

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0610-13_改3
提出年月日	2021年8月23日

補足-610-13 タービン建屋の耐震性についての計算書に関する  
補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類「VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙 1 タービン建屋に対する平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震等の影響

別紙 1-1 タービン建屋の東北地方太平洋沖地震等に対する構造的影響評価（点検結果）

別紙 1-2 東北地方太平洋沖地震等に対するタービン建屋のシミュレーション解析

別紙 2 タービン建屋の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 3 タービン建屋の地震応答解析における耐震壁のスケルトンカーブの設定

別紙 3-1 タービン建屋のフレーム部の構造詳細

別紙 4 タービン建屋の地震応答解析結果について

別紙 5 タービン建屋の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 5-1 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 5-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙 6 タービン建屋の弾性設計用地震動  $S_d$  に対する地震応答解析結果

別紙 7 床ばねの諸元及び非線形性を考慮した解析

別紙 7-1 床ばね非線形モデルの応答の考察

本日の説明範囲

別紙 1-2 東北地方太平洋沖地震等に対するタービン建屋の  
シミュレーション解析

## 目 次

1. はじめに	別紙 1-2- 1
2. シミュレーション解析	別紙 1-2- 2
2.1 地震計の配置	別紙 1-2- 2
2.2 地震応答解析	別紙 1-2- 3
2.2.1 地震応答解析の概要	別紙 1-2- 3
2.2.2 地震応答解析モデル	別紙 1-2- 7
2.2.3 地震応答解析結果	別紙 1-2-16
3. 評価結果のまとめ	別紙 1-2-32

## 1. はじめに

タービン建屋について，3.11地震及び4.7地震の2つの地震に対して，建屋の振動特性を確認することを目的としてシミュレーション解析を実施する。

## 2. シミュレーション解析

### 2.1 地震計の配置

タービン建屋における地震計配置図（断面図及び平面図）を図 2-1 に示す。

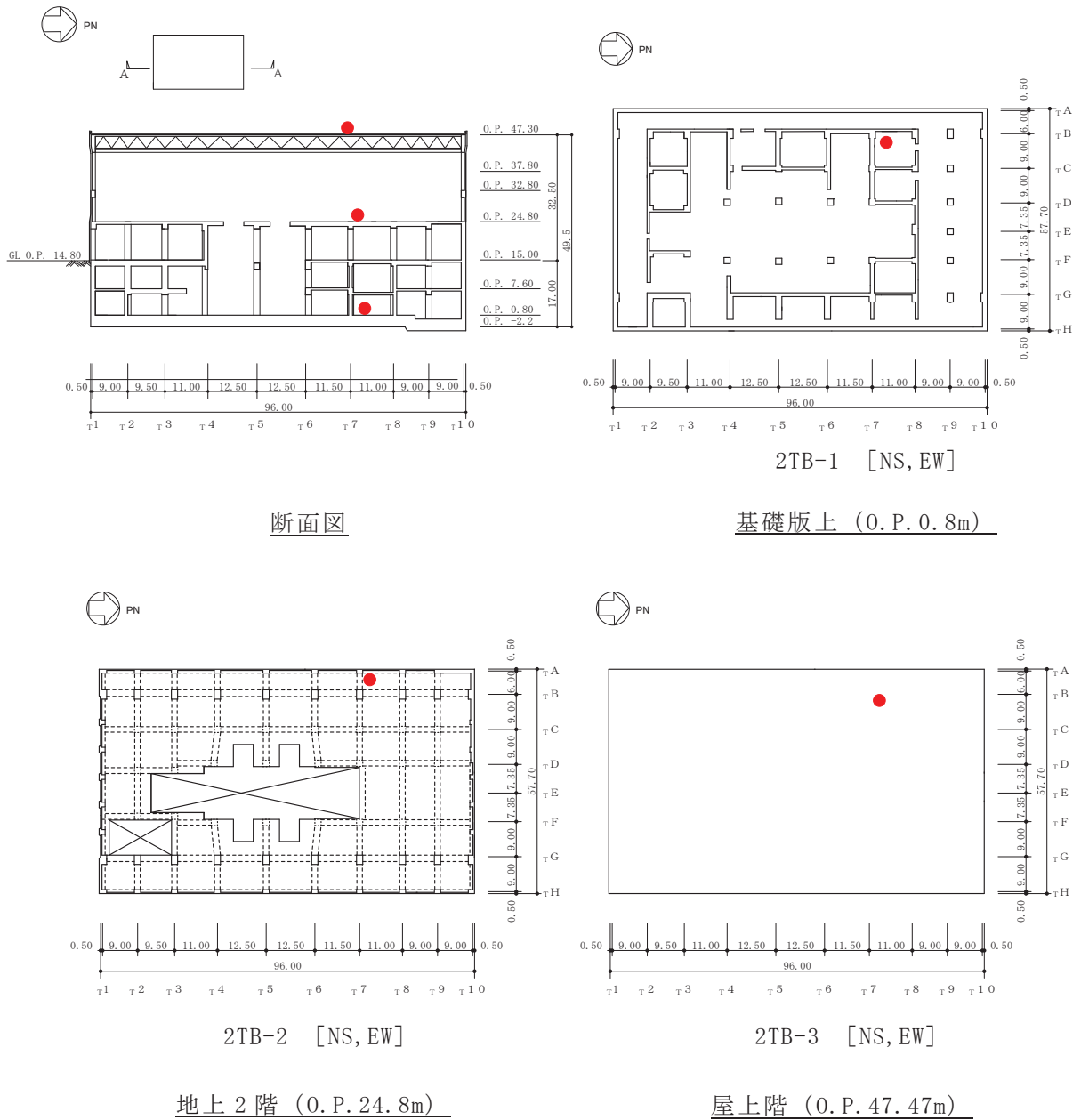


図 2-1 地震計配置図

## 2.2 地震応答解析

### 2.2.1 地震応答解析の概要

当該地震に対するタービン建屋の地震応答解析は、基礎版上における水平方向の地震観測記録を用いた解析（非線形解析）とする。

解析モデルへの入力地震動は、タービン建屋の基礎版上での観測記録を線形解析モデルの基礎版上に入力し、基礎版上から建屋底面ばね外の伝達関数を用いて算定する。

解析結果と観測記録の整合性は、タービン建屋各階における最大応答加速度、最大応答変位及び加速度応答スペクトルについて観測記録との比較によって確認する。

入力地震動の算出概念図を図 2-2 に示す。

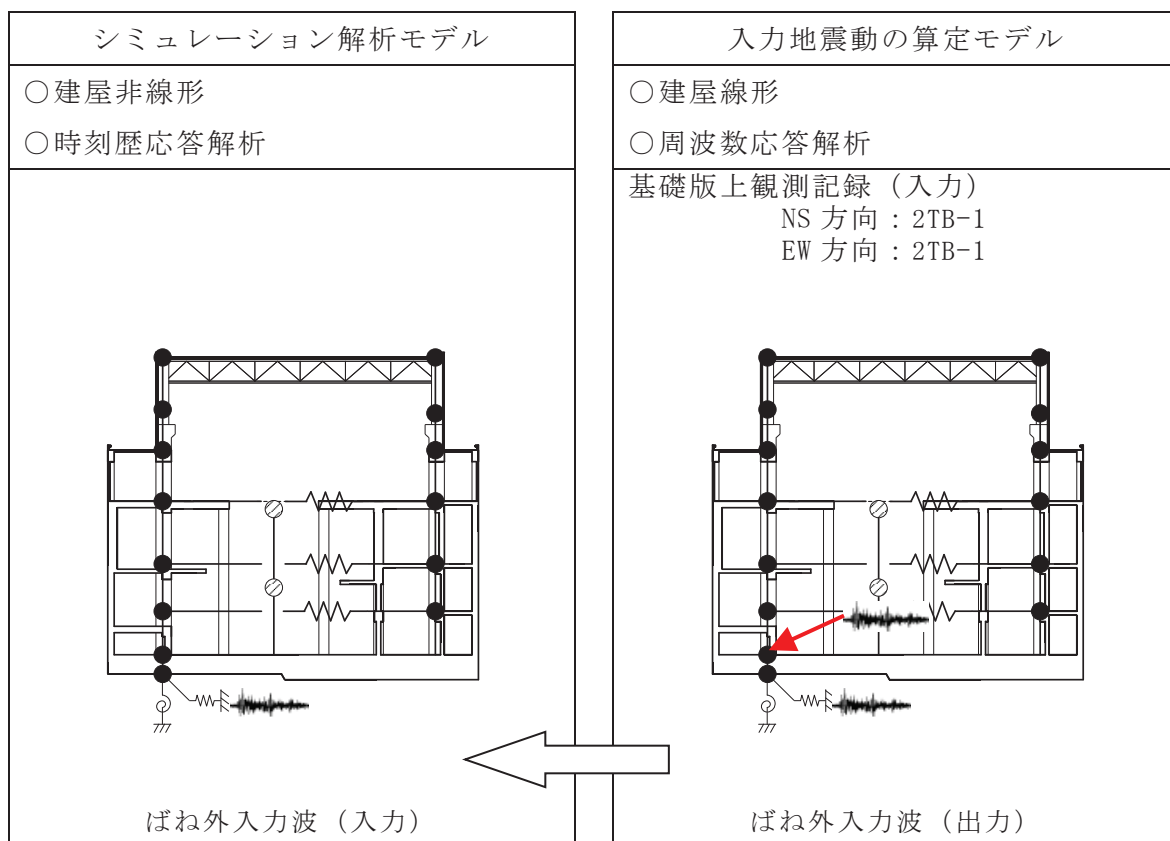


図 2-2 入力地震動の算出概念図

解析モデルは、地震観測記録と解析結果が整合するように次の2項目を見直して新たな解析モデルを構築した。

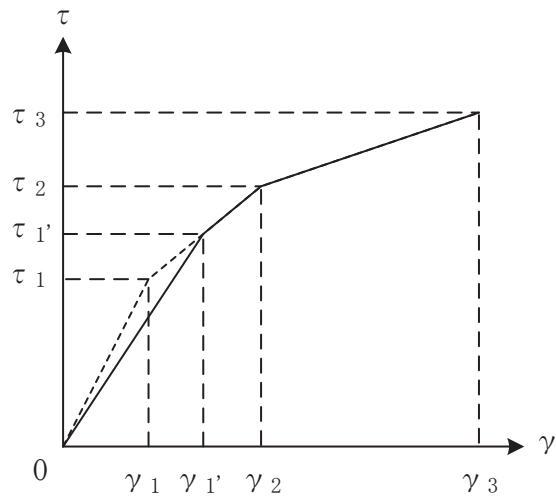
解析モデルの諸元の設定について表2-1に示す。

- ① 鉄筋コンクリート部の剛性評価は、耐震壁について観測記録と整合するように等価な剛性として設定し、図2-3に示すように復元力特性の第1勾配は設計時から見直した。
- ② 建屋の減衰定数は、観測記録と整合するように解析では鉄骨造部及び鉄筋コンクリート部ともに5%に設定した。また、水平は両方向ともに同じ減衰定数とした。

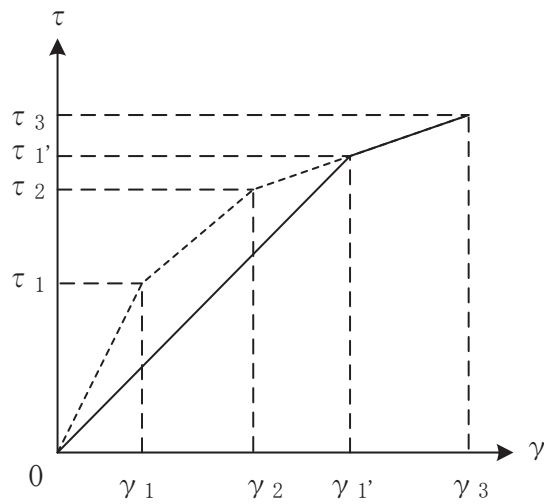


表 2-1 解析モデル諸元の設定（水平方向）

項 目		シミュレーション解析 (当該地震による評価)
応答計算法		時刻歴応答解析(非線形解析)
入力地震動		入力地震動の算定モデルで求めた 基礎底面ばね外における地震動
剛性評価	考慮範囲	耐震壁
	ヤング係数(E) せん断弾性係数(G)	観測記録との整合性を踏まえ再設定
	剛性・復元力特性の 設定の考え方	観測記録と整合する等価な剛性のモデル化は、耐震壁のヤング係数・せん断弾性係数を再設定することにより行い、復元力特性は設計時モデルのスケルトンと接続。建屋全体に一律の等価剛性を設定。
減衰定数	鉄筋コンクリート 鉄骨	5% (ひずみエネルギー比例型)
	減衰定数設定の 考え方	観測記録のみかけの減衰に対して、解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰に代表させた。なお、水平2方向は同じ値を採用。
解析 モデル	建屋-地盤相互作用	スウェイ・ロッキングモデル (側面地盤との相互作用は考慮しない)
	建屋モデル	質点系多軸モデル 床の柔性考慮
	地盤ばね	J E A Gによる近似法



(a) 第1折点～第2折点で交差する場合



(b) 第2折点以降で交差する場合

図 2-3 等価な剛性の設定による復元力特性見直しの例

### 2.2.2 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、図 2-4 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。また、各質点間の床は面内にせん断変形するものとする。

観測記録と整合するように設定した鉄筋コンクリート部の等価なヤング係数、せん断弾性係数及び減衰定数を表 2-2 に示す。なお、床のばね値の算定に用いたコンクリートの物性値は設計値を用いる。また、耐震壁のせん断応力度-せん断ひずみ度関係( $\tau-\gamma$  関係)を図 2-5 に示すようなトリリニア型スケルトンカーブに置換し、復元力特性は図 2-6 に示すような最大点指向型履歴ループを用いる。耐震壁の曲げモーメント-曲率関係( $M-\phi$  関係)は図 2-7 に示すようなトリリニア型スケルトンカーブに置換し、復元力特性は図 2-8 に示すような履歴ループを用いる。各耐震壁について算定したせん断及び曲げスケルトンカーブの諸数値を表 2-3~表 2-6 に示す。

解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねのスウェイ及びロッキングばね定数及び減衰係数は、振動アドミタンス理論に基づいて近似的に評価する。

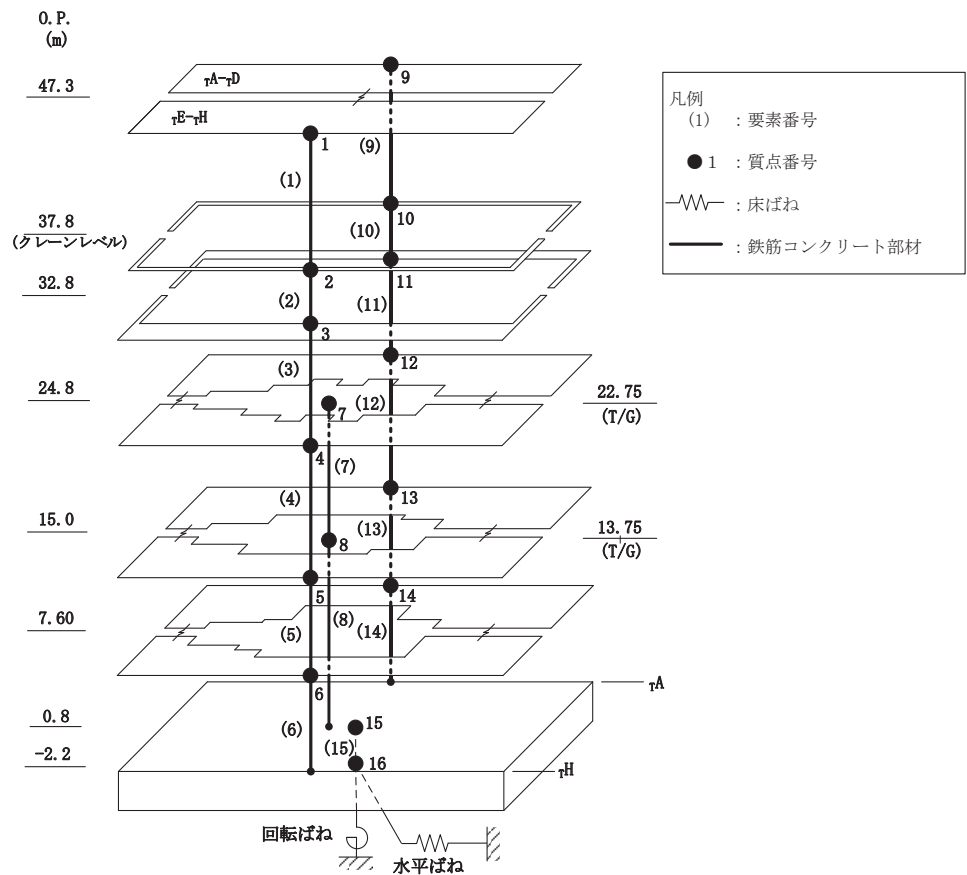


図 2-4(1) 地震応答解析モデル (NS 方向)

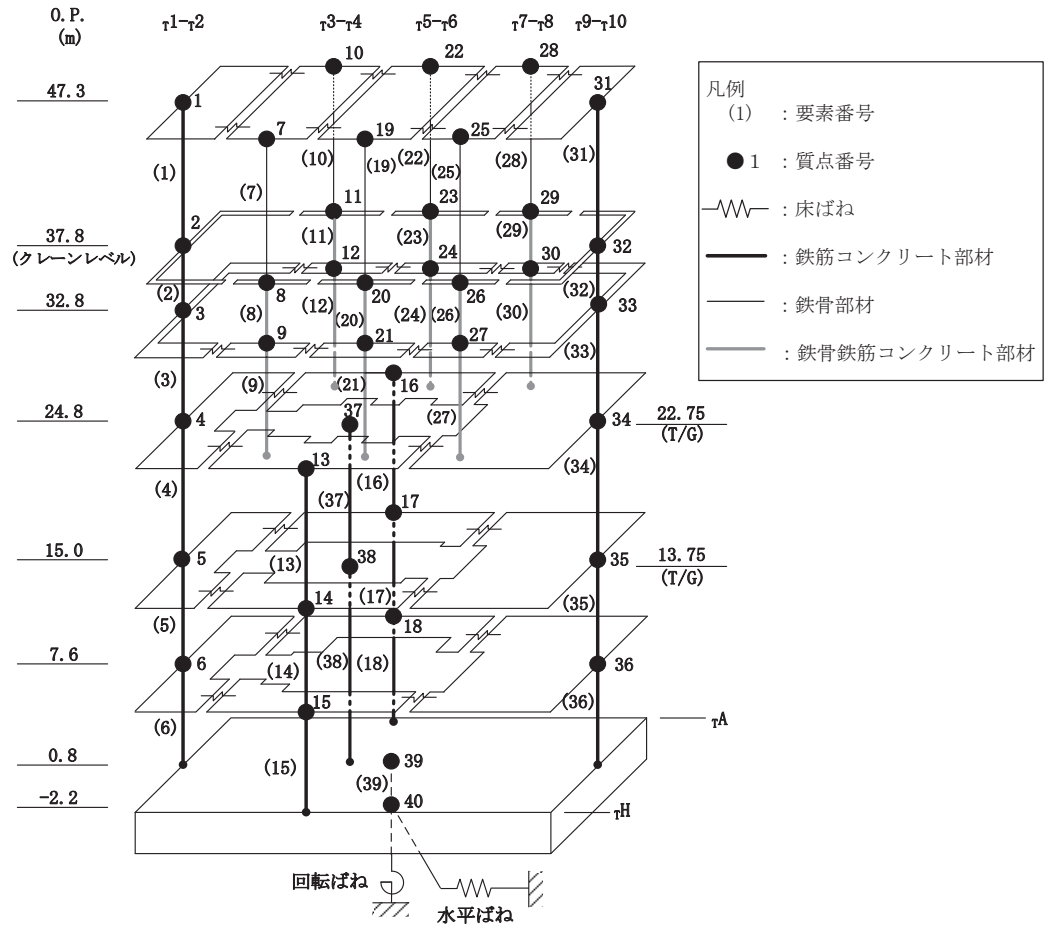


図 2-4(2) 地震応答解析モデル (EW 方向)

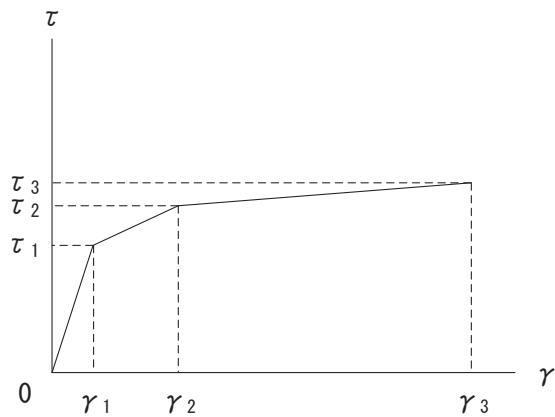
表 2-2 地震応答解析に用いる物性値

材 料	方向	初期剛性 補正係数*	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)
コンクリート (O.P. 24.8m より上部)	NS	0.30	$0.79 \times 10^4$	$0.34 \times 10^4$	5
	EW	0.35	$0.93 \times 10^4$	$0.40 \times 10^4$	5
コンクリート (O.P. 24.8m より下部)	NS	0.35	$0.93 \times 10^4$	$0.40 \times 10^4$	5
	EW	0.40	$1.06 \times 10^4$	$0.46 \times 10^4$	5

注記\* : 初期剛性補正係数は、観測記録と整合するように設定した耐震壁の初期剛性の設計値に対する係数

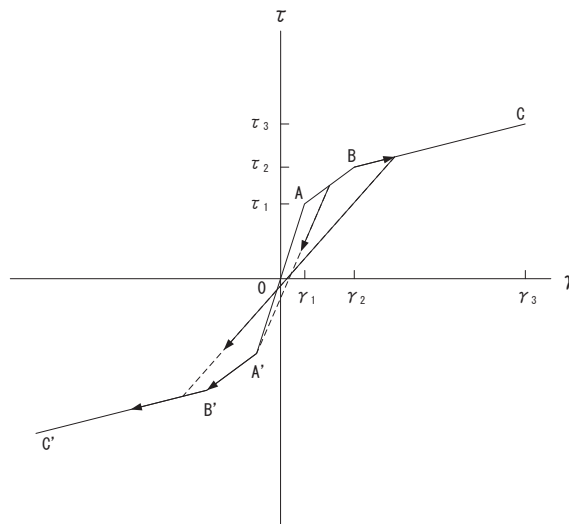
設計値 ヤング係数  $2.65 \times 10^4$  N/mm<sup>2</sup>

せん断弾性係数  $1.14 \times 10^4$  N/mm<sup>2</sup>



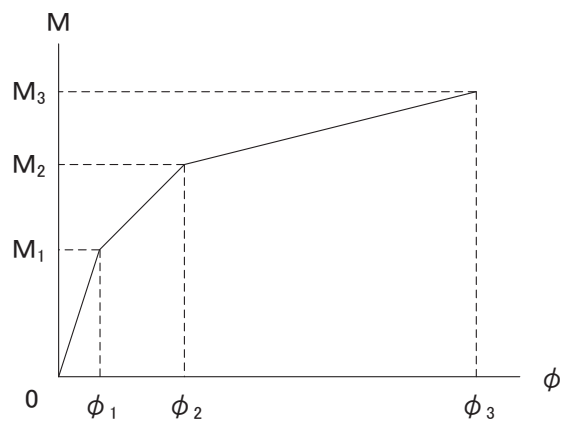
- $\tau_1$  : 第1折点のせん断応力度
- $\tau_2$  : 第2折点のせん断応力度
- $\tau_3$  : 終局点のせん断応力度
- $\gamma_1$  : 第1折点のせん断ひずみ
- $\gamma_2$  : 第2折点のせん断ひずみ
- $\gamma_3$  : 終局点のせん断ひずみ ( $=4 \times 10^{-3}$ )

図 2-5 せん断応力度－せん断ひずみ関係



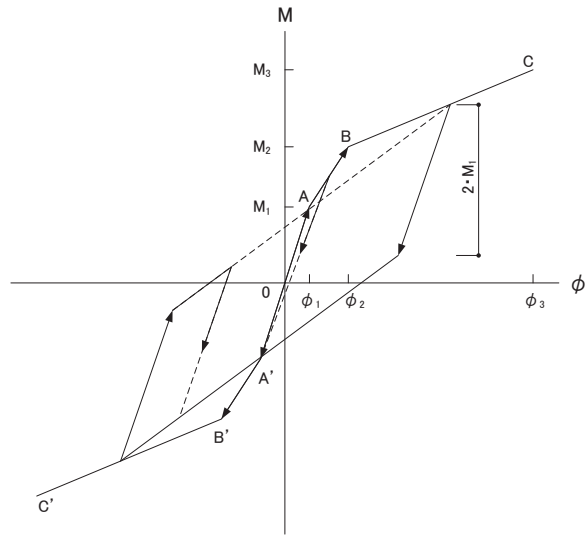
- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていない時は負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間：負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 2-6 せん断応力度－せん断ひずみ関係の復元力特性



- $M_1$  : 第 1 折点の曲げモーメント
- $M_2$  : 第 2 折点の曲げモーメント
- $M_3$  : 終局点の曲げモーメント
- $\phi_1$  : 第 1 折点の曲率
- $\phi_2$  : 第 2 折点の曲率
- $\phi_3$  : 終局点の曲率

図 2-7 曲げモーメントー曲率関係



- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は最大値から  $2 \cdot M_1$  を減じた点とする。ただし、負側最大点が第 2 折点を越えていなければ、負側第 2 折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点はスケルトン上を移動することにより更新される。

図 2-8 曲げモーメント-曲率関係の復元力特性

表 2-3 せん断力のスケルトンカーブ ( $\tau - \gamma$  関係)

NS 方向

$\tau$ E- $\tau$ H

O. P. (m)	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
47.3 ~ 37.8	2.80	—	5.77	0.822	—	4.00
37.8 ~ 32.8	3.47	—	6.49	1.02	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.76	—	5.86	0.810	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.95	—	5.07	0.740	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.11	—	5.57	0.780	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.30	—	5.36	0.828	—	4.00

$\tau$ A- $\tau$ D

O. P. (m)	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
47.3 ~ 37.8	2.80	—	5.77	0.822	—	4.00
37.8 ~ 32.8	3.47	—	6.49	1.02	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.73	—	5.81	0.799	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.88	—	4.60	0.723	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.13	—	5.24	0.787	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.31	—	5.26	0.831	—	4.00



表 2-4 せん断力のスケルトンカーブ ( $\tau - \gamma$  関係)

EW 方向

$\tau_1 - \tau_2$

O. P. (m)	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
47.3 ~ 37.8	2.63	—	5.95	0.662	—	4.00
37.8 ~ 32.8	2.96	—	6.44	0.744	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.83	—	6.44	0.710	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.82	—	5.88	0.621	—	4.00
15.0 ~ 7.6	2.94	—	5.44	0.646	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.14	—	5.60	0.690	—	4.00

$\tau_3 - \tau_6$  ( $\tau_H$  側)

O. P. (m)	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
24.8 ~ 15.0	2.79	—	3.85	0.613	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.10	—	3.86	0.681	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.19	—	3.62	0.700	—	4.00

$\tau_3 - \tau_6$  ( $\tau_A$  側)

O. P. (m)	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
24.8 ~ 15.0	2.81	—	3.52	0.617	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.18	—	3.52	0.698	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.39	—	3.42	0.744	—	4.00

$\tau_9 - \tau_{10}$

O. P. (m)	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
47.3 ~ 37.8	2.63	—	5.95	0.662	—	4.00
37.8 ~ 32.8	2.96	—	6.43	0.743	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.76	—	6.01	0.694	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.87	—	5.49	0.631	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.14	—	5.33	0.691	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.27	—	5.19	0.719	—	4.00

表 2-5 曲げモーメントのスケルトンカーブ数値表 (M-φ 関係)

NS 方向

τE-τH

O. P. (m)	$M_1'$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_2$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_3$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$\phi_1'$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )
47.3 ~ 37.8	2.14	3.13	4.44	0.830	2.06	41.2
37.8 ~ 32.8	4.61	5.31	7.42	1.79	2.26	45.2
32.8 ~ 24.8	6.59	7.66	10.4	1.74	2.20	43.9
24.8 ~ 15.0	11.1	16.8	23.4	0.873	2.22	44.5
15.0 ~ 7.6	17.9	26.6	37.7	1.22	2.38	47.6
7.6 ~ 0.8	25.5	35.9	50.2	1.36	2.53	46.9

τA-τD

O. P. (m)	$M_1'$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_2$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_3$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$\phi_1'$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )
47.3 ~ 37.8	2.14	3.13	4.44	0.830	2.06	41.2
37.8 ~ 32.8	4.61	5.31	7.42	1.79	2.26	45.2
32.8 ~ 24.8	5.10	7.62	10.2	0.917	1.97	39.4
24.8 ~ 15.0	16.0	24.2	34.0	0.906	2.43	48.7
15.0 ~ 7.6	23.8	34.4	48.6	1.33	2.59	48.4
7.6 ~ 0.8	28.9	40.1	55.7	1.47	2.64	44.4

表 2-6 曲げモーメントのスケルトンカーブ数値表 (M-φ 関係)

EW 方向

τ1-τ2

O. P. (m)	$M_1'$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_2$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_3$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$\phi_1'$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )
47.3 ~ 37.8	0.772	1.27	1.82	1.11	4.38	87.6
37.8 ~ 32.8	1.11	1.88	2.65	1.59	4.64	92.8
32.8 ~ 24.8	2.43	3.57	5.19	1.98	3.69	73.8
24.8 ~ 15.0	3.03	5.22	7.92	1.03	3.55	71.1
15.0 ~ 7.6	7.00	12.0	18.0	1.29	3.70	74.1
7.6 ~ 0.8	8.11	13.0	19.1	1.48	3.77	75.4

τ3-τ6 (τH 側)

O. P. (m)	$M_1'$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_2$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_3$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$\phi_1'$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )
24.8 ~ 15.0	0.485	0.578	0.806	2.90	12.2	244
15.0 ~ 7.6	0.653	0.837	1.09	4.40	15.2	305
7.6 ~ 0.8	1.09	1.43	1.83	5.46	16.6	331

τ3-τ6 (τA 側)

O. P. (m)	$M_1'$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_2$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_3$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$\phi_1'$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )
24.8 ~ 15.0	0.915	1.10	1.44	3.56	13.9	277
15.0 ~ 7.6	1.05	1.45	2.00	3.90	11.9	239
7.6 ~ 0.8	1.58	2.20	2.94	4.28	11.2	224

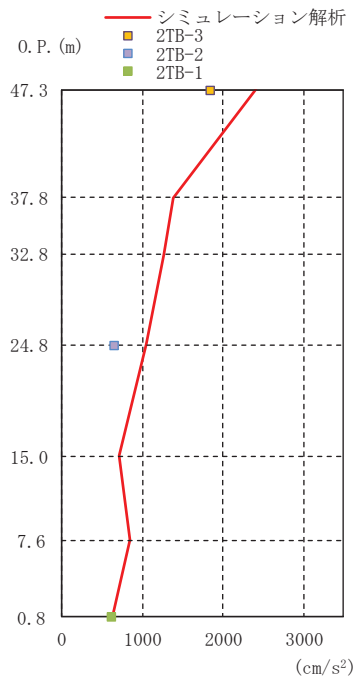
τ9-τ10

O. P. (m)	$M_1'$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_2$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_3$ ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$\phi_1'$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )
47.3 ~ 37.8	0.772	1.27	1.82	1.11	4.38	87.6
37.8 ~ 32.8	1.10	1.88	2.65	1.58	4.64	92.7
32.8 ~ 24.8	2.11	3.72	5.45	1.16	3.34	66.8
24.8 ~ 15.0	5.50	8.93	12.5	1.29	3.82	76.3
15.0 ~ 7.6	11.0	17.2	23.6	1.63	4.12	82.5
7.6 ~ 0.8	14.3	21.3	29.0	1.77	4.06	76.3

