

参考資料 1 原子炉建屋地震応答解析結果

地震応答解析モデルの固有値（固有周期および固有振動数）を、参表-1.1に示す。

地震応答解析（水平）により求められた最大応答値を、参図-1.1～参図-1.6に示す。

地震応答解析（鉛直）により求められた最大応答値を、参図-1.7および参図-1.8に示す。

参表-1.1 固有値解析結果
(南北方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.523	1.91	1.578
2	0.247	4.05	-0.648
3	0.194	5.16	0.031
4	0.138	7.24	0.022
5	0.123	8.15	-0.041

(東西方向)

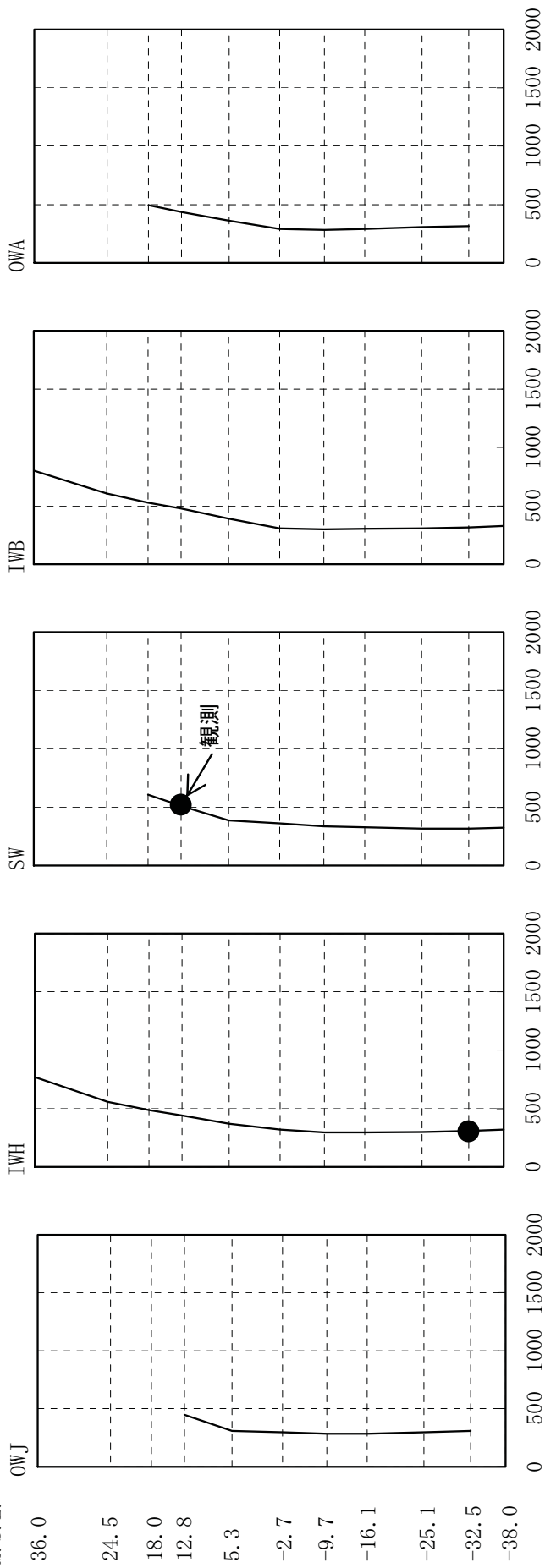
次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.520	1.92	1.578
2	0.245	4.08	-0.647
3	0.116	8.62	-0.065
4	0.111	9.01	-0.095
5	0.099	10.11	0.154

(鉛直方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.311	3.21	14.377
2	0.297	3.37	-13.421
3	0.088	11.33	-0.071
4	0.049	20.51	-0.251
5	0.048	20.65	0.241

注* : 各モードごとに固有ベクトルの最大値を1に基準化して得られる刺激係数を示す。

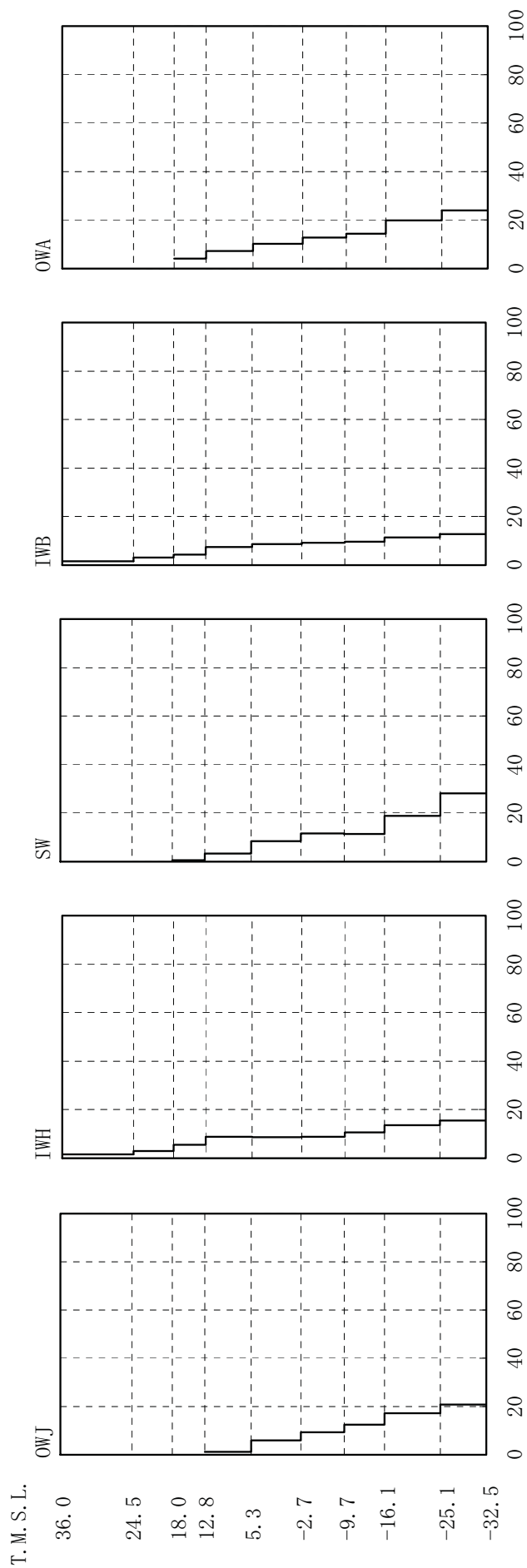
T. M. S. L.



最大応答加速度 (cm/s²)

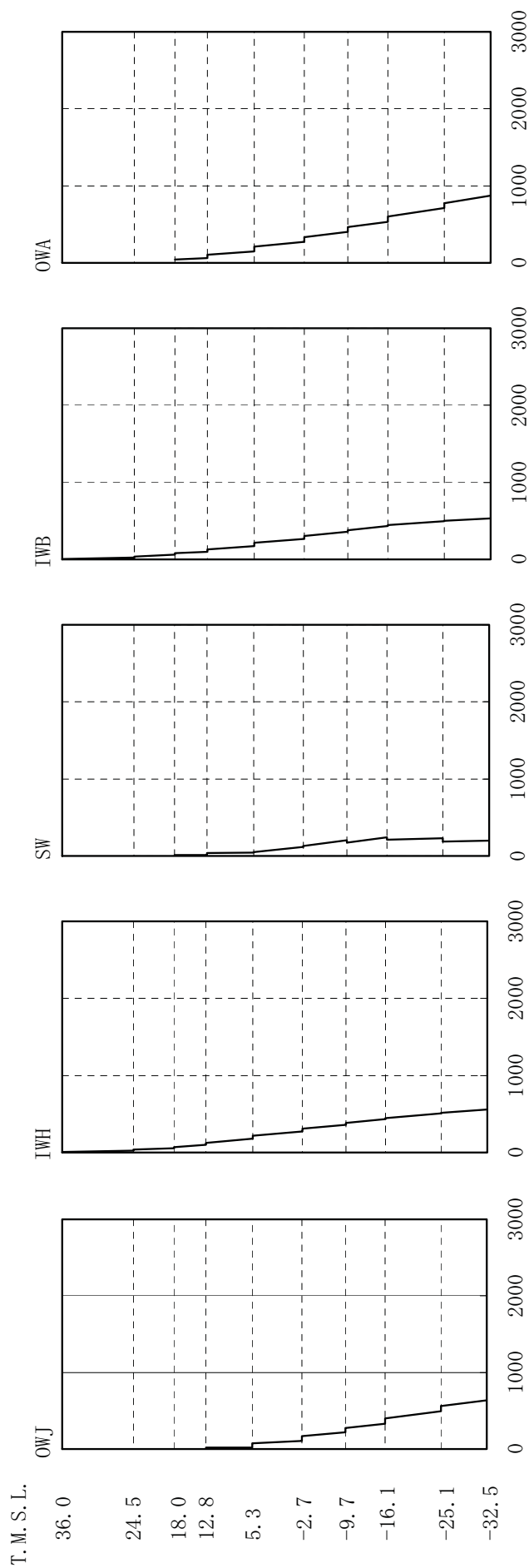
※T.M.S.L.-38.0m~32.5mのOWJ軸とIWH軸およびIWB軸とOWA軸は質点を共有しているため、代表してIWH軸およびIWB軸に示している。

参図-1.1 最大応答加速度 (南北方向)

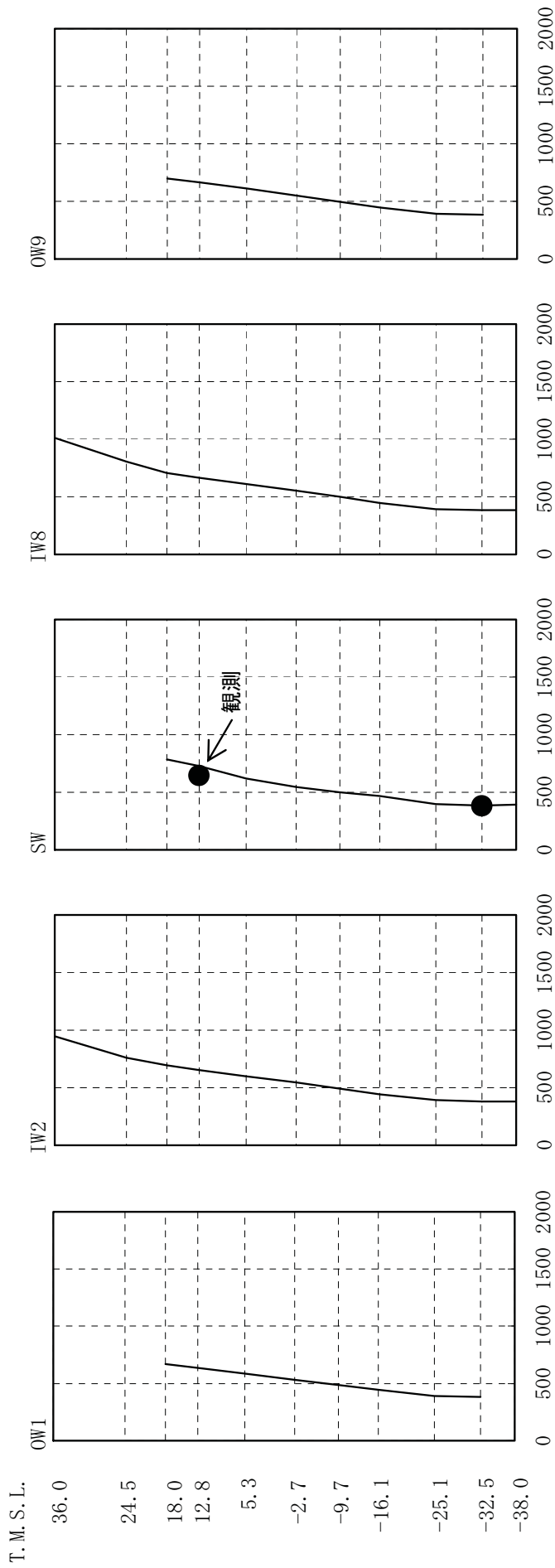


最大応答せん断力 ($\times 10^4$ kN)

参图-1.2 最大応答せん断力 (南北方向)



参图-1.3 最大応答曲げモーメント (南北方向)

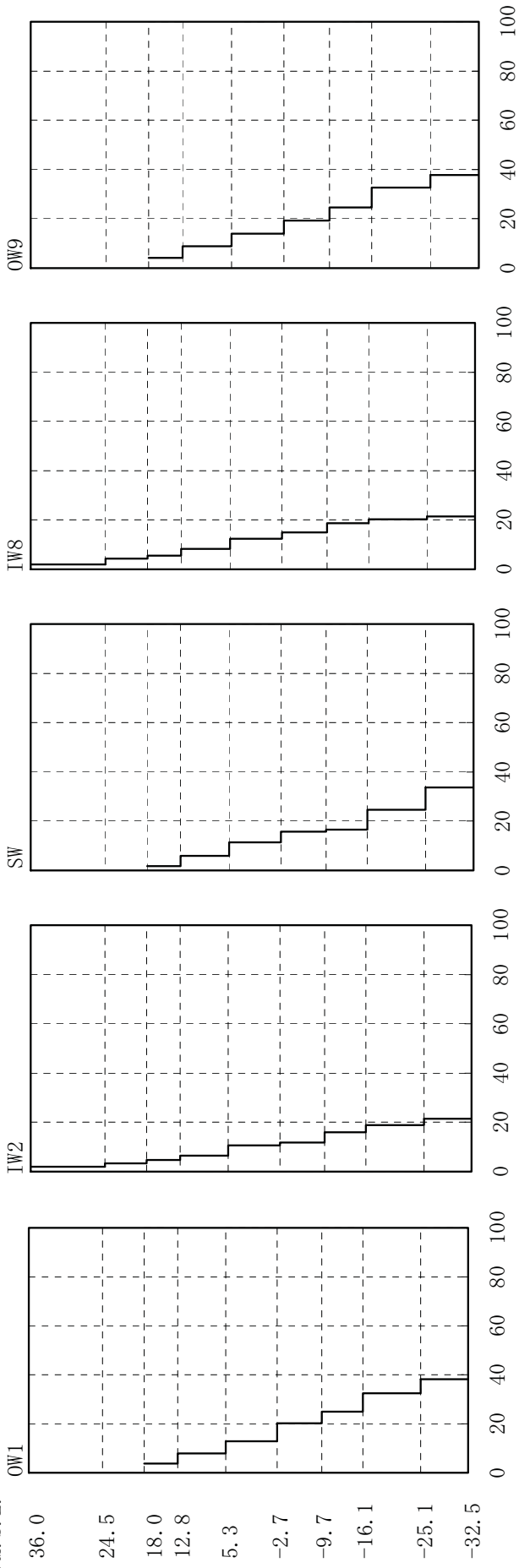


最大応答加速度 (cm/s²)

※T.M.S.L.-38.0m～-32.5mのOW1軸とIW2軸およびIW8軸とOW9軸は質点を共有しているため、代表してIW2軸およびIW8軸に示している。

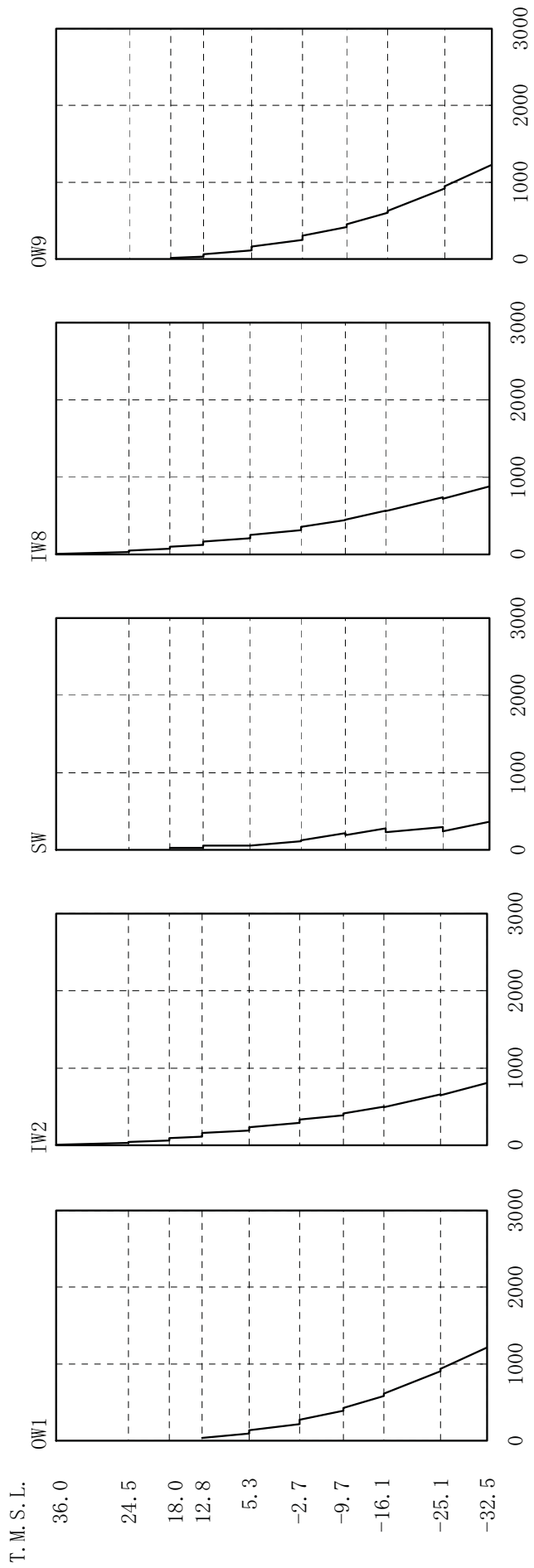
参図-1.4 最大応答加速度 (東西方向)

T. M. S. L.



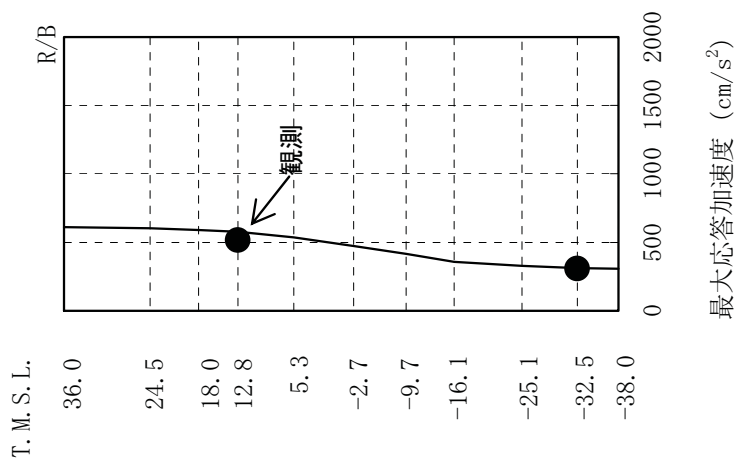
最大応答せん断力 ($\times 10^4 \text{kN}$)

参图-1.5 最大応答せん断力 (東西方向)



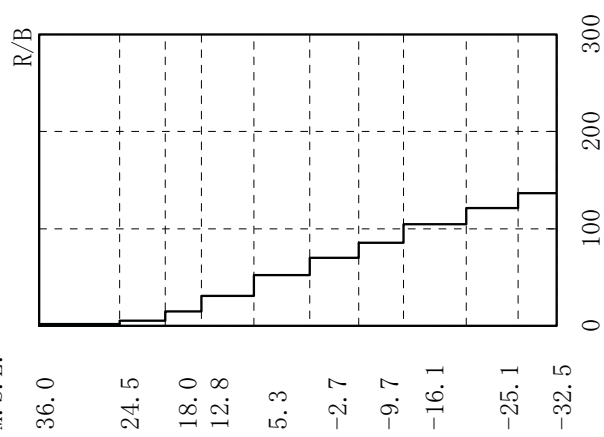
最大応答曲げモーメント ($\times 10^4 \text{ kNm}$)

参図-1.6 最大応答曲げモーメント (東西方向)



参图-1.7 最大応答加速度 (鉛直方向)

T. M. S. L.



最大応答軸力 ($\times 10^4$ kN)

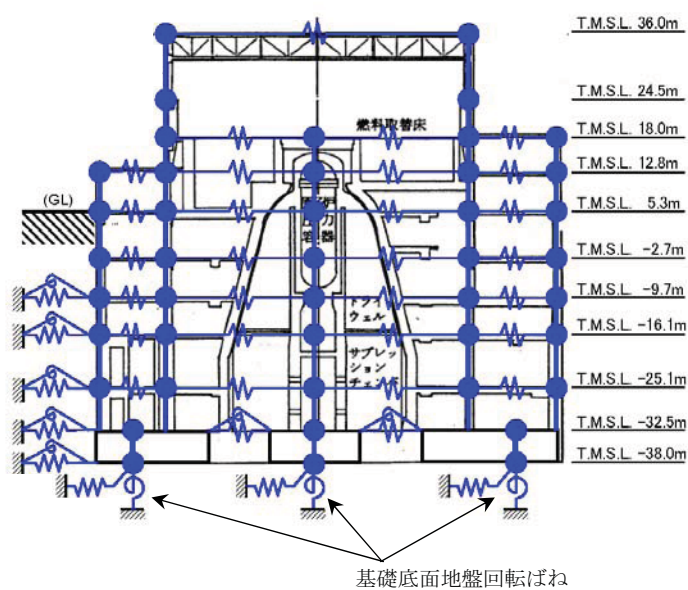
参图-1.8 最大応答軸力 (鉛直方向)

建屋の接地率は、地震応答解析の結果から得られた基礎底面地盤回転ばねのモーメントを時刻歴上で合算した値（参図-1.9 参照）の最大値を最大転倒モーメントとし、「JEAG4601-1991」に基づき地盤反力を三角形分布と仮定して算出する。

基礎浮上りの検討結果を参表-1.2 に示す。

参表-1.2 基礎浮上りの検討結果

	浮上り限界モーメント M_0 (kNm)	最大転倒モーメント M_{max} (kNm)	接地率 η (%)
南北方向	4.96×10^7	3.21×10^7	100
東西方向	4.96×10^7	5.58×10^7	94



参図-1.9 転倒モーメントの算定

参考資料 2 3/4号機原子炉建屋の解析モデルに関する検討

1. 検討の背景

中越沖地震後の健全性評価においては、中越沖地震時に原子炉建屋の基礎版上で得られた観測記録を用いてシミュレーション解析を行い、中間階の観測記録との整合性を確認している。

柏崎刈羽原子力発電所3/4号機原子炉建屋の場合、建屋を1軸質点系とした埋込み考慮のSRモデルによるシミュレーション解析では、解析結果と観測記録の整合性が十分ではない部分がある。

ここで、4号機原子炉建屋については、以下の要因を考慮することで、観測記録との整合が図れることが確認できている（平成20年7～9月、総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会 耐震・構造設計小委員会 第17～19回構造ワーキンググループ）。

①床の柔性を考慮すること

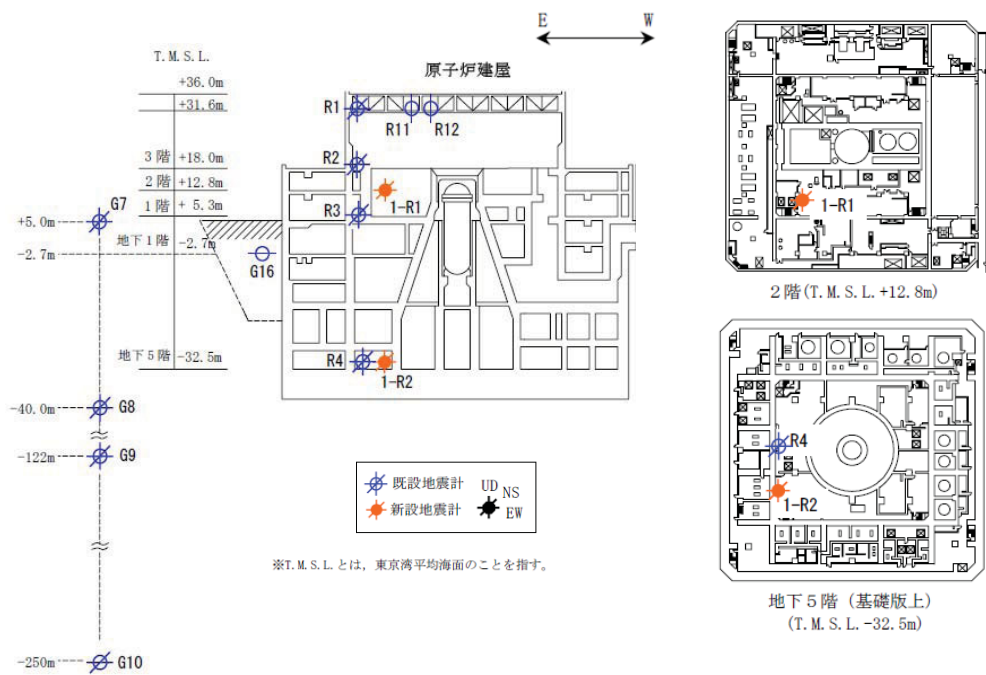
②地盤ばねの低減を行うこと

ただし、3号機についての検討は行われておらず、4号機と同様の対応により観測記録との整合が図れるかどうかは課題として残っている。

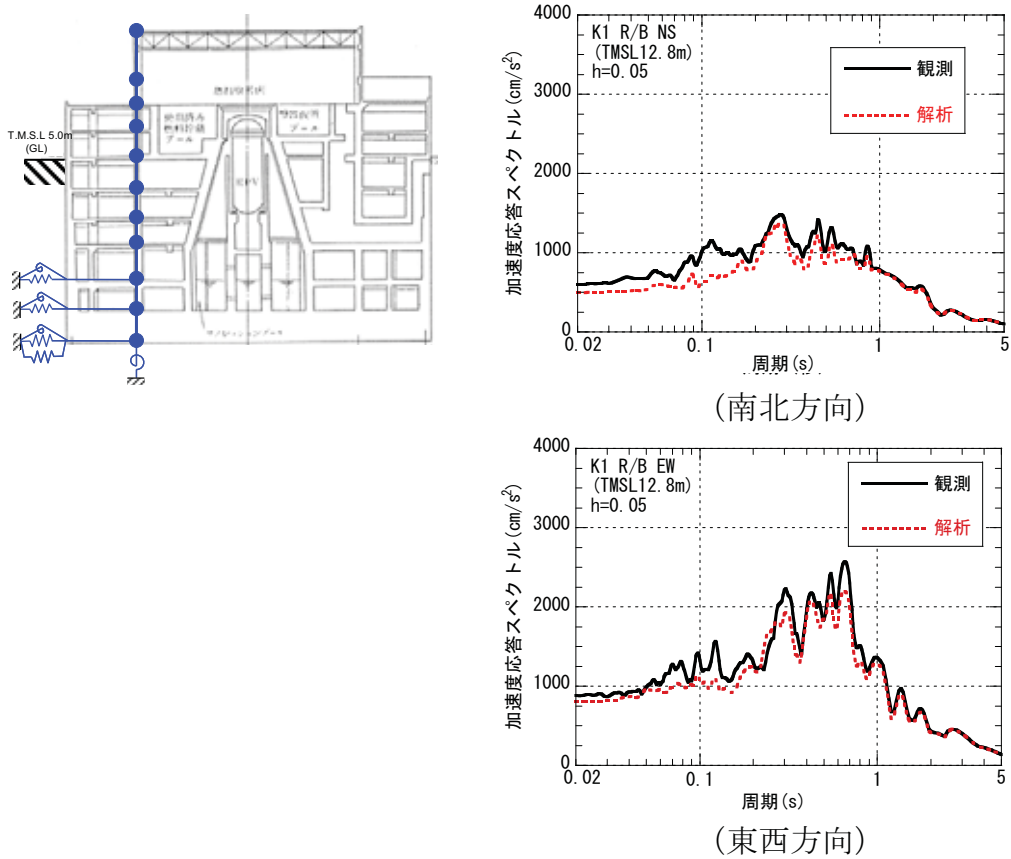
2. これまでの検討のまとめ

(1) 1～7号機原子炉建屋のシミュレーション解析

これまでに、1～7号機原子炉建屋の床剛モデルによる解析結果と観測記録の応答スペクトルの適合性について確認・報告している（平成19年10月23日、総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会 耐震・構造設計小委員会 第6回構造ワーキンググループ）。参図-2.1～参図-2.7に1～7号機原子炉建屋の地震計設置位置と床剛モデルによるシミュレーション解析結果のうち中間階の加速度応答スペクトルの比較を示す。3、4号機を除けば、中間階の加速度応答スペクトルの整合性は比較的良好であるが、3号機については南北方向の0.3秒～0.5秒の周期帯で、4号機については南北方向の0.1秒および0.3秒～0.5秒の周期帯で、中間階の加速度応答スペクトルの整合性が十分でない周期帯が存在した。

