

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2
提出年月日	平成30年10月2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10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.....	14
3.5 静的荷重増分立体解析モデルにおける各部材の復元力特性について.....	16
4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果.....	28
4.1 地盤物性のばらつきの設定.....	28
4.2 固有値解析結果.....	29
4.3 地震応答解析結果.....	31
5. 原子炉建屋への影響の評価.....	38
5.1 建屋間の最大相対変位.....	38
5.2 原子炉建屋のねじれを考慮した検討.....	40
5.3 サービス建屋塔屋部の影響について.....	46
5.4 サービス建屋増設部の影響について.....	48

## 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-2-11-2-14 サービス建屋の耐震計算書」

以下、本資料の概要を示す。

第2章「耐震補強箇所」では、耐震性向上の観点から耐震補強を予定しているため、その耐震壁の新設もしくは既設耐震壁の増厚する部位及び配筋について示している。なお、本検討で用いる解析モデル及び評価結果については、補強後の状態を前提として記述している。

第3章「地震応答解析モデルのモデル化について」では、質点系地震応答解析モデル（EW方向）、地盤－杭－基礎系の動的インピーダンス（動的複素ばね）から算出した基礎の地盤ばね及び荷重入力の設定について示している。また、質点系地震応答解析モデルに用いる復元力特性の設定については、その基となる静的荷重増分立体解析モデルにおける各部材の復元力特性の設定について整理している。

第4章「地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果」では、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、許容限界として設定した層間変形角（1/120）に十分に収まる結果を示している。

第5章「5. 原子炉建屋への影響の評価」では、地盤物性のばらつきを考慮した上で原子炉建屋間との絶対値による最大相対変位を評価しており、その評価結果としては、最大相対変位が49.7mm（ $S_s - 31$ 、地盤剛性 $\sigma$ 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、原子炉建屋間に衝突は起こらないことを示している。

また、原子炉建屋のねじれを考慮した検討では、最大相対変位が原子炉建屋間のクリアランス50mmを超過するが、両建屋の時刻歴変位から算出される時刻歴相対変位は、 $S_s - 31$ 地震時に最大28.5mmであり、建屋間のクリアランス（50mm）以下となることを示している。

更に、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（サービス建屋が水平方向に加速度1Gを受けた場合）の相対変位の比較を行った。その結果、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ことを示している。

## 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。

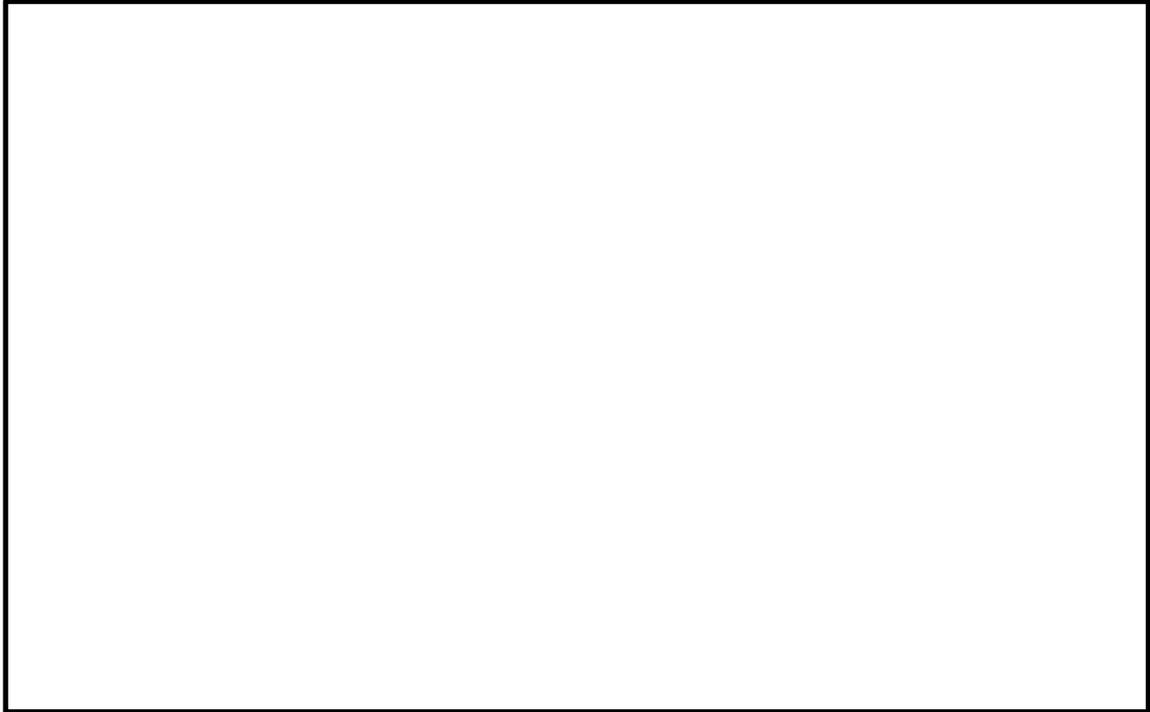


図 2-1 耐震壁の追加位置 (1 階)

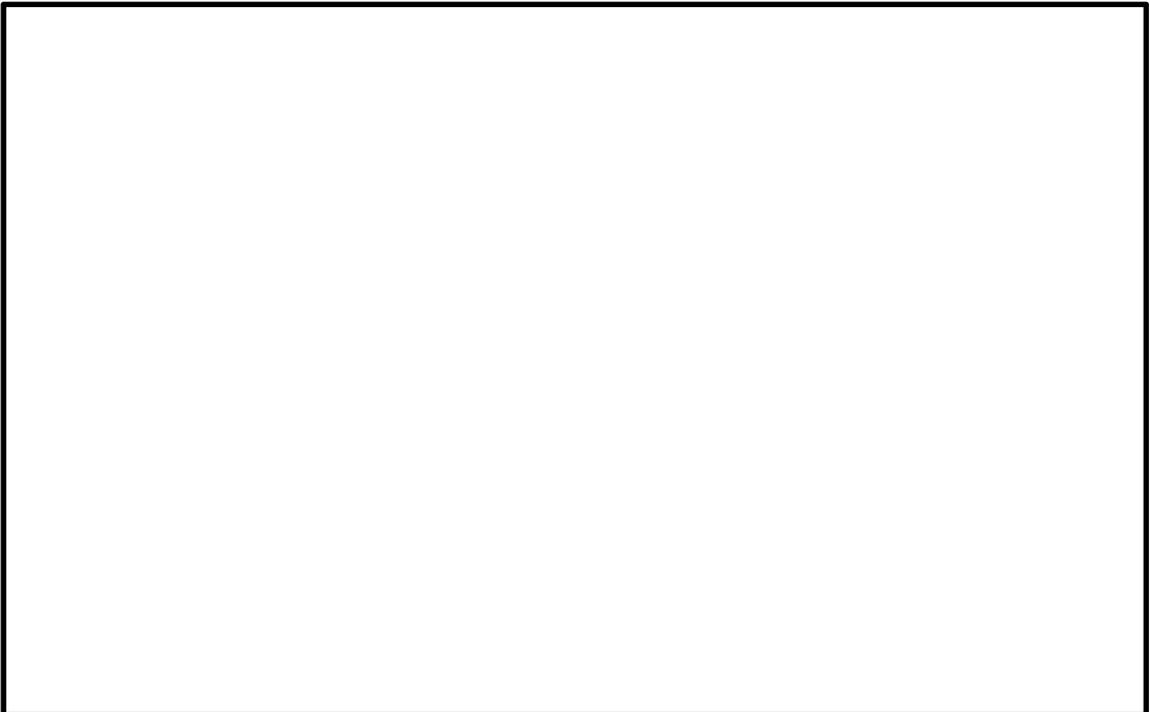


図 2-2 耐震壁の追加位置 (中 2 階)



図 2-3 耐震壁の追加位置 (2 階)

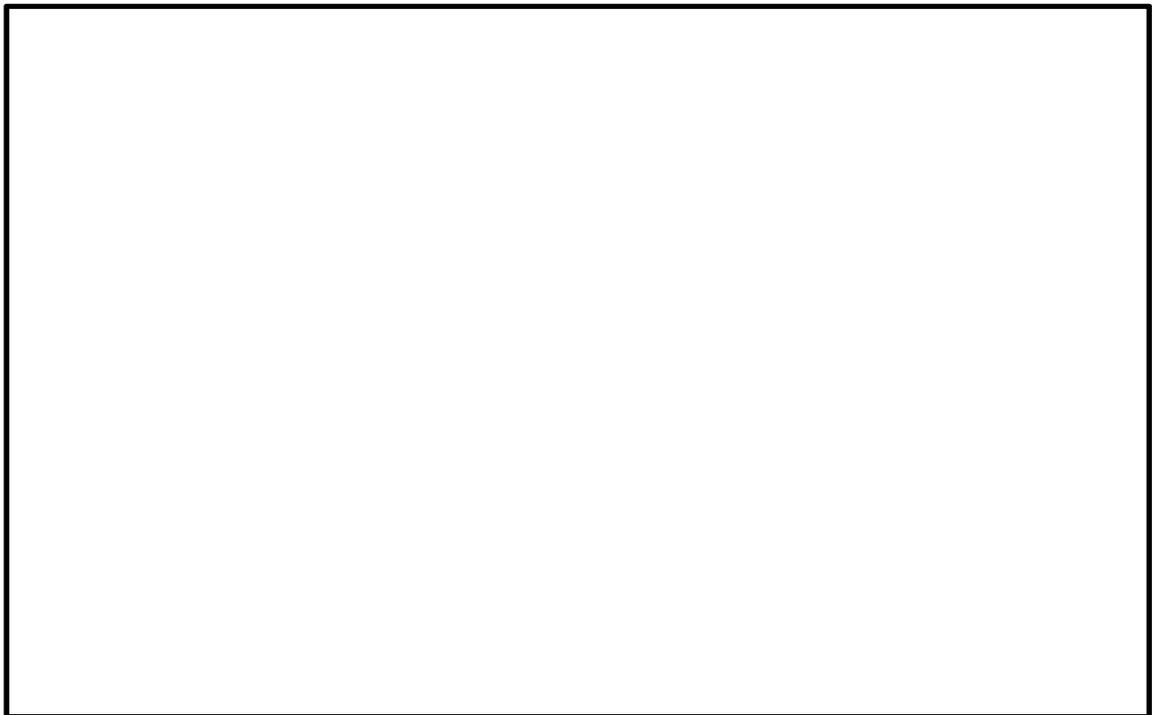


図 2-4 耐震壁の追加位置 (3 階)

