

柏崎刈羽原子力発電所

新潟県中越沖地震後の設備健全性に係る

点検・評価について

(第 11/14/15/16/17 回構造 WG での指摘事項に関する回答)

平成 20 年 8 月 8 日

東京電力株式会社

コメント内容

タービン建屋については、乾燥収縮等による拘束応力を評価し、ひび割れ発生を予測する解析を行っているが、原子炉建屋についても同様の解析を行うこと。
(平成20年7月14日 耐震・構造設計小委員会 構造WG(第16回))

回答

柏崎刈羽原子力発電所第7号機原子炉建屋における耐震壁を対象に、ひび割れの発生を予測するための解析を実施する。解析はコンクリートの乾燥収縮等による拘束応力を評価し、地震時シミュレーション解析結果と重ね合わせ、ひび割れの発生に関する検討を行う。

1. 拘束応力の評価

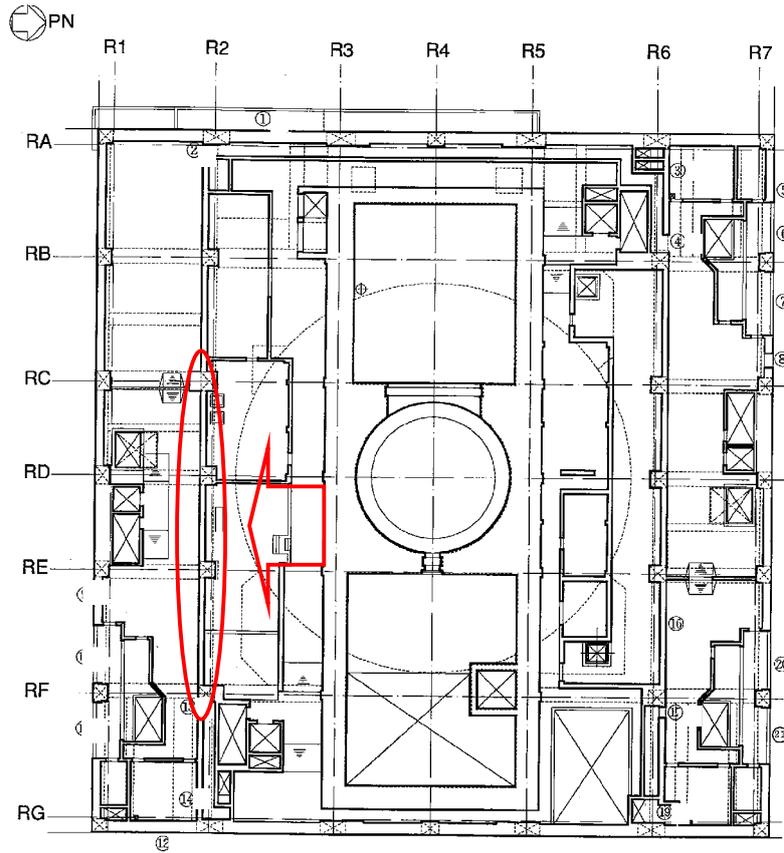
(1) はじめに

ひび割れの発生要因は、地震により生じる応力以外にもコンクリートの膨張や収縮を拘束する応力の影響も考えられる。本項では、若材齢時のセメントの水和反応に伴い発生する温度応力や乾燥収縮に伴う拘束応力からひび割れ発生を評価し、観測結果との比較を行う。

なお、ひび割れの発生条件としてコンクリートの主引張応力が、コンクリートの引張強度を超えた場合に、主引張応力方向に垂直な方向にひび割れが発生するものとする。

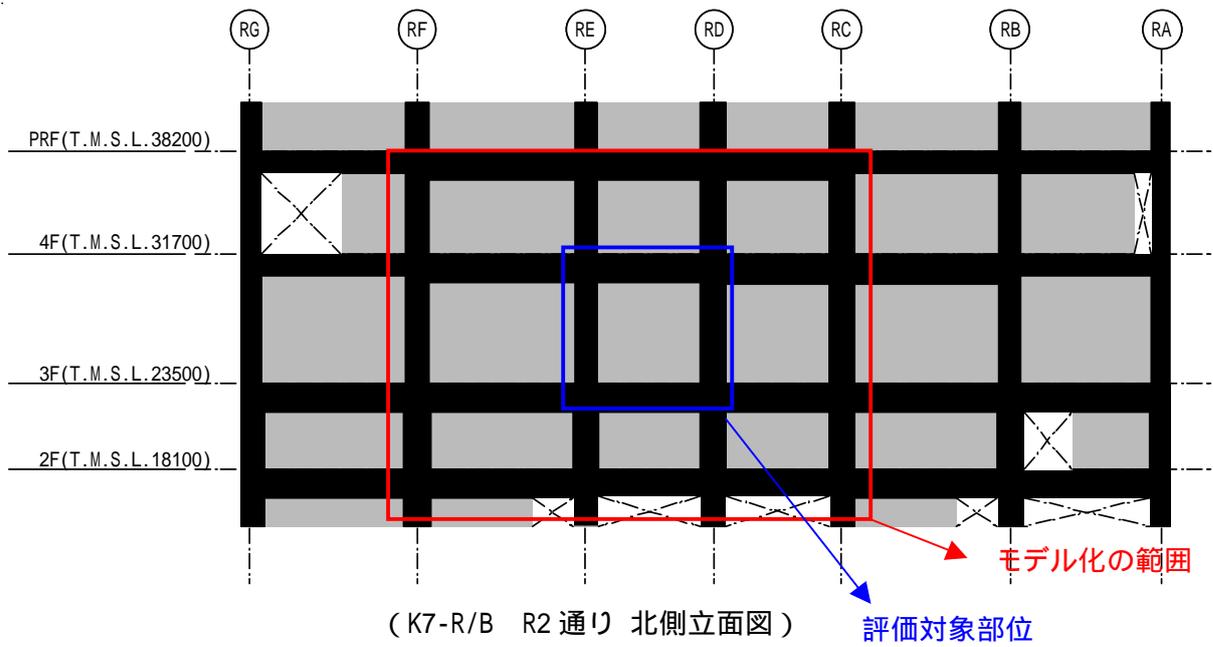
(2) 解析対象

解析は拘束によると思われるひび割れが観察された、7号機原子炉建屋3階R2通りRE-RD間の耐震壁を中心とした範囲(図-1~2参照)を対象とする。



(K7-R/B 3階)

図 - 1 解析対象とする耐震壁 (平面図)



(K7-R/B R2 通り 北側立面図)

図 - 2 解析対象とする耐震壁 (立面図)

解析は3階 R2 通りの RE-RD 間に生じたひび割れを評価することを目的として解析モデルを設定した。解析諸元とともに図 - 3 に示す。

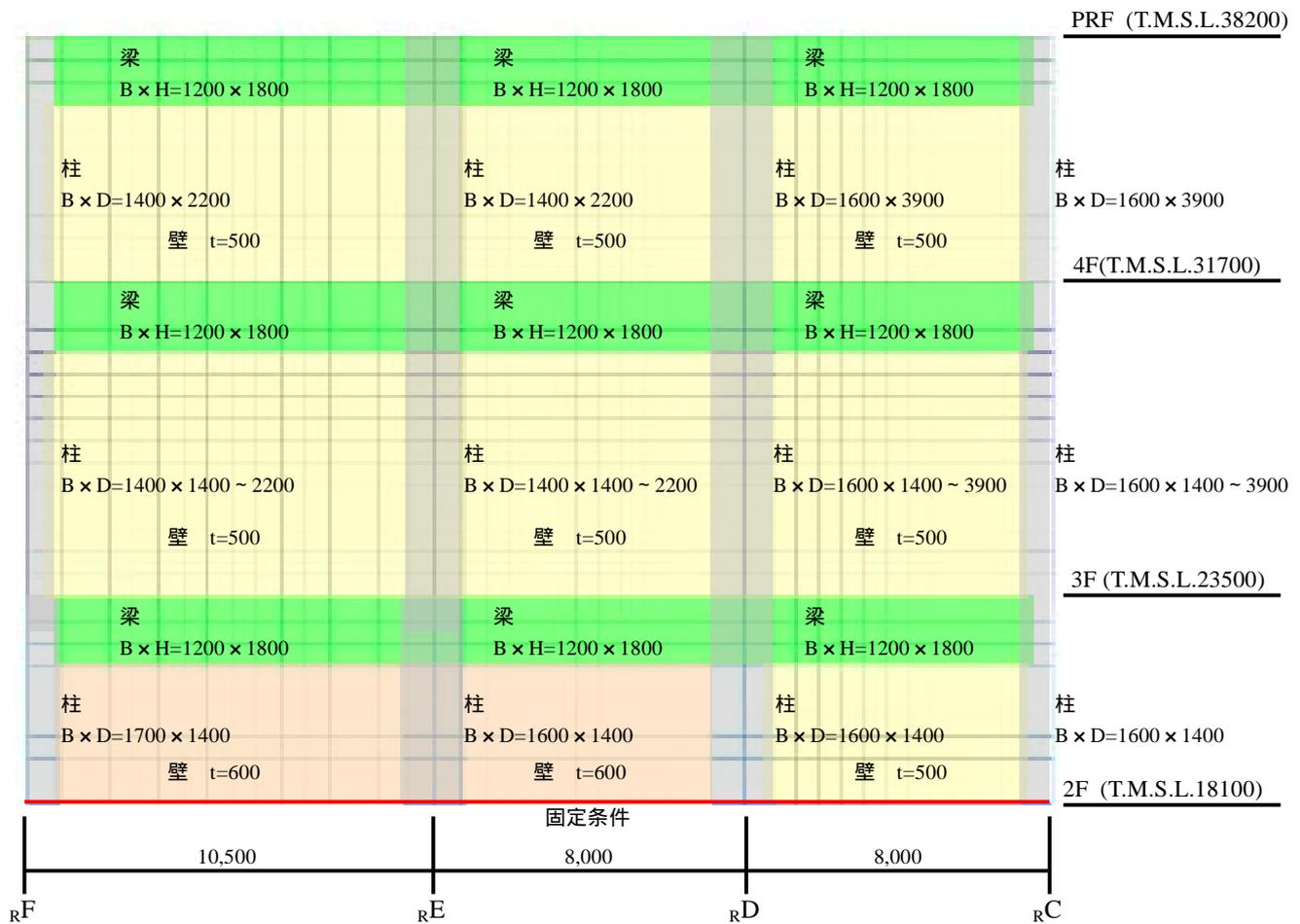


図 - 3 応力解析モデル

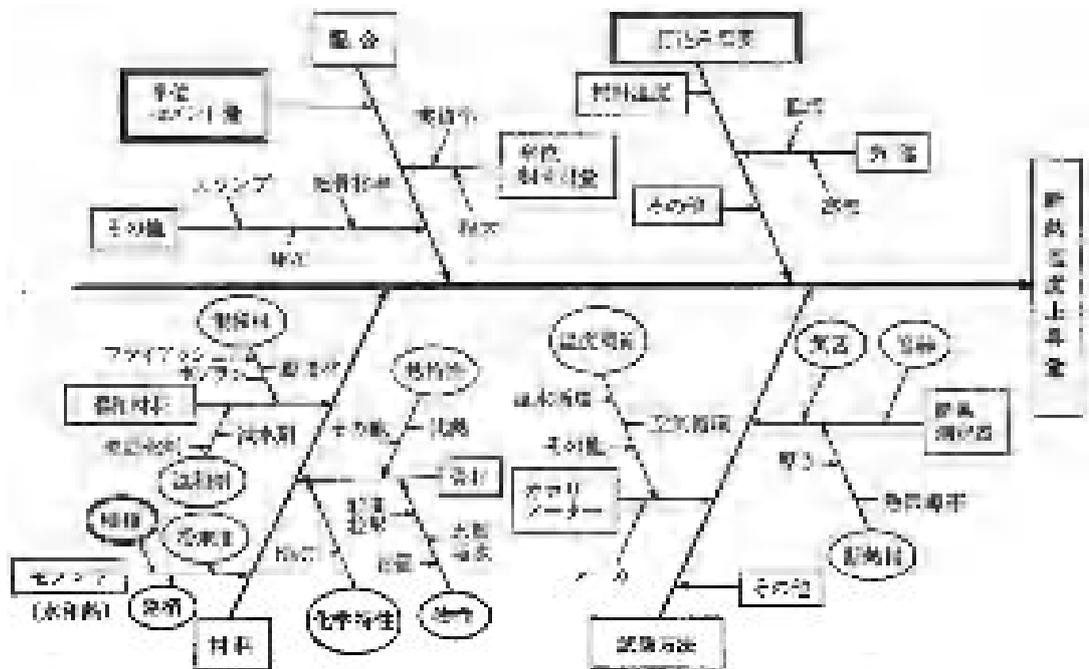
(3) 解析概要

- 解析に影響する要因の抽出

コンクリート構造物の拘束によるひび割れを評価するためには、若材齢時のセメントの水和反応に伴い発生するひび割れ（温度応力ひび割れ）や乾燥により発生するひび割れ（乾燥収縮ひび割れ）を適切に評価する必要がある。

また、温度応力ひび割れは、コンクリートの打設条件（打設順序、打設工区、打設間隔、雰囲気温度、コンクリート温度、養生条件など）により影響を受けるなど、図 - 4 に示すように多くの要因が解析結果に影響を及ぼすことが知られている。

本検討においてはこれらの条件については仮定を設けて解析することとした。



*：日本コンクリート工学協会：マスコンクリートの温度応力研究委員会報告書、1985.11

- 解析方法

本検討ではコンクリートの温度履歴と乾燥による収縮量を考慮できる非線形温度応力解析プログラムを用い、非定常温度分布解析と応力解析を行い、拘束ひび割れの発生状況の定性的な評価を行う。解析では、コンクリート打設から現在に至るまでの時間経過を考慮し、境界条件の変化、コンクリートの物性の変化、構造物形状の変化を考慮する。

解析は2次元非線形解析とするが、解析対象を耐震壁とする場合、温度勾配が卓越する方向（壁厚方向）と引張応力が卓越する方向（スパン方向）とが直交するため、図 - 5 に示すように温度分布解析と応力解析とは異なるモデルを設定した。

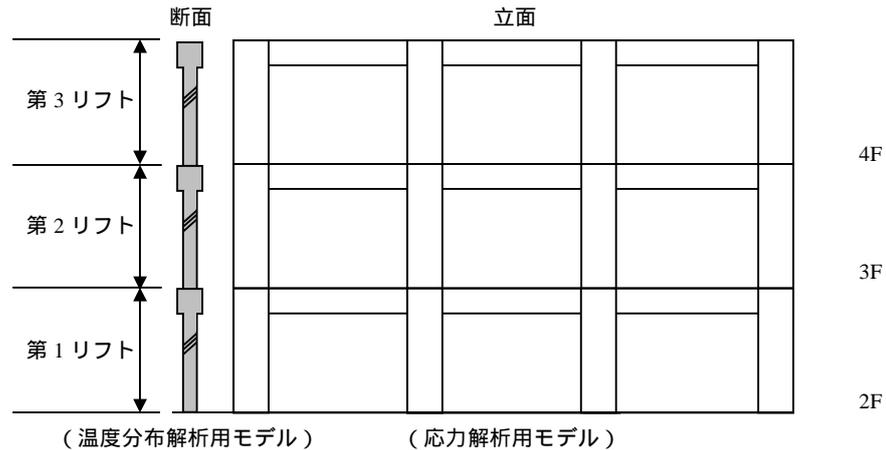


図 - 5 温度分布解析モデルと応力解析モデル

(4) 解析条件

- 解析時間および雰囲気温度

解析はマットコンクリート打設時から開始し、その1ヶ月後に壁・柱・梁のコンクリートを打設し、実機を考慮し15年後まで解析を実施した。コンクリートの初期温度は20、雰囲気温度は解析期間を通じて20と仮定した。