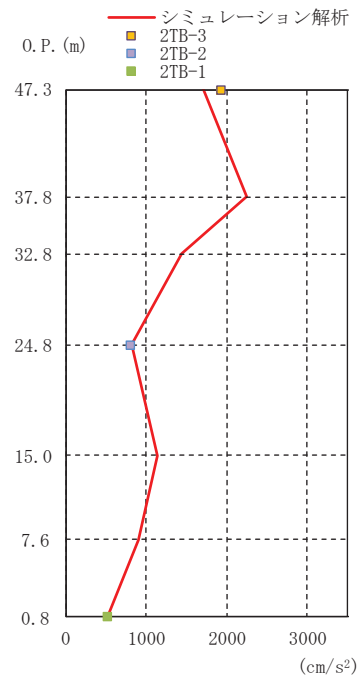
### 2.2.3 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた応答と観測記録を比較する。比較する項目は NS 方向及び EW 方向の最大応答加速度，最大応答変位及び加速度応答スペクトルとする。ここで，変位の観測記録は加速度の観測記録を積分することで算出した。3.11 地震の観測記録との比較を 図 2-9～図 2-11 に，4.7 地震の観測記録との比較を 図 2-12～図 2-14 に示す。解析モデルの固有値解析結果を表 2-7，表 2-8，図 2-15 及び図 2-16 に示す。

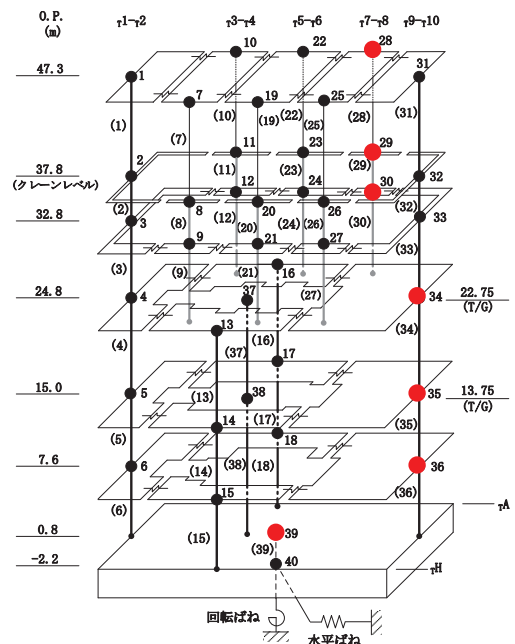
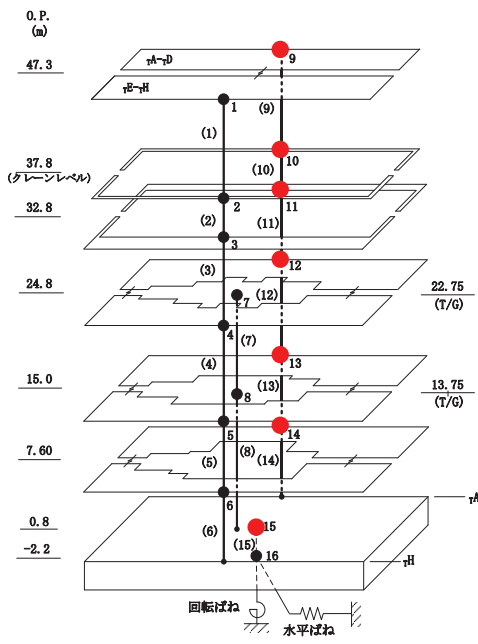
これより，観測記録と解析結果の最大応答加速度，最大応答変位及び加速度応答スペクトルは概ね整合していることを確認した。



NS 方向

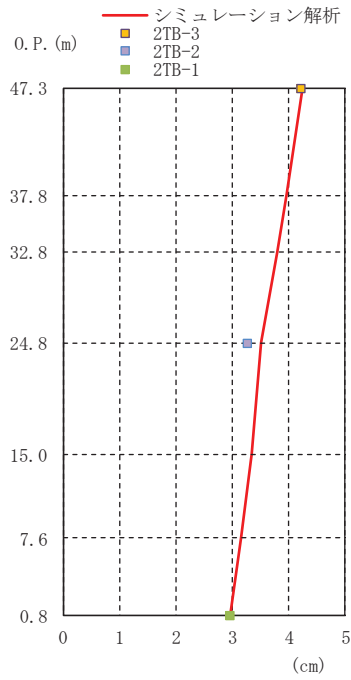


EW 方向

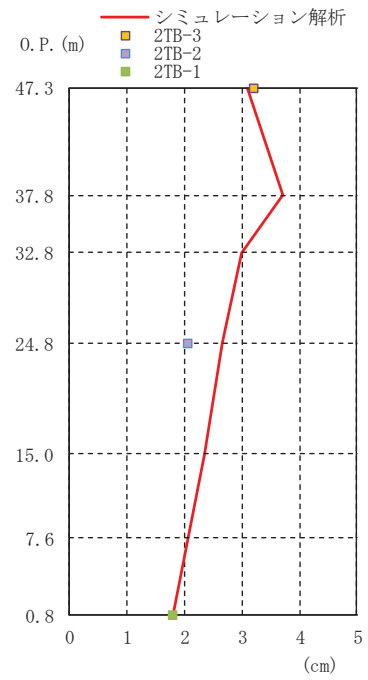


● シミュレーション解析結果を示している質点

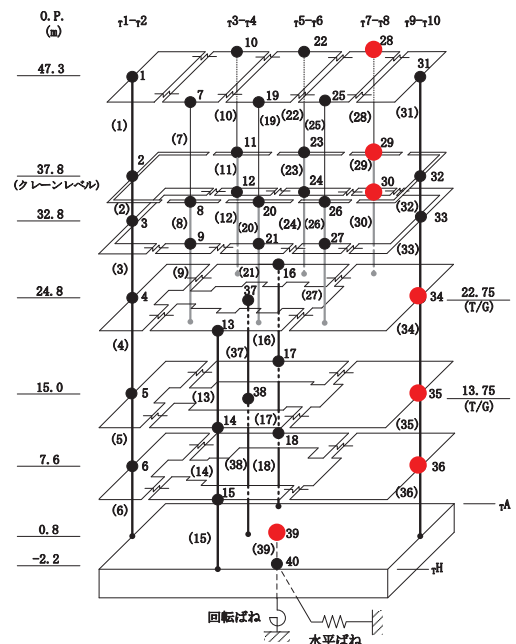
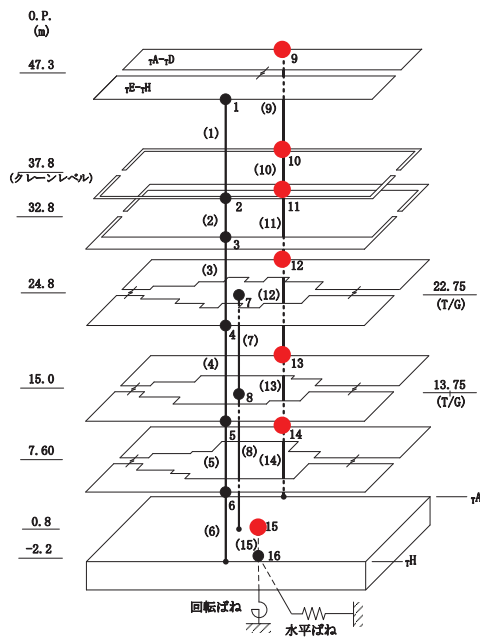
図 2-9 最大応答加速度の比較 (3.11 地震)



NS 方向

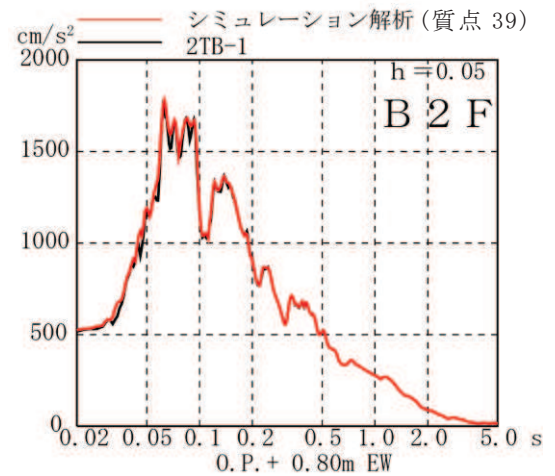
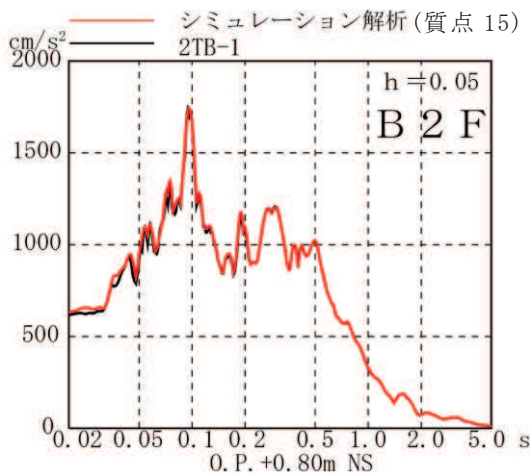
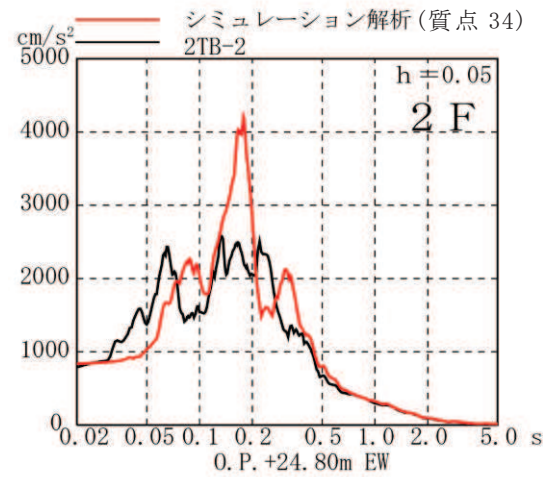
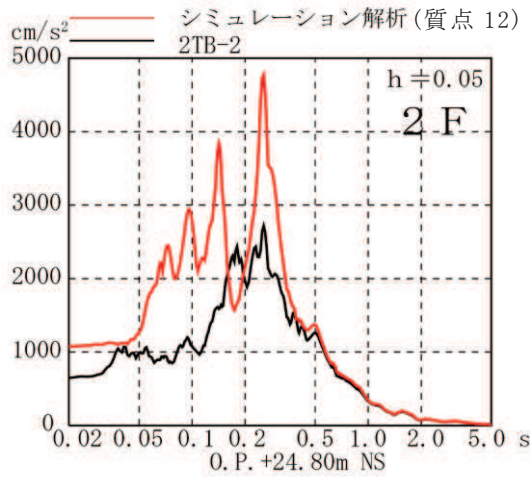
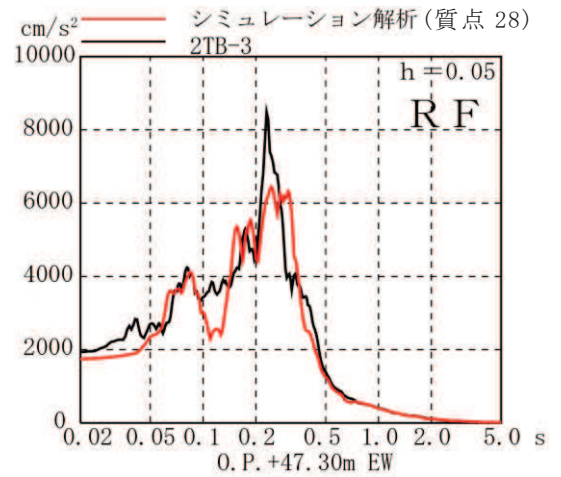
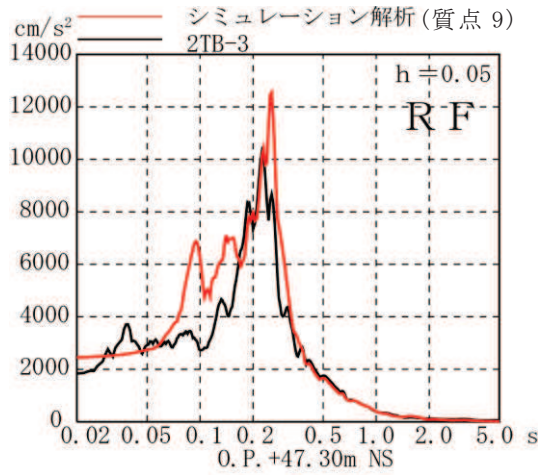


EW 方向



● シミュレーション解析結果を示している質点

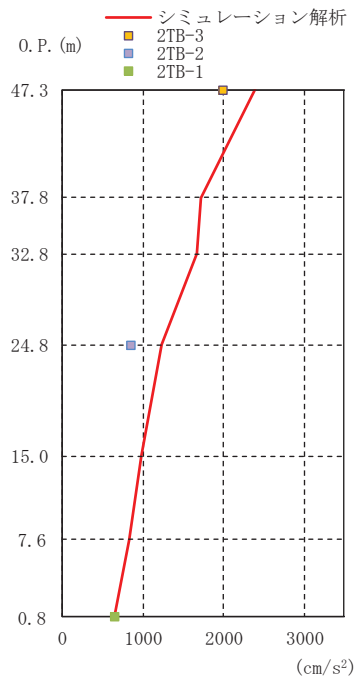
図 2-10 最大応答変位の比較 (3.11 地震)



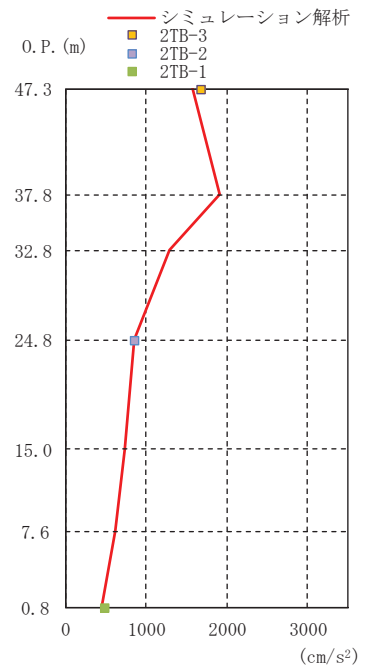
NS 方向

EW 方向

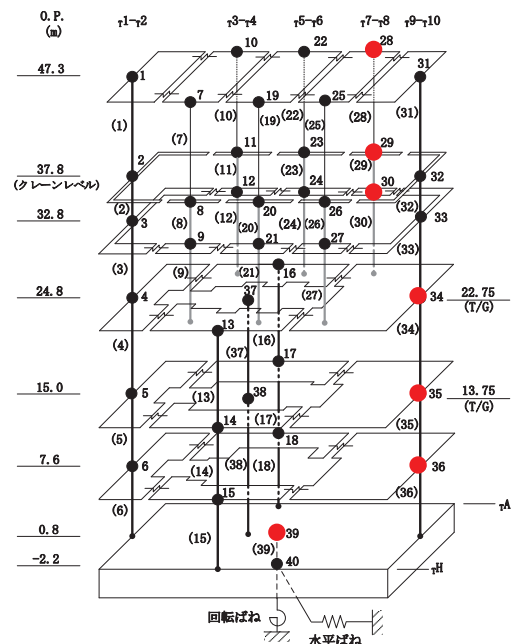
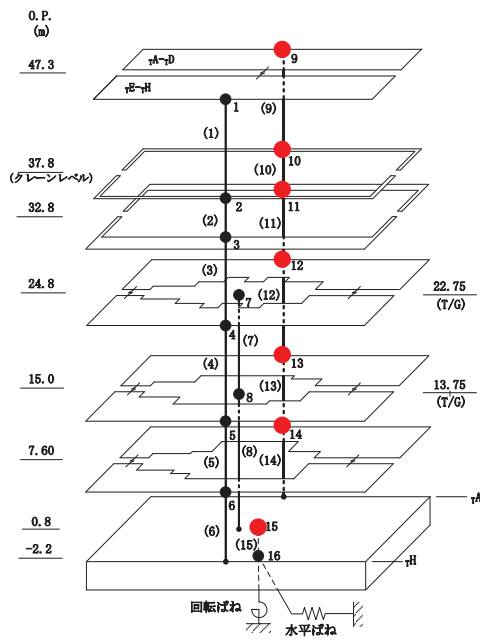
図 2-11 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震)



NS 方向



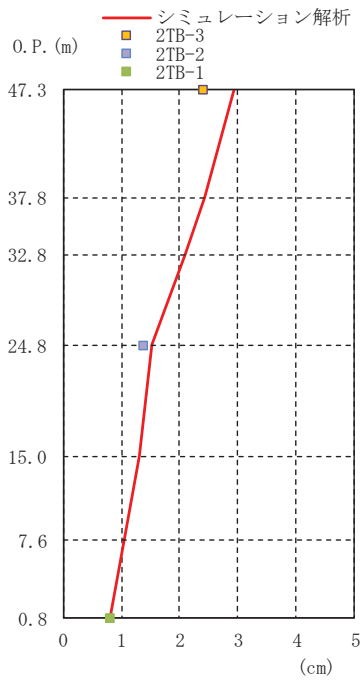
EW 方向



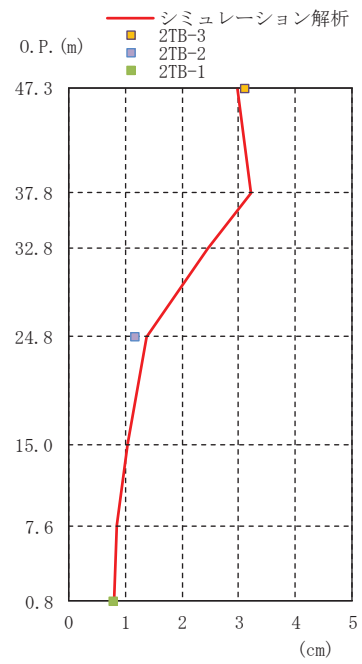
● シミュレーション解析結果を示している質点

図 2-12 最大応答加速度の比較 (4.7 地震)

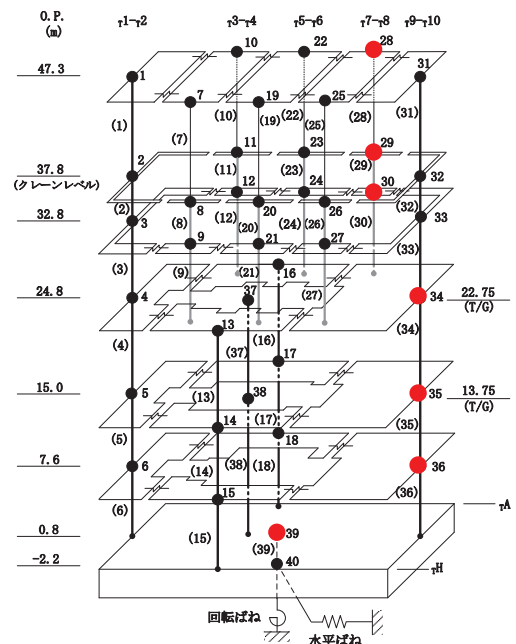
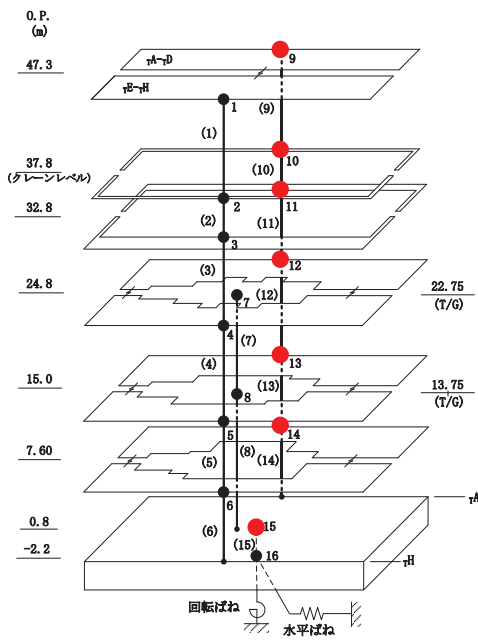




NS 方向

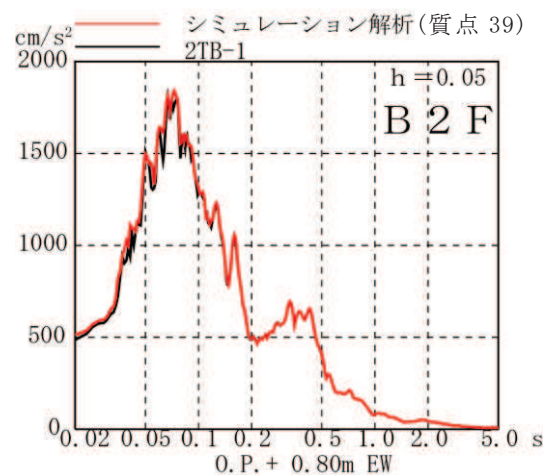
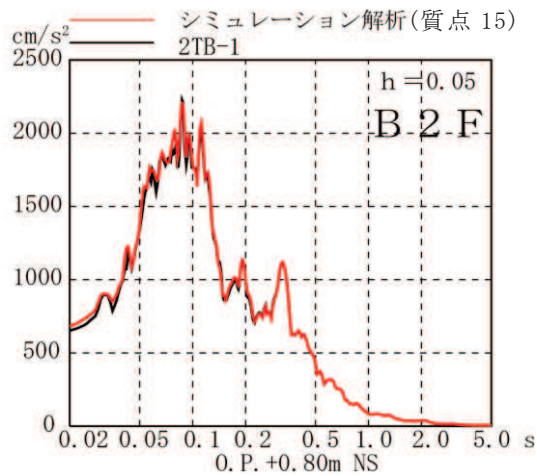
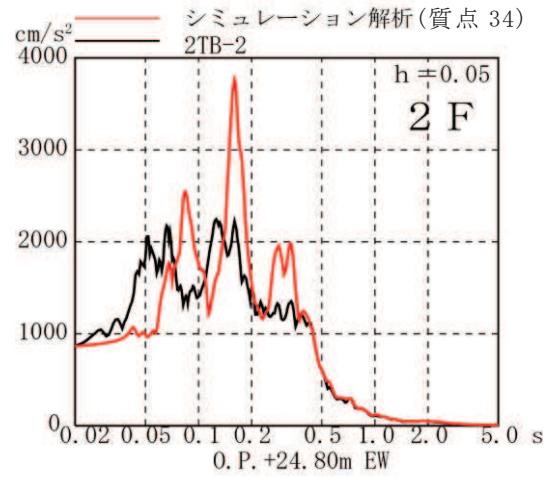
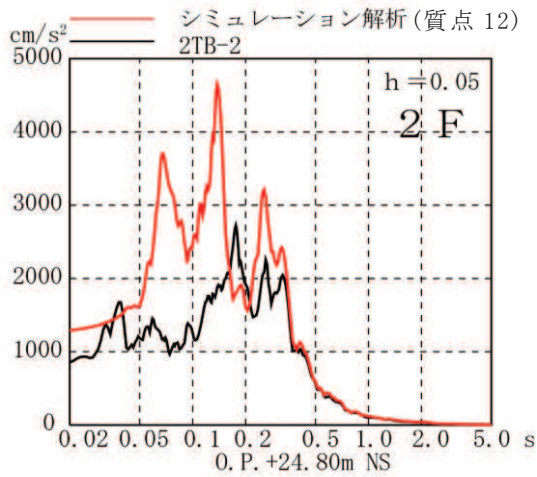
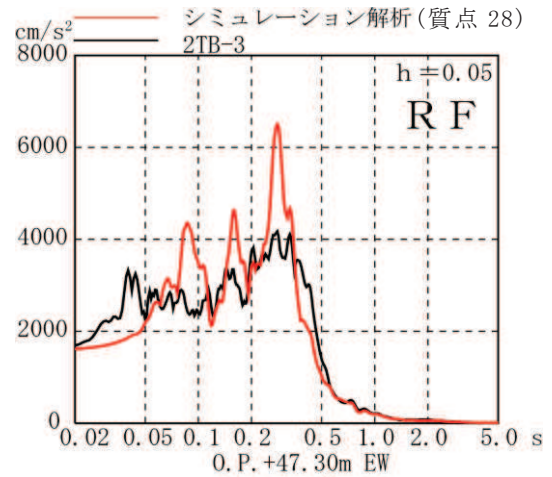
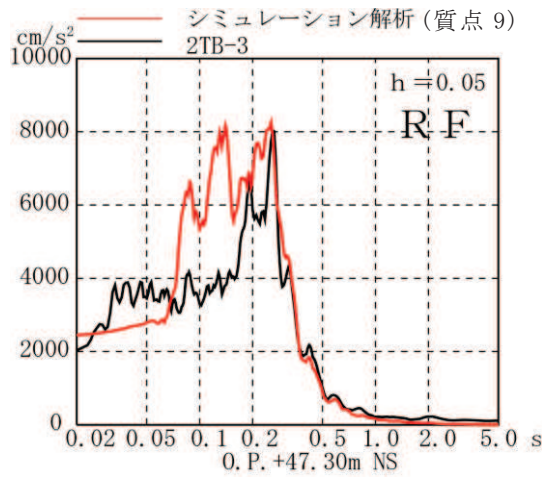


EW 方向



● シミュレーション解析結果を示している質点

図 2-13 最大応答変位の比較 (4.7 地震)



NS 方向

EW 方向

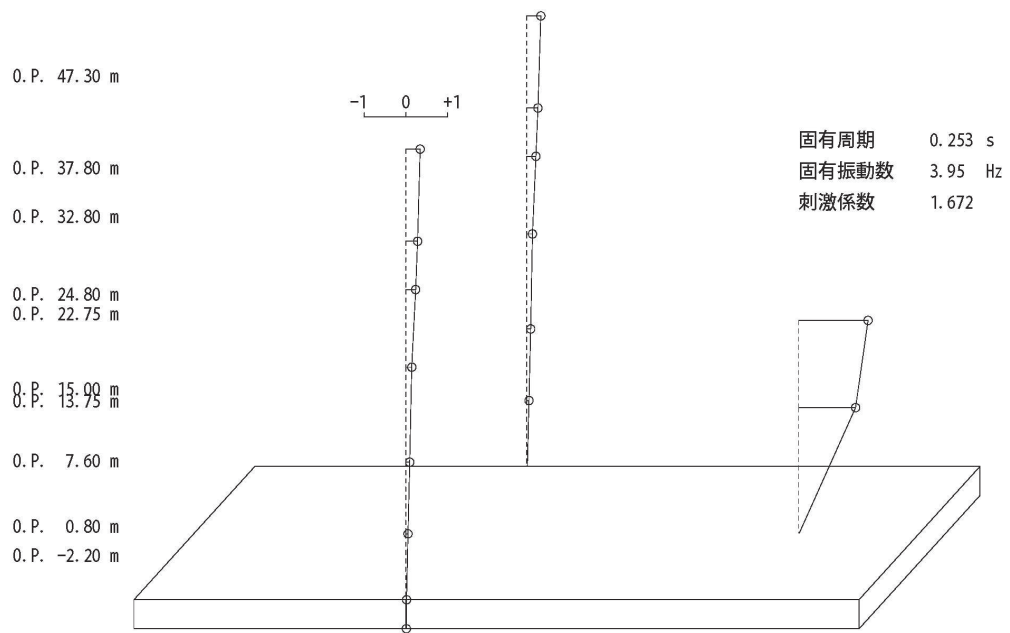
図 2-14 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震)

表 2-7 固有値解析結果(NS 方向)

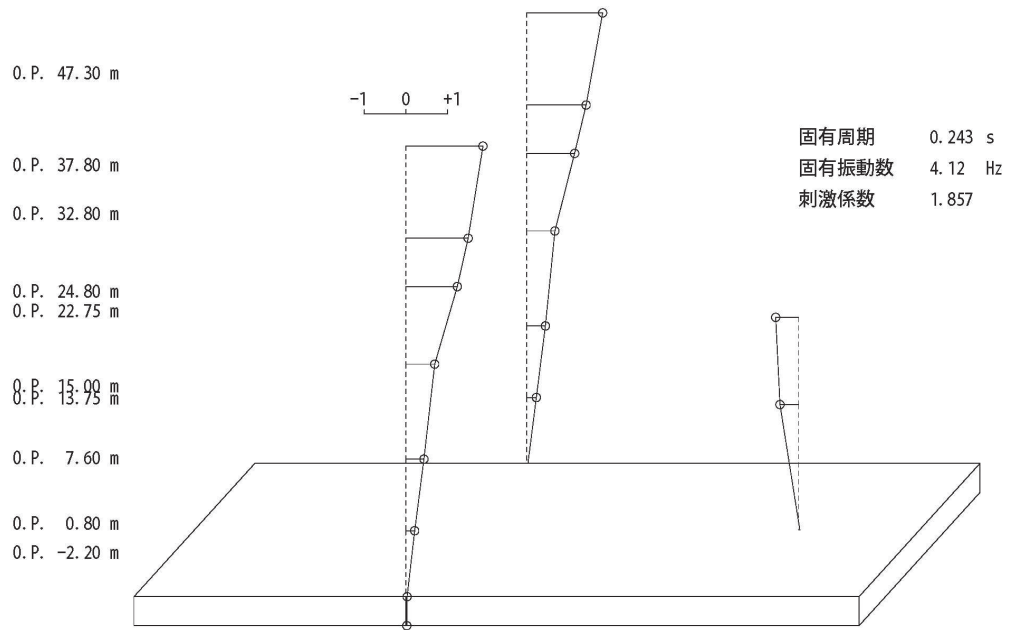
次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.253	3.95	1.672
2	0.243	4.12	1.857
3	0.143	6.97	1.565
4	0.123	8.10	0.259
5	0.089	11.26	0.061
6	0.083	12.02	0.595
7	0.067	14.95	0.456
8	0.064	15.59	0.034
9	0.063	15.88	0.106
10	0.058	17.12	0.016

表 2-8 固有値解析結果(EW 方向)

次数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.290	3.45	2.667
2	0.245	4.09	1.036
3	0.191	5.24	0.364
4	0.181	5.54	1.917
5	0.172	5.81	3.662
6	0.156	6.43	1.480
7	0.139	7.21	0.449
8	0.135	7.43	0.591
9	0.131	7.66	0.393
10	0.128	7.84	0.031
11	0.125	8.02	0.001
12	0.111	9.02	0.202
13	0.106	9.40	0.533
14	0.105	9.56	0.763
15	0.092	10.92	0.300
16	0.089	11.25	0.445
17	0.085	11.73	1.209
18	0.083	12.06	1.119
19	0.080	12.54	0.030
20	0.078	12.85	0.059
21	0.074	13.47	0.184
22	0.073	13.72	0.186
23	0.071	14.11	0.169
24	0.066	15.13	0.215
25	0.062	16.20	0.586
26	0.056	17.83	0.076
27	0.051	19.45	1.027