表 2-1 追加する耐震壁の配筋

壁種類	記号 <sup>(注1)</sup>	配筋 <sup>(注2)</sup>
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。

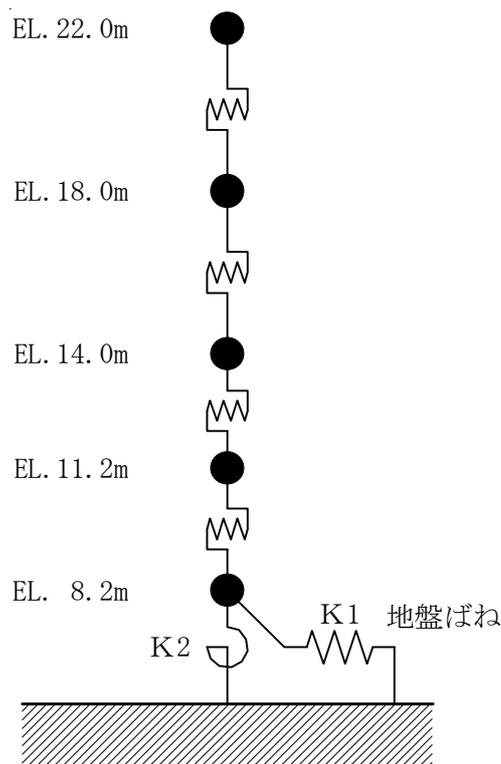


図 3-1 サービス建屋の地震応答解析モデル(EW 方向)

### 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 に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。

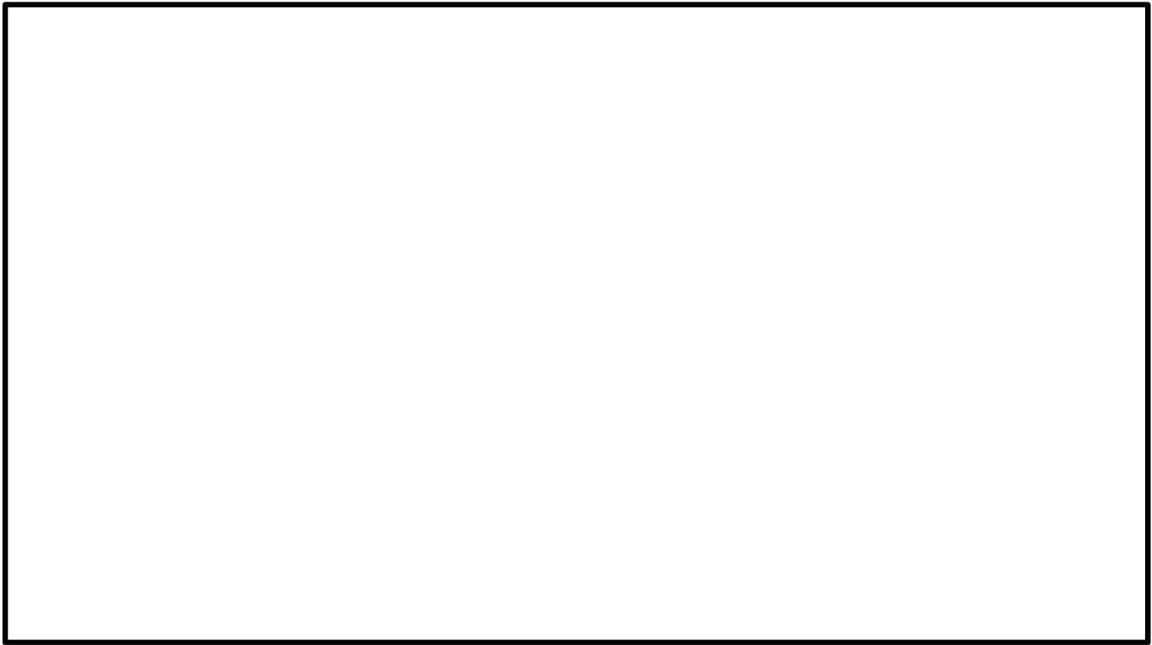


図 3-2 サービス建屋の杭配置図

### 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、使用材料を表3-3に示す。なお、表3-1には、荷重増分解析に用いる外力の保守性を示すため、精算式によるAi分布も併せて示す。

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。

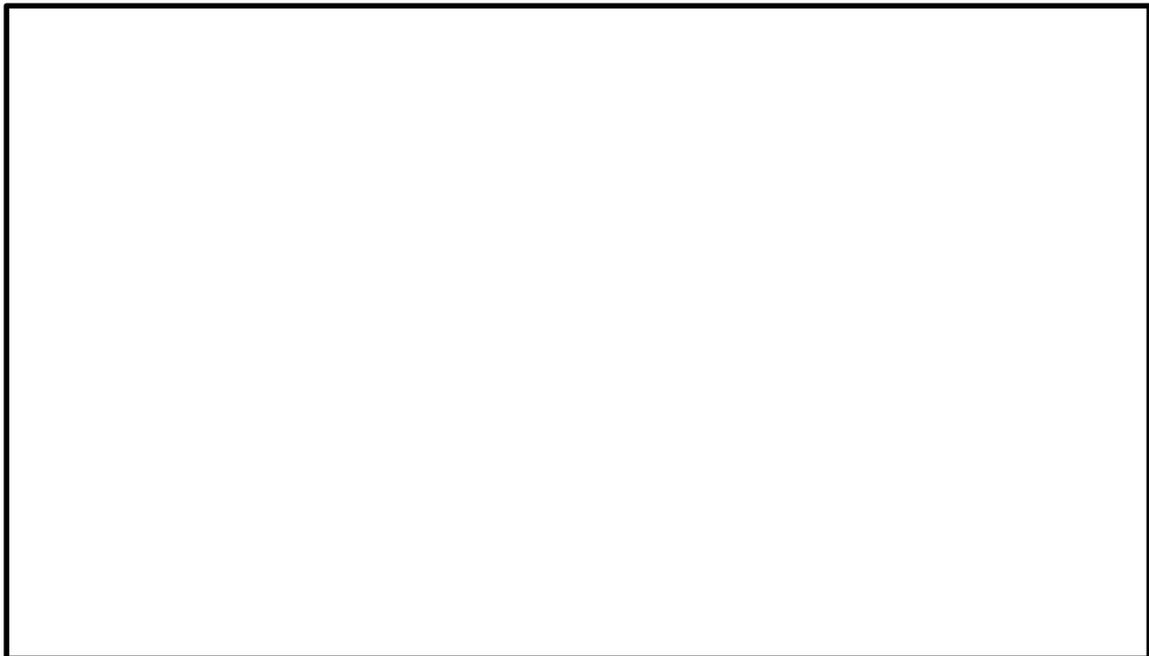


図 3-3 増分解析に用いた解析モデル

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

[Ai 略算式] (昭 55 建告第 1793 号第 3)

$$\left( A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T} \right)$$

$\alpha_i$  : 建築物の Ai を算出しようとする高さの部分が支える部分の固定荷重と積載荷重との和 (建築基準法施行令第 86 条第 2 項ただし書の規定によつて特定行政庁が指定する多雪区域においては、更に積雪荷重を加えるものとする。以下同じ。) を当該建築物の地上部分の固定荷重と積載荷重との和で除した数値

T : 第 2 に定める T の数値 (建築物の設計用一次固有周期)

[Ai 精算式] \*

建築物をモデル化し、各自の固有振動モードと固有値を求め、各自の固有振動モードが、地震動にどれくらいの応答を示すかをスペクトルによつて求め、建築物全体の応答はそれらの和 (各次の二乗和の平方根 : SRSS-Square Root of Sum of Squares) とする。

Ai は次式によつて算出することができる。

$$A_i = A_i' / A_1'$$

ここで、

$$A_i' = \sqrt{\sum_{j=1}^k \left( \sum_{m=i}^n \mathcal{W}_m \cdot \beta_j \cdot U_{mj} \cdot R_t(T_j) \right)^2} / \sum_{m=i}^n \mathcal{W}_m$$

$n$  : 建築物の層数

$\mathcal{W}_m$  : 第  $m$  層の重量 (kg)

