

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7 補足-025-2 改6
提出年月日	2020年8月24日

タービン建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料

2020年8月

東京電力ホールディングス株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

V-2-2-5「タービン建屋の地震応答計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙 1 地震応答解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 1-1 タービン建屋の地震応答解析モデルの変更点について

別紙 2 地震応答解析における耐震壁及び鉄骨部のせん断スケルトン曲線の設定

別紙 3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙 3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙 3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析

別紙 4 タービン建屋のねじれによる影響について

別紙 5 水平つなぎばねの諸元及び非線形性を考慮した解析

別紙 6 タービン建屋と T/G 架台の相対変位について

下線部：今回ご提示資料

## 別紙 4 タービン建屋のねじれによる影響について

## 目 次

1. 検討概要	別紙 4-1
1.1 構造概要	別紙 4-1
1.2 3次元 FEM モデルによるねじれの影響評価方針	別紙 4-6
2. 3次元 FEM モデルの構築	別紙 4-8
2.1 タービン建屋の3次元 FEM モデル	別紙 4-8
2.1.1 モデル化の基本方針	別紙 4-8
2.1.2 荷重	別紙 4-13
2.1.3 建屋－地盤の相互作用	別紙 4-13
2.2 固有値解析	別紙 4-17
3. 3次元 FEM モデルによる評価	別紙 4-20
3.1 地震応答解析の概要	別紙 4-20
3.1.1 入力地震動	別紙 4-20
3.2 ねじれの影響の把握	別紙 4-22
3.2.1 建屋のねじれの影響	別紙 4-22
3.2.2 機器へのねじれの影響	別紙 4-25

## 1. 検討概要

7号機タービン建屋の質点系モデルは、建屋耐震要素の配置状況を踏まえ、多軸モデルを採用している。本資料では、建屋上部のねじれの影響を確認するという目的から、3次元FEMモデルによる地震応答解析を行う。

### 1.1 構造概要

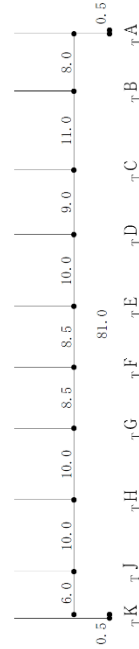
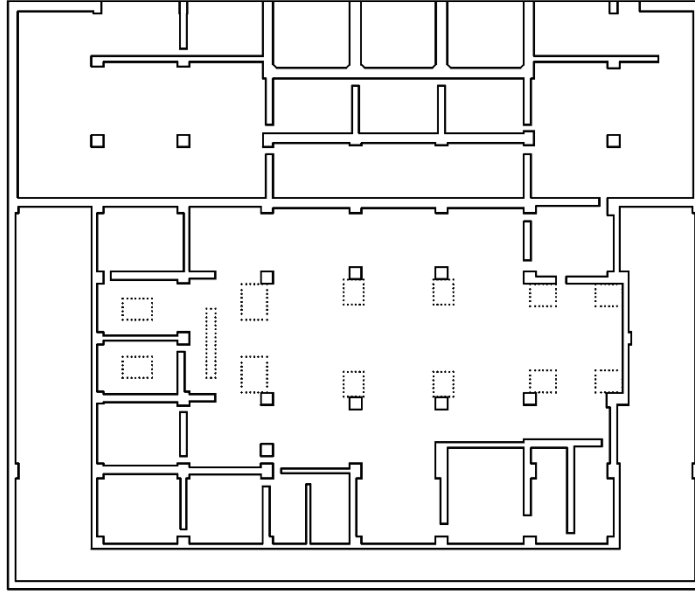
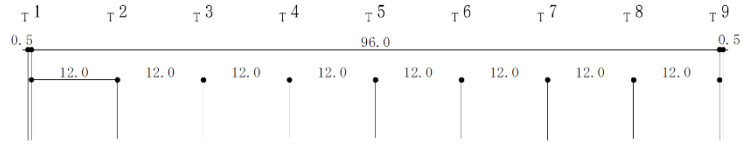
タービン建屋は、地上2階（一部3階）、地下2階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。タービン建屋の概略平面図及び概略断面図を図1-1及び図1-2に示す。

タービン建屋の平面は、地下部分では97.0m（NS方向）×82.0m（EW方向）、最上階は97.0m（NS方向）×48.9m（EW方向）である。基礎スラブ底面からの高さは52.2mであり、地上高さは32.3mである。また、タービン建屋は隣接する原子炉建屋及び廃棄物処理建屋と構造的に分離している。

タービン建屋の基礎は厚さ2.0m（蒸気タービンの基礎のうちラーメン構造部（以降、T/G架台と称す）部分及びその周辺部は厚さ2.8m）のべた基礎で、支持地盤である泥岩上に直接またはマンメイドロックを介して設置している。

蒸気タービンの基礎とは、図1-1及び図1-2に示すように、タービン建屋のほぼ中央に位置するタービン発電機を支える柱及びはりによって構成される鉄筋コンクリート造のラーメン構造部及びそれを支持する基礎スラブ部をいう。

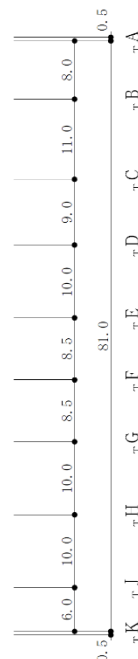
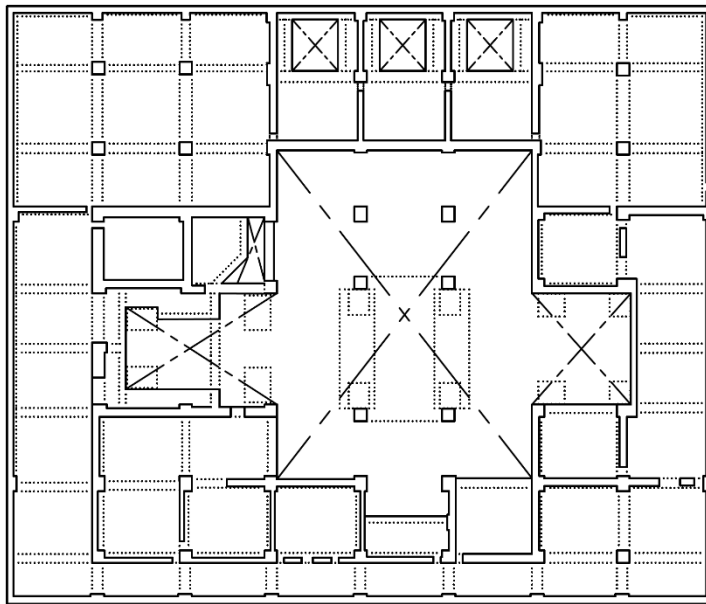
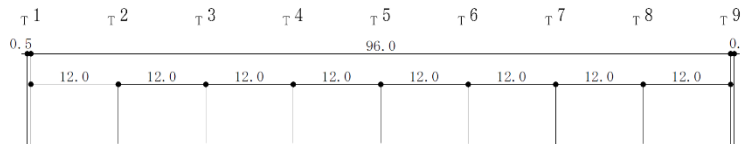
ラーメン構造部は高さ25.5m、長さ69.7m、幅約16.3mの大きさとタービン建屋とは基礎スラブ部で接続する以外は構造的に分離する。



(単位：m)

注：東京湾平均海面（以下、「T.M.S.L.」という。）

図 1-1 タービン建屋の概略平面図 (B2F, T.M.S.L. -5.1m) (1/6)



(単位：m)

図 1-1 タービン建屋の概略平面図 (B1F, T.M.S.L. 4.9m) (2/6)

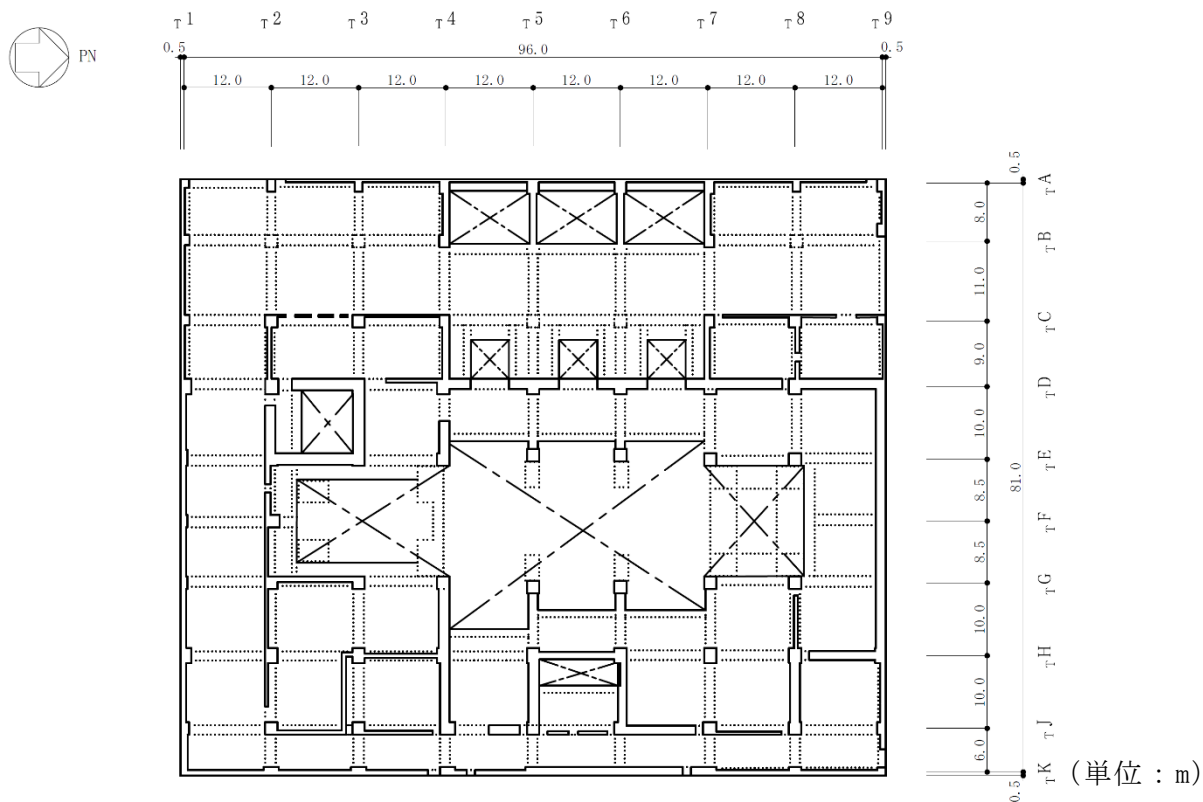


図 1-1 タービン建屋の概略平面図 (1F, T.M.S.L. 12.3m) (3/6)

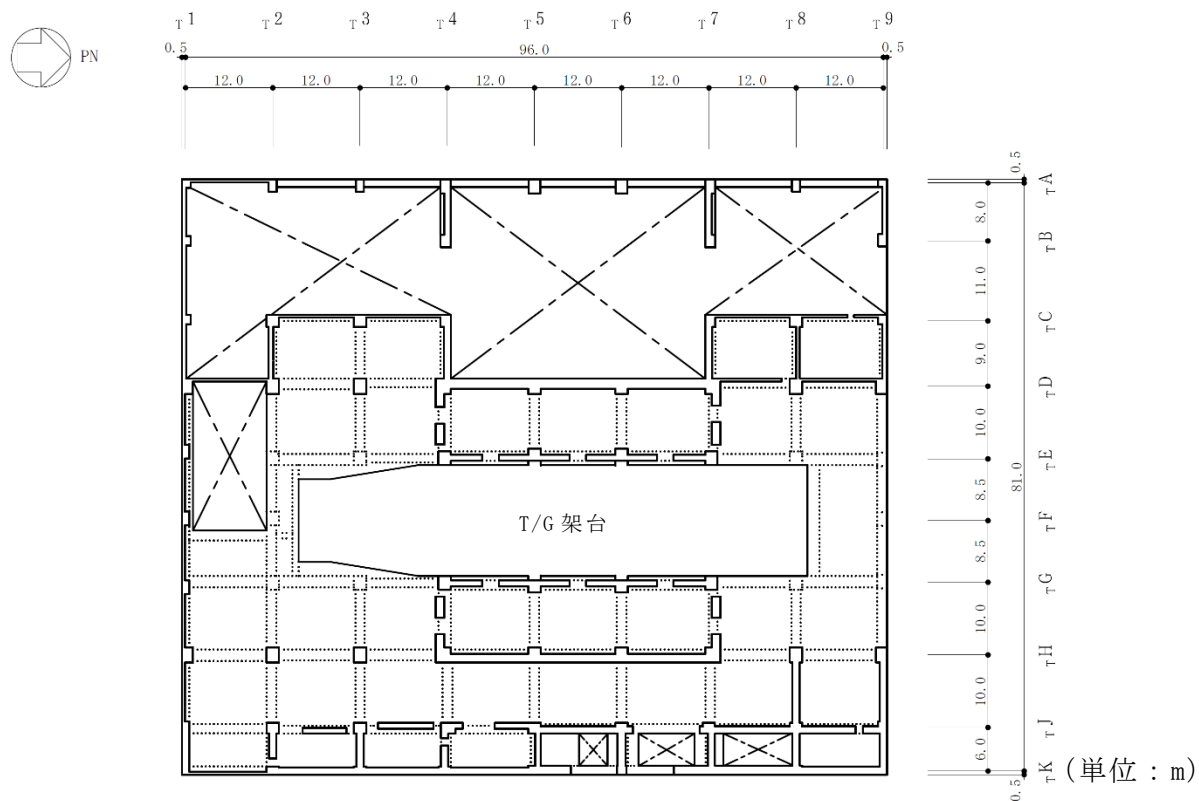


図 1-1 タービン建屋の概略平面図 (2F, T.M.S.L. 20.4m) (4/6)

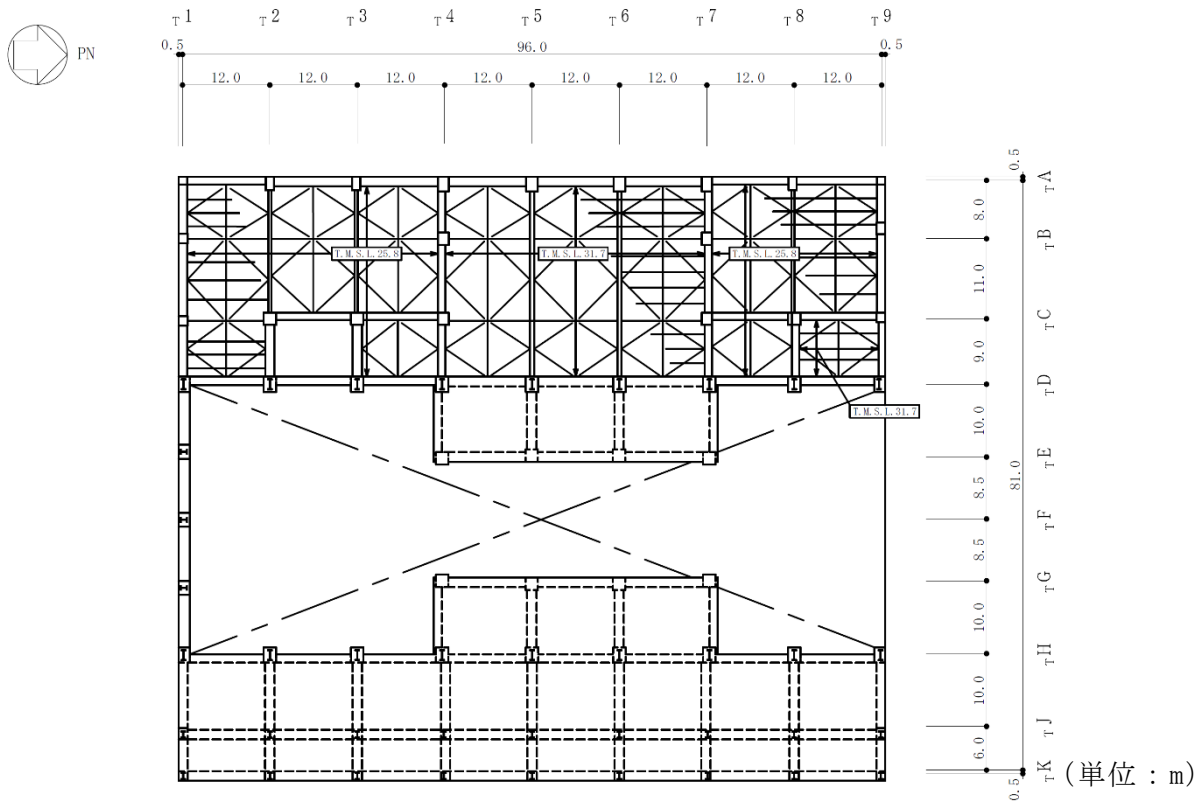


図 1-1 タービン建屋の概略平面図 (3F, T.M.S.L. 30.9m) (5/6)

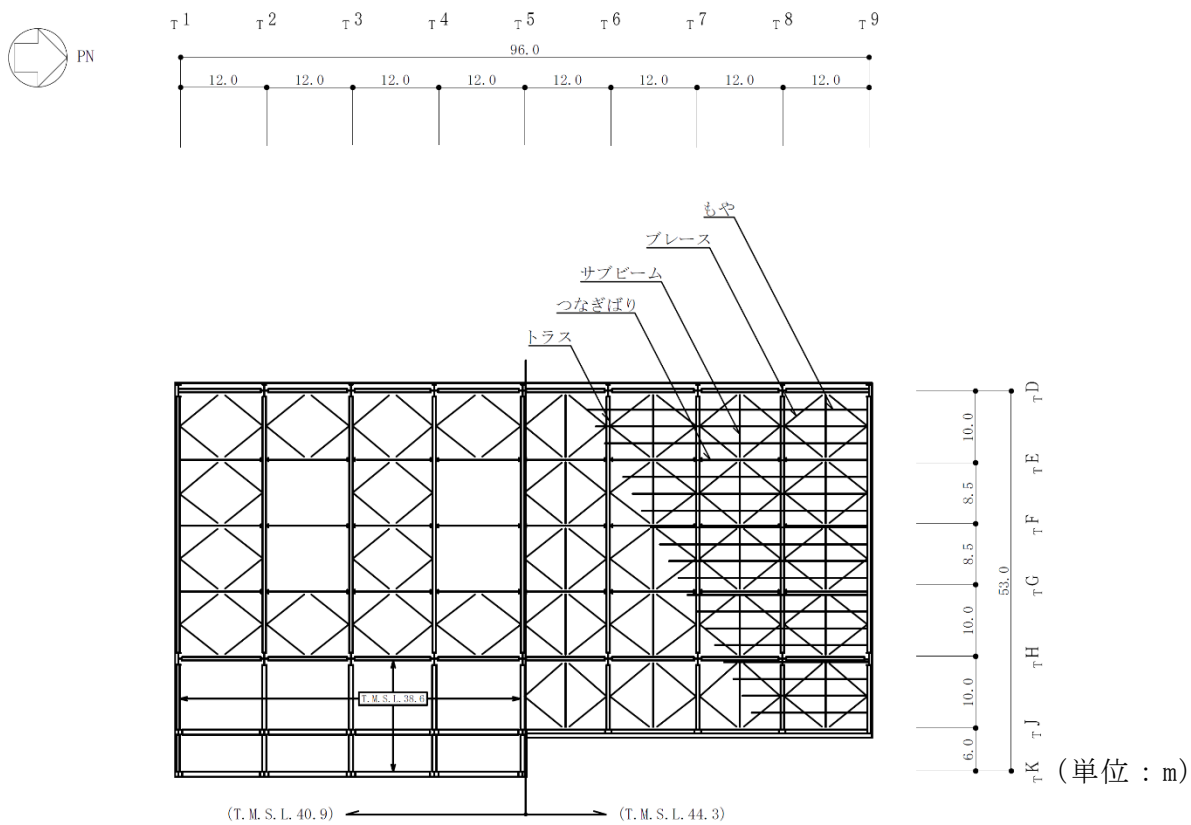
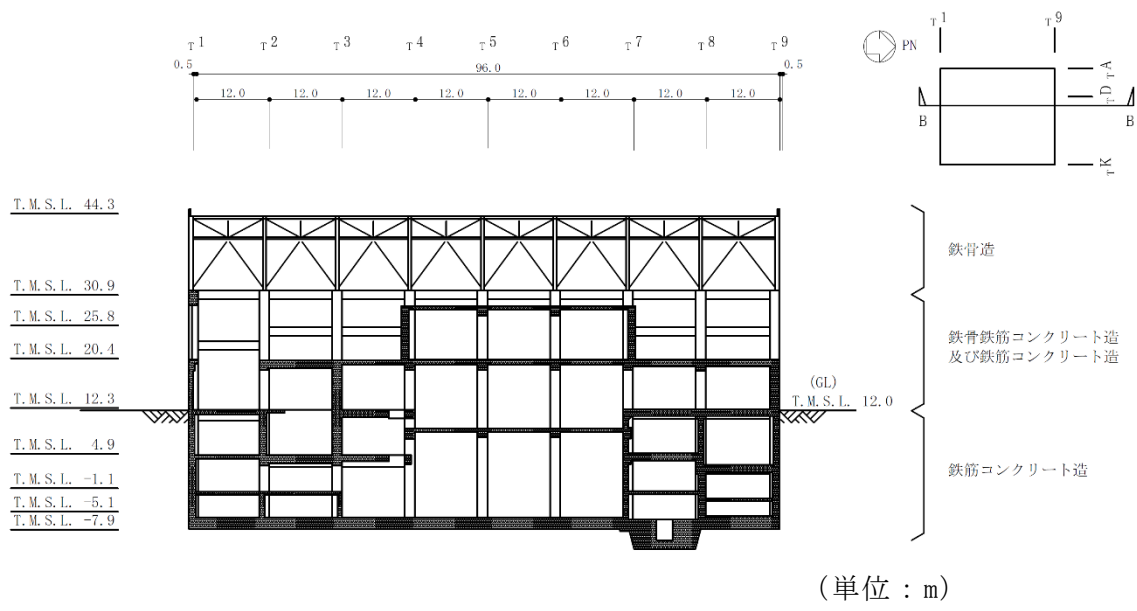
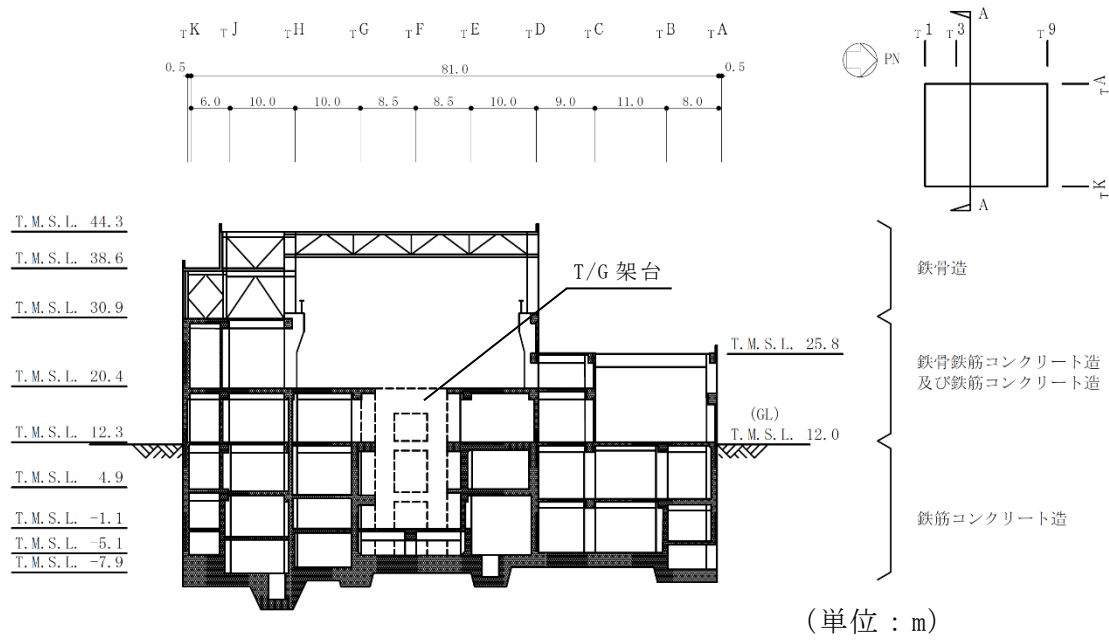


図 1-1 タービン建屋の概略平面図 (RF, T.M.S.L. 44.3m) (6/6)





NS 方向断面



EW 方向断面

図 1-2 タービン建屋の概略断面図

## 1.2 3次元 FEM モデルによるねじれの影響評価方針

本検討では、オペフロより上部における上部鉄骨部のねじれが、機能維持エリアに与える影響の有無を確認する目的で表 1-1 に示す建屋の実状を模擬した 3 次元 FEM モデルを構築する。

3 次元 FEM モデルの妥当性確認のために、V-2-2-5「タービン建屋の地震応答計算書」の地震応答解析モデルの固有値解析結果及び上部構造の固有モードを確認した上で、弾性設計用地震動 Sd-1 による地震応答解析を行う。

地震応答解析結果の確認は、上部鉄骨部が 20.4m 以下の機能維持エリアに及ぼすねじれによる影響を確認するという観点から、3 次元 FEM モデル及び質点系モデルの加振方向及び加振直交方向の最大応答変位を比較し、分析する。

