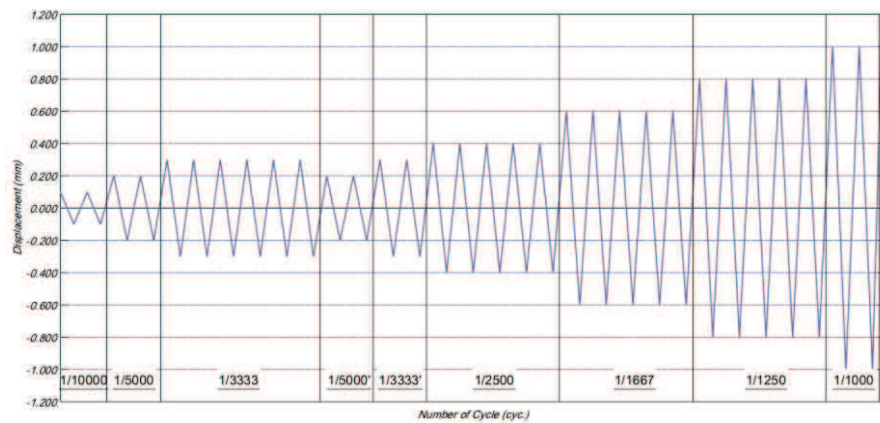


図 2.3-19 加力概念図

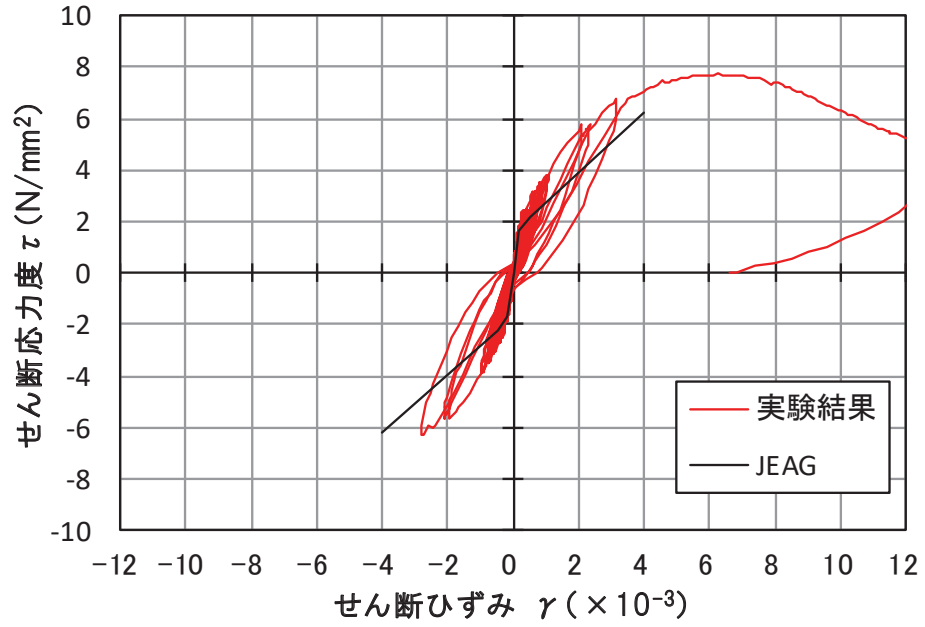
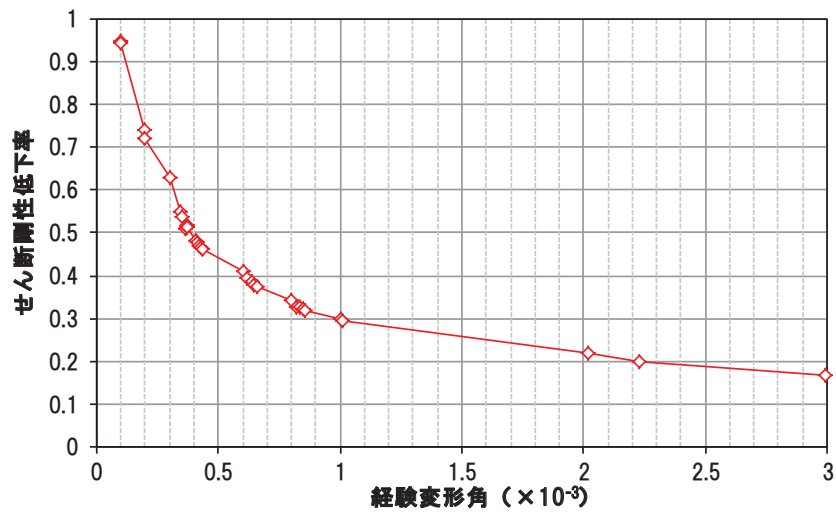


図 2.3-20 繰返し試験体の荷重－変形関係



注：◇印が繰り替えし加力による低下部分を示す。

図 2.3-21 微小変形領域からの繰返し加力による耐震壁実験結果（剛性低下率）

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

地震等による構造的影響に関する検討結果の概要は以下のとおり。

- ①3.11 地震等によって、多くの建屋で、原子炉建屋と同等の剛性低下の傾向が認められた。また、建屋の剛性低下に関しては、地震動レベルとの相関性の他に、経年変化との相関性も弱いながら認められるが、地震動レベルと経年変化の相関性の分離については困難である。また、鉛直動についても、水平動と同様な剛性低下は認められるが、水平動と比較するとその程度は顕著ではない。
- ②3.11 地震の影響を受け、原子炉建屋のオペフロ下部にも地震による微細なひび割れが発生しているものの、建屋全体として構造的損傷には至っていないことを確認した。
- ③オペフロ上部の初期剛性低下については、大架構の影響もあるが耐力には評価上の問題はないことを確認した。
- ④繰返し試験体（耐震実験 [1]）による確認の結果、小変形時から初期剛性は低下するがその傾向は J E A G 式と整合すること、一方繰返し加力による剛性低下は顕著ではないことを確認。

以上のことから、3.11 地震における剛性低下の要因として 3.11 地震による大きな地震動の影響があるが、地震による建屋の損傷度合も踏まえると、設計よりも初期剛性の低下が認められた要因として、それ以外の因子も重畳していることが考えられる。

2.4 コンクリートの乾燥収縮の影響

2.4.1 検討概要

地震等による構造的影響に関する検討の結果，初期剛性が設計より低下している要因としては，地震による影響に加え，地震動以外のすべての建屋に共通した因子，例えば使用しているコンクリートの特徴等の影響が重畳していることも予想されるため，共通して使用しているコンクリート材料の影響について確認を行う。

- ①コンクリートの初期の剛性に与える因子として，乾燥収縮による内部応力やひび割れの影響の可能性が指摘されているため，乾燥収縮について検討を行う。
- ②具体的には，乾燥収縮の影響に関する文献レビュー，実機の乾燥収縮状態の把握のための調査及び材料試験等を行う。
- ③また，乾燥試験体による耐震実験（耐震実験 [3]）により，乾燥収縮と剛性低下の関係について確認を行う。

(1) 現状の建物設計における乾燥収縮ひび割れの扱い

乾燥収縮ひび割れを含む収縮ひび割れについては、コンクリート構造物の耐久性等への影響を与えるために、その対策を目的として「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）」（日本建築学会，2006）が制定されている。同設計・施工指針（案）では、ひび割れ制御設計の基本方針として、構造体及び部材の所要の性能の達成を阻害する収縮ひび割れは発生してはならないこと、また、構造体及び部材の性能としては、鉄筋降伏に対する抵抗性、仕上材の剥離落下抵抗、たわみ増大抵抗性、漏水抵抗性及び劣化抵抗性が該当することが記載されているが、特に構造体の剛性への影響については言及されていない。

なお、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会，2010）では、構造解析の基本事項において

“応力及び変形の算定は、一般には弾性剛性に立脚した計算によるが、解析の目的や各部材の応力レベルに応じてコンクリートのひび割れ等の影響による剛性低下を適切に考慮する”

ことが記載されており、また、その解説では、RC部材の剛性低下について、

“応力度が短期許容応力度程度に大きくなったり、地震時などでそれを超えるような段階になると、部材には局部的にひび割れが生じ、弾性剛性よりかなり低い剛性を示すようになる”

ことが記載されている。したがって、女川の3.11地震に対する応答のように、部分的に短期許容応力度程度の応答状態となり、それに伴い剛性が低下した場合は、目的等に応じて剛性低下の影響を考慮した検討を求めている。従って、地震によって生じた剛性低下量に関する各種検討が必要になる。

(2) 乾燥収縮と剛性低下の関係を指摘している研究

耐震実験の結果、初期の剛性低下の傾向を指摘している文献としては、国立研究開発法人建築研究所（2016）、東城ほか（2017）などがある。

a. 国立研究開発法人建築研究所（2016）

国立研究開発法人建築研究所建築研究資料 No.175号（2016）では、1975年～2013年の間に公された耐震実験論文をベースに分析を実施し、耐震壁の実験については弾性剛性が計算値に比べ実験値は下回る傾向にある結果を得たこと、その要因として、乾燥収縮による初期ひび割れ等によって、載荷開始時に剛性低下が生じていることなどが原因として考えられることを指摘している。（図2.4-1）

b. 東城ほか（2017）

東城ほか（2017）では、防災科学技術研究所が所有する大型実大3次元震動破壊実験施設、E-ディフェンスで過去に実施された加振実験のうちRC造建物に関するものについて、各試験体の固有周期などの振動特性とその変化について整理、検討している。それによると、概ね弾性応答範囲からわずかに非線形化に入るレベルの小振幅を繰返し受ける場合、1次及び2次の固有周期は漸増しながら変動する傾向にあり、これは「微小な損傷の累積による影響と推察される」としている。（図2.4-2）

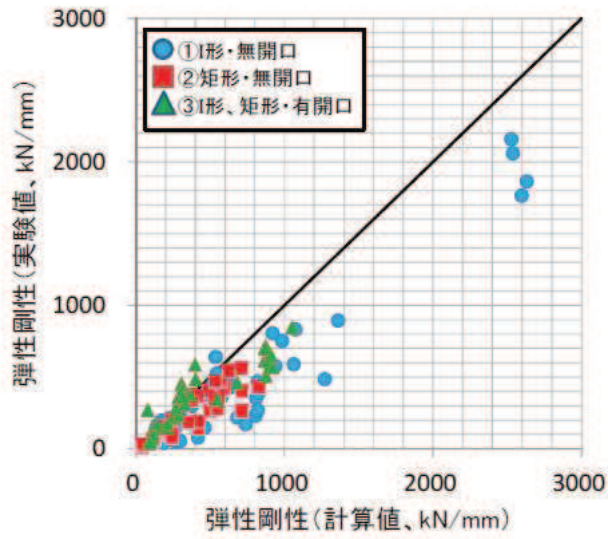
c. 江原ほか（2009）

耐震壁ではないものの、実験によって乾燥収縮の影響について検討した研究としては、「初期ひび割れの有無がRCはりの変形及びせん断耐力に及ぼす影響」（（公）土木学会図64回年次学術講演会，V-526，2009年）があり、乾燥収縮ひび割れを有する梁の斜めひび割れ発生荷重は、乾燥の影響を考慮しない既往式に対し、15%～30%低下したことが記載されている。（表2.4-1）

d. Sasano et al. (2018)

RC耐震壁を模擬した試験体（厚さ80mm，鉄筋比0.35%）を十分に乾燥させた後に面内せん断載荷試験を実施し、乾燥収縮がRC耐震壁の構造性能へ与える影響を実験的に確認している。実験結果から、乾燥収縮によって壁試験体の初期剛性は約5割程度に低下するが、変形が大きくなると剛性の差は小さくなり、終局耐力はほとんど影響を受けないことを述べている。（図2.4-3）

以上のように、乾燥収縮がRC構造物の構造性能や耐震壁の初期の剛性に影響を与えることが指摘されている。



(a) 実験値と計算値の比較 (評価式 I)

図 2.4-1 弾性剛性の比較

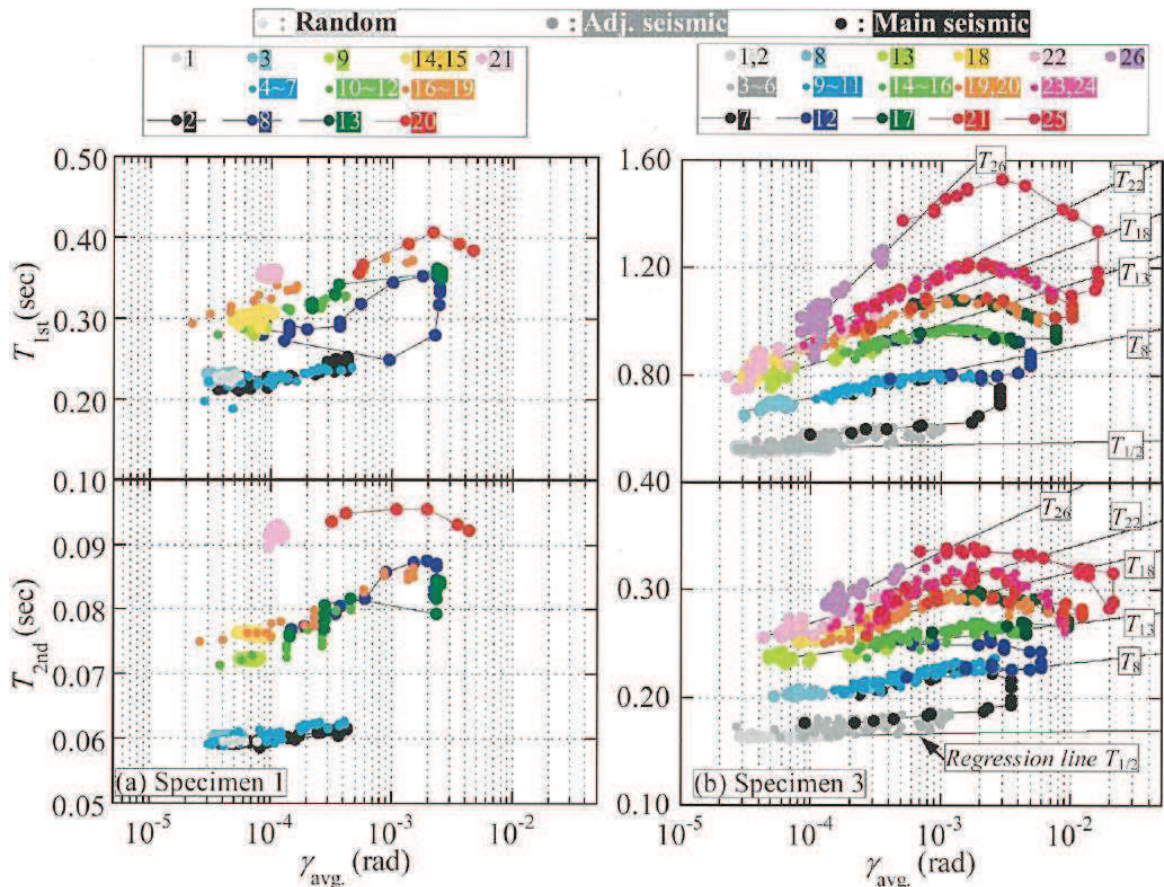


Fig. 8 Relation of natural period T and avg. drift angle γ_{avg} . (Specimen 1, 3)

図 2.4-2 最大平均変形角と固有周期（1次及び2次）の関係

表 2.4-1 実験結果一覧

供試体名	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	載荷直前のひずみの値 ($\times 10^{-6}$)				斜めひび割れ発生荷重 (kN)		最大荷重 (kN)
			無拘束供試体 自由収縮ひずみ	RCはり供試体 鉄筋ひずみ			計算値	実測値	
				圧縮鉄筋 引張鉄筋					
				上段	中段	下段			
A1	30.2	2.58	-1160	-199	-128	-101	134	112	151
A2	30.8	2.60	-1150	-183	-132	-131	135	96	167
B	29.7	2.59	-1100	-203	-130	-118	133	97	134
C	26.8	2.41	17	9	21	27	129	124	218

A1(A2), B, Cは乾燥収縮させた試験体
Cは乾燥収縮を低減させた試験体

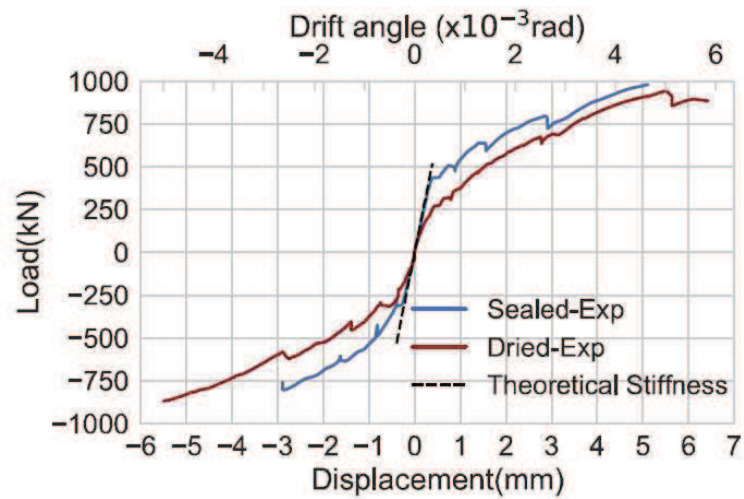


図 2.4-3 各試験体の荷重-変形関係の比較

(1) 検討の目的

コンクリートの乾燥収縮が耐震壁の初期の剛性に影響を与える指摘がある。女川原子力発電所の各建屋では図 2.3-16 に示すような乾燥収縮ひび割れが認められる。今後、乾燥収縮ひび割れの多寡に関する調査結果を取りまとめて行く予定であるが、ここでは、今後の乾燥収縮ひずみの進行度合いが今後の剛性低下と関係する場合も予想されることから、建設からの経過年数も踏まえ、関係式から進行度合いを評価した。

また、女川のコンクリートは乾燥収縮をおこしやすいコンクリートであったのかどうかを確認するために、第2号機の建設で使用したコンクリートと同じ調合のコンクリートを用いて、最終的な乾燥収縮ひずみ量を予測した。なお、建設で使用したコンクリートは、建設当時の規格基準に適合したものであり、使用前検査において材料、強度検査を受けている。

さらに、女川原子力発電所の建屋がどのような乾燥収縮状態になっているのかを確認することを目的に、乾燥収縮ひび割れ調査を実施しており、乾燥収縮ひび割れの多寡等についてとりまとめた。

(2) 乾燥収縮の進行度合い

第2号機の建設から約25年経過しているが、経年年数と乾燥収縮ひずみの進行度合いを日本建築学会の式から評価した。その結果、乾燥収縮ひずみはほぼ収束した状態となっており、乾燥収縮ひび割れも最も多い状況下にあるものと思われる。

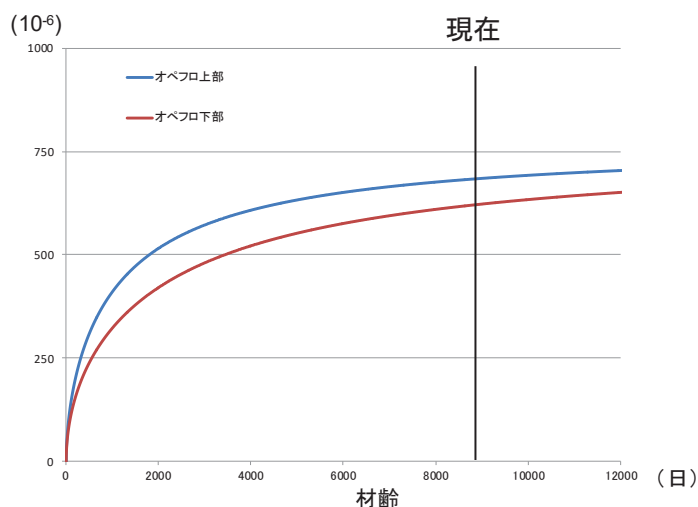


図 2.4-4 収縮ひずみの算定例（原子炉建屋）

(3) 使用コンクリートに関する材料試験による確認

第2号機の建設に使用したコンクリートと同じ骨材を用い作成したコンクリートの乾燥収縮率を求めるために、乾燥収縮迅速試験により評価した。試験にあたっては、比較対象のために、東通第1号機に使用した骨材を用いたコンクリートに対しても実施した。なお、東通第1号機の建設で使用したコンクリートは、建設当時の規格基準に適合したものであり、使用前検査において材料、強度検査を受けている。

調査結果の特徴は以下のとおり。

- ・第2号機のコンクリートは、東通第1号機のコンクリートに比べ乾燥収縮率が2倍程度（約700～800 μ 程度）の大きさになっている。

コンクリート乾燥収縮率については主に粗骨材の影響が大きいこと、また、女川の粗骨材は砂岩・頁岩系であり、このような堆積岩を用いたコンクリートは乾燥収縮を起しやすいこと、東通の粗骨材は石灰岩であり、石灰岩を用いたコンクリートは乾燥収縮を起しにくいことが指摘されており、試験結果はこの指摘と整合したものとなっている。

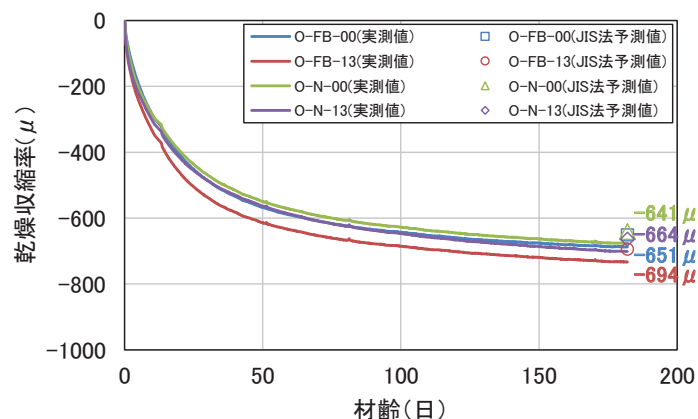


図 2.4-5 乾燥収縮率（女川，乾燥材齢 182 日時点）

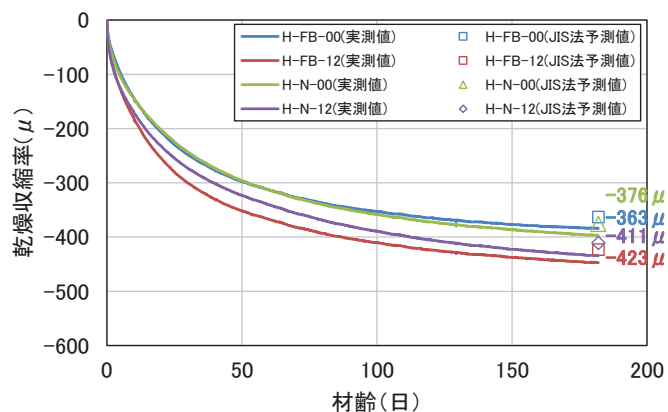


図 2.4-6 乾燥収縮率（東通，乾燥材齢 182 日時点）

(4) 乾燥収縮ひび割れ調査

建屋の剛性低下要因の一つとしている乾燥収縮について、女川原子力発電所の建屋に発生している乾燥収縮ひび割れを確認することを目的としてひび割れ調査を実施した。

対象建屋は第2号機原子炉建屋と、比較対象として東通第1号機原子炉建屋とし、調査範囲は、全耐震壁を対象とした。

乾燥収縮によるひび割れは、乾燥によるコンクリート中の水分の蒸発により、コンクリートの体積が減少し、収縮するため壁面に概ね万遍なく生じることから、その測定は、壁面に一定の高さ（約1.5m）の基準線を引き、その線とひび割れとの交点を基準線1m当たりのクロス数（以下「ひび割れ密度」という。）として調査した。配管等のある箇所は避け、可能な限り長くとることとする。

調査の結果、ひび割れ密度は第2号機原子炉建屋においては4～5の間の数値を、東通第1号機原子炉建屋においては1未満の数値を示しており、第2号機原子炉建屋の方が、ひび割れ密度が高い傾向となっている。一方、平均ひび割れ幅は建屋によって大きな差はなく、0.05～0.08mmと計測された。

表 2.4-2 第2号機原子炉建屋のひび割れ調査結果

	ひび割れ調査長さ(m)		ひび割れ密度 (平均ひび割れ幅(mm))
	建屋	各階	
3F	約2036	約14	約4.8 (0.05)
M3F		約30	約4.5 (0.05)
2F		約417	約4.2 (0.06)
M2F		約77	約4.0 (0.06)
1F		約269	約4.5 (0.06)
B1F		約360	約4.0 (0.05)
MB2F		約31	約4.5 (0.07)
B2F		約312	約4.8 (0.05)
MB3F		約86	約4.5 (0.05)
B3F		約440	約4.0 (0.06)

表 2.4-3 東通第 1 号機原子炉建屋のひび割れ調査結果

	ひび割れ調査長さ(m)		ひび割れ密度 (平均ひび割れ幅(mm))
	建屋	各階	
3F	養生中のため調査不可		
2F	約1129	約213	約0.8 (0.05)
1F		約212	約0.6 (0.06)
B1F		約266	約0.5 (0.07)
B2F		約300	約0.6 (0.07)
B3F		約139	約0.6 (0.08)

(5) 検討結果

以上の検討の結果の特徴は以下のとおり。

- ・建設に使用したコンクリートを用いた女川の乾燥収縮迅速試験による乾燥収縮率は約 700～800 μ で東通に比べて大きい。
- ・女川は建設から 25 年程度経過しており，基本的には乾燥収縮ひずみはほぼ収束した状態となっていると考えられる。
- ・ひび割れ密度は第 2 号機原子炉建屋においては 4～5 の間の数値を，東通第 1 号機原子炉建屋においては 1 未満の数値を示しており，第 2 号機原子炉建屋の方が，ひび割れ密度が高い傾向となっている。一方，平均ひび割れ幅は建屋によって大きな差はなく，0.05～0.08mm と計測された。

(1) 検討目的

コンクリートの乾燥収縮が剛性低下に与える影響について確認することを目的として耐震実験 [3] を実施した。

前述の耐震実験 [1] は、コンクリート打設後約 4 週間型枠をつけたまま養生し、型枠脱型後、1 週間後に試験を実施しており、ほぼ乾燥収縮を受けていない状況にあるため、耐震実験 [3] では、耐震実験 [1] と同じ形状の試験体で鉄筋量、加力方法、サイクルも同一として、違いとしては乾燥収縮の影響の有無とした。

耐震実験 [1] と耐震実験 [3] の実験結果の比較により乾燥収縮の影響を確認する。

(2) 耐震実験 [3] の概要

耐震実験にあたっては、原子炉建屋の 3.11 地震に対する応答結果や原子力発電所の耐震壁の特徴を、試験体の製作や加力方法に反映した。主な特徴は以下のとおり。

- ・耐震壁の鉄筋量については原子力発電所建屋並の鉄筋比を配置(約 1.4%)。
- ・原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため、せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ・使用骨材（粗骨材）は、比較的収縮しやすい骨材（埼玉県川越市産（豆砂利）を使用した。
- ・耐震実験は 2 体の試験体を用いて実施し、コンクリートを打設し、型枠を外した後、乾燥試験体 [1] は約 3 ヶ月間、乾燥試験体 [2] は約 8 ヶ月間、気中に放置し、壁部分を乾燥させた。
- ・特に微小変形レベルでの精度確保が可能な装置を用い、微小変形レベル(せん断ひずみ 0.1×10^{-3} 、2005 年 8 月 16 日宮城県沖の地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度) から繰返し加力を実施した（最大 5 サイクル）。

(3) 実験結果の特徴

前述の耐震実験 [1] と耐震実験 [3] の比較結果は以下のとおり。

- ・耐震実験 [1] と耐震実験 [3] は、同じ形状の耐震壁の試験体で鉄筋量も同じ 1.4%、加力方法、サイクルも基本的には同じである。違いとしては耐震壁の乾燥の有無であり、耐震実験 [1] はコンクリート打設後約 4 週間型枠をつけたまま養生し、型枠脱型後、1 週間後に試験を実施しており、ほぼ乾燥収縮を受けていない状況にある。
- ・そのため、耐震実験 [1] と耐震実験 [3] とでは、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く、また、主要地震（2005年8月16日宮城県沖の地震や3.11地震）時の原子炉建屋の剛性低下量（建設当初からの剛性低下量）との整合性は耐震実験 [3] の方が良い。（図 2.4-8，図 2.4-9 参照）

- 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、3.11地震等の影響に加え、コンクリートの乾燥収縮の影響が重畳したことを示す結果となっている。

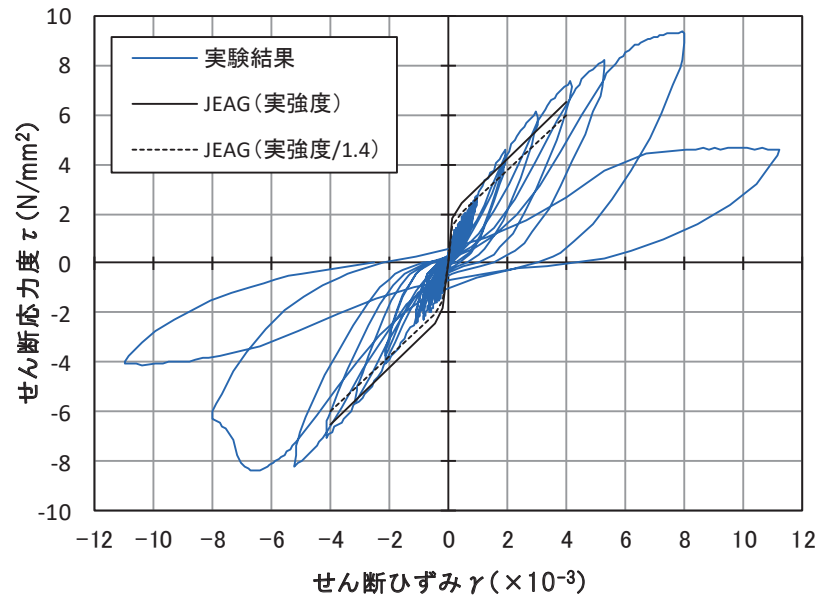


図 2.4-7 (1) 乾燥試験体 [1] の耐震壁実験結果 (荷重-変形関係)

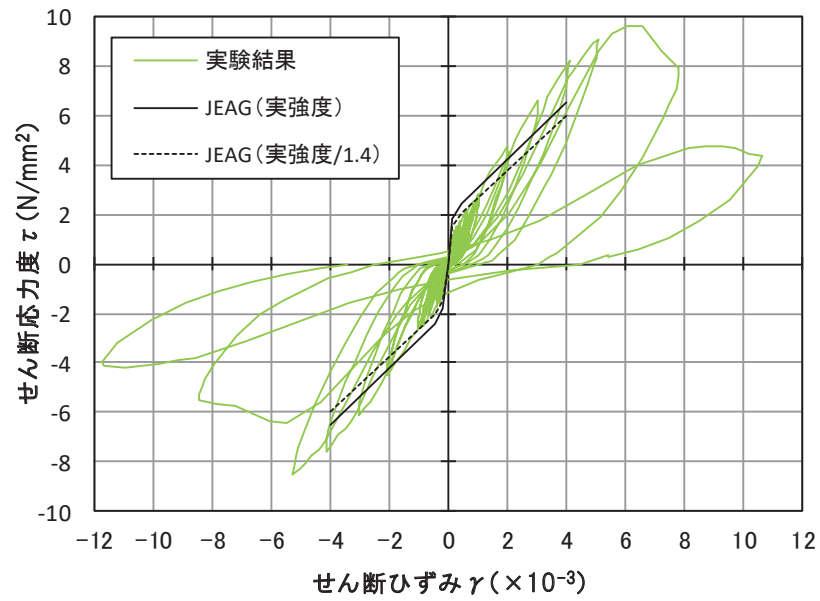


図 2.4-7 (2) 乾燥試験体 [2] の耐震壁実験結果 (荷重-変形関係)

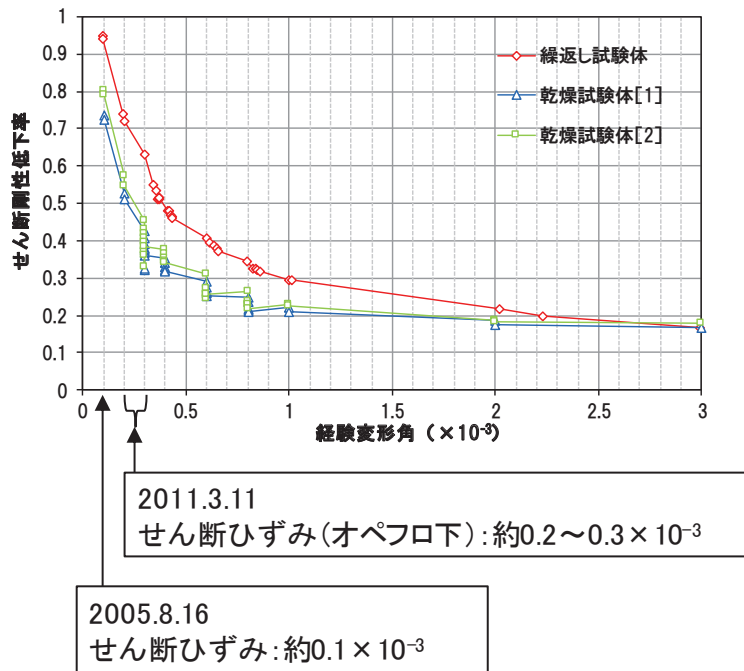
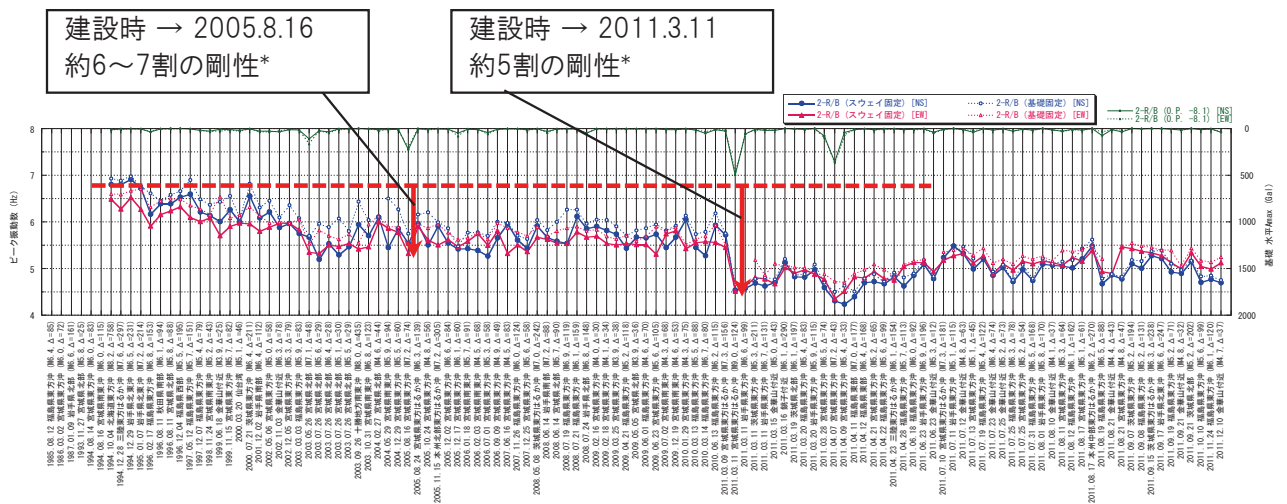


図 2.4-8 剛性低下率の比較 (耐震実験 [1], 耐震実験 [3])



*剛性低下率 = (f / f_0) (地震後のピーク振動数) / f_0 (建設時のピーク振動数) $)^2$

図 2.4-9 固有振動数低下の傾向 (水平方向) (原子炉建屋)

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

コンクリートの乾燥収縮の影響に関する検討結果の概要は以下のとおり。

- ①乾燥収縮が初期の剛性に影響を与えていることを指摘している文献及び耐震実験の結果を確認した。
- ②乾燥収縮ひび割れに関する現地調査の結果，女川の乾燥収縮ひび割れは東通に比べて多い傾向があること，また，コンクリートの材料試験の結果，女川は東通に比べ乾燥収縮率が大きいこと，一方で第2号機の実機の収縮はほぼ収束した状態であることを確認した。
- ③耐震実験 [3] の乾燥試験体と，耐震実験 [1] の繰返し試験体との比較から，乾燥収縮の影響を受けた耐震実験 [3] の方が初期の剛性低下量が大きい，主要地震（2005年8月16日宮城県沖の地震や3.11地震）時の建設当初からの剛性低下量との整合性は耐震実験 [3] の方が良いことを確認した。

2.3の検討結果からは，3.11地震において設計よりも初期剛性が低下した要因として3.11地震による大きな地震動の影響があるが，地震による建屋の損傷度合も踏まえると，それ以外の因子も重畳していることが考えられる。

2.4の検討結果から，文献レビューの結果や，主要地震（2005年8月16日宮城県沖の地震や3.11地震）時の建設当初からの剛性低下量との整合性は耐震実験 [3] の方が良いことを確認したことから，3.11地震において設計よりも初期剛性が低下した要因として，3.11地震等の地震力の影響と乾燥収縮の影響との重畳と考えられる。

2.5 その他の要因影響

2.5.1 支持地盤の剛性低下の有無の確認

・・・別紙 16

(1) 検討の目的

3.11 地震等による顕著な初期剛性の低下の要因として、支持地盤の剛性低下や側面地盤の影響が寄与しているのかどうかについて検討を行った。

具体的には、

①原子炉建屋シミュレーションによる支持地盤の支持力確認

②自由地盤と建屋直下の観測記録の比較

③側面地盤が建屋の振動特性に与える影響の確認

の検討により、支持地盤の剛性低下の有無を確認した。

(2) 原子炉建屋シミュレーションによる支持地盤の支持力確認

原子炉建屋の質点系による建屋シミュレーション解析結果から得られた支持地盤の発生応力と許容値を比較した結果、建屋シミュレーション解析結果から得られた支持地盤の発生応力の最大値は 1.2N/mm^2 であり、地盤の短期許容支持力度 9.1N/mm^2 に対して十分下回っており、支持地盤は健全であったものと判断される。(図 2.5-1 参照)

(3) 自由地盤と建屋直下の観測記録の比較

自由地盤の解放基盤面レベルに設置している地震計によって観測された記録と、原子炉建屋直下に設置している地震計による記録の応答スペクトル比について、3.11 地震前後の中小地震による傾向、3.11 地震と中小地震の傾向について比較を行った。また、自由地盤の深部地盤と浅部地盤の観測点間における応答スペクトル比についても確認を行った。なお、原子炉建屋直下の地震記録は、3.11 地震後も地震観測が有効に作動している女川第 1 号機原子炉建屋直下の記録を使用した。

その結果、3.11 地震前後で傾向に変化は無いこと、3.11 地震のスペクトル比も、これらの中小地震による各スペクトル比と整合したものであることが確認された。(図 2.5-2, 図 2.5-3 参照)

(4) 側面地盤が建屋の振動特性に与える影響の確認

第 2 号機の建設にあたっては、広くオープン掘削が行われ、また、埋戻し工事は掘削土を利用している。そのため、原子炉建屋のように重量の大きい建屋に対しては、特に側面地盤(埋戻し土)が建屋の振動特性に及ぼす影響は小さい。この状況により、側面地盤が建屋の振動特性に及ぼす影響は小さいが、念のため、その影響について以下の項目を解析的に確認した。

①側面地盤ばねの有無が建屋の振動特性（振動モード）に与える影響について確認。

②3.11地震の観測記録について、質点系モデルによるシミュレーション解析を実施し、側面地盤ばね（Novakばね）の有り・無しモデルの応答結果と観測記録を比較。側面地盤モデルは、建屋側面の埋戻し土の断面形状が深さ方向に三角形分布をしていると仮定し、地盤を地中の質点位置ごとに、単位厚さで平面的に切り出したモデルを設定し、建屋を面積が等価な円形平面に置換して、側面地盤ばねをNovakの方法（J E A G 4601-1991(追補版)による方法）により算定。

検討の結果、側面地盤ばねの有無による振動モードに与える影響は小さいことをモード図により確認した。また、質点系モデルによるシミュレーション解析では、側面地盤ばね有無のどちらの結果も観測記録に比べて大きくなっているが、側面地盤ばねがない場合の方が観測記録との適合性が良く、側面地盤が建屋応答に及ぼす影響は小さいことを確認した。（図 2.5-5，図 2.5-6 参照）

(5) 検討結果

以上のことから、設計よりも初期剛性が低下している要因としては、支持地盤の損傷や剛性低下の影響、また、側面地盤の影響では無いと判断した。

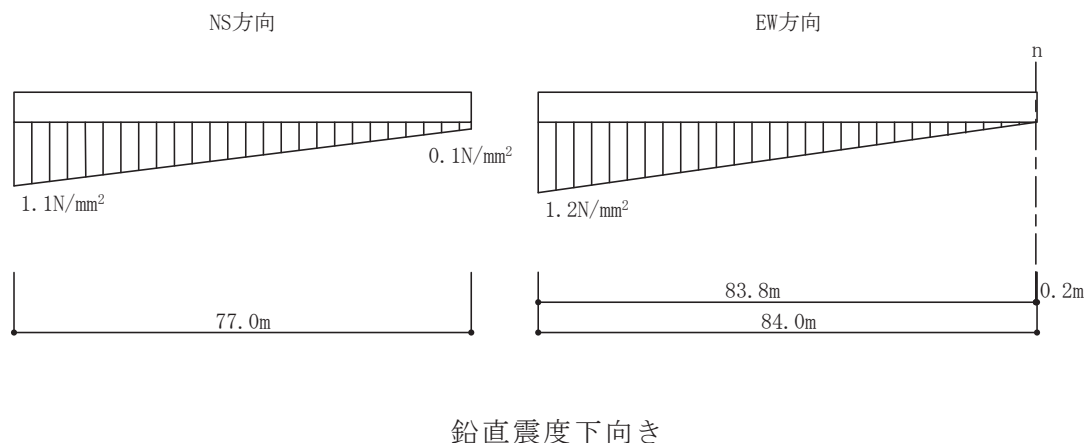


図 2.5-1 原子炉建屋 3.11地震 最大接地圧

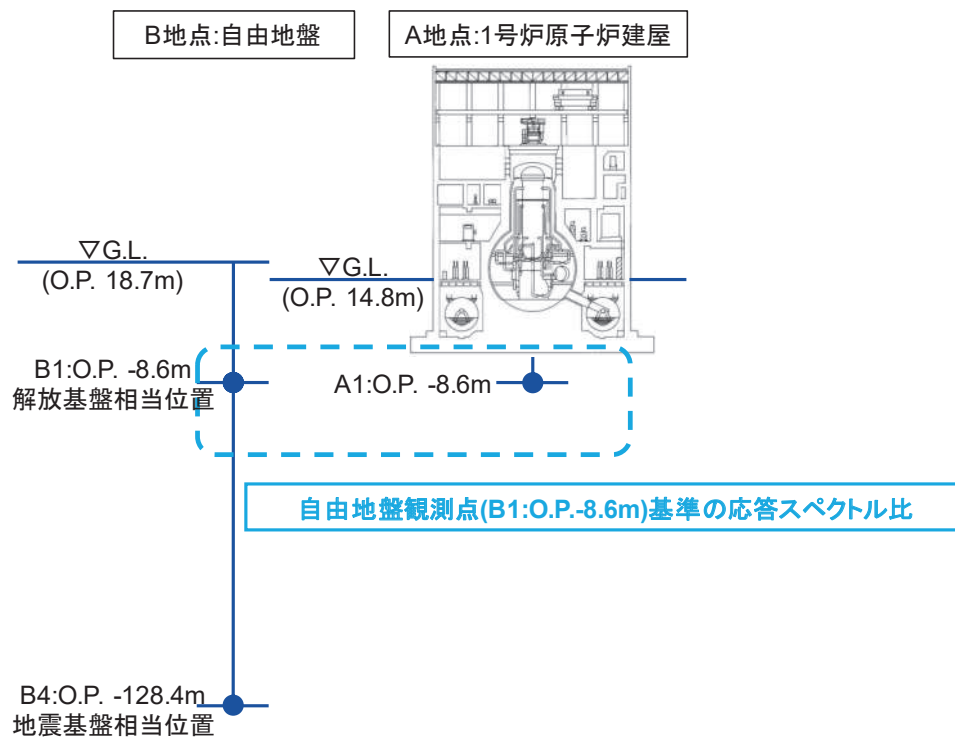


図 2.5-2 地盤系の地震計配置及び検討対象地震観測位置

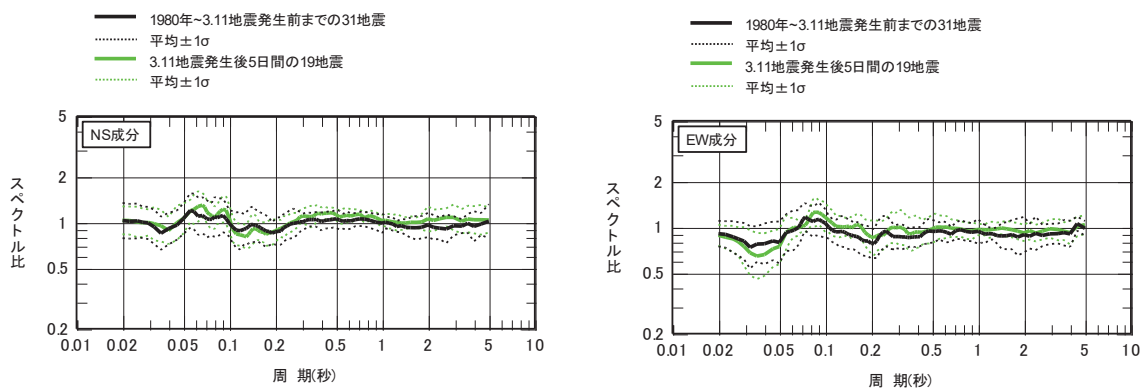
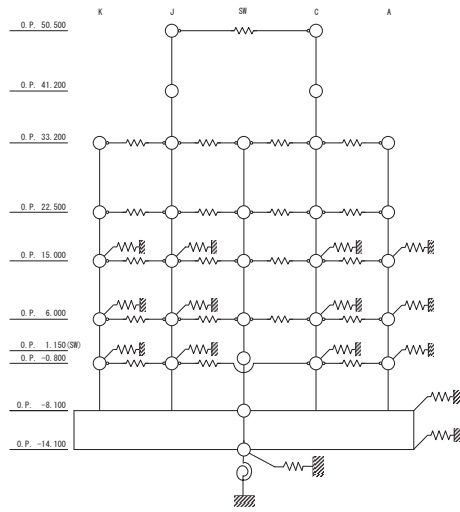
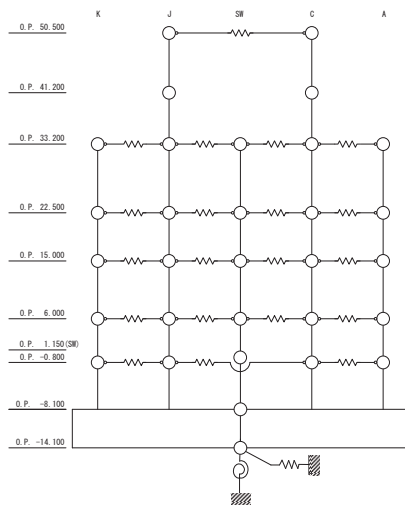


図 2.5-3 スペクトル比 (女川1号機原子炉建屋直下/自由地盤)

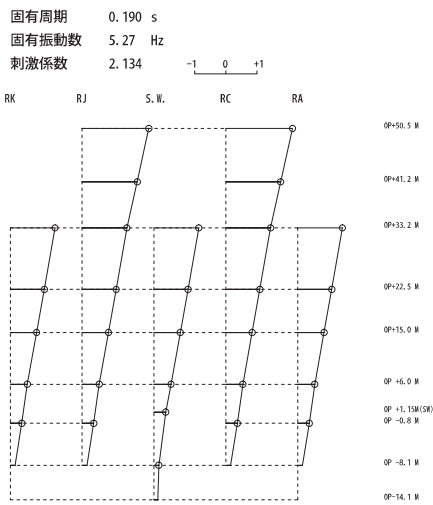


側面地盤有り

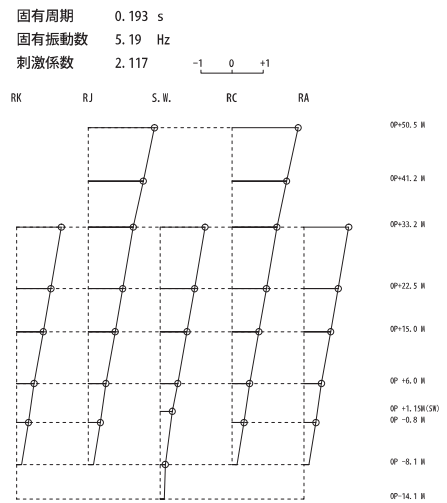


側面地盤無し

図 2.5-4 建屋モデル図 (原子炉建屋 NS 方向)



側面地盤有り



側面地盤無し

図 2.5-5 1次モード図 (原子炉建屋 NS 方向)

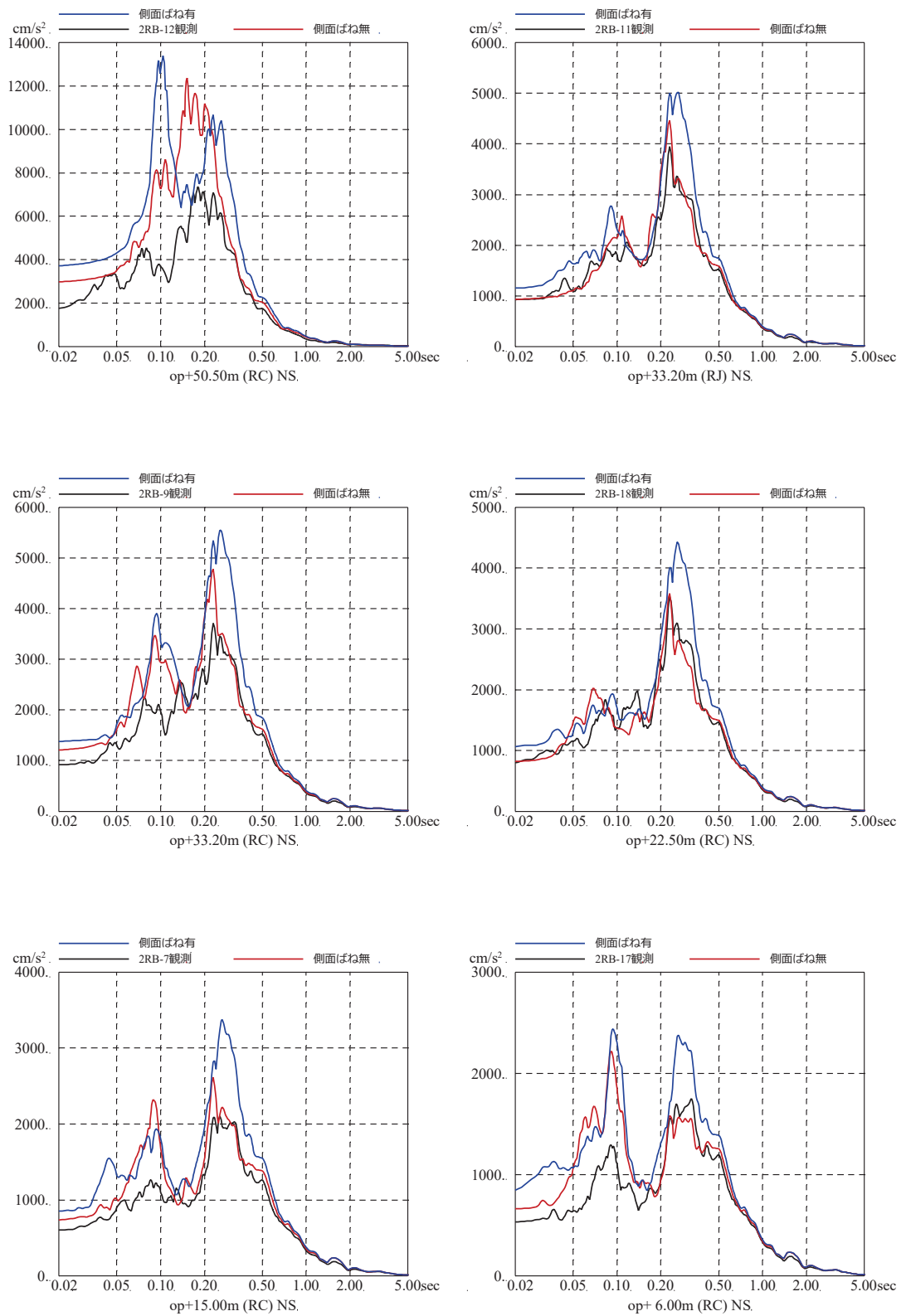


図 2.5-6 3.11 地震のはざとり波を用いた側面地盤ばねの有無によるシミュレーション解析結果の比較 (原子炉建屋 NS 方向)

(1) 検討の概要

設計で用いている鉄筋コンクリート造耐震壁のスケルトン曲線(JEAG式)では、初期剛性はコンクリート強度の関数として表されている。したがって、初期剛性の低下の要因としては、女川の実機に使用しているコンクリート強度の低下が関与している可能性が考えられる。したがって、初期剛性の低下の要因について、コンクリート材料の圧縮強度の低下による可能性を検討することを目的として、実機のコンクリート強度を確認した。

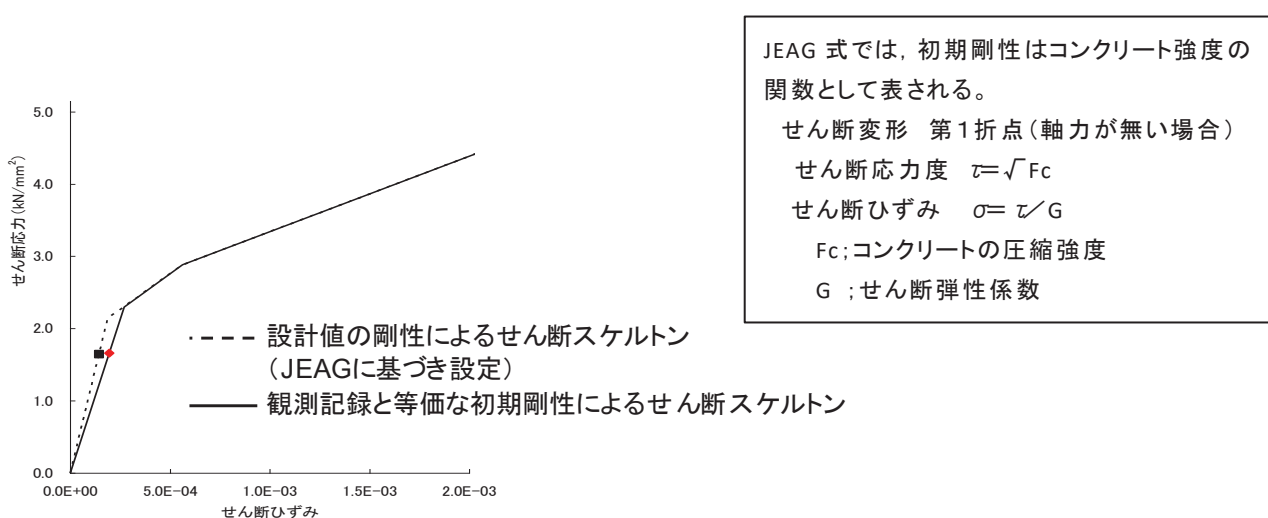


図 2.5-7 シミュレーション解析でのせん断スケルトン曲線の設定例

(2) 調査方法

原子炉建屋の地下2階、地下1階、地上2階において、耐震壁から4箇所(計12本)のコンクリートコアを採取し、3.11地震前後のコンクリート強度及び静弾性係数を確認した。なお、コアの採取に当たっては、調査の目的がコンクリート強度そのものの低下の有無の確認であることから、ひび割れやジャンカ等の影響を受けていない箇所から採取した。(図2.5-8参照)

また、地上3階においても、3.11地震後に、耐震壁から2箇所(計6本)のコンクリートコアを採取し、コンクリート強度及び静弾性係数を評価した。(図2.5-9参照)

(3) 調査結果

調査の結果、個々のコアの圧縮強度は設計基準強度 32.4N/mm^2 を上回る値が得られた。従って、設計と乖離する初期剛性低下の要因としては、コンクリートの圧縮強度の低下が主要因では無いと考えられる。

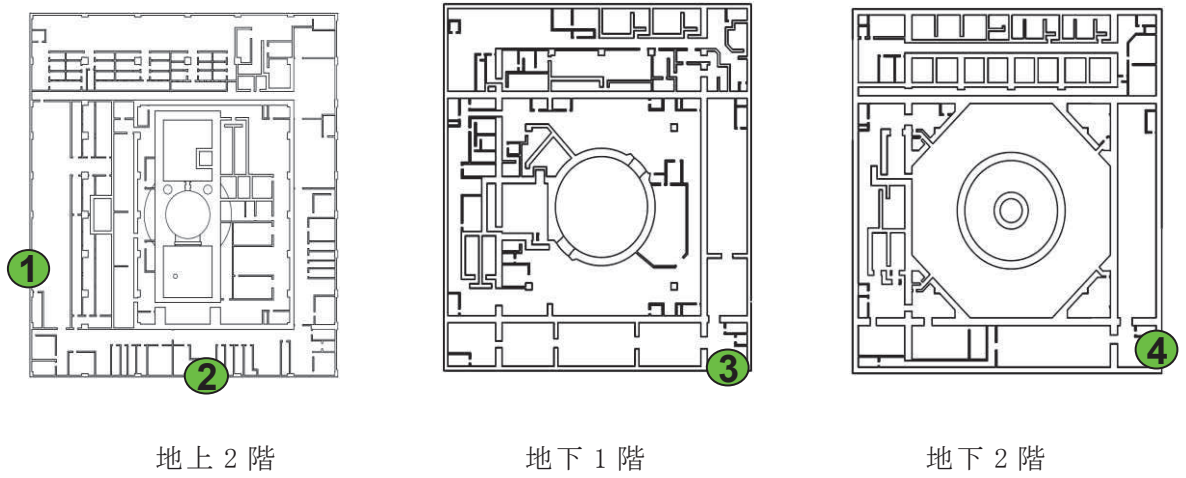


図 2.5-8 原子炉建屋 コンクリートコアの採取位置
 (3.11 地震前は 2006 年度に, 3.11 地震後は 2018 年度に実施)

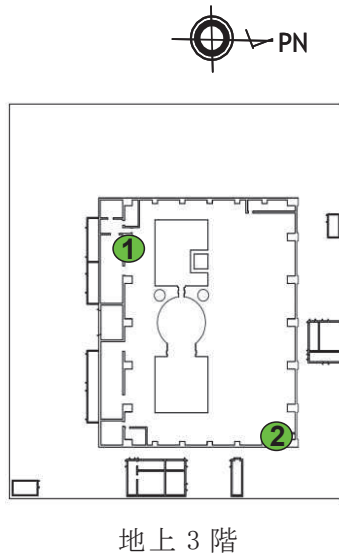


図 2.5-9 原子炉建屋 コンクリートコアの採取位置
 (2012 年実施)

表 2.5-1 コンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果
 (3.11 地震前は 2006 年度に, 3.11 地震後は 2018 年度に実施)
 (設計値 設計基準強度 : 32.4N/mm²、静弾性係数 26.5kN/mm²)

	① 地上 2 階			② 地上 2 階			③ 地下 1 階			④ 地下 2 階		
3.11 地震前※ 圧縮強度 (N/mm ²)	60.7	61.6	55.3	66.4	58.7	60.2	43.0	44.4	51.7	54.1	57.3	58.3
	平均 59.2			平均 61.8			平均 46.4			平均 56.6		
3.11 地震後※ 圧縮強度 (N/mm ²)	50.1	56.4	54.4	60.3	54.3	55.4	46.9	43.5	47.5	49.8	49.3	51.9
	平均 53.6			平均 56.7			平均 46.0			平均 50.3		
3.11 地震前※ 静弾性係数 (kN/mm ²)	36.5	38.1	34.4	38.5	38.3	39.2	30.5	32.1	34.3	31.5	32.3	33.2
	平均 36.3			平均 38.7			平均 32.3			平均 32.3		
3.11 地震後※ 静弾性係数 (kN/mm ²)	31.5	30.4	33.0	31.7	31.3	32.4	32.4	33.5	33.3	32.8	29.0	29.8
	平均 31.6			平均 31.8			平均 33.1			平均 30.5		

表 2.5-2 コンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果
 (原子炉建屋, 2012 年実施)
 (設計値 設計基準強度 : 32.4N/mm²、静弾性係数 26.5kN/mm²)

採取場所	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度平均 (N/mm ²)	静弾性係 数 (kN/mm ²)	平均 (kN/mm ²)
① 地上 3 階 (O. P. 33.2m)	46.9	45.9	30.8	30.8
	46.4		31.7	
	44.3		29.9	
② 地上 3 階 (O. P. 33.2m)	55.3	56.6	33.2	33.5
	59.5		34.2	
	54.9		33.1	

2.5.3 その他の要因影響に関する検討結果のまとめ

その他の要因影響に関する検討結果の概要は以下のとおり。

- ①初期剛性の低下の要因として、支持地盤等の剛性低下、側面地盤の振動特性の影響はないことを確認した。
- ②実機から採取したコアの圧縮強度試験より、コンクリート強度及び静弾性係数が設計値を上回っていることを確認した。したがって、建屋躯体コンクリートの強度低下が、初期剛性が設計より低下している主要因ではないと考えられる。

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

2.3 の検討結果からは、3.11 地震において設計よりも初期剛性が低下した要因として 3.11 地震による大きな地震動の影響があるが、地震による建屋の損傷度合も踏まえると、それ以外の因子も重畳していることが考えられる。なお、建屋は微細なひび割れが発生し剛性低下をきたしている状態になっていること、一方で構造的損傷や繰返し地震力の影響による剛性低下は認められないことを確認した。

2.4 の検討結果から、最近の研究で、耐震壁の乾燥収縮が初期の剛性低下に寄与することが指摘されていること、また、コンクリート材料試験の結果から、女川のコンクリートは東通に比べ乾燥収縮率が大きいコンクリートであることを確認した。さらに女川は乾燥収縮ひずみがほぼ収束した状態にあることを確認した。

文献レビューの結果や、主要地震（2005 年 8 月 16 日宮城県沖の地震や 3.11 地震）時の建設当初からの剛性低下量との整合性は耐震実験 [3] の方が良いことを確認したことから、3.11 地震において設計よりも初期剛性が低下した要因として、3.11 地震等の地震力の影響と乾燥収縮の影響との重畳と考えられる。

なお、2.5 の検討結果から、建屋全体として構造的損傷には至っていないこと、初期剛性の低下の要因として、支持地盤等の剛性低下、側面地盤の振動特性の影響はないことを確認した。

3. 初期剛性低下の要因が終局耐力等に与える影響

3.1 検討概要

設計よりもさらに初期剛性が低下した要因としては、3.11 地震等の影響に加え、コンクリートの乾燥収縮の影響が重畳したものと考えられる。従って、この2つの要因がスケルトン曲線の終局耐力等にどのような影響を与えるかについて検討を行った。

具体的には、

- ・耐震壁の損傷程度の違いが終局耐力等に及ぼす影響
- ・耐震壁の乾燥収縮が終局耐力等に及ぼす影響

について、耐震実験を行い確認した。また、乾燥収縮が終局耐力に与える影響については、他機関による研究についてもレビューした。

3.2 地震による事前損傷が終局耐力等に与える影響

3.2.1 事前損傷試験体（耐震実験 [2]）による確認

・・・別紙 18

(1) 検討の目的

3.11 地震では、原子炉建屋に微細なひび割れが認められたものの、大きな損傷は認められていない。一定の大きさの地震力によって損傷を受けた耐震壁が、さらに大きな地震力を受けた場合、終局耐力がどのようになるかを確認するために、損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震壁実験を行った。

(2) 実験の概要

耐震実験に当たっては、原子炉建屋の 3.11 地震に対する応答結果や原子力発電所の耐震壁の特徴を、試験体の製作や加力方法に反映した。主な特徴は以下のとおり。

- ・耐震壁の鉄筋量については原子力発電所建屋並の鉄筋比を設置(約 1.3%)。
- ・原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため、せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ・耐震壁の損傷度合いをパラメータとし、無損傷の試験体も含め、計 5 試験体に対し試験を実施した。
- ・事前損傷度合いとしては、3.11 地震による原子炉建屋の応答を上回る変形量(層間変形角： 0.75×10^{-3})から、原子力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})の約 3 倍の変形量(層間変形角： 6.0×10^{-3})までの損傷度 I～IV の 4 ケースを実施した。
- ・加力パターンは、“事前加力”で損傷度合いに予め違いを与え、“本加力”によって、終局耐力まで加力を実施した。

(3) 検討結果

原子力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})の約 3 倍の事前損傷(層間変形角： 6.0×10^{-3})を与えたケースも含め、すべてのケースで終局耐力は無損傷の試験体と同等となる結果が得られた。

事前損傷度合いとして、3.11 地震による原子炉建屋の応答を上回る変形量(層間変形角： 0.75×10^{-3})を与えたケース、及び、原子力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})並を与えたケースは、本加力においても、評価基準値(せん断ひずみ： 2.0×10^{-3})付近での耐力低下は認められなかった。

以上のことから、地震による事前損傷が、設計で使用しているスケルトン曲線（J E A G 式）の評価基準値や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。

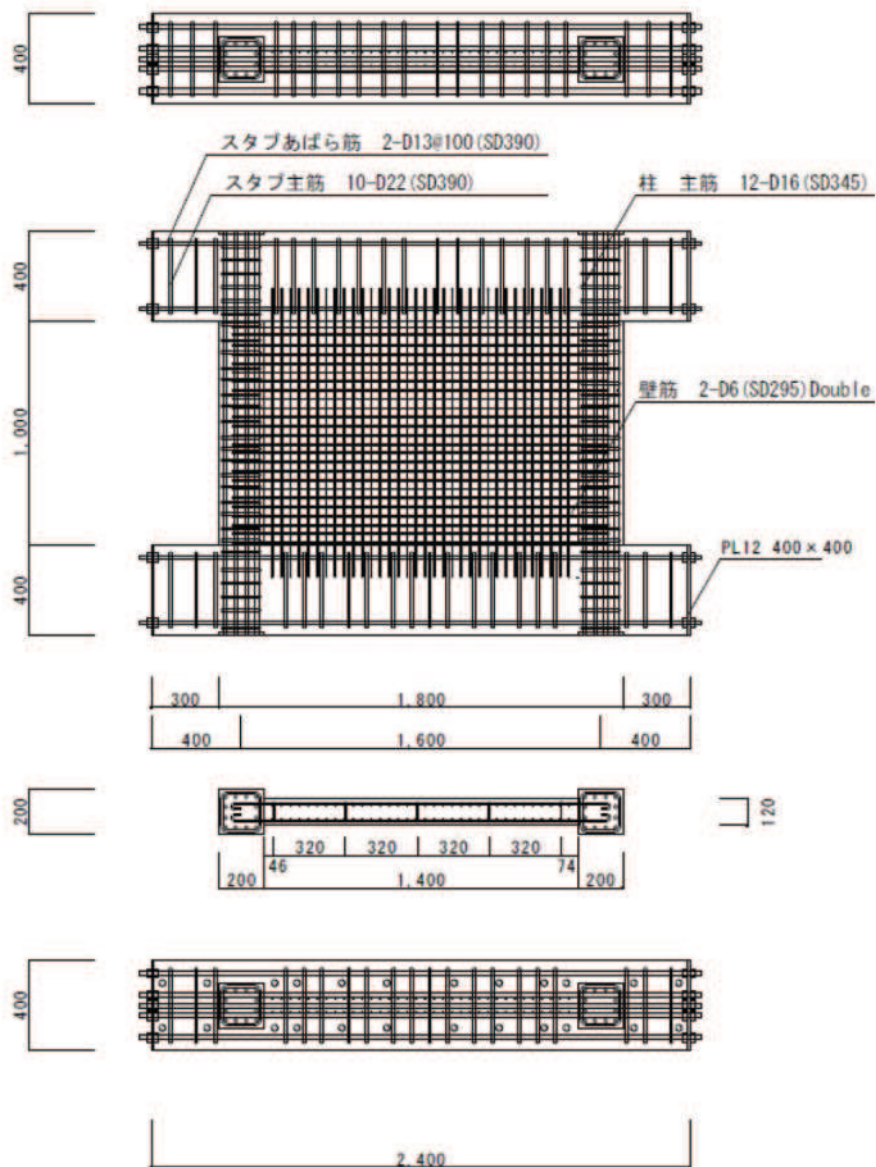


図 3.2-1 試験体配筋図

表 3.2-1 事前加力で与えるせん断変形角（損傷の大きさ）

損傷度	せん断変形角	備考
I	0.75×10^{-3}	(参考) 原子炉建屋の応答レベル 2005年8月16日宮城県沖の地震： 0.1×10^{-3} 程度 3.11地震： オペフロ下部： $0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3}$ 程度 オペフロ上部： 0.6×10^{-3} 程度
II	2.0×10^{-3}	J E A G 4 6 0 1-1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値
III	4.0×10^{-3}	J E A G 4 6 0 1-1991 追補版に示される耐震壁の終局点
IV	6.0×10^{-3}	

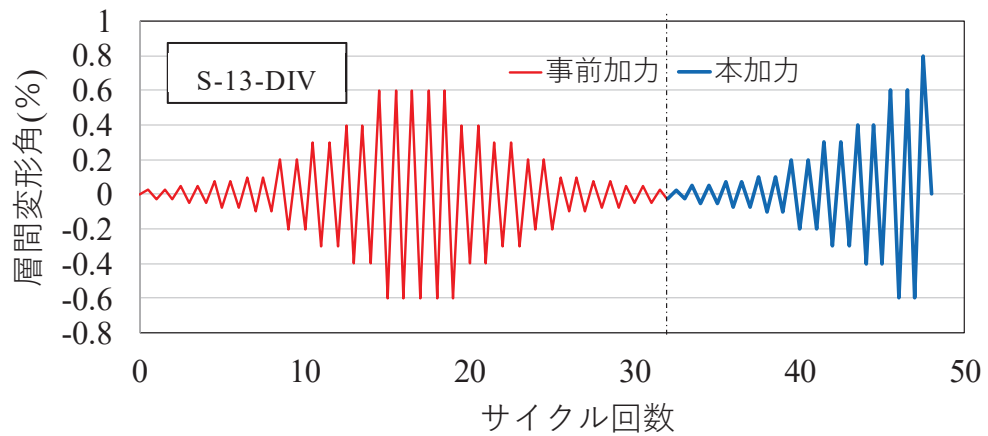


図 3.2-2 加力概念図

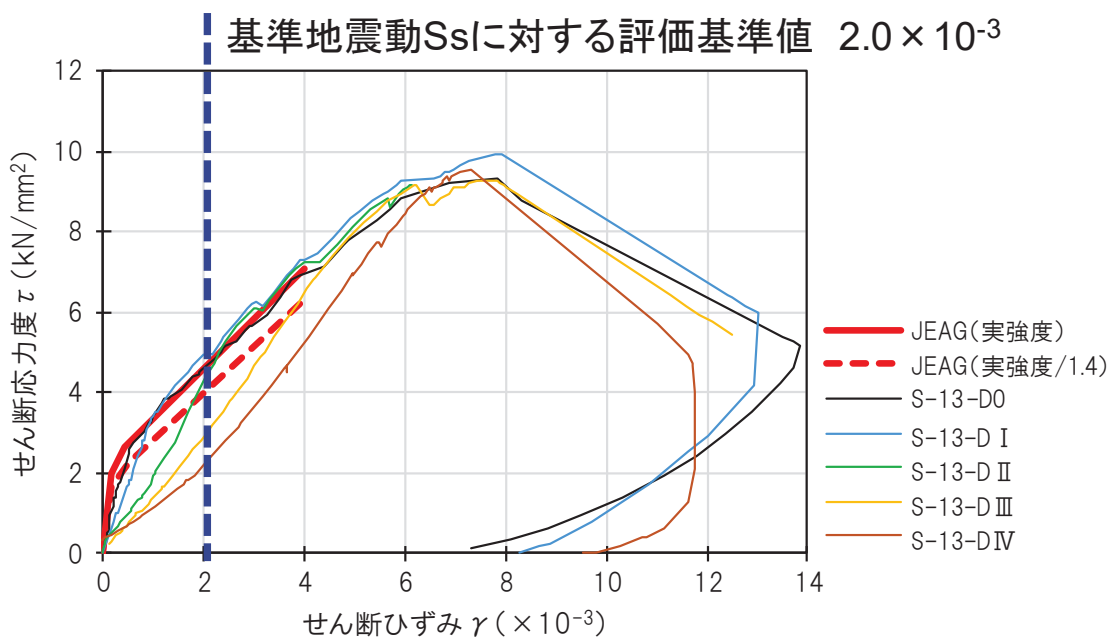


図 3.2-3 事前損傷が終局耐力に与える影響に関する耐震壁実験結果（荷重－変形関係）

3.3 乾燥収縮が終局耐力等に与える影響

3.3.1 乾燥試験体（耐震実験 [3]）による確認

・・・別紙 15

(1) 検討の目的

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するために、乾燥させた耐震壁の静的加力実験を実施した。

(2) 実験の概要

耐震実験にあたっては、原子炉建屋の 3.11 地震に対する応答結果や原子力発電所の耐震壁の特徴を、試験体の製作や加力方法に反映した。主な特徴は以下のとおり。

- ・耐震壁の鉄筋量については原子力発電所建屋並の鉄筋比を配置（約 1.4%）。
- ・原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため、せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ・使用骨材（粗骨材）は、比較的収縮しやすい骨材（埼玉県川越市産（豆砂利）を使用した）。
- ・耐震実験は 2 体の試験体を用いて実施し、乾燥期間は、約 3 か月の乾燥期間の試験体（以下「乾燥試験体 [1]」という。）と約 8 か月の乾燥期間の試験体（以下「乾燥試験体 [2]」という。）とした。また、壁部分のみのダミー試験体を用いてコンクリートの乾燥収縮率を計測した。
- ・乾燥試験体 [1] は、コンクリートを打設し、型枠を外した後、約 3 か月間気中に放置し、壁部分を乾燥させた。実験時の乾燥収縮率は約 800μ （ダミー試験体での計測結果）であった。
- ・一方、女川のコンクリートと同一調合の試験体による乾燥収縮迅速試験及び JIS による長さ試験の評価値では約 $700\sim 800\mu$ となっており、コンクリート材料の収縮率として概ね整合する状態で実験を実施した。
- ・また、乾燥試験体 [2] は、約 8 か月間の気中養生としており、実験時の乾燥収縮率は約 1000μ （ダミー試験体での計測結果）であった。
- ・特に微小変形レベルでの精度確保が可能な装置を用い、微小変形レベル（せん断ひずみ 0.1×10^{-3} 、2005 年 8 月 16 日宮城県沖の地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度）から繰返し加力を実施した（最大 5 サイクル）。

(3) 検討結果

乾燥収縮の影響については、約 3 か月乾燥させた乾燥試験体 [1] では、初期の剛性は J E A G 式より低下するものの、J E A G 4 6 0 1-1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値であるせん断ひずみ 2.0×10^{-3} の変形量、及び終局点であるせん断ひずみ 4.0×10^{-3} の変形量においては上回ることを確認し

た。さらに乾燥させた乾燥試験体 [2] (約 8 か月乾燥) でも, その傾向は同様であった。

インナーリング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, 約 3 か月乾燥させた乾燥試験体 [1] でも, 耐震実験 [1] と同様に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。さらに乾燥させた乾燥試験体 [2] (約 8 か月乾燥) でも, その傾向は同様であった。

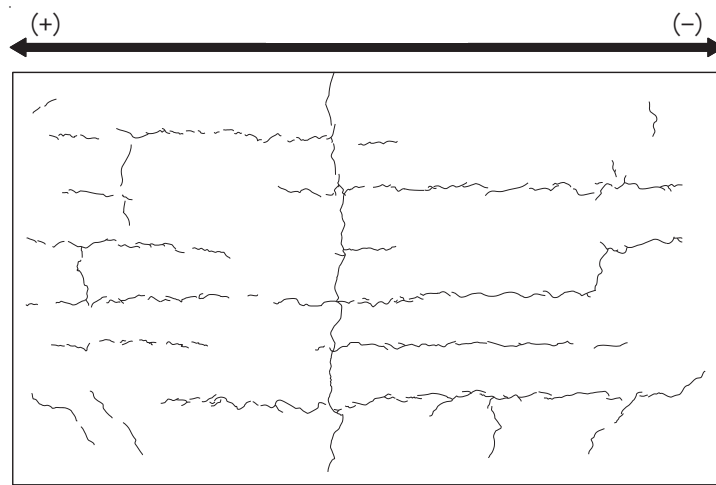


図 3.3-1 (1) 乾燥試験体 [1] 実験前ひび割れ状況

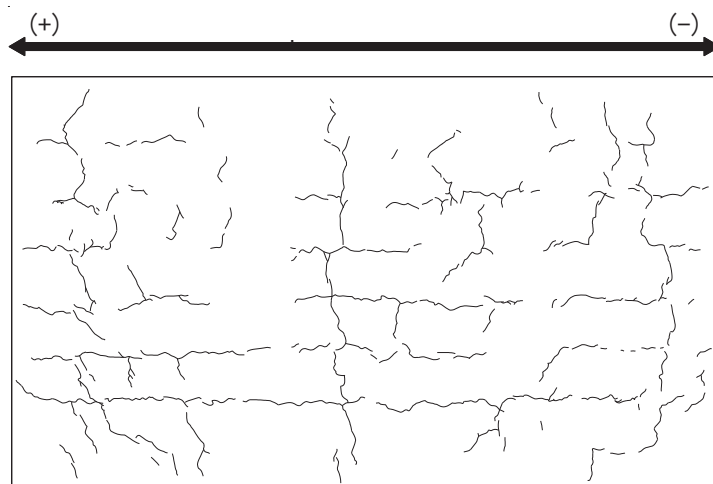


図 3.3-1 (2) 乾燥試験体 [2] 実験前ひび割れ状況

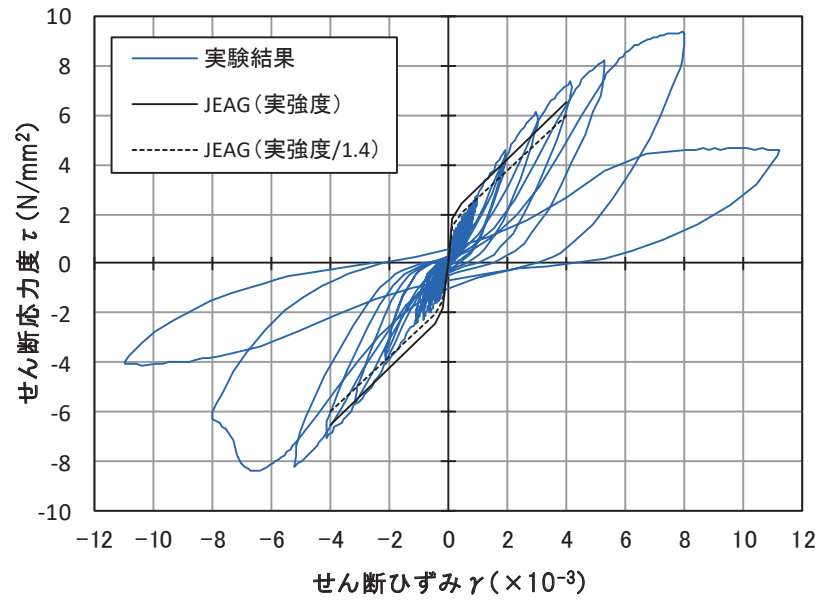


図 3.3-2 (1) 乾燥試験体 [1] の耐震壁実験結果 (荷重-変形関係)

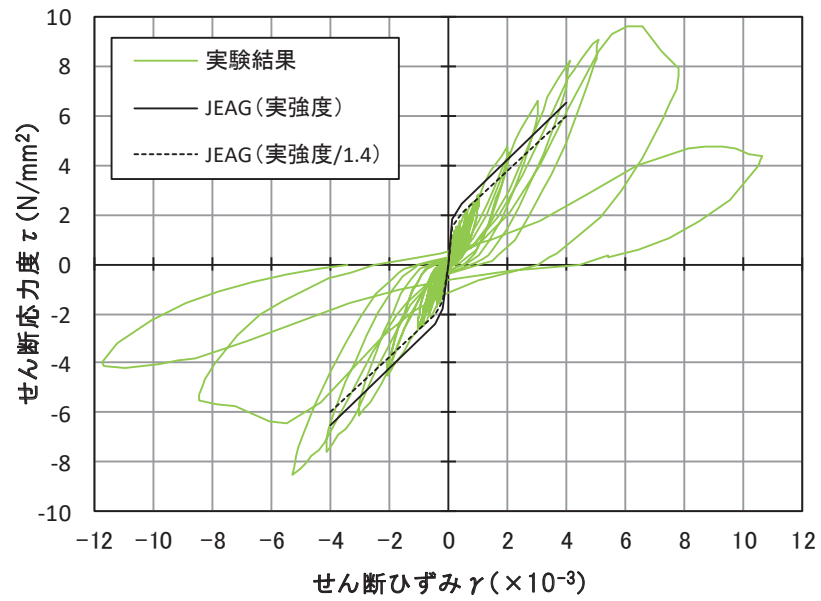


図 3.3-2 (2) 乾燥試験体 [2] の耐震壁実験結果 (荷重-変形関係)

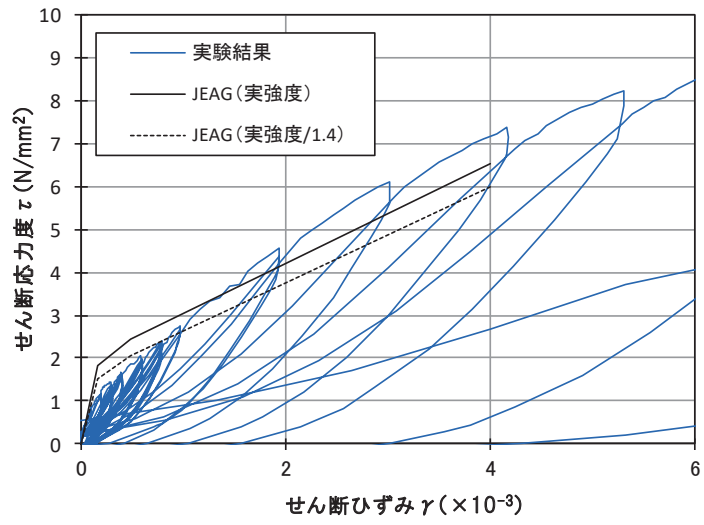


図 3.3-3 (1) 乾燥試験体 [1] の耐震壁実験結果 (荷重-変形関係)
正側拡大図

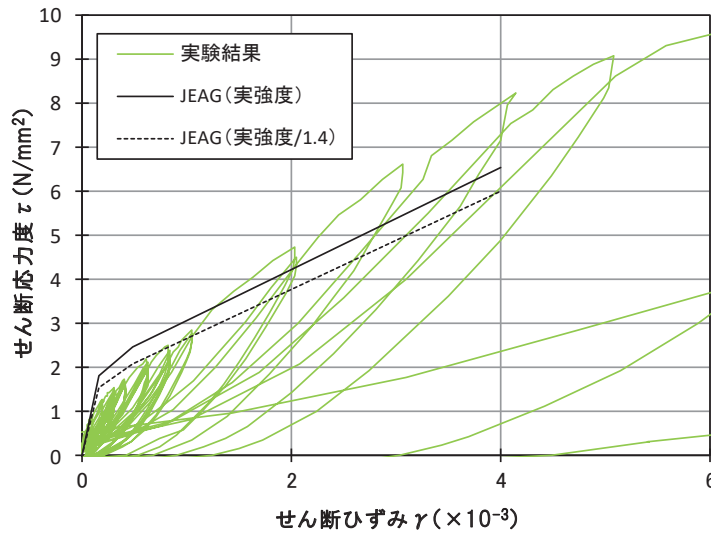


図 3.3-3 (2) 乾燥試験体 [2] の耐震壁実験結果 (荷重-変形関係)
正側拡大図

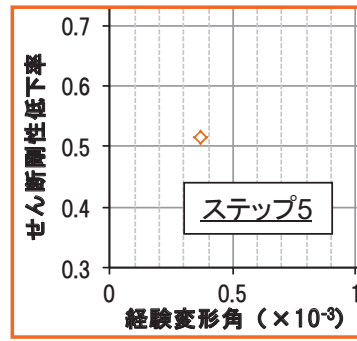
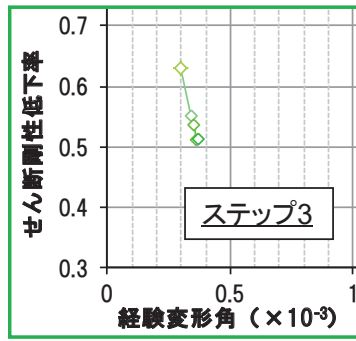
(4) 耐震実験を踏まえた剛性低下の要因分析についての考察

先に示した耐震実験 [1] と耐震実験 [3] は、同じ形状の耐震壁の試験体で鉄筋量も同じ 1.4%、加力方法、サイクルも基本的には同じである。違いとしては耐震壁の乾燥の有無であり、耐震実験 [1] はコンクリート打設後約 4 週間型枠をつけたまま養生し、型枠脱型後、1 週間後に試験を実施しており、ほぼ乾燥収縮を受けていない状況にある。

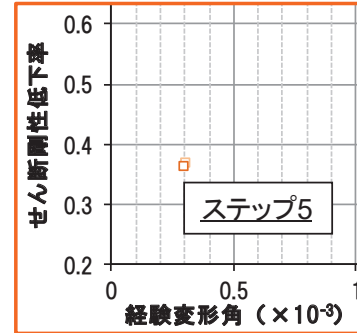
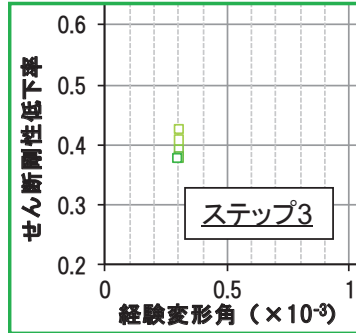
インナーループでの繰返し加力の結果から、乾燥していない試験体（耐震実験 [1]）と乾燥した試験体（耐震実験 [3]）の事前損傷の影響による剛性低下の傾向はほとんど変わらないことを確認した。

なお、この比較における事前損傷程度としては、 0.3×10^{-3} 程度の変形角であるが、さらに変形が進んだ場合には、ひび割れが多くなり、乾燥収縮による応力は解放されその影響は小さくなるため、耐震実験 [2] とほぼ同様の傾向になると考えられる。（耐震実験 [1]（別紙 12）と耐震実験 [3]（別紙 15）の 2.0×10^{-3} の変形角でのひび割れ図から同等のひび割れ発生状況であることが確認できる。）

繰返し試験体



乾燥試験体 [1]



乾燥試験体 [2]

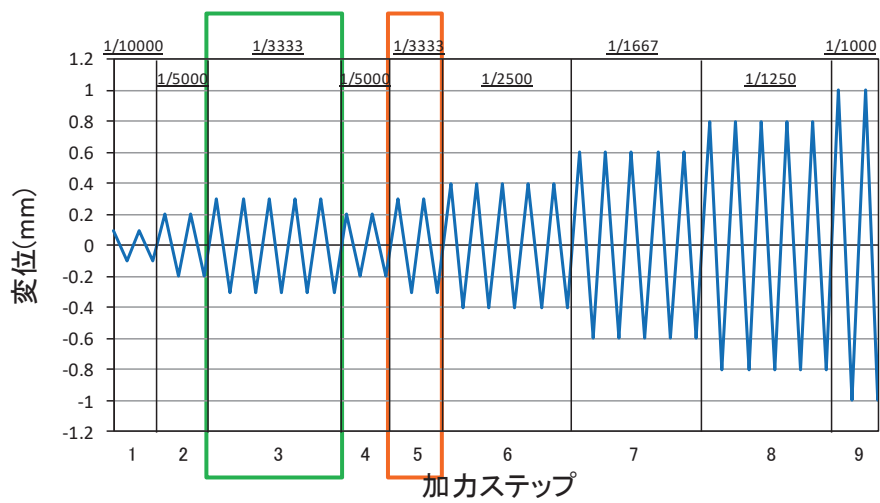
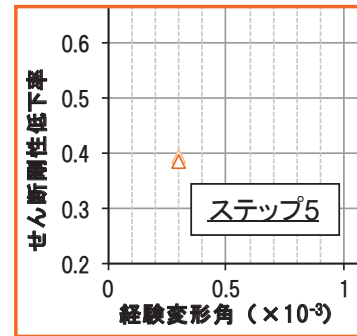
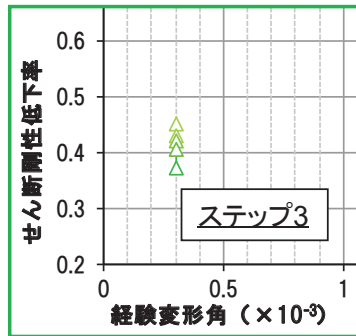


図 3.3-4 加力ステップ 3 と加力ステップ 5 の剛性低下率の比較

3.3.2 乾燥収縮の影響に関する文献レビュー

・・・別紙 13

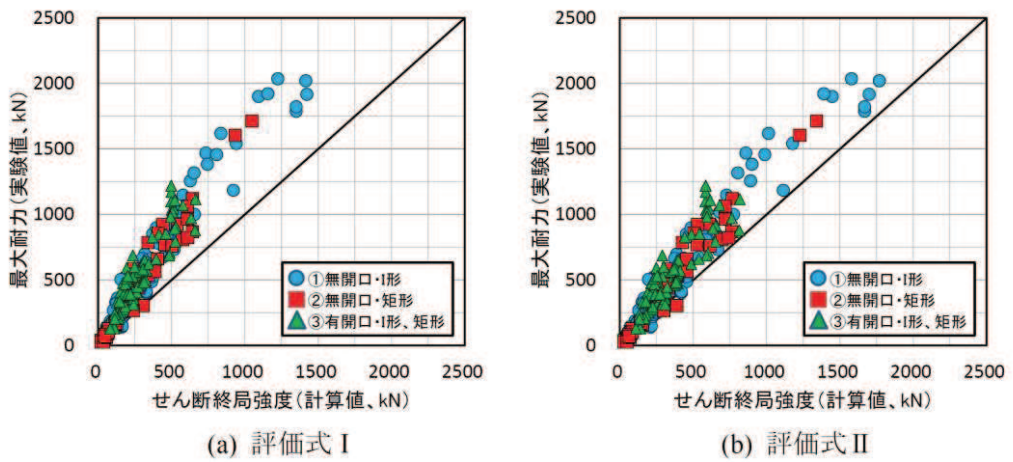
コンクリートの初期の剛性に与える因子として、例えば温度荷重による温度応力やひび割れの影響、また、乾燥収縮による内部応力やひび割れの影響があることが指摘されている。温度荷重については、特に高温となる設備を有していない建屋（例えば制御建屋）においても原子炉建屋と同等の剛性低下の傾向が認められることから、主要因とは考え難い。したがって、乾燥収縮が初期剛性に与える影響について文献レビューを行った。

過去の耐震実験をデータベースにした検討で、初期の剛性低下の傾向を指摘している建築研究資料 No. 175 号（国立研究開発法人建築研究所（2016））では、合わせてせん断終局強度式と耐震壁の実験結果の整合性検討を行っている。その結果、初期の剛性低下が認められる試験体を含め、せん断終局強度については、既往の評価式を上回る傾向となっていることを指摘している。（図 3.3-5）

耐震壁ではないものの、「初期ひび割れの有無が RC はりの変形及びせん断耐力に及ぼす影響」（江原他 2009）では、乾燥収縮ひび割れを有する梁の斜めひび割れ発生荷重は、乾燥の影響を考慮しない既往式に対し 15%～30%低下したものの、その一方で最大荷重は計算値より大きな値となることを確認したとしている。

したがって、乾燥収縮によりひび割れは発生しやすくなるものの計算値以上の耐力となることを示している。（図 3.3-6）

Sasano et al. (2018)では、RC 耐震壁を模擬した試験体（厚さ 80mm、鉄筋比 0.35%）を十分に乾燥させた後に面内せん断載荷試験を実施し、乾燥収縮が RC 耐震壁の構造性能へ与える影響を実験的に確認している。実験結果から、乾燥収縮によって壁試験体の初期剛性は約 5 割程度に低下するが、変形が大きくなると剛性の差は小さくなり、終局耐力はほとんど影響を受けないことを述べている。（図 3.3-7）



(広沢 min 式)

(広沢 mean 式)

図 3.3-5 せん断終局強度の実験値と計算値の比較

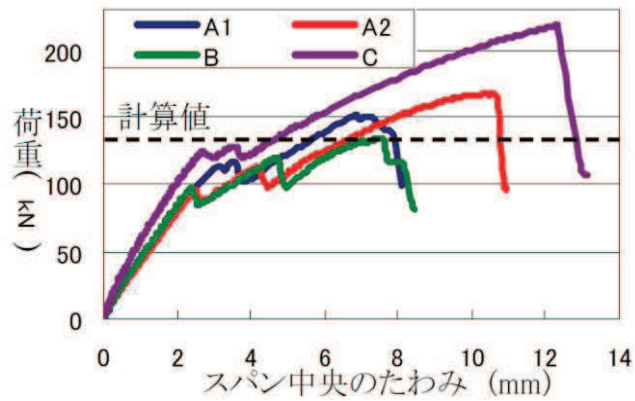


図 3.3-6 梁の最大荷重とたわみの関係

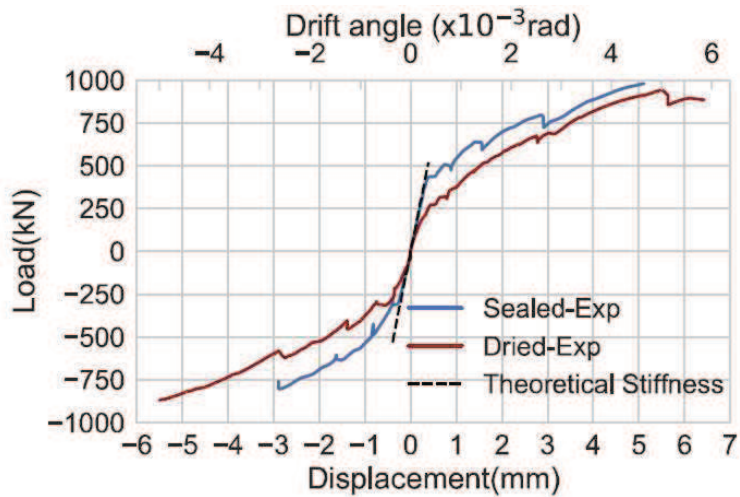


図 3.3-7 各試験体の荷重-変形関係の比較

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

耐震実験 [2] により，地震による事前損傷が，設計で使用しているスケルトン曲線（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。また，損傷度 I，II では，J E A G 式に対して，原子力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} ）付近での耐力低下は認められなかった。

耐震実験 [3] より，乾燥収縮の影響については，約 3 か月乾燥させた乾燥試験体 [1] では，初期の剛性は 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付近では上回ることを確認した。さらに乾燥させた乾燥試験体 [2]（約 8 か月乾燥）でも，その傾向は同様であった。

以上のことから，地震による事前損傷や乾燥収縮の影響が，原子力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ことを確認した。

4.1 耐震補強工事の概要

原子炉建屋のオペフロ上部については、基準地震動 S_s の増大に伴い、評価結果の裕度が小さくなることが想定されたことから、せん断耐力を向上させることを目的として、耐震補強工事を実施している。耐震補強工事の主な特徴は以下のとおり。

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

なお、工事に先立って、追設耐震壁の有効性を確認するための耐震実験を実施している。

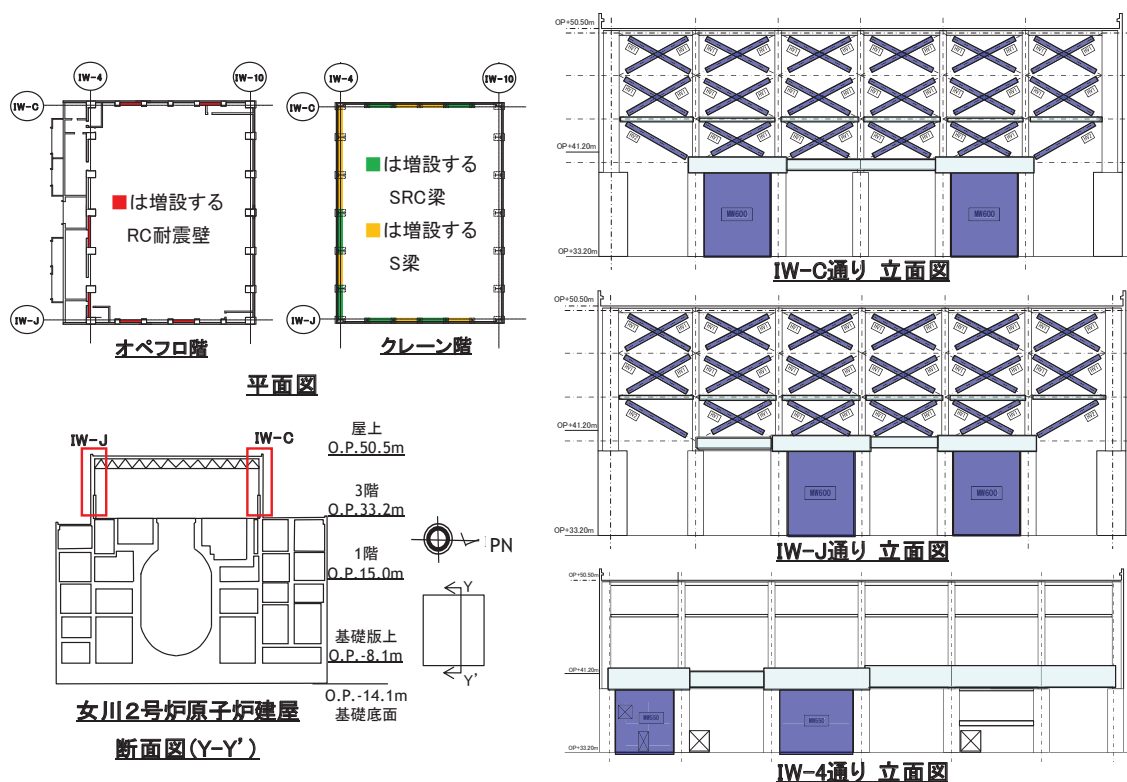


図 4.1-1 オペフロ上部耐震補強工事概要

4.2 耐震補強工事の有効性確認

工事の有効性を確認するために、工事前、工事中、工事後の地震観測記録を用いて、躯体の剛性がどのように変化したかについて確認を行った。固有振動数は工事前→工事中→工事後の順に大きく（剛に）なっており、補強の有効性を確認した。

また、耐震補強工事前後において、クレーン階及び地上3階の保有水平耐力を比較し、耐震補強工事前に比べて、保有水平耐力が向上していることを確認した。

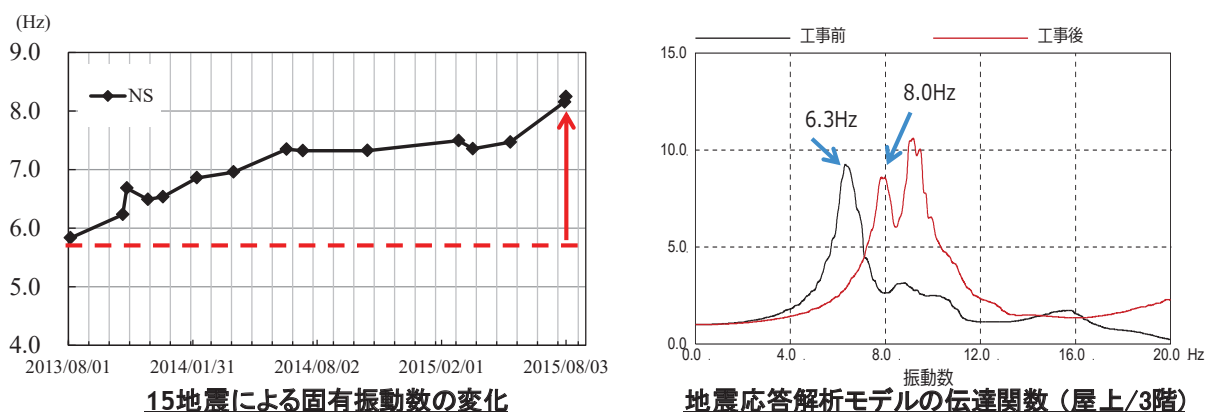


図 4.2-1 オペフロ上部耐震補強効果の確認結果例

表 4.2-1 耐震補強前後の保有水平耐力の比較

レベル	方向	保有水平耐力 Q_u (kN)		補強後 ΣQ_u (kN)
		既設躯体	補強部材	
クレーン階	NS	106,422	61,200	167,622
	EW	133,625	—	133,625
地上3階	NS	187,974	67,060	255,034
	EW	194,132	35,044	229,176

4.3 耐震補強工事の地震応答特性への影響検討

(1) 検討目的・方法

耐震補強後において、地上3階に対する屋上階の伝達関数の1次ピーク振動数の高振動数側への移動が見られる一方、振動数のピークが2山に分かれる現象も確認されており、ねじれによる影響の可能性が考えられる。また、耐震補強部材の追設による躯体重量増加に伴う面外応答への影響も考えられる。

本検討では、耐震補強によるねじれ応答等の地震応答特性への影響について図4.3-1のフローに従い検討を行った。

(2) 検討結果

本検討により確認した結果は、以下のとおり。

- ①耐震補強部材を考慮しても、ねじれ補正係数の変化は小さい。
- ②地震応答解析による検討、地震観測記録による検討ともに耐震補強前後で、ねじれ応答が生じる振動数に変化が確認されたが、増幅倍率は建屋全体の1次振動数や2次振動数に比べて小さい。
- ③地上3階より上部の妻壁の耐震補強部材の重量増加による面外応答への影響について、妻柱の面外荷重に対する検討を行い、基準地震動 S_s に対して短期せん断応力を下回っている。

以上のことから、耐震補強によるねじれ応答等の地震応答特性への影響は小さく、設計上適切に考慮されていることを確認した。

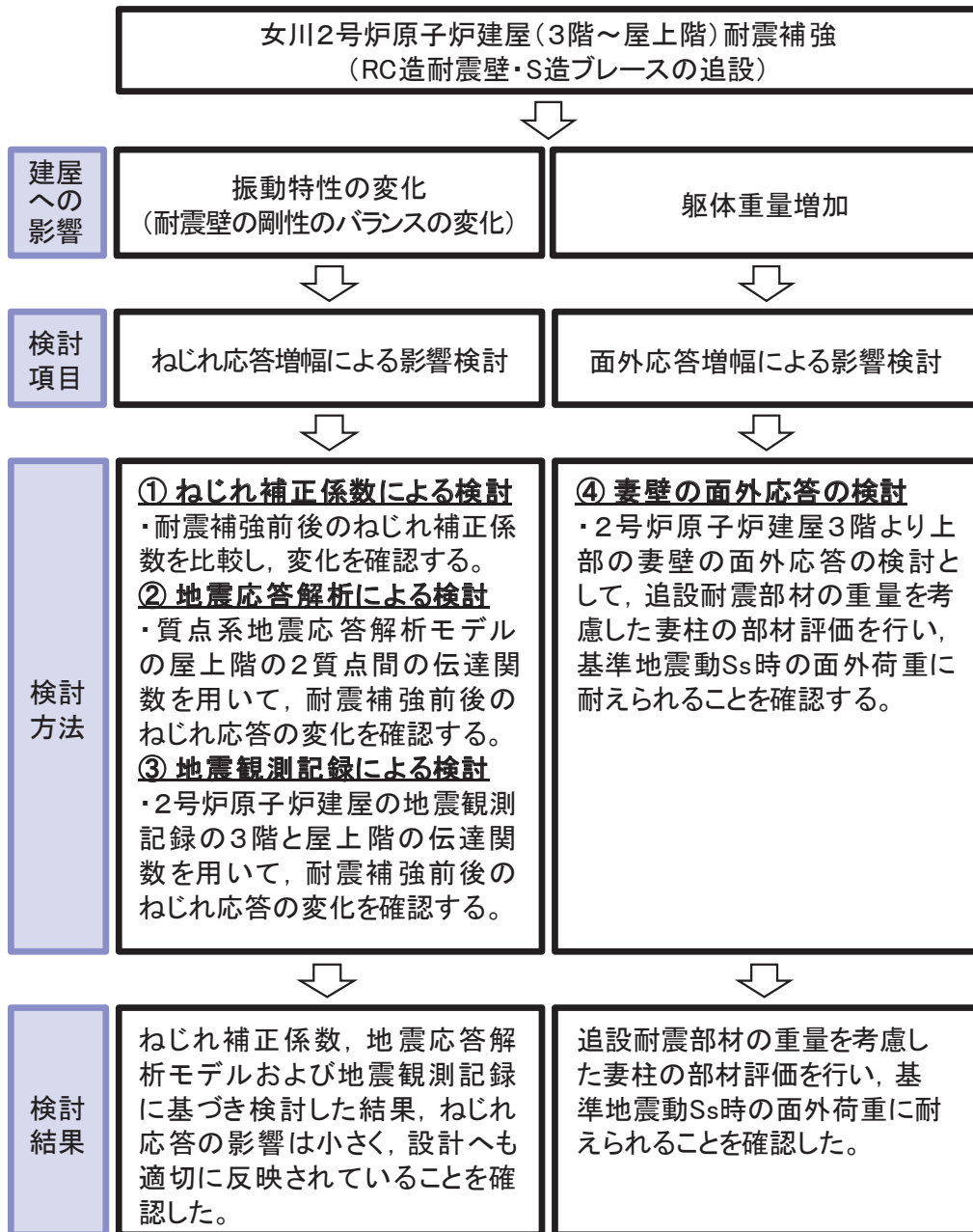


図 4.3-1 耐震補強による地震応答特性への影響検討の全体概要

5. 設計体系への反映

5.1 地震応答解析モデルの策定

・・・別紙 20

5.1.1 基本モデル策定の考え方

- ・ 設計よりも初期剛性が低下した要因は、3.11地震等の地震力の影響と乾燥収縮の影響の重畳と考えられることから、その要因と今後の進展に関するこれまでの検討内容を踏まえて、基本モデルのスケルトン曲線を設定する。

(1) 基本モデルのスケルトン曲線の設定の考え方

事前損傷、乾燥収縮及び大架構は、J E A G 式の評価基準値付近に影響を与えないこと、実機の乾燥収縮はほぼ定常状態にあることから、ベースとするスケルトン曲線は、既工認と同様、J E A G 式を基本モデルに適用する。また、初期剛性の考え方は以下のとおりとする。

【建屋の初期剛性（水平動）】

初期剛性を低下させた3.11地震等のシミュレーション解析において、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、第二折点を越えた応答となるため、初期剛性の違いが応答結果に与える影響が小さくなることも踏まえ、初期剛性は3.11地震、4.7地震時の低下した状態を採用する。

【建屋の初期剛性（鉛直動）】

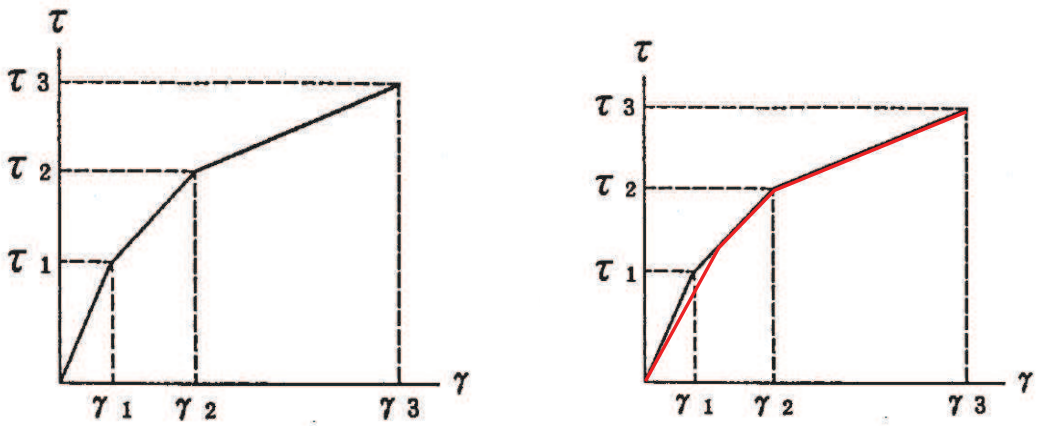
水平動に比べ建設時からの剛性低下は小さく、これまでの地震の経験において設計剛性を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では既工認モデルで記録を再現できたことから、既工認モデルの剛性を採用する。

【基本モデルのせん断スケルトン曲線の概要】

- ・耐震壁の初期剛性低下の影響については、トリリニア型スケルトン曲線の第一勾配を緩く傾斜させ、元の J E A G のスケルトン曲線に接続することで考慮している。
- ・せん断力復元力特性モデルは、元の復元力特性の考え方で剛性が低下していった場合と同様とし、最大点指向型履歴ループを用いる。
- ・したがって、初期剛性を現在の建屋状態に合わせているが、その力-変形関係は基本的に J E A G に則った復元力特性を用いており、J E A G に適合するものとしている。
- ・このような初期剛性を低下させた復元力特性モデルでは、最大加速度が3.11地震、弾性設計用地震動 S_d レベルの入力の場合には第一勾配内での応答とな

り等価線形応答となる。最大加速度が弾性設計用地震動 S_d を超え基準地震動 S_s レベルの入力になると、応答が大きくなり第二勾配（又は第三勾配）に入る非線形応答となる。

- ・なお、曲げスケルトン曲線についても J E A G に基づく復元力特性とし、初期剛性はせん断と同様に低下させたモデルとする。



設計時のスケルトン曲線

初期剛性を低下させた場合のスケルトン曲線

図 5.1-1 せん断スケルトン曲線の設定

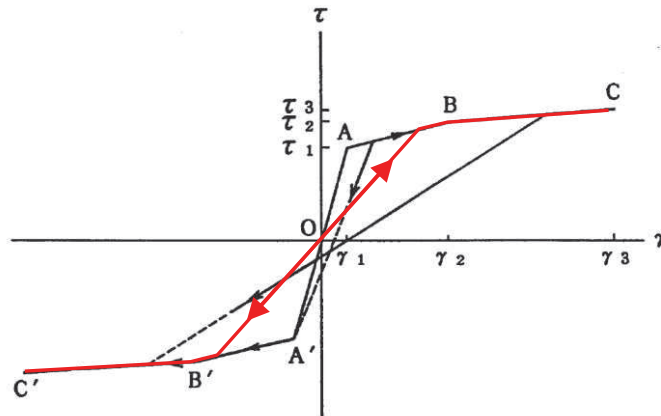


図 5.1-2 初期剛性を低下させたせん断力復元力特性の設定

(2) 基本モデル策定の考え方（その他の解析物性値の設定）

基本モデルの解析物性値の内，スケルトン曲線以外の建屋減衰等の設定は，3.11 地震等の傾向，地盤調査結果及び耐震補強工事を反映する。

表 5.1-1 基本モデル策定の考え方（その他の解析物性値の設定）

項目	基本モデルへの適用
建屋減衰	<p>【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。基本モデルにおいては，この効果を安全側に無視し，既工認と同様の建屋減衰 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。
底面地盤ばね	<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。建屋直下の PS 検層を 9 箇所実施し，その平均値よりせん断波速度を設定。
耐震補強部材の反映	<ul style="list-style-type: none">・ オペフロ上部には耐震補強工事を実施していることから，追設ブレース及び追設耐震壁をモデルに反映する。・ 追設耐震壁は，既存躯体及び鋼製型枠により覆われているため，乾燥収縮の影響を受けにくい構造であり，また，大きな地震を経験していないことから，初期剛性低下は考慮しないこととする。なお，初期剛性の不確かさケースにおいては，追設耐震壁についても一律初期剛性低下を考慮する。

5.1.2 原子炉建屋の基本モデルの諸元

原子炉建屋の基本モデルの諸元を表 5.1-2 及び表 5.1-3 に示す。また、既工認モデルとの差異を図 5.1-3 に示す。

表 5.1-2 コンクリート壁の初期剛性の設計値に対する補正係数と建屋減衰

号炉 建屋	方向	コンクリート壁の初期剛性の設計値に対する 補正係数		建屋 減衰
		地上 3 階・ クレーン階	地下 3 階～地上 2 階	
0-2 R/B	NS	0.30	0.75	0.05
	EW	0.50	0.80	0.05
	UD	1.00	1.00	0.05

