

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-024-3 改5
提出年月日	2020年4月16日

下位クラス施設の波及的影響の検討について

2020年4月

東京電力ホールディングス株式会社

## 目 次

1. 概要	1
2. 波及的影響に関する評価方針	2
2.1 基本方針	2
2.2 下位クラス施設の抽出方法	4
2.3 影響評価方法	4
2.4 プラント運転状態による評価対象の考え方	4
3. 事象検討	6
3.1 別記 2 に記載された事項に基づく事象検討	6
3.2 地震被害事例に基づく事象の検討	7
3.2.1 被害事例とその要因の整理	7
3.2.2 追加考慮すべき事象の検討	7
3.3 津波，火災，溢水による影響評価	9
3.4 周辺斜面の崩壊による影響評価	9
4. 上位クラス施設の確認	10
5. 下位クラス施設の抽出及び影響評価方法	22
5.1 相対変位又は不等沈下による影響	22
5.2 接続部における相互影響	26
5.3 建屋内における損傷，転倒及び落下等による影響	34
5.4 建屋外における損傷，転倒及び落下等による影響	36
6. 下位クラス施設の検討結果	38
6.1 相対変位又は不等沈下による影響検討結果	38
6.1.1 抽出手順	38
6.1.2 下位クラス施設の抽出結果	38
6.1.3 影響評価結果	38
6.2 接続部における相互影響検討結果	49
6.2.1 抽出手順	49
6.2.2 接続部の抽出及び影響評価対象の選定結果	49
6.2.3 影響評価結果	49
6.3 建屋内における損傷，転倒及び落下等による影響検討結果	85
6.3.1 抽出手順	85
6.3.2 下位クラス施設の抽出結果	85
6.3.3 影響評価結果	85
6.4 建屋外における損傷，転倒及び落下等による影響検討結果	143
6.4.1 抽出手順	143
6.4.2 下位クラス施設の抽出結果	143
6.4.3 影響評価結果	143

## 添 付 資 料

- 添付資料 1-1 波及的影響評価に係る現地調査の実施要領
  - 添付資料 1-2 波及的影響評価に係る現地調査記録
  - 添付資料 2 海水ポンプ用天井クレーンの上位クラス施設への波及的影響評価について
  - 添付資料 3-1 原子力発電所における地震被害事例の要因整理
  - 添付資料 3-2 福島第二原子力発電所における地震被害事例の要因整理
  - 添付資料 4 周辺斜面の崩落等による施設への影響について
  - 添付資料 5 上位クラス施設に隣接する下位クラス施設の支持地盤について
  - 添付資料 6 設置予定施設に対する波及的影響評価手法について
  - 添付資料 7 5号機主排気筒の波及的影響について
  - 添付資料 8 5号機タービン建屋の波及的影響について
  - 添付資料 9 緊急時対策所に対する周辺建屋の波及的影響について
  - 添付資料 10 下位クラス施設の損傷等による機械的荷重の影響について
- 
- 参考資料 1-1 上位クラス電路に対する下位クラス施設からの波及的影響の検討について
  - 参考資料 1-2 上位クラス計装配管に対する下位クラス施設からの波及的影響（損傷・転倒・落下）の検討について
  - 参考資料 2 上位クラス施設と隔離されずに接続する下位クラスベント配管の閉塞影響について
  - 参考資料 3 設置変更許可時からの相違点について
  - 参考資料 4 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の抽出における先行 BWR プラントとの差異について

今回提出範囲

## 5号機タービン建屋の波及的影響について

## 1. 概要

本資料は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、5号機タービン建屋（以下「タービン建屋」という。）が緊急時対策所（5号機原子炉建屋内緊急時対策所）（以下「5号機原子炉建屋」という。）に対して波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。その波及的影響評価は、5号機原子炉建屋の有する機能が保持されることを確認するために、下位クラス施設であるタービン建屋の構造物全体としての変形性能の評価及び5号機原子炉建屋への相対変位による評価を行う。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

タービン建屋の設置位置を図2-1に示す。

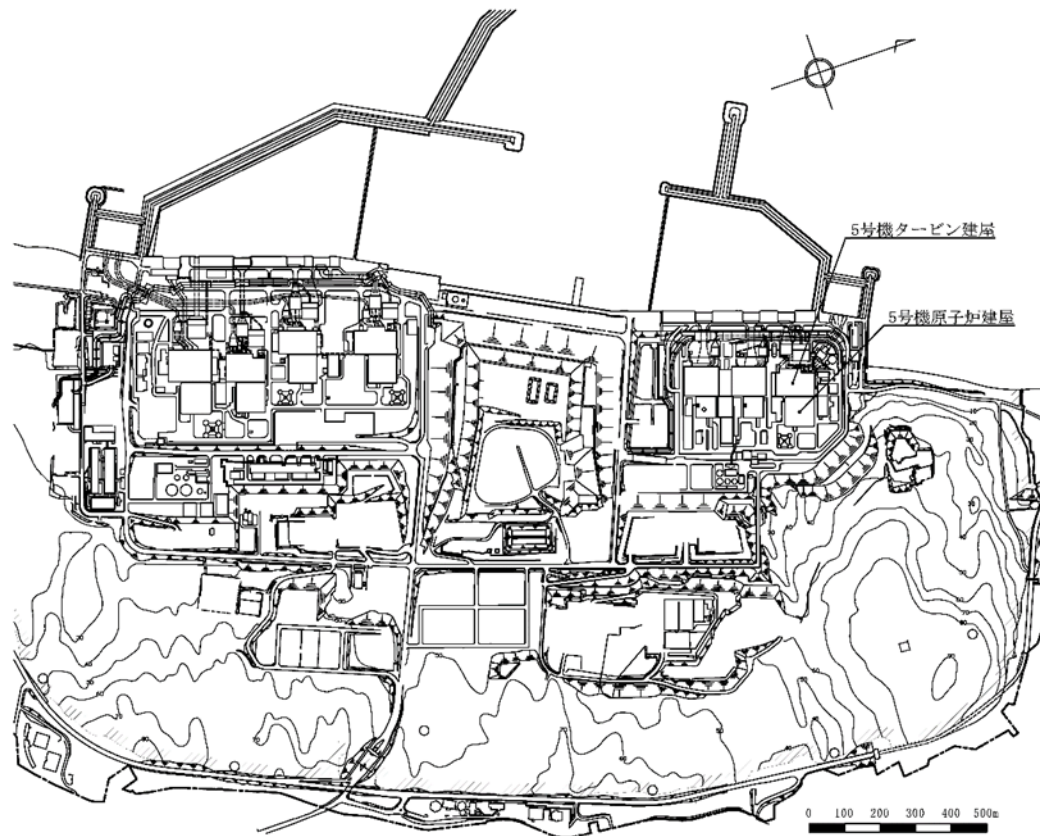


図2-1 タービン建屋の設置位置

## 2.2 構造概要

タービン建屋は、地上2階（一部3階）、地下2階の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造）の建物であり、基礎底面からの高さは49.3m（地上部33.1m，地下部16.2m）、平面の長さは、121.0m（NS方向）×76.0m（EW方向）である。タービン建屋の概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に示す。

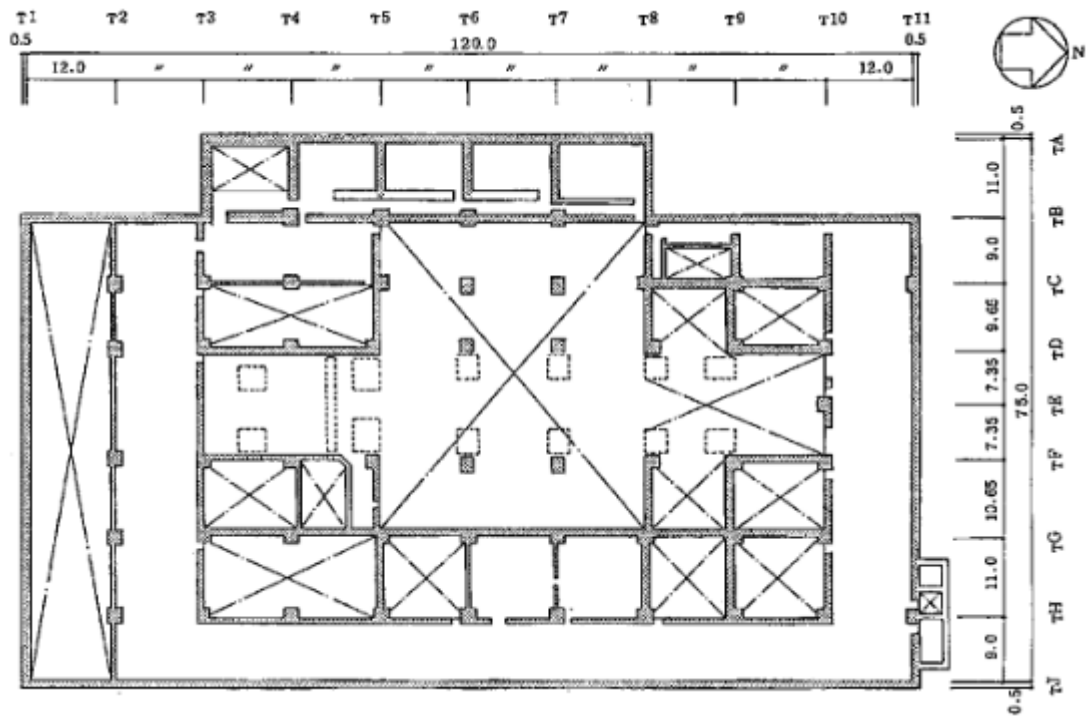
基礎スラブは厚さ2.3mのべた基礎（蒸気タービンの基礎のうちラーメン構造部（以降、T/G架台と称す）部分及びその周辺部は厚さ2.8m）で、直接又はマンメイドロックを介して支持地盤である泥岩盤上に設置されている。

蒸気タービンの基礎スラブとは、図2-2及び図2-3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24.0m、長さ67.56m、幅約14.5m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。

地震又は風による水平力に対しては、耐震壁、ブレース及びラーメン構造で負担する。更に、耐震壁の配置に当たっては、ねじれを少なくするために各階とも偏心ができるだけ少なくなるようにしている。また、水平力の伝達を平滑にするため各階床レベルは統一している。

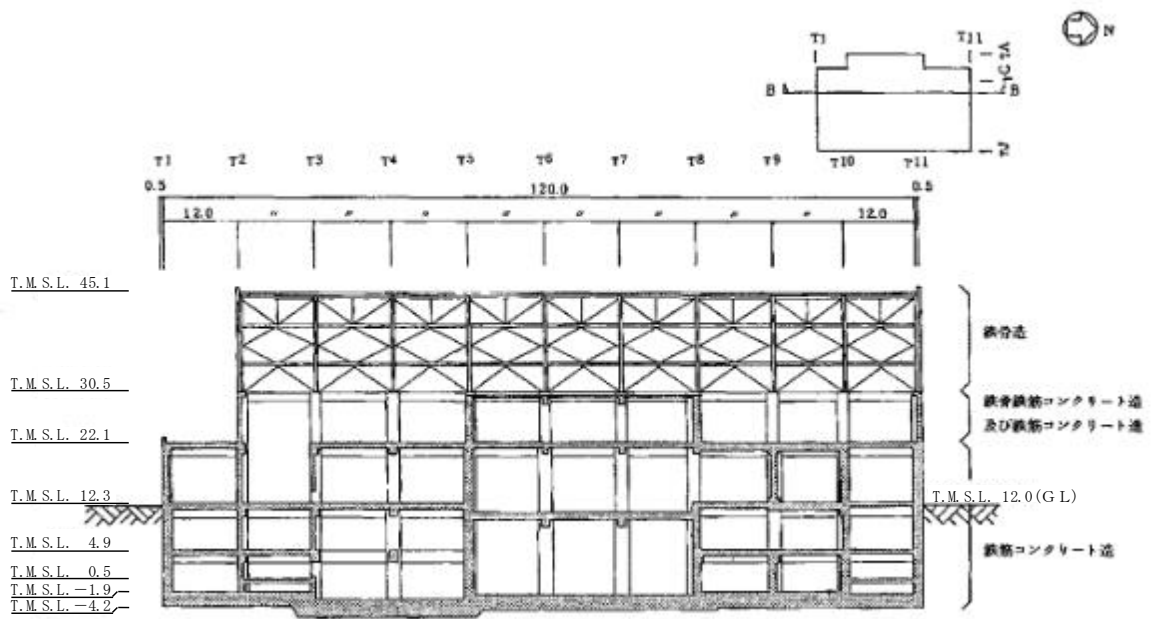
タービン建屋は隣接する5号機原子炉建屋とは構造的に分離されている。建屋配置図を図2-4に、5号機原子炉建屋とのクリアランスを図2-5に示す。



(単位：m)

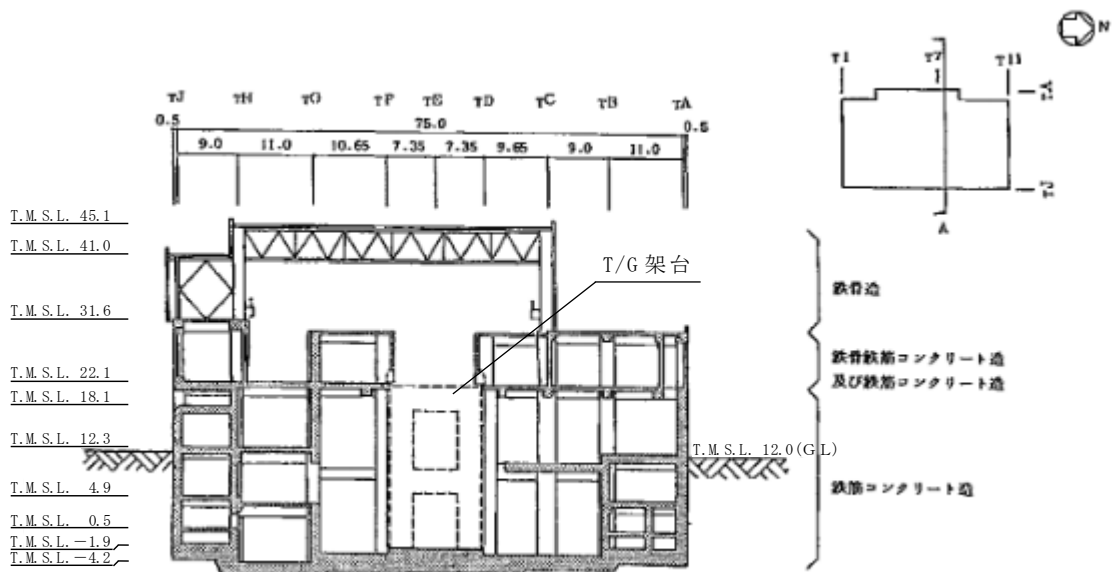
注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図2-2 タービン建屋の概略平面図（B2F, T.M.S.L. 0.5m）



