

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所第6号機 設計及び工事計画審査資料	
資料番号	KK6補足-025-1 改1
提出年月日	2024年1月17日

原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料

2024年1月

東京電力ホールディングス株式会社

1. 設計及び工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。また、他建物・構築物の地震応答計算書の記載内容を共通的に補足する内容についても、本資料で代表し説明する。なお、基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「ADMITHF」、建屋側面の水平・回転ばねの評価には解析コード「NOVAK」、入力地震動の算定には解析コード「SHAKE」、建屋の地震応答解析には解析コード「NUPP4」を用いる。

別紙 1 地震応答解析における既工認と今回設工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 2 地震応答解析における耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定

別紙 3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙 4 地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート造部の減衰定数に関する検討

別紙 5 地震応答解析における原子炉建屋の重大事故時の高温による影響

別紙 6 原子炉建屋のコンクリート剛性に対する地震観測記録による傾向分析

別紙 7 改造工事に伴う重量増加を反映した検討

別紙 8 原子炉建屋改造工事に伴う評価結果の影響について

別紙 9 原子炉建屋の地震応答解析における補助壁の曲げ変形について

別紙 10 原子炉建屋の地震応答解析における側面地盤からの回転入力について

別紙 11 原子炉建屋の地震応答解析における表層地盤からの入力について

別紙 12 原子炉建屋の地震応答解析における構造性能確認試験の影響について

別紙 13 建屋側面地盤ばねの適用性について

別紙 14 RCCV 頂部の最大応答せん断力について

: 今回提出範囲

別紙1 地震応答解析における既工認と今回設工認の
解析モデル及び手法の比較

目 次

1. 概要	別紙1-1
2. 地震応答解析モデル及び手法の比較	別紙1-2
3. RCCV回転ばね	別紙1-9
4. 屋根トラス端部回転拘束ばね	別紙1-13

別紙1-1 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更点について

別紙1-2 原子炉建屋の地震応答解析モデルについて

別紙1-3 地震応答解析モデルにおける補助壁の評価方法について

別紙1-4 地震応答解析モデルにおけるコンクリート実剛性の採用について

別紙1-5 建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について

別紙1-6 表層ばねの取扱いについて

別紙1-7 建屋側面地盤回転ばねを考慮する建屋の選定について

別紙1-8 地震応答解析モデルにおける壁の分類について

: 今回提出範囲

1. 概要

本資料は、原子炉建屋の既工認時及び今回設工認時の地震応答解析モデル及び手法の比較を示すものである。

なお、比較に用いる既工認時の地震応答解析モデル及び手法は、平成3年8月23日付け3資庁第6674号にて認可された工事計画の添付書類IV-2-3「原子炉建屋の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）のものである。

2. 地震応答解析モデル及び手法の比較

原子炉建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。鉛直モデルの諸元の設定方法を表2-2に示す。また、今回設工認時の地震応答解析モデルを図2-1及び図2-2に示す。

比較に用いる既工認時の地震応答解析モデル及び手法は、建設工認である。

表2-1 地震応答解析モデル及び手法の比較

項目	内容	既工認	今回設工認	備考
入力地震動の算定法	水平	設計用模擬地震波を用いて、一次元波動論により算定	同左	—
	鉛直	—*	設計用模擬地震波を用いて、一次元波動論により算定	—
解析コード		N U P P - II	N U P P 4	—
建屋のモデル化	モデル	外壁部及びRCCV部多質点系SRモデル	外壁部及びRCCV部多質点系SRモデル (一部建屋重量を変更)	①
	材料物性	検討時の各規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数 建屋部 E = 26.5kN/mm ² (SI換算) 基礎スラブ E = 25.5kN/mm ² (SI換算) ・コンクリートのポアソン比 ν = 0.167	適用規準の見直しによる再設定 ・コンクリートのヤング係数 建屋部 E = 28.8kN/mm ² 基礎スラブ E = 27.9kN/mm ² ・コンクリートのポアソン比 ν = 0.2 ・鉄骨のヤング係数 E = 205kN/mm ² ・鉄骨のポアソン比 ν = 0.3	②, ③
	剛性評価	耐震壁を考慮 (設計基準強度)	耐震壁及び補助壁を考慮 (実強度)	④, ⑤
	減衰定数	・水平方向 : 5%	・水平方向 : 5% ・鉛直方向 : RC (外壁部及びRCCV部) : 5% S (屋根トラス) : 2%	—
	回転拘束ばね	・水平方向 : RCCV回転ばね (K _{θ1}) 使用済燃料貯蔵プールのガード部 (以下「プールガード」という。) が原子炉格納容器コンクリート部のシェル部の曲げ変形を拘束する効果として、外壁の軸剛性及びプールガードの曲げせん断剛性による回転ばね剛性を考慮	・水平方向 : RCCV回転ばね (K _{θ1}) 同左 ・鉛直方向 : 屋根トラス端部回転拘束ばね (K _{θ2}) 屋根トラス端部の柱による曲げ変形を拘束する効果として、屋根トラス端部が柱に剛接されているものとした場合の回転ばね剛性を考慮	—
地盤のモデル化	底面ばね	振動アドミッタンス理論に基づく近似法 ・水平方向 : 水平及び回転ばねを考慮	振動アドミッタンス理論に基づく近似法 ・水平方向 : 水平及び回転ばねを考慮 ・鉛直方向 : 鉛直ばねを考慮	⑥
	側面ばね	Novakの方法により設定 ・水平ばねのみ考慮	Novakの方法により設定 ・水平及び回転ばね考慮 (表層の新时期砂層は無視)	⑦, ⑧
非線形特性	耐震壁	・水平方向 : 考慮せず	・水平方向 : 非線形特性を考慮 ・鉛直方向 : 考慮せず	⑥, ⑨
	底面ばね	・水平方向 : 考慮せず	・水平方向 : 接地率75%を下回る場合、基礎浮上りによる幾何学的非線形特性考慮 ・鉛直方向 : 考慮せず	
誘発上下動		・考慮せず	・接地率65%を下回る場合、考慮する	—

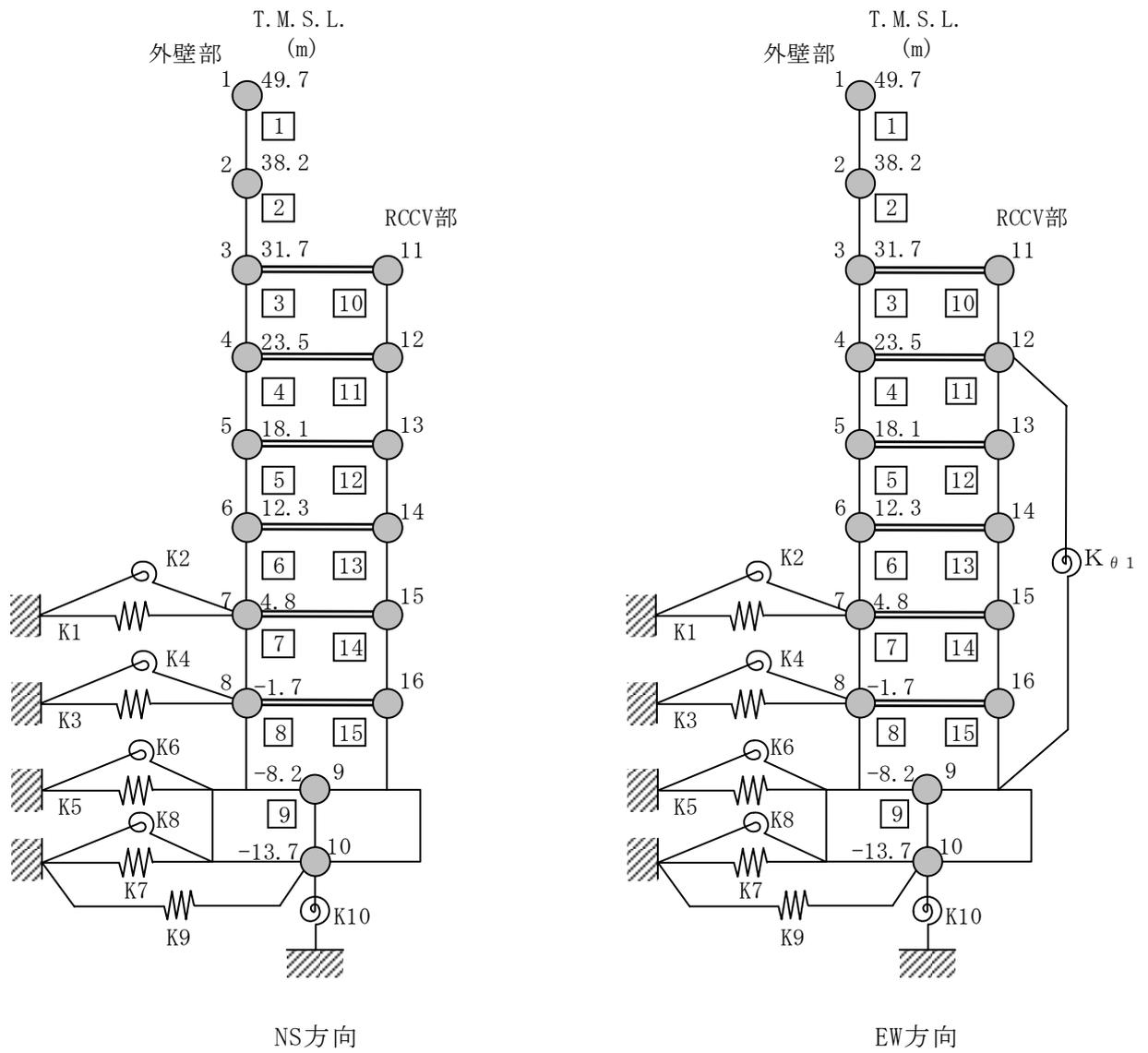
注記* : 既工認時は、水平方向のみ地震応答解析を実施し、鉛直方向は静的地震力を考慮する。

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① 2007年新潟県中越沖地震後に実施した耐震補強工事等による重量の変更を考慮。詳細は「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙1-1「原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更点について」に示す。
- ② コンクリートのヤング係数及びポアソン比は、「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）に基づく。
- ③ 鉄骨のヤング係数は、「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）に基づく。
- ④ 地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため，実際には耐震壁として考慮可能であると考えられる壁を補助壁として，その分の剛性を考慮。補助壁の評価方法については「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙1-3「地震応答解析モデルにおける補助壁の評価方法について」に示す。
- ⑤ 地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため，建屋剛性の評価においてコンクリート実強度に基づき評価される実剛性を考慮。コンクリート実剛性の採用については「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙1-4「地震応答解析モデルにおけるコンクリート実剛性の採用について」に示す。
- ⑥ 「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）に基づく。
- ⑦ 地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため，建屋側面地盤回転ばね（以下「側面回転ばね」という。）を考慮。側面回転ばねの適用性については「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙1-5「建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について」に示す。
- ⑧ 地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため，地盤表層部（新期砂層）の地盤ばねを考慮しない。地盤表層部（新期砂層）の地盤ばねの取扱いについては「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙1-6「表層ばねの取扱いについて」に示す。
- ⑨ 耐震壁の非線形特性の設定については「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙2「地震応答解析における耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定」に示す。

表2-2 鉛直モデルの諸元の設定方法

部位	質量	剛性
耐震壁 補助壁 柱	鉛直モデルに対応する 水平モデルの質点の質量	水平方向モデルにおいて剛性を考慮している耐震壁及び補助壁の全軸断面積及び鉛直剛性として考慮できる柱の軸断面積の和より軸剛性を算出
屋根トラス	質点の支配面積より算出	曲げ変形とせん断変形を生じる質点系の曲げせん断はりモデルとして剛性を算出。なお、曲げ剛性は、主トラス上下弦材の中心軸に関する断面二次モーメントを用いて算出し、せん断剛性は、斜材の断面積に軸変形によって生じるせん断変形量を考慮した等価せん断断面積を用いて算出

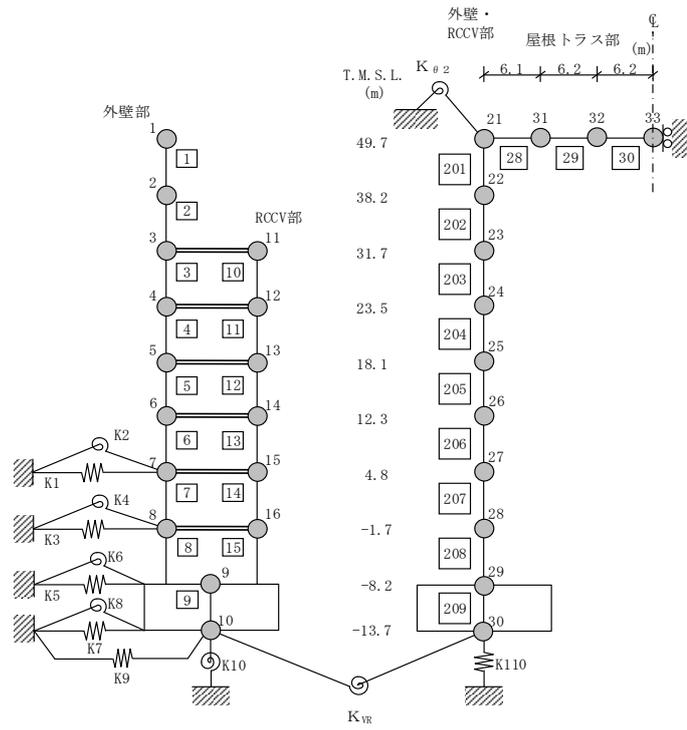


注1 : $K_{\theta 1}$ は鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（以下「RCCV」という。）回転ばねを示す。

注2 : 東京湾平均海面を，以下「T.M.S.L.」という。

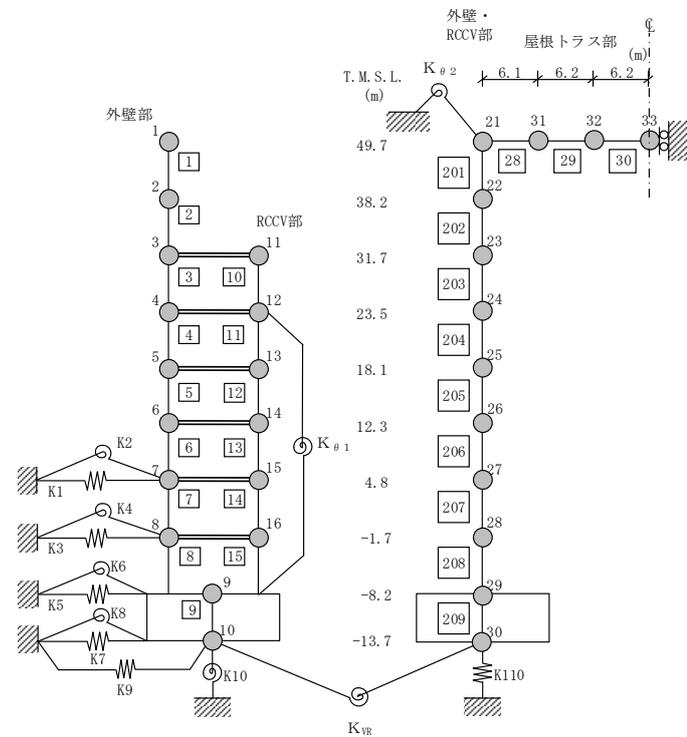
(a) 誘発上下動を考慮しない場合

図2-1 地震応答解析モデル（水平方向）（1/2）



注： $K_{\theta 2}$ は屋根トラス端部回転拘束ばねを示す。

NS方向



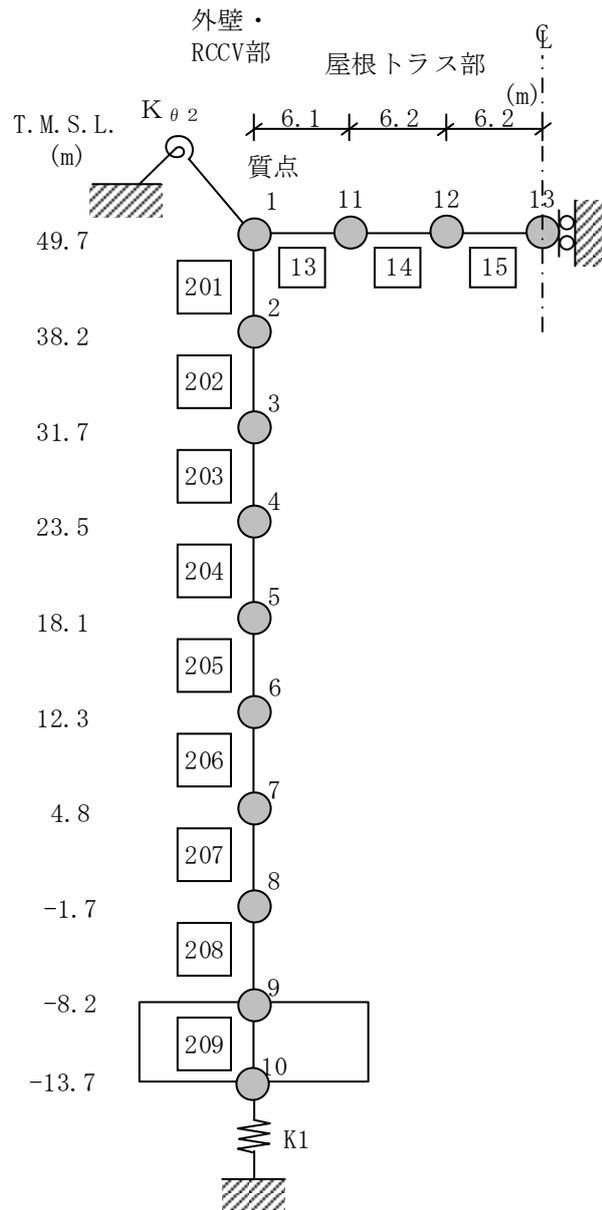
注 1： $K_{\theta 1}$ はRCCV回転ばねを示す。

注 2： $K_{\theta 2}$ は屋根トラス端部回転拘束ばねを示す。

EW方向

(b) 誘発上下動を考慮する場合

図 2-1 地震応答解析モデル（水平方向）(2/2)



注： $K_{\theta 2}$ は屋根トラス端部回転拘束ばねを示す。

図2-2 地震応答解析モデル（鉛直方向）

3. RCCV 回転ばね

プールガードは厚さ 1.4m～2.3m、高さ約 14.1m～約 20.9m の 2 対の壁で構成され、この壁は RCCV 円筒壁上部とボックス壁（RA 通り及び RG 通り）を相互に連結する構造となっている。

このため、地震時に RCCV 円筒壁上部が回転変形を起こそうとすると、プールガードがこれを拘束するように働くと考えられ、この拘束効果を RCCV 円筒壁上部とボックス壁（RA 通り及び RG 通り）を結ぶ RCCV 回転ばねとして評価する。RCCV 円筒壁上部の拘束効果の概念図を図 3-1 に、RCCV 回転ばね定数算定用モデルを図 3-2 に示す。

モデル化においては、使用済燃料貯蔵プール側のプールガード及び蒸気乾燥器・気水分離器ピット側のプールガードをはり要素でモデル化し、これらのプールガードが接続されているボックス壁の軸方向剛性を軸方向ばねでモデル化する。

RCCV 回転ばね定数 $K_{\theta 1}$ は、RCCV 頂部の節点 R に曲げモーメント M を加えた時の回転角 θ に基づき、 $K_{\theta 1} = M / \theta$ として算定した。

RCCV 回転ばねの諸元を表 3-1 に示す。

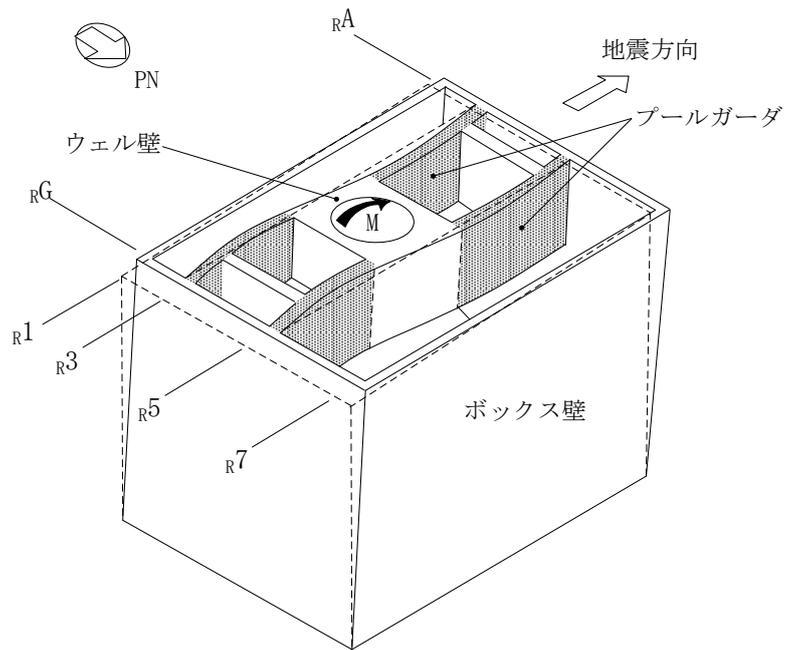


図 3-1 RCCV 円筒壁上部の回転拘束の概念図

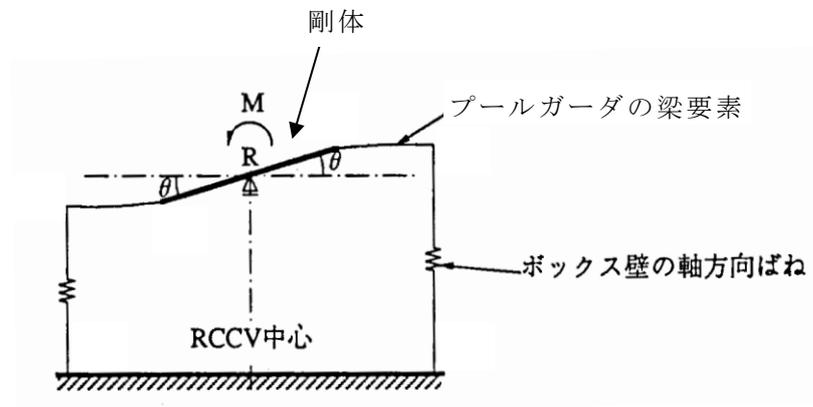


図 3-2 RCCV 回転ばね定数算定用モデル

表 3-1 RCCV 回転ばねの諸元

(単位 : kN・m/rad)

部位	ばね値
RCCV 回転ばね	2.13×10^{10}

4. 屋根トラス端部回転拘束ばね

屋根トラス部の質点に鉛直振動が生じると屋根トラス端部には回転が生じるが、これに対しては、屋根トラスを支える柱の曲げ剛性による拘束効果がある。一方、建屋部は軸ばね要素でモデル化されており、この拘束効果としての曲げ剛性を建屋部モデルでは考慮できていない。そこで、燃料取替床階（T.M.S.L. 31.7m）のクレーン柱の曲げ剛性を評価した回転ばねを屋根トラス端部の節点に導入してモデル化している。

屋根トラス端部回転拘束ばね $K_{\theta 2}$ は、燃料取替床階以下の剛性が高いことから、燃料取替床階柱の脚部を固定条件とした燃料取替床階のクレーン柱の曲げ剛性評価用モデルに単位モーメント M を加えた場合の回転角 θ を求め算定している。

