

参考資料1 コンクリートの実強度に基づくヤング係数の評価方法

(1) 実強度に基づくヤング係数について

ヤング係数は、設計基準強度の同じ号機をまとめた実強度の採用値を設計基準強度 F_c と読み替えて、日本建築学会編『鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（1999年版）』（以下、RC規準という）に示される下式により算定している。

$$E = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}, \text{ (普通コンクリートの場合: } 18 < F_c < 60 \text{)} \text{ (式 - 1)}$$

E : ヤング係数 (N/mm^2) F_c : 設計基準強度 (N/mm^2) γ : コンクリートの気乾単位体積重量 (kN/m^3)

シミュレーション解析に用いたヤング係数（静弾性係数）を参表-1.1に示す。

参表-1.1 シミュレーション解析に用いたヤング係数の計算

号機	部位	コンクリート強度			ヤング係数の計算				
		設計基準強度	実強度 (kg/cm^2)	採用値 (kg/cm^2) [N/mm^2]	単位体積重量 γ (kN/m^3)	ヤング係数 E (N/mm^2)			
1号機	外壁	240	457	450 [44.1]	23.5 (36< F_c <48)	29.0 × 10 ³			
	内壁		423						
2号機	外壁		511						
	内壁		447						
5号機	外壁		470						
	内壁		488						
3号機	外壁		330	560			500 [49.0]	24.0 (48< F_c <60)	31.3 × 10 ³
	内壁			473					
4号機	外壁	513							
	内壁	501							
6号機	外壁	677							
	内壁	516							
7号機	外壁	613							
	内壁	572							
備考					γ は鉄筋コンクリートの単位体積重量から1を差し引いた値とする（RC規準5条、7条）				

(2) コンクリートの静弾性係数の試験結果について

実強度を求める際、日本工業規格コンクリートの静弾性係数試験方法 JIS A1149 (2001)に記載された手順で弾性係数を求める試験を行っている。各供試体ごとに応力 - ひずみ曲線 (参図-1.1)を作成し、それに基づき、以下に示す式を用いて各供試体の静弾性係数を算出している。

$$E_c = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \times 10^{-3} \quad (\text{式 - 2})$$

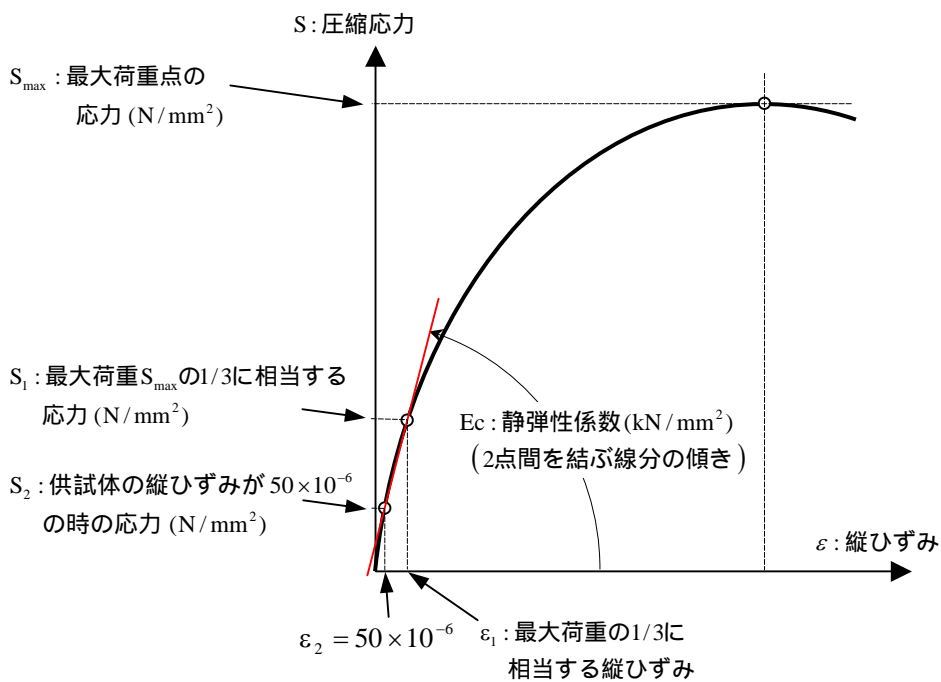
E_c : 各供試体の静弾性係数 (kN/mm²)

S_1 : 最大荷重の 1/3 に相当する応力 (N/mm²)

S_2 : 供試体の縦ひずみが 50×10^{-6} のときの応力 (N/mm²)

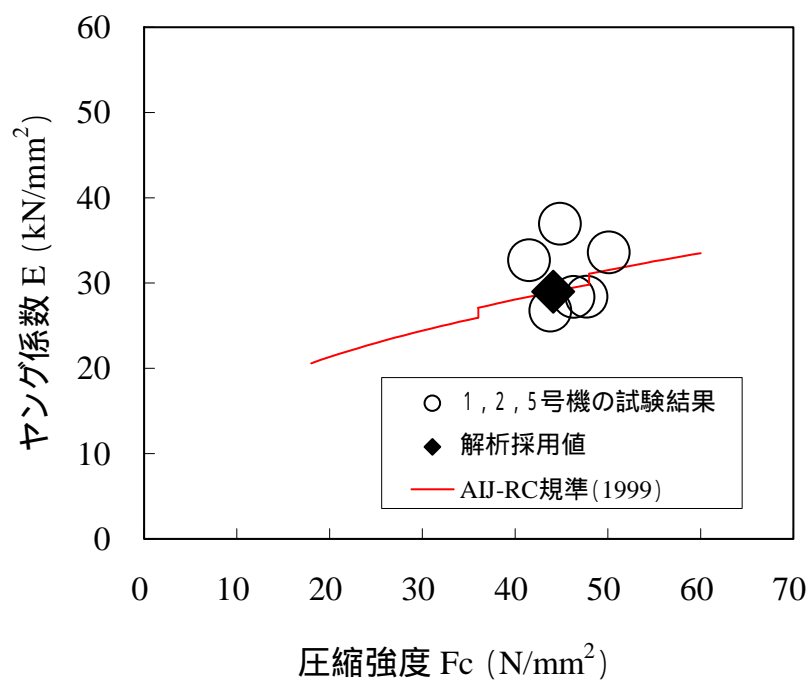
ε_1 : 応力 S_1 により生じる供試体の縦ひずみ

ε_2 : 50×10^{-6}

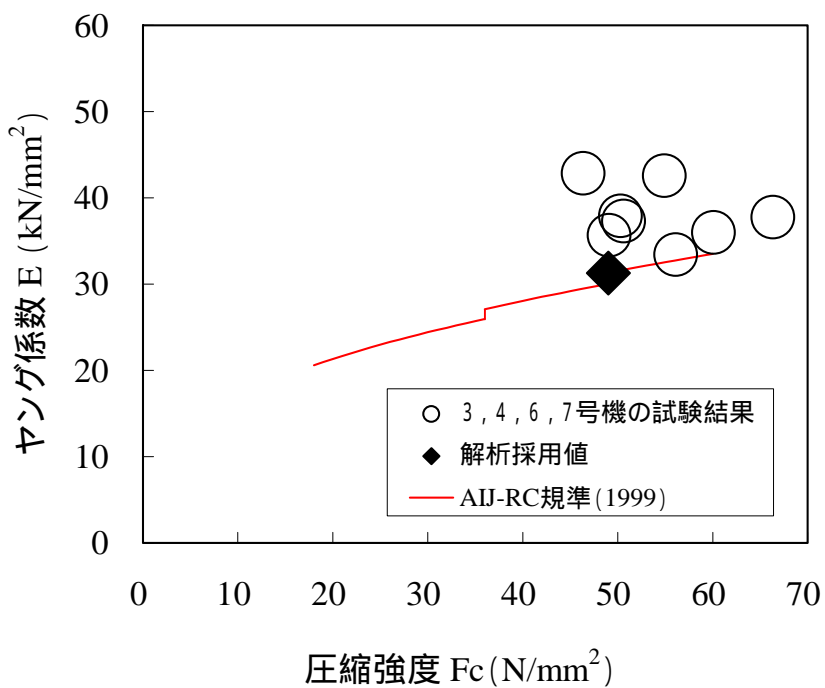


参図-1.1 コンクリートの応力-ひずみ曲線の概念図

以上のようにして求めた各号機ごとのコンクリート圧縮強度と静弾性係数の関係を次頁に示す。なお、参考として、シミュレーション解析で採用した値、および前述した式 - 1 による曲線を併記した。(参図-1.2、3)



参図-1.2 ヤング係数の分布図 (K1、K2、K5)



参図-1.3 ヤング係数の分布図 (K3、K4、K6、K7)

参考資料2 補助壁の評価について（7号機原子炉建屋）

(1) 耐震壁の規定と補助壁として考慮した壁の選定条件

原子力施設における耐震壁の一般的な規定としては、以下に示すとおりである。

日本建築学会 RC-N 規準* における耐震壁の規定（算定外の規定）

<ul style="list-style-type: none"> ・ 壁厚 200mm 以上、かつ、壁板の内法寸法の 1/30 以上 ・ せん断補強筋は、0.25%以上（直交する 2 方向それぞれ） <p>（付帯ラーメンのない場合のせん断補強筋比は、壁筋の許容引張応力度に対するコンクリートの許容せん断応力度との比以上を確保）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 壁筋は複筋配置とする ・ 壁筋は D13 以上の異形鉄筋を用いる <p>（壁の見付け面に対する間隔は 300mm 以下）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 開口補強筋は D13 以上、かつ、壁筋と同径以上の異形鉄筋を用いる ・ 付帯ラーメンがある場合には、その柱・梁に適切な靱性を確保させる
--

* 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2005）

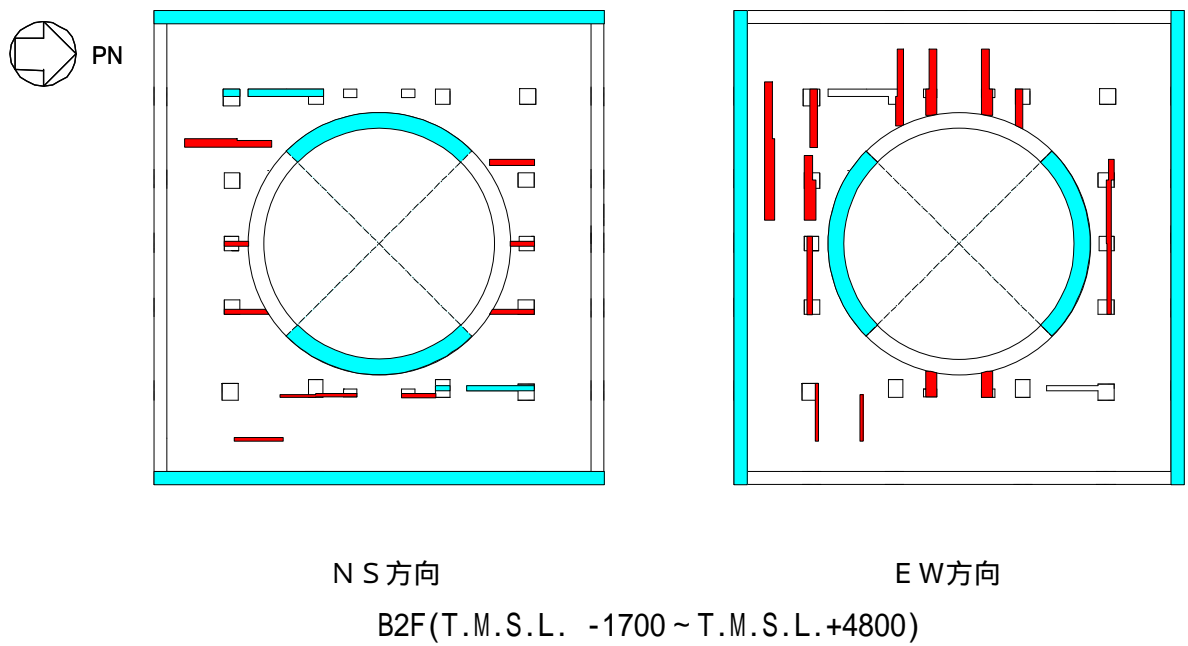
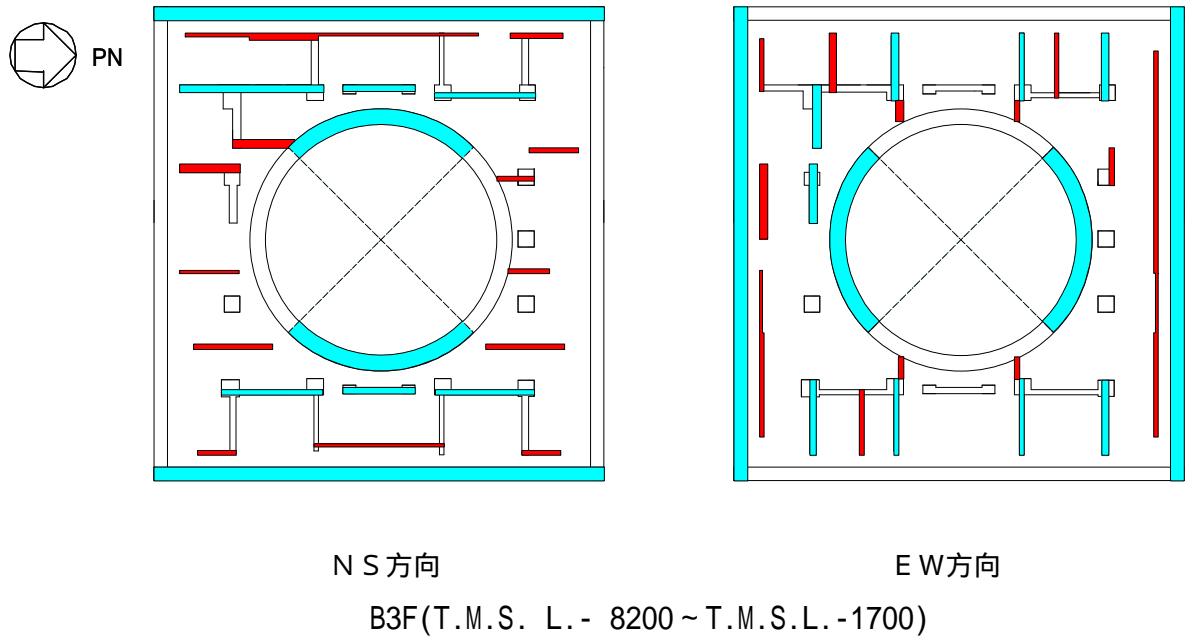
一方、柏崎刈羽原子力発電所において設計モデルに採用している耐震壁は、参図-2.1~4 に示すとおりである。また、今回のシミュレーション解析に採用した補助壁の判断基準についても参表-2.1 に合わせて示す。

参表-2.1 シミュレーション解析に採用した耐震壁と補助壁の選定条件

耐震壁	補助壁
・ 壁の厚さは 300mm 以上、かつ壁の内法高さの 1/30 以上	同左
・ 壁のせん断補強筋比は、直交する各方向に関し、それぞれ 0.6%以上	・ 壁のせん断補強筋比は、直交する各方向に関し、それぞれ 0.25%以上
・ 基礎スラブから連続して立ち上がっている壁	・ 下階まで壁が連続している、もしくは床スラブを介して壁に生じるせん断力を下階の耐震壁に伝達できる壁
・ フレーム構面内（柱、梁間）の壁	・ フレーム構面外でも上記を満たす壁

(2) 補助壁として考慮した壁の範囲

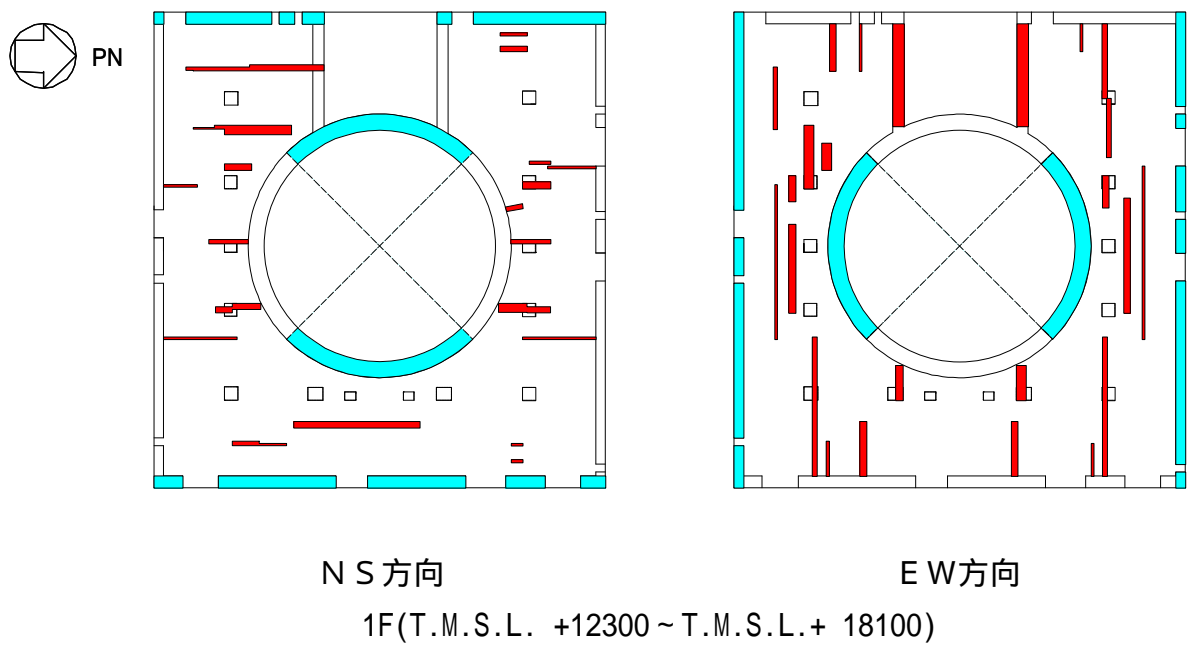
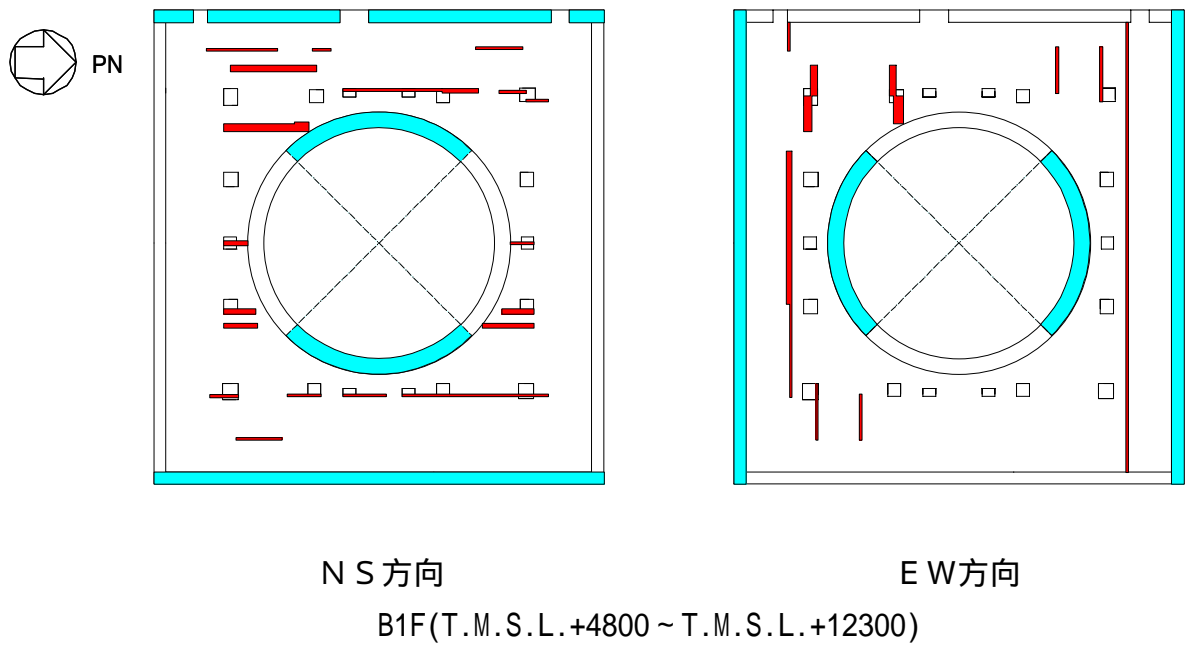
原子炉建屋の地震応答解析時に剛性を評価する範囲を以下に示す。



- : 耐震壁として剛性を評価する範囲
(設計時と同じ)
- : 補助壁として剛性を評価する範囲

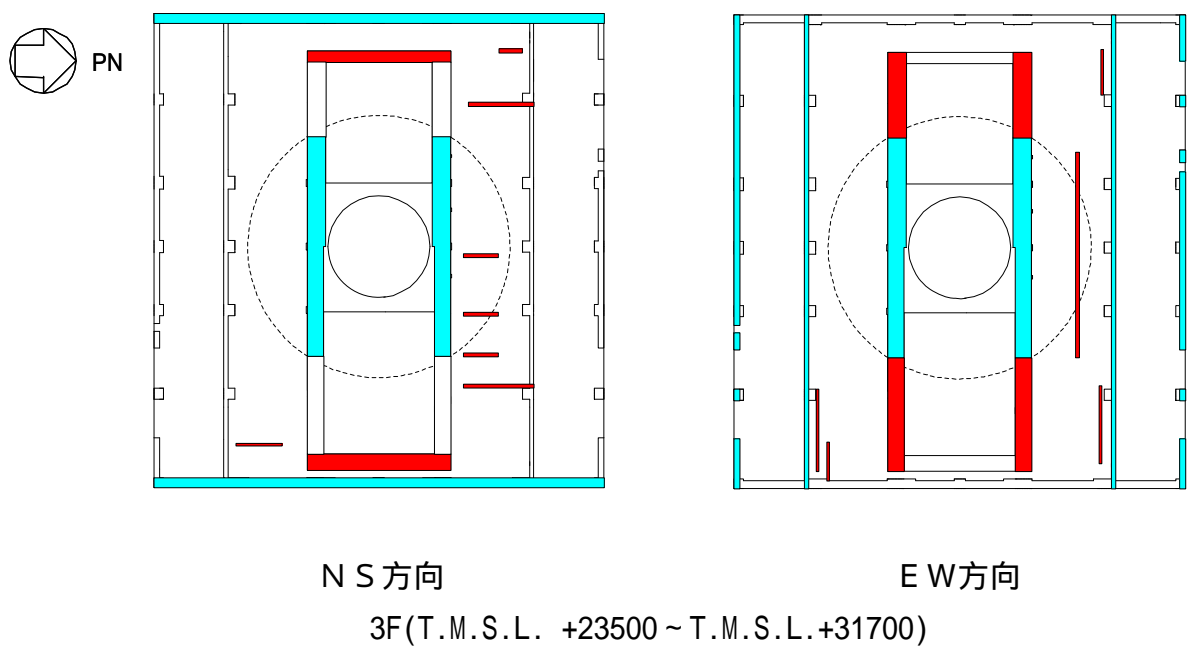
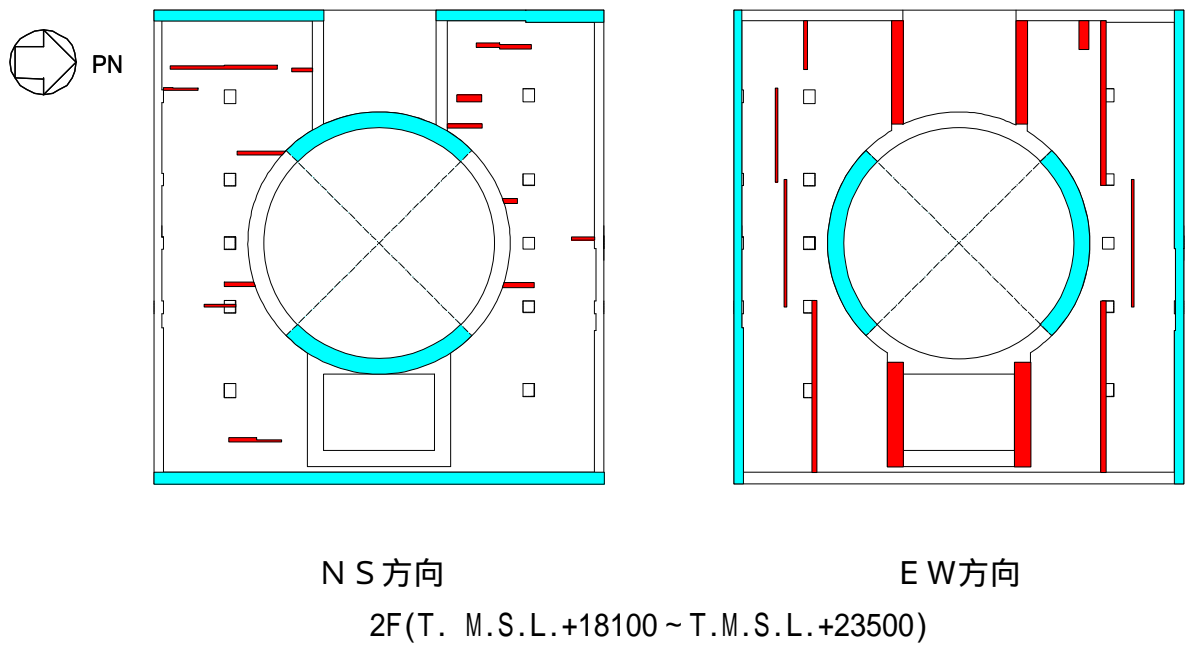
参図-2.1 剛性を評価する壁の範囲

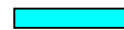
参 2-2




- : 耐震壁として剛性を評価する範囲
(設計時と同じ)
- : 補助壁として剛性を評価する範囲

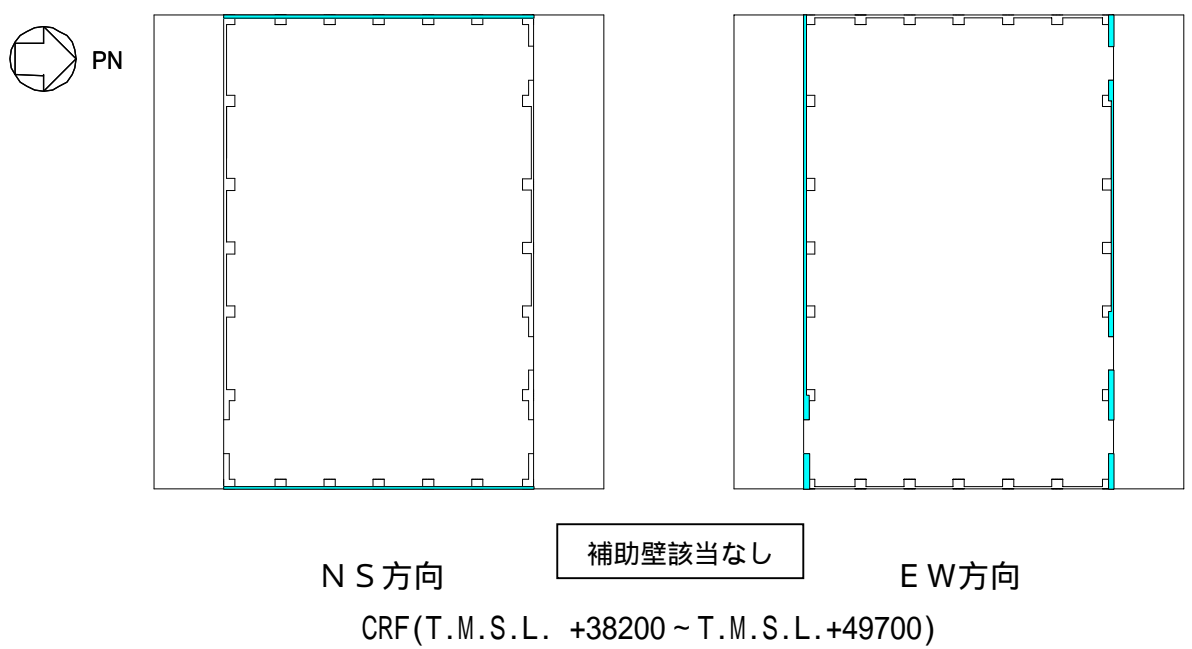
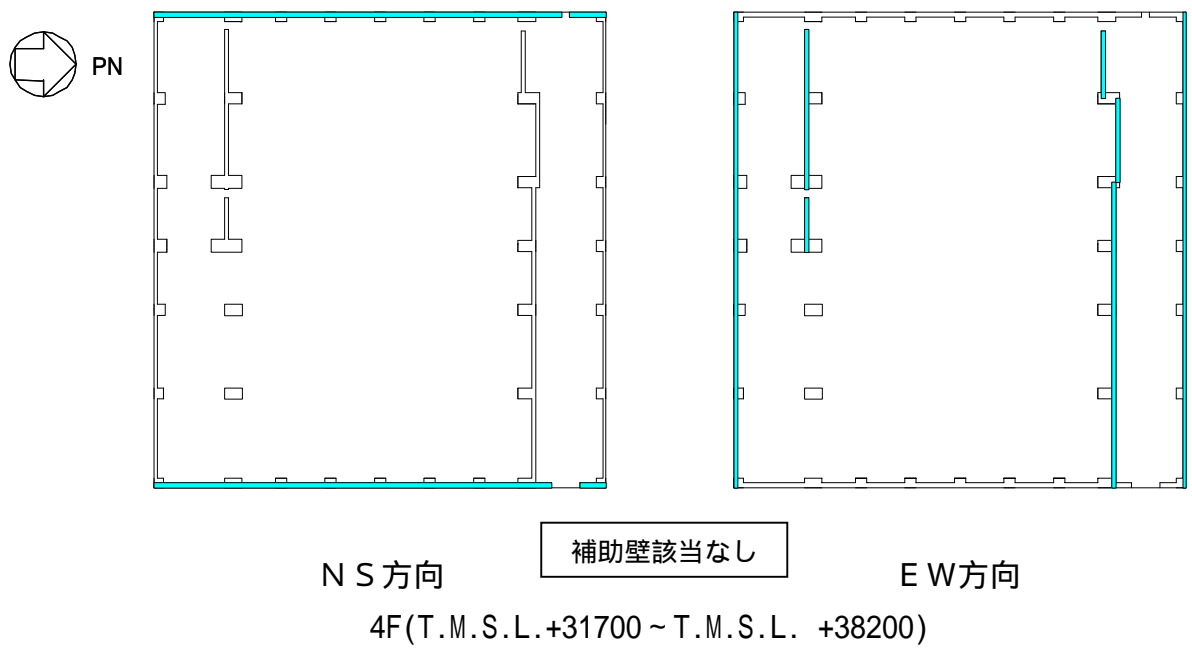
参図-2.2 剛性を評価する壁の範囲
参 2-3




 : 耐震壁として剛性を評価する範囲
(設計時と同じ)

 : 補助壁として剛性を評価する範囲

参図-2.3 剛性を評価する壁の範囲
参 2-4



 : 耐震壁として剛性を評価する範囲
(設計時と同じ)

参図-2.4 剛性を評価する壁の範囲

(3) 補助壁の評価結果

今回のシミュレーション解析モデルにおいて剛性を考慮した壁の断面積(= 耐震壁 + 補助壁)を7号機を例として参表-2.2 に示す。設計モデルに対するシミュレーションモデルの壁量の比は約 1.1~1.7 程度である。

参表-2.2 補助壁の評価結果

T.M.S.L. (m)	階	耐震壁		補助壁		シミュレーション 解析モデル		比率	
		NS方向	EW方向	NS方向	EW方向	NS方向	EW方向	シミュレーション / 設計	
		m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	NS方向	EW方向
49.7	屋上階								
38.2	クレーン階	41.0	54.7	0*	0*	41.0	54.7	1.00	1.00
31.7	4F	83.0	122.9	0*	0*	83.0	122.9	1.00	1.00
23.5	3F	231.8	267.7	75.7	124.0	307.5	391.7	1.33	1.46
18.1	2F	214.5	207.3	31.0	147.3	245.5	354.6	1.14	1.71
12.3	1F	215.8	228.9	71.2	145.2	287.0	374.1	1.33	1.63
4.8	地下1F	261.9	275.8	57.7	55.7	319.6	331.5	1.22	1.20
-1.7	地下2F	281.6	288.2	34.1	103.3	315.7	391.5	1.12	1.36
-8.2	地下3F	337.2	343.6	72.7	80.3	409.9	423.9	1.22	1.23

* 上部階については補助壁を考慮していない。

参考資料3 中越沖地震における耐震壁の応力の分析

7号機 R/B の耐震壁のうち、参表-3.1 に示すように、3階の R2 通りの壁と地下2階の R1 通りの壁を検討事例として選定した。中越沖地震のシミュレーション解析で得られたそれぞれの耐震壁の応力を、参表-3.1 に示す。中越沖地震における7号機 R/B の応答は弾性範囲であることから、各耐震壁が負担する応力はその剛性比により評価できる。すなわち、参表-3.1 は、層ごとに得られた最大応答せん断力などに、当該層の各耐震壁の剛性比（3階 R2 通り壁の剛性比は0.20、地下2階 R1 通り壁の剛性比は0.45）を乗じて算定した応力である。例えば、3階 R2 通り壁のせん断力は以下のとおり算定している。

- 3階の層ごとの最大応答せん断力 : 119.7×10^3 kN
- 3階 R2 通り壁の剛性比 : 0.20
- 3階 R2 通り壁の負担せん断力 : $119.7 \times 10^3 \times 0.20 = 24 \times 10^3$ kN

なお、この表の中にある土圧荷重とは、壁の面内方向に作用する静止土圧と地震時動土圧により発生する荷重の総和である。

参表-3.1 中越沖地震における耐震壁の応力

位置	壁厚 (cm)	配筋 (縦横共)	せん断力 ($\times 10^3$ kN)			曲げモーメント ($\times 10^4$ kN・m)			軸力 ($\times 10^3$ kN)		
			地震 荷重	土圧 荷重	合計	地震 荷重	土圧 荷重	合計	地震 荷重	土圧 荷重	合計
3階 R2通り	50	2-D22@200	24	0	24	110	0	110	79	0	79
地下2階 R1通り	160	4-D38@200	157	7	164	423	5	428	133	0	133

耐震壁の設計においては、地震荷重及び土圧荷重によるせん断力及び曲げモーメントに対して、鉄筋の短期許容引張応力度以内であることを確認している。

- σ_t : せん断力による鉄筋の引張応力度 (N/mm^2)
- τ : 曲げモーメントによる鉄筋の引張応力度 (N/mm^2)
- f_t : 鉄筋の短期許容引張応力度 ($345 \text{ N}/\text{mm}^2$)

$$(\sigma_t + \tau) / f_t < 1.0$$

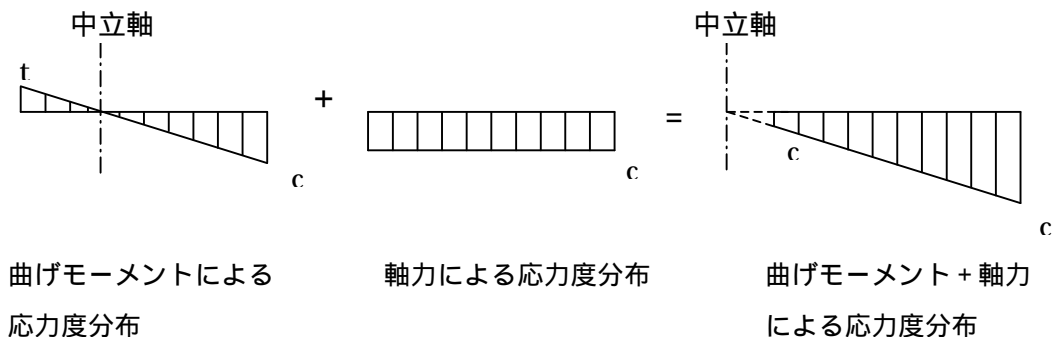
ここで、曲げモーメントに対する鉄筋の引張応力度を求める際には、軸力による中立軸の変動を評価して求める。

参表-3.1 に示す応力に対する断面検討結果を、参表-3.2 に示す。

参表-3.2 耐震壁の断面検討結果

位置	壁厚 (cm)	配筋 (縦横共)	せん断に対する鉄筋の引張応力度 s_t (N/mm ²)			曲げモーメントに対する 鉄筋の引張応力度 t (N/mm ²)	許容応力度比 $\frac{s_t + t}{ft}$
			地震荷重	土圧荷重			
3階 R2通り	50	2-D22@200	89.9 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	0.27	
地下2階 R1通り	160	4-D38@200	115.6 (72.3%)	4.9 (3.0%)	39.4 (24.7%)	0.47	

注): ここで、3階の耐震壁において曲げモーメントに対する鉄筋の引張応力度が0となっているのは、軸力による効果が大きく中立軸が移動したことによる。



参表-3.2 によると、地下2階のR1通りの壁においては、中越沖地震によるせん断力は、壁の評価荷重全体に対して約72%となっている。また、3階のR2通りの壁においては、中越沖地震によるせん断力は、壁の評価荷重全体に対して100%となっている。これらのことから、壁の健全性評価を行う場合には、地震応答解析によるせん断力が支配的な荷重となっていることが分かる。

なお、地震応答解析によるせん断力以外の荷重を加えても、設計配筋による短期許容引張応力度に対して十分な余裕がある。これは、静的地震力等に余裕を加えて設定した設計用地震力による余裕や計算上の必要鉄筋量を上回る設計配筋量を設定した余裕などが含まれている効果である。

参考資料 4 原子炉建屋の地震応答解析結果

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。地震応答解析（鉛直）により求められた最大応答値を、参図-4.7 および参図-4.8 に示す。

地震応答解析により得られた最大転倒モーメントを用い算出した、基礎浮上りの検討結果を参表-4.2 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	0.431	2.32	1.580
2	0.190	5.26	-0.682
3	0.087	11.54	0.060
4	0.074	13.44	0.060
5	0.074	13.51	0.024

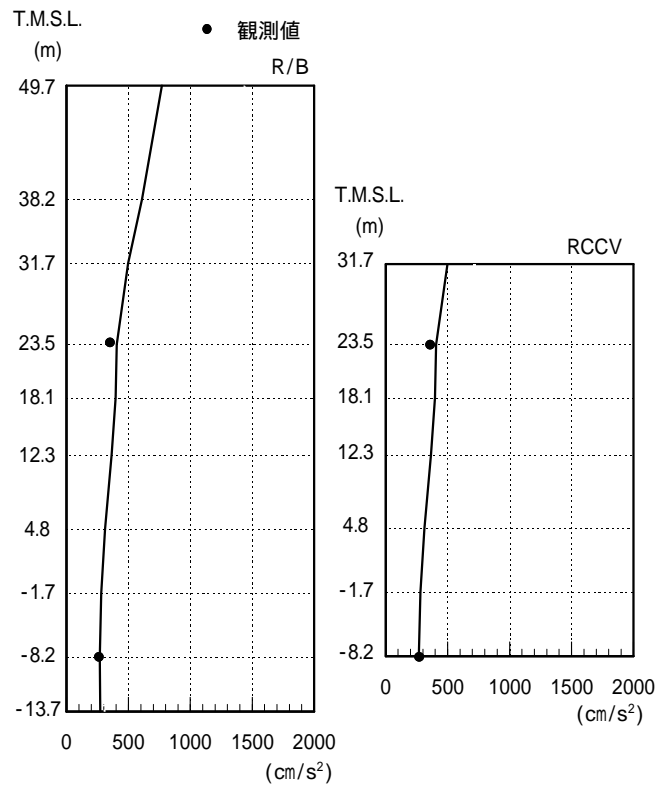
(東西方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.422	2.37	1.543
2	0.189	5.30	-0.607
3	0.079	12.71	-0.029
4	0.074	13.53	0.130
5	0.068	14.62	-0.043

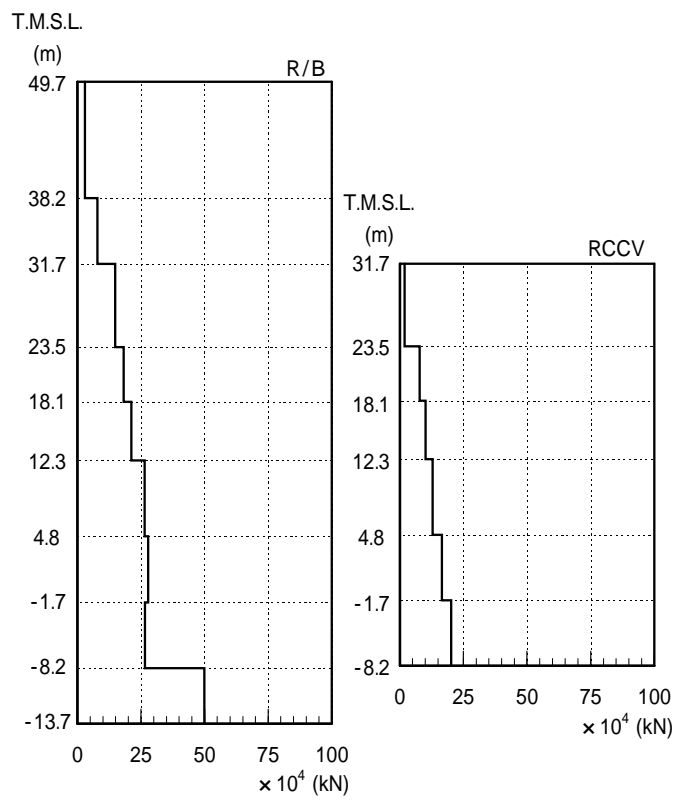
(鉛直方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.269	3.72	11.160
2	0.252	3.97	-10.217
3	0.074	13.55	0.086
4	0.049	20.33	-0.114
5	0.045	22.20	0.111

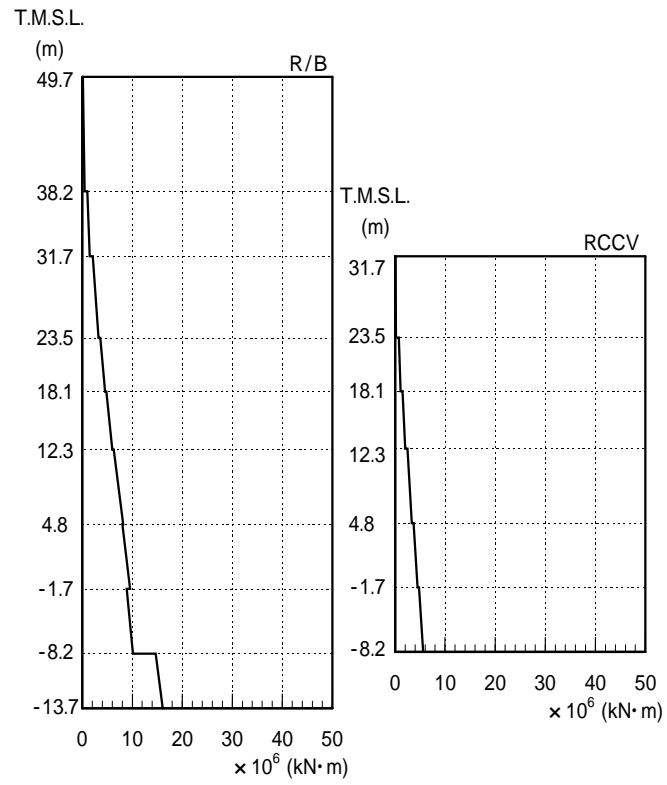
注* : 各モードごとに固有ベクトルの最大値を1に基準化して得られる刺激係数を示す。



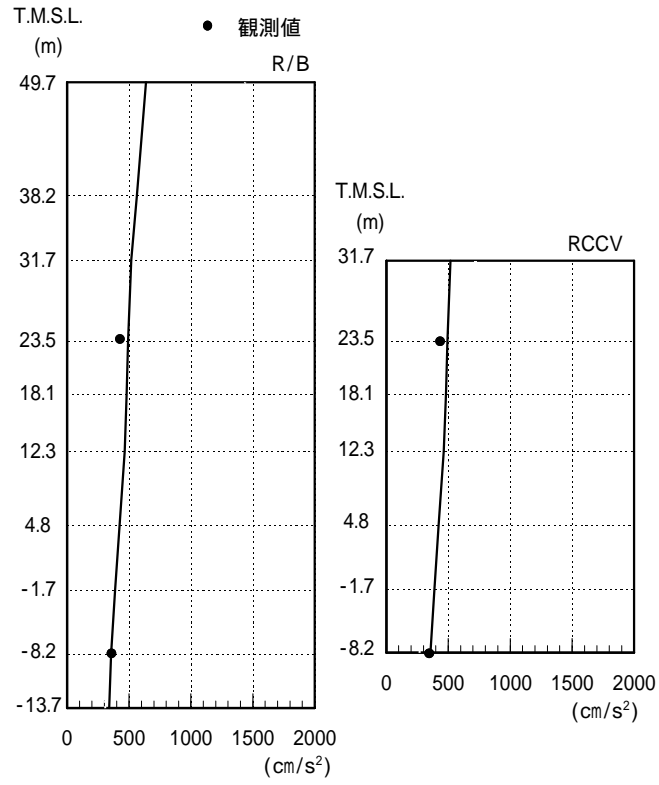
参图-4.1 最大応答加速度（南北方向）



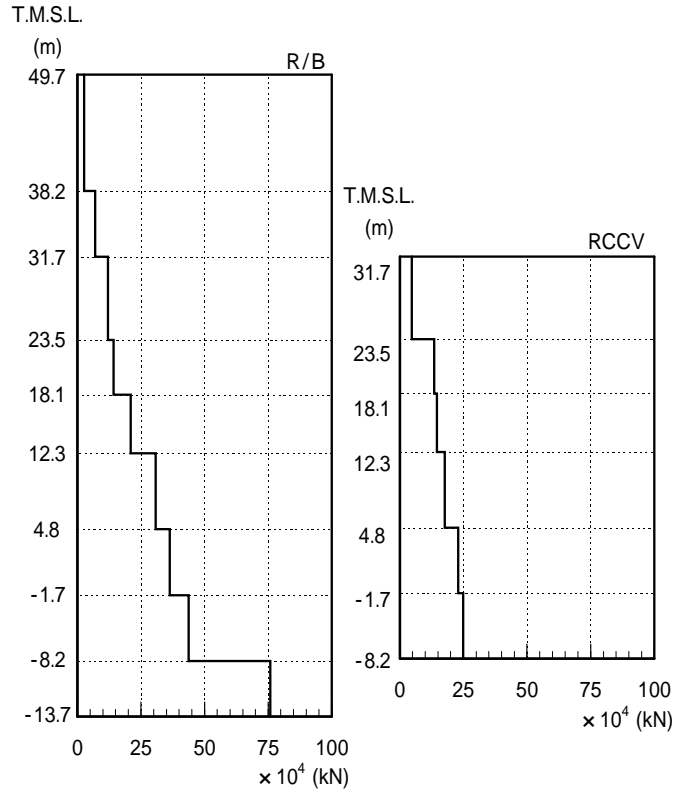
参图-4.2 最大応答せん断力（南北方向）



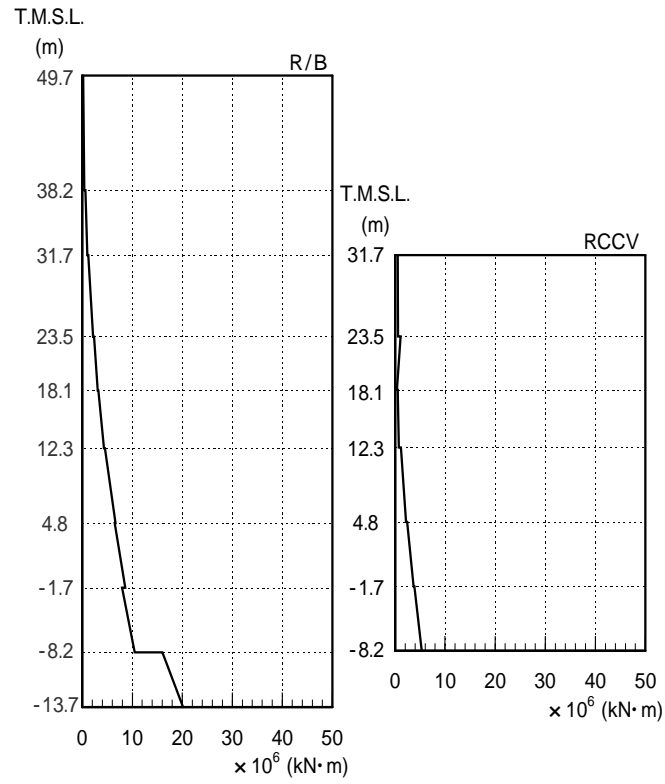
参图-4.3 最大応答曲げモーメント（南北方向）



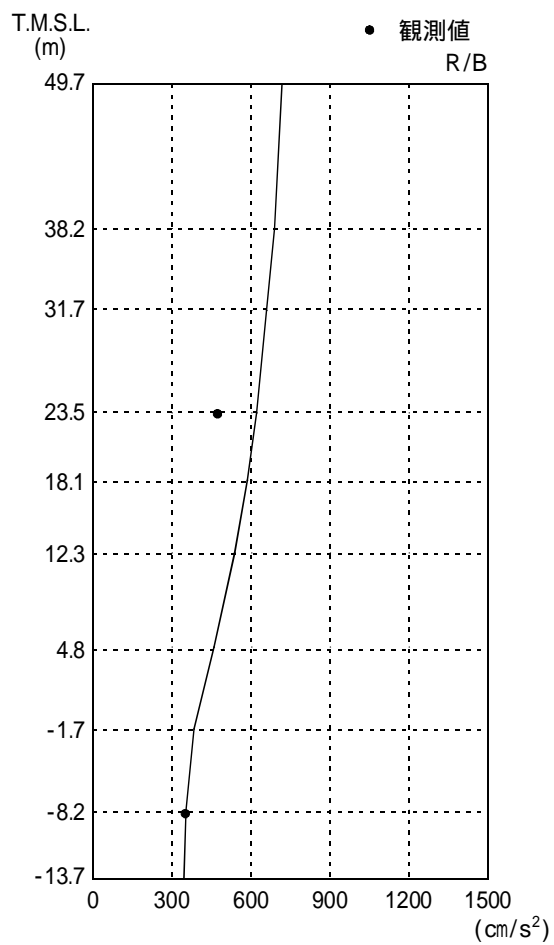
参図-4.4 最大応答加速度（東西方向）



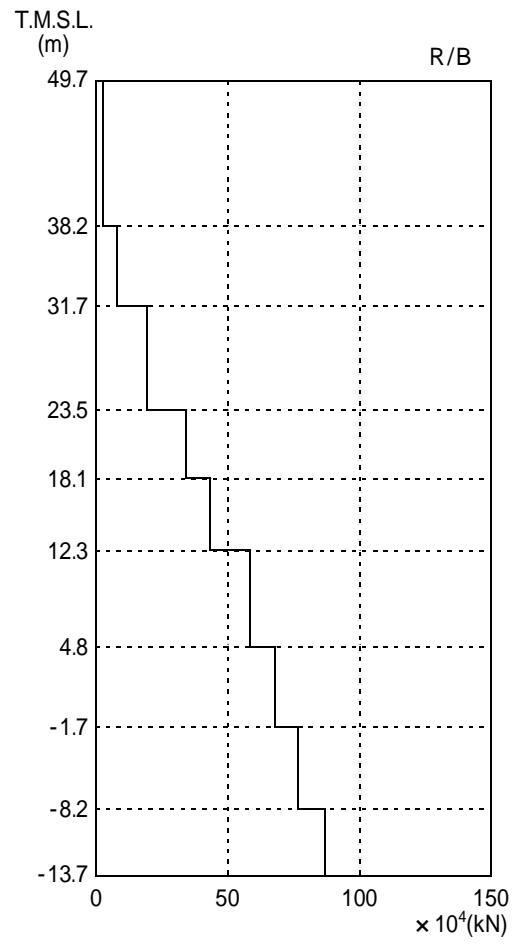
参图-4.5 最大応答せん断力（東西方向）



参图-4.6 最大応答曲げモーメント（東西方向）



参図-4.7 最大応答加速度（鉛直方向）



参图-4.8 最大応答軸力（鉛直方向）

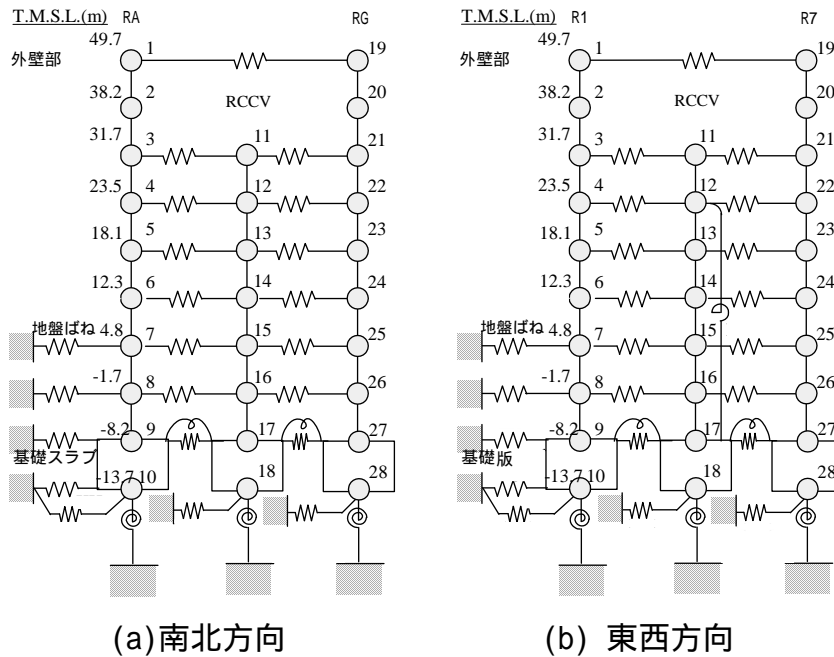
建屋の接地率は、JEAG4601-1991に基づき、地震応答解析の結果得られた最大転倒モーメントを用い、地盤反力を三角形分布と仮定して算出する。基礎浮上りの検討結果を参表-4.2に示す。

参表-4.2 浮上りの検討結果

	浮上り限界モーメント M_0 (kN·m)	最大転倒モーメント M_{max} (kN·m)	接地率 (%)
南北方向	1.88×10^7	1.54×10^7	100.0
東西方向	1.98×10^7	1.93×10^7	100.0

参考資料5 原子炉建屋の追加検討モデルによる応答結果比較

シミュレーション解析の一連の検討結果に基づき、追加検討モデルによる地震応答解析結果を実施し、現状のシミュレーション解析モデルによる結果と比較を行なう。参図-5.1 に示すとおり、水平方向については床の柔性を考慮した多軸質点系モデルとする。なお、地盤ばね及び入力動は、シミュレーション解析モデルと同一条件とする。

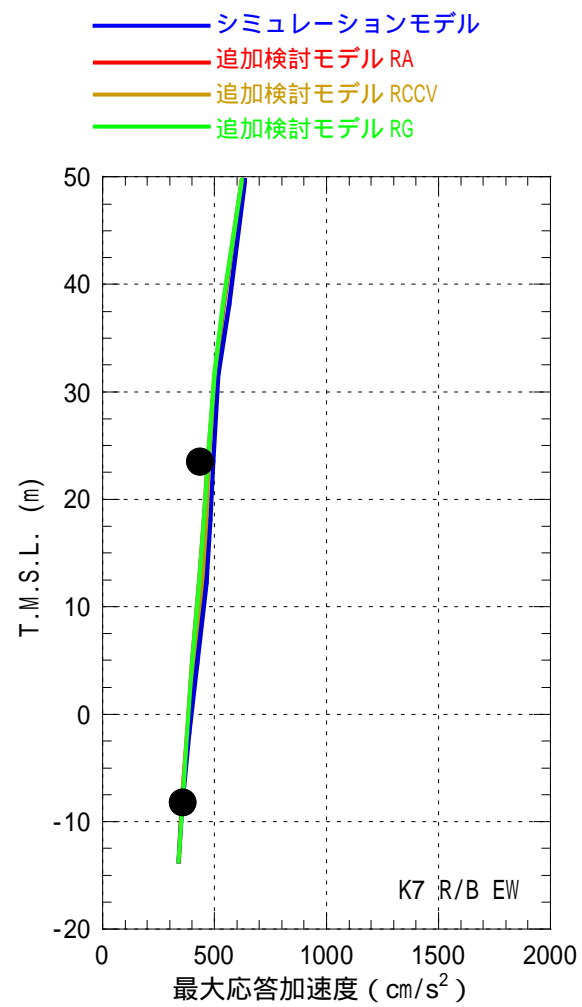
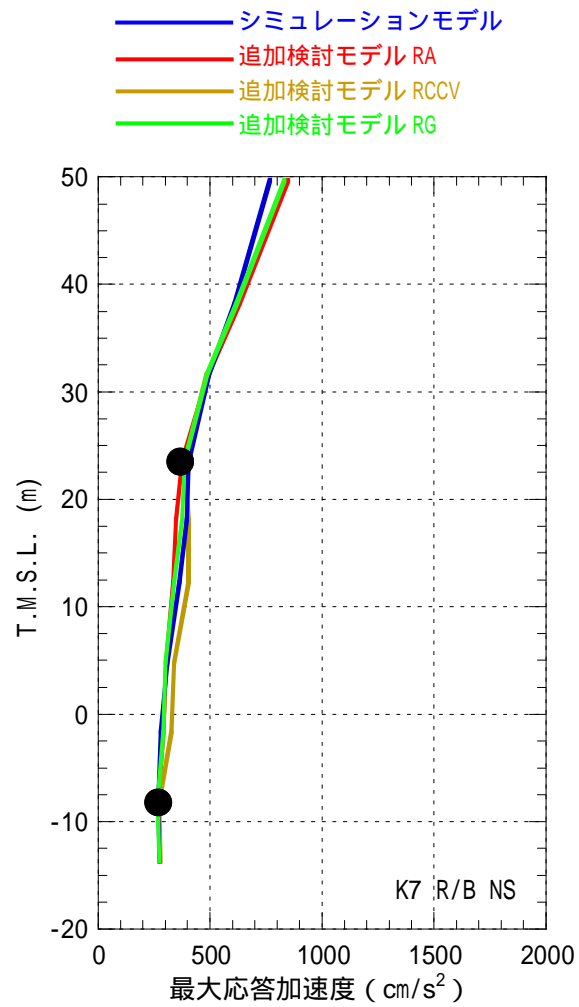