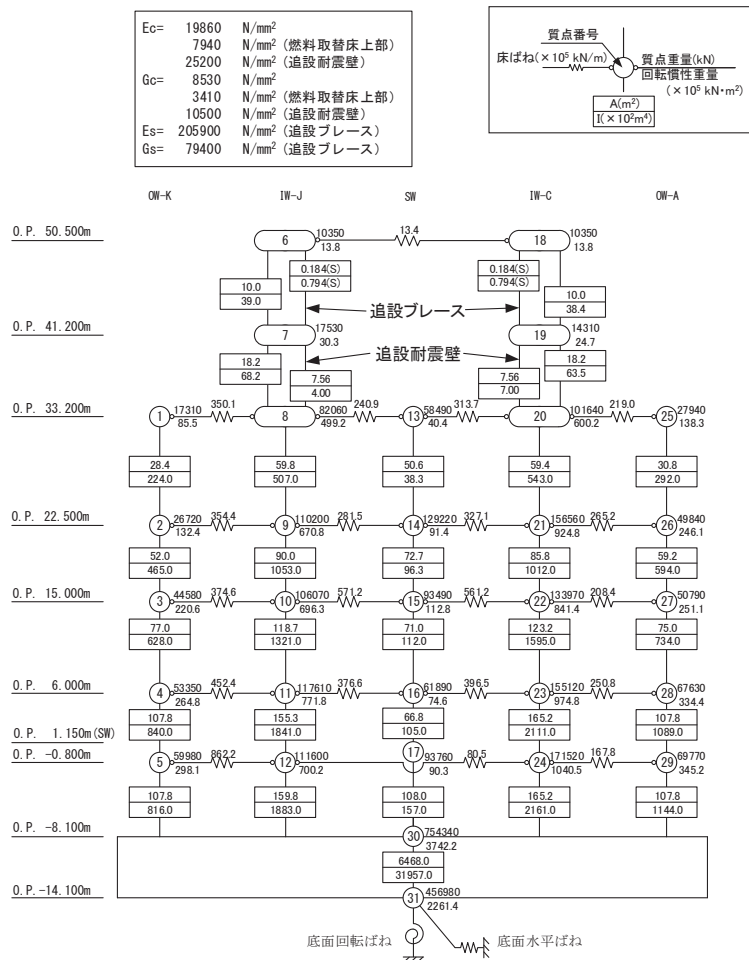


図 5.1-3 (1) 原子炉建屋 地震応答解析モデル NS 方向

$E_c =$	21180	N/mm ²
	13240	N/mm ² (燃料取替床上部)
	25200	N/mm ² (追設耐震壁)
$G_c =$	9100	N/mm ²
	5690	N/mm ² (燃料取替床上部)
	10500	N/mm ² (追設耐震壁)

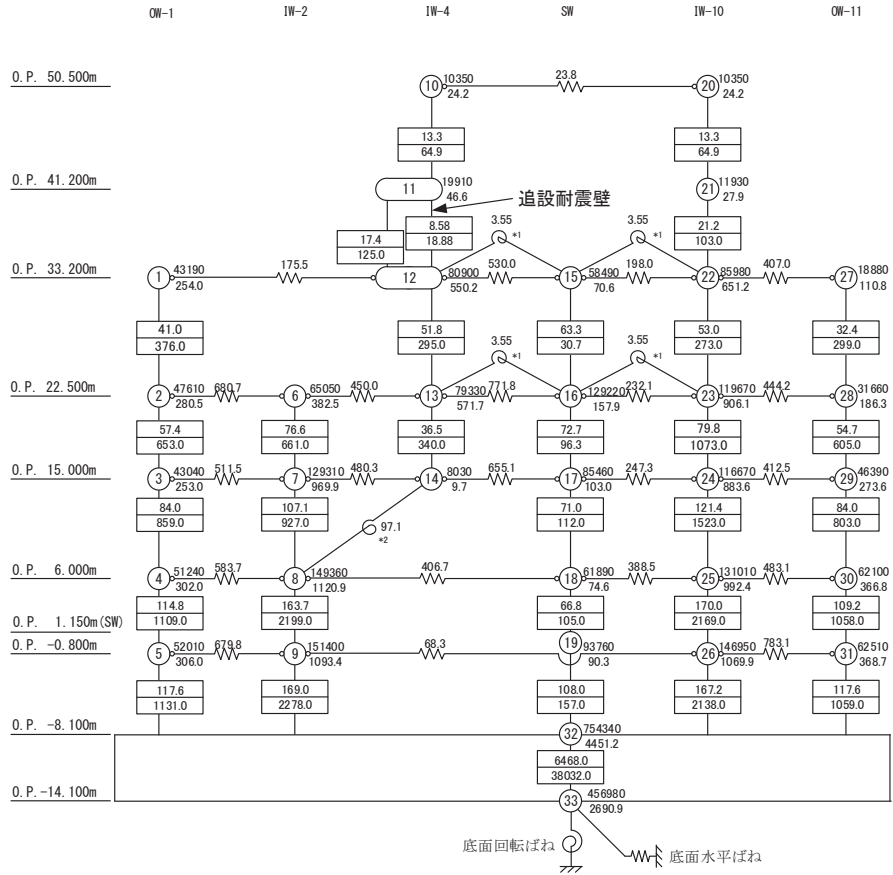
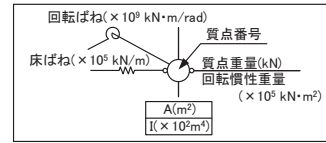


図 5.1-3 (2) 原子炉建屋 地震応答解析モデル EW 方向

表 5.1-3 既工認モデルとの差異

項目		既工認モデル	今回工認モデル
入力地震動		直接入力	表層地盤の影響を考慮して基礎下の入力地震動を算定
応答計算法		時刻歴応答解析 (非線形解析)	同左
建屋モデル		質点系多軸モデル・床剛 (側面地盤との相互作用は考慮しない)	質点系多軸モデル・床の柔性考慮 (側面地盤との相互作用は考慮しない)
剛性 評価 (RC)	考慮範囲	耐震壁	同左
	ヤング係数 せん断弾性 係数	コンクリートの設計基準 強度より算定	3.11 地震等の観測記録との整合を 踏まえて剛性低下を考慮
建屋 減衰	鉄筋コンク リート	5%	5% (3.11 地震等のシミュレーション 解析では 7%相当であるが保守的 に設定)
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)	同左
地盤ばね		J E A Gによる近似法	同左

5.1.3 設計用地震力の評価方針

(1) 設計用地震力の設定方針

静的地震力の算定に用いる A_i 分布は、初期剛性の低下を考慮した今回工認モデルが現状の地震時の振動特性を持つ精緻なモデルであるため、これにより A_i 分布を算定する。ただし、念のため初期剛性低下を考慮しない設計剛性モデルでの A_i 分布も確認する。

今回工認における設計用地震力は、静的地震力、弾性設計用地震動 S_d による動的地震力により設定し、既工認における設計用地震力も包絡する。

(2) 静的地震力、必要保有水平耐力の設定方法

【静的地震力（水平）】

原子炉建屋の水平の静的地震力は算定用の基準面を基礎版上端 (O.P. -8.1m) とし、地震層せん断力係数を用いて次式によって算定する。

$$Q_i = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = \beta \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

【静的地震力（鉛直）】

鉛直の静的地震力は、次式による鉛直震度から算定する。

$$K_v = R_v \cdot 0.3$$

【必要保有水平耐力】

必要保有水平耐力は、次式によって算定する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 基準面より上の部分に作用する水平地震力

n : 施設の重要度分類に応じた係数 (3.0)

Z : 地震地域係数 (1.0 とする)

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該部分が支える固定荷重と積載荷重の和

R_t : 振動特性係数 (1.0 とし、 β で補正する)

β : 補正係数 (0.8)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数

(静的地震力：0.2，必要保有水平耐力：1.0 とする)

- K_v : 鉛直震度
- R_v : 鉛直方向振動特性係数 (0.8)
- Q_{un} : 各層の必要保有水平耐力
- D_s : 各層の構造特性係数 (0.55 とする)
- F_{es} : 各層の形状特性係数
- Q_{ud} : 地震力によって各層に生じる水平力

(3) 静的地震力と動的地震力の比較

今回工認では、すべての階で静的地震力に比べて弾性設計用地震動 S_d による動的地震力の方が大きくなっている。なお、既工認時では、静的地震力に比べて基準地震動 S_1 による動的地震力の方が大部分の階で大きく、動的地震力により設計断面が決定される箇所が多い。静的地震力と動的地震力の比較を表 5.1-4 に示す。

表 5.1-4 (1) 静的地震力と動的地震力の比較 (NS 方向)

レベル O.P. (m)	階高 (m)	今回工認 静的地震力	弾性設計用 地震動 S_d	既工認 設計用地震 力*	(参考) 既工認 静的地震力	(参考) 既工認 動的地震力 (基準地震動 S_1)
		Q_i (kN)	Q_i (kN)	Q_i (kN)	Q_i (kN)	Q_i (kN)
50.5						
	9.3	45670	60948	51799	50289	34206
41.2						
	8.0	80218	98979	84376	81915	59742
33.2						
	10.7	316519	383901	362787	314166	342203
22.5						
	7.5	615887	664155	788386	596970	723799
15.0						
	9.0	819336	882255	1069582	797310	1005152
6.0						
	6.8	955423	1096217	1287996	942762	1226586
-0.8						
	7.3	1057755	1252113	1493474	1057059	1419140
-8.1						

注記* : 既工認時の設計用地震力の算定にあたっては、静的地震力及び動的地震力に対して重量や剛性の変動を考慮して 1.03 倍の余裕度を考慮している。

表 5.1-4 (2) 静的地震力と動的地震力の比較 (EW 方向)

レベル O. P. (m)	階高 (m)	今回工認 静的地震力	弾性設計用 地震動 Sd	既工認 設計用地震 力*	(参考) 既工認 静的地震力	(参考) 既工認 動的地震力 (基準地震動 S1)
		Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)
50.5	9.3	44836	48867	44983	43679	29341
	41.2	81846	96890	78914	76610	60281
33.2	10.7	321619	426109	362797	309812	337800
	22.5	619143	676276	779129	600226	700312
15.0	9.0	820581	864829	1045850	804773	961022
	6.0	955423	1054833	1229519	946146	1153723
-0.8	7.3	1057755	1207993	1426730	1057069	1334842
	-8.1					

注記* : 既工認時の設計用地震力の算定にあたっては、静的地震力及び動的地震力に対して重量や剛性の変動を考慮して 1.03 倍の余裕度を考慮している。

(4) 必要保有水平耐力の比較

既工認と今回工認における必要保有水平耐力は、おおむね同程度の値となっている。オペフロ上部では、地震等による初期剛性低下や耐震補強工事等の影響により、Ai 分布が変動した影響として、今回工認モデルの方が、必要保有水平耐力が小さくなっている。必要保有水平耐力の比較を表 5.1-5 に示す。

表 5.1-5 既工認と今回工認における必要保有水平耐力の比較

レベル O. P. (m)	階高 (m)	既工認 Qun (kN)		今回工認 Qun (kN)	
		NS	EW	NS	EW
50.5					
	9.3	46101	40041	41874	41109
41.2					
	8.0	75060	70235	73501	75040
33.2					
	10.7	288002	283942	290022	294876
22.5					
	7.5	546927	550496	564863	567550
15.0					
	9.0	731105	737244	751062	751748
6.0					
	6.8	863564	867300	876430	875489
-0.8					
	7.3	968985	968985	969603	969603
-8.1					

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
建屋初期剛性	<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、第二折点を越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-D 2 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。 <ul style="list-style-type: none"> → 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。 	<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
建屋減衰	<p>【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。 <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。
地盤物性	<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 $\pm 100\text{m/s}$ 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				表層上部非線形 表層下部 Vs900-100m/s	標準地盤 - σ
	ケース 4	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 Vs900m/s	標準地盤 (=既工認)
	ケース 5				表層上部非線形 表層下部 Vs900+100m/s	標準地盤 + σ
	ケース 6				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				標準地盤 - σ	
弾性設計用 地震動 S _d (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				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 S_s 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 S_s 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 S_s 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（S_d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（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。

なお、具体的な低下量は今後の新設建屋の詳細設計を踏まえ決定する。

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乾燥試験体の耐震実験[3]を踏まえ設定 	<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。

5.5 設備評価への反映方針

機器・配管系の設備評価においては、5.2 項に示した建屋の地震応答解析モデルにおける材料物性値のばらつきによる変動を考慮した建屋の地震応答解析結果を踏まえることとし、表 5.5-1 に示す基本ケース及び不確かさケースの地震応答（床応答スペクトル、最大応答加速度、荷重等）を比較し、基本ケースの地震応答を超過する場合、機器・配管系の設計用地震力に及ぼす影響を検討し、設計に反映する。

ここで、材料物性値のうち建屋の初期剛性については、乾燥収縮及び地震影響によるコンクリートのひび割れが建屋の地震応答だけでなく、設備評価への影響の可能性が考えられる機器・配管系の設備を構造的な分類によって抽出し、設備の耐震評価において考慮すべき内容を整理する。図 5.5-1 に抽出された設備の耐震評価において考慮すべき内容は、コンクリートのひび割れに係る建屋側の影響検討結果（建屋の初期剛性が低下していること、建屋躯体の耐力への影響がないこと）、設備の構造特徴等を踏まえて、評価対象部位ごとに地震応答解析及び構造強度評価に区分して検討を行うとともに、その検討結果を表 5.5-2 にまとめる。

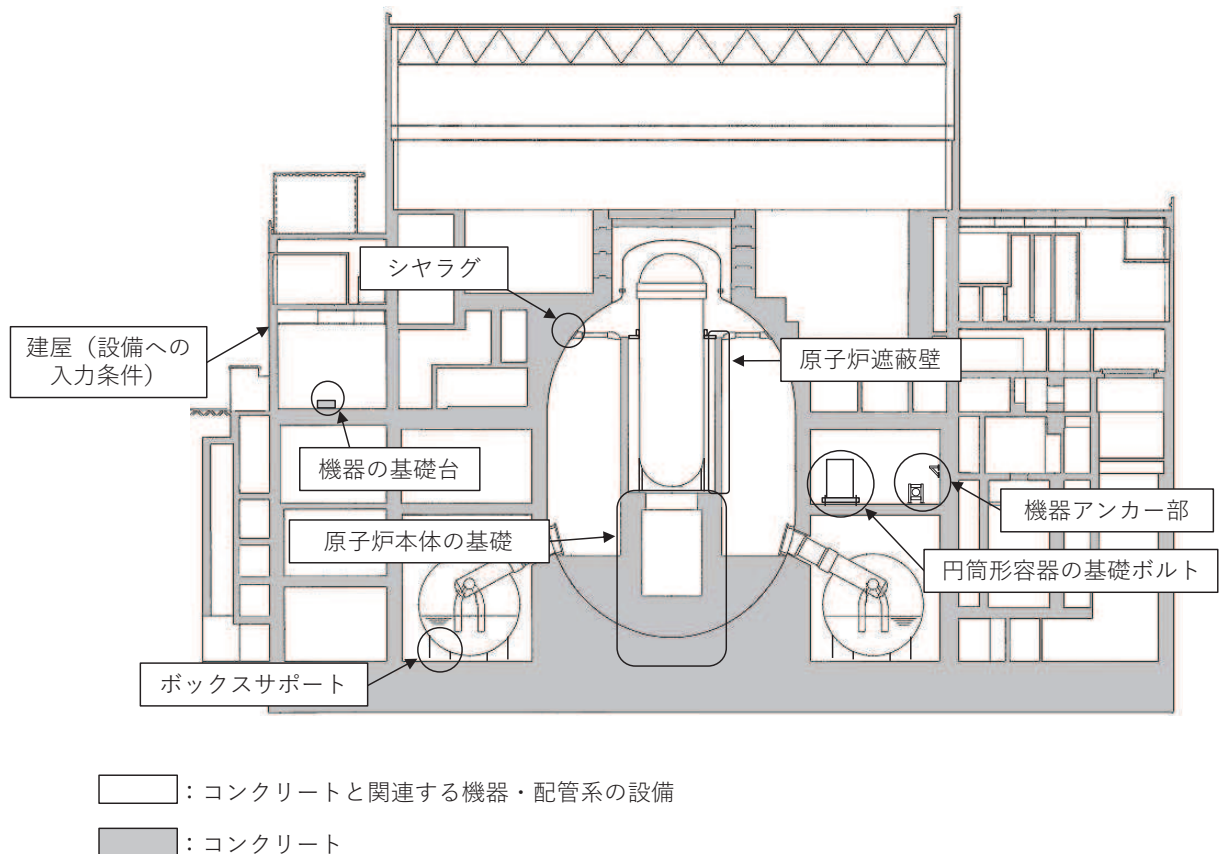


図 5.5-1 コンクリートと関連する機器・配管系の設備

表 5.5-1 機器・配管系の設備評価において考慮する検討ケース一覧 (表 5.2-2 再掲)

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 V _s 900m/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 V _s 900+100m/s	標準地盤 + σ
	ケース 3				表層上部非線形 表層下部 V _s 900-100m/s	標準地盤 - σ
	ケース 4	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 V _s 900m/s	標準地盤 (=既工認)
	ケース 5				表層上部非線形 表層下部 V _s 900+100m/s	標準地盤 + σ
	ケース 6				表層上部非線形 表層下部 V _s 900-100m/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	標準地盤 - σ
弾性設計用 地震動 S _d (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 V _s 900m/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 V _s 900+100m/s	標準地盤 + σ
	ケース 3				表層上部非線形 表層下部 V _s 900-100m/s	標準地盤 - σ

表 5.5-2 設備の耐震評価上考慮すべき内容の検討結果 (1/3)

評価対象部位	地震応答解析，発生応力算出に対する考慮			許容限界に対する考慮		
	既工認における評価方法	ひび割れ影響有無*	今回工認における評価方法	既工認における評価方法	ひび割れ影響有無*	今回工認における評価方法
建屋（設備評価への入力条件）	設計基準強度，標準地盤の建屋モデルによる建屋応答解析を行い，機器・配管系の耐震評価を実施している。また，床応答スペクトルは±10%拡幅としている。	○	建屋の初期剛性低下や地盤物性の不確かさを考慮した建屋モデルを用いた地震応答解析を実施する。床応答スペクトルは，建屋モデルの基本ケースに対する拡幅率±10%と不確かさケースの比較を行い，その結果を設計に反映する（別紙22参照）。 原子炉建屋と連成解析を行う大型機器は，建屋の地震応答解析モデル（基本ケース，不確かさケース）を踏まえた応答解析結果を用いた設計とする。		-	
原子炉本体の基礎	鋼板とコンクリートの複合構造であるため，コンクリートの剛性を考慮して地震応答解析を実施している。	△	コンクリートが鋼板で覆われており，乾燥収縮によるひび割れの影響はないと考えられるが，念のため，剛性低下を考慮した地震応答解析を行い，影響を確認して設計に反映する。	内部に充填されたコンクリートには強度を期待せず，鋼板のみで耐える設計としている。	×	既工認と同様，コンクリートには強度を期待せず，鋼板のみで耐える設計とする。
機器の基礎台	十分に剛な設計であることから，地震応答解析モデルには考慮していない。	×	基礎台の剛性は十分に大きいため，コンクリートのひび割れが地震応答解析モデルに与える影響はない。	コンクリートの設計基準強度を用いて評価を実施している。	×	建屋躯体と同様の構造であり，ひび割れによるコンクリートの耐力（設計基準強度）は低下しないため，影響はない。
機器アンカー部	建屋躯体と十分深い位置で定着させるため，地震応答解析モデルには考慮していない。	×	建屋躯体と十分深い位置で定着させる設計であり，建屋躯体と一体となって挙動するため，コンクリートのひび割れが地震応答解析モデルに与える影響はない。	J E A G 4601 に基づき，コンクリートのコーン状破壊の評価において，建屋の面内ひずみ度に応じた低減係数を考慮して許容限界を設定している。	×	既往知見によれば，建屋の面内ひずみ度を考慮することでひび割れの影響を考慮できるため，既工認と同様，J E A G 4601 に基づく設計とする（別紙21参照）。

* ○：ひび割れの影響がある △：ひび割れの影響はないと考えられるが，念のため影響を確認する ×：ひび割れの影響がない

表 5.5-2 設備の耐震評価上考慮すべき内容の検討結果 (2/3)

評価対象部位	地震応答解析，発生応力算出に対する考慮			許容限界に対する考慮		
	既工認における評価手法	ひび割れ影響有無*	今回工認における評価手法	既工認における評価手法	ひび割れ影響有無*	今回工認における評価方法
円筒形容器の基礎ボルト	建屋躯体と十分に深い位置で定着させるため，地震応答解析モデルには考慮していない。また，応力算出に用いる鋼材とコンクリートのヤング係数比は，保守的に設定した値を用いている。	×	建屋躯体と十分深い位置で定着させる設計であり，建屋躯体と一体となって挙動するため，コンクリートのひび割れが地震応答解析モデルに与える影響はない。また，コンクリートのひび割れがコア強度及びヤング係数に与える影響は小さいことから，ヤング係数比への影響はないと考えられる（別紙 15 参照）。仮に，コンクリートのヤング係数が低下した場合でも既工認と同様のヤング係数比を用いることで，ヤング係数の低下の影響を包絡できる。	鋼材のみの物性値により評価を実施している。	×	既工認と同様，鋼材の物性値のみにより評価を実施する。
原子炉遮蔽壁	鋼板の剛性のみを考慮した地震応答解析を実施している。	×	既工認と同様，鋼板の剛性のみを考慮した地震応答解析を実施するため，コンクリートのひび割れが地震応答解析モデルに与える影響はない。	内部に充填されたモルタルには強度を期待せず，鋼板のみで耐える設計としている。	×	既工認と同様，モルタルには強度を期待せず，鋼板のみで耐える設計とする。
シヤラグ	地震応答解析に用いるばね定数は，シヤラグ（鋼材）のみの物性値によって設定している。	×	既工認と同様，シヤラグ（鋼材）のみの物性値によってばね定数を設定するため，コンクリートのひび割れが地震応答解析モデルに与える影響はない。	シヤラグ（鋼材）まわりのコンクリート部の圧縮に対する評価は，コンクリートの設計基準強度を用いている。	×	コンクリート部の圧縮に対してひび割れの影響は無視できること，また，ひび割れによってコンクリートの耐力（設計基準強度）は低下しないことから，影響はない。

表 5.5-2 設備の耐震評価上考慮すべき内容の検討結果 (3/3)

評価対象部位	地震応答解析，発生応力算出に対する考慮			許容限界に対する考慮		
	既工認における評価手法	ひび割れ影響有無*	今回工認における評価手法	既工認における評価手法	ひび割れ影響有無*	今回工認における評価方法
ボックスサポート	建屋躯体と十分深い位置で定着させるため，地震応答解析モデルには考慮していない。	×	建屋躯体と十分深い位置で定着させる設計であり，建屋躯体と一体となって挙動するため，コンクリートのひび割れが地震応答解析モデルに与える影響はない。	ボックスサポート（鋼材）まわりのコンクリート部の圧縮に対する評価は，コンクリートの設計基準強度を用いている。	×	コンクリート部の圧縮に対してひび割れの影響は無視できること，また，ひび割れによってコンクリートの耐力（設計基準強度）は低下しないことから，影響はない。

* ○：ひび割れの影響がある △：ひび割れの影響はないと考えられるが，念のため影響を確認する ×：ひび割れの影響がない

(1) 建屋（設備評価への入力条件）

建屋の地震応答は設備評価への入力条件となるため、既工認の評価と同様に建屋の地震応答解析モデルの基本ケースの床応答スペクトルを±10%拡幅して評価に用いる（別紙 22 参照）。また、不確かさケースの床応答スペクトルと比較し、不確かさケースの応答が基本ケースの応答を上回る場合には設計に反映する。なお、原子炉建屋の地震応答解析モデルは、床の柔性を考慮しているため、フロアごとに全質点の応答スペクトルを包絡して評価に用いることを基本とする。

原子炉建屋と連成解析を行う大型機器（原子炉圧力容器、原子炉格納容器等）に対する設備評価においても、基本ケースだけでなく、不確かさケースを踏まえた建屋応答解析結果を用いた設計とする。

(2) 原子炉本体の基礎

原子炉本体の基礎の構造を図 5.5-2 に示す。原子炉本体の基礎は、外筒鋼板と内筒鋼板の間にコンクリートが充填された構造である。原子炉本体の基礎のコンクリートは、鋼板で覆われていることから、乾燥収縮の影響はないと考えられるが、念のため、原子炉本体の基礎のコンクリート剛性について、建屋側と同様に剛性低下を考慮した地震応答解析を行い、影響を確認して設計へ反映する。なお、コンクリートが「鋼管によって密閉された状況のもとで固結するとき、乾燥が進まず、ほとんど収縮が起こらない」ため、「コンクリートの乾燥収縮を無視して差しつかえない」との知見がある⁽¹⁾（図 5.5-3 参照）。

原子炉本体の基礎の強度評価においては、既工認と同様、内部のコンクリート強度には期待せず、鋼板のみで耐える設計としていることから、コンクリートのひび割れの影響はない。

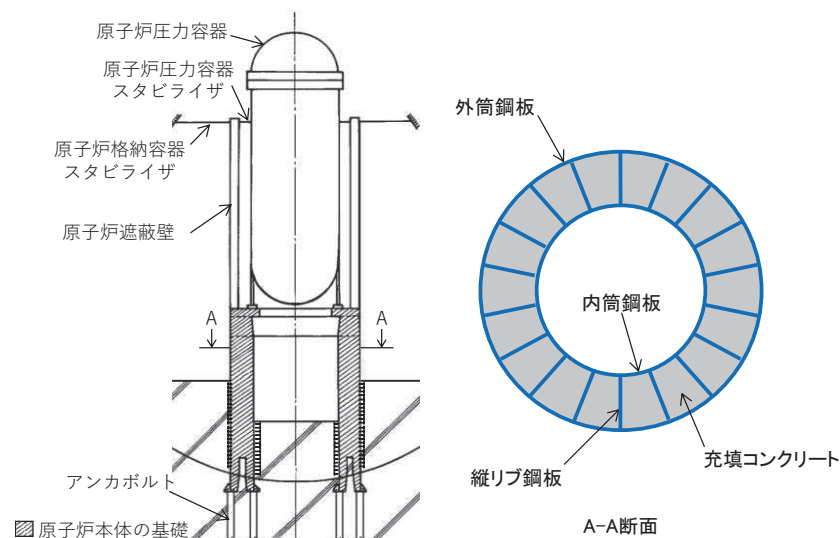


図 5.5-2 原子炉本体の基礎の構造図

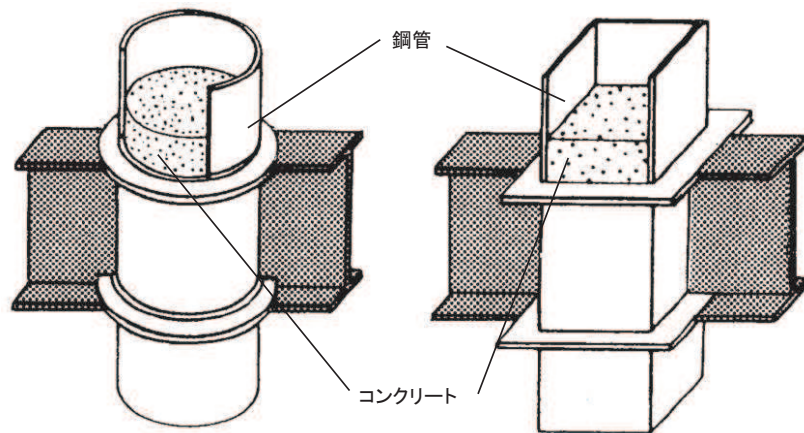


図 5.5-3 コンクリート充填鋼管構造のイメージ図（参考文献(1)から引用）

(3) 機器の基礎台

機器の基礎台に対する設備設計においては，剛性が十分に大きくなるように設計していることから，機器の基礎台は剛構造として扱い，機器の応答解析モデルには考慮しない。

ここで，機器の基礎台が剛構造であることの確認として，耐震Sクラスの機器（原子炉補機冷却水ポンプ，残留熱除去系熱交換器，ほう酸水注入系貯蔵タンク）の基礎台を例として，形状に基づいた剛性を試算する。図 5.5-4 に，試算における基礎台のイメージ図を示す。

水平荷重 Q が作用した際の曲げによる変位 δ_b ，せん断による変位 δ_s ，基礎台の剛性 K 及び固有振動数 f を式 1～式 4 によって算出する。計算結果を表 5.5-3 に示す。なお，計算上の扱いとして，固有振動数が小さく算出されるように，機器の基礎台の質量は，重心位置ではなく基礎台頂部に設定している。

$$\delta_b = \frac{Q \cdot h^3}{3E_c \cdot I} \dots\dots\dots \text{式 1}$$

$$\delta_s = \frac{Q \cdot h}{A_s \cdot G_c} \dots\dots\dots \text{式 2}$$

$$Q = K (\delta_b + \delta_s) \dots\dots\dots \text{式 3}$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}} \dots\dots\dots \text{式 4}$$

- Q : 水平荷重
- h : 高さ
- A_s : せん断断面積
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数
- E_c : コンクリートのヤング係数
- I : 断面二次モーメント
- K : 剛性
- δ_b : 曲げによる変位
- δ_s : せん断による変位
- f : 固有振動数
- m : 質量

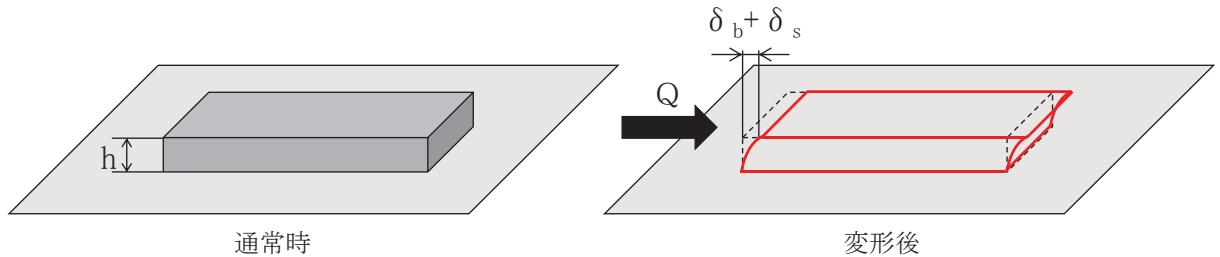


図 5.5-4 剛性の試算における基礎台のイメージ図

表 5.5-3 耐震Sクラス機器の基礎台の剛性及び固有振動数

名称	寸法 (mm)	高さ (mm)	剛性 (kN/mm)		固有振動数 (Hz)	
			短辺方向	長辺方向	短辺方向	長辺方向
原子炉補機冷却水ポンプ基礎台	3,950×1,500	200	3.27×10^5	3.36×10^5	1,690	1,711
残留熱除去系熱交換器基礎台	1,720×1,020	1,350	3.69×10^3	7.18×10^3	126	134
	1,800×1,100		4.65×10^3	8.48×10^3	177	181
ほう酸水注入系貯蔵タンク基礎台	φ 3,300	605	1.49×10^5		546	

表 5.5-3 のとおり，機器の基礎台の剛性及び固有振動数は非常に大きく，コンクリートにひび割れが生じた場合においても十分剛構造であると考えられるため，コンクリートのひび割れが応答解析モデルに与える影響はない。

機器の基礎台に対する強度評価においては，建屋躯体と同様の構造であり，耐力への影響はないことから，既工認と同様，J E A G 4 6 0 1 に基づく設計とする。

(4) 機器アンカー部

機器アンカー部の設計においては、建屋躯体と十分に深い位置で定着させており、建屋躯体と一体となって挙動するため、機器の地震応答解析モデルには考慮しない。

ここで、機器・配管系に使用する機器アンカー部の標準的な埋め込み金物の形状及び寸法の概要を図 5.5-5 に、埋め込み金物の仕様を表 5.5-4 に示す。機器アンカー部の埋め込み金物は、耐震クラスによらず、配管、トレイ、空調ダクト、盤等の支持に使用されており、各々の作用荷重やサポートの鋼材のサイズを考慮して選定している。

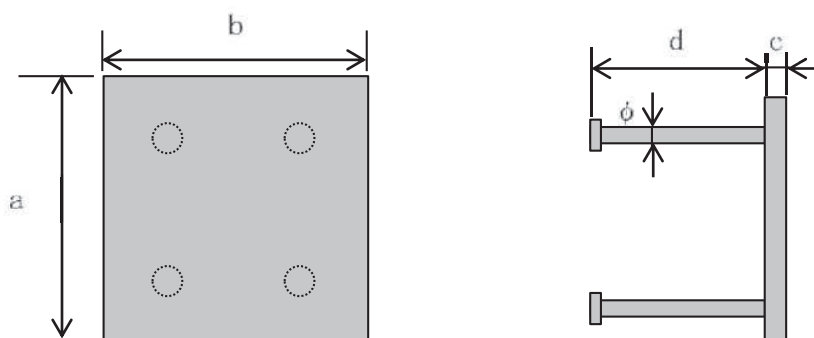


図 5.5-5 埋め込み金物の形状及び寸法

表 5.5-4 機器・配管系に使用する機器アンカー部の標準埋め込み金物の仕様一覧

No.	金物寸法 a×b (mm)	埋め込み金物 厚さ c (mm)	埋め込み深 さ d (mm)	スタッド本数 φ (mm)× (本)	備考
1	200×200	12	170	φ 16×4	
2	250×250	16	170	φ 16×4	
3	250×250	16	130	φ 16×4	薄壁 (200 mm) 専用
4	300×300	25	220	φ 22×4	
5	300×300	22	180	φ 19×4	
6	400×400	32	300	φ 22×8	
7	450×450	36	300	φ 22×8	
8	250×100	16	160	φ 16×2	
9	400×200	19	160	φ 19×8	使用実績なし※
10	450×250	19	160	φ 16×6	
11	800×125	9	100	φ 13×10	使用実績なし※
12	400 ~ 1300 ×200	19	260	φ 22×6~18	
13	300×300	16	130	φ 16×4	薄壁 (200 mm) 専用

※：第 2 号機での使用実績がないことを踏まえ、第 3 号機以降では設計仕様から削除

第2号機のアンカーの埋め込み深さは100 mm～300 mmであり、使用実績を踏まえると、埋め込み深さが最小となるのは130 mm（薄壁専用）である。なお、当該の金物は原子炉建屋には使用されておらず、制御建屋の階段室等、壁の薄い箇所（壁厚：200 mm）に使用されており、実機における埋め込み金物の設置状況を図5.5-6に示す。

実機におけるアンカー端部は、設計かぶり厚さ50 mmと鉄筋径13 mmを考慮すると、主筋位置よりも十分深い位置で定着されている。

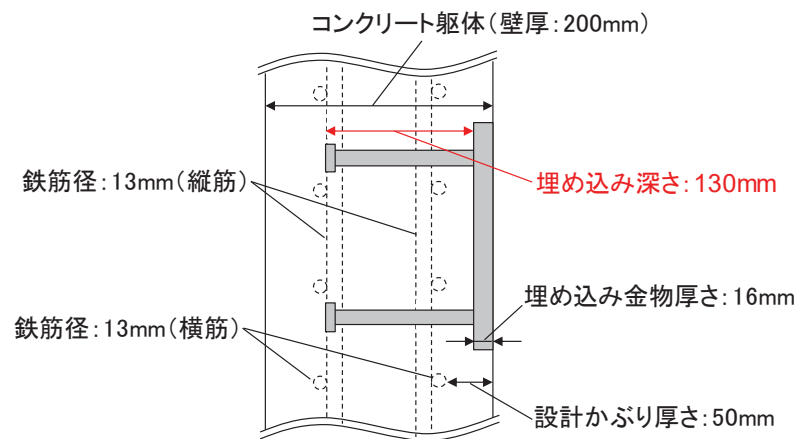


図 5.5-6 実機における埋め込み金物の設置状況（制御建屋の例）

機器アンカー部のひび割れに対する剛性低下に係る参考知見として、ひび割れを付与した機器アンカー部の耐力試験⁽²⁾について確認する。

本試験は、ひび割れがアンカー耐力に及ぼす影響を確認することを目的として、アンカーの定着部付近に対して、主筋が降伏する程度の曲げ加力（2点支持，2点载荷）によって、ひび割れを付与した後、鋼製サポートを模擬した片持ち梁及び配管を模擬した錘をアンカープレートに設置し、アクチュエータによる繰返し载荷試験を行った。また、曲げ加力によって試験体に生じるひび割れ幅は約2 mmであり、第2号機で確認されているひび割れ幅（大部分が0.3 mm未満）を上回る、より厳しい条件での試験となっている。図5.5-7にひび割れ導入方法の概要図、図5.5-8に試験体の外形図、図5.5-9に加力試験の概要図を示す。

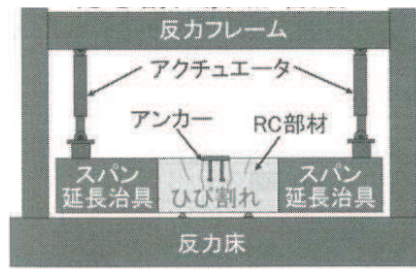


図 5.5-7 ひび割れ導入方法の概要図（参考文献(2)から引用）

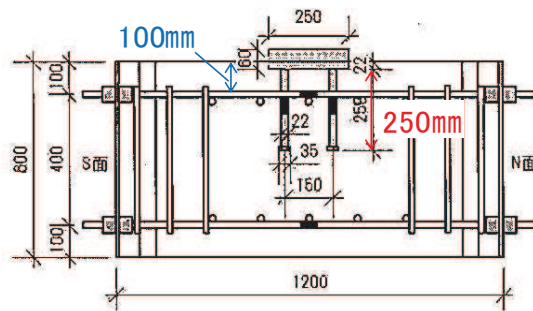


図 5.5-8 試験体の外形図（参考文献(2)から引用，加筆）

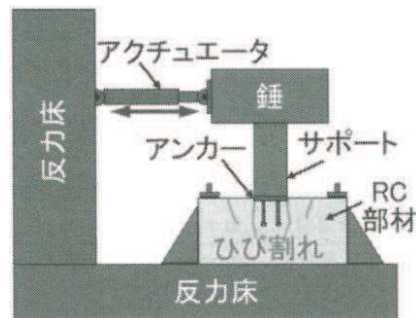


図 5.5-9 加力試験の概要図（参考文献(2)から引用）

本試験における水平荷重と水平変位の関係を図 5.5-10 に示す。試験結果は、耐力の低下が確認されるまで荷重を増加させたものであるが、実機で想定される荷重条件（試験初期の数サイクルにおける、水平荷重が許容値未満の範囲）においては、ひびがない場合と比較して剛性低下は僅かであり、耐力の低下も認められないことが分かる。

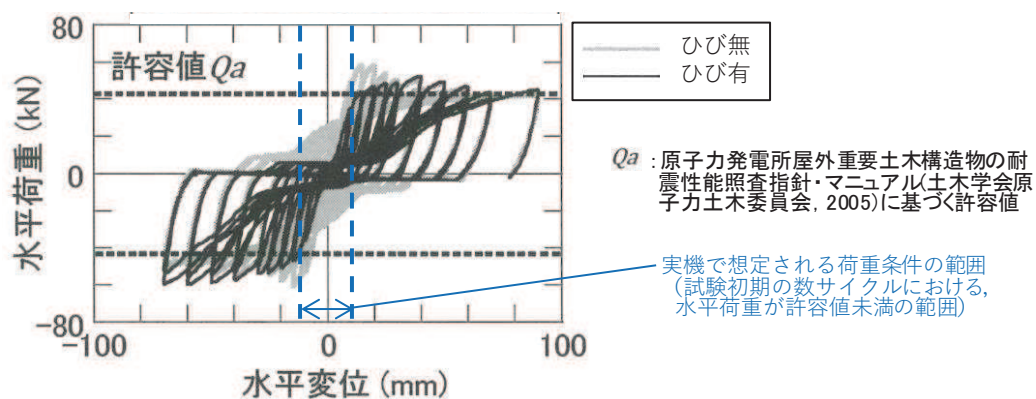


図 5.5-10 水平荷重と水平変位の関係 (参考文献(2)から引用, 加筆)

ここで, 図 5.5-11 に示すとおり, 第 2 号機の実機におけるアンカー端部は, 試験体と同様に主筋よりも深い位置にあり, 第 2 号機のひび割れ幅は, 試験体よりも小さいことから, コンクリートのひび割れによる剛性低下の影響は小さいと考えられる。

機器アンカー部の強度評価においては, コンクリートのコーン状破壊の評価について, 建屋の面内せん断ひずみ度に応じた低減係数を考慮し, 既工認と同様, J E A G 4 6 0 1 に基づく設計とする (別紙 21 参照)。

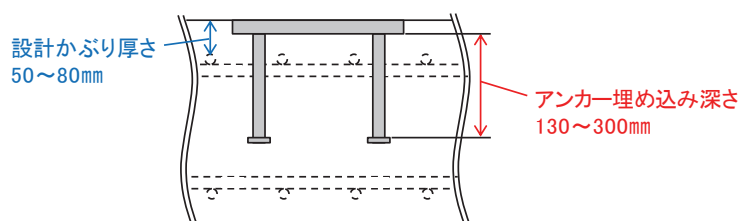


図 5.5-11 第 2 号機のアンカーと主筋の位置関係

(5) 円筒形容器の基礎ボルト

円筒形容器の基礎ボルトの強度評価においては, 図 5.5-12 に示すとおり, 軸力と曲げモーメントが作用した場合に生じる基礎ボルトの引張荷重と基礎部の圧縮荷重の釣り合いを考慮 (中立軸の設定) し, 基礎ボルト (鋼材) と基礎部 (コンクリート) のヤング係数比 (鋼材/コンクリート) を用いて下式のとおり基礎ボルトの引張応力を算出する。

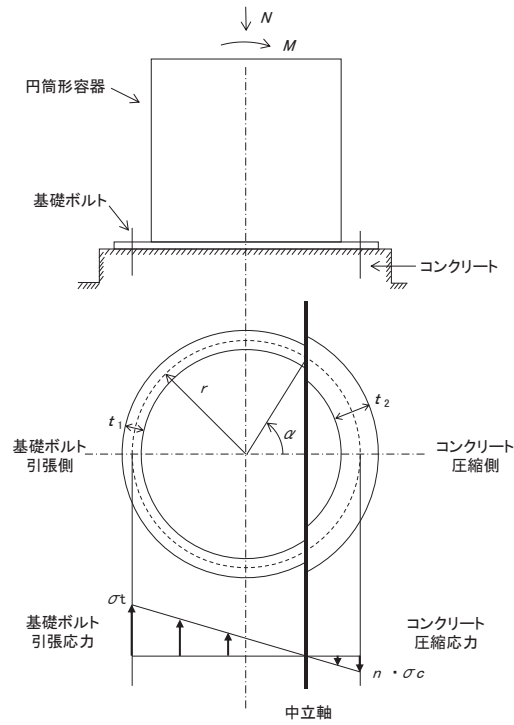


図 5.5-12 基礎ボルトの等価円筒及び応力分布の考え方

$$\frac{\sigma_t}{n \cdot \sigma_c} = \frac{1 + \cos \alpha}{1 - \cos \alpha}$$

$$\sigma_t = \frac{r (\sin \alpha \cos \alpha - \alpha) N + 2 (\sin \alpha - \alpha \cos \alpha) M}{2 \pi r^2 t_1 \sin \alpha (1 - \cos \alpha)}$$

$$\sigma_c = \frac{r \{ \sin \alpha \cos \alpha + (\pi - \alpha) \} N + 2 \{ (\pi - \alpha) \cos \alpha + \sin \alpha \} M}{2 \pi r^2 t_2 \sin \alpha (1 + \cos \alpha)}$$

σ_t : 基礎ボルト (鋼材) の引張応力 (N/mm²)

σ_c : 基礎部 (コンクリート) の圧縮応力 (N/mm²)

n : 鋼材とコンクリートのヤング係数比 (-)

α : 中立軸の位置をす角度 (rad)

r : 基礎ボルトの等価円筒中心半径 (mm)

N : 軸力 (N)

M : 曲げモーメント (N・mm)

t_1 : 基礎ボルト (引張側) の等価円筒厚さ (mm)

t_2 : コンクリート (圧縮側) の等価幅 (mm)

ここで、ひび割れによってコンクリートのヤング係数が低下した場合、鋼材とコンクリートのヤング係数比は大きくなるが、既工認の評価から、基礎ボルトの引張応力が大きく算出されるようにヤング係数比を設定しているため（ひび割れやクリープによるコンクリートの剛性低下を想定⁽³⁾）コンクリートのひび割れによる影響はない。

また、基礎ボルトの強度評価では、ヤング係数比を用いて基礎ボルトの引張荷重とコンクリートの圧縮荷重のつり合いを考慮した評価をするが、乾燥収縮及び地震によるコンクリートのひび割れは、建屋耐震壁の初期剛性低下に与える影響は大きいものの、コンクリートのコア強度及びヤング係数に与える影響は小さいことから（別紙 17 参照）、ヤング係数比への影響はない。

仮にヤング係数を低下させた場合の影響として、原子炉本体の基礎を例にとると、鋼材のヤング係数は $2.1 \times 10^7 \text{t/m}^2$ 、コンクリートのヤング係数は $2.7 \times 10^6 \text{t/m}^2$ であり、コンクリートのヤング係数が 0.75 倍（3.11 地震等のシミュレーション解析を踏まえた初期剛性の補正係数）に低下し、さらに 0.78 倍（初期剛性の不確かさケース）した場合にも鋼材とコンクリートのヤング係数比は 13.3 ($2.1 \times 10^7 / (2.7 \times 10^6 \times 0.75 \times 0.78)$) となり、既工認での設定値である 15 に包絡される。

(6) 原子炉しゃへい壁

原子炉しゃへい壁の構造図を図 5.5-13 に示す。原子炉しゃへい壁は、鋼板の剛性のみを考慮した地震応答解析を実施しているため、コンクリートのひび割れの影響はなく、地震応答解析モデルへの反映事項はない。

原子炉しゃへい壁の強度評価においては、**遮蔽性の確保のために**内部に充填された**無収縮**モルタルには強度を期待せず、鋼板のみで耐える設計としていることから、既工認と同様の設計とする。

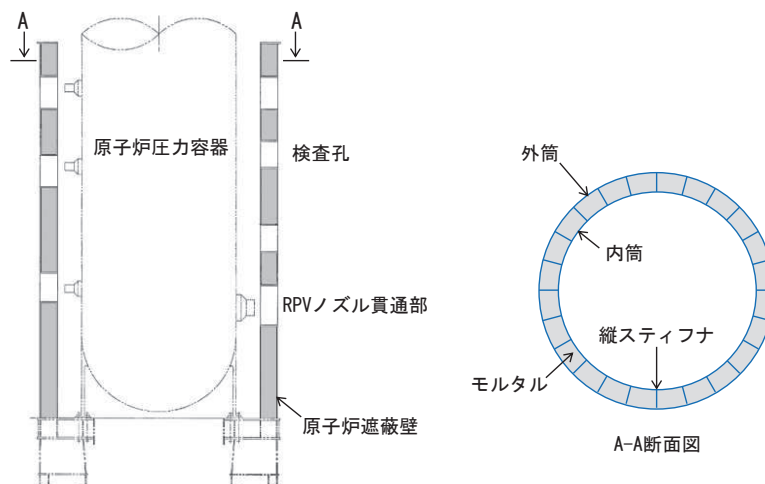


図 5.5-13 原子炉しゃへい壁の構造図

(7) シヤラグ

シヤラグの構造図を図 5.5-14 に示す。シヤラグの地震応答解析に用いるばね定数は、鋼材の物性値により設定されるため、コンクリートのひび割れの影響はなく、地震応答解析モデルへの反映事項はない。

シヤラグの強度評価においては、コンクリートに作用する荷重が圧縮荷重であり、コンクリートの圧縮に係る評価には、設計基準強度を用いており、ひび割れの影響は無視できることから、既工認と同様、J E A G 4 6 0 1 に基づく設計とする。

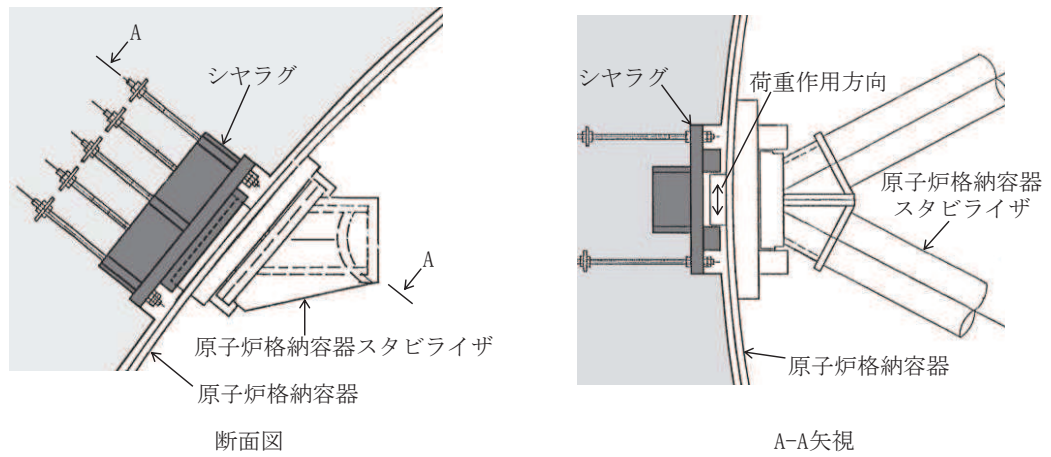


図 5.5-14 シヤラグの構造図

(8) ボックスサポート

ボックスサポートの構造図を図 5.5-15 に示す。ボックスサポートは、建屋躯体と十分に深い位置で定着させており、建屋躯体と一体となって挙動するため、機器の地震応答解析モデルには考慮しない。

ボックスサポートの強度評価においては、コンクリートに作用する荷重が圧縮荷重であり、コンクリートの圧縮に係る評価には、設計基準強度を用いており、ひび割れの影響は無視できることから、既工認と同様、J E A G 4 6 0 1 に基づく設計とする。

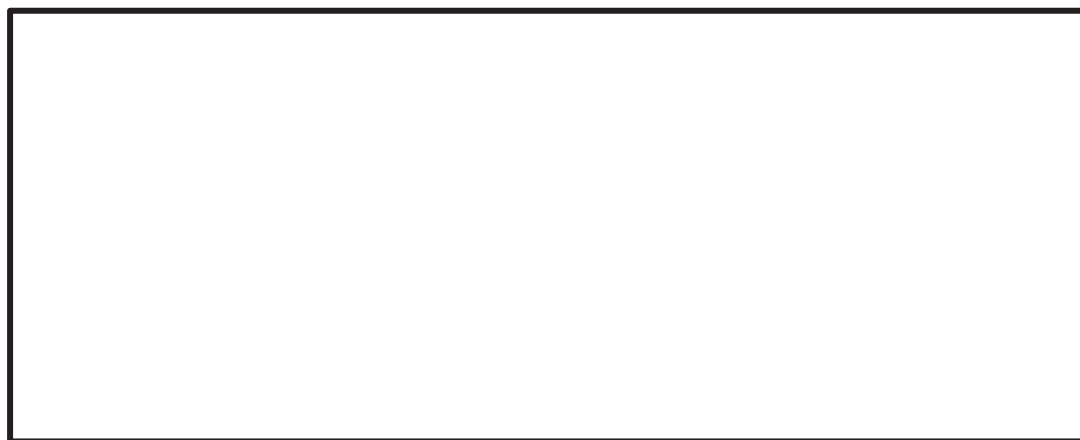


図 5.5-15 ボックスサポートの構造図

参考文献

- (1) 土木学会：鋼・コンクリート複合構造の理論と設計（1）基礎編：理論編
- (2) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針〈技術資料〉
2018
- (3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1999

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）

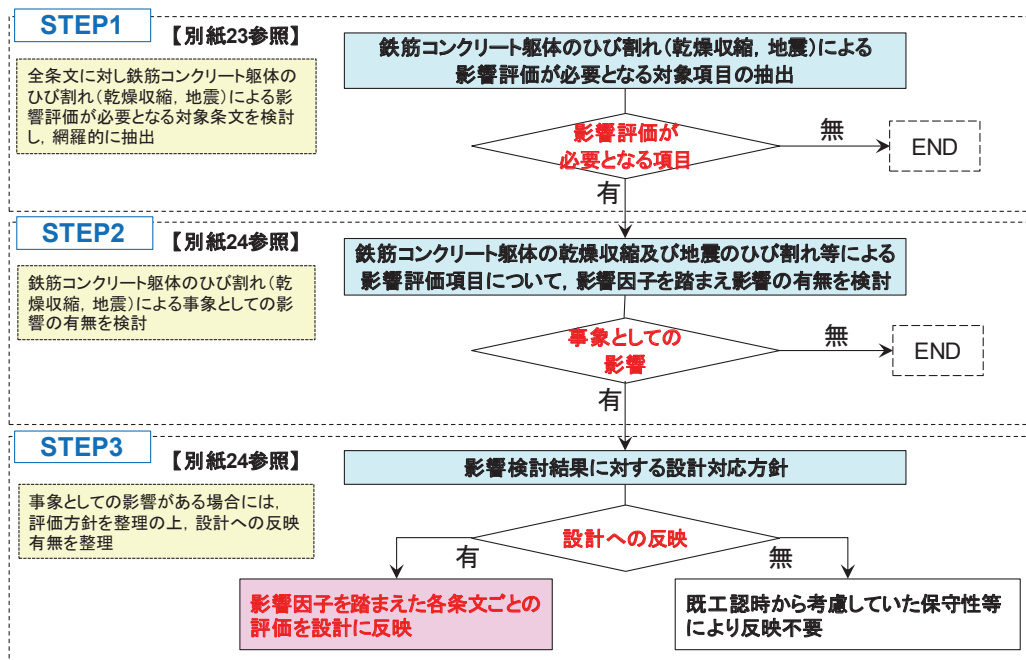


図 5.6-1 影響検討フロー

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，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乾燥収縮等による初期剛性低下に伴う地震時の防潮堤，防潮壁の部材の発生断面力等への影響
- ②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
- ③地震によるひび割れに伴う津波時の土木構造物，防潮壁，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。

初期剛性低下の影響（①）を確認するため，防潮堤及び防潮壁について初期剛性低下を考慮した地震応答解析を実施し，部材の発生断面力等を確認する。

地震によるひび割れに対する貯水機能への影響（②）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（②，③）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。

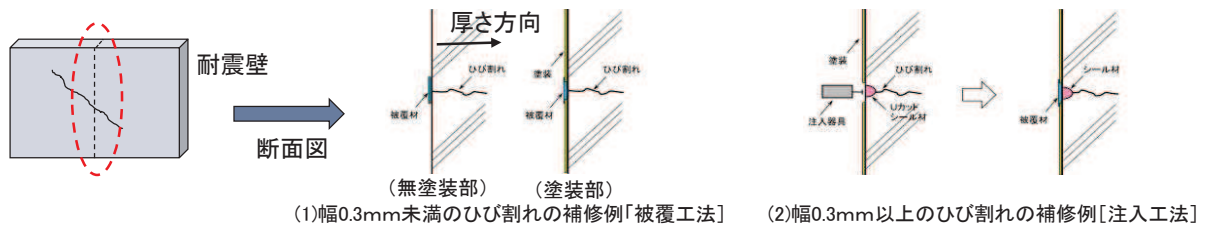


図 5.6-3 鉄筋コンクリート躯体の補修方法

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。

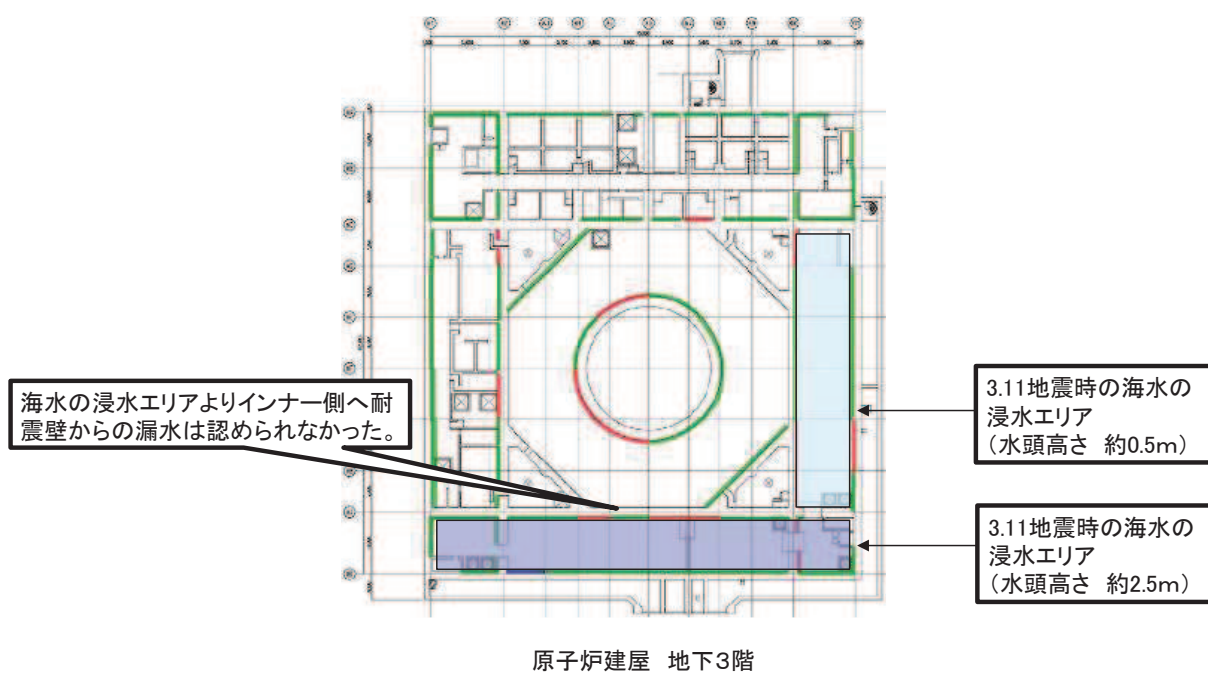


図 5.6-4 3.11 地震時の海水流入範囲

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。

(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。

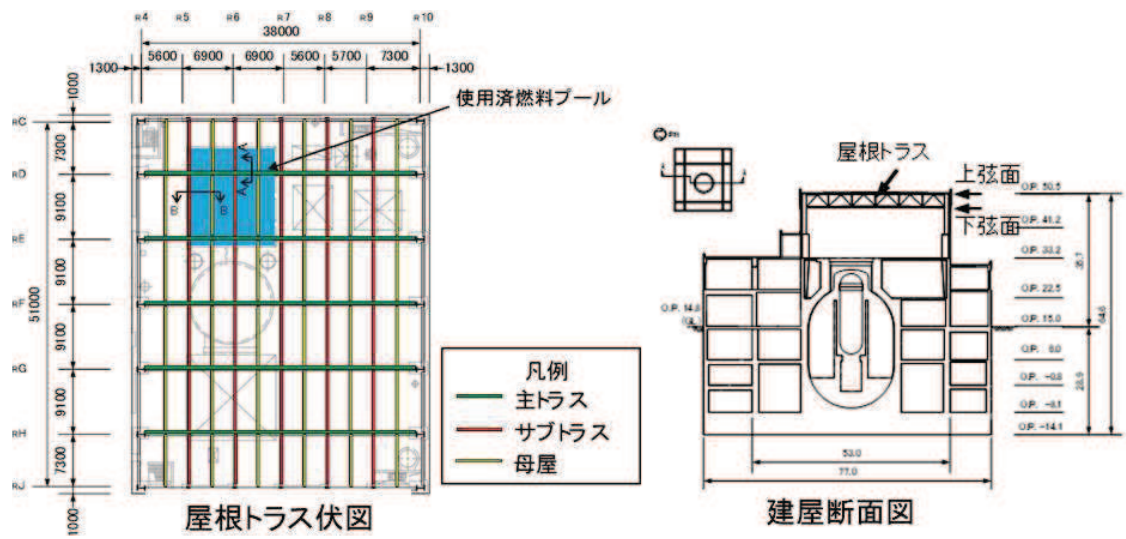


図 5.6-5 原子炉建屋原子炉棟屋根トラス等の概要



図 5.6-6 原子炉建屋原子炉棟天井の状況

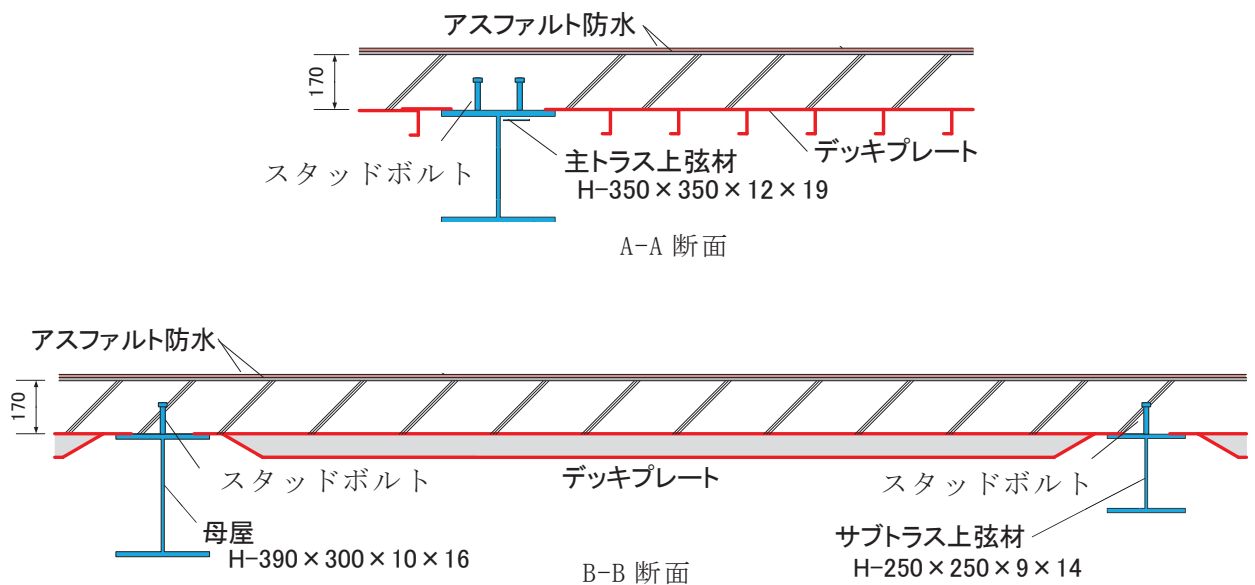


図 5.6-7 原子炉建屋原子炉棟屋根の断面図

5.6.6 外部火災の耐熱性（熱影響評価）への影響について

(1) 外部火災による建屋外壁に対する熱影響評価

外部火災の熱影響評価では、火災の輻射熱により評価対象施設の外壁、天井スラブの健全性が維持される温度より危険輻射強度を算出し、火災時の短期温度上昇を考慮した場合において、想定する火災の輻射強度が危険輻射強度を超えないことを、危険距離及び離隔距離から確認している。

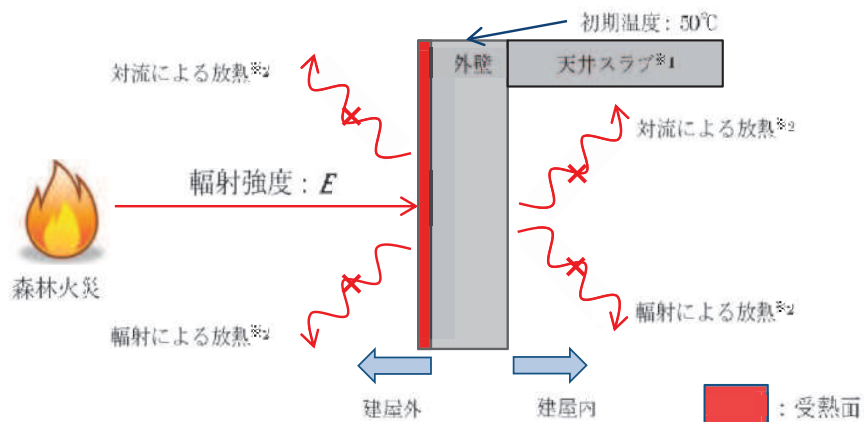
危険輻射強度を用いる熱影響評価には森林火災、敷地外危険物貯蔵施設、燃料輸送車両及び漂流船舶の火災の影響評価があるが、漂流船舶の火災の評価が判定基準に対して最も厳しい評価となるため、漂流船舶の火災について危険輻射強度への影響を確認する。

建屋外壁コンクリートの評価はコンクリート躯体の構造的な形状の担保を目的としていることから、非定常状態におけるコンクリート表面について評価しており、十分に厚い固体の表面が放射熱で加熱される場合の温度分布は以下の一次元の熱伝導方程式により表すことができる。

$$\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right)$$

なお、本評価においては、温度算出概念図に示すとおり保守的に放熱を考慮しないことから、外表面（ $x=0$ ）及び内表面（ $x=L$ ）における境界条件は次のとおりとしてコンクリートの厚みを考慮している。

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial x} = E \quad (x=0), \quad \frac{\partial T}{\partial x} = 0 \quad (x=L)$$



※1：天井スラブは外壁よりも火災源からの距離が遠いことから、天井スラブの評価は外壁の評価に包絡される
 ※2：コンクリート表面温度評価にあたっては、対流及び輻射による放熱は考慮しないものとした

図 5.6-8 一次元非定常熱伝導方程式による温度算出概念図

火災が発生した時間から燃料が燃え尽きるまでの間、一定の輻射強度で外壁が昇温されるものとする、漂流船舶の火災の影響評価では以下の温度評価式により、外壁表面の温度 T が 200°C となる輻射強度 E を危険輻射強度として算出できる。

このうち、コンクリート躯体が関係する物性パラメータは、赤字で示すものであることから、これらのパラメータに対する乾燥収縮ひび割れの影響を確認する。

$$T = T_0 + \frac{2E\sqrt{\alpha t}}{\lambda} \left[\frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp\left(-\frac{x^2}{4\alpha t}\right) - \frac{x}{2\sqrt{\alpha t}} \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{\alpha t}}\right) \right]$$

T : 外壁表面温度 (200°C), T_0 : 初期温度 (50°C), E : 危険輻射強度 [W/m^2],
 t : 火災継続時間 [s], x : コンクリート深さ [m]

α : コンクリート温度伝導率 $\left[\alpha = \frac{\lambda}{\rho C_p} \right]$ [m^2/s],

λ : コンクリート熱伝導率 (1.74 [$\text{W}/\text{m}/\text{K}$]), C_p : コンクリート比熱 (963 [$\text{J}/\text{kg}/\text{K}$]),

ρ : コンクリート密度 ($2,400$ [kg/m^3])

ここでコンクリート深さについては、外壁表面 ($x=0$) が輻射熱による温度上昇が最大となるため外壁表面 ($x=0$) における乾燥収縮ひび割れの影響を評価する。

また、コンクリート温度伝導率 α は、熱伝導率 λ 、比熱 C_p 及び密度 ρ と関連するため、その影響を試算により確認する。

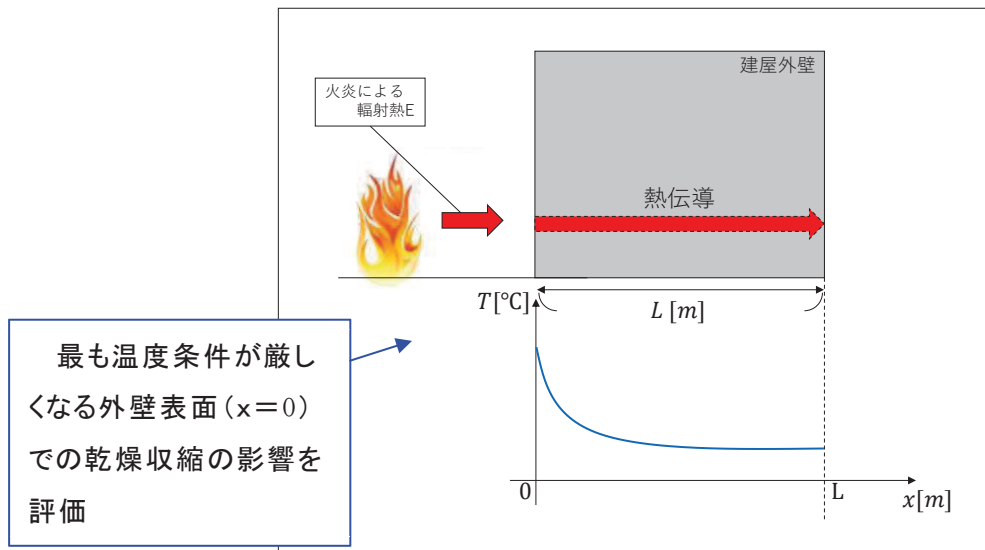


図 5.6-9 建屋外壁の熱伝導と温度分布の概念図

(2) 乾燥収縮ひび割れが建屋外壁の熱影響評価に与える影響

【試算条件】

女川 2 号原子炉建屋の乾燥収縮ひび割れ調査結果では、ひび割れ密度 (1m 当たりのひび割れ本数) は 4~5 程度、乾燥収縮ひび割れの平均ひび割れ幅は 0.05~0.07 mm 程度であり、ひび割れ幅 0.2 mm 以下のひび割れが 99.3% であったため、試算条件として保守的に乾燥収縮ひび割れは、0.2 mm のひび割れが 1m 当たり 5 本、縦にも横にも貫通して入ると仮定する。

上記の仮定に基づき、密度を体積比で算定すると 0.2% 低下する。熱伝導率及び比熱は、0.2% 程度の密度の低下では変動量は極めて小さいと考えられることから変化しないと仮定する。

0.2 mm のひび割れが 1m 当たり 5 本、
縦にも横にも貫通して入ると仮定

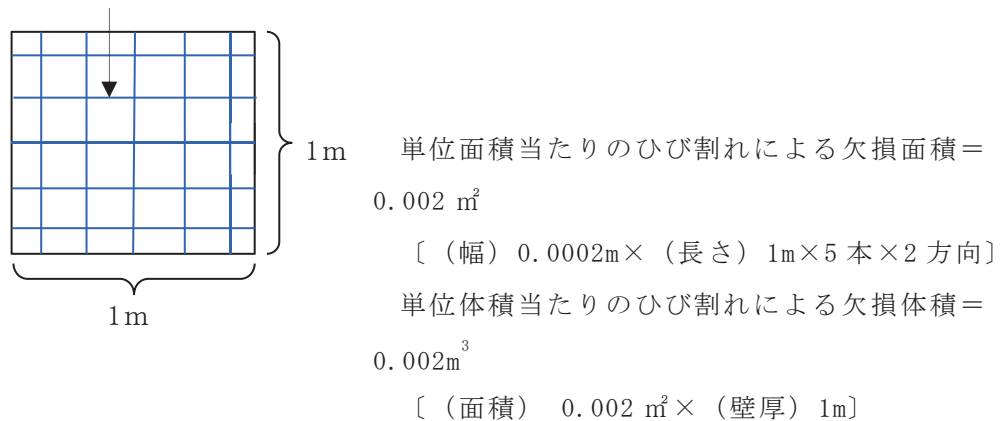


図 5.6-10 建屋外壁にひび割れが入った場合の試算条件

【影響検討結果】

最も評価が厳しい漂流船舶の火災による原子炉建屋の危険輻射強度への影響について検討を行ったところ、漂流船舶の火災の危険輻射強度 1086.9W/m^2 に対して密度低下を考慮すると 1085.8W/m^2 であり、 1.1W/m^2 の変動であることから、保守的な条件を仮定しても、乾燥収縮ひび割れによる影響が僅かであることから、評価結果に影響を与えないことを確認した。

5.6.7 裏面剥離評価への影響について

(1) 鉄筋コンクリート造構造物の裏面剥離限界厚さの算定方法

竜巻の影響を考慮する施設の構造強度評価のうち、鉄筋コンクリート造構造物の裏面剥離限界厚さの算定式例を以下に示す。

(なお、算定式例は NEI07-13^{※1}に示されている Chang (1981) ^{※2}による算定式を単位換算したもの。)

Chang (1981) は、円柱状の飛来物がコンクリート板に衝突したときに、コンクリート板の裏面に曲げモーメントが生じて板が曲げ降伏することによって裏面剥離が生じると仮定し、飛来物の全運動エネルギーと板の変形による吸収エネルギーのつり合い条件から、裏面剥離限界厚さを算定している。

コンクリート板の変形による吸収エネルギーは、コンクリート板の圧縮側の曲げモーメントが最大となる半径 R (図 5.6-11 参照) の円周上のひずみエネルギーで表されており、その終局曲げモーメントはコンクリートの圧縮強度から算定している。

以上のように Chang (1981) は、コンクリートの圧縮強度を用いた裏面剥離限界厚さの算定式となっている。

(2) 乾燥収縮ひび割れを踏まえた影響検討

本算定式で想定している終局曲げモーメントに達する状態では、多くのひび割れが生じることから、乾燥収縮によるひび割れが終局状態に及ぼす影響は小さい。

また、吸収エネルギーは、R の円周上だけではなく飛来物の衝突部周辺でも、エネルギーが吸収されることから、保守的な評価と考えられる。

評価におけるコンクリートの圧縮強度は設計基準強度を用いており、乾燥収縮ひび割れがあるコア供試体強度が、別紙 17に示すとおり設計基準強度を上回っている。

以上のことから、乾燥収縮ひび割れがある躯体に対して、本算定式の適用性にも問題はなく、裏面剥離評価への影響はない。

※1 Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs, Revision 7, 2009

※2 Chang, W. S.: Impact of Solid Missiles on Concrete Barriers, Journal of the Structural Division, ASCE Vol. 107, No. 2, 257-271, 1981.

$$t_s = 1.84\alpha_s \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0.13} \frac{(WV^2/980)^{0.4}}{d^{0.2} F_c^{0.4}}$$

t_s : 裏面剥離限界厚さ (cm)

α_s : 飛来物低減係数 (1.0)

W : 飛来物の重量 (kgf)

V_0 : 飛来物基準速度 (=6,096cm/s)

V : 飛来物の衝突速度 (cm/s)

d : 飛来物の直径 (cm)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

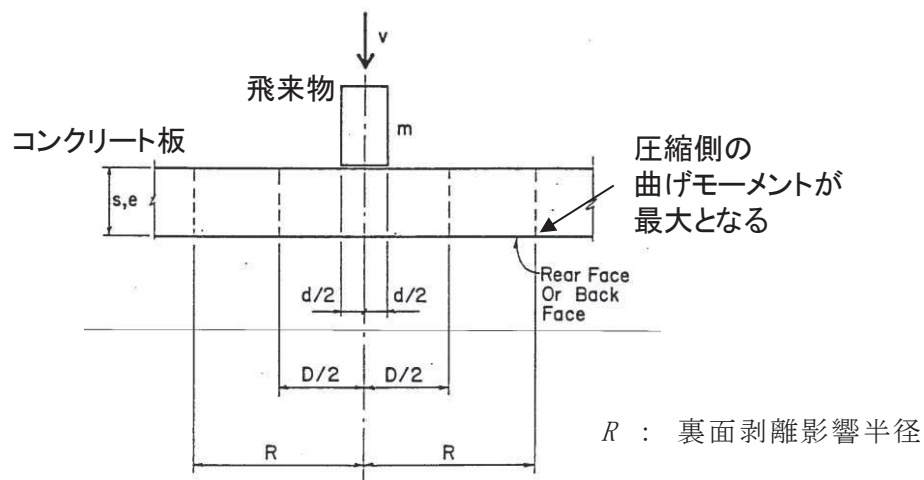


図 5.6-11 飛来物衝突によるコンクリート板の裏面剥離

6. まとめ

6.1 検討結果の概要

女川原子力発電所は、3.11地震等による地震動を受けており、主要建屋で観測された地震観測記録から、建屋の剛性が設計で考慮している初期剛性に比べ低下している傾向が確認された。

初期剛性が設計より低下している要因としては地震動と乾燥収縮の影響の重畳と考えられるが、それぞれの因子が終局耐力に影響を与えないことを確認した上で、基準地震動 S_s に対する地震応答解析モデルを策定した。また、不確かさケースとして、更なる初期剛性の低下を考慮したモデルを策定した。なお、静的地震力の評価や基礎版（FEMモデル）においても剛性低下の影響を確認する。

鉄筋コンクリートの耐震以外の機能（支持性能、気密性、遮蔽性、止水性等）に対しても女川の状況を踏まえ、保守性を考慮した評価を適用するとともに、モニタリングの充実^{※1}を図る。

※1 モニタリングの充実

- これまで耐震壁の保守管理における点検では、乾燥収縮等によるひび割れは幅0.2mm以上のみ概略位置を記録していたが、乾燥収縮等によるひび割れをより詳細に記録するための点検、記録方法の充実を図り、地震後の点検との比較評価が可能となるようにする。
- また、変位計測システムにより計測された変位より、オペフロ上部には耐震性に影響はないが、わずかな残留変位が認められた。残留変位とひび割れ本数、幅との関係について、更なる検討を進め、今後の維持管理に反映していく。
- 新たに設置する安全上重要な建屋については、地震観測装置を設置する。また、既設建屋についても3.11地震に対する振動性状の詳細検討結果に応じて観測の充実を図る。

また、将来地震に見舞われた時は、特別な保全計画に基づく地震後健全性評価に加え、3.11地震等の影響を踏まえて設計体系に反映した事項（初期剛性低下の考慮等）について分析し、設計の妥当性を確認する。なお、必要に応じてその結果を踏まえた基準地震動 S_s に対する健全性確認を行う。

上記の方針については、既設建屋及び新設建屋ともに確認を行うこととし、設置許可段階での申請上は、「添付書類八 原子炉施設の安全設計に関する説明書 1.4 耐震設計」に、『地震観測等による耐震性の確認』の項目として反映^{※2}している。

※2 具体的な反映事項

- 新たに設置する安全上重要な建屋については、地震観測装置を設置する。また、既設建屋についても3.11地震に対する振動性状の詳細検討結果に応じて観測の充実を図る。
- 原子炉をスクラムさせるようなある程度以上の地震が起こった場合には、3.11地震等の影響を踏まえて設計体系に反映した事項（初期剛性低下の考慮等）について分析し、設計の妥当性を確認する。

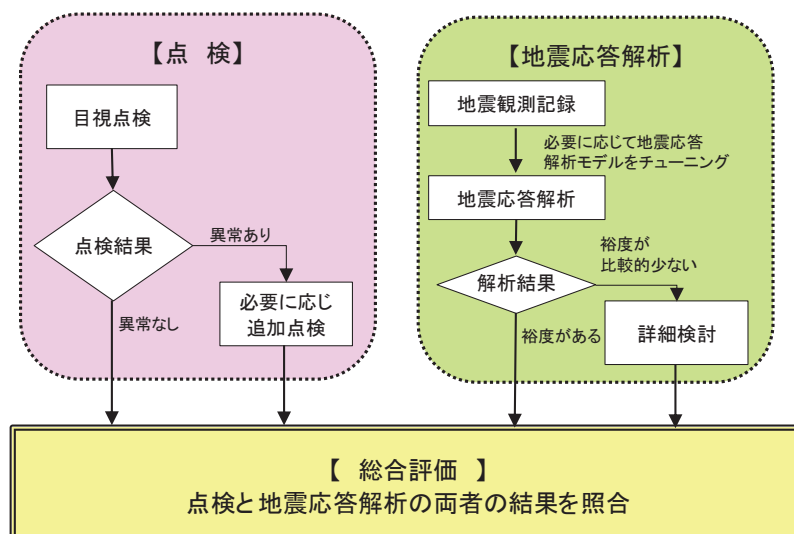


図 6.1-1 特別な保全計画に基づく地震後健全性評価の全体フロー

6.2 剛性低下を踏まえた建屋解析手法の高度化

地震による建屋の剛性低下について，動的振動台を用いた実験等を通じ，剛性低下を反映した建屋解析手法の高度化等，以下の検討に取り組む。

(1) 大入力に対する建屋挙動

- ・ 建屋 3 次元 FEM 解析による建屋挙動に関する知見の蓄積

(2) 実建屋の地震観測による 3 次元振動特性同定法開発

- ・ 建屋の 3 次元振動特性評価手法

(3) 地震経験を考慮した地震荷重評価法の開発

- ・ 地震後剛性低下を考慮した RC 部材の地震荷重評価法の整備

これらの取り組みは，原子力リスク研究センターが主体となって進めるが，情報共有して進めていく。

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

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。

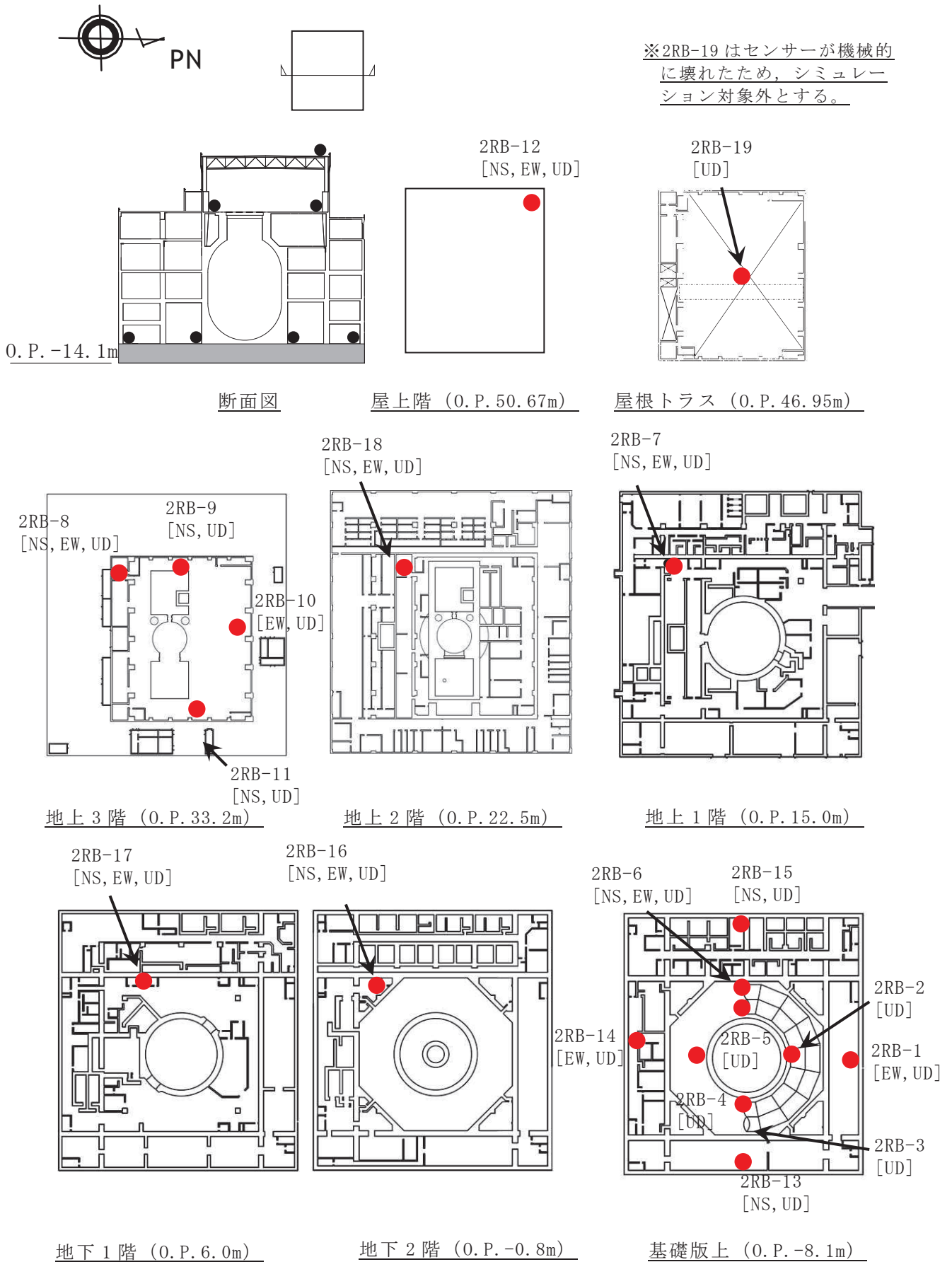


図 2-1 原子炉建屋 地震計配置図

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。

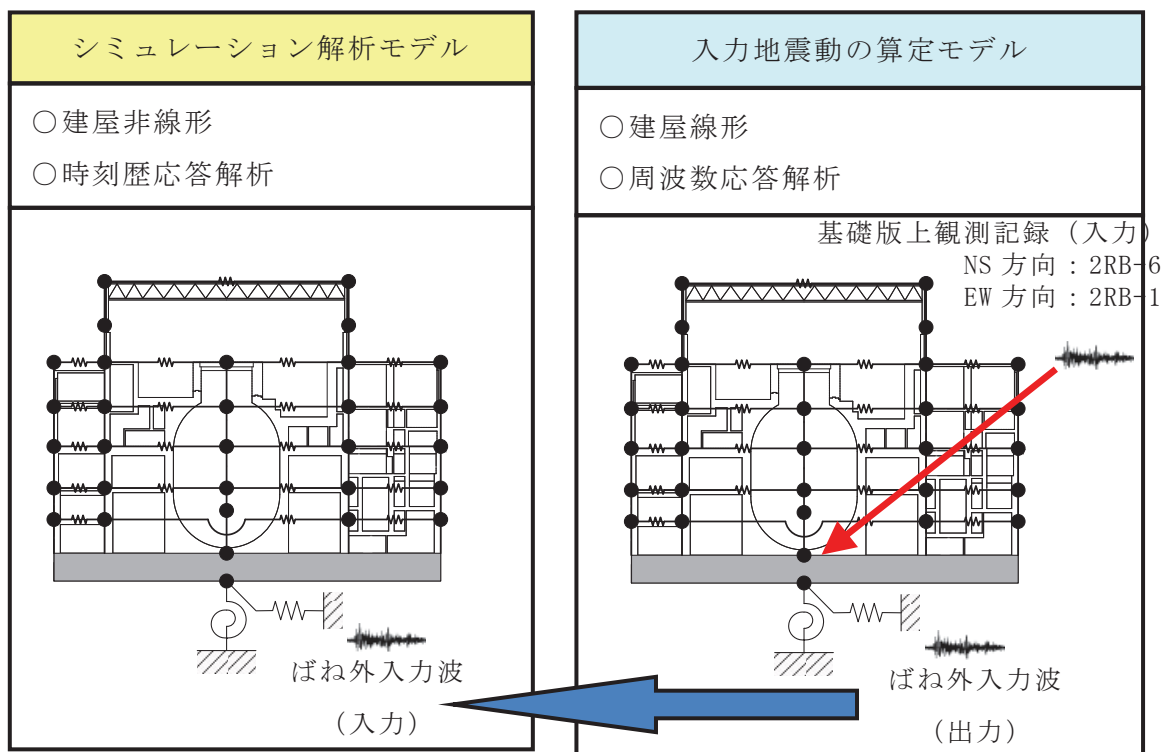


図 2-2 入力地震動の算出概念図

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。

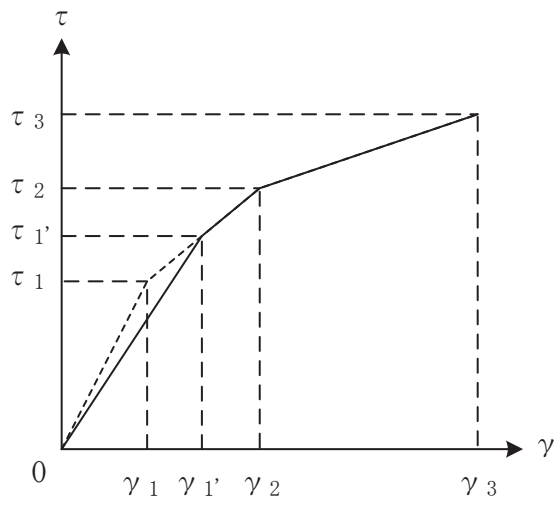
- ①鉄筋コンクリート部の剛性評価は、耐震壁について観測記録と整合するように等価な剛性として設定し、図 2-3 に示すように復元力特性の第 1 勾配は既工認時（設計基準強度に基づく復元力特性）から見直した。また、オペフロ上部とオペフロ下部に分けて等価な剛性を設定した。
- ②建屋の減衰定数は、観測記録と整合するように解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰定数に代表させて再設定した。また、水平 2 方向には同じ減衰定数とした。
- ③別紙 1-2 の検討結果を踏まえ、床の柔性を考慮した。

表 2-1 解析モデル諸元の設定（水平方向）

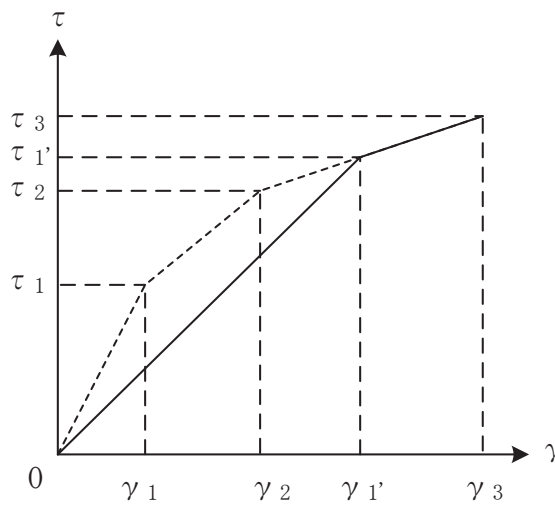
項目		シミュレーション解析 (当該地震による評価)
応答計算法		時刻歴応答解析(非線形解析)
入力地震動		入力地震動の算定モデルで求めた 基礎底面ばね外における地震動
剛性評価	考慮範囲	耐震壁
	ヤング係数(E) せん断弾性係数(G)	観測記録との整合性を踏まえ再設定
	剛性・復元力特性の 設定の考え方	観測記録と整合する等価な剛性のモデル化は、耐震壁のヤング係数・せん断弾性係数を再設定することにより行い、復元力特性は既工認時モデルのスケルトンと接続。特にオペフロ上部はオペフロ下部と分けて設定。
減衰定数	鉄筋コンクリート	観測記録との適合性も踏まえ7%に再設定 (歪エネルギー比例型)
	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、振動アドミッ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)

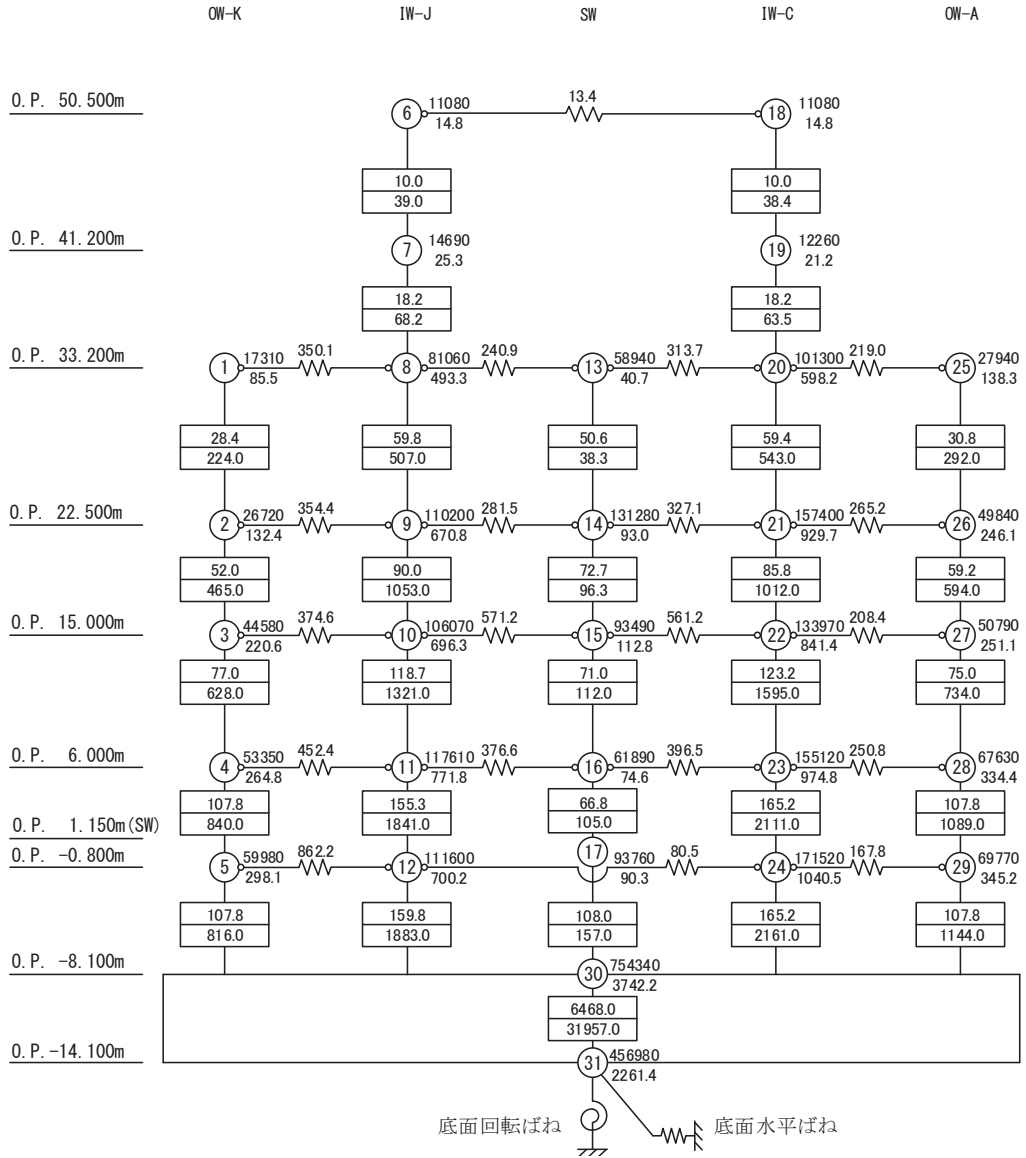
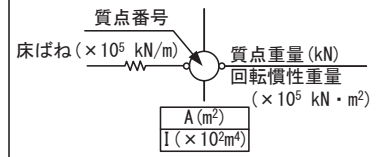
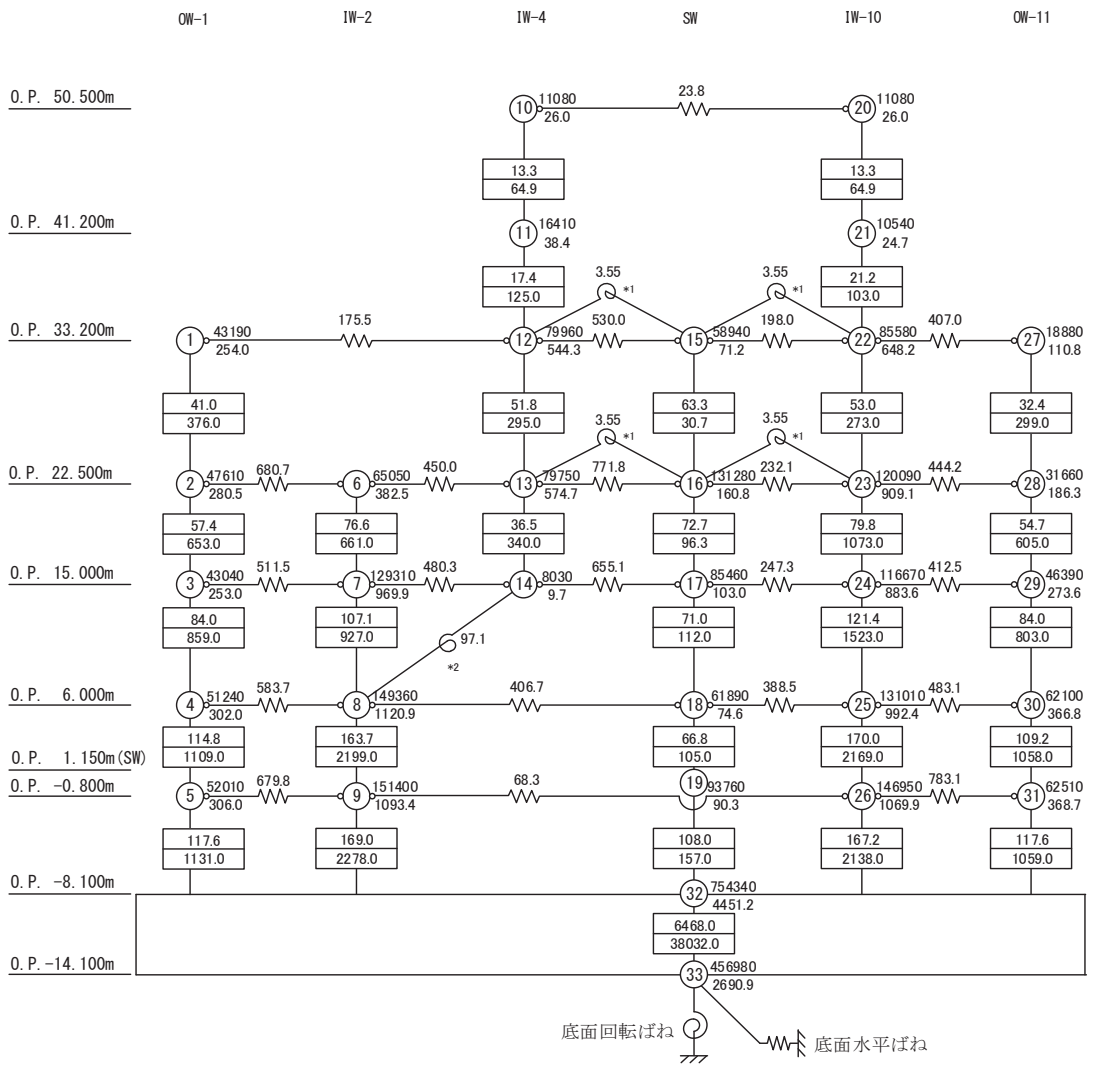
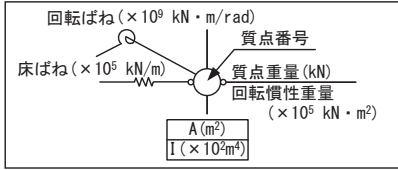


図 2-4(1) 原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

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

注記*2：内部ボックス壁の軸抵抗を考慮した回転ばね

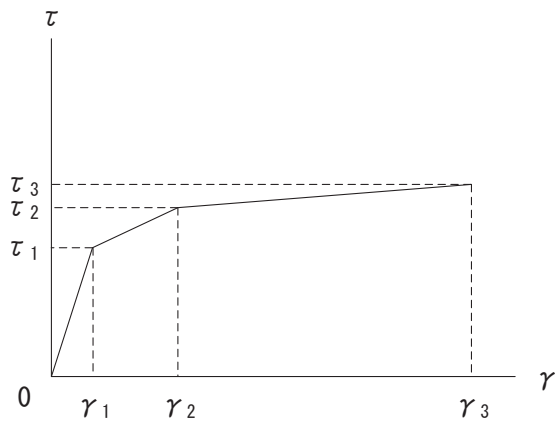
図 2-4(2) 原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

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。

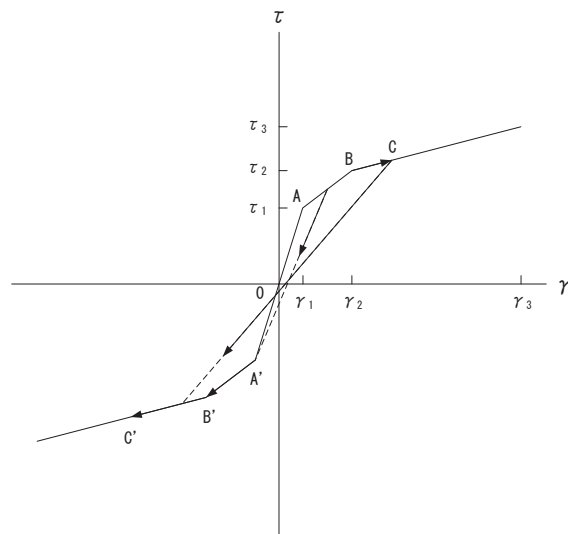
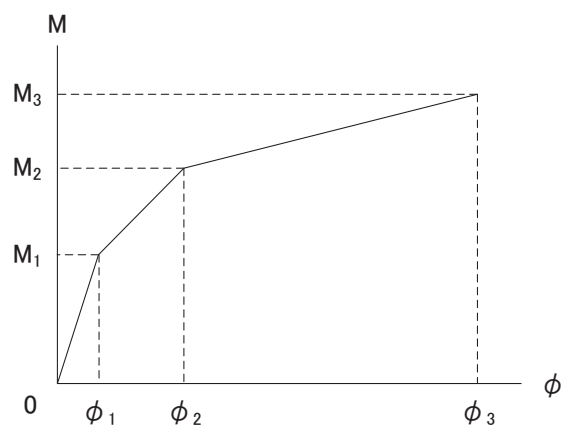


図 2-6 せん断応力度 - せん断ひずみ関係の復元力特性



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。

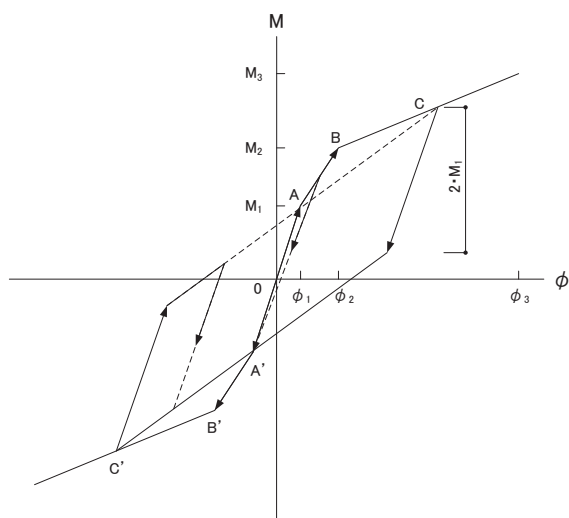


図 2-8 曲げモーメント - 曲率関係の復元力特性

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 ($\times 10^7 \text{ kN/m}$)

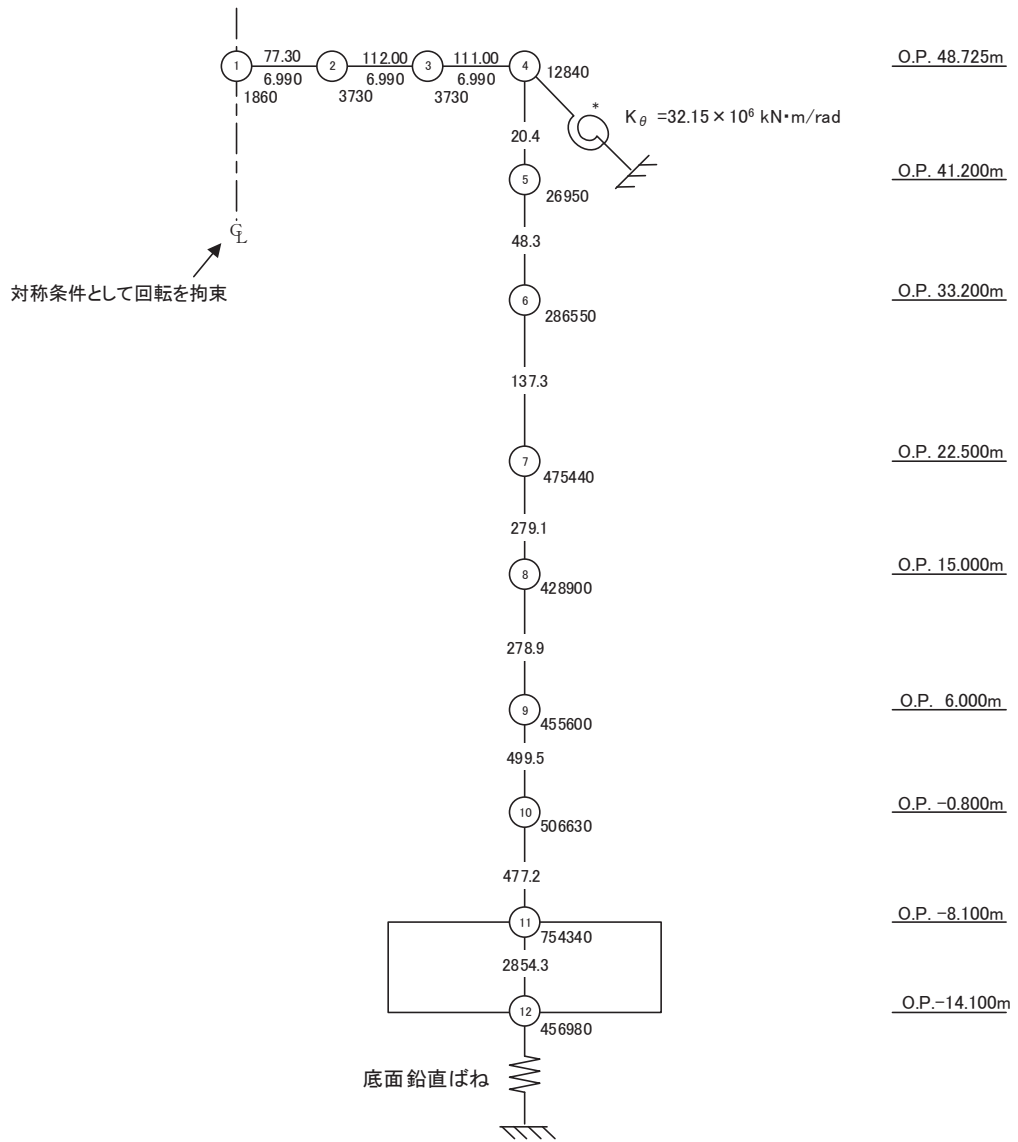


図 2-9 原子炉建屋 地震応答解析モデル (鉛直方向)

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。

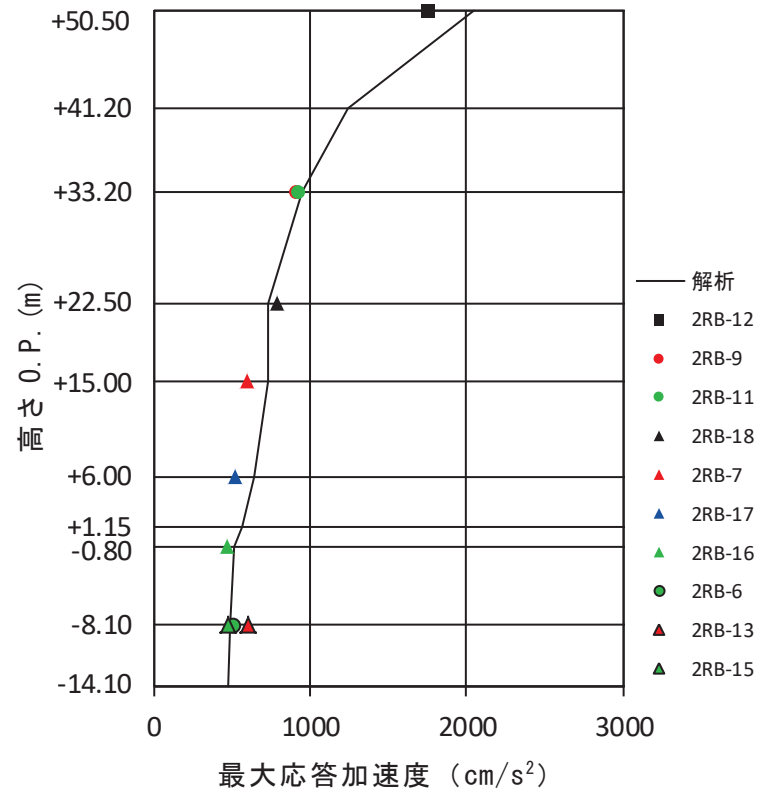


図 2-10 原子炉建屋 最大応答加速度の比較
(3.11 地震 NS 方向)

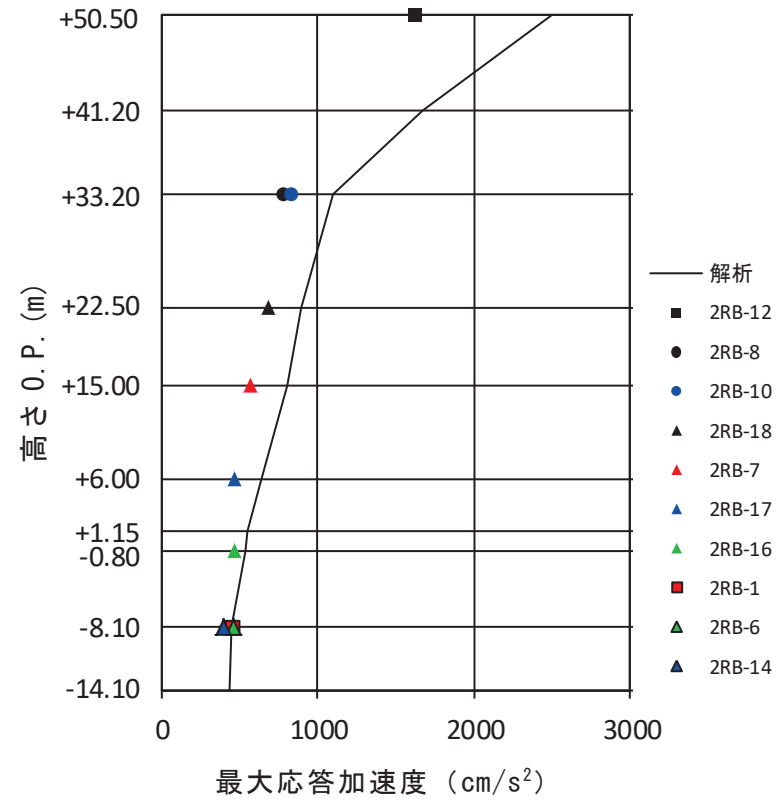


図 2-11 原子炉建屋 最大応答加速度の比較
(3.11 地震 EW 方向)

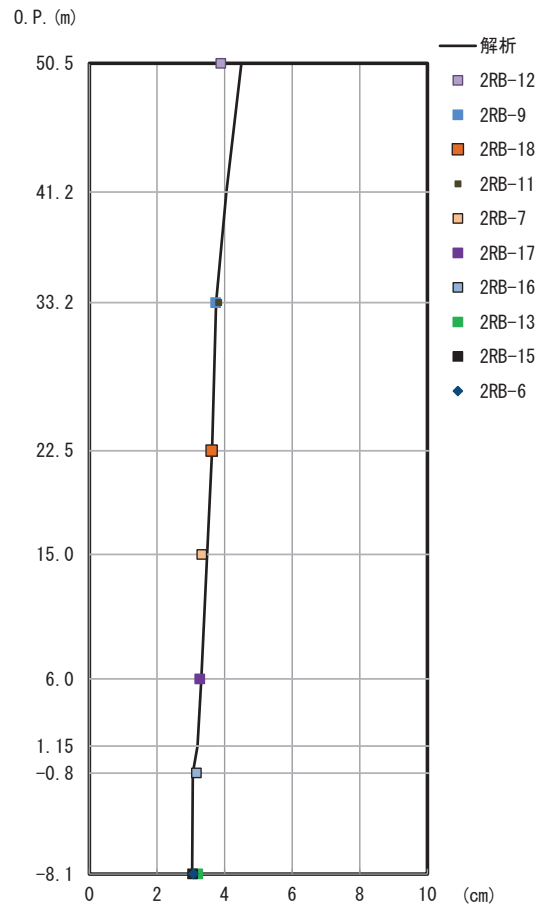


図 2-12 原子炉建屋 最大応答変位の比較
(3.11 地震 NS 方向)

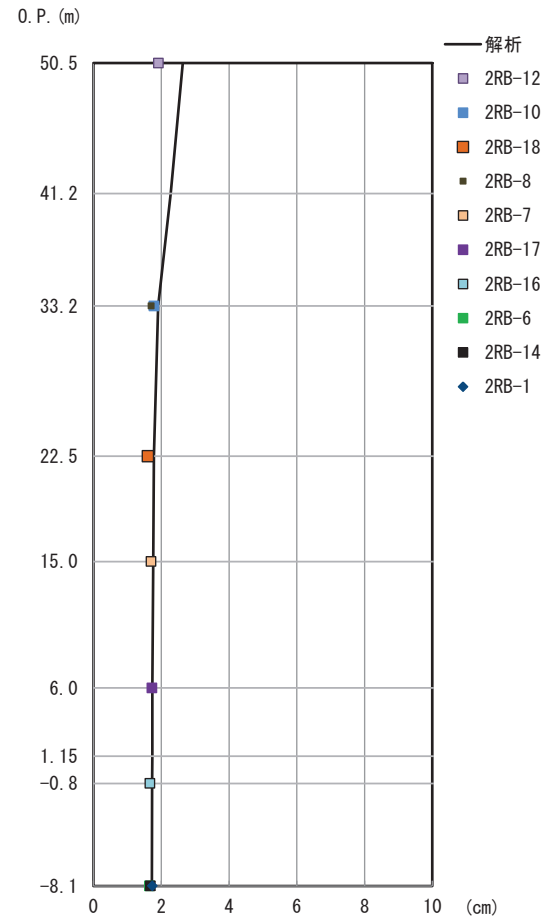
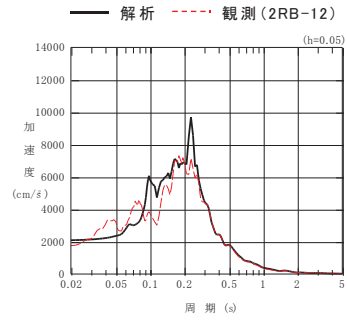
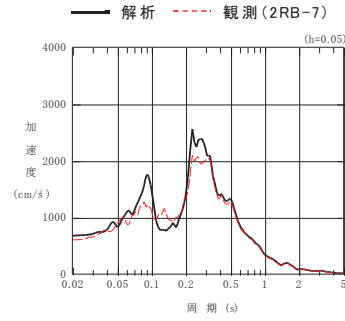