3 次元 FEM モデルによる建屋のねじれ評価フローを図 1-3 に示す。なお、解析には解析コード「MSC NASTRAN」を用いる。

表 1-1 解析モデルのケース

モデル ケース	床の モデル化	地盤の モデル化	コンクリート 剛性の設定	積雪荷重	非線形特性
3 次元 FEM モデル	床柔	相互作用考慮	実強度	考慮	考慮せず

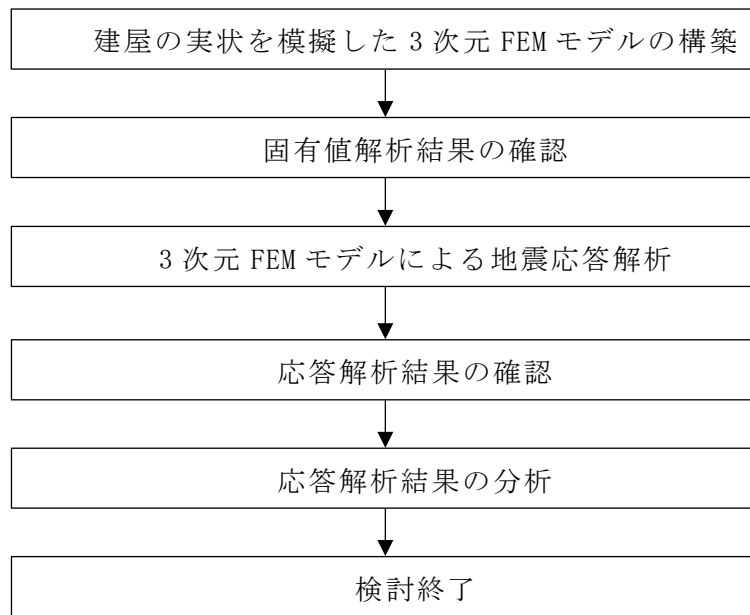


図 1-3 3次元 FEM モデルによる建屋のねじれ評価フロー

## 2. 3次元 FEM モデルの構築

### 2.1 タービン建屋の 3次元 FEM モデル

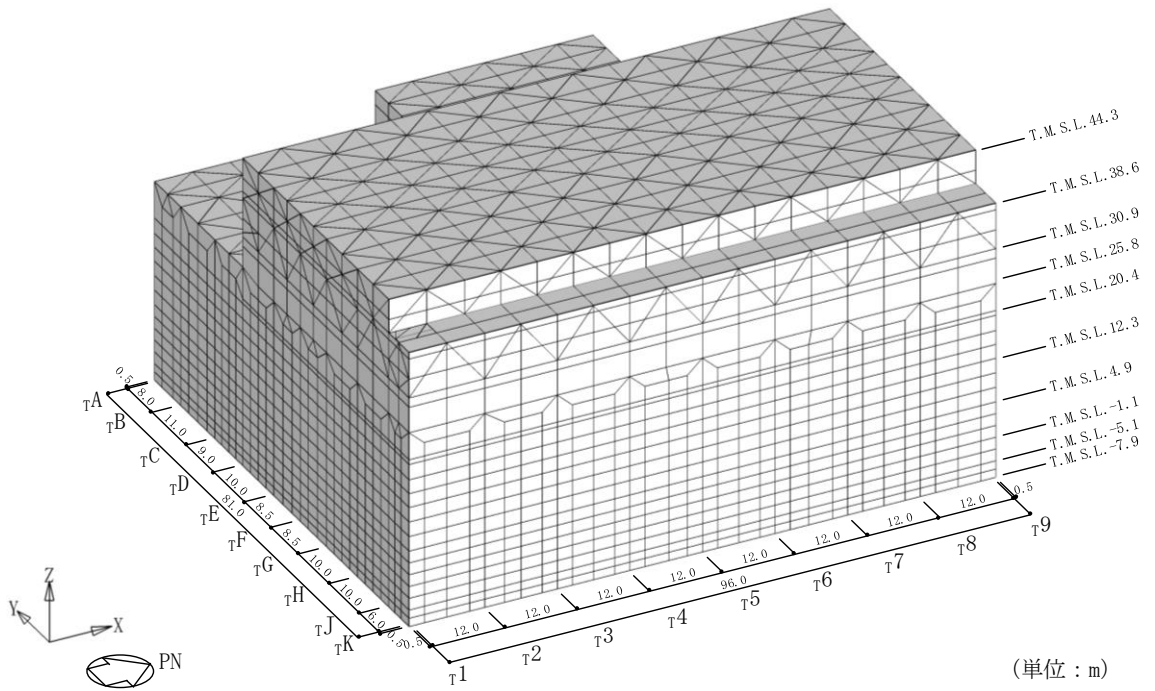
#### 2.1.1 モデル化の基本方針

タービン建屋の 3次元 FEM モデルを図 2-1 に示す。また、タービン建屋の 3次元 FEM モデルの概要を以下に示す。

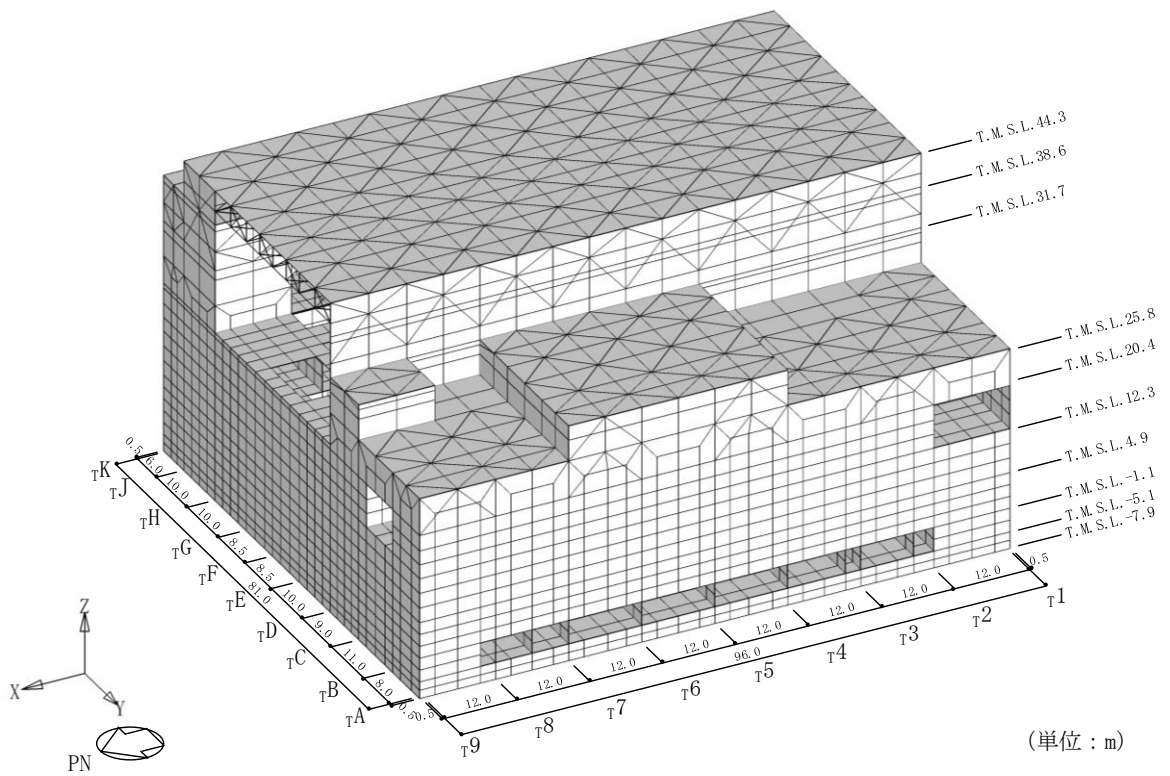
3次元 FEM モデルで設定する各部材の要素種別は、以下のとおりである。床スラブ及び壁は、面材で軸剛性、せん断剛性及び曲げ剛性を評価するためシェル要素（約 9900 要素）とする。基礎スラブは、床スラブと同一の面材であるが、床スラブに比べ、スラブ厚が大きいことからソリッド要素（約 2200 要素）とする。柱、はり及び屋根トラスの上下弦材は、線材で軸剛性、せん断剛性及び曲げ剛性を評価するためはり要素（約 3900 要素）とし、斜材、束材及び水平ブレースは線材で軸剛性のみ評価するため、トラス要素（約 800 要素）でモデル化する。なお、壁及び床の開口部については、主要な開口部のみモデル化する。

要素サイズは、水平方向及び高さ方向ともに 2～3m 程度とし、屋根トラスは 1部材 1要素、壁及び床スラブは 4～6m 程度とする。

3次元 FEM モデルにおける使用材料の物性値を表 2-1 に示す。また、地盤物性値を表 2-2 に示す。

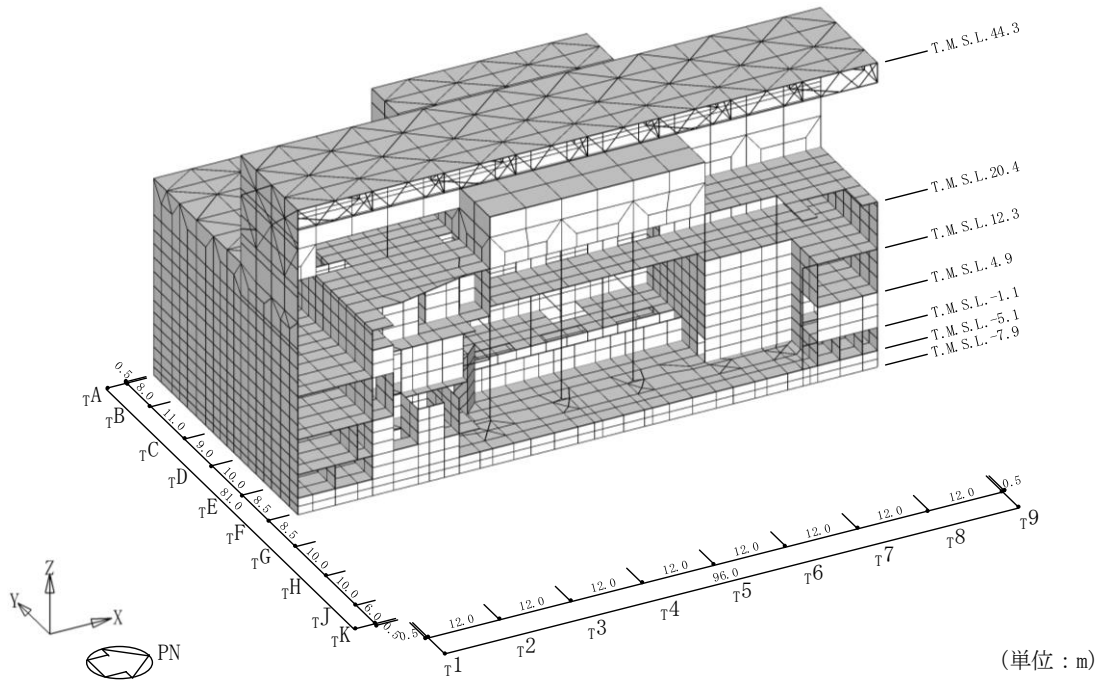


(a) 建屋全景（南東面）

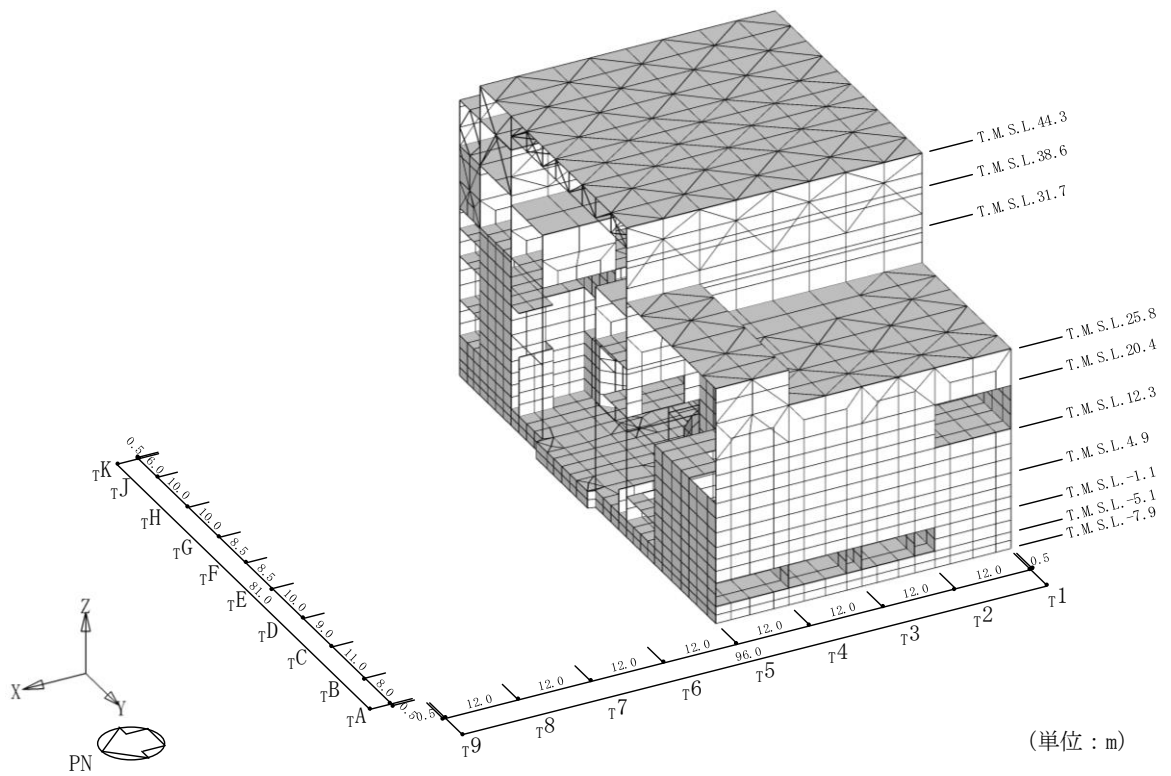


(b) 建屋全景（北西面）

図 2-1 解析モデル（1/2）



(c) NS 断面図 (南東面)



(d) EW 断面図 (北西面)

図 2-1 解析モデル (2/2)

表 2-1 使用材料の物性値

部位	使用材料	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 h (%)
建屋部及びT/G架台	コンクリート* : $\sigma_c = 43.1$ (N/mm <sup>2</sup> ) ( $\sigma_c = 440$ kgf/cm <sup>2</sup> ) 鉄筋 : SD35 (SD345相当)	$2.88 \times 10^4$	$1.20 \times 10^4$	5
基礎スラブ	コンクリート* : $\sigma_c = 39.2$ (N/mm <sup>2</sup> ) ( $\sigma_c = 400$ kgf/cm <sup>2</sup> ) 鉄筋 : SD35 (SD345相当)	$2.79 \times 10^4$	$1.16 \times 10^4$	5
屋根トラス部	鉄骨 : SS41 (SS400相当)	$2.05 \times 10^5$	$0.79 \times 10^5$	2
	鉄骨 : SM41A (SM400A相当)	$2.05 \times 10^5$	$0.79 \times 10^5$	2
	鉄骨 : SM50A (SM490A相当)	$2.05 \times 10^5$	$0.79 \times 10^5$	2

注記\* : 実強度に基づくコンクリート強度。

表 2-2 地盤定数 (Sd-1)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 $G$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 $G/G_0$	減衰 定数 $h$ (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.140	0.369	0.38	19
+8.0		200	16.1	0.308	0.170	0.657	0.26	23
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.26	1.92	0.66	4
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	4.03	4.16	0.97	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.51	4.75	0.95	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.83	6.14	0.95	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.90	8.32	0.95	3
-155.0		椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00
$\infty$								



### 2.1.2 荷重

固定荷重，積載荷重，積雪荷重及び機器・配管荷重を考慮する。各部について，質点系モデルの重量と整合するよう 3次元 FEM モデルの重量を調整する。

### 2.1.3 建屋－地盤の相互作用

建屋－地盤の相互作用は，V-2-2-5「タービン建屋の地震応答計算書」における質点系モデルの弾性設計用地震動 Sd-1 での基礎底面地盤ばね及び側面地盤ばねと整合するよう，地盤をばね要素でそれぞれモデル化することで考慮する。

基礎底面地盤ばねについては，質点系モデルで考慮したスウェイ，ロッキング及び鉛直ばねの値を元に，3次元 FEM モデルの基礎底面の各節点位置に要素面積に応じて離散化する。ただし，鉛直ばねのうち，水平方向加振用は，基礎底面ロッキングばねを元に設定する。

側面の地盤ばねについては，質点系モデルで考慮している側面水平ばねの値を元に，各質点レベルに対応する節点位置に要素面積に応じて離散化する。側面地盤のばね値は，基礎側面位置の地盤の物性値を用いて「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（社）日本電気協会）」の Novak ばねとして評価する。このばね値を 3次元 FEM モデルの側面埋め込み部の節点位置の要素面積に応じて離散化する。

地盤ばね諸元については表 2-3～表 2-5 に，底面地盤ばねと側面地盤ばね設置図について図 2-2 に示す。

表 2-3 底面地盤ばね定数と減衰係数（水平方向）

地震動	NS 方向		EW 方向	
	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
Sd-1	$1.21 \times 10^8$	$7.09 \times 10^6$	$1.24 \times 10^8$	$7.37 \times 10^6$

表 2-4 底面地盤ばね定数と減衰係数（鉛直方向）

(a) 底面回転ばね

地震動		UD 方向	
		ばね定数 (kN・m/rad)	減衰係数 (kN・m・s/rad)
Sd-1	NS 方向加振時	$3.37 \times 10^{11}$	$7.83 \times 10^9$
	EW 方向加振時	$2.60 \times 10^{11}$	$5.01 \times 10^9$

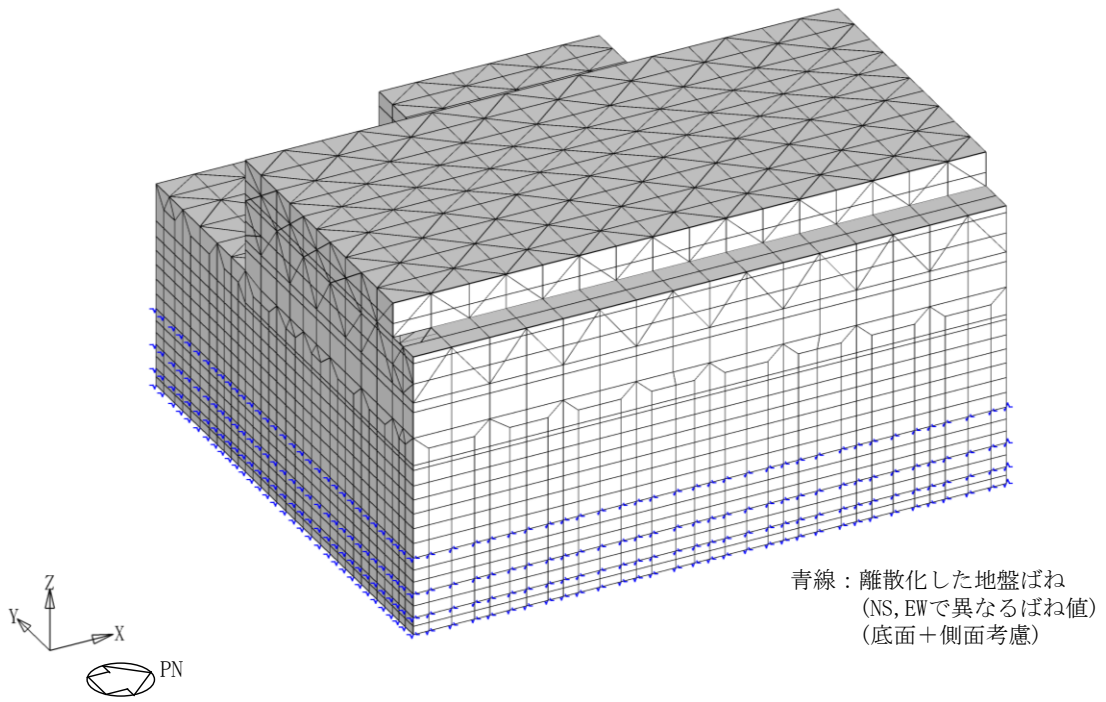
注\*：底面回転ばねについては，鉛直ばねに置換してモデル化する。

(b) 底面鉛直ばね

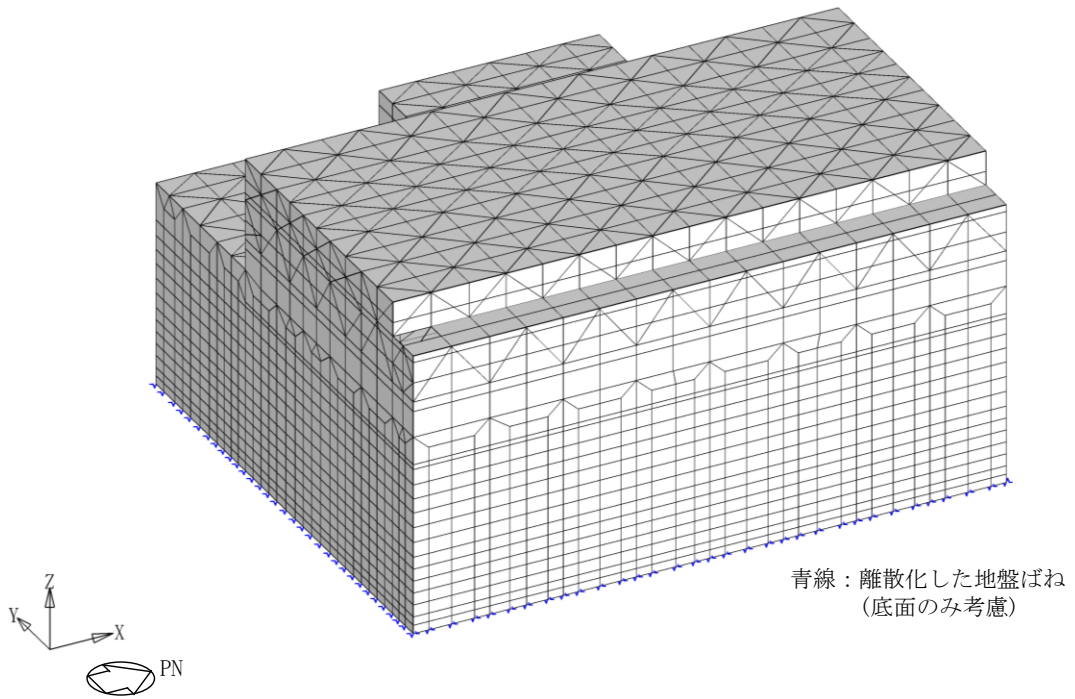
地盤ばね		UD 方向	
		ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
Sd-1	UD 方向加振時	$2.10 \times 10^8$	$1.79 \times 10^7$

表 2-5 側面水平ばね定数と減衰係数（水平方向）

地震動	T. M. S. L. (m)	NS 方向		EW 方向	
		ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
Sd-1	4.9	$1.15 \times 10^6$	$6.89 \times 10^5$	$1.15 \times 10^6$	$6.79 \times 10^5$
	-1.1	$2.73 \times 10^6$	$1.64 \times 10^6$	$2.73 \times 10^6$	$1.62 \times 10^6$
	-5.1	$2.41 \times 10^6$	$1.20 \times 10^6$	$2.41 \times 10^6$	$1.19 \times 10^6$
	-7.9	$2.43 \times 10^6$	$7.08 \times 10^5$	$2.43 \times 10^6$	$7.03 \times 10^5$



(a) 水平方向解析時



(b) 鉛直方向解析時

図 2-2 地盤ばねの設置図

## 2.2 固有値解析

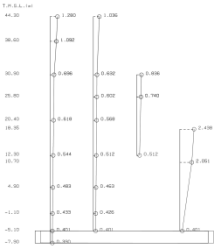
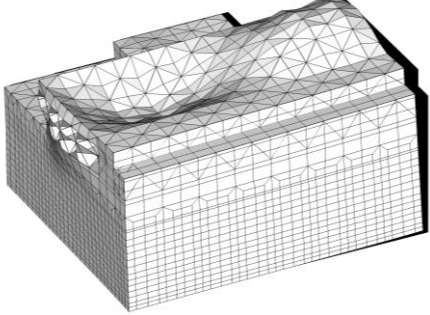
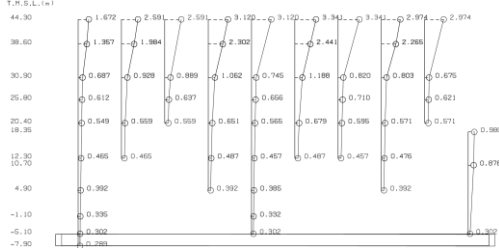
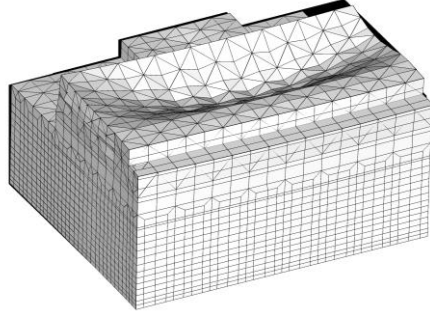
質点系モデル及び3次元FEMモデルの弾性設計用地震動 Sd-1 に対する固有値解析結果（固有振動数及び固有モード，建屋－地盤連成1次）を表2-6及び表2-7に示す。また，ねじれの有無を確認するため，T.M.S.L. 44.3mにおける3次元FEMモデルのモード図を図2-3に示す。図2-3より，加振方向と比較して加振直交方向のモード変位は小さいこと確認した。