- コンクリートの断熱温度上昇量

コンクリートの断熱温度上昇量はJSCEの式を用いる。

$$T = K(1 - \exp^{-t})$$

- ここに、
- T 断熱温度上昇量 ()
 - K 断熱温度上昇量に関するパラメータ (普通マト=46)
 - 断熱温度上昇量に関するパラメータ (普通マト=1.104)
 - t 材齢 (日)

- コンクリートの乾燥収縮量

解析に入力するコンクリートの乾燥収縮量は、阪田らの提案式*に準じて設定する。

$$\epsilon_{cs}(t, t_0) = \left(1 - \exp\left(-0.108(t - t_0)^{0.56}\right)\right) \epsilon_{sh\infty}$$

$$\epsilon_{sh\infty} = -60 + 78(1 - \exp(RH/100)) + 38 \log_e W - 5(\log_e(V/S))^2 - 41 \log_e t_e$$

- ここに、
- t 乾燥中のコンクリートの有効材齢
 - t₀ 乾燥開始時の有効材齢
 - ε_{sh} 乾燥収縮最終値 (×10⁻⁶)
 - RH 環境湿度 (%) 60%とする
 - W 単位水量 (kg/m³) 建設時の記録より 180kg/m³とする
 - V/S 体積表面積比 (cm)
 - t_e 乾燥開始材齢 (日) 7日とする

*: 阪田憲次、綾野克紀：コンクリートの乾燥収縮ひずみ予測式の提案、セメント・コンクリート論文集 No.43, 1989

- ・ コンクリートの構成関係

ひび割れを考慮するため、コンクリートの引張軟化特性を考慮した構成関係を仮定する。

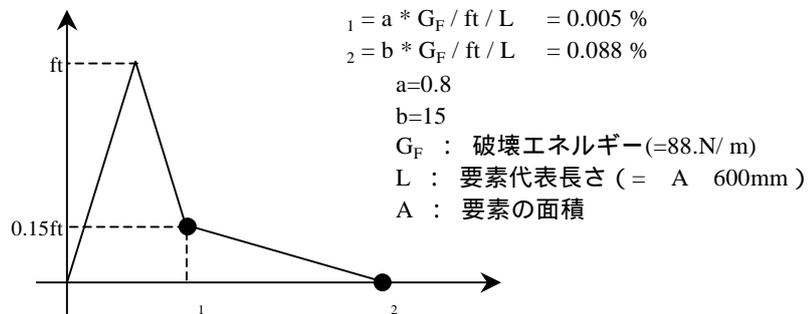


図 - 6 コンクリートの引張側の構成関係

例えば、土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]、2007

ここに、破壊エネルギーは土木学会「コンクリート標準示方書[設計編]2007」に準じて設定し、最大骨材寸法を 25mm として求めた。

- ・ その他コンクリートに関する材料係数

比熱 0.25 kcal/kg・

圧縮強度 $f_c(t) = t / (4.5 + 0.95 * t) * f_c(91) * 1.11$ (JSCE 式)

$f_c(91) = 32.4 \text{ N/mm}^2$ (設計時)

ヤング係数 $E(t) = 4700 * f_c(t)^{0.5}$ (JSCE 式)

$E(\text{上限}) = 2.51 \text{ E} + 07 \text{ kN/m}^2$ (設計時)

引張強度 $f_t = 0.44 * f_c(t)^{0.5}$ (JSCE 式)

線膨張係数 10 $\mu /$

(5) 解析結果

現地で観察されたひび割れを図 - 7 に、材齢 15 年目の各要素に生じるひび割れの発生傾向を図 - 8 に示す。

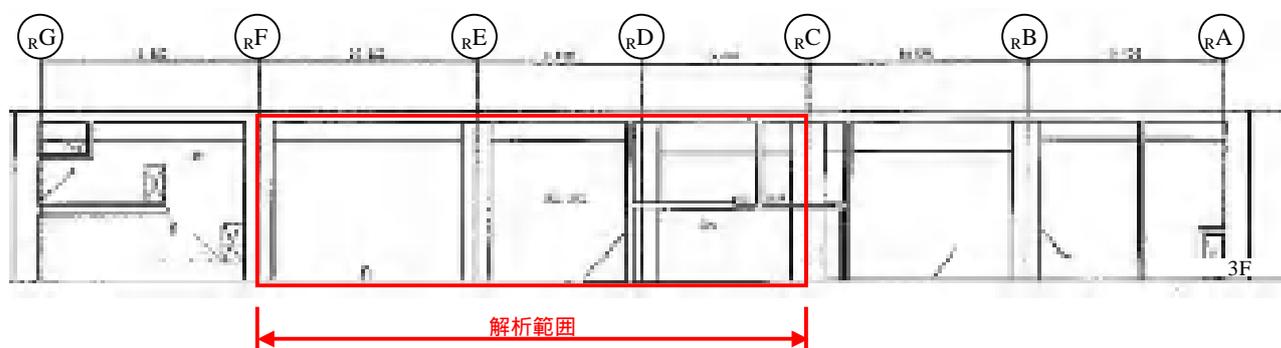


図 - 7 現地で確認されたひび割れ図

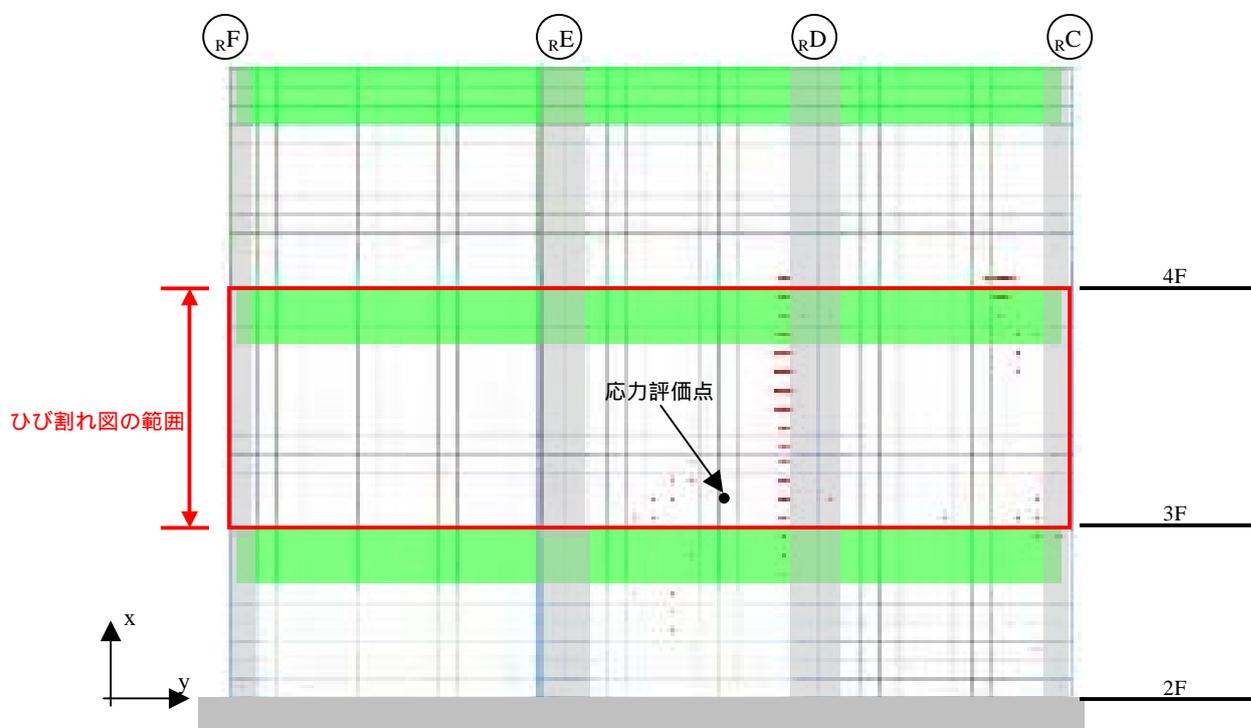


図 - 8 解析で評価したひび割れ

図 - 7 に示す現地で確認されたひび割れと図 - 8 に示す解析で評価したひび割れを比較する。例えば、RE-RD 間に現地ではひび割れが生じているが、解析ではひび割れが発生しているものの、その位置までは表現できていない(図 - 8 応力評価点近傍の要素)。この原因として、ひび割れは各種アンカー類や施工時のセパ等を起点として発生する傾向があり、また解析では多くの材料特性を仮定しているため、解析精度に影響を与えたものと考えられる。

また、上記解析で評価した拘束応力のほかに応力が作用し、ひび割れが発生したものとも考えることができる。

2. 拘束応力と地震時応力の重ね合わせによる評価

(1) 拘束応力の評価

拘束応力の解析結果から、ひび割れが生じていない要素（図 - 8 の応力評価点）における拘束応力を評価する。材齢 15 年時点における拘束応力は

$$x-y \text{ 座標系 } \{ \sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy} \}^T = \{ 0.69, -0.24, -0.65 \}^T、$$

$$\text{主引張応力} = 1.02 \text{ N/mm}^2$$

である。図 - 9 に主引張応力の経時変化を示す。

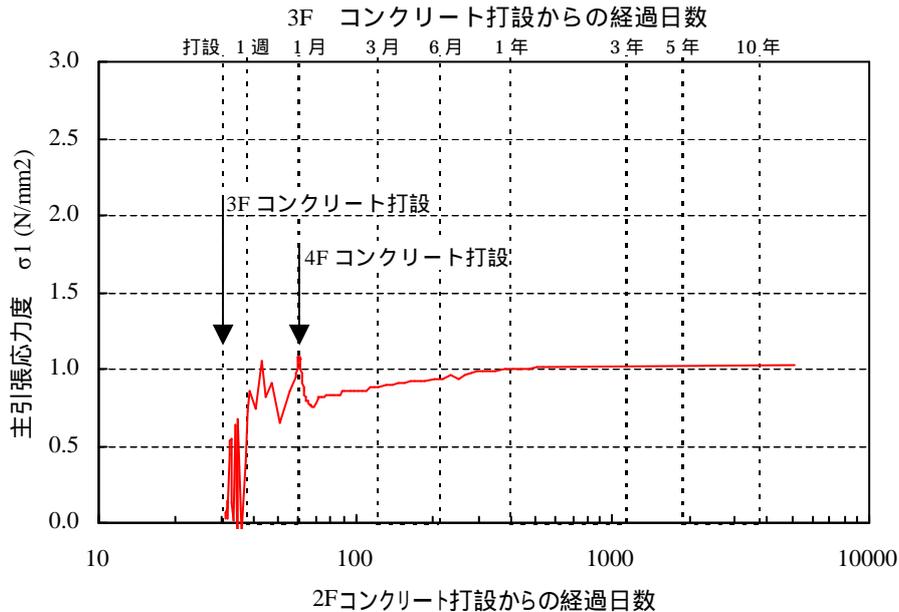


図 - 9 拘束応力の経時変化

(2) 地震時の平均せん断応力度

中越沖地震に対するシミュレーション解析結果より、3 階 R2 通り耐震壁が負担する平均せん断応力度を評価すると、表 - 1 に示すとおり 1.11 N/mm^2 である。

表 - 1 地震時の平均せん断応力度（3 階 EW 方向）

標高 T.M.S.L. (m)	せん断応力度 (N/mm ²)			
	外壁 (R1通り)	内壁 (R2通り)	内壁 (R6通り)	外壁 (R7通り)
23.5 ~ 31.7	1.11	1.11	1.11	1.12

(3) 応力の重ね合わせ

地震時に作用していた応力を想定するために、応力の重ね合わせを行う。

$$\begin{aligned} \text{拘束応力 } \{ c \} &= \{ \sigma_{cx}, \sigma_{cy}, \sigma_{cxy} \}^T = \{ 0.69, -0.24, -0.65 \}^T \\ \text{地震時応力 } \{ e \} &= \{ \sigma_{ex}, \sigma_{ey}, \sigma_{exy} \}^T = \{ 0.00, 0.00, -1.11 \}^T \\ \text{合成応力 } \{ k \} &= \{ c \} + \{ e \} = \{ 1.05, 0.12, 0.91 \}^T \end{aligned}$$

合成応力の主応力と主応力方向をモールの応力円より計算すると下記のようになる。

$$\{ \sigma_1, \sigma_2 \}^T = \{ 2.04, -1.60 \}^T \quad = 52.5^\circ$$

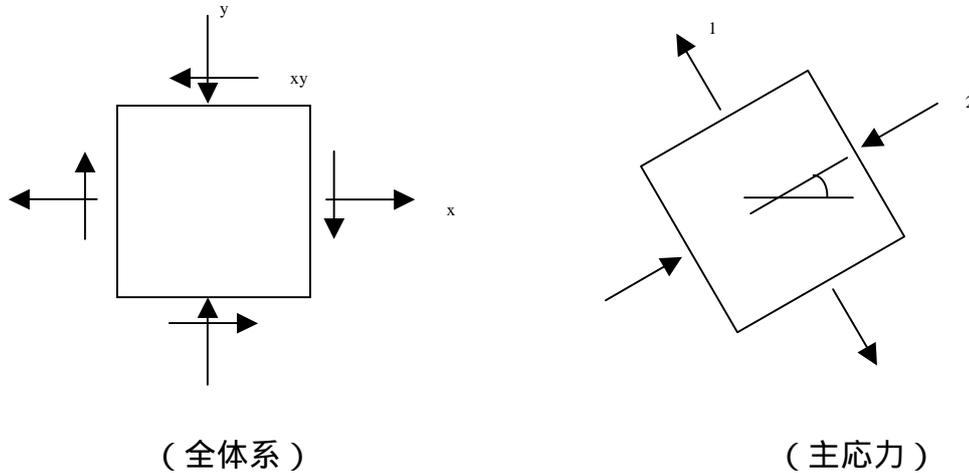


図 - 10 応力の変換

(4) ひび割れに対する影響

地震時応力と応力を重ね合わせた結果とを引張強度と比較し、ひび割れの発生に関する影響を検討する。

引張強度

$$f_t = 0.44 * (32.4)^{0.5} = 2.50 \text{N/mm}^2$$

地震時応力により生じる主引張応力

$$e_1 = 1.11 \text{N/mm}^2$$

$$\text{引張強度に対する比率} = e_1 / f_t = 1.11 / 2.5 = \underline{0.44}$$

拘束応力と地震時応力により生じる主引張応力

$$k_1 = 2.04 \text{N/mm}^2$$

$$\text{引張強度に対する比率} = k_1 / f_t = 2.04 / 2.50 = \underline{0.82}$$

応力の重ね合わせの結果、拘束応力が残留した状態で地震力が作用すると引張強度に対する比率が大きくなるため、ひび割れが発生する可能性が高くなる事がわかる。

以上

コメント内容

ホウ酸水タンク周りの床に亀裂が入っている。今回の地震では鉛直動が大きかったことも考慮して、検討する必要がある。

(平成20年3月11日 耐震・構造設計小委員会 構造WG(第11回))

ホウ酸水タンク周りのひび割れ発生原因についてのコメント回答として、上下動によるものではないとしているとしているが、そこでやめるのではなく、ひび割れ発生の原因まで検討して欲しい。