注：RCCV、外壁各部分の基礎版を剛とし、それぞれの基礎版間の面内せん断変形及び回転変形を考慮した。

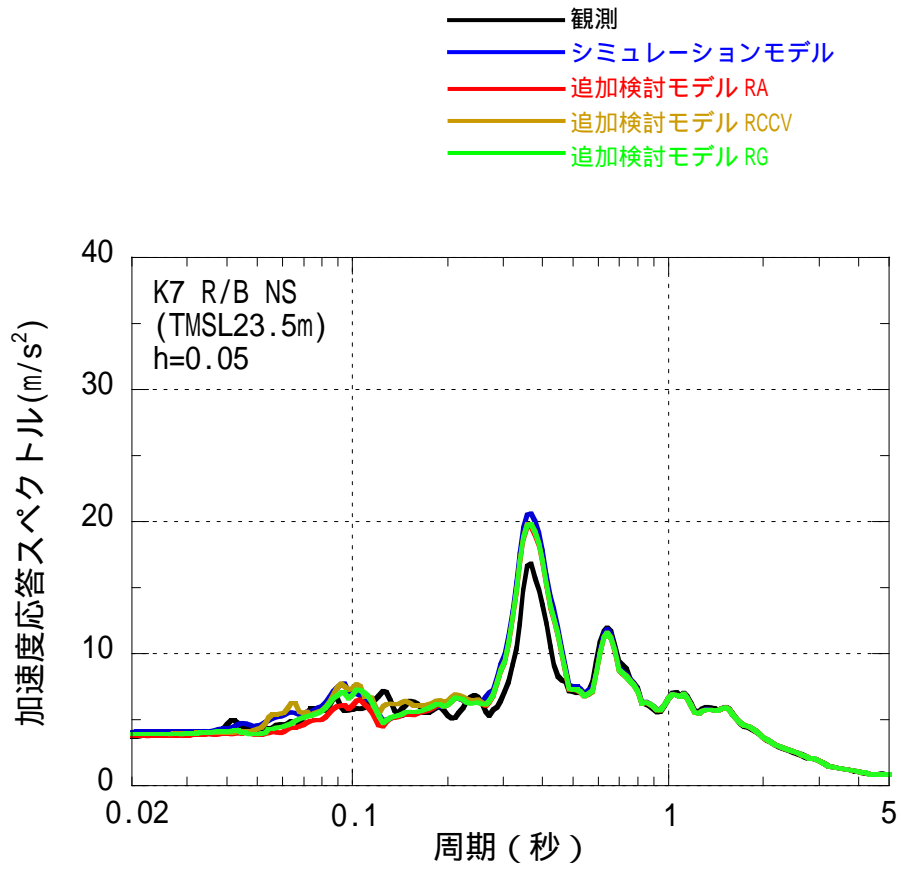
参図-5.1 追加検討モデル

参図-5.2 に最大応答加速度、参図-5.3～参図-5.4 に中間階の加速度応答スペクトルの比較を示す。水平方向については、追加検討モデルとシミュレーション解析モデルによる結果はほぼ同等である。

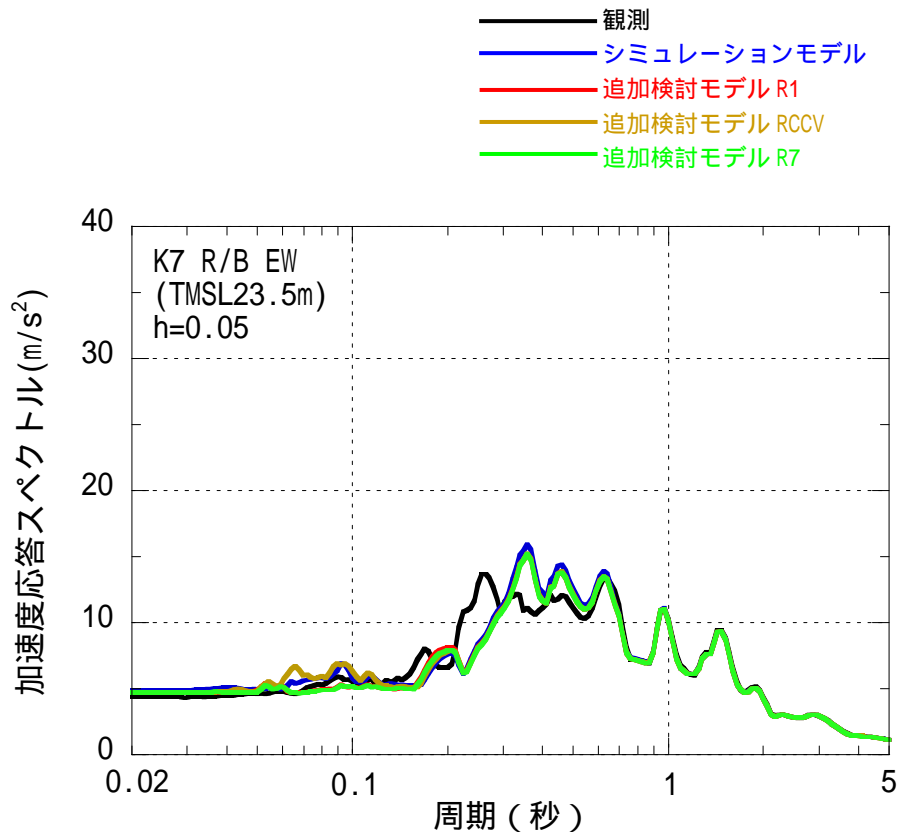
参図-5.5～参図-5.8 に外壁のせん断応力度とせん断ひずみの比較、参図-5.9～参図-5.12 に RCCV のせん断応力度とせん断ひずみの比較を示す。また、参考としてシミュレーション解析モデルと追加検討モデルによる層せん断力の比較を参図-5.13～参図-5.14 に示す。追加検討モデルは床の柔性を考慮しているため、重量の大きい RCCV の応答が若干大きくなる傾向がある。ただし、外壁と RCCV を集約して評価したせん断力は、シミュレーション解析モデルの結果とほぼ同等であり、建屋の健全性評価に与える影響は小さい。



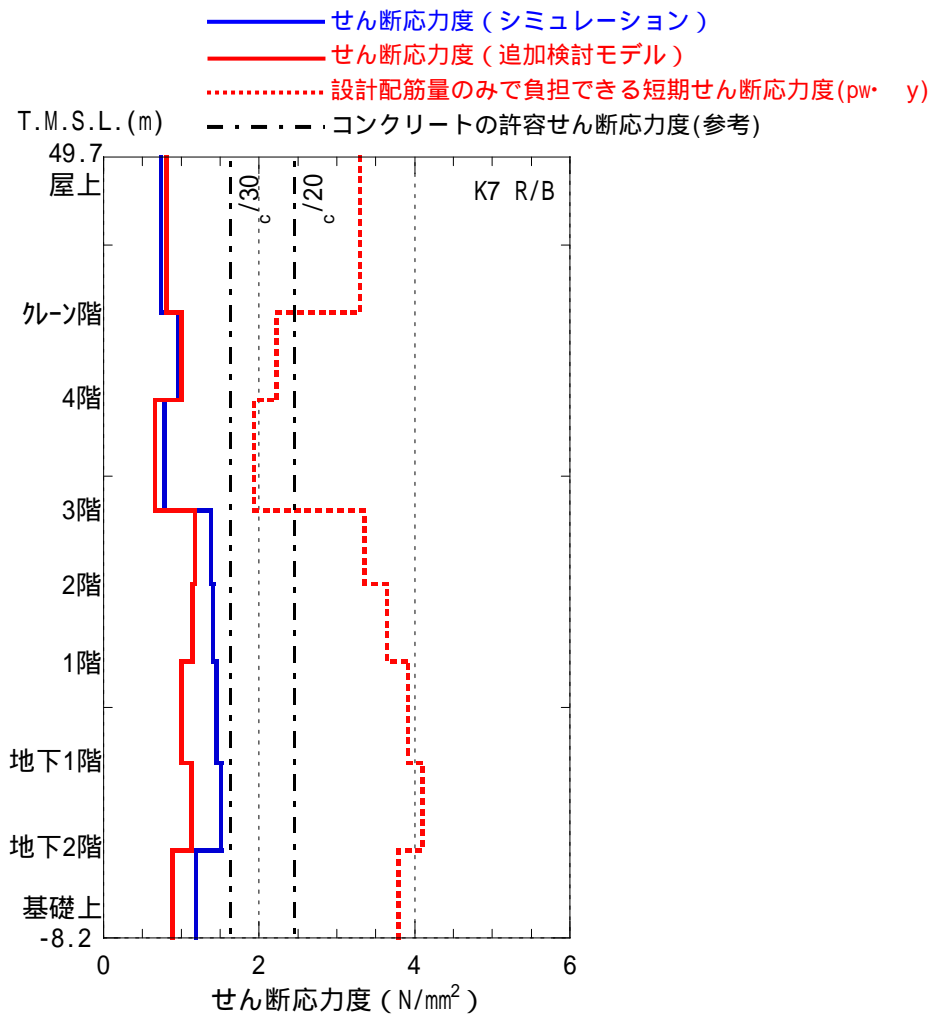
参图-5.2 最大応答加速度の比較



参図-5.3 加速度応答波形および加速度応答スペクトルの比較
中間階 (T.M.S.L. 23.5m) 南北方向

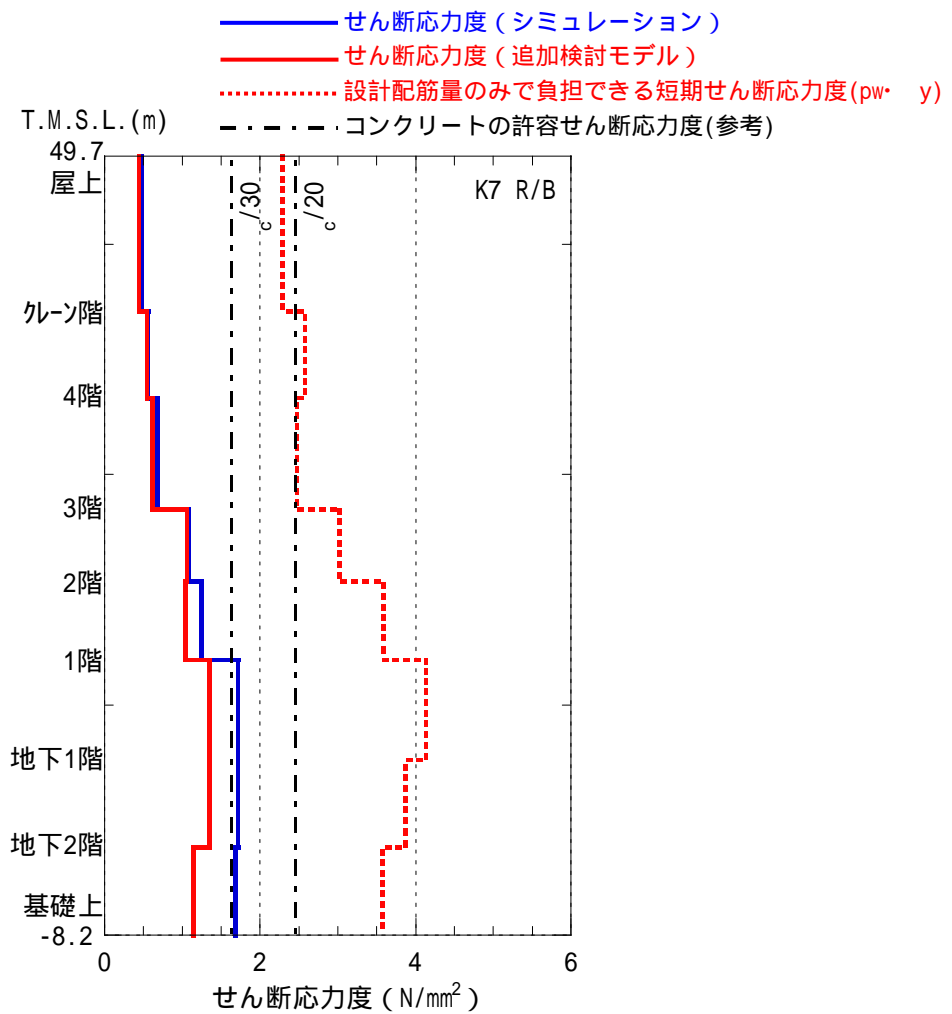


参図-5.4 加速度応答波形および加速度応答スペクトルの比較
 中間階 (T.M.S.L. 23.5m) 東西方向



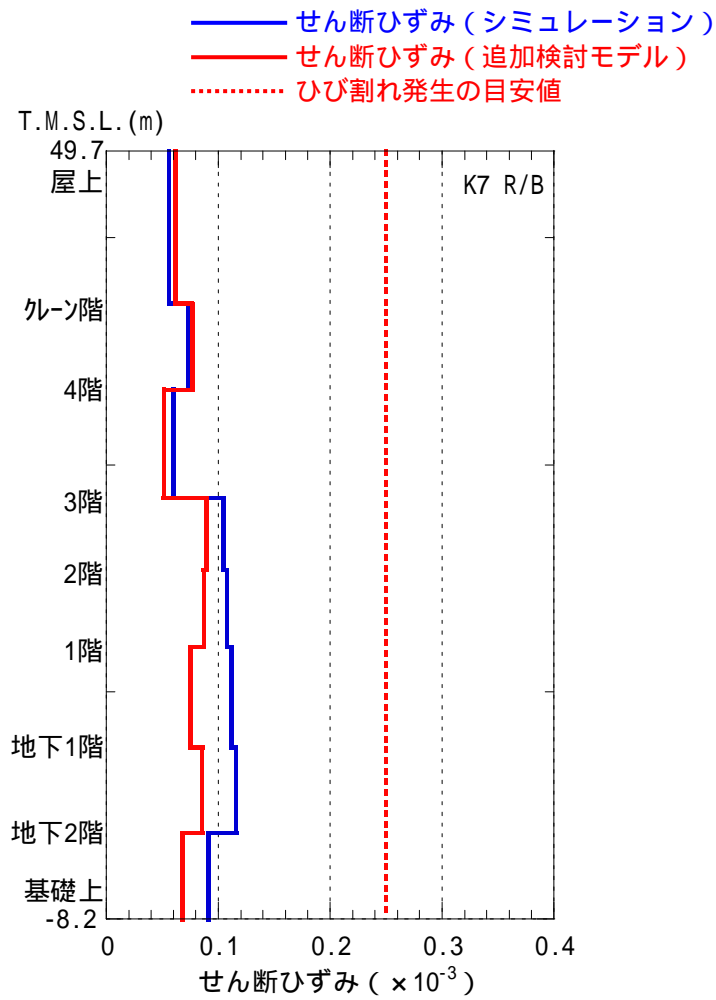
c = コンクリートの実強度

参図-5.5 原子炉建屋 耐震壁のせん断応力度 (南北方向)

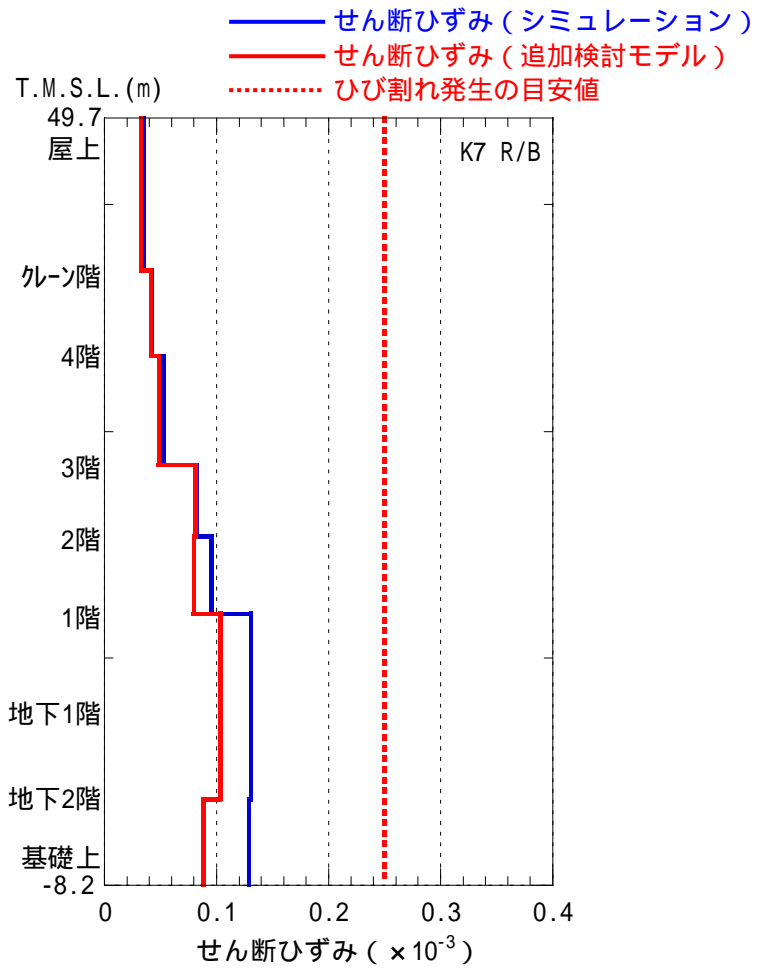


c = コンクリートの実強度

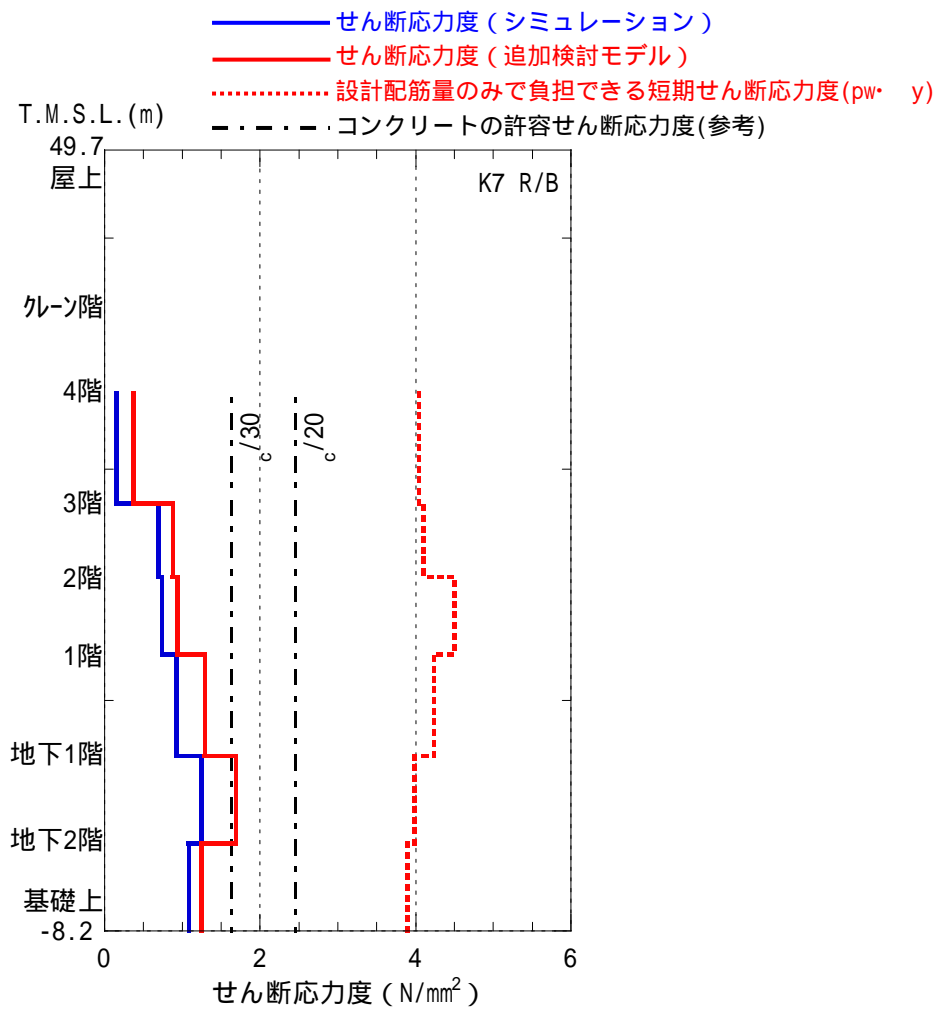
参図-5.6 原子炉建屋 耐震壁のせん断応力度 (東西方向)



参図-5.7 原子炉建屋 耐震壁のせん断ひずみ (南北方向)

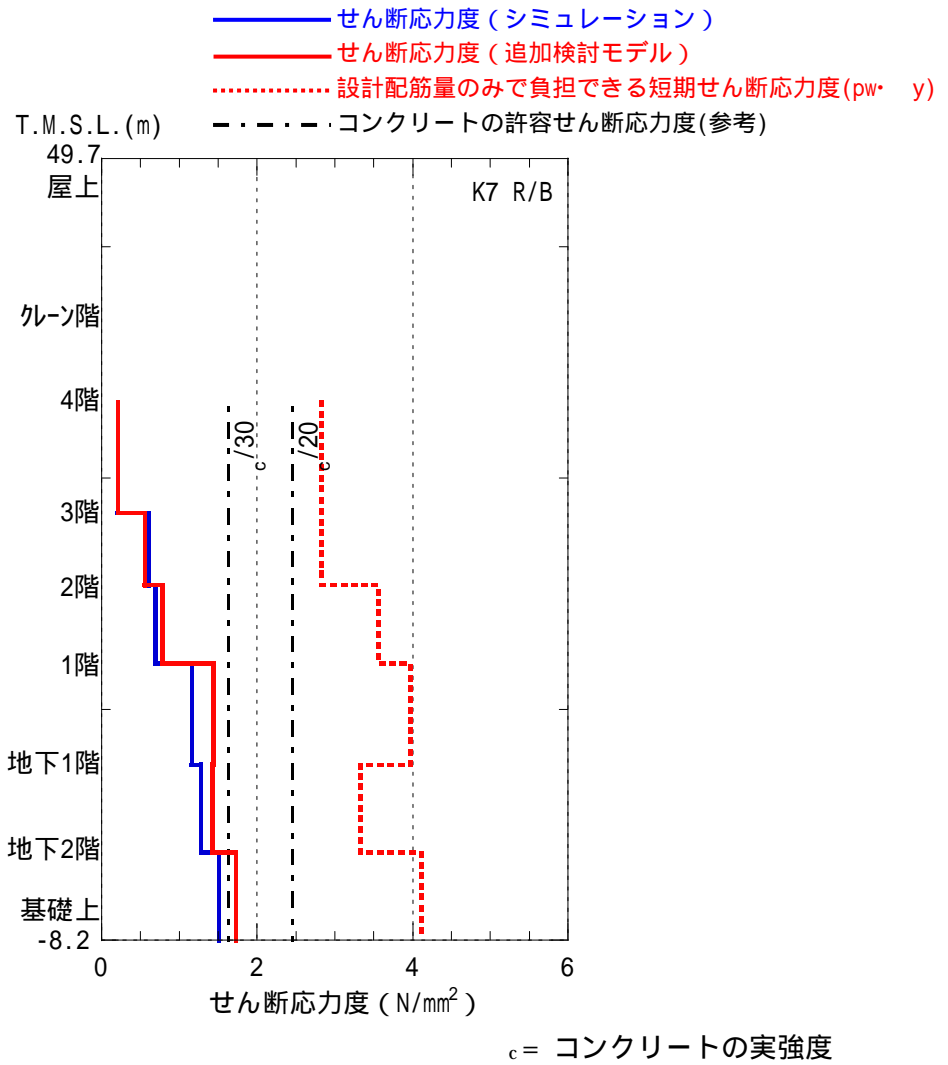


参図-5.8 原子炉建屋 耐震壁のせん断ひずみ (東西方向)

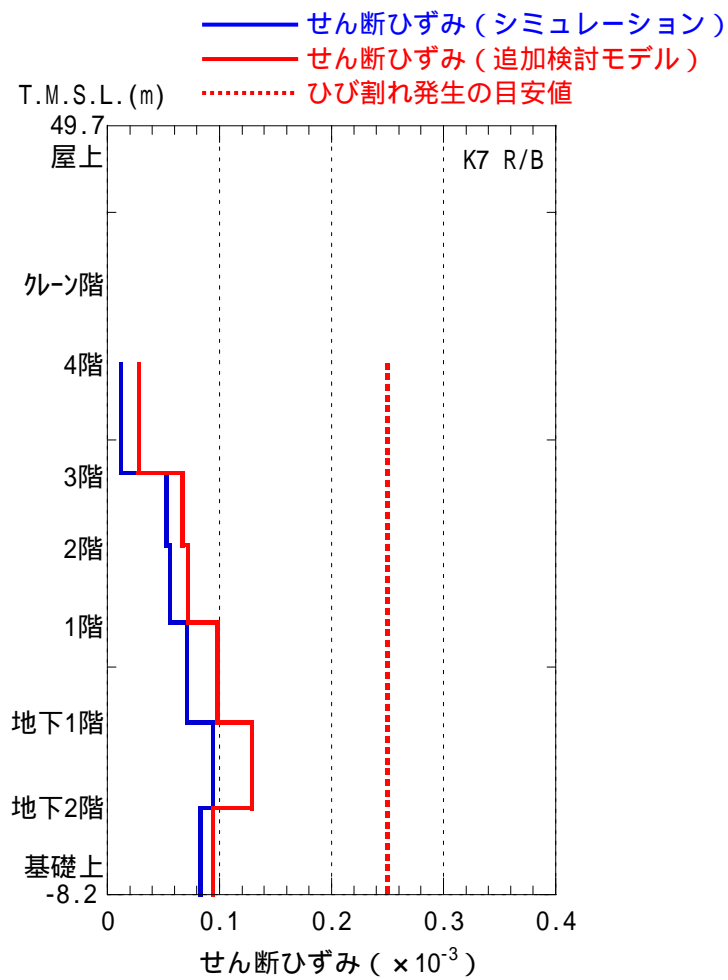


c = コンクリートの実強度

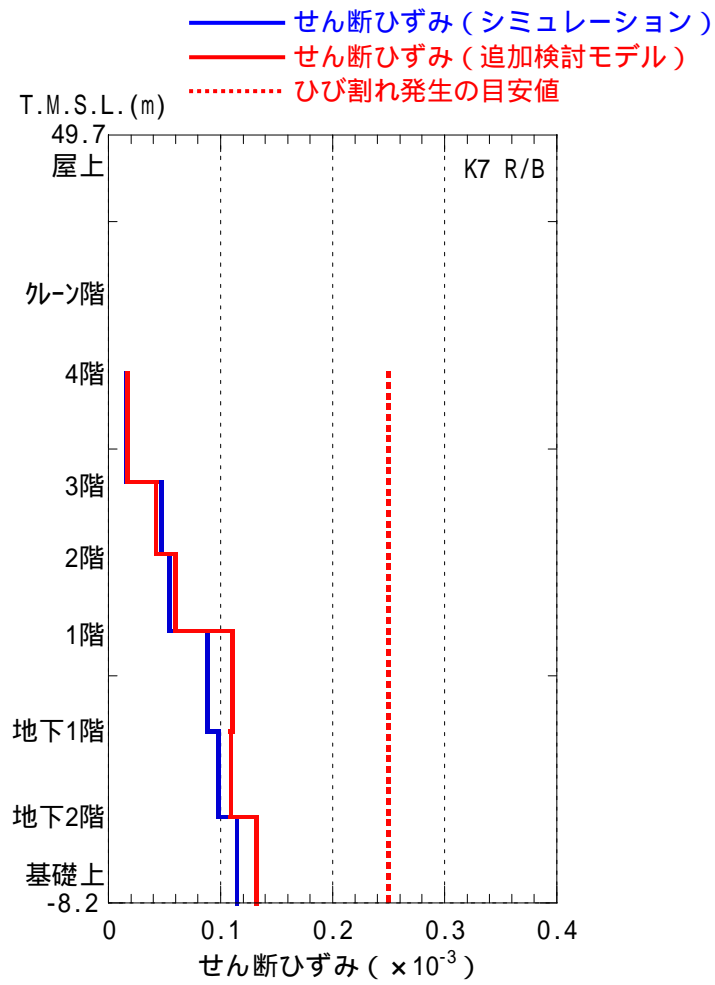
参図-5.9 RCCVの鉄筋コンクリート部のせん断応力度 (南北方向)



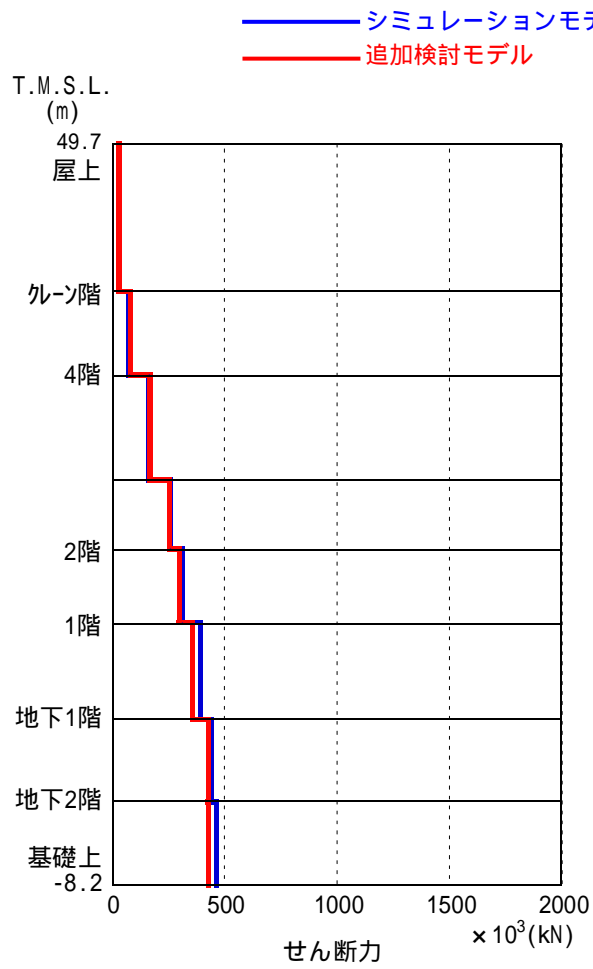
参図-5.10 RCCVの鉄筋コンクリート部のせん断応力度 (東西方向)



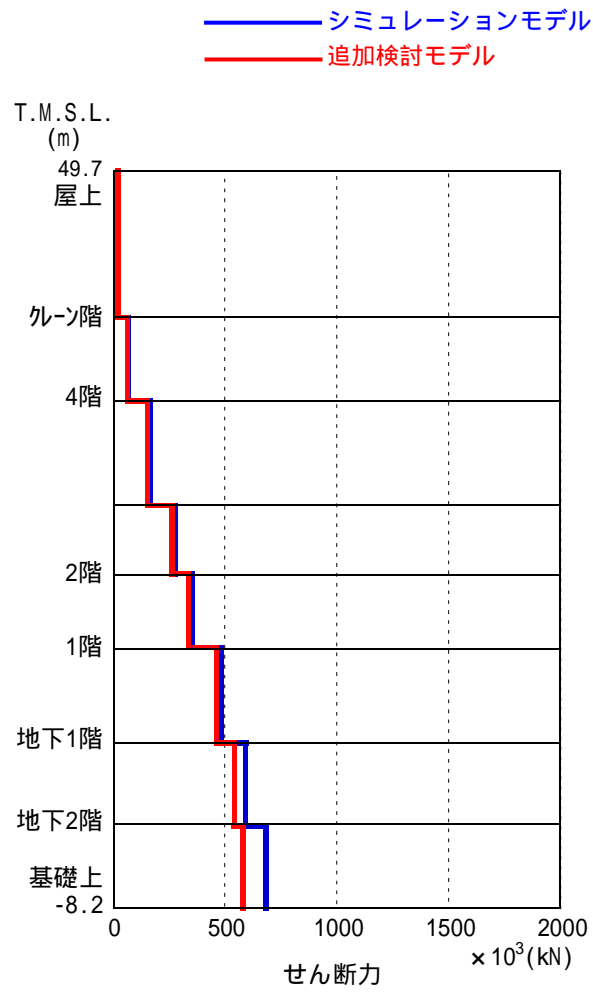
参図-5.11 RCCVの鉄筋コンクリート部のせん断ひずみ(南北方向)



参図-5.12 RCCV の鉄筋コンクリート部のせん断ひずみ (東西方向)



参図-5.13 原子炉建屋 最大応答せん断力 (南北方向)

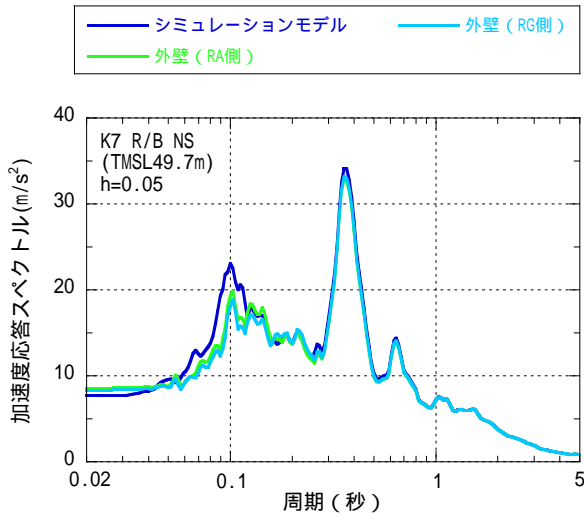


参図-5.14 原子炉建屋 最大応答せん断力 (東西方向)

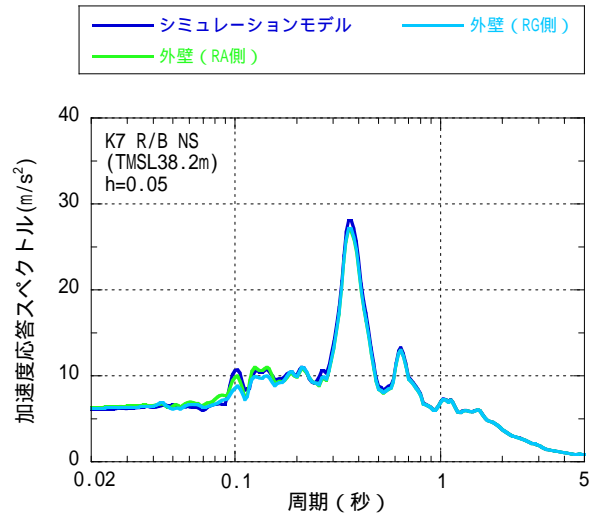
参考資料 6 原子炉建屋の追加検討モデルによる加速度応答スペクトルについて

参考資料 5 で示した 7 号機原子炉建屋の追加検討モデルによる結果として、加速度応答スペクトルの比較を各床レベル毎に示す。

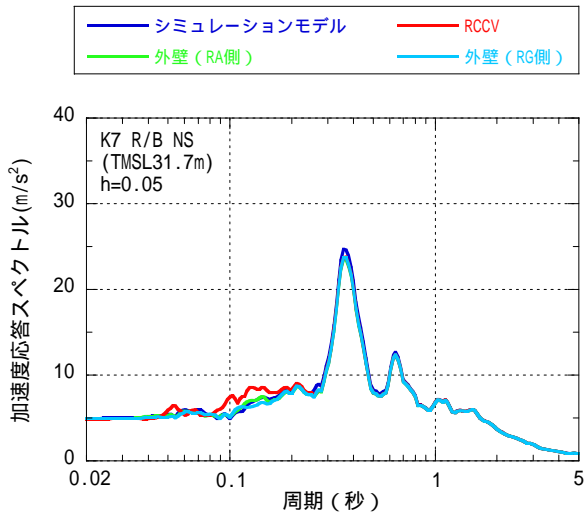
参図-6.1 に NS 方向の加速度応答スペクトルの比較、参図-6.2 に EW 方向の加速度応答スペクトルの比較をそれぞれ示す。



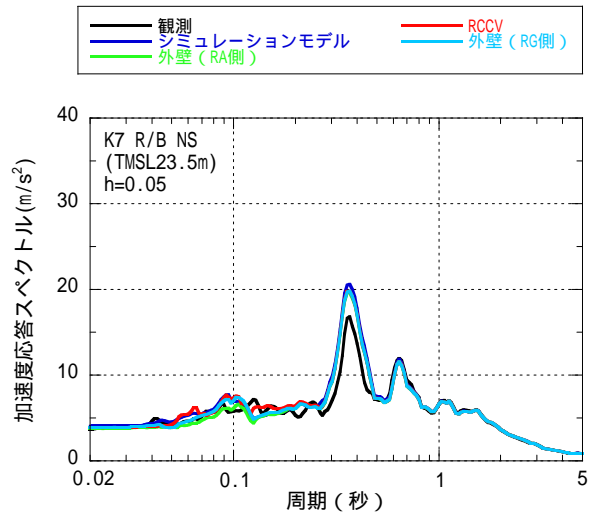
T.M.S.L. 49.7m



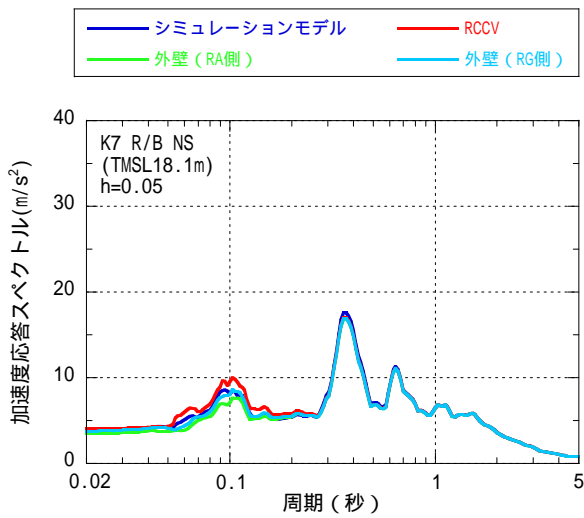
T.M.S.L. 38.2m



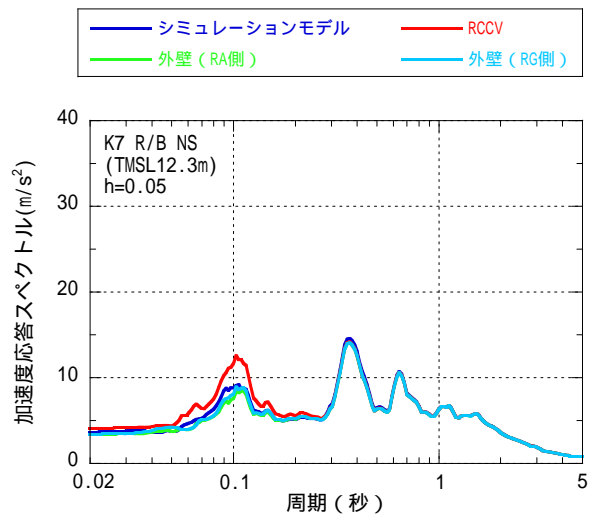
T.M.S.L. 31.7m



T.M.S.L. 23.5m



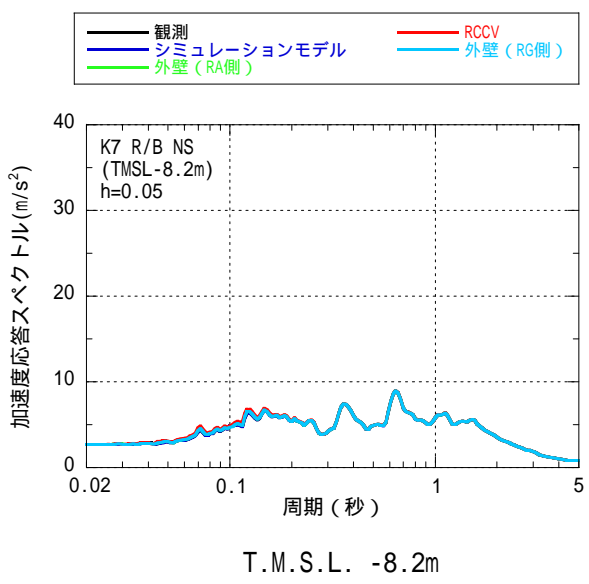
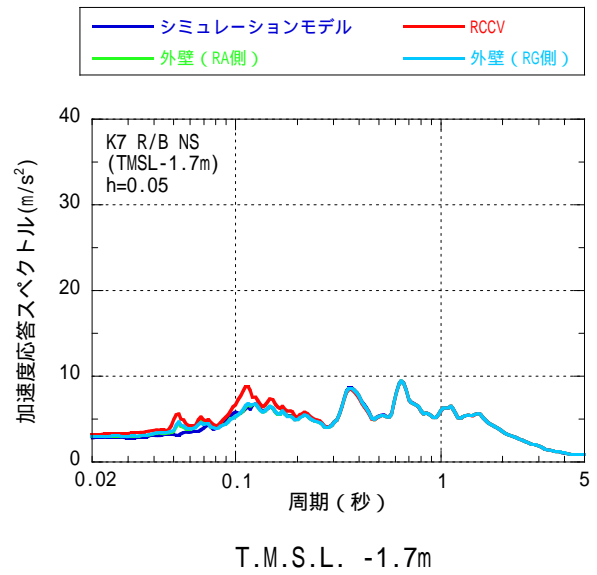
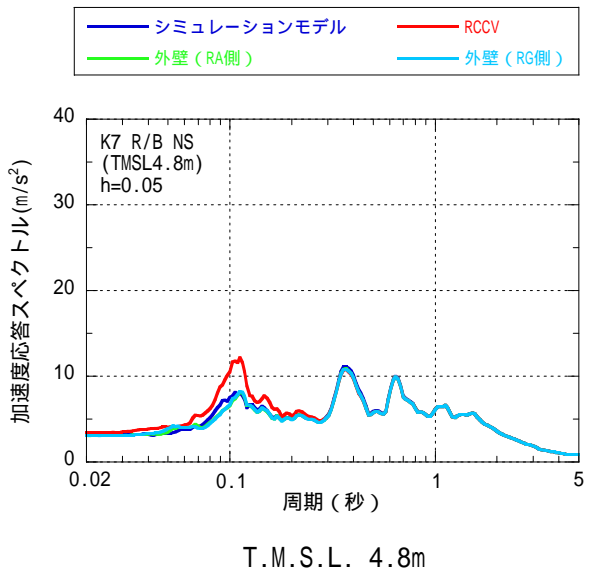
T.M.S.L. 18.1m



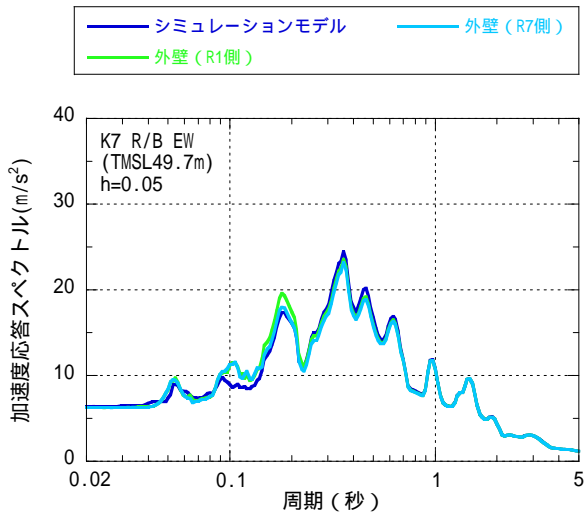
T.M.S.L. 12.3m

参図-6.1 K7-R/B 加速度応答スペクトル(NS方向)(その1)

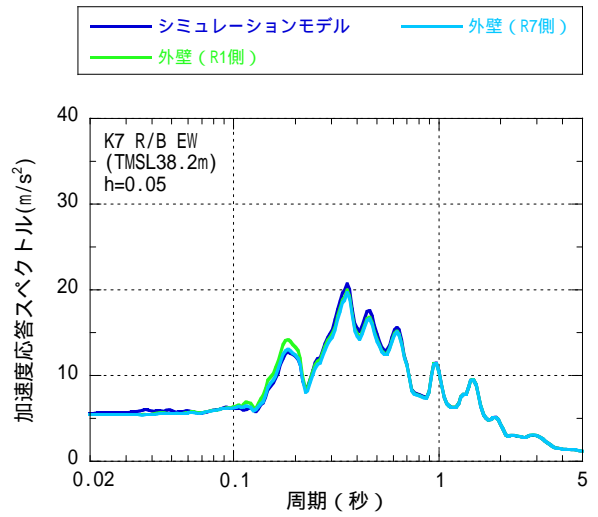
参 6-2



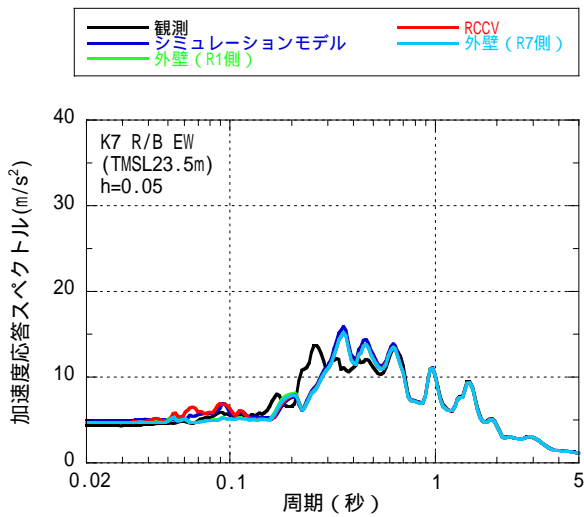
参図-6.1 K7-R/B 加速度応答スペクトル (NS 方向) (その 2)



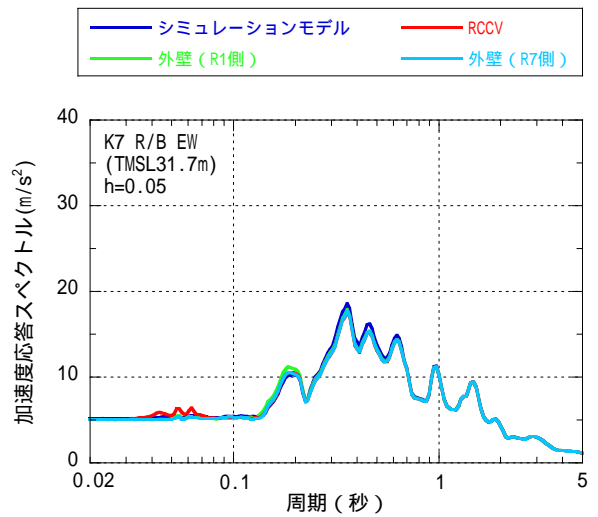
T.M.S.L. 49.7m



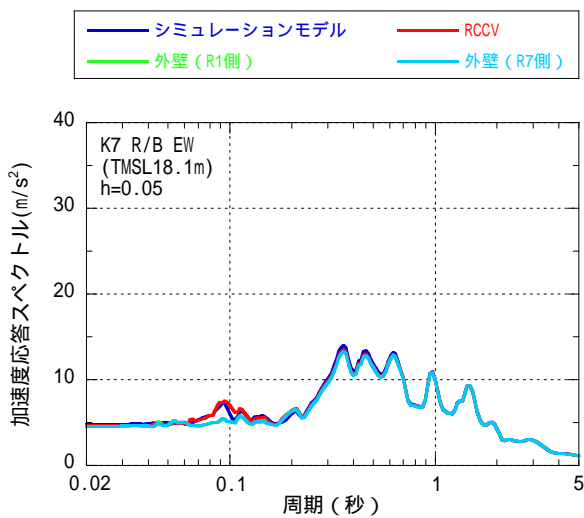
T.M.S.L. 38.2m



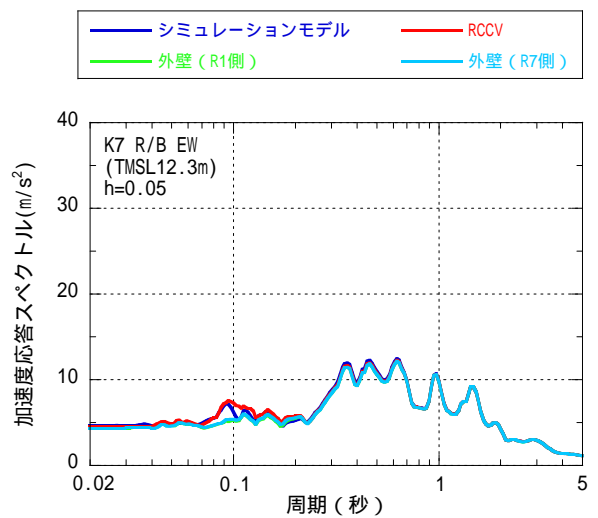
T.M.S.L. 31.7m



T.M.S.L. 23.5m



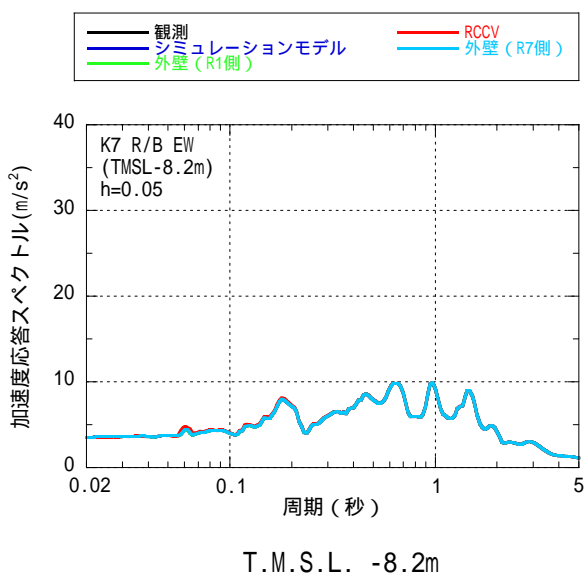
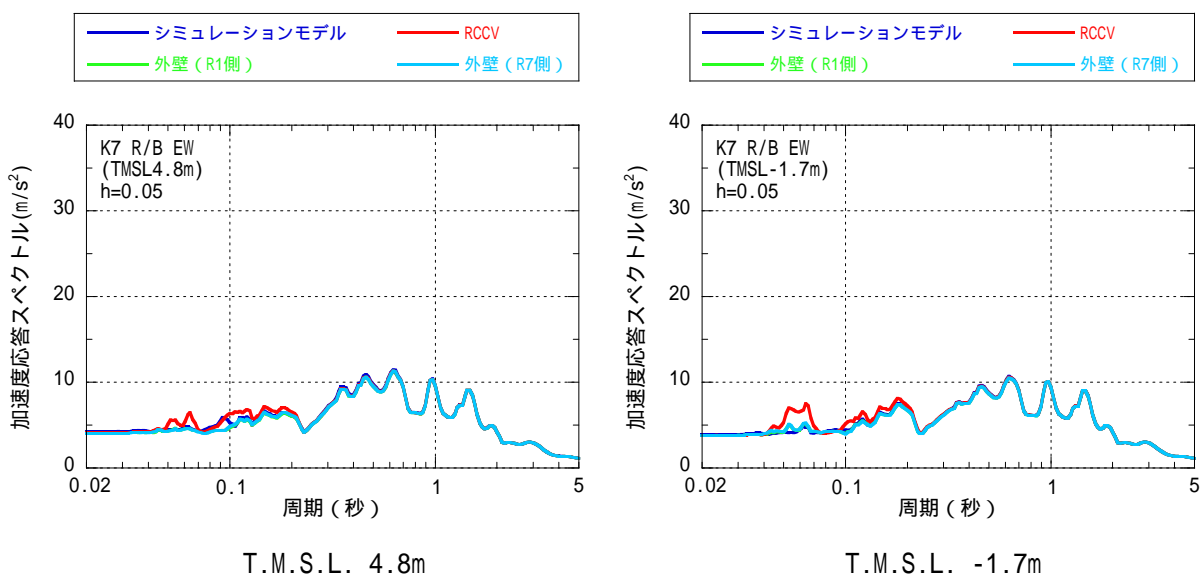
T.M.S.L. 18.1m



T.M.S.L. 12.3m

参図-6.2 K7-R/B 加速度応答スペクトル (EW 方向) (その 1)

参図-6.4(a) K7-R/B 加速度応答スペクトル (EW 方向)



参図-6.2 K7-R/B 加速度応答スペクトル (EW 方向) (その 2)

参考資料7 補助壁の評価について（7号機タービン建屋）

(1) 耐震壁の規定と補助壁として考慮した壁の選定条件

原子力施設における耐震壁の一般的な規定としては、以下に示すとおりである。

日本建築学会 RC-N 規準*における耐震壁の規定（算定外の規定）

- ・壁厚 200mm 以上、かつ、壁板の内法寸法の 1/30 以上
- ・せん断補強筋は、0.25% 以上(直交する 2 方向それぞれ)
(付帯ラーメンのない場合のせん断補強筋比は、壁筋の許容引張応力度に対するコンクリートの許容せん断応力度との比以上を確保)
- ・壁筋は複筋配置とする
- ・壁筋は D13 以上の異形鉄筋を用いる
(壁の見付け面に対する間隔は 300mm 以下)
- ・開口補強筋は D13 以上、かつ、壁筋と同径以上の異形鉄筋を用いる
- ・付帯ラーメンがある場合には、その柱・梁に適切な靱性を確保させる

*原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2005）

一方、タービン建屋において設計時に採用した耐震壁の判断基準、及び今回のシミュレーション解析に採用した補助壁の判断基準を参表-7.1 に示す。

参表-7.1 シミュレーション解析に採用した耐震壁と補助壁の選定条件

耐震壁	補助壁
・壁の厚さは 300mm 以上、かつ壁の内法高さの 1/30 以上	同左
・基礎版から連続して立ち上がっている壁	・下階まで壁が連続している、もしくは床スラブを介して壁に生じるせん断力を下階の耐震壁に伝達できる壁
・フレーム構面内（柱、梁間）の壁	・フレーム構面外でも上記を満たす壁

(2) 剛性を評価した壁の範囲

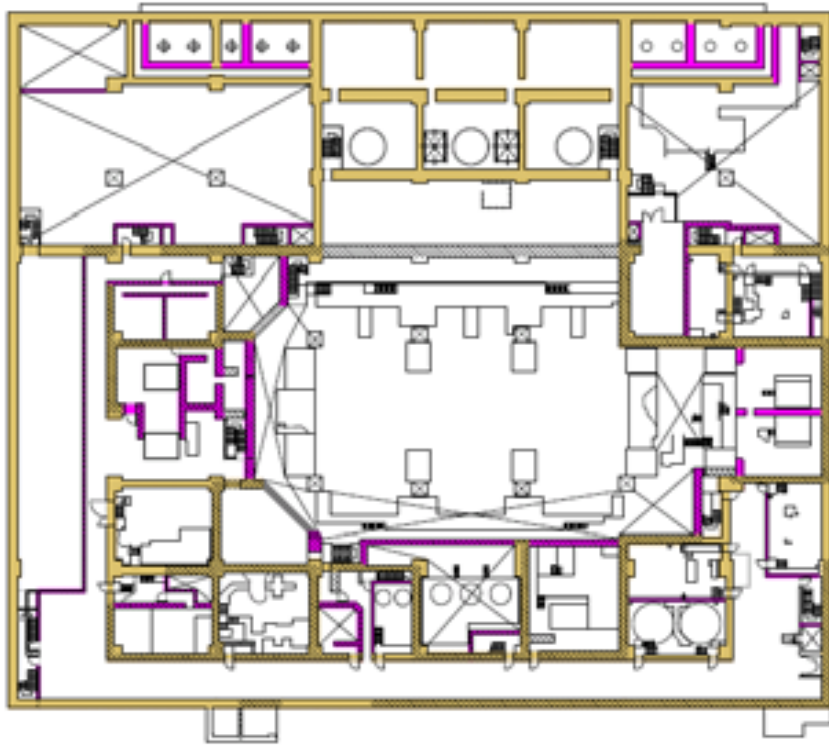
タービン建屋の地震応答解析時に耐震壁及び補助壁として剛性を評価する範囲を以下に示す。



地下2階 (T.M.S.L. -5.1m)

■ 耐震壁として剛性を評価する範囲(設計時と同じ) ■ 補助壁として剛性を評価する範囲
▨ 遮蔽壁

参図-7.1 剛性を評価する壁の範囲



地下中2階 (T.M.S.L.-1.1m)



地下1階 (T.M.S.L. 4.9m)

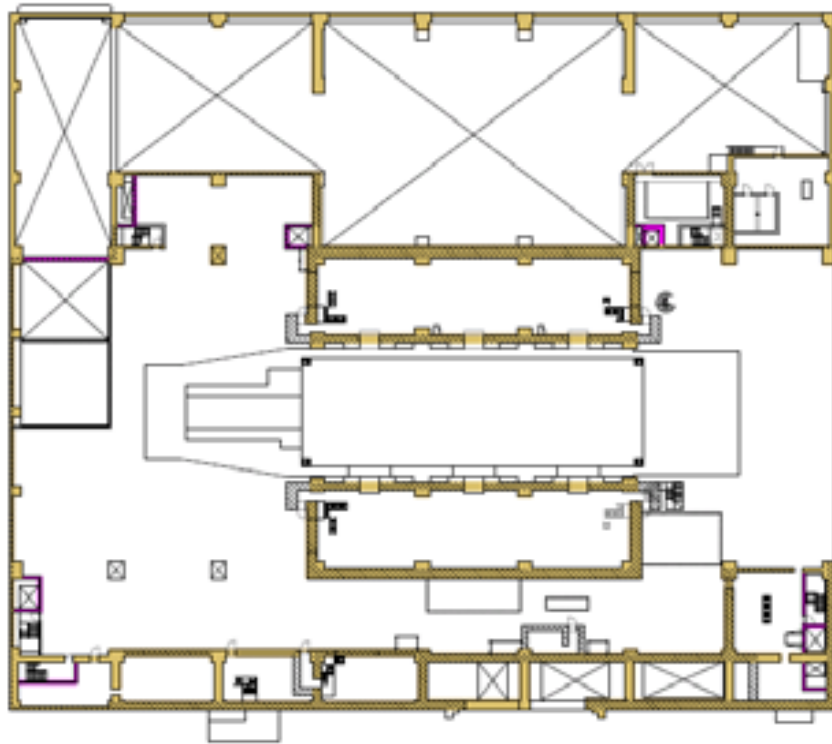
- 耐震壁として剛性を評価する範囲(設計時と同じ)
- 補助壁として剛性を評価する範囲
- 遮蔽壁

参図-7.2 剛性を評価する壁の範囲

参 7-3



1階 (T.M.S.L. 12.3m)



2階 (T.M.S.L. 20.4m)