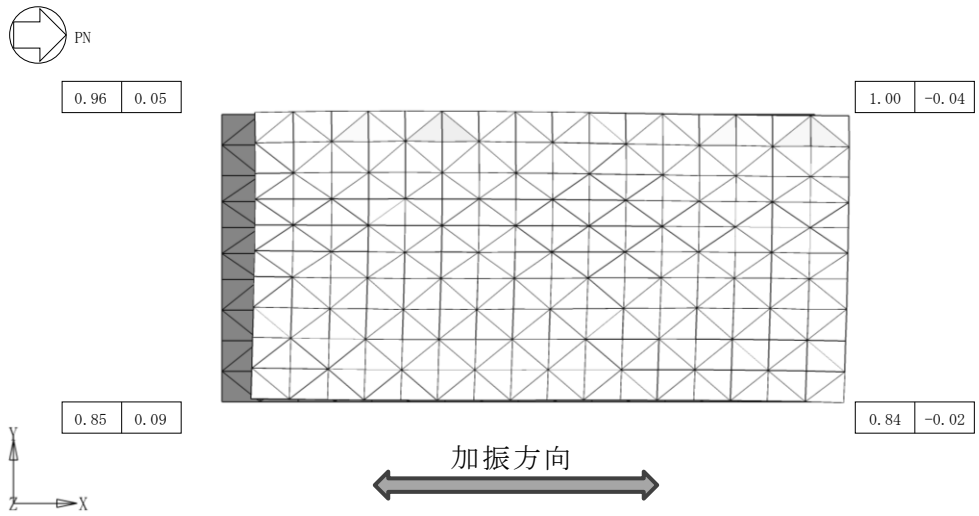
両モデルのNS方向及びEW方向の固有振動数はよく対応しており，3次元FEMモデルの設定は固有値解析の結果においては妥当なものであることを確認した。

表2-6 固有値解析結果

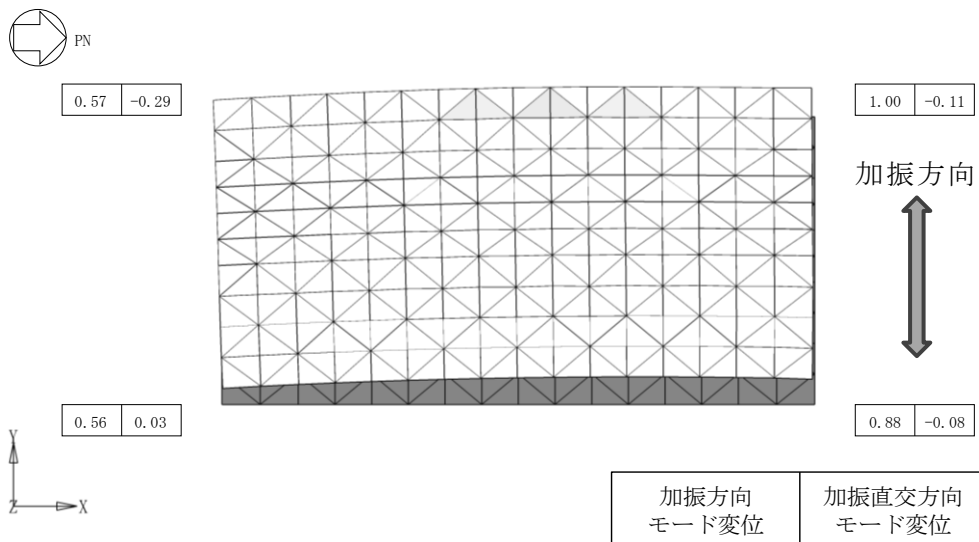
方向	振動数 (Hz)	
	質点系モデル	3次元FEMモデル
NS	2.78	2.69
EW	2.59	2.54

表 2-7 質点系モデル及び 3 次元 FEM モデルのモード図

	質点系モデル	3 次元 FEM モデル
NS	 <p style="text-align: center;">2.78Hz</p>	 <p style="text-align: center;">2.69Hz</p>
EW	 <p style="text-align: center;">2.59Hz</p>	 <p style="text-align: center;">2.54Hz</p>



(a) NS 方向加振時



(b) EW 方向加振時

図 2-3 3次元 FEM モデルのモード図 (T. M. S. L. 44. 3m)

### 3. 3次元 FEM モデルによる評価

#### 3.1 地震応答解析の概要

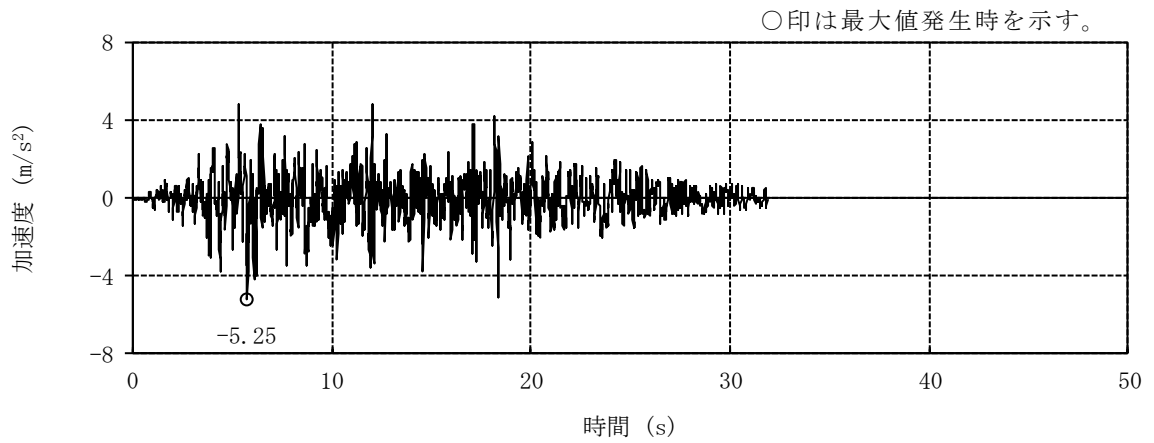
タービン建屋の上部鉄骨構造部のねじれによる影響を把握するために、3次元 FEM モデルを用いて、全周期帯の応答が大きく、耐震評価への影響も大きい弾性設計用地震動 Sd-1 に対する地震応答解析を行う。

3次元 FEM モデルによる地震応答解析は弾性応答解析としていることから、一次元波動論に基づき、V-2-2-5「タービン建屋の地震応答計算書」に示す解放基盤表面レベルに想定する弾性設計用地震動 Sd-1 に対する建屋基礎底面及び側面地盤ばねレベルでの地盤の応答を、地盤ばねを介して入力し、上部鉄骨構造部のねじれによる影響を把握する。

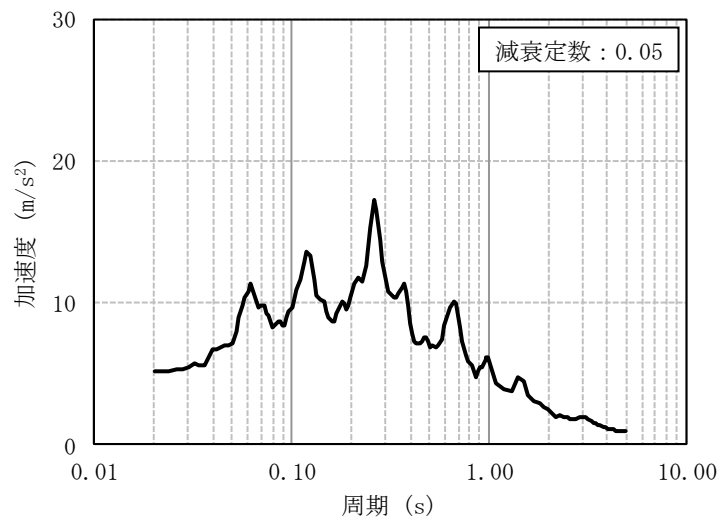
##### 3.1.1 入力地震動

地震応答解析に用いる弾性設計用地震動 Sd-1H の時刻歴加速度波形及び加速度応答スペクトルを図 3-1 に示す。3次元 FEM モデルを用いた地震応答解析は、NS 方向及び EW 方向に対して行う。





(a) 水平方向 (Sd-1H) 時刻歴加速度波形



(b) 水平方向 (Sd-1H) 加速度応答スペクトル

図 3-1 入力地震動 (Sd-1H)

### 3.2 ねじれの影響の把握

図 1-3 の評価フローに基づき、3次元 FEM モデルの加振方向及び加振直交方向の応答変位を比較することで、建屋のねじれの影響の把握を行う。

#### 3.2.1 建屋のねじれの影響

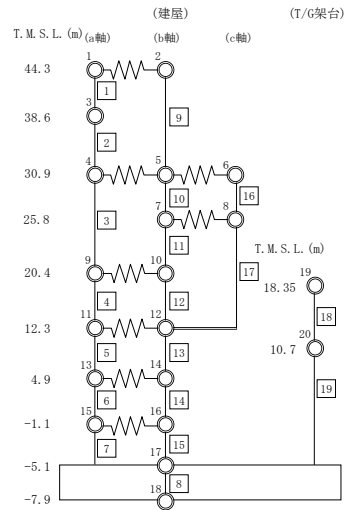
弾性設計用地震動 Sd-1 に対する 3次元 FEM モデル及び質点系モデルの応答変位を比較した結果を図 3-2 及び図 3-3 に示す。なお、3次元 FEM モデルの応答値は、質点系モデルの質点に相当する領域の 4 隅の節点応答値の平均とする。

図 3-2 では NS 方向の応答に着目し、3次元 FEM モデルと質点系モデルの最大応答変位を比較している。上部鉄骨部が 20.4m 以下の機能維持エリアに及ぼすねじれによる影響を確認する目的で、3次元 FEM モデルの NS 方向入力時の最大応答変位（赤線）と質点系モデルの最大応答変位（黒線）を比較する。20.4m 以下の機能維持エリアにおいては、質点系モデルと 3次元 FEM モデルはよく対応していることを確認した。

次に、図 3-2 の EW 方向入力時の最大応答変位（青線）に着目し、ねじれの有無を確認する。20.4m 以上の上部鉄骨部においては、特に b 軸にて加振直交方向の変位が生じており、ねじれが発生していると考えられる。しかし、20.4m 以下の機能維持エリアで生じている変位は上部と比較して小さい。以上より、20.4m 以下の機能維持エリアに対するねじれによる影響はないことを確認した。

図 3-3 では EW 方向の応答に着目し、3次元 FEM モデルと質点系モデルの最大応答変位を比較している。上部鉄骨部が 20.4m 以下の機能維持エリアに及ぼすねじれによる影響を確認する目的で、3次元 FEM モデルの EW 方向入力時の最大応答変位（青線）と質点系モデルの最大応答変位（黒線）を比較する。20.4m 以下の機能維持エリアにおいては、質点系モデルと 3次元 FEM モデルはよく対応していることを確認した。

次に、図 3-3 の NS 方向入力時の最大応答変位（赤線）に着目し、ねじれの有無を確認する。図 3-2 と同様に、上部鉄骨部と比較して機能維持エリアで生じている変位は小さいことから、20.4m 以下の機能維持エリアに対するねじれの影響はないことを確認した。



- 質点系モデル (NS 方向加振時)
- 3次元 FEM モデル (NS 方向加振時)
- 3次元 FEM モデル (EW 方向加振時)

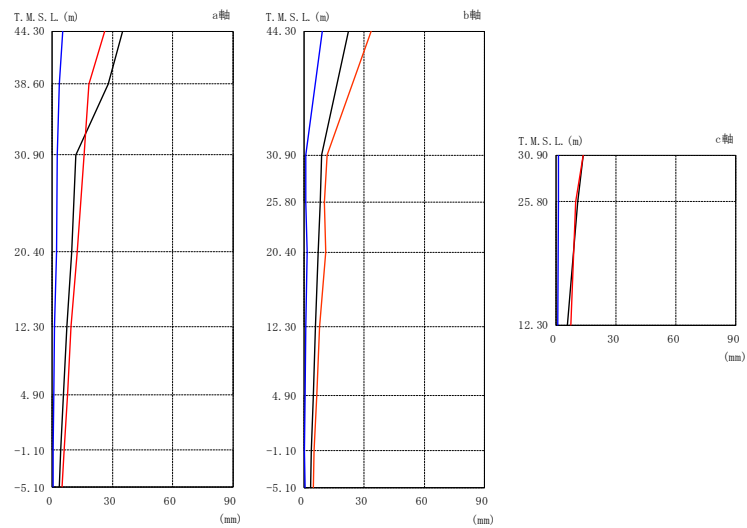
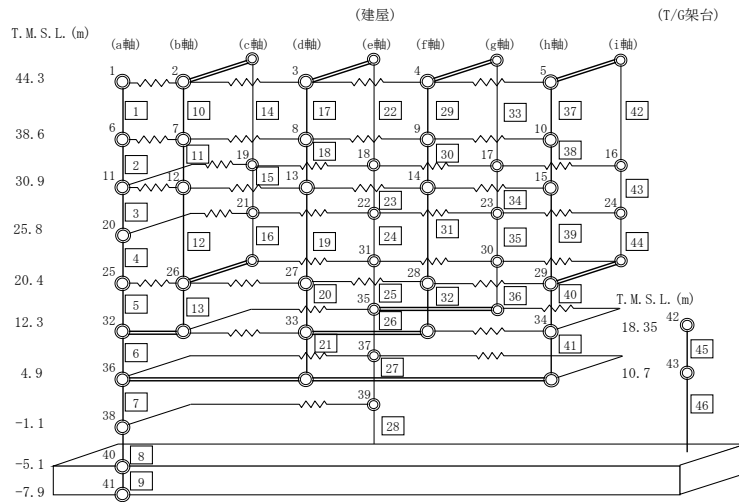


図 3-2 最大応答変位の比較 (Sd-1, NS 方向応答)



- 質点系モデル (EW 方向加振時)
- 3次元 FEM モデル (NS 方向加振時)
- 3次元 FEM モデル (EW 方向加振時)

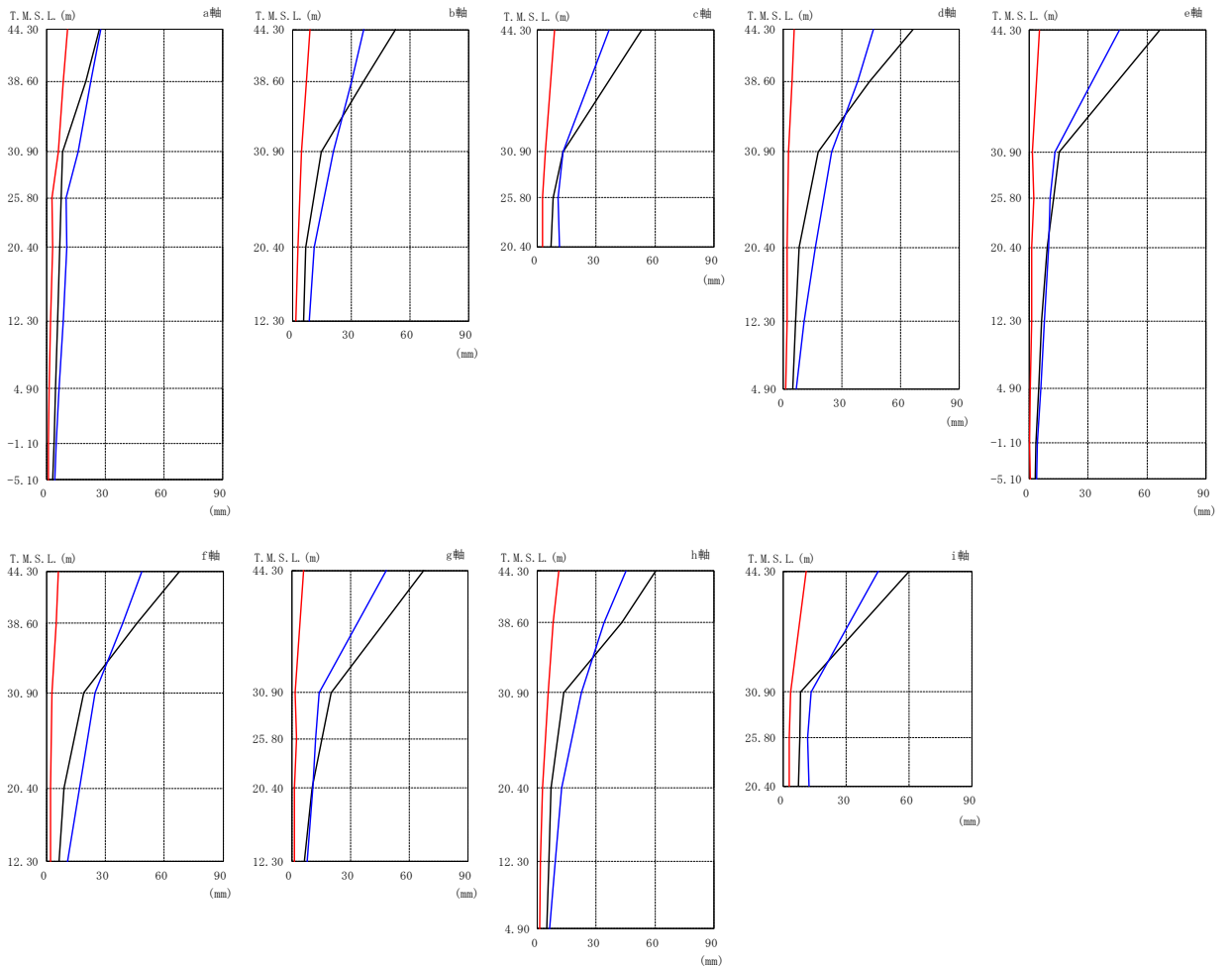


図 3-3 最大応答変位の比較 (Sd-1, EW 方向応答)

### 3.2.2 機器へのねじれの影響

タービン建屋の機能維持エリアにおける機器・配管系へのねじれの影響については、加速度応答スペクトルに対するねじれの影響を確認する。3次元 FEM モデルにおける各階の床の四隅の節点について、Sd-1 に対する加振方向及び加振直交方向の加速度応答スペクトルを表 3-1～表 3-4 に示す。NS 方向及び EW 方向ともに加振方向と比較して加振直交方向の加速度応答スペクトルは概ね小さいものの、表 3-1 に示す T.M.S.L. 20.4m における NS 方向加振時の EW 方向応答については、一部周期帯において応答が大きくなっていることから機器の耐震性への影響を確認する。なお、T.M.S.L. 20.4m における EW 方向加振時の EW 方向応答について、節点 No. 130033 が他の節点と異なる傾向を示している。これは、当該節点周辺における床スラブの開口等の影響と考えられる。

Sd-1 に対する 3次元 FEM モデルにおける加速度応答スペクトルと質点系モデルにおける加速度応答スペクトルを図 3-4 に示す。3次元 FEM モデルにおける加速度応答スペクトルは、節点 No. 130001, 130033, 130849, 120910 における NS 方向加振時の EW 方向応答と EW 方向加振時の EW 方向応答を合算した時刻歴応答加速度により算定した加速度応答スペクトルと、NS 方向加振時の NS 方向応答と EW 方向加振時の NS 方向応答を合算した時刻歴応答加速度により算定した加速度応答スペクトルを包絡したものである。一方、質点系モデルにおける加速度応答スペクトルは、基本ケースの T.M.S.L. 20.4m に位置する質点の NS 方向及び EW 方向の加速度応答スペクトルを包絡して拡張したものである。固有周期が 0.3 秒を超える周期帯で、3次元 FEM モデルにおける応答が質点系モデルにおける応答を一部上回ることがあるものの、機器の固有周期帯は概ね 0.2 秒よりも短周期側であるため、機器の耐震性へのねじれの影響はないと考えられる。

表 3-1 3次元 FEM モデルの水平方向の応答比較 (Sd-1, T.M.S.L. 20.4m)

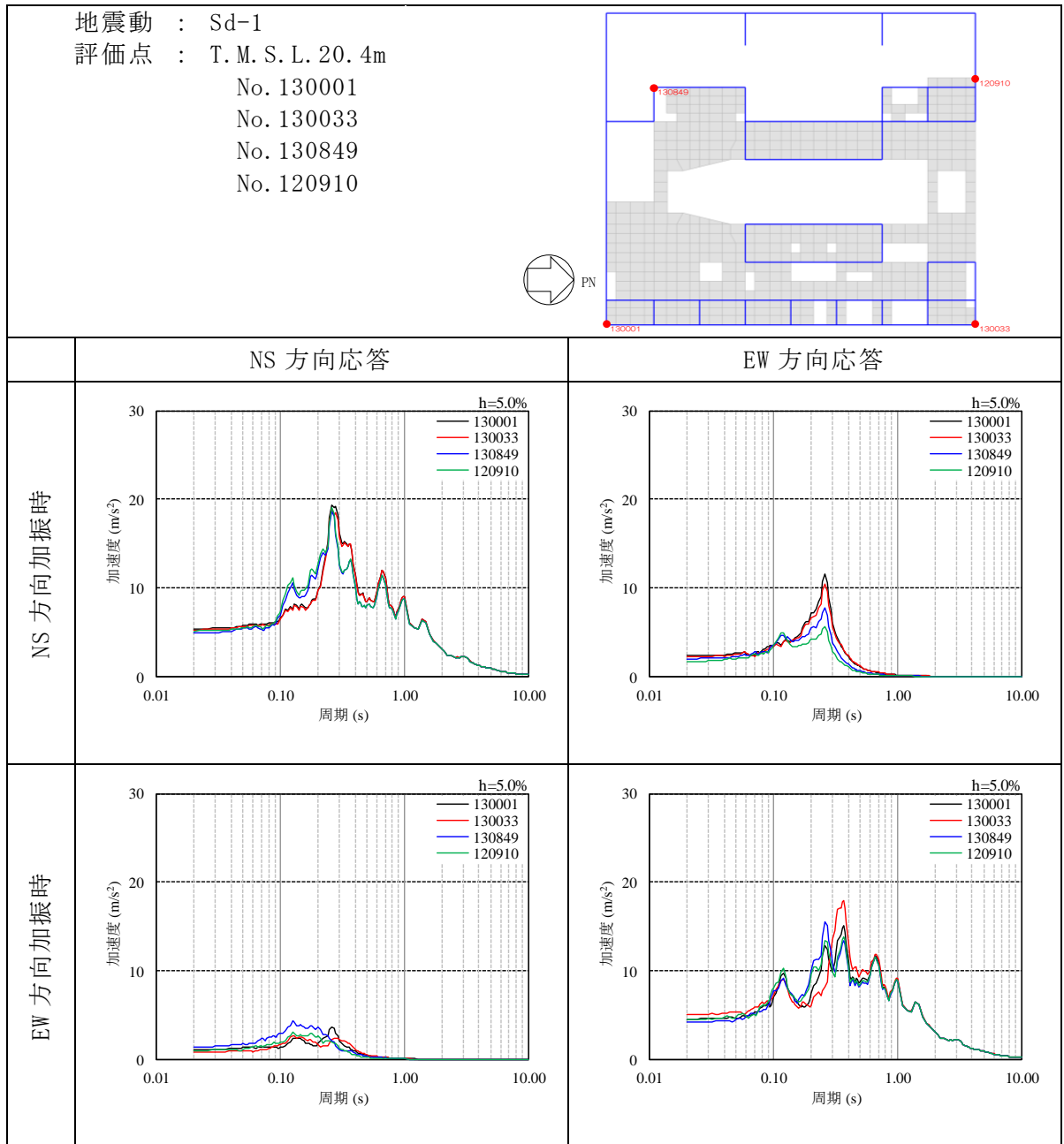


表 3-2 3次元 FEM モデルの水平方向の応答比較 (Sd-1, T.M.S.L. 12.3m)

