

本資料のうち、枠囲みの内容は、営業秘密又は防護上の観点から公開できません。

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資料番号	補足-370-15 改1
提出年月日	平成30年9月6日

建物・構築物の耐震計算についての補足説明資料

補足-370-15 【サービス建屋の耐震性評価に関する補足説明】

平成30年9月

日本原子力発電株式会社

目次

1. 概要.....	1
2. 耐震補強箇所について.....	2
3. 地震応答解析モデルのモデル化について.....	6
3.1 解析モデル.....	6
3.2 地盤ばねについて.....	7
3.3 非線形特性の設定方法について.....	9
3.4 入力地震動について.....	13
4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果.....	15
4.1 地盤物性のばらつきの設定.....	15
4.2 固有値解析結果.....	16
4.3 地震応答解析結果.....	18
5. 原子炉建屋への影響の評価.....	25
5.1 建屋間の最大相対変位.....	25
5.2 原子炉建屋のねじれを考慮した検討.....	27
5.3 サービス建屋増設部の影響について.....	31

1. 概要

本資料は、サービス建屋の耐震性評価についての補足説明資料であり、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付書類「V-2-11-2-12 サービス建屋の耐震計算書」

2. 耐震補強箇所について

サービス建屋については、耐震性向上の観点から耐震補強を実施する予定としている。耐震補強は耐震壁の新設もしくは既設耐震壁の増厚を行い、層剛性及び強度を向上させることで、サービス建屋の地震時変形を抑制する。新設または増厚する耐震壁の位置を図 2-1～図 2-4 に、配筋を表 2-1 に示す。

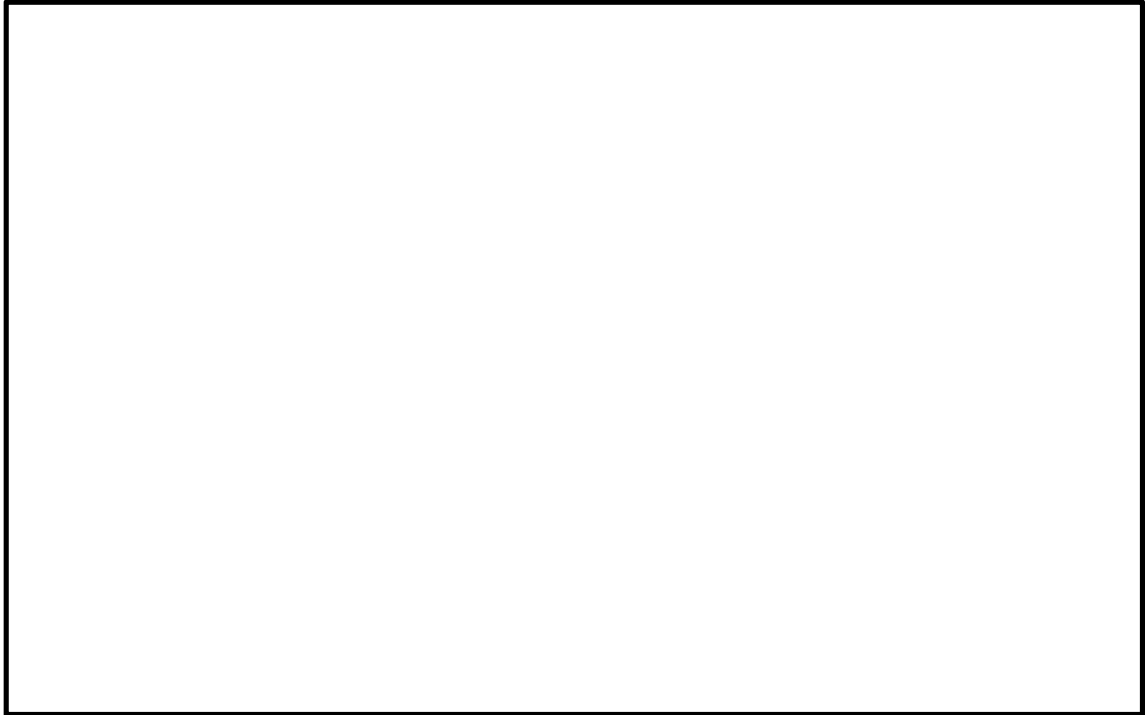


図 2-1 耐震壁の追加位置 (1 階)

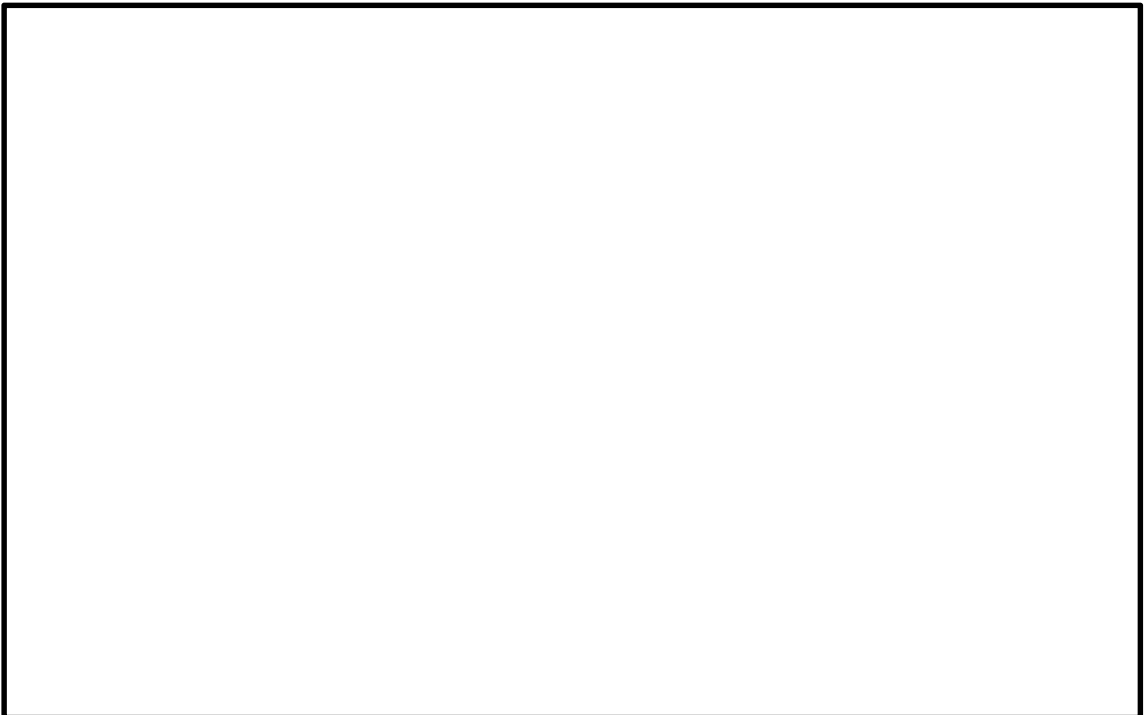


図 2-2 耐震壁の追加位置 (中 2 階)