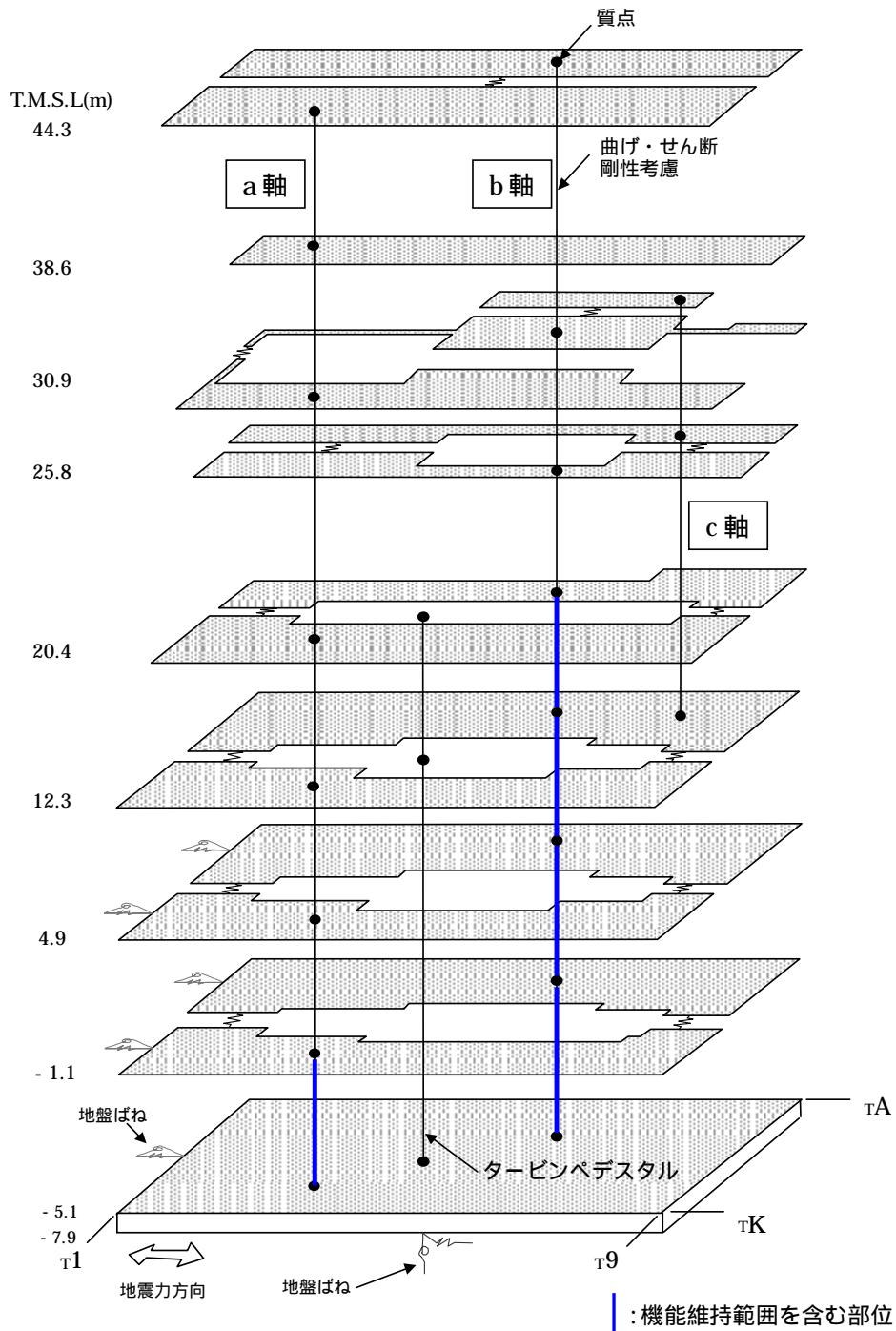
耐震壁として剛性を評価する範囲(設計時と同じ)
 補助壁として剛性を評価する範囲
 遮蔽壁

参図-7.3 剛性を評価する壁の範囲

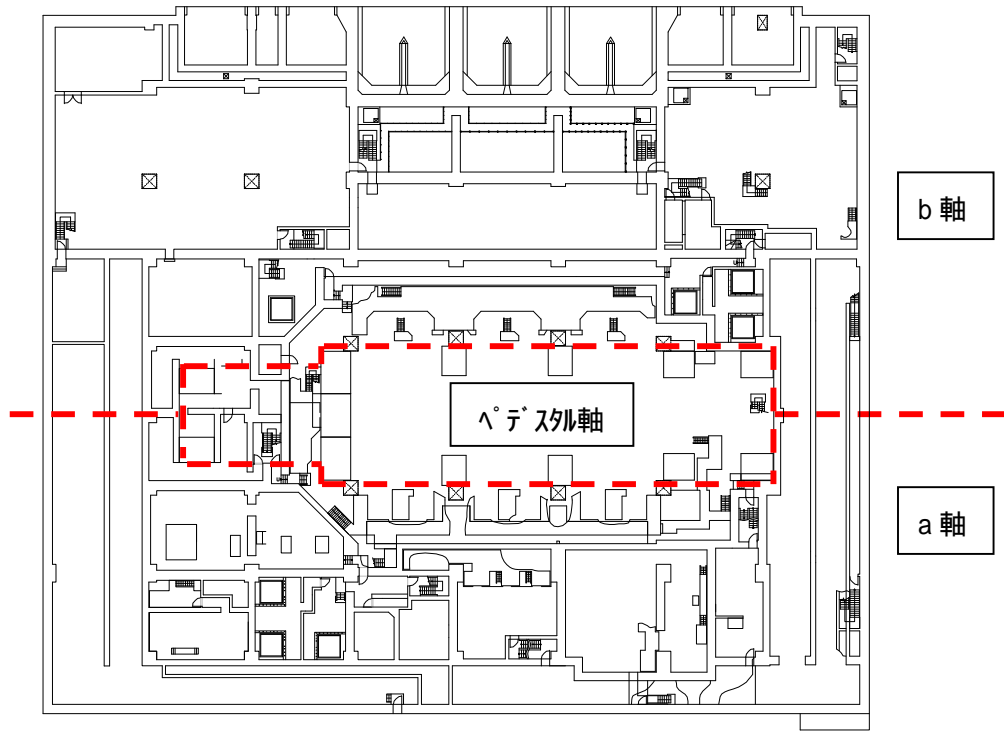
参 7-4

参考資料 8 タービン建屋の各軸のモデル化範囲について

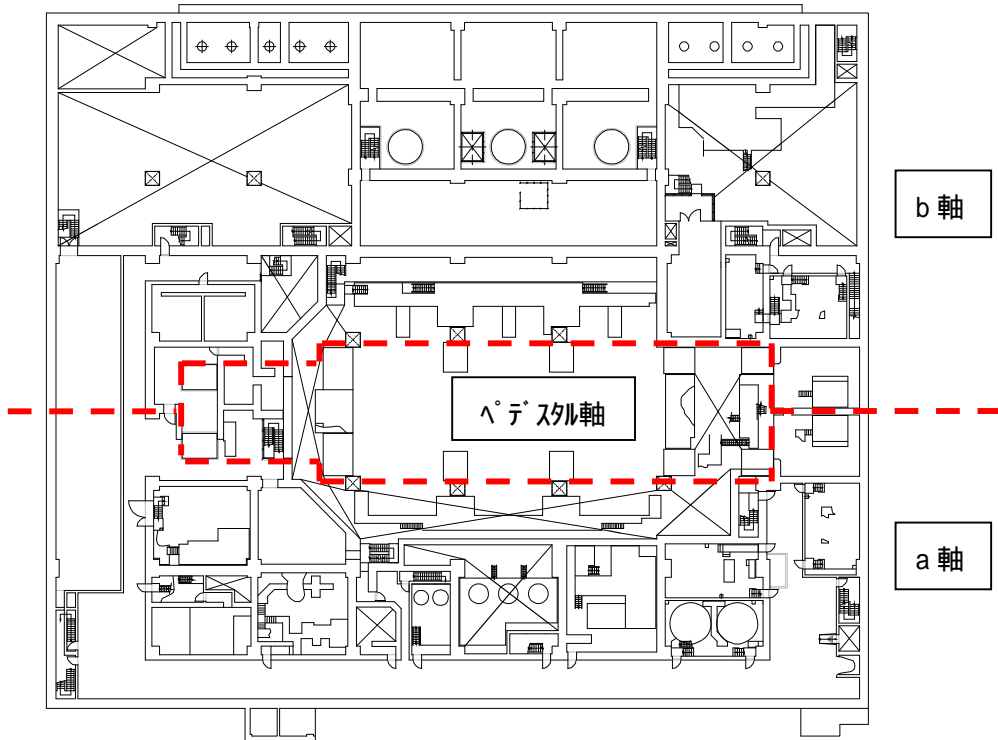
タービン建屋のモデル図およびそれぞれの軸が含まれるモデル化の範囲について以下の参図-8.1~8.16 に示す。



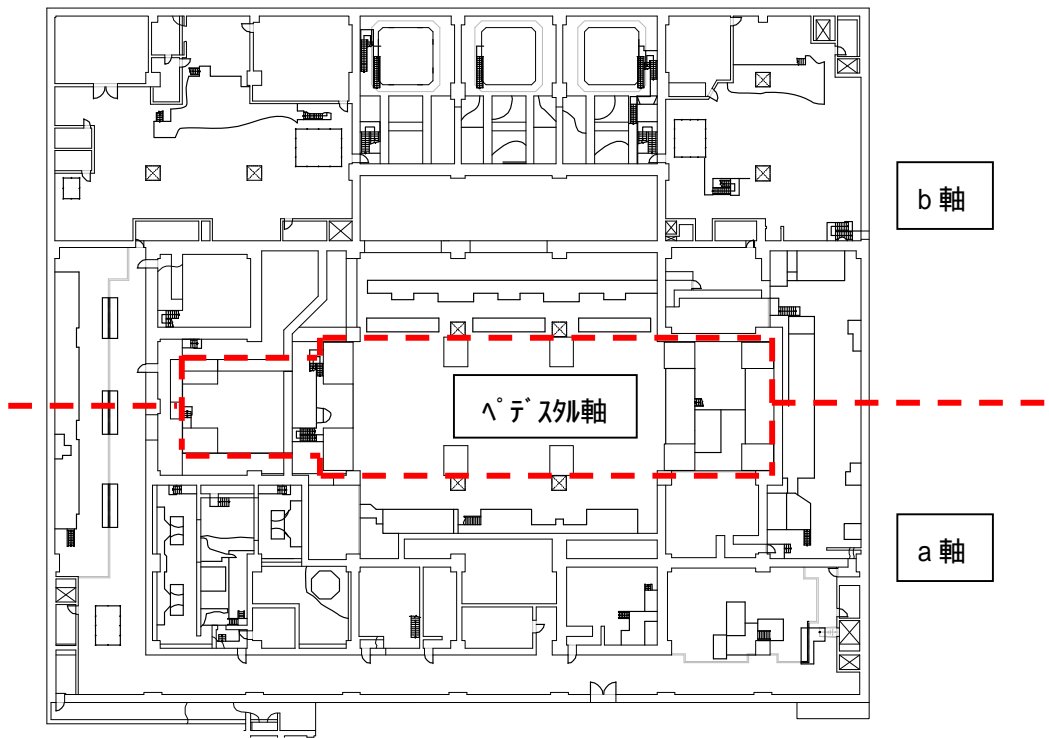
参図-8.1 振動モデル図(7号機タービン建屋、南北方向)



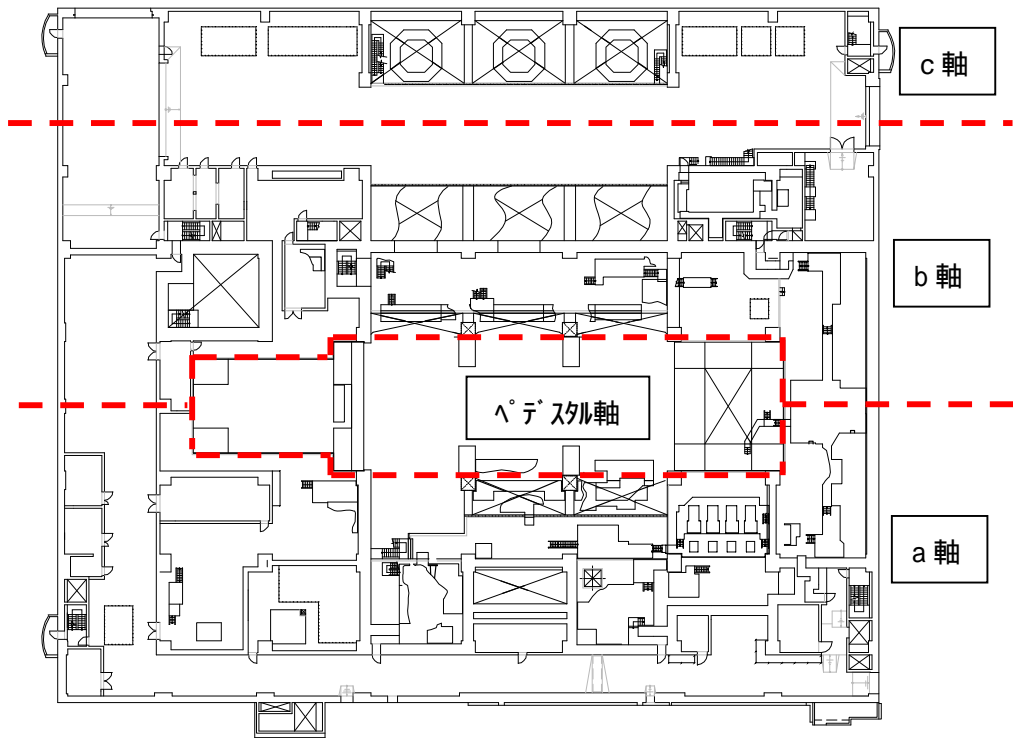
参図-8.2 振動モデル各軸のモデル化範囲
(南北方向の地下2階 T.M.S.L. -5.1m)



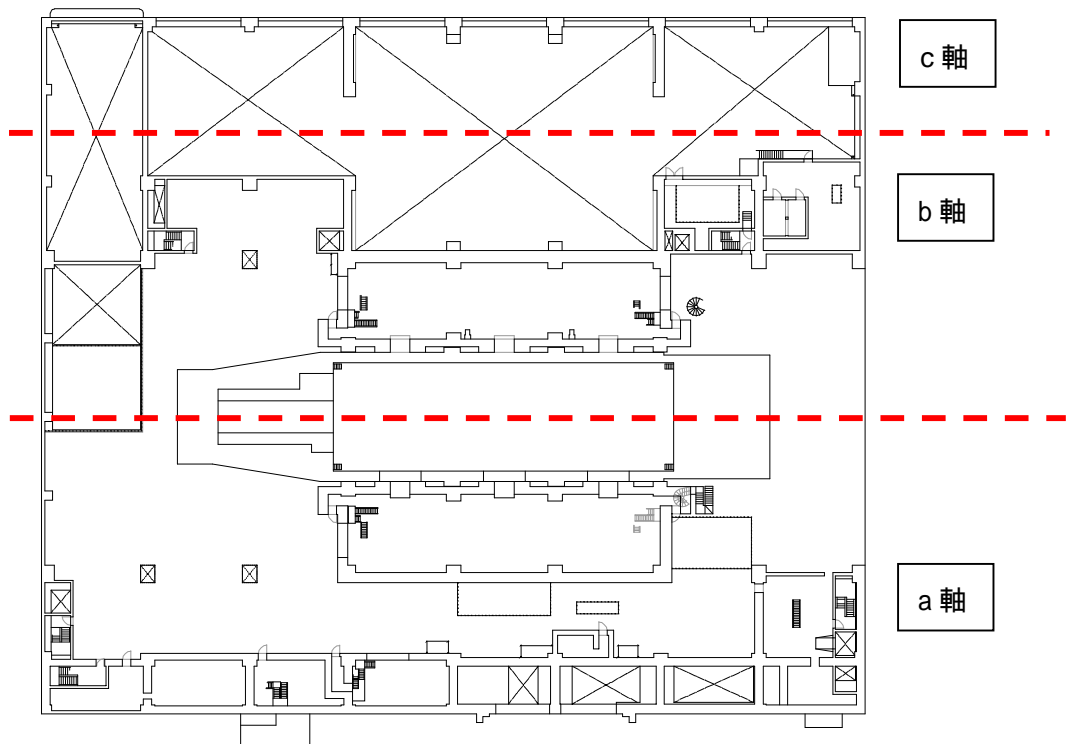
参図-8.3 振動モデル各軸のモデル化範囲
(南北方向の地下中2階 T.M.S.L. -1.1m)



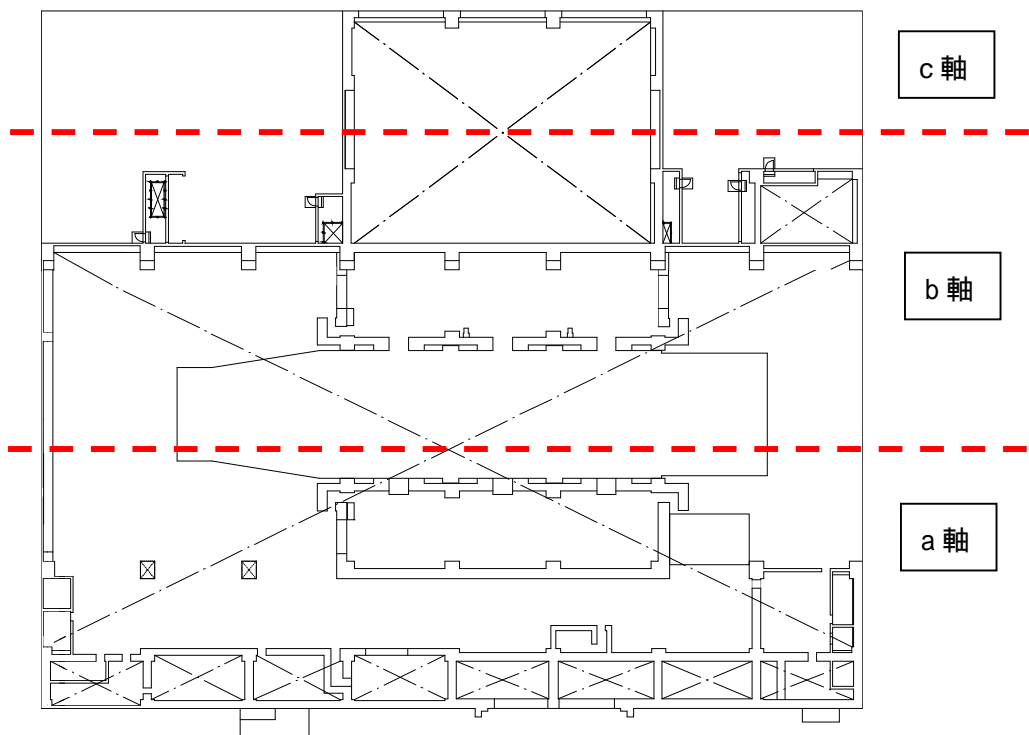
参図-8.4 振動モデル各軸のモデル化範囲
(南北方向の地下1階 T.M.S.L.4.9m)



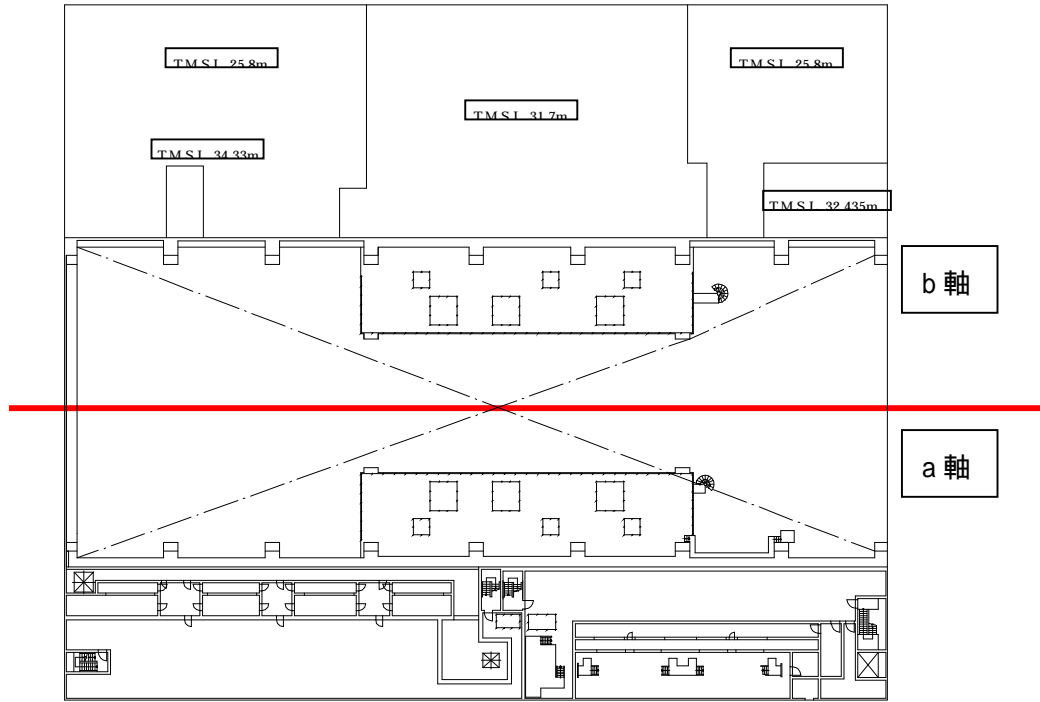
参図-8.5 振動モデル各軸のモデル化範囲
(南北方向の1階 T.M.S.L.12.3m)



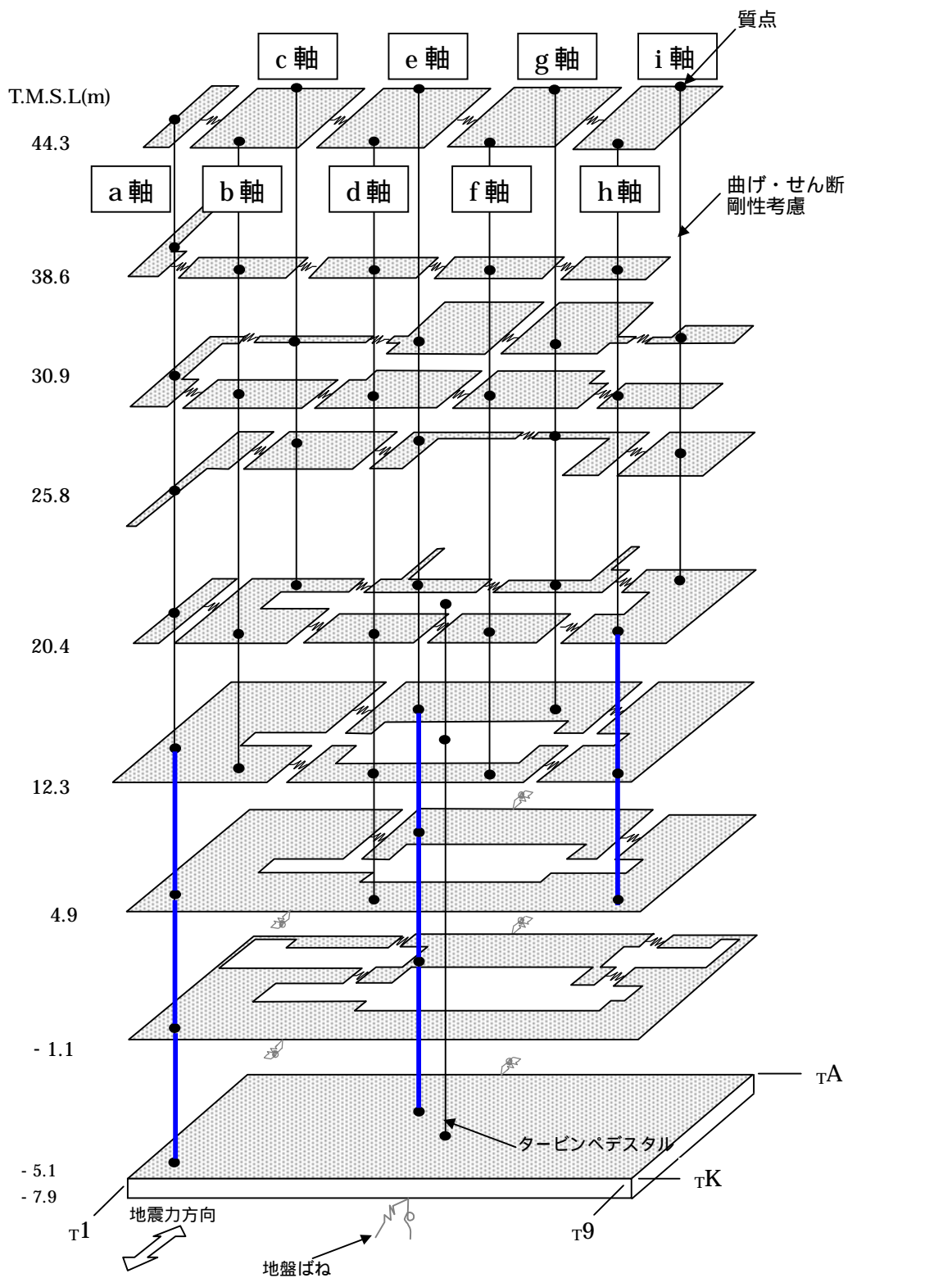
参図-8.6 振動モデル各軸のモデル化範囲
(南北方向の2階 T.M.S.L.20.4m)



参図-8.7 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)

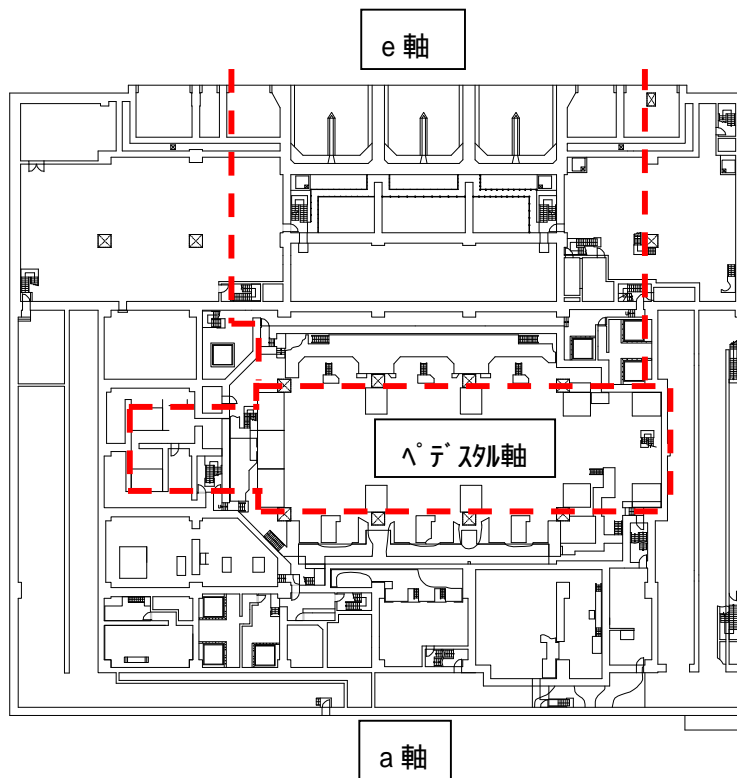


参図-8.8 振動モデル各軸のモデル化範囲
(南北方向の3階 T.M.S.L.30.9m)

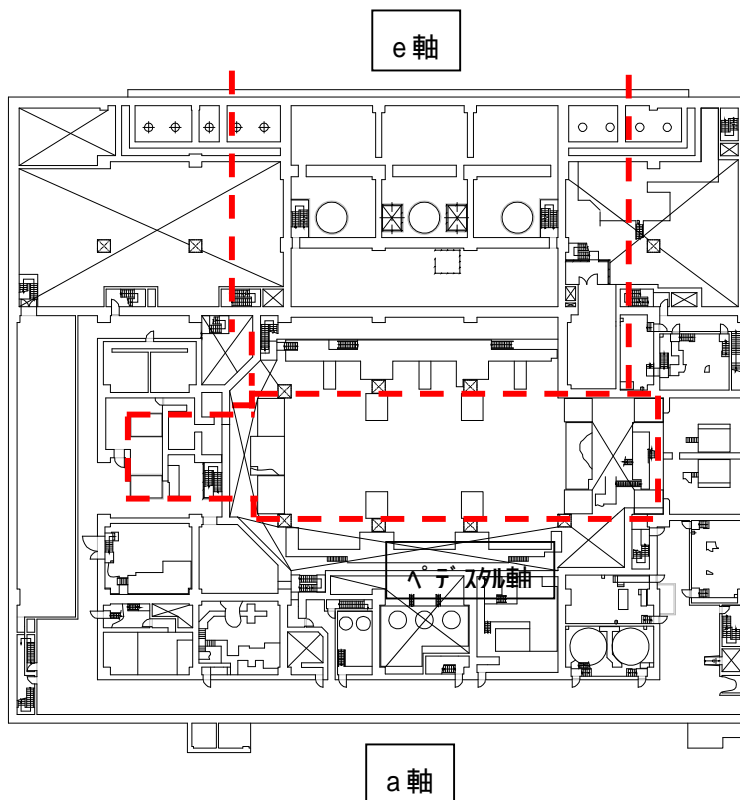


：機能維持範囲を含む部位

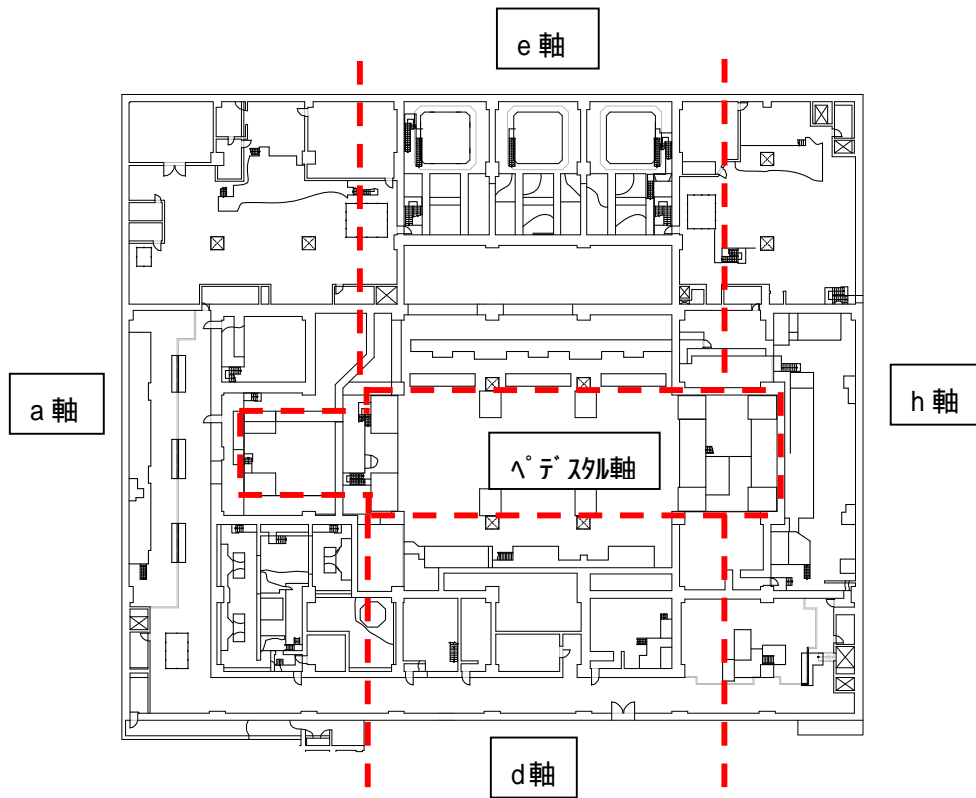
参図-8.9 振動モデル図(7号機タービン建屋、東西方向)



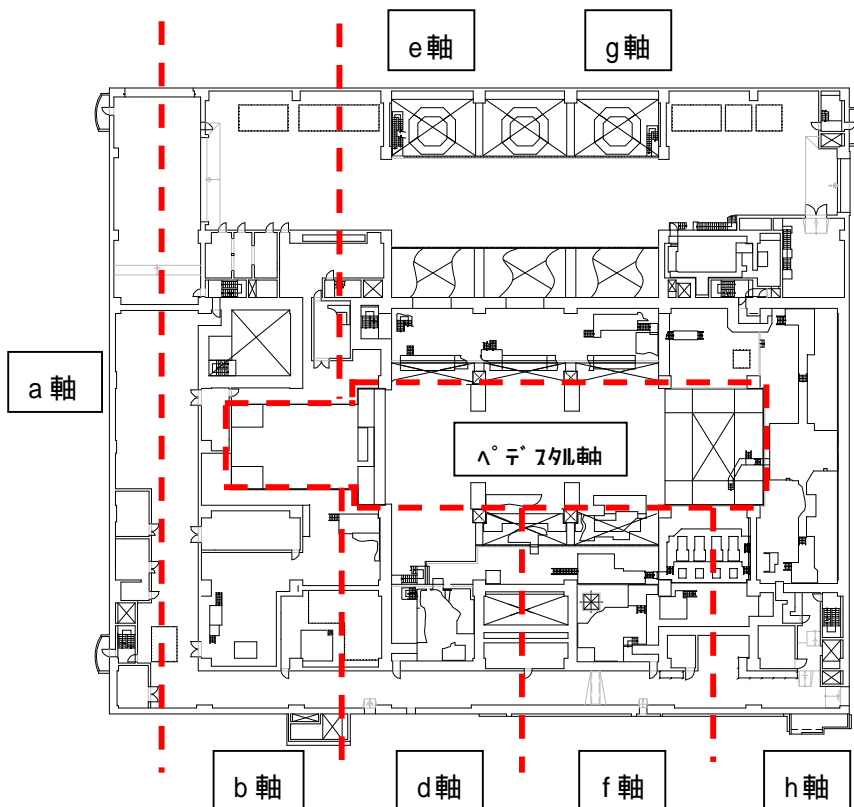
参図-8.10 振動モデル各軸のモデル化範囲
(東西方向の地下2階 T.M.S.L. -5.1m)



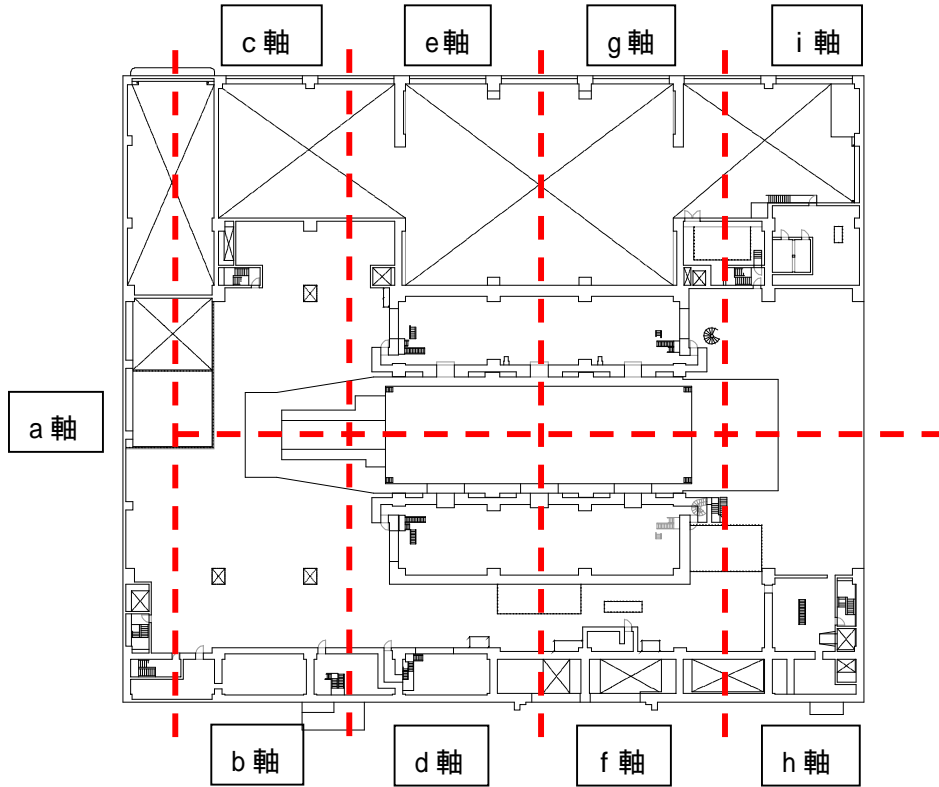
参図-8.11 振動モデル各軸のモデル化範囲
(東西方向の地下中2階 T.M.S.L. -1.1m)



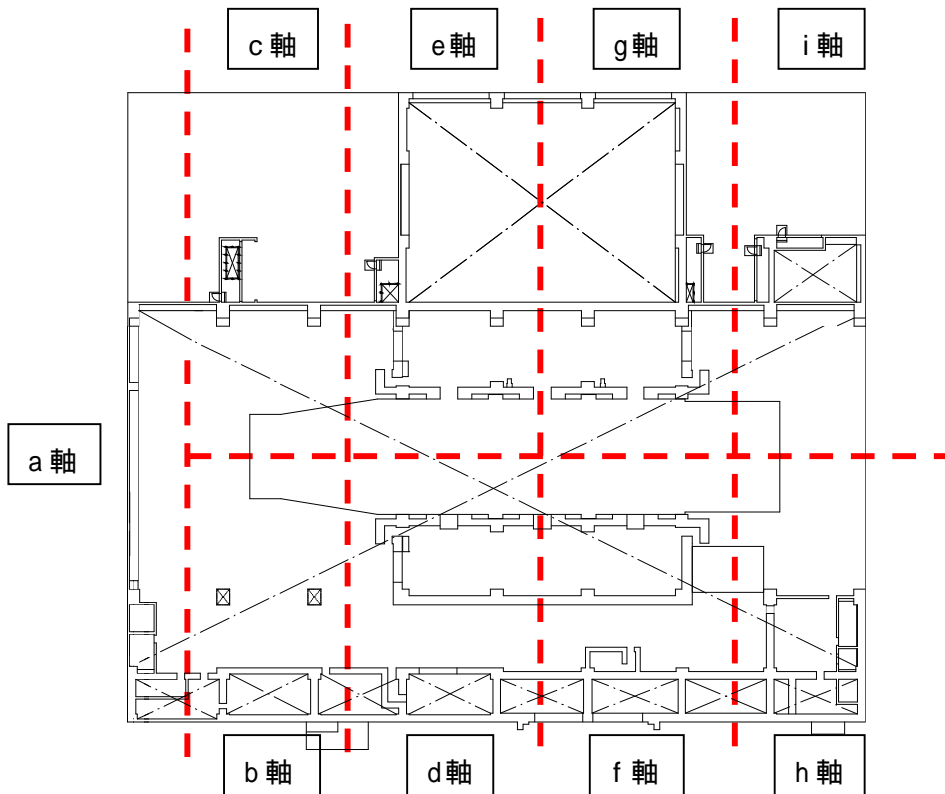
参図-8.12 振動モデル各軸のモデル化範囲
(東西方向の地下1階 T.M.S.L.4.9m)



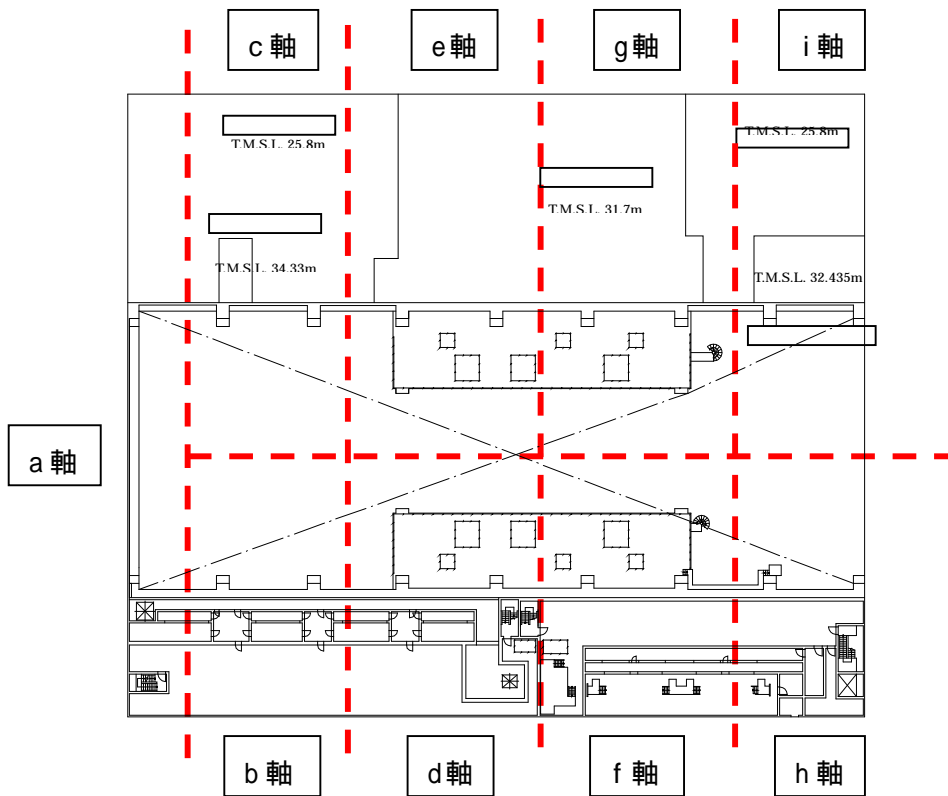
参図-8.13 振動モデル各軸のモデル化範囲
(東西方向の1階 T.M.S.L.12.3m)



参図-8.14 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)



参図-8.15 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)



参図-8.16 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)

参考資料9 タービン建屋の復元力特性の評価方法について

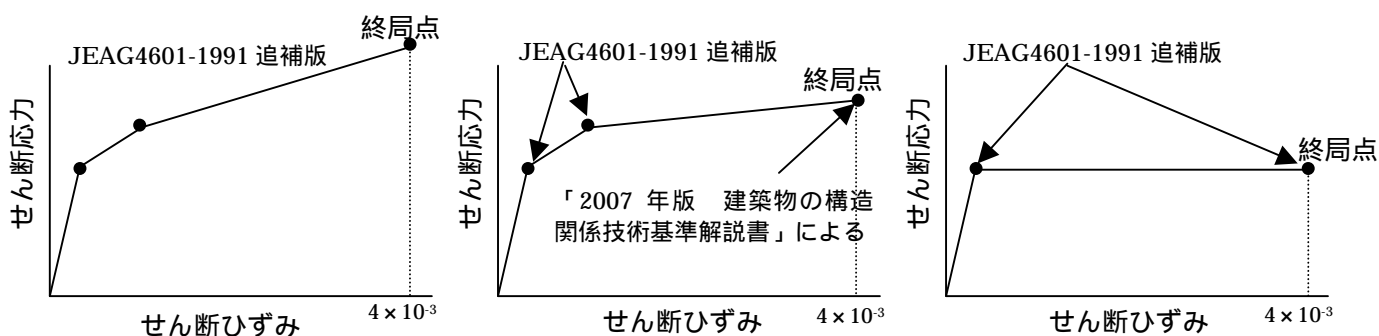
鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断に関するスケルトン曲線は、JEAG4601-1991 追補版の評価法を基本としている。JEAG4601-1991 追補版におけるせん断に関するスケルトン曲線の終局点の評価法は、BOX 壁、円筒壁、I 型壁の実験結果に基づいている。

タービン建屋の耐震壁は外壁と内壁に分類されるが、外壁については、BOX 壁とみなせるため、JEAG4601-1991 追補版により終局耐力を評価した。

一方、内壁および補助壁については、直交壁が存在しない場合が多いことから、直交壁の効果を見込まない終局耐力を評価した。具体的には、内壁については、「2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書」(監修：国土交通省住宅局建築指導課他)の終局強度に関する評価法を適用した。

補助壁については、鉄筋比が小さい場合が多いことを考慮して、JEAG4601-1991 追補版で評価される第 1 折れ点で降伏する、完全弾塑性型のスケルトン曲線とした。なお、全てのスケルトン曲線において、終局点を与えるせん断ひずみについては JEAG4601-1991 追補版の記載による値を採用した。

せん断に関するスケルトン曲線の概念図を参図-9.1 に示す。



(a) 耐震壁(外壁)

(b) 耐震壁(内壁)

(c) 補助壁

参図-9.1 せん断に関するスケルトン曲線の概念図

参考資料 10 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-10.1 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-10.1～参図-10.4 に示す。

またタービン建屋のシミュレーション解析は、タービン建屋の基礎版上の記録を基に実施している。一方で、観測記録の無い建物・構築物(7号機の場合は非常用取水路が該当)については、原子炉建屋基礎版上の記録を基にした入力地震動を用いることとしている。この手法の妥当性を確認するために、7号機のタービン建屋において、比較解析を実施した。その手法のイメージを参図-10.5 に、原子炉建屋の基礎版上観測記録を用いた解析結果と、タービン建屋の基礎版上観測記録の加速度応答スペクトルの比較を、参図-10.6 に示す。

参表-10.1 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	0.358	2.797	2.374
2	0.284	3.524	- 1.202
3	0.208	4.803	- 1.722
4	0.164	6.107	- 0.952
5	0.159	6.281	- 0.242
6	0.131	7.623	0.332
7	0.104	9.592	0.026
8	0.090	11.150	- 0.011
9	0.080	12.517	0.038
10	0.080	12.561	- 0.019

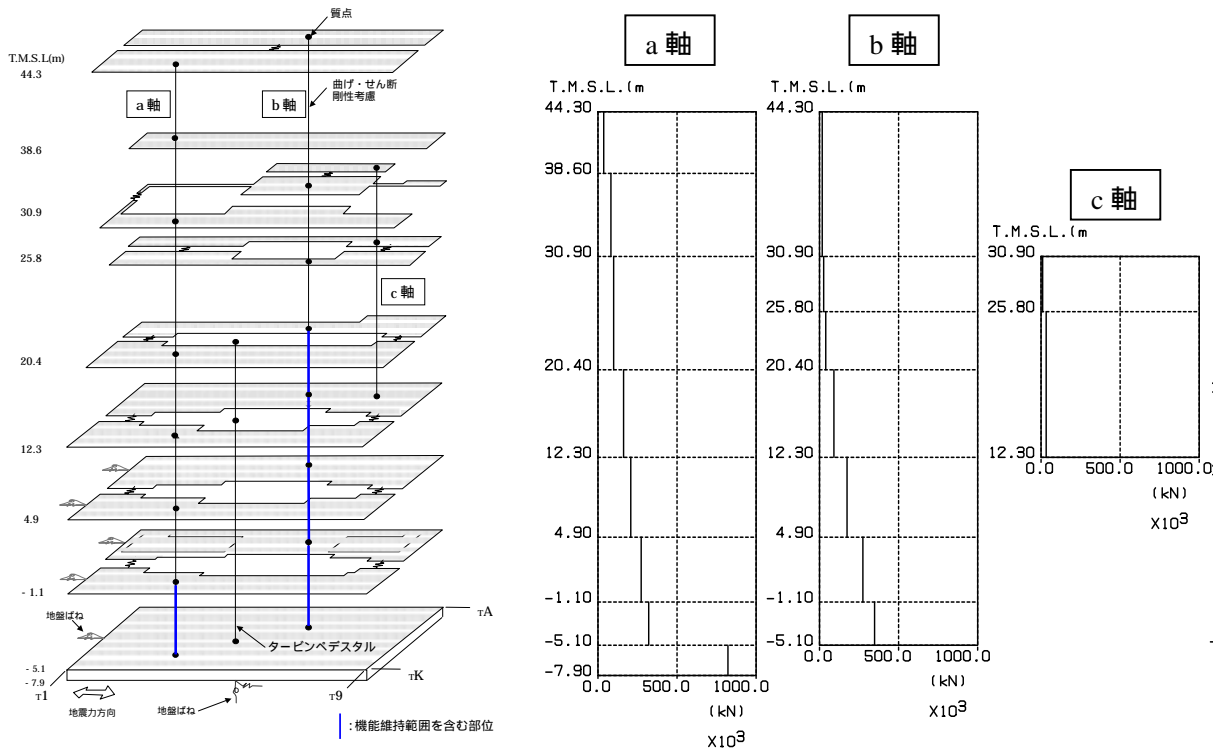
(東西方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*1
1	0.375	2.666	3.263
2	0.297	3.370	- 1.036
3	0.246	4.069	- 1.815
4	0.203	4.918	- 0.452
5	0.159	6.286	- 1.162
6	0.152	6.581	- 0.316
7	0.146	6.829	0.564
8	0.133	7.522	0.278
9	0.122	8.220	- 0.454
10	0.114	8.750	0.399

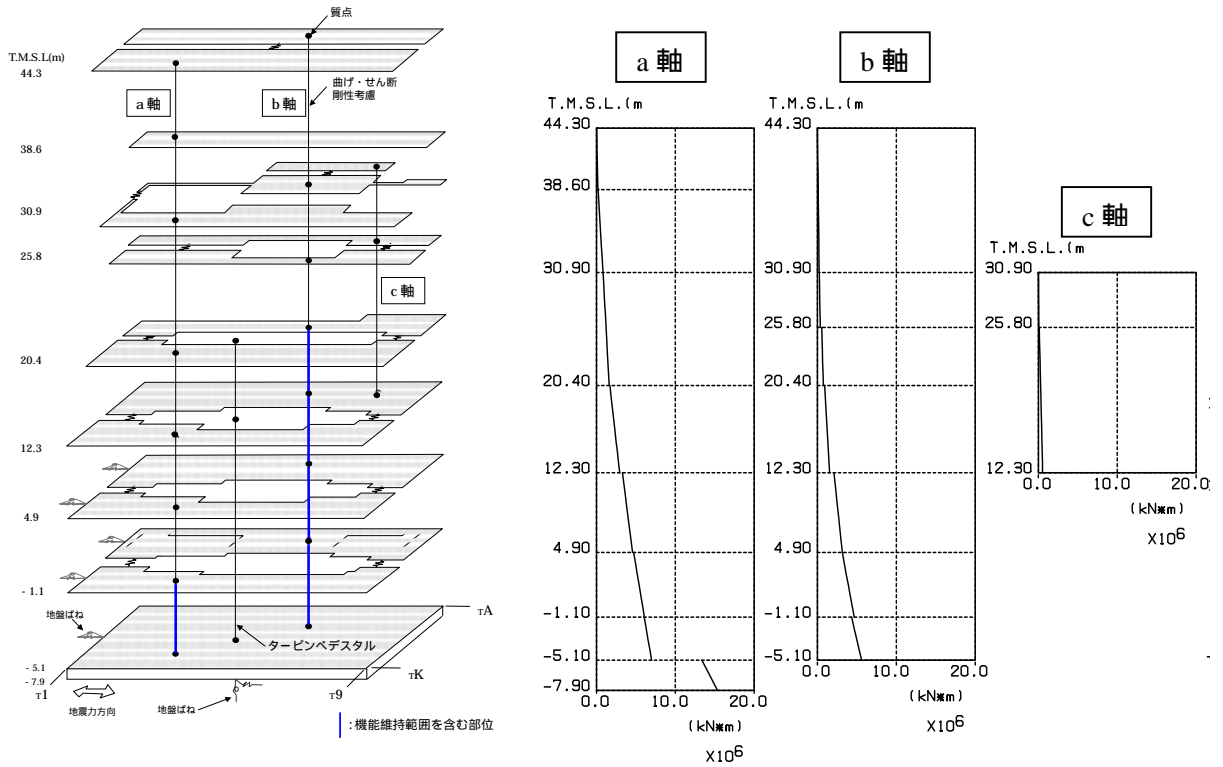
(鉛直方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*1
1	0.264	3.782	5.694
2	0.229	4.361	- 4.778
3	0.072	13.859	- 0.171
4	0.055	18.093	0.034
5	0.054	18.438	- 0.116
6	0.034	29.358	0.075
7	0.032	30.845	- 0.070
8	0.028	36.044	0.026
9	0.027	37.728	0.019
10	0.019	53.560	0.011

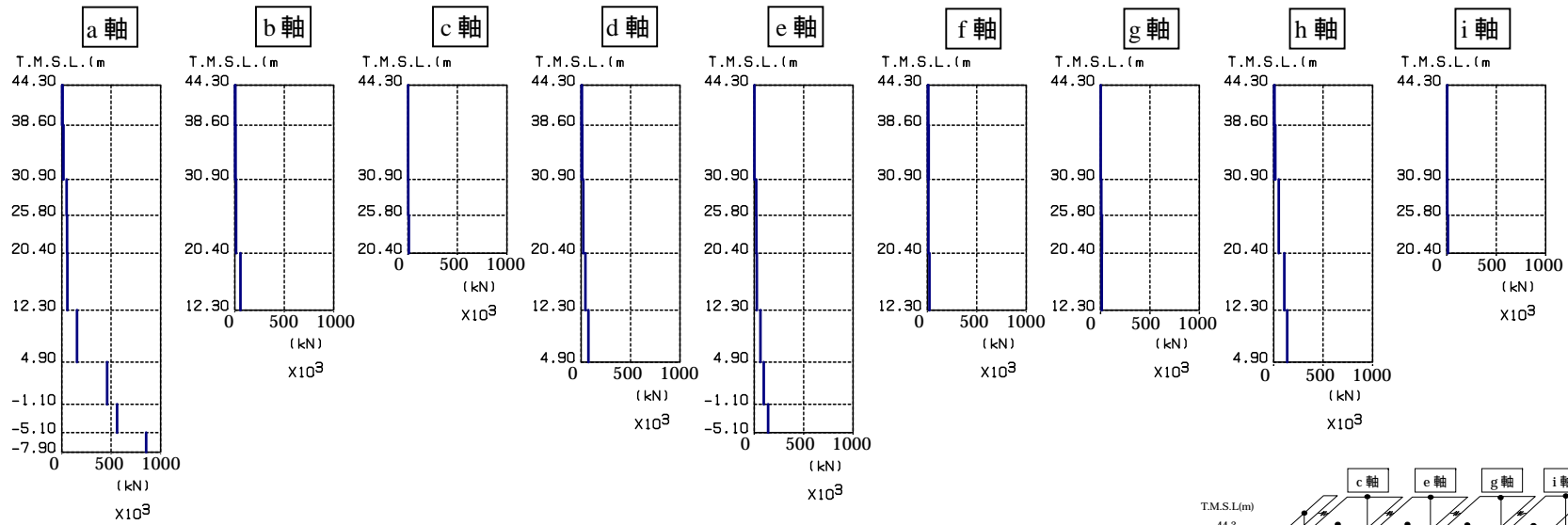
*1 : 各モードごとに固有ベクトルの最大値を1に基準化して得られる刺激係数を示す。



参図-10.1 最大応答せん断力（南北方向）

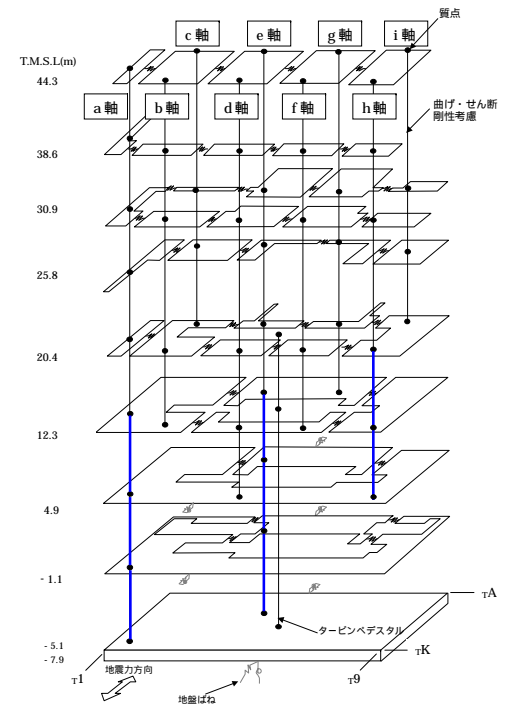


参図-10.2 最大応答曲げモーメント（南北方向）

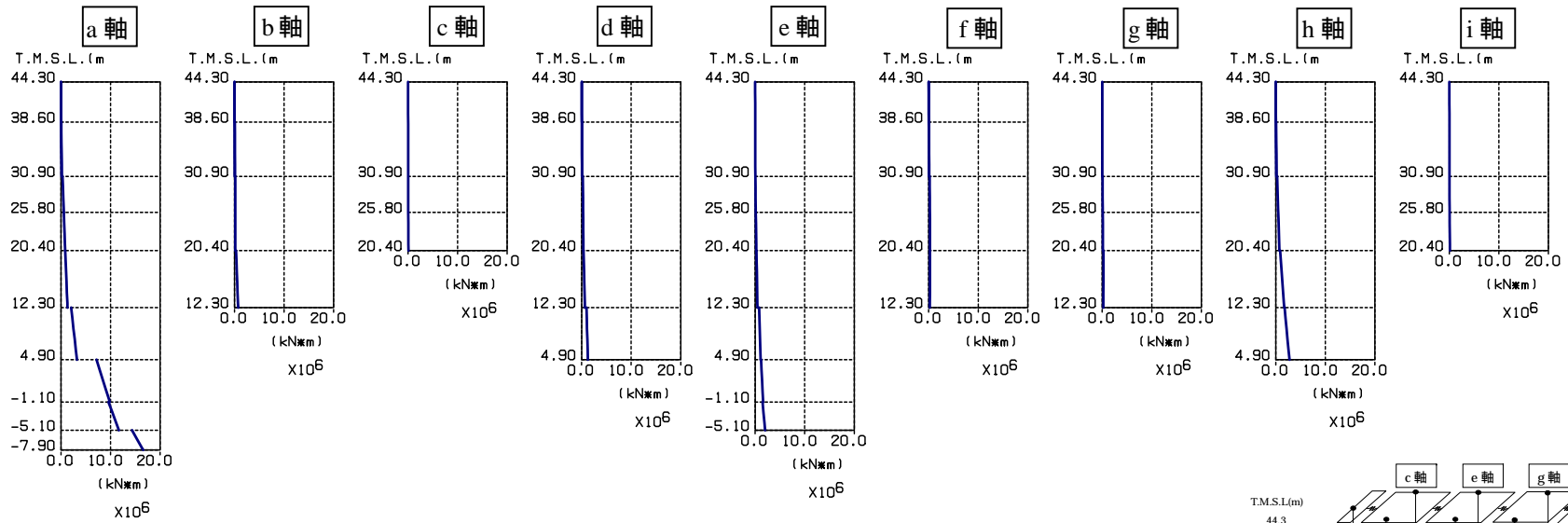


縦軸：T.M.S.L.(m)、横軸：最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)

参图-10.3 最大応答せん断力 (東西方向)

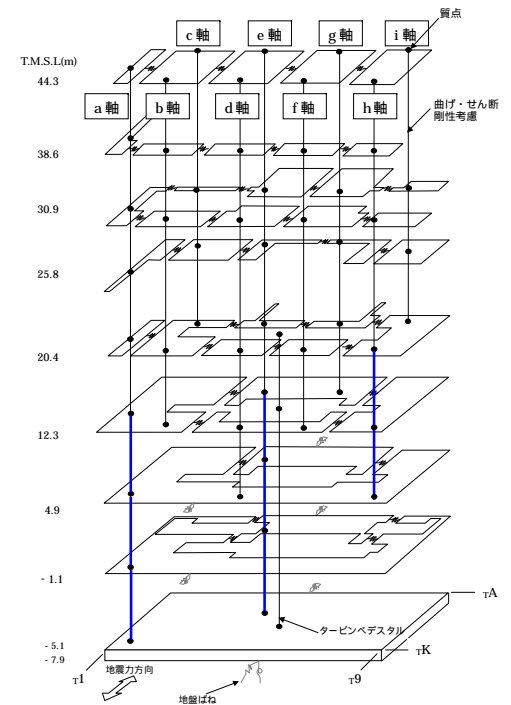


：機能維持範囲を含む部位

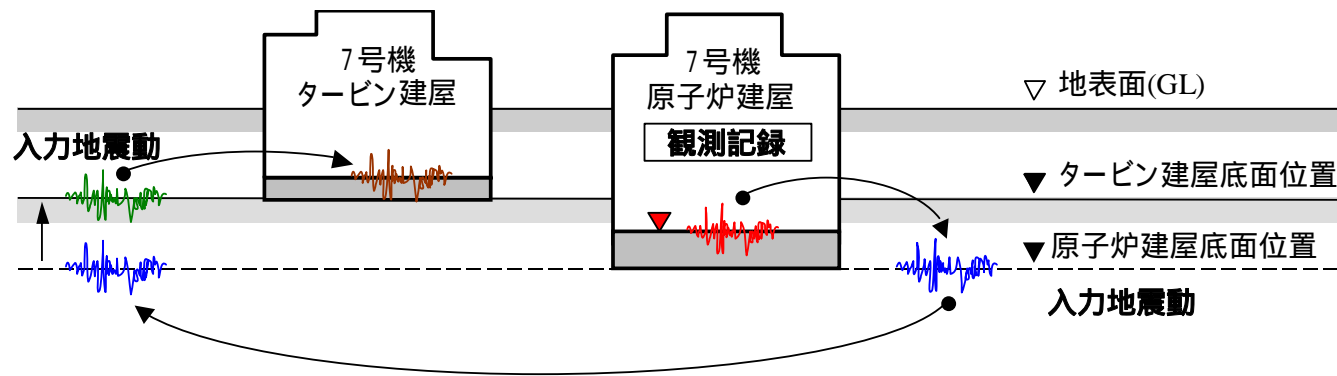


縦軸：T.M.S.L.(m)、横軸：最大応答曲げモーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)