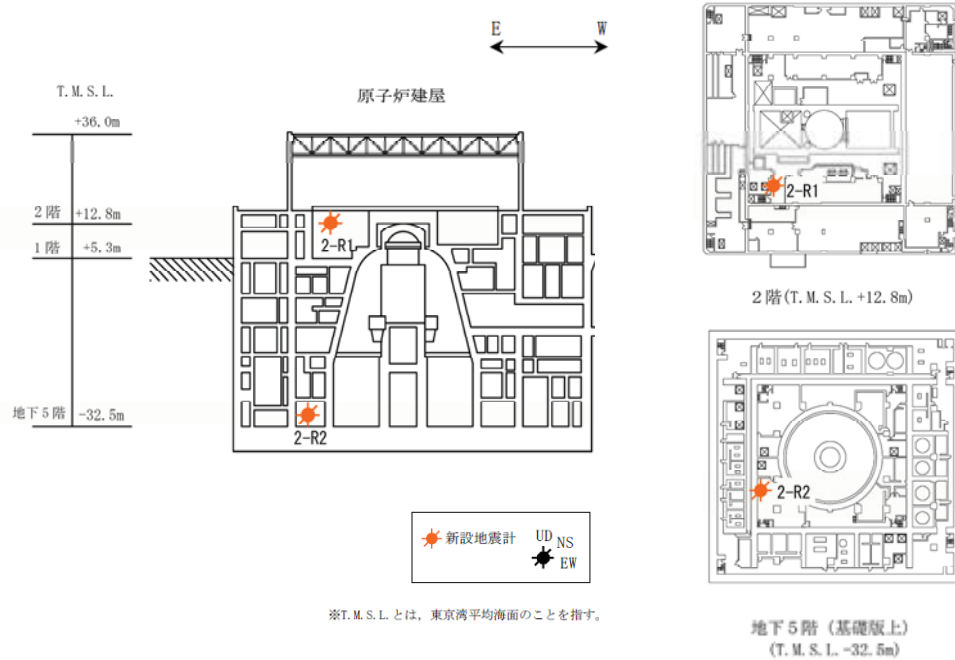


(a) 地震計設置位置

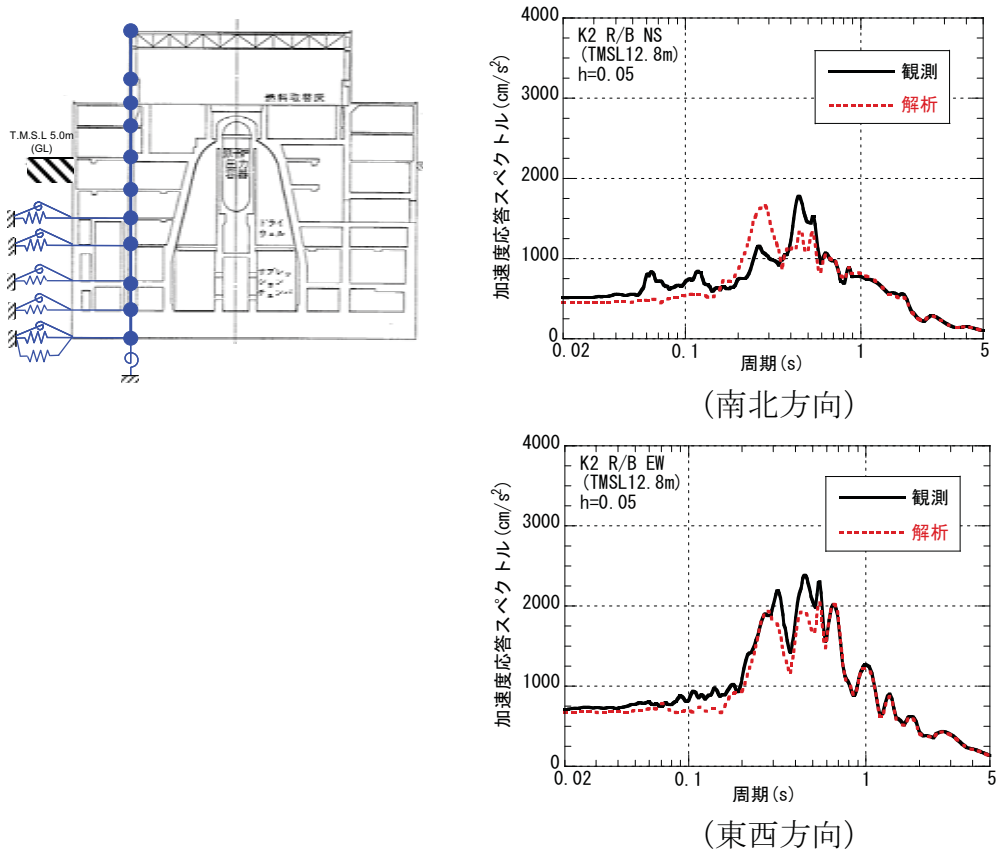


(b) 解析モデルと加速度応答スペクトルの比較

参図-2.1 1号機原子炉建屋の地震計設置位置とシミュレーション解析結果

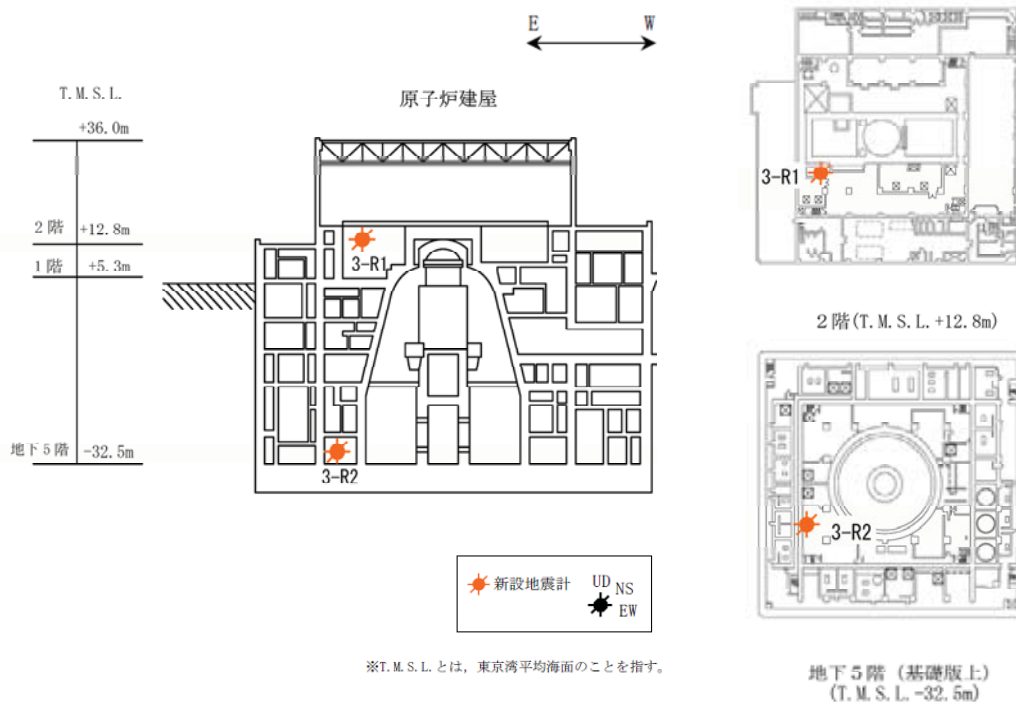


(a) 地震計設置位置

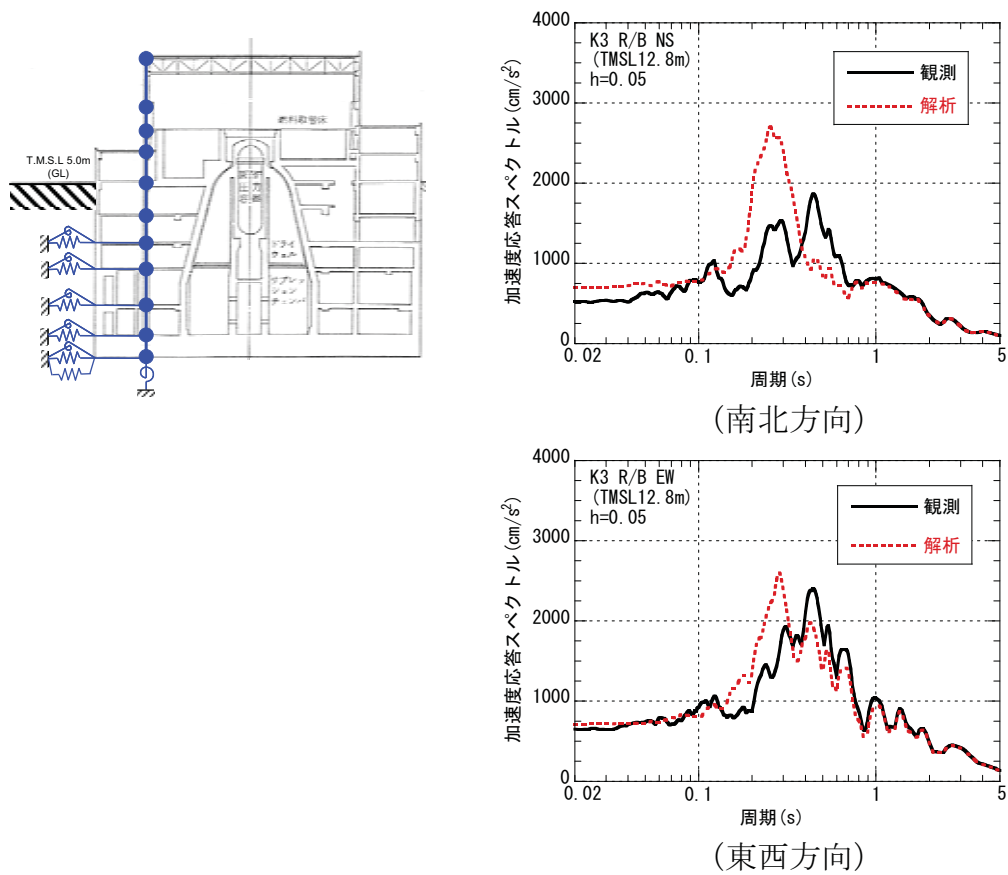


(b) 解析モデルと加速度応答スペクトルの比較

参図-2.2 2号機原子炉建屋の地震計設置位置とシミュレーション解析結果

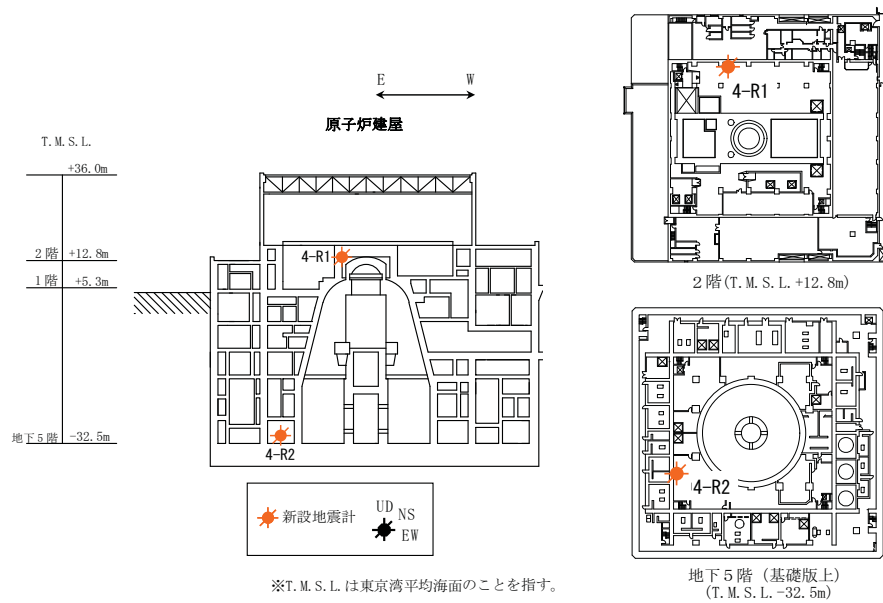


(a) 地震計設置位置

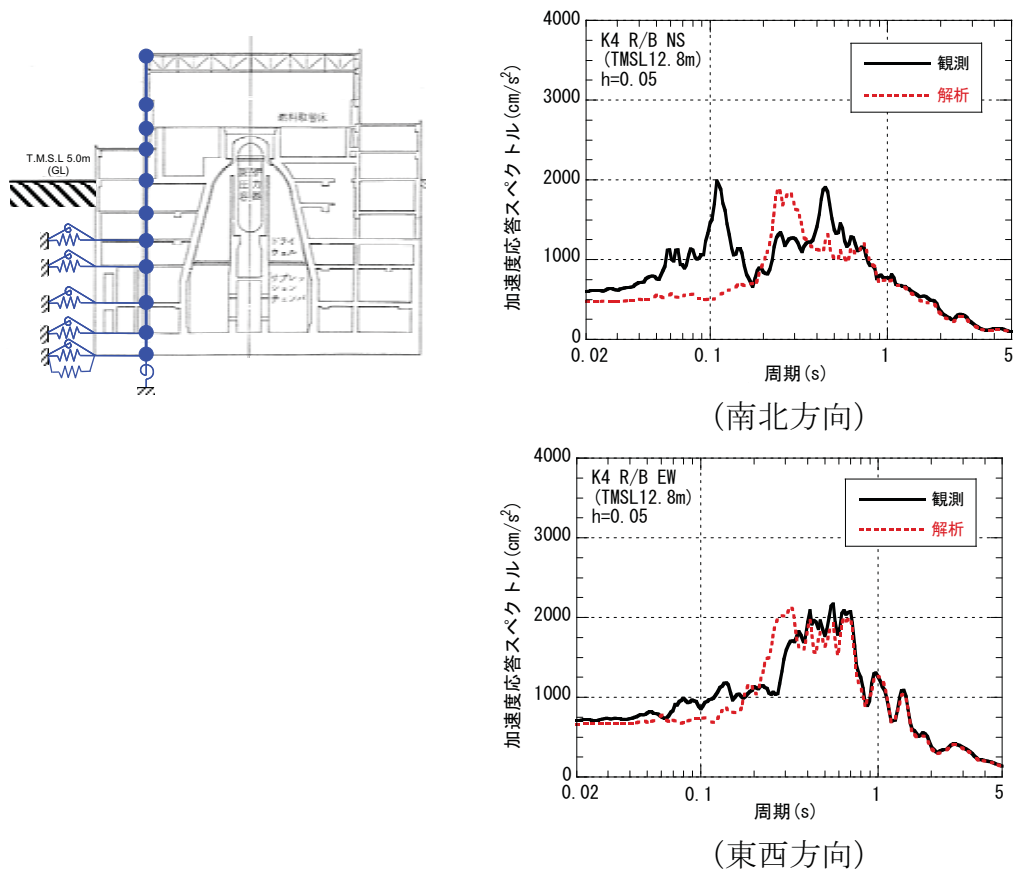


(b) 解析モデルと加速度応答スペクトルの比較

参図-2.3 3号機原子炉建屋の地震計設置位置とシミュレーション解析結果

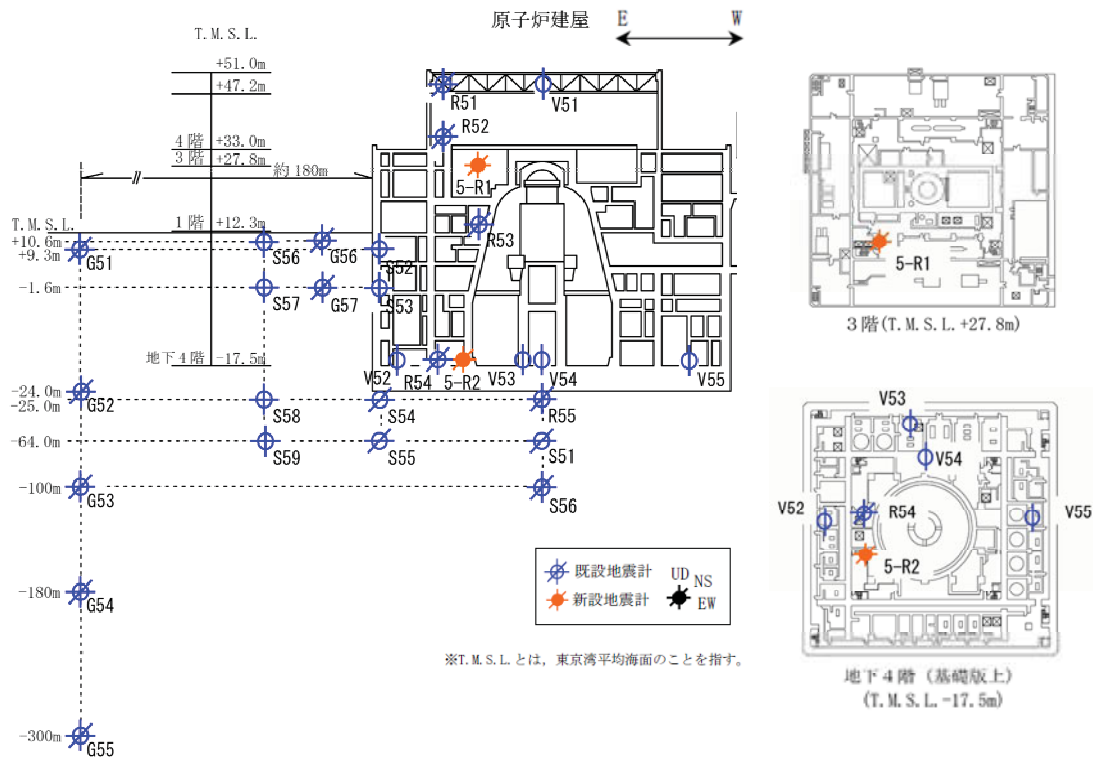


(a) 地震計設置位置

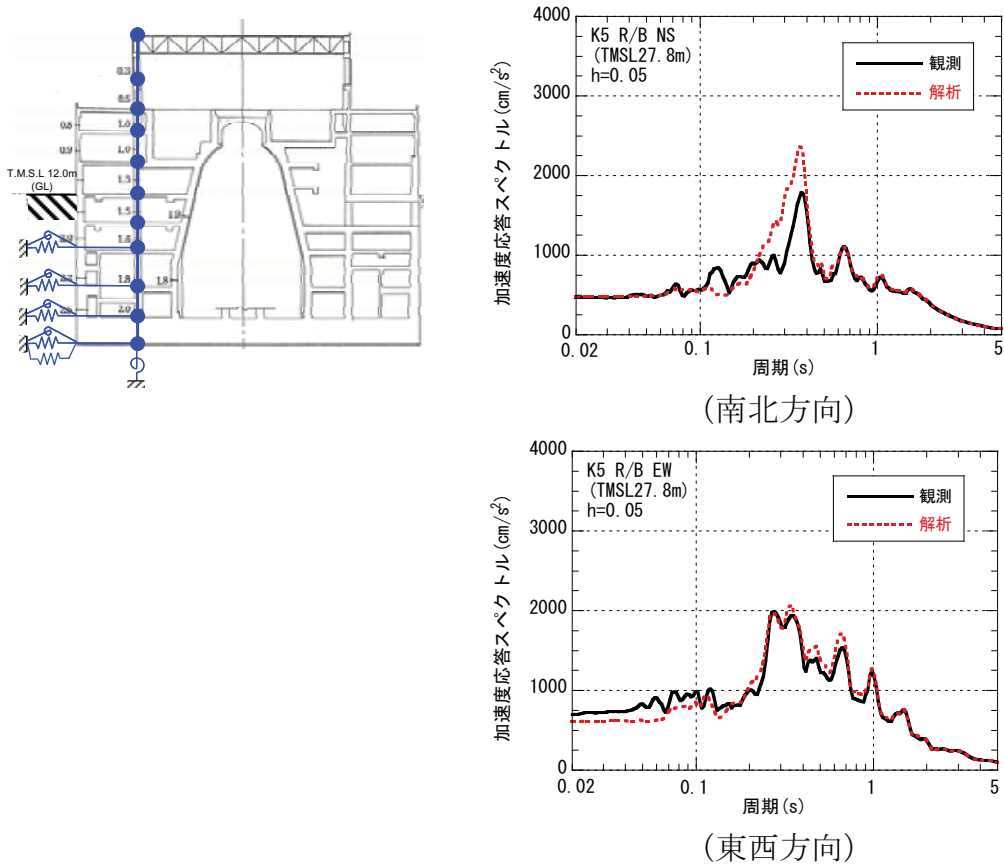


(b) 解析モデルと加速度応答スペクトルの比較

参図-2.4 4号機原子炉建屋の地震計設置位置とシミュレーション解析結果

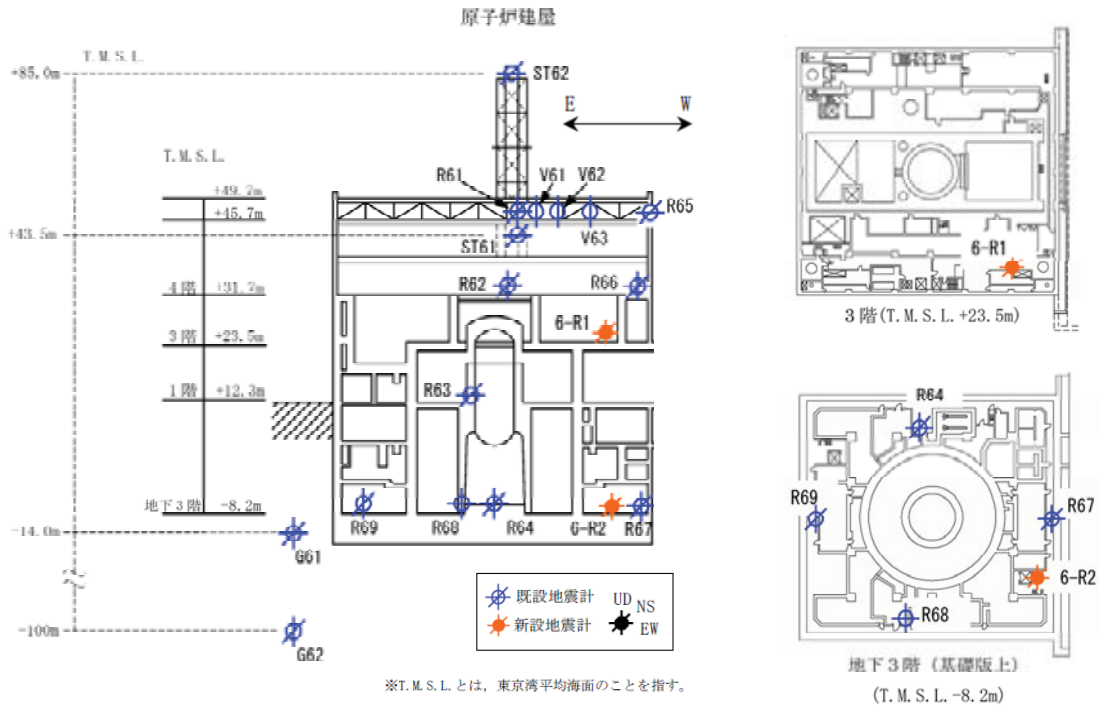


(a) 地震計設置位置

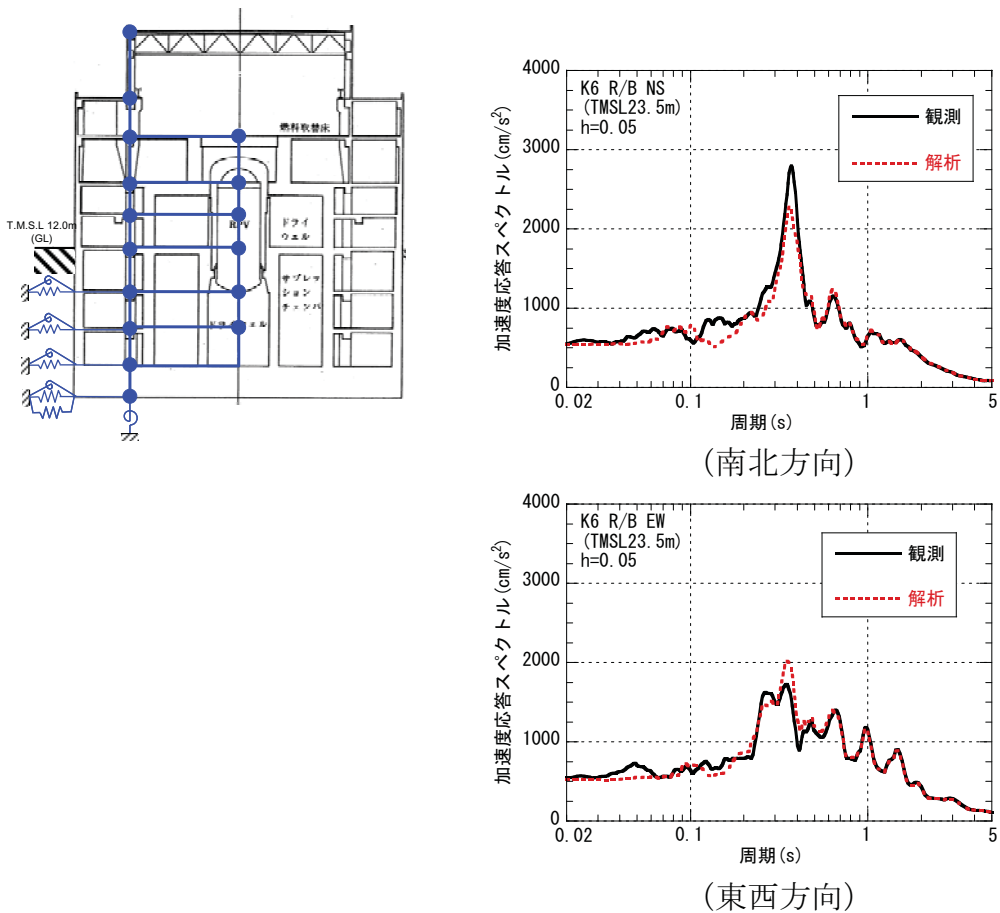


(b) 解析モデルと加速度応答スペクトルの比較

参図-2.5 5号機原子炉建屋の地震計設置位置とシミュレーション解析結果

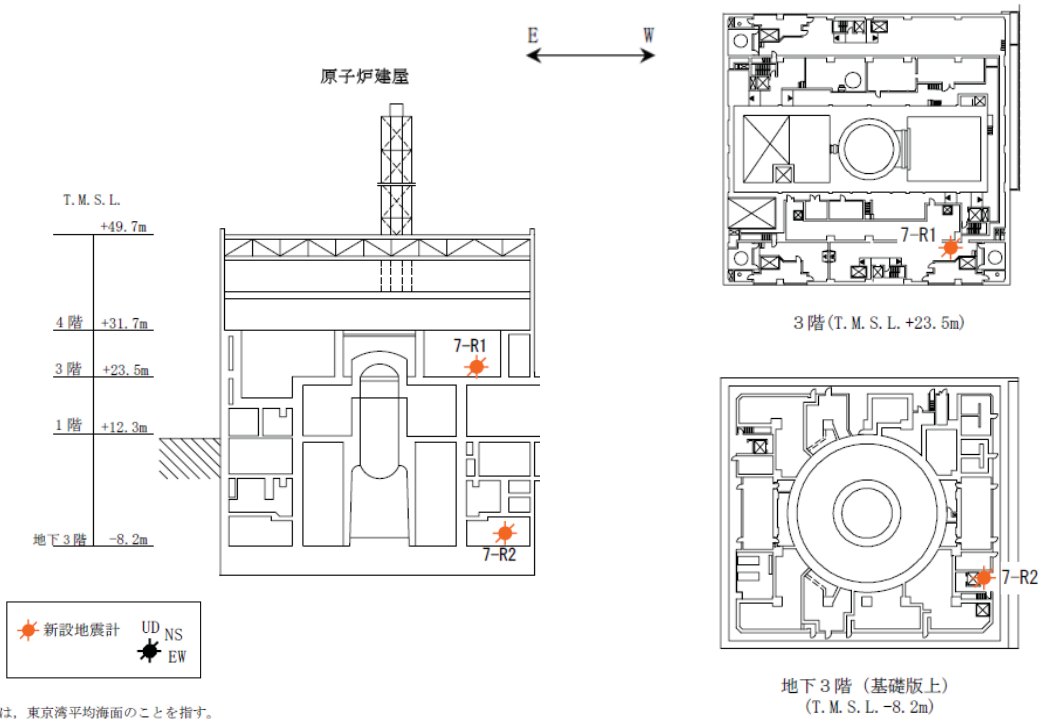


(a) 地震計設置位置

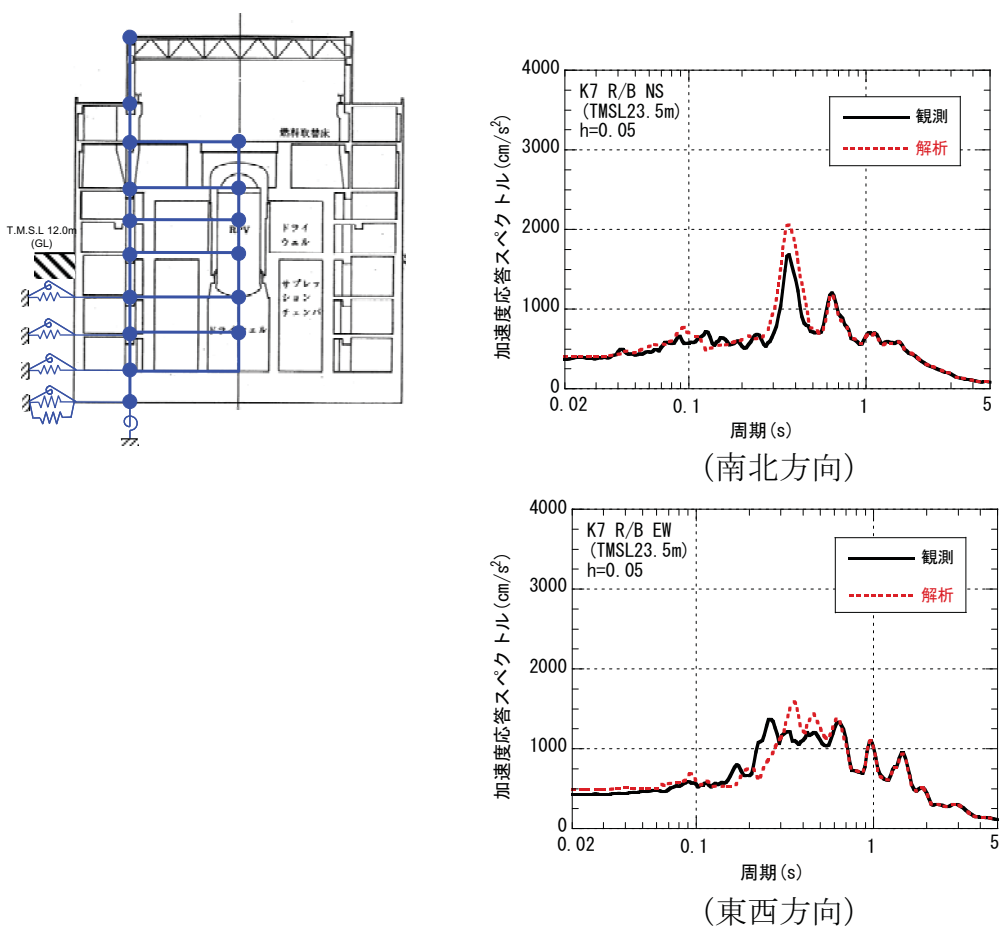


(b) 解析モデルと加速度応答スペクトルの比較

参図-2.6 6号機原子炉建屋の地震計設置位置とシミュレーション解析結果



(a) 地震計設置位置



(b) 解析モデルと加速度応答スペクトルの比較

参図-2.7 7号機原子炉建屋の地震計設置位置とシミュレーション解析結果

(2) 7号機の健全性評価

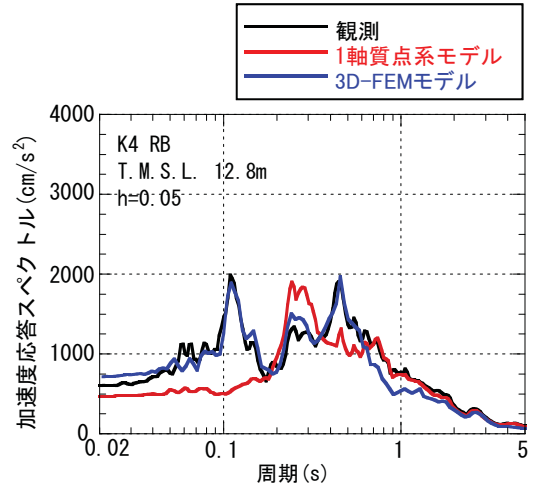
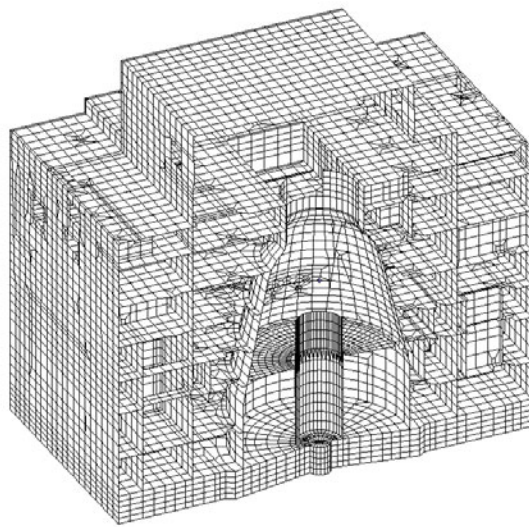
7号機の健全性評価に係る審議の中で、4号機原子炉建屋の南北方向の周期0.1秒のピークの適合性向上検討を実施した。詳細な3次元FEMモデルによる検討を実施し、その結果を踏まえて、床の柔性を考慮した多軸モデルの採用と側面地盤ばねの値を低減することにより、4号機の記録を再現できることが確認された。

4号機原子炉建屋の南北方向の3次元FEMモデルによるシミュレーション解析結果を参図-2.8に示す。3次元FEMモデルによる詳細解析では、局所的な応答を表現することで、南北方向の周期0.1秒のピークは再現できることが確認された。ただし、安田層部分の側面地盤ばねは25%に低減している。

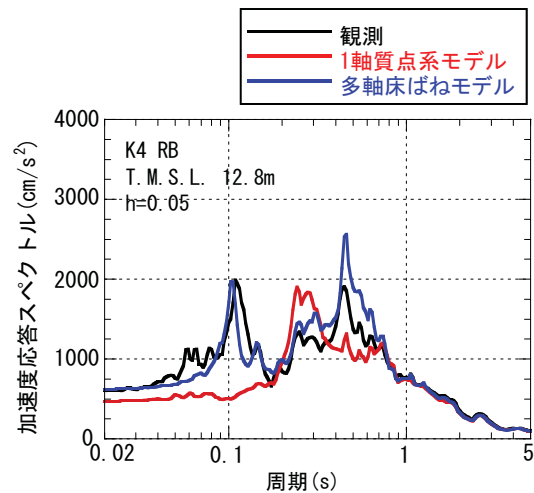
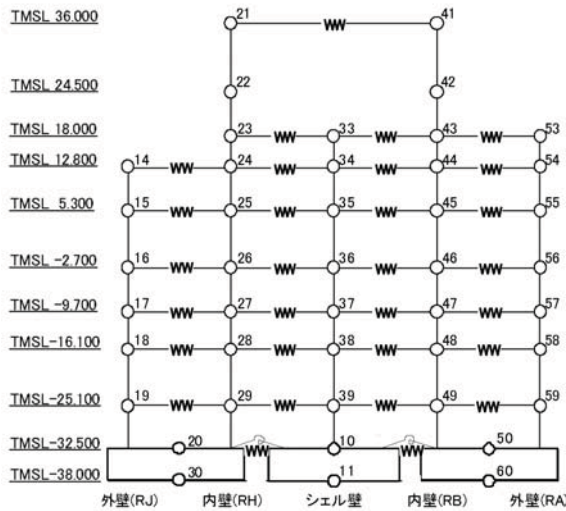
4号機原子炉建屋の南北方向の多軸床ばねを用いた質点系モデルによるシミュレーション解析結果を参図-2.9に示す。3次元FEMモデルによる検討を踏まえて、床の柔性による局所的な応答の影響を確認するために、建屋を多軸床ばねの質点系モデルとした埋込みSRモデルによる解析を行った結果、南北方向の周期0.1秒のピークは再現できることが確認された。ここでも、安田層部分の側面地盤ばねは25%に低減している。

以上に示す4号機の検討を踏まえ、原子力安全・保安院から、事業者に対して、「床などの柔性を考慮した検討」を求める指示文書が出され、「新潟県中越沖地震を踏まえた原子力発電所等の耐震安全性評価に反映すべき事項について」とし、念のため床などの柔性を考慮した解析あるいは地震観測記録に基づいた解析などにより検討を行い、耐震安全性の評価に問題がないことを確認することが原子力事業者等に通知された（平成20年9月4日）。

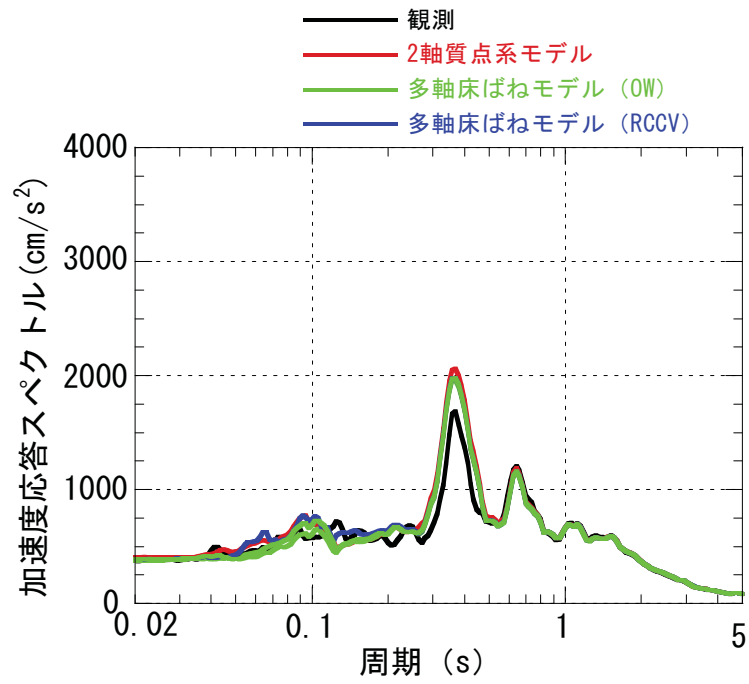
これを受けて、7号機原子炉建屋は床剛モデルでも解析結果と観測記録が整合していたものの、念のため、4号機同様に床の柔性を考慮した検討を実施し、床の柔性が応答に与える影響が少ないことが確認された。例として、参図-2.10に南北方向の中間階の加速度応答スペクトルの比較を示す。



参図-2.8 3次元 FEM モデルおよび加速度応答スペクトルの比較
(4号機原子炉建屋、南北方向、中間階)



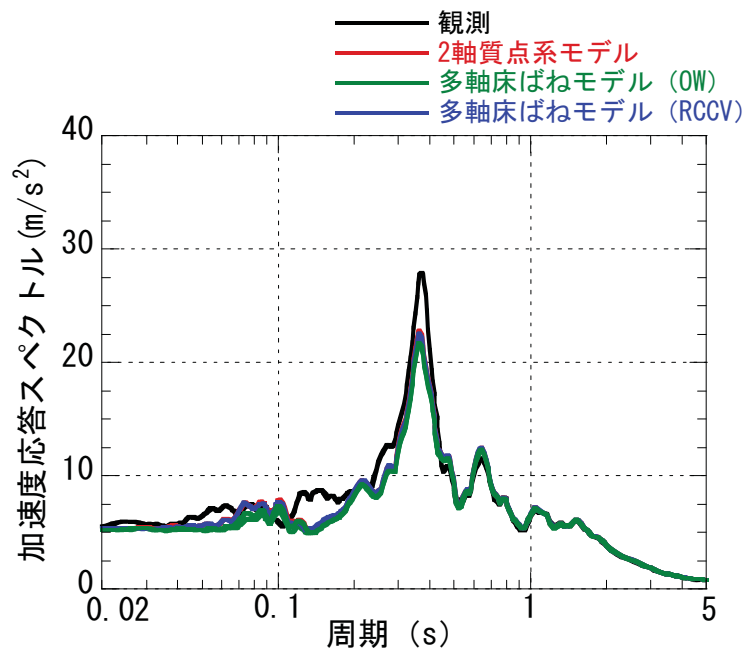
参図-2.9 多軸床ばねを用いた質点系モデルおよび加速度応答スペクトルの比較
(4号機原子炉建屋、南北方向、中間階)



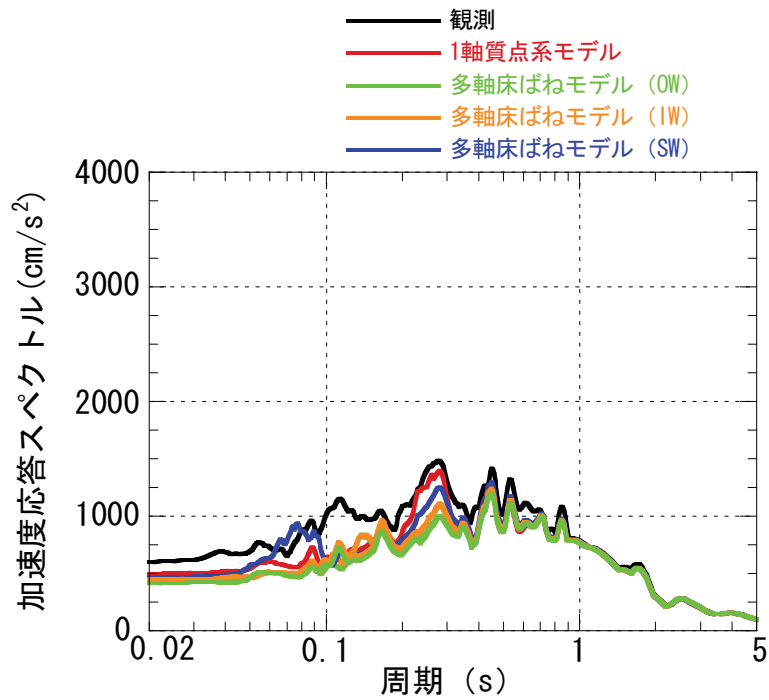
参図-2.10 2軸床剛モデルと多軸床ばねモデルの加速度応答スペクトルの比較
(7号機原子炉建屋、南北方向、中間階)

(3) 6号機、1号機および5号機の健全性評価

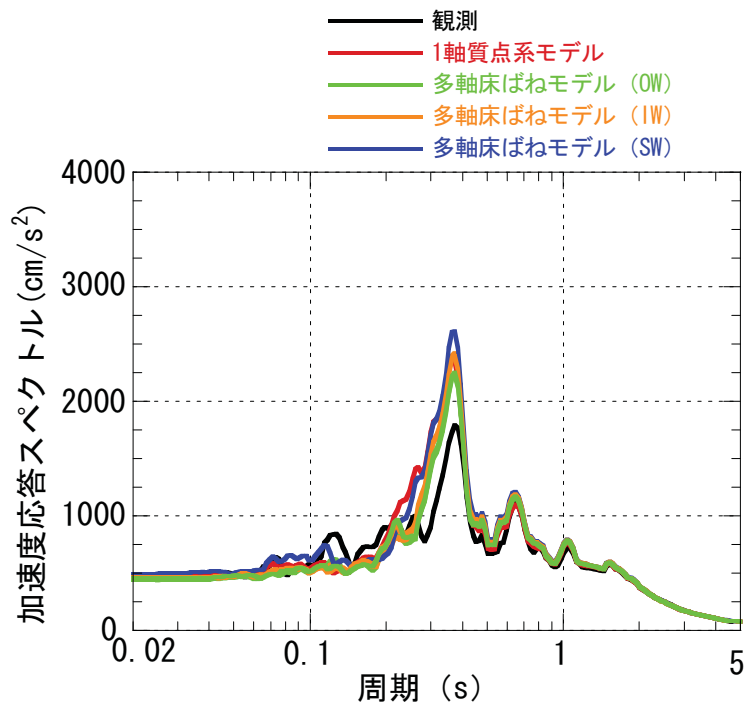
6号機、1号機および5号機原子炉建屋に関しても、7号機原子炉建屋と同様に、床剛モデルの解析結果と観測記録が整合していたものの、保安院からの指示文書を踏まえ、念のために床の柔軟性を考慮した検討を実施し、床の柔軟性が応答に与える影響が少ないことが確認された。例として、参図-2.11に6号機原子炉建屋の南北方向の中間階の加速度応答スペクトルの比較を、参図-2.12に1号機原子炉建屋の南北方向の中間階の加速度応答スペクトルの比較を、参図-2.13に5号機原子炉建屋の南北方向の中間階の加速度応答スペクトルの比較を示す。



参図-2.11 2軸床剛モデルと多軸床ばねモデルの加速度応答スペクトルの比較
(6号機原子炉建屋、南北方向、中間階)



参図-2.12 1軸床剛モデルと多軸床ばねモデルの加速度応答スペクトルの比較
(1号機原子炉建屋、南北方向、中間階)



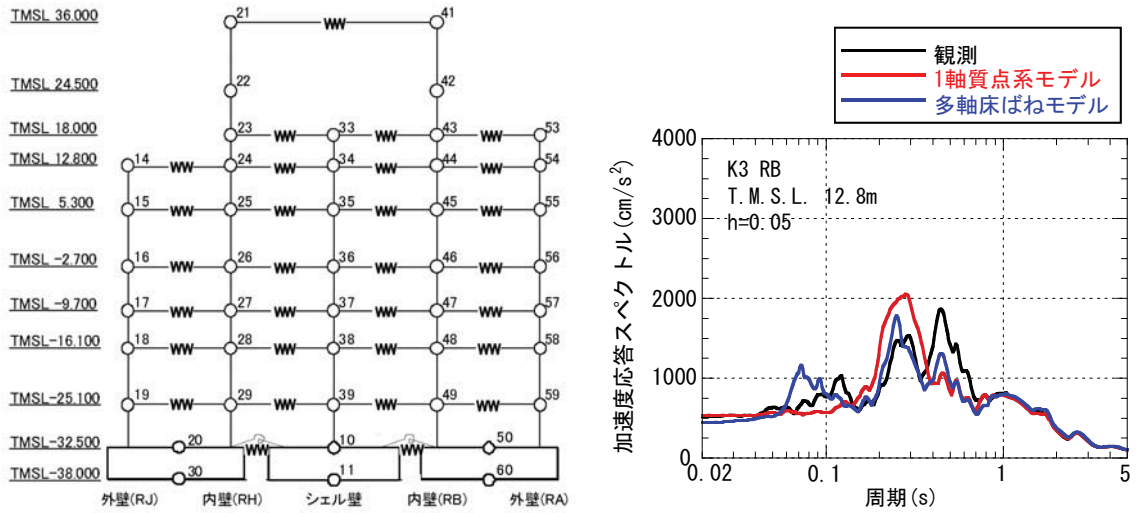
参図-2.13 1軸床剛モデルと多軸床ばねモデルの加速度応答スペクトルの比較
(5号機原子炉建屋、南北方向、中間階)

3. 健全性評価に用いる地盤-建屋連成モデルの検討

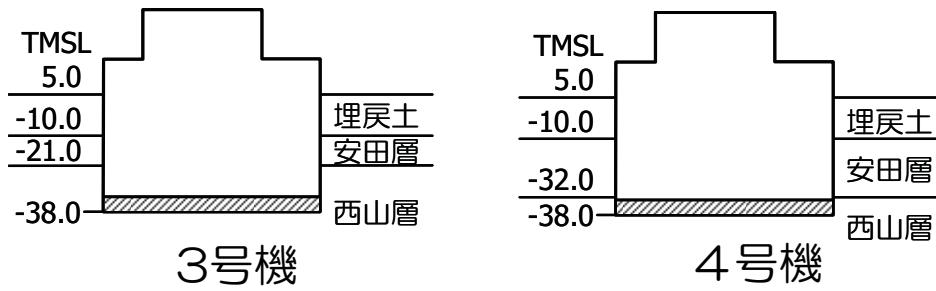
(1) 3号機原子炉建屋の検討

4号機原子炉建屋での検討と同様に、安田層部分の側面地盤ばねを25%とした多軸床ばねモデルによる解析を実施した。しかし、4号機での傾向とは異なり、観測記録との整合性は十分に改善されなかった。3号機原子炉建屋の南北方向の多軸床ばねを用いた質点系モデルによるシミュレーション解析結果を参図-2.14に示す。

なお、3/4号機原子炉建屋に接する側面地盤の分布状況は多少異なっており、3号機の建屋側面に接する地盤としては、T.M.S.L. -10.0m から-21.0m までの11m にわたって、安田層が分布しており、T.M.S.L. -21.0m 以深は西山層となっている。一方、4号機の建屋側面に接する地盤としては、T.M.S.L. -10.0m から-32.0m（ほぼ基礎版上レベルに相当）までの22m にわたって、安田層が分布しており、T.M.S.L. -32.0m 以深が西山層となっており、3号機と4号機で側面地盤の分布状況に違いがある。3/4号機側面地盤の分布状況の比較を参図-2.15に示す。



参図-2.14 多軸床ばねを用いた質点系モデルおよび加速度応答スペクトルの比較 (3号機原子炉建屋、南北方向、中間階)



参図-2.15 3/4号機側面地盤の分布状況の比較

(2) 側面地盤をパラメータとした検討

4号機原子炉建屋では、安田層部分の側面地盤ばねを25%に低減することで観測記録を再現できたが、地盤ばねを低減する要因は明らかではない。さらに、(1)で示すように、3号機原子炉建屋でも4号機と同様の検討を実施したが、一軸質点系モデルの結果と比較して、整合性は向上しなかった。なお、3号機と4号機の建屋側面の地盤の分布状況は異なっていることも分かっている。

ここでは、3号機原子炉建屋と4号機原子炉建屋において、一律に側面地盤ばねの剛性・減衰を25%、50%および75%に低減した場合のパラメータスタディを行う。パラメータスタディの模式図を参図-2.16に、3号機原子炉建屋でのパラメータスタディ結果を参図-2.17に、4号機原子炉建屋でのパラメータスタディ結果を参図-2.18に示す。

側面地盤ばねの低減率に関するパラメータスタディ結果から、以下の知見を得た。

① 3号機原子炉建屋での検討

【南北方向】

- ・ 各ケースで一長一短があるが、総合的には50%のケースの整合性が高いと考えられる。

【東西方向】

- ・ 50%、75%のケースの整合性が良い結果であった。

② 4号機原子炉建屋での検討

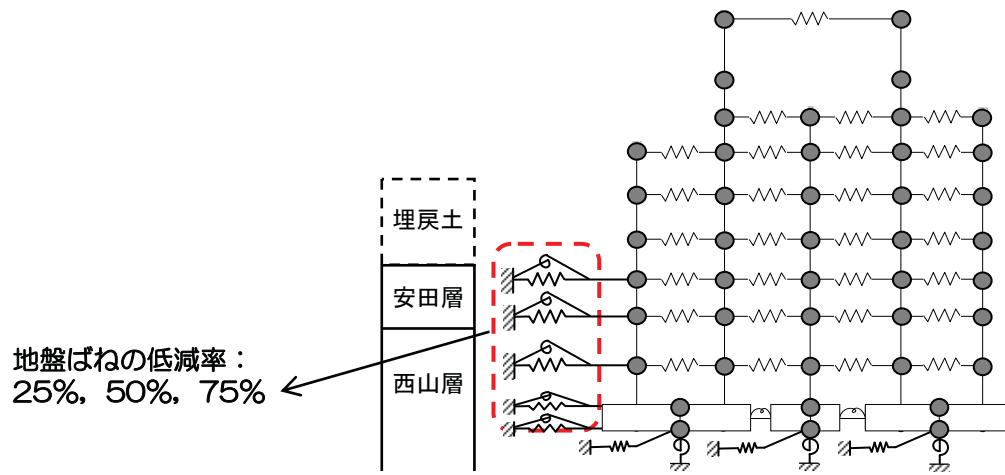
【南北方向】

- ・ 周期0.1秒のピークとの整合性という観点では25%のケースが最も良いが、周期0.5秒のピークについては、50%の方が整合しており、総合的に見ると25%も50%も同等である。