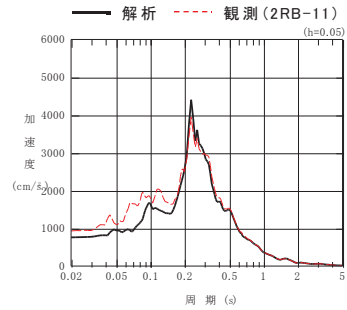
図 2-13 原子炉建屋 最大応答変位の比較
(3.11 地震 EW 方向)



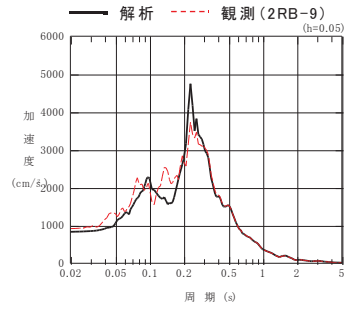
屋上



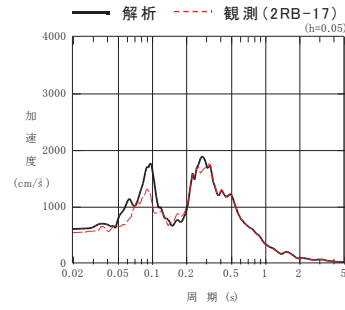
地上1階



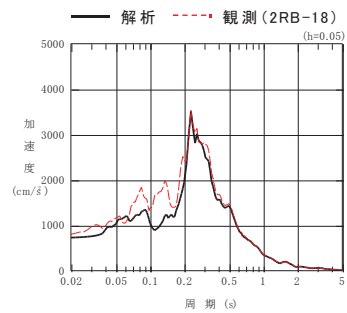
地上3階東



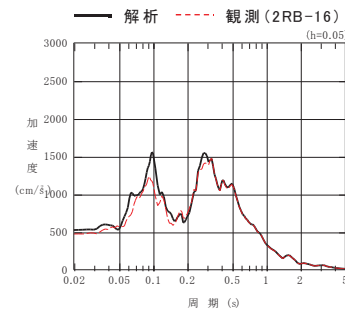
地上3階西



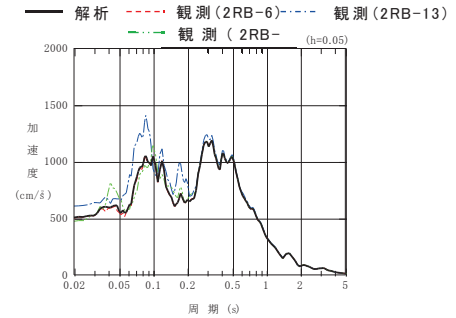
地下1階



地上2階

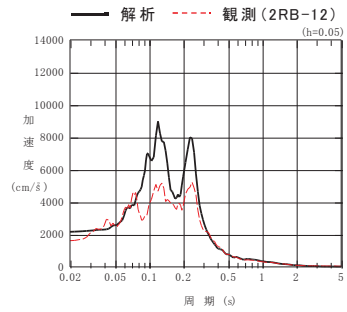


地下2階

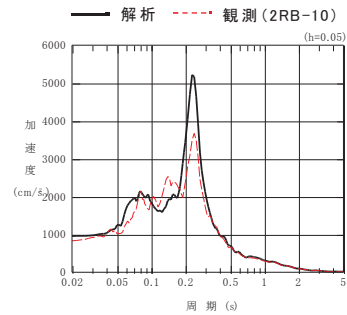


基礎上端

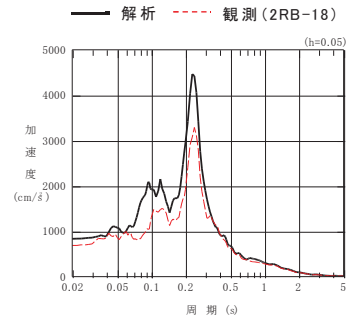
図 2-14 原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震 NS 方向)



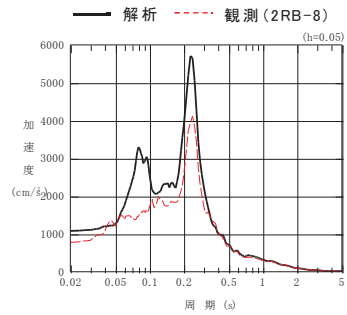
屋上



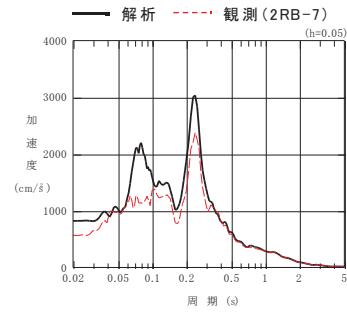
地上3階北



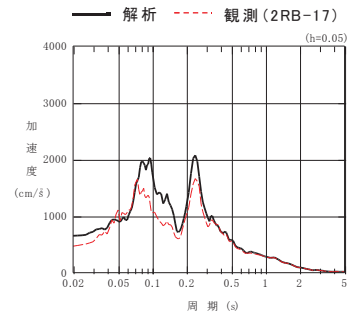
地上2階



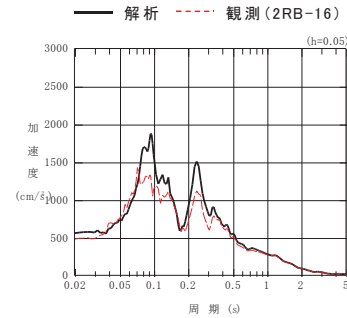
地上3階南西



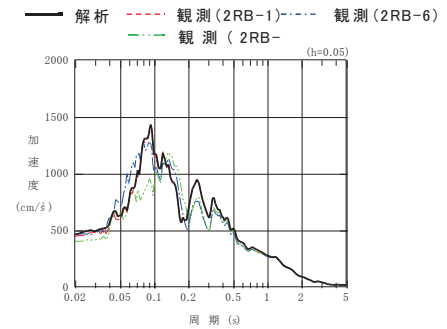
地上1階



地下1階



地下2階



基礎上端

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)

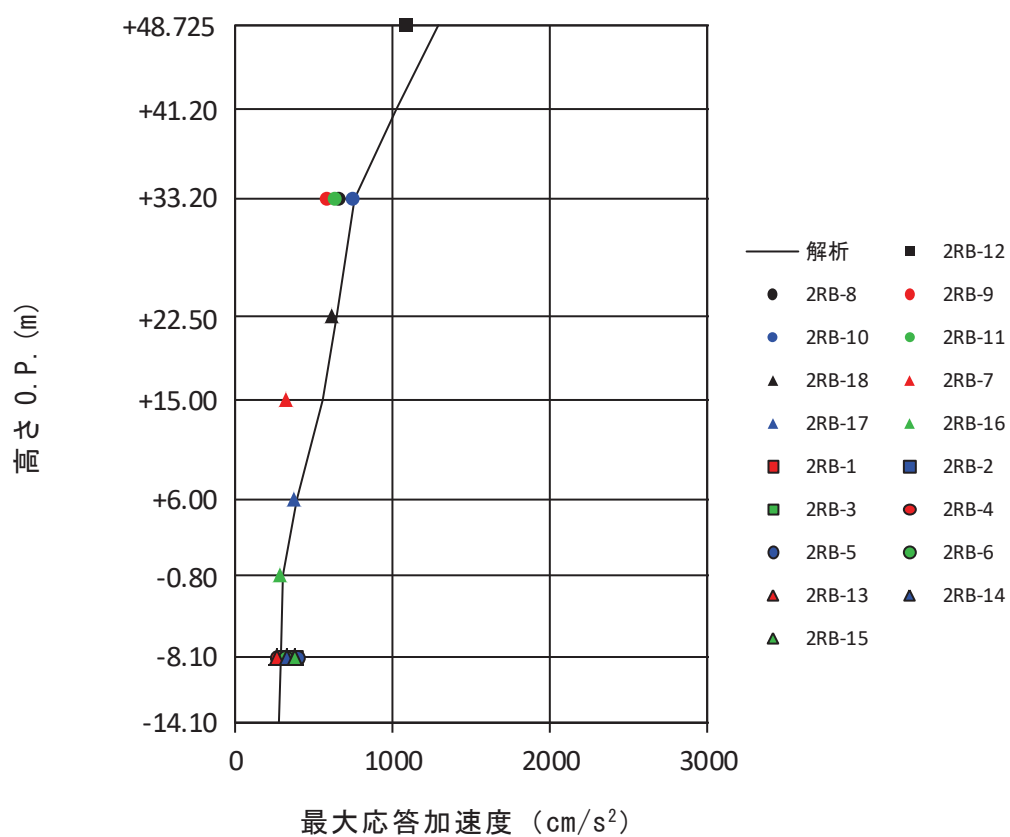
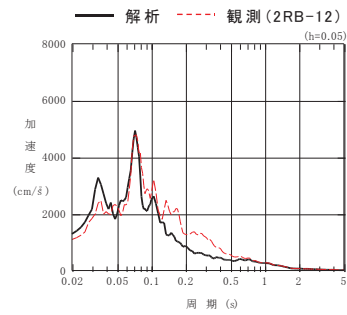
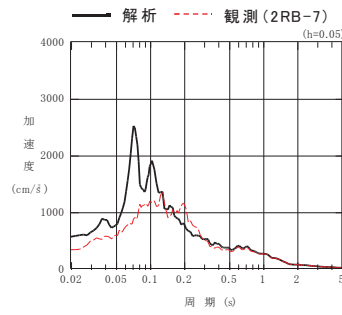


図 2-16 原子炉建屋 最大応答加速度の比較 (3.11 地震 鉛直方向)

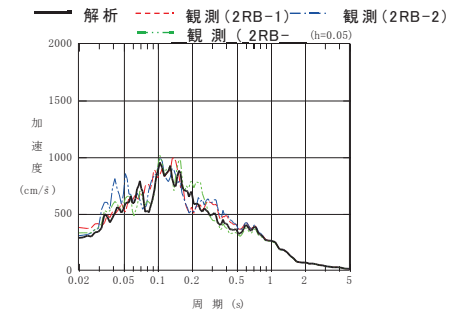
注記：解析結果の O.P. +48.725m は屋根トラス端部の値とした



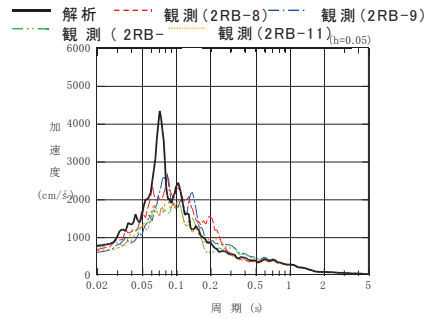
屋上



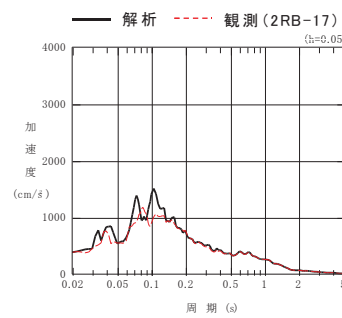
地上1階



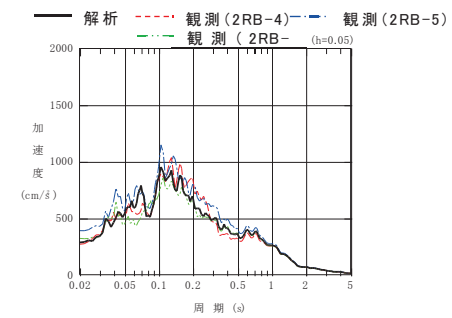
基礎上端



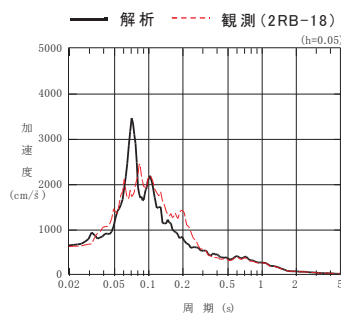
地上3階



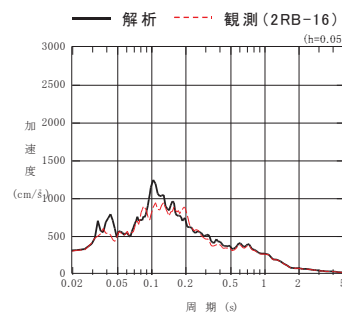
地下1階



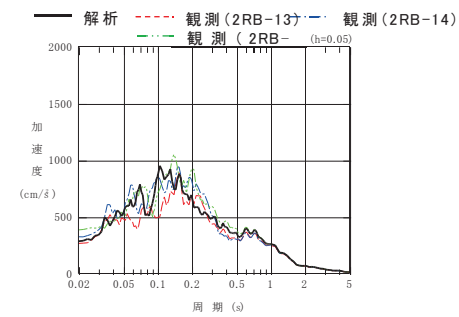
基礎上端



地上2階



地下2階



基礎上端

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)

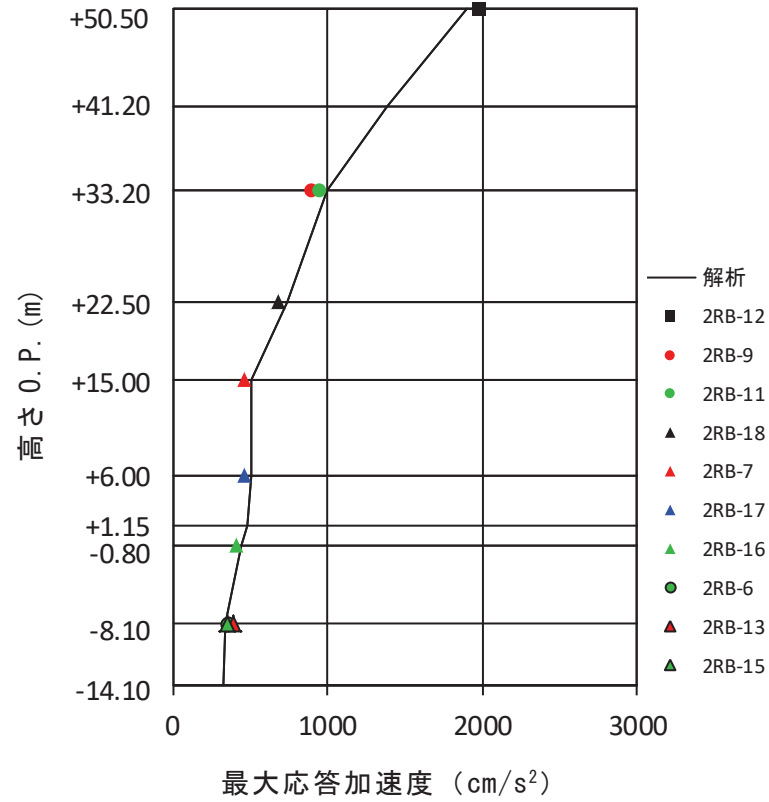


図 2-18 原子炉建屋 最大応答加速度の比較
(4.7地震 NS方向)

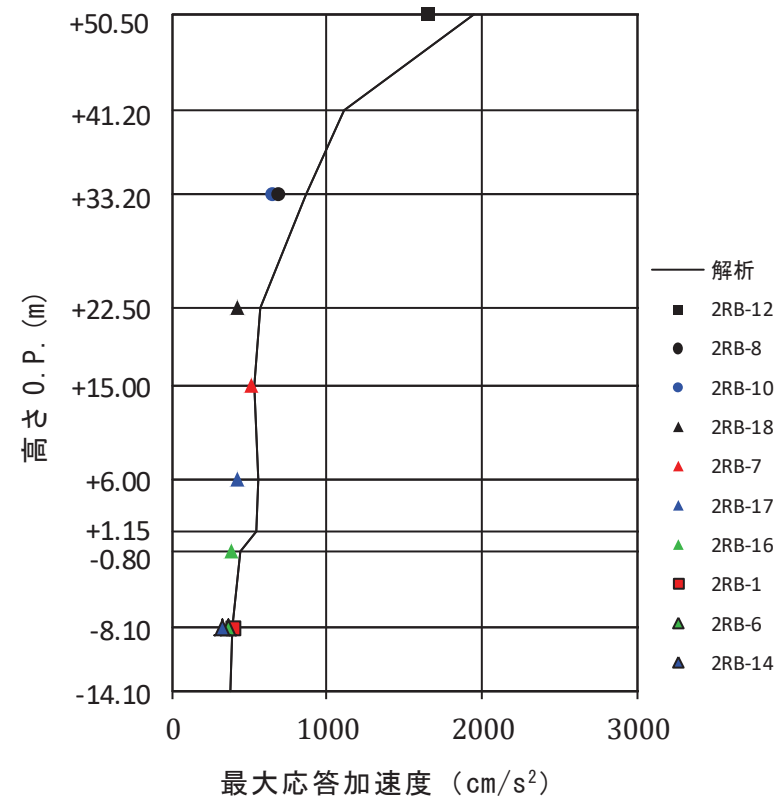


図 2-19 原子炉建屋 最大応答加速度の比較
(4.7地震 EW方向)

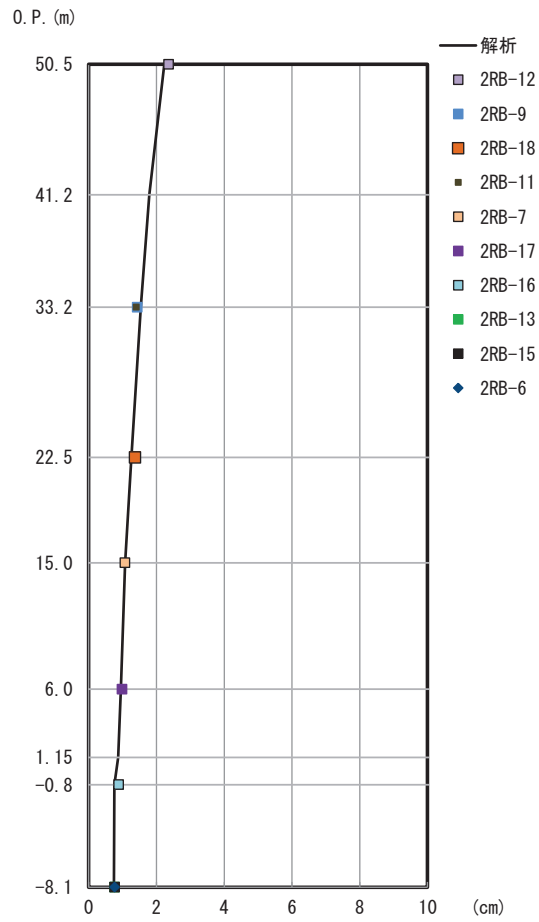


図 2-20 原子炉建屋 最大応答変位の比較
(4.7 地震 NS 方向)

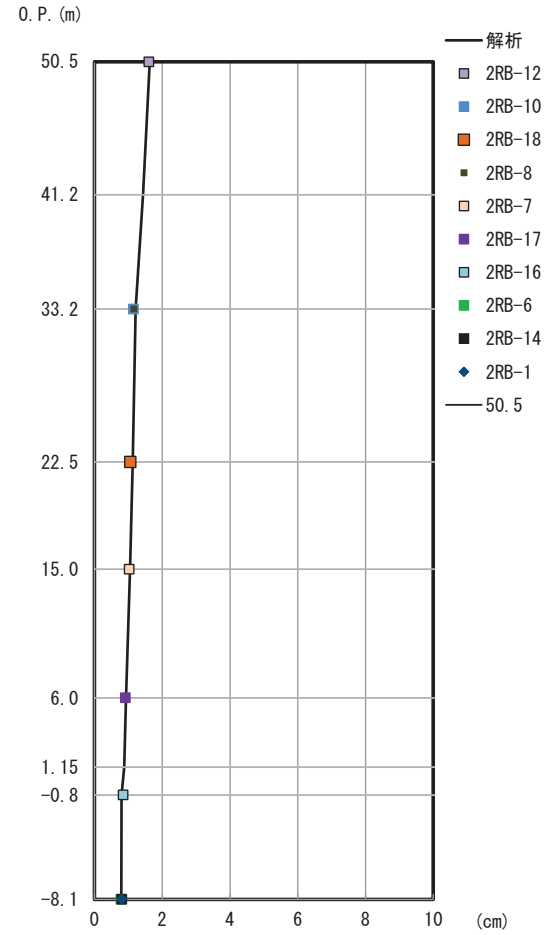
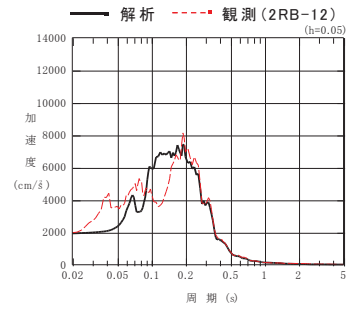
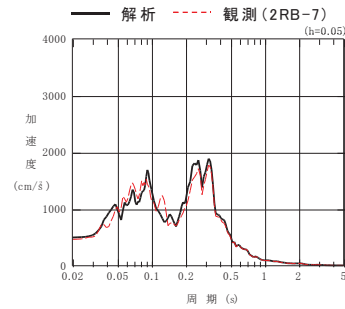


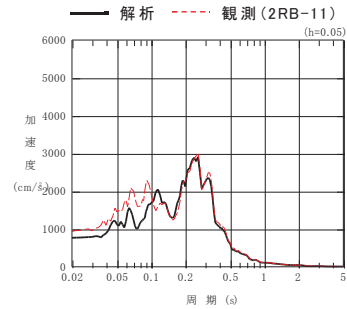
図 2-21 原子炉建屋 最大応答変位の比較
(4.7 地震 EW 方向)



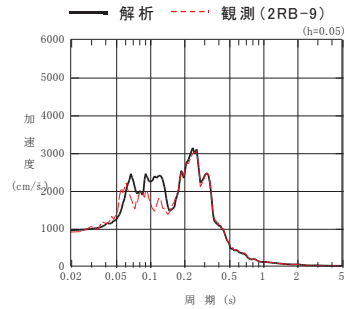
屋上



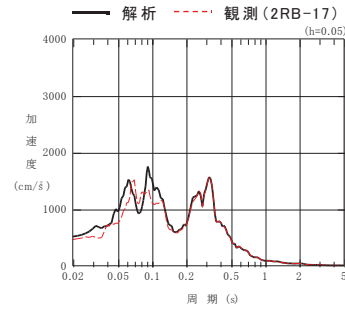
地上1階



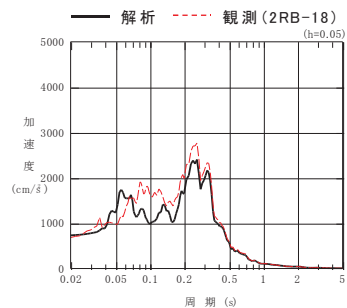
地上3階東



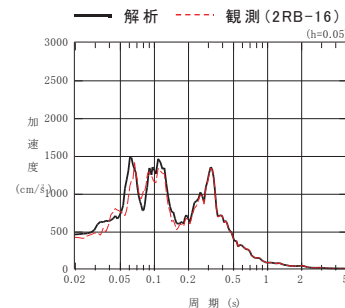
地上3階西



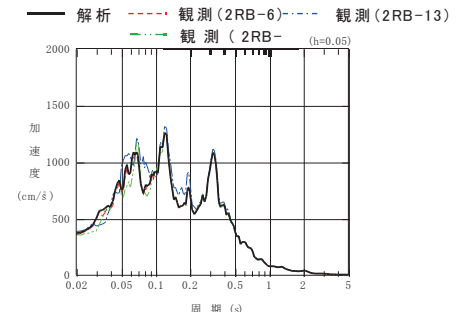
地下1階



地上2階

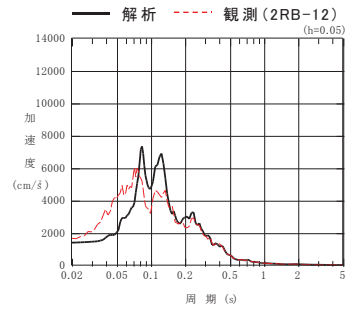


地下2階

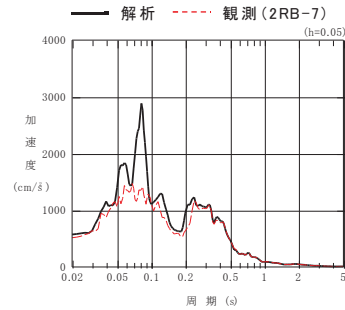


基礎上端

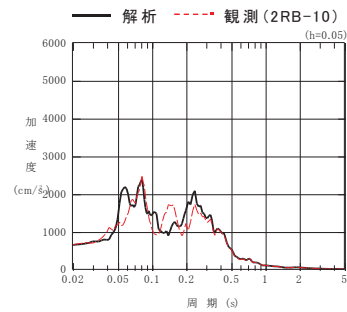
図 2-22 原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (4.7地震 NS方向)



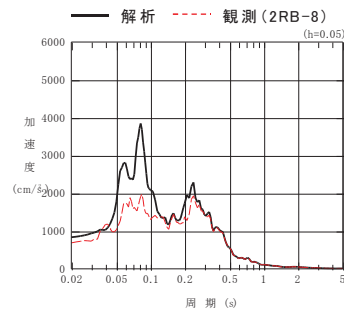
屋上



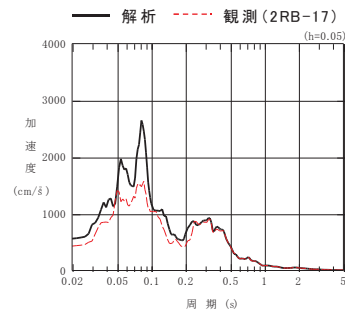
地上1階



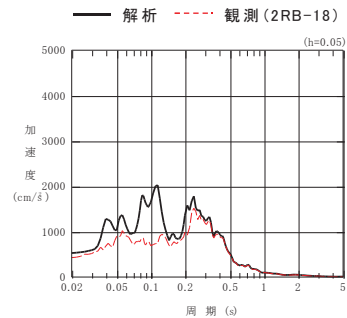
地上3階北



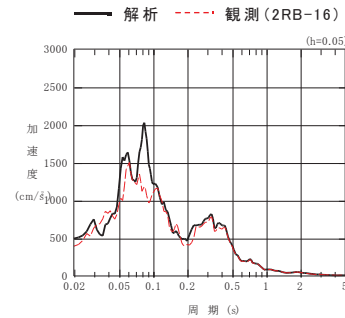
地上3階南西



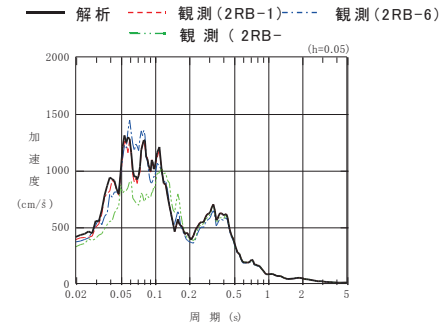
地下1階



地上2階



地下2階



基礎上端

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)

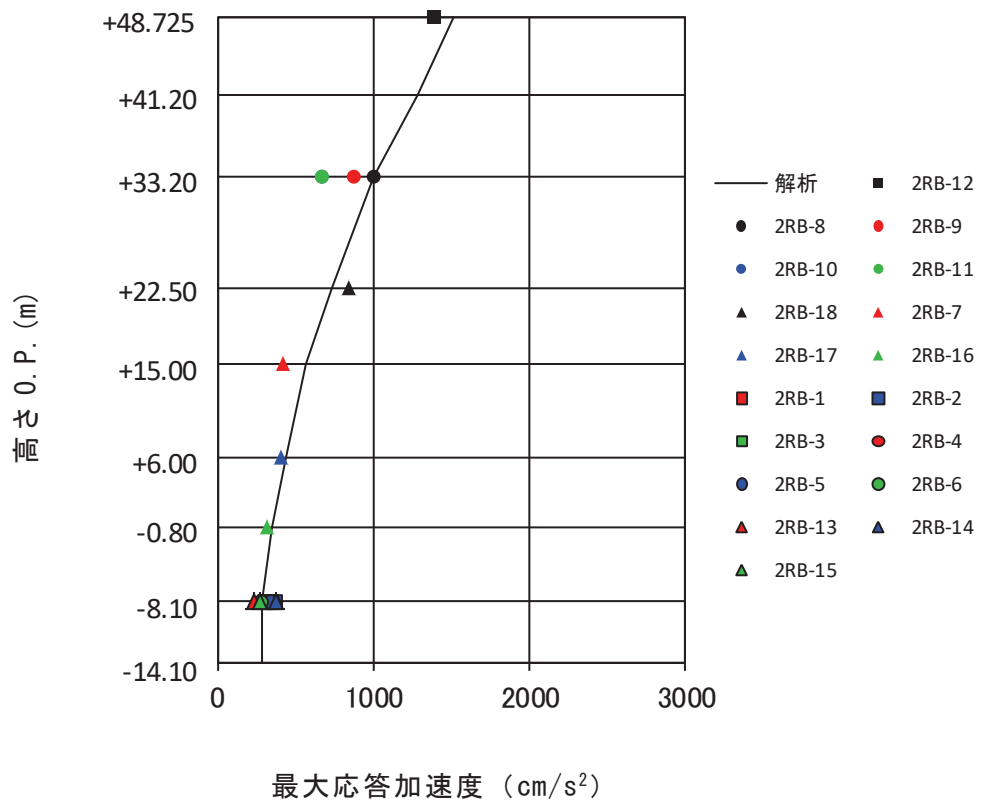
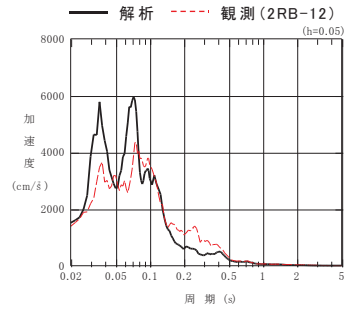
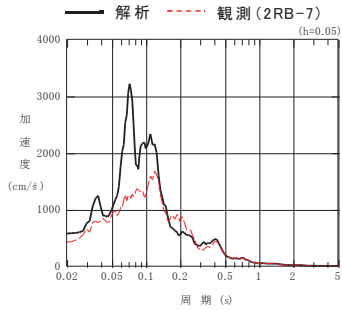


図 2-24 原子炉建屋 最大応答加速度の比較 (4.7 地震 鉛直方向)

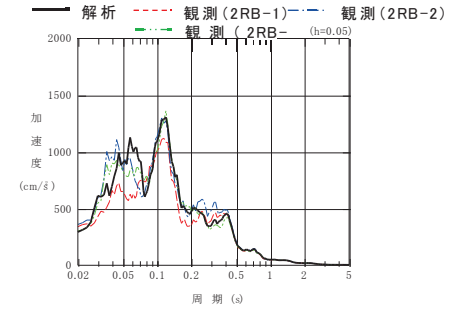
注記：解析結果の O.P. +48.725m は屋根トラス端部の値とした



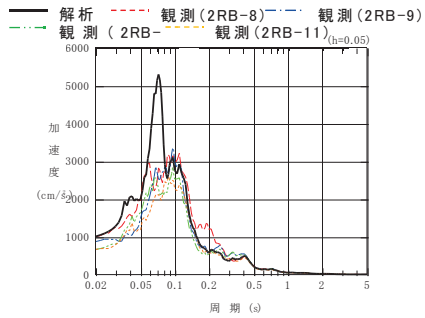
屋上



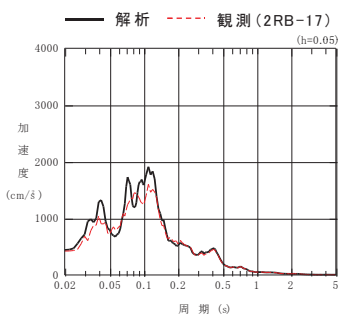
地上1階



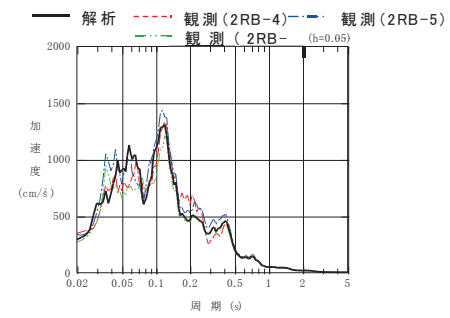
基礎上端



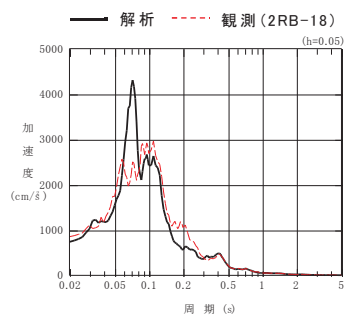
地上3階



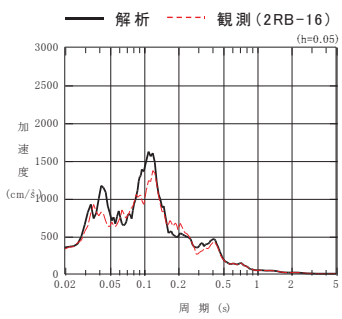
地下1階



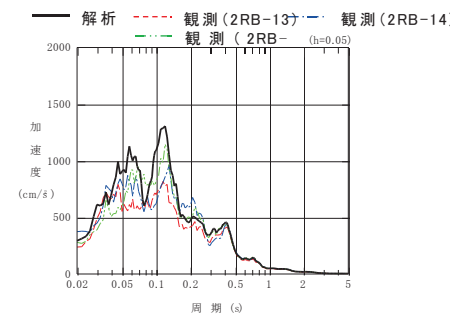
基礎上端



地上2階



地下2階



基礎上端

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)

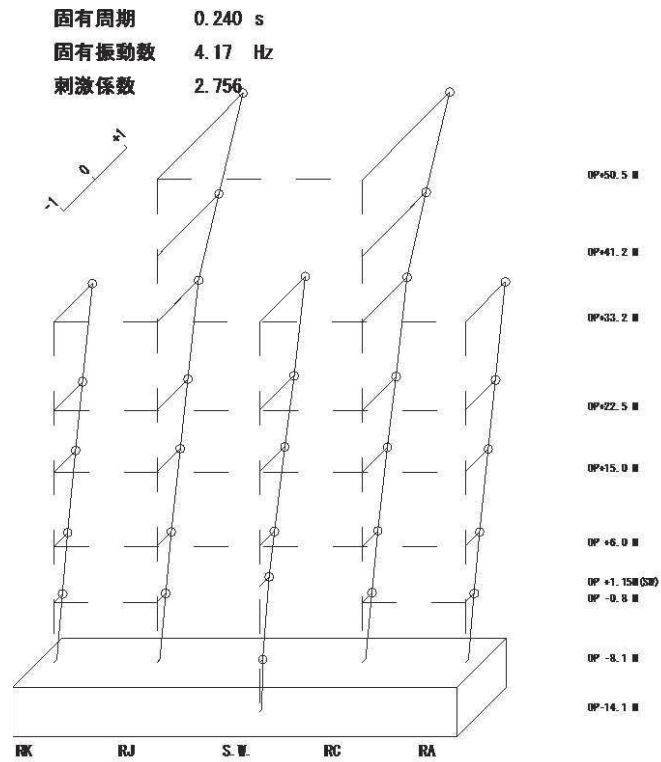
次 数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.230	4.35	2.312
2	0.127	7.86	2.350
3	0.115	8.67	0.105
4	0.099	10.08	0.479
5	0.096	10.41	0.688
6	0.088	11.32	1.516

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。

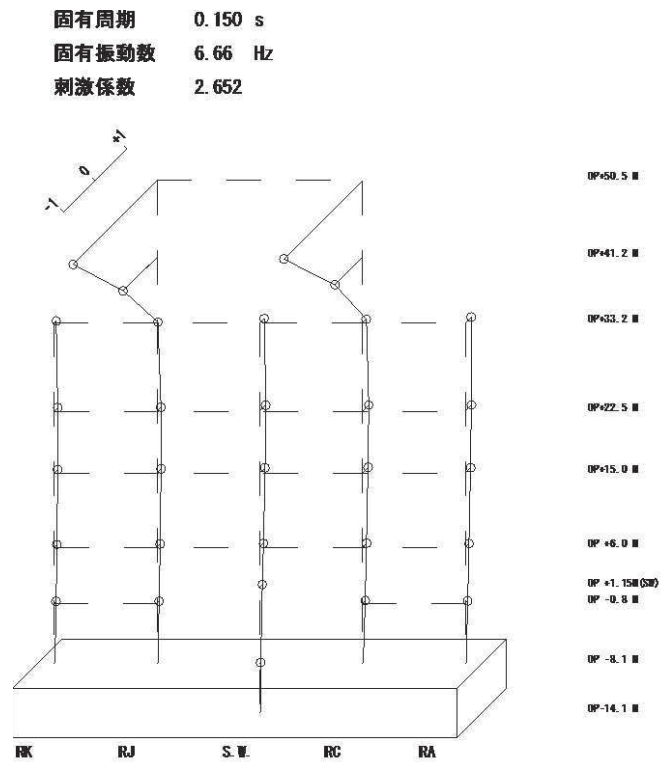
表 2-11 原子炉建屋 固有値解析結果(鉛直方向)

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。



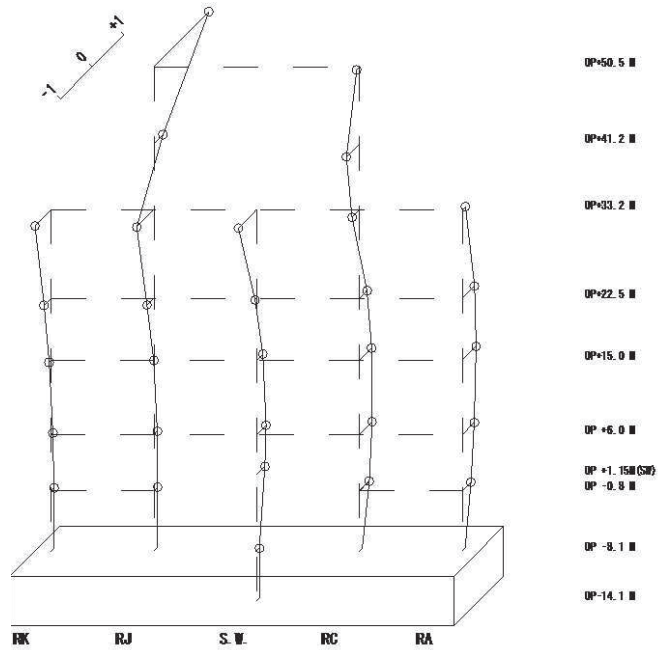
1 次モード



2 次モード

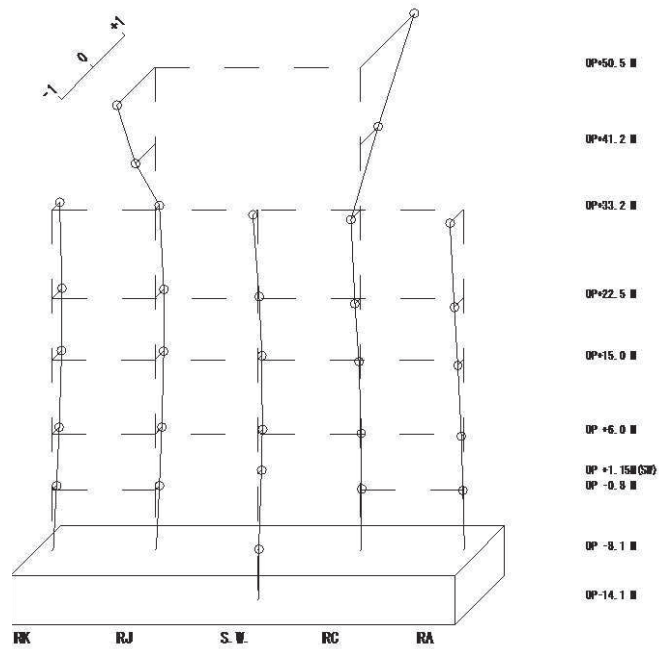
図 2-26 原子炉建屋 固有振動モード (NS 方向)

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

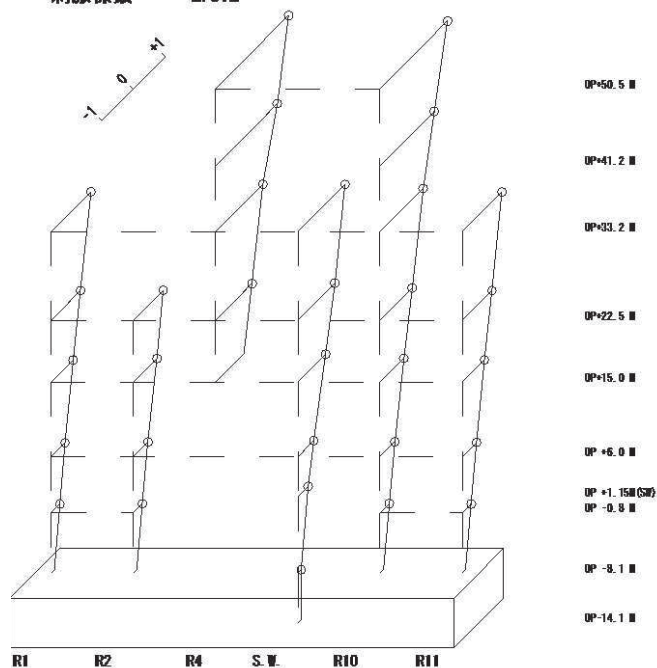
固有周期 0.100 s
 固有振動数 10.03 Hz
 刺激係数 1.703



5次モード

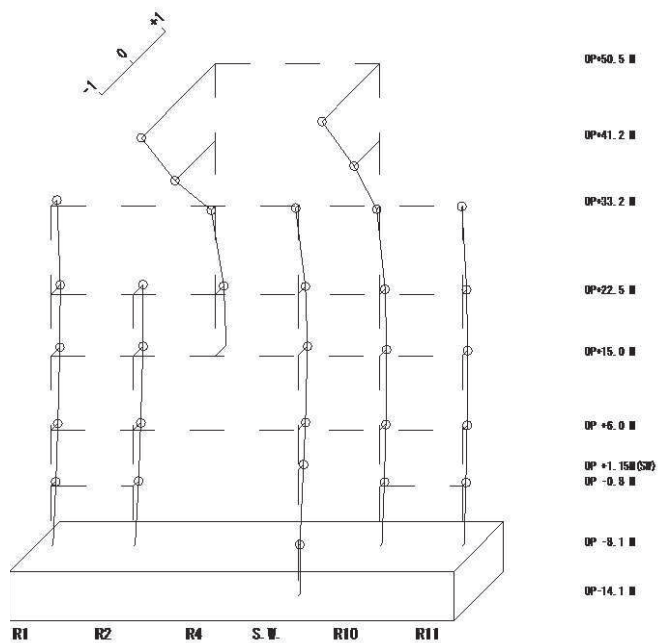
図 2-27 原子炉建屋 固有振動モード (NS 方向)

固有周期 0.230 s
 固有振動数 4.35 Hz
 刺激係数 2.312



1 次モード

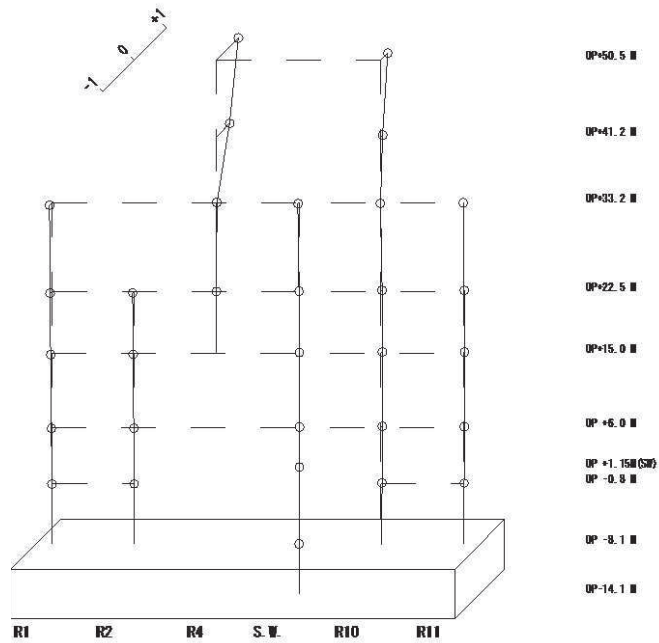
固有周期 0.127 s
 固有振動数 7.86 Hz
 刺激係数 2.350



2 次モード

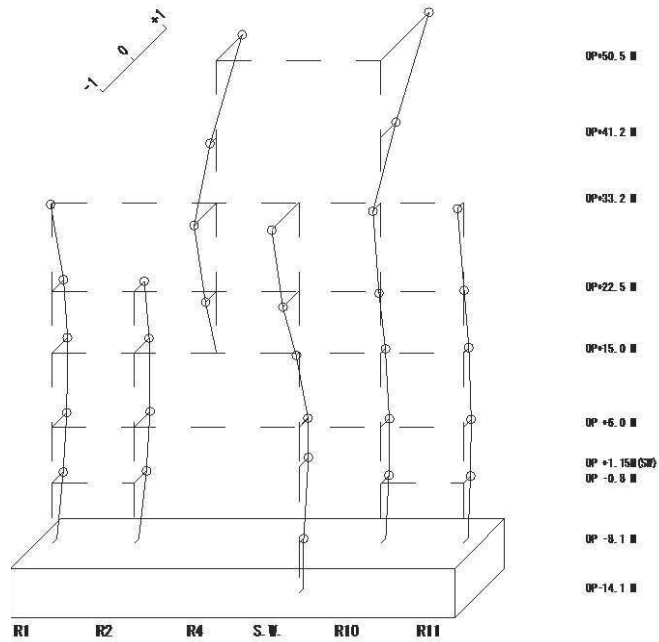
図 2-28 原子炉建屋 固有振動モード (EW 方向)

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

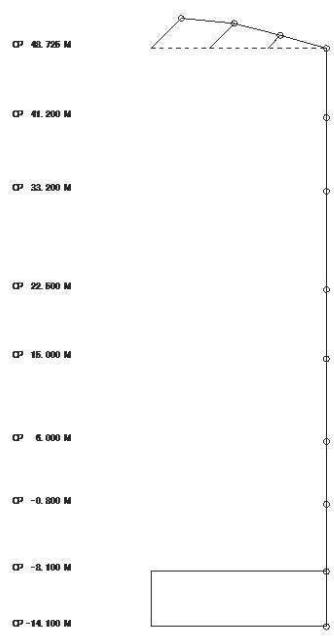
固有周期 0.088 s
 固有振動数 11.32 Hz
 刺激係数 1.516



6次モード

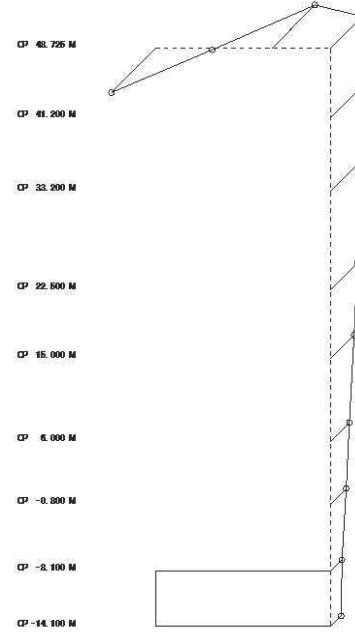
図 2-29 原子炉建屋 固有振動モード (EW 方向)

固有周期 0.365 s
固有振動数 2.74 Hz
刺激係数 1.429



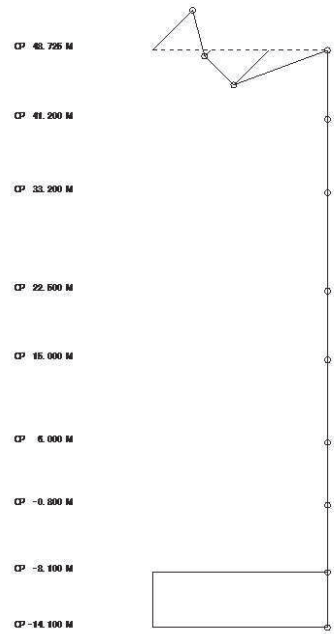
1 次

固有周期 0.100 s
固有振動数 9.96 Hz
刺激係数 2.091



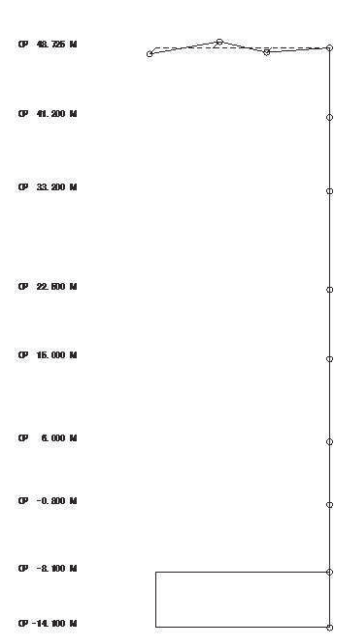
2 次

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



3 次

固有周期 0.055 s
固有振動数 18.22 Hz
刺激係数 0.293



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 ($p_w \times \sigma_y$) *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)
 σ_y ：鉄筋の短期許容応力度 (SD345 : 345N/mm²)

[凡例]
 - - - $P_w \times \sigma_y$
 — 解析結果

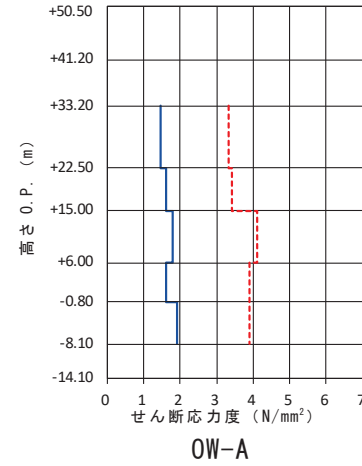
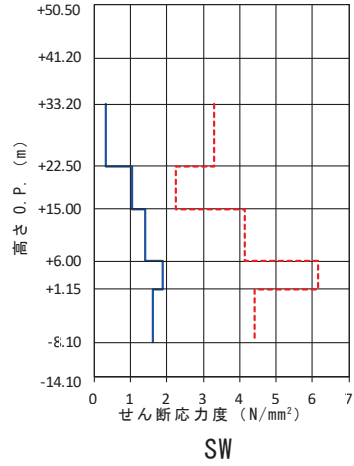
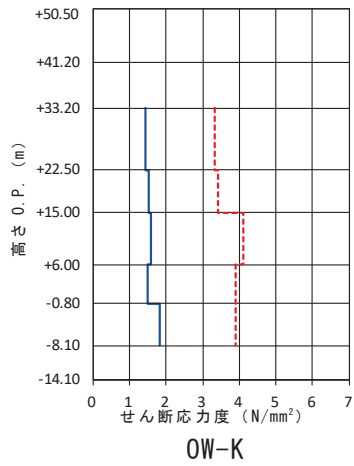
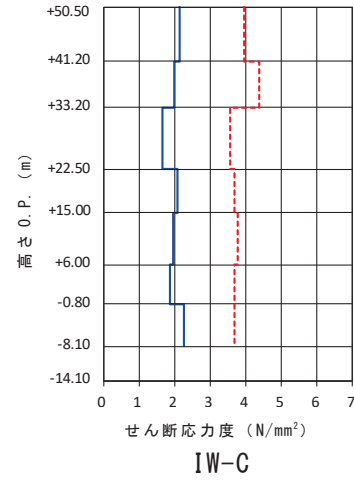
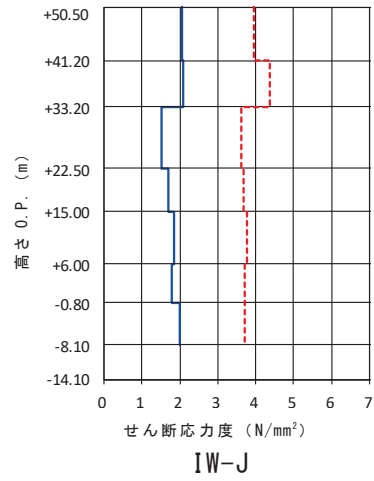
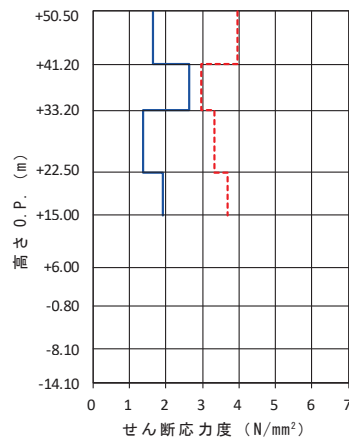
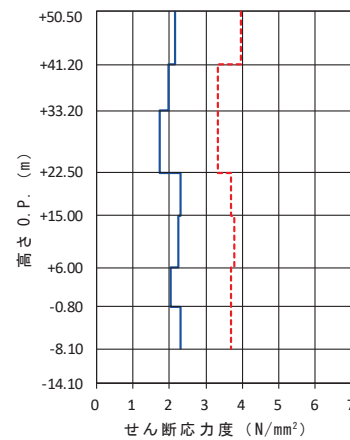


図 2-31 原子炉建屋 耐震壁のせん断応力度 (3.11 地震 NS 方向)

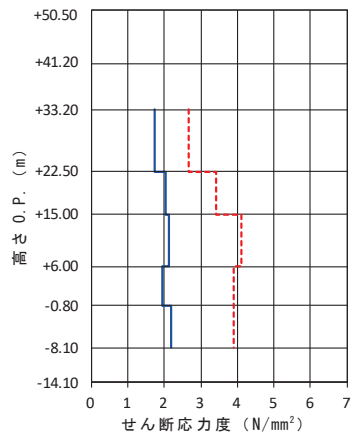
[凡例]
 - - - $P_w \times \sigma_y$
 — 解析結果



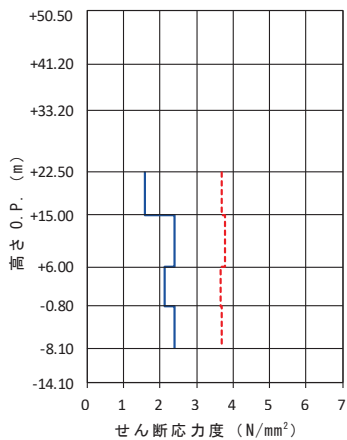
IW-4



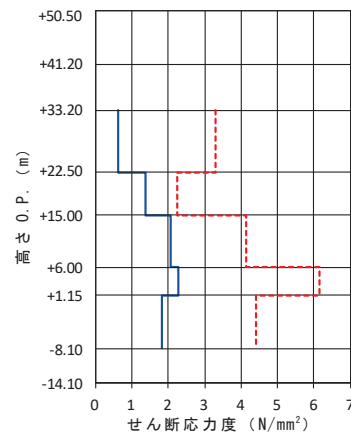
IW-10



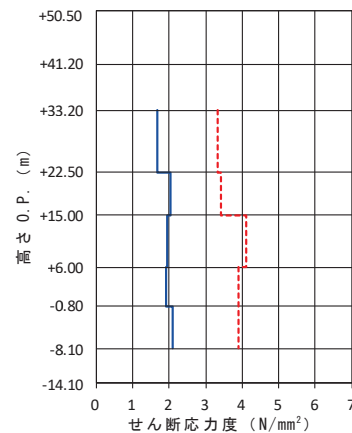
OW-1



IW-2



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)

[凡例]
 - - - $P_w \times \sigma_y$
 — 解析結果

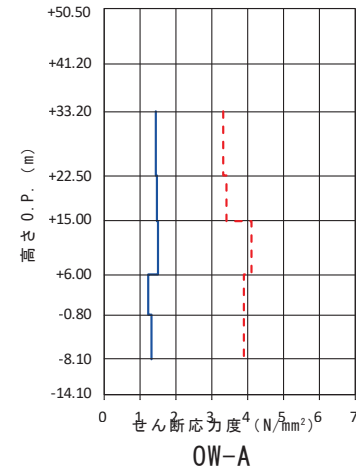
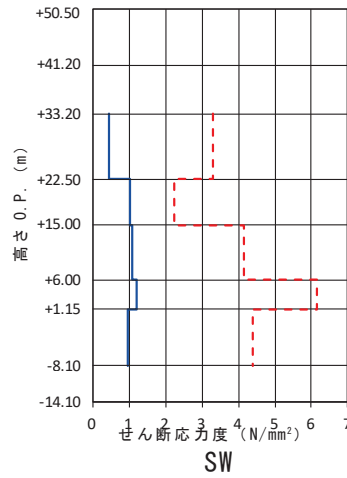
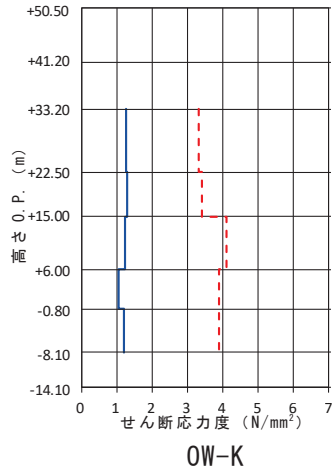
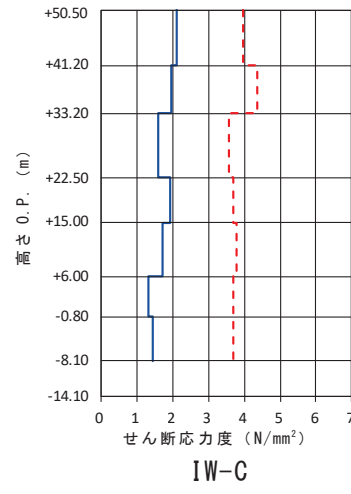
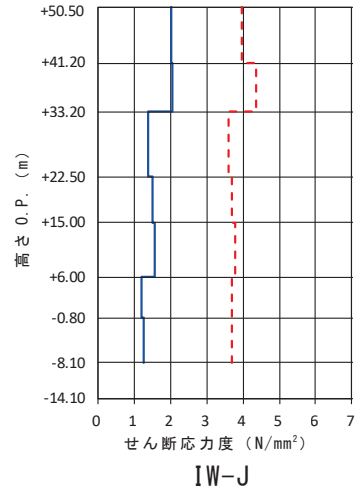
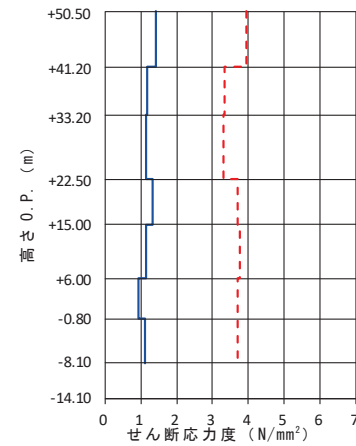
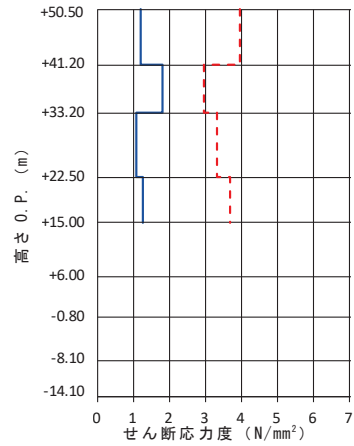


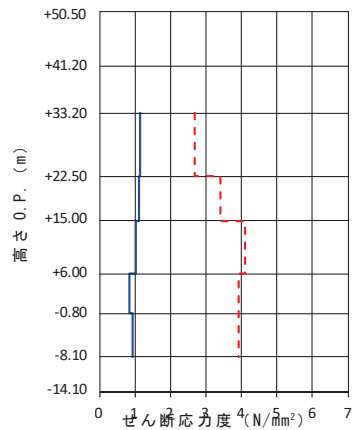
図 2-33 原子炉建屋 耐震壁のせん断応力度 (4.7 地震 NS 方向)

[凡例]
 - - - $P_w \times \sigma_y$
 — 解析結果

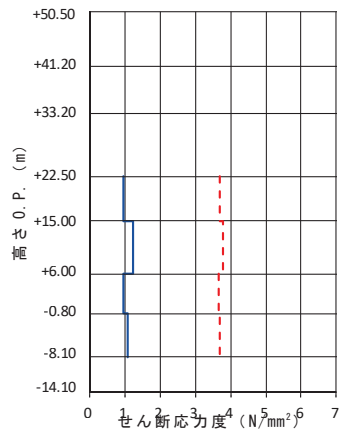


IW-4

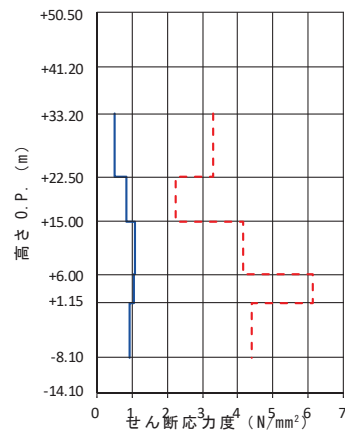
IW-10



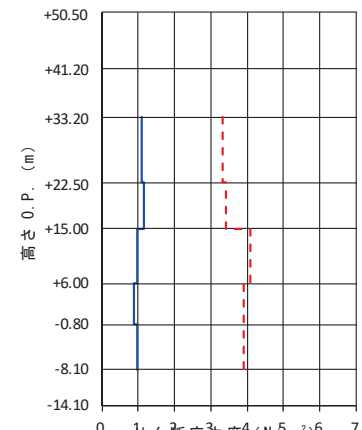
OW-1



IW-2



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_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				$\frac{p_Q+p_M}{p_g}$
					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)	
地上 3 階	IW-4	17.4	45	2-D25 @200 (1.126)	45750	2.63	0.767	79.91	8410	0.346	1.77	0.988
				2-D22 @200 (0.860)						—	—	0.892

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]
 - - - せん断スケルトン
 第一折点の値
 — 解析結果

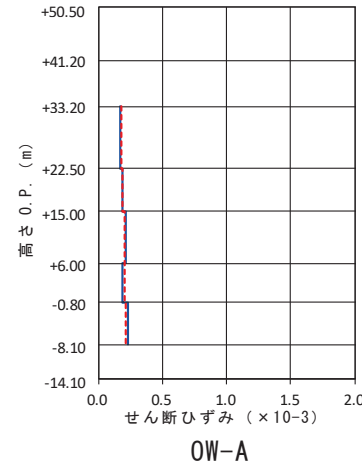
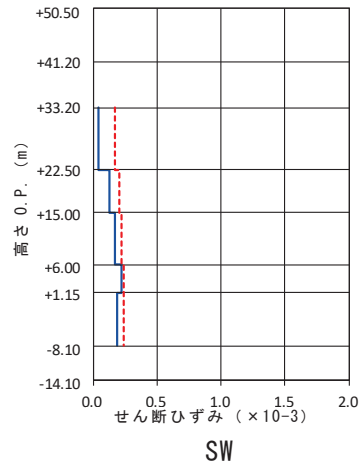
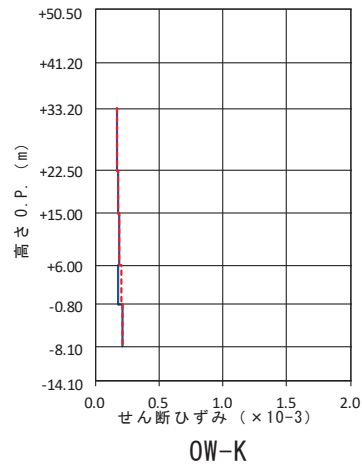
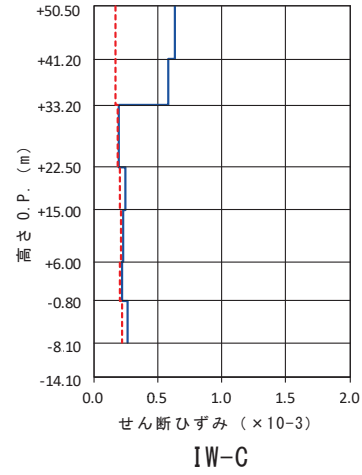
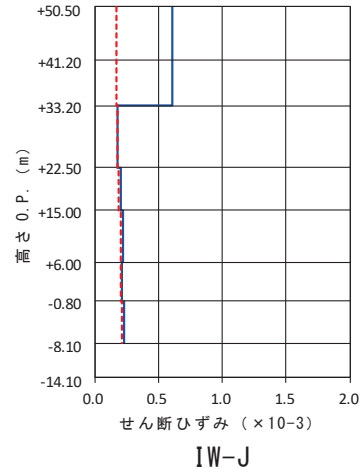
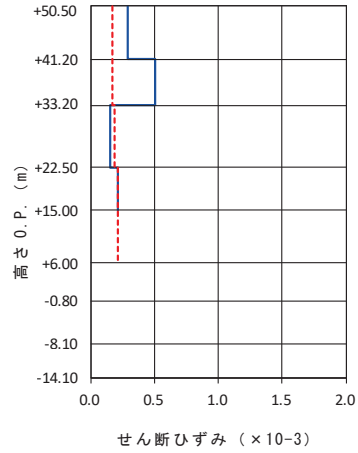
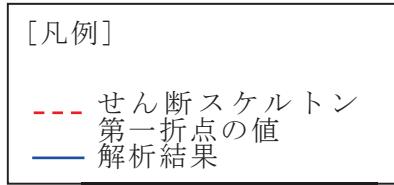
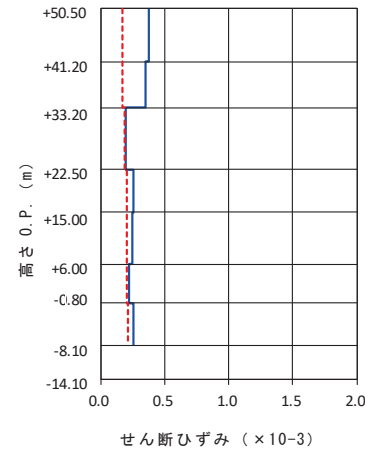


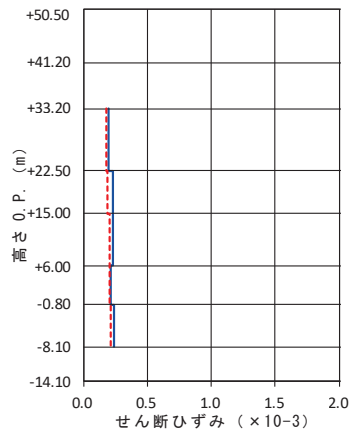
図 2-35 原子炉建屋 耐震壁のせん断ひずみ (3.11 地震 NS 方向)



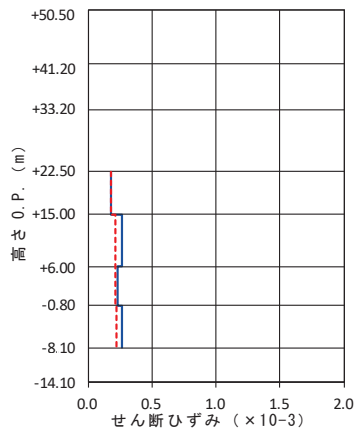
IW-4



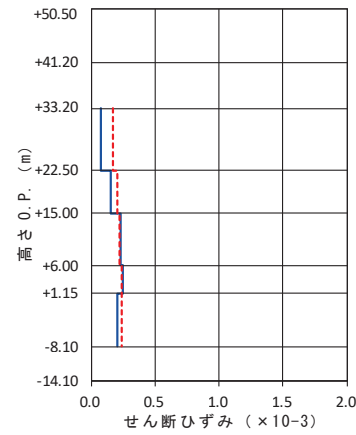
IW-10



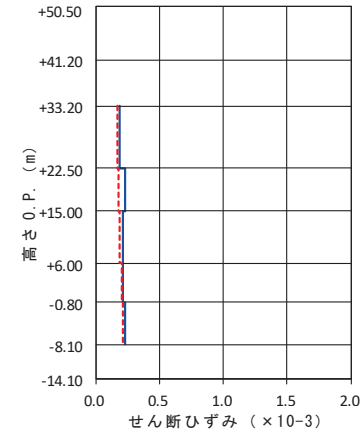
OW-1



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

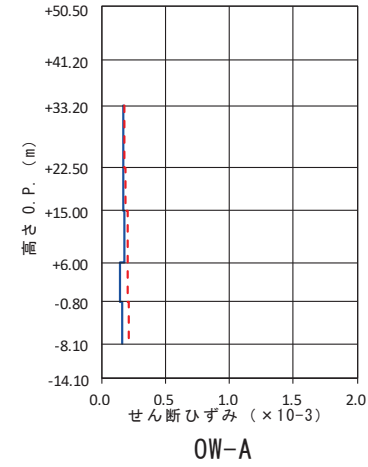
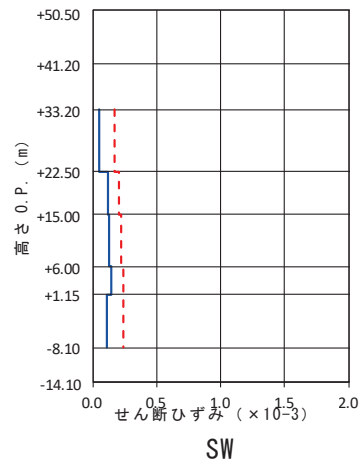
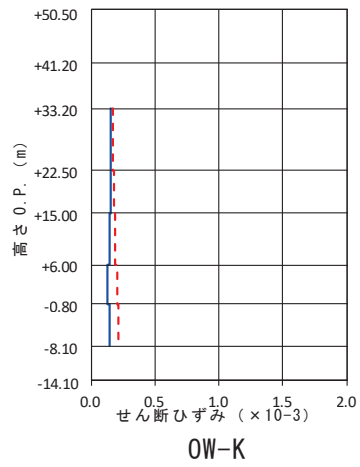
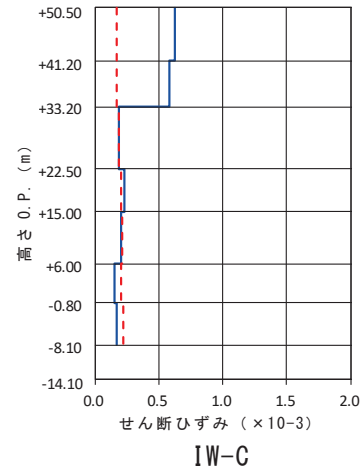
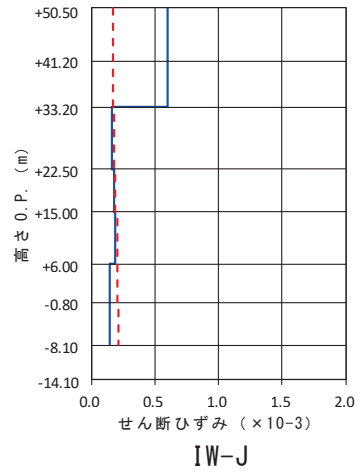
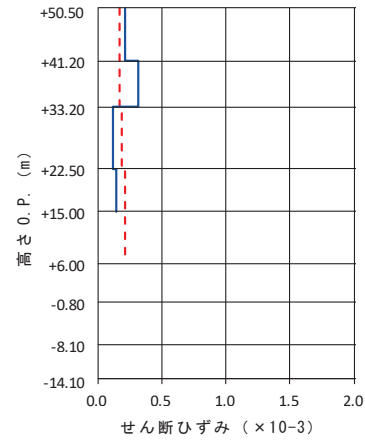
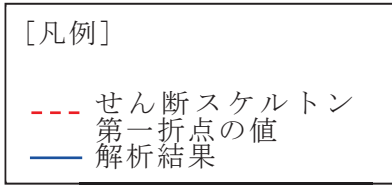
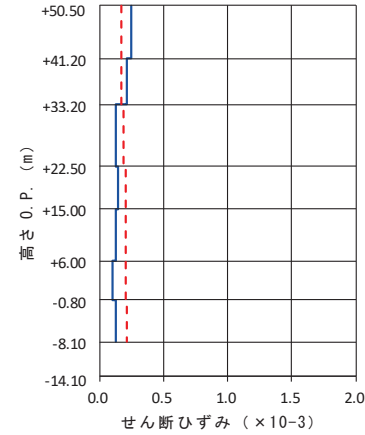


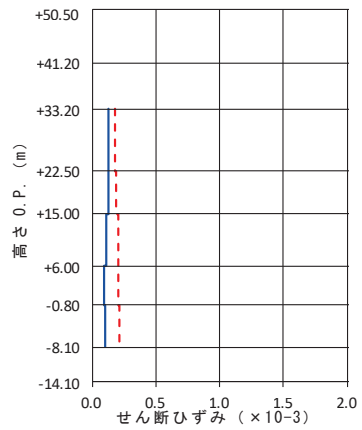
図 2-37 原子炉建屋 耐震壁のせん断ひずみ (4.7 地震 NS 方向)



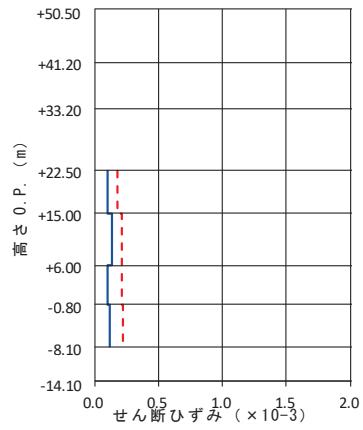
IW-4



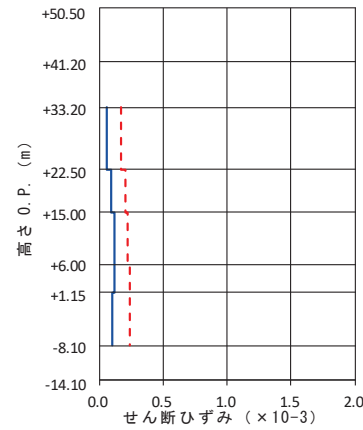
IW-10



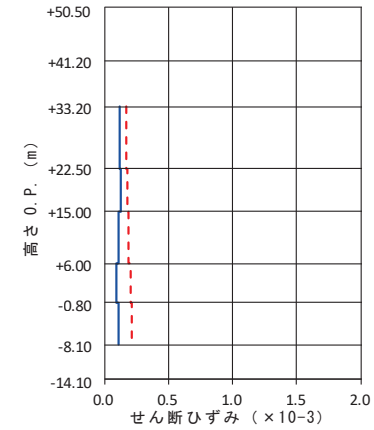
OW-1



IW-2



SW



OW-11

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)

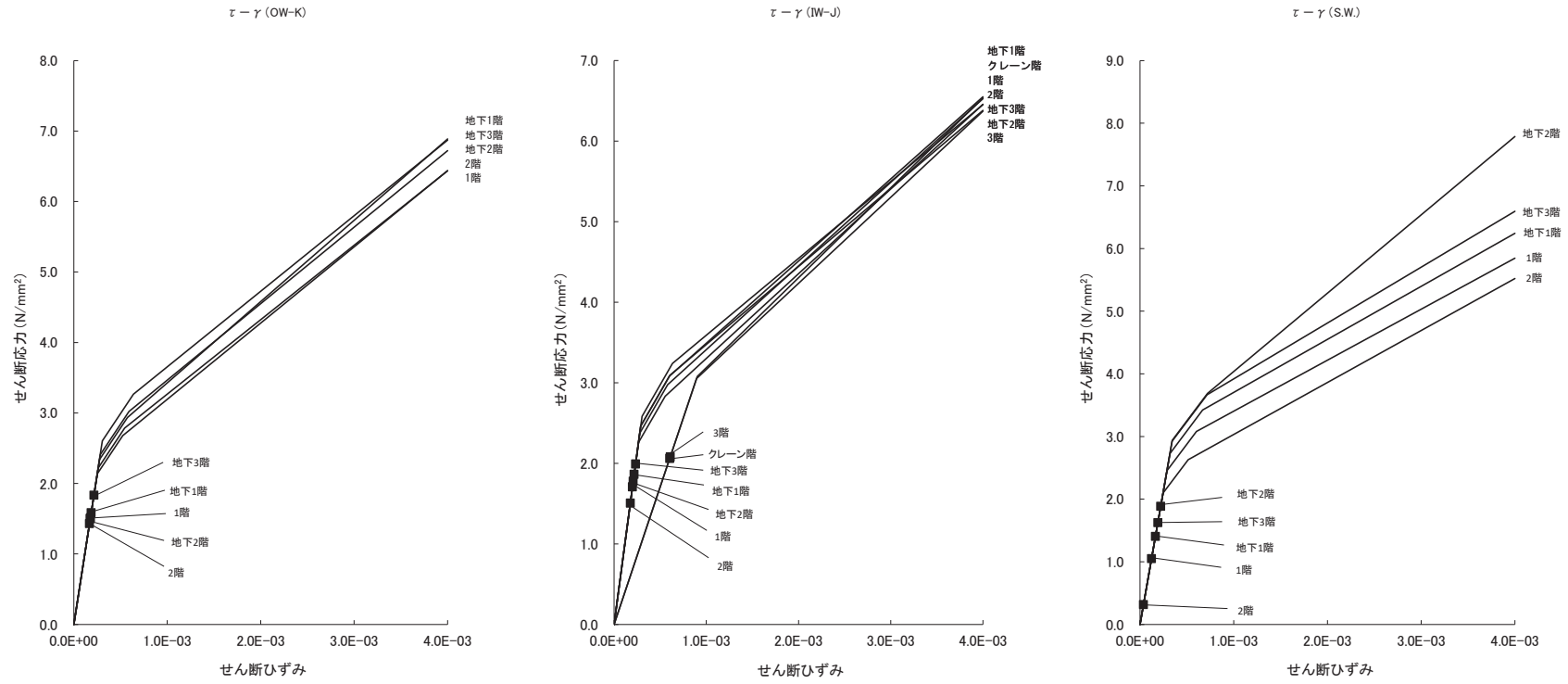


図 2-39 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(NS 方向) 3.11 地震 (1/2)

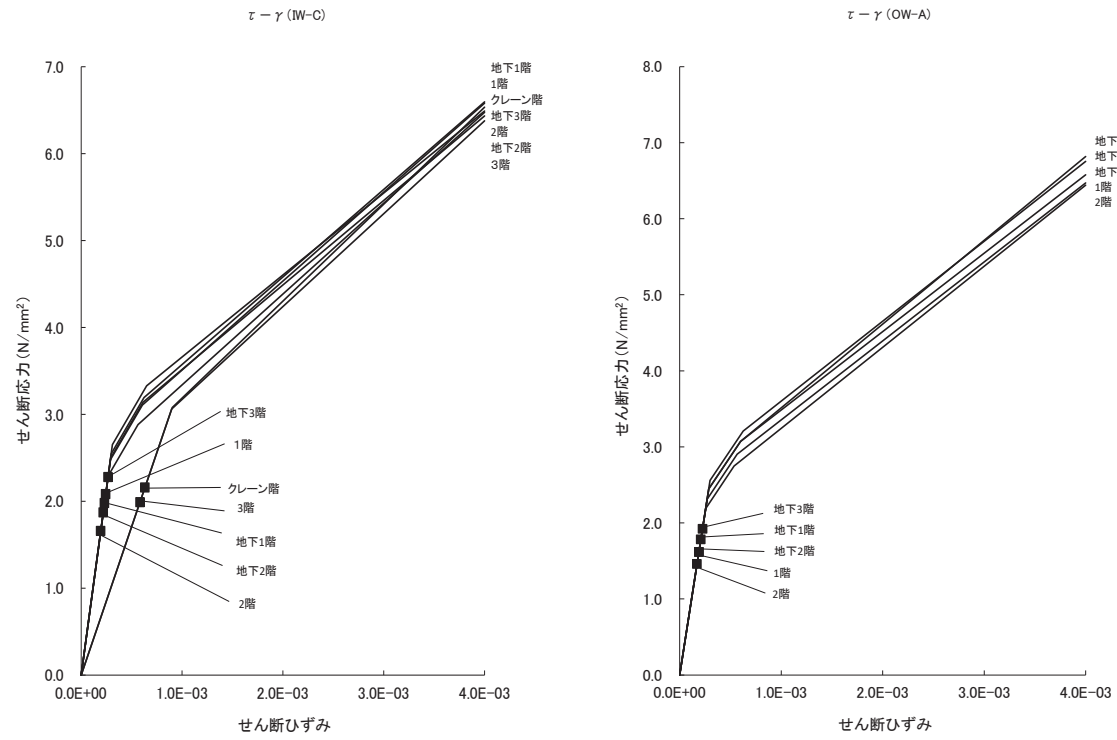


図 2-40 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(NS 方向) 3.11 地震 (2/2)

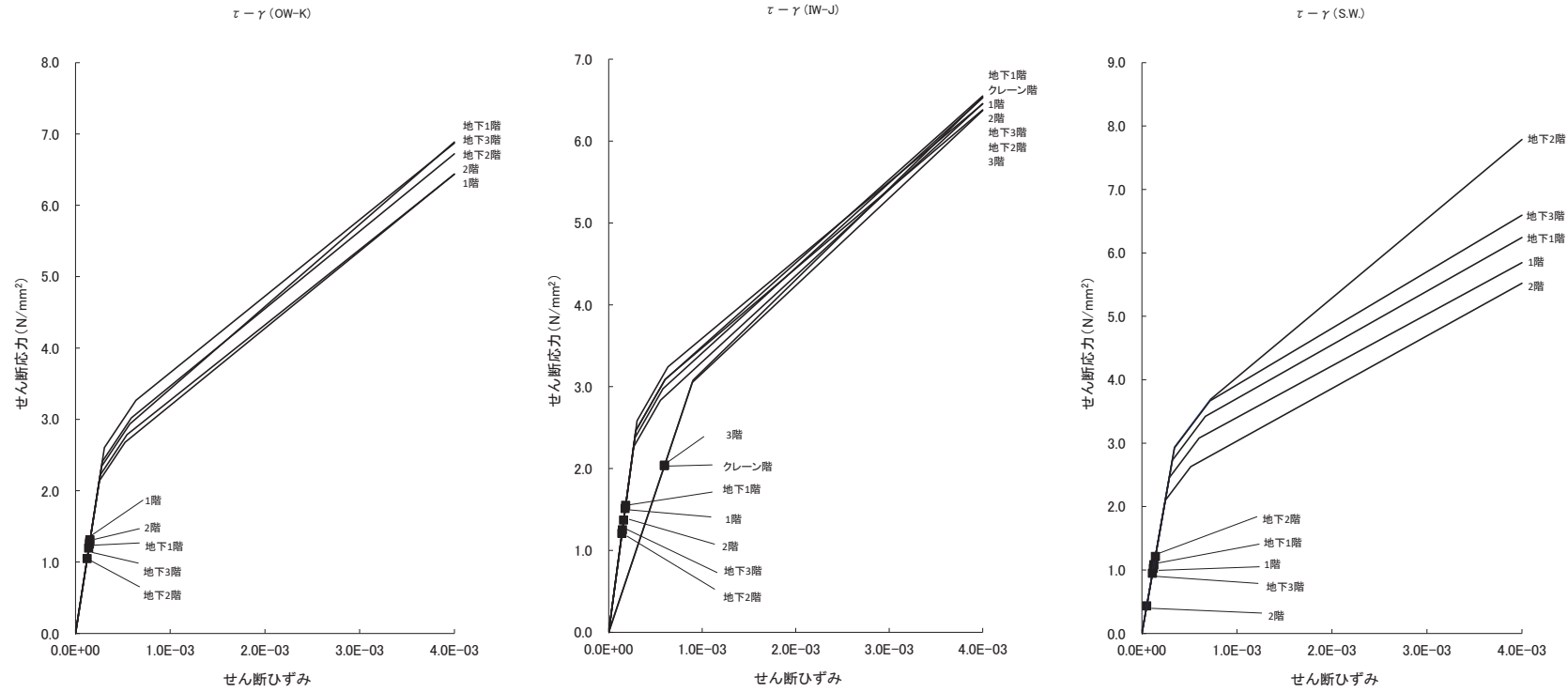


図 2-41 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(NS 方向) 4.7 地震 (1/2)

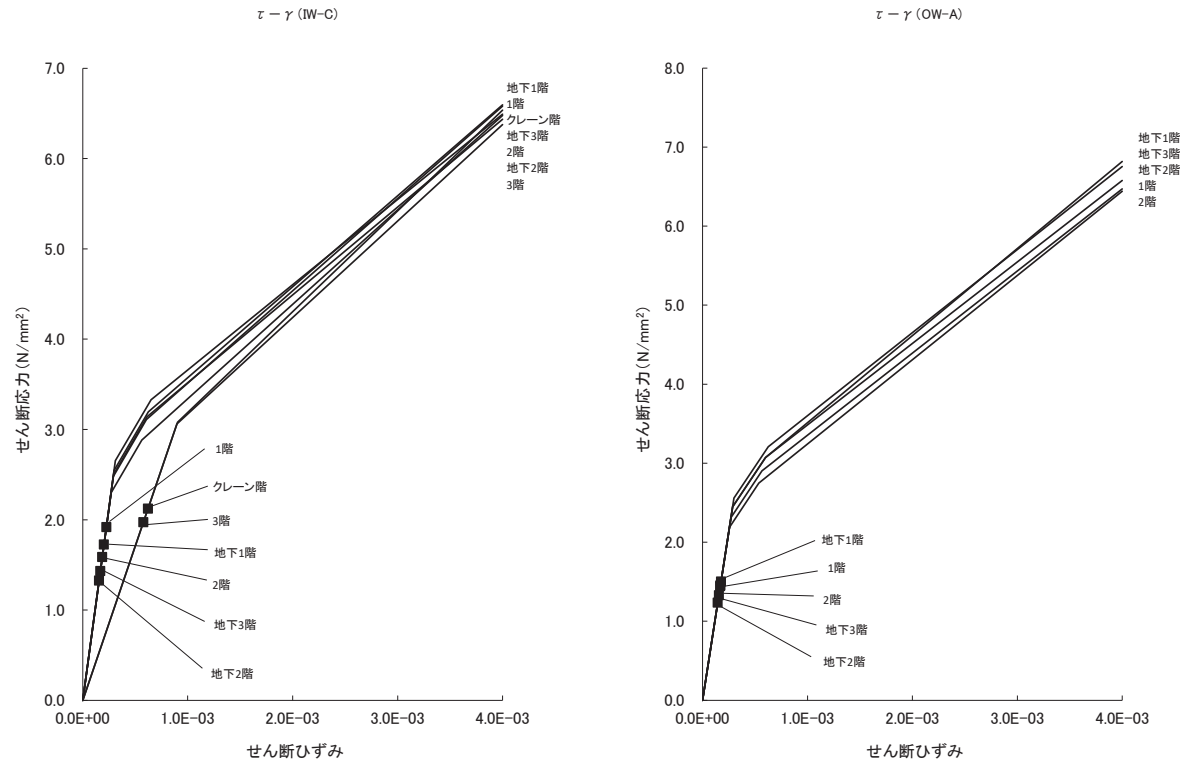


図 2-42 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(NS 方向) 4.7 地震 (2/2)

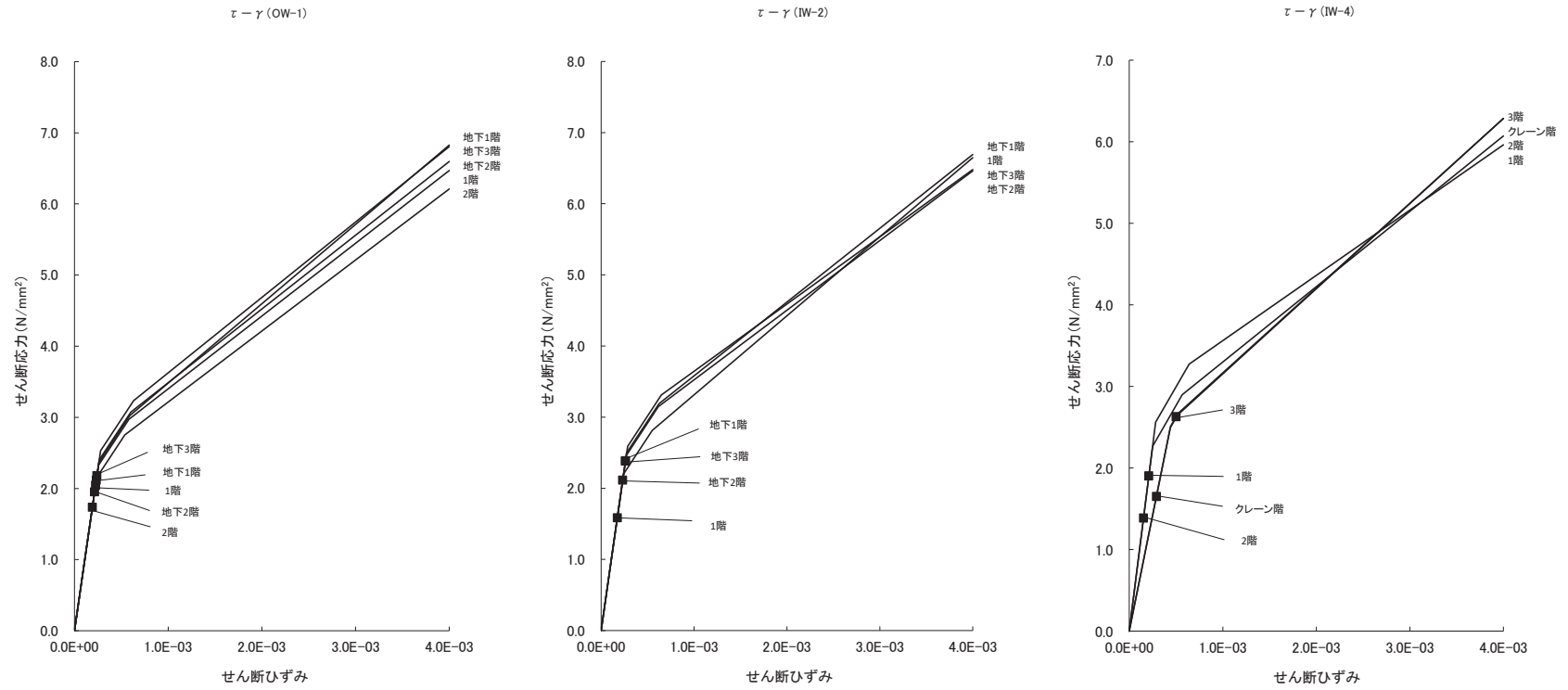


図 2-43 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向) 3.11 地震 (1/2)

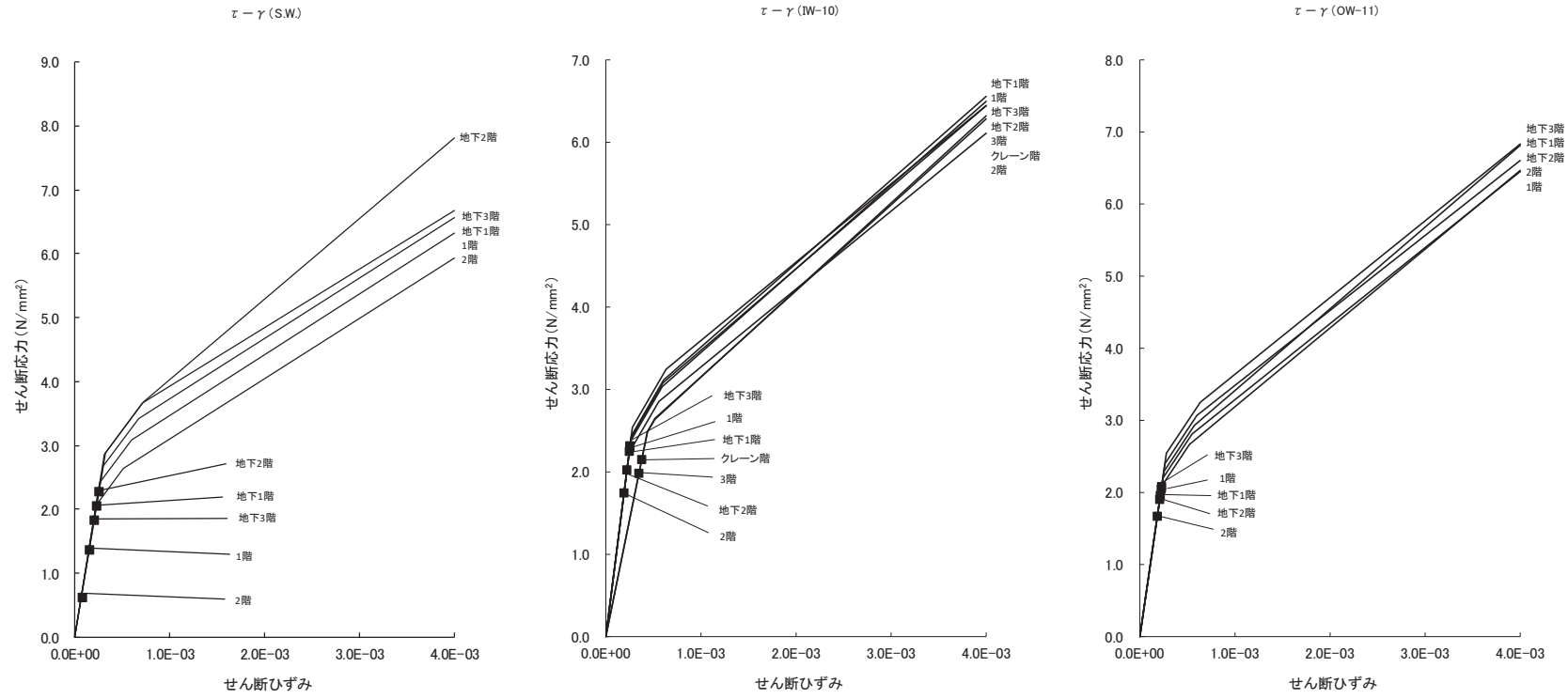


図 2-44 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向) 3.11 地震 (2/2)

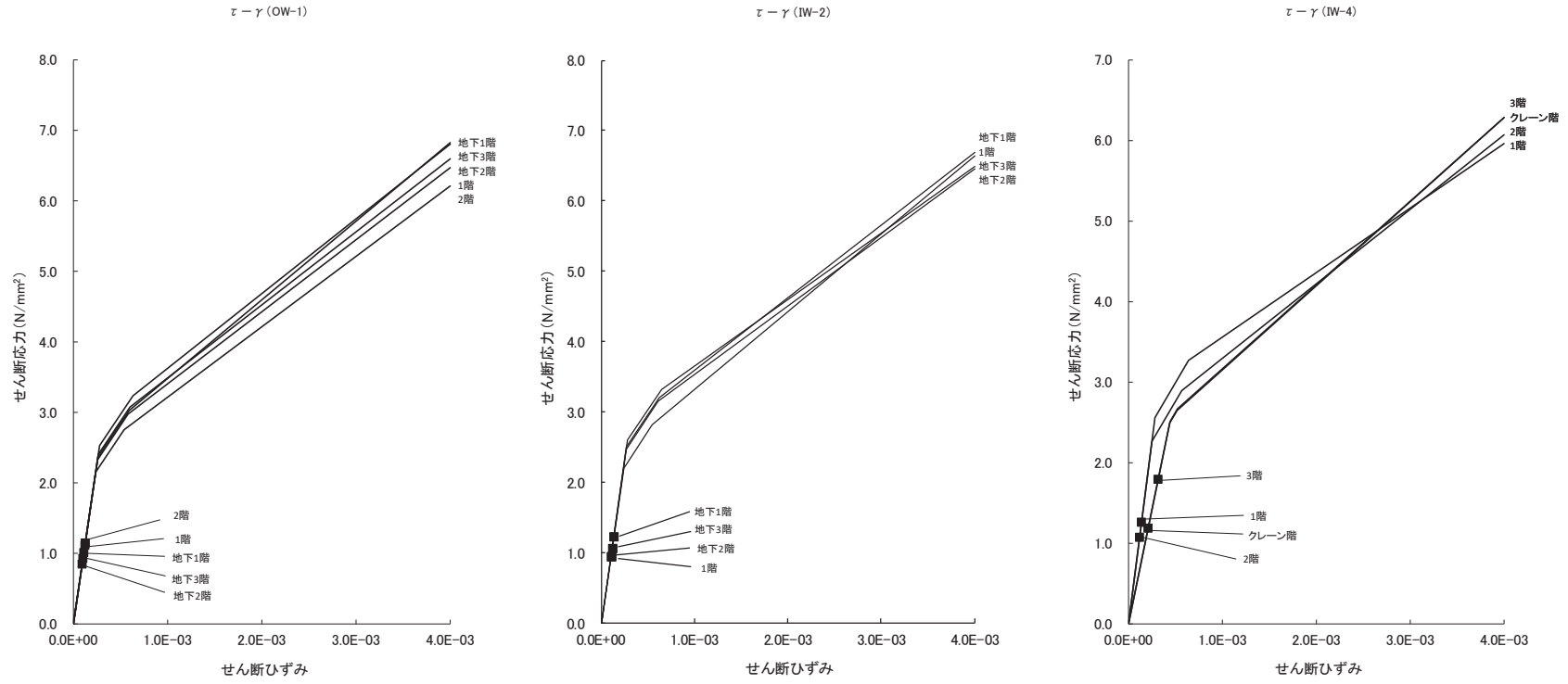


図 2-45 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向) 4.7 地震 (1/2)

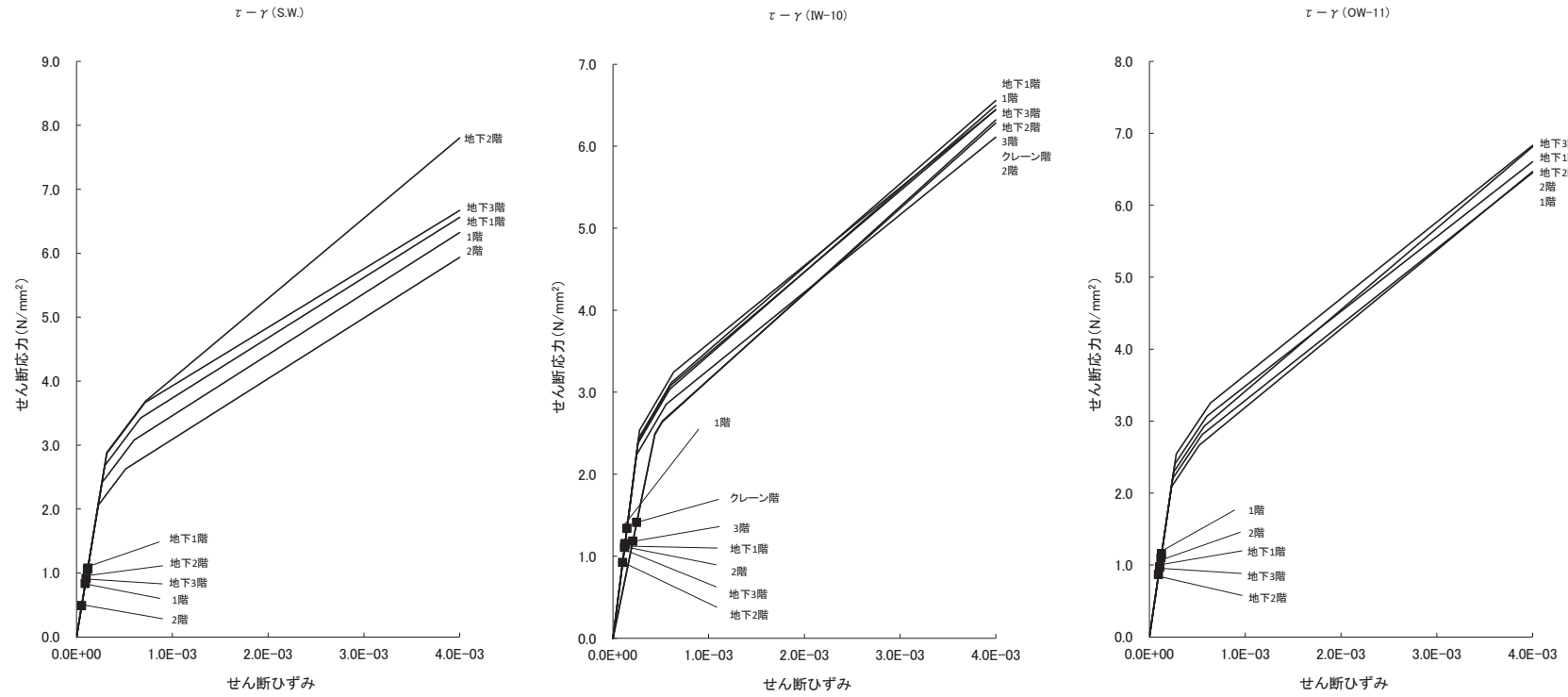


図 2-46 原子炉建屋 せん断スケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向) 4.7 地震 (2/2)

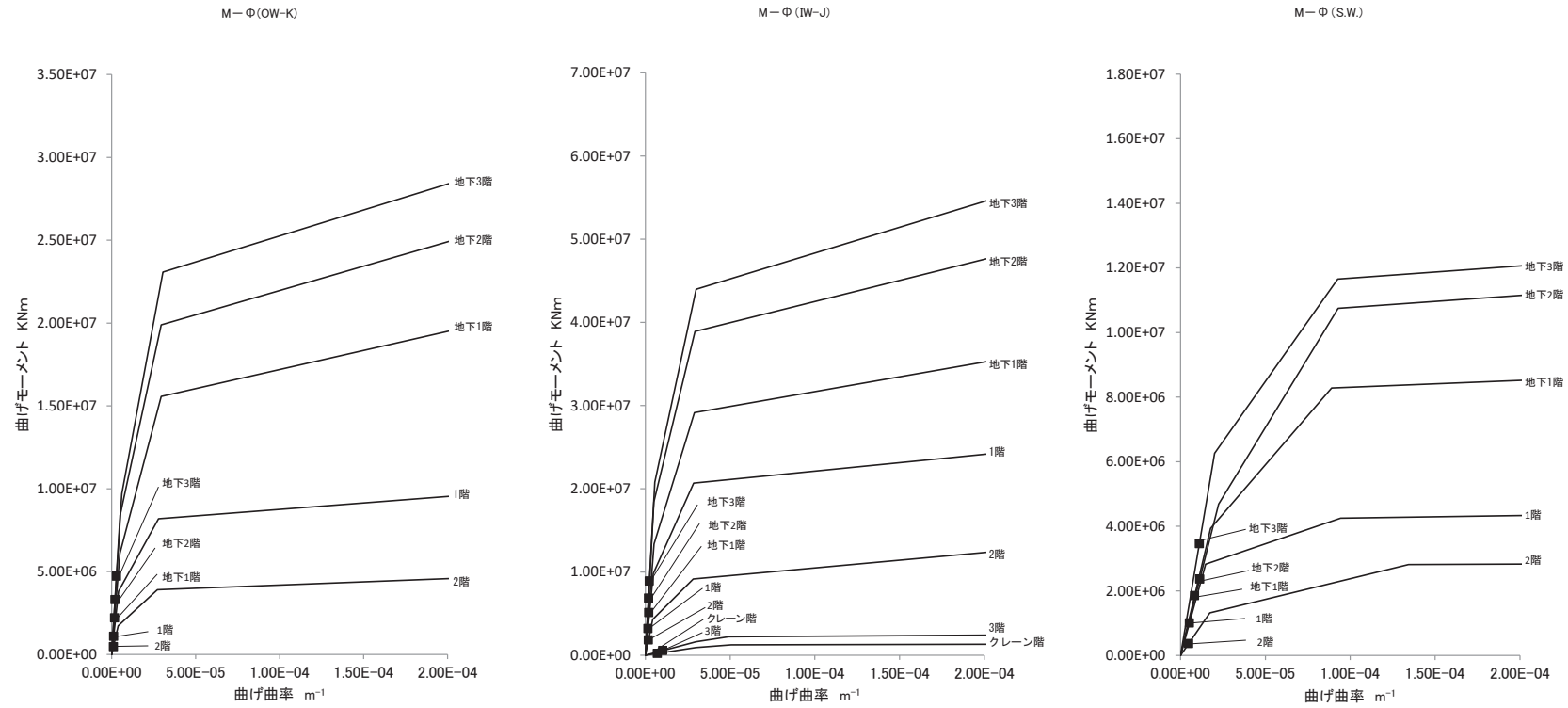


図 2-47 原子炉建屋 曲げスケルトン曲線上の最大応答値(NS 方向) 3.11 地震 (1/2)

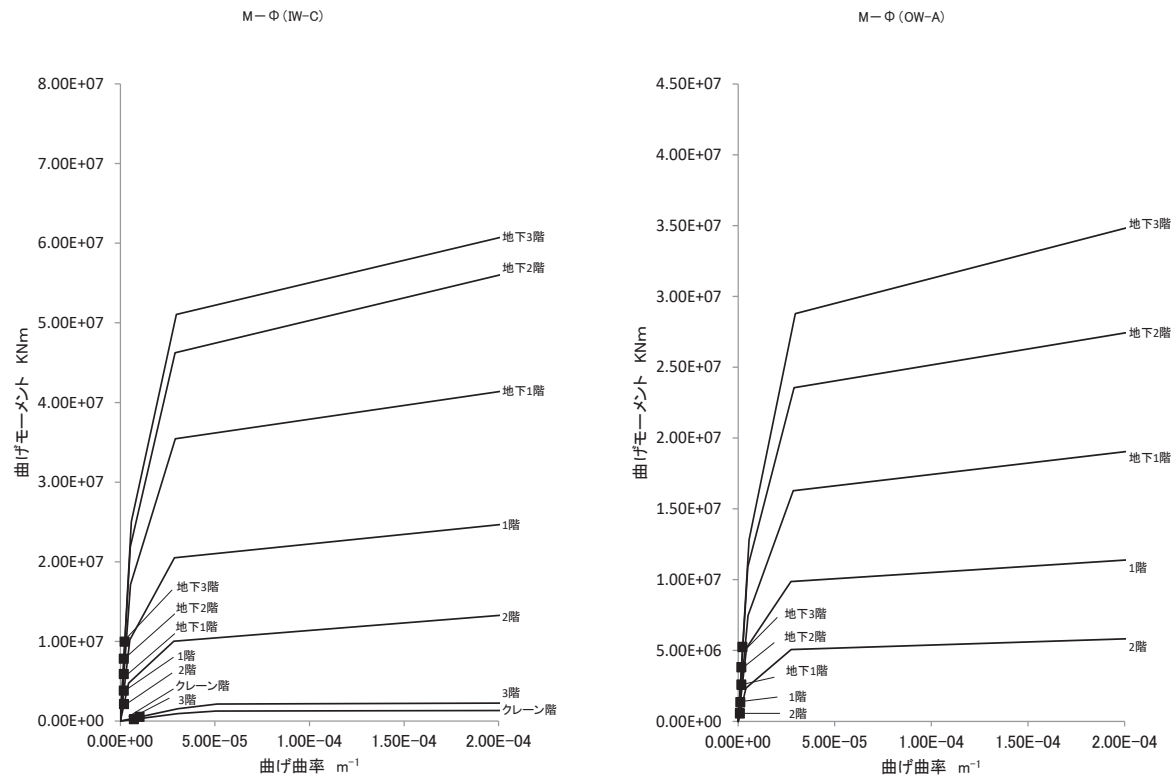


図 2-48 原子炉建屋 曲げスkeleton曲線上の最大応答値(NS 方向) 3.11 地震 (2/2)

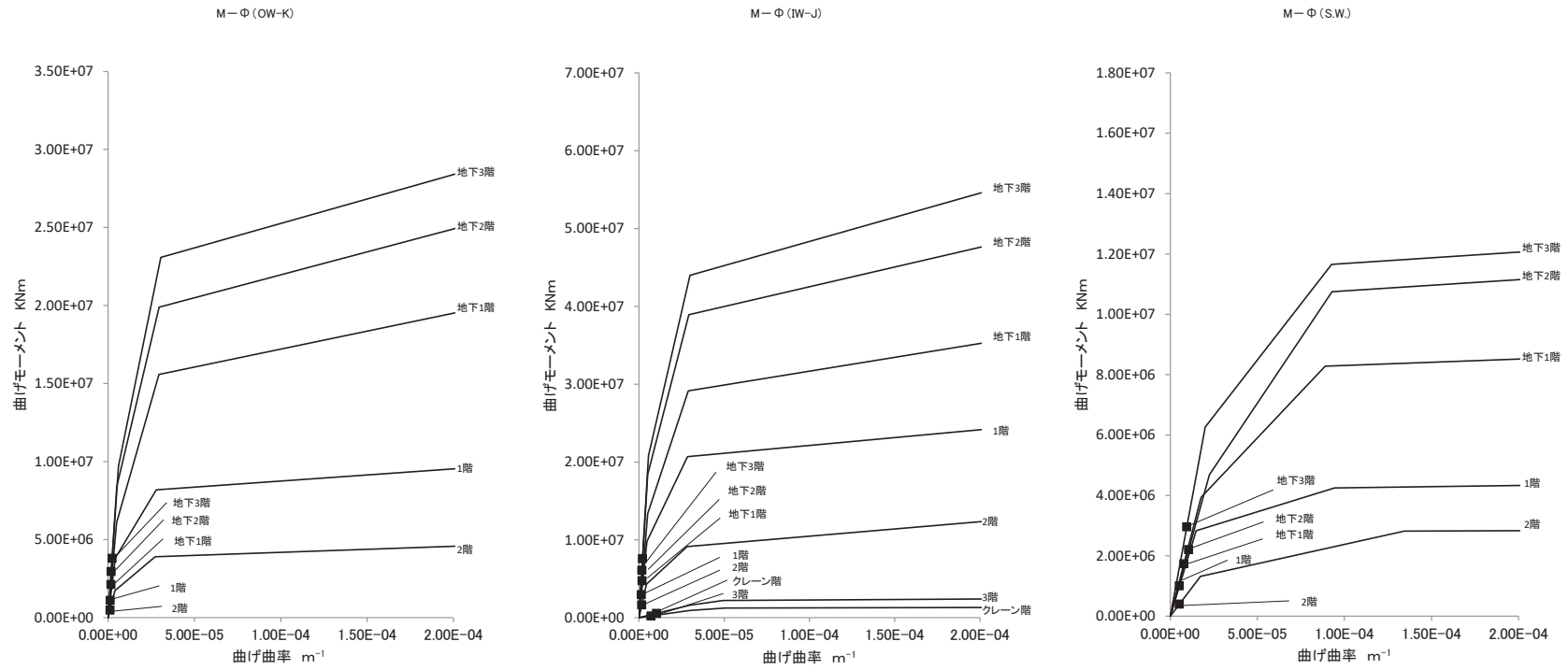


図 2-49 原子炉建屋 曲げスケルトン曲線上の最大応答値(NS 方向) 4.7 地震 (1/2)

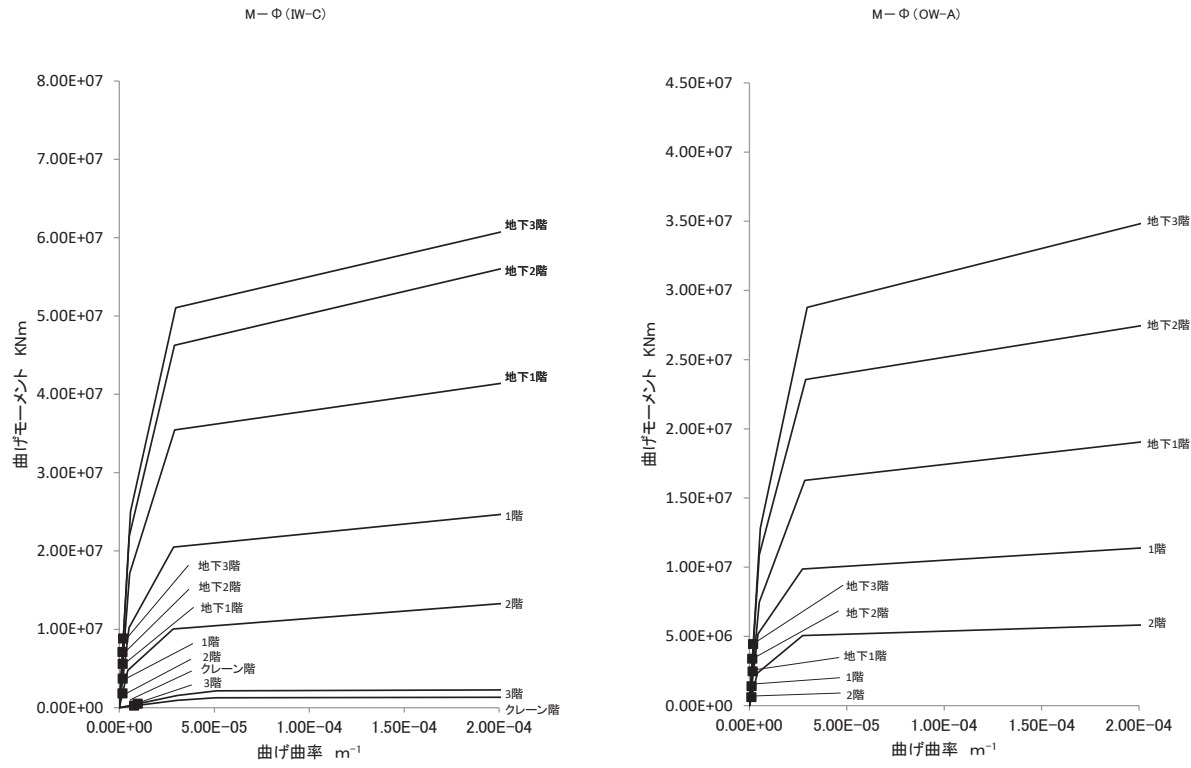


図 2-50 原子炉建屋 曲げスケルトン曲線上の最大応答値(NS 方向) 4.7 地震 (2/2)