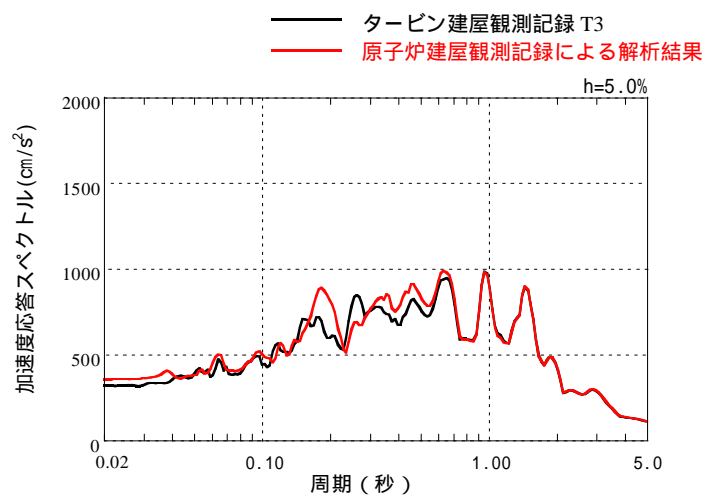
参図-10.4 最大応答曲げモーメント (東西方向)



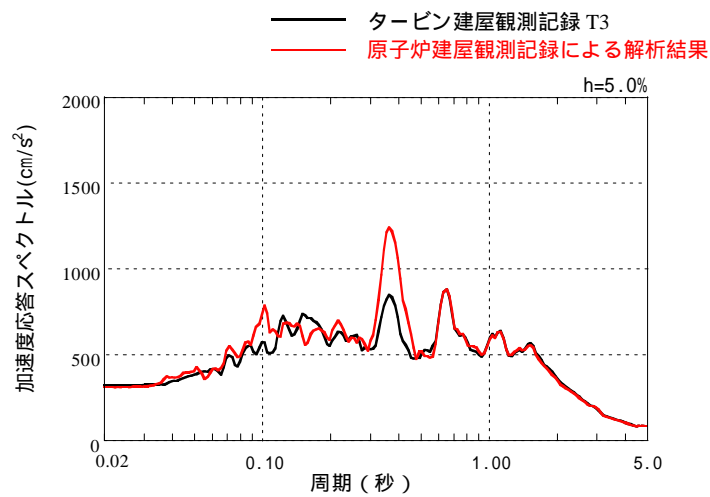
：機能維持範囲を含む部位



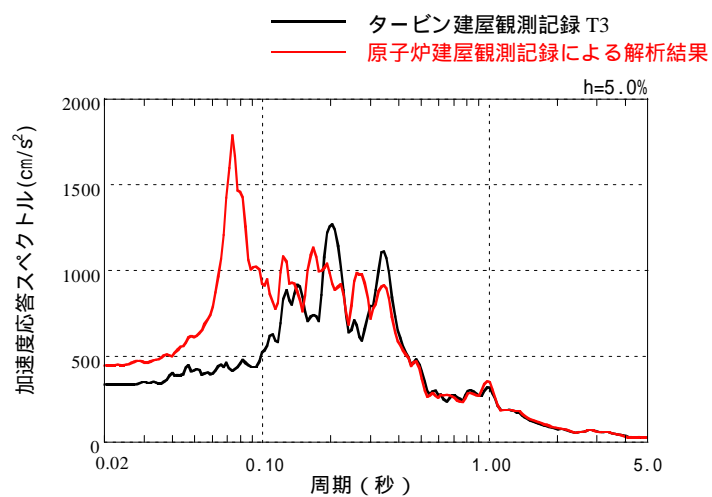
参図-10.5 原子炉建屋基礎版上の観測記録を基にした入力地震動の算出イメージ



(a) 南北方向の基礎版上



(b) 東西方向の基礎版上



上下方向の基礎版上

参図-10.6 7号機原子炉建屋の基礎版上観測記録を用いた解析結果と、タービン建屋の基礎版上観測記録の加速度応答スペクトル

参考資料 11 タービン建屋のパラメータスタディ

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

参表-11.1 に解析ケースを示す。

参表-11.1 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。

参図-11.1: 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。

参図-11.2: 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。

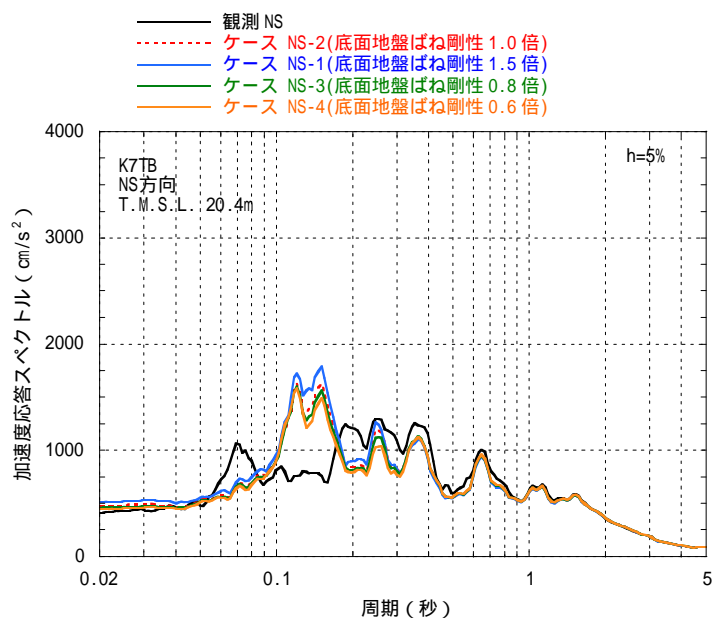
参図-11.3: 建屋 RC 部剛性 1.2 倍に固定し、底面地盤ばねを 1.0 倍と 0.6 倍とした場合の中間階加速度応答スペクトルの比較。

これらの解析結果のまとめを下記に示す。

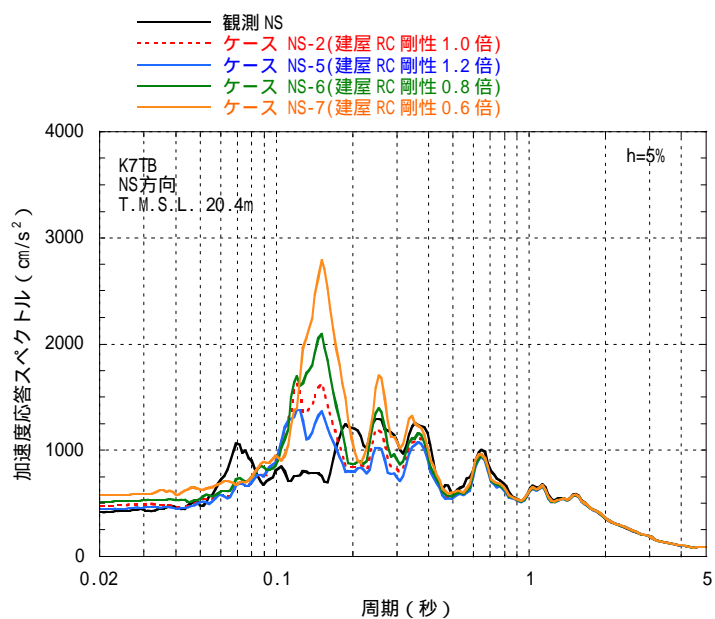
底面地盤ばね剛性を低減する方が 0.15 秒付近のピークは若干下がり観測記録に近づく。

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。

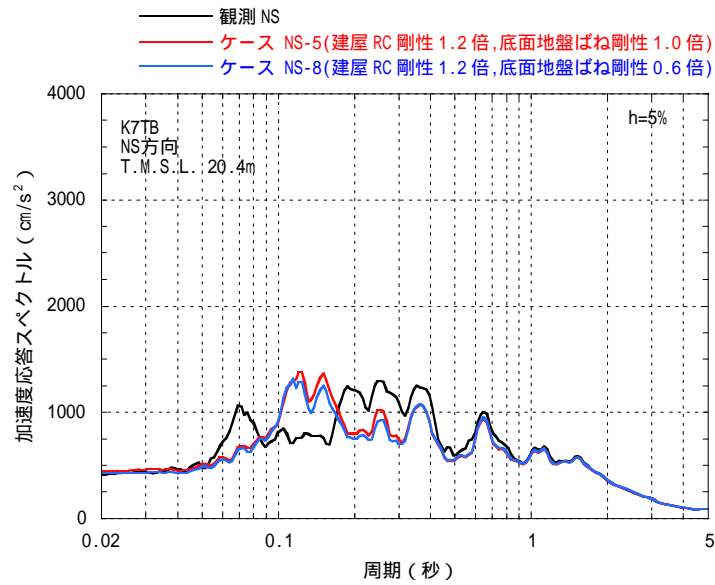
建屋 RC 部剛性を 1.2 倍した場合、底面地盤ばね剛性の影響は小さい。



参図-11.1 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)



参図-11.2 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)



参図-11.3 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

参表-11.2 に解析ケースを示す。

参表-11.2 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。

参図-11.4：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。

参図-11.5：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。

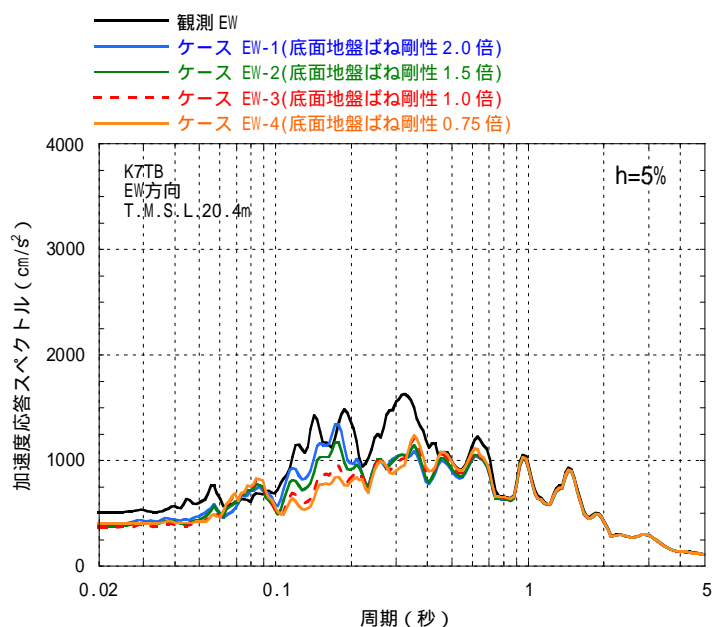
参図-11.6：底面地盤ばね剛性を 1.5 倍、底面地盤ばねの減衰を 1.0 倍に固定して、建屋 RC 部剛性を 0.75 倍～1.5 倍まで変化させた場合の中間階加速度応答スペクトルの比較。

これらの解析結果のまとめを下記に示す。

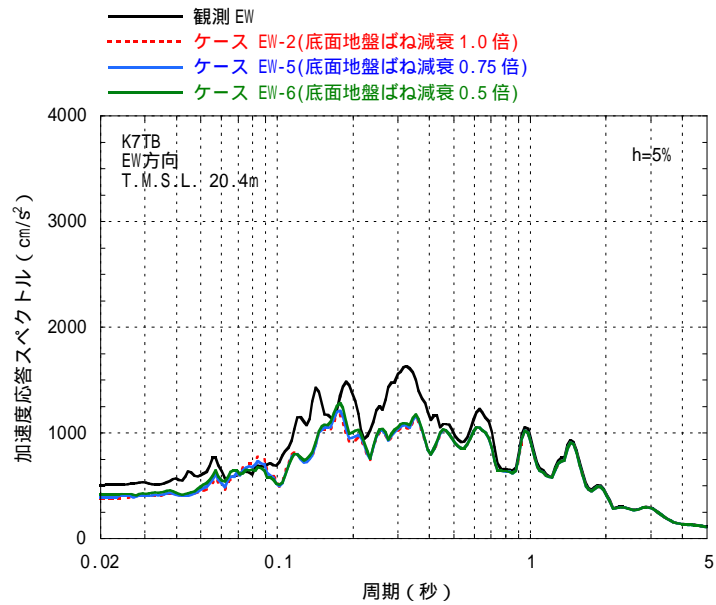
底面地盤ばね剛性を上げることにより、0.1～0.2 秒の周期領域における観測記録との合致度は改善される。

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。

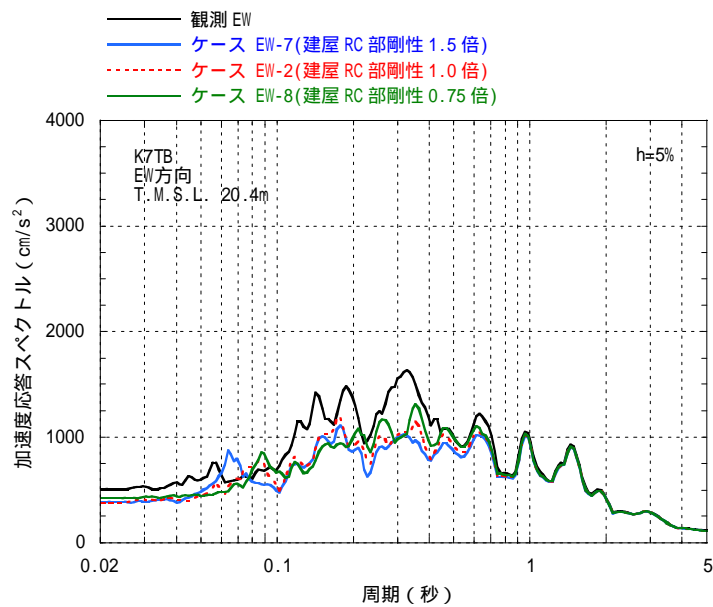
建屋 RC 部剛性による影響は比較的小さい。建屋 RC 部剛性を 0.75 倍とすることにより 0.25～0.35 秒付近のピーク値は上がり観測記録に近づくが、0.15 秒～0.2 秒付近では逆に観測記録から離れる。



参図-11.4 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)



参図-11.5 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)



参図-11.6 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)

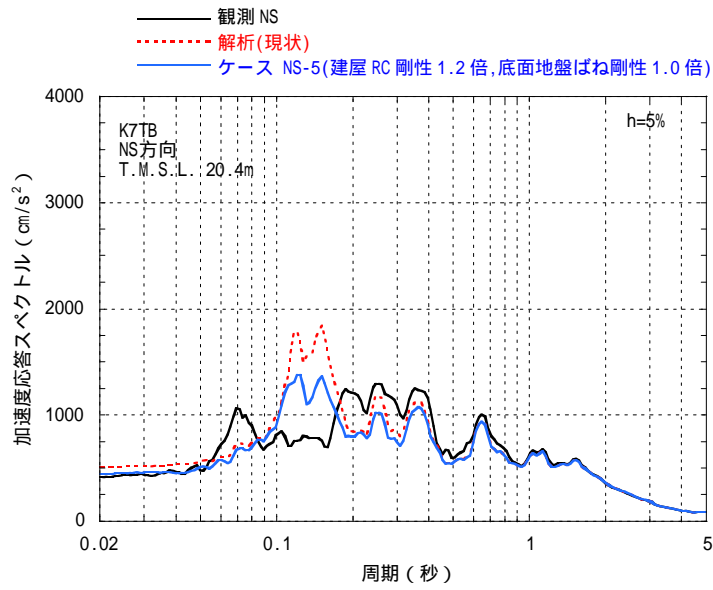
(3) 南北方向・東西方向の見直し結果

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参表-11.3 に示す。参表-11.3 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参図-11.7、参図-11.8 に示す。

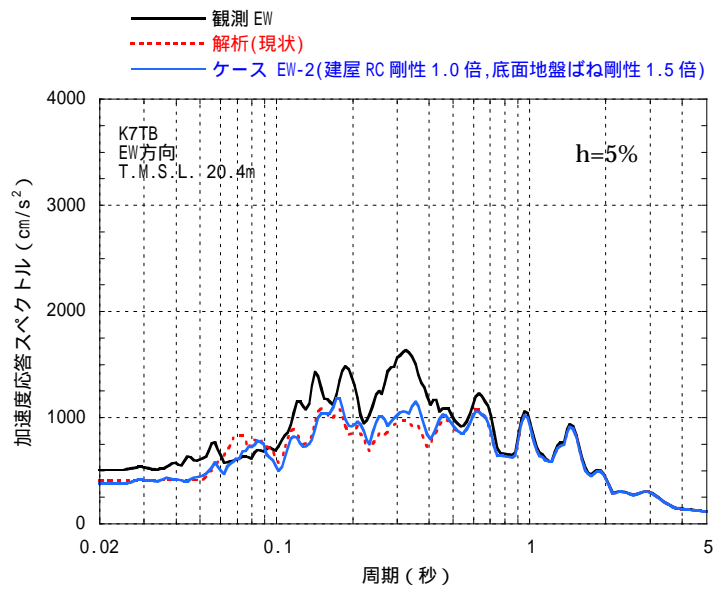
南北方向、東西方向とも現状のシミュレーションモデルの解析結果より観測記録との合致度に多少の改善は見られるものの、パラメータの設定に関しては現実的な説明が困難な部分も多く、特に東西方向の加速度応答スペクトルについてはまだ観測記録を下回っている周期帯が多い状況にある。

参表-11.3

	建屋 RC 部剛性	底面地盤ばね
南北方向 (ケース NS-5)	建屋 RC 部の剛性を 1.2 倍	変更なし
東西方向 (ケース EW-2)	変更なし	底面地盤ばね剛性を 1.5 倍



参図-11.7 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)



参図-11.8 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)

参考資料 12 タービン建屋の耐震健全性評価に関する追加検討

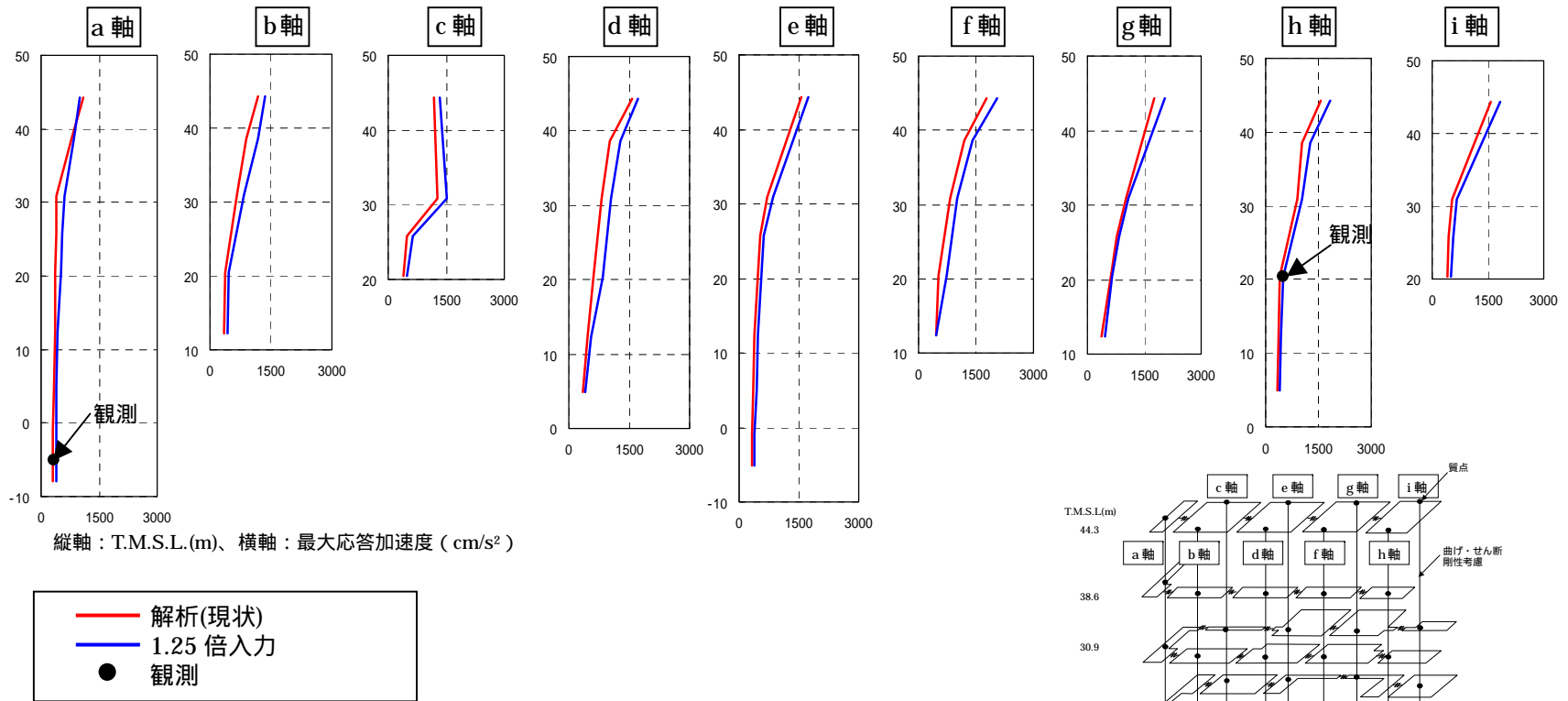
(1) 検討目的

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は、東西方向で解析結果が観測記録を一部の周期帯で下回っている。そこで、7号機タービン建屋の基礎版上観測記録を基に算定される基礎下位置での入力地震動を、解析結果と観測記録の整合性が向上するように係数倍して入力し、地震応答解析を行い、建屋の耐震健全性を再評価する。

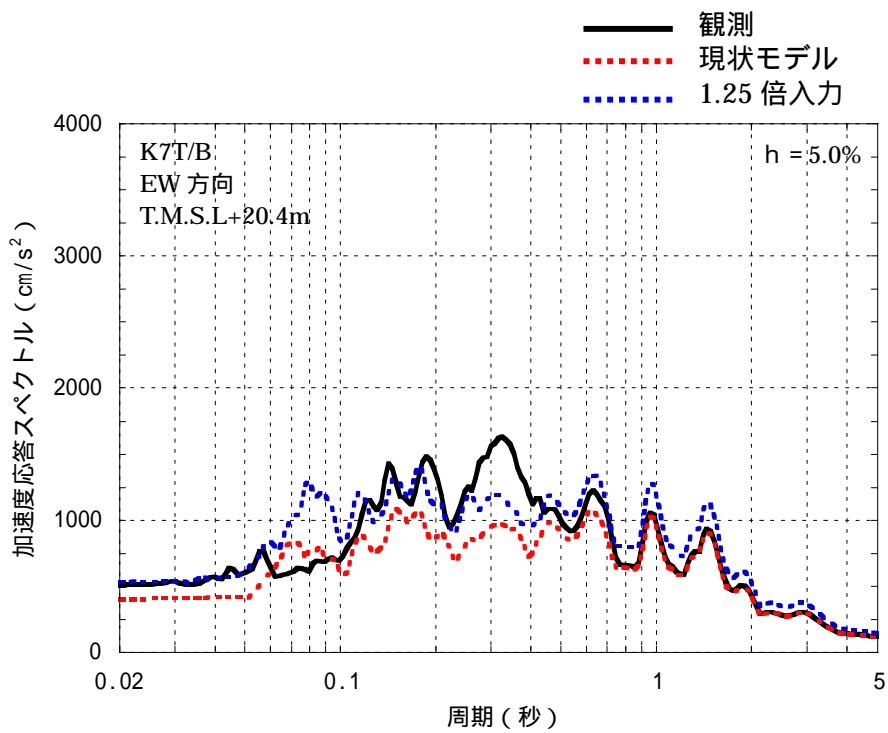
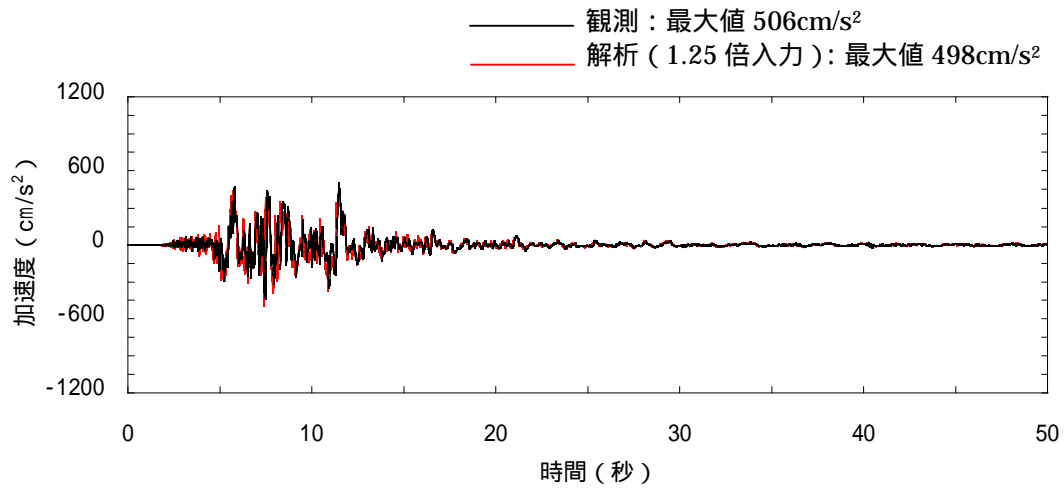
(2) 地震応答解析結果

東西方向を対象に解析を行う。解析結果と観測記録の2階床位置(T.M.S.L.20.4m)の加速度応答スペクトルが、ほぼ観測記録と整合するように、入力地震動の加速度振幅を1.25倍した解析を実施した。

地震応答解析により求められた最大応答加速度を参図-12.1に示す。また、加速度応答波形および加速度応答スペクトルについて、観測記録と比較したものを参図-12.2に示す。東西方向の中間階における解析結果の加速度応答スペクトルは、ほぼ観測記録を上回ることを確認した。



参図-12.1 最大応答加速度(東西方向)



参図-12.2 加速度応答波形および加速度応答スペクトルの比較
2階 (T.M.S.L. 20.4m) 東西方向

(3) 耐震健全性評価結果

タービン建屋には As クラスの機器・配管系が設置されていることより、基準地震動 S_2 に対して機能維持を要求される部位がある。機能維持部位は、高さ方向には、基礎版と 2 階床(T.M.S.L.20.4m)との間に部分的に存在する。

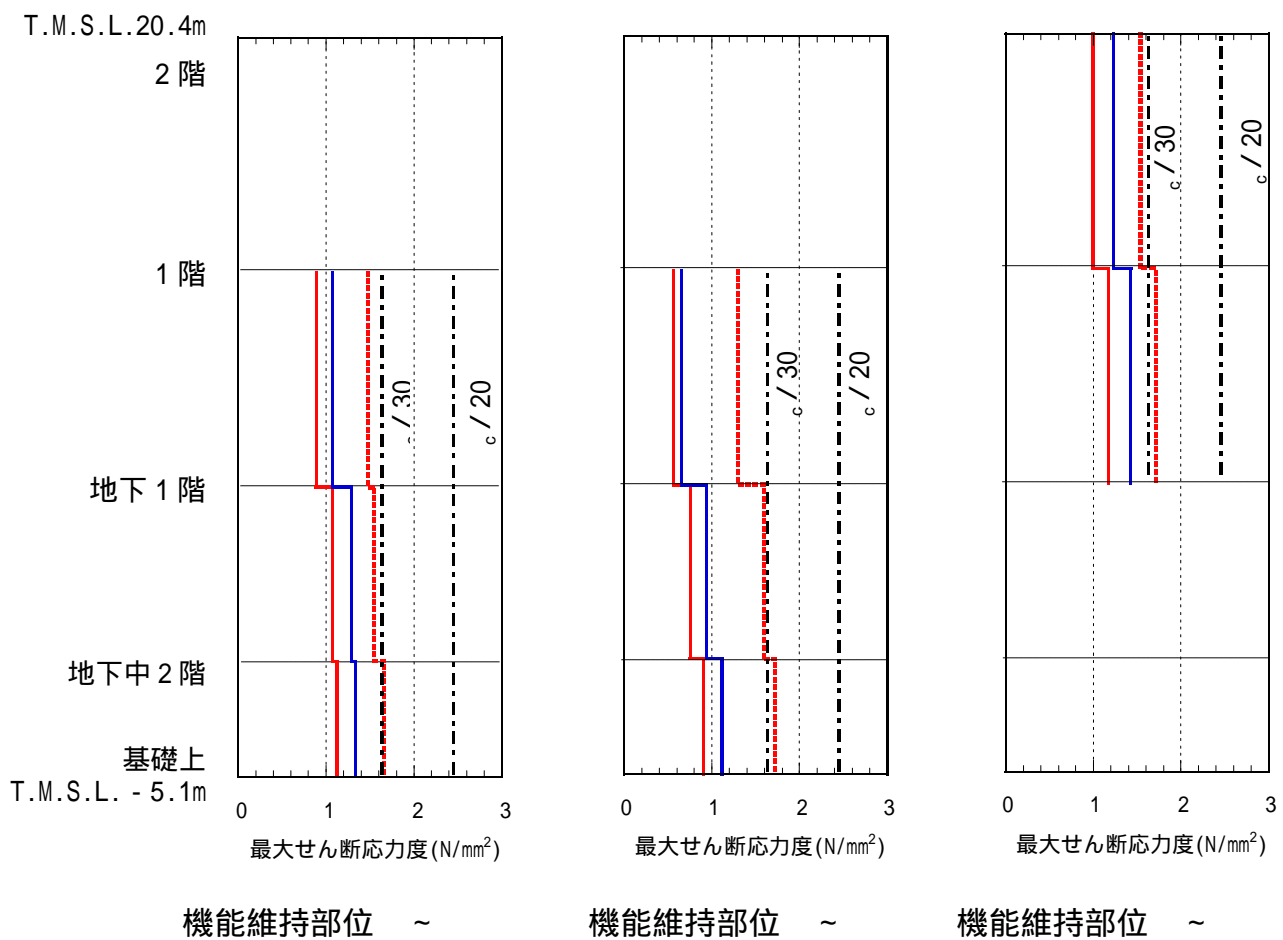
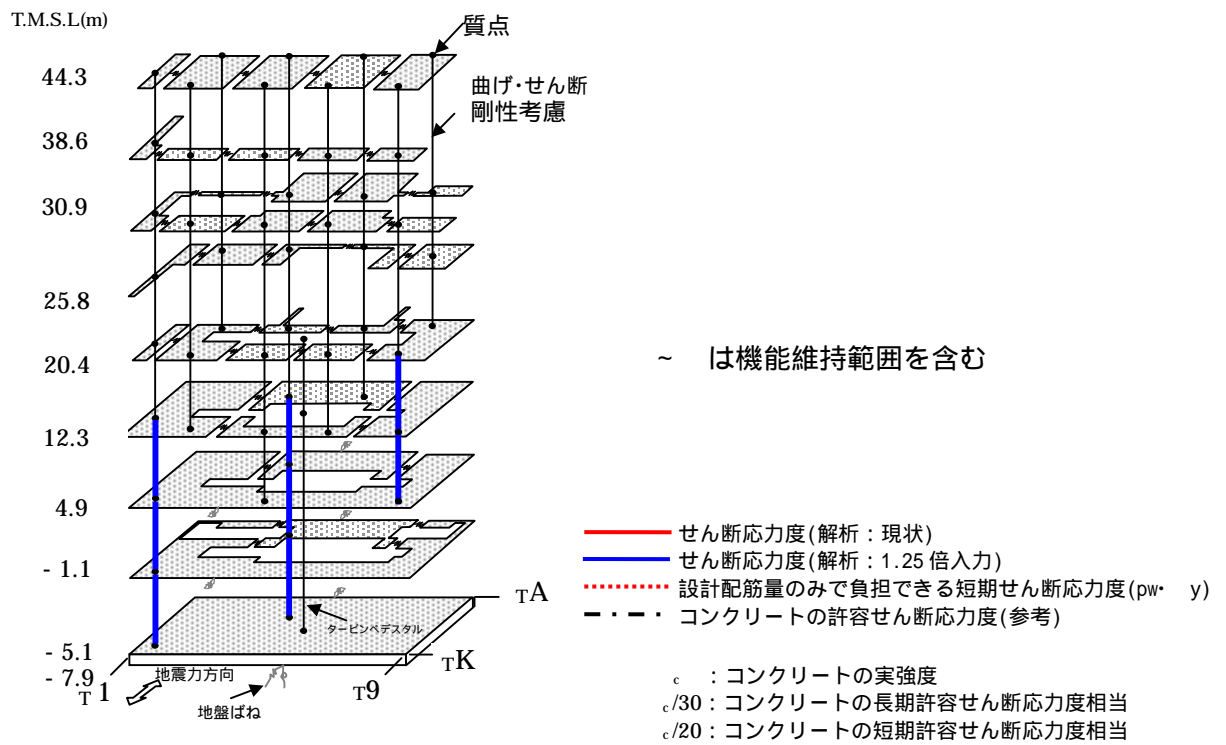
地震応答解析により得られた機能維持部位のせん断応力度を、設計配筋量によって負担できるせん断応力度 ($p_w \cdot \sigma_y^{-1}$) と併せて参図-12.3 に示す。機能維持部位のせん断応力度は、入力地震動を係数倍した解析結果でも設計配筋量のみで負担できる短期せん断応力度に対して余裕がある状態にある。

また、地震応答解析により得られた機能維持部位のせん断ひずみを、壁のひび割れが発生するひずみの目安値と併せて参図-12.4 に示す。機能維持部位のせん断ひずみは、壁のひび割れが発生するひずみの目安値を下回っている。

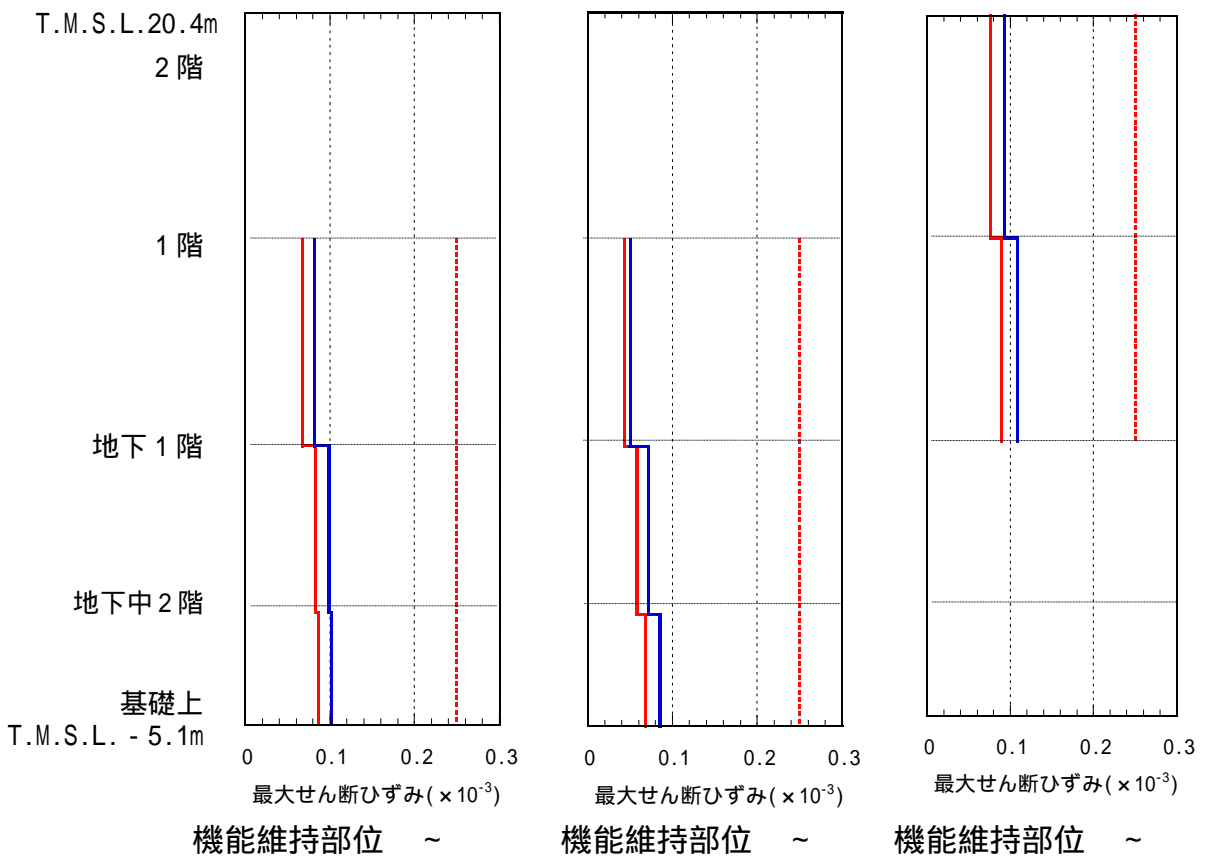
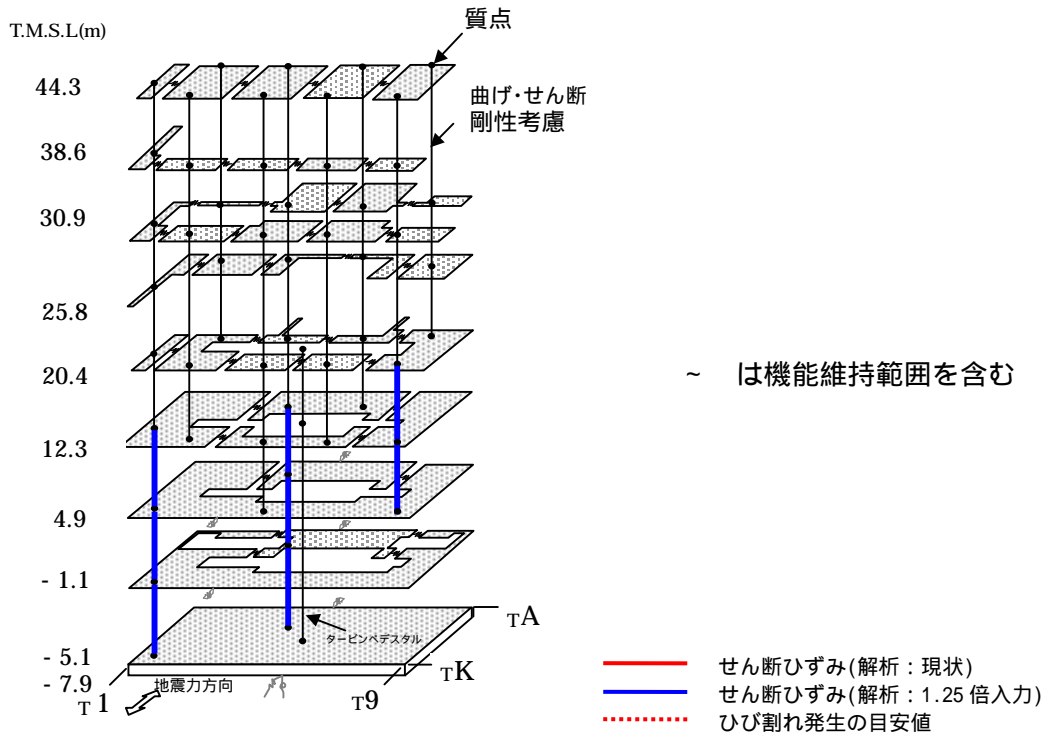
せん断スケルトン曲線上に最大応答値をプロットしたものを参図-12.5 に示す。入力地震動を 1.25 倍した解析においても、機能維持範囲を含む部位の耐震壁のせん断ひずみについては、第 1 折点以下の弾性範囲にある。

以上のことから、観測記録を上回るような入力地震動に対してもタービン建屋の機能維持部位は概ね弾性範囲にあると判断され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。

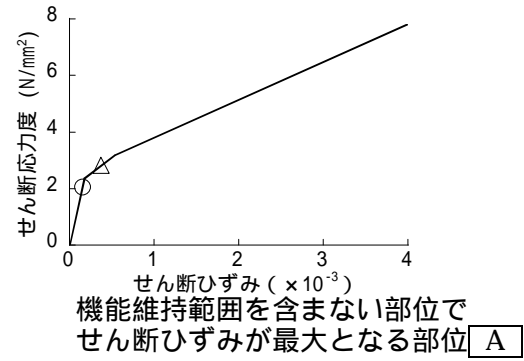
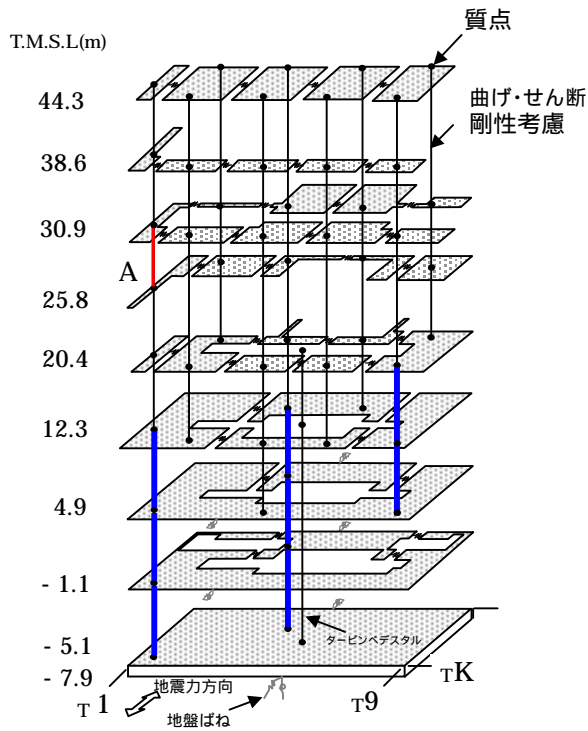
$$1 : p_w \quad \text{耐震壁の設計鉄筋比}$$
$$\sigma_y \quad \text{鉄筋の短期許容引張応力度 (SD345 : 345N/mm}^2\text{)}$$



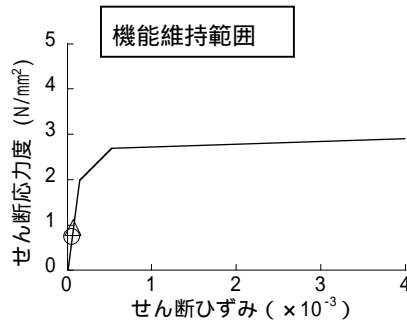
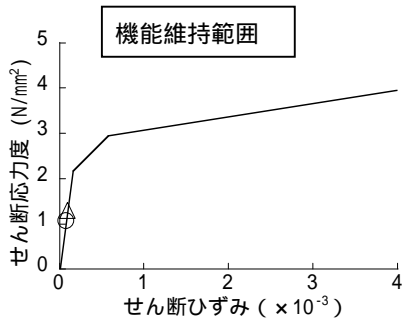
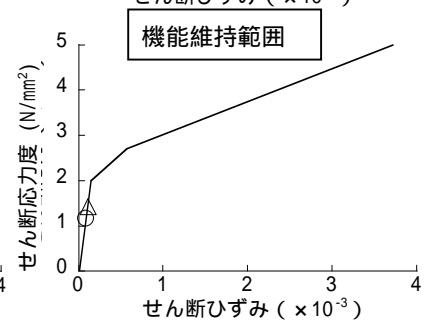
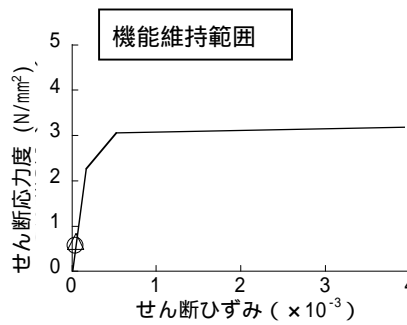
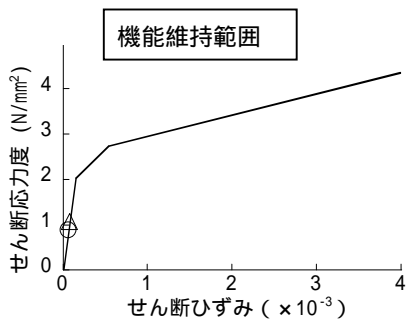
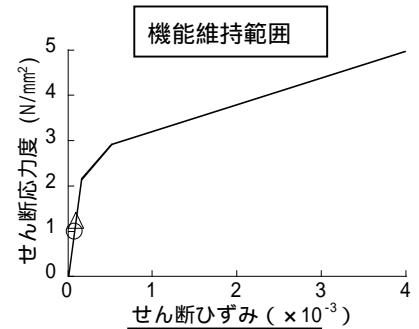
参図-12.3 機能維持部位のせん断応力度 (東西方向)



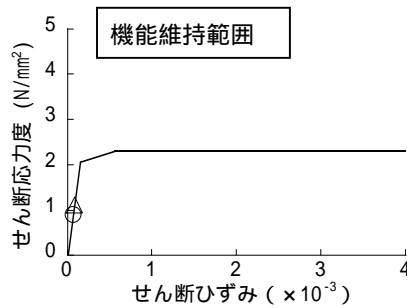
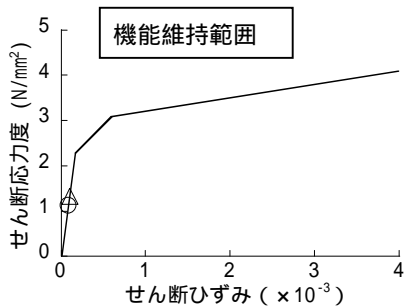
参図-12.4 機能維持部位のせん断ひずみ (東西方向)



～ は機能維持範囲を含む





解析(現状)
1.25倍入力



参図-12.5 せん断スkeleton曲線上の最大応答値(東西方向)

参考資料 13 7号機取水路A系の底版に認められる軸方向のひび割れの成因について

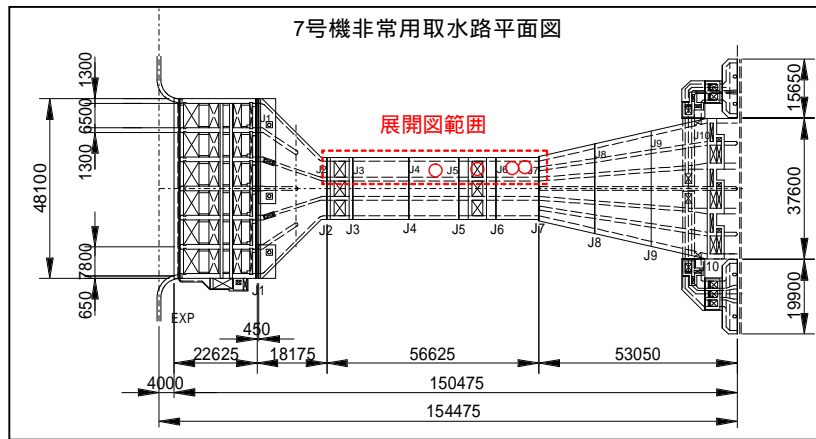
7号機取水路A系の底版に認められるひび割れ、、は、底版の中央付近に軸方向に分布するひび割れであり、最大ひび割れ幅は0.2mm、延長は10.0～13.2mである(参図-13.1)。

当該ひび割れの性状を観察した結果によると、ひび割れ面の角が丸く、変色が見られることから、古いひび割れであることが推察される。

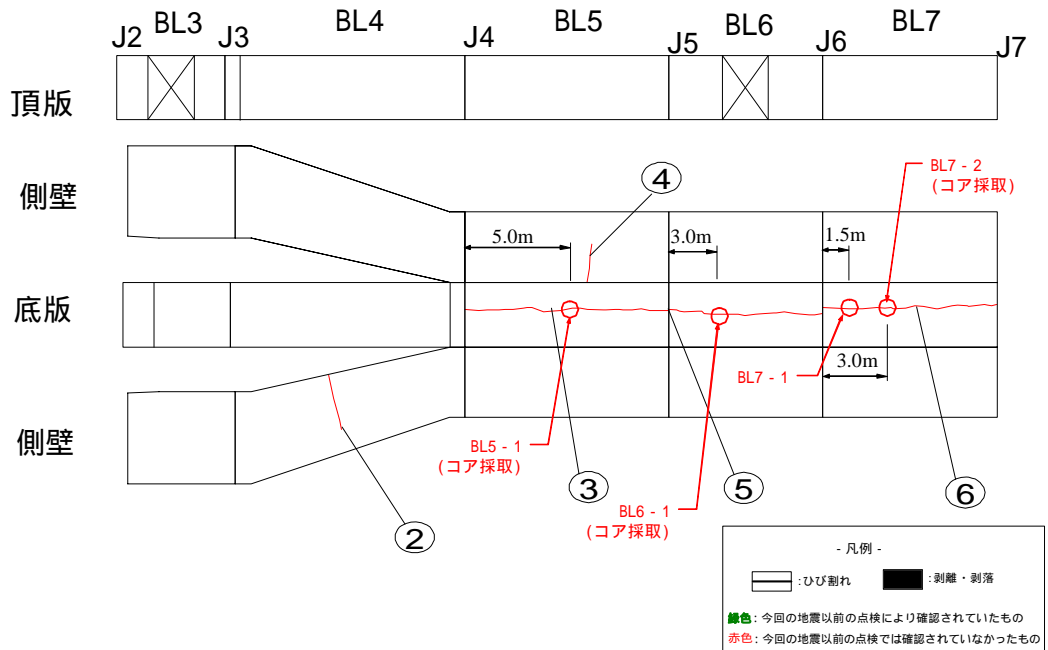
各ブロックのひび割れ幅が最大の位置において、衝撃弾性波試験によりひび割れ深さを計測した。計測位置を参図-13.1に、計測結果を参表-13.1に示す。いずれの計測位置においても、ひび割れ深さが50mm未満であることを確認した。また、同じ位置において、底版からコアを採取してひび割れ深さを目視観察したところ、変色域の深さは4cm程度であり、鉄筋(かぶり10cm)には達していないことを確認した(参図-13.2、参写真-13.1)。

当該ひび割れは、新潟県中越沖地震前に実施した定期点検では確認されていないものの、ひび割れ性状(角が丸く変色している)や、ひび割れ深さ(鉄筋まで達していない)などから、今回の地震前から存在しており過去の定期点検で発見されなかったものである可能性が高い。

なお、当該ひび割れは、ひび割れ深さが浅く鉄筋に達しておらず、ひび割れ幅も小さいことから、構造的に問題のないひび割れであると考えられる。



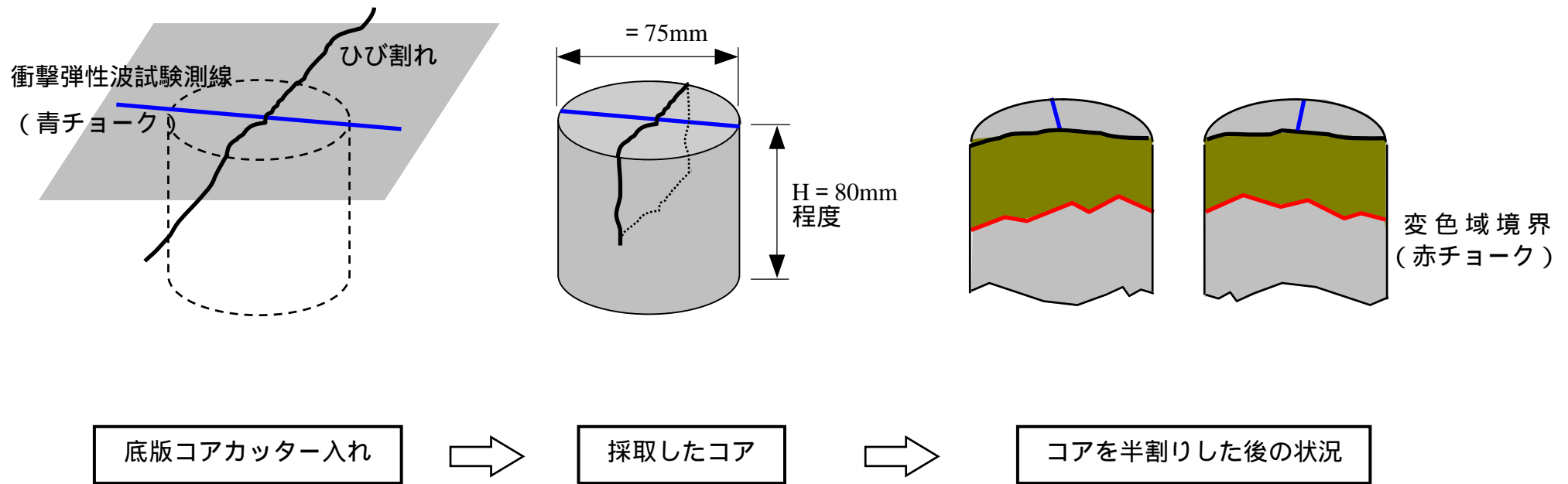
展開図



参図-13.1 衝撃弾性波試験によるひび割れ深さ計測位置

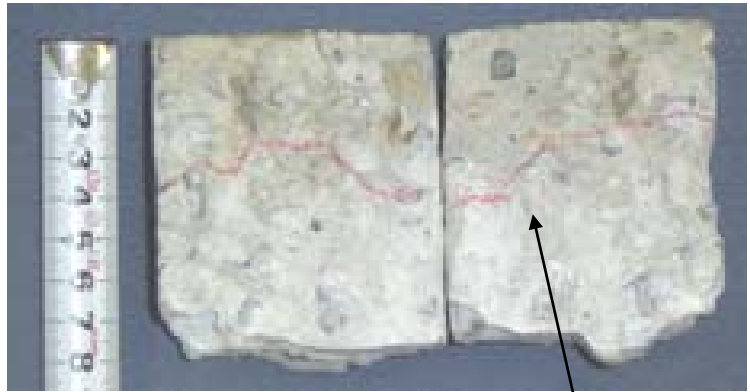
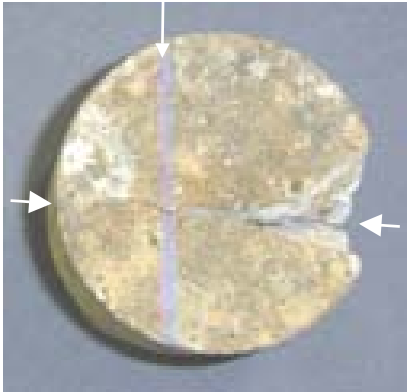
参表-13.1 衝撃弾性波試験によるひび割れ深さ計測結果

測線番号	ひび割れ深さ
B L 5 - 1	25mm 以上 50mm 未満
B L 6 - 1	25mm 以上 50mm 未満
B L 7 - 1	25mm 未満
B L 7 - 2	25mm 以上 50mm 未満



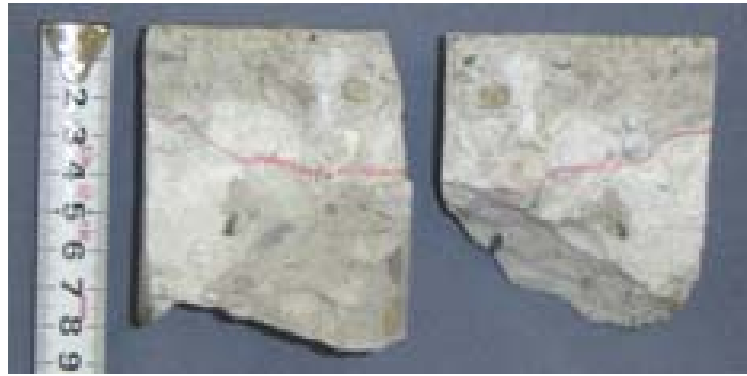
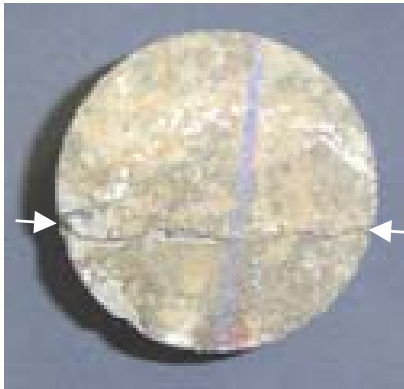
参図-13.2 底版からのコア採取と目視観察の方法

衝撃弾性波試験測線（青チョーク）

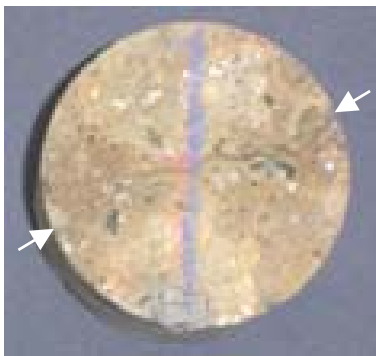


(a) B L 5 - 1

変色域境界
(赤チョーク)



(b) B L 6 - 1



(c) B L 7 - 2

参写真-13.1 底版から採取したコアの状況

参考資料 14 7号機非常用取水路の解放基盤表面における推定地震動を用いた地震応答解析による評価

(1) 検討の背景

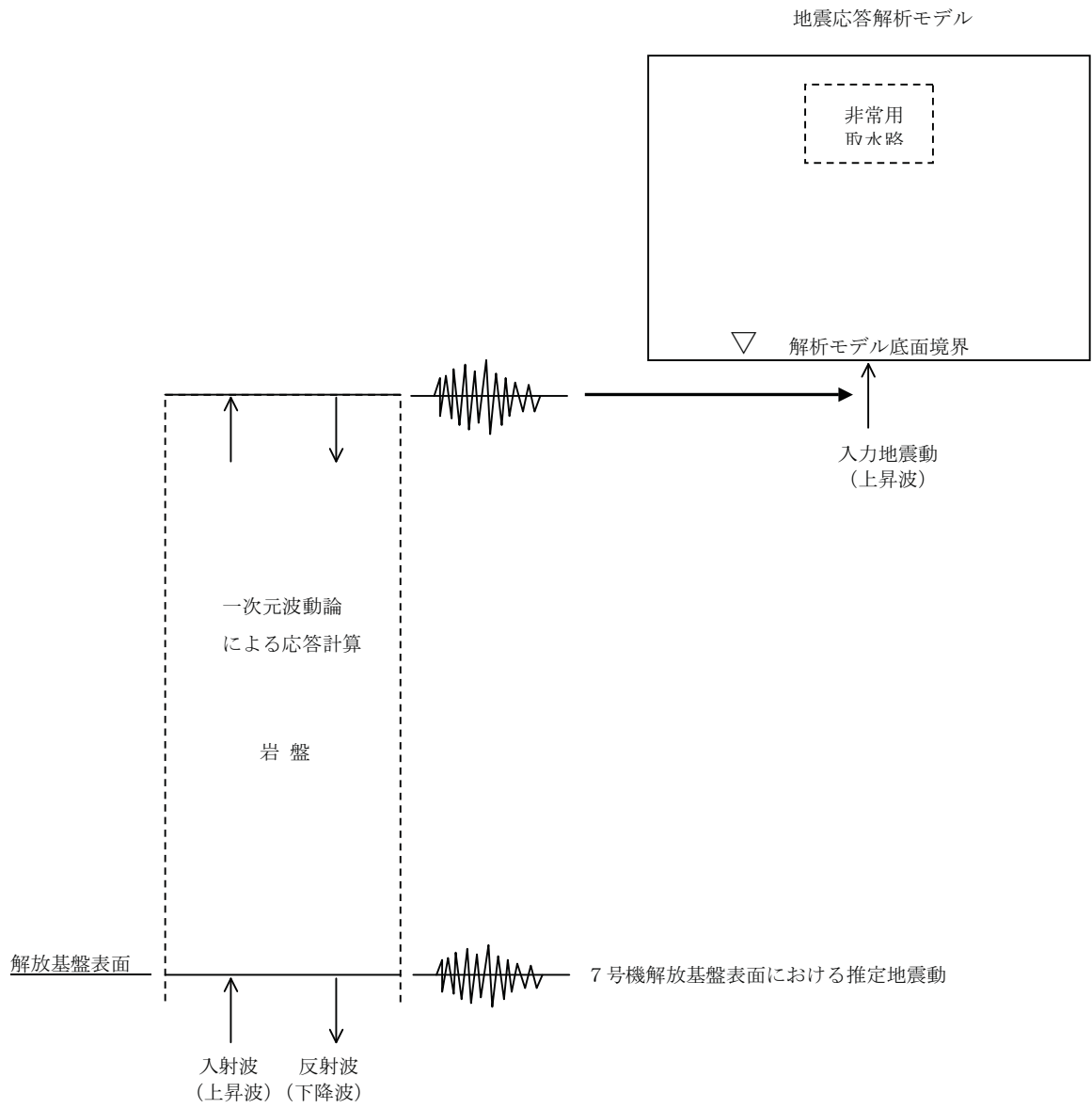
7号機非常用取水路の健全性評価にあたっては、7号機原子炉建屋の基礎マット上での地震観測記録から地盤－構造物連成系の解析モデル下端における地震動を算定し、これを入力地震動として地震応答解析を行っている。