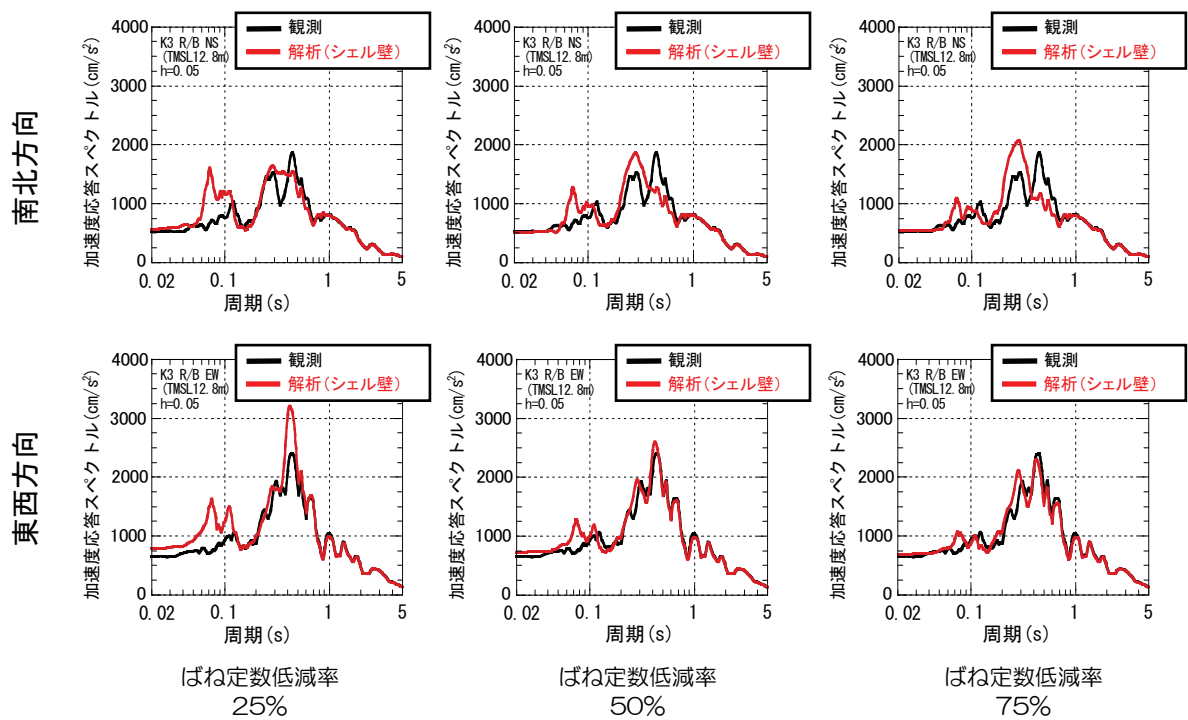
【東西方向】

- ・ 50%、75%のケースが比較的整合性がよい。

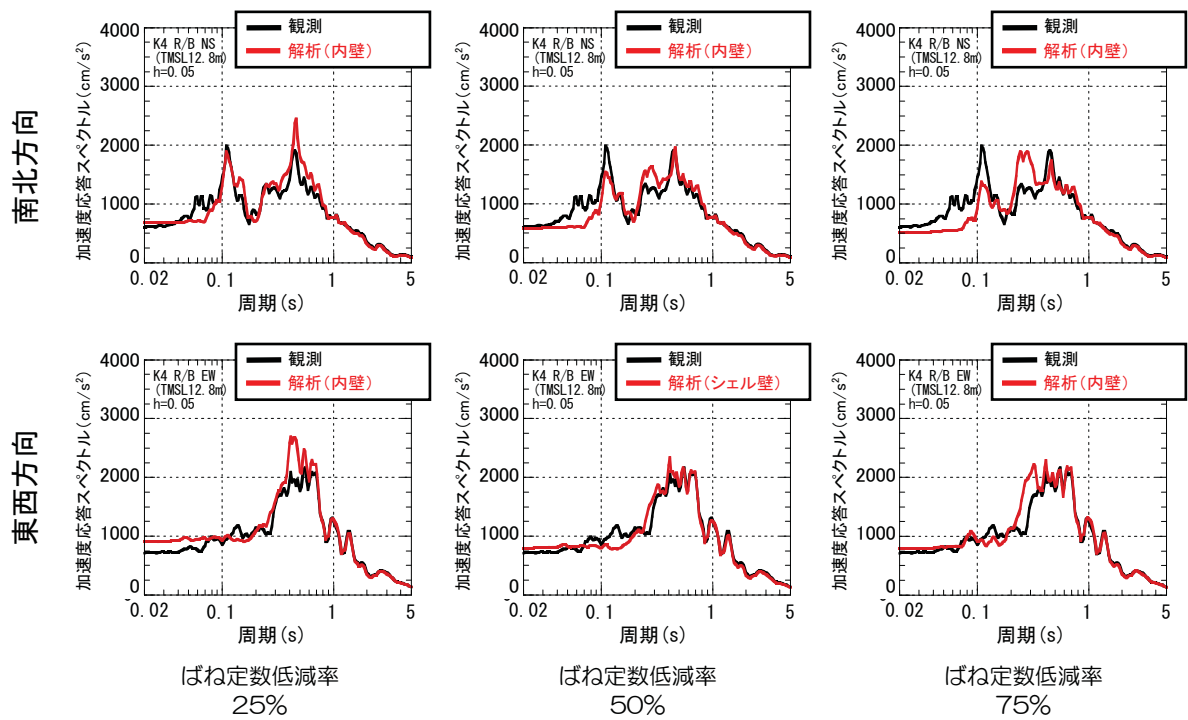
以上の結果から、3/4号機原子炉建屋の南北方向・東西方向の検討結果を総合的に判断すると、ばね定数の低減率は50%とすることにより、観測記録との整合性が高いと考えられる。



参図-2.16 側面地盤ばねのパラメータスタディの模式図



参図-2.17 側面地盤ばねのパラメータスタディ (3号機原子炉建屋)



参図-2.18 側面地盤ばねのパラメータスタディ (4号機原子炉建屋)

(3) 2次元FEMモデルによる側面地盤に着目した検討

① 検討の概要

(2)に示したように、側面地盤ばねを50%に低減することで比較的観測記録との対応が良好となる要因の一つとして建屋と地盤の剥離の影響が考えられるために、剥離の有無を解析により確認する。具体的には、建屋-地盤間の相互作用を詳細に評価するため、建屋と地盤の境界面に剥離・摩擦を考慮したジョイント要素を用いた2次元FEMモデルによる地震応答解析を実施する。

建屋と地盤の境界面に剥離・摩擦を考慮したジョイント要素を用いた2次元FEMモデルは、「JEAC4601-2008 参考資料 3.6 埋め込みを考慮した基礎浮き上がり評価モデルについて」に記載された側面地盤の剥離、滑りをジョイント要素で考慮したモデル(B-1)に相当し、埋め込みを有する小型模型実験結果との整合性が確認された解析手法^[1]に基づいたものである。

地盤モデルは、参表-2.1～参表-2.2に示す3号機および4号機の地盤定数に基づき、解放基盤表面以浅を2次元FEMモデルとする。建屋モデルは、3号機原子炉建屋と4号機原子炉建屋を対象にした多軸床ばねモデル(ただし、解析上の仮定で基礎剛とする)とし、埋め込みを有する切り欠き地盤モデルの節点と建屋モデルの節点を参図-2.19に示す剥離ばねと摩擦ばねで表されるジョイント要素を設けることで、建屋と地盤の境界面の剥離および摩擦を考慮する。ジョイント要素は、それが取り付く側面地盤の地盤諸元を参考に設定する。ジョイント要素の諸元を参表-2.3～参表-2.4に示す。

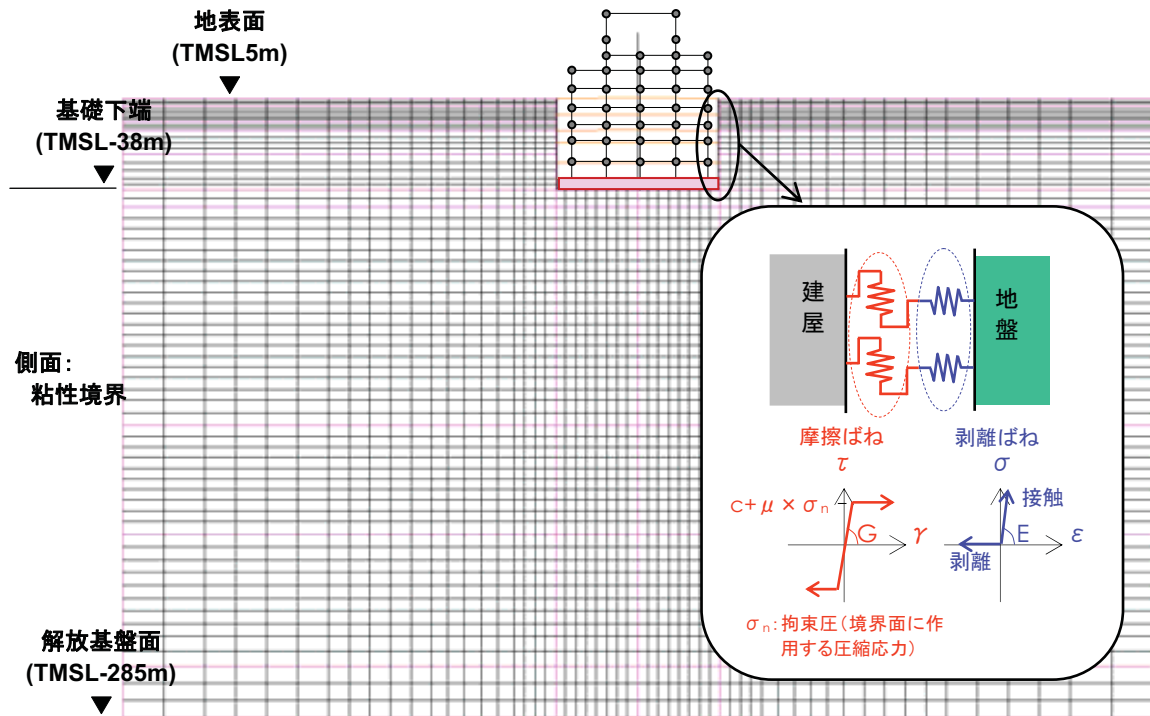
[1] 山田有孝、成川匡文、三浦賢治：小型模型実験の非線形シミュレーション解析(その2 埋戻し土の材料及び幾何学的非線形を考慮した解析)、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、2119、pp.237～238、1989年10月

参表-2.1 3号機の地盤定数

標高 TMSL (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γt (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	初期せん断 弾性係数 Go (N/mm ²)	剛性低下率 G/Go
5.0	埋戻し土	110	18.6	0.333	21.0	0.35
1.3		170			53.2	
-6.2		200			77.5	
-10.0	安田層	350	18.0	0.472	225	0.85
-21.0	西山層	420	15.8	0.460	284	0.95
-46.0		530	16.2	0.445	464	
-148.0		570		0.436	537	
-199.0		650	17.3	0.426	745	
-261.0		690	17.8	0.415	864	
-285.0		(解放基盤)	710	17.5	0.409	900

参表-2.2 4号機の地盤定数

標高 TMSL (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γt (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	初期せん断 弾性係数 Go (N/mm ²)	剛性低下率 G/Go
5.0	埋戻し土	110	18.6	0.333	21.0	0.30
1.3		170			53.2	
-6.2		200			77.5	
-10.0	安田層	340	18.1	0.475	213	0.80
-32.0	西山層	450	15.6	0.456	322	0.95
-66.0		490	15.8	0.452	387	
-103.0		560	16.9	0.441	540	
-150.0		620	17.4	0.433	682	
-248.0		670	17.3	0.420	792	
-285.0	(解放基盤)	710	17.8	0.408	915	1.00



参図-2.19 側面地盤の剥離を考慮した2次元FEMによる解析モデル

参表-2.3 ジョイント要素の諸元（3号機）

標高 TMSL (m)	地層	摩擦ばね			剥離ばね
		せん断弾性係数 Go (N/mm ²)	粘着力 C (N/mm ²)	摩擦係数 μ	ヤング係数 E (N/mm ²)
5.0~1.3	埋戻し土	7.35	0	0.6	19.6
1.3~-6.2		18.6	0	0.6	49.6
-6.2~-10.0		27.1	0	0.6	72.2
-10.0~-21.0	安田層	191	0.220	0.8	562
-21.0~-38.0	西山層	270	0.220	0.8	788

参表-2.4 ジョイント要素の諸元（4号機）

標高 TMSL (m)	地層	摩擦ばね			剥離ばね
		せん断弾性係数 Go (N/mm ²)	粘着力 C (N/mm ²)	摩擦係数 μ	ヤング係数 E (N/mm ²)
5.0~1.3	埋戻し土	6.30	0	0.6	16.8
1.3~-6.2		16.0	0	0.6	42.7
-6.2~-10.0		23.3	0	0.6	62.1
-10.0~-32.0	安田層	170	0.220	0.8	502
-32.0~-38.0	西山層	306	0.220	0.8	891

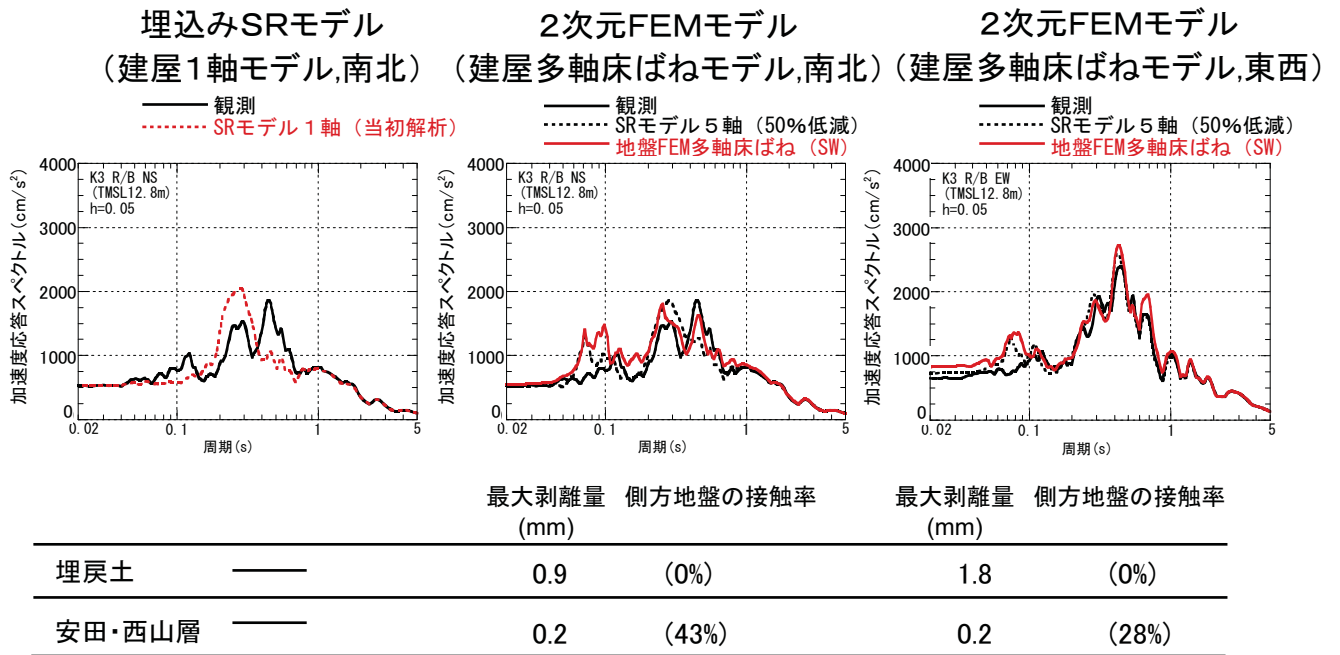
② 検討結果

建屋と地盤の境界面に剥離・摩擦を考慮したジョイント要素を用いた2次元FEMモデルによる地震応答解析結果を参図-2.20 および参図-2.21 に示す。

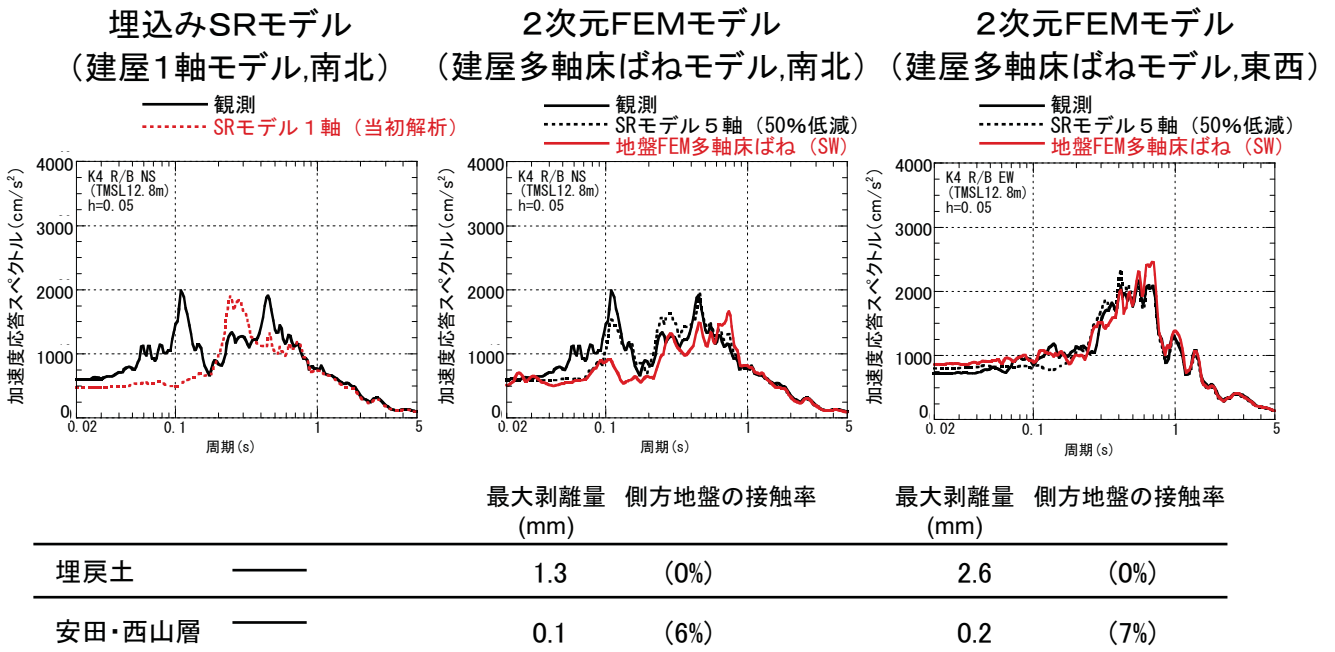
解析の結果から、以下の知見を得た。

- ・ 観測記録との対応から、剥離・摩擦を考慮した2次元FEMによる地震応答解析を用いることで、周期0.5秒近傍の挙動は概ね説明できる。
- ・ 剥離・摩擦を考慮した2次元FEMの地震応答解析の結果から、3/4号機共に、埋戻土だけでなく、安田層や西山層でも側面地盤の剥離が生じており、地盤ばねの値が低減（建屋－地盤の相互作用効果が低減）されているものと考えられる。
- ・ 埋込みSRモデルによる解析を実施する際に、地盤ばねを低減することにより、側面地盤の剥離の影響を考慮できるものと考えられる。

以上のことと側面地盤をパラメータとした検討結果から、側面地盤に剥離が生じた際は、側面地盤ばねを簡易的に一律低減することにより、周期0.5秒近傍の建屋応答を概ね再現できるものと考えられる。



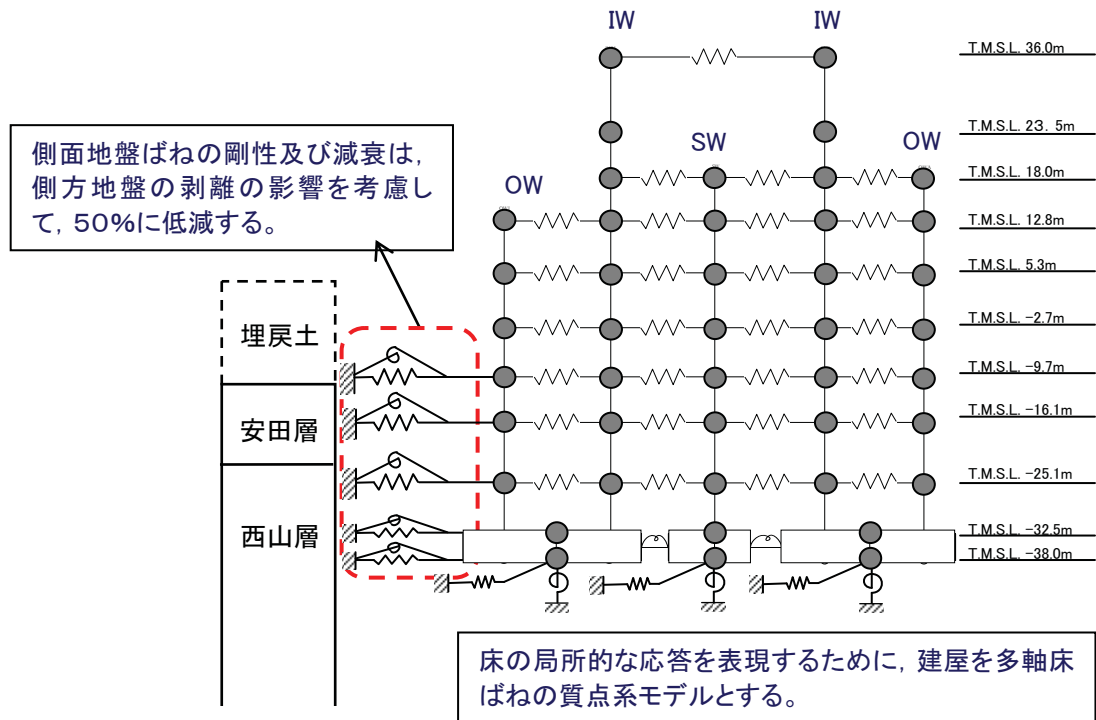
参図-2.20 側面地盤の剥離を考慮した解析結果 (3号機原子炉建屋)



参図-2.21 側面地盤の剥離を考慮した解析結果 (4号機原子炉建屋)

(4) 3/4号機健全性評価における解析モデル

埋め込みSRモデルの側面地盤ばねのパラメータスタディや2次元FEMモデルによる剥離の有無に関する検討結果を踏まえ、「3/4号機の健全性評価に用いる解析モデル」を参図-2.22とする。



参図-2.22 3/4号機健全性評価における解析モデル

参考資料 3 原子炉建屋の設計時に想定していた地震時応力と中越沖地震時の応力との比較について

1. はじめに

新潟県中越沖地震による地震動は、原子炉建屋基礎版上の観測記録で、設計時に考慮した基準地震動 S2-D の応答加速度を上回る大きなものであったが、点検・評価結果に基づく総合評価から健全であったと評価している。原子炉建屋の健全性が保たれた要因について分析するために、原子炉建屋の設計時に想定していた地震時応力と中越沖地震時の応力との比較を実施することとした。

なお、中越沖地震時の応力は床の柔性考慮した多軸モデル（5軸モデル）による結果であるが、ここでは設計時に想定していた地震時応力（1軸モデルによる結果）との比較に主眼を置いているため、5軸の結果を1軸に集約して比較を実施する。

2. 静的地震力との比較

原子炉建屋は、設計時に基準地震動 S1-D と S2-D による地震力に加え、一般建築物の3倍の静的地震力(3Ci)を考慮している。それぞれの地震力によって生じるせん断応力と中越沖地震によるせん断応力との比較を参図-3.1 に、せん断力の比較を参図-3.2 に示す。中越沖地震で作用したと考えられるせん断応力およびせん断力は基準地震動 S1-D および S2-D によるせん断応力およびせん断力を上回っている。静的地震力と比較した場合は、南北方向に関しては、せん断応力、せん断力共に静的地震力と同程度かやや上回っており、東西方向に関しては、せん断応力、せん断力共に静的地震力を上回る結果となる。

3. 設計用地震力との比較

設計時には S1-D や静的地震力に対し、更に設計上の余裕を持たせるために工学的判断を加えて、設計用地震力を設定しており、設計用地震力に対する許容応力度設計を行っている。

中越沖地震による原子炉建屋のせん断応力と設計用地震力、S1-D、S2-D および静的地震力によるせん断応力との比較を参図-3.3 に、せん断力との比較を参図-3.4 に示す。中越沖地震で作用したと考えられるせん断応力およびせん断力は、南北方向に関しては、

設計用地震力を下回っており、東西方向に関しては、せん断応力は設計用地震力と同程度となっており、せん断力を見た場合は設計用地震力を上回る結果となる。

4. 配筋量のみで負担できる短期せん断応力度との比較

設計時の必要配筋量の設定にあたっては、発生応力に対して、コンクリートに力を負担させず全て鉄筋で負担させるものとして必要配筋量を算定する。この時の設計許容限界は、短期許容応力度以下を目標としている。設計配筋量のみで負担できる短期せん断応力度と中越沖地震によるせん断応力の比較を参図-3.5に示す。また、同図には参考として、『JEAG4601-1991』に示されている標準的な手法を用いた場合のせん断スケルトン曲線の第一折れ点に相当するせん断応力（コンクリートのみで負担できる短期せん断応力度に相当）についても示している。

中越沖地震時のせん断応力は、設計配筋量のみで負担できる短期せん断応力度およびコンクリートのみで負担できる短期せん断応力度を下回る結果となる。

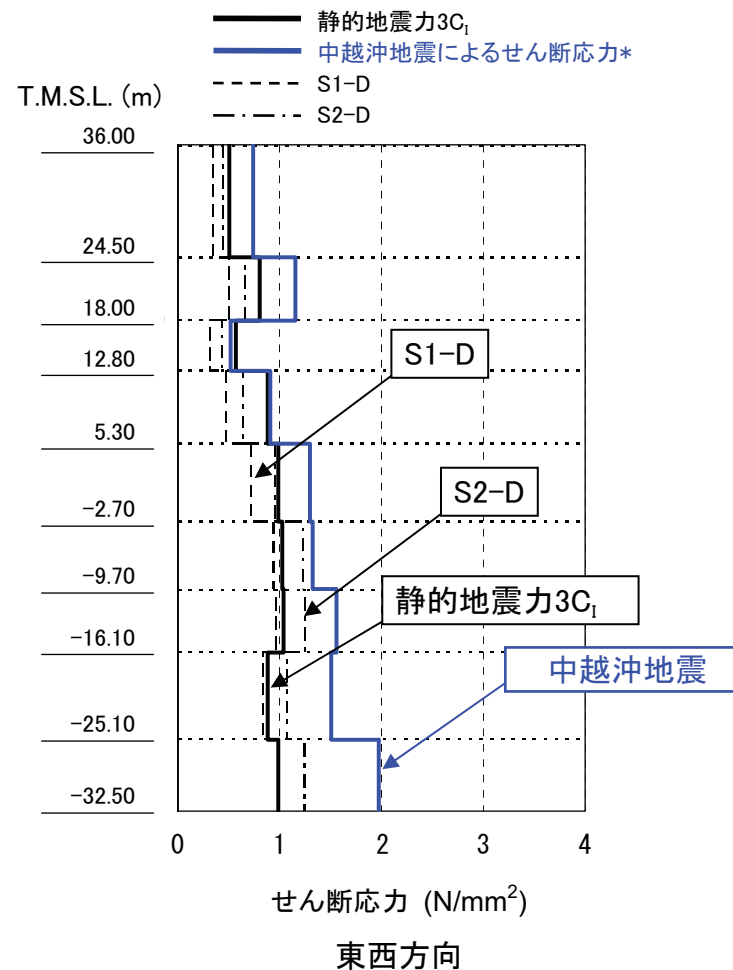
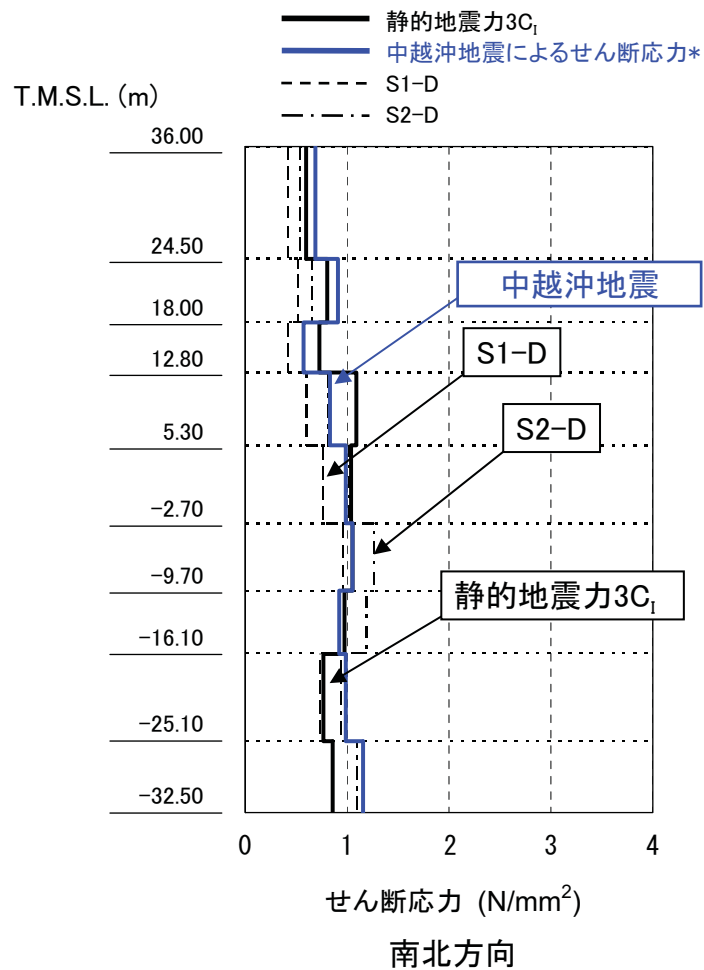
5. せん断スケルトン曲線上での応答値の確認

基礎版上（地下5階）と中間階（2階）を代表として応答結果をスケルトン曲線上にプロットしたものを参図-3.6および参図-3.7に示す。スケルトン曲線の算定にあたっては、『JEAG4601-1991』に示されている標準的な手法を用いている。なお、解析にあたっては、コンクリートの実強度と補助壁を考慮している。応答は第一折れ点以内であり、弾性範囲に収まっていることが確認できる。

6. まとめ

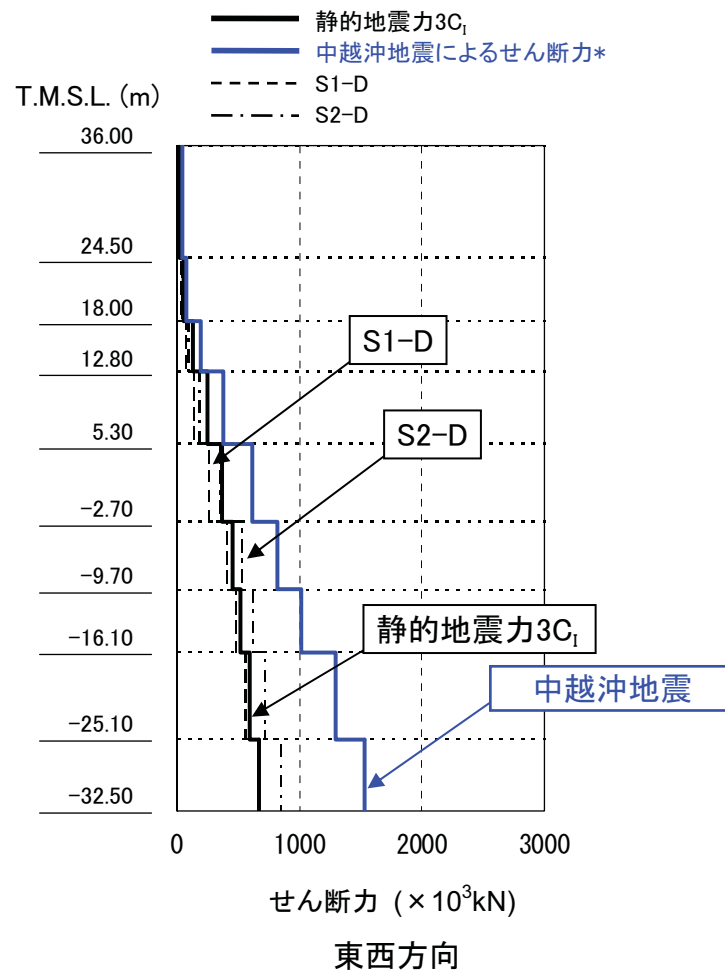
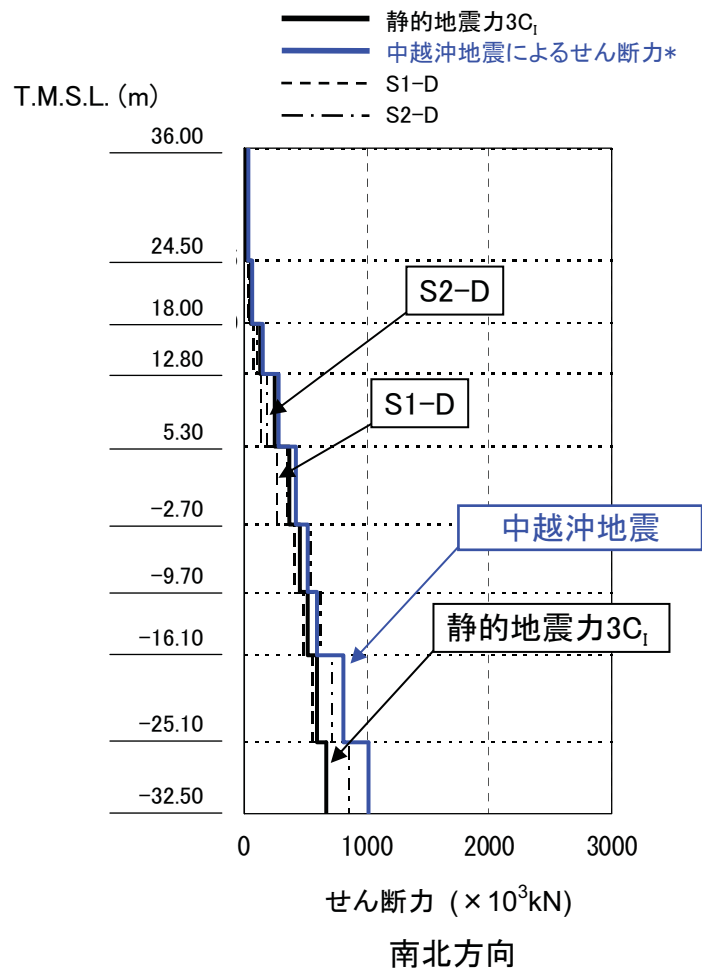
中越沖地震による原子炉建屋基礎版上の応答は、基準地震動S2-Dによる基礎版上の応答結果を部分的に上回るものであったが、建屋の健全性は保たれた。

その要因としては、一般建築物の3倍の静的地震力に余裕を考慮して設計用地震力を設定していたことに加えて、配筋量設定時に余裕を見ていたことが挙げられる。



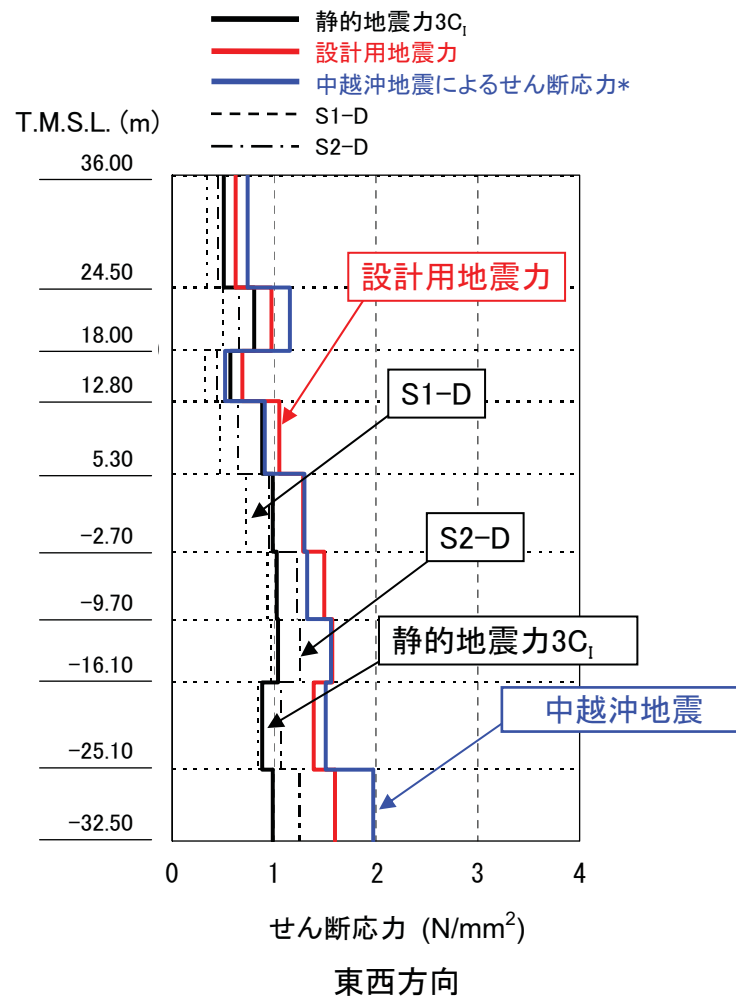
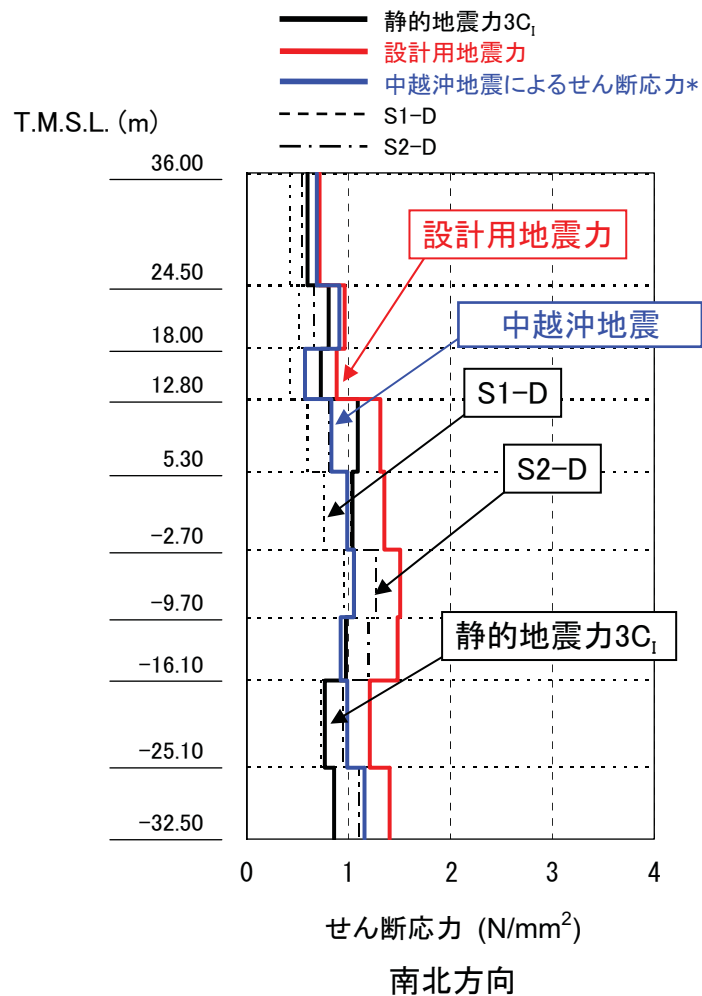
* 中越沖地震によるせん断応力は、耐震壁及び補助壁を耐震要素として考慮した解析に基づき算定。

参図-3.1 せん断応力の比較 (S1-D、S2-D、静的地震力、中越沖地震)



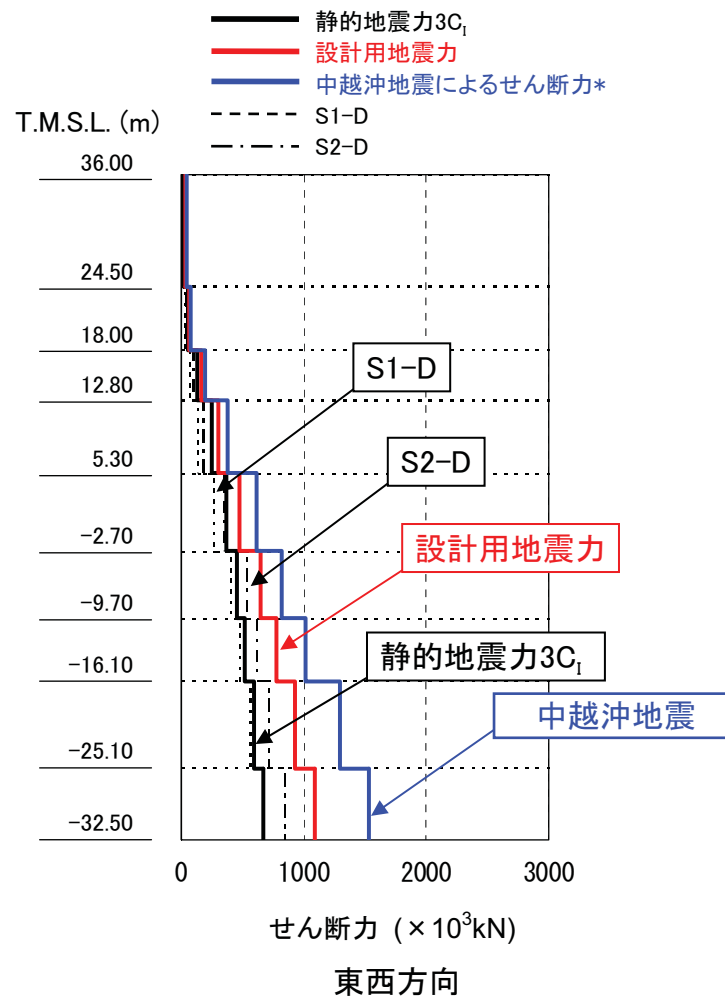
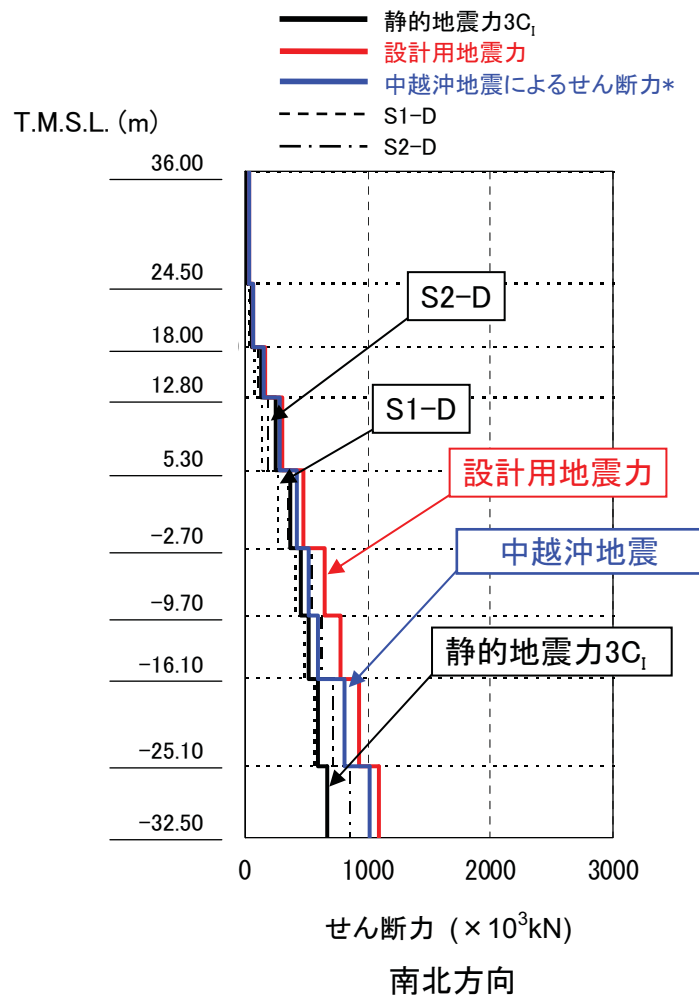
* 中越沖地震によるせん断力は、耐震壁及び補助壁を耐震要素として考慮した解析に基づき算定。