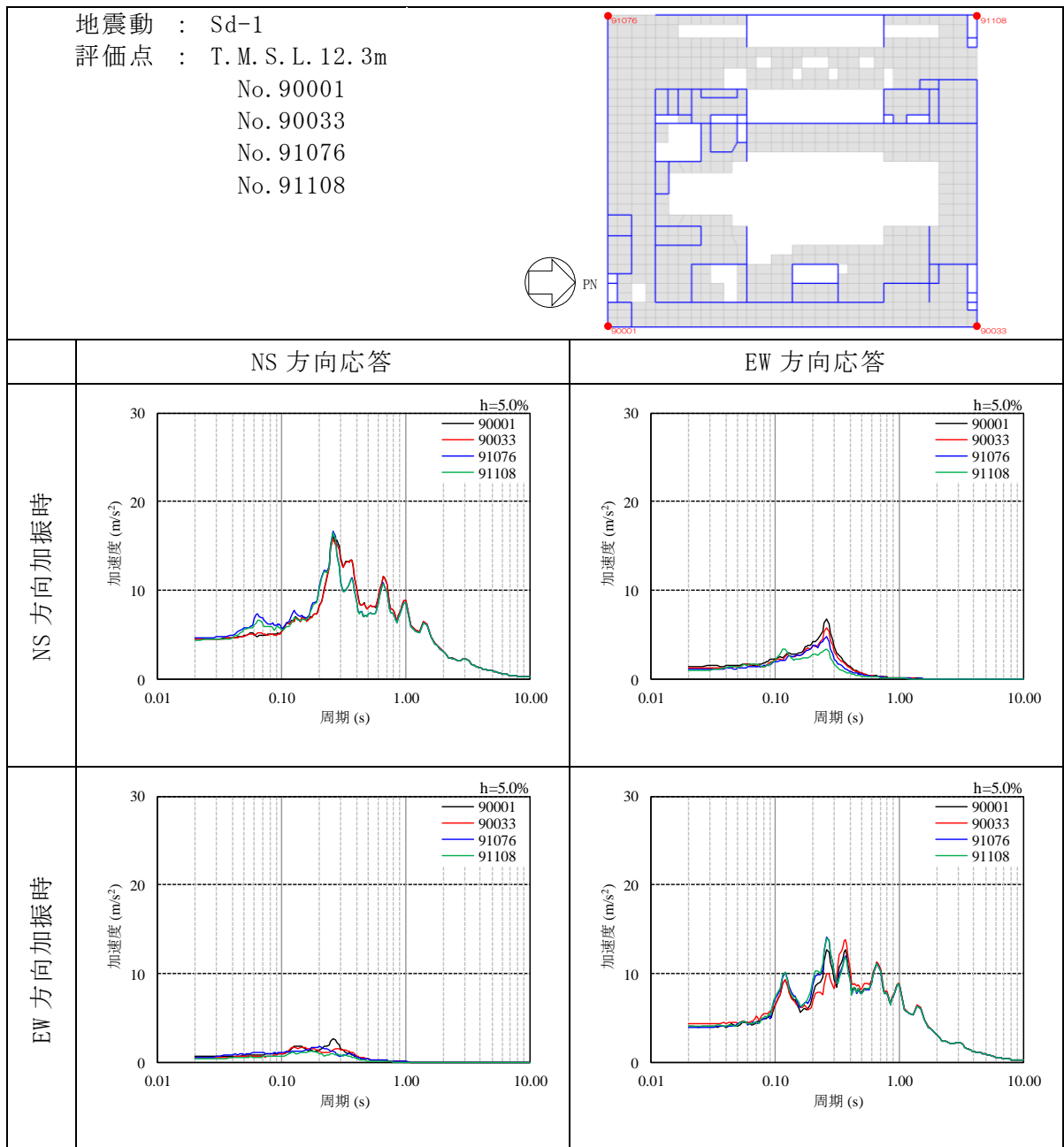


表 3-3 3次元 FEM モデルの水平方向の応答比較 (Sd-1, T.M.S.L. 4.9m)

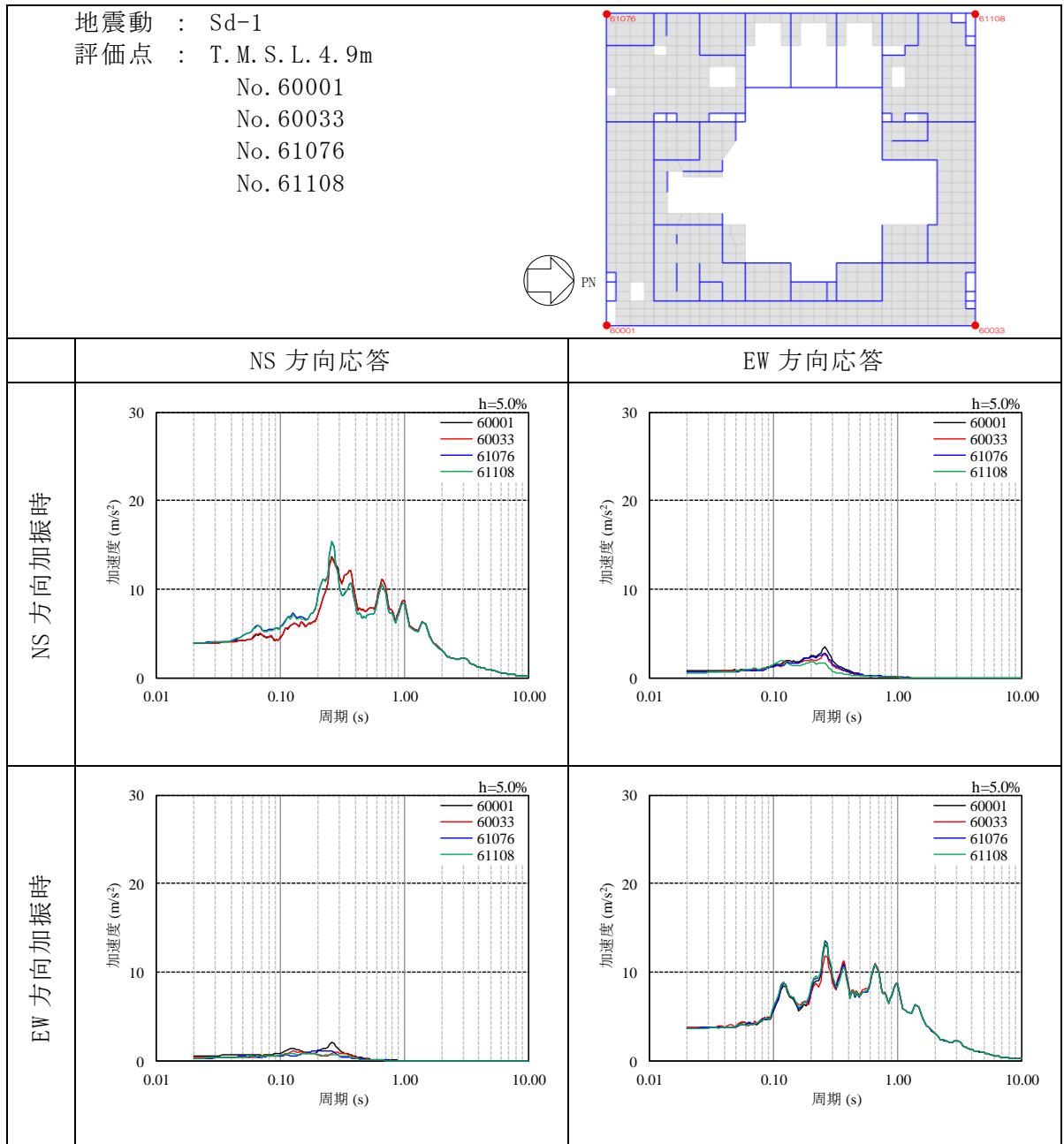
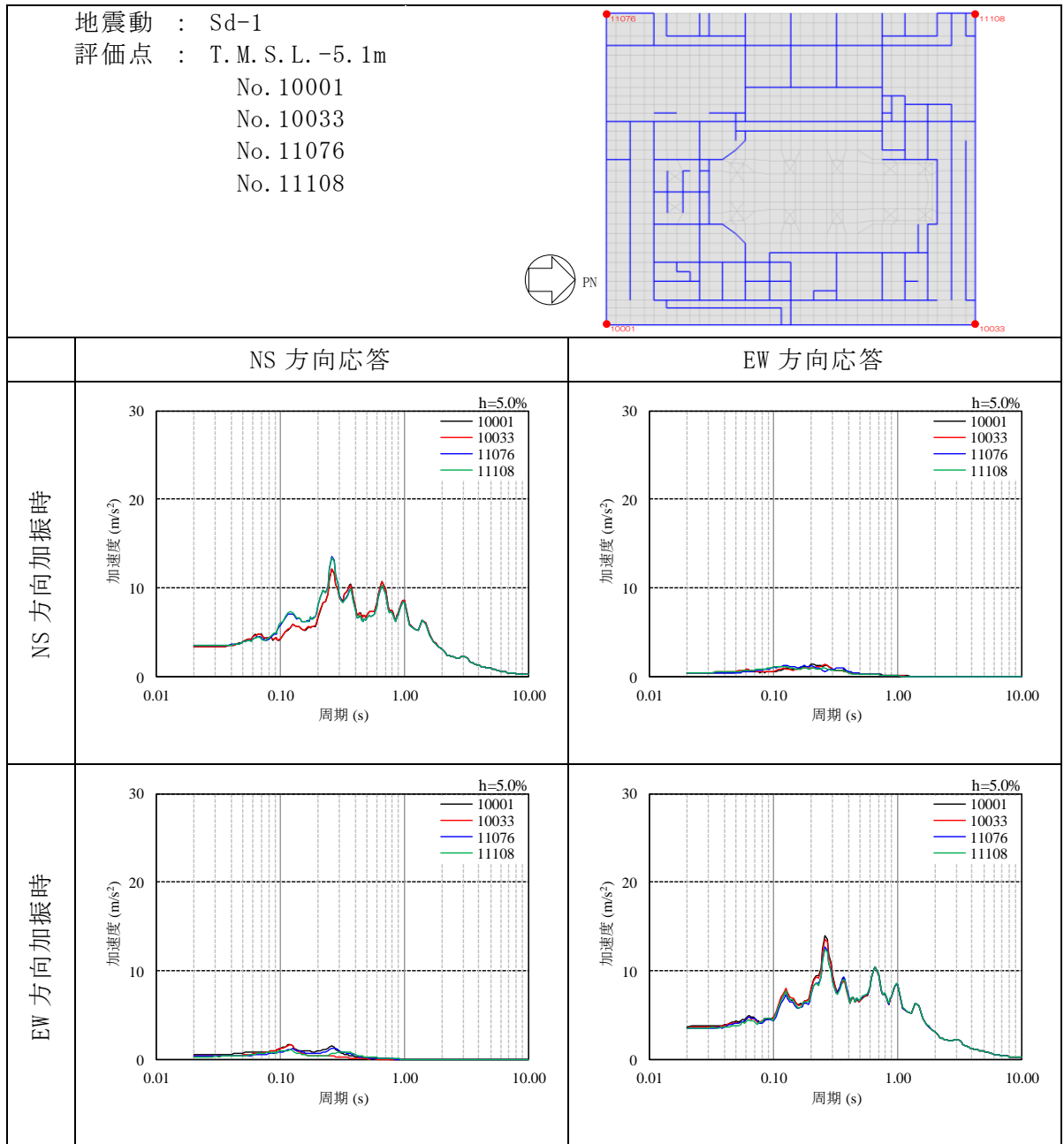




表 3-4 3次元 FEM モデルの水平方向の応答比較 (Sd-1, T.M.S.L. -5.1m)



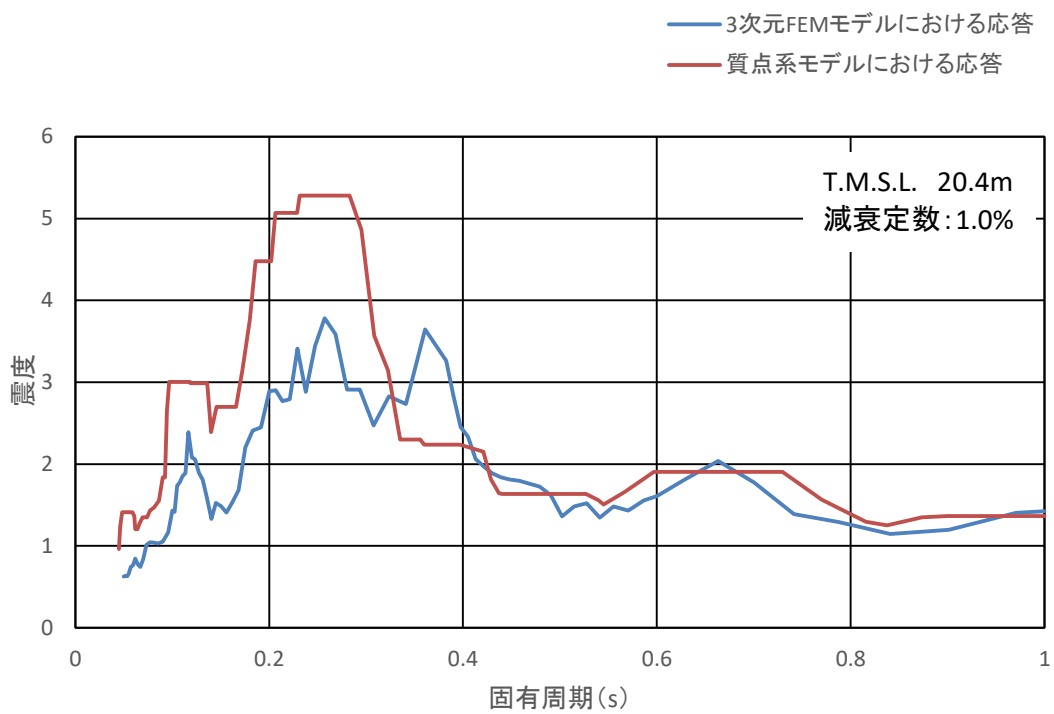


図 3-4 Sd-1 に対する 3 次元 FEM モデル及び質点系モデルにおける応答

## 別紙 5 水平つなぎばねの諸元及び非線形性を考慮した解析

## 目 次

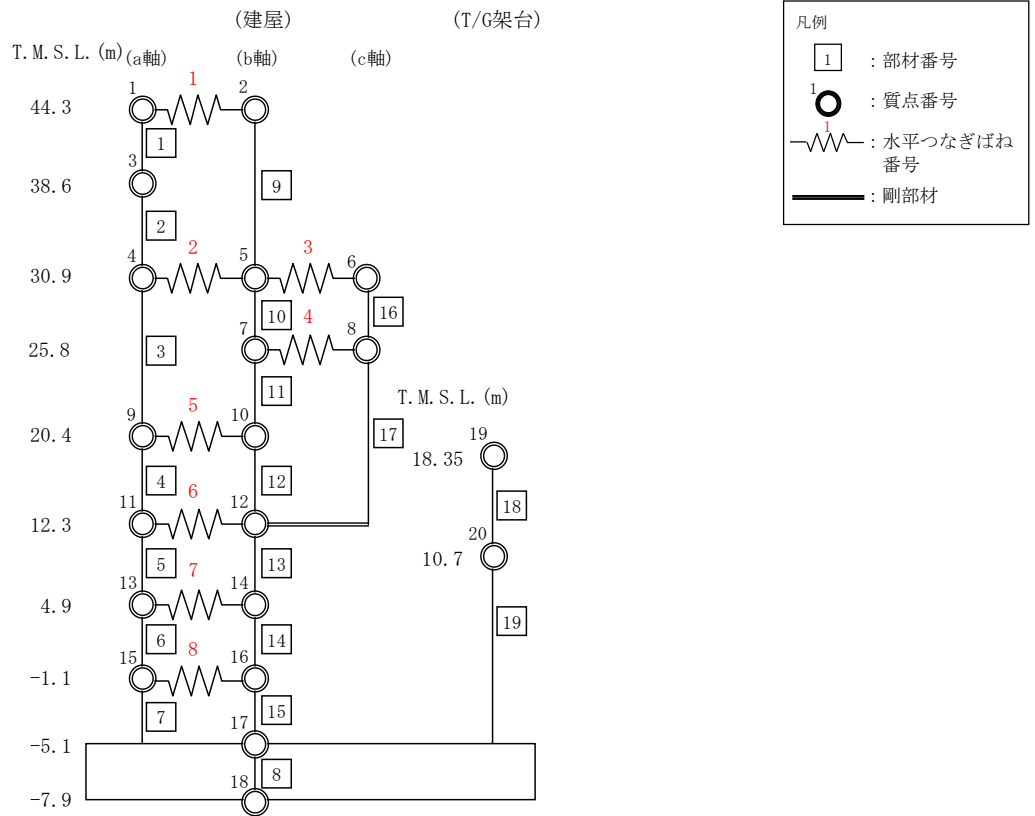
1. 概要 .....	別紙 5-1
1.1 水平つなぎばねの諸元について .....	別紙 5-1
1.2 水平つなぎばねの応答結果 .....	別紙 5-5
2. 非線形ばねを用いた妥当性確認 .....	別紙 5-8
2.1 概要 .....	別紙 5-8
2.2 検討用地震動及び地震応答解析モデル .....	別紙 5-8
2.3 非線形特性の設定 .....	別紙 5-8
2.4 水平つなぎばねに非線形を考慮した応答結果 .....	別紙 5-9

## 1. 概要

本資料は、タービン建屋の地震応答解析モデルに設定している水平つなぎばねに関し、機能維持エリアである鉄筋コンクリート造部における水平つなぎばねの諸元及び応答結果を確認するものである。

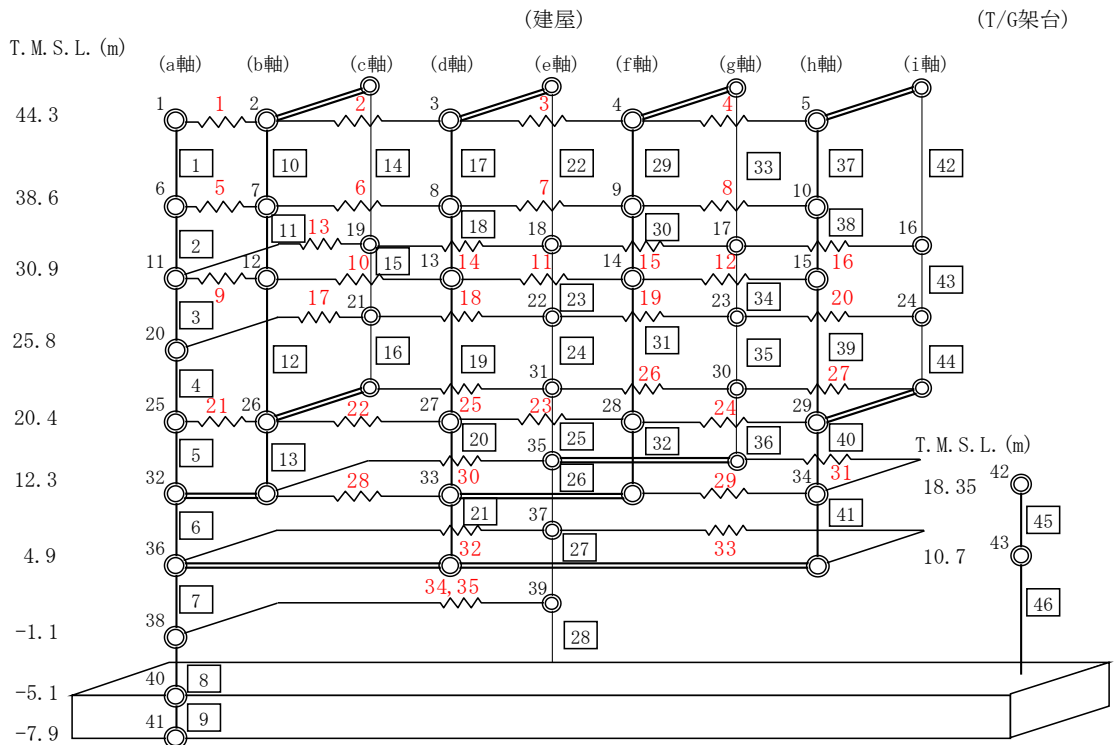
### 1.1 水平つなぎばねの諸元について

タービン建屋の地震応答解析モデル（水平方向）を図 1-1 に示す。水平つなぎばねのせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau$ － $\gamma$  関係）は弾性でモデル化しており、平成 3 年 8 月 23 日付け 3 資庁第 6675 号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-9 タービン建屋の耐震性についての計算書」（以降、建設工認と称す）から変更せず、表 1-1 及び表 1-2 のとおり設定している。



注：東京湾平均海面（以下、「T.M.S.L.」という。）

NS 方向



EW 方向

図 1-1 地震応答解析モデル（水平方向）

表 1-1 水平つなぎばねのばね定数 (NS 方向)

T. M. S. L. (m)	水平つなぎ ばね番号	せん断ばね ( $\times 10^4$ t/m)
44.3	1	4.6 <sup>*1</sup>
30.9	2	0.0 <sup>*2</sup>
	3	1.6 <sup>*1</sup>
25.8	4	2.4 <sup>*1</sup>
20.4	5	66.4
12.3	6	78.6
4.9	7	58.9
-1.1	8	41.5

注記\*1 : 鉄骨水平ブレースを示す。

注記\*2 : モデル図上はばねを示しているが、ばね剛性を考慮していない。

表 1-2 水平つなぎばねのばね定数 (EW 方向)

T. M. S. L. (m)	水平つなぎ ばね番号	せん断ばね ( $\times 10^4 \text{t/m}$ )
44.3	1	5.6 <sup>*1</sup>
	2	3.7 <sup>*1</sup>
	3	3.7 <sup>*1</sup>
	4	3.9 <sup>*1</sup>
38.6	5	12.3
	6	17.4
	7	13.8
	8	17.3
30.9	9	14.8
	10	36.6
	11	53.8
	12	41.2
	13	0.0 <sup>*2</sup>
	14	0.0 <sup>*2</sup>
	15	17.7
	16	0.0 <sup>*2</sup>
25.8	17	2.8 <sup>*1</sup>
	18	1.4 <sup>*1</sup>
	19	0.0 <sup>*2</sup>
	20	1.3 <sup>*1</sup>
20.4	21	134.0
	22	100.4
	23	94.1
	24	64.8
	25	66.5
	26	24.0
	27	76.6
12.3	28	37.3
	29	64.7
	30	34.9
	31	45.0
4.9	32	13.6
	33	15.2
-1.1	34	21.2
	35	40.0

注記\*1 : 鉄骨水平ブレースを示す。

注記\*2 : モデル図上はばねを示しているが、ばね剛性を考慮していない。



## 1.2 水平つなぎばねの応答結果

Ss-1～Ss-8 の基本ケースにおける水平つなぎばねの最大せん断ひずみを算出し、表 1-3 及び表 1-4 に示す。また、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1991 追補版（(社)日本電気協会）」（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）に基づき設定した、せん断スケルトン曲線の第 1 折点を算出し、Ss-1～Ss-8 の基本ケースにおける最大せん断ひずみと比較を行った結果を表 1-5 及び表 1-6 に示す。

表 1-5 より、NS 方向における Ss-1～Ss-8 の最大せん断ひずみは、すべての水平つなぎばねにおいて  $\gamma_1$  ( $0.171 \times 10^{-3}$ ) と比較して小さいことを確認した。

また、表 1-6 より、EW 方向における 20.4m の一部の水平つなぎばねにおいて、 $\gamma_1$  ( $0.171 \times 10^{-3}$ ) を上回るせん断ひずみが生じていることを確認した。

表 1-3 水平つなぎばねの最大せん断ひずみ (NS 方向)

T. M. S. L. (m)	水平つなぎ ばね番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )							
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
20.4	5	<u>0.116</u>	0.082	0.076	0.046	0.035	0.048	0.036	0.059
12.3	6	<u>0.051</u>	0.036	0.028	0.020	0.016	0.022	0.016	0.029
4.9	7	<u>0.027</u>	0.019	0.015	0.010	0.009	0.011	0.009	0.016
-1.1	8	<u>0.009</u>	0.008	0.006	0.004	0.004	0.005	0.004	0.006

注：下線部は各 S s のうち最も大きい値を示す。

表 1-4 水平つなぎばねの最大せん断ひずみ (EW 方向)

T. M. S. L. (m)	水平つなぎ ばね番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )							
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
20.4	21	<u>0.120</u>	0.080	0.052	0.059	0.057	0.058	0.065	0.044
	22	<u>0.252</u>	0.215	0.147	0.182	0.182	0.199	0.190	0.225
	23	<u>0.110</u>	0.085	0.102	0.096	0.078	0.101	0.093	0.104
	24	<u>0.204</u>	0.190	0.145	0.179	0.165	0.196	0.169	0.195
	25	<u>0.720</u>	0.281	0.326	0.335	0.360	0.365	0.447	0.267
	26	<u>0.306</u>	0.055	0.047	0.055	0.050	0.048	0.049	0.029
	27	<u>0.667</u>	0.335	0.365	0.370	0.406	0.401	0.472	0.303
12.3	28	<u>0.036</u>	0.023	0.019	0.021	0.020	0.022	0.024	0.022
	29	<u>0.055</u>	0.035	0.029	0.036	0.033	0.036	0.035	0.032
	30	<u>0.084</u>	0.038	0.026	0.028	0.041	0.030	0.042	0.038
	31	<u>0.095</u>	0.046	0.032	0.037	0.053	0.040	0.052	0.046
4.9	32	<u>0.041</u>	0.019	0.012	0.013	0.022	0.015	0.021	0.020
	33	<u>0.055</u>	0.026	0.016	0.018	0.030	0.020	0.029	0.027
-1.1	34	<u>0.008</u>	0.004	0.003	0.004	0.005	0.004	0.005	0.005
	35	<u>0.010</u>	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.006	0.006

注：下線部は各 S s のうち最も大きい値を示す。

表 1-5 セン断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 第 1 折点) との比較 (NS 方向)

T. M. S. L. (m)	水平つなぎ ばね番号	コンクリート 強度 $F_c$ ( $N/mm^2$ )	せん断 弾性係数 $G$ ( $\times 10^4 N/mm^2$ )	断面積 $A_s$ ( $m^2$ )	$\tau_1$ ( $N/mm^2$ )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	Ss-1~Ss-8 基本ケースの 最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )
20.4	5	43.1	1.20	22.0	2.06	0.171	0.116
12.3	6			37.2			0.051
4.9	7			30.9			0.027
-1.1	8			19.7			0.009