$\beta_j \cdot U_{mj}$  : 第  $m$  層の  $j$  次刺激関数

$T_j$  : 固有値解析により得られる建築物の  $j$  次固有周期 (秒)

$R_t(T_j)$  : 周期  $T_j$  に対応する加速度応答スペクトルの値

(令第 88 条第 1 項に与えられている振動特性係数  $R_t$  の  $T_j$  に対する値とすることができる)

$k$  : 考慮すべき最高次数で通常 3 以上とする。

参考文献 \* : 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所・日本建築行政会議, 2015)

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,  $\sigma_y$ :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 <sup>2</sup>	ヤング係数 N/mm <sup>2</sup>	せん断弾性係数 N/mm <sup>2</sup>	単位体積重量 kN/mm <sup>3</sup>
17.7	$2.05 \times 10^4$	$8.5 \times 10^3$	24.0

(2) 鉄筋

種別名	降伏応力度 N/mm <sup>2</sup>
SD295A	295

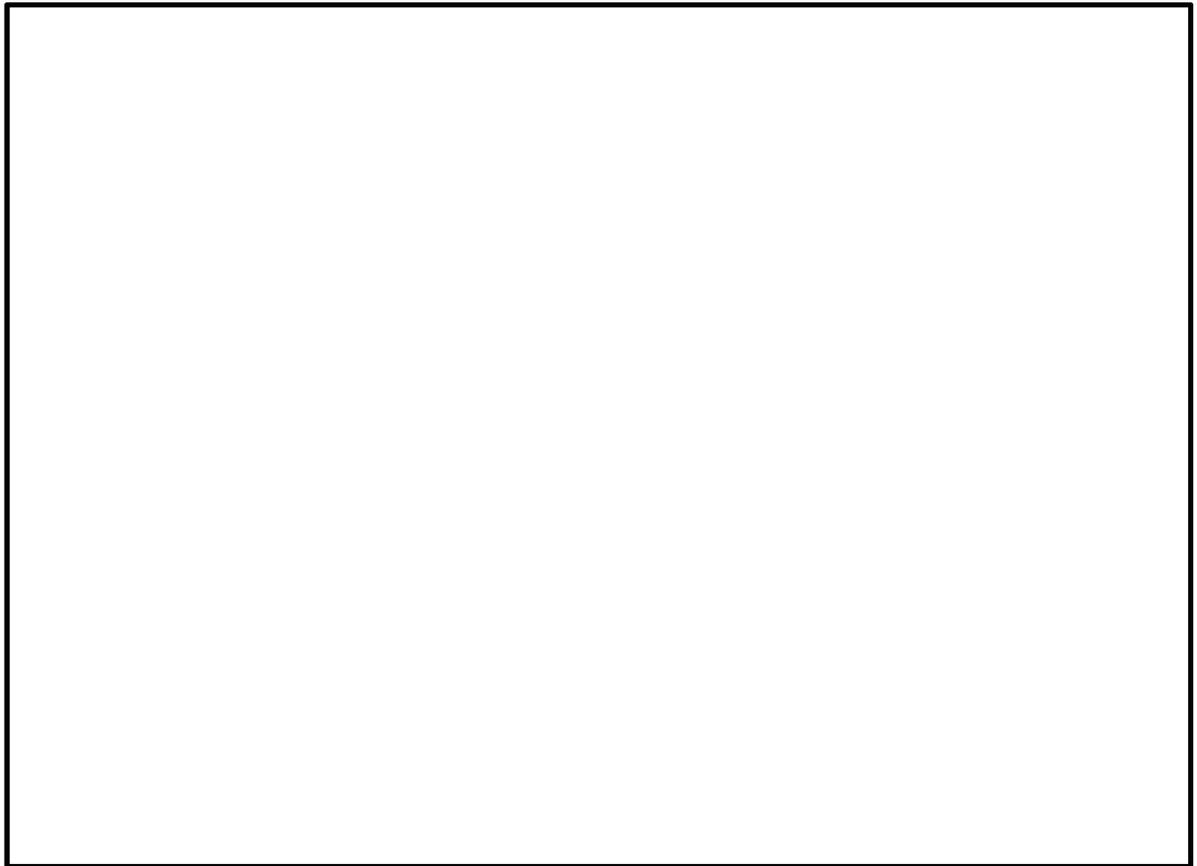


図 3-4 静的漸増解析に考慮した耐震壁

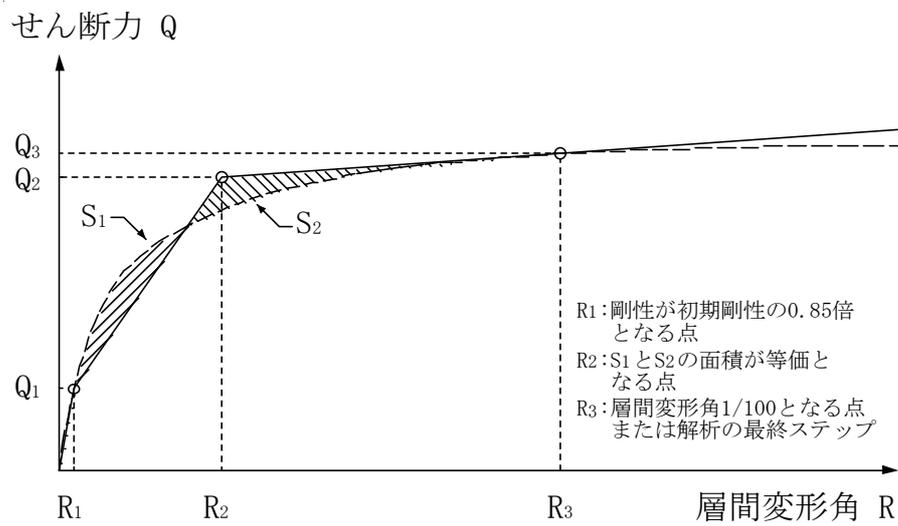
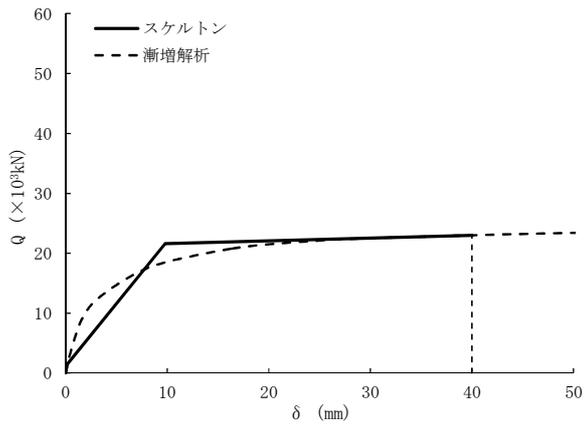
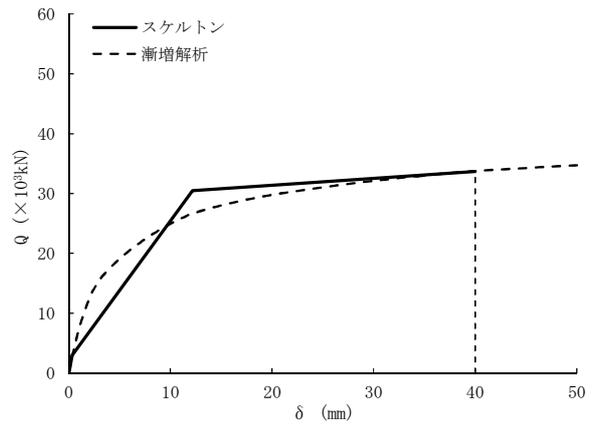