(単位 : m)

NS方向

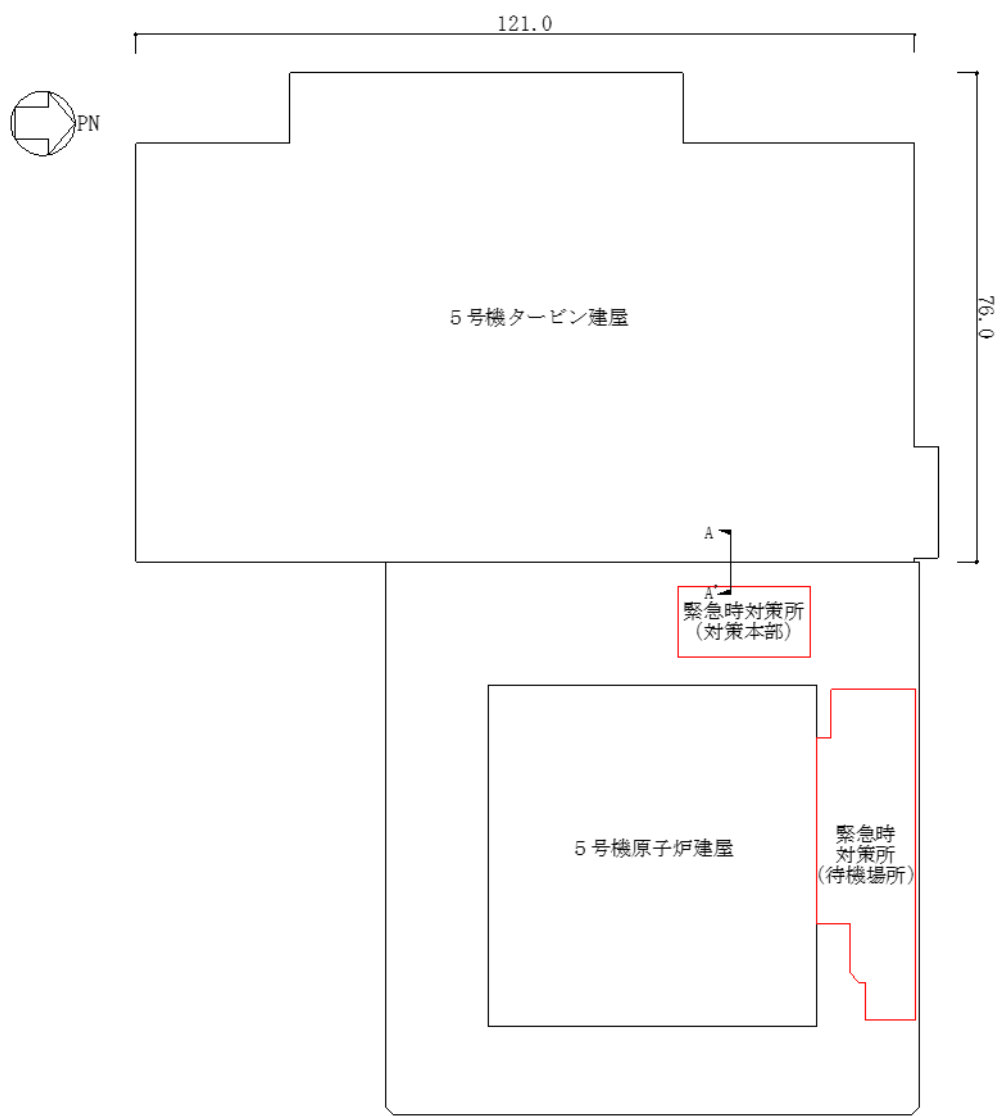


(単位 : m)

EW方向

図2-3 タービン建屋の概略断面図





(単位：m)

図2-4 建屋配置図

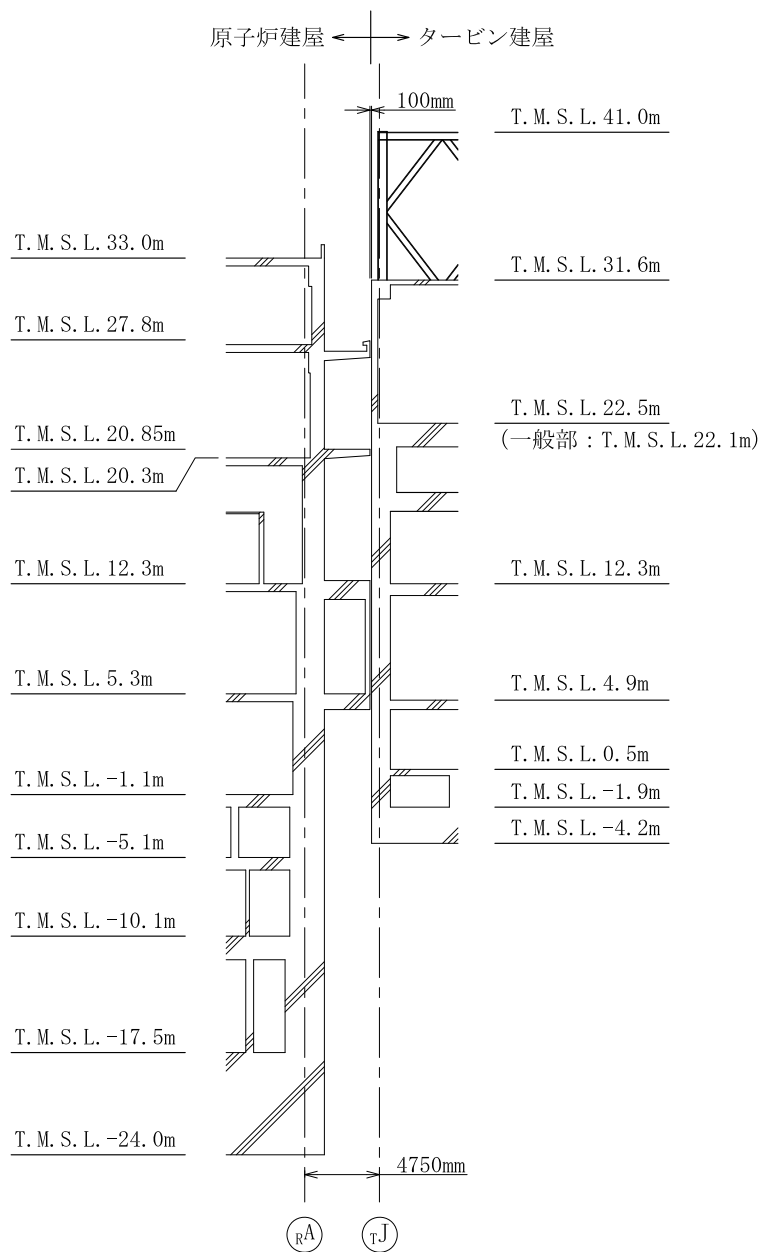


図2-5 原子炉建屋とタービン建屋のクリアランス (A-A'断面)

### 2.3 評価方針

タービン建屋は、5号機原子炉建屋と同じ運転状態を想定することから、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価を行う。

タービン建屋の重大事故等対処施設に対する波及的影響評価においては、基準地震動  $S_s$  に対する評価（以下「 $S_s$  地震時に対する評価」という。）を行うこととする。タービン建屋の波及的影響評価は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価において、層間変形角及びせん断ひずみの評価並びに5号機原子炉建屋との相対変位の評価を行うことで、5号機原子炉建屋への波及的影響確認を行う。層間変形角及びせん断ひずみの評価では、NS方向及びEW方向の地震応答解析結果から波及的影響確認を行い、相対変位の評価では、V-2-2-15「緊急時対策所の地震応答計算書」に基づき、接触する可能性が高い5号機原子炉建屋直交方向であるEW方向に対して波及的影響確認を行う。評価に当たっては、材料物性の不確かさを考慮する。

波及的影響の評価フローを図2-6に示す。

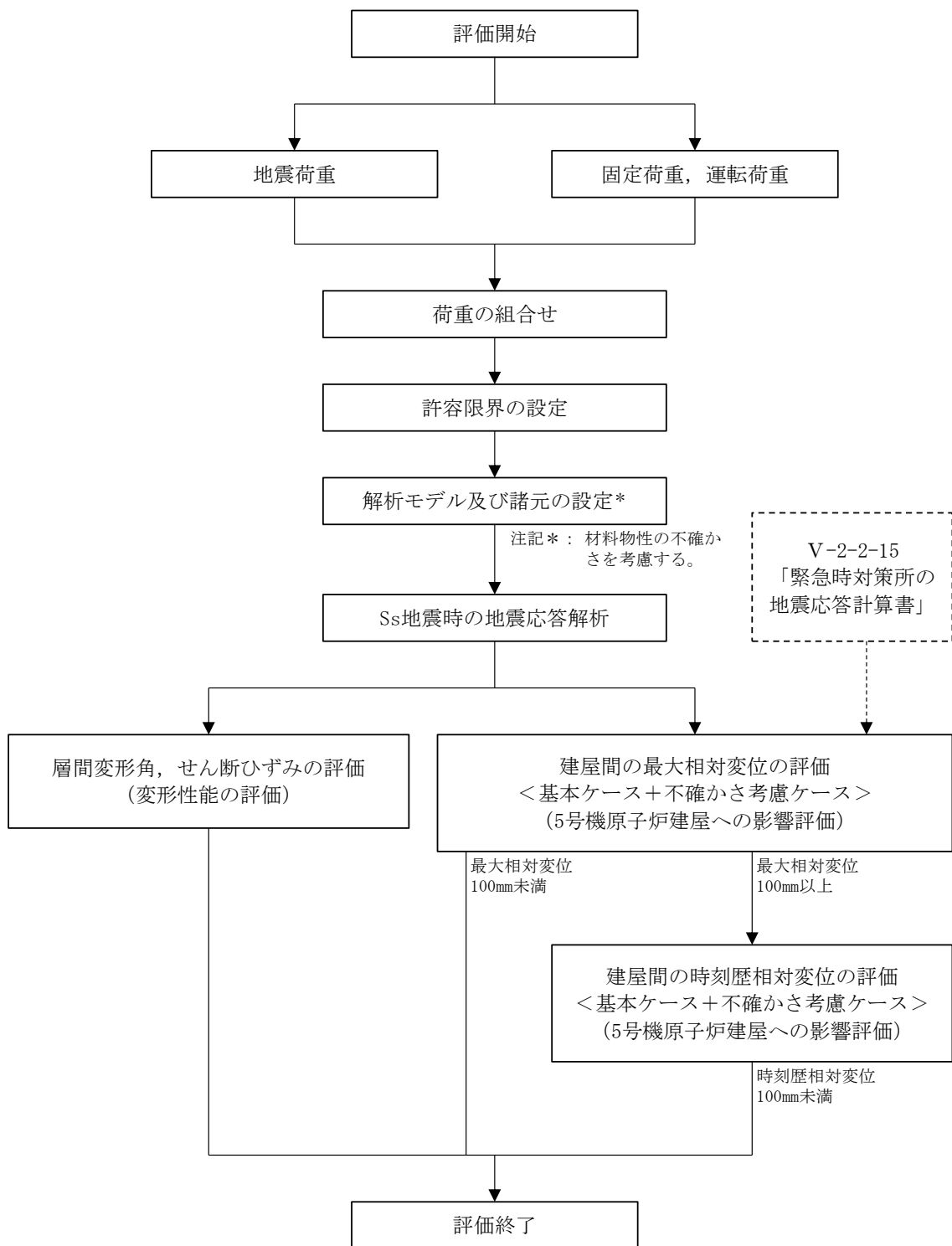


図2-6 タービン建屋の波及的影響の評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

タービン建屋の波及的影響の評価を行う際に適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999改定)
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005制定)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・ 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)
- ・ 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 2005改定)

### 3. 評価方法

#### 3.1 評価方針及び評価対象部位

タービン建屋の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

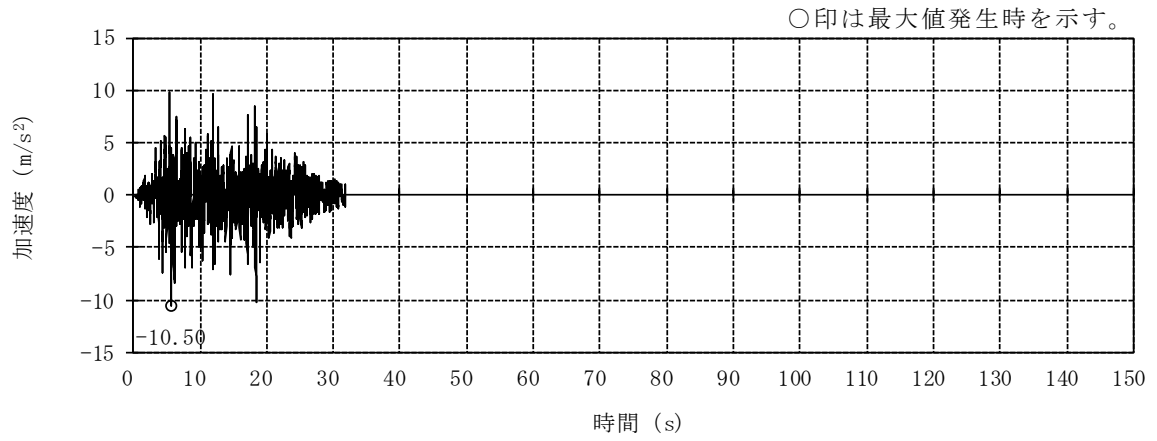
構造物全体としての変形性能の評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果から求められる層間変形角及びせん断ひずみによる評価を行うこととし、層間変形角の評価については「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針（（財）日本建築防災協会）」を参考とした許容限界を超えないことを確認し、せん断ひずみの評価については「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）」（以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。）に基づき設定した許容限界を超えないことを確認することにより、タービン建屋が倒壊しないことを確認する。層間変形角の評価対象部位はT.M.S.L. 31.6mより上部の鉄骨フレーム部とし、せん断ひずみの評価対象部位はT.M.S.L. 31.6mより下部の耐震壁とする。

5号機原子炉建屋との相対変位による評価では、両建屋の最大応答変位の絶対値和（以下「最大相対変位」という。）と建屋間のクリアランスの大小関係により、隣接する5号機原子炉建屋への衝突の有無を確認する。最大相対変位が許容限界を超える場合は、両建屋の時刻歴上の相対変位（以下「時刻歴相対変位」という。）から衝突の有無を確認する。