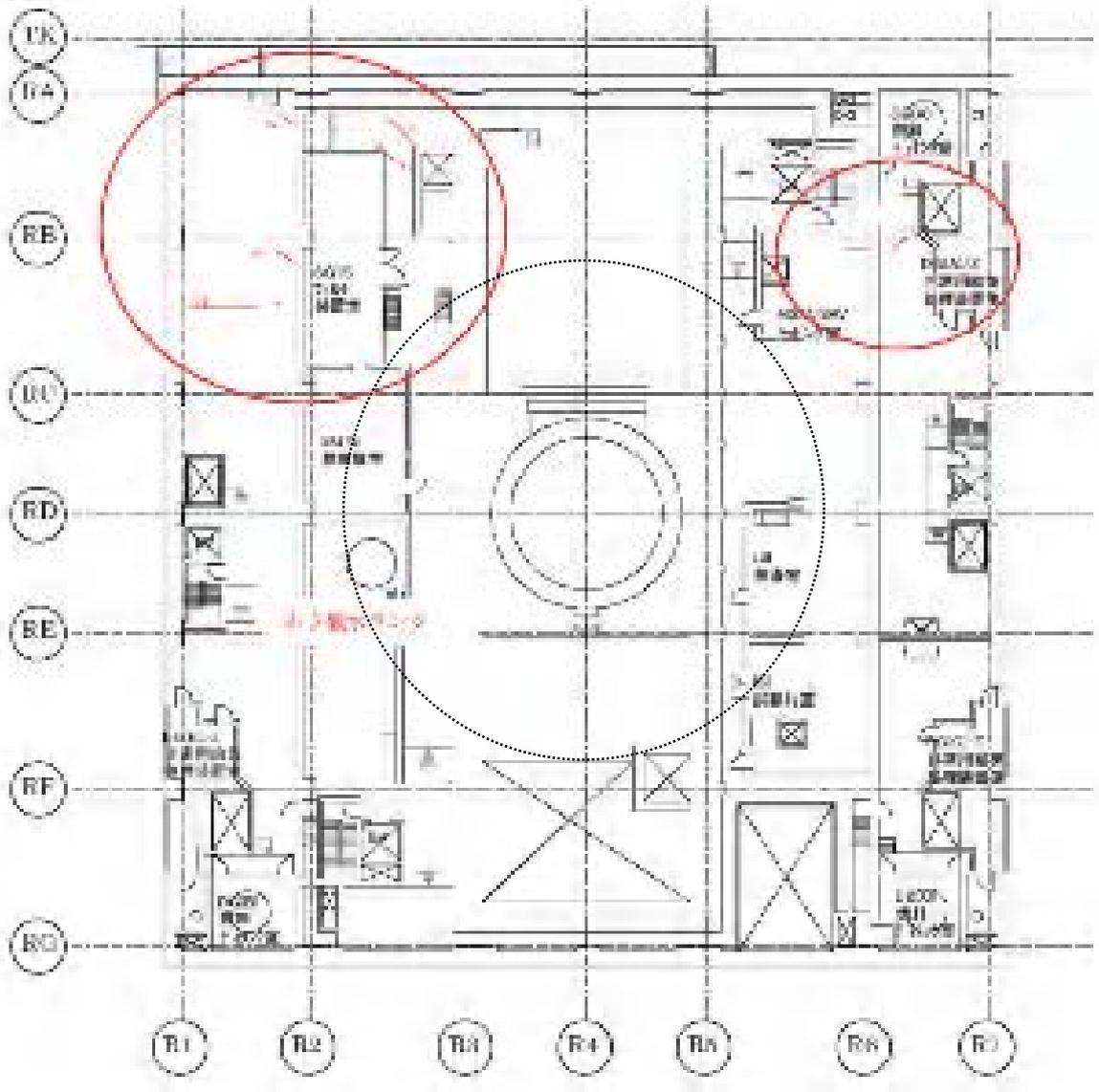
(平成20年5月21日 耐震・構造設計小委員会 構造WG(第14回))

回答

ホウ酸水タンク周りの床は厚さ 2.2m のコンクリートスラブである。さらに、下方はR C C Vを構成する壁に支持、プールを構成する壁にも横から拘束されておりどちらも厚さ 2m 程度ある。また、ホウ酸水タンク周りに発生したひび割れは、ひび割れ幅 0.1 mm程度である。

したがって、ホウ酸水周りの床については、鉛直動に対する影響によるひび割れの発生は特にないと考えられる。ひび割れ発生の原因としては、当該床はR C C Vのトップスラブを構成しており、運転時の熱応力によりひび割れが発生したものと推定される。

なお、建屋内の機能を有しない床についてもあわせてひび割れ調査を実施しており、その結果の一例として7号機原子炉建屋3階のひび割れ幅 0.3 mm以上の調査結果を図-1に示す。その結果に明らかな傾向は確認されていない。



7号機 原子炉建屋 3階 (T.M.S.L. 23,500)

図 - 1 ひび割れ調査結果 (床：ひび割れ幅 0.3 mm以上)

以 上

コメント内容

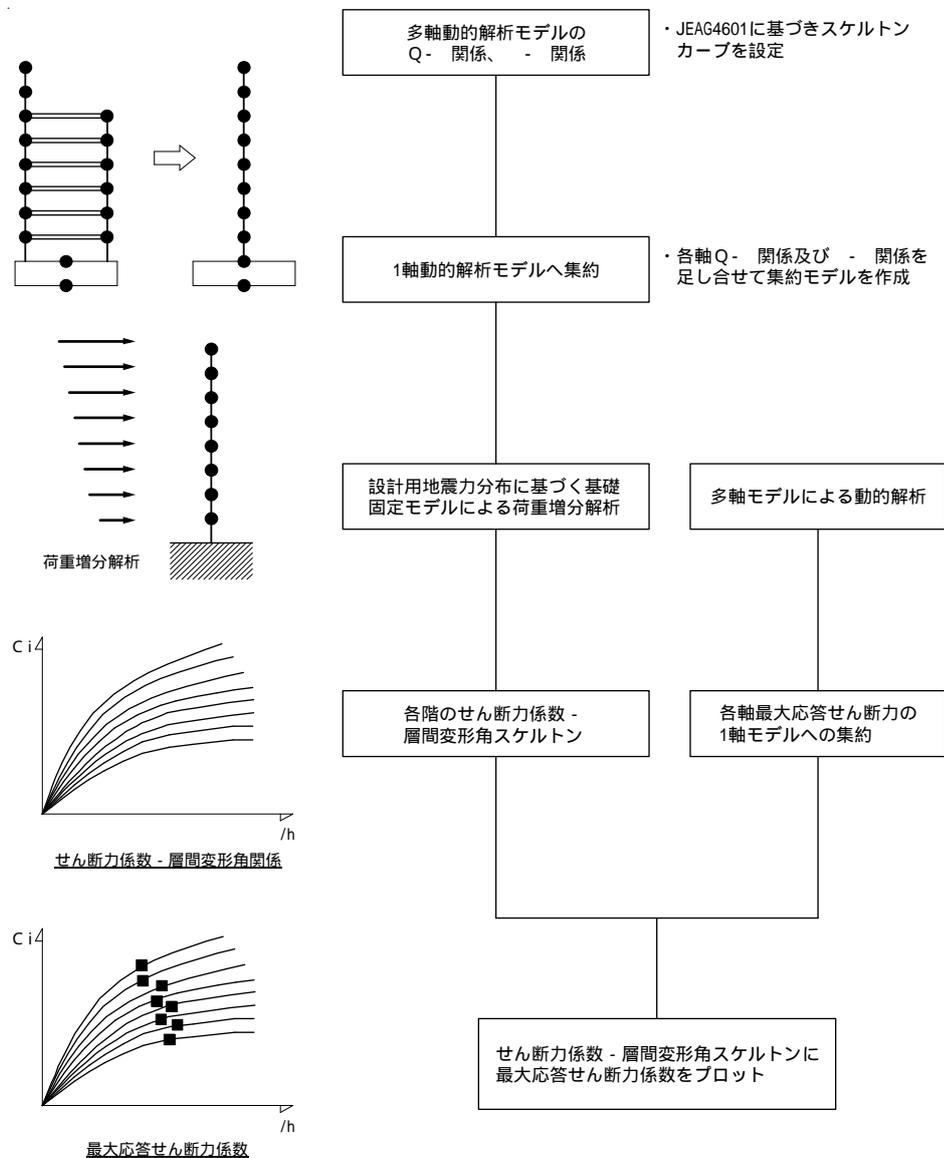
建屋全体のスケルトンがどうなっているのかがわかれば、トータルとしての安全性が見やすくなるのではないか。

(平成 20 年 7 月 24 日 耐震・構造設計小委員会 構造 WG (第 17 回))

回答

1. はじめに

7 号機原子炉建屋の建屋全体のスケルトンを示すために、せん断力係数 - 層間変形角スケルトンを算定し、中越沖地震シミュレーション解析より得られた各層のせん断力係数をプロットすることとした。せん断力係数 - 層間変形角スケルトンの算定方法は、図 - 1 によるものとする。

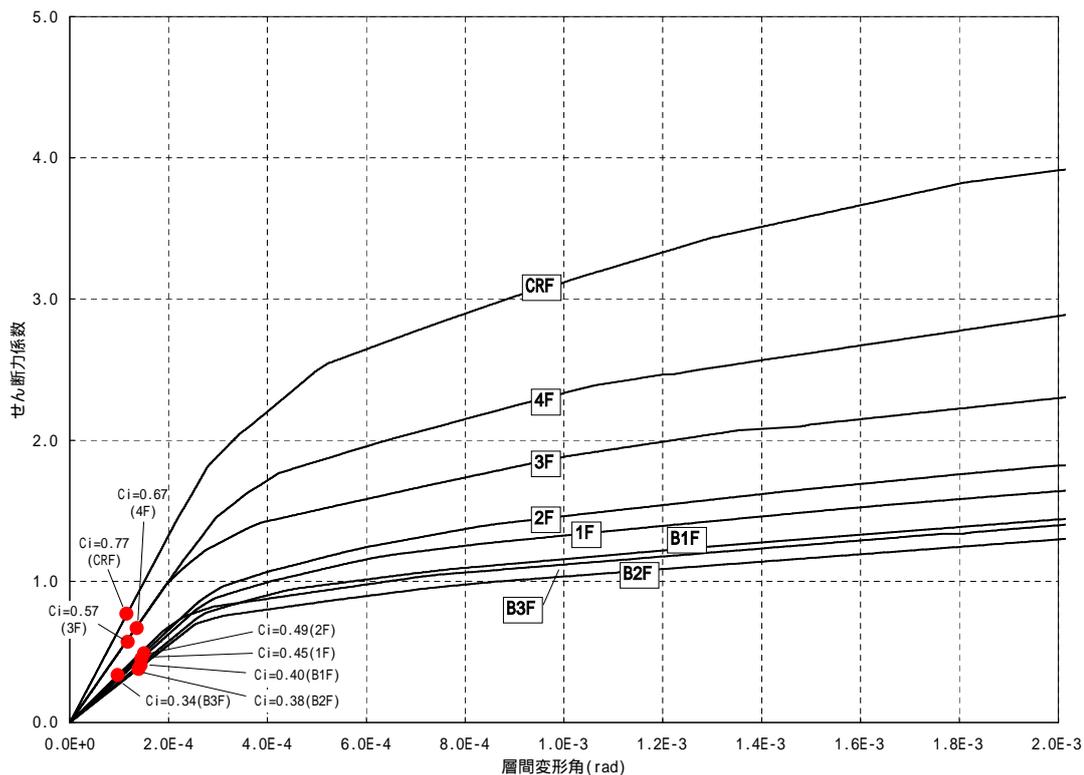


スケルトンカーブ作成のフローチャート

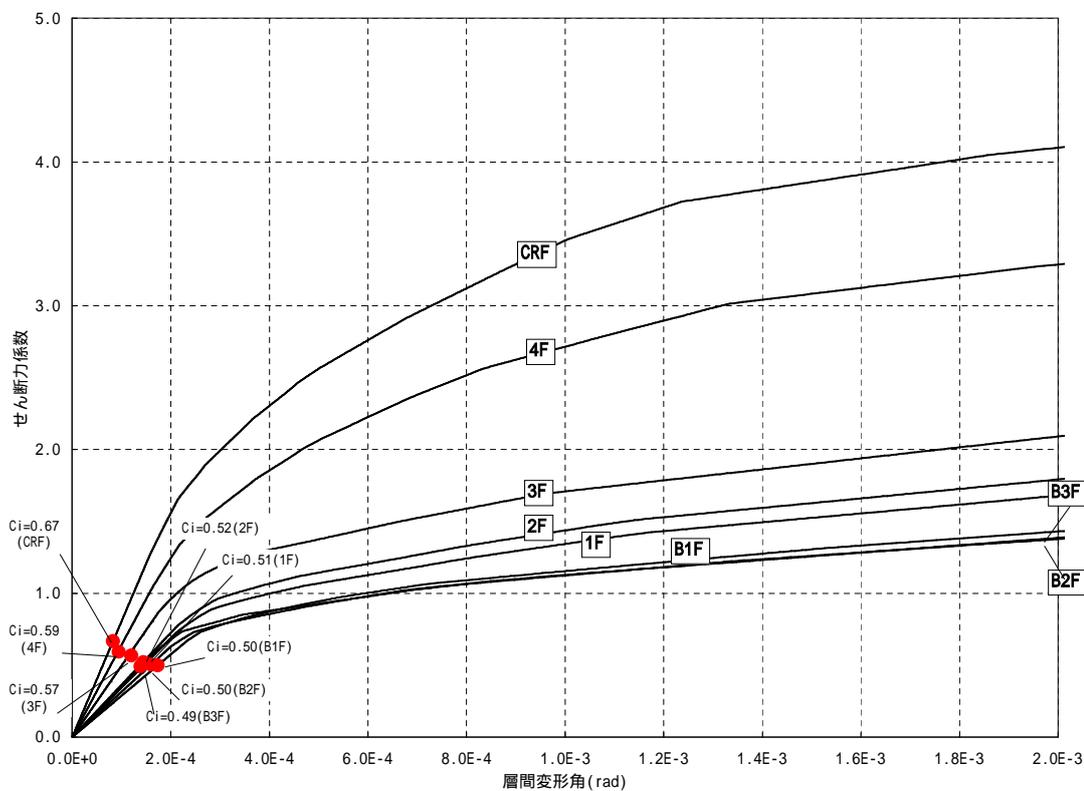
図 - 1 せん断力係数 - 層間変形角スケルトンの評価方法

2. 検討結果

図 - 2 に、NS 及び EW 方向のせん断力係数 - 層間変形角関係の検討結果を示す。シミュレーション解析で得られた各層のせん断力係数は NS、EW 方向共に弾性範囲であり、7号機原子炉建屋の中越沖地震による建屋応答は、せん断力係数 - 層間変形角関係からも、十分余裕があることを確認した。



(1) NS 方向



(2) EW 方向

図 - 2 せん断力係数 - 層間変形角スケルトン

コメント内容

今回の地震では、非常に大きな加速度が観測されたが、構造物の損傷はほとんどなかった。これをどのように説明するかが重要である。地震動の特性について検討したり、応答スペクトルだけでなくランニングスペクトルにより分析したり、静的地震力などの効果を比較したりする検討が必要であると思う。
(平成 20 年 3 月 11 日 耐震・構造設計小委員会 構造 WG (第 11 回))

回答

ランニングスペクトルについて検討した結果について以下に示す。なお、静的地震力等について比較した結果については、構造 W 1 4 - 2 - 5 「柏崎刈羽原子力発電所 7 号機 原子炉建屋の耐震設計上の安全余裕について」で示している。

