

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7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7 補足-025-1 改 15
提出年月日	2020年8月24日

原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料

2020年8月

東京電力ホールディングス株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

V-2-2-1「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。なお、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。

別紙 1 地震応答解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 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等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

(参考資料 1) 計算機プログラム (解析コード) の概要

下線部：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

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

下線：今回ご提示資料

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

目 次

1. 概要	別紙 1-3-1
2. 補助壁の選定	別紙 1-3-1
2.1 補助壁の選定方針	別紙 1-3-1
2.2 補助壁の選定結果	別紙 1-3-4
3. 地震応答解析で用いるスケルトン曲線への補助壁の反映方針	別紙 1-3-9
3.1 せん断スケルトン曲線	別紙 1-3-9
3.1.1 せん断スケルトン曲線の評価方法	別紙 1-3-9
3.1.2 せん断スケルトン曲線における耐震壁と補助壁の合算方法	別紙 1-3-10
3.2 曲げスケルトン曲線	別紙 1-3-12
4. 設計手法としての妥当性	別紙 1-3-13
5. まとめ	別紙 1-3-13
参考資料 1 補助壁の維持管理について	別紙 1-3-14

別紙1-3-1 床スラブによるせん断力の伝達

別紙1-3-2 補助壁の選定について

下線：今回ご提示資料

別紙 1-3-2 補助壁の選定について

目 次

1. 概要	別紙 1-3-2-1
2. 補助壁の選定	別紙 1-3-2-2
3. 補助壁一覧	別紙 1-3-2-6

1. 概要

本資料は、補助壁の選定に関して、根拠となる規格基準及びその判断基準を整理し、選定した補助壁と各壁厚さを示すものである。

2. 補助壁の選定

補助壁の選定基準の設定に当たっては、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」に示すとおり、先行審査を含む既工認で適用実績のある規準である、「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）」（以下「RC-N 規準」という。）を参考にする。RC-N 規準 19 条「耐震壁の断面算定」には、耐震壁の壁厚，せん断補強筋比等に関する規定として「算定外の規定」が示されており，今回工認の補助壁の選定条件を設定するにあたり，「算定外の規定」の記載を踏まえ，表 2-1 に示す選定条件を設定する。表 2-1 を踏まえた具体的な選定プロセスを，図 2-1 にフロー図として示す。

選定プロセスに基づき選定された補助壁について，1F を代表階として図 2-2 に示す。図 2-2 には，選定プロセスに基づき補助壁から除外した壁の例も合わせて示す。なお，壁厚 300mm 以上の壁は，D13 以上の異形鉄筋が鉄筋間隔 300mm 以下で複筋配置されていること，せん断補強筋比については，全ての間仕切壁が 0.25%以上であることを確認している。また，1F は階高が 5.8m であり，壁厚は内法高さの 1/30 以上あることを確認している。

表2-1 補助壁の選定条件

項目	RC-N規準 (算定外の規定)	補助壁の選定条件
壁厚・内法高さ	・壁の厚さは200mm以上，かつ壁の内法高さの1/30以上	・壁の厚さは300mm以上，かつ壁の内法高さの1/30以上
せん断補強筋比	・壁のせん断補強筋比は，直交する各方向に関し，それぞれ0.25%以上	同左
壁筋	・複筋配置 ・D13以上の異形鉄筋を用い，壁の見付面に関する間隔は300mm以下	同左
その他条件		・下階まで壁が連続している，若しくは床スラブを介して壁に生じるせん断力を下階の耐震壁に伝達できる壁
		・フレーム構面外でも上記を満たす壁

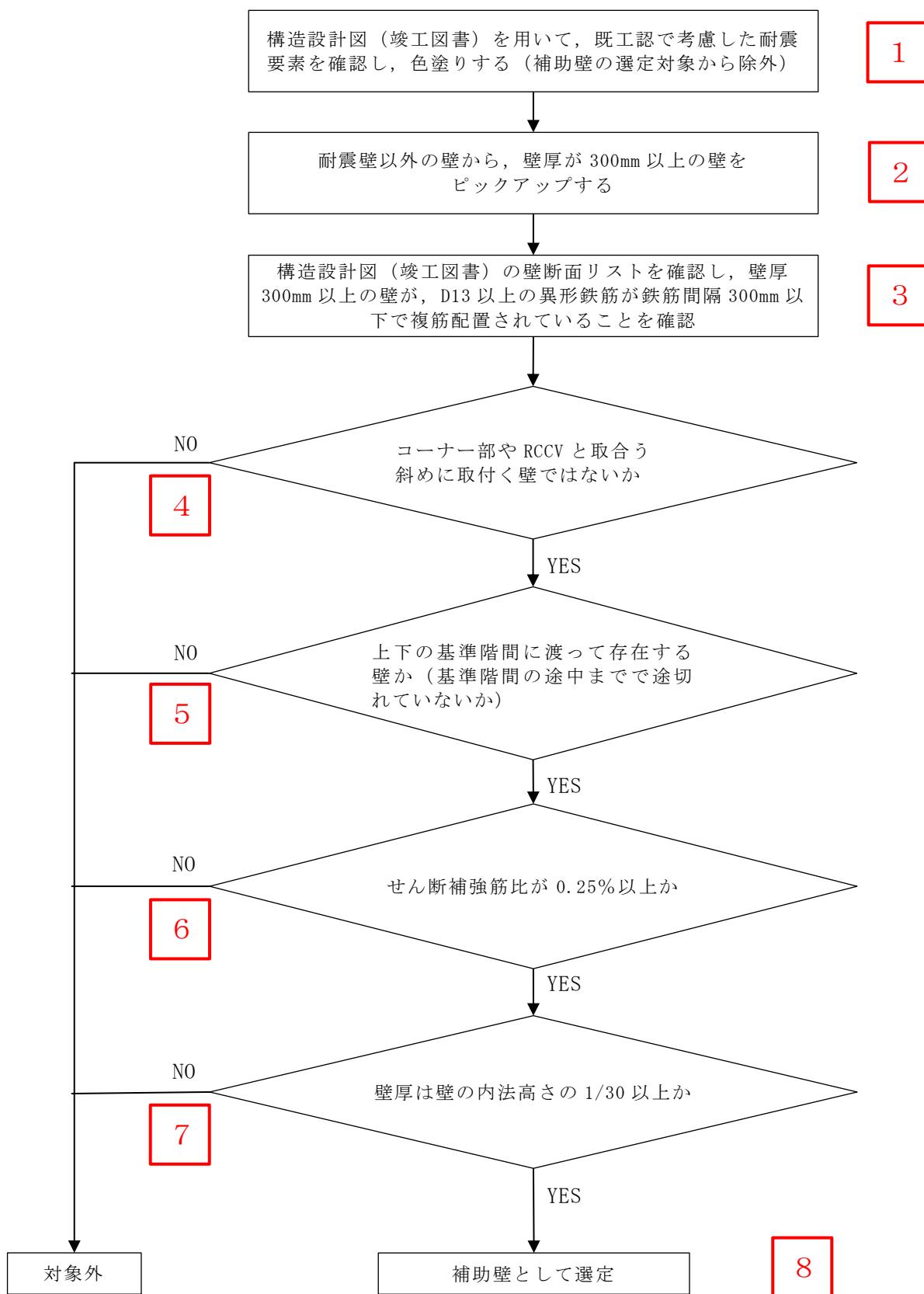


図2-1 補助壁の選定プロセス

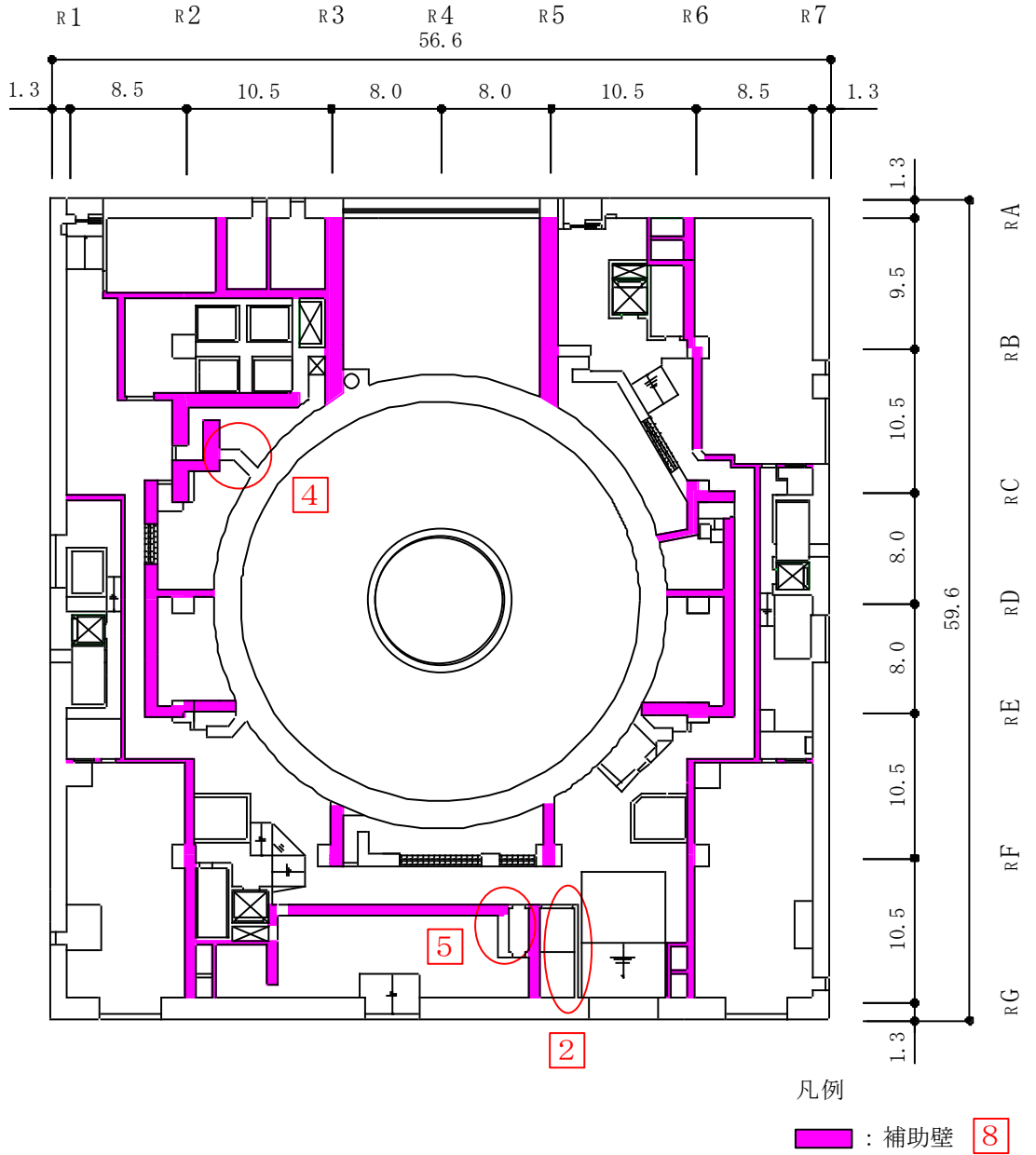
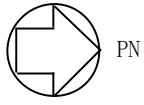


図 2-2 補助壁の選定 (1F, T.M.S.L. 12.3m) (単位 : m)

3. 補助壁一覧

選定プロセスに基づき選定した補助壁一覧表を表 3-1 に、対応する補助壁符号を図 3-1 に示す。

表 3-1 補助壁一覧表 (1F, T. M. S. L. 12. 3m)

方向	部位	エリア	符号	壁厚 (m)	配筋 (両側)	せん断 補強筋比 (%)	
NS	外壁部	RA~RB/R1~R7	01	0.30	2-D13@200	0.423	
			02	0.60	2-D22@200	0.645	
			03	0.50	2-D16@200	0.398	
			04	0.80	2-D25@200	0.634	
		RF~RG/R1~R7	05	0.30	2-D16@200	0.663	
			06	0.80	2-D25@200	0.634	
			07	0.30	2-D16@200	0.663	
			08	0.30	2-D13@200	0.423	
	RCCV部	RB~RF/R1~R3	R1	1.20	2-D25@200	0.423	
			R2	0.80	2-D22@200	0.484	
			R3	0.30	2-D16@200	0.663	
			R4	0.50	2-D32@200	1.588	
		RB~RF/R5~R7	R5	0.30	2-D16@200	0.663	
			R6	0.30	2-D16@200	0.663	
			R7	0.80	2-D22@200	0.484	
RB~RF/R1~R3	R8	0.60	2-D22@200	0.645			
	R9	0.50	2-D32@200	1.588			
RB~RF/R5~R7	R10	0.80	2-D22@200	0.484			
	R11	0.80	2-D29@200	0.803			
	R12	1.10	2-D35@200	0.870			
	R13	0.80	2-D22@200	0.484			
RB~RF/R1~R3	R14	0.30	2-D16@200	0.663			
	R15	0.30	2-D16@200	0.663			
EW	外壁部	R1~R3/RA~RB	0a	0.80	2-D25@200	0.634	
			0b	0.30	2-D16@200	0.663	
		R5~R7/RA~RB	0c	0.60	2-D22@200	0.645	
			0d	0.50	2-D16@200	0.398	
		R1~R2/RA~RG	0e	0.30	2-D16@200	0.663	
			0f	0.30	2-D16@200	0.663	
		R6~R7/RA~RG	0g	0.30	2-D13@200	0.423	
			0h	0.30	2-D16@200	0.663	
		RCCV部	R2~R6/RA~RC	Ra	1.40	2-D29@200	0.459
				Rb	1.40	2-D29@200	0.459
	R1~R3/RA~RG		Rc	1.20	2-D25@200	0.423	
			Rd	1.20	2-D25@200	0.423	
	R5~R7/RA~RG		Re	0.60	2-D22@200	0.645	
	R1~R2/RA~RG		Rf	0.80	2-D22@200	0.484	
	R6~R7/RA~RG		Rg	0.80	2-D25@200	0.634	
	R6~R7/RA~RG		Rh	0.80	2-D22@200	0.484	
	R1~R2/RA~RG		Ri	0.60	2-D22@200	0.645	
	R2~R6/RE~RG		Rj	0.90	2-D32@200	0.882	
		Rk	0.80	2-D29@200	0.803		
	R6~R7/RA~RG	Rl	0.60	2-D22@200	0.645		
R2~R6/RA~RB	Rm	0.30	2-D13@200	0.423			
R2~R6/RF~RG	Rn	0.80	2-D25@200	0.634			
R2~R6/RF~RG	Ro	0.80	2-D25@200	0.634			

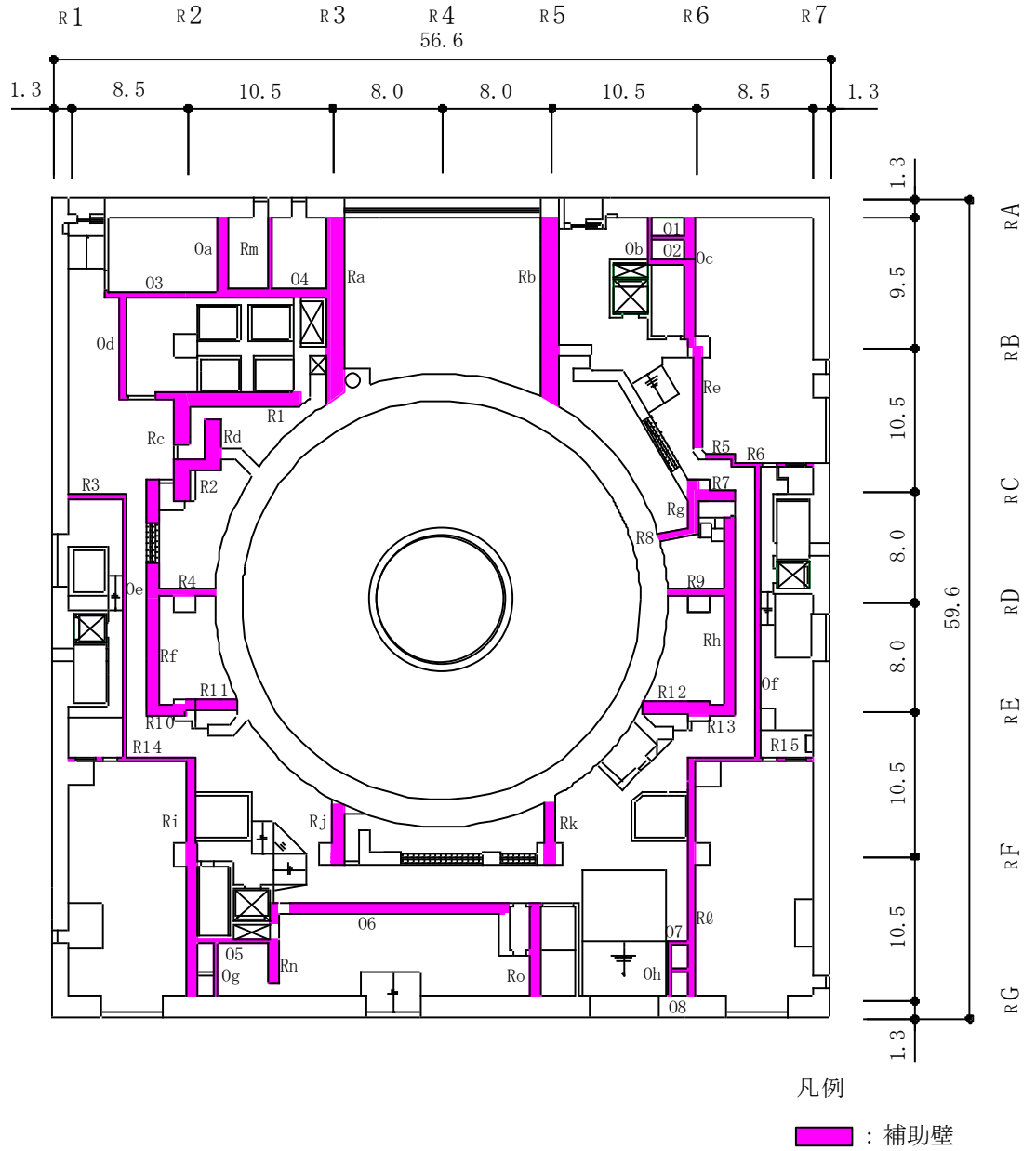
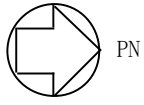


図 3-1 補助壁符号 (1F, T.M.S.L. 12.3m) (単位 : m)

別紙5 地震応答解析における原子炉建屋の重大事故等時の高温による影響

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 原子炉建屋の構造概要	別紙 5-2
3. 重大事故等時の温度による影響について	別紙 5-6
3.1 検討方針	別紙 5-6
3.2 重大事故等時の高温による影響を考慮した 原子炉建屋の地震応答解析	別紙 5-7
3.2.1 解析条件	別紙 5-7
3.2.2 地震応答解析結果	別紙 5-23
3.3 原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響	別紙 5-44
3.3.1 検討方法	別紙 5-44
3.3.2 検討結果	別紙 5-44
4. 機器・配管系の評価に与える影響	別紙 5-56
4.1 原子炉建屋の地震応答解析結果による影響	別紙 5-56
4.1.1 検討方針	別紙 5-56
4.1.2 検討結果	別紙 5-58
4.2 大型機器系の地震応答解析結果による影響	別紙 5-68
4.2.1 検討方針	別紙 5-68
4.2.2 「SA 時環境考慮連成モデル」のモデル化	別紙 5-68
4.2.3 解析結果	別紙 5-75
5. まとめ	別紙 5-130
5.1 「原子炉建屋の地震応答解析による評価」に与える影響	別紙 5-130
5.2 「機器・配管系の評価」に与える影響	別紙 5-130

別紙 5-1 コンクリートの高温特性の考え方

別紙 5-2 重大事故等時の環境を考慮した建屋－機器連成地震応答解析モデルの
設定について

下線：今回ご提示資料

1. 概要

本資料は、原子炉格納容器を内包する原子炉建屋において、重大事故等により高温状態が一定期間継続することを踏まえ、熱によるコンクリート部材の剛性低下を考慮した地震応答解析を実施し、「原子炉建屋の地震応答解析による評価」及び「機器・配管系の評価」に与える影響について確認するものである。

2. 原子炉建屋の構造概要

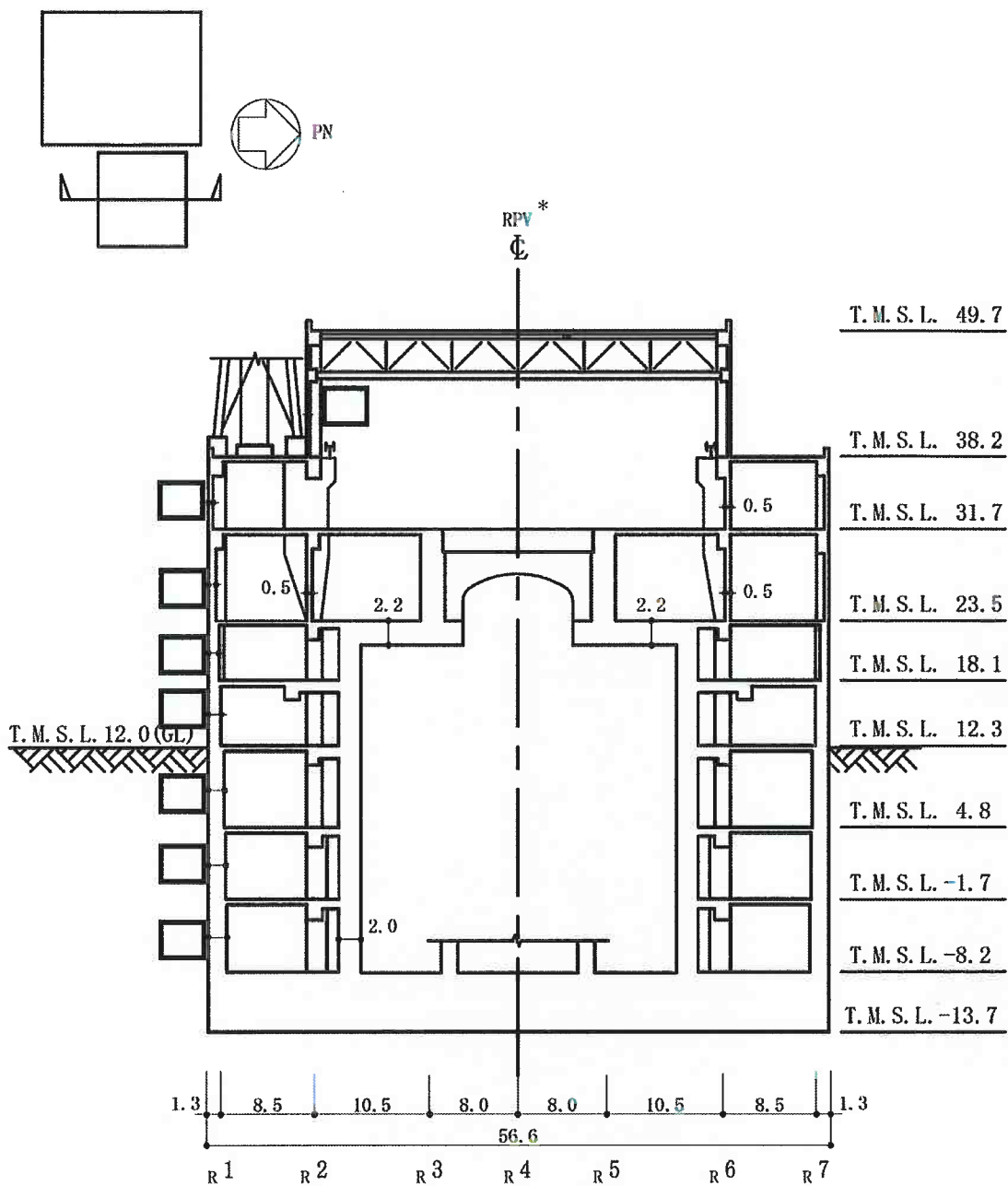
原子炉建屋は、地上4階、地下3階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。原子炉建屋の概略平面図及び概略断面図を図2-1及び図2-2に示す。

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マンメイドロックを介して設置している。

原子炉建屋の中央部には原子炉圧力容器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、建屋は全体として剛性の高い構造となっている。



(単位：m)

注記*：原子炉圧力容器（以下「RPV」という。）

図 2-2 原子炉建屋の概略断面図 (NS 方向) (1/2)

3. 重大事故等時の温度による影響について

3.1 検討方針

RCCV を内包する原子炉建屋において、重大事故等により高温状態が一定時間継続することを踏まえ、熱によるコンクリート部材の剛性低下及び圧縮強度低下を考慮した地震応答解析を実施し、原子炉建屋の地震応答解析による評価及び機器・配管系の評価に与える影響について確認する。

具体的には、重大事故等における熱の影響を考慮し、原子炉建屋のコンクリート部材の剛性及び圧縮強度を低減させた地震応答解析モデル（以下「剛性低下考慮モデル」という。）を用いて地震応答解析を実施し、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデル（以下「工認モデル」という。）を用いた結果との比較を行う。

更に、「剛性低下考慮モデル」の地震応答解析結果が、原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響を、「3.3 原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響」において確認することとする。

なお、上述の影響検討は、応答倍率を用いた手法により行うことから、応答倍率の算出のための「剛性低下考慮モデル」を用いた地震応答解析は、位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 S_s-1 に対して実施することとする。

3.2 重大事故等時の高温による影響を考慮した原子炉建屋の地震応答解析

3.2.1 解析条件

(1) 剛性低下率及び圧縮強度低下率

剛性低下率及び圧縮強度低下率の評価対象部位は、RCCV 壁、原子炉ウェル、プールガード及び 4F 内部耐震壁とする。

RCCV については、RCCV 内を高温状態とし、その温度を「工事計画に係る説明資料（耐震性に関する説明書）」のうち「重大事故等対処施設の耐震設計における重大事故と地震の組合せについて」の「5.2.2 PCV バウンダリ」に基づく重大事故等時の有効性評価の「格納容器過圧・過温破損（代替循環冷却系を使用しない場合）」における最高温度である 168℃に設定した。

RCCV 外の建屋内については、V-1-1-7「安全設備及び重大事故等対処設備が使用される条件の下における健全性に関する説明書」の「2.3 環境条件等」に基づく原子炉建屋原子炉区域内での重大事故等対処設備の環境温度より、使用済燃料貯蔵プール、機器仮置ピット及び 4F 以上を 77℃に、3F～B3F を 66℃に設定した。原子炉ウェルについては、4F 以上と同じ 77℃に設定した。

外気温については、V-1-1-7「安全設備及び重大事故等対処設備が使用される条件の下における健全性に関する説明書」の「2.3 環境条件等」に基づく屋外の重大事故等対処設備の環境温度より 40℃に設定した。

また、剛性低下率の算出に用いる評価対象部位の温度は、定常状態を仮定し、内側と外側の雰囲気温度の平均値とすることにより保守的に設定した。なお、表面温度は環境温度と同一とする。

ここで、100℃以上のコンクリート部材における剛性低下率及び圧縮強度低下率は、「Eurocode 2*¹」に基づき、剛性低下率は 100℃の剛性残存比 0.63 及び 200℃の剛性残存比 0.43 より、圧縮強度低下率は 100℃の強度残存比 1.00 及び 200℃の強度残存比 0.95 より、それぞれ線形補間により算出する。また、65℃以下の場合、「CCV 規格*²」の温度制限値に基づき剛性低下しないものとする。65～100℃の場合、「Eurocode 2」と「CCV 規格」のそれぞれ定める値を線形補間により算定する。「Eurocode 2」の適用性については別紙 5-1 に示す。

本検討に用いたコンクリート部材の温度を表 3-1 に、剛性低下率を表 3-2 に、圧縮強度低下率を表 3-3 に示す。なお、基礎スラブについては、図 3-1 に示す**重大事故等時の温度分布のとおり**、ドライウェル部及びサプレッションプール部において、表面付近の温度が 100℃を超えるものの、基礎スラブ全体の平均温度としては 65℃を下回ること、さらに、基礎スラブ内部の温度分布について、65℃を下回る領域**の割合が大きい**ことから、剛性低下は考慮しないこととした。

注記*1: European Committee for Standardization: “Eurocode 2: Design of

concrete structures” , 2004

*2 : (社) 日本機械学会 : 「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格 JSME S NE 1-2003」

表 3-1 本検討に用いたコンクリート部材の温度

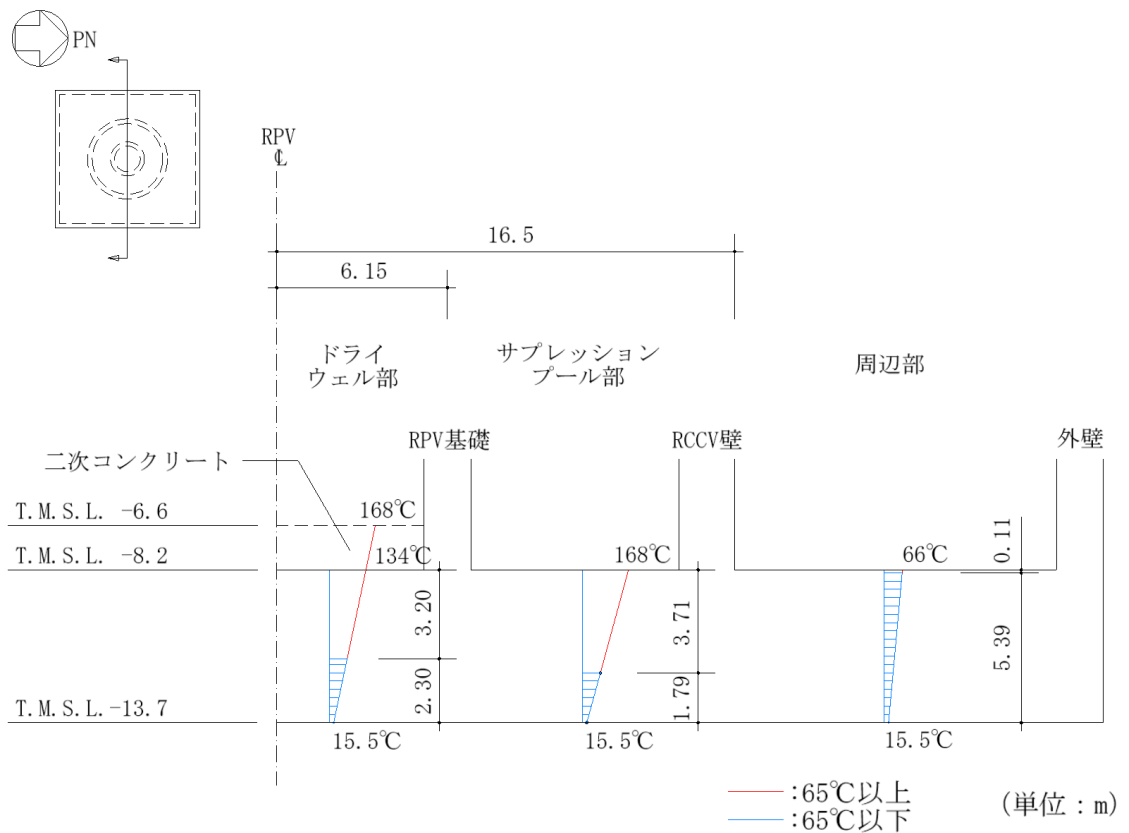
部位	標高 T. M. S. L. (m)	表面温度		平均温度 (°C)
		内側(°C)	外側(°C)	
RCCV 壁	-8.2~23.5	168	66	117
原子炉ウェル	23.5~31.7	77	77	77
プールガーダ	18.1~31.7	77	66	71.5
4F 内部耐震壁	31.7~38.2	77	77	77

表 3-2 本検討に用いたコンクリート部材の剛性低下率

		コンクリート 温度 (°C)	剛性 低下率	解析用諸元	
				ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)
工認モデル		/	1.0	2.88×10^4	1.20×10^4
剛性低下 考慮モデル	RCCV 壁	117	0.60	1.73×10^4	7.21×10^3
	原子炉ウェル	77	0.87	2.51×10^4	1.05×10^4
	プールガーダ	71.5	0.93	2.68×10^4	1.12×10^4
	4F 内部耐震壁	77	0.87	2.51×10^4	1.05×10^4
	上記以外	/	1.0	2.88×10^4	1.20×10^4

表 3-3 本検討に用いたコンクリート部材の圧縮強度低下率

		コンクリート 温度 (°C)	圧縮強度 低下率	解析用諸元
				圧縮強度 (N/mm ²)
工認モデル		/	1.0	43.1
剛性低下 考慮モデル	RCCV 壁	117	0.99	42.7
	RCCV 壁以外	/	1.0	43.1



位置	面積 A_i (m ²)	表面温度 (°C)		平均温度 T_i (°C)	重み付け値 $A_i \times T_i$ (m ² ·°C)	基礎スラブ全体の 平均温度 $\Sigma(A_i \times T_i) / \Sigma A_i$ (°C)
		上面	下面			
ドライ ウエル部	119	134	15.5	74.6	8860	—
		168	15.5			
サプレッション プール部	736	168	15.5	91.8	67572	
		66	15.5			
周辺部	2518	66	15.5	40.8	102611	
		15.5	15.5			
全体	3373	—	—	—	179043	53.1

図 3-1 重大事故等時における基礎スラブの温度分布

(2) 解析モデル

RCCV 壁，原子炉ウェル，プールガーダ及び 4F 内部耐震壁については剛性低下率及び圧縮強度低下率を考慮したことにより，「工認モデル」に対して諸元を変更した。重大事故等時の温度による剛性低下及び圧縮強度低下を考慮した建物・構築物の物性値を表 3-4 に，水平方向の地震応答解析モデルを図 3-2 に，諸元を表 3-5 に，地盤ばね定数を表 3-6 に，せん断スケルトン曲線の諸数値を表 3-7 及び表 3-8 に示す。ここで，剛性低下及び圧縮強度低下を考慮したスケルトン曲線の算定においては，第 2 勾配が第 3 勾配を下回る場合がある。その場合は，第 2 勾配が第 3 勾配と同一となるように補正することで，保守的にスケルトン曲線の第 1 折点を低減している。スケルトン曲線の補正方法概略図を図 3-3 に示す。また，鉛直方向の地震応答解析モデルを図 3-4 に，諸元を表 3-9 に，地盤ばね定数を表 3-10 に示す。

表 3-4 建物・構築物の物性値（剛性低下考慮モデル）（1/3）

(a) 鉄筋コンクリート NS 方向

T. M. S. L. (m)	外壁軸		RCCV 軸		減衰定数 (%)
	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	
49.7					5
38.2	2.88×10^4	1.20×10^4			
31.7	2.88×10^4	1.20×10^4			
23.5	2.88×10^4	1.17×10^4	2.68×10^4	1.12×10^4	
18.1	2.88×10^4	1.20×10^4	1.73×10^4	7.92×10^3	
12.3	2.88×10^4	1.20×10^4	1.73×10^4	8.64×10^3	
4.8	2.88×10^4	1.20×10^4	1.73×10^4	8.63×10^3	
-1.7	2.88×10^4	1.20×10^4	1.74×10^4	8.79×10^3	
-8.2	2.88×10^4	1.20×10^4	1.97×10^4	9.46×10^3	
-13.7	2.79×10^4	1.16×10^4			

表 3-4 建物・構築物の物性値（剛性低下考慮モデル）（2/3）

(b) 鉄筋コンクリート EW 方向

T. M. S. L. (m)	外壁軸		RCCV 軸		減衰定数 (%)
	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	
49.7					5
38.2	2.88×10^4	1.20×10^4			
31.7	2.70×10^4	1.12×10^4			
23.5	2.88×10^4	1.20×10^4	2.68×10^4	1.12×10^4	
18.1	2.88×10^4	1.20×10^4	1.73×10^4	9.71×10^3	
12.3	2.88×10^4	1.20×10^4	1.73×10^4	9.72×10^3	
4.8	2.88×10^4	1.20×10^4	1.73×10^4	8.91×10^3	
-1.7	2.88×10^4	1.20×10^4	1.73×10^4	9.38×10^3	
-8.2	2.88×10^4	1.20×10^4	1.75×10^4	9.13×10^3	
-13.7	2.79×10^4	1.16×10^4			

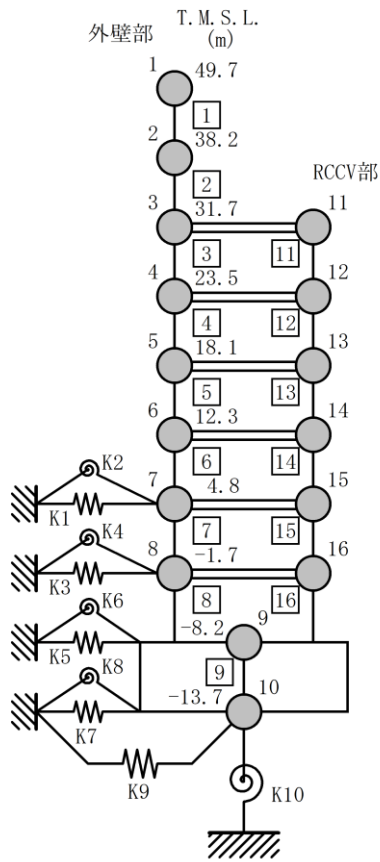
表 3-4 建物・構築物の物性値（剛性低下考慮モデル）（3/3）

(c) 鉄筋コンクリート 鉛直方向

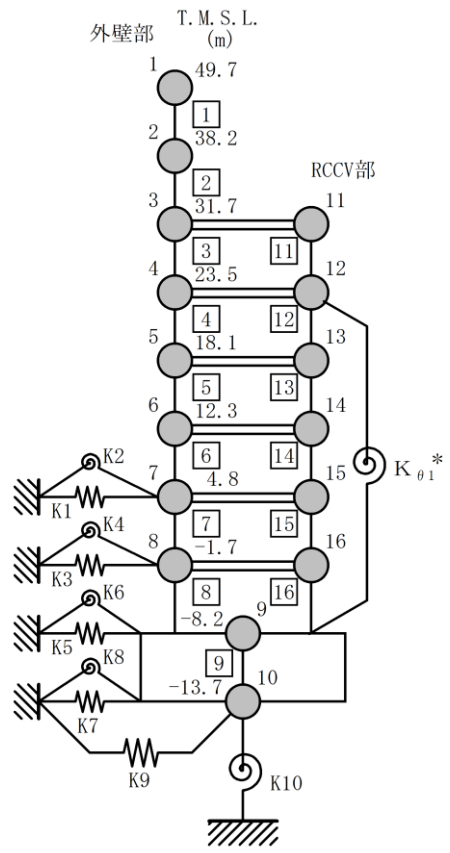
T. M. S. L. (m)	ヤング係数 (N/mm ²)	減衰定数 (%)
49.7		5
	2.88×10^4	
38.2		
	2.76×10^4	
31.7		
	2.78×10^4	
23.5		
	2.50×10^4	
18.1		
	2.55×10^4	
12.3		
	2.55×10^4	
4.8		
	2.57×10^4	
-1.7		
	2.61×10^4	
-8.2		
	2.79×10^4	
-13.7		

(d) 鉄骨

ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	減衰定数 (%)
2.05×10^5	7.90×10^4	2



NS 方向



EW 方向

注記* : RCCV 回転ばね

図 3-2 地震応答解析モデル (水平方向, 剛性低下考慮モデル)

表 3-5 地震応答解析モデルの諸元 (水平方向, 剛性低下考慮モデル)

(a) NS 方向

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	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 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	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	1	41.0	13700	11	91400	32.4	11	119.6	7200						
2	80520	410.9		83.0	51100							12	155040	371.7	12	113.0	23300
3	84470	473.7		188.0	70600							13	102870	305.0	13	137.6	23500
4	84770	293.2		132.5	69000							14	199270	408.9	14	139.2	23400
5	55380	198.1		149.4	84700							15	124050	387.4	15	132.4	23600
6	81140	289.3		180.5	105000							16	136800	369.7	16	186.4	29600
7	80120	296.2		183.2	112800												
8	81300	298.1		223.5	119000												
9	342450	945.4		3373.4	900600												
10	216040	581.5															
合計	1955110																

(b) EW 方向

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	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 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	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	147.1	1	54.7	30000	11	86300	267.7	11	219.0	6700						
2	80520	300.1		122.9	62600							12	172540	474.6	12	222.8	23300
3	89570	299.1		172.7	87900							13	108040	340.3	13	207.4	23100
4	67270	275.6		131.8	81900							14	201780	453.1	14	152.1	23400
5	50210	210.8		166.7	92800							15	127480	432.5	15	180.1	21200
6	78630	320.7		179.3	114600							16	138860	409.9	16	164.4	23800
7	76690	316.8		211.5	124000												
8	79240	324.6		259.5	131000												
9	342450	1039.5		3373.4	998600												
10	216040	644.3															
合計	1955110																

回転ばね $K_{\theta 1} 1.83 \times 10^{10}$ (kN·m/rad)

表 3-6 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-1, 剛性低下考慮モデル)

(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
K1	7	側面・並進	1.07×10^6	4.24×10^5
K2	7	側面・回転	8.33×10^8	1.05×10^8
K3	8	側面・並進	2.85×10^6	1.12×10^6
K4	8	側面・回転	2.21×10^9	2.79×10^8
K5	9	側面・並進	8.53×10^6	1.73×10^6
K6	9	側面・回転	6.73×10^9	3.96×10^8
K7	10	側面・並進	4.52×10^6	8.63×10^5
K8	10	側面・回転	3.54×10^9	1.95×10^8
K9	10	底面・並進	7.28×10^7	2.82×10^6
K10	10	底面・回転	7.06×10^{10}	5.92×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7, K9はkN/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7, K9はkN・s/m K2, K4, K6, K8, K10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
K1	7	側面・並進	1.07×10^6	4.25×10^5
K2	7	側面・回転	8.33×10^8	1.06×10^8
K3	8	側面・並進	2.85×10^6	1.13×10^6
K4	8	側面・回転	2.21×10^9	2.80×10^8
K5	9	側面・並進	8.53×10^6	1.73×10^6
K6	9	側面・回転	6.73×10^9	3.99×10^8
K7	10	側面・並進	4.52×10^6	8.62×10^5
K8	10	側面・回転	3.54×10^9	1.97×10^8
K9	10	底面・並進	7.25×10^7	2.80×10^6
K10	10	底面・回転	7.60×10^{10}	6.94×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7, K9はkN/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7, K9はkN・s/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m・s/rad

表 3-7 せん断力のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (NS 方向)

外壁部

階	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
CRF	2.28	0.191	3.08	0.569	6.81	4.00
4F	2.38	0.199	3.21	0.588	6.54	4.00
3F	2.40	0.206	2.96	0.618	4.84	4.00
2F	2.54	0.213	3.35	0.644	6.62	4.00
1F	2.55	0.213	3.29	0.660	6.44	4.00
B1F	2.62	0.219	3.47	0.665	6.98	4.00
B2F	2.70	0.226	3.64	0.674	7.56	4.00
B3F	2.69	0.224	3.52	0.691	7.03	4.00

RCCV 部

階	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
3F	2.26	0.202	3.01	0.606	6.88	4.00
2F	1.86	0.235	2.62	0.768	7.21	4.00
1F	1.81	0.210	2.43	0.685	6.73	4.00
B1F	2.12	0.246	2.70	0.758	6.39	4.00
B2F	2.32	0.264	2.95	0.792	6.25	4.00
B3F	2.36	0.249	3.01	0.747	5.73	4.00

表 3-8 せん断力のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (EW 方向)

外壁部

階	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
CRF	2.33	0.195	3.15	0.582	6.58	4.00
4F	2.33	0.208	3.14	0.625	6.73	4.00
3F	2.50	0.209	3.28	0.634	6.13	4.00
2F	2.47	0.206	3.21	0.626	6.23	4.00
1F	2.48	0.207	3.18	0.642	6.24	4.00
B1F	2.54	0.212	3.43	0.636	7.39	4.00
B2F	2.58	0.216	3.41	0.656	7.10	4.00
B3F	2.58	0.215	3.31	0.673	6.60	4.00

RCCV 部

階	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
3F	2.23	0.200	2.65	0.599	4.76	4.00
2F	2.10	0.216	2.42	0.656	4.81	4.00
1F	1.95	0.201	2.32	0.623	5.31	4.00
B1F	2.09	0.234	2.62	0.723	6.15	4.00
B2F	2.25	0.240	2.68	0.719	5.37	4.00
B3F	2.31	0.253	3.02	0.760	6.41	4.00

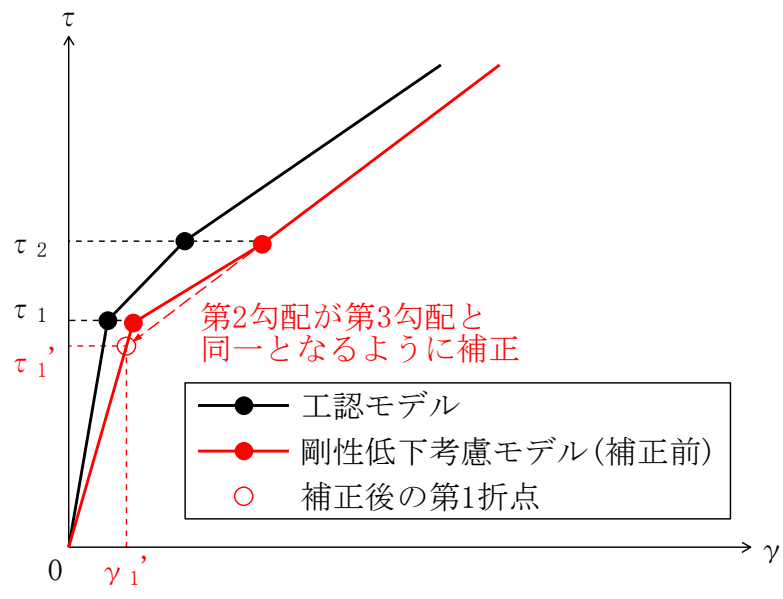
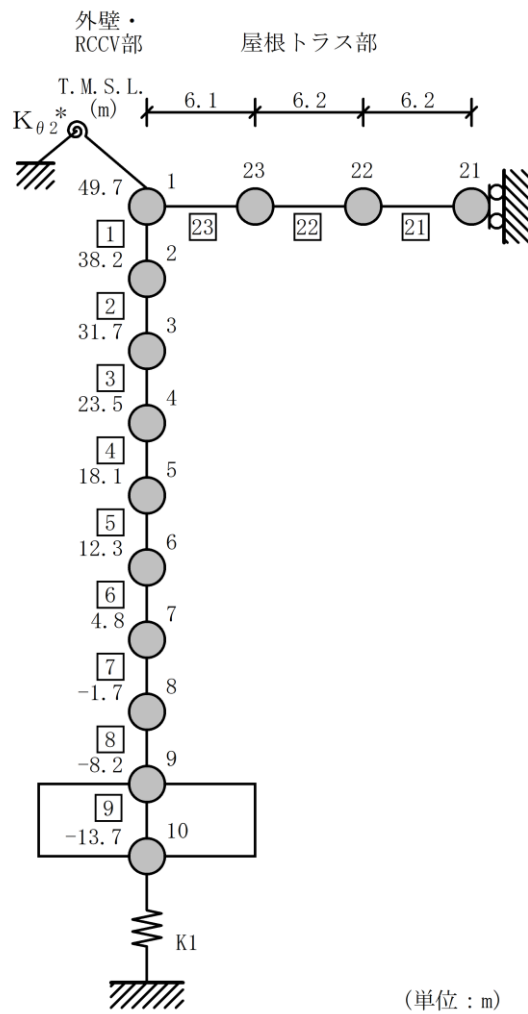


図 3-3 スケルトン曲線の補正方法概略図



注記* : 屋根トラス端部回転拘束ばね

図 3-4 地震応答解析モデル (鉛直方向, 剛性低下考慮モデル)

表 3-9 地震応答解析モデルの諸元（鉛直方向，剛性低下考慮モデル）

外壁・RCCV部				屋根トラス部			
質点番号	質点重量 W (kN)	部材番号	軸断面積 A_N (m ²)	質点番号	質点重量 W (kN)	せん断断面積 A_s ($\times 10^{-2}$ m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	30640			1	—		
		1	89.0			23	21.25
2	80520			23	3540		
		2	200.1			22	16.82
3	175870			22	3540		
		3	581.5			21	7.94
4	239810			21	1770		
		4	611.6				
5	158250						
		5	674.3				
6	280410						
		6	681.3				
7	204170						
		7	719.6				
8	218100						
		8	833.7				
9	342450						
		9	3373.4				
10	216040						
合計	1955110						

屋根トラス端部回転拘束ばね $K_{\theta 2}$ 3.90×10^7 (kN・m/rad)

表 3-10 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-1，剛性低下考慮モデル）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	10	底面・鉛直	1.20×10^8	6.45×10^6

3.2.2 地震応答解析結果

(1) 固有値解析結果

「工認モデル」と「剛性低下考慮モデル」の固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）の比較を表 3-11 に示す。また、「剛性低下考慮モデル」の刺激関数図を図 3-5 に示す。

「剛性低下考慮モデル」の固有周期は、コンクリート剛性を低減させた影響により「工認モデル」の結果に比べて僅かに大きくなるものの、ほぼ同程度となることを確認した。建屋と地盤の相互作用を考慮したモデルとなっていることから、地盤の変形が支配的となる低次のモードでは、建屋は剛体的な挙動を示すため、建屋の剛性変化が固有値に及ぼす影響は小さいものと考えられる。

表 3-11 固有値解析結果 (Ss-1)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	工認モデル	剛性低下 考慮モデル	工認モデル	剛性低下 考慮モデル
1	0.439	0.445	2.28	2.25
2	0.192	0.196	5.20	5.11
3	0.091	0.100	11.03	10.03
4	0.078	0.084	12.88	11.89
5	0.077	0.080	12.98	12.48

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	工認モデル	剛性低下 考慮モデル	工認モデル	剛性低下 考慮モデル
1	0.429	0.434	2.33	2.31
2	0.191	0.193	5.23	5.17
3	0.082	0.088	12.16	11.31
4	0.077	0.081	12.97	12.34
5	0.071	0.075	14.02	13.41

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	工認モデル	剛性低下 考慮モデル	工認モデル	剛性低下 考慮モデル
1	0.279	0.280	3.58	3.58
2	0.258	0.259	3.87	3.86
3	0.077	0.077	12.95	12.95
4	0.051	0.052	19.45	19.40
5	0.047	0.049	21.32	20.31

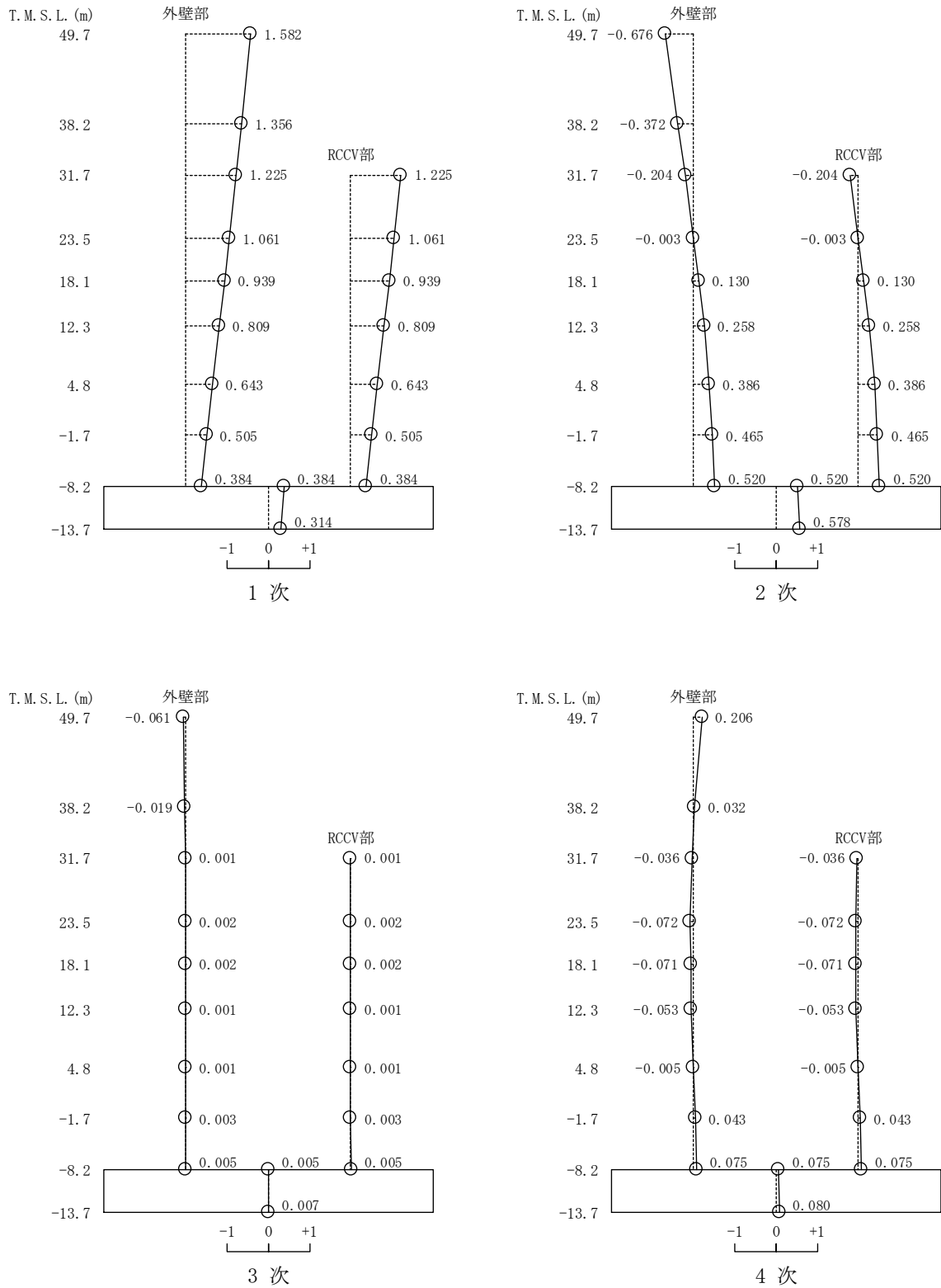


図 3-5 刺激関数図 (Ss-1, NS 方向, 剛性低下考慮モデル) (1/3)

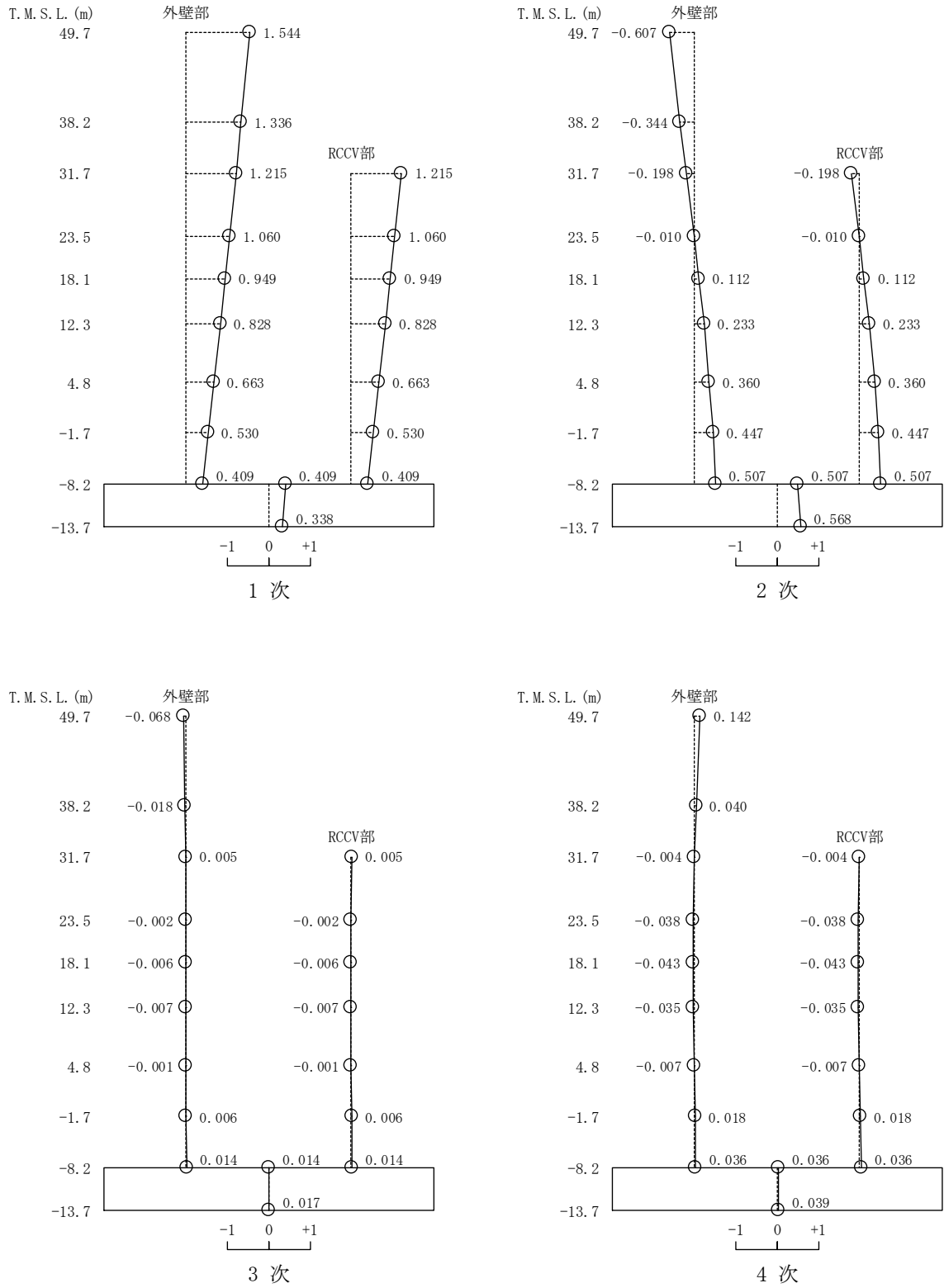
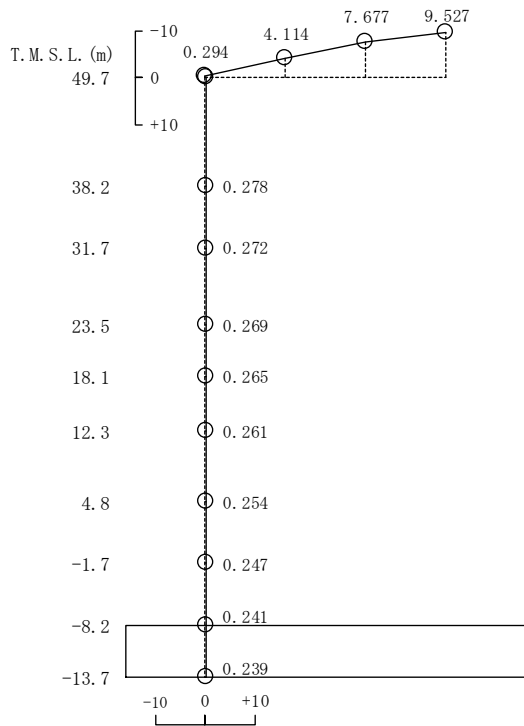
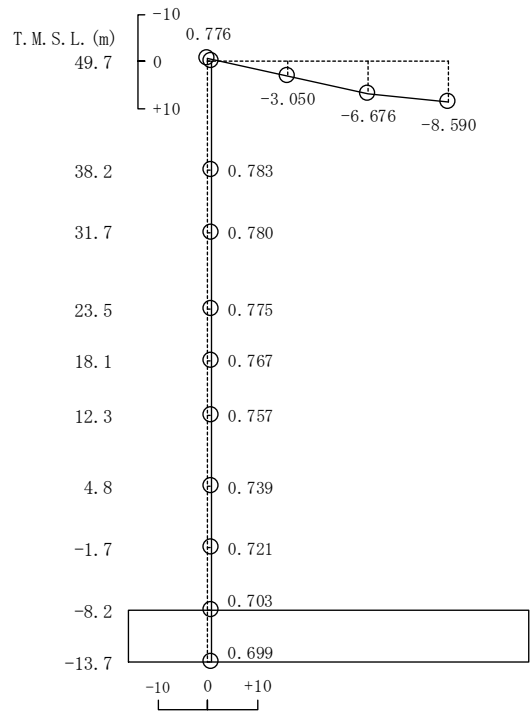


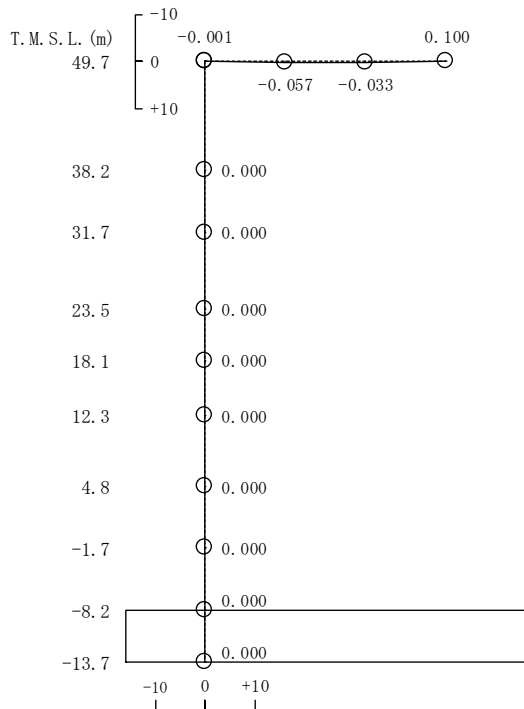
図 3-5 刺激関数図 (Ss-1, EW 方向, 剛性低下考慮モデル) (2/3)



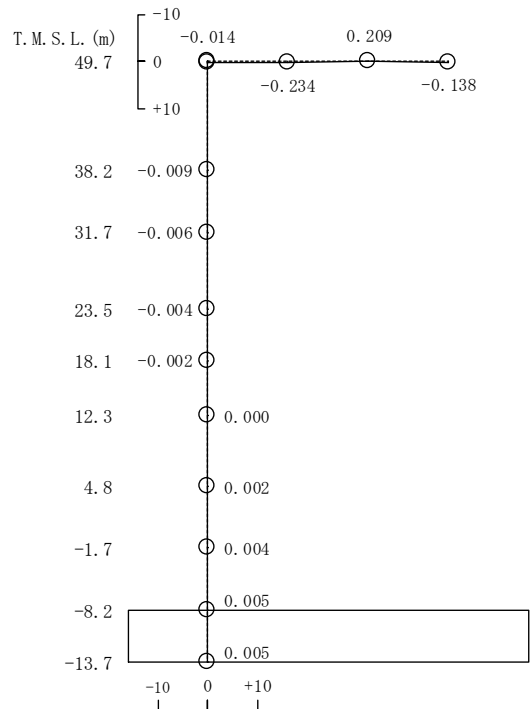
1 次



2 次



3 次



4 次

図 3-5 刺激関数図 (Ss-1, 鉛直方向, 剛性低下考慮モデル) (3/3)