「7号機点検・評価計画書（建物・構築物編）」においては、「今後敷地内の基盤等における地震動の評価がまとまった後には、その地震動を用いた再評価を行うこととする」としていることから、参考として、現在合同WGにおいて審議されている「7号機解放基盤表面における推定地震動」（第15回地震・津波、地質・地盤合同WG資料15-2-3、平成20年8月6日）を用いて健全性評価を行うこととする。

(2) 検討方法

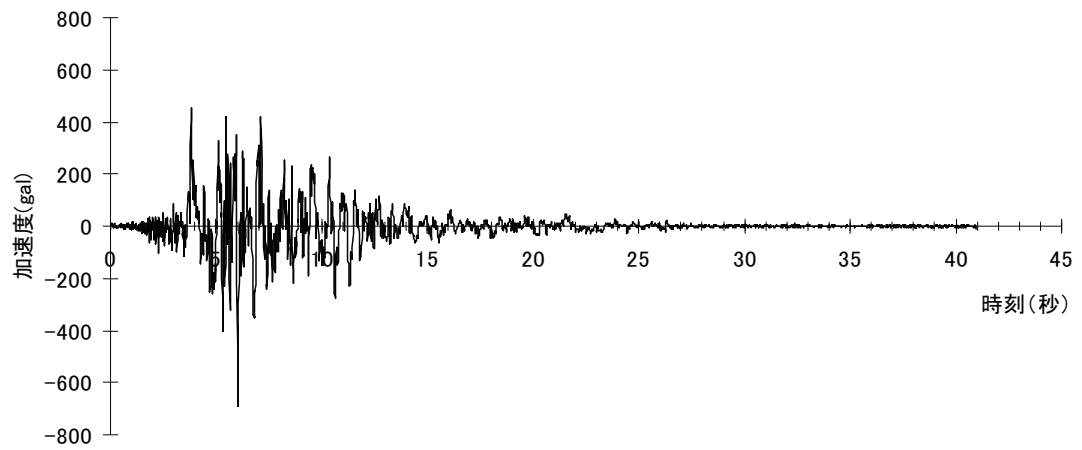
地震応答解析における入力地震動を「7号機解放基盤表面上における推定地震動」から算定される地盤－構造物連成系の解析モデル下端における地震動とした。入力地震動の作成モデルを参図-14.1に、また、作成された入力地震動の時刻歴波形を参図-14.2に示す。

その他の検討条件は、報告書本編の「5.4. 非常用取水路の耐震健全性評価」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。

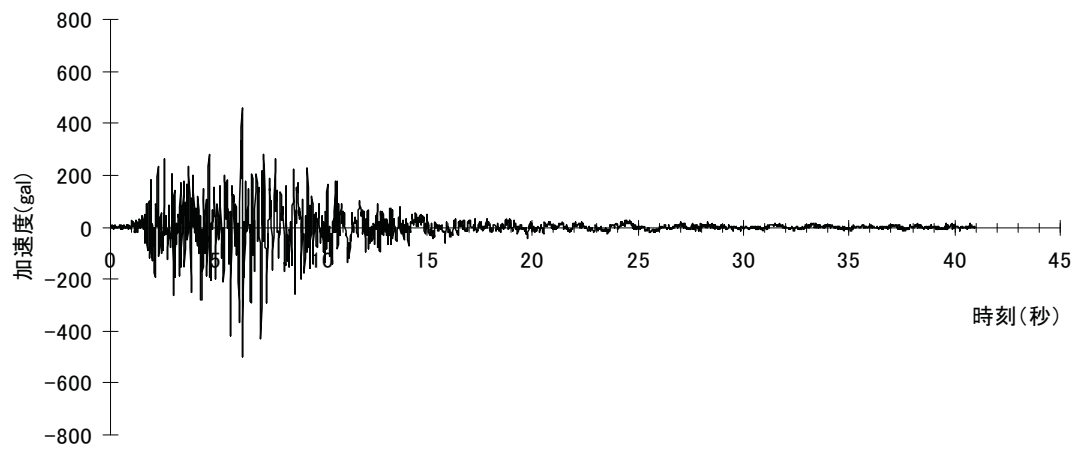


参図-14.1 入力地震動の作成モデル

水平動



鉛直動

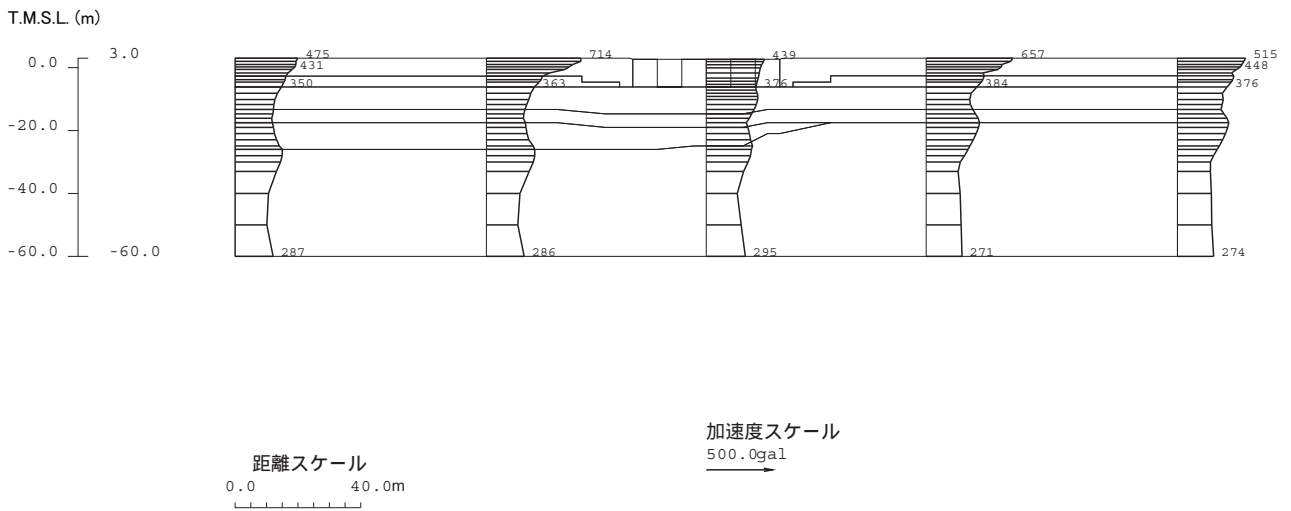


参図-14.2 入力地震動の時刻歴波形

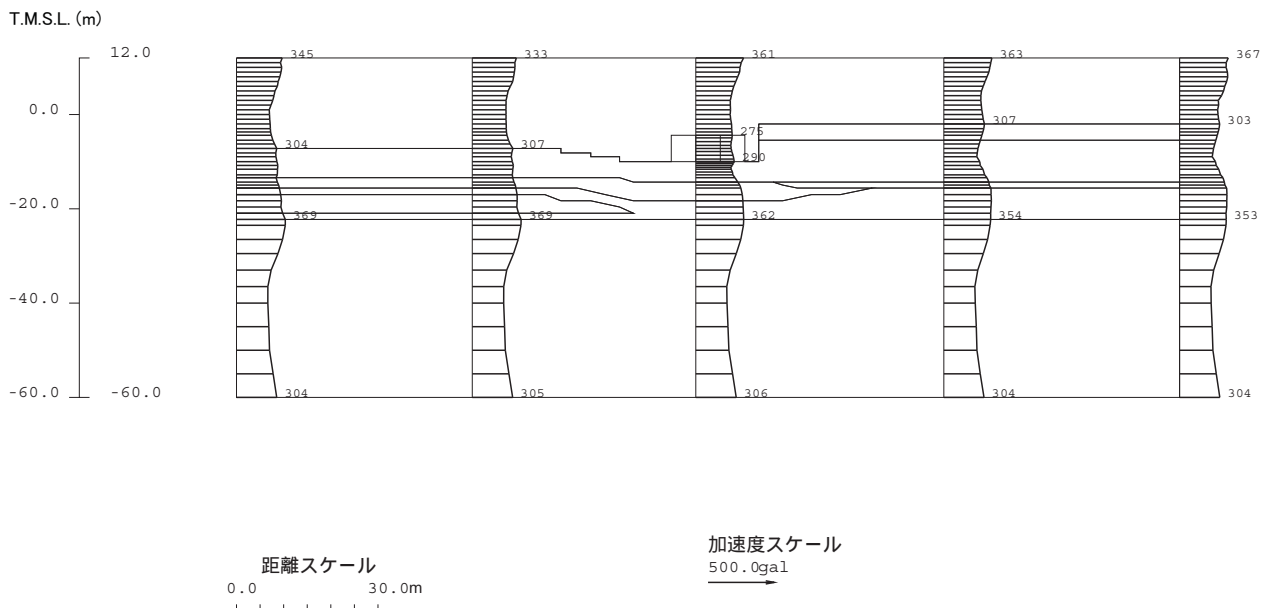
(3) 地震応答解析結果

地震応答解析から求められる最大加速度分布図を参図-14.3～参図-14.6に示す。

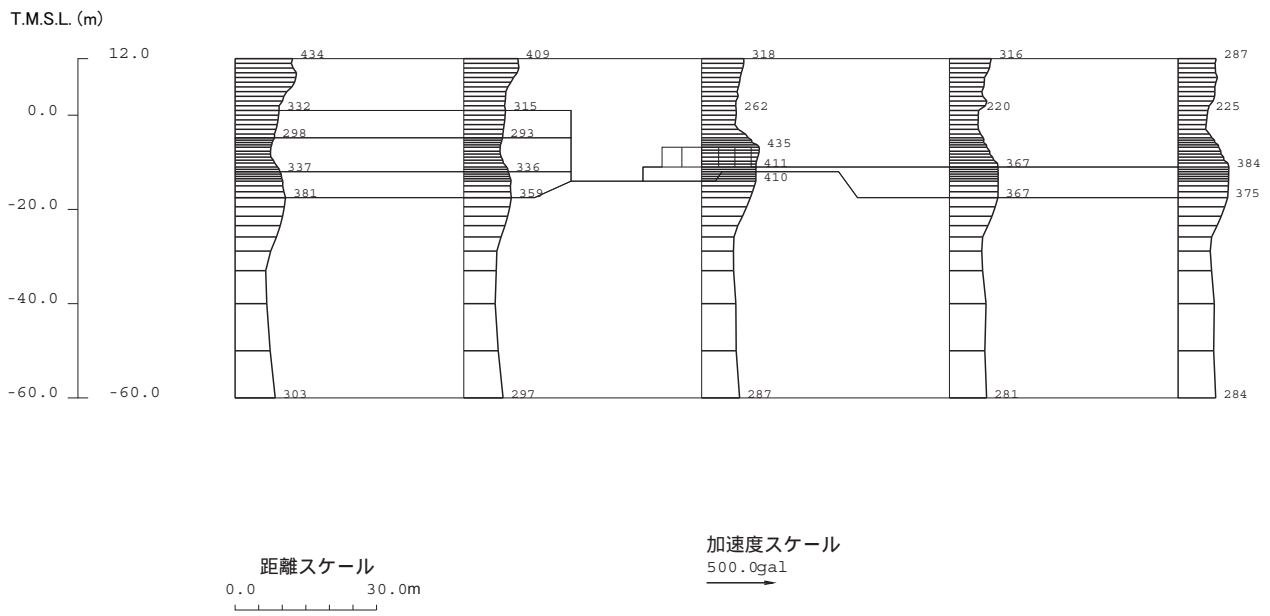
また、構造物頂底版間の最大相対変位および発生時刻を参表-14.1に、最大相対変位発生時刻の変形図および加速度分布図をそれぞれ参図-14.7～参図-14.10、参図-14.11～参図-14.14に示す。



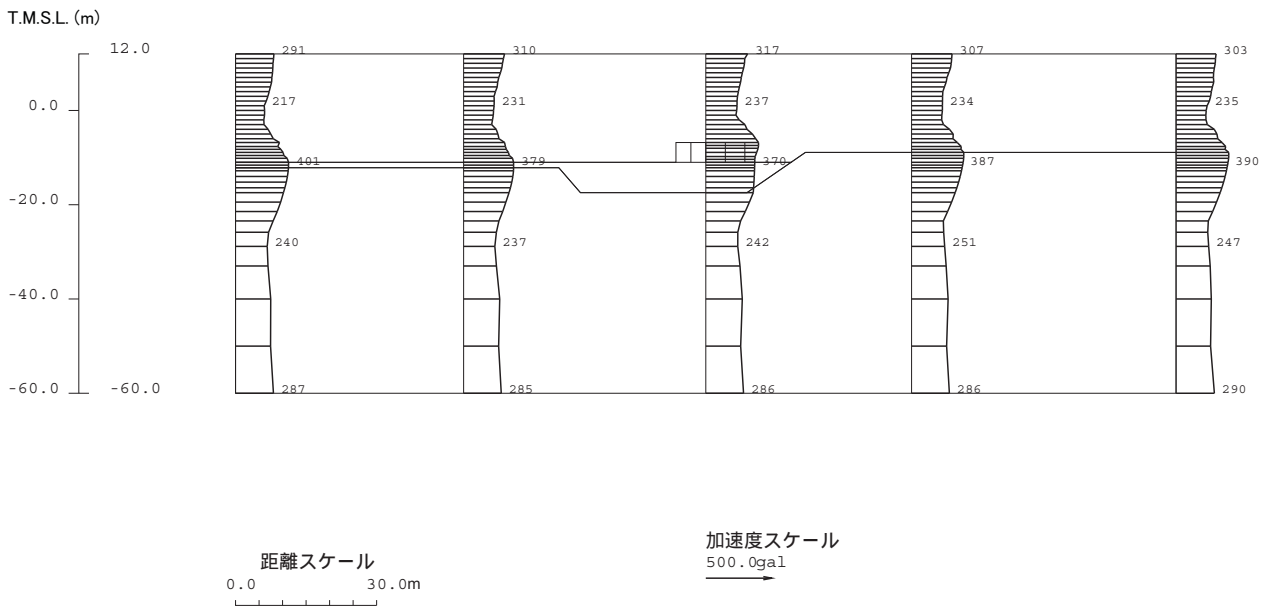
参図-14.3 スクリーン室最大加速度分布図



参図-14.4 取水路最大加速度分布図



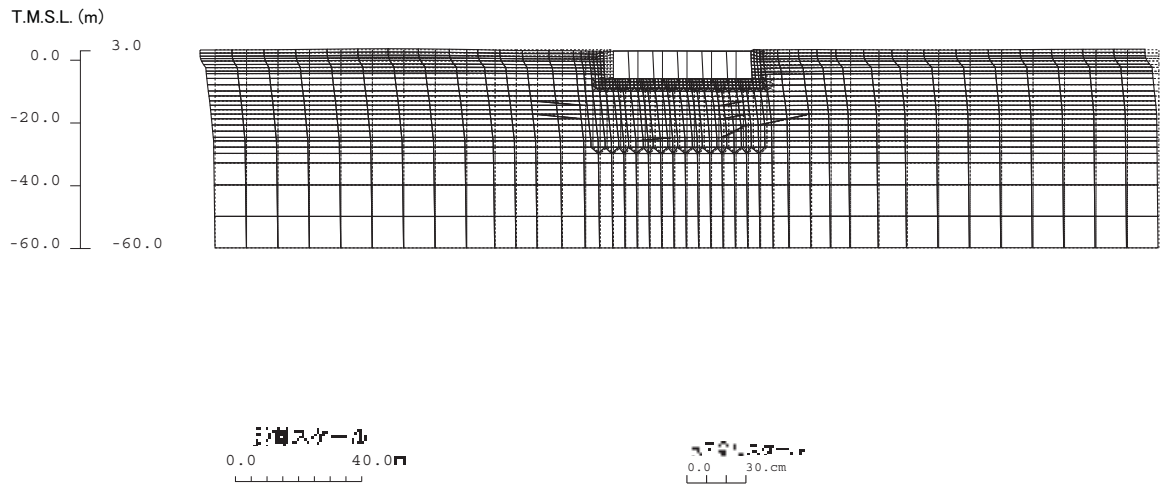
参図-14.5 補機冷却用海水取水路（南側）最大加速度分布図



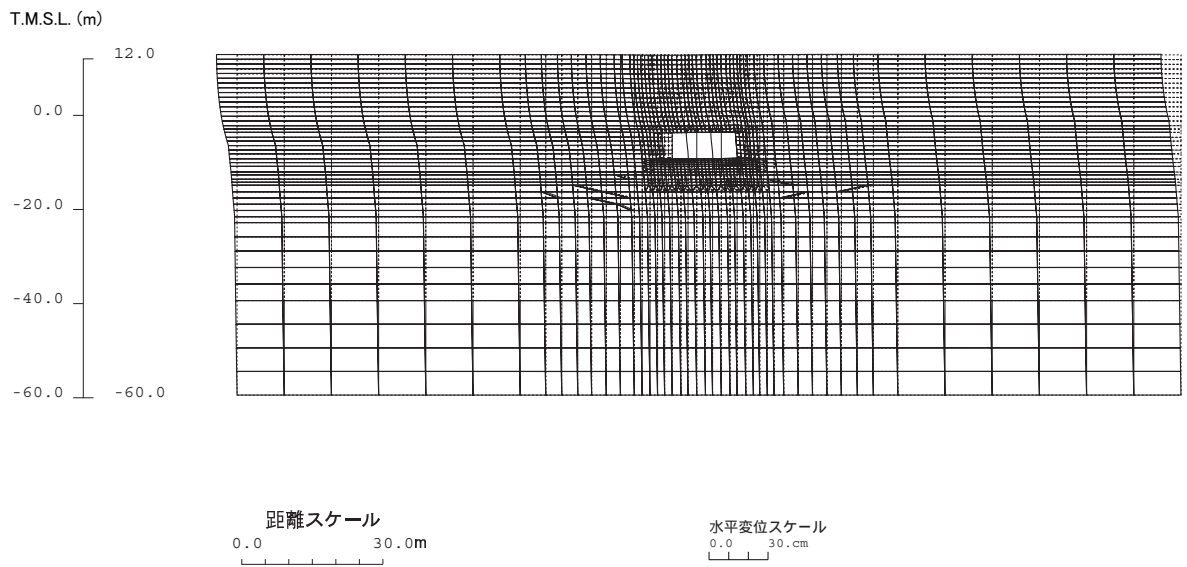
参図-14.6 補機冷却用海水取水路（北側）最大加速度分布図

参表-14.1 頂底板間の最大相対変位

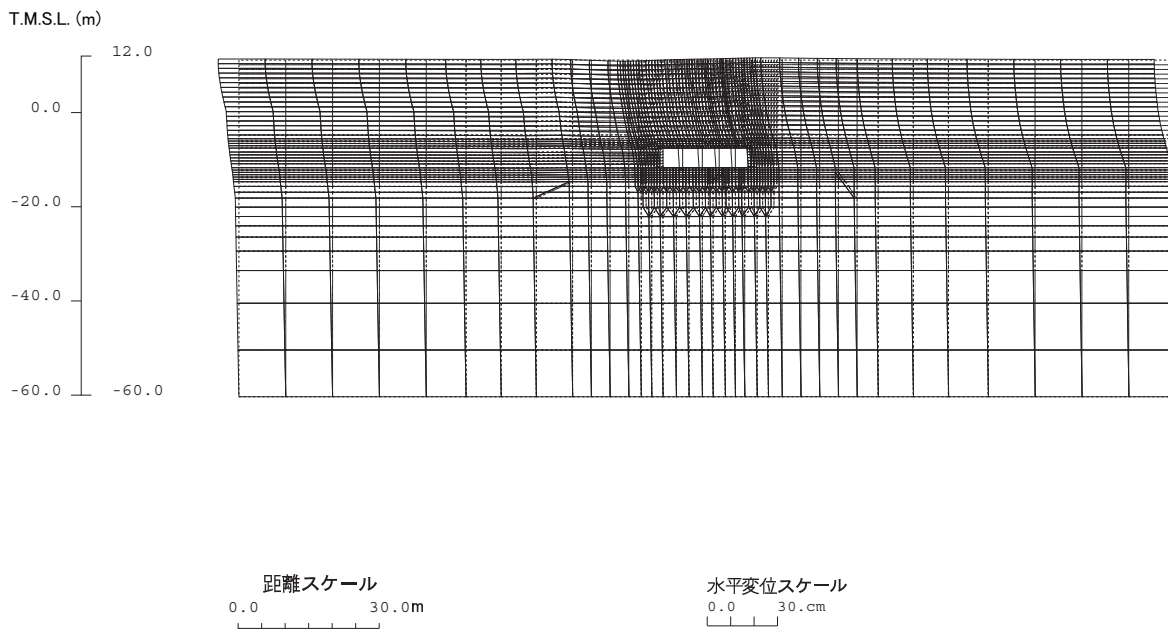
	最大相対変位 (mm)	時刻 (秒)
スクリーン室	5.7	7.36
取水路	10.6	4.15
補機冷却用海水 取水路 (南側)	4.2	4.14
補機冷却用海水 取水路 (北側)	4.3	4.14



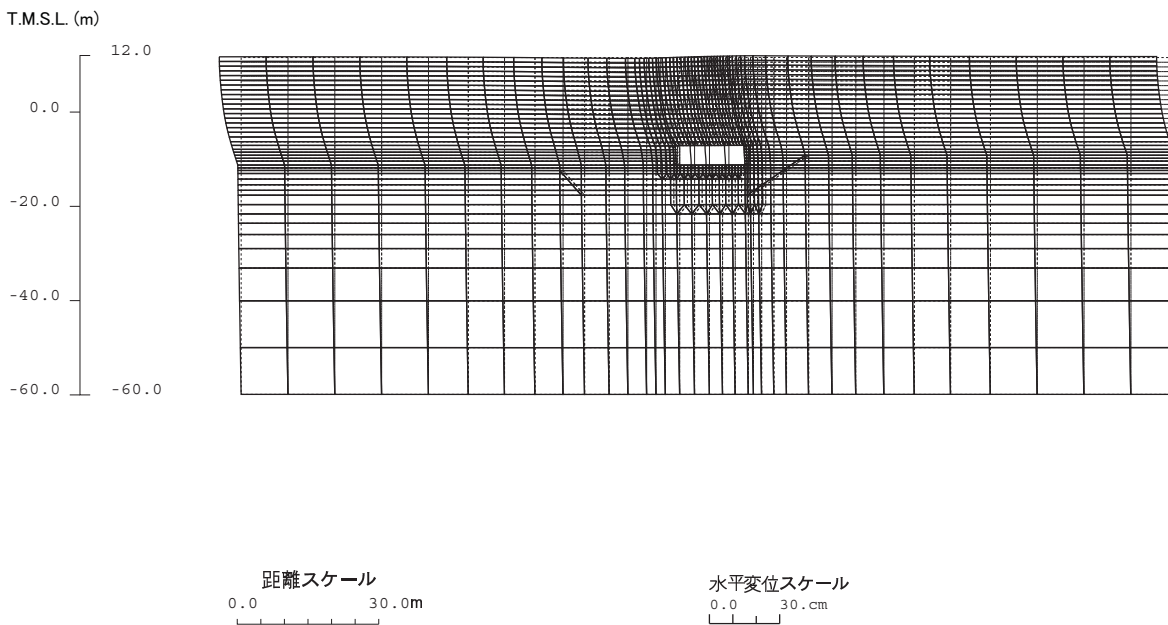
参図-14.7 スクリーン室変形図 (7.36 秒)



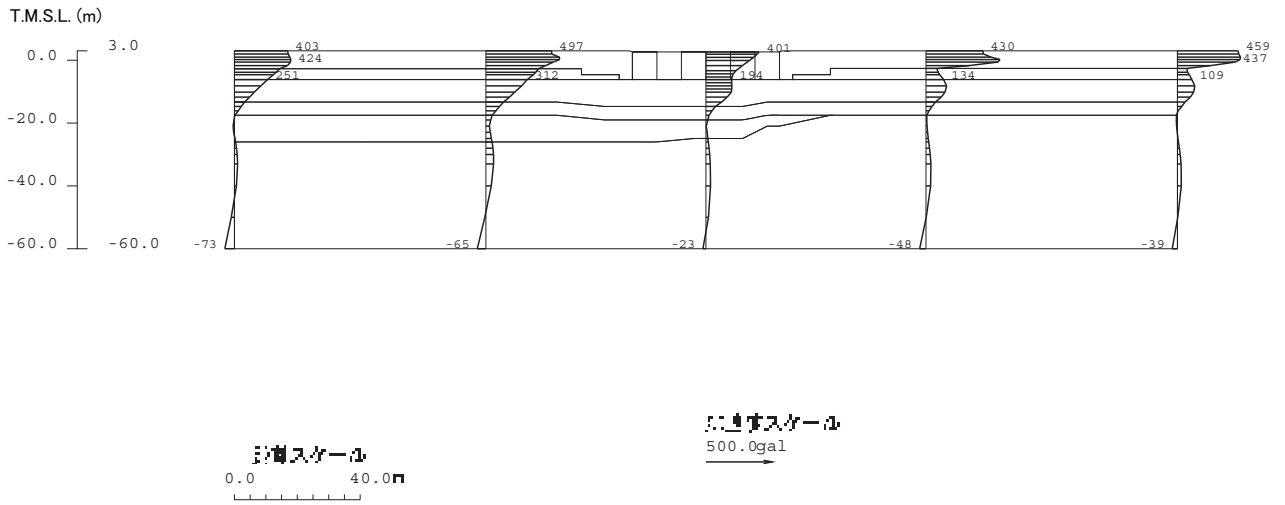
参図-14.8 取水路変形図 (4.15 秒)



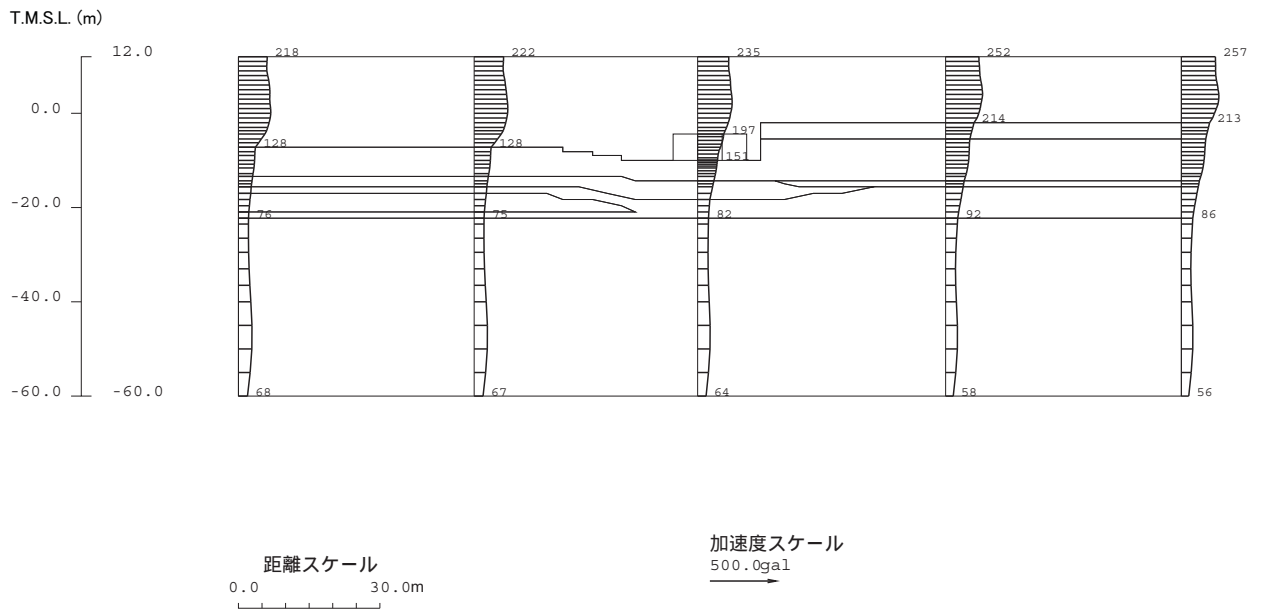
参図-14.9 補機冷却用海水取水路（南側）変形図（4.14秒）



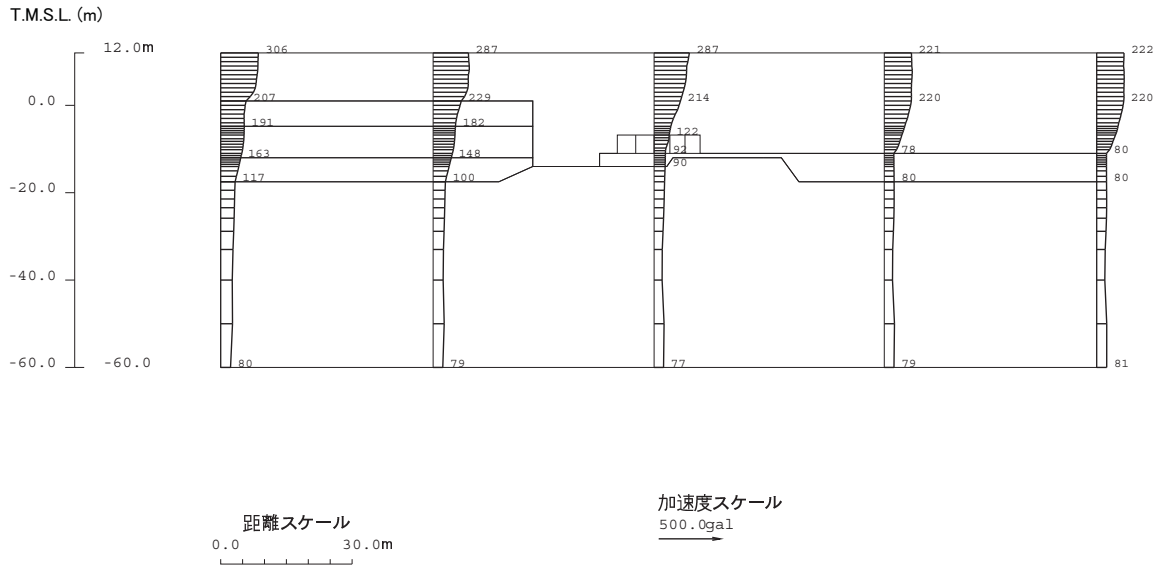
参図-14.10 補機冷却用海水取水路（北側）変形図（4.14秒）



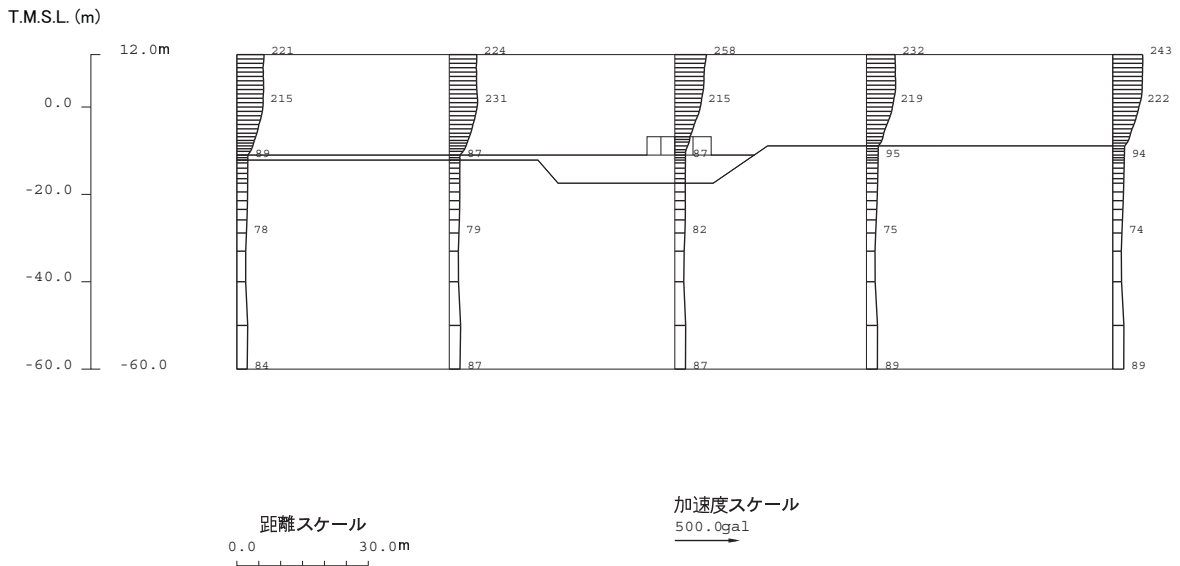
参図-14.11 スクリーン室加速度分布図 (7.36 秒)



参図-14.12 取水路加速度分布図 (4.15 秒)



参図-14.13 補機冷却用海水取水路（南側）加速度分布図（4.14秒）



参図-14.14 補機冷却用海水取水路（北側）加速度分布図（4.14秒）

(4) 耐震健全性評価結果

層間変形角による照査結果を参表-14.2 に、また、せん断力による照査結果を参表-14.3 に示す。層間変形角による照査の結果、評価位置において照査用層間変形角が限界層間変形角を下回ることを、また、せん断力による照査の結果、評価位置において照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

以上より、曲げ、せん断とも評価基準を満足するとともに裕度を有していることから、耐震健全性は確保されているものと評価した。

参表-14.2 層間変形角による照査結果

	評価位置	照査用層間変形角 R_d	限界層間変形角 R_u	R_d/R_u
スクリーン室	頂版 ～底版	0.0644/100	1/100	0.064
取水路	頂版 ～底版	0.189/100	1/100	0.19
補機冷却用海水 取水路（南側）	頂版 ～底版	0.0998/100	1/100	0.10
補機冷却用海水 取水路（北側）	頂版 ～底版	0.101/100	1/100	0.10

参表-14.3 せん断力による照査結果

	評価位置	照査用せん断力 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd}^{*1} (kN)	V_d/V_{yd}
スクリーン室	頂版	153	508	0.30
	底版	307	1434	0.21
	側壁	396	1739	0.23
	隔壁	377	1373	0.28
取水路	頂版	695	3084	0.23
	底版	719	3142	0.23
	側壁	499	1728	0.29
	隔壁	689	1069	0.64
補機冷却用海水 取水路（南側）	頂版	694	2522	0.28
	底版	505	2368	0.21
	側壁	457	1665	0.27
	隔壁	587	910	0.65
補機冷却用海水 取水路（北側）	頂版	682	4301	0.16
	底版	531	4283	0.12
	側壁	433	1418	0.31
	隔壁	552	869	0.64

※1 等価せん断スパン比を用いた方法による。

(参考)

原子炉建屋基礎マットにおける観測波を入力条件とした解析（報告書本編記載）と、解放基盤表面における推定地震動を入力条件とした解析（本参考資料）の比較を参表-14.4および参表-14.5に示す。

参表-14.4 層間変形角による照査結果の比較

	評価位置	R_d/R_u	
		マット観測波	基盤推定波
スクリーン室	頂版 ～底版	0.061	0.064
取水路	頂版 ～底版	0.23	0.19
補機冷却用海水 取水路（南側）	頂版 ～底版	0.12	0.10
補機冷却用海水 取水路（北側）	頂版 ～底版	0.12	0.10

参表-14.5 せん断力による評価結果の比較

	評価位置	V_d/V_{yd}	
		マット観測波	基盤推定波
スクリーン室	頂版	0.31	0.30
	底版	0.22	0.21
	側壁	0.20	0.23
	隔壁	0.28	0.28
取水路	頂版	0.25	0.23
	底版	0.27	0.23
	側壁	0.35	0.29
	隔壁	0.72	0.64
補機冷却用海水 取水路（南側）	頂版	0.30	0.28
	底版	0.24	0.21
	側壁	0.30	0.27
	隔壁	0.73	0.65
補機冷却用海水 取水路（北側）	頂版	0.18	0.16
	底版	0.14	0.12
	側壁	0.37	0.31
	隔壁	0.71	0.64

参考資料 15 7号機非常用取水路のより現実的な地震時挙動の推定に基づく評価

(1) 検討の背景

地震応答解析の条件は安全側への配慮に基づく保守性が含まれているため、構造物の現実的な挙動を十分に説明できない可能性がある。そこで、今後の検討の参考のために、解析条件における保守性を取り除いた、より現実的な地震応答解析を実施し、その結果に基づいた健全性評価を行うこととする。

(2) 検討方法

報告書本編の「5.4. 非常用取水路の耐震健全性評価」に示された評価手順、地震応答解析手法、評価基準を基本とし、次の2点について解析条件を変更することにより検討する。

- ① コンクリートおよび鉄筋の材料定数について、実際の平均的な強度を基に算定することとし、設計時に用いた値から変更する（参表-15.1）。なお、ひび割れ発生曲げモーメントの算定においては、コンクリート引張強度に代えて、曲げ強度を採用する。
- ② 設計時には考慮していなかった近接構造物のうち、対象設備の地震時挙動に影響を及ぼす可能性があるものを解析モデルに反映する。具体的には、補機冷却用海水取水路（南側および北側）の地震応答解析を実施する際に、近接する取水路漸拡部を等価な剛性をもつソリッド要素としてモデル化する（参図-15.1および参図-15.2）。

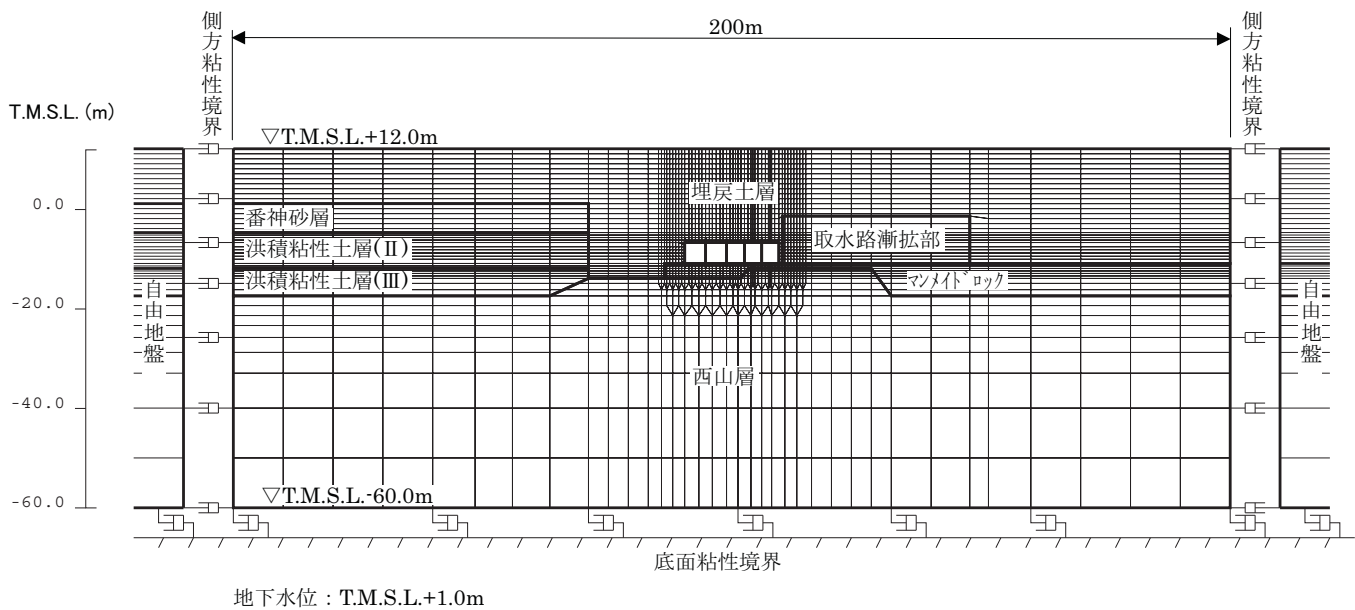
参表-15.1 材料の物性値

コンクリート (設計基準強度 24N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	23
	圧縮強度 (N/mm ²)	48 ※ ¹
	ヤング係数 (kN/mm ²)	32.6 ※ ²
	ポアソン比	0.2
鉄筋 (SD345)	単位体積重量 (kN/m ³)	80
	降伏強度 (N/mm ²)	390 ※ ³
	ヤング係数 (kN/mm ²)	200
	ポアソン比	0.3

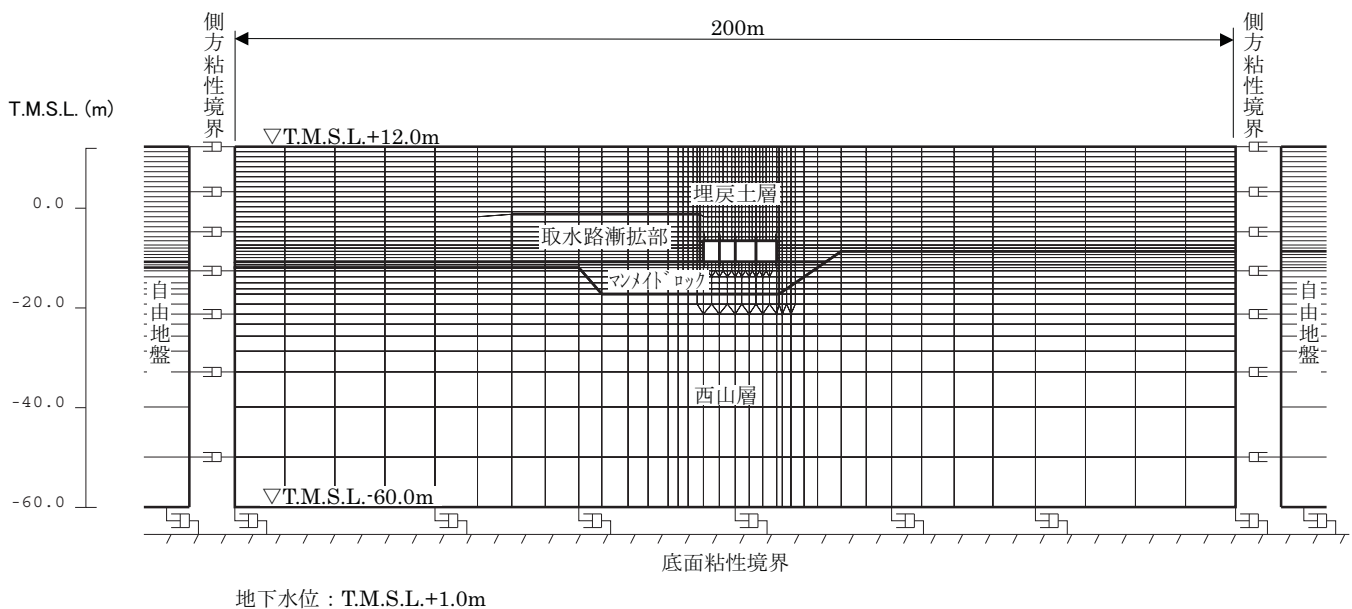
※1 実機（2～7号機非常用取水路）から採取したコア強度（試験体数40本）の平均値を適用

※2 コンクリート標準示方書に示された圧縮強度とヤング係数の関係を用いて算定

※3 建設時のミルシートに記載された試験結果の平均値を適用



参図-15.1 補機冷却用海水取水路（南側）地震応答解析モデル

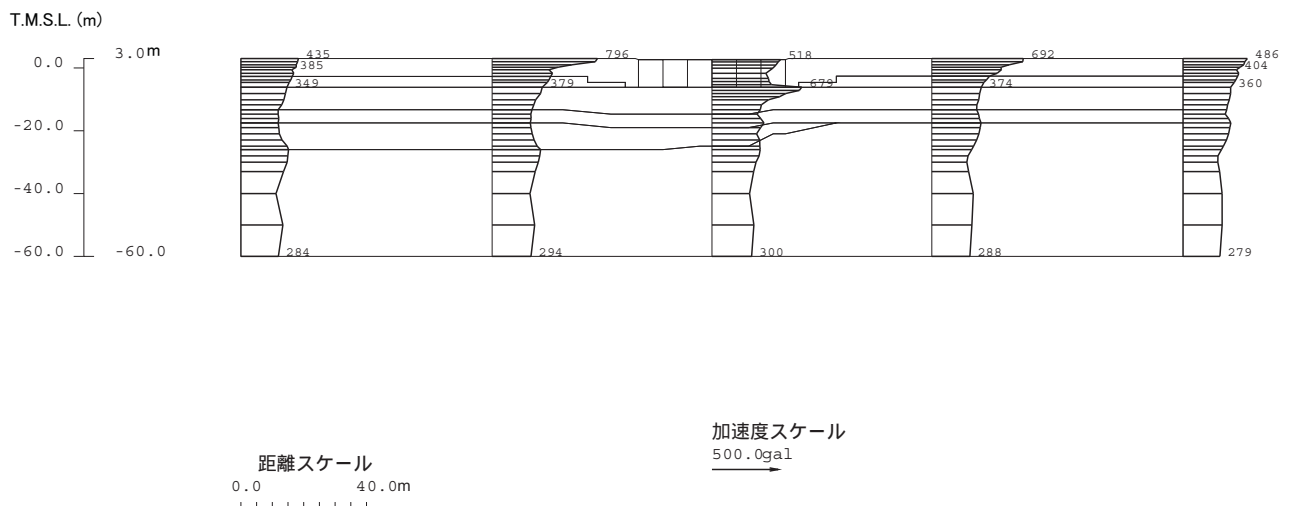


参図-15.2 補機冷却用海水取水路（北側）地震応答解析モデル

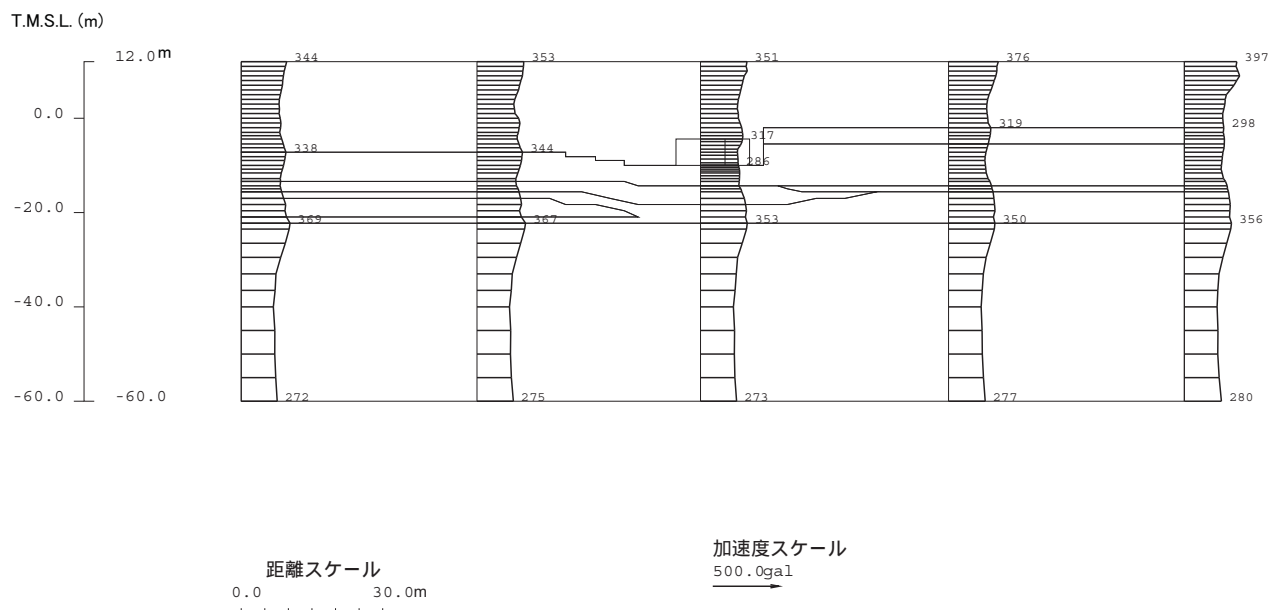
(3) 地震応答解析結果

地震応答解析から求められる最大加速度分布図を参図-15.3～参図-15.6に示す。

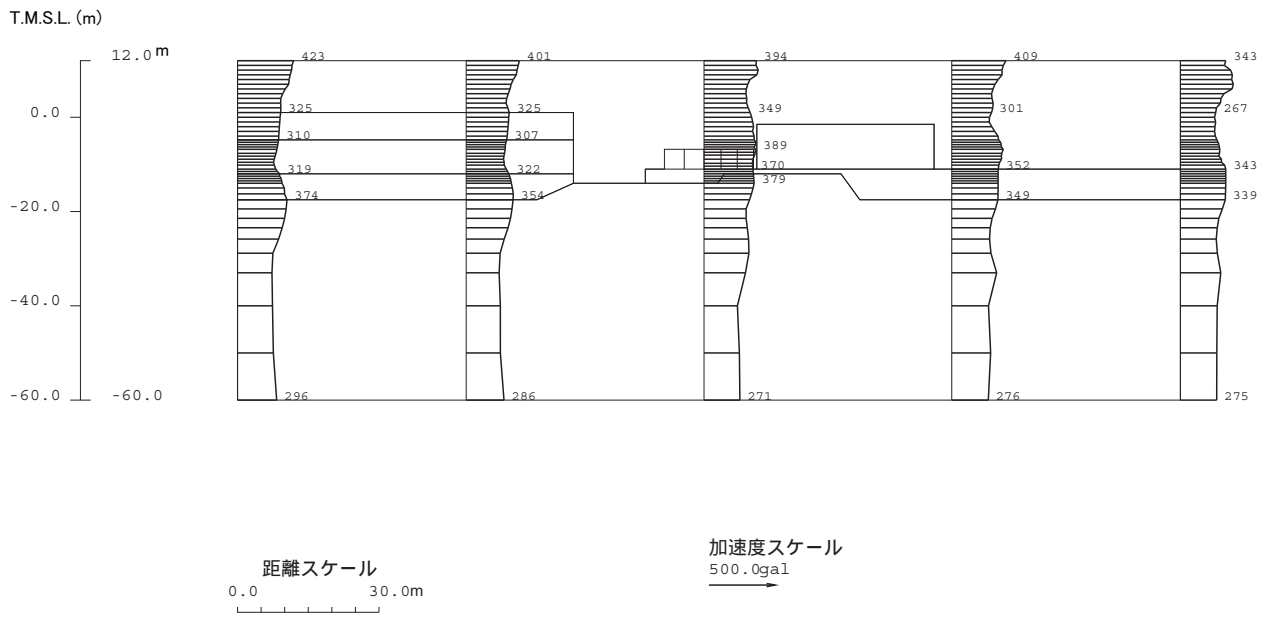
また、構造物頂底版間の最大相対変位および発生時刻を参表-15.2に、最大相対変位発生時刻の変形図および加速度分布図をそれぞれ参図-15.7～参図-15.10、参図-15.11～参図-15.14に示す。



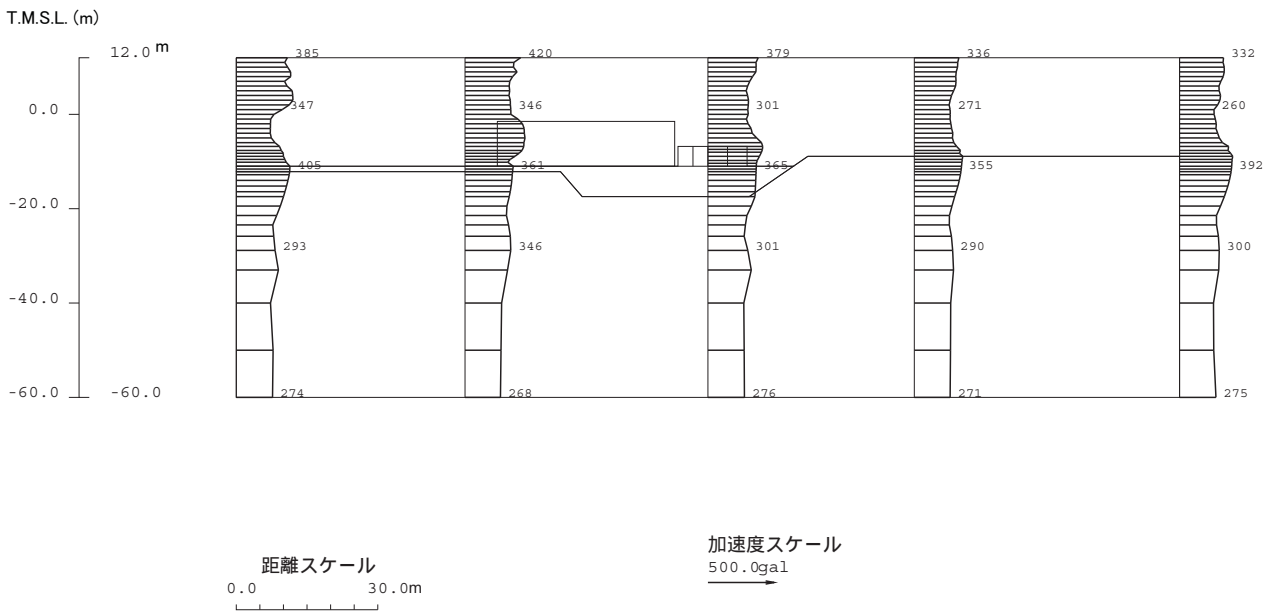
参図-15.3 スクリーン室最大加速度分布図



参図-15.4 取水路最大加速度分布図



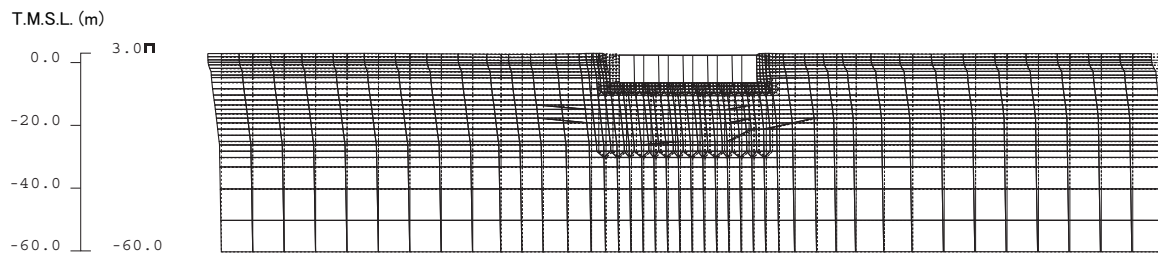
参図-15.5 補機冷却用海水取水路（南側）最大加速度分布図



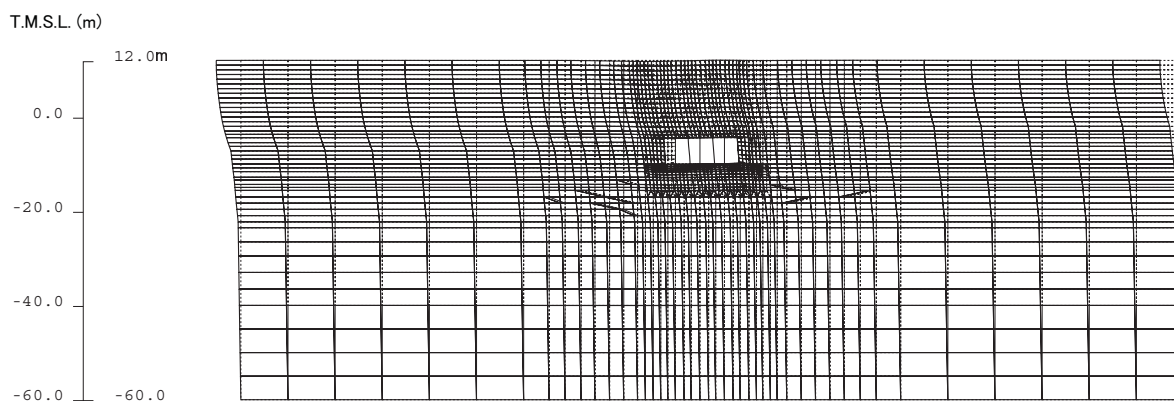
参図-15.6 補機冷却用海水取水路（北側）最大加速度分布図

参表-15.2 頂底板間の最大相対変位

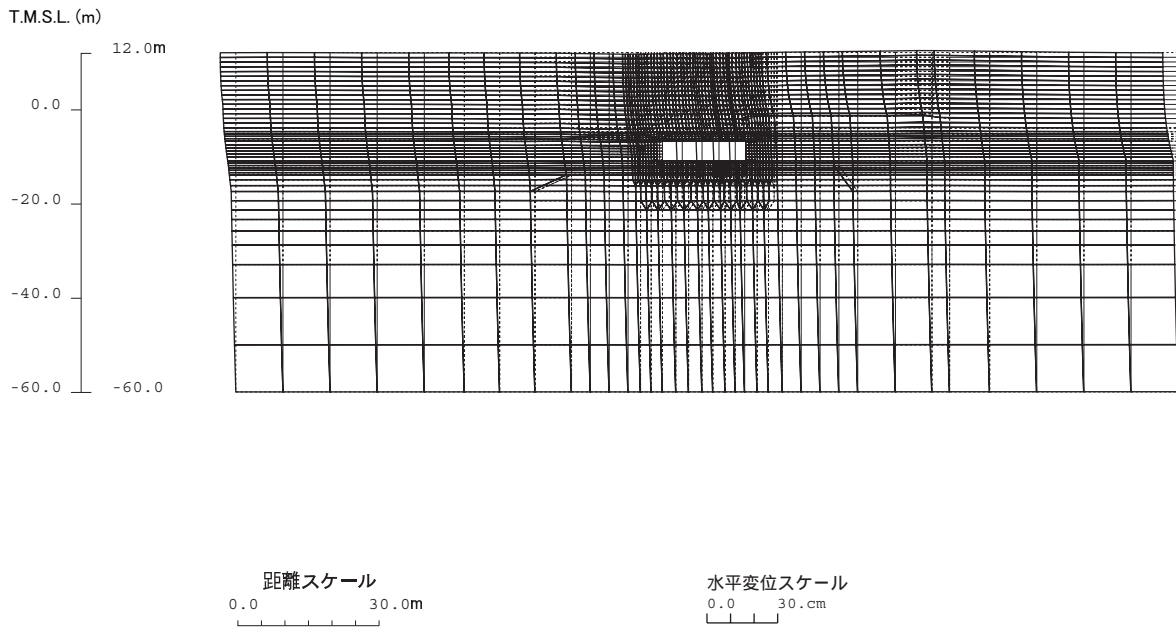
	最大相対変位 (mm)	時刻 (秒)
スクリーン室	2.5	11.38
取水路	9.4	8.21
補機冷却用海水 取水路 (南側)	2.3	8.06
補機冷却用海水 取水路 (北側)	2.2	8.15