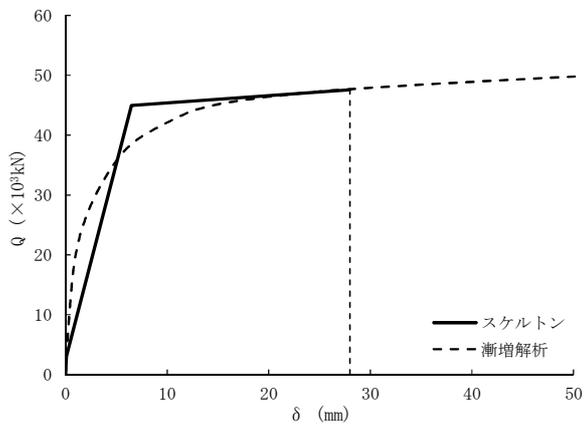
図 3-5 せん断 ( $Q$ ) - 層間変形角 ( $R$ ) の関係



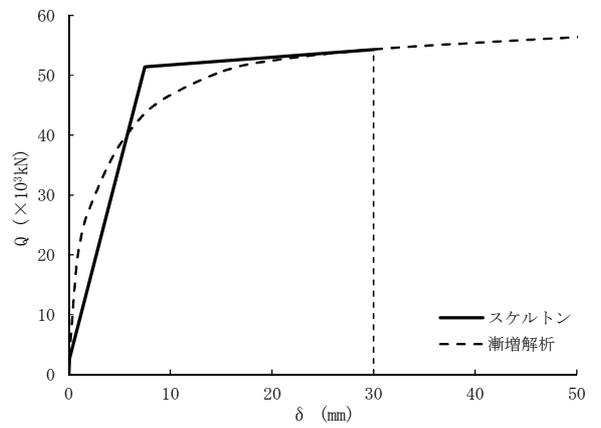
(a) 3階



(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。

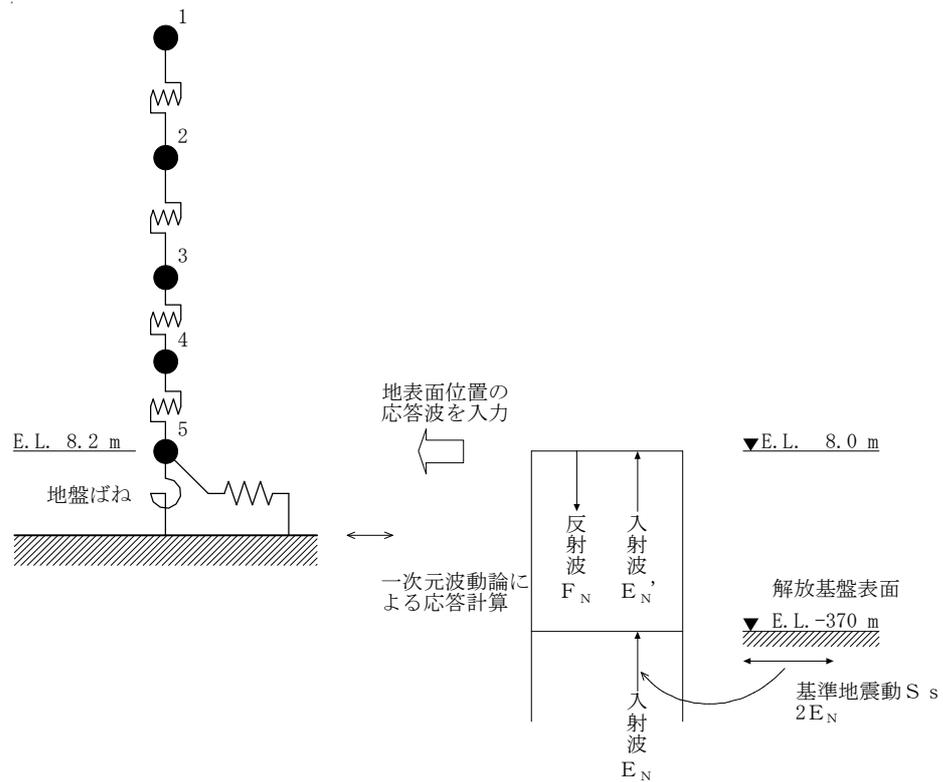
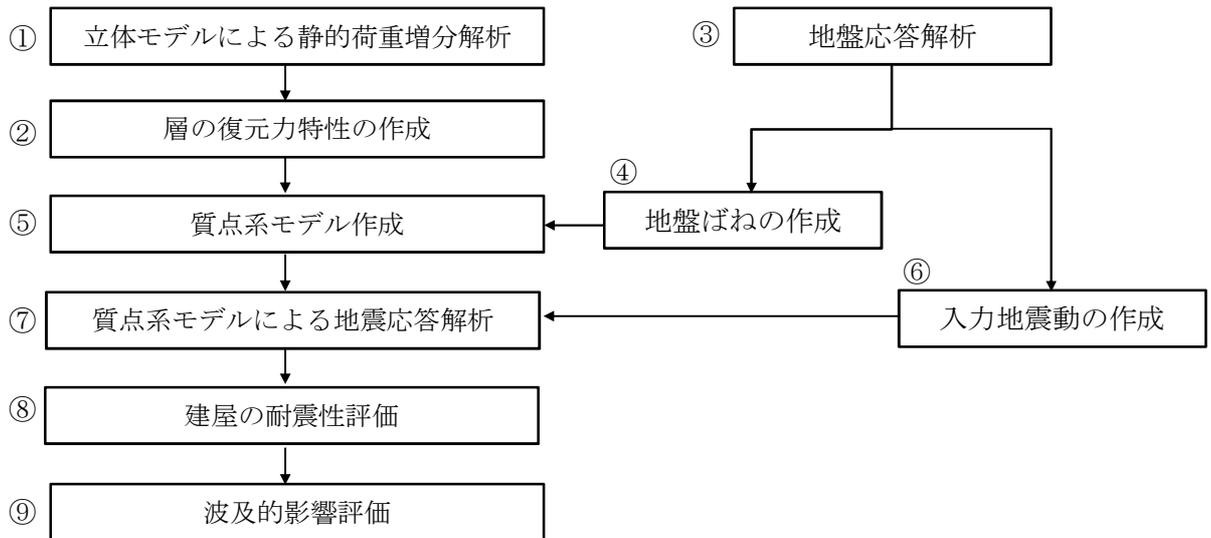


図3-7 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（水平方向）



【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

### 3.5 静的荷重増分立体解析モデルにおける各部材の復元力特性について

#### 3.5.1 鉄筋コンクリート造柱・梁の剛性

##### (1) 断面積

柱の軸断面積は袖壁および直交袖壁を考慮し、せん断断面積には直交袖壁は無視し袖壁のみ考慮する。袖壁のヤング係数は母材と同じと仮定する。

梁の断面積は腰壁・垂壁を考慮する。腰壁・垂壁のヤング係数は母材と同じと仮定する。

図 3-9 に柱及び梁の断面積の取り方を示す。

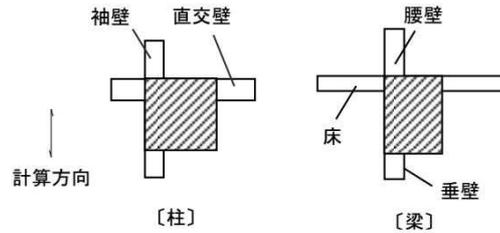


図 3-9 柱及び梁の断面積の取り方

##### (2) 断面二次モーメント

柱の断面 2 次モーメントは形状のまま算定する。直交壁は無視し、袖壁のみを評価して断面 2 次モーメントを求める。

図 3-9 に柱の断面 2 次モーメントの取り方を示す。

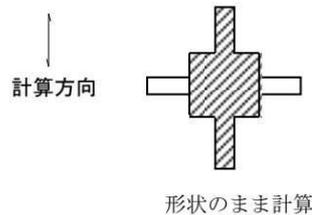


図 3-9 柱の断面 2 次モーメントの取り方

梁の断面 2 次モーメントは、断面積と梁せいが等しい等価矩形断面として計算する。腰壁・垂壁のみについて等価断面として考慮し、床は別途計算し加算する。中立軸は床スラブを考慮した中立軸を採用する。

図 3-10 に梁の断面 2 次モーメントの取り方を示す。

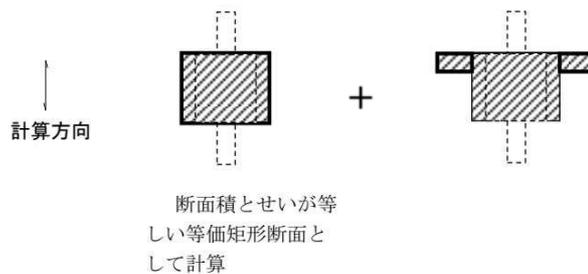


図 3-10 梁の断面 2 次モーメントの取り方

### 3.5.2 耐震壁の剛性

耐震壁は壁エレメントモデルでモデル化される。全体としての断面性能は、壁柱の断面性能、側柱の断面性能および上下大梁の断面性能（軸剛性、曲げ剛性、せん断剛性）により表現される。

壁エレメントモデルは、鉛直の梁要素（間柱）を両端ピンの剛梁ではさみ込んでモデル化し、剛梁と間柱は剛接合、剛梁の両端はピン接合となっている。このため、四隅の節点の水平・上下の変形が間柱に伝達される。なお、剛梁は実際に梁要素が存在するわけではなく、剛域変換によって剛梁の両端の節点の変位が間柱に伝達される。

図 3-11 に壁エレメントモデルの概念図を示す。

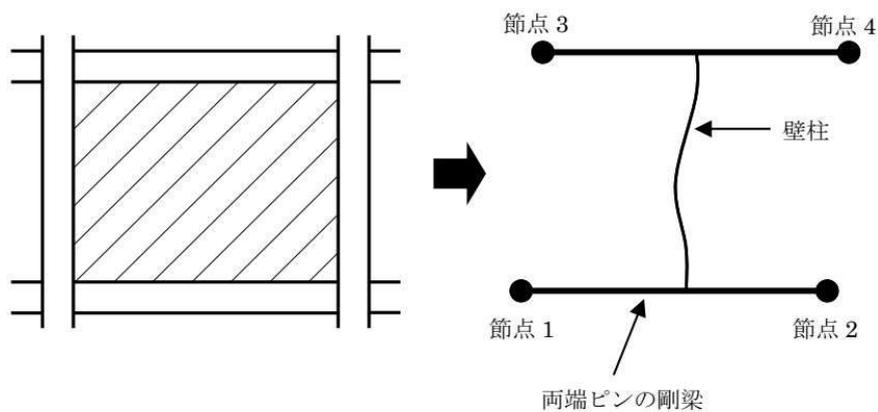
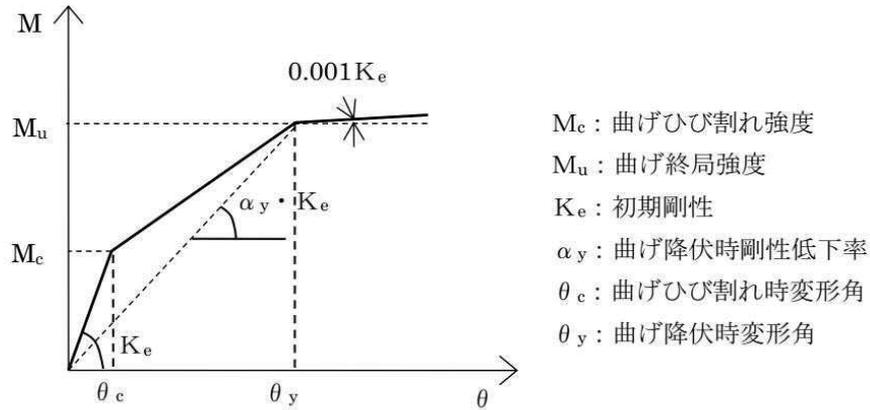