(2) 最大応答値及び最大接地圧

Ss-1 による最大応答値を図 3-6～図 3-16 に、最大せん断ひずみを表 3-12 に、せん断スケルトン曲線上に最大応答値をプロットしたものを図 3-17 及び図 3-18 に、最大接地圧を表 3-13 に示す。「剛性低下考慮モデル」の最大応答値及び最大接地圧は、「工認モデル」の結果とおおむね整合することを確認した。

ここで、「剛性低下考慮モデル」の RCCV 部における最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントについては、低減する傾向が確認できる。一方、外壁部における最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントについては、若干増加する傾向にある。これは、外壁部がほとんど剛性低下しておらず RCCV 部の剛性低下が大きいため、応力の分配率が「工認モデル」に比べて外壁部が大きく、RCCV 部が小さくなったためと考えられる。

また、RCCV 部における最大せん断ひずみについては、RCCV 部の剛性低下率が大きいため、全体的にせん断ひずみが増加する傾向である。外壁部における最大せん断ひずみについては、2F～B3F でせん断スケルトン曲線上の最大応答値が第 1 折点を超過していることから、せん断力の増加に対するせん断ひずみの増加が大きくなり、せん断ひずみの比率として算定している応答比の値が大きくなったものと考えられる。

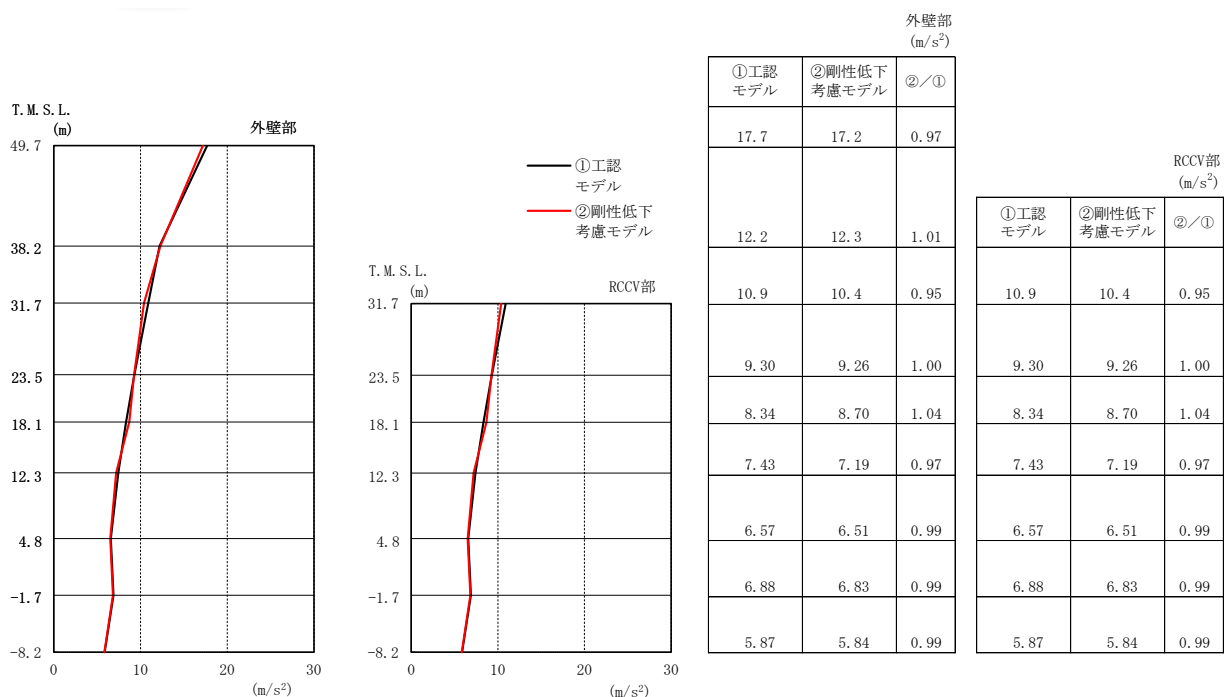


図 3-6 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)

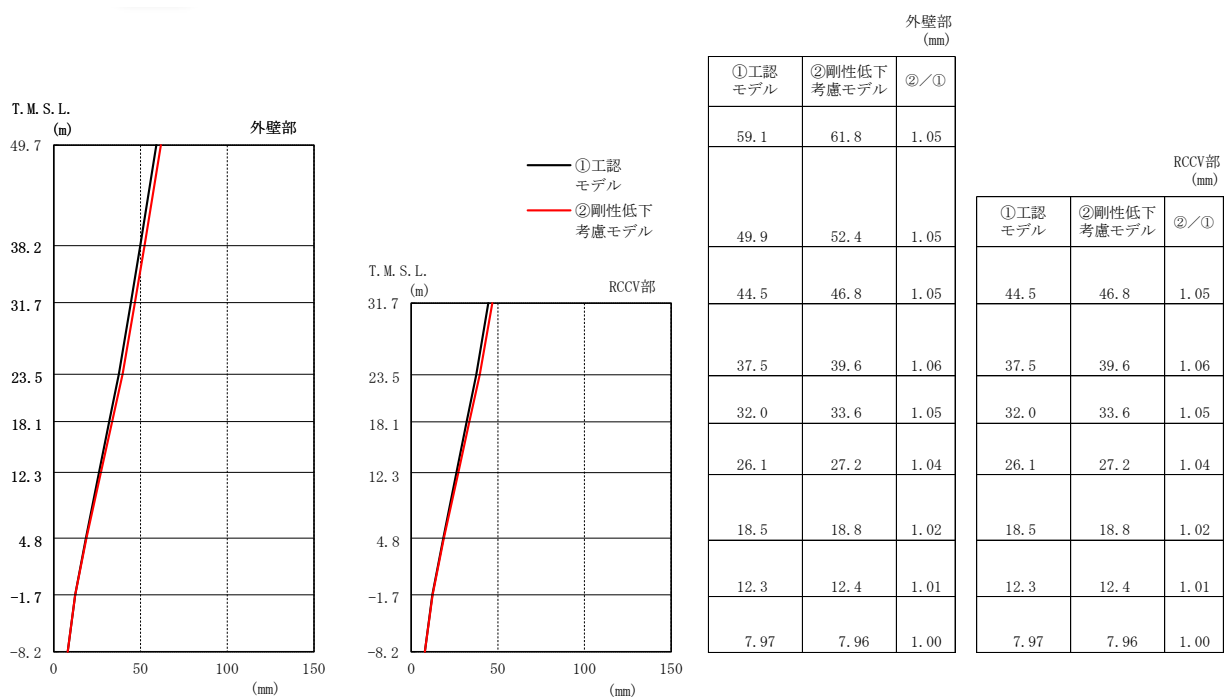


図 3-7 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)

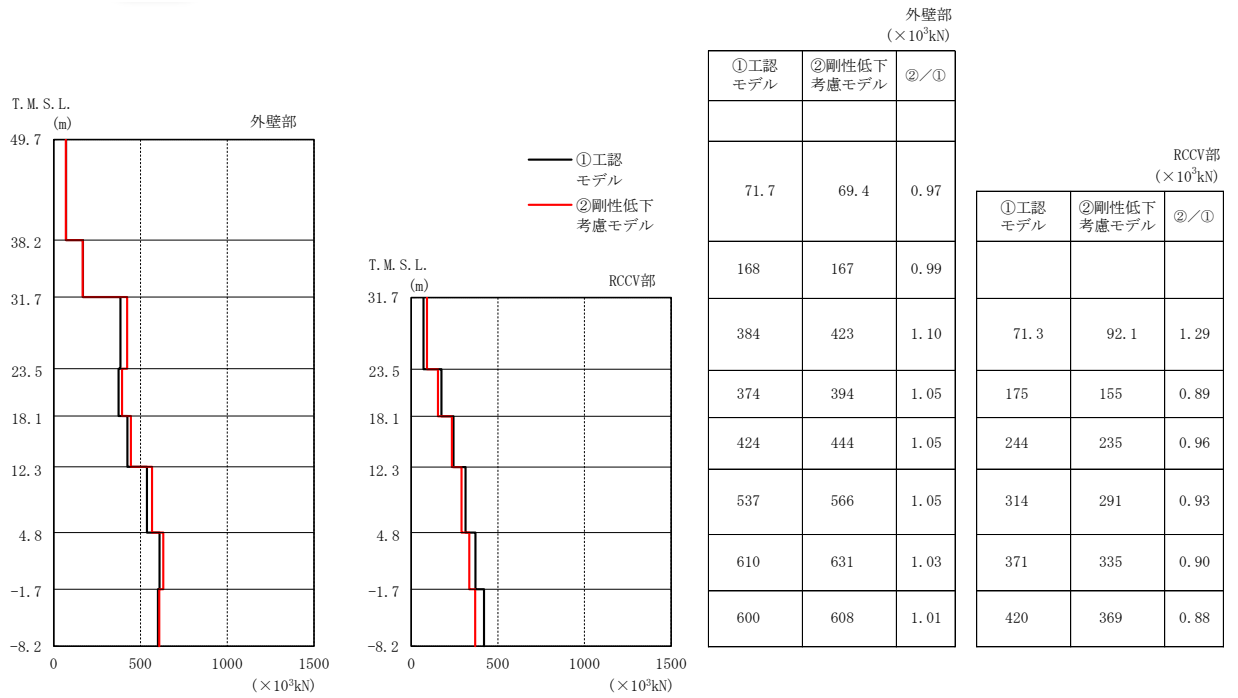


図 3-8 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)

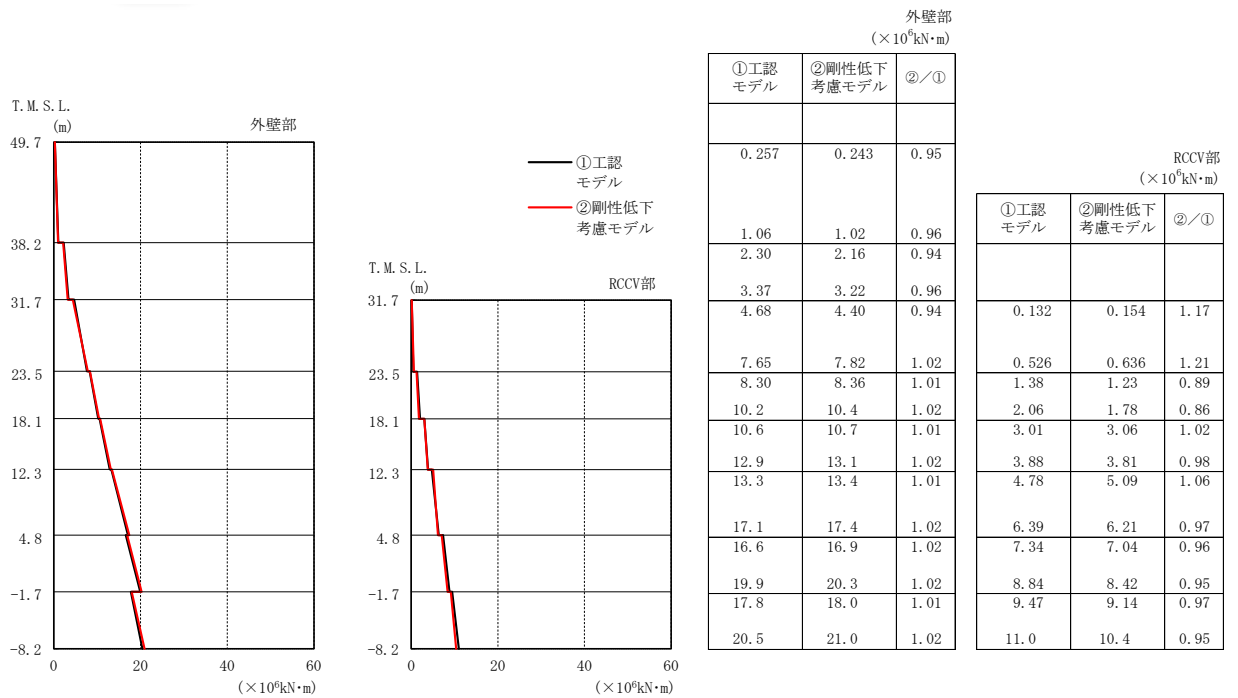


図 3-9 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS 方向)

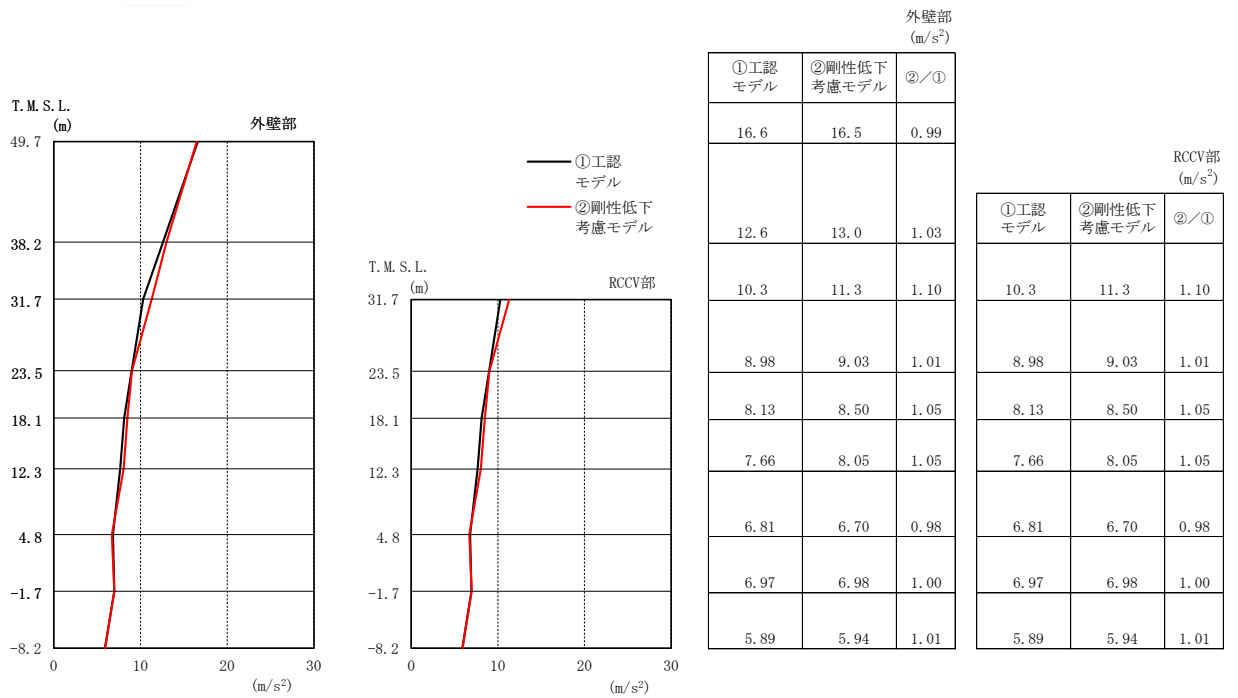


図 3-10 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)

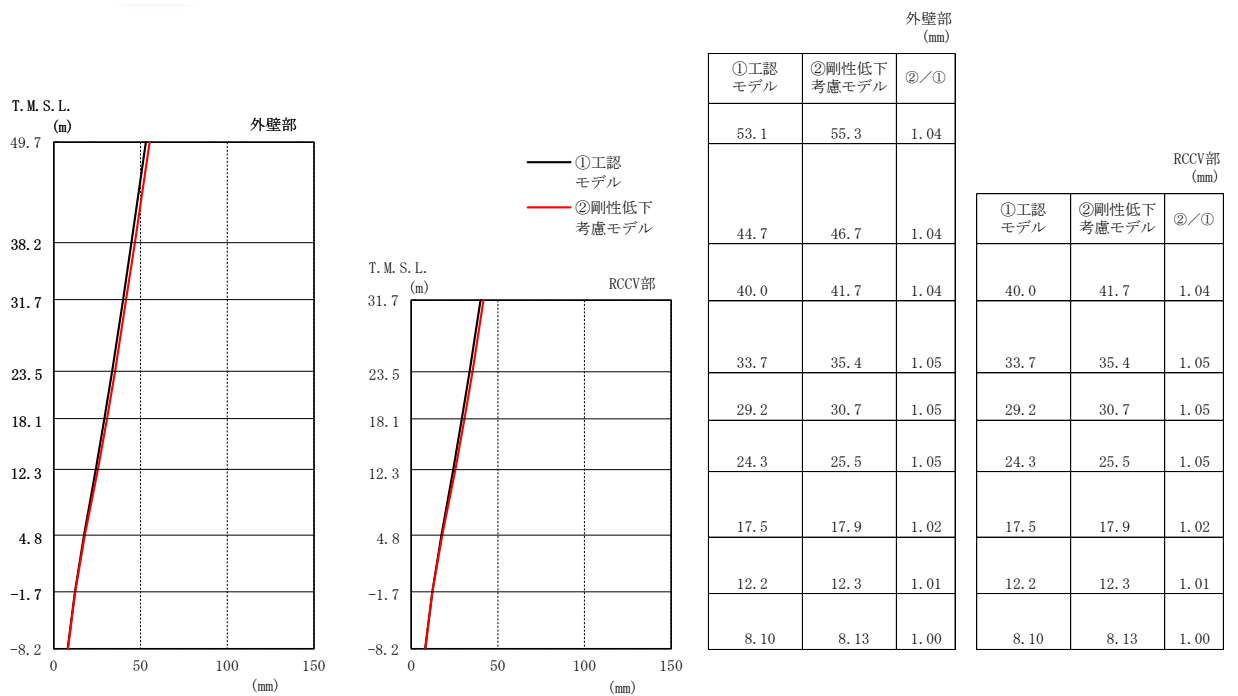


図 3-11 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)

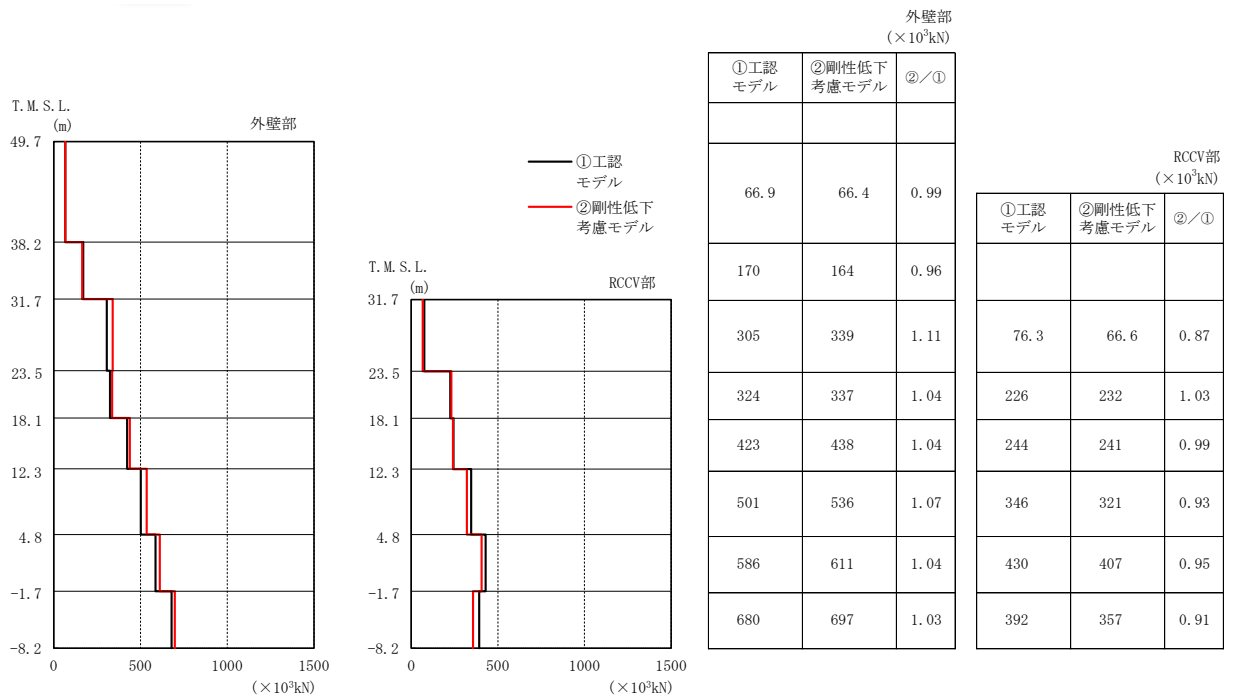


図 3-12 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)

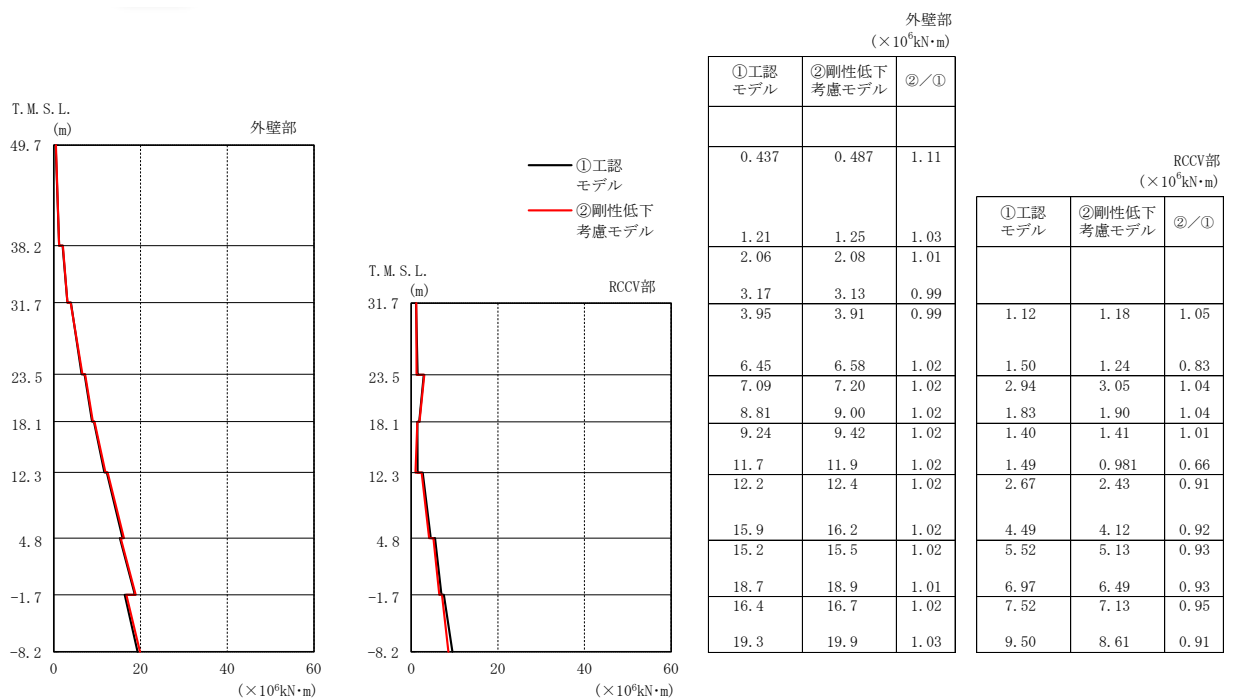


図 3-13 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)

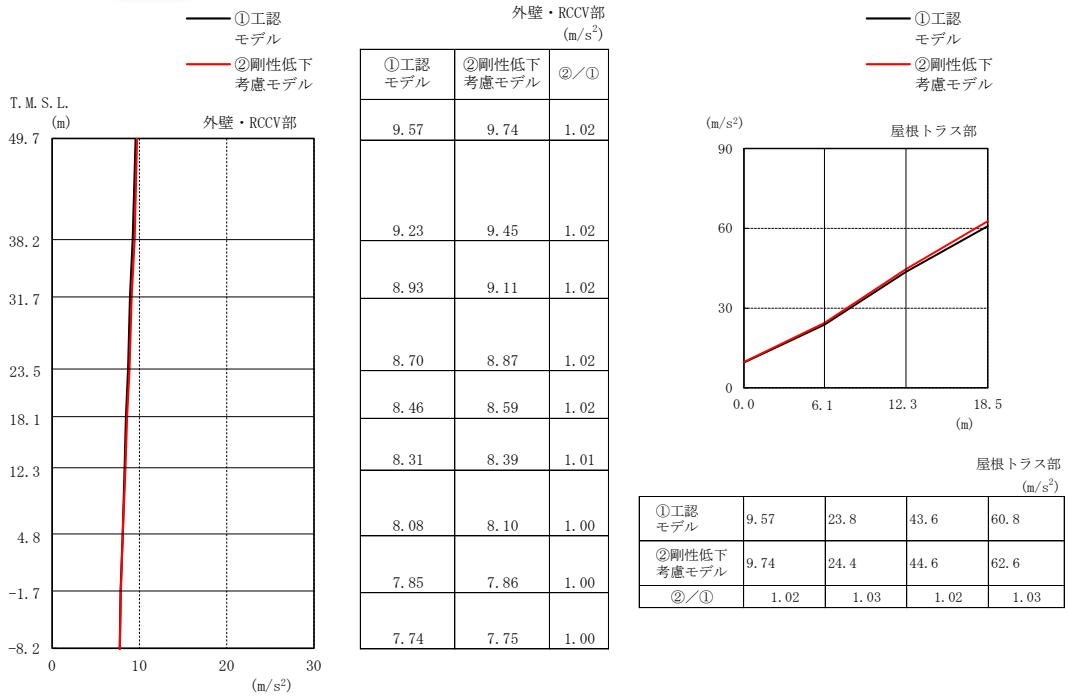


図 3-14 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

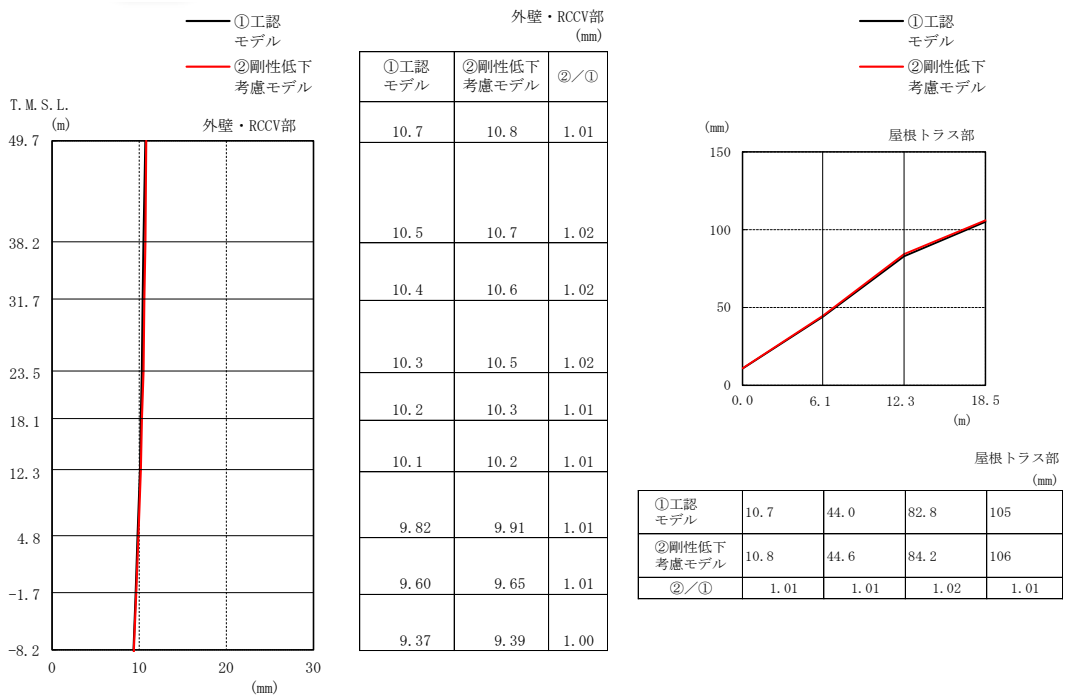


図 3-15 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

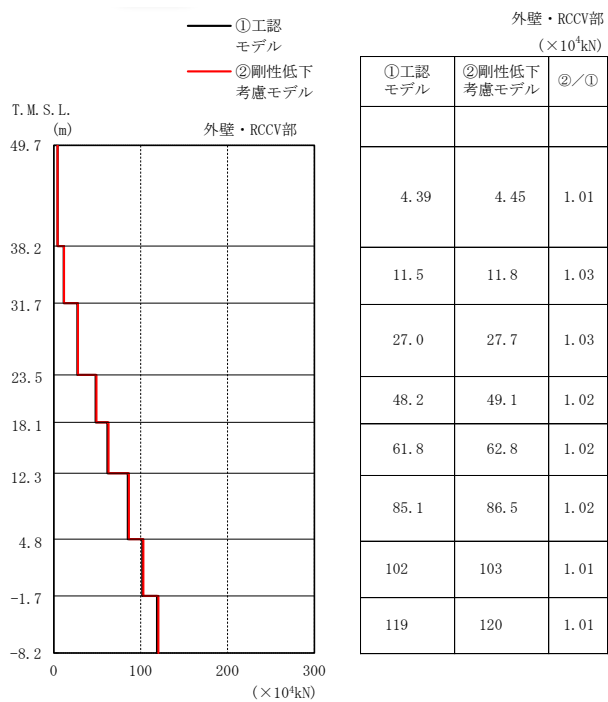


図 3-16 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

表 3-12 最大せん断ひずみ (1/2)

(a) NS 方向

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)		③応答比 (②/①)
	①工認モデル	②剛性低下 考慮モデル	
1	0.147	0.142	0.97
2	0.170	0.169	1.00
3	0.171	0.193	1.13
4	0.361	0.444	1.23
5	0.388	0.469	1.21
6	0.406	0.489	1.21
7	0.528	0.583	1.11
8	0.225	0.244	1.09
11	0.0499	0.0689	1.39
12	0.130	0.173	1.34
13	0.149	0.198	1.33
14	0.189	0.243	1.29
15	0.388	0.440	1.14
16	0.189	0.210	1.12

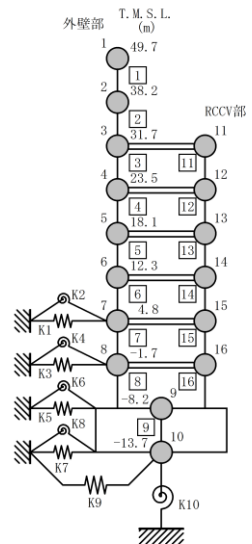
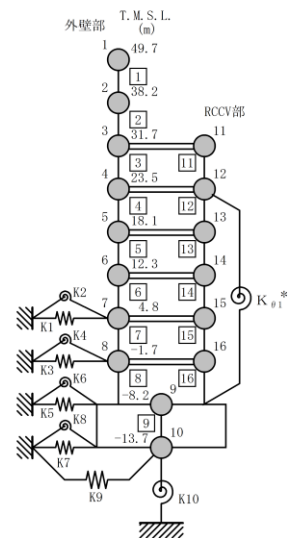
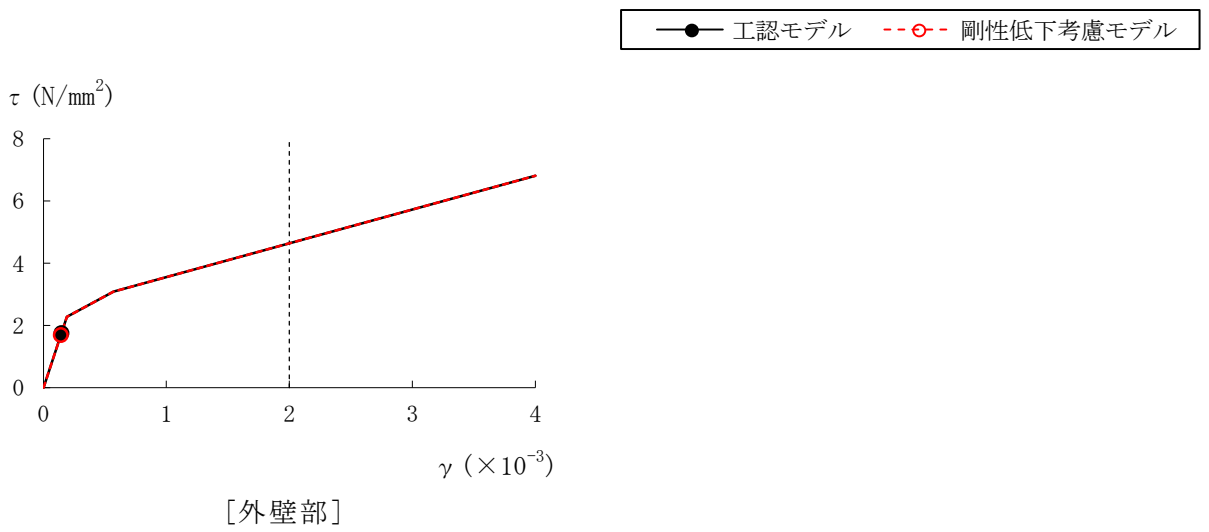


表 3-12 最大せん断ひずみ (2/2)

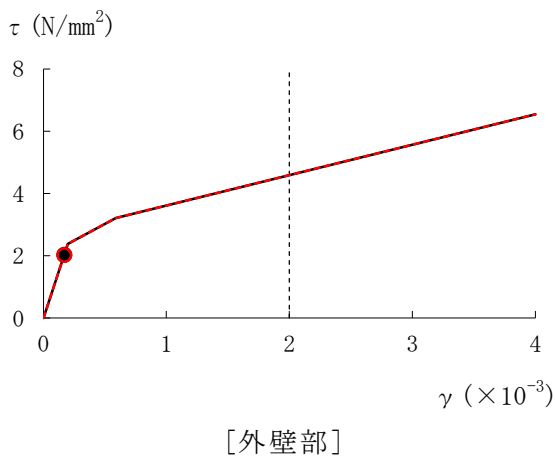
(b) EW 方向

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)		③応答比 (②/①)
	①工認モデル	②剛性低下 考慮モデル	
1	0.103	0.102	1.00
2	0.116	0.120	1.04
3	0.148	0.164	1.11
4	0.206	0.259	1.26
5	0.243	0.299	1.24
6	0.334	0.428	1.29
7	0.318	0.381	1.20
8	0.244	0.284	1.17
11	0.0292	0.0272	0.94
12	0.0848	0.108	1.28
13	0.0982	0.120	1.23
14	0.191	0.255	1.34
15	0.200	0.252	1.26
16	0.200	0.238	1.19

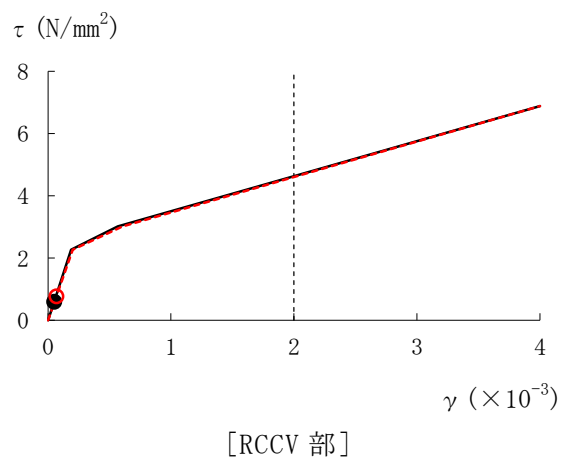
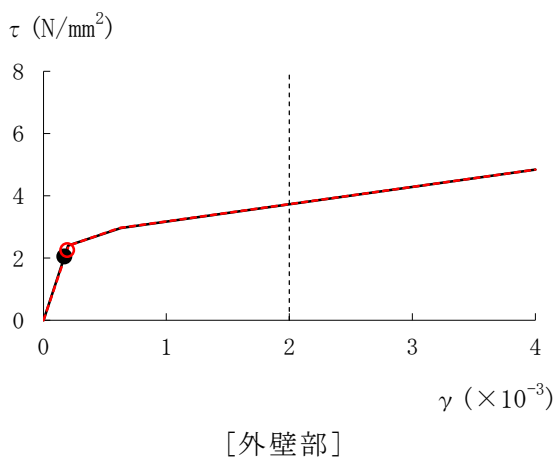




(a) CRF

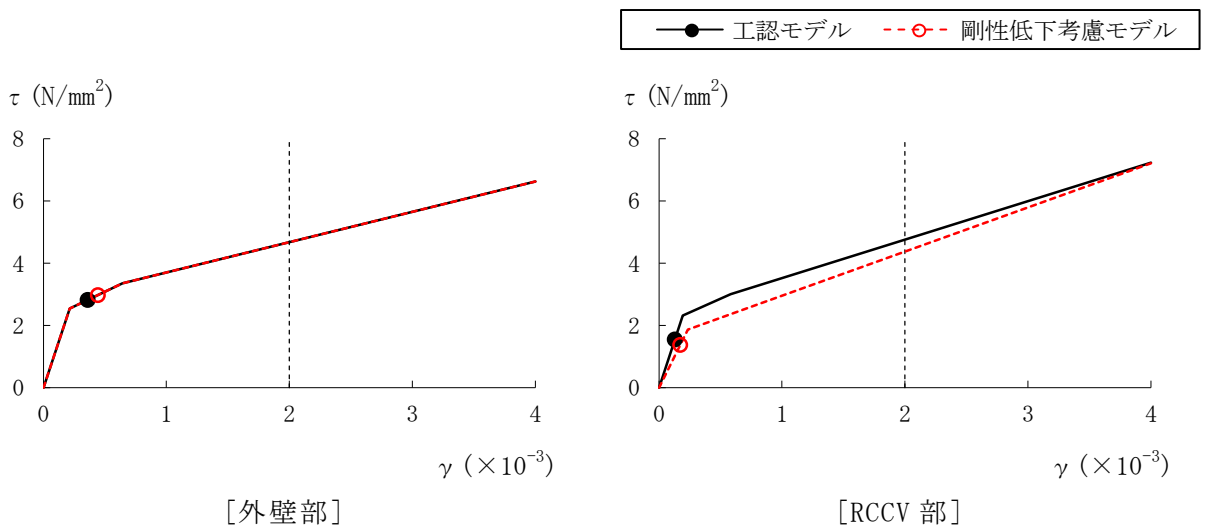


(b) 4F

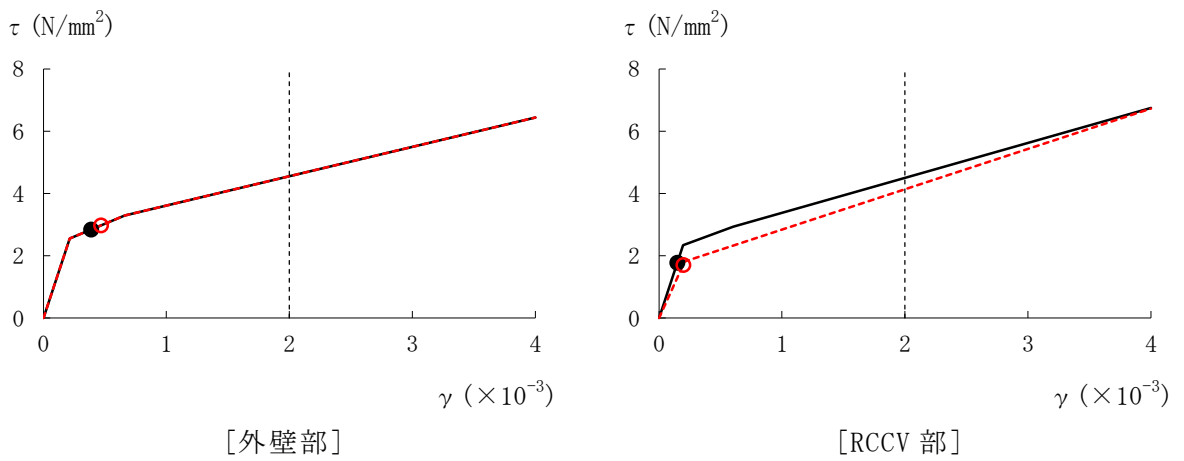


(c) 3F

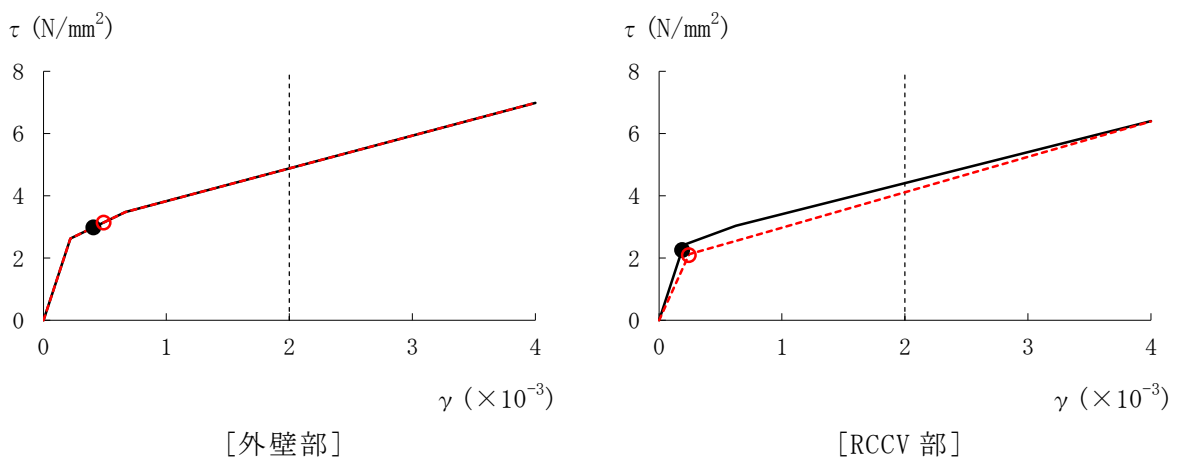
図 3-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS 方向) (1/3)



(d) 2F

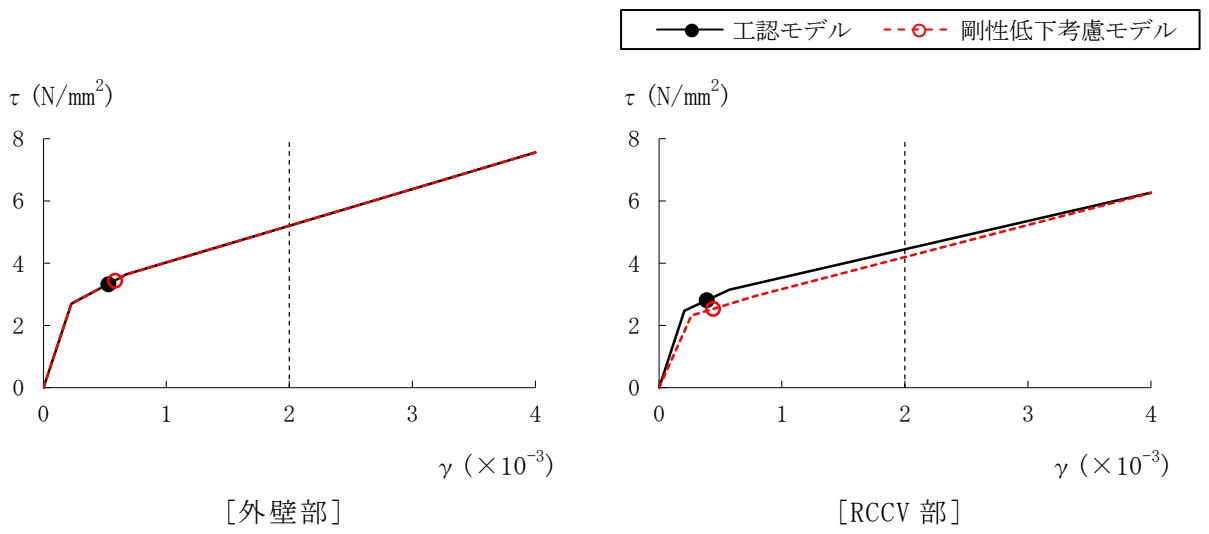


(e) 1F

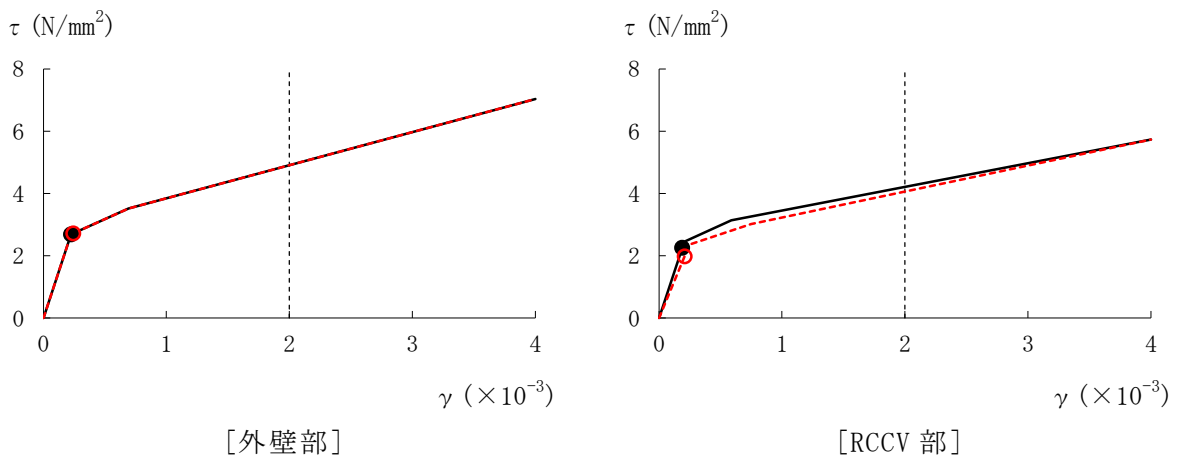


(f) B1F

図 3-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS 方向) (2/3)

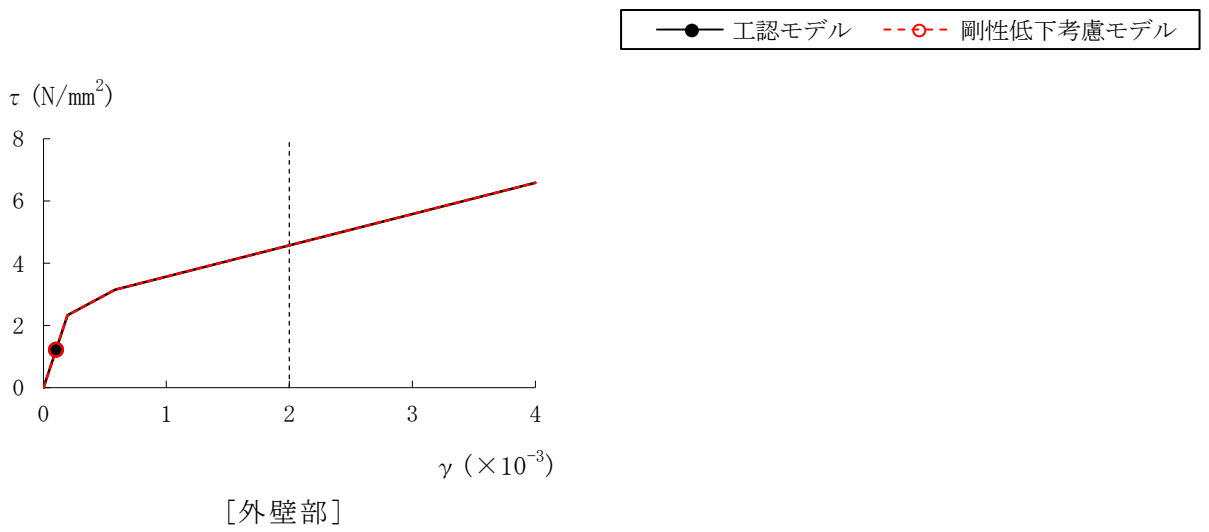


(g) B2F

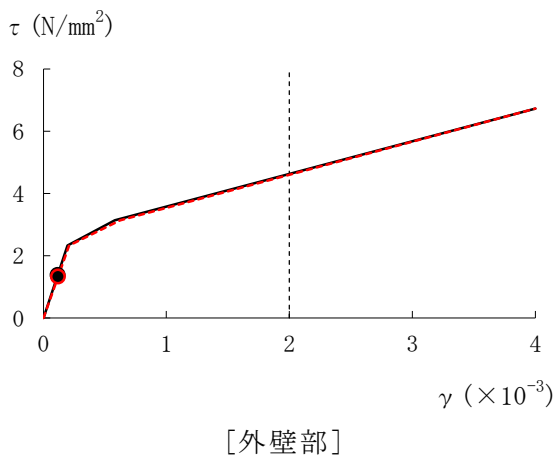


(h) B3F

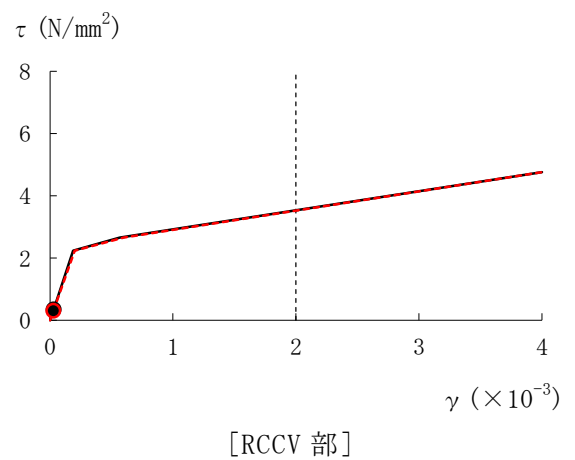
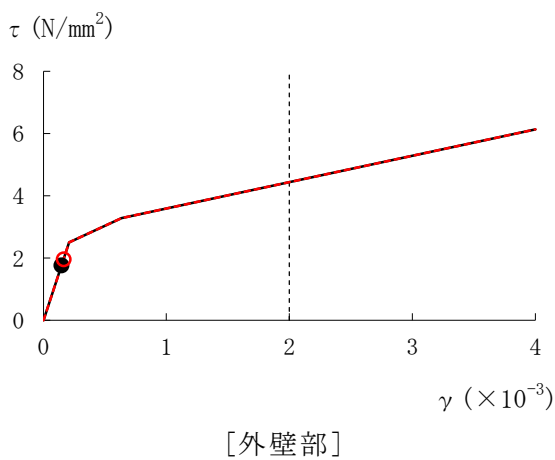
図 3-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS 方向) (3/3)



(a) CRF

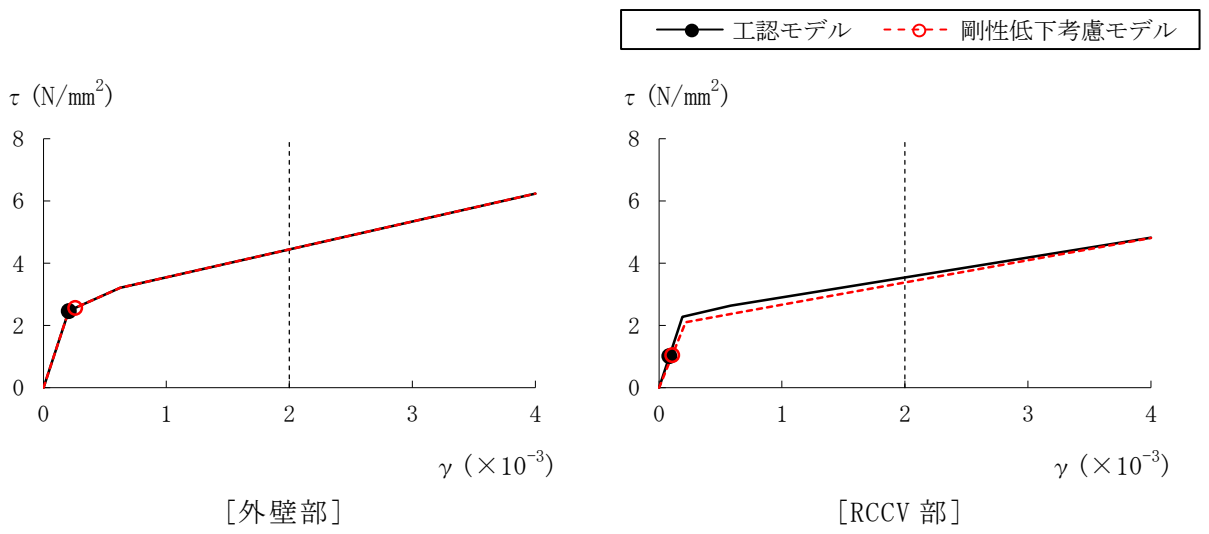


(b) 4F

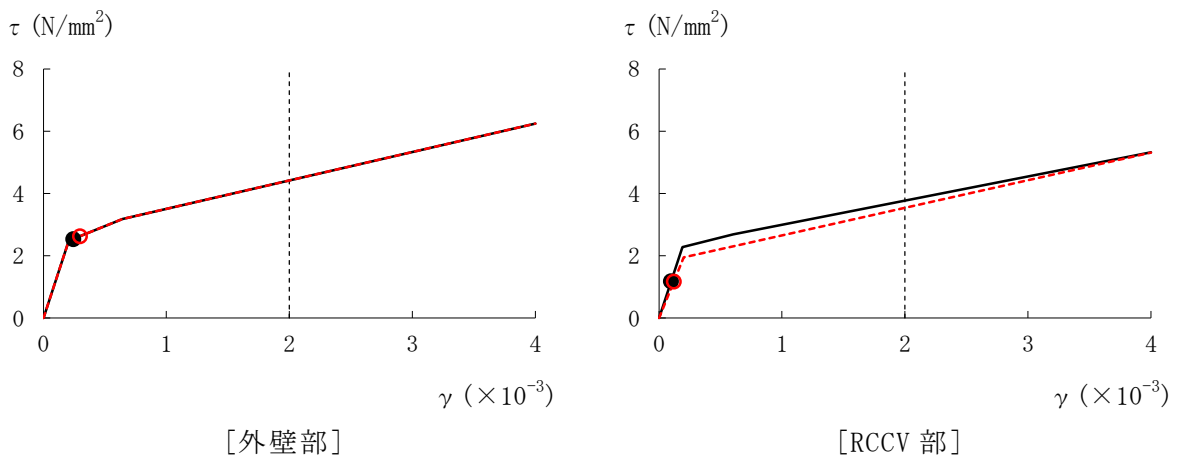


(c) 3F

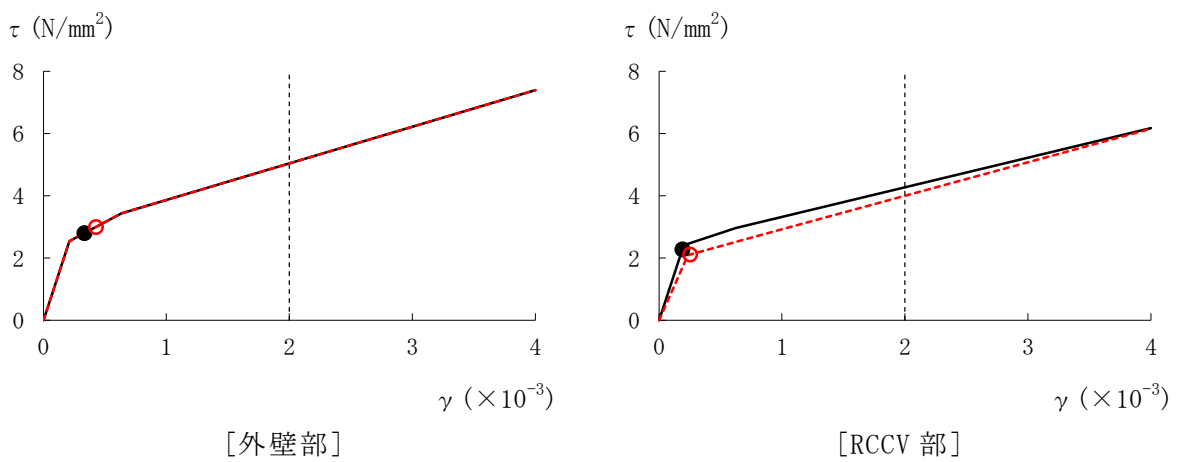
図 3-18 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW 方向) (1/3)



(d) 2F

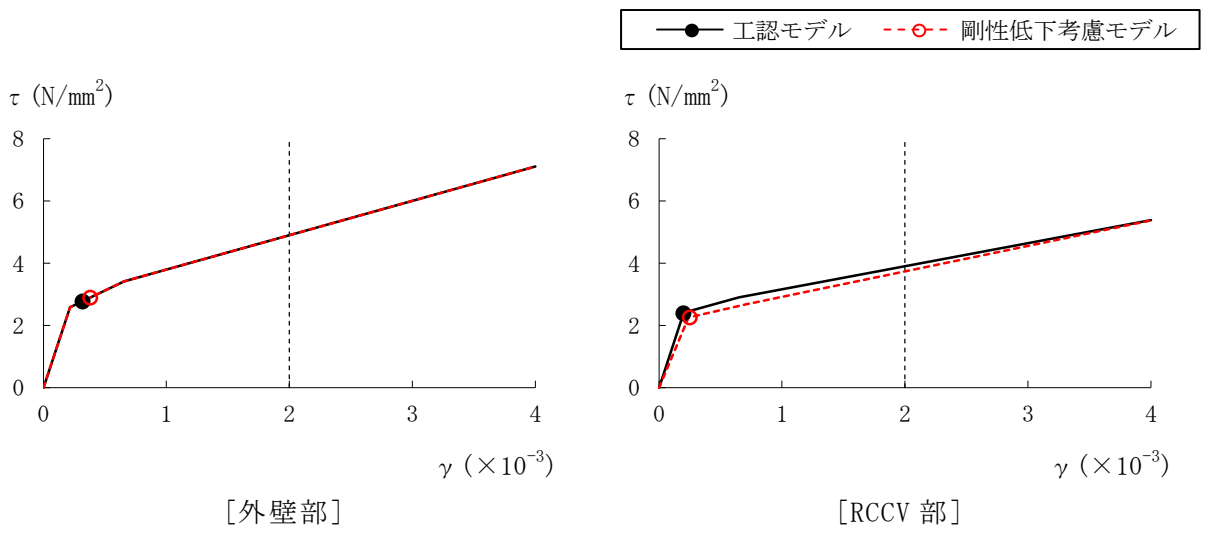


(e) 1F

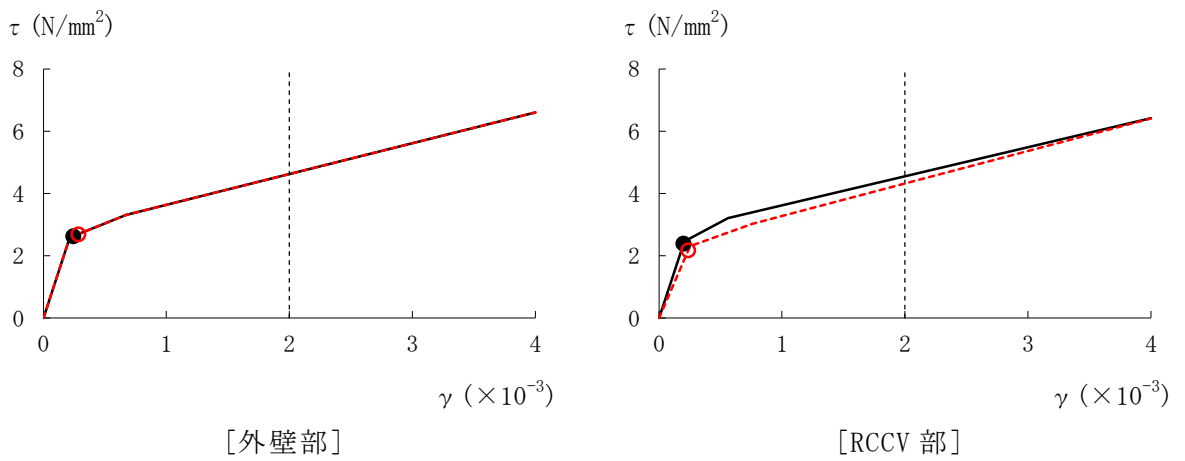


(f) B1F

図 3-18 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW 方向) (2/3)



(g) B2F



(h) B3F

図 3-18 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW 方向) (3/3)

表 3-13 最大接地圧

(単位：kN/m²)

地震動	最大接地圧				極限 支持力度
	NS 方向		EW 方向		
	工認モデル	剛性低下 考慮モデル	工認モデル	剛性低下 考慮モデル	
Ss-1	1890	1900 (1.01)	1890	1890 (1.00)	6170

注：（ ）内の数値は，剛性低下考慮モデル／工認モデルの比率を示す。

3.3 原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響

「3.2 重大事故等時の高温による影響を考慮した原子炉建屋の地震応答解析」の地震応答解析結果を踏まえ、重大事故等時の熱によるコンクリート部材の剛性低下が、原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響について確認する。

3.3.1 検討方法

検討は、以下のとおり、保守的な評価とする。

せん断ひずみの検討では、材料物性の不確かさを考慮した基準地震動 Ss-1～Ss-8 に対する最大せん断ひずみの包絡値に、基準地震動 Ss-1 に対する「工認モデル」と「剛性低下考慮モデル」の応答比（「剛性低下考慮モデル」／「工認モデル」）を乗じた値が許容限界を超えないことを確認する。

接地圧の検討では、材料物性の不確かさを考慮した基準地震動 Ss-1～Ss-8 に対する最大接地圧の包絡値に、基準地震動 Ss-1 に対する「工認モデル」と「剛性低下考慮モデル」の応答比（「剛性低下考慮モデル」／「工認モデル」）の最大値を乗じた値が許容限界を超えないことを確認する。

また、基準地震動 Ss-1 に対する床応答スペクトルについて、「工認モデル」と「剛性低下考慮モデル」の比較を行う。

3.3.2 検討結果

(1) せん断ひずみの検討結果

最大せん断ひずみの検討における原子炉建屋の応答比及び応答比を乗じた最大せん断ひずみを表 3-14 に示す。

表 3-14 より、最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値が許容限界（ 2.0×10^{-3} ）を超えないことを確認した。