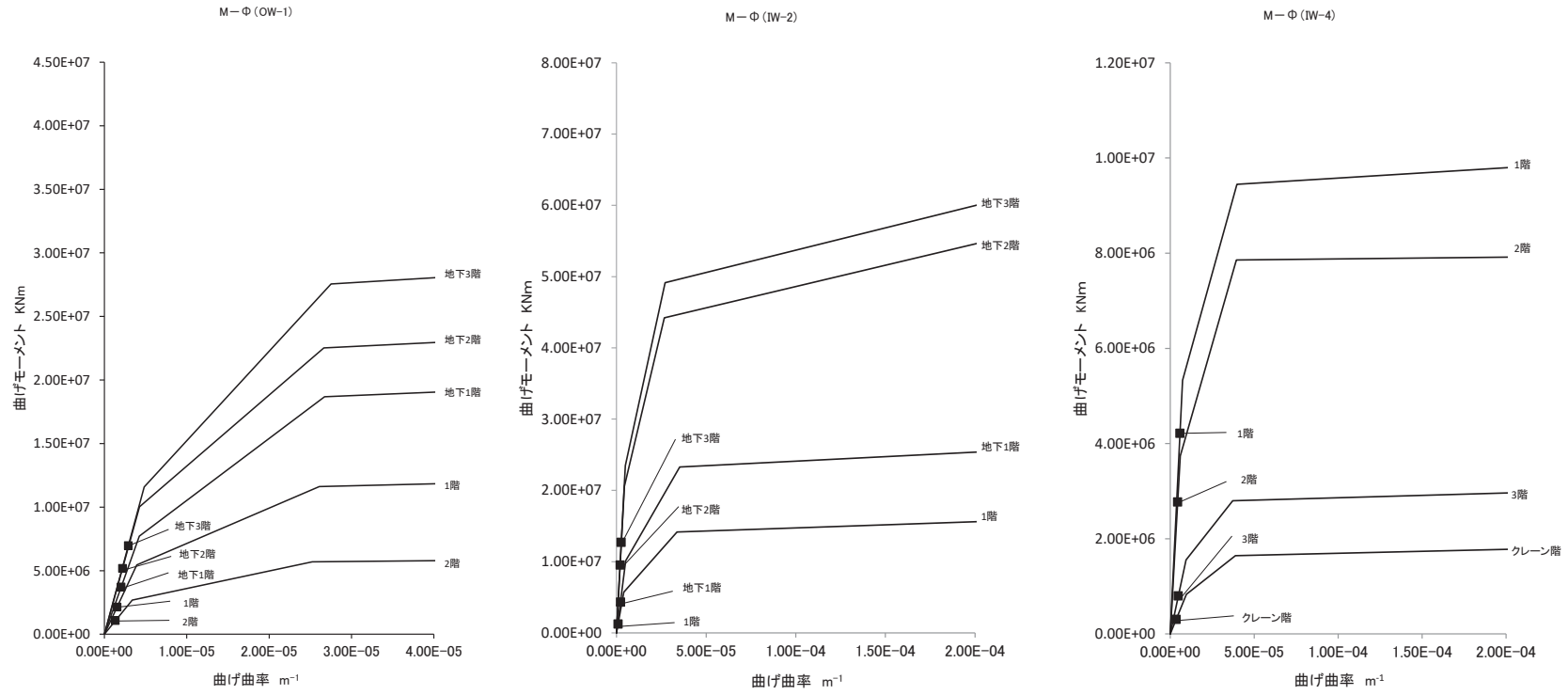


図 2-51 原子炉建屋 曲げスkeleton曲線上の最大応答値(EW 方向) 3.11 地震 (1/2)

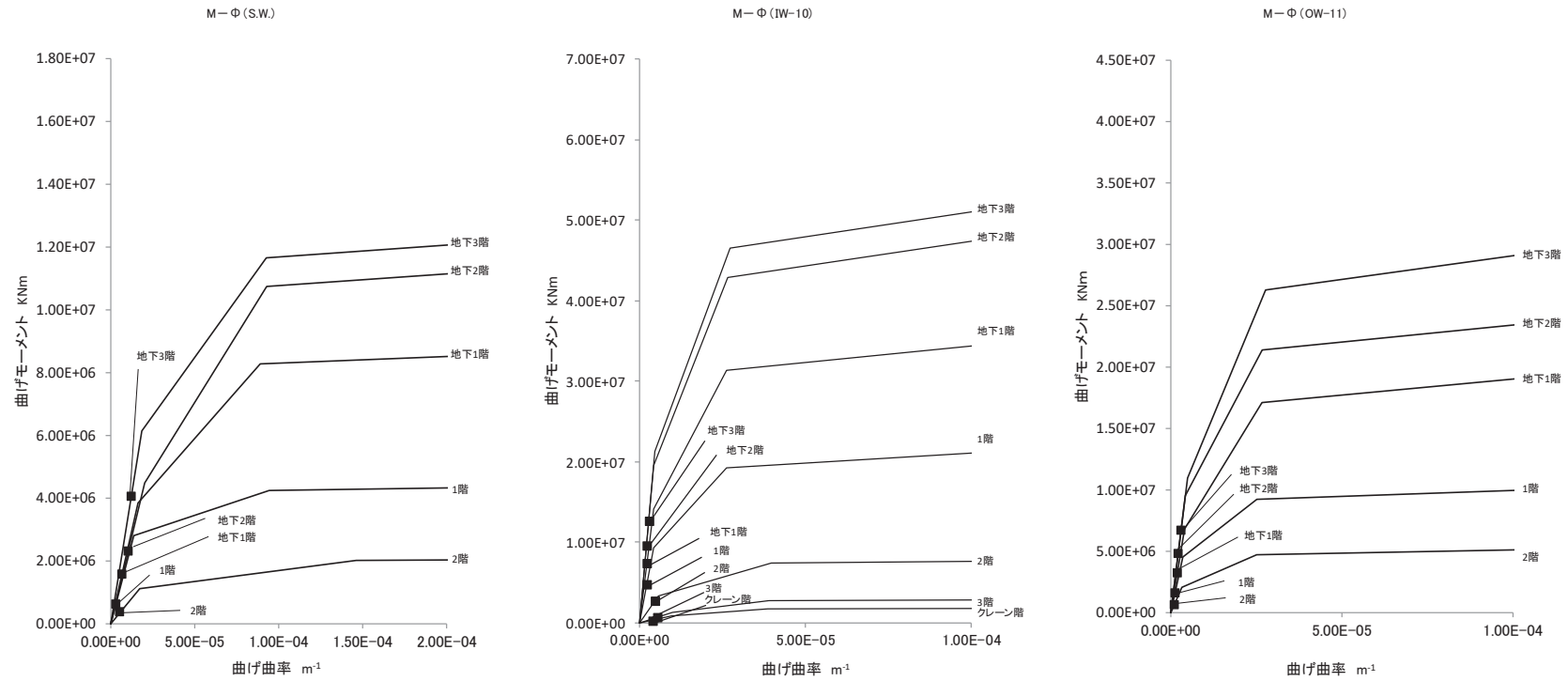


図 2-52 原子炉建屋 曲げスケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向) 3.11 地震 (2/2)

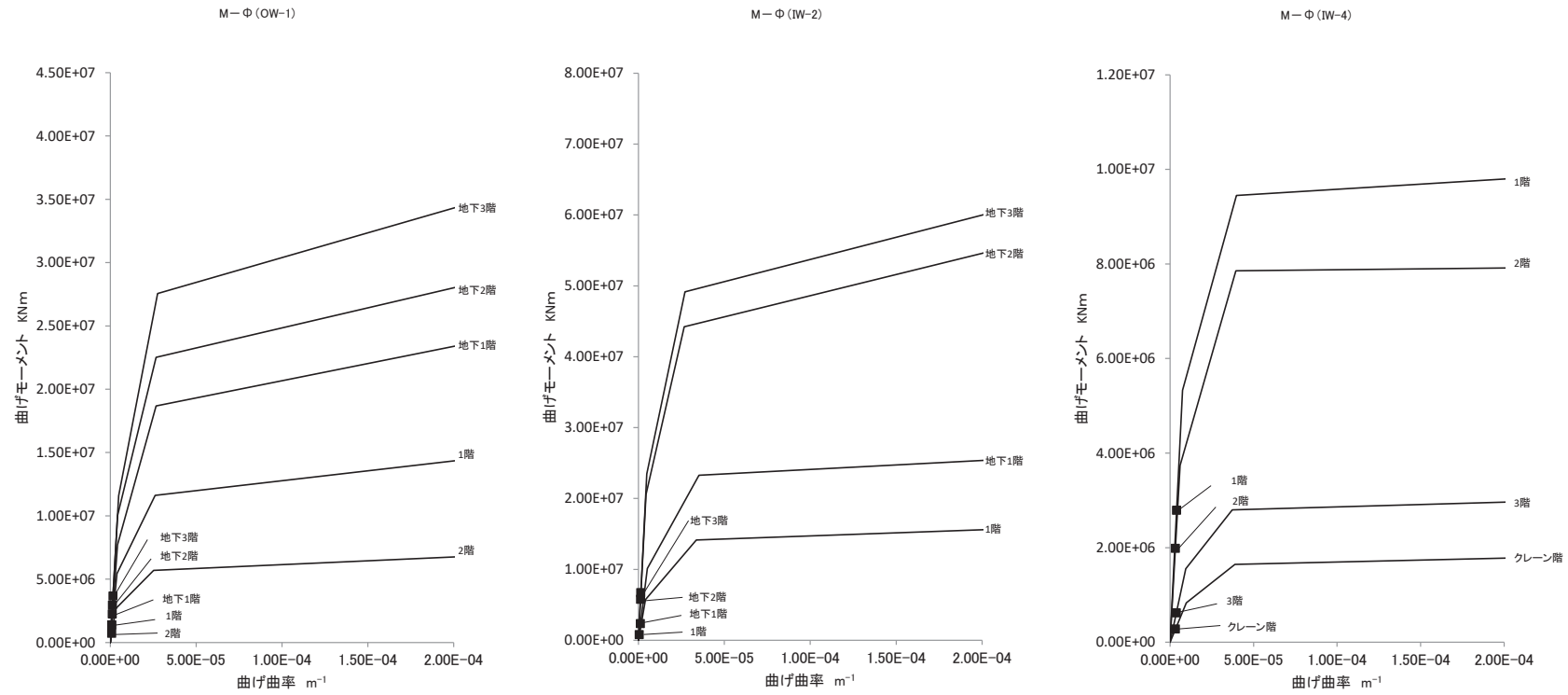


図 2-53 原子炉建屋 曲げスケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向) 4.7 地震 (1/2)

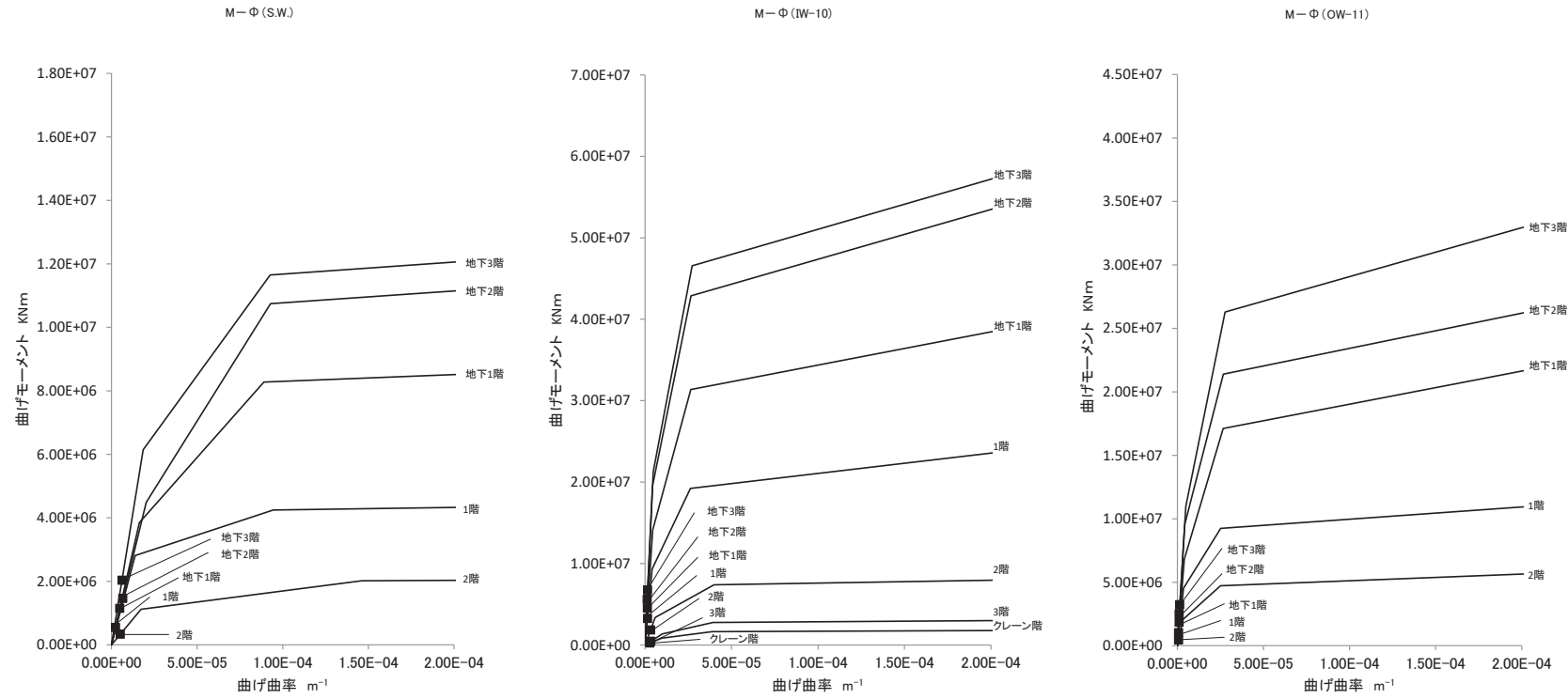


図 2-54 原子炉建屋 曲げスケルトン曲線上の最大応答値(EW 方向) 4.7 地震 (2/2)

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。

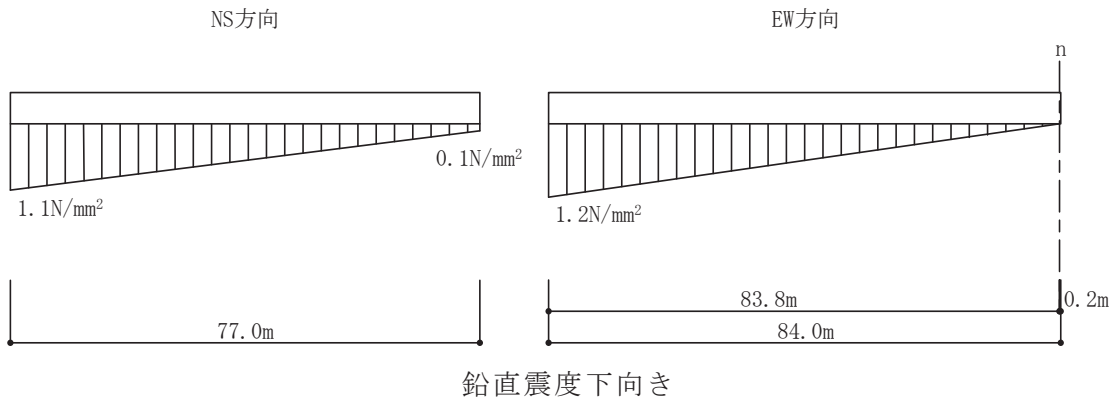
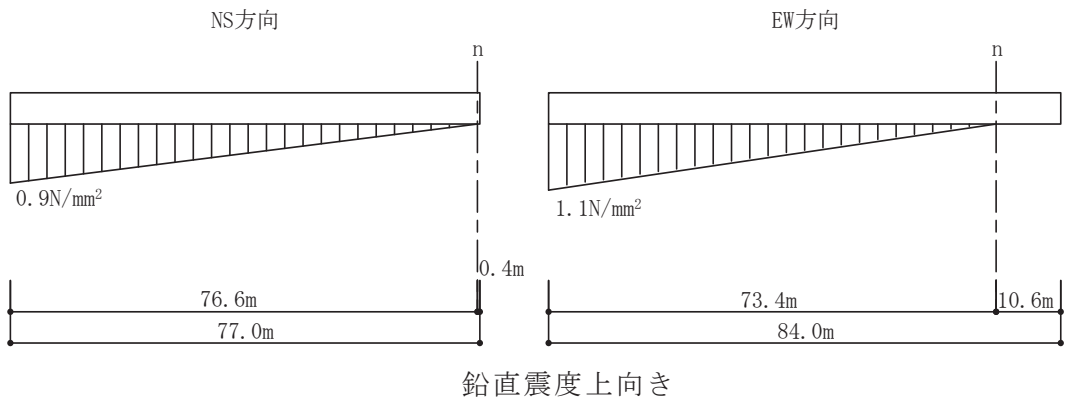


図 2-55 原子炉建屋 3.11 地震 最大接地圧

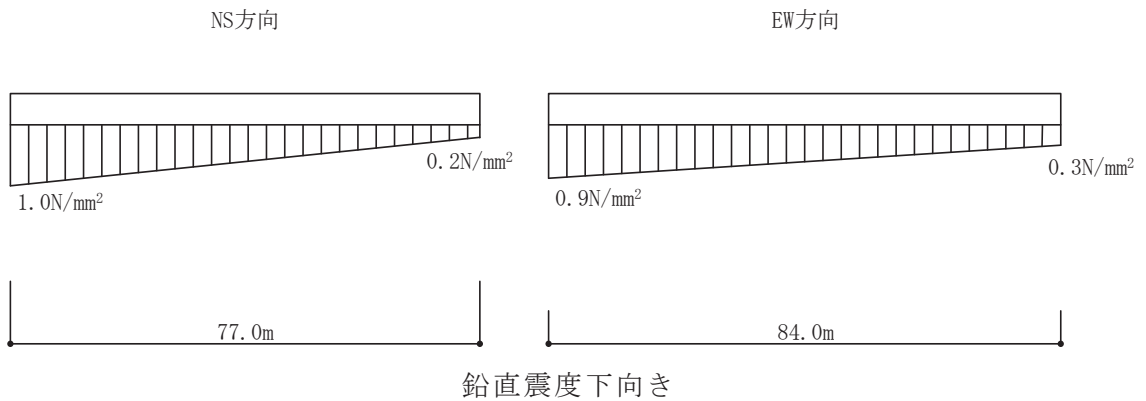
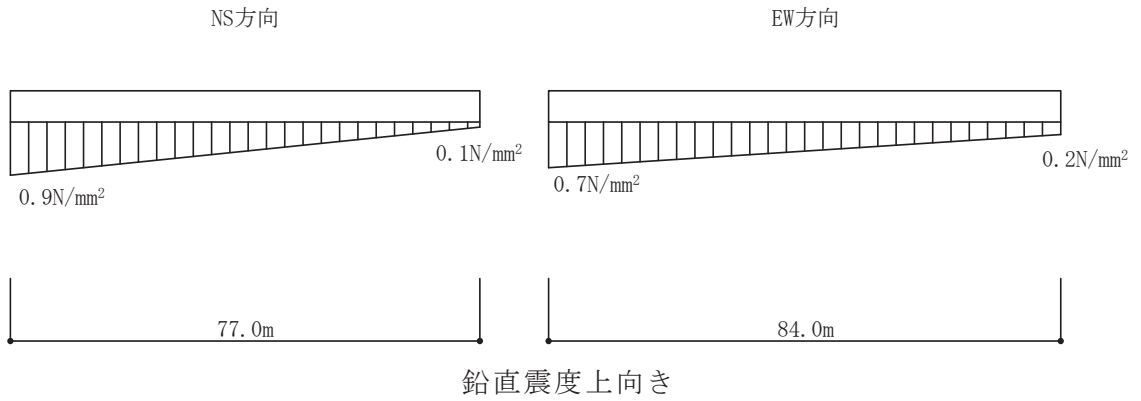


図 2-56 原子炉建屋 4.7 地震 最大接地圧

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。

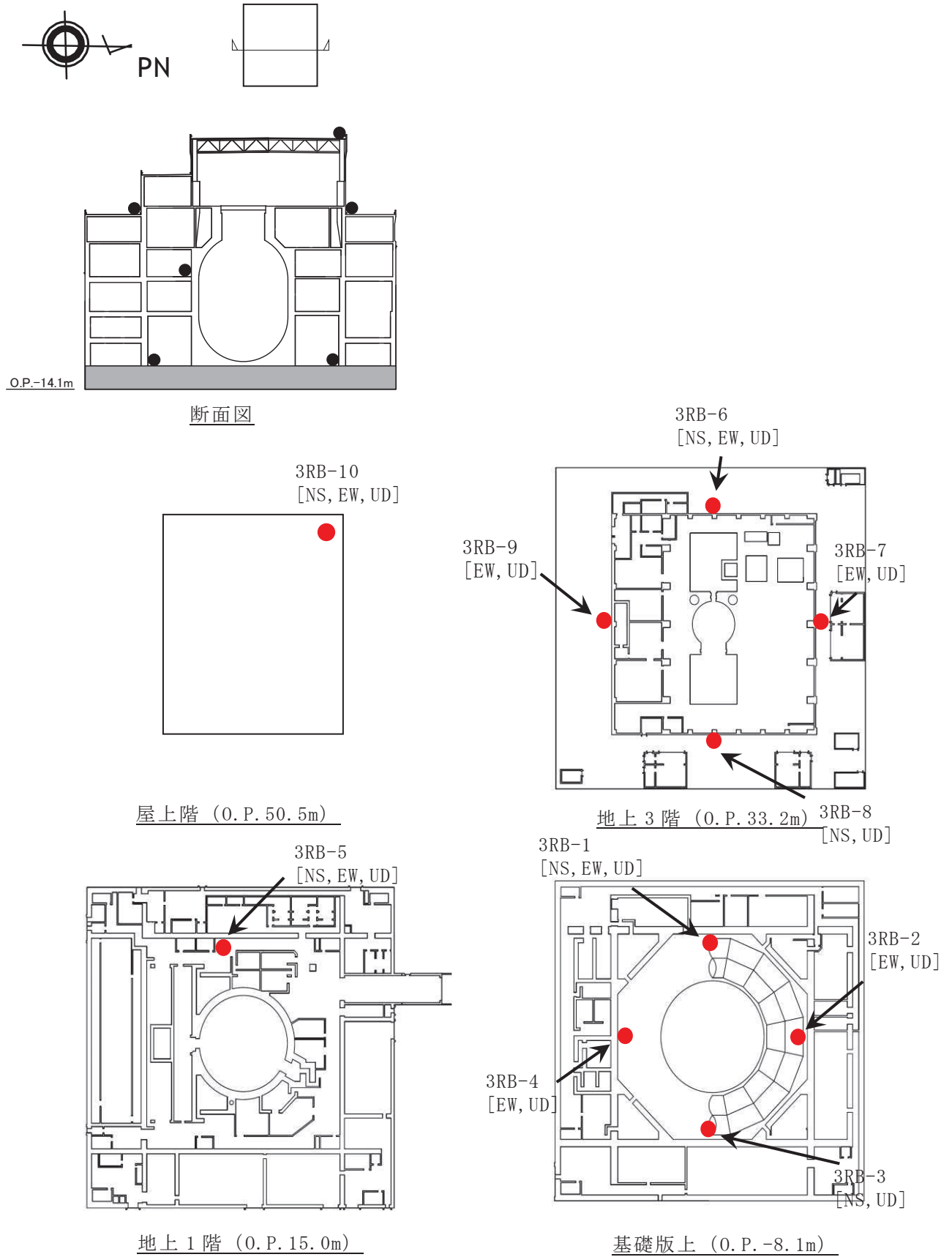


図 3-1 第 3 号機原子炉建屋 地震計配置図

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。

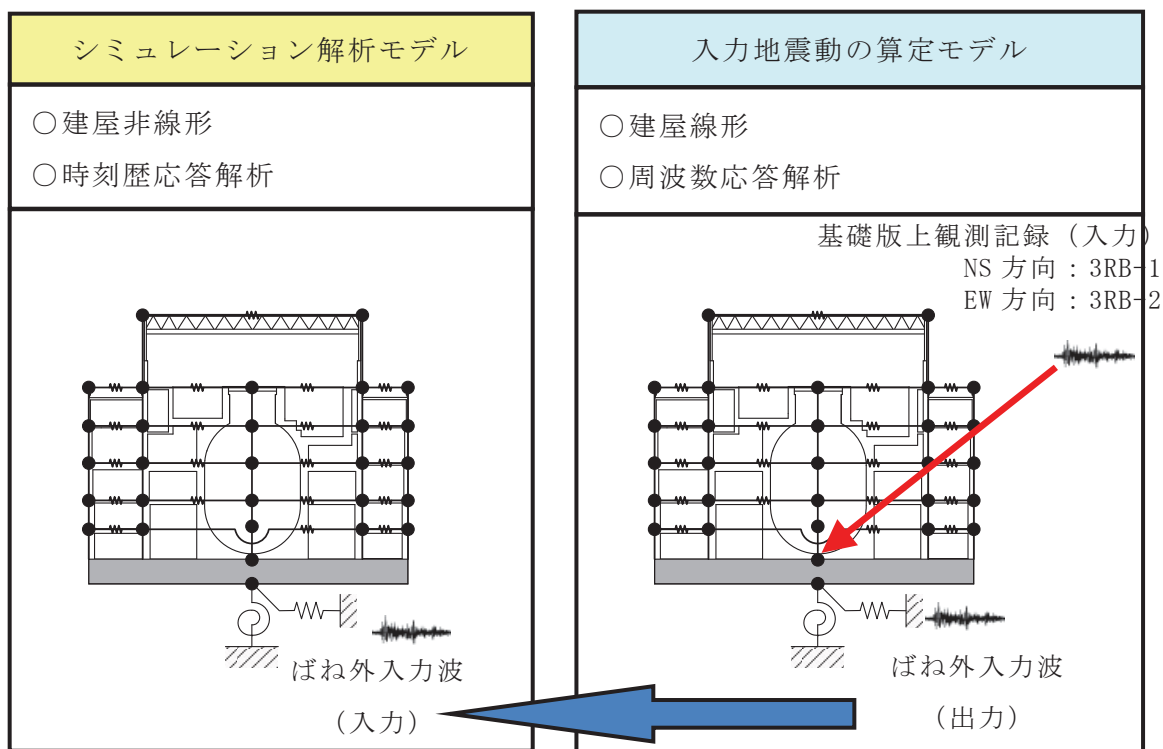


図 3-2 入力地震動の算出概念図

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。

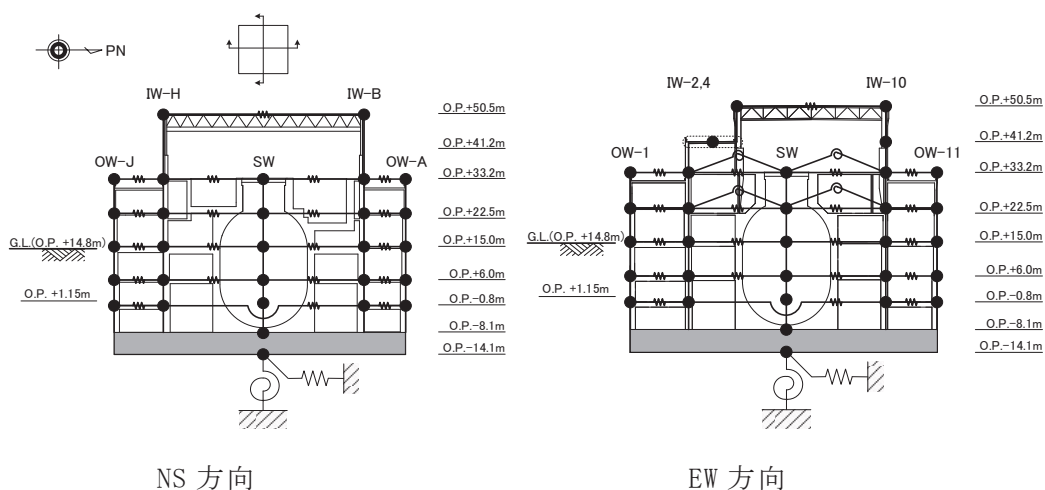


図 3-3 第 3 号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (水平方向)

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值表 (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)

0W-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。

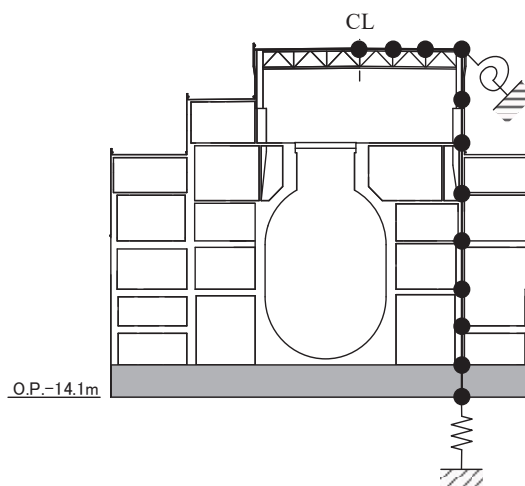


図 3-4 第 3 号機原子炉建屋 地震応答解析モデル（鉛直方向）

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。

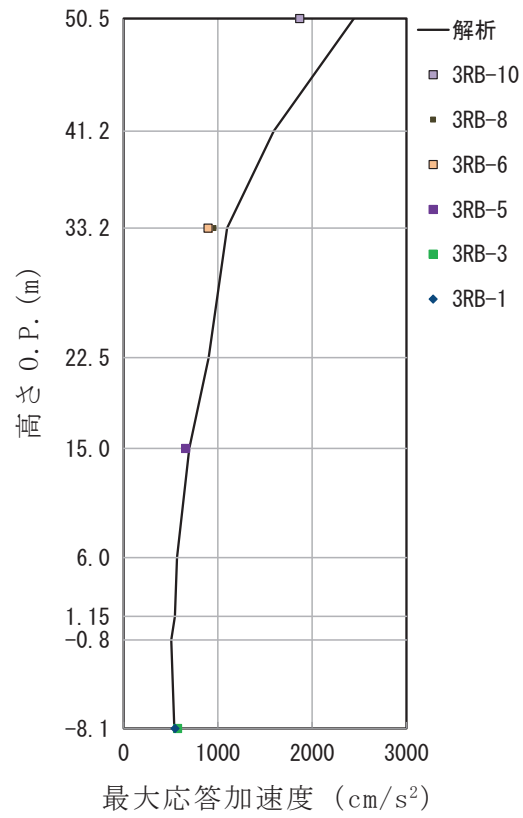


図 3-5 第 3 号機原子炉建屋 最大応答加速度の比較
(3.11 地震 NS 方向)

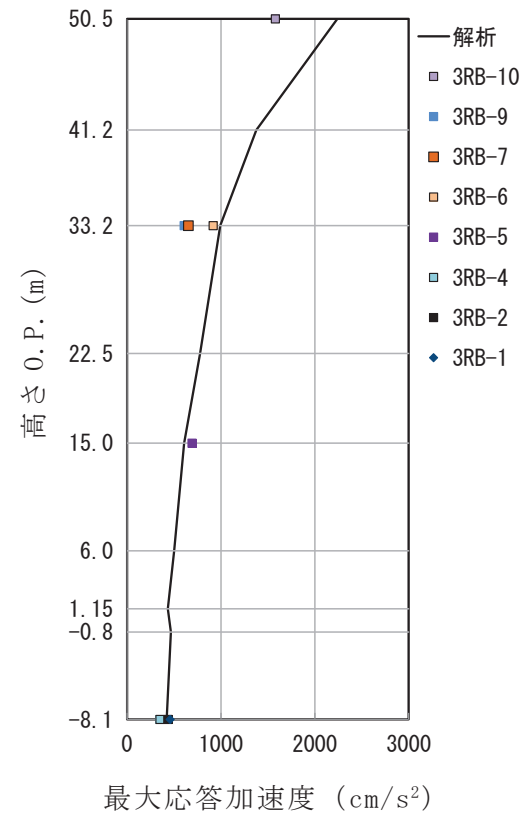


図 3-6 第 3 号機原子炉建屋 最大応答加速度の比較
(3.11 地震 EW 方向)

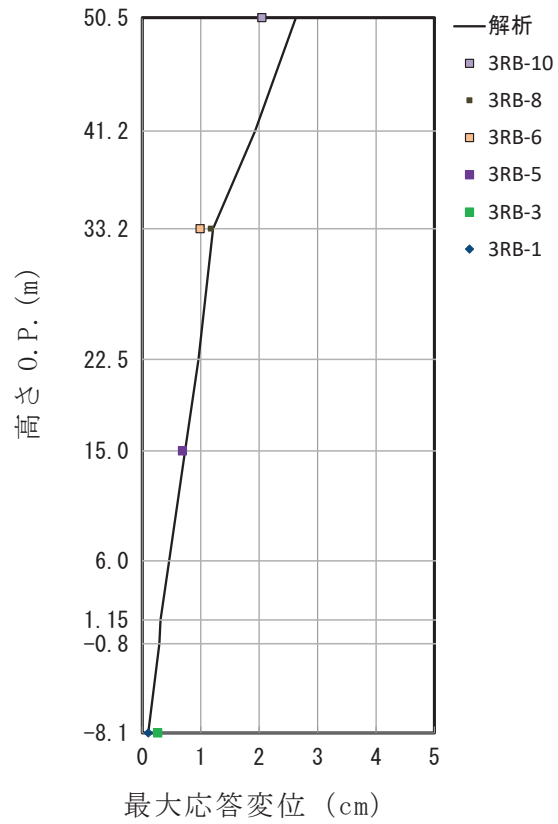


図 3-7 第 3 号機原子炉建屋 最大応答変位の比較
(3.11 地震 NS 方向)

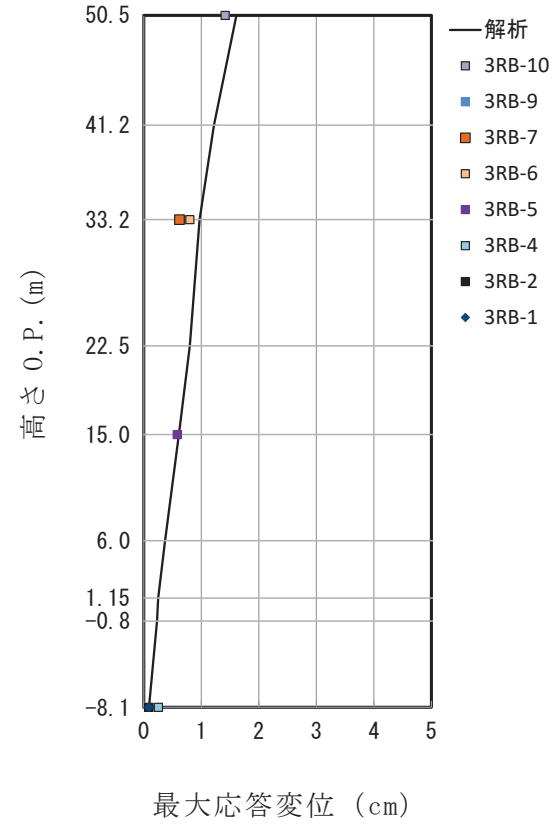


図 3-8 第 3 号機原子炉建屋 最大応答変位の比較
(3.11 地震 EW 方向)

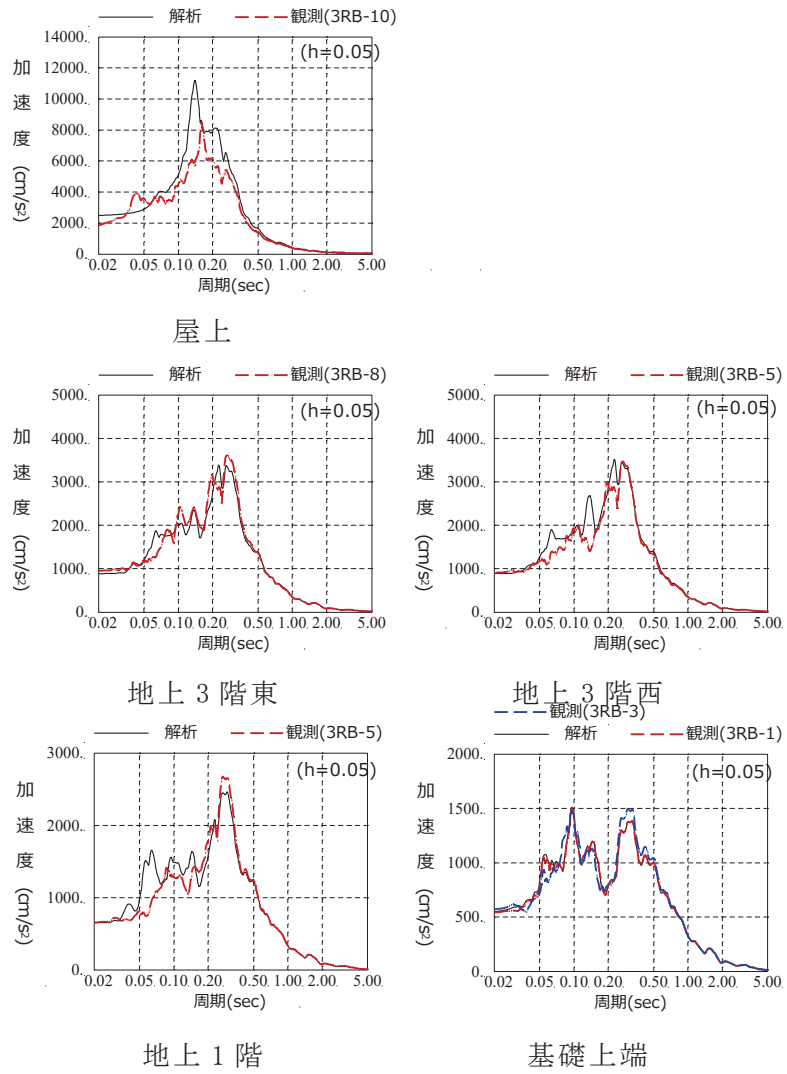


図 3-9 第 3 号機原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震 NS 方向)

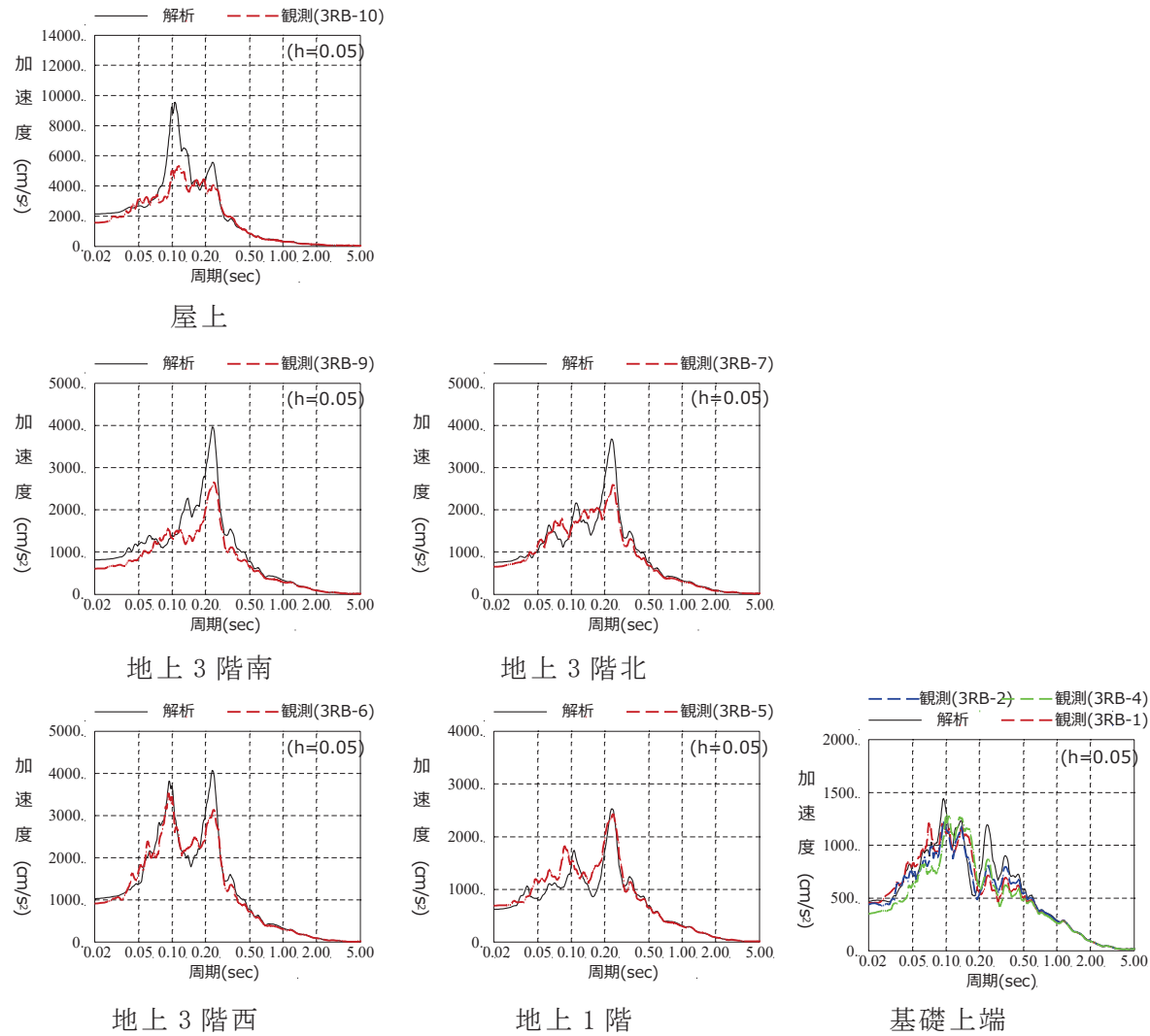


図 3-10 第3号機原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (3.11地震 EW方向)

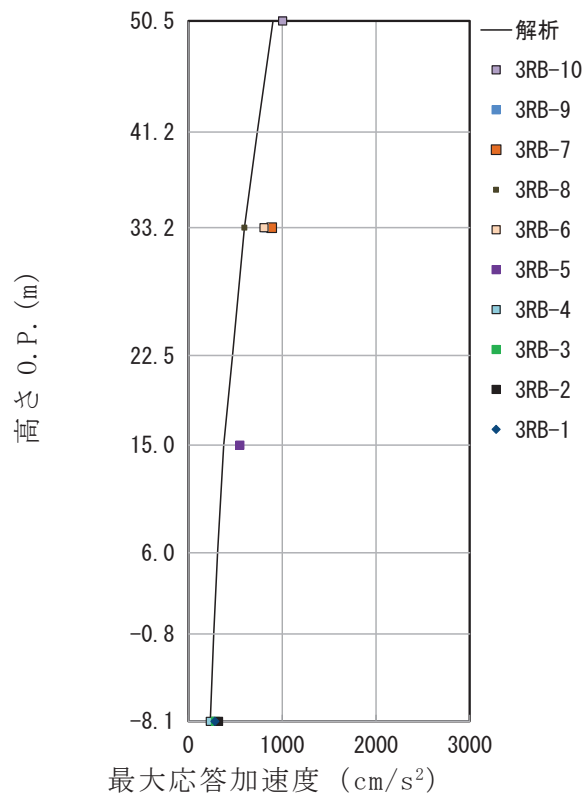


図 3-11 第 3 号機原子炉建屋 最大応答加速度の比較 (3.11 地震 鉛直方向)

注記：解析結果の O.P. +48.725m は屋根トラス端部の値とした

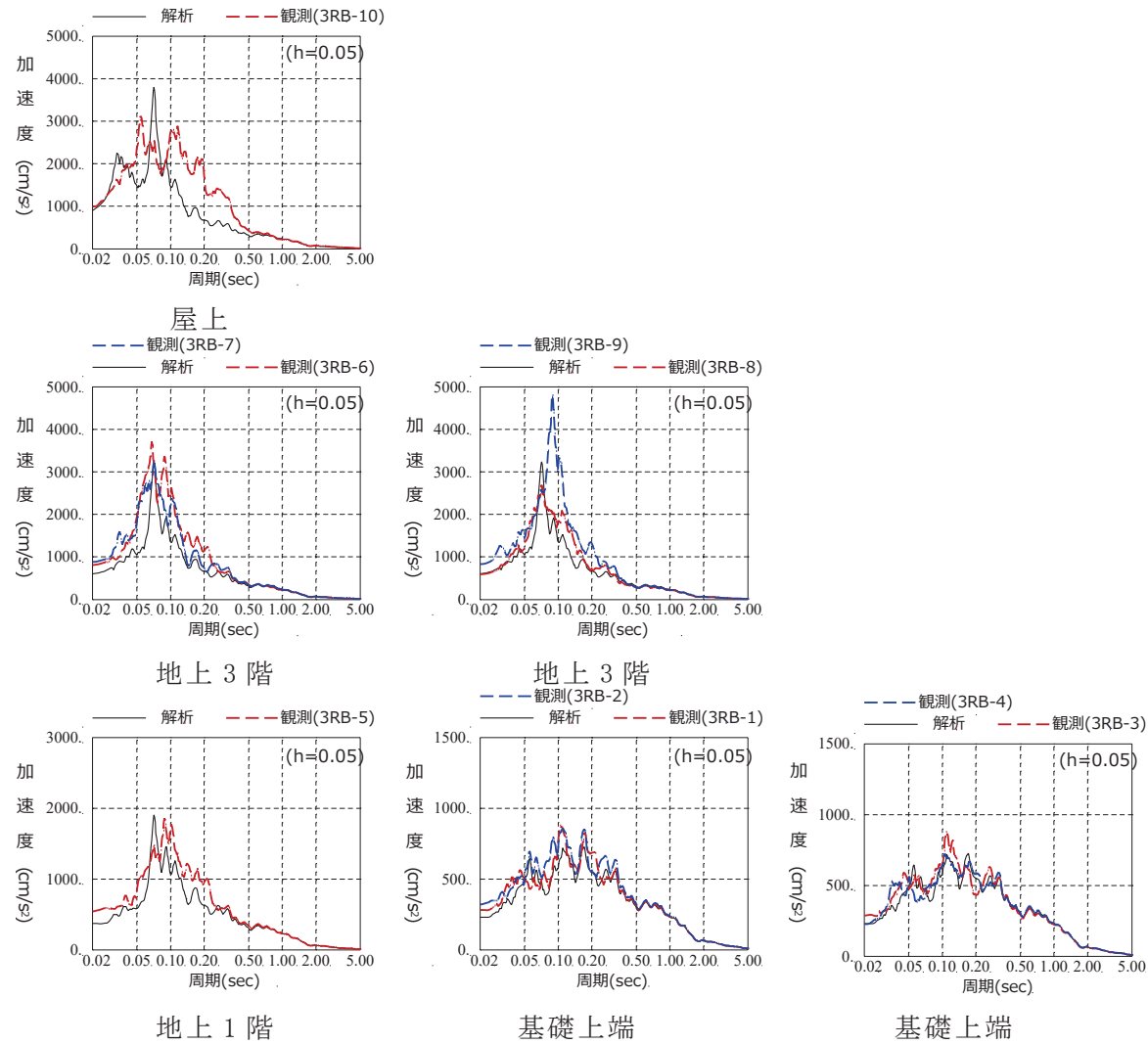


図 3-12 第 3 号機原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震 鉛直方向)

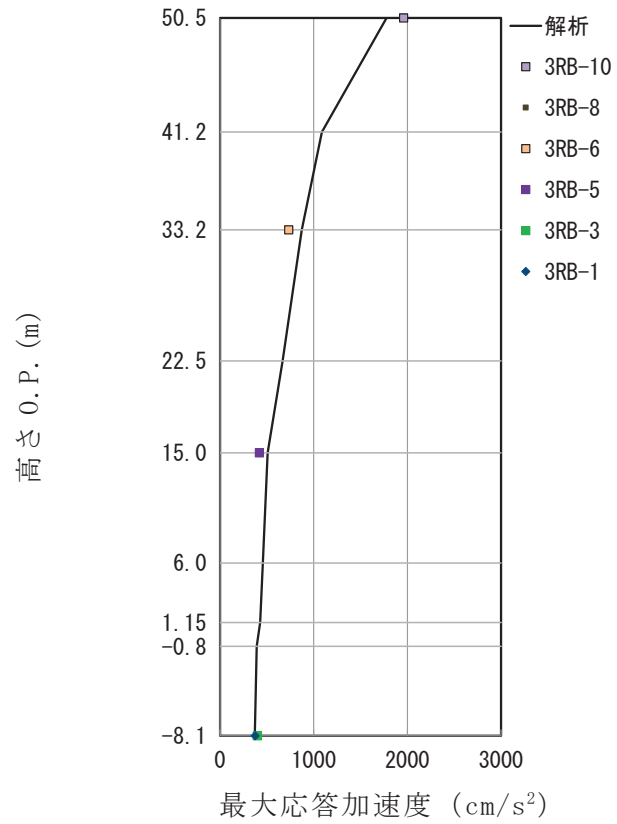


図 3-13 第 3 号機原子炉建屋 最大応答加速度の比較
(4.7 地震 NS 方向)

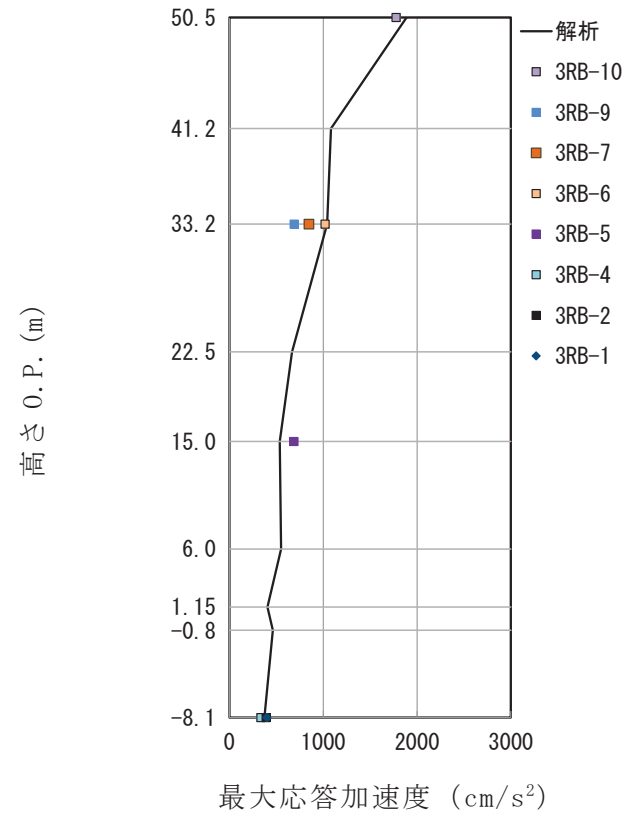


図 3-14 第 3 号機原子炉建屋 最大応答加速度の比較
(4.7 地震 EW 方向)

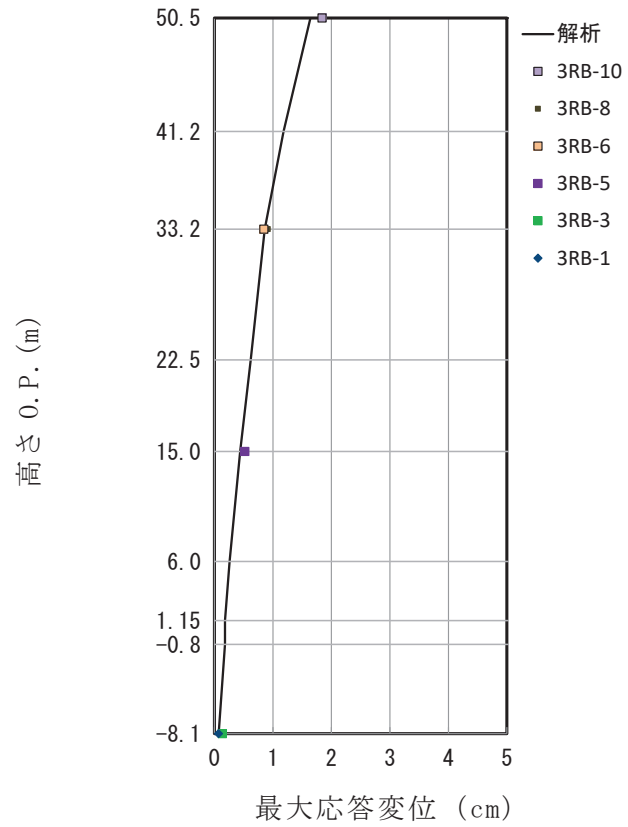


図 3-15 第 3 号機原子炉建屋 最大応答変位の比較
(4.7 地震 NS 方向)

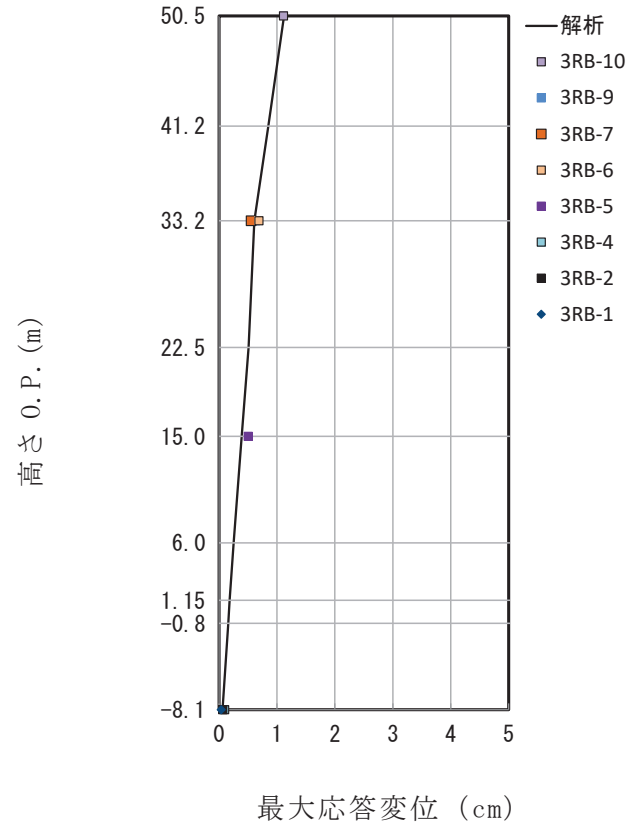


図 3-16 第 3 号機原子炉建屋 最大応答変位の比較
(4.7 地震 EW 方向)

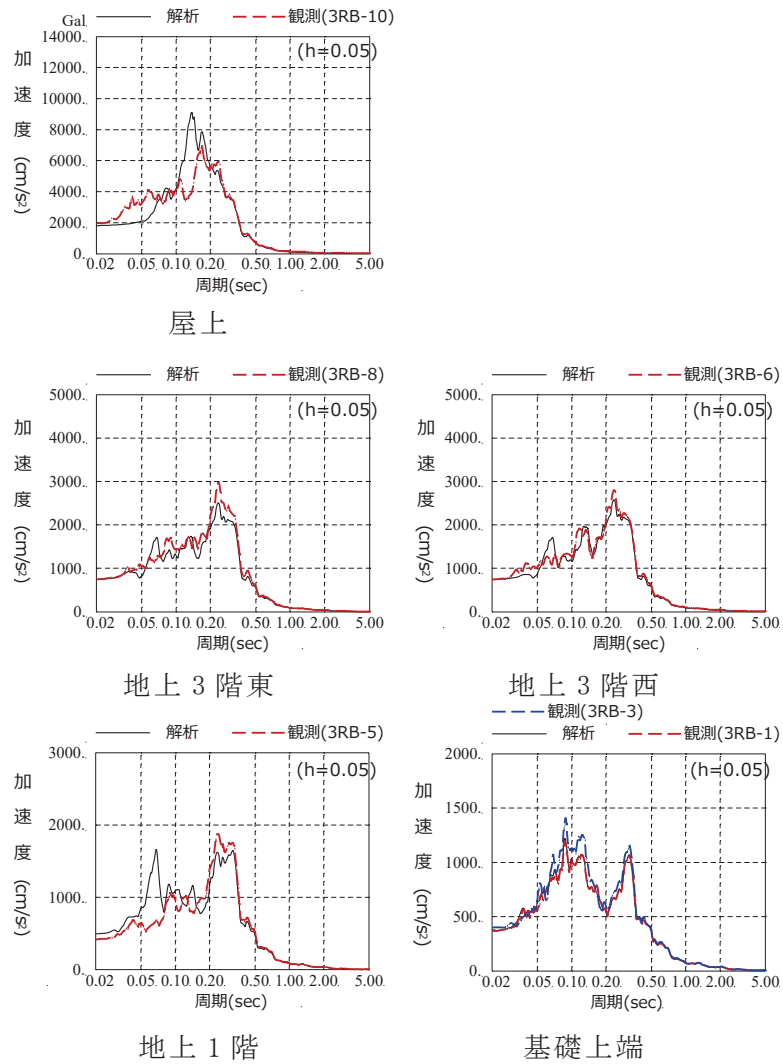


図 3-17 第 3 号機原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震 NS 方向)

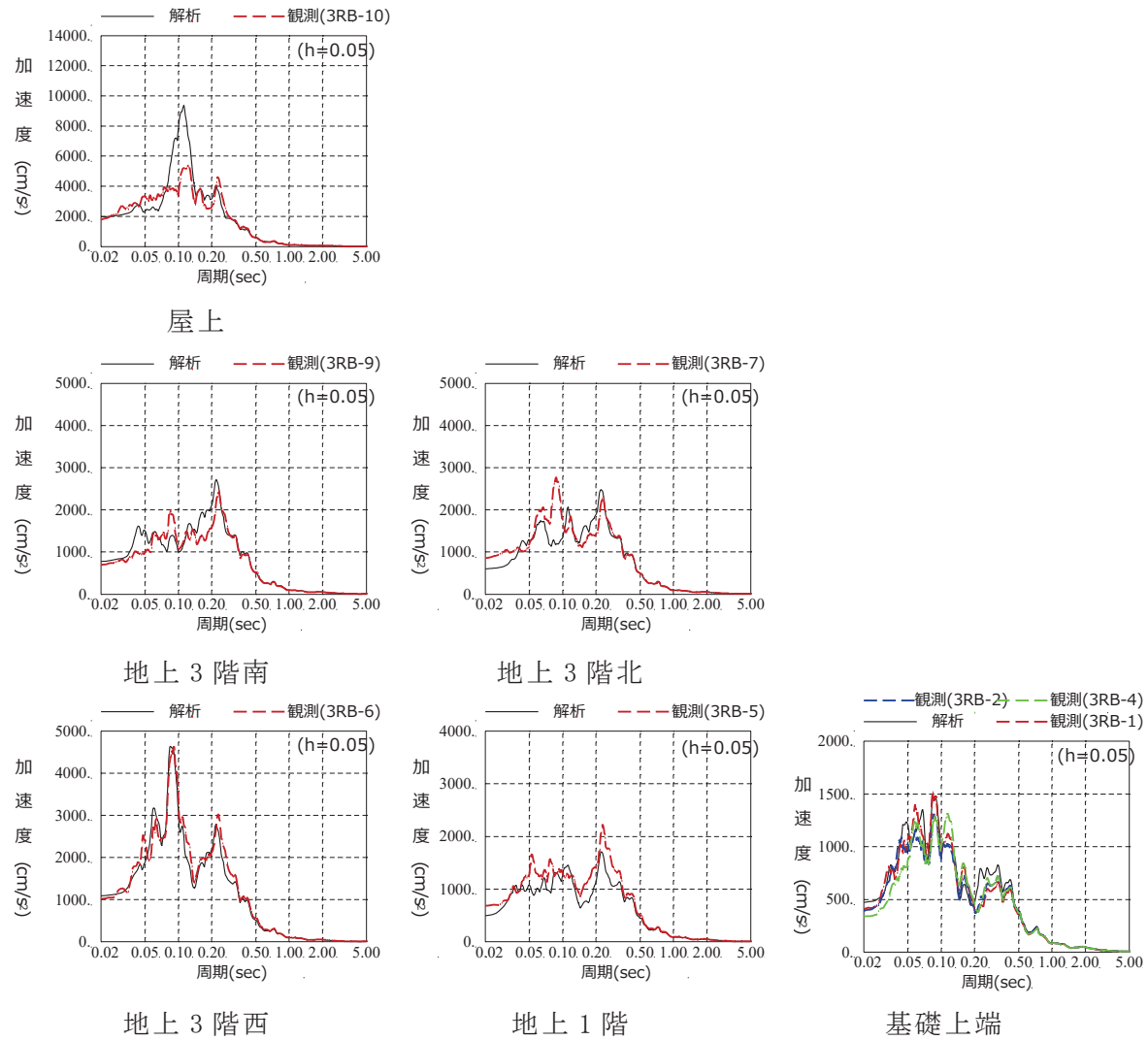


図 3-18 第 3 号機原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震 EW 方向)

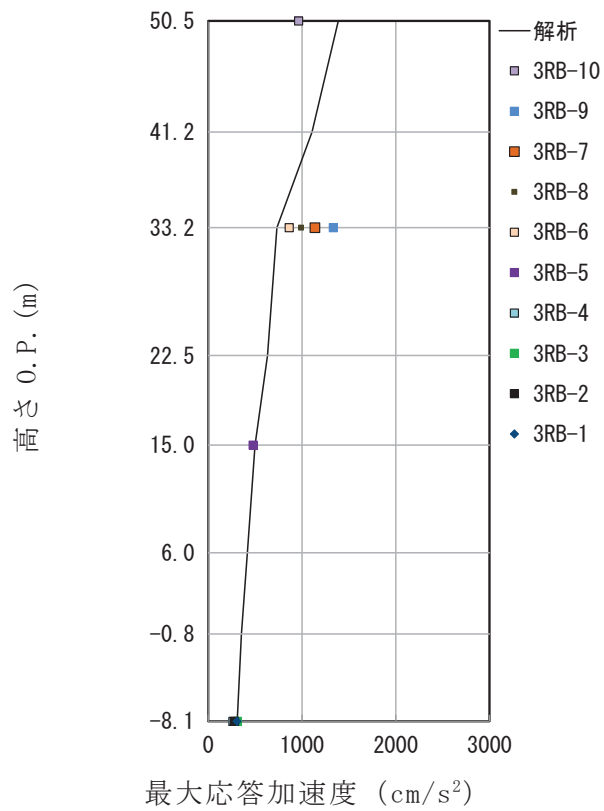


図 3-19 第 3 号機原子炉建屋 最大応答加速度の比較 (4.7 地震 鉛直方向)

注記：解析結果の O.P. +48.725m は屋根トラス端部の値とした

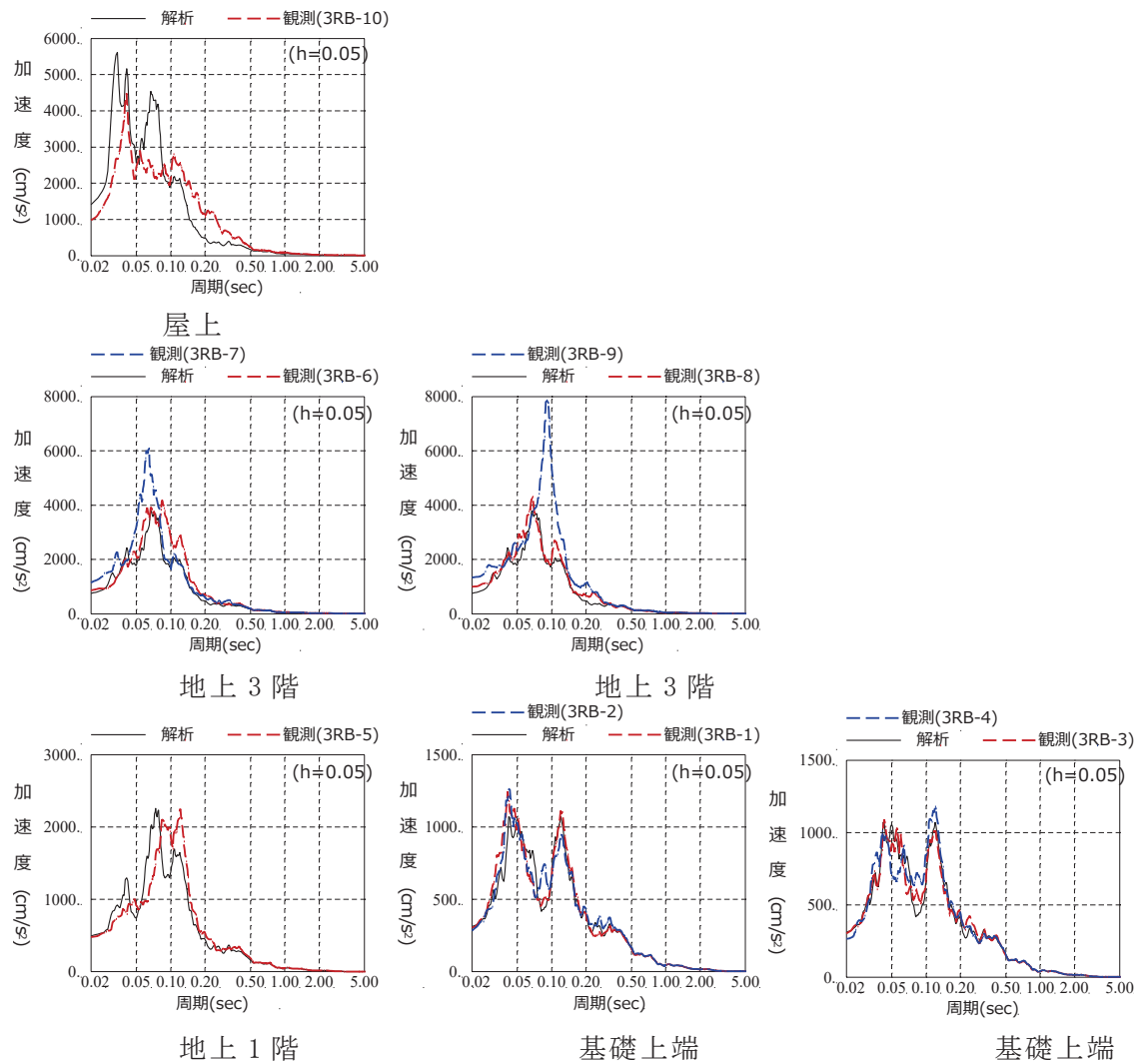


図 3-20 第 3 号機原子炉建屋 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震 鉛直方向)

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

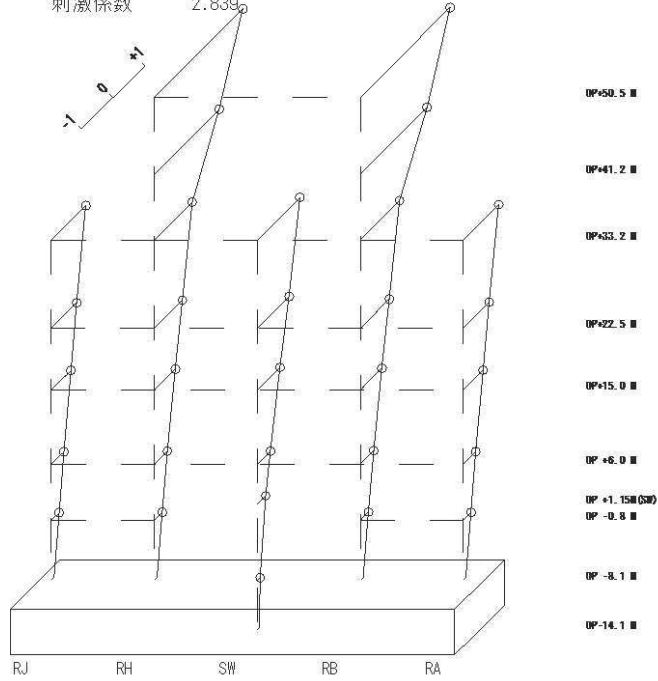
注記* : 最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する
刺激係数として求め絶対値を示す。

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

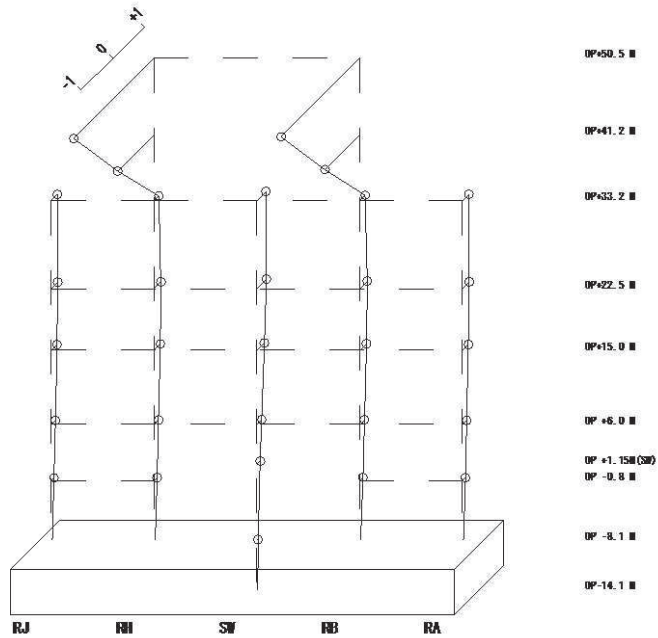
注記* : 最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する
刺激係数として求め絶対値を示す。

固有周期 0.224 s
 固有振動数 4.47 Hz
 刺激係数 2.839



1 次モード

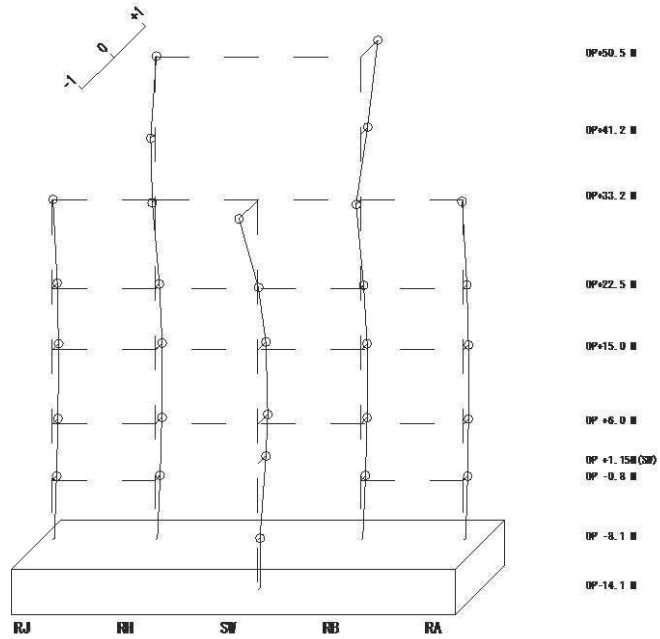
固有周期 0.146 s
 固有振動数 6.87 Hz
 刺激係数 2.540



2 次モード

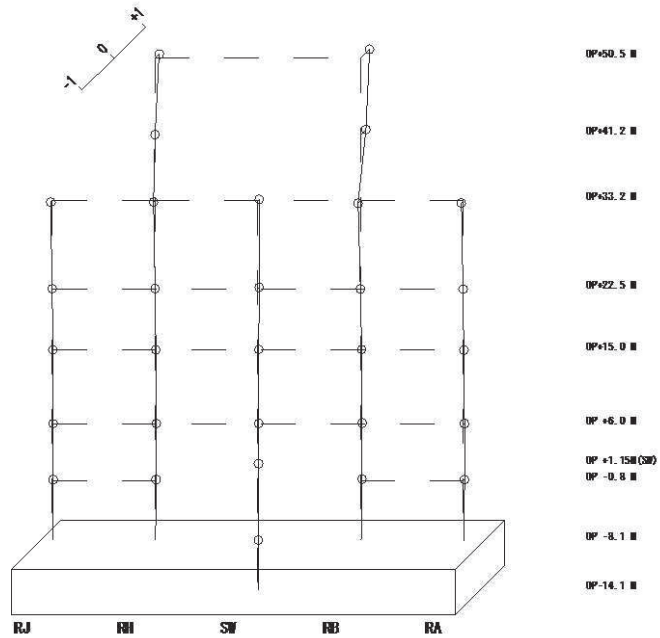
図 3-21 第 3 号機原子炉建屋 固有振動モード (NS 方向)

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

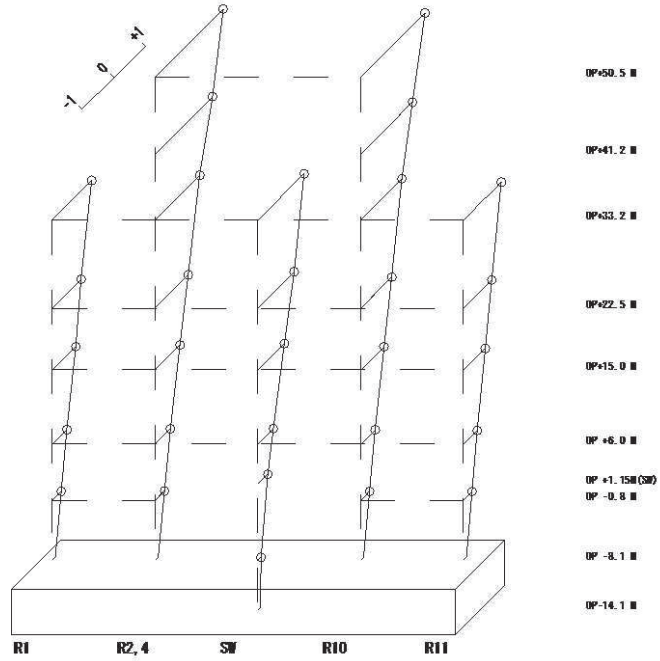
固有周期 0.089 s
 固有振動数 11.23 Hz
 刺激係数 0.278



6次モード

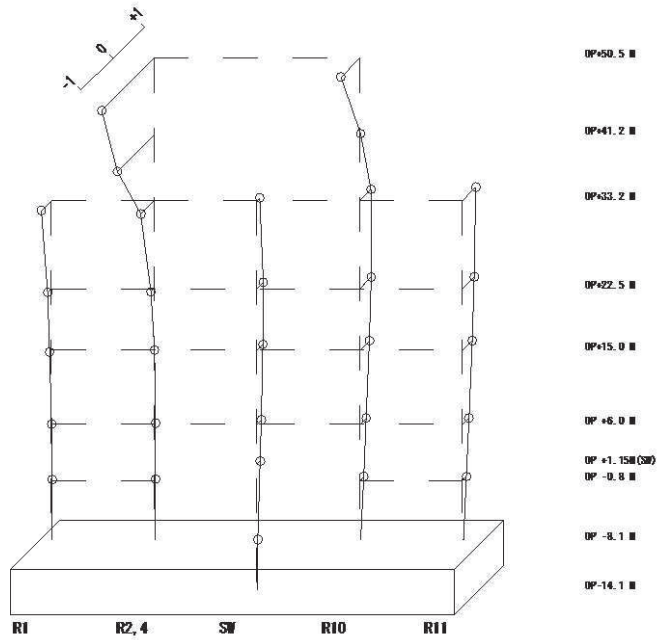
図 3-22 第3号機原子炉建屋 固有振動モード (NS 方向)

固有周期 0.223 s
 固有振動数 4.49 Hz
 刺激係数 2.158



1 次モード

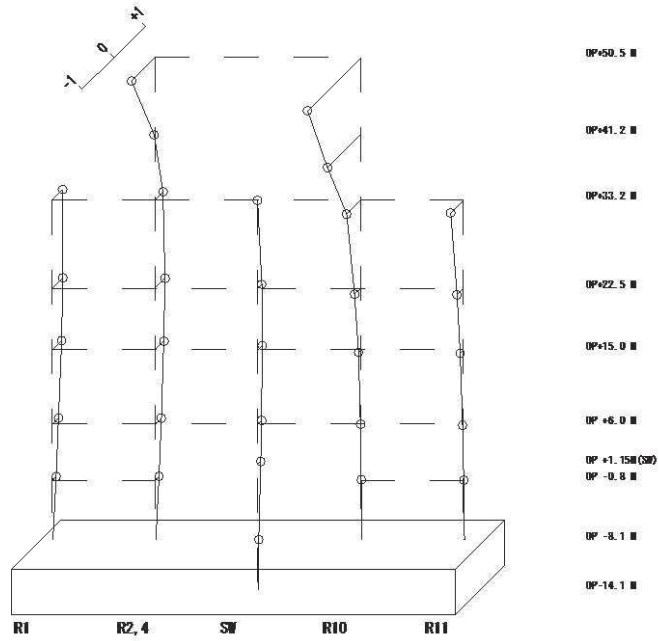
固有周期 0.118 s
 固有振動数 8.44 Hz
 刺激係数 1.653



2 次モード

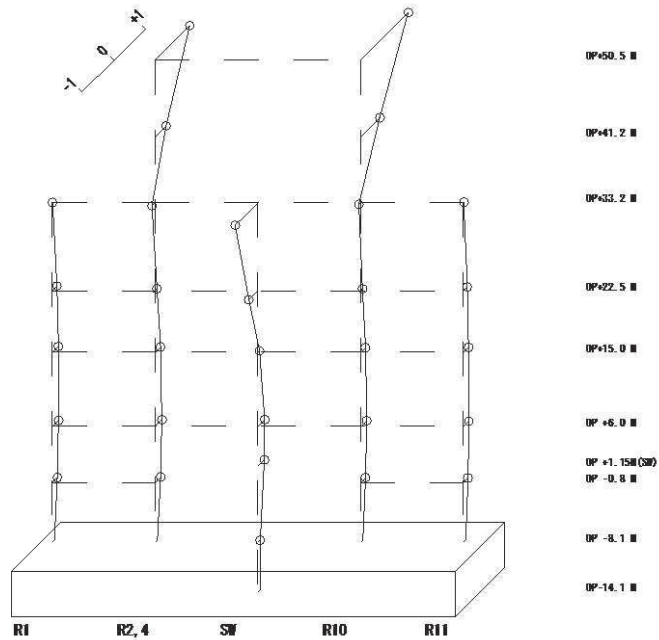
図 3-23 第 3 号機原子炉建屋 固有振動モード (EW 方向)

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

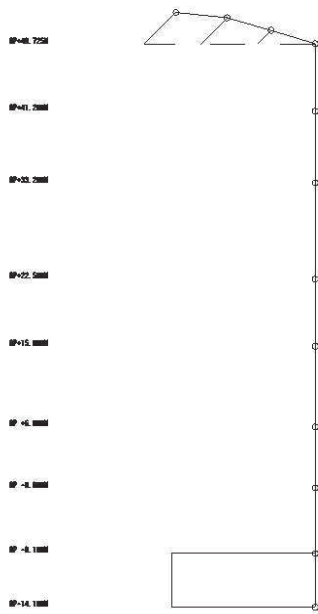
固有周期 0.091 s
 固有振動数 10.97 Hz
 刺激係数 1.508



4次モード

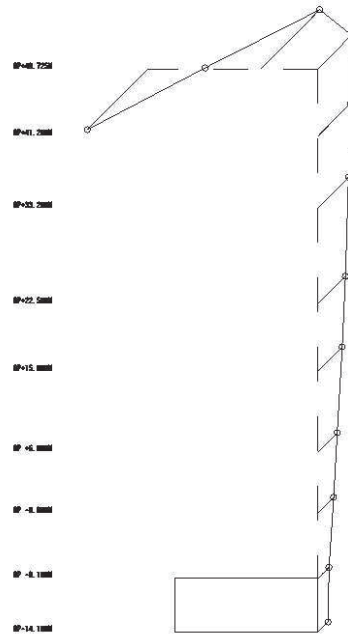
図 3-24 第3号機原子炉建屋 固有振動モード (EW 方向)

固有周期 0.367 s
固有振動数 2.73 Hz
制動係数 1.418



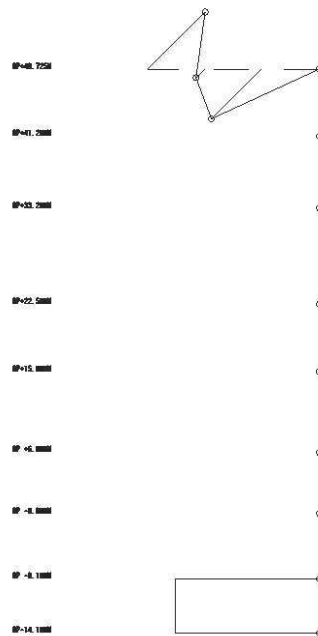
1 次

固有周期 0.097 s
固有振動数 10.33 Hz
制動係数 2.760



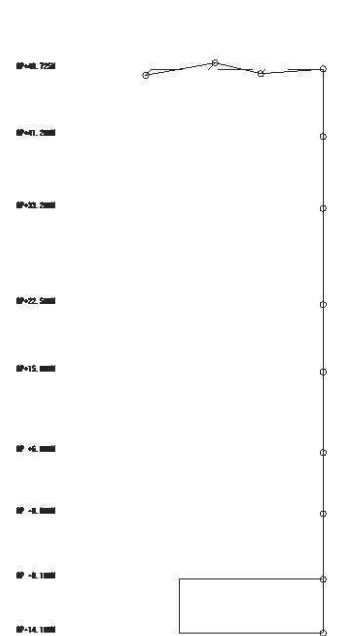
2 次

固有周期 0.006 s
固有振動数 11.66 Hz
制動係数 2.500



3 次

固有周期 0.055 s
固有振動数 18.08 Hz
制動係数 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。

※鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2010）日本建築学会

[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 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

目 次

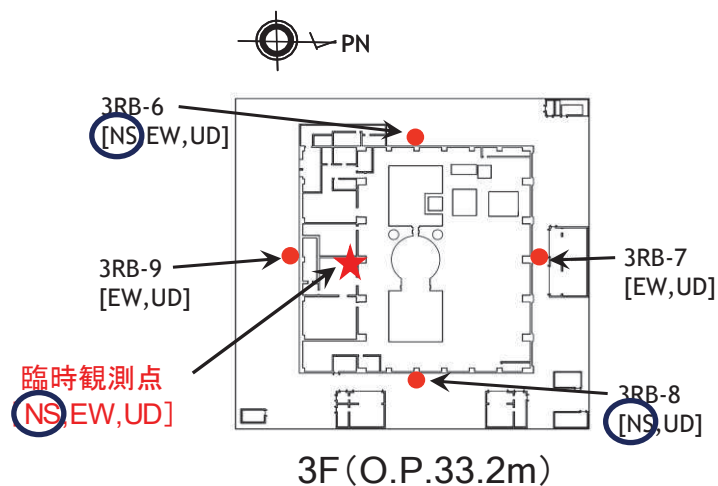
1. はじめに..... 別紙 1-2-1
2. 第3号機原子炉建屋のプール・ピット直交方向の地震観測記録..... 別紙 1-2-1
3. 部分的に床の面内せん断剛性による床柔性を考慮した検討..... 別紙 1-2-3
4. 地震応答解析モデルへの床の柔性の考慮について..... 別紙 1-2-6

1. はじめに

原子炉建屋の 3.11 地震及び 4.7 地震に対するシミュレーション解析においては、シミュレーション解析モデルに観測記録と整合する初期剛性の補正をするとともに、床の柔軟性を考慮している。本資料では、床の柔軟性の考慮にあたっての検討経緯・考え方について示す。具体的には、第 3 号機原子炉建屋での地震観測記録を用いた検討結果を踏まえて第 2 号機原子炉建屋にも反映している。

2. 第 3 号機原子炉建屋のプール・ピット直交方向の地震観測記録

第 3 号機原子炉建屋地上 3 階の臨時観測点において、3.11 地震及び 4.7 地震時ともにプール・ピットに直交する方向 (NS 方向) に周期 0.1 秒付近のピークが認められており、同じ階の他の観測点と違いが認められる。図 2-1 に第 3 号機原子炉建屋地上 3 階の地震計配置図を、図 2-2 に 3.11 地震および 4.7 地震における地上 3 階の NS 方向の床応答スペクトルを示す。



(臨時観測点：ポータブル地震計 (2008 年 10 月設置))

図 2-1 第 3 号機原子炉建屋地上 3 階 地震計配置

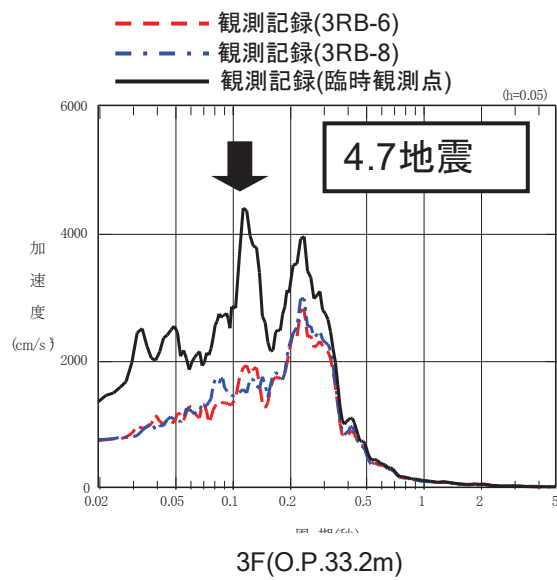
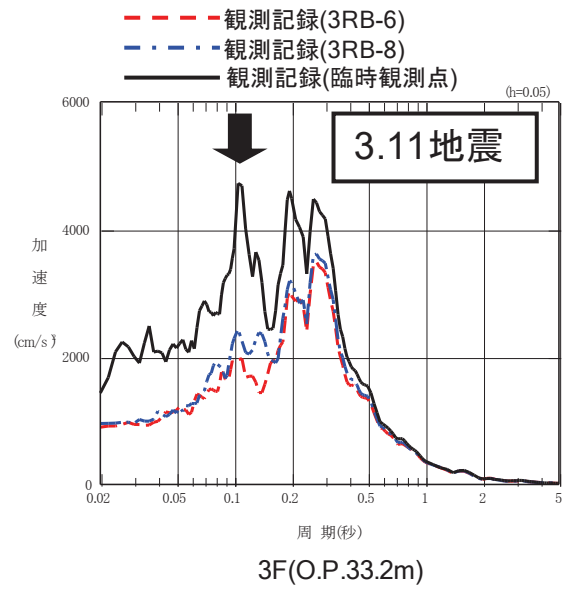


図 2-2 第 3 号機原子炉建屋 加速度応答スペクトル図
 (地上 3 階 NS 方向)

3. 部分的に床の面内せん断剛性による床柔性を考慮した検討

2. の地震観測記録の傾向を踏まえ、第3号機原子炉建屋 NS 方向について、部分的にプール・ピット付近の床の面内せん断剛性による床柔性を考慮したモデル（以下「部分床ばねモデル」という。）による解析を実施した。図3-1に地震応答解析モデル図を、図3-2に地震応答解析結果を示す。

図3-2から、第3号機原子炉建屋地上3階において、3.11地震および4.7地震時ともにプール・ピットに直交する振動に周期0.1秒付近のピークが認められたが、これは部分床ばねモデルによって、概ね評価できた。ただし、床応答スペクトルの1次ピークは床の柔性を考慮したモデルでも再現性が良くないことから、観測記録と整合する固有周期となる建屋の等価な剛性を再評価する必要があると考えられる。

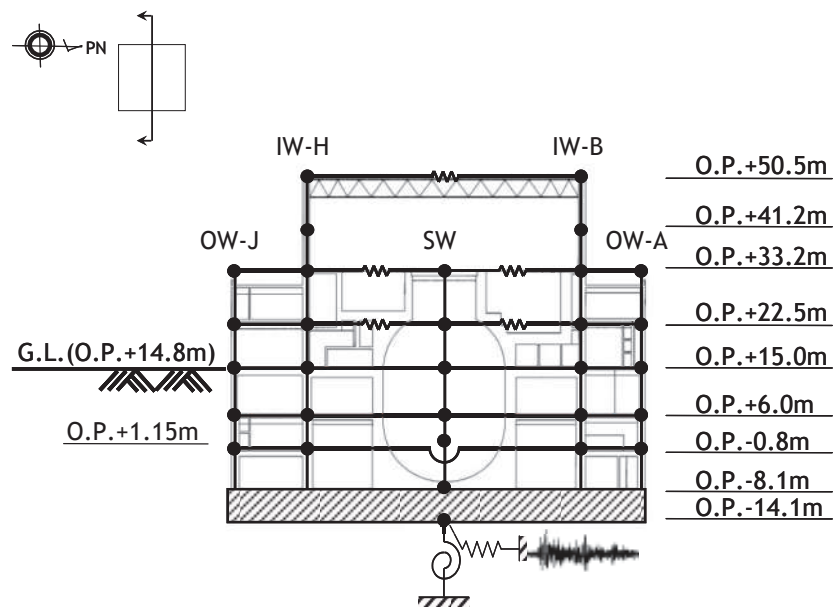
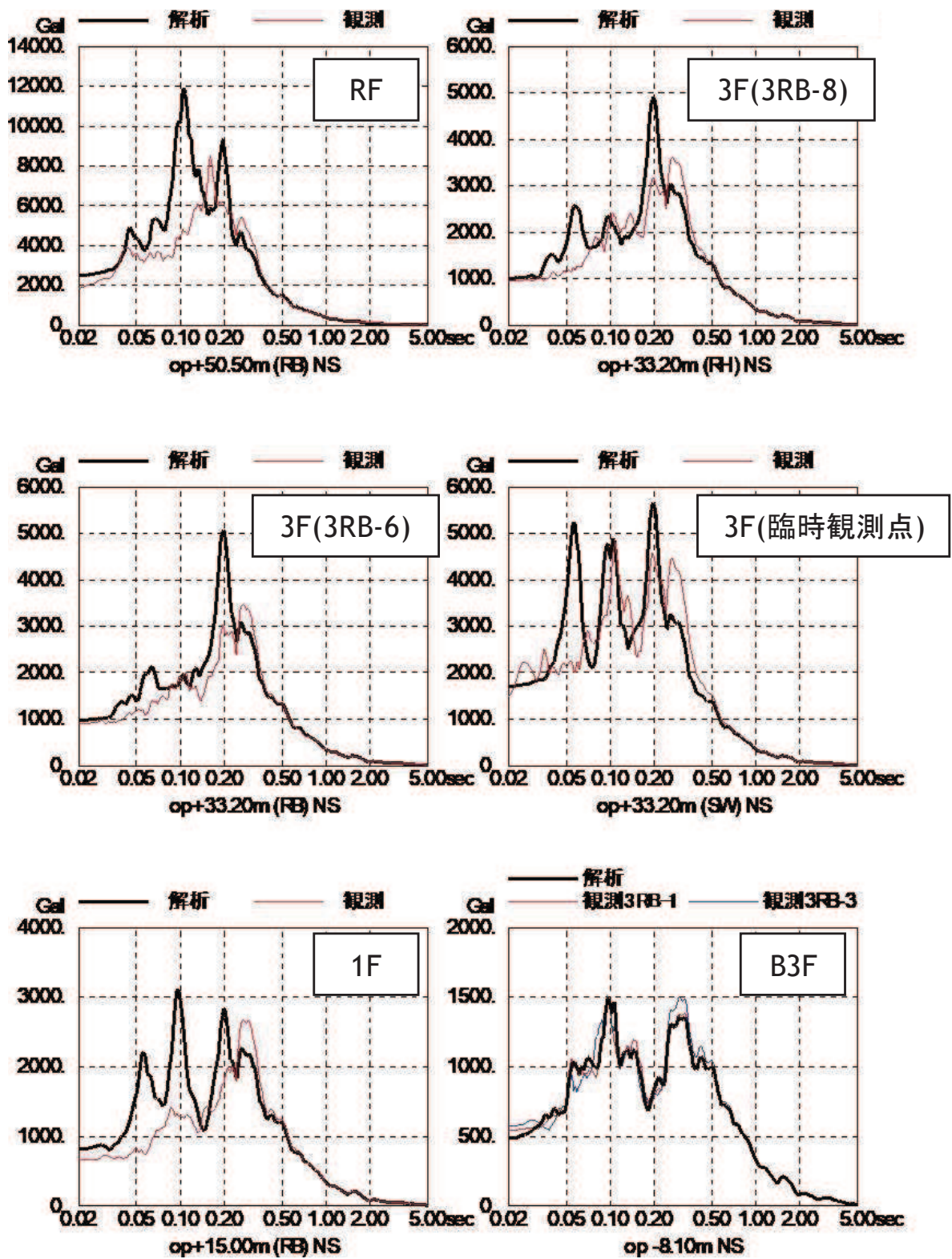


図3-1 第3号機原子炉建屋 部分床ばねモデル概要図 NS方向

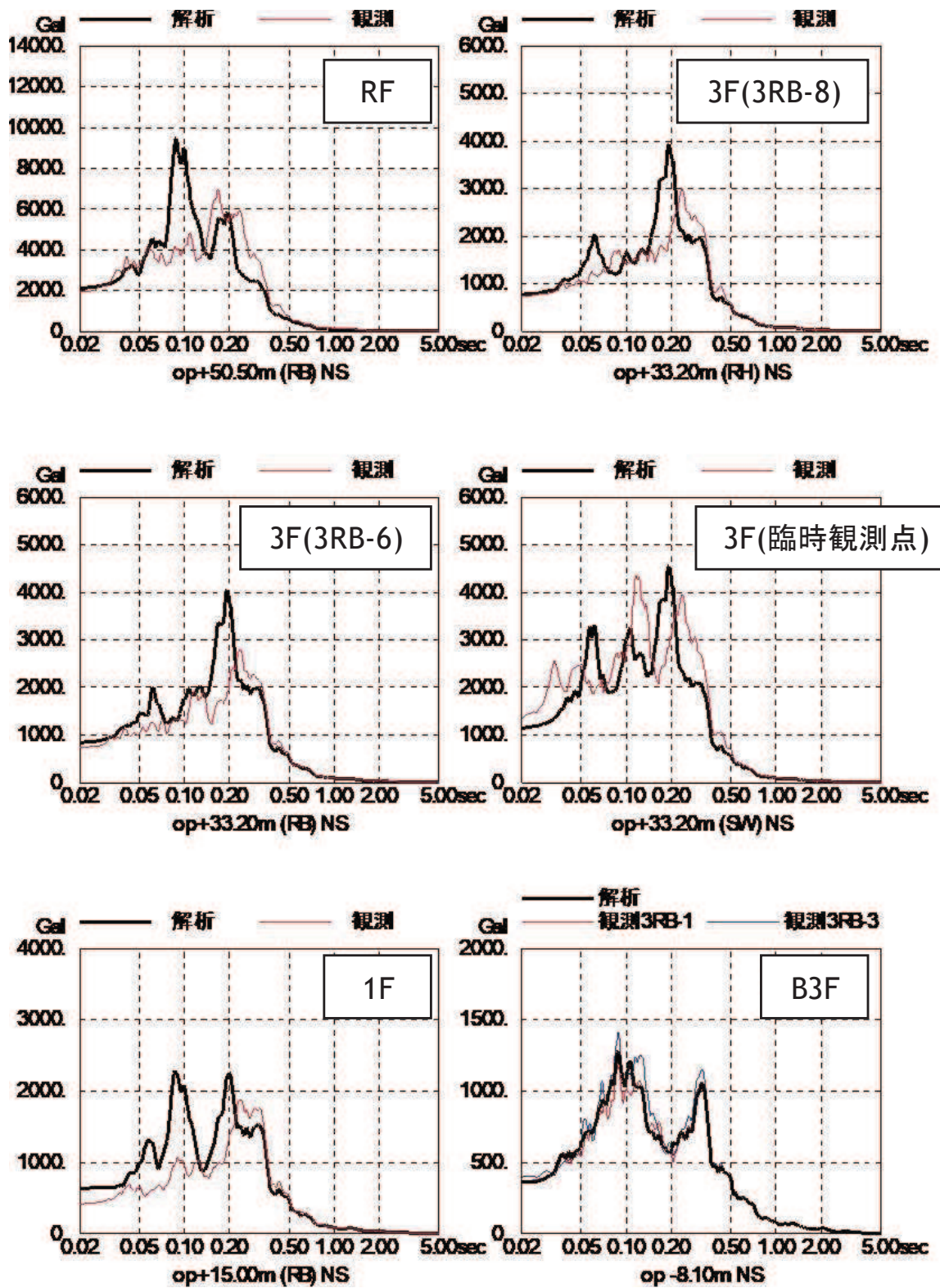
部分床ばねモデル

- ・ 既工認モデルをベースとする。
- ・ 燃料プール・ピットの天端・底面レベルにおいて、シェル壁とインナー壁間の床の面内せん断剛性による床柔性を考慮する。
- ・ 屋上についても床の面内せん断剛性による床柔性を考慮する。



h=0.05

図 3-2(1) 第 3 号機原子炉建屋 加速度応答スペクトル図
(3.11 地震 NS 方向)



h=0.05

図 3-2(2) 第 3 号機原子炉建屋 加速度応答スペクトル図
(4.7 地震 NS 方向)

4. 地震応答解析モデルへの床の柔性の考慮について

3. の検討結果から、プール・ピット付近の床の面内せん断剛性を評価したモデルを採用することが考えられるが、シミュレーション解析においては、観測記録と整合する固有周期となる建屋の等価な剛性を再評価することも考慮し、全ての床の柔性を考慮したモデルを採用する方針とする。

また、図 4-1 に示すとおり、第 3 号機原子炉建屋と第 2 号機原子炉建屋とは構造や建屋形状等の特徴が類似していることから、第 2 号機原子炉建屋でも床の柔性を考慮したモデルを採用する方針とする。

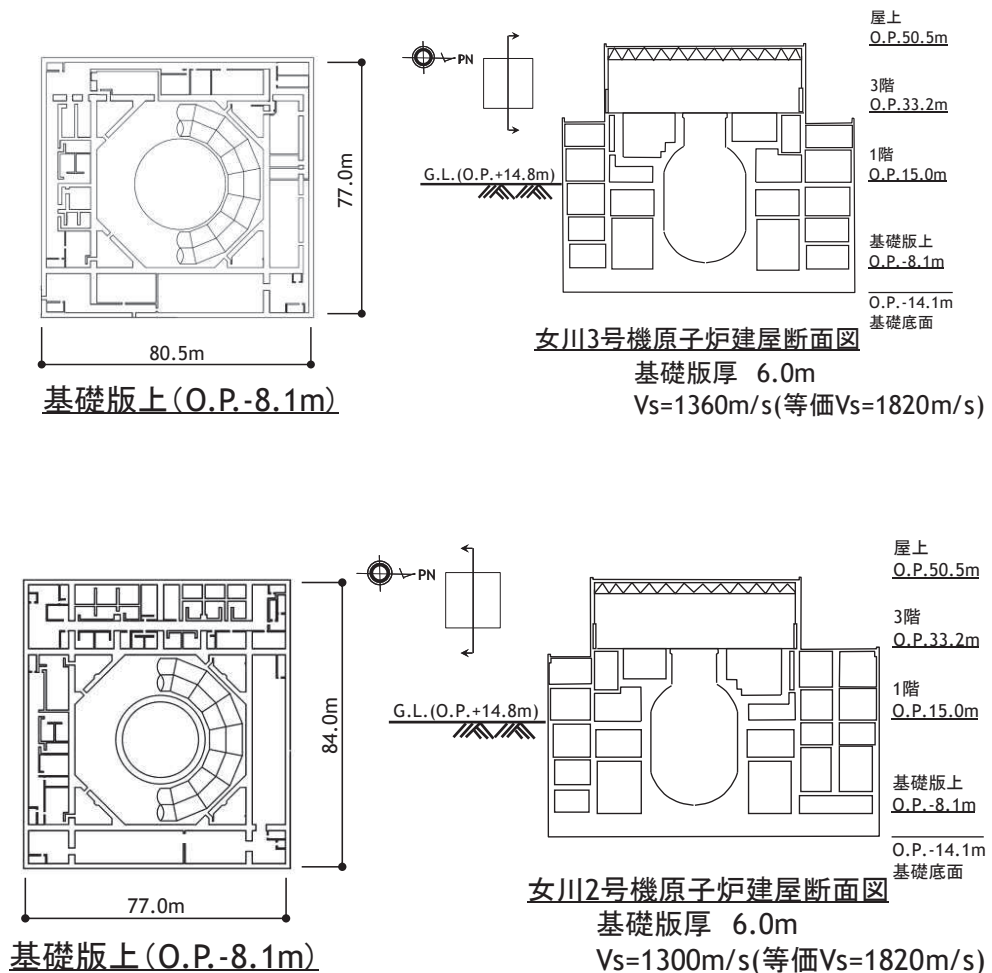


図 4-1 第 3 号機原子炉建屋と第 2 号機原子炉建屋の比較

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

目 次

1. 検討の概要.....	別紙 2-	1
2. 解析手法の概要.....	別紙 2-	2
3. 評価結果.....	別紙 2-	4
(1) 評価対象地震.....	別紙 2-	4
(2) 伝達関数算定条件.....	別紙 2-	13
(3) 評価結果.....	別紙 2-	28
(4) まとめ.....	別紙 2-	117

付録 解析手法の原理

1. 検討の概要

女川原子力発電所では各建屋内に地震計が設置されており、多数の地震観測記録が得られている。これらの観測記録を用いて、建屋を等価1質点系モデルに置換した場合の1次固有振動数について、地震観測開始時からの変化の分析を行った。1次固有振動数の変化からは、建屋全体の平均的な剛性の変化を評価することができる。

ここでは、表1-1に示す建屋の水平動に関する等価1質点系モデルの1次固有振動数、建屋の鉛直動に関する1次固有振動数の評価結果を示す。また、参考として東通第1号機原子炉建屋に関する検討結果を示す。

表1-1 地震観測記録に基づく固有振動数の変化の分析を行う建屋

	建屋	備考（検討条件）
1	女川第1号機原子炉建屋	スウェイ固定，基礎固定※，鉛直動，
2	女川第1号機制御建屋	スウェイ固定，鉛直動
3	女川第1号機タービン建屋	スウェイ固定，鉛直動
4	女川第2号機原子炉建屋	スウェイ固定，基礎固定※，鉛直動，
5	女川第2号機制御建屋	スウェイ固定，鉛直動
6	女川第2号機タービン建屋	スウェイ固定，鉛直動
7	女川第3号機原子炉建屋	スウェイ固定，基礎固定※，鉛直動，
8	女川第3号機海水熱交換器建屋	スウェイ固定，鉛直動
9	女川第3号機タービン建屋	スウェイ固定，鉛直動
10	女川第3号機サービス建屋	スウェイ固定，鉛直動
11	【参考】東通第1号機原子炉建屋	スウェイ固定，基礎固定※

※：基礎固定条件は基礎版端部の鉛直動の観測記録がある場合に検討が可能

2. 解析手法の概要

各建屋の1次固有振動数の評価するための伝達関数の概念を図2-1に示す。理論的根拠等を示す文献等を参考文献、付録に示す。

基礎版上で基礎版両端部の鉛直動の観測記録が得られていれば、基礎版を剛体とみなして基礎版の回転動を評価することにより基礎固定条件の伝達関数を評価することができる。基礎版上での基礎版両端部の鉛直動の観測記録が無い場合は、基礎版の水平方向のみ固定条件としたスウェイ固定条件の伝達関数を評価することとなる。

図2-2に原子炉建屋のスウェイ固定の例を示す。

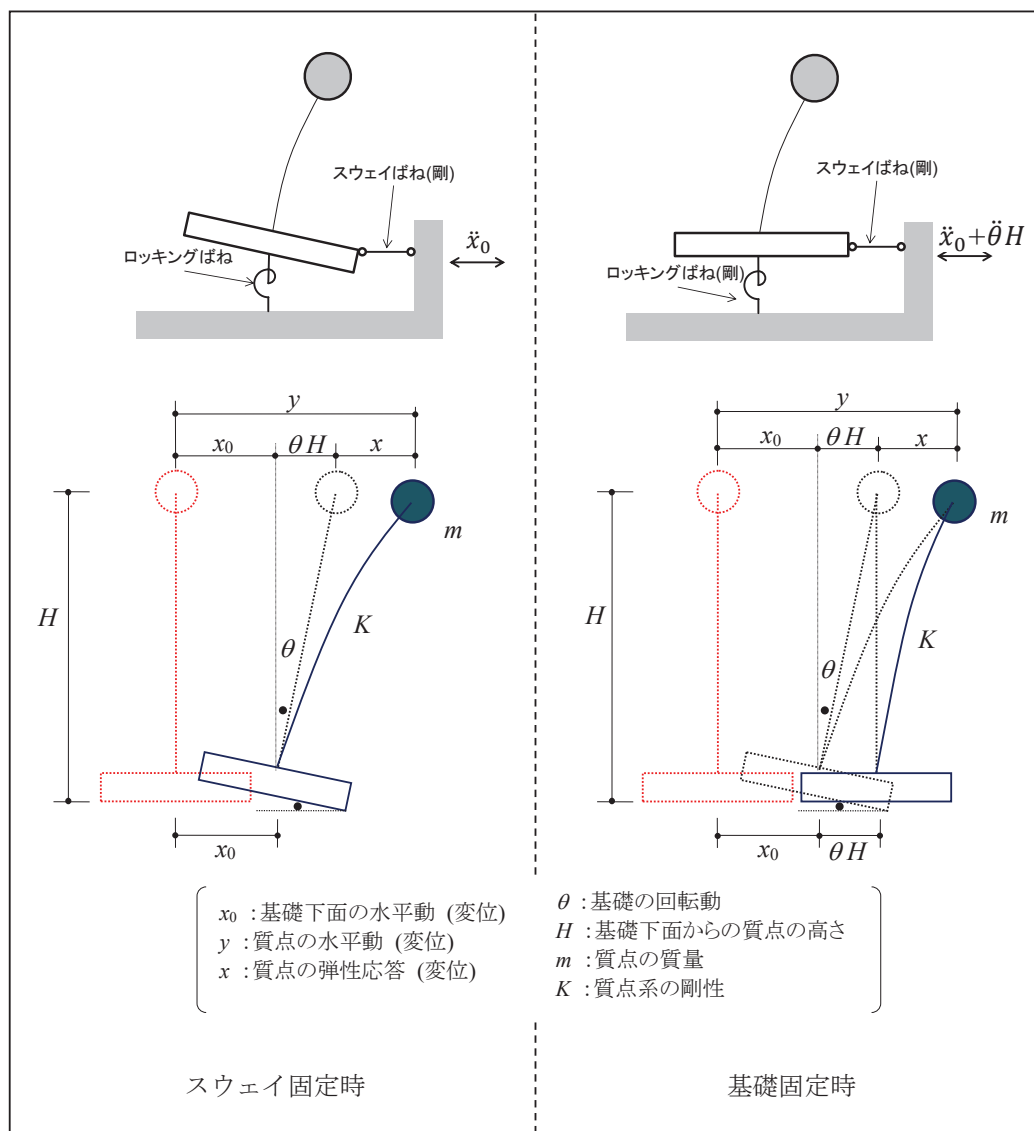
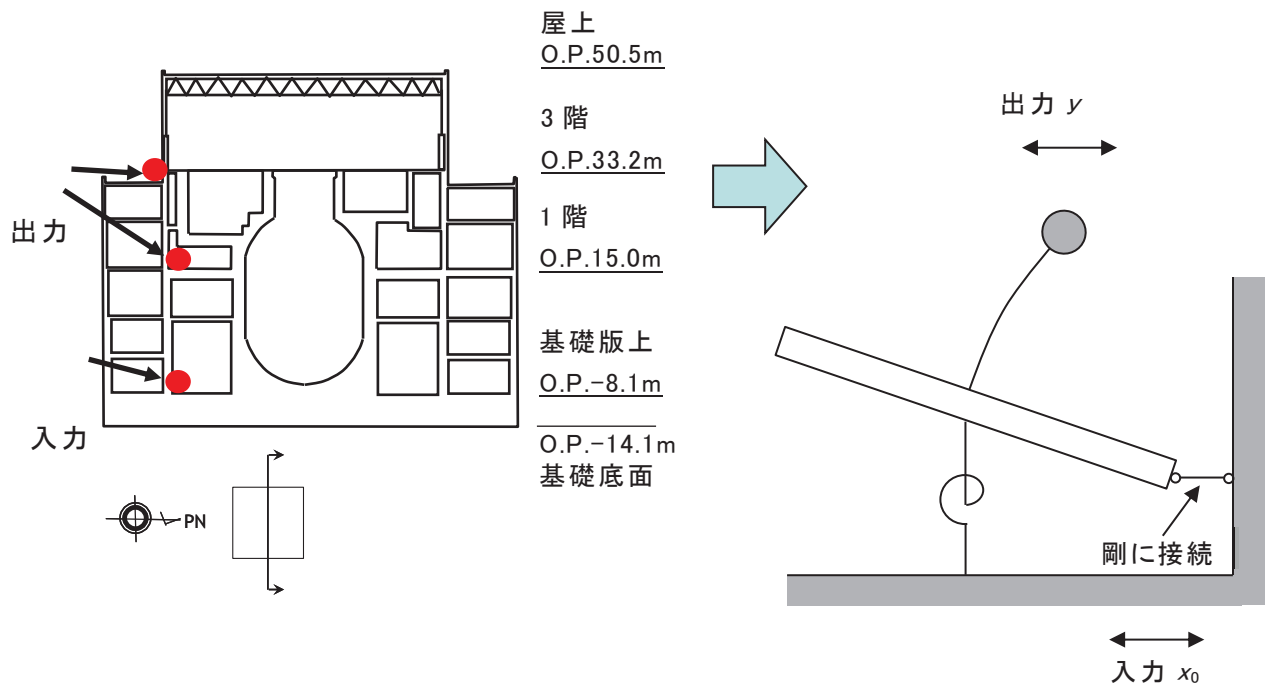


図2-1 伝達関数の概念図



- ① 1 質点系の等価高さ位置に隣接する上下階の観測波形を線形補間して等価高さ位置の波形を算定する。
- ② 観測記録による伝達関数に対して固有振動数を同定して求める。

図 2-2 固有振動数評価の概念図（原子炉建屋の例）

3. 評価結果

(1) 評価対象地震

女川原子力発電所では多数の地震記録が観測されているが、本検討に用いる記録は、最大加速度、マグニチュード、継続時間などの条件を考慮した。すなわち、観測記録の加速度が大きい、マグニチュードが大きい、記録の継続時間が長い、ことを条件として地震記録を選定した。

女川原子力発電所の各建屋の検討対象とした 298 地震を表 3-1 に示す。また東通第 1 号機の検討対象地震は表 3-2 に示す。

表 3-1(1) ARX 法による伝達関数の評価対象地震(女川原子力発電所)(1/7)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距離 (km)
1	1985.08.12	12:49	福島県東方沖	6.4	52	85
2	1986.03.02	16:09	宮城県東方沖	6.0	33	72
3	1987.01.09	15:14	岩手県北部	6.6	72	161
4	1993.11.27	15:11	宮城県北部	5.8	112	25
5	1994.08.14	18:06	宮城県東方沖	6.0	42	83
6	1994.08.16	19:09	宮城県南東沖	6.0	22	115
7	1994.10.04	22:22	北海道東方沖	8.2	28	758
8	1994.12.28	21:19	三陸東方はるか沖	7.6	0	297
9	1994.12.29	5:52	岩手県北東沖	6.5	0	231
10	1995.01.07	7:37	岩手県北東沖	7.2	48	214
11	1996.02.17	0:22	福島県東方沖	6.8	58	153
12	1996.08.11	3:12	秋田県南部	6.1	9	94
13	1996.08.11	8:10	宮城県北部	5.8	10	88
14	1996.12.04	0:49	福島県西部	5.5	146	195
15	1997.05.12	7:59	福島県東方沖	5.7	54	151
16	1997.12.07	12:50	福島県東方沖	5.4	84	79
17	1998.11.24	4:48	宮城県南東沖	5.2	83	43
18	1999.06.18	16:08	金華山付近	3.9	51	25
19	1999.11.15	10:34	宮城県東方沖	5.7	46	82
20	2000.03.20	6:26	仙台湾	5.1	78	46
21	2000.07.21	3:39	茨城県東方沖	6.4	49	211
22	2001.12.02	22:01	岩手県南部	6.4	122	112
23	2002.05.06	17:12	宮城県東方沖	5.0	40	58
24	2002.11.03	12:37	金華山付近	6.3	46	78
25	2002.12.05	0:50	宮城県東方沖	5.3	40	79
26	2003.03.03	7:46	福島県東方沖	5.9	41	83
27	2003.05.26	18:24	宮城県北部	7.1	72	48
28	2003.07.26	0:13	宮城県北部	5.6	12	29
29	2003.07.26	7:13	宮城県北部	6.4	12	28
30	2003.07.26	10:22	宮城県北部	5.1	13	30
31	2003.07.26	16:56	宮城県北部	5.5	12	29
32	2003.09.26	4:50	十勝地方南東沖	8.0	45	435
33	2003.10.31	10:06	宮城県南東沖	6.8	33	123
34	2004.02.27	11:49	宮城県北部	4.6	70	44
35	2004.05.29	12:47	宮城県南東沖	5.9	38	94
36	2004.12.29	22:58	宮城県東方沖	5.5	39	60
37	2005.08.16	11:46	宮城県東方沖	7.2	42	74
38	2005.08.24	19:15	宮城県東方はるか沖	6.3	14	139
39	2005.10.24	18:34	宮城県東方沖	4.8	39	56
40	2005.11.15	6:38	本州北部東方はるか沖	7.2	45	305
41	2005.12.02	22:13	宮城県東方沖	6.6	40	84
42	2005.12.17	3:32	宮城県東方沖	6.1	40	60
43	2006.01.18	23:25	宮城県南東沖	5.7	36	91
44	2006.02.03	13:03	宮城県南東沖	4.5	42	68