図 3-11 壁エレメントモデル（概念図）

### 3.5.3 梁、柱及び耐震壁の復元力特性

#### (1) 鉄筋コンクリート造梁の曲げ復元力特性

図 3-12 に鉄筋コンクリート造梁の曲げ復元力特性を示す。



各耐力式に用いる主な記号は以下のとおりとする。

$y_i$  : 梁下端からの各鉄筋重心までの距離

$a_i$  : 各鉄筋断面積

$i=1$  : 下端 1 段筋

$i=2$  : 下端 2 段筋

$i=3$  : 上端 1 段筋

$i=4$  : 上端 2 段筋

$i=5$  : スラブ筋

$a_t$  : 引張鉄筋断面積

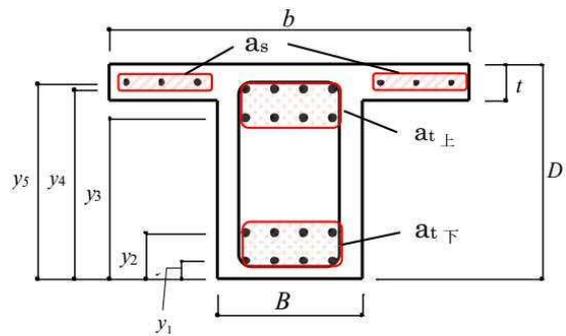
$a_s$  : スラブ筋の断面積

$b$  : T 型梁の有効幅

$B$  : 梁幅

$D$  : 梁せい

$t$  : スラブ厚



※ スラブ筋を考慮する場合は、「終局耐力条件」でスラブ筋の断面積を直接入力する。

※ スラブ筋の重心位置はスラブ厚 ( $t$ ) の  $1/2$  とする。

※ 非線形解析においては、鉄筋およびコンクリートのヤング係数は下式による。

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \cdot \left( \frac{\gamma}{24} \right)^2 \cdot \left( \frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$E_s = 2.05 \cdot 10^5$$

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $N/mm^2$ )

$\gamma$  : コンクリートの気乾単位体積重量 ( $kN/m^3$ )

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 ( $N/mm^2$ )

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 ( $N/mm^2$ )

図 3-12 鉄筋コンクリート造梁の曲げ復元力特性

・ 曲げひび割れ強度 ( $M_c$ )

鉄筋コンクリート造梁の曲げひび割れ強度 ( $M_c$ ) は 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (略算式) により計算する。

$$M_c = \kappa \sqrt{F_c} \cdot Z_e$$

$\kappa$  : ひび割れモーメント算定用係数 (=0.56)

$Z_e$  : 鉄筋を考慮した断面係数 ( $\text{mm}^3$ )

上端引張の場合  $I_e / (D - g)$

下端引張の場合  $I_e / g$

$I_e$  : 断面 2 次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

・ 曲げ降伏時剛性低下率 ( $\alpha_y$ )

鉄筋コンクリート造梁の曲げ降伏時剛性低下率 ( $\alpha_y$ ) は下式で算定する。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043a/D)(d/D)^2 \quad (2.0 \leq a/D \leq 5.0)$$

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159a/D)(d/D)^2 \quad (1.0 \leq a/D < 2.0)$$

※  $a/D < 1.0$  または  $5.0 < a/D$  の場合、 $a/D$  はそれぞれ 1.0, 5.0

$p_t$  : 引張鉄筋比 (小数)

$a/D$  : シアスパン比

$a$  : せん断スパン (=  $l_0/2$ ) (mm)

$l_0$  : 可撓長さ (mm)

$d$  : 有効せい (圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離) (mm)

$n$  : ヤング係数比 (=  $E_s/E_c$ )

上端引張の場合

$$p_t = \frac{\sum a_i}{B \cdot D} \quad d = \frac{\sum a_i \cdot y_i}{\sum a_i}$$

下端引張の場合

$$p_t = \frac{\sum a_i}{b \cdot D} \quad d = \frac{\sum a_i \cdot (D - y_i)}{\sum a_i}$$

$a_i$  : 各鉄筋断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$y_i$  : 梁下端からの各鉄筋重心位置 (mm)

※ スラブ筋断面積は、上端引張側の  $p_t$  にスラブ筋の断面積を含めて算定する。

※ T 型梁または腰壁、垂壁付梁の場合は、求めた  $\alpha_y$  を下式により補正する。

- ・ 上端引張の場合

$$\alpha_y' = \alpha_y \frac{I_{e0} + I_{wl}}{I_e + I_{wu} + I_{wl}} \quad \text{※腰壁、垂壁が存在しない場合、} \alpha_y' = \alpha_y \frac{I_{e0}}{I_e} \text{ と等価}$$

- ・ 下端引張の場合

$$\alpha_y' = \alpha_y \frac{I_e + I_{wu}}{I_e + I_{wu} + I_{wl}} \quad \text{※腰壁、垂壁が存在しない場合、} \alpha_y' = \alpha_y \text{ と等価}$$

$I_{e0}$  : 矩形断面の断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$I_e$  : T 型断面の断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$I_{wu}$  : 腰壁断面の断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$I_{wl}$  : 垂壁断面の断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

- ・ 曲げ終局強度 (Mu)

#### 【大梁の曲げ終局強度】

鉄筋コンクリート造梁の曲げ終局強度 ( $M_u$ ) は 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (略算式) により算定する。

[略算式]

$$d = \frac{\sum \sigma_{yi} \cdot a_i \cdot d_i}{\sum \sigma_{yi} \cdot a_i}$$

$$M_u = 0.9 \cdot (\sum \sigma_{yi} \cdot a_i) \cdot d$$

$\sigma_{yi}$  : 各引張鉄筋の降伏強度 ( N/mm<sup>2</sup>)

$a_i$  : 各引張鉄筋の断面積 ( mm<sup>2</sup>)

$d$  : 梁有効せい (圧縮縁から引張鉄筋重心位置までの距離) ( mm)

$d_i$  : 圧縮縁から各引張鉄筋重心位置までの距離 ( mm)

・ (2) 鉄筋コンクリート造梁のせん断復元力特性

図 3-13 に鉄筋コンクリート造梁のせん断復元力特性を示す。

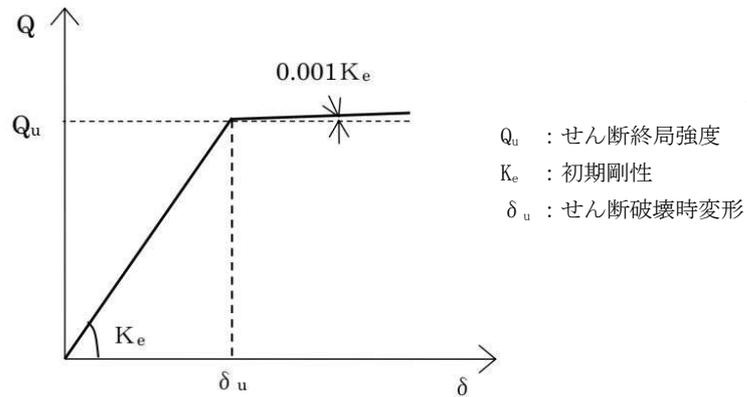


図 3-13 鉄筋コンクリート造梁のせん断復元力特性

【鉄筋コンクリート造大梁のせん断終局強度】

鉄筋コンクリート造大梁のせん断終局強度は下記の式により計算する。スラブについては  $b_e \leq 1.2b$  の範囲で考慮する。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{k \cdot p_t^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b_e \cdot j_e$$

$k$  : 0.068

$p_{te}$  :  $a_t / (b \cdot d)$

$d$  : 大梁の引張鉄筋の中心から圧縮縁までの距離

$p_w \cdot \sigma_{wy}$  : 大梁の帯筋比とその降伏強度の積

$j$  :  $7d / 8$

$M / Q \cdot d$  : せん断スパン比 ( $1.0 \leq M / Q \cdot d \leq 3.0$ )

・ (3) 鉄筋コンクリート造柱の曲げ復元力特性

柱部材は両端ファイバー梁要素にモデル化する。モデルの仮定条件を以下に示す。

- ① 部材は複数の微小断面（以降、セグメントと称す）の集合とし、平面保持の仮定が成立するものとする。
- ② 各セグメントは一軸の構成則（応力-ひずみ関係）を持ち、セグメント間に相互作用はないものとする。
- ③ せん断剛性は通常の部材要素と同様に決定し、弾性として評価する。
- ④ 部材フェイスを塑性ヒンジ発生位置として応力を評価する。