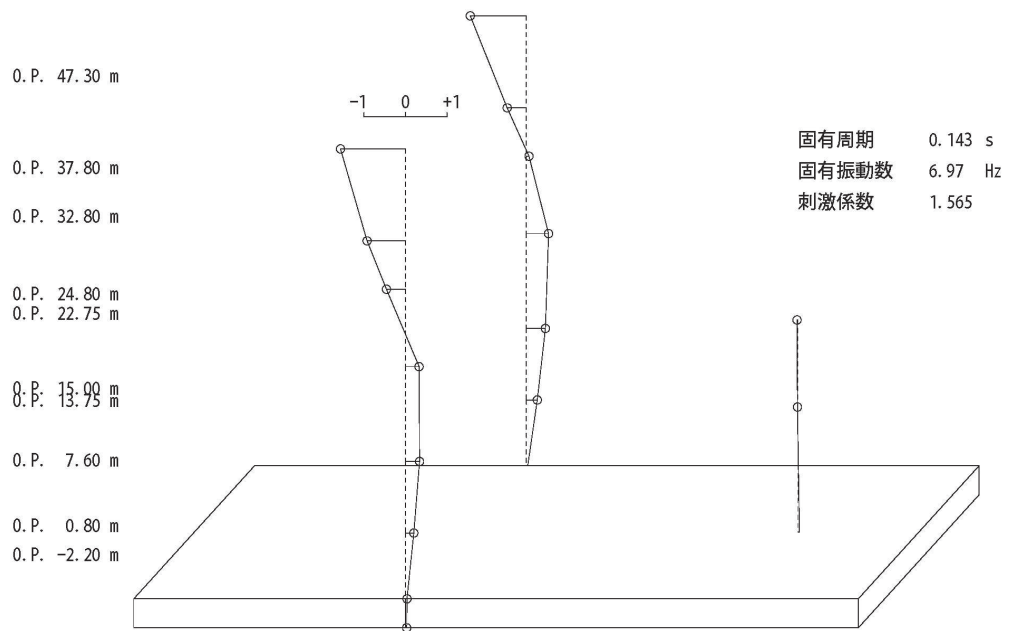


1次

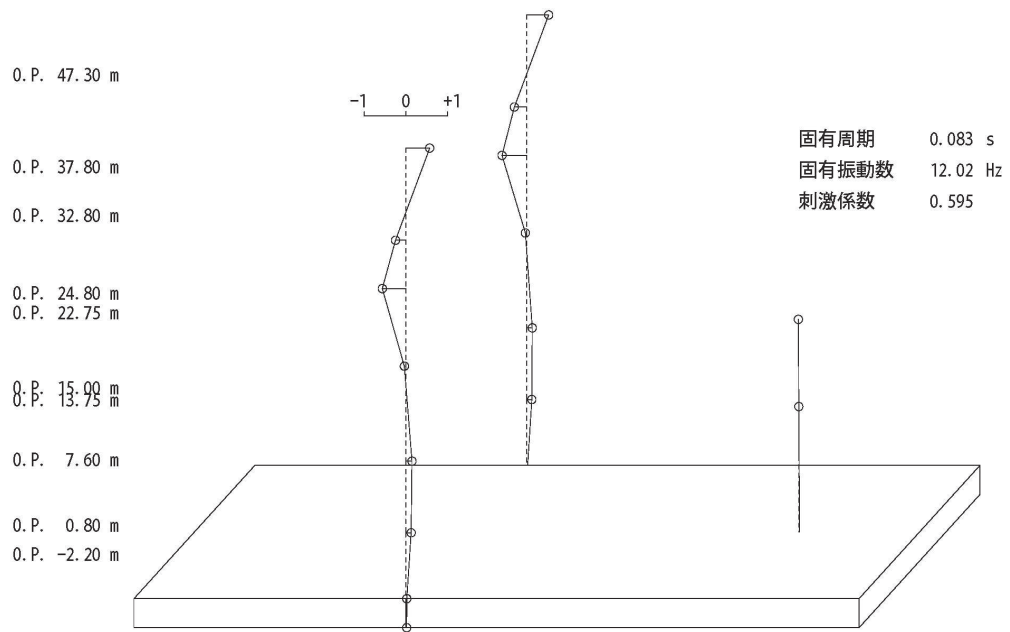


2次

図 2-15(1) 固有振動モード (NS 方向)

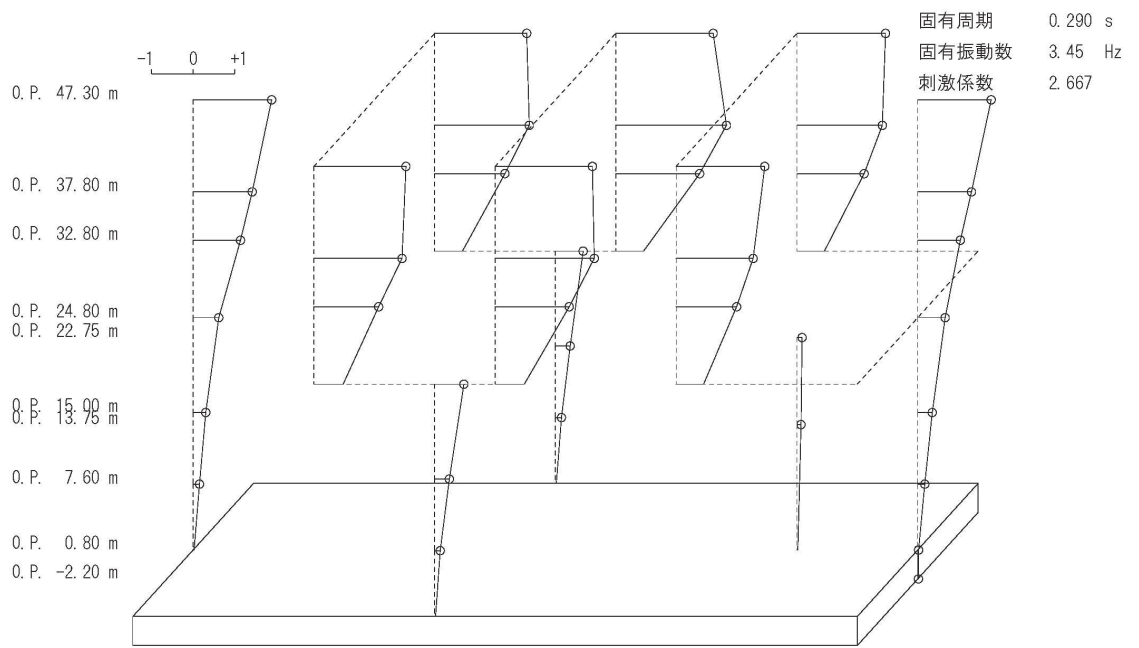


3 次

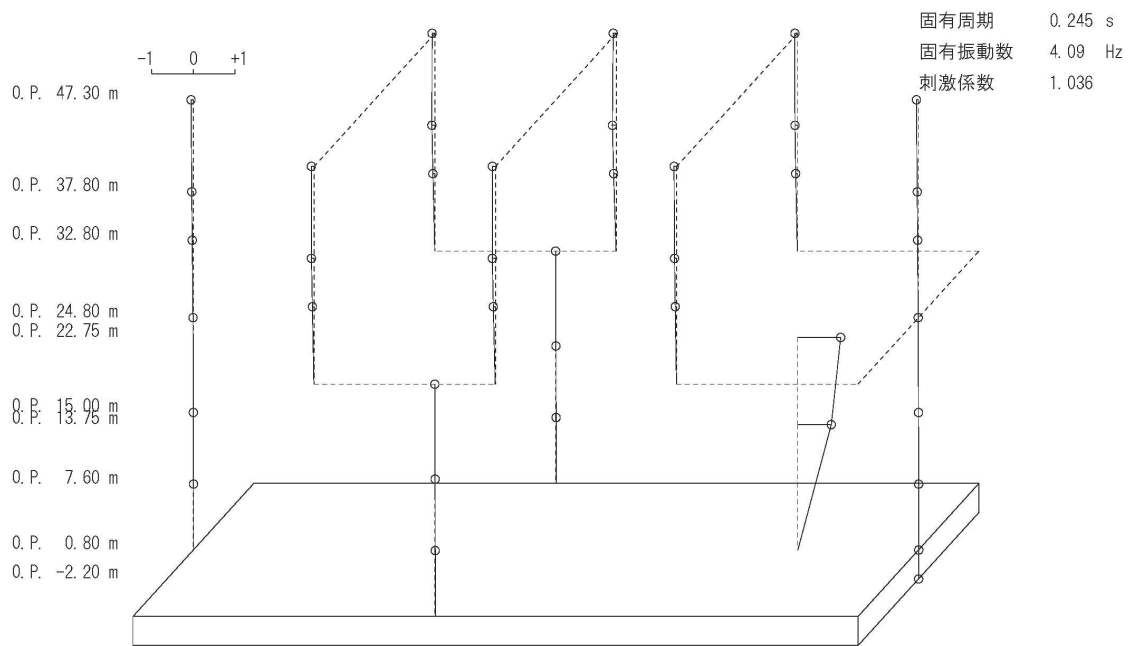


6 次

図 2-15(2) 固有振動モード (NS 方向)

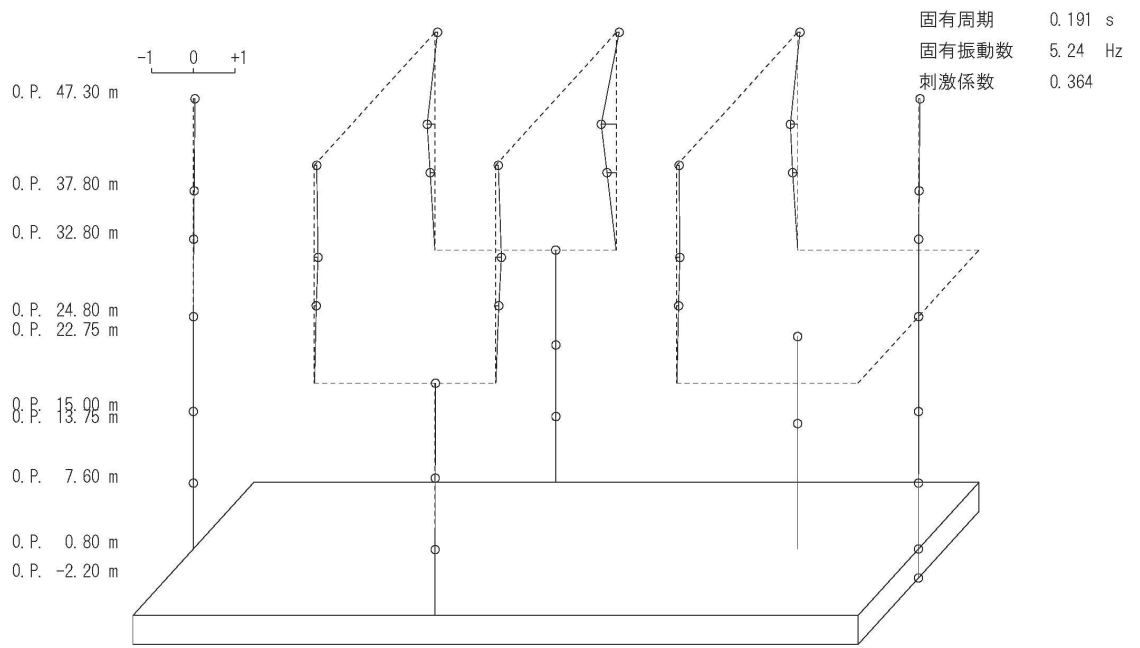


1次

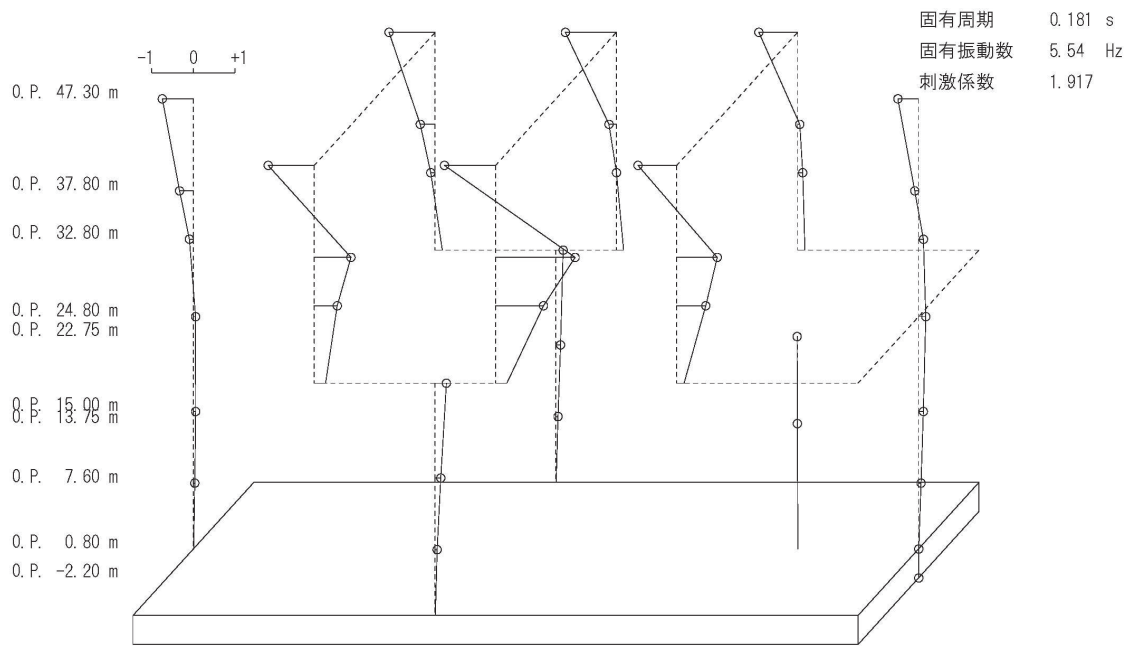


2次

図 2-16(1) 固有振動モード (EW 方向)



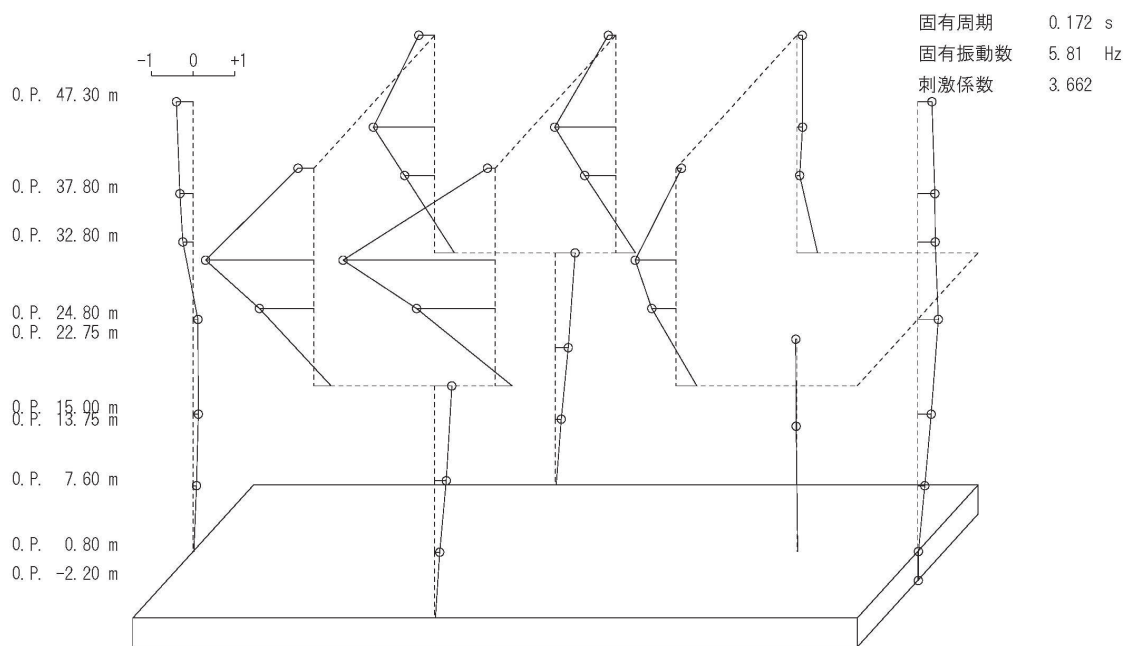
3次



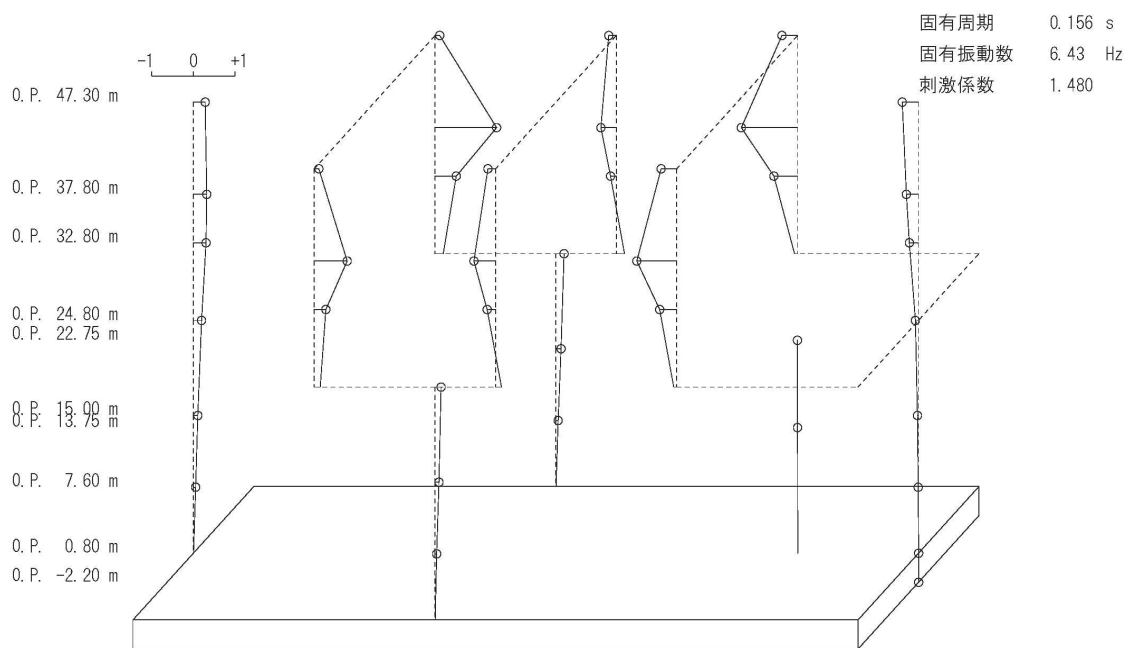
4次

図 2-16(2) 固有振動モード (EW 方向)



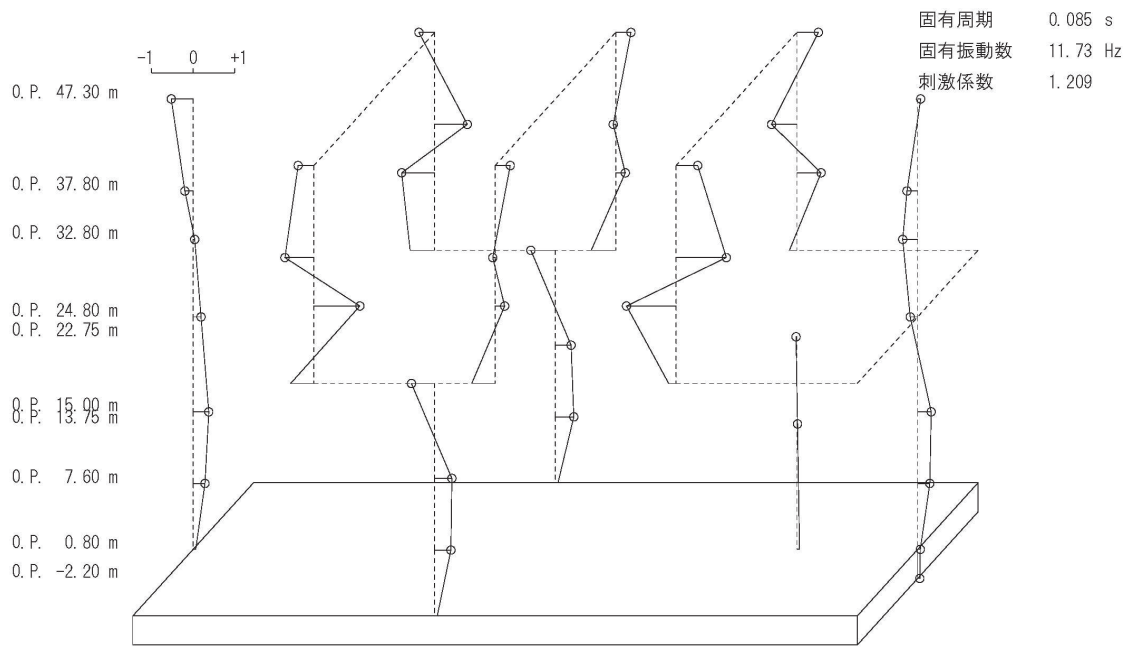


5次

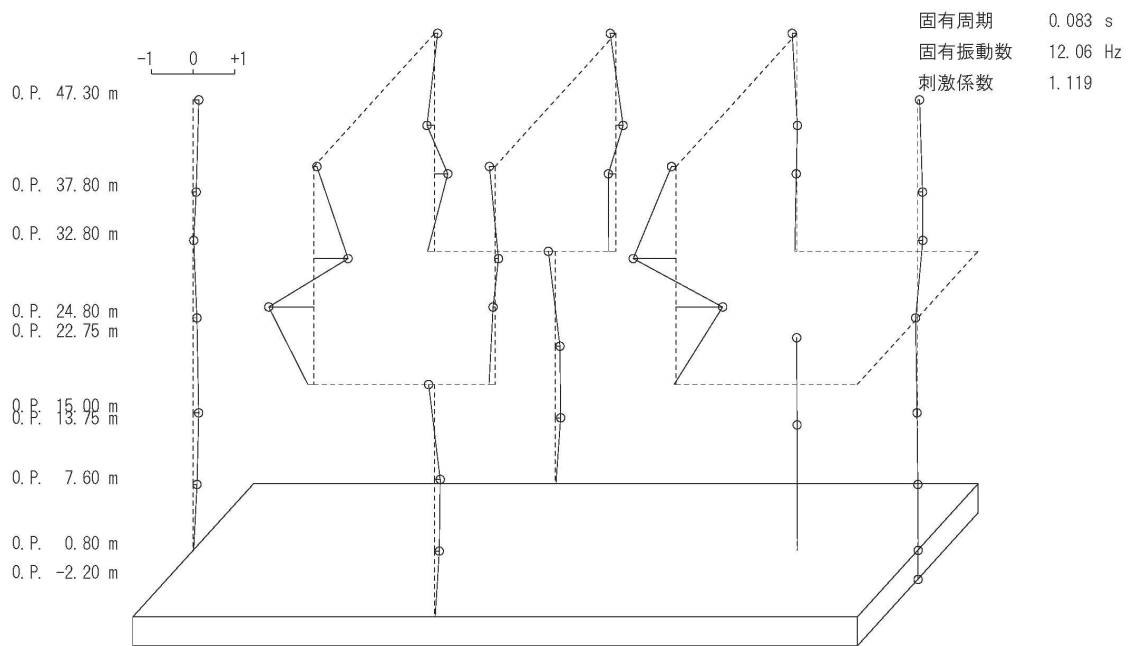


6次

図 2-16(3) 固有振動モード (EW 方向)

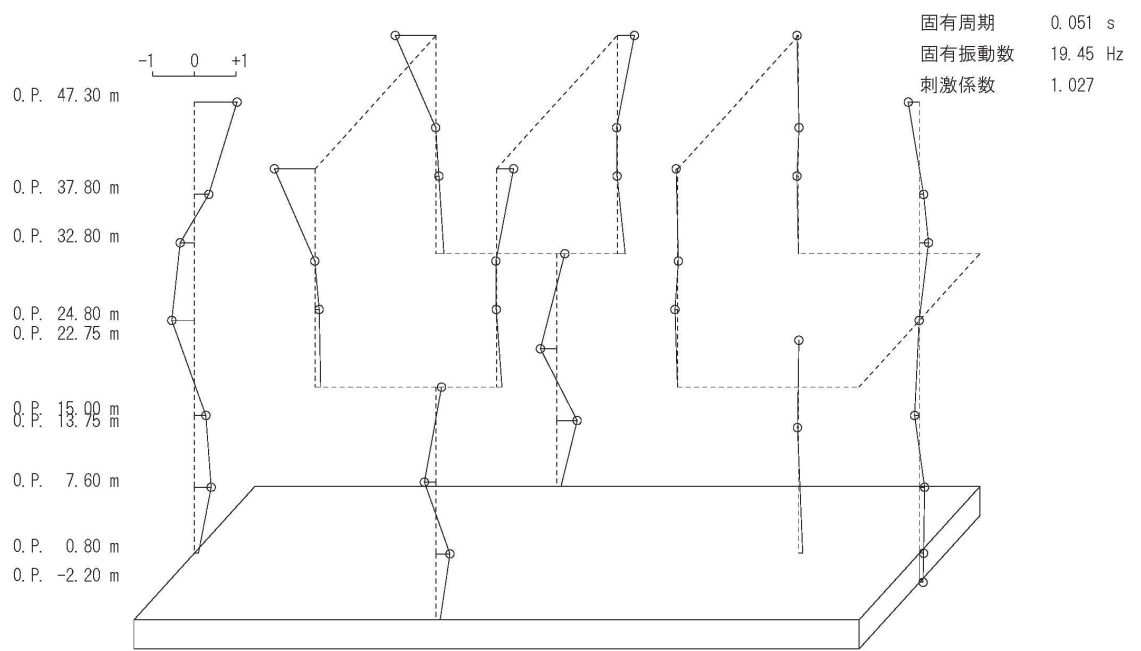


17 次



18 次

図 2-16(4) 固有振動モード (EW 方向)



27 次

図 2-16(5) 固有振動モード (EW 方向)

### 3. 評価結果のまとめ

タービン建屋のシミュレーション解析の結果，以下の傾向が確認された。

- ① 水平動について，初期剛性低下を考慮したモデルを設定すると，設計で考慮している剛性をNS方向で0.30倍（O.P. 24.8mより上部）及び0.35倍（O.P. 24.8mより下部），EW方向で0.35倍（O.P. 24.8mより上部）及び0.40倍（O.P. 24.8mより下部）に低下させた解析結果が，記録との整合性が良い。
- ② RC減衰については5%で観測記録との整合性が良い結果が得られた。

別紙 3 タービン建屋の地震応答解析における耐震壁の  
スケルトンカーブの設定

## 目 次

1. 概要.....	別紙 3- 1
2. 耐震壁の非線形特性の設定について.....	別紙 3- 2
2.1 第 1 折点の設定.....	別紙 3- 3
2.2 第 2 折点の設定.....	別紙 3- 3
2.3 終局点の設定.....	別紙 3- 4
2.4 初期剛性の補正.....	別紙 3- 6
3. フレームの非線形特性の設定について.....	別紙 3- 7
4. せん断力のスケルトンカーブの設定について.....	別紙 3-19
4.1 水平方向モデル.....	別紙 3-19
4.2 使用材料の物性値と剛性補正係数.....	別紙 3-28
4.3 剛性低下による補正前の RC 造耐震壁のせん断力の スケルトンカーブの諸数値.....	別紙 3-29
4.4 剛性低下による補正前の SRC 造フレームのせん断力の スケルトンカーブの諸数値.....	別紙 3-38
4.5 S 造フレームのせん断力のスケルトンカーブの諸数値.....	別紙 3-41
4.6 剛性低下による補正後の RC 造耐震壁のせん断力の スケルトンカーブの諸数値.....	別紙 3-44
4.7 剛性低下による補正後の SRC 造フレームのせん断力の スケルトンカーブの諸数値.....	別紙 3-48
5. まとめ.....	別紙 3-51
5.1 耐震壁部のスケルトンカーブのまとめ.....	別紙 3-51
5.2 SRC 造フレームのスケルトンカーブのまとめ.....	別紙 3-53
5.3 S 造フレームのスケルトンカーブのまとめ.....	別紙 3-54

別紙 3-1 タービン建屋のフレーム部の構造詳細

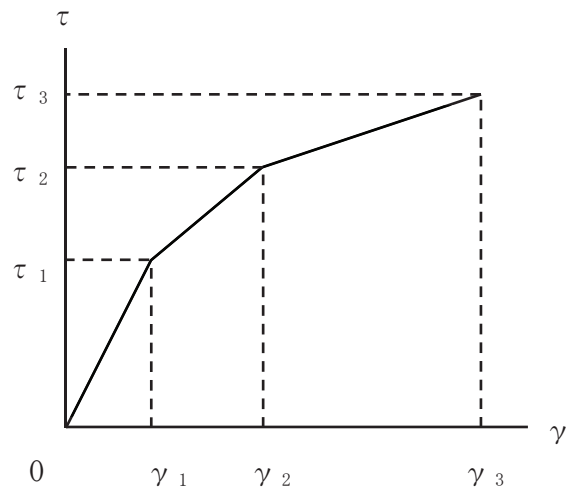
## 1. 概要

タービン建屋は、鉄筋コンクリート造の耐震壁を主体とし、一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造の構造物である。このため、地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁（以下「RC造耐震壁」という。）、鉄骨鉄筋コンクリート造フレーム（以下「SRC造フレーム」という。）及び鉄骨造フレーム（以下「S造フレーム」という。）の非線形特性を考慮している。本資料は、これらのせん断力のスケルトンカーブの設定について説明するものである。

## 2. 耐震壁の非線形特性の設定について

RC造耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau$ － $\gamma$  関係）は、「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）」（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）に基づき、トリリニア型スケルトンカーブとする。せん断応力度－せん断ひずみ関係を図 2-1 に示す。

複数の耐震壁の構面を集約してスケルトンを作成する場合は、個々の耐震壁のスケルトンを合算して等価なスケルトンに集約する。



$\tau_1$  : 第1折点のせん断応力度

$\tau_2$  : 第2折点のせん断応力度

$\tau_3$  : 終局点のせん断応力度

$\gamma_1$  : 第1折点のせん断ひずみ

$\gamma_2$  : 第2折点のせん断ひずみ

$\gamma_3$  : 終局点のせん断ひずみ ( $4.0 \times 10^{-3}$ )

図 2-1 せん断応力度－せん断ひずみ関係



## 2.1 第1折点の設定

RC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの第1折点は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{F_c} \left( \sqrt{F_c + \sigma_v} \right)}$$
$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

ここで、

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$G$  : コンクリートのせん断弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_v$  : 縦軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>) (圧縮を正とする。)

## 2.2 第2折点の設定

RC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの第2折点は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$$

$$\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$$

### 2.3 終局点の設定

RC 造耐震壁のうち外周部の耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$\tau_s \leq 4.5 \cdot \sqrt{F_c}$  の場合

$$\tau_3 = \left( 1 - \frac{\tau_s}{4.5 \sqrt{F_c}} \right) \cdot \tau_0 + \tau_s$$

$\tau_s > 4.5 \cdot \sqrt{F_c}$  の場合

$$\tau_3 = 4.5 \cdot \sqrt{F_c}$$

$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3}$$

$$\tau_0 = \left( 3 - \frac{1.8 \cdot M}{Q \cdot D} \right) \cdot \sqrt{F_c}$$

ただし、 $M/QD > 1$  のとき  $M/QD = 1$

$$\tau_s = \frac{(P_v + P_H) \cdot r \sigma_y}{2} + \frac{(\sigma_v + \sigma_H)}{2}$$

ここで、

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$P_v, P_H$  : 縦, 横筋比 (実数)

$\sigma_v, \sigma_H$  : 縦, 横軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>) (圧縮を正とする。)

$r \sigma_y$  : 鉄筋降伏応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$M/QD$  : シアスパン比

RC 造耐震壁のうち外周部以外の耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点は、「保有水平耐力の計算方法（平成 19 年 5 月 18 日国交省告示 594 号第四）」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_u = \frac{0.068 \cdot P_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 0.85 \cdot \sqrt{\sigma_{wh} \cdot P_{wh} + 0.1 \cdot \sigma_0}$$