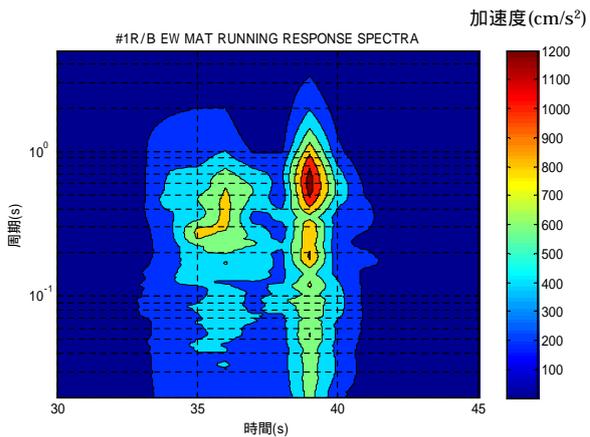
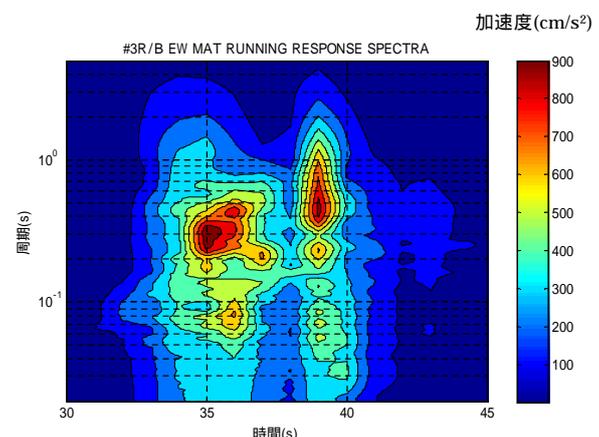
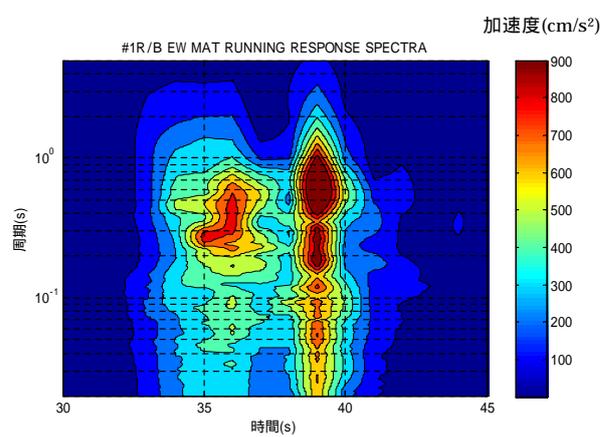
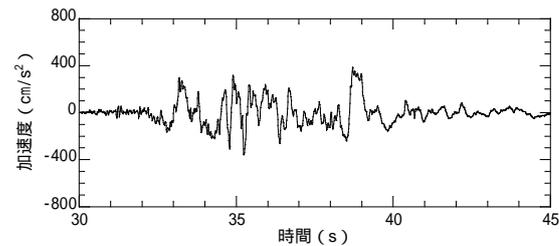
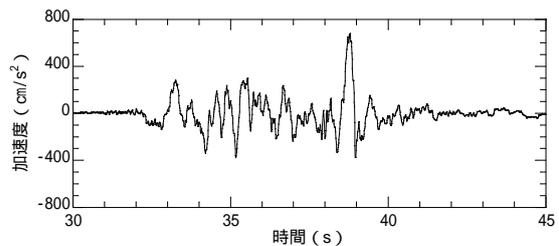
新潟県中越沖地震によって柏崎刈羽原子力発電所で得られた地震記録のうち、特徴的な記録である 1 号機原子炉建屋と 3 号機原子炉建屋の基礎版上の加速度記録についてランニングスペクトル(加速度応答スペクトル)を算定した結果を、図 1 に示す。

ここで、ランニングスペクトル(加速度応答スペクトル)算定のための時間区間は 1 秒(算定時間のオーバーラップなし)、減衰定数は 5%とする。

1 号機と 3 号機のランニングスペクトルは最大値にやや差はあるものの、同様の形状をしている。これらの特徴は次の通りである。

- ・ 35 秒前後と 39 秒前後に大きなピークが見られる。
- ・ 35 秒前後のピークは周期 0.2 秒~0.4 秒にパワーを持ち、また 39 秒前後のピークは周期 0.4 秒~1.0 秒にパワーを持っている。
- ・ 35 秒前後と 39 秒前後のピークの高さは、3 号機の周期 0.3 秒周辺を除き、39 秒のピークの方が概ね全周期帯で大きい値となっている。

これらより、地震記録には 39 秒周辺に大きなパルスが見られるが、ランニングスペクトルでも大きなパワーを持っていることがわかる。ただし、ランニングスペクトルの形状からは、構造物に対する影響はそれ程大きくなかったことが推定される。



1号機原子炉建屋
(基礎版上端、EW 方向)

3号機原子炉建屋
(基礎版上端、EW 方向)

図-1 ランニングスペクトル (加速度応答スペクトル)

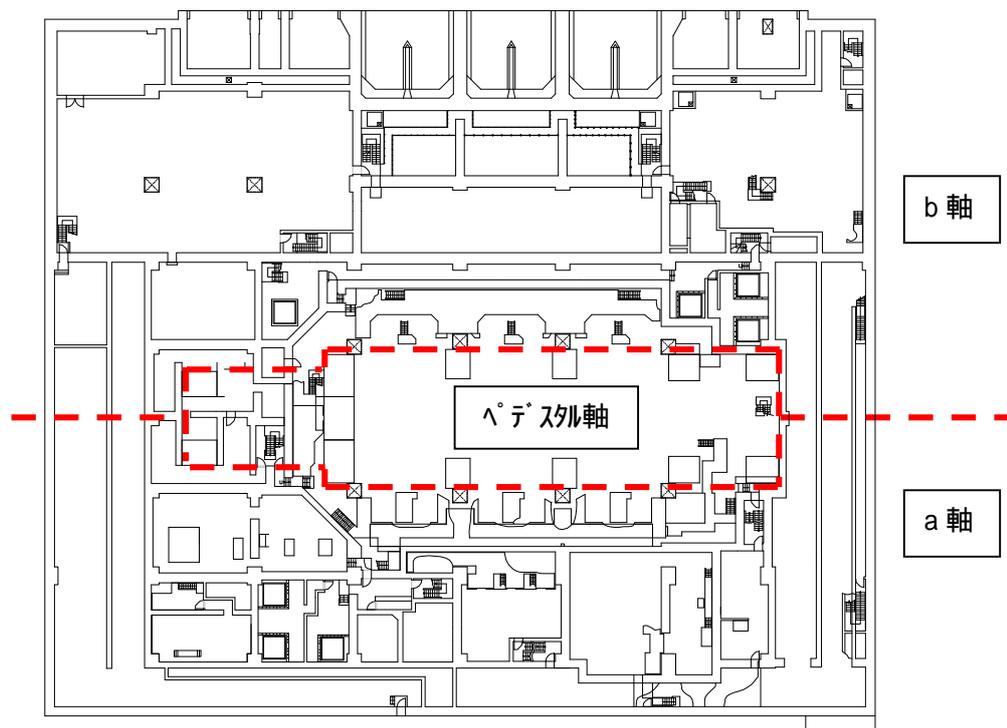


図-2 振動モデル各軸のモデル化範囲
(南北方向の地下2階 T.M.S.L. -5.1m)

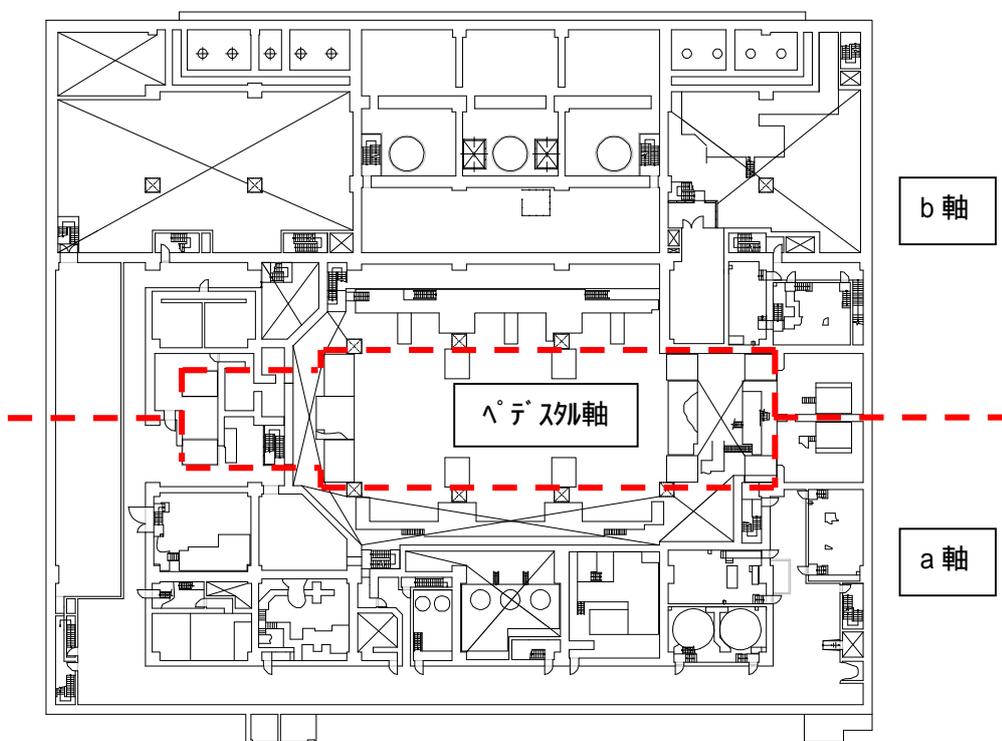


図-3 振動モデル各軸のモデル化範囲
(南北方向の地下中2階 T.M.S.L. -1.1m)

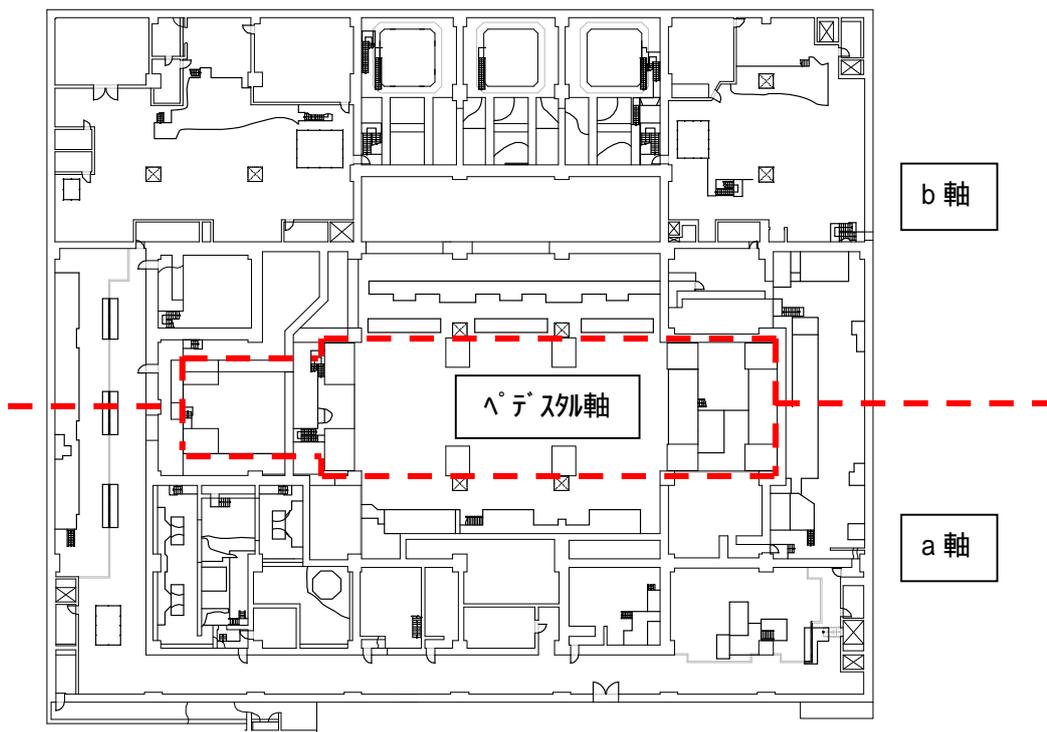


図-4 振動モデル各軸のモデル化範囲
(南北方向の地下1階 T.M.S.L.4.9m)

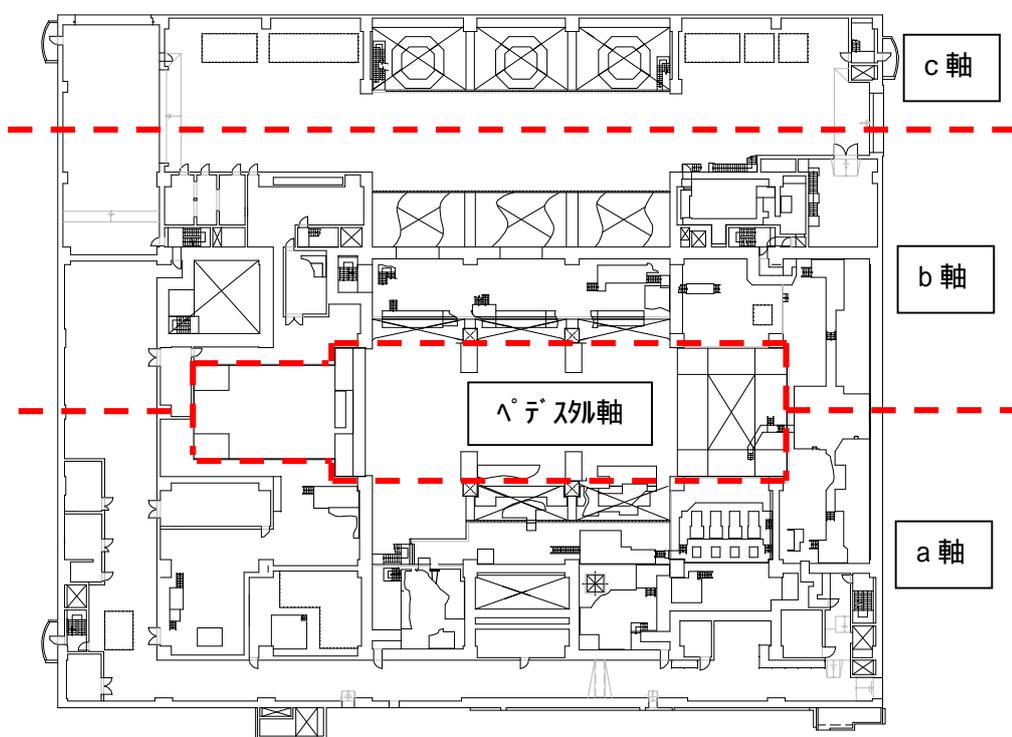


図-5 振動モデル各軸のモデル化範囲
(南北方向の1階 T.M.S.L.12.3m)