表 3-14 原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値

(a) NS 方向

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	
	①工認モデル	②剛性低下 考慮モデル		④材料物性の 不確かさ考慮 モデル	応答比を 乗じた値 (③ \times ④)
1	0.147	0.142	0.97	0.155	0.151
2	0.170	0.169	1.00	0.182	0.182
3	0.171	0.193	1.13	0.185	0.210
4	0.361	0.444	1.23	0.404	0.497
5	0.388	0.469	1.21	0.437	0.529
6	0.406	0.489	1.21	0.525	0.636
7	0.528	0.583	1.11	0.679	0.754
8	0.225	0.244	1.09	0.278	0.304
11	0.0499	0.0689	1.39	0.0633	0.0880
12	0.130	0.173	1.34	0.145	0.195
13	0.149	0.198	1.33	0.167	0.223
14	0.189	0.243	1.29	0.267	0.345
15	0.388	0.440	1.14	0.475	0.542
16	0.189	0.210	1.12	0.213	0.239

(b) EW 方向

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	
	①工認モデル	②剛性低下 考慮モデル		④材料物性の 不確かさ考慮 モデル	応答比を 乗じた値 (③ \times ④)
1	0.103	0.102	1.00	0.110	0.110
2	0.116	0.120	1.04	0.120	0.125
3	0.148	0.164	1.11	0.159	0.177
4	0.206	0.259	1.26	0.249	0.314
5	0.243	0.299	1.24	0.305	0.379
6	0.334	0.428	1.29	0.570	0.736
7	0.318	0.381	1.20	0.554	0.665
8	0.244	0.284	1.17	0.390	0.457
11	0.0292	0.0272	0.94	0.0326	0.0307
12	0.0848	0.108	1.28	0.103	0.132
13	0.0982	0.120	1.23	0.129	0.159
14	0.191	0.255	1.34	0.381	0.511
15	0.200	0.252	1.26	0.390	0.492
16	0.200	0.238	1.19	0.327	0.390

(2) 接地圧の検討結果

材料物性の不確かさを考慮した基準地震動 Ss-1～Ss-8 に対する最大接地圧の包絡値に、最大応答比を乗じた値を表 3-15 に示す。

表 3-15 より、最大接地圧の包絡値に最大応答比を乗じた値が、地盤の極限支持力 (6170kN/m²) を超えないことを確認した。

表 3-15 最大接地圧の包絡値に最大応答比を乗じた値

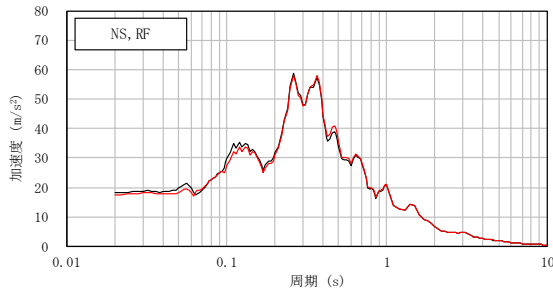
材料物性の不確かさ考慮モデル			基準地震動Ss-1に対する応答比 (「剛性低下考慮モデル」 / 「工認モデル」)	確認結果 ①×②
地震動	方向	最大接地圧①	最大応答比②	
Ss-2	EW方向	2620 kN/m ²	1.01	2650 kN/m ²

(3) 床応答スペクトルの検討結果

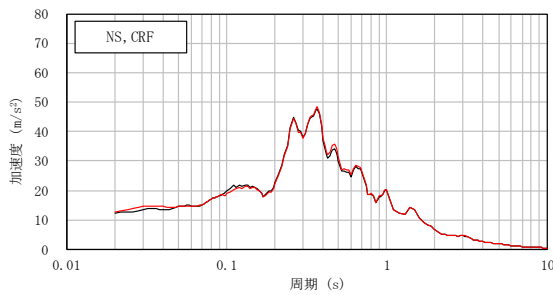
地震応答解析モデルの全質点の床応答スペクトルについて、「剛性低下考慮モデル」と「工認モデル」の比較結果を図 3-19～図 3-21 に示す。

床応答スペクトルの比較を行った結果、全体的な傾向として、「剛性低下考慮モデル」の応答と「工認モデル」の応答がおおむね同等であることを確認した。

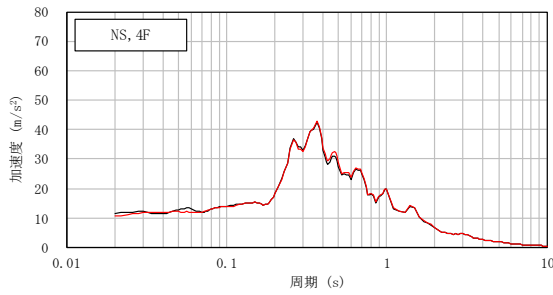
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



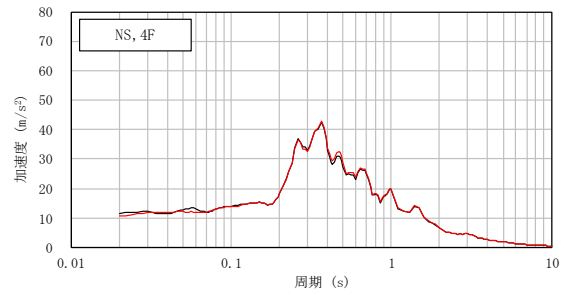
質点 1



質点 2



質点 3



質点 11

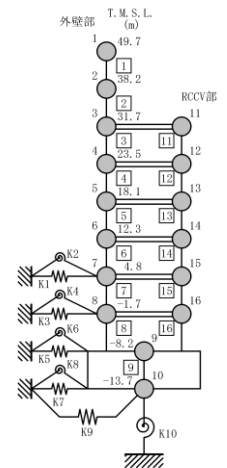
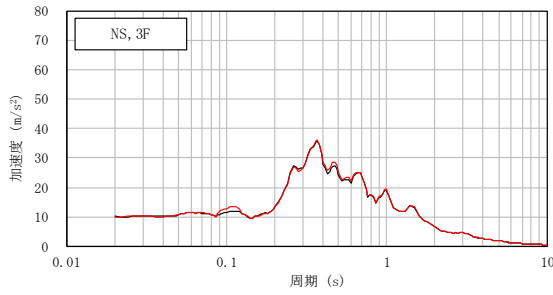
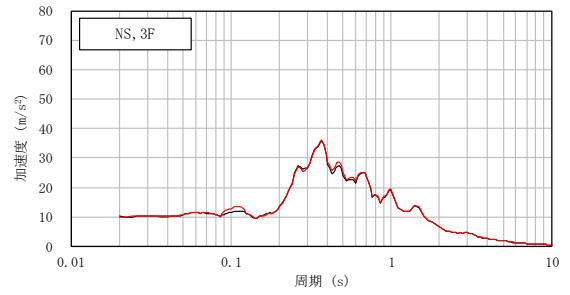


図 3-19 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, NS 方向, 減衰 5%) (1/3)

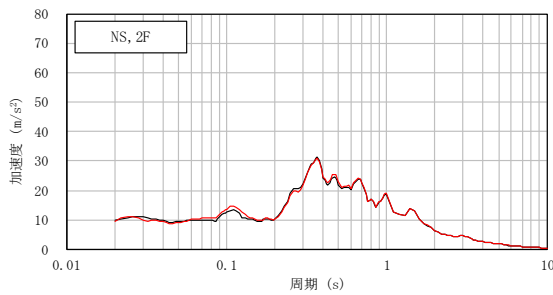
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



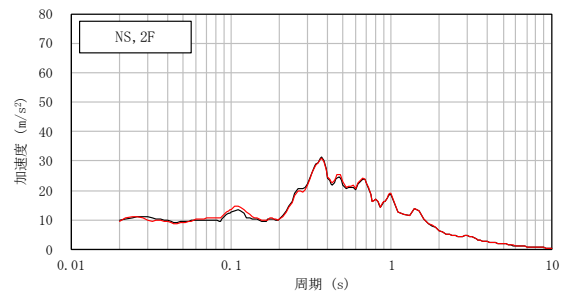
質点 4



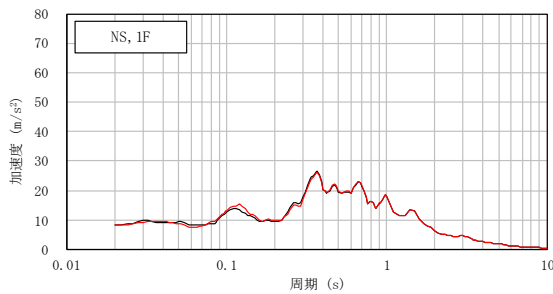
質点 12



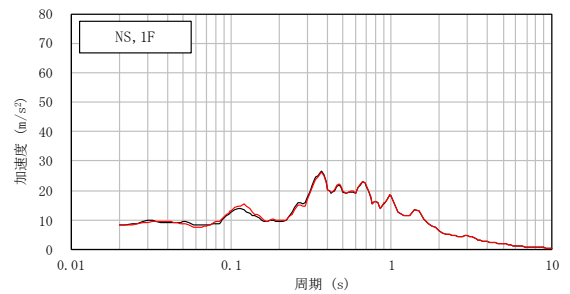
質点 5



質点 13



質点 6



質点 14

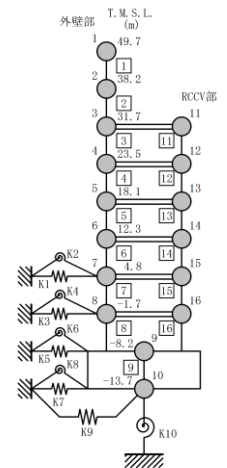
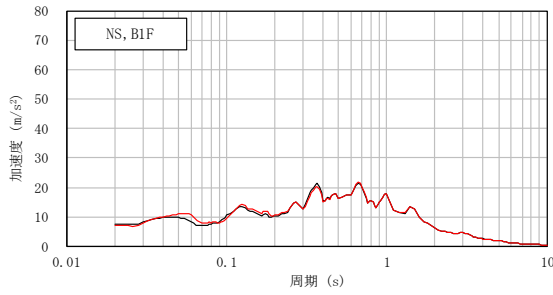
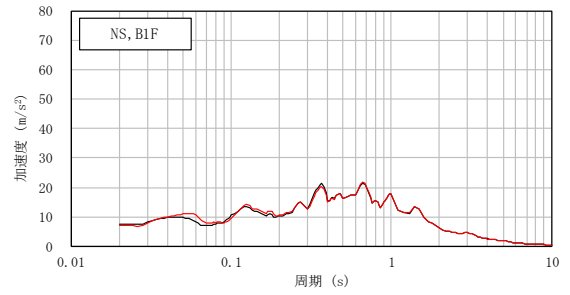


図 3-19 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, NS 方向, 減衰 5%) (2/3)

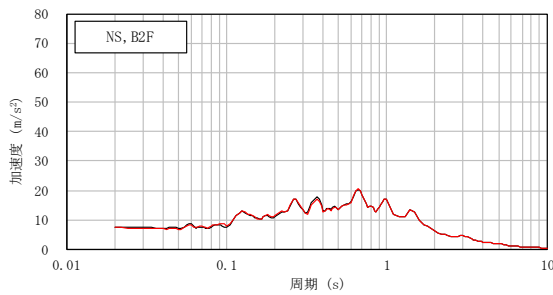
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



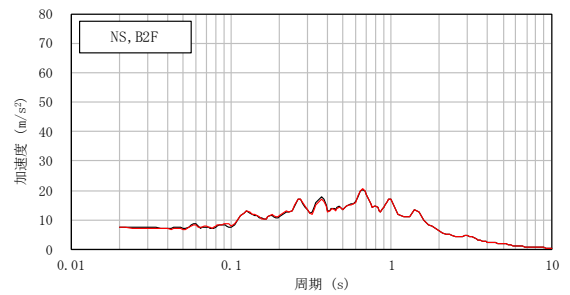
質点 7



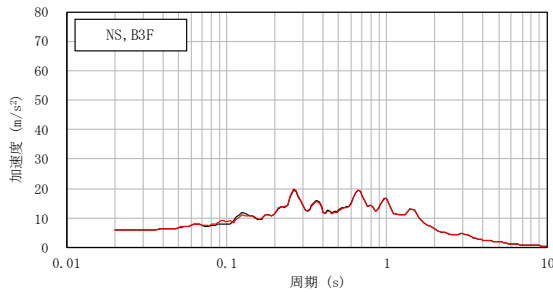
質点 15



質点 8



質点 16



質点 9

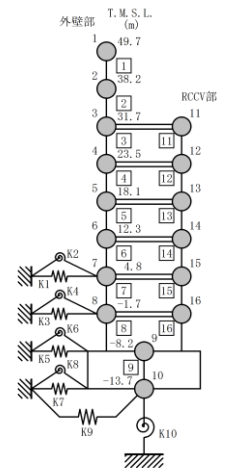
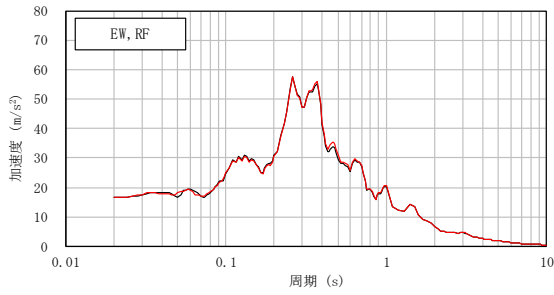
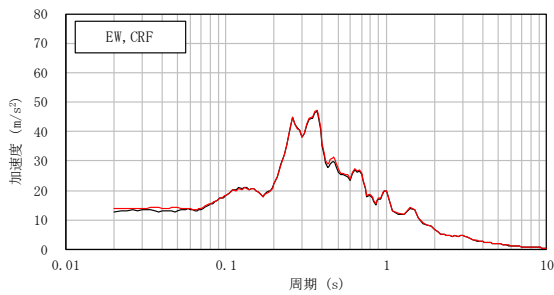


図 3-19 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, NS 方向, 減衰 5%) (3/3)

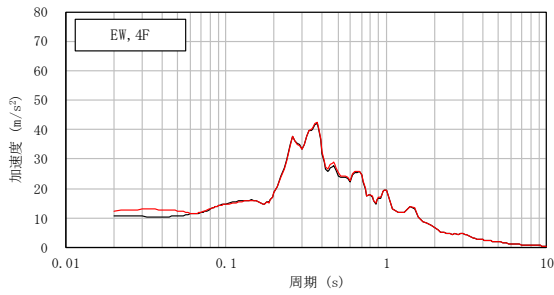
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



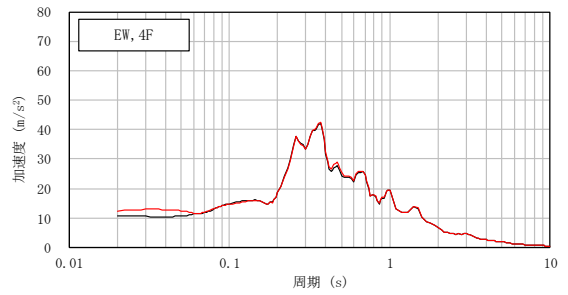
質点 1



質点 2



質点 3



質点 11

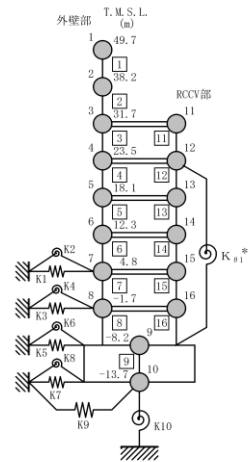
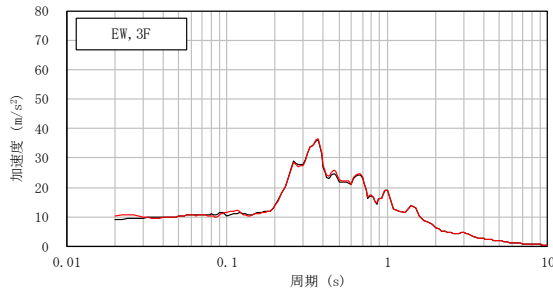
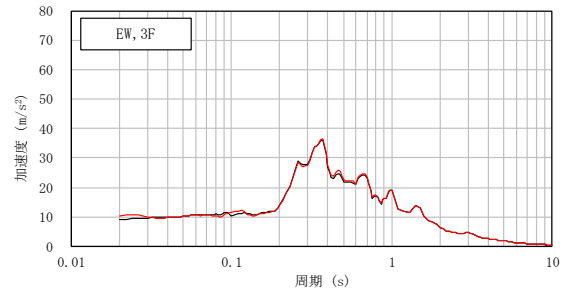


図 3-20 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, EW 方向, 減衰 5%) (1/3)

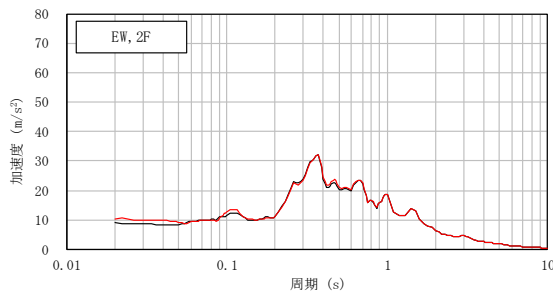
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



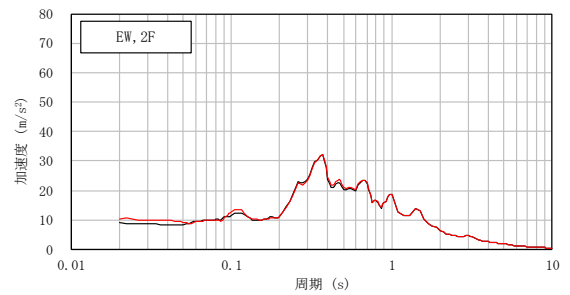
質点 4



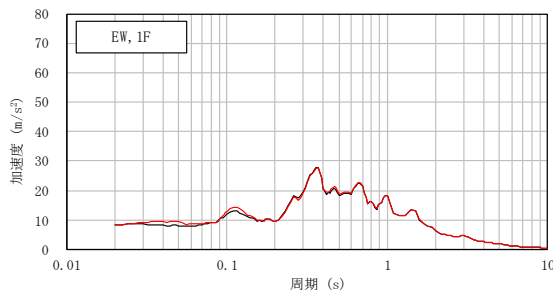
質点 12



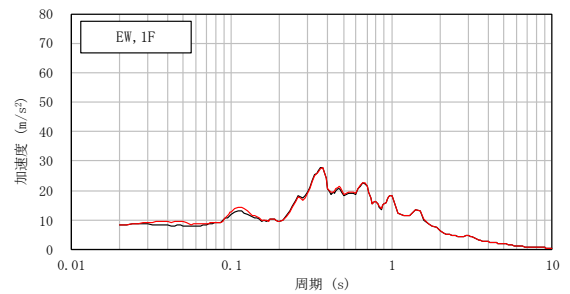
質点 5



質点 13



質点 6



質点 14

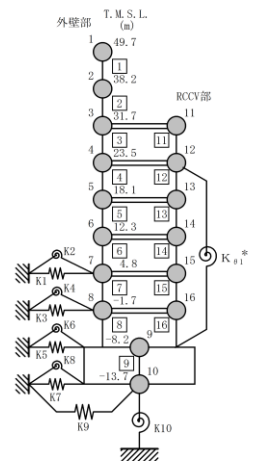
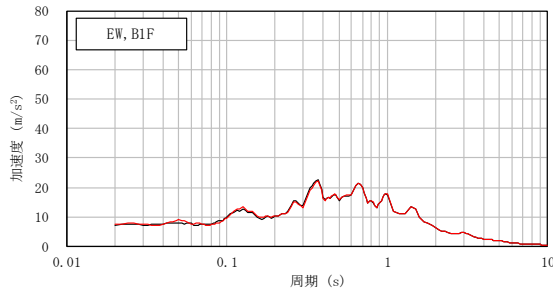
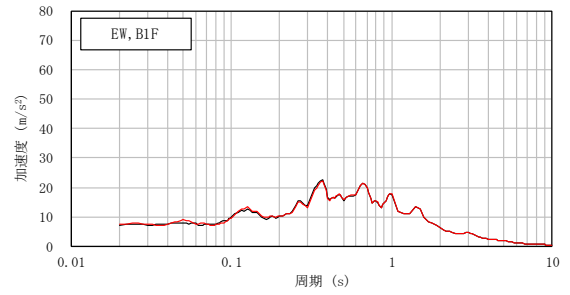


図 3-20 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, EW 方向, 減衰 5%) (2/3)

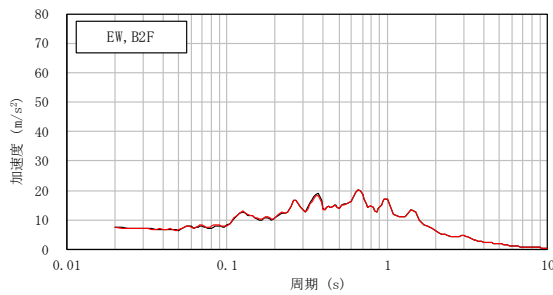
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



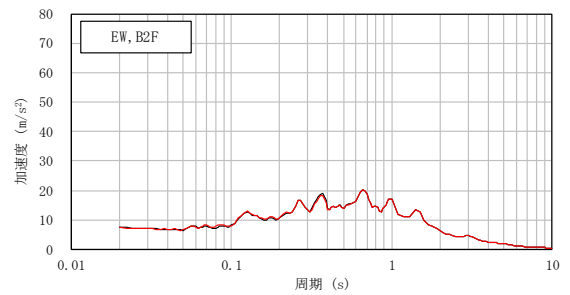
質点 7



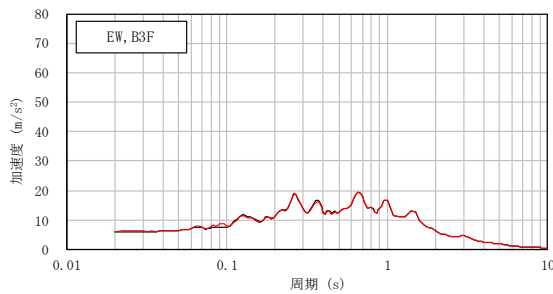
質点 15



質点 8



質点 16



質点 9

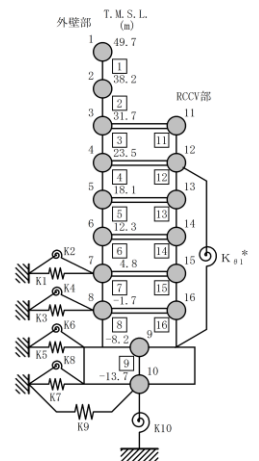
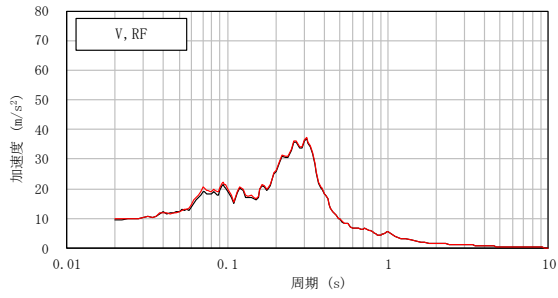
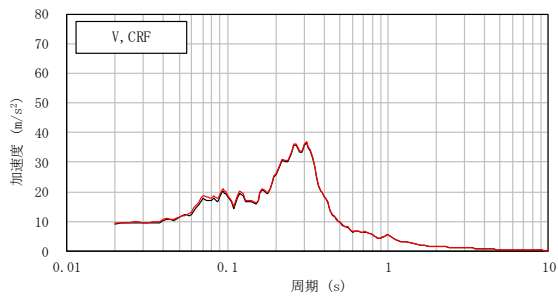


図 3-20 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, EW 方向, 減衰 5%) (3/3)

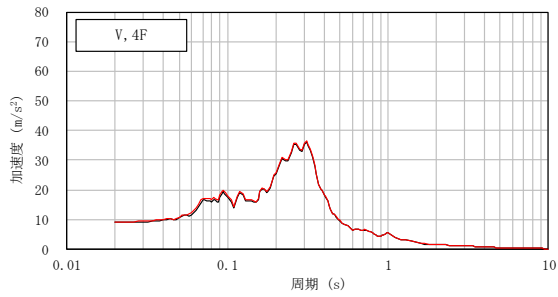
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



質点 1



質点 2



質点 3

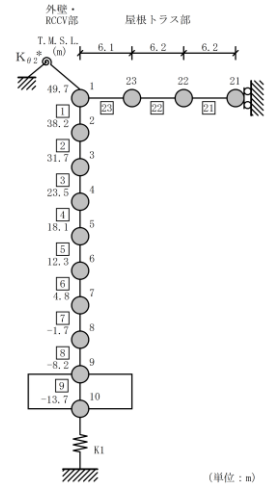
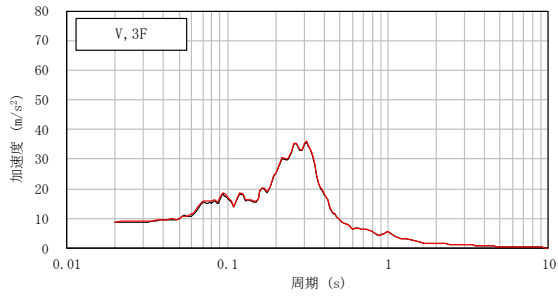
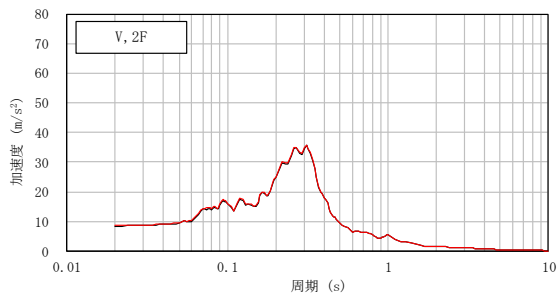


図 3-21 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, 鉛直方向, 減衰 5%) (1/3)

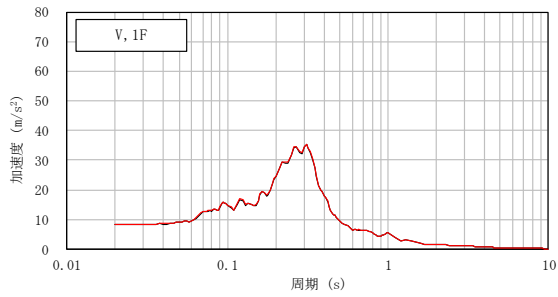
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



質点 4



質点 5



質点 6

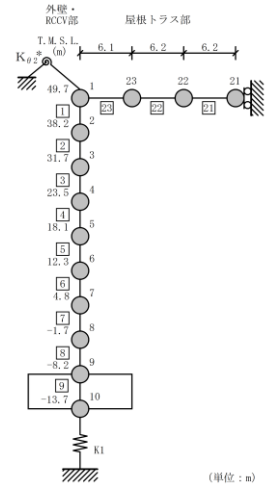
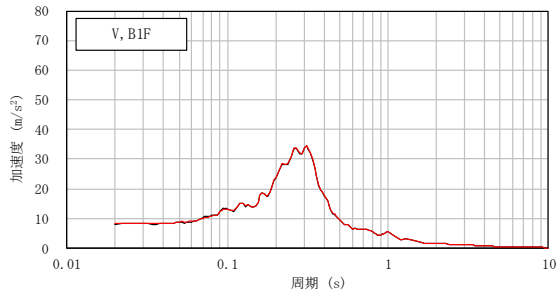
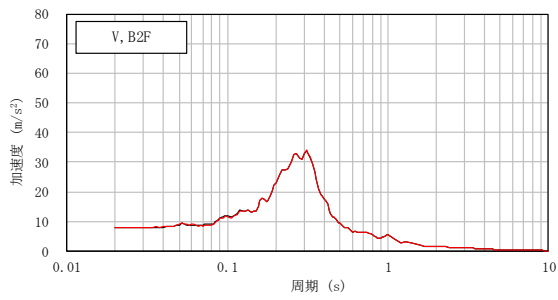


図 3-21 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, 鉛直方向, 減衰 5%) (2/3)

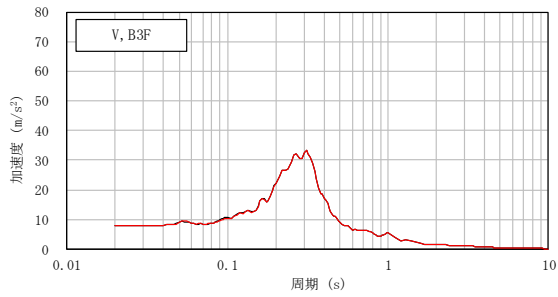
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



質点 7



質点 8



質点 9

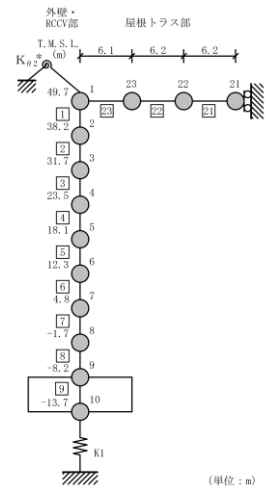


図 3-21 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, 鉛直方向, 減衰 5%) (3/3)

5. まとめ

重大事故等時における熱の影響を考慮し、「剛性低下考慮モデル」を用いて、基準地震動 Ss-1 に対する地震応答解析を実施し、「工認モデル」を用いた結果と比較した。

その結果、「剛性低下考慮モデル」の固有周期は、コンクリートの剛性を低減させた影響により「工認モデル」に比べて僅かに大きくなるものの、ほぼ同程度となることを確認し、最大応答値及び最大接地圧については、「工認モデル」の結果とおおむね整合することを確認した。更に、「原子炉建屋の地震応答解析による評価」に与える影響についても確認を行った。確認結果を以下に示す。

5.1 「原子炉建屋の地震応答解析による評価」に与える影響

原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみ及び最大接地圧（材料物性の不確かさを考慮した基準地震動 Ss-1～Ss-8 に対する包絡値）に、基準地震動 Ss-1 に対する「剛性低下考慮モデル」と「工認モデル」の応答比（「剛性低下考慮モデル」／「工認モデル」）を乗じた値が許容限界を超えないことを確認した。また、床応答スペクトルが「工認モデル」と「剛性低下考慮モデル」でほぼ同程度となることを確認した。

5.2 「機器・配管系の評価」に与える影響

「工認モデル」の地震応答解析結果を耐震評価に用いる常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に対し、「工認モデル」と「SA 時環境考慮モデル」の設計用最大応答加速度及び床応答スペクトルの比較を行った結果、概ね下回っており影響は小さいことを確認した。

「大型機器系の地震応答解析モデル」の地震応答解析結果を耐震評価に用いる常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備については、「SA 時環境考慮連成モデル」の地震応答解析結果が耐震計算に適用した「大型機器系の地震応答解析モデル」の地震応答解析結果を超える設備を抽出し、影響確認を行った。確認の結果、「SA 時環境考慮連成モデル」の応答増分を考慮しても今回工認の評価結果は裕度を有していることを確認した。

別紙 7 改造工事に伴う重量増加を反映した検討

目 次

1. 概要	別紙 7-1
2. 検討方針	別紙 7-2
3. 重量増加を考慮した地震応答解析結果を踏まえた各施設の評価結果への影響検討	別紙 7-3
3.1 建物・構築物	別紙 7-3
3.1.1 使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット	別紙 7-3
3.1.2 主排気筒	別紙 7-10
3.1.3 原子炉格納容器コンクリート部	別紙 7-13
3.1.4 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）	別紙 7-26
3.1.5 燃料取替床ブローアウトパネル	別紙 7-30
3.1.6 主蒸気系トンネル室ブローアウトパネル	別紙 7-33
3.1.7 原子炉建屋エアロック	別紙 7-36
3.1.8 原子炉建屋基礎スラブ	別紙 7-39
3.1.9 水密扉付止水堰	別紙 7-42
3.1.10 水密扉	別紙 7-45
3.1.11 原子炉ウェル遮蔽プラグ	別紙 7-48
3.2 機器・配管系	別紙 7-51
3.2.1 検討方針	別紙 7-51
3.2.2 検討内容	別紙 7-53
3.2.3 検討結果	別紙 7-82
4. 検討結果	別紙 7-92

別紙 7-1 建物・構築物の加速度応答スペクトルによる評価

別紙 7-2 建屋－機器連成地震応答解析結果に与える影響

: 今回提出範囲

1. 概要

設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した地震応答解析結果を踏まえ、
建物・構築物及び機器・配管系の耐震性への影響についての検討を行う。

2. 検討方針

平成 18 年耐震設計審査指針改定及び平成 25 年新規制基準施行に伴う設備の補強や追加等の改造工事に伴う各建屋の主要な増加重量及び増加重量比を表 2-1 に示す。

原子炉建屋については、有意な増加重量及び増加重量比が確認されたことから、重量増加を反映した影響検討を行う。影響検討を行うに当たっては、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書 別紙 原子炉建屋における改造工事に伴う重量増加を反映した地震応答解析」（以下「地震応答計算書の別紙」という。）に示す重量増加を反映した地震応答解析結果を用いる。

表 2-1 各建屋の増加重量及び増加重量比

	①工認モデル重量 [kN]	②増加重量 [kN]	増加重量比 (②/①+②)
原子炉建屋	1,955,110	27,290	1.38%
タービン建屋	2,556,030	3,820	0.15%
コントロール建屋	656,400	4,990	0.75%
廃棄物処理建屋	1,012,180	1,020	0.10%

3. 重量増加を考慮した地震応答解析結果を踏まえた各施設の評価結果への影響検討

3.1 建物・構築物

地震応答計算書の別紙に示した地震応答解析結果の応答比率を用いて、各施設の評価結果への影響を検討する。

3.1.1 使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット

(1) 検討方針

使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットを対象として、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した応答比率と V-2-4-2-1「使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットの耐震性についての計算書」（以下「使用済燃料貯蔵プールの計算書」という。）に示す応力評価結果より、影響検討を行う。

使用済燃料貯蔵プールの計算書では、水平地震力として、T.M.S.L. 18.1m～31.7m 位置（部材番号 11 及び 12）の最大応答せん断力を考慮し、鉛直地震力として、T.M.S.L. 18.1m～31.7m 位置（質点番号 3～5）の鉛直方向最大応答加速度より算出した鉛直震度を考慮することから、水平方向は部材番号 11 及び 12 の最大応答せん断力の応答比率の最大値を、鉛直方向は質点番号 3～5 の最大応答加速度の応答比率の最大値を応答比率とし、各方向の応答比率の最大値を割増係数として設定し、応力評価結果の発生値に乗じて各許容値を超えないことを確認する。

表 3-1-1 に応答比率及び割増係数を示す。

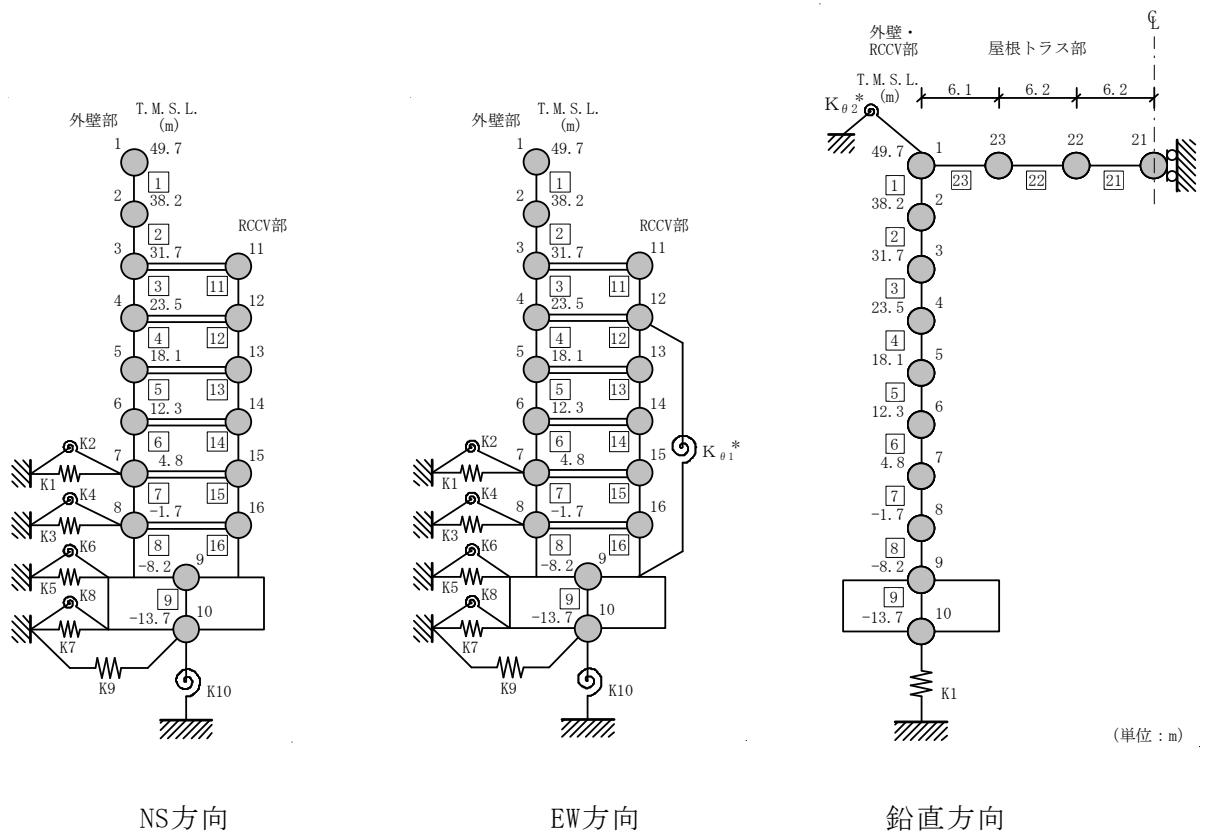
表 3-1-1 重量増加を考慮した割増係数（使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット）

位置 (T. M. S. L.)	NS 方向	EW 方向	鉛直方向
18.1m ~ 31.7m	1.03 ^{*1}	1.03 ^{*1}	1.00 ^{*2}
割増係数	1.03 ^{*3}		

注記*1：地震応答計算書の別紙に示す部材番号 11 及び 12 の最大応答せん断力の応答比率の最大値。

*2：地震応答計算書の別紙に示す質点番号 3~5 の最大応答加速度の応答比率の最大値。

*3：各方向の応答比率の最大値。



(2) 検討結果

各荷重時における評価結果を表 3-1-2～表 3-1-5 に示す。

重量増加を考慮した割増係数を乗じた結果においても、各許容値を超えないため、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

表 3-1-2 重量増加を考慮した評価結果 S d 地震時

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	鉛直	2146	1-8* ²	9.17	1.03	9.45	24.2
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	水平	2286	1-8* ²	223	1.03	230	345
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm ²)	-	2146	1-8* ²	2.24	1.03	2.31	3.68
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	鉛直	2145	1-19* ²	0.586	1.03	0.604	0.960
南側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	鉛直	102146	1-8* ²	9.20	1.03	9.48	24.2
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	水平	102286	1-8* ²	228	1.03	235	345
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm ²)	-	102146	1-8* ²	2.28	1.03	2.35	3.68
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	鉛直	102145	1-17* ²	0.579	1.03	0.596	0.960
東側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	鉛直	2379	1-6* ¹	8.54	1.03	8.80	21.4
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	鉛直	2379	1-6* ¹	227	1.03	234	345
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm ²)	-	2382	1-21* ²	1.01	1.03	1.04	2.94
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	鉛直	2383	1-6* ¹	0.508	1.03	0.523	1.18
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	鉛直	2469	1-23* ¹	5.63	1.03	5.80	21.4
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	水平	102493	1-23* ²	258	1.03	266	345
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm ²)	-	102489	1-23* ¹	0.808	1.03	0.832	1.42
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	水平	102493	1-8* ¹	0.161	1.03	0.166	1.15
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	EW	101549	1-14* ²	8.59	1.03	8.85	24.2
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	NS	1546	1-2* ²	236	1.03	243	345
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	NS	1606	1-14* ²	1.05	1.03	1.08	1.21

注記*1：応力状態1の組合せケース。

*2：応力状態2の組合せケース。

表 3-1-3 重量増加を考慮した評価結果 S s 地震時

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	2145	2-5	0.282	1.03	0.290	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	水平	2320	2-8	0.506	1.03	0.521	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	水平	2320	2-2	7.37	1.03	7.59	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	2092	2-16	2.76	1.03	2.84	4.91
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	2145	2-5	0.914	1.03	0.941	2.08
南側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102145	2-7	0.282	1.03	0.290	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	水平	102320	2-8	0.504	1.03	0.519	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	水平	102320	2-2	7.37	1.03	7.59	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	102092	2-16	2.74	1.03	2.82	4.91
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	102145	2-7	0.912	1.03	0.939	2.08
東側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102379	2-6	0.391	1.03	0.403	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102379	2-6	0.742	1.03	0.764	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	水平	102414	2-5	1.13	1.03	1.16	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	2390	2-5	1.00	1.03	1.03	3.87
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	102386	2-6	0.926	1.03	0.954	1.75
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102469	2-5	0.207	1.03	0.213	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102469	2-3	0.500	1.03	0.515	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	2469	2-7	5.90	1.03	6.08	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	2485	2-5	0.974	1.03	1.00	2.33
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	水平	102493	2-8	0.291	1.03	0.300	1.54
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	1601	2-8	0.475	1.03	0.489	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	101548	2-6	0.436	1.03	0.449	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	NS	1607	2-14	1.03*	1.03	1.06	1.21

注記* : 応力の再配分等を考慮して、応力の平均化を行った結果。

表 3-1-4 重量増加を考慮した評価結果 (異常+Sd地震)時

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	2145	3-21	0.177	1.03	0.182	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	水平	2318	3-4	0.185	1.03	0.191	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	2145	3-8	2.24	1.03	2.31	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	2092	3-8	1.67	1.03	1.72	4.91
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	2145	3-21	0.748	1.03	0.770	1.87
南側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102145	3-23	0.176	1.03	0.181	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	水平	102318	3-4	0.184	1.03	0.190	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	102145	3-8	2.24	1.03	2.31	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	102092	3-8	1.66	1.03	1.71	4.91
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	102145	3-23	0.745	1.03	0.767	1.87
東側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102379	3-6	0.159	1.03	0.164	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102379	3-6	0.173	1.03	0.178	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	2398	3-6	0.257	1.03	0.265	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	2414	3-17	0.611	1.03	0.629	3.27
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	2383	3-6	0.426	1.03	0.439	1.71
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	2469	3-19	0.198	1.03	0.204	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	2469	3-17	0.395	1.03	0.407	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	102469	3-21	5.04	1.03	5.19	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	102489	3-17	0.756	1.03	0.779	2.26
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	2469	3-20	0.391	1.03	0.403	2.04
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	1601	3-8	0.221	1.03	0.228	3.00
		鉄筋圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	1601	3-8	0.152	1.03	0.157	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	NS	1606	3-14	0.934	1.03	0.962	1.21

表 3-1-5 重量増加を考慮した評価結果 (異常+ S s 地震) 時

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	2145	4-5	0.248	1.03	0.255	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	2145	4-2	0.720	1.03	0.742	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	水平	2320	4-2	7.42	1.03	7.64	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	2092	4-8	2.61	1.03	2.69	4.91
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	2145	4-1	0.892	1.03	0.919	1.82
南側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102145	4-7	0.248	1.03	0.255	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102145	4-2	0.721	1.03	0.743	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	水平	102320	4-2	7.42	1.03	7.64	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	102092	4-8	2.60	1.03	2.68	4.91
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	102145	4-3	0.890	1.03	0.917	1.82
東側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102379	4-6	0.384	1.03	0.396	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102379	4-6	0.736	1.03	0.758	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	2382	4-6	0.763	1.03	0.786	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	2390	4-5	0.966	1.03	1.00	3.87
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	102386	4-6	0.905	1.03	0.932	1.76
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	2469	4-3	0.207	1.03	0.213	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102469	4-3	0.488	1.03	0.503	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	102469	4-5	6.03	1.03	6.21	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	2489	4-5	0.736	1.03	0.758	1.91
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	102469	4-4	0.407	1.03	0.419	2.17
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	1601	4-8	0.441	1.03	0.454	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	1548	4-6	0.420	1.03	0.433	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	NS	1607	4-14	1.02*	1.03	1.05	1.21

注記* : 応力の再配分等を考慮して、応力の平均化を行った結果。

3.1.2 主排気筒

(1) 検討方針

主排気筒を対象として、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した応答比率と V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」（以下「主排気筒の計算書」という。）に示す応力評価結果より、影響検討を行う。

主排気筒の地震応答解析モデルは、原子炉建屋屋上（T.M.S.L. 38.2m）より上部を対象とした立体フレームモデルである。主排気筒の地震応答解析モデルへの入力地震動は、基準地震動 S_s による原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる T.M.S.L. 38.2m 位置（質点番号 2）における応答加速度（水平方向及び鉛直方向）を用いている。

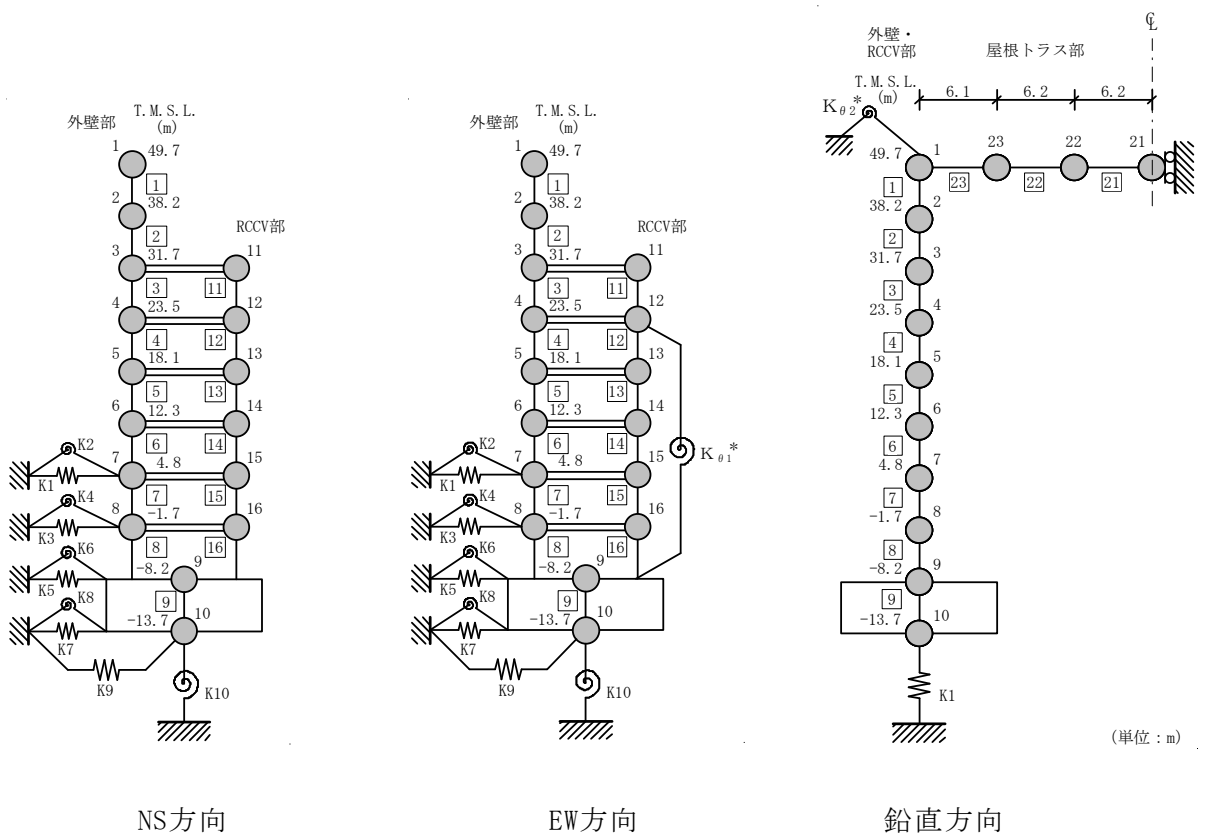
このように、主排気筒の計算書では、原子炉建屋の応答加速度を用いて検討していることから、各方向における質点番号 2 の最大応答加速度の応答比率の最大値を割増係数として設定し、応力評価結果に乗じて許容値を超えないことを確認する。

表 3-1-6 に応答比率及び割増係数を示す。

表 3-1-6 重量増加を考慮した割増係数（主排気筒）

位置 (T. M. S. L.)	NS 方向	EW 方向	鉛直方向
38.2m	1.00*	1.00*	1.00*
割増係数	1.00		

注記*：地震応答計算書の別紙に示す質点番号 2 の最大応答加速度の応答比率。



(2) 検討結果

応力評価結果について、主排気筒に乗じる割増係数は 1.00 であり、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

3.1.3 原子炉格納容器コンクリート部

(1) 検討方針

原子炉格納容器コンクリート部を対象として、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した応答比率と V-2-9-2-1「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」（以下「RCCV の計算書」という。）に示す応力評価結果より、影響検討を行う。

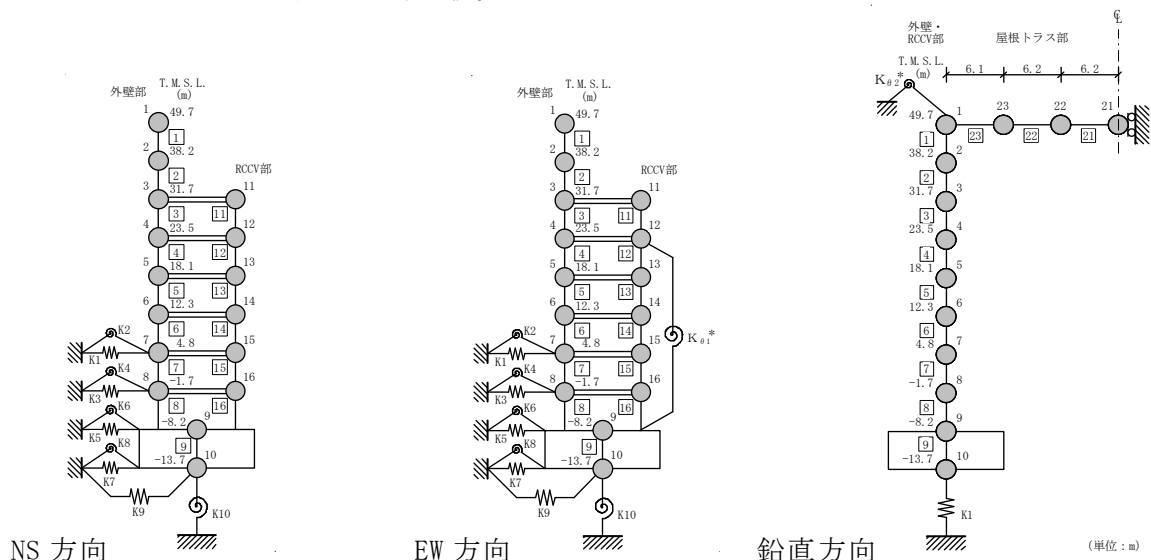
RCCV の計算書では、水平地震力として、T.M.S.L. -8.2m~31.7m 位置（部材番号 11~16）の最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントを考慮し、鉛直地震力として、上部構造については、T.M.S.L. -8.2m~31.7m 位置（質点番号 4~9）の鉛直方向最大応答加速度より算出した鉛直震度を、底部については、部材番号 8 の最大応答軸力より算出した軸力係数の値を考慮している。影響検討では、水平方向は部材番号 11~16 の最大応答せん断力及び部材番号 16 の最大応答曲げモーメントの応答比率を、鉛直方向は質点番号 4~9 の最大応答加速度及び部材番号 8 の最大応答軸力の応答比率を用い、階ごとに、各方向の応答比率の最大値を割増係数として設定し、応力評価結果の発生値に乗じて各許容値を超えないことを確認する。

表 3-1-7 に応答比率及び割増係数を示す。

表 3-1-7 重量増加を考慮した割増係数（原子炉格納容器コンクリート部）

部位	位置 (T. M. S. L)	NS 方向	EW 方向	鉛直方向	割増係数
トップ スラブ部	18.1m ~ 31.7m	1.029* ¹	1.021* ¹	1.000* ²	1.029* ¹⁵
シェル部 貫通部 局部	18.1m ~ 23.5m	1.029* ³	1.018* ³	1.000* ⁴	1.029* ¹⁵
	12.3m ~ 18.1m	1.033* ⁵	1.037* ⁵	1.002* ⁶	1.037* ¹⁵
	4.8m ~ 12.3m	1.029* ⁷	1.032* ⁷	1.002* ⁸	1.032* ¹⁵
	-1.7m ~ 4.8m	1.006* ⁹	1.012* ⁹	1.000* ¹⁰	1.012* ¹⁵
	-8.2m ~ -1.7m	1.012* ¹¹	1.008* ¹¹	1.003* ¹²	1.012* ¹⁵
底部	-8.2m ~ -1.7m	1.012* ¹³	1.018* ¹³	1.017* ¹⁴	1.018* ¹⁵

- 注記 *1：地震応答計算書の別紙に示す部材番号 11 及び 12 の最大応答せん断力の応答比率の最大値。
 *2：地震応答計算書の別紙に示す質点番号 4 の最大応答加速度の応答比率。
 *3：地震応答計算書の別紙に示す部材番号 12 の最大応答せん断力の応答比率。
 *4：地震応答計算書の別紙に示す質点番号 4 及び 5 の最大応答加速度の応答比率の最大値。
 *5：地震応答計算書の別紙に示す部材番号 13 の最大応答せん断力の応答比率。
 *6：地震応答計算書の別紙に示す質点番号 5 及び 6 の最大応答加速度の応答比率の最大値。
 *7：地震応答計算書の別紙に示す部材番号 14 の最大応答せん断力の応答比率。
 *8：地震応答計算書の別紙に示す質点番号 6 及び 7 の最大応答加速度の応答比率の最大値。
 *9：地震応答計算書の別紙に示す部材番号 15 の最大応答せん断力の応答比率。
 *10：地震応答計算書の別紙に示す質点番号 7 及び 8 の最大応答加速度の応答比率の最大値。
 *11：地震応答計算書の別紙に示す部材番号 16 の最大応答せん断力の応答比率。
 *12：地震応答計算書の別紙に示す質点番号 8 及び 9 の最大応答加速度の応答比率の最大値。
 *13：地震応答計算書の別紙に示す部材番号 16 の最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントの応答比率の最大値。
 *14：地震応答計算書の別紙に示す部材番号 8 の最大応答軸力の応答比率。
 *15：各方向の応答比率の最大値。



(2) 検討結果

a. シェル部，トップスラブ部及び底部

各荷重時における評価結果を表3-1-8～表3-1-13に示す。

重量増加を考慮した割増係数を乗じた結果においても，各許容値を超えないため，重量増加を考慮した場合においても，耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

表3-1-8 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態Ⅲ・地震時 (1)

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
シェル部	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	子午線	13	1-21* ¹	7.51	1.012	7.60	21.4
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	子午線	9	1-3* ²	265	1.012	268	390
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm ²)	-	21	1-23* ¹	2.58	1.012	2.61	4.68
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	子午線	100010	1-19* ²	0.785	1.012	0.794	1.93
トップ スラブ部	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	EW	101425	1-14* ²	8.24	1.029	8.48	24.2
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	NS	1411	1-23* ¹	212	1.029	218	390
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	NS	101413	1-23* ¹	3.47	1.029	3.57	4.14
底部	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	放射	10002161	1-19* ²	10.2	1.018	10.4	22.0
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	NS	10002161	1-19* ²	181	1.018	184	345
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	放射	10002374	1-22* ²	1.78	1.018	1.81	3.01

注記*1：応力状態1の組合せケース。

*2：応力状態2の組合せケース。

表 3-1-9 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時(1)

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
シェ尔部	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	子午線	9	2-23* ²	8.46	1.012	8.56	24.2
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	子午線	9	2-3* ²	300	1.012	304	390
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm ²)	-	100210	2-23* ²	2.36	1.032	2.44	4.68
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	子午線	100432	2-8* ²	0.647	1.037	0.671	1.52
トップ スラブ部	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	EW	101425	2-14* ²	8.65	1.029	8.90	24.2
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	NS	1411	2-23* ¹	218	1.029	224	390
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	NS	101413	2-23* ²	3.67	1.029	3.78	4.14
底部	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	放射	10002161	2-19* ²	11.4	1.018	11.6	22.0
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	放射	10002180	2-23* ¹	225	1.018	229	345
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	放射	10002374	2-22* ²	1.73	1.018	1.76	3.01

注記*1: 応力状態1の組合せケース。

*2: 応力状態2の組合せケース。

表 3-1-10 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態IV・地震時 (2)

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
シェル部	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	11	3-1	0.684	1.012	0.692	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	109	3-3	0.852	1.012	0.862	5.00
	膜力	圧縮応力度 (N/mm^2)	子午線	11	3-1	14.8	1.012	15.0	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	111	3-5	4.36	1.012	4.41	6.25
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	子午線	431	3-8	1.04	1.037	1.08	2.08
トップ スラブ部	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	101412	3-5	0.206	1.029	0.212	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	101412	3-5	0.204	1.029	0.210	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	NS	1413	3-3	3.62	1.029	3.72	4.14
底部	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	放射	10002171	3-2	0.457	1.018	0.465	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	10002141	3-1	0.333	1.018	0.339	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	放射	10002371	3-2	1.93*	1.018	1.96	2.32

注記*：応力の再配分等を考慮して、応力の平均化を行った結果。

表 3-1-11 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態Ⅳ・(異常+地震)時 (2)

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
シェール部	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	11	4-17	0.274	1.012	0.277	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	177	4-3	0.429	1.012	0.434	5.00
	膜力	圧縮応力度 (N/mm^2)	子午線	11	4-5	6.44	1.012	6.52	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	100	4-17	2.64	1.012	2.67	6.25
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	子午線	431	4-8	0.585	1.037	0.607	2.20
トップ スラブ部	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	101411	4-19	0.160	1.029	0.165	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	1411	4-17	0.193	1.029	0.199	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	NS	101413	4-17	3.07	1.029	3.16	4.14
底部	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	放射	10002161	4-19	0.195	1.018	0.199	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	10002161	4-19	0.121	1.018	0.123	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	放射	10002374	4-22	1.51	1.018	1.54	3.01

表 3-1-12 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態 V・(異常+地震) 時 (3)

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
シェル部	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	11	5-1	0.437	1.012	0.442	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	40	5-4	1.08	1.012	1.09	5.00
	膜力	圧縮応力度 (N/mm^2)	子午線	100011	5-7	8.39	1.012	8.49	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	111	5-5	2.52	1.012	2.55	5.88
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	子午線	94	5-4	0.904	1.012	0.915	1.76
トップ スラブ部	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	1401	5-9	0.314	1.029	0.323	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	1413	5-12	0.806	1.029	0.829	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	EW	1471	5-4	1.04	1.029	1.07	1.21
底部	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	放射	10002171	5-2	0.248	1.018	0.252	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	10002141	5-5	0.310	1.018	0.316	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	放射	10002250	5-2	1.02	1.018	1.04	1.17

表 3-1-13 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態 V・(異常+地震)時 (4)

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
シェール部	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	11	6-1	0.764	1.012	0.773	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	39	6-4	1.09	1.012	1.10	5.00
	膜力	圧縮応力度 (N/mm^2)	子午線	11	6-1	15.8	1.012	16.0	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	111	6-5	4.24	1.012	4.29	6.25
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	子午線	100003	6-4	1.07	1.012	1.08	2.21
トップ スラブ部	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	101411	6-3	0.164	1.029	0.169	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	1472	6-2	0.165	1.029	0.170	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	NS	1413	6-3	3.71	1.029	3.82	4.14
底部	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	放射	10002171	6-2	0.478	1.018	0.487	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	10002141	6-1	0.398	1.018	0.405	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	放射	10002371	6-2	2.91	1.018	2.96	3.01

b. 貫通部の検討結果

各荷重時における評価結果を表3-1-14～表3-1-19に示す。

重量増加を考慮した割増係数を乗じた結果においても、各許容値を超えないため、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

表3-1-14 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態Ⅲ・地震時(1)

部位	評価項目		方向	領域番号	組合せケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
MS/FDW 開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	子午線	MA3	1-16* ²	9.10	1.037	9.44	24.2
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	円周	MD4	1-17* ¹	263	1.037	273	390
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	円周	MA5	1-9* ²	1.04	1.037	1.08	1.40
L/Dアクセス トンネル開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	子午線	LDH13	1-6* ¹	7.14	1.012	7.23	21.4
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	円周	LDA16	1-19* ²	206	1.012	208	390
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	子午線	LDA3	1-8* ²	0.307	1.012	0.311	1.97

注記*1：応力状態1の組合せケース。

*2：応力状態2の組合せケース。

表3-1-15 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時(1)

部位	評価項目		方向	領域番号	組合せケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
MS/FDW 開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	子午線	MA3	2-16*	7.63	1.037	7.91	24.2
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	円周	MB6	2-19*	306	1.037	317	390
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	円周	MA5	2-9*	1.02	1.037	1.06	1.40
L/Dアクセス トンネル開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	子午線	LDH14	2-6*	8.82	1.012	8.93	24.2
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	円周	LDA16	2-19*	199	1.012	201	390
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	子午線	LDA16	2-17*	0.246	1.012	0.249	1.32

注記*：応力状態2の組合せケース。

表 3-1-16 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態Ⅳ・地震時 (2)

部位	評価項目		方向	領域番号	組合せ ケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
MS/FDW 開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	MA5	3-8	0.365	1.037	0.379	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	円周	MB15	3-7	0.496	1.037	0.514	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	円周	MD13	3-13	1.38	1.037	1.43	1.93
L/Dアクセス トンネル開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	LDH14	3-6	0.839	1.012	0.849	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	LDH14	3-4	1.42	1.012	1.44	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	子午線	LDA5	3-3	0.341	1.012	0.345	1.96

表 3-1-17 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態Ⅳ・(異常+地震)時 (2)

部位	評価項目		方向	領域番号	組合せ ケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
MS/FDW 開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	MA12	4-23	0.243	1.037	0.252	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	MB14	4-19	0.499	1.037	0.517	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	円周	MA5	4-13	1.01	1.037	1.05	1.89
L/Dアクセス トンネル開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	LDH14	4-6	0.482	1.012	0.488	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	円周	LDA16	4-19	0.660	1.012	0.668	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	子午線	LDA6	4-3	0.387	1.012	0.392	2.51

表 3-1-18 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態Ⅴ・(異常+地震)時 (3)

部位	評価項目		方向	領域番号	組合せ ケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
MS/FDW 開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	MD15	5-4	0.504	1.037	0.523	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	MB13	5-3	1.15	1.037	1.19	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	子午線	FA11	5-3	1.84	1.037	1.91	2.06
L/Dアクセス トンネル開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	LDH14	5-6	0.885	1.012	0.896	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	LDA12	5-2	1.88	1.012	1.90	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	子午線	LDA3	5-16	0.783	1.012	0.792	2.38