表 3-1(2) ARX 法による伝達関数の評価対象地震(女川原子力発電所)(2/7)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距 離(km)
45	2006.07.01	8:28	宮城県東方沖	5.3	40	58
46	2006.09.09	19:36	宮城県東方沖	4.9	67	49
47	2007.06.16	5:29	宮城県東方沖	4.5	45	83
48	2007.11.26	22:51	福島県東方沖	6.0	44	124
49	2007.12.25	23:04	宮城県東方沖	5.6	40	58
50	2008.05.08	1:45	茨城県東方はるか沖	7.0	51	242
51	2008.06.14	8:43	岩手県南部	7.2	8	88
52	2008.06.14	9:20	宮城県北部	5.7	7	90
53	2008.07.19	11:39	福島県東方沖	6.9	32	119
54	2008.07.21	20:30	福島県東方沖	6.1	27	159
55	2008.07.24	0:26	岩手県北部	6.8	108	148
56	2009.02.16	7:39	宮城県東方沖	4.0	50	30
57	2009.02.18	21:45	宮城県東方沖	4.1	47	34
58	2009.03.25	10:23	宮城県東方沖	3.9	46	38
59	2009.04.21	18:57	福島県東方沖	5.2	45	118
60	2009.05.05	4:51	宮城県北部	3.9	71	36
61	2009.06.01	0:33	福島県東方沖	4.6	59	70
62	2009.06.23	16:37	宮城県東方沖	5.6	39	105
63	2009.07.02	12:50	宮城県南東沖	4.3	41	68
64	2009.12.19	4:30	宮城県南東沖	4.6	45	53
65	2010.01.29	0:25	宮城県東方沖	4.3	38	75
66	2010.03.13	21:46	福島県東方沖	5.5	78	88
67	2010.03.14	17:08	福島県東方沖	6.7	40	80
68	2010.06.13	12:32	福島県東方沖	6.2	40	115
69	2011.03.09	11:45	宮城県東方はるか沖	7.3	8	156
70	2011.03.11	14:46	宮城県東方はるか沖	9.0	24	124
71	2011.03.11	16:28	岩手県東方沖	6.6	17	99
72	2011.03.11	18:04	茨城県東方沖	5.3	17	211
73	2011.03.11	20:36	岩手県東方沖	6.7	24	131
74	2011.03.15	4:28	金華山付近	5.0	51	43
75	2011.03.16	12:52	銚子付近	6.1	10	290
76	2011.03.19	18:56	茨城県北部	6.1	5	197
77	2011.03.20	14:55	福島県東方沖	5.4	42	83
78	2011.03.20	21:03	岩手県東方沖	5.9	48	115
79	2011.03.28	7:23	宮城県東方沖	6.5	32	74
80	2011.04.07	23:32	宮城県東方沖	7.2	66	43
81	2011.04.09	18:42	宮城県東方沖	5.4	58	33
82	2011.04.11	17:16	福島県東部	7.0	6	177
83	2011.04.12	14:07	福島県東部	6.4	15	168
84	2011.04.21	17:18	宮城県東方沖	5.2	31	65
85	2011.04.22	1:11	福島県東方沖	5.6	48	99
86	2011.04.23	19:12	三陸東方はるか沖	6.1	35	154
87	2011.04.28	18:27	福島県東方沖	5.7	44	113
88	2011.06.18	20:31	福島県東方沖	6.0	28	92

表 3-1(3) ARX 法による伝達関数の評価対象地震(女川原子力発電所)(3/7)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距離 (km)
89	2011.06.23	6:50	岩手県東方沖	6.9	36	196
90	2011.06.23	19:35	金華山付近	5.3	57	12
91	2011.07.10	9:57	宮城県東方はるか沖	7.3	34	181
92	2011.07.11	13:29	岩手県東方沖	5.1	48	115
93	2011.07.12	17:59	金華山付近	4.8	57	63
94	2011.07.13	0:37	宮城県東方沖	5.1	47	45
95	2011.07.19	10:38	福島県東方沖	5.4	31	122
96	2011.07.23	13:34	金華山付近	6.4	47	74
97	2011.07.25	0:07	金華山付近	5.2	44	73
98	2011.07.25	3:51	福島県東方沖	6.3	46	78
99	2011.07.25	20:04	宮城県東方沖	5.2	45	54
100	2011.07.31	3:53	福島県東方沖	6.5	57	168
101	2011.08.01	22:44	岩手県東方沖	5.8	43	170
102	2011.08.10	2:44	金華山付近	4.1	52	37
103	2011.08.11	22:31	宮城県東方沖	5.3	30	64
104	2011.08.12	3:22	福島県東方沖	6.1	52	162
105	2011.08.17	12:05	宮城県東方沖	5.1	31	61
106	2011.08.17	20:44	本州中部東方はるか沖	6.2	52	270
107	2011.08.19	14:36	福島県東方沖	6.5	51	88
108	2011.08.21	4:37	金華山付近	4.4	49	43
109	2011.08.21	7:58	宮城県東方沖	4.8	50	47
110	2011.09.07	2:54	茨城県東方沖	5.2	36	194
111	2011.09.08	22:38	福島県東方沖	5.2	40	131
112	2011.09.15	17:00	茨城県東方はるか沖	6.3	51	238
113	2011.09.17	4:26	岩手県北東沖	6.6	7	247
114	2011.09.19	3:32	福島県東方沖	5.2	48	71
115	2011.09.21	5:59	金華山付近	4.8	51	32
116	2011.09.21	22:30	茨城県北部	5.2	9	202
117	2011.10.10	11:45	福島県東方沖	5.6	47	99
118	2011.11.24	4:24	福島県東方沖	6.1	45	120
119	2011.12.10	15:08	金華山付近	4.7	45	37
120	2012.01.26	5:42	宮城県東方沖	5.2	51	31
121	2012.06.30	16:11	宮城県東方沖	4.8	64	40
122	2012.08.30	4:05	宮城県東方沖	5.6	60	36
123	2012.10.25	19:32	宮城県東方沖	5.6	48	34
124	2012.12.07	17:18	宮城県東方はるか沖	7.3	49	212
125	2013.02.02	23:17	十勝地方	6.5	102	499
126	2013.04.17	21:03	金華山付近	5.9	58	13
127	2013.05.18	14:47	福島県東方沖	6.0	46	78
128	2013.07.22	18:45	金華山付近	4.1	52	19
129	2013.07.29	18:19	宮城県北部	4.0	68	41
130	2013.08.04	12:28	宮城県東方沖	6.0	58	38
131	2013.08.04	13:08	宮城県東方沖	3.8	57	34
132	2013.08.06	0:35	宮城県東方沖	3.9	56	30

表 3-1(4) ARX 法による伝達関数の評価対象地震(女川原子力発電所)(4/7)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距離 (km)
133	2013.08.06	2:20	宮城県東方沖	4.1	55	37
134	2013.08.07	3:54	金華山付近	3.5	54	17
135	2013.08.13	10:01	宮城県東方沖	4.3	35	94
136	2013.08.25	18:18	金華山付近	4.1	55	14
137	2013.09.04	9:18	鳥島近海	6.8	445	959
138	2013.09.05	21:24	宮城県東方沖	3.9	58	29
139	2013.09.18	9:27	宮城県東方沖	4.9	39	78
140	2013.09.20	2:25	福島県東部	5.9	17	166
141	2013.10.03	14:12	金華山付近	4.0	51	26
142	2013.10.05	16:41	宮城県東方沖	3.9	46	40
143	2013.10.14	12:21	金華山付近	3.7	54	17
144	2013.10.15	6:02	金華山付近	3.8	62	11
145	2013.10.16	1:34	金華山付近	3.7	54	24
146	2013.10.19	11:08	金華山付近	4.0	51	21
147	2013.10.20	0:14	宮城県東方沖	5.1	51	31
148	2013.10.22	10:18	宮城県南東沖	5.3	26	84
149	2013.10.25	7:12	宮城県東方沖	3.6	47	37
150	2013.10.26	2:10	本州北部東方はるか沖	7.1	56	302
151	2013.10.26	5:24	宮城県東方沖	3.9	58	31
152	2013.10.26	23:36	宮城県東方沖	4.4	55	36
153	2013.10.31	5:24	金華山付近	3.5	54	14
154	2013.10.31	21:37	金華山付近	3.8	57	40
155	2013.11.01	0:01	宮城県東方はるか沖	5.2	27	112
156	2013.11.02	3:16	金華山付近	3.6	53	19
157	2013.11.03	17:52	宮城県東方はるか沖	5.3	31	111
158	2013.11.09	15:48	金華山付近	3.5	51	25
159	2013.11.12	5:54	宮城県東方沖	4.5	41	69
160	2013.11.16	17:14	福島県東方沖	4.8	49	67
161	2013.11.21	12:37	福島県東方沖	4.9	38	98
162	2013.11.22	8:13	宮城県東方沖	3.5	38	50
163	2013.11.26	0:43	金華山付近	4.9	51	31
164	2013.11.30	14:40	宮城県東方沖	4.0	47	33
165	2013.12.03	18:16	茨城県東方沖	5.5	47	205
166	2013.12.04	4:55	金華山付近	4.2	49	43
167	2013.12.05	11:23	宮城県東方沖	3.7	56	32
168	2013.12.15	3:34	宮城県東方沖	3.7	55	34
169	2013.12.15	6:31	金華山付近	3.6	48	44
170	2013.12.18	19:14	宮城県東方沖	4.7	41	82
171	2013.12.29	10:22	宮城県東方沖	4.4	56	39
172	2013.12.31	2:39	宮城県東方沖	3.1	56	32
173	2014.01.03	18:16	金華山付近	3.8	54	24
174	2014.01.16	22:28	宮城県東方沖	4.0	56	39
175	2014.01.17	4:32	宮城県東方沖	3.8	50	27
176	2014.02.04	9:35	福島県東方沖	4.7	48	70

表 3-1(5) ARX 法による伝達関数の評価対象地震(女川原子力発電所)(5/7)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距離 (km)
177	2014.02.06	2:32	宮城県東方沖	5.3	40	85
178	2014.02.06	21:10	宮城県東方沖	4.2	62	36
179	2014.02.08	2:18	福島県東方沖	5.0	48	98
180	2014.02.09	19:54	宮城県東方沖	4.2	57	47
181	2014.02.12	6:34	金華山付近	4.2	19	12
182	2014.02.14	10:45	金華山付近	3.1	18	12
183	2014.02.18	13:56	宮城県東方沖	4.1	48	48
184	2014.02.22	12:02	金華山付近	3.7	48	44
185	2014.02.24	16:39	宮城県北部	3.9	69	44
186	2014.02.25	20:59	宮城県東方沖	3.9	55	28
187	2014.03.08	17:09	金華山付近	3.3	53	25
188	2014.03.14	4:41	宮城県東方沖	4.1	64	37
189	2014.03.20	18:18	宮城県東方沖	4.0	50	47
190	2014.03.25	9:56	宮城県東方沖	3.9	55	31
191	2014.03.25	10:31	宮城県東方沖	3.9	55	31
192	2014.04.01	13:08	金華山付近	4.4	49	19
193	2014.04.03	8:22	岩手県南部	5.5	64	88
194	2014.04.05	10:16	岩手県東方沖	5.3	34	119
195	2014.04.15	10:35	宮城県南東沖	4.1	44	61
196	2014.04.17	2:20	宮城県東方沖	4.2	46	36
197	2014.04.29	10:21	宮城県東方沖	3.9	54	35
198	2014.04.29	14:00	宮城県東方沖	4.2	54	36
199	2014.05.11	10:34	金華山付近	3.6	48	44
200	2014.05.12	2:20	金華山付近	3.8	53	16
201	2014.06.02	21:45	宮城県南東沖	4.0	19	47
202	2014.06.07	2:37	金華山付近	3.7	53	24
203	2014.06.08	14:24	岩手県南部	5.0	67	83
204	2014.06.09	6:10	仙台湾	4.6	78	60
205	2014.06.15	2:31	岩手県南部	5.5	94	115
206	2014.06.16	3:19	茨城県東方はるか沖	5.7	37	200
207	2014.06.16	5:14	福島県東方沖	5.8	52	151
208	2014.06.18	21:40	金華山付近	4.2	48	43
209	2014.06.19	18:50	宮城県東方沖	3.8	50	29
210	2014.06.27	6:55	福島県東方沖	4.7	51	86
211	2014.07.05	7:42	岩手県東方沖	5.9	49	152
212	2014.07.12	4:22	福島県東方沖	7.0	33	167
213	2014.07.12	16:59	宮城県東方沖	4.1	46	34
214	2014.07.16	5:11	宮城県東方沖	4.0	39	71
215	2014.07.24	17:56	宮城県北部	3.9	68	43
216	2014.07.26	22:24	金華山付近	3.9	48	44
217	2014.08.03	9:55	宮城県東方沖	3.9	56	38
218	2014.08.14	14:57	金華山付近	3.6	53	24
219	2014.08.27	4:49	宮城県東方沖	3.8	56	33
220	2014.09.24	21:45	福島県東方沖	5.1	51	97

表 3-1(6) ARX 法による伝達関数の評価対象地震(女川原子力発電所)(6/7)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距離 (km)
221	2014.09.24	22:30	福島県東方沖	5.1	51	97
222	2014.10.02	14:32	金華山付近	4.2	54	15
223	2014.10.06	15:38	宮城県東方沖	4.2	45	36
224	2014.10.15	12:51	金華山付近	4.6	64	19
225	2014.11.01	16:20	金華山付近	3.8	54	13
226	2014.11.07	19:50	金華山付近	3.7	54	24
227	2014.11.08	8:54	宮城県南東沖	5.2	40	97
228	2014.11.12	12:05	金華山付近	4.1	46	73
229	2014.11.15	9:56	宮城県東方沖	4.2	55	36
230	2014.11.17	20:24	金華山付近	3.9	61	28
231	2014.11.20	10:51	福島県東方沖	5.5	46	118
232	2014.11.28	7:36	金華山付近	3.3	18	12
233	2014.12.12	13:07	宮城県東方沖	4.2	54	32
234	2014.12.18	3:45	金華山付近	4.6	46	80
235	2014.12.20	18:29	福島県東方沖	6.0	44	109
236	2014.12.20	18:49	宮城県東方沖	4.4	51	30
237	2014.12.25	8:06	福島県東方沖	5.6	36	131
238	2014.12.27	6:04	宮城県東方沖	4.3	63	32
239	2015.01.01	14:01	金華山付近	4.5	44	73
240	2015.01.07	18:58	宮城県東方沖	4.2	43	48
241	2015.01.10	8:02	金華山付近	3.9	54	14
242	2015.02.06	5:28	金華山付近	4.1	48	42
243	2015.02.11	4:23	宮城県東方沖	4.2	47	33
244	2015.02.17	8:06	三陸東方はるか沖	6.9	13	219
245	2015.02.17	10:46	宮城県東方沖	4.2	61	66
246	2015.02.26	10:11	宮城県東方沖	5.0	50	53
247	2015.03.19	10:33	金華山付近	4.8	50	31
248	2015.03.27	2:28	宮城県東方沖	3.9	50	30
249	2015.04.03	4:04	宮城県東方沖	4.6	52	50
250	2015.04.12	13:33	宮城県東方沖	4.3	47	31
251	2015.04.16	1:58	宮城県東方沖	3.9	50	33
252	2015.04.16	5:16	宮城県東方沖	4.1	40	55
253	2015.04.23	19:17	金華山付近	4.2	49	44
254	2015.05.03	13:02	福島県東方沖	5.0	45	100
255	2015.05.06	23:48	宮城県東方沖	3.8	60	36
256	2015.05.13	6:12	宮城県東方沖	6.8	46	76
257	2015.05.20	11:03	金華山付近	3.7	54	24
258	2015.06.21	13:16	宮城県東方沖	4.0	50	30
259	2015.06.28	7:58	宮城県東方沖	4.0	43	54
260	2015.07.02	15:05	宮城県東方沖	4.7	57	38
261	2015.07.04	13:23	宮城県東方沖	4.7	39	76
262	2015.07.05	19:41	宮城県東方沖	4.5	42	71
263	2015.07.10	3:32	岩手県北部	5.7	88	217
264	2015.07.16	14:39	宮城県東方沖	4.1	37	55

表 3-1(7) ARX 法による伝達関数の評価対象地震(女川原子力発電所)(7/7)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距離 (km)
265	2015.07.21	18:16	宮城県南東沖	4.9	65	65
266	2015.08.01	23:24	宮城県東方沖	4.7	63	29
267	2015.08.03	6:57	金華山付近	3.5	53	17
268	2015.08.03	14:30	福島県東方沖	5.1	49	71
269	2015.08.05	20:56	福島県東方沖	5.0	50	98
270	2015.08.09	11:08	金華山付近	3.9	66	21
271	2015.08.10	5:36	宮城県東方沖	3.9	47	33
272	2015.08.10	11:34	宮城県北部	4.4	75	52
273	2015.08.10	22:31	宮城県東方沖	4.3	47	32
274	2015.08.14	5:13	福島県東方沖	5.1	49	138
275	2015.08.25	3:24	宮城県東方沖	4.6	41	70
276	2015.08.25	6:14	金華山付近	3.7	53	24
277	2015.09.04	1:51	福島県東方はるか沖	5.3	54	220
278	2015.09.05	12:13	金華山付近	4.5	51	32
279	2015.09.05	13:18	宮城県東方沖	4.5	42	65
280	2015.10.06	18:32	宮城県東方沖	5.0	39	73
281	2015.10.21	15:04	福島県東方沖	5.3	37	124
282	2015.12.02	7:48	宮城県東方沖	4.6	39	74
283	2015.12.02	13:41	宮城県東方沖	4.6	63	32
284	2016.01.26	20:37	宮城県東方沖	4.5	51	37
285	2016.02.09	1:54	宮城県東方沖	4.3	48	52
286	2016.02.25	1:10	宮城県東方沖	4.6	46	35
287	2016.04.27	0:01	宮城県東方沖	5.0	52	30
288	2016.05.05	1:10	金華山付近	4.8	50	31
289	2016.05.09	17:18	宮城県東方沖	4.2	47	32
290	2016.07.29	12:42	宮城県東方沖	4.2	29	63
291	2016.08.22	15:11	宮城県東方沖	5.3	33	59
292	2016.10.16	14:38	金華山付近	3.8	20	9
293	2016.10.16	16:37	金華山付近	5.2	20	9
294	2016.10.16	16:58	金華山付近	4.2	18	9
295	2016.11.10	7:20	宮城県東方沖	5.1	39	75
296	2016.11.12	6:43	金華山付近	5.9	58	12
297	2016.11.22	5:59	福島県東方沖	7.4	25	117
298	2016.12.07	8:17	宮城県東方沖	3.8	50	27

表 3-2 ARX 法による伝達関数の評価対象地震（東通原子力発電所）

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距離 (km)
1	2005.02.26	21:37	青森県東方沖	5.7	45	115
2	2008.04.29	14:26	青森県東方沖	5.7	62	67
3	2008.07.24	0:26	岩手県北部	6.8	108	163
4	2010.01.24	16:19	青森県東方沖	4.5	14	21
5	2010.09.13	14:47	青森県東方沖	5.8	63	68
6	2011.03.11	14:46	宮城県東方はるか沖	9.0	24	365
7	2011.03.11	15:08	岩手県東方沖	7.4	32	191
8	2011.03.11	15:25	本州北部東方はるか沖	7.5	11	464
9	2011.04.07	23:32	宮城県東方沖	7.2	66	334
10	2011.06.23	6:50	岩手県東方沖	6.9	36	171
11	2012.05.24	0:02	青森県東方沖	6.1	60	63
12	2012.12.07	17:18	宮城県東方はるか沖	7.3	49	411
13	2013.02.02	23:17	十勝地方	6.5	102	227

(2) 伝達関数算定条件

表 3-3～表 3-13, 図 3-1～図 3-11 に各建屋における伝達関数の算定に用いた地震計を示す。スウェイ固定条件の検討では, 屋上等の上階の観測記録をそのまま用いた。また, ロッキング動の影響を算定するために等価高さの情報が必要となる基礎固定条件の検討においては, 等価高さ位置に隣接する上下階の波形を線形補間して等価高さ位置の波を算定した。ただし, 振動モードが 3.11 地震以降に大きく変化した女川第 1 号機原子炉建屋の基礎固定条件の検討については, 文献 4) を参照し, 屋上記録を用いることとした。

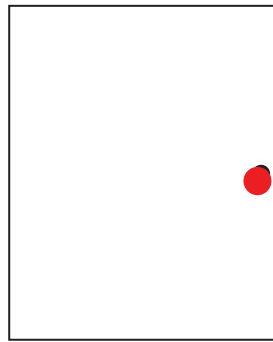
表 3-3 伝達関数の算定に用いた地震計(女川第 1 号機原子炉建屋)

(1) スウェイ固定, 基礎固定

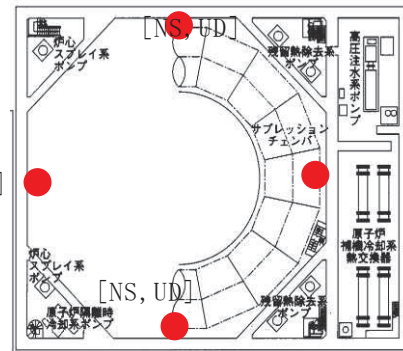
地震計設置位置	観測成分	備考
0. P. + 61. 575(屋上)	NS, EW	y算定用
0. P. + 2. 3(地下2階)	NS (2点) , EW (2点)	x0算定用
0. P. + 2. 3(地下2階)	UD (4点)	ロッキング算定用

(2) 鉛直動

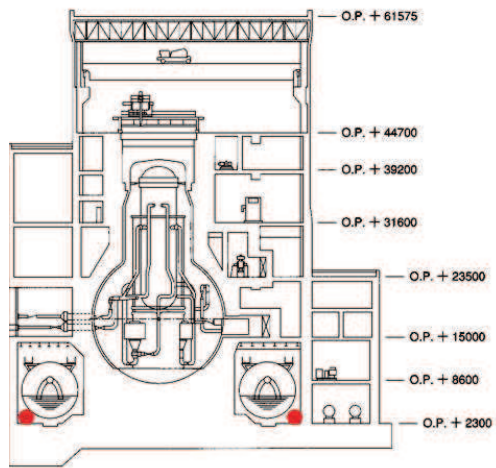
地震計設置位置	観測成分	備考
0. P. + 44. 700(地上5階)	UD	{ ch. 49 }
0. P. + 2. 3(地下2階)	UD (8点)	{ ch. 21, 23, 25, 27, 29, 30, 31, 32 }



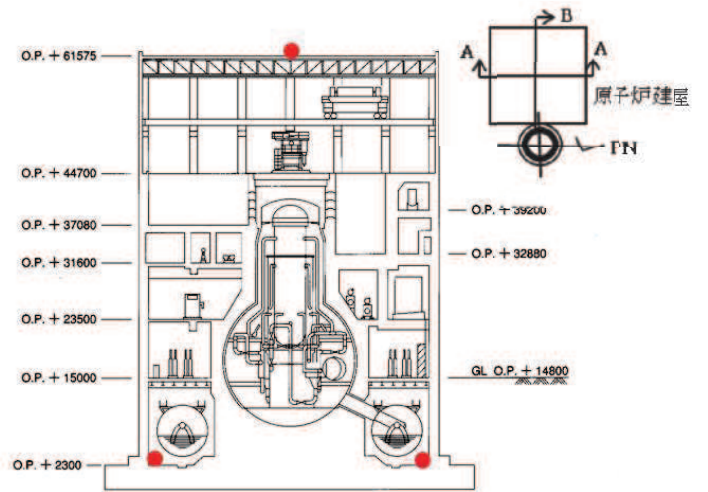
屋上 (O. P. 61.575m)



基礎版上 (O. P. 2.3m)



AA 断面



BB 断面

図 3-1 女川第1号機原子炉建屋の地震計位置

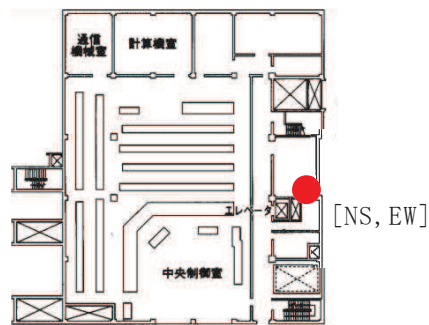
表 3-4 伝達関数の算定に用いた地震計(女川第1号機制御建屋)

(1) スウェイ固定

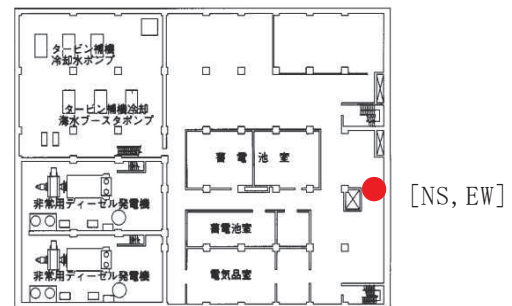
地震計設置位置	観測成分	備考
0. P. + 23.5 (地上3階)	NS, EW	y算定用
0. P. + 1.5 (地下3階)	NS, EW	x0算定用

(2) 鉛直動

地震計設置位置	観測成分	備考
0. P. + 23.5 (地上3階)	UD	{ ch. 66 } (2009~)
0. P. + 29.15 (屋上)	UD	{ ch. 69 } (1985~2008. 7. 24)
0. P. + 1.5 (地下3階)	UD	{ ch. 63 }



地上3階(O.P. 23.5m)



基礎版上(O.P. 1.5m)

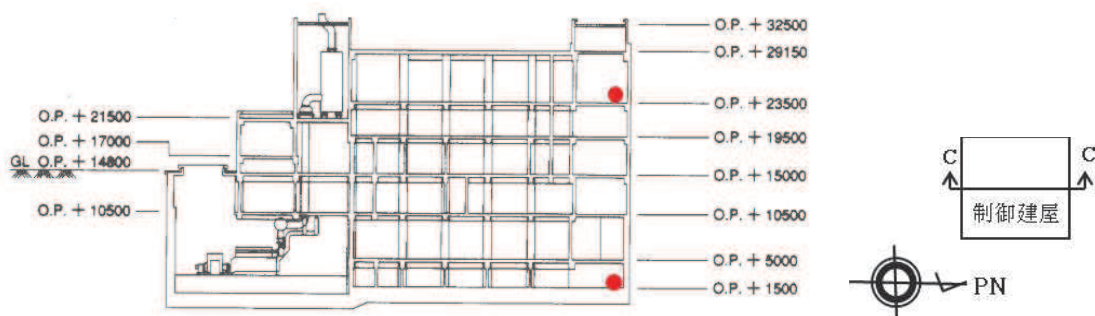


図 3-2 女川第1号機制御建屋の地震計位置

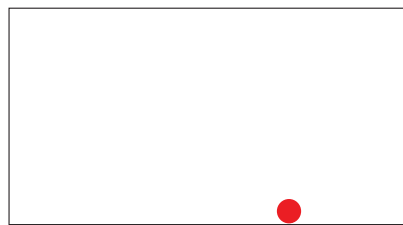
表 3-5 伝達関数の算定に用いた地震計(女川第1号機タービン建屋)

(1) スウェイ固定

地震計設置位置	観測成分	備考
O. P. + 33.453(屋上)	NS, EW	y算定用
O. P. + 0.0(地下2階)	NS, EW	x0算定用

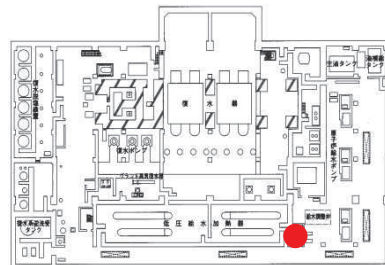
(2) 鉛直動

地震計設置位置	観測成分	備考
O. P. + 33.453(屋上)	UD	{ ch. 60 }
O. P. + 0.0(地下2階)	UD	{ ch. 55 }



[NS, EW]

屋上(O. P. 33.453m)



[NS, EW]

基礎版上(O. P. 0.0m)

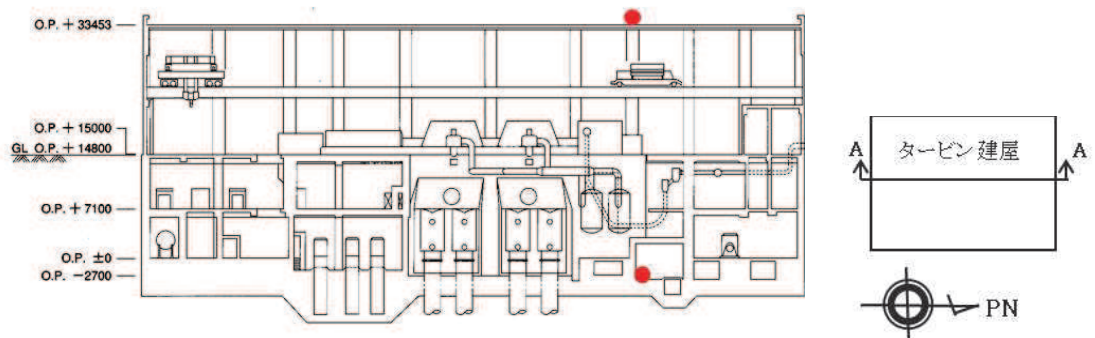


図 3-3 女川第1号機タービン建屋の地震計位置

表 3-6 伝達関数の算定に用いた地震計（女川第2号機原子炉建屋）

(1) スウェイ固定，基礎固定

地震計設置位置	観測成分	備考
0. P. +22. 5(地上 2 階)	NS、EW	y 算定用
0. P. +15. 0(地上 1 階)	NS、EW	y 算定用
0. P. -8. 1(地下 3 階)	NS、EW	x0 算定用
0. P. -8. 1(地下 3 階)	UD(4 点)	ロッキング算定用

(2) 鉛直動

地震計設置位置	観測成分	備考
0. P. +33. 2(地上 3 階)	UD(4 点)	{ch. 112, 114, 116, 118} (2009~)
0. P. +33. 2(地上 3 階)	UD(1 点)	{ch. 112} (1985~2008. 7. 24)
0. P. -8. 1(地下 3 階)	UD(8 点)	{ch. 84, 86, 88, 90, 91, 92, 93, 94}

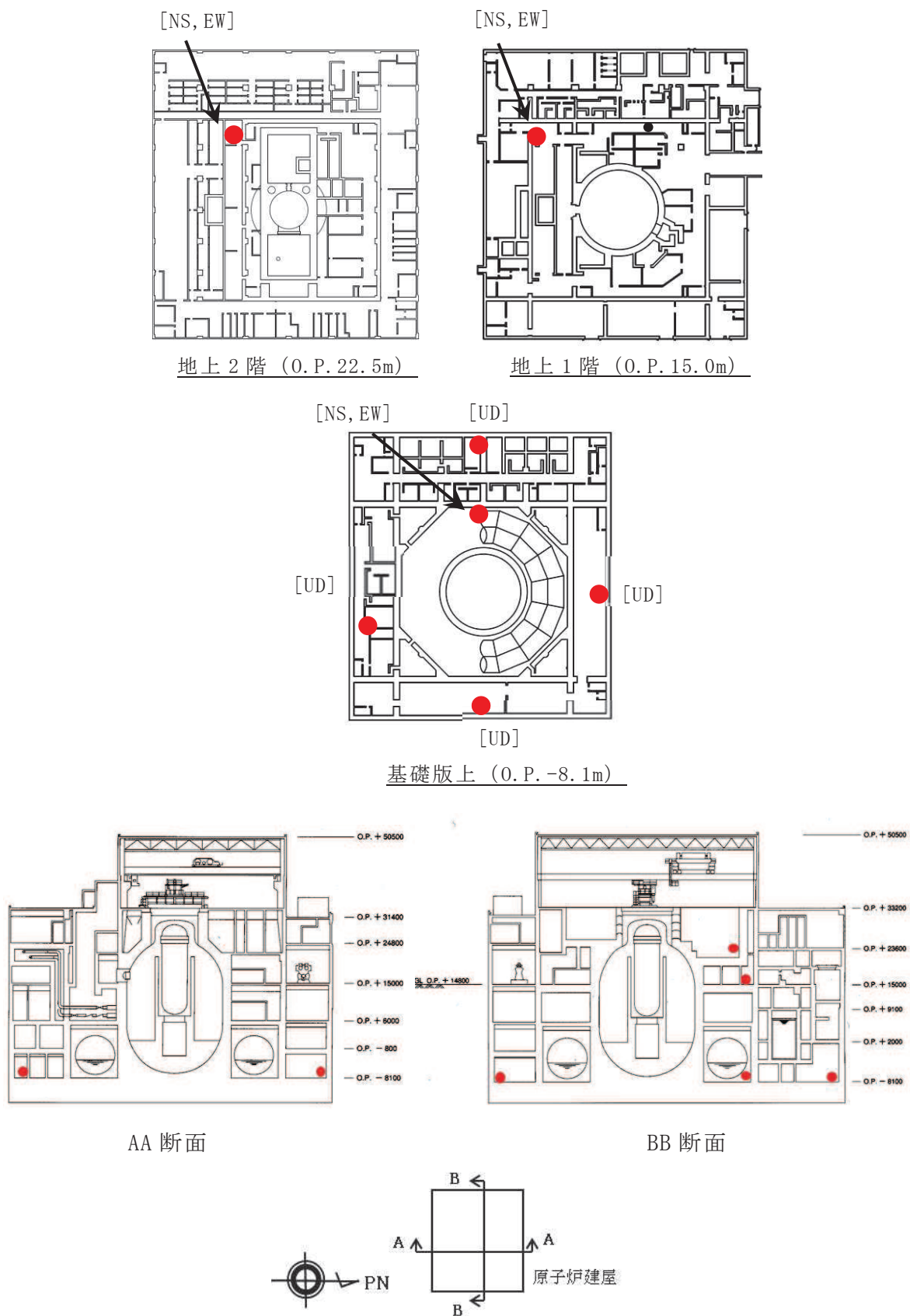


図 3-4 女川第2号機原子炉建屋の地震計位置

表 3-7 伝達関数の算定に用いた地震計（女川第2号機制御建屋）

(1) スウェイ固定

地震計設置位置	観測成分	備考
O. P. +23.5(地上3階)	NS、EW	y 算定用
O. P. +1.5(地下2階)	NS、EW	x0 算定用

(2) 鉛直動

地震計設置位置	観測成分	備考
O. P. +23.5(地上3階)	UD	{ch. 137}
O. P. +1.5(地下2階)	UD	{ch. 134}

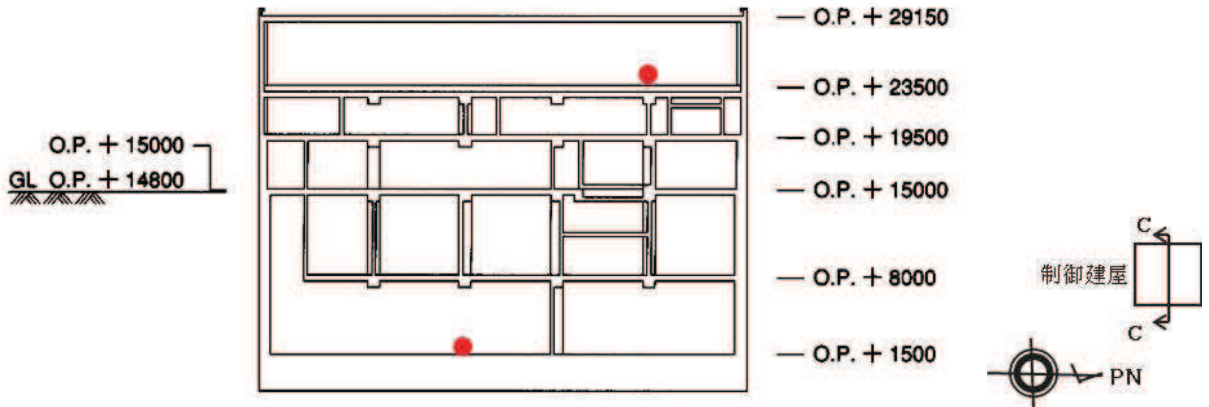
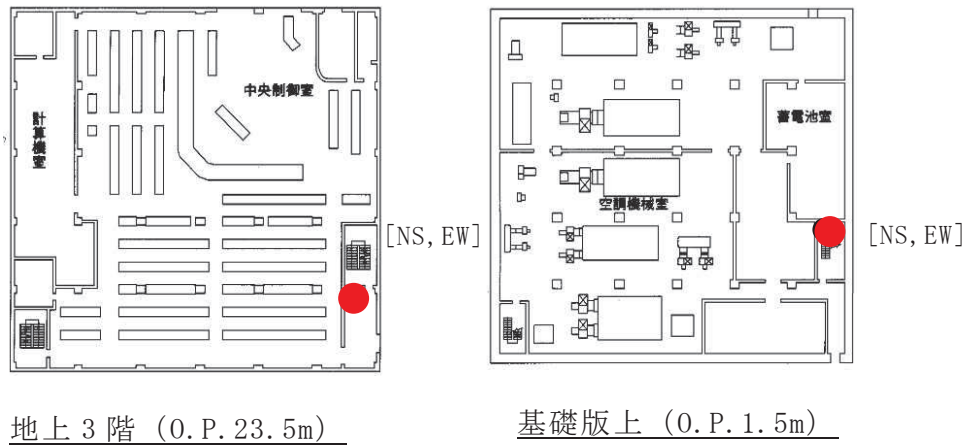


図 3-5 女川第2号機制御建屋の地震計位置

表 3-8 伝達関数の算定に用いた地震計(女川第2号機タービン建屋)

(1) スウェイ固定

地震計設置位置	観測成分	備考
O. P. + 47.47(屋上)	NS, EW	y算定用
O. P. + 0.8(地下2階)	NS, EW	x0算定用

(2) 鉛直動

地震計設置位置	観測成分	備考
O. P. + 47.47(屋上)	UD	{ch. 131}
O. P. + 0.8(地下2階)	UD	{ch. 125}

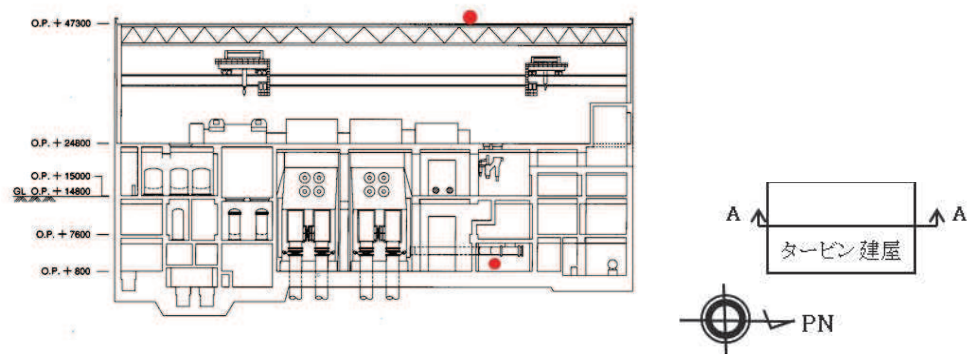
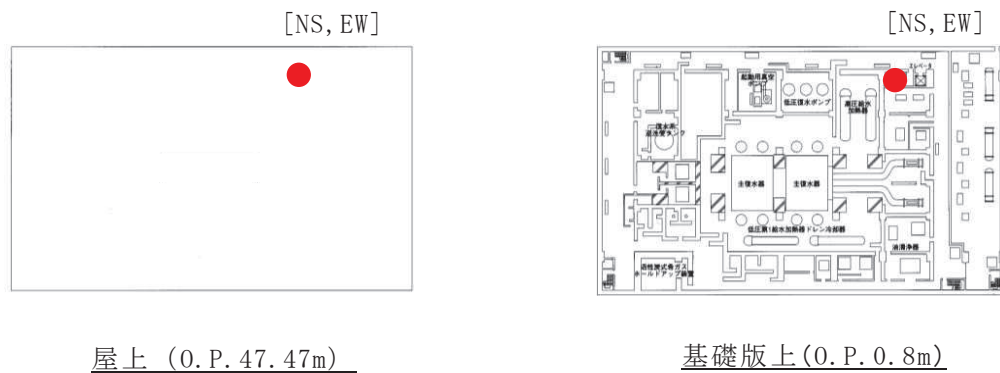


図 3-6 女川第2号機タービン建屋の地震計位置

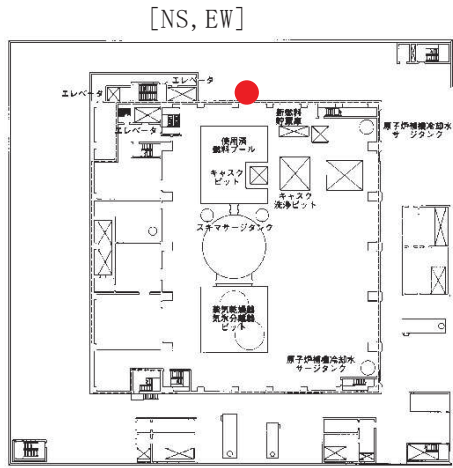
表 3-9 伝達関数の算定に用いた地震計(女川第3号機原子炉建屋)

(1) スウェイ固定, 基礎固定

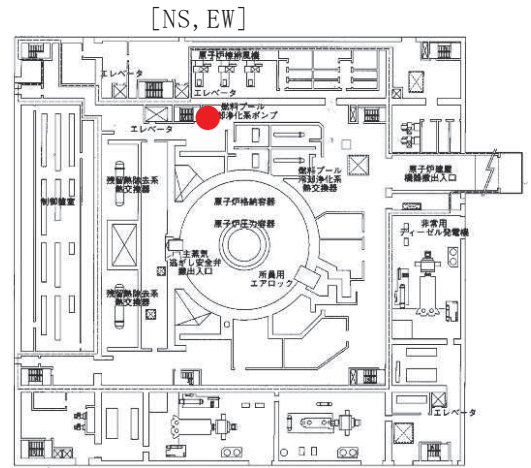
地震計設置位置	観測成分	備考
0. P. + 30. 6 (地上3階)	NS, EW	y算定用
0. P. + 15. 0 (地上1階)	NS, EW	y算定用
0. P. - 8. 1 (地下3階)	NS, EW	x0算定用
0. P. - 8. 1 (地下3階)	UD (4点)	ロッキング算定用

(2) 鉛直動

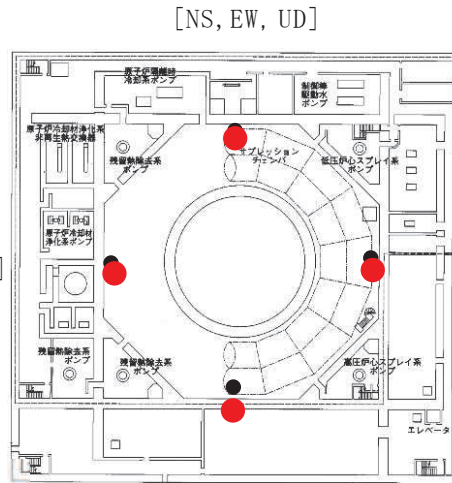
地震計設置位置	観測成分	備考
0. P. + 30. 6 (地上3階)	UD (4点)	{ch. 161, 163, 165, 167} (2009~)
0. P. + 30. 6 (地上3階)	UD	{ch. 161} (1985~2008. 7. 24)
0. P. - 8. 1 (地下3階)	UD (4点)	{ch. 149, 151, 153, 155} (2009~)
0. P. - 8. 1 (地下3階)	UD	{ch. 149} (1985~2008. 7. 24)



地上 3 階 (O. P. 30.6m)



地上 1 階 (O. P. 15.0m)

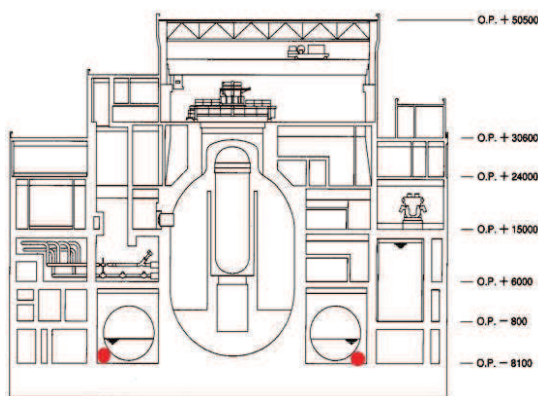
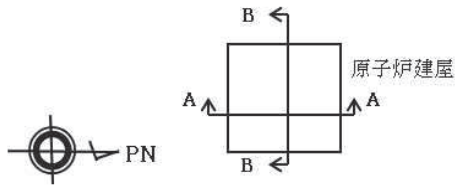


[UD]

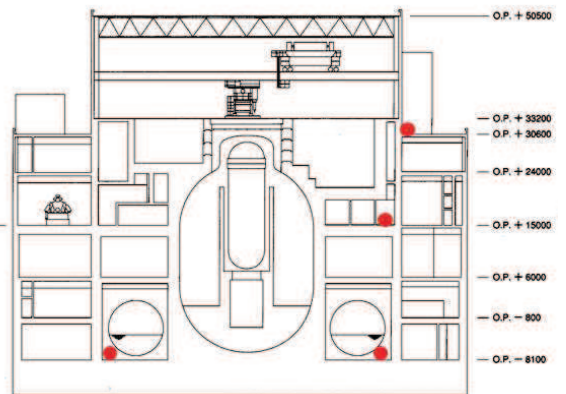
[UD]

[UD]

基礎版上 (O. P. -8.1m)



AA 断面



BB 断面

図 3-7 女川第 3 号機原子炉建屋の地震計位置

表 3-10 伝達関数の算定に用いた地震計

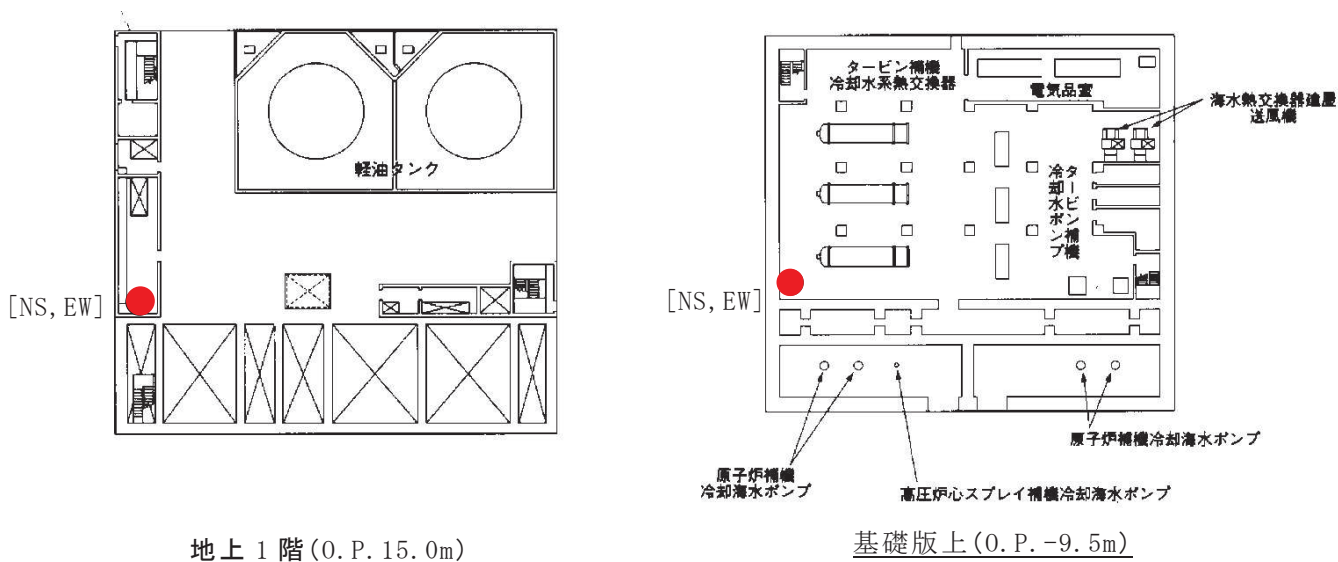
(女川第3号機海水熱交換器建屋)

(1) スウェイ固定

地震計設置位置	観測成分	備考
O. P. + 15.0 (地上1階)	NS, EW	y算定用
O. P. - 9.5 (地下3階)	NS, EW	x0算定用

(2) 鉛直動

地震計設置位置	観測成分	備考
O. P. + 15.0 (地上1階)	UD	{ch. 194}
O. P. - 9.5 (地下3階)	UD	{ch. 191}



地上1階 (O. P. 15.0m)

基礎版上 (O. P. -9.5m)

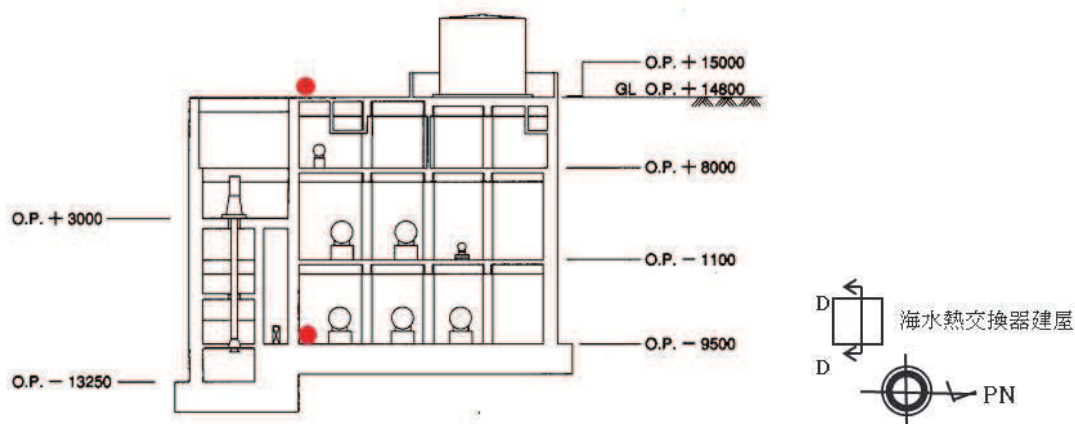


図 3-8 女川第3号機海水熱交換器建屋の地震計位置

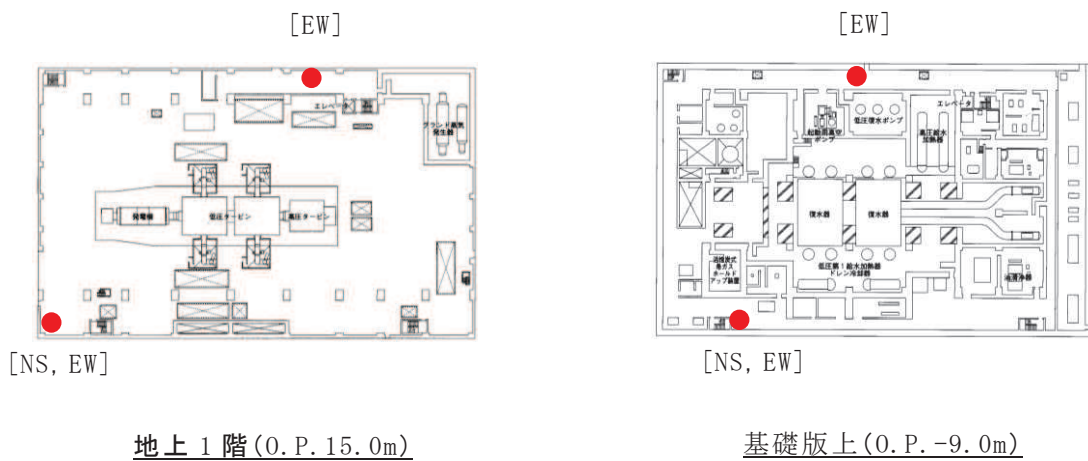
表 3-11 伝達関数の算定に用いた地震計(女川第3号機タービン建屋)

(1) スウェイ固定

地震計設置位置	観測成分	備考
O. P. + 15.0 (地上1階)	NS, EW (2点)	y算定用
O. P. - 9.0 (地下3階)	NS, EW (2点)	x0算定用

(2) 鉛直動

地震計設置位置	観測成分	備考
O. P. + 15.0 (地上1階)	UD (2点)	{ch. 179, 182}
O. P. - 9.0 (地下3階)	UD (2点)	{ch. 173, 176}



地上1階(O. P. 15.0m)

基礎版上(O. P. -9.0m)

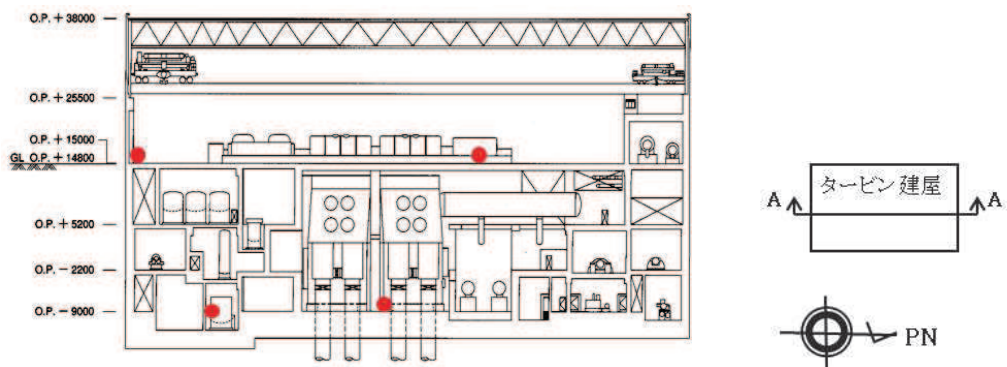


図 3-9 女川第3号機タービン建屋の地震計位置

表 3-12 伝達関数の算定に用いた地震計(女川第3号機サービス建屋)

(1) スウェイ固定

地震計設置位置	観測成分	備考
O. P. + 34.0 (屋上)	NS, EW	y算定用
O. P. - 11.0 (地下4階)	NS, EW	x0算定用

(2) 鉛直動

地震計設置位置	観測成分	備考
O. P. + 34.0 (屋上)	UD	{ch. 188}
O. P. - 11.0 (地下4階)	UD	{ch. 185}

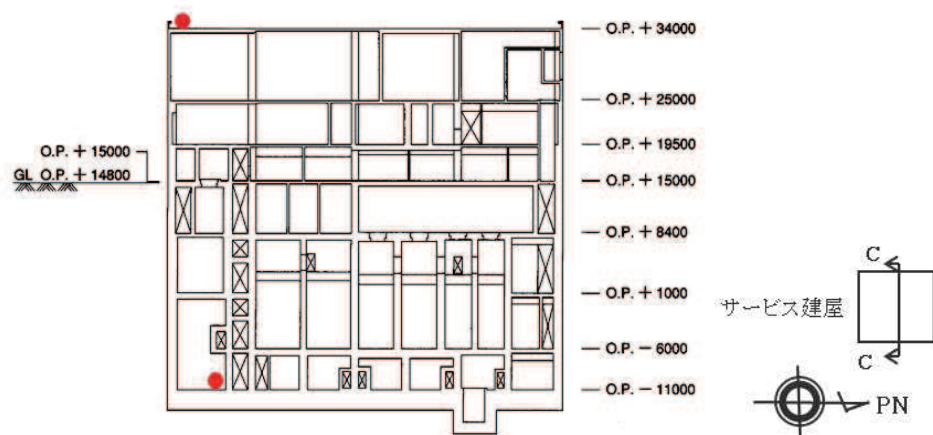
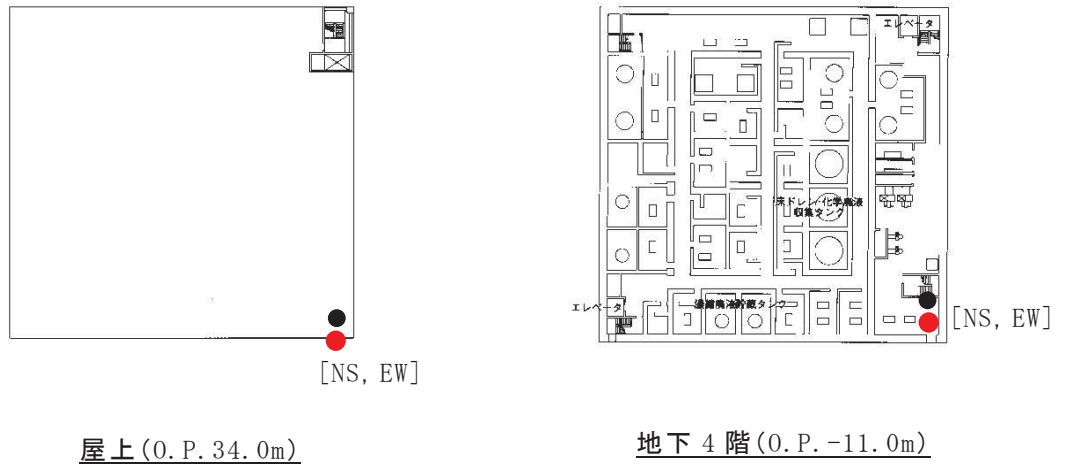
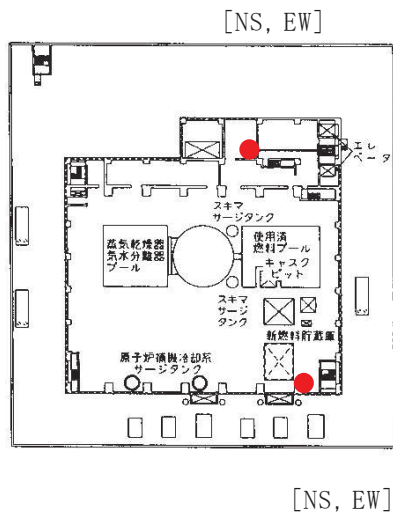


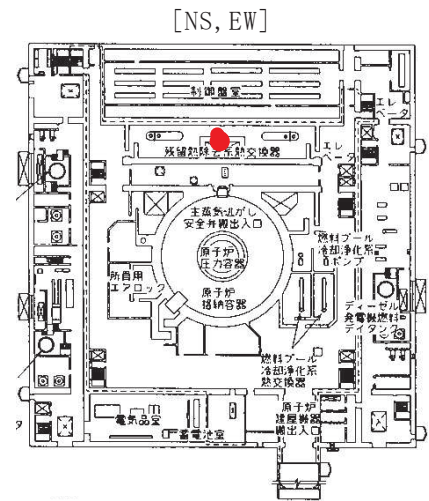
図 3-10 女川第3号機サービス建屋の地震計位置

表 3-13 伝達関数の算定に用いた地震計（東通第 1 号機原子炉建屋）

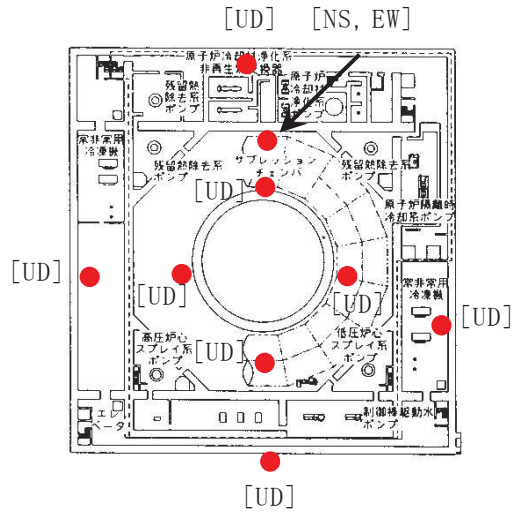
地震計設置位置	観測成分	備考
T. P. +32. 00m(地上3階)	NS (2点) , EW (2点)	y算定用
T. P. +13. 20m(地上1階)	NS, EW	y算定用
T. P. -10. 80m(地下3階)	NS, EW	x0算定用
T. P. -10. 80m(地下3階)	UD (8点)	ロッキング算定用



地上 3 階 (T. P. 32.0m)



地上 1 階 (T. P. 13.2m)



基礎版上 (T. P. -10.80m)

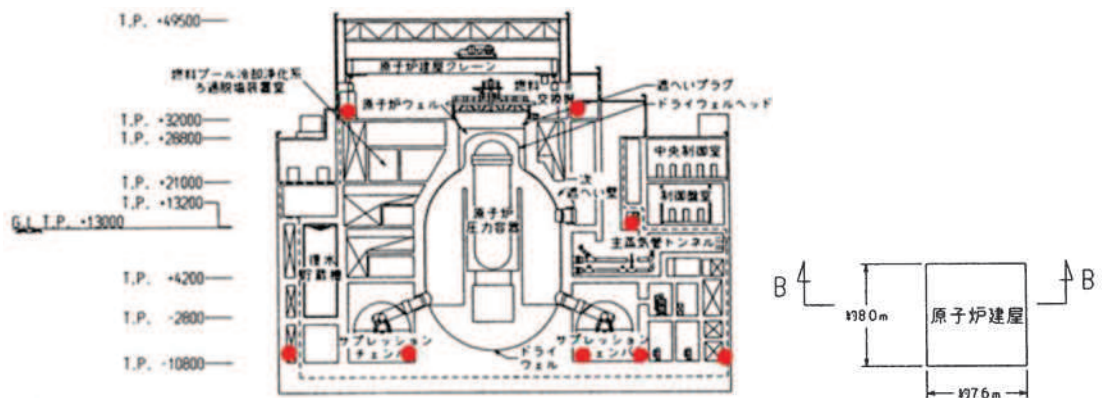


図 3-11 東通第 1 号機原子炉建屋の地震計位置

(3) 評価結果

a. 女川第2号機原子炉建屋

女川第2号機原子炉建屋について、1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-12に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-13に示す。これらの図には、スウェイ固定条件及び基礎固定条件における1次ピーク振動数の変化を重ねて示した。スウェイ固定条件での1次ピーク振動数はロッキングの影響が含まれるため、基礎固定条件の場合よりもやや低い振動数(平均的に0.5Hz程度)となっているが、両者の振動数の変化の傾向は、ほぼ同様となっている。

1次ピーク振動数は、経年的に緩やかに低下する傾向にあるが、2003年5月26日宮城県沖の地震、2005年8月16日宮城県沖の地震などの加速度の大きな地震の際には一時的に低下し、その後の余震では回復していく傾向が見られる。ただし、3.11地震においては、1次ピーク振動数が大きく低下し、その後の地震においても地震発生以前の振動数まで回復する傾向は認められない。

2013年後半頃からは、3.11地震直後に比べて分析可能な加速度振幅レベルの地震の発生頻度が低下しつつある。また、分析対象とした地震自体、加速度振幅の小さい地震が多くなっている。3.11地震直後からは1次ピーク振動数が僅かに上昇しているようにも見えるが、この要因が建屋剛性の回復によるものであるか、振幅依存性によるものであるか、判断は難しい。

図3-12(3)に示す小振幅地震時の評価においての時系列上の変化を見ると、2003年5月26日宮城県沖の地震の影響により、それまでの1次ピーク振動数から一段階下がったと考えられるが、2005年8月16日宮城県沖の地震を経て、3.11地震直前までの2003.7.26～2010.1.29では、ほぼ1次ピーク振動数には変化がないように見える。また、3.11地震によって振動数が低下した後、それ以降(2011.3.16～)においても振動数の低下は見られない。

したがって、3.11地震以降において1次ピーク振動数が若干上昇しているように見えるのは、加速度振幅の小さい地震での1次ピーク振動数の振幅依存性によるものと考えられる。

b. 女川第2号機制御建屋

女川第2号機制御建屋について、スウェイ固定条件における1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-14に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-15に示す。女川第2号機原子炉建屋と同様な経年的な変化が認められる。第2号機原子炉建屋と第2号機制御建屋のピーク振動数の推移の傾向について、よりわかりやすく確認するため、図3-13に示す第2号機原子炉建屋の1次ピーク振動数の時間軸上の変化の図の縦軸(ピーク振動数)を第2号機制御建屋と揃えた図を図3-15(2)に示す。さらに、小振幅地震のみを抽出した図を図3-15(3)及び図3-

ー15(4)に示す。建設時から 3.11 地震までの原子炉建屋と制御建屋のピーク振動数の推移の傾向に大きな違いは見られない。3.11 地震以降については、原子炉建屋と制御建屋で変化量に差が表れているが、これは、建屋の構造の特徴の違い（構造の複雑さや建屋埋め込み深さなど）によるものと考えられる。

c. 女川第 2 号機タービン建屋

女川第 2 号機タービン建屋について、スウェイ固定条件における 1 次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図 3-16 に、1 次ピーク振動数の時間軸上の変化を図 3-17 に示す。概ね女川第 2 号機原子炉建屋と同様な経年的な変化が見られるものの、NS, EW 方向では若干異なる傾向が認められる。

すなわち、建設当初では、NS 方向の 1 次ピーク振動数は、EW 方向よりも約 2.5Hz 程度高かったが、その後、比較的大きな地震を経験するごとに差が小さくなり、3.11 地震後ではほぼ同じ程度となり、以降徐々に差が開く傾向に戻り、現在では 0.5Hz 程度の差となっている。これは、経年的にも地震時においても、長辺方向にあたる NS 方向での振動数の低下が大きいものの、耐震壁の壁量が多いため回復の傾向がやや強く表れている可能性がある。

d. 女川第 1 号機原子炉建屋

女川第 1 号機原子炉建屋について、1 次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図 3-18 に、1 次ピーク振動数の時間軸上の変化を図 3-19 に示す。これらの図には、スウェイ固定条件及び基礎固定条件における 1 次ピーク振動数の変化を重ねて表示した。概ね女川第 2 号機原子炉建屋と同様な経年的な変化が見られるものの、NS, EW 方向では若干異なる傾向が認められる。

すなわち、3.11 地震以前では、スウェイ固定条件及び基礎固定条件ともに、NS, EW 方向での 1 次ピーク振動数の差は小さかったが、以降、EW 方向が NS 方向よりも 0.5~1Hz 程度高くなる傾向が持続している。このことから、3.11 地震による影響が NS 方向により顕著であったものと考えられる。NS 方向でより顕著であったこの傾向は、第 2 号機原子炉建屋及び第 3 号機原子炉建屋では確認されていないが、この要因としては、

①3.11 地震は NS 方向が大きい地震動であったこと

②第 1 号機原子炉建屋がシングルボックスの構造で、第 2 号機原子炉建屋及び第 3 号機原子炉建屋はダブルボックスの構造であること、

③建屋の埋め込み深さを比較すると、第 1 号機原子炉建屋が約 16m なのに対し、第 2 号機原子炉建屋及び第 3 号機原子炉建屋は約 29m と埋め込み深さが異なること

などが考えられる。

e. 女川第1号機制御建屋

女川第1号機制御建屋について、スウェイ固定条件における1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-20に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-21に示す。概ね女川第2号機原子炉建屋と同様な経年的な変化が見られるものの、NS, EW方向では若干異なる傾向が認められる。

すなわち、3.11地震以前では、NS, EW方向での1次ピーク振動数の差は小さかったが、以降、EW方向がNS方向よりも0.5Hz程度高くなる傾向が持続している。これは女川第1号機原子炉建屋と同様の傾向であり、3.11地震による影響がNS方向により顕著であったものと考えられる。

f. 女川第1号機タービン建屋

女川第1号機タービン建屋について、スウェイ固定条件における1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-22に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-23に示す。長辺方向(NS)と短辺方向(EW)で振動数の違いがあるが、経年的な変化の傾向は女川第2号機原子炉建屋と同様である。

g. 女川第3号機原子炉建屋

女川第3号機原子炉建屋について、スウェイ固定条件における1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-24に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-25に示す。これらの図には、スウェイ固定条件及び基礎固定条件における1次ピーク振動数の変化を重ねて表示した。概ね、女川第2号機原子炉建屋と同様な経年的な変化が見られる。詳細にみると、3.11地震以前では、NS方向がEW方向よりも0.5Hz程度振動数が高かったが、以降は差が殆どなくなっていることから、3.11地震の影響は、NS方向により顕著であったものと考えられる。

h. 女川第3号機海水熱交換器建屋

女川第3号機海水熱交換器建屋について、スウェイ固定条件における1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-26に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-27に示す。女川第3号機海水熱交換器建屋は、概略地下に位置する構造物であり、ピーク振動数は余り明瞭でなく検討可能な地震記録も他の建屋より限定され、評価結果のばらつきも大きい。しかしながら、建屋がこのような条件下にあるためか、経年的には振動数の変化は認められず、女川第2号機原子炉建屋等に共通する傾向は見られない。

i. 女川第3号機タービン建屋

女川第3号機タービン建屋について、スウェイ固定条件における1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-28に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-29に示す。長辺方向(NS)と短辺方向(EW)で振動数の違いがあるが、経年的な変化の傾向は女川第2号機原子炉建屋と同様である。

j. 女川第3号機サービス建屋

女川第3号機サービス建屋について、スウェイ固定条件における1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-30に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-31に示す。女川第2号機原子炉建屋と同様な経年的な変化が見られる。

k. 東通第1号機原子炉建屋

東通第1号機原子炉建屋について、スウェイ固定条件における1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-32に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-33に示す。東通第1号機原子炉建屋については観測記録が少なく、加速度が小さい記録のみの分析結果であるが、経年的な変化は見られない。

l. 女川第2号機原子炉建屋（鉛直動）

女川第2号機原子炉建屋の鉛直動について、1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-34に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-35に示す。女川第2号機原子炉建屋の鉛直動に関しても、建設当初からピーク振動数が徐々に低下し、3.11地震の際に固有振動数がさらに低下しており、その後は変化が小さいが、設計値の固有振動数よりも高いままである。全体的な傾向は同建屋のスウェイ固定及び基礎固定条件の結果に似た傾向である。

m. 女川第3号機原子炉建屋（鉛直動）

女川第3号機原子炉建屋の鉛直動について、1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-36に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-37に示す。女川第3号機原子炉建屋鉛直動に関しても、建設当初からピーク振動数が徐々に低下し、3.11地震の際に固有振動数がさらに低下しており、その後は変化が小さいが、設計値の固有振動数よりも高いままである。全体的な傾向は同建屋のスウェイ固定及び基礎固定条件の結果に似た傾向である。

n. 女川第1号機原子炉建屋（鉛直動）

女川第1号機原子炉建屋の鉛直動について、1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-38に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-39に示す。女川第

1号機原子炉建屋鉛直動に関しては、ピーク自体が余り明瞭でなく検討可能な地震記録が限られ、評価結果のばらつきも大きいですが、建設当初からピーク振動数が徐々に低下し、3.11地震の際に固有振動数が低下、その後は変化が小さいという特徴は、同建屋のスウェイ固定及び基礎固定条件の結果と同様に認められる。

o. 女川第2号機制御建屋（鉛直動）

女川第2号機制御建屋の鉛直動について、1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-40に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-41に示す。女川第2号機制御建屋鉛直動に関しても、建設当初からピーク振動数が徐々に低下し、3.11地震の際に固有振動数が顕著に低下、その後は変化が小さいという特徴が、同建屋のスウェイ固定条件の結果と同様に認められる。

p. 女川第1号機制御建屋（鉛直動）

女川第1号機制御建屋の鉛直動について、1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-42に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-43に示す。女川第1号機制御建屋鉛直動に関しても、建設当初からピーク振動数が徐々に低下し、3.11地震の際に固有振動数が顕著に低下、その後は変化が小さいという特徴が、同建屋のスウェイ固定条件の結果と同様に認められる。

q. 女川第3号機海水熱交換器建屋（鉛直動）

女川第3号機海水熱交換器建屋の鉛直動について、1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-44に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-45に示す。女川第3号機海水熱交換器建屋鉛直動に関しては、ピーク振動数が極めて高く評価可能な地震数が限定されているが、3.11地震の際に固有振動数が顕著に低下、その後は変化が小さいという特徴が認められ、同建屋のスウェイ固定条件の結果とは異なる傾向がある。

r. 女川第3号機サービス建屋（鉛直動）

女川第3号機サービス建屋の鉛直動について、1次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図3-46に、1次ピーク振動数の時間軸上の変化を図3-47に示す。女川第3号機サービス建屋鉛直動に関しても、建設当初からピーク振動数が徐々に低下し、3.11地震の際に固有振動数が顕著に低下、その後は変化が小さいという特徴が、同建屋のスウェイ固定条件の結果と同様に認められる。

s. 女川第2号機タービン建屋（鉛直動）

女川第2号機タービン建屋の鉛直動について、1次ピーク振動数の地震時系列上

の変化を図 3-48 に、1 次ピーク振動数の時間軸上の変化を図 3-49 に示す。建設当初からピーク振動数が徐々に低下し、3.11 地震の際に固有振動数が顕著に低下、その後は変化が小さいという特徴が、同建屋のスウェイ固定条件の結果と同様に認められる。

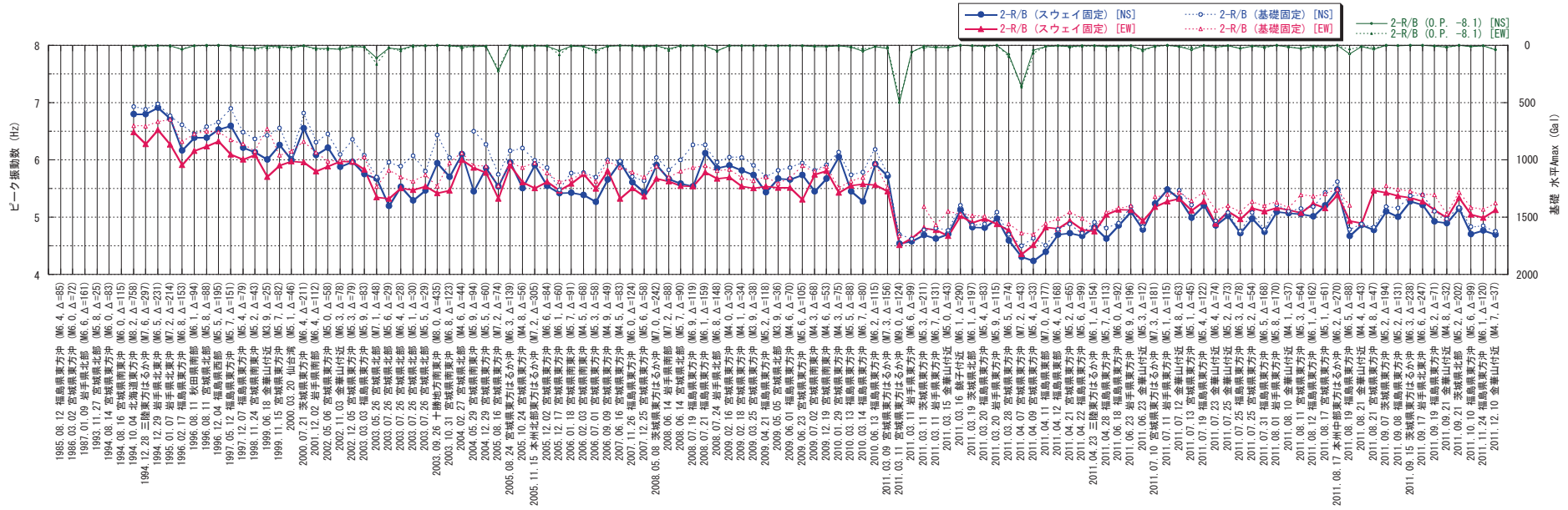
t. 女川第 3 号機タービン建屋（鉛直動）

女川第 3 号機タービン建屋の鉛直動について、1 次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図 3-50 に、1 次ピーク振動数の時間軸上の変化を図 3-51 に示す。建設当初からピーク振動数が徐々に低下し、3.11 地震の際に固有振動数が顕著に低下、その後は変化が小さいという特徴が、同建屋のスウェイ固定条件の結果と同様に認められる。

u. 女川第 1 号機タービン建屋（鉛直動）

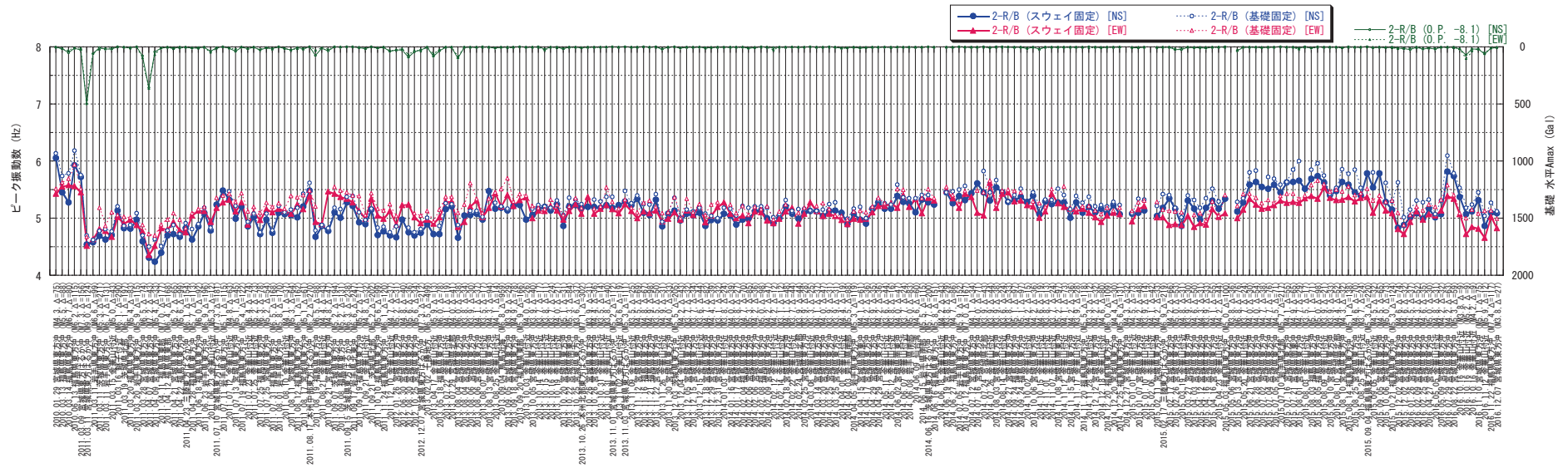
女川第 1 号機タービン建屋の鉛直動について、1 次ピーク振動数の地震時系列上の変化を図 3-52 に、1 次ピーク振動数の時間軸上の変化を図 3-53 に示す。ピーク自体が余り明瞭でなく検討可能な地震記録に限られ、評価結果のばらつきも大きいですが、建設当初からピーク振動数が徐々に低下し、3.11 地震の際に固有振動数が顕著に低下、その後は変化が小さいという特徴が、同建屋のスウェイ固定条件の結果と同様に認められる。

なお、欠測又は加速度レベルが小さく記録の精度が高くない等により固有振動数が評価できない場合もある。それらの地震記録については評価結果のプロット対象から除外している。



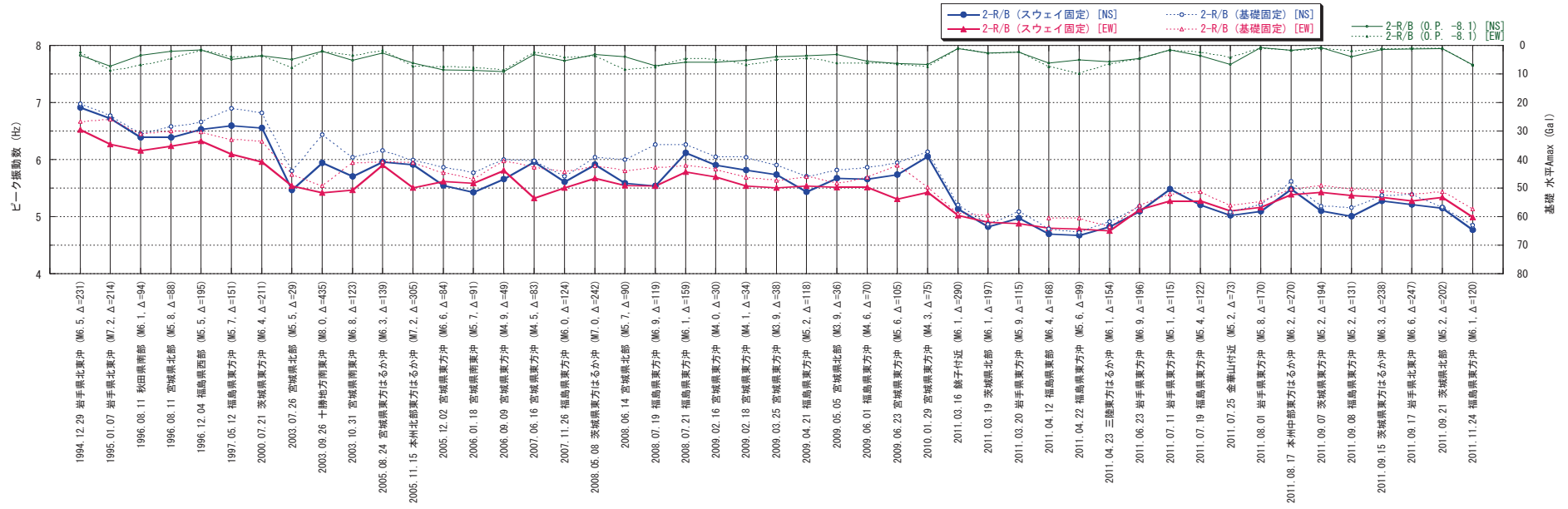
固有振動数（設計値）： NS方向 4.83Hz，EW方向 4.92Hz

図 3-12(1) ピーク振動数の評価結果（女川第2号機原子炉建屋）（1994年～2011年）



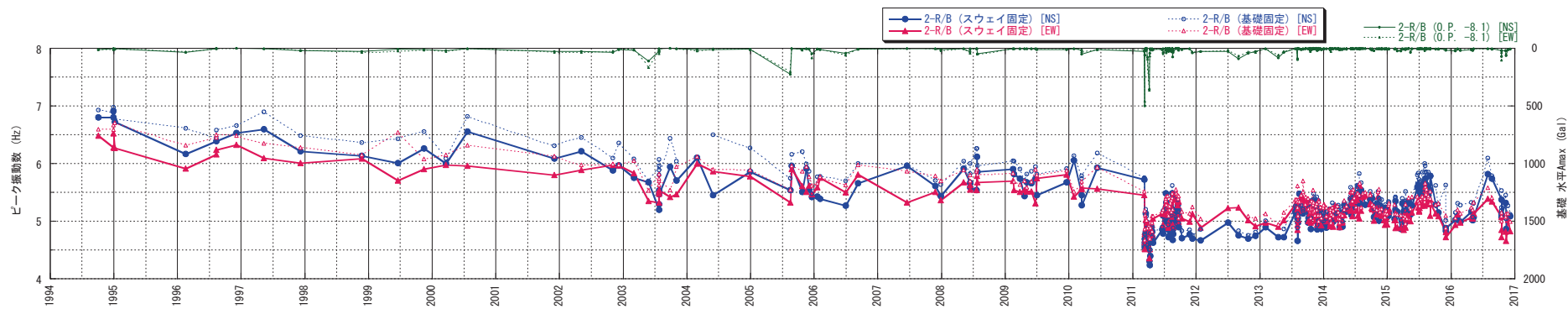
固有振動数（設計値）： NS方向 4.83Hz，EW方向 4.92Hz

図 3-12(2) ピーク振動数の評価結果（女川第2号機原子炉建屋）（2010年～2016年）



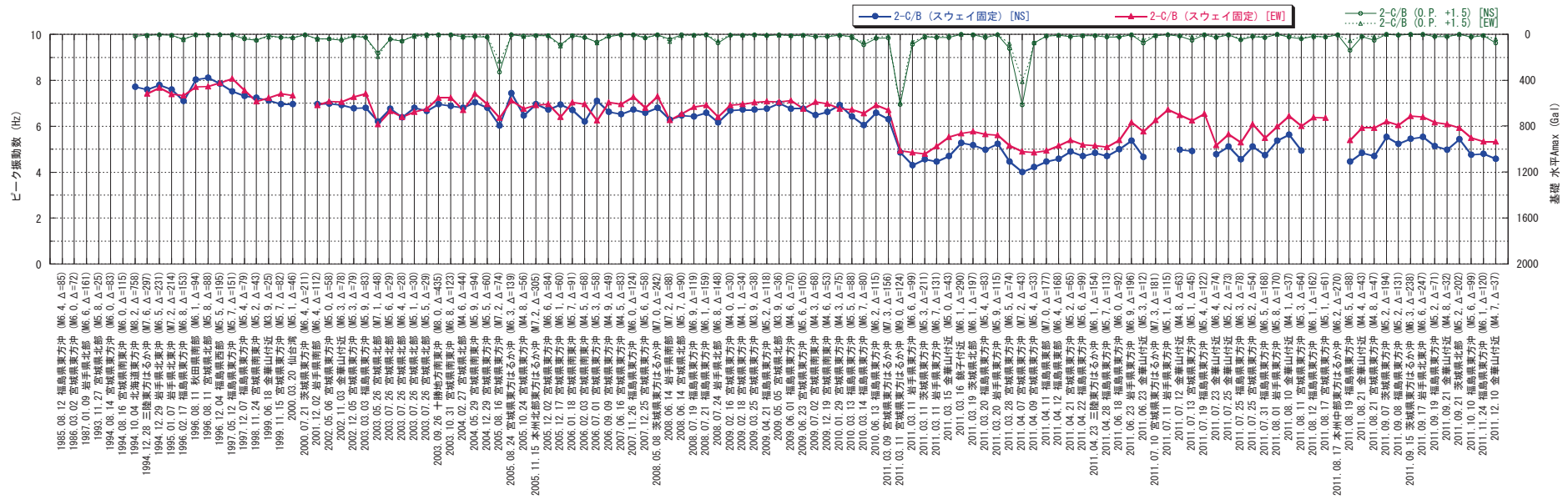
固有振動数（設計値）： NS方向 4.83Hz，EW方向 4.92Hz

図 3-12(3) ピーク振動数の評価結果（小振幅地震）（女川第2号機原子炉建屋）



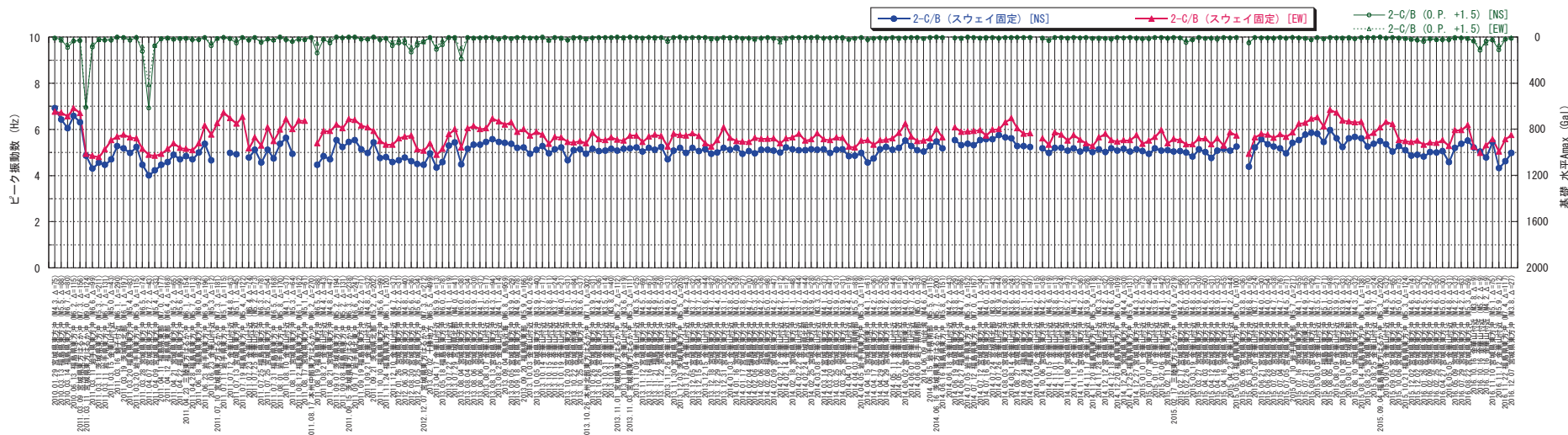
固有振動数（設計値）： NS方向 4.83Hz，EW方向 4.92Hz

図 3-13 ピーク振動数の経年変化（女川第 2 号機原子炉建屋）



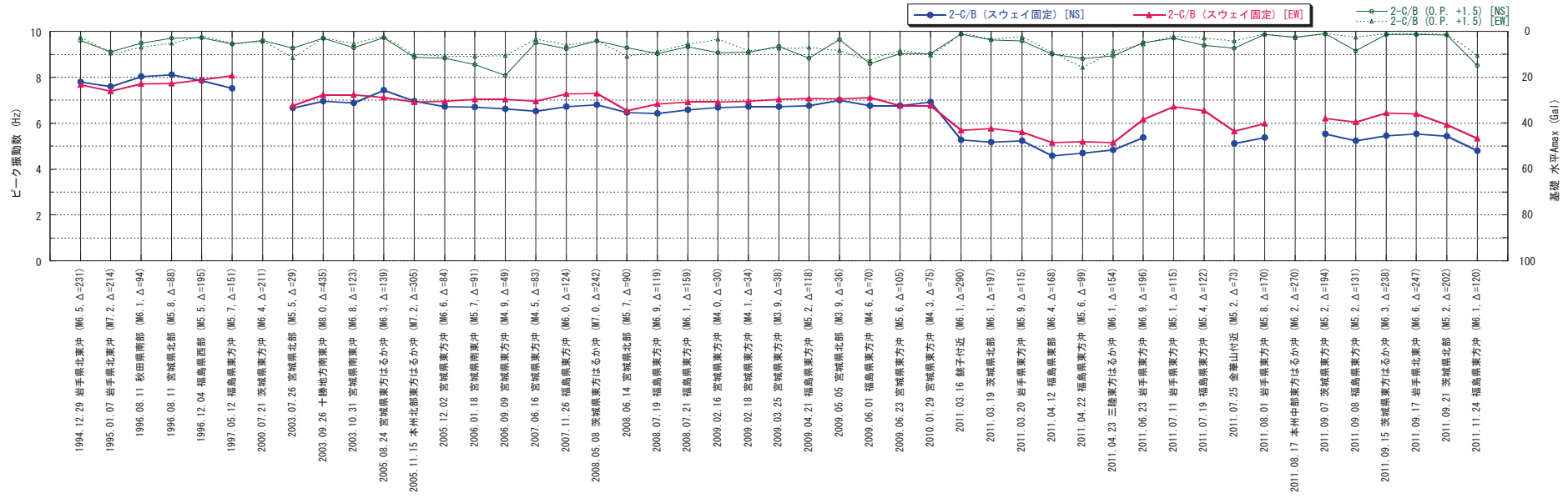
固有振動数 (設計値) : NS方向 7.15Hz, EW方向 6.94Hz

図 3-14(1) ピーク振動数の評価結果 (女川第2号機制御建屋) (1994年~2011年)



固有振動数（設計値）： NS方向 7.15Hz，EW方向 6.94Hz

図3-14(2) ピーク振動数の評価結果（女川第2号機制御建屋）（2010年～2016年）



固有振動数（設計値）： NS方向 7.15Hz，EW方向 6.94Hz

図 3-14(3) ピーク振動数の評価結果（小振幅地震）（女川第2号機制御建屋）

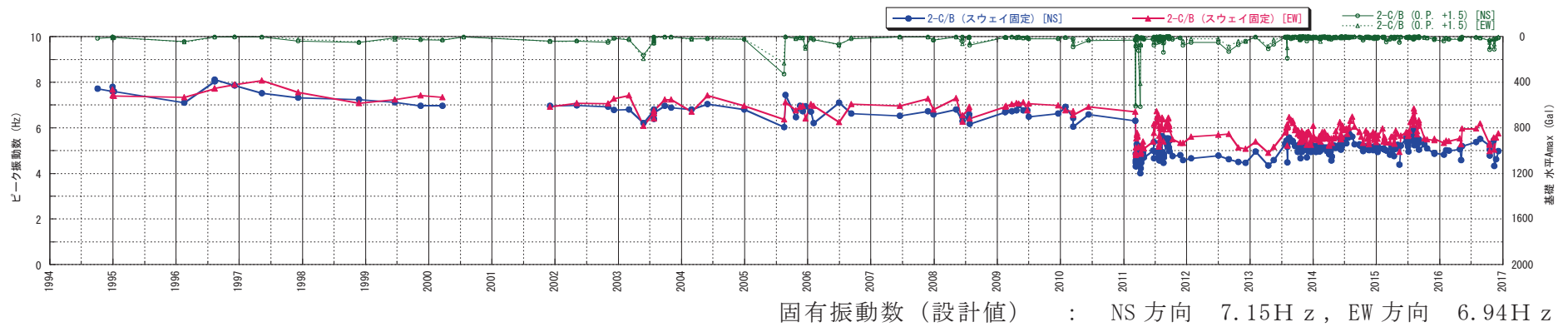


図 3-15(1) ピーク振動数の経年変化（女川第2号機制御建屋）

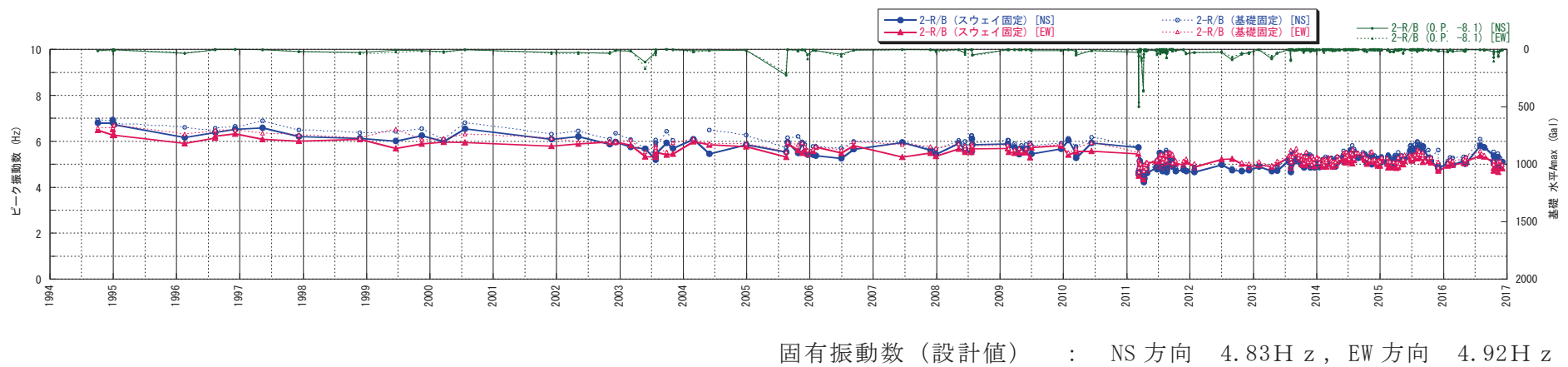


図 3-15(2) ピーク振動数の経年変化（女川第2号機原子炉建屋）

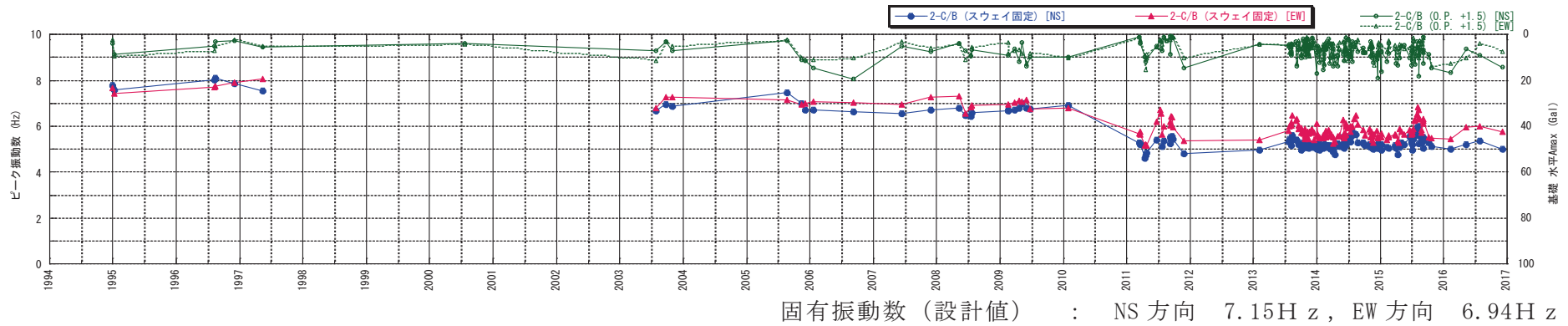


図 3-15(3) ピーク振動数の経年変化 (小振幅地震) (女川第 2 号機制御建屋)

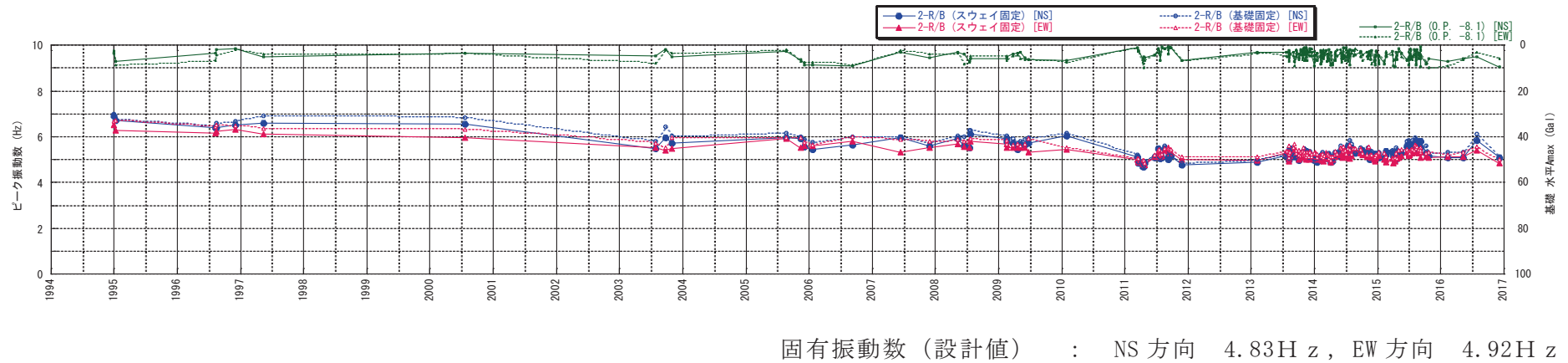
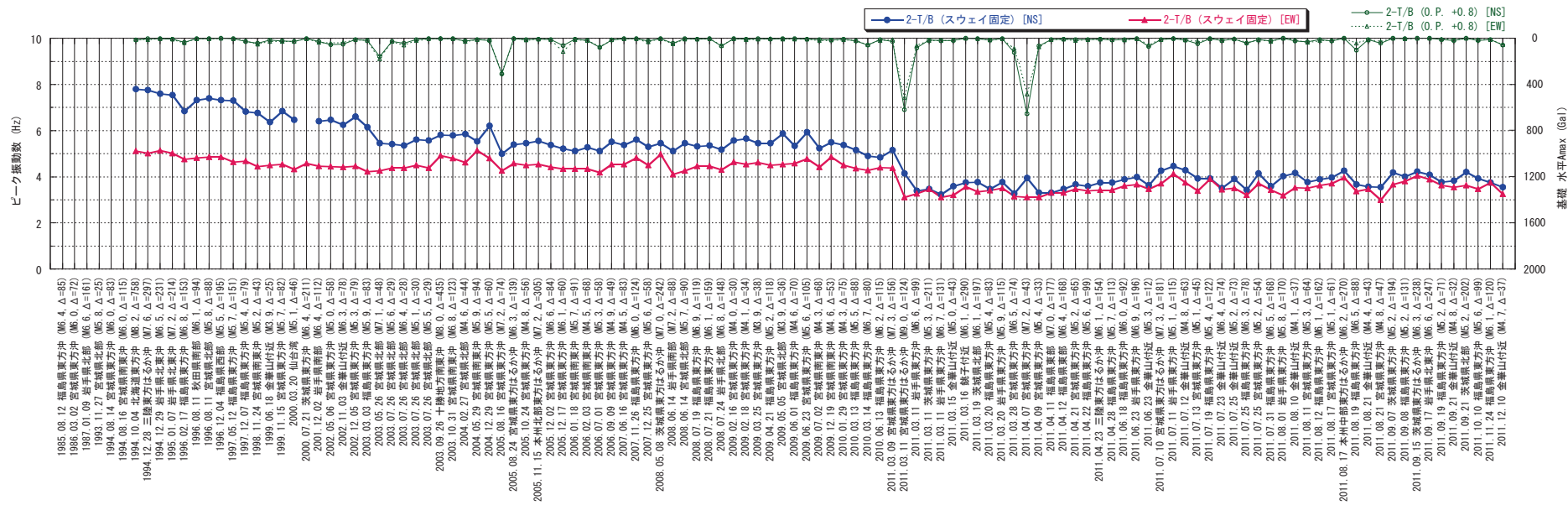
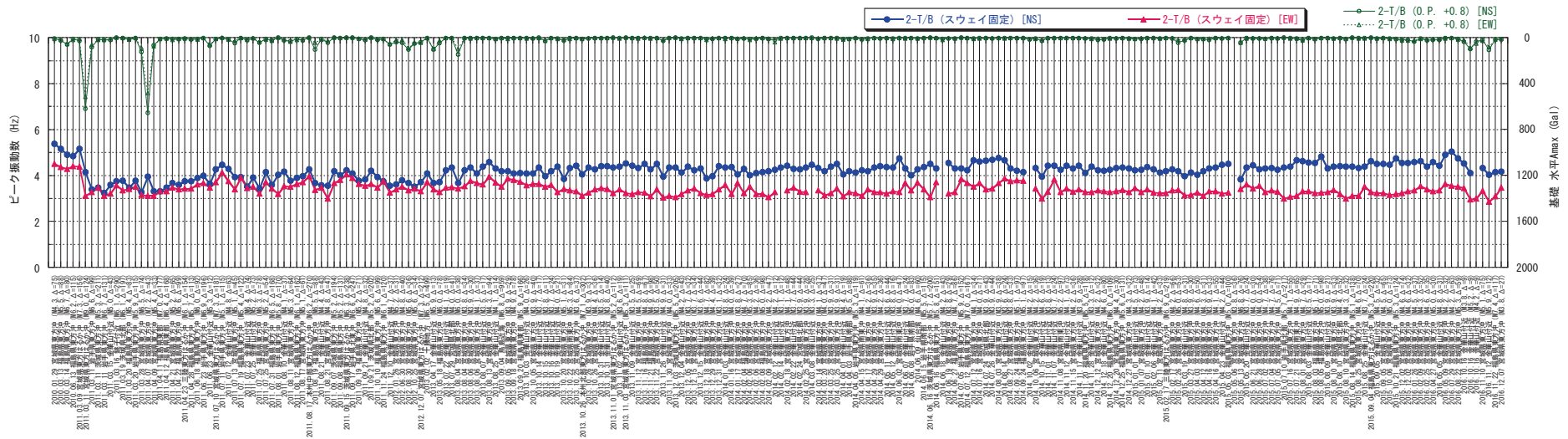


図 3-15(4) ピーク振動数の経年変化 (小振幅地震) (女川第 2 号機原子炉建屋)



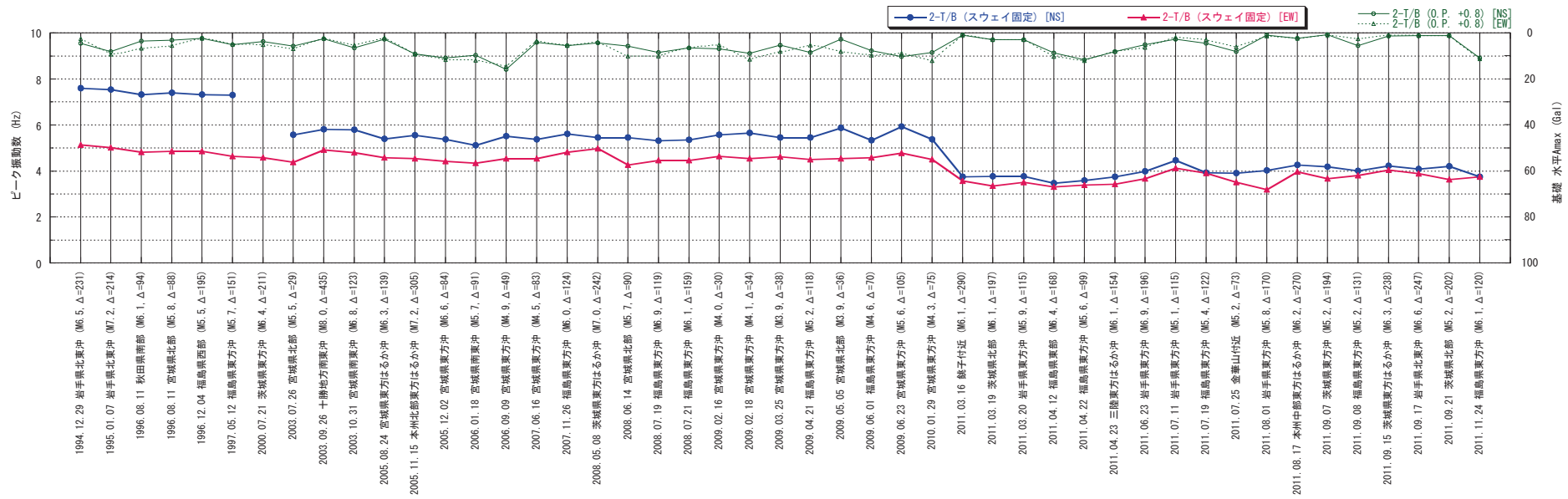
固有振動数（設計値）： NS方向 6.78Hz，EW方向 5.21Hz

図 3-16(1) ピーク振動数の評価結果（女川第2号機タービン建屋）（1994年～2011年）



固有振動数（設計値）： NS方向 6.78Hz，EW方向 5.21Hz

図 3-16(2) ピーク振動数の評価結果（女川第2号機タービン建屋）（2010年～2016年）



固有振動数 (設計値) : NS方向 6.78Hz, EW方向 5.21Hz

図 3-16(3) ピーク振動数の評価結果 (小振幅地震) (女川第2号機タービン建屋)

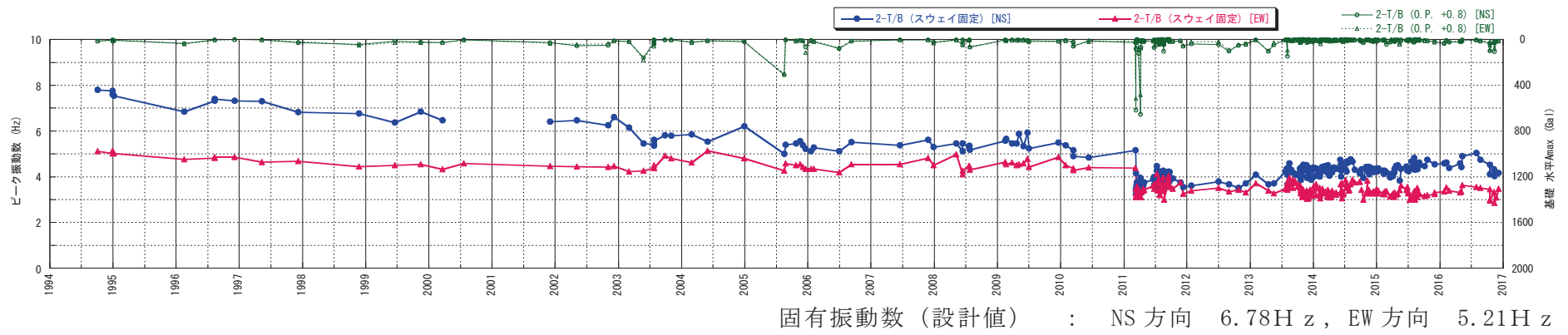
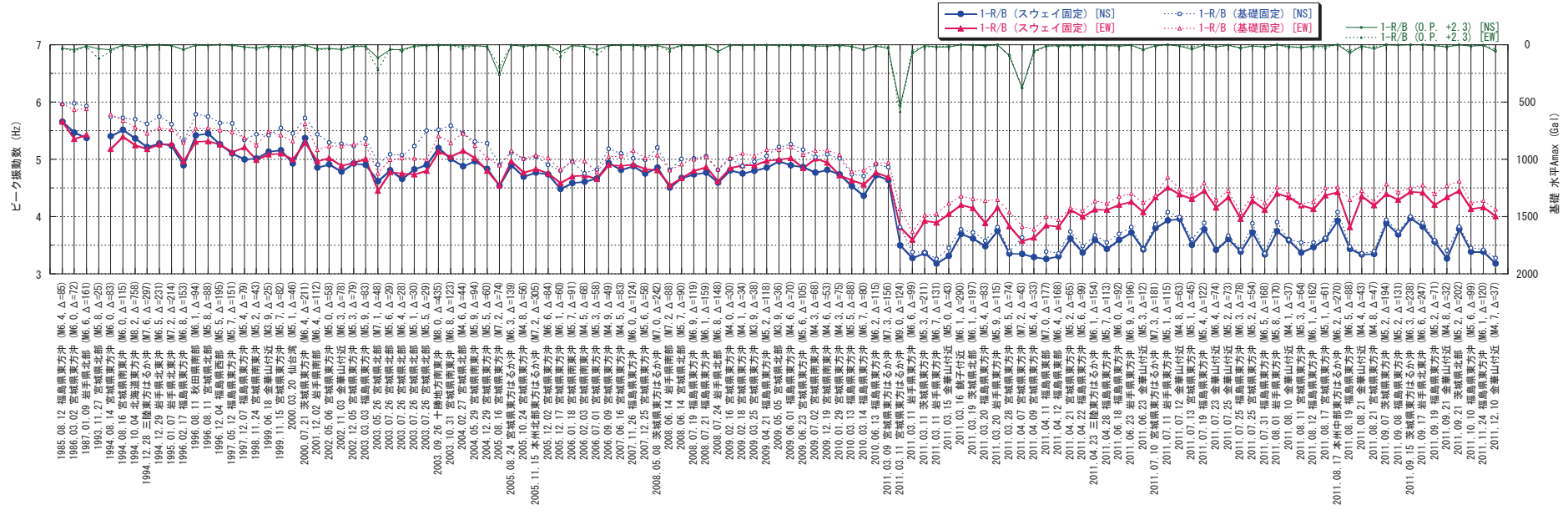
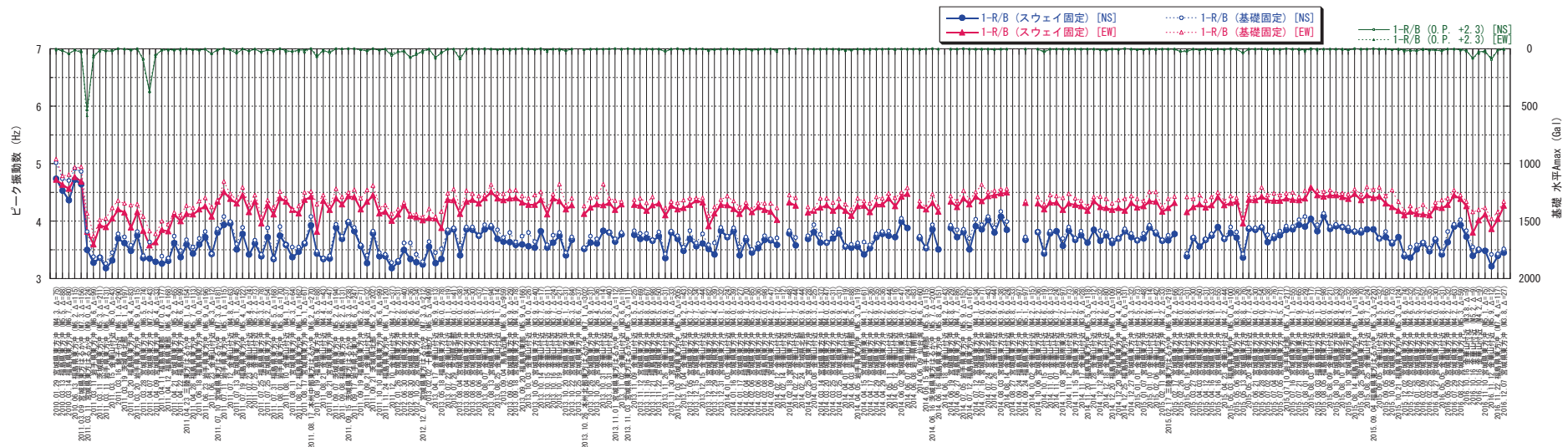