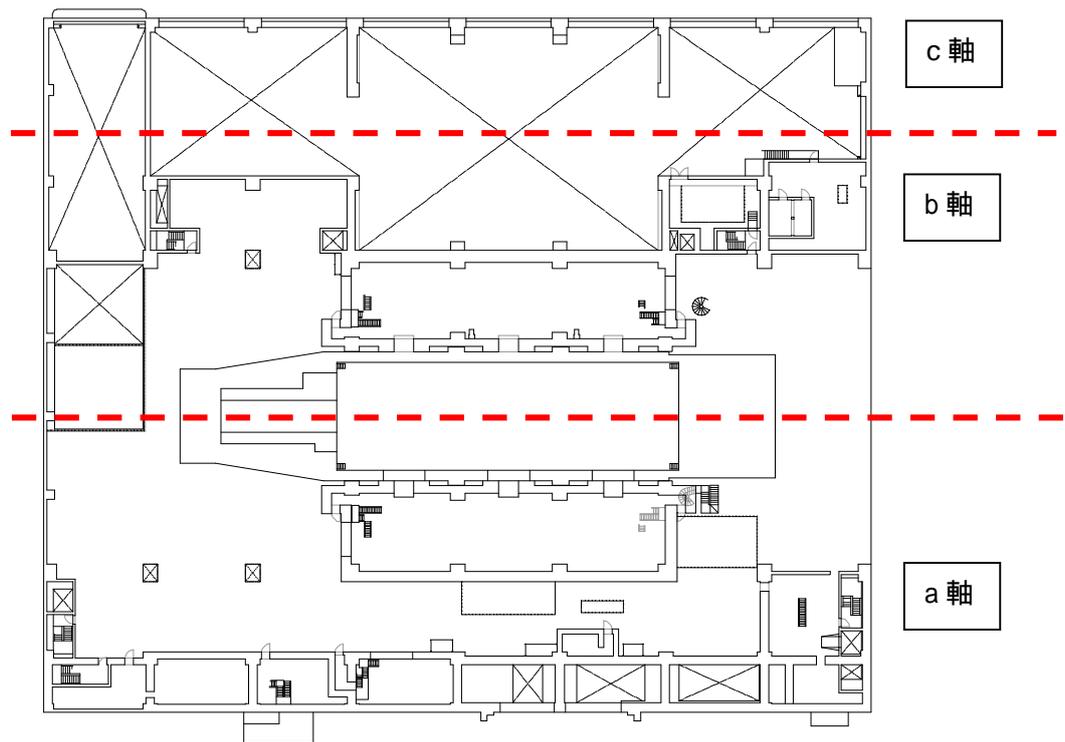


図-6 振動モデル各軸のモデル化範囲
(南北方向の2階 T.M.S.L.20.4m)

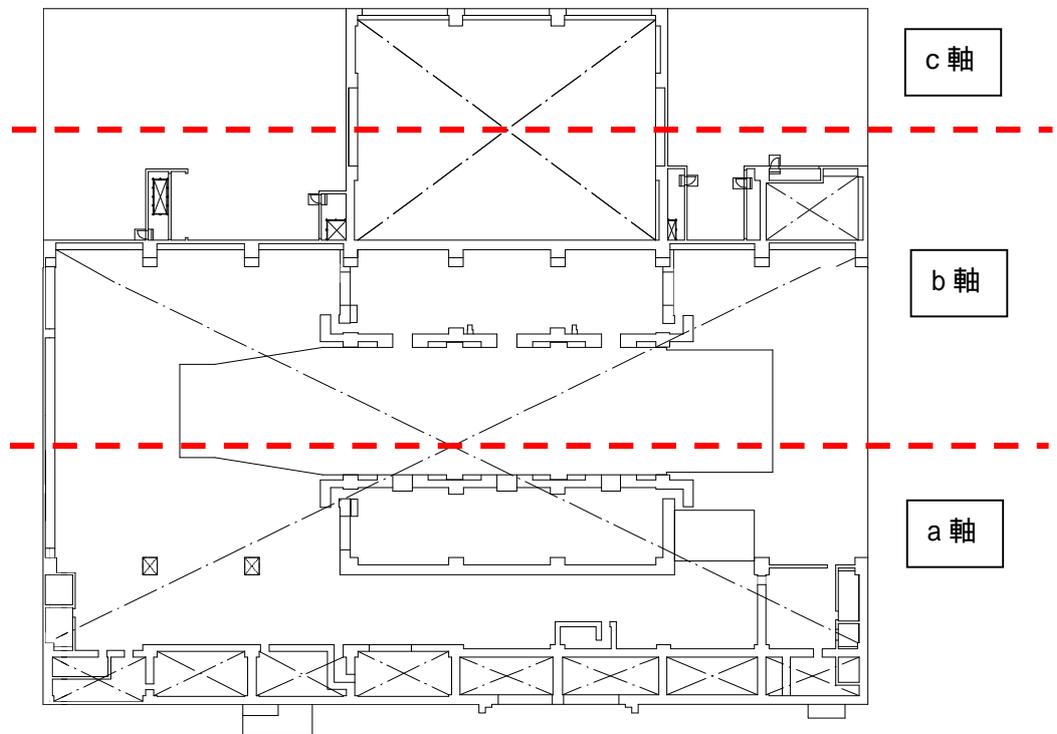


図-7 振動モデル各軸のモデル化範囲
(南北方向の中3階 T.M.S.L.25.8m)

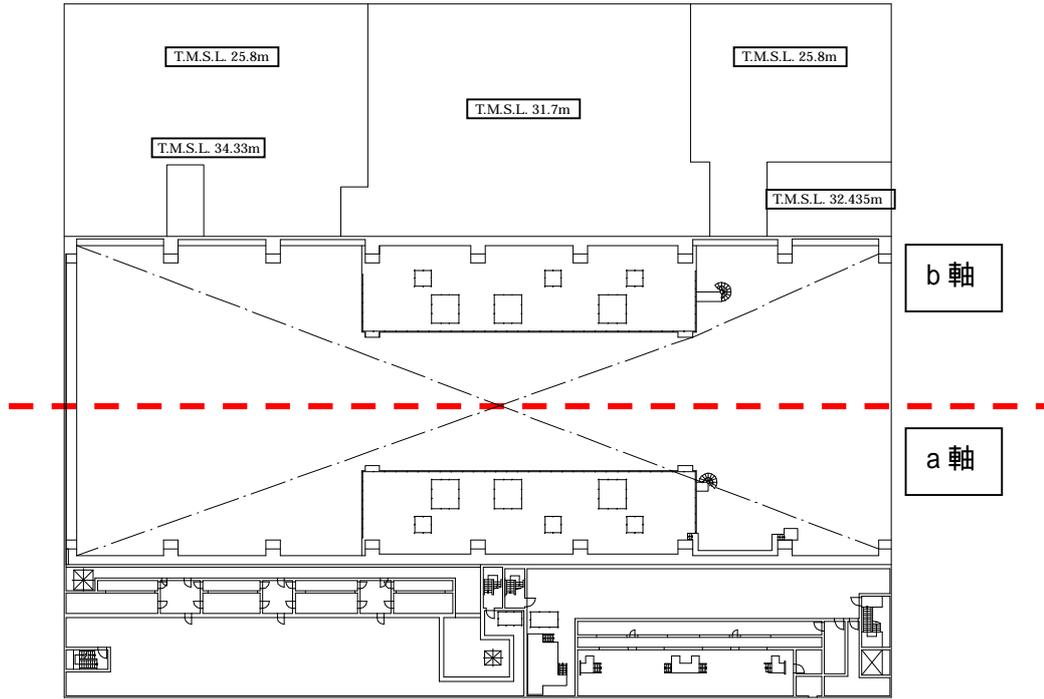


図-8 振動モデル各軸のモデル化範囲
(南北方向の3階 T.M.S.L.30.9m)

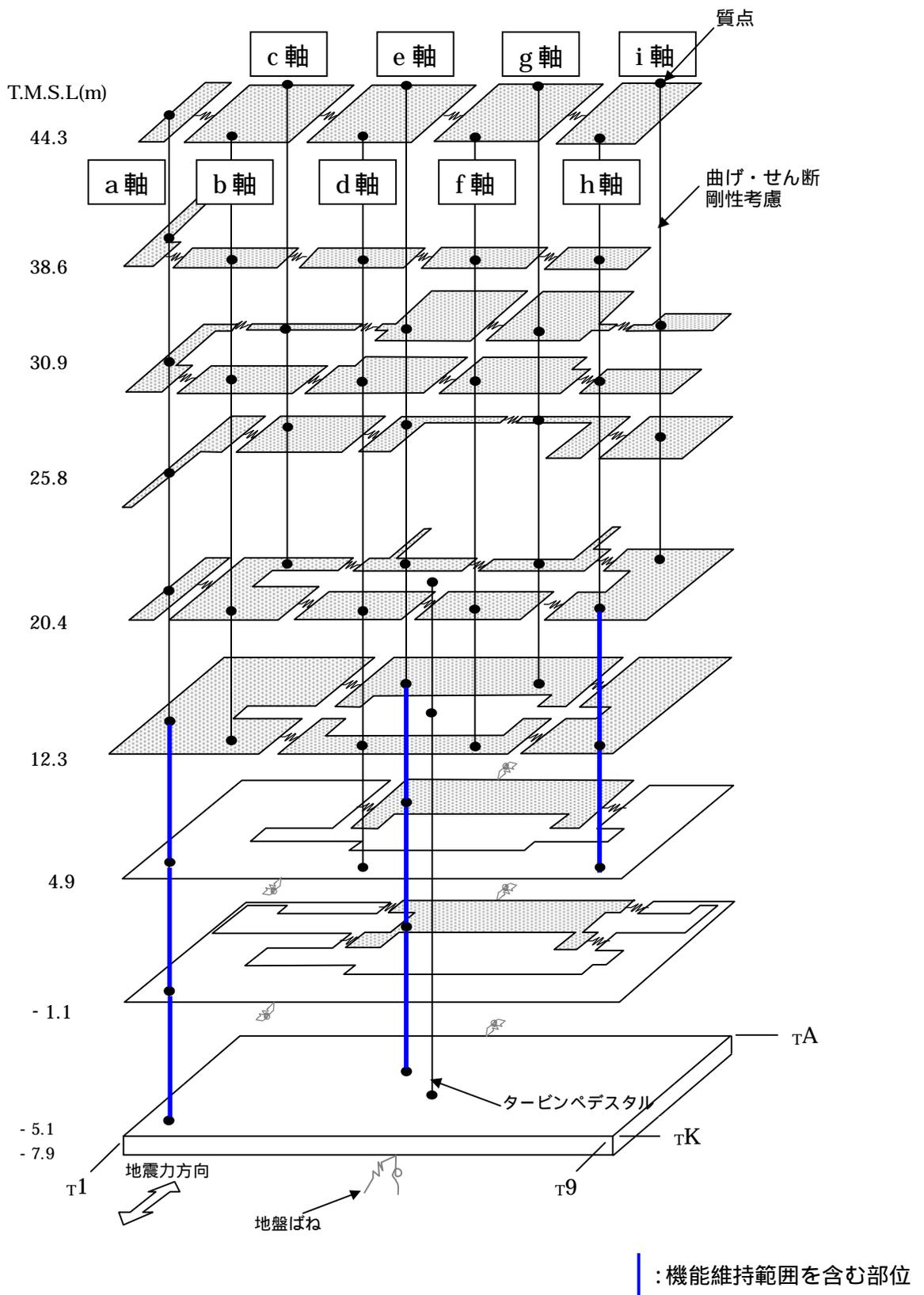


図-9 振動モデル図(7号機タービン建屋、東西方向)

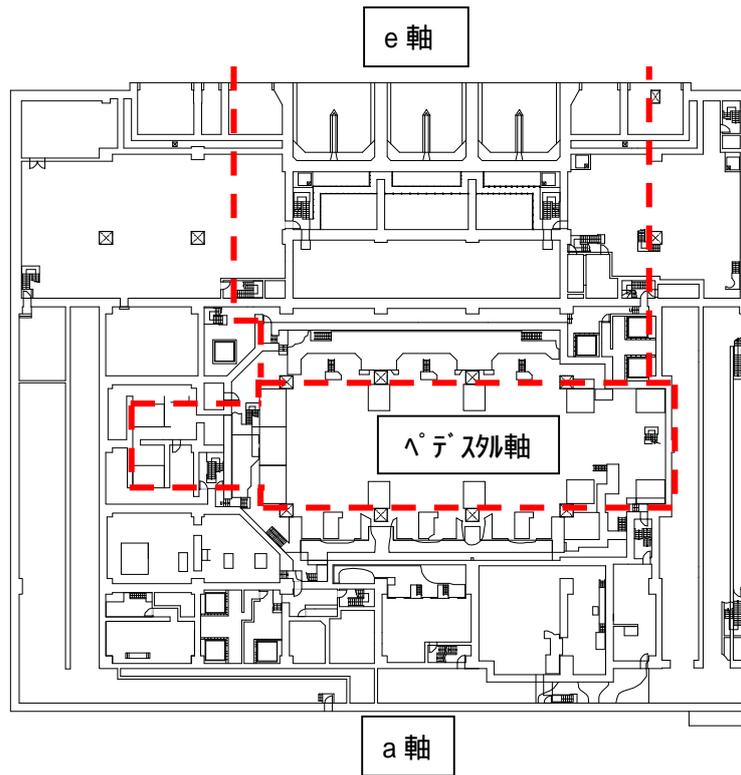


図-10 振動モデル各軸のモデル化範囲
(東西方向の地下2階 T.M.S.L. -5.1m)

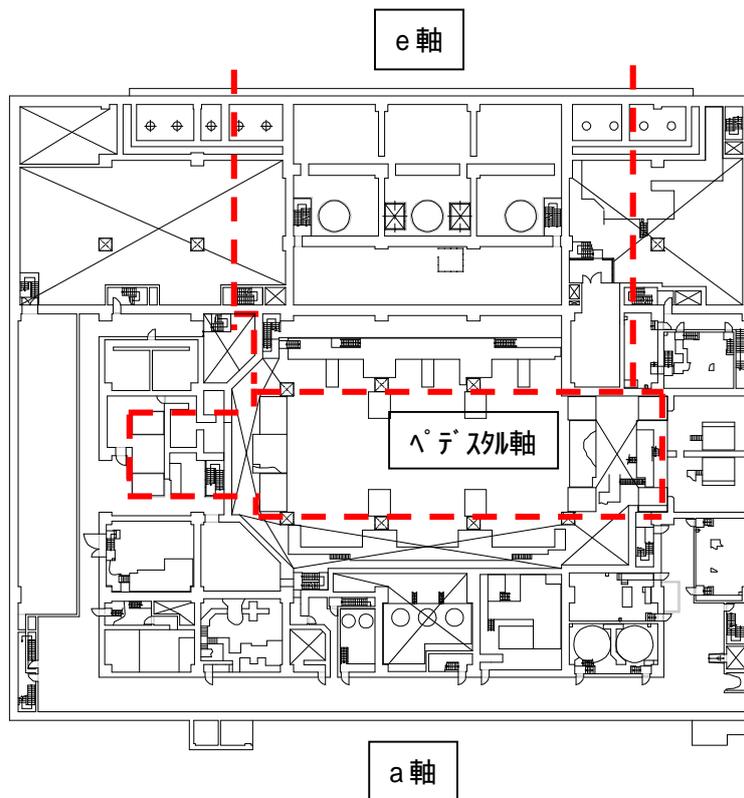


図-11 振動モデル各軸のモデル化範囲
(東西方向の地下中2階 T.M.S.L. -1.1m)