屋根トラス端部回転拘束ばねの概念図を図 4-1 に、諸元を表 4-1 に示す。

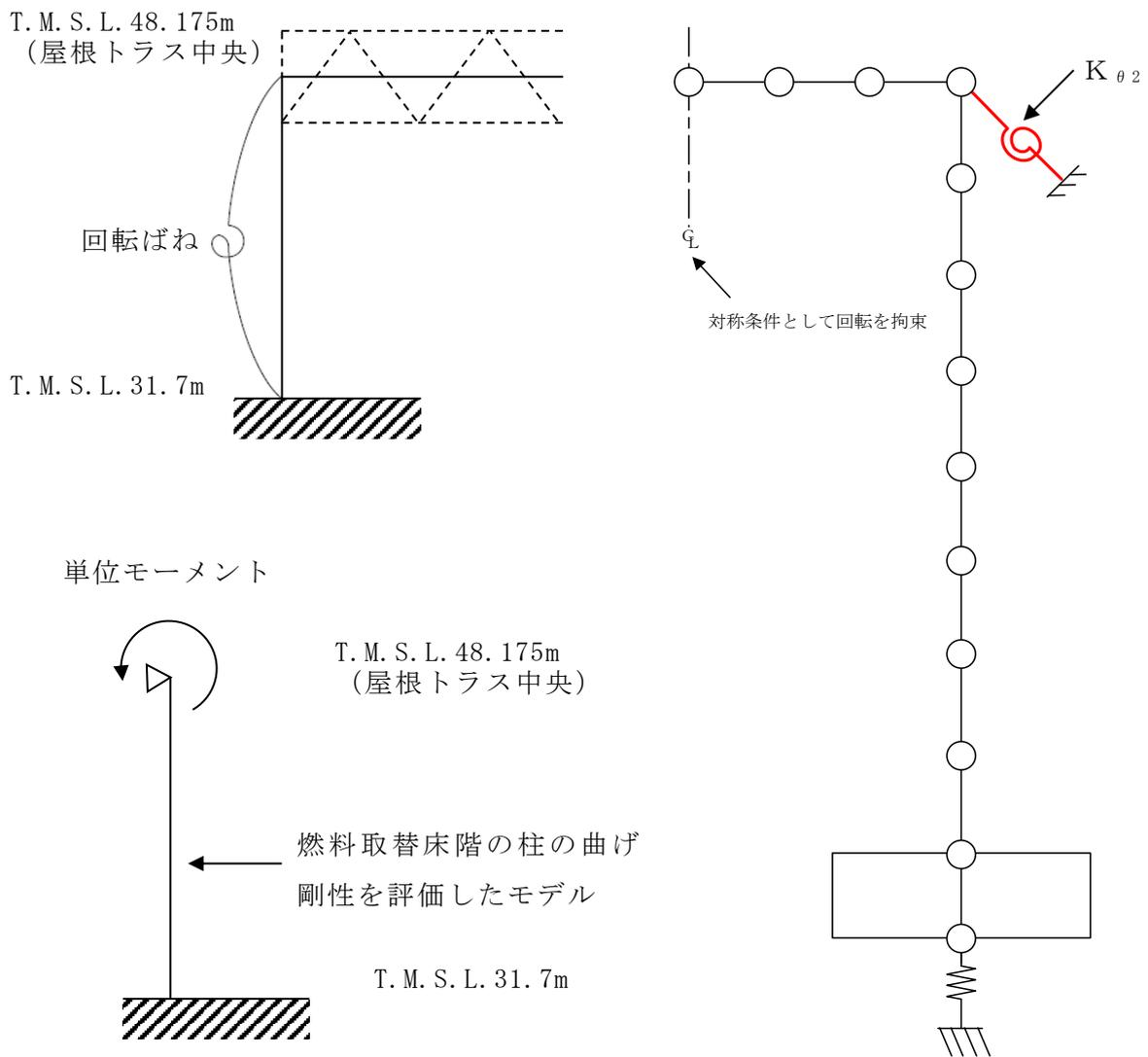


図 4-1 屋根トラス端部回転拘束ばねの概念図

表 4-1 屋根トラス端部回転拘束ばねの諸元

(単位 : kN・m/rad)

部位	ばね値
屋根トラス端部回転拘束ばね	3.90×10^7

別紙1-1 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更点について

目 次

1. 概要	別紙 1-1-1
2. 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更について	別紙 1-1-1
2.1 補助壁の考慮	別紙 1-1-1
2.2 コンクリート実剛性の考慮	別紙 1-1-2
2.3 建屋側面地盤回転ばねの考慮	別紙 1-1-3
2.4 表層地盤ばねの変更	別紙 1-1-4
2.5 建屋重量の変更	別紙 1-1-5
2.5.1 SI 単位系への単位換算による変更	別紙 1-1-5
2.5.2 主排気筒の重量変更	別紙 1-1-6
2.5.3 屋根トラスの重量変更	別紙 1-1-7
2.6 既工認モデルと今回設工認モデルの諸元の比較	別紙 1-1-9

1. 概要

今回設工認における原子炉建屋の水平方向の地震応答解析モデル（以下「今回設工認モデル」という。）は基本的には既工認時の地震応答解析モデル（以下「既工認モデル」という。）に基づいて設定しているが、解析モデルの精緻化を目的とし、既工認モデルから変更を行っている。本資料では、変更の概要を示す。

なお、比較に用いる既工認時の地震応答解析モデル及び手法は、平成3年8月23日付け3資庁第6674号にて認可された工事計画の添付書類IV-2-3「原子炉建屋の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）のものである。

2. 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更について

2.1 補助壁の考慮

今回設工認においては、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、動的地震荷重算定時の地震応答解析において使用する建屋剛性の評価に関して、既工認モデルでは耐震要素として考慮しなかったが、実際には耐震壁として考慮可能であると考えられる壁を補助壁として、その分の剛性を考慮する。

補助壁の選定基準の設定に当たっては、「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）を参考にした。図2-1に1例としてB3F（T. M. S. L. -8.2m～T. M. S. L. -1.7m）の補助壁として剛性を考慮する範囲を示す。

なお、補助壁を考慮することによる地震応答解析モデルへの影響については「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙1-2「原子炉建屋の地震応答解析モデルについて」、補助壁の評価方法に関する詳細は「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙1-3「地震応答解析モデルにおける補助壁の評価方法について」に示す。

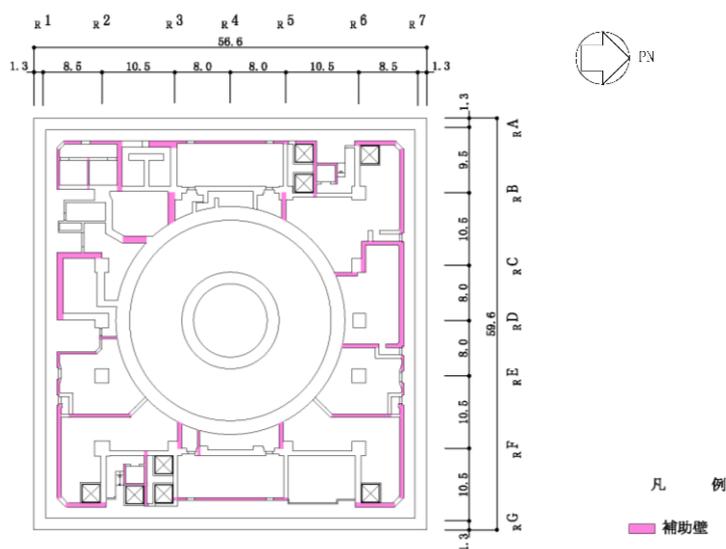


図2-1 補助壁の考慮範囲の例（B3F，T. M. S. L. -8.2m）（単位：m）

2.2 コンクリート実剛性の考慮

今回設工認においては、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、動的地震荷重算定時の地震応答解析において使用する建屋剛性の評価に関して、コンクリート実強度に基づき評価される実剛性を用いる。ただし、許容値の算定に当たっては、設計基準強度を用いる。表2-1に既工認モデル及び今回設工認モデルで用いるコンクリートの材料物性値を示す。

なお、コンクリート実剛性を考慮することによる地震応答解析モデルへの影響については「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙1-2「原子炉建屋の地震応答解析モデルについて」、コンクリート実剛性の採用に関する詳細は「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙1-4「地震応答解析モデルにおけるコンクリート実剛性の採用について」に示す。

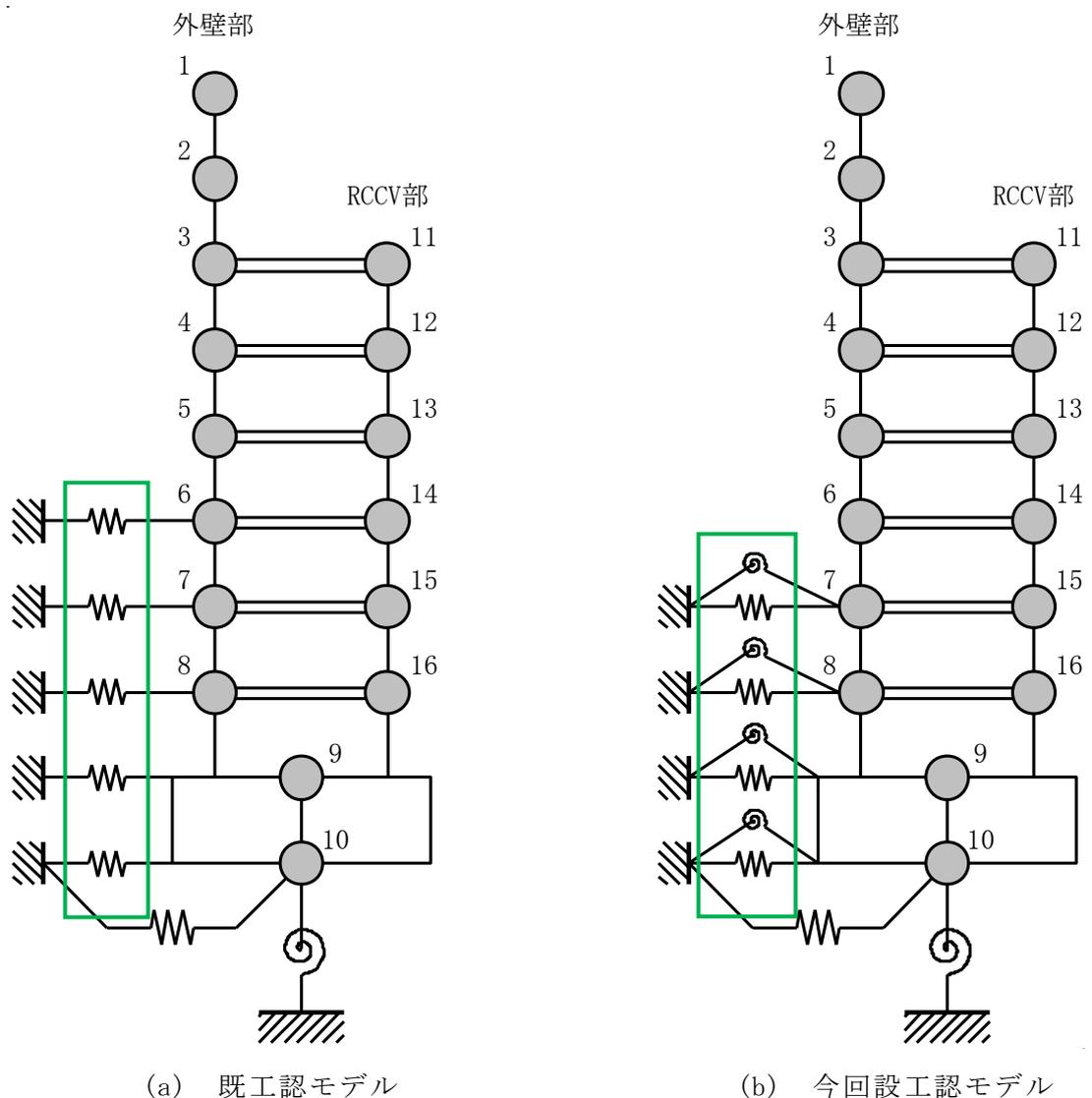
表2-1 既工認モデル及び今回設工認モデルで用いるコンクリートの材料物性値

材料物性値	既工認モデル	今回設工認モデル
コンクリート 強度 F c	設計基準強度 建屋部 : 32.3N/mm ² (330kgf/cm ²) 基礎スラブ : 29.4N/mm ² (300kgf/cm ²)	実強度 建屋部 : 43.1N/mm ² (440kgf/cm ²) 基礎スラブ : 39.2N/mm ² (400kgf/cm ²)
コンクリートの 単位体積重量 γ	22.6kN/m ³ (2.3tf/m ³)	23.5kN/m ³ (2.4tf/m ³)
ヤング係数 E	$2.1 \times 10^5 \times \left(\frac{\gamma}{2.3}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F c}{200}}$ (kgf/cm ²)	$3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$ (N/mm ²)
せん断弾性係数 G	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	$\frac{E}{2(1+\nu)}$
ポアソン比 ν	0.167	0.2
適用規準	鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 1988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)

2.3 建屋側面地盤回転ばねの考慮

今回設工認モデルにおいては、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため建屋側面地盤回転ばね（以下「側面回転ばね」という。）を考慮する。図2-2に地震応答解析モデルにおける側面回転ばねの考慮の概念図を示す。

なお、側面回転ばねを考慮することによる地震応答解析モデルへの影響については「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙1-2「原子炉建屋の地震応答解析モデルについて」、側面回転ばねを考慮することの妥当性の詳細については「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙1-5「建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について」に示す。



: 側面回転ばねの考慮による変更箇所

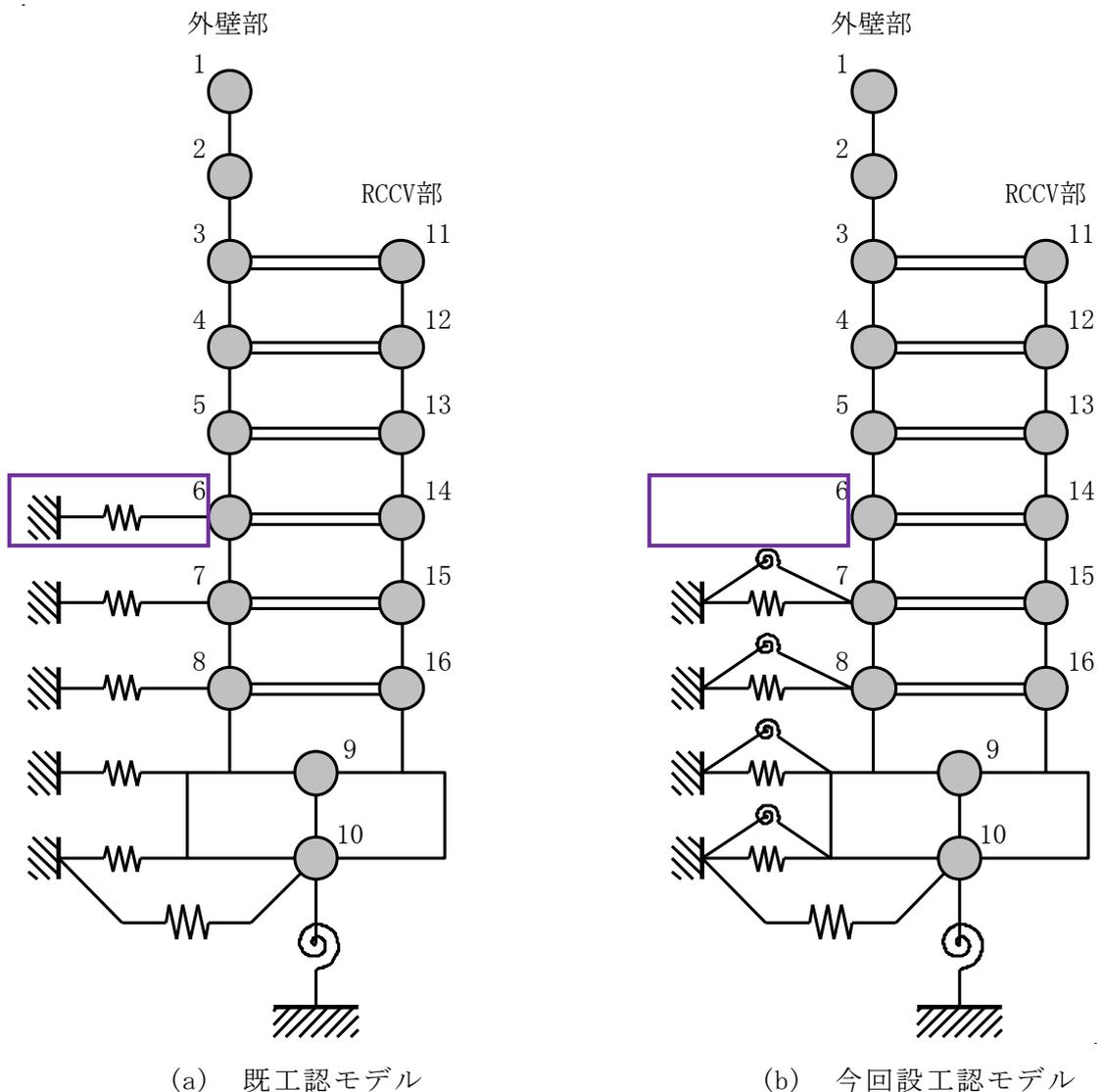
注：鉄筋コンクリート製原子炉格納容器を、以下「RCCV」という。

図2-2 側面回転ばねの考慮（概念図）

2.4 表層地盤ばねの変更

既工認モデルでは地盤表層部（新期砂層）についても地盤ばねとして考慮していたが、今回設工認モデルでは、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、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、この部分の地盤ばねを考慮しない。図2-3に地震応答解析モデルにおける表層地盤ばねの変更の概念図を示す。

なお、表層地盤ばねを考慮しないことによる地震応答解析モデルへの影響については「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙1-2「原子炉建屋の地震応答解析モデルについて」、表層地盤ばねの取扱いについての詳細は「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙1-6「表層ばねの取扱いについて」に示す。



: 表層地盤ばねの変更箇所

図2-3 表層地盤ばねの変更（概念図）

2.5 建屋重量の変更

2.5.1 SI単位系への単位換算による変更

既工認モデルでは重力単位系による重量を用いていたが、今回設工認モデルではSI単位系へ単位換算する。

2.5.2 主排気筒の重量変更

主排気筒については、制震装置（オイルダンパー）、補強リング及び支持点アームの追加による耐震補強工事を実施しており、原子炉建屋の今回設工認モデルでは当該工事による重量変更を **質点番号2** に反映している。図2-4に耐震補強工事の概要を示す。

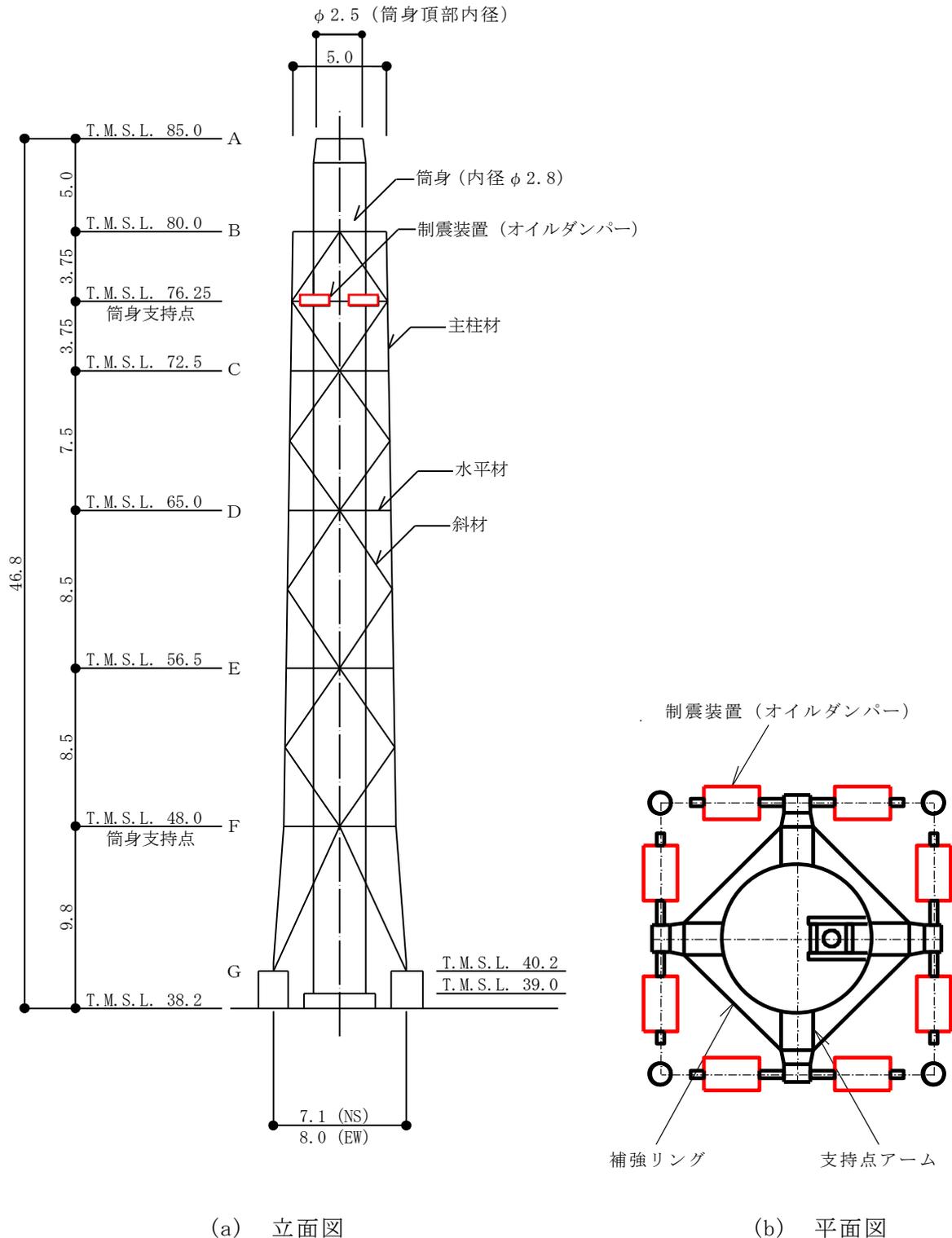


図2-4 耐震補強工事の概要（単位：m）

2.5.3 屋根トラスの重量変更

原子炉建屋屋根トラスについては，つなぎばりの一部や下弦面水平ブレース等の余裕の少ない部材について，部材取替え及び補強部材の追加による耐震補強工事を実施しており，原子炉建屋の今回設工認モデルでは当該工事による重量変更を反映している。図2-5に耐震補強工事の概要を，表2-2に補強部材の詳細を示す。なお，屋根トラスの裕度向上対策として防水仕様の変更による固定荷重の低減及び除雪による積雪荷重の低減を行っている。

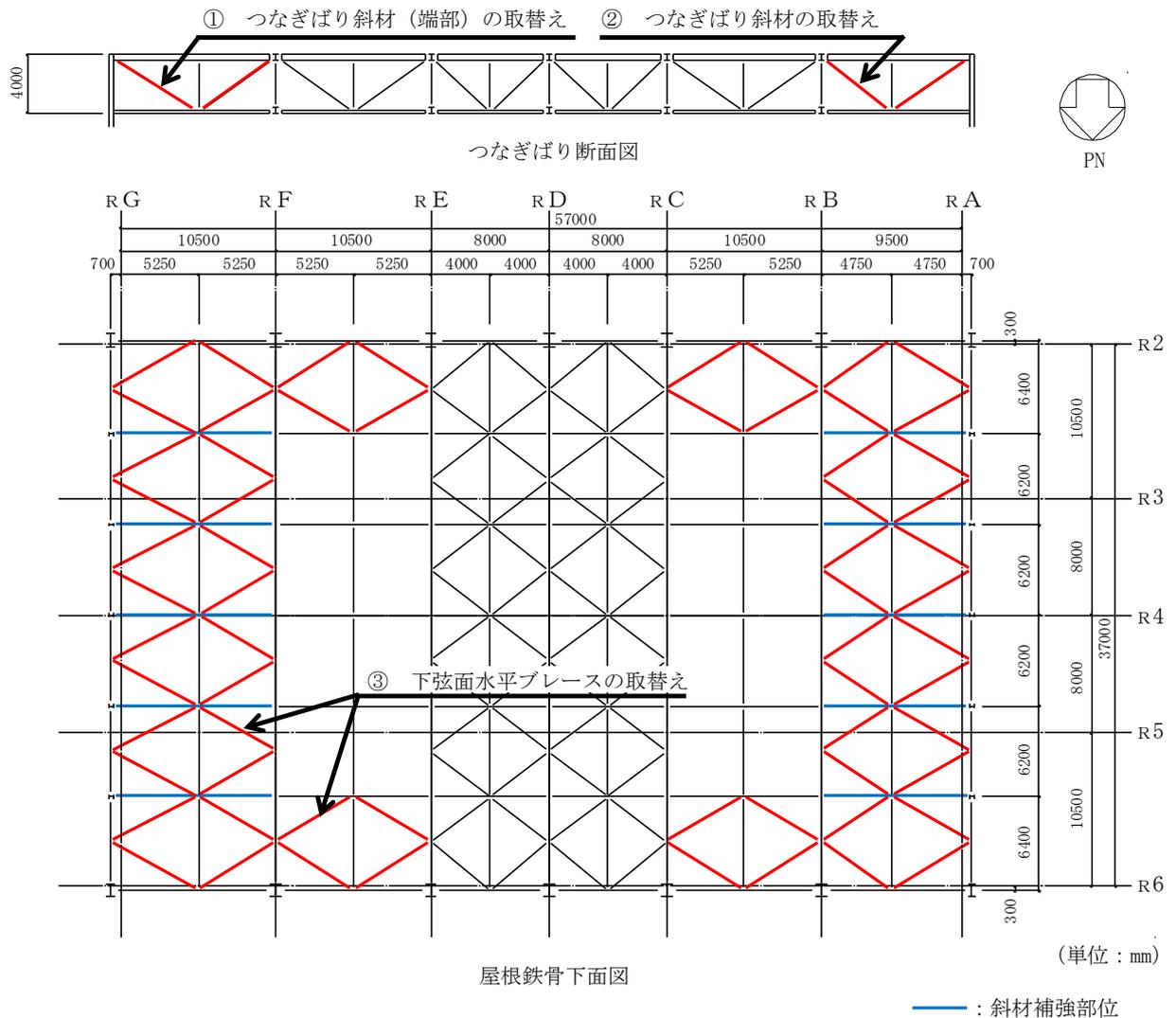
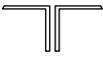