・ファイバーモデル方法（軸、曲げ）

断面内のひずみは軸方向ひずみ，y 軸周り曲率，z 軸周り曲率の 3 次元（3 成分）で表される。説明を簡略化するために，2 次元（2 成分）で図示する。

各セグメント位置でのひずみは，平面保持の仮定に従って軸ひずみ（ $\epsilon$ ）と曲率（ $\phi$ ）から求められる。

図 3-14 にファイバーモデルにおける断面内のひずみの概念図を示す。

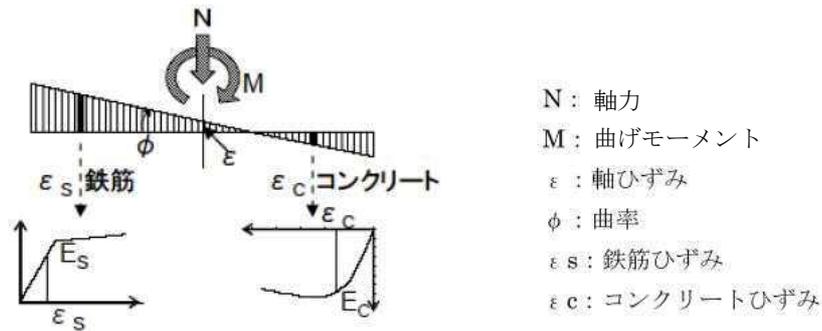


図 3-14 ファイバーモデルにおける断面内のひずみの概念図を示す。

各セグメント位置のひずみが決定されれば，上図のように各セグメントの構成則からひずみに対応するヤング係数が求められる。各セグメントのヤング係数と断面積を，下式のように積分して断面性能を求める。

$$\begin{aligned}
 EA &= \sum_s E_s \cdot A \\
 ES &= \sum_s E_s \cdot A_s \cdot L \\
 EI &= \sum_s E_s \cdot A_s \cdot L^2
 \end{aligned}$$

- EA : 断面全体に関するヤング係数×断面積
- ES : 断面全体に関するヤング係数×断面 1 次モーメント
- EI : 断面全体に関するヤング係数×断面 2 次モーメント
- $_sE$  : 各セグメントのヤング係数
- $_sA$  : 各セグメントの断面積
- $_sL$  : 各セグメントの断面内原点位置（図心）からの距離

要素の復元力特性については、鉄筋はバイリニアモデル、コンクリートはNewRcモデルとして評価する。第1折点においては、鉄筋の場合は圧縮・引張側ともに材料強度を1.1倍して断面積を乗じた値、コンクリートの場合は圧縮側で設計基準強度（Fc）に断面積を乗じた値を採用する。また、剛性低下率（ $\alpha$ ）はいずれも1/1000とする。

図3-15に鉄筋要素の復元力特性を、図3-16にコンクリート要素の復元力特性を示す。

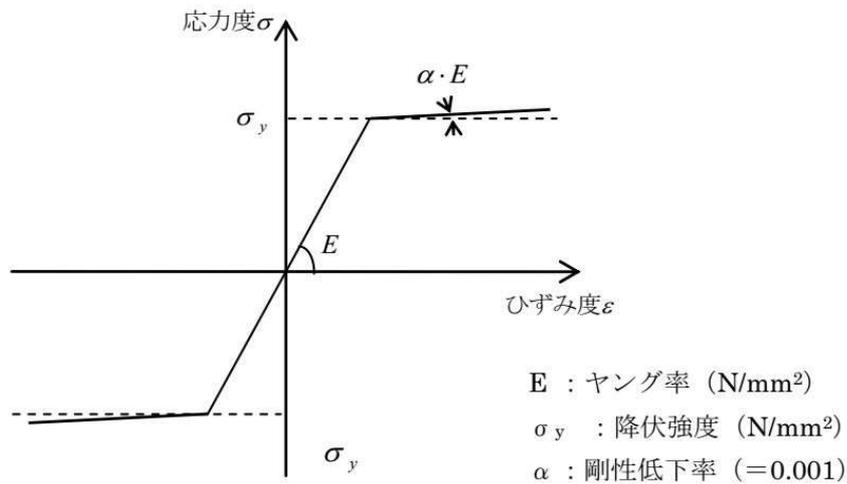


図3-15 鉄筋の要素の復元力特性（バイリニアモデル）

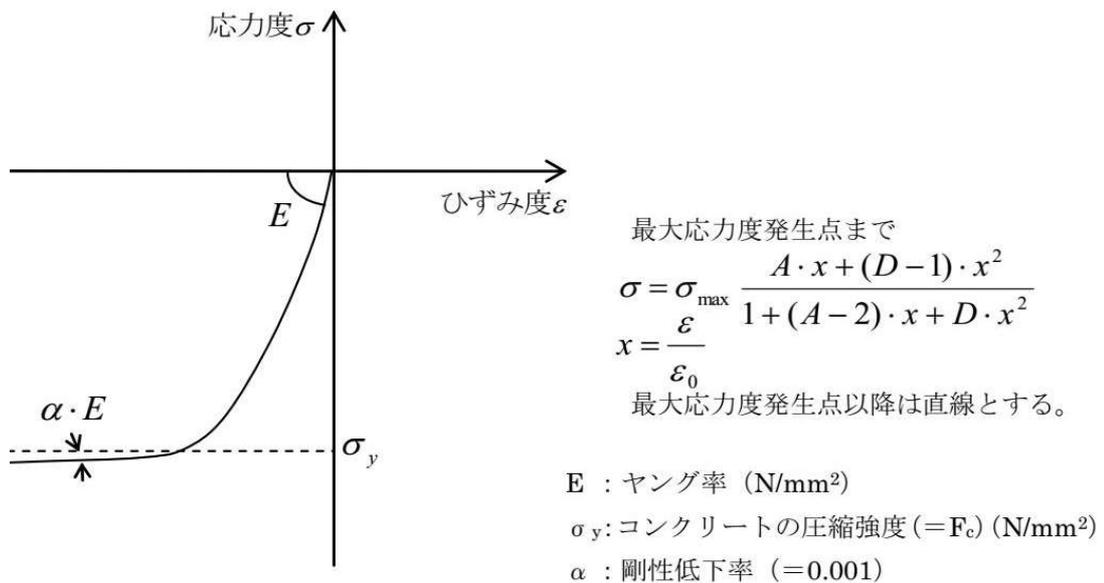


図3-16 コンクリートの要素の復元力特性（NewRcモデル）

静的解析時には各分割断面の履歴は逆行型としてモデル化する。図 3-17 に鉄筋の除荷剛性を，図 3-18 にコンクリートの除荷剛性を示す。

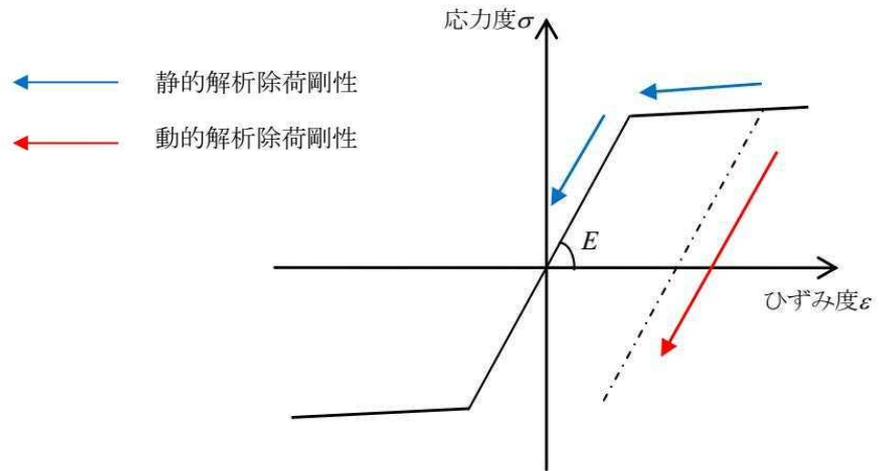


図 3-17 鉄筋分割断面の除荷剛性

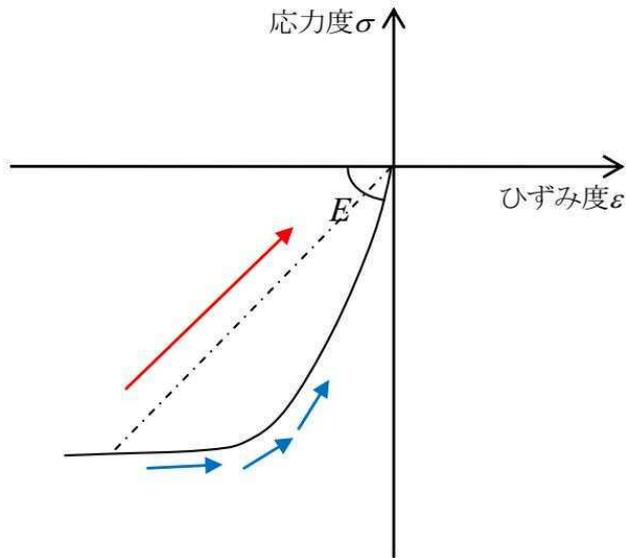


図 3-18 コンクリート分割断面の除荷剛性

・ (4) 鉄筋コンクリート造柱のせん断復元力特性

図 3-19 に鉄筋コンクリート造柱のせん断復元力特性を示す。

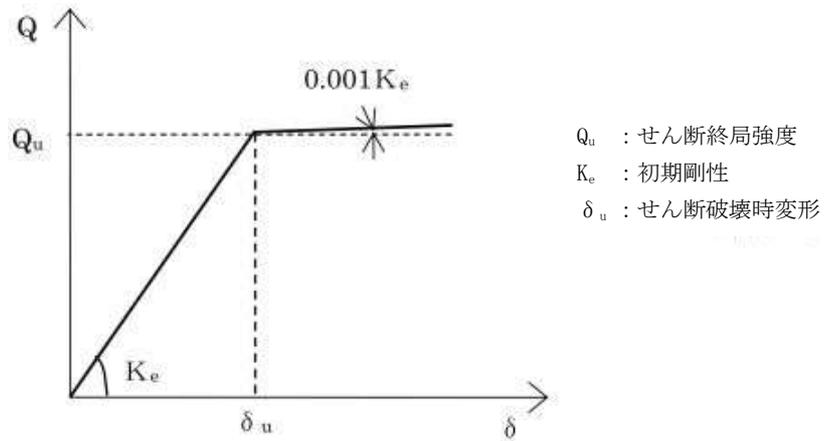


図 3-19 鉄筋コンクリート造柱のせん断復元力特性

せん断耐力は下記の式で計算される。

【鉄筋コンクリート造柱のせん断終局強度】

$$Q_{su} = \left\{ \frac{k \cdot p_t^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} \cdot b_e \cdot j_e$$