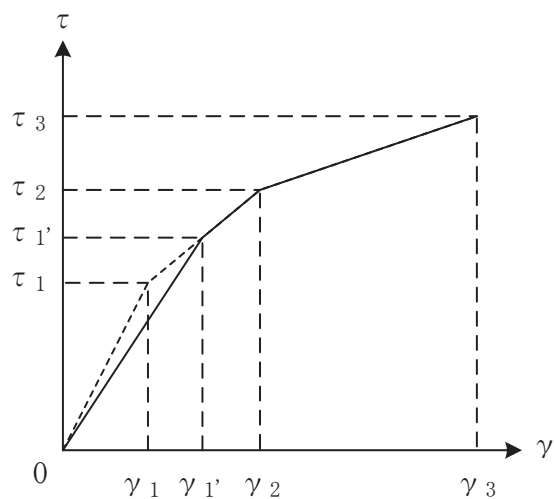
ただし、 $1 \leq M/QD \leq 3$

ここで、

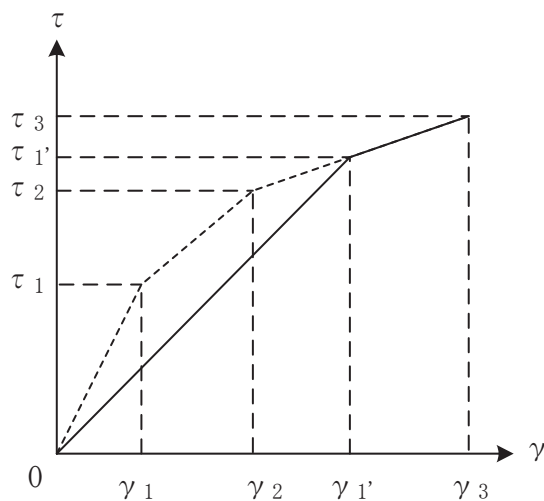
- $F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $P_{wh}$  : せん断補強筋比 (実数)
- $\sigma_0$  : 縦応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (圧縮を正とする)
- $\sigma_{wh}$  : 鉄筋降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M/QD$  : シアスパン比
- $P_{te}$  : 等価引張鉄筋比 (%)

## 2.4 初期剛性の補正

タービン建屋の初期剛性は、地震観測記録のシミュレーション解析に基づいて設定した補正係数を乗じて補正を行っている。せん断力のスケルトンカーブの初期剛性の補正方法を図 2-2 に示す。



(a) 補正後の初期剛性が第 2 勾配と交わる場合



(b) 補正後の初期剛性が第 3 勾配と交わる場合

図 2-2 初期剛性を補正したせん断力のスケルトンカーブ

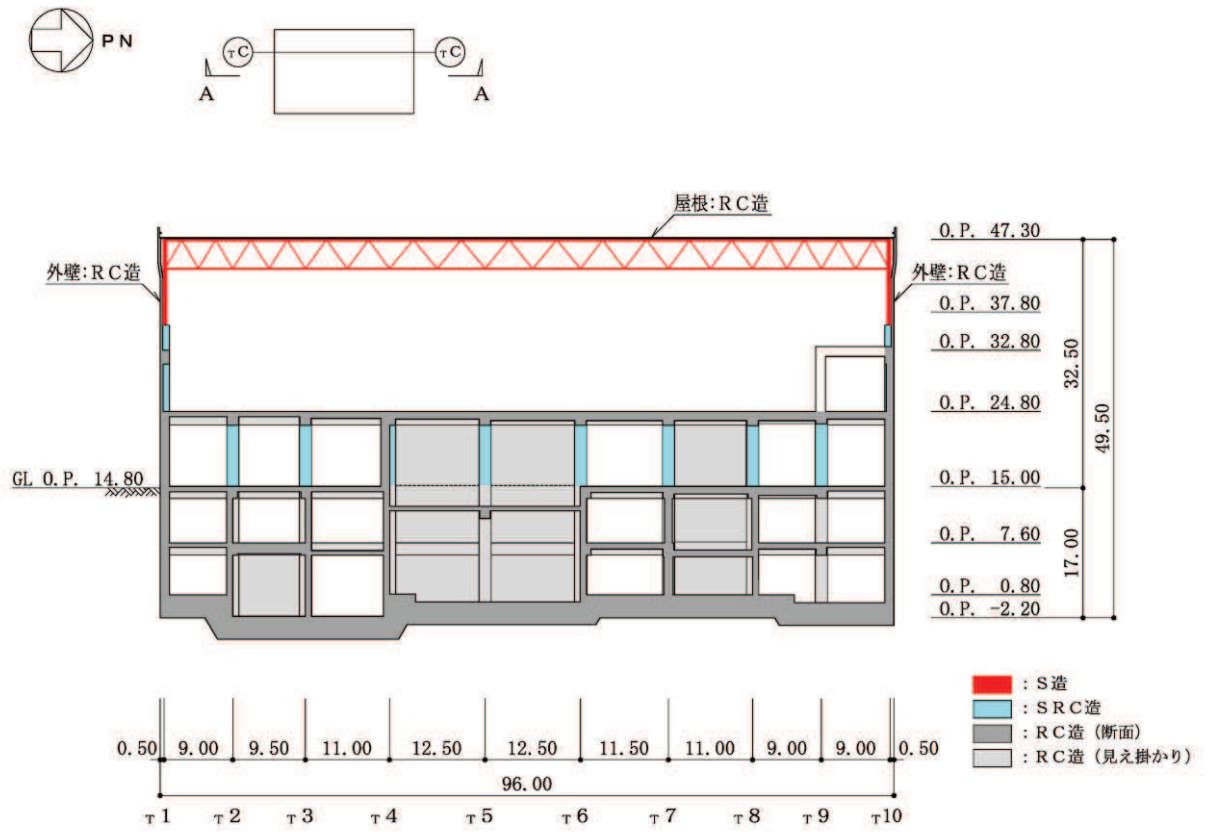
### 3. フレームの非線形特性の設定について

耐震壁を有しないフレームについては、当該部分の柱及び梁の弾塑性特性を考慮に入れたフレームモデルを作成した上で静的漸増解析を行い、得られる変形量に基づいた非線形特性を定める。フレームの変形には、曲げ変形とせん断変形による水平変位が生じるが、層間変位と層せん断力を3折れ線型の等価せん断スケルトンカーブとして評価する。フレームの漸増解析には解析コード「fappase」を用いる。評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

フレーム部の構造を図3-1に示す。フレーム部はO.P. 36.0mより上部がS造であり、O.P. 36.0mからO.P. 24.8mがSRC造である。フレーム部の等価せん断スケルトンはそれぞれの構造を反映して設定する。複数のフレームを集約して等価なスケルトンを作成する場合は、個々のフレームの等価なスケルトンを合算して集約した等価なスケルトンとする。

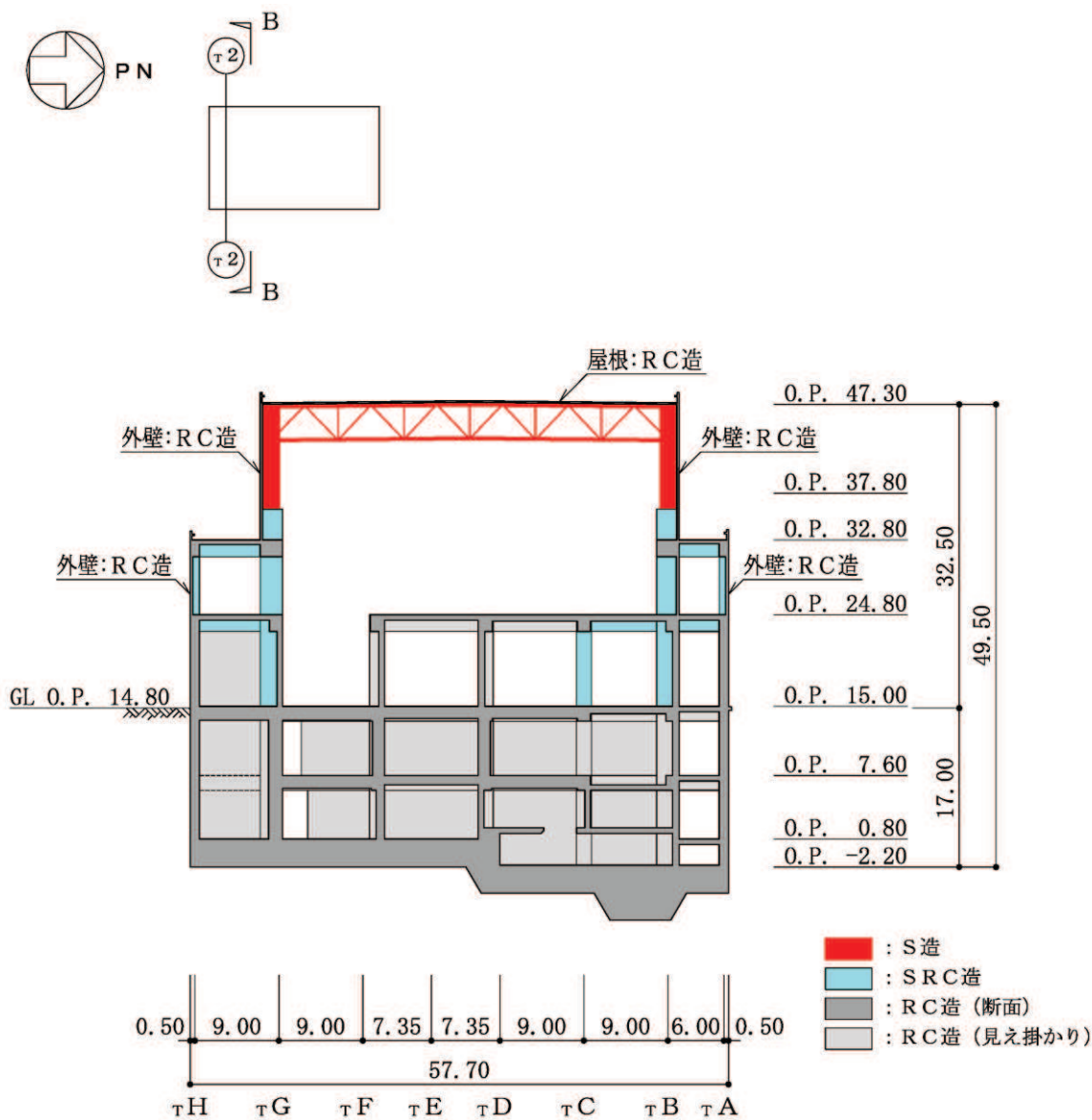
静的漸増解析においては、柱、梁及び屋根トラスをモデル化する。境界条件は、評価するフレーム部分の脚部を固定とし、対象とする層に漸増する水平変位( $\delta$ )を作用させ、鉛直変位は考慮しない。静的漸増解析で得られる荷重(Q)－せん断変形角( $\gamma$ )関係より、最初にヒンジが発生する位置を第1折点とし、次にヒンジが発生する位置を第2折点とする3折れ線として評価する。

フレーム部の等価せん断スケルトンの設定フローを図3-2に示す。なお、耐震壁及び屋根スラブの剛性への寄与は考慮していない。



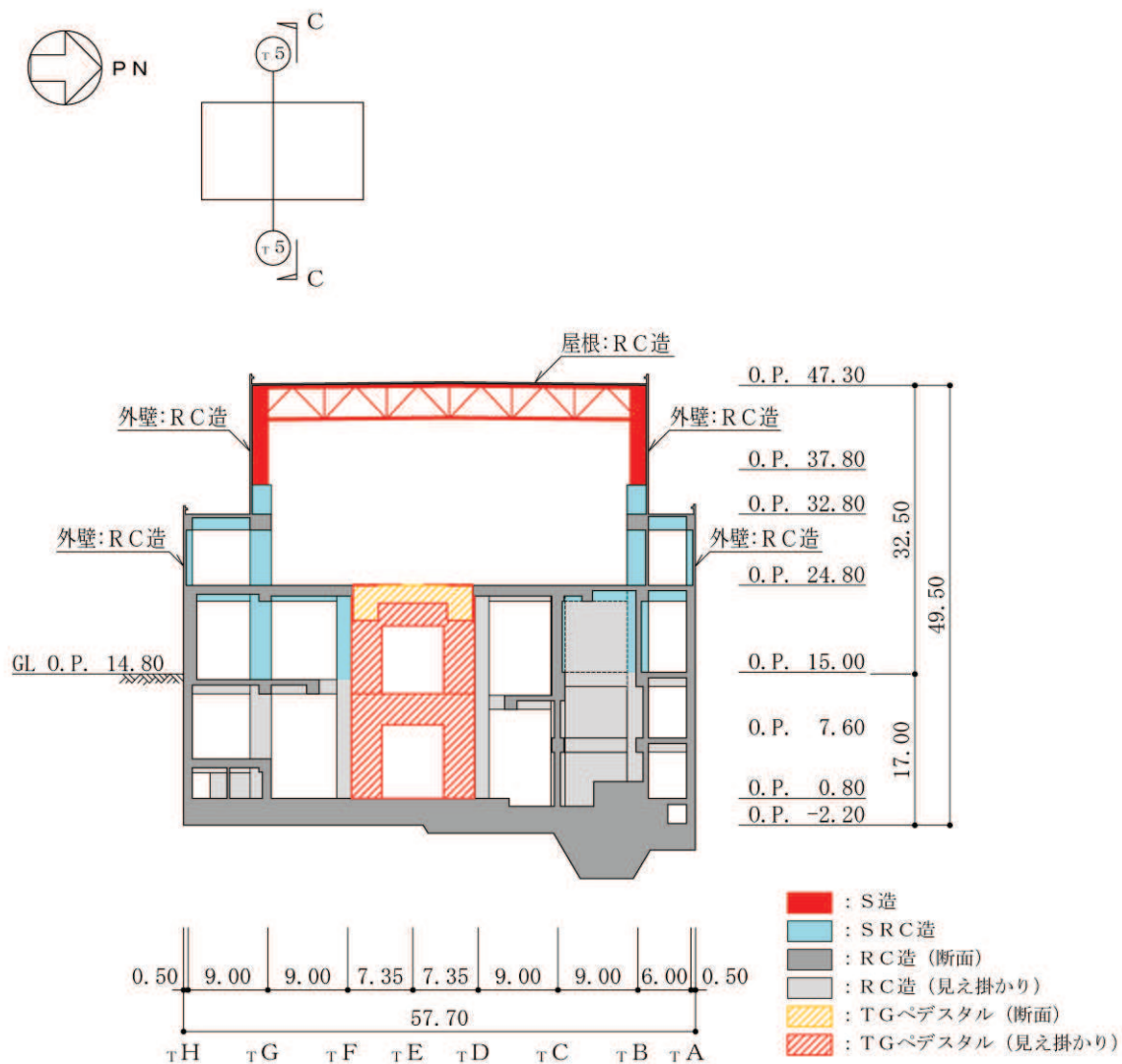
(単位 : m)

図 3-1(1) フレーム部の構造概要 (A-A 断面, NS 方向)



(単位 : m)

図 3-1(2) フレーム部の構造概要 (B-B 断面, EW 方向)



(単位 : m)

図 3-1(3) フレーム部の構造概要 (C-C 断面, EW 方向)



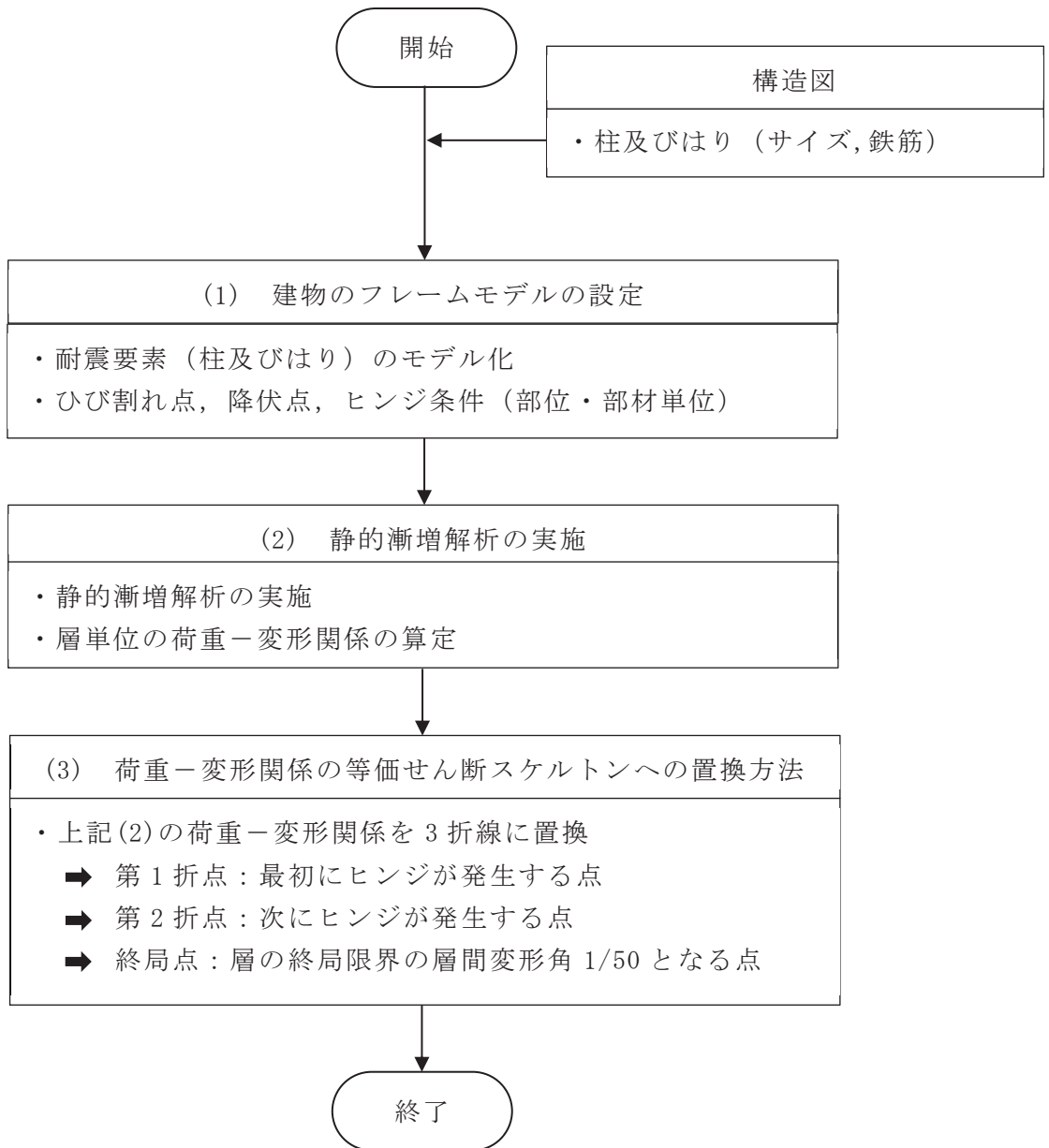


図 3-2 フレーム部の等価せん断スケルトンの設定フロー

(1) 建屋のフレームモデルの設定

フレーム部のモデル化では、構造的な特徴を勘案しながら、耐震要素（柱及びはり）を部位及び部材単位でフレームにモデル化し、柱及びはりにはコンクリートのひび割れ点や鉄筋降伏の影響を考慮し、材端の塑性ヒンジを設定する。鉄骨柱の柱脚部を固定として鉄骨柱の柱頭部に荷重を掛けるモデル（モデル(1)）と、クレーン階（O.P. 31.9m）を固定としてSRC柱の柱頭部に荷重を掛けるモデル（モデル(2)）と、オペフロ（O.P. 23.9m）を固定としてクレーン階に荷重を掛けるモデル（モデル(3)）の3つを作成する。また、フレームモデルの柱脚部（最下層）は、固定とする。

a. 柱及びはりの非線形特性

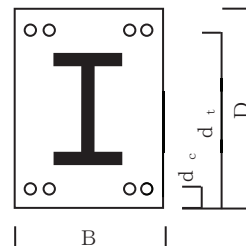
(a) SRC部材の第1, 第2折れ点

イ. 第1折れ点

$$M_1 = \left( 0.56 \cdot \sqrt{F_c} \cdot Z_{RC} + N \cdot D / 6 \right) \cdot \left( 1 + I_{se} / I_{RC} \right)$$

$$\phi_1 = M_1 / K$$

$$I_{e1} = M_1 / (\phi_1 \cdot E_c)$$



ここで、

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度

$Z_{RC}$  : RC部材の断面係数のコンクリート換算値 ( $= Z_{RC} I_{RC} / (D/2)$ )

$I_{RC}$  : RC部材の断面2次モーメントのコンクリート換算値

$$= I_c + (n-1) \cdot I_r - I_s$$

$I_{se}$  : 鉄骨部材の断面2次モーメントのコンクリート換算値

$$= n \cdot I_s$$

$I_c$  : コンクリート部材の断面2次モーメント ( $= B \cdot D^3 / 12$ )

$I_r$  : 鉄筋部材の断面2次モーメント

$$= I_{rc} \cdot (D/2 - d_c)^2 + I_{rt} \cdot (D/2 - d_t)^2$$

$I_s$  : 鉄骨部材の断面2次モーメント

$n$  : ヤング係数比 ( $= E_s / E_c$ )

$E_c, E_s$  : コンクリート、鉄筋のヤング係数

$N_{RC}$  : RC部材の負担軸力 ( $= N \cdot A_e / A_c$ )

$N$  : 長期軸力

$A_e$  : SRC部材の断面積のコンクリート換算値

$$= A_c + (n-1) \cdot (A_r + A_s)$$

$RCA_e$  : RC 部材の断面積のコンクリート換算値  
 $(= cA + (n-1) \cdot rA - sA)$   
 $cA, rA, sA$  : コンクリート, 鉄筋及び鉄骨の断面積  
 $K$  : SRC 部材の初期剛性のコンクリート換算値  
 $(= E_c \cdot \{ cI + (n-1) \cdot (rI + sI) \})$   
 $ra_c$  : 圧縮側鉄筋断面積  
 $ra_t$  : 引張側鉄筋断面積

ロ. 第2折れ点

$$M_2 = M(c) + M(r) + M(s)$$

$$M(c) = 0.125 \cdot B \cdot D^2 \cdot F'_c \cdot \left\{ 1 - (2 \cdot cN / cN_u - 1)^2 \right\}$$

$$M(r) = ra_t \cdot \sigma_y \cdot (d_t - d_c) \cdot (1 - rN / cN_u)$$

$sN > 0.5 \cdot s\sigma_y \cdot A_w$  の場合

$$M(s) = r\sigma_y \cdot Z_p \cdot (N_u - N) / (N_u - 0.5 \cdot s\sigma_y \cdot A_w)$$

$sN \leq 0.5 \cdot s\sigma_y \cdot A_w$  の場合

$$M(s) = s\sigma_y \cdot Z_p$$

$$\phi_2 = M_2 / (\alpha_y \cdot K)$$

$$I_{e2} = (M_2 - M_1) / \{ (\phi_2 - \phi_1) \cdot E_c \}$$

ここで,

$M(c)$  : コンクリートの第2折れ点

$M(r)$  : 鉄筋の第2折れ点

$M(s)$  : 鋼材の第2折れ点

$$F'_c = F_c \cdot \{ 0.85 - 2.5 \cdot sa_c / (B \cdot D) \}$$

$$cN_u = F'_c \cdot (B \cdot D)$$

$$cN = N \cdot (cA - rA - sA) / A_e$$

$$sN = N \cdot (n \cdot sA / A_e)$$

$sa_c$  : 鉄骨圧縮フランジの断面積

$r\sigma_y$  : 鉄筋の降伏強度

$$r N_u = r A \cdot r \sigma_y$$

$$r N = N \cdot (n \cdot r A / A_e)$$

$s \sigma_y$  : 鉄骨の降伏強度

$s Z_p$  : 鉄骨部材の塑性断面係数

$$s N_u = s A \cdot s \sigma_y$$

$$\alpha_y = (r C \alpha \cdot r C I_e + s I_e) / (r C I_e + s I_e)$$

$$r C \alpha = \{0.043 + 1.64 \cdot n \cdot (r a_t / c A) + 0.043 \cdot (h' / 2 / D) + 0.33 \cdot \eta_0\} \cdot \{(D - d_c) / D\}^2$$

$$\eta_0 = r C N / (c A \cdot F_c)$$

(b) 鉄骨部材の第一折れ点

$s N > 0.5 \cdot s \sigma_y \cdot A_w$  の場合

$$M_1 = r \sigma_y \cdot s Z_p \cdot (s N_u - s N) / (s N_u - 0.5 \cdot s \sigma_y \cdot A_w)$$

$s N \leq 0.5 \cdot s \sigma_y \cdot A_w$  の場合

$$M_1 = s \sigma_y \cdot s Z_p$$

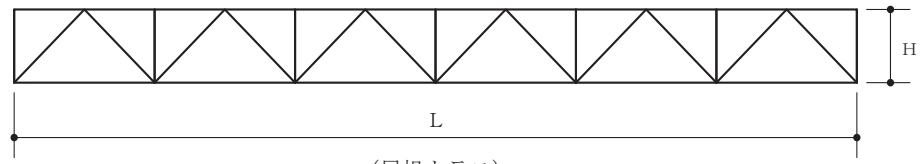
$$\phi_2 = M_1 / (E_s \cdot s I)$$

$$I_{e1} = M_1 / \phi_1$$

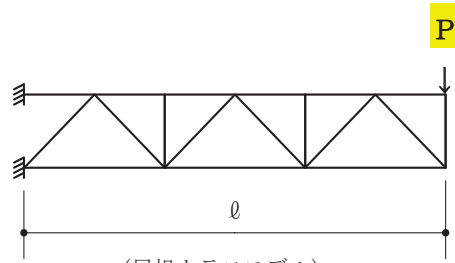
b. 屋根トラスのモデル化

屋根トラスは、曲げ及びせん断剛性が等価なはり要素に置換する。置換の方法は、はじめに屋根トラスのハーフモデルを鉛直方向に載荷し、中央の回転角から曲げ変形分を算出し、全体の変形量から差し引くことで、せん断変形分を算出する。次に、算出した曲げ変形及びせん断変形を基にコンクリートのヤング係数及びせん断弾性係数を考慮してコンクリート置換したはり要素の曲げ及びせん断弾性を算出する。

屋根トラスの等価なはりへの置換方法を以下に示す。



(屋根トラス)



(屋根トラスモデル)

$$\theta = \tan^{-1} \frac{d_{X1} - d_{X2}}{H}$$

$$I_n = \frac{P \cdot l^2}{2 \cdot E_s \cdot \theta}$$

$$\delta_M = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E_s \cdot I_n}$$

$$\delta = \frac{d_{Y1} + d_{Y2}}{2}$$

$$\delta_s = \delta - \delta_M$$

$$A_s = \frac{P \cdot l}{G_c \cdot \delta_s}$$

$$I = I_n \cdot \frac{E_s}{E_c}$$

ここで、

- $\theta$  : 屋根トラス中央の回転角
- $d_{X1}$  : 屋根トラス中央上弦材の水平変位
- $d_{X2}$  : 屋根トラス中央下弦材の水平変位
- $d_{Y1}$  : 屋根トラス中央上弦材の鉛直変位
- $d_{Y2}$  : 屋根トラス中央下弦材の鉛直変位
- $H$  : 屋根トラスのせい
- $I_n$  : 屋根トラスの断面二次モーメント
- $P$  : 屋根トラス中央への集中荷重
- $\ell$  : 屋根トラスのモデル長さ
- $E_s$  : 鋼材のヤング係数
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数
- $G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数
- $\delta_M$  : 曲げモーメントによる屋根トラス中央の変形量
- $\delta_S$  : せん断力による屋根トラス中央の変形量
- $\delta$  : 屋根トラス中央の変形量

## (2) 静的漸増解析の実施

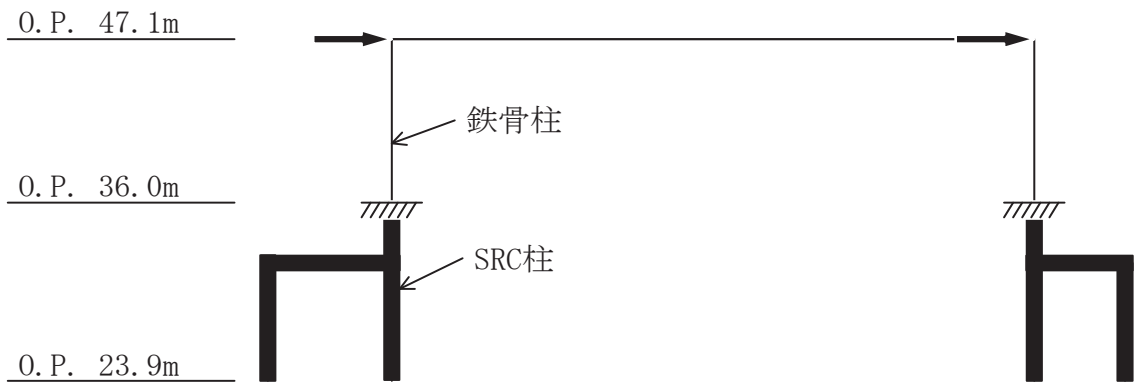
上記のフレームモデルを用い、静的漸増解析を実施し、層単位の荷重(Q)－変形( $\gamma$ )関係を求める。このとき、柱部材に生じる長期の曲げ応力は小さいことから考慮していない。

複数のフレームモデルを集約して等価せん断スケルトンを作成する場合は、個々のフレームモデルで作成した等価せん断スケルトンを合算して、集約した等価なせん断スケルトンとする。

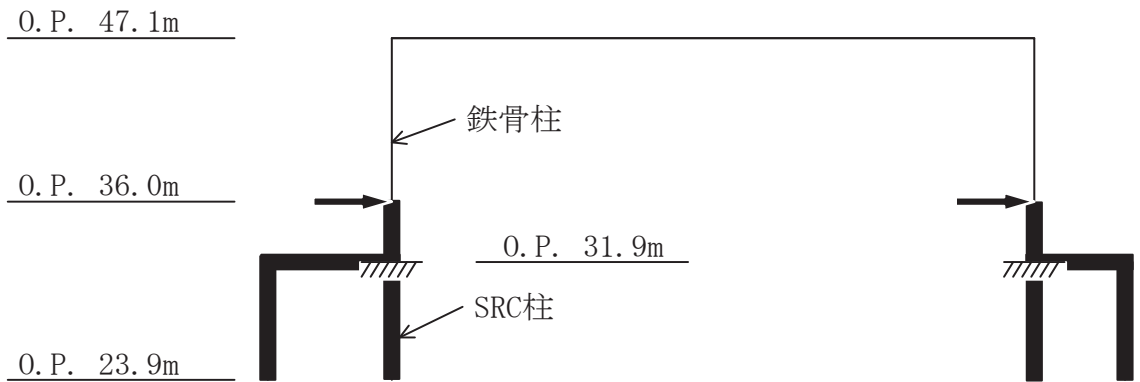
モデル(1)に関しては鉄骨柱の柱頭部のせん断力と変位の関係からQ－ $\gamma$ 曲線を作成し、モデル(2)に関してはSRC柱の柱頭部のせん断力と変位の関係からQ－ $\gamma$ 曲線を作成し、モデル(3)に関しては2本のSRC柱のせん断力の和とクレーン階の変位の関係からQ－ $\gamma$ 曲線を作成する。

また、 ${}_1H-{}_1G$ 側、 ${}_1B-{}_1A$ 側それぞれでQ－ $\gamma$ 曲線を作成する。

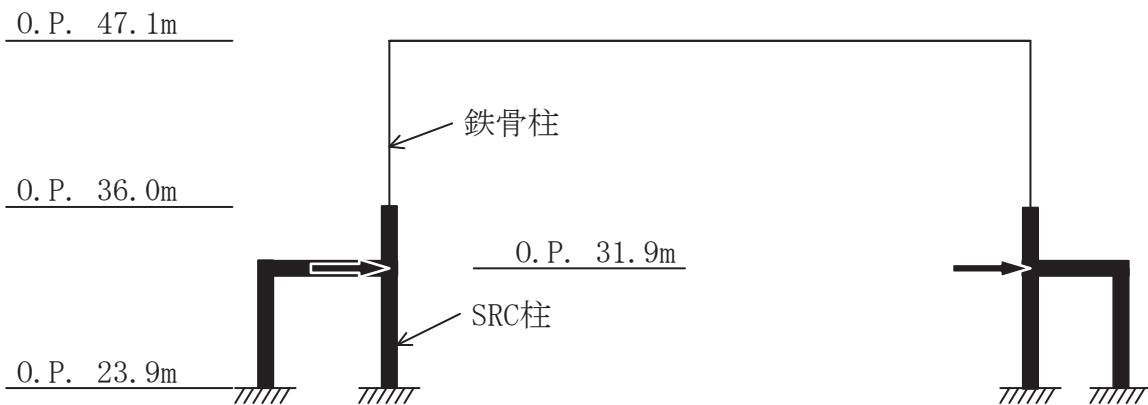
静的漸増解析の概要を図3-3に示す。



(a) モデル(1)