図2-5 耐震補強工事の概要

表2-2 補強部材の詳細

No.	箇所及び補強方法	
①	つなぎばり斜材 (端部) 取替え	 <p>補強前 2Ls-90×90×10 補強後 2Ls-120×120×8</p>
②	つなぎばり斜材 取替え	 <p>補強前 2Ls-90×90×10 補強後 2Ls-130×130×9</p>
③	下弦面 水平ブレース 取替え	 <p>補強前 CT-150×300×10×15 補強後 CT-175×350×12×19</p>

2.6 既工認モデルと今回設工認モデルの諸元の比較

表2-3に既工認モデルと今回設工認モデルの諸元の比較を示す。

表2-3 既工認モデルと今回設工認モデルの諸元の比較 (NS方向) (1/2)

(a) 既工認モデル

質点番号	質点重量 W (t)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ t・m ²)	部材番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)	質点番号	質点重量 W (t)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ t・m ²)	部材番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	4640	8.3	1	41.0	13600						
2	8280	42.0	2	82.4	50500						
3	8840	49.4	3	116.9	71400	11	9600	3.4	10	114.4	7200
4	8470	29.3	4	118.2	70400	12	16050	39.2	11	95.4	23300
5	5660	20.4	5	124.7	87200	13	10390	30.9	12	95.6	23500
6	8400	29.9	6	163.8	103000	14	20330	40.8	13	97.0	23400
7	8020	29.7	7	181.2	112800	15	12840	40.0	14	99.5	23600
8	8100	29.9	8	192.4	119000	16	13940	37.7	15	143.9	29500
9	34650	95.5	9	—	—						
10	22120	59.2									
合計	200330										

① 建屋部

ヤング係数 E	2.7 × 10 ⁶ t/m ²
せん断弾性係数 G	1.2 × 10 ⁶ t/m ²
ポアソン比 ν	0.167
減衰定数 h	5%

② 基礎スラブ

ヤング係数 E	2.6 × 10 ⁶ t/m ²
せん断弾性係数 G	1.1 × 10 ⁶ t/m ²
ポアソン比 ν	0.167
減衰定数 h	5%

基礎形状 56.6m (NS 方向) × 59.6m (EW 方向) × 5.5m (厚さ)

(b) 今回設工認モデル

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ³ kN・m ²)	部材番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)	質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ³ kN・m ²)	部材番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	39540* ¹	70.7* ¹	1	41.0	13600						
2	79450* ²	403.0* ²	2	82.4	50500						
3	86670	484.3	3	182.1	71400	11	94140	33.3	10	119.9	7200
4	83020	287.2	4	127.8	70400	12	157400	384.4	11	107.9	23300
5	55470	199.9	5	156.5	87200	13	101890	303.0	12	150.0	23500
6	82360	293.2	6	180.2	103000	14	199370	400.1	13	133.0	23400
7	78650	291.3	7	191.6	112800	15	125920	392.3	14	129.7	23600
8	79430	293.2	8	225.0	119000	16	136710	369.7	15	176.2	29500
9	339800	936.5	9	3373.4	900600						
10	216920	580.6									
合計	1956740										

① 建屋部

ヤング係数 E	2.88 × 10 ⁴ N/mm ²
せん断弾性係数 G	1.20 × 10 ⁴ N/mm ²
ポアソン比 ν	0.2
減衰定数 h	5%

② 基礎スラブ

ヤング係数 E	2.79 × 10 ⁴ N/mm ²
せん断弾性係数 G	1.16 × 10 ⁴ N/mm ²
ポアソン比 ν	0.2
減衰定数 h	5%

基礎形状 56.6m (NS 方向) × 59.6m (EW 方向) × 5.5m (厚さ)

- : 「2.1 補助壁の考慮」による変更箇所
- : 「2.2 コンクリート実剛性の考慮」による変更箇所
- : 「2.5 建屋重量の変更」による変更箇所

注記*1 : 屋根トラスの耐震補強工事, 防水仕様の変更による固定荷重の低減及び除雪による積雪荷重の低減による重量の変更箇所

*2 : 主排気筒の耐震補強工事による重量の変更箇所

表2-3 既工認モデルと今回設工認モデルの諸元の比較 (EW方向) (2/2)

(a) 既工認モデル

質点番号	質点重量 W (t)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁶ t・m ²)	部材番号	せん断断面積 A _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	質点番号	質点重量 W (t)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁶ t・m ²)	部材番号	せん断断面積 A _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	4640	17.3	1	54.7	29900	11	9090	28.1	10	114.4	6700
2	8280	31.4	2	122.6	61200	12	17670	49.0	11	95.4	23300
3	9350	31.0	3	158.8	89400	13	10730	33.9	12	97.4	23100
4	6850	28.1	4	114.0	82600	14	20440	44.8	13	97.0	23400
5	5320	22.5	5	134.3	96200	15	13000	44.2	14	97.4	21200
6	8290	33.7	6	177.7	111700	16	14090	41.7	15	137.5	23800
7	7860	32.4	7	190.8	124000						
8	7950	32.7	8	202.6	131000						
9	34650	105.1	9	—	—						
10	22120	66.0									
合計	200330										

① 建屋部

ヤング係数 E	2.7 × 10 ⁶ t/m ²
せん断弾性係数 G	1.2 × 10 ⁶ t/m ²
ポアソン比 ν	0.167
減衰定数 h	5%
回転ばね K _{θ1}	18.6 × 10 ⁶ tm/rad

② 基礎スラブ

ヤング係数 E	2.6 × 10 ⁶ t/m ²
せん断弾性係数 G	1.1 × 10 ⁶ t/m ²
ポアソン比 ν	0.167
減衰定数 h	5%

基礎形状 56.6m (NS 方向) × 59.6m (EW 方向) × 5.5m (厚さ)

(b) 今回設工認モデル

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ³ kN・m ²)	部材番号	せん断断面積 A _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ³ kN・m ²)	部材番号	せん断断面積 A _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	39540*1	147.4*1	1	54.7	29900	11	89140	275.6	10	248.3	6700
2	79450*2	301.3*2	2	122.6	61200	12	173240	480.4	11	223.0	23300
3	91670	303.9	3	162.2	89400	13	105200	332.4	12	158.3	23100
4	67180	275.6	4	132.8	82600	14	200440	439.3	13	118.2	23400
5	52160	220.6	5	158.4	96200	15	127490	433.5	14	183.2	21200
6	81290	330.4	6	197.4	111700	16	138180	408.9	15	160.1	23800
7	77080	317.7	7	211.6	124000						
8	77960	320.7	8	258.7	131000						
9	339800	1030.7	9	3373.4	998600						
10	216920	647.2									
合計	1956740										

① 建屋部

ヤング係数 E	2.88 × 10 ⁴ N/mm ²
せん断弾性係数 G	1.20 × 10 ⁴ N/mm ²
ポアソン比 ν	0.2
減衰定数 h	5%
回転ばね K _{θ1}	2.13 × 10 ¹⁰ kNm/rad

② 基礎スラブ

ヤング係数 E	2.79 × 10 ⁴ N/mm ²
せん断弾性係数 G	1.16 × 10 ⁴ N/mm ²
ポアソン比 ν	0.2
減衰定数 h	5%

基礎形状 56.6m (NS 方向) × 59.6m (EW 方向) × 5.5m (厚さ)

- : 「2.1 補助壁の考慮」による変更箇所
- : 「2.2 コンクリート実剛性の考慮」による変更箇所
- : 「2.5 建屋重量の変更」による変更箇所

注記*1 : 屋根トラスの耐震補強工事, 防水仕様の変更による固定荷重の低減及び除雪による積雪荷重の低減による重量の変更箇所

*2 : 主排気筒の耐震補強工事による重量の変更箇所

別紙1-2 原子炉建屋の地震応答解析モデルについて

目 次

1. 概要	別紙1-2-1
2. 原子炉建屋の概要	別紙1-2-2
3. 地震応答解析モデルに係る影響検討	別紙1-2-7
3.1 概要	別紙1-2-7
3.2 検討ケース	別紙1-2-12
3.3 シミュレーション解析結果	別紙1-2-13
4. まとめ	別紙1-2-30

別紙1-2-1 新潟県中越沖地震における鉛直方向の地震観測記録について

1. 概要

原子炉建屋の地震応答解析モデル（以下「今回設工認モデル」という。）は2007年新潟県中越沖地震（以下「新潟県中越沖地震」という。）時のシミュレーション解析結果を踏まえて設定している。

本資料は、新潟県中越沖地震のシミュレーション解析として実施した、コンクリート実剛性、補助壁の考慮、建屋側面地盤回転ばね（以下「側面回転ばね」という。）の考慮及び地盤表層部の地盤ばね（以下「表層地盤ばね」という。）の非考慮についての影響検討結果を説明するものである。

2. 原子炉建屋の概要

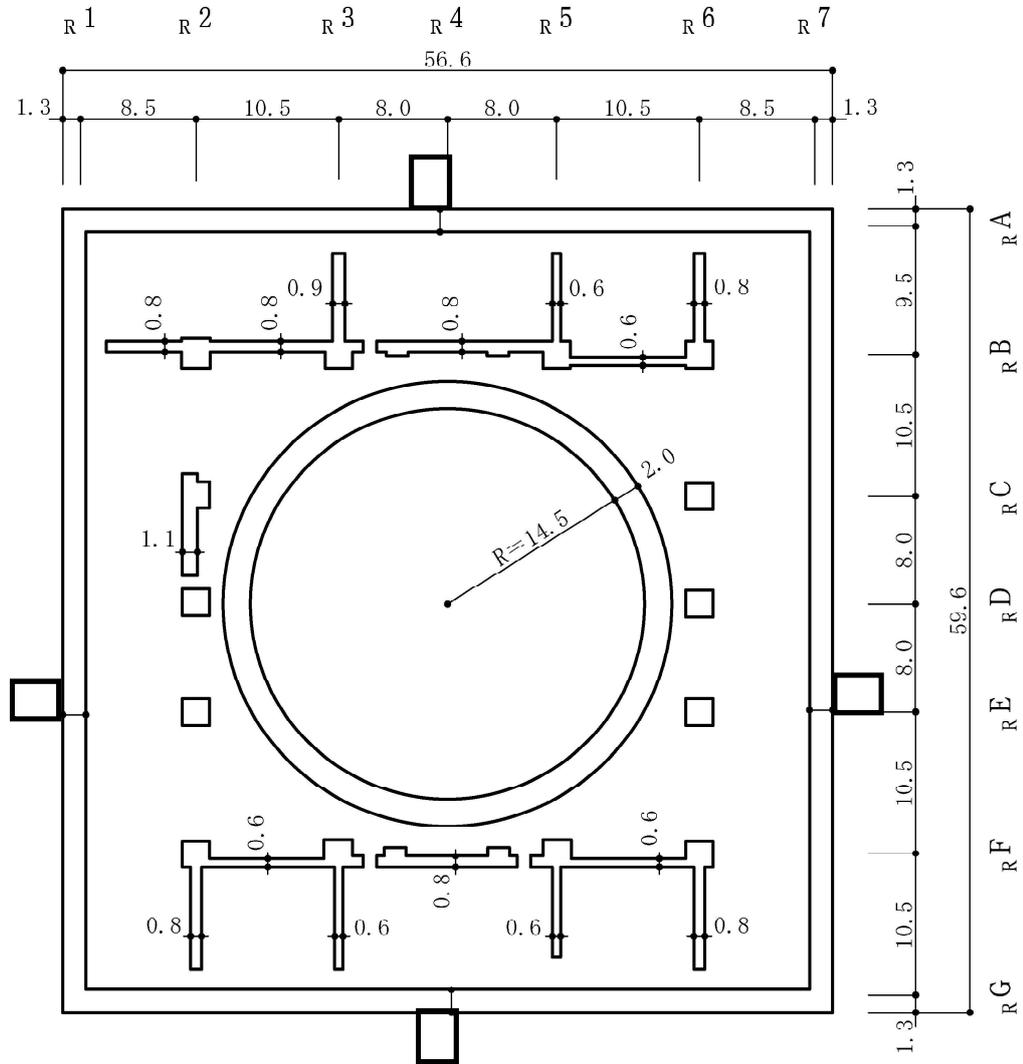
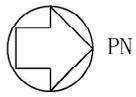
原子炉建屋は、地上4階、地下3階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。原子炉建屋の概略平面図及び概略断面図を図2-1及び図2-2に、物性値を表2-1に示す。

原子炉建屋の平面は、地下部分では56.6m（NS方向）×59.6m（EW方向）、最上階は39.0m（NS方向）×59.6m（EW方向）である。基礎スラブ底面からの高さは63.4mであり、地上高さは37.7mである。なお、原子炉建屋の屋根部分には主排気筒が設置されている。また、原子炉建屋は隣接する他の建屋と構造的に分離している。

原子炉建屋の基礎は厚さ5.5mのべた基礎で、支持地盤である泥岩上に設置している。

原子炉建屋の中央部には原子炉圧力容器（以下「RPV」という。）を収容している鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（以下「RCCV」という。）がある。RCCVは円筒形で基礎スラブ上から立ち上がり、床スラブによって原子炉建屋と一体構造になっている。このRCCVの高さは底部上端からトップスラブ部下端まで29.5m、内径は29.0mであり、壁厚は2.0mである。

原子炉建屋の主な耐震壁は、RCCVと外壁である。主要な耐震壁は建屋の中心に対してほぼ対称に配置しており、開口部も少なく、建屋は全体として非常に剛性の高い構造となっている。



注：東京湾平均海面を，以下「T.M.S.L.」という。

図2-1 原子炉建屋の概略平面図 (B3F, T.M.S.L. -8.2m) (単位：m)

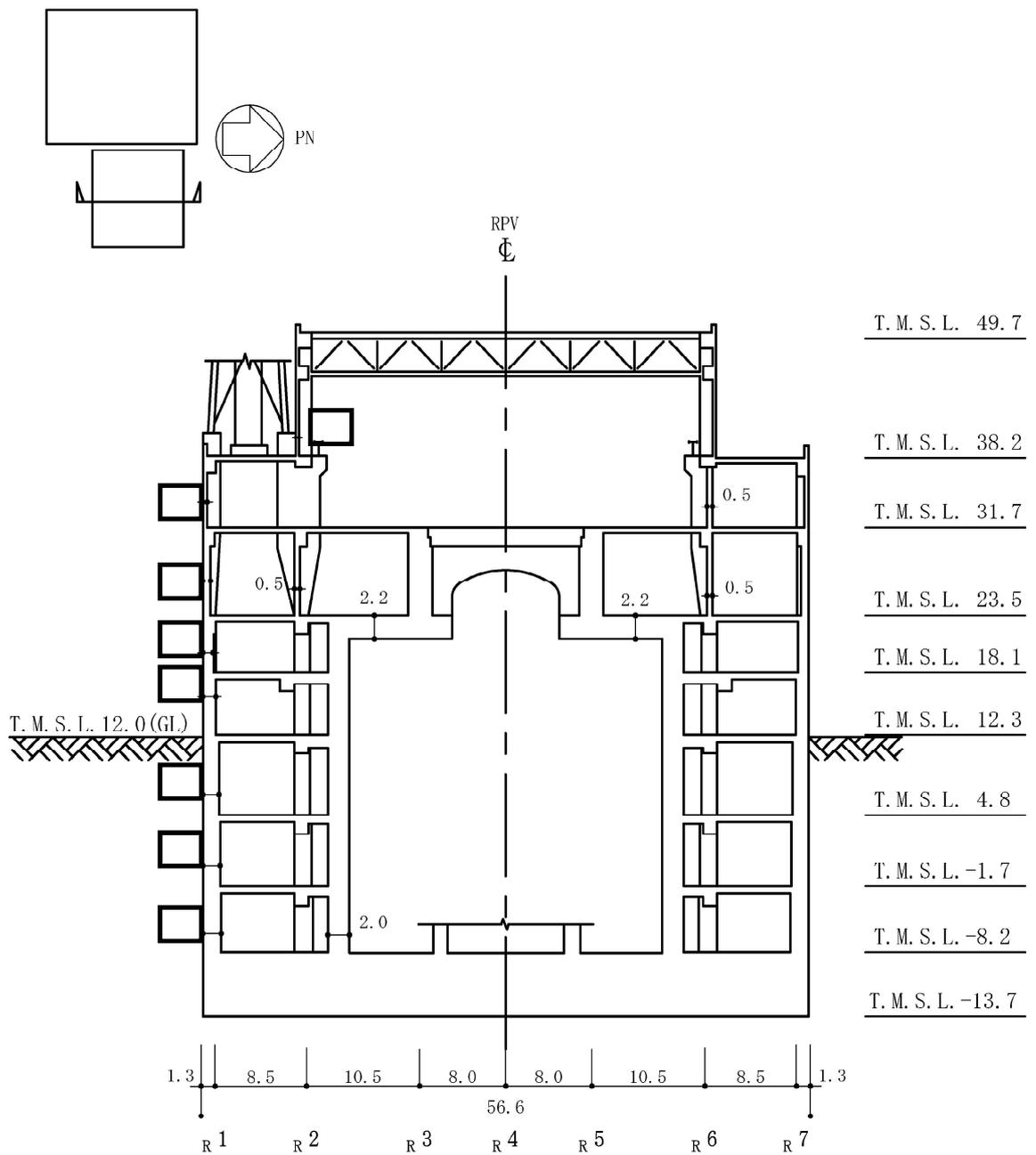


図2-2 原子炉建屋の概略断面図 (NS方向) (1/2) (単位 : m)

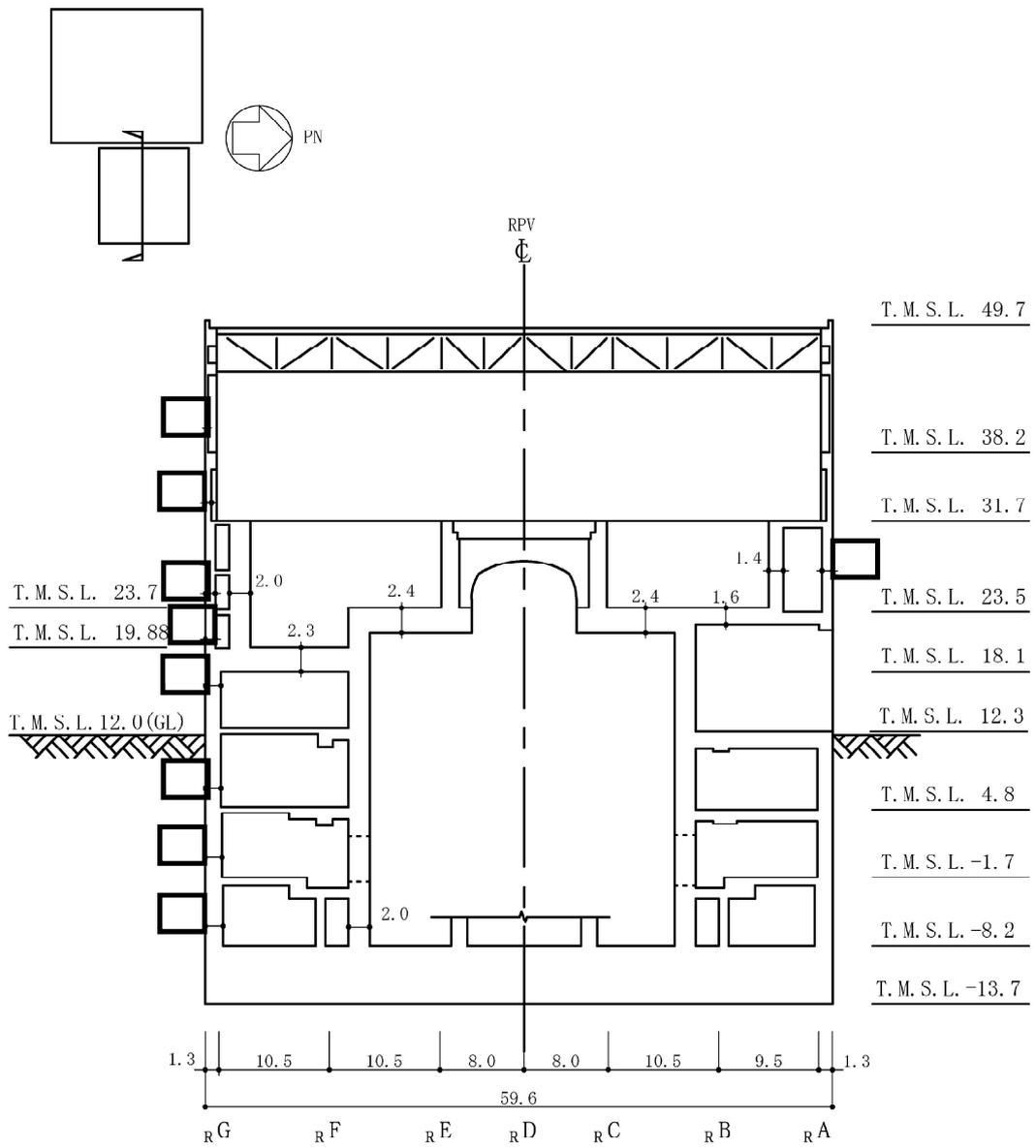


図2-2 原子炉建屋の概略断面図 (EW方向) (2/2) (単位 : m)

表2-1 建物・構築物の物性値

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

注記*：実強度に基づくコンクリート強度を示す。

3. 地震応答解析モデルに係る影響検討

3.1 概要

シミュレーション解析に用いる地震の諸元を図3-1に、地震計設置位置を図3-2に示す。原子炉建屋3階の地震観測記録（加速度時刻歴波形）を図3-3に、基礎スラブ上の地震観測記録（加速度時刻歴波形）を図3-4に示す。

また、本検討におけるシミュレーション解析は、地震時に観測した基礎スラブ上における水平方向及び鉛直方向の地震観測記録を用いた弾性応答解析による。建屋各部位の応答は、原子炉建屋の基礎スラブ上での観測地震波を解析モデルの基礎スラブ上に入力し、基礎スラブ上からの建屋各部の伝達関数を用いて算定する。シミュレーション解析における地震応答解析のフローを図3-5に示す。

地震名	新潟県中越沖地震
発生日時	2007年7月16日 午前10時13分頃
マグニチュード	6.8
震源深さ	17km
震央距離	16km
震源距離	約23km