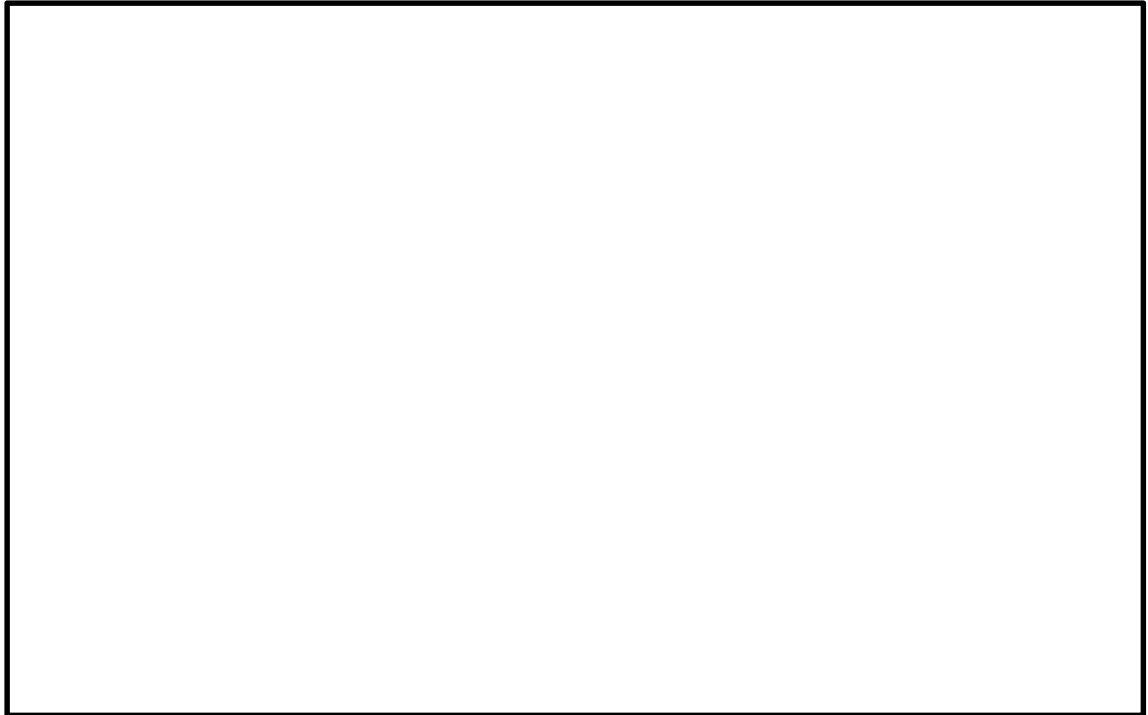


図 2-3 耐震壁の追加位置 (2 階)



図 2-4 耐震壁の追加位置 (3 階)

表 2-1 追加する耐震壁の配筋

壁種類	記号 ^(注1)	配筋 ^(注2)
新設	EW40	タテ D16@200 ヨコ D16@200
	EW30	タテ D13@200 ヨコ D13@200
増厚	E40A (EW15+EW25)	タテ D13@200 ヨコ D13@200
	E40B (EW12+EW28)	タテ D13@200 ヨコ D13@200
	E50A (EW20+EW30)	タテ D13@200 ヨコ D13@200

(注1)記号に含まれる数値は壁厚 (cm) を表す。

増厚壁の場合、括弧内の前者が既存壁、後者が増圧分の壁厚であり、増圧分の配筋を示している。

(注2)配筋はすべてダブル配筋とする。

3. 地震応答解析モデルのモデル化について

3.1 解析モデル

サービス建屋の地震応答解析モデル（EW 方向）を図 3-1 に示す。建屋の剛性は荷重増分解析に基づき算定し、曲げ剛性を無限大とした曲げせん断棒によりモデル化する。地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した、剛基礎を有する多質点系のせん断ばねモデルとする。

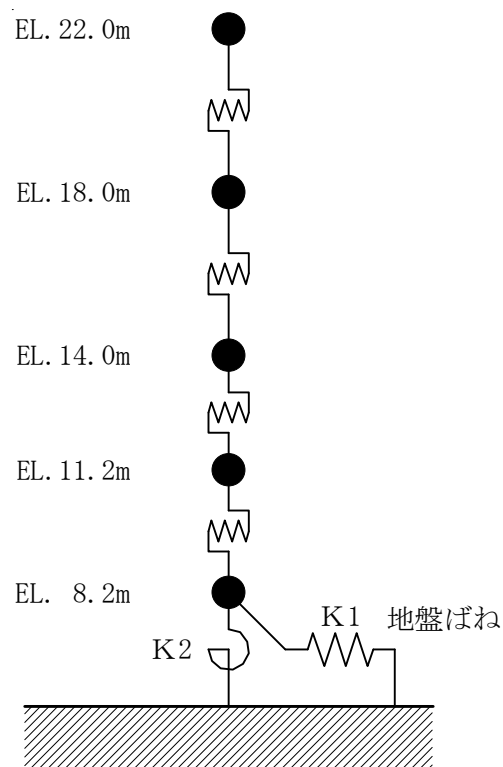


図 3-1 サービス建屋の地震応答解析モデル(EW 方向)

3.2 地盤ばねについて

サービス建屋の地震応答解析モデルの地盤ばねについて説明する。

サービス建屋の基礎は、厚さ約 1.2m の基礎スラブで場所打ちコンクリート杭を用いた杭基礎となっており、砂質泥岩である久米層に支持される。図 3-2 サービス建屋の杭配置図を示す。

地盤ばね（水平ばね及び回転ばね）は、地盤－杭－基礎系の動的インピーダンス（動的複素ばね）の計算を行い、基礎の地盤ばねの算定を行う。

動的インピーダンスは、薄層要素法と三次元有限要素法とを組み合わせた方法（以下、「サブストラクチャー法」と言う。）を用いて算定する。

サブストラクチャー法に基づいて振動数依存の実部と虚部を評価したうえで、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」による近似法によって、水平及び回転ばねを定数化する。

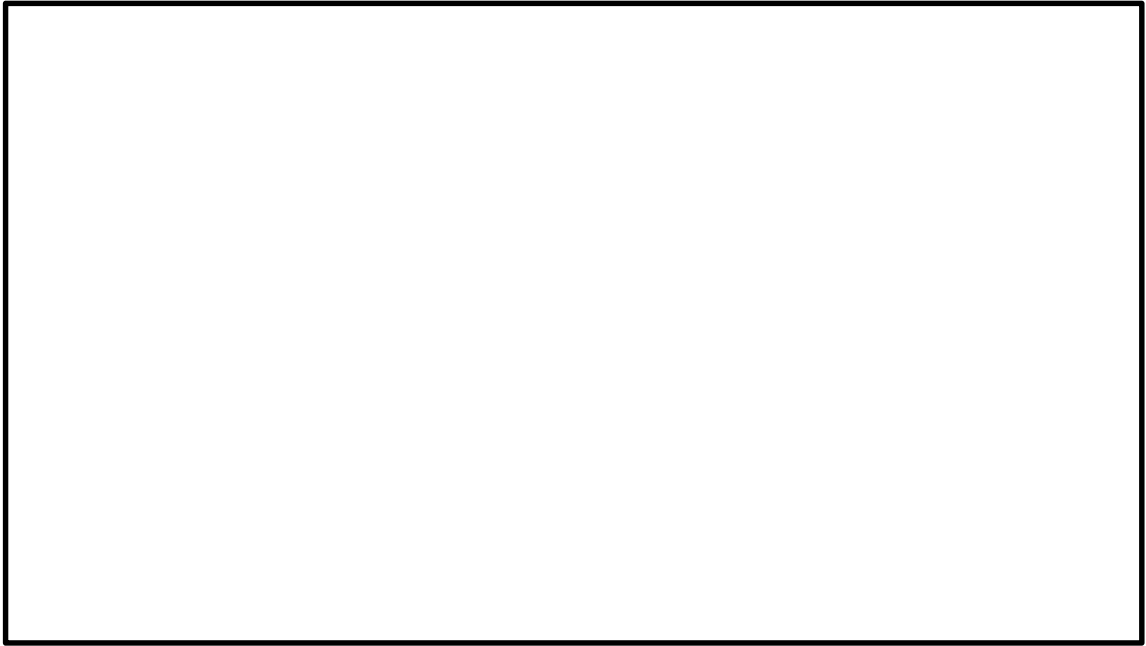


図 3-2 サービス建屋の杭配置図

3.3 非線形特性の設定方法について

サービス建屋は鉄筋コンクリート造の耐震壁付きラーメン構造である。このため、地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁と柱、梁のラーメン構造による等価剛性に対し、非線形特性を考慮している。

非線形特性は、3次元FEMによる荷重増分解析に基づき設定する。増分解析に用いた解析モデルを図3-3に、耐震壁として考慮した壁を図3-4に示す。

荷重増分解析に用いる外力分布は建築基準法の略算式による分布形状を用いた。Ai分布を表3-1に、各部材の終局耐力の評価法を表3-2に、使用材料表3-3に示す。なお、表3-1には比較として精算式によるAi分布も示す。