図 3-17 ピーク振動数の経年変化（女川第 2 号機タービン建屋）



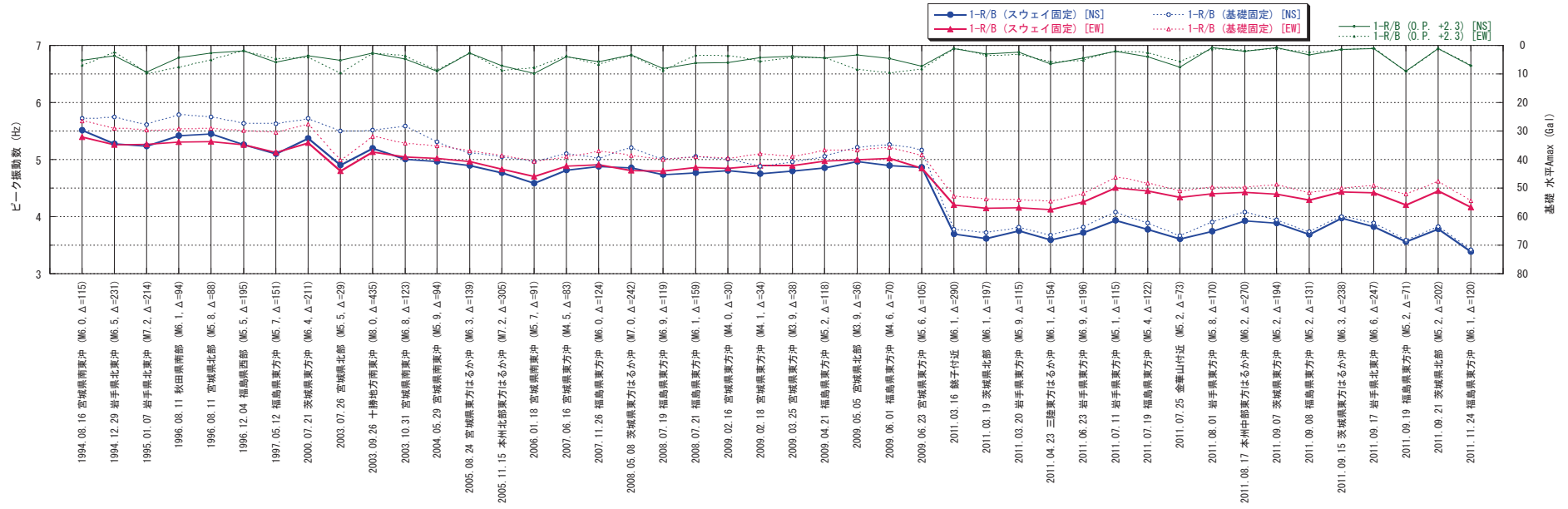
固有振動数（設計値）： NS方向 4.10Hz，EW方向 4.27Hz

図 3-18(1) ピーク振動数の評価結果（女川第1号機原子炉建屋）（1985年～2011年）



固有振動数（設計値）： NS方向 4.10Hz，EW方向 4.27Hz

図 3-18(2) ピーク振動数の評価結果（女川第1号機原子炉建屋）（2010年～2016年）



固有振動数（設計値）： NS方向 4.10Hz，EW方向 4.27Hz

図 3-18(3) ピーク振動数の評価結果（小振幅地震）（女川第1号機原子炉建屋）

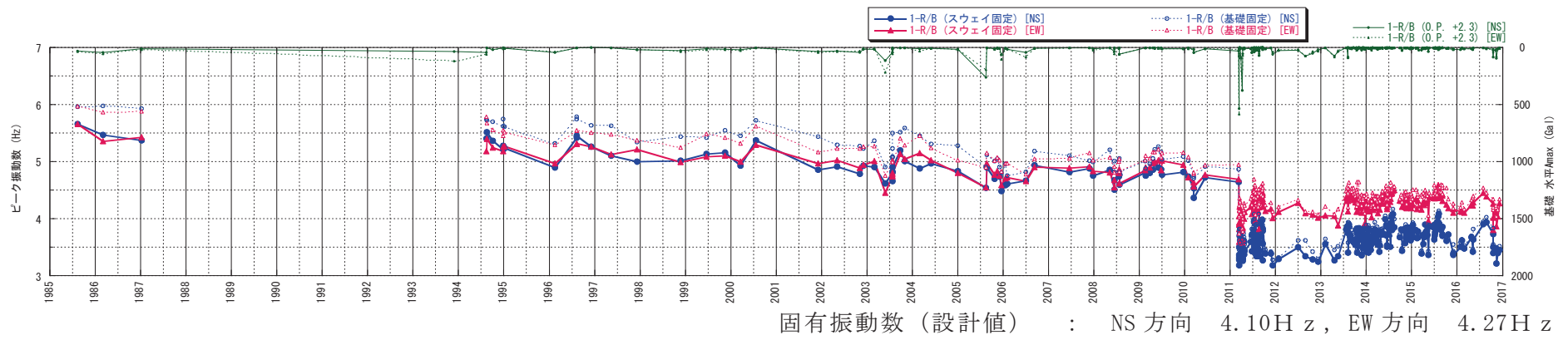
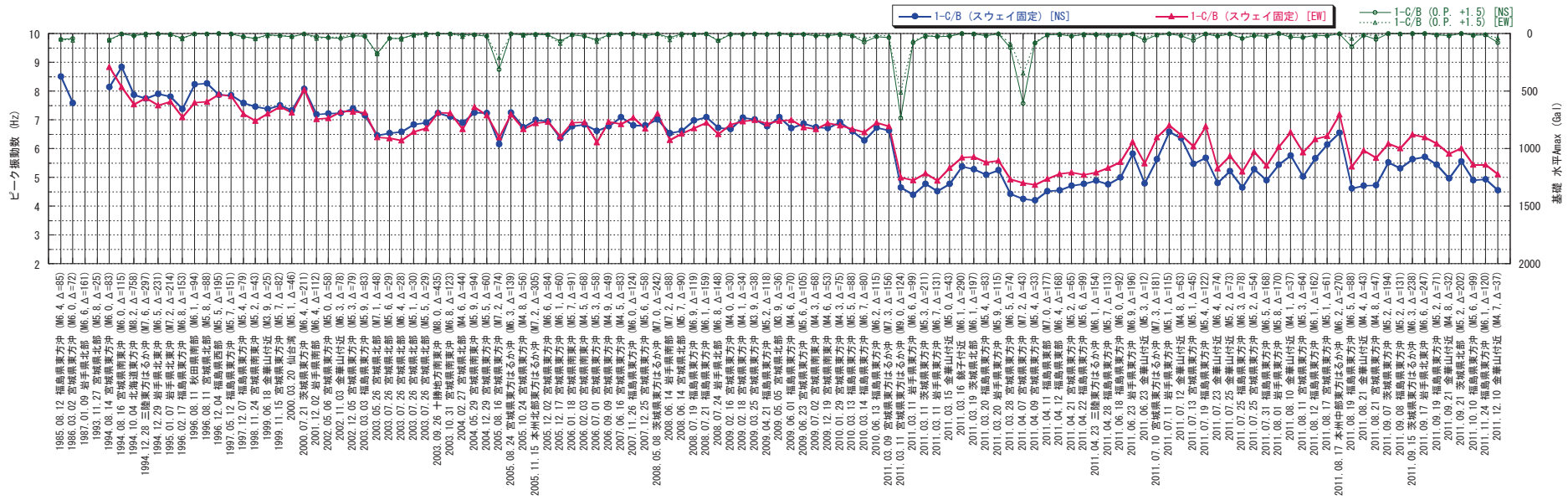
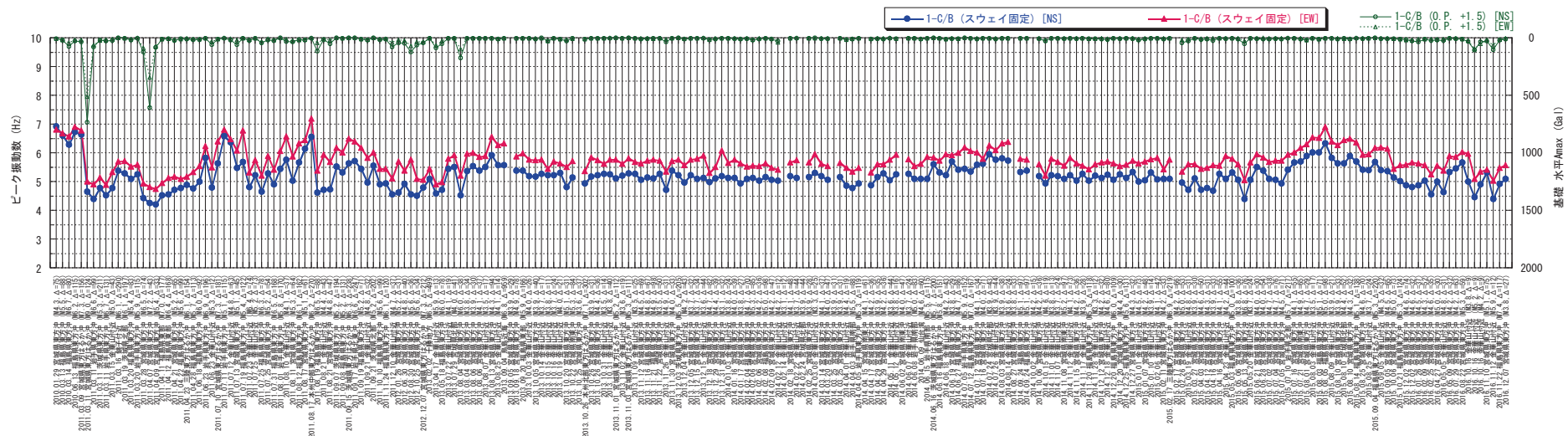


図 3-19 ピーク振動数の経年変化（女川第 1 号機原子炉建屋）



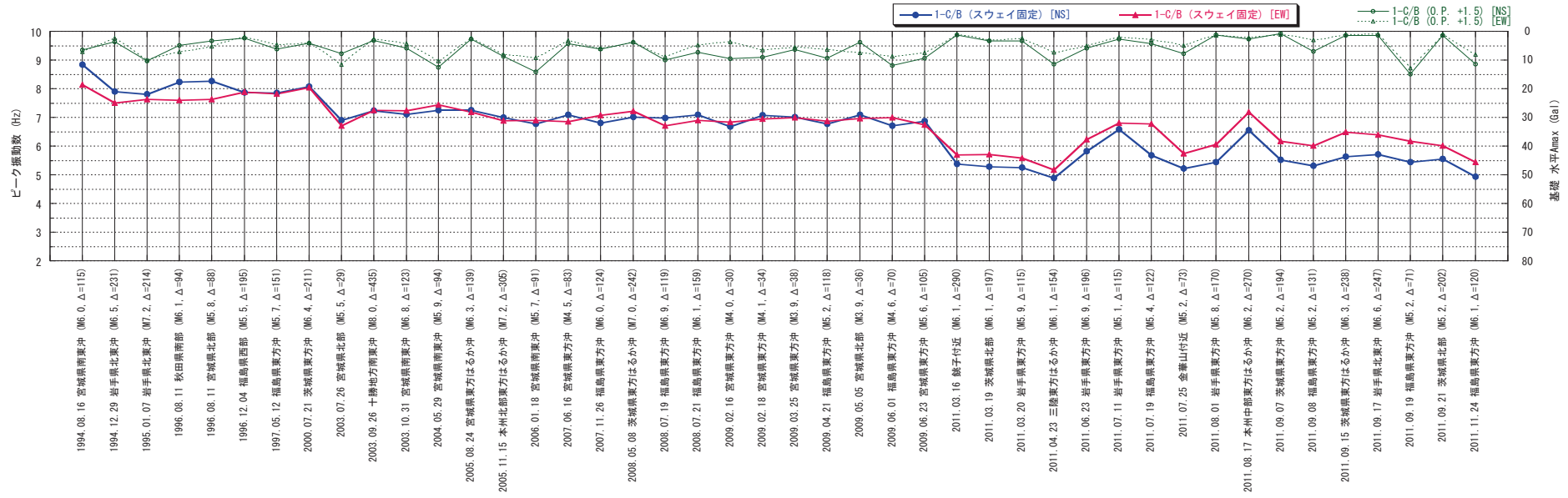
固有振動数（設計値）： NS方向 6.82Hz, EW方向 6.78Hz

図 3-20(1) ピーク振動数の評価結果（女川第1号機制御建屋）（1985年～2011年）



固有振動数（設計値）： NS方向 6.82Hz，EW方向 6.78Hz

図 3-20(2) ピーク振動数の評価結果（女川第1号機制御建屋）（2010年～2016年）



固有振動数 (設計値) : NS方向 6.82Hz, EW方向 6.78Hz

図 3-20(3) ピーク振動数の評価結果 (小振幅地震) (女川第1号機制御建屋)

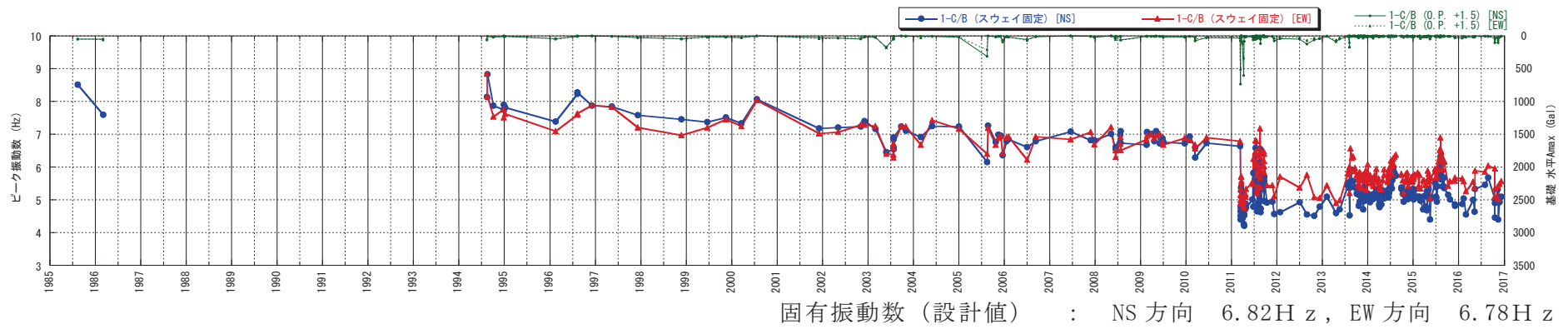
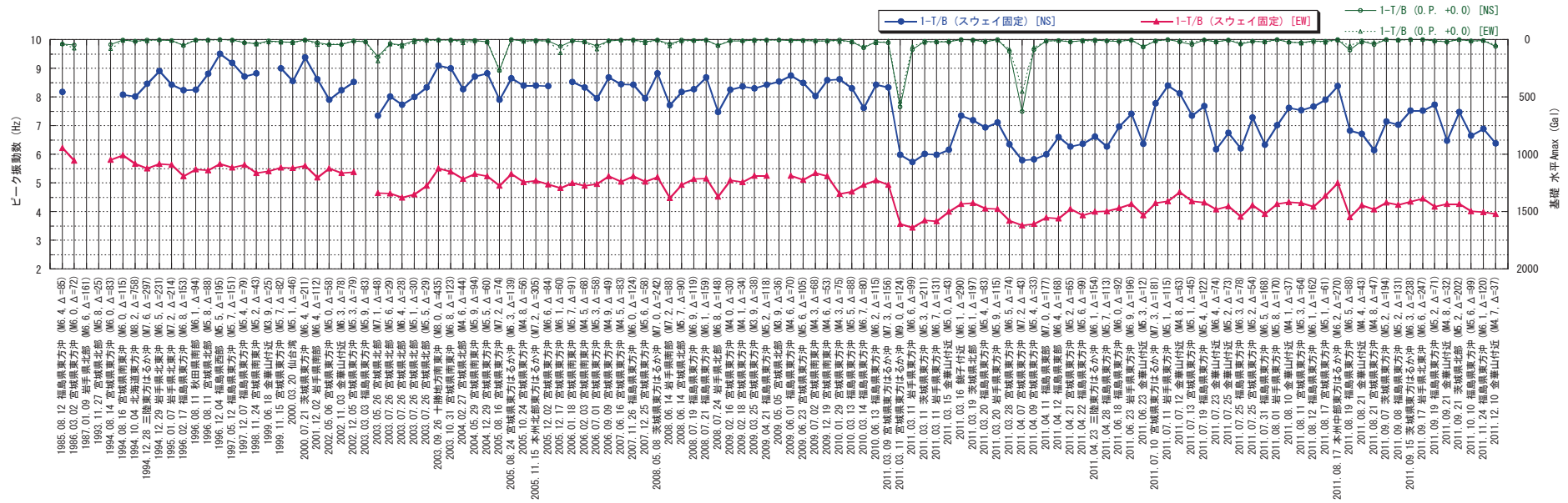
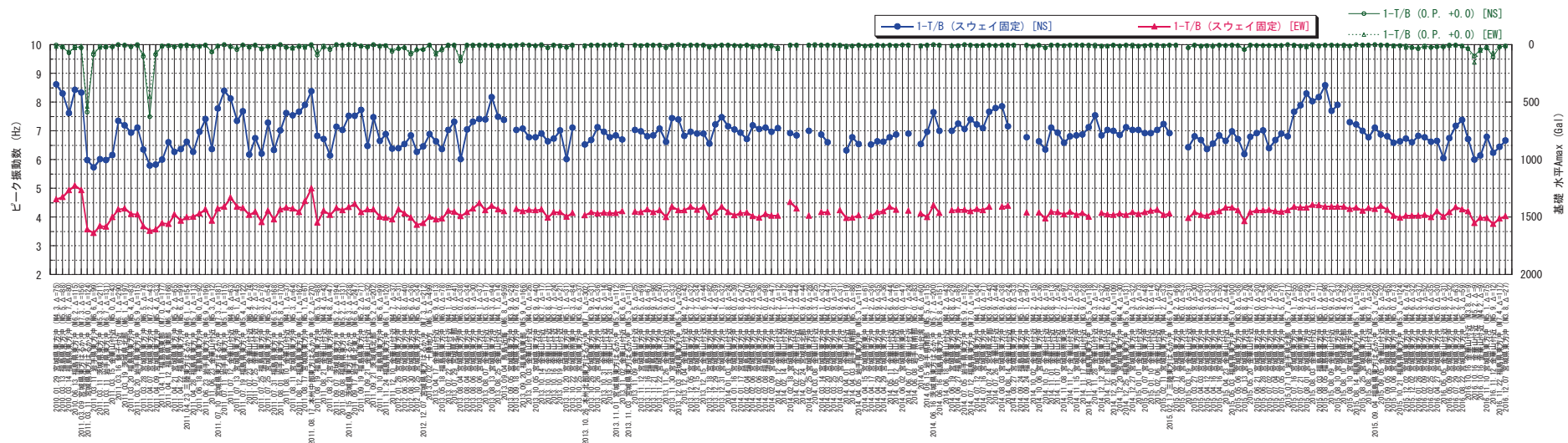


図 3-21 ピーク振動数の経年変化（女川第 1 号機制御建屋）



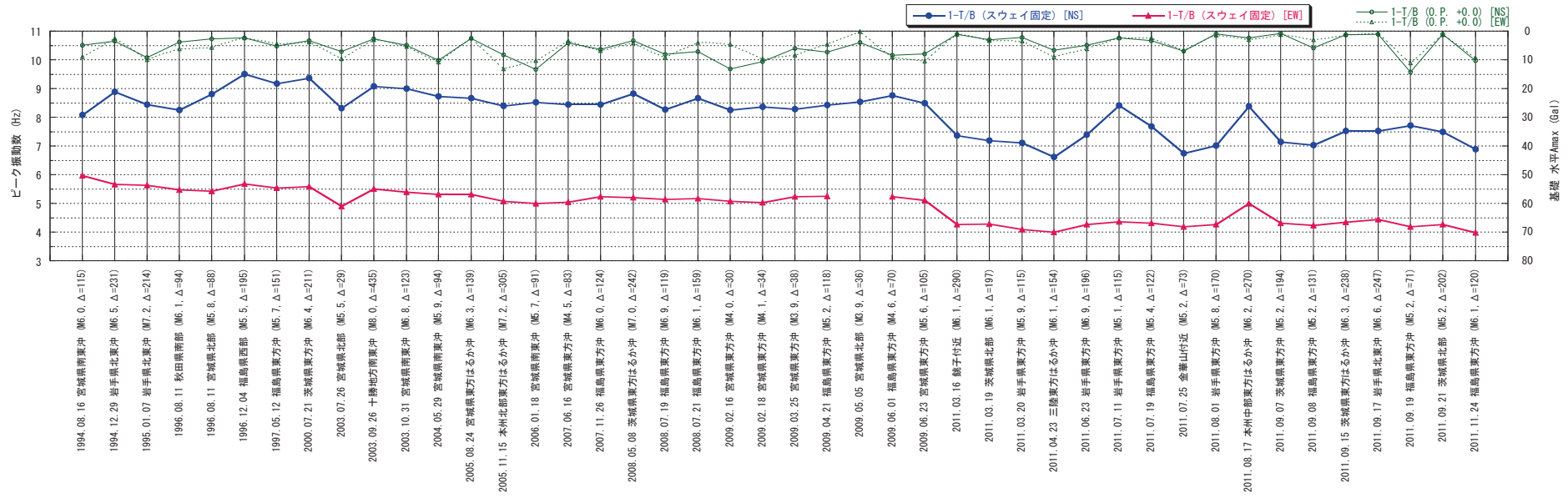
固有振動数（設計値）： NS方向 7.07Hz，EW方向 4.73Hz

図 3-22(1) ピーク振動数の評価結果（女川第1号機タービン建屋）（1985年～2011年）



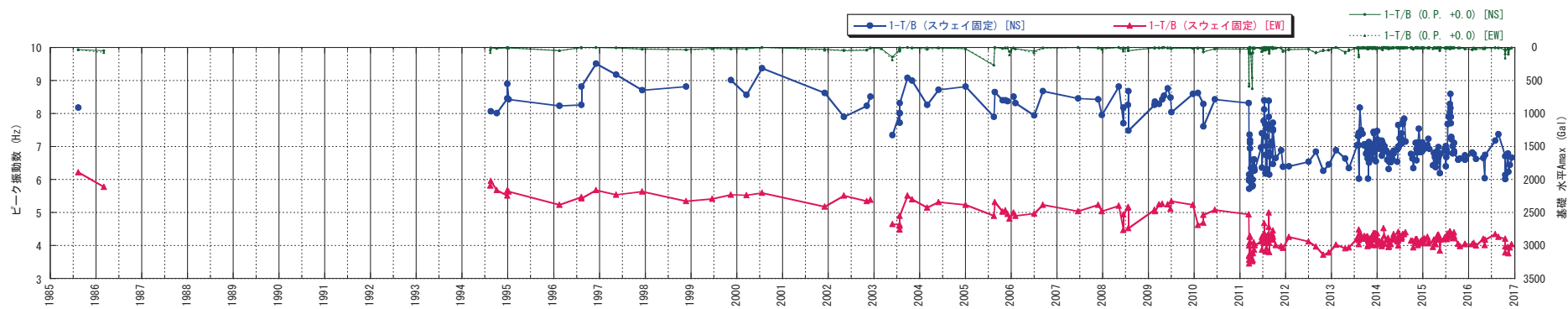
固有振動数（設計値）： NS方向 7.07Hz，EW方向 4.73Hz

図 3-22(2) ピーク振動数の評価結果（女川第1号機タービン建屋）（2010年～2016年）



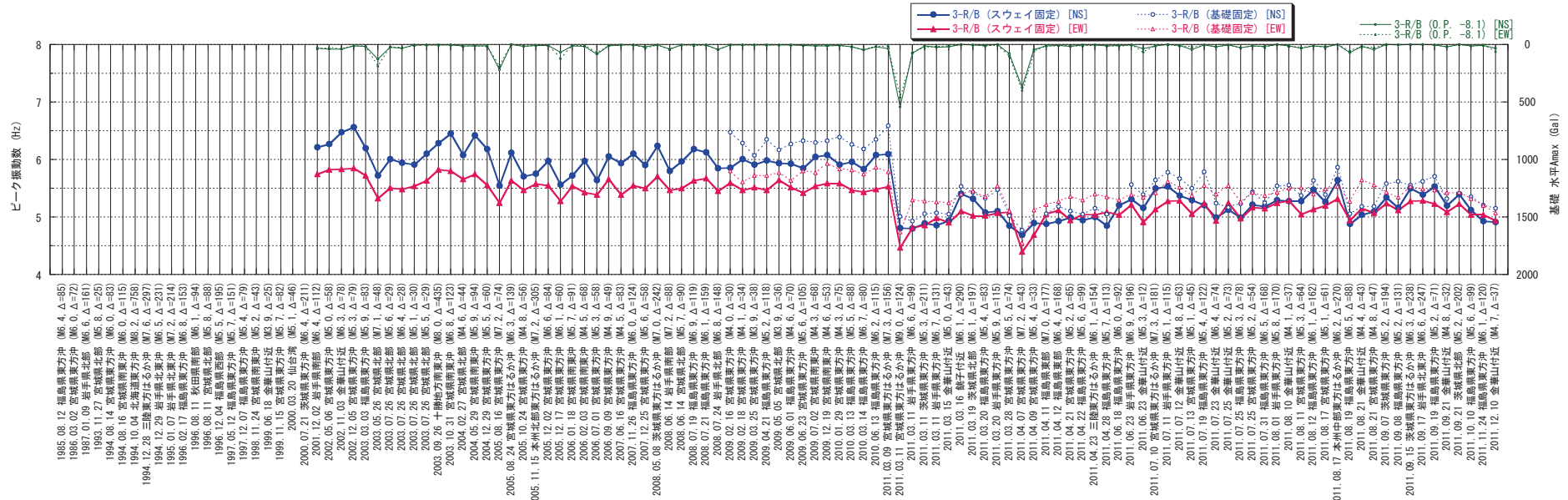
固有振動数（設計値）： NS方向 7.07Hz，EW方向 4.73Hz

図 3-22(3) ピーク振動数の評価結果（小振幅地震）（女川第1号機タービン建屋）



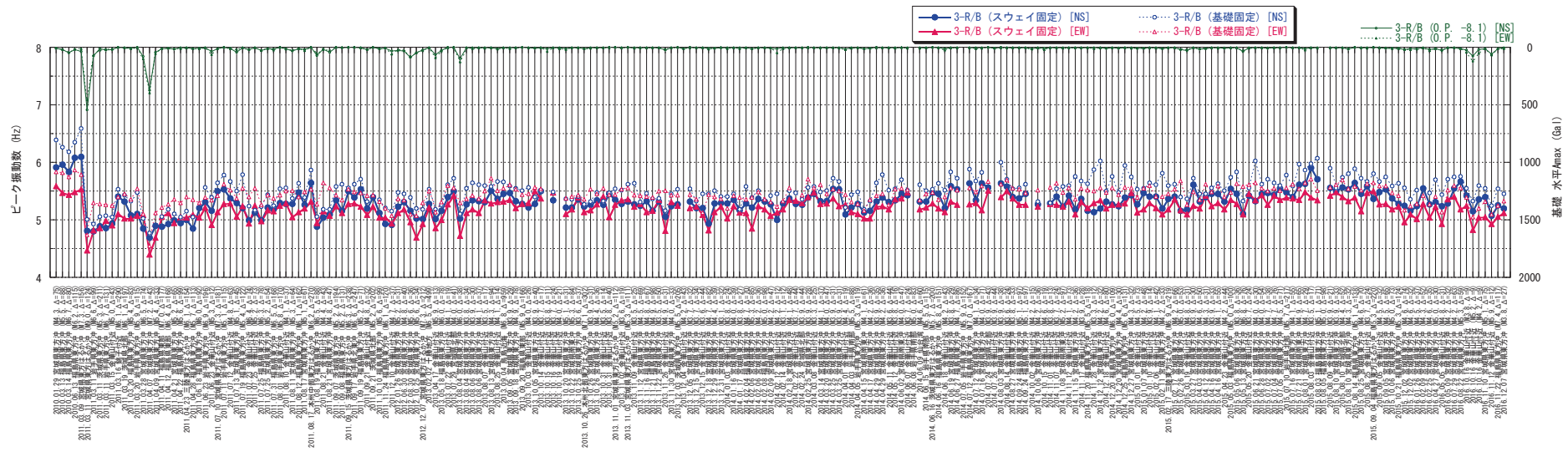
固有振動数（設計値）： NS方向 7.07Hz，EW方向 4.73Hz

図 3-23 ピーク振動数の経年変化（女川第 1 号機タービン建屋）



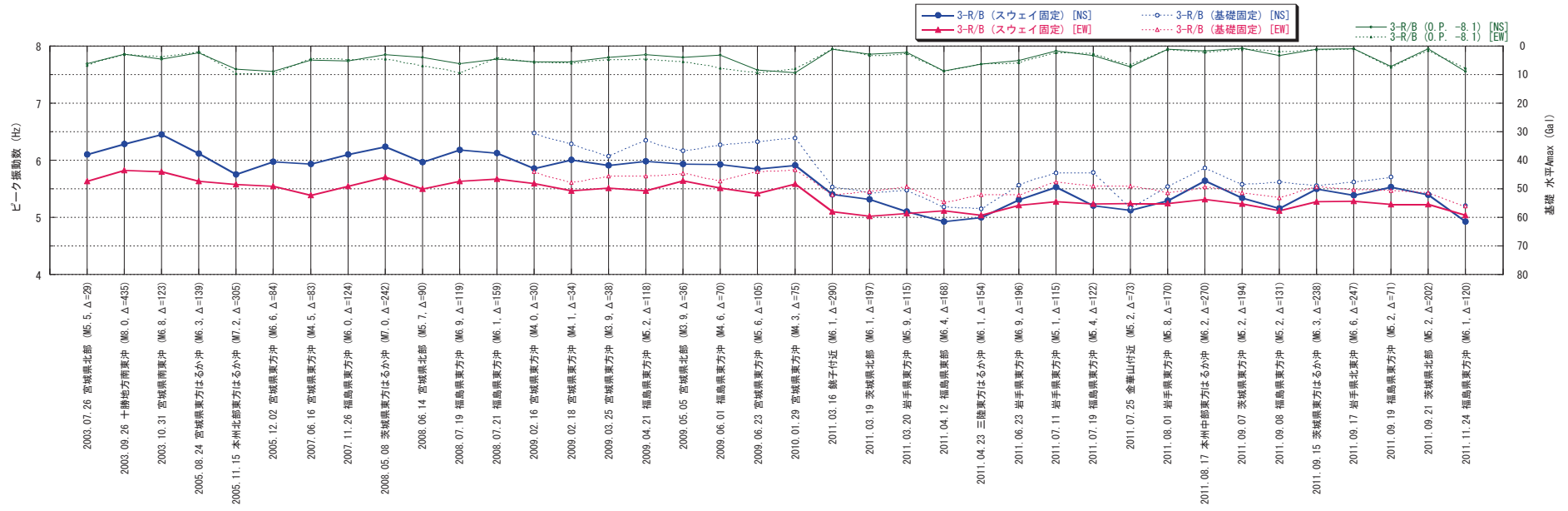
固有振動数（設計値）： NS方向 5.00Hz，EW方向 4.92Hz

図 3-24(1) ピーク振動数の評価結果（女川第 3 号機原子炉建屋）（2001 年～2011 年）



固有振動数（設計値）： NS方向 5.00Hz，EW方向 4.92Hz

図 3-24(2) ピーク振動数の評価結果（女川第3号機原子炉建屋）（2010年～2016年）



固有振動数 (設計値) : NS方向 5.00Hz, EW方向 4.92Hz

図 3-24(3) ピーク振動数の評価結果 (小振幅地震) (女川第3号機原子炉建屋)

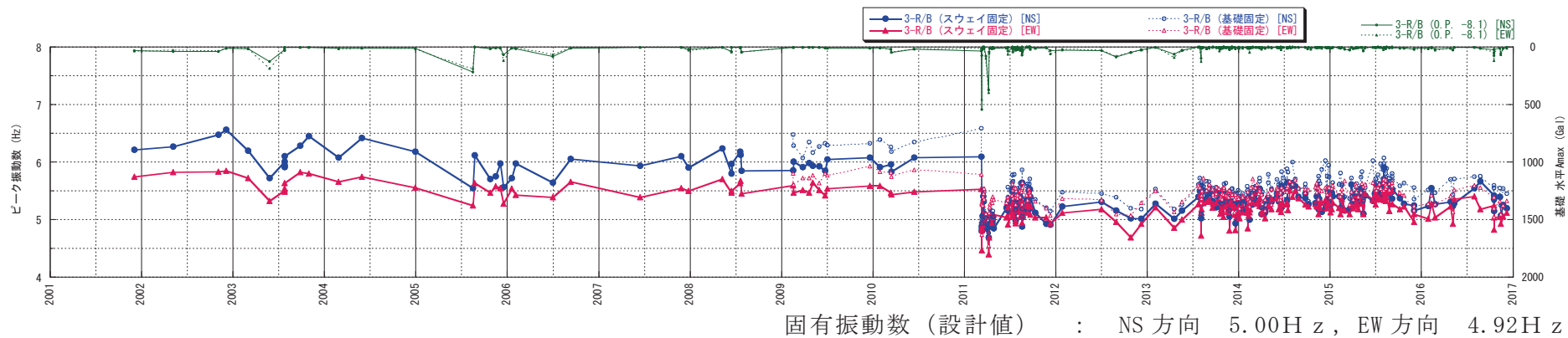
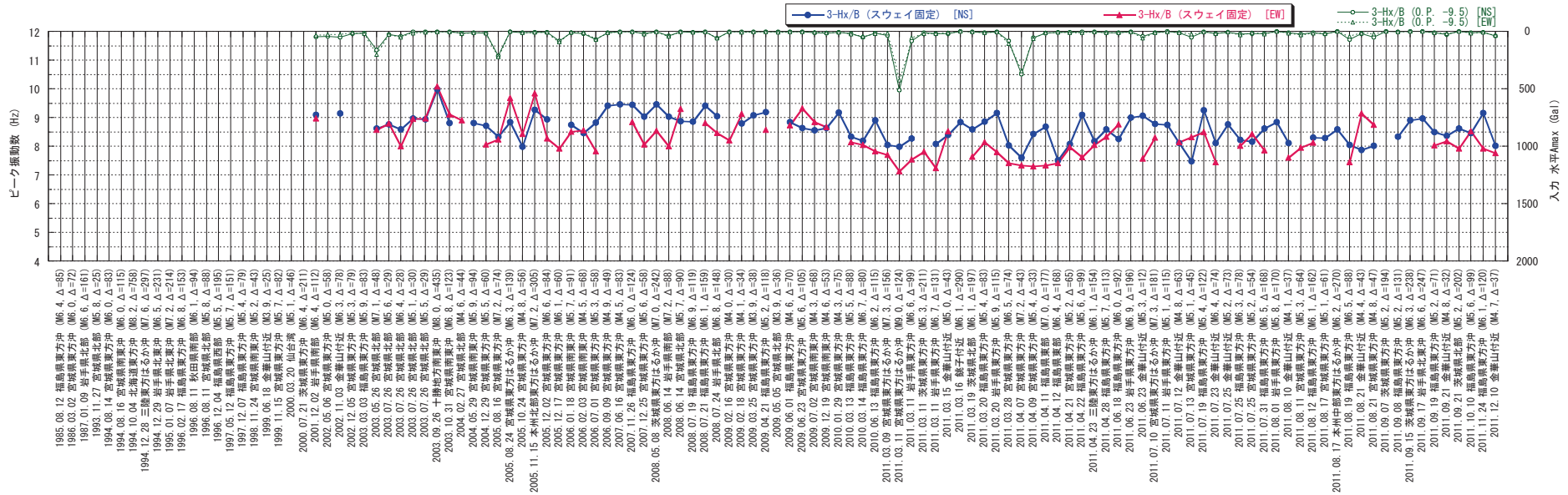
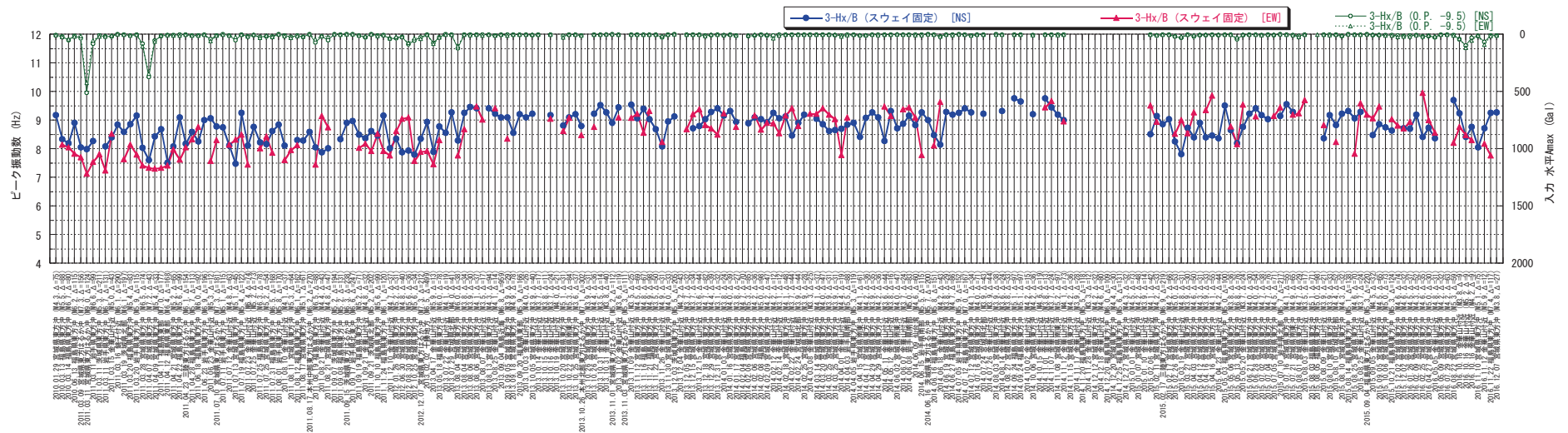


図 3-25 ピーク振動数の経年変化（女川第 3 号機原子炉建屋）



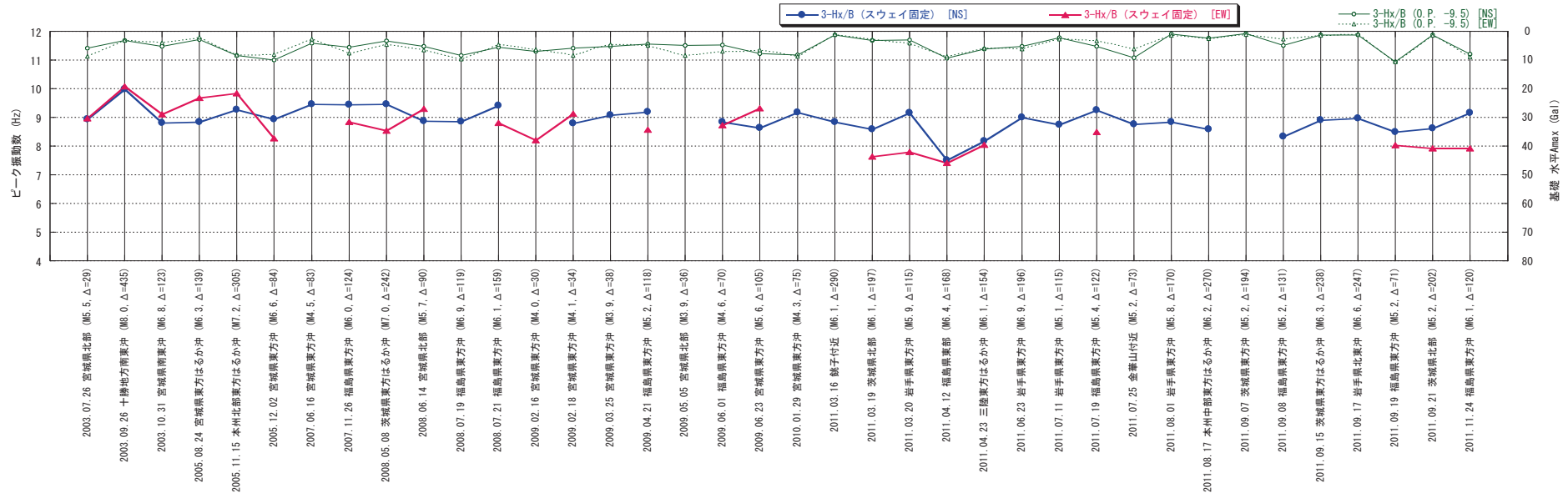
固有振動数（設計値）： NS方向 8.05Hz，EW方向 7.41Hz

図 3-26(1) ピーク振動数の評価結果（女川第3号機海水熱交換器建屋）（2001年～2011年）



固有振動数（設計値）： NS方向 8.05Hz，EW方向 7.41Hz

図 3-26(2) ピーク振動数の評価結果（女川第3号機海水熱交換器建屋）（2010年～2016年）



固有振動数（設計値）： NS方向 8.05Hz，EW方向 7.41Hz

図 3-26(3) ピーク振動数の評価結果（小振幅地震）（女川第3号機海水熱交換器建屋）

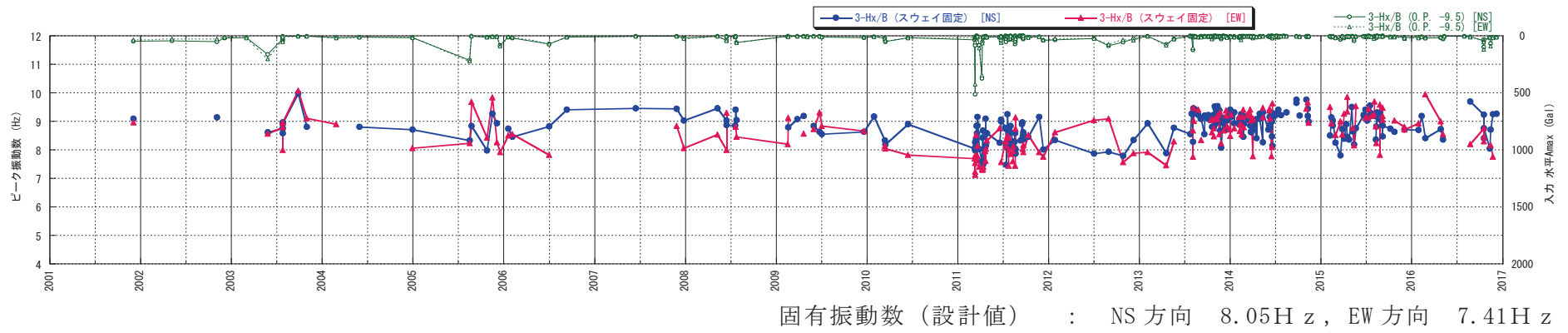
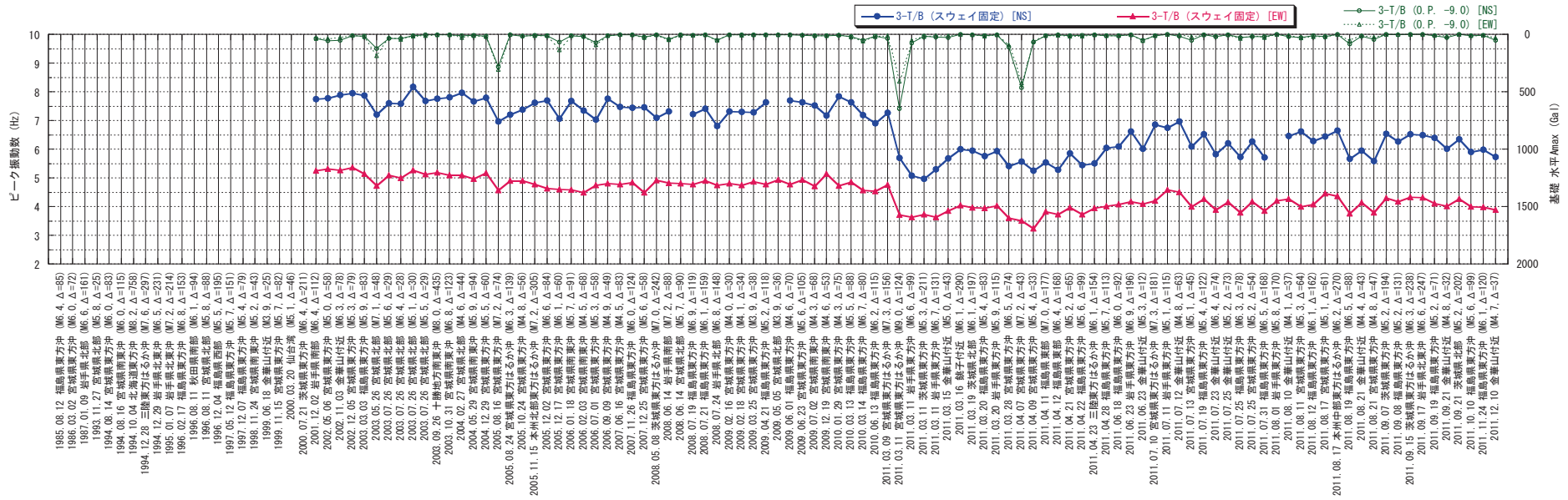
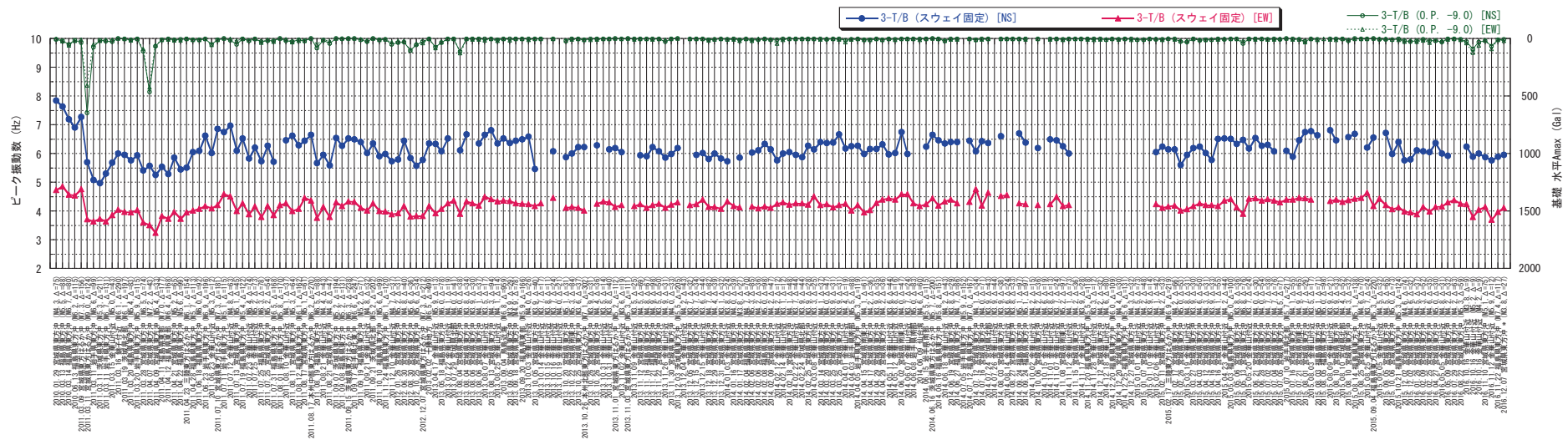


図 3-27 ピーク振動数の経年変化（女川第 3 号機海水熱交換器建屋）



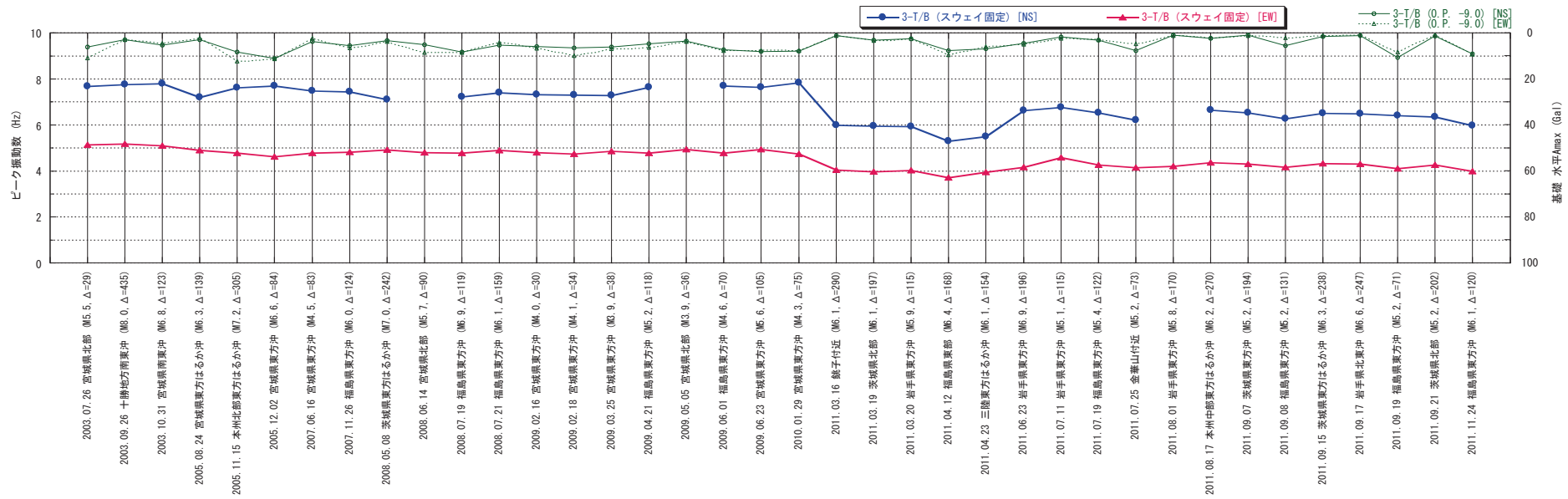
固有振動数（設計値）： NS方向 7.08Hz，EW方向 5.29Hz

図 3-28(1) ピーク振動数の評価結果（女川第3号機タービン建屋）（2001年～2011年）



固有振動数 (設計値) : NS方向 7.08Hz, EW方向 5.29Hz

図 3-28(2) ピーク振動数の評価結果 (女川第3号機タービン建屋) (2010年~2016年)



固有振動数（設計値）： NS方向 7.08Hz，EW方向 5.29Hz

図 3-28(3) ピーク振動数の評価結果（小振幅地震）（女川第3号機タービン建屋）

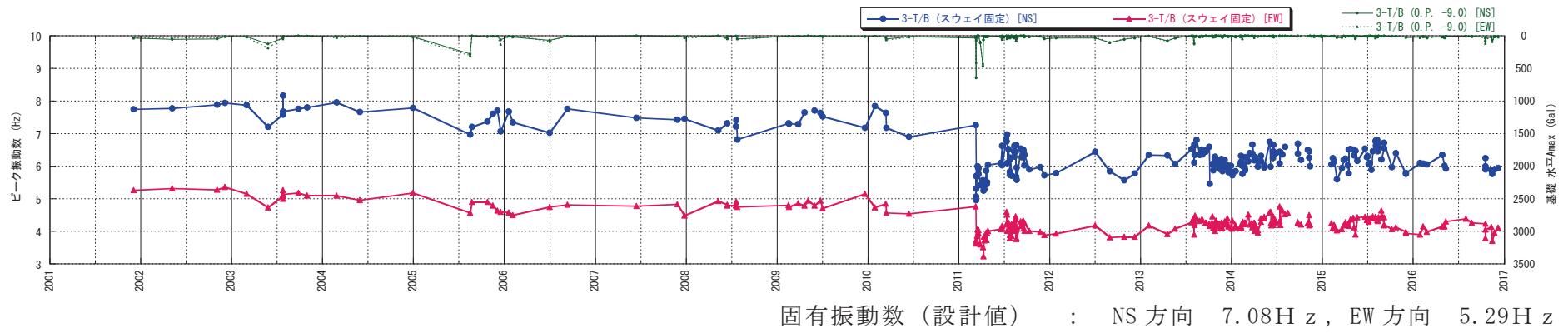
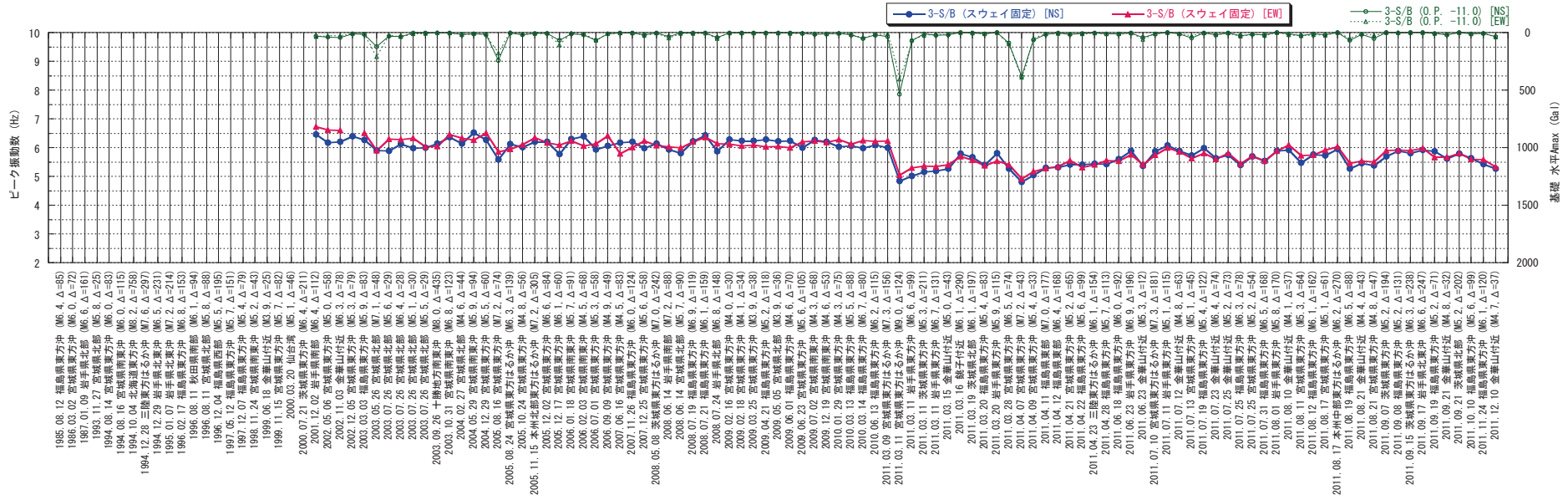
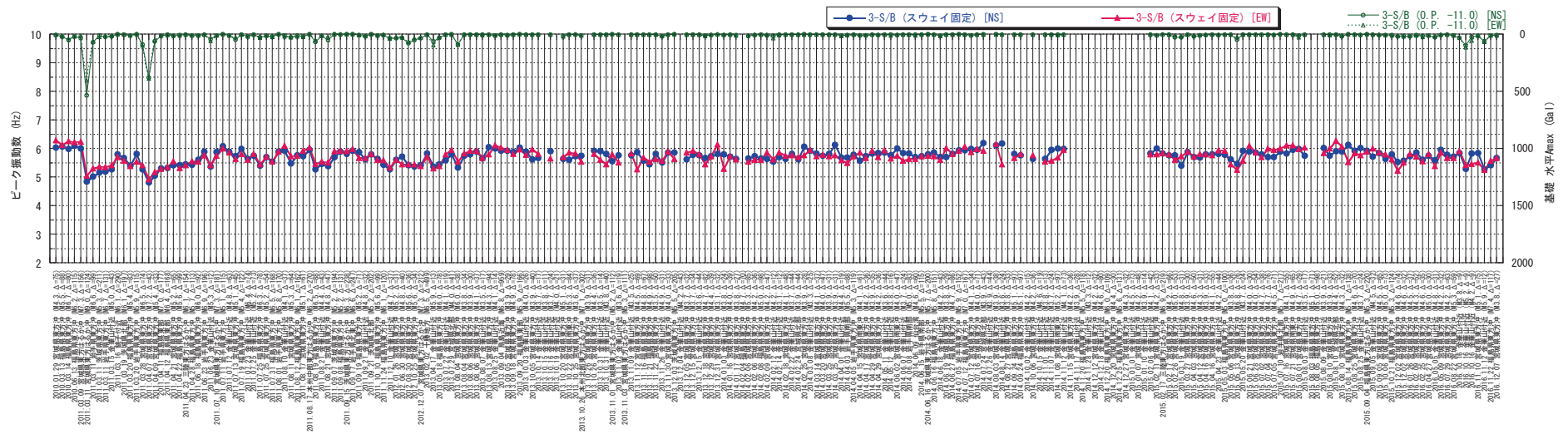


図 3-29 ピーク振動数の経年変化（女川第 3 号機タービン建屋）



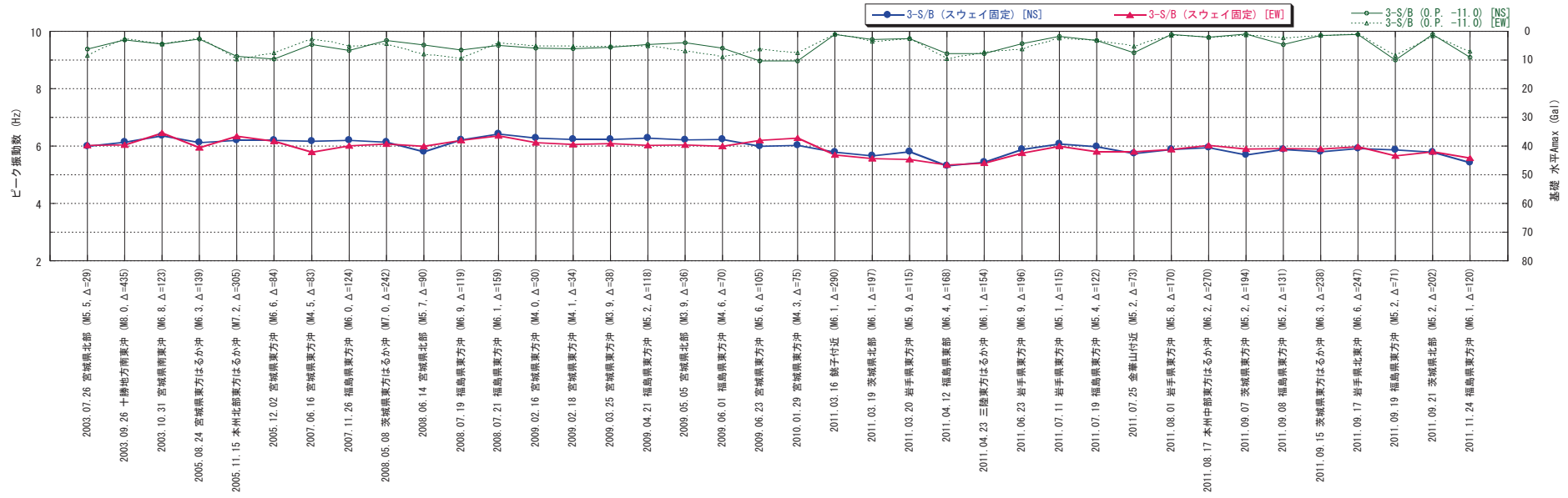
固有振動数（設計値）： NS方向 4.65Hz，EW方向 4.83Hz

図3-30(1) ピーク振動数の評価結果（女川第3号機サービス建屋）（2001年～2011年）



固有振動数（設計値）： NS方向 4.65Hz，EW方向 4.83Hz

図 3-30(2) ピーク振動数の評価結果（女川第3号機サービス建屋）（2010年～2016年）



固有振動数 (設計値) : NS方向 4.65Hz, EW方向 4.83Hz

図3-30(3) ピーク振動数の評価結果 (小振幅地震) (女川第3号機サービス建屋)

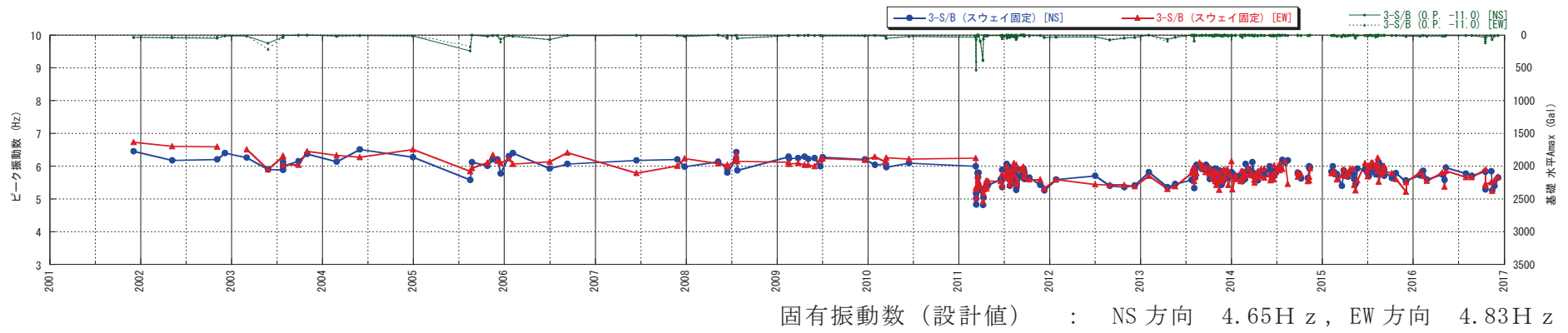


図 3-31 ピーク振動数の経年変化（女川第 3 号機サービス建屋）

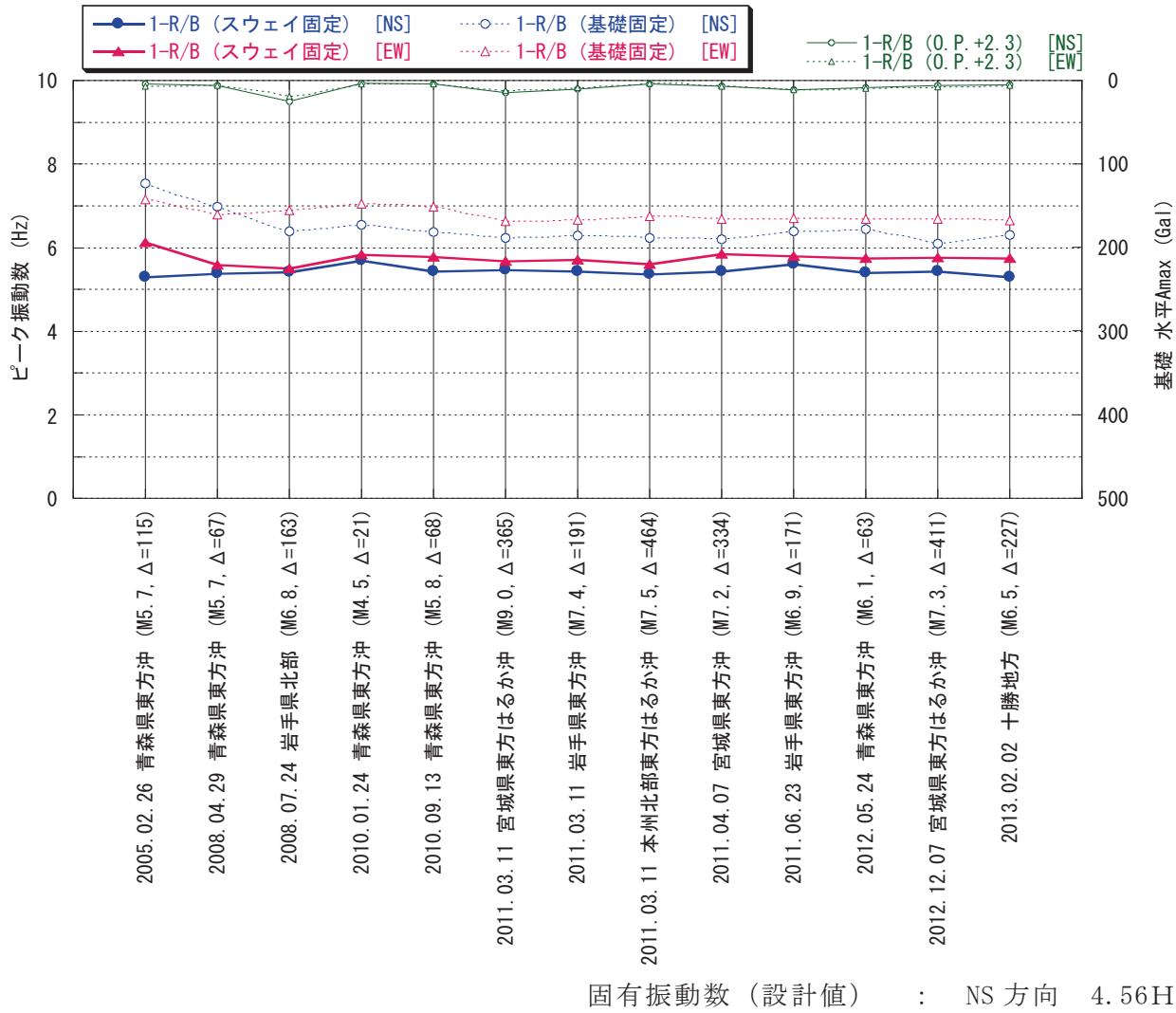


図 3-32 ピーク振動数の評価結果（東通第 1 号機原子炉建屋）

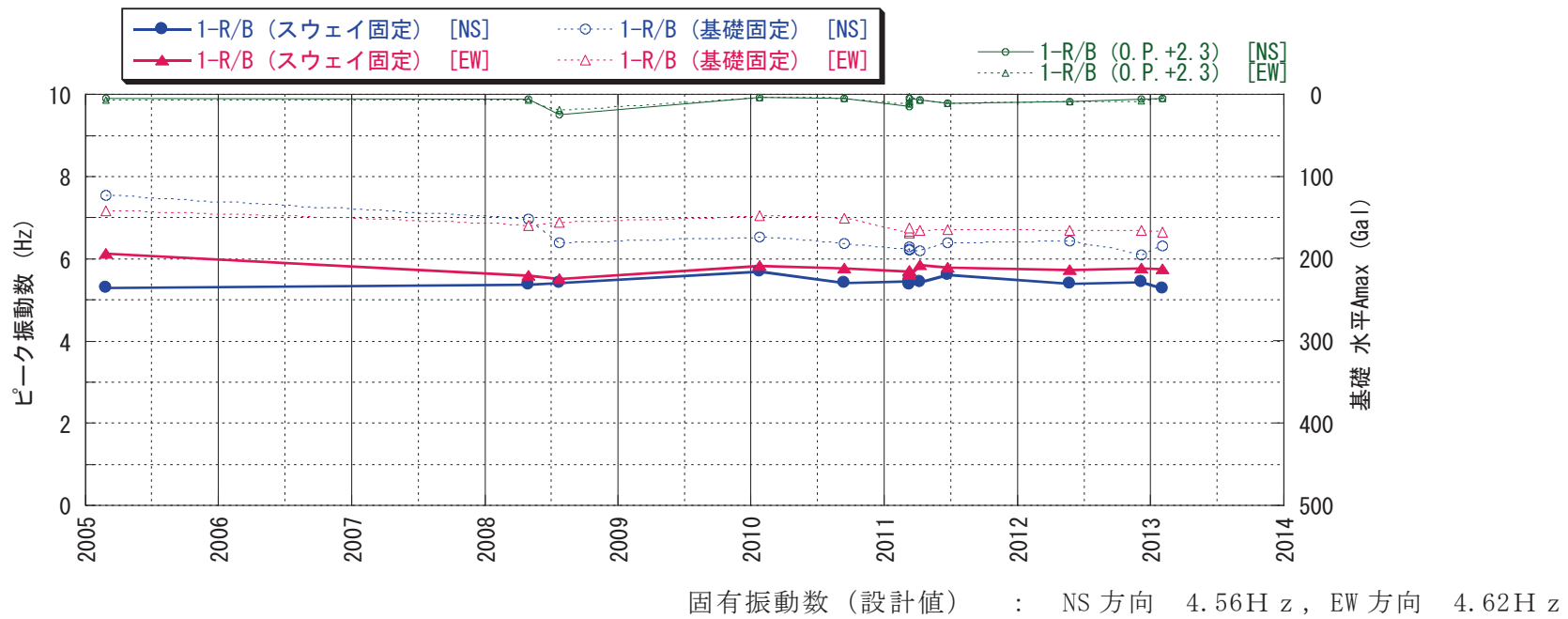
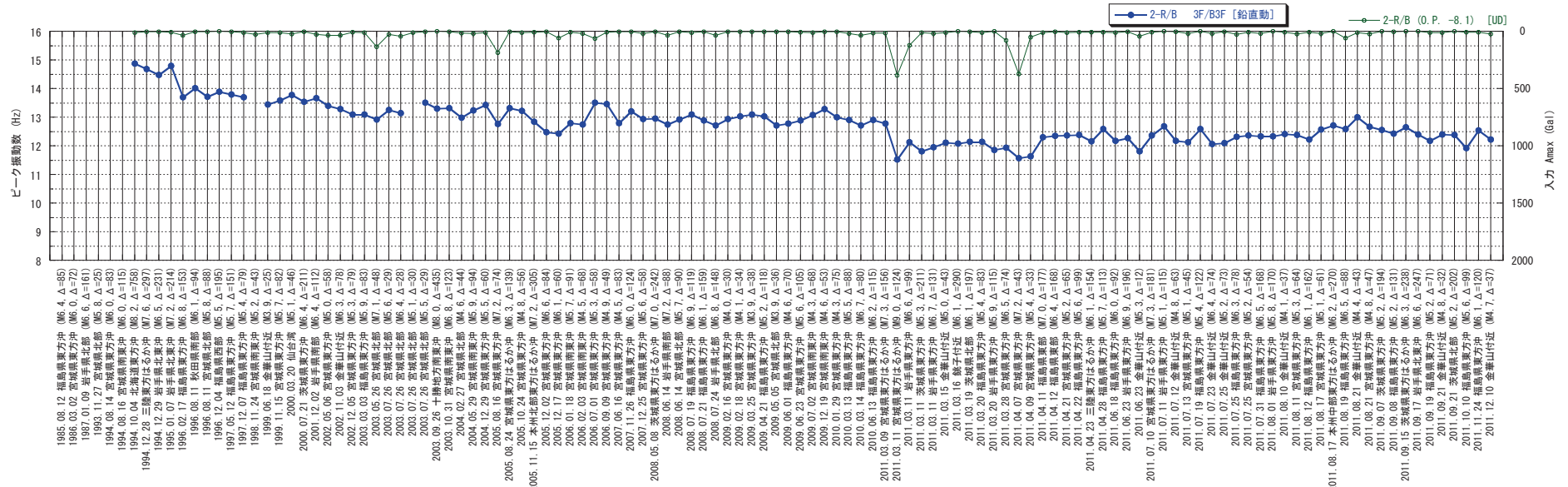
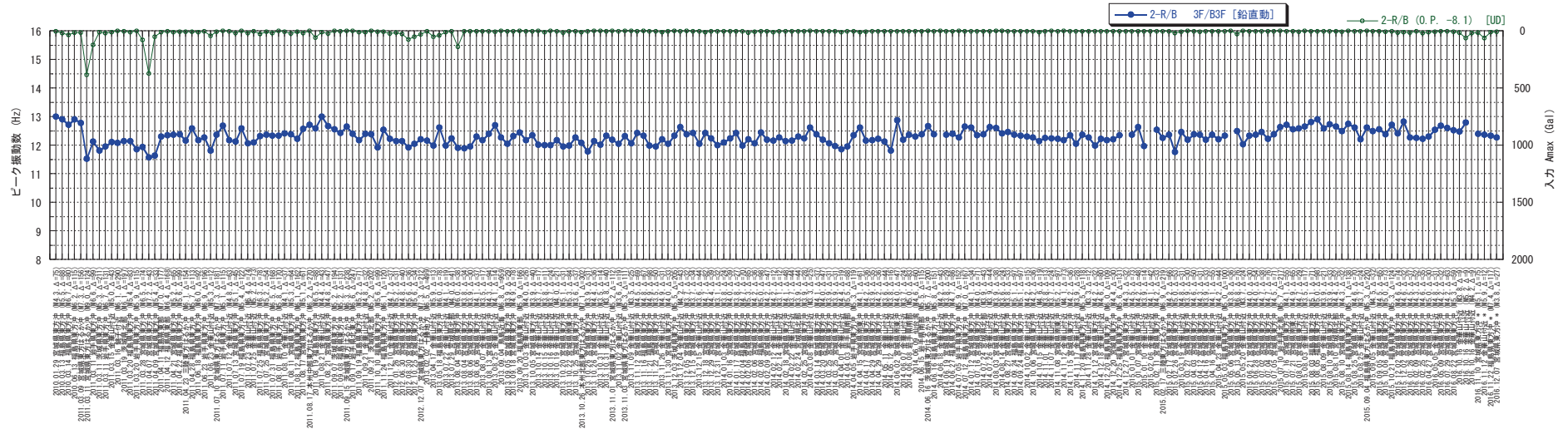


図 3-33 ピーク振動数の経年変化（東通第 1 号機原子炉建屋）



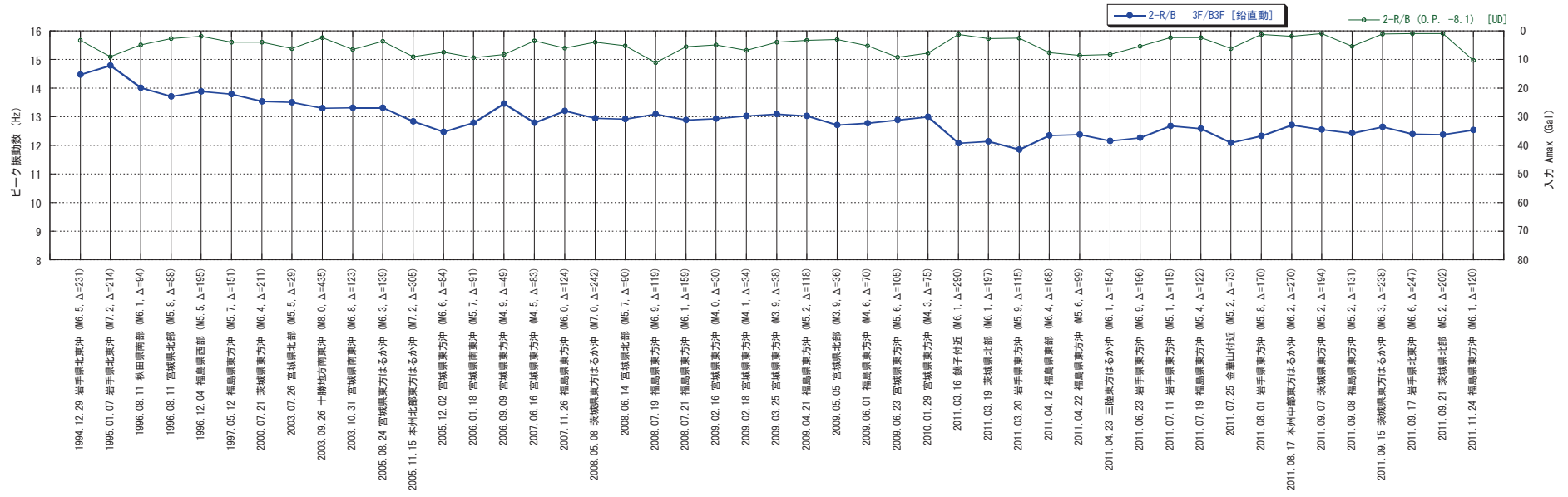
固有振動数 (設計値) : UD 方向 9.96H z

図 3-34(1) ピーク振動数の評価結果 (女川第 2 号機原子炉建屋・鉛直動) (1994 年～2011 年)



固有振動数（設計値） : UD方向 9.96Hz

図 3-34(2) ピーク振動数の評価結果（女川第 2 号機原子炉建屋・鉛直動）（2010 年～2016 年）



固有振動数 (設計値) : UD方向 9.96Hz

図3-34(3) ピーク振動数の評価結果 (小振幅地震) (女川第2号機原子炉建屋・鉛直動)

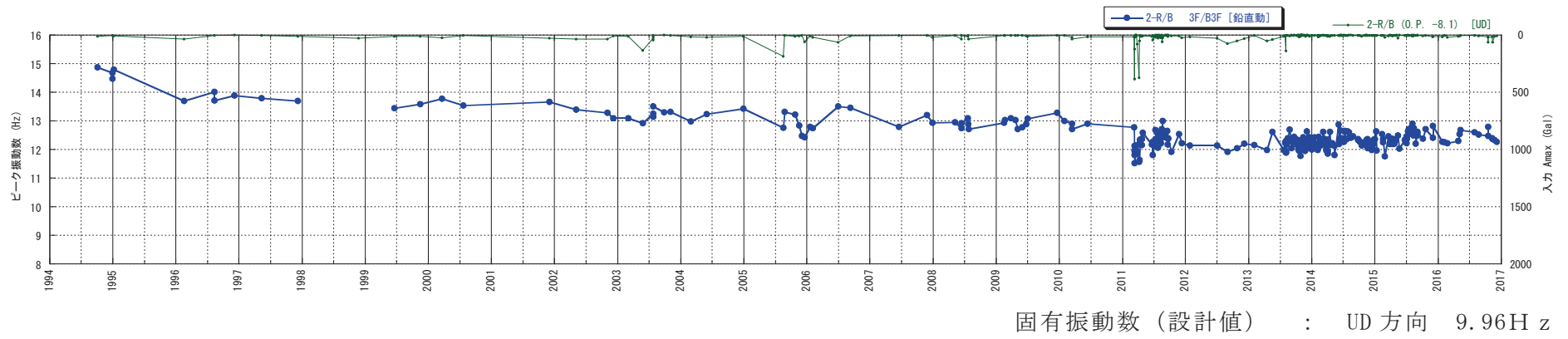
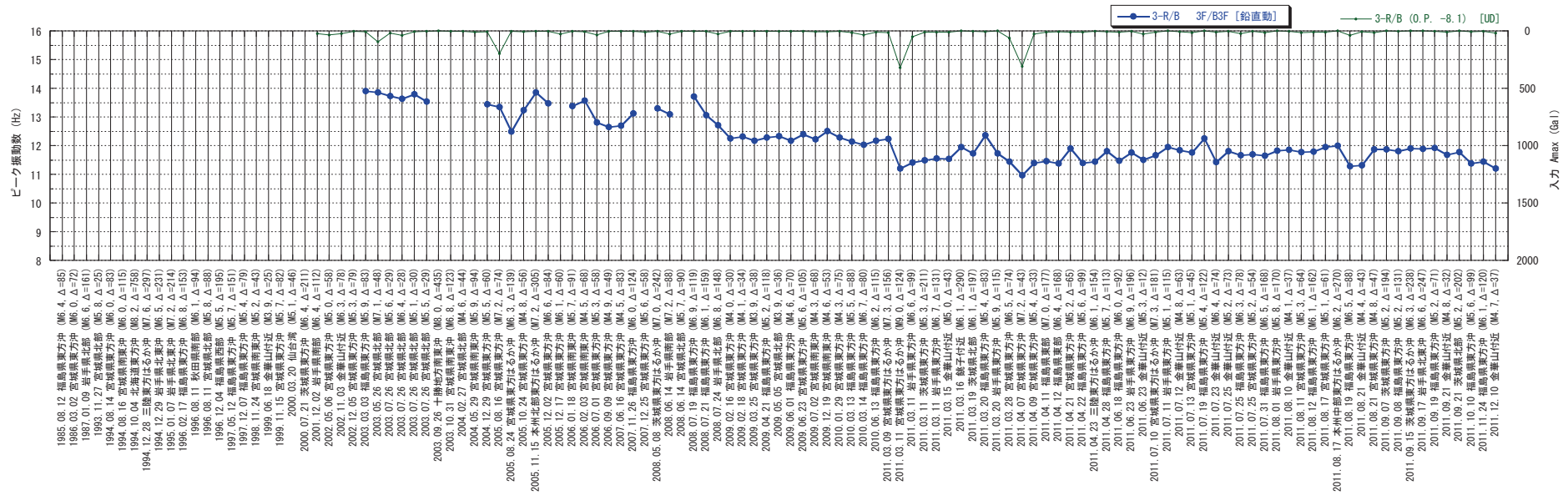
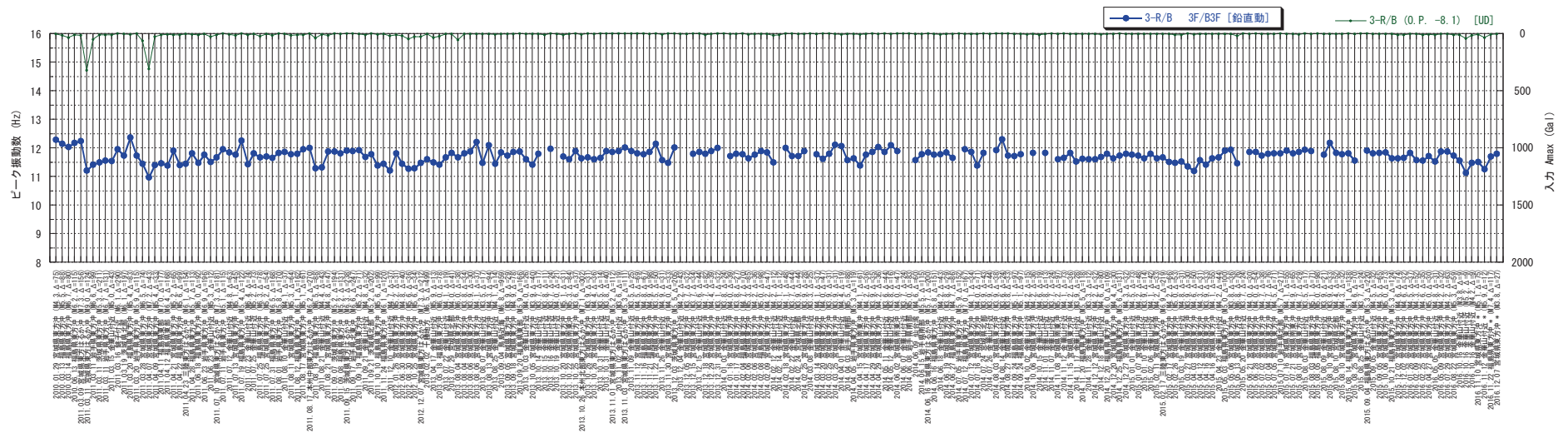


図 3-35 ピーク振動数の経年変化 (女川第 2 号機原子炉建屋・鉛直動)



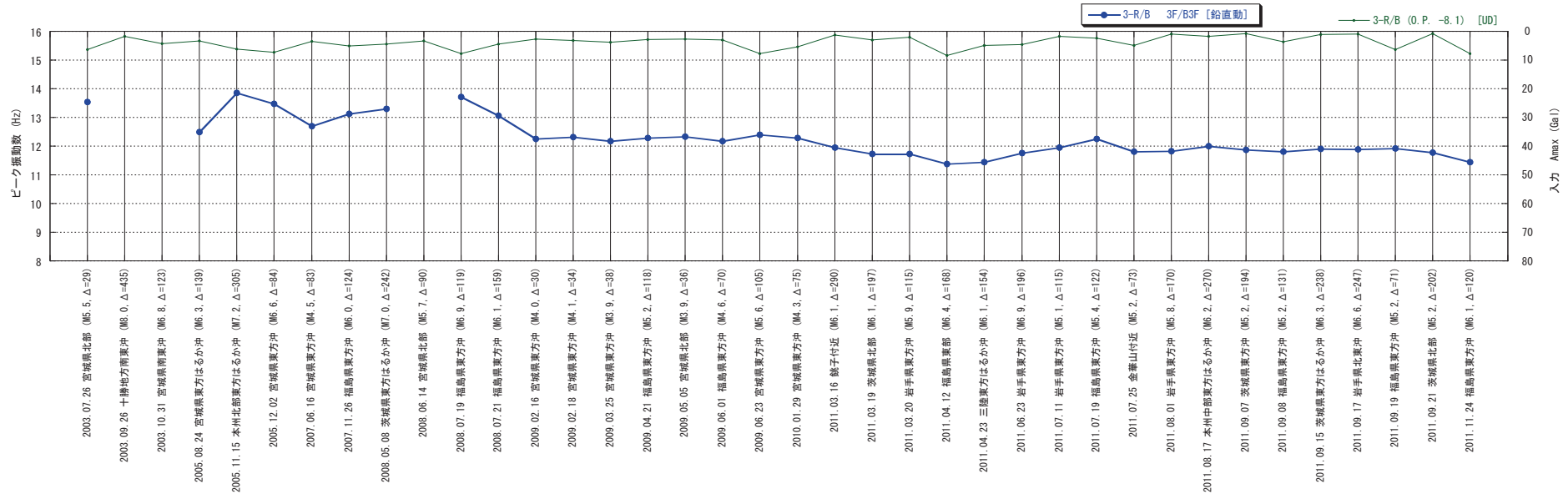
固有振動数（設計値）：UD方向 10.33Hz

図 3-36(1) ピーク振動数の評価結果（女川第3号機原子炉建屋・鉛直動）（2001年～2011年）



固有振動数（設計値）： UD方向 10.33Hz

図 3-36(2) ピーク振動数の評価結果（女川第3号機原子炉建屋・鉛直動）（2010年～2016年）



固有振動数 (設計値) : UD方向 10.33Hz

図 3-36(3) ピーク振動数の評価結果 (小振幅地震) (女川第3号機原子炉建屋・鉛直動)

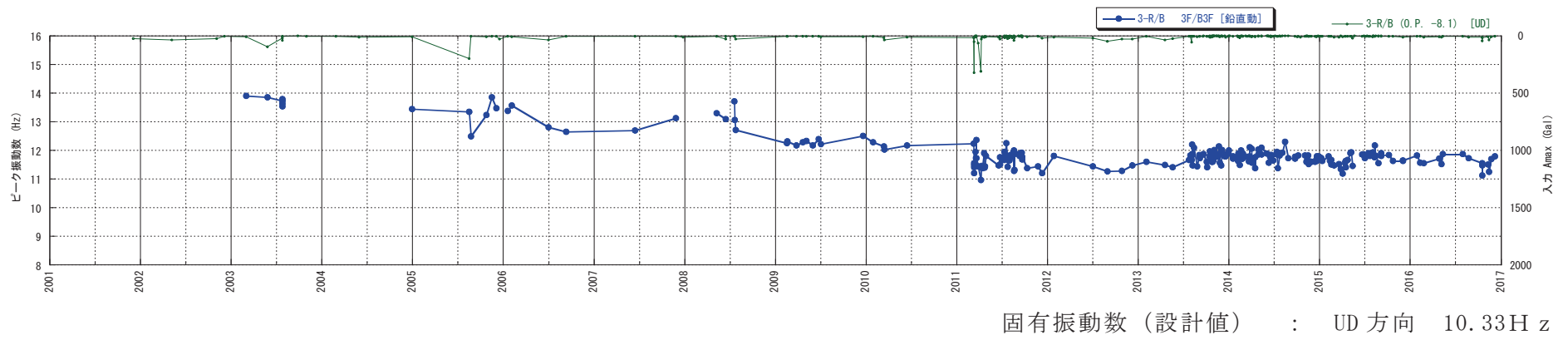
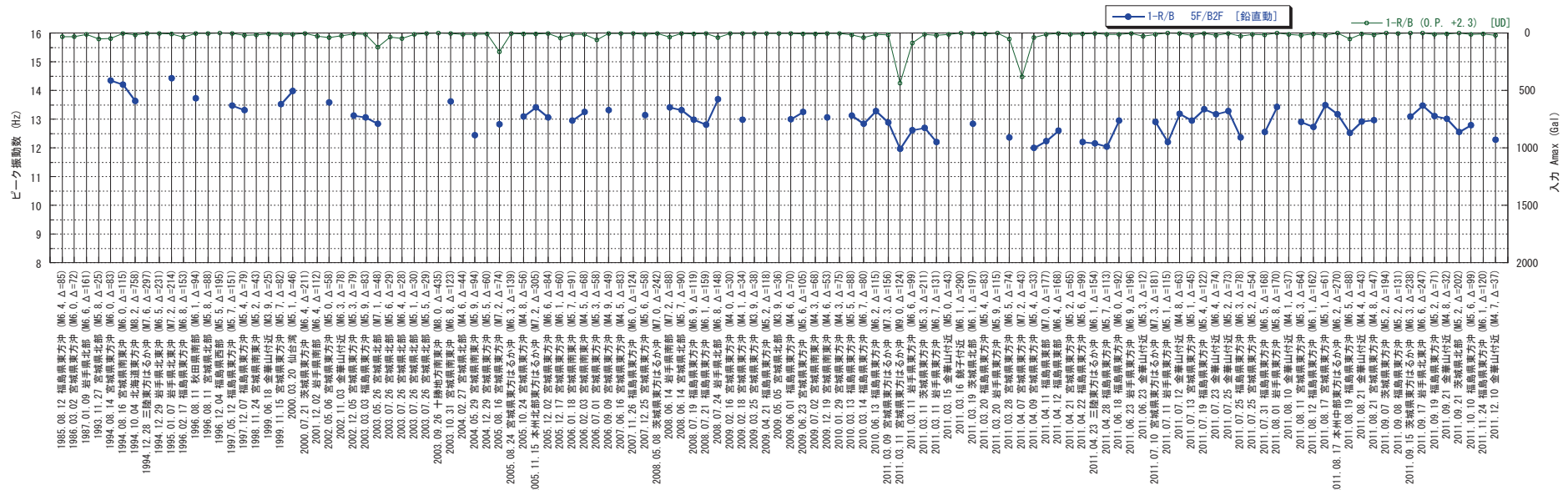
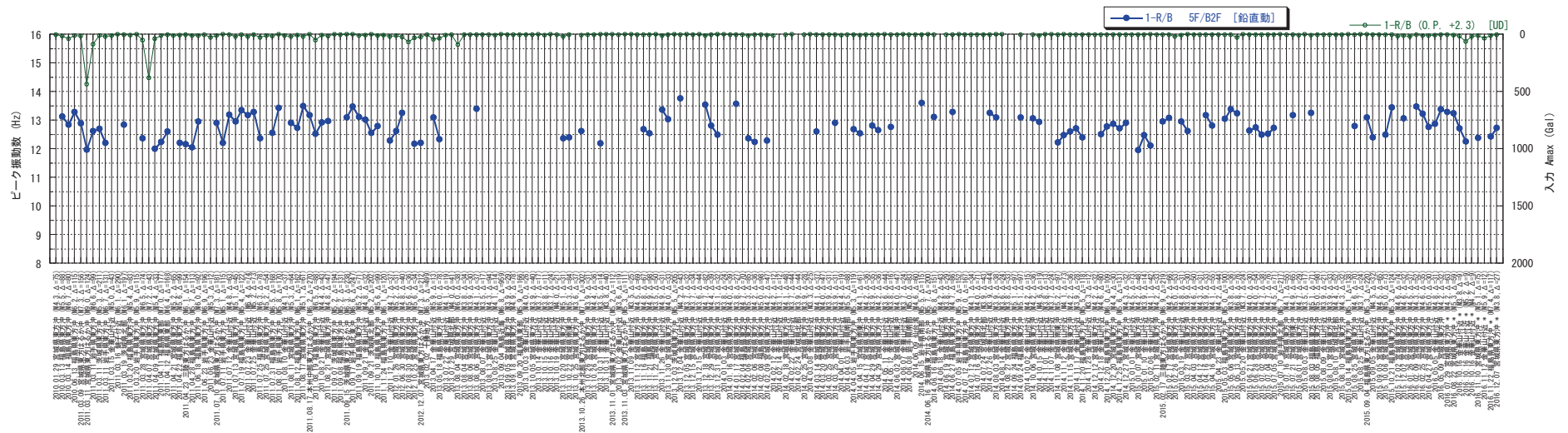


図 3-37 ピーク振動数の経年変化（女川第 3 号機原子炉建屋・鉛直動）



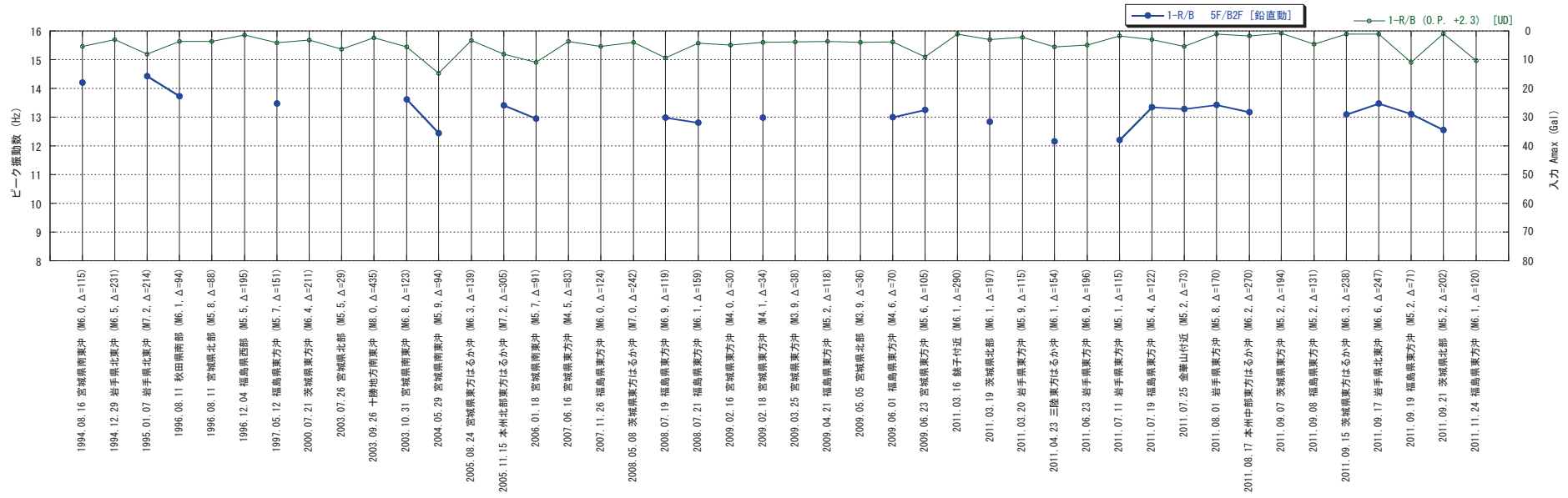
固有振動数（設計値）：UD方向 10.93Hz

図 3-38(1) ピーク振動数の評価結果（女川第1号機原子炉建屋・鉛直動）（1985年～2011年）



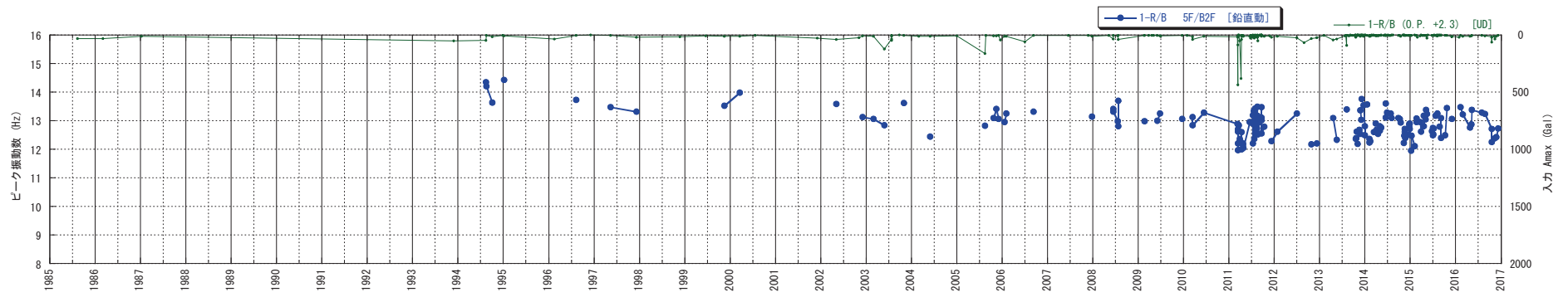
固有振動数（設計値）： UD方向 10.93Hz

図 3-38(2) ピーク振動数の評価結果（女川第1号機原子炉建屋・鉛直動）（2010年～2016年）



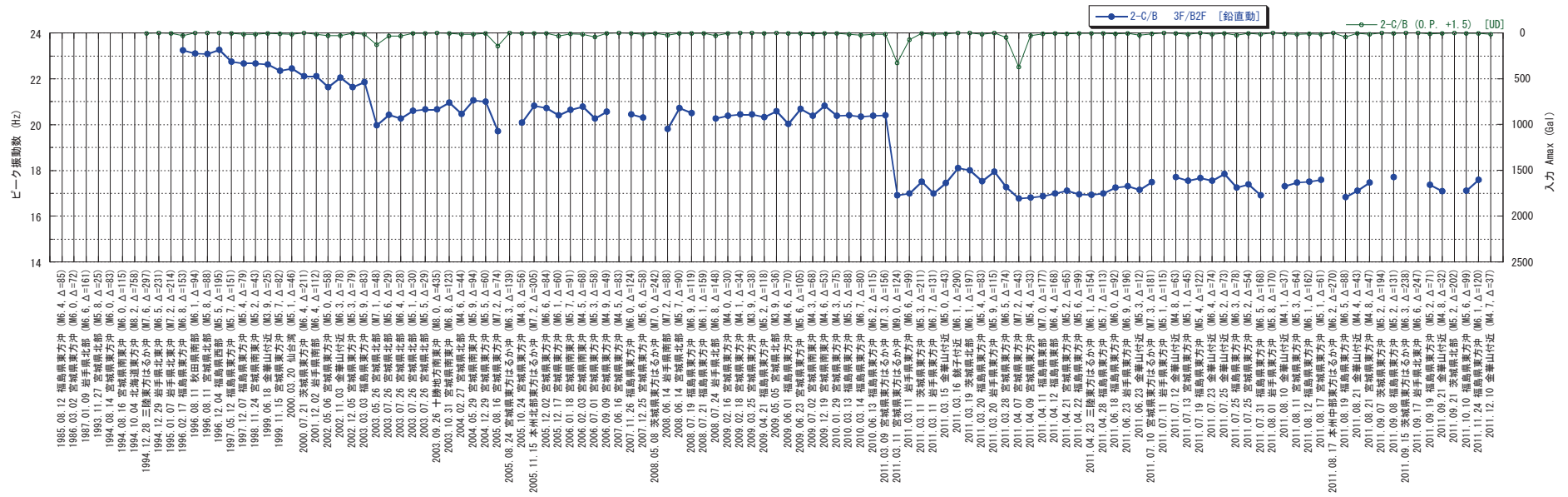
固有振動数 (設計値) : UD方向 10.93Hz

図 3-38(3) ピーク振動数の評価結果 (小振幅地震) (女川第1号機原子炉建屋・鉛直動)



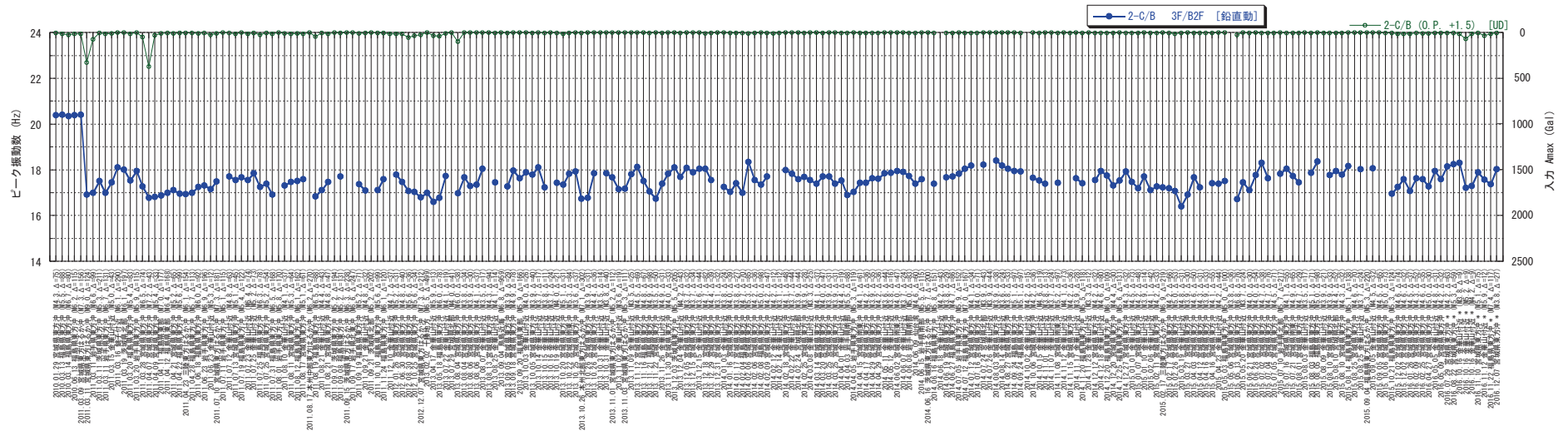
固有振動数（設計値） : UD方向 10.93Hz

図 3-39 ピーク振動数の経年変化（女川第 1 号機原子炉建屋・鉛直動）



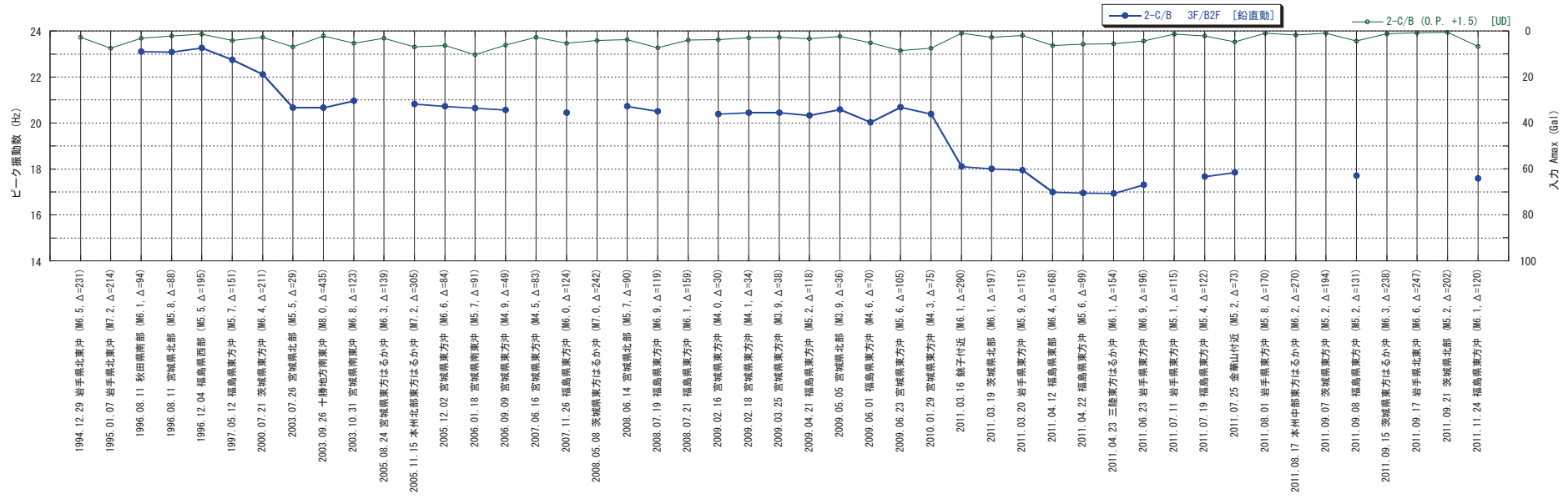
固有振動数 (設計値) : UD方向 15.85Hz

図 3-40(1) ピーク振動数の評価結果 (女川第2号機制御建屋・鉛直動) (1994年~2011年)



固有振動数（設計値）：UD方向 15.85H z

図 3-40(2) ピーク振動数の評価結果（女川第2号機制御建屋・鉛直動）（2010年～2016年）



固有振動数（設計値）：UD方向 15.85Hz

図 3-40(3) ピーク振動数の評価結果（小振幅地震）（女川第2号機制御建屋・鉛直動）

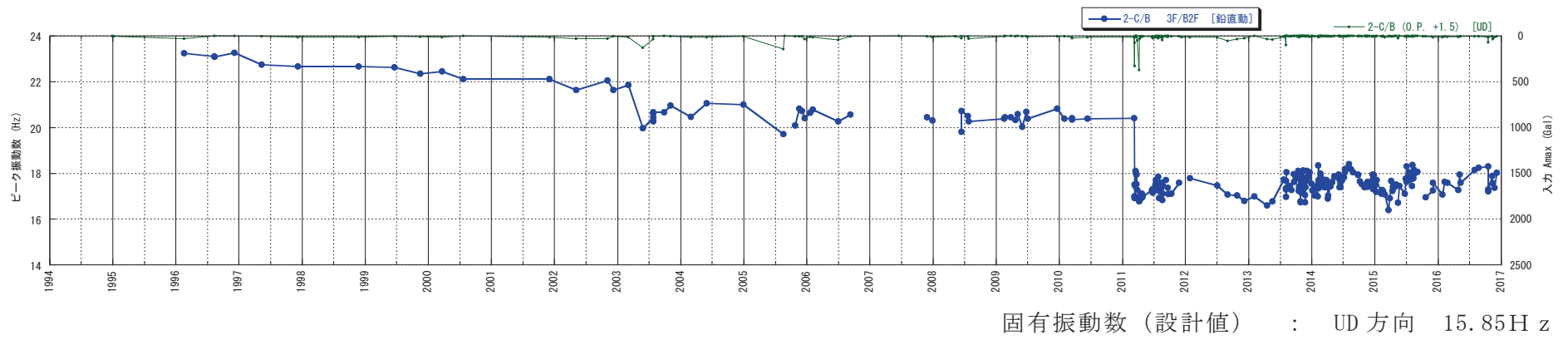
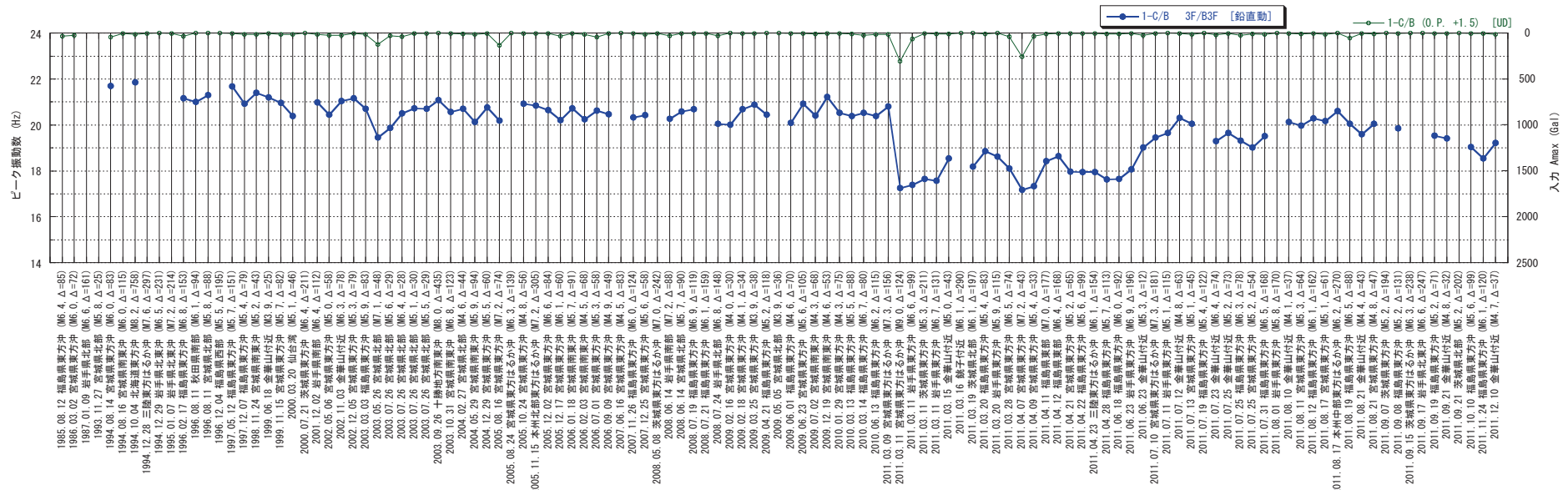
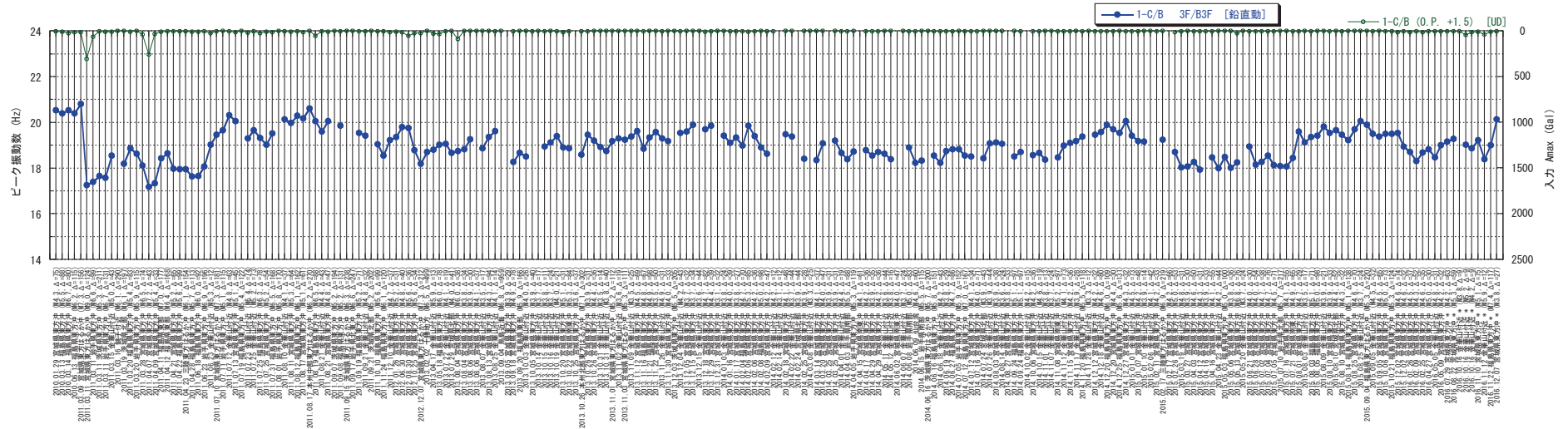


図 3-41 ピーク振動数の経年変化 (女川第 2 号機制御建屋・鉛直動)



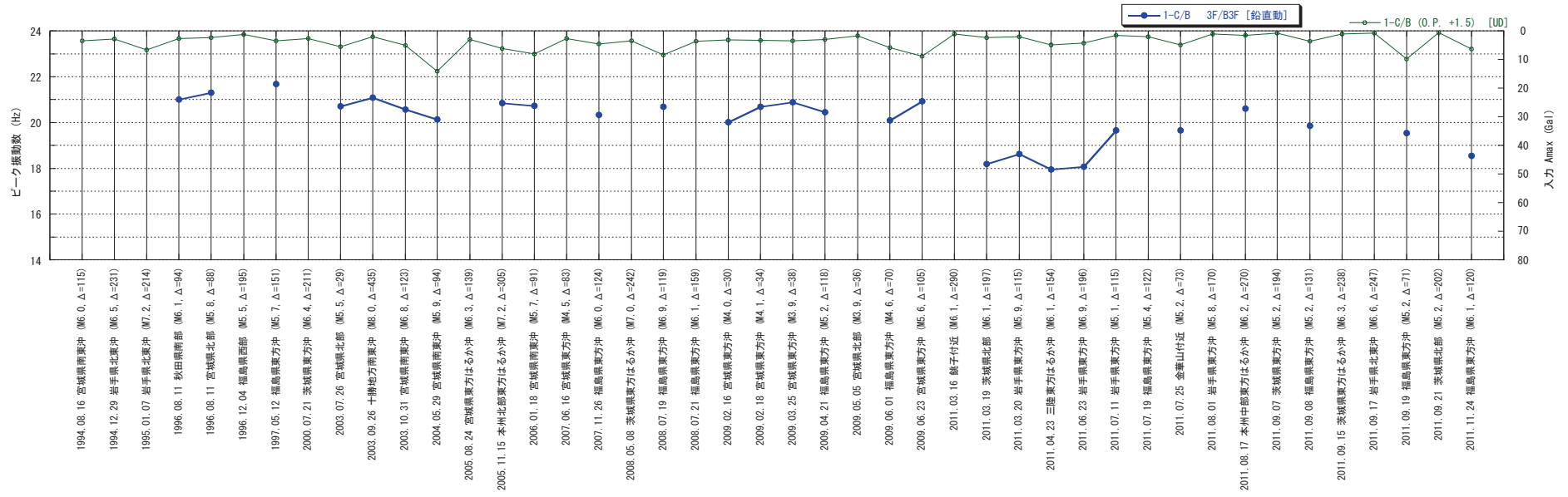
固有振動数 (設計値) : UD方向 15.24Hz

図 3-42(1) ピーク振動数の評価結果 (女川第1号機制御建屋・鉛直動) (1985年～2011年)



固有振動数（設計値）：UD方向 15.24Hz

図 3-42(2) ピーク振動数の評価結果（女川第1号機制御建屋・鉛直動）（2010年～2016年）



固有振動数 (設計値) : UD方向 15.24Hz

図 3-42(3) ピーク振動数の評価結果 (小振幅地震) (女川第1号機制御建屋・鉛直動)