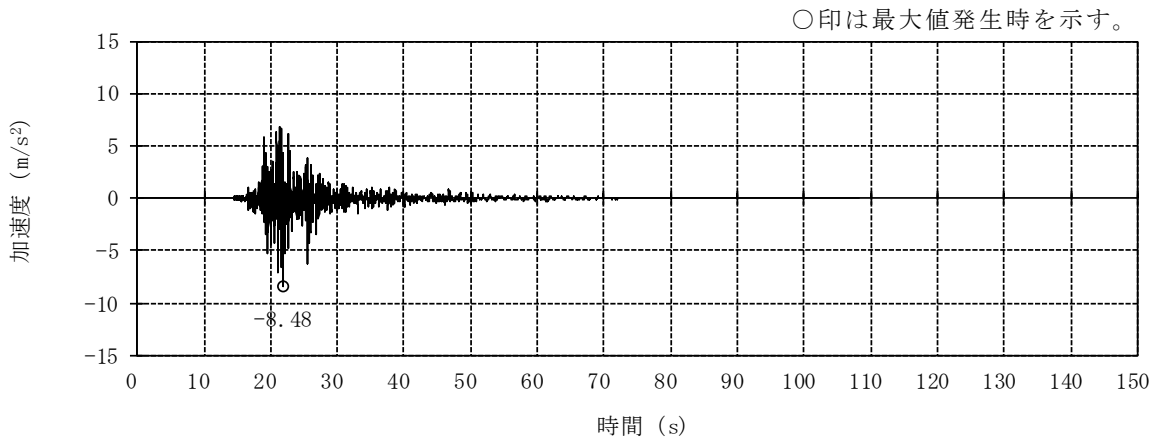
以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

#### 3.2 設計用模擬地震波

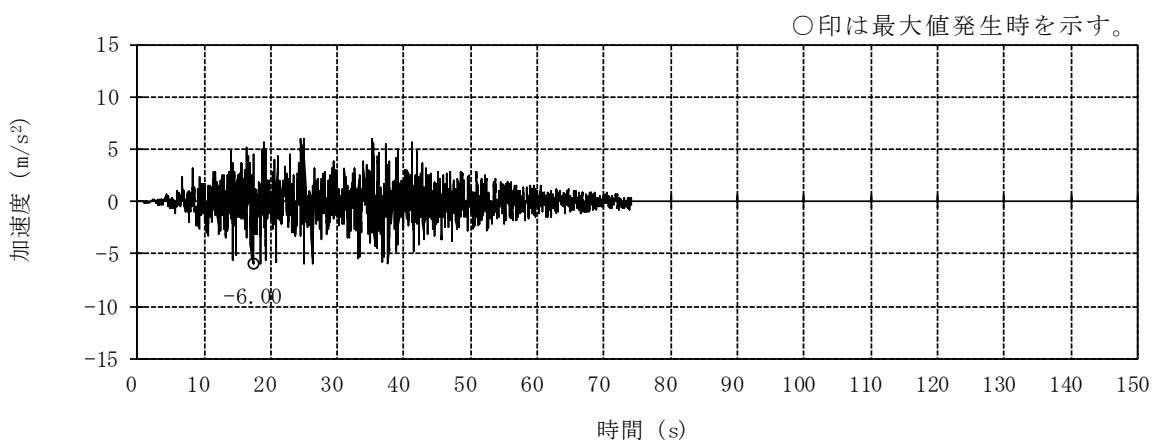
タービン建屋の地震応答解析に用いる設計用模擬地震波は、V-2-1-2「基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波のうち、上位クラス施設である5号機原子炉建屋の評価で用いた地震波である基準地震動  $S_s$  を用いることとする。地震応答解析に用いた設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3-1～図3-3に示す。



(a) S<sub>s</sub>-1H

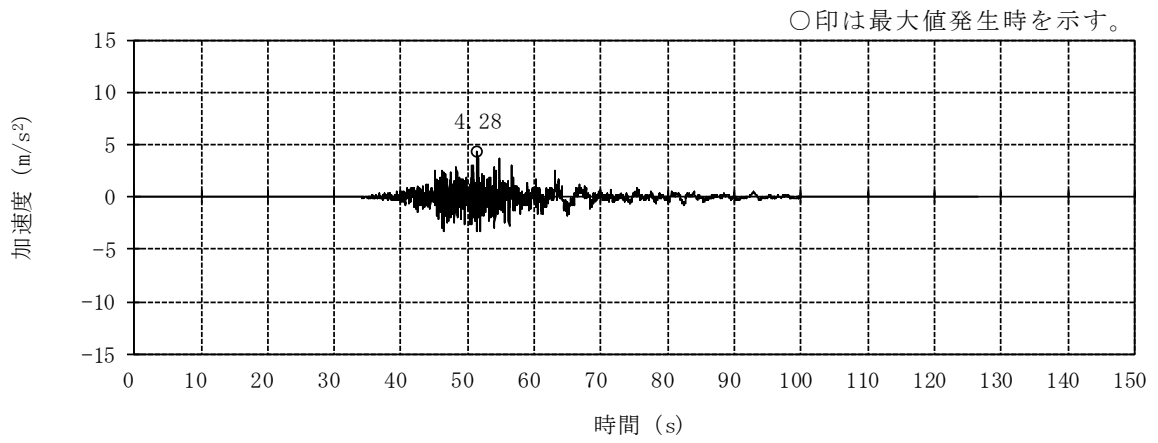


(b) S<sub>s</sub>-2NS

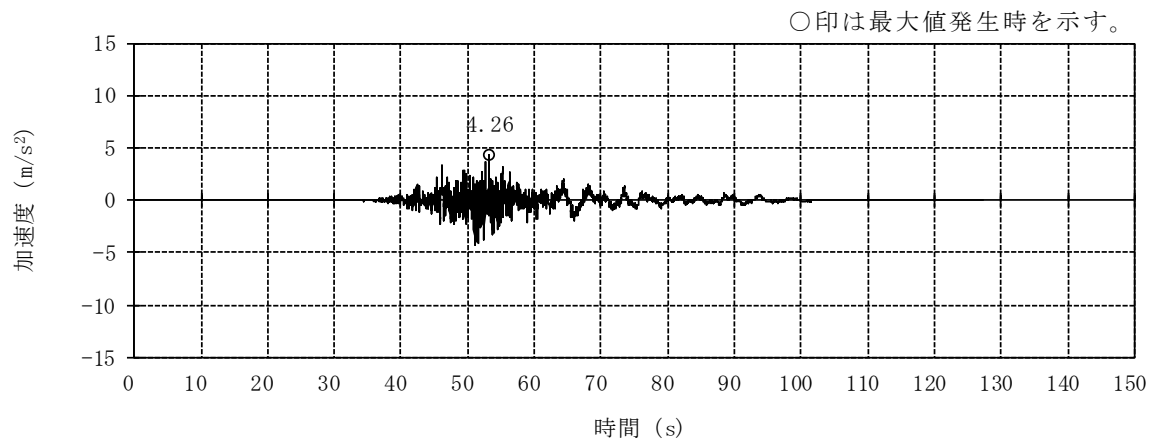


(c) S<sub>s</sub>-3H

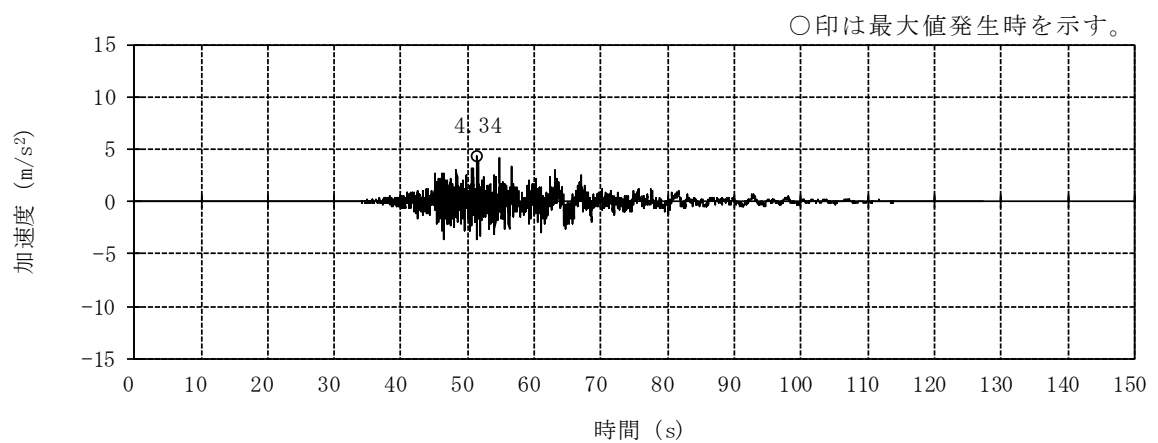
図3-1 入力地震動の加速度時刻歴波形（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）（1/3）



(d) S<sub>s</sub>-4NS



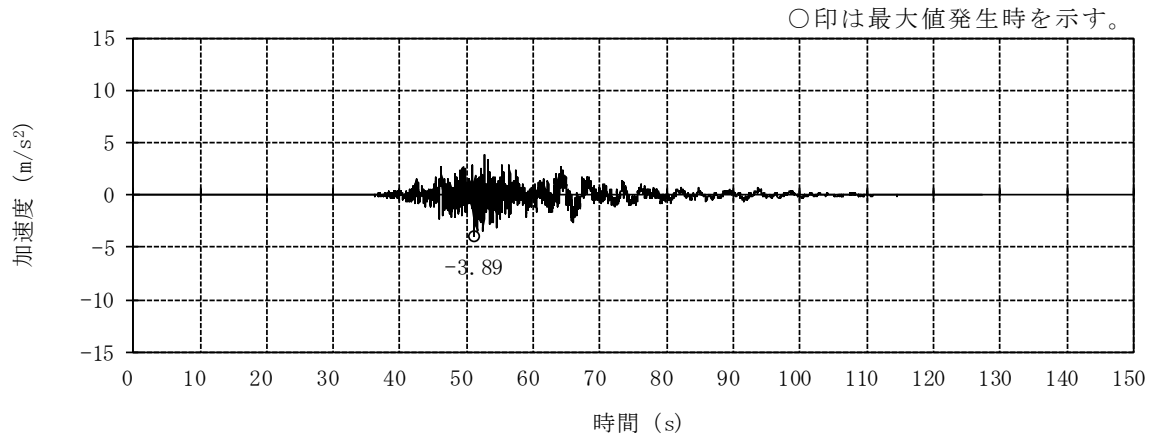
(e) S<sub>s</sub>-5NS



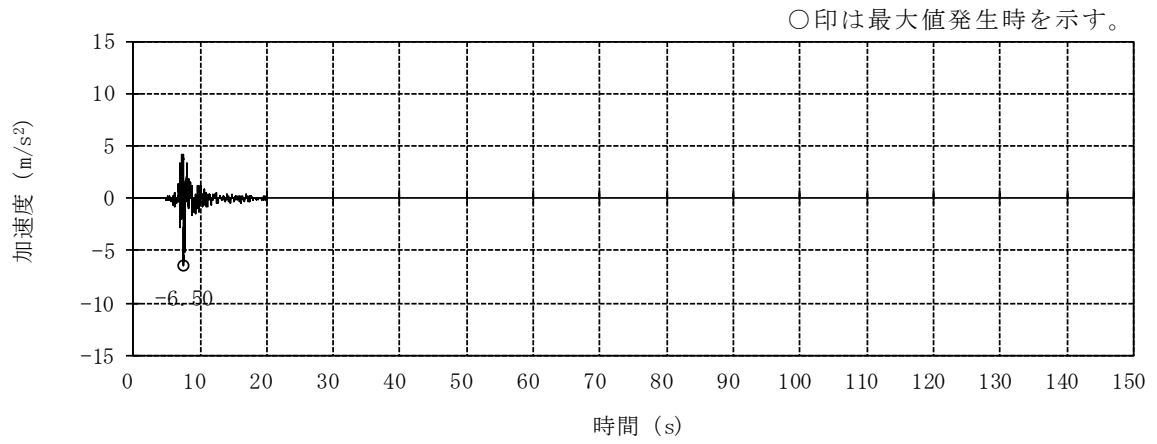
(f) S<sub>s</sub>-6NS

図3-1 入力地震動の加速度時刻歴波形（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）（2/3）



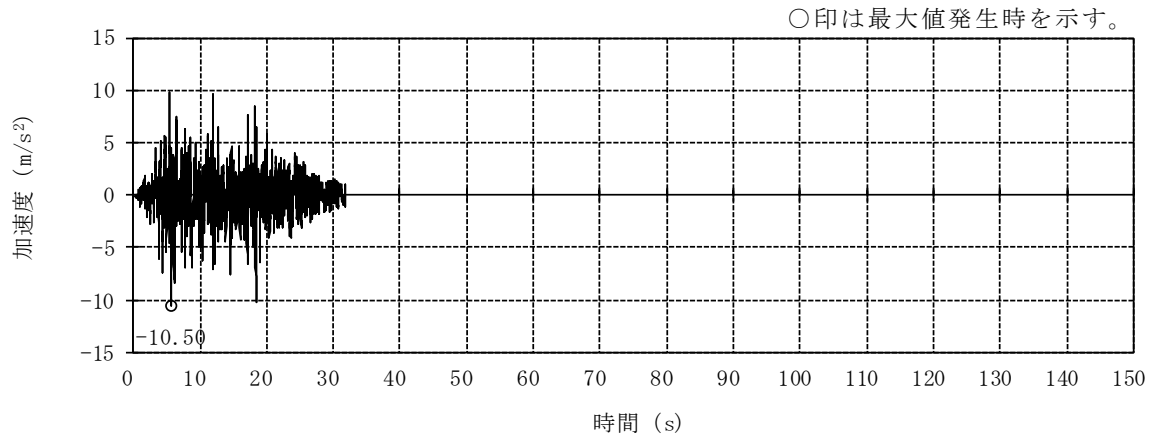


(g) Ss-7NS

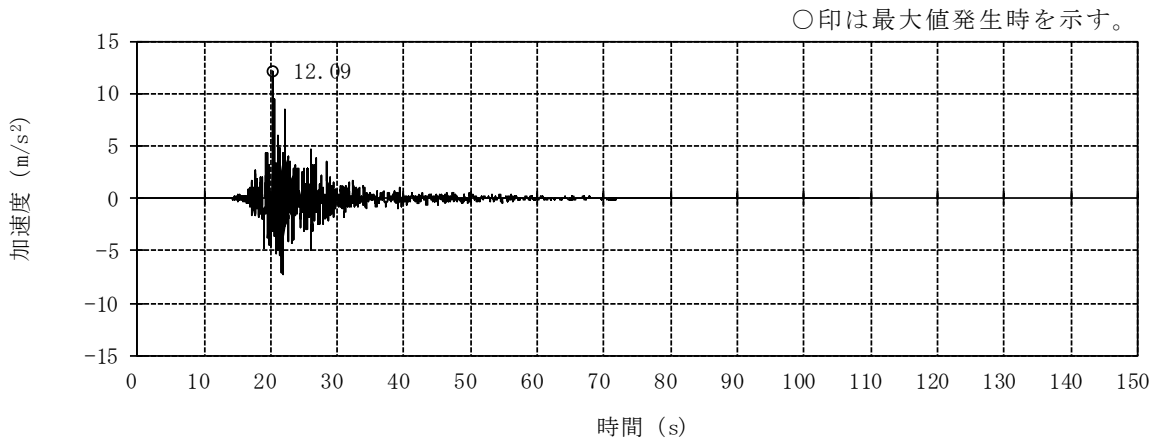


(h) Ss-8H

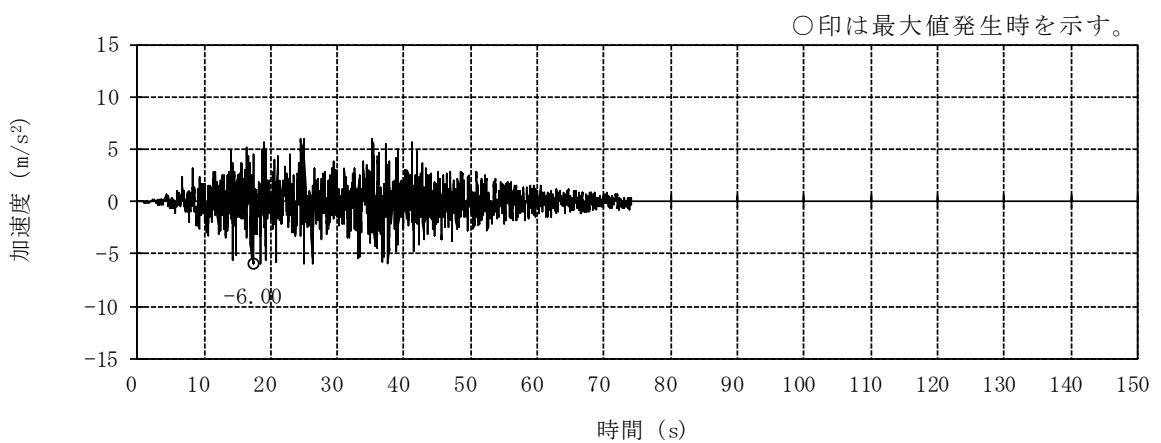
図3-1 入力地震動の加速度時刻歴波形（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）（3/3）