加力方向は正加力と負加力について実施し、1階の耐力が低くなる加力方向を採用する。加力方向は、EW方向に正加力(W→E)とした場合を採用した。

静的漸増解析より求めた荷重-変形関係から図3-5に示す方法により各階の非線形特性を算出した。各階の静的漸増解析結果とせん断力-変位曲線を比較して図3-6に示す。

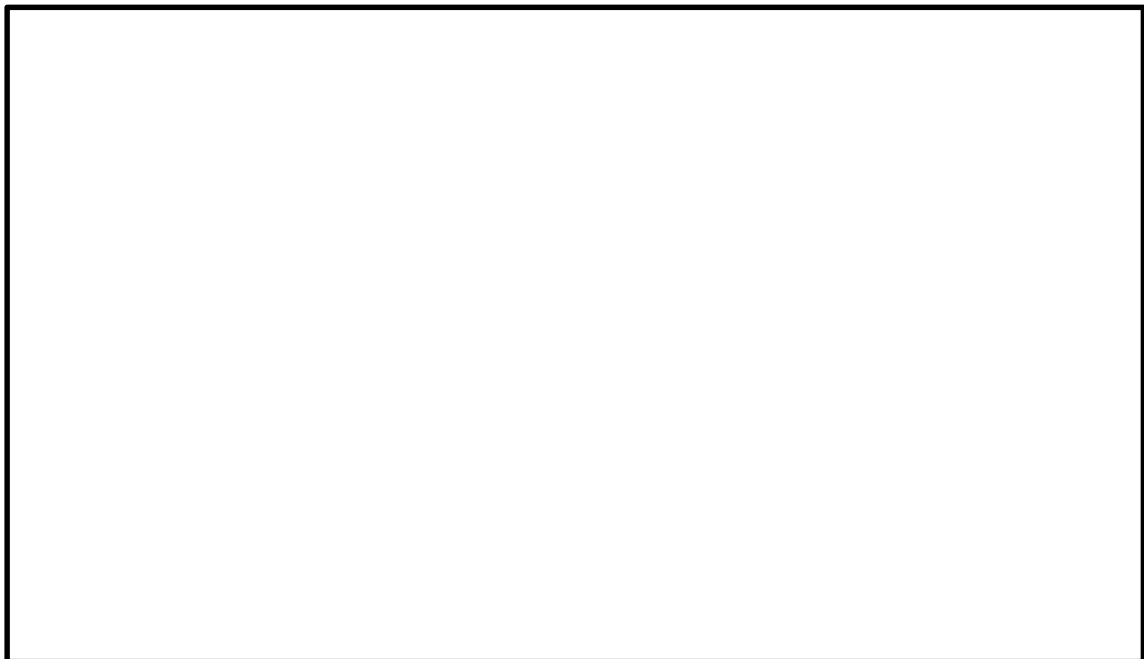


図3-3 増分解析に用いた解析モデル

表 3-1 Ai 分布

階	Ai (略算)	Ai (精算)
3 階	1.494	1.277
2 階	1.268	1.179
中 2 階	1.099	1.058
1 階	1.000	1.000

表 3-2 各部材の耐力評価方法

	曲げ	せん断
柱	ファイバーモデル	荒川 mean 式
梁*	$M_u = 0.9a_t \sigma_y d$	荒川 mean 式
壁	—	荒川 mean 式

※ a_t : 引張り鉄筋の断面積, σ_y : 鉄筋の降伏応力, d : 梁の有効せい

表 3-3 使用材料

(1) コンクリート

Fc N/mm ²	ヤング係数 N/mm ²	せん断弾性係数 N/mm ²	単位体積重量 kN/mm ³
17.7	2.05×10^4	8.5×10^3	24.0

(2) 鉄筋

種別名	降伏応力度 N/mm ²
SD295A	295



図 3-4 静的漸増解析に考慮した耐震壁

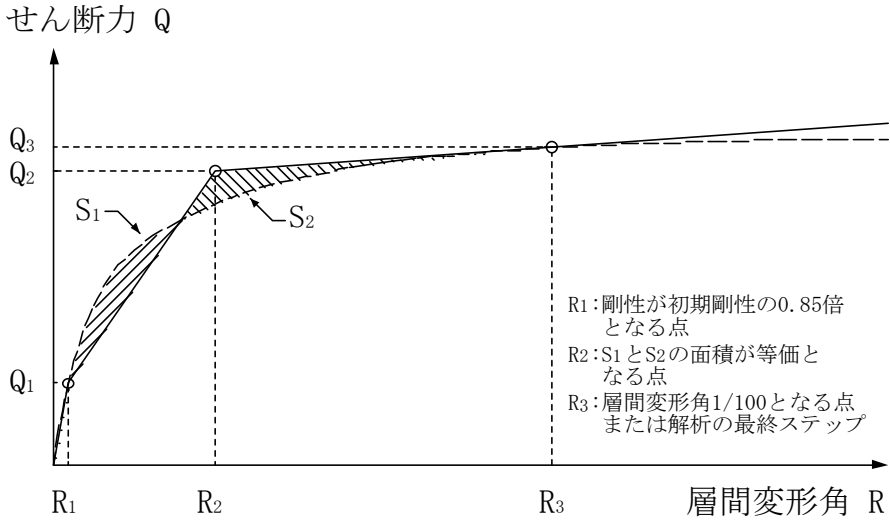
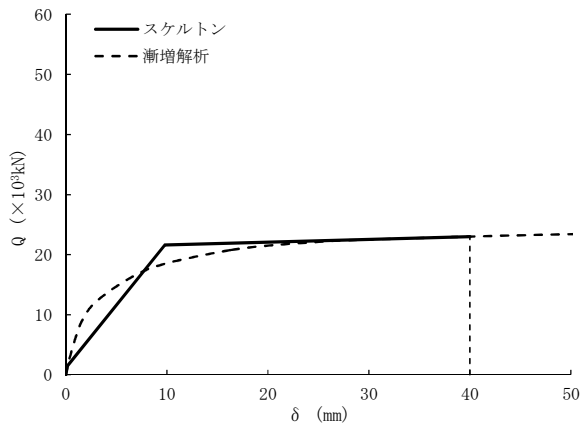
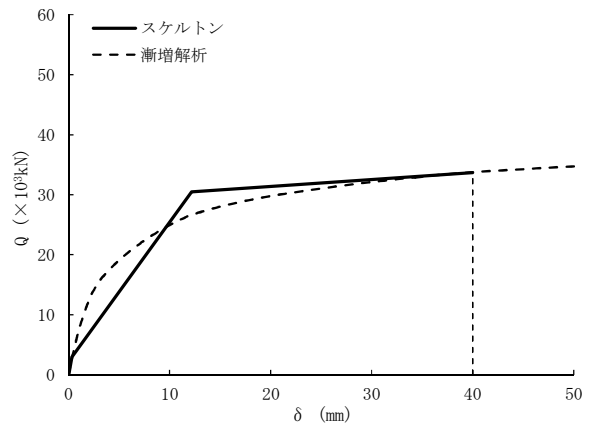


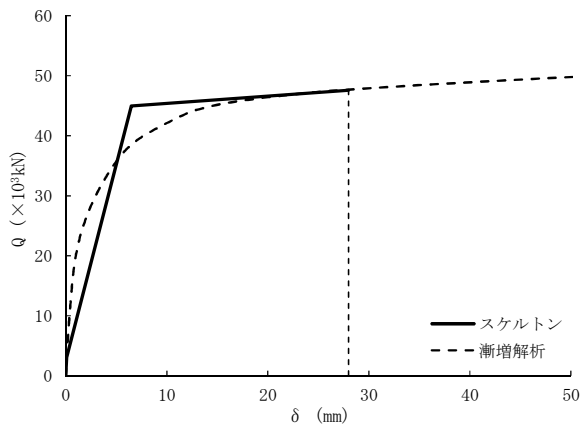
図 3-5 せん断 (Q) - 層間変形角 (R) の関係



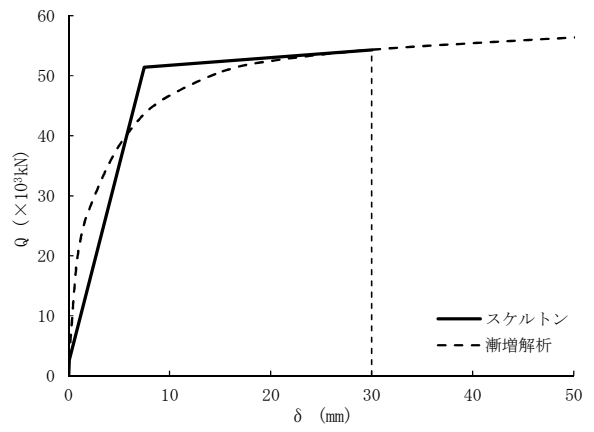
(a) 3階



(b) 2階



(c) 中2階



(d) 1階

図3-6 各階のせん断力-変位曲線

3.4 入力地震動について

入力地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルで定義される基準地震動 S_s に対する建屋基礎底面レベルでの地盤の応答として評価する。図 3-7 に、地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を、図 3-8 に解析検討フロー示す。