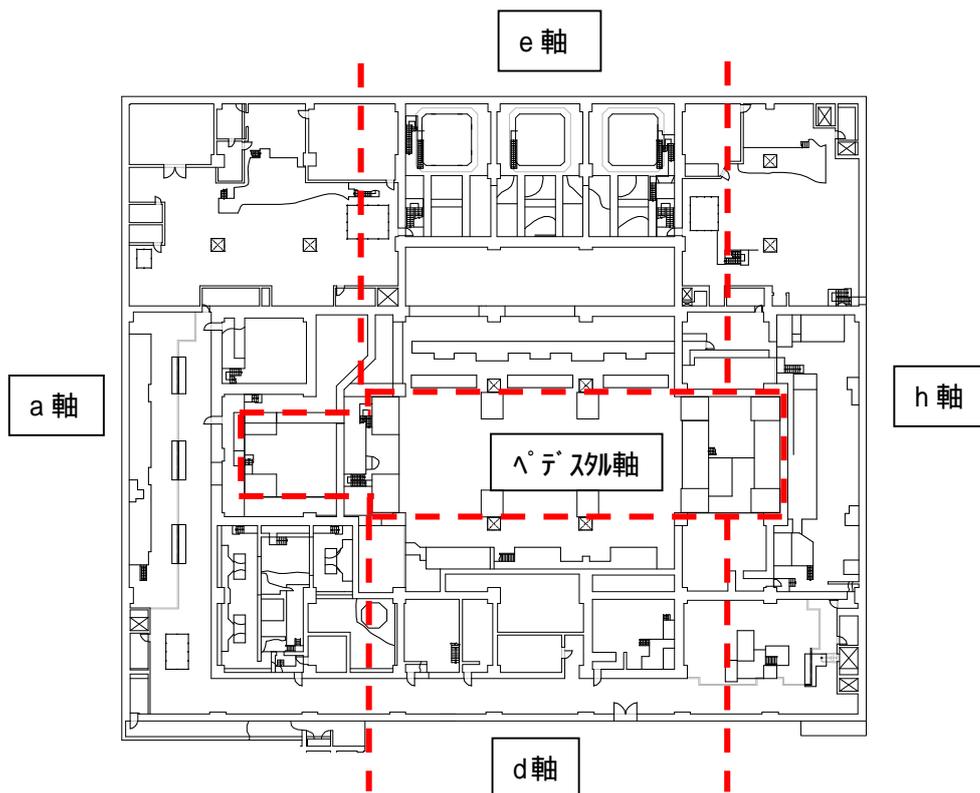


図-12 振動モデル各軸のモデル化範囲
(東西方向の地下1階 T.M.S.L.4.9m)

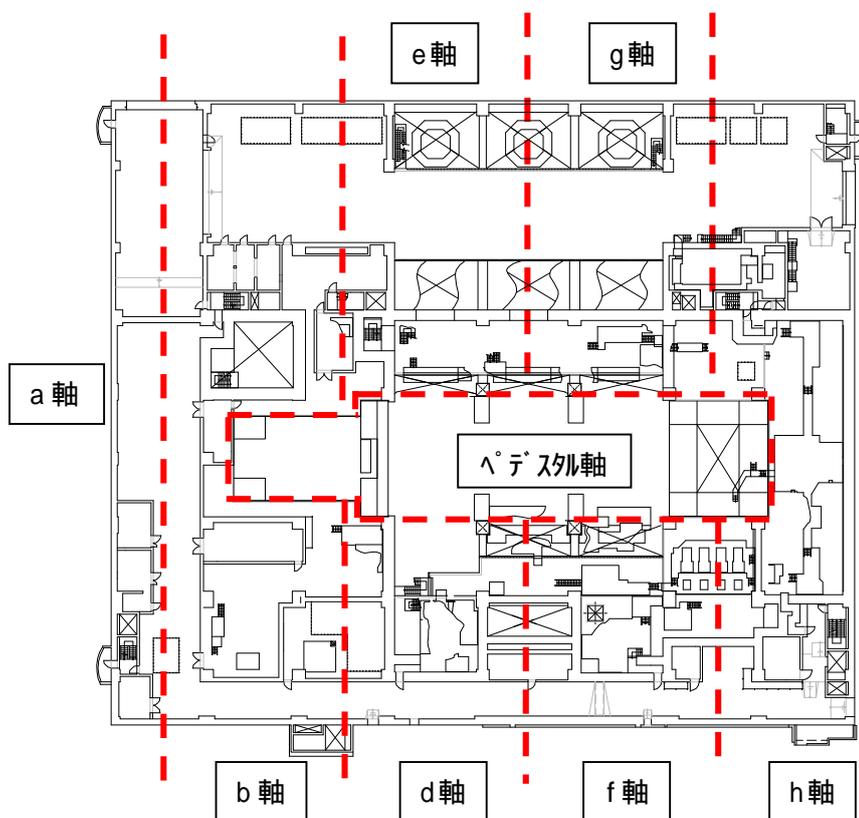


図-13 振動モデル各軸のモデル化範囲
(東西方向の1階 T.M.S.L.12.3m)

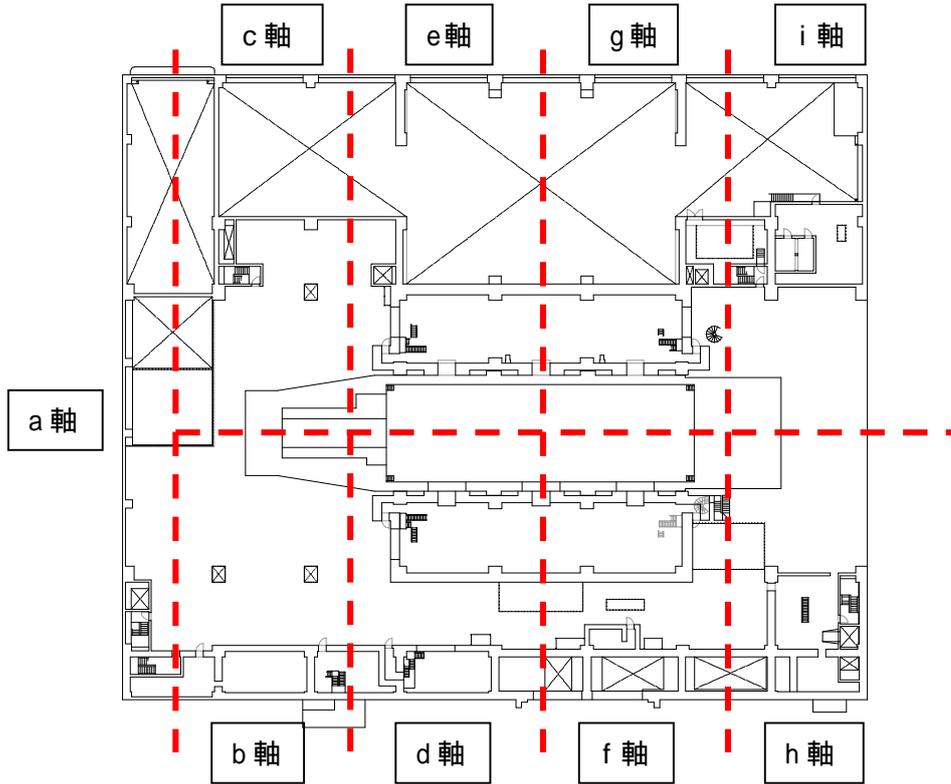


図-14 振動モデル各軸のモデル化範囲
(東西方向の2階 T.M.S.L.20.4m)

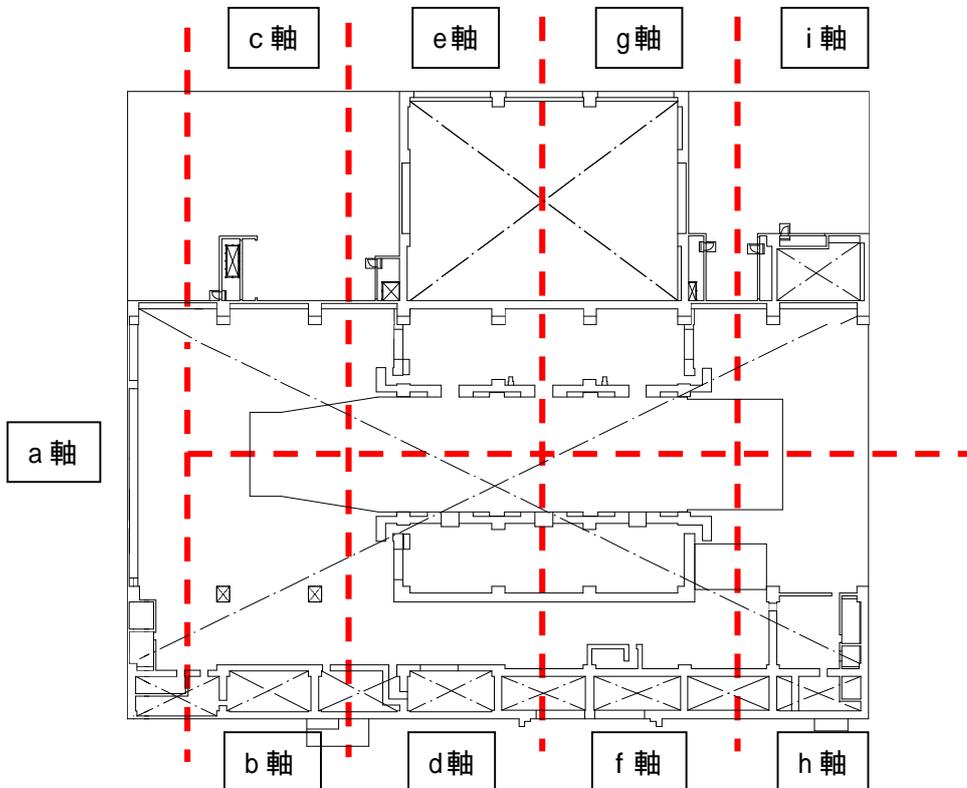


図-15 振動モデル各軸のモデル化範囲
(東西方向の中3階 T.M.S.L.25.8m)

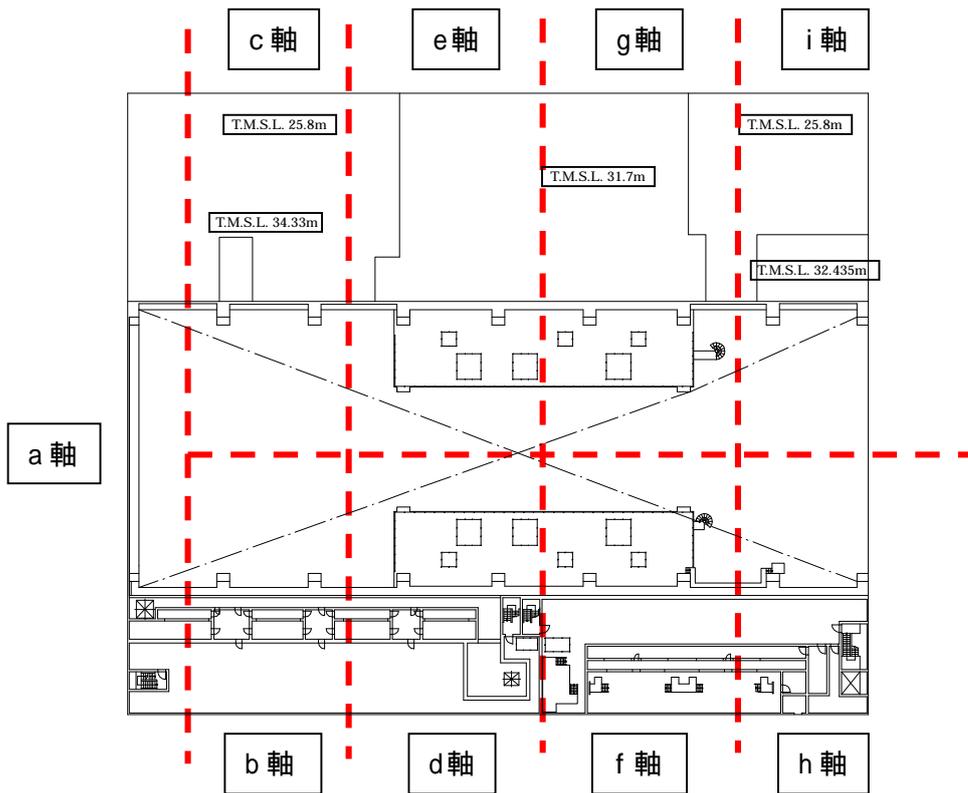


図-16 振動モデル各軸のモデル化範囲
(東西方向の3階 T.M.S.L.30.9m)

以上

コメント内容

構造 W15-2-1「柏崎刈羽原子力発電所 7号機 新潟県中越沖地震後の設備健全性に係るタービン建屋の点検・評価状況について」の図-5.1.1(p5-2)において、中間階の観測記録と解析結果の適合性を確認して、解析条件の見直しを行うことになっているが、その内容を示すこと。
(平成 20 年 6 月 27 日 耐震・構造設計小委員会 構造 WG (第 15 回))

回答

(1)シミュレーション解析モデルの見直し箇所について

7号機タービン建屋のシミュレーション解析では、原子炉建屋の場合と同様に、表-1に示すとおり、「設計時」、「設計時の条件から建屋モデルを変更した場合」、「建屋モデルの変更に加え、地盤モデルを変更した場合(シミュレーション解析モデル)」の3ケースの地震応答解析結果を比較することにより、設計時の条件を変更した場合の解析結果への影響を評価している。

なお、鉛直方向については設計時において動的解析を実施していないため、水平方向のモデルに準じて鉛直方向のモデルを設定し解析を行なっている。ここでは、このモデルを設計時として扱っている。また、鉛直方向の解析モデルでは、側面地盤の効果は考慮していないことから、建屋モデルの変更による影響のみを評価している。

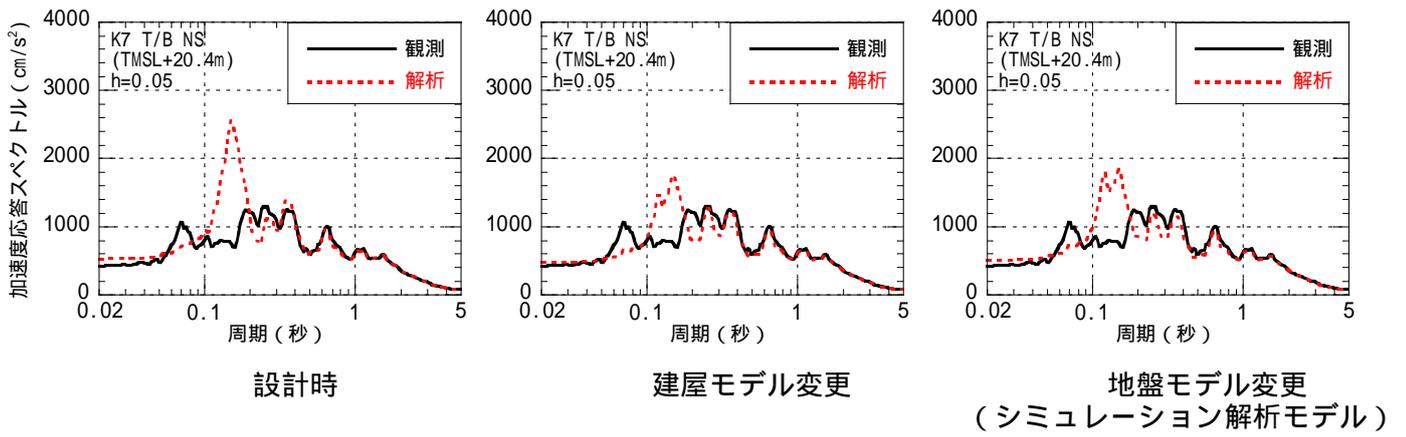
表 - 1 解析モデルの変更手順

		設計時	建屋モデル変更	地盤モデル変更 (シミュレーション解析モデル)
建屋	コンクリートのヤング係数	設計基準強度に基づく	実強度に基づく	実強度に基づく
	剛性を考慮する部位	耐震壁	耐震壁 + 補助壁	耐震壁 + 補助壁
地盤	埋め込み効果	周辺地盤全層を考慮	周辺地盤全層を考慮	周辺地盤 (埋戻し土を除く)
	側面ばね	水平	水平	水平・回転