表 3-1-19 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態 V・(異常+地震)時 (4)

部位	評価項目		方向	領域番号	組合せ ケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
MS/FDW 開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	MA3	6-4	0.398	1.037	0.413	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	MB13	6-3	0.653	1.037	0.677	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	円周	MA5	6-13	1.36	1.037	1.41	1.92
L/Dアクセス トンネル開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	LDH14	6-6	0.974	1.012	0.986	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	LDH14	6-4	1.62	1.012	1.64	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	子午線	LDA3	6-7	0.398	1.012	0.403	1.51

c. 局部の検討結果

各荷重時における評価結果を表3-1-20～表3-1-25に示す。

重量増加を考慮した割増係数を乗じた結果においても、各許容値を超えないため、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

表3-1-20 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態Ⅲ・地震時(1)

評価項目		方向	要素番号	組合せケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm^2)	子午線	401	1-24*	8.89	1.037	9.22	24.2
	鉄筋引張応力度 (N/mm^2)	円周	361	1-17*	230	1.037	239	390
面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	404	1-23*	2.74	1.037	2.84	4.68
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	円周	100318	1-6*	0.968	1.037	1.00	1.68

注記*：応力状態2の組合せケース。

表3-1-21 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時(1)

評価項目		方向	要素番号	組合せケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm^2)	子午線	401	2-24*	7.64	1.037	7.92	24.2
	鉄筋引張応力度 (N/mm^2)	円周	361	2-17*	227	1.037	235	390
面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	435	2-21*	2.61	1.037	2.71	4.68
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	円周	100318	2-6*	1.15	1.037	1.19	1.67

注記*：応力状態2の組合せケース。

表3-1-22 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態Ⅳ・地震時(2)

評価項目		方向	要素番号	組合せケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	401	3-8	0.279	1.037	0.289	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	円周	406	3-7	0.213	1.037	0.221	5.00
膜力	圧縮応力度 (N/mm^2)	子午線	100284	3-15	5.34	1.032	5.51	21.4
面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	100284	3-3	3.38	1.032	3.49	6.25
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	円周	100283	3-6	2.92	1.032	3.01	3.02

表 3-1-23 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態Ⅳ・(異常+地震)時(2)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	303	4-21	0.187	1.037	0.194	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	100309	4-17	0.233	1.037	0.242	5.00
膜力	圧縮応力度 (N/mm^2)	子午線	100284	4-7	3.27	1.032	3.37	21.4
面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	100336	4-21	2.17	1.037	2.25	6.25
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	円周	100318	4-6	1.08	1.037	1.12	2.22

表 3-1-24 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態Ⅴ・(異常+地震)時(3)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	401	5-4	0.474	1.037	0.492	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	305	5-3	0.880	1.037	0.913	5.00
膜力	圧縮応力度 (N/mm^2)	子午線	278	5-8	1.11	1.032	1.15	21.4
面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	283	5-1	1.58	1.032	1.63	6.25
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	子午線	395	5-12	1.34	1.037	1.39	1.98

表 3-1-25 重量増加を考慮した評価結果 荷重状態Ⅴ・(異常+地震)時(4)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	401	6-4	0.368	1.037	0.382	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	子午線	100284	6-1	0.374	1.032	0.386	5.00
膜力	圧縮応力度 (N/mm^2)	子午線	284	6-8	4.70	1.032	4.85	21.4
面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	100284	6-3	3.27	1.032	3.37	6.25
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	円周	100283	6-6	2.82	1.032	2.91	2.99

3.1.4 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）

(1) 検討方針

原子炉建屋原子炉区域を対象として、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した応答比率と V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」（以下「二次格納施設の計算書」という。）に示す各評価結果より、影響検討を行う。

二次格納施設の計算書における地震応答解析による評価では、せん断ひずみの評価として、原子炉建屋の耐震壁及び補助壁について基準地震動 S_s に対する各層の最大せん断ひずみを考慮していることから、最大せん断ひずみの応答比率を割増係数として設定し、二次格納施設の計算書における各層の最大せん断ひずみに乗じた値が許容値 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認する。

二次格納施設の計算書における応力解析による評価のうち、屋根トラス及び屋根スラブの評価は、燃料取替床レベル (T.M.S.L. 31.7m) より上部を対象とした立体フレームモデル（以下「屋根トラスモデル」という。）の地震応答解析により行っており、屋根トラスモデルへの入力地震動は、基準地震動 S_s による原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる T.M.S.L. 31.7m 位置（質点番号 3）における応答加速度（水平方向及び鉛直方向）を用いている。このように、二次格納施設の計算書では、原子炉建屋の応答加速度を用いて検討していることから、各方向における質点番号 3 の最大応答加速度の応答比率の最大値を割増係数として設定し、応力評価結果の発生値に乗じて各許容値を超えないことを確認する。

二次格納施設の計算書における応力解析による評価のうち、床スラブの評価は、地震荷重として鉛直震度を考慮することから、鉛直方向の最大応答加速度の応答比率を割増係数として設定し、応力評価結果の発生値に乗じて各許容値を超えないことを確認する。

表 3-1-26 及び表 3-1-27 に応答比率及び割増係数を示す。

表 3-1-26 重量増加を考慮した割増係数（屋根トラス及び屋根スラブ）

位置 (T. M. S. L)	NS 方向	EW 方向	鉛直方向
31.7m	1.00*	1.00*	1.00*
割増係数	1.00		

注記*：地震応答計算書の別紙に示す質点番号 3 の最大応答加速度の応答比率。

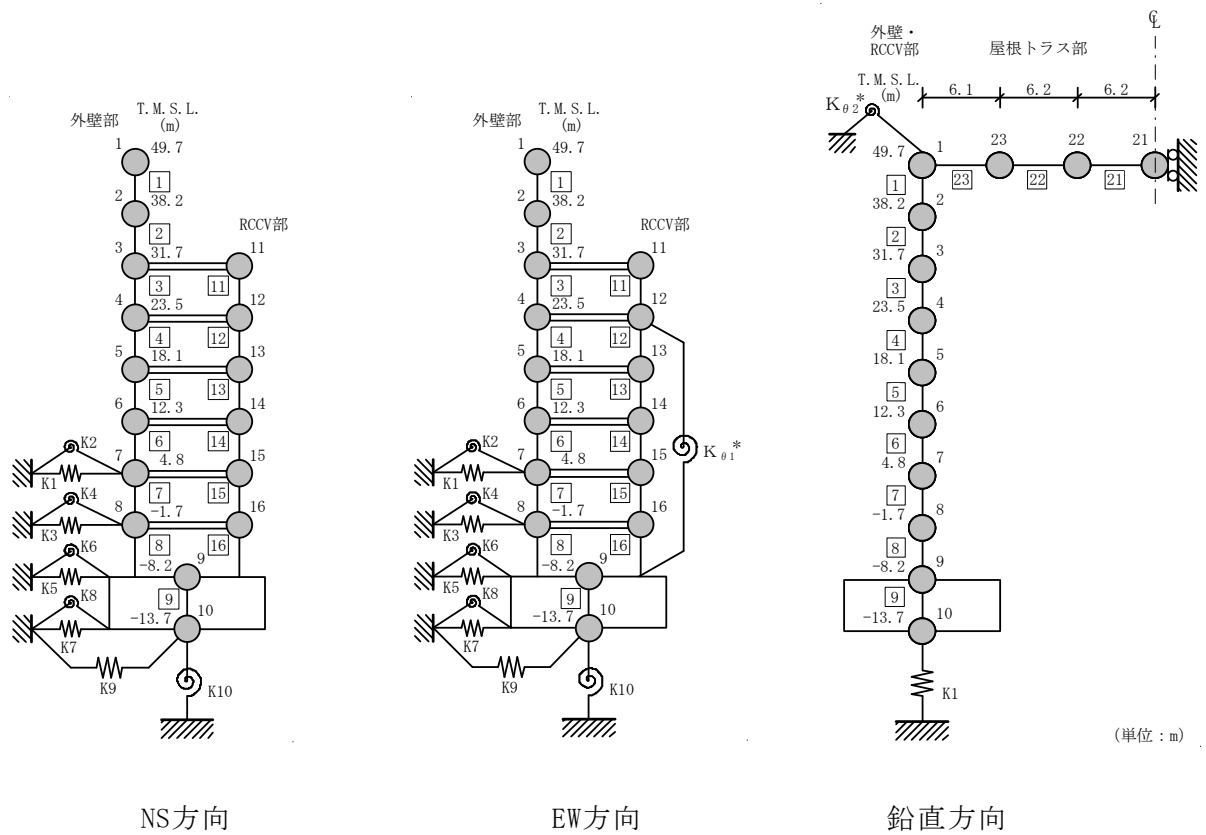
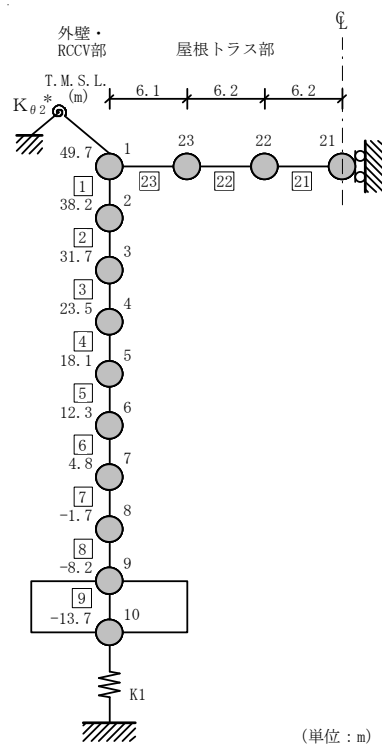


表 3-1-27 重量増加を考慮した割増係数 (床スラブ)

位置 (T. M. S. L)	鉛直方向
4.8m	1.00*
割増係数	1.00

注記* : 地震応答計算書の別紙に示す質点番号 7 の最大
 応答加速度の応答比率。



鉛直方向

(2) 検討結果

a. 地震応答解析による評価

地震応答解析による評価について、材料物性の不確かさを考慮した最大せん断ひずみに設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した割増係数を乗じた評価値は、地震応答計算書の別紙の 4.3 項に示す 0.700×10^{-3} (部材番号 7, NS 方向) となり、許容値 (2.0×10^{-3}) を超えないため、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

b. 応力解析による評価

(a) 屋根トラス

応力評価結果について、屋根トラスに乗じる割増係数は 1.00 であり、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

(b) 屋根スラブ

応力評価結果について、屋根スラブに乗じる割増係数は 1.00 であり、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

(c) 床スラブ

応力評価結果について、床スラブに乗じる割増係数は 1.00 であり、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

3.1.5 燃料取替床ブローアウトパネル

(1) 検討方針

燃料取替床ブローアウトパネル（以下「オペフロBOP」という）を対象として、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した応答比率を用いて、V-2-9-3-1-1「燃料取替床ブローアウトパネルの耐震性についての計算書」（以下「オペフロBOPの計算書という。）に示す機能維持評価の影響検討を行う。

オペフロ BOP の計算書では、S d 閉機能維持評価は、T.M.S.L. 49.7m 位置（質点番号 1）の NS 方向の応答加速度より定めた水平震度を用いて検討していることから、質点番号 1 の NS 方向の最大応答加速度の応答比率を割増係数として設定し、割増係数を乗じた S d 地震荷重が開放荷重を超えないことを確認する。

オペフロ BOP の計算書では、S s 開機能維持評価は、せん断ひずみの許容限界を層間変形角として層間変位の検討をしているが、ここでは T.M.S.L. 38.2m～T.M.S.L. 49.7m 位置（部材番号 1）の EW 方向の最大せん断ひずみの応答比率を割増係数として設定し、割増係数を乗じた層間変位が許容値を超えないことを確認する。

表 3-1-28 及び表 3-1-29 に応答比率及び割増係数を示す。

表 3-1-28 重量増加を考慮した割増係数 (オペフロ BOP S d 閉機能維持)

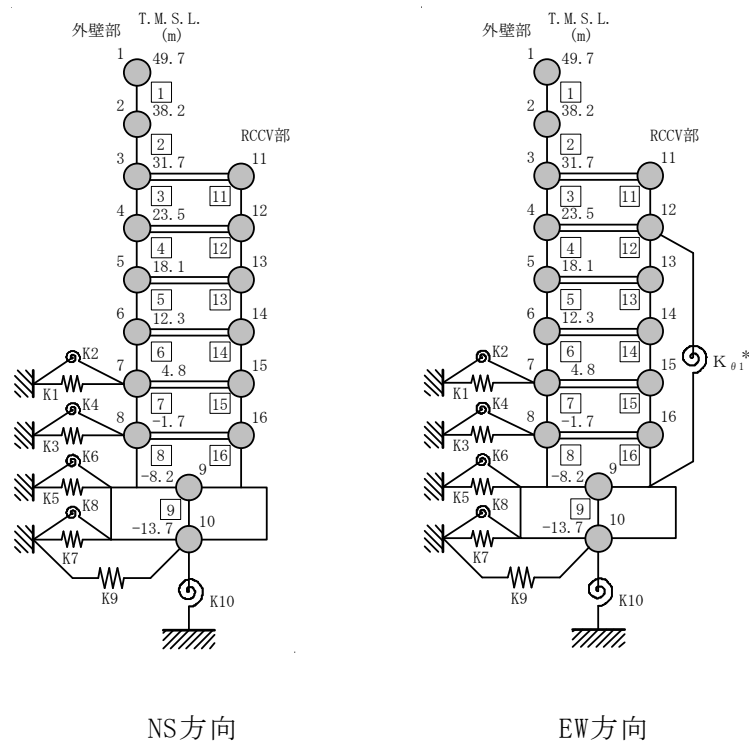
位置 (T. M. S. L)	NS 方向
49.7m	1.00* ¹
割増係数	1.00

注記*1: 地震応答計算書の別紙に示す質点番号 1 の最大応答加速度の応答比率。

表 3-1-29 重量増加を考慮した割増係数 (オペフロ BOP S s 開機能維持)

位置 (T. M. S. L)	EW 方向
38.2m~49.7m	1.00* ¹
割増係数	1.00

注記*1: 地震応答計算書の別紙に示す部材番号 1 の最大せん断ひずみの応答比率。



(2) 検討結果

S d 閉機能維持評価について、S d 地震荷重に乗じる割増係数は 1.00 であり、重量増加を考慮した場合においても、機能維持評価に及ぼす影響がないことを確認した。

S s 開機能維持評価について、層間変位に乗じる割増係数は 1.00 であり、重量増加を考慮した場合においても、機能維持評価に及ぼす影響がないことを確認した。

3.1.6 主蒸気系トンネル室ブローアウトパネル

(1) 検討方針

主蒸気系トンネル室ブローアウトパネル（以下「MS トンネル室 BOP」という）を対象として、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した応答比率を用いて、V-2-9-3-1-2「主蒸気系トンネル室ブローアウトパネルの耐震性についての計算書」（以下「MS トンネル室 BOP の計算書」という。）に示す機能維持評価の影響検討を行う。

MS トンネル室 BOP の計算書では、S d 閉機能維持評価は、T.M.S.L. 23.5m 位置（質点番号 4）の EW 方向の応答加速度より定めた水平震度を用いて検討していることから、質点番号 4 の EW 方向の最大応答加速度の応答比率を割増係数として設定し、割増係数を乗じた S d 地震荷重が開放荷重を超えないことを確認する。

MS トンネル室 BOP の計算書では、S s 開機能維持評価は、T.M.S.L. 12.3m～T.M.S.L. 23.5m 位置（部材番号 4,5）の NS 方向の最大せん断ひずみの最大値を層間変形角として層間変位の検討をしていることから、部材番号 4,5 の NS 方向のせん断ひずみの応答比率を割増係数として設定し、割増係数を乗じた層間変位が許容値を超えないことを確認する。

表 3-1-30 及び表 3-1-31 に応答比率及び割増係数を示す。

表 3-1-30 重量増加を考慮した割増係数 (MS トンネル室 BOP S d 閉機能維持)

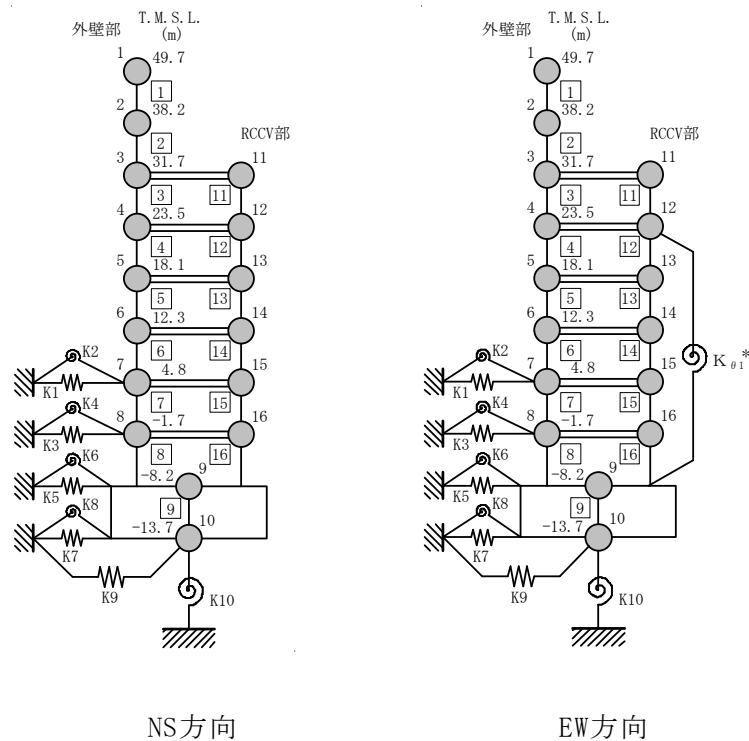
位置 (T. M. S. L)	EW 方向
23.5m	1.00 ^{*1}
割増係数	1.00

注記*1：地震応答計算書の別紙に示す質点番号 4 の最大応答加速度の応答比率。

表 3-1-31 重量増加を考慮した割増係数 (MS トンネル室 BOP S s 開機能維持)

位置 (T. M. S. L)	NS 方向
12.3m~23.5m	1.03 ^{*1}
割増係数	1.03

注記*1：地震応答計算書の別紙に示す部材番号 4, 5 の最大せん断ひずみの応答比率の最大値。



(2) 検討結果

S d 閉機能維持評価について、S d 地震荷重に乗じる割増係数は 1.00 であり、重量増加を考慮した場合においても、機能維持評価に及ぼす影響がないことを確認した。

S s 開機能維持の評価結果を表 3-1-32 に示す。

重量増加を考慮した割増係数を乗じた評価においても、層間変位が許容値（間隙：約 2.5mm）を超えないため、重量増加を考慮した場合においても、機能維持評価に及ぼす影響がないことを確認した。

表 3-1-32 重量増加を考慮した評価結果（オペフロ BOP S s 開機能維持）

層間変位① (mm)	割増係数②	評価用層間変位 ①×②(mm)	間隙 (mm)	判定
0.34	1.03	0.35	約 2.5	○

3.1.7 原子炉建屋エアロック

(1) 検討方針

原子炉建屋エアロック（以下「エアロック」という。）を対象として、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した応答比率と V-2-9-3-3「原子炉建屋エアロックの耐震性についての計算書」（以下「エアロックの計算書」という。）に示す応力評価結果より、影響検討を行う。

エアロックの計算書では、T.M.S.L. 38.2m 位置（質点番号 2）と T.M.S.L. 18.1m 位置（質点番号 5）の最大応答加速度による水平震度及び鉛直震度を用いて検討していることから、各方向の最大応答加速度の応答比率を割増係数として設定し、応力評価結果の発生値に乗じて各許容値を超えないことを確認する。

表 3-1-33 及び表 3-1-34 に応答比率及び割増係数を示す。

表 3-1-33 重量増加を考慮した割増係数（ギャラリー室エアロック）

位置 (T. M. S. L)	NS 方向	EW 方向	UD 方向
38.2m	1.00* ¹	1.00* ¹	1.00* ¹
割増係数	1.00* ²		

注記*1：地震応答計算書の別紙に示す質点番号 2 の最大応答加速度の応答比率。

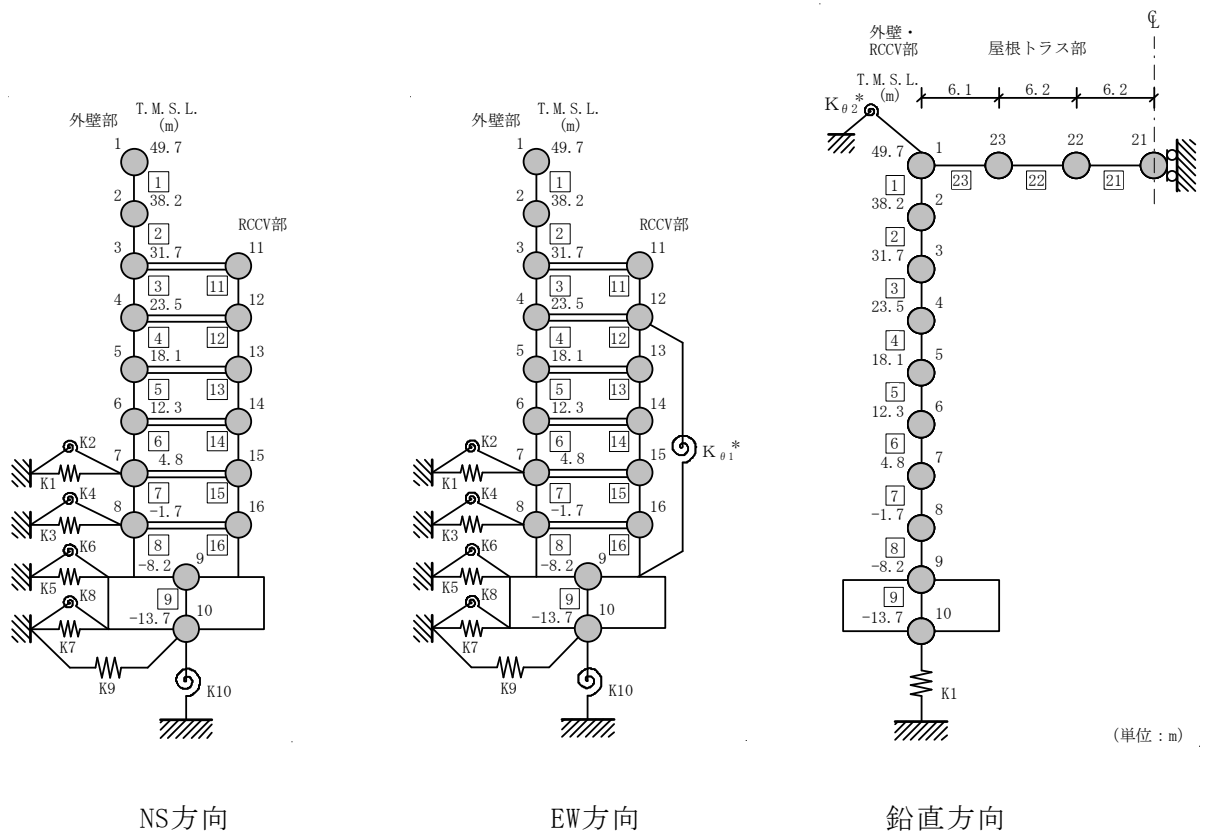
*2：各方向の応答比率の最大値。

表 3-1-34 重量増加を考慮した割増係数（FCS 室，南西側，北西側エアロック）

位置 (T. M. S. L)	NS 方向	EW 方向	UD 方向
18.1m	1.00* ¹	1.00* ¹	1.00* ¹
割増係数	1.00* ²		

注記*1：地震応答計算書の別紙に示す質点番号 5 の最大応答加速度の応答比率。

*2：各方向の応答比率の最大値。



(2) 検討結果

応力評価結果について、エアロックに乗じる割増係数は 1.00 であり、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

3.1.8 原子炉建屋基礎スラブ

(1) 検討方針

原子炉建屋基礎スラブを対象として、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した応答比率と V-2-9-3-4「原子炉建屋基礎スラブの耐震性についての計算書」（以下「基礎スラブの計算書」という。）に示す各評価結果より影響検討を行う。

基礎スラブの計算書における地震応答解析による評価では、接地圧の評価として、弾性設計用地震動 S_d 及び基準地震動 S_s に対する最大接地圧を考慮していることから、最大接地圧の応答比率を割増係数として設定し、基礎スラブの計算書における各最大接地圧に乗じた値が許容値（ S_d 地震時： 4110kN/m^2 、 S_s 地震時： 6170kN/m^2 ）を超えないことを確認する。

基礎スラブの計算書における応力解析による評価では、地震荷重として、上部構造物からの基礎へのせん断力、曲げモーメント及び軸力（軸力係数）を考慮することから、基礎スラブ直上層である T.M.S.L. $-8.2\text{m} \sim -1.7\text{m}$ 位置（部材番号 8 及び 16）の最大応答せん断力、最大応答曲げモーメント及び最大応答軸力の各方向の応答比率の最大値を割増係数として設定し、応力評価結果の発生値に乗じて各許容値を超えないことを確認する。

表 3-1-35 に応答比率及び割増係数を示す。

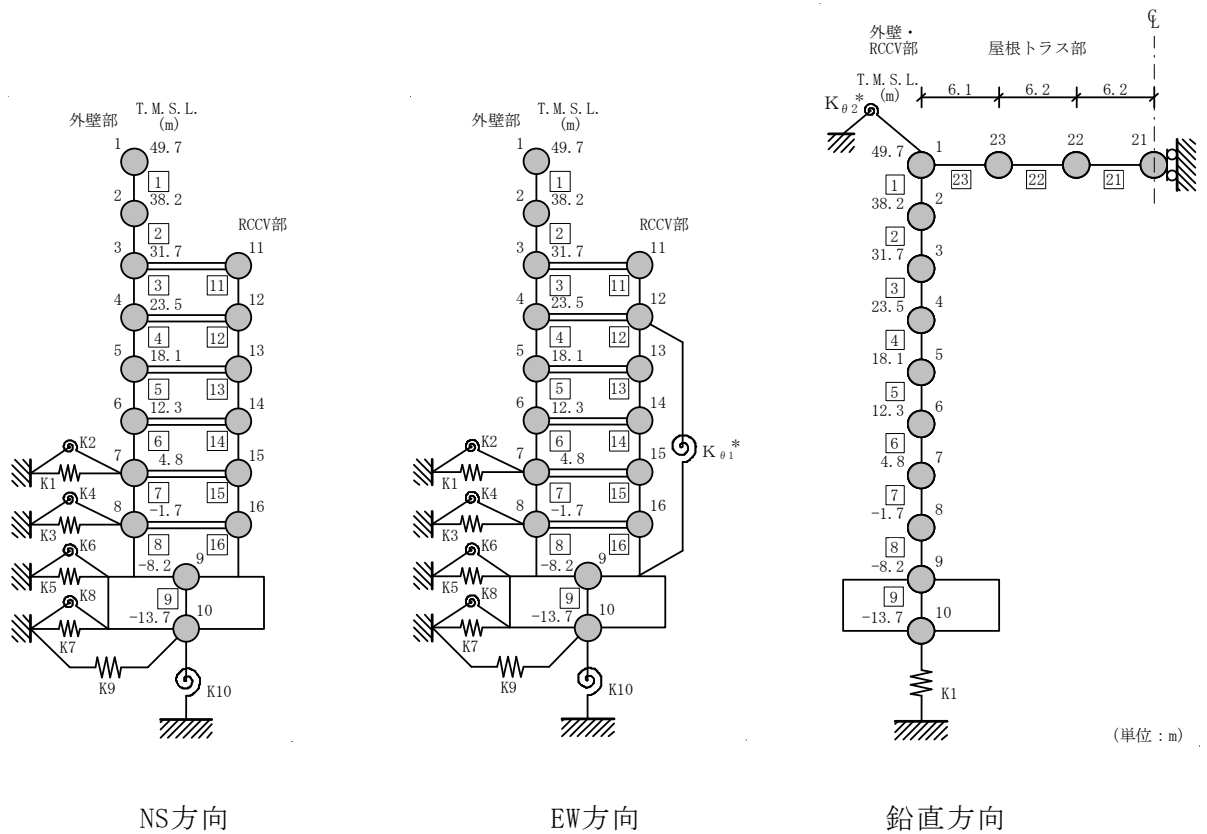
表 3-1-35 重量増加を考慮した割増係数（原子炉建屋基礎スラブ）

位置 (T. M. S. L)	NS 方向	EW 方向	鉛直方向
-8.2m ~ -1.7m	1.02* ¹	1.02* ¹	1.02* ²
割増係数	1.02* ³		

注記*1：地震応答計算書の別紙に示す部材番号 8 及び 16 の最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントの応答比率の最大値。

*2：地震応答計算書の別紙に示す部材番号 8 の最大応答軸力の応答比率。

*3：各方向の応答比率の最大値。



(2) 検討結果

a. 地震応答解析による評価

地震応答解析による評価について、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した割増係数に乗じた、材料物性の不確かさを考慮した最大接地圧は、地震応答計算書の別紙の 4.3 項に示すとおり、S_d地震時は 1370kN/m² (EW 方向)、S_s地震時は 2680kN/m² (EW 方向) となり、それぞれの許容限界 (S_d地震時：4110kN/m²、S_s地震時：6170kN/m²) を超えないため、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

b. 応力解析による評価

各荷重時における評価結果を表 3-1-36 及び表 3-1-37 に示す。

重量増加を考慮した割増係数に乗じた結果においても、各許容値を超えないため、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

表 3-1-36 重量増加を考慮した評価結果 S_d地震時

評価項目		方向	要素番号	組合せケース	発生値 ①	割増係数 ②	①×②	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	EW	10002429	1-19* ²	5.75	1.02	5.87	22.0
	鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	EW	10002421	1-23* ²	234	1.02	239	345
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	EW	10001047	1-22* ¹	1.17	1.02	1.19	2.34

注記*1：応力状態1の組合せケース。

*2：応力状態2の組合せケース。

表 3-1-37 重量増加を考慮した評価結果 S_s地震時

評価項目		方向	要素番号	組合せケース	発生値	割増係数 ②	①×②	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ (×10 ⁻³)	NS	10001186	2-1	0.264	1.02	0.269	3.00
	鉄筋圧縮ひずみ (×10 ⁻³)	NS	10001186	2-1	0.228	1.02	0.233	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	EW	10002411	2-2	2.36	1.02	2.41	3.01

3.1.9 水密扉付止水堰

(1) 検討方針

水密扉付止水堰を対象として、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した応答比率と V-2-10-2-3-2 「水密扉付止水堰の耐震性についての計算書」（以下「水密扉付止水堰の計算書」という。）に示す応力評価結果より、影響検討を行う。

水密扉付止水堰の計算書では、T.M.S.L. 31.7m 位置（質点番号 3）の最大応答加速度による水平震度及び鉛直震度を用いて検討していることから、各方向の最大応答加速度の応答比率を割増係数として設定し、応力評価結果の発生値に乗じて各許容値を超えないことを確認する。

表 3-1-38 に応答比率及び割増係数を示す。

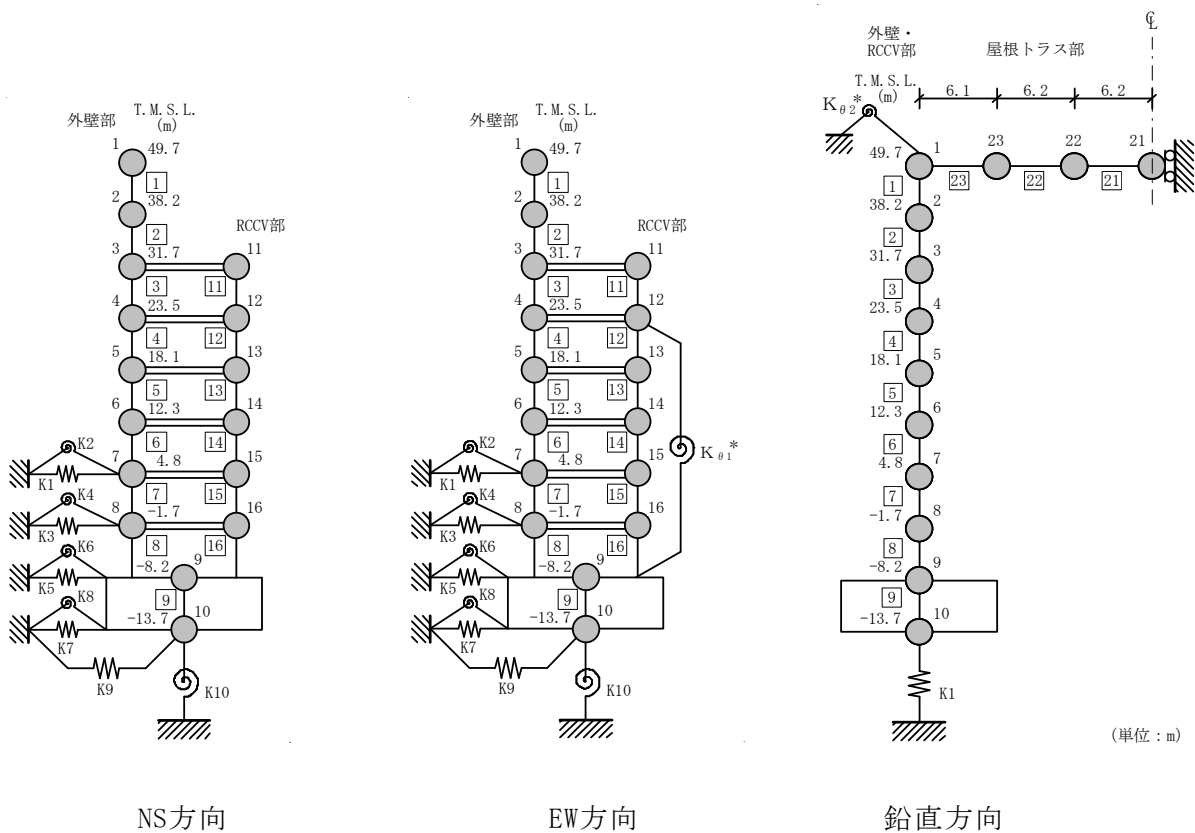
表 3-1-38 重量増加を考慮した割増係数

(原子炉建屋地上 4 階 (R5R6-RFRG) 水密扉付止水堰)

位置 (T. M. S. L)	NS 方向	EW 方向	UD 方向
31.7m	1.00 ^{*1}	1.00 ^{*1}	1.00 ^{*1}
割増係数	1.00 ^{*2}		

注記*1：地震応答計算書の別紙に示す質点番号 3 の最大応答加速度の応答比率。

*2：各方向の応答比率の最大値。



(2) 検討結果

応力評価結果について、水密扉付止水堰に乗じる割増係数は 1.00 であり、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

3.1.10 水密扉

(1) 検討方針

水密扉を対象として、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した応答比率とV-2-10-2-3-1「水密扉の耐震性についての計算書」（以下「水密扉の計算書」という。）に示す応力評価結果より、影響検討を行う。

水密扉の計算書では、T.M.S.L. 18.1m位置（質点番号5）及びT.M.S.L. 4.8m位置（質点番号7）の最大応答加速度による水平震度及び鉛直震度を用いて検討していることから、各方向の最大応答加速度の応答比率を割増係数として設定し、応力評価結果の発生値に乗じて各許容値を超えないことを確認する。

表3-1-39及び表3-1-40に応答比率及び割増係数を示す。

表3-1-39 重量増加を考慮した割増係数（水密扉No. 18, 19, 21）

位置 (T. M. S. L)	NS 方向	EW 方向	UD 方向
18.1m	1.00 ^{*1}	1.00 ^{*1}	1.00 ^{*1}
割増係数	1.00 ^{*2}		

注記*1：地震応答計算書の別紙に示す質点番号5の最大応答加速度の応答比率。

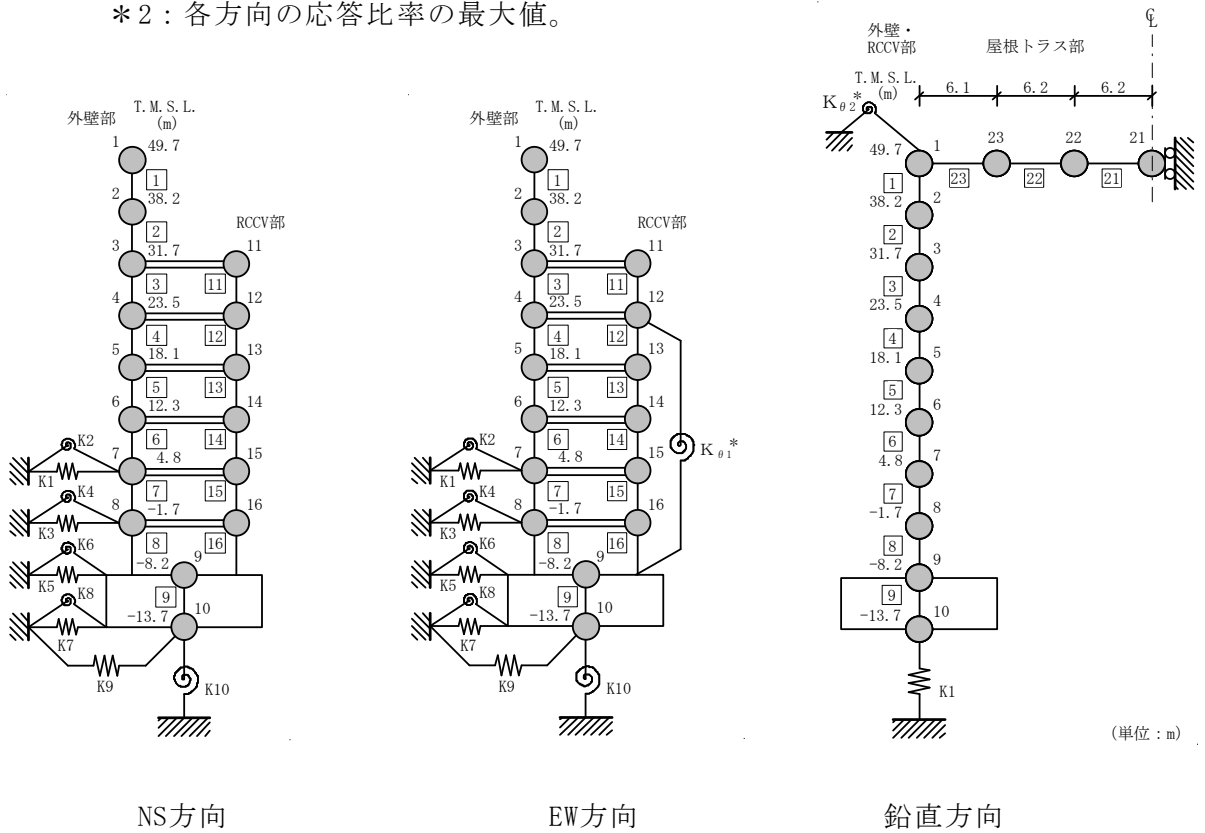
*2：各方向の応答比率の最大値。

表3-1-40 重量増加を考慮した割増係数（水密扉No. 12）

位置 (T. M. S. L)	NS 方向	EW 方向	UD 方向
4.8m	1.00 ^{*1}	1.00 ^{*1}	1.00 ^{*1}
割増係数	1.00 ^{*2}		

注記*1：地震応答計算書の別紙に示す質点番号7の最大応答加速度の応答比率。

*2：各方向の応答比率の最大値。



(2) 検討結果

応力評価結果について、水密扉に乗じる割増係数は 1.00 であり、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

3.1.11 原子炉ウェル遮蔽プラグ

(1) 検討方針

原子炉ウェル遮蔽プラグを対象として、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した応答比率とV-2-11-2-7「原子炉ウェル遮蔽プラグの耐震性についての計算書」（以下「遮蔽プラグの計算書」という。）に示す応力評価結果より影響検討を行う。

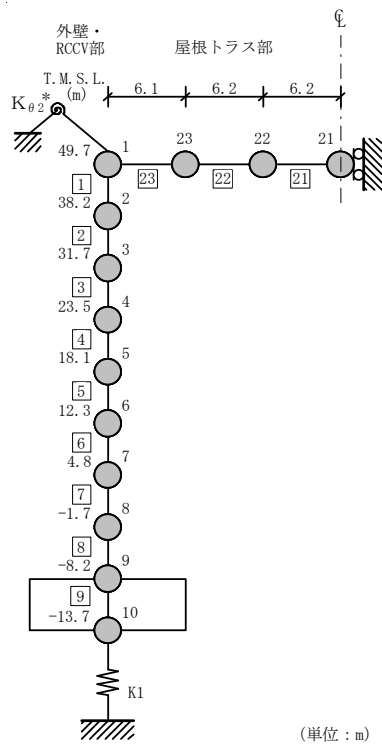
遮蔽プラグの計算書では、地震時荷重として、T.M.S.L. 31.7m位置（質点番号3）の鉛直方向の慣性力を考慮することから、質点番号3の鉛直方向の最大応答加速度の応答比率を割増係数として設定し、応力評価結果の発生値に乗じて各許容値を超えないことを確認する。

表 3-1-41 に応答比率及び割増係数を示す。

表 3-1-41 重量増加を考慮した割増係数（原子炉ウェル遮蔽プラグ）

位置 (T. M. S. L.)	鉛直方向
31.7m	1.00*
割増係数	1.00

注記*：地震応答計算書の別紙に示す質点番号 3
の最大応答加速度の応答比率。



鉛直方向

(2) 検討結果

応力評価結果について、原子炉ウェル遮蔽プラグに乗じる割増係数は1.00であり、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

3.2 機器・配管系

3.2.1 検討方針

(1)に示す検討対象に対して、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮した応答比率を考慮した耐震条件と耐震計算に用いる耐震条件の比率と検討対象の裕度（許容値／発生値）を用いた簡易評価を行うことを基本とし、必要に応じて応答比率を考慮した耐震条件を用いた詳細評価を行う。影響検討フローを図3-2-1に示す。

(1) 検討対象

原子炉建屋に設置される以下の機器・配管系を影響検討の対象とする。

- ・設計基準対象施設のうち、耐震重要度分類のSクラスに属する機器・配管系
- ・重大事故等対処施設のうち、常設耐震重要重大事故防止設備、常設重大事故緩和設備、常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類がSクラスのもの）及び常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）に属する機器・配管系
- ・波及的影響防止のために耐震評価を実施する機器・配管系

(2) 影響検討における耐震条件の考え方

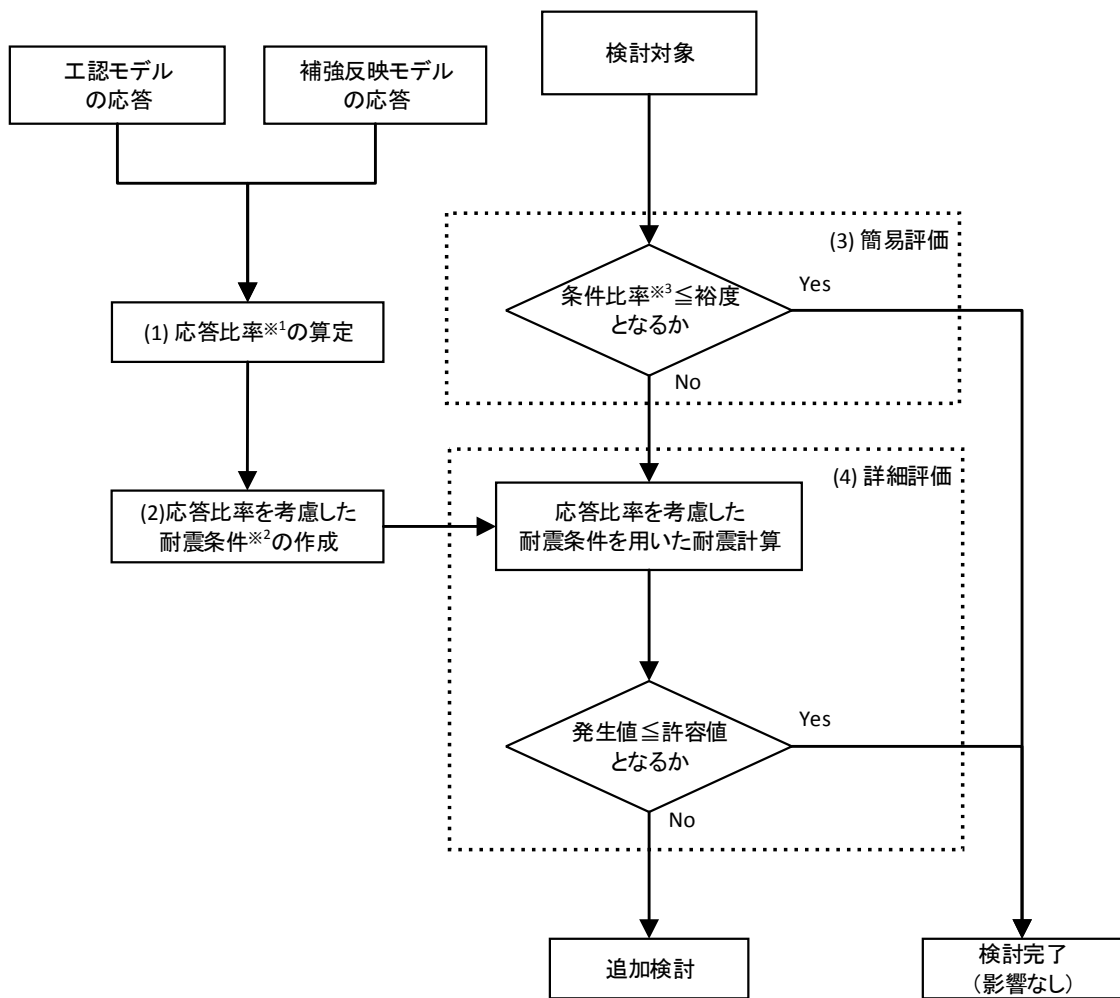
機器・配管系の耐震計算に用いる条件としては、設計用最大応答加速度Ⅰ，設計用床応答曲線Ⅰ及び設計用地震力Ⅰ（以下「設計用Ⅰ」という。）並びに設計用最大応答加速度Ⅱ，設計用床応答曲線Ⅱ及び設計用地震力Ⅱ（以下「設計用Ⅱ」という。）を設定している。なお、設計用最大応答加速度Ⅰ，設計用最大応答加速度Ⅱ，設計用床応答曲線Ⅰ及び設計用床応答曲線ⅡはV-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に、設計用地震力Ⅰ及び設計用地震力ⅡはV-2-2-4「原子炉本体の基礎の地震応答計算書」及びV-2-3-1「炉心，原子炉圧力容器及び圧力容器内部構造物の地震応答計算書」に示される。

ここで、設計用Ⅰ及び設計用Ⅱは以下の通り作成したものである。

- ・設計用Ⅰ；建物・構築物の地震応答解析により得られた応答に材料物性の不確かさ等の影響を考慮して作成したもの
- ・設計用Ⅱ；設計用Ⅰ以上となるように作成したもの

耐震計算においては、設計用Ⅰを用いた耐震計算の結果が許容値を満たすことを、耐震性が確保されることの判断基準としている。

これを踏まえて本影響検討においては、耐震計算に設計用Ⅱを用いたものであっても、設計用Ⅰを用いた耐震計算の結果に対する影響検討により、判定基準を満足することが確認できれば、耐震性への影響は無いと判断する。



※1: 応答比率 = 補強反映モデルの応答 / 工認モデルの応答

※2: 「2.2.2 検討内容 (2) 応答比率を考慮した耐震条件作成 図2-2-7及び図2-2-8」参照

※3: 条件比率 = 応答比率を考慮した耐震条件 / 耐震計算に用いる耐震条件 (設計用 I, II 等)

図 3-2-1 原子炉建屋における改造工事に伴う重量増加を反映した影響検討フロー

3.2.2 検討内容

(1) 応答比率算定

機器・配管系の耐震計算に用いる条件の応答比率の算定方法及び応答比率を以下に示す。(建屋－機器連成地震応答解析結果を踏まえた応答比率は、別紙7-2「建屋－機器連成地震応答解析結果に与える影響」参照。)

a. 最大応答加速度

各標高について、今回工認モデルと補強反映モデルにおける基準地震動 Ss-1 による最大応答加速度を比較し、補強反映モデルの最大応答加速度／今回工認モデルの最大応答加速度により応答比率を算定する。なお、水平方向の応答比率算定にあたっては、NS 方向と EW 方向の最大応答加速度の包絡値を用いる。

原子炉建屋の最大応答加速度の応答比率を表3-2-1～表3-2-4に示す

表3-2-1 最大応答加速度の応答比率（水平方向：原子炉建屋）

標高 T. M. S. L. (m)	最大応答加速度($\times 9.80665\text{m/s}^2$) $\times 1.0$						応答比率 (②/①)
	今回工認モデル			補強反映モデル			
	NS方向	EW方向	① 包絡値	NS方向	EW方向	② 包絡値	
49.700	1.81	1.69	1.81	1.79	1.66	1.79	0.99
38.200	1.25	1.29	1.29	1.24	1.27	1.27	0.99
31.700	1.12	1.05	1.12	1.11	1.04	1.11	1.00
23.500	0.95	0.92	0.95	0.94	0.92	0.94	0.99
18.100	0.85	0.83	0.85	0.85	0.83	0.85	1.00
12.300	0.76	0.79	0.79	0.75	0.78	0.78	0.99
4.800	0.67	0.70	0.70	0.67	0.69	0.69	0.99
-1.700	0.71	0.71	0.71	0.70	0.71	0.71	1.00
-8.200	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	1.00
-13.700	0.65	0.63	0.65	0.65	0.63	0.65	1.00

表3-2-2 最大応答加速度の応答比率（鉛直方向：原子炉建屋）

標高 T. M. S. L. (m)	最大応答加速度($\times 9.80665\text{m/s}^2$) $\times 1.0$		応答比率 (②/①)
	今回工認モデル	補強反映モデル	
	①鉛直方向	②鉛直方向	
49.700	0.98	0.98	1.00
38.200	0.95	0.94	0.99
31.700	0.91	0.91	1.00
23.500	0.89	0.89	1.00
18.100	0.87	0.86	0.99
12.300	0.85	0.85	1.00
4.800	0.83	0.83	1.00
-1.700	0.80	0.80	1.00
-8.200	0.79	0.80	1.02
-13.700	0.79	0.79	1.00

表 3-2-3 最大応答加速度の応答比率（水平方向：原子炉建屋）

標高 T. M. S. L. (m)	最大応答加速度($\times 9.80665\text{m/s}^2$) $\times 1.2$						応答比率 (②/①)
	今回工認モデル			補強反映モデル			
	NS方向	EW方向	① 包絡値	NS方向	EW方向	② 包絡値	
49.700	2.17	2.03	2.17	2.15	1.99	2.15	0.99
38.200	1.49	1.54	1.54	1.48	1.52	1.52	0.99
31.700	1.34	1.26	1.34	1.33	1.25	1.33	1.00
23.500	1.14	1.10	1.14	1.13	1.10	1.13	1.00
18.100	1.02	1.00	1.02	1.02	1.00	1.02	1.00
12.300	0.91	0.94	0.94	0.90	0.94	0.94	1.00
4.800	0.81	0.84	0.84	0.80	0.83	0.83	0.99
-1.700	0.85	0.86	0.86	0.84	0.85	0.85	0.99
-8.200	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	1.00
-13.700	0.78	0.75	0.78	0.78	0.76	0.78	1.00

表 3-2-4 最大応答加速度の応答比率（鉛直方向：原子炉建屋）

標高 T. M. S. L. (m)	最大応答加速度($\times 9.80665\text{m/s}^2$) $\times 1.2$		応答比率 (②/①)
	今回工認モデル	補強反映モデル	
	①鉛直方向	②鉛直方向	
49.700	1.18	1.17	1.00
38.200	1.13	1.13	1.00
31.700	1.10	1.09	0.99
23.500	1.07	1.06	0.99
18.100	1.04	1.04	1.00
12.300	1.02	1.02	1.00
4.800	0.99	0.99	1.00
-1.700	0.96	0.96	1.00
-8.200	0.95	0.95	1.00
-13.700	0.95	0.95	1.00

b. 床応答スペクトル

今回工認モデルと補強反映モデルにおける基準地震動 Ss-1 による床応答スペクトルを比較し、各標高・各減衰について、補強反映モデルの震度／今回工認モデルの震度により周期毎の応答比率を算定する。なお、水平方向の応答比率算定にあたっては、NS 方向と EW 方向の床応答スペクトルの包絡値を用いる。応答比率の算定例を図 3-2-2 に示す。

原子炉建屋の各標高・減衰定数 1.0%の今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトルを図 3-2-3 及び図 3-2-4 に、周期毎の応答比率を図 3-2-5 及び図 3-2-6 に示す。

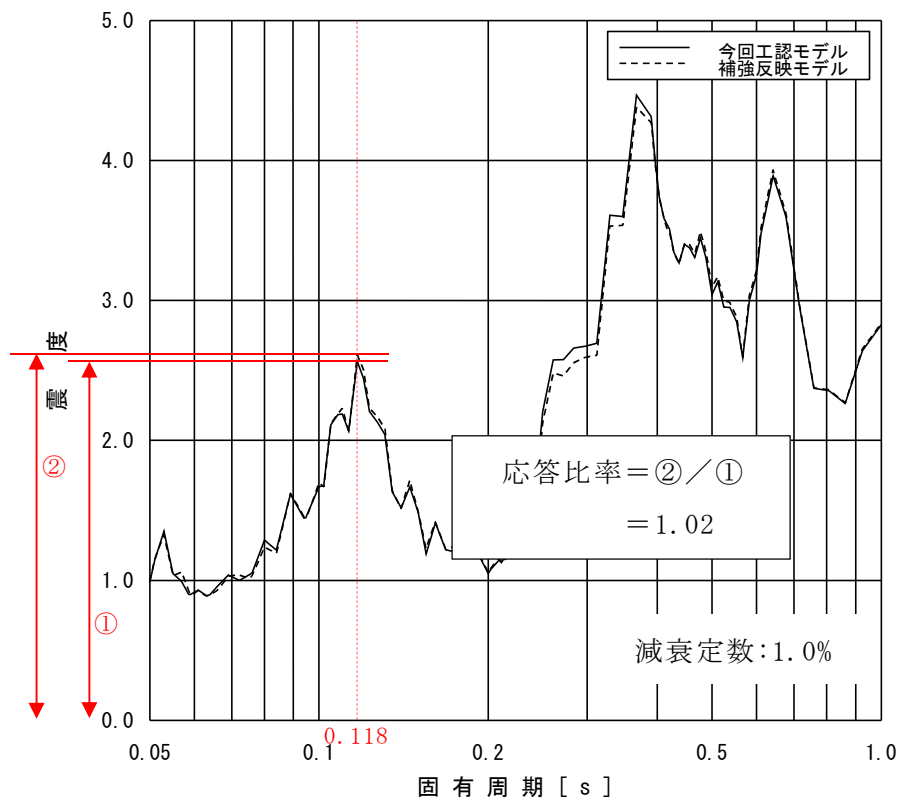


図 3-2-2 床応答スペクトルにおける応答比率の算定例

(水平方向：原子炉建屋 T.M.S.L. 12.3m, 固有周期 0.118s)

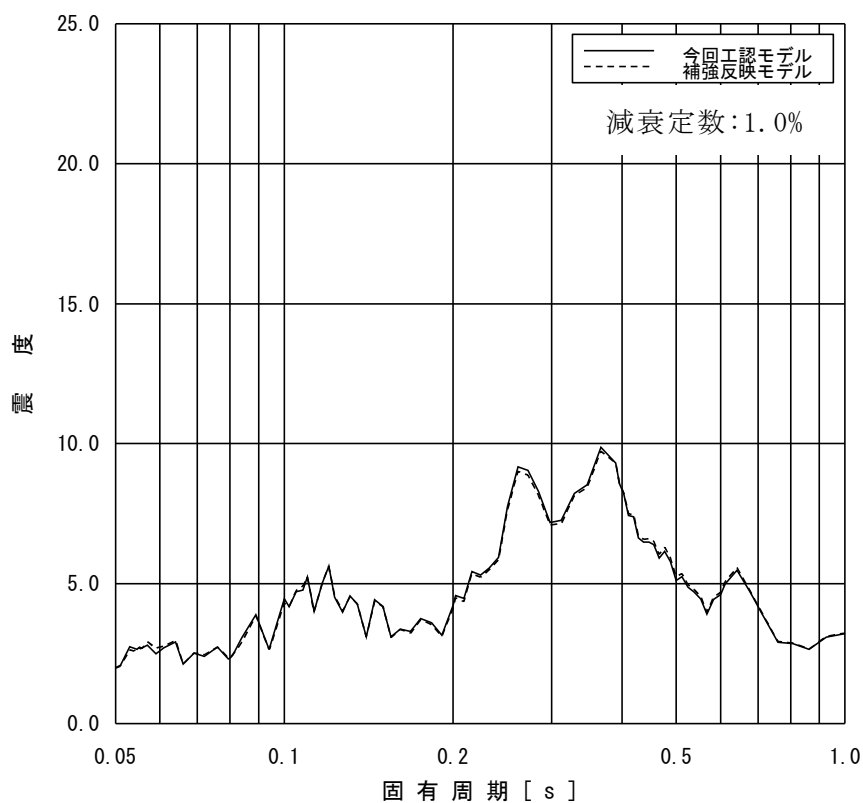


図 3-2-3 (1/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (水平方向：原子炉建屋 T.M.S.L. 49.7m)

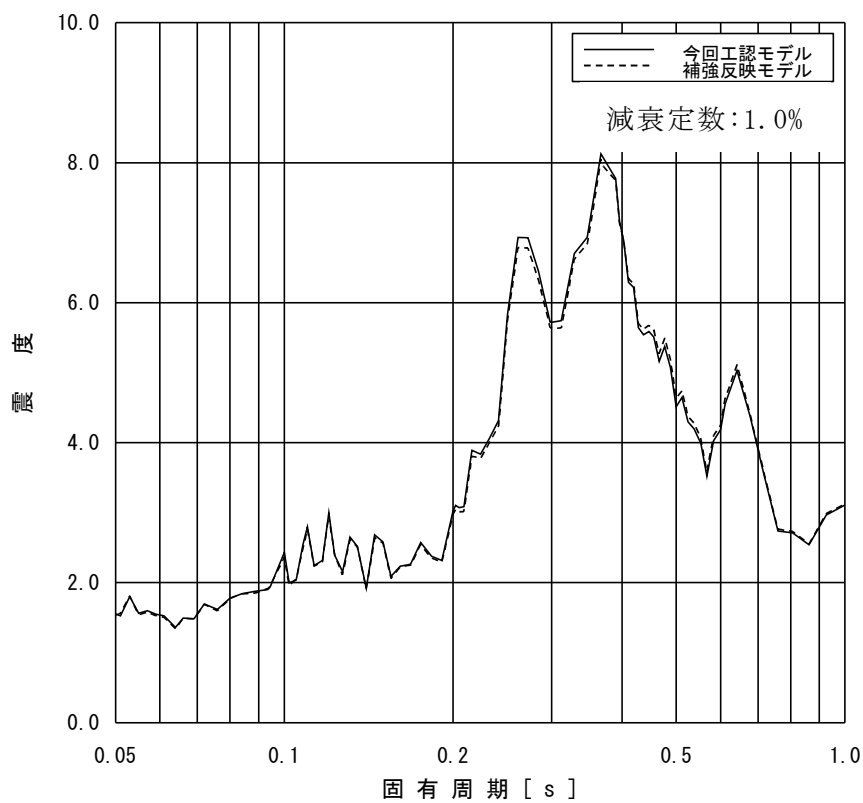


図 3-2-3 (2/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (水平方向：原子炉建屋 T.M.S.L. 38.2m)

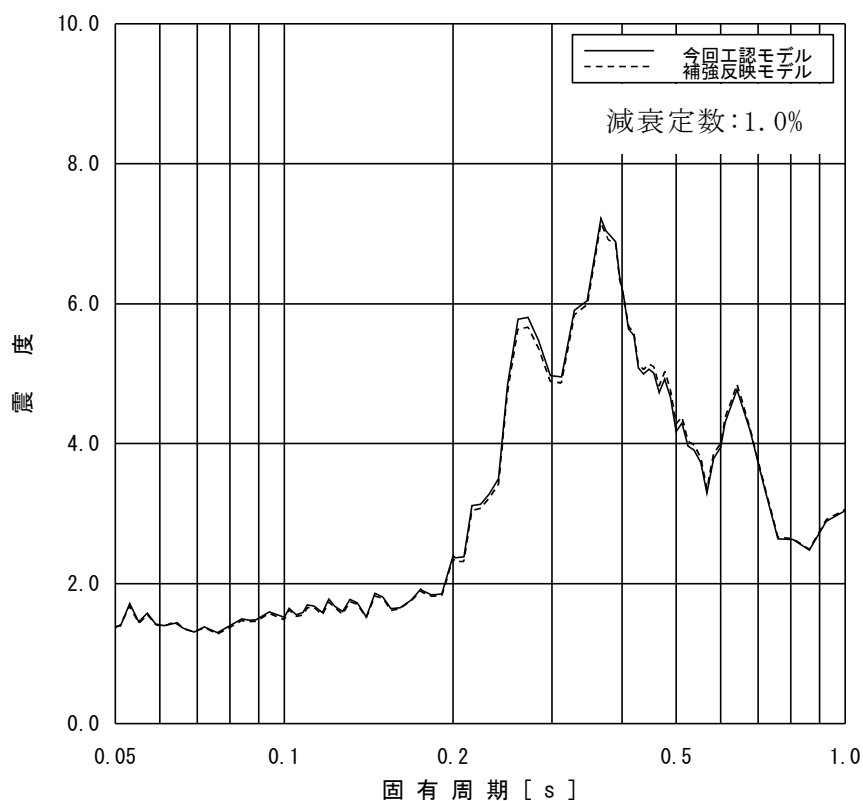


図 3-2-3 (3/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (水平方向：原子炉建屋 T.M.S.L. 31.7m)