(b) モデル(2)



(c) モデル(3)

図 3-3 フレームの静的漸増解析モデルの概要

(3) 荷重－変形関係の等価せん断スケルトンへの置換方法

層単位の荷重－変形関係をスケルトンカーブとして地震応答解析モデルに適用するために、等価せん断スケルトンに置換する。

モデル(1)により求まる折れ点を、質点系モデル O.P. 47.3m～O.P. 37.8m に設定し、モデル(2)により求まる折れ点を、質点系モデル O.P. 37.8m～O.P. 32.8m に設定し、モデル(3)により求まる折れ点を、質点系モデル O.P. 32.8m～O.P. 24.8m に設定する。

最初にヒンジが発生する点を第1折点 ( $\gamma_1, Q_1$ ) とし、次にヒンジが発生する点を第2折点 ( $\gamma_2, Q_2$ ) とする。また、終局点は建築基準法施行令第 82 条の 2 に定められた層間変形角の許容値である 1/120 付近までの荷重－変形関係を確実に求めるために、層の終局限界の目安として層間変形角 1/50 となる点 ( $\gamma_3, Q_3$ ) とする。

以上の荷重－変形関係の等価せん断スケルトンへの置換方法の概要を図 3-3 に示す。

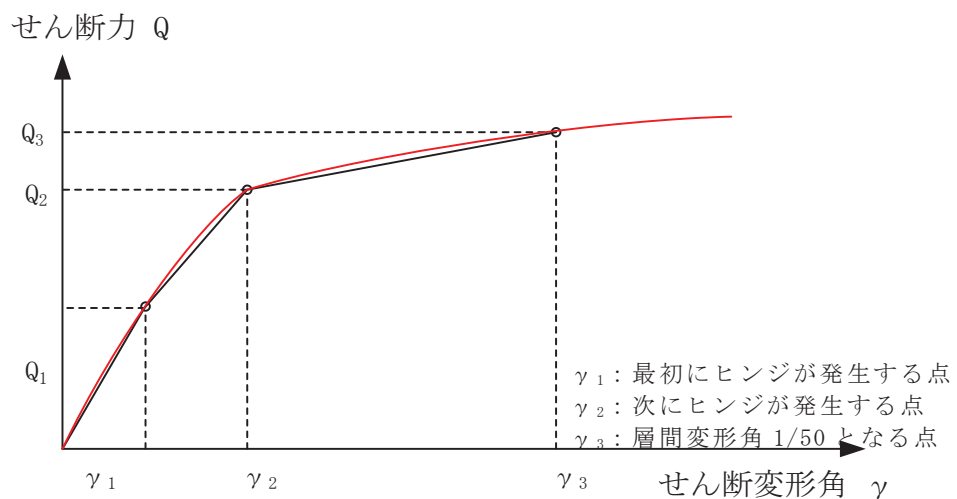


図 3-3 荷重－変形関係の等価せん断スケルトンへの置換方法



#### 4. せん断力のスケルトンカーブの設定について

##### 4.1 水平方向モデル

水平方向は、地盤との相互作用を考慮し、耐震壁及び柱の曲げ・せん断剛性を評価した多質点系モデルとしている。地震応答解析モデルを図 4-1 に、解析モデルの諸元を表 4-1 及び表 4-2 に示す。また、EW方向モデルの複数の耐震壁の構面を集約して等価なスケルトンを作成する場合の、重量及び剛性の区分図を図 4-2 に示す。

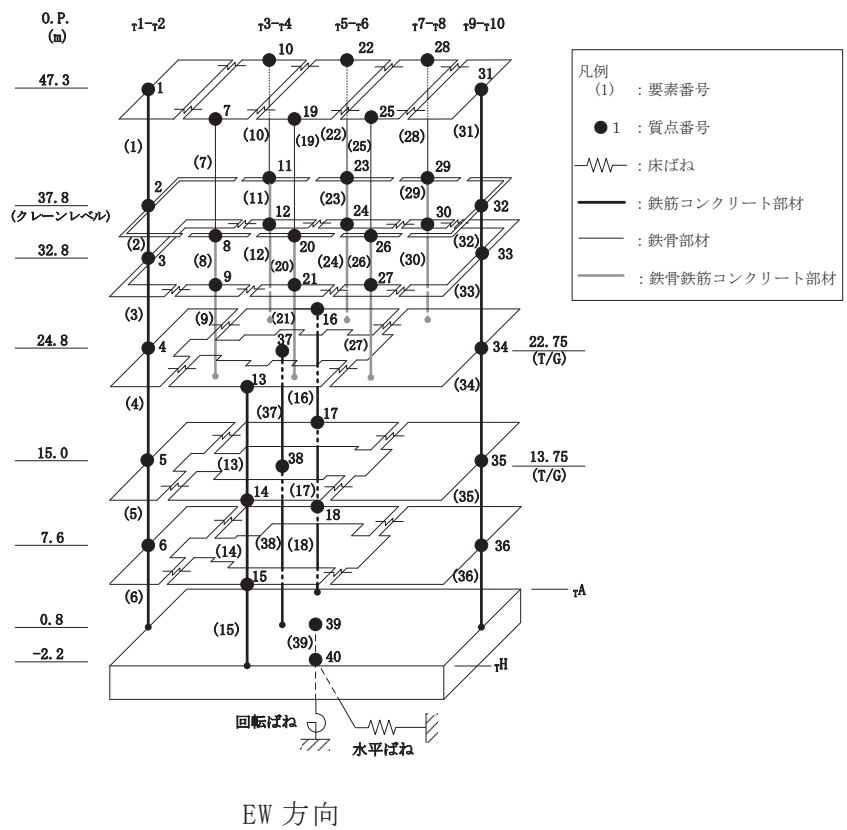
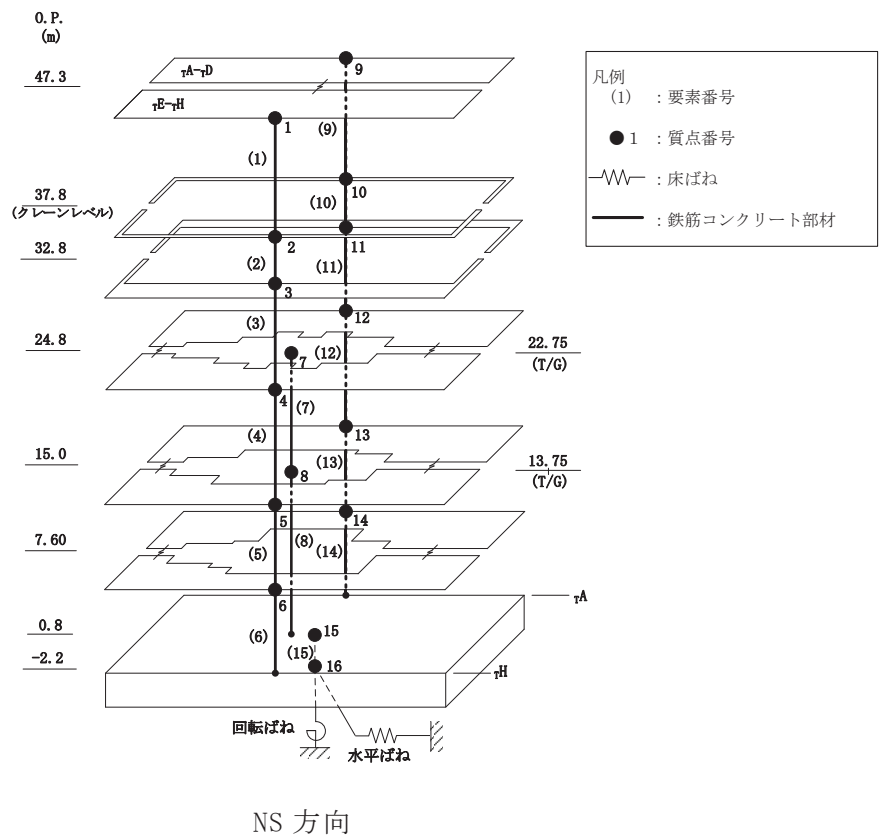


図 4-1 地震応答解析モデル

表 4-1(1) 解析モデルの諸元 (NS 方向)

(a) 重量・回転慣性重量

質点番号				
質点重量(×10kN)				
標高 O. P. (m)	建屋			
	↑E-↑H	T/G	↑A-↑D	
47.3	1		9	
	1942		1942	
37.8	2		10	
	1220		1220	
32.8	3		11	
	3713		4089	
24.8	4		7	12
22.75 (T/G)	11060		7688	16545
15.0	5		8	13
13.75 (T/G)	13550		4982	17740
7.6	6		14	
	12333		14234	
0.8	15			
	36434			
-2.2	16			
	30430			

回転慣性重量\* =  $1.404 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

注記\* : 回転慣性重量は基礎下質点 (質点番号16) に集約している。

表 4-1(2) 解析モデルの諸元 (NS 方向)

(b) 剛性

要素番号
せん断断面積 (m <sup>2</sup> )
断面2次モーメント (×10 <sup>2</sup> m <sup>4</sup> )

標高 O. P. (m)	建屋			
	1E-1H	T/G	1A-1D	
47.3	1		9	
	24.0		24.0	
	324.4		324.4	
37.8	2		10	
	24.0		24.0	
	324.4		324.4	
32.8	3		11	
	32.6		39.8	
	477.1		699.8	
24.8 22.75(T/G)	4		7	12
	132.2		21.43	196.6
	1366.0	∞	1905.5	
15.0 13.75(T/G)	5	8	13	
	148.6	10.43	192.7	
	1589.7	∞	1932.9	
7.6	6		14	
	177.6		198.8	
	2031.4		2130.1	
0.8	15			
	5539.2			
	42541.1			

①耐震壁 (O. P. 24.8mより上部) (要素1~3, 9~11)

ヤング係数	E	7.94 × 10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数	G	3.41 × 10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

②耐震壁 (O. P. 24.8mより下部) (要素4~6, 12~15)

ヤング係数	E	9.27 × 10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数	G	3.98 × 10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

③T/G架台 (要素7, 8)

ヤング係数	E	2.65 × 10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数	G	1.14 × 10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

表 4-2(1) 解析モデルの諸元 (EW 方向)

(a) 重量・回転慣性重量

質点番号
質点重量(×10kN)

標高 O. P. (m)	建屋							
	τ1-τ2	τ3-τ4		τ5-τ6		τ7-τ8		τ9-τ10
47.3	1	7	10	19	22	25	28	31
	740	391	391	435	435	379	379	733
37.8	2	8	11	20	23	26	29	32
	835	184	184	182	182	162	162	548
32.8	3	9	12	21	24	27	30	33
	1417	698	672	761	732	705	787	2030
	τ1-τ2	τ3-τ6 (TH側)		τ3-τ6 (TA側)		T/G	τ7-τ10	
24.8	4	13		16		37	34	
22.75 (T/G)	3993	4293		6178		7688	13140	
15.0	5	14		17		38	35	
13.75 (T/G)	5621	5289		7306		4982	13074	
7.6	6	15		18			36	
	5122	4405		5863			11177	
0.8	39							
	36434							
-2.2	40							
	30430							

回転慣性重量\* =  $5.251 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

注記\* : 回転慣性重量は基礎下質点 (質点番号40) に集約している。

表 4-2(2) 解析モデルの諸元 (EW 方向)

(b) 剛性

要素番号
せん断断面積 (m <sup>2</sup> )
断面2次モーメント (×10 <sup>3</sup> m <sup>4</sup> )

標高 O.P. (m)	建屋							
	↑1-↑2	↑3-↑4		↑5-↑6		↑7-↑8		↑9-↑10
47.3	1	7	10	19	22	25	28	31
	15.9	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	15.9
	75.2	∞	∞	∞	∞	∞	∞	75.2
37.8	2	8	11	20	23	26	29	32
	15.9	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	15.9
	75.2	∞	∞	∞	∞	∞	∞	75.2
32.8	3	9	12	21	24	27	30	33
	24.3	0.431	0.445	0.431	0.446	0.431	0.455	38.7
	132.8	∞	∞	∞	∞	∞	∞	196.8
	↑1-↑2	↑3-↑6 (TH側)		↑3-↑6 (TA側)		T/G	↑7-↑10	
24.8	4	13		16		37	34	
	64.4	34.8		54.9		18.88	93.4	
22.75 (T/G)	278.6	15.83		24.25		∞	403.5	
	15.0	14		17		38	35	
13.75 (T/G)	122.0	38.1		51.4		11.45	138.4	
	511.6	14.03		25.43			638.2	
7.6	6	15		18		∞	36	
	113.0	56.7		60.7			146.6	
	516.0	18.91		34.93			762.1	
0.8	39							
	5539.2							
	15368.0							

①耐震壁・SRC造フレーム (O.P. 24.8mより上部)

(要素1~3, 8, 9, 11, 12, 20, 21, 23, 24, 26, 27, 29, 30, 31~33)

ヤング係数	E	9.27×10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数	G	3.98×10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

②耐震壁 (O.P. 24.8mより下部)

(要素4~6, 13~15, 16~18, 34~36)

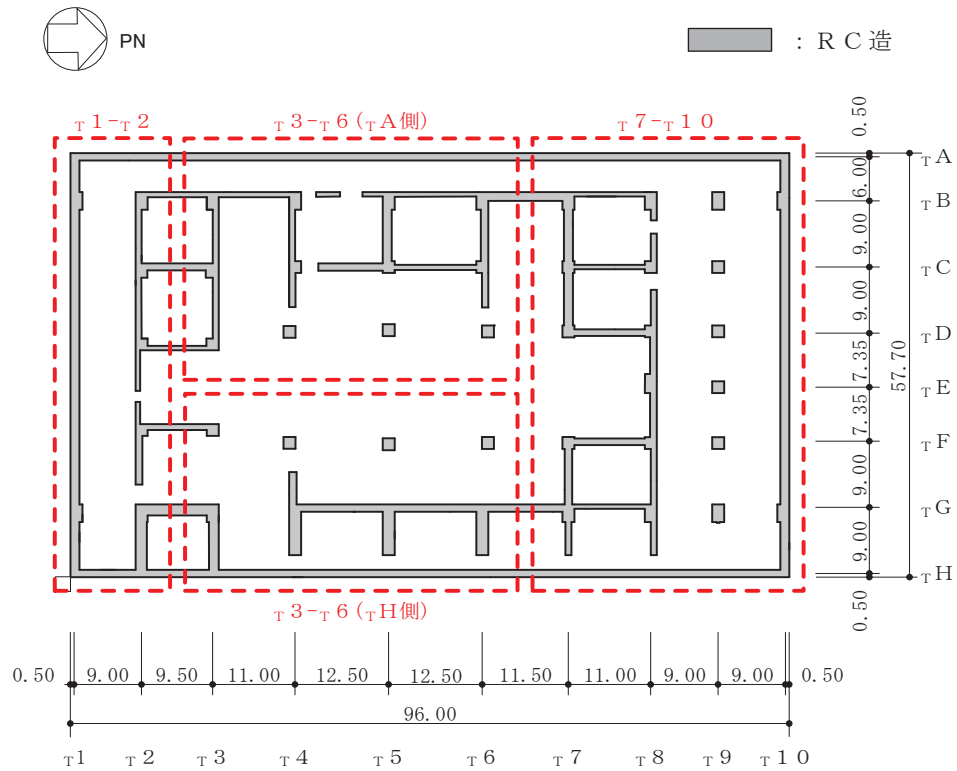
ヤング係数	E	1.06×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数	G	4.55×10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

③T/G架台 (要素37, 38)

ヤング係数	E	2.65×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数	G	1.14×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

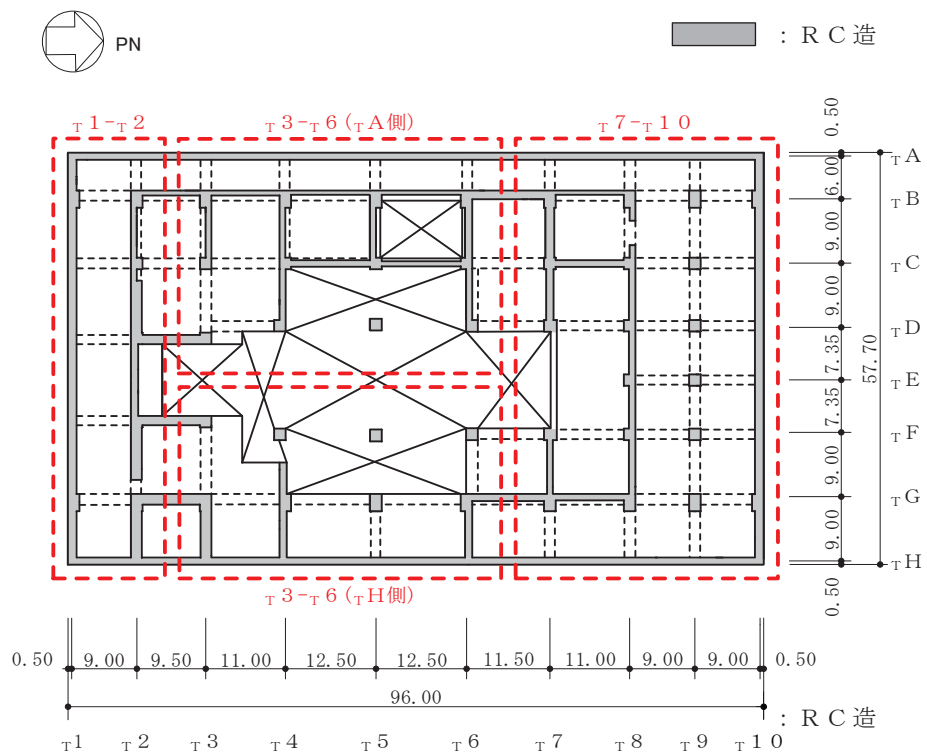
④S造フレーム (要素7, 10, 19, 22, 25, 28)

ヤング係数	E	2.05×10 <sup>5</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数	G	7.90×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
ポアソン比	ν	0.3
減衰定数	h	2%



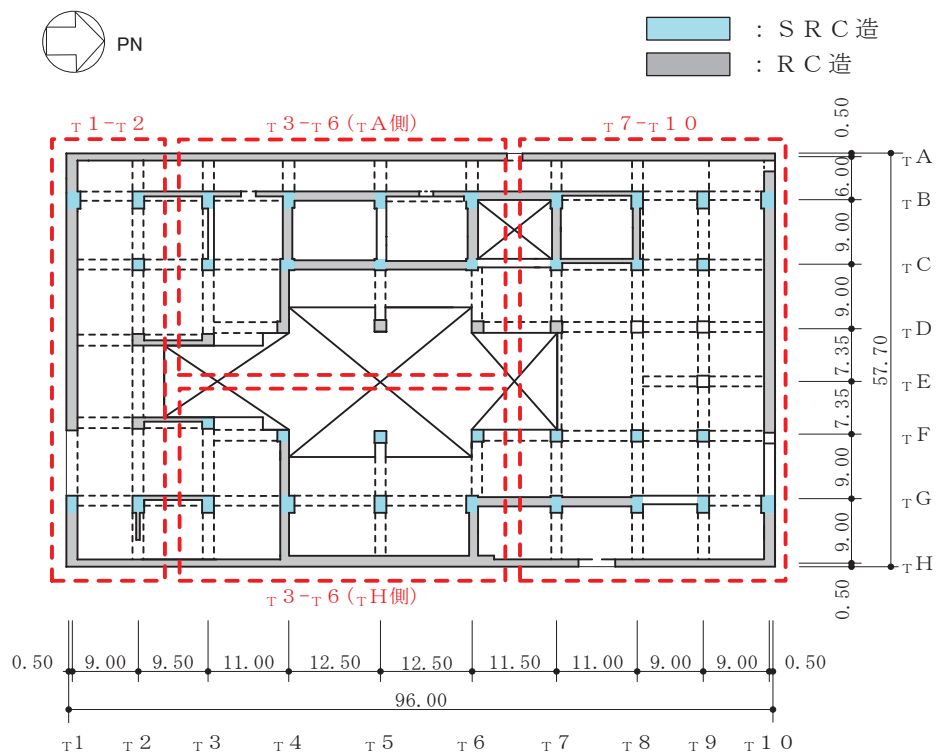
(単位 : m)

図 4-2(1) タービン建屋の E W 方向地震応答解析モデル区分図 (0. P. 0. 8m)



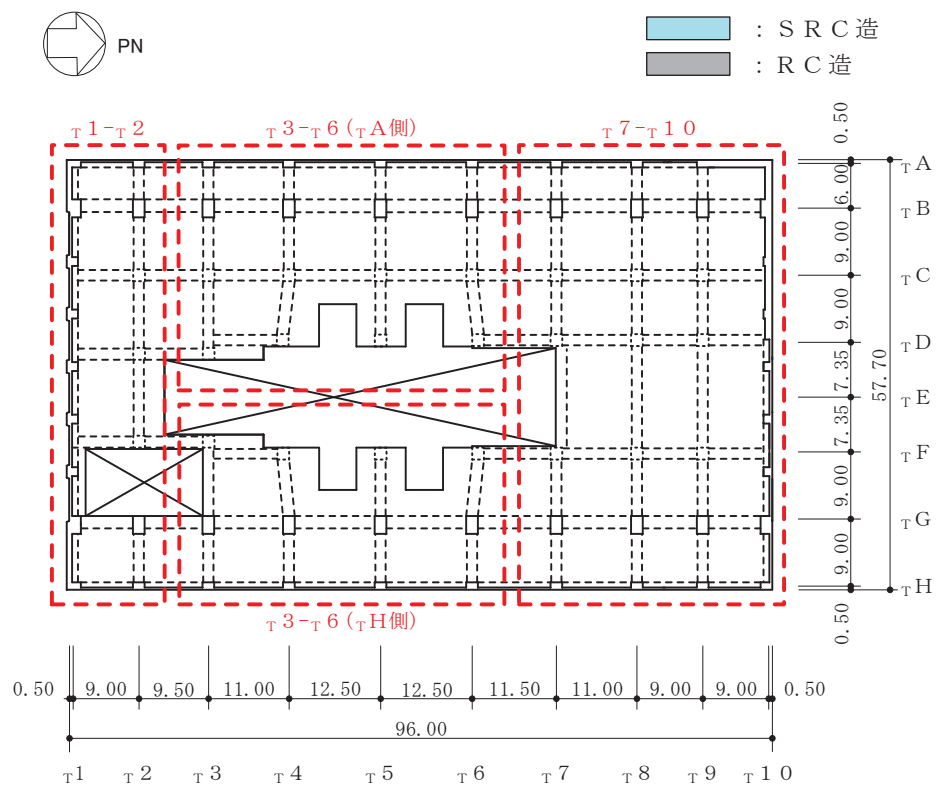
(単位 : m)

図 4-2(2) タービン建屋の E W 方向地震応答解析モデル区分図 (0. P. 7. 6m)



(単位 : m)

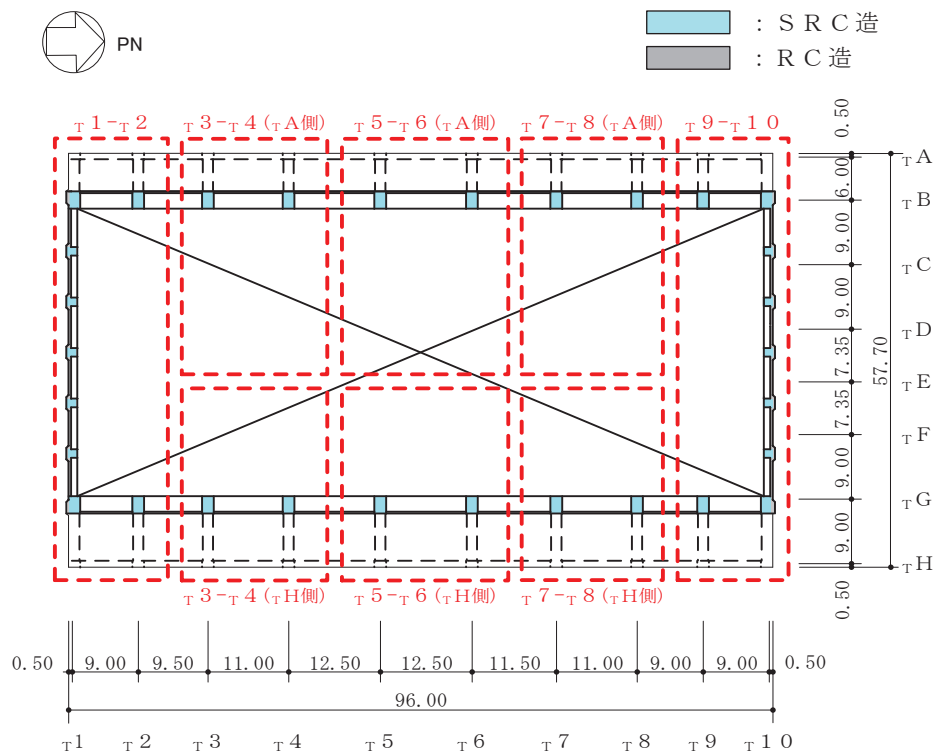
図 4-2(3) タービン建屋の E W 方向地震応答解析モデル区分図 (O.P. 15.0m)



(単位 : m)

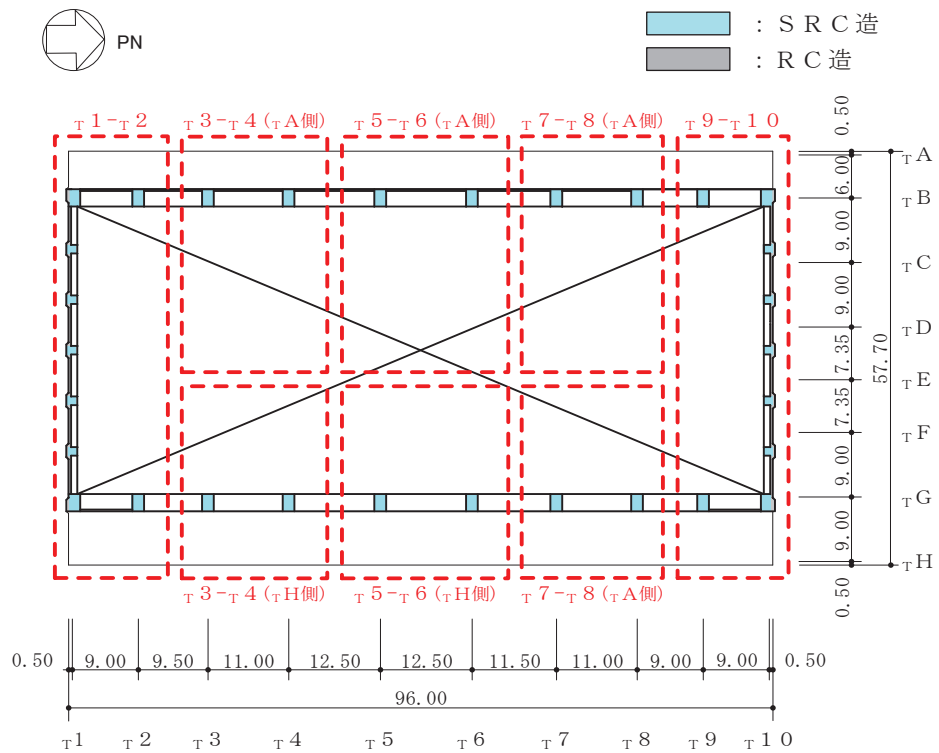
図 4-2(4) タービン建屋の E W 方向地震応答解析モデル区分図 (O.P. 24.8m)





(単位 : m)

図 4-2(5) タービン建屋の E W 方向地震応答解析モデル区分図 (O.P. 32. 8m)



(単位 : m)

図 4-2(6) タービン建屋の E W 方向地震応答解析モデル区分図 (O.P. 37. 8m)

#### 4.2 使用材料の物性値と剛性補正係数

地震応答解析に用いるタービン建屋の使用材料の物性値を表4-3～表4-5に示す。  
また、表4-6にシミュレーション解析に基づく剛性補正係数を示す。

表 4-3 使用材料の物性値（コンクリート）

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 (%)
コンクリート： F <sub>c</sub> = 330kgf/cm <sup>2</sup>	2.65 × 10 <sup>4</sup>	1.14 × 10 <sup>4</sup>	5

表 4-4 使用材料の物性値（鉄筋）

使用材料	降伏応力度 rσ <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋：SD345 相当*	345

注記\*：建設当時の鉄筋の種類はSD35であるが、現在の規格（SD345）に読み替えた降伏応力度を示す。

表 4-5 使用材料の物性値（鉄骨）

種別	板厚	降伏応力度 sσ <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
SM490 相当*	t ≤ 40mm	325

注記\*：建設当時の鋼材の種類はSM50であるが、現在の規格（SM490）に読み替えた降伏応力度を示す。

表 4-6 RC 造耐震壁及び SRC 造フレームの初期剛性の設計値に対する補正係数

部位	方向	補正係数
建屋全体	NS	0.35 (O.P. 24.8m より上部 0.30)
	EW	0.40 (O.P. 24.8m より上部 0.35)

4.3 剛性低下による補正前の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの諸数値

(1) 第 1 折点

RC 造耐震壁の各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第 1 折点の設定根拠を表 4-7 に示す。

表 4-7(1) せん断力のスケルトンカーブ ( $\tau - \gamma$  関係, 第 1 折点) (補正前)

(a) NS 方向

要素番号	部位	壁	設計基準強度 $F_c$ ( $N/mm^2$ )	せん断弾性係数 $G$ ( $\times 10^4 N/mm^2$ )	断面積 $A_s$ ( $m^2$ )	縦軸応力度 $\sigma_v^*$ ( $N/mm^2$ )	$\tau_1$ ( $N/mm^2$ )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )
(1)	$\tau E - \tau H$	TG11	32.4	1.14	24.00	0.131	1.85	0.162
(2)	$\tau E - \tau H$	TG11	32.4	1.14	24.00	1.065	2.25	0.198
(3)	$\tau E - \tau H$	TH11	32.4	1.14	28.80	0.723	1.87	0.164
(4)	$\tau E - \tau H$	TF23	32.4	1.14	6.66	0.636	2.09	0.184
		TG23	32.4	1.14	6.66	1.533		
		TG68	32.4	1.14	28.92	1.010		
		TH11	32.4	1.14	89.98	0.514		
(5)	$\tau E - \tau H$	TF23	32.4	1.14	14.43	0.704	2.19	0.192
		TG23	32.4	1.14	16.65	0.939		
		TG68	32.4	1.14	23.00	1.409		
		TH11	32.4	1.14	94.50	0.808		
(6)	$\tau E - \tau H$	TF23	32.4	1.14	8.88	1.617	2.34	0.206
		TF78	32.4	1.14	11.34	1.552		
		TG28	32.4	1.14	61.35	1.403		
		TH11	32.4	1.14	96.00	1.165		
(9)	$\tau A - \tau D$	TB11	32.4	1.14	24.00	0.131	1.85	0.162
(10)	$\tau A - \tau D$	TB11	32.4	1.14	24.00	1.065	2.25	0.198
(11)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	36.01	0.518	1.83	0.161
(12)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	94.00	0.481	2.06	0.181
		TB28	32.4	1.14	57.54	0.870		
		TC48	32.4	1.14	37.33	0.481		
		TD23	32.4	1.14	7.77	0.892		
(13)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	96.00	0.740	2.22	0.195
		TB28	32.4	1.14	49.50	1.472		
		TC48	32.4	1.14	32.78	1.045		
		TD23	32.4	1.14	14.43	0.997		
(14)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	96.00	0.958	2.36	0.207
		TB28	32.4	1.14	47.73	1.896		
		TC28	32.4	1.14	37.07	1.464		
		TD23	32.4	1.14	6.66	2.079		
		TD78	32.4	1.14	11.34	1.486		

注記\* : 縦軸応力度  $\sigma_v =$  当該部分が支える重量 / 断面積

表 4-7(2) セン断力のスケルトンカーブ ( $\tau - \gamma$  関係, 第 1 折点) (補正前)