表 1-6 セン断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 第 1 折点) との比較 (EW 方向)

T. M. S. L. (m)	水平つなぎ ばね番号	コンクリート 強度 $F_c$ ( $N/mm^2$ )	せん断 弾性係数 $G$ ( $\times 10^4 N/mm^2$ )	断面積 $A_s$ ( $m^2$ )	$\tau_1$ ( $N/mm^2$ )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	Ss-1~Ss-8 基本ケースの 最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )
20.4	21	43.1	1.20	17.6	2.06	0.171	0.120
	22			19.4			<u>0.252</u>
	23			16.2			0.110
	24			17.9			<u>0.204</u>
	25			9.58			<u>0.720</u>
	26			7.50			<u>0.306</u>
	27			11.7			<u>0.667</u>
12.3	28			18.3			0.036
	29			17.5			0.055
	30			16.4			0.084
	31			15.1			0.095
4.9	32			6.40			0.041
	33			5.25			0.055
-1.1	34			9.27			0.008
	35	13.9	0.010				

注：下線部は， $\gamma_1$  を上回るケースを示す。

## 2. 非線形ばねを用いた妥当性確認

### 2.1 概要

今回工認モデルにおける水平つなぎばねの妥当性を確認する目的で、非線形性を考慮した水平つなぎばねを用いた応答解析を行い、その応答結果を確認する。

### 2.2 検討用地震動及び地震応答解析モデル

表 1-5 及び表 1-6 より、EW 方向の水平つなぎばねにおいて第 1 折れ点を超える最大せん断ひずみが生じていることを確認した。また、表 1-6 より Ss-1~Ss-8 の最大せん断ひずみは  $0.720 \times 10^{-3}$  (Ss-1, 水平つなぎばね番号 25) であり、Ss-1 において生じていることから、非線形ばねを用いた応答解析を Ss-1 基本ケースの EW 方向モデルに対して実施する。このとき、すべての水平つなぎばねで非線形ばねを考慮する。

### 2.3 非線形特性の設定

RC スラブの非線形特性は、J E A G 4 6 0 1-1991 追補版の RC 耐震壁のせん断スケルトンの評価式を基に設定し、評価結果を表 2-1 に示す。

表 2-1 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, EW 方向)

T. M. S. L. (m)	水平つなぎ ばね番号	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
20.4	21	2.78	0.514	3.36	4.00
	22				
	23				
	24				
	25				
	26				
	27				
12.3	28	2.78	0.514	3.29	4.00
	29				
	30				
	31				
4.9	32	2.78	0.514	3.35	4.00
	33				
-1.1	34	2.78	0.514	3.35	4.00
	35				

#### 2.4 水平つなぎばねに非線形を考慮した応答結果

今回工認モデル及び水平つなぎばねに非線形性を考慮した場合の比較結果を示す。最大応答加速度，最大応答変位，最大応答せん断力，最大応答曲げモーメント，水平つなぎばねの最大応答せん断ひずみ，スケルトンプロット，床応答スペクトルを表 2-2～表 2-6 及び図 2-1～図 2-6 に示す。

最大応答加速度及び最大応答変位については，20.4m の一部で①今回工認モデルと比較して②水平つなぎばね非線形モデルの方が大きいことを確認した。ただし，最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントは 20.4m 以下において概ね同等であることから，タービン建屋の耐震性に与える影響はないことを確認した。

水平つなぎばねの最大せん断ひずみは，表 2-6 より，12.3m 以下において弾性範囲にあることを確認した。20.4m では，一部の水平つなぎばねが第 2 折れ点を超えるものの，最大せん断ひずみは  $1.097 \times 10^{-3}$ （水平つなぎばね番号 25）であり，耐震性に与える影響はないことを確認した。

床応答スペクトルについては，20.4m の一部（質点 28，固有周期 0.25s 付近）で①今回工認モデルと比較して②水平つなぎばね非線形モデルの方が大きくなるが，設計に用いている床応答スペクトルとの大小関係や，当該フロアに設置される機器の固有周期が 0.20s 以下であることより，耐震性に与える影響はないことを確認した。

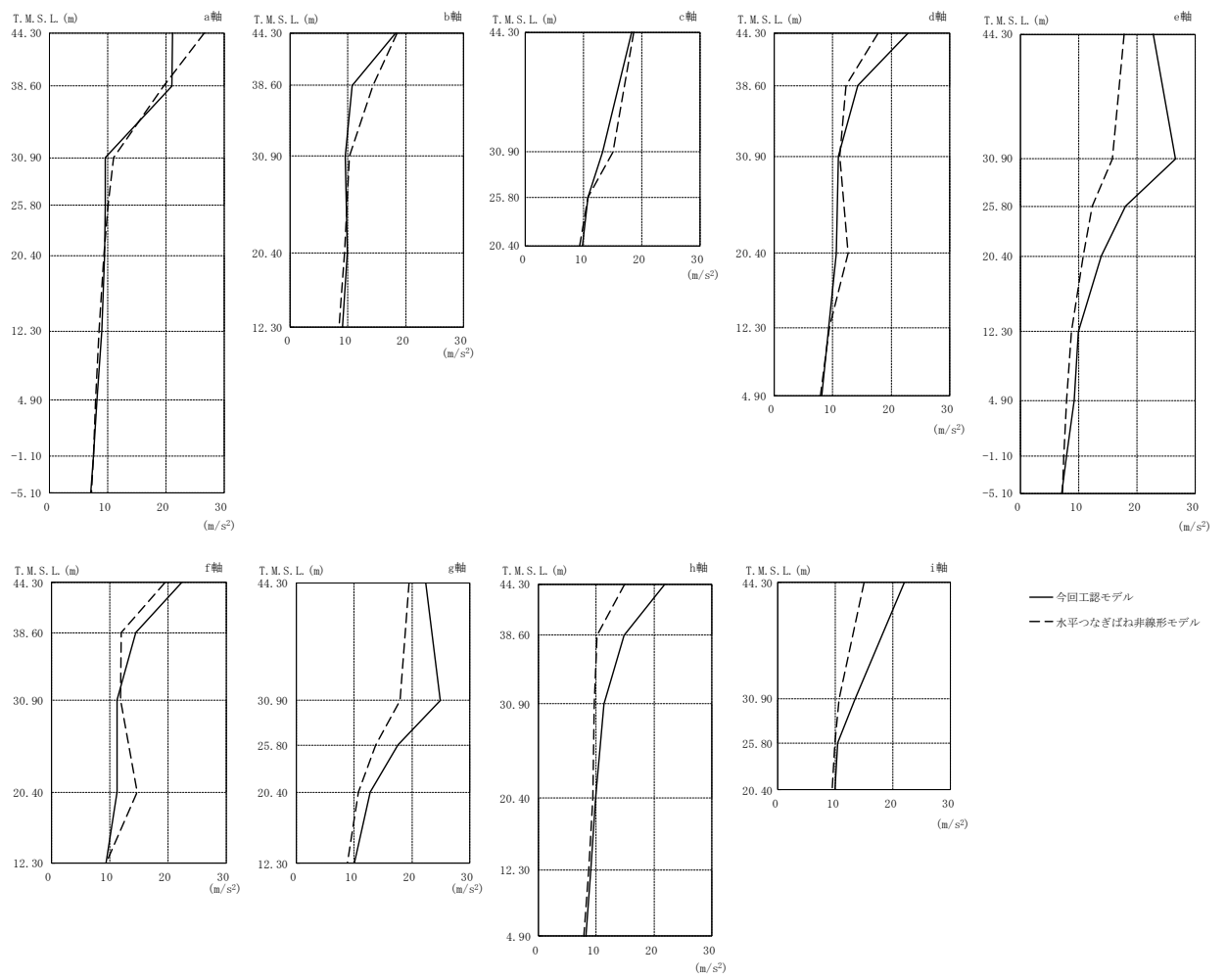


図 2-1 最大応答加速度 (EW 方向, Ss-1 (基本ケース))

表 2-2 最大応答加速度 (EW 方向, Ss-1 (基本ケース))

部位	質点番号	最大応答加速度 一覧表 (m/s <sup>2</sup> )	
		①	②
a 軸	1	21.2	26.7
	6	21.0	19.6
	11	9.53	11.0
	20	9.55	10.1
	25	9.42	9.29
	32	9.02	8.51
	36	8.19	7.90
	38	7.50	7.52
	40	7.10	7.23
b 軸	2	18.3	18.6
	7	10.7	14.4
	12	9.57	10.3
	26	9.85	9.37
c 軸	19	13.3	15.1
	21	10.7	10.7
d 軸	3	22.8	17.8
	8	14.3	12.3
	13	11.0	11.2
	27	10.6	12.7
	33	9.34	9.42
e 軸	18	26.6	15.8
	22	18.1	12.3
	31	13.9	10.8
	35	9.98	8.83
	37	9.22	7.93
	39	7.98	7.45
f 軸	4	22.4	19.5
	9	14.5	12.0
	14	11.3	11.9
	28	11.3	14.7
g 軸	17	24.9	18.0
	23	17.6	13.8
	30	12.8	10.7
h 軸	5	21.9	14.9
	10	14.8	10.1
	15	11.4	9.68
	29	9.90	9.40
	34	9.12	8.69
i 軸	16	13.4	10.6
	24	10.4	9.93

注: ①今回工認モデル

②水平つなぎばね非線形モデル

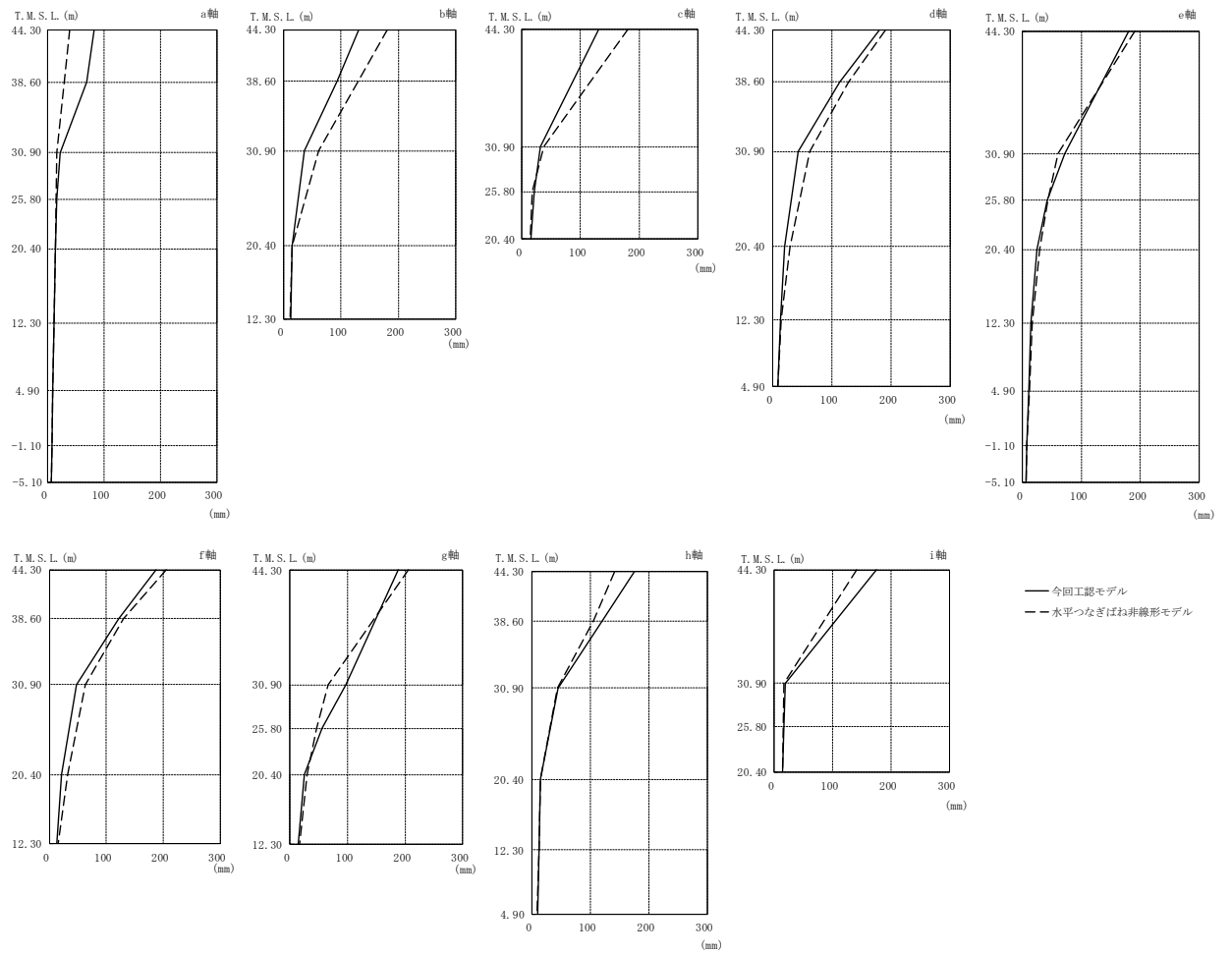


図 2-2 最大応答変位 (EW 方向, Ss-1 (基本ケース))



表 2-3 最大応答変位 (EW 方向, Ss-1 (基本ケース))

部位	質点番号	最大応答変位 一覧表 (mm)	
		①	②
a 軸	1	83.1	39.2
	6	69.2	29.8
	11	22.3	16.6
	20	16.3	15.0
	25	14.4	13.7
	32	12.0	11.8
	36	9.72	9.58
	38	7.84	7.67
	40	6.65	6.48
b 軸	2	131	181
	7	93.0	130
	12	36.5	61.5
	26	15.2	14.6
c 軸	19	32.2	36.9
	21	20.7	18.2
d 軸	3	180	191
	8	114	129
	13	43.8	63.0
	27	20.8	30.1
	33	13.5	14.9
e 軸	18	72.4	60.4
	22	42.6	43.8
	31	24.6	29.9
	35	14.1	17.1
	37	10.8	12.1
	39	8.03	8.16
f 軸	4	188	206
	9	122	130
	14	47.7	63.1
	28	21.4	32.7
g 軸	17	96.8	66.1
	23	55.8	46.6
	30	25.0	29.5
h 軸	5	175	142
	10	121	105
	15	44.9	44.4
	29	15.0	14.5
	34	12.2	12.0
i 軸	16	19.5	17.5
	24	17.0	16.1

注: ①今回工認モデル

②水平つなぎばね非線形モデル

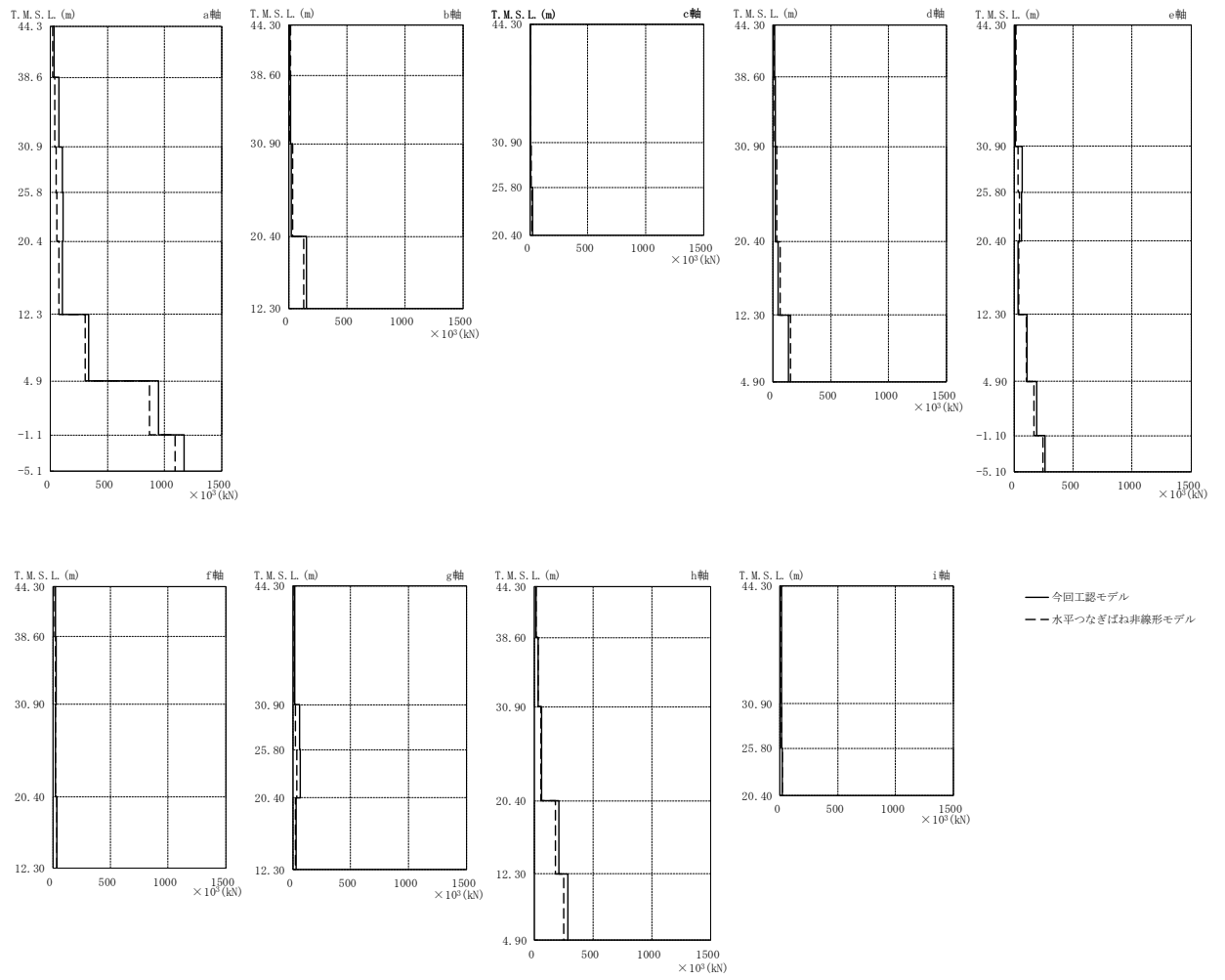


図 2-3 最大応答せん断力 (EW 方向, Ss-1 (基本ケース))

表 2-4 最大応答せん断力 (EW 方向, Ss-1 (基本ケース))

部位	部 材 番 号	最大応答せん断力 一覧表 ( $\times 10^3$ kN)	
		①	②
a 軸	1	35.1	25.0
	2	74.2	40.2
	3	105	52.2
	4	110	57.2
	5	108	77.4
	6	335	305
	7	946	869
	8	1170	1090
b 軸	10	9.14	17.2
	11	14.5	11.8
	12	21.4	33.0
	13	156	132
c 軸	14	4.56	6.40
	15	5.56	8.10
	16	20.2	19.0
d 軸	17	16.6	13.4
	18	24.1	17.8
	19	22.6	35.2
	20	49.4	63.5
	21	134	156
e 軸	22	10.9	11.9
	23	65.3	33.6
	24	63.8	42.5
	25	32.8	38.7
	26	109	102
	27	188	165
	28	261	244
f 軸	29	20.5	16.7
	30	28.4	26.1
	31	25.7	25.5
	32	33.8	38.1
g 軸	33	19.6	12.9
	34	59.8	23.1
	35	62.8	35.9
	36	30.8	23.1
h 軸	37	18.4	13.9
	38	31.3	31.8
	39	60.7	55.9
	40	212	181
	41	285	252
i 軸	42	12.0	9.56
	43	14.4	12.7
	44	22.0	20.0

注: ①今回工認モデル  
②水平つなぎばね非線形モデル

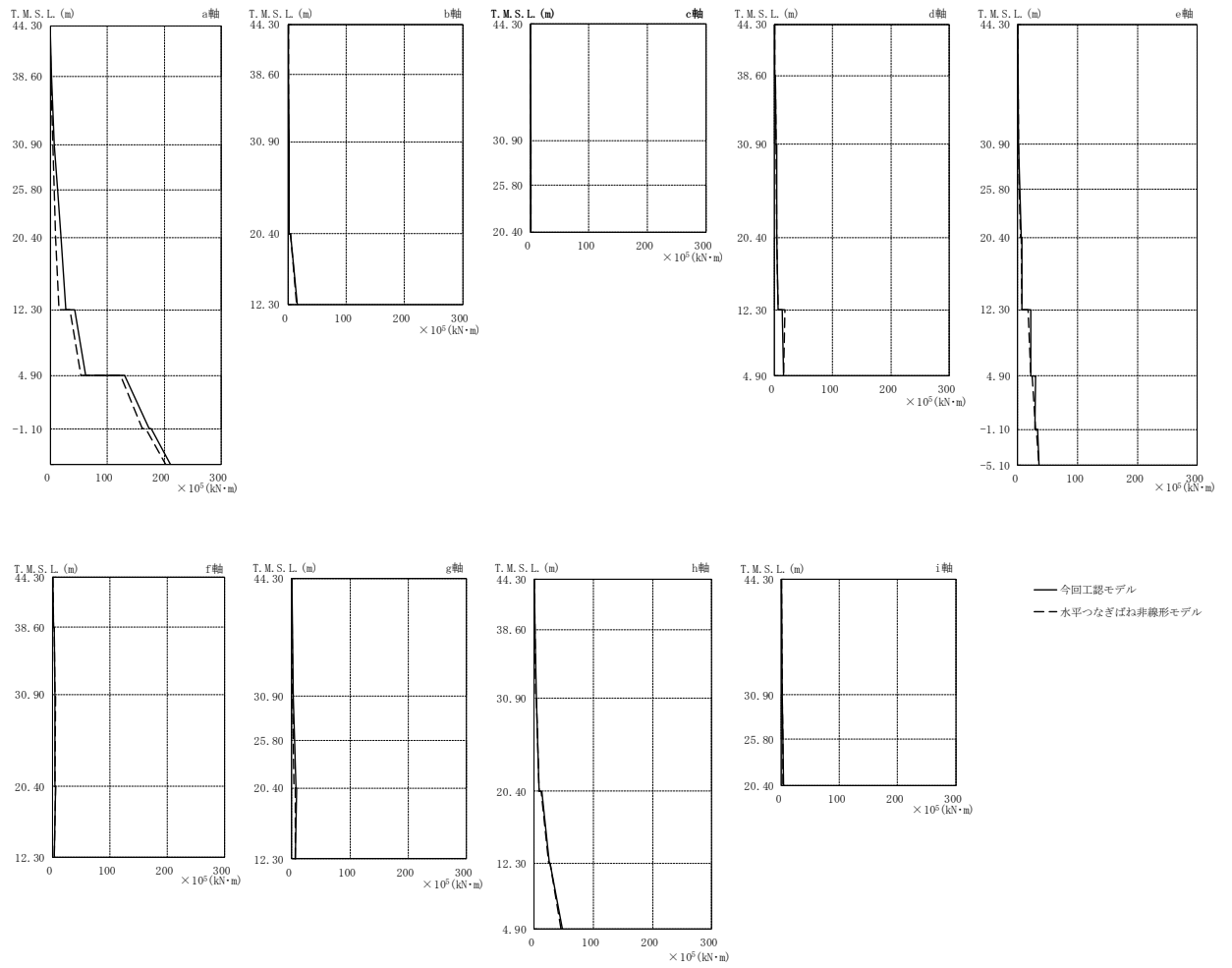


図 2-4 最大応答曲げモーメント (EW 方向, Ss-1 (基本ケース))

表 2-5 最大応答曲げモーメント (EW 方向, Ss-1 (基本ケース))

部位	部 材 番 号	最大応答 曲げモーメント 一覧表 ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	
		①	②
		a 軸	1
2	2.01 7.71		1.43 4.31
3	7.71 13.0		4.32 6.98
4	13.0 18.9		6.98 10.1
5	18.9 27.3		10.1 15.2
6	43.0 62.7		34.5 54.1
7	130 174		123 162
8	177 211		167 202
b 軸	10	0.555 0.611	0.435 0.829
	11	1.28 1.68	1.29 1.47
	12	2.61 2.16	2.12 2.27
	13	4.87 16.0	4.97 15.2
c 軸	14	0.190 0.640	0.215 0.775
	15	0.640 0.847	0.775 1.11
	16	1.12 1.36	1.21 1.39
d 軸	17	0.606 1.17	0.563 1.07
	18	1.89 3.08	1.70 2.50
	19	3.84 3.94	3.47 4.09
	20	4.65 6.95	4.65 6.99
	21	13.1 15.5	18.2 15.6
e 軸	22	0.461 1.36	0.314 1.45
	23	1.79 3.55	1.47 2.80
	24	3.61 6.27	2.87 4.51
	25	7.57 6.99	5.61 7.07
	26	21.4 22.4	17.3 21.4
	27	29.8 29.2	24.4 29.7
	28	33.2 35.6	30.9 35.8
	29	0.583 1.27	0.739 1.28
f 軸	30	2.05 3.62	2.39 3.40
	31	4.38 3.35	5.43 3.78
	32	4.81 2.53	5.18 3.09
	33	0.591 2.21	0.357 1.63
g 軸	34	1.95 4.28	1.50 2.39
	35	4.36 7.35	2.45 3.80
	36	8.38 6.08	5.37 5.46
	37	0.316 1.14	0.254 0.883
h 軸	38	1.42 3.56	1.18 3.01
	39	3.97 8.16	3.36 8.10
	40	12.9 25.7	11.8 24.9
	41	27.0 47.4	26.6 44.7
i 軸	42	0.0819 1.62	0.0520 1.33
	43	1.65 2.26	1.35 1.98
	44	2.32 3.45	2.02 3.05