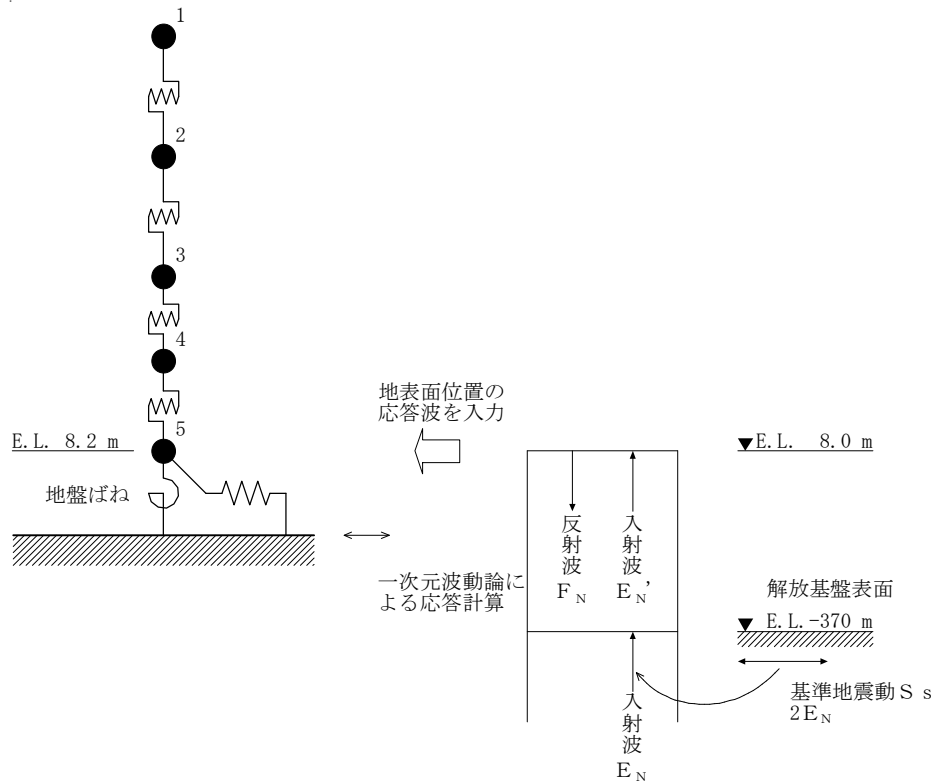
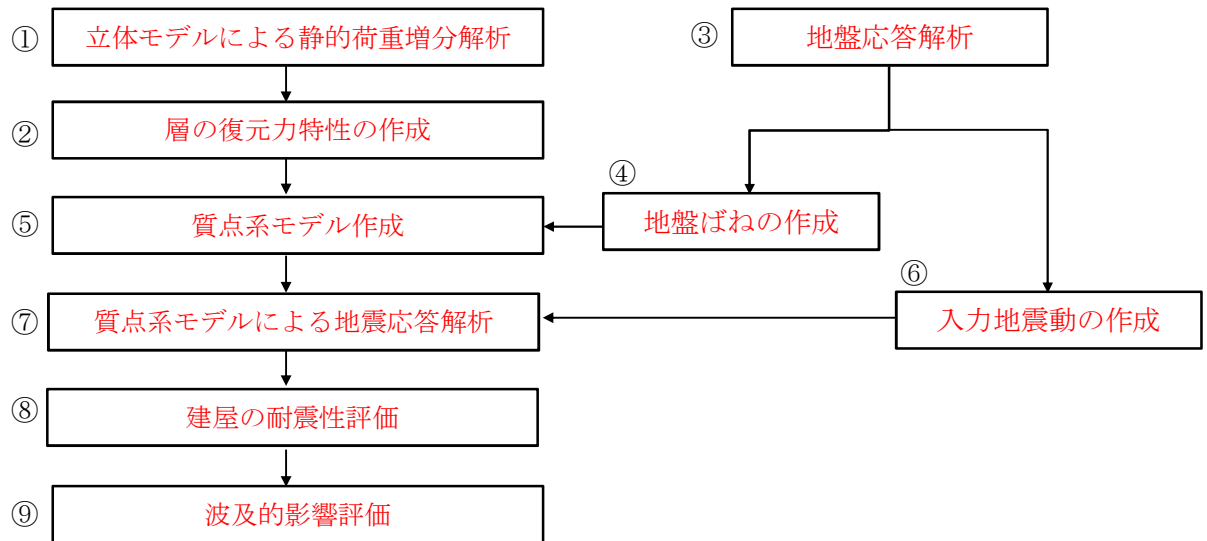


図 3-7 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（水平方向）



【解析検討フローの解説】

①立体モデルによる荷重増分解析

構造計算書と構造図を元に、層の復元力特性を求めるために行う。各層の $Q-\delta$ 曲線を算出する。

②層の復元力特性の作成

①で求めた各層の $Q-\delta$ 曲線を元に層の復元力特性（スケルトンカーブ）を作成する。

③地盤応答解析

基準地震動を解放基盤表面に入力し、地盤応答解析を行う。

④地盤ばねの算定

③で算定した収束物性を用いて、建屋と杭と地盤の相互作用ばね（地盤ばね）を算定する。

⑤質点系モデルの作成

層の重量、層の復元力特性、地盤ばねを元に質点系モデルを作成する。

⑥入力地震動の作成

③で解析した建屋位置における応答加速度を入力地震動として抽出する。

⑦質点系モデルによる地震応答解析

建屋の地震応答解析を質点系モデルにより行う。

⑧建屋の耐震性評価

⑦の地震応答解析結果から建屋の耐震性評価を行う。

⑨波及的影響評価

サービス建屋の応答結果と原子炉建屋の応答結果からサービス建屋の原子炉建屋への波及的影響を評価する。

図 3-8 解析検討フロー

4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果

4.1 地盤物性のばらつきの設定

地盤物性のばらつきは、使用済燃料乾式貯蔵設備設置時に実施した弾性波速度試験結果に基づく地盤のせん断波速度を基本ケースとし、地盤のせん断波速度の変動係数から求めた変動の比率（ $\pm\sigma$ 相当）として考慮する。

サービス建屋における地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析ケースを表 4-1 に示す。

表 4-1 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析ケース

	モデル名称	地盤剛性
基本ケース	工認モデル	標準地盤
地盤剛性の変動による影響	地盤剛性+ σ 考慮モデル	標準地盤+ σ 相当
	地盤剛性- σ 考慮モデル	標準地盤- σ 相当

4.2 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期，固有振動数及び刺激係数）を表 4-2 に示す。

表 4-2 (1/2) 固有値解析結果 (EW 方向)

(a) $S_s - D 1$

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.300	3.34	1.273
2	0.124	8.07	-0.286
3	0.061	16.49	0.000
4	0.047	21.49	-0.028

(b) $S_s - 1 1$

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.261	3.84	1.349
2	0.117	8.53	-0.369
3	0.058	17.12	0.003
4	0.046	21.59	-0.040

(c) $S_s - 1 2$

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.262	3.82	1.346
2	0.118	8.51	-0.366
3	0.059	17.08	0.003
4	0.046	21.58	-0.039

(d) $S_s - 1 3$

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.263	3.80	1.343
2	0.118	8.49	-0.362
3	0.059	17.06	0.003
4	0.046	21.58	-0.039

表 4-2 (2/2) 固有値解析結果 (EW 方向)

(e) Ss-14

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.256	3.91	1.361
2	0.116	8.60	-0.383
3	0.058	17.19	0.004
4	0.046	21.60	-0.042

(f) Ss-21

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.287	3.49	1.294
2	0.121	8.23	-0.309
3	0.060	16.77	0.001
4	0.046	21.52	-0.031

(g) Ss-22

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.295	3.39	1.280
2	0.123	8.15	-0.294
3	0.060	16.63	0.000
4	0.047	21.50	-0.030

(f) Ss-31

次 数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.304	3.29	1.267
2	0.125	8.03	-0.279
3	0.061	16.42	-0.001
4	0.047	21.48	-0.028