参図-3.2 せん断力の比較 (S1-D、S2-D、静的地震力、中越沖地震)



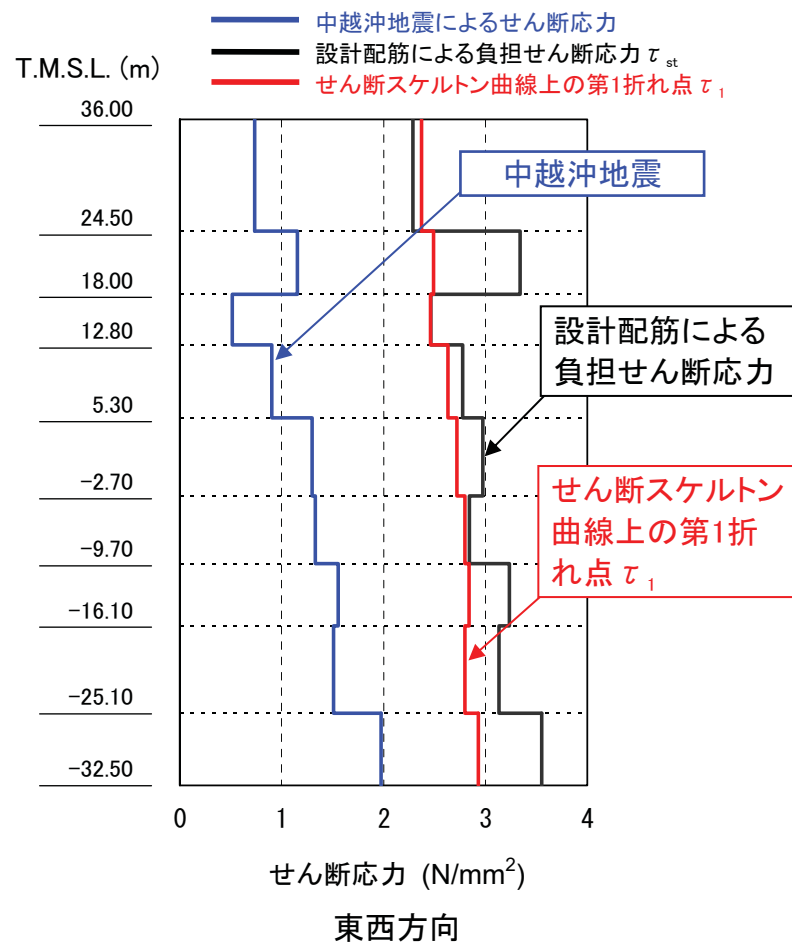
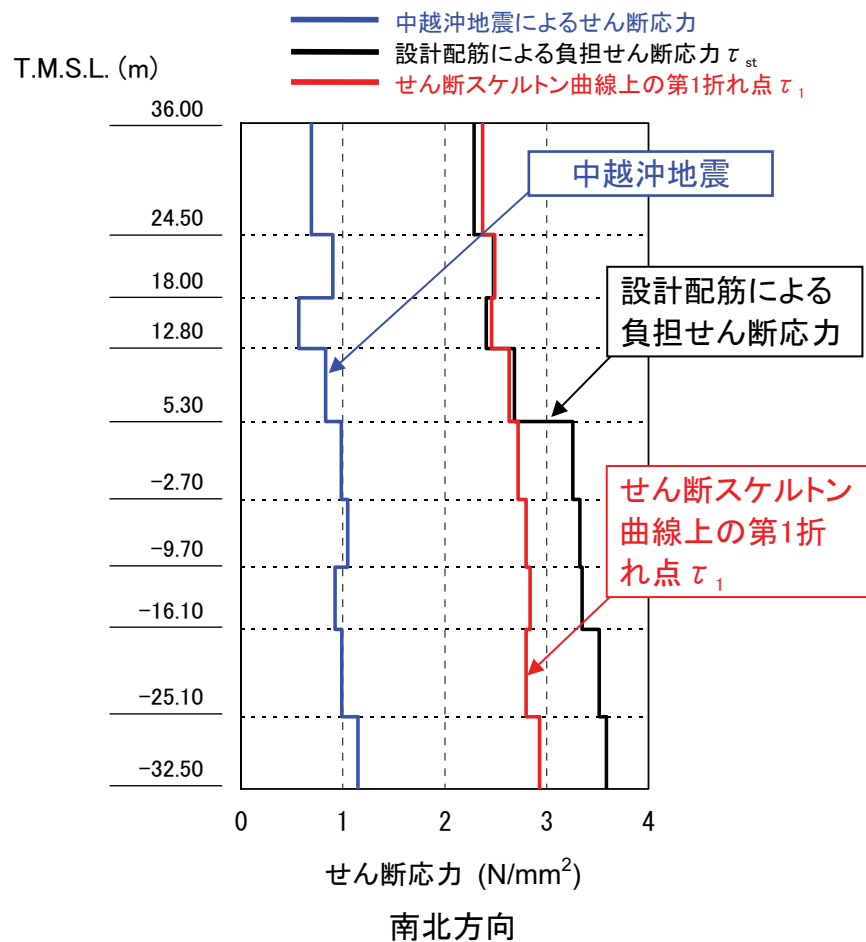
* 中越沖地震によるせん断応力は、耐震壁及び補助壁を耐震要素として考慮した解析に基づき算定。

参図-3.3 せん断応力の比較 (S1-D、S2-D、静的地震力、設計用地震力、中越沖地震)

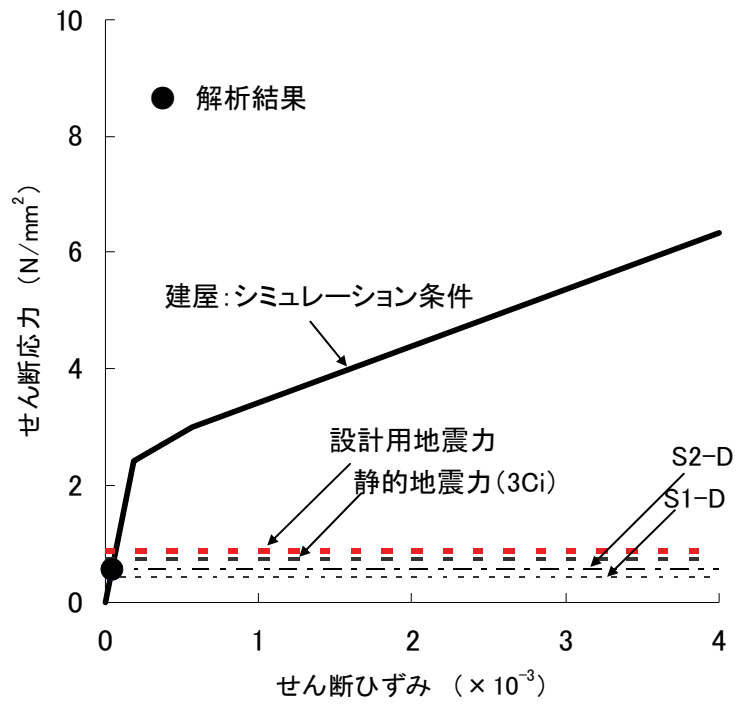


* 中越沖地震によるせん断力は、耐震壁及び補助壁を耐震要素として考慮した解析に基づき算定。

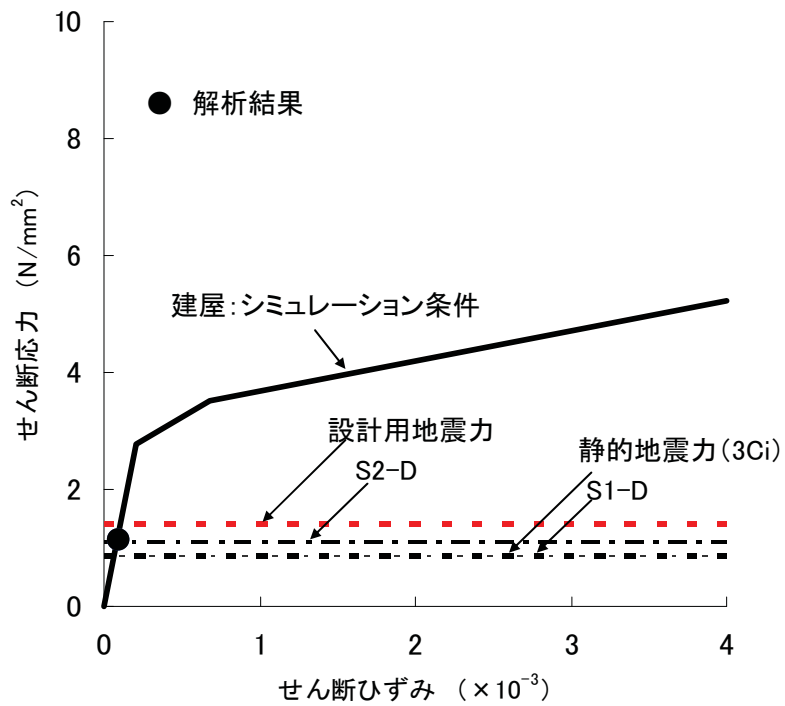
参図-3.4 せん断力の比較 (S1-D、S2-D、静的地震力、設計用地震力、中越沖地震)



参図-3.5 せん断応力の比較（設計配筋による負担せん断力、せん断スケルトン曲線上の第1折れ点、中越沖地震）

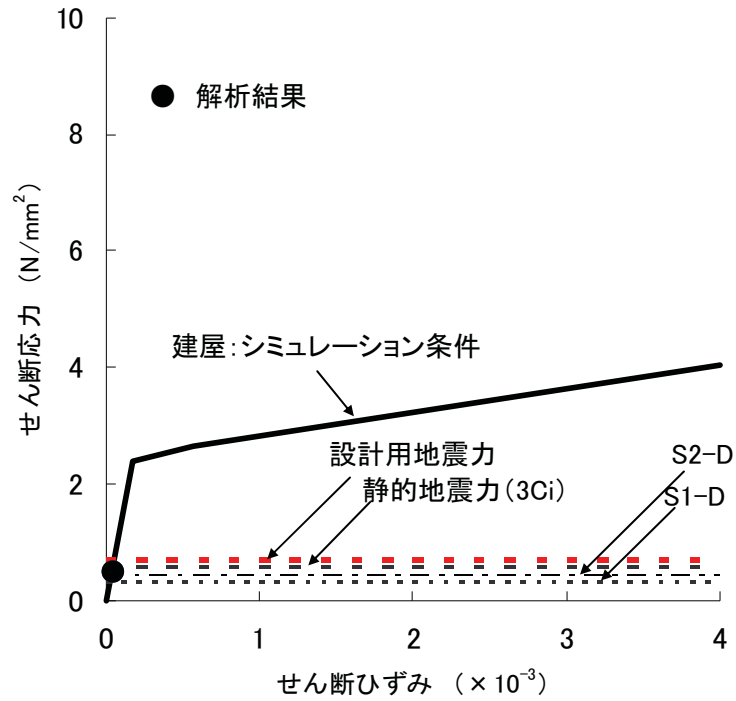


中間階(2F)

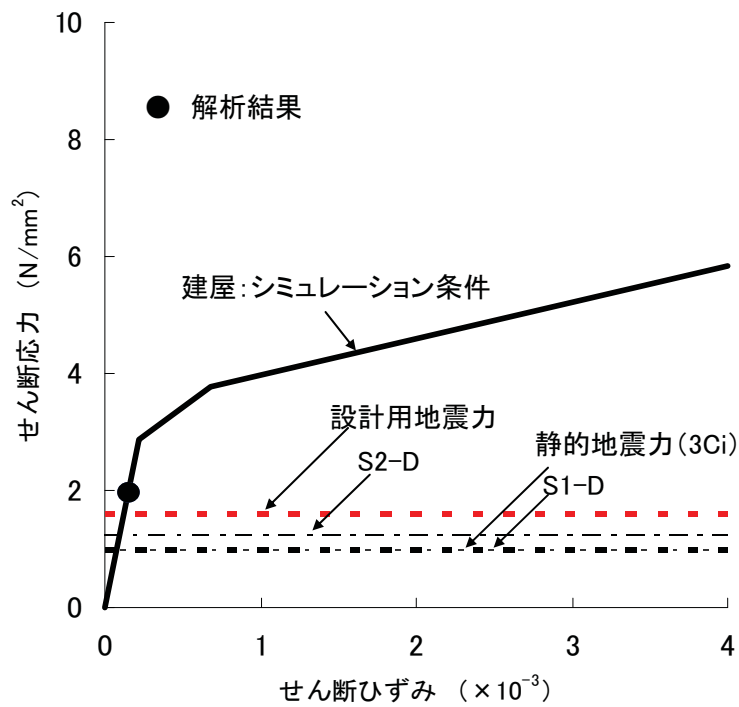


基礎版上(B5F)

参図-3.6 せん断スケルトン曲線上の応答値 (南北方向)



中間階(2F)



基礎版上(B5F)

参図-3.7 せん断スケルトン曲線上の応答値 (東西方向)

参考資料 4 タービン建屋地震応答解析結果

地震応答解析モデルの固有値（固有周期および固有振動数）を、参表-4.1 に示す。
地震応答解析（水平）により求められた最大応答値を、参図-4.1～参図-4.6 に示す。

参表-4.1 固有値解析結果

(南北方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数* ¹
1	0.360	2.78	2.03
2	0.261	3.83	-0.95
3	0.201	4.97	-1.51
4	0.181	5.52	0.30
5	0.171	5.86	0.39

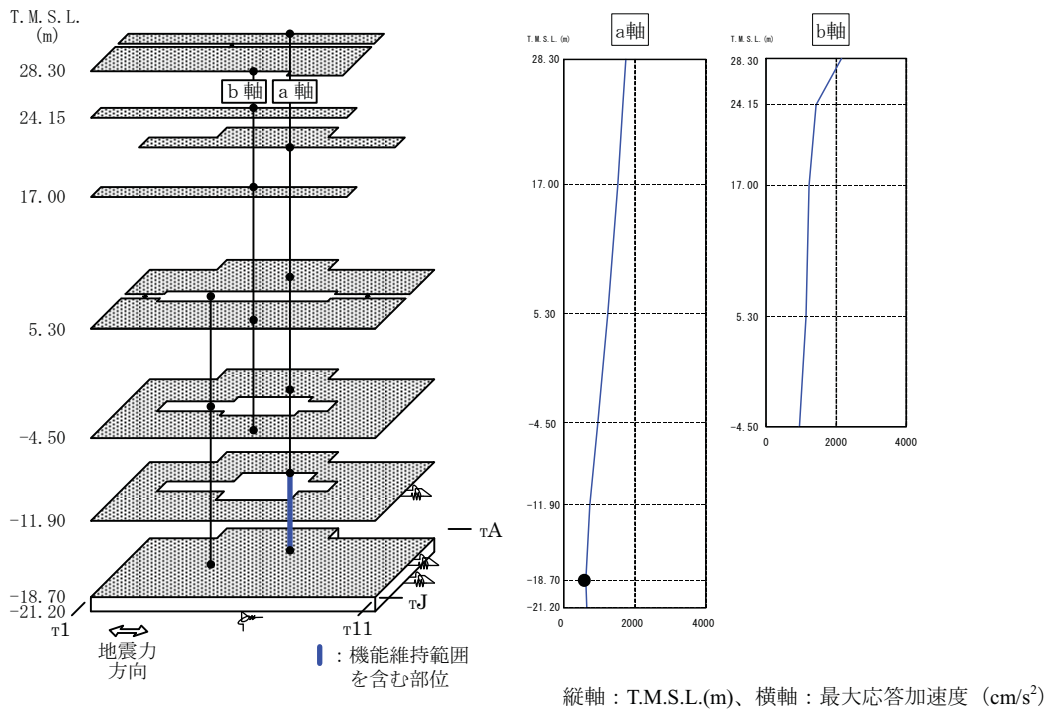
(東西方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数* ¹
1	0.370	2.70	2.45
2	0.275	3.64	0.69
3	0.240	4.16	-2.85
4	0.201	4.97	0.05
5	0.169	5.90	1.54

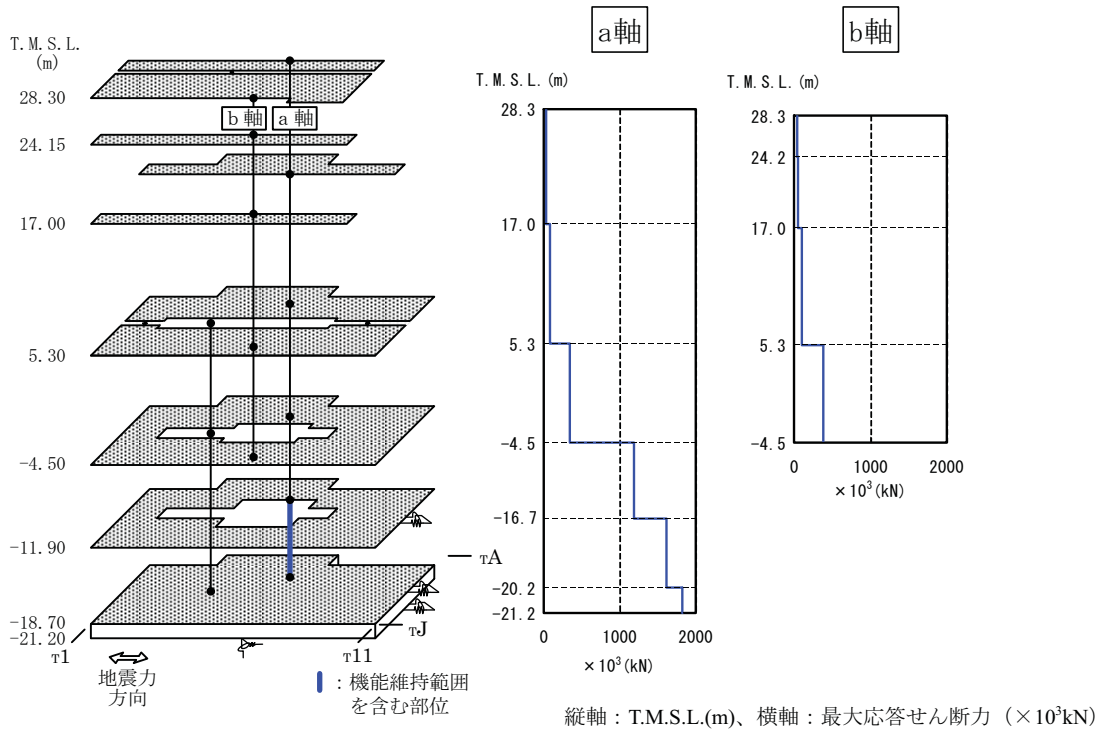
(鉛直方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数* ¹
1	0.372	2.69	2.16
2	0.238	4.20	-1.23
3	0.090	11.09	-0.10
4	0.051	19.69	0.01
5	0.048	20.99	-0.05

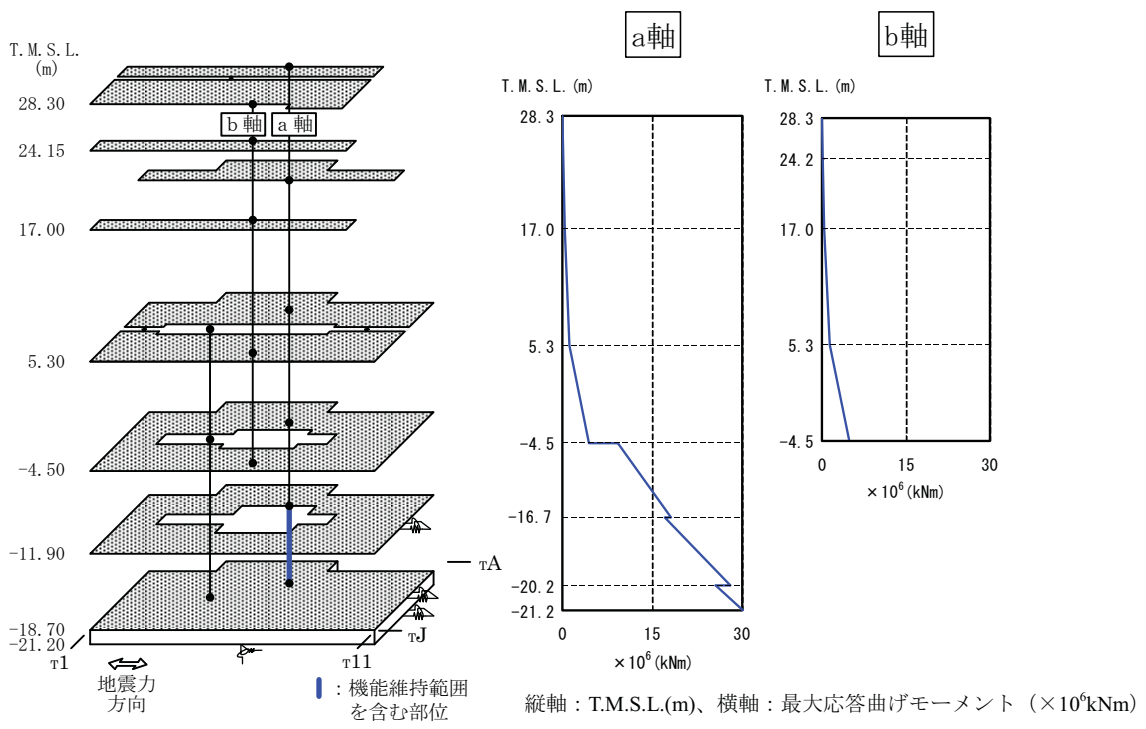
*1 : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に基準化して得られる刺激係数を示す。



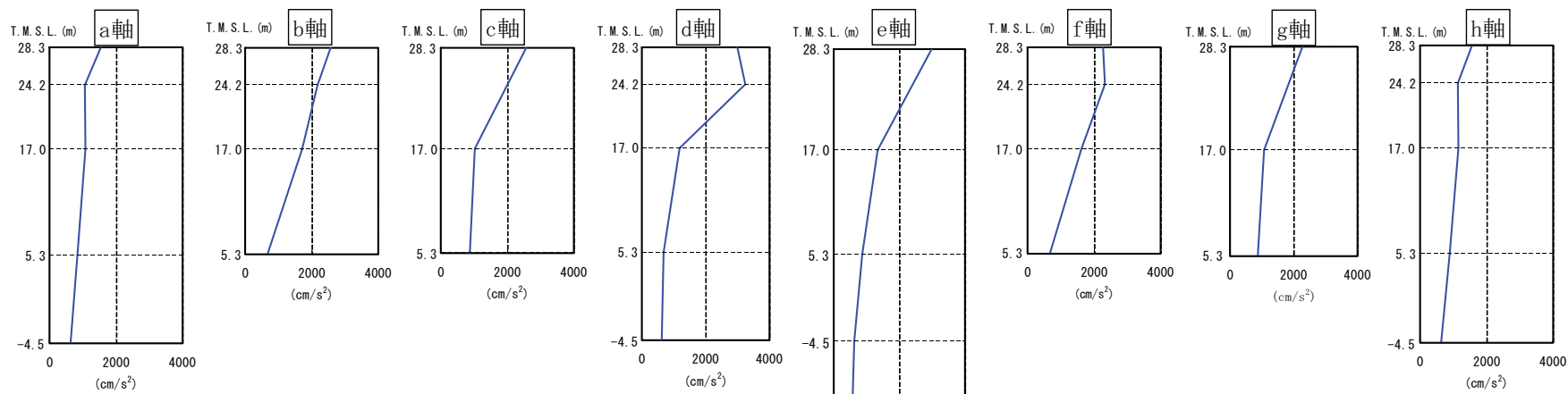
参図-4.1 最大応答加速度 (南北方向)



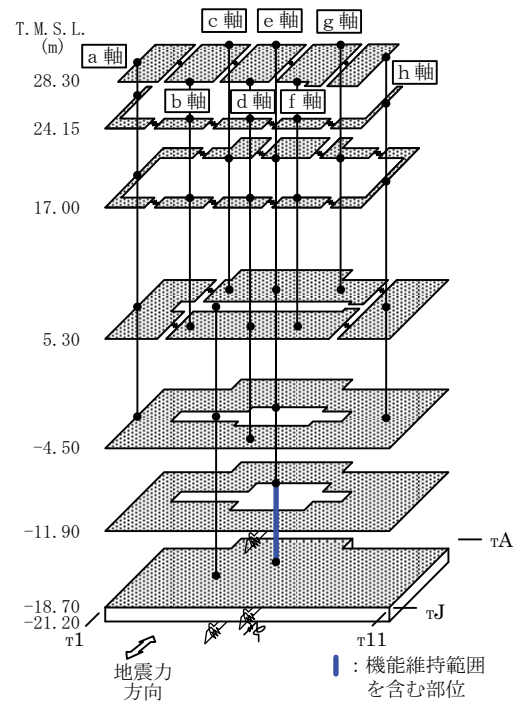
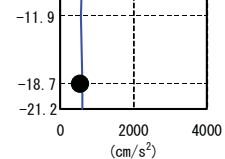
参図-4.2 最大応答せん断力 (南北方向)



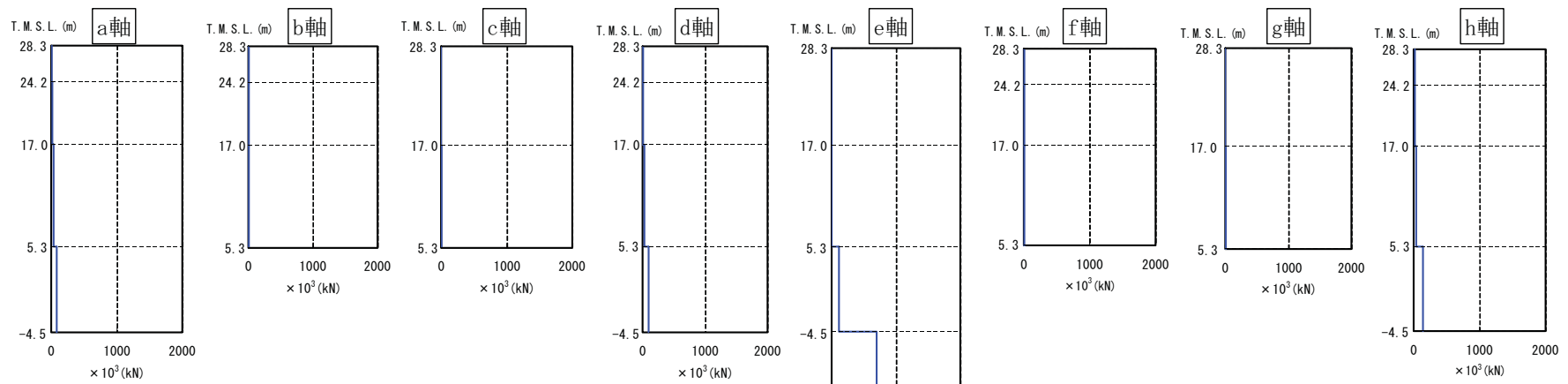
参図-4.3 最大応答曲げモーメント（南北方向）



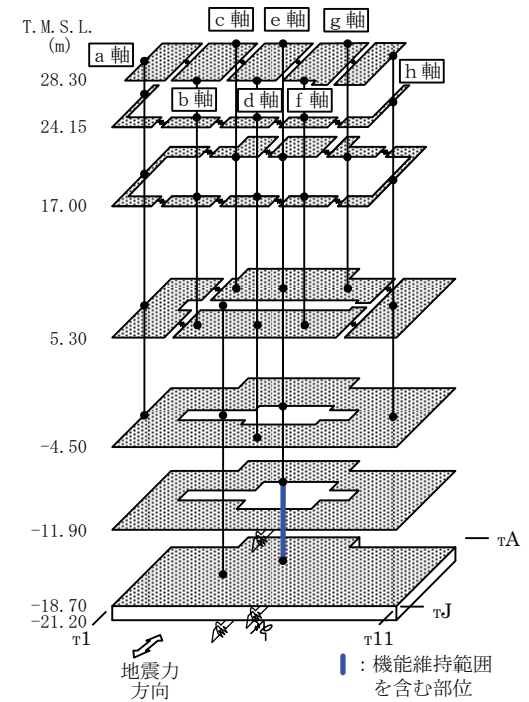
縦軸：T.M.S.L.(m)、横軸：最大応答加速度 (cm/s²)



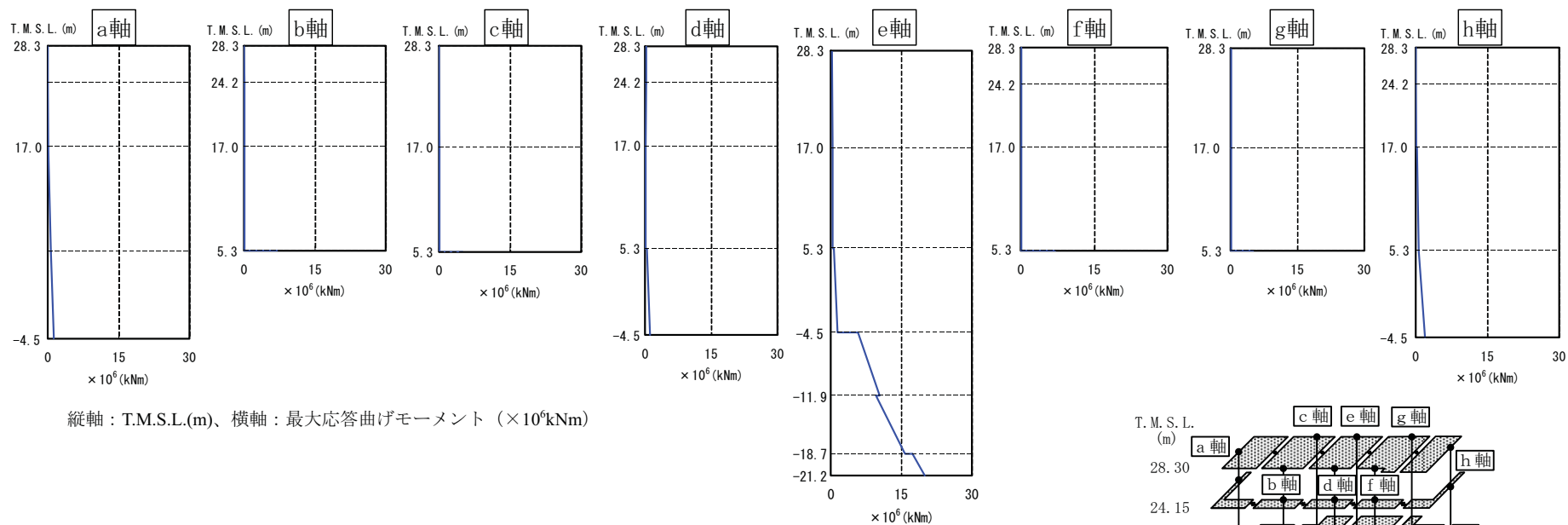
参图-4.4 最大応答加速度 (東西方向)



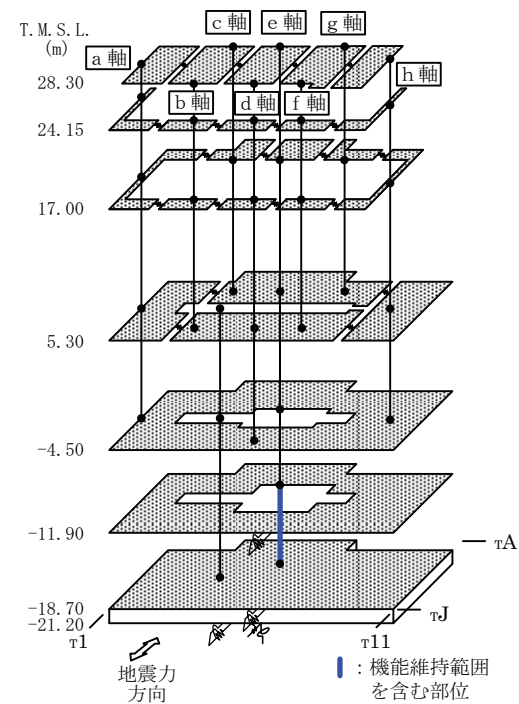
縦軸：T.M.S.L.(m)、横軸：最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)



参図-4.5 最大応答せん断力 (東西方向)



縦軸：T.M.S.L.(m)、横軸：最大応答曲げモーメント ($\times 10^6$ kNm)



参図-4.6 最大応答曲げモーメント (東西方向)

タービン建屋の接地率は、「JEAG4601-1991」に基づき、地震応答解析の結果得られた最大転倒モーメントを用い、地盤反力を三角形分布と仮定して算出する。基礎浮上りの検討結果を参表-4.2 に示す。

参表-4.2 基礎浮上りの検討結果

	浮上り限界モーメント M_0 (kNm)	最大転倒モーメント M_{max} (kNm)	接地率 η (%)
南北方向	4.92×10^7	2.24×10^7	100
東西方向	3.01×10^7	1.89×10^7	100

参考資料 5 海水熱交換器建屋地震応答解析結果

地震応答解析モデルの固有値（固有周期および固有振動数）を、参表-5.1 に示す。
地震応答解析（水平）により求められた最大応答値を参図-5.1～参図-5.6 に示す。

参表-5.1 固有値解析結果

(南北方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*1
1	0.216	4.63	1.948
2	0.155	6.43	-0.859
3	0.106	9.40	0.237
4	0.041	24.31	-0.047
5	0.026	38.53	-0.022

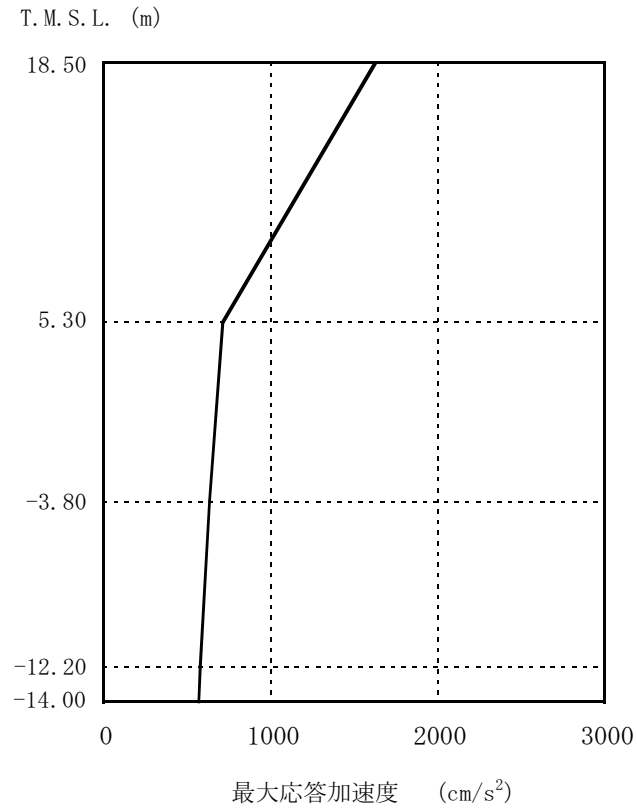
(東西方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*1
1	0.221	4.52	1.816
2	0.150	6.65	-0.729
3	0.107	9.36	0.254
4	0.052	19.06	-0.071
5	0.034	29.52	-0.037

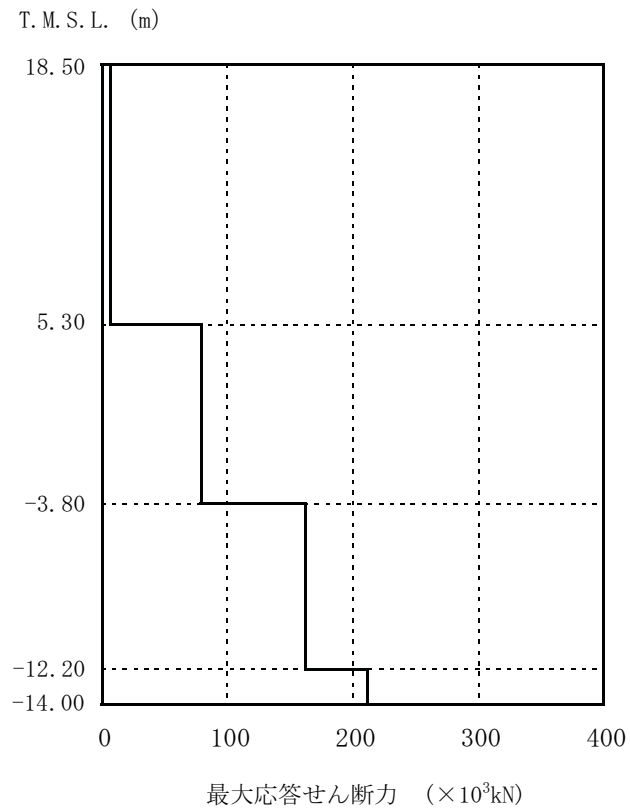
(鉛直方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*1
1	0.151	6.64	5.400
2	0.132	7.60	-4.432
3	0.030	33.28	-0.110
4	0.024	42.33	0.116
5	0.021	46.74	0.092

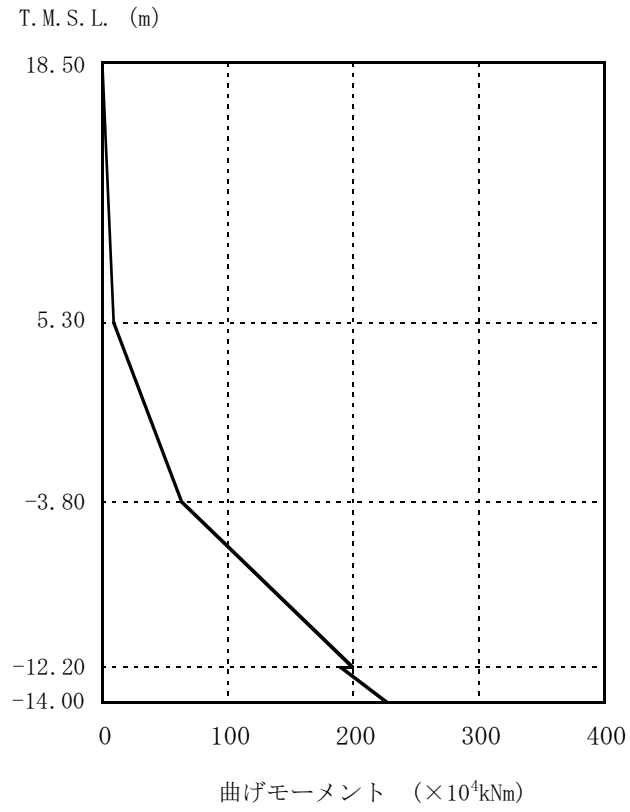
*1:各モードごとに固有ベクトルの最大値を1に基準化して得られる刺激係数を示す。



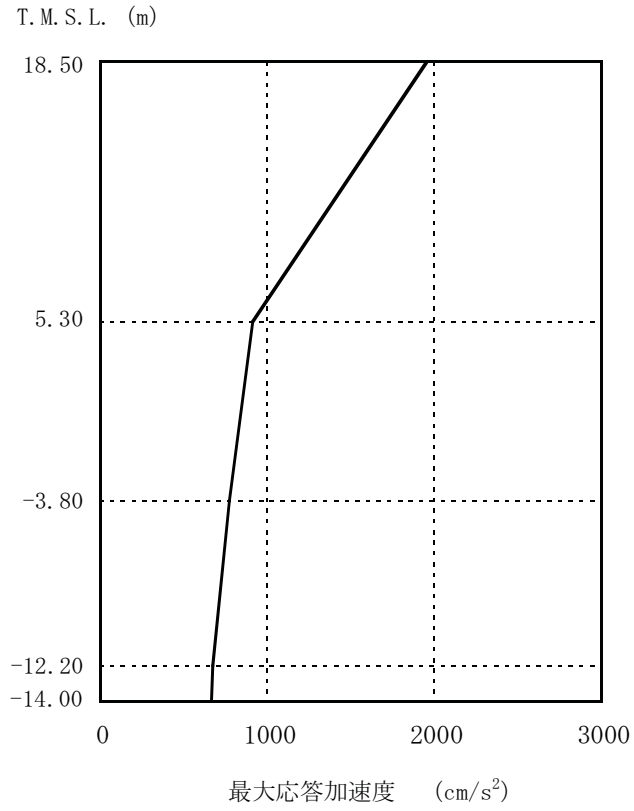
参图-5.1 最大応答加速度 (南北方向)