図3-1 シミュレーション解析に用いる地震の諸元（新潟県中越沖地震）

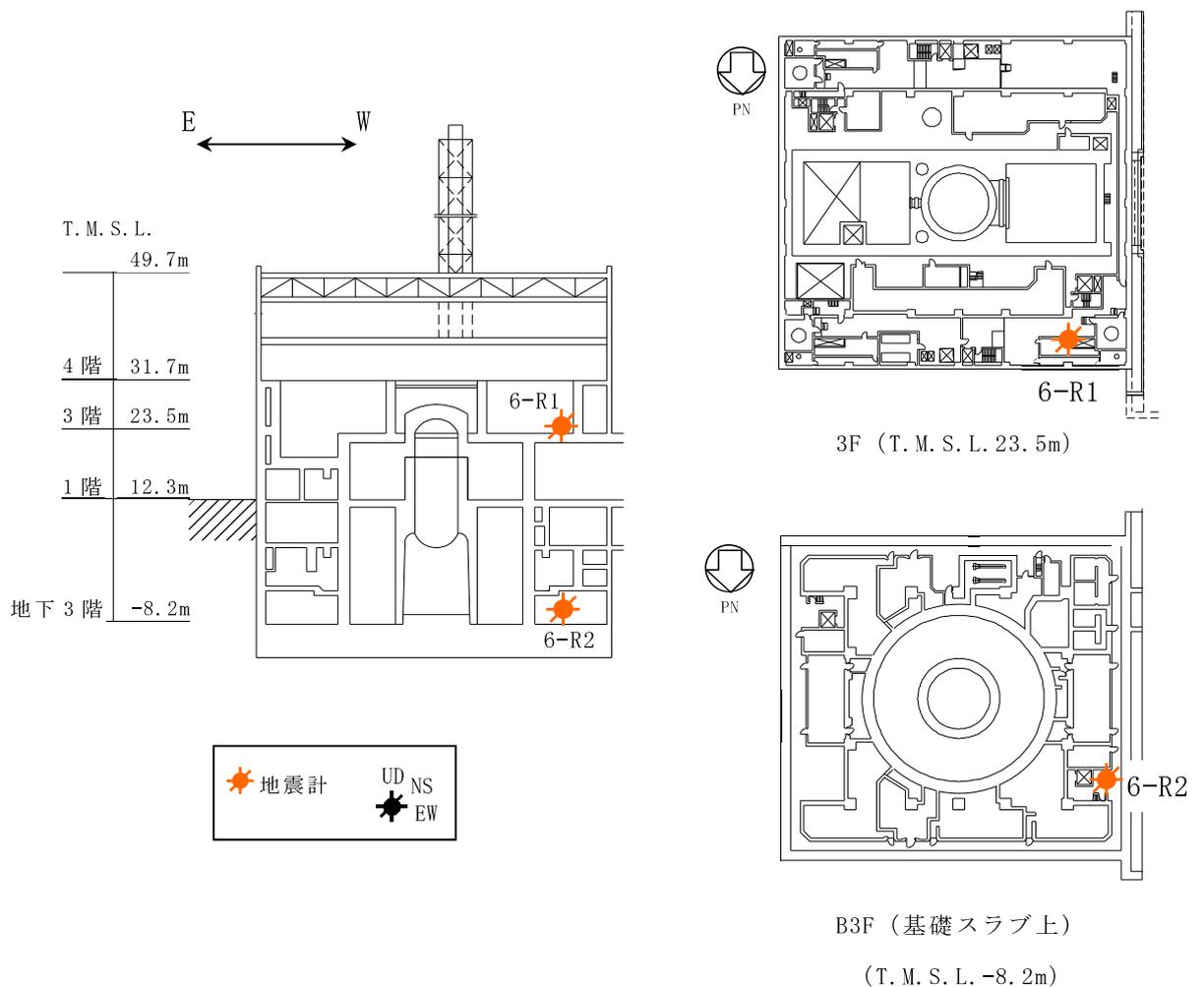
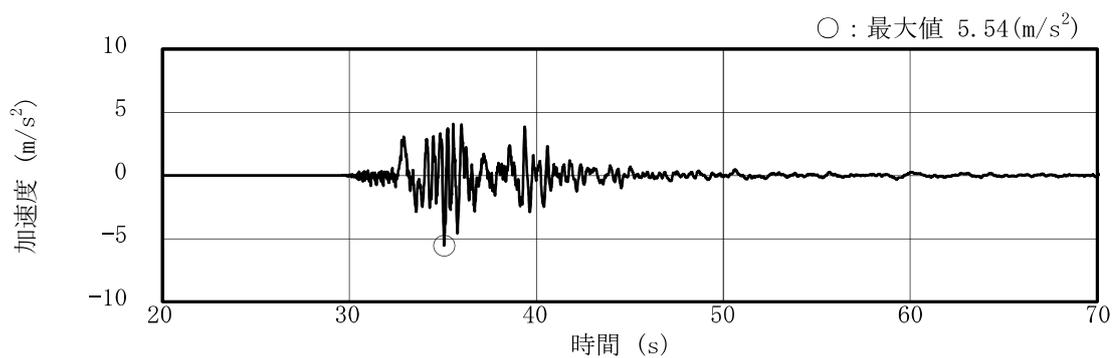
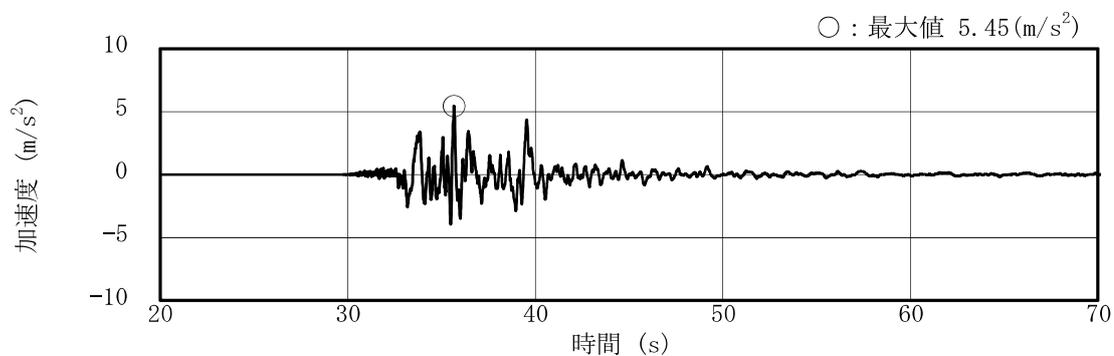


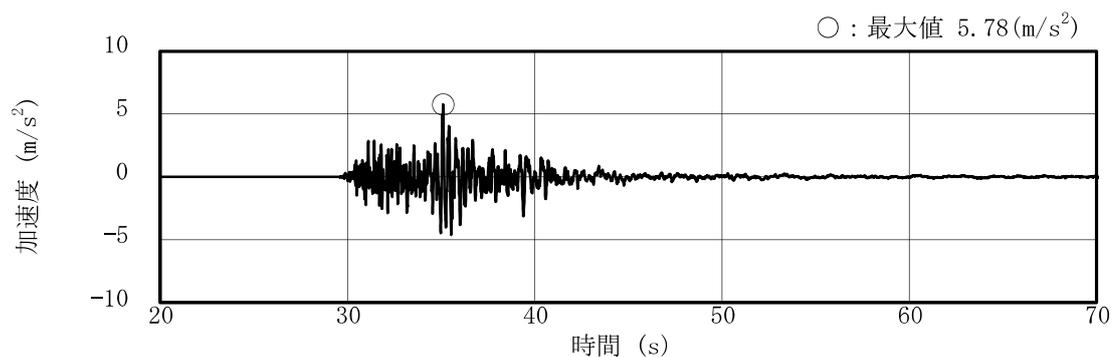
図3-2 地震計設置位置



NS 方向



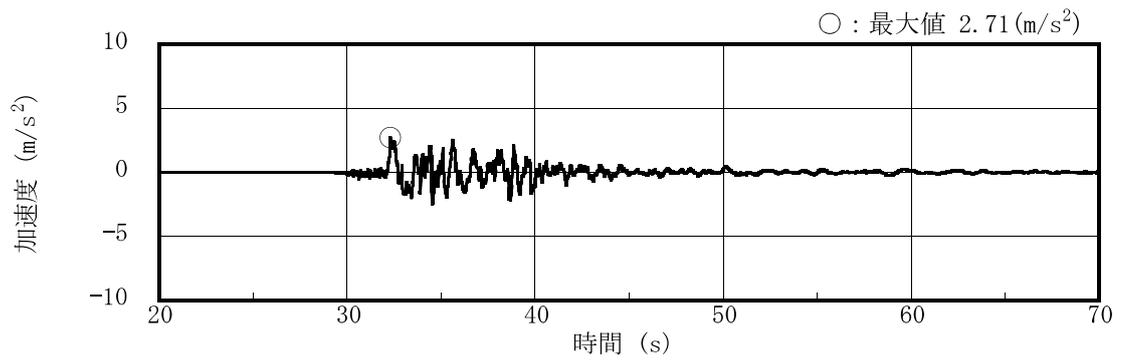
EW 方向



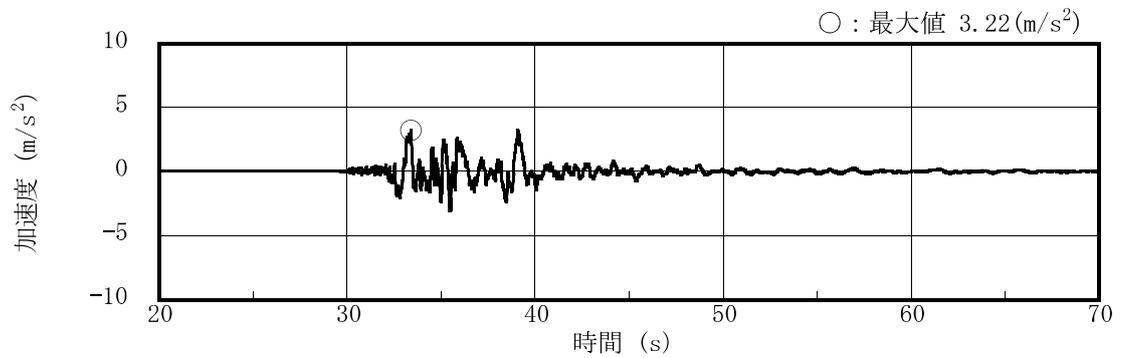
鉛直方向

図3-3 原子炉建屋3階の地震観測記録（加速度時刻歴波形）

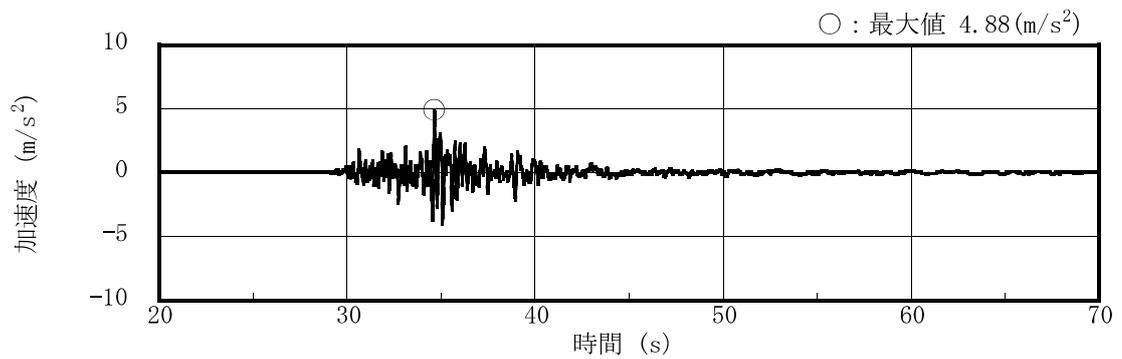
(6-R1 : T. M. S. L. 23.5m)



NS 方向



EW 方向



鉛直方向

図3-4 基礎スラブ上の地震観測記録 (加速度時刻歴波形)

(6-R2 : T. M. S. L. -8.2m)

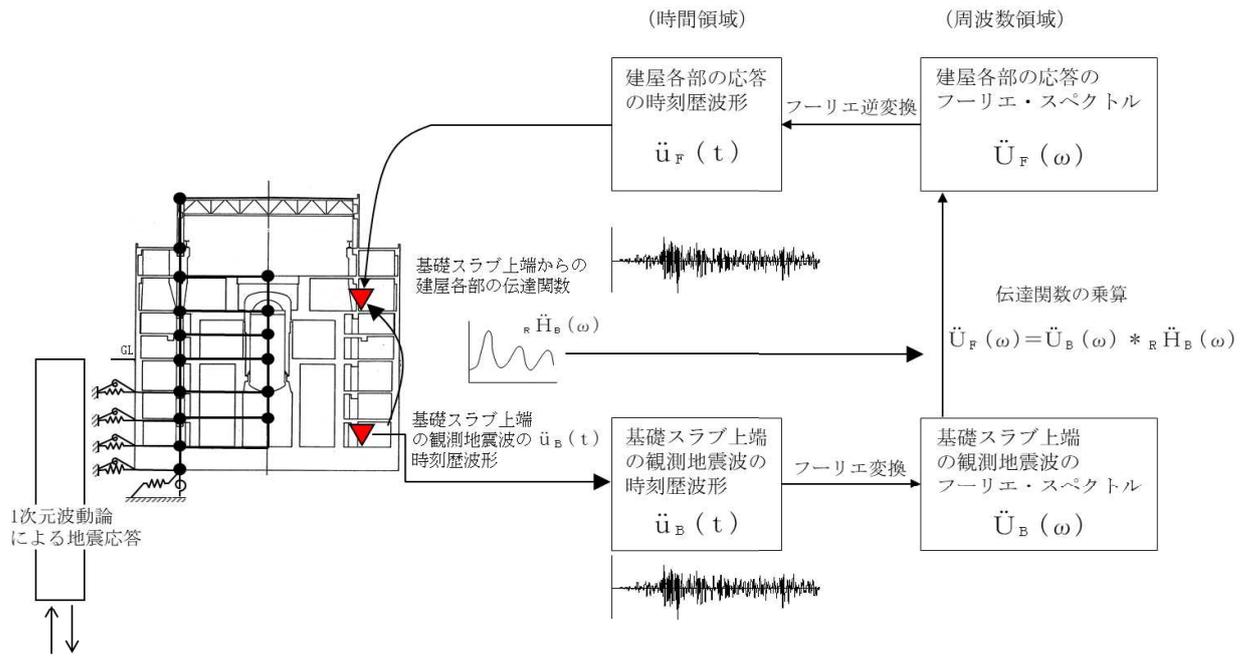


図3-5 シミュレーション解析における地震応答解析のフロー

3.2 検討ケース

表3-1に示す全6ケースについて解析を実施する。なお、鉛直方向の解析モデルでは、側面地盤の効果は考慮していないことから、ケース3及びケース4の検討は実施しない。

表3-1 パラメータスタディケース

ケース名	建屋モデル		地盤モデル	
	コンクリートのヤング係数	剛性を考慮する部位	側面ばね	表層部での建屋-地盤相互作用
既工認手法に基づく解析モデル	設計基準強度に基づく	耐震壁	水平	考慮
ケース1 実剛性考慮	実剛性*	耐震壁	水平	考慮
ケース2 補助壁考慮	設計基準強度に基づく	耐震壁+補助壁	水平	考慮
ケース3 側面回転ばね	設計基準強度に基づく	耐震壁	水平・回転	考慮
ケース4 表層非考慮	設計基準強度に基づく	耐震壁	水平	非考慮
シミュレーション解析モデル (ケース1~4の項目を全て反映したモデル)	実剛性*	耐震壁+補助壁	水平・回転 (表層無視)	非考慮

注記*：本パラメータスタディにおいては、建設時の取得データを基に文献調査等を踏まえて経年による強度増進効果を加味して設定した推定実強度（49.0N/mm²（500kgf/cm²））に基づく剛性を使用する。なお、今回設工認では、妥当性及び信頼性の観点から、建設時の91日強度の平均値に相当する値（43.1N/mm²（440kgf/cm²））をコンクリート実強度として剛性を算定する。

3.3 シミュレーション解析結果

ケース1～4の各ケースの地震応答解析結果，既工認手法の地震応答解析結果及び観測記録の比較（加速度応答スペクトル及び最大応答加速度）を図3-6～図3-13に示す。また，シミュレーション解析モデルによる解析結果を図3-14及び図3-15に示す。表3-2に各解析ケースの考察結果を示す。

表3-2 考察結果

解析ケース		考察
ケース1 (NS/EW/鉛直)	実剛性考慮	<ul style="list-style-type: none"> ・ 加速度応答スペクトルについて，いずれの方向においても既工認手法とほぼ同等の結果か観測記録との整合性が向上している。 ・ 最大応答加速度についても，いずれの方向においても既工認手法とほぼ同等の結果か観測記録との整合性が向上している。
ケース2 (NS/EW/鉛直)	補助壁考慮	<ul style="list-style-type: none"> ・ 加速度応答スペクトルについて，いずれの方向においても既工認手法とほぼ同等の結果か観測記録との整合性が向上している。 ・ 最大応答加速度についても，いずれの方向においても既工認手法とほぼ同等の結果か観測記録との整合性が向上している。
ケース3 (NS/EW)	側面回転ばね考慮	<ul style="list-style-type: none"> ・ 加速度応答スペクトルについては，NS，EW方向ともに既工認手法と比較して観測記録との整合性が向上している。他のケースと比べても向上度合いは大きい。 ・ 最大応答加速度についても，NS，EW方向ともに既工認手法と比較して整合性が向上している。
ケース4 (NS/EW)	表層非考慮	<ul style="list-style-type: none"> ・ 加速度応答スペクトルについては，NS，EW方向ともに既工認手法と比較して観測記録との整合性が向上している。 ・ 最大応答加速度についても，NS，EW方向ともに既工認手法と比較して整合性が向上している。
シミュレーション解析モデル (NS/EW/鉛直)	全項目反映	<ul style="list-style-type: none"> ・ 加速度応答スペクトルについては，NS，EW方向ともにケース1～4と比較して，観測記録とより整合する結果となっている。鉛直方向についても，建屋モデルの1項目のみを変更したケース1及び2と比較して整合性は向上している。 ・ 最大応答加速度についても，1項目のみを変更したケース1～4と比較して，整合性は向上する結果となっている。

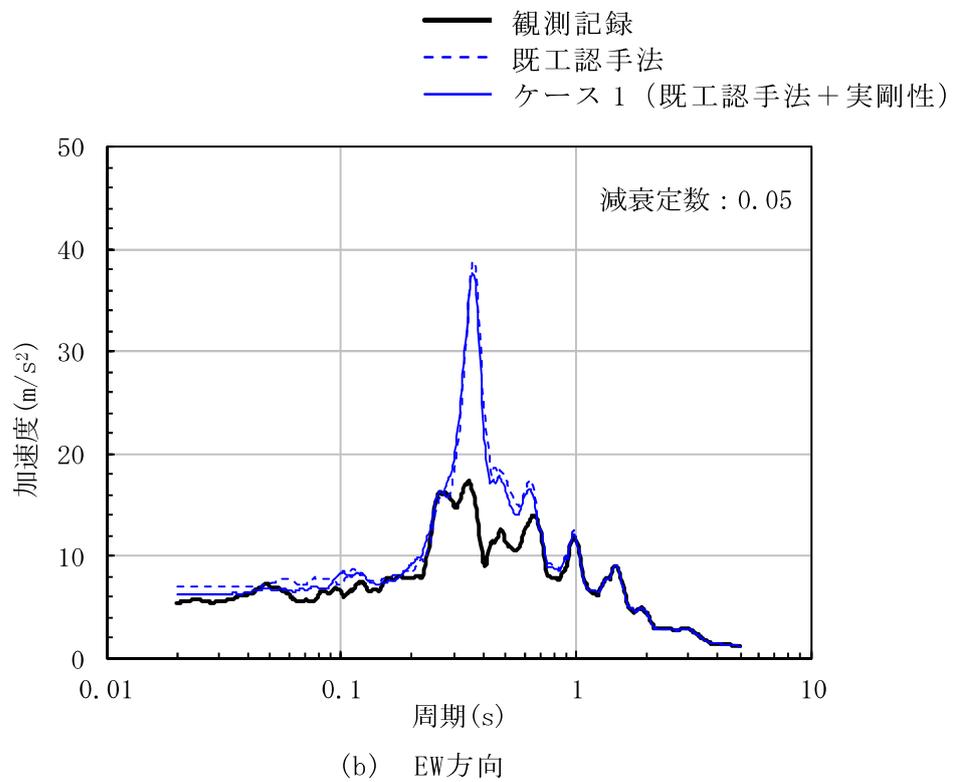
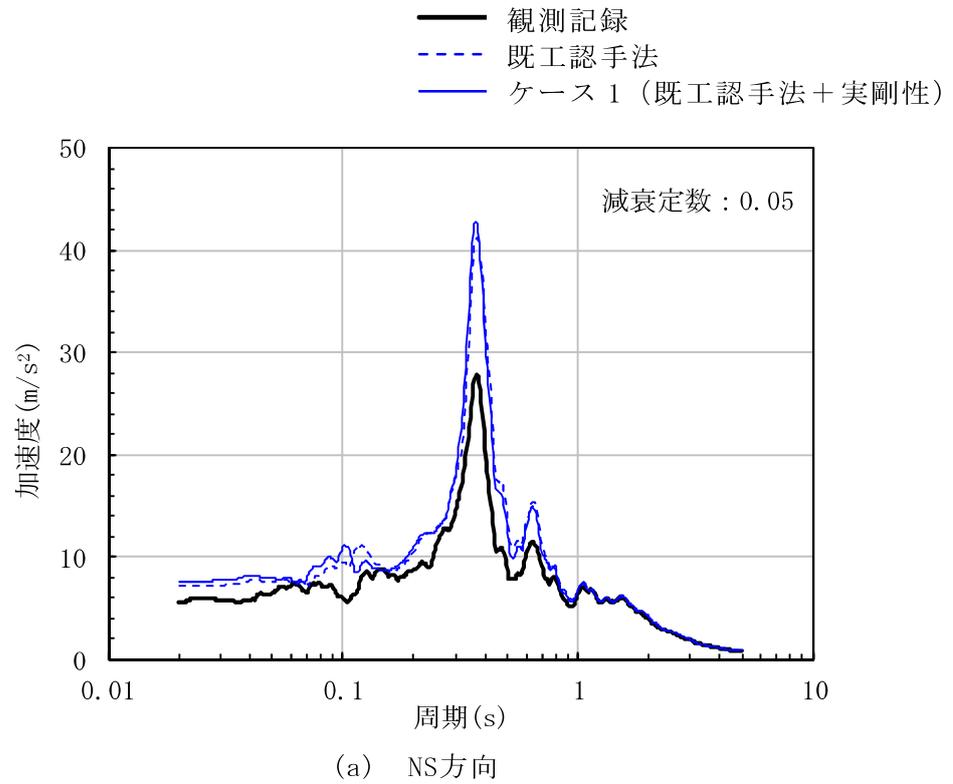
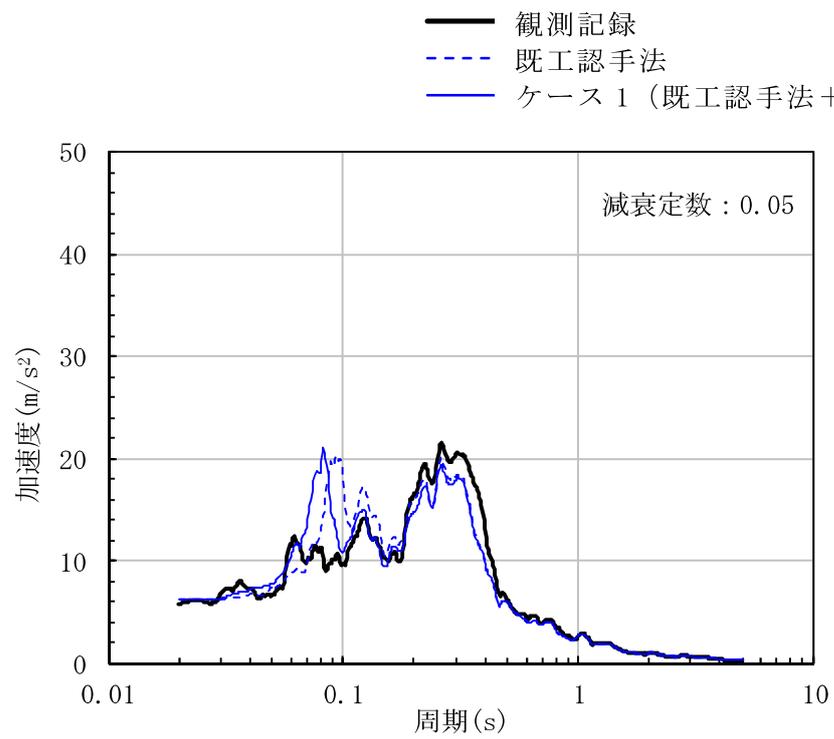
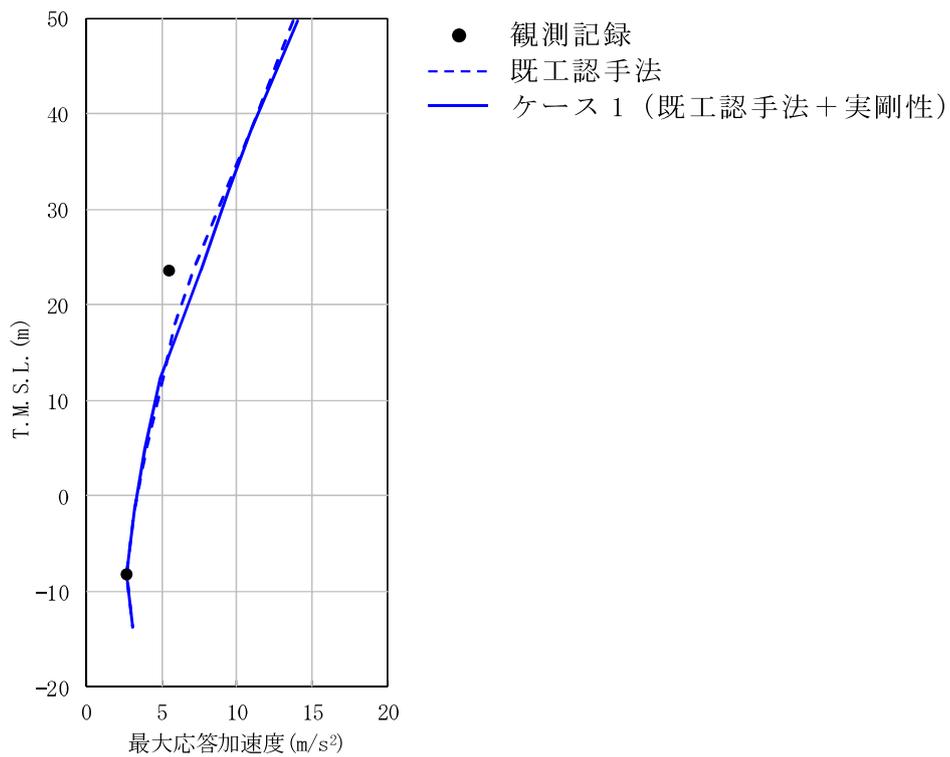