(b) EW 方向

要素 番号	部位	壁	設計基準 強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性 係数 $G$ ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	断面積 $A_s$ (m <sup>2</sup> )	縦軸応力度 $\sigma_v^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )
(1)	$\tau_1 - \tau_2$	T1BG	32.4	1.14	15.72	0.128	1.82	0.160
(2)	$\tau_1 - \tau_2$	T1BG	32.4	1.14	15.72	0.600	2.04	0.179
(3)	$\tau_1 - \tau_2$	T1AH	32.4	1.14	23.08	0.604	1.96	0.172
(4)	$\tau_1 - \tau_2$	T1AH	32.4	1.14	58.44	0.537	2.04	0.179
		T2GH	32.4	1.14	5.92	0.661		
(5)	$\tau_1 - \tau_2$	T1AH	32.4	1.14	69.24	0.771	2.13	0.187
		T2BH	32.4	1.14	52.76	0.758		
(6)	$\tau_1 - \tau_2$	T1AH	32.4	1.14	69.24	1.024	2.28	0.200
		T2BH	32.4	1.14	43.78	1.301		
(13)	$\tau_3 - \tau_6$ ( $\tau_H$ 側)	T4FH	32.4	1.14	22.89	0.563	2.05	0.180
		T6GH	32.4	1.14	11.88	0.624		
(14)	$\tau_3 - \tau_6$ ( $\tau_H$ 側)	T3GH	32.4	1.14	13.86	0.847	2.28	0.200
		T4FH	32.4	1.14	14.36	1.380		
		T6GH	32.4	1.14	9.90	1.201		
(15)	$\tau_3 - \tau_6$ ( $\tau_H$ 側)	T3GH	32.4	1.14	12.87	1.379	2.35	0.207
		T4FH	32.4	1.14	18.56	1.373		
		T5GH	32.4	1.14	12.64	1.164		
		T6GH	32.4	1.14	12.64	1.358		
(16)	$\tau_3 - \tau_6$ ( $\tau_A$ 側)	T3BC	32.4	1.14	8.80	0.836	2.07	0.182
		T4BD	32.4	1.14	23.19	0.504		
		T5BC	32.4	1.14	9.75	0.586		
		T6BC	32.4	1.14	13.20	0.697		
(17)	$\tau_3 - \tau_6$ ( $\tau_A$ 側)	T3BC	32.4	1.14	8.80	1.583	2.35	0.206
		T4BD	32.4	1.14	15.82	1.350		
		T5BC	32.4	1.14	8.80	1.333		
		T6BD	32.4	1.14	18.00	1.139		
(18)	$\tau_3 - \tau_6$ ( $\tau_A$ 側)	T3BD	32.4	1.14	17.22	1.726	2.51	0.221
		T4BD	32.4	1.14	14.22	2.275		
		T5BC	32.4	1.14	13.20	1.445		
		T6BD	32.4	1.14	16.04	1.597		
(31)	$\tau_9 - \tau_{10}$	T10BG	32.4	1.14	15.72	0.128	1.82	0.160
(32)	$\tau_9 - \tau_{10}$	T10BG	32.4	1.14	15.72	0.594	2.03	0.179
(33)	$\tau_9 - \tau_{10}$	T10AH	32.4	1.14	37.54	0.424	1.92	0.169
(34)	$\tau_7 - \tau_{10}$	T7BC	32.4	1.14	13.20	0.730	2.08	0.183
		T8BC	32.4	1.14	11.00	1.048		
		T10AH	32.4	1.14	69.24	0.570		
(35)	$\tau_7 - \tau_{10}$	T7BG	32.4	1.14	34.35	1.232	2.28	0.201
		T8BG	32.4	1.14	34.82	1.593		
		T10AH	32.4	1.14	69.24	0.896		
(36)	$\tau_7 - \tau_{10}$	T7BH	32.4	1.14	39.25	1.471	2.38	0.210
		T8BH	32.4	1.14	38.08	1.776		
		T10AH	32.4	1.14	69.24	1.189		

注記\* : 縦軸応力度  $\sigma_v =$  当該部分が支える重量 / 断面積

(2) 第2折点

RC造耐震壁の各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第2折点の設定根拠を表4-8に示す。

表4-8 せん断力のスケルトンカーブ ( $\tau - \gamma$  関係, 第2折点) (補正前)

(a) NS方向

要素番号	部位	$\tau_2^{*1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2^{*2}$ ( $\times 10^{-3}$ )
(1)	$\tau E - \tau H$	2.49	0.487
(2)	$\tau E - \tau H$	3.04	0.594
(3)	$\tau E - \tau H$	2.52	0.557
(4)	$\tau E - \tau H$	2.82	0.551
(5)	$\tau E - \tau H$	2.95	0.577
(6)	$\tau E - \tau H$	3.16	0.617
(9)	$\tau A - \tau D$	2.49	0.487
(10)	$\tau A - \tau D$	3.04	0.594
(11)	$\tau A - \tau D$	2.47	0.534
(12)	$\tau A - \tau D$	2.79	0.544
(13)	$\tau A - \tau D$	3.00	0.586
(14)	$\tau A - \tau D$	3.18	0.621

(b) EW方向

要素番号	部位	$\tau_2^{*1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2^{*2}$ ( $\times 10^{-3}$ )
(1)	$\tau 1 - \tau 2$	2.46	0.487
(2)	$\tau 1 - \tau 2$	2.75	0.544
(3)	$\tau 1 - \tau 2$	2.64	0.544
(4)	$\tau 1 - \tau 2$	2.75	0.537
(5)	$\tau 1 - \tau 2$	2.88	0.562
(6)	$\tau 1 - \tau 2$	3.08	0.601
(13)	$\tau 3 - \tau 6$ (TH側)	2.77	0.542
(14)	$\tau 3 - \tau 6$ (TH側)	3.08	0.601
(15)	$\tau 3 - \tau 6$ (TH側)	3.18	0.620
(16)	$\tau 3 - \tau 6$ (TA側)	2.79	0.545
(17)	$\tau 3 - \tau 6$ (TA側)	3.17	0.619
(18)	$\tau 3 - \tau 6$ (TA側)	3.39	0.662
(31)	$\tau 9 - \tau 10$	2.46	0.487
(32)	$\tau 9 - \tau 10$	2.75	0.543
(33)	$\tau 9 - \tau 10$	2.60	0.523
(34)	$\tau 7 - \tau 10$	2.81	0.549
(35)	$\tau 7 - \tau 10$	3.08	0.602
(36)	$\tau 7 - \tau 10$	3.22	0.629

注記\*1:  $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

\*2:  $\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$

(3) 終局点

RC 造耐震壁の終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、各層の終局せん断応力度を算出する。シアスパン比 $M/QD$ を評価するための $M$ 及び $Q$ は、建設工認時の $S_2$ 地震時の最大応答値を用いている。

RC 造耐震壁の各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点の設定根拠を表 4-9 に示す。また、一例としてタービン建屋の O.P. 0.80m~O.P. 7.60m について、各耐震壁の配筋を示したものを図 4-3 及び表 4-10 に示す。

表 4-9(1) せん断力のスケルトンカーブ ( $\tau - \gamma$  関係, 終局点) (補正前)

(a) NS 方向

要素番号	部位	壁	$P_V$ (%)	$P_H$ (%)	縦軸応力度 $\sigma_v^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	$M/QD$	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
(1)	$\tau E-\tau H$	TG11	0.796	0.796	0.131	0.240	5.77	4.00
(2)	$\tau E-\tau H$	TG11	1.148	1.148	1.065	0.240	6.49	4.00
(3)	$\tau E-\tau H$	TH11	1.290	1.290	0.723	0.240	5.86	4.00
(4)	$\tau E-\tau H$	TF23	0.478	0.478	0.636	0.883	5.07	4.00
		TG23	0.478	0.478	1.533	0.933		
		TG68	0.535	0.535	1.010	0.421		
		TH11	0.957	0.794	0.514	0.240		
(5)	$\tau E-\tau H$	TF23	0.494	0.494	0.704	0.952	5.57	4.00
		TG23	0.529	0.529	0.939	0.887		
		TG68	0.607	0.607	1.409	0.478		
		TH11	1.436	1.191	0.808	0.240		
(6)	$\tau E-\tau H$	TF23	0.634	0.634	1.617	1.360	5.36	4.00
		TF78	0.563	0.563	1.552	0.589		
		TG28	0.635	0.635	1.403	0.240		
		TH11	1.436	1.191	1.165	0.281		
(9)	$\tau A-\tau D$	TB11	0.796	0.796	0.131	0.240	5.77	4.00
(10)	$\tau A-\tau D$	TB11	1.148	1.148	1.065	0.240	6.49	4.00
(11)	$\tau A-\tau D$	TA11	1.201	1.158	0.518	0.240	5.81	4.00
(12)	$\tau A-\tau D$	TA11	0.957	0.794	0.481	0.240	4.60	4.00
		TB28	0.517	0.517	0.870	0.240		
		TC48	0.591	0.591	0.481	0.240		
		TD23	0.553	0.553	0.892	0.878		
(13)	$\tau A-\tau D$	TA11	1.436	1.191	0.740	0.240	5.24	4.00
		TB28	0.680	0.680	1.472	0.240		
		TC48	0.770	0.770	1.045	0.283		
		TD23	0.494	0.494	0.997	0.706		
(14)	$\tau A-\tau D$	TA11	1.436	1.191	0.958	0.254	5.26	4.00
		TB28	0.685	0.685	1.896	0.286		
		TC28	0.783	0.783	1.464	0.274		
		TD23	0.645	0.645	2.079	1.249		
		TD78	0.563	0.563	1.486	0.591		

注記\* : 縦軸応力度  $\sigma_v =$  当該部分が支える重量 / 断面積

表 4-9(2) せん断力のスケルトンカーブ ( $\tau - \gamma$  関係, 終局点) (補正前)

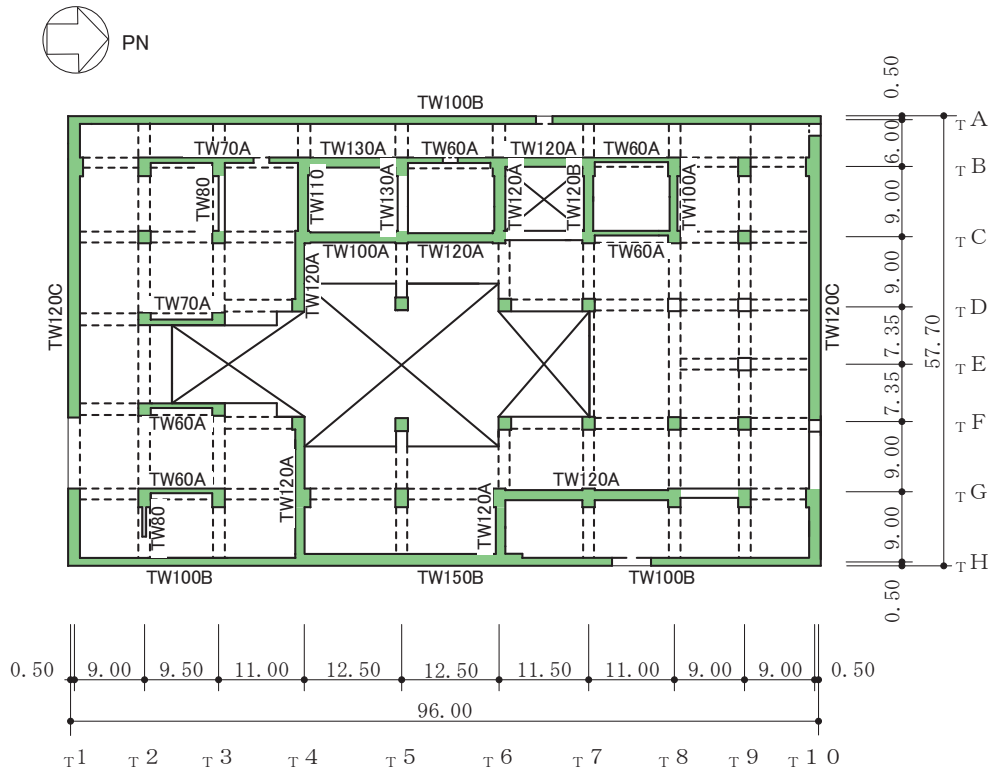
(b) EW 方向

要素 番号	部位	壁	$P_V$ (%)	$P_H$ (%)	縦軸応力度 $\sigma_v^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	M/QD	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
(1)	$\tau_1-\tau_2$	T1BG	1.106	0.820	0.128	0.240	5.95	4.00
(2)	$\tau_1-\tau_2$	T1BG	1.449	1.106	0.600	0.295	6.44	4.00
(3)	$\tau_1-\tau_2$	T1AH	1.605	1.268	0.604	0.278	6.44	4.00
(4)	$\tau_1-\tau_2$	T1AH	1.196	0.993	0.537	0.366	5.88	4.00
		T2GH	0.634	0.634	0.661	1.077		
(5)	$\tau_1-\tau_2$	T1AH	1.595	1.196	0.771	0.520	5.44	4.00
		T2BH	0.571	0.571	0.758	0.240		
(6)	$\tau_1-\tau_2$	T1AH	1.595	1.196	1.024	0.620	5.60	4.00
		T2BH	0.602	0.602	1.301	0.291		
(13)	$\tau_3-\tau_6$ ( $\tau_H$ 側)	T4FH	0.535	0.535	0.563	0.528	3.85	4.00
		T6GH	0.535	0.535	0.624	1.126		
(14)	$\tau_3-\tau_6$ ( $\tau_H$ 側)	T3GH	0.567	0.567	0.847	0.855	3.86	4.00
		T4FH	0.654	0.654	1.380	0.962		
		T6GH	0.642	0.642	1.201	1.578		
(15)	$\tau_3-\tau_6$ ( $\tau_H$ 側)	T3GH	0.611	0.611	1.379	1.485	3.62	4.00
		T4FH	0.616	0.616	1.373	1.209		
		T5GH	0.598	0.598	1.164	0.764		
		T6GH	0.598	0.598	1.358	2.270		
(16)	$\tau_3-\tau_6$ ( $\tau_A$ 側)	T3BC	0.634	0.634	0.836	0.916	3.52	4.00
		T4BD	0.545	0.545	0.504	0.503		
		T5BC	0.494	0.494	0.586	0.990		
		T6BC	0.535	0.535	0.697	0.990		
(17)	$\tau_3-\tau_6$ ( $\tau_A$ 側)	T3BC	0.634	0.634	1.583	1.015	3.52	4.00
		T4BD	0.634	0.634	1.350	0.832		
		T5BC	0.634	0.634	1.333	1.373		
		T6BD	0.639	0.639	1.139	0.720		
(18)	$\tau_3-\tau_6$ ( $\tau_A$ 側)	T3BD	0.634	0.634	1.726	0.638	3.42	4.00
		T4BD	0.634	0.634	2.275	1.231		
		T5BC	0.535	0.535	1.445	1.672		
		T6BD	0.639	0.639	1.597	0.978		
(31)	$\tau_9-\tau_{10}$	T10BG	1.106	0.820	0.128	0.240	5.95	4.00
(32)	$\tau_9-\tau_{10}$	T10BG	1.449	1.106	0.594	0.304	6.43	4.00
(33)	$\tau_9-\tau_{10}$	T10AH	1.194	0.967	0.424	0.280	6.01	4.00
(34)	$\tau_7-\tau_{10}$	T7BC	0.662	0.662	0.730	0.990	5.49	4.00
		T8BC	0.642	0.642	1.048	0.990		
		T10AH	1.196	0.993	0.570	0.330		
(35)	$\tau_7-\tau_{10}$	T7BG	0.647	0.647	1.232	0.307	5.33	4.00
		T8BG	0.573	0.573	1.593	0.259		
		T10AH	1.595	1.196	0.896	0.452		
(36)	$\tau_7-\tau_{10}$	T7BH	0.653	0.653	1.471	0.340	5.19	4.00
		T8BH	0.605	0.605	1.776	0.320		
		T10AH	1.595	1.196	1.189	0.556		

注記\* : 縦軸応力度  $\sigma_v =$  当該部分が支える重量 / 断面積

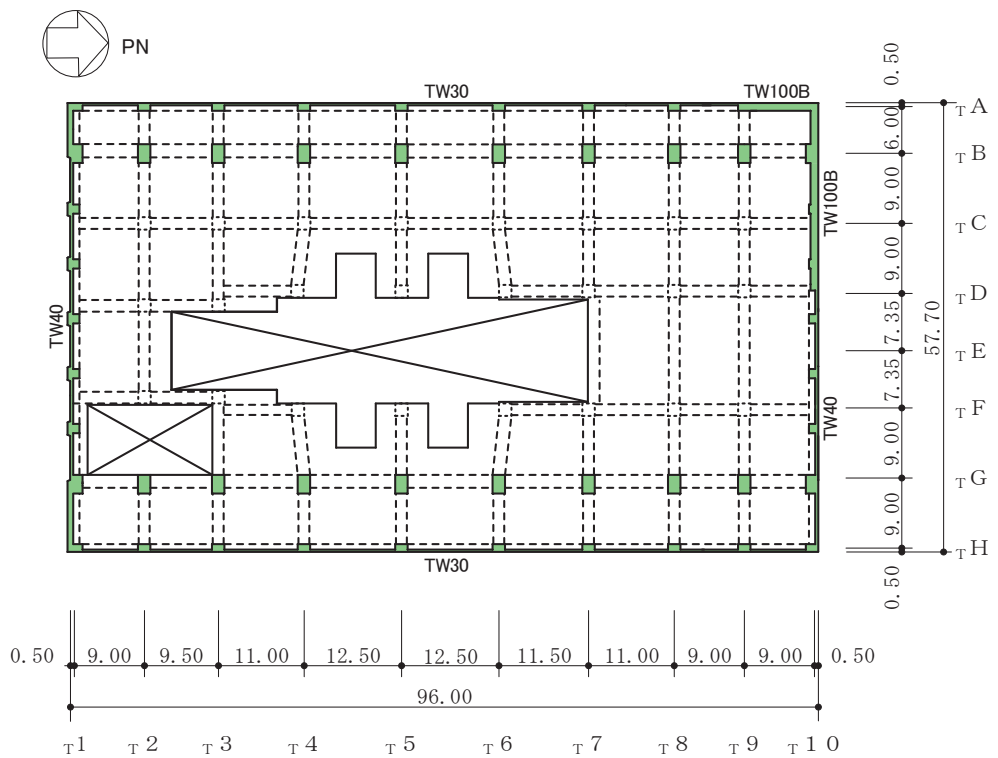






(単位 : m)

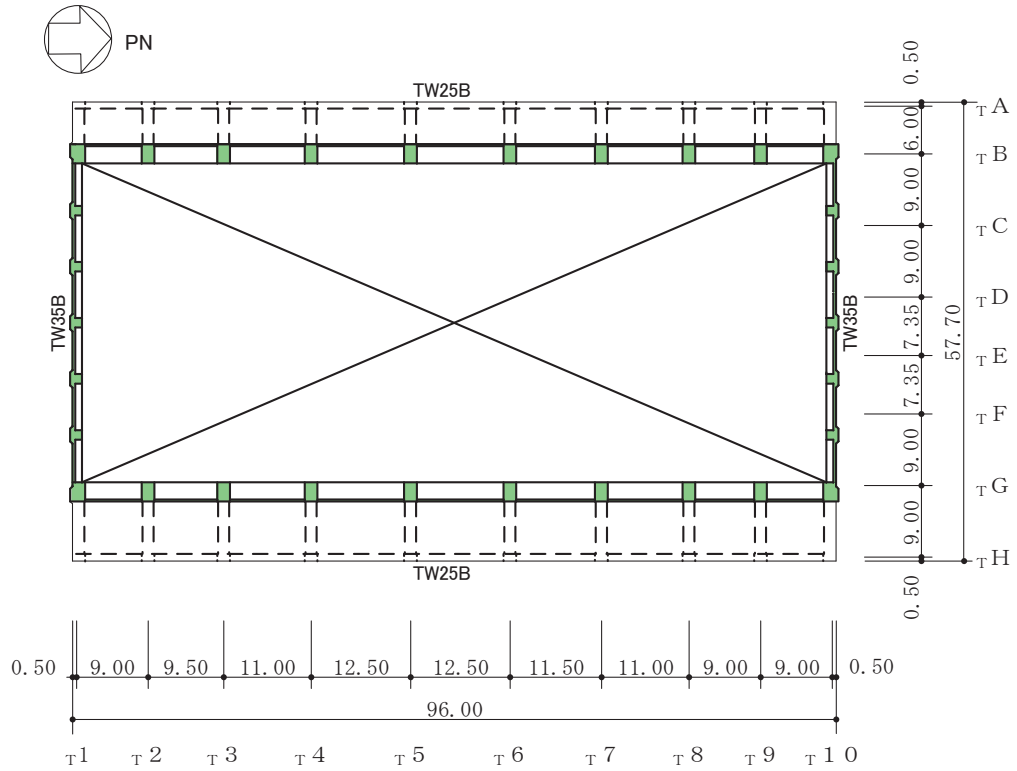
(c) 1階 (0.P. 15.0m~0.P. 24.8m)



(単位 : m)

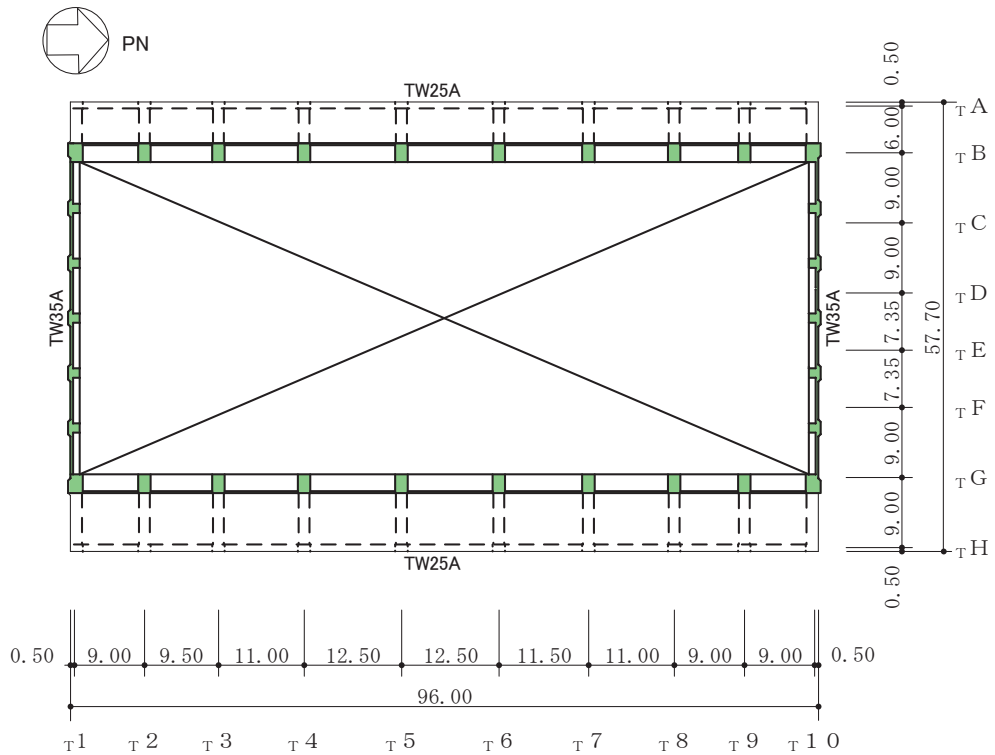
(d) 2階 (0.P. 24.8m~0.P. 32.8m)

図4-3 (2) 耐震壁の配筋図



(単位 : m)

(e) 3階 (O.P. 32.8m~O.P. 37.8m)



(単位 : m)

(f) クレーン階 (O.P. 37.8m~O.P. 47.3m)

図4-3 (3) 耐震壁の配筋図

表4-10 耐震壁の配筋

記号	壁厚	縦筋	横筋
TW160	1600	2-D35@200	2-D35@200
TW150A	1500	2-D32@200	2-D32@200
TW150B	1500	2-D35@200 + 2-D35@400	2-D32@200 + 2-D32@400
TW130A	1300	2-D29@200	2-D29@200
TW130B	1300	2-D32@200	2-D32@200
TW120A	1200	2-D29@200	2-D29@200
TW120B	1200	2-D32@200	2-D32@200
TW120C	1200	2-D35@200 + 2-D35@400	2-D32@200 + 2-D32@400
TW120D	1200	4-D35@200	2-D35@200 + 2-D35@400
TW110	1100	2-D29@200	2-D29@200
TW100A	1000	2-D29@200	2-D29@200
TW100B	1000	2-D35@200	2-D32@200
TW100C	1000	2-D35@200 + 2-D35@400	2-D32@200 + 2-D32@400
TW90A	900	2-D25@200	2-D25@200
TW90B	900	2-D29@200	2-D29@200
TW80	800	2-D25@200	2-D25@200
TW70A	700	2-D22@200	2-D22@200
TW70B	700	2-D25@200	2-D25@200
TW70C	700	2-D29@200	2-D29@200
TW60A	600	2-D19@200	2-D19@200
TW60B	600	2-D22@200	2-D22@200
TW60C	600	2-D25@200	2-D25@200
TW40	400	2-D29@200	2-D25@200
TW35A	350	2-D22@200	2-D19@200
TW35B	350	2-D25@200	2-D22@200
TW30	300	2-D22@200	2-D22@200
TW25A	250	2-D16@200	2-D16@200
TW25B	250	2-D19@200	2-D19@200

4.4 剛性低下による補正前の SRC 造フレームのせん断力のスケルトンカーブの諸数値

(1) 第 1 折点

SRC 造フレームの各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第 1 折点の諸数値を表 4-11 に示す。

表 4-11 せん断力のスケルトンカーブ (Q- $\gamma$  関係, 第 1 折点) (補正前)  
EW 方向

要素 番号	部位	$Q_1$ (kN)	$\gamma_1^*$ ( $\times 10^{-3}$ )
(8)	$\tau 3-\tau 4$	16083	1.58
(9)	$\tau 3-\tau 4$	15455	3.15
(11)	$\tau 3-\tau 4$	16083	1.58
(12)	$\tau 3-\tau 4$	15799	3.12
(20)	$\tau 5-\tau 6$	16171	1.59
(21)	$\tau 5-\tau 6$	15661	3.19
(23)	$\tau 5-\tau 6$	16171	1.59
(24)	$\tau 5-\tau 6$	16004	3.15
(26)	$\tau 7-\tau 8$	16053	1.58
(27)	$\tau 7-\tau 8$	15396	3.14
(29)	$\tau 7-\tau 8$	16053	1.58
(30)	$\tau 7-\tau 8$	15965	3.15

注記\* : 層間変位  $\delta$  を階高  $h$  で除して算出したせん断変形角を表す。

(2) 第2折点

SRC造フレームの各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第2折点の諸数値を表4-12に示す。

表4-12 せん断力のスケルトンカーブ(Q- $\gamma$ 関係, 第2折点)(補正前)

EW方向

要素番号	部位	Q <sub>2</sub> (kN)	$\gamma_{2}^*$ ( $\times 10^{-3}$ )
(8)	T3-T4	26409	15.0
(9)	T3-T4	18083	4.88
(11)	T3-T4	26409	15.0
(12)	T3-T4	18162	4.86
(20)	T5-T6	26498	15.0
(21)	T5-T6	18211	4.88
(23)	T5-T6	26498	15.0
(24)	T5-T6	18289	4.85
(26)	T7-T8	26390	15.0
(27)	T7-T8	18074	4.89
(29)	T7-T8	26390	15.0
(30)	T7-T8	18260	4.88

注記\* : 層間変位  $\delta$  を階高  $h$  で除して算出したせん断変形角を表す。

(3) 終局点

SRC 造フレームの各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点の諸数値を表 4-13 に示す。

表 4-13 せん断力のスケルトンカーブ (Q- $\gamma$  関係, 終局点) (補正前)

EW 方向

要素番号	部位	Q <sub>3</sub> (kN)	$\gamma_{3}^*$ ( $\times 10^{-3}$ )
(8)	T3-T4	26644	20.0
(9)	T3-T4	20182	20.0
(11)	T3-T4	26644	20.0
(12)	T3-T4	20077	19.0
(20)	T5-T6	26720	20.0
(21)	T5-T6	20429	20.0
(23)	T5-T6	26720	20.0
(24)	T5-T6	20409	20.0
(26)	T7-T8	26618	20.0
(27)	T7-T8	20154	20.0
(29)	T7-T8	26618	20.0
(30)	T7-T8	20393	20.0

注記\* : 層間変位  $\delta$  を階高  $h$  で除して算出したせん断変形角を表す。

#### 4.5 S造フレームのせん断力のスケルトンカーブの諸数値

##### (1) 第1折点

S造フレームの各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第1折点の諸数値を表4-14に示す。S造では剛性低下を考慮しない。

表4-14 せん断力のスケルトンカーブ（Q- $\gamma$ 関係，第1折点）

EW方向

要素番号	部位	Q <sub>1</sub> (kN)	$\gamma_1^*$ ( $\times 10^{-3}$ )
(7)	$\tau 3-\tau 4$	5658	3.30
(10)	$\tau 3-\tau 4$	5658	3.30
(19)	$\tau 5-\tau 6$	5658	3.30
(22)	$\tau 5-\tau 6$	5658	3.30
(25)	$\tau 7-\tau 8$	5658	3.30
(28)	$\tau 7-\tau 8$	5658	3.30

注記\*：層間変位  $\delta$  を階高  $h$  で除して算出したせん断変形角を表す。

(2) 第2折点

S造フレームの各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第2折点の諸数値を表4-15に示す。

表4-15 せん断力のスケルトンカーブ (Q- $\gamma$ 関係, 第2折点)

EW方向

要素番号	部位	Q <sub>2</sub> (kN)	$\gamma_{2}^*$ ( $\times 10^{-3}$ )
(7)	$\tau 3-\tau 4$	7639	7.82
(10)	$\tau 3-\tau 4$	7639	7.82
(19)	$\tau 5-\tau 6$	7639	7.82
(22)	$\tau 5-\tau 6$	7639	7.82
(25)	$\tau 7-\tau 8$	7639	7.82
(28)	$\tau 7-\tau 8$	7639	7.82

注記\* : 層間変位  $\delta$  を階高  $h$  で除して算出したせん断変形角を表す。



(3) 終局点

S 造フレームの各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点の諸数値を表 4-16 に示す。

表 4-16 せん断力のスケルトンカーブ (Q -  $\gamma$  関係, 終局点)

EW 方向

要素 番号	部位	Q <sub>3</sub> (kN)	$\gamma_{3}^{*}$ ( $\times 10^{-3}$ )
(7)	$\tau 3-\tau 4$	7645	20.0
(10)	$\tau 3-\tau 4$	7645	20.0
(19)	$\tau 5-\tau 6$	7645	20.0
(22)	$\tau 5-\tau 6$	7645	20.0
(25)	$\tau 7-\tau 8$	7645	20.0
(28)	$\tau 7-\tau 8$	7645	20.0

注記\* : 層間変位  $\delta$  を階高  $h$  で除して算出したせん断変形角を表す。

4.6 剛性低下による補正後の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの諸数値

(1) 第 1 折点

RC 造耐震壁の各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第 1 折点の設定根拠を表 4-17 に示す。

表 4-17(1) せん断力のスケルトンカーブ ( $\tau - \gamma$  関係, 第 1 折点) (補正後)