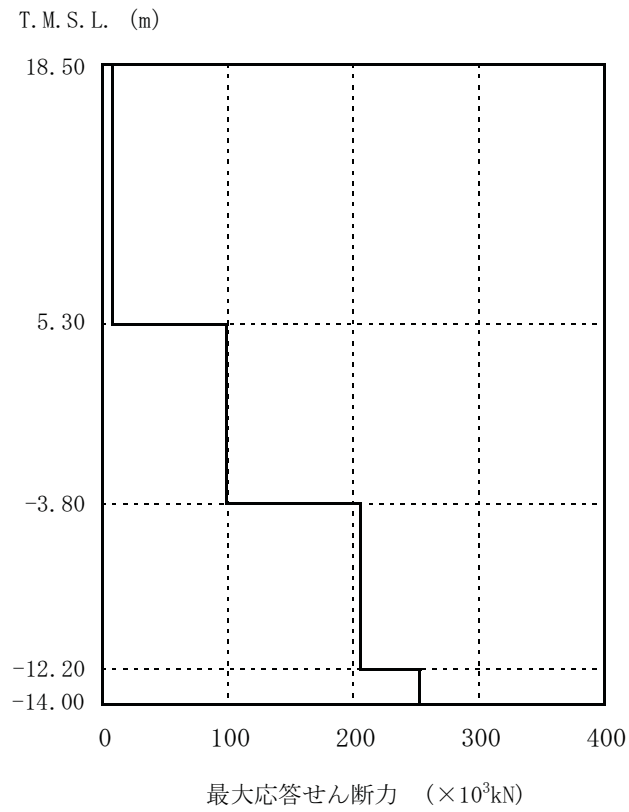
参图-5.2 最大応答せん断力 (南北方向)



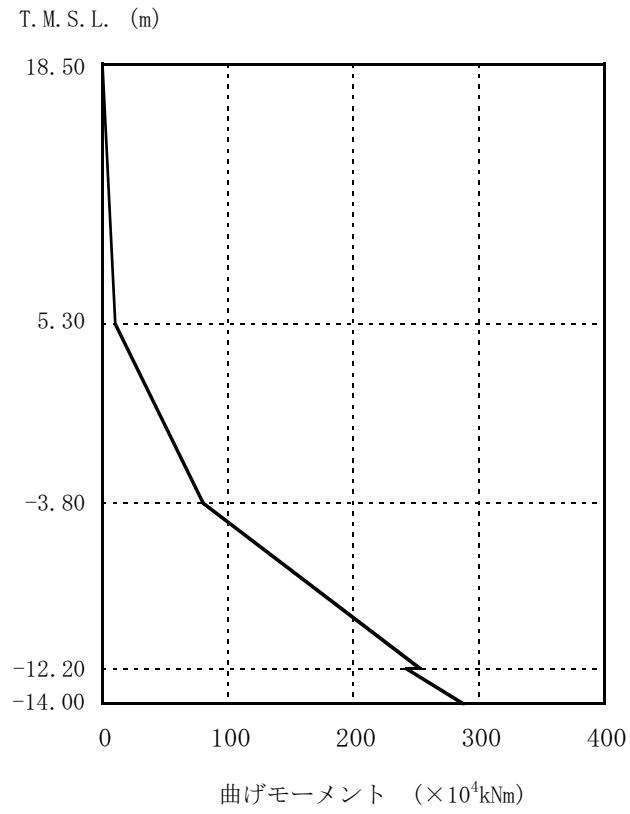
参図-5.3 最大応答曲げモーメント (南北方向)



参図-5.4 最大応答加速度 (東西方向)



参図-5.5 最大応答せん断力 (東西方向)



参図-5.6 最大応答曲げモーメント (東西方向)

海水熱交換器建屋の接地率は、「JEAG4601-1991」に基づき、地震応答解析の結果得られた最大転倒モーメントを用い、地盤反力を三角形分布と仮定して算出する。
 基礎浮上りの検討結果を参表-5.2 に示す。

参表-5.2 基礎浮上りの検討結果

	浮上り限界モーメント M_0 (kNm)	最大転倒モーメント M_{max} (kNm)	接地率 η (%)
南北方向	2.92×10^6	2.39×10^6	100
東西方向	2.92×10^6	2.93×10^6	99

参考資料 6 3号機解放基盤波を用いた海水熱交換器建屋の耐震健全性評価

「柏崎刈羽原子力発電所における平成 19 年新潟県中越沖地震時に取得された地震観測データの分析及び基準地震動に係る報告書」（平成 20 年 9 月 22 日補正、東京電力株式会社）に示されている、3 号機原子炉建屋基礎版上の記録を用いて推定された解放基盤表面の地震動（以下、「3 号機解放基盤波」という）を用いて 3 号機海水熱交換器建屋の健全性評価を行う。

1. 検討方法

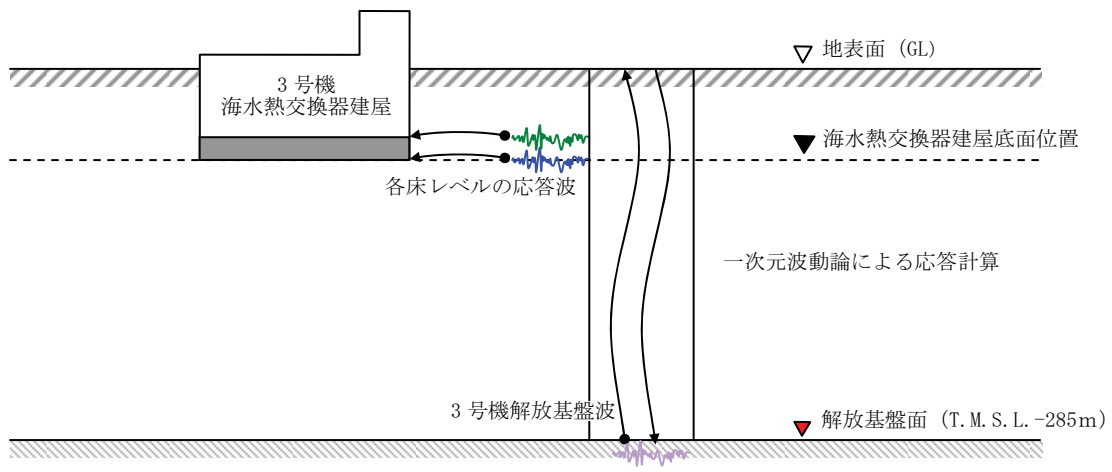
地震応答解析における入力地震動を「3 号機解放基盤波」から算定される地盤－建屋連成系の解析モデル下端における地震動とした。3 号機解放基盤波を用いた地震応答解析のイメージを参図-6.1 に示す。

その他の検討条件は、報告書本編の「5.3. 海水熱交換器建屋の耐震健全性評価」に示された評価手順、地震応答解析手法、評価基準と同一である。

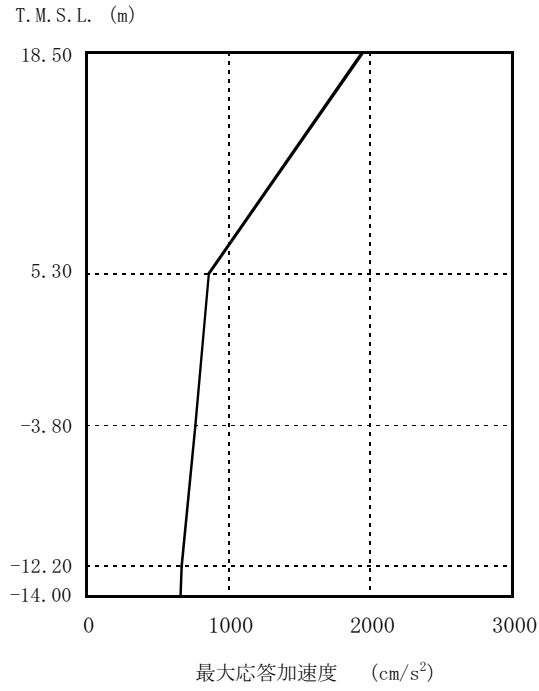
2. 地震応答解析結果

地震応答解析から求められた南北方向、東西方向、鉛直方向の最大応答加速度分布を参図-6.2～参図-6.4 に、南北方向、東西方向の最大応答せん断力分布および最大応答曲げモーメント分布を参図-6.5～参図-6.8 に示す。

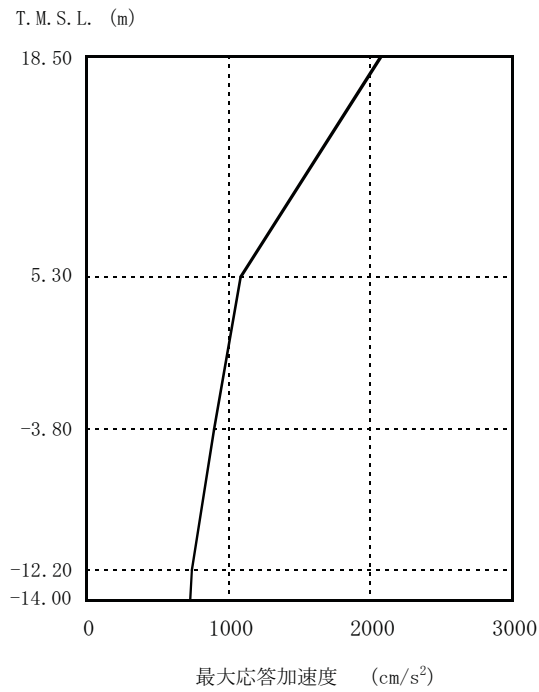
また、耐震壁のせん断応力を、設計配筋量のみで負担できる短期せん断応力度（ $p_w \cdot \sigma_y$ ）と併せて参図-6.9 および参図-6.10 に示す。せん断ひずみを、壁のひび割れが発生するひずみの目安値と併せて参図-6.11 および参図-6.12 に示す。



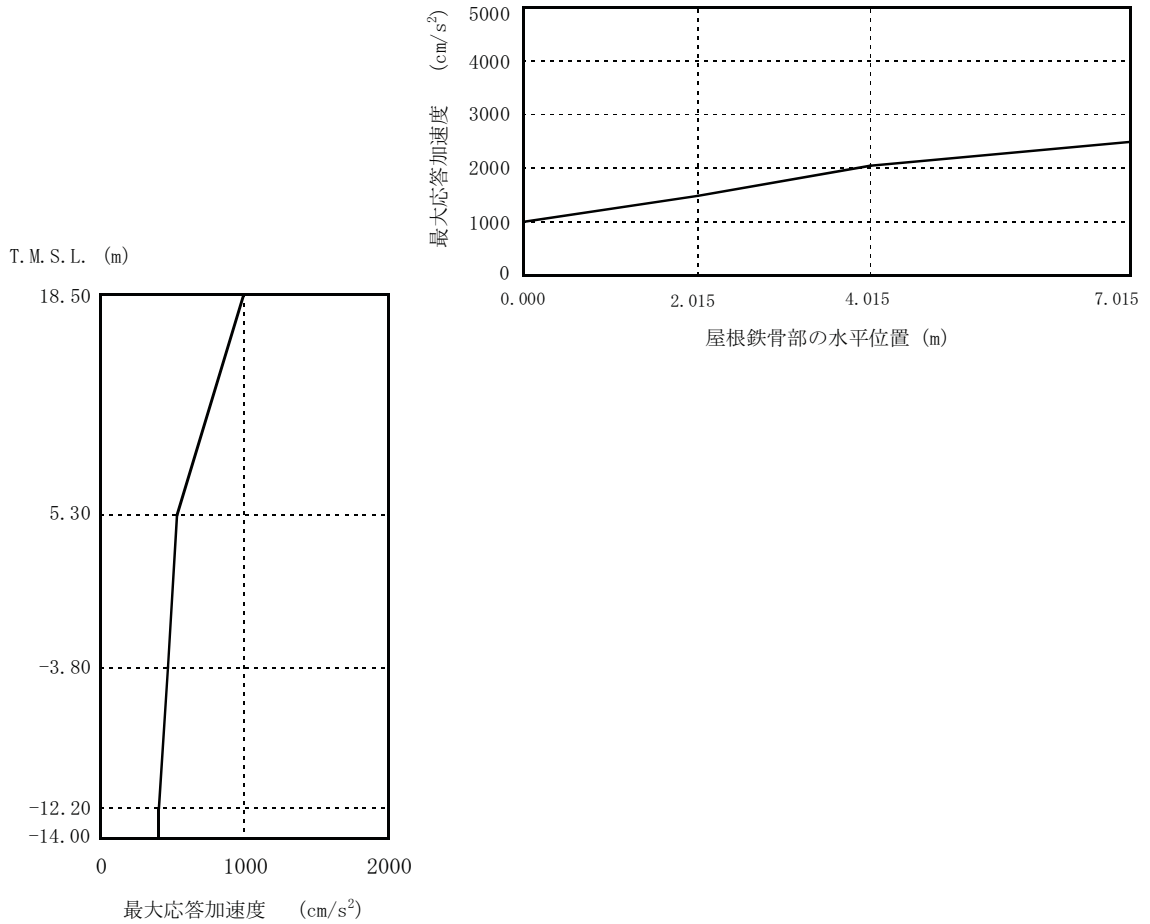
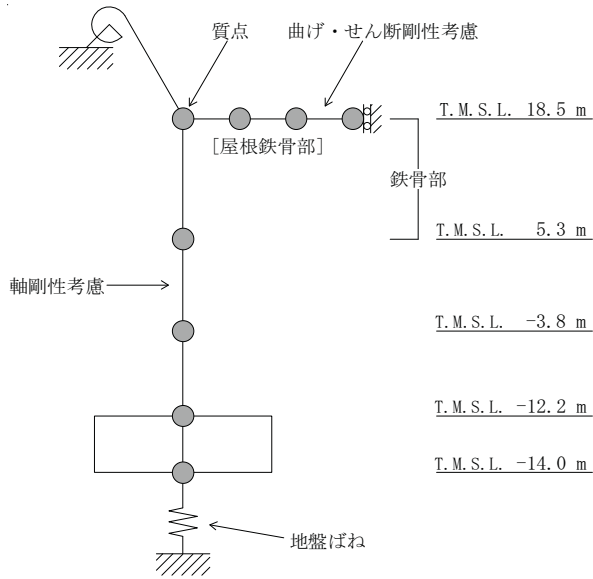
参図-6.1 3号機解放基盤波を用いた地震応答解析方法のイメージ



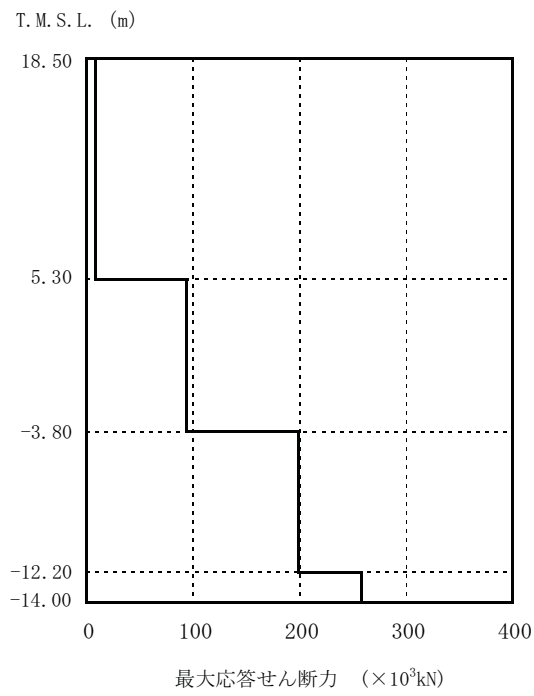
参图-6.2 最大応答加速度 (南北方向)



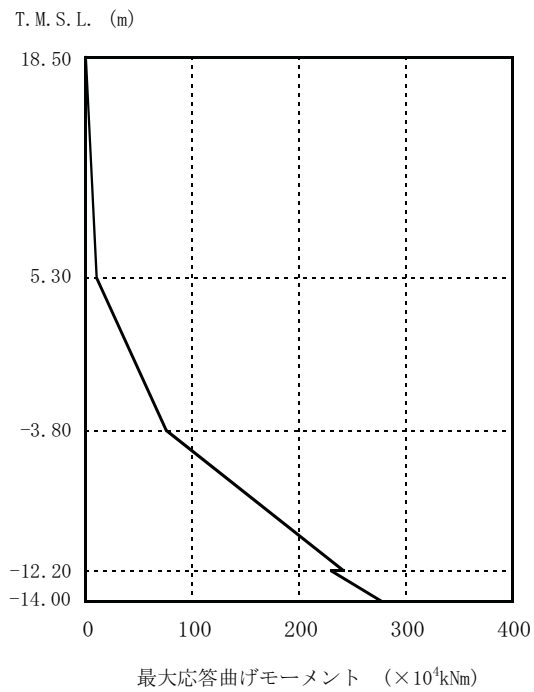
参图-6.3 最大応答加速度 (東西方向)



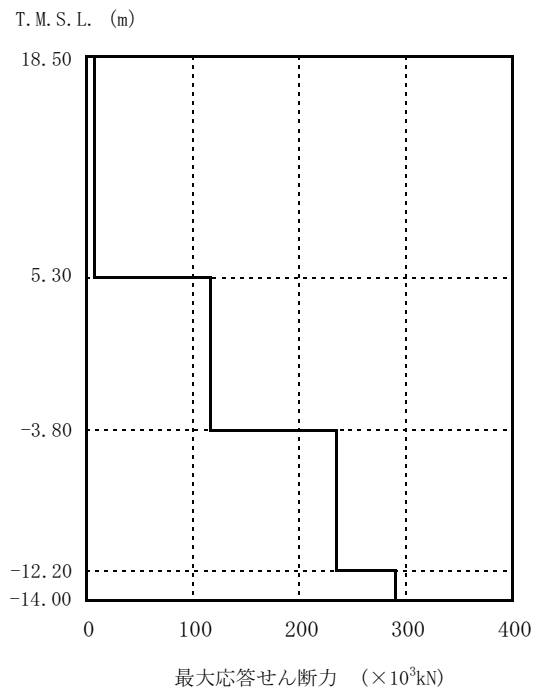
参図-6.4 最大応答加速度 (鉛直方向)



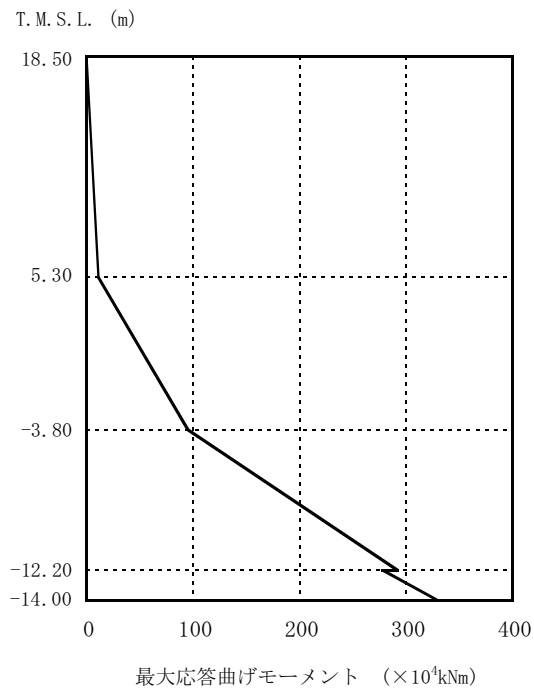
参図-6.5 最大応答せん断力 (南北方向)



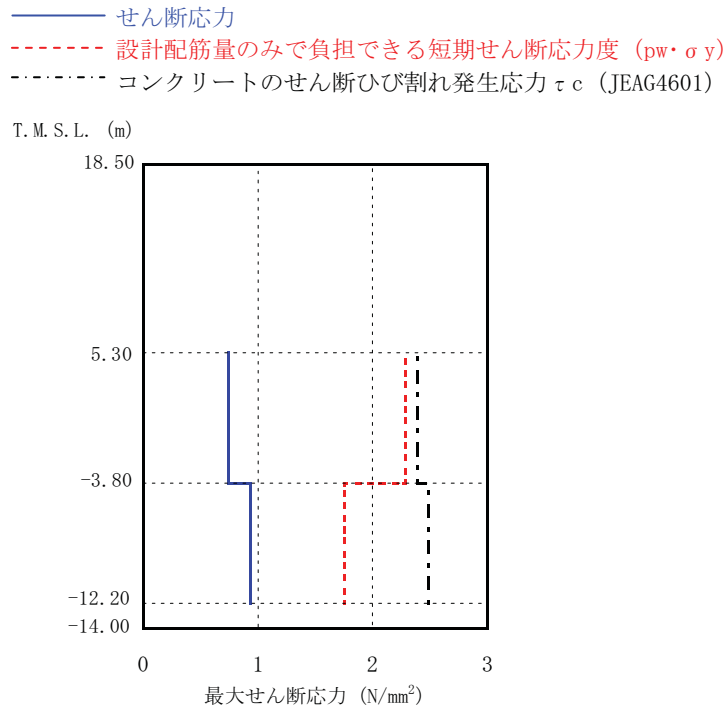
参図-6.6 最大応答曲げモーメント (南北方向)



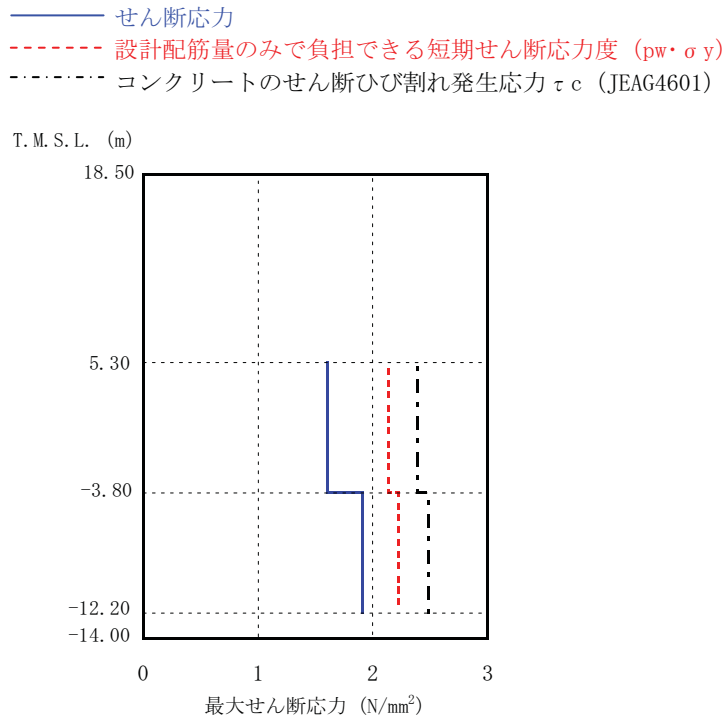
参図-6.7 最大応答せん断力（東西方向）



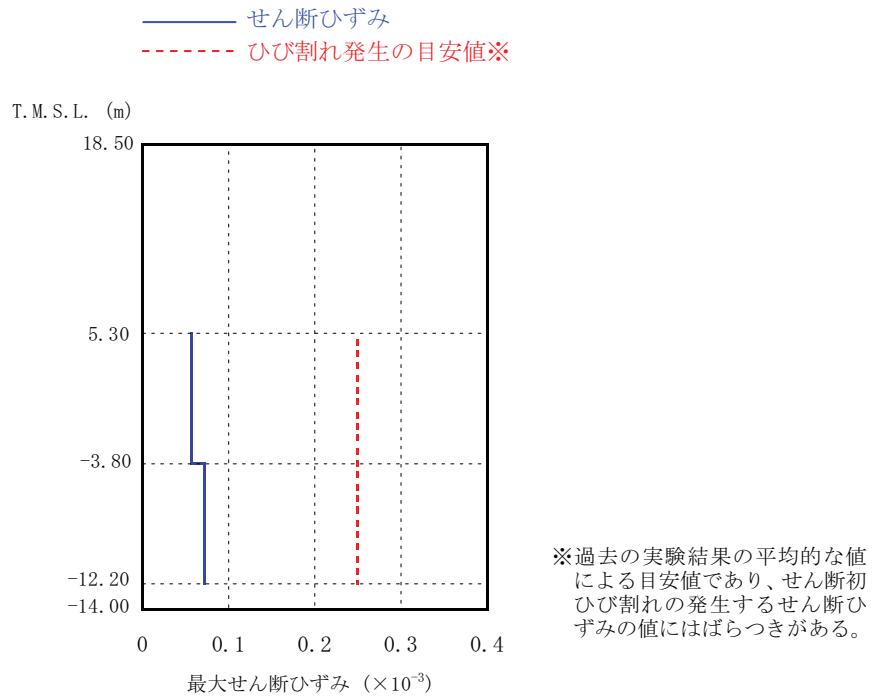
参図-6.8 最大応答曲げモーメント（東西方向）



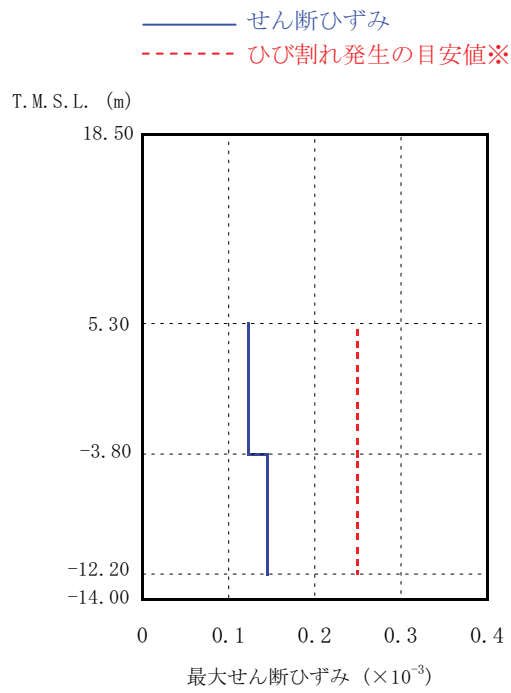
参図-6.9 耐震壁のせん断応力 (南北方向)



参図-6.10 耐震壁のせん断応力 (東西方向)



参図-6.11 耐震壁のせん断ひずみ (南北方向)



参図-6.12 耐震壁のせん断ひずみ (東西方向)

参考資料 7 杭頭付近の目視点検結果と解析結果との対応について

3号機排気筒の杭基礎の杭頭付近の目視点検の結果と解析的に求められた最大応答結果とを比較して示す。

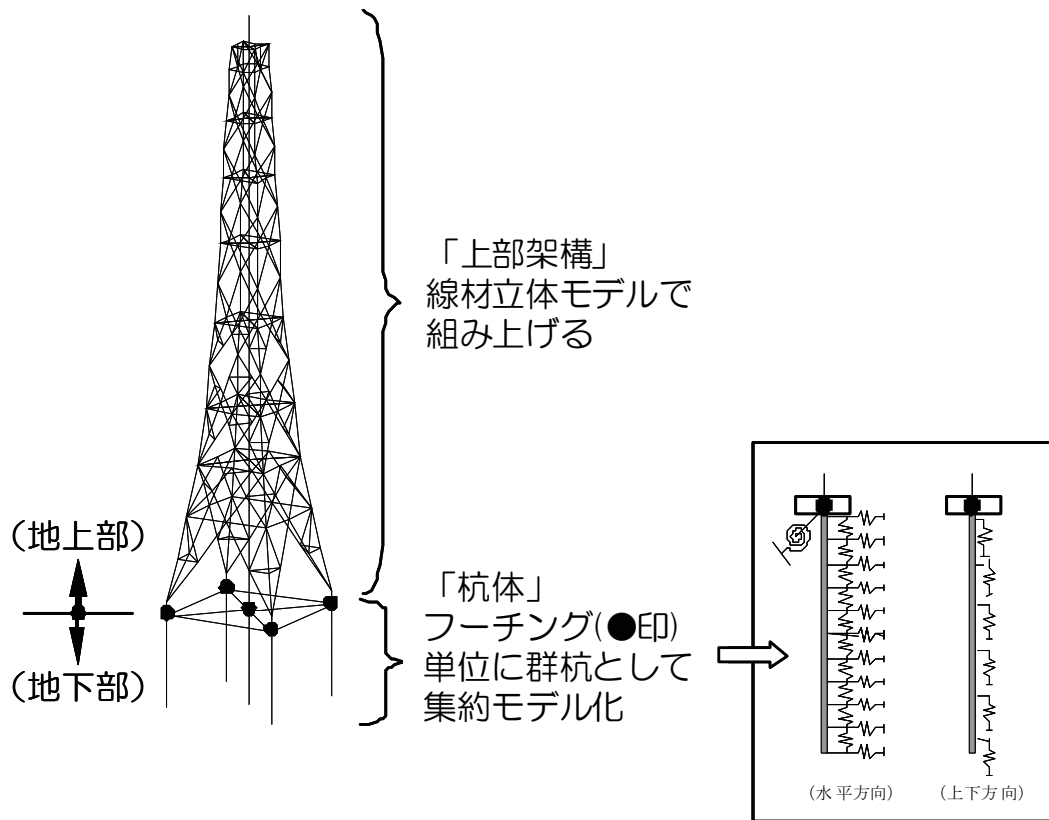
参図-7.1 に排気筒の地震応答解析モデル図を示す。

杭頭付近の目視点検結果（ひび割れ箇所、ひび割れ発生状況）を参図-7.2、参図-7.3 および参表-7.1 に示す。その結果、杭頭付近には軸力と曲げによると思われるひび割れが6～8本程度確認されている。

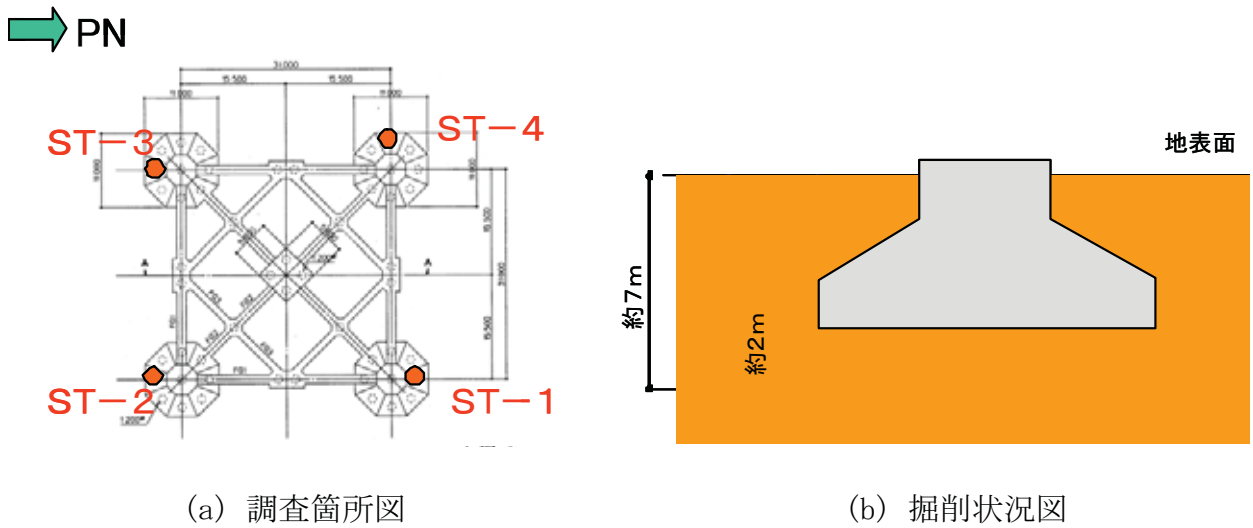
次に点検した杭のうちST-4及び、ST-3の杭頭に関して、地震応答解析から求めた杭頭付近の杭の応答曲げモーメントや応答軸力を曲げモーメント-曲率関係図（骨格曲線 $M-\phi$ ）及び軸力-曲げモーメント相関図（N-M 相関図）にプロットしたものを参図-7.4 に示す。その結果、コンクリートのひび割れ点に相当する第一折れ点を超過し、鉄筋降伏点に相当する第二折れ点までの中間的な応答を呈している。なお、杭の骨格曲線およびN-M相関図の条件は参表-7.2 に示した条件に基づき算定している。

以上の杭頭付近の地震応答解析結果は、第一折れ点を若干超えた範囲であり、点検結果とほぼ対応する結果であると判断される。

なお、杭の曲げモーメント-曲率($M-\phi$)関係は、（社）日本電気協会編『乾式キャスト貯蔵建屋基礎構造の設計に関する技術指針』（JEAG4616-2003）に基づき設定している。また、N-M相関図は日本建築学会編『鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説』（1991年）の15条（柱）の円形断面に基づき設定している。



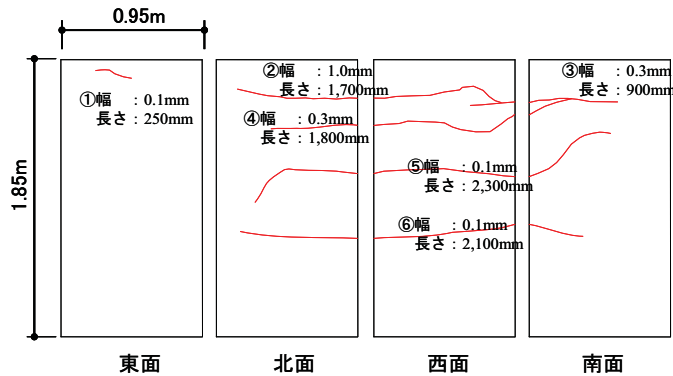
参図-7.1 排気筒の地震応答解析モデル



参図-7.2 杭の調査箇所とその掘削状況の概要図

参表-7.1 杭頭付近に確認されたひび割れ状況のまとめ

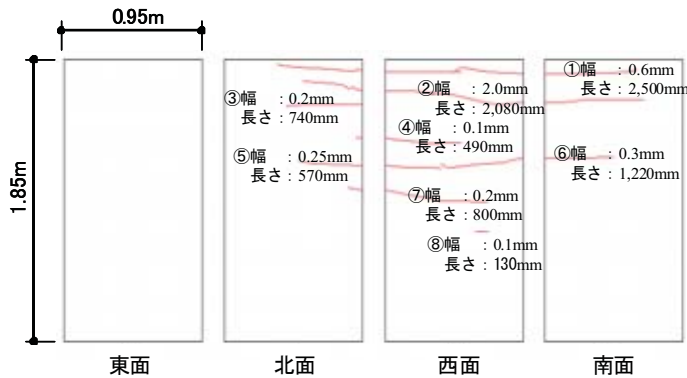
調査箇所	ひび割れ本数 (本)	ひび割れ幅 (mm)	ひび割れ長さ (m)	主なひび割れ 発生面
ST-4	6	0.10 ~ 1.00	0.25 ~ 2.3	西
ST-3	8	0.10 ~ 2.00	0.13 ~ 2.5	西
ST-2	8	0.10 ~ 0.80	0.35 ~ 3.5	西
ST-1	6	0.10 ~ 0.25	0.66 ~ 1.6	北西



—ひび割れ状況図 (展開図)—

—杭頭状況—

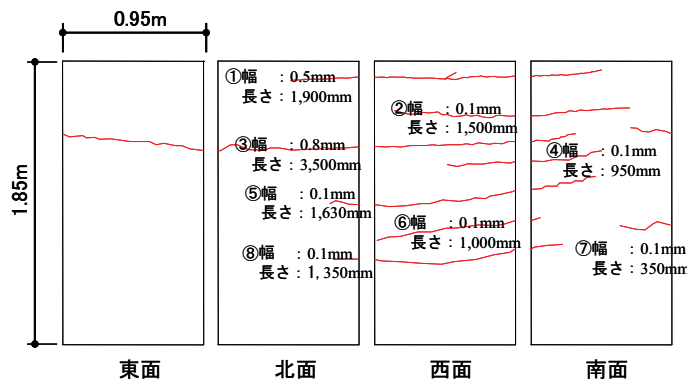
参図-7.3(a) 杭頭付近の最大ひび割れの発生状況 (位置記号: ST-4)



—ひび割れ状況図 (展開図)—

—杭頭状況—

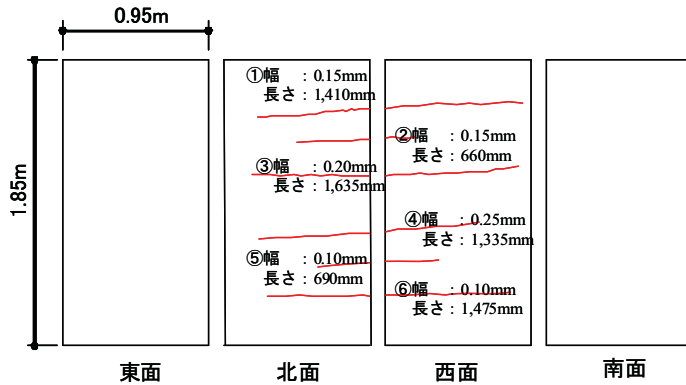
参図-7.3(b) 杭頭付近の最大ひび割れの発生状況 (位置記号: ST-3)



—ひび割れ状況図 (展開図)—

—杭頭状況—

参図-7.3(c) 杭頭付近の最大ひび割れの発生状況 (位置記号: ST-2)



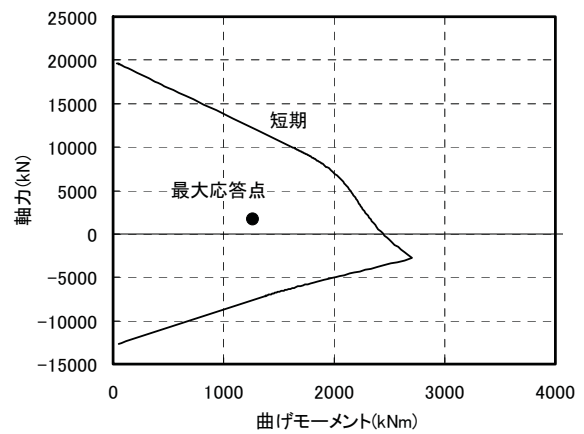
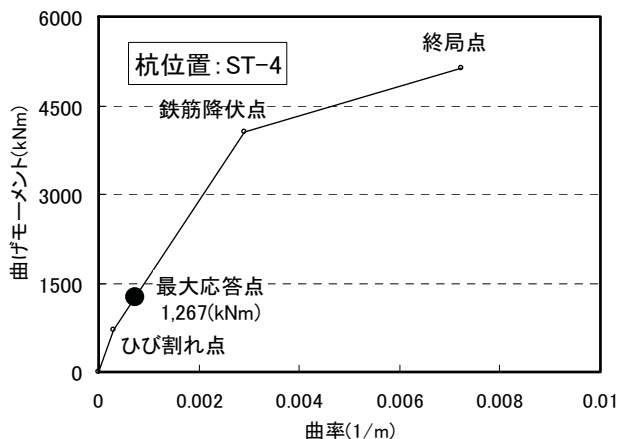
—ひび割れ状況図（展開図）—

—杭頭状況—

参図-7.3(d) 杭頭付近の最大ひび割れの発生状況（位置記号：S T-1）

参表-7.2 杭の骨格曲線およびN-M 相関図の条件

■ 杭の骨格曲線の条件	■ 杭のN-M 相関図の条件
<p>杭の曲げモーメント-曲率(M-ϕ)関係は、(社)日本電気協会編『乾式キャスク貯蔵建屋基礎構造の設計に関する技術指針』(JEAG4616-2003)に基づき設定している。</p> <ul style="list-style-type: none"> 第1折れ点：軸力Nが加わる時にコンクリートの縁部がコンクリートの引張強度$0.56\sqrt{F_c}$に達した点 ($M_c = 0.56\sqrt{F_c} \cdot Z_e + N \cdot D/8$) 第2折れ点：圧縮側あるいは引張側の縁鉄筋が降伏に達した点 終局点：圧縮側コンクリートの圧壊に相当する点(コンクリートの限界圧縮ひずみ0.3%) 	<p>N-M 相関図は日本建築学会編『鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説』(1991年)の15条(柱)の円形断面に基づき設定している。</p> <ul style="list-style-type: none"> コンクリートの短期許容圧縮応力度：11.75(N/mm²) 鉄筋の短期許容圧縮応力度：345(N/mm²) 鉄筋の短期許容引張応力度：345(N/mm²)

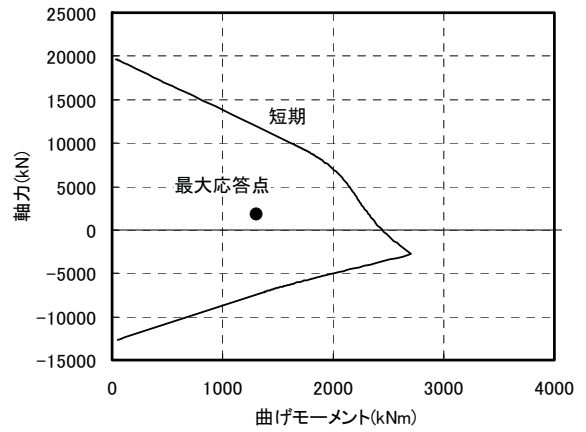
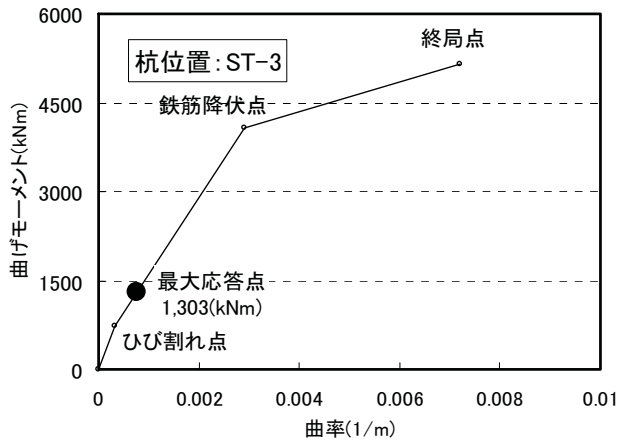