(a) S<sub>s</sub>-1H

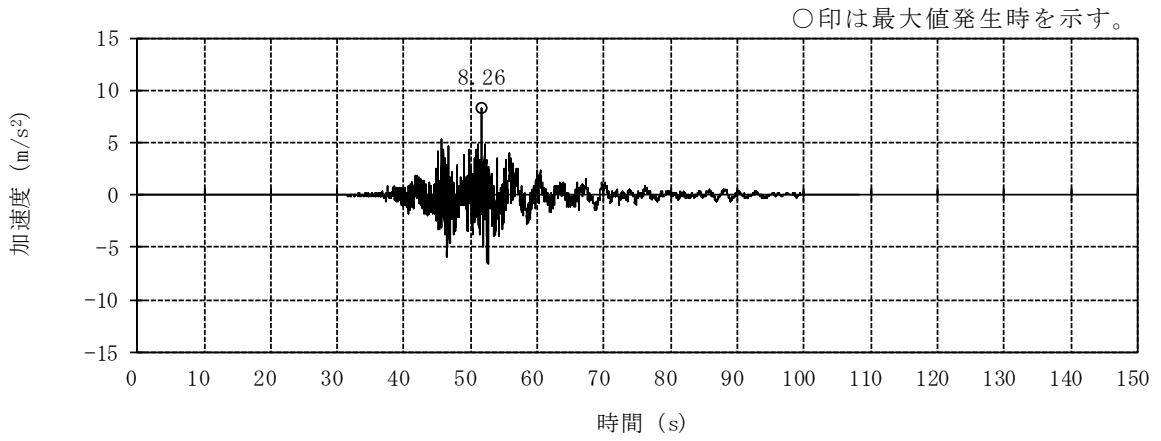


(b) S<sub>s</sub>-2EW

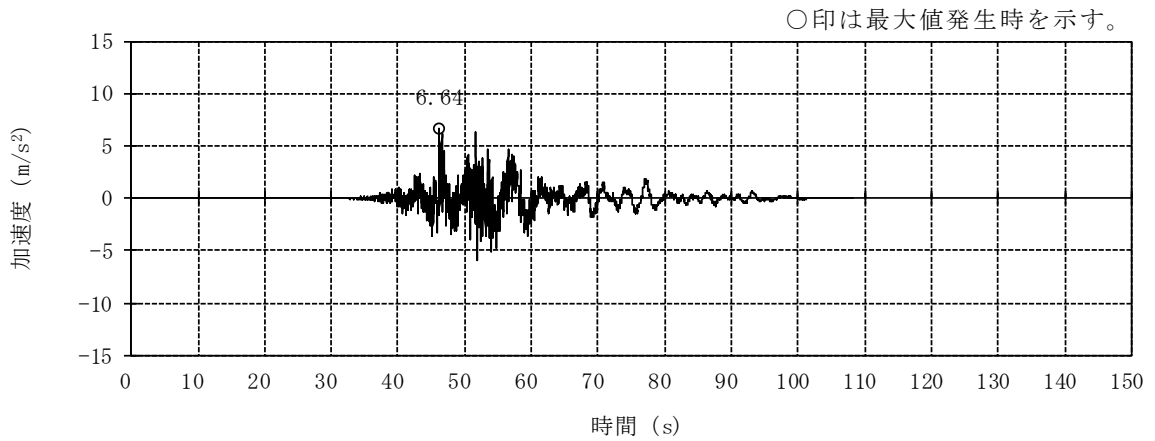


(c) S<sub>s</sub>-3H

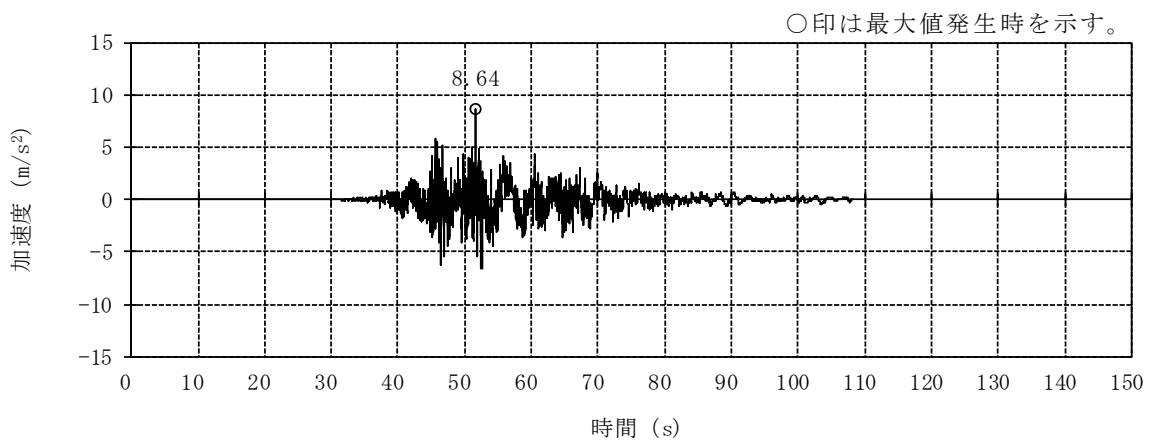
図3-2 入力地震動の加速度時刻歴波形（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（1/3）



(d) S<sub>s</sub>-4EW

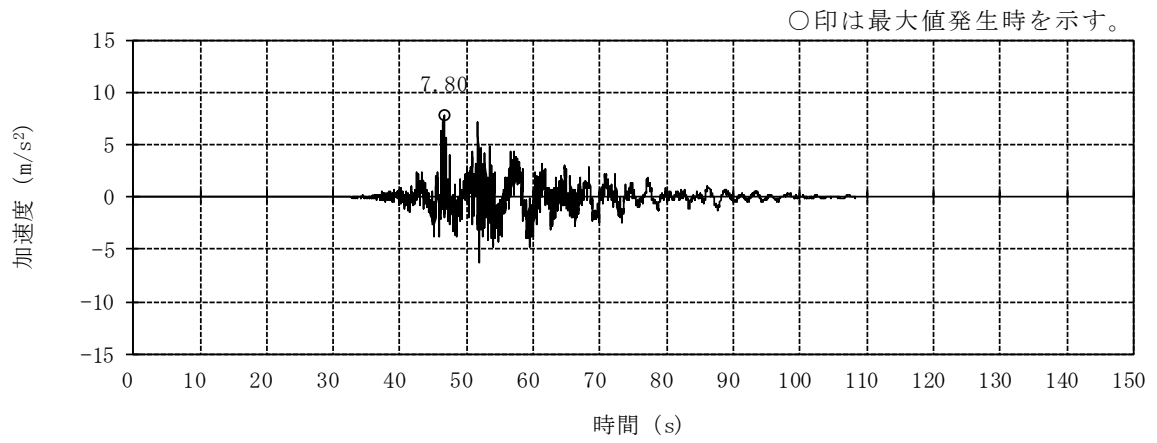


(e) S<sub>s</sub>-5EW

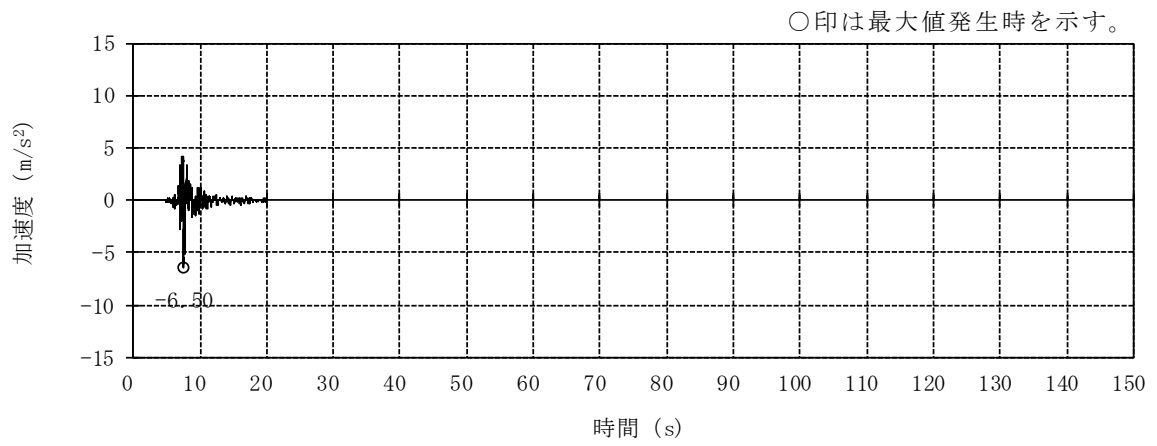


(f) S<sub>s</sub>-6EW

図3-2 入力地震動の加速度時刻歴波形（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（2/3）

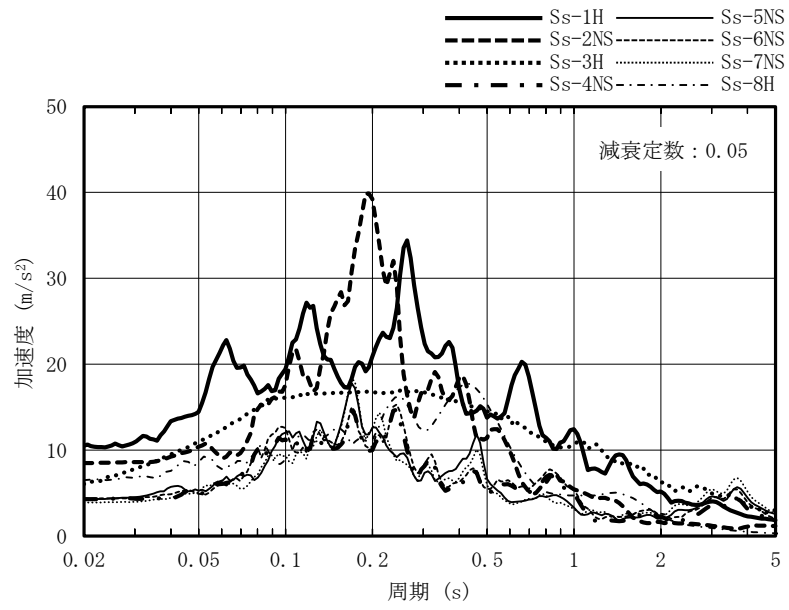


(g) Ss-7EW

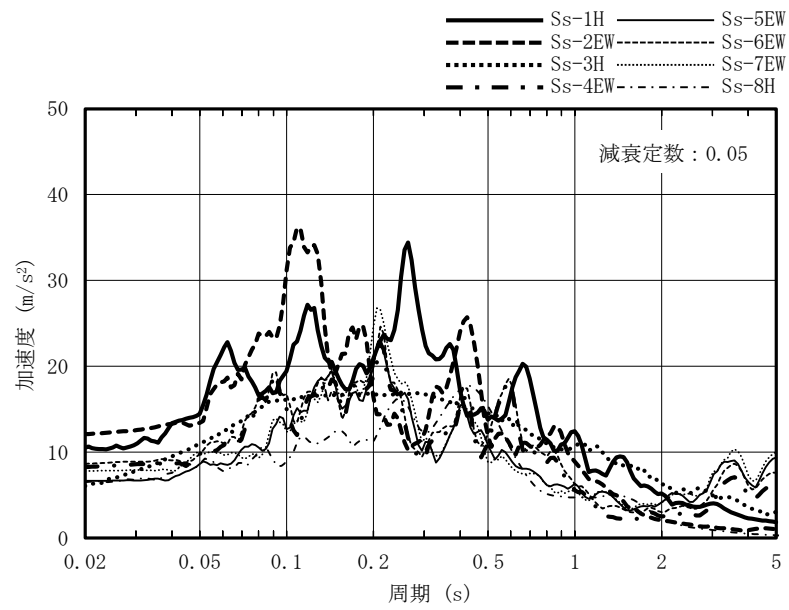


(h) Ss-8H

図3-2 入力地震動の加速度時刻歴波形（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（3/3）



(a) NS方向



(b) EW方向

図3-3 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s)

### 3.3 荷重及び荷重組合せ

荷重は、上位クラス施設である5号機原子炉建屋の荷重条件と同じとし、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いることとする。荷重の組合せを表3-1に示す。

表3-1 荷重の組合せ

荷重の組合せ
$G + P + S_s$

〔記号の説明〕

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態  
(原子炉冷却材喪失時の状態は除く。)における運転荷重

$S_s$  : 基準地震動  $S_s$  により定まる地震力

### 3.4 許容限界

タービン建屋の5号機原子炉建屋に対する波及的影響評価における許容限界は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき、表3-2のとおり設定する。

表3-2 波及的影響評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
5号機原子炉建屋に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S <sub>s</sub>	鉄骨フレーム	最大層間変形角が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	最大層間変形角 1/30*
		耐震壁	最大せん断ひずみが波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ $4.00 \times 10^{-3}$
		タービン建屋 及び 5号機原子炉建屋	建屋間の相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	相対変位 100 mm