図3-6 加速度応答スペクトルの比較 (T. M. S. L. 23.5m) (ケース1) (1/2)

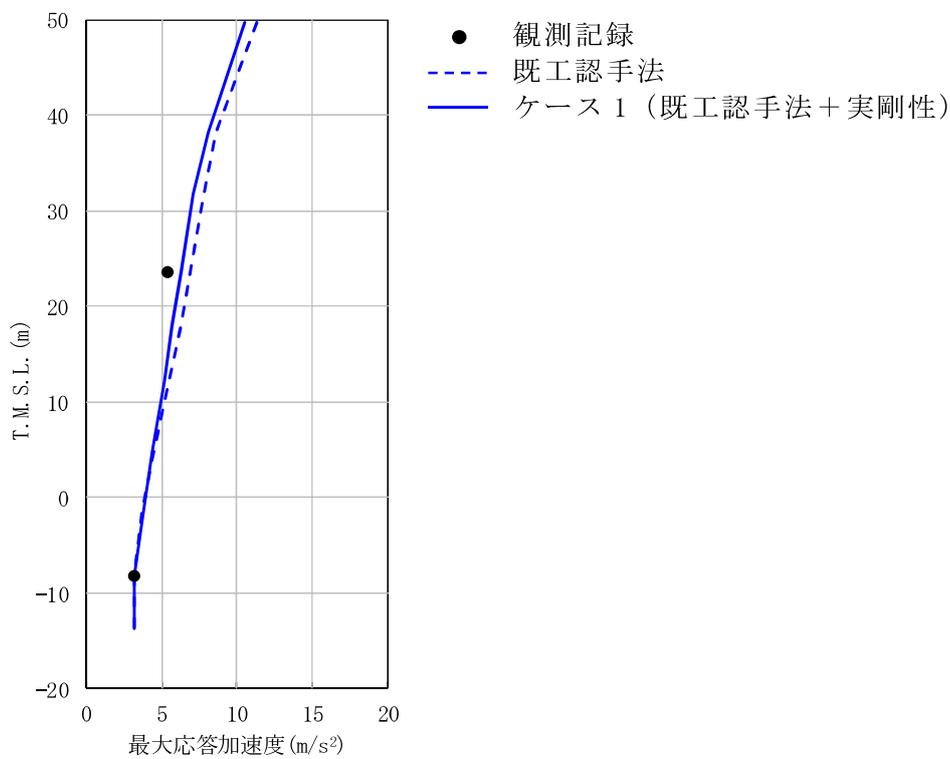


(c) 鉛直方向

図3-6 加速度応答スペクトルの比較 (T. M. S. L. 23.5m) (ケース1) (2/2)

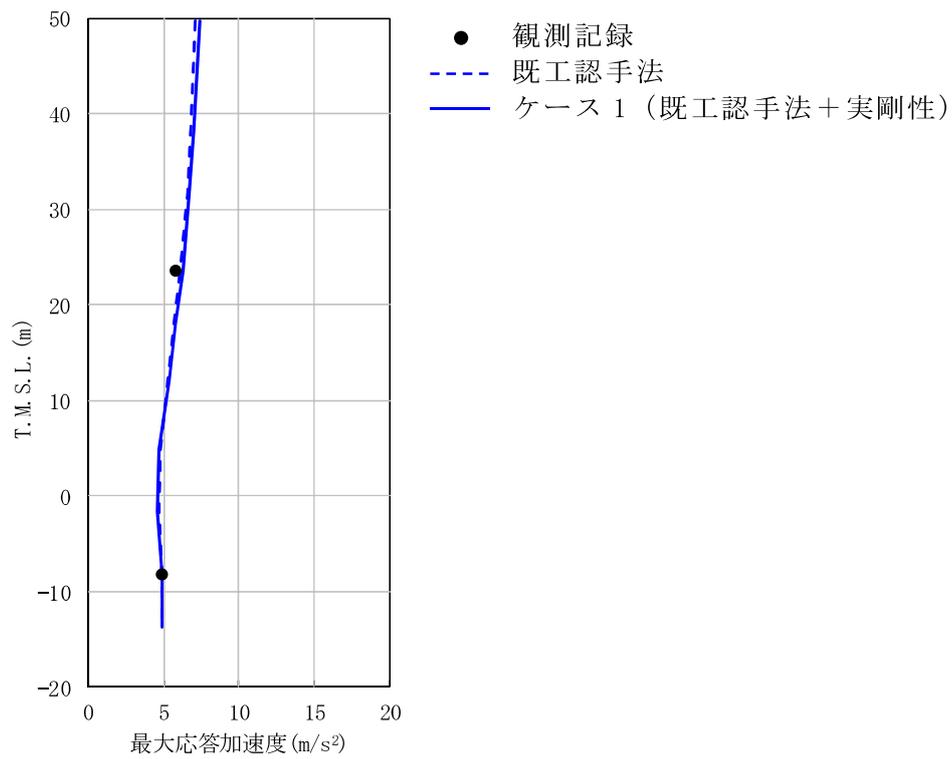


(a) NS方向



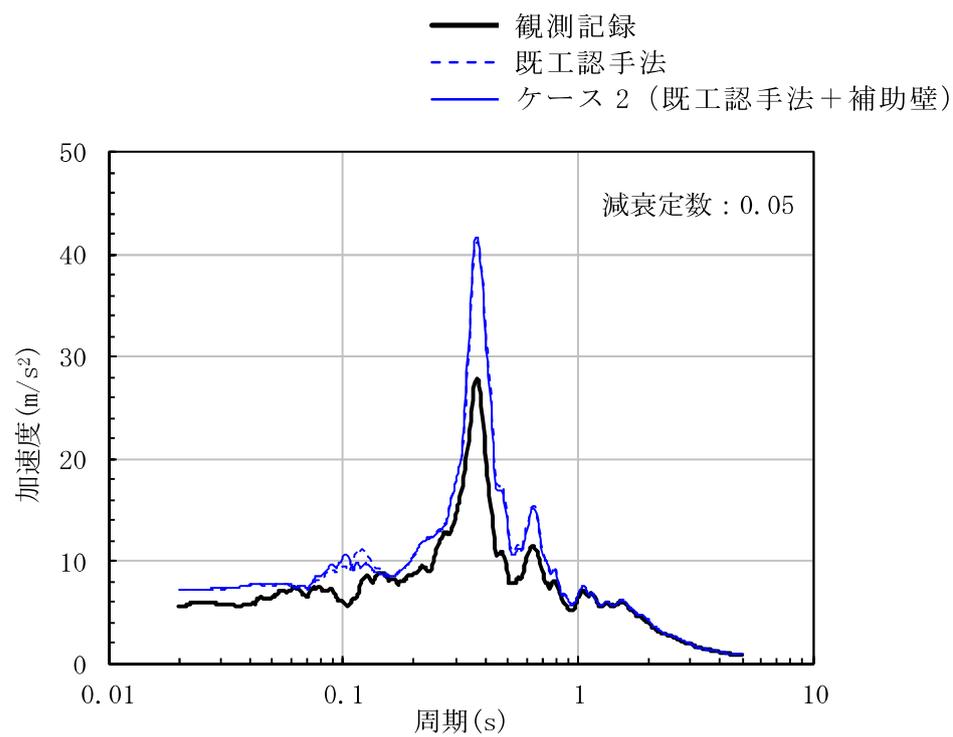
(b) EW方向

図3-7 最大応答加速度の比較 (ケース1) (1/2)

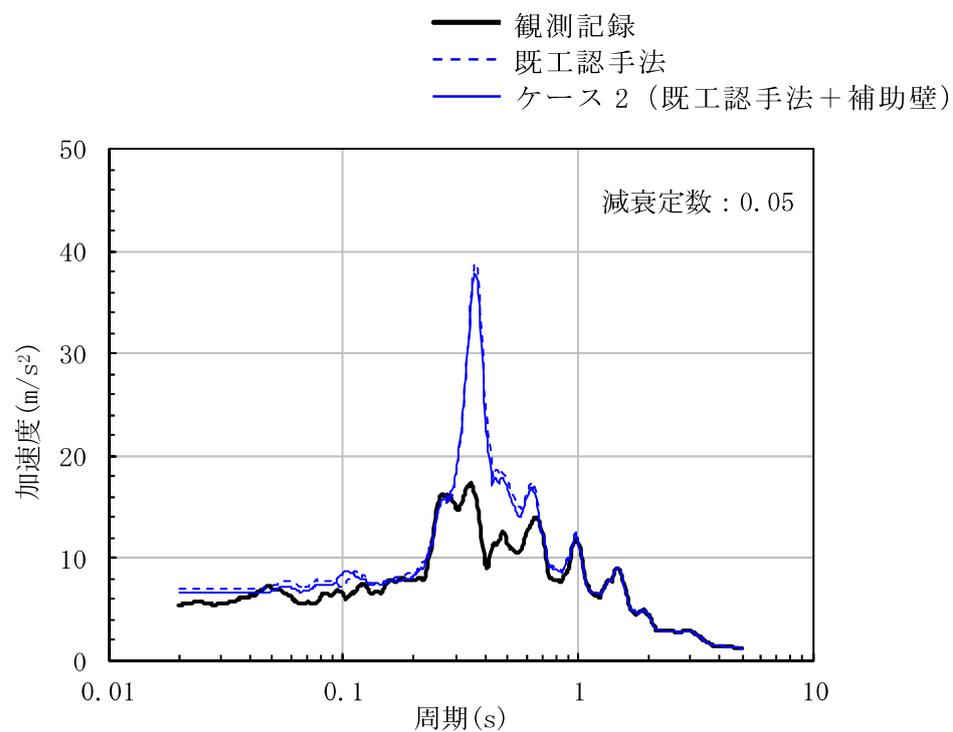


(c) 鉛直方向

図3-7 最大応答加速度の比較 (ケース1) (2/2)



(a) NS方向



(b) EW方向

図3-8 加速度応答スペクトルの比較 (T. M. S. L. 23.5m) (ケース2) (1/2)

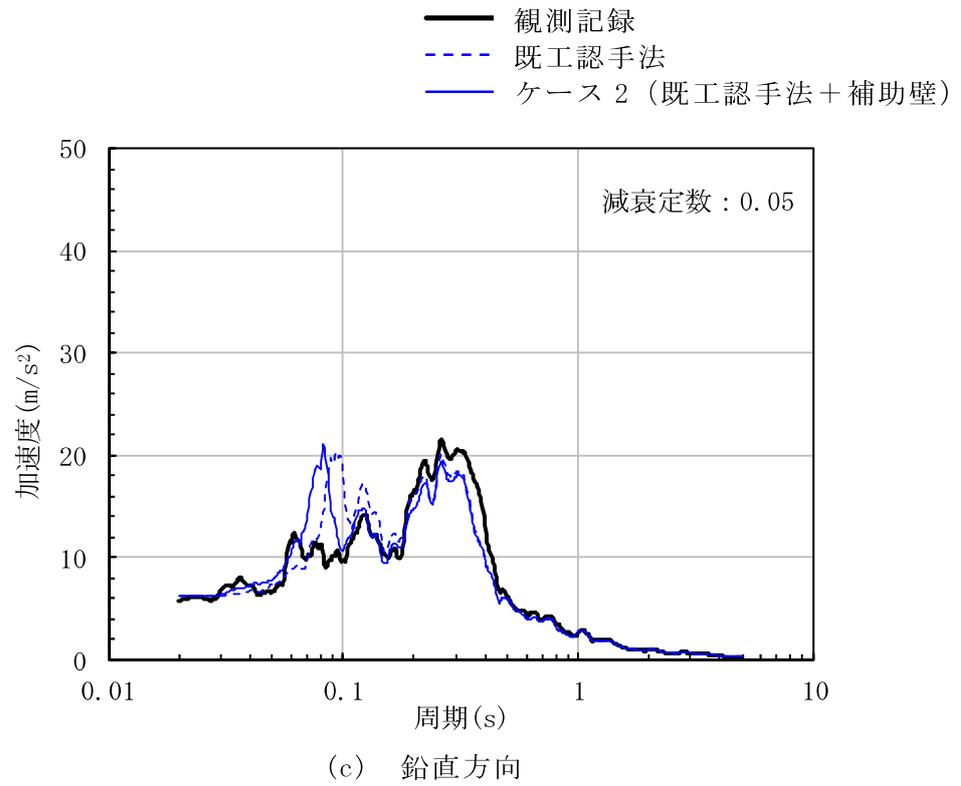
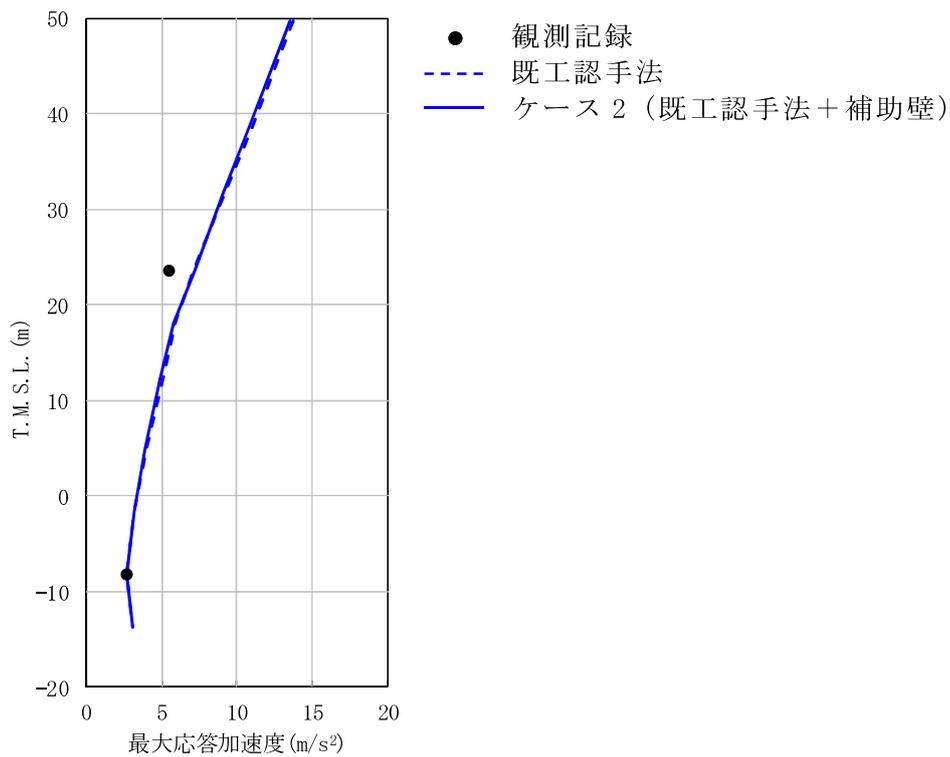
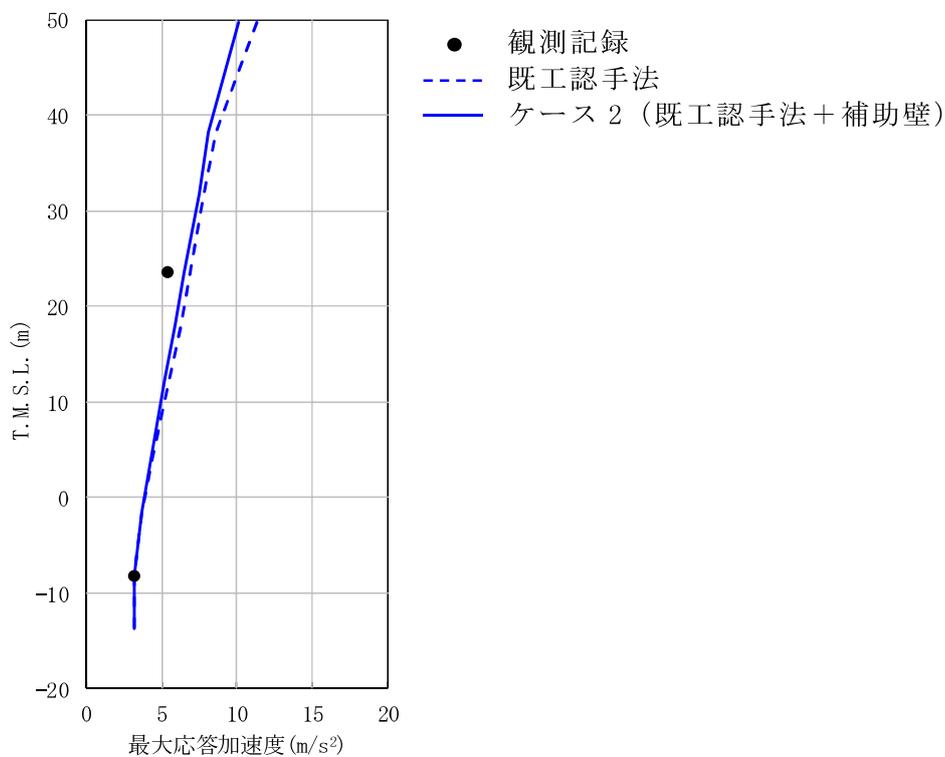


図3-8 加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L. 23.5m) (ケース2) (2/2)

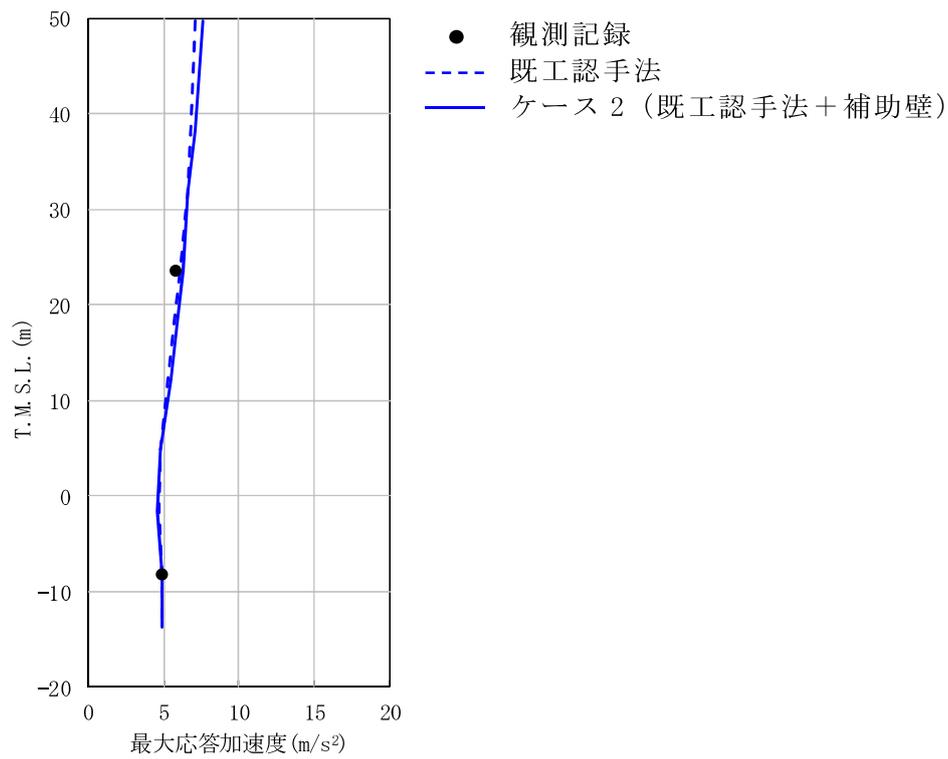


(a) NS方向



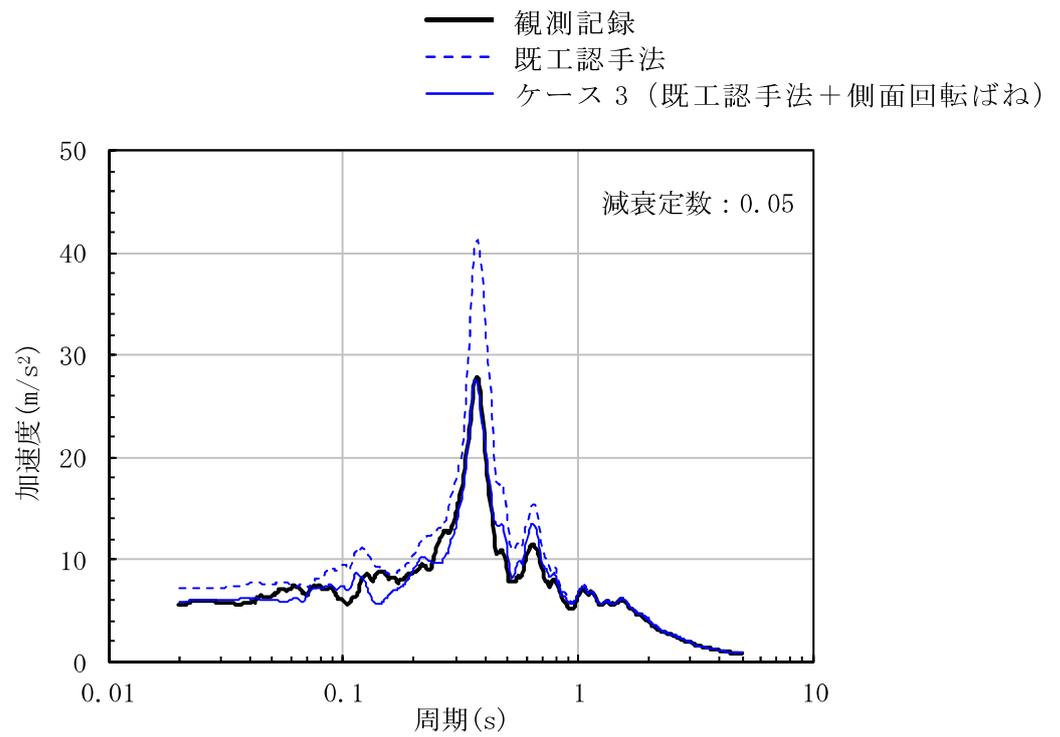
(b) EW方向

図3-9 最大応答加速度の比較 (ケース2) (1/2)

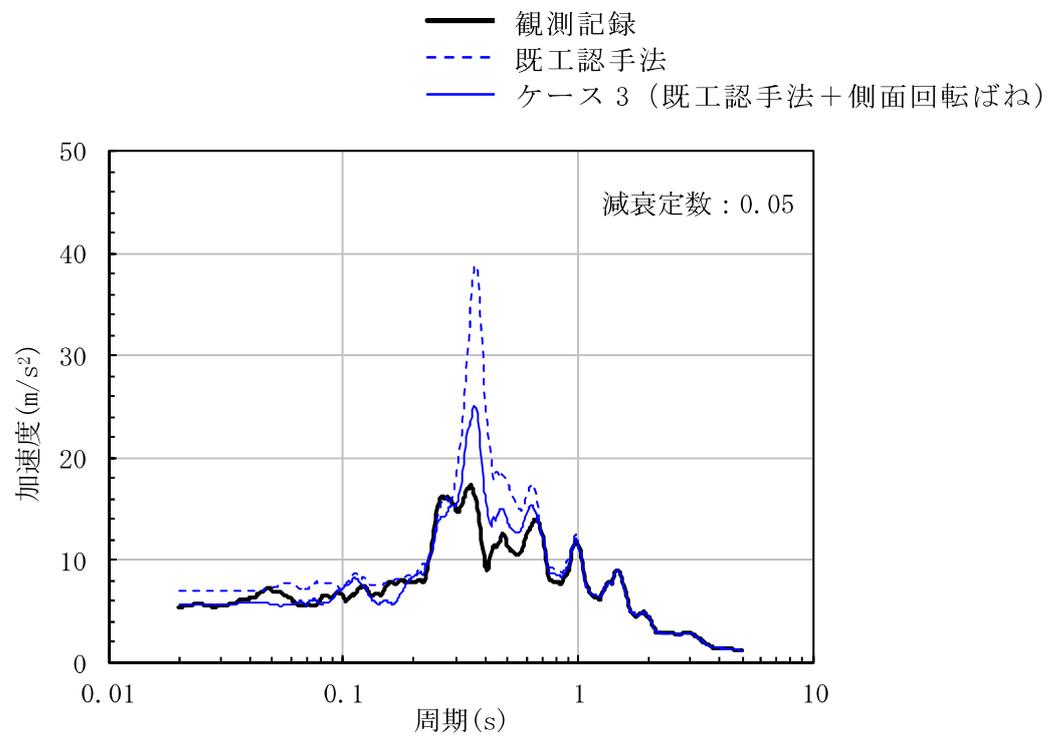


(c) 鉛直方向

図3-9 最大応答加速度の比較 (ケース2) (2/2)