4.3 地震応答解析結果

サービス建屋の地盤物性のばらつきを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果について、最大応答変位を表 4-3～表 4-5 及び図 4-1～図 4-3 に、層間変形角を図 4-4～図 4-6 に示す。なお、層間変形角の許容限界は、技術基準解説書に基づき $1/120$ とする。

表 4-3 最大応答変位一覧（基準地震動 Ss, 工認モデル, EW 方向）

EL. (m)	質点 番号	最大応答変位 (cm)							
		Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
22.00	1	4.46	1.59	1.50	1.50	1.33	2.64	3.84	5.11
18.00	2	3.57	1.27	1.20	1.21	1.01	2.05	3.06	4.20
14.00	3	2.26	0.85	0.80	0.82	0.64	1.25	1.91	2.69
11.20	4	1.65	0.63	0.61	0.62	0.46	0.88	1.36	2.02
8.20	5	1.01	0.38	0.38	0.38	0.27	0.49	0.77	1.32

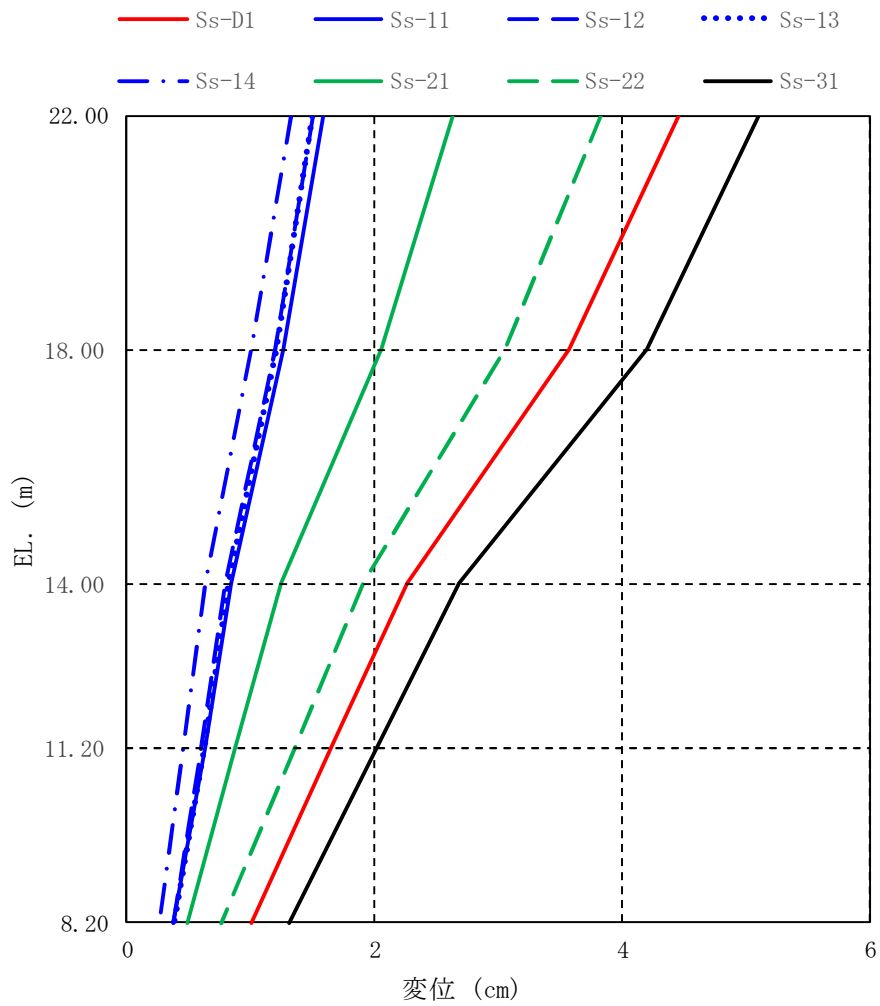


図 4-1 最大応答変位（基準地震動 Ss, 工認モデル, EW 方向）

表 4-4 最大応答変位一覧（基準地震動 Ss, 地盤剛性+ σ 考慮モデル, EW 方向）

EL. (m)	質点 番号	最大応答変位 (cm)			
		Ss-D1	Ss-21	Ss-22	Ss-31
22.00	1	4.55	2.62	4.05	4.97
18.00	2	3.59	2.04	3.22	4.07
14.00	3	2.17	1.26	1.99	2.56
11.20	4	1.57	0.88	1.41	1.89
8.20	5	0.92	0.49	0.77	1.18

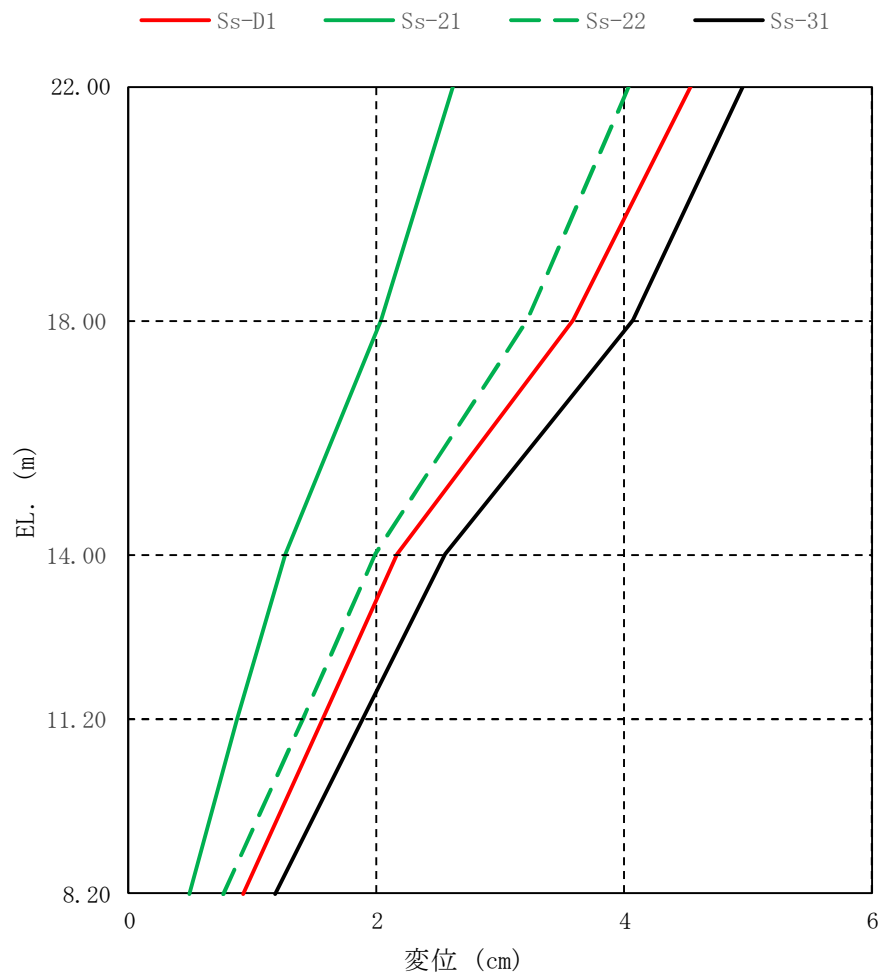


図 4-2 最大応答変位（基準地震動 Ss, 地盤剛性+ σ 考慮モデル, EW 方向）

表 4-5 最大応答変位一覧（基準地震動 Ss, 地盤剛性- σ 考慮モデル, EW 方向）

EL. (m)	質点 番号	最大応答変位 (cm)			
		Ss-D1	Ss-21	Ss-22	Ss-31
22.00	1	4.54	2.55	3.56	5.22
18.00	2	3.64	1.99	2.83	4.33
14.00	3	2.37	1.20	1.78	2.96
11.20	4	1.75	0.83	1.27	2.32
8.20	5	1.11	0.48	0.73	1.65