注記\*：「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針（(財)日本建築防災協会）」を参考に許容限界を設定している。なお、被災度区分判定基準においては、柱の残留傾斜角が1/30を超えた場合に大破と判定しているが、保守的に最大層間変形角を用いて評価を行う。

### 3.5 解析方法

#### 3.5.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値を表3-3に示す。

ここで、コンクリート剛性については、実現象に近い応答を模擬するという観点から、建設時コンクリートの28日強度データに基づき設定した実強度を用いて算定する。

表3-3 建物・構築物の物性値

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, T/G架台及び 基礎スラブ	コンクリート* : $\sigma_c = 31.3$ (N/mm <sup>2</sup> ) ( $\sigma_c = 320$ kgf/cm <sup>2</sup> ) 鉄筋 : SD35 (SD345相当)	$2.48 \times 10^4$	$1.03 \times 10^4$	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。



地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した質点系モデルとする。長辺方向であるNS方向は、建屋全体としての曲げ剛性が非常に高いため、等価なせん断剛性を考慮したモデルとし、短辺方向であるEW方向は、曲げ及びせん断剛性を考慮したモデルとして弾塑性時刻歴応答解析を行う。

建屋のモデル化は、実現象に近い応答を模擬するという観点から設計時には考慮していなかった補助壁を耐震要素として位置づけ、地震応答解析モデルに取り込む。地震応答解析モデルを図3-4に、地震応答解析モデルの諸元を表3-4及び表3-5に示す。

地盤は、地盤調査に基づき水平成層地盤とし、基礎底面地盤ばねについては、「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 ((社) 日本電気協会)」(以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。)により、成層補正を行ったのち、振動アドミタンス理論に基づき求めたスウェイ及びロッキングの地盤ばねを近似法により定数化して用いる。このうち、基礎底面のロッキング地盤ばねには、基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「G R I M P 2」を用いる。

また、埋込み部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」により、Novakの方法に基づき求めた水平ばねを、基礎底面地盤ばねと同様に、近似法により定数化して用いる。なお、地盤表層部(埋戻土)については、基準地震動 $S_s$ による地盤応答レベルを踏まえ、表層部では建屋-地盤相互作用が見込めないと判断し、この部分の地盤ばねは考慮しない。建屋側面の水平ばねの評価には、解析コード「N V K 2 6 3」を用いる。

解析モデルへの入力地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 $S_s$ に対する地盤の応答として評価する。また、基礎底面レベルにおけるせん断力(以下「切欠き力」という。)を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図3-5に示す。入力地震動の算定には、解析コード「K S H A K E」を用いる。

基準地震動 $S_s$ に対する地盤定数を表3-6~表3-13に示す。なお、地盤定数は地盤のひずみ依存特性を考慮して求めた等価地盤物性値を用いる。ひずみ依存特性については、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく。設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置(T.M.S.L.-4.2m)における入力地震動の加速度応答スペクトルを図3-6に示す。地震応答解析に用いる地盤ばねの記号を図3-7に、地盤のばね定数と減衰係数を表3-14~表3-21に示す。

復元力特性は、建屋の方向別に、振動モデル各軸のモデル化範囲における耐震要素の水平断面形状より「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づいて設定す

る。

なお，地震応答解析に用いる解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）」の概要に示す。

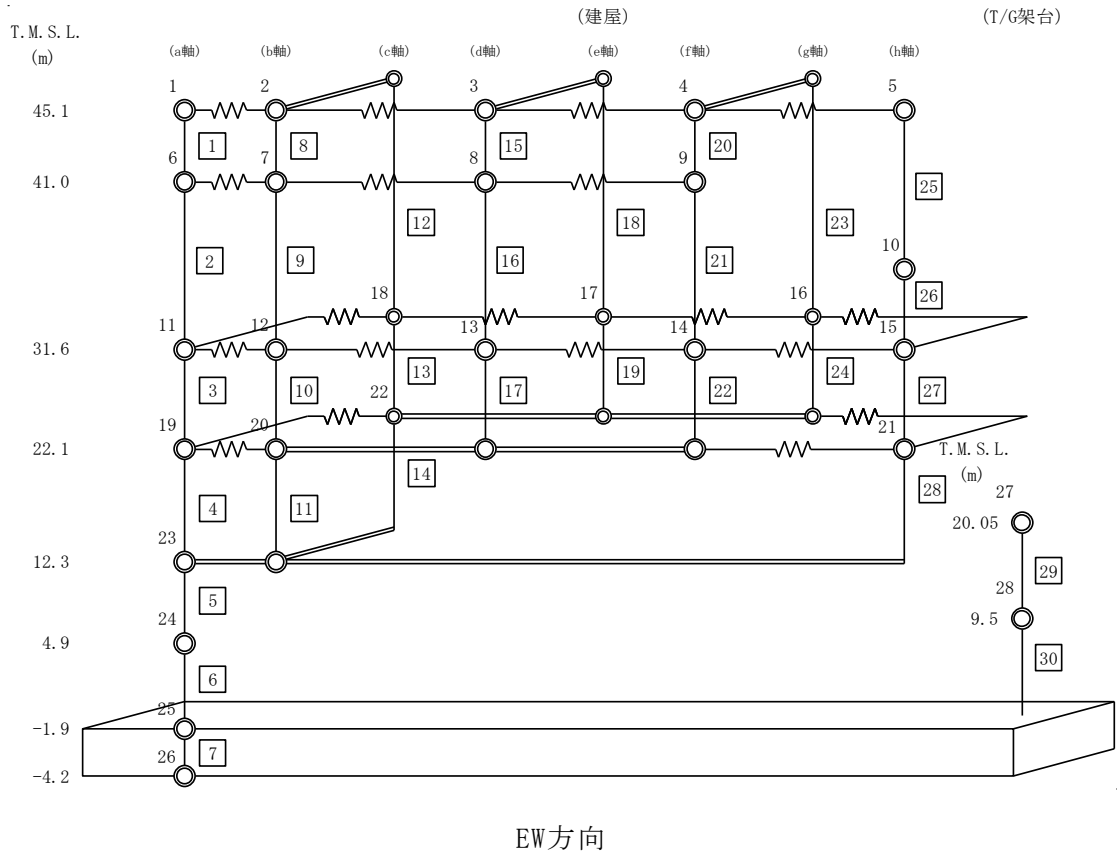
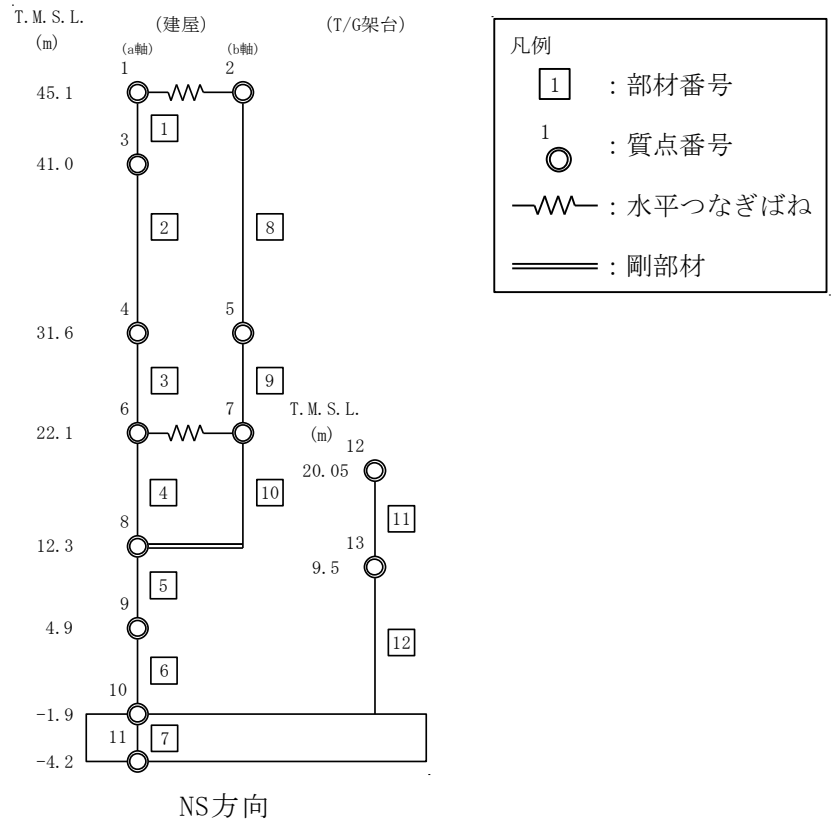


図3-4 地震応答解析モデル

表3-4 地震応答解析モデル諸元 (NS方向)

(a) 重量・回転慣性重量

T. M. S. L. (m)	T/G架台	建屋		
		1	2	
45.1		25320	24920	
		—	—	
3				
41.0		11280		
—				
31.6		4	5	
		71010	77130	
—		—	—	
22.1		12	6	7
		105910	263700	186720
—	—	—	—	
12.3	13	8		
	56670	515440		
—	—	—		
4.9	9			
	404230			
—	—	—		
-1.9	10			
	634340			
—	—	—		
-4.2	11			
	247270			
—	—	3010.6		

質点番号
重量(kN)
回転慣性重量( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )

(b) せん断断面積・断面二次モーメント

T. M. S. L. (m)	T/G架台	建屋		
		1	8	
45.1		3.04	2.58	
		—		
41.0		2	4.23	—
—		—	—	—
31.6		3	9	
		142.50	111.40	
—		—	—	—
22.1		11	4	10
		20.20	308.24	301.28
—		—	—	—
12.3	12	5		
	12.80	786.25		
—		—		
4.9	6			
	—	735.93		
—	—	—		
-1.9	7			
	8536.00			
—	—	—		

①コンクリート部  
ヤング係数 E  $2.48 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数 G  $1.03 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
ポアソン比  $\nu$  0.20  
減衰定数 h 5%

②鉄骨部  
ヤング係数 E  $2.05 \times 10^5$  (N/mm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数 G  $7.90 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
ポアソン比  $\nu$  0.30  
減衰定数 h 2%

基礎形状 121.0m(NS方向) × 76.0m(EW方向)

部材番号
せん断断面積(m <sup>2</sup> )
断面二次モーメント(m <sup>4</sup> )

表3-5 地震応答解析モデル諸元 (EW方向) (1/2)

(a) 重量・回転慣性重量

T. M. S. L. (m)	T/G架台	建屋							
		1	2	3	4	5	6	7	8
45.1		9440	9580	9580	10170	11470			
		—	—	—	—	—			
41.0		2630	2910	3170	2570	10320			
		—	—	—	—	—			
31.6		25880	9760	16810	10280	24250	10710	13740	26390
		—	—	—	—	—	—	—	—
22.1		105910	90450	150580	120670				88720
		—	—	—	—				—
12.3		56670	515440						
		—	—						
4.9		404230							
		—							
-1.9		634340							
		—							
-4.2		247270							
		1127.8							

質点番号
重量(kN)
回転慣性重量( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )

表3-5 地震応答解析モデル諸元 (EW方向) (2/2)

(b) せん断断面積・断面二次モーメント

T. M. S. L. (m)	T/G架台	建屋							
		1	8	12	15	18	20	23	25
45.1		2.42	0.40	0.15	0.40	0.14	0.61	0.14	2.44
		—	—		—		—		—
41.0		2	9	—	16	—	21	—	26
		2.25	0.83		0.83		—		26.30
31.6		—	—	—	—	—	—	—	—
		3	10		13		17		19
22.1		52.10	18.90	16.03	16.80	0.82	21.66	26.86	46.40
		14660	311	1924	228	1890	276	2291	15800
12.3	22.40	29	4	11	14				28
		13.40	150.00	90.50	135.26				154.35
4.9	—	—	85020	9385	19800				69130
		30	5						
-1.9		585.58							
		22.40		217000					
		6							
		—							572.33
		210300							
		7							
		8536.00							
		—							

①コンクリート部

ヤング係数 E  $2.48 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G  $1.03 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.20  
 減衰定数 h 5%

②鉄骨部

ヤング係数 E  $2.05 \times 10^5$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G  $7.90 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.30  
 減衰定数 h 2%

基礎形状 121.0m(NS方向) × 76.0m(EW方向)

部材番号
せん断断面積(m <sup>2</sup> )
断面二次モーメント(m <sup>4</sup> )

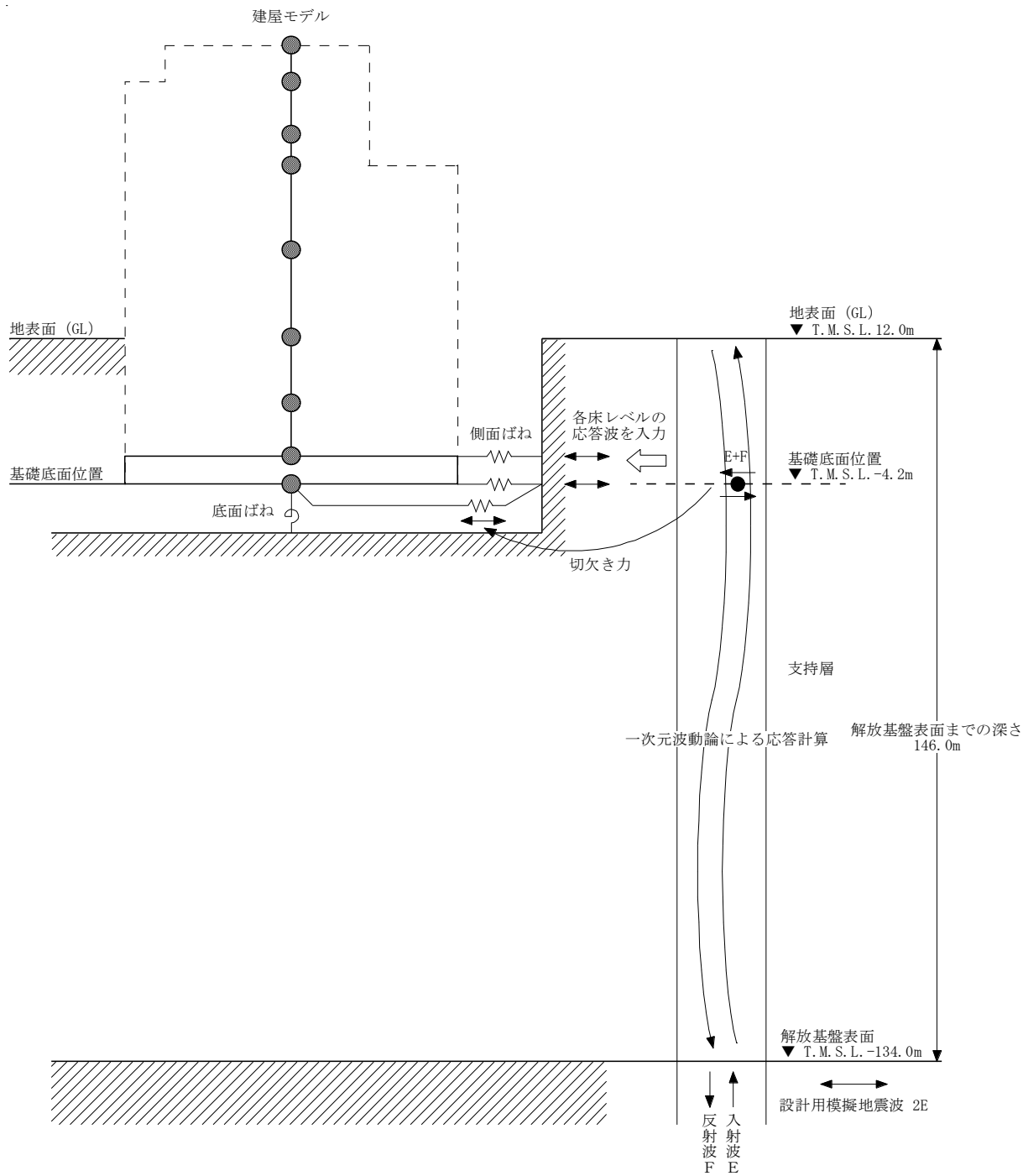


図3-5 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

表3-6 地盤定数 (Ss-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	埋戻土	182	17.6	0.415	0.213	0.592	0.36	13
+8.0		230	17.6	0.415	0.123	0.949	0.13	18
+4.0		256	17.6	0.415	0.129	1.18	0.11	19
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.23	1.71	0.72	4
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.35	4.09	0.82	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.45	5.50	0.81	3
-100.0		610	18.0	0.43	5.32	6.83	0.78	3
-134.0	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-
$\infty$								