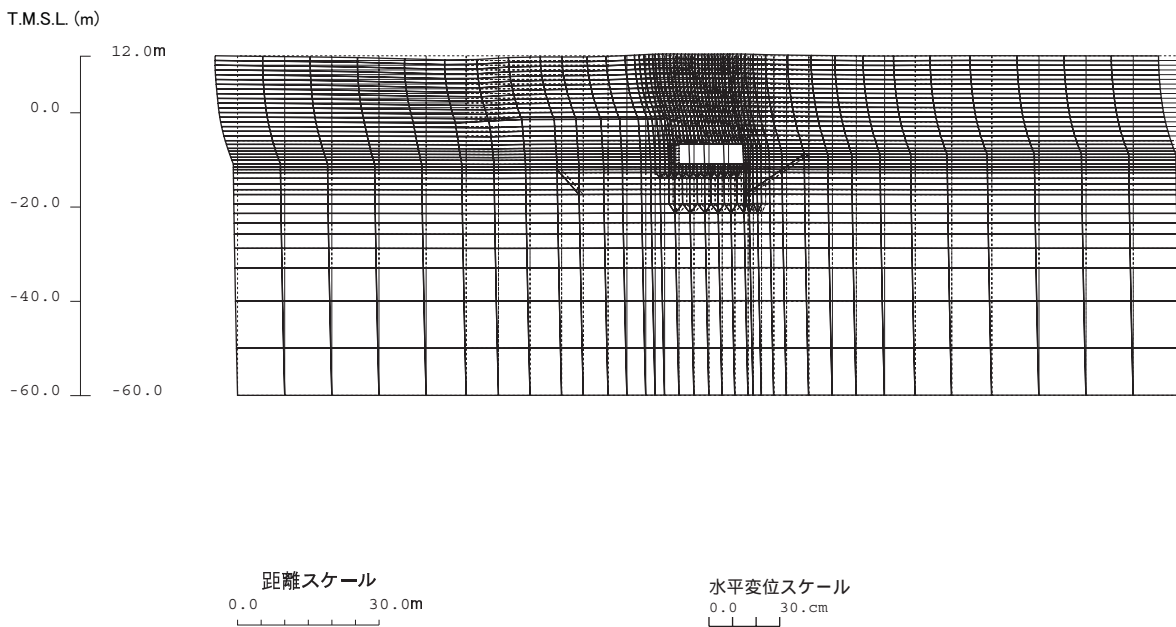
参図-15.7 スクリーン室変形図 (11.38 秒)



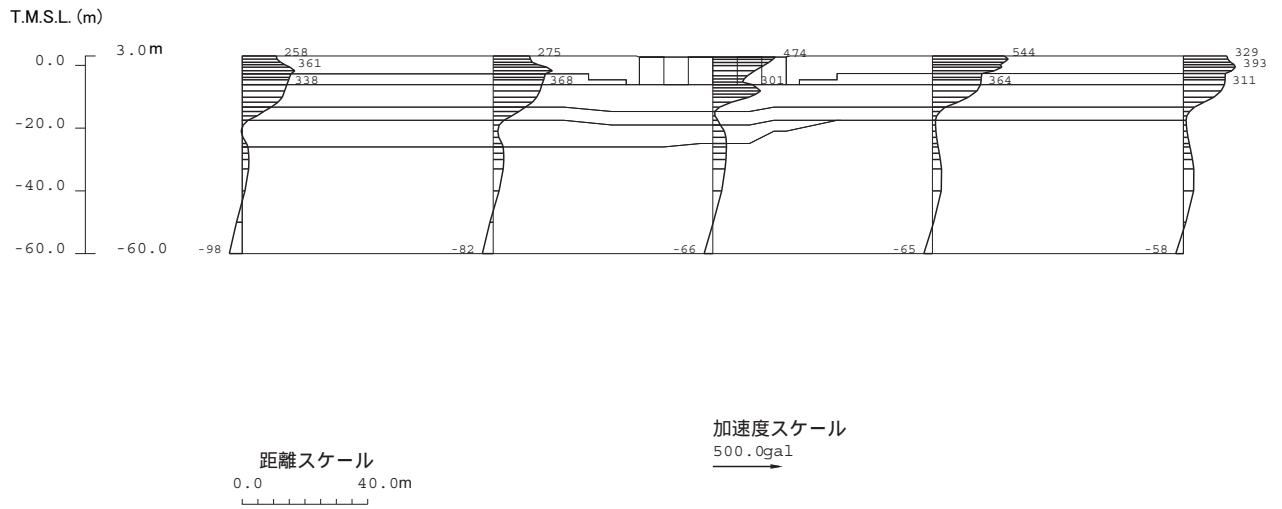
参図-15.8 取水路変形図 (8.21 秒)



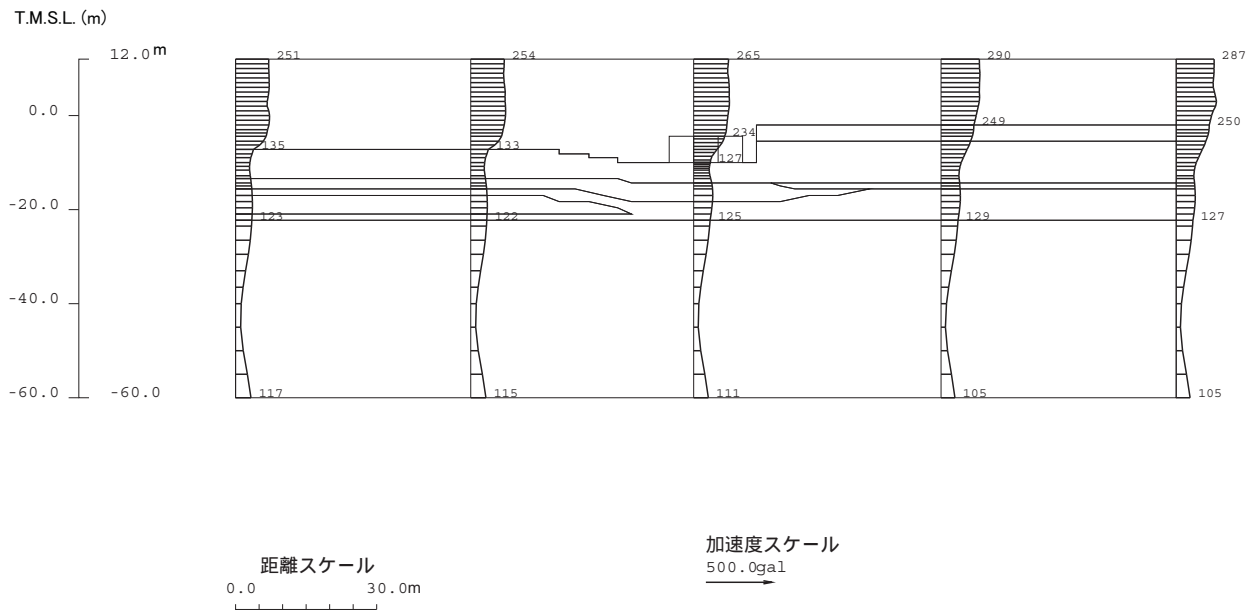
参図-15.9 補機冷却用海水取水路（南側）変形図（8.06秒）



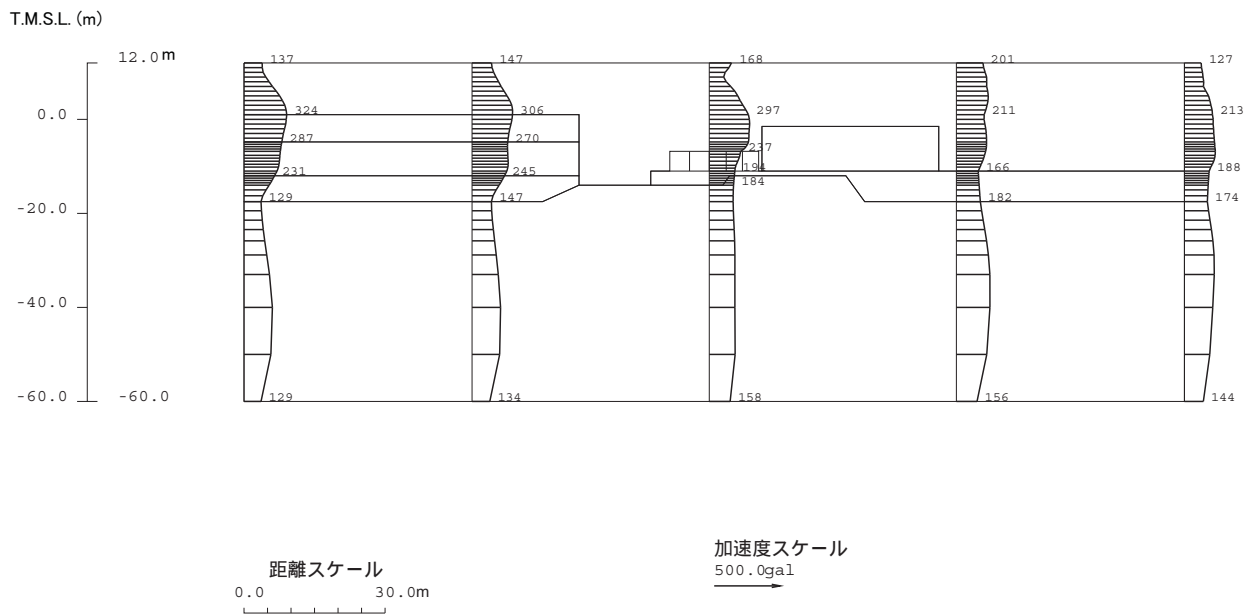
参図-15.10 補機冷却用海水取水路（北側）変形図（8.15秒）



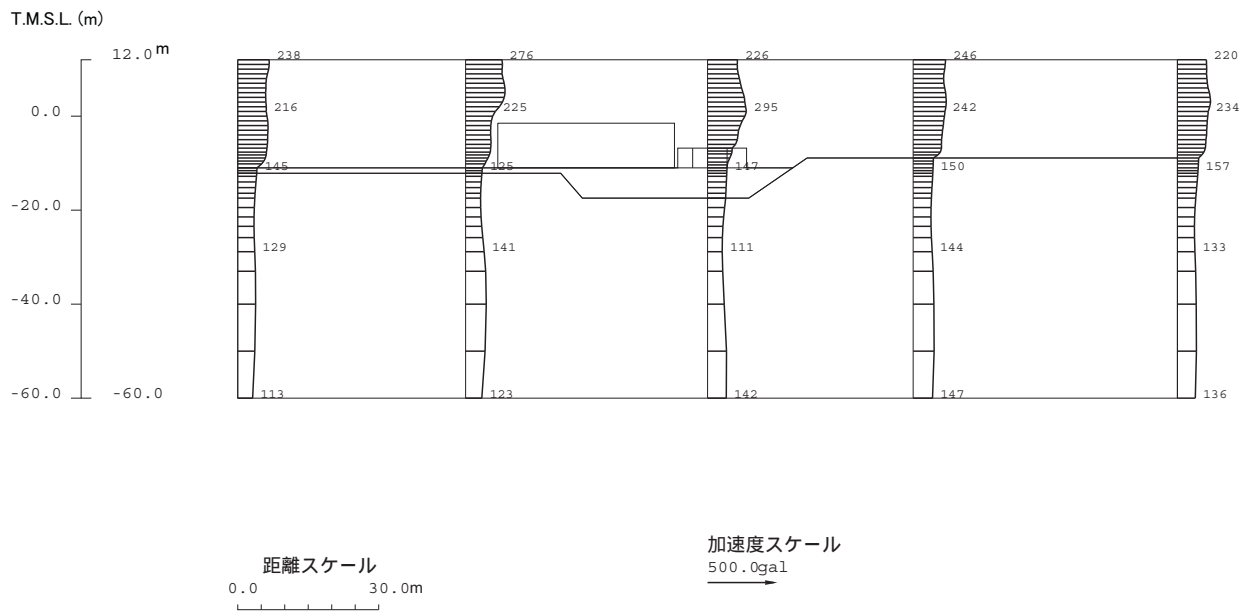
参図-15.11 スクリーン室加速度分布図 (11.38 秒)



参図-15.12 取水路加速度分布図 (8.21 秒)

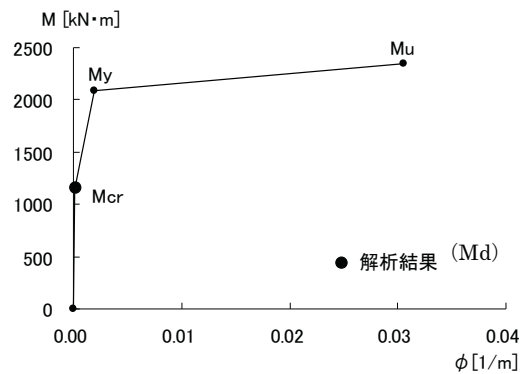
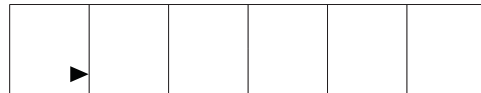


参図-15.13 補機冷却用海水取水路（南側）加速度分布図（8.06秒）



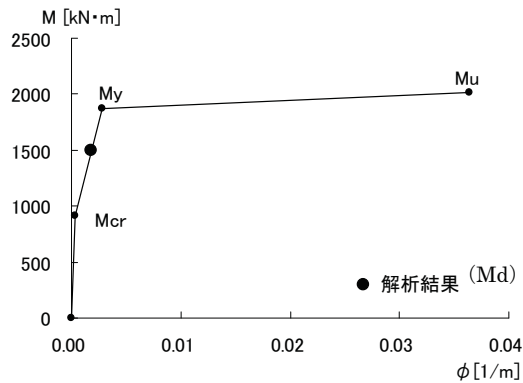
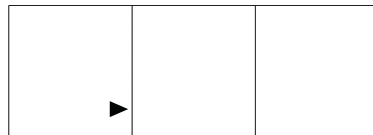
参図-15.14 補機冷却用海水取水路（北側）加速度分布図（8.15秒）

参図-15.15～参図-15.18 に、スクリーン室、取水路、補機冷却用海水取水路（南側）および補機冷却用海水取水路（北側）の各断面において、発生曲げモーメント M_d と降伏曲げモーメント M_y の比 M_d/M_y が最も大きい部位の $M-\phi$ スケルトン上に最大応答値をプロットした結果を示す。なお、図中の M_{cr} はひび割れ発生曲げモーメント、 M_u は最大曲げモーメントを表わしている。



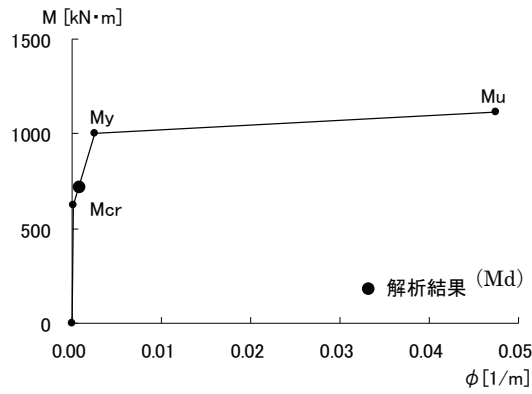
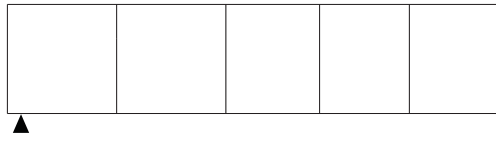
隔壁
 $M_d/M_y=0.55$

参図-15.15 スクリーン室 $M-\phi$ スケルトン



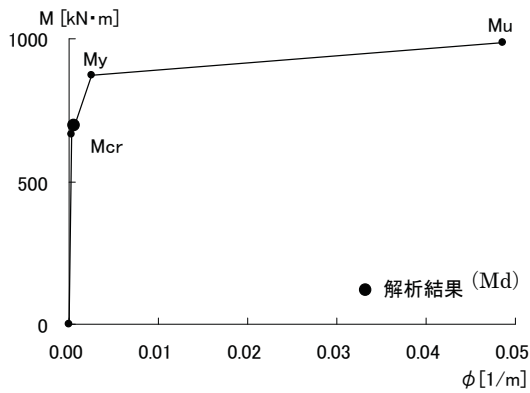
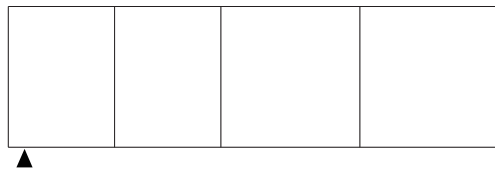
隔壁
 $M_d/M_y=0.80$

参図-15.16 取水路 $M-\phi$ スケルトン



底版
 $M_d/M_y=0.72$

参図-15.17 補機冷却用海水取水路（南側）M- ϕ スケルトン



底版
 $M_d/M_y=0.80$

参図-15.18 補機冷却用海水取水路（北側）M- ϕ スケルトン

(4) 耐震健全性評価結果

層間変形角による照査結果を参表-15.3 に、また、せん断力による照査結果を参表-15.4 に示す。層間変形角による照査の結果、評価位置において照査用層間変形角が限界層間変形角を下回ることを、また、せん断力による照査の結果、評価位置において照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

以上より、曲げ、せん断とも評価基準を満足するとともに裕度を有していることから、耐震健全性は確保されているものと評価した。

参表-15.3 層間変形角による照査結果

	評価位置	照査用層間変形角 R_d	限界層間変形角 R_u	R_d/R_u
スクリーン室	頂版 ～底版	0.0278/100	1/100	0.028
取水路	頂版 ～底版	0.168/100	1/100	0.17
補機冷却用海水 取水路（南側）	頂版 ～底版	0.0555/100	1/100	0.055
補機冷却用海水 取水路（北側）	頂版 ～底版	0.0533/100	1/100	0.053

参表-15.4 せん断力による照査結果

	評価位置	照査用せん断力 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd}^{*1} (kN)	V_d/V_{yd}
スクリーン室	頂版	171	624	0.27
	底版	317	1894	0.17
	側壁	206	1605	0.13
	隔壁	375	1579	0.24
取水路	頂版	806	3522	0.23
	底版	880	3665	0.24
	側壁	574	1881	0.31
	隔壁	824	1266	0.65
補機冷却用海水 取水路（南側）	頂版	743	3212	0.23
	底版	659	2928	0.23
	側壁	483	1955	0.25
	隔壁	631	1097	0.58
補機冷却用海水 取水路（北側）	頂版	717	5035	0.14
	底版	703	5114	0.14
	側壁	528	1664	0.32
	隔壁	568	1047	0.54

※1 等価せん断スパン比を用いた方法による。

参考資料 16 7号機非常用取水路の曲げひび割れに関する検討

(1) 検討の目的

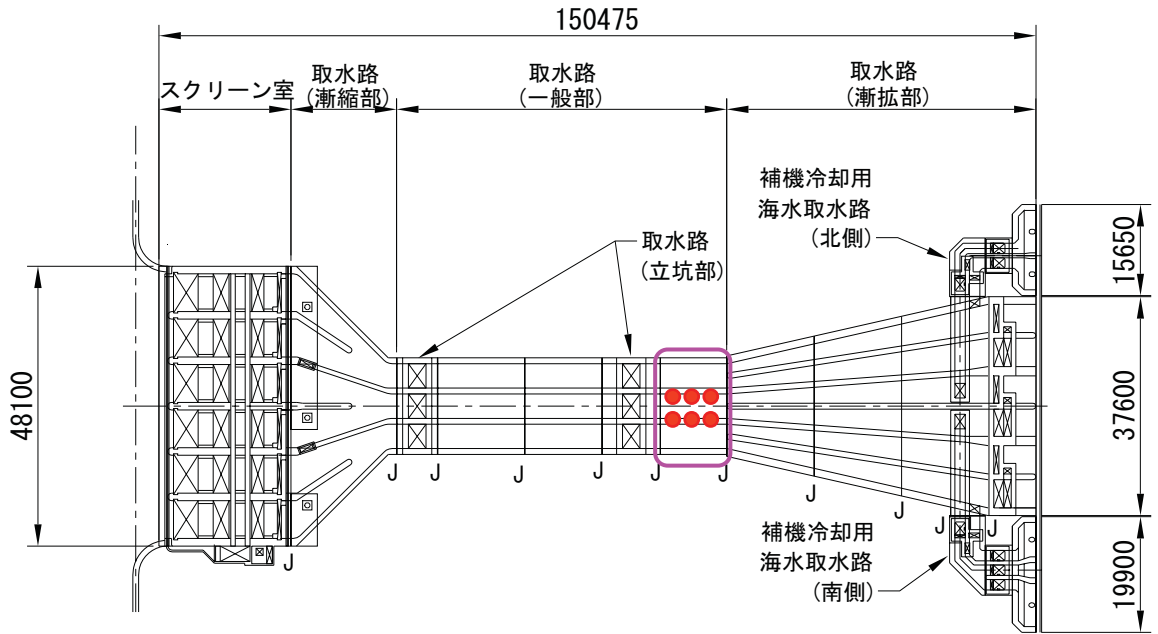
7号機非常用取水路について、構造物のより現実的な挙動を説明するために、コンクリートおよび鉄筋の実強度を考慮した地震応答解析を実施したところ、取水路（一般部）においては、隔壁に作用する曲げモーメントの最大値 M_d は、降伏曲げモーメント M_y を下回るものの、ひび割れ発生曲げモーメント M_{cr} を上回るという結果が得られた（参考資料 15 参照）。一方、目視点検の結果、曲げひび割れと考えられる損傷は認められず、解析結果と一致しない。

そこで、7号機取水路（一般部）を対象に、曲げひび割れ発生の可能性について、点検と地震応答解析の両面から、さらに詳細な検討を行った。

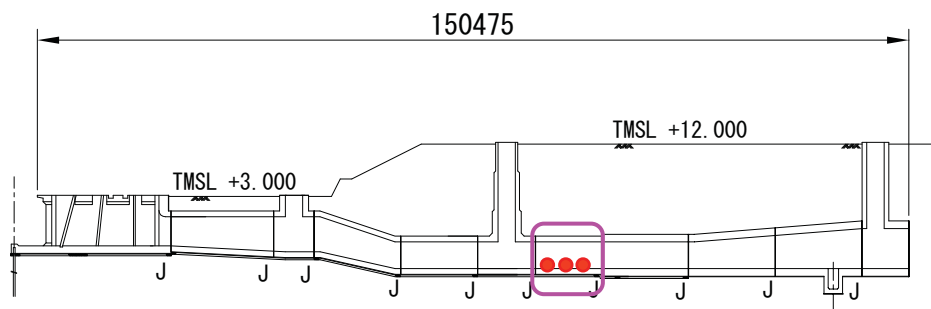
(2) ひび割れ詳細点検

7号機取水路（一般部）の隔壁下部を対象に、曲げひび割れ発生の有無を直接確認するためにひび割れ詳細点検を実施した。詳細点検の実施位置を参図-16.1 に示す。

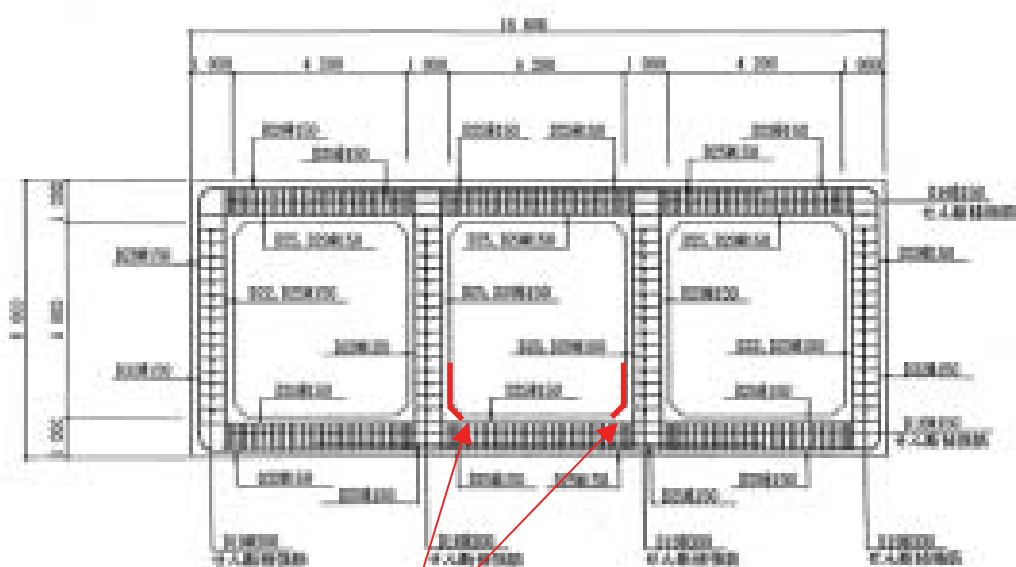
平面図



縦断面図



断面図



詳細点検範囲

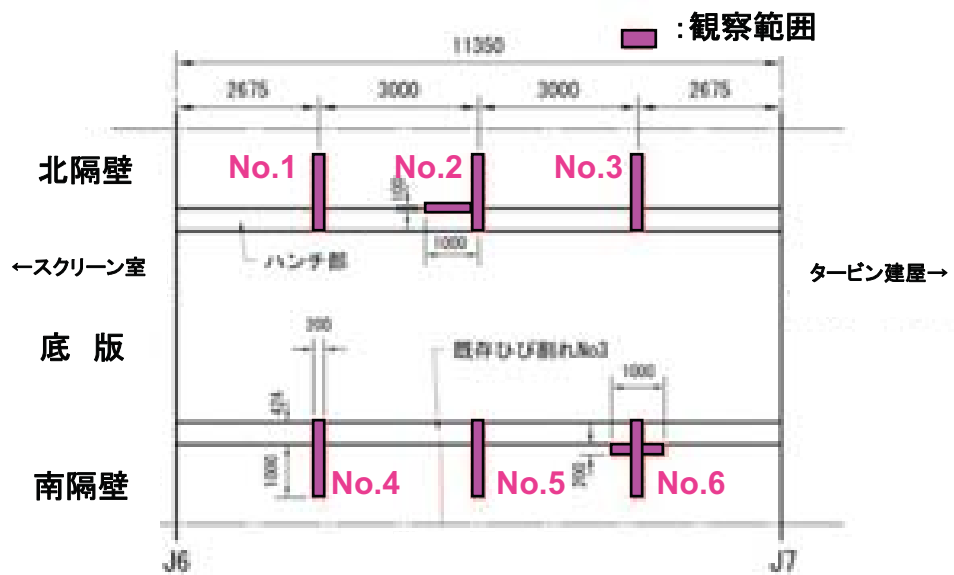
(隔壁下ハンチ全斜長とその直上の高さ1m区間)

参図-16.1 詳細点検実施位置図

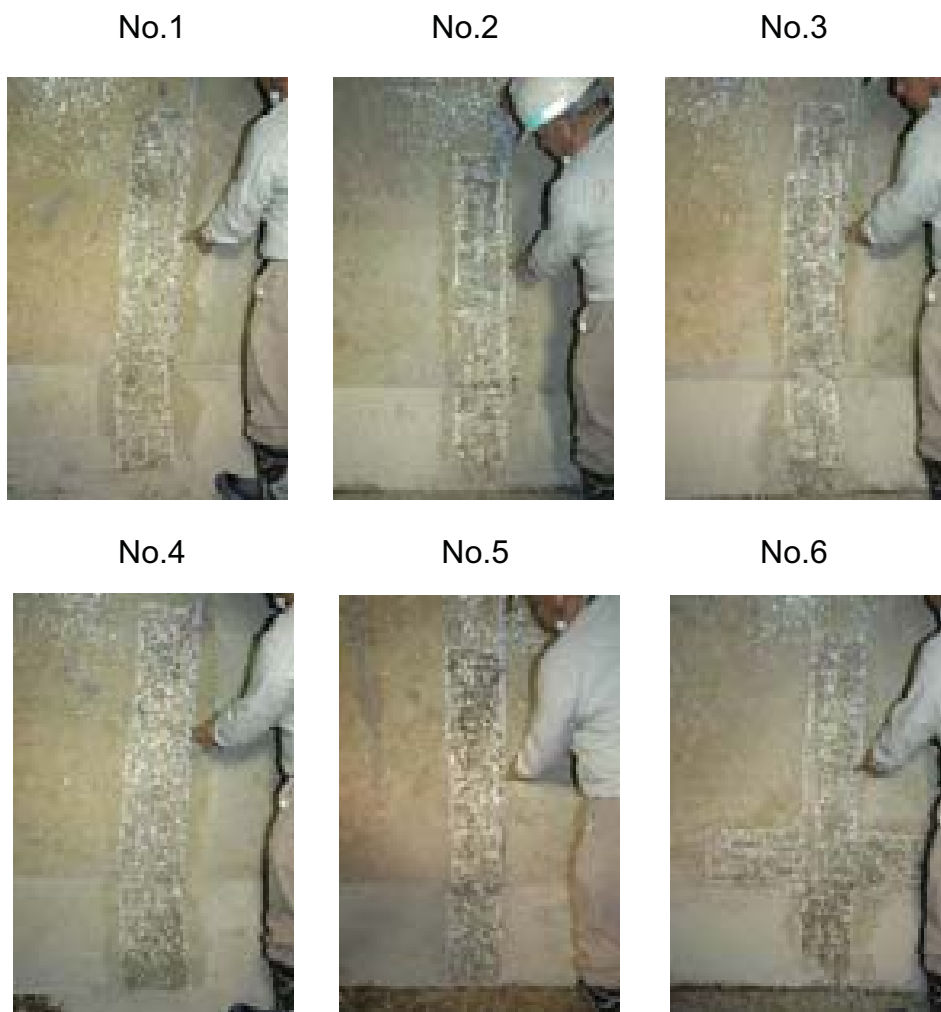
取水路内部は、貝の付着による流下性能低下の防止を目的として、防汚塗装（表層：シリコン系、下地：エポキシ系）が施されており、塗膜下に微細なひび割れが発生しているものの塗装表面上の目視点検では確認できない可能性もある。

そこで、ひび割れ詳細点検においては、防汚塗装の塗膜を除去しコンクリート表面を露出させ、揮発性溶剤（アセトン）を噴霧しながら、拡大鏡を利用してひび割れの有無、連続性を詳細に目視観察した。揮発性溶剤を噴霧するのは、ひび割れ近傍に散布された溶剤の揮発速度の違いを利用して、ひび割れを見つけやすくするためである。

ひび割れ観察範囲と、各箇所における点検状況を、それぞれ参図-16.2 および参写真-16.1 に示す。詳細点検の実施範囲において、連続性のある水平方向のひび割れは認められなかった。



参図-16.2 ひび割れ観察範囲（ひび割れ展開図に加筆）

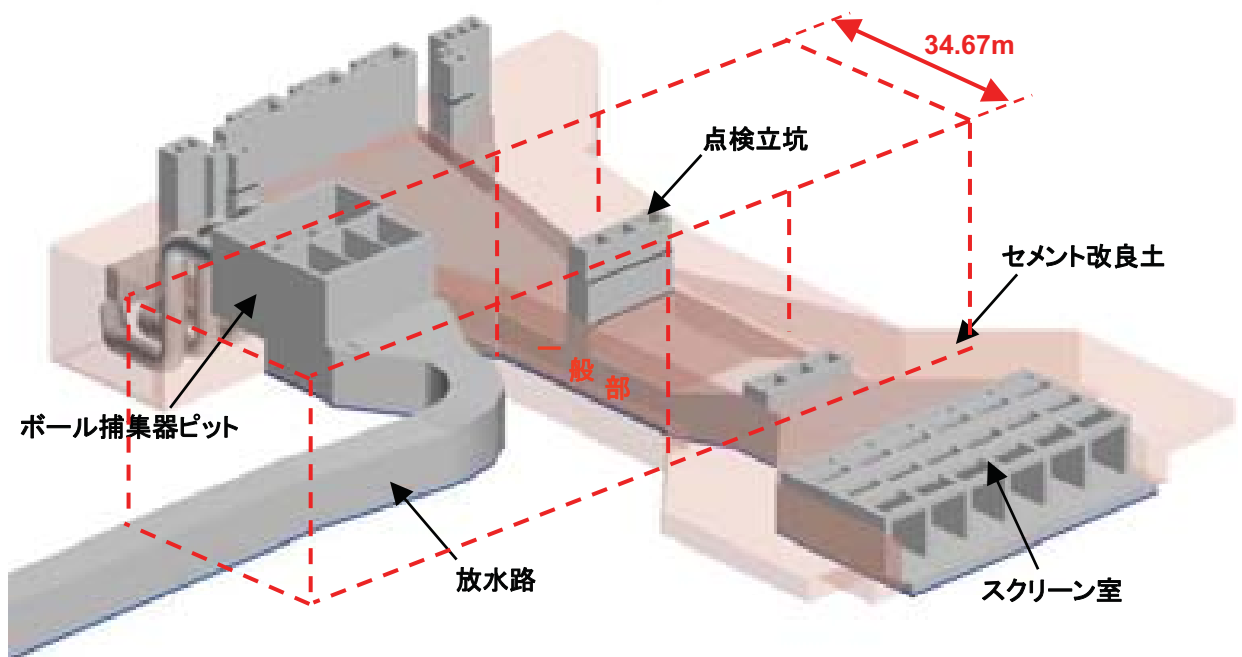


参写真-16.1 各箇所における点検状況

(3) 地震応答解析による検討

地震応答解析による最大曲げモーメント M_d が、ひび割れ発生曲げモーメント M_{cr} を上回る理由として、地震応答解析における保守的な条件設定の結果、応答値が過大評価されている可能性がある。

参図-16.3 に、7号機非常用取水路周辺の地中構造物の鳥瞰図を示す。評価対象断面（取水路（一般部））の周囲は、埋戻しの施工を確実に実施することを目的として、セメント改良土で埋め戻されている。また、周辺には取水路点検立坑、ボール捕集器ピット、放水路などの設備があるため、これら近接設備が地震時の地盤変位を抑制していると考えられることから、その効果を反映した地震応答解析を実施し、ひび割れ幅を推定した。

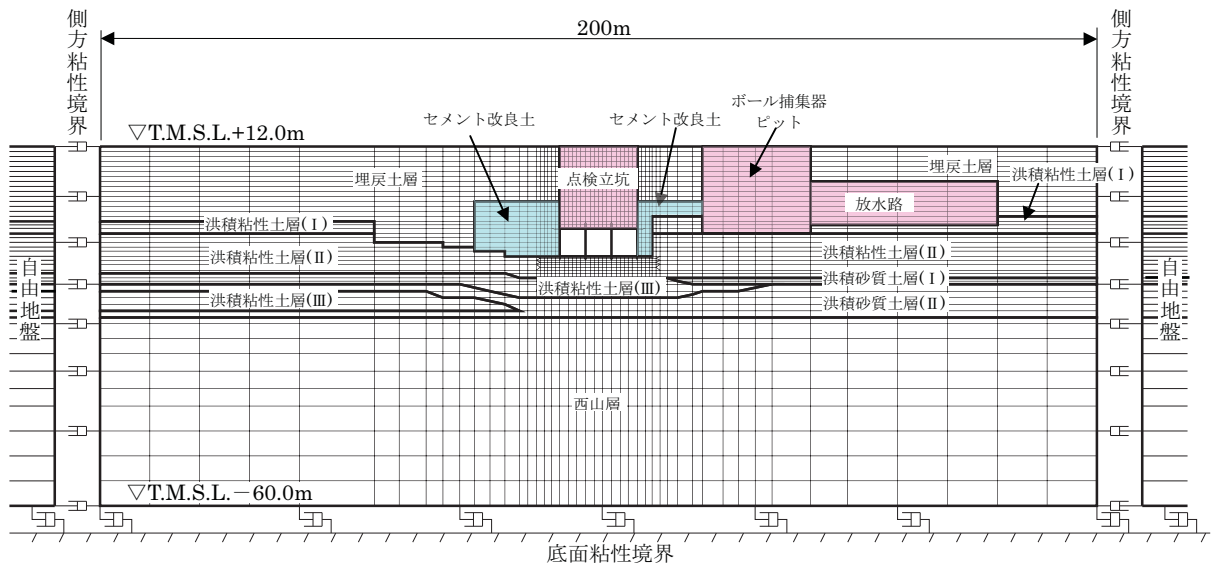


参図-16.3 7号機非常用取水路周辺の地中構造物の鳥瞰図

詳細解析の手順は次のとおりである。

- ①取水路（一般部）の奥行き 34.67m を解析対象領域として、地盤－構造物連成モデルを用いて部材非線形解析を実施し、取水路に作用する総水平荷重を求める。その際、解析対象領域周辺にある近接設備の面内壁を単位奥行きあたりの等価剛性として地盤要素に付加する。
- ②部材非線形解析により求めた水平荷重を頂版に載荷して構造物単体モデルの材料非線形解析を実施し、要素平均ひずみから最大ひび割れ幅と残留ひび割れ幅を求める。

部材非線形解析に用いる地盤－構造物連成モデルを参図-16.4 に、同解析における近接設備の等価せん断弾性係数を参表-16.1 に、また、材料非線形解析に用いる構造物単体モデルおよび荷重載荷方法を参図-16.5 に示す。

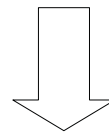
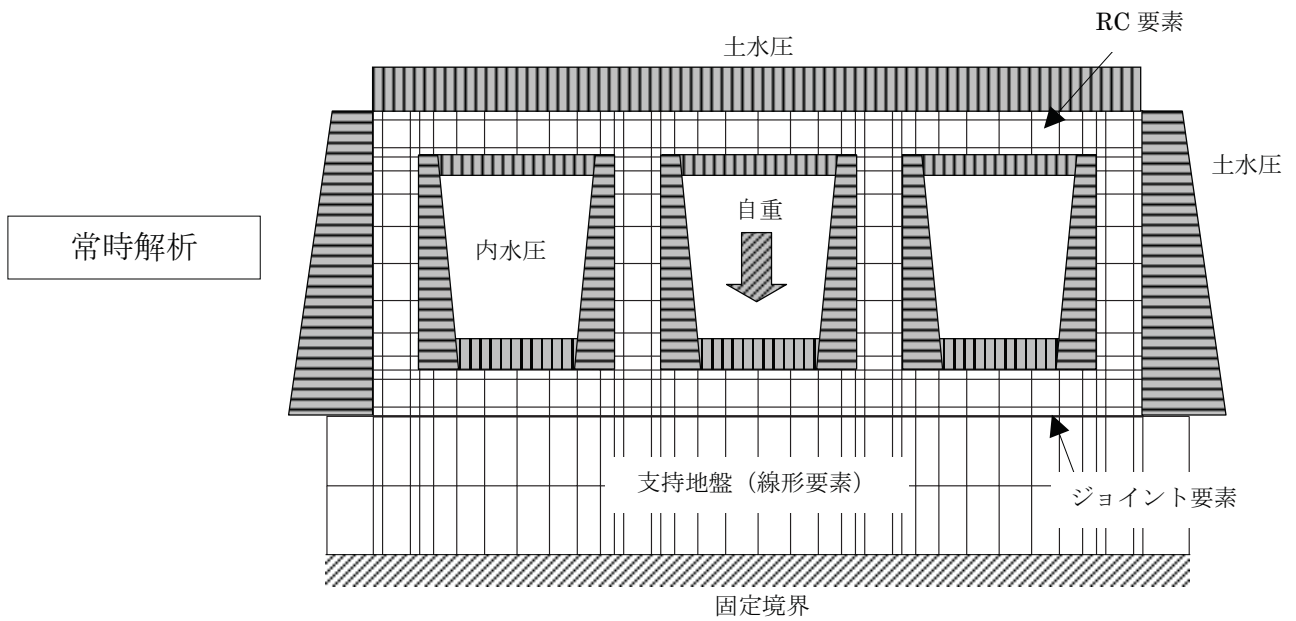


地下水位：T.M.S.L.+1.0m

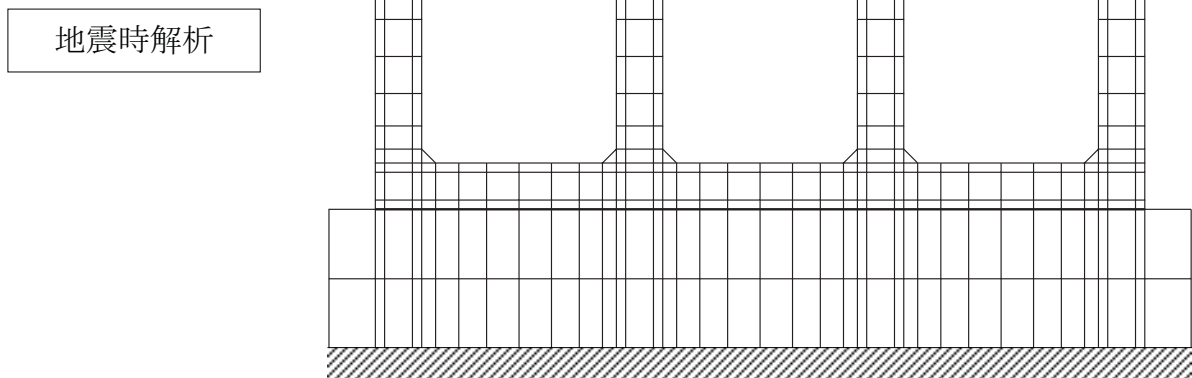
参図-16.4 部材非線形解析に用いる地盤－構造物連成モデル

参表-16.1 部材非線形解析における近接設備の等価せん断弾性係数

	等価せん断弾性係数 G (kN/m ²)
点検立坑	$3.10 \times 10^5 \sim 7.75 \times 10^5$
ボール捕集器ピット	1.74×10^6
放水路	6.98×10^5

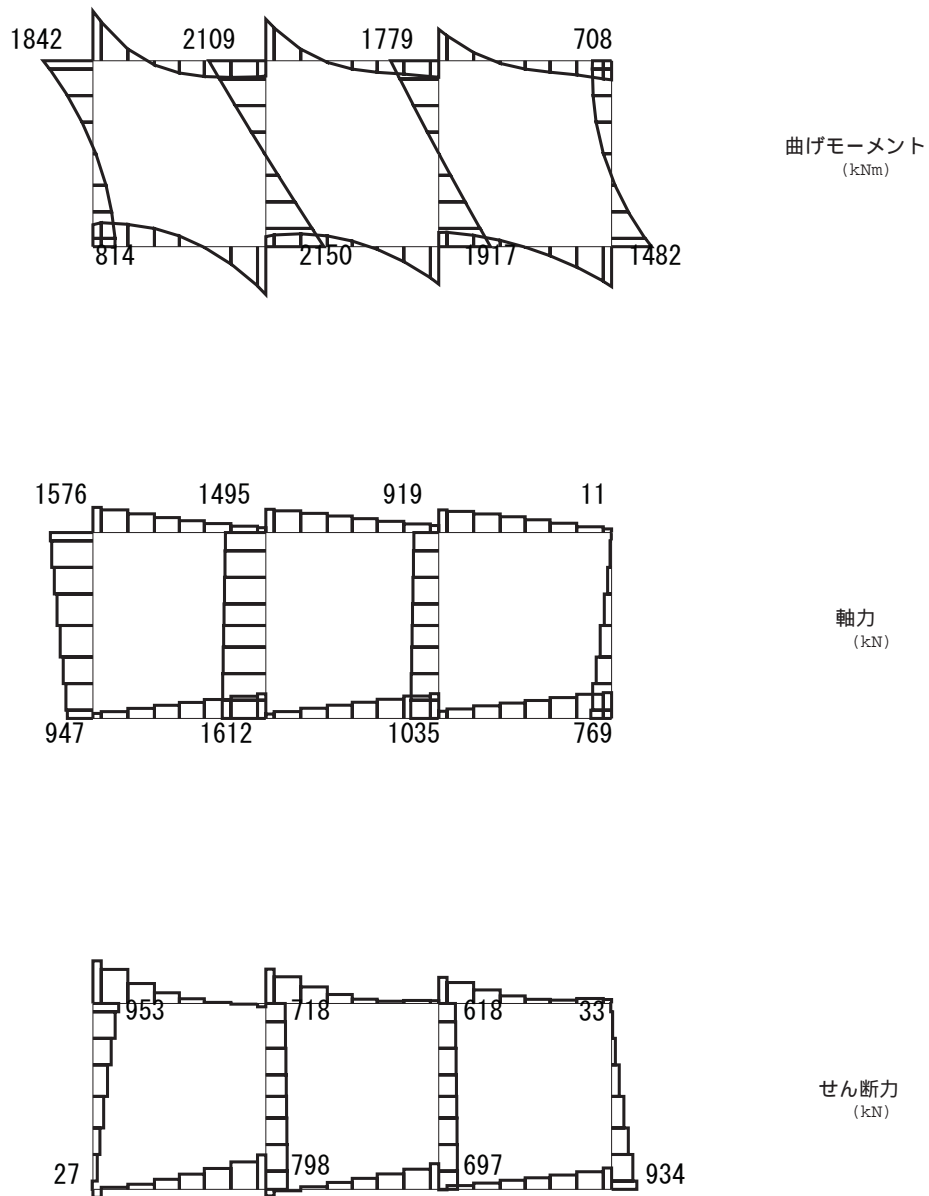


部材非線形解析により得られる
総水平荷重を頂版に載荷

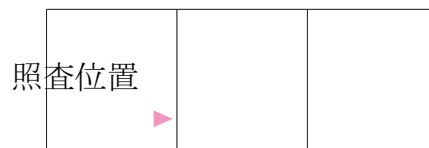
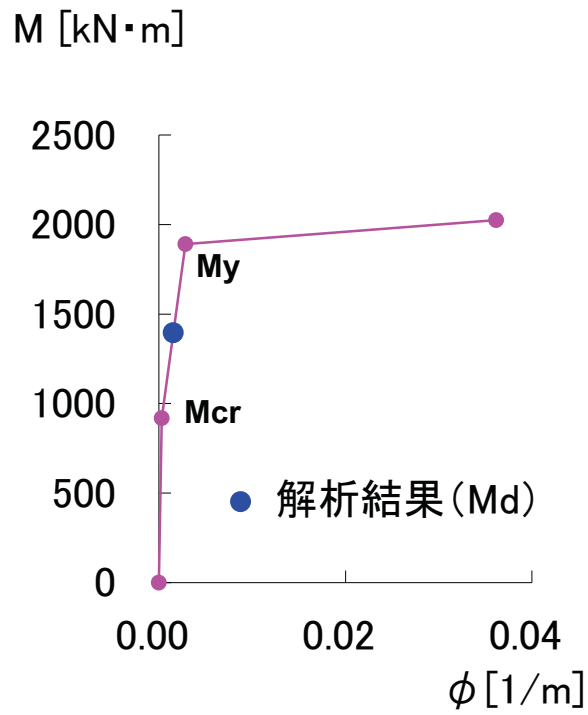


参図-16.5 材料非線形解析に用いる構造物単体モデル

地盤－構造物連成モデルの部材非線形解析による頂底板間相対変位最大時刻の断面力図を参図-16.6に、隔壁下部におけるM-φスケルトン上に最大応答値を示した図を参図-16.7に示す。近接設備による地盤変位抑制効果を反映した解析によっても、隔壁に作用する曲げモーメントの最大値Mdはひび割れ発生曲げモーメントMcrを上回る。



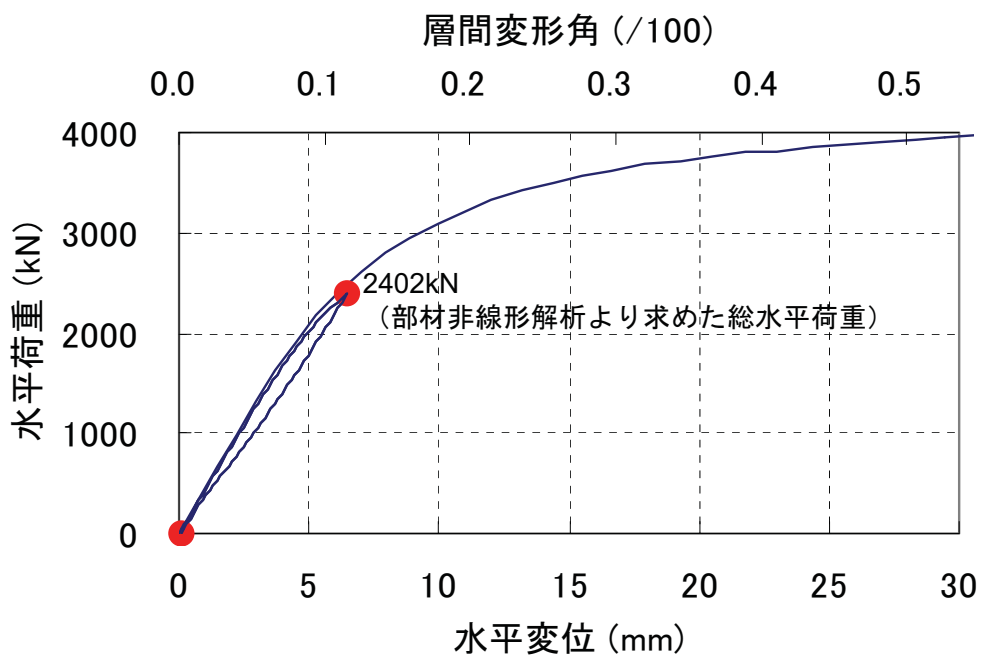
参図-16.6 断面力図 (頂底板間相対変位最大時刻)



参図-16.7 隔壁下部の M-ϕ スケルトンと最大応答値

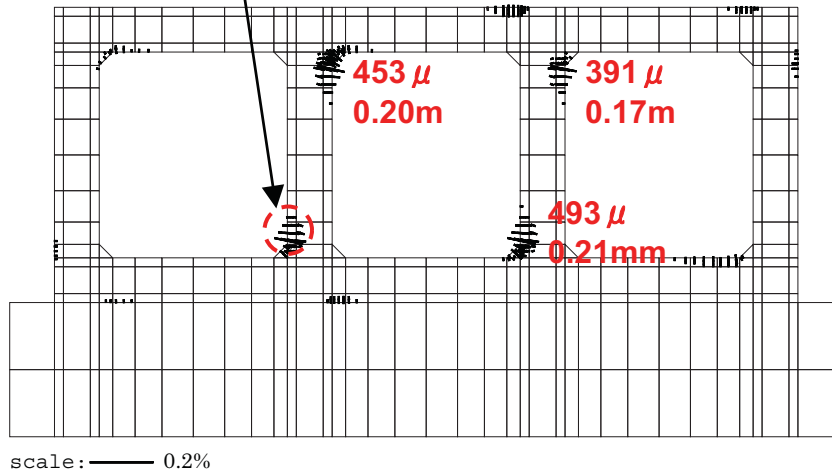
構造物単体モデルの材料非線形解析においては、常時荷重を載荷した後、部材非線形解析により求めた総水平荷重 2402kN（鉛直部材のせん断力の総和）を構造物単体モデルの頂版各節点に分布させて一方向に漸増載荷し、最大荷重に達してから除荷した。荷重－変位関係を参図-16.8 に、最大荷重載荷時および除荷後のひび割れ図を参図-16.9 に示す。

最大荷重載荷時には、隔壁上下端に最大 500μ 程度の要素平均ひずみが生じる。コンクリート標準示方書（設計編、土木学会、2007）に示された曲げひび割れ幅算定式に基づきひび割れ幅を求めると、最大 0.2mm 程度となる。一方、除荷後には要素平均ひずみは圧縮となり、引張ひずみは発生しない。これは、取水路（一般部）の土かぶりが約 16m あり、隔壁に高い軸圧縮応力 ($1.5\text{N}/\text{mm}^2$ 程度) が作用しているためである。隔壁下端部の RC 要素の要素平均応力－ひずみ関係を参図-16.10 に示す。除荷後に圧縮ひずみ状態になっていることがわかる。



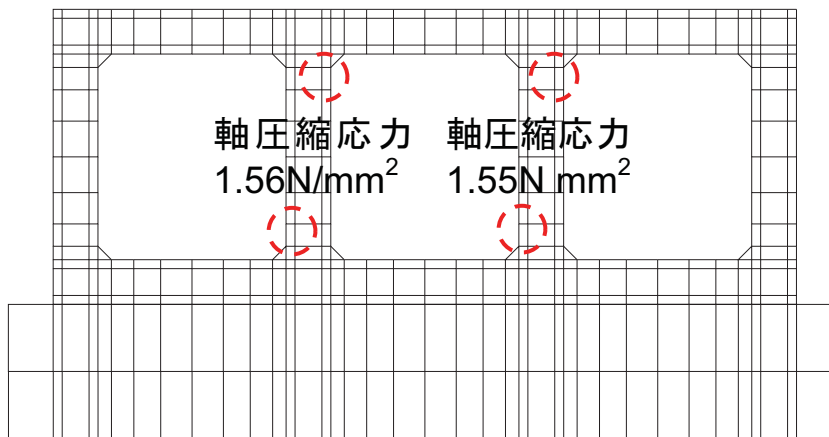
参図-16.8 荷重－変位関係

要素平均ひずみ508 μ
 (最大ひび割れ幅0.22mm)



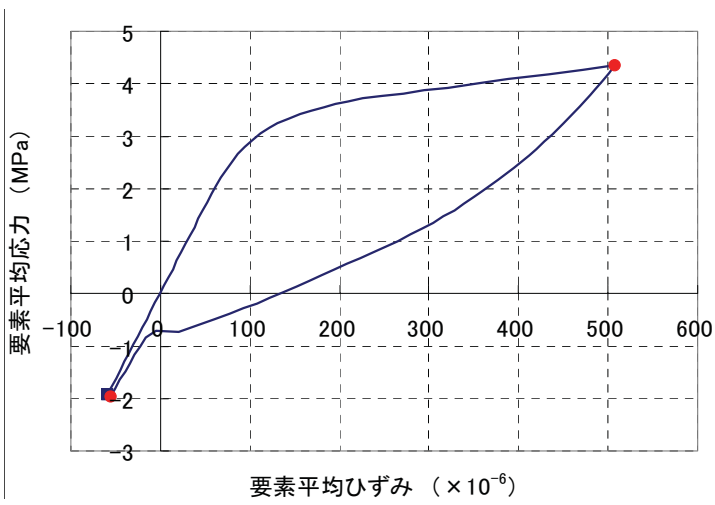
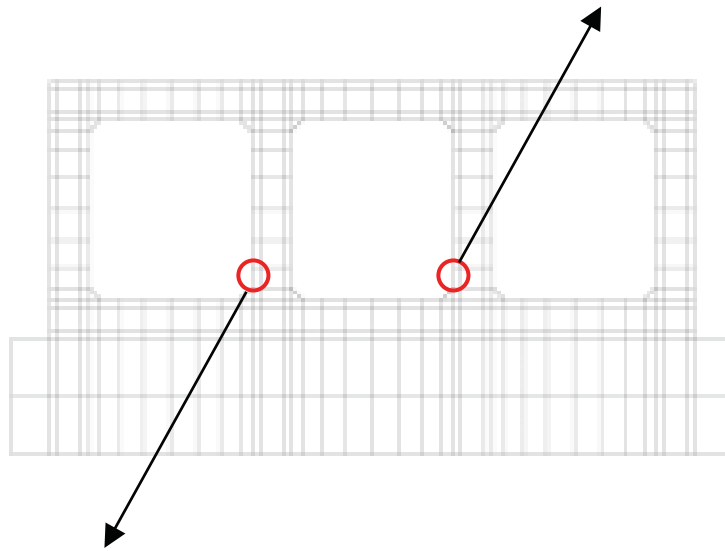
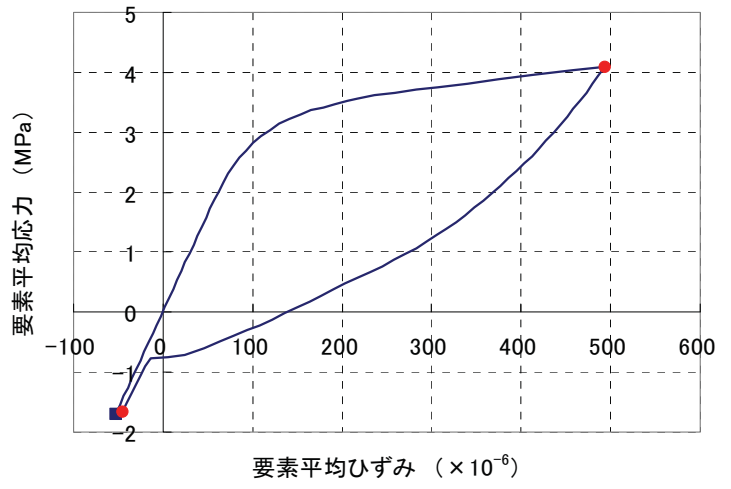
(a) 最大荷重載荷時

残留ひずみは圧縮
 (残留ひび割れなし)



(b) 除荷時

参図-16.9 ひび割れ図



符号
 + : 引張
 - : 圧縮

参図-16.10 応力-ひずみ関係 (要素平均)