注: ①今回工認モデル  
②水平つなぎばね非線形モデル

表 2-6 水平つなぎばねの最大せん断ひずみ (EW 方向, Ss-1 (基本ケース))

T. M. S. L. (m)	水平つなぎ ばね番号	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )
20.4	21	0.070
	22	0.827
	23	0.151
	24	0.645
	25	1.097
	26	0.094
	27	1.094
12.3	28	0.084
	29	0.142
	30	0.105
	31	0.140
4.9	32	0.051
	33	0.070
-1.1	34	0.012
	35	0.015

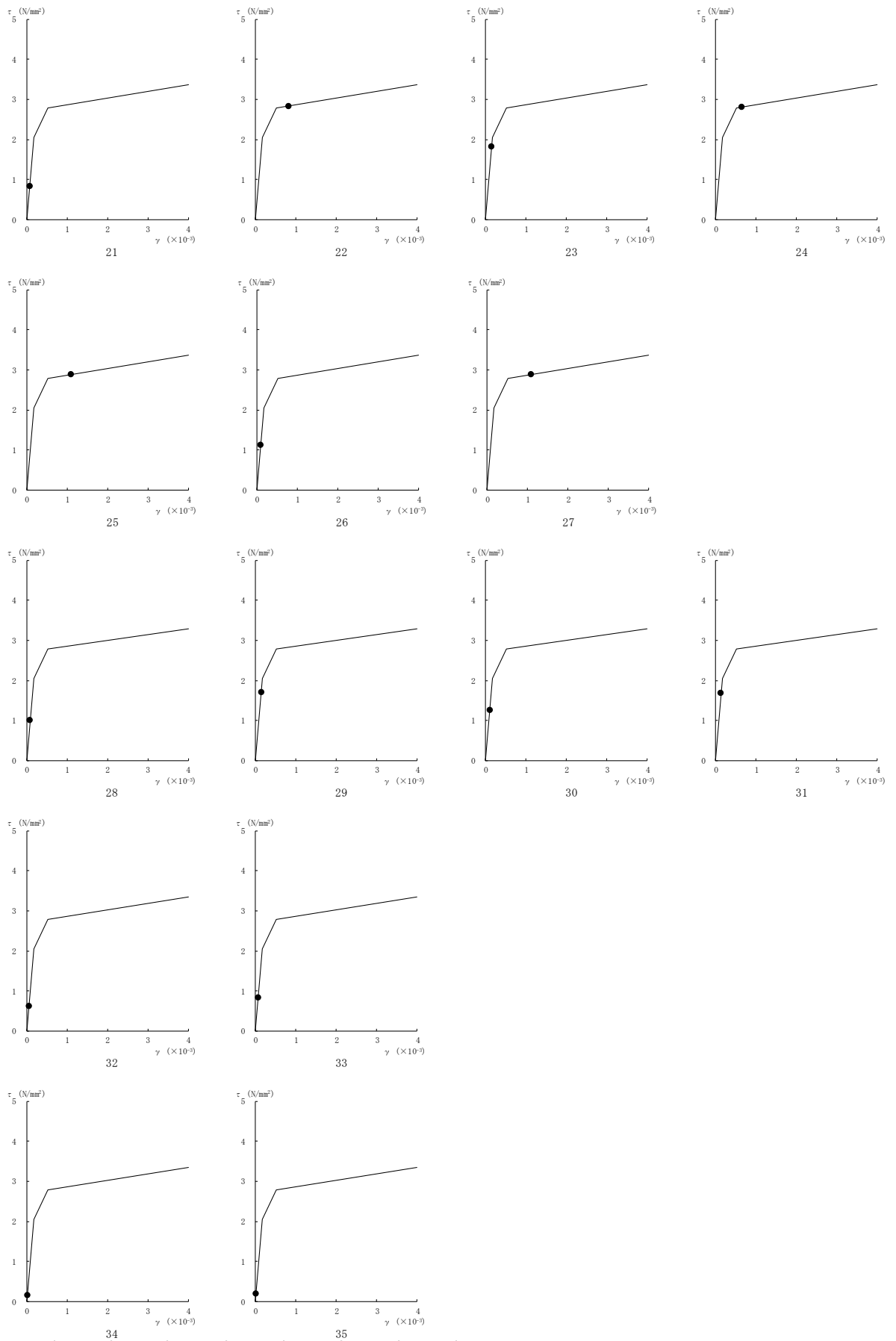
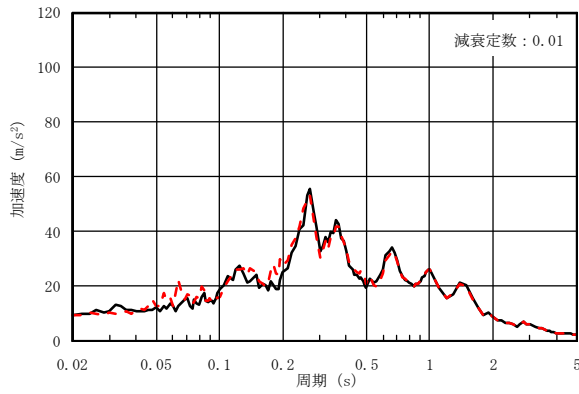


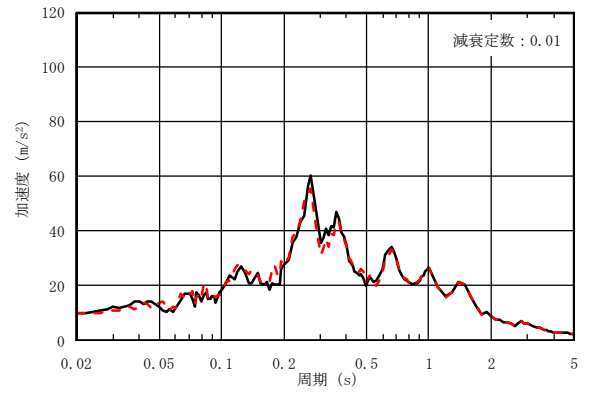
図 2-5 水平つなぎばねのせん断スケルトンプロット (EW 方向, Ss-1 (基本ケース))

— 今回工認モデル

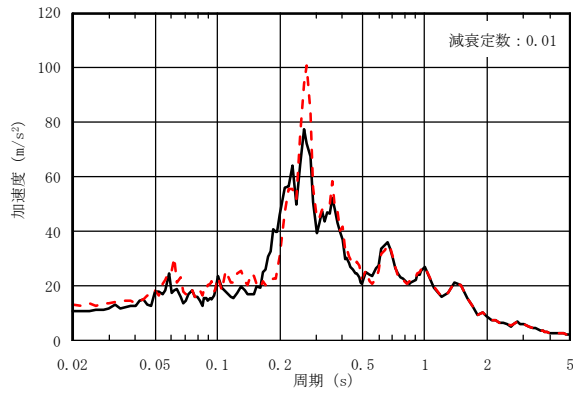
- - - 水平つなぎばね非線形モデル



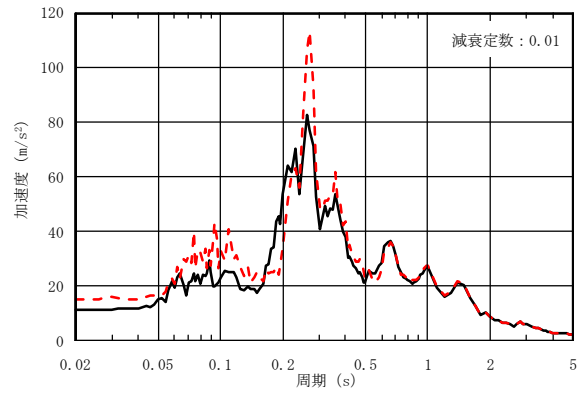
(a) 質点 25 (T. M. S. L. 20. 4m)



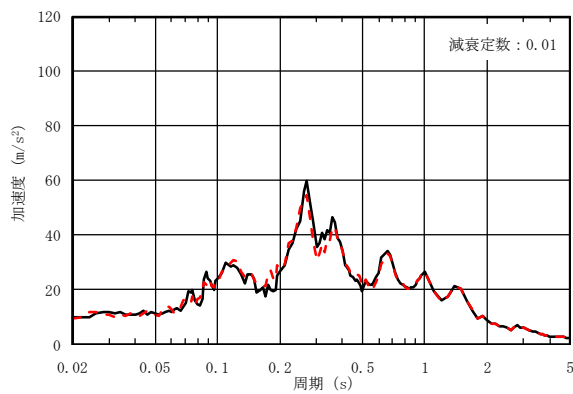
(b) 質点 26 (T. M. S. L. 20. 4m)



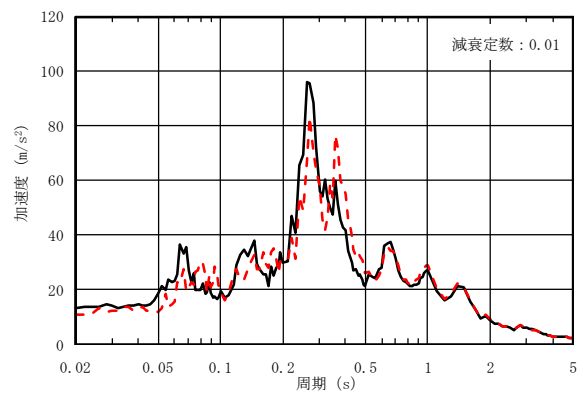
(c) 質点 27 (T. M. S. L. 20. 4m)



(d) 質点 28 (T. M. S. L. 20. 4m)



(e) 質点 29 (T. M. S. L. 20. 4m)

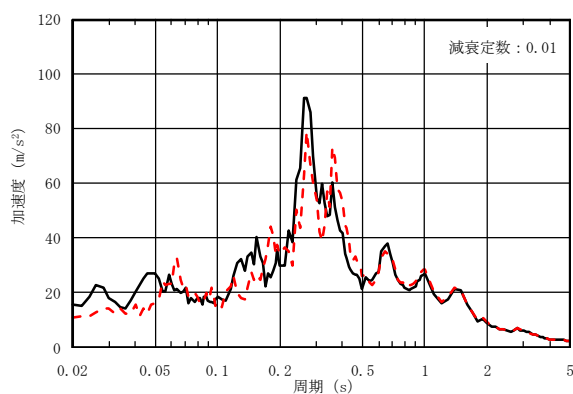


(f) 質点 30 (T. M. S. L. 20. 4m)

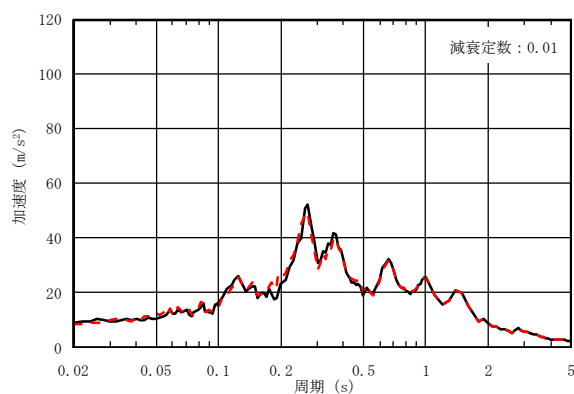
図 2-6 床応答スペクトル (EW 方向, Ss-1 (基本ケース)) (1/3)



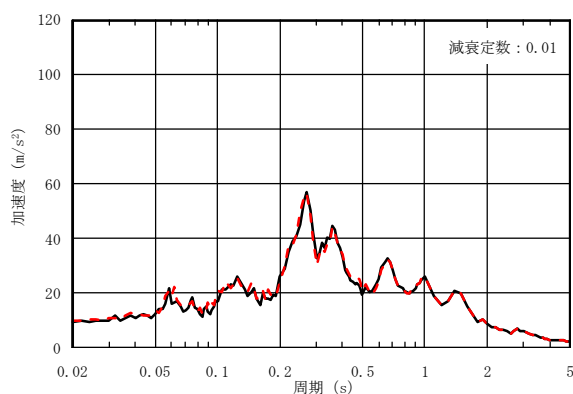
— 今回工認モデル      - - - 水平つなぎばね非線形モデル



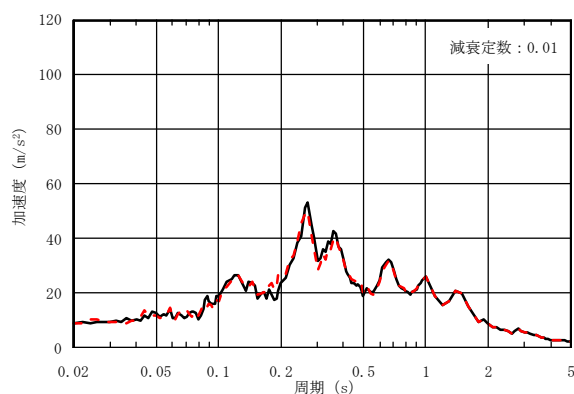
(g) 質点 31 (T. M. S. L. 20. 4m)



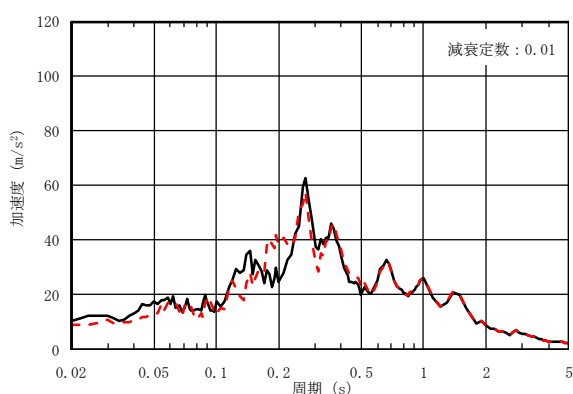
(h) 質点 32 (T. M. S. L. 12. 3m)



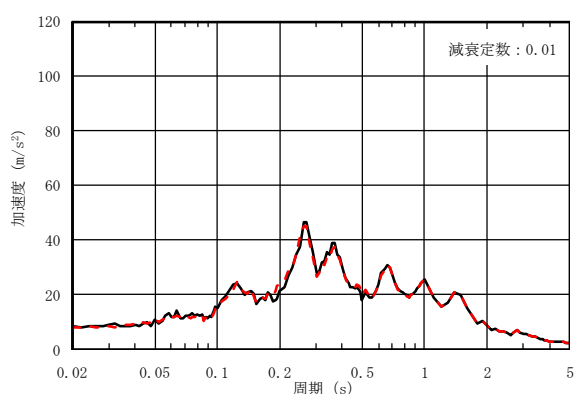
(i) 質点 33 (T. M. S. L. 12. 3m)



(j) 質点 34 (T. M. S. L. 12. 3m)



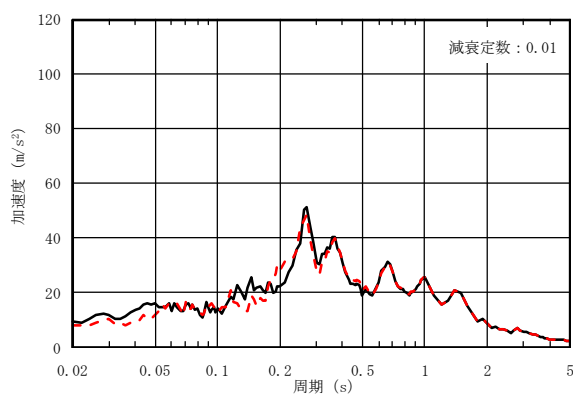
(k) 質点 35 (T. M. S. L. 12. 3m)



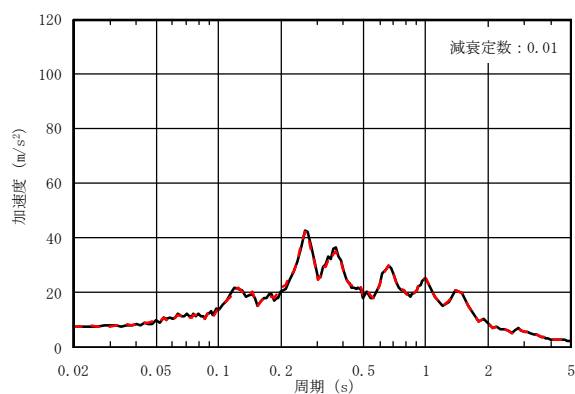
(l) 質点 36 (T. M. S. L. 4. 9m)

図 2-6 床応答スペクトル (EW 方向, Ss-1 (基本ケース)) (2/3)

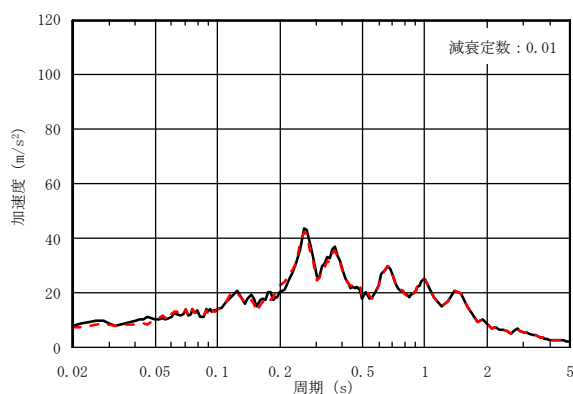
— 今回工認モデル      - - - 水平つなぎばね非線形モデル



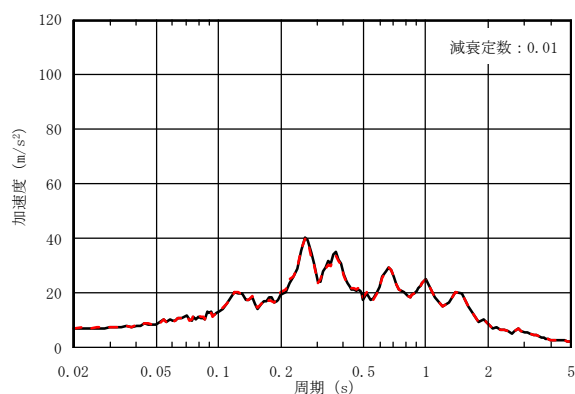
(m) 質点 37 (T.M.S.L. 4.9m)



(n) 質点 38 (T.M.S.L. -1.1m)



(o) 質点 39 (T.M.S.L. -1.1m)



(p) 質点 40 (T.M.S.L. -5.1m)

図 2-6 床応答スペクトル (EW 方向, S<sub>s</sub>-1 (基本ケース)) (3/3)

別紙 6 タービン建屋と T/G 架台の相対変位について

## 目 次

1. 概要.....	1
2. 相対変位の確認.....	2
2.1 タービン建屋と T/G 架台のクリアランス.....	2
2.2 相対変位の確認.....	7
3. タービン建屋と T/G 架台の衝突による局部評価.....	9
3.1 モデル化の基本方針.....	9
3.2 解析モデル.....	12
3.3 入力の設定.....	18
3.4 評価方法.....	19
3.5 評価結果.....	20

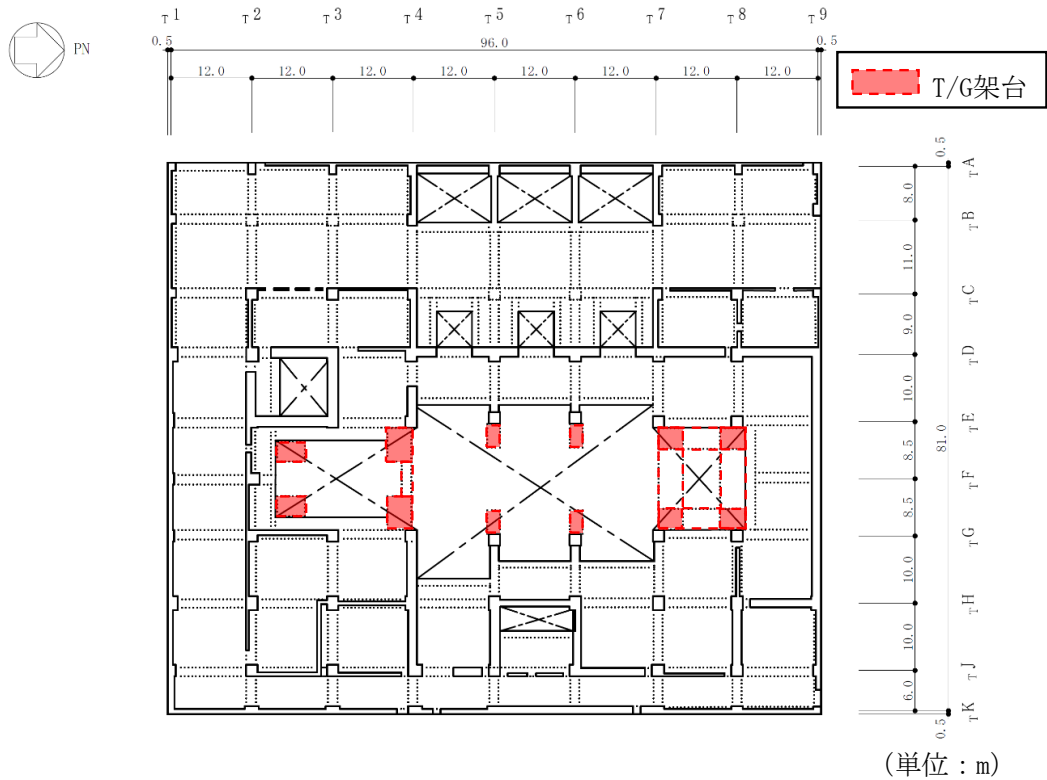
## 1. 概要

本資料は、V-2-2-5「タービン建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果のうち、タービン建屋と T/G 架台の相対変位に着目し、タービン建屋と T/G 架台の衝突の有無及びその影響を確認するものである。

## 2. 相対変位の確認

### 2.1 タービン建屋とT/G架台のクリアランス

タービン建屋の概略平面図を図 2-1 に，地震応答解析モデルの概念図を図 2-2 及び図 2-3 に，地震応答解析モデル（水平方向）を図 2-4 に示す。T/G 架台は図 2-2 及び図 2-3 に示すとおり，タービン建屋の中央に位置しており，周囲をタービン建屋の柱，はり及び床スラブに囲まれている。



注：東京湾平均海面（以下、「T.M.S.L.」という。）

図 2-1 タービン建屋の概略平面図（1F, T.M.S.L. 12.3m）(1/2)

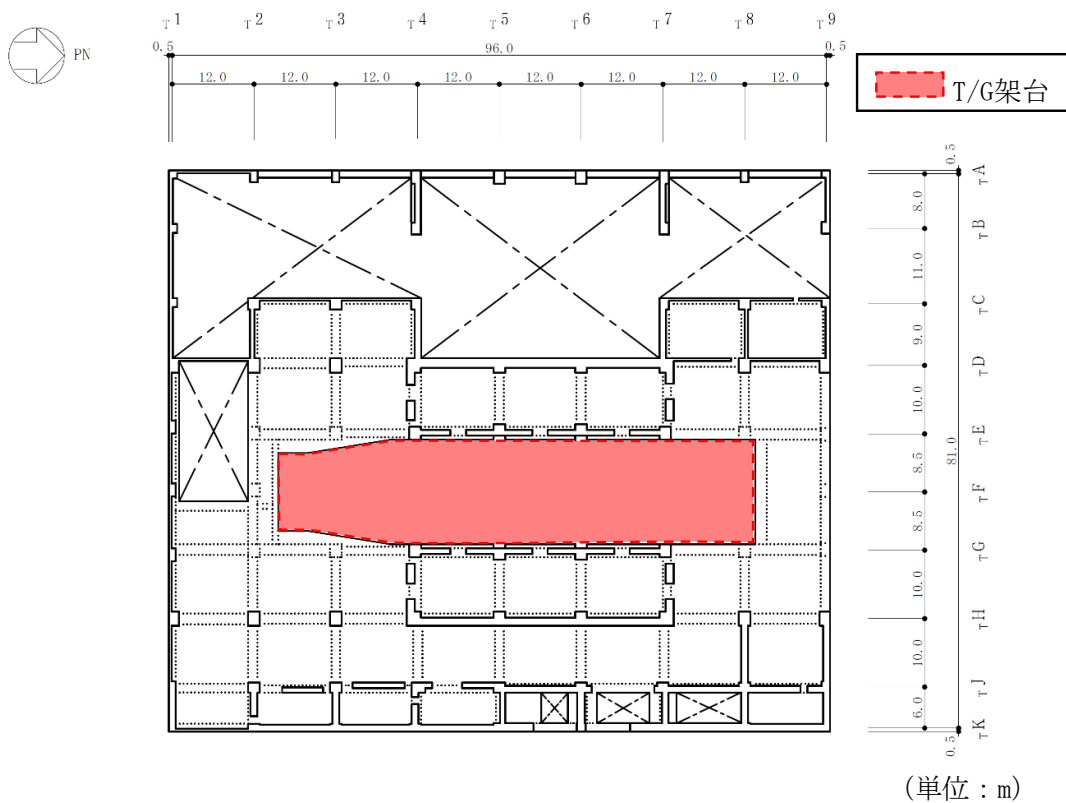


図 2-1 タービン建屋の概略平面図（2F, T.M.S.L. 20.4m）(2/2)