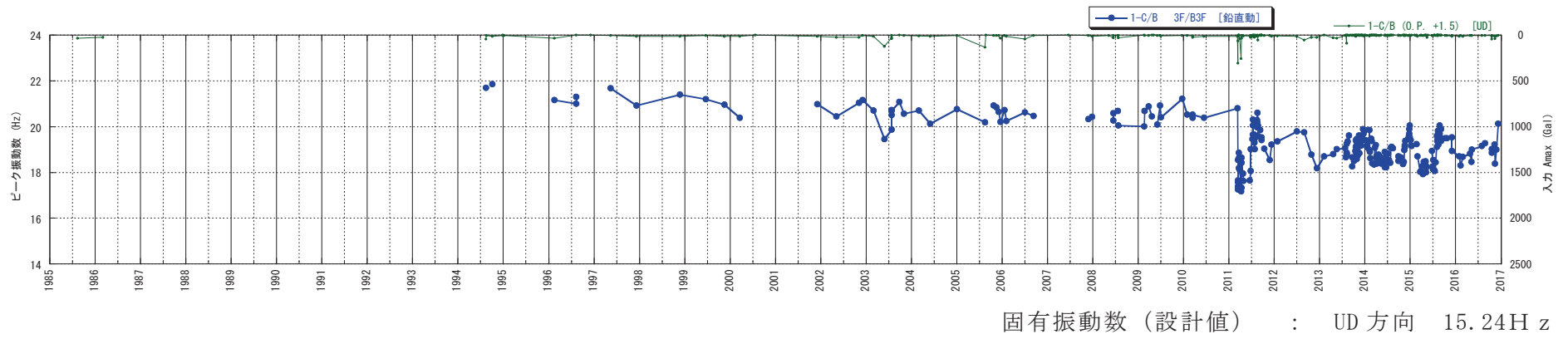
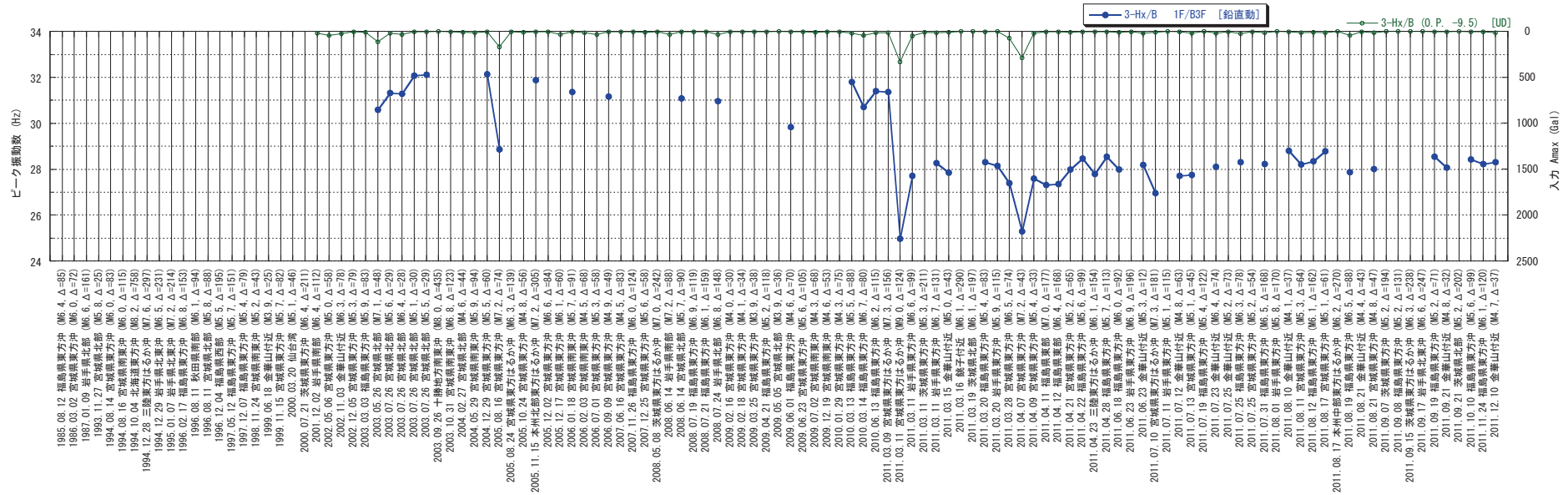
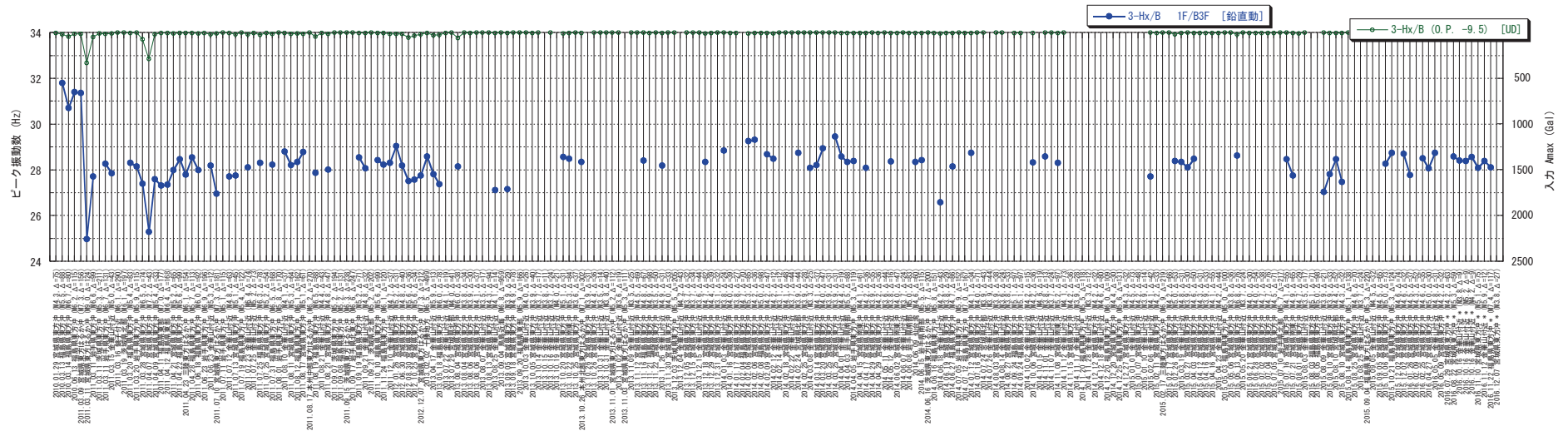


図 3-43 ピーク振動数の経年変化（女川第 1 号機制御建屋・鉛直動）



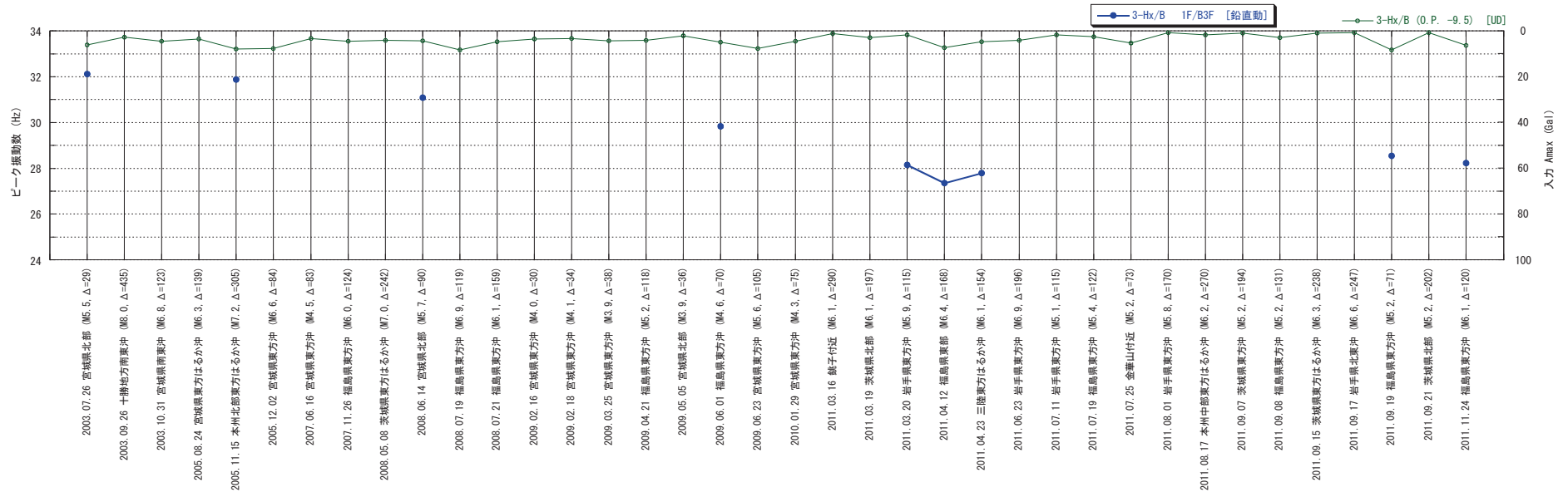
固有振動数（設計値）：UD方向 18.57H z

図 3-44(1) ピーク振動数の評価結果（女川第 3 号機海水熱交換器建屋・鉛直動）（2001 年～2011 年）



固有振動数（設計値）：UD方向 18.57H z

図 3-44(2) ピーク振動数の評価結果（女川第3号機海水熱交換器建屋・鉛直動）（2010年～2016年）



固有振動数 (設計値) : UD方向 18.57Hz

図 3-44(3) ピーク振動数の評価結果 (小振幅地震) (女川第3号機海水熱交換器建屋・鉛直動)

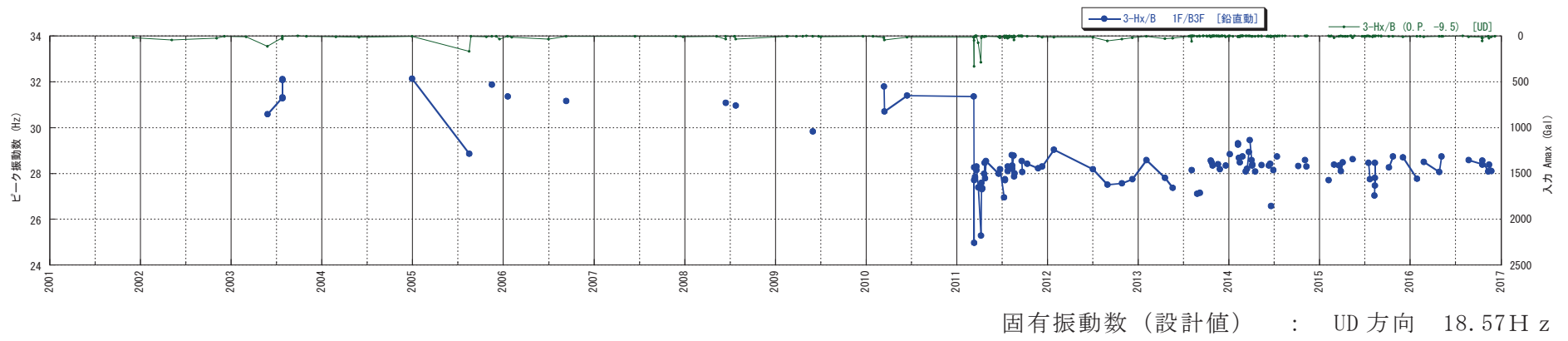
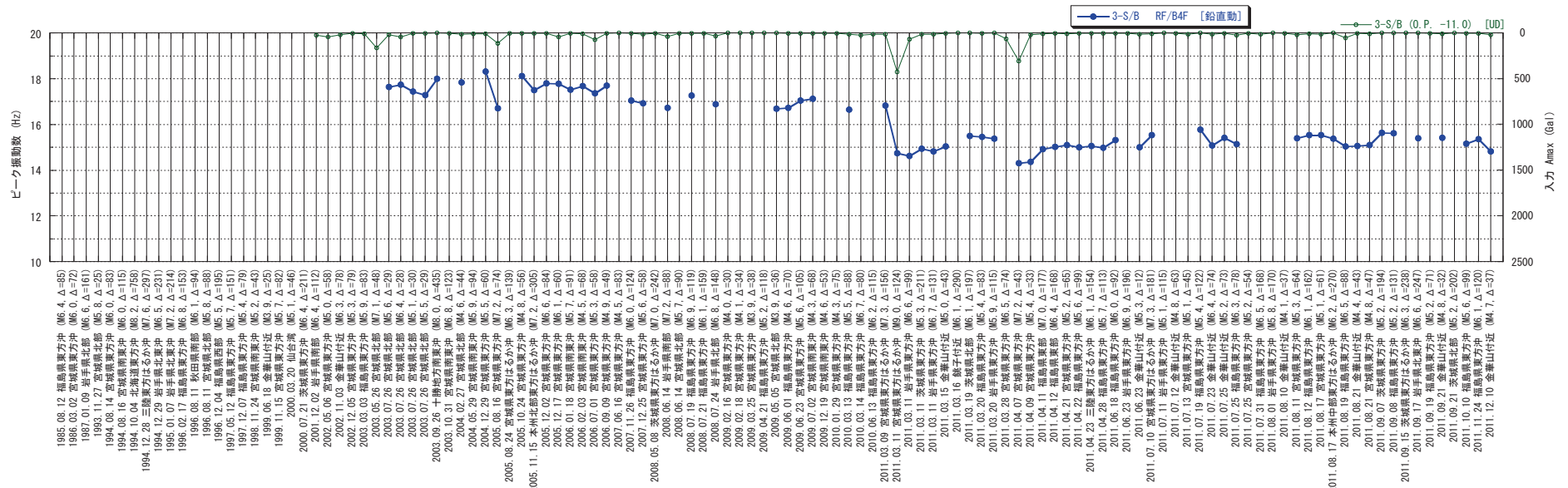
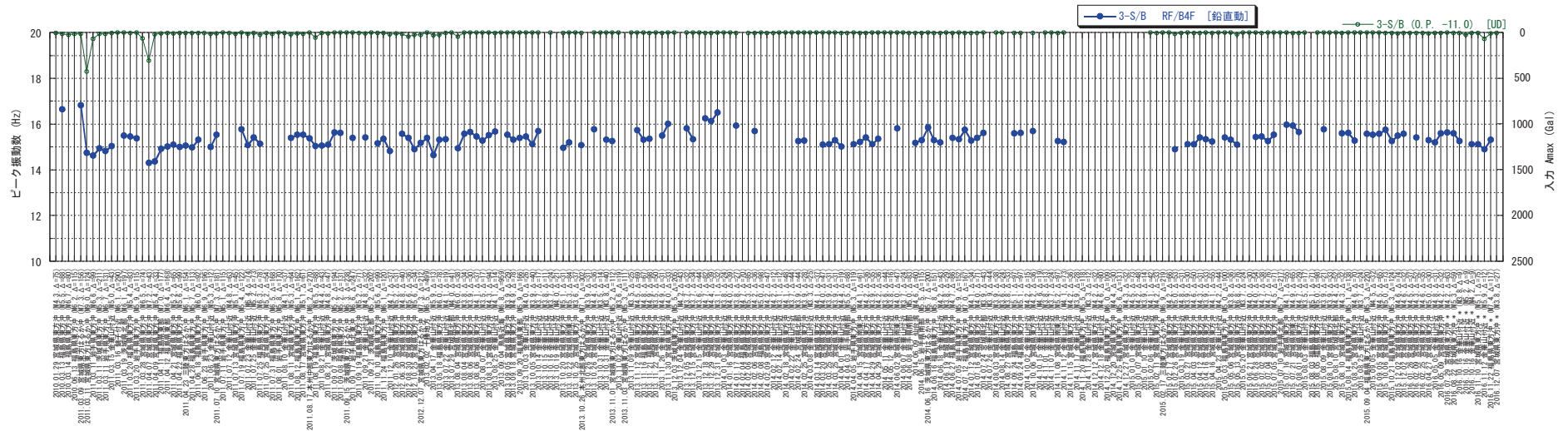


図 3-45 ピーク振動数の経年変化 (女川第 3 号機海水熱交換器建屋・鉛直動)



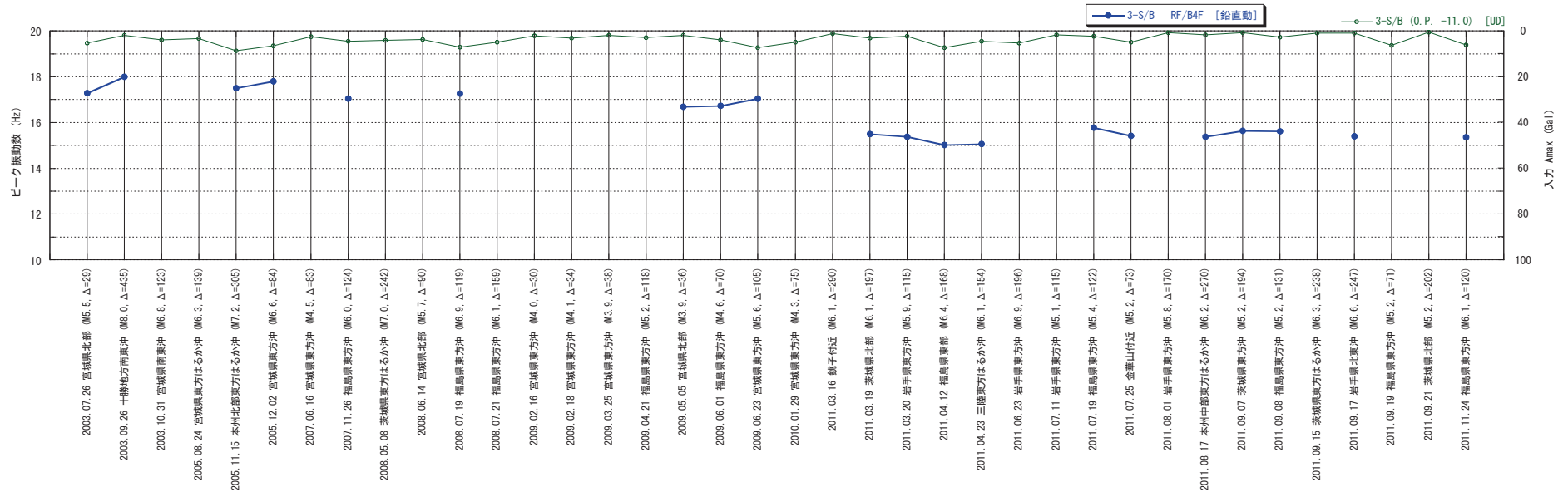
固有振動数 (設計値) : UD方向 11.31Hz

図 3-46(1) ピーク振動数の評価結果 (女川第3号機サービス建屋・鉛直動) (2001年~2011年)



固有振動数（設計値）： UD方向 11.31Hz

図 3-46(2) ピーク振動数の評価結果（女川第3号機サービス建屋・鉛直動）（2010年～2016年）



固有振動数 (設計値) : UD方向 11.31Hz

図 3-46(3) ピーク振動数の評価結果 (小振幅地震) (女川第3号機サービス建屋・鉛直動)

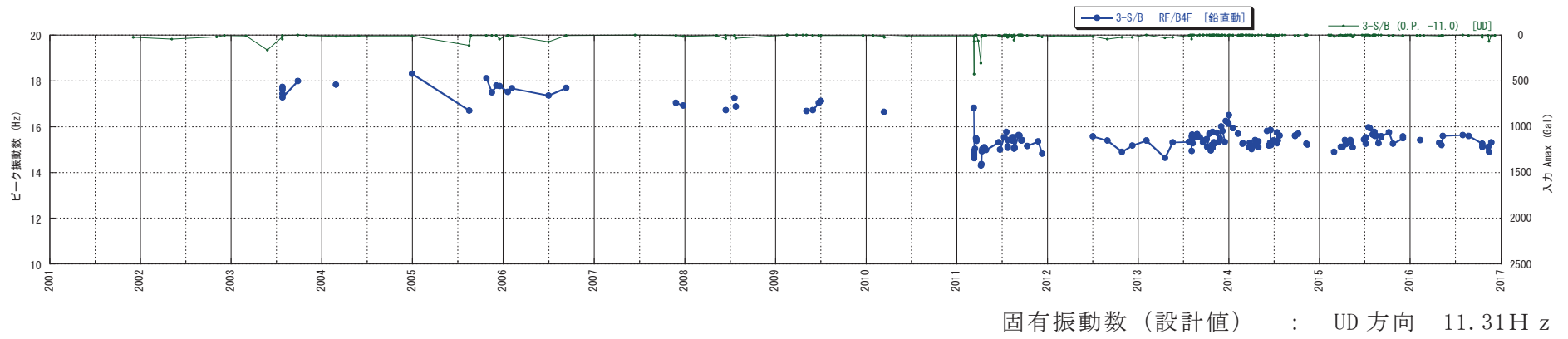
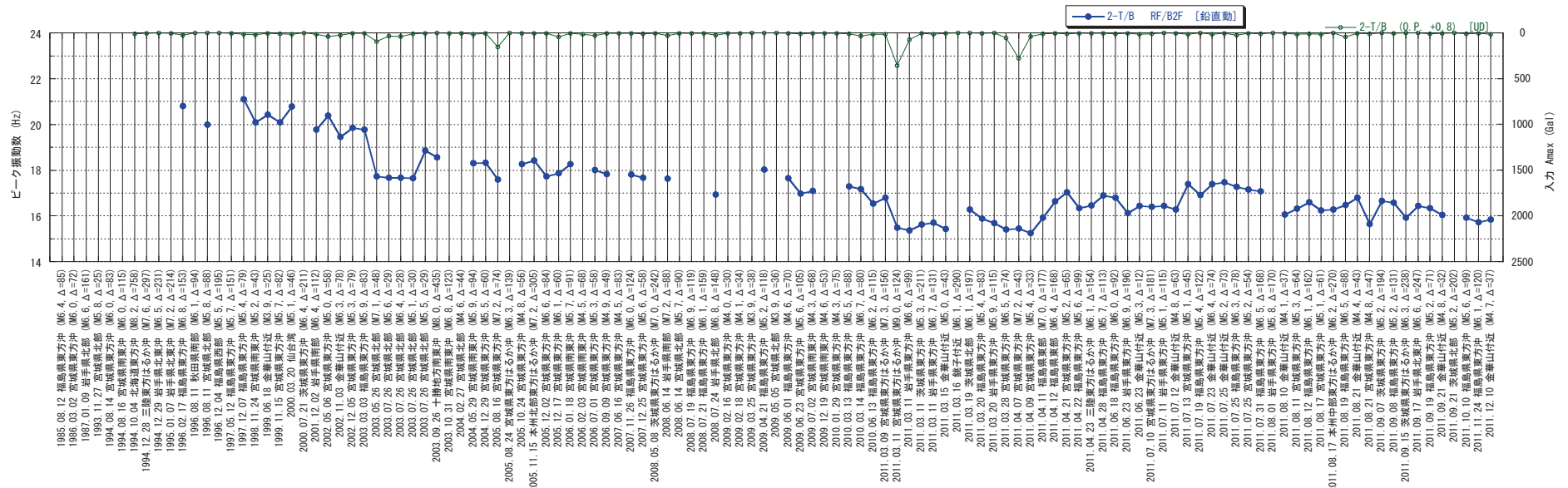
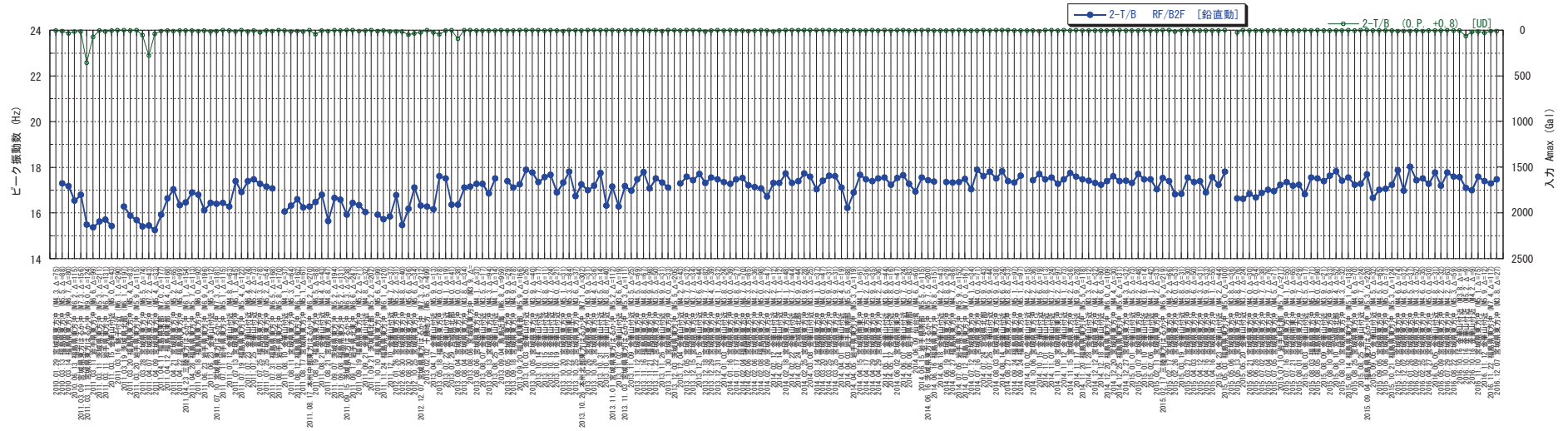


図 3-47 ピーク振動数の経年変化（女川第 3 号機サービス建屋・鉛直動）



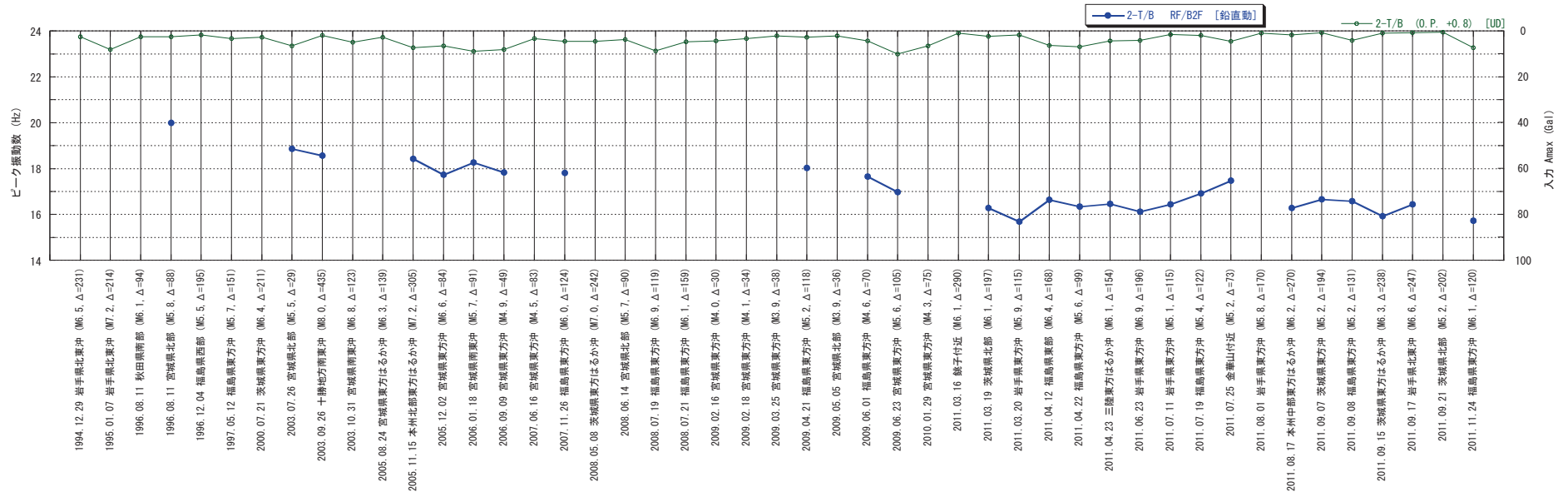
固有振動数（設計値）： UD方向 10.92Hz

図 3-48(1) ピーク振動数の評価結果（女川第2号機タービン建屋・鉛直動）（1994年～2011年）



固有振動数（設計値）：UD方向 10.92Hz

図 3-48(2) ピーク振動数の評価結果（女川第2号機タービン建屋・鉛直動）（2010年～2016年）



固有振動数 (設計値) : UD方向 10.92Hz

図 3-48(3) ピーク振動数の評価結果 (小振幅地震) (女川第2号機タービン建屋・鉛直動)

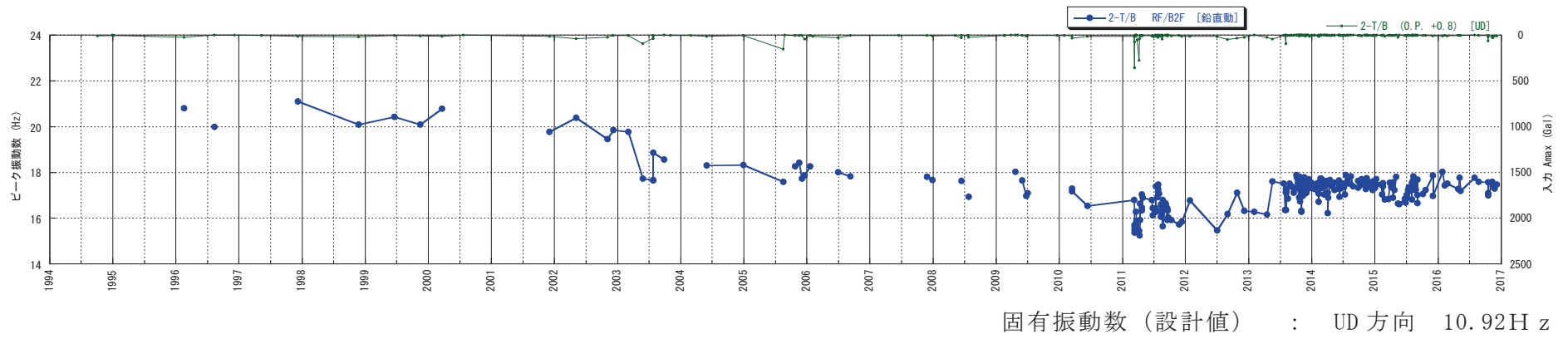
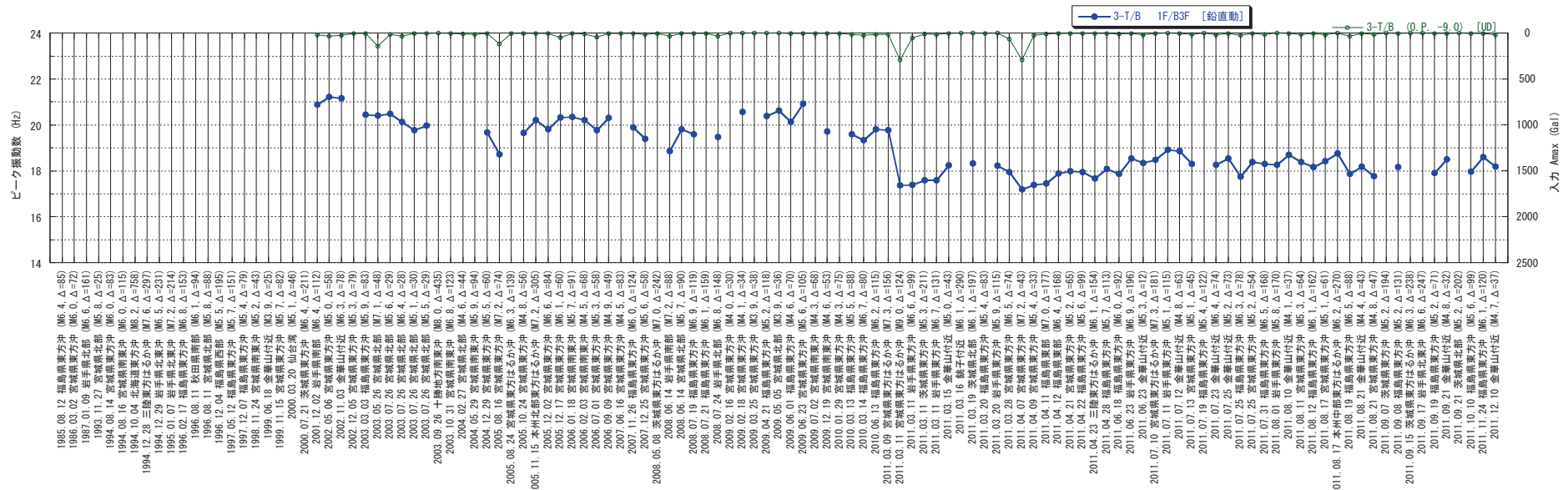
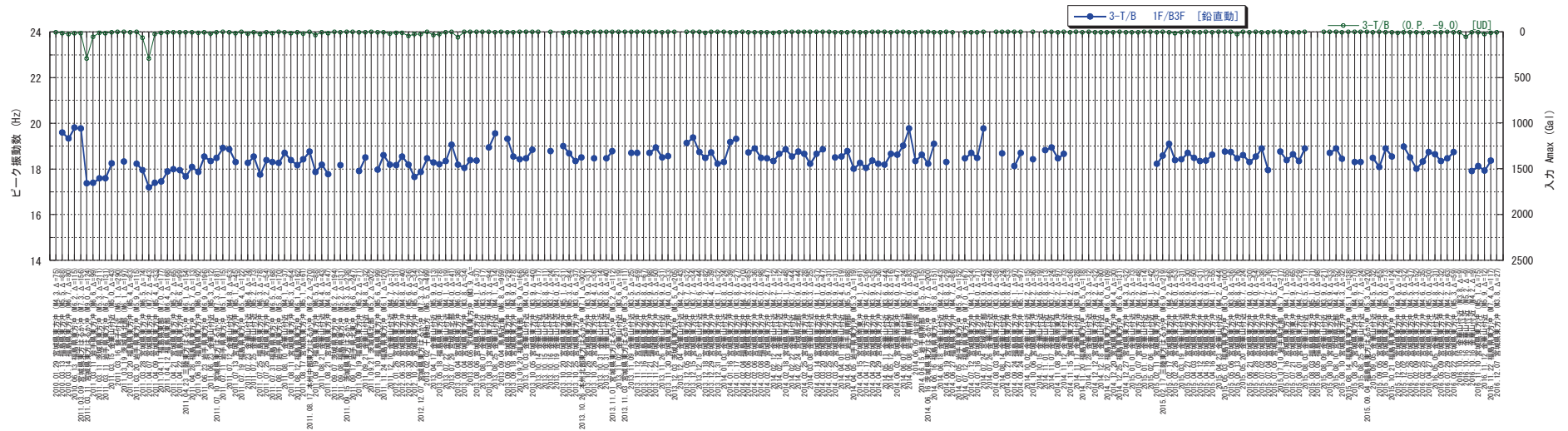


図 3-49 ピーク振動数の経年変化（女川第 2 号機タービン建屋・鉛直動）



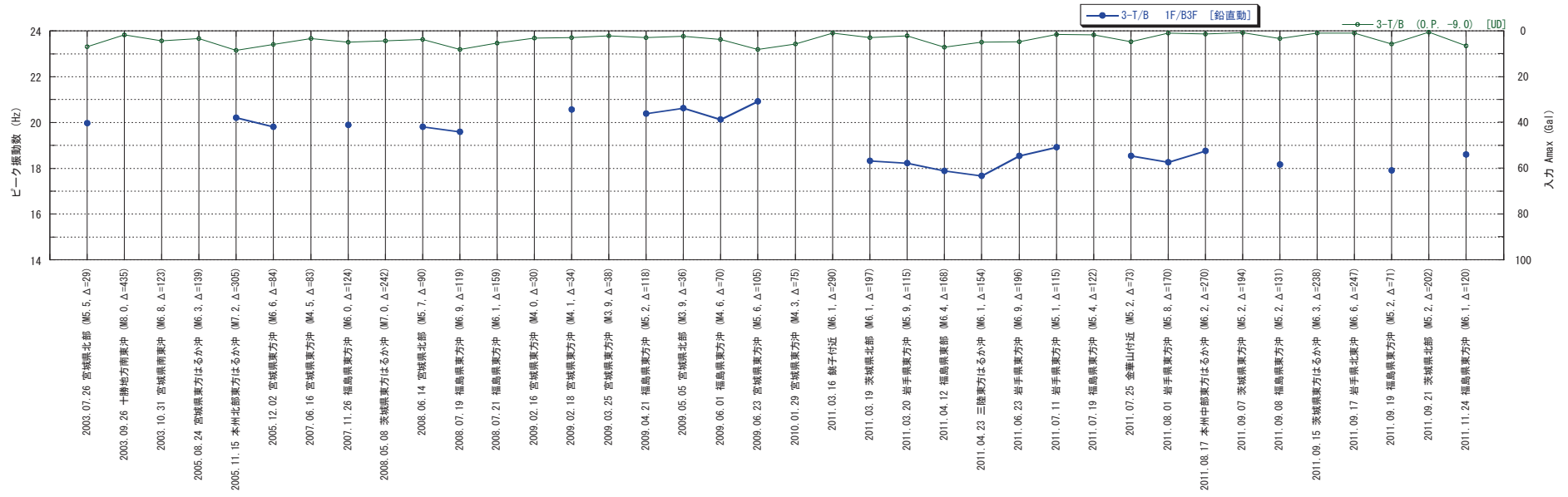
固有振動数 (設計値) : UD方向 13.61H z

図 3-50(1) ピーク振動数の評価結果 (女川第3号機タービン建屋・鉛直動) (2001年~2011年)



固有振動数（設計値）：UD方向 13.61Hz

図 3-50(2) ピーク振動数の評価結果（女川第3号機タービン建屋・鉛直動）（2010年～2016年）



固有振動数 (設計値) : UD方向 13.61Hz

図 3-50(3) ピーク振動数の評価結果 (小振幅地震) (女川第3号機タービン建屋・鉛直動)

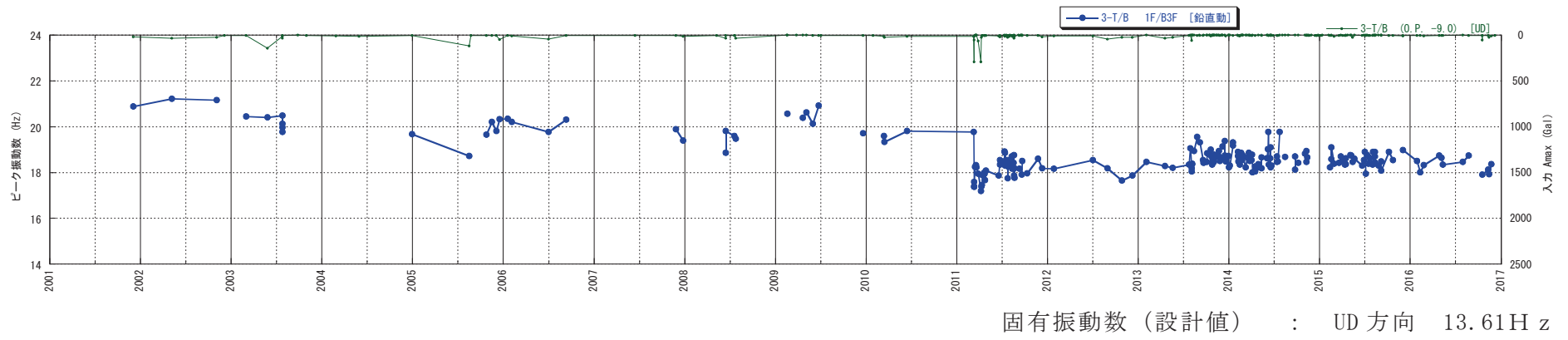
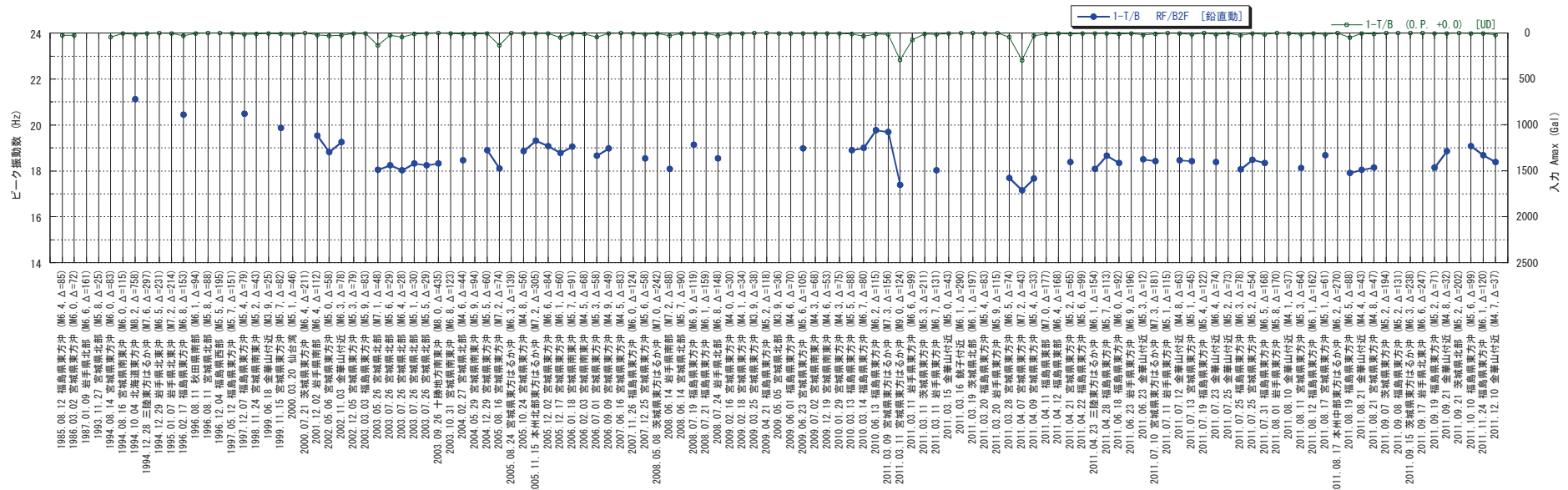
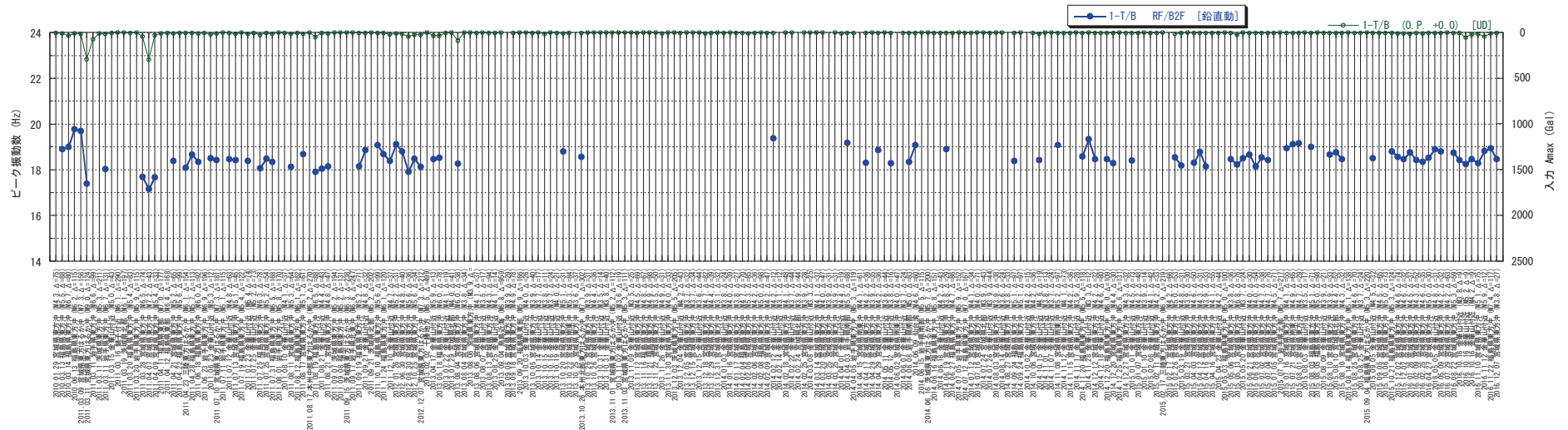


図 3-51 ピーク振動数の経年変化 (女川第 3 号機タービン建屋・鉛直動)



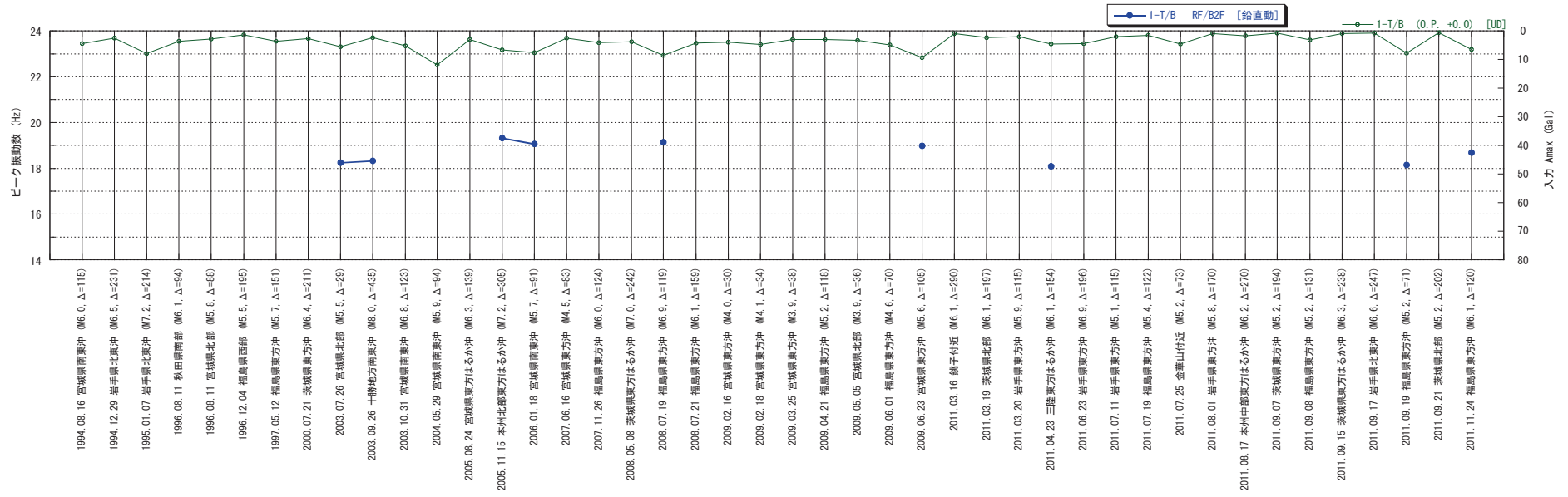
固有振動数（設計値）： UD方向 13.41H z

図 3-52(1) ピーク振動数の評価結果（女川第1号機タービン建屋・鉛直動）（1985年～2011年）



固有振動数（設計値）：UD方向 13.41Hz

図 3-52(2) ピーク振動数の評価結果（女川第1号機タービン建屋・鉛直動）（2010年～2016年）



固有振動数 (設計値) : UD方向 13.41Hz

図 3-52(3) ピーク振動数の評価結果 (小振幅地震) (女川第1号機タービン建屋・鉛直動)

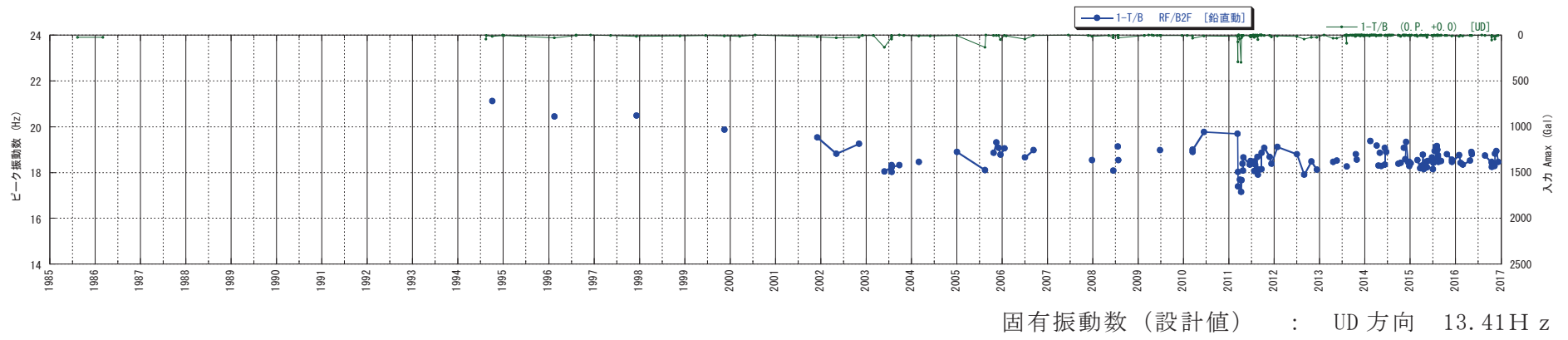


図 3-53 ピーク振動数の経年変化 (女川第 1 号機タービン建屋・鉛直動)

(4) まとめ

女川原子力発電所の地震計が設置されている建屋を対象に、1次固有振動数の経年変化の分析を行った。その結果、ほぼ地下に埋め込まれている女川第3号機海水熱交換器建屋を除く全ての建屋において、水平動の1次固有振動数が経年的に低下する傾向が確認された。

なお、固有振動数が経年的に低下する原因の一つとして、中小地震の繰り返し入力による影響が考えられる。ただし、3.11地震後には多数の余震が発生し、中小地震を数多く経験しているものの、この間の固有振動数の変化は概ね横ばいであることから、単純に中小地震を多数経験することによって建屋剛性が低下するとは考えにくい。

別紙 2 付録 解析手法の原理

1. 基礎固定時伝達関数

簡単のため、剛な基礎を有する 1 質点系の例を用いる。地震により図 2-56 の系の基礎に水平動 x_0 と回転動 θ が生じた場合の、質点 m に関する運動方程式は下記(1)式となる。なお 1 質点系の減衰定数は簡単のため無視し、0としている。

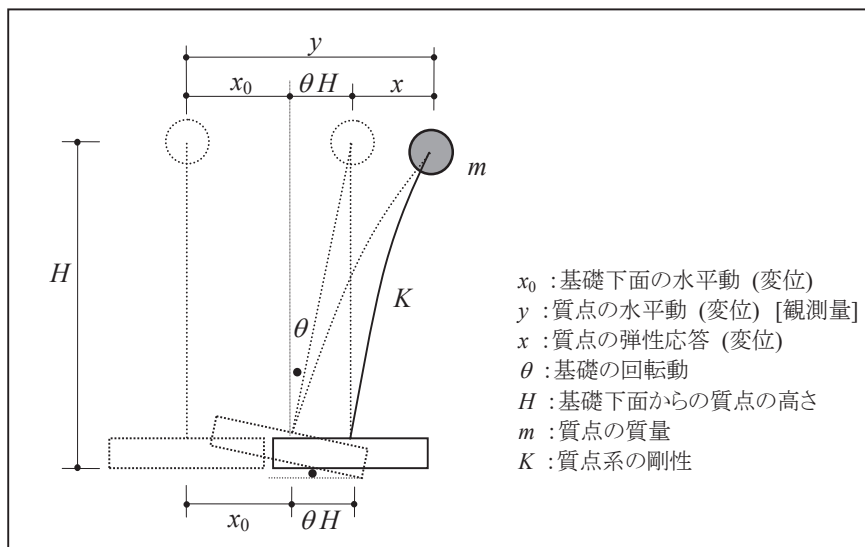


図 2-56 手法の原理

$$m(\ddot{x} + \ddot{x}_0 + \ddot{\theta}H) + Kx = 0 \quad (1)$$

第 1 項の慣性力は絶対加速度 $\ddot{x} + \ddot{x}_0 + \ddot{\theta}H$ により定まり、弾性変形による反力は弾性応答 x により定まる事により、上式が成立するものである。今、第 1 項の \ddot{x}_0 , $\ddot{\theta}$ を含む部分を右辺に移項すると(2)式が得られる。

$$m\ddot{x} + Kx = -m(\ddot{x}_0 + \ddot{\theta}H) \quad (2)$$

上式は、図 2-56 の上部構造 (m と K から成る 1 質点系) が $(\ddot{x}_0 + \ddot{\theta}H)$ なる基礎の水平動を受けた場合と全く同じ式であり、これは即ち、 $-(\ddot{x}_0 + \ddot{\theta}H)$ を入力と見なせば、この 1 質点系が剛な基礎・地盤上に建ち、 $(\ddot{x}_0 + \ddot{\theta}H)$ なる基礎水平動を受ける場合の応答を示す式である。したがって、下記(3)式により、応答を絶対加速度 $(\ddot{x} + \ddot{x}_0 + \ddot{\theta}H)$ とした場合の、基礎固定時の 1 質点系の振動特性が求まることとなる。

$$G(\omega) = \frac{X(\omega) + X_0(\omega) + \Theta(\omega)H}{X_0(\omega) + \Theta(\omega)H} \quad (3)$$

$G(\omega)$: 1 質点系の基礎固定時伝達関数

($X(\omega), X_0(\omega), \Theta(\omega)$ は各々、 $\ddot{x}, \ddot{x}_0, \ddot{\theta}$ のフーリエ変換による振動数領域の値)

上部構造が多質点系の場合や起振機で上部を加振する場合にも、等価高さ位置の応答を用いれば同様の議論が成り立つ¹⁾。また埋込みがある場合の埋込み効果の影響を検討した結果²⁾や実機への適用例³⁾が文献に示されている。

なお、質点の応答は、基礎の水平動に対する応答と回転動に対する応答の和であるた

め、質点の応答から基礎の水平動を引いただけでは、回転動に対する応答分が残ることになる。

等価高さ位置の応答は、必ずしも観測されているとは限らないため、通常は、隣接する上下階での応答を線形補間することによって、等価高さでの応答を算定することになる。ただし、観測記録の制約により等価高さ位置の応答が適切に評価できない場合には適用できない。

そこで、建物上部の水平動応答を有効に活用し、等価高さ位置の応答算定が困難な場合でも、基礎固定時伝達関数を評価できる定式化を用いる。⁴⁾

図 2-57 に示すように、各 k 層の高さ H_k と等価高さ \bar{H} との差 $(H_k - \bar{H})$ と基礎の回転動 θ_0 との積によって、各層での観測応答を補正することを考えれば、(4) 式が得られる。

$$\frac{\ddot{x}_0 + H_k \ddot{\theta}_0 + \ddot{x}_k - (H_k - \bar{H}) \ddot{\theta}_0}{\ddot{x}_0 + \bar{H} \ddot{\theta}_0} = \frac{\ddot{x}_0 + \bar{H} \ddot{\theta}_0 + \ddot{x}_k}{\ddot{x}_0 + \bar{H} \ddot{\theta}_0} = 1 + \frac{\ddot{x}_k}{\ddot{x}_0 + \bar{H} \ddot{\theta}_0} \quad (4)$$

この場合、図 2-57 の赤で示したような系を想定していることになる。(4) 式では相対応答 \ddot{x}_k が 0 なら伝達関数は 1 に収束する。さらに、入力 $\ddot{x}_0 + \bar{H} \ddot{\theta}_0$ を共通とする伝達関数であるため、多層で観測記録が得られていれば、基礎固定時の振動モード評価を行うことも可能である。

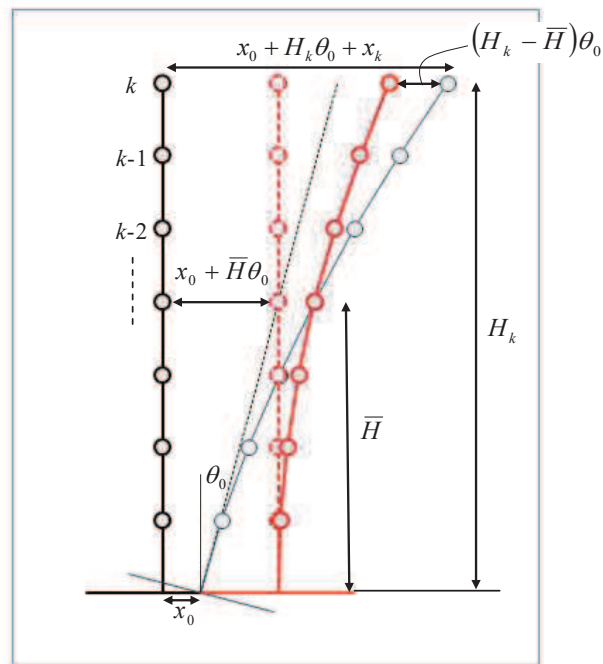


図 2-57 基礎固定時伝達関数の座標系（等価高さ基準，高さ補正を行う場合）

- 1) 斎藤知生 : モード解析型多入力多出力 ARX モデルを用いた高層建物のシステム同定, 日本建築学会構造系論文集, 第 508 号, pp.47-54, 1998.6
- 2) 内藤幸雄 他 : 埋込みを有する原子炉建屋の基礎固定時伝達関数推定に関する解析的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 579 号, pp.31-38, 2004.5
- 3) ニウシャ アリ 他 : 実測に基づく原子炉建屋の基礎固定時伝達関数推定, 日本建築学会構造系論文集, 第 583 号, pp.69-76, 2004.9
- 4) 都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト・「都市機能の維持・回復に関する調査研究」

平成 24 年度 成果報告書

http://www.toshikino.dpri.kyoto-u.ac.jp/report/2012/pdf/3.3.2_p.259-272.pdf

2. スウェイ固定時伝達関数

スウェイ固定時伝達関数とは、従来行われてきた、基礎の水平動を入力として伝達関数を求めるものであり、水平には剛でロッキングのみ許す地盤上の建屋が地震動を受けた場合の伝達関数に相当するものである。

これは、図 2-58 に示す物理モデルを想定していることになる。建屋の振動特性とともに地盤のロッキングばねの特性が伝達関数に現れるため、1 自由度系による 1 次振動数、減衰定数が評価し難い面もあるが、女川サイトのように支持地盤が硬質岩盤である場合は、建屋のロッキング応答の成分が相対的に小さいため、比較的良好な評価結果が得られる。

検討対象建屋のうち、女川第 1 号機原子炉建屋、女川第 2 号機原子炉建屋及び女川第 3 号機原子炉建屋については、基礎版端部の鉛直動が計測されているため、基礎固定時伝達関数の評価が可能である。これらについては、基礎固定時とスウェイ固定時の両者の伝達関数の比較を行い、傾向を分析する。

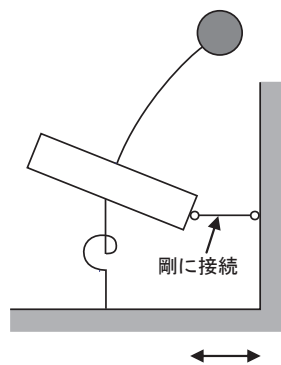


図 2-58 スウェイ固定時伝達関数に対応する物理モデル

3. 周波数分析の方法

(1) ARX による方法（各地震記録の継続時間中の振動特性変化の評価等）

以下に ARX (autoregressive auxiliary input) 手法について示す。

システム同定の主な分類としては、ノンパラメトリック同定法とパラメトリック同定法がある。ノンパラメトリック同定法に分類されるものは相関解析法、過渡応答法、周波数応答法、スペクトル解析法といった手法で、パラメトリック同定法に分類されるものは最小二乗法、補助変数法、予測誤差法といった手法である。

ARX モデルは、パラメトリック同定で一般的によく使用される最も簡単なパラメトリックモデルであり、最小二乗法により計算される方法である。ARX モデルは以下の式で定義される。

$$y(t) + a_1 y(t-1) + a_2 y(t-2) + \dots + a_{n_a} y(t-n_a) = b_1 u(t-1) + b_2 u(t-2) + \dots + b_{n_b} u(t-n_b) + e(t) \quad (5)$$

ここで、 $y(t)$ は時刻 t の出力、 $u(t)$ は時刻 t の入力、 $e(t)$ は残差項、 n_a, n_b は多項式の次数である。ここで、 q^{-1} という時間遅れ演算子を (6) のように定義すると、(5) は (7) のようにされる。

$$qy(t) = y(t+1), \quad q^{-1}y(t) = y(t-1), \dots, \quad q^{-n_a}y(t) = y(t-n_a) \quad (6)$$

$$qu(t) = u(t+1), \quad q^{-1}u(t) = u(t-1), \dots, \quad q^{-n_b}u(t) = u(t-n_b)$$

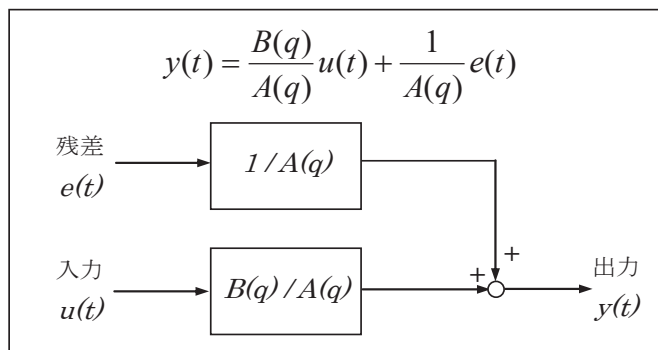
$$(1 + a_1 q^{-1} + a_2 q^{-2} + \dots + a_{n_a} q^{-n_a})y(t) = (b_1 q^{-1} + b_2 q^{-2} + \dots + b_{n_b} q^{-n_b})u(t) + e(t)$$

$$\therefore A(q)y(t) = B(q)u(t) + e(t) \quad (7)$$

$$A(q) = 1 + a_1 q^{-1} + a_2 q^{-2} + \dots + a_{n_a} q^{-n_a}$$

$$B(q) = b_1 q^{-1} + b_2 q^{-2} + \dots + b_{n_b} q^{-n_b}$$

これらより、ARX モデルのブロック線図は下図のように表され、 $B(q)/A(q)$ は離散時間の伝達関数に対応することになる。



ARX モデルは、線形最小二乗法を用いてパラメータ $a_1 \sim a_{n_a}, b_1 \sim b_{n_b}$ を推定することが可能である。(7)式より、

$$\begin{aligned}
y(t) &= -\sum_{j=1}^{n_a} a_j y(t-j) + \sum_{j=1}^{n_b} b_j u(t-j) + e(t) \\
&= [-y(t-1), \dots, -y(t-n_a), u(t-1), \dots, u(t-n_b)] [a_1, \dots, a_{n_a}, b_1, \dots, b_{n_b}]^T + e(t) \quad (8) \\
&= \varphi(t)\theta + e(t)
\end{aligned}$$

時刻 $t=1 \sim N$ を考えれば,

$$Y = \Phi\theta + E$$

$$Y = [y(1), \dots, y(N)]^T$$

$$\Phi = \begin{bmatrix} \varphi(1) \\ \mathbf{M} \\ \varphi(N) \end{bmatrix} = [\varphi(1)^T, \dots, \varphi(N)^T]^T \quad (9)$$

$$E = [e(1), \dots, e(N)]^T$$

となり、最小二乗推定値は、下式により求められる。

$$\hat{\theta} = [\Phi^T \Phi]^{-1} \Phi^T Y \quad (10)$$

尚、伝達関数 $H(Z) = B(Z)/A(Z)$ は、フーリエ変換と Z 変換との関係より、下式のよう
に周波数伝達関数に変換される。

$$H_f(f) = H(\exp(i \cdot \Delta t \omega)) \quad (11)$$

また、ピーク振動数 f_j と減衰定数 h_j は、 $A(Z)=0$ の根 $z p_j$ を用いて、下式
により求められる。

$$f_j = \frac{|\log_z p_j|}{2\pi \Delta t}, \quad h_j = \frac{-\log_z |p_j|}{2\pi f_j \Delta t} \quad (12)$$

なお、次数 n_a 、 n_b の値については、代表的な観測記録を対象に、スペクトル解析
による観測記録の伝達関数との比較から、予め次数を固定することも考えられる。しか
しながら、3.11 地震の前後では振動特性の変化が著しく、特に 3.11 地震以降では、伝
達関数の形状が複雑となり、適切に評価することが困難なケースも生じてきた。このた
め、本検討では、各観測記録について、スペクトル解析と ARX による両者の伝達関数の
対応を確認の上、次数を決めることとした。具体的には、ピーク振動数が高振動数であ
る原子炉建屋以外の鉛直動では 100Hz サンプルング、その他については 50Hz サンプリ
ングとし、 n_a 、 n_b とともに 20~100 次の範囲を対象に、ARX により求められる伝達関
数が、スペクトル解析による伝達関数と対応し安定した性状となる値を地震ごとに採用
した。

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)

目 次

1. 検討の目的.....	1
2. 3次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析	2
2.1 解析モデルの概要.....	2
2.1.1 建屋モデル.....	2
2.1.2 入力地震動の算定.....	10
2.2 地震応答解析結果.....	12
2.2.1 最大加速度分布の比較.....	12
2.2.2 観測記録の床応答スペクトルとの比較.....	15
2.2.3 シミュレーション解析結果に対する考察.....	20
2.2.4 面内せん断ひずみ分布と点検結果との比較.....	25
2.2.5 地震による建屋の構造的影響評価.....	45
3. 評価結果のまとめ.....	46

1. 検討の目的

3.11 地震及び 4.7 地震の 2 つの地震について、原子炉建屋の 3 次元 FEM 等価線形モデルにより建屋内に設置された地震計の観測記録を用いてシミュレーション解析を行う。

本検討は、3 次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析結果から、3.11 地震時及び 4.7 地震時に建屋各部に発生する面内せん断ひずみを算定し、耐震壁の点検結果との整合性確認を行った上で、3.11 地震及び 4.7 地震時の建屋の構造的影響評価を行うことを目的とする。

2. 3次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析

2.1 解析モデルの概要

2.1.1 建屋モデル

原子炉建屋 3次元 FEM モデルによる地震応答解析は、基礎版上における水平方向の地震観測記録を用いた周波数応答解析（線形解析）とする。建屋モデルは等価線形モデルとする。

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解析モデルの基礎版上に入力する。

解析結果と観測記録の整合性は、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。

建屋モデルの概要を以下に示す。水平方向解析モデルの諸元の設定について表 2-1 に示す。

①モデル化範囲

質点系モデルで考慮した耐震壁，主要な補助壁，床スラブ（基準階のみ），基礎スラブ，柱，梁及び屋根トラス

②地盤ばね

水平方向地震応答解析モデルでは，アドミッタンス理論により算定される基礎底面水平地盤ばね及び回転地盤ばね（J E A Gによる近似法）を基礎版底面の節点に取りつく離散化ばねとしてモデル化する。なお，側面地盤ばねは考慮しないものとする。

③質量

壁と床はシェル要素でモデル化し，厚さに応じたコンクリート重量を与える。基準階ごとに，上下の階高の1/2の範囲を支配高さとして重量を算定し，質点系モデルの重量から不足する重量（機器荷重や配管荷重等に相当）は，床面に等分布荷重として与えて，質点系モデルの重量と等しくなるようにする。

④鉄筋コンクリート剛性

設計剛性を基本とし，壁については建屋各部の地震観測シミュレーションにより，オペフロ上部とオペフロ下部で最適な剛性を設定する。また，質点系シミュレーションモデルの剛性も参考にして，NS方向の壁とEW方向の壁は独立に剛性を設定する。なお，シェル壁と火打ち壁については方向性がないため，NS方向とEW方向の壁の剛性の平均値とする。床スラブは設計剛性とする。

⑤減衰

RC部分は7%の一定減衰とする。

各階のモデル化範囲および解析モデル図を図2-1に示す。また，解析モデルに用

いる物性値を表2-2 に示す。図2-2及び図2-3に解析モデルのNS方向及びEW方向の1次固有モードを示す。1次固有モードは刺激関数が最大となるモードとして選定した。

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		周波数応答解析(線形解析)
入力地震動		原子炉建屋の基礎版上での観測記録を解析モデルの基礎版上に入力
剛性 評価	考慮範囲	耐震壁，主要な補助壁，床スラブ，基礎スラブ，柱，梁，屋根トラス
	ヤング係数(E) せん断弾性係数 (G)	壁要素のみ観測記録との適合性を踏まえ再設定 床要素，柱，梁は設計剛性
	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，壁のヤング係数・せん断弾性係数をNS，EW方向別に再設定することにより行う。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 (一定減衰)
	減衰定数設定の 考え方	埋込み効果分も含め，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	離散化ばね（水平2方向，鉛直）を基礎版底面の全節点に支配面積比で分配する。 (側面地盤との相互作用は考慮しない)
	建屋モデル	3次元FEMモデル（壁，床はシェル要素，柱，梁はビーム要素，基礎スラブはソリッド要素） (剛域などの拘束条件は設定していない)
	地盤ばね	J E A Gによる近似法により評価したばねを離散化ばねとする

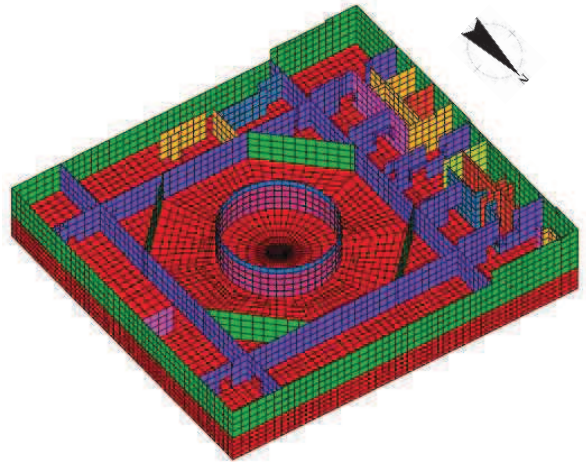
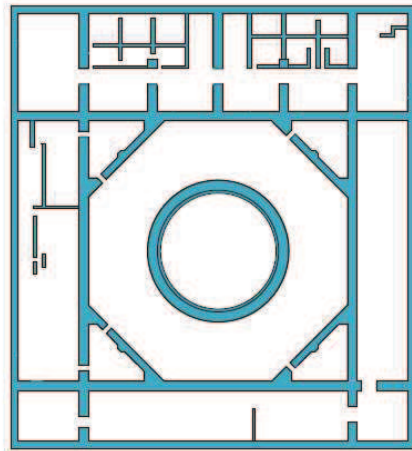


図 2-1(1) モデル化範囲及び 3 次元 FEM モデル図 (O.P. -8.1m)

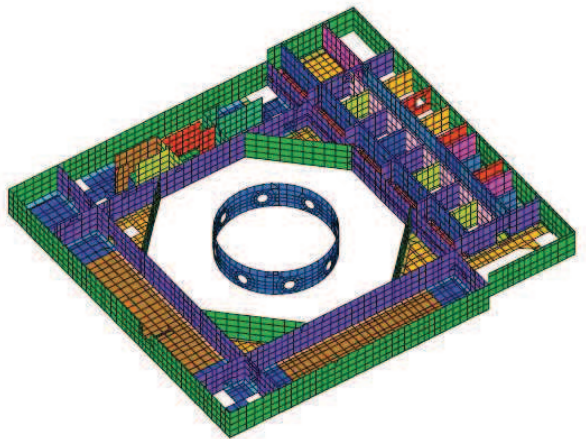
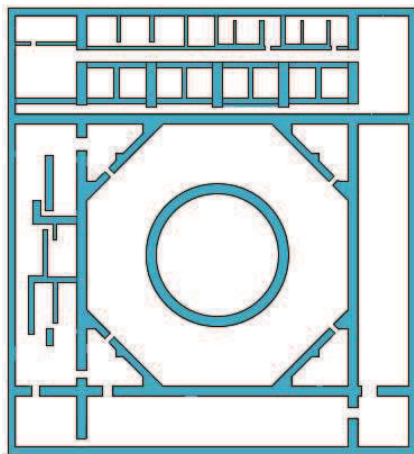


図 2-1(2) モデル化範囲及び 3 次元 FEM モデル図 (O.P. -0.8m)

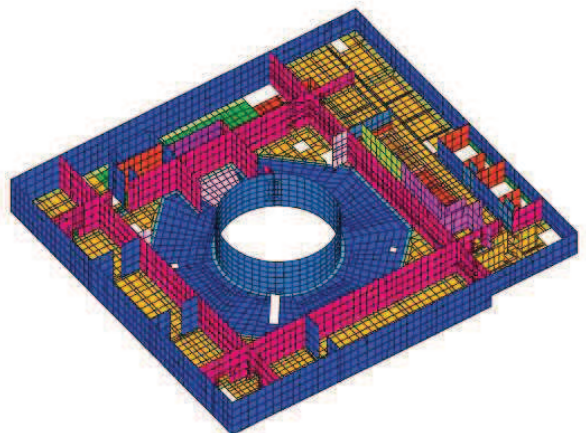
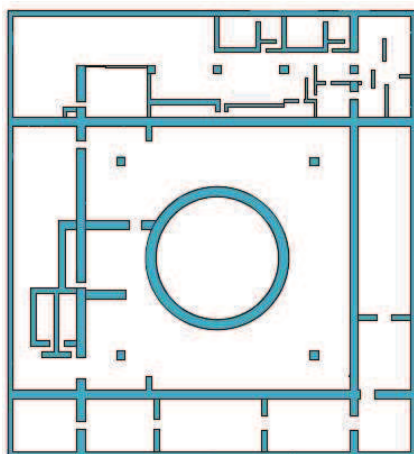


図 2-1(3) モデル化範囲及び 3 次元 FEM モデル図 (O.P. 6.0m)

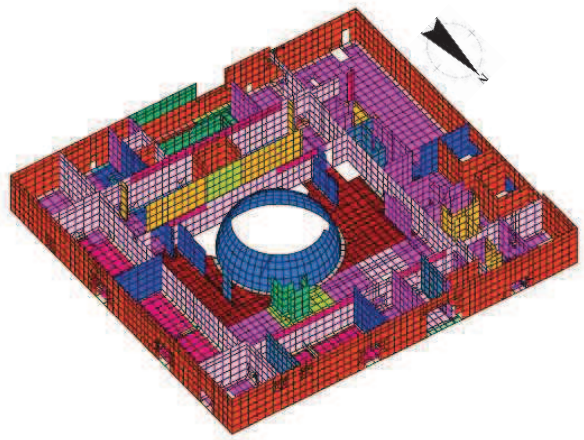
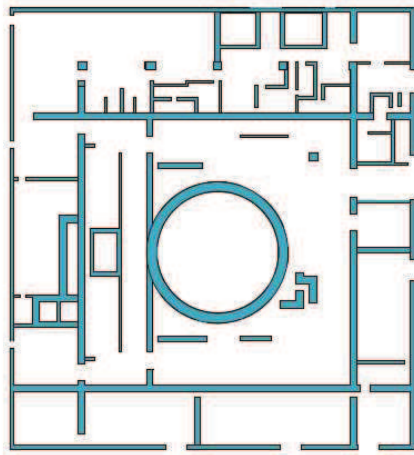


図 2-1(4) モデル化範囲及び 3 次元 FEM モデル図 (0. P. 15. 0m)

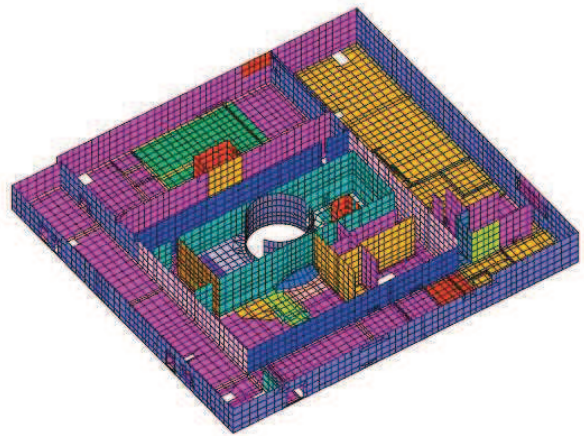
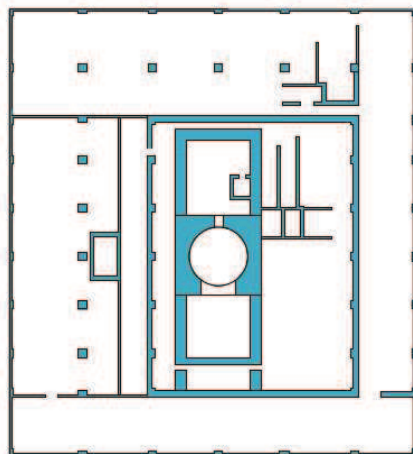


図 2-1(5) モデル化範囲及び 3 次元 FEM モデル図 (0. P. 22. 5m)

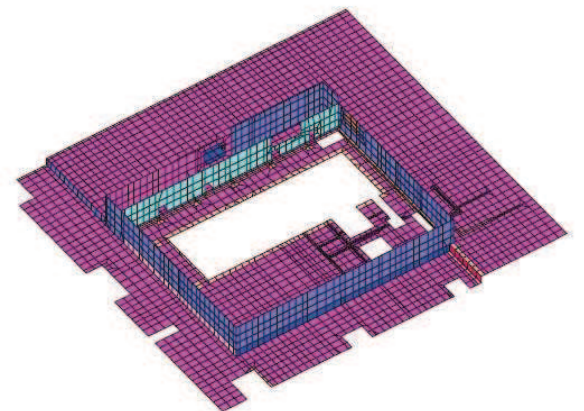
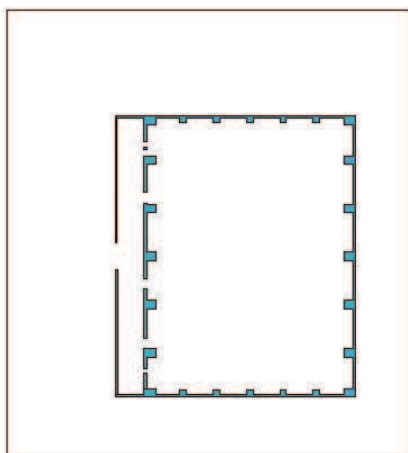


図 2-1(6) モデル化範囲及び 3 次元 FEM モデル図 (0. P. 33. 2m)

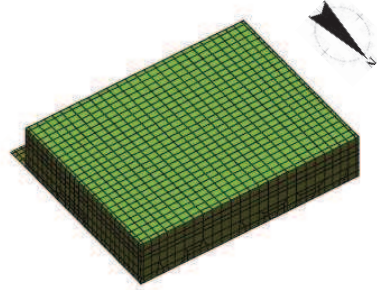
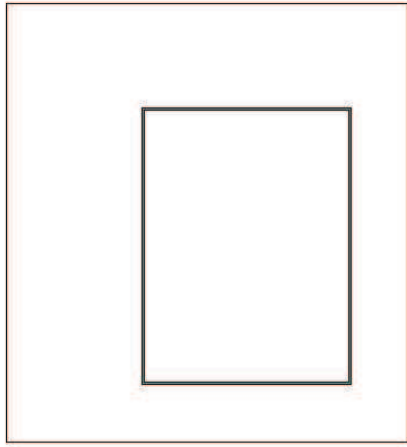


図 2-1(7) モデル化範囲及び 3 次元 FEM モデル図 (0. P. 41. 2m)

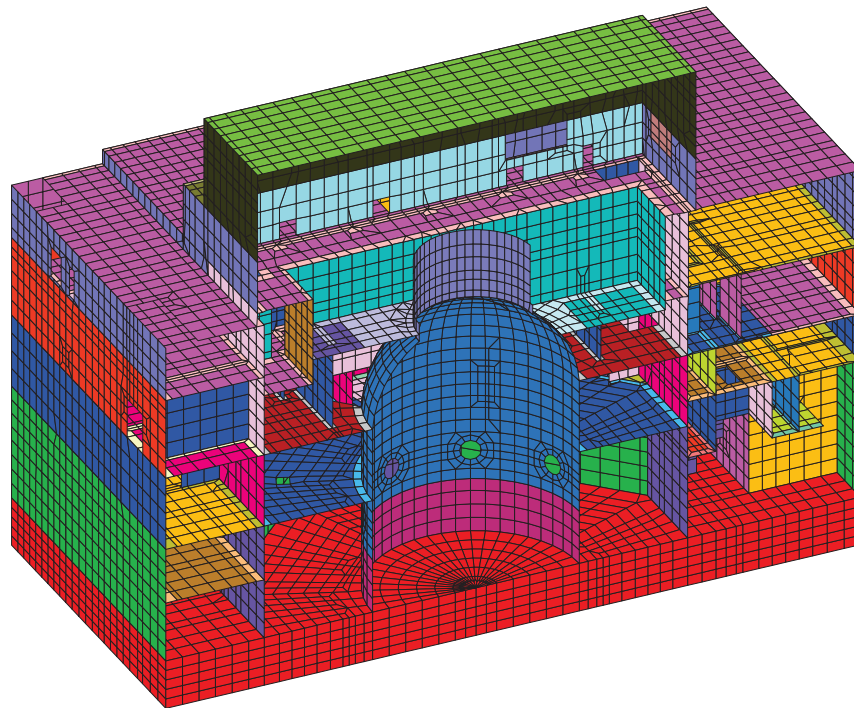
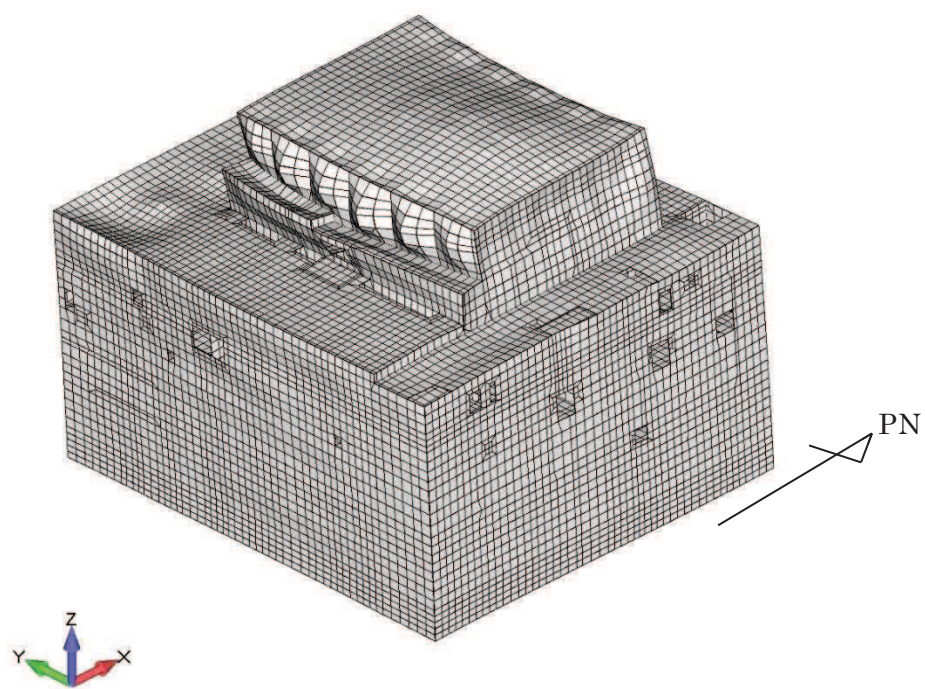


図2-1(8) 3次元FEMモデル断面図

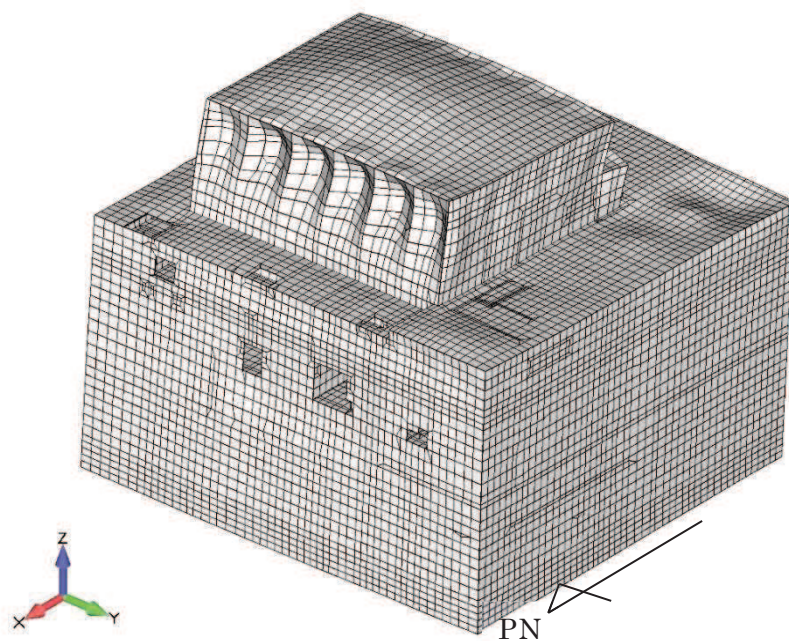
表2-2 解析モデルに用いる物性値（水平方向）

材 料		方 向	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	7.94×10^3	3.41×10^3	7
		EW	13.24×10^3	5.69×10^3	7
	オペフロ下部	NS	19.86×10^3	8.53×10^3	7
		EW	21.18×10^3	9.10×10^3	7
鉄 骨			20.59×10^4	7.94×10^4	2

注記：設計値 ヤング係数 2.65×10^4 N/mm²
せん断弾性係数 1.14×10^4 N/mm²

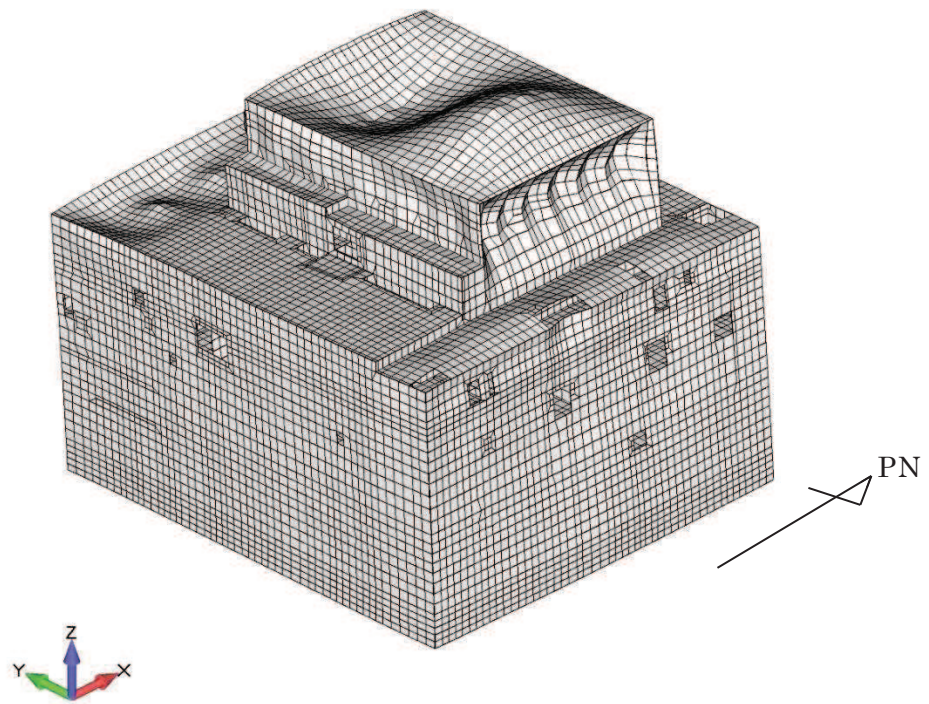


(南東)

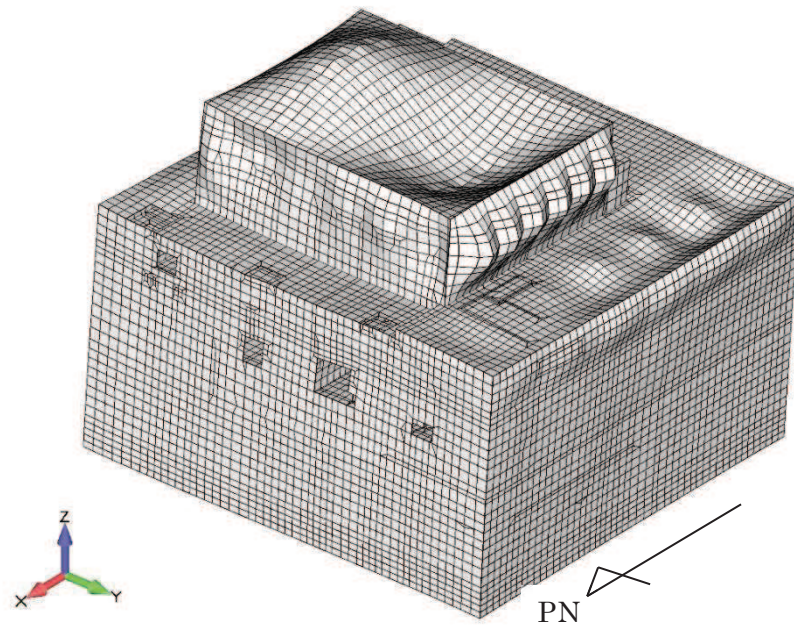


(北西)

図2-2 3次元FEMモデルNS方向1次（全体2次）固有モード図
（周期0.245秒）



(南東)



(北西)

図 2-3 3次元 FEM モデル EW 方向 1 次 (全体 3 次) 固有モード図
(周期 0.233 秒)

2.1.2 入力地震動の算定

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，建屋各部の応答を算定する。基礎版上の観測記録の選定にあたっては，3 方向成分を観測していること，また，各階の地震計位置と整合しておりシミュレーション解析に適していることから，2RB-6 の地震計の観測記録を用いた。入力地震動の概念を図 2-4 に示す。また，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 2-5 に示す。

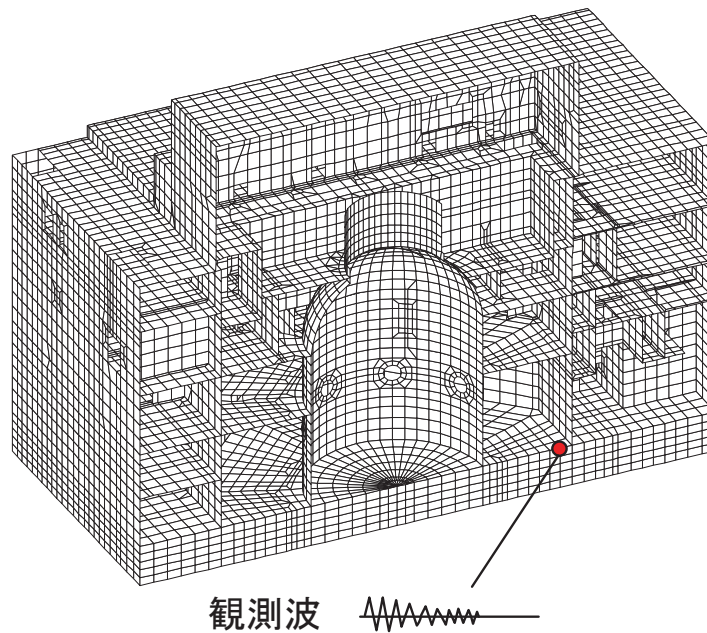


図 2-4 入力地震動（基礎上の節点（2RB-6）に観測波を入力）

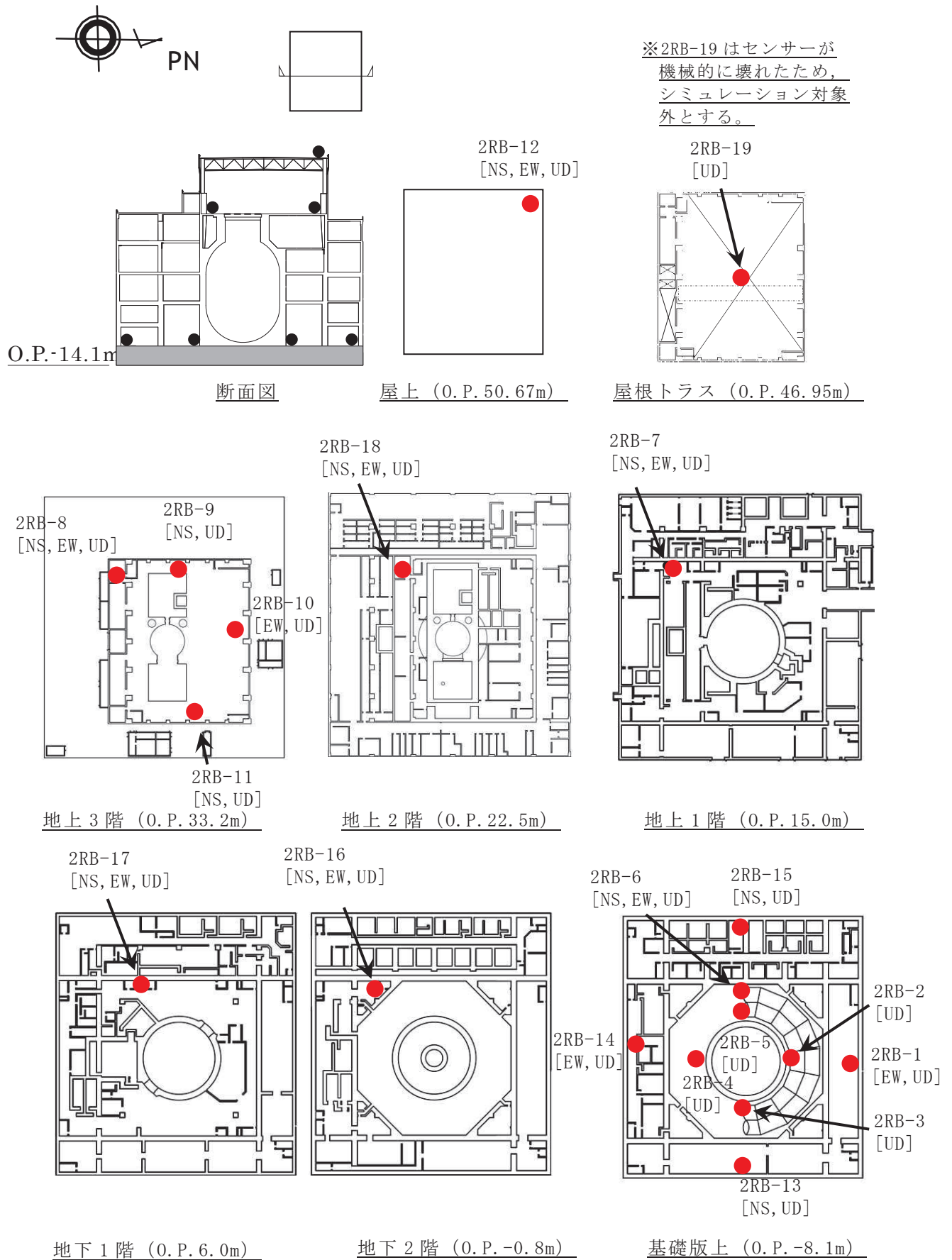


図 2-5 原子炉建屋 地震計配置図

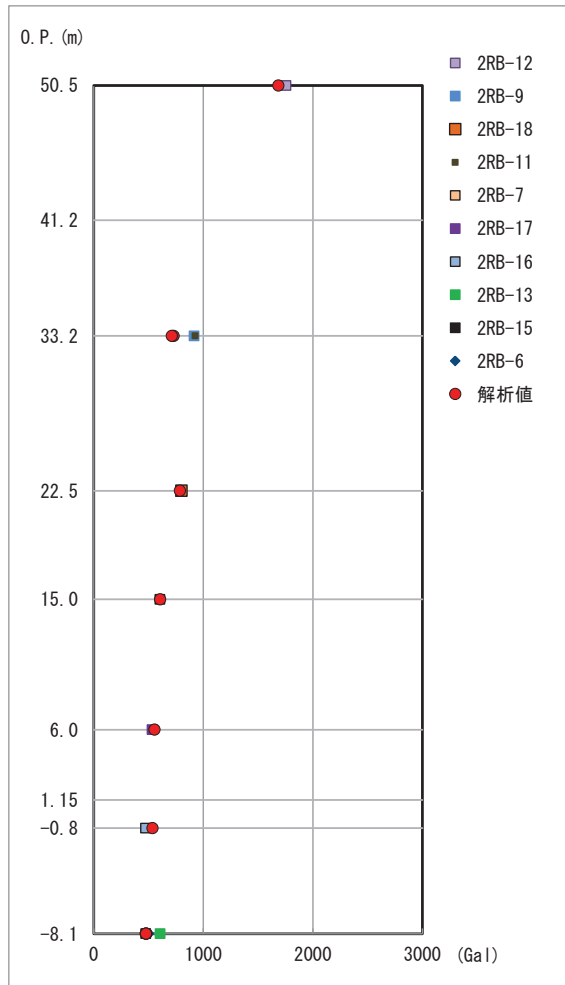
2.2 地震応答解析結果

作成した3次元FEMモデルの妥当性を確認するため、地震観測記録のシミュレーション解析を行う。

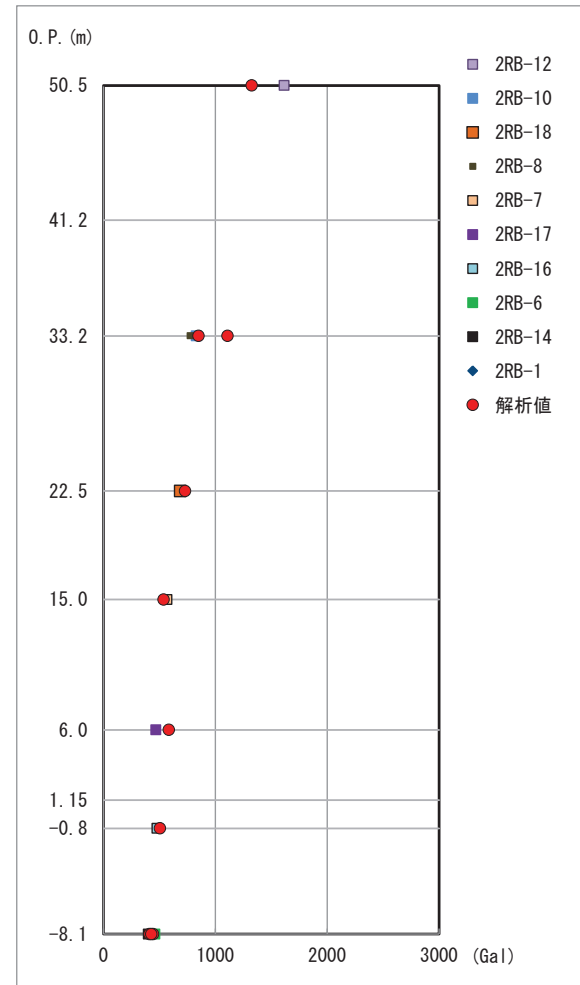
2.2.1 最大加速度分布の比較

3.11地震及び4.7地震の3次元FEMモデルにより算定した応答波形の最大加速度分布を観測記録と比較して図2-6～図2-7に示す。比較にあたっては、図2-5に示す地震計位置で得られた観測記録の最大加速度と、地震計位置に相当する解析モデルの節点における解析結果とを比較して示している。

3次元FEMモデルにより算定した応答波形の最大加速度は、4.7地震の屋上で観測記録より小さくなっているものの、オペフロ下部では観測記録と概ね整合している。



NS方向



EW方向

図2-6 3次元FEMモデルと観測記録の最大加速度分布 (3.11地震)

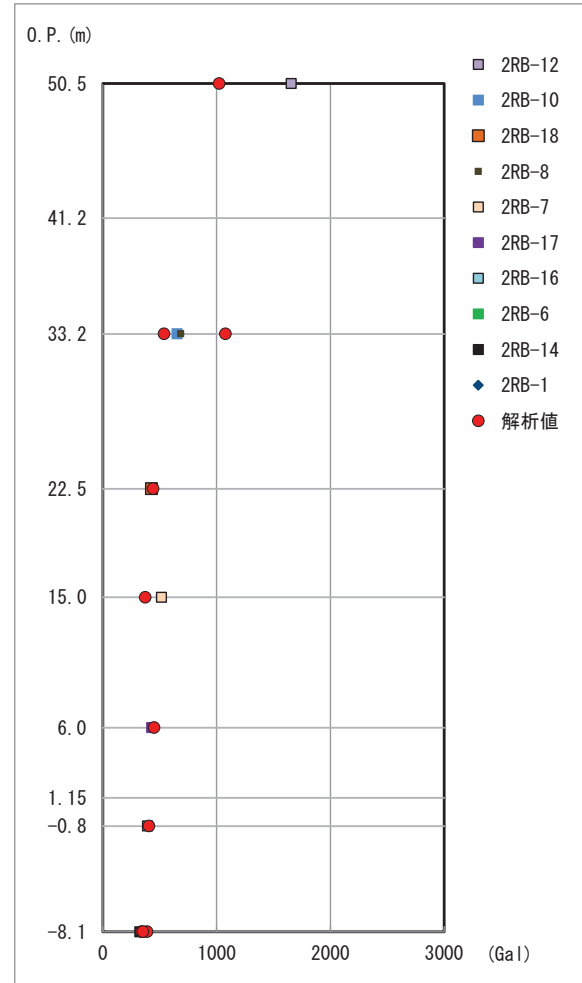
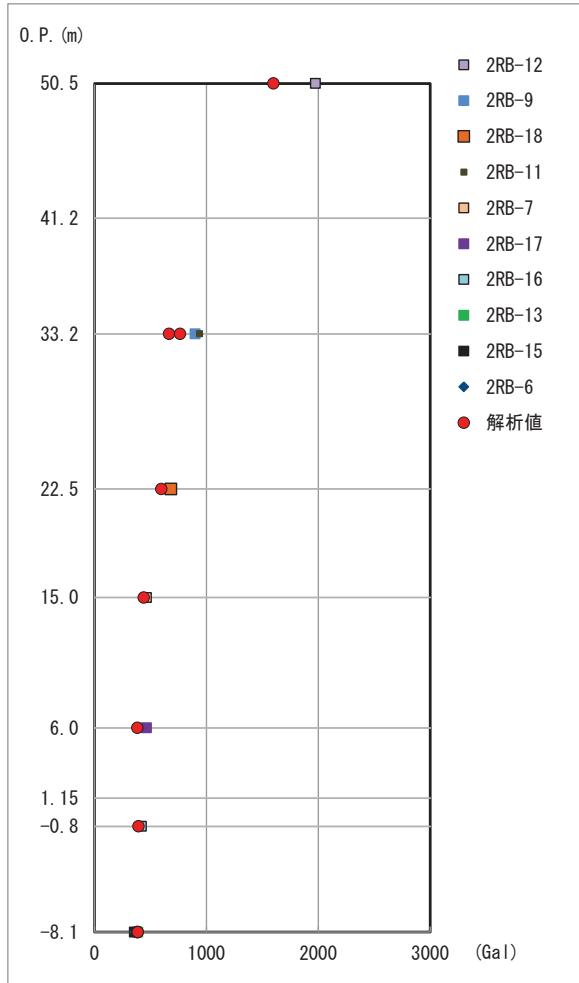


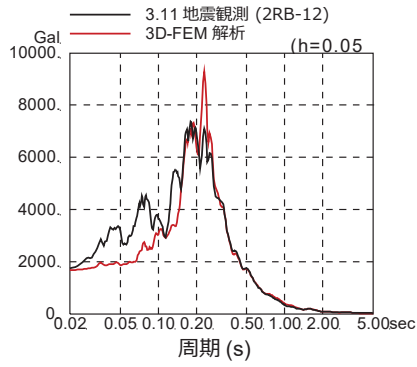
図2-7 3次元FEMモデルと観測記録の最大加速度分布 (4.7地震)

2.2.2 観測記録の床応答スペクトルとの比較

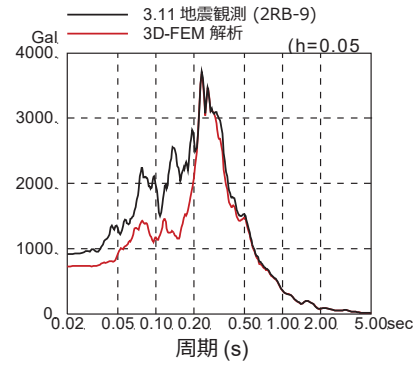
3次元FEMモデルのシミュレーション解析による床応答スペクトルと3.11地震及び4.7地震の観測記録の床応答スペクトルを比較して図2-8～図2-11に示す。比較にあたっては、図2-5に示す地震計位置で得られた観測記録の床応答スペクトルと、地震計位置に相当する解析モデルの節点における解析結果とを比較して示している。

3次元FEMモデルのシミュレーション解析による床応答スペクトルは、3.11地震のNS方向については屋上と地上3階と地上2階で高次成分のピーク位置に差が見られるものの、地上1階以下では高次のピークまで概ね観測記録と対応している。3.11地震のEW方向では、屋上と地上3階の1箇所の高次成分のピークに差が見られるが、それ以外の観測点については概ね対応している。

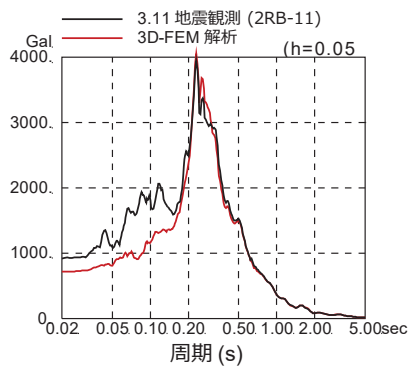
4.7地震のNS方向については、3.11地震に比べると高次成分の差が大きいが、EW方向については3.11と同様に屋上と地上3階の1箇所の高次成分のピークに差が見られるが、それ以外の観測点については概ね対応している。



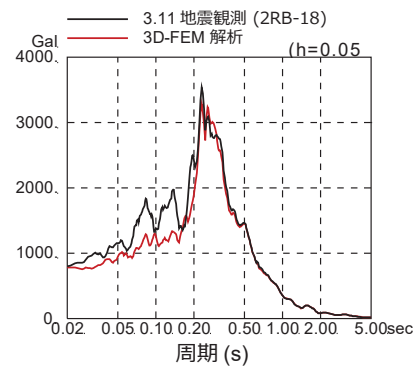
屋上 (O. P. 50.5m)



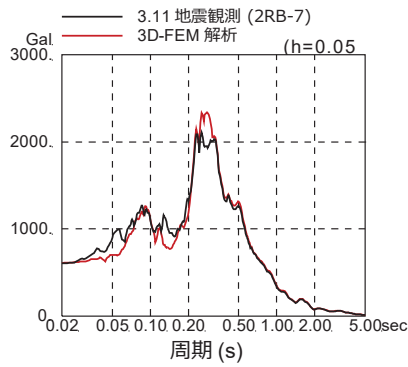
地上3階 (O. P. 33.2m)



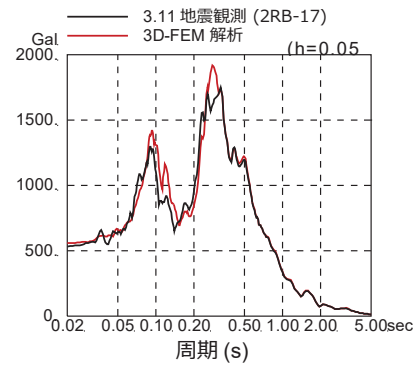
地上3階 (O. P. 33.2m)



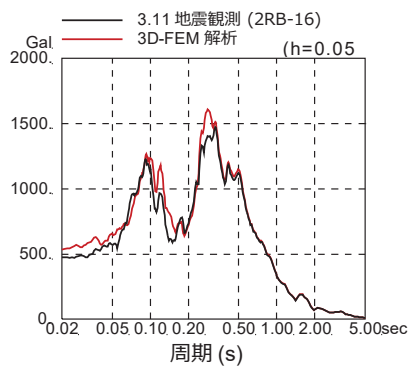
地上2階 (O. P. 22.5m)



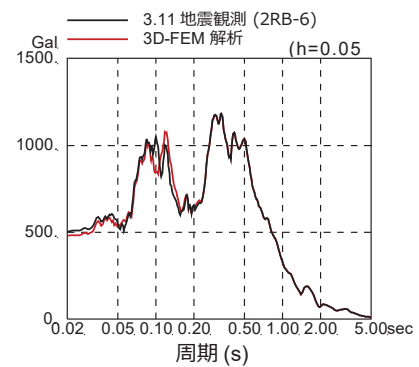
地上1階 (O. P. 15.0m)



地下1階 (O. P. 6.0m)

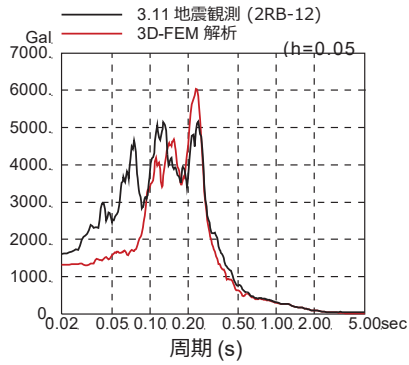


地下2階 (O. P. -0.8m)

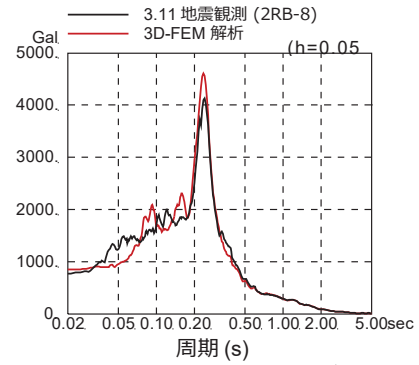


基礎版上 (O. P. -8.1m)

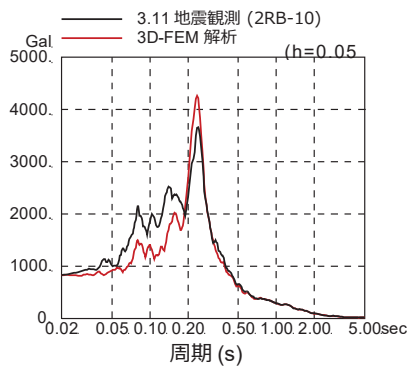
図2-8 3次元FEMモデルと3.11地震の床応答スペクトルの比較 (NS方向)



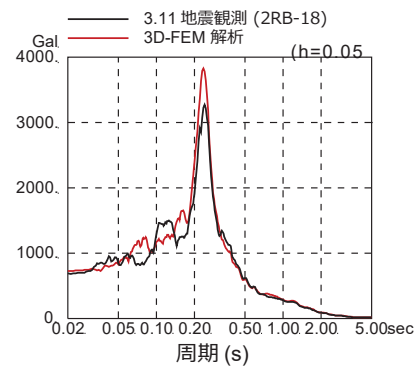
屋上 (O. P. 50.5m)



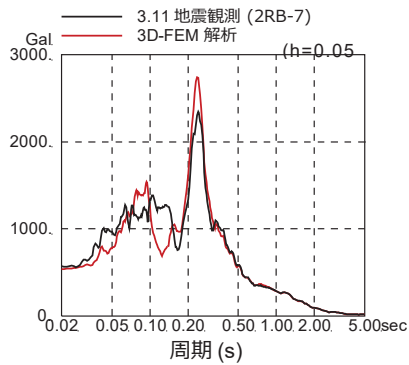
地上3階 (O. P. 33.2m)



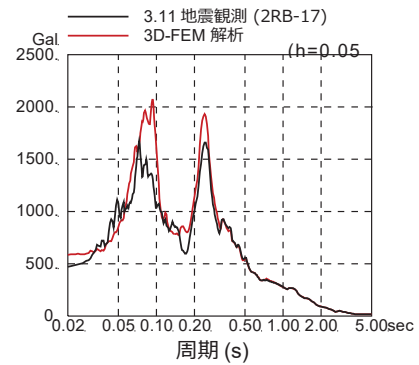
地上3階 (O. P. 33.2m)



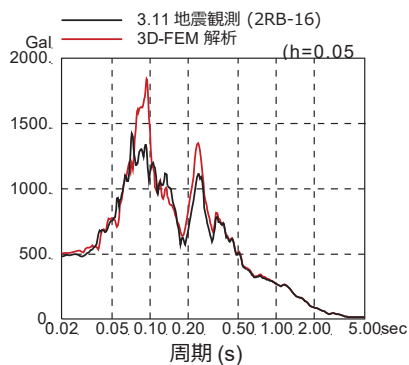
地上2階 (O. P. 22.5m)



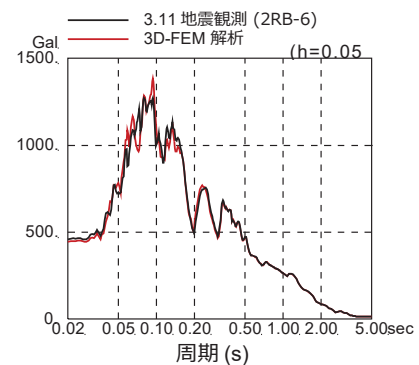
地上1階 (O. P. 15.0m)



地下1階 (O. P. 6.0m)

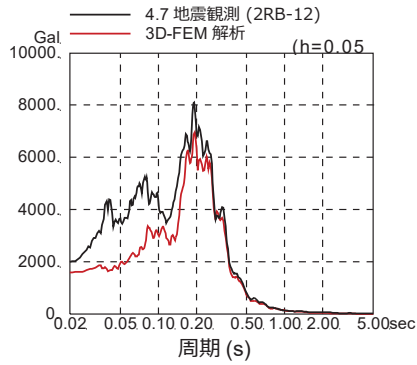


地下2階 (O. P. -0.8m)

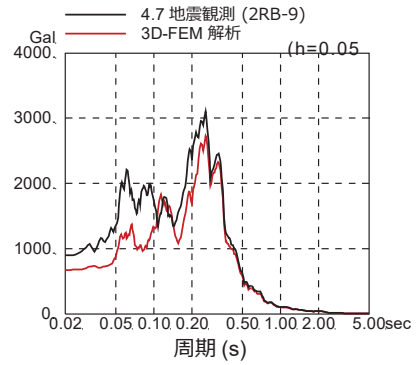


基礎版上 (O. P. -8.1m)