表3-7 地盤定数 (Ss-2)

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	埋戻土	182	17.6	0.415	0.236	0.592	0.40	11
+8.0		230	17.6	0.415	0.132	0.949	0.14	15
+4.0		256	17.6	0.415	0.106	1.18	0.09	17
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.24	1.71	0.73	4
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.35	4.09	0.82	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.67	5.50	0.85	3
-100.0		610	18.0	0.43	5.87	6.83	0.86	3
-134.0	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-
$\infty$								



表3-8 地盤定数 (Ss-3)

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	埋戻土	182	17.6	0.415	0.266	0.592	0.45	10
+8.0		230	17.6	0.415	0.170	0.949	0.18	17
+4.0		256	17.6	0.415	0.129	1.18	0.11	19
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.21	1.71	0.71	4
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.19	4.09	0.78	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.12	5.50	0.75	4
-100.0		610	18.0	0.43	5.19	6.83	0.76	3
-134.0	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-
$\infty$								

表3-9 地盤定数 (Ss-4)

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	埋戻土	182	17.6	0.415	0.242	0.592	0.41	8
+8.0		230	17.6	0.415	0.170	0.949	0.18	13
+4.0		256	17.6	0.415	0.177	1.18	0.15	14
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.31	1.71	0.77	4
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.55	4.09	0.87	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.78	5.50	0.87	3
-100.0		610	18.0	0.43	5.94	6.83	0.87	3
-134.0	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-
$\infty$								

表3-10 地盤定数 (Ss-5)

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	埋戻土	182	17.6	0.415	0.242	0.592	0.41	7
+8.0		230	17.6	0.415	0.161	0.949	0.17	11
+4.0		256	17.6	0.415	0.188	1.18	0.16	14
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.33	1.71	0.78	4
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.51	4.09	0.86	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.56	5.50	0.83	3
-100.0		610	18.0	0.43	5.60	6.83	0.82	3
-134.0	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-
$\infty$								

表3-11 地盤定数 (Ss-6)

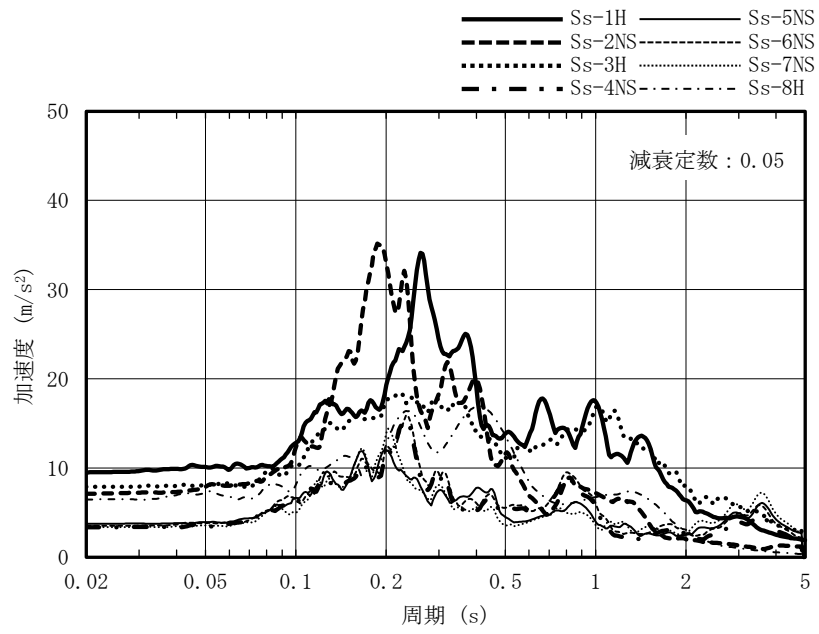
標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 $G$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 $G/G_0$	減衰 定数 $h$ (%)
+12.0	埋戻土	182	17.6	0.415	0.230	0.592	0.39	9
+8.0		230	17.6	0.415	0.161	0.949	0.17	14
+4.0		256	17.6	0.415	0.153	1.18	0.13	15
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.29	1.71	0.76	3
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.51	4.09	0.86	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.62	5.50	0.84	3
-100.0		610	18.0	0.43	5.66	6.83	0.83	3
-134.0	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-
$\infty$								

表3-12 地盤定数 (Ss-7)

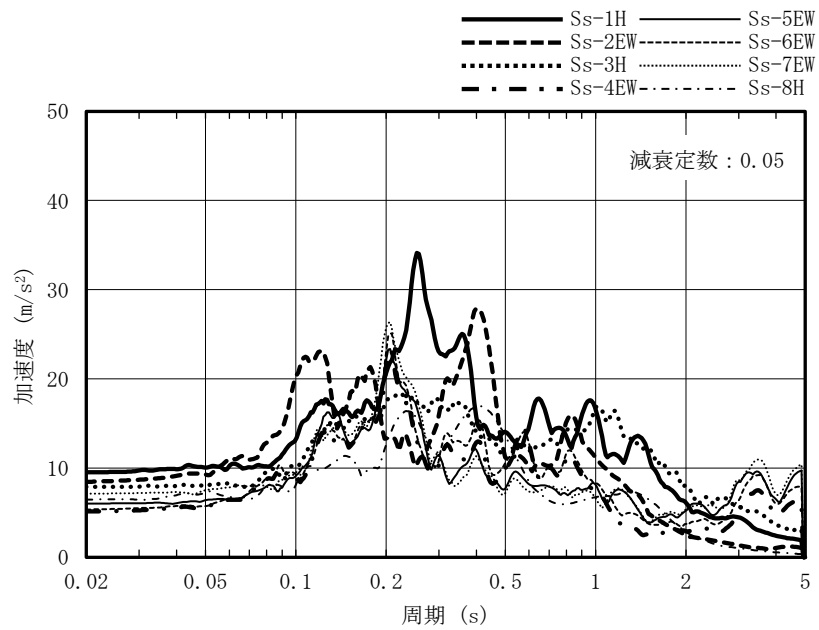
標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 $G$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 $G/G_0$	減衰 定数 $h$ (%)
+12.0	埋戻土	182	17.6	0.415	0.230	0.592	0.39	8
+8.0		230	17.6	0.415	0.170	0.949	0.18	11
+4.0		256	17.6	0.415	0.224	1.18	0.19	12
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.35	1.71	0.79	4
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.47	4.09	0.85	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.45	5.50	0.81	3
-100.0		610	18.0	0.43	5.46	6.83	0.80	3
-134.0	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-
$\infty$								

表3-13 地盤定数 (Ss-8)

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	埋戻土	182	17.6	0.415	0.272	0.592	0.46	10
+8.0		230	17.6	0.415	0.161	0.949	0.17	17
+4.0		256	17.6	0.415	0.118	1.18	0.10	19
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.31	1.71	0.77	4
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.47	4.09	0.85	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.56	5.50	0.83	3
-100.0		610	18.0	0.43	6.01	6.83	0.88	3
-134.0	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-
$\infty$								



(a) NS方向



(b) EW方向

図3-6 入力地震動の加速度応答スペクトル  
(基準地震動  $S_s$ , T.M.S.L.-4.2m)

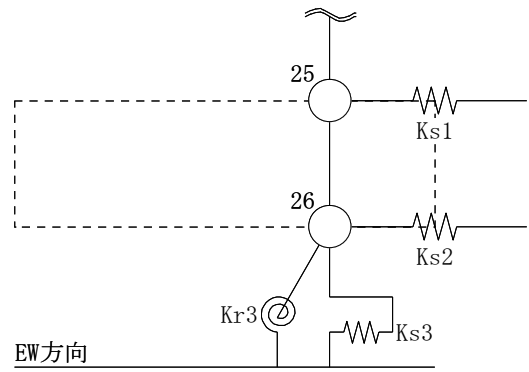
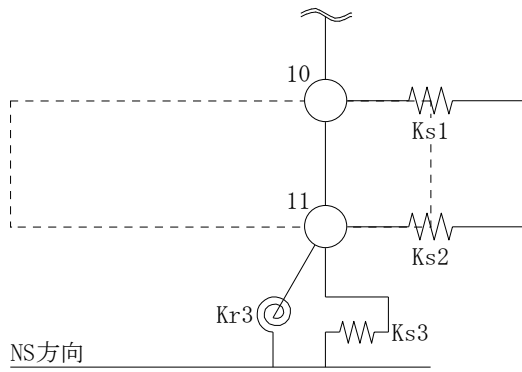
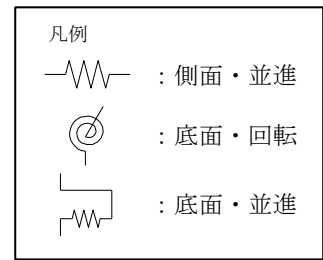


図3-7 地盤ばねの記号

表3-14 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1)

(a) NS方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	10	側面・並進	$1.64 \times 10^6$	$1.15 \times 10^6$
Ks2	11	側面・並進	$6.19 \times 10^5$	$4.35 \times 10^5$
Ks3	11	底面・並進	$1.04 \times 10^8$	$6.71 \times 10^6$
Kr3	11	底面・回転	$4.10 \times 10^{11}$	$1.32 \times 10^{10}$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

(b) EW方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	25	側面・並進	$1.64 \times 10^6$	$1.14 \times 10^6$
Ks2	26	側面・並進	$6.19 \times 10^5$	$4.29 \times 10^5$
Ks3	26	底面・並進	$1.09 \times 10^8$	$7.33 \times 10^6$
Kr3	26	底面・回転	$1.77 \times 10^{11}$	$3.66 \times 10^9$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

表3-15 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-2)

(a) NS方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	10	側面・並進	$1.66 \times 10^6$	$1.16 \times 10^6$
Ks2	11	側面・並進	$6.24 \times 10^5$	$4.36 \times 10^5$
Ks3	11	底面・並進	$1.05 \times 10^8$	$6.74 \times 10^6$
Kr3	11	底面・回転	$4.15 \times 10^{11}$	$1.33 \times 10^{10}$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

(b) EW方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	25	側面・並進	$1.66 \times 10^6$	$1.14 \times 10^6$
Ks2	26	側面・並進	$6.24 \times 10^5$	$4.31 \times 10^5$
Ks3	26	底面・並進	$1.10 \times 10^8$	$7.36 \times 10^6$
Kr3	26	底面・回転	$1.79 \times 10^{11}$	$3.68 \times 10^9$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

表3-16 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-3)

(a) NS方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	10	側面・並進	$1.62 \times 10^6$	$1.14 \times 10^6$
Ks2	11	側面・並進	$6.10 \times 10^5$	$4.30 \times 10^5$
Ks3	11	底面・並進	$9.89 \times 10^7$	$6.55 \times 10^6$
Kr3	11	底面・回転	$3.88 \times 10^{11}$	$1.29 \times 10^{10}$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

(b) EW方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	25	側面・並進	$1.62 \times 10^6$	$1.13 \times 10^6$
Ks2	26	側面・並進	$6.10 \times 10^5$	$4.24 \times 10^5$
Ks3	26	底面・並進	$1.04 \times 10^8$	$7.14 \times 10^6$
Kr3	26	底面・回転	$1.68 \times 10^{11}$	$3.59 \times 10^9$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad



表3-17 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-4)

(a) NS方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	10	側面・並進	$1.74 \times 10^6$	$1.19 \times 10^6$
Ks2	11	側面・並進	$6.58 \times 10^5$	$4.47 \times 10^5$
Ks3	11	底面・並進	$1.10 \times 10^8$	$6.91 \times 10^6$
Kr3	11	底面・回転	$4.36 \times 10^{11}$	$1.36 \times 10^{10}$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

(b) EW方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	25	側面・並進	$1.74 \times 10^6$	$1.17 \times 10^6$
Ks2	26	側面・並進	$6.58 \times 10^5$	$4.41 \times 10^5$
Ks3	26	底面・並進	$1.16 \times 10^8$	$7.54 \times 10^6$
Kr3	26	底面・回転	$1.89 \times 10^{11}$	$3.76 \times 10^9$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

表3-18 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-5)

(a) NS方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	10	側面・並進	$1.78 \times 10^6$	$1.19 \times 10^6$
Ks2	11	側面・並進	$6.73 \times 10^5$	$4.49 \times 10^5$
Ks3	11	底面・並進	$1.08 \times 10^8$	$6.84 \times 10^6$
Kr3	11	底面・回転	$4.25 \times 10^{11}$	$1.34 \times 10^{10}$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

(b) EW方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	25	側面・並進	$1.78 \times 10^6$	$1.18 \times 10^6$
Ks2	26	側面・並進	$6.73 \times 10^5$	$4.43 \times 10^5$
Ks3	26	底面・並進	$1.13 \times 10^8$	$7.47 \times 10^6$
Kr3	26	底面・回転	$1.85 \times 10^{11}$	$3.73 \times 10^9$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

表3-19 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-6)

(a) NS方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	10	側面・並進	$1.72 \times 10^6$	$1.18 \times 10^6$
Ks2	11	側面・並進	$6.48 \times 10^5$	$4.44 \times 10^5$
Ks3	11	底面・並進	$1.09 \times 10^8$	$6.85 \times 10^6$
Kr3	11	底面・回転	$4.27 \times 10^{11}$	$1.35 \times 10^{10}$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