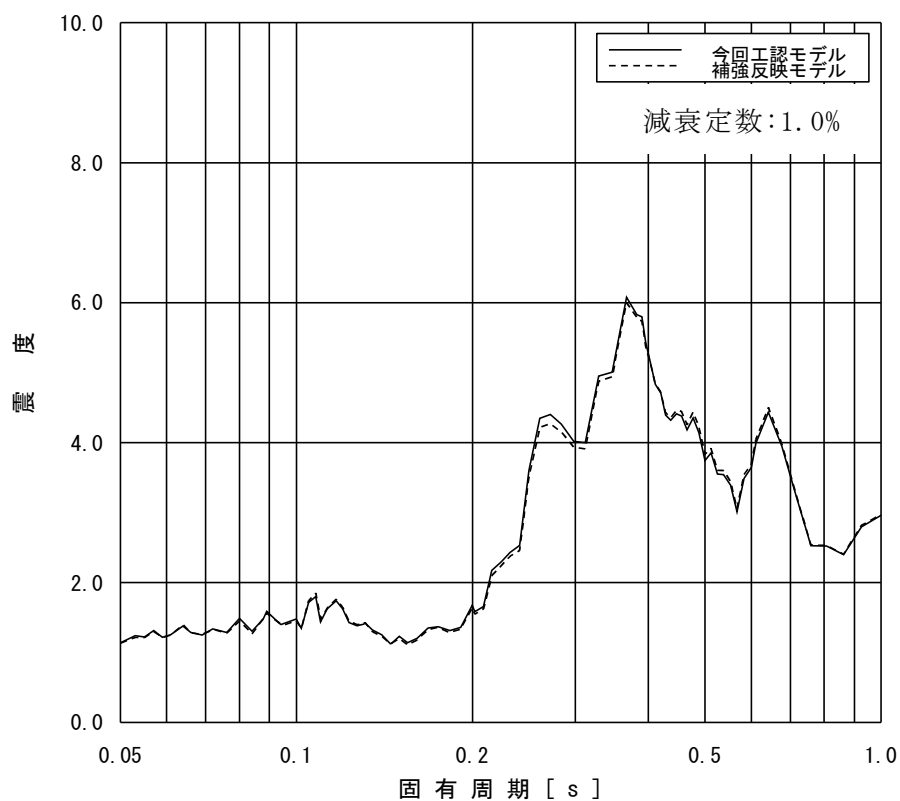


図 3-2-3 (4/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (水平方向：原子炉建屋 T.M.S.L. 23.5m)

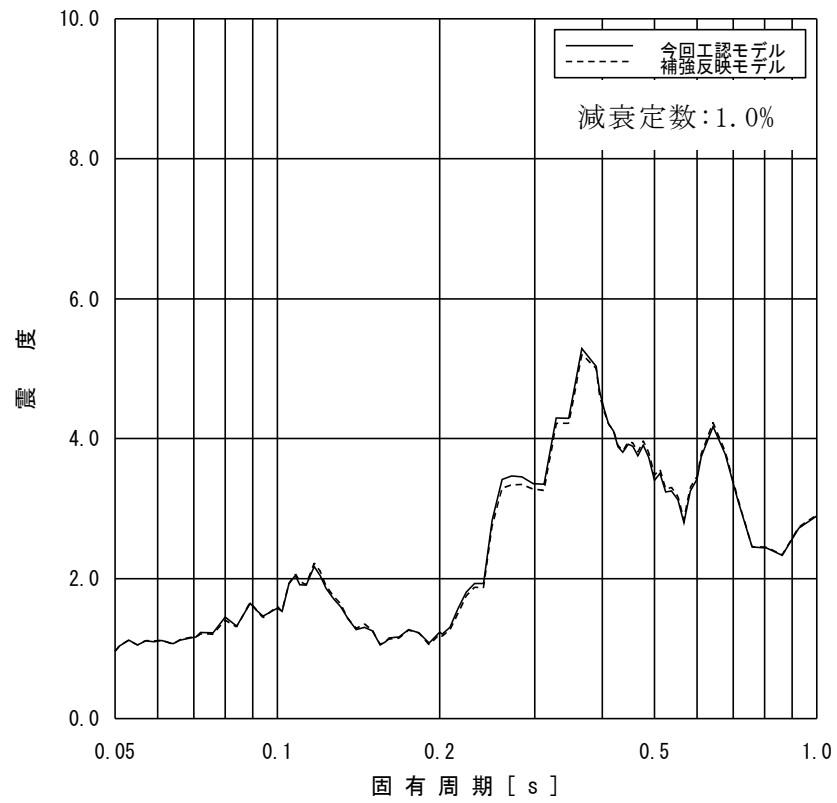


図 3-2-3 (5/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (水平方向：原子炉建屋 T.M.S.L. 18.1m)

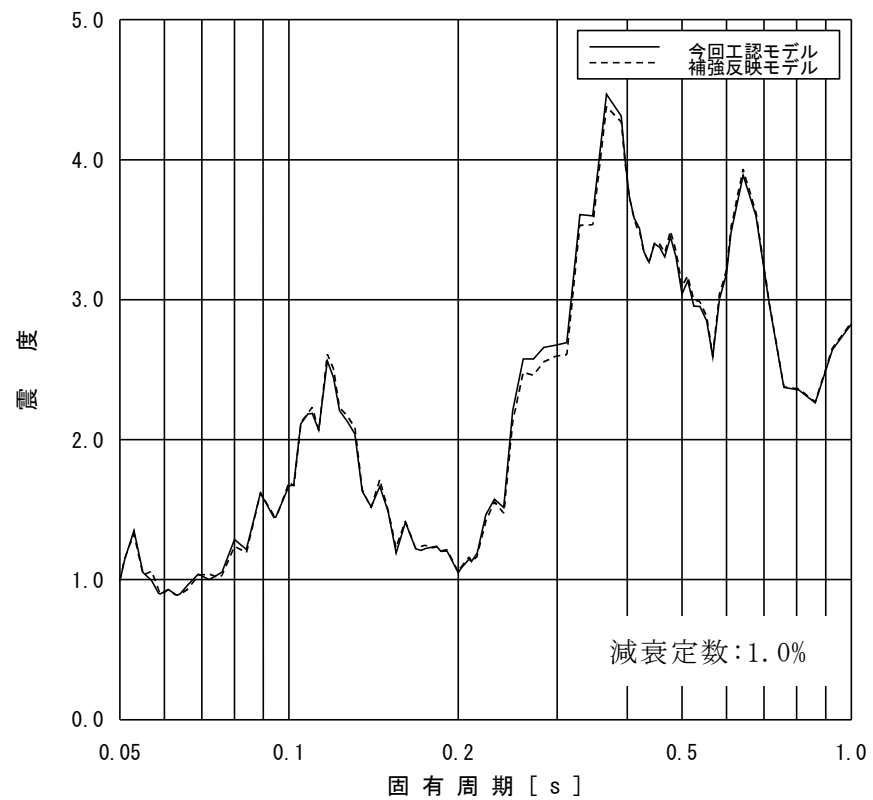


図 3-2-3 (6/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (水平方向：原子炉建屋 T.M.S.L. 12.3m)

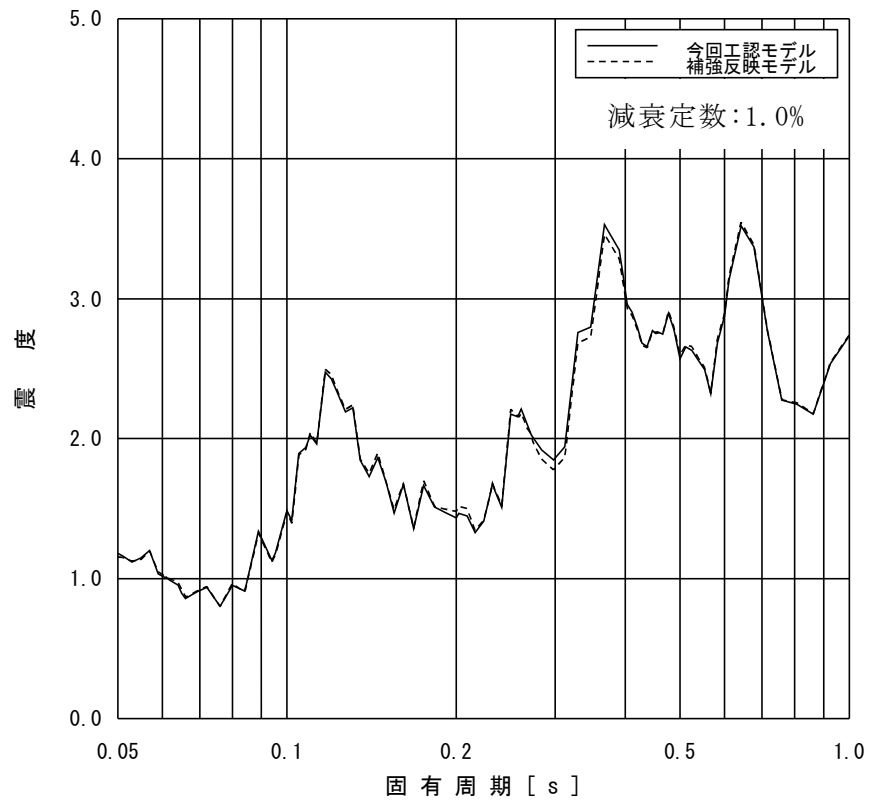


図 3-2-3 (7/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (水平方向：原子炉建屋 T.M.S.L. 4.8m)

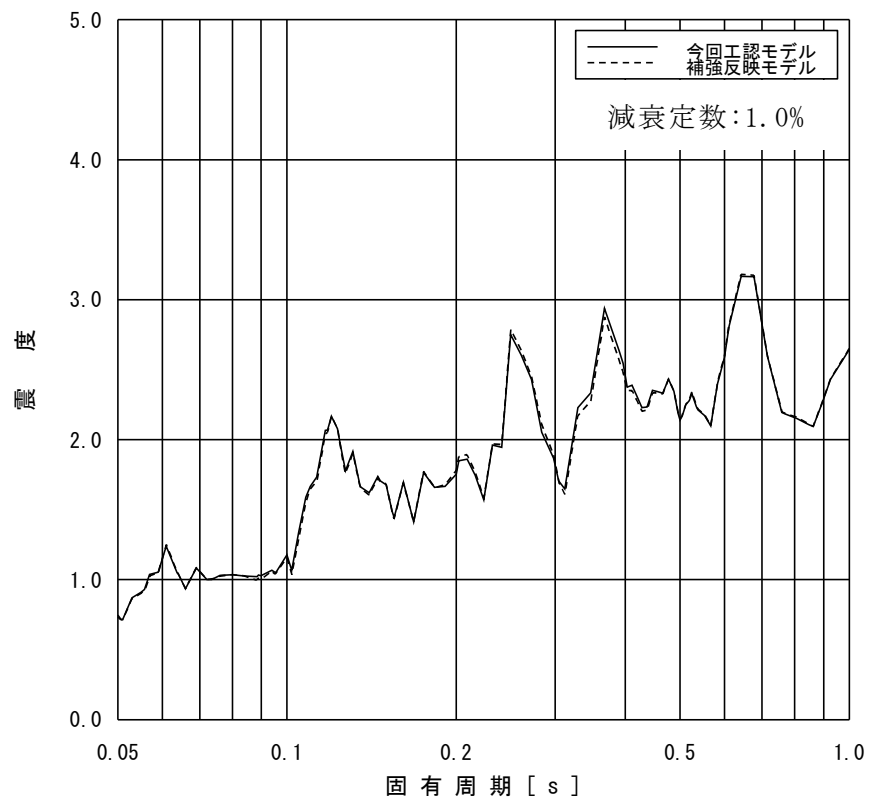


図 3-2-3 (8/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (水平方向：原子炉建屋 T.M.S.L. -1.7m)

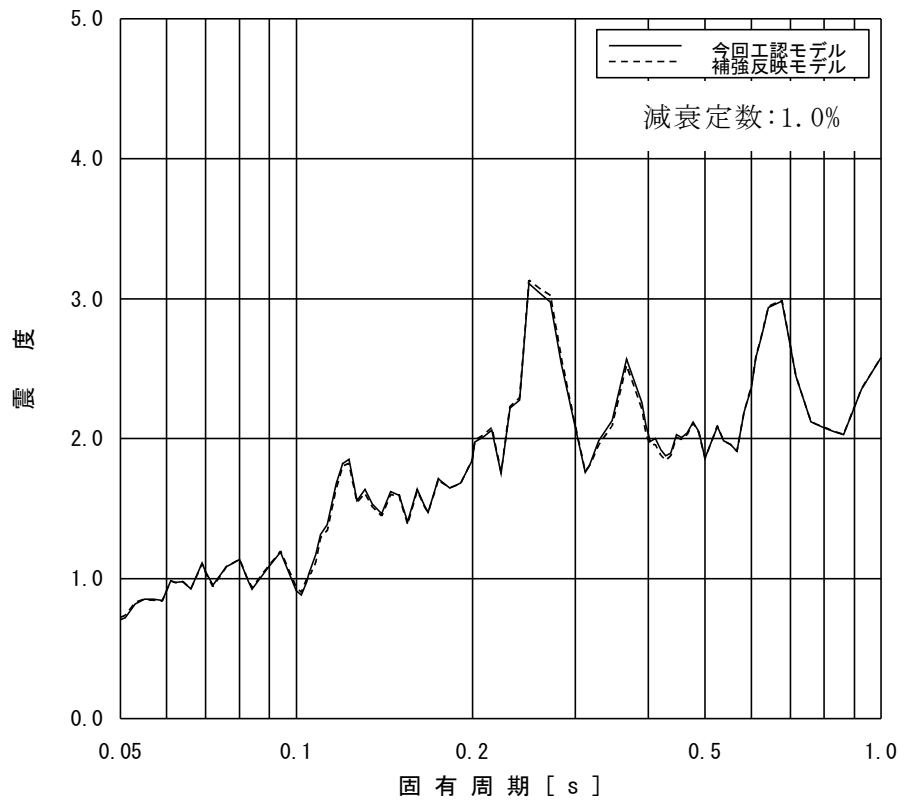


図 3-2-3 (9/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (水平方向：原子炉建屋 T.M.S.L. -8.2m)

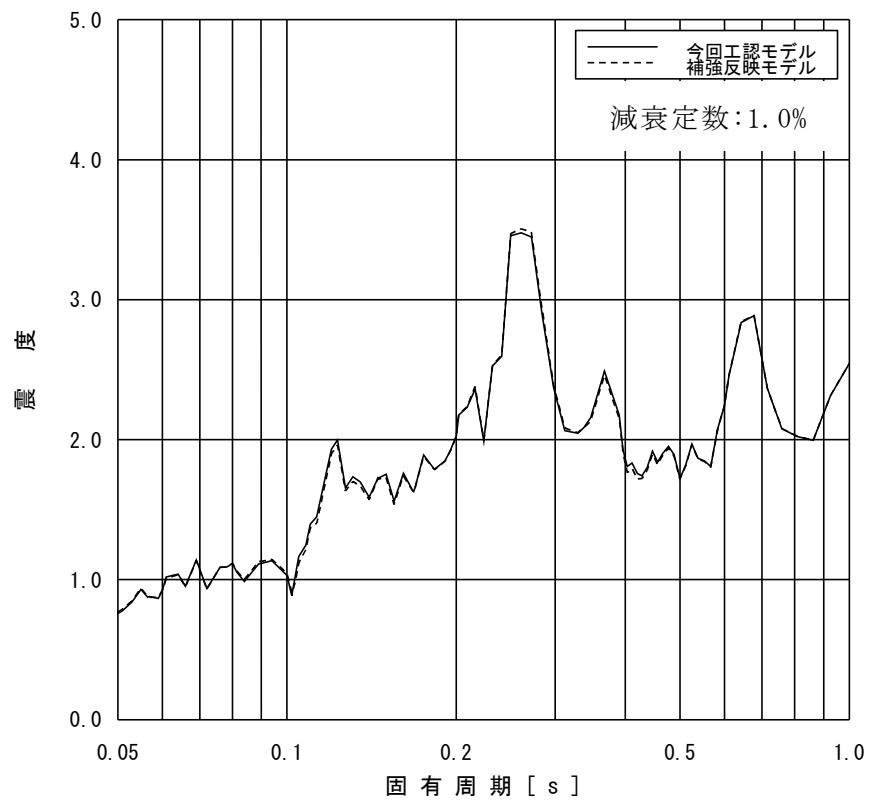


図 3-2-3 (10/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (水平方向：原子炉建屋 T.M.S.L. -13.7m)

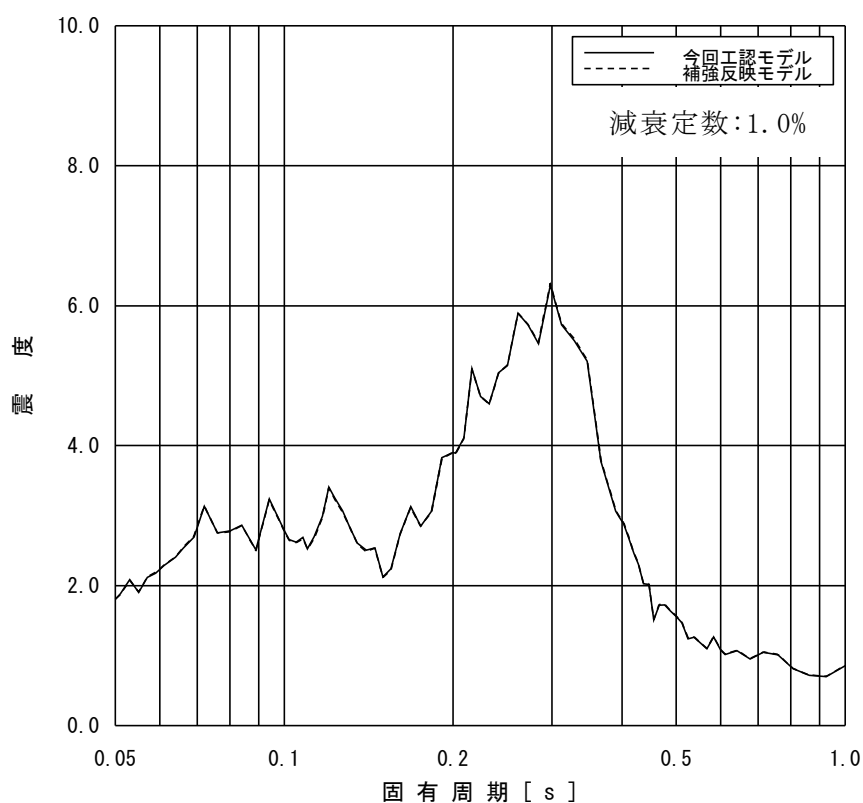


図 3-2-4 (1/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (鉛直方向：原子炉建屋 T. M. S. L. 49.7m)

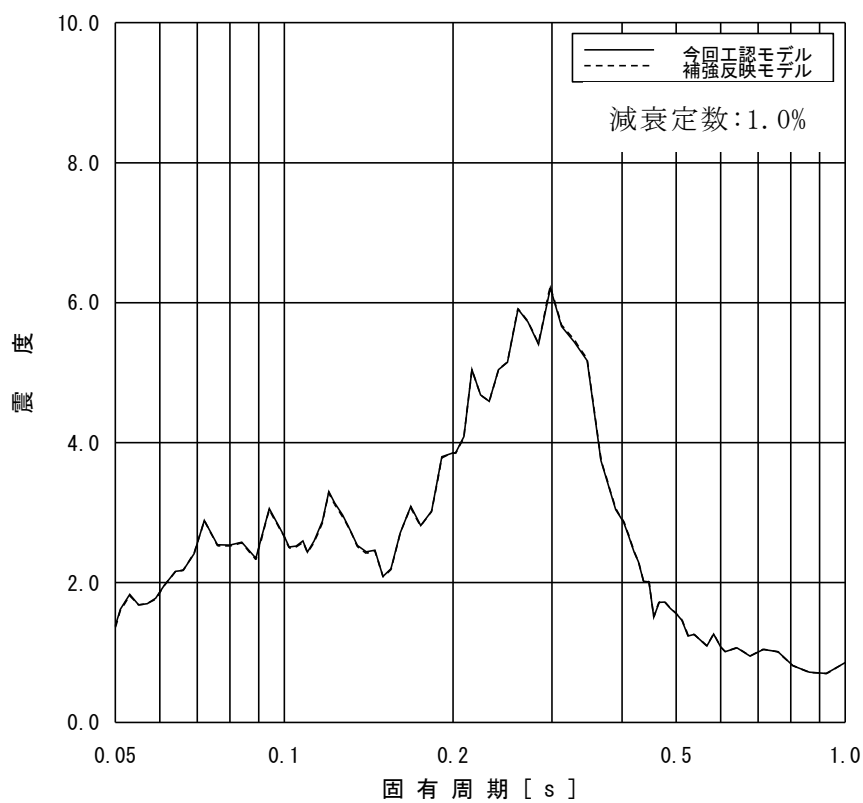


図 3-2-4 (2/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (鉛直方向：原子炉建屋 T. M. S. L. 38.2m)

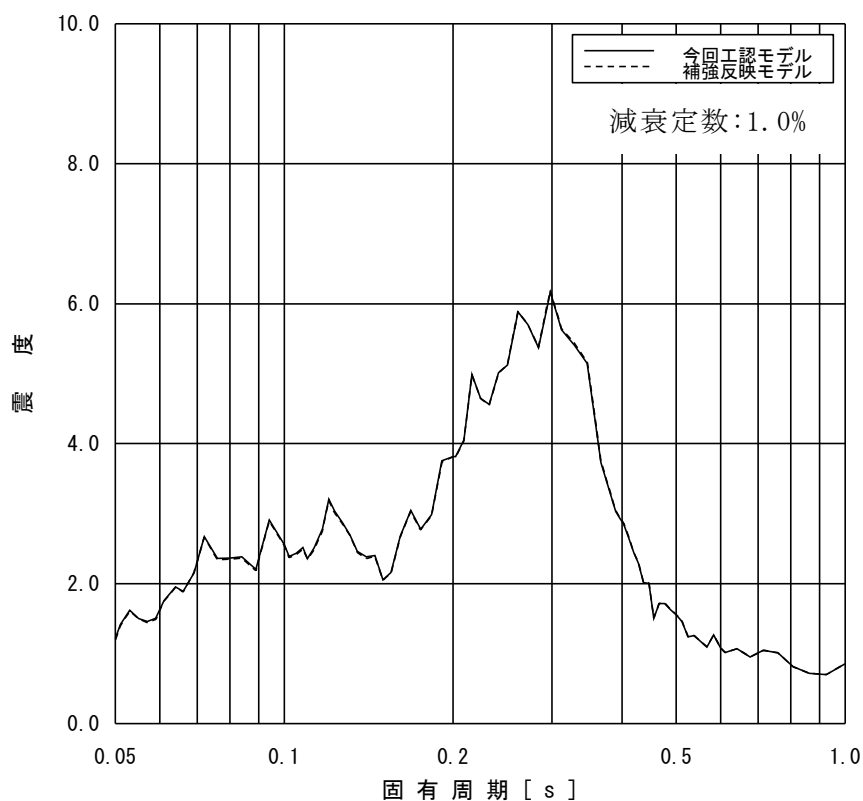


図 3-2-4 (3/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (鉛直方向：原子炉建屋 T.M.S.L. 31.7m)

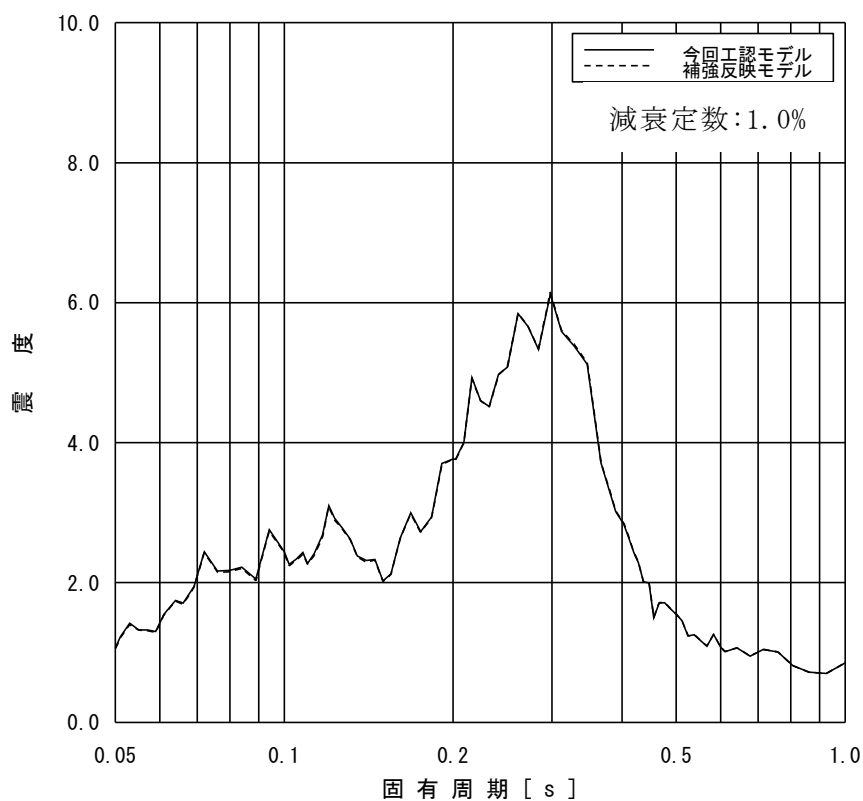


図 3-2-4 (4/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (鉛直方向：原子炉建屋 T.M.S.L. 23.5m)

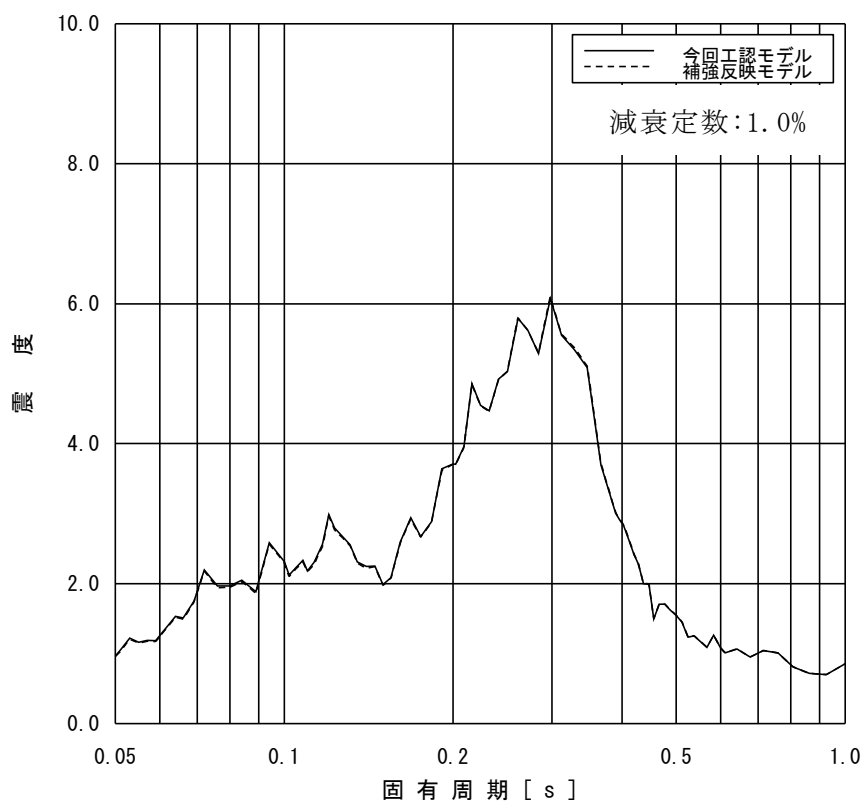


図 3-2-4 (5/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (鉛直方向：原子炉建屋 T.M.S.L. 18.1m)

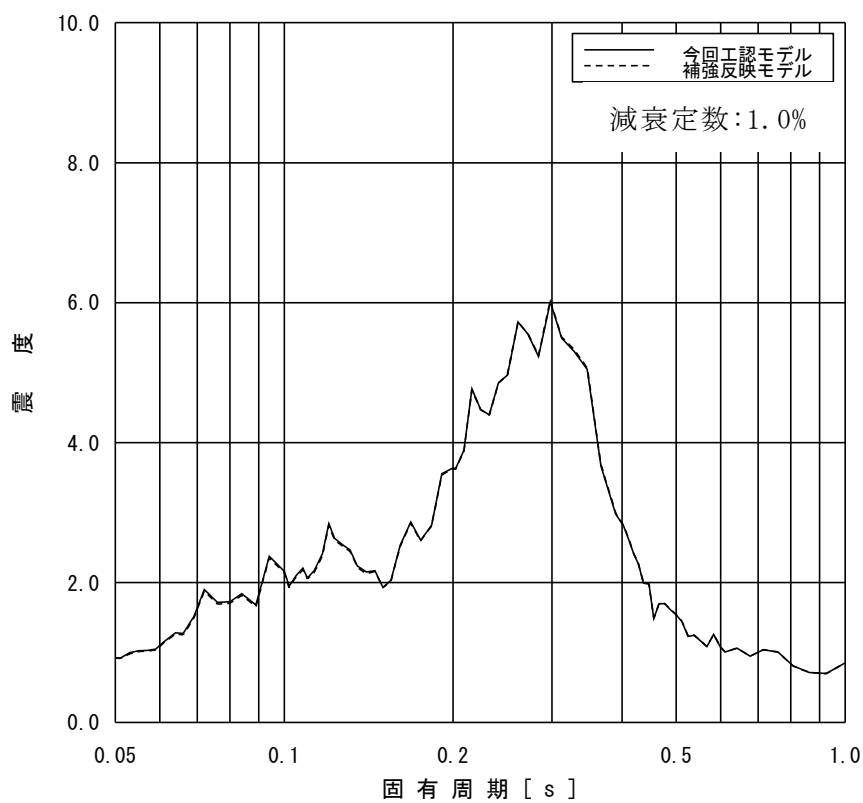


図 3-2-4 (6/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (鉛直方向：原子炉建屋 T.M.S.L. 12.3m)

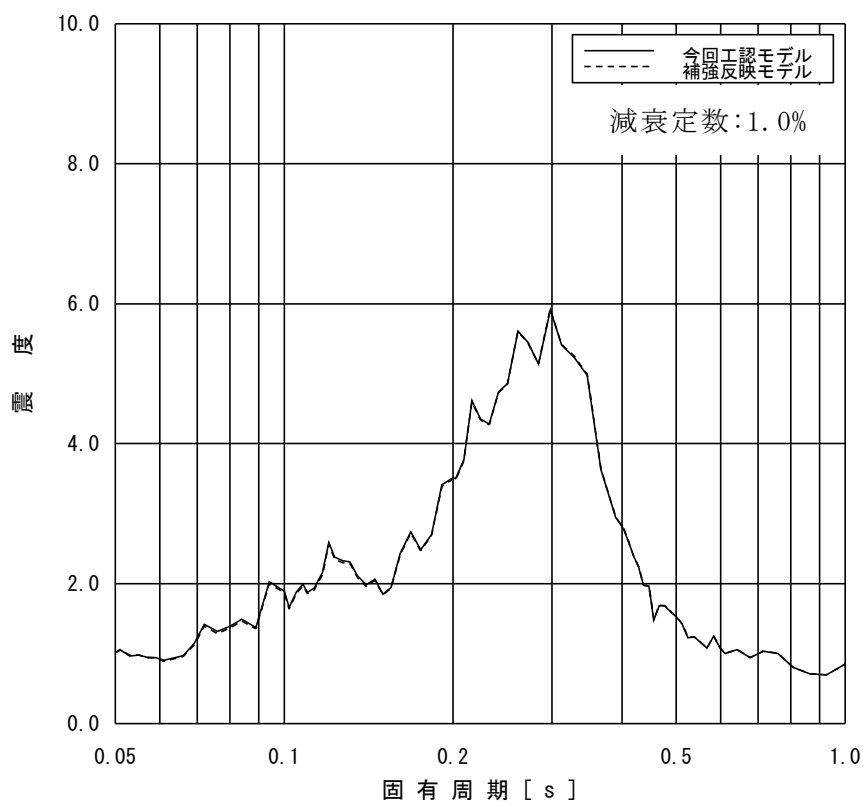


図 3-2-4 (7/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
(鉛直方向：原子炉建屋 T.M.S.L. 4.8m)

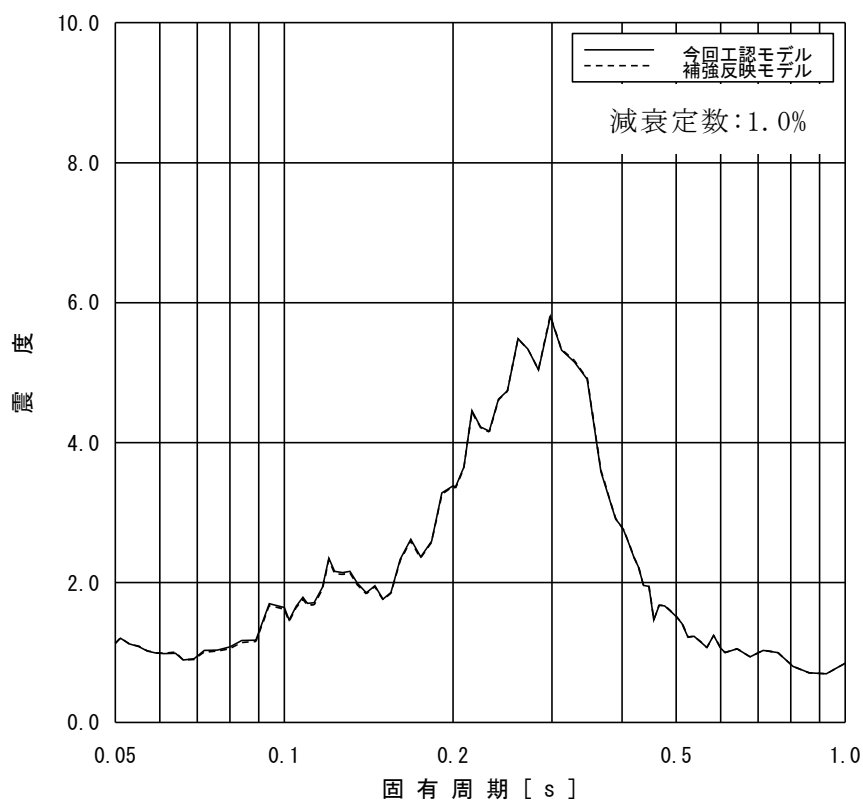


図 3-2-4 (8/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
(鉛直方向：原子炉建屋 T.M.S.L. -1.7m)

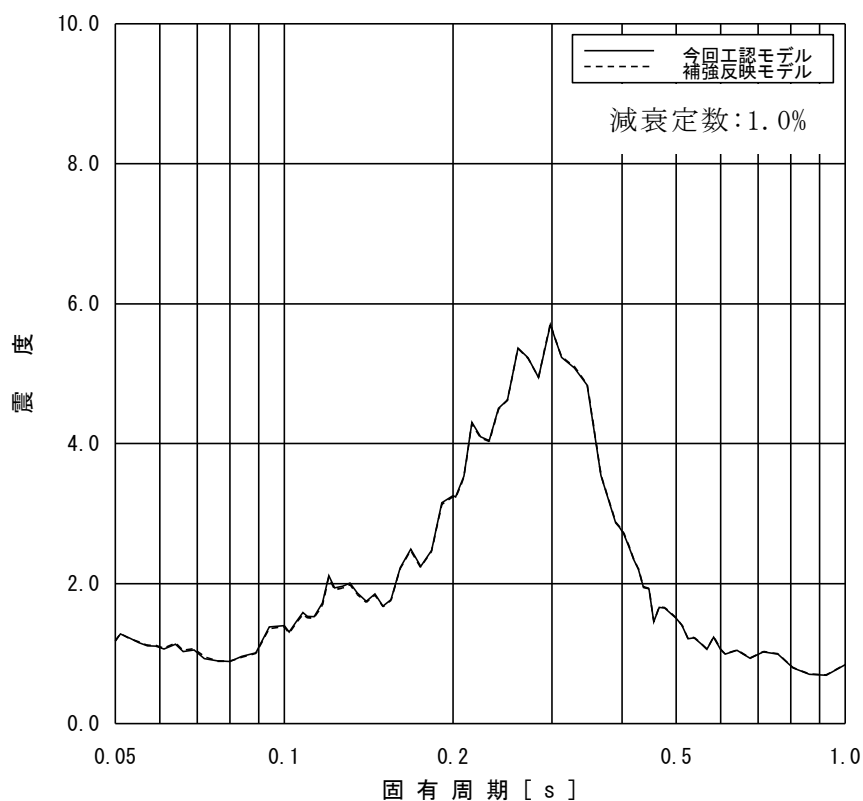


図 3-2-4 (9/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (鉛直方向：原子炉建屋 T.M.S.L. -8.2m)

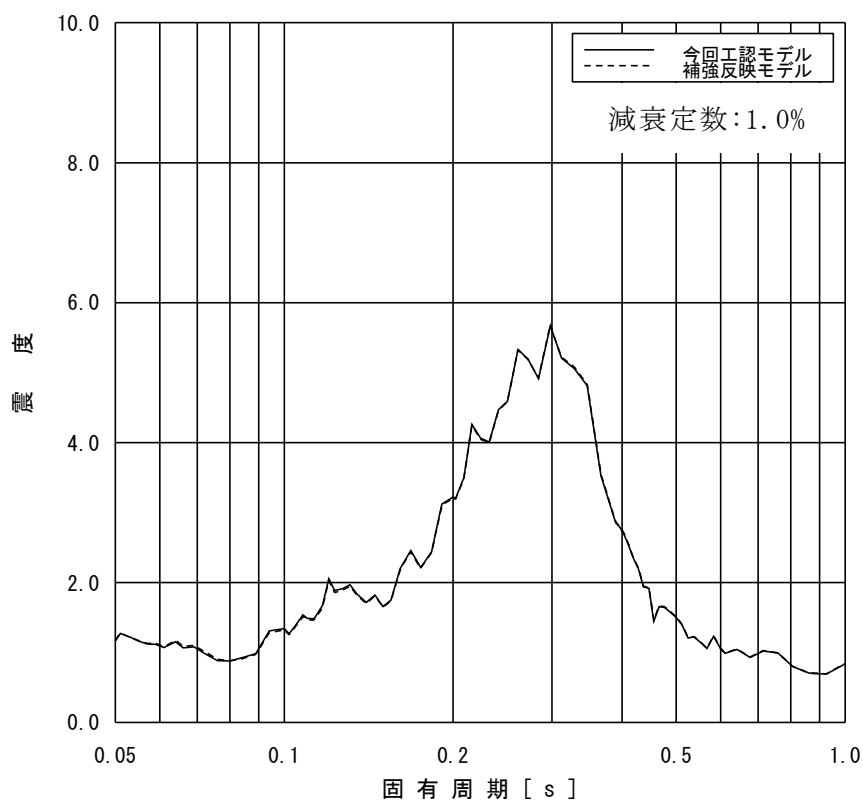


図 3-2-4 (10/10) 今回工認モデルと補強反映モデルの床応答スペクトル
 (鉛直方向：原子炉建屋 T.M.S.L. -13.7m)

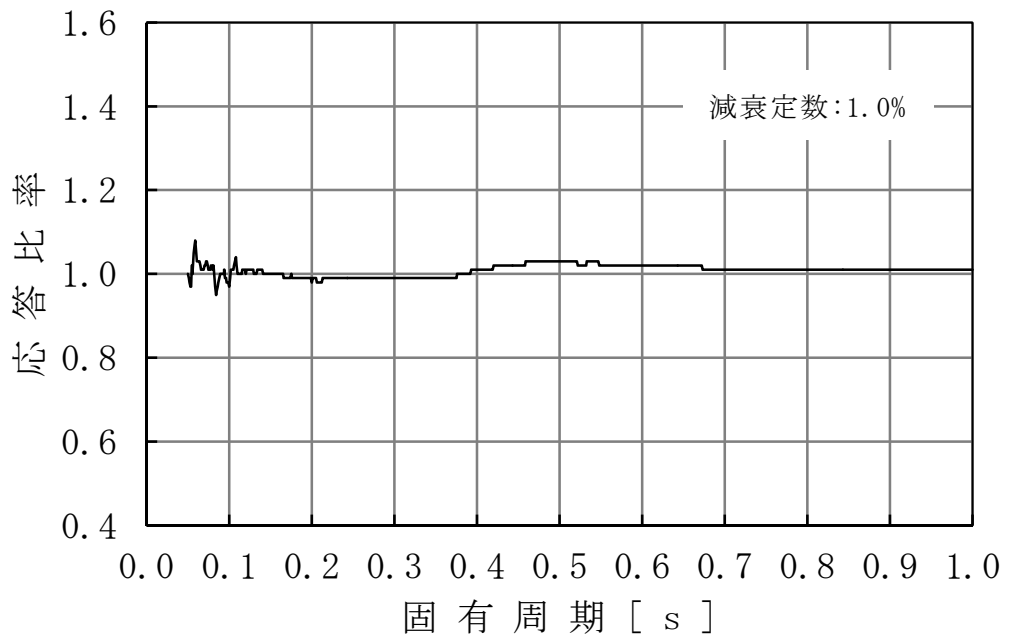


図 3-2-5 (1/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (水平方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 49.7m)

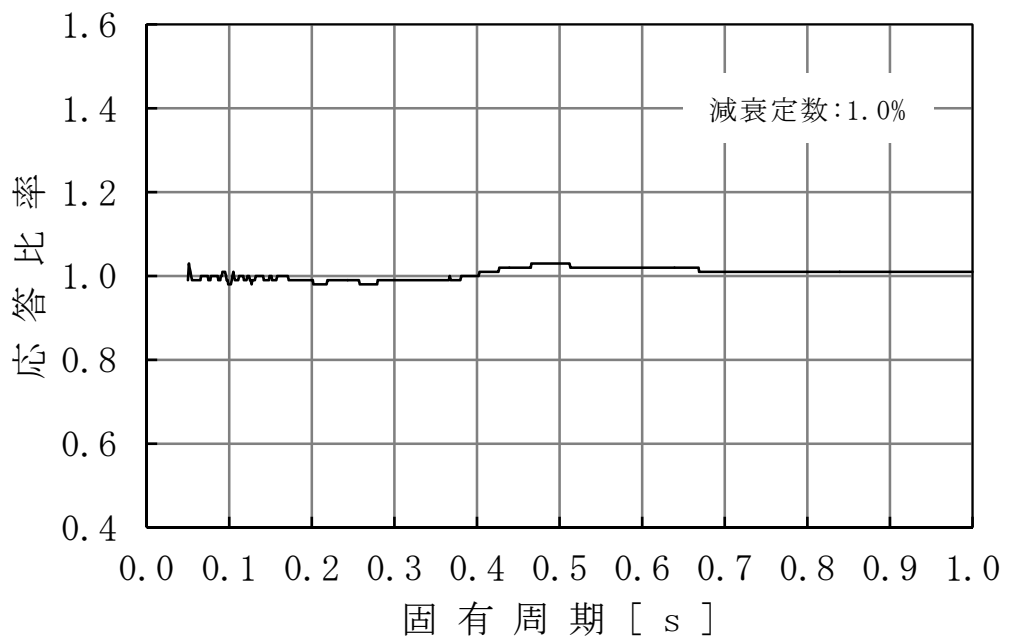


図 3-2-5 (2/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (水平方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 38.2m)

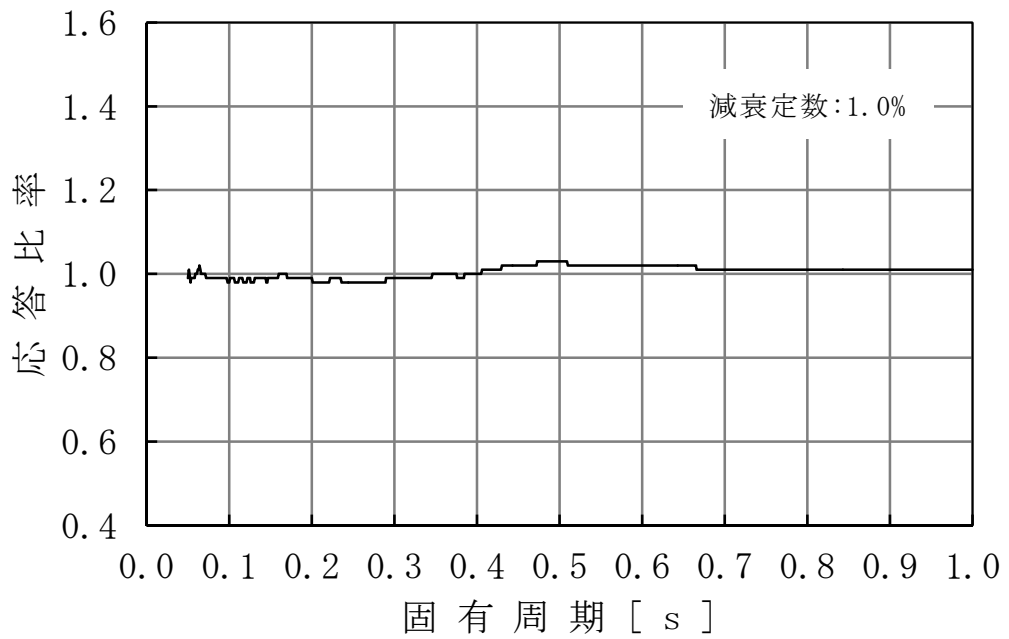


図 3-2-5 (3/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (水平方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 31.7m)

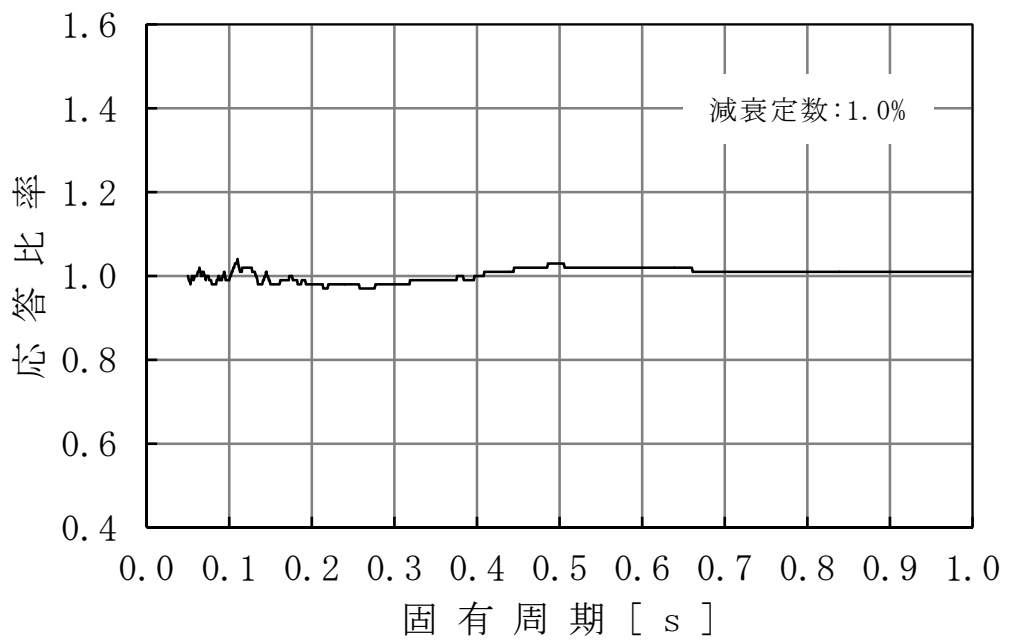


図 3-2-5 (4/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (水平方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 23.5m)

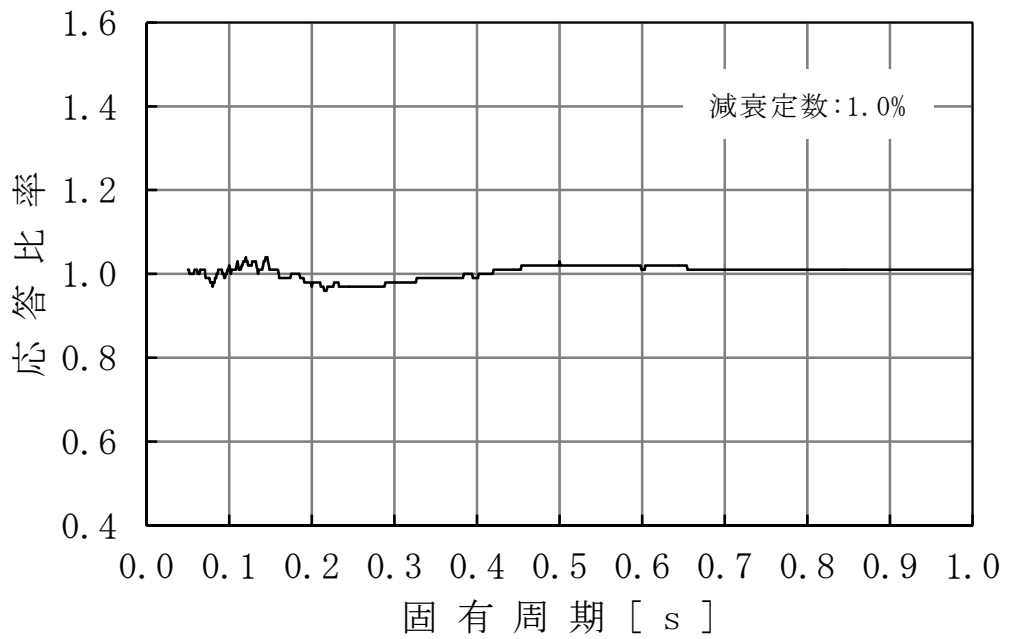


図 3-2-5 (5/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (水平方向 : 原子炉建屋 T.M.S.L. 18.1m)

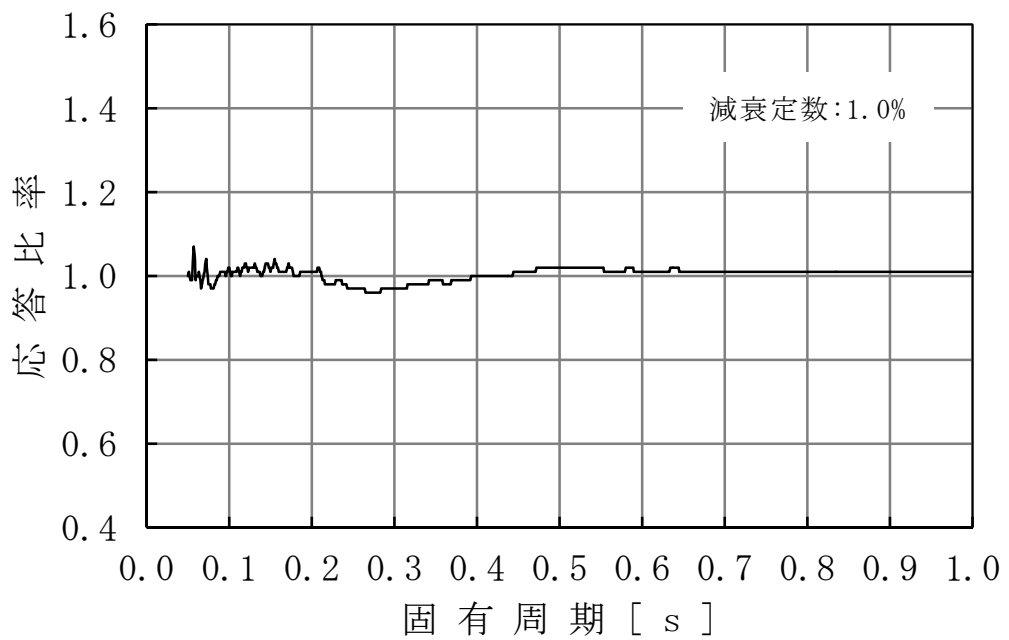


図 3-2-5 (6/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (水平方向 : 原子炉建屋 T.M.S.L. 12.3m)

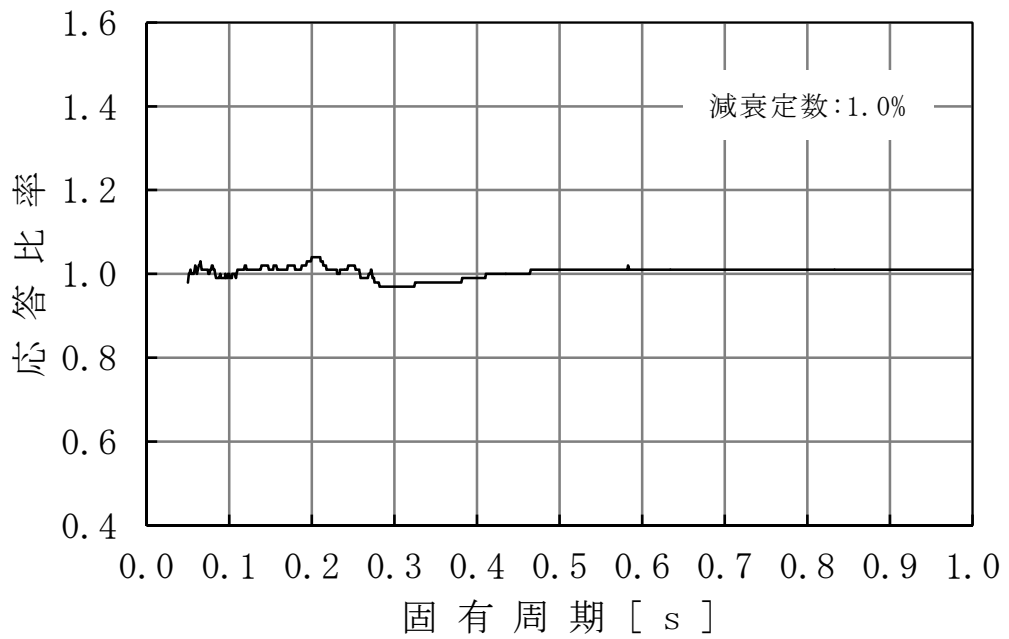


図 3-2-5 (7/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (水平方向 : 原子炉建屋 T.M.S.L. 4.8m)

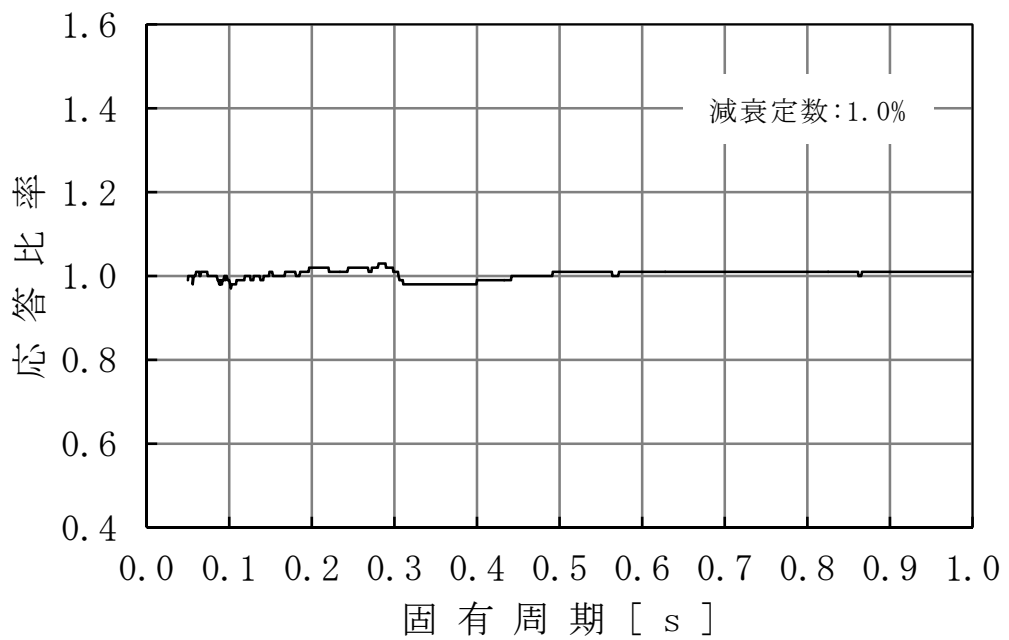


図 3-2-5 (8/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (水平方向 : 原子炉建屋 T.M.S.L. -1.7m)

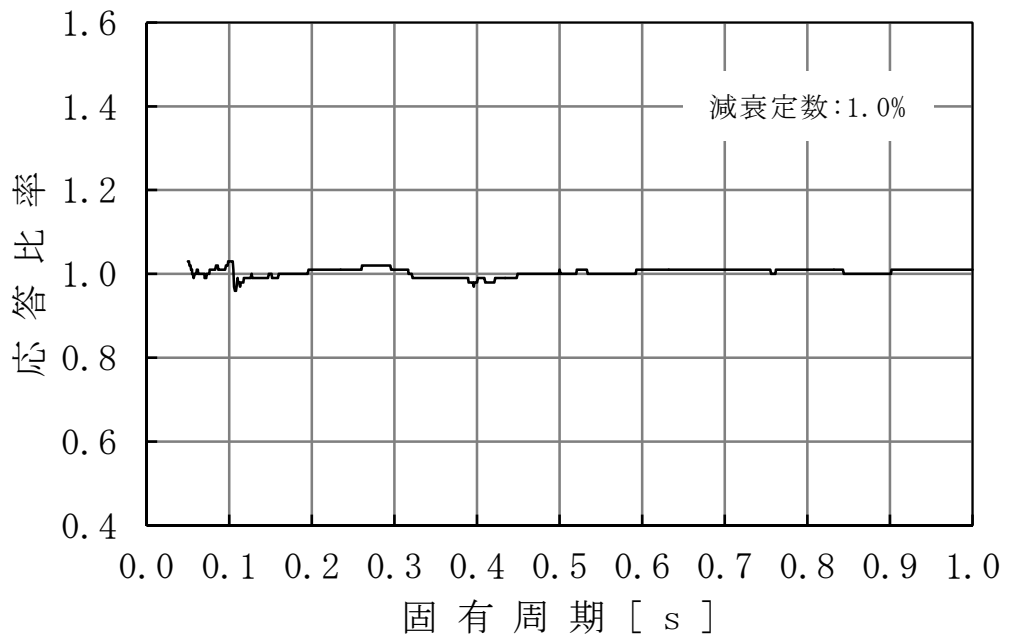


図 3-2-5 (9/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (水平方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. -8.2m)

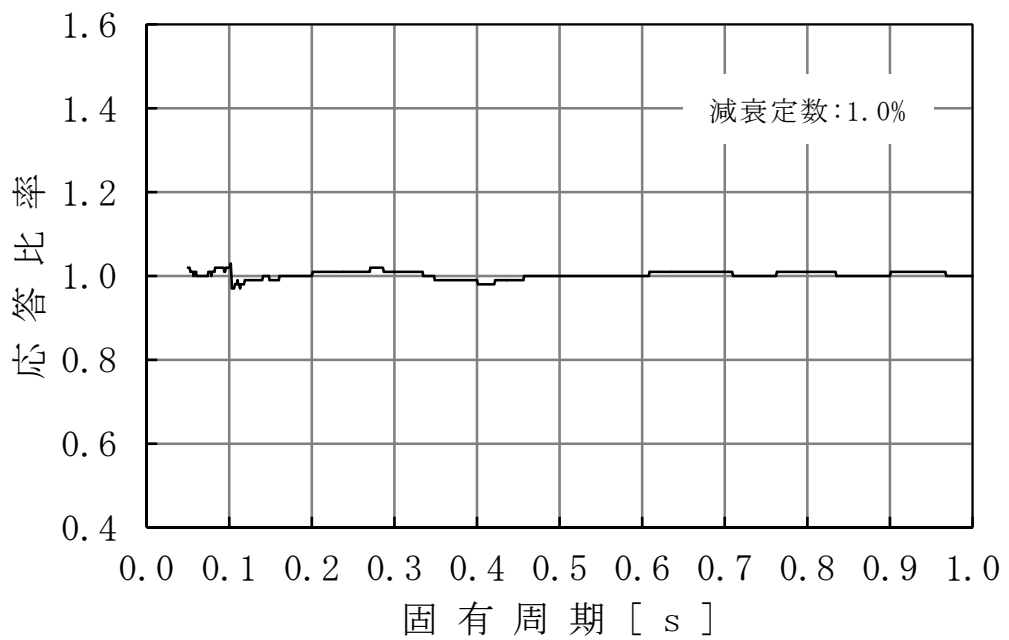


図 3-2-5 (10/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (水平方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. -13.7m)

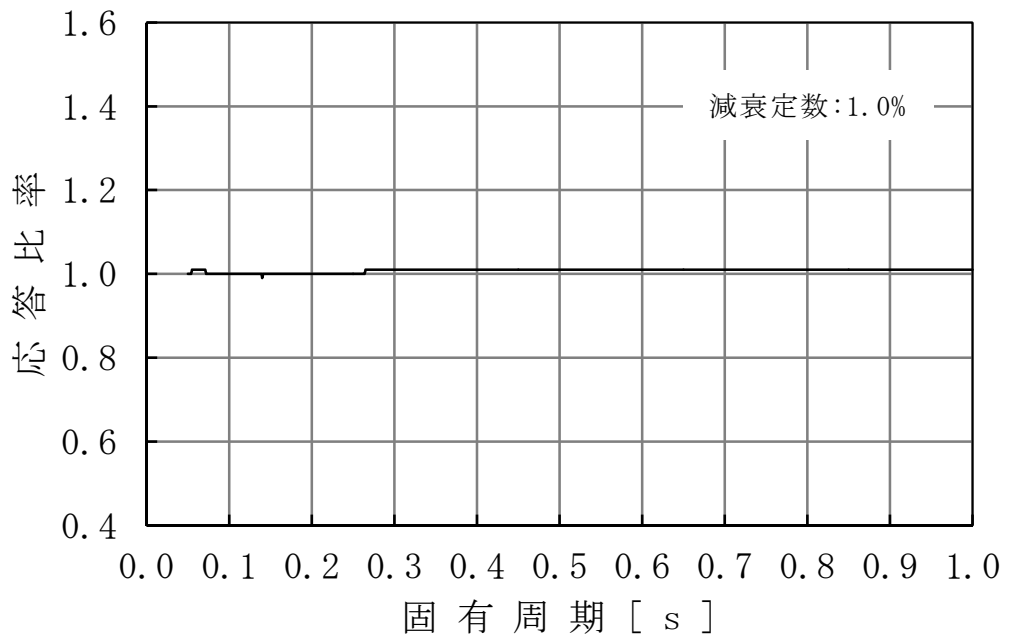


図 3-2-6 (1/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (鉛直方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 49.7m)