(a) NS 方向

要素番号	部位	壁	設計基準強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 $G$ ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	断面積 $A_s$ (m <sup>2</sup> )	縦軸応力度 $\sigma_v^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )
(1)	$\tau E - \tau H$	TG11	32.4	1.14	24.00	0.131	2.80	0.822
(2)	$\tau E - \tau H$	TG11	32.4	1.14	24.00	1.065	3.47	1.02
(3)	$\tau E - \tau H$	TH11	32.4	1.14	28.80	0.723	2.76	0.810
(4)	$\tau E - \tau H$	TF23	32.4	1.14	6.66	0.636	2.95	0.740
		TG23			6.66	1.533		
		TG68			28.92	1.010		
		TH11			89.98	0.514		
(5)	$\tau E - \tau H$	TF23	32.4	1.14	14.43	0.704	3.11	0.780
		TG23			16.65	0.939		
		TG68			23.00	1.409		
		TH11			94.50	0.808		
(6)	$\tau E - \tau H$	TF23	32.4	1.14	8.88	1.617	3.30	0.828
		TF78			11.34	1.552		
		TG28			61.35	1.403		
		TH11			96.00	1.165		
(9)	$\tau A - \tau D$	TB11	32.4	1.14	24.00	0.131	2.80	0.822
(10)	$\tau A - \tau D$	TB11	32.4	1.14	24.00	1.065	3.47	1.02
(11)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	36.01	0.518	2.73	0.799
(12)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	94.00	0.481	2.88	0.723
		TB28			57.54	0.870		
		TC48			37.33	0.481		
		TD23			7.77	0.892		
(13)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	96.00	0.740	3.13	0.787
		TB28			49.50	1.472		
		TC48			32.78	1.045		
		TD23			14.43	0.997		
(14)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	96.00	0.958	3.31	0.831
		TB28			47.73	1.896		
		TC28			37.07	1.464		
		TD23			6.66	2.079		
		TD78			11.34	1.486		

注記\* : 縦軸応力度  $\sigma_v =$  当該部分が支える重量 / 断面積

表 4-17(2) せん断力のスケルトンカーブ ( $\tau - \gamma$  関係, 第 1 折点) (補正後)

(b) EW 方向

要素 番号	部位	壁	設計基準 強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性 係数 $G$ ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	断面積 $A_s$ (m <sup>2</sup> )	縦軸応力度 $\sigma_v^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )
(1)	$\tau_1 - \tau_2$	T1BG	32.4	1.14	15.72	0.128	2.63	0.662
(2)	$\tau_1 - \tau_2$	T1BG	32.4	1.14	15.72	0.600	2.96	0.744
(3)	$\tau_1 - \tau_2$	T1AH	32.4	1.14	23.08	0.604	2.83	0.710
(4)	$\tau_1 - \tau_2$	T1AH	32.4	1.14	58.44	0.537	2.82	0.621
		T2GH	32.4	1.14	5.92	0.661		
(5)	$\tau_1 - \tau_2$	T1AH	32.4	1.14	69.24	0.771	2.94	0.646
		T2BH	32.4	1.14	52.76	0.758		
(6)	$\tau_1 - \tau_2$	T1AH	32.4	1.14	69.24	1.024	3.14	0.690
		T2BH	32.4	1.14	43.78	1.301		
(13)	$\tau_3 - \tau_6$ ( $\tau_H$ 側)	T4FH	32.4	1.14	22.89	0.563	2.79	0.613
		T6GH	32.4	1.14	11.88	0.624		
(14)	$\tau_3 - \tau_6$ ( $\tau_H$ 側)	T3GH	32.4	1.14	13.86	0.847	3.10	0.681
		T4FH	32.4	1.14	14.36	1.380		
		T6GH	32.4	1.14	9.90	1.201		
(15)	$\tau_3 - \tau_6$ ( $\tau_H$ 側)	T3GH	32.4	1.14	12.87	1.379	3.19	0.700
		T4FH	32.4	1.14	18.56	1.373		
		T5GH	32.4	1.14	12.64	1.164		
		T6GH	32.4	1.14	12.64	1.358		
(16)	$\tau_3 - \tau_6$ ( $\tau_A$ 側)	T3BC	32.4	1.14	8.80	0.836	2.81	0.617
		T4BD	32.4	1.14	23.19	0.504		
		T5BC	32.4	1.14	9.75	0.586		
		T6BC	32.4	1.14	13.20	0.697		
(17)	$\tau_3 - \tau_6$ ( $\tau_A$ 側)	T3BC	32.4	1.14	8.80	1.583	3.18	0.698
		T4BD	32.4	1.14	15.82	1.350		
		T5BC	32.4	1.14	8.80	1.333		
		T6BD	32.4	1.14	18.00	1.139		
(18)	$\tau_3 - \tau_6$ ( $\tau_A$ 側)	T3BD	32.4	1.14	17.22	1.726	3.39	0.744
		T4BD	32.4	1.14	14.22	2.275		
		T5BC	32.4	1.14	13.20	1.445		
		T6BD	32.4	1.14	16.04	1.597		
(31)	$\tau_9 - \tau_{10}$	T10BG	32.4	1.14	15.72	0.128	2.63	0.662
(32)	$\tau_9 - \tau_{10}$	T10BG	32.4	1.14	15.72	0.594	2.96	0.743
(33)	$\tau_9 - \tau_{10}$	T10AH	32.4	1.14	37.54	0.424	2.76	0.694
(34)	$\tau_7 - \tau_{10}$	T7BC	32.4	1.14	13.20	0.730	2.87	0.631
		T8BC	32.4	1.14	11.00	1.048		
		T10AH	32.4	1.14	69.24	0.570		
(35)	$\tau_7 - \tau_{10}$	T7BG	32.4	1.14	34.35	1.232	3.14	0.691
		T8BG	32.4	1.14	34.82	1.593		
		T10AH	32.4	1.14	69.24	0.896		
(36)	$\tau_7 - \tau_{10}$	T7BH	32.4	1.14	39.25	1.471	3.27	0.719
		T8BH	32.4	1.14	38.08	1.776		
		T10AH	32.4	1.14	69.24	1.189		

注記\* : 縦軸応力度  $\sigma_v =$  当該部分が支える重量 / 断面積

(2) 第2折点

RC造耐震壁の補正後の初期剛性が第3勾配と交わるため第2折点は設定されない。

(3) 終局点

RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの剛性低下による補正後の終局点は表 4-9 で示した補正前の終局点と同じ値である。

4.7 剛性低下による補正後の SRC 造フレームのせん断力のスケルトンカーブの諸数値

(1) 第 1 折点

SRC 造フレームの各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第 1 折点の諸数値を表 4-18 に示す。

表 4-18 せん断力のスケルトンカーブ (Q- $\gamma$  関係, 第 1 折点) (補正後)

(a) EW 方向

要素 番号	部位	$Q_1'$ (kN)	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )
(8)	$\tau_{3-\tau 4}$	18966	5.32
(9)	$\tau_{3-\tau 4}$	18937	11.0
(11)	$\tau_{3-\tau 4}$	18966	5.32
(12)	$\tau_{3-\tau 4}$	18956	10.7
(20)	$\tau_{5-\tau 6}$	19074	5.35
(21)	$\tau_{5-\tau 6}$	19133	11.1
(23)	$\tau_{5-\tau 6}$	19074	5.35
(24)	$\tau_{5-\tau 6}$	19113	10.8
(26)	$\tau_{7-\tau 8}$	18937	5.31
(27)	$\tau_{7-\tau 8}$	18917	11.0
(29)	$\tau_{7-\tau 8}$	18937	5.31
(30)	$\tau_{7-\tau 8}$	19094	10.8

(2) 第 2 折点

SRC 造フレームのせん断力のスケルトンカーブの剛性低下による補正後の第 2 折点は、O.P. 37.8m～O.P. 32.8m では表 4-12 で示した補正前の第 2 折点と同じ値である。O.P. 32.8m～O.P. 24.8m では、補正後の初期剛性が第 3 勾配と交わるため第 2 折点は設定されない。

(3) 終局点

SRC 造フレームのせん断力のスケルトンカーブの剛性低下による補正後の終局点は表 4-13 で示した補正前の終局点と同じ値である。



5. まとめ

5.1 耐震壁部のスケルトンカーブのまとめ

タービン建屋の耐震壁部におけるせん断力のスケルトンカーブの設定について整理した。算出したせん断力のスケルトンカーブの諸数値を表 5-1 に示す。

表 5-1(1) 耐震壁部のせん断力のスケルトンカーブ ( $\tau - \gamma$  関係)

(a) NS 方向

要素 番号	部位	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
(1)	$\tau E - \tau H$	2.80	0.822	—	—	5.77	4.00
(2)	$\tau E - \tau H$	3.47	1.02	—	—	6.49	4.00
(3)	$\tau E - \tau H$	2.76	0.810	—	—	5.86	4.00
(4)	$\tau E - \tau H$	2.95	0.740	—	—	5.07	4.00
(5)	$\tau E - \tau H$	3.11	0.780	—	—	5.57	4.00
(6)	$\tau E - \tau H$	3.30	0.828	—	—	5.36	4.00
(9)	$\tau A - \tau D$	2.80	0.822	—	—	5.77	4.00
(10)	$\tau A - \tau D$	3.47	1.02	—	—	6.49	4.00
(11)	$\tau A - \tau D$	2.73	0.799	—	—	5.81	4.00
(12)	$\tau A - \tau D$	2.88	0.723	—	—	4.60	4.00
(13)	$\tau A - \tau D$	3.13	0.787	—	—	5.24	4.00
(14)	$\tau A - \tau D$	3.31	0.831	—	—	5.26	4.00

表 5-1(2) 耐震壁部のせん断力のスケルトンカーブ ( $\tau - \gamma$  関係)

(b) EW 方向

要素 番号	部位	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
(1)	$\tau_1-\tau_2$	2.63	0.662	—	—	5.95	4.00
(2)	$\tau_1-\tau_2$	2.96	0.744	—	—	6.44	4.00
(3)	$\tau_1-\tau_2$	2.83	0.710	—	—	6.44	4.00
(4)	$\tau_1-\tau_2$	2.82	0.621	—	—	5.88	4.00
(5)	$\tau_1-\tau_2$	2.94	0.646	—	—	5.44	4.00
(6)	$\tau_1-\tau_2$	3.14	0.690	—	—	5.60	4.00
(13)	$\tau_3-\tau_6$ ( $\tau_H$ 側)	2.79	0.613	—	—	3.85	4.00
(14)	$\tau_3-\tau_6$ ( $\tau_H$ 側)	3.10	0.681	—	—	3.86	4.00
(15)	$\tau_3-\tau_6$ ( $\tau_H$ 側)	3.19	0.700	—	—	3.62	4.00
(16)	$\tau_3-\tau_6$ ( $\tau_A$ 側)	2.81	0.617	—	—	3.52	4.00
(17)	$\tau_3-\tau_6$ ( $\tau_A$ 側)	3.18	0.698	—	—	3.52	4.00
(18)	$\tau_3-\tau_6$ ( $\tau_A$ 側)	3.39	0.744	—	—	3.42	4.00
(31)	$\tau_9-\tau_{10}$	2.63	0.662	—	—	5.95	4.00
(32)	$\tau_9-\tau_{10}$	2.96	0.743	—	—	6.43	4.00
(33)	$\tau_9-\tau_{10}$	2.76	0.694	—	—	6.01	4.00
(34)	$\tau_7-\tau_{10}$	2.87	0.631	—	—	5.49	4.00
(35)	$\tau_7-\tau_{10}$	3.14	0.691	—	—	5.33	4.00
(36)	$\tau_7-\tau_{10}$	3.27	0.719	—	—	5.19	4.00

## 5.2 SRC 造フレームのスケルトンカーブのまとめ

タービン建屋の SRC 造フレームにおけるせん断力のスケルトンカーブの設定について整理した。算出したせん断力のスケルトンカーブの諸数値を表 5-2 に示す。

表 5-2 SRC 造フレームのせん断力のスケルトンカーブ (Q -  $\gamma$  関係)

EW 方向

要素 番号	部位	構造	$Q_1'$ (kN)	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$Q_2$ (kN)	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$Q_3$ (kN)	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
(8)	$\tau 3-\tau 4$	SRC	18966	5.32	26409	15.0	26644	20.0
(9)	$\tau 3-\tau 4$	SRC	18937	11.0	—	—	20182	20.0
(11)	$\tau 3-\tau 4$	SRC	18966	5.32	26409	15.0	26644	20.0
(12)	$\tau 3-\tau 4$	SRC	18956	10.7	—	—	20077	19.0
(20)	$\tau 5-\tau 6$	SRC	19074	5.35	26498	15.0	26720	20.0
(21)	$\tau 5-\tau 6$	SRC	19133	11.1	—	—	20429	20.0
(23)	$\tau 5-\tau 6$	SRC	19074	5.35	26498	15.0	26720	20.0
(24)	$\tau 5-\tau 6$	SRC	19113	10.8	—	—	20409	20.0
(26)	$\tau 7-\tau 8$	SRC	18937	5.31	26390	15.0	26618	20.0
(27)	$\tau 7-\tau 8$	SRC	18917	11.0	—	—	20154	20.0
(29)	$\tau 7-\tau 8$	SRC	18937	5.31	26390	15.0	26618	20.0
(30)	$\tau 7-\tau 8$	SRC	19094	10.8	—	—	20393	20.0

### 5.3 S造フレームのスケルトンカーブのまとめ

タービン建屋のS造フレームにおけるせん断力のスケルトンカーブの設定について整理した。算出したせん断力のスケルトンカーブの諸数値を表5-3に示す。

表5-3 S造フレームのせん断力のスケルトンカーブ (Q- $\gamma$ 関係)

EW方向

要素番号	部位	構造	Q <sub>1</sub> (kN)	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	Q <sub>2</sub> (kN)	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	Q <sub>3</sub> (kN)	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
(7)	r3-r4	S	5658	3.30	7639	7.82	7645	20.0
(10)	r3-r4	S	5658	3.30	7639	7.82	7645	20.0
(19)	r5-r6	S	5658	3.30	7639	7.82	7645	20.0
(22)	r5-r6	S	5658	3.30	7639	7.82	7645	20.0
(25)	r7-r8	S	5658	3.30	7639	7.82	7645	20.0
(28)	r7-r8	S	5658	3.30	7639	7.82	7645	20.0

別紙 6 タービン建屋の弾性設計用地震動 S d に対する  
地震応答解析結果

## 目次

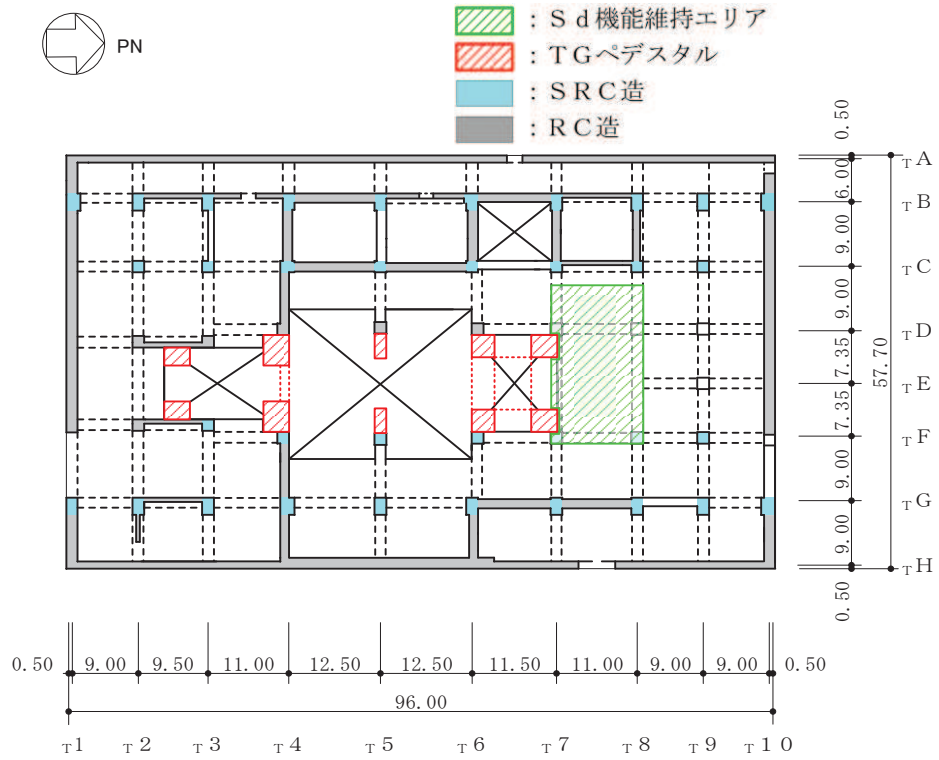
1. 概要.....	別紙 6- 1
2. 評価方法.....	別紙 6- 3
2.1 評価方針.....	別紙 6- 3
2.2 評価に用いる地震波.....	別紙 6- 8
3. 解析結果.....	別紙 6-16
3.1 地震応答解析結果.....	別紙 6-16

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づきタービン建屋の機能維持エリア\*の弾性設計用地震動  $S_d$  による地震応答解析結果を示すものである。また、タービン及び発電機据付のための架台（以下、「T/Gペデスタル」という。）とタービン建屋の機能維持エリアとの衝突の有無について確認する。なお、T/Gペデスタルはその周囲に 25mm のギャップを設け、他の部分とは構造的に分離している。

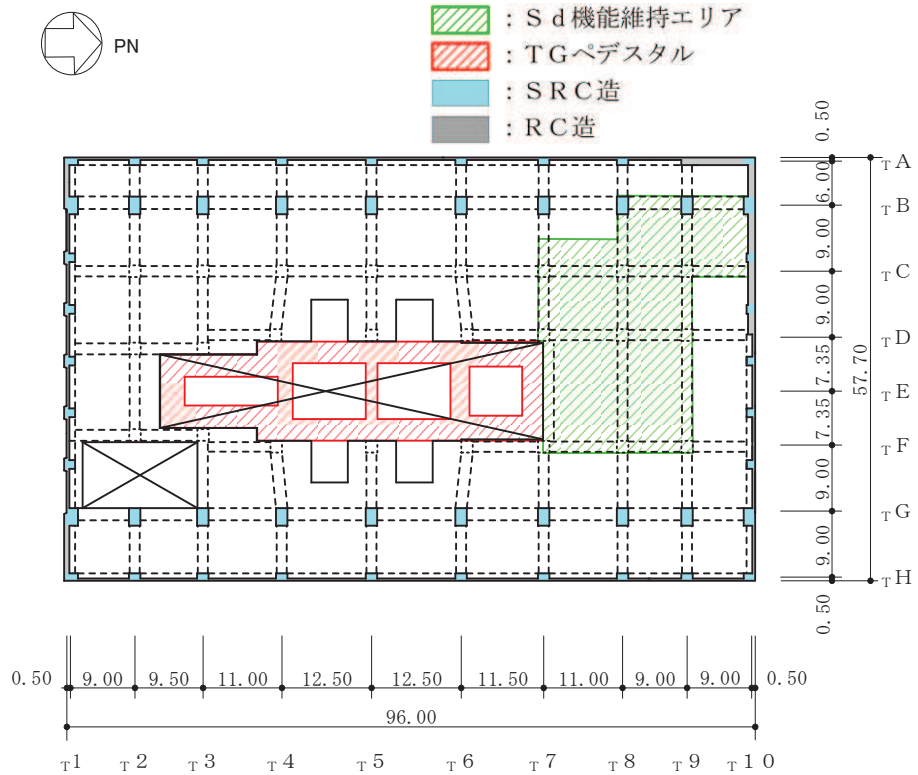
タービン建屋の機能維持エリア及びT/Gペデスタルを図 1-1 の概略平面図に示す。

注記\*：添付書類「VI-2-1-4 耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分の基本方針」において、タービン建屋内主蒸気系配管のうち主蒸気止め弁までを、耐震需要度分類Bクラスではあるが、弾性設計用地震動  $S_d$  に対し破損しないことを確認する設備と整理している。



(単位 : m)

図 1-1(1) タービン建屋の概略平面図 (O.P. 15.0m)



(単位 : m)

図 1-1(2) タービン建屋の概略平面図 (O.P. 24.8m)



## 2. 評価方法

### 2.1 評価方針

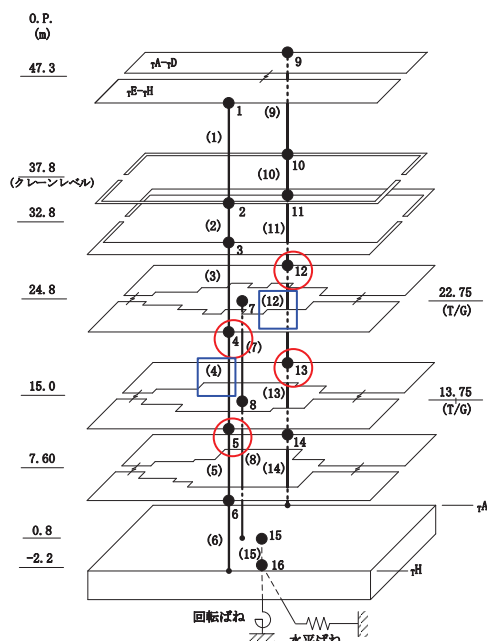
本検討においては、弾性設計用地震動 S d に対する最大応答せん断ひずみの最大値が、機能維持の許容限界 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認するとともに、T/G ペDESTAL とタービン建屋の機能維持エリアとの衝突の有無を確認することにより、弾性設計用地震動 S d 時に機能維持エリア内の設備に対する衝突の影響がないことを確認する。

本資料で用いる地震応答解析モデル、解析方法及び解析条件は添付書類「VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性についての計算書」に準じるものとする。機能維持評価に用いる応答値の算出箇所を、図 2-1 の地震応答解析モデルに示す。また、弾性設計用地震動 S d に対する材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表 2-1 に示す。

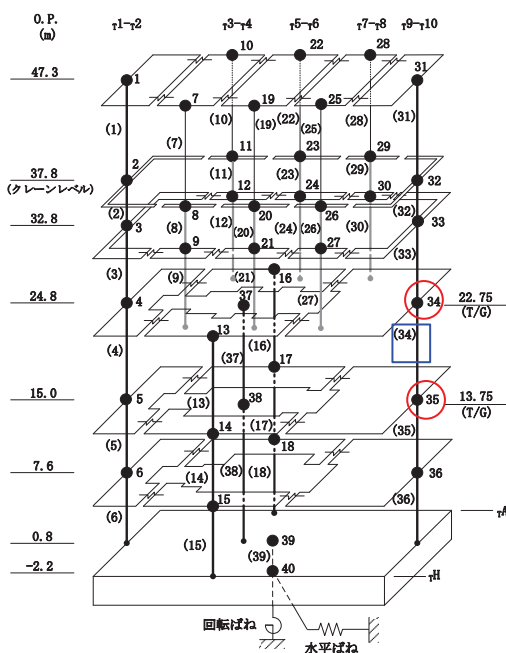
T/G ペDESTAL とタービン建屋の機能維持エリアとの衝突の有無については、タービン建屋の地震応答解析モデルにおける T/G ペDESTAL の質点とタービン建屋の機能維持エリアの質点間の時刻歴相対変位の最大値とクリアランスの大小関係により確認する。表 2-2 に衝突評価を実施する質点の番号を示す。

表 2-1 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
弾性設計用 地震動 S <sub>d</sub> (水平, 鉛直)	ケース1 (基本ケース)	2011年3月11日東北地方 太平洋沖地震の観測記録を 用いたシミュレーション解 析により補正	-	5% (水平, 鉛直とも)	(水平) 表層上部: 非線形性を考慮 (鉛直) 表層下部: Vs900m/s 直接入力	標準地盤
	ケース2	同上	-	同上	(水平) 表層上部: 非線形性を考慮 (鉛直) 表層下部: Vs900+100m/s 直接入力	標準地盤 + $\sigma$
	ケース3	同上	-	同上	(水平) 表層上部: 非線形性を考慮 (鉛直) 表層下部: Vs900-100m/s 直接入力	標準地盤 - $\sigma$



(a) NS 方向

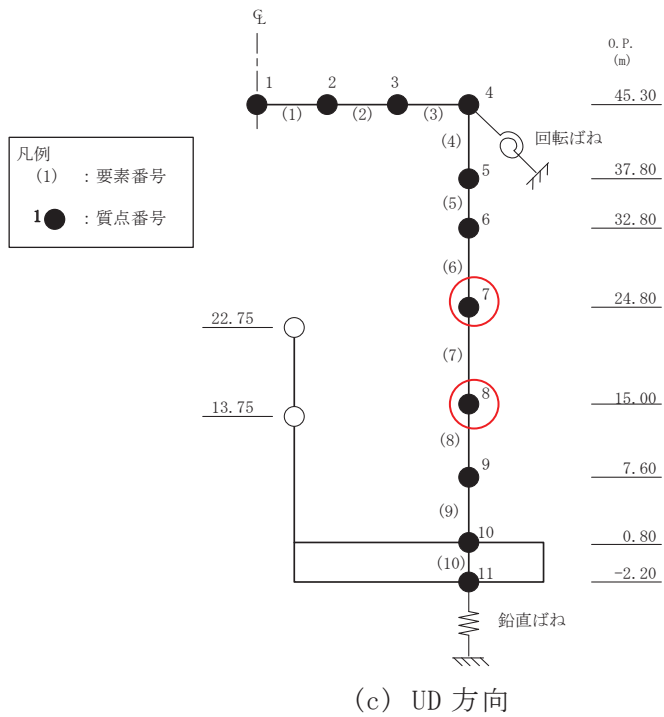


(b) EW 方向

注記：○最大応答加速度を記載する質点

□最大せん断ひずみを記載する要素

図 2-1(1) タービン建屋の地震応答解析モデル (1/2)



注記：○最大加速度応答を記載する質点

図 2-1(2) タービン建屋の地震応答解析モデル (2/2)

表 2-2 衝突評価を実施する質点の番号

(a) NS 方向

0. P. * (m)	T / G ペデスタル	タービン建屋の 機能維持エリア
22.75	7	4, 12
13.75	8	5, 13

注：質点番号は図 1-2 に対応する

注記\*：T / G ペデスタルのレベルとする

(b) EW 方向

0. P. * (m)	T / G ペデスタル	タービン建屋の 機能維持エリア
22.75	37	34
13.75	38	35

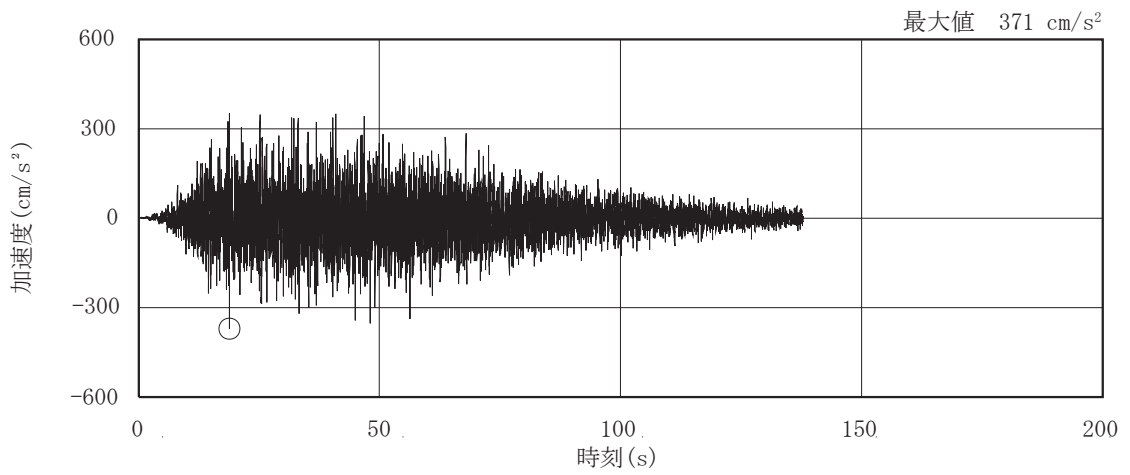
注：質点番号は図 1-2 に対応する

注記\*：T / G ペデスタルのレベルとする

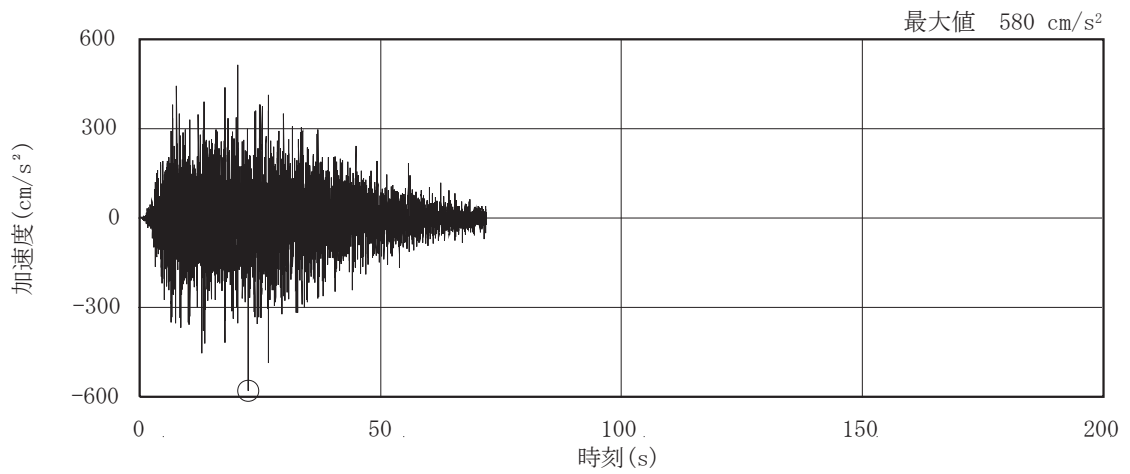
## 2.2 評価に用いる地震波

タービン建屋の地震応答解析に用いる地震波は、添付書類「VI-2-1-2 基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する地震波のうち、弾性設計用地震動  $S_d$  とする。

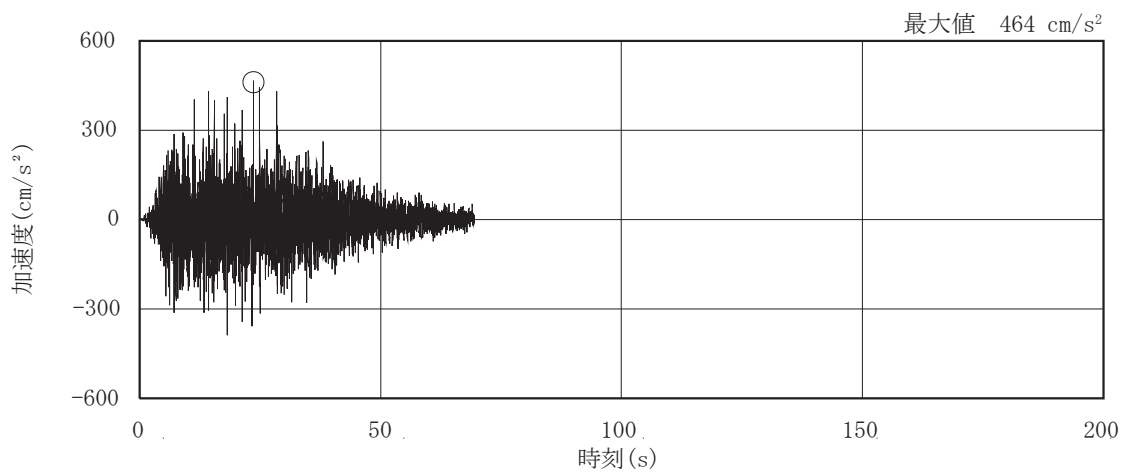
弾性設計用地震動  $S_d$  の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図 2-2 及び図 2-3 に示す。