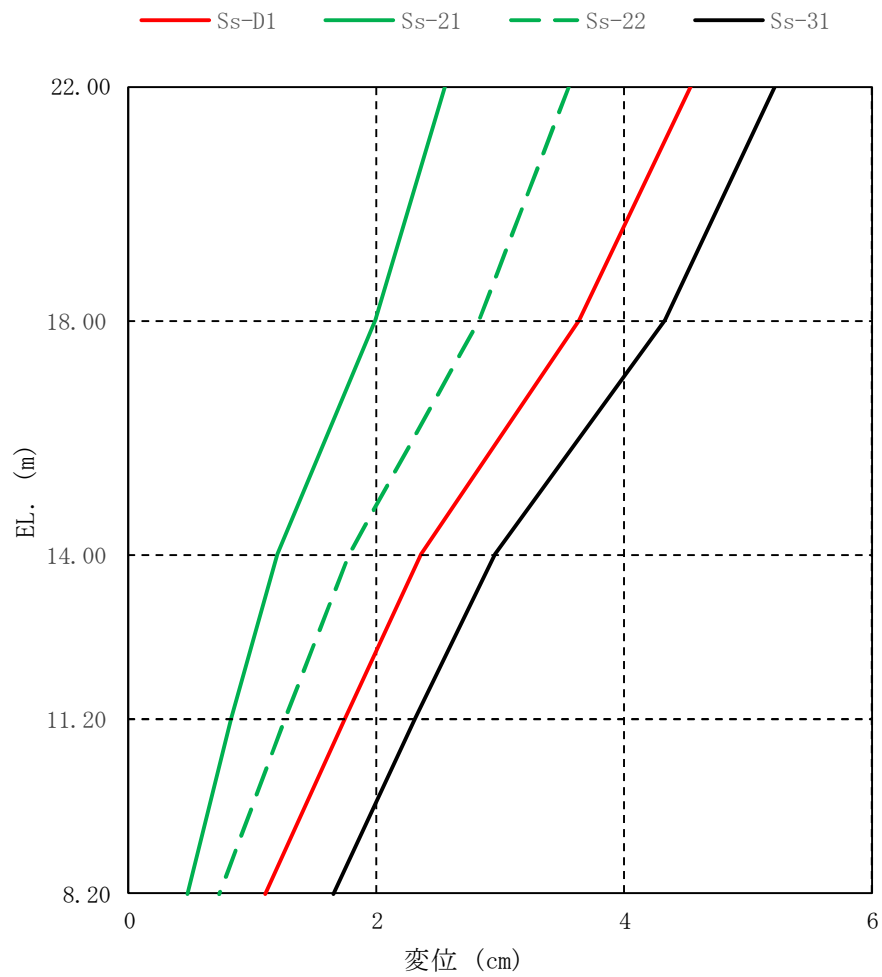


図 4-3 最大応答変位（基準地震動 Ss, 地盤剛性- σ 考慮モデル, EW 方向）

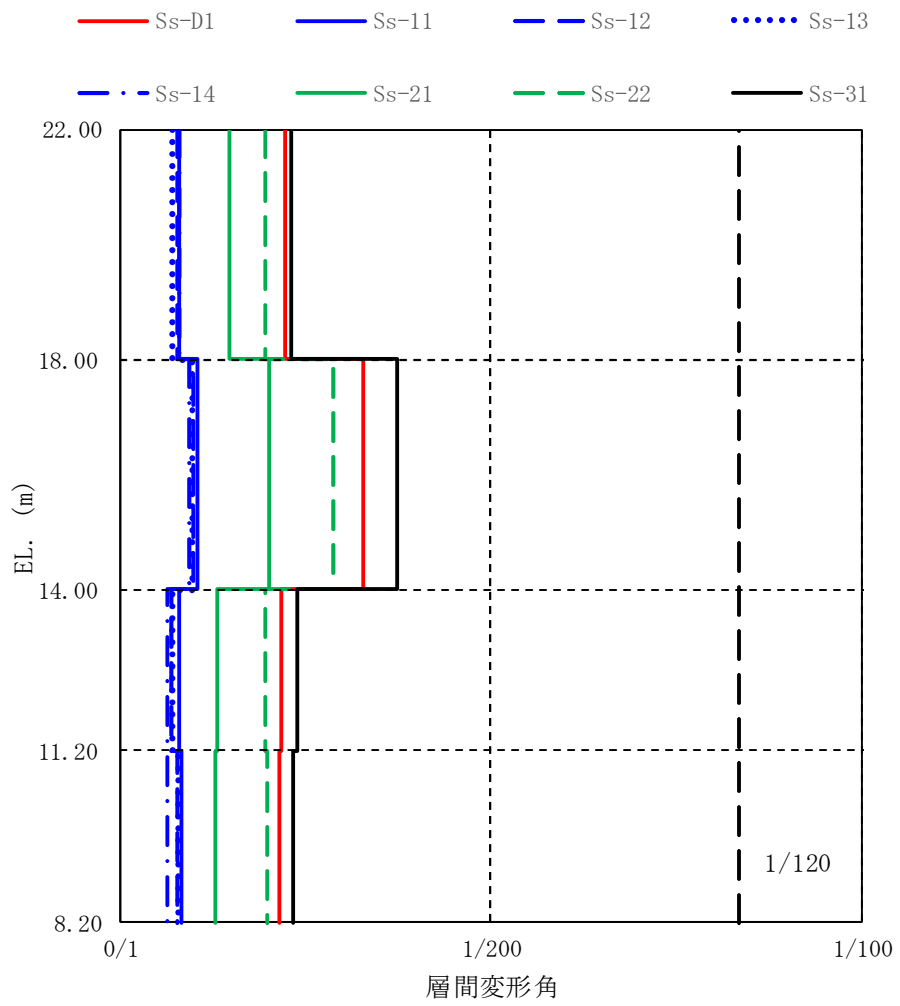


図 4-4 最大層間変形角 (基準地震動 Ss, 工認モデル, EW 方向)

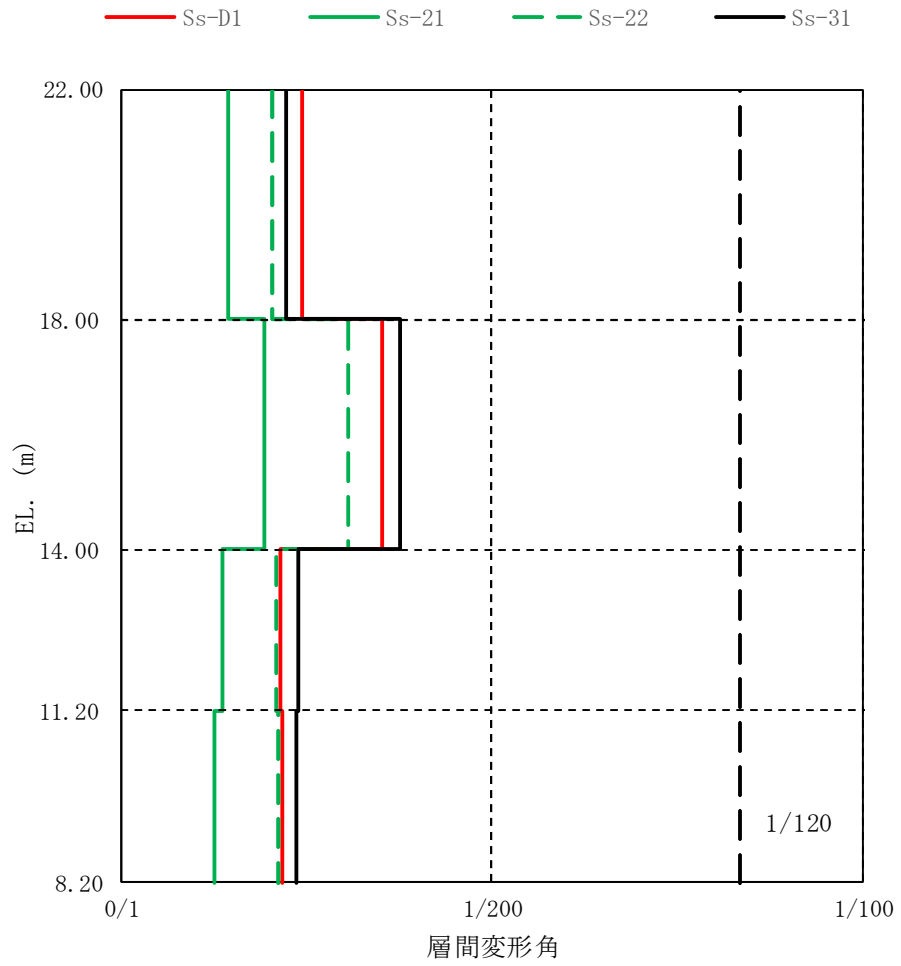


図 4-5 最大層間変形角 (基準地震動 Ss, 地盤剛性+ σ 考慮モデル, EW 方向)