(4) まとめ

7号機取水路（一般部）を対象に、曲げひび割れ発生の可能性について、点検と地震応答解析の両面から、さらに詳細な検討を行った。

詳細な目視点検の結果、取水路（一般部）において曲げひび割れは認められない。

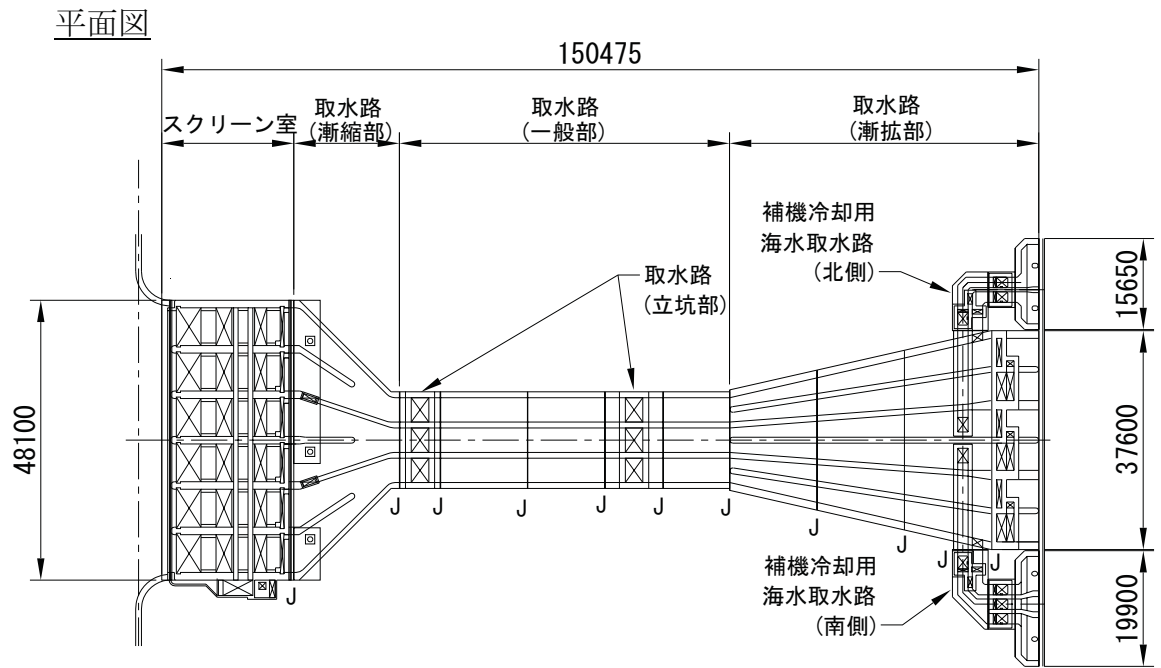
地震応答解析の結果、最大曲げモーメント M_d はひび割れ発生曲げモーメント M_{cr} を上回っており、局所的に幅 0.2mm 程度（瞬間最大値）の曲げひび割れが発生した可能性があるが、最大曲げモーメント M_d は降伏曲げモーメント M_y を下回っており、残留曲げひび割れが認められる程度には至っていないと考えられる。なお、地震に伴うせん断荷重が除荷された後には、全断面圧縮状態に戻ったことから、曲げひび割れは閉じたと考えられる。

参考資料 17 7号機非常用取水路の軸方向の評価

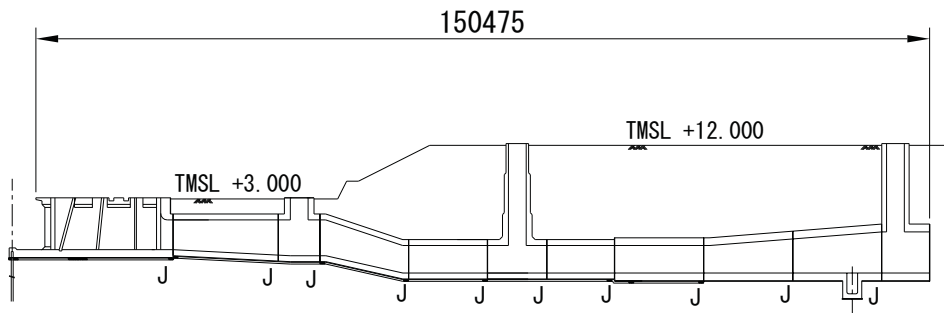
(1) 軸方向におけるブロック分割の考え方

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、7号機非常用取水路は、参図-17.1 に示すようにブロック分割されている。なお、軸方向の長さが比較的長い取水路（一般部）および取水路（漸拡部）については、概ね 15m 以下となるよう分割されている。

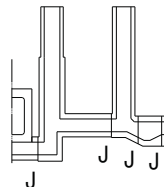
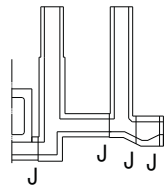


縦断面図



補機冷却用海水取水路 (北側)

補機冷却用海水取水路 (南側)



J: 耐震ジョイント

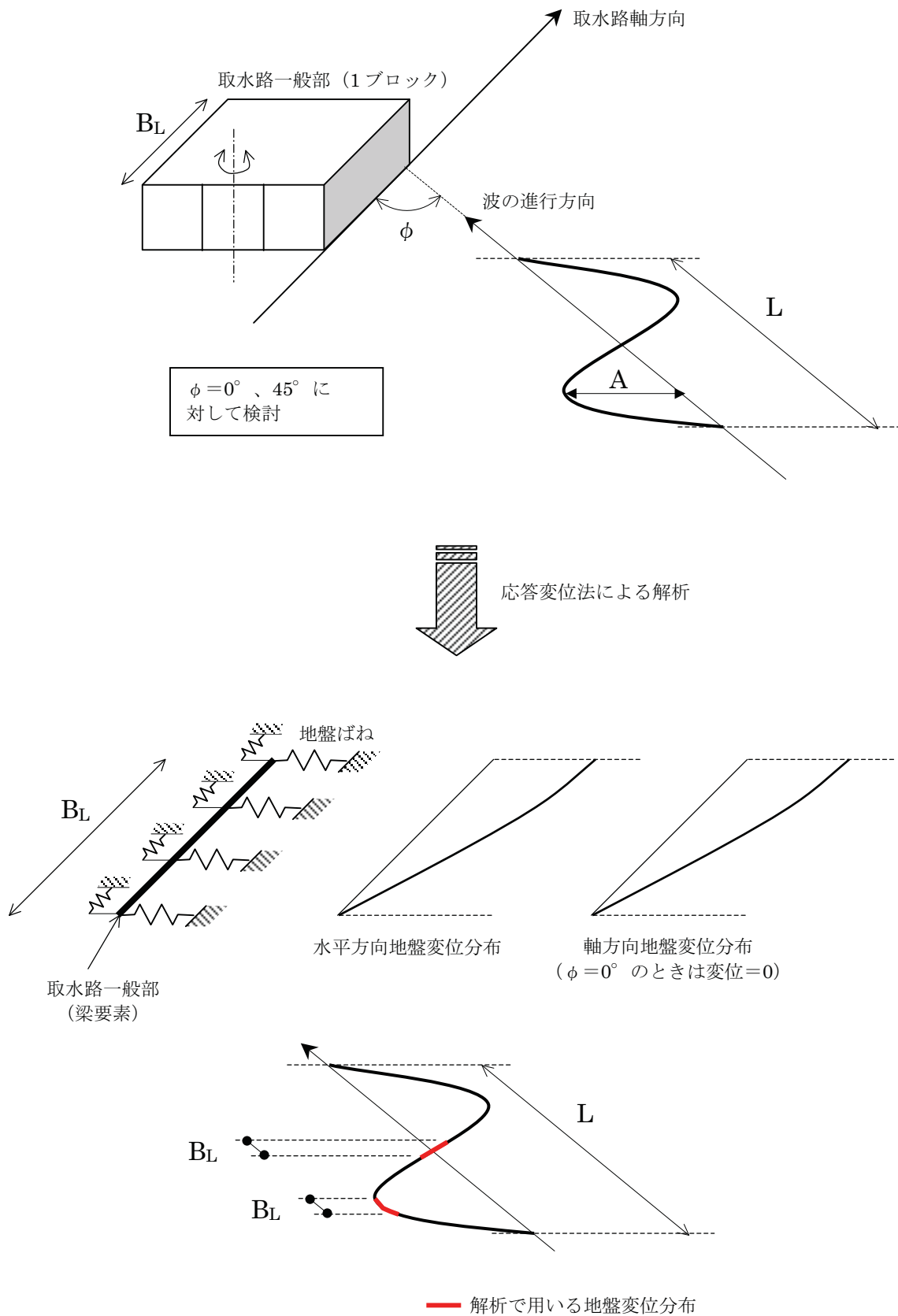
参図-17.1 7号機非常用取水路のブロック分割

(2) 応力度に関する評価

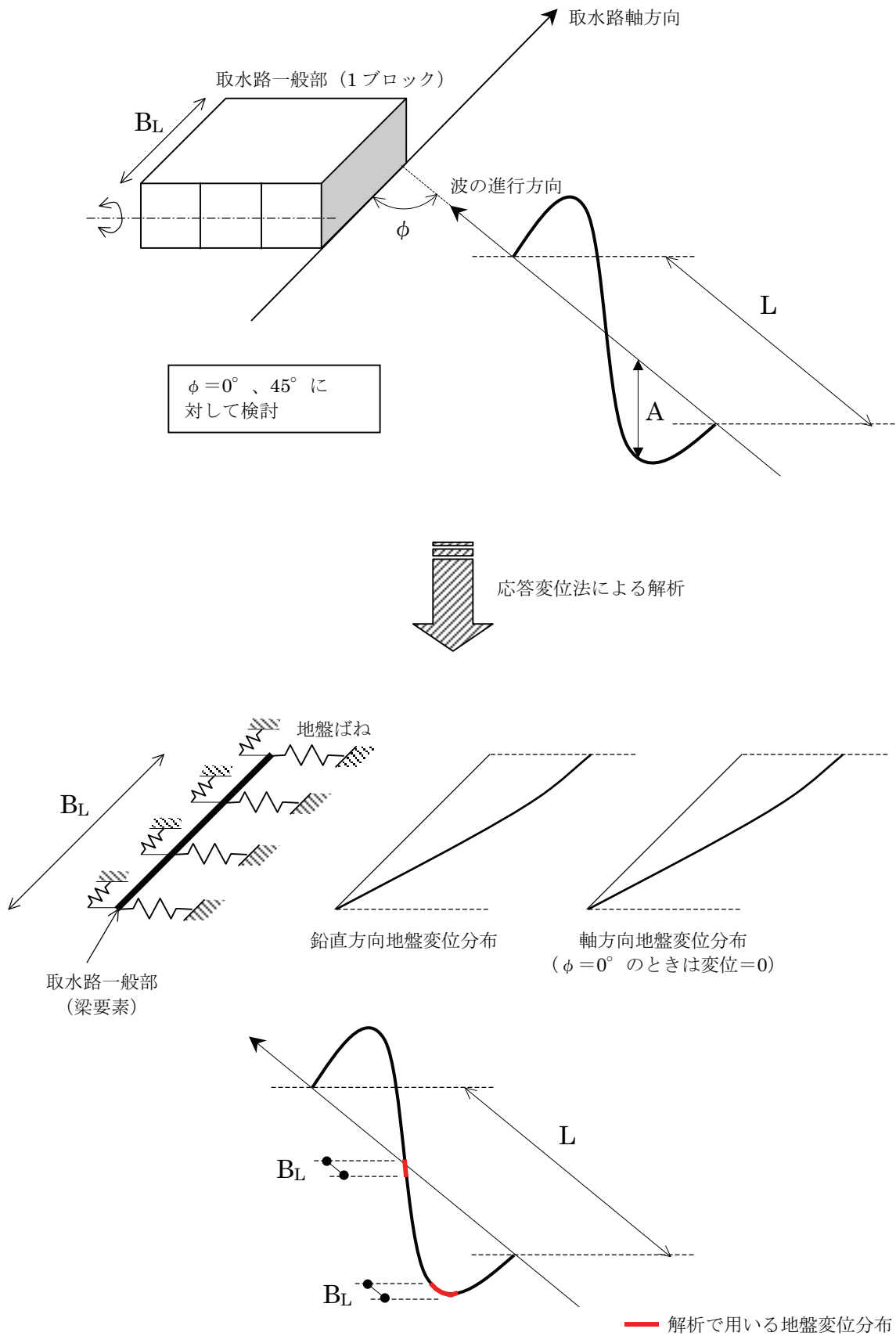
(1)で述べたとおり、軸方向のブロック間には耐震ジョイントが設けられ、軸方向に応力が伝達しない設計となっている。そこで、軸方向の応力度の評価にあたっては、単独のブロックでの解析を行い、そこで得られた断面力に基づいて応力度を評価した。

評価対象としたのは、取水路（一般部）のブロック長=14.955mのブロックである。これは、構造物幅が狭く、かつ、ブロック長が長いほど軸方向の曲げ剛性は低くなり、曲げ応力度の照査がより厳しくなることを考慮したものである。

検討方法の概念は参図-17.2 に示すとおりであり、梁要素と地盤ばねからなる取水路一般部1ブロックの解析モデルに、静的に地盤変位分布（水平方向および鉛直方向）を与えて断面力を算出し、応力度を照査する。

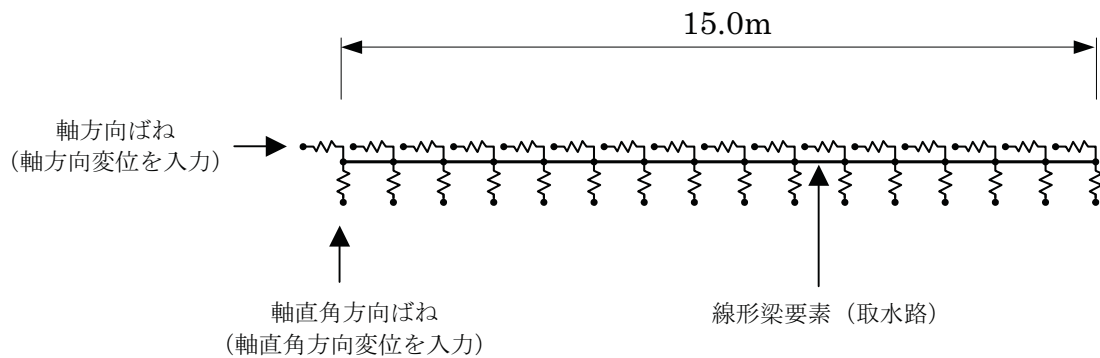


参図-17.2(a) 軸方向の検討方法の概念 (水平方向)



参図-17.2(b) 軸方向の検討方法の概念 (鉛直方向)

解析モデルを参図-17.3 に示す。構造物の全長は、取水路（一般部）の最大ブロック長（14.995m）を参照して15mとした。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、H14.3）」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した。解析に用いた諸定数を参表-17.1 に示す。



※ 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-17.3 解析モデル

参表-17.1 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	25	1385.8	51.6	2.40×10 ⁵	2.65×10 ⁵
鉛直変位 入力モデル	25	295.5	51.6	2.40×10 ⁵	3.76×10 ⁵

※K₁、K₂は単位長さあたりのばね定数

地盤ばねに与える地盤変位は、「共同溝設計指針（日本道路協会、S61.3）」（以下、共同溝指針）の考え方に従い、以下のとおり算出した。

取水路（一般部）における地盤の波長と最大変位振幅を参表-17.2 に示す。

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

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

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)

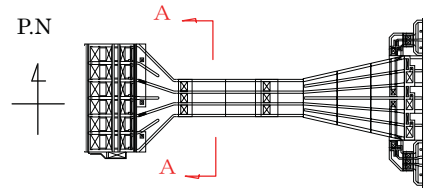
最大変位振幅 A : 取水路（一般部）の二次元地盤—構造物連成モデル部材非線形解析（報告書本編 5.4. 参照）における構造物高さ中心—西山層上面間の最大相対変位（水平方向および鉛直方向）（参図-17.4）

参表-17.2 取水路（一般部）における地盤の波長と最大変位振幅

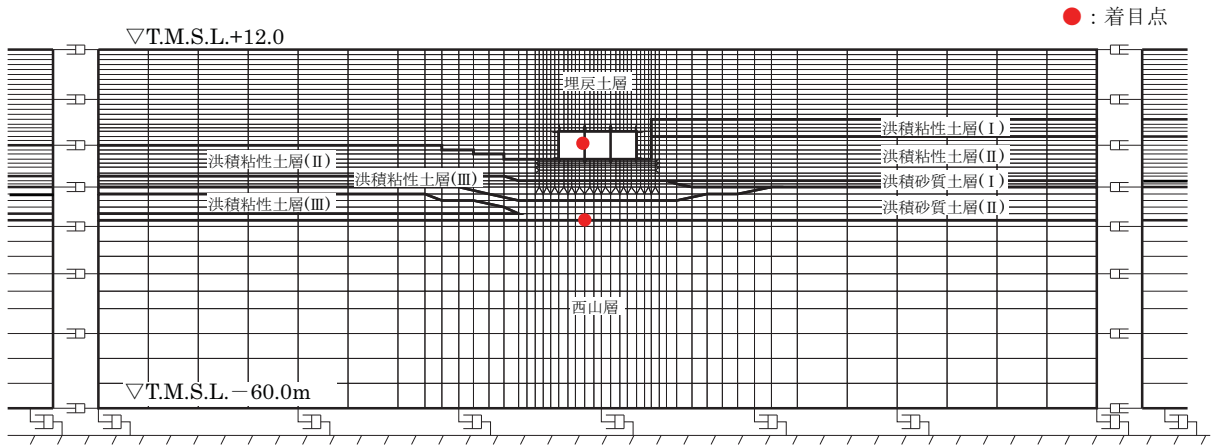
	波長 L (m)	最大変位振幅 A (cm)
水平方向	245.8	4.34
鉛直方向	245.8	0.122

解析モデルに作用させる変位分布は、構造物の軸方向と波の進行方向がなす角度を 0° と 45° に仮定し、参図-17.5 のように水平変位および鉛直変位について、それぞれ2種類の変位分布を設定した。変位分布 I は変位の変化率が大きくなり、変位分布 II はブロック両端の相対変位が大きくなる。

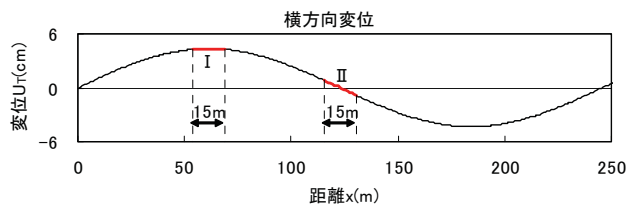
平面図



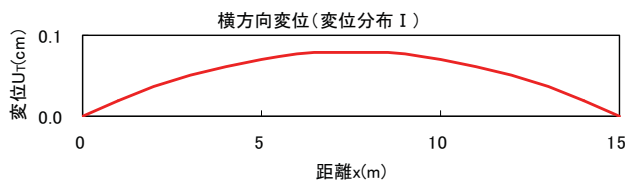
断面図



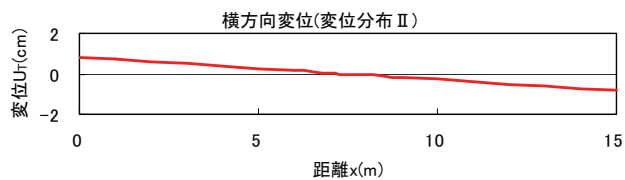
参図-17.4 取水路高さ中心一西山層上面間の最大相対変位算出位置



変位分布 I

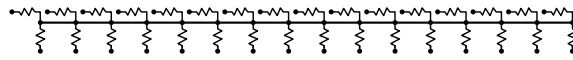
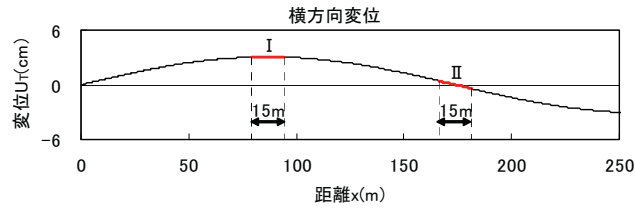
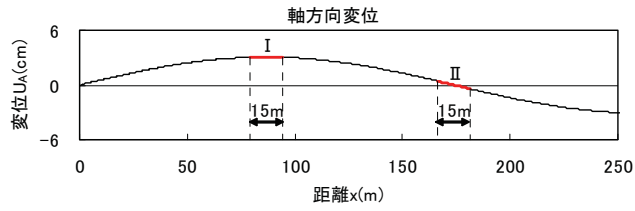


変位分布 II

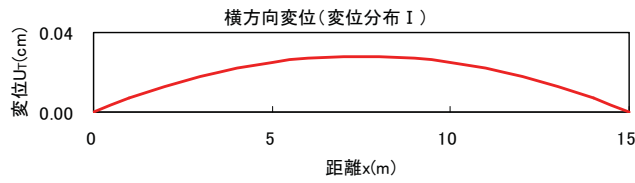
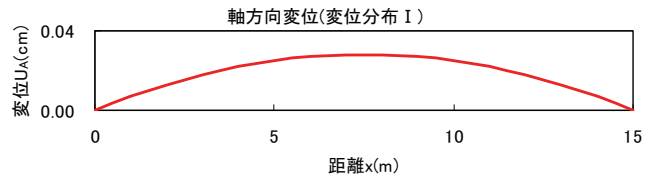


※ $\phi = 0^\circ$ のため、軸方向変位は発生しない

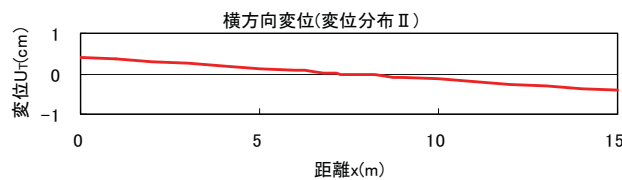
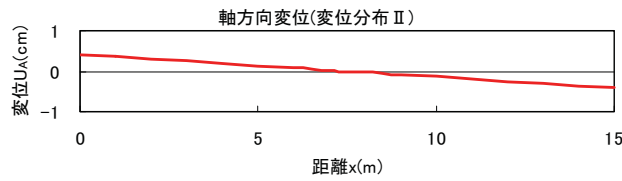
参図-17.5(a) 水平変位分布 ($\phi = 0^\circ$)



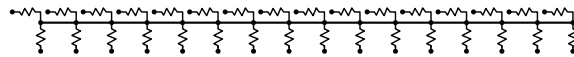
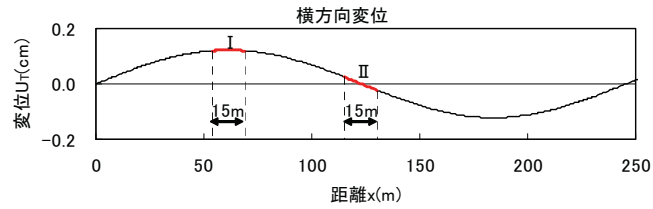
変位分布 I



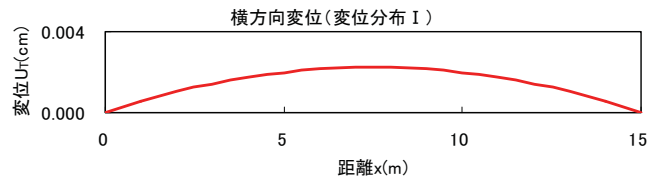
変位分布 II



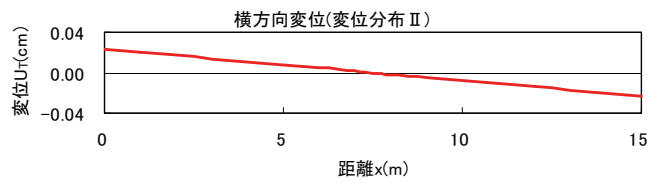
参图-17.5(b) 水平变位分布 ($\phi = 45^\circ$)



変位分布 I

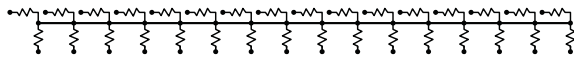
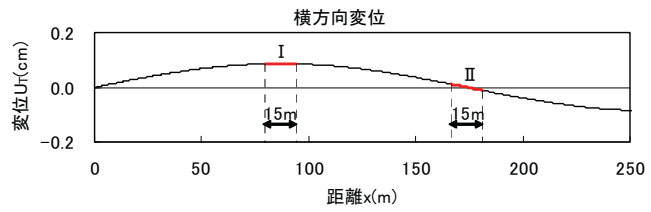
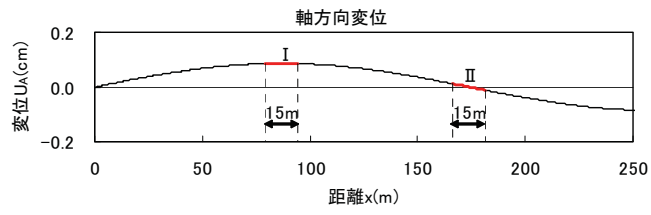


変位分布 II

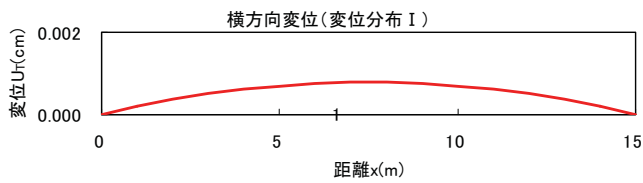
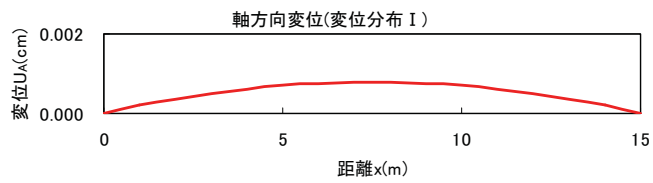


※ $\phi = 0^\circ$ のため、軸方向変位は発生しない

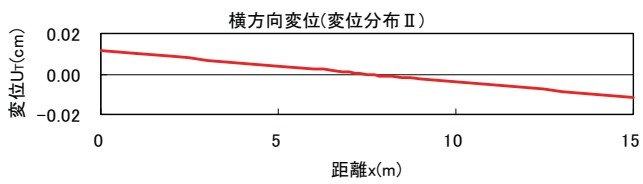
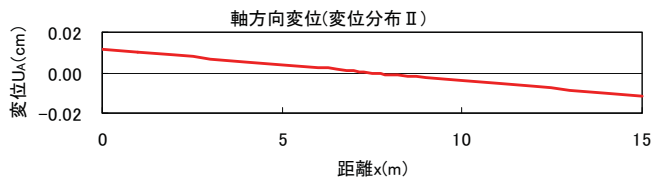
参図-17.5(c) 鉛直変位分布 ($\phi = 0^\circ$)



変位分布 I



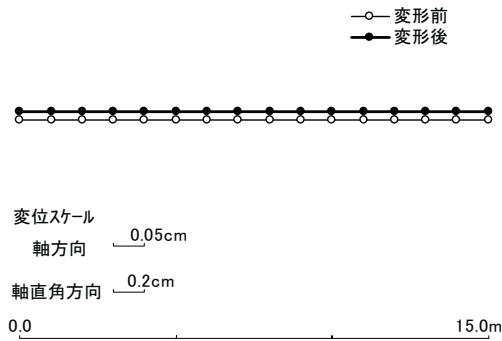
変位分布 II



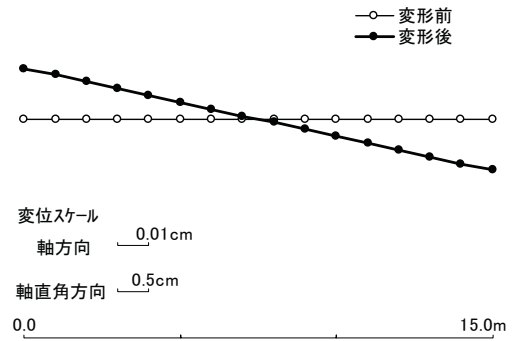
参図-17.5(d) 鉛直変位分布 ($\phi = 45^\circ$)

参図-17.3 の解析モデルに参図-17.5 の変位分布を与えて解析した場合の変形図を参図-17.6 に、断面力図を参図-17.7 にそれぞれ示す。また、曲げ・軸力による照査結果を参表-17.3 に、せん断力による照査結果を参表-17.4 に示す。軸方向に発生する応力はコンクリート引張強度に対して最大で 1/26 程度であり、発生せん断力もせん断耐力に対して十分に小さい。

なお、7号機非常用取水路のコンクリート躯体の目視点検結果によれば、軸方向の曲げおよびせん断に起因するひび割れ及び剥離・剥落は認められず、上記の解析による評価は点検結果と整合している。

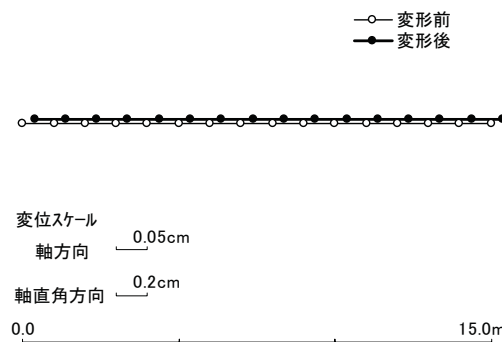


変位分布 I

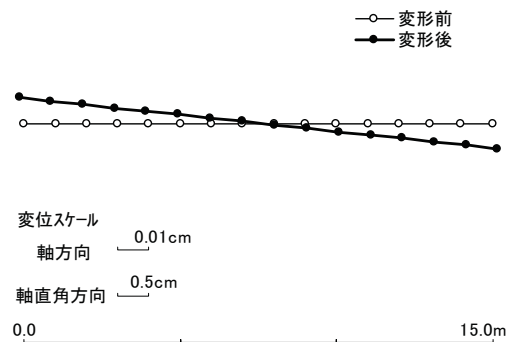


変位分布 II

参図-17.6(a) 水平方向変形図 ($\phi = 0^\circ$)

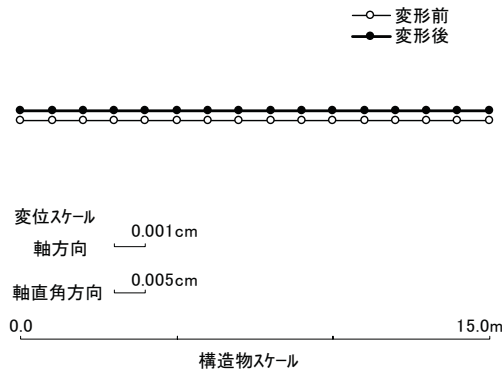


変位分布 I

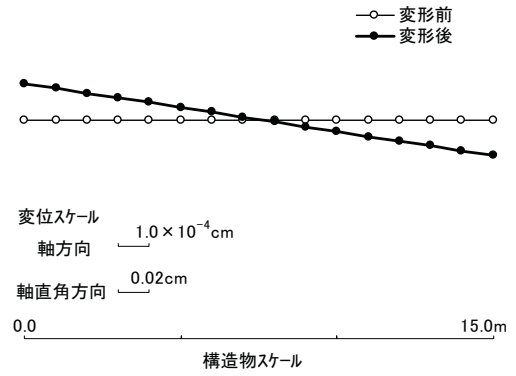


変位分布 II

参図-17.6(b) 水平方向変形図 ($\phi = 45^\circ$)

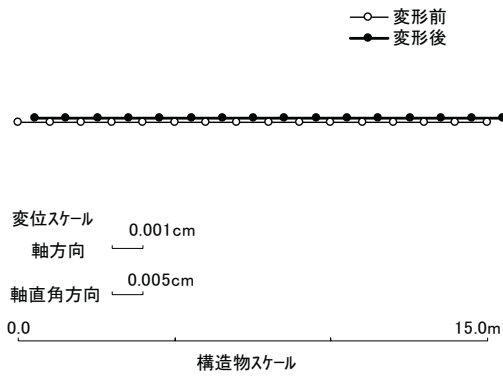


変位分布 I

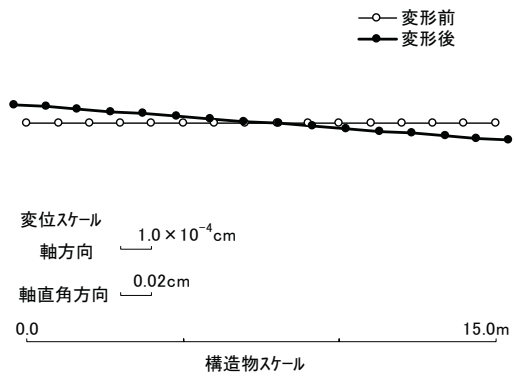


変位分布 II

参図-17.6(c) 鉛直方向変形図 ($\phi = 0^\circ$)



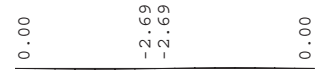
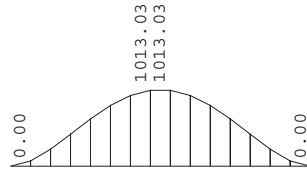
変位分布 I



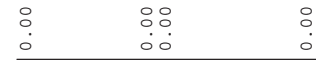
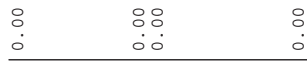
変位分布 II

参図-17.6(d) 鉛直方向変形図 ($\phi = 45^\circ$)

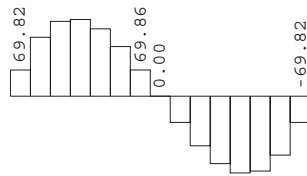
曲げモーメント
(kN・m)



軸力
(kN)



せん断力
(kN)

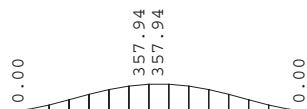


変位分布 I

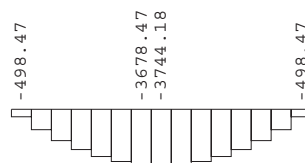
変位分布 II

参図-17.7(a) 水平方向断面力図 ($\phi = 0^\circ$)

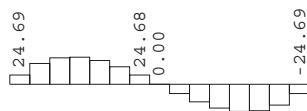
曲げモーメント
(kN・m)



軸力
(kN)



せん断力
(kN)

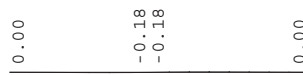
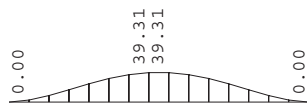


変位分布 I

変位分布 II

参図-17.7(b) 水平方向断面力図 ($\phi = 45^\circ$)

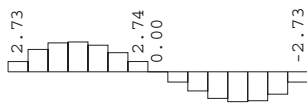
曲げモーメント
(kN・m)



軸力
(kN)



せん断力
(kN)

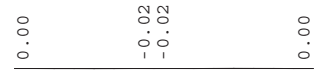
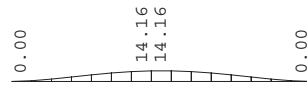


変位分布 I

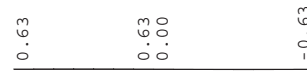
変位分布 II

参図-17.7(c) 鉛直方向断面力図 ($\phi = 0^\circ$)

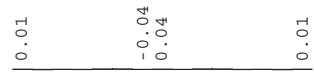
曲げモーメント
(kN・m)



軸力
(kN)



せん断力
(kN)



変位分布 I

変位分布 II

参図-17.7(d) 鉛直方向断面力図 ($\phi = 45^\circ$)

参表-17.3 曲げ・軸力による照査結果

	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	0.00607	1.91	0.0032
		II	0.0000161	1.91	0.0000084
	45	I	0.00258	1.91	0.0013
		II	0.0726	1.91	0.038
鉛直方向 変位	0	I	0.00110	1.91	0.00058
		II	0.00000506	1.91	0.0000026
	45	I	0.000410	1.91	0.00021
		II	0.00204	1.91	0.0011

参表-17.4 せん断力による照査結果

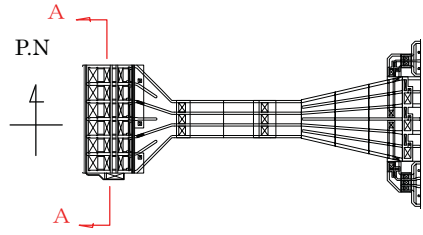
	構造物と地震波 進行方向のなす 角度 ϕ (°)	変位 分布	照査用せん断力 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	V_d / V_{yd}
水平方向 変位	0	I	205	76400	0.0027
		II	5.38	76400	0.000070
	45	I	72.3	73700	0.00098
		II	1.36	73700	0.000018
鉛直方向 変位	0	I	7.96	55300	0.00014
		II	0.350	55300	0.0000063
	45	I	2.85	53400	0.000053
		II	0.0400	51200	0.00000078

(3) ブロック間相対変位量に関する評価

非常用取水路のスクリーン室、取水路、補機冷却海水取水路（南側）および補機冷却海水取水路（北側）の二次元地震応答解析結果（報告書本編 5.4. 参照）に基づき、それぞれの構造物中心－西山層上面間相対変位（参図-17.4 および参図-17.8）の時刻歴を算出した。各位置における水平相対変位時刻歴および鉛直相対変位時刻歴を参図-17.9～参図-17.12 に示す。

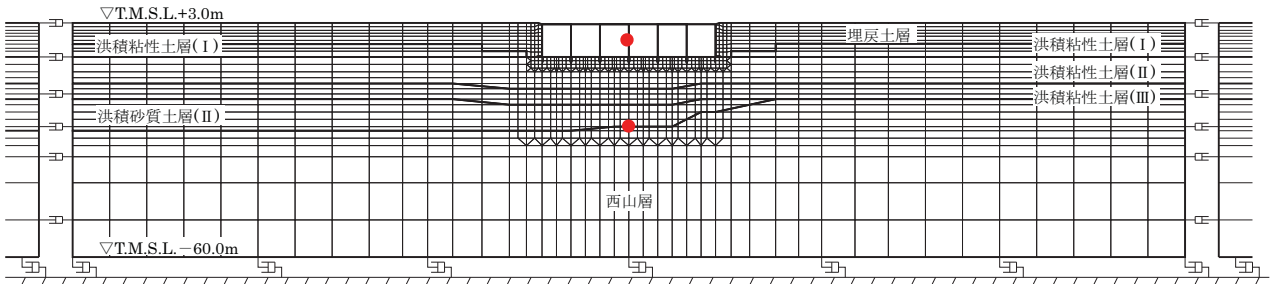
各位置における最大相対変位量を参表-17.5 に、また、残留相対変位量を参表-17.6 に示す。隣接するブロック間の最大相対変位量は、最も安全側に考慮すれば隣接する2ブロックが逆位相に変位する場合であり、各位置における最大相対変位量の2倍となるが、耐震ジョイントの限界性能（伸び 30cm、ずれ 40cm）よりも十分に小さい。

平面図



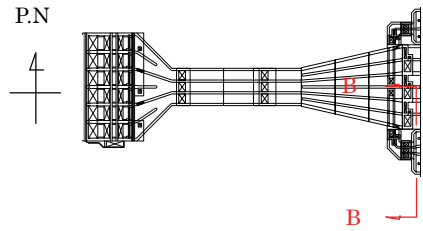
断面図

● : 着目点



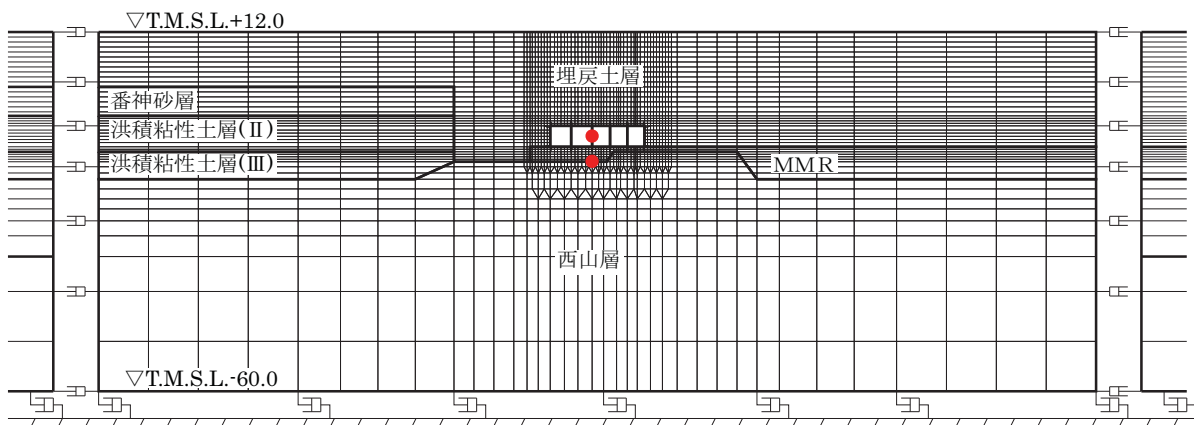
参図-17.8(a) スクリーン室高さ中心-西山層上面間の最大相対変位算出位置

平面図



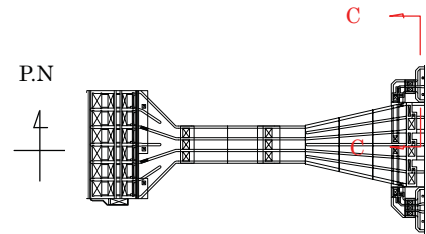
断面図

● : 着目点

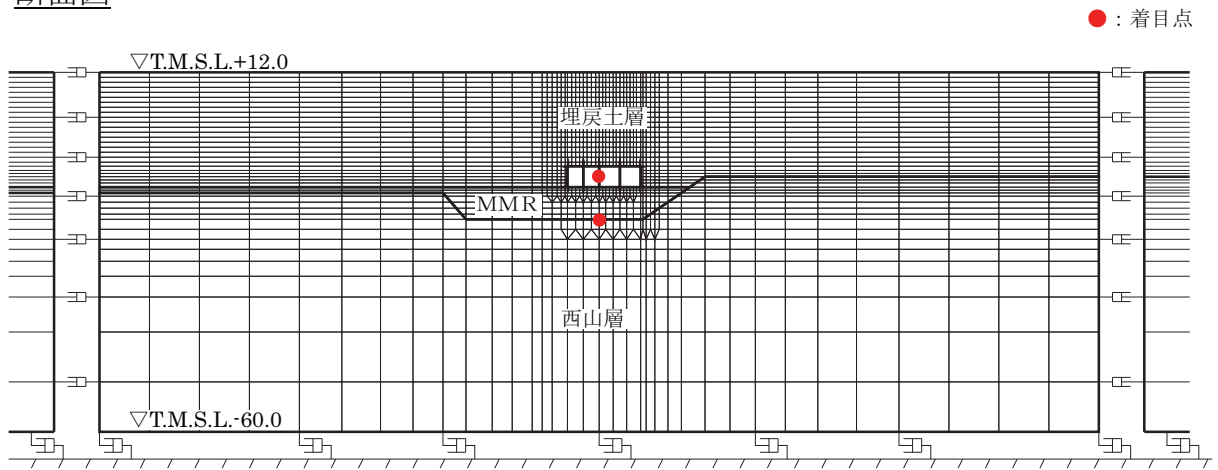


参図-17.8(b) 補機冷却用海水取水路（南側）高さ中心-西山層上面間の最大相対変位算出位置

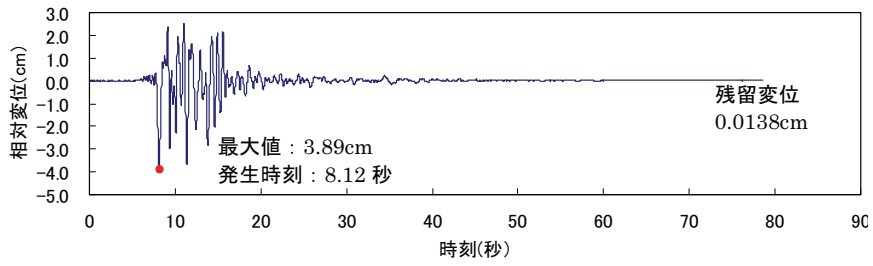
平面図



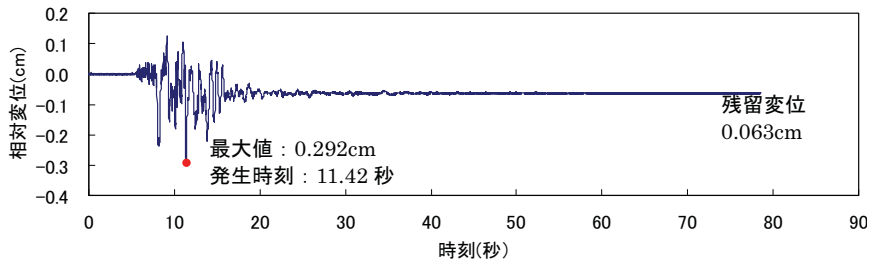
断面図



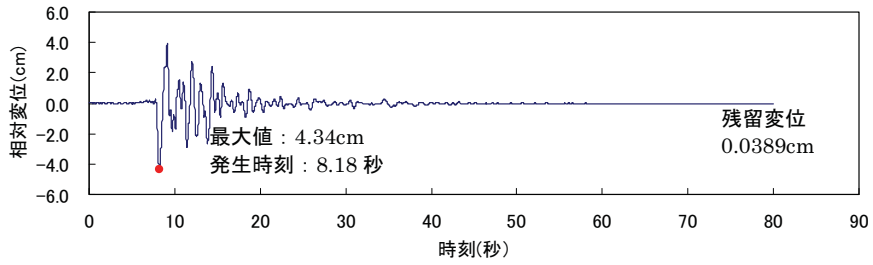
参図-17.8(c) 補機冷却用海水取水路（北側）高さ中心－西山層上面間の最大相対変位算出位置



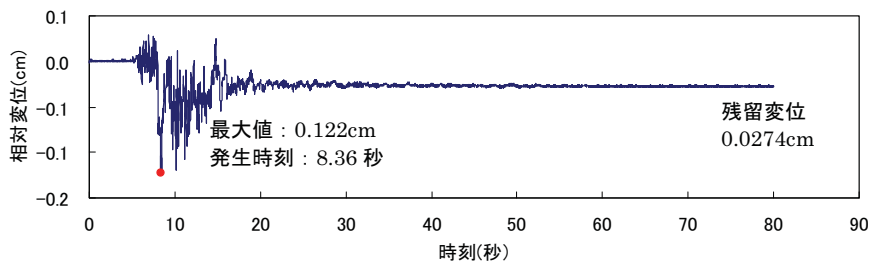
参図-17.9(a) スクリーン室の水平相対変位時刻歴



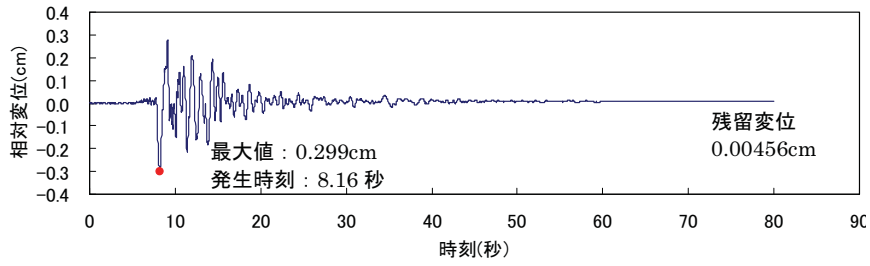
参図-17.9(b) スクリーン室の鉛直相対変位時刻歴



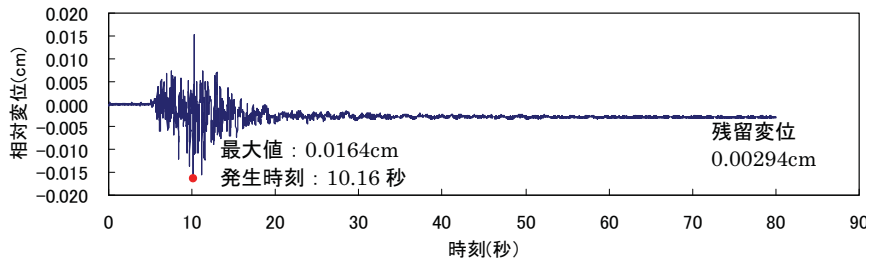
参図-17.10(a) 取水路一般部の水平相対変位時刻歴



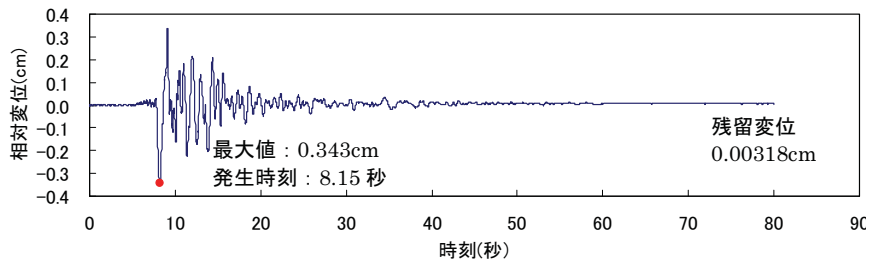
参図-17.10(b) 取水路一般部の鉛直相対変位時刻歴



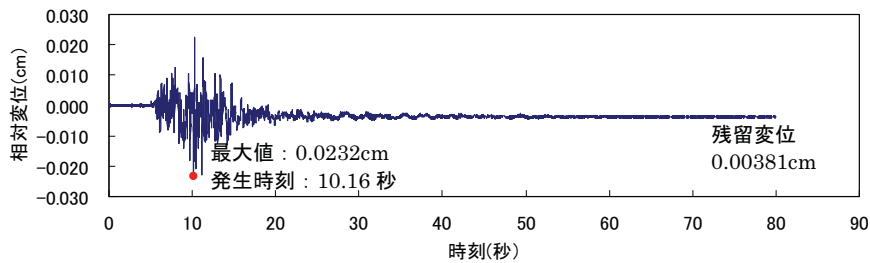
参図-17.11(a) 補機冷却海水取水路（南側）の水平相対変位時刻歴



参図-17.11(b) 補機冷却海水取水路（南側）の鉛直相対変位時刻歴



参図-17.12(a) 補機冷却海水取水路（北側）の水平相対変位時刻歴



参図-17.12(b) 補機冷却海水取水路（北側）の鉛直相対変位時刻歴

参表-17.5 最大相对变位量

	水平 (cm)	鉛直 (cm)
スクリーン室	3.89	0.292
取水路 (一般部)	4.34	0.122
補機冷却用海水取水路 (南側)	0.299	0.0164
補機冷却用海水取水路 (北側)	0.343	0.0232

参表-17.6 残留相对变位量

	水平 (cm)	鉛直 (cm)
スクリーン室	0.0138	0.063
取水路 (一般部)	0.0389	0.0274
補機冷却海水用取水路 (南側)	0.00456	0.00294
補機冷却海水用取水路 (北側)	0.00318	0.00381

(4) まとめ

7号機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量について検討を行った。

軸方向に発生する応力はコンクリート引張強度に対して十分に小さく、発生せん断力もせん断耐力に比べて十分に小さいこと、また、隣接するブロック間の最大相対変位量は、耐震ジョイントの限界性能よりも十分に小さいことを確認した。

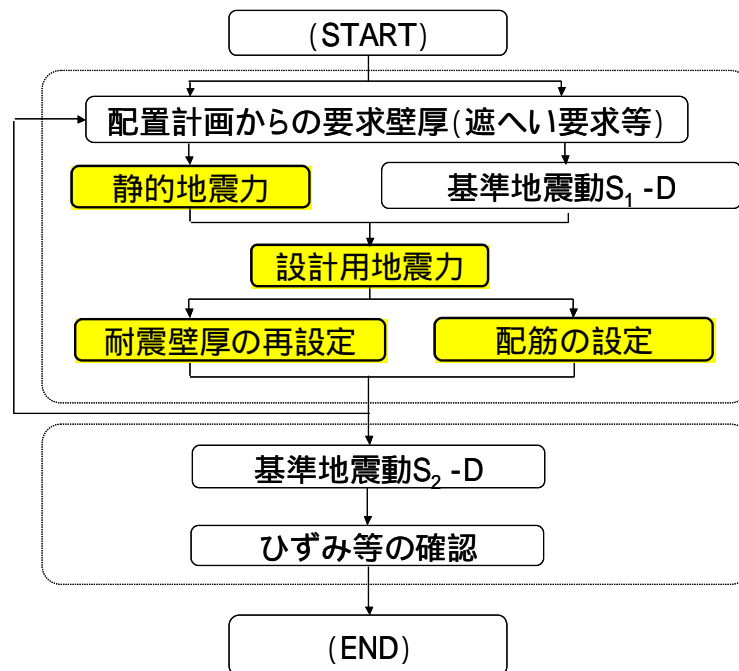
参考資料 18 原子炉建屋の耐震設計上の安全余裕について

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 $S_2 - D$ 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、設計の流れに着目して、考察することとした。

原子炉建屋の耐震壁の設計フローを参図-18.1 に示す。フローに含まれる項目の中で、耐震余裕に寄与していると考えられる ~ の項目について考察する。

その上で、弾塑性解析や荷重増分解析からも耐震余裕を確認することとした。



参図-18.1 原子炉建屋の耐震壁の設計フロー

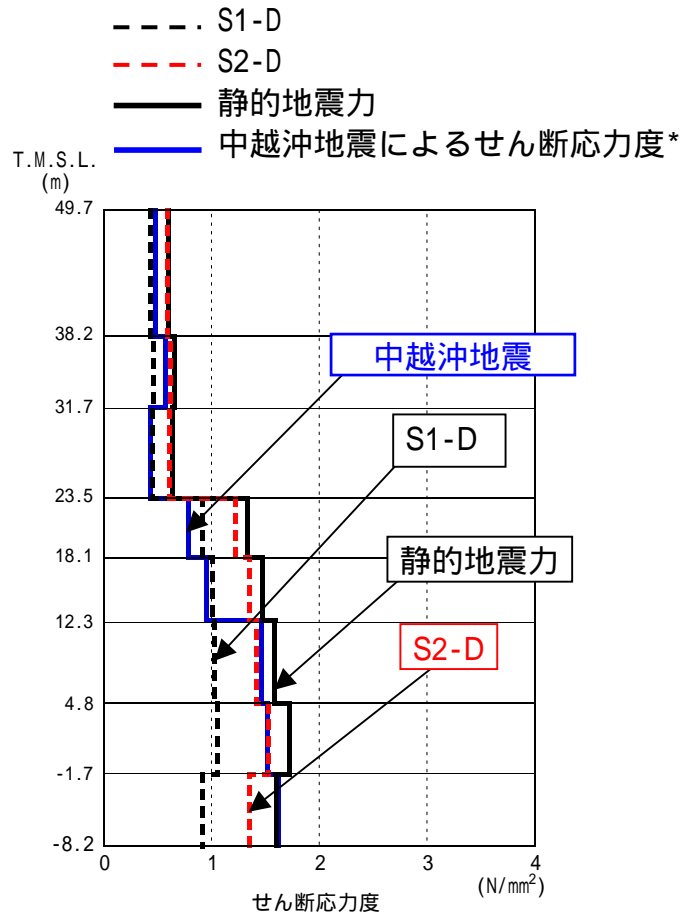
2 . 耐震余裕の要因分析

(1) 静的地震力の考慮による余裕

原子炉建屋は、設計時に基準地震動 $S_1 - D$ と $S_2 - D$ による地震力に加え、静的地震力を考慮している。それらを表 1 に示す。それぞれの地震力によって生じるせん断応力度と中越沖地震によるせん断応力度との比較を参図-18.2 に示す。中越沖地震で作用したと考えられるせん断応力度は基準地震動 $S_1 - D$ および $S_2 - D$ によるせん断応力度を部分的に上回っているが、静的地震力と比較すると同程度かやや下回っており、健全な状態が保たれた大きな要因の一つとして静的地震力の考慮が考えられる。

参表-18.1 設計時に考慮した地震力

S1-D	基準地震動 S1-D (300Gal) の動的解析結果であり、埋め込み効果を適切に評価している。
S2-D	基準地震動 S2-D (450Gal) の動的解析結果であり、埋め込み効果を適切に評価している。
静的地震力	地表面レベル (T.M.S.L. 12.0m) を基準にして一般建築物の 3 倍の静的地震力を算定 (1 階部分の層せん断力係数は、0.48)。なお、地下部分については地下震度式により算定。



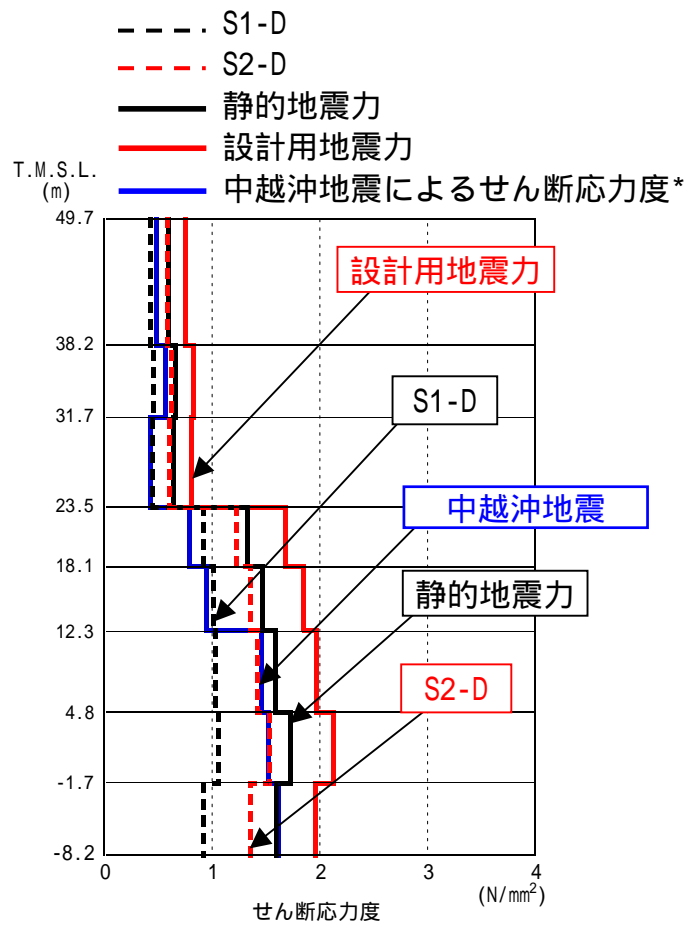
* 中越沖地震によるせん断応力度は、耐震壁及び補助壁を耐震要素として考慮した解析に基づき算定。

参図-18.2 せん断応力度の比較 (S1-D、S2-D、静的地震力と中越沖地震時)

(2) 設計用地震力の設定による余裕

設計時には $S_1 - D$ 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、それに対して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度と設計用地震力、 $S_1 - D$ 、 $S_2 - D$ および静的地震力によるせん断応力度との比較を参図-18.3 に示す。設計用地震力は、中越沖地震で作用したと考えられるせん断応力度に対して、十分な余裕を持っており、中越沖地震程度の荷重であれば弾性範囲となるものと考えられる。



* 中越沖地震によるせん断応力度は、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-18.3 せん断応力度の比較

(S1-D、S2-D、静的地震力、設計用地震力と中越沖地震時)

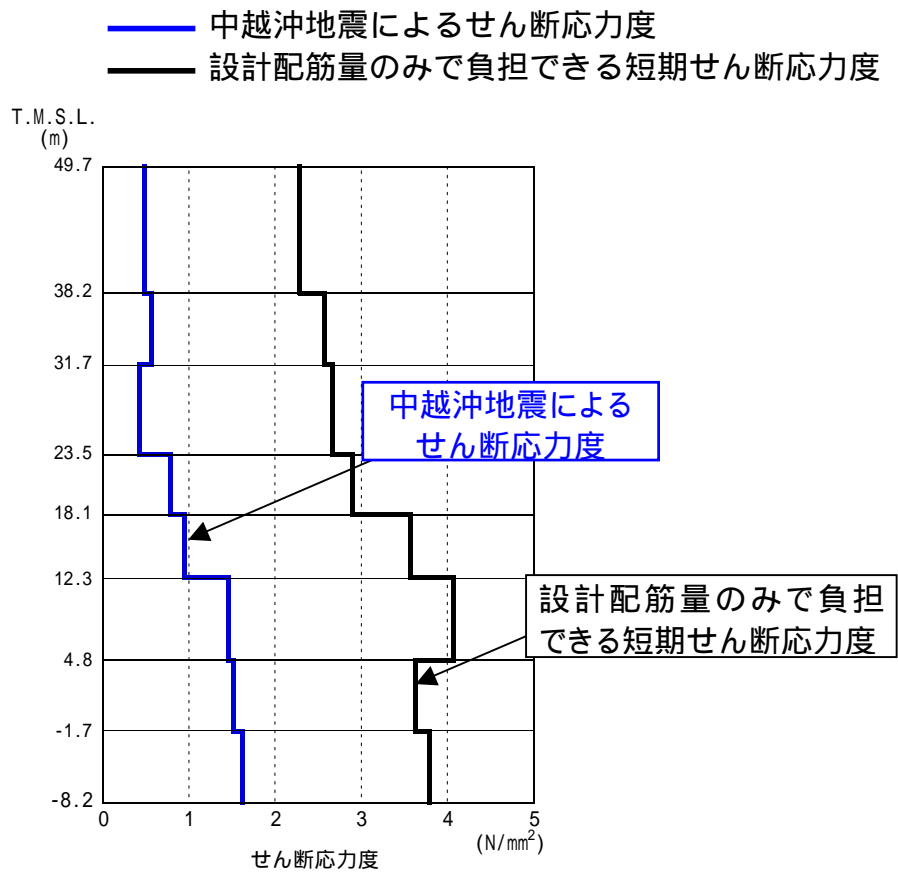
(3) 耐震壁圧の再設定による余裕

原子炉建屋の耐震壁は、遮へい要求を満足した上で、設計用地震力に対して、耐震壁のせん断応力度が $0.51 \times \sqrt{F_c}$ を超えないように壁厚を設定している (F_c : コンクリートの設計基準強度)。これは、鉄筋コンクリートのひび割れ発生をある程度抑制できる目安値として設定しているものであり、十分保守的な値となっている。