注) 最大応答点●：最大曲げモーメント発生時の曲げモーメントおよび軸力の点をプロット
(杭の位置記号：S T-4にある1本あたりの応答結果)

(a) 杭のM- ϕ 関係図と応答点

(b) 杭のN-M相関図と応答点

参図-7.4(a) 地震応答解析から求まる杭頭付近の応答軸力～曲げモーメント関係
(杭位置S T-4：EW方向)



注) 最大応答点●: 最大曲げモーメント発生時の曲げモーメントおよび軸力の点をプロット
 (杭の位置記号: S T - 3 にある 1 本あたりの応答結果)

(a) 杭の M- ϕ 関係図と応答点

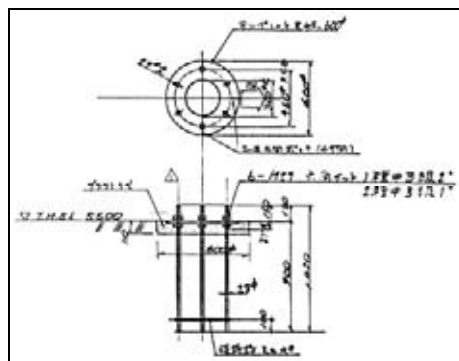
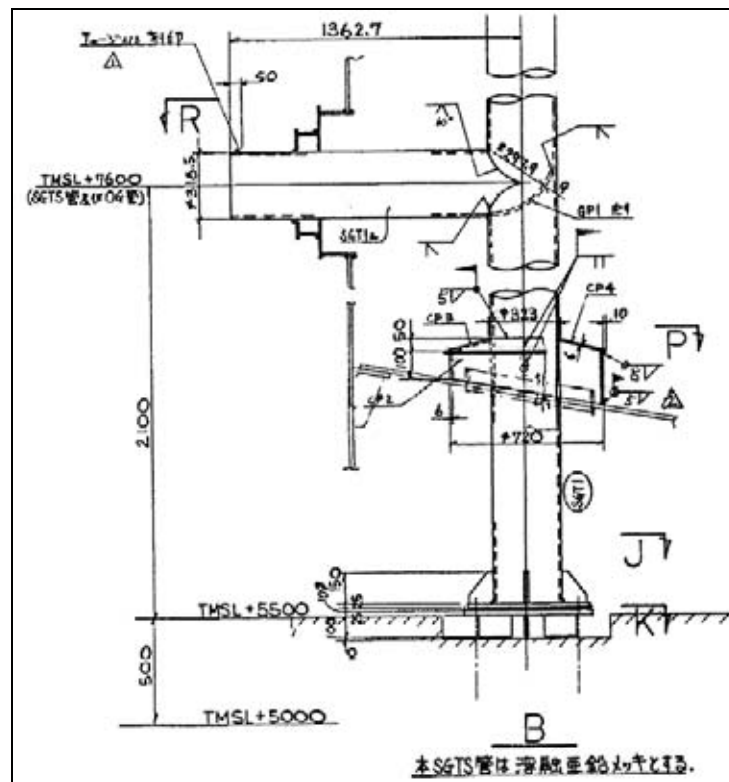
(b) 杭の N-M 相関図と応答点

参図-7. 4 (b) 地震応答解析から求まる杭頭付近の応答軸力～曲げモーメント関係
 (杭位置 S T - 3 : EW 方向)

参考資料 8 非常用ガス処理系用排気筒脚部のコンクリートの評価について

本編には、SGTS 用排気筒自体とその支持枠の構造検討結果を示したが、もう一つの破壊モードとして確認すべき部位として SGTS 用排気筒脚部が上げられる。

参図-8.1 に 3 号機の建設時の SGTS 用排気筒脚部の詳細図を示す。図の B 部に示すとおり、SGTS 用排気筒脚部は筒身基礎にベースプレートとアンカーボルトにより直接支持されており、SGTS 用排気筒の自重や地震時に発生する応力を筒身基礎に伝達できる構造となっている。



参図-8.1 3号機 SGTS 用排気筒脚部詳細図（建設時設計図より抜粋）

以上の SGTS 用排気筒脚部の中越沖地震時の構造検討では、地震力を上向きと下向きに検討している。上向きに地震力を考慮した場合の断面検討用軸力は 100.2 kN（圧縮力）であり、引張力は作用していない。また、軸力の大きな下向きの地震力を考慮した場合の断面検討用軸力は 144.2 kN（圧縮力）であり、ベースプレート下面に発生する応力は 0.51 N/mm^2 となる。これに対して、コンクリートの短期許容圧縮応力度は 29.4 N/mm^2 であり、健全性は確保されている。

参考資料 9 3号機解放基盤波を用いた排気筒の耐震健全性評価について

「柏崎刈羽原子力発電所における平成19年新潟県中越沖地震時に取得された地震観測データの分析及び基準地震動に係る報告書」(平成20年9月22日補正、東京電力株式会社)に示されている、3号機原子炉建屋基礎版上の記録を用いて推定された解放基盤表面の地震動(以下、「3号機解放基盤波」という)を用いて3号機排気筒の健全性評価を行う。

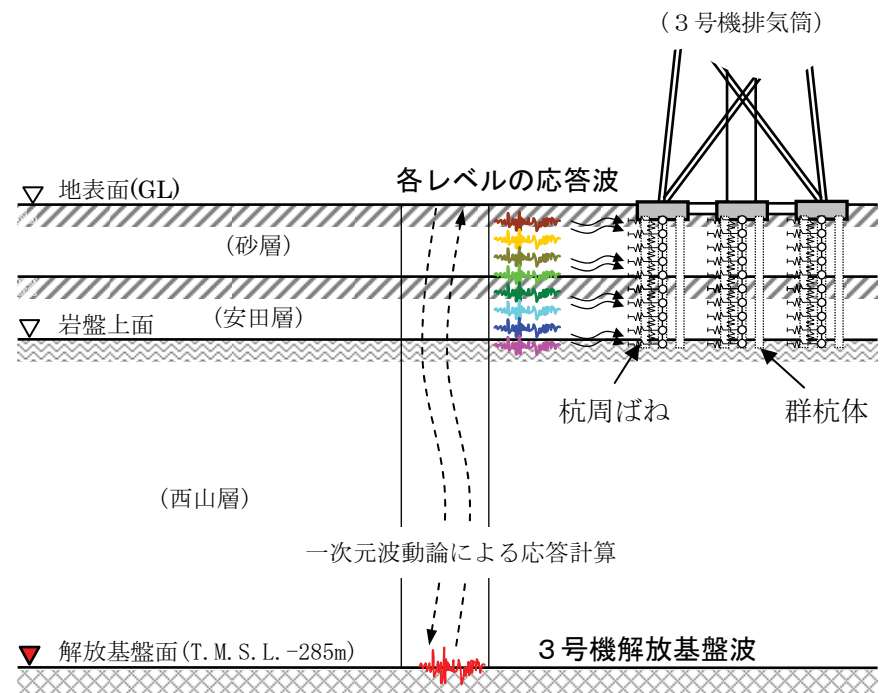
(1) 検討方法

地震応答解析における入力地震動を「3号機解放基盤波」から算定される杭一体型解析モデル各レベルにおける地震動とした。3号機解放基盤波を用いた地震応答解析のイメージを参図-9.1に示す。

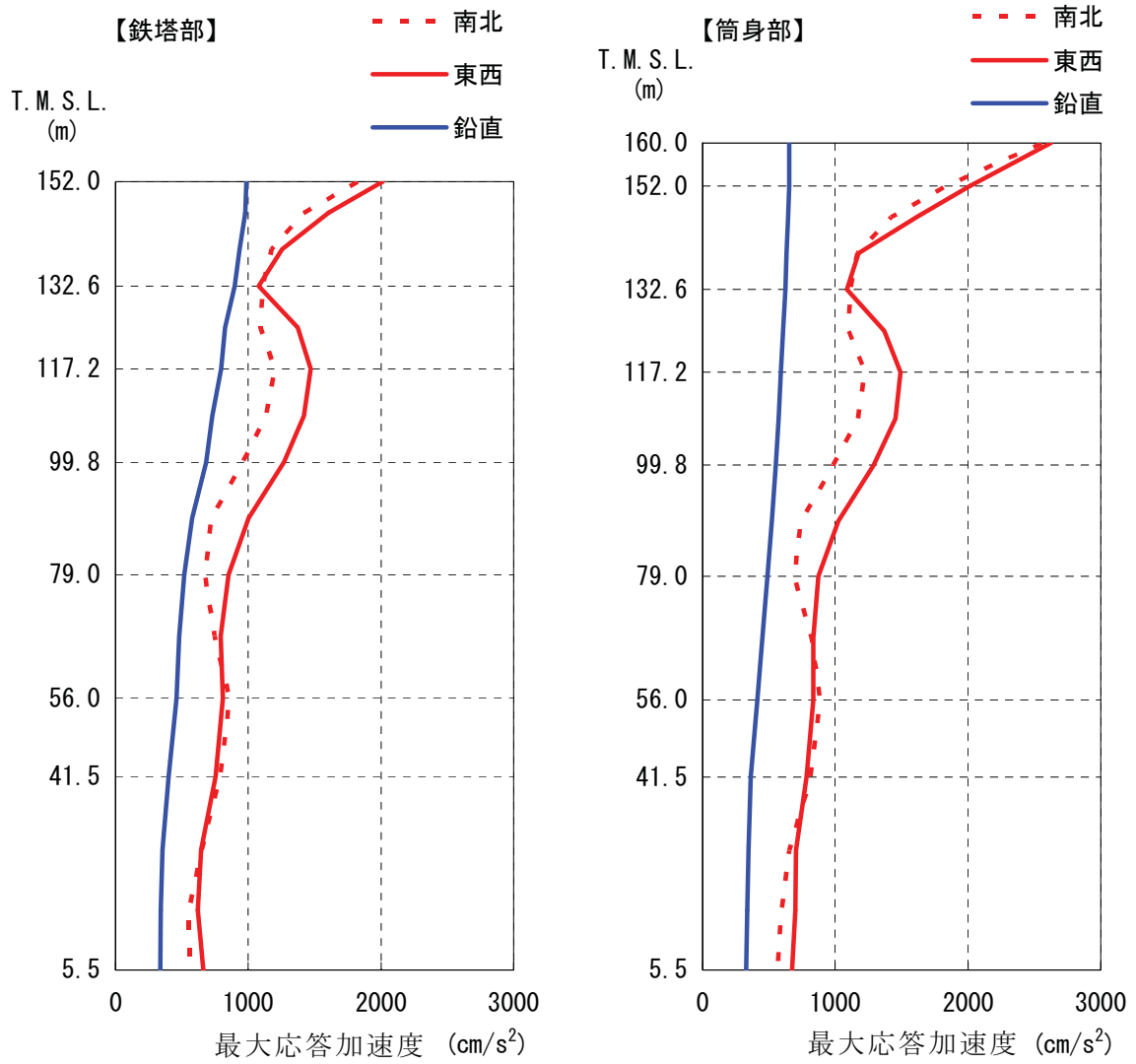
その他の検討条件は、報告書本編の「5.4. 排気筒の耐震健全性評価」に示された評価手順、地震応答解析手法、評価基準と同一である。

(2) 地震応答解析結果

地震応答解析から求められた南北方向、東西方向、鉛直方向の最大応答加速度分布を参図-9.2に示す。



参図-9.1 3号機解放基盤波を用いた地震応答解析のイメージ



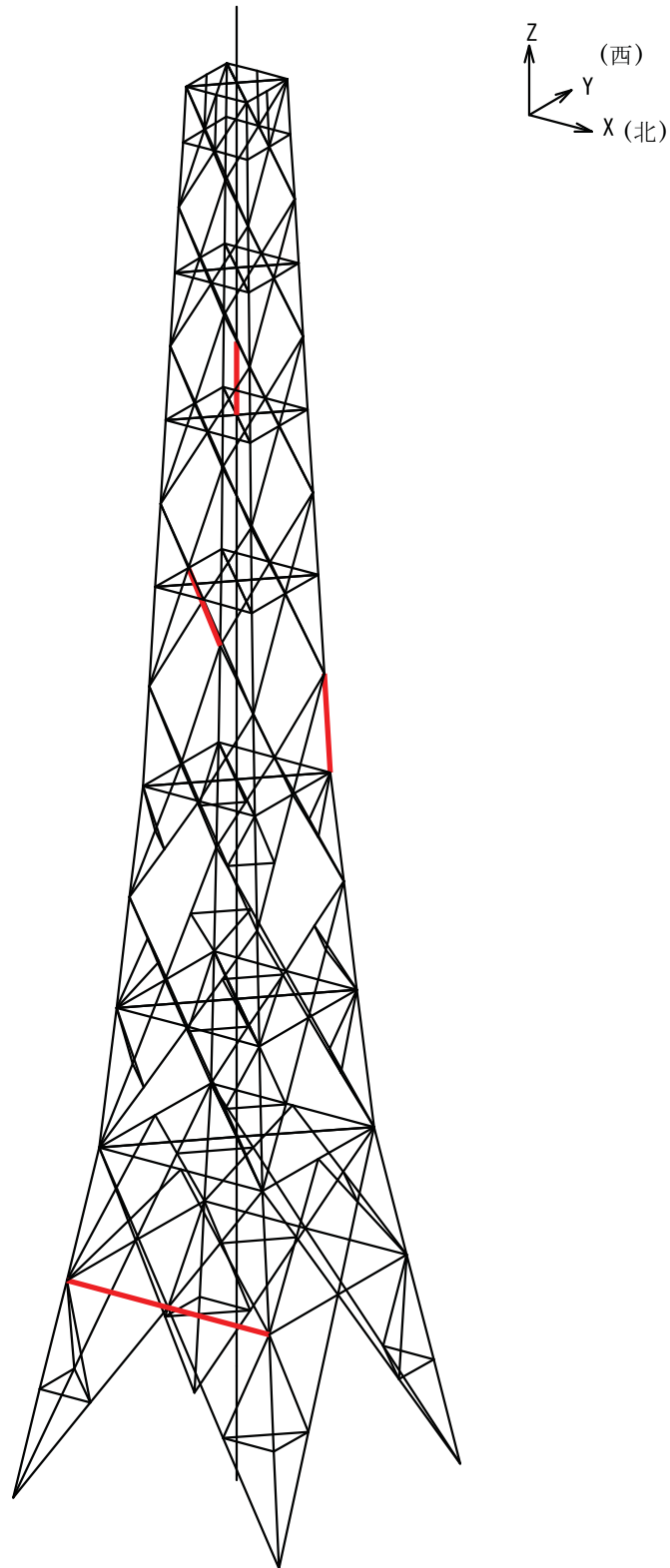
参図-9.2 排気筒 最大応答加速度

(3) 耐震健全性評価結果

① 鉄塔部、筒身部

各部材の評価結果のうち、発生応力と評価基準値の比（発生応力／評価基準値）が最大となる部位を参図-9.3 に、評価結果を参表-9.1 に示す。

排気筒について、各部材の軸力と曲げモーメントの組み合わせによる発生応力は、評価基準値以下であり、弾性範囲にあると判断され、耐震健全性は確保されているものと評価した。



— : 最大応力比発生位置 (部材種別毎) を示す。

参図-9.3 3号機排気筒の応答評価部位

参表-9.1 各部の最大応力比

箇所	部材	N (kN)	M (kNm)	A ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	Z ($\times 10^3 \text{mm}^3$)	${}_s\sigma_c$ (N/mm ²)	${}_s\sigma_b$ (N/mm ²)	${}_s f_c$ (N/mm ²)	${}_s f_b$ (N/mm ²)	$\frac{{}_s\sigma_c}{{}_s f_c} + \frac{{}_s\sigma_b}{{}_s f_b}$
鉄塔	主柱材	5806	223	264	4531	220.3	49.3	281.4	325.0	0.93
	斜材	986	—	98	828	100.6	—	144.3	—	0.70
	水平材	444	—	69	593	64.2	—	136.9	—	0.47
筒身	—	494	3980	750	63836	6.6	62.4	166.6	182.3	0.38

記号の説明

N : 軸力 (圧縮を正とする。)

M : 曲げモーメント

A : 断面積

Z : 断面係数

${}_s f_c$: 許容圧縮応力度

${}_s f_b$: 許容曲げ応力度

${}_s \sigma_c$: 圧縮応力 (N/A)

${}_s \sigma_b$: 曲げ応力 (M/Z)

② 杭の支持力の確認

参表-9.2 に上部架構からフーチング基礎に伝達される荷重を示す。また、参表-9.3 および参表-9.4 に杭の支持力確認結果を示す。

参表-9.2 上部架構からフーチング基礎に伝達される荷重

		鉄塔部	筒身部	備考
上部から 伝達される 荷重	圧縮力 (kN/脚)	8,465	2,408	長期軸力含む
	引抜き力 (kN/脚)	6,570	(生じない)	
	水平力 (kN/脚)	2,538	134	南北方向および 東西方向の ベクトル和
	曲げモーメント (kNm/脚)	210	2,833	
杭支持力の 確認用の荷 重 (フーチン グ下面)	フーチング基礎下端位置に おける曲げモーメント* (kNm/脚)	14,171	3,370	南北方向および 東西方向の ベクトル和
	フーチング基礎廻り自重 (kN/脚)	13,210	4,658	基礎梁および 土被り重量含む

注) *: 水平力×フーチング基礎高さ (鉄塔部 5.5m、筒身部 4.0m) + 曲げモーメント

参表-9.3 杭の鉛直支持力等の確認 (鉄塔部)

検定項目	発生応力	評価基準値 (抵抗力)	発生応力等 評価基準値
全体引抜き力の確認 (kN/脚)	6,570 (最大引抜き力)	13,210 (フーチング+基礎梁+土被り)	0.50
杭の支持力の確認 (最外縁杭: kN/本)	3,281 (最大圧縮力)	3,922 (短期許容支持力)	0.84

参表-9.4 杭の鉛直支持力等の確認 (筒身部)

検定項目	発生応力	評価基準値 (抵抗力)	発生応力 評価基準値
全体引抜き力の確認 (kN/脚)	— (引抜きは生じない)	4,658 (フーチング+基礎梁+土被り)	—
杭の支持力の確認 (最外縁杭: kN/本)	2,469 (最大圧縮力)	3,922 (短期許容支持力)	0.63

③ 非常用ガス処理系用排気筒

a) 非常用ガス処理系用排気筒

参表-9.5 に筒身の変位を, 参表-9.6 に SGTS 用排気筒応力および評価結果を示す。

SGTS 用排気筒の発生応力は評価基準値以下であり、弾性範囲にあると判断され、耐震健全性は確保されているものと評価した。

参表-9.5 筒身の変位

支持点	標高 T. M. S. L. (m)	地震応答解析結果 (mm)
TOP	160.0	750
A	152.0	670
B	132.6	491
C	117.2	365
D	99.8	251
E	79.0	138
F	56.0	64
G	41.5	34

参表-9.6 SGTS 用排気筒の評価結果

標高 T. M. S. L. (m)	N (kN)	M (kNm)	A ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	Z ($\times 10^3 \text{mm}^3$)	${}_s \sigma_c$ (N/mm ²)	${}_s \sigma_b$ (N/mm ²)	${}_s f_c$ (N/mm ²)	${}_s f_b$ (N/mm ²)	$\frac{{}_s \sigma_c}{{}_s f_c} + \frac{{}_s \sigma_b}{{}_s f_b}$
160.0 ~ 152.0	10.8	1.4	80.9	611	1.3	2.2	203	245	0.02
152.0 ~ 132.6	29.4	1.4			3.6	2.2	197		0.03
132.6 ~ 117.2	43.8	3.2			5.4	5.2	214		0.05
117.2 ~ 99.8	60.4	3.2			7.5	5.2	206		0.06
99.8 ~ 79.0	79.6	3.2			9.8	5.3	212		0.07
79.0 ~ 56.0	100.5	3.2			12.4	5.3	206		0.08
56.0 ~ 41.5	113.1	1.2			14.0	1.9	217		0.07
41.5 ~ 5.5	146.6	1.8			18.1	2.9	203		0.10

- 記号の説明
- N : 軸力 (圧縮を正とする。)
 - M : 曲げモーメント
 - A : 断面積
 - Z : 断面係数
 - ${}_s f_c$: 許容圧縮応力度
 - ${}_s f_b$: 許容曲げ応力度
 - ${}_s \sigma_c$: 圧縮応力 (N/A)
 - ${}_s \sigma_b$: 曲げ応力 (M/Z)

b) 支持部

評価結果を参表-9.7 に示す。

支持部の発生応力は、評価基準値以下であり、弾性範囲にあると判断され、耐震健全性は確保されているものと評価した。

参表-9.7 SGTS 用排気筒支持部材の評価結果

N (kN)	M (kNm)	A ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	Z ($\times 10^3 \text{mm}^3$)	$s\sigma_c$ (N/mm ²)	$s\sigma_b$ (N/mm ²)	$s f_c$ (N/mm ²)	$s f_b$ (N/mm ²)	$\frac{s\sigma_c}{s f_c} + \frac{s\sigma_b}{s f_b}$
9.9	1.8	22.1	102	4.5	17.8	216	235	0.10

記号の説明

N : 軸力 (圧縮を正とする。)

M : 曲げモーメント

$s f_c$: 許容圧縮応力度

$s f_b$: 許容曲げ応力度

$s\sigma_c$: 圧縮応力 (N/A)

$s\sigma_b$: 曲げ応力 (M/Z)

参考資料 10 地震応答解析結果に基づく地盤支持力の評価

(1) 原子炉建屋・タービン建屋・海水熱交換器建屋

報告書本編の「5. 耐震健全性評価」に示された地震応答解析結果^{※1}に基づく原子炉建屋・タービン建屋・海水熱交換器建屋の接地圧を参表-10.1～参表-10.3に示す。地盤の短期許容支持力度は、原子炉建屋は $3,040\text{kN/m}^2$ (310tf/m^2)、タービン建屋は $2,843\text{kN/m}^2$ (290tf/m^2)であり、海水熱交換器建屋は $2,745\text{kN/m}^2$ (280tf/m^2)であり、地震時接地圧に対して十分な余裕がある。

※1 水平地震動による応力と鉛直地震動による応力とを組み合わせる。

参表-10.1 地震応答解析結果に基づく接地圧（原子炉建屋）

原子炉建屋	南北	東西	反力分布図
鉛直力 N(kN)	3,671,850	3,440,990	
転倒モーメント※ ² M(×10 ⁵ kN・m)	320.92	557.88	
最大接地圧 (kN/m ²)	964	1,226	

地盤の短期許容支持力度 3,040kN/m²

参表-10.2 地震応答解析結果に基づく接地圧（タービン建屋）

タービン建屋	南北	東西	反力分布図
鉛直力 N(kN)	2,519,770	2,512,830	
転倒モーメント M(×10 ⁵ kN・m)	224.09	189.26	
最大接地圧 (kN/m ²)	441	494	

地盤の短期許容支持力度 2,843kN/m²

※² 原子炉建屋の転倒モーメントは、参考資料1の方法により算定する。

参表-10.3 地震応答解析結果に基づく接地圧（海水熱交換器建屋）

海水熱交換器建屋	南北	東西	反力分布図
鉛直力 N(kN)	404,860	404,860	<div style="display: flex; flex-direction: column; align-items: center;"> <div style="display: flex; align-items: center; margin-bottom: 10px;"> [南北方向] </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> [東西方向] </div> </div>
転倒モーメント M($\times 10^5$ kNm)	23.9	29.3	
最大接地圧※ (kN/m ²)	348	382	

※：地盤の短期許容支持力度 2,745 kN/m²

(2) 非常用取水路

原子炉建屋基礎版上の観測記録に基づく入力地震動を用いた地震応答解析結果における、非常用取水路から地盤に作用する鉛直方向の合力（V）および設置地盤の極限支持力（ Q_u ）を参表-10.4に示す。非常用取水路において、鉛直方向の合力は設置地盤の極限支持力を下回ることを確認した。

参表-10.4 極限支持力に関する検討結果

		鉛直力 ^{※1} V (kN)	極限支持力 ^{※2} Q_u (kN)	Q_u/V
非常用 取水路	スクリーン室	11,000	49,700	4.5
	取水路	2,040	15,000	7.4
	補機冷却用海水取水路	1,390	6,480	4.7

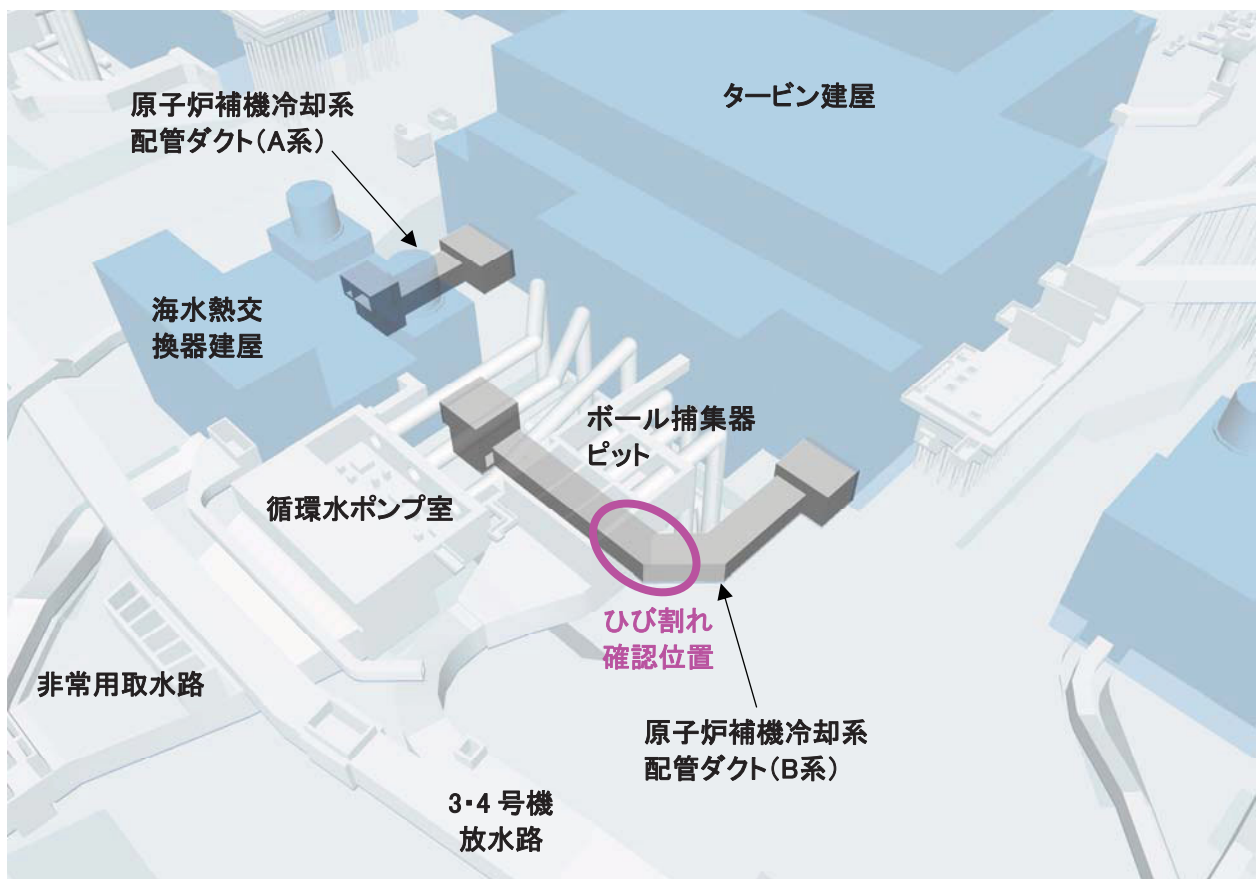
※1 鉛直力V（奥行き1m当り）：構造物から地盤に作用する鉛直方向の合力

※2 極限支持力 Q_u （奥行き1m当り）：「道路橋示方書・同解説 下部構造編、日本道路協会、平成14年3月」に基づき算出。

参考資料 11 原子炉補機冷却系配管ダクト（B系）のひび割れについて

(1) はじめに

原子炉補機冷却系配管ダクト（B系）において、新潟県中越沖地震発生後に実施した点検により地震に起因することを否定できないひび割れ（添付資料 5）が確認された。以下で、その発生原因について検討する。



参図-11.1 3号機原子炉補機冷却系配管ダクトの全景
(埋戻土層を除いた鳥瞰図)

(2) 原子炉補機冷却系配管ダクト（B系）のひび割れ

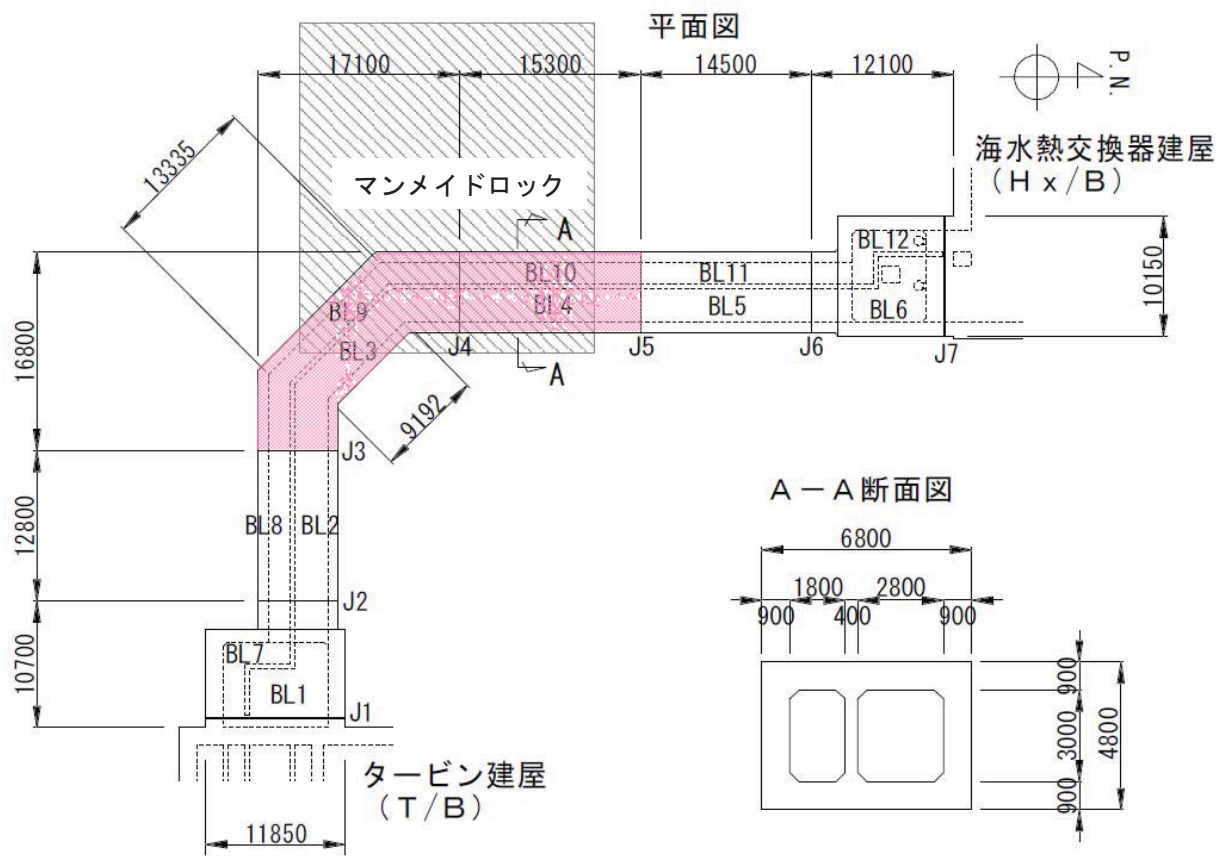
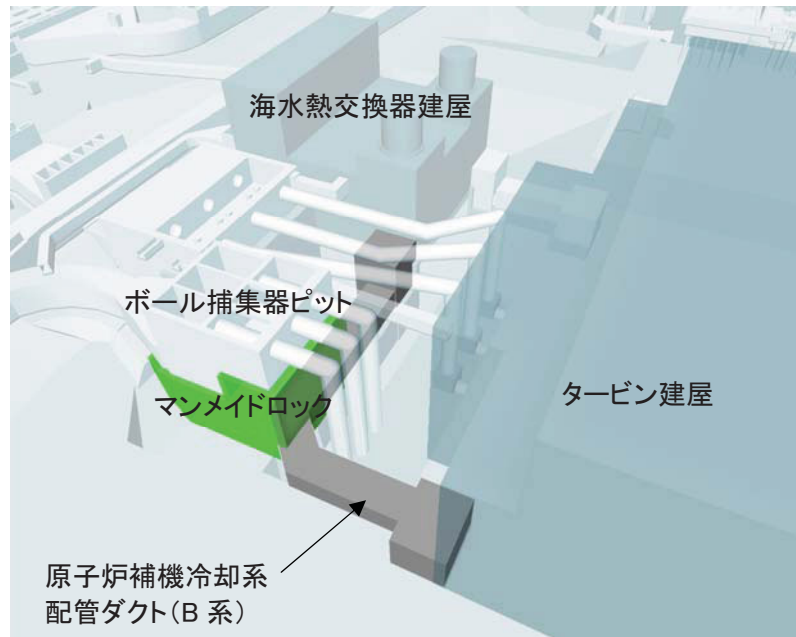
a) 損傷の状況

原子炉補機冷却系配管ダクト（B系）の平面図および断面図を参図-11.2 に、損傷展開図（抜粋）を参図-11.3 に示す。

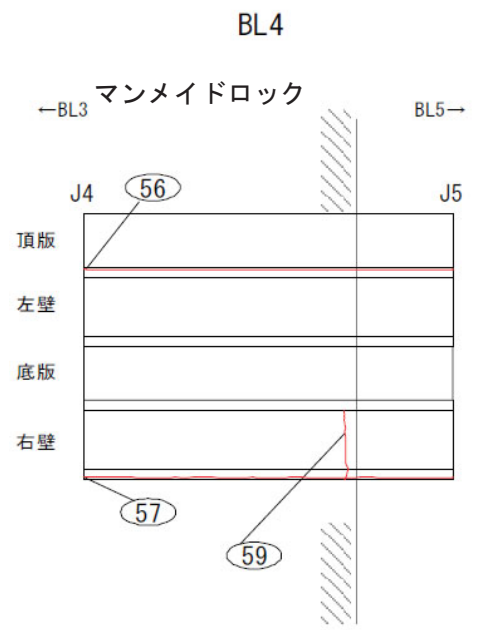
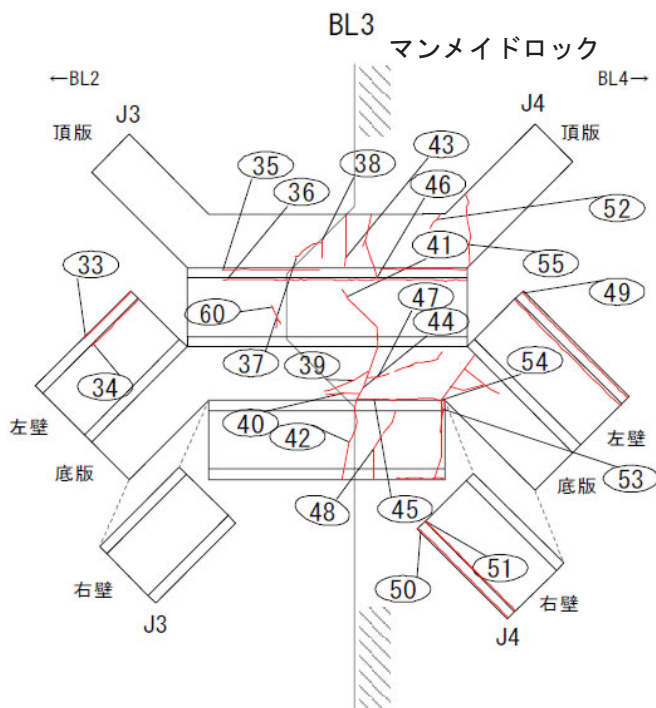
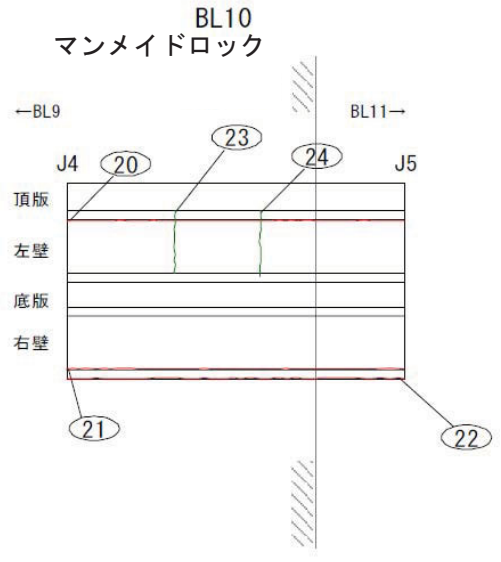
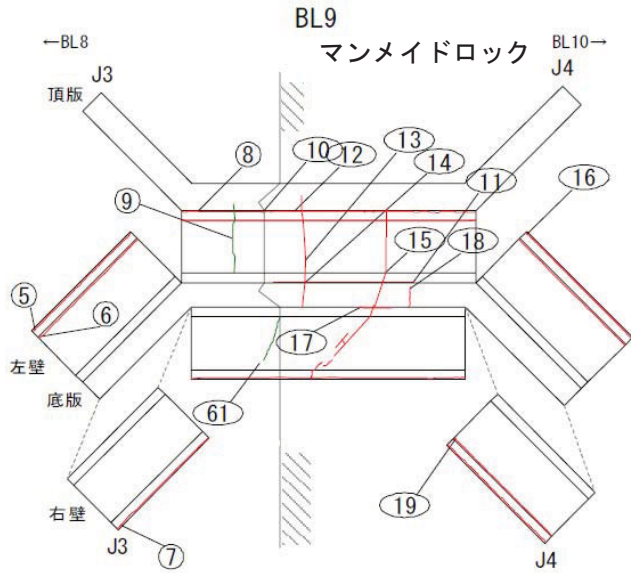
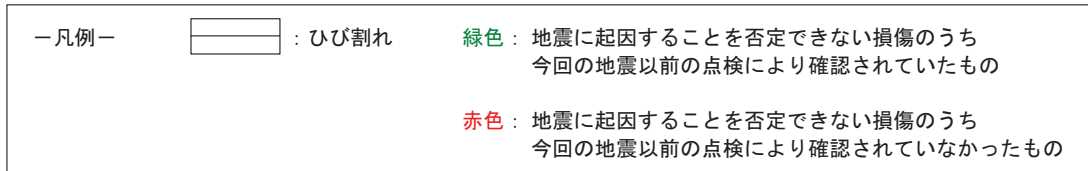
点検の結果、原子炉補機冷却系配管ダクト（B系）のBL3、BL4、BL9 および BL10 において、軸直交方向の不規則なひび割れが複数確認されており、最大ひび割れ幅は 0.5mm である。これらのひび割れのうち、損傷番号 9、23、24 および 61 については、新潟県中越沖地震以前の点検等で確認されていたものである。

同配管ダクトのうち BL3、BL4、BL9 および BL10 の周囲については、上位に設置されているボール捕集器ピットの基礎として、マンメイドロックが構築されており、今回確認されたひび割れはマンメイドロックの端部に集中している。同配管ダクトで確認されたひび割れとマンメイドロックとの位置関係を参図-11.4 に示す。

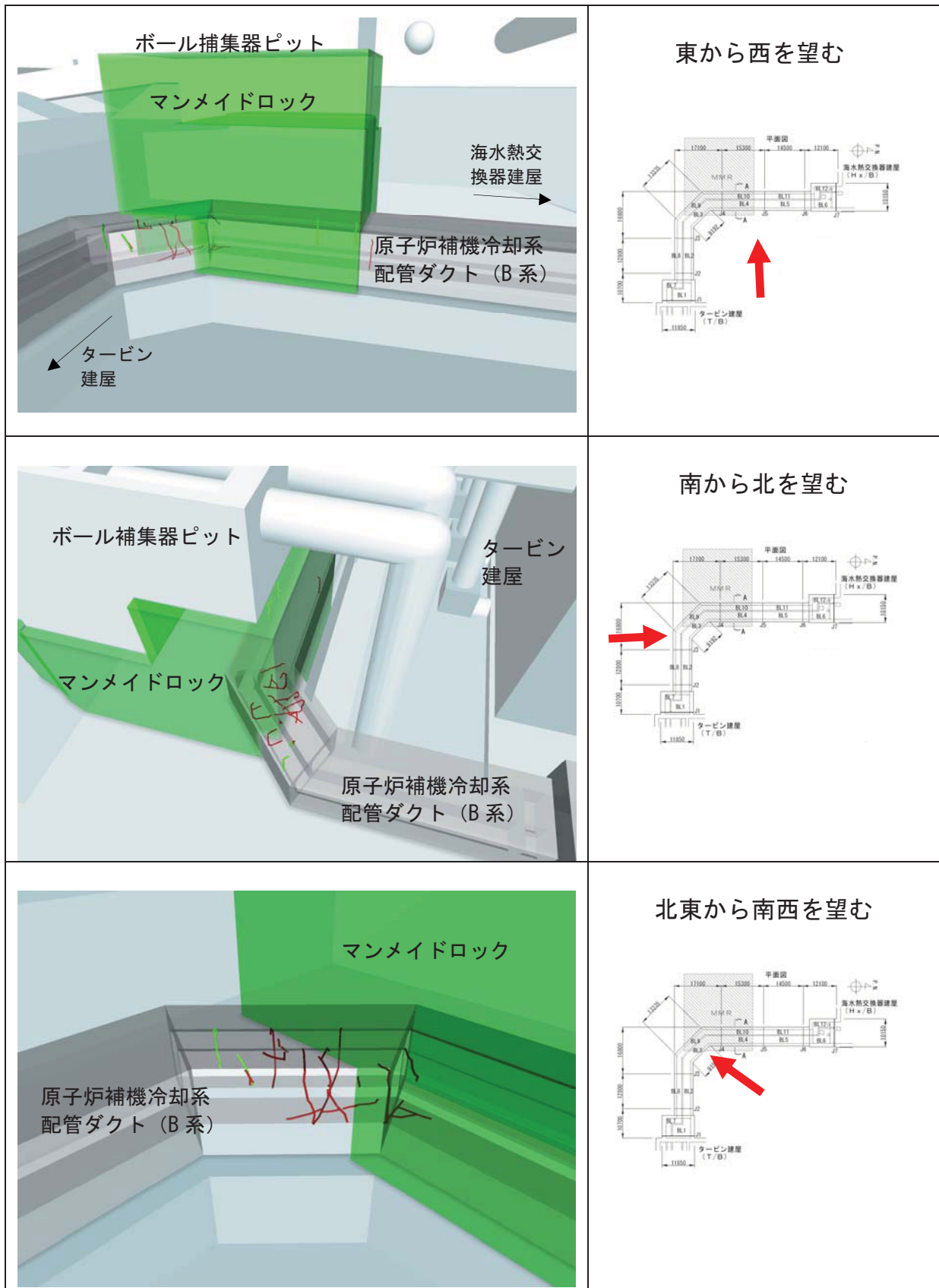
なお、今回確認されたひび割れは局所的であり、構造上問題となるものではなく、配管設置空間が確保できており、原子炉補機冷却系配管ダクトの要求機能（配管支持機能）に影響を及ぼすものではないことを確認している。