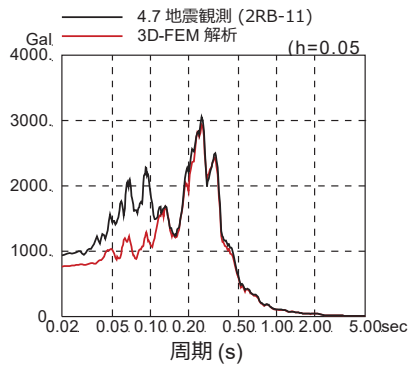
図2-9 3次元FEMモデルと3.11地震の床応答スペクトルの比較 (EW方向)



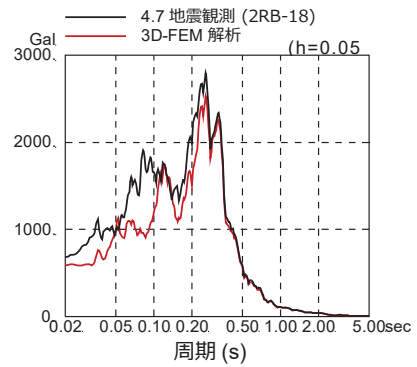
屋上 (O. P. 50.5m)



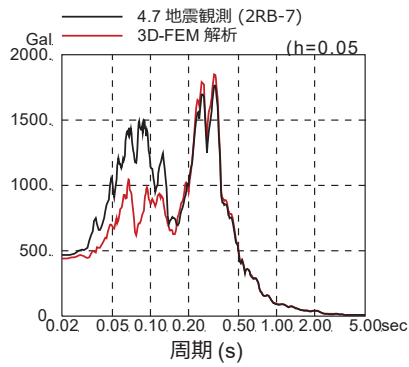
地上3階 (O. P. 33.2m)



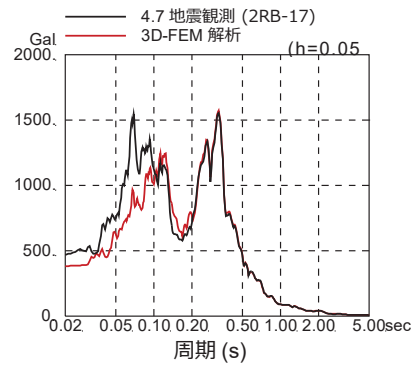
地上3階 (O. P. 33.2m)



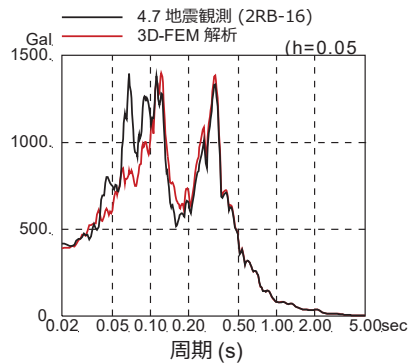
地上2階 (O. P. 22.5m)



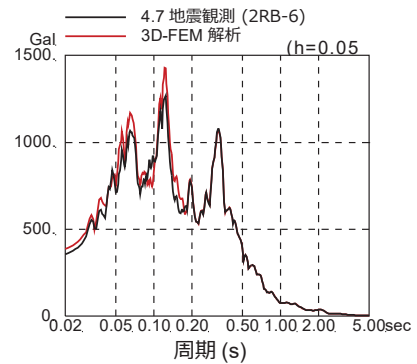
地上1階 (O. P. 15.0m)



地下1階 (O. P. 6.0m)

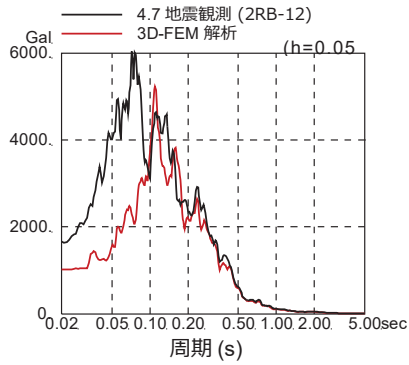


地下2階 (O. P. -0.8m)

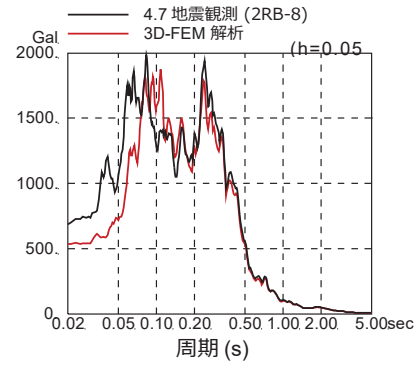


基礎版上 (O. P. -8.1m)

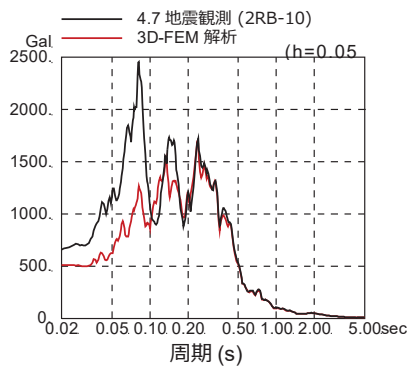
図2-10 3次元FEMモデルと4.7地震の床応答スペクトルの比較 (NS方向)



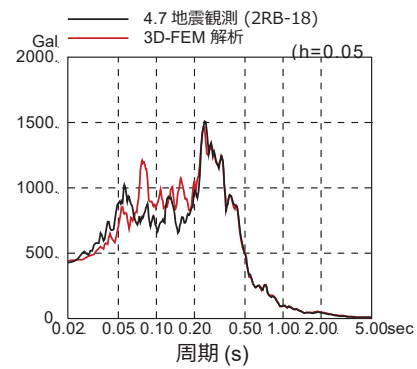
屋上 (O.P. 50.5m)



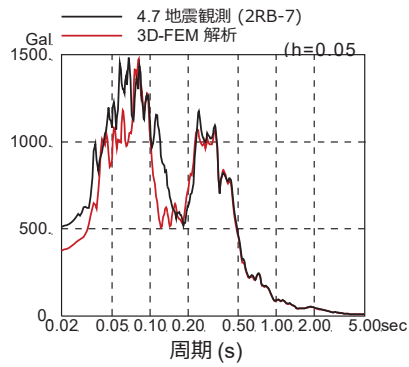
地上3階 (O.P. 33.2m)



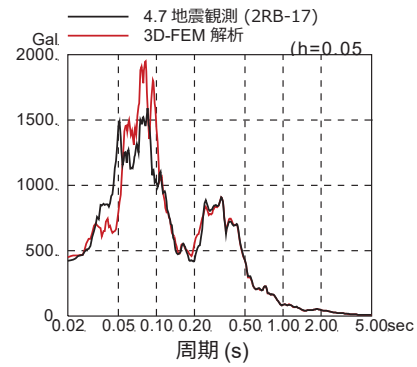
地上3階 (O.P. 33.2m)



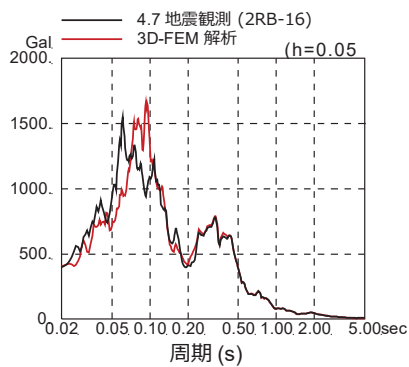
地上2階 (O.P. 22.5m)



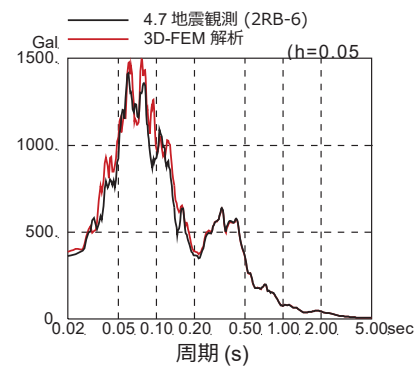
地上1階 (O.P. 15.0m)



地下1階 (O.P. 6.0m)



地下2階 (O.P. -0.8m)



基礎版上 (O.P. -8.1m)

図2-11 3次元FEMモデルと4.7地震の床応答スペクトルの比較 (EW方向)

2.2.3 シミュレーション解析結果に対する考察

図2-7で、4.7地震のEW方向屋上で3次元FEMモデルの最大応答加速度は観測記録よりも小さく評価されているものの、**別紙1**の質点系モデルによるシミュレーション解析の最大応答加速度では同等の評価結果が得られている。一方で、3.11地震のEW方向屋上では質点系のシミュレーション解析モデルによる最大応答加速度が過大評価であったことから、この解析結果に対する考察を、3.11地震及び4.7地震の周期特性、また、解析モデルの伝達特性に着目して以下に示す。なお、質点系モデルと3次元FEMモデルの応答性状の差が顕著に表れているのはEW方向であるため、EW方向に着目して検討する。

図2-12に3.11地震と4.7地震の基礎上観測記録の加速度応答スペクトルを示す。図2-13に質点系モデルと3次元FEMモデルの基礎上観測点位置の床応答時刻歴波形に対する屋上観測点位置の3.11地震と4.7地震の床応答時刻歴波形の伝達関数を示す。図2-13には観測記録の伝達関数も比較のため示す。図2-14に3.11地震と4.7地震の屋上観測記録と質点系モデル及び3次元FEMモデルの屋上の加速度応答スペクトルを比較して示す。

図2-13の3.11地震EW方向の伝達関数に着目すると、質点系モデルでは8Hz付近では質点系モデルの伝達関数がピークになっているのに対し、3次元FEMモデルの伝達関数は8Hz付近で谷になっている。図2-12より、8Hzに対応する周期0.125秒付近の基礎上観測記録の加速度応答スペクトルは、3.11地震のほうが4.7地震より大きい。図2-14の屋上観測点における3.11地震EW方向の加速度応答スペクトルでは、質点系モデルの周期0.12秒付近に大きなピークがあり、これより短周期側で応答が大きくなっている。従って、質点系モデルの3.11地震EW方向の応答加速度が大きくなるのは8Hz付近の伝達関数のピークの影響と考えられる。

図2-14の3次元FEMモデルにおける屋上観測点位置での加速度応答スペクトル（4.7地震、EW方向）は、周期0.1秒より短周期側が観測記録より小さくなっているため、最大応答加速度が観測記録より過小評価になっている。図2-13の伝達関数では、11Hz付近にある観測記録の伝達関数のピーク付近で3次元FEMモデルの伝達関数が小さくなっている。図2-12の基礎上観測記録の4.7地震EW方向の加速度応答スペクトルは周期0.08～0.09秒付近にピークがあるが、この周期は観測記録の伝達関数の11Hz付近のピークに対応している。3次元FEMモデルでは、この周期成分の伝達関数が過小評価となっており、入力波の成分が建屋上部の応答に反映されないため、建屋上部の応答が過小になったと考えられる。これは、図2-14の3次元FEMモデルにおける屋上観測点位置での加速度応答スペクトル（4.7地震、EW方向）が、周期0.1秒より短周期側で観測記録より小さいことに対応する。

以上のことから、シミュレーション解析の最大応答加速度のフィッティングには8～11Hzの成分の増幅特性が影響しており、3.11地震と4.7地震の周期特性が異なる

ため、それぞれの地震の質点系モデルと3次元FEMモデルのシミュレーション解析結果の傾向に差異が生じたものと考えられる。

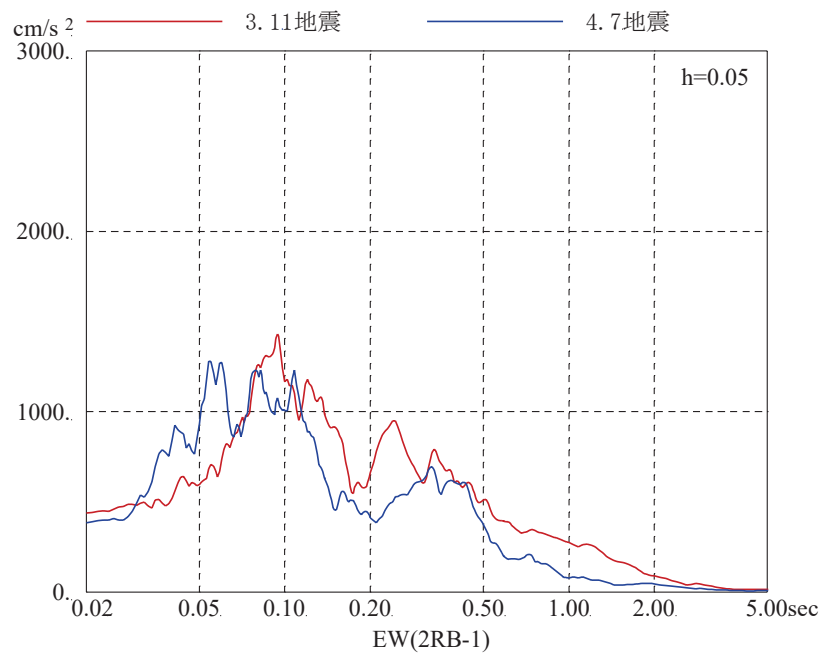
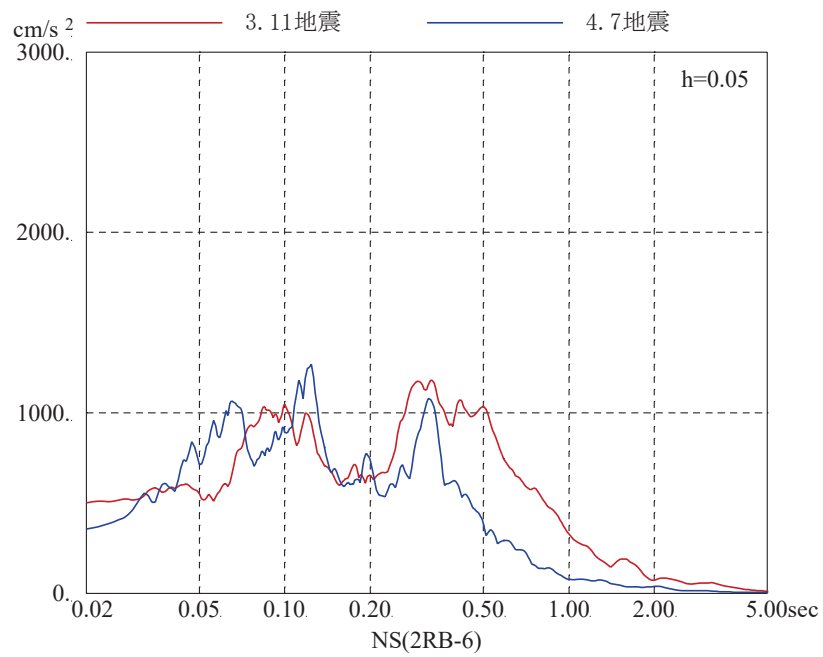
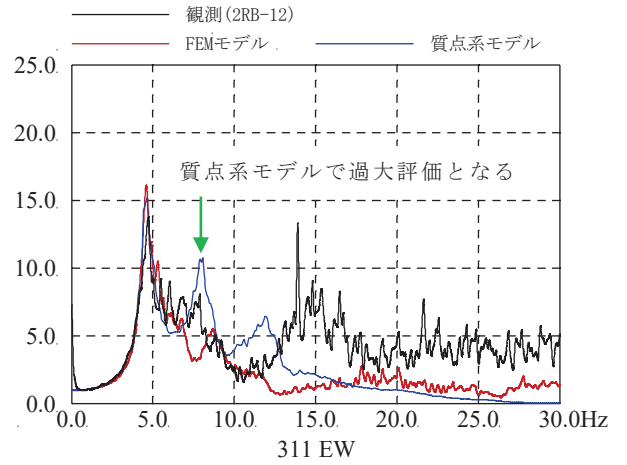
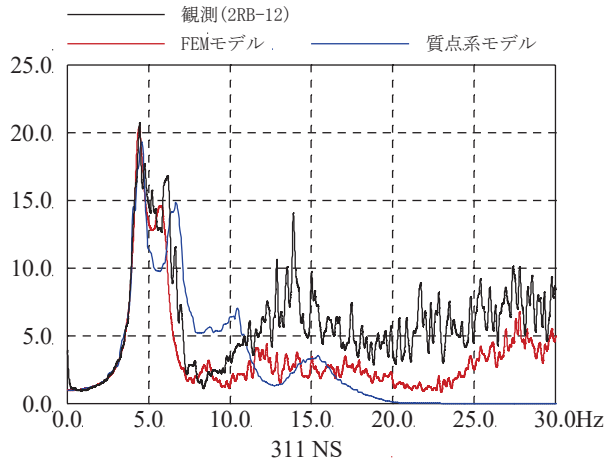
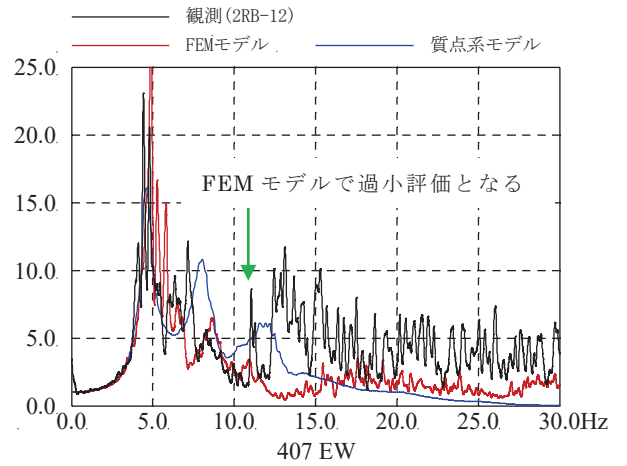
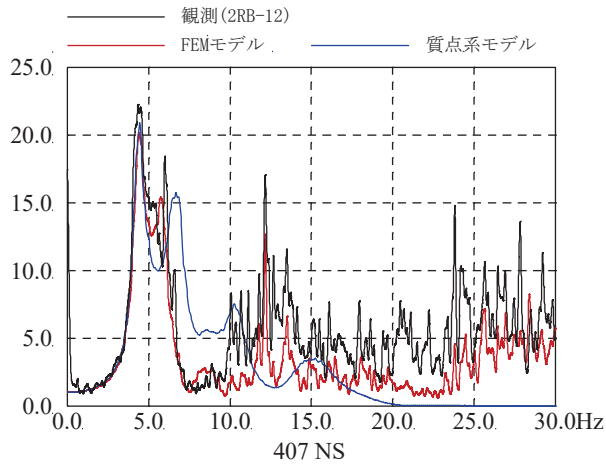


図 2-12 基礎上観測記録の加速度応答スペクトルの比較



3.11 地震



4.7 地震

図 2-13 床応答時刻歴波形の伝達関数 (屋上観測点/基礎上観測点)

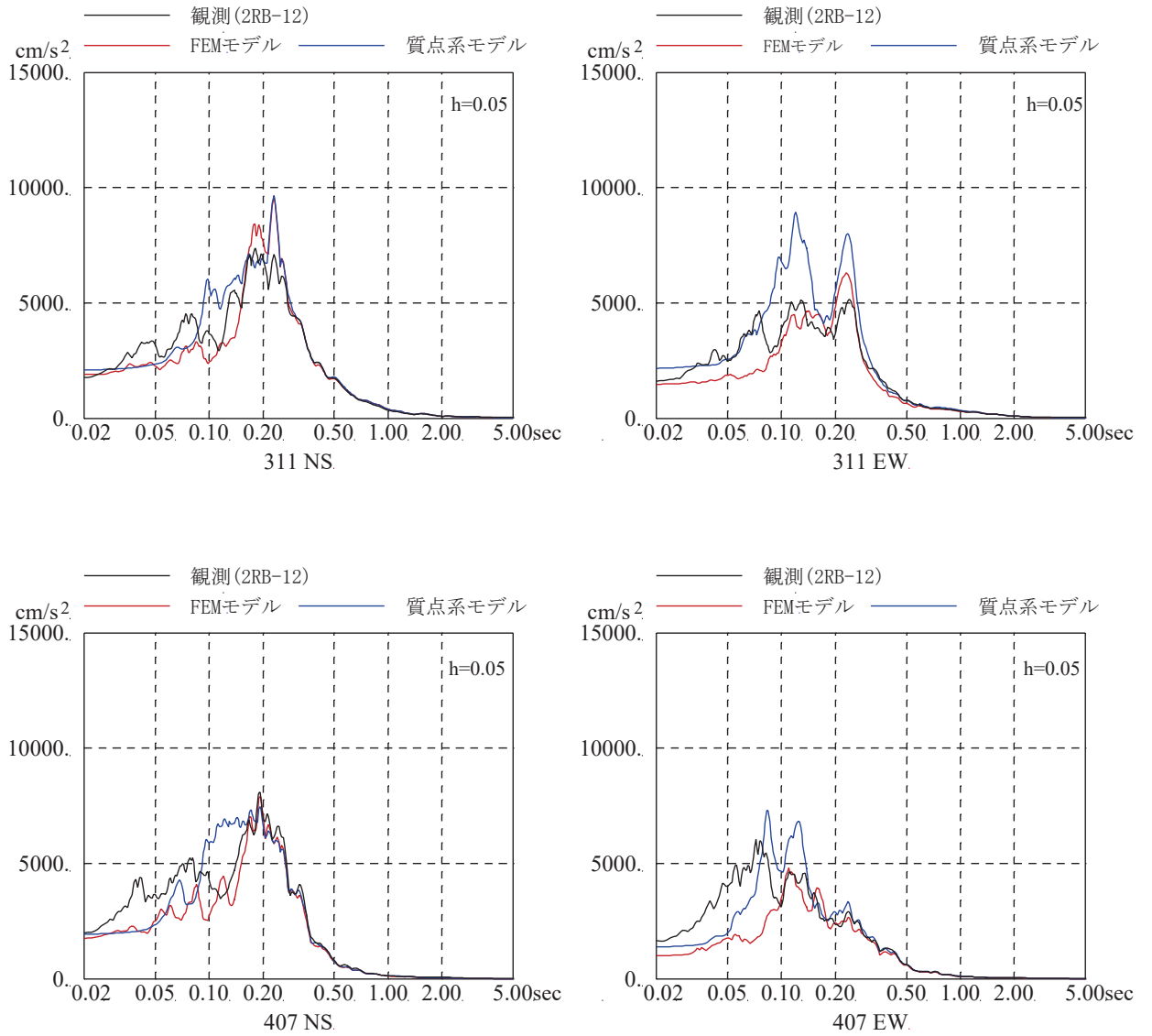


図 2-14 屋上観測点の加速度応答スペクトルの比較

2.2.4 面内せん断ひずみ分布と点検結果との比較

3次元FEMモデルによる3.11地震及び4.7地震のシミュレーション解析による建屋各部の面内せん断ひずみコンター図を図2-15～図2-52に示す。ここで、面内せん断ひずみを評価対象としたのは、剛性低下を考慮した等価線形モデルとしてシミュレーション解析を行っているため、剛性低下を考慮した部材と考慮していない部材の応答の大きさを比較するためには、面内せん断ひずみで比較した方が適切となる。また、せん断ひずみについては、コンクリートにひび割れが発生するせん断ひずみの目安値 0.00025^* (0.25×10^{-3}) との比較からその影響度合いについて評価可能になる。

面内せん断ひずみ分布の特徴は以下のとおり。

- ① 面内せん断ひずみが大きくなる部位は、オペフロ上部の東面と西面の耐震壁である。
- ② オペフロ下部ではコンクリートにひび割れが発生するせん断ひずみの目安値 0.00025 (0.25×10^{-3}) 以下の部分がほとんどであるが、地下3階及び地下2階の内部ボックス壁や火打ち壁周り、及び地下1階から地上2階までの内部ボックス壁の一部でせん断ひずみが目安値を上回る箇所が認められる。部分的な最大値は 0.43×10^{-3} である。なお、床スラブは基本的にはせん断ひび割れ発生目安値 0.00025 (0.25×10^{-3}) 以下である。

面内せん断ひずみ分布と耐震壁のひび割れ点検結果の比較を別紙5-1に示す。オペフロ上部でせん断ひずみが大きいこと、また、オペフロ下部では部分的にひび割れが発生するせん断ひずみの目安値を超えている箇所があることは、耐震壁の点検調査結果（オペフロ上部に比較的多くのひび割れが認められる一方、オペフロ下部では部分的に地震によるひび割れが認められる程度）と良く対応している。

* 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会, 1999）

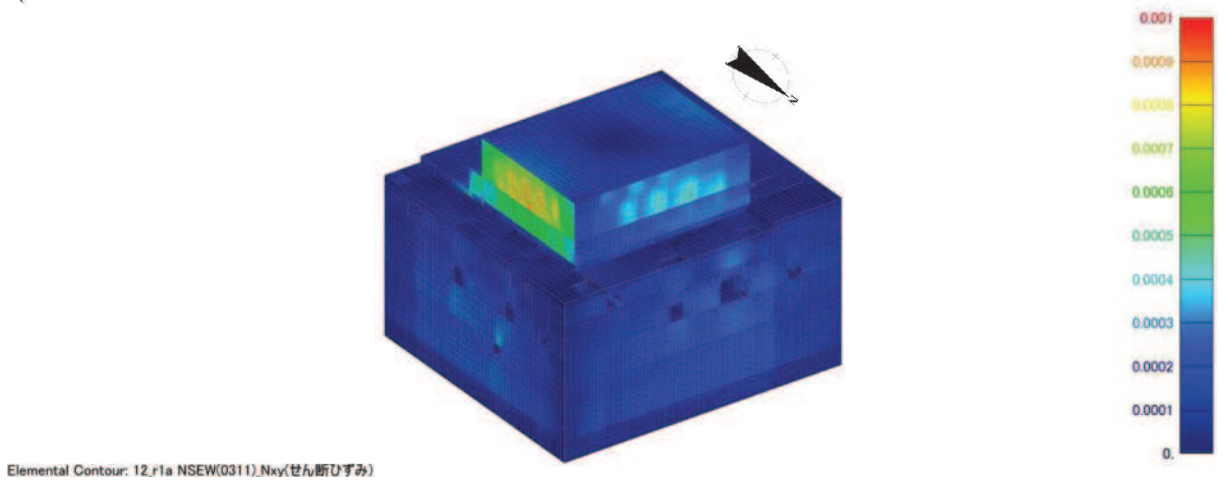


図 2-15 面内せん断ひずみコンター図（全体）北東面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

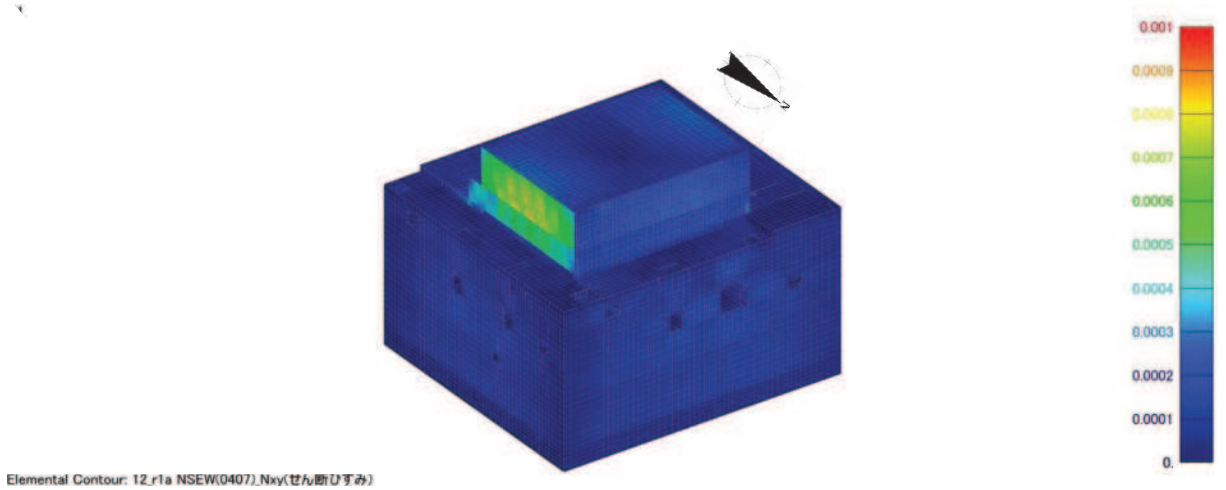


図 2-16 面内せん断ひずみコンター図（全体）北東面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

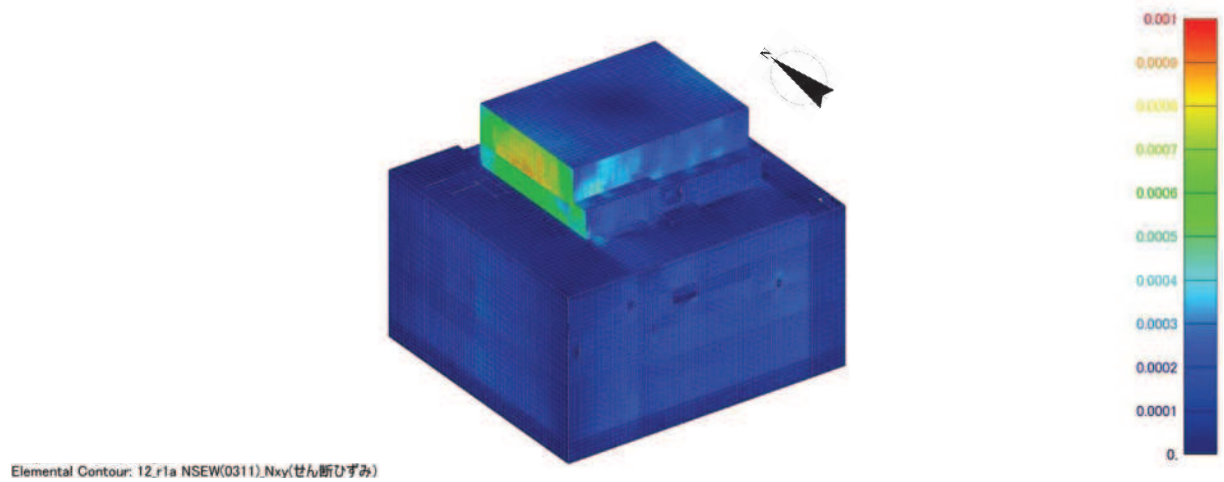


図 2-17 面内せん断ひずみコンター図（全体）南西面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

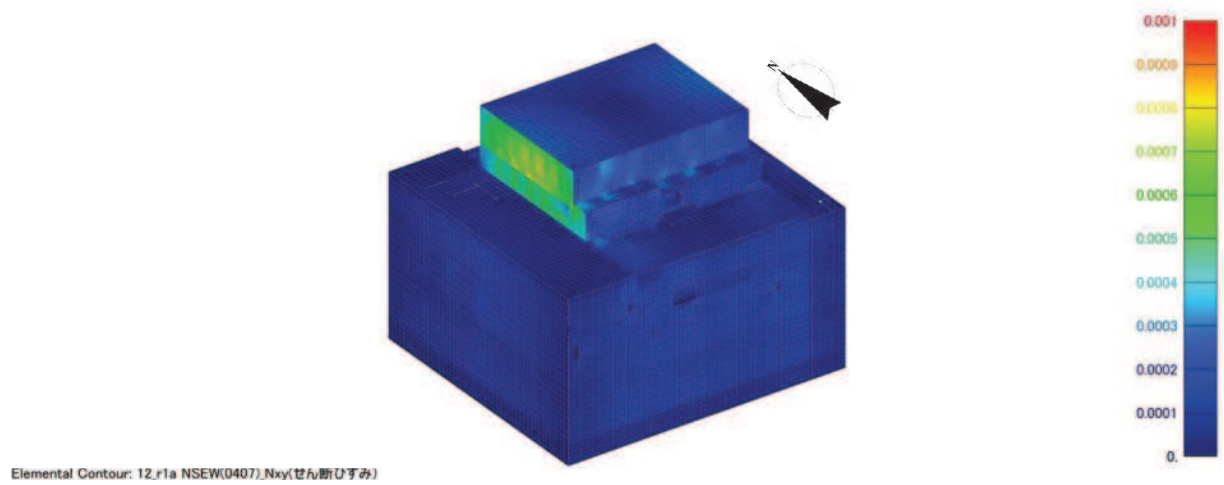


図 2-18 面内せん断ひずみコンター図（全体）南西面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

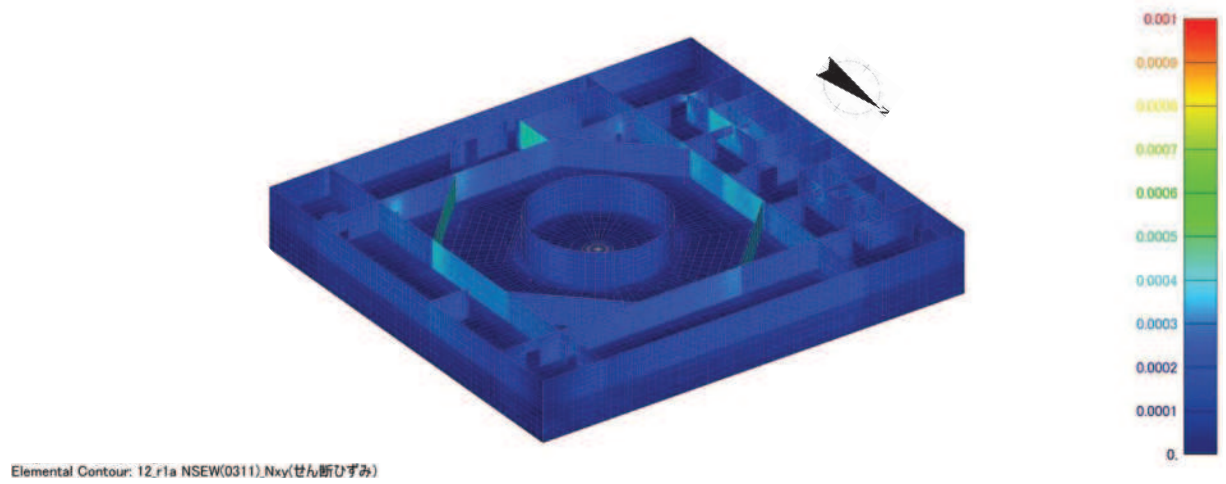


図 2-19 面内せん断ひずみコンター図（地下 3 階）北東面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

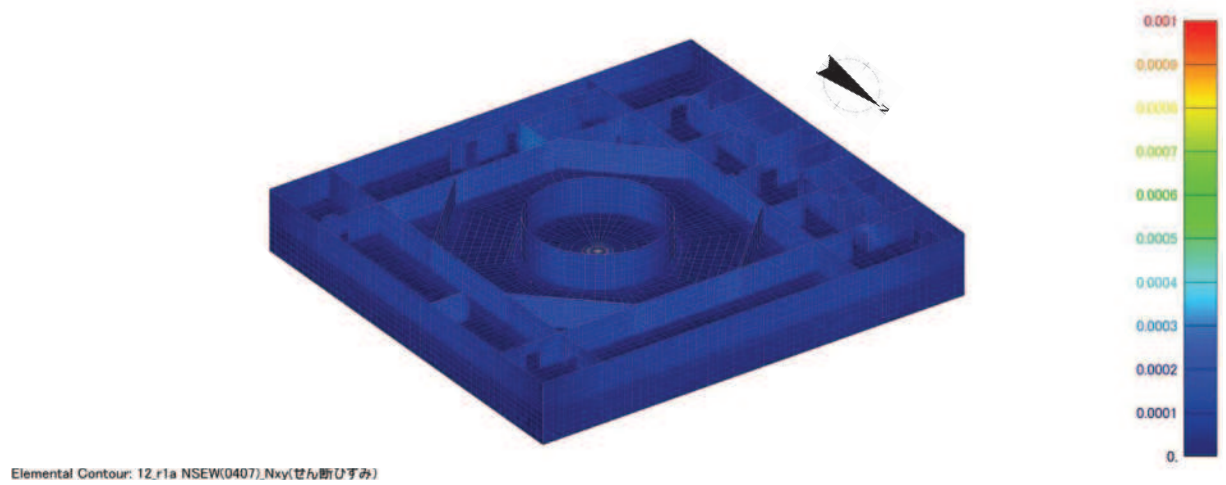


図 2-20 面内せん断ひずみコンター図（地下 3 階）北東面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

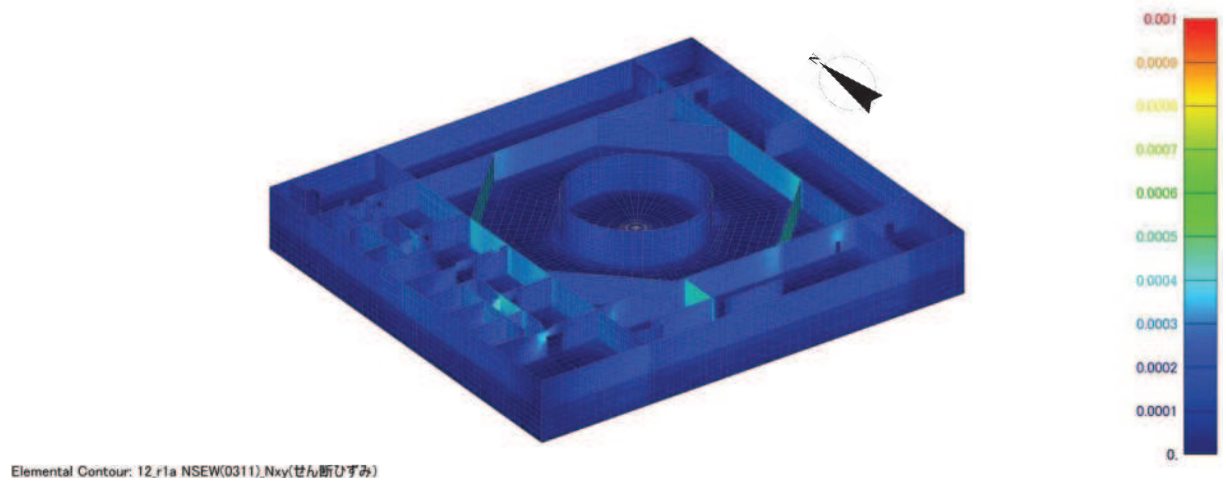


図 2-21 面内せん断ひずみコンター図（地下 3 階）南西面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

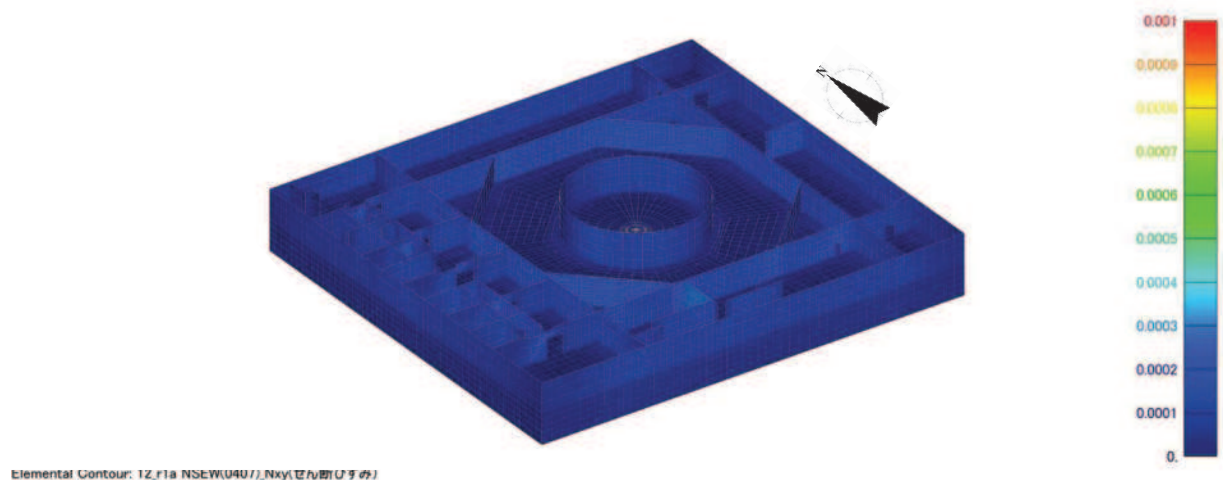


図 2-22 面内せん断ひずみコンター図（地下 3 階）南西面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

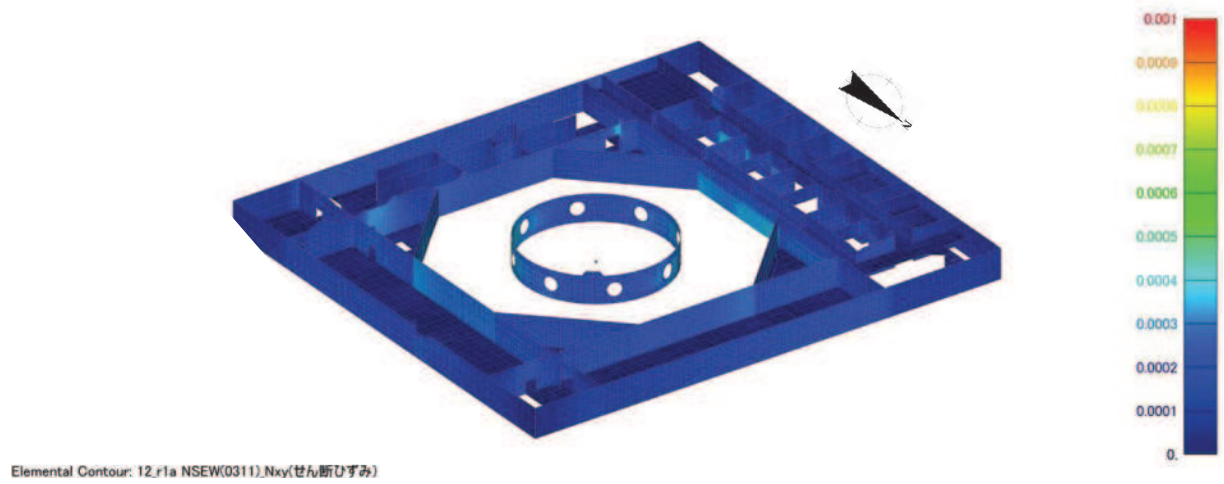


図 2-23 面内せん断ひずみコンター図（地下 2 階）北東面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

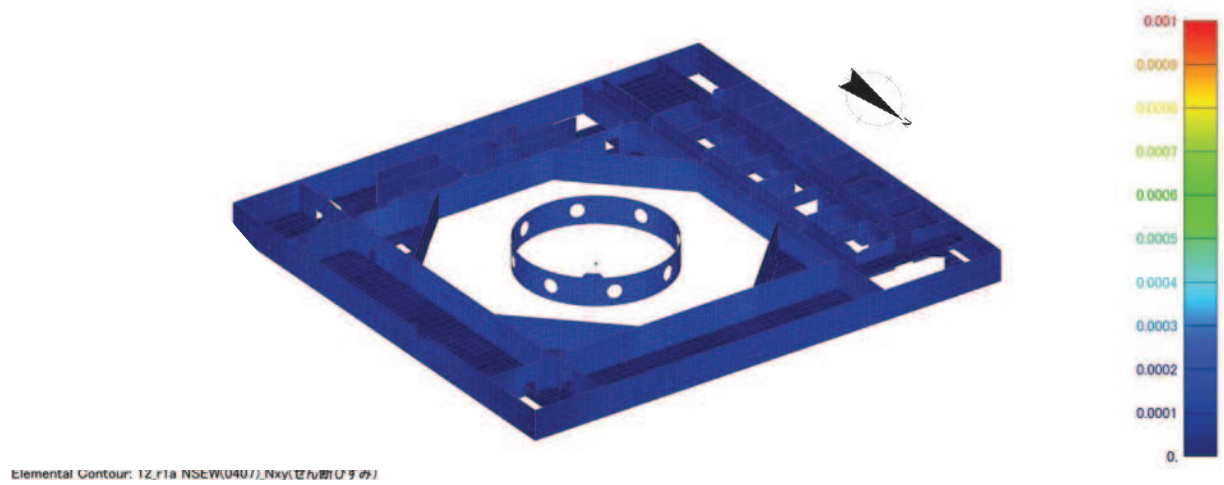


図 2-24 面内せん断ひずみコンター図（地下 2 階）北東面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

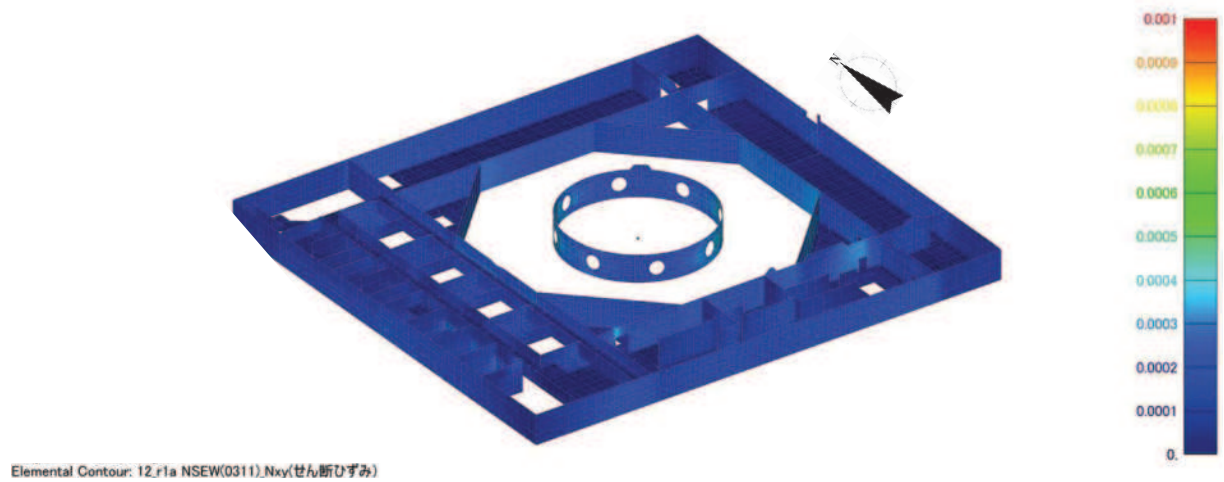


図 2-25 面内せん断ひずみコンター図（地下 2 階）南西面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

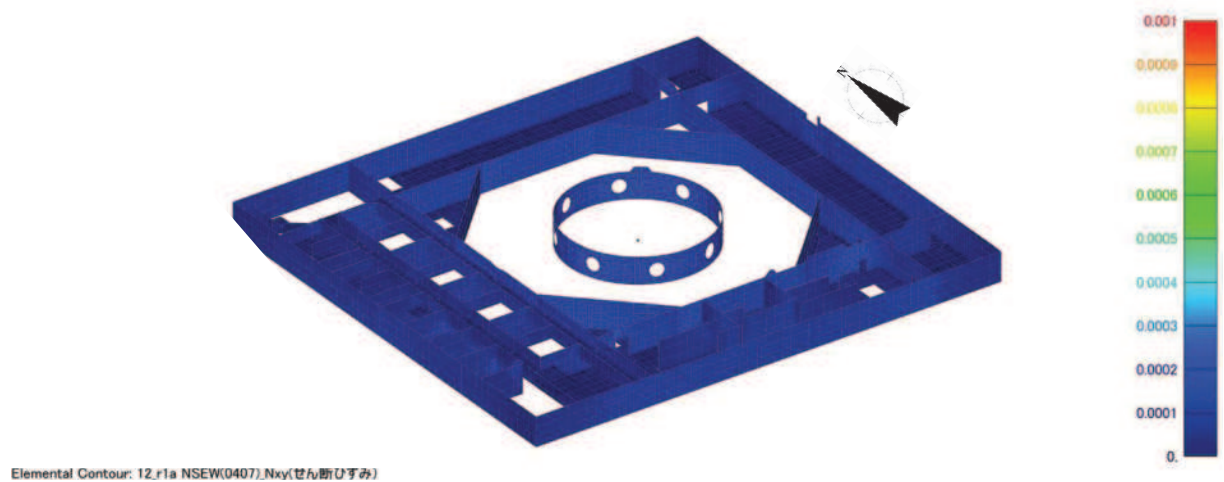


図 2-26 面内せん断ひずみコンター図（地下 2 階）南西面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

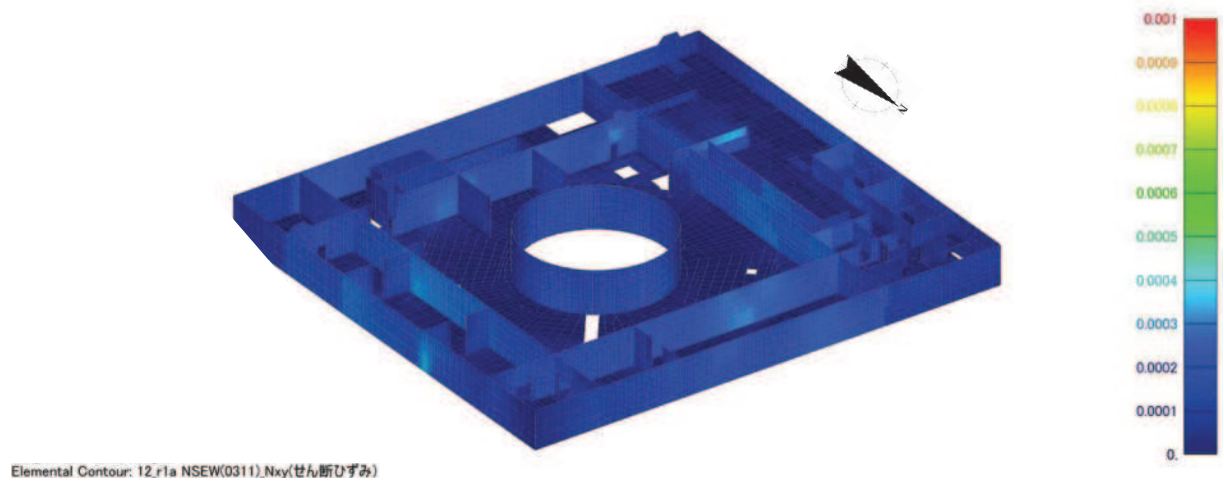


図 2-27 面内せん断ひずみコンター図（地下 1 階）北東面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

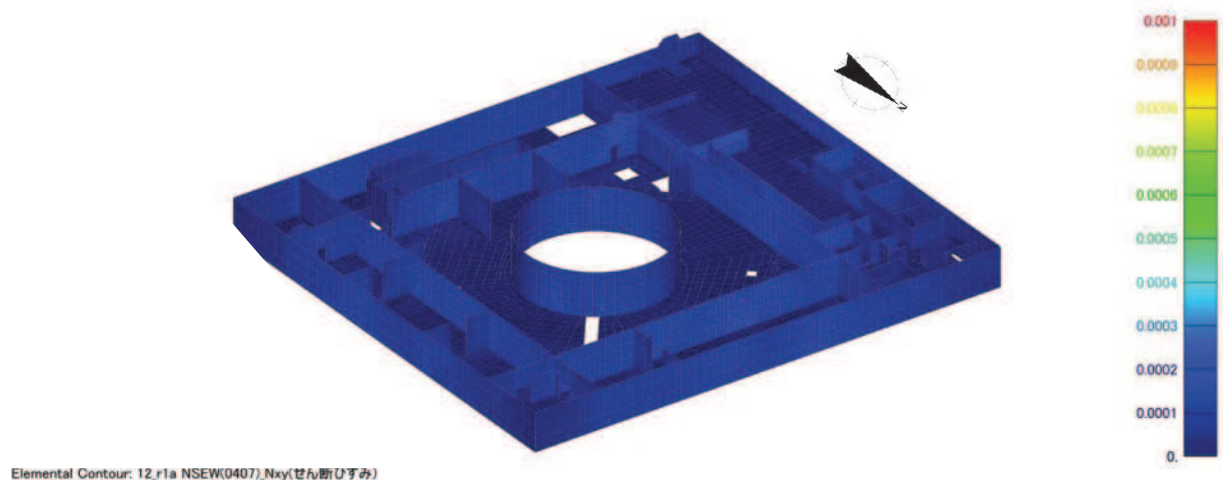


図 2-28 面内せん断ひずみコンター図（地下 1 階）北東面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

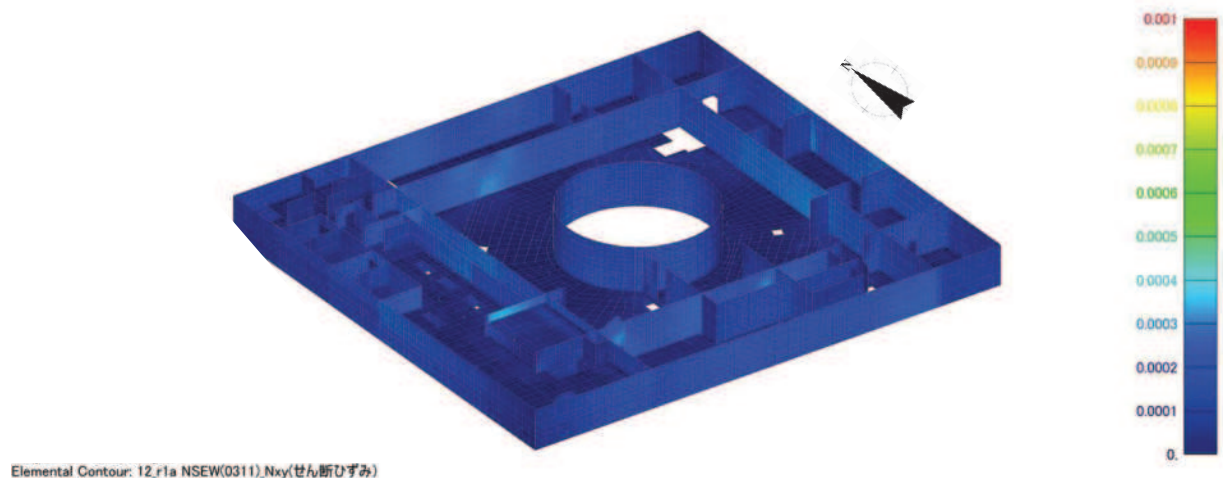


図 2-29 面内せん断ひずみコンター図（地下 1 階）南西面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

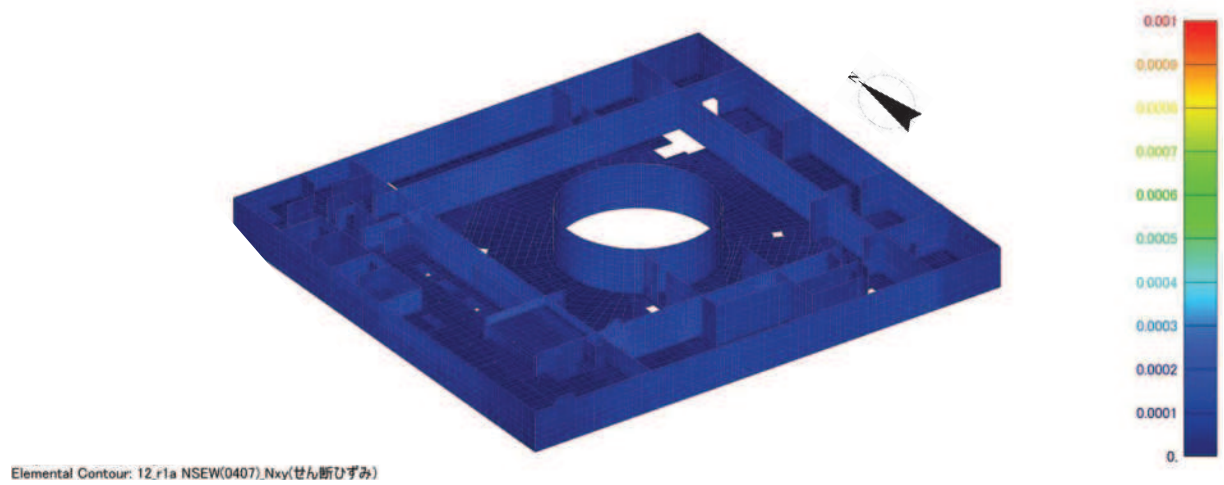


図 2-30 面内せん断ひずみコンター図（地下 1 階）南西面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

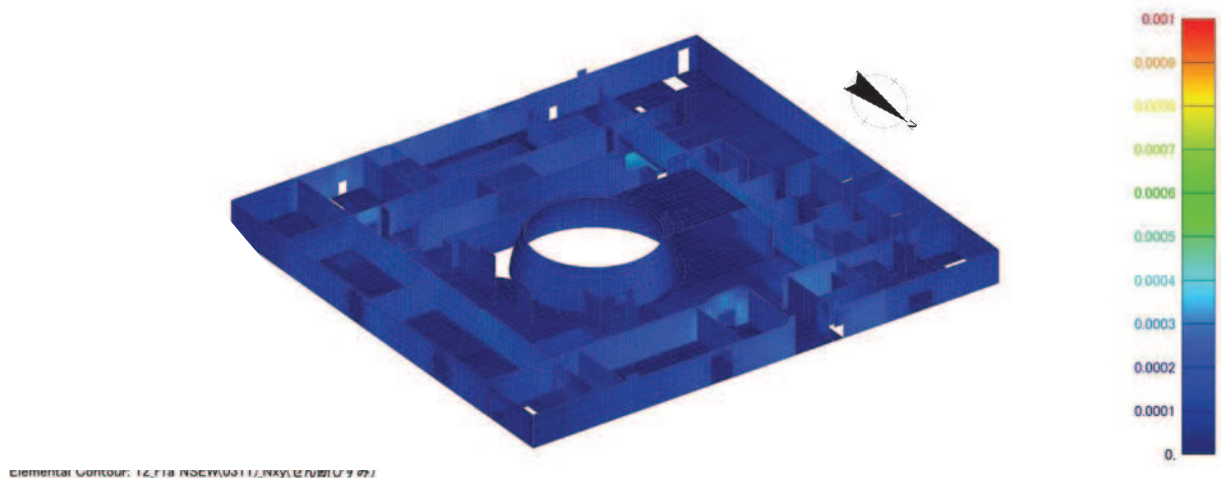


図 2-31 面内せん断ひずみコンター図（地上 1 階）北東面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

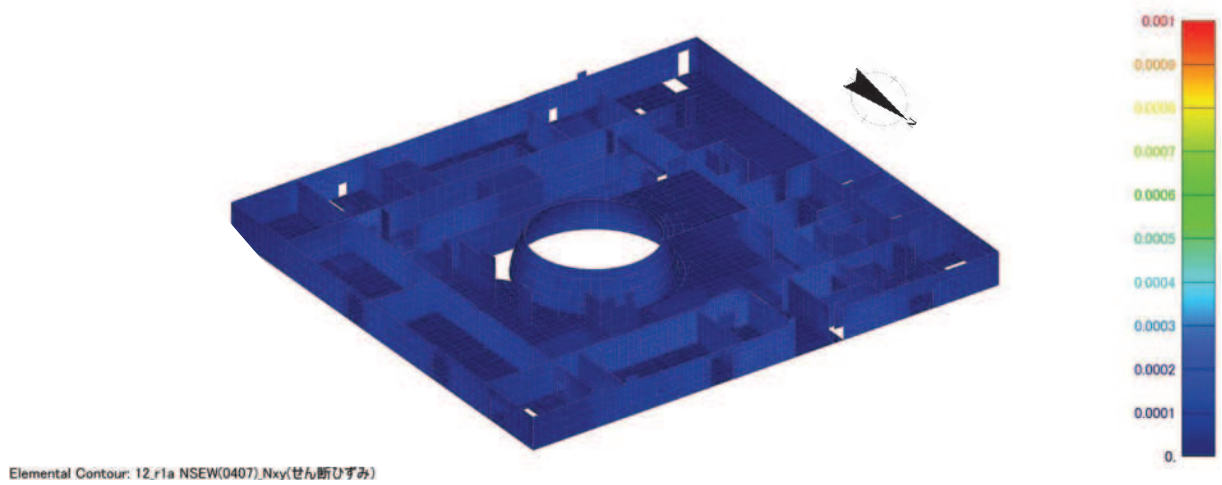


図 2-32 面内せん断ひずみコンター図（地上 1 階）北東面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

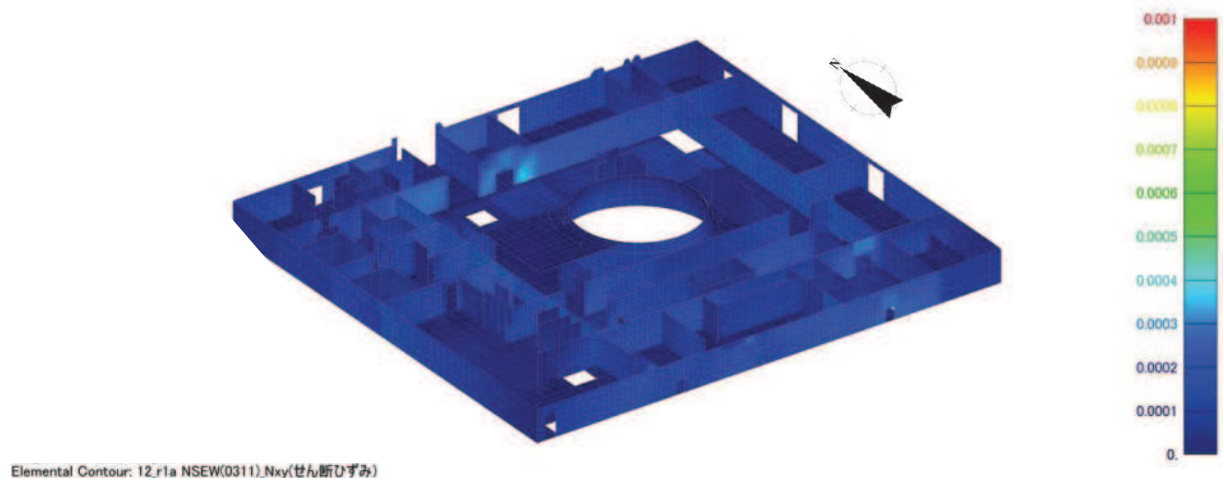


図 2-33 面内せん断ひずみコンター図（地上 1 階）南西面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

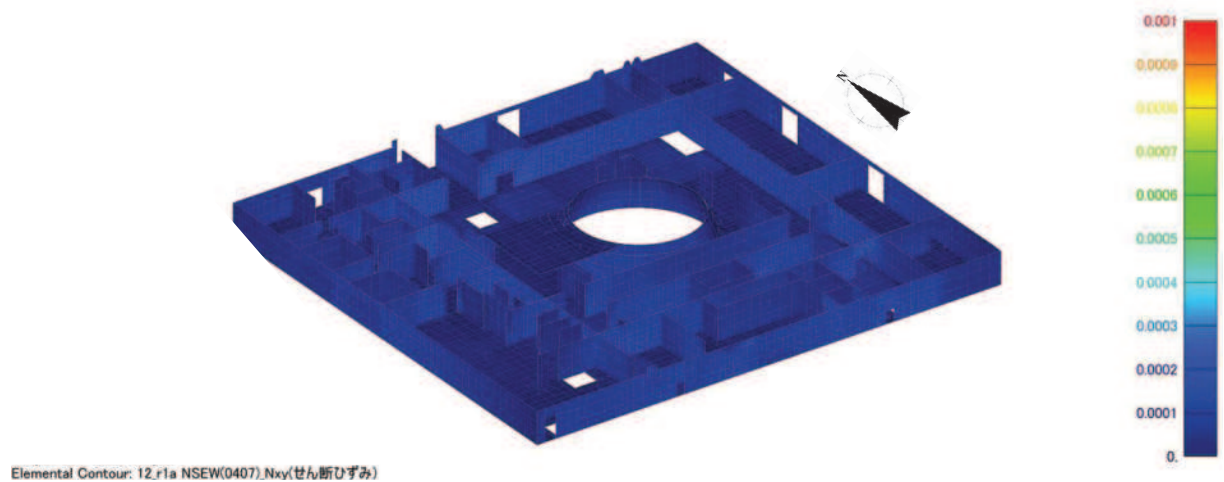


図 2-34 面内せん断ひずみコンター図（地上 1 階）南西面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

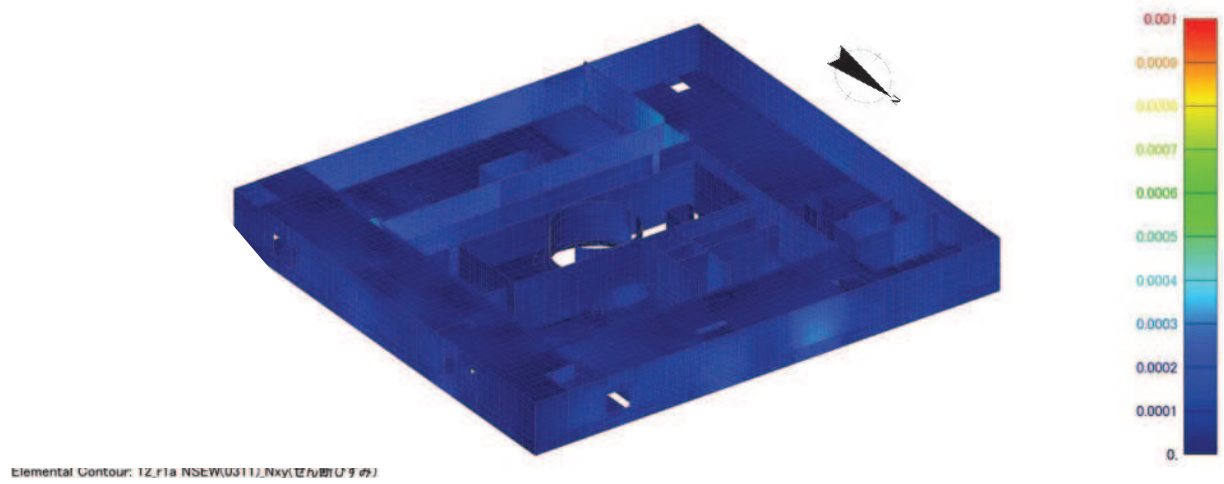


図 2-35 面内せん断ひずみコンター図（地上 2 階）北東面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

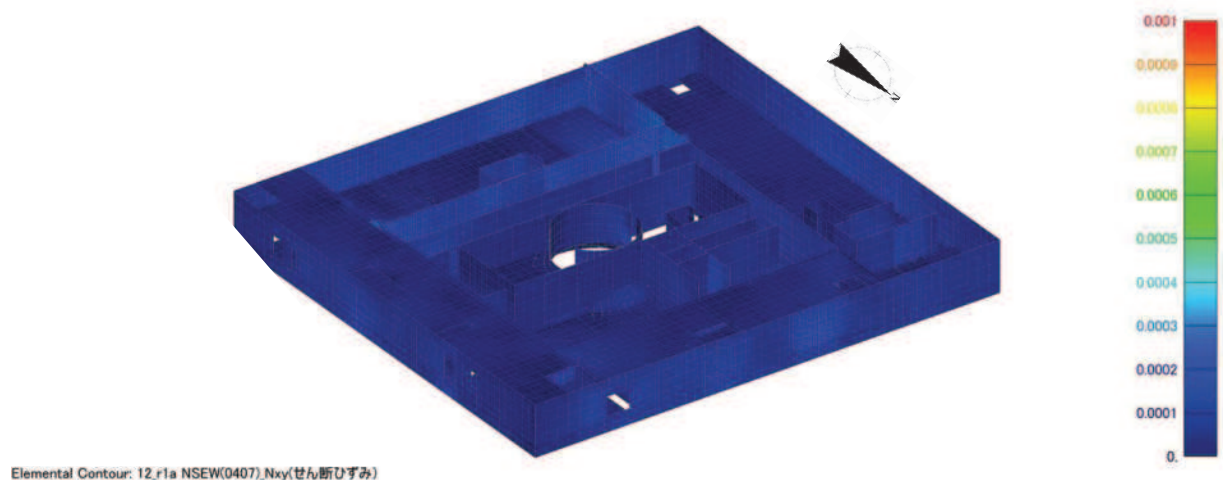


図 2-36 面内せん断ひずみコンター図（地上 2 階）北東面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

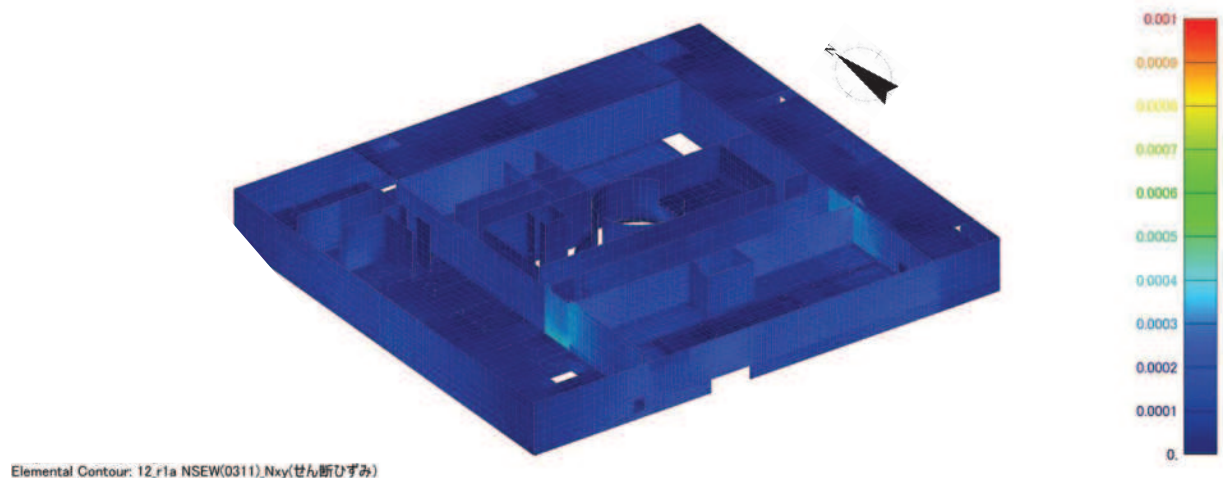


図 2-37 面内せん断ひずみコンター図（地上 2 階）南西面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

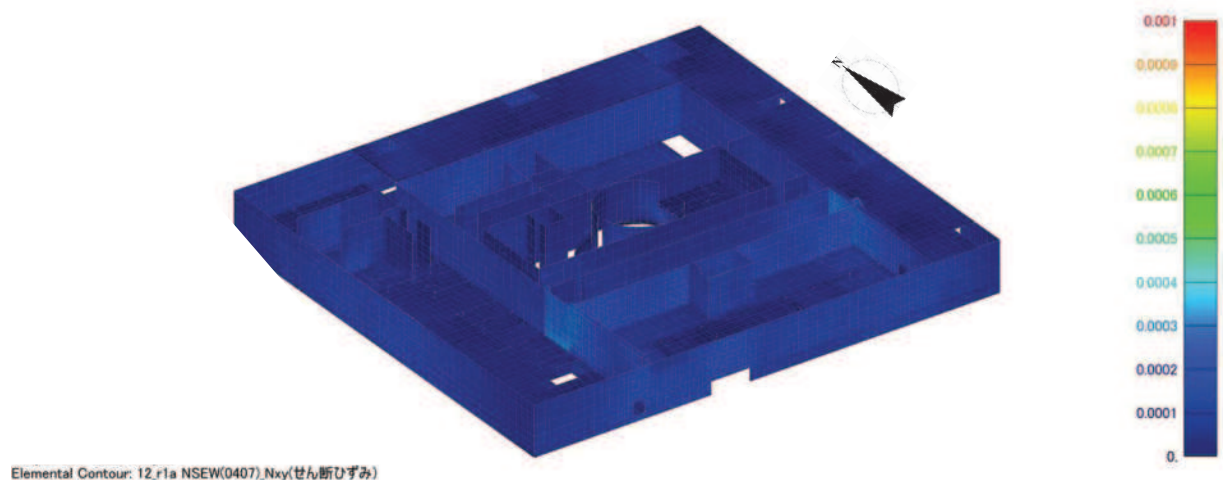


図 2-38 面内せん断ひずみコンター図（地上 2 階）南西面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

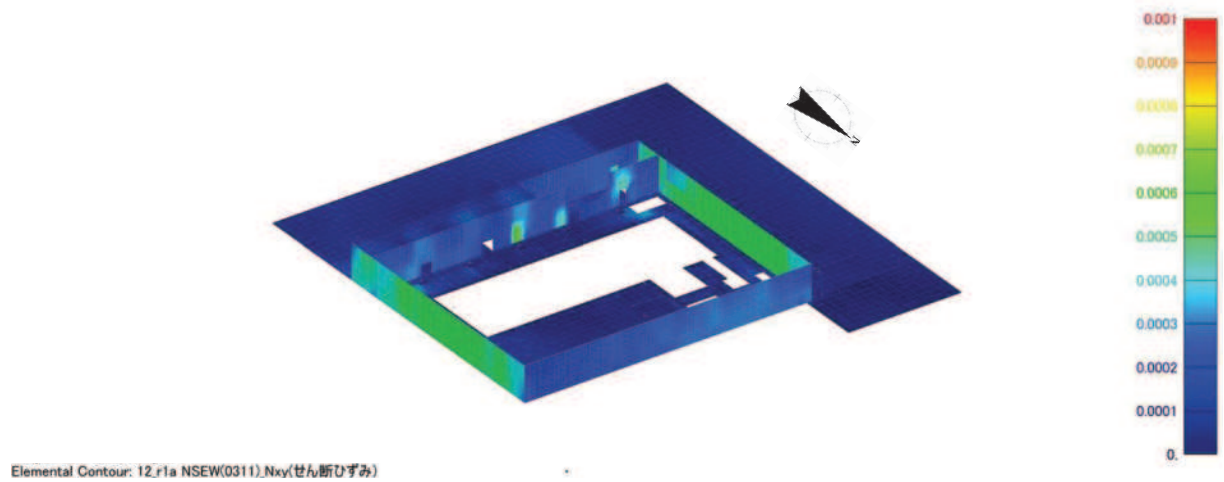


図 2-39 面内せん断ひずみコンター図（地上 3 階）北東面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

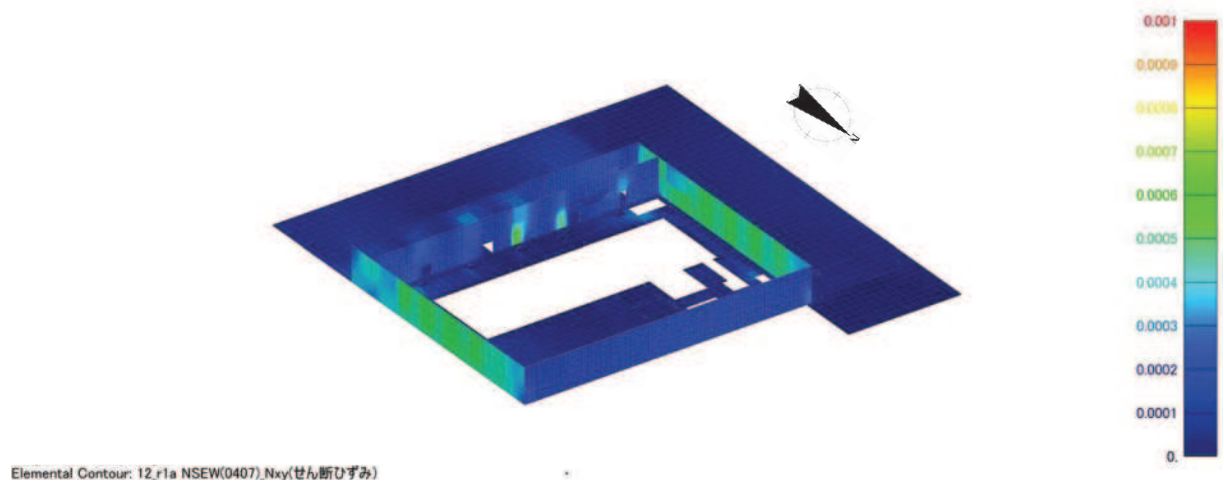


図 2-40 面内せん断ひずみコンター図（地上 3 階）北東面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

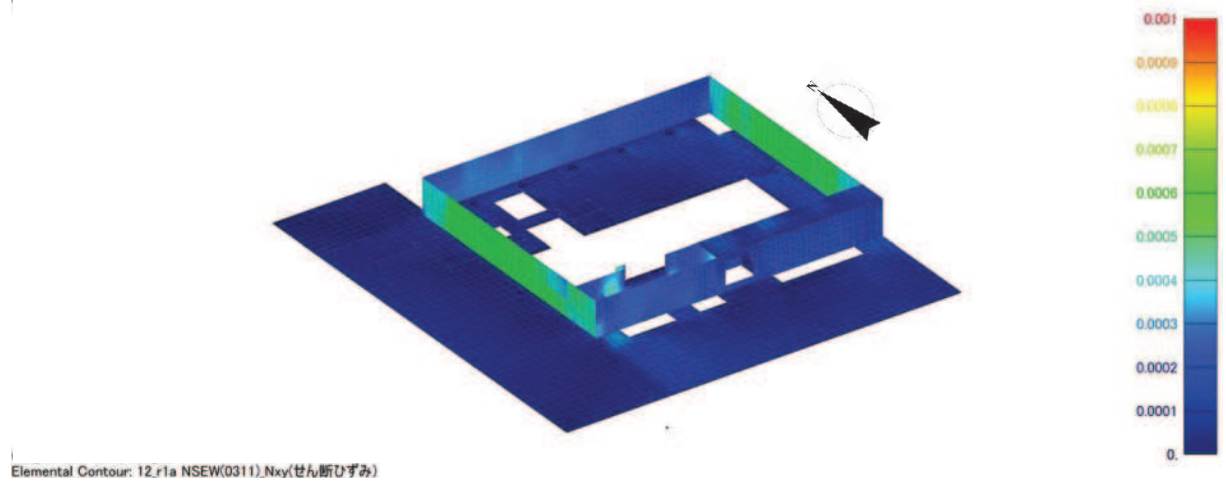


図 2-41 面内せん断ひずみコンター図（地上 3 階）南西面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

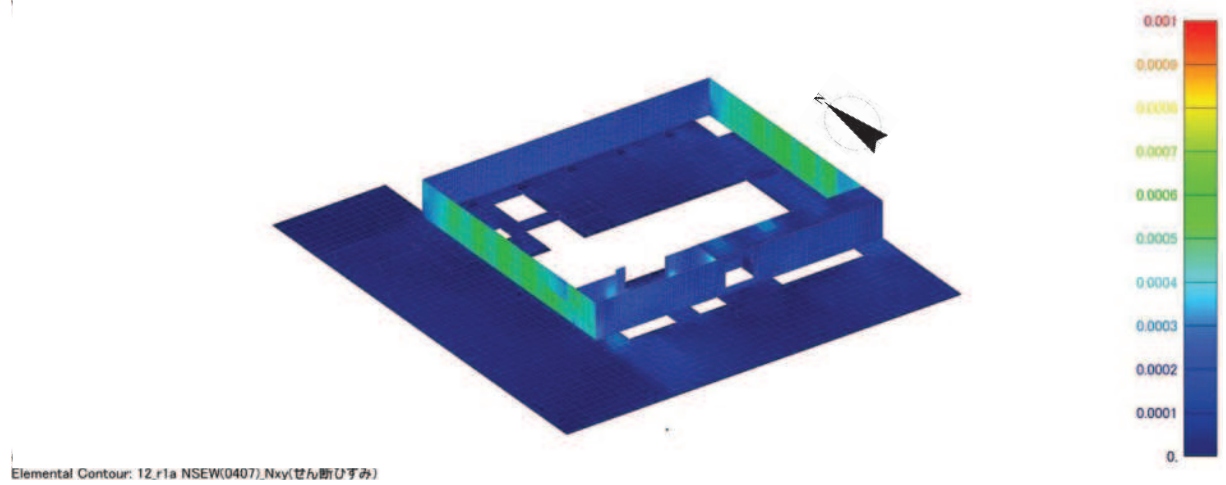


図 2-42 面内せん断ひずみコンター図（地上 3 階）南西面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

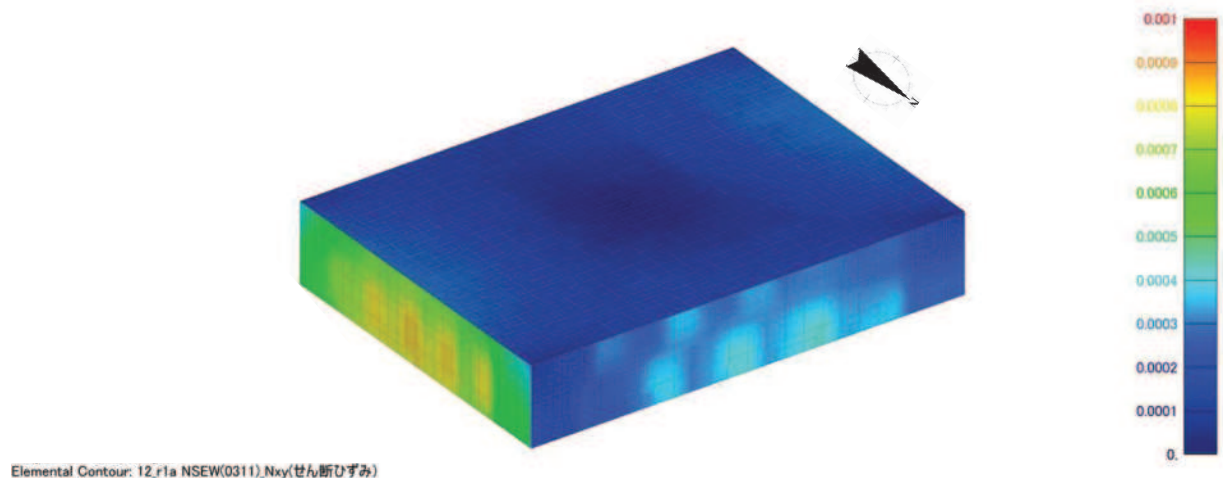


図 2-43 面内せん断ひずみコンター図（屋上階）北東面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

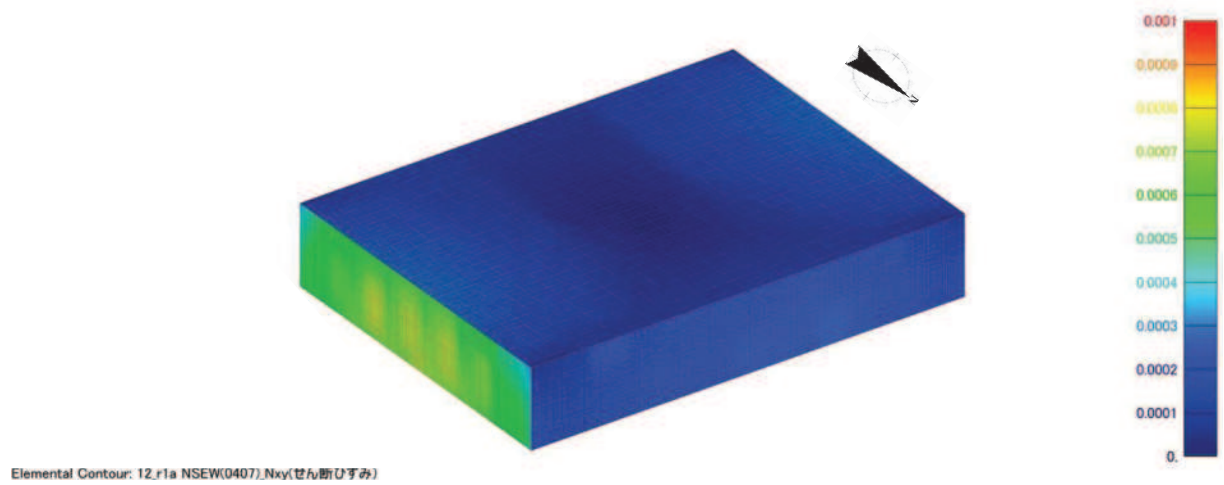


図 2-44 面内せん断ひずみコンター図（屋上階）北東面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

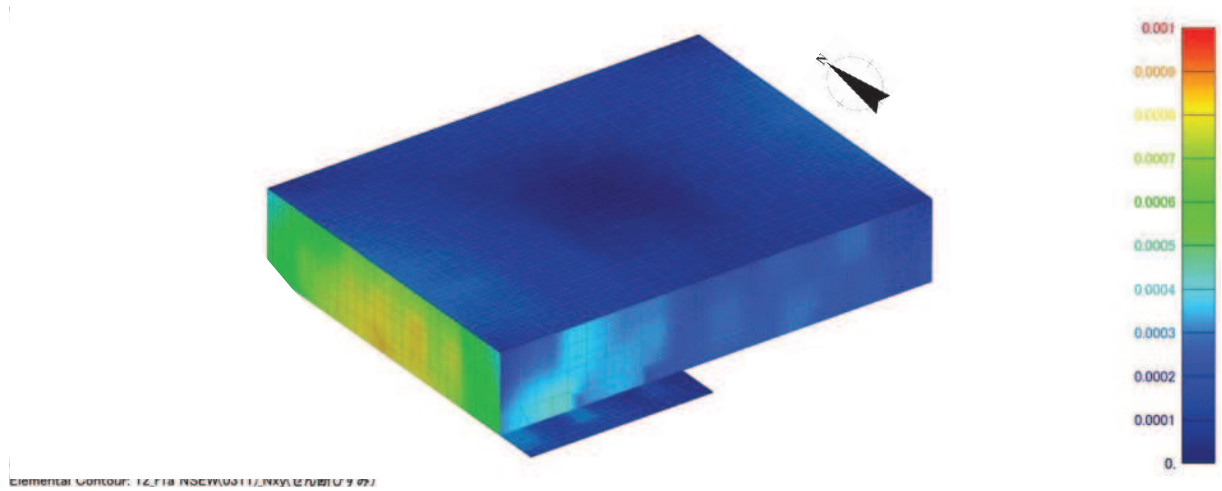


図 2-45 面内せん断ひずみコンター図（屋上階）南西面
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

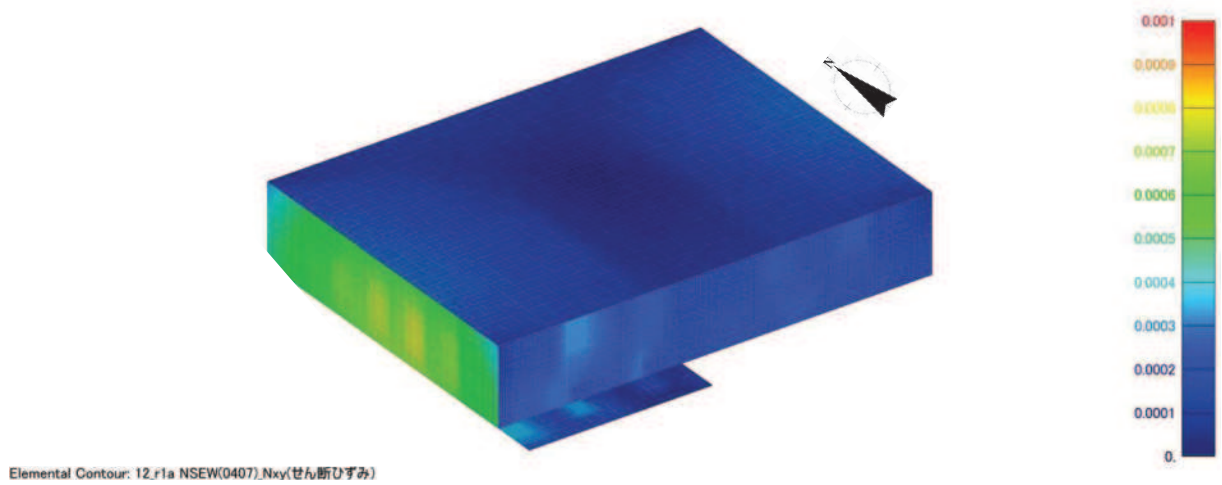


図 2-46 面内せん断ひずみコンター図（屋上階）南西面
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

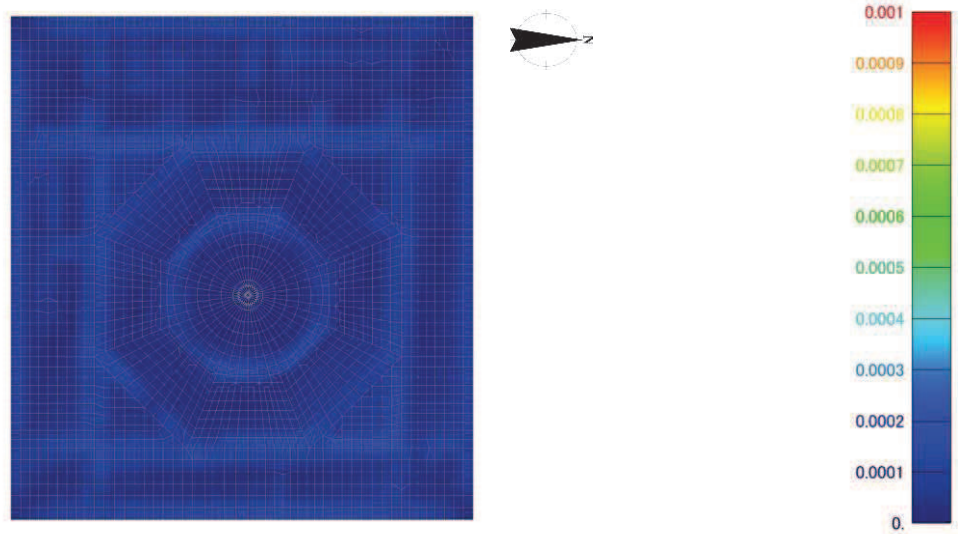


図 2-47 面内せん断ひずみコンター図（基礎版）
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

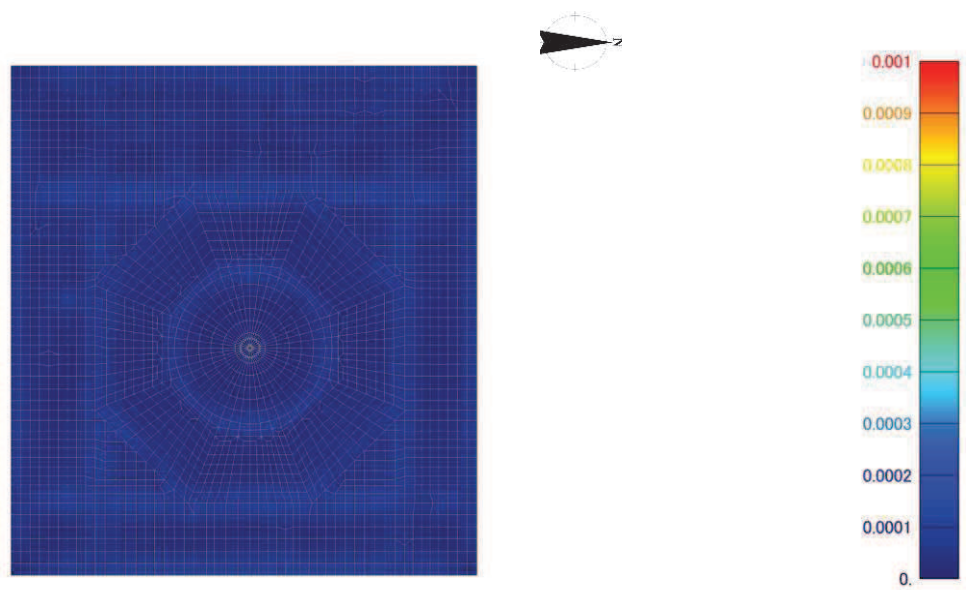


図 2-48 面内せん断ひずみコンター図（基礎版）
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

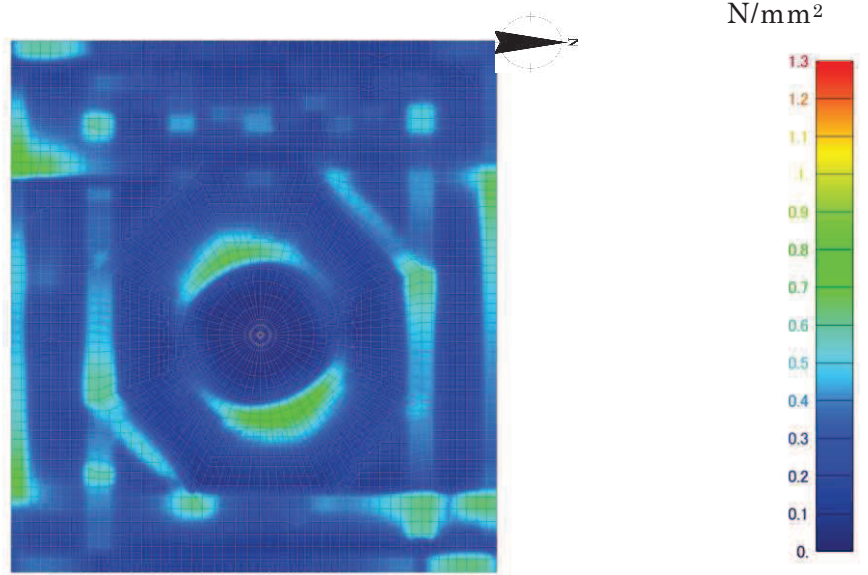


図 2-49 面外せん断応力度コンター図（基礎版）
 3.11 地震観測記録・NS, EW 入力（東西断面）

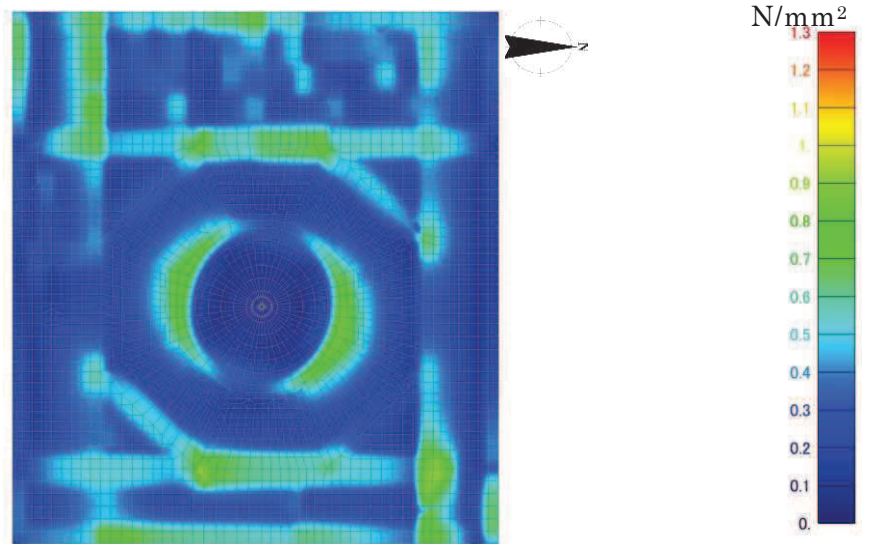


図 2-50 面外せん断応力度コンター図（基礎版）
 3.11 地震観測記録・NS, EW 入力（南北断面）

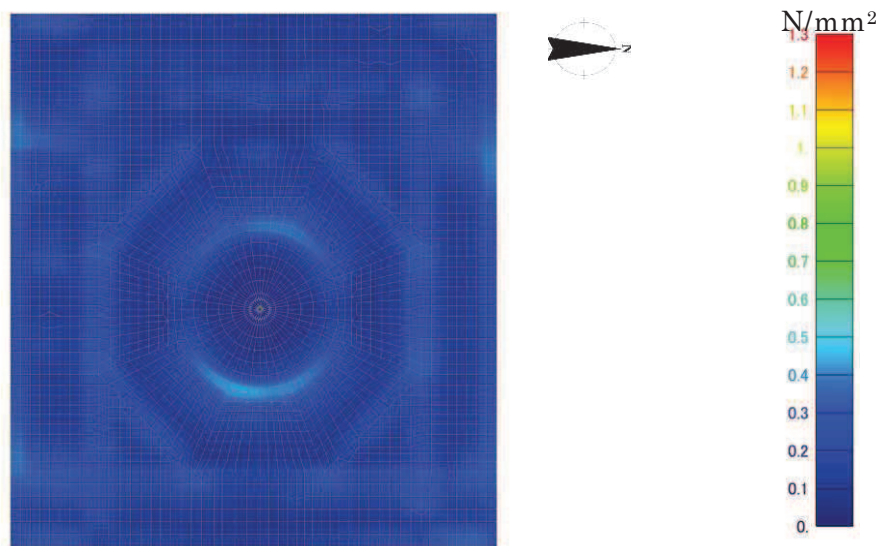


図 2-51 面外せん断応力度コンター図（基礎版）
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力（東西断面）

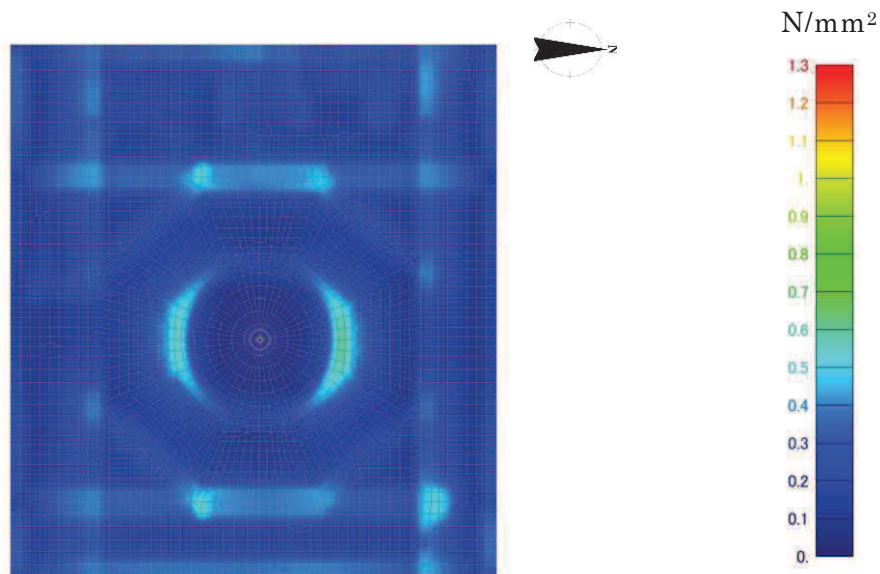


図 2-52 面外せん断応力度コンター図（基礎版）
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力（南北断面）

2.2.5 地震による建屋の構造的影響評価

(1) 耐震壁，梁，柱，床スラブ

耐震壁，梁，柱，床スラブの面内せん断ひずみ分布において，せん断ひずみが最も大きい傾向を示すのはオペフロ上部の東面と西面の耐震壁であり，解析モデルの最大値は 0.83×10^{-3} である。オペフロ上部の耐震壁については，別途3次元FEM非線形モデルによる検討（別紙6参照）により，鉄筋が弾性範囲であったことを確認している。

その他の部材では，部分的に耐震壁の一部でせん断ひび割れの目安値を超える箇所はあるものの，最大でもオペフロ上部のひずみの半分程度であり，鉄筋の健全性は確保されているものと判断される。

床スラブの面内せん断ひずみは基本的にはせん断ひび割れ発生の目安値以下であり，鉄筋の健全性は確保されているものと判断される。

(2) 基礎版

基礎版に生じる面内せん断ひずみについては，耐震壁付近が若干大きいですが，全体的にはひび割れが入る目安値以下となっている。面外力についても，耐震壁付近が若干大きいですが，全体的にはひび割れが入る目安値以下となっており，鉄筋損傷に至るレベルには至っていない。

上記より，鉄筋の健全性は確保されているものと判断される。

3. 評価結果のまとめ

3次元FEM等価線形モデルによる地震応答シミュレーション解析を行い、3.11地震及び4.7地震時の建屋の構造的影響評価を行った。検討結果は以下のとおりである。

- ① 3次元FEM等価線形モデルによるシミュレーション解析結果は、観測記録と概ね整合することを確認した。
- ② 3次元FEM等価線形モデルによるシミュレーション解析に基づき算定したせん断ひずみ分布は耐震壁の点検結果と整合することを確認した。
- ③ 3次元FEM等価線形モデルによるひずみ分布の値や基礎版の面外応力の値、オペフロ上部の3次元FEM非線形解析（別途実施、別紙6参照）により、建屋の鉄筋が弾性範囲であることを確認した。従って、原子炉建屋の鉄筋が損傷を受けていないことを確認した。

[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
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会, 1999)

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.....	1
2. JEAG の既往実験結果との比較	4
3. 耐震実験 [1], [2], [3] と実機のパラメータ比較について.....	7

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)

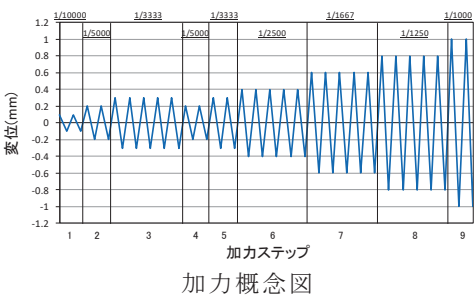
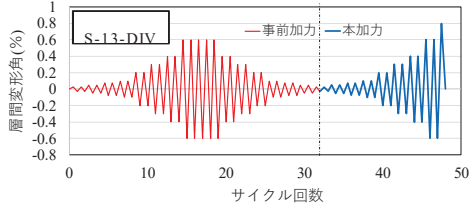
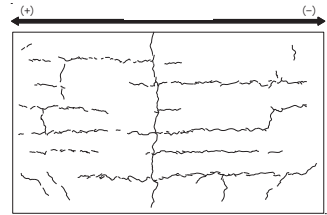
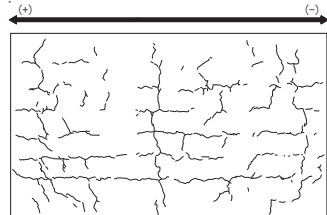
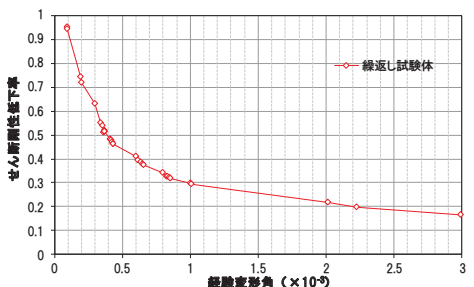
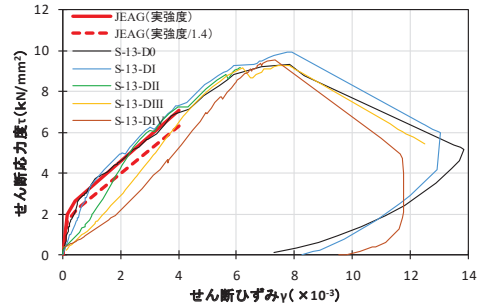
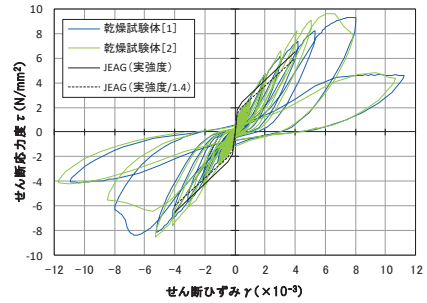
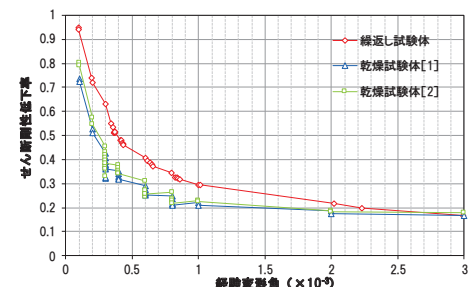
	耐震実験 [1]	耐震実験 [2]	耐震実験 [3]
目的	比較的大きな地震動を繰返し経験することで耐震壁の剛性が低下していく傾向が認められるかを確認	耐震壁の損傷程度の違いが耐震壁の初期の剛性や終局耐力に及ぼす影響について確認	乾燥収縮が、耐震壁の初期の剛性や終局耐力に及ぼす影響について確認
実験概要	<ul style="list-style-type: none"> ▶耐震壁に対する静的繰返し加力を行う耐震実験 ▶鉄筋比 1.4% ▶微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために、同一変位に対する繰返し加力のサイクル数は、最大5サイクル ▶経験した変形角よりも小さい変形角（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 	<ul style="list-style-type: none"> ▶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 ▶加力パターンは、“事前加力”で損傷度合いに違いを与え、“本加力”によって、終局耐力まで加力 ▶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 ▶鉄筋比 1.32% 	<ul style="list-style-type: none"> ▶試験体の大きさ・形状や配筋などは耐震実験 [1] と同じ ▶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 ▶約 3 ヶ月間気中養生により壁部分を乾燥実験時のコンクリートの乾燥収縮率は約 800μ  <p>加力前の乾燥試験体 [1] 乾燥収縮ひび割れ状況</p> <ul style="list-style-type: none"> ▶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 ▶実験時のコンクリートの乾燥収縮率は約 1000μ  <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>▶ インナール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>▶ インナール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）時の女川 2 号炉原子炉建屋の建設当初から剛性低下量と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畳したことを示す結果となっている</p> <p>▶ また，インナール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>		
耐震実験結果まとめ	<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>▶ 女川 2 号炉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，原子力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>		

2. JEAG の既往実験結果との比較

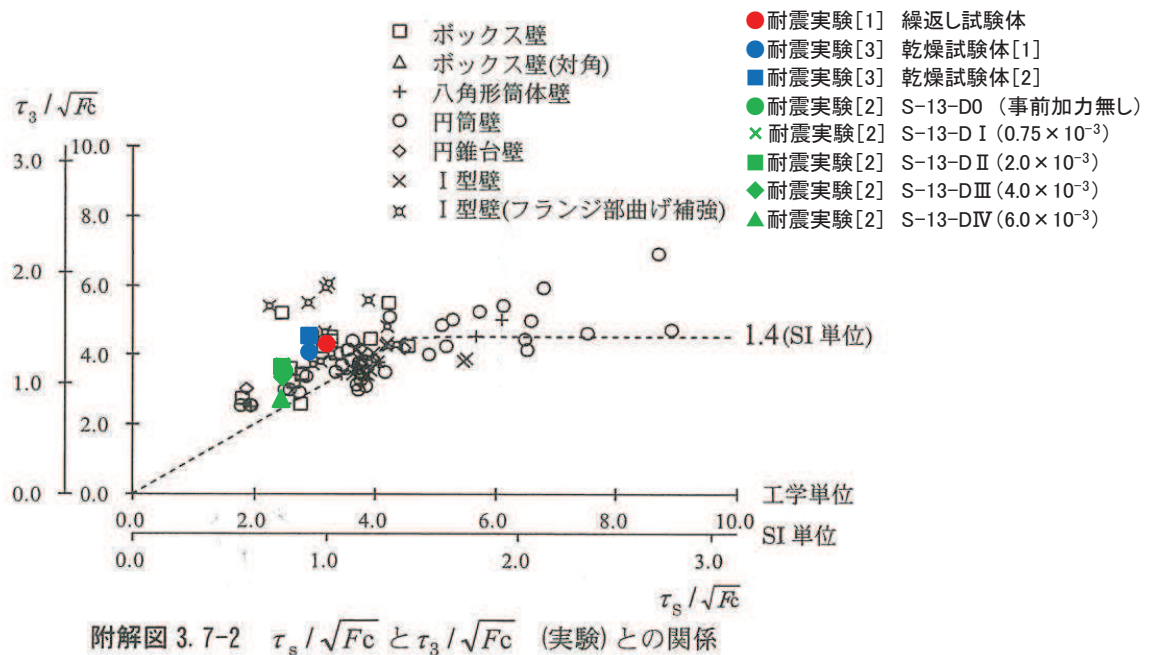
JEAG4601-1991（追補版）によると、「原子炉施設の耐震設計に用いる復元力特性評価法の設定に際しては、原子炉建屋の鉄筋コンクリート造耐震壁を対象とした既往の実験データの収集・整理、既往の算定式、各種基・規準の調査を行い、実験データに適合する復元力特性の評価法を検討するとともに、設定された復元力特性の耐震解析への実用性の検討も行っている」とされている。

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。

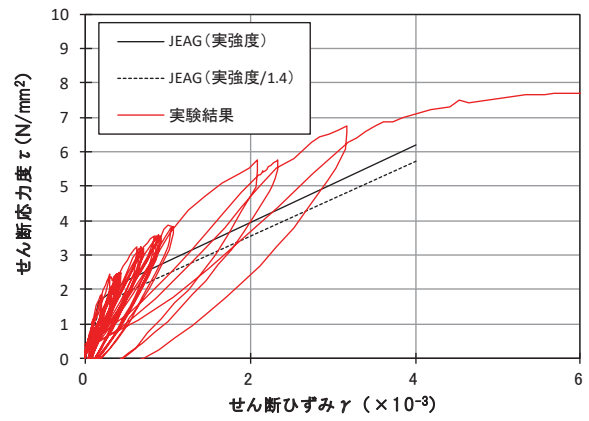
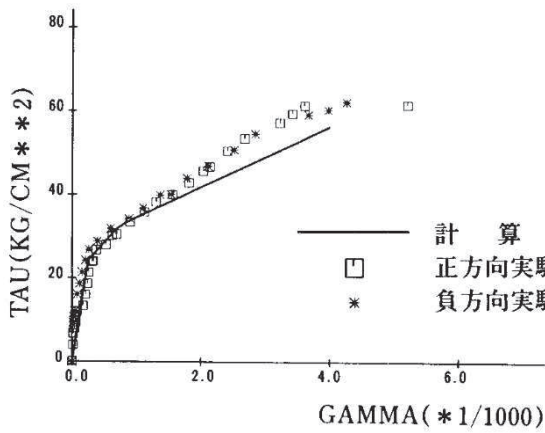
図 2-2 に、既往耐震実験結果のうち I 型壁を対象とした実験と計算値の比較結果（せん断応力度－せん断ひずみ関係）、耐震実験 [1], [2], [3] それぞれの結果と計算値（JEAG 式に基づく計算結果）の比較結果（せん断応力度－せん断ひずみ関係）について並べて示す。耐震実験 [3] は乾燥収縮の影響により初期剛性が低下しているが、評価基準値 (2.0×10^{-3}) 付近及び終局点 (4.0×10^{-3}) では、いずれの結果でも計算値を実験結果が上回る結果となっている。

* 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。



※ 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

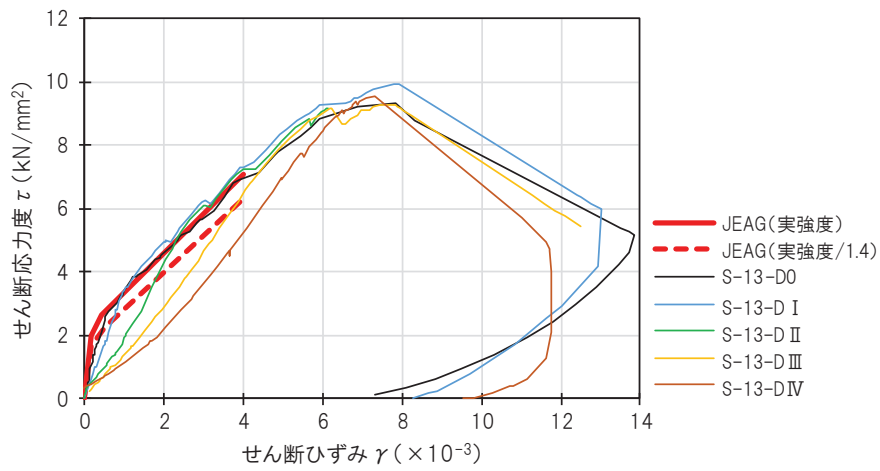


b) I型壁

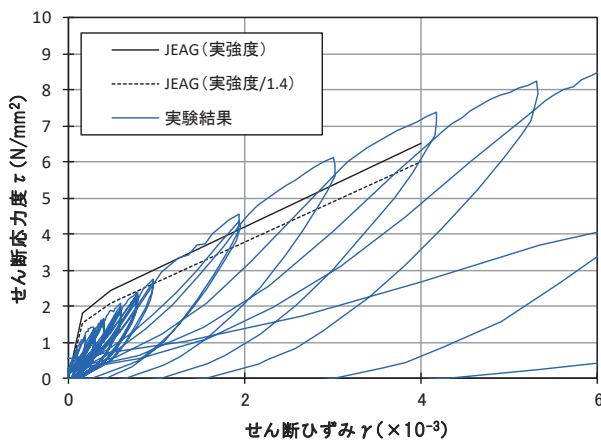
既往実験結果

耐震実験 [1]

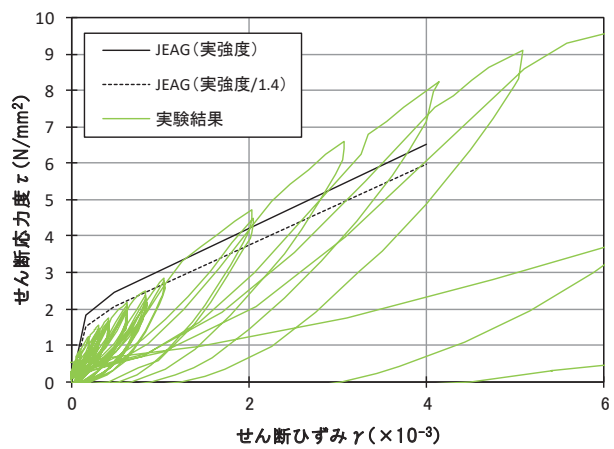
※参考文献(1) 図-1を引用



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

[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

3. 耐震実験 [1], [2], [3] と実機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、実機の各パラメータ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。表 3-2 に実機各建屋のコンクリート強度（設計基準強度）及び鉄筋比を示す。

コンクリート強度及び鉄筋比は、耐震実験と実機とで対応しており、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 [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