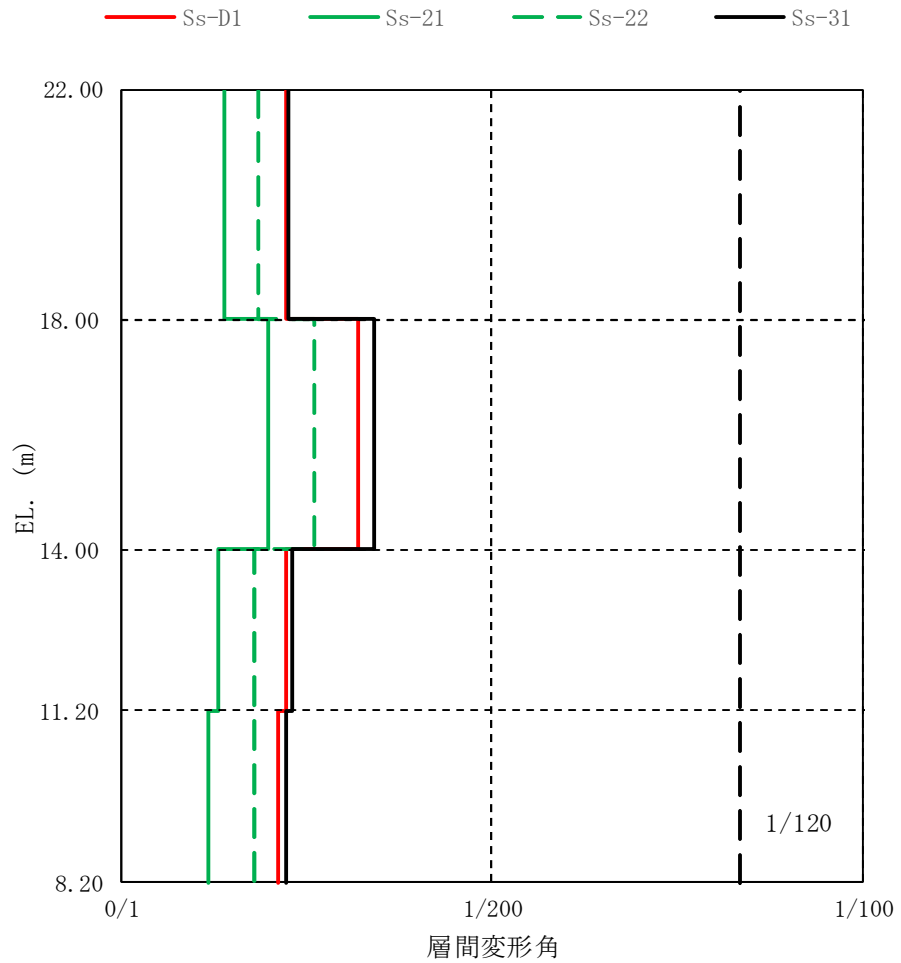


図 4-6 最大層間変形角（基準地震動 Ss，地盤剛性- σ 考慮モデル，EW 方向）

5. 原子炉建屋への影響の評価

5.1 建屋間の最大相対変位

最大相対変位は「4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果」に示すサービス建屋の最大変位と資料V-2-2-2「原子炉建屋の地震応答計算書」及び補足-400-3「地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」における地震応答解析結果から求める。

サービス建屋と原子炉建屋の最大相対変位を表 5-1 に示す。なお、最大相対変位は各建屋の最大変位の絶対値和として求める。

最大相対変位は、49.7mm ($S_s - 31$ ，地盤剛性 σ 考慮モデル) となり、サービス建屋と原子炉建屋間のクリアランス (50mm) 以下となるため、建屋間に衝突は起こらない。

表 5-1 サービス建屋と原子炉建屋との絶対値和による最大相対変位

(1) 工認モデル

サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)							
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	S _s -D1	S _s -11	S _s -12	S _s -13	S _s -14	S _s -21	S _s -22	S _s -31
1	22.00	※1	22.00	45.1	16.0	14.8	14.8	14.1	24.8	39.1	49.5
3	14.00	8	14.00	17.0	6.4	5.7	5.8	5.0	9.6	14.3	18.9

(2) 地盤剛性+σ考慮モデル

サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)			
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	S _s -D1	S _s -21	S _s -22	S _s -31
1	22.00	※1	22.00	45.5	24.9	41.1	49.4
3	14.00	8	14.00	16.5	9.7	14.3	18.7

(3) 地盤剛性-σ考慮モデル

サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)			
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	S _s -D1	S _s -21	S _s -22	S _s -31
1	22.00	※1	22.00	44.3	24.8	36.1	49.7
3	14.00	8	14.00	17.2	9.5	13.7	19.4

※1：原子炉建屋の EL. 22.00m の応答は、質点番号 6 (EL. 29.00m) と質点番号 7 (EL. 20.30m) の応答を線形補間して算定する。

※2：網掛けは各基準地震動 S_s における最大値を示す。

5.2 原子炉建屋のねじれを考慮した検討

補足-340-11「原子炉建屋の耐震性評価に関する補足説明」に示すように、原子炉建屋では設定した地震力を各耐震壁のせん断力に分配する際に偏心の影響を考慮している。ここでは、原子炉建屋の応答変位にねじれ補正係数 α を乗じてねじれ振動を考慮した応答変位を求め、サービス建屋との相対変位を算出し、原子炉建屋のねじれ振動による影響を評価する。

原子炉建屋のEW方向のねじれ補正係数 α の最大値を表5-2に、サービス建屋とねじれ補正係数を考慮した原子炉建屋の相対変位の絶対値和を表5-3に示す。表5-3に示すように絶対値和による最大相対変位は建屋間のクリアランス50mmを超過する。

絶対値和による最大相対変位が建屋間のクリアランスを超える箇所について、時刻歴応答変位による時刻歴相対変位の最大値を表5-4及び図5-1に示す。原子炉建屋の応答変位時刻歴にねじれ振動を考慮すると、時刻歴相対変位は基本ケースのS_s-31地震時に最大28.5mmであり、建屋間のクリアランス(50mm)以下となる。

表5-2 原子炉建屋のねじれ補正係数 α

地震応答 解析モデル 質点番号	EL. (m)	ねじれ補正係数 α
1	63.65	1.000
2	57.00	1.000
3	46.50	1.076
4	38.80	1.051
5	34.70	1.051
6	29.00	1.282
7	20.30	1.045
8	14.00	1.269
9	8.20	1.102
10	2.00	1.073

表 5-3 サービス建屋と原子炉建屋との絶対値和による最大相対変位
(原子炉建屋のねじれ影響考慮)

(1) 工認モデル

サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)							
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	S_s-D1	S_s-11	S_s-12	S_s-13	S_s-14	S_s-21	S_s-22	S_s-31
1	22.00	※1	22.00	46.5	16.6	15.5	15.5	14.6	25.4	40.0	50.0
3	14.00	8	14.00	19.7	7.5	7.0	7.1	5.9	10.7	15.9	27.6

(2) 地盤剛性+ σ 考慮モデル

サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)			
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	S_s-D1	S_s-21	S_s-22	S_s-31
1	22.00	※1	22.00	47.0	25.6	42.1	49.5
3	14.00	8	14.00	19.0	10.9	16.0	27.3

(3) 地盤剛性- σ 考慮モデル

サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)			
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	S_s-D1	S_s-21	S_s-22	S_s-31
1	22.00	※1	22.00	46.0	25.4	37.1	50.9
3	14.00	8	14.00	20.6	10.6	15.7	30.0

※1 : 原子炉建屋の EL. 22.00m の応答は、質点番号 6 (EL. 29.00m) と質点番号 7 (EL. 20.30m) の応答を線形補間して算定する。

※2 : アンダーラインは建屋間のクリアランス (50mm) を超える値を示す。

※3 : 網掛けは各基準地震動 S_s における最大値を示す。

表 5-4 サービス建屋と原子炉建屋との時刻歴相対変位の最大値
(原子炉建屋のねじれ影響考慮)