(a) S d - D 1

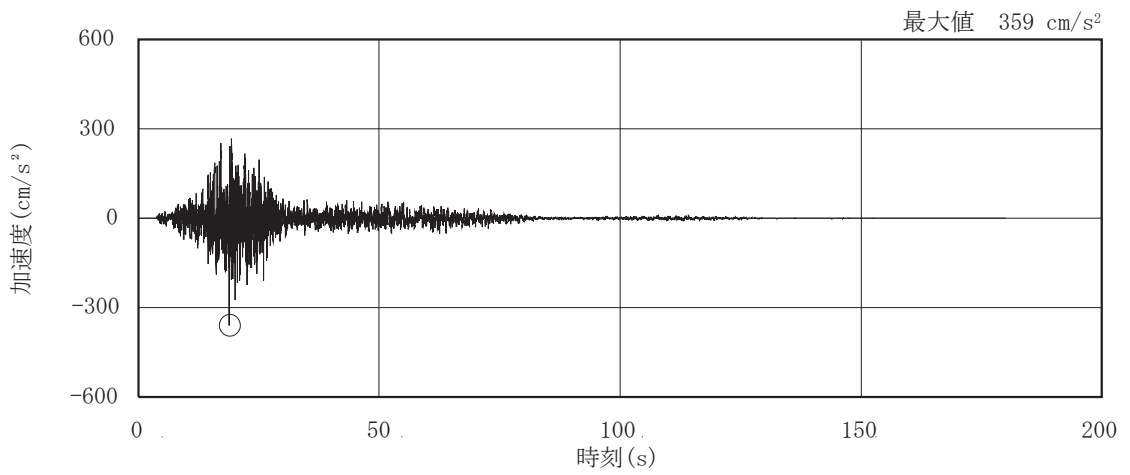


(b) S d - D 2

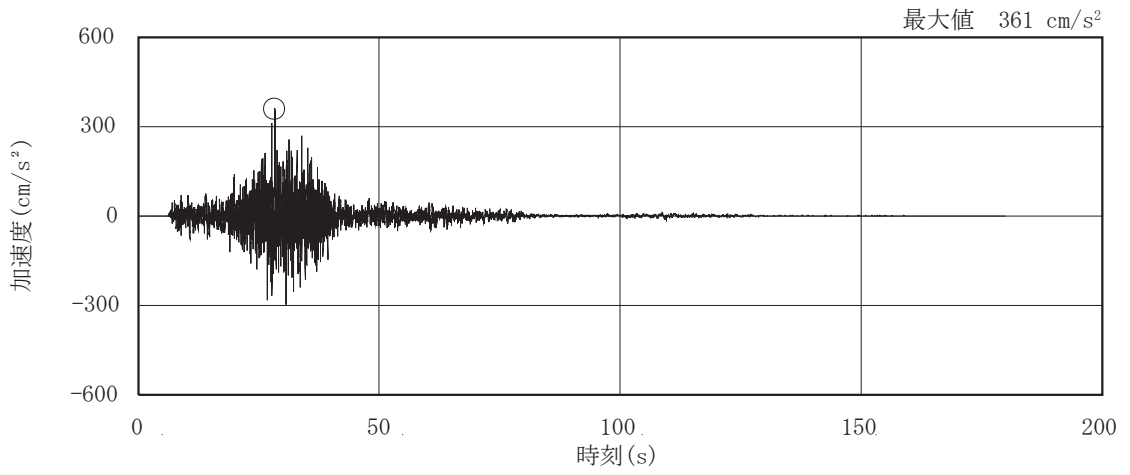


(c) S d - D 3

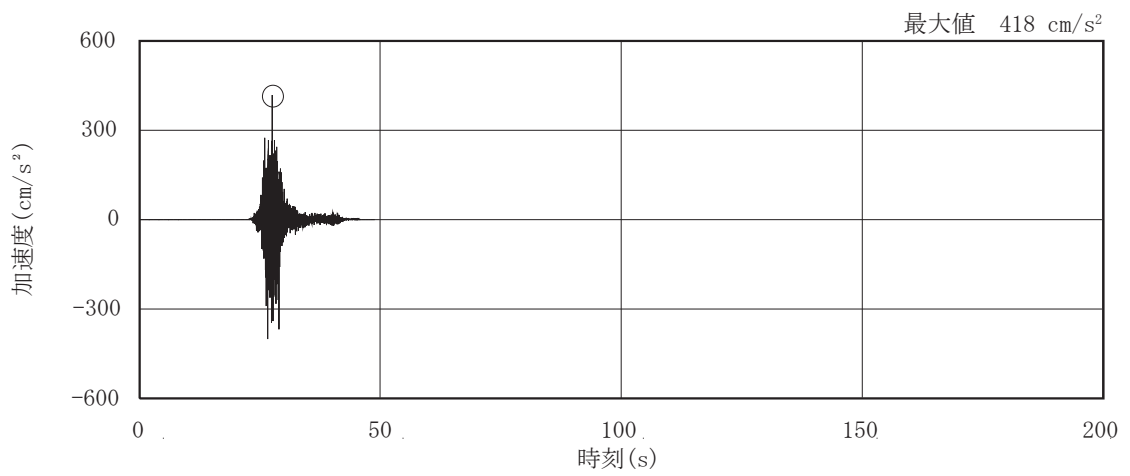
図 2-2(1) 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d , 水平方向) (1/3)



(d) S d - F 1



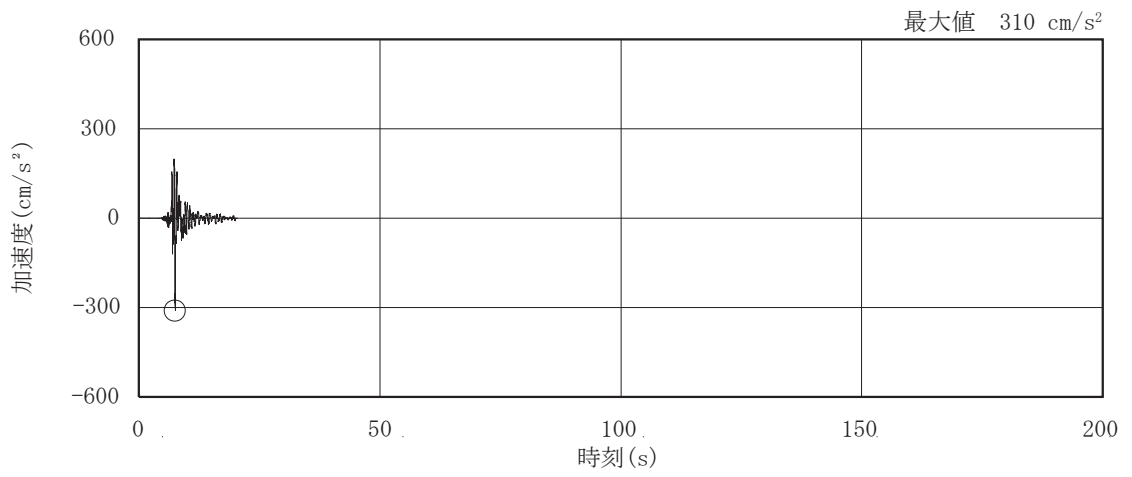
(e) S d - F 2



(f) S d - F 3

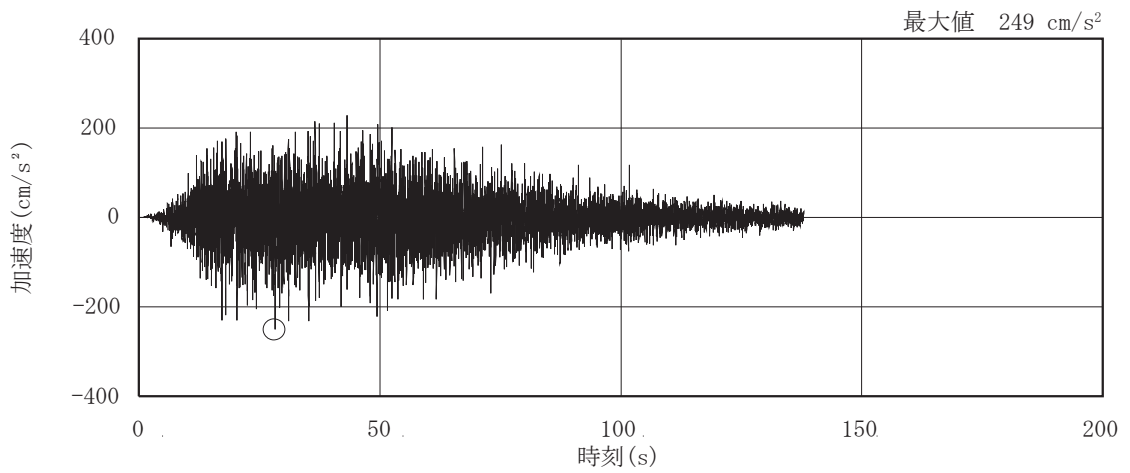
図 2-2 (2) 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, 水平方向) (2/3)



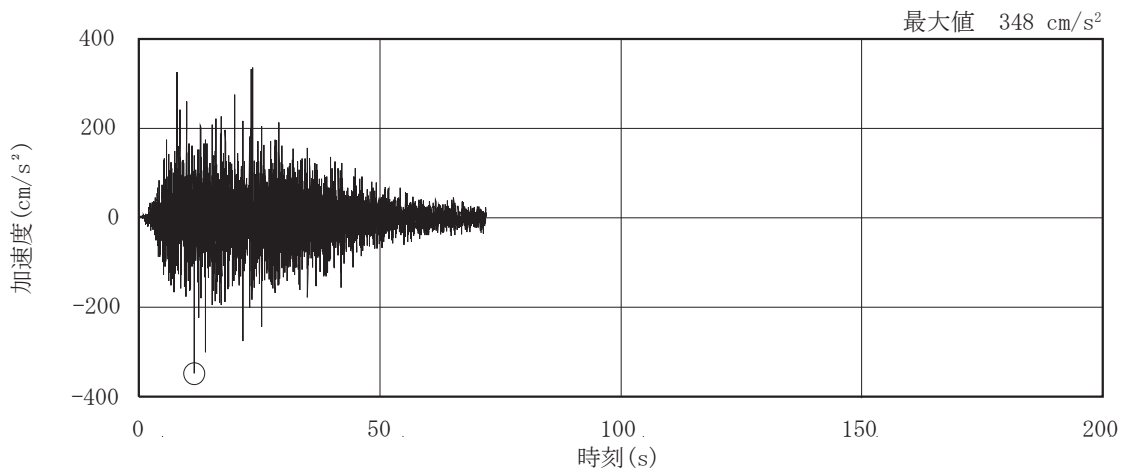


(g) S d - N 1

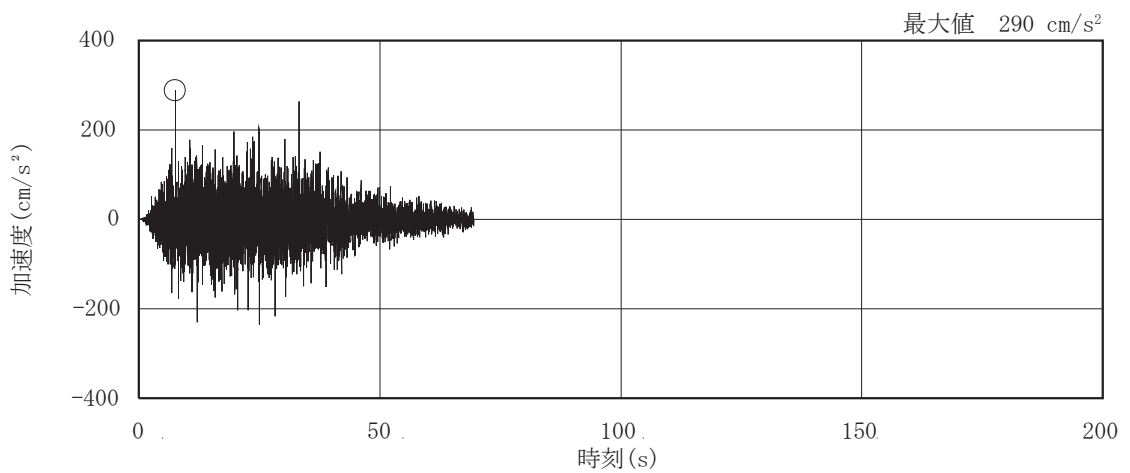
図 2-2(3) 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, 水平方向) (3/3)



(a) S d - D 1

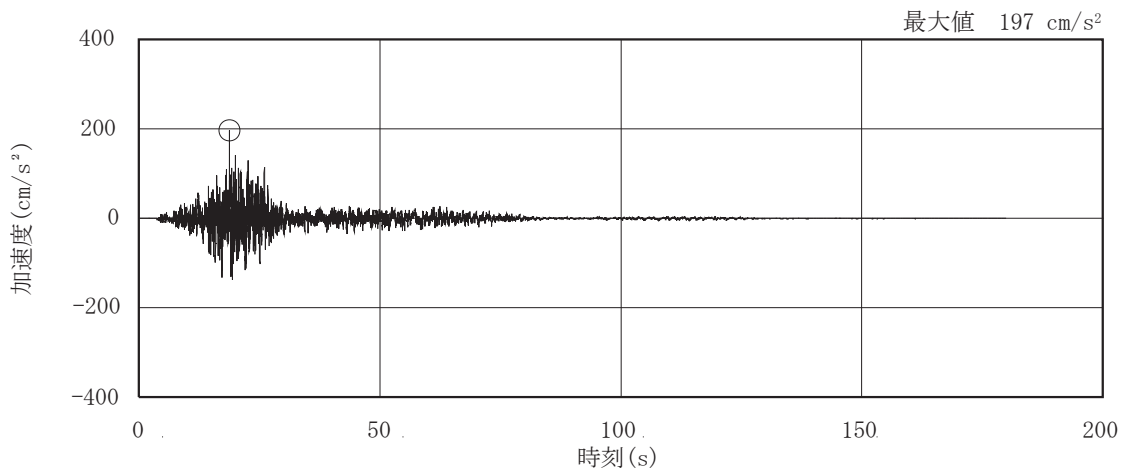


(b) S d - D 2

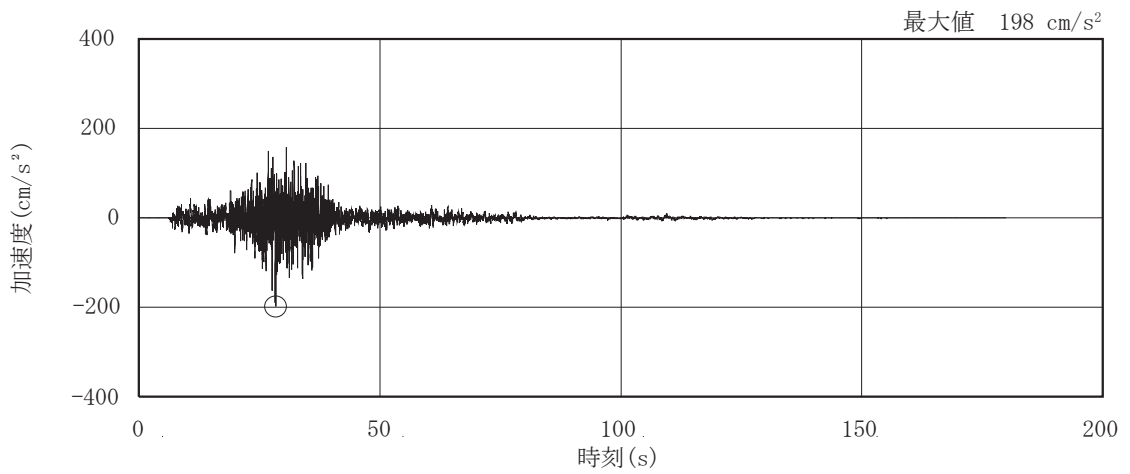


(c) S d - D 3

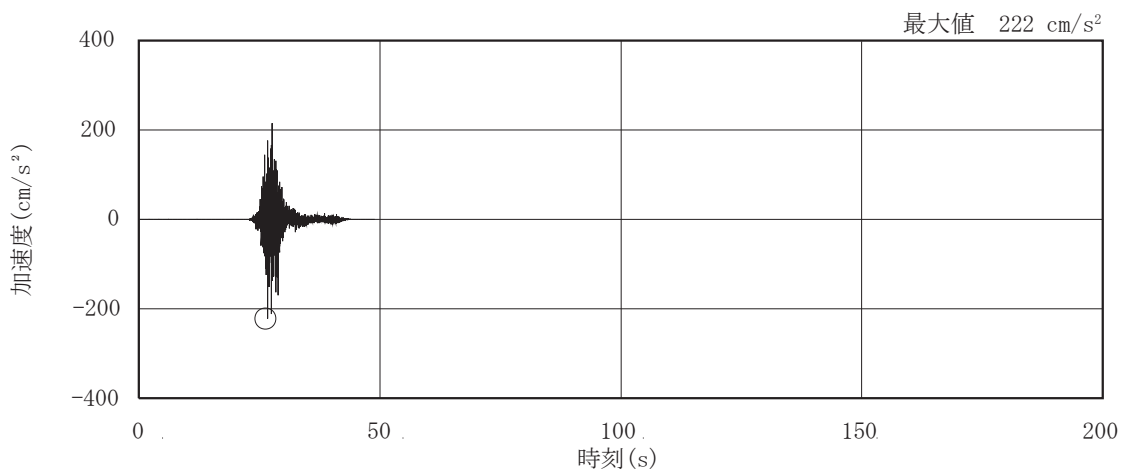
図 2-2(4) 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, 鉛直方向) (1/3)



(d) S d - F 1

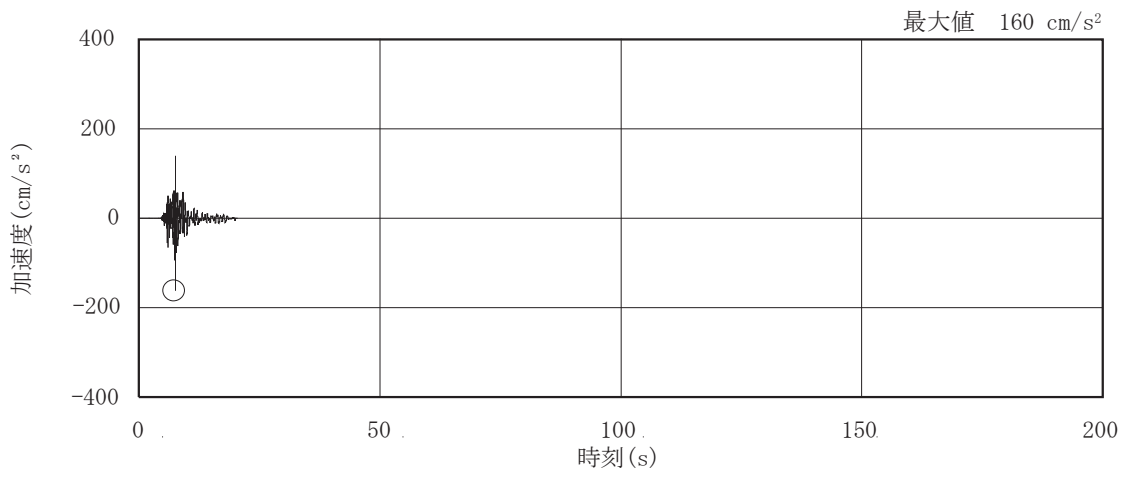


(e) S d - F 2



(f) S d - F 3

図 2-2(5) 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, 鉛直方向) (2/3)



(g) S d - N 1

图 2-2(6) 加速度時刻歴波形 (弹性設計用地震動 S d, 鉛直方向) (3/3)

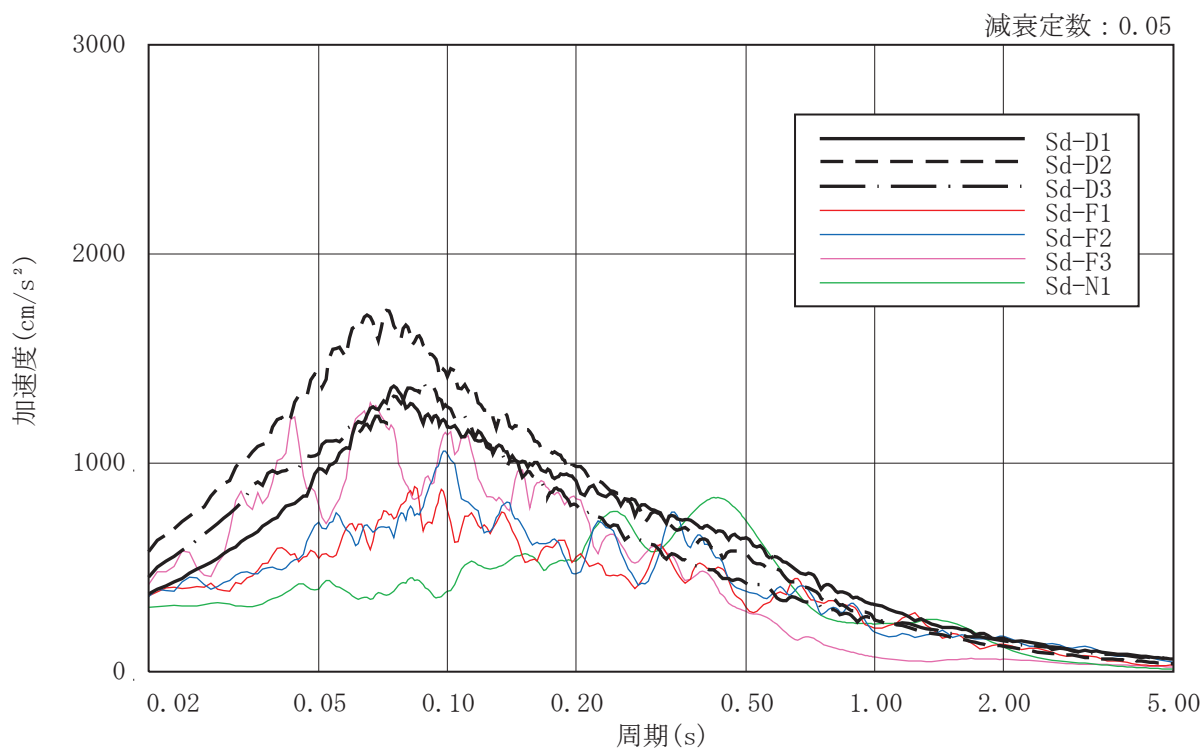


図 2-3(1) 加速度応答スペクトル (弾性設計用地震動 S d , 水平方向)

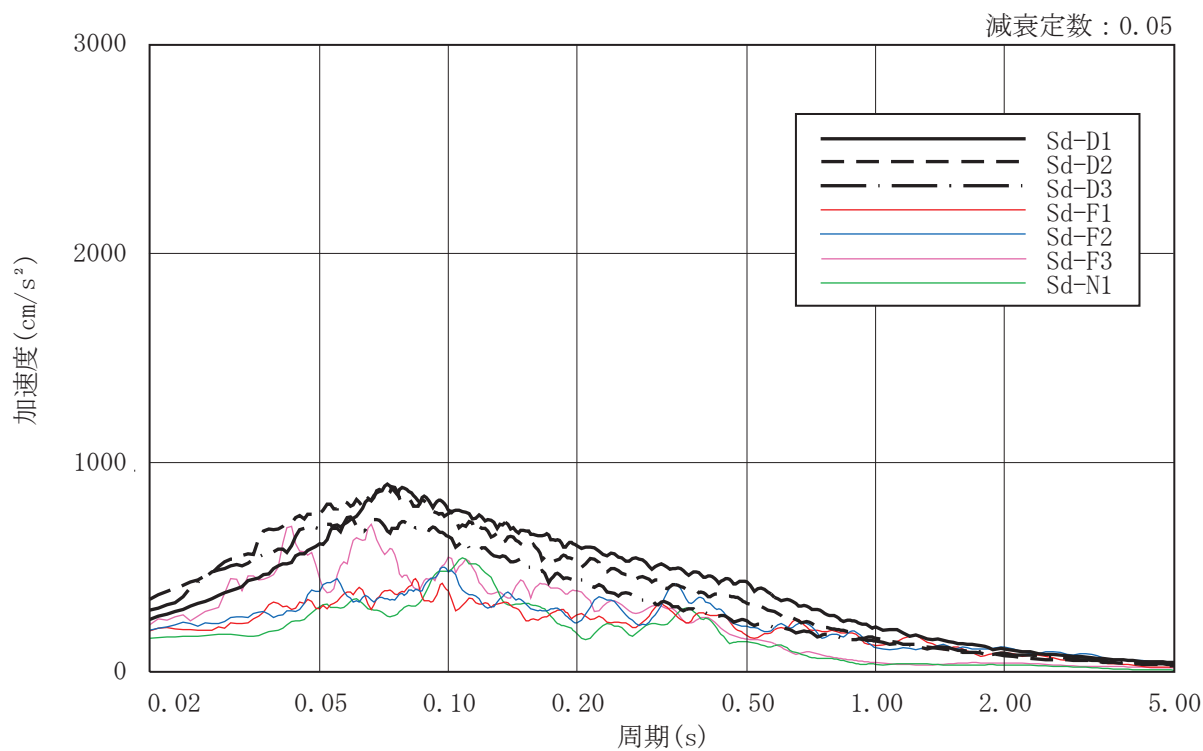


図 2-3(2) 加速度応答スペクトル (弾性設計用地震動 S d , 鉛直方向)

### 3. 解析結果

#### 3.1 地震応答解析結果

弾性設計用地震動 S d に対する最大応答加速度を表 3-1 に示し、最大応答せん断ひずみを表 3-2 に示す。なお、最大応答せん断ひずみの最大値は、ケース 1 (基本ケース) においては  $0.460 \times 10^{-3}$  (要素番号(34), EW 方向, S d - D 1), 材料物性の不確かさを考慮したケースにおいては最大で  $0.463 \times 10^{-3}$  (要素番号(34), EW 方向, ケース 2, S d - D 1) であり、いずれの場合においても機能維持の許容限界 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認した。

また、弾性設計用地震動 S d に対する T / G ペデスタルと建屋の相対変位を表 3-3 に示す。相対変位の最大値はケース 1 (基本ケース) においては最大で 13.7mm (O.P. 22.75m, EW 方向, S d - D 2), 材料物性の不確かさを考慮したケースにおいては最大で 14.0mm (O.P. 22.75m, EW 方向, ケース 2, S d - D 2) であり、いずれの場合においてもクリアランス (25mm) を超えないことから T / G ペデスタルと機能維持エリアの衝突はなく、弾性設計用地震動 S d 時に機能維持エリア内の設備に対する衝突の影響がないことを確認した。

表 3-1(1) 最大応答加速度 (NS 方向) (1/3)

(a) S d - D 1

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
4	715	718	708
5	502	514	497
12	700	713	682
13	570	582	555

(b) S d - D 2

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
4	828	833	827
5	625	628	625
12	780	786	779
13	635	641	634

(c) S d - D 3

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
4	655	671	638
5	463	468	455
12	695	710	678
13	530	535	521

表 3-1(2) 最大応答加速度 (NS 方向) (2/3)

(d) S d - F 1

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
4	429	437	424
5	426	430	417
12	448	457	439
13	444	449	435

(e) S d - F 2

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
4	580	587	571
5	504	513	496
12	680	697	669
13	584	598	568

(f) S d - F 3

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
4	600	617	579
5	516	520	515
12	599	601	599
13	573	582	568



表 3-1(3) 最大応答加速度 (NS 方向) (3/3)

(g) S d - N 1

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
4	683	693	667
5	568	571	565
12	703	713	688
13	594	598	590

表 3-1(4) 最大応答加速度 (EW 方向) (1/2)

(a) S d - D 1

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	811	817	805
35	586	601	567

(b) S d - D 2

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	802	814	786
35	698	711	686

(c) S d - D 3

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	663	675	651
35	525	542	504

(d) S d - F 1

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	521	522	519
35	340	339	340

表 3-1(5) 最大応答加速度 (EW 方向) (2/2)

(e) S d - F 2

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	620	619	621
35	470	466	476

(f) S d - F 3

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	620	624	616
35	503	516	486

(g) S d - N 1

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	561	563	558
35	454	461	449

表 3-1(6) 最大応答加速度 (UD 方向) (1/2)

(a) S d - D 1

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	655	673	634
35	525	539	510

(b) S d - D 2

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	692	711	672
35	528	539	517

(c) S d - D 3

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	633	649	615
35	472	483	459

(d) S d - F 1

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	313	318	307
35	262	266	257

表 3-1(7) 最大応答加速度 (UD 方向) (2/2)

(e) S d - F 2

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	350	354	346
35	285	288	282

(f) S d - F 3

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	496	509	482
35	397	407	386

(g) S d - N 1

(単位 :  $\text{cm/s}^2$ )

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	332	336	327
35	268	271	265

表 3-2(1) 最大応答せん断ひずみ (NS 方向) (1/2)

(a) S d - D 1

(単位 :  $\times 10^{-3}$ )

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(4)	0.295	0.302	0.286
(12)	0.249	0.255	0.240

(b) S d - D 2

(単位 :  $\times 10^{-3}$ )

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(4)	0.297	0.307	0.285
(12)	0.253	0.263	0.240

(c) S d - D 3

(単位 :  $\times 10^{-3}$ )

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(4)	0.258	0.264	0.249
(12)	0.215	0.221	0.208

(d) S d - F 1

(単位 :  $\times 10^{-3}$ )

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(4)	0.186	0.188	0.182
(12)	0.159	0.161	0.157

表 3-2(2) 最大応答せん断ひずみ (NS 方向) (2/2)

(e) S d - F 2

(単位 :  $\times 10^{-3}$ )

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(4)	0.238	0.245	0.230
(12)	0.217	0.223	0.209

(f) S d - F 3

(単位 :  $\times 10^{-3}$ )

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(4)	0.249	0.252	0.244
(12)	0.200	0.203	0.195

(g) S d - N 1

(単位 :  $\times 10^{-3}$ )

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(4)	0.282	0.284	0.279
(12)	0.249	0.250	0.246

表 3-2(3) 最大応答せん断ひずみ (EW 方向) (1/2)

(a) S d - D 1

(単位 :  $\times 10^{-3}$ )

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(34)	0.460	0.463	0.457

(b) S d - D 2

(単位 :  $\times 10^{-3}$ )

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(34)	0.443	0.450	0.433

(c) S d - D 3

(単位 :  $\times 10^{-3}$ )

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(34)	0.334	0.336	0.329

(d) S d - F 1

(単位 :  $\times 10^{-3}$ )

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(34)	0.276	0.275	0.277

(e) S d - F 2

(単位 :  $\times 10^{-3}$ )

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(34)	0.285	0.284	0.288



表 3-2(4) 最大応答せん断ひずみ (EW 方向) (2/2)

(f) S d - F 3

(単位 :  $\times 10^{-3}$ )

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(34)	0.325	0.325	0.324

(g) S d - N 1

(単位 :  $\times 10^{-3}$ )

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(34)	0.326	0.329	0.322

表 3-3(1) T/G ペデスタルと建屋の相対変位 (NS 方向) (1/2)

(a) ケース 1

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d - D 1	S d - D 2	S d - D 3	S d - F 1	S d - F 2	S d - F 3	S d - N 1	最大値
22.75	9.3	10.0	9.0	5.1	9.4	7.5	6.7	10.0
13.75	7.8	8.4	7.7	4.5	7.8	6.4	6.2	8.4

(b) ケース 2

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d - D 1	S d - D 2	S d - D 3	S d - F 1	S d - F 2	S d - F 3	S d - N 1	最大値
22.75	9.6	10.2	9.1	5.1	9.5	7.7	6.9	10.2
13.75	8.0	8.6	7.7	4.4	8.0	6.4	6.2	8.6

(c) ケース 3

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d - D 1	S d - D 2	S d - D 3	S d - F 1	S d - F 2	S d - F 3	S d - N 1	最大値
22.75	9.0	9.7	8.9	5.0	9.1	7.3	6.5	9.7
13.75	7.6	8.2	7.6	4.4	7.7	6.3	6.1	8.2

表 3-3(2) T/G ペデスタルと建屋の相対変位 (EW 方向) (2/2)

(a) ケース 1

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d - D 1	S d - D 2	S d - D 3	S d - F 1	S d - F 2	S d - F 3	S d - N 1	最大値
22.75	12.0	13.5	9.7	7.9	8.9	8.0	8.3	13.5
13.75	8.6	9.6	6.6	5.4	6.4	5.5	5.8	9.6

(b) ケース 2

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d - D 1	S d - D 2	S d - D 3	S d - F 1	S d - F 2	S d - F 3	S d - N 1	最大値
22.75	12.3	13.9	9.8	8.0	9.1	8.1	8.5	13.9
13.75	8.8	9.9	6.8	5.5	6.6	5.6	5.9	9.9

(c) ケース 3

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d - D 1	S d - D 2	S d - D 3	S d - F 1	S d - F 2	S d - F 3	S d - N 1	最大値
22.75	11.5	13.1	9.4	7.7	8.6	7.8	8.0	13.1
13.75	8.2	9.2	6.4	5.2	6.2	5.4	5.5	9.2