(4) 配筋量の設定による余裕

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度の比較を参図-18.4 に示す。

中越沖地震によるせん断応力度は設計配筋量のみで負担できる短期せん断応力度に対して十分な余裕を有している。計算上は必要鉄筋量だけあれば良いが、上下階との配筋の連続性なども考慮するため、最終的な設計鉄筋量は必要鉄筋量に対して十分な余裕を有しているものと考えられる。また、RCCV については想定事故時の荷重も設計上考慮しており、その分の配筋量が余裕となる場合もある。



参図-18.4 せん断応力度の比較（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度）

3 . 耐震余裕の確認

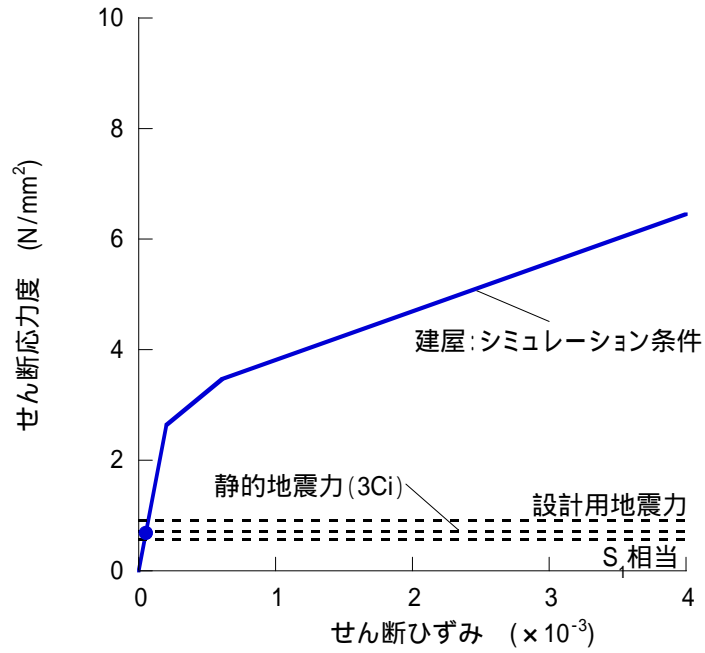
(1) 弾塑性解析による確認

試みとして弾塑性解析を行った場合にどのような結果になるのかの検討を実施する。

弾塑性解析に用いる復元力特性としては、JEAG4601 に示されている標準的手法を用いている。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。

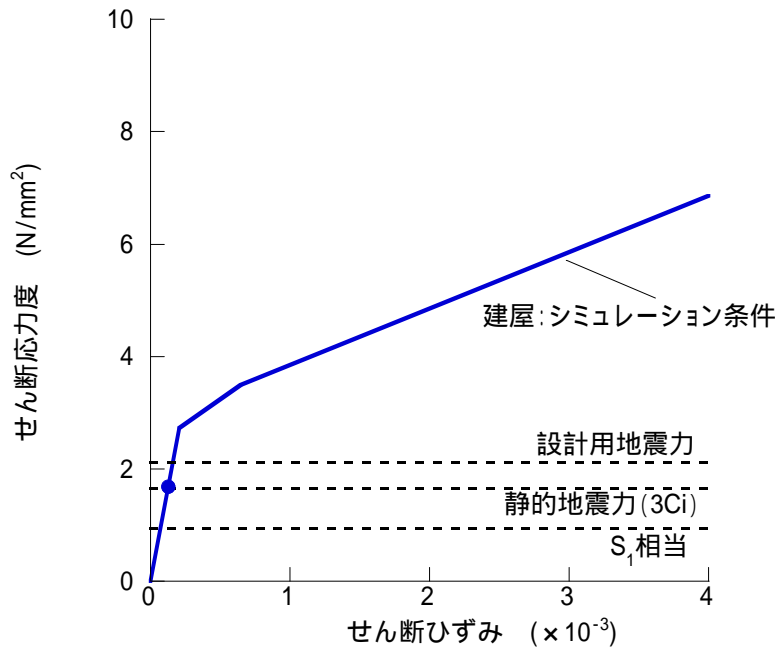
基礎版上（地下 3 階）と中間階(3 階)の応答結果をスケルトン曲線上にプロットしたものを参図-18.3 に示す。なお、設計時の動的解析は弾性解析の結果であるので、設計時のせん断応力度については、数値を図中に記載することとした。せん断ひずみは第一折れ点以内であり、十分に弾性範囲に収まっていることが確認できる。

● シミュレーション解析結果



中間階 (3階)

● シミュレーション解析結果

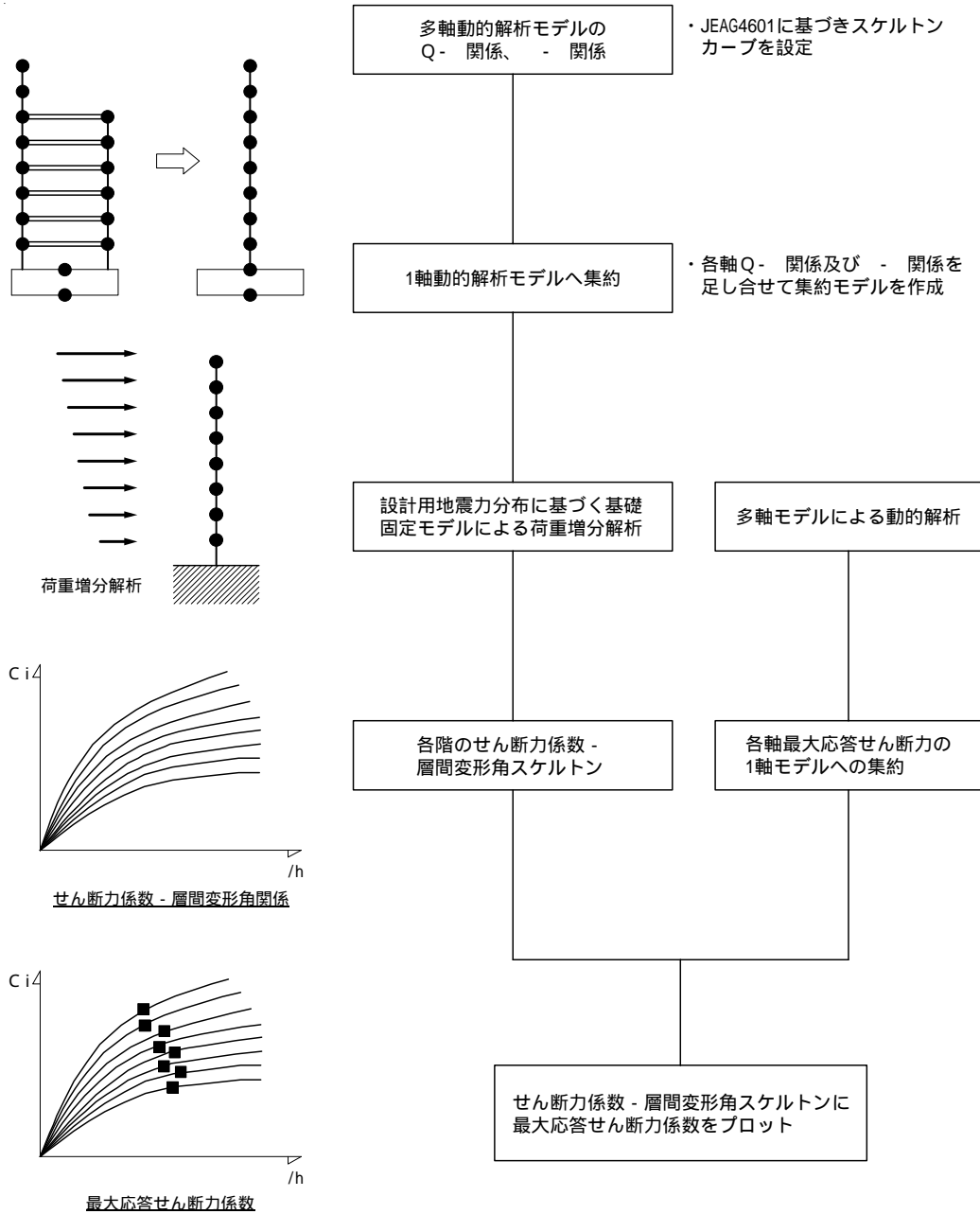


基礎版上 (地下3階)

参図-18.5 せん断スケルトン曲線上の最大応答値

(2) 荷重増分解析による確認

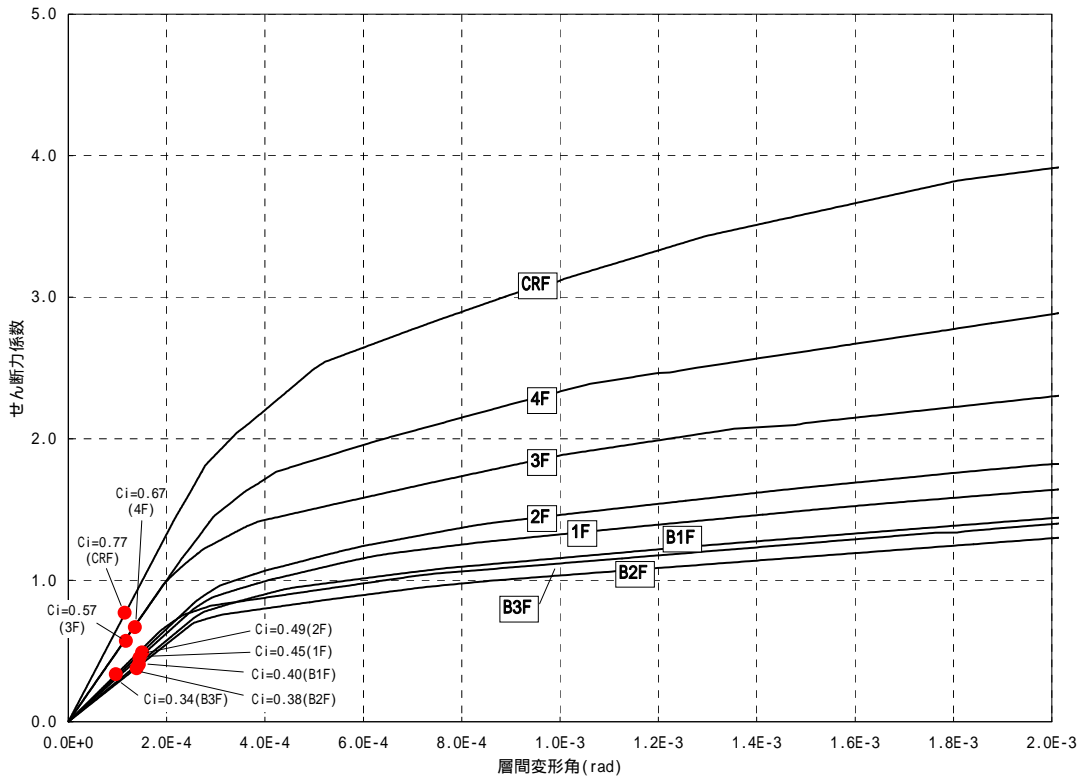
建屋全体としての余裕を確認するために、荷重増分解析を行い、せん断力係数 - 層間変形角スケルトンを算定し、中越沖地震シミュレーション解析より得られた各層のせん断力係数をプロットすることとした。せん断力係数 - 層間変形角スケルトンの算定方法は、参図-18.6 によるものとする。



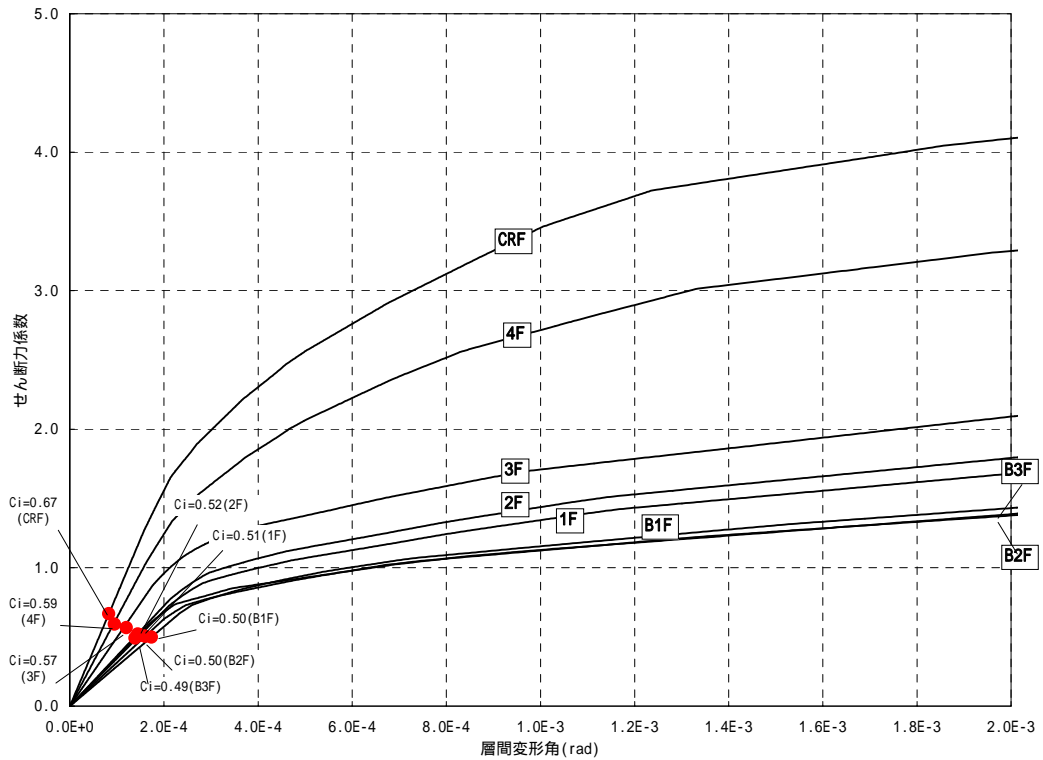
スケルトンカーブ作成のフローチャート

参図-18.6 せん断力係数 - 層間変形角スケルトンの評価方法

参図-18.7 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、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

参図-18.7 せん断力係数 - 層間変形角スケルトン

4．まとめ

中越沖地震による地震動は、基礎版上の応答結果として基準地震動 $S_2 - D$ 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ているものと評価した。

その要因の一つとしては、一般建築物の3倍の静的地震力を考慮していたことが挙げられる。また、静的地震力に更に余裕を加えた設計用地震力を考慮していたことや配筋量設定時の余裕などの効果も重なり、弾性範囲内の挙動であったためだと考えられる。

以 上

参考資料 19 原子炉建屋の乾燥収縮等によって生じる拘束応力によるひび割れ発生 の 検討

1. 本検討の目的

柏崎刈羽原子力発電所 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。解析の目的を以下にまとめる。

コンクリートの乾燥収縮等による拘束応力によってもひび割れが発生することを確認する。

コンクリート打設から現在に至るまでの時間経過を模擬し、コンクリート打設時に生じる温度応力や乾燥収縮により生じる拘束応力からひび割れの発生を評価し、観測結果と比較する。

ひび割れが生じないレベルの地震時応力であっても、拘束応力等の影響でひび割れが生じる可能性があることを確認する。

地震時の応力状態を、シミュレーション解析結果と拘束応力とを重ね合わせ、ひび割れの発生に関する検討を行う。

2. 拘束応力の評価

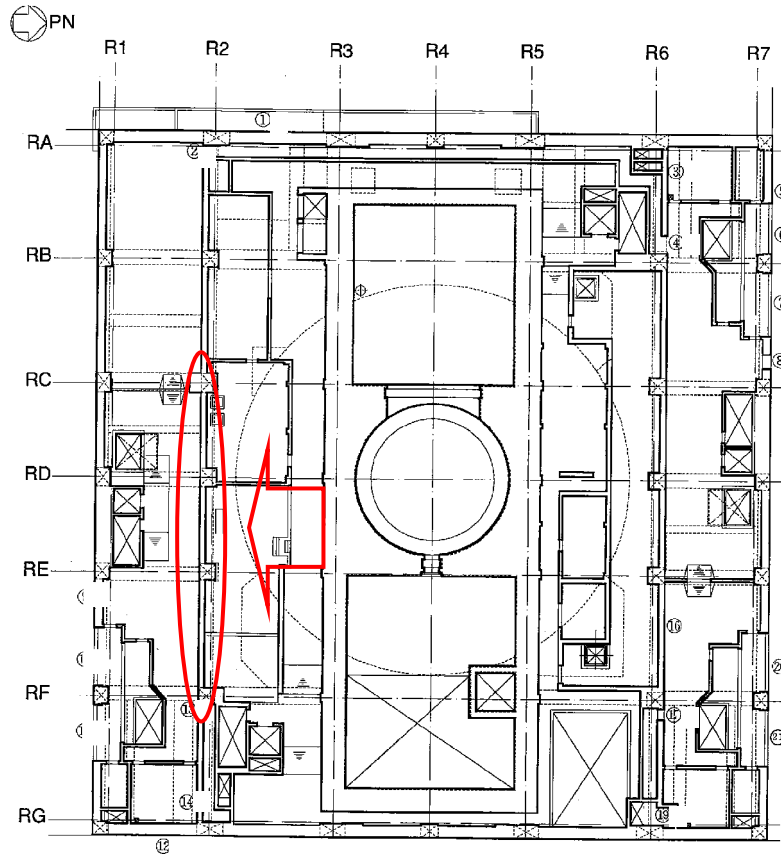
(1) はじめに

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。

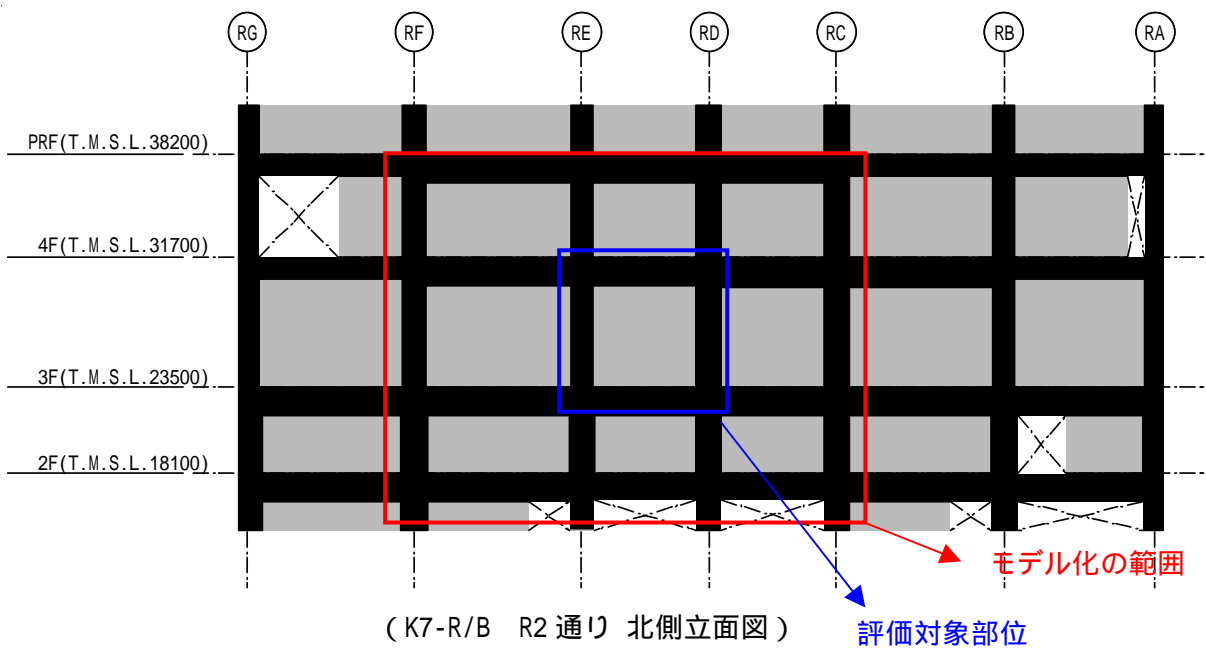
(2) 解析対象

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(参図-19.1 および参図-19.2 参照) を対象とする。



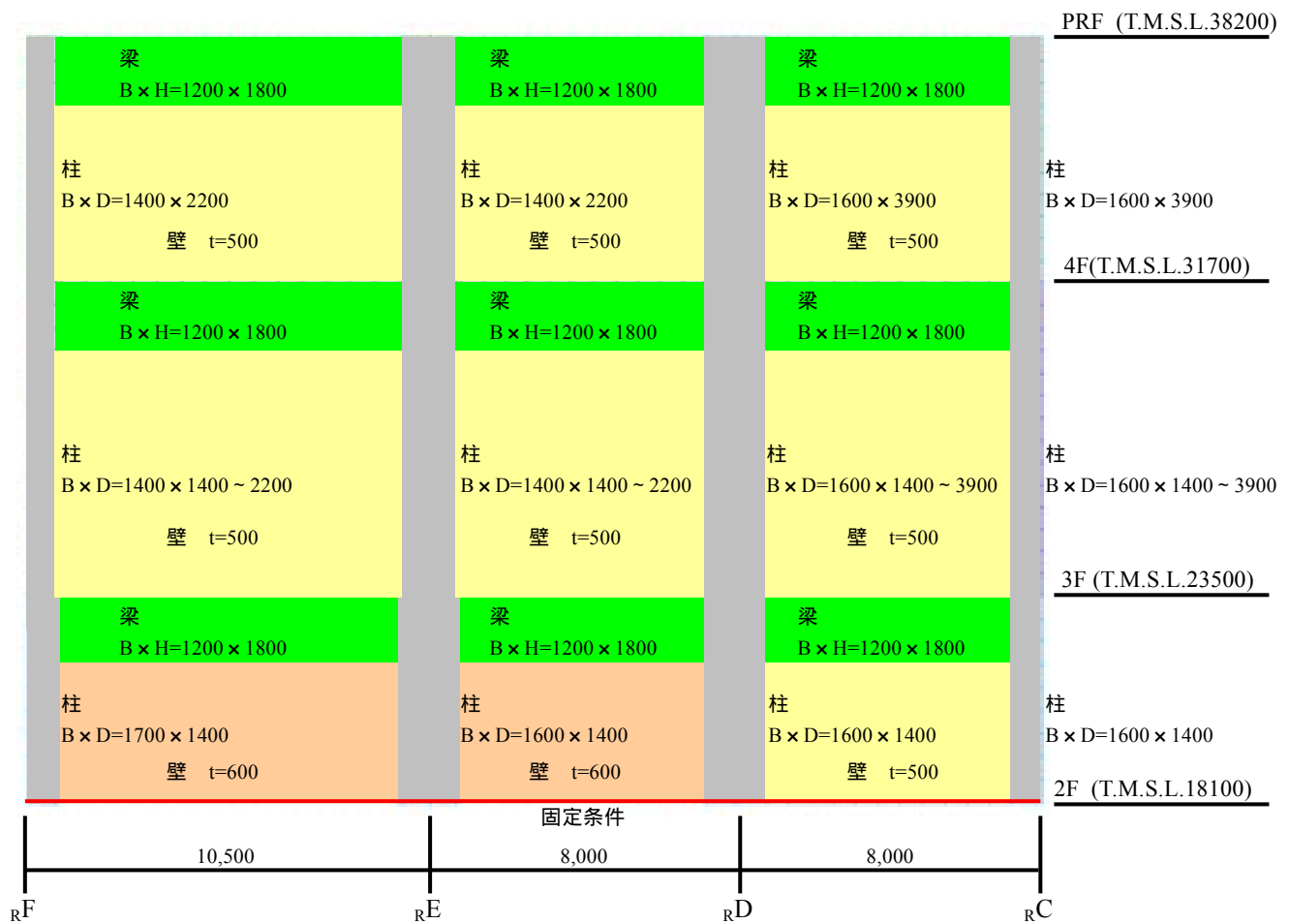
(K7-R/B 3階)

参図-19.1 解析対象とする耐震壁 (平面図)



参図-19.2 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。解析諸元とともに参図-19.3 に示す。



参図-19.3 応力解析モデル

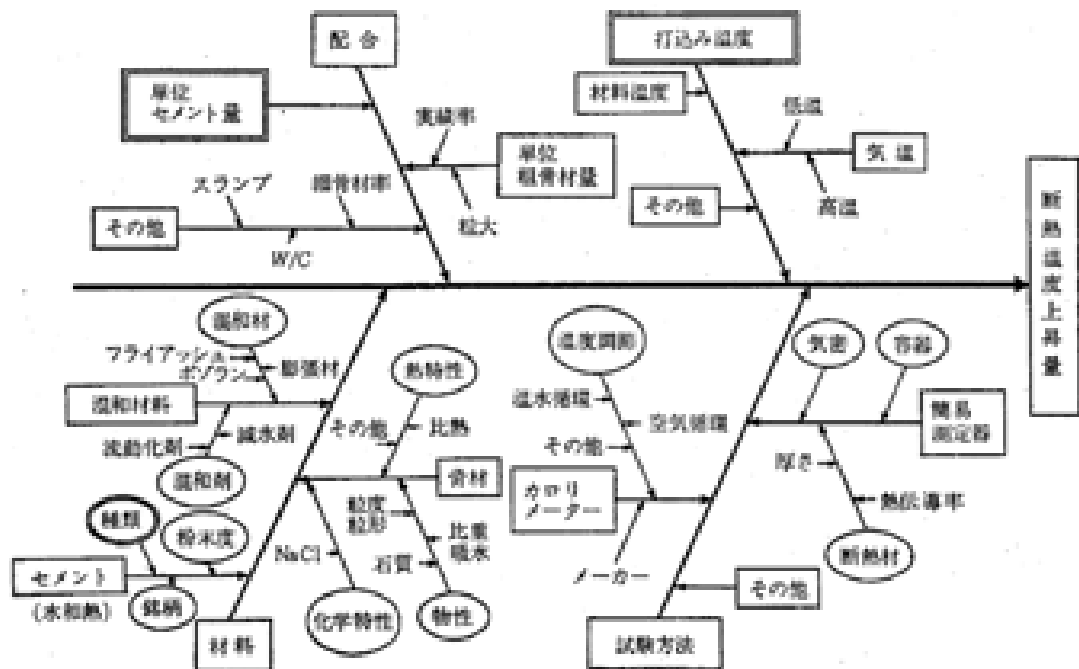
(3) 解析概要

- 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、参図-19.4 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。

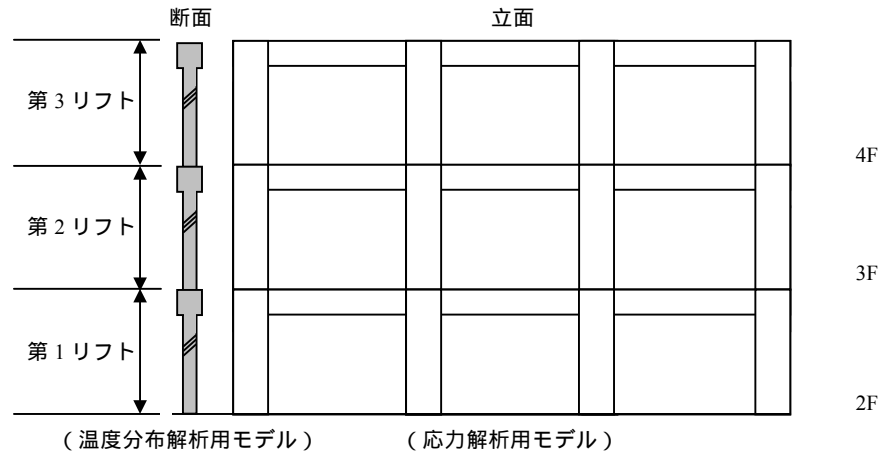


*：日本コンクリート工学協会：マスコンクリートの温度応力研究委員会報告書、1985.11

- 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、参図-19.5 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。



参図-19.5 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 (普通セメント=46)
 - 断熱温度上昇量に関するパラメータ (普通セメント=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。

$$\epsilon'_{cs}(t, t_0) = \left(1 - \exp\left(-0.108(t - t_0)^{0.56}\right)\right) \epsilon_{sh\infty}$$

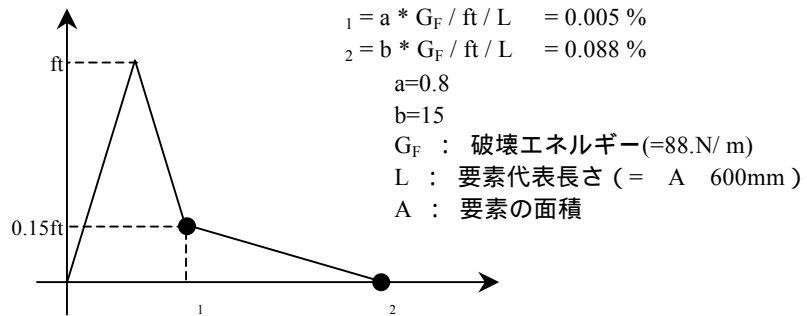
$$\epsilon_{sh\infty} = -60 + 78(1 - \exp(RH/100)) + 38 \log_e W - 5(\log_e(V/S))^2 - 41 \log_e t_e$$

- 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。



参図-19.6 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

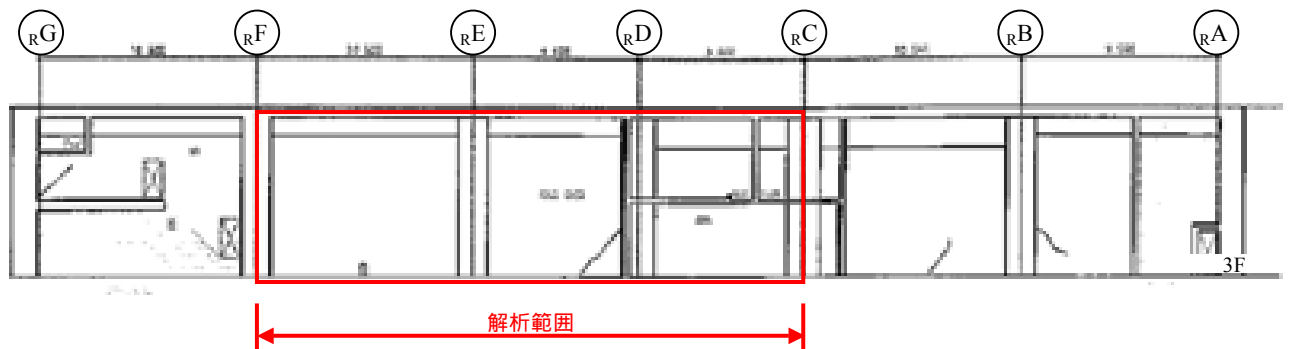
ここに、破壊エネルギーは土木学会「コンクリート標準示方書[設計編]2007」に準じて設定し、最大骨材寸法を 25mm として求めた。

- ・ その他コンクリートに関する材料係数

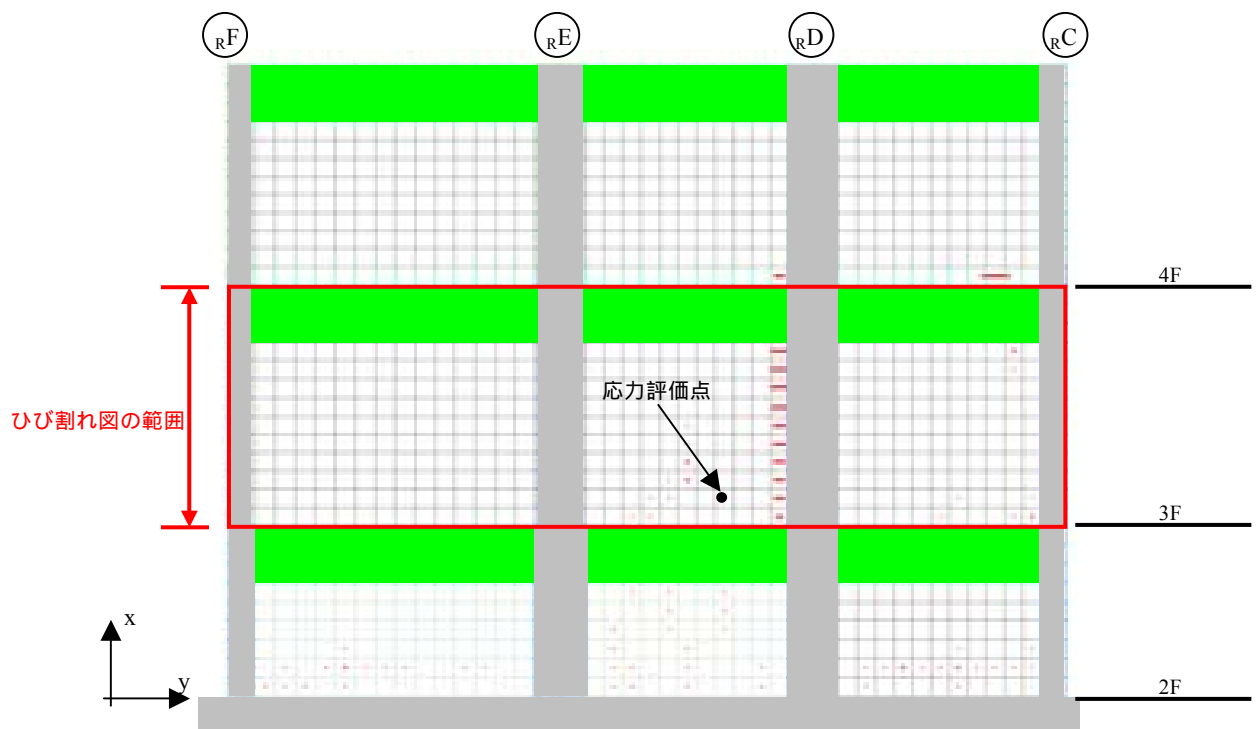
比熱	0.25 kcal/kg・	
圧縮強度	$f_c(t) = t / (4.5 + 0.95 * t) * f_c(91) * 1.11$	(JSCE 式)
	$f_c(91) = 32.4 \text{ N/mm}^2$	(設計時)
ヤング係数	$E(t) = 4700 * f_c(t)^{0.5}$	(JSCE 式)
	$E(\text{上限}) = 2.51 \text{ E} + 07 \text{ kN/m}^2$	(設計時)
引張強度	$f_t = 0.44 * f_c(t)^{0.5}$	(JSCE 式)
線膨張係数	10 μ /	

(5) 解析結果

現地で観察されたひび割れを参図-19.7 に、材齢 15 年目の各要素に生じるひび割れの発生傾向を参図-19.8 に示す。



参図-19.7 現地で確認されたひび割れ図



参図-19.8 解析で評価したひび割れ

参図-19.7 に示す現地で確認されたひび割れと参図-19.8 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(参図-19.8 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。

3. 拘束応力と地震時応力の重ね合わせによる評価

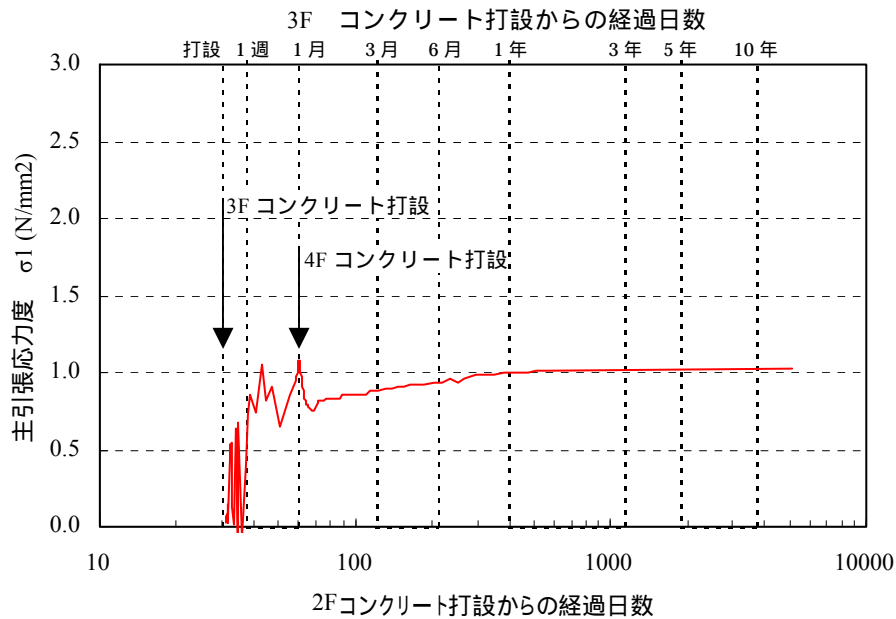
(1) 拘束応力の評価

拘束応力の解析結果から、ひび割れが生じていない要素（参図-19.8 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。参図-19.9 に主引張応力の経時変化を示す。



参図-19.9 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、参表-19.1 に示すとおり 1.11N/mm^2 である。

参表-19.1 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

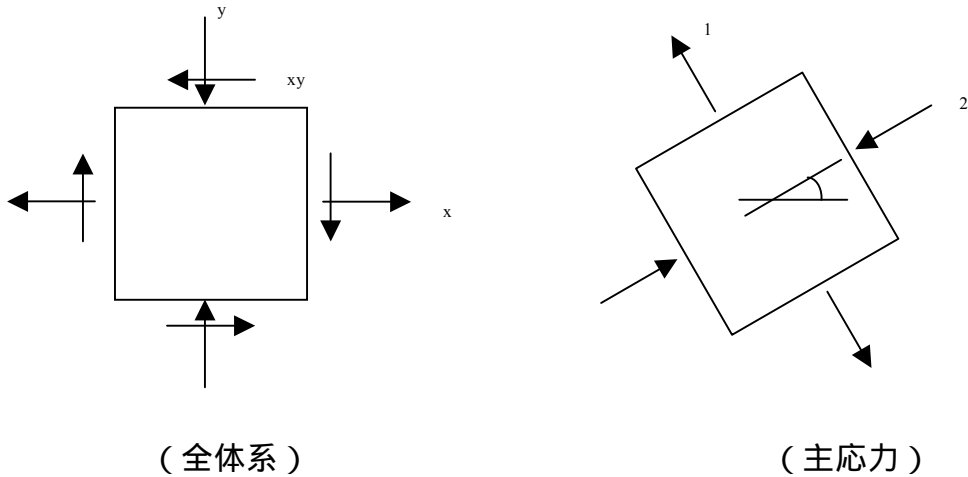
地震時に作用していた応力を想定するために、応力の重ね合わせを行う。

$$\text{拘束応力} \quad \{ c \} = \{ \sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy} \}^T = \{ 0.69, -0.24, -0.65 \}^T$$

$$\text{地震時応力} \quad \{ e \} = \{ \sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy} \}^T = \{ 0.00, 0.00, -1.11 \}^T$$

合成応力 $\{\sigma_k\} = \{\sigma_c\} + \{\sigma_e\} = \{1.05, 0.12, 0.91\}^T$
 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。

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



参図-19.10 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

$$\sigma_{e1} = 1.11 \text{N/mm}^2$$

$$\text{引張強度に対する比率} = \sigma_{e1} / f_t = 1.11 / 2.5 = \underline{0.44}$$

拘束応力と地震時応力により生じる主引張応力

$$\sigma_{k1} = 2.04 \text{N/mm}^2$$

$$\text{引張強度に対する比率} = \sigma_{k1} / f_t = 2.04 / 2.5 = \underline{0.82}$$

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

参考資料 20 タービン建屋の乾燥収縮等によって生じる拘束応力によるひび割れ発生 の検討

1. 本検討の目的

柏崎刈羽原子力発電所 7号機タービン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。解析の目的を以下にまとめる。

コンクリートの乾燥収縮等による拘束応力によってもひび割れが発生することを確認する。

コンクリート打設から現在に至るまでの時間経過を模擬し、コンクリート打設時に生じる温度応力や乾燥収縮により生じる拘束応力からひび割れの発生を評価し、観測結果と比較する。

ひび割れが生じないレベルの地震時応力であっても、拘束応力等の影響でひび割れが生じる可能性があることを確認する。

地震時の応力状態を、シミュレーション解析結果と拘束応力とを重ね合わせ、ひび割れの発生に関する検討を行う。

2. 拘束応力の評価

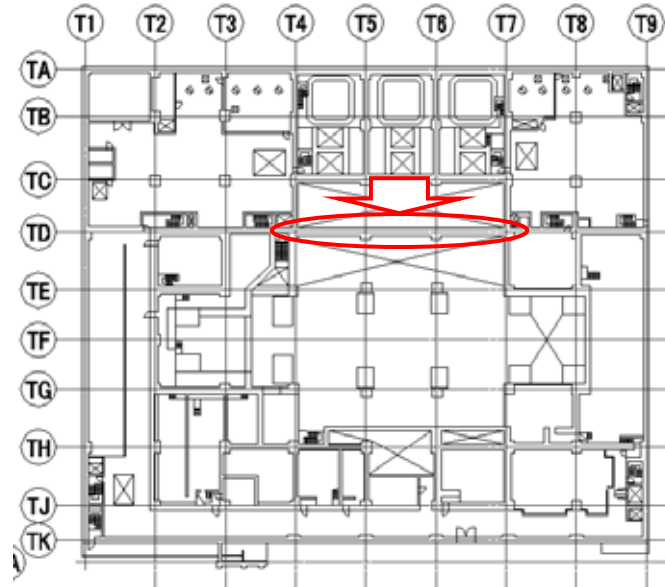
(1) はじめに

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。

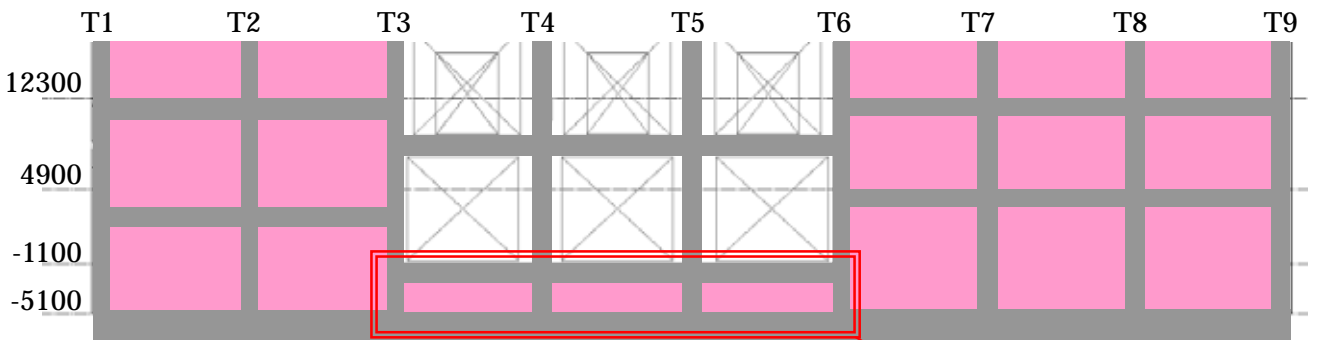
(2) 解析対象

解析は拘束によると思われるひび割れが観察された、7号機タービン建屋 B2 階 D 通 4-7 間の耐震壁（参図-20.1 および参図-20.2 参照）を対象とする。解析モデルを諸元とともに参図-20.3 に示す。



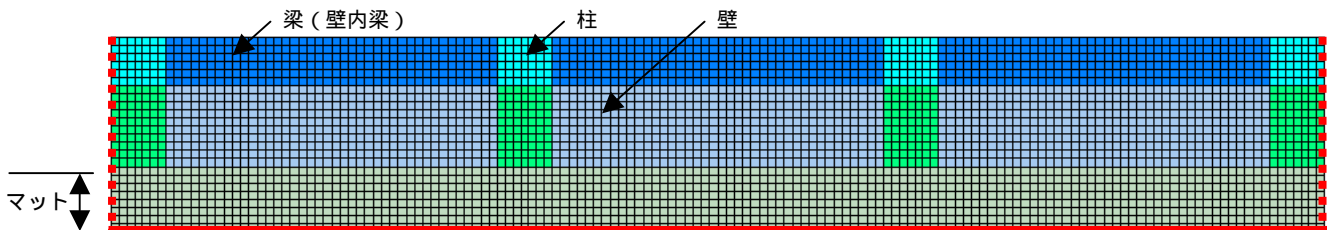
(K7-T/B B2F)

参図-20.1 解析対象とする耐震壁（平面図）



(K7-T/B D 通西側立面図)

参図-20.2 解析対象とする耐震壁（立面図）



— 変位(x および y 方向)固定

..... 変位(x 方向)固定

梁 (1400 × 1500)

壁 (t=1400)

柱 (1700 × 2100)

マット(t=2000)

参図-20.3 応力解析モデル

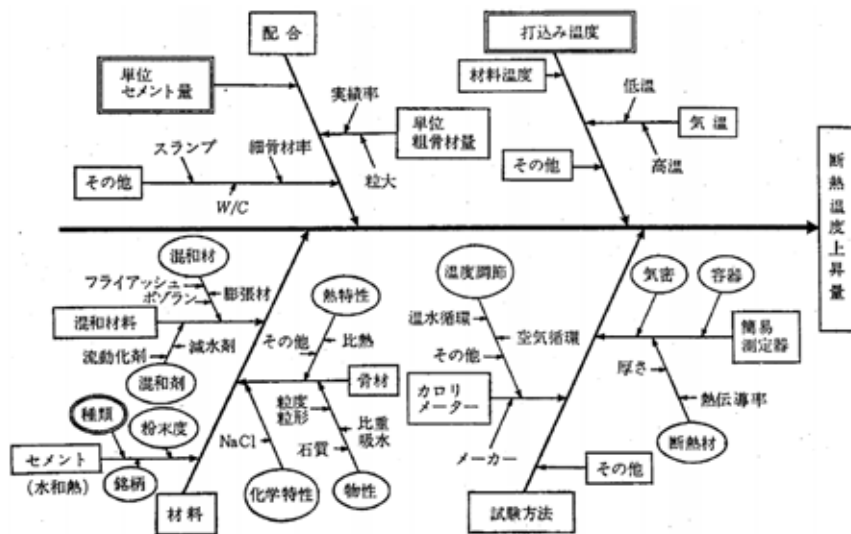
(3) 解析概要

・ 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、参図-20.4 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。



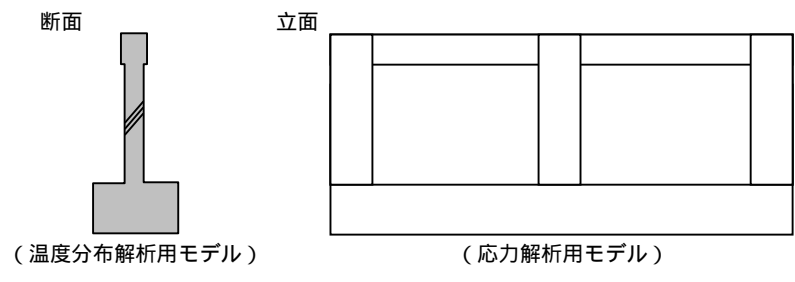
参図-20.4 温度応力解析に影響を及ぼす要因*

*：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、構造体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、参図-20.5 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。



参図-20.5 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土木学会 (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 (普通セメント=46)
断熱温度上昇量に関するパラメータ (普通セメント=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。

$$\epsilon'_{cs}(t, t_0) = (1 - \exp(-0.108(t - t_0)^{0.56})) \quad sh_{\infty}$$

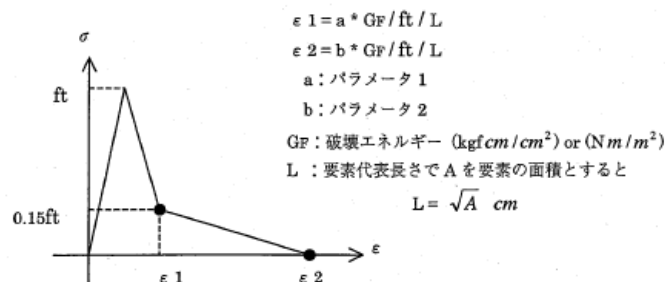
$$sh_{\infty} = -60 + 78(1 - \exp(RH/100)) + 38 \log_e W - 5(\log_e(V/S))^2 - 41 \log_e t_e$$

- 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
 - 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。



参図-20.6 コンクリートの引張側の構成関係*

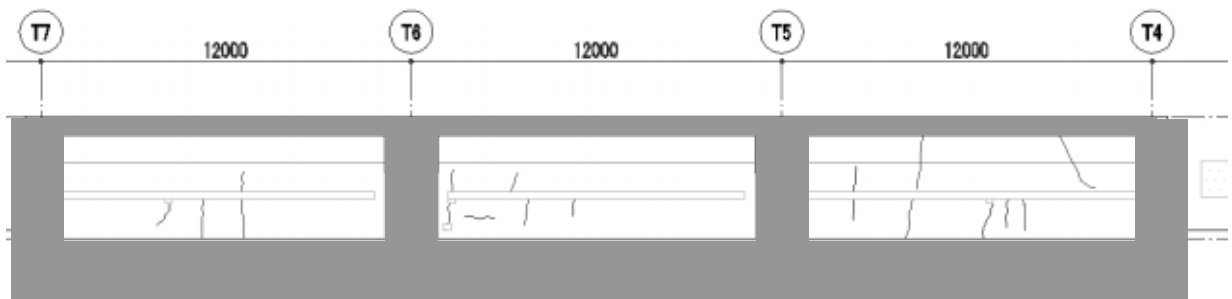
*: 土木学会: コンクリート標準示方書[設計編], 2007

・ その他コンクリートに関する材料係数

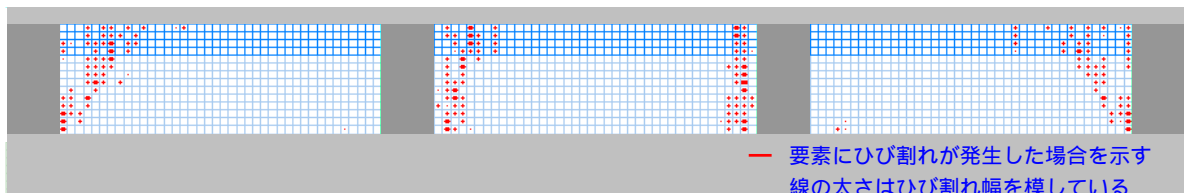
比熱	0.25 kcal/kg・	
圧縮強度	$f_c(t) = t / (4.5 + 0.95 \cdot t) \cdot f_c(91) \cdot 1.11$	(JSCE 式)
	$f_c(91) = 32.4 \text{ N/mm}^2$	(設計時)
ヤング係数	$E(t) = 4700 \cdot f_c(t)^{0.5}$	(JSCE 式)
	$E(\text{上限}) = 2.51 \text{ E}+07 \text{ kN/m}^2$	(設計時)
引張強度	$f_t = 0.44 \cdot f_c(t)^{0.5}$	(JSCE 式)
線膨張係数	10 μ /	

(5) 解析結果

現地で観察されたひび割れを参図-20.7 に、材齢 15 年目の各要素に生じるひび割れの発生傾向を参図-20.8 に示す。



参図-20.7 現地で確認されたひび割れ図



参図-20.8 解析で評価したひび割れ

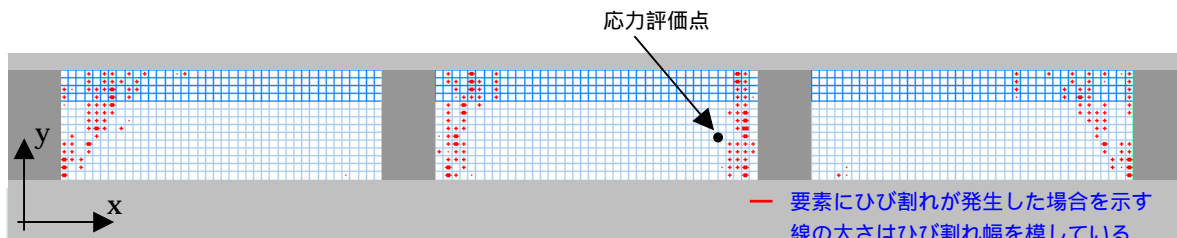
解析の結果、ひび割れ発生の有無に関する予測を行うことは可能であるが、ひび割れの発生位置やひび割れの方向等の詳細な部分についての予測精度は高くない。

この要因として、ひび割れは各種アンカー類や施工時のセパレータ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等を仮定して設定しているため、解析精度に影響を与えたものとする。

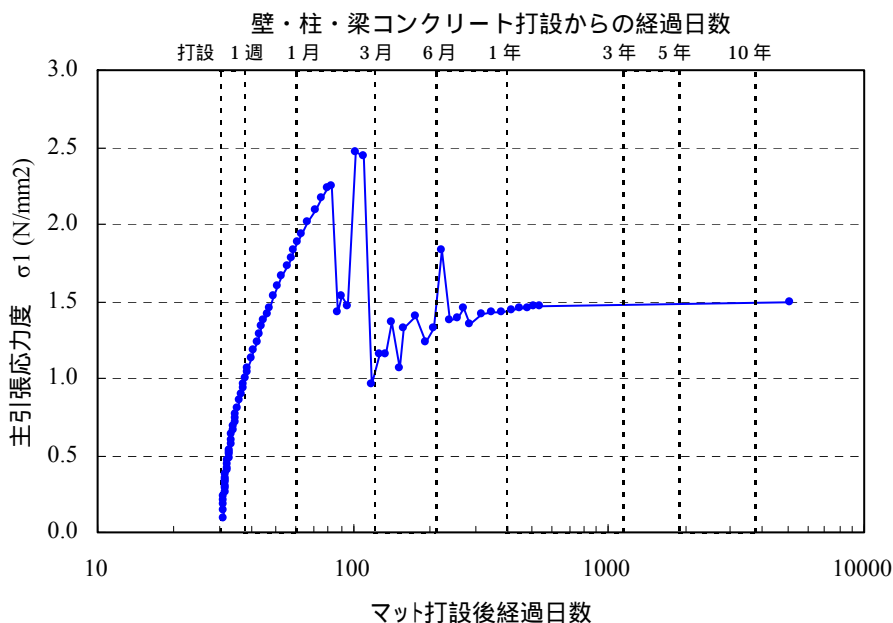
1. 拘束応力と地震時応力の重ね合わせによる評価

(1) 拘束応力の評価

拘束応力の解析結果から、ひび割れ先端位置（参図-20.9 参照）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 座標系で $\{ \sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy} \}^T = \{ 0.17, 1.50, 0.07 \}^T$ 、主引張応力は 1.50 N/mm^2 である。参図-20.10 に主引張応力の経時変化を示す。



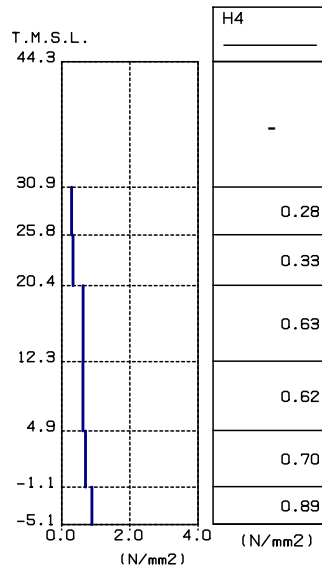
参図-20.9 拘束応力の評価位置



参図-20.10 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の結果を参図-20.11 に示す。この結果から、B2F には 0.89N/mm^2 の平均せん断応力度が作用している。



参図-20.11 地震時最大せん断応力度 (シミュレーション解析結果)

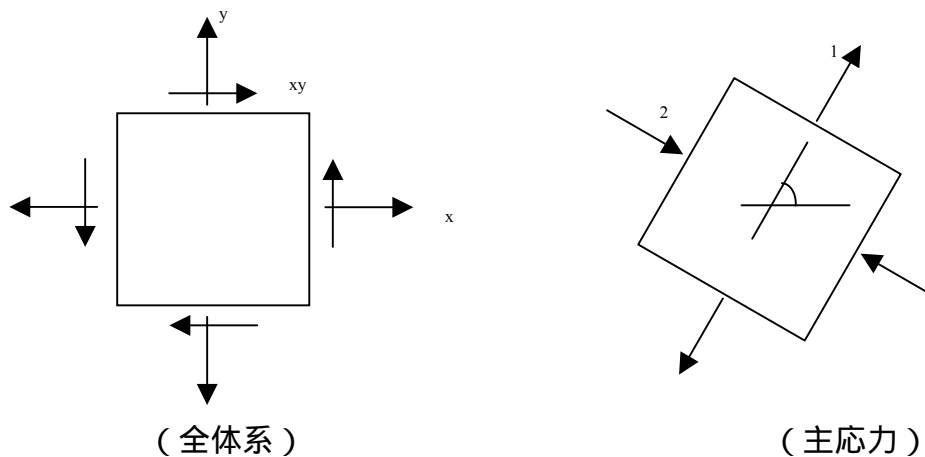
(3)応力の重ね合わせ

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。

$$\begin{aligned} \text{拘束応力} \quad \{c\} &= \{c_x, c_y, c_{xy}\}^T = \{0.17, 1.50, 0.07\}^T \\ \text{地震時応力} \quad \{e\} &= \{e_x, e_y, e_{xy}\}^T = \{0.00, 0.00, 0.89\}^T \\ \text{合成応力} \quad \{k\} &= \{c\} + \{e\} = \{0.17, 1.50, 0.96\}^T \end{aligned}$$

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。

$$\{\sigma_1, \sigma_2\}^T = \{2.00, -0.34\}^T \quad \theta = 62^\circ$$



参図-20.12 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

$$e_1 = 0.89\text{N/mm}^2$$

$$\text{引張強度に対する比率} = e_1 / f_t = 0.89/2.50 = 0.36$$

拘束応力と地震時応力により生じる主引張応力

$$k_1 = 2.00\text{N/mm}^2$$

$$\text{引張強度に対する比率} = k_1 / f_t = 2.00/2.50 = 0.80$$

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 0.80 程度になるため、ひび割れの発生やひび割れの進展が生じる可能性がある。

4. まとめ

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。

また、解析上ひび割れが生じないレベルの地震時応力であっても、拘束応力等の影響でひび割れが生じる可能性がある。

以 上