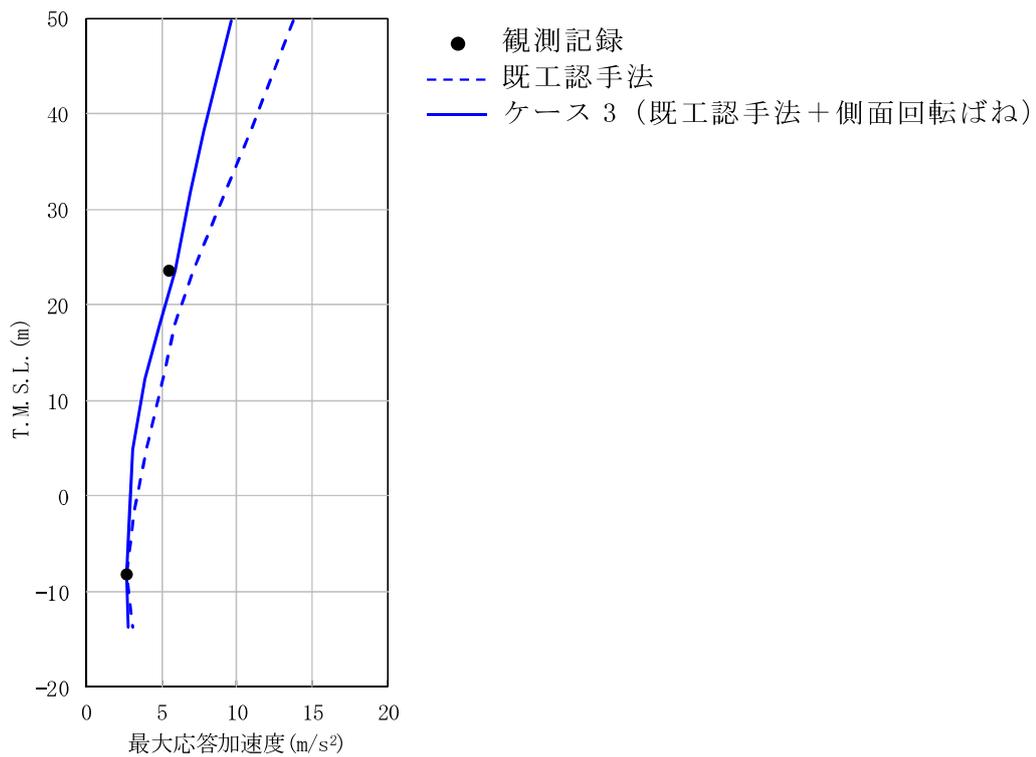


(a) NS方向

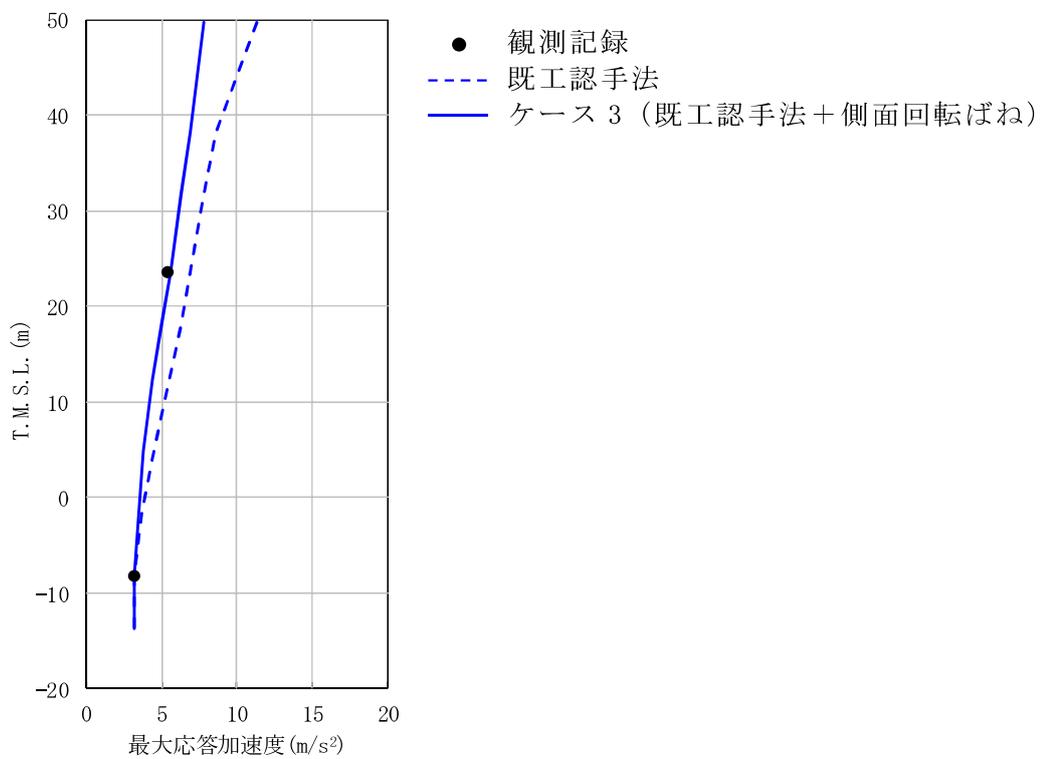


(b) EW方向

図3-10 加速度応答スペクトルの比較 (T. M. S. L. 23.5m) (ケース3)



(a) NS方向



(b) EW方向

図3-11 最大応答加速度の比較 (ケース3)

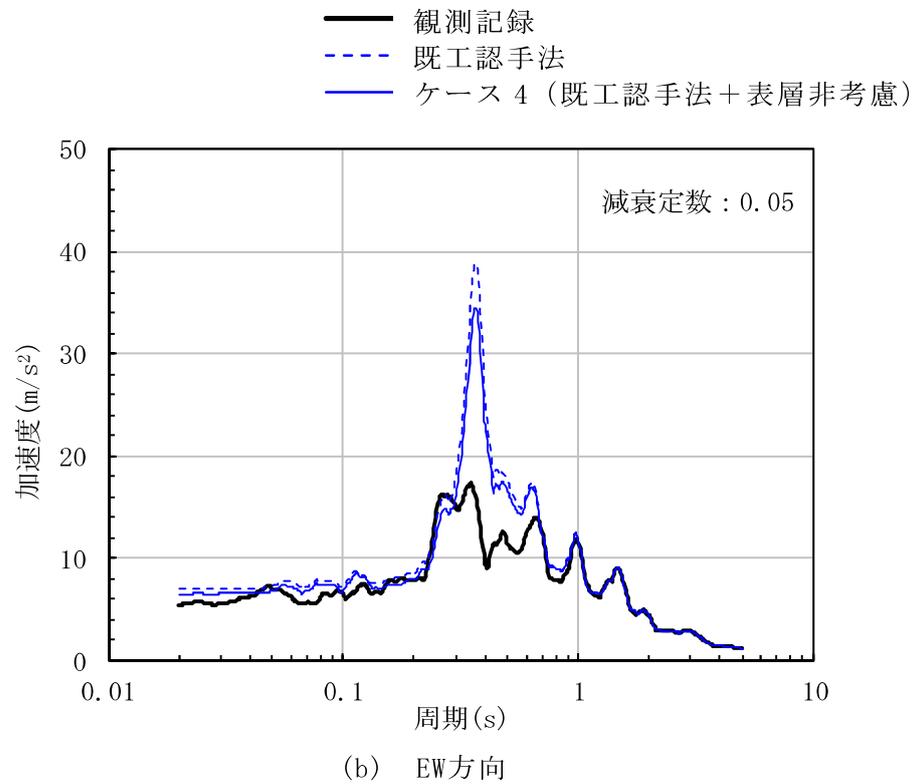
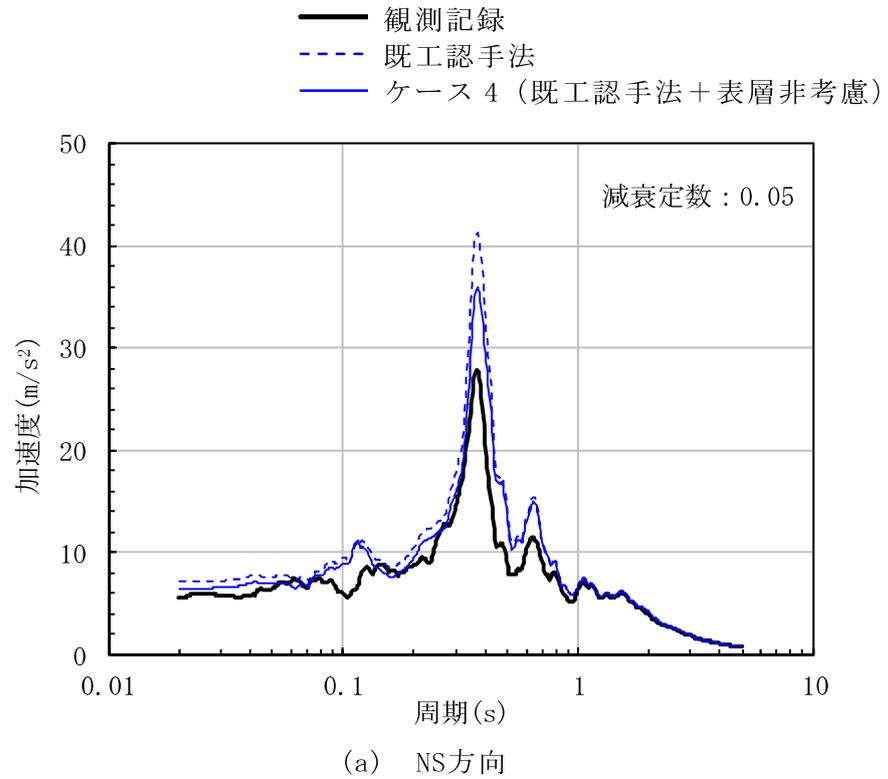
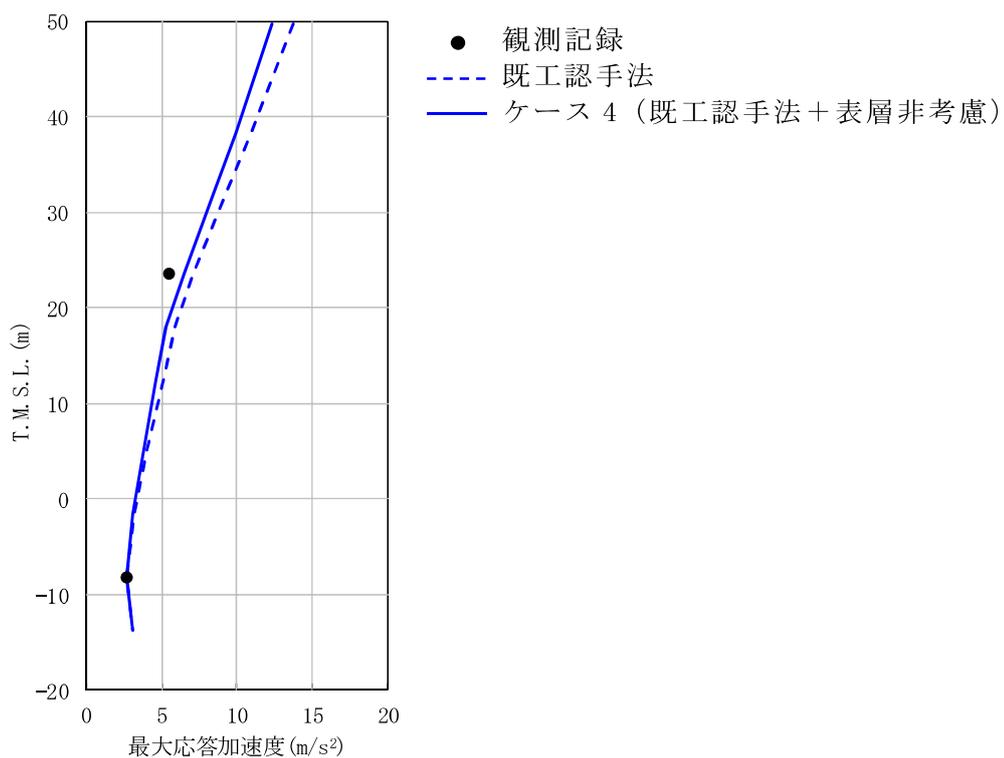
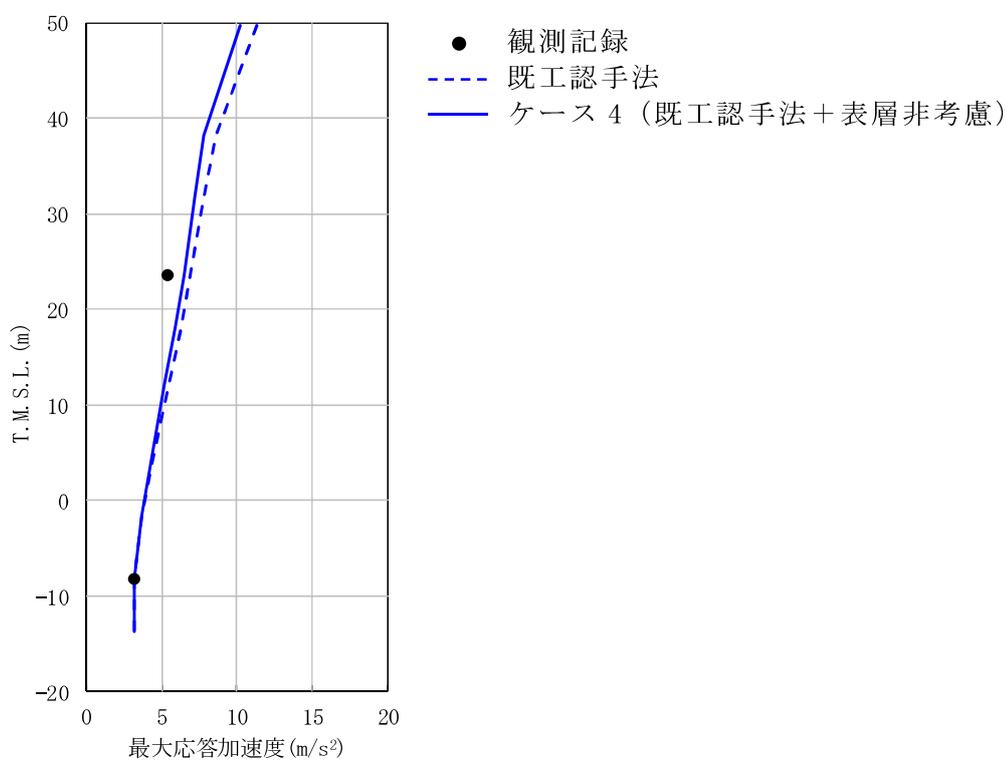


図3-12 加速度応答スペクトルの比較 (T. M. S. L. 23.5m) (ケース4)



(a) NS方向



(b) EW方向

図3-13 最大応答加速度の比較 (ケース4)

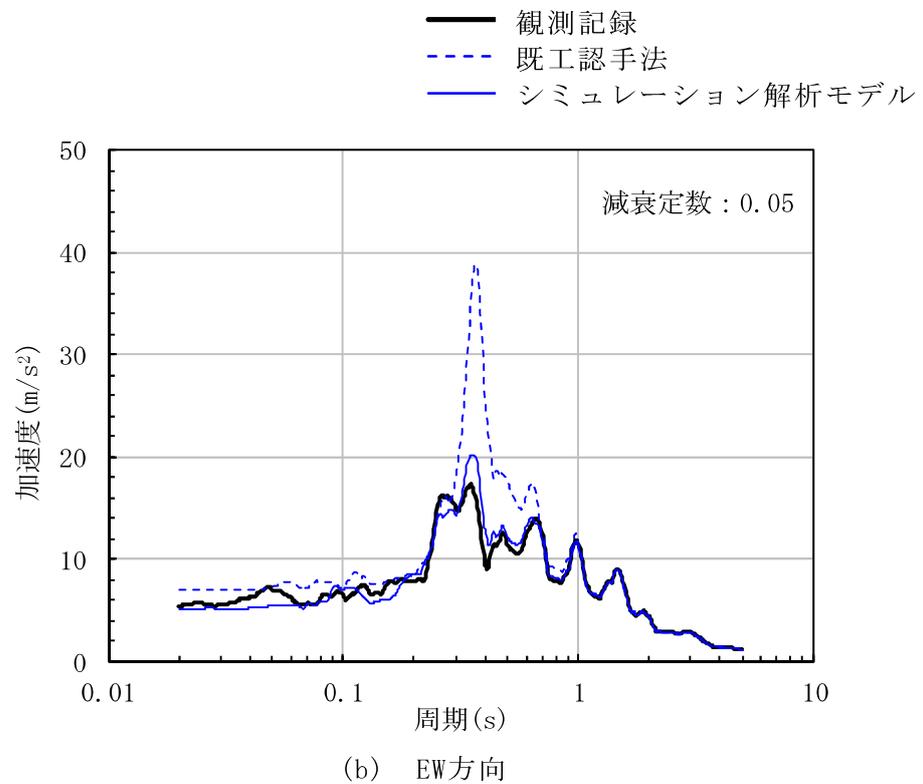
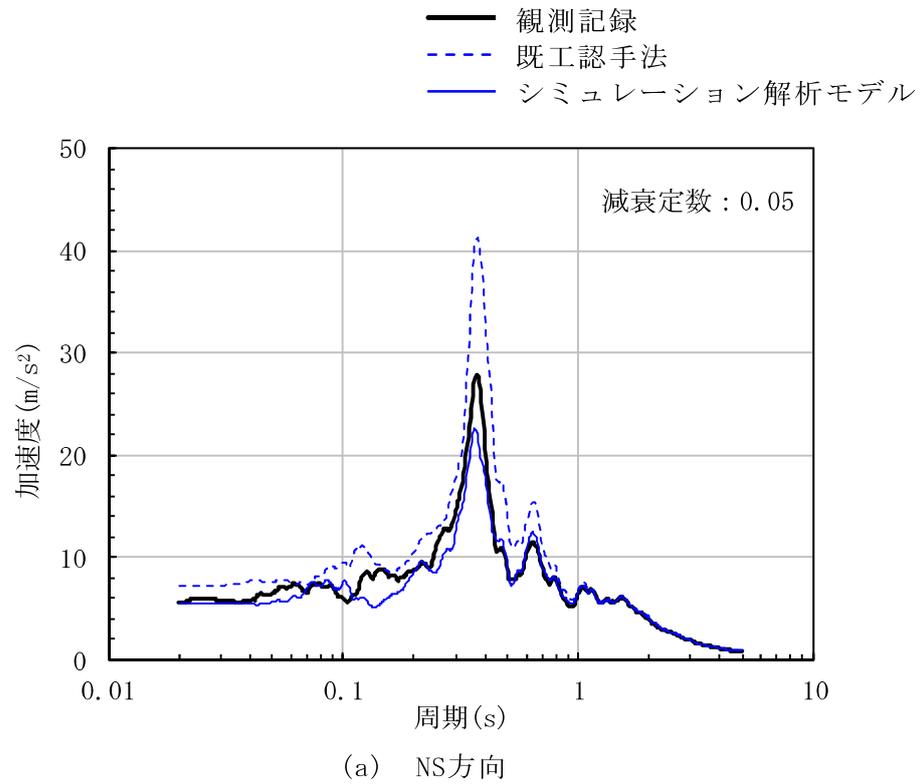


図3-14 加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L. 23.5m)
(シミュレーション解析モデル) (1/2)

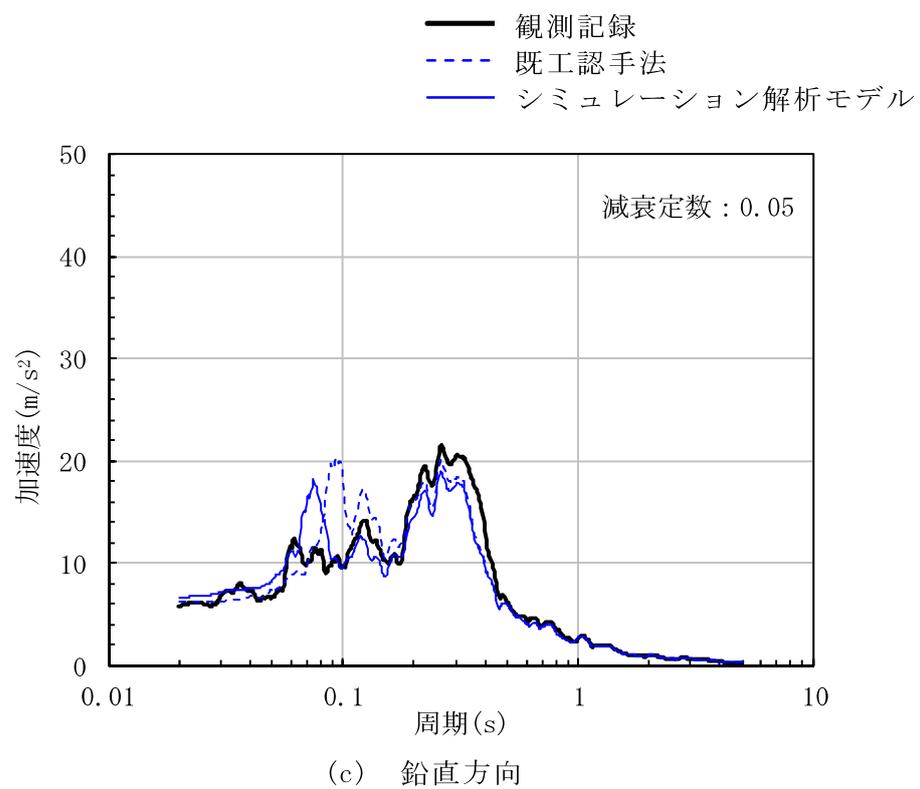
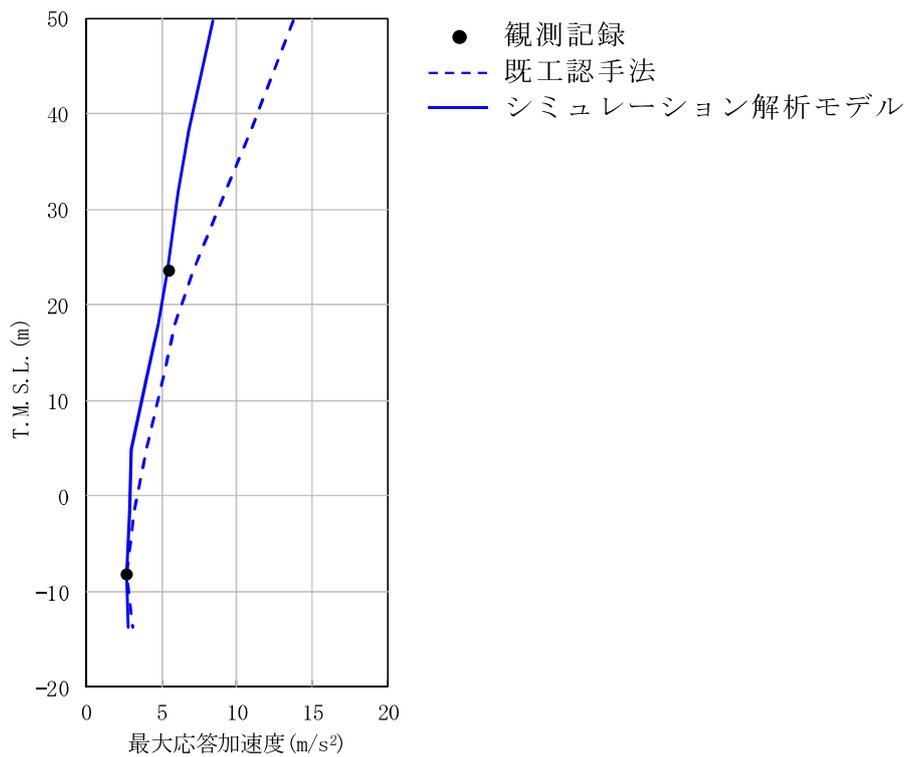
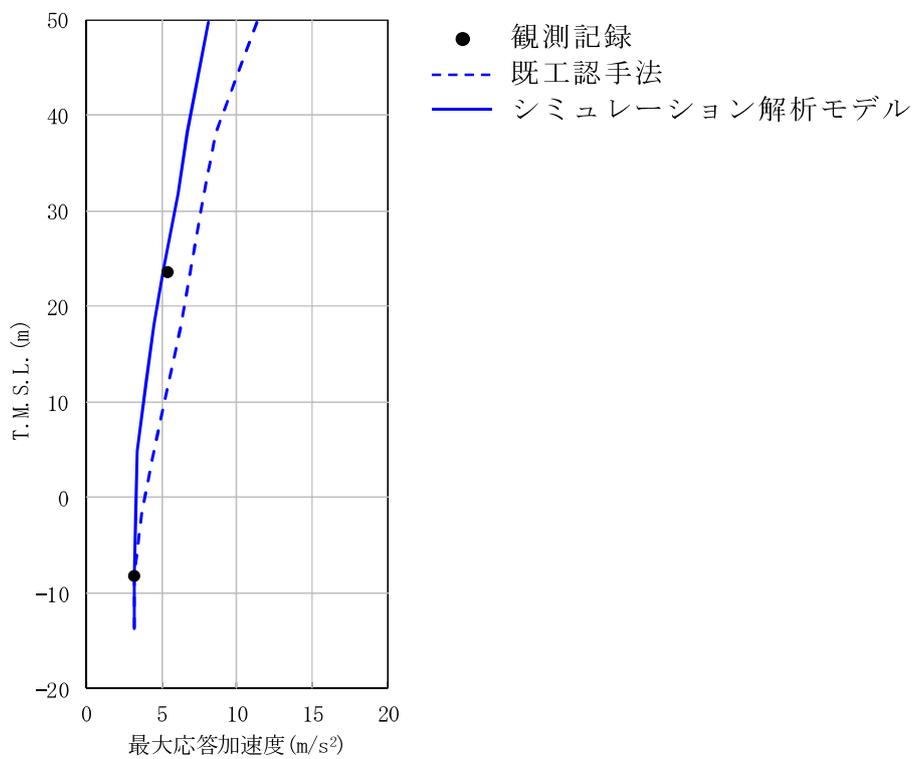