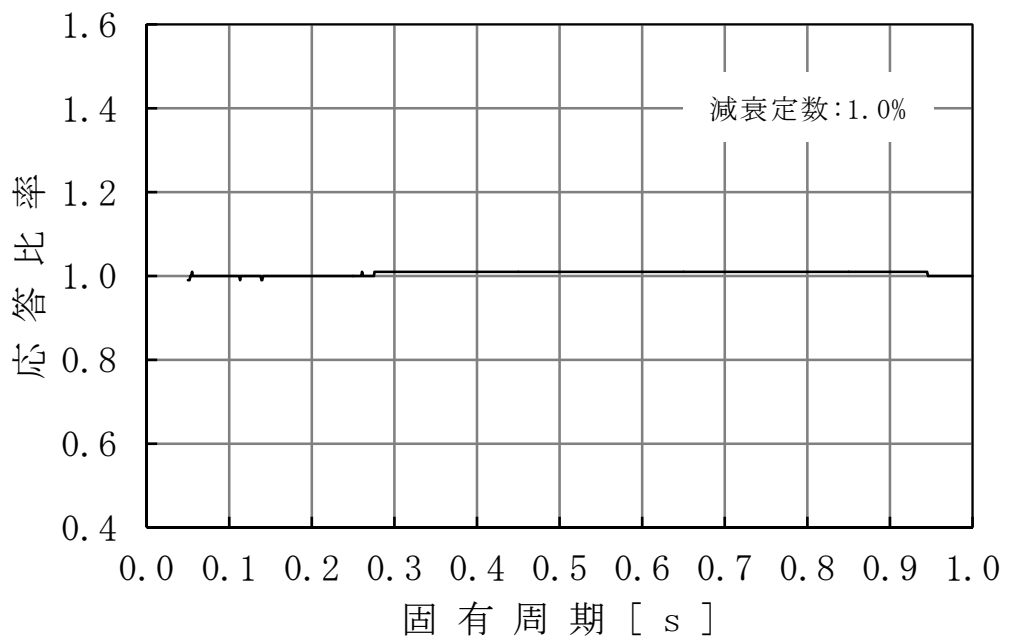


図 3-2-6 (2/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (鉛直方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 38.2m)

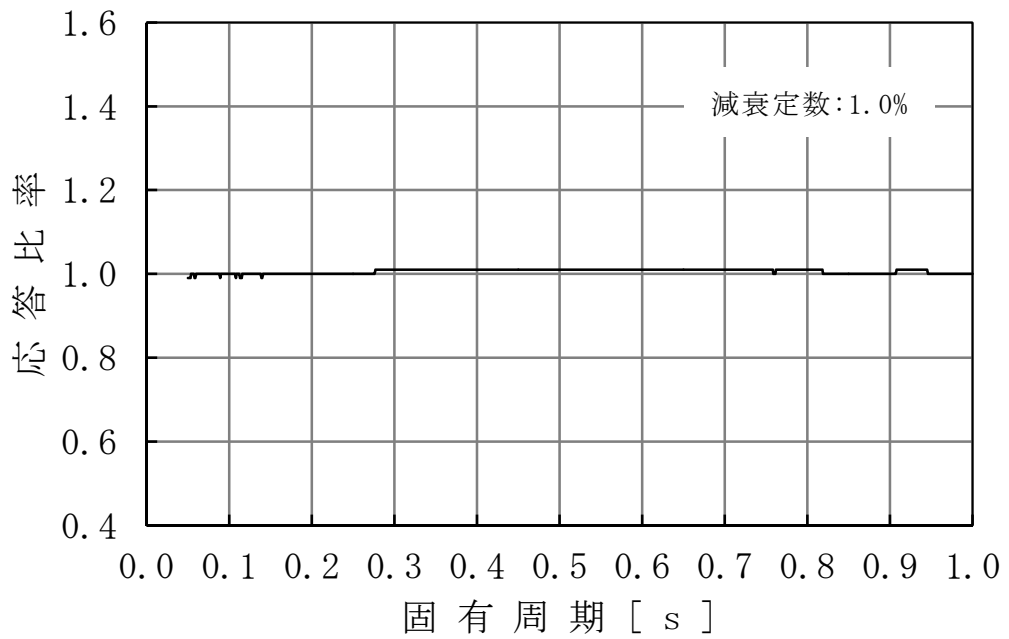


図 3-2-6 (3/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (鉛直方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 31.7m)

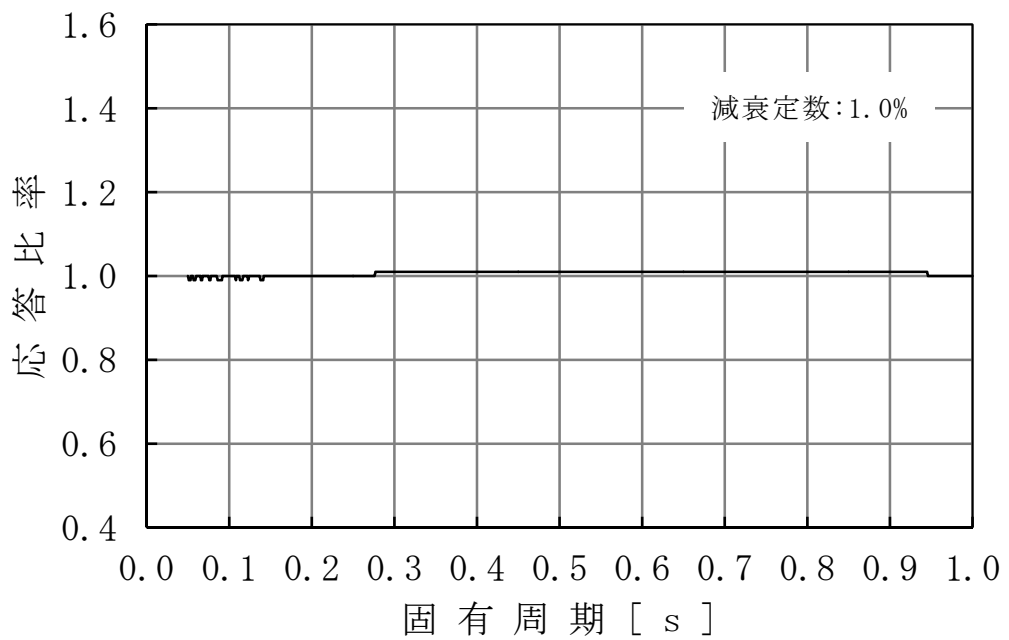


図 3-2-6 (4/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (鉛直方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 23.5m)

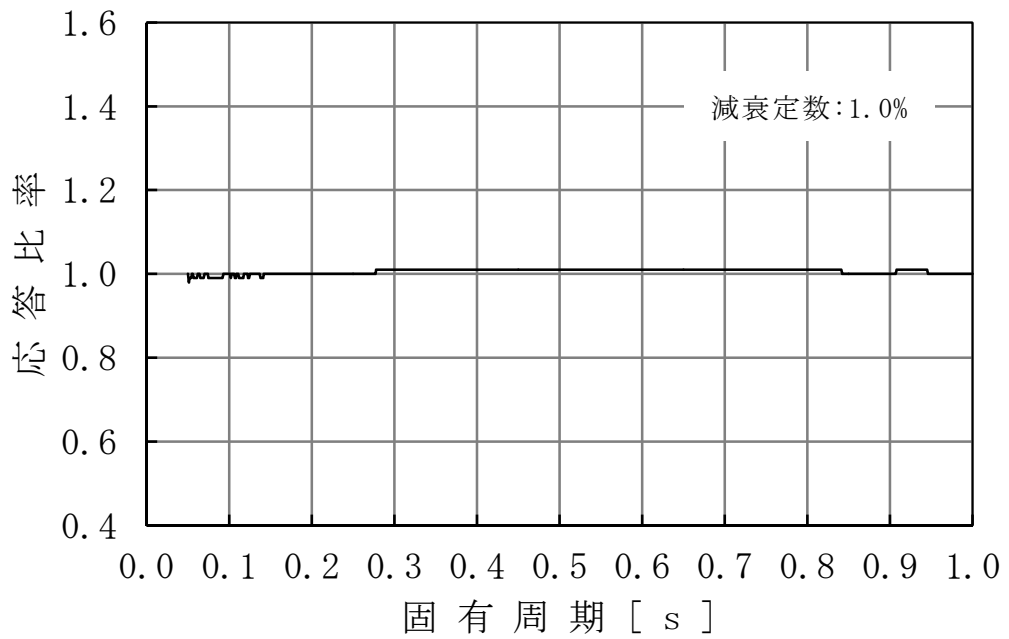


図 3-2-6 (5/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (鉛直方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 18.1m)

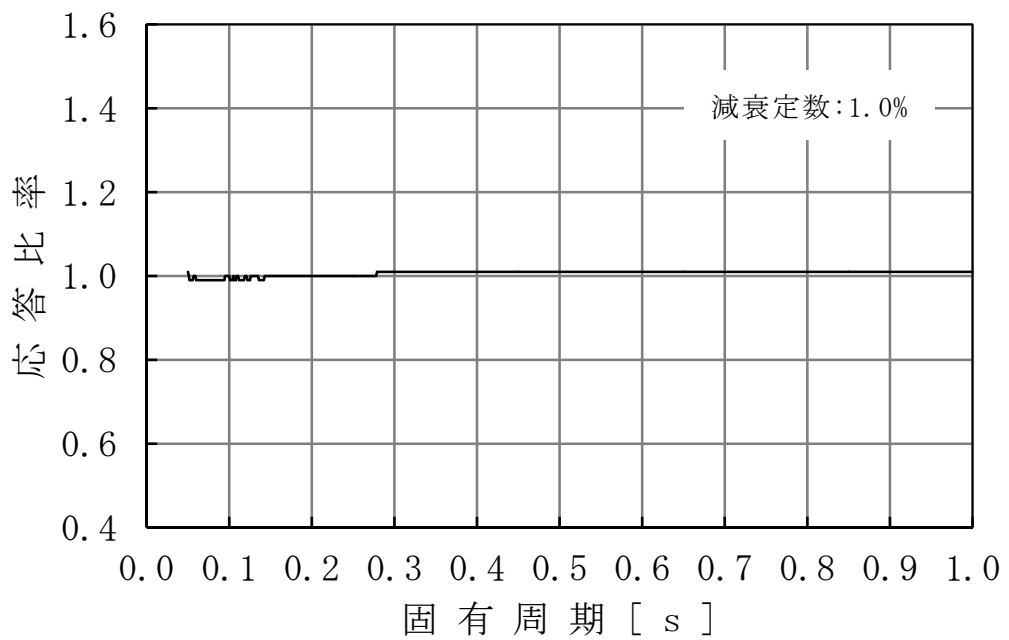


図 3-2-6 (6/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (鉛直方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 12.3m)

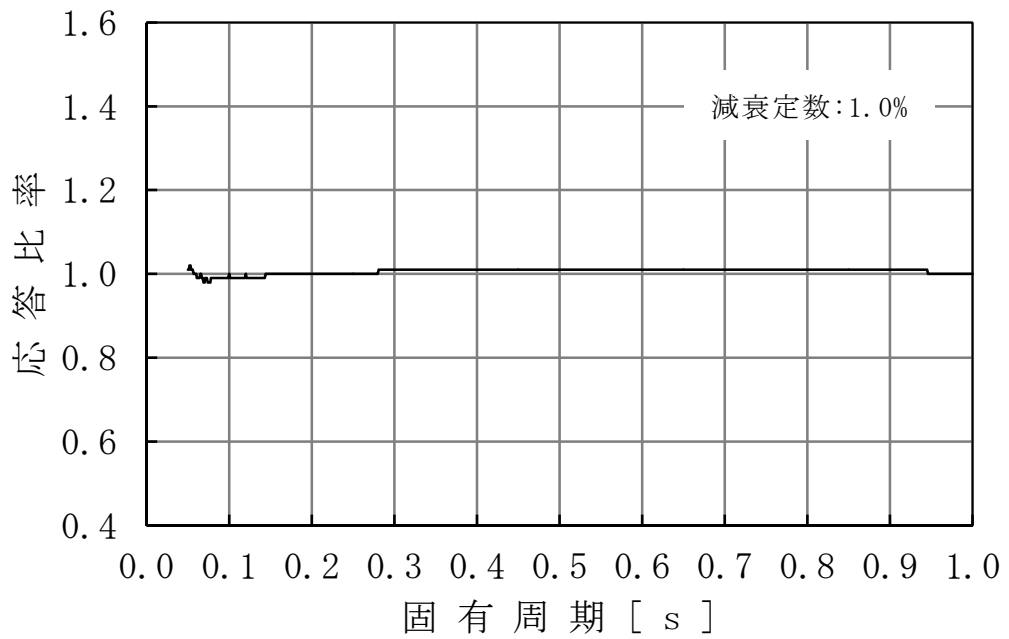


図 3-2-6 (7/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (鉛直方向：原子炉建屋 T.M.S.L. 4.8m)

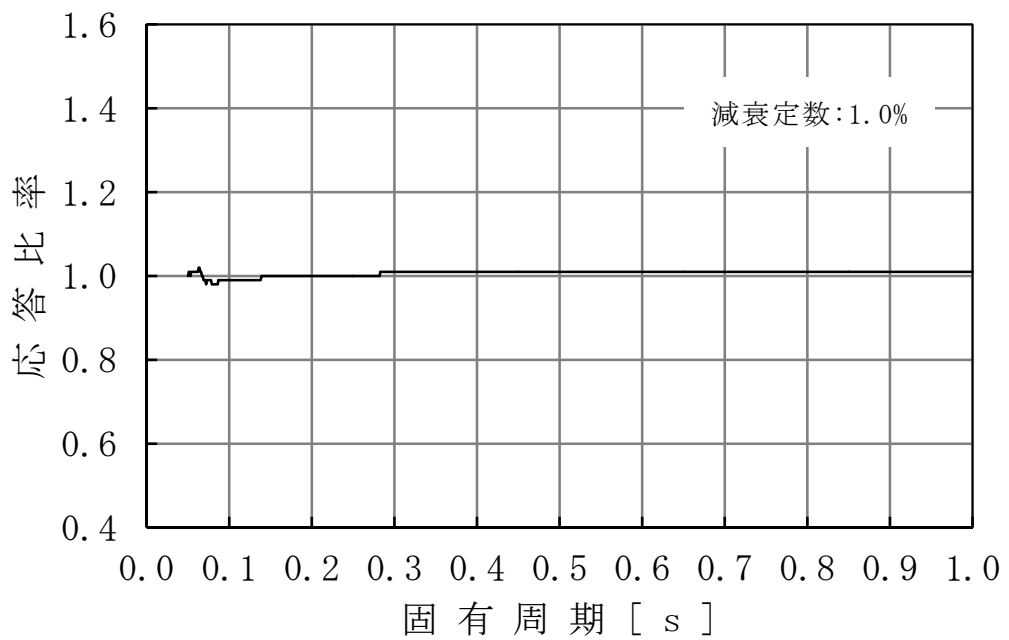


図 3-2-6 (8/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (鉛直方向：原子炉建屋 T.M.S.L. -1.7m)

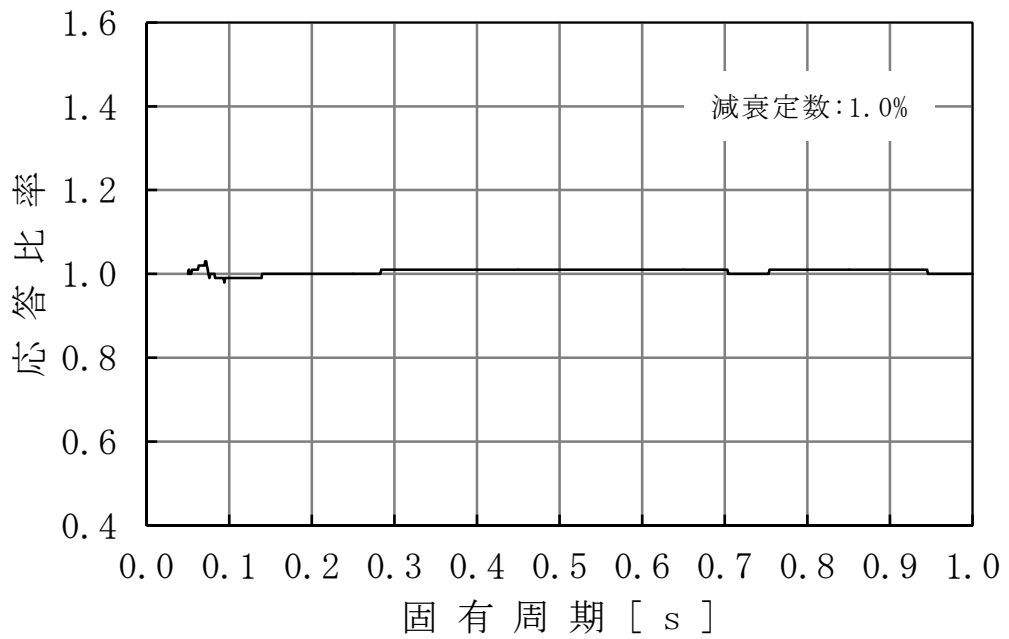


図 3-2-6 (9/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (鉛直方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. -8.2m)

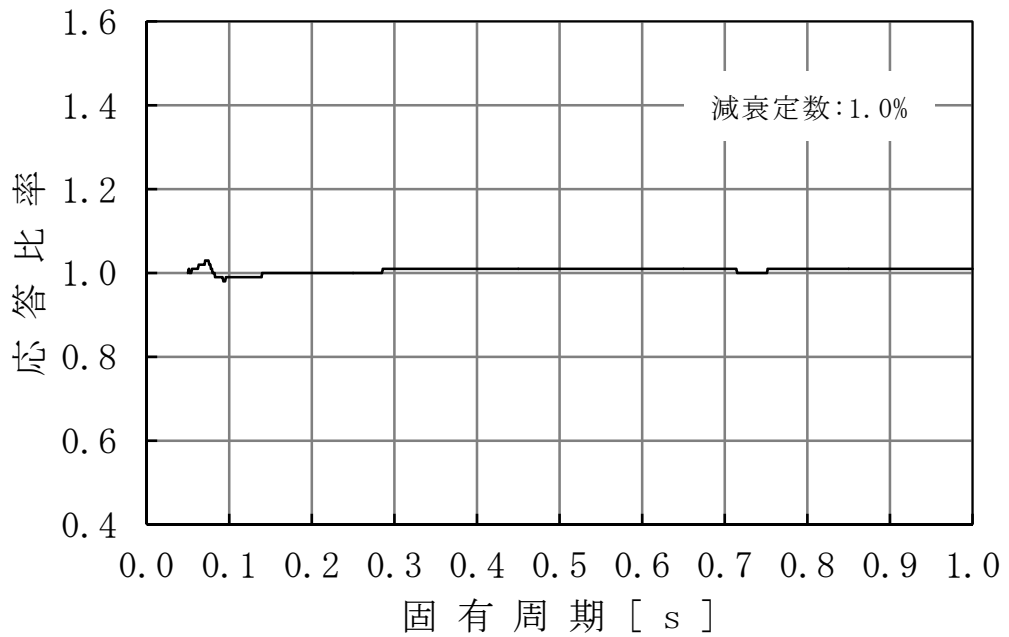


図 3-2-6 (10/10) 床応答スペクトルの応答比率
 (鉛直方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. -13.7m)

c. 地震力

建屋－機器連成地震応答解析モデルの各標高・要素について、今回工認モデルと補強反映モデルにおける基準地震動 Ss-1 による地震力（せん断力，モーメント，軸力等）を比較し，補強反映モデルの地震力／今回工認モデルの地震力により応答比率を算定する。なお，水平方向の応答比率算定にあたっては，NS 方向と EW 方向の地震力の包絡値を用いる。

(2) 応答比率を考慮した耐震条件作成

応答比率を考慮した耐震条件を作成する。本検討は改造工事に伴う重量増加による応答の変動が機器・配管系の耐震評価結果へ与える影響を検討するものであるため、応答性状への影響を評価するため、1.0を下回る応答比率についてもそのまま考慮して耐震条件を作成する。

a. 補強反映最大応答加速度

各標高について、地震応答解析（基本ケース）から得られる応答波の最大応答加速度に基礎地盤の傾斜の影響を加味したものと、地震応答解析（不確かさケース）から得られる応答波の最大応答加速度を包絡させ設定した設計用地震力 I に(1)で算定した応答比率を乗じて作成する。

補強反映最大応答加速度の作成フローを図 3-2-7 に示す。

b. 補強反映床応答曲線

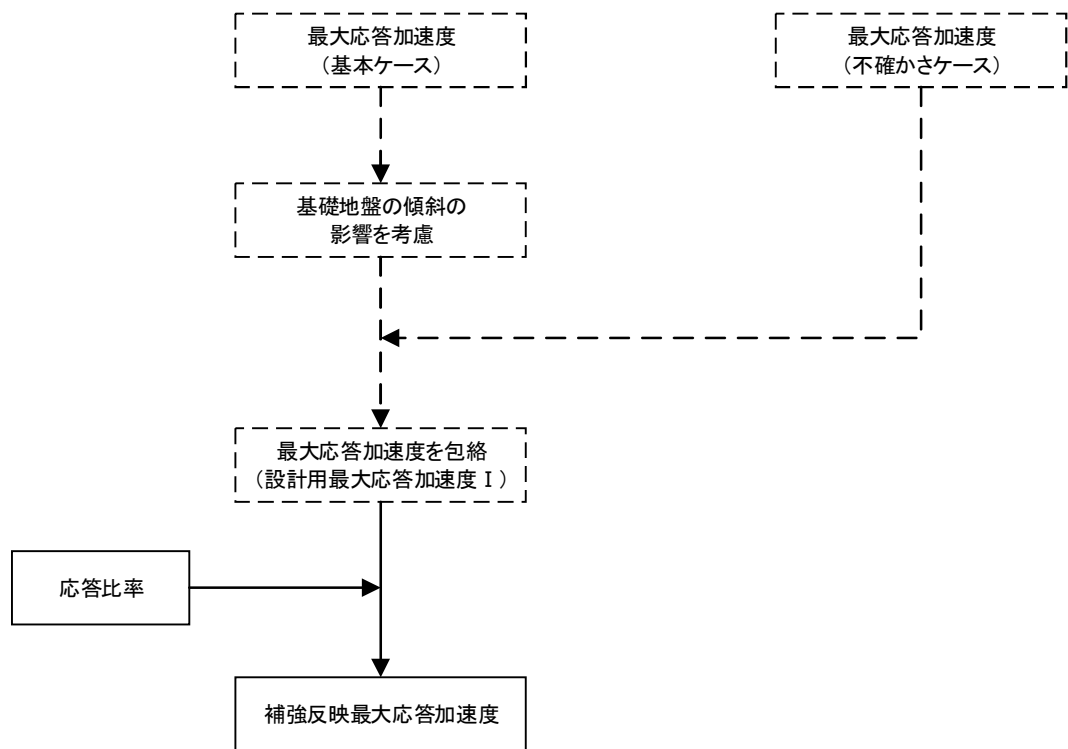
各標高・各減衰について、地震応答解析（基本ケース）から得られる応答波を用いて作成した床応答スペクトルに基礎地盤の傾斜の影響を加味した上で(1)で算定した周期毎の応答比率を乗じ±10%拡幅したものと、地震応答解析（不確かさケース）から得られる応答波を用いて作成した床応答スペクトルに(1)で算定した周期毎の応答比率を乗じたものを包絡させて作成する。

補強反映最大応答加速度の作成フローを図 3-2-8 に示す。

c. 補強反映地震力

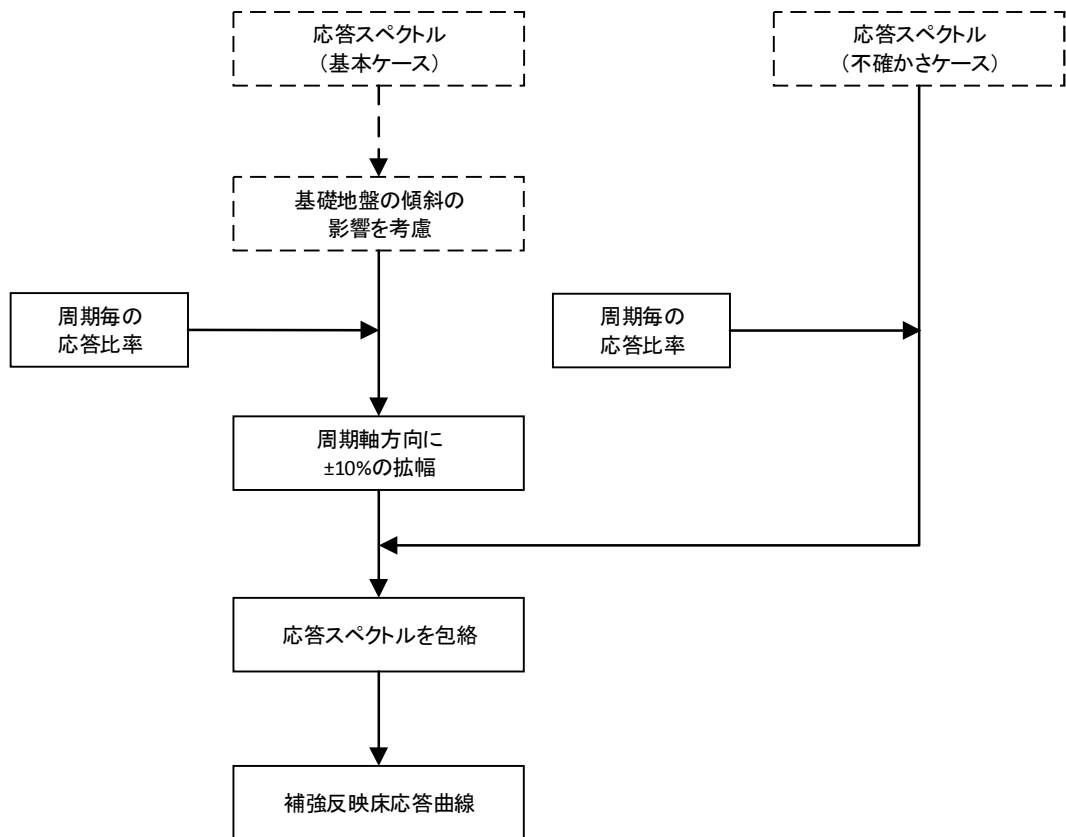
建屋－機器連成地震応答解析モデルの各標高・要素について、地震応答解析（基本ケース）から得られる地震力に基礎地盤の傾斜の影響を加味したものと、地震応答解析（不確かさケース）から得られる地震力を包絡させ設定した設計用地震力 I に(1)で算定した応答比率を乗じて作成する。

補強反映地震力の作成フローを図 3-2-9 に示す。



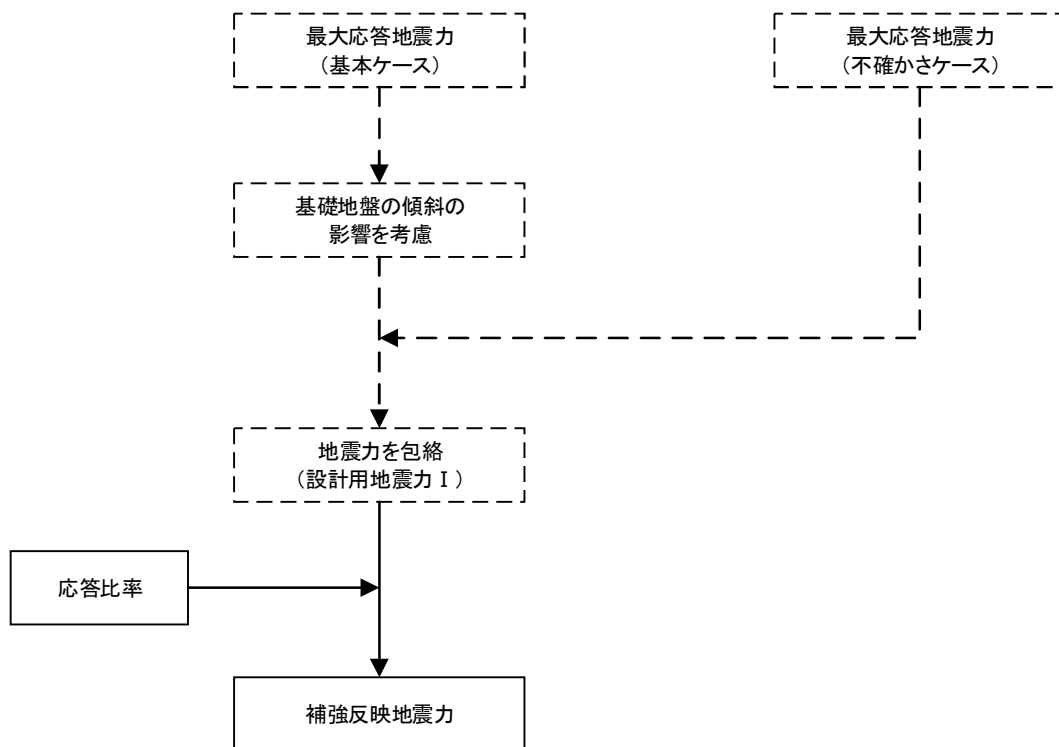
注：破線範囲は、V-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」における設計用最大応答加速度 I 作成での実施事項を示す。

図 3-2-7 補強反映最大応答加速度の作成フロー



注：破線範囲は、V-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」における設計用床応答曲線Ⅰ作成での実施事項を示す。

図 3-2-8 補強反映床応答曲線の作成フロー



注：破線範囲は、V-2-2-4「原子炉本体の基礎の地震応答計算書」及びV-2-3-1「炉心、原子炉圧力容器及び圧力容器内部構造物の地震応答計算書」における設計用地震力 I 作成での実施事項を示す。

図 3-2-9 補強反映地震力の作成フロー

(3) 簡易評価

(2)で作成した応答比率を考慮した耐震条件と耐震計算に用いる条件の比率と耐震計算の裕度の比較を行う。なお、耐震計算に設計用床応答曲線を用いる設備は、当該設備の0.05s以上の各固有周期における比率の最大値を用いて比較を行う。

ただし、耐震計算において非線形要素を用いた時刻歴応答解析により発生値を算定している原子炉建屋クレーンについては、固有周期の変動等の不確かさを考慮して0.05～1.00sの周期帯での補強反映床応答曲線と設計用床応答曲線Ⅰの比率の最大値を用いた比較を行う。

(4) 詳細評価

補強反映最大応答加速度、補強反映床応答曲線及び補強反映地震力を用いた耐震計算を行う。

3.2.3 検討結果

「2.2.1 検討方針」に示す影響検討フローに従った検討で、詳細評価が必要となった機器・配管系の簡易評価結果を表 3-2-5 に、詳細評価結果を表 3-2-6 に示す。

以上より、重量増加を考慮した場合においても、耐震評価に及ぼす影響がないことを確認した。

表 3-2-5 簡易評価結果

設備名称	評価部位	応力分類	耐震計算書		条件比率	結果
			裕度 (許容値/発生値)	設計条件		
高圧炉心注水系配管 (HPCF-R-3)	配管本体	一次+二次 応力	0.99 (疲労累積係数: 0.0003)	設計用 I	1.03 図 3-2-10 参照	×
下部ドライウェルア クセストンネルスリ ーブ及び鏡板 (所員 用エアロック付)	鏡板のスリーブとの 結合部 (P2-A)	一次+二次 応力	0.88 (疲労累積係数: 0.237)	設計用 I	1.02 図 3-2-11 参照	×
	スリーブのフランジ プレートとの結合部 (P3-A)	一次+二次 応力	0.86 (疲労累積係数: 0.266)			×
下部ドライウェル所 員用エアロック	下部ドライウェル所 員用エアロック円筒 胴と鏡板との結合部 (P12-A)	一次+二次 応力	0.80 (疲労累積係数: 0.369)	設計用 I	1.02 図 3-2-12 参照	×

表 3-2-6 詳細評価結果

設備名称	評価部位	応力分類	詳細評価条件		補強反映最大応答加速度又は補強反映床応答曲線を用いた評価		結果
			最大応答加速度 (1.2ZPA)	床応答曲線	発生値	許容値	
高圧炉心注水系配管 (HPCF-R-3)	配管本体	一次+二次 応力	水平：1.03 鉛直：1.00	図 3-2-13 参照	383MPa (疲労累積係数： 0.0004)	376MPa (疲労累積係数： 1.0)	○
下部ドライウェルア クセストーンネルスリ ーブ及び鏡板（所員 用エアロック付）	鏡板のスリーブとの 結合部 (P2-A)	一次+二次 応力	水平：1.03 鉛直：1.00	図 3-2-14 参照	460MPa (疲労累積係数： 0.276)	393MPa (疲労累積係数： 1.0)	○
	スリーブのフランジ プレートとの結合部 (P3-A)	一次+二次 応力			469MPa (疲労累積係数： 0.303)	393MPa (疲労累積係数： 1.0)	○
下部ドライウェル所 員用エアロック	下部ドライウェル所 員用エアロック円筒 胴と鏡板との結合部 (P12-A)	一次+二次 応力	水平：1.03 鉛直：1.00	図 3-2-15 参照	506MPa (疲労累積係数： 0.423)	393MPa (疲労累積係数： 1.0)	○

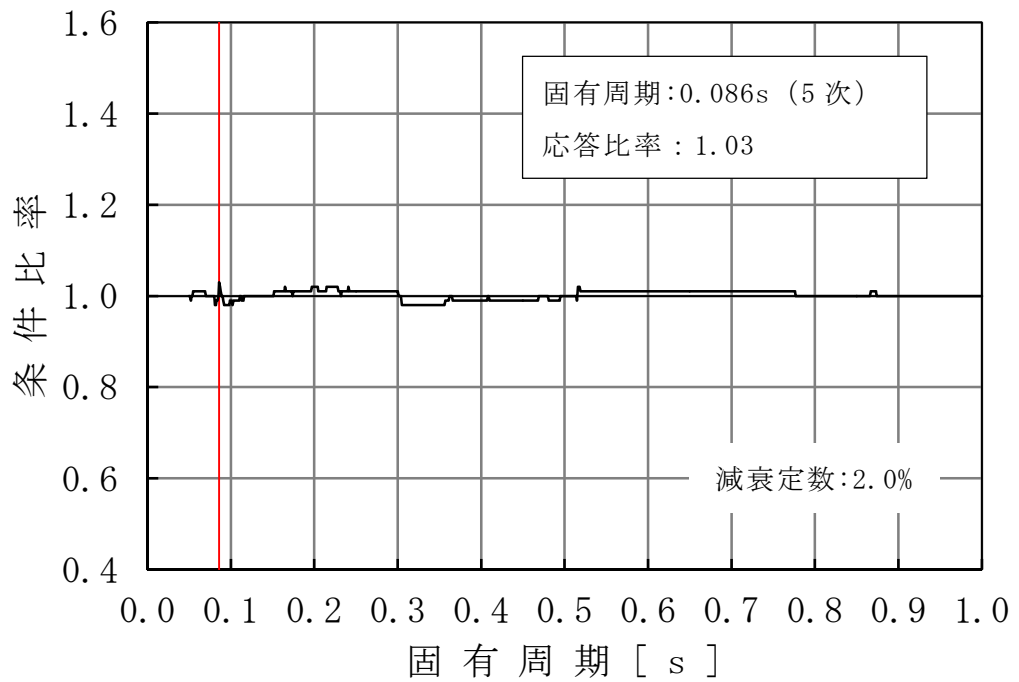


図3-2-10 高压炉心注水系配管 (HPCF-R-3) の条件比率
 (基準地震動 S s, 水平方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. -1.7m)

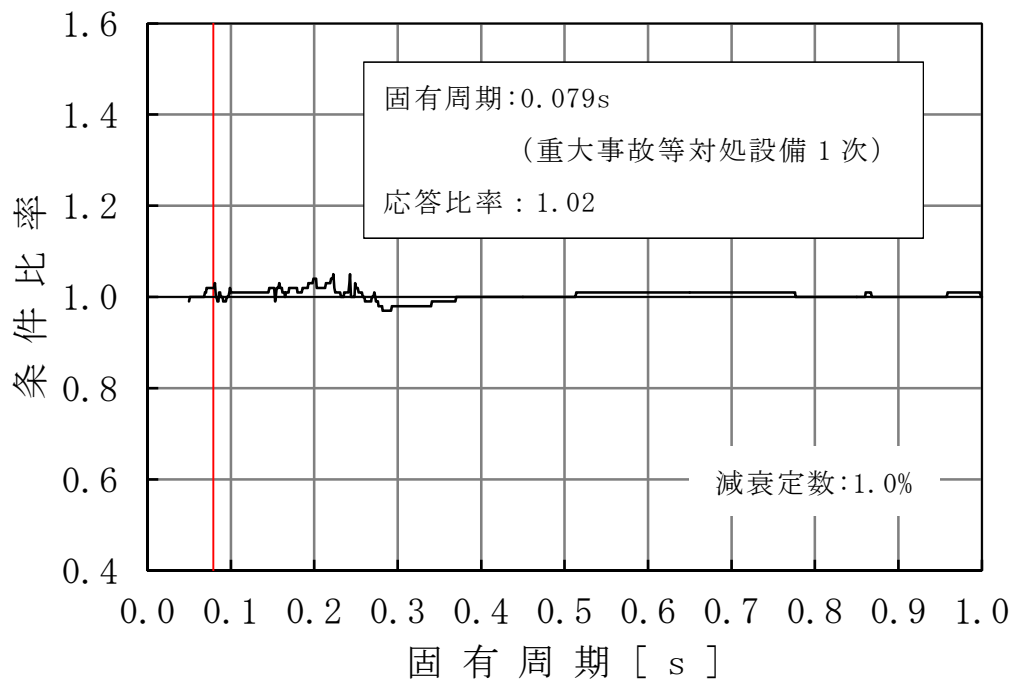


図3-2-11 下部ドライウェルアクセストンネルスリーブ及び鏡板 (所員用エアロック付) の条件比率 (基準地震動 S s, 水平方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 4.8m)

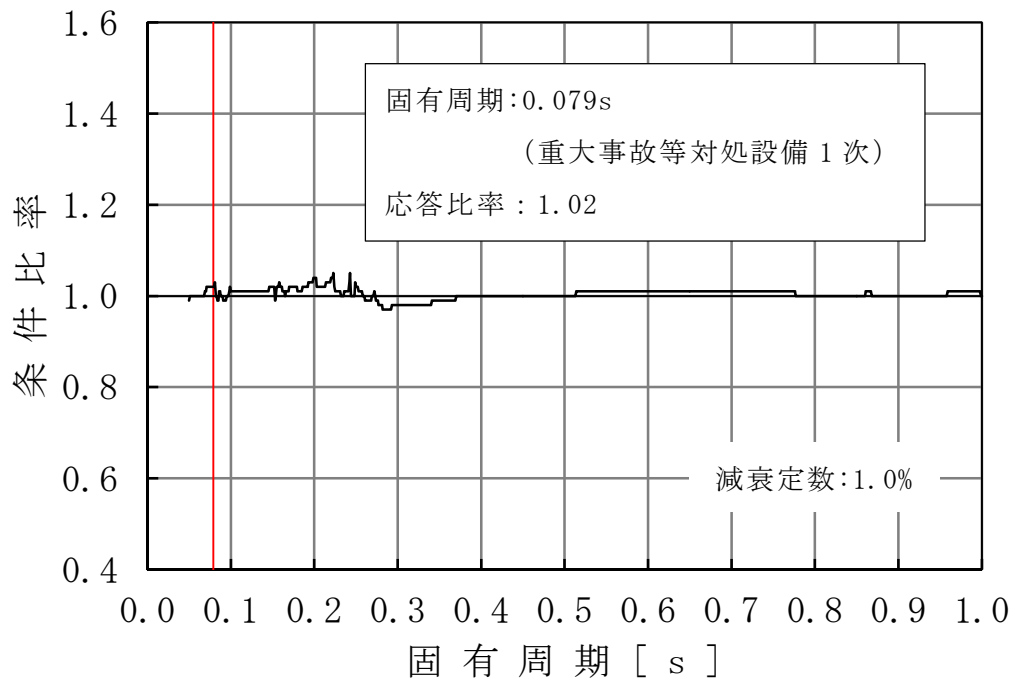


図 3-2-12 下部ドライウェル所員用エアロックの応答比率
 (基準地震動 S_s , 水平方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 4.8m)

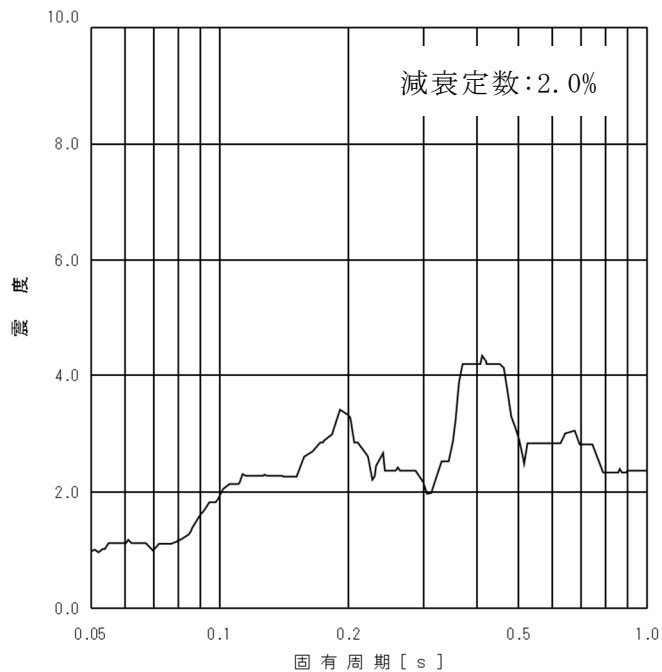


図 3-2-13 (1/2) 高圧炉心注水系配管 (HPCF-R-3) の補強反映評価用床応答曲線
 (基準地震動 S_s , 水平方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. -1.7m)

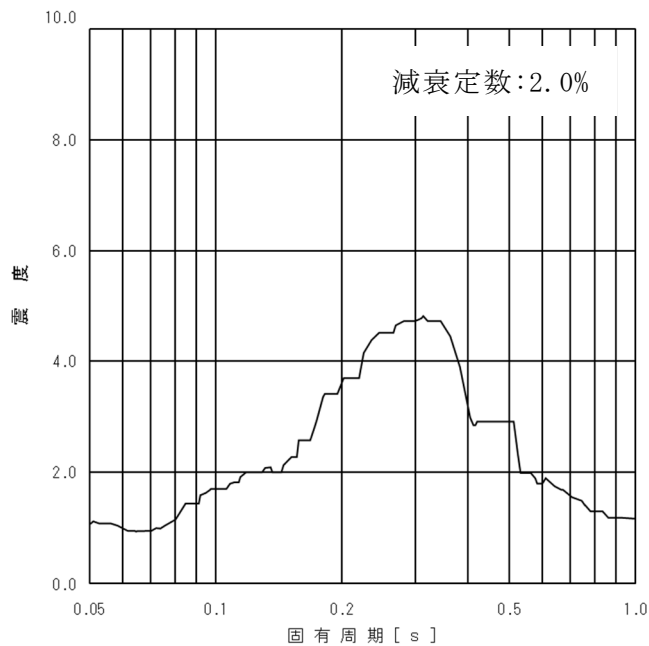


図 3-2-13 (2/2) 高圧炉心注水系配管 (HPCF-R-3) の補強反映評価用床応答曲線
 (基準地震動 S_s , 鉛直方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. -1.7m)

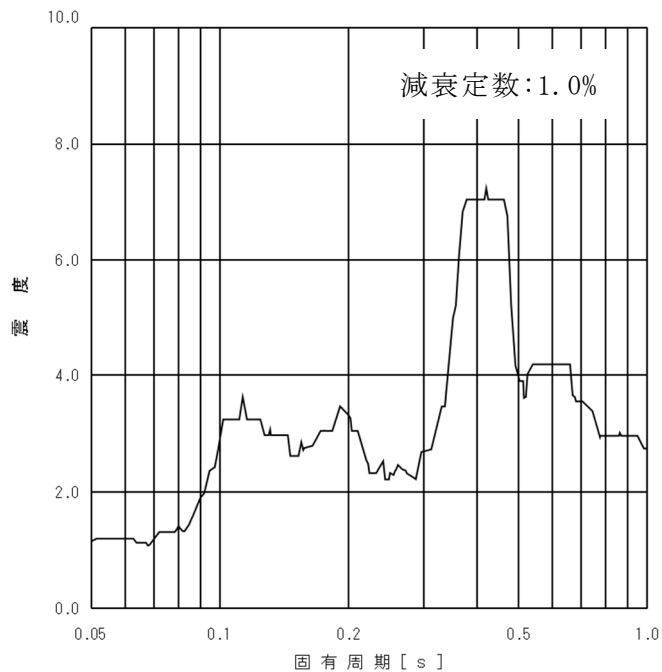
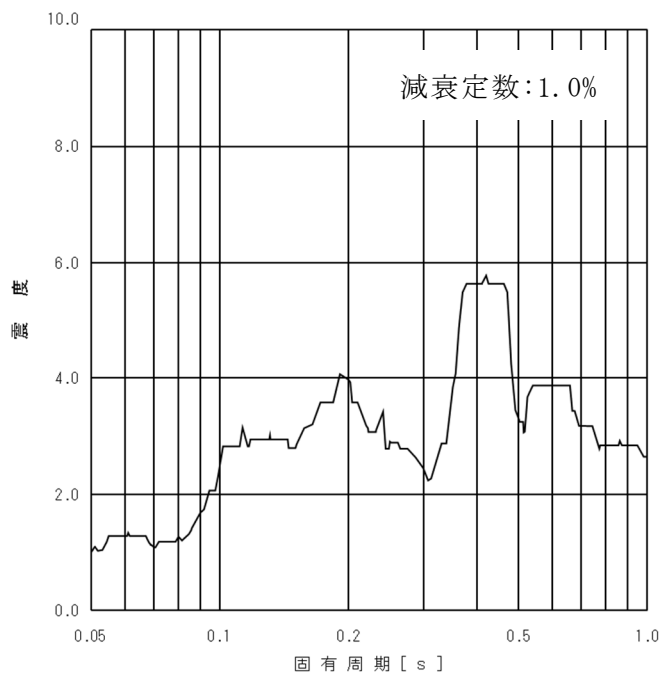


図 3-2-14 (1/4) 下部ドライウェルアクセストンネルスリーブ及び鏡板
 (所員用エアロック付) の補強反映評価用床応答曲線
 (基準地震動 S_s , 水平方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 4.8m)



2-2-14 (2/4) 下部ドライウェルアクセストンネルスリーブ及び鏡板
 (所員用エアロック付) の補強反映評価用床応答曲線
 (基準地震動 S_s , 水平方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. -1.7m)

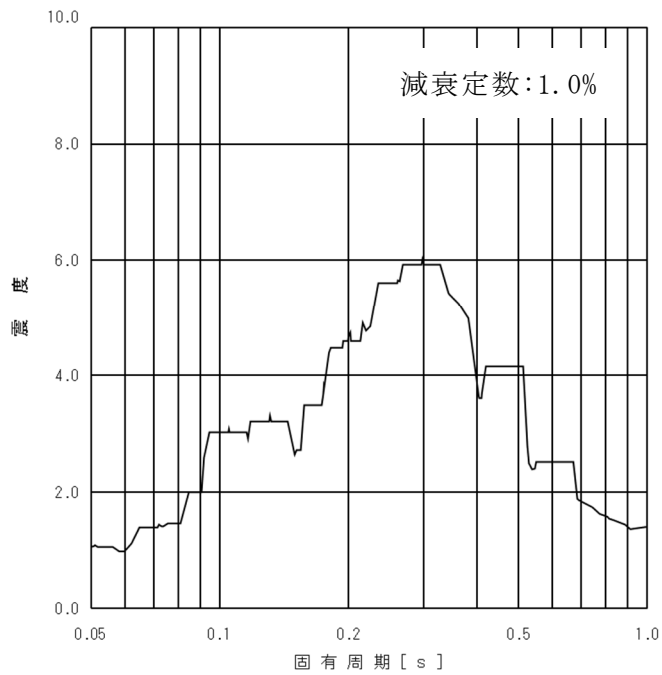


図 3-2-14 (3/4) 下部ドライウェルアクセストンネルスリーブ及び鏡板
 (所員用エアロック付) の補強反映評価用床応答曲線
 (基準地震動 S_s , 鉛直方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 4.8m)

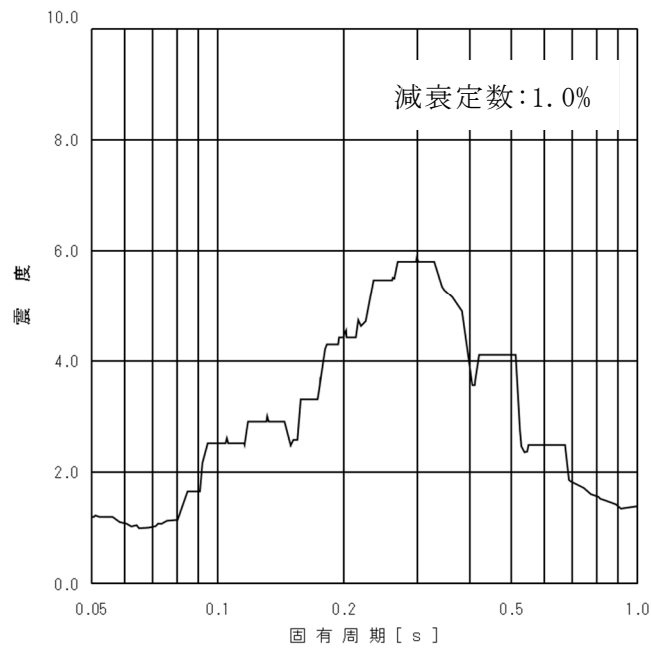


図 3-2-14 (3/4) 下部ドライウェルアクセストンネルスリーブ及び鏡板
 (所員用エアロック付) の補強反映評価用床応答曲線
 (基準地震動 S_s , 鉛直方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. -1.7m)

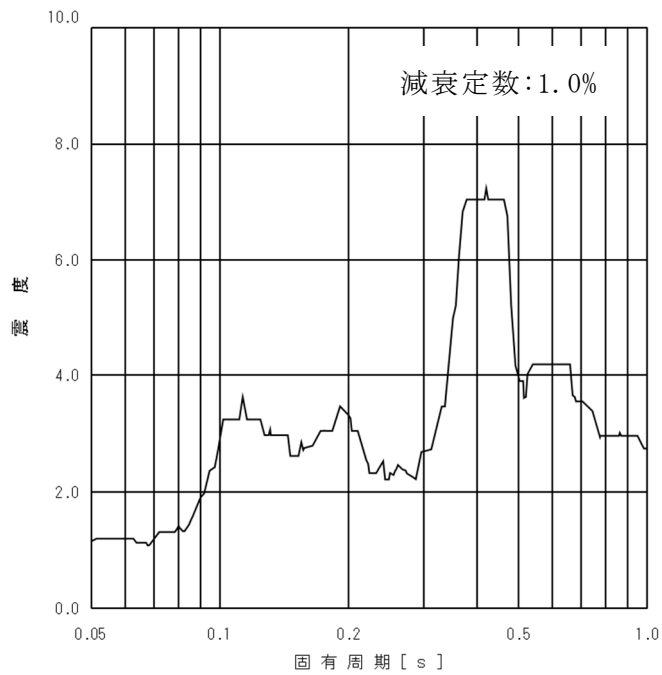


図 3-2-15 (1/4) 下部ドライウェル所員用エアロックの補強反映評価用床応答曲線
 (基準地震動 S_s , 水平方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 4.8m)

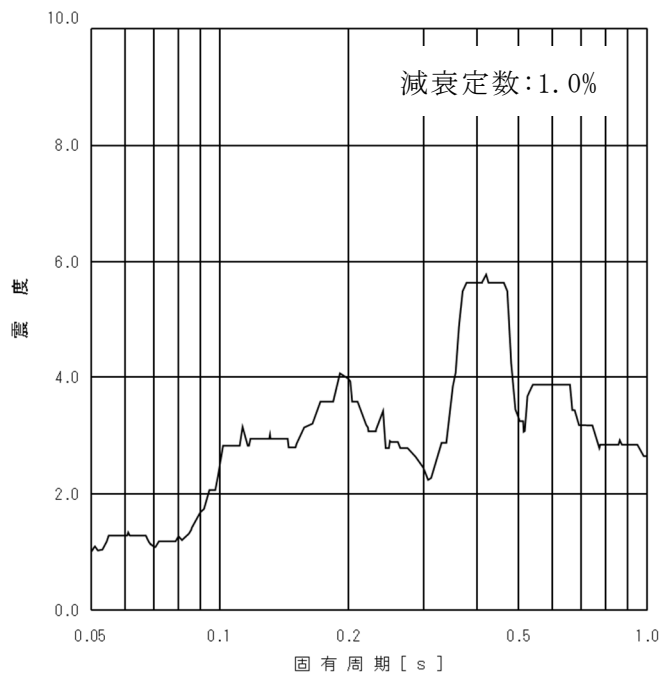


図 3-2-15 (2/4) 下部ドライウェル所員用エアロックの補強反映評価用床応答曲線
 (基準地震動 S_s , 水平方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. -1.7m)

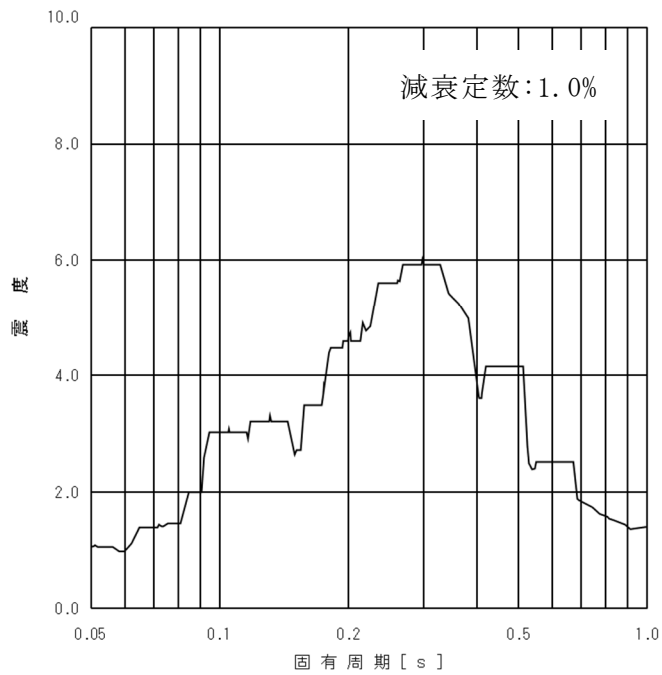


図 3-2-15 (3/4) 下部ドライウェル所員用エアロックの補強反映評価用床応答曲線
 (基準地震動 S_s , 鉛直方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. 4.8m)

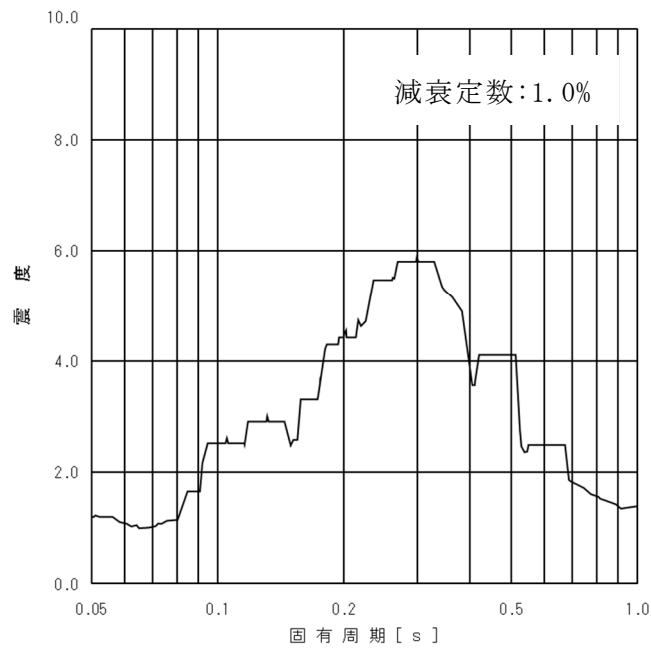


図 3-2-15 (4/4) 下部ドライウェル所員用エアロックの補強反映評価用床応答曲線
 (基準地震動 S_s , 鉛直方向: 原子炉建屋 T.M.S.L. -1.7m)

4. 検討結果

有意な増加重量及び増加重量比が確認された原子炉建屋について、材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力に応答比率を考慮した場合においても、原子炉建屋及び建屋内に設置される機器・配管系の耐震性が確保されることを確認した。

別紙 7 - 2 建屋 - 機器連成地震応答解析結果に与える影響

目 次

1. 概要	別紙 7-1
2. 検討方針	別紙 7-2
3. 検討条件	別紙 7-3
3.1 補強等に伴う増加質量	別紙 7-3
3.2 解析モデル	別紙 7-10
4. 解析結果	別紙 7-16

: 今回提出範囲

3. 検討条件

3.1 補強等に伴う増加質量

補強等に伴う増加質量の総質量は約 2,780t であり，そのうち建物・構築物の増加質量は約 350t，機器・配管系の増加質量は約 2,430t である。なお，地震応答解析モデルの諸元の変更箇所は原子炉建屋と原子炉格納容器の質点質量及び回転慣性質量並びに原子炉遮蔽壁と原子炉本体基礎の質点質量のみである。

補強等に伴う増加質量と補強後の変更となる補強反映モデルの振動諸元を表 3-1～表 3-3 に示す。

表 3-1 (1/2) 原子炉建屋及び原子炉格納容器の振動諸元 (NS 方向)

質点 番号	標高 T. M. S. L. (m)	今回工認モデル		増加 質量 (t)	補強反映モデル	
		質量 (t)	回転慣性 質量 ($\times 10^4 t \cdot m^2$)		質量 (t)	回転慣性 質量 ($\times 10^4 t \cdot m^2$)
1	49.700		72	64		73
2	38.200		419	208		430
3	31.700		483	189		494
4	23.500		299	131		303
5	18.100		202	112		206
6	12.300		295	196		302
7	4.800		302	139		307
8	-1.700		304	90		307
9	-8.200		964	145		968
10	-13.700		593	0		593
11	31.700		33	237		34
12	23.500		379	298		386
13	18.100		311	206		318
14	12.300		417	339		424
15	4.800		395	242		403
16	-1.700		377	157		381
17	-8.200		—	—		—

表 3-1 (2/2) 原子炉遮蔽壁及び原子炉本体基礎の振動諸元 (NS 方向)

質点 番号	標高 T. M. S. L. (m)	今回工認モデル	増加 質量 (t)	補強反映モデル
		質量 (t)		質量 (t)
18	21.200		0	
19	18.440		17	
20	17.020		0	
21	15.600		0	
22	13.950		0	
23	12.300		6	
24	8.200		0	
25	7.000		0	
26	4.500		5	
27	3.500		0	
28	1.700		0	
29	-2.100		1	
30	-4.700		0	
31	-8.200		—	

表 3-2 (1/2) 原子炉建屋及び原子炉格納容器の振動諸元 (EW 方向)

質点 番号	標高 T. M. S. L. (m)	今回工認モデル		増加 質量 (t)	補強反映モデル	
		質量 (t)	回転慣性 質量 ($\times 10^4 \text{t} \cdot \text{m}^2$)		質量 (t)	回転慣性 質量 ($\times 10^4 \text{t} \cdot \text{m}^2$)
1	49.700		150	64		152
2	38.200		306	208		314
3	31.700		305	308		315
4	23.500		281	175		288
5	18.100		215	111		220
6	12.300		327	190		335
7	4.800		323	134		329
8	-1.700		331	87		335
9	-8.200		1060	145		1064
10	-13.700		657	0		657
11	31.700		273	118		277
12	23.500		484	254		491
13	18.100		347	207		354
14	12.300		462	345		470
15	4.800		441	248		450
16	-1.700		418	160		423
17	-8.200		—	—		—

表 3-2 (2/2) 原子炉遮蔽壁及び原子炉本体基礎の振動諸元 (EW 方向)

質点 番号	標高 T. M. S. L. (m)	今回工認モデル	増加 質量 (t)	補強反映モデル
		質量 (t)		質量 (t)
18	21.200		0	
19	18.440		17	
20	17.020		0	
21	15.600		0	
22	13.950		0	
23	12.300		6	
24	8.200		0	
25	7.000		0	
26	4.500		5	
27	3.500		0	
28	1.700		0	
29	-2.100		1	
30	-4.700		0	
31	-8.200		—	

表 3-3 (1/2) 原子炉建屋の振動諸元 (鉛直方向)

質点 番号	標高 T. M. S. L. (m)	今回工認モデル	増加 質量 (t)	補強反映モデル
		質量 (t)		質量 (t)
90	49.700		65	
91	38.200		208	
92	31.700		426	
93	23.500		429	
94	18.100		319	
95	12.300		535	
96	4.800		381	
97	-1.700		247	
98	-8.200		85	
99	-13.700		0	
90	49.700		65	
100	49.700		0	
101	49.700		0	
102	49.700	0		

表 3-3 (2/2) 原子炉遮蔽壁及び原子炉本体基礎の振動諸元 (鉛直方向)

質点 番号	標高 T. M. S. L. (m)	今回工認モデル	増加 質量 (t)	補強反映モデル
		質量 (t)		質量 (t)
76	21.200		0	
77	18.440		17	
78	17.020		0	
79	15.600		0	
80	13.950		0	
81	12.300		6	
82	8.200		0	
83	7.000		0	
84	4.500		5	
85	3.500		0	
86	1.700		0	
87	-2.100		1	
88	-4.700		34	
89	-8.200		—	

3.2 解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルを図 3-1 及び図 3-2 に、鉛直方向の地震応答解析モデルを図 3-3 に示す。地盤ばね定数は別紙 8「原子炉建屋改造工事に伴う評価結果の影響について」に記載の値を使用する。