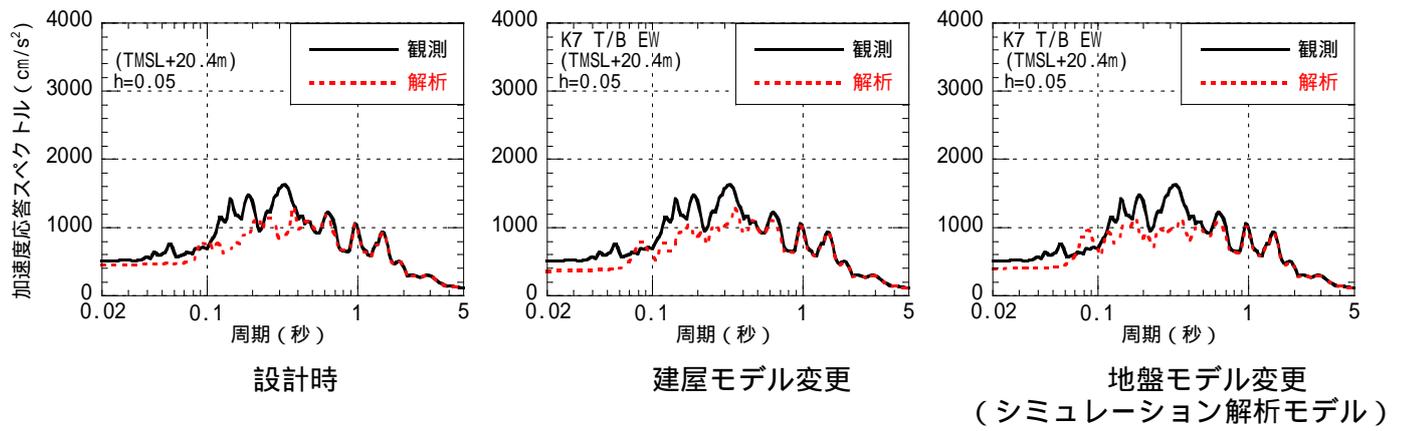
…設計時と同一の条件 …設計時から変更した条件

(2)モデル見直し箇所の解析結果への影響について

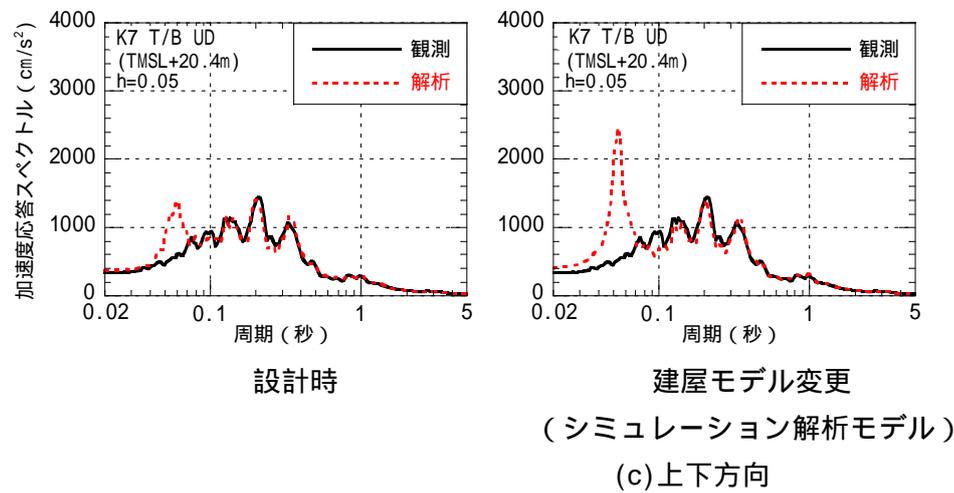
7号機タービン建屋の地震応答解析結果(床応答スペクトル、最大応答加速度)を観測記録と比較して図-1~4に示す。設計時モデルから、建屋モデルおよび地盤モデルを変更することによる応答への影響は比較的小さい。そのため、7号機タービン建屋のシミュレーション解析においては、原子炉建屋と解析条件を統一することとし、表-1に示す設計時モデルから建屋モデルの変更に加え、地盤モデルを変更したモデルを採用することとした。



(a) 南北方向

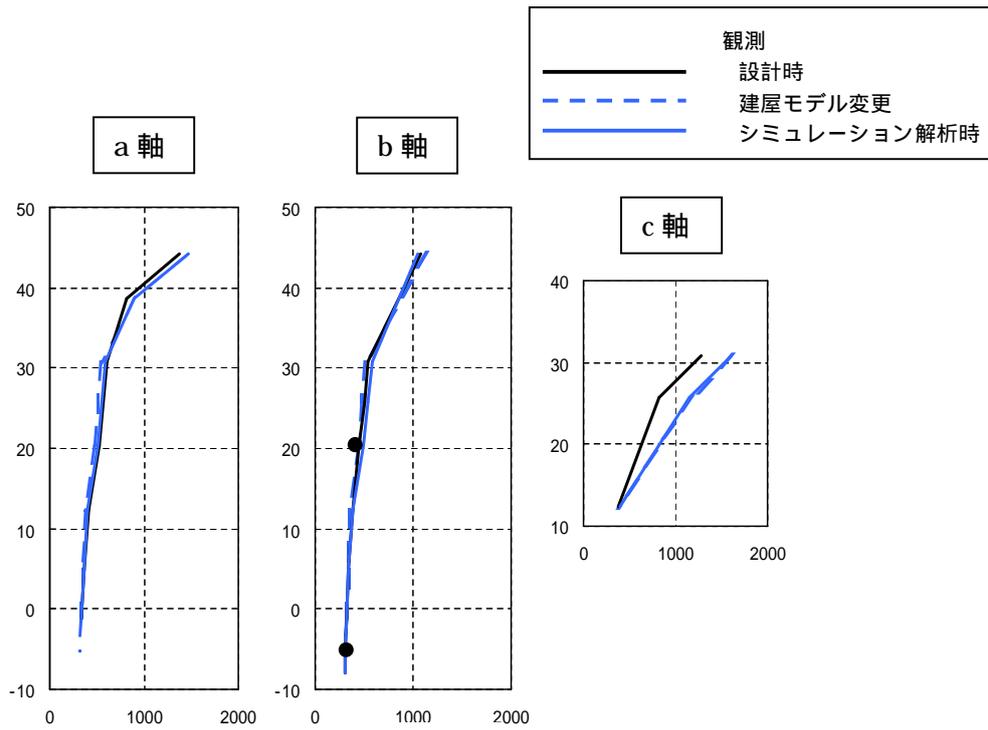
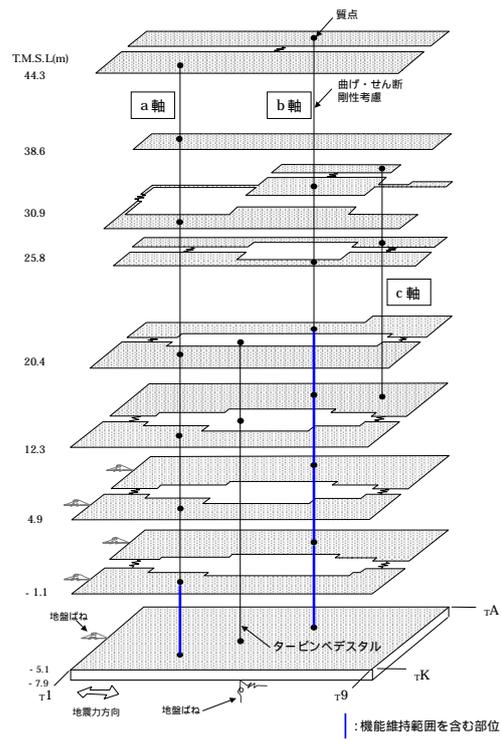


(b) 東西方向



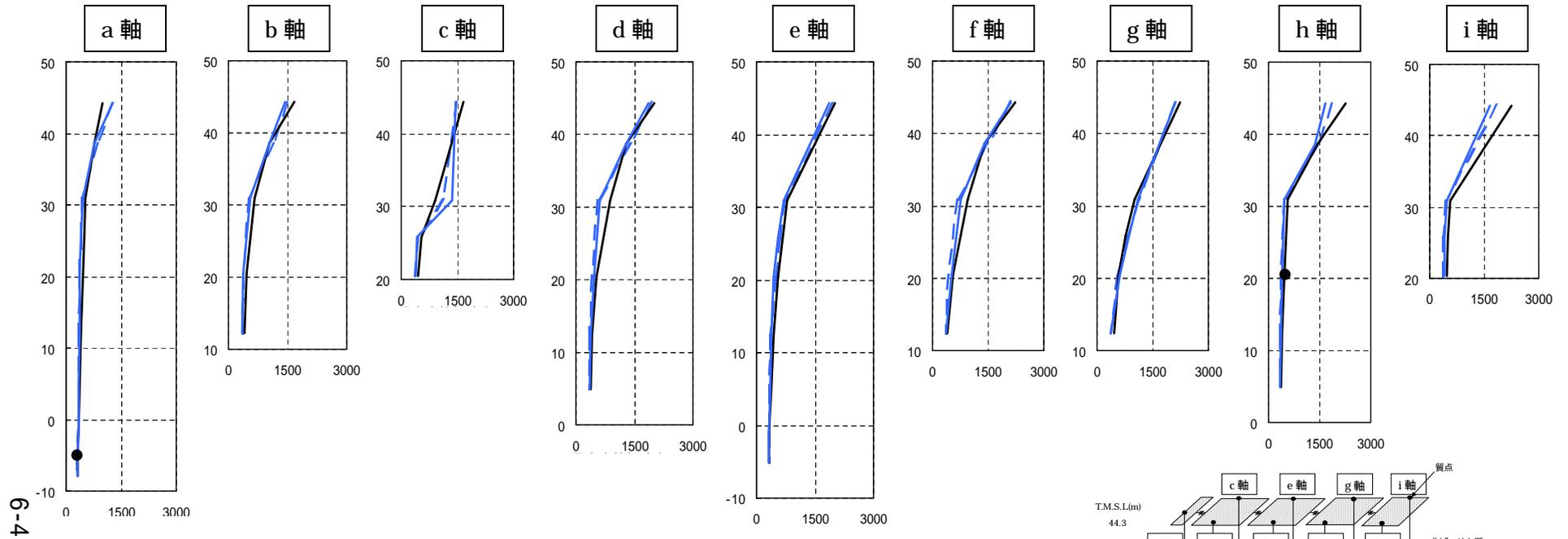
(c) 上下方向

図-1 床応答スペクトル(2階、T.M.S.L 20.4m)

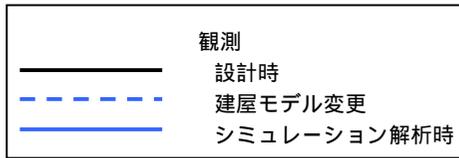


縦軸：T.M.S.L.(m)、横軸：最大応答加速度(cm/s²)

図-2 最大応答加速度（南北方向）

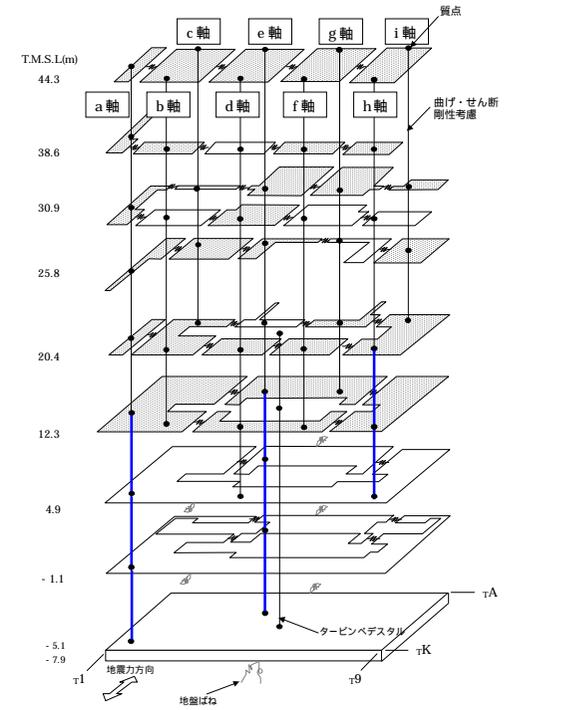


G-4



縦軸：T.M.S.L.(m)、横軸：最大応答加速度(cm/s²)

図-3 最大応答加速度（東西方向）



：機能維持範囲を含む部位

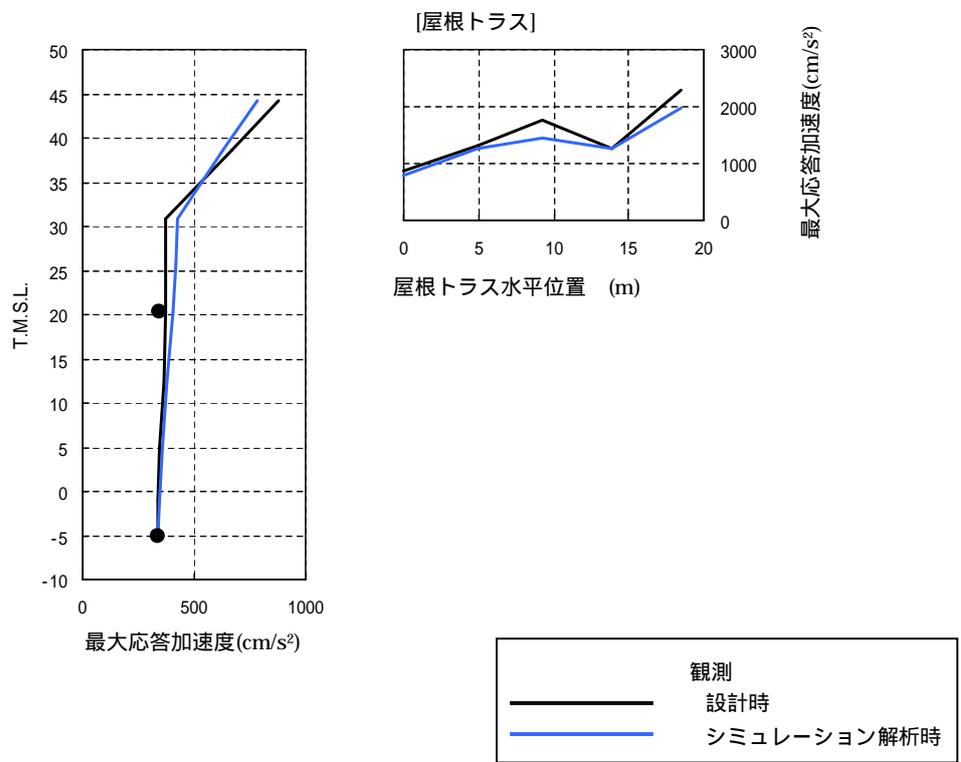


図-4 最大応答加速度（上下方向）

以上

コメント内容

健全性評価においては、目視点検が基本で、解析はバックアップの扱いではあるが、タービン建屋についても床応答スペクトルの整合性の向上を目的とした追加検討を実施して欲しい。

(平成 20 年 6 月 27 日 耐震・構造設計小委員会 構造 WG (第 15 回))

回答

7 号機タービン建屋のシミュレーション解析による建屋中間階の床応答スペクトルの観測記録との合致度の向上を目的として、建屋剛性、および地盤ばね定数等をパラメータとした追加解析を行った。

(1) 南北方向の追加解析

表-1 に解析ケースを示す。

表-1 南北方向パラメータ解析の解析ケース

	シミュレーション に対する 比率	ケース NS-1	ケース NS-2	ケース NS-3	ケース NS-4	ケース NS-5	ケース NS-6	ケース NS-7	ケース NS-8
底面地盤 ばね剛性	1.5 倍								
	1.0 倍								
	0.8 倍								
	0.6 倍								
建屋 RC 部剛性	1.2 倍								
	1.0 倍								
	0.8 倍								
	0.6 倍								
備考		底面地盤ばね剛性の影響評価				建屋 RC 部剛性の影響 評価			