図3-14 加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L. 23.5m)
 (シミュレーション解析モデル) (2/2)

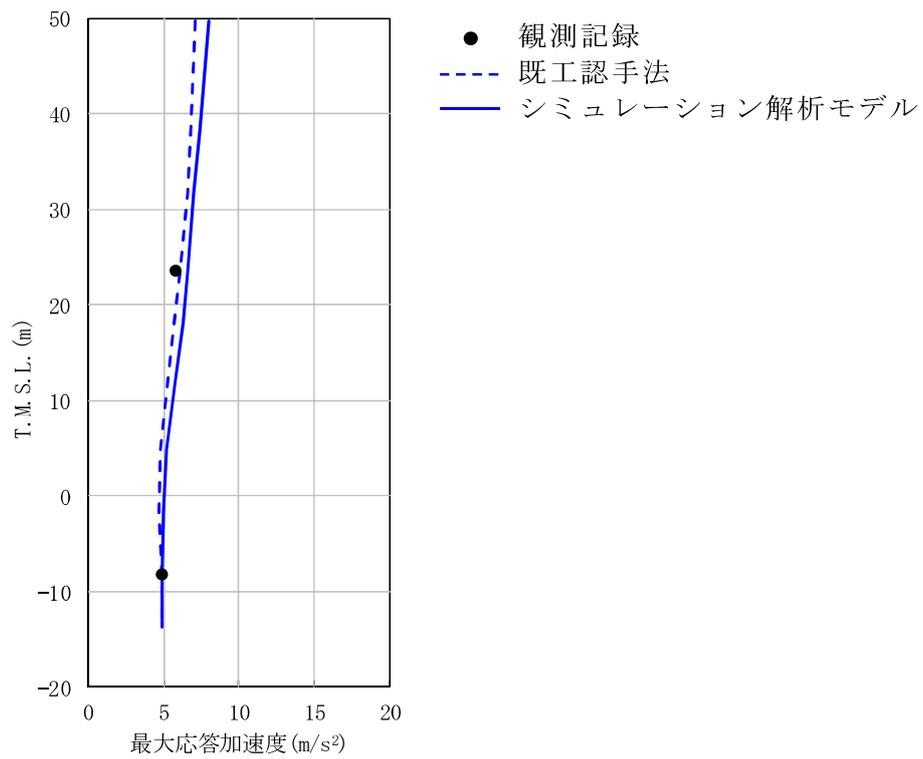


(a) NS方向



(b) EW方向

図3-15 最大応答加速度の比較 (シミュレーション解析モデル) (1/2)



(c) 鉛直方向

図3-15 最大応答加速度の比較 (シミュレーション解析モデル) (2/2)

4. まとめ

原子炉建屋の地震応答解析モデルについて、各モデルの変更点が新潟県中越沖地震のシミュレーション解析結果に与える影響を把握するために、パラメータスタディを実施し、各変更点がシミュレーション解析結果に与える影響を確認した。

コンクリート実剛性、補助壁の考慮、側面回転ばねの考慮及び表層地盤ばねの非考慮を採用することで、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価できることを確認した。

以上の結果から、今回設工認モデルは、コンクリート実剛性及び補助壁を考慮したモデル化を行い、側面回転ばねを考慮し、表層地盤ばねを非考慮とすることは妥当と判断する。

別紙1-2-1 新潟県中越沖地震における鉛直方向の
地震観測記録について

目 次

1. 概要	別紙1-2-1-1
2. 鉛直方向の地震観測記録	別紙1-2-1-2
3. 水平地震動によるロッキング振動	別紙1-2-1-4
4. 水平方向の地震観測記録	別紙1-2-1-5
5. まとめ	別紙1-2-1-6

1. 概要

本資料は、新潟県中越沖地震において観測された原子炉建屋の基礎スラブ上の鉛直方向の最大加速度が、7号機原子炉建屋に対して大きい理由について説明するものである。

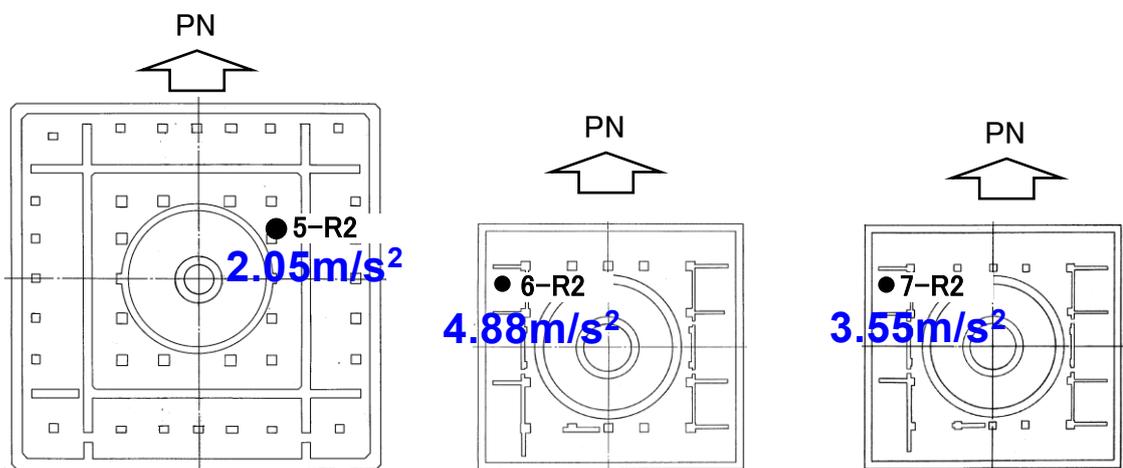
なお、説明にあたっては、原子炉建屋と同様に柏崎刈羽原子力発電所の大湊側に位置する5号機原子炉建屋との比較についても併せて示す。

2. 鉛直方向の地震観測記録

5～7号機原子炉建屋には、基礎スラブ上に5-R2、6-R2及び7-R2の地震計を設置しており、新潟県中越沖地震時に観測された鉛直方向の最大加速度は、それぞれ 2.05m/s^2 、 4.88m/s^2 及び 3.55m/s^2 が記録されている。

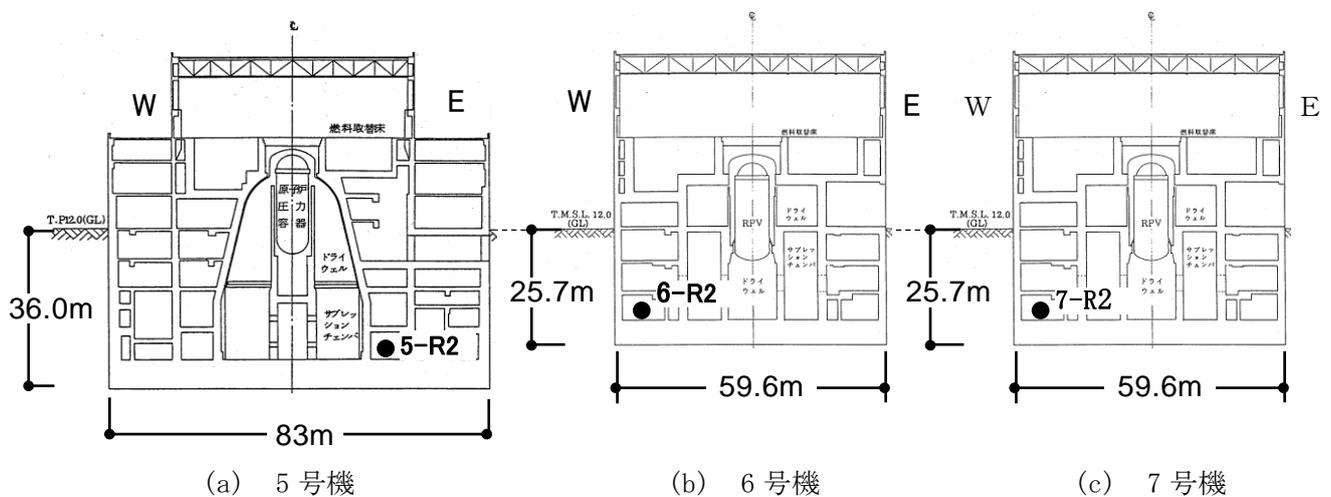
原子炉建屋基礎スラブ上の地震計設置位置の概略平面図を図2-1に、概略断面図を図2-2に示す。また、それらの地震計で観測された鉛直方向の加速度時刻歴波形の比較を図2-3に、鉛直方向の加速度応答スペクトルの比較を図2-4に示す。

図2-4に示すとおり、鉛直方向の加速度応答スペクトルは、周期0.3秒付近において6号機が最も大きくなっている。



(a) 5号機 (T.M.S.L. -17.5m) (b) 6号機 (T.M.S.L. -8.2m) (c) 7号機 (T.M.S.L. -8.2m)

図2-1 原子炉建屋基礎スラブ上の地震計設置位置 (概略平面図)



(a) 5号機

(b) 6号機

(c) 7号機

図2-2 原子炉建屋基礎スラブ上の地震計設置位置 (概略断面図)

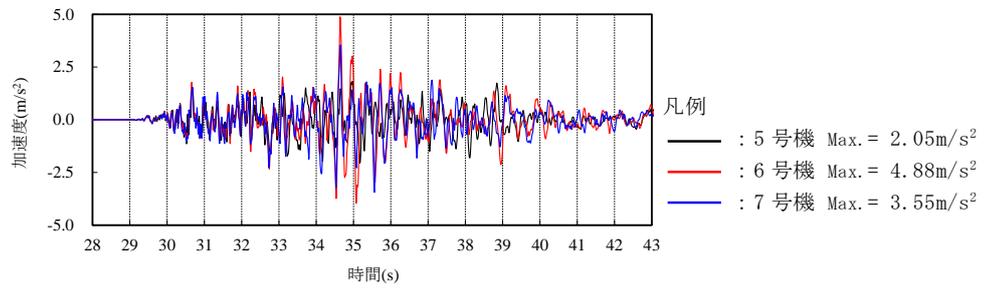


図 2-3 鉛直方向の加速度時刻歴波形の比較

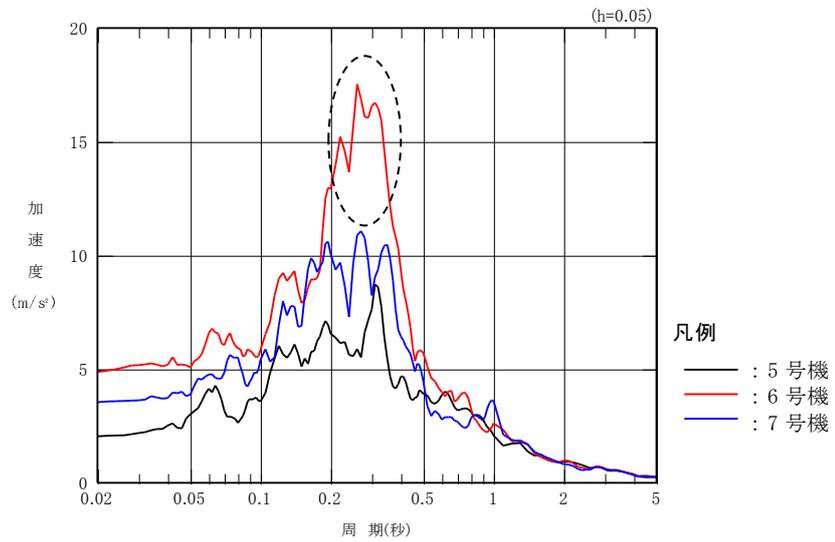


図 2-4 鉛直方向の加速度応答スペクトルの比較

3. 水平地震動によるロッキング振動

2章に示すとおり、観測記録に基づく鉛直方向の加速度応答スペクトルは、周期 0.3 秒付近において 6 号機が最も大きくなっており、その一つ目の理由としては、建屋の高さ／幅（アスペクト比）及び建屋の埋込み深さから、6, 7 号機は水平地震動によるロッキング振動の影響を受けたためと考えられる。そこで観測された鉛直方向の加速度に対してロッキング振動による鉛直方向の加速度成分（以下「ロッキング成分」という。）を除去することで、ロッキング振動による影響の有無を確認する。

ロッキング成分の算定方法を図 3-1 に示す。図 3-1 に示すとおり、原子炉建屋のシミュレーション解析で得られる回転角 θ に、回転中心から地震計までの距離 L を乗じることにより、ロッキング成分 Z を NS 方向及び EW 方向についてそれぞれ算定する。観測された鉛直方向の加速度からロッキング成分 Z を差し引き、これを「ロッキング振動を含まない鉛直地震動」と考える。

「ロッキング振動を含まない鉛直地震動」の算定結果を図 3-2 に示す。5～7 号機の加速度応答スペクトルの差は小さくなることを確認した。

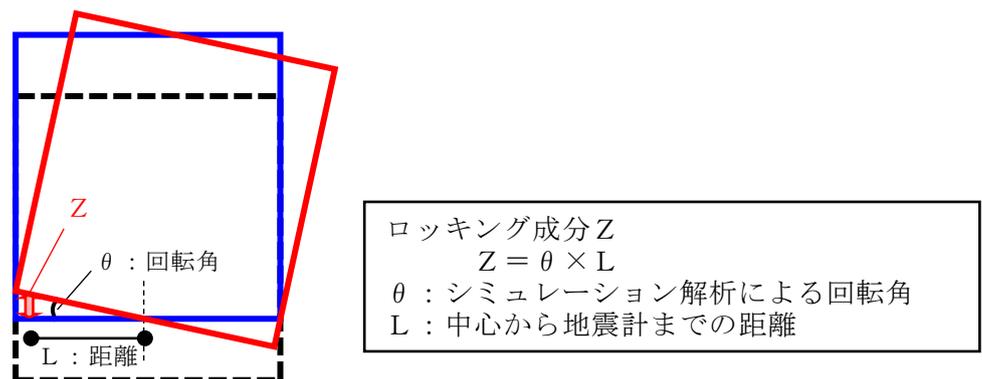


図 3-1 ロッキング成分の算定方法

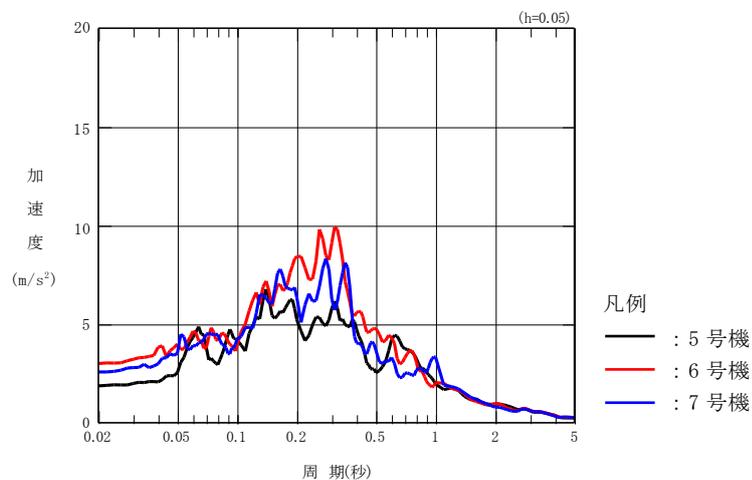


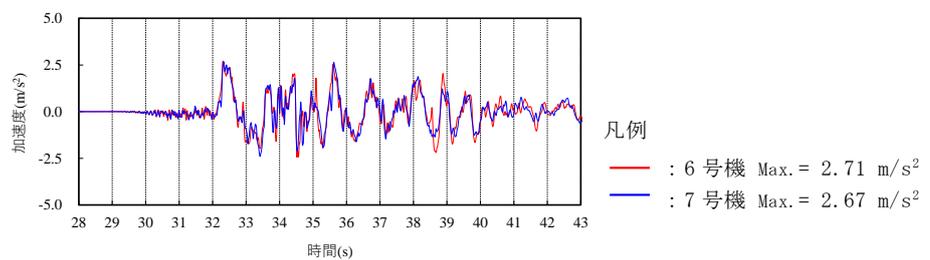
図 3-2 「ロッキング振動を含まない鉛直地震動」の算定結果

4. 水平方向の地震観測記録

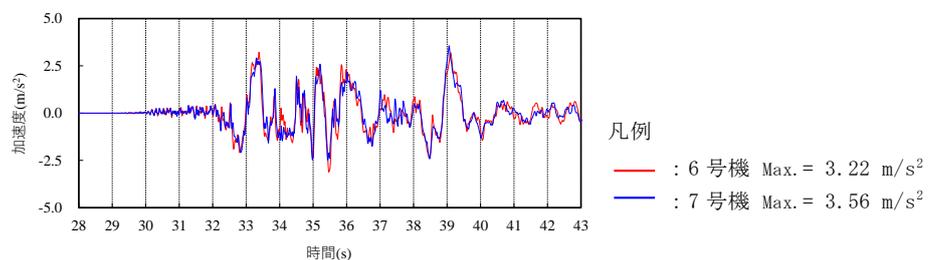
6, 7号機原子炉建屋の基礎スラブ上で観測された水平方向（NS方向及びEW方向）の加速度時刻歴波形の比較を図4-1に、加速度応答スペクトルの比較を図4-2に示す。

原子炉建屋の水平地震動によるロッキング振動の固有周期に対応する0.3秒付近において、6号機は7号機に対して大きな応答を示しており、水平地震動の入力が大きかったことが確認できる。

以上より、6号機は7号機と比較して水平地震動によるロッキング振動の影響を大きく受けたため、図3-2に示すとおり、「ロッキング振動を含まない鉛直地震動」の差は小さかったものの、観測された鉛直方向の最大加速度については、7号機に対して大きくなったものと考えられる。

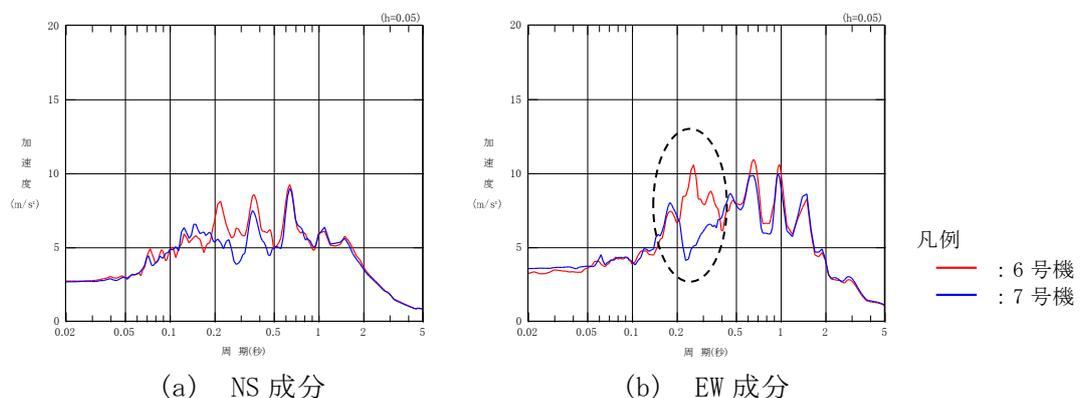


(a) NS成分



(b) EW成分

図4-1 水平方向の加速度時刻歴波形の比較



(a) NS成分

(b) EW成分

図4-2 水平方向の加速度応答スペクトルの比較

5. まとめ

新潟県中越沖地震において観測された原子炉建屋の基礎スラブ上の鉛直方向の最大加速度が、7号機原子炉建屋に対して大きい理由は、水平地震動によるロッキング振動の影響によるものと想定し、地震観測記録の分析を行った。

その結果、地震観測記録からロッキング成分を除去することにより、5～7号機原子炉建屋の基礎スラブ上の鉛直方向の加速度の差が小さくなることを確認した。また、原子炉建屋のロッキング振動の固有周期に対応する0.3秒付近の水平地震動は、6号機が7号機に対して大きかったことも確認した。

なお、今回設工認時の原子炉建屋の地震応答解析モデルは、中越沖地震のシミュレーション解析結果を踏まえて設定しており、シミュレーション解析結果、既工認手法の地震応答解析結果及び地震観測記録の比較により、既工認手法とほぼ同等の結果や地震観測記録との整合性が向上する結果となることから、妥当なものと判断している。

別紙1-8 地震応答解析モデルにおける壁の分類について

目 次

- | | |
|---------------|----------|
| 1. 概要 | 別紙 1-8-1 |
| 2. 壁の分類 | 別紙 1-8-2 |

1. 概要

本資料は、原子炉建屋の地震応答解析モデルにおける壁の分類について説明するものである。具体的には以下の3点について示す。

- ・耐震壁，内部耐震壁*¹及び補助壁の分類
- ・地震応答解析モデルの外壁部及びRCCV*²部の分類
- ・せん断スケルトン曲線の算定式*³との対応

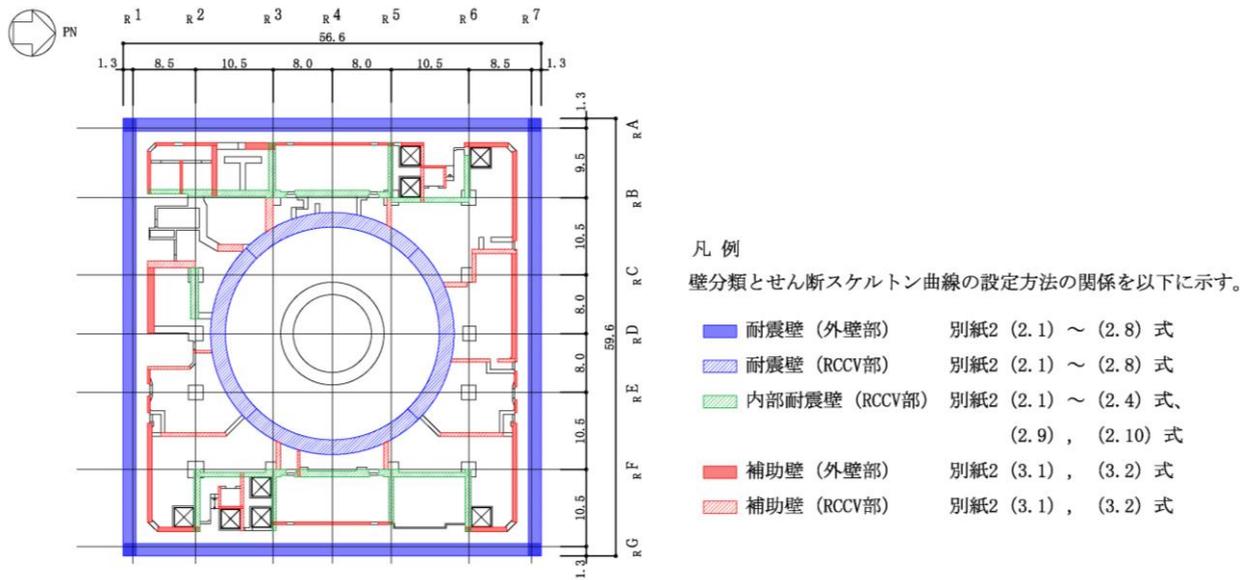
注記*1：原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（(社)日本電気協会）に基づく内壁を示す。

注記*2：鉄筋コンクリート製原子炉格納容器を示す。

注記*3：「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙2「地震応答解析における耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定」（以下「別紙2」という。）におけるせん断スケルトン曲線の算定式を示す。

2. 壁の分類

原子炉建屋の地震応答解析モデルにおける壁の分類を図2-1に示す。



注：東京湾平均海面を，以下「T.M.S.L.」という。

図 2-1 壁の分類 (B3F, T.M.S.L. -8.2m) (1/8) (単位：m)