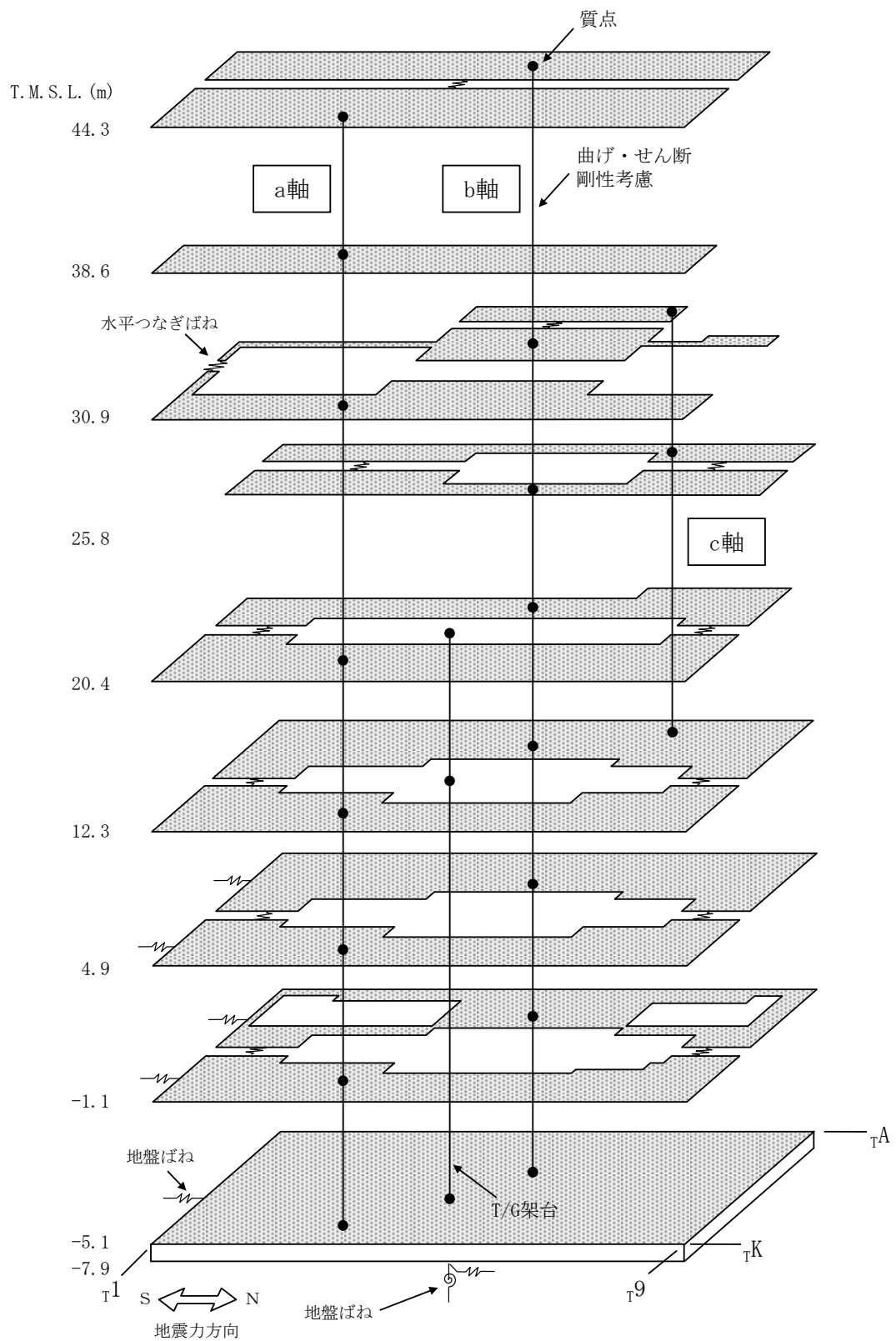


図 2-2 地震応答解析モデルの概念図 (NS 方向)



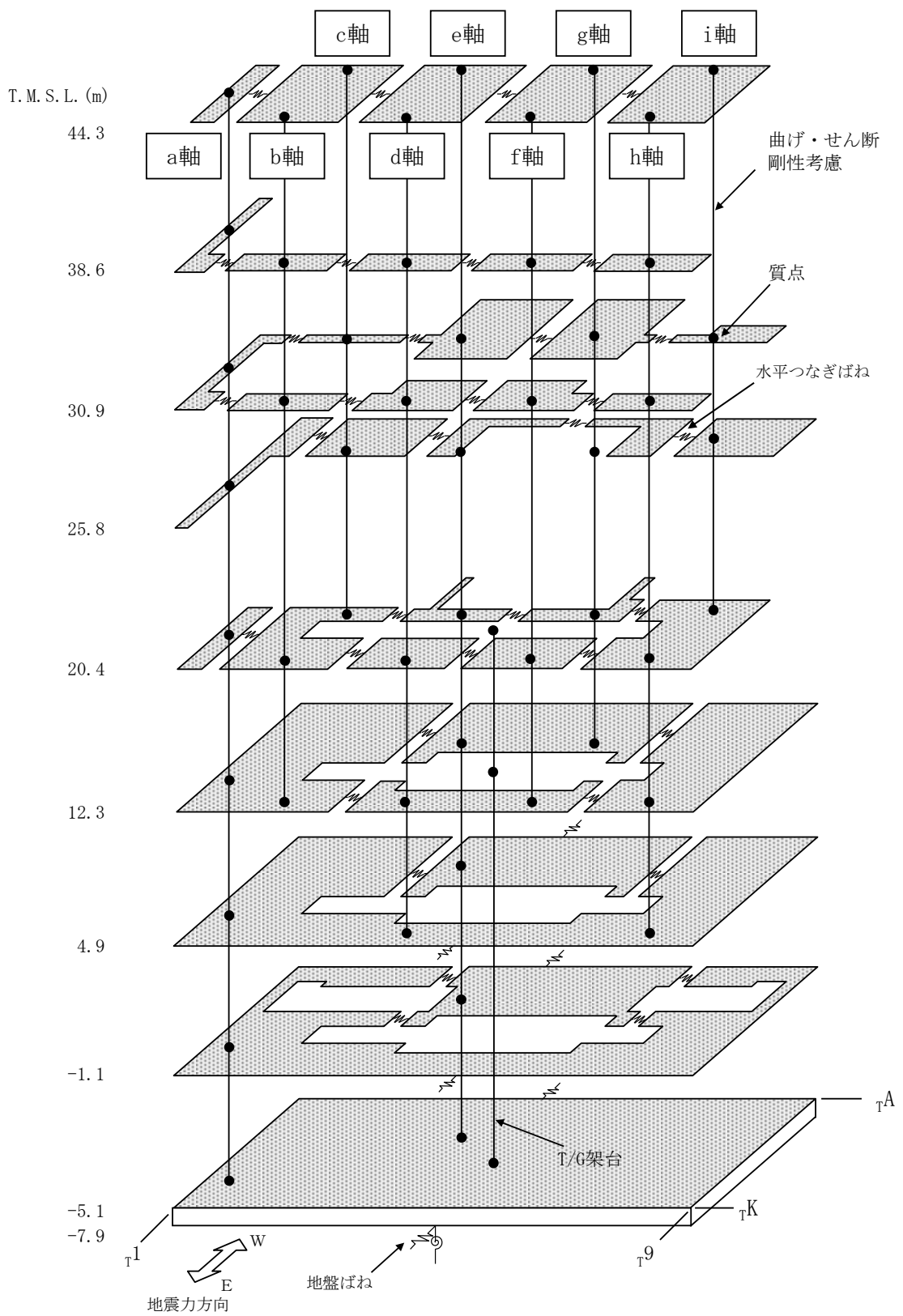


図 2-3 地震応答解析モデルの概念図 (EW 方向)

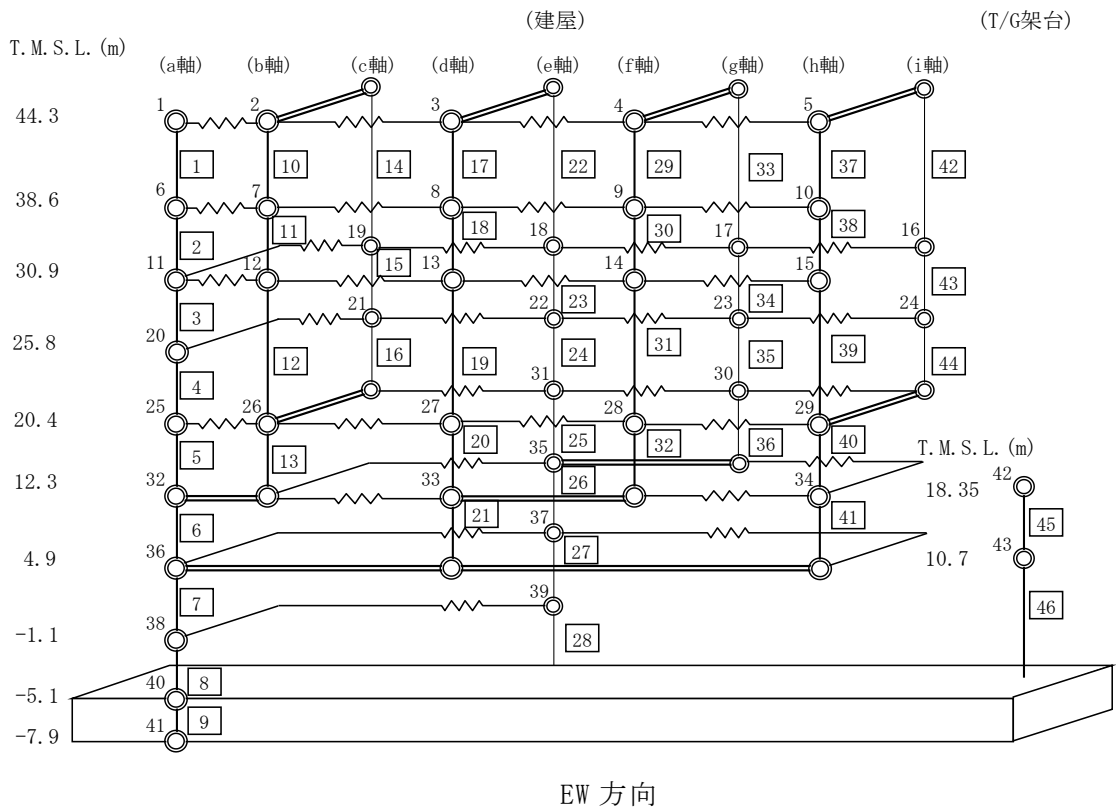
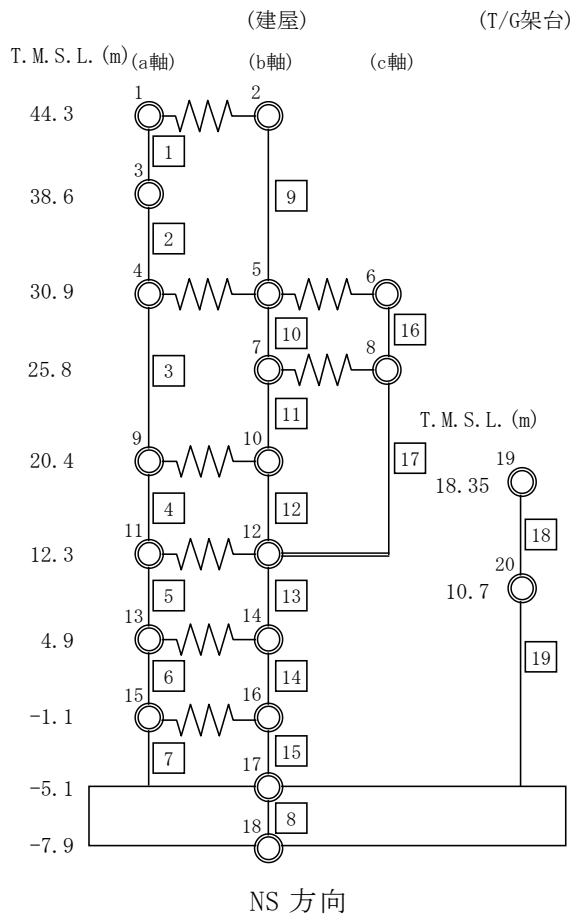


図 2-4 地震応答解析モデル (水平方向)

## 2.2 相対変位の確認

基準地震動 S<sub>s</sub>-1～S<sub>s</sub>-8 に基づく基本ケースの相対変位の結果を整理し、基本ケースの相対変位の結果より、最も相対変位が大きい地震動について、材料物性の不確かさを考慮した解析（ケース 2～5）（以下、「パラスタケース」という。）による相対変位の結果を整理する。

水平方向の地震応答解析結果に基づき、タービン建屋と T/G 架台の相対変位を確認する。NS 方向は T. M. S. L. 20.4m におけるタービン建屋質点（No. 9, 10）と T/G 架台質点（No. 19）の間及び T. M. S. L. 12.3m におけるタービン建屋質点（No. 11, 12）と T/G 架台質点（No. 20）の間、EW 方向は T. M. S. L. 20.4m におけるタービン建屋質点（No. 26, 27, 28, 29, 30, 31）と T/G 架台質点（No. 42）及び T. M. S. L. 12.3m におけるタービン建屋質点（No. 32, 33, 34, 35）と T/G 架台質点（No. 43）の間、それぞれの水平方向の相対変位を求めた。表 2-1 に基本ケースにおけるタービン建屋と T/G 架台の相対変位を示す。なお、衝突発生の有無を確認する目的から、簡便にタービン建屋と T/G 架台のレベル差については考慮せず水平方向の差分をとっている。

NS 方向では基準地震動 S<sub>s</sub>-1～3 及び 8、EW 方向では基準地震動 S<sub>s</sub>-1, 2 及び 3 を入力した場合、タービン建屋と T/G 架台の相対変位がクリアランスである 25mm 超えることを確認した。また、相対変位の大きい S<sub>s</sub>-1 について、パラスタケース（S<sub>s</sub>-1）におけるタービン建屋と T/G 架台の相対変位を表 2-2 に示す。最大相対変位は S<sub>s</sub>-1 のケース 5 で 62mm 程度となっている。

表 2-1 基本ケースにおけるタービン建屋と T/G 架台の相対変位

(a)NS 方向

T. M. S. L	質点番号		相対変位 (mm)							
	建屋	T/G架台	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
20.4	9	19	<u>55.4</u>	<u>53.7</u>	<u>42.7</u>	21.6	20.8	22.5	21.8	<u>30.9</u>
	10		<u>56.2</u>	<u>54.3</u>	<u>43.2</u>	22.5	20.9	23.5	22.0	<u>32.8</u>
12.3	11	20	<u>45.9</u>	<u>44.5</u>	<u>35.1</u>	17.9	17.0	18.7	17.8	<u>26.3</u>
	12		<u>46.8</u>	<u>45.4</u>	<u>35.5</u>	18.5	17.1	19.4	18.0	<u>27.7</u>

(b)EW 方向

T. M. S. L	質点番号		相対変位 (mm)							
	建屋	T/G架台	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
20.4	26	42	<u>51.2</u>	<u>28.9</u>	<u>33.9</u>	20.7	20.7	20.6	22.5	22.6
	27		<u>48.7</u>	<u>28.8</u>	<u>32.2</u>	20.5	20.9	19.2	23.4	17.8
	28		<u>47.7</u>	<u>28.7</u>	<u>32.8</u>	20.4	22.2	19.1	24.3	18.2
	29		<u>51.1</u>	<u>28.9</u>	<u>33.9</u>	20.7	20.6	20.6	22.5	22.5
	30		<u>50.4</u>	<u>26.4</u>	<u>31.9</u>	21.9	20.0	21.9	21.9	17.9
	31		<u>49.7</u>	<u>26.1</u>	<u>32.0</u>	21.9	19.8	22.1	21.7	18.6
12.3	32	43	<u>46.3</u>	<u>26.1</u>	<u>30.6</u>	18.3	18.3	18.8	20.0	21.5
	33		<u>45.1</u>	<u>25.4</u>	<u>30.0</u>	18.2	18.2	18.0	19.8	20.3
	34		<u>45.6</u>	<u>25.8</u>	<u>30.4</u>	18.3	18.3	18.7	19.9	21.2
	35		<u>45.2</u>	<u>25.0</u>	<u>29.4</u>	19.0	18.5	19.4	19.9	20.0

注\* : 下線部は相対変位が 25mm 以上となる箇所

表 2-2 パラスタケース (Ss-1) におけるタービン建屋と T/G 架台の相対変位

(a)NS 方向

T. M. S. L	質点番号		相対変位 (mm)				
	建屋	T/G架台	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5
20.4	9	19	<u>55.4</u>	<u>52.1</u>	<u>57.2</u>	<u>48.6</u>	<u>60.9</u>
	10		<u>56.2</u>	<u>50.4</u>	<u>58.0</u>	<u>47.2</u>	<u>61.8</u>
12.3	11	20	<u>45.9</u>	<u>43.1</u>	<u>47.3</u>	<u>40.4</u>	<u>50.5</u>
	12		<u>46.8</u>	<u>43.4</u>	<u>48.6</u>	<u>40.8</u>	<u>51.8</u>

(b)EW 方向

T. M. S. L	質点番号		相対変位 (mm)				
	建屋	T/G架台	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5
20.4	26	42	<u>51.2</u>	<u>50.1</u>	<u>42.9</u>	<u>49.5</u>	<u>49.4</u>
	27		<u>48.7</u>	<u>47.9</u>	<u>43.1</u>	<u>47.5</u>	<u>47.1</u>
	28		<u>47.7</u>	<u>49.8</u>	<u>44.1</u>	<u>47.1</u>	<u>48.3</u>
	29		<u>51.1</u>	<u>50.0</u>	<u>41.5</u>	<u>49.7</u>	<u>49.1</u>
	30		<u>50.4</u>	<u>49.3</u>	<u>39.2</u>	<u>47.8</u>	<u>47.3</u>
	31		<u>49.7</u>	<u>48.6</u>	<u>39.0</u>	<u>47.1</u>	<u>47.1</u>
12.3	32	43	<u>46.3</u>	<u>45.0</u>	<u>39.2</u>	<u>44.4</u>	<u>45.0</u>
	33		<u>45.1</u>	<u>43.9</u>	<u>37.5</u>	<u>43.4</u>	<u>43.8</u>
	34		<u>45.6</u>	<u>44.4</u>	<u>37.7</u>	<u>44.3</u>	<u>43.8</u>
	35		<u>45.2</u>	<u>43.8</u>	<u>37.0</u>	<u>42.7</u>	<u>43.5</u>

注\* : 下線部は相対変位 25mm 以上となる箇所

### 3. タービン建屋とT/G架台の衝突による局部評価

#### 3.1 モデル化の基本方針

解析には、解析コード「ABAQUS」を用いる。モデル化範囲は建屋の主要構造部であるタービン建屋側の柱とT/G架台が隣接する部分を対象とする。解析モデルに使用するFEM要素はソリッド要素及びロッド要素とする。また、解析モデルの節点数は54968、要素数は62655である。

モデル化部の平面図（1F, T.M.S.L. 12.3m）を図3-1に示す。モデル化対象部位の選定は、建屋の主要構造部である柱への衝突において衝突力が保守的となるように設定する。図3-2より、最も柱断面が大きいT/G架台とEW方向に接するタービン建屋の柱を選定箇所とした。

タービン建屋の柱とT/G架台の躯体のクリアランスは25mmであるが、取合い部では建屋側の柱を32mmふかしている。モデルでは保守的にふかし分は無視して柱と架台の距離が25mmとなるように近づけてモデル化する。

タービン建屋とT/G架台の衝突による局部評価においては、建屋側柱の構造健全性が損なわれないことを確認する。具体的には、柱断面において鉄筋に囲まれるコアコンクリートの圧縮破壊や鉄筋の破断が起きないことを確認する。これら機能維持のための考え方は、コアコンクリート及び鉄筋に生じるひずみを照査することで確認する。

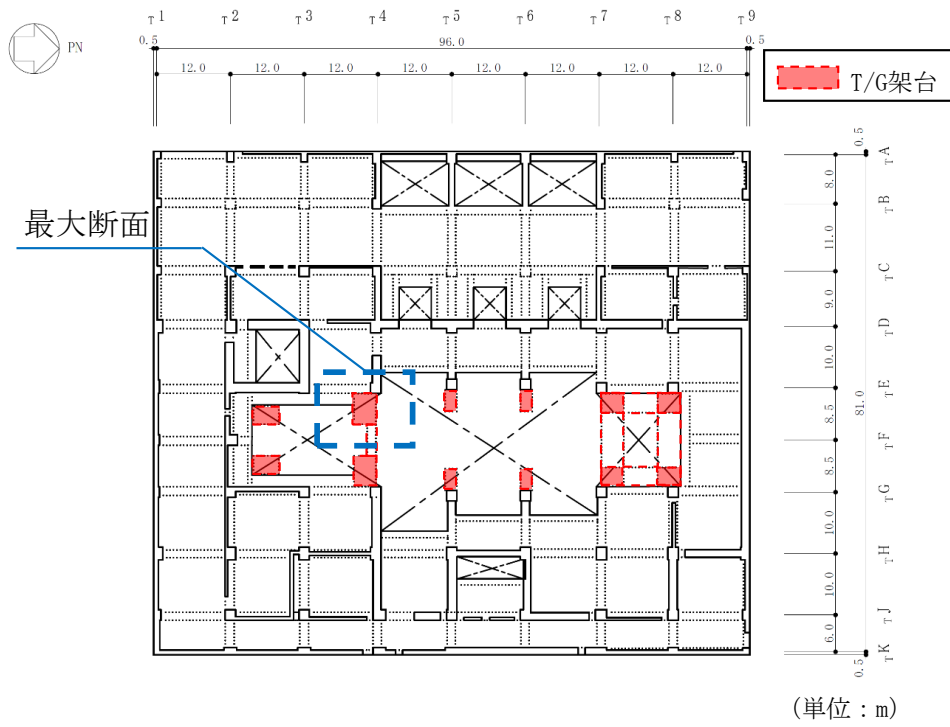


図 3-1 モデル化部の平面図 (1F, T.M.S.L. 12.3m)



### 3.2 解析モデル

#### (1) コンクリート及び鉄筋

図 3-3 及び図 3-4 にモデル図及び配筋詳細を示す。コンクリートは弾塑性体とし、かぶりコンクリートおよびコアコンクリートの状態を把握することを目的に、建屋側柱はかぶり (50mm) T/G 架台はかぶり (130mm) の位置でメッシュ分割を行う。鉄筋は埋め込み鉄筋要素でモデル化し、コンクリートと鉄筋間の付着性状は完全付着とする。

T/G 架台は T. M. S. L. -5.1m ~ T. M. S. L. 12.3m までは同一断面であるが、T. M. S. L. 12.3m ~ T. M. S. L. 16.5m と上部になるにつれて断面が大きくなる。なお、建屋側の柱は T. M. S. L. 12.3m 以上では SRC 造となっているが、鉄骨はモデル化しない。