また、重量増分に伴うせん断及び曲げスケルトンへの影響は軽微であるため「今回工認モデル」の諸元を用いる。

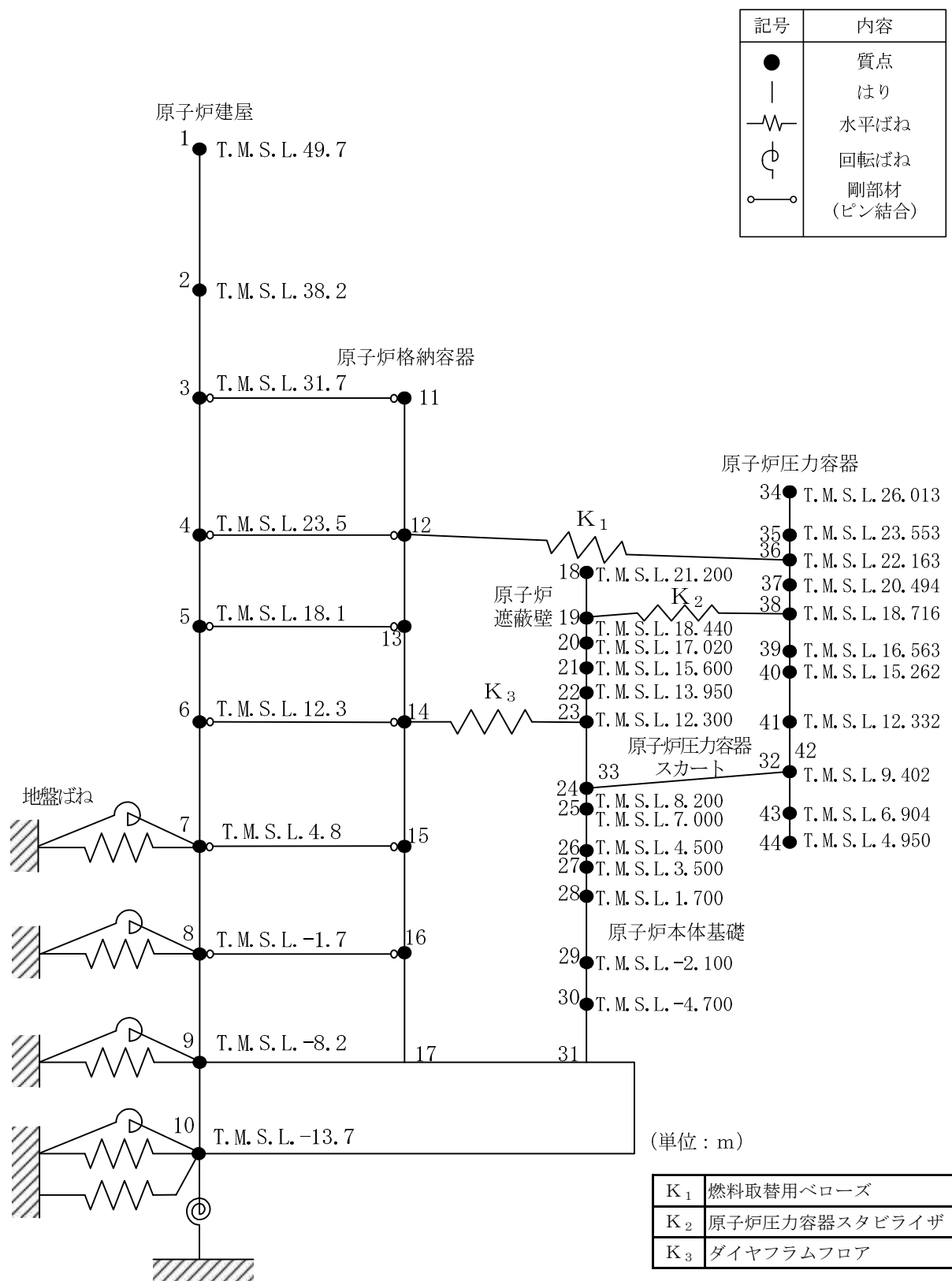


図 3-1 (1/2) 大型機器系地震応答解析モデル (NS 方向)

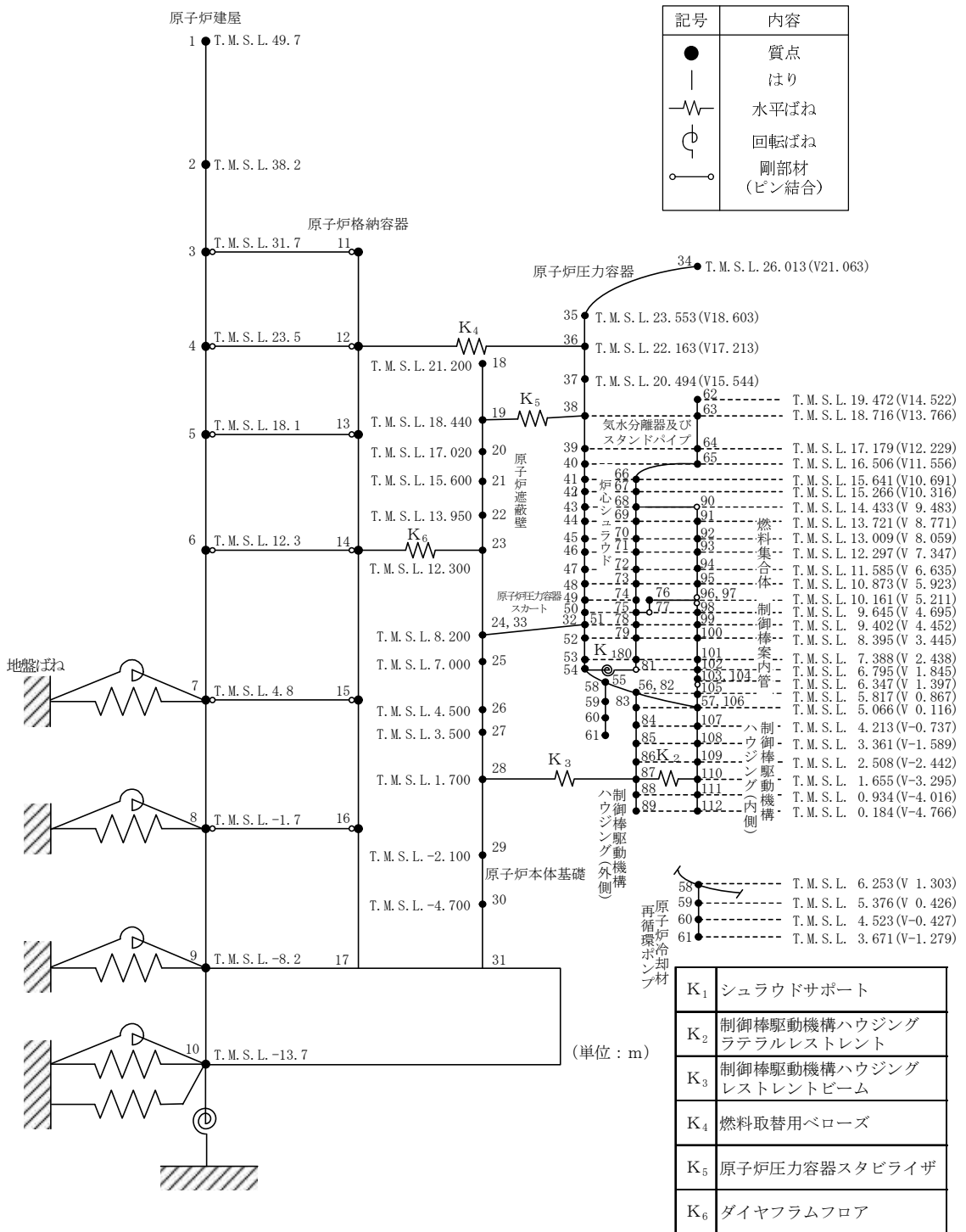


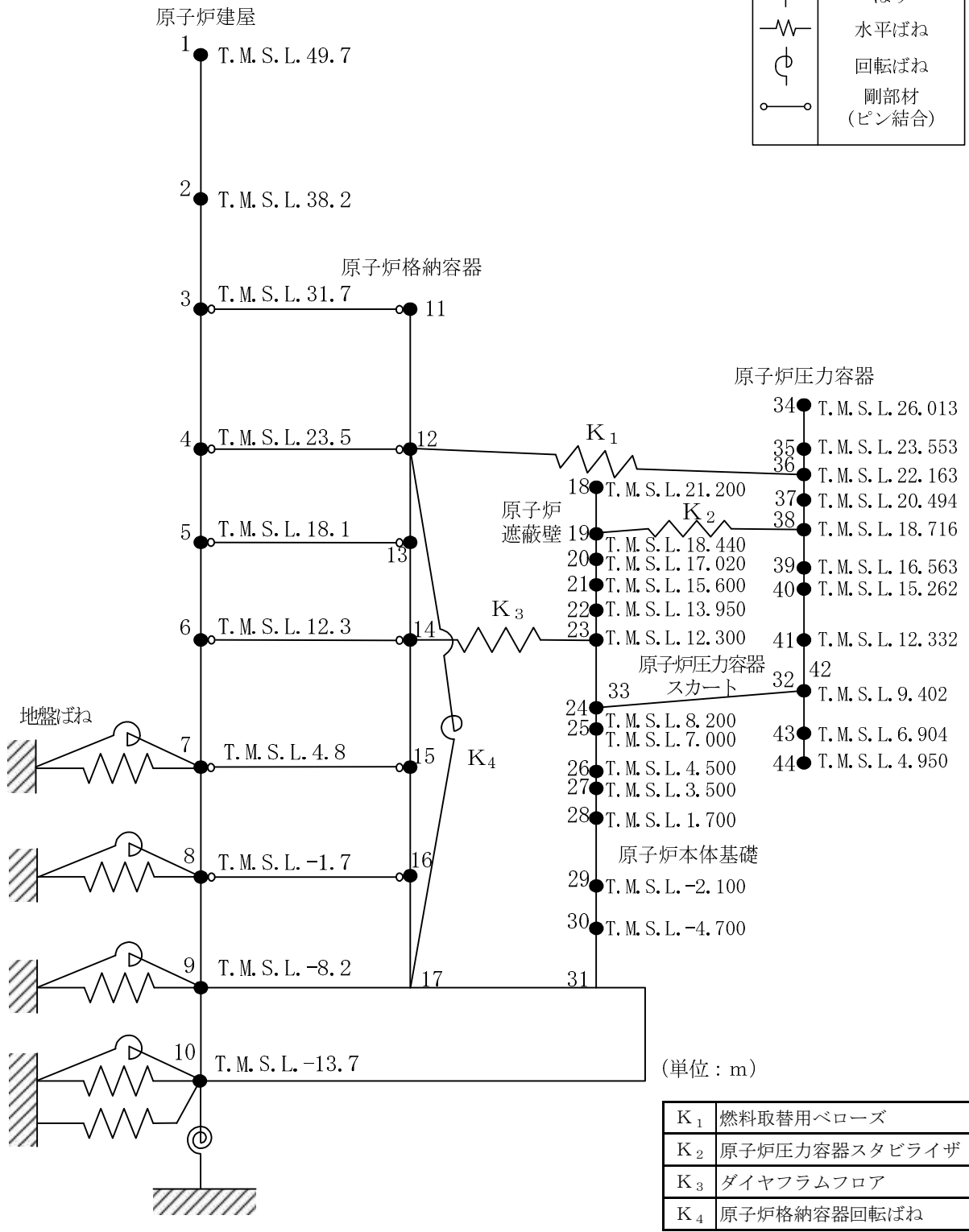


図 3-1 (2/2) 炉内構造物系地震応答解析モデル (NS 方向)

記号	内容
●	質点
	はり
— 	水平ばね
	回転ばね
○—○	剛部材 (ピン結合)



K ₁	燃料取替用ベローズ
K ₂	原子炉压力容器スタビライザ
K ₃	ダイヤフラムフロア
K ₄	原子炉格納容器回転ばね

図 3-2 (1/2) 大型機器系地震応答解析モデル (EW 方向)

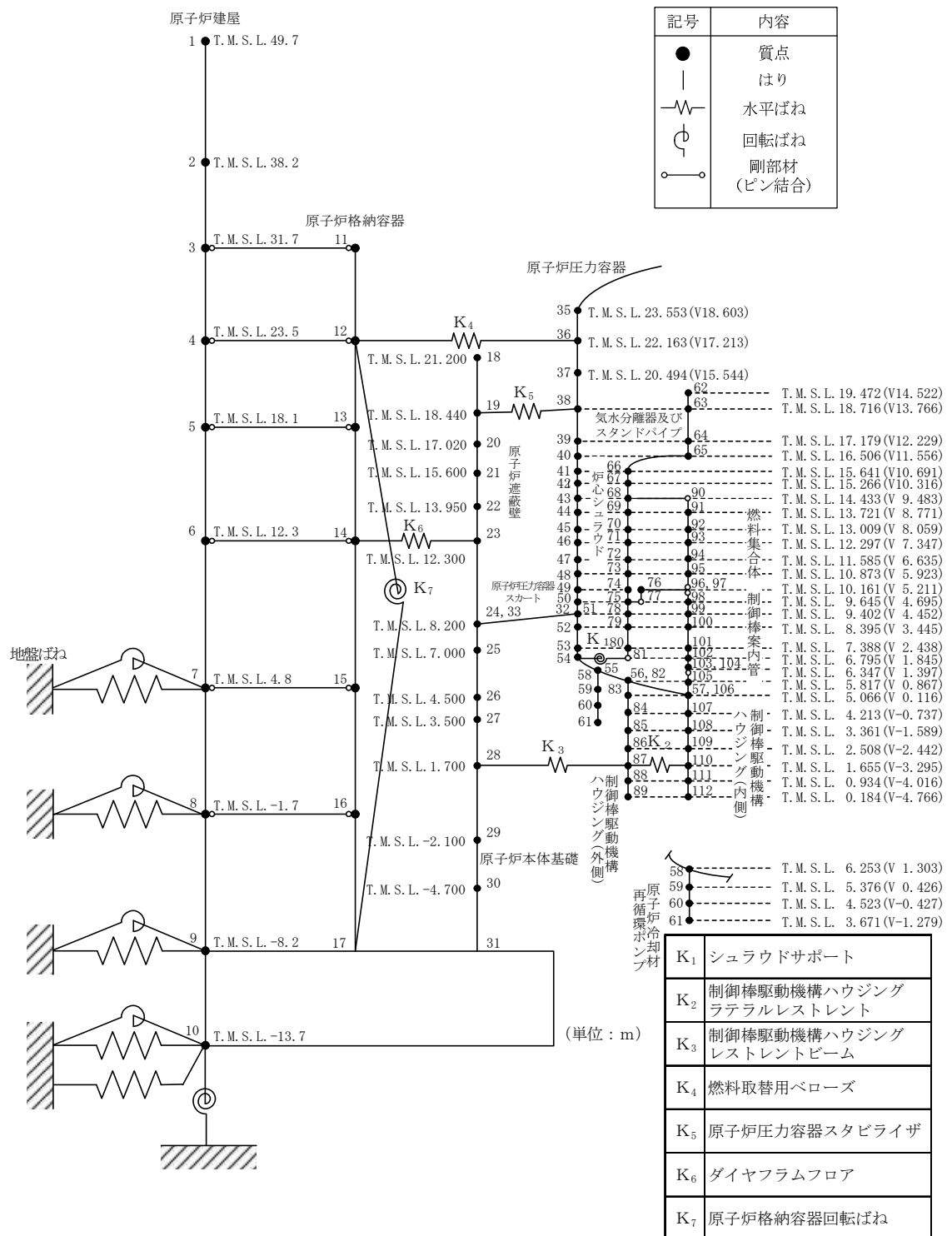


図 3-2 (2/2) 炉内構造物系地震応答解析モデル (EW 方向)

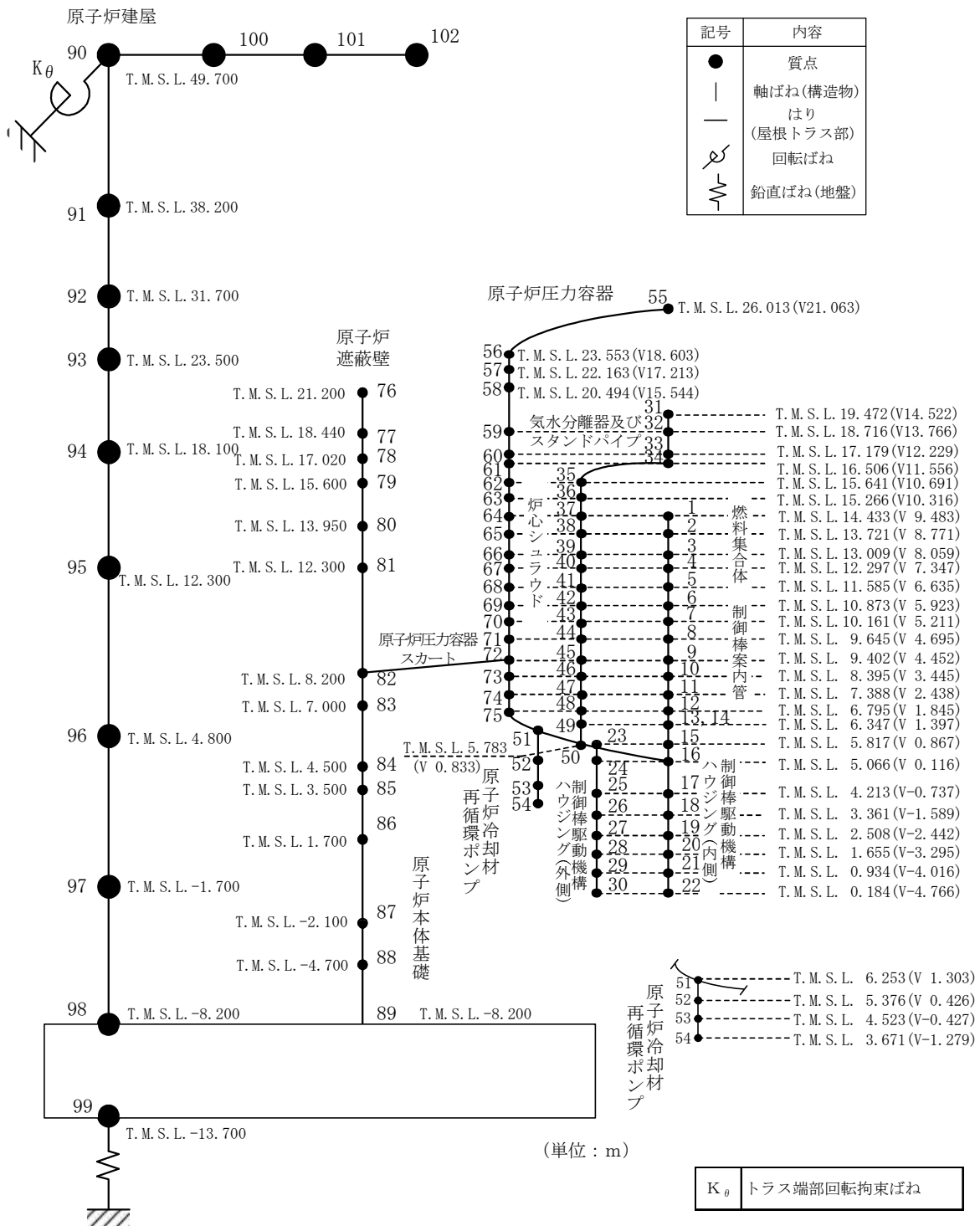


図 3-3 炉内構造物系地震応答解析モデル (鉛直方向)

別紙13 建屋側面地盤ばねの適用性について

目 次

1. 概要	別紙13-1
2. 側面地盤との接地状況	別紙13-2
3. まとめ	別紙13-10

別紙13-1 タービン建屋のNovakばねの適用性について

1. 概要

建屋の地下部分の埋込みを考慮した水平方向の地震応答解析モデル（以下「埋込みSRモデル」という。）は、側面地盤との接触状況等を確認したうえで、側面地盤ばねとして、Novakばねを採用している。

Novakばねを用いた埋込みSRモデルの適用性については、「原子力発電所耐震設計技術規定 J E A C 4 6 0 1 -2008（(社)日本電気協会）」（以下「J E A C」という。）において、室内振動実験や解析的検討の結果をもとに、地下部分の大部分（3面又は面積で75%以上）が周辺地盤と接している場合には、全面埋め込みと同様な埋込み効果が期待できるものとし、それ以外の場合には薄層法、境界要素法、3次元FEM等により妥当性を確認するものとしている。

本資料では、側面地盤との接触状況に着目し、建屋側面の地盤ばねとして、Novakばねを採用する建屋の適用性について説明する。

2. 建屋と側面地盤との接地状況

表2-1に建屋と側面地盤の接触面積比率を，図2-1に建屋の配置図を，図2-2に建屋と側面地盤との接地状況を示す地質断面図を示す。

原子炉建屋，コントロール建屋，5号機原子炉建屋，サービス建屋及び5号機タービン建屋については側面地盤と3面又は75%以上接しており，J E A Cに記載されている適用条件の範囲内である。

タービン建屋については側面地盤との接触面積比が62.9%とJ E A Cに記載されている適用条件の範囲外であるが，別紙13-1において二次元境界要素法（BEM）によりNovakばねの適用性を確認している。

表2-1 建屋と側面地盤の接触面積比率

建屋	地下部表面積 (m ²)	接地表面積 (m ²)	接触面積比 (%)
原子炉建屋	4113	3440	83.6
タービン建屋	4747	2990	62.9
コントロール建屋	1919	1520	79.2
5号機原子炉建屋	7968	7416	93.0
サービス建屋	1477	1242	84.0
5号機タービン建屋	1655	1306	78.9

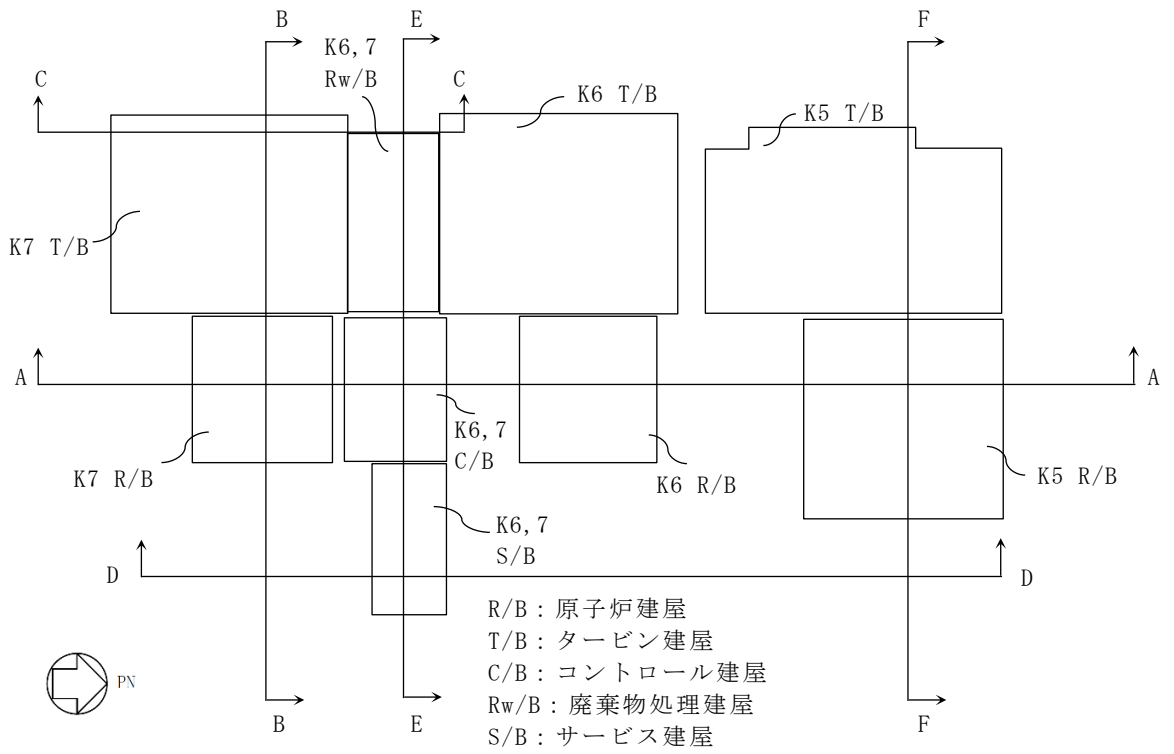


図 2-1 配置図

凡例

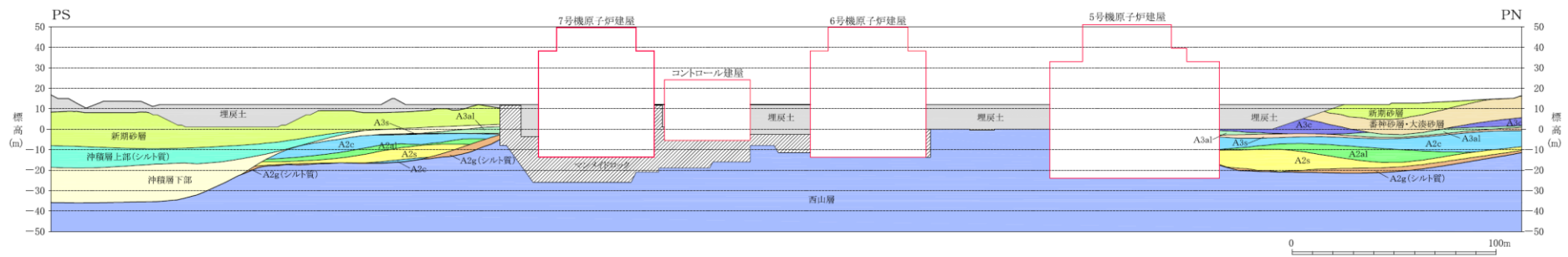
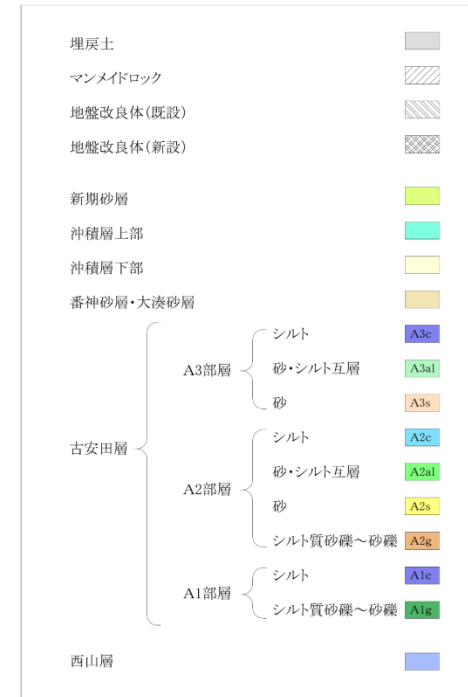


図 2-2 地質断面図 (A-A 断面)

凡例

埋戻土				
マンメイドロック				
地盤改良体(既設)				
地盤改良体(新設)				
新期砂層				
沖積層上部				
沖積層下部				
番神砂層・大湊砂層				
古安田層	A3部層	シルト		A3c
		砂・シルト互層		A3al
		砂		A3s
	A2部層	シルト		A2c
		砂・シルト互層		A2al
		砂		A2s
	A1部層	シルト質砂礫～砂礫		A2g
		シルト		A1c
		シルト質砂礫～砂礫		A1g
西山層				

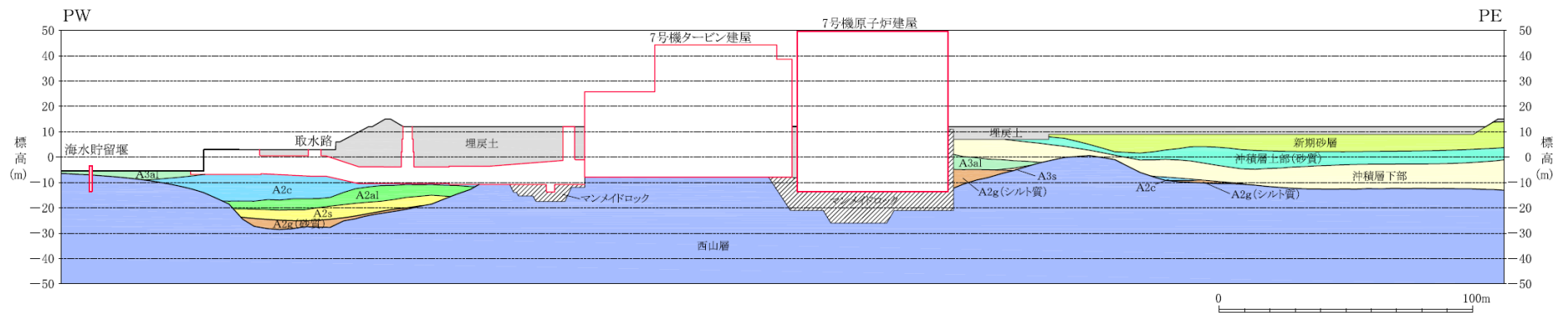


図 2-2 地質断面図 (B-B 断面)

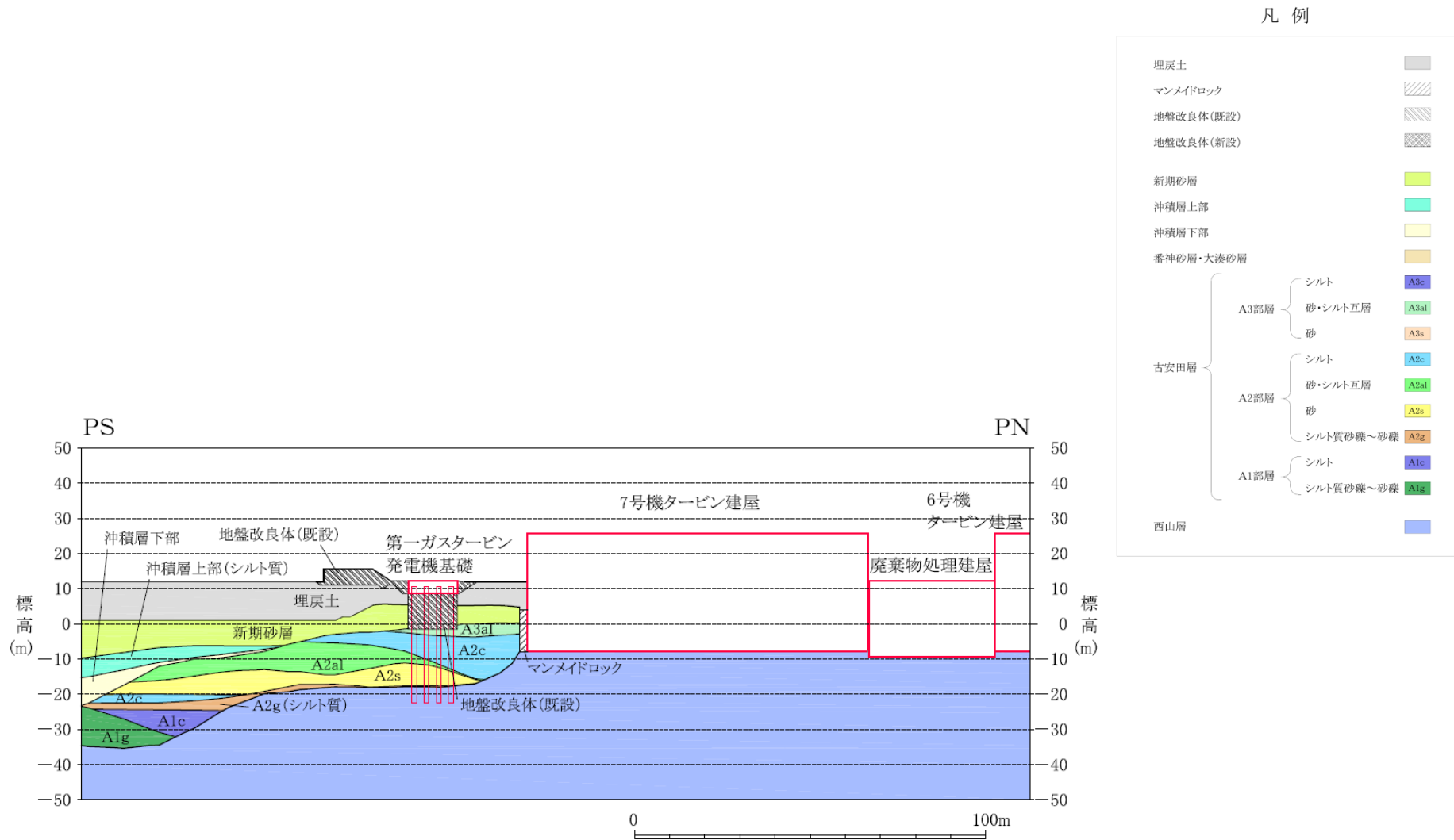


図 2-2 地質断面図(C-C 断面)

凡例

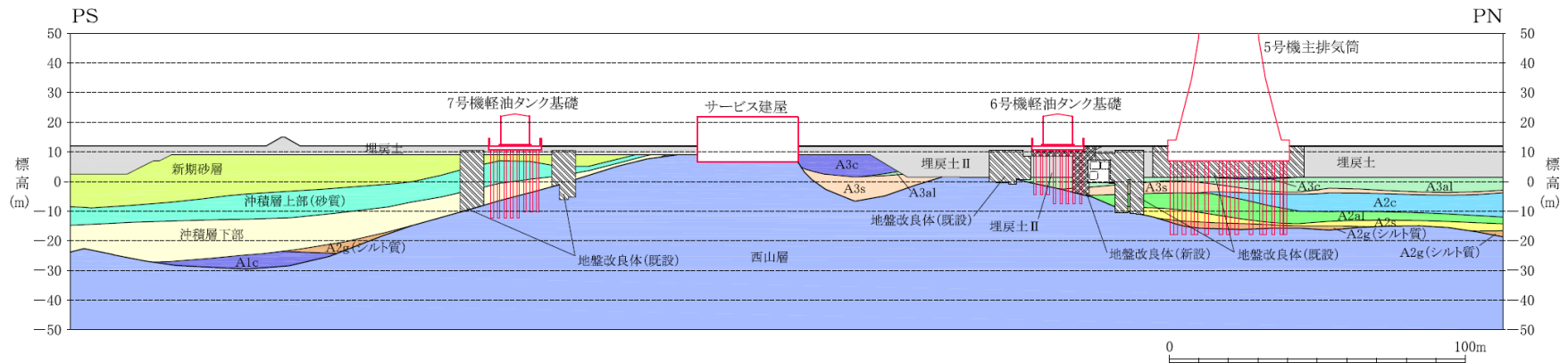


図 2-2 地質断面図(D-D 断面)

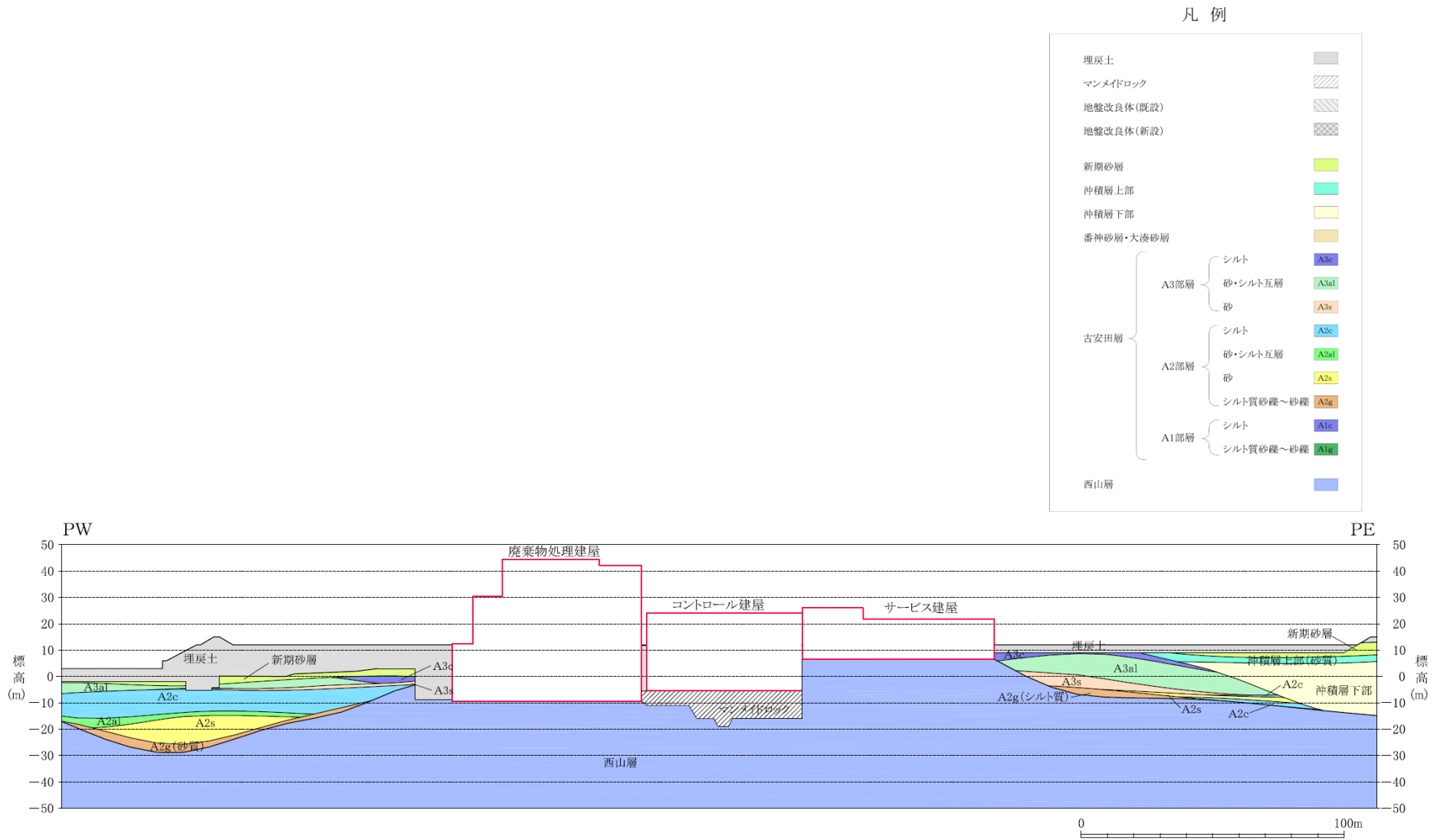


図 2-2 地質断面図(E-E 断面)

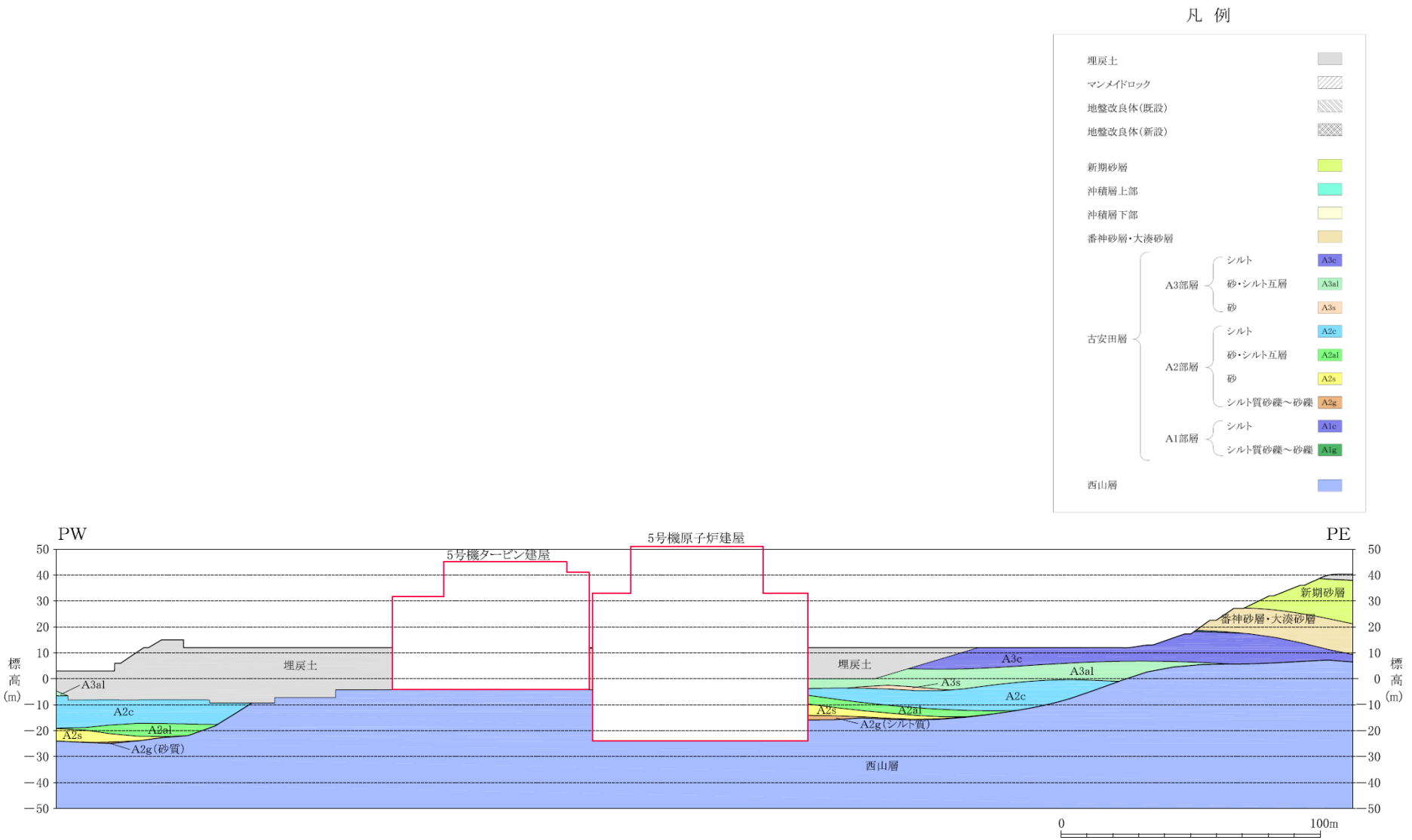


図 2-2 地質断面図(F-F 断面)

3. まとめ

本資料では、建屋側面の地盤ばねとして、Novakばねを採用する建屋の適用性について、建屋と側面地盤との接触面積比率及びBEMによる検討により確認した。

別紙13-1 タービン建屋のNovakばねの適用性について

目 次

1. 概要	別紙13-1-1
2. 検討方針	別紙13-1-1
3. BEMによる地盤ばねの算定	別紙13-1-2
3.1 解析条件	別紙13-1-2
3.2 解析結果	別紙13-1-3
4. 地震応答解析	別紙13-1-4
4.1 解析モデル	別紙13-1-4
4.2 解析結果	別紙13-1-6
5. まとめ	別紙13-1-10

1. 概要

タービン建屋は地盤に埋め込まれていることから、周辺の地盤状況を考慮した上で側面地盤ばねとして、Novakばねを採用している。タービン建屋は別紙13で示した通り、北側に廃棄物処理建屋、東側には原子炉建屋が位置しており、建屋と地盤の接触面積比率は62.9%である。建屋と地盤の接地状況に関するNovakばねの適用性については、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 -2008 ((社) 日本電気協会)」において、室内振動実験や解析的検討の結果をもとに、地下部分の大部分(3面または面積で75%以上)が周辺地盤と接している場合には、全面埋め込みと同様な埋込み効果が期待できるものとしている。

このことから、本資料ではタービン建屋と地盤の接触面積比率に着目し、タービン建屋へのNovakばねの適用性について検討する。

2. 検討方針

タービン建屋の平面形状及び地盤条件に対して、Novakばねと二次元境界要素法(BEM)による地盤ばねを計算し比較検討する。

上述した通り、タービン建屋は北側に廃棄物処理建屋、東側には原子炉建屋が位置し、NS方向及びEW方向それぞれ一面ずつの接触面積比率が小さいことを踏まえ、建屋側面の地盤ばねの剛性が単純に62.9%に低減すると仮定し、低減した地盤ばねを考慮した地震応答解析を行い、Novakばね(今回工認モデル)の地震応答解析結果と比較する。

なお、地盤ばねの剛性の低減については、建屋と周辺地盤が全面接地した条件で評価したBEMの地盤ばねを62.9%に低減したものを近似法により定数化したばねとする。

3. BEMによる地盤ばねの算定

3.1 解析条件

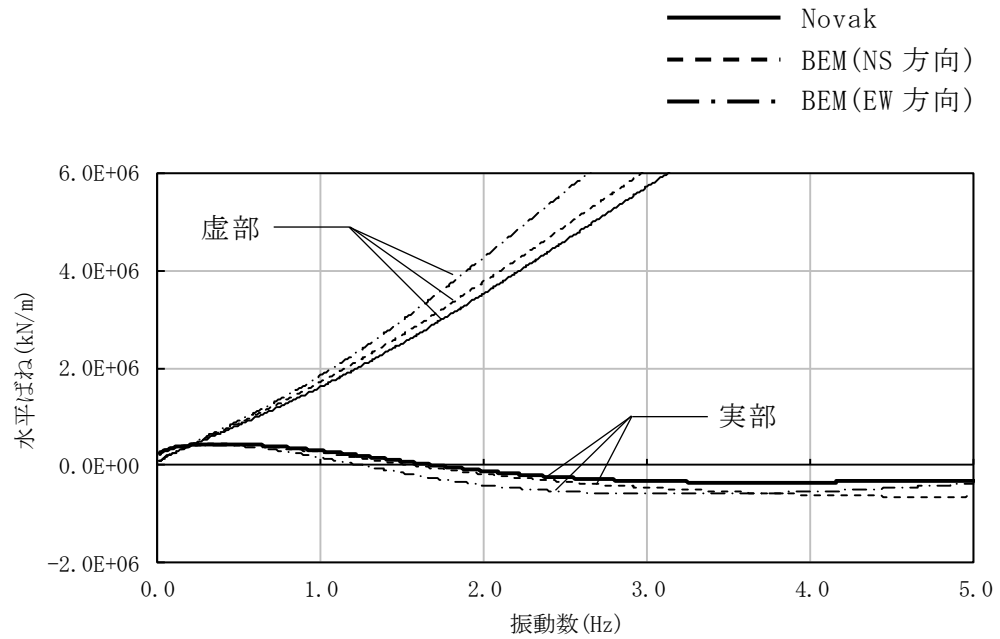
表 3-1 に BEM の解析で用いた地盤物性と矩形孔寸法を示す。なお、入力地震動は基準地震動 Ss-1 とする。

表 3-1 BEM の解析で用いた地盤物性と矩形孔寸法

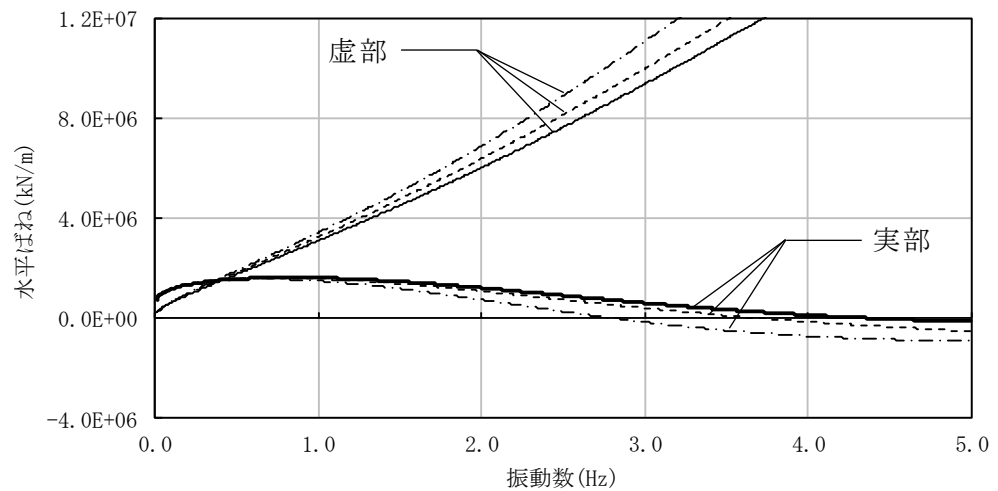
地層 T.M.S.L. (m)	単位体積 重量 (kN/m ³)	S 波速度 (m/s)	ポアソン 比	単位層厚 (m)	矩形孔寸法 (m)
古安田層 (T.M.S.L. 4.0~-6.0)	17.3	239	0.462	1.0	97.0(NS)×82.0(EW) タービン建屋の平面
西山層 (T.M.S.L. -6.0~-33.0)	17.0	469	0.451	1.0	97.0(NS)×82.0(EW) タービン建屋の平面

3.2 解析結果

Novak と BEM の地盤ばねの比較を図 3-1 に示す。BEM の地盤ばねは、Novak の地盤ばねと概ね同等となっている。



(a) 古安田層



(b) 西山層

図 3-1 Novak と BEM の側面地盤ばねの比較

4. 地震応答解析

タービン建屋は、北面の接触面積比率が最も小さくなっていることから、北面に直交するNS方向を代表に地震応答解析を実施する。

4.1 解析モデル

NovakとBEMの近似法により定数化した地盤ばねを表4-1、解析モデルの概要を図4-1に示す。なお、BEMの地盤ばねは62.9%に低減して近似法により定数化した地盤ばねとする。

表 4-1 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1, NS 方向)

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	Novak (今回工認)		BEM	
			ばね定数*1	減衰係数*2	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	13	側面・並進	3.92×10^5	2.68×10^5	2.44×10^5	1.79×10^5
Ks2	14	側面・並進	5.26×10^5	3.60×10^5	3.28×10^5	2.40×10^5
Ks3	15	側面・並進	9.34×10^5	6.38×10^5	5.82×10^5	4.26×10^5
Ks4	16	側面・並進	1.25×10^6	8.56×10^5	7.81×10^5	5.72×10^5
Ks5	17	側面・並進	2.05×10^6	1.11×10^6	1.27×10^6	7.44×10^5
Ks6	18	側面・並進	2.30×10^6	6.90×10^5	1.43×10^6	4.62×10^5
Ks7	18	底面・並進	1.14×10^8	6.89×10^6	1.14×10^8	6.89×10^6
Kr7	18	底面・回転	3.15×10^{11}	7.66×10^9	3.15×10^{11}	7.63×10^9

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5, Ks6, Ks7はkN/m Kr7はkN・m/rad

注記*2 : Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5, Ks6, Ks7はkN・s/m Kr7はkN・m・s/rad

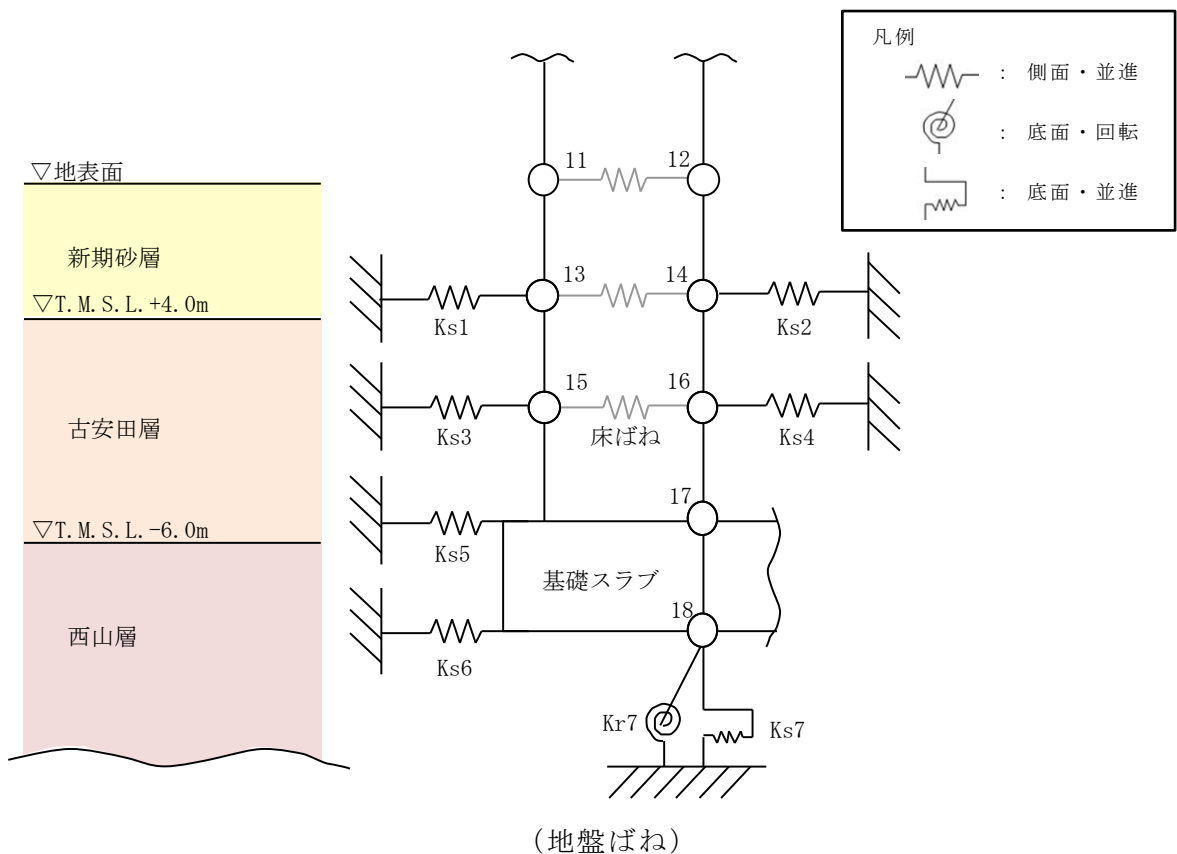
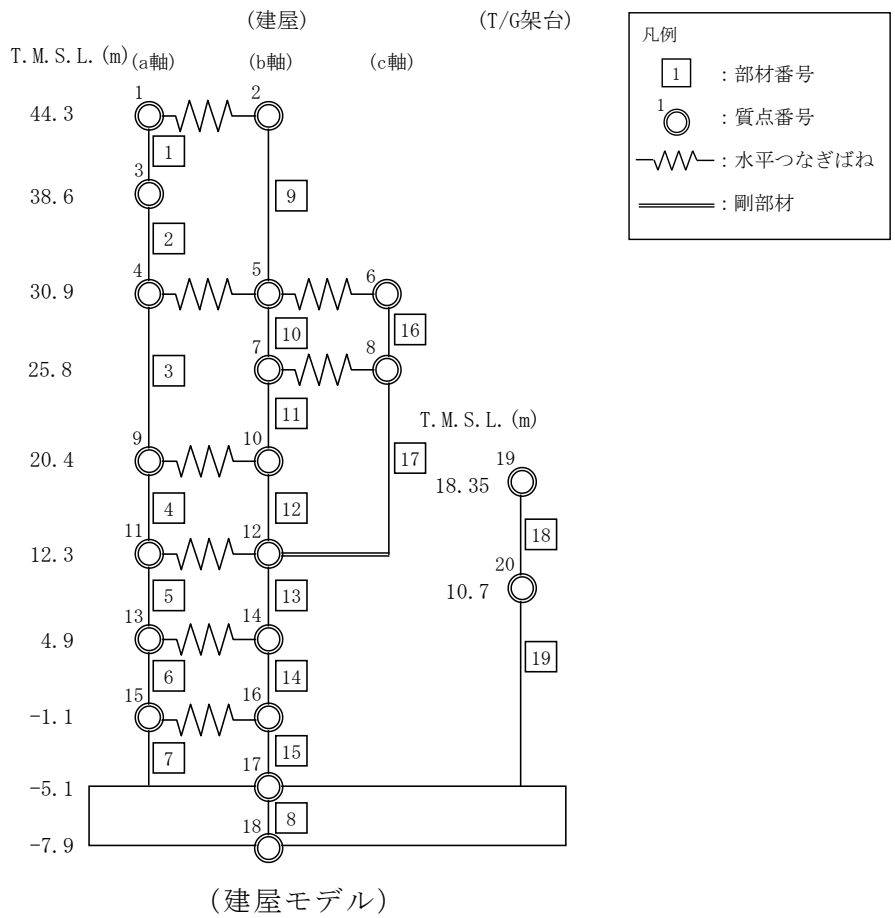
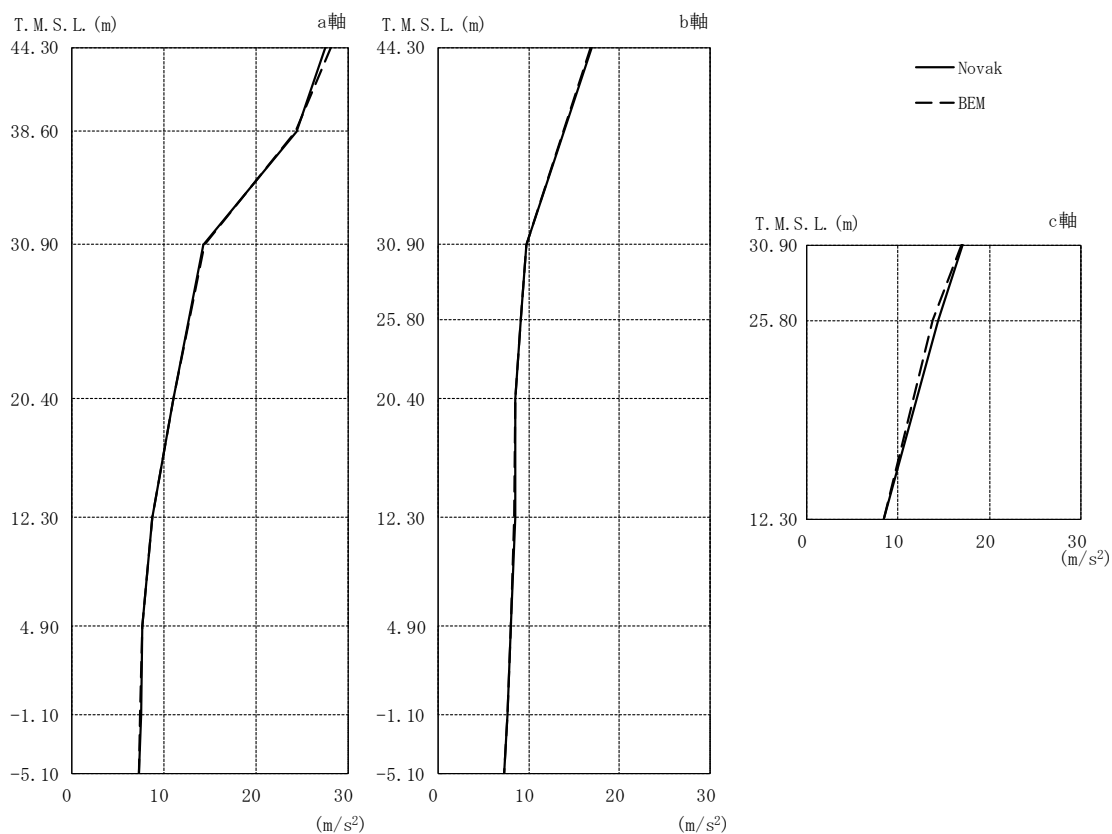


図 4-1 解析モデルの概要 (NS 方向)

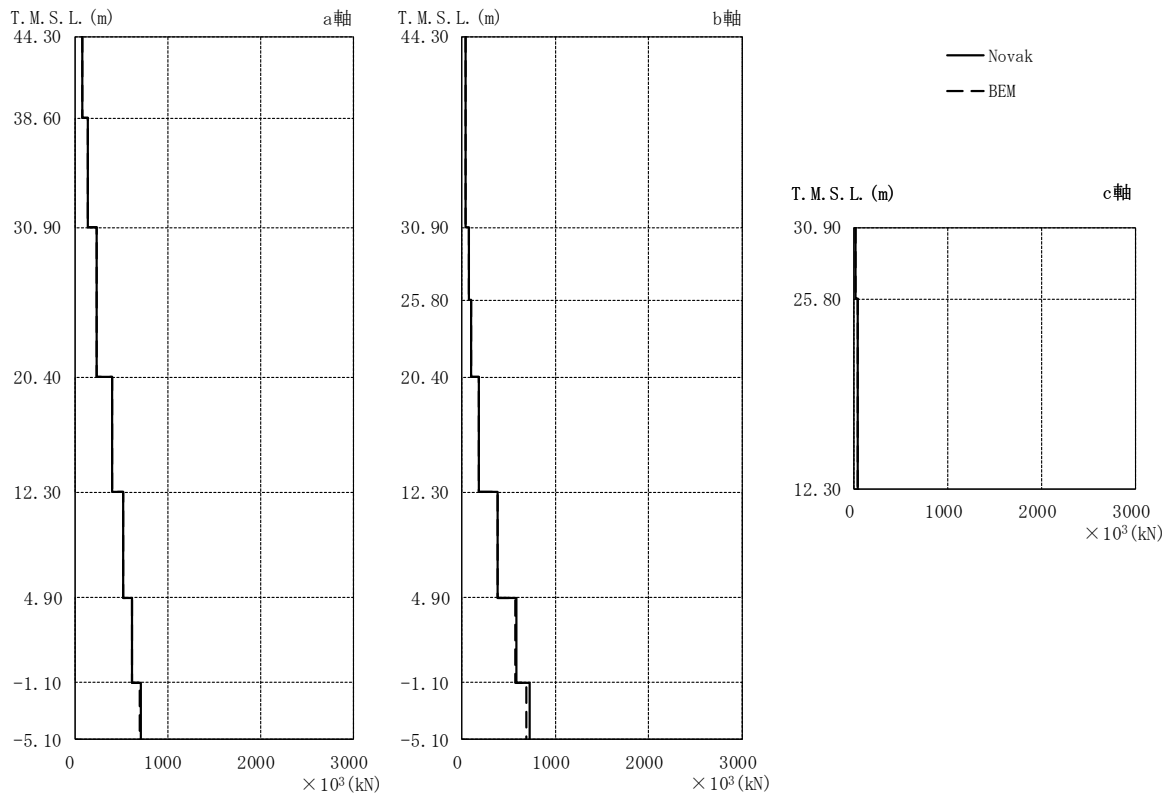
4.2 解析結果

基準地震動 Ss-1H に対する地震応答解析結果の比較を図 4-2～図 4-4 に示す。これらの図より Novak の側面地盤ばねと接触面積比率に応じて低減させた BEM の側面地盤ばねによる建屋応答の差はほとんどないことが分かる。