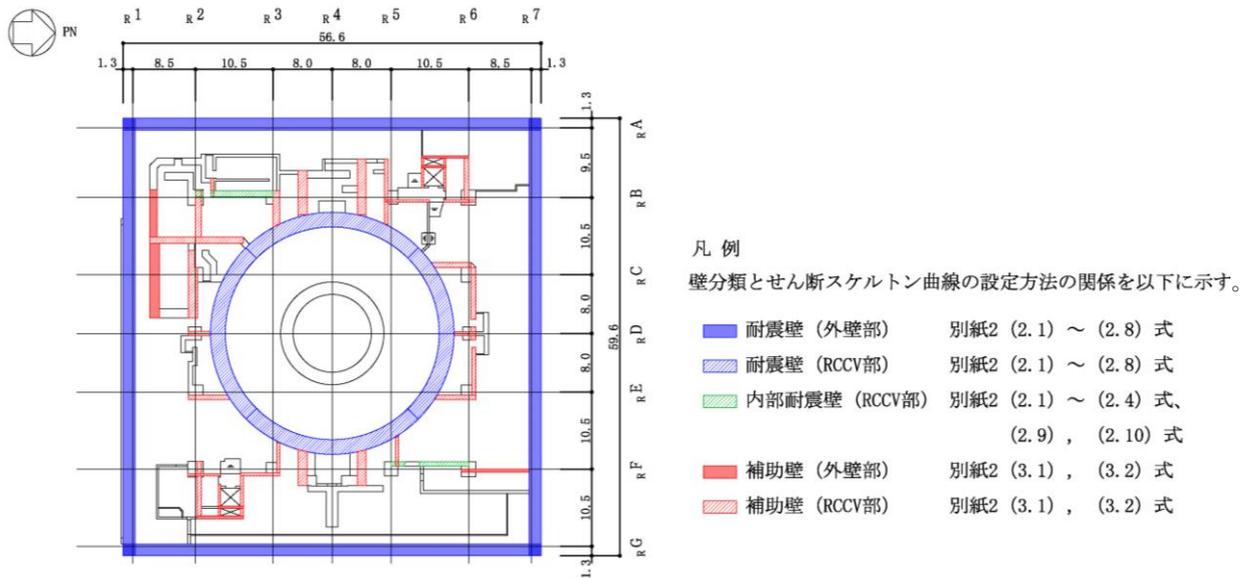
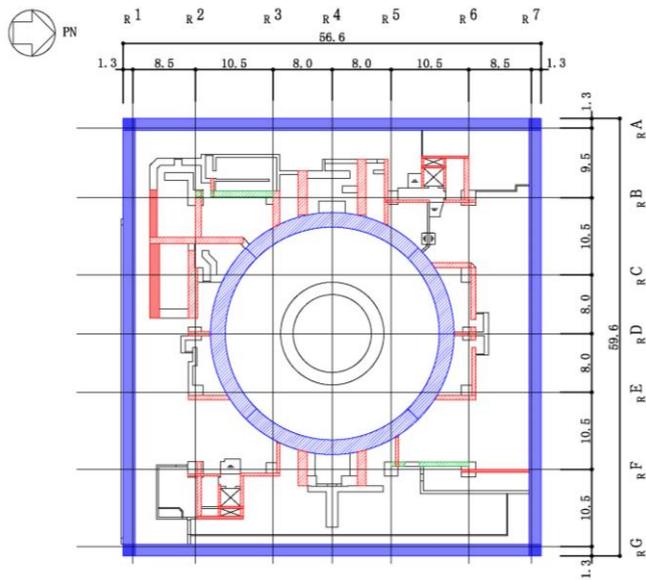


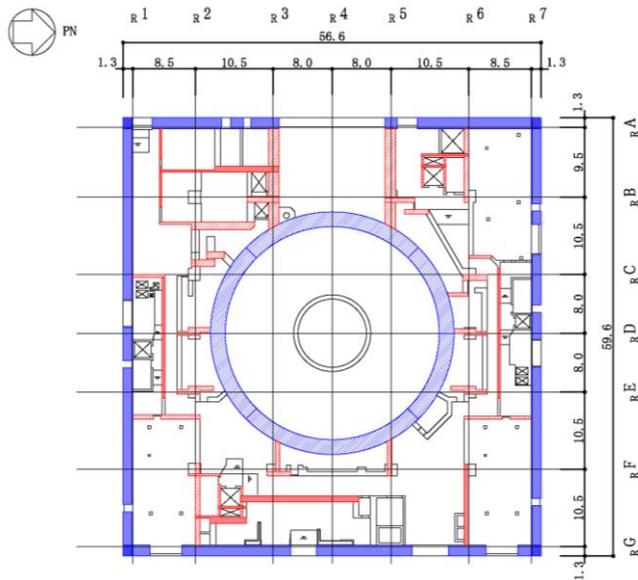
図 2-1 壁の分類 (B2F, T.M.S.L. -1.7m) (2/8) (単位：m)



凡例
壁分類とせん断スケルトン曲線の設定方法の関係を以下に示す。

- 耐震壁（外壁部） 別紙2 (2.1) ~ (2.8) 式
- 耐震壁（RCCV部） 別紙2 (2.1) ~ (2.8) 式
- 内部耐震壁（RCCV部） 別紙2 (2.1) ~ (2.4) 式、(2.9), (2.10) 式
- 補助壁（外壁部） 別紙2 (3.1), (3.2) 式
- 補助壁（RCCV部） 別紙2 (3.1), (3.2) 式

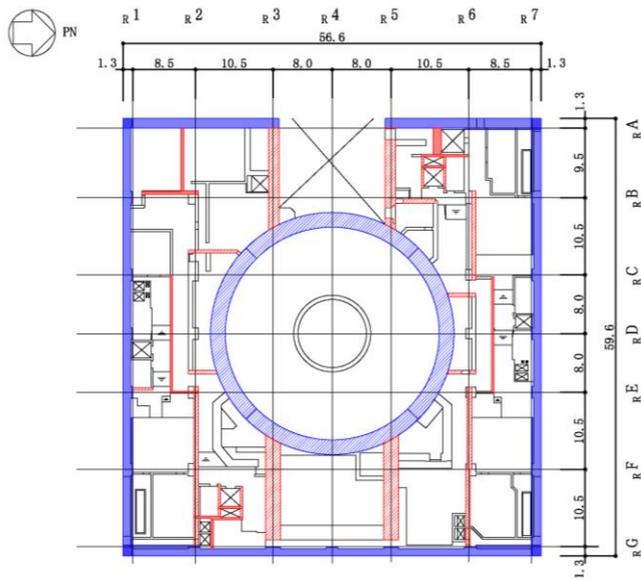
図 2-1 壁の分類（B1F, T. M. S. L. 4.8m）（3/8）（単位：m）



凡例
壁分類とせん断スケルトン曲線の設定方法の関係を以下に示す。

- 耐震壁（外壁部） 別紙2 (2.1) ~ (2.8) 式
- 耐震壁（RCCV部） 別紙2 (2.1) ~ (2.8) 式
- 補助壁（外壁部） 別紙2 (3.1), (3.2) 式
- 補助壁（RCCV部） 別紙2 (3.1), (3.2) 式

図 2-2 壁の分類（1F, T. M. S. L. 12.3m）（4/8）（単位：m）

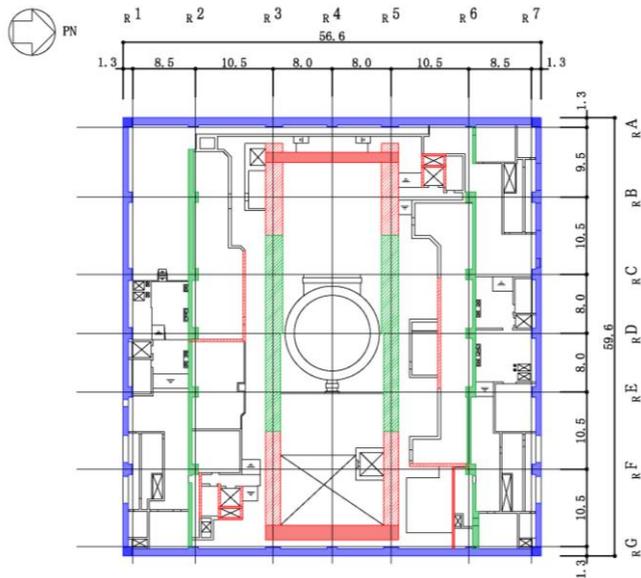


凡例

壁分類とせん断スケルトン曲線の設定方法の関係を以下に示す。

- | | |
|---------------|---------------------|
| ■ 耐震壁 (外壁部) | 別紙2 (2.1) ~ (2.8) 式 |
| ■ 耐震壁 (RCCV部) | 別紙2 (2.1) ~ (2.8) 式 |
| ■ 補助壁 (外壁部) | 別紙2 (3.1), (3.2) 式 |
| ■ 補助壁 (RCCV部) | 別紙2 (3.1), (3.2) 式 |

図 2-1 壁の分類 (2F, T. M. S. L. 18.1m) (5/8) (単位 : m)

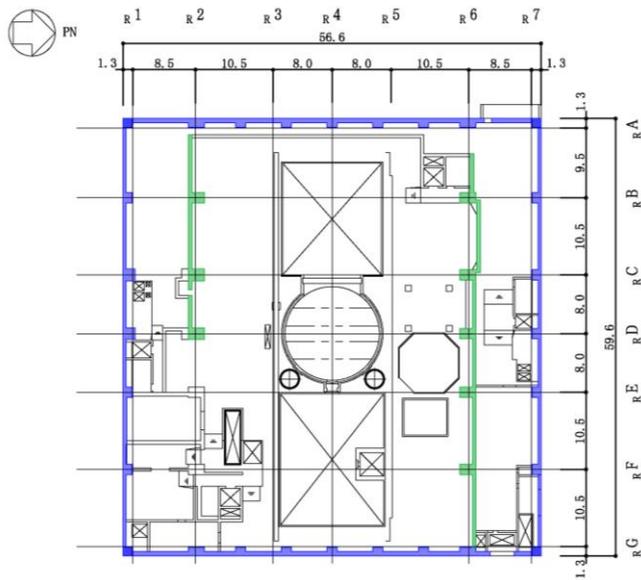


凡例

壁分類とせん断スケルトン曲線の設定方法の関係を以下に示す。

- | | |
|-----------------|---|
| ■ 耐震壁 (外壁部) | 別紙2 (2.1) ~ (2.8) 式 |
| ■ 内部耐震壁 (外壁部) | 別紙2 (2.1) ~ (2.4) 式、
(2.9), (2.10) 式 |
| ■ 内部耐震壁 (RCCV部) | 別紙2 (2.1) ~ (2.4) 式、
(2.9), (2.10) 式 |
| ■ 補助壁 (外壁部) | 別紙2 (3.1), (3.2) 式 |
| ■ 補助壁 (RCCV部) | 別紙2 (3.1), (3.2) 式 |

図2-1 壁の分類 (3F, T. M. S. L. 23.5m) (6/8) (単位 : m)

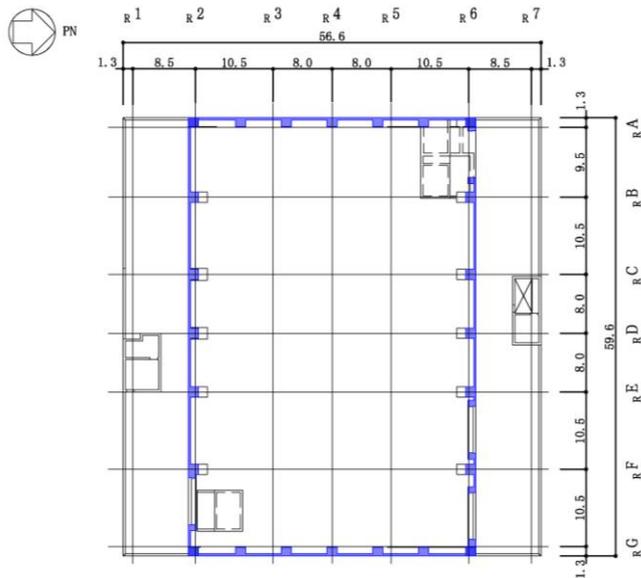


凡例

壁分類とせん断スケルトン曲線の設定方法の関係を以下に示す。

- 耐震壁（外壁部） 別紙2 (2.1) ~ (2.8) 式
- 内部耐震壁（外壁部） 別紙2 (2.1) ~ (2.4) 式、(2.9), (2.10) 式

図 2-1 壁の分類 (4F, T. M. S. L. 31. 7m) (7/8) (単位 : m)



凡例

壁分類とせん断スケルトン曲線の設定方法の関係を以下に示す。

- 耐震壁（外壁部） 別紙2 (2.1) ~ (2.8) 式

図2-1 壁の分類 (CRF, T. M. S. L. 38. 2m) (8/8) (単位 : m)

別紙14 RCCV頂部の最大応答せん断力について

目 次

1. 概要	別紙 14-1
2. 地震応答解析の比較	別紙 14-2
2.1 最大応答せん断力の比較	別紙 14-2
2.2 地震応答解析モデルの比較	別紙 14-4
3. 考察	別紙 14-8

1. 概要

本資料は、原子炉建屋の地震応答解析結果を7号機原子炉建屋と比較した際、建屋応答は概ね同様の傾向を示すものの、基準地震動 Ss-1 及び Ss-8 に対する RCCV* 頂部の NS 方向の最大応答せん断力が、比率（6号機/7号機）で見た際に差があることから、その理由について説明するものである。

注記*：鉄筋コンクリート製原子炉格納容器を示す。

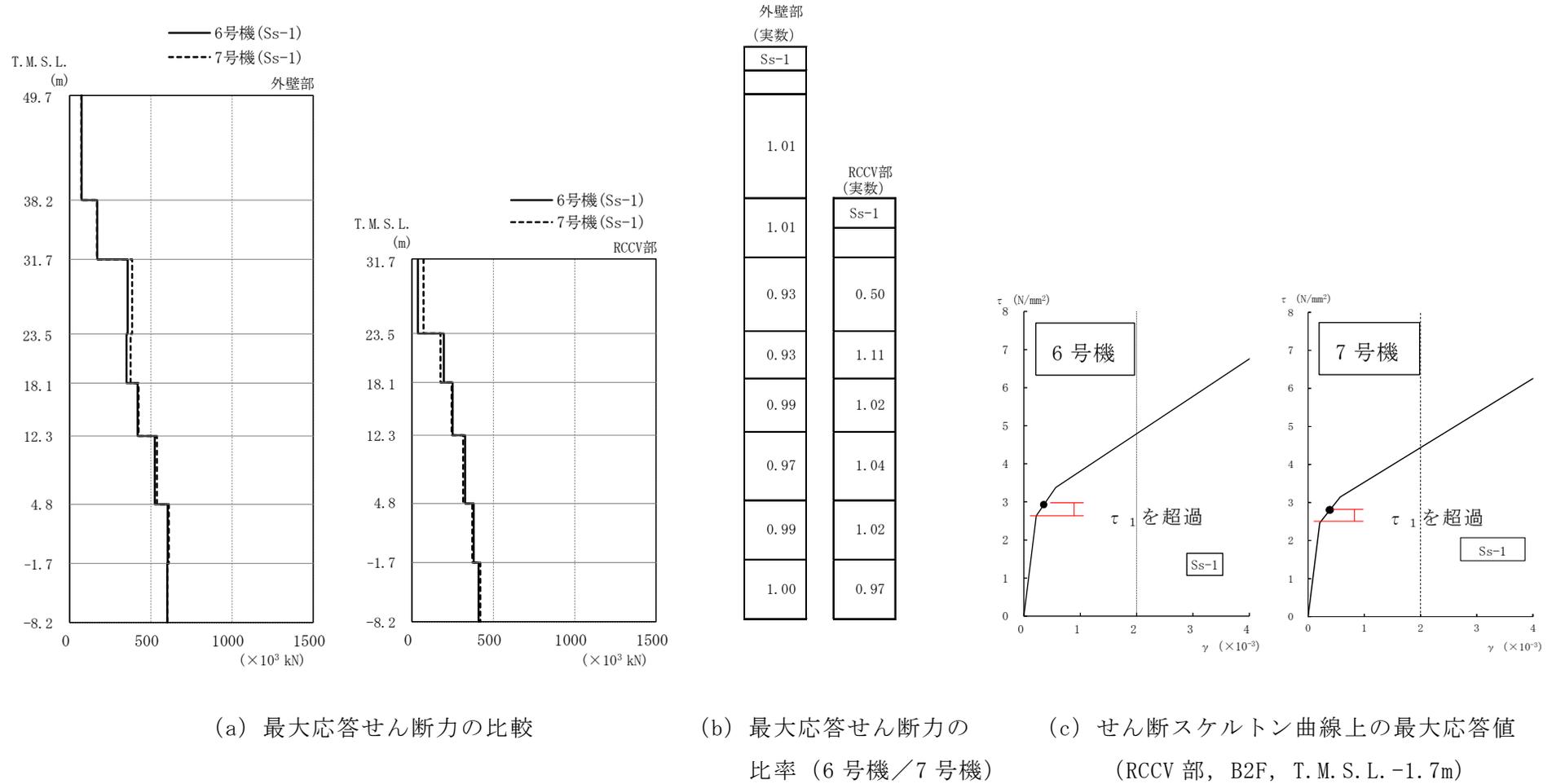
2. 地震応答解析の比較

2.1 最大応答せん断力の比較

6, 7号機原子炉建屋の地震応答解析におけるNS方向の最大応答せん断力の比較を図2-1に示す。なお, 最大応答せん断力の差が最も大きい基準地震動 S_{s-1} の基本ケースの結果を代表で示す。

図2-1(a)に示すとおり, 建屋の層せん断力の応答分布としては同様の傾向を示しているものの, 図2-1(b)に示す比率(6号機/7号機)で見た際, RCCV頂部のように絶対値が小さい部材においては差が大きくなっている。

また, 基準地震動 S_s に対するNS方向の地震応答解析モデルとしては, 弾塑性時刻歴応答解析を採用しており, 図2-1(c)に示すとおり, 基準地震動 S_{s-1} の基本ケースに対しては, RCCV部の地下2階等の部材で非線形領域に入ることを確認している。



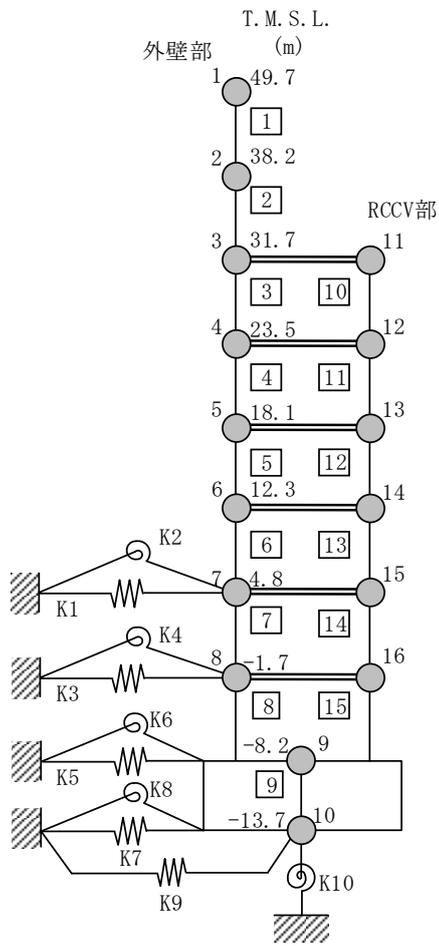
注：東京湾平均海面を，以下「T.M.S.L.」という。

図 2-1 最大応答せん断力の比較 (基準地震動 Ss-1, NS 方向)

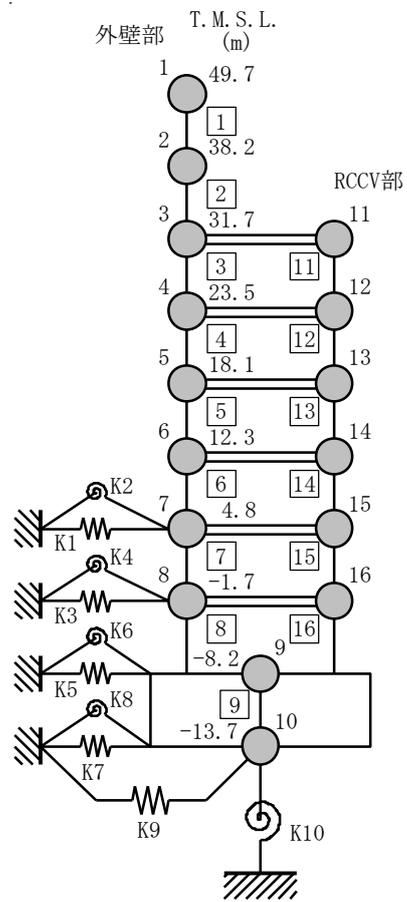
2.2 地震応答解析モデルの比較

原子炉建屋の地震応答解析モデル及びVI-2-2-25「7号機原子炉建屋の地震応答計算書」に示す7号機原子炉建屋の地震応答解析モデルを図2-2に、地震応答解析モデルの諸元を表2-1に、地震応答解析モデルの諸元の比率（6号機/7号機）を表2-2に示す。

表2-2に示すとおり、地震応答解析モデルの諸元は概ね同様であるが、補助壁配置等の違いにより、RCCV部のせん断断面積 A_s 等に軽微な差が見られる。これは6,7号機の建屋応答の差に与える影響としては有意なものではないが、建屋応答が小さい場合には影響を与える可能性があると考えられる。



(a) 6号機



(b) 7号機

図 2-2 地震応答解析モデル (NS 方向)

表 2-1 地震応答解析モデル諸元 (NS 方向)

(a) 6号機

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁹ kN・m ²)	部材 番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)	質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁹ kN・m ²)	部材 番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	39540	70.7									
2	79450	403.0	1	41.0	13600						
3	86670	484.3	2	82.4	50500						
4	83020	287.2	3	182.1	71400	11	94140	33.3	10	119.9	7200
5	55470	199.9	4	127.8	70400	12	157400	384.4	11	107.9	23300
6	82360	293.2	5	156.5	87200	13	101890	303.0	12	150.0	23500
7	78650	291.3	6	180.2	103000	14	199370	400.1	13	133.0	23400
8	79430	293.2	7	191.6	112800	15	125920	392.3	14	129.7	23600
9	339800	936.5	8	225.0	119000	16	136710	369.7	15	176.2	29500
10	216920	580.6	9	3373.4	900600						
合計	1956740										

(b) 7号機

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁹ kN・m ²)	部材 番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)	質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁹ kN・m ²)	部材 番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	39490	70.6									
2	80520	410.9	1	41.0	13700						
3	84470	473.7	2	83.0	51100						
4	84770	293.2	3	188.0	70600	11	91400	32.4	11	119.6	7200
5	55380	198.1	4	132.5	69000	12	155040	371.7	12	113.0	23300
6	81140	289.3	5	149.4	84700	13	102870	305.0	13	137.6	23500
7	80120	296.2	6	180.5	105000	14	199270	408.9	14	139.2	23400
8	81300	298.1	7	183.2	112800	15	124050	387.4	15	132.4	23600
9	342450	945.4	8	223.5	119000	16	136800	369.7	16	186.4	29600
10	216040	581.5	9	3373.4	900600						
合計	1955110										

表 2-2 地震応答解析モデル諸元の比率 (NS 方向) (6 号機 / 7 号機)

(実数)

質点 番号	質点重量 W	回転慣性重量 I _G	部材 番号	せん断 断面積 A _s	断面二次 モーメント I	質点 番号	質点重量 W	回転慣性重量 I _G	部材 番号	せん断 断面積 A _s	断面二次 モーメント I
1	1.00	1.00									
2	0.99	0.98	1	1.00	0.99						
3	1.03	1.02	2	0.99	0.99						
4	0.98	0.98	3	0.97	1.01	11	1.03	1.03	10	1.00	1.00
5	1.00	1.01	4	0.96	1.02	12	1.02	1.03	11	0.95	1.00
6	1.02	1.01	5	1.05	1.03	13	0.99	0.99	12	1.09	1.00
7	0.98	0.98	6	1.00	0.98	14	1.00	0.98	13	0.96	1.00
8	0.98	0.98	7	1.05	1.00	15	1.02	1.01	14	0.98	1.00
9	0.99	0.99	8	1.01	1.00	16	1.00	1.00	15	0.95	1.00
10	1.00	1.00	9	1.00	1.00						

3. 考察

6, 7号機原子炉建屋については、建屋諸元として RCCV 部のせん断断面積の軽微な差等があり、また、基準地震動 Ss-1 の基本ケースに対して、RCCV 部の地下2階等の部材で非線形領域に入ることを確認した。これらは6, 7号機の建屋応答の差に与える影響としては有意なものではないが、建屋応答が小さい部材に対しては影響を与える可能性がある。

以上より、RCCV 頂部は、最大応答せん断力の絶対値が他の部材と比較して非常に小さい値となっており、前述の剛性差及び非線形化の影響を最も受けやすい部材であることから、6, 7号機の比率で見た際に差が大きくなったものと考えられる。