(b) EW方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	25	側面・並進	$1.72 \times 10^6$	$1.16 \times 10^6$
Ks2	26	側面・並進	$6.48 \times 10^5$	$4.38 \times 10^5$
Ks3	26	底面・並進	$1.14 \times 10^8$	$7.48 \times 10^6$
Kr3	26	底面・回転	$1.86 \times 10^{11}$	$3.73 \times 10^9$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

表3-20 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-7)

(a) NS方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	10	側面・並進	$1.81 \times 10^6$	$1.20 \times 10^6$
Ks2	11	側面・並進	$6.82 \times 10^5$	$4.51 \times 10^5$
Ks3	11	底面・並進	$1.07 \times 10^8$	$6.81 \times 10^6$
Kr3	11	底面・回転	$4.20 \times 10^{11}$	$1.34 \times 10^{10}$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

(b) EW方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	25	側面・並進	$1.81 \times 10^6$	$1.18 \times 10^6$
Ks2	26	側面・並進	$6.82 \times 10^5$	$4.45 \times 10^5$
Ks3	26	底面・並進	$1.12 \times 10^8$	$7.43 \times 10^6$
Kr3	26	底面・回転	$1.83 \times 10^{11}$	$3.71 \times 10^9$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

表3-21 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-8)

(a) NS方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	10	側面・並進	$1.74 \times 10^6$	$1.18 \times 10^6$
Ks2	11	側面・並進	$6.58 \times 10^5$	$4.46 \times 10^5$
Ks3	11	底面・並進	$1.08 \times 10^8$	$6.83 \times 10^6$
Kr3	11	底面・回転	$4.24 \times 10^{11}$	$1.34 \times 10^{10}$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

(b) EW方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	25	側面・並進	$1.74 \times 10^6$	$1.17 \times 10^6$
Ks2	26	側面・並進	$6.58 \times 10^5$	$4.39 \times 10^5$
Ks3	26	底面・並進	$1.13 \times 10^8$	$7.45 \times 10^6$
Kr3	26	底面・回転	$1.84 \times 10^{11}$	$3.72 \times 10^9$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

### 3.5.2 解析方法

タービン建屋の地震応答解析には、解析コード「D Y N A 2 E」を用いる。

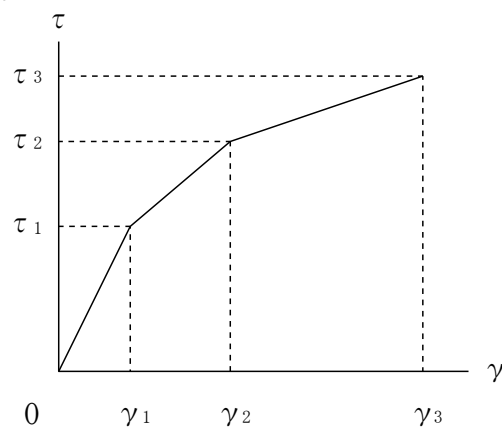
建物・構築物の動的解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき時刻歴応答解析により実施する。

なお、地震応答解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）」の概要に示す。

### 3.5.3 解析条件

#### (1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$  関係）は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図3-8に示す。



$\tau_1$  : 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

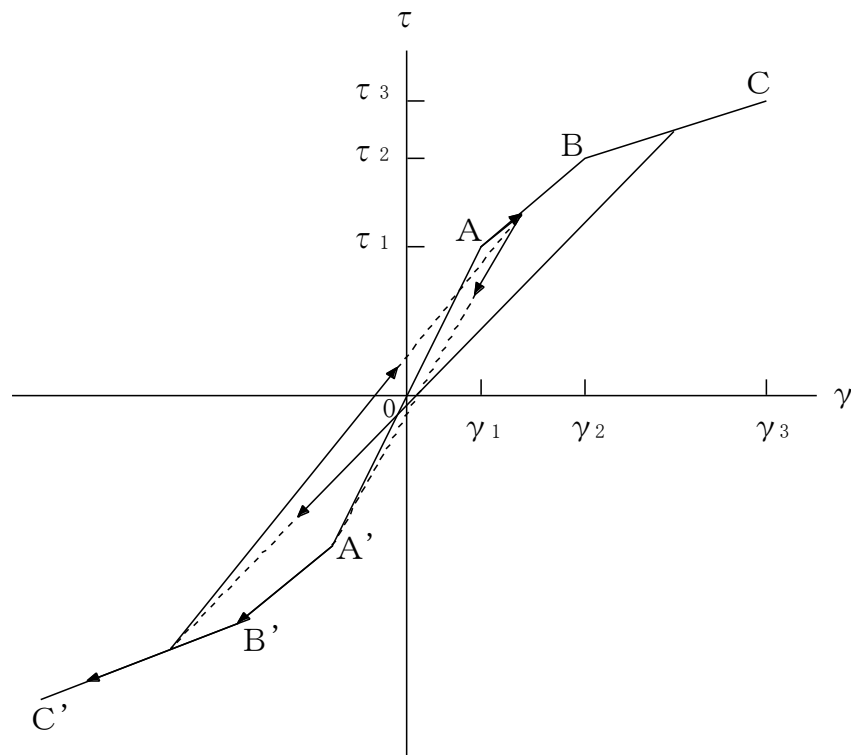
$\gamma_2$  : 第2折点のせん断ひずみ

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

図3-8 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図3-9に示す。

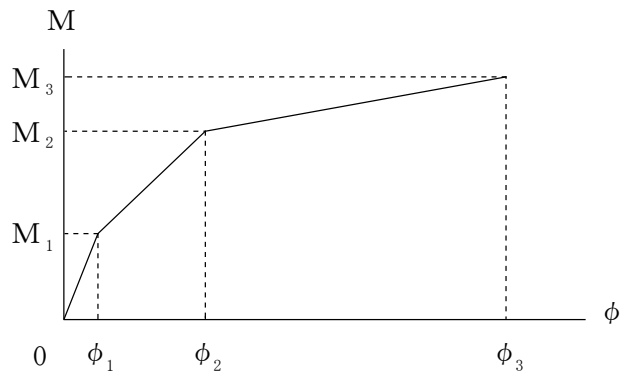


- a. 0-A間 : 弾性範囲。
- b. A-B間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C間 : 負側最大点指向。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図3-9 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- $\phi$  関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- $\phi$  関係) は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図3-10に示す。



$M_1$  : 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

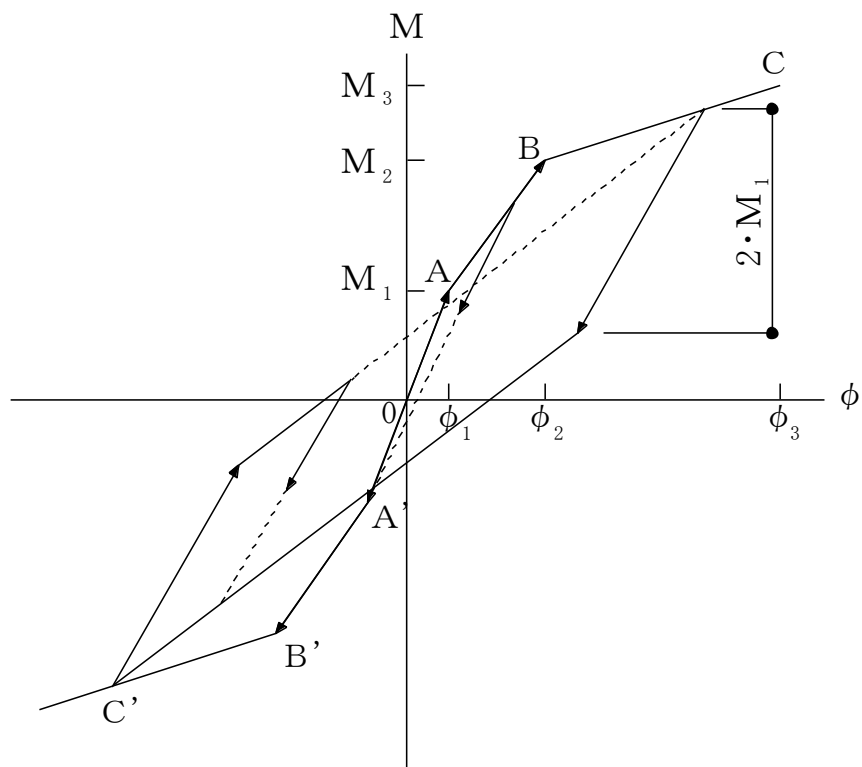
$\phi_3$  : 終局点の曲率

図3-10 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係



(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図3-11に示す。



- 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折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C間 : 負側最大点指向型で、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3-11 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) スケルトン曲線の諸数値

タービン建屋の各部材について算出したせん断力及び曲げモーメントのスケルトン曲線の諸数値を表3-22～表3-24に示す。なお、NS方向は等価なせん断剛性を考慮したモデルのため、曲げモーメント－曲率関係は考慮しないものとする。

表3-22 せん断力のスケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係) (NS方向)

部材 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	$\tau_1$ (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> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
3	2.58	0.251	3.46	0.575	6.02	4.00
4	2.07	0.201	2.78	0.595	4.61	4.00
5	2.17	0.211	2.82	0.633	4.25	4.00
6	2.32	0.225	3.04	0.671	4.62	4.00
9	2.09	0.203	2.80	0.575	4.29	4.00
10	2.20	0.214	2.87	0.595	4.59	4.00

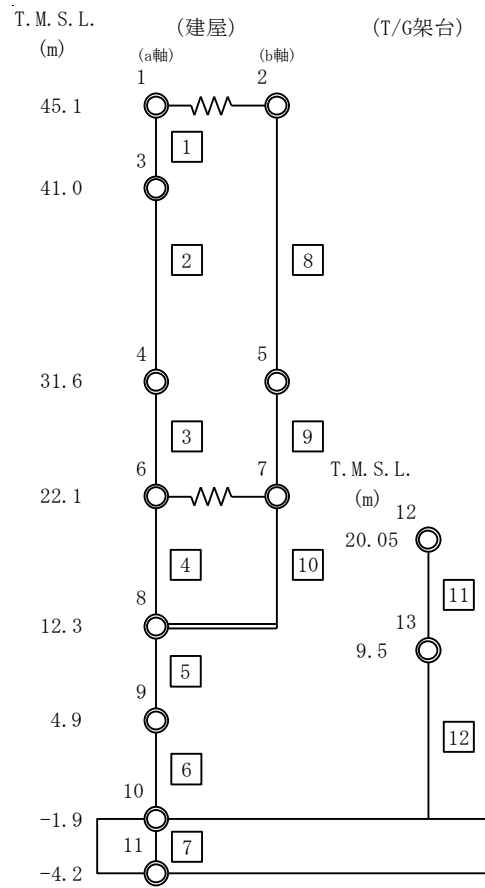


表3-23 せん断力のスケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係) (EW方向)

部材 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	$\tau_1$ (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> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
3	2.00	0.194	2.69	0.575	4.72	4.00
4	2.13	0.207	2.88	0.600	5.29	4.00
5	2.19	0.213	2.86	0.633	4.38	4.00
6	2.39	0.232	3.14	0.671	4.71	4.00
10	1.97	0.191	2.66	0.575	3.42	4.00
11	2.13	0.207	2.72	0.595	2.87	4.00
13	1.92	0.187	2.05	0.575	2.05	4.00
14	2.28	0.221	2.73	0.595	2.78	4.00
17	1.97	0.191	2.66	0.575	3.31	4.00
22	1.97	0.191	2.44	0.575	2.60	4.00
24	1.94	0.189	2.55	0.575	2.81	4.00
26	2.61	0.253	3.02	0.802	3.02	4.00
27	1.56	0.152	2.11	0.580	4.18	4.00
28	2.09	0.203	2.81	0.600	5.28	4.00