解析結果を以下の各図に示す。

図-1：底面地盤ばね剛性を 0.6 倍～1.5 倍まで変化させた場合の中間階加速度応答スペクトルの比較。

図-2：建屋 RC 部の剛性を 0.6 倍～1.2 倍まで変化させた場合の中間階加速度応答スペクトルの比較。

図-3：建屋 RC 部剛性 1.2 倍に固定し、底面地盤ばねを 1.0 倍と 0.6 倍とした場合の中間階加速度応答スペクトルの比較。

これらの解析結果のまとめを下記に示す。

底面地盤ばね剛性を低減する方が 0.15 秒付近のピークは若干下がり観測記録に近づく。

建屋 RC 部の剛性を 1.2 倍にすると 0.15 秒付近のピークは下がり、観測記録との合致度が向上する。

建屋 RC 部剛性を 1.2 倍した場合、底面地盤ばね剛性の影響は小さい。

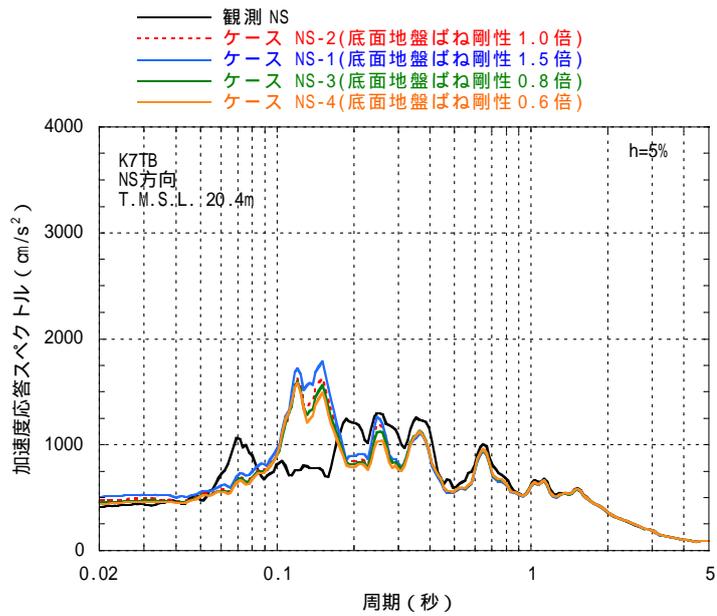


図-1 中間階 T.M.S.L.20.4m の加速度応答スペクトル
(南北方向、底面地盤ばね剛性の影響)

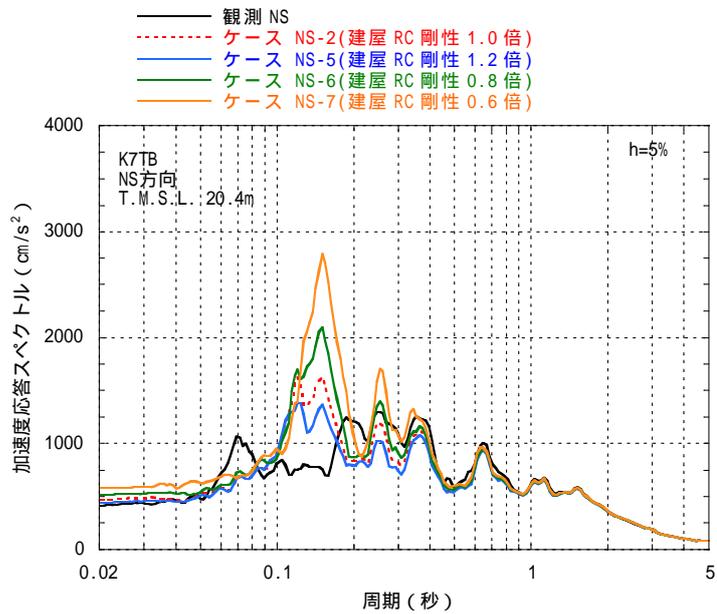


図-2 中間階 T.M.S.L.20.4m の加速度応答スペクトル
(南北方向、建屋 RC 部剛性の影響)

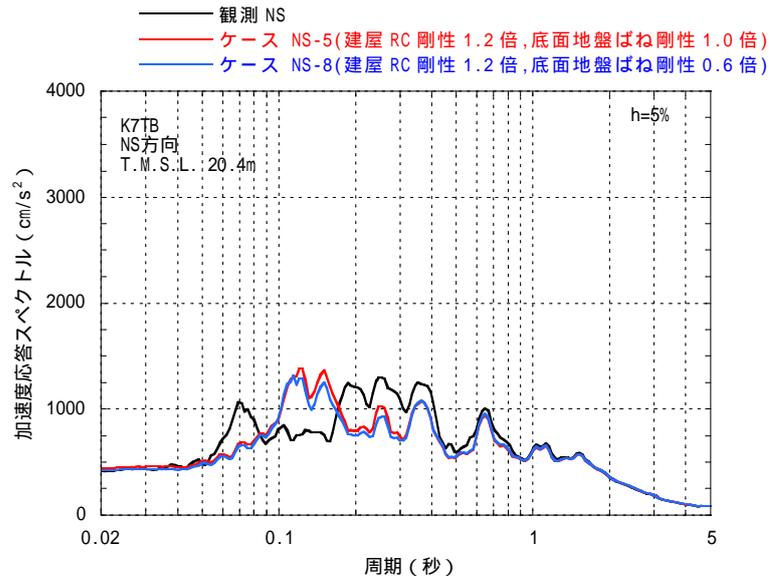


図-3 中間階 T.M.S.L.20.4m の加速度応答スペクトル
(南北方向、建屋 RC 部剛性を 1.2 倍とした場合の底面地盤ばね剛性の影響)

(2) 東西方向の追加解析

表-2 に解析ケースを示す。

表-2 東西方向パラメータ解析の解析ケース

	シミュレーション に対する 比率	ケース EW-1	ケース EW-2	ケース EW-3	ケース EW-4	ケース EW-5	ケース EW-6	ケース EW-7	ケース EW-8
底面地 盤ばね の剛性	2.0 倍								
	1.5 倍								
	1.0 倍								
	0.75 倍								
底面地 盤ばね の減衰	1.0 倍								
	0.75 倍								
	0.5 倍								
建屋 RC 部 剛性	1.5 倍								
	1.0 倍								
	0.75 倍								
備考		底面地盤ばね剛性の影響評価			底面地盤ばね減衰の影響評価		建屋 RC 部剛性の影響評価		

解析結果を以下の各図に示す。

図-4：底面地盤ばね剛性を 0.75 倍～2.0 倍まで変化させた場合の中間階加速度応答スペクトルの比較。

図-5：底面地盤ばね剛性を 1.5 倍に固定し、底面地盤ばねの減衰を 0.5 倍～1.0 倍に変化させた場合の中間階加速度応答スペクトルの比較。

図-6：底面地盤ばね剛性を 1.5 倍、底面地盤ばねの減衰を 1.0 倍に固定して、建屋 RC 部剛性を 0.75 倍～1.5 倍まで変化させた場合の中間階加速度応答スペクトルの比較。

これらの解析結果のまとめを下記に示す。

底面地盤ばね剛性を上げることにより、0.1～0.2 秒の周期領域における観測記録との合致度は改善される。

底面地盤ばね剛性を 1.5 倍とした場合は、底面地盤ばねの減衰の影響は小さい。

建屋 RC 部剛性による影響は比較的小さい。建屋 RC 部剛性を 0.75 倍とすることにより 0.25～0.35 秒付近のピーク値は上がり観測記録に近づくが、0.15 秒～0.2 秒付近では逆に観測記録から離れる。

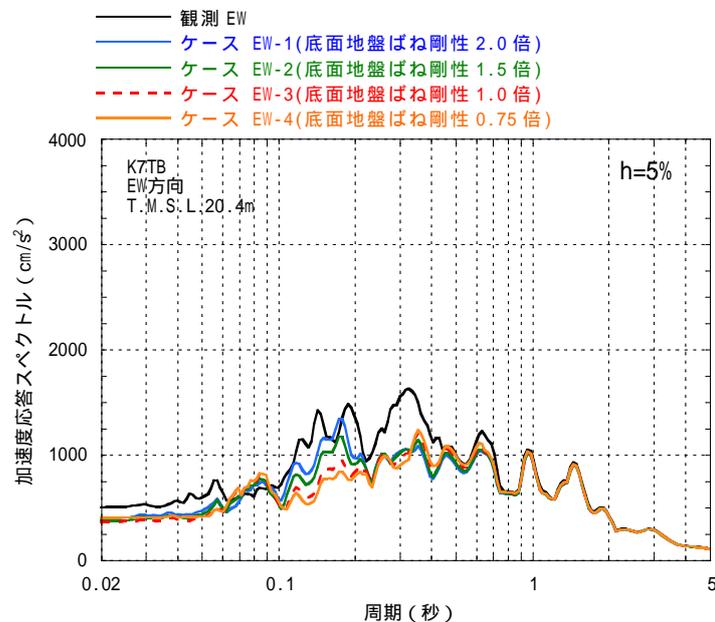


図-4 中間階 T.M.S.L.20.4m の加速度応答スペクトル (東西方向、底面地盤ばね剛性の影響)

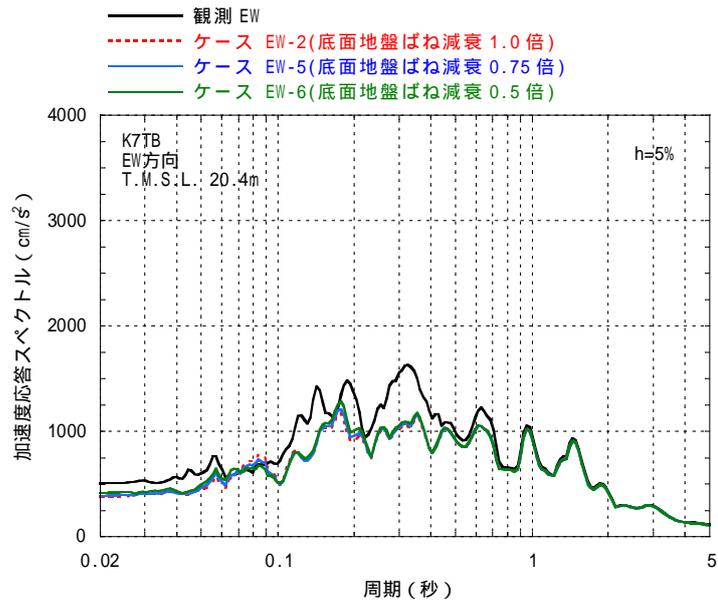


図-5 中間階 T.M.S.L.20.4m の加速度応答スペクトル
(東西方向、底面地盤ばね減衰の影響)

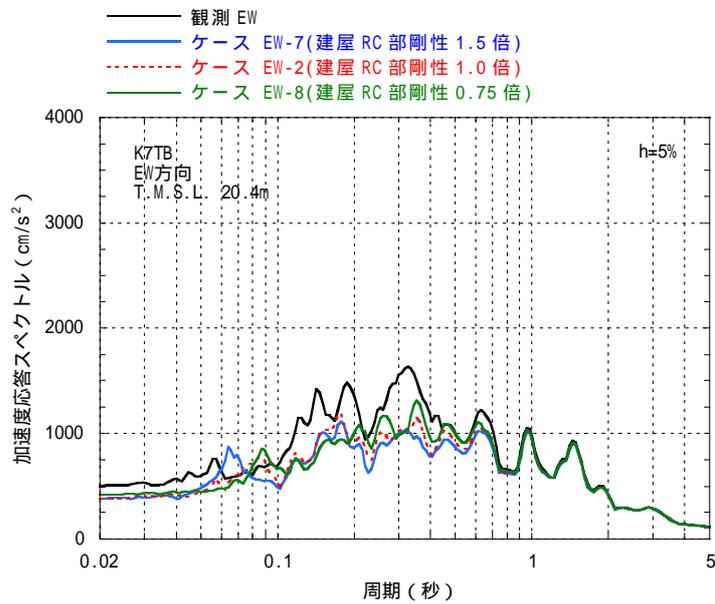


図-6 中間階 T.M.S.L.20.4m の加速度応答スペクトル
(東西方向、建屋 RC 部剛性の影響)

(3) 南北方向・東西方向の見直し結果

南北方向と東西方向のパラメータ解析結果より、現状のシミュレーション解析モデルの見直し結果を表-2 に示す。表-2 に対応する中間階加速度応答スペクトルを現状のシミュレーションモデルと比較して図-7、8 示す。南北方向、東西方向とも現状のシミュレーションモデルの解析結果より観測記録との合致度は多少改善されている。

(4) 今後の検討の方向性

今回のパラメータスタディの結果では、多少の改善は見られるものの、東西方向の加速度応答スペクトルについてはまだ観測記録を下回っている周期帯が多い状況にある。今後は、この部分を補うようなケーススタディも追加して、タービン建屋の健全性に与える影響について評価を行うこととしたい。

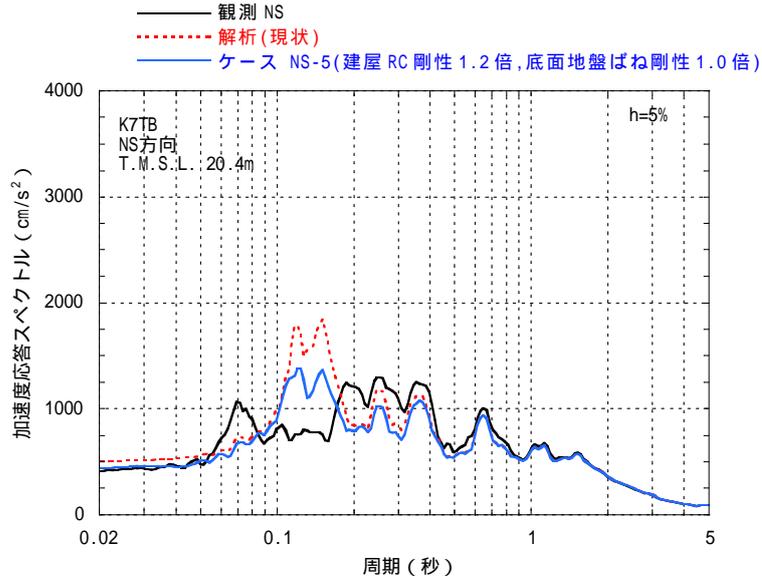


図-7 中間階 T.M.S.L.20.4m の加速度応答スペクトルの見直し結果
(南北方向)

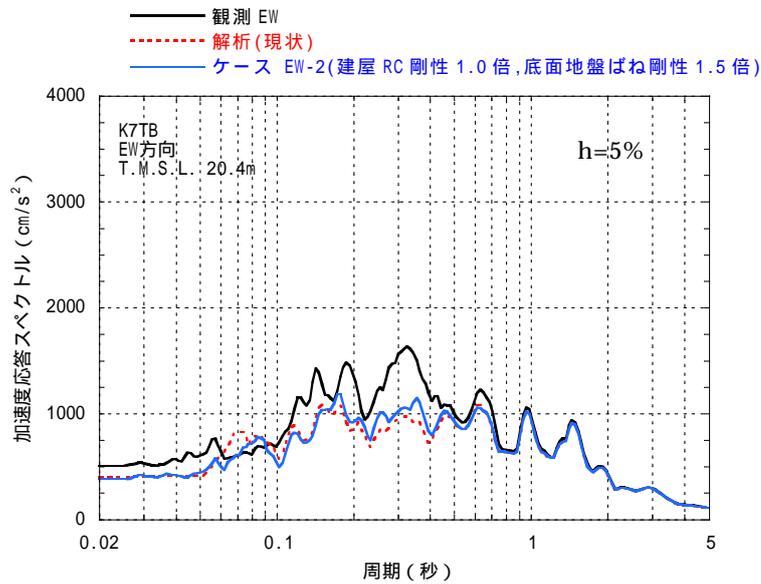


図-8 中間階 T.M.S.L.20.4m の加速度応答スペクトルの見直し結果
(東西方向)

以上