$k$  : 0.068

$p_t$  :  $a_t / (b \cdot d)$

$d$  : 柱の引張鉄筋の中心から圧縮縁までの距離

$p_w \cdot \sigma_{wy}$  : 柱の帯筋比とその降伏強度の積

$\sigma_0$  :  $N / (b \cdot j)$

$j$  :  $7d / 8$

$M / Q \cdot d$  : せん断スパン比

・ (5) 耐震壁の復元力特性

図 3-20 に耐震壁の復元力特性を示す。

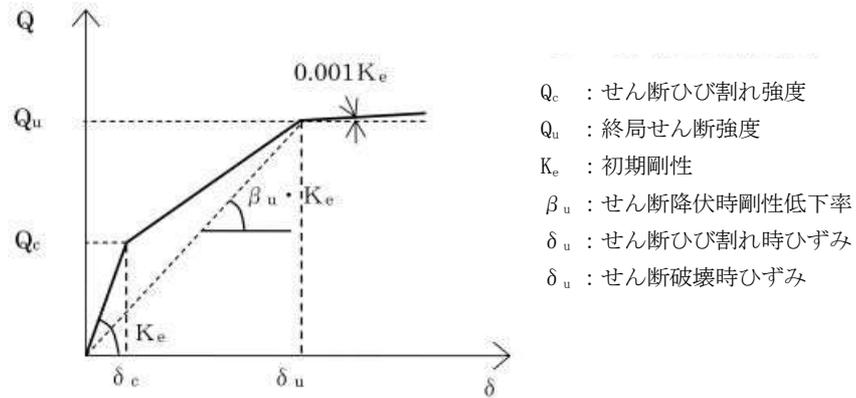


図 3-20 耐震壁の復元力特性

① せん断ひび割れ強度 ( $Q_c$ )

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断ひび割れ強度 ( $Q_c$ ) は下式で算定する<sup>1)</sup>。

$$Q_c = (0.043 \cdot p_g + 0.051) \cdot F_c \cdot A_w$$

$A_w$  : 壁体断面積 ( $\text{cm}^2$ )

$p_g$  : 引張側最端の柱 1 本の主筋量 ( $\text{cm}^2$ ) /  $A_w$  (%)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

② せん断降伏時剛性低下率 ( $\beta_u$ )

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断降伏時剛性低下率 ( $\beta_u$ ) は下式により求める<sup>1)</sup>。

$$\beta_u = 0.46 \cdot p_w \cdot \sigma_y / F_c + 0.14$$

$P_w$  : 壁の縦筋比

$\sigma_y$  : 壁筋の降伏強度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

③ 終局せん断強度 ( $Q_u$ )

【鉄筋コンクリート造耐震壁】

鉄筋コンクリート造耐震壁の終局せん断降伏強度 ( $Q_u$ ) は、付帯柱の主筋を考慮して下式で算定する<sup>2)</sup>。開口に対してはせん断耐力の低減率 ( $r$ ) を考慮する。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right\} t_e \cdot j \cdot r$$

$T_e$  : 耐震壁の I 形断面を長さと同断面積とが等しい等価断面に置き換えたときの幅 ( $t_e$ ) で、壁厚 ( $t$ ) の 1.5 倍以下とする。

$M/(Q \cdot D)$  : シアスパン比

$M/(Q \cdot D) < 1$  の場合は 1,  $M/(Q \cdot D) > 3$  の場合は 3 とする。

$D$  : 付帯柱を含めた耐震壁の全長 (mm)

$J$  : 応力中心間距離 ( $= 7/8 \cdot d$ ) (mm)

$p_{te}$  : 等価引張鉄筋比 ( $= a_t / (t_e \cdot d) \cdot 100$ ) (%)

$a_t$  : 引張側柱の主筋断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$d$  :  $D - D_c / 2$  ( $D_c$ : 圧縮側柱のせい) (mm)

1) 国土交通省：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書；P. 635-637, 2007. 8

2) 国土交通省：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書；P. 281-282, 638-639, 2007. 8

3.5.4 静的荷重増分解析

図 3-21 静的荷重増分解析方法について示す。

柱の加力方向に対する最大層間変形角が 1/10 に達した時点で増分解析を終了する。

- ・ 外力分布形は  $A_i$  分布とし、入力した増分倍率となるまで増分値を順次加算する。
- ・ 初期応力として長期応力を考慮する。
- ・  $Q - \delta$  曲線における層間変位計算用節点位置は重心位置とする。

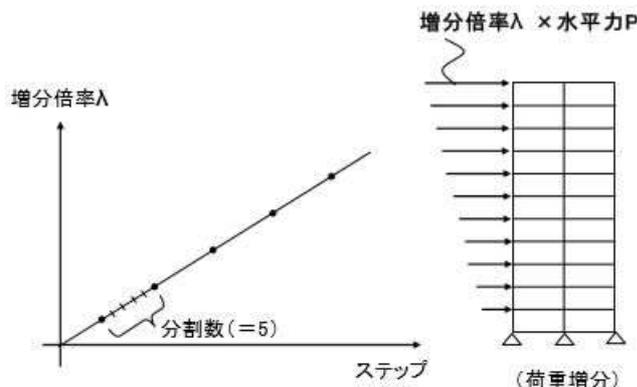


図 3-21 静的荷重増分解析方法について

#### 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+ $\sigma$ 考慮モデル	標準地盤+ $\sigma$ 相当
	地盤剛性- $\sigma$ 考慮モデル	標準地盤- $\sigma$ 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

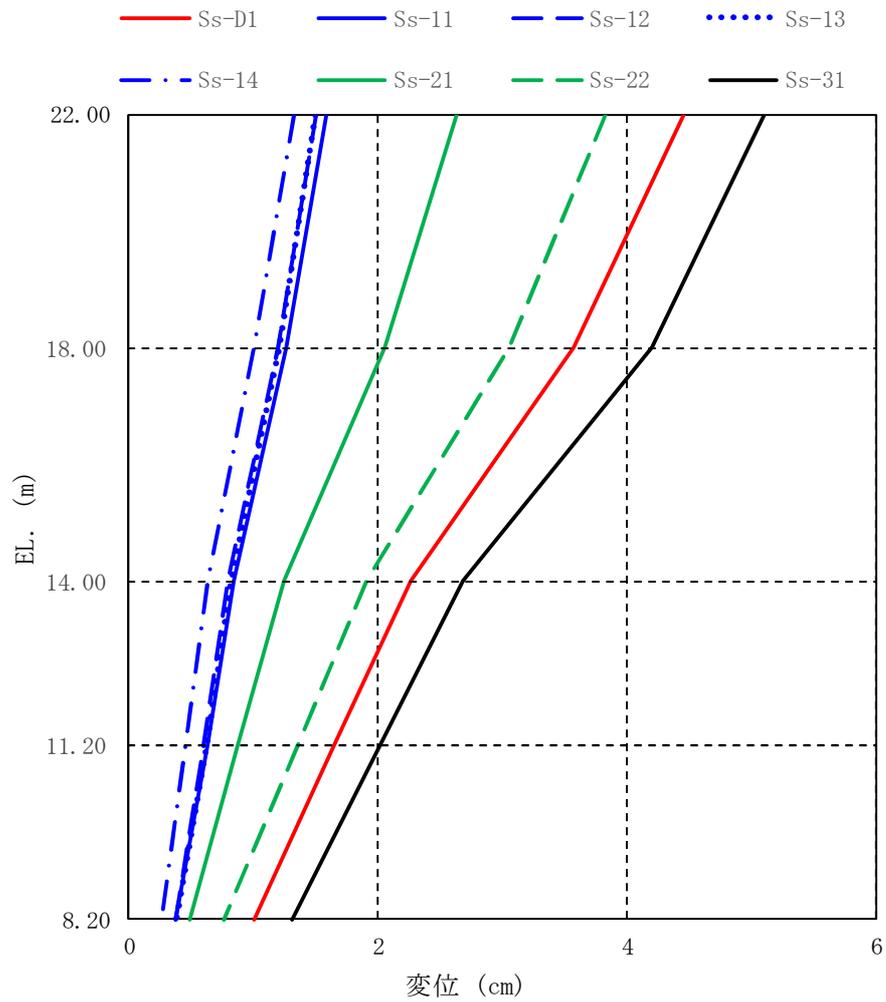


図 4-1 最大応答変位（基準地震動 Ss, 工認モデル, EW 方向）

表 4-4 最大応答変位一覧（基準地震動 Ss，地盤剛性+ $\sigma$  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