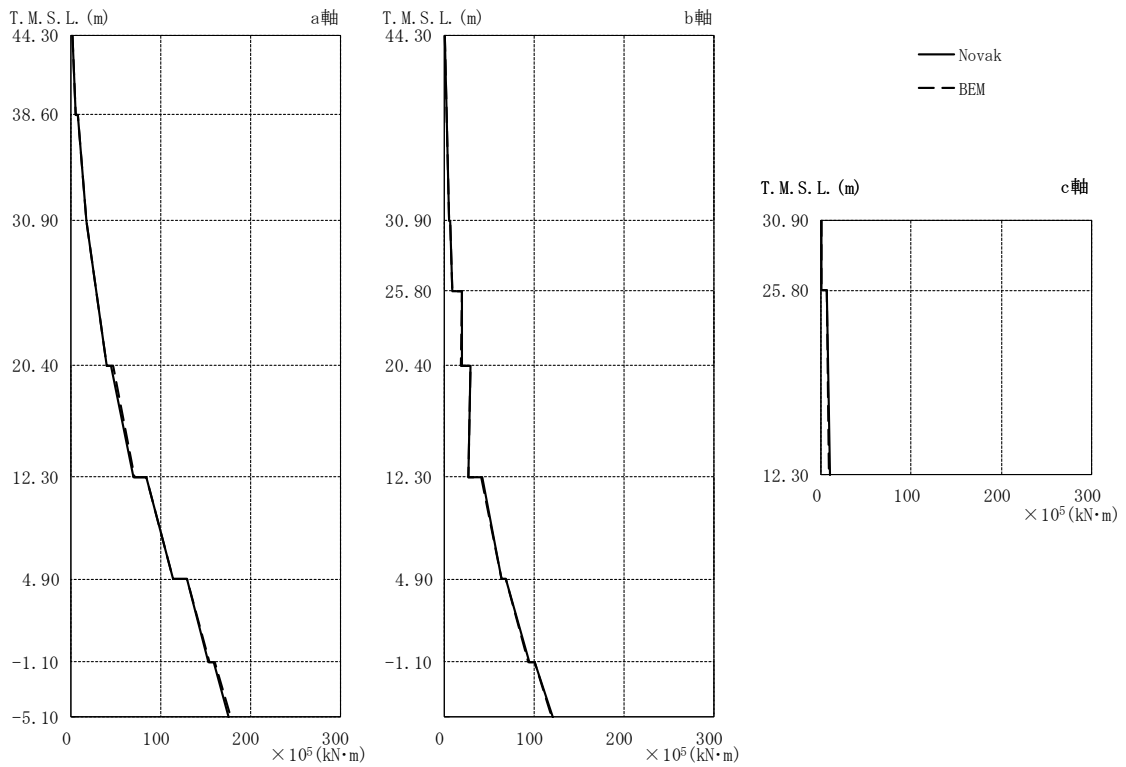
部位	質点番号	最大応答加速度 一覧表 (m/s^2)	
		Novak	BEM
a 軸	1	27.6	28.1
	3	24.4	24.3
	4	14.3	14.4
	9	11.0	11.1
	11	8.73	8.77
	13	7.69	7.63
	15	7.51	7.45
b 軸	2	16.9	16.8
	5	9.77	9.78
	7	9.18	9.19
	10	8.55	8.57
	12	8.48	8.42
	14	8.07	8.03
	16	7.66	7.63
c 軸	17	7.29	7.28
	6	17.1	17.0
	8	14.4	13.8

図4-2 タービン建屋の地震応答解析結果
(加速度, 基準地震動 S_s -1H_NS方向)



部位	部材番号	最大応答せん断力 一覧表 ($\times 10^3$ kN)	
		Novak	BEM
a 軸	1	86.3	87.8
	2	145	145
	3	241	242
	4	401	402
	5	519	523
	6	617	617
	7	716	704
b 軸	9	41.2	41.2
	10	70.4	69.4
	11	99.4	97.2
	12	180	180
	13	384	381
	14	581	565
c 軸	16	10.8	10.8
	17	38.0	37.1

図4-3 タービン建屋の地震応答解析結果
(せん断力, 基準地震動 S_s -1H_NS方向)



部位	部材番号	最大応答 曲げモーメント 一覧表 ($\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	
		Novak	BEM
a 軸	1	1.27	1.28
		5.18	5.24
	2	7.18	7.00
		16.4	16.5
	3	16.7	16.8
		39.8	39.8
	4	44.8	46.2
69.7		70.1	
5	84.3	84.2	
	114	114	
6	129	129	
	153	154	
7	159	160	
	176	178	
b 軸	9	0.673	0.666
		5.54	5.54
	10	6.44	6.24
		9.14	9.13
	11	19.5	19.3
		19.3	19.2
	12	29.3	29.1
26.8		26.8	
13	41.9	41.4	
	63.4	63.4	
14	68.9	68.6	
	94.7	94.1	
15	101	101	
	121	120	
c 軸	16	0.272	0.242
		0.638	0.616
	17	6.30	6.21
		9.76	9.53

図4-4 タービン建屋の地震応答解析結果
(曲げモーメント, 基準地震動 S_s -1H_NS方向)

5. まとめ

Novak の側面地盤ばね及び接触面積比率に応じて低減させた BEM の側面地盤ばねを用いた地震応答解析結果を比較したところ、建屋応答の差は僅かであり、タービン建屋に対し Novak の側面地盤ばねを適用することは妥当であることを確認した。

(参考資料 1) 計算機プログラム（解析コード）の概要

KANDYN_2N

1. 使用状況一覧

使用補足説明資料		バージョン
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	Ver. 4.06

2. 解析コードの概要

項目 \ コード名	KANDYN_2N
使用目的	2次元有限要素法による地震応答解析
開発機関	鹿島建設株式会社
開発時期	2005年
使用したバージョン	Ver. 4.06
コードの概要	<ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは原子力発電所建屋の地震応答解析用として開発されたFEMを用いる解析計算機コードである。 ・低接地率時の建屋の浮き上がり挙動等に関する研究において使用実績がある。 ・本解析コードは動荷重（節点加振力，地震入力）を扱うことができる。 ・地震応答解析は，線形解析及び非線形解析を時間領域における数値積分により行う。
検証（Verification） 及び 妥当性確認（Validation）	<p>【検証（Verification）】</p> <p>本解析コードの検証は以下のとおり実施している。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードの計算機能が適正であることは，後述する妥当性確認の中で確認している。 ・本解析コードの運用環境について，動作環境を満足する計算機にインストールして用いていることを確認している。 <p>【妥当性確認（Validation）】</p> <p>本解析コードの妥当性確認は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コード及び汎用コードである「Soil Plus ver.2015」を用いて，建屋質点系－地盤2次元FEM解析を行い，両コードによる応答結果が概ね一致していることを確認している。 ・本申請における用途及び適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

3. KANDYN_2Nの解析手法

3.1 一般事項

本解析コードは、鹿島建設株式会社で開発した原子力発電所建屋を対象としたプログラムであり、時間領域における質点系はりモデル及びFEMによる動的応答解析プログラムである。

3.2 解析コードの特徴

本解析コードの主な特徴を以下に示す。

- ・ 3次元問題を対象として、はり要素、ばね要素、ダンパー要素、ソリッド要素等が用意されており、原子力発電所建屋他の地盤を含めた構造物の動的解析を行うことができる。
- ・ 離散化した構造物－地盤間に非線形地盤ばねを考慮することができ、接地率の小さな構造物の応答計算に使用できる。
- ・ 大規模問題も取り扱うために、入力データが簡素化されている。
- ・ 自由度の拘束方法は、取り扱う問題にあったものを選ぶことができる。

3.3 解析理論

3.3.1 運動方程式

多自由度系の運動方程式は一般に(3.1)式で表される。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここで、

- $[M]$: 質量マトリックス
- $[C]$: 減衰マトリックス
- $[K]$: 剛性マトリックス
- $\{\ddot{u}\}$: 加速度ベクトル
- $\{\dot{u}\}$: 速度ベクトル
- $\{u\}$: 変位ベクトル
- $\{F\}$: 荷重ベクトル

3.3.2 減衰項の策定

減衰項として、系の粘性減衰はレーリー減衰を用いており、レーリー減衰の定義は以下で表される。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

ただし,

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2 - h_2\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2}$$

$$\beta = \frac{2(h_2\omega_2 - h_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2}$$

ここで,

ω_1 : 減衰定数 h_1 を定義する円振動数

ω_2 : 減衰定数 h_2 を定義する円振動数

3.3.3 直接積分法による解法

直接積分法は、連立の微分方程式を直接積分するもので、時間を Δt 毎に分割し、時間ステップごとに、順次解を求めていく方法である。今回の解析で用いた Newmark- β 法 ($\beta=1/4$) について以下に示す。

(3.1) 式の運動方程式を増分形式で表すと (3.3) 式となる

$$M\{\Delta\ddot{u}\} + C\{\Delta\dot{u}\} + K\{\Delta u\} = -M\{1\}\Delta\alpha \dots\dots\dots (3.3)$$

n ステップの変位 $\{u_n\}$, 速度 $\{\dot{u}_n\}$, 加速度 $\{\ddot{u}_n\}$ が既知の場合, 次の $n+1$ ステップの変位増分, 速度増分は以下の様に表せる。

$$\begin{aligned} \{\Delta u_{n+1}\} &= \{u_{n+1}\} - \{u_n\} = \Delta t \left(\frac{\{\dot{u}_{n+1}\} + \{\dot{u}_n\}}{2} \right) \\ &= \Delta t \left(\frac{(\{\dot{u}_n\} + \{\Delta\dot{u}_{n+1}\}) + \{\dot{u}_n\}}{2} \right) = \Delta t \left(\{\dot{u}_n\} + \frac{\{\Delta\dot{u}_{n+1}\}}{2} \right) \dots\dots\dots (3.4) \end{aligned}$$

$$\{\Delta\dot{u}_{n+1}\} = \Delta t \left(\{\ddot{u}_n\} + \frac{\{\Delta\ddot{u}_{n+1}\}}{2} \right) \dots\dots\dots (3.5)$$

(3.4) 式, (3.5) 式より

$$\{\Delta\dot{u}_{n+1}\} = \frac{2}{\Delta t} \{\Delta u_{n+1}\} - 2\{\dot{u}_n\} \dots\dots\dots (3.6)$$

$$\{\Delta\ddot{u}_{n+1}\} = \frac{4}{\Delta t^2} \{\Delta u_{n+1}\} - \frac{4}{\Delta t} \{\dot{u}_n\} - 2\{\ddot{u}_n\} \dots\dots\dots (3.7)$$

(3.6) 式, (3.7) 式を (3.3) 式に代入し, $\{\Delta u_{n+1}\}$ に関して解く。

$$\begin{aligned}
& M \left(\frac{4}{\Delta t^2} \{\Delta u_{n+1}\} - \frac{4}{\Delta t} \{\dot{u}_n\} - 2\{\ddot{u}_n\} \right) + C \left(\frac{2}{\Delta t} \{\Delta u_{n+1}\} - 2\{\dot{u}_n\} \right) + K\{\Delta u_{n+1}\} = -M\{1\}\Delta\alpha \\
& \Rightarrow \left(M \frac{4}{\Delta t^2} + C \frac{2}{\Delta t} + K \right) \{\Delta u_{n+1}\} = -M\{1\}\Delta\alpha + M \left(\frac{4}{\Delta t} \{\dot{u}_n\} + 2\{\ddot{u}_n\} \right) + C(2\{\dot{u}_n\}) \\
& \Rightarrow \{\Delta u_{n+1}\} = \left(M \frac{4}{\Delta t^2} + C \frac{2}{\Delta t} + K \right)^{-1} \left(-M\{1\}\Delta\alpha + M \left(\frac{4}{\Delta t} \{\dot{u}_n\} + 2\{\ddot{u}_n\} \right) + C(2\{\dot{u}_n\}) \right) \\
& \dots\dots\dots (3.8)
\end{aligned}$$

(3.8)式を解くと、n+1 ステップの変位増分が得られる。また、(3.6)式、(3.7)式を用いて n+1 ステップの速度増分および加速度増分が得られる。

3.4 解析フローチャート

本解析コードの解析フローチャートを図 3-1 に示す。

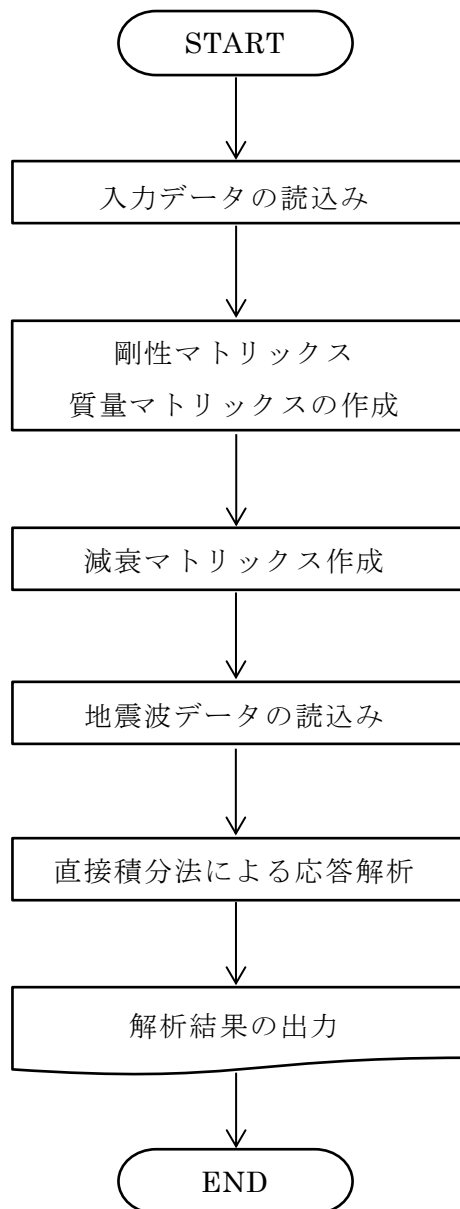


図 3-1 解析フローチャート

4. 検証 (Verification) と妥当性確認 (Validation)

本解析コードは、「3.3 解析理論」に示した一般性のある理論モデルに基づき構築された解析コードであり、「3.4 解析フローチャート」に示したプログラム構造を持っている。本解析コードは、主に原子力発電所建築物における接地率の小さな場合の研究に使用実績を有しており、解析機能全般について十分な妥当性が確認されている。

こうした特徴を踏まえ、「建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性」の検討において解析モデルに考慮した側面地盤の接触剥離や摩擦滑りに特化して、本解析コードによる下記の解析を実施し、本解析コードの適切さを確認している。

- ・ 建屋地下側面地盤の接触剥離及び摩擦滑りを考慮した地震応答解析結果を汎用コード「Soil Plus ver.2015」(伊藤忠テクノソリューションズ株式会社)と比較

4.1 検証(Verification)

本解析コードの計算機能が適正であることは、後述する妥当性確認の中で確認している。

4.2 妥当性確認(Validation)

4.2.1 他コードとの比較による検証

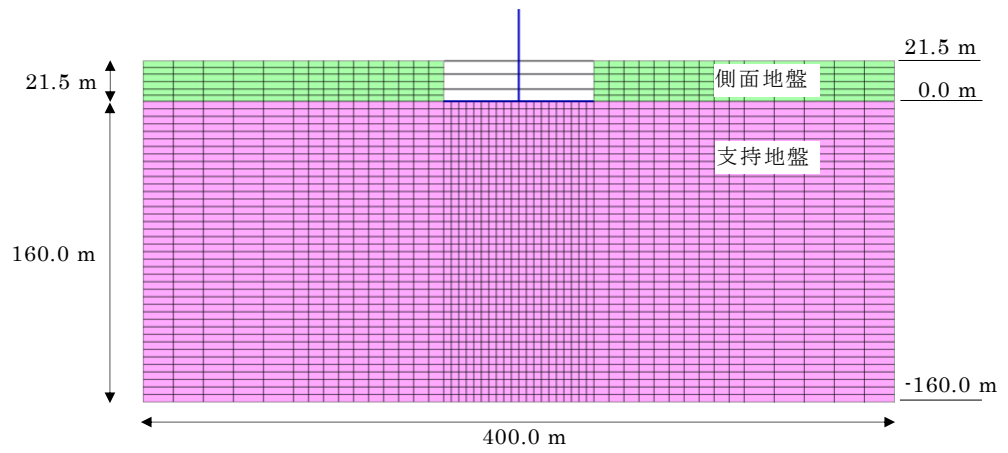
(1)妥当性確認方法

本解析コード及び汎用コードである「Soil Plus ver.2015」(伊藤忠テクノソリューションズ株式会社)により、建屋地下側面地盤の接触剥離及び摩擦滑りを考慮した建屋質点系一地盤2次元FEMモデルを用いて地震応答解析を行い、両コードによる応答結果が概ね一致することを確認する。

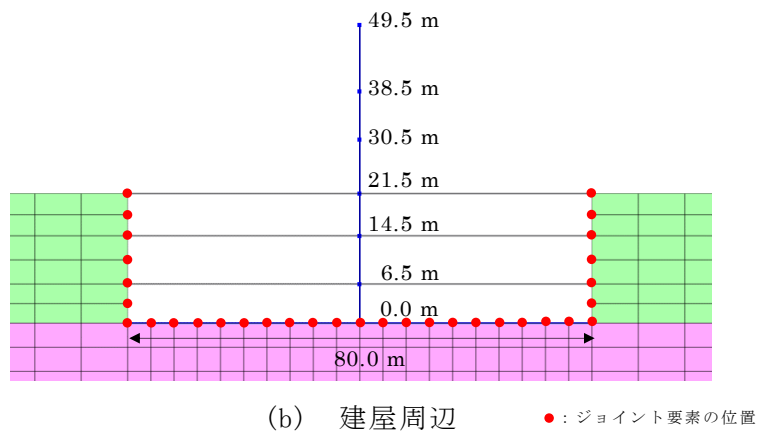
(2)解析条件

1) 解析モデル

解析モデルを図4-1に示す。地盤は2次元FEMモデル、建屋は埋込みを考慮した質点系モデルである。建屋地下側面は側面地盤との接触剥離及び摩擦滑りを考慮できるようにジョイント要素(非線形の軸ばねとせん断ばね)を設置している。また、建屋基礎底面には浮き上がりを考慮できるようにジョイント要素(非線形の軸ばね)を設置している。建屋モデルの諸元を表4-1に、地盤物性を表4-2に示す。



(a) モデル全体



(b) 建屋周辺

図 4-1 解析モデル

表 4-1 建屋モデルの諸元

質点番号	標高 (m)	重量 (kN)	回転慣性重量 (kN・m ²)	部材番号	せん断断面積 (m ²)	断面2次モーメント (m ⁴)
7	49.5	500,000	3.00E+08			
6	38.5	500,000	3.00E+08	6	600	6.00E+05
5	30.5	500,000	3.00E+08	5	600	6.00E+05
4	21.5	500,000	3.00E+08	4	600	6.00E+05
3	14.5	500,000	3.00E+08	3	600	6.00E+05
2	6.5	500,000	3.00E+08	2	600	6.00E+05
1	0.0	500,000	3.00E+08	1	100,000	1.00E+07
合計		3,500,000				

G. L. =21.5m

ヤング係数E : 27447 (N/mm²)
 せん断弾性係数G : 11436 (N/mm²)
 ポアソン比ν : 0.2
 減衰定数h : 0.05

表 4-2 地盤物性

	標高 (m)	S波速度 (m/s)	P波速度 (m/s)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	せん断弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数
側面地盤	21.5 ~ 0.0	300	1000	20	0.451	183,549	0.03
支持地盤	0.0 ~ -160.0	600	2000	20	0.451	734,196	0.03

2) 入力地震動

入力地震動の加速度時刻歴波形を図 4-2 に示す。最大加速度は 1000cm/s² であり、地盤 2 次元 F E Mモデルの底面に入力する。

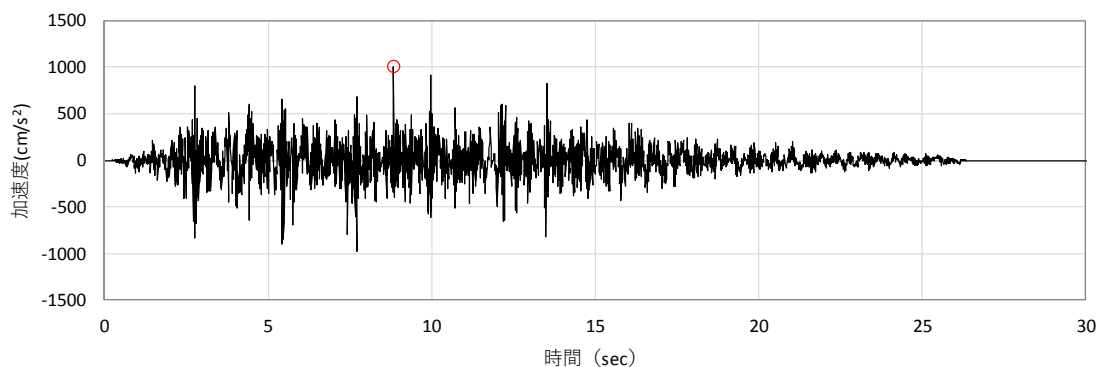
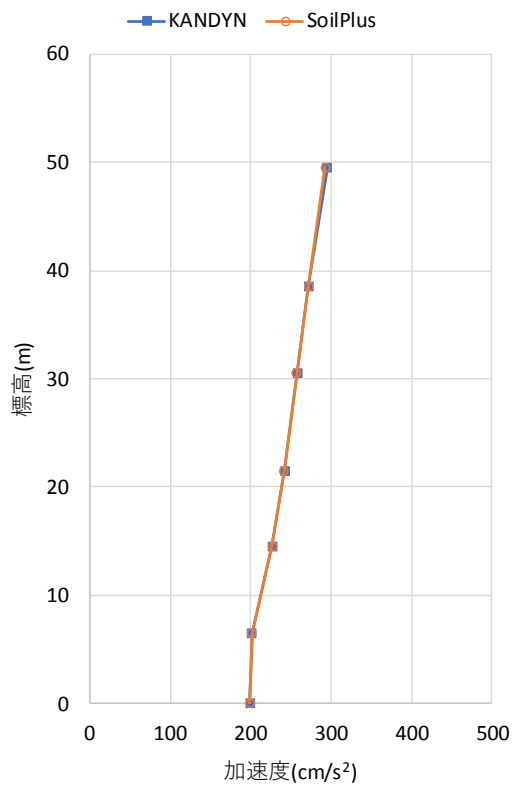


図 4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形

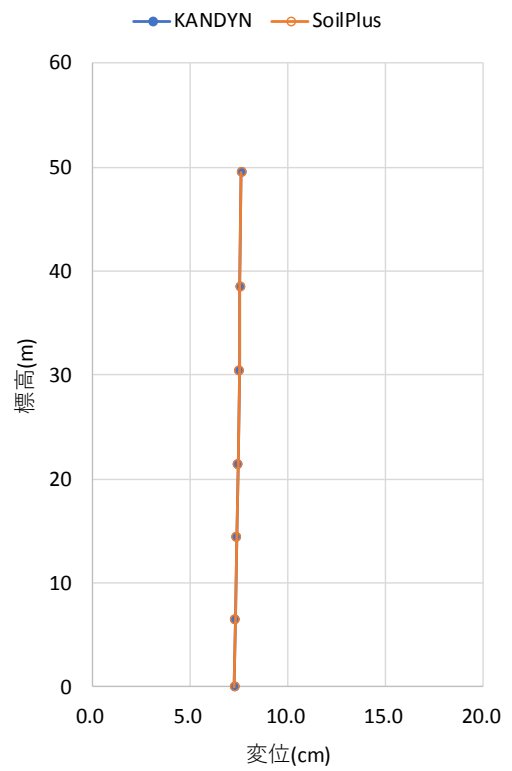
(3) 妥当性確認結果

建屋の最大応答（加速度，変位，せん断力，曲げモーメント）の分布について，両解析コードの結果を比較して図 4-3 に示す。また，建屋地下側面全体のジョイント要素の平均的な軸応力及びせん断応力の時刻歴について，両解析コードの結果を比較して図 4-4，図 4-5 に示す。建屋の最大応答分布および側面地盤ジョイント要素の時刻歴は両解析コードで概ね一致している。

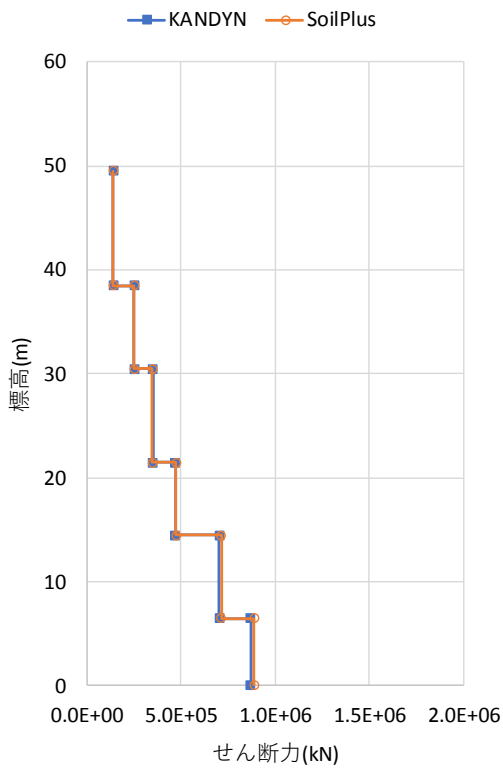
建屋の加速度応答スペクトルを比較して図 4-6 に示す。両者は概ね一致している。



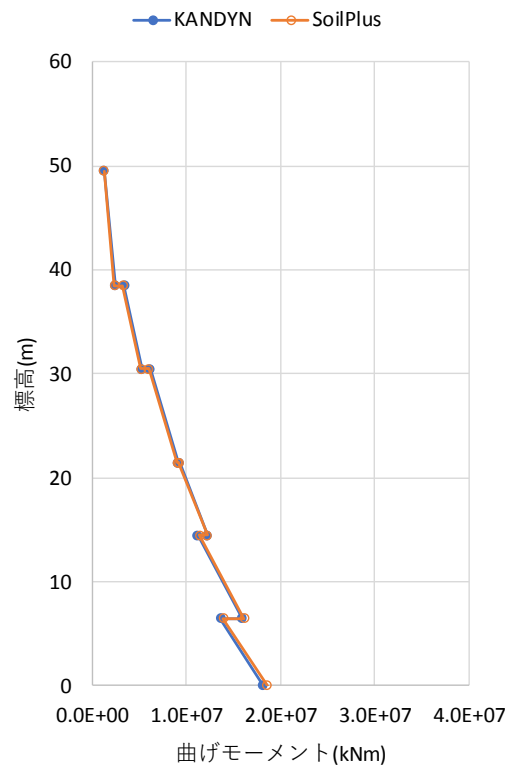
(a) 加速度



(b) 変位

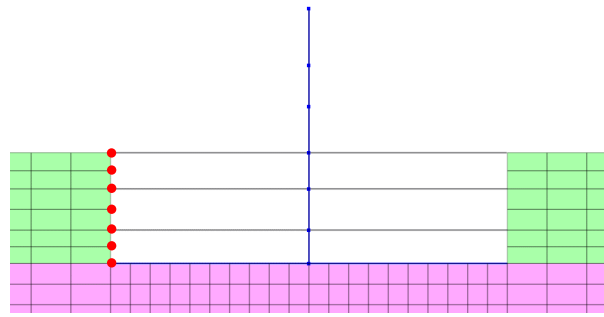


(c) せん断力

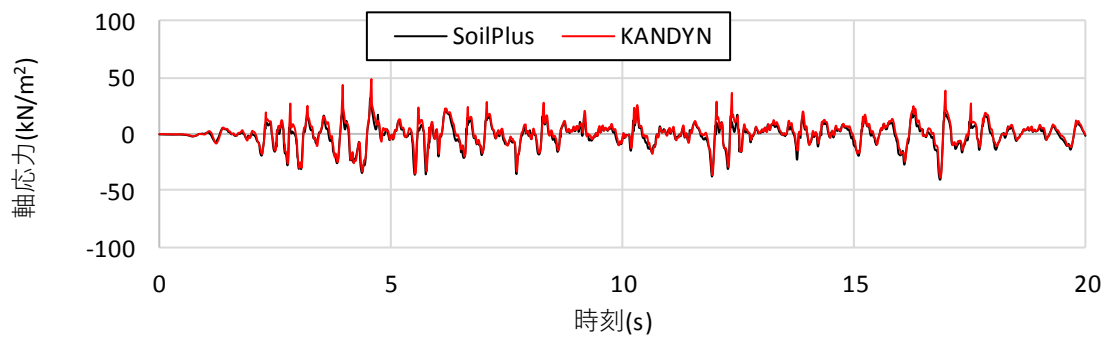


(d) 曲げモーメント

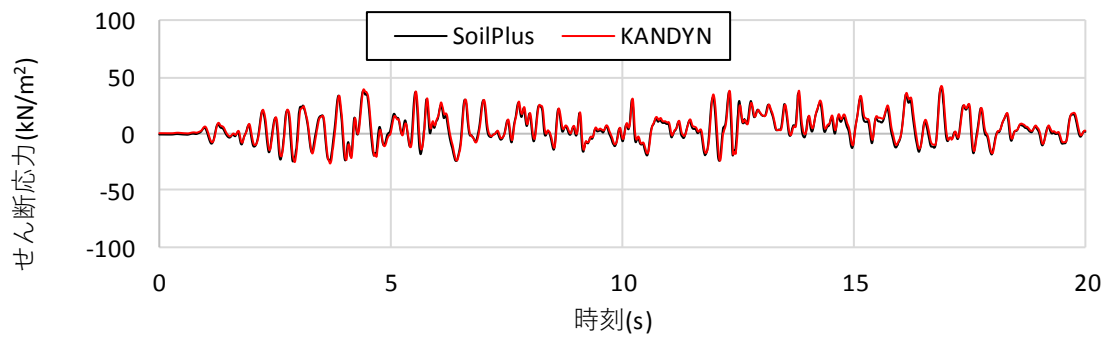
図 4-3 建屋の最大応答分布の比較



(a) ジョイント要素の出力位置

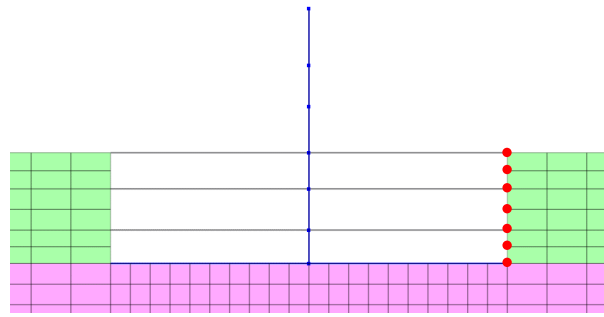


(b) 軸応力

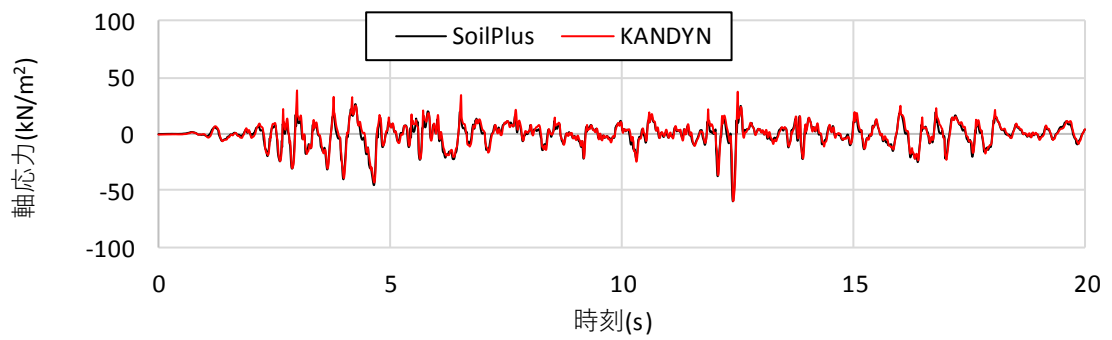


(c) せん断応力

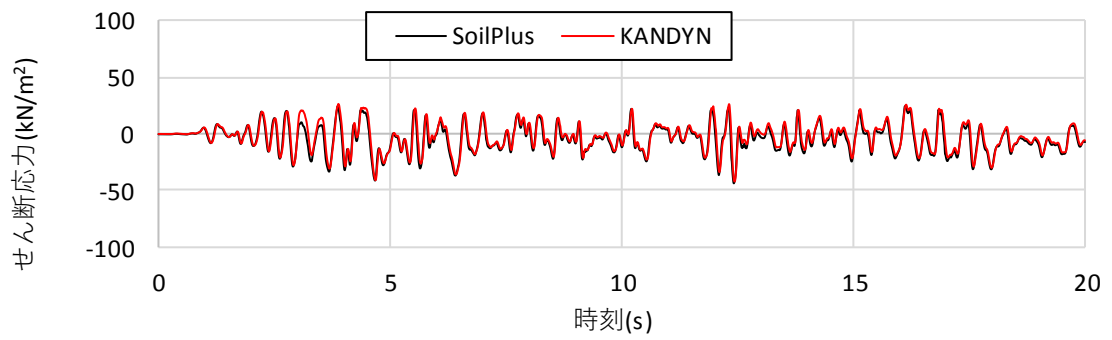
図 4-4 建屋地下側面全体のジョイント要素の平均応力時刻歴の比較 (左側面)



(a) ジョイント要素の出力位置



(b) 軸応力



(c) せん断応力

図 4-5 建屋地下側面全体のジョイント要素の平均応力時刻歴の比較 (右側面)

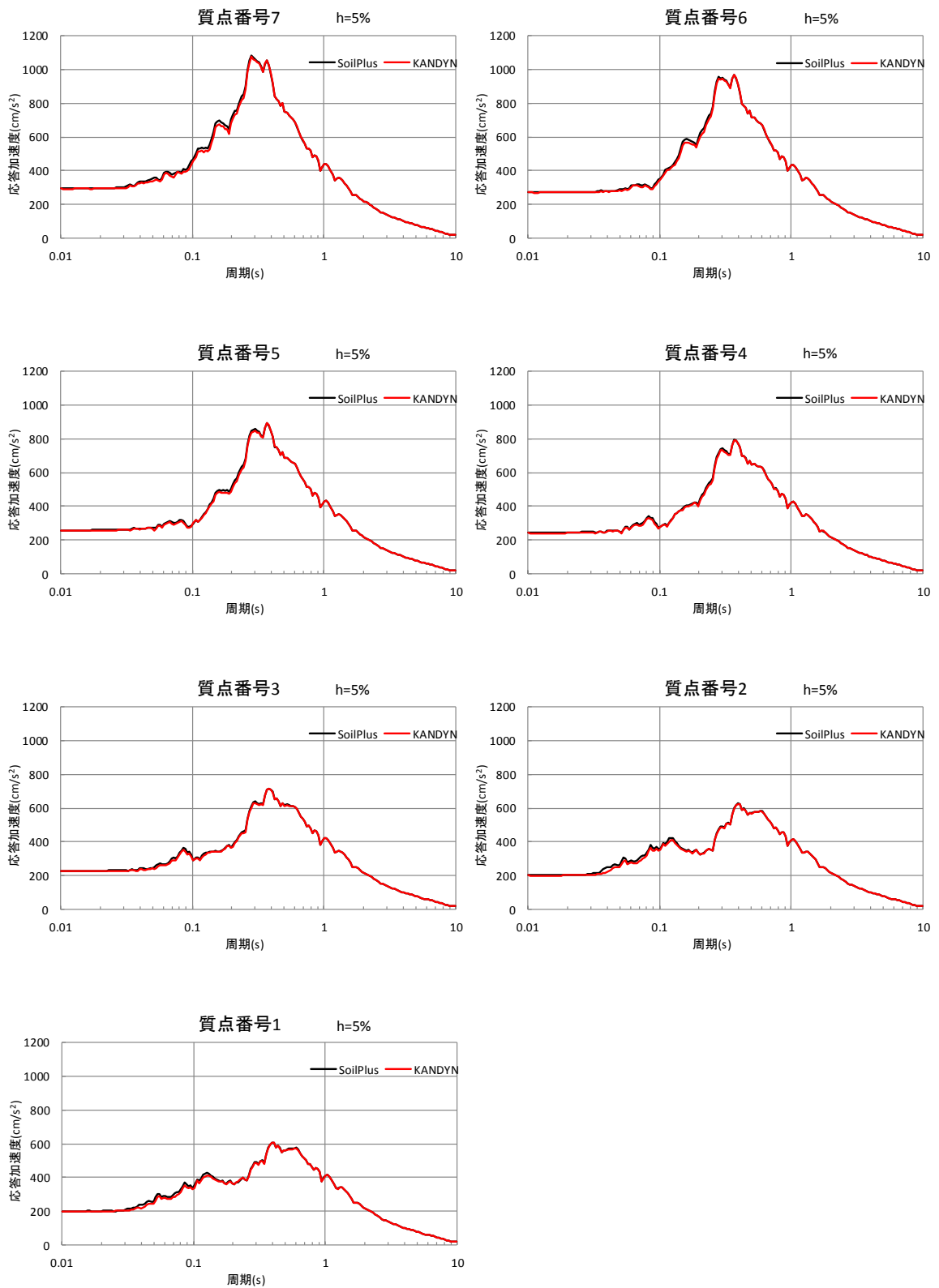


図 4-6 建屋の加速度応答スペクトルの比較 (h=5%)

4.2.2 評価結果

以下の評価結果から、本解析コードを対象とする検討に用いることは妥当である。

- ・本解析コード及び汎用コードである「Soil Plus ver.2015」により、建屋質点系－地盤2次元FEMモデルを用いて建屋地下側面地盤の接触剥離や摩擦滑りを考慮した地震応答解析を行い、建屋及び側面地盤のジョイント要素の応答について両解析コードで概ね同一の結果が得られた。

A R X

1. 使用状況一覧

使用補足説明資料		バージョン
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	Ver. 1.0

2. 解析コードの概要

項目	コード名 A R X
使用目的	システム同定
開発機関	鹿島建設株式会社
開発時期	2011 年
使用したバージョン	Ver. 1. 0
コードの概要	<p>本解析コードは、建物の地震観測記録を用いて、A R X (Auto-Regressive with eXogenous) によるシステム同定を適用し、建物の固有振動数および減衰定数を評価するために開発された。</p> <p>本解析コードは、多数の原子炉建屋に対してシステム同定を行った使用実績を有する。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>本解析コードを適用し、地震観測記録を用いて原子炉建屋の固有振動数の評価を行い、固有振動数の経年変化の検討を実施した。</p> <p>【検証 (Verification)】</p> <p>本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 数値シミュレーション解析により、本解析コードによる同定結果は理論値に一致することを確認している。 ・ 動作環境を満足する計算機にインストールし適用している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】</p> <p>本解析コードの妥当性確認内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本解析コードは、多数の原子炉建屋を含む建物の固有振動数および減衰定数のシステム同定に使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。 ・ 今回の工事計画認可申請における用途及び適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

3. A R Xの解析手法

3.1 一般事項

本解析コードは、建物内の複数地点の地震観測記録を用いて、A R X (Auto-Regressive with eXogenous) により、建物の固有振動数及び減衰定数を同定するプログラムである。

3.2 解析コードの特徴

本解析コードの主な特徴を以下に示す。

- ・入出力の時刻歴波形の対象範囲，サンプリングの設定変更，A R Xモデルの次数設定が可能である。
- ・A R Xモデルによる解(振動数と減衰定数)と共に，モデルに基づく伝達関数およびモデル誤差も出力される。

3.3 解析手法

ARXモデルは、パラメトリック同定で一般的に使用される最も簡単なパラメトリックモデルであり、最小二乗法により計算される方法である。ARXモデルは以下の式で定義される。

$$\begin{aligned} y(t) + a_1 y(t-1) + a_2 y(t-2) + \dots + a_{n_a} y(t-n_a) \\ = b_1 u(t-1) + b_2 u(t-2) + \dots + b_{n_b} u(t-n_b) + e(t) \end{aligned} \quad (3.1)$$

ここで、 $y(t)$ は時刻 t の出力、 $u(t)$ は時刻 t の入力、 $e(t)$ は残差項、 $n_a \cdot n_b$ は多項式の次数である。ここで、 q^{-1} という時間遅れ演算子を(3.2)式のように定義すると、(3.1)式は(3.3)式のように表される。

$$\begin{aligned} qy(t) &= y(t+1), \quad q^{-1}y(t) = y(t-1), \dots, \quad q^{-n_a}y(t) = y(t-n_a) \\ qu(t) &= u(t+1), \quad q^{-1}u(t) = u(t-1), \dots, \quad q^{-n_b}u(t) = u(t-n_b) \\ (1 + a_1 q^{-1} + a_2 q^{-2} + \dots + a_{n_a} q^{-n_a})y(t) \\ &= (b_1 q^{-1} + b_2 q^{-2} + \dots + b_{n_b} q^{-n_b})u(t) + e(t) \end{aligned} \quad (3.2)$$

$$\begin{aligned} \therefore A(q)y(t) &= B(q)u(t) + e(t) \\ A(q) &= 1 + a_1 q^{-1} + a_2 q^{-2} + \dots + a_{n_a} q^{-n_a} \\ B(q) &= b_1 q^{-1} + b_2 q^{-2} + \dots + b_{n_b} q^{-n_b} \end{aligned} \quad (3.3)$$

これらより、ARXモデルのブロック線図は図 3-1 のように表され、 $B(q)/A(q)$ は離散時間の伝達関数に対応することになる。

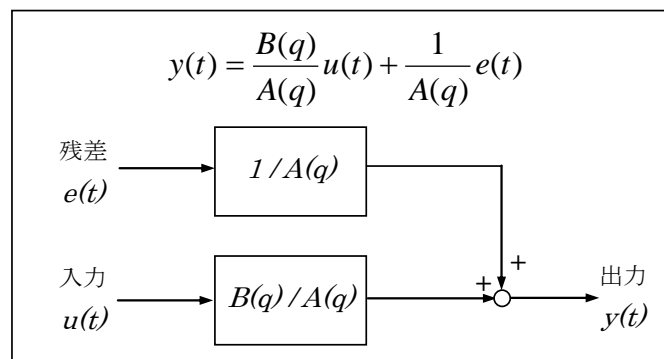


図 3-1 ARXモデルのブロック線図

線形最小二乗法によりARXモデルのパラメータ $a_1 \sim a_{n_a}$, $b_1 \sim b_{n_b}$ を推定可能である。(3.3)式より、

$$\begin{aligned}
y(t) &= -\sum_{j=1}^{n_a} a_j y(t-j) + \sum_{j=1}^{n_b} b_j u(t-j) + e(t) \\
&= [-y(t-1), \dots, -y(t-n_a), u(t-1), \dots, u(t-n_b)] [a_1, \dots, a_{n_a}, b_1, \dots, b_{n_b}]^T + e(t) \quad (3.4) \\
&= \varphi(t)\theta + e(t)
\end{aligned}$$

時刻 $t=1 \square N$ を考えれば,

$$\begin{aligned}
Y &= \Phi\theta + E \\
Y &= [y(1), \dots, y(N)]^T \\
\Phi &= \begin{bmatrix} \varphi(1) \\ \vdots \\ \varphi(N) \end{bmatrix} = [\varphi(1)^T, \dots, \varphi(N)^T]^T \quad (3.5) \\
E &= [e(1), \dots, e(N)]^T
\end{aligned}$$

となり，最小二乗推定値は，下式により求められる。

$$\hat{\theta} = [\Phi^T \Phi]^{-1} \Phi^T Y \quad (3.6)$$

なお，伝達関数 $H(Z) = B(Z)/A(Z)$ は，フーリエ変換と Z 変換との関係より，下式のように伝達関数に変換される。

$$H_f(f) = H(\exp(i \cdot \Delta t \omega)) \quad (3.7)$$

また，ピーク振動数 f_j と減衰定数 h_j は， $A(Z)=0$ の根 ${}_z p_j$ を用いて，下式により求められる。

$$f_j = \frac{|\log_z p_j|}{2\pi \Delta t}, \quad h_j = \frac{-\log |{}_z p_j|}{2\pi f_j \Delta t} \quad (3.8)$$

3.4 解析フローチャート

本解析コードの解析フローチャートを図3-2に示す。

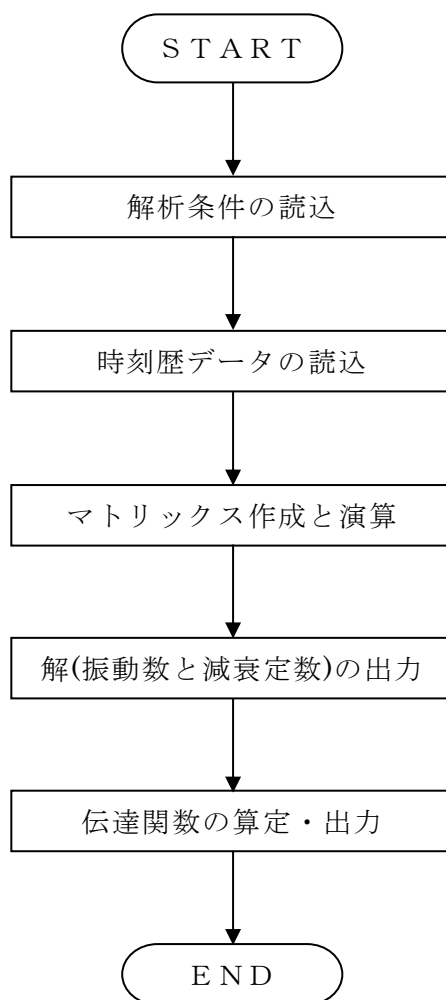


図 3-2 解析フローチャート

3.5 検証 (Verification) と妥当性確認 (Validation)

3.5.1 検証

(1) 検証概要

数値シミュレーション解析により,本解析コードによるシステム同定結果が理論値に一致することを検証する。

具体的には, 加速度時刻歴の入力波と調和地動に対する定常応答解により出力応答波を作成し, 入力波と出力応答波を用いてARXによるシステム同定を行い固有振動数と減衰定数を評価する。その評価結果が出力応答波作成時の与条件 (理論値) に一致することを確認する。

検討フローを図3-3に示す。

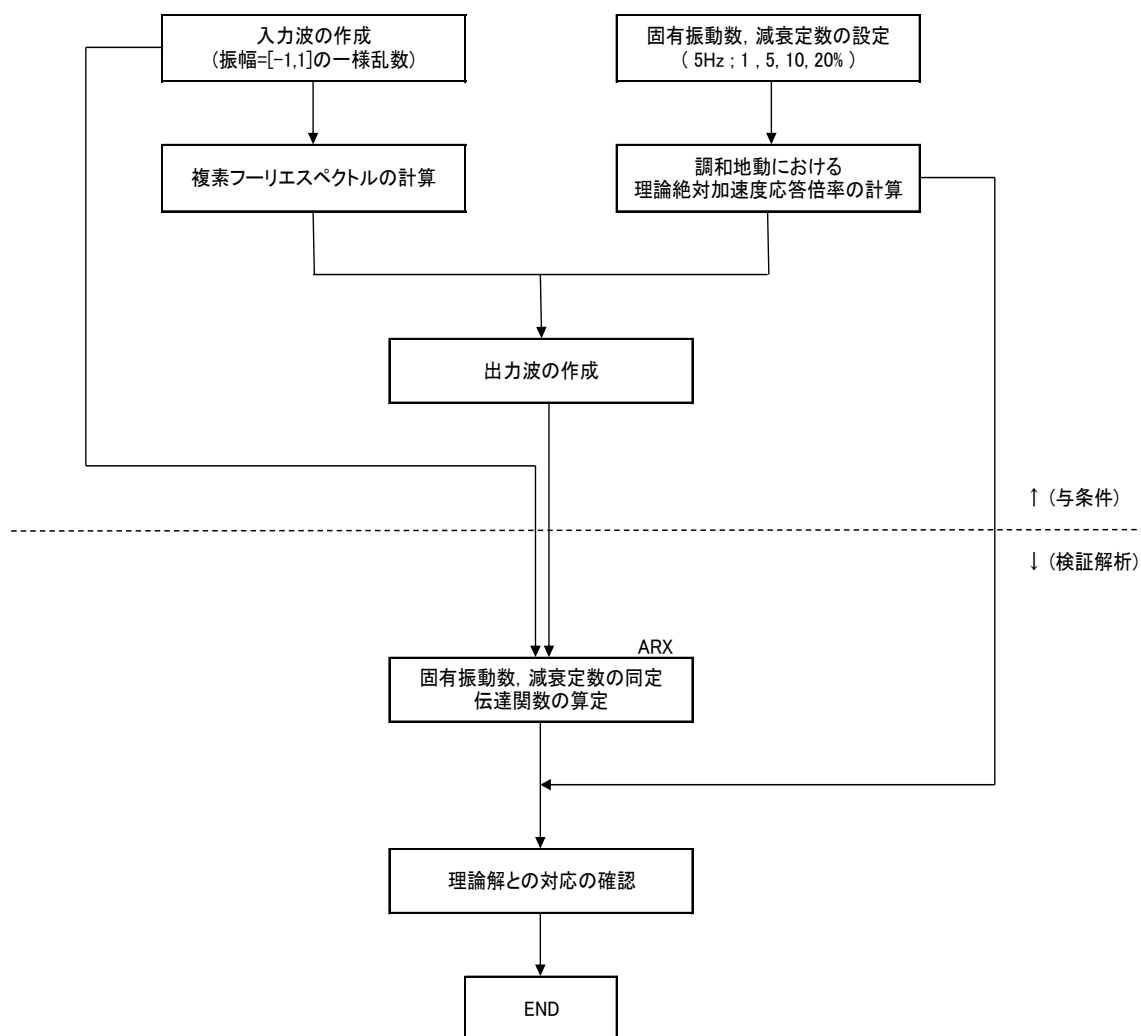


図3-3 検討フロー

(2) 検証モデル

固有振動数を 5Hz, 減衰定数を 1, 5, 10, 20%とした場合の, 調和地動に対する定常応答解(理論解)の伝達関数(振幅比と位相)を図 3-4 に示す。

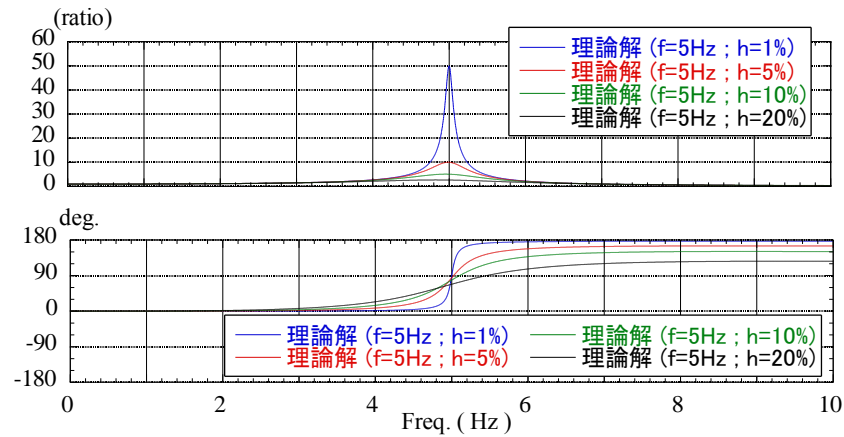


図 3-4 調和地動に対する定常応答解(理論解)の伝達関数(振幅比と位相)

(3) 入力波および出力波

図 3-5 に入力波を示す。振幅 $-1 \sim 1$ の一様乱数による波である。

図 3-6 に入力波と定常応答の理論解に基づき作成した出力応答波を示す。

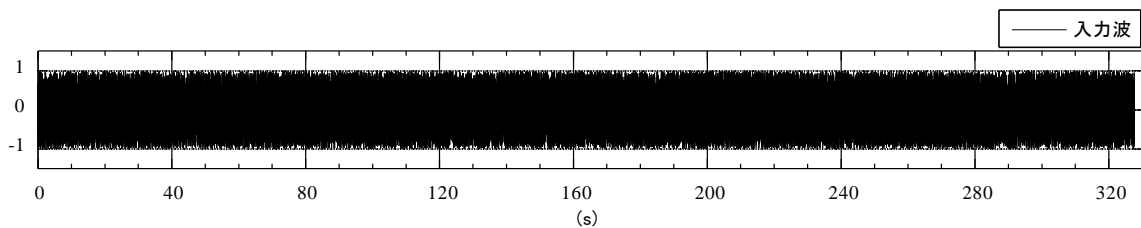


図 3-5 入力波 ($\Delta t=0.01s$, 継続時間=327.68s)

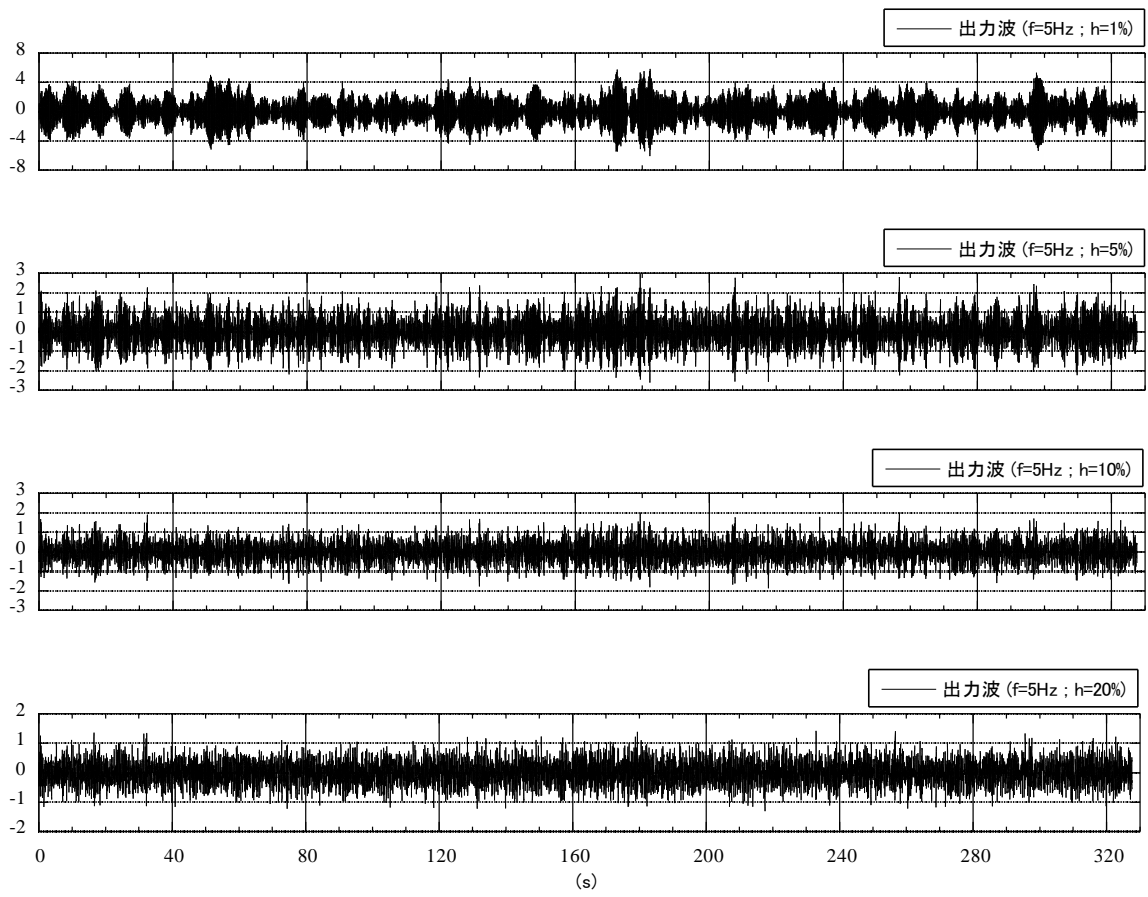
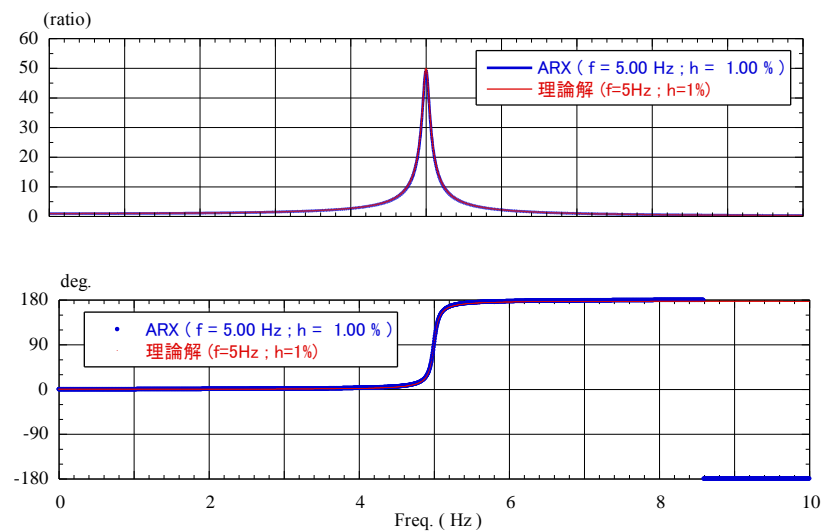


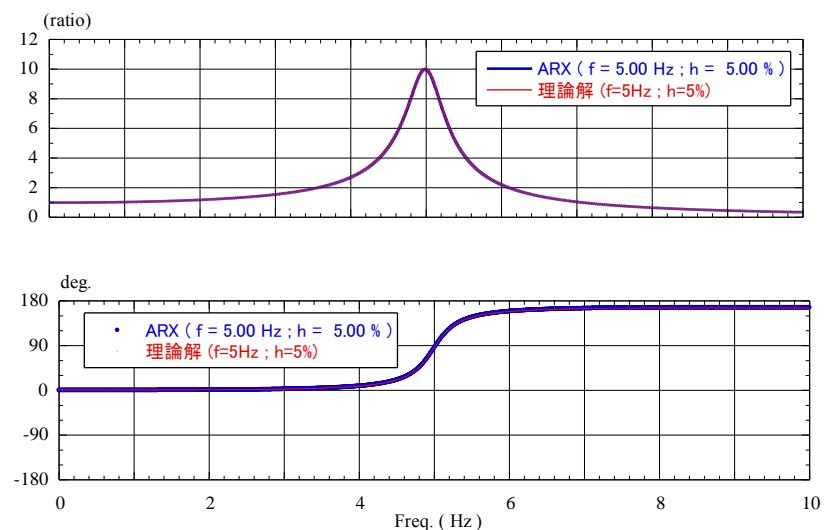
図 3-6 入力波と 1 自由度系の理論解に基づき作成した出力波

(4) システム同定結果

図 3-7 に A R X により求めた伝達関数(振幅比および位相)を理論解のそれと比較して示す。また、表 3-1 に固有振動数と減衰定数の同定結果を設定値(理論値)と比較して示す。A R X による同定結果は理論解と一致することが確認される。

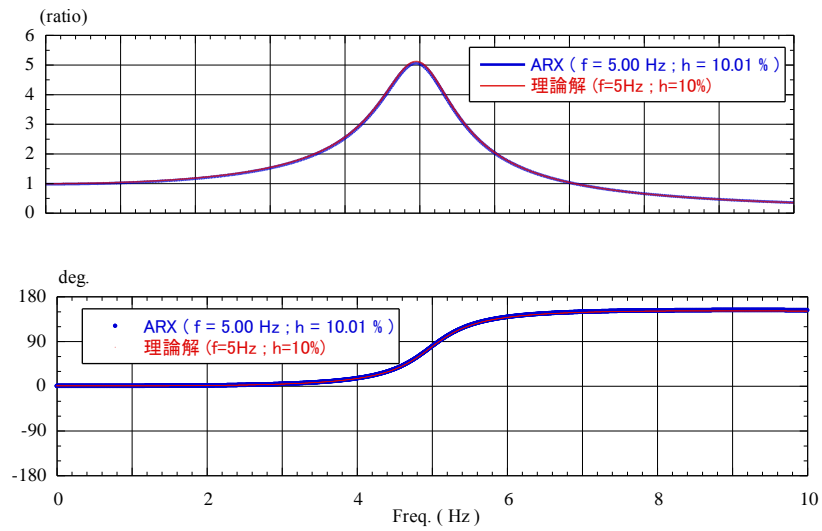


(1) 固有振動数 $f=5\text{Hz}$, 減衰定数 $h=1\%$ (理論解)

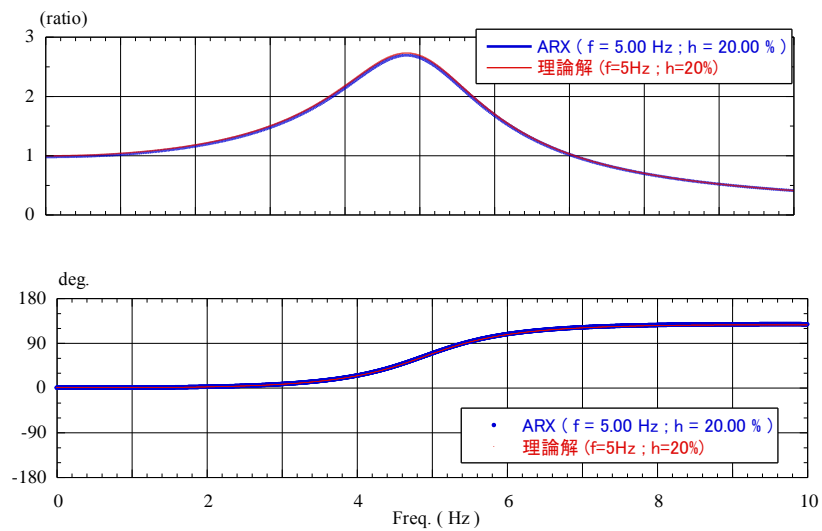


(2) 固有振動数 $f=5\text{Hz}$, 減衰定数 $h=5\%$ (理論解)

図 3-7 A R X による同定結果と理論解との比較 (1)



(3) 固有振動数 $f=5\text{Hz}$, 減衰定数 $h=10\%$ (理論解)



(4) 固有振動数 $f=5\text{Hz}$, 減衰定数 $h=20\%$ (理論解)

図 3-7 ARXによる同定結果と理論解との比較 (2)

表 3-1 固有振動数と減衰定数の比較

設定値(理論)		同定値		同定値 / 設定値	
固有振動数	減衰定数	固有振動数	減衰定数	固有振動数	減衰定数
5 Hz	1 %	5.00 Hz	1.00 %	1.000	1.000
5 Hz	5 %	5.00 Hz	5.00 %	1.000	1.000
5 Hz	10 %	5.00 Hz	10.01 %	1.000	1.001
5 Hz	20 %	5.00 Hz	20.00 %	1.000	1.000

3.5.2 妥当性確認

本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。

- ・数値解析により、ARXによるシステム同定結果は理論値と一致することを確認している。
- ・地震観測記録を用いた原子炉建屋のシステム同定の使用実績が豊富である。
- ・今回の工事計画認可申請における用途及び適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

3.5.3 評価結果

3.5.1及び3.5.2より、本解析コードを使用状況一覧に示す検討に用いることは妥当である。

4. 参考文献

- (1) 尾形芳博，熊谷周治，井上範夫，野澤貴：ARXモデルによる地震時の建屋剛性の経時変化に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1093-1094，2010.9.
- (2) 尾形芳博，広谷浄，相澤直之，井上範夫，野澤貴：ARXモデルによる中小地震時の建屋初期剛性の経年的変化に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.983-984，2011.8.
- (3) 野澤貴，島本龍，成田忠祥，紺谷修，市川禎和，高橋容之：地震動履歴が建築物の動的特性に及ぼす影響－性能曲線およびARXモデルに基づくSRC造建築物の固有振動数評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1021-1022，2019.7.