参図-11.2 原子炉補機冷却系配管ダクト (B系) の平面図および断面図



参図-11.3 原子炉補機冷却系配管ダクト (B系) の損傷展開図 (抜粋)



参図-11.4 ひび割れとマンメイドロックとの位置関係

b) 原因の検討

原子炉補機冷却系配管ダクト（B系）においては、軸直交方向の不規則なひび割れが確認されており、これらのうち一部のひび割れは、新潟県中越沖地震の以前からも確認されている。これらのひび割れは、同配管ダクトの外周に構築されたマンメイドロックによる影響を受けて進展したものと考えられる。

そこで、同配管ダクトに対するマンメイドロックや近接構造物などの影響を考慮できる三次元地震応答解析を実施し、同配管ダクトで確認されたひび割れの発生原因について検討する。

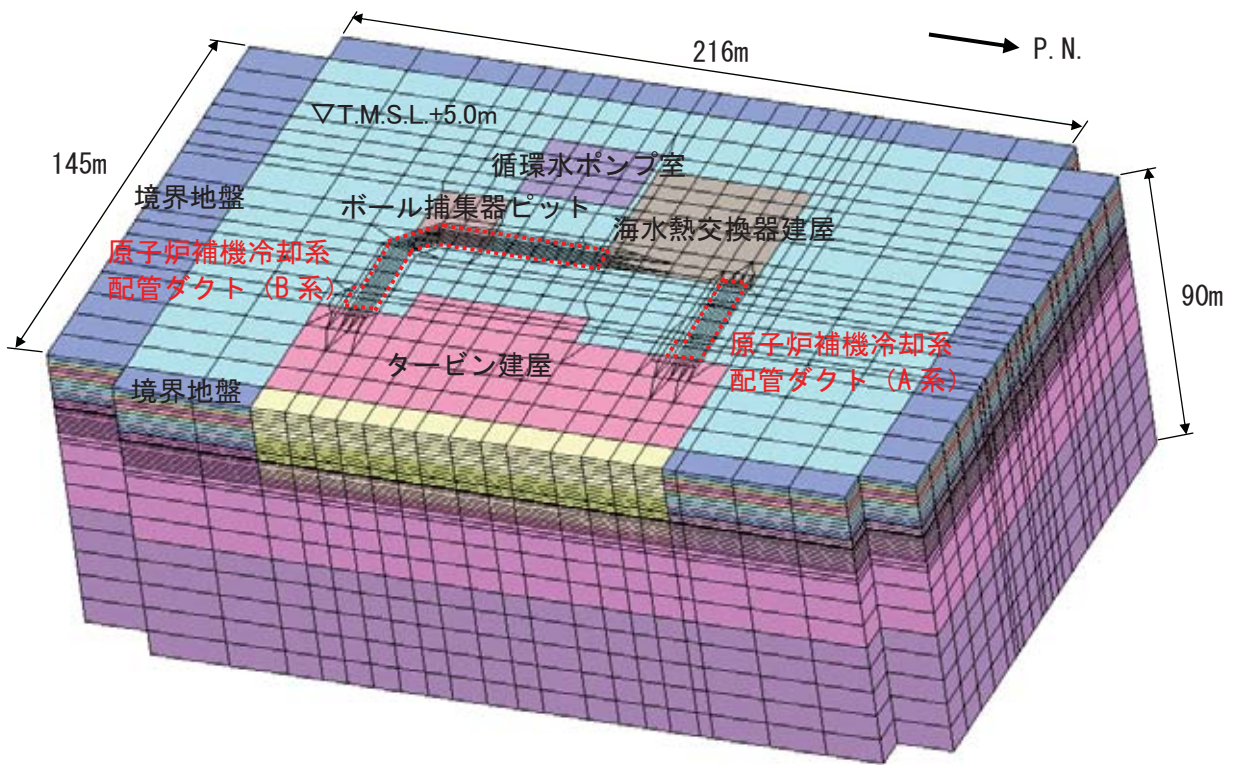
① 検討方法

新潟県中越沖地震における原子炉建屋の基礎版上での観測記録を用いて作成した地震動を入力地震動として、三次元地震応答解析（COM3）を実施し、ひび割れの発生原因について検討する。

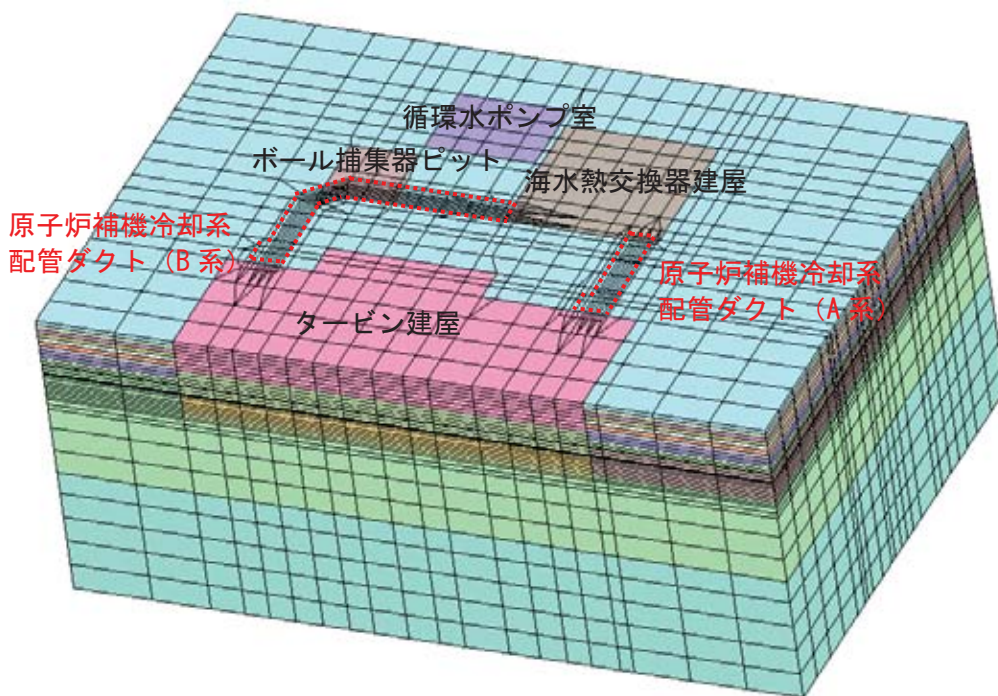
解析モデルを参図-11.5～参図-11.7に示す。この解析モデルでは、原子炉補機冷却系配管ダクトをシェル要素、同配管ダクト以外の構造物および周辺地盤をソリッド要素でそれぞれモデル化し、同配管ダクトと周辺地盤については非線形性を考慮し、近接構造物については等価剛性モデルとする（参図-11.5、参図-11.6）。

同配管ダクトとタービン建屋および海水熱交換器建屋との間の耐震ジョイント並びにマンメイドロック付近の伸縮目地については、ジョイント要素でモデル化し、耐震健全性評価で用いた二次元地震応答解析モデルと同様に、同配管ダクトと地盤との境界部分にもジョイント要素を配置している（参図-11.7）。

なお、解析用物性値については、報告書本編の「5.5. 屋外重要土木構造物の耐震健全性評価」に示された値と同一である。

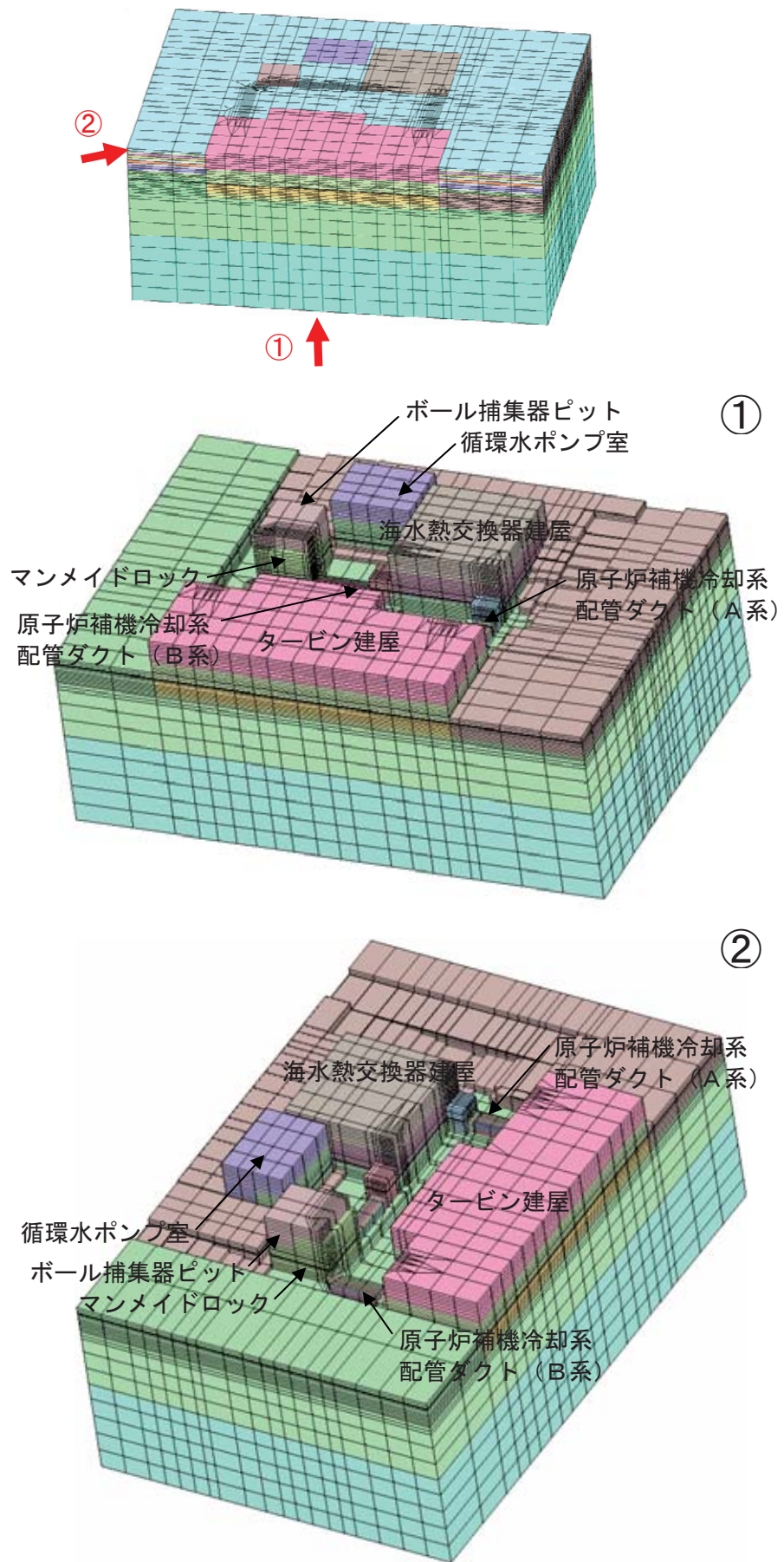


(境界地盤を表示)

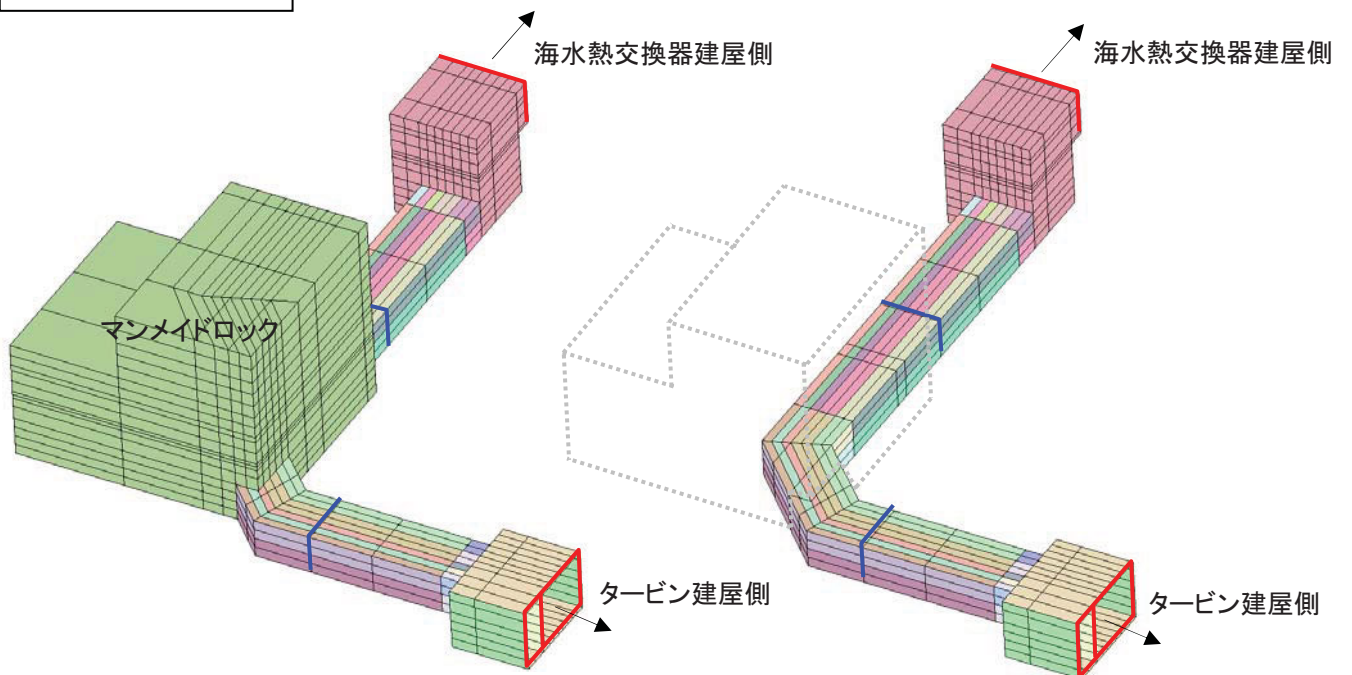
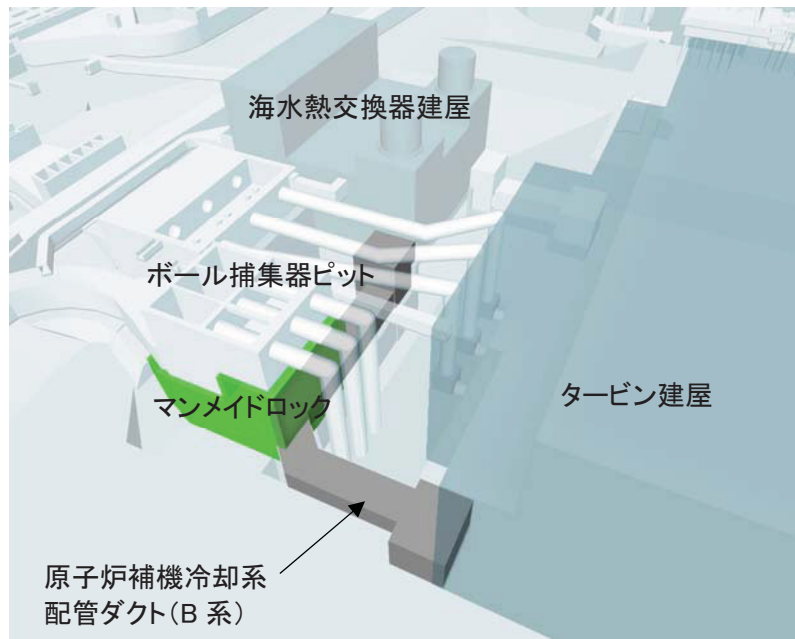


(境界地盤を非表示)

参図-11.5 解析モデル (全体図)



参図-11.6 解析モデル (境界地盤、埋戻土層を除いて表示)



(マンメイドロックを表示)

(マンメイドロックを非表示)

参図-11.7 解析モデル (原子炉補機冷却系配管ダクト (B系))

② 検討結果

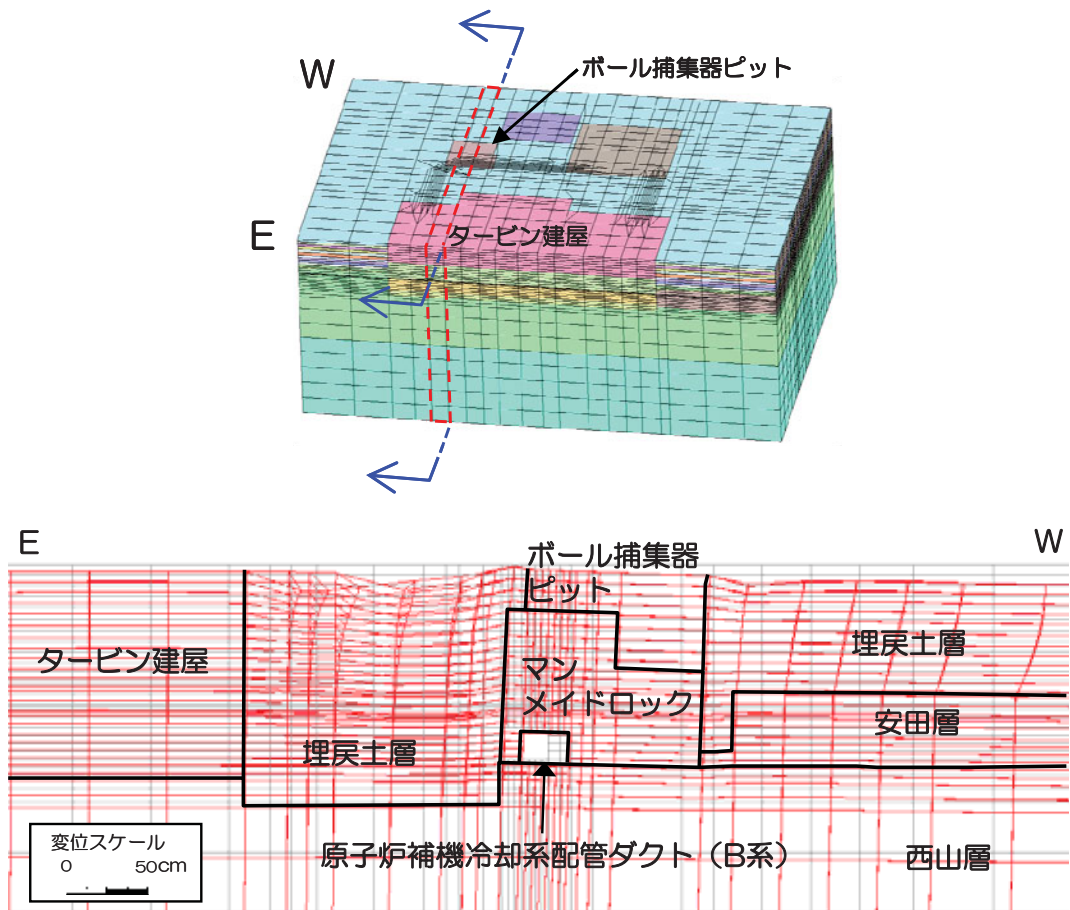
原子炉補機冷却系配管ダクト（B系）の層間変形角最大時刻（14.58秒）の変形図およびせん断ひずみ分布図を参図-11.8に示す。埋戻土層のせん断ひずみは大きい、マンメイドロックのせん断ひずみは小さく、マンメイドロックに囲まれた同配管ダクトは、マンメイドロックの拘束効果によって変形が小さくなっている。

最大主引張ひずみの分布図を参図-11.9に示す。同配管ダクトのうちマンメイドロックに囲まれているブロックにおいて、マンメイドロックの端部で大きなひずみが発生しており、新潟県中越沖地震後の点検で確認されたひび割れの発生位置と符合している。

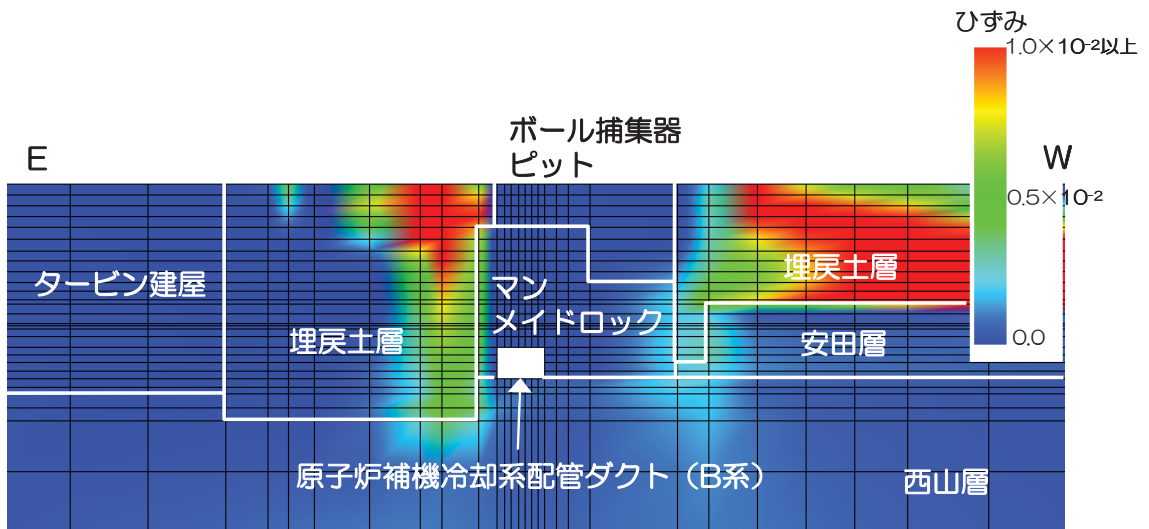
最大主引張ひずみが発生する時刻（14.53秒）の変形図を参図-11.10に示す。同配管ダクトのうちマンメイドロックに囲まれているブロックの伸縮目地が開口しており、同配管ダクトが軸方向（EW方向）に引張られる変形モードとなっている。

軸方向と軸直交方向の最大引張ひずみの分布図を参図-11.11に示す。引張ひずみは、原子炉補機冷却系配管ダクト（B系）の軸方向（配力鉄筋方向）で卓越して発生しており、確認されたひび割れが軸直交方向に発生していることと一致している。また、引張ひずみが卓越している成分は、軸直交方向（主鉄筋方向）ではないことから、構造上問題となることはない。

このようにマンメイドロックに囲まれているブロックにおいては、マンメイドロックの拘束効果を受けたため、マンメイドロックの端部で大きなひずみが発生したと推察される。

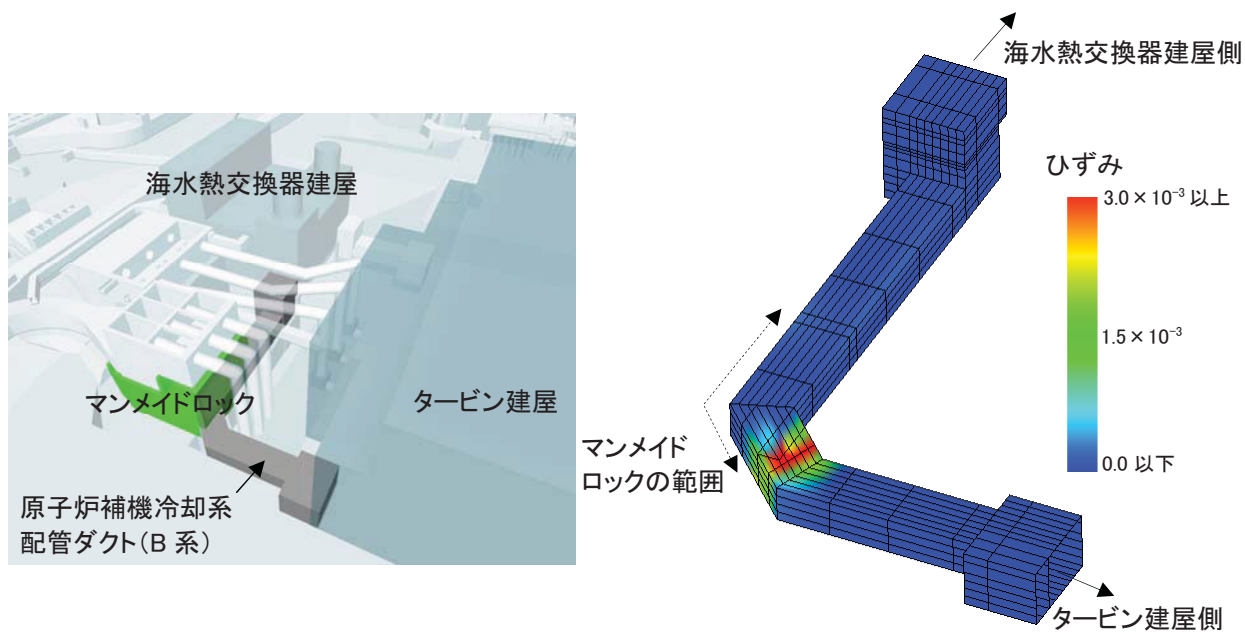


(変形図)

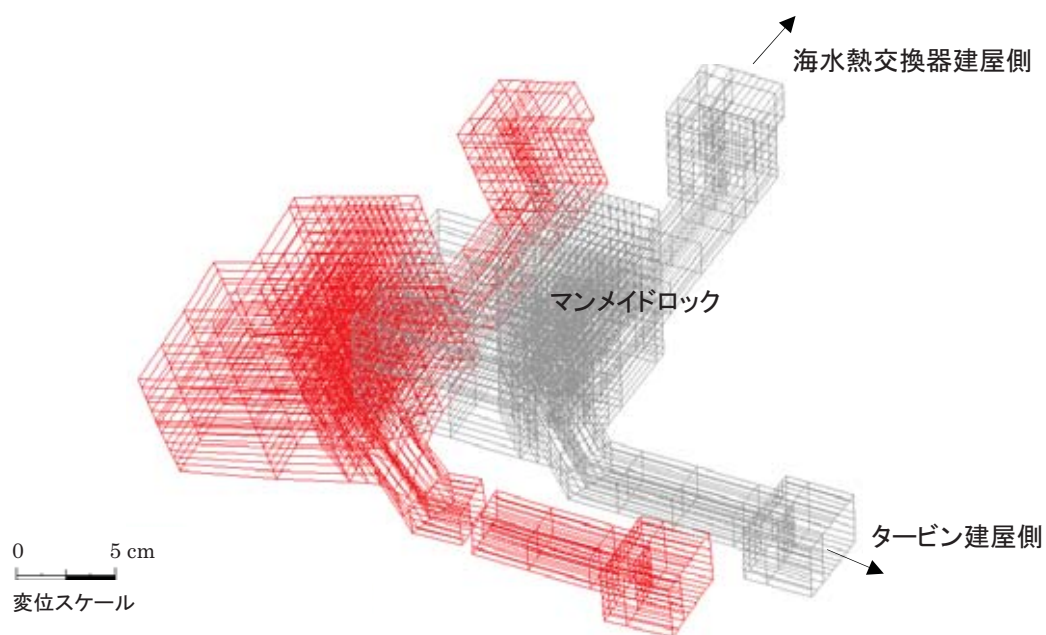


(せん断ひずみ分布図)

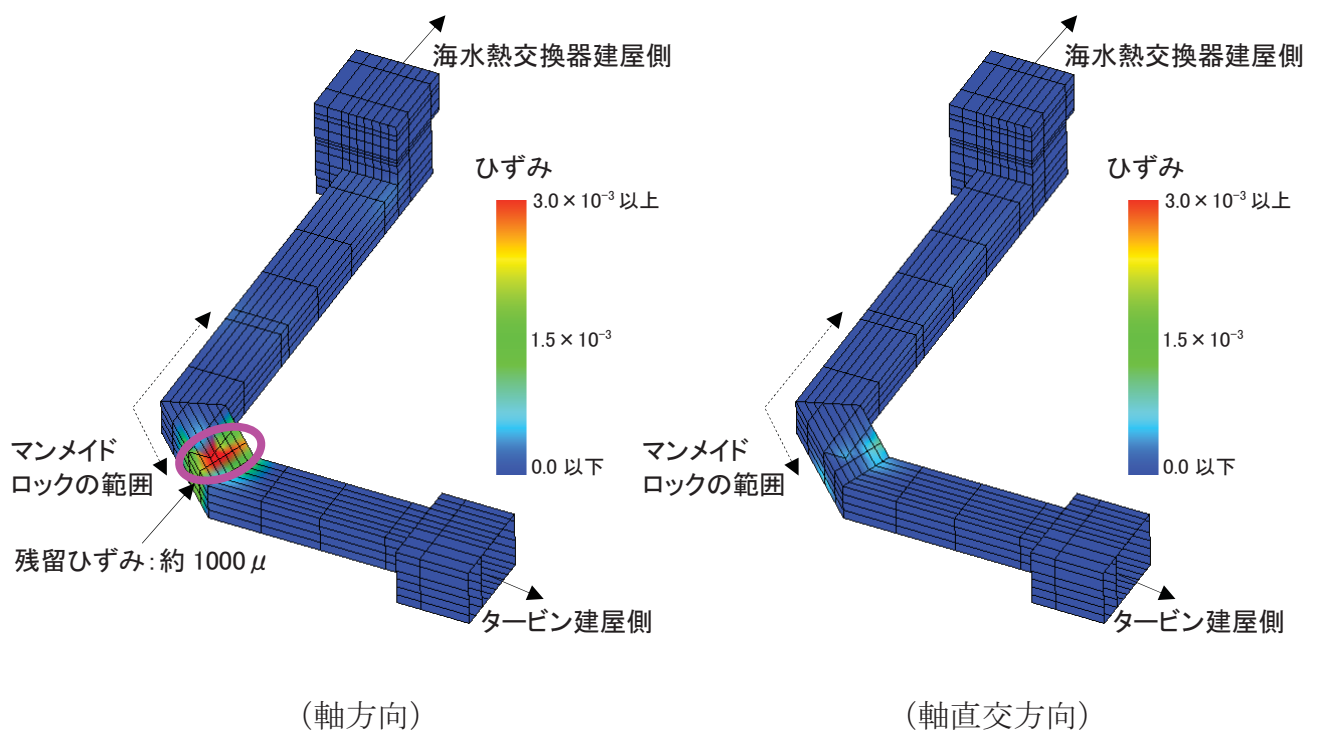
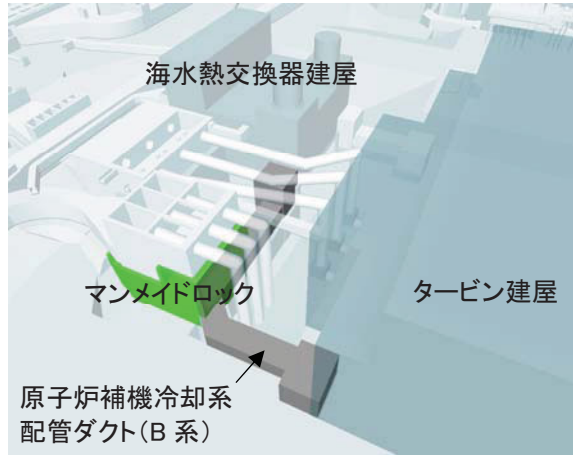
参図-11.8 層間変形角最大時刻 (14.58 秒) の変形図およびせん断ひずみ分布図



参図-11.9 最大主引張ひずみの分布図



参図-11.10 最大主引張ひずみ発生時刻 (14.53 秒) の変形図



参図-11.11 最大引張ひずみの分布図

(3) おわりに

三次元地震応答解析を用いて原子炉補機冷却系配管ダクト (B 系) におけるひび割れの発生原因について検討した。その結果、同配管ダクトにおいて確認されたひび割れは、新潟県中越沖地震以前から生じていたひび割れが、地震によりマンメイドロックの端部で、その影響を受けて進展したものと考えられる。

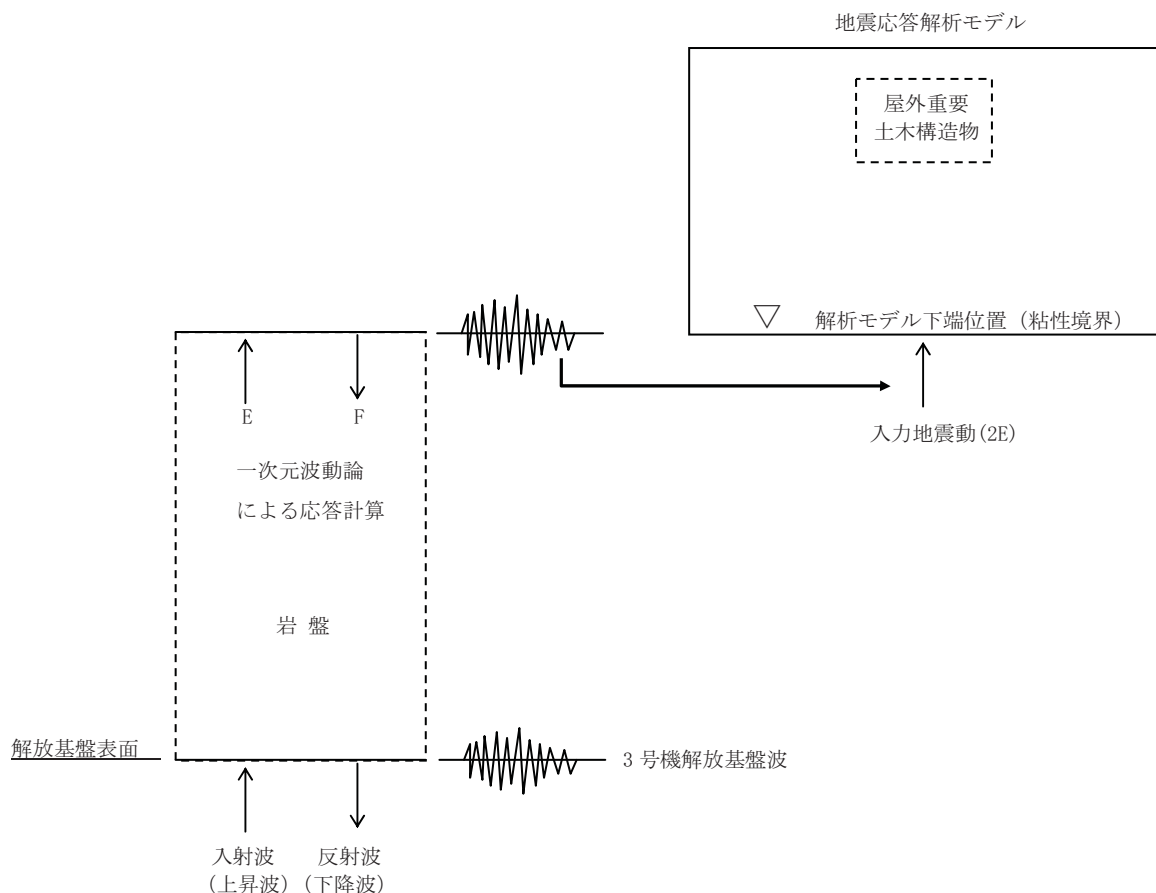
参考資料 12 3号機解放基盤波を用いた屋外重要土木構造物の耐震健全性評価

「柏崎刈羽原子力発電所における平成 19 年新潟県中越沖地震時に取得された地震観測データの分析及び基準地震動に係る報告書」（平成 20 年 9 月 22 日補正、東京電力株式会社）に示されている、3号機原子炉建屋基礎版上の記録を用いて推定された解放基盤表面の地震動（以下、「3号機解放基盤波」という）を用いて3号機屋外重要土木構造物の耐震健全性評価を行う。

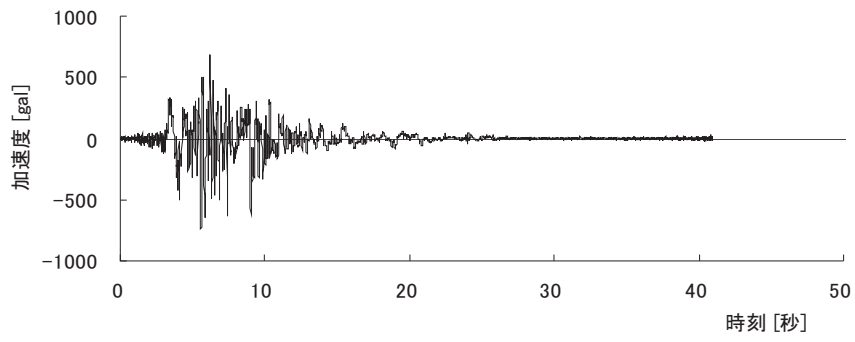
(1) 検討方法

「3号機解放基盤波」を用いて一次元波動論による地震応答解析を行い、地盤一構造物連成系の地震応答解析モデル下端位置で評価したものを入力地震動とする。入力地震動の作成方法の概念図を参図-12.1 に、解析モデル下端位置での入力地震動を参図-12.2 に示す。

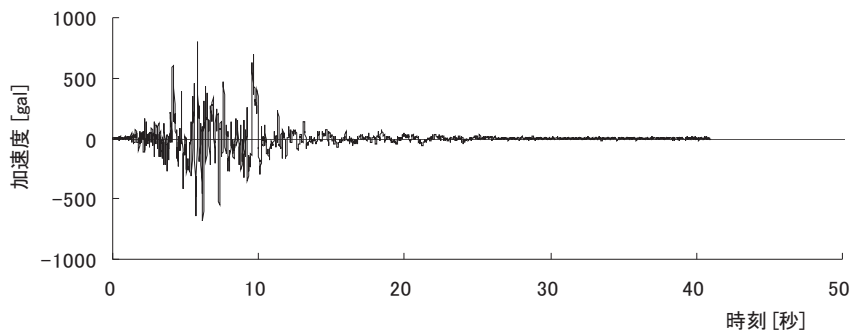
その他の検討条件は、報告書本編の「5.5. 屋外重要土木構造物の耐震健全性評価」に示された評価手順、地震応答解析手法、評価基準と同一である。



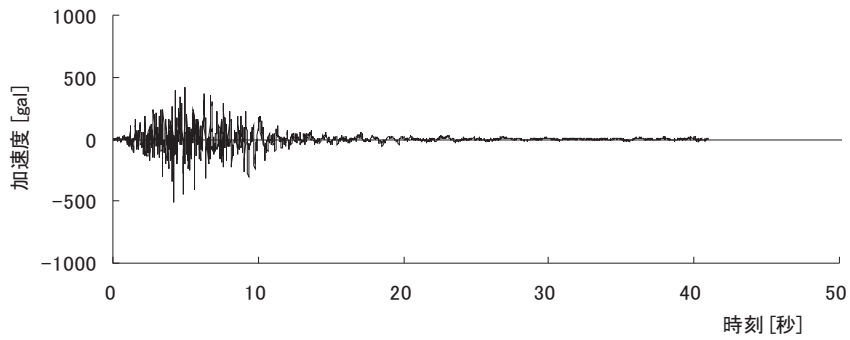
参図-12.1 入力地震動の作成モデル
参 12-1



(a) 水平方向 (NS 方向)



(b) 水平方向 (EW 方向)



(c) 鉛直方向

参図-12.2 解析モデル下端位置での入力地震動

(2) 耐震健全性評価結果

層間変形角による照査結果を参表-12.1 に、曲率による照査結果を参表-12.2 に示す。層間変形角または曲率による照査の結果、評価位置における照査用応答値（層間変形角または曲率）は、評価基準値（限界層間変形角または限界曲率）を下回ることを確認した。

また、せん断力による照査結果を参表-12.3 に示す。せん断力による照査の結果、評価位置における照査用応答値（せん断力）は評価基準値（せん断耐力）を下回ることを確認した。

以上のことから、曲げ、せん断のいずれも評価基準を満足するとともに裕度を有しており、耐震健全性は確保されているものと評価した。

参表-12.1 層間変形角による照査結果

解析対象断面	評価位置	照査用 応答値	評価 基準値	照査用応答値 ／評価基準値
非常用取水路 (スクリーン室)	頂版～底版	0.0522/100	1/100	0.052
非常用取水路 (取水路)	頂版～底版	0.0561/100	1/100	0.056
非常用取水路 (補機冷却用海水取水路)	頂版～底版	0.144/100	1/100	0.14
原子炉補機冷却系 配管ダクト (A系)	頂版～底版	0.234/100	1/100	0.23
原子炉補機冷却系 配管ダクト (B系)	頂版～底版	0.158/100	1/100	0.16
非常用ガス処理系 配管ダクト (水平部)	頂版～底版	0.183/100	1/100	0.18