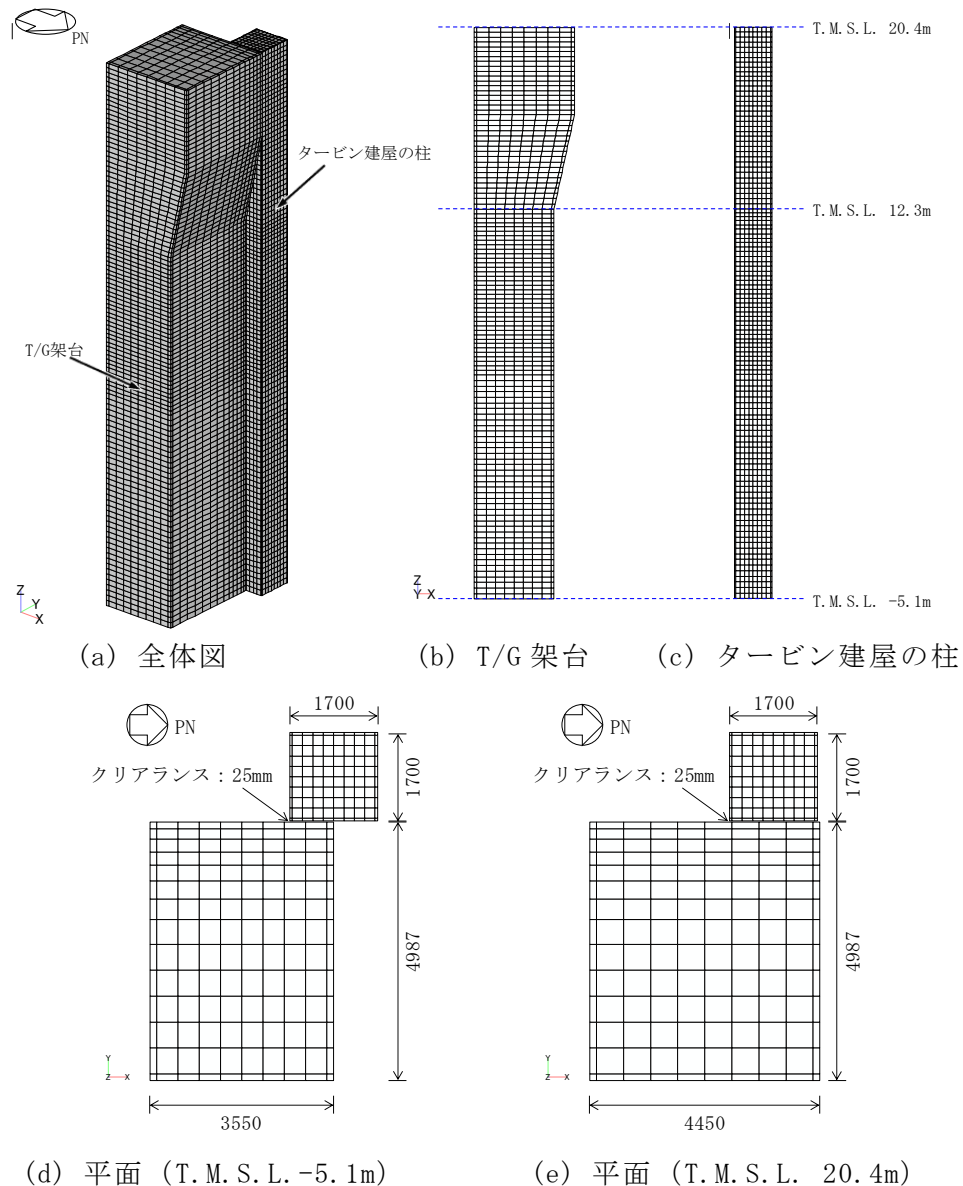
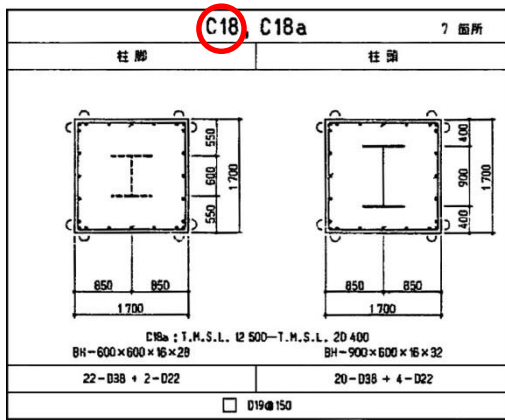
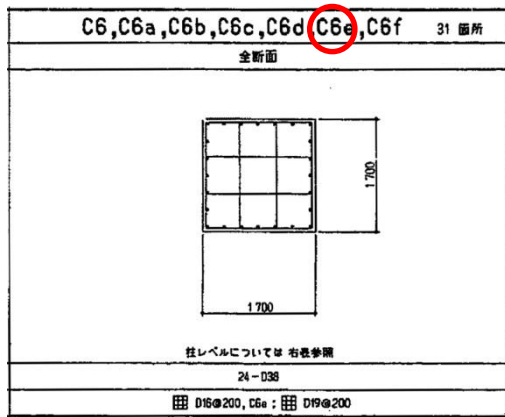


図 3-3 モデル図

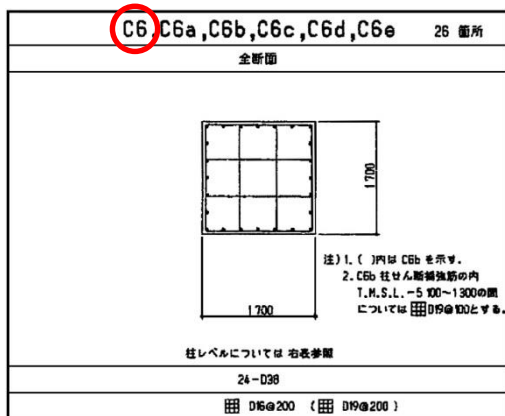




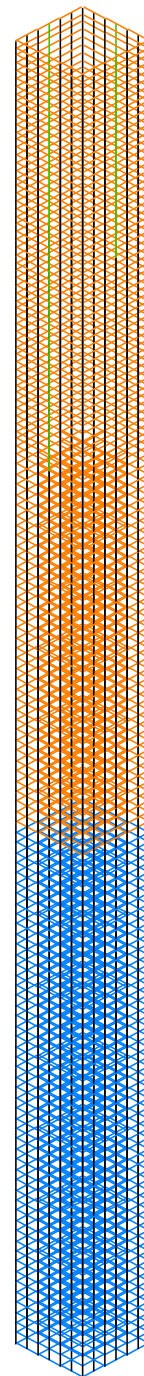
(a) T. M. S. L. 12.3m ~ 20.4m



(b) T. M. S. L. 4.9m ~ 12.3m



(c) T. M. S. L. -5.1m ~ 4.9m

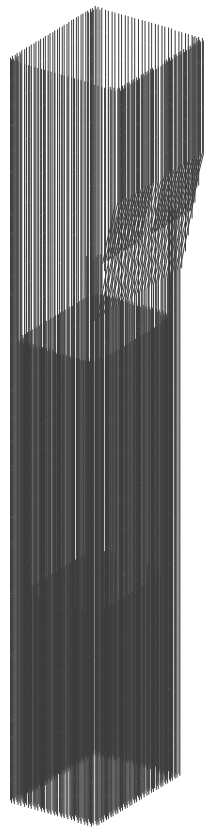


- D38
- D22
- D19
- D16

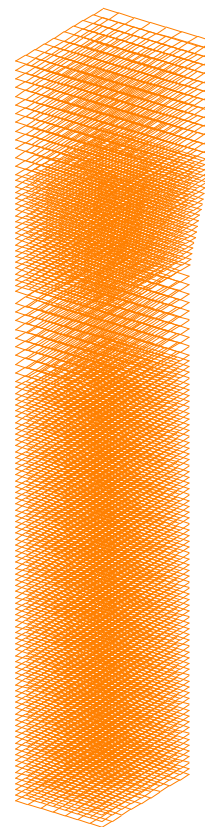
(d) 解析モデル

図 3-4(1) 配筋詳細 (建屋側柱)

符号	1C2		2C2	
柱頭				
主筋	306-D38		206-D38	
HOOP	10-D19@200	8-D19@200	10-D19@200	8-D19@200
柱脚				
主筋	374-D38		144-D38	
HOOP	10-D19@200	8-D19@200	10-D19@200	8-D19@200



(a) 主筋



(b) せん断補強筋

— D38  
— D19

図 3-4(2) 配筋詳細 (T/G 架台)

(2) 材料構成則

タービン建屋の材料物性値を表 3-1 に示す。コンクリート及び鉄筋の非線形特性を考慮した材料モデルを図 3-5 に示す。

コンクリートの圧縮側は、ひずみ硬化域を CEB-FIP Model code 1990 に基づき応力-ひずみ曲線を求め、面積が等価となるように 2 折れ線で置換した。ひずみ軟化域は終局ひずみ  $6.5 \times 10^{-3}$  とする直線で設定した。

コンクリートの引張側は、引張強度を鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説「許容応力度設計法」((社) 日本建築学会, 1999 改定) に基づき設定し、要素寸法の依存性を考慮してコンクリート標準示方書 設計編 ((社) 土木学会, 2017 制定) に示される引張軟化特性で設定した。

鉄筋の応力-ひずみ関係は、降伏強度到達後にひずみ  $6.0 \times 10^{-2}$  で引張強度を指向するバイリニア型で設定する。

なお、コンクリートの減衰は、剛性比例型減衰 (質点系モデルの地盤-建屋連成系 2 次 (T/G 架台 1 次) モードに相当する振動数 3.22Hz に対し、3%を設定) として評価する。

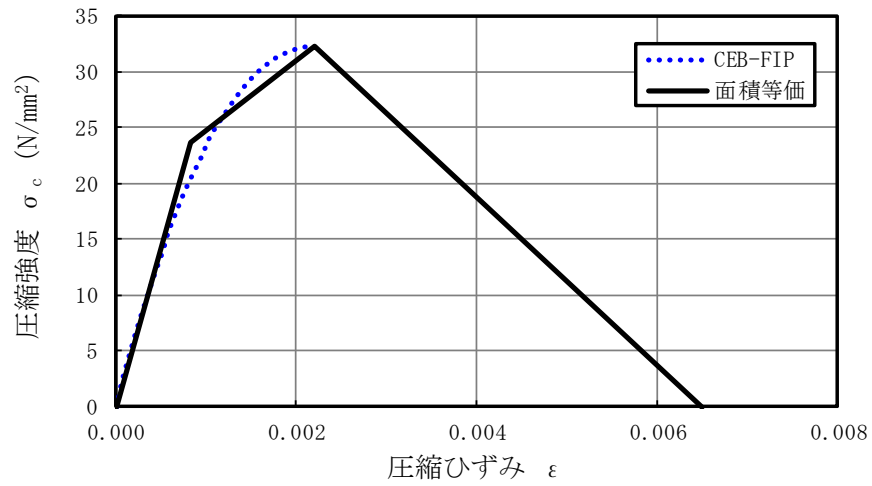
表 3-1 材料物性値

(a) コンクリート

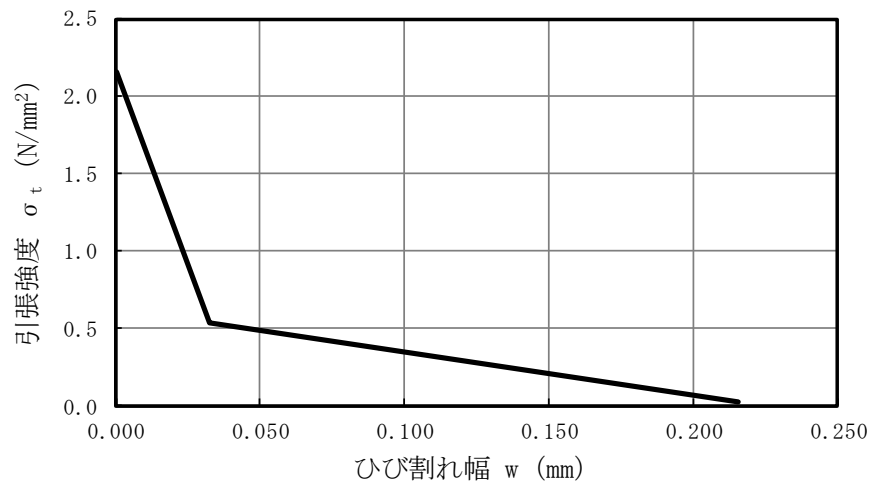
	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 N/mm <sup>2</sup>	ポアソン比	単位体積重量 kN/m <sup>3</sup>
コンクリート	32.3	28800	0.2	24.0

(b) 鉄筋

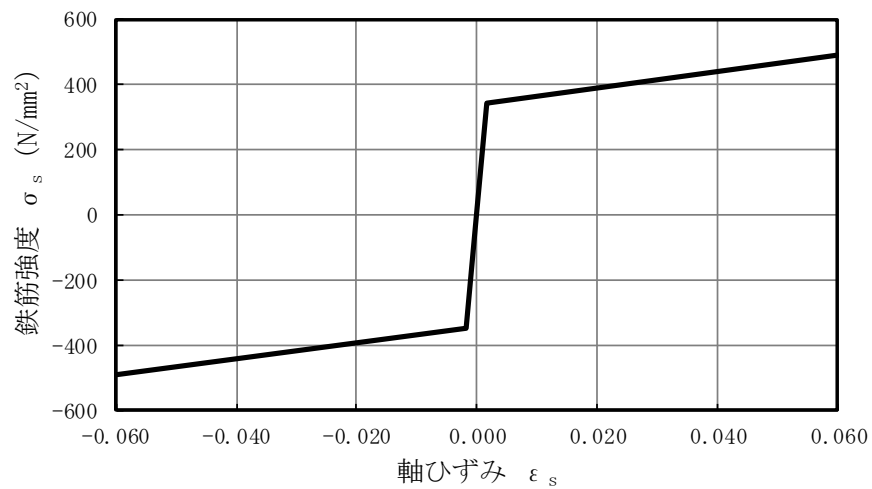
	降伏強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 N/mm <sup>2</sup>	ポアソン比 kN/m <sup>3</sup>
鉄筋	345	490	205000	0.3



(a) 圧縮側コンクリート



(b) 引張側コンクリート



(c) 鉄筋

図 3-5 各種材料の材料モデル

(3) 境界条件

モデルの境界条件を図 3-6 に示す。T/G 架台および建屋の柱脚部（基礎上：T.M.S.L. -5.1m）は固定とする。また，建屋の柱についてはタービン建屋のフレームによる拘束状態を考慮するため，基準階レベル（地下 1 階：T.M.S.L. 4.9m，1 階：T.M.S.L. 12.3m，2 階：T.M.S.L. 20.4m，）で保守的にはりせいの領域において建屋側の衝突方向（Y 方向）を拘束する。また，建屋と T/G 架台の間でコンクリート同士の摩擦係数 0.5 を考慮する。

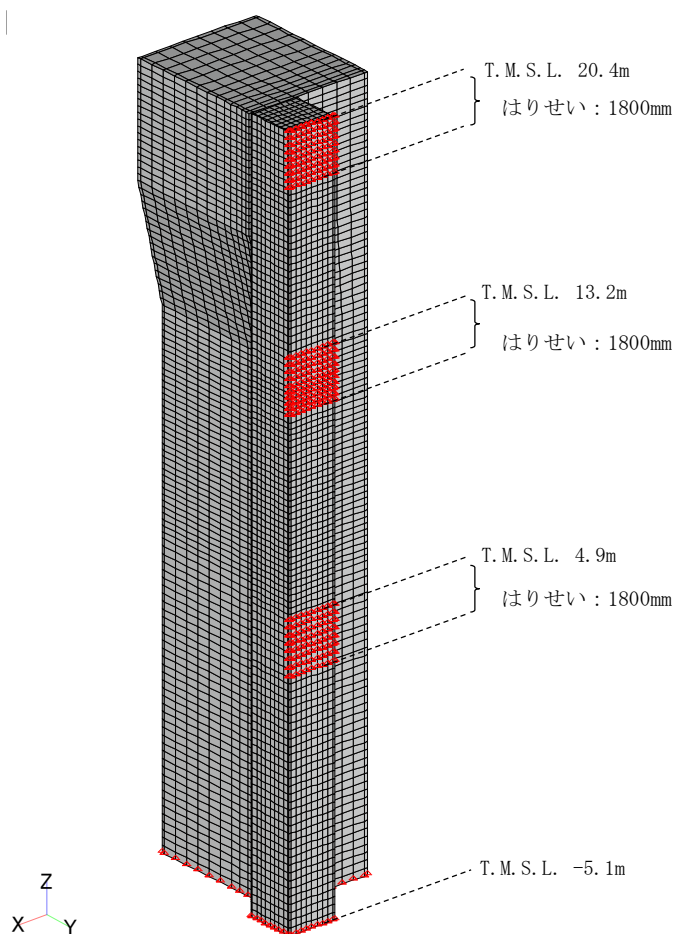


図 3-6 モデルの境界条件

### 3.3 入力の設定

T/G 架台の FEM に与える入力初速度を図 3-7 に赤線で示す。T/G 架台の質点 (T. M. S. L. 18.35m) とタービン建屋側の質点 (T. M. S. L. 20.4m) の相対変位によりクリアランスの 25mm を超える場合は衝突するものとする。その中で、衝突する瞬間の相対速度が最も大きくなる場合を FEM の入力初速度とする。表 3-2 に衝突時の最大相対速度を示す。図 3-7 の黒線は、衝突時の相対速度を T. M. S. L. 20.4m 及び T. M. S. L. 12.3m にプロットしたものである。

T/G 架台の FEM に与える入力初速度は、衝突する瞬間の相対速度が最も大きくなる T. M. S. L. 20.4m において保守的に 1.1m/s とし、T. M. S. L. -5.1m (基礎上端) で 0m/s となるような線形分布の初速度とする。

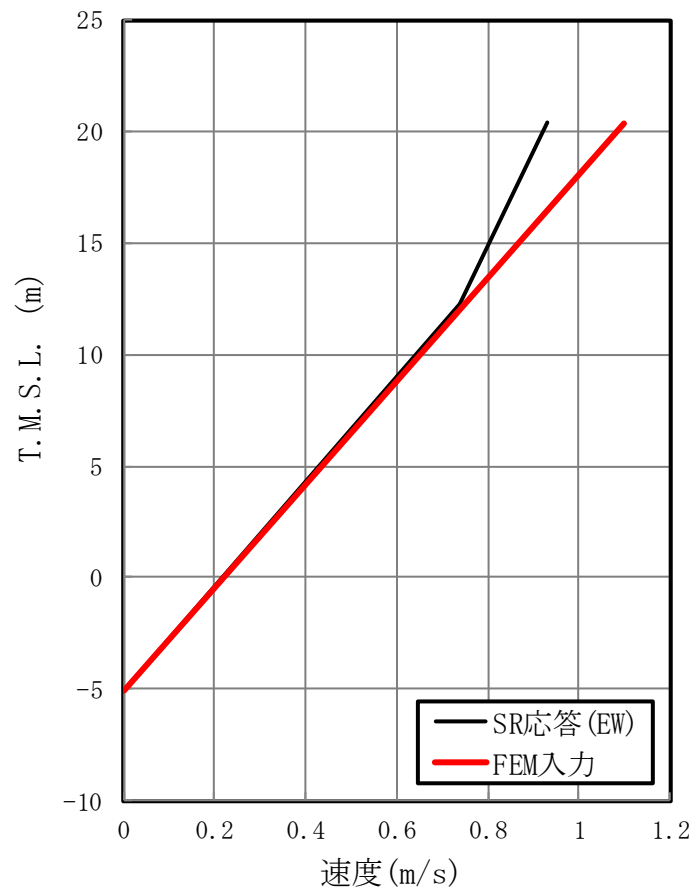


図 3-7 T/G 架台の FEM に与える入力初速度

表 3-2 衝突時の最大相対速度

方向	解析ケース	質点番号	相対速度 (m/s)
EW 方向	Ss-1 (ケース 2)	28-42	0.930

### 3.4 評価方法

評価はタービン建屋の柱に発生するひずみ量に着目する。許容ひずみはコンクリートのひずみで  $6500\mu$  (コンクリートの圧縮破壊), 鉄筋のひずみで  $60000\mu$  (鉄筋の破断) とする。

評価部位は以下に示す4箇所とし, 発生ひずみを照査する。発生ひずみが許容値を満足していれば構造健全性に影響ないものとし, 参考として, かぶりコンクリートについても評価を行う。

#### <評価部位>

- ・鉄筋に囲まれるコアコンクリート
- ・主筋
- ・せん断補強筋
- ・かぶりコンクリート (参考)

### 3.5 評価結果

建屋側柱の評価結果を表 3-3 に示す。参考として T/G 架台の評価結果も併せて示す。また、コンクリートの最小主ひずみ分布（建屋側柱）及び鉄筋の軸ひずみ分布（建屋側柱）を図 3-8 及び図 3-9 に示す。

建屋側柱における評価結果は、コアコンクリートについては許容限界を満足しており、圧縮破壊に至らないことを確認した。主筋及びせん断補強筋については弾性の範囲（鉄筋降伏時ひずみ：1683 $\mu$ ）に収まっていることを確認した。以上より、T/G 架台のタービン建屋側柱への衝突がタービン建屋の構造健全性に与える影響がないことを確認した。

表 3-3 評価結果

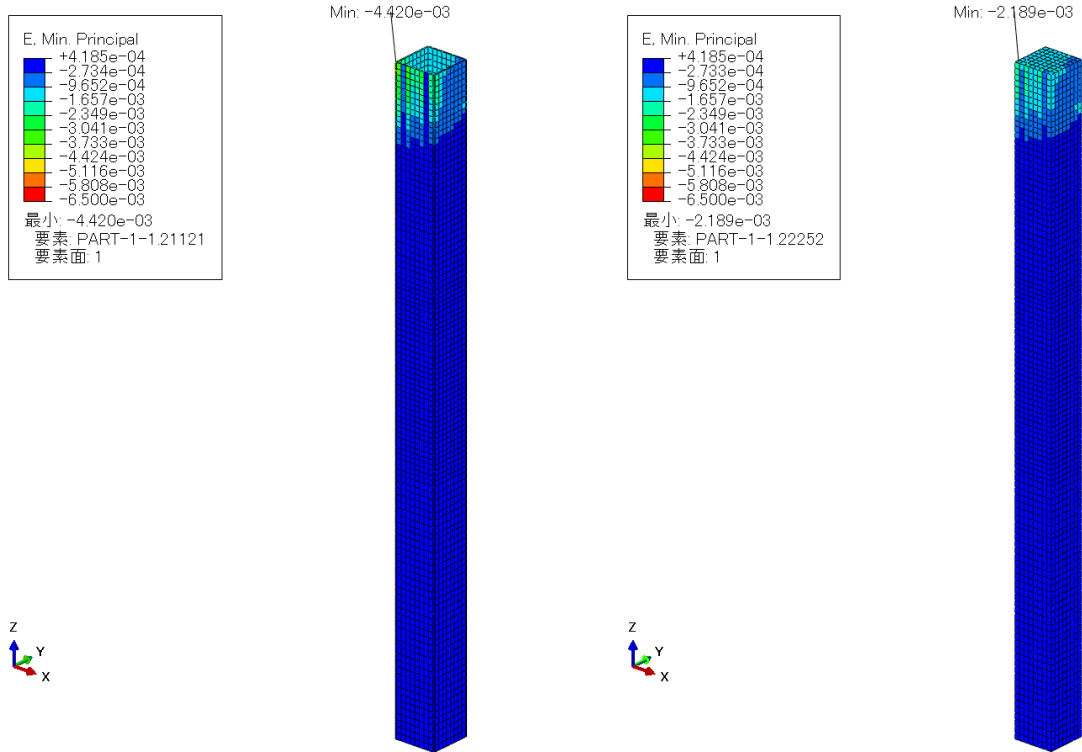
(a) 建屋側柱

評価部位	要素番号	発生ひずみ	許容限界	評価結果
コアコンクリート	22252	2189 $\mu$	6500 $\mu$	OK
主筋	40224	679 $\mu$	60000 $\mu$	OK
せん断補強筋	52725	825 $\mu$	60000 $\mu$	OK
かぶりコンクリート（参考）	21121	4421 $\mu$	6500 $\mu$	OK

(b) T/G 架台（参考）

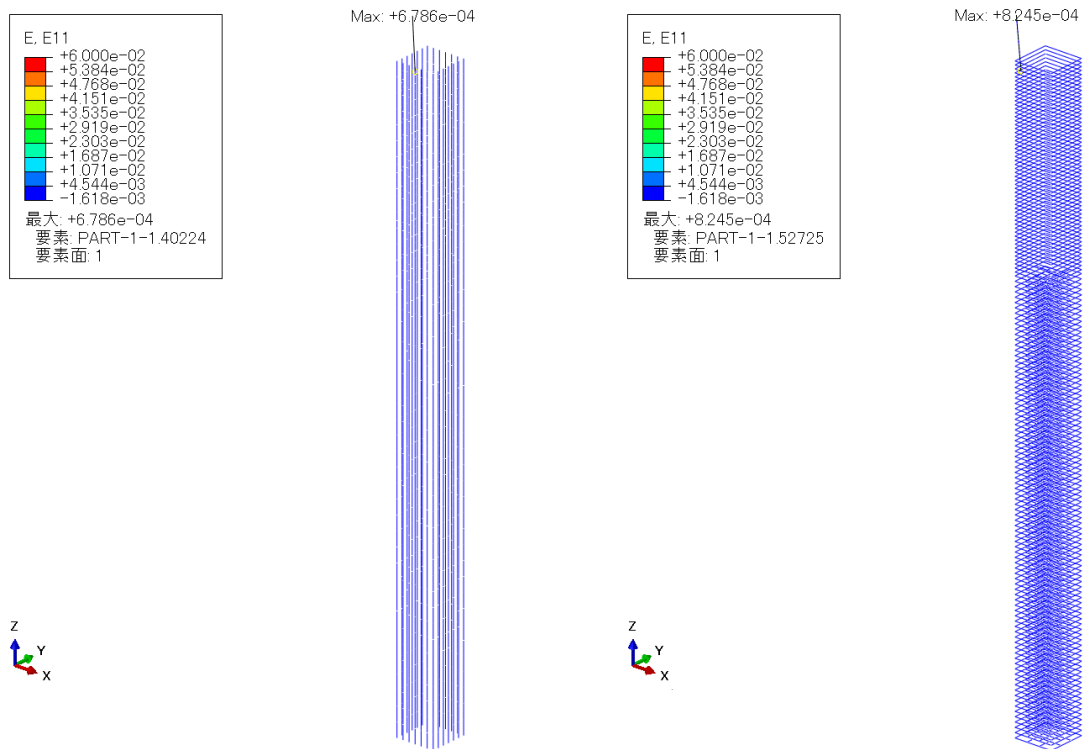
評価部位	要素番号	発生ひずみ	許容限界	評価結果
コアコンクリート	14687	1388 $\mu$	6500 $\mu$	OK
主筋	67422	1028 $\mu$	60000 $\mu$	OK
せん断補強筋	86392	459 $\mu$	60000 $\mu$	OK
かぶりコンクリート（参考）	15817	1489 $\mu$	6500 $\mu$	OK





(a) かぶりコンクリート (b) コアコンクリート

図 3-8 コンクリートの最小主ひずみ分布 (建屋側柱)



(a) 主筋 (b) せん断補強筋

図 3-9 鉄筋の軸ひずみ分布 (建屋側柱)