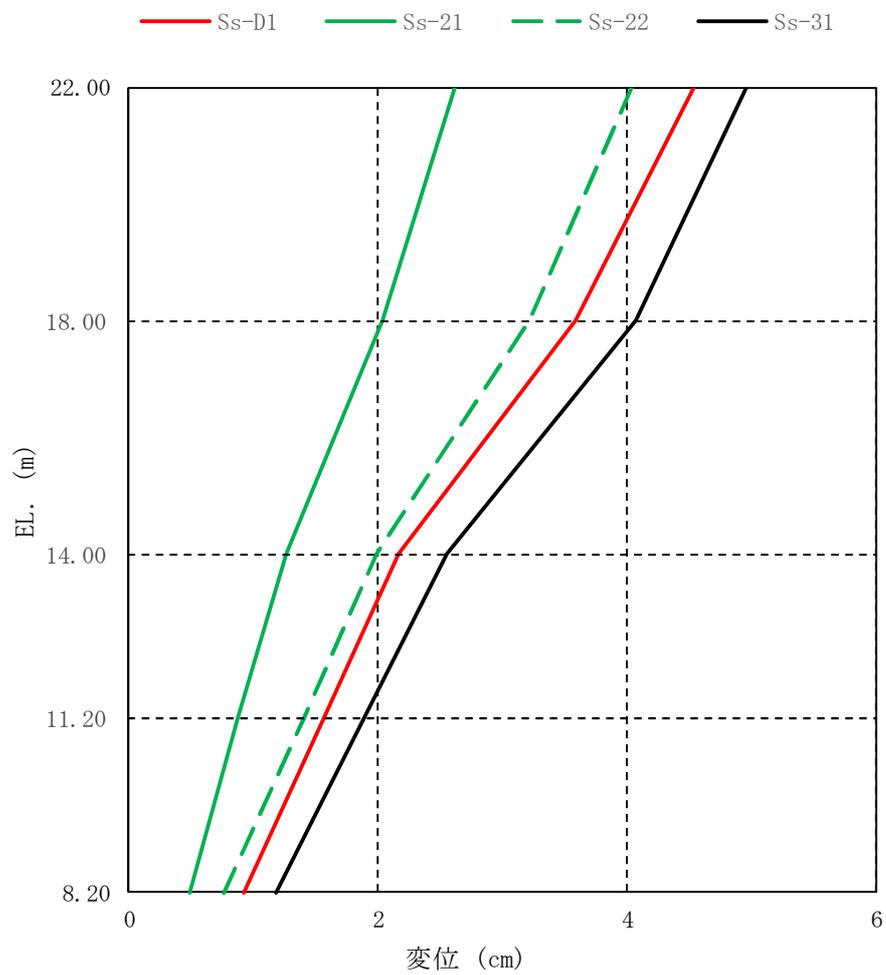


図 4-2 最大応答変位（基準地震動 Ss，地盤剛性+ $\sigma$  考慮モデル，EW 方向）

表 4-5 最大応答変位一覧（基準地震動 Ss，地盤剛性- $\sigma$  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

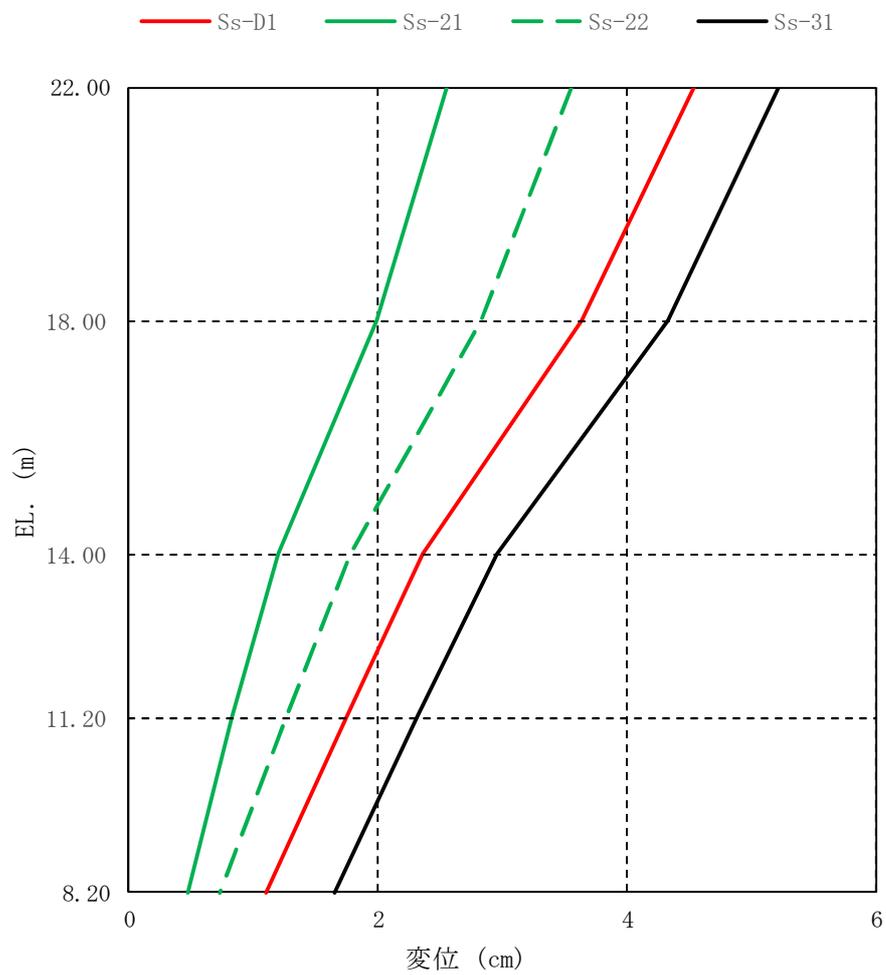


図 4-3 最大応答変位（基準地震動 Ss，地盤剛性- $\sigma$  考慮モデル，EW 方向）

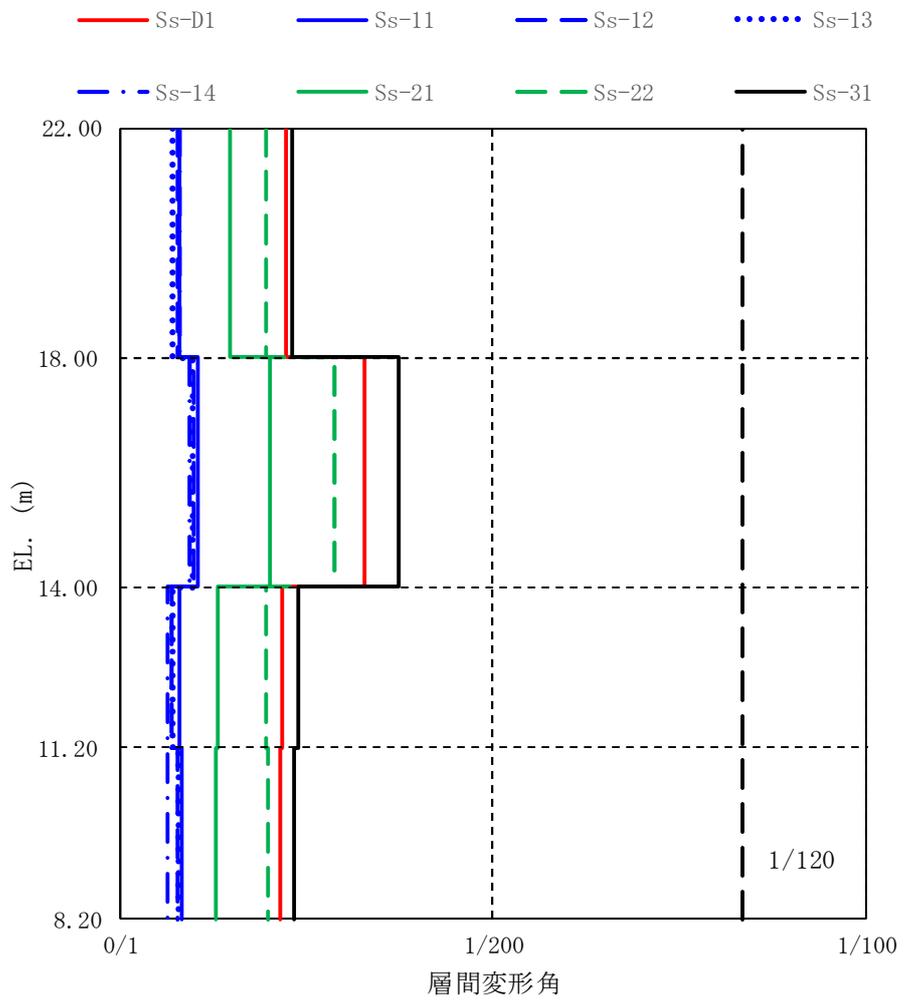


図 4-4 最大層間変形角（基準地震動 Ss，工認モデル，EW 方向）