参表-12.2 曲率による照査結果

解析対象断面	評価位置	照査用 応答値 (1/m)	評価 基準値 (1/m)	照査用応答値 ／評価基準値
非常用ガス処理系 配管ダクト (鉛直部) 軸直交方向断面	円環部	0.0000634	0.239	0.00027
	中空矩形部	0.0000701	0.129	0.00054
非常用ガス処理系 配管ダクト (鉛直部) 軸方向断面	円環部	0.0000703	0.0123	0.0057
	中空矩形部	0.0000354	0.00848	0.0041

参表-12.3 せん断力による照査結果

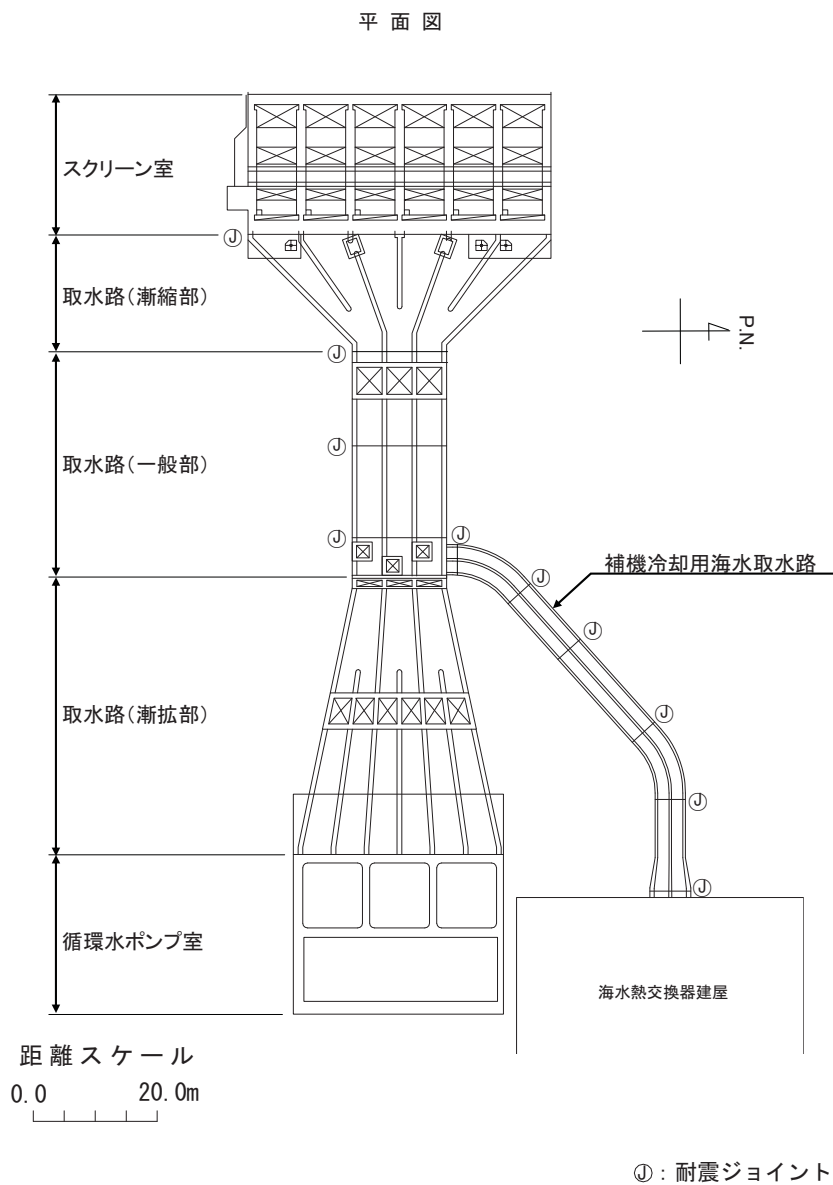
解析対象断面	評価位置	照査用 応答値 (kN)	評価 基準値 (kN)	照査用応答値 ／評価基準値
非常用取水路 (スクリーン室)	頂版	156	658	0.24
	底版	295	1,701	0.17
	側壁	312	1,711	0.18
	隔壁	438	1,433	0.31
非常用取水路 (取水路)	頂版	213	863	0.25
	底版	246	948	0.26
	側壁	215	1,040	0.21
	隔壁	299	839	0.36
非常用取水路 (補機冷却用海水取水路)	頂版	270	612	0.44
	底版	282	651	0.43
	側壁	239	604	0.40
	隔壁	319	591	0.54
原子炉補機冷却系 配管ダクト (A系)	頂版	584	1,185	0.49
	底版	605	1,293	0.47
	側壁	839	1,347	0.62
	隔壁	191	445	0.43
原子炉補機冷却系 配管ダクト (B系)	頂版	953	1,817	0.52
	底版	670	1,343	0.50
	側壁	858	1,517	0.57
	隔壁	208	457	0.46
非常用ガス処理系 配管ダクト (水平部)	頂版	287	796	0.36
	底版	286	829	0.34
	側壁	321	574	0.56
非常用ガス処理系 配管ダクト (鉛直部) 軸直交方向断面	円環部	39	857	0.045
	中空矩形部	164	1,972	0.083
非常用ガス処理系 配管ダクト (鉛直部) 軸方向断面	円環部	2,513	6,071	0.41
	中空矩形部	2,891	13,774	0.21

参考資料 13 非常用取水路の軸方向に対する検討

(1) 軸方向におけるブロック分割の考え方

非常用取水路の設計では、取水路軸方向について構造的に問題となるような応力が生じないように、軸方向における構造の変化等を考慮してブロック分割し、その間に耐震ジョイントを設けている。

このような考え方に沿って、非常用取水路は、参図-13.1 に示すように、軸方向のブロック長さが概ね 20m 以下となるように分割されている。



参図-13.1 非常用取水路のブロック分割

(2) 応力度に関する検討

非常用取水路の応力度に関する検討では、非常用取水路のうち取水路の一般部（ブロック長 14.325m）を対象とし、梁要素と地盤ばねからなる解析モデルを用いて、静的に水平方向および鉛直方向の地盤変位分布を与えて断面力を求め、曲げ・軸力およびせん断力の発生応力度を算出する（参図-13.2）。このように算出した応力度について、曲げ・軸力については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会原子力土木委員会、2005年6月）」（以下、「耐震性能照査指針」という）に基づき算出したコンクリート引張強度、せん断力については、「耐震性能照査指針」のせん断耐力評価式による評価値を下回ることを確認する。

解析モデルを参図-13.3に、解析に用いた諸定数を参表-13.1に示す。地盤ばねは「道路橋示方書・同解説 下部構造編（日本道路協会、平成14年3月）」の考え方に従い、地盤物性値から推定される地盤反力係数を用いて、経験式に基づき算定する。

地盤の波長と最大変位振幅を参表-13.2に示す。地盤ばねを介して与える地盤変位は、「共同溝設計指針（日本道路協会、昭和61年3月）」の考え方に従い、以下のとおり算出する。

$$\text{波長 } L = \frac{2L_1 \times L_2}{L_1 + L_2}$$

$$L_1 = V_{DS} \times T_S, \quad L_2 = V_{BS} \times T_S$$

ここに、

V_{DS} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

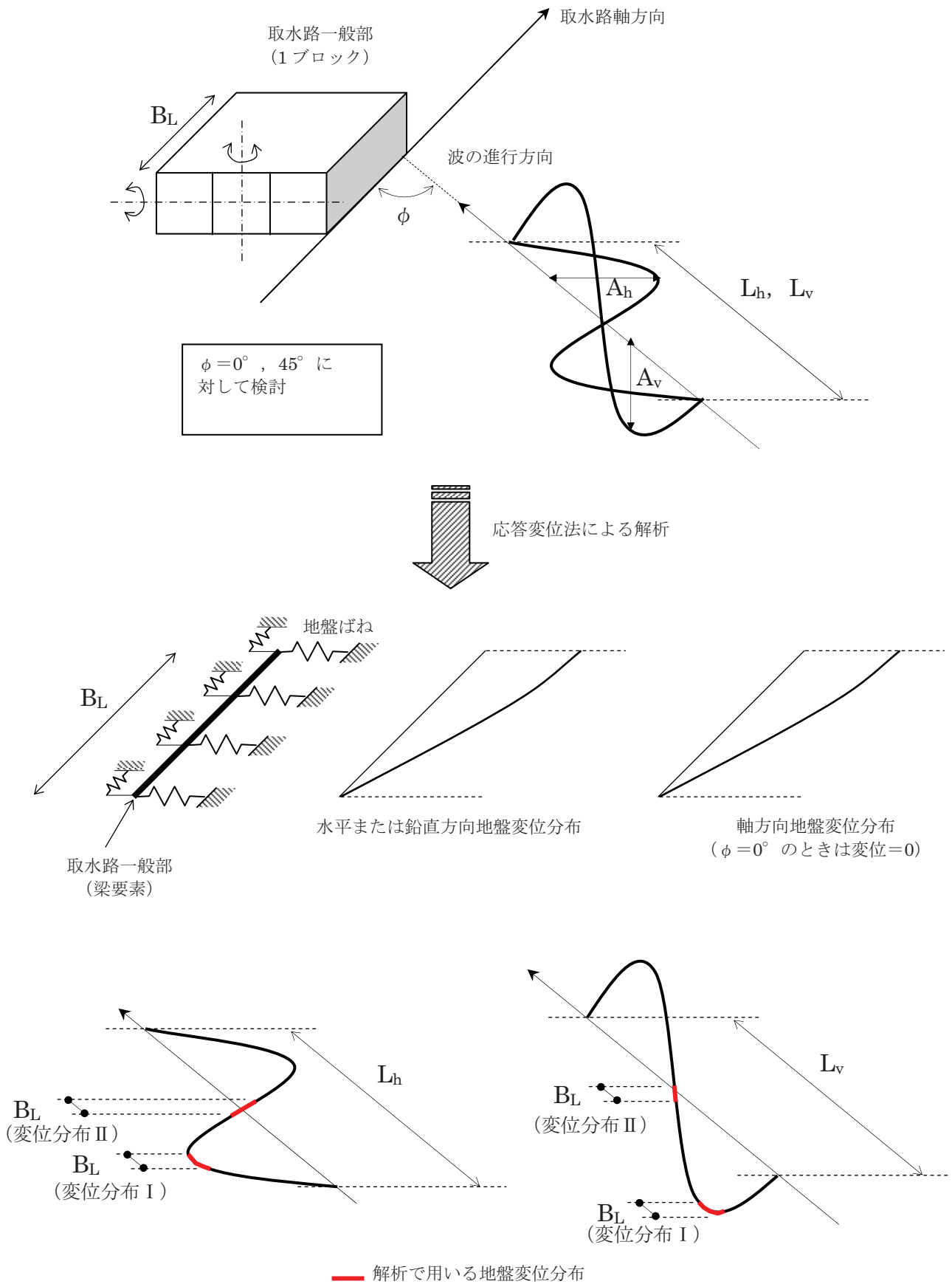
V_{BS} : 基盤のせん断弾性波速度 (m/s)

T_S : 表層地盤の固有周期 (s)

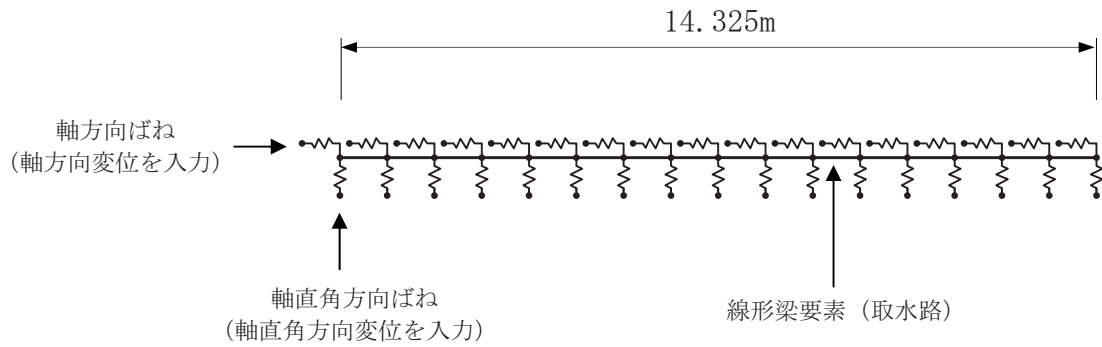
最大変位振幅 A : 取水路の地震応答解析結果（報告書本編 5.5. 参照）に基づき、構造物中心—西山層上面間の最大相対変位（水平方向および鉛直方向）

曲げ・軸力に関する検討結果を参表-13.3に示す。曲げ・軸力については、水平方向および鉛直方向変位に対して軸方向に生じる応力度がコンクリート引張強度を下回ることを確認した。

また、せん断力に関する検討結果を参表-13.4 に示す。せん断力については、水平方向および鉛直方向変位に対して軸方向に生じるせん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。



参図-13.2 軸方向の検討方法の概念 (水平方向および鉛直方向)



※ 別途算定した変位分布に従い、軸直角方向変位および軸方向の変位を各節点の地盤ばねを介して入力。

参図-13.3 解析モデル

参表-13.1 解析に用いた諸定数

	ヤング率 E (kN/mm ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)	断面積 A (m ²)	軸方向 ばね定数 K ₁ (kN/m)	軸直角方向 ばね定数 K ₂ (kN/m)
水平変位 入力モデル	32.6	521.89	29.82	6.41 × 10 ⁵	9.29 × 10 ⁵
鉛直変位 入力モデル	32.6	118.52	29.82	6.41 × 10 ⁵	7.82 × 10 ⁵

※K₁、K₂は単位長さあたりのばね定数

参表-13.2 地盤の波長と最大変位振幅

	波長 L (m)	最大変位振幅 A (mm)
水平方向	197	58.0
鉛直方向	197	3.8

参表-13.3 曲げ・軸力による検討結果

	構造物と地震波 進行方向のなす 角度 ϕ (°)	変位 分布	発生応力度 σ_d (N/mm ²)	コンクリート 引張強度 f_t (N/mm ²)	σ_d / f_t
水平方向 変位	0	I	0.0782	3.04	0.026
		II	0.00105	3.04	0.00035
	45	I	0.0294	3.04	0.0097
		II	0.502	3.04	0.17
鉛直方向 変位	0	I	0.00773	3.04	0.0025
		II	0.000105	3.04	0.000035
	45	I	0.00285	3.04	0.00094
		II	0.0330	3.04	0.011

参表-13.4 せん断力による検討結果

	構造物と地震波 進行方向のなす 角度 ϕ (°)	変位 分布	発生せん断力 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	V_d / V_{yd}
水平方向 変位	0	I	1300	33,400	0.039
		II	39.0	33,400	0.0012
	45	I	460	31,200	0.015
		II	9.80	31,200	0.00031
鉛直方向 変位	0	I	71.9	36,100	0.0020
		II	2.17	36,100	0.000060
	45	I	25.5	34,300	0.00074
		II	0.530	32,800	0.000016

(3) ブロック間相対変位に関する検討

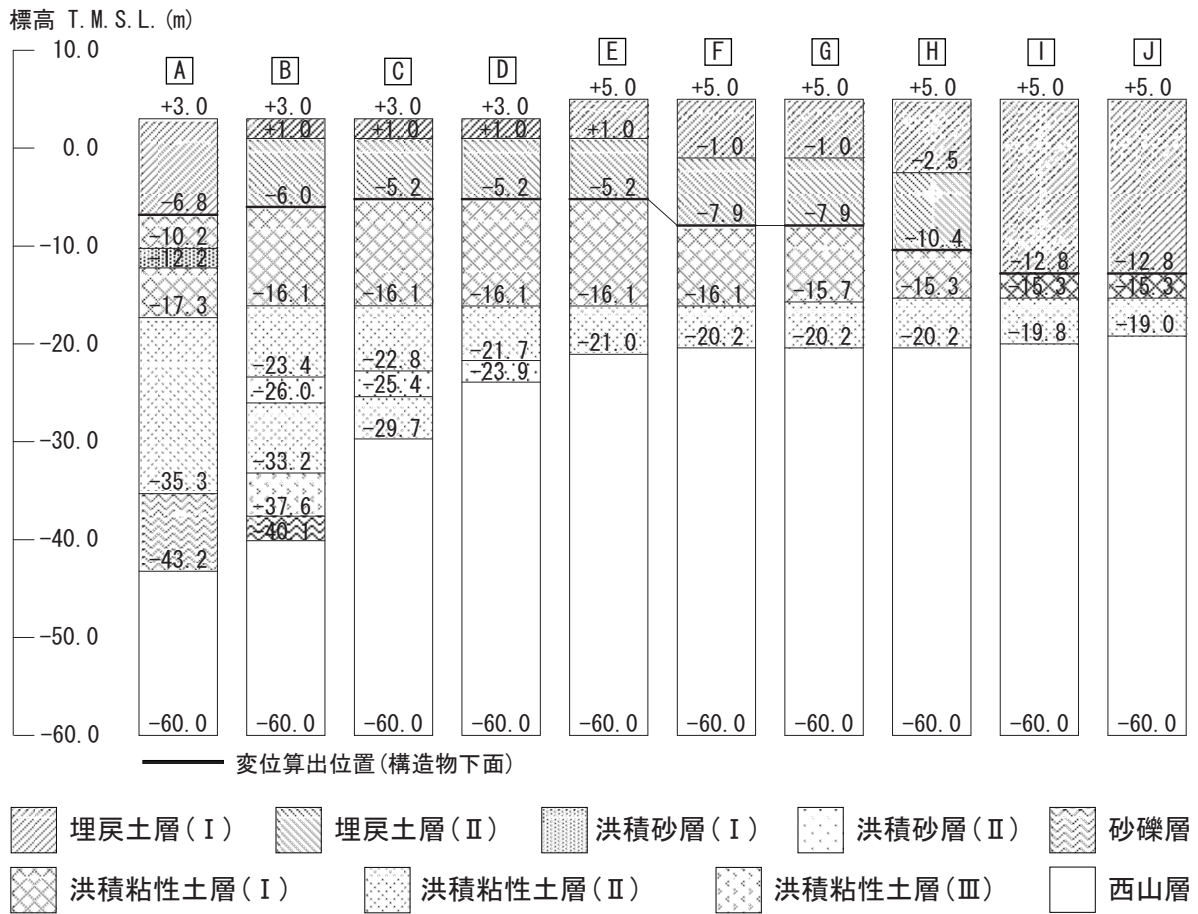
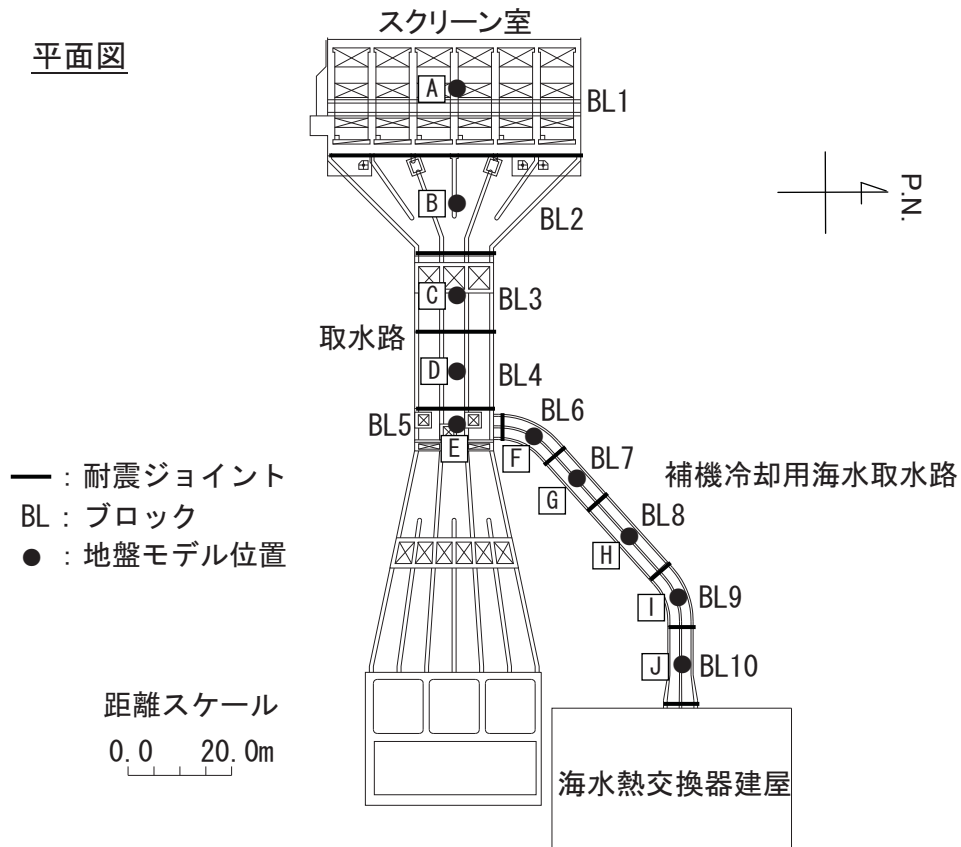
非常用取水路のブロック間相対変位について、地盤の非線形性を考慮した一次元地震応答解析によって検討する。

一次元地震応答解析モデルは、スクリーン室、取水路および補機冷却用海水取水路の設置位置における地層構成に基づき地盤をモデル化する。非常用取水路はブロックBL1～BL10に分割されており、海側から山側に向かって地表面レベルおよび地層構成が変化するため、各ブロック位置で10個の地盤モデルを作成する。一次元地盤モデルA～Jの位置と地層構成を参図-13.5に示す。

ブロック間の相対変位量は、一次元地震応答解析の結果から、各モデルの構造物設置レベルにおける変位時刻歴によってブロック間の相対変位を算出し、ブロック間に発生する相対変位が取水機能に影響を及ぼさないことを確認する。

ブロック間相対変位に関する検討結果を参表-13.5に示す。隣接するブロック間の相対変位量は、耐震ジョイントの限界性能（伸び 300mm、ずれ 400mm）を下回ることから、取水機能には影響を及ぼさない。

平面図



参図-13.5 一次元地盤応答解析モデル

参表-13.5 ブロック間相対変位に関する検討結果

単位 [mm]

区間		軸方向および軸直交方向	
ブロック	地盤モデル	最大水平相対変位	最大鉛直相対変位
BL1 - BL2	A - B	83.0	0.3
BL2 - BL3	B - C	64.3	0.2
BL3 - BL4	C - D	45.6	0.1
BL4 - BL5	D - E	12.0	0.5
BL5 - BL6	E - F	24.0	0.6
BL6 - BL7	F - G	1.30	0.1
BL7 - BL8	G - H	13.9	0.2
BL8 - BL9	H - I	45.2	0.5
BL9 - BL10	I - J	2.20	0.1

(4) まとめ

非常用取水路について、軸方向の応力度と、ブロック間相対変位について検討を行った。

軸方向の応力度に関する検討の結果、非常用取水路の軸方向に生じる応力度およびせん断力は基準値を下回ること、また、ブロック間相対変位に関する検討の結果、耐震ジョイントの限界性能を下回ることから、取水機能に影響が及ばないことを確認した。

参考資料 14 排気筒基礎杭の健全性評価方法および耐久性確保に関する補足説明

排気筒基礎杭の健全性評価方法およびひび割れが確認された基礎杭の耐久性確保に関する補足説明を示す。

(次ページ以降、構造 WG*資料「構造 W60-2」より引用)

※：総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会 耐震・構造設計小委員会構造ワーキンググループ

柏崎刈羽原子力発電所3号機

新潟県中越沖地震後の設備健全性に係る 点検・評価状況について (排気筒基礎杭に関するコメント回答)

平成22年12月 3日



東京電力

ご報告内容

- 本報告は、構造W59-3「柏崎刈羽原子力発電所3号機新潟県中越沖地震後の設備健全性に係る点検・評価状況について(排気筒)」説明時に頂いた、以下のコメントへの回答である。

- 基礎杭に確認されたひび割れの評価について、日本建築防災協会「復旧技術指針」※1における記載を確認すること。
- ひび割れが確認された基礎杭の補修方法を示すこと。

- 上記への回答として、排気筒基礎杭について以下の補足説明を行う。
 1. 「復旧技術指針」における、杭基礎構造の評価方法について
 2. 「点検・評価計画書」※2における、杭基礎構造物の評価方法について
 3. ひび割れが確認された基礎杭の補修および耐久性確保について

※1: 日本建築防災協会「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」

※2: 柏崎刈羽原子力発電所3号機新潟県中越沖地震後の設備健全性に係る点検・評価計画書
(建物・構築物編)



東京電力

1. 「復旧技術指針」における杭基礎構造の評価方法

■「復旧技術指針」における杭基礎構造の評価方法

日本建築防災協会「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」(以下、「復旧技術指針」)では、杭基礎構造について、以下の評価を行うこととしている。

●杭基礎構造の被災度区分

杭基礎構造の被災度を、基礎の沈下量と傾斜を用いて区分する。この被災度区分をもとに、その後の補修・補強等の要否を判断する。

●杭基礎部材の補修方法

被災した杭基礎構造に対して、被災以前の状態に復旧することを原則とし、個別の杭の損傷度に応じた補修方法を示している。

1. 「復旧技術指針」における杭基礎構造の評価方法

■杭基礎構造の被災度区分

- 基礎の沈下量と傾斜を用いて、以下のとおり区分される。

		基礎の沈下量(m)			
		0	0.1	0.3	
基礎の傾斜	1/300	[無被害]	[小破]	[中破]	※
	1/150	[小破]	[中破]	[中破]	[大破]
	1/75	[中破]	[中破]	[大破]	[大破]
	(radian)	[大破]	[大破]	[大破]	[大破]

※：想定外、要詳細調査

- 基礎の沈下量と傾斜が大きい場合には、基礎杭が損傷を受けている可能性があるため、個別の杭について損傷度を分類し、その損傷度分類に応じた補修方法の検討を実施する。

1. 「復旧技術指針」における杭基礎構造の評価方法

■杭基礎部材の補修方法

- 杭の損傷度分類および補修方法について、以下のとおり示している。
- 補修の目的は、損傷度Ⅲ以下については、「耐久性の回復」、損傷度Ⅳ・Ⅴについては、「性能回復(曲げ・せん断・軸力)」としている。

損傷度	Ⅲ以下	Ⅲ	ⅣあるいはⅤ	ⅣあるいはⅤ
損傷度のイメージ				
補修法				

日本建築防災協会「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」より

1. 「復旧技術指針」における杭基礎構造の評価方法

■「復旧技術指針」における杭基礎構造の評価方法のまとめ

- 杭基礎構造の被災度を沈下と傾斜で判断し、個別の杭の点検・復旧の要否を判断する。
- 基礎の沈下量と傾斜が大きい場合には、杭の損傷度分類に応じた補修方法を示している。その際、損傷度をひび割れ幅で評価する方法とはなっていない。
- 「復旧技術指針」における杭基礎構造の評価方法の背景については、以下のように推測している。
 - ◆杭基礎構造の最も重要な目的は、構造物の自重を支持することであるため、支持性能を確保できる状態にあるかを判断基準としているものと推定される。
 - ◆一般的に杭構造は地中にあるため、目視点検が困難であり、仮に目視点検を行うとすれば、多額の費用が必要となるため、個別の杭の点検の実施要否を沈下量と傾斜をもとに判断する基準としていると推定される。
 - ◆個別の杭の評価については、ひび割れ幅ではなく、コンクリートの剥離や鉄筋の座屈といった損傷状況で判断しているが、これは、基礎の沈下量と傾斜が大きい場合の杭の評価法であることが前提になっているためであると推定される。

2. 「点検・評価計画書」における杭基礎構造物の評価方法

■「点検・評価計画書」における杭基礎構造物の評価方法

当社が原子力安全・保安院へ提出している「点検・評価計画書」における杭基礎構造物の健全性評価については、「復旧技術指針」を基本として検討し、一部を文献等で補完して策定している。

- 沈下量と傾斜の評価基準値については、「兵庫県南部地震における震災建物基礎の被災度調査(日本建築学会技術報告集 第5号 1997年12月)を参考に、沈下量:50mm未満と設定している。
- 杭の損傷度分類については、より具体的に損傷パターンを示している建設省建築研究所「建築基礎の被災度区分判定指針及び復旧技術例 建築研究資料No.90」(以下、「建築研究資料」)を用いた。(「復旧技術指針」の損傷度分類も本資料を出典としている。)

2. 「点検・評価計画書」における杭基礎構造物の評価方法

■沈下量と傾斜の評価基準値について

基礎の沈下量と傾斜が小さい場合には、基礎杭が損傷を受けている可能性が小さく、杭の支持性能への影響はほとんどないと考えられる。

傾斜の評価基準値については、「復旧技術指針」における最も厳しい値である1/300を採用している。

沈下量の評価基準値については、「復旧技術指針」における基準値0m～0.1m(100mm)の間で検討し、「兵庫県南部地震における震災建物基礎の被災度調査」において、沈下量が50～100mm以上であると、杭基礎に被害がある可能性が高いとする知見を参考に、沈下量の評価基準値を50mm未満と設定している。

■杭の損傷度分類について

「復旧技術指針」における杭の損傷度分類は、比較的被害の大きい場合を主な対象としているため、損傷度Ⅲ以上についてのイメージ図が示されている。

「点検・評価計画書」では、比較的被害の小さい損傷度Ⅰ・Ⅱについても適切に分類できるように、「建築研究資料」の損傷度分類を参照した。(次ページに示す)

2. 「点検・評価計画書」における杭基礎構造物の評価方法

■杭の損傷度分類(場所打ちコンクリート杭の損傷度と損傷パターン)

損傷度	I	II	III	IV	V
軸力と曲げによる被害					
軸力とせん断による被害					
軸力による被害					

「建築基礎の被災度区分判定指針及び復旧技術例」（建設省建築研究所、建築研究資料No.90 1997.8）より

2. 「点検・評価計画書」における杭基礎構造物の評価方法

■杭の損傷度分類と支持性能

各損傷度の状態における、基礎杭の支持性能への影響については、以下の様に推定している。(軸力と曲げによる被害とした場合)

損傷度	損傷による支持性能への影響
I	細いひび割れが発生している軽微な状態である。
II	鉄筋が見えない程度の表面付近の剥離が発生している状態であり、断面欠損はわずかであるため、支持性能への影響はないと考えられる。
III	鉄筋が見える程度のコンクリートの剥離が局部的に発生していることにより、数%程度の断面欠損を生じているが、支持性能への影響はないと考えられる。
IV	表面コンクリートが大幅に剥離し、鉄筋の局所的な座屈が発生している状態であり、断面欠損が大きく、支持性能が低下していると考えられる。
V	コンクリートが全断面において圧壊しており、鉄筋が座屈または破断している状態であり、支持性能はかなり低下していると考えられる。

2. 「点検・評価計画書」における杭基礎構造物の評価方法

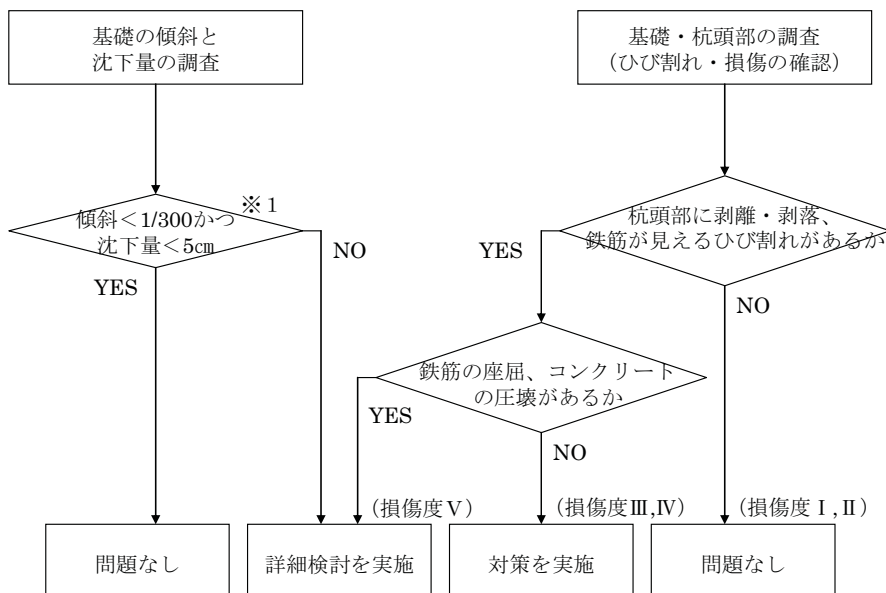
- 耐震性能の評価基準値について
 - 「復旧技術指針」では、損傷度Ⅳ・Ⅴの場合には、「性能回復(曲げ・せん断・軸力)」を目的とした補修としている。
 - 「点検・評価計画書」では、損傷度Ⅳ・Ⅴに加えて、杭頭部に剥離・剥落、鉄筋が見えるひび割れが確認される損傷度Ⅲ程度以上の場合に、耐震性能への影響があるものとしている。また、損傷度Ⅱ以下の場合に耐震性能への影響がないものとしている。

「復旧技術指針」と「点検・評価計画書」の比較

	損傷度				
	I	II	III	IV	V
復旧技術指針	耐久性回復を目的とする			性能回復を目的とする	
点検・評価計画書	耐震性能への影響なし		耐震性能への影響あり		

2. 「点検・評価計画書」における杭基礎構造物の評価方法

- 「点検・評価計画書」における杭基礎構造の点検フロー

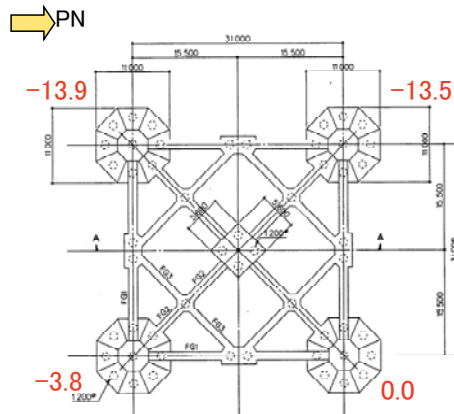


※1 「兵庫県南部地震における震災建物基礎の被災度調査」を参考に設定

排気筒の点検結果(構造W59-3より再掲)

■ 3号機排気筒基礎杭の点検結果(沈下・傾斜)

- 排気筒基礎の最大傾斜量は約1/2200、最大沈下量は13.9mmであり、評価基準値(傾斜量:1/300未滿かつ沈下量:50mm未滿)を満足していることを確認した。



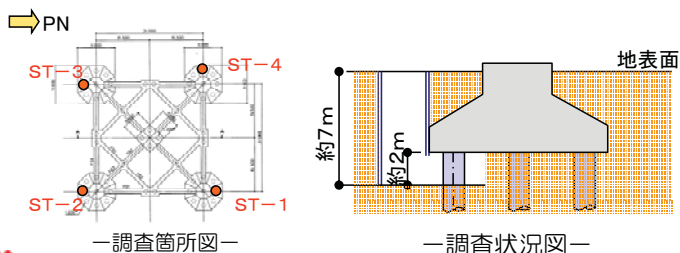
各フーチング基礎の沈下量(mm)
(北東部を基準としている)

排気筒の点検結果(構造W59-3より再掲)

■ 3号機排気筒基礎杭の点検結果(杭頭部)

- 杭頭部において、ひび割れの発生は確認されたが、剥離・剥落および鉄筋が見えるひび割れは生じていないことが確認された。

調査箇所	最大ひび割れ幅(mm)	最大ひび割れ長さ(m)	ひび割れ本数	杭頭部の剥離・剥落、鉄筋が見えるひび割れ
ST-1	0.25	1.6	6	なし
ST-2	0.80	3.5	8	なし
ST-3	2.00	2.5	8	なし
ST-4	1.00	2.3	6	なし



— 調査箇所図 —

— 調査状況図 —



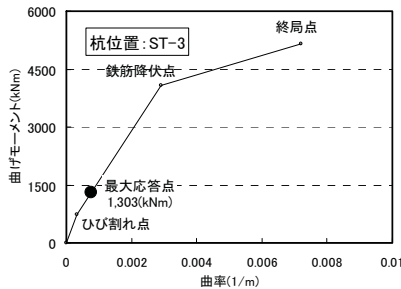
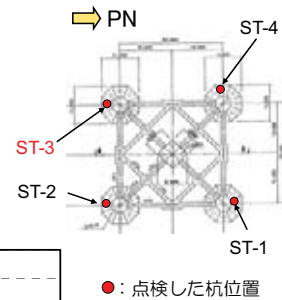
— 杭頭状況 (ST-3) —

排気筒の耐震健全性評価結果(構造W59-3より再掲)

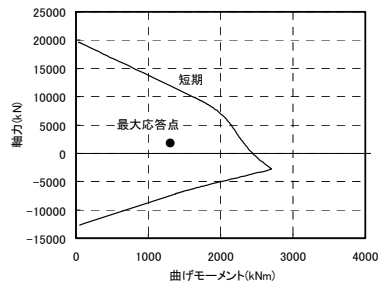
■基礎部の健全性評価結果

杭頭にひび割れが確認された杭のうち、地震応答解析から求めた杭(ST-3)の応答曲げモーメントおよび応答軸力を曲げモーメント-曲率(M- ϕ)関係図と軸力-曲げモーメント相関図に応答点をプロットして下図に示す。

なお、他の位置の杭も同程度の応答結果であることを確認している。



(a) 杭のM- ϕ 関係図と応答プロット点



(b) 杭のN-M相関図と応答プロット点

注) 最大応答点●: 最大曲げモーメント発生時の曲げモーメントおよび軸力の点をプロット

(杭の位置記号: ST-3にある杭1本あたりの応答結果)

地震応答解析から求まる杭頭付近の応答軸力～曲げモーメント関係(EW方向)

3. 基礎杭の補修および耐久性確保について

■ 基礎杭の補修および耐久性確保の方針について

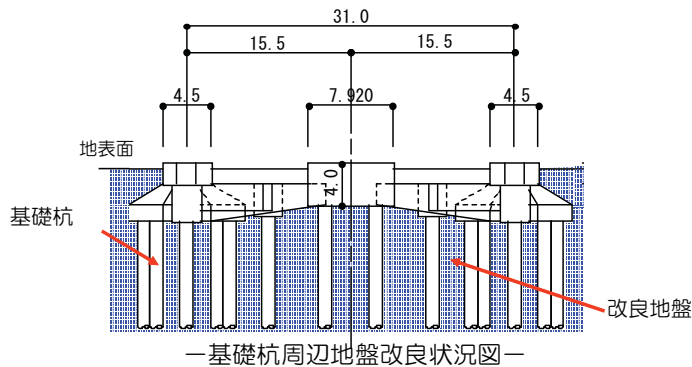
- 杭頭部に幅2.0mmのひび割れが確認された基礎杭については、損傷パターンにあてはめると、剥離・剥落による断面欠損がなく、支持性能への影響がないと考えられるため、損傷度Ⅱと判断した。
- 杭頭部の点検を実施した以外の杭については、同程度の損傷が想定される。
- 「点検・評価計画書」による評価では、損傷度Ⅱであるため、対策不要と判断した。
- 「復旧技術指針」において損傷度Ⅲ以下の基礎杭における復旧の目的は「耐久性回復」である。したがって、念のため、基礎杭に対して、鉄筋腐食に対する耐久性確保の対策を以下のとおり実施した。

- ① 基礎杭については、杭基礎周辺の地盤改良により、杭周辺をアルカリ性の環境とし、鉄筋腐食に対する耐久性を確保した。
- ② 点検により確認されたひび割れについては、念のためエポキシ樹脂注入等によるひび割れ補修を実施した。

3. 基礎杭の補修および耐久性確保について

■ 地盤改良による耐久性確保について

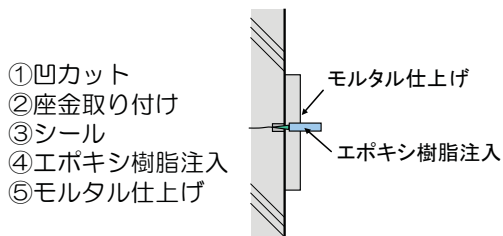
- 3号機排気筒については、耐震性向上のため、基礎杭周辺をセメント系固化剤によって地盤改良を実施している。
- 改良地盤の物性はアルカリ性を示す。(同一の施工方法で実施した1/2号機排気筒の改良地盤では、pH11.2程度である)
- 以上のことから、基礎杭は、改良地盤のアルカリ環境下にあることから、鉄筋腐食に対する耐久性が確保される。



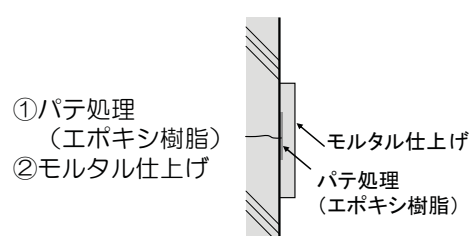
(参考) 基礎杭のひび割れ補修について

■ 基礎杭のひび割れ補修方法

- ① ひび割れ幅が0.2mmを超えるひび割れについては、エポキシ樹脂注入による補修を実施した。
 - ② ひび割れ幅が0.2mm以下のひび割れについては、エポキシ樹脂による表面補修を実施した。
- ひび割れが適切に補修されたことについては、記録または立会により確認している。



ひび割れ幅 $W > 0.2\text{mm}$ の場合



ひび割れ幅 $W \leq 0.2\text{mm}$ の場合