(1) 工認モデル

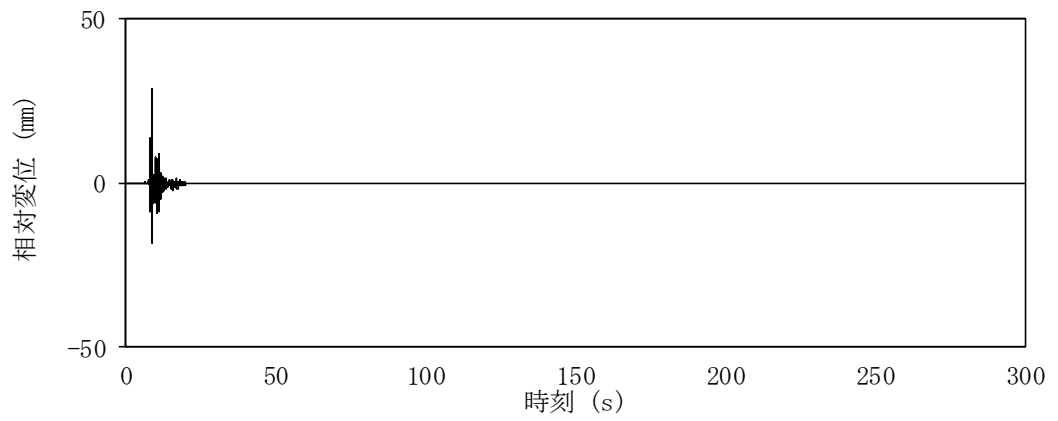
サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	$S_s - 31$
1	22.00	※1	22.00	28.5
3	14.00	8	14.00	—

(2) 地盤剛性- σ 考慮モデル

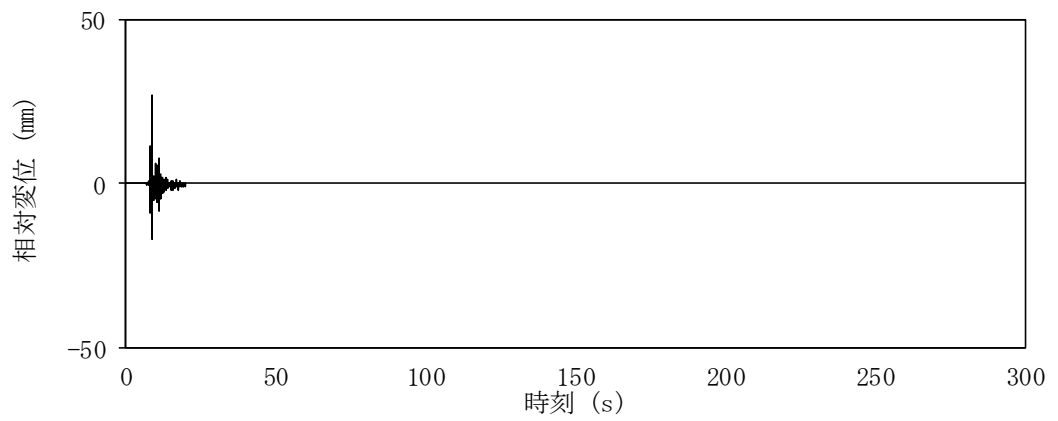
サービス建屋		原子炉建屋		最大相対変位 (mm)
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	$S_s - 31$
1	22.00	※1	22.00	27.1
3	14.00	8	14.00	—

※1 : 原子炉建屋の EL. 22.00m の応答は、質点番号 6 (EL. 29.00m) と質点番号 7 (EL. 20.30m) の応答を線形補間して算定する。

※2 : 網掛けは各基準地震動 S_s における最大値を示す。



(1) $S_s - 31$, EL. 22.00 m (基本ケース)



(2) $S_s - 31$, EL. 22.0 m (地盤物性のばらつきを考慮, -1σ)

図 5-1 時刻歴相対変位

5.3 サービス建屋増設部の影響について

サービス建屋増設部の既設部への影響検討として、既設部と増設部の振動諸元の比較及び建屋重量が水平に作用した際の相対変位の比較を行う。なお、増設部3階(EL18.0m～22.0m)は増設部平面の南側約半分の面積に増築されたS造の建物である。

増設部と既設部の振動諸元の比較を表5-5に、建屋重量とばね定数から求めた変形を表5-6に示す。表5-6に示すように建屋重量が水平に作用した際の増設部の地表面からの相対変位は既設部の地表面からの相対変位を下回る。

表5-7に既設部と増設部の復元力特性を示す。検討に用いた建屋のばね定数は、立体フレームモデルを用いた静的漸増解析により求めた荷重-変形関係を近似したもので、第1折点は接線剛性が初期剛性の0.85倍になる点としている。本検討で想定した水平力は復元力特性の第1折れ点を上回るため、非線形性を考慮した場合についても地表面からの相対変位を求める。表5-8に非線形性を考慮した際の相対変位の比較を示す。非線形性を考慮した場合も増設部の地表面からの相対変位は既設棟の地表面からの相対変位を下回る。

表5-9に、増設部の既設部に対する相対変形の比を示す。表5-9に示すように、増設部の既設部に対する変形量の比は60%～80%であり、既設部が原子炉建屋側に変形する場合には既設部より増設部の変形量は小さくなるため、増設部が既設部に衝突し原子炉建屋に波及的影響を与える可能性は低い。



図5-2 サービス建屋断面図(東西断面)

表 5-5 サービス建屋（既設部，増設部）の振動諸元（EW 方向）

高さ EL. m	既設部			増設部		
	重量 kN	回転慣性 重量 $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$	ばね定数 $\times 10^6 \text{kN/m}$	重量 kN	回転慣性 重量 $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$	ばね定数 $\times 10^6 \text{kN/m}$
22.0	11220	—	8.53	—	—	—
18.0	9710	—		6280	—	—
14.0	11560	—	9.16	7270	—	5.62
11.2	8420	—	36.0	3290	—	21.4
8.2	37370	2.42	36.2	7560	0.342	24.1
総重量	78280		総重量	24400		

表 5-6 サービス建屋（既設部，増設部）の地表面からの相対変位（線形）

(1) 既設部

高さ EL. m	質点重量 W_i kN	ΣW_i kN	ばね定数 K_i $\times 10^6 \text{kN/m}$	層間変位 δ_i mm	$\Sigma \delta_i$ mm
22.0	11220	11220	8.53	1.32	5.63
18.0	9710	20930	9.16	2.28	4.31
14.0	11560	32490	36.0	0.903	2.03
11.2	8420	40910	36.2	1.13	1.13

(2) 増設部

高さ EL. m	質点重量 W_i kN	ΣW_i kN	ばね定数 K_i $\times 10^6 \text{kN/m}$	層間変位 δ_i mm	$\Sigma \delta_i$ mm
18.0	6280	6280	5.62	1.12	2.45
14.0	7270	13550	21.4	0.633	1.33
11.2	3290	16840	24.1	0.699	0.70

表 5-7 サービス建屋（既設部，増設部）の復元力特性

(1) 既設部

EL. m	Q ₁ kN	Q ₂ kN	Q ₃ kN	δ ₁ mm	δ ₂ mm	δ ₃ mm
22.0~18.0	1450	21600	23000	0.170	9.80	40.0
18.0~14.0	2940	30500	33700	0.321	12.2	40.0
14.0~11.2	3090	45000	47600	0.0859	6.50	28.0
11.2~ 8.2	2660	51400	54300	0.0734	7.50	30.0

(2) 増設部

EL. m	Q ₁ kN	Q ₂ kN	Q ₃ kN	δ ₁ mm	δ ₂ mm	δ ₃ mm
18.0~14.0	890	13800	14600	0.159	12.6	40.0
14.0~11.2	1900	24600	26000	0.0888	7.40	28.0
11.2~ 8.2	1840	27700	30100	0.0761	7.40	30.0

表 5-8 サービス建屋（既設部，増設部）の地表面からの相対変位（非線形）

(1) 既設部

高さ EL. m	Σ W _i kN	層間変位 δ _i mm	Σ δ _i mm
22.0	11220	4.9	23.8
18.0	20930	8.3	18.9
14.0	32490	4.6	10.6
11.2	40910	6.0	6.0

(2) 増設部

高さ EL. m	Σ W _i kN	層間変位 δ _i mm	Σ δ _i mm
18.0	6280	5.4	13.7
14.0	13550	3.9	8.3
11.2	16840	4.4	4.4

表 5-9 既設部と増設部の相対変形比

EL. m	増設部／既設部	
	線形	非線形
18.0	0.57	0.72
14.0	0.66	0.78
11.2	0.62	0.73