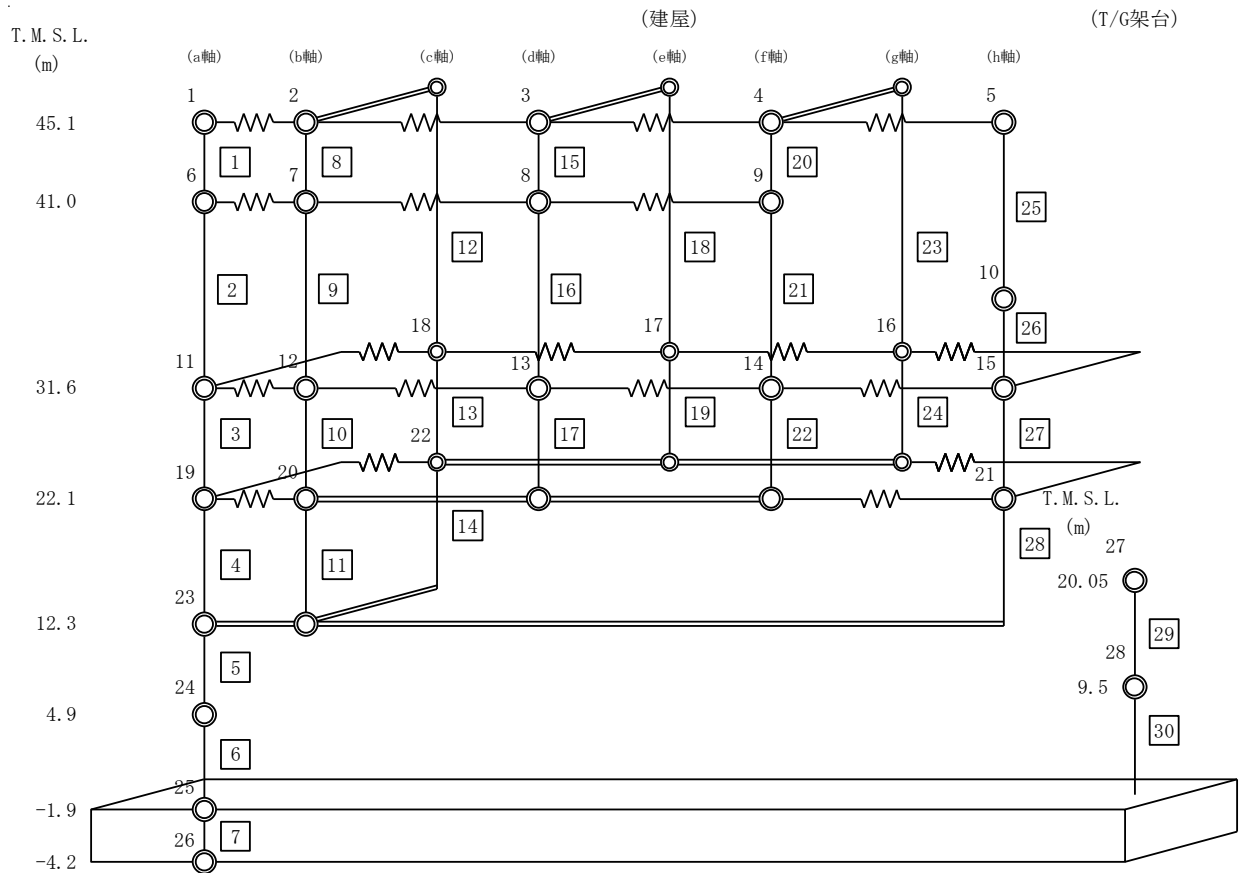
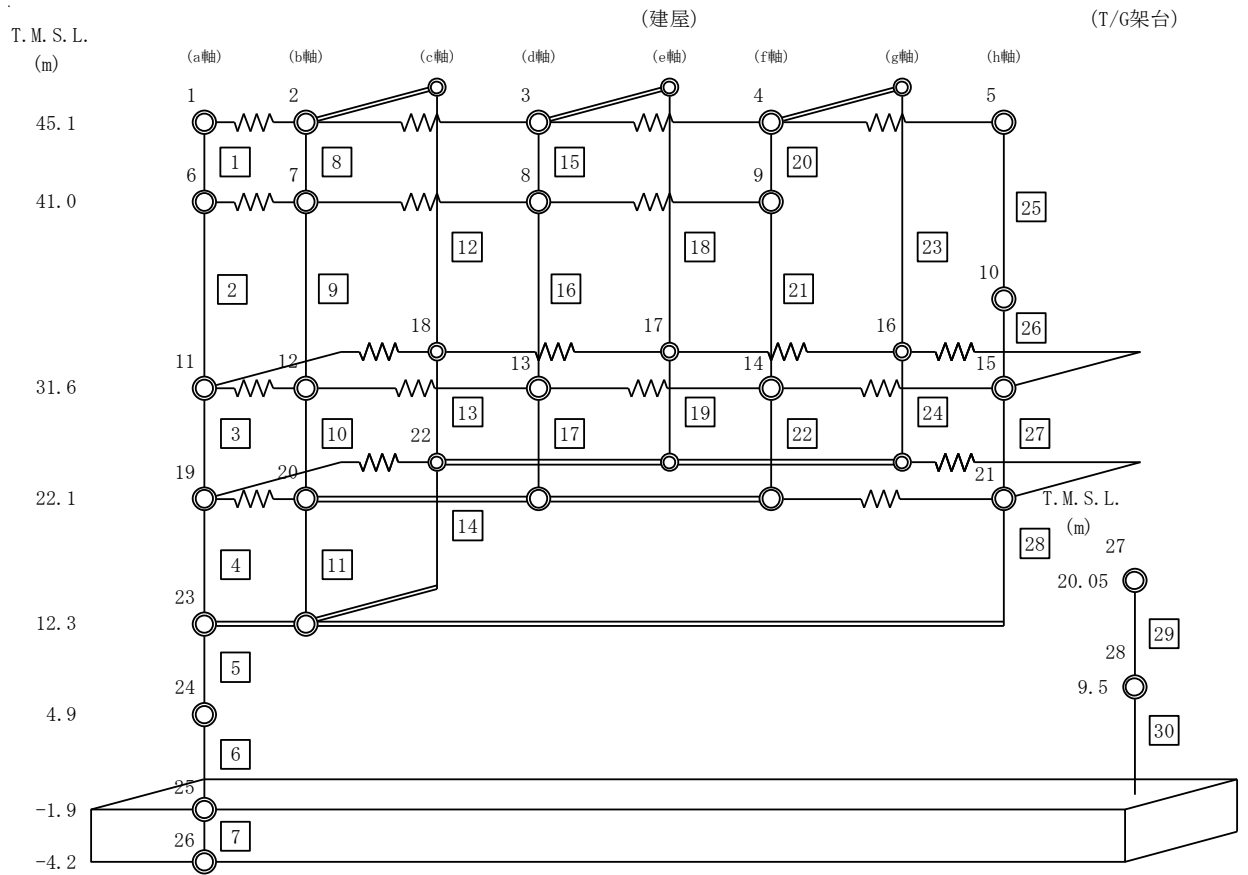


表3-24 曲げモーメントのスケルトン曲線 (M-φ関係) (EW方向)

部材 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	M <sub>1</sub> (×10 <sup>6</sup> kN・m)	φ <sub>1</sub> (×10 <sup>-6</sup> /m)	M <sub>2</sub> (×10 <sup>6</sup> kN・m)	φ <sub>2</sub> (×10 <sup>-6</sup> /m)	M <sub>3</sub> (×10 <sup>6</sup> kN・m)	φ <sub>3</sub> (×10 <sup>-6</sup> /m)
3	1.80	4.94	2.43	29.0	3.57	580
4	5.47	2.59	7.04	33.7	9.95	674
5	30.8	5.73	39.8	31.2	50.9	624
6	37.7	7.22	55.2	31.3	71.6	626
10	0.275	35.7	0.312	194	0.388	3890
11	1.56	6.72	1.76	90.0	2.24	1800
13	0.160	3.34	0.174	189	0.222	3780
14	2.51	5.11	2.70	77.2	3.47	1540
17	0.214	37.9	0.260	196	0.333	3920
22	0.234	34.2	0.275	196	0.355	3920
24	0.515	9.06	0.582	69.0	0.756	1380
27	1.18	3.01	1.75	34.6	2.61	709
28	4.74	2.77	7.06	35.5	10.4	711



### 3.5.4 材料物性の不確かさ

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、建屋応答への影響が大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析の応答値のいずれかが最大となる地震動（Ss-1～Ss-3, Ss-7及びSs-8）に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、建屋剛性については、建設時コンクリートの28日強度の平均値程度の $31.3\text{N/mm}^2$ を基本とし、28日強度の $\pm 1\sigma$ を考慮する。更に、マイナス側については、28日強度の値として95%信頼区間の下限値に相当する値を考慮し、プラス側については、実機の経年後のコア強度の平均値を考慮する。

地盤剛性については、地盤調査結果の平均値を基に設定した数値を基本ケースとし、地盤剛性の不確かさ検討に当たっては、標準偏差に相当するばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）を考慮する。

材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを表3-25に示す。

表3-25 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	コンクリート剛性	地盤剛性	備考
①ケース1	実強度 ( $31.3\text{N/mm}^2$ )	標準地盤	基本ケース
②ケース2 (建屋剛性 $+\sigma$ , 地盤剛性 $+\sigma$ )	実強度 $+\sigma$ ( $34.3\text{N/mm}^2$ )	標準地盤 $+\sigma$ (初期せん断弾性係数：埋戻土+54% せん断波速度： 古安田層+11%，西山層+11%)	
③ケース3 (建屋剛性 $-\sigma$ , 地盤剛性 $-\sigma$ )	実強度 $-\sigma$ ( $28.4\text{N/mm}^2$ )	標準地盤 $-\sigma$ (初期せん断弾性係数：埋戻土-35% せん断波速度： 古安田層-11%，西山層-11%)	
④ケース4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) ( $49.0\text{N/mm}^2$ )	標準地盤	
⑤ケース5 (建屋剛性 $-2\sigma$ )	実強度 $-2\sigma$ ( $25.4\text{N/mm}^2$ )	標準地盤	

### 3.6 評価方法

タービン建屋の波及的影響評価は、質点系モデルの地震応答解析に基づき、基準地震動  $S_s$  に対して、タービン建屋の構造物全体としての変形性能の評価及び5号機原子炉建屋への相対変位による評価を行う。

#### 3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

タービン建屋の構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、最大層間変形角及び最大せん断ひずみが設定した許容限界を超えないことを確認する。

#### 3.6.2 5号機原子炉建屋への相対変位による評価方法

タービン建屋の5号機原子炉建屋への相対変位による評価は、まず、5号機原子炉建屋との最大相対変位により建屋衝突の有無を確認する。最大相対変位を算出する際の基準点は、5号機原子炉建屋の基礎底面レベルとし、衝突部位レベルに地震応答解析モデルの質点がない場合は、衝突部位レベルの上下質点の応答変位を用いた線形補間により、衝突部位レベルの変位を算出する。更に、最大相対変位が許容限界を超える箇所については、タービン建屋の時刻歴応答変位と5号機原子炉建屋の時刻歴応答変位による時刻歴相対変位が、許容限界を超えないことを確認する。

#### 4. 評価結果

##### 4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果

最大層間変形角を表4-1に、最大せん断ひずみを表4-2に、最大せん断ひずみとなったケースの最大せん断ひずみと  $\tau - \gamma$  関係を図4-1に示す。

材料物性の不確かさを考慮した最大層間変形角は1/41（部材番号(1)）であり、許容限界（1/30）を超えないことを確認した。

材料物性の不確かさを考慮した最大応答せん断ひずみは $1.75 \times 10^{-3}$ であり、許容限界（ $4.00 \times 10^{-3}$ ）を超えないことを確認した。

表4-1 最大層間変形角

方向	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	許容限界
NS	1/246 (Ss-1)	1/235 (Ss-1)	1/235 (Ss-1)	1/243 (Ss-1)	1/222 (Ss-1)	1/30
EW	1/66 (Ss-1)	1/83 (Ss-1)	1/41 (Ss-1)	1/50 (Ss-7)	1/58 (Ss-1)	

注：（ ）内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。

表4-2 最大せん断ひずみ

(単位： $\times 10^{-3}$ )						
方向	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	許容限界
NS	0.270 (Ss-1)	0.198 (Ss-1)	0.258 (Ss-1)	0.200 (Ss-1)	0.378 (Ss-1)	4.00
EW	1.33 (Ss-2)	0.717 (Ss-1)	1.48 (Ss-2)	0.723 (Ss-1)	1.75 (Ss-1)	

注：（ ）内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。

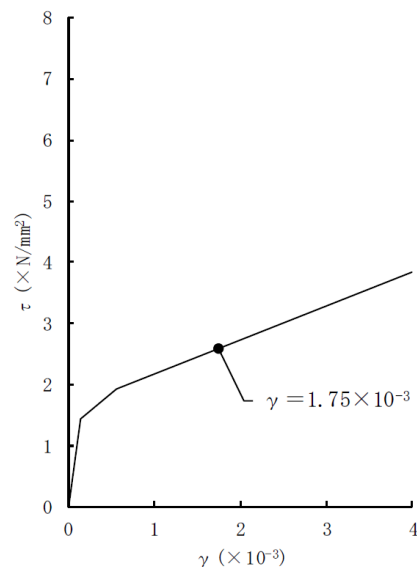


図4-1 最大せん断ひずみと  $\tau - \gamma$  関係（ケース5，EW方向，部材番号(27)）



## 4.2 5号機原子炉建屋への相対変位による評価結果

### 4.2.1 最大相対変位による評価結果

タービン建屋と5号機原子炉建屋との最大相対変位を表4-3に示す。

最大相対変位は、最大で115mmとなり、許容限界を超える結果となった。最大相対変位が許容限界を超えるものについては、時刻歴相対変位を算定し、衝突の有無を確認する。

なお、T. M. S. L. 33.00mから上部においては、建屋間の離隔距離が十分に大きい（約20m）ため、検討対象外としている。

表4-3 タービン建屋と5号機原子炉建屋との最大相対変位

T. M. S. L. * (m)	最大相対変位 (mm)									
	ケース1		ケース2		ケース3		ケース4		ケース5	
33.00	108	(Ss-2)	79.9	(Ss-2)	115	(Ss-2)	94.8	(Ss-1)	115	(Ss-2)
28.60	97.5	(Ss-2)	74.8	(Ss-2)	105	(Ss-8)	86.5	(Ss-2)	104	(Ss-2)
27.08	108	(Ss-2)	84.1	(Ss-2)	118	(Ss-2)	96.6	(Ss-2)	114	(Ss-2)
20.85	83.9	(Ss-2)	68.6	(Ss-2)	94.6	(Ss-8)	82.4	(Ss-2)	87.8	(Ss-2)
12.30	65.9	(Ss-2)	56.3	(Ss-2)	75.4	(Ss-8)	63.3	(Ss-2)	68.6	(Ss-2)
5.30	55.6	(Ss-2)	48.7	(Ss-2)	64.3	(Ss-8)	53.7	(Ss-2)	57.5	(Ss-2)
-3.20	41.8	(Ss-2)	39.5	(Ss-2)	50.5	(Ss-2)	42.2	(Ss-2)	42.0	(Ss-2)
-5.10	40.3	(Ss-1)	37.9	(Ss-2)	48.8	(Ss-2)	40.5	(Ss-2)	40.2	(Ss-1)

注記\*：衝突レベルを示す。

注：( )内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。

#### 4.2.2 時刻歴相対変位による評価結果

時刻歴相対変位の最大値は、37.3mmであり、S s地震時において、相対変位が許容限界を超えないことを確認した。S s地震時において、時刻歴相対変位が最大となるSs-2を入力した時のT. M. S. L. 27.08m位置での時刻歴相対変位を図4-2に示す。

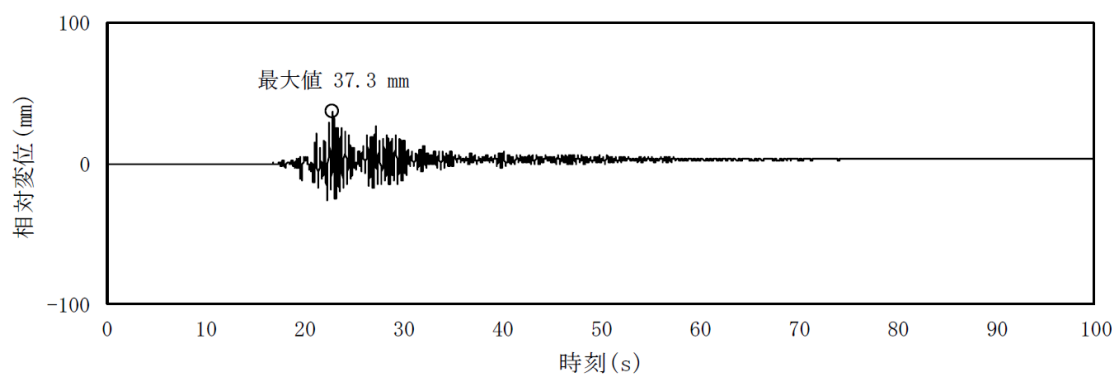


図4-2 時刻歴相対変位 (Ss-2, T. M. S. L. 27.08m, ケース3)

#### 4.3 まとめ

タービン建屋の5号機原子炉建屋に対する波及的影響評価を行った。

構造物全体として変形性能の評価では、最大層間変形角が 1/30 以下に収まっていること及び最大せん断ひずみが  $4.00 \times 10^{-3}$  以下に収まっていることにより、タービン建屋が倒壊しないことを確認した。

5号機原子炉建屋への相対変位による評価では、相対変位がクリアランスである 100mm 以下に収まっていることにより、タービン建屋が5号機原子炉建屋に衝突しないことを確認した。

以上より、タービン建屋が5号機原子炉建屋に及ぼす影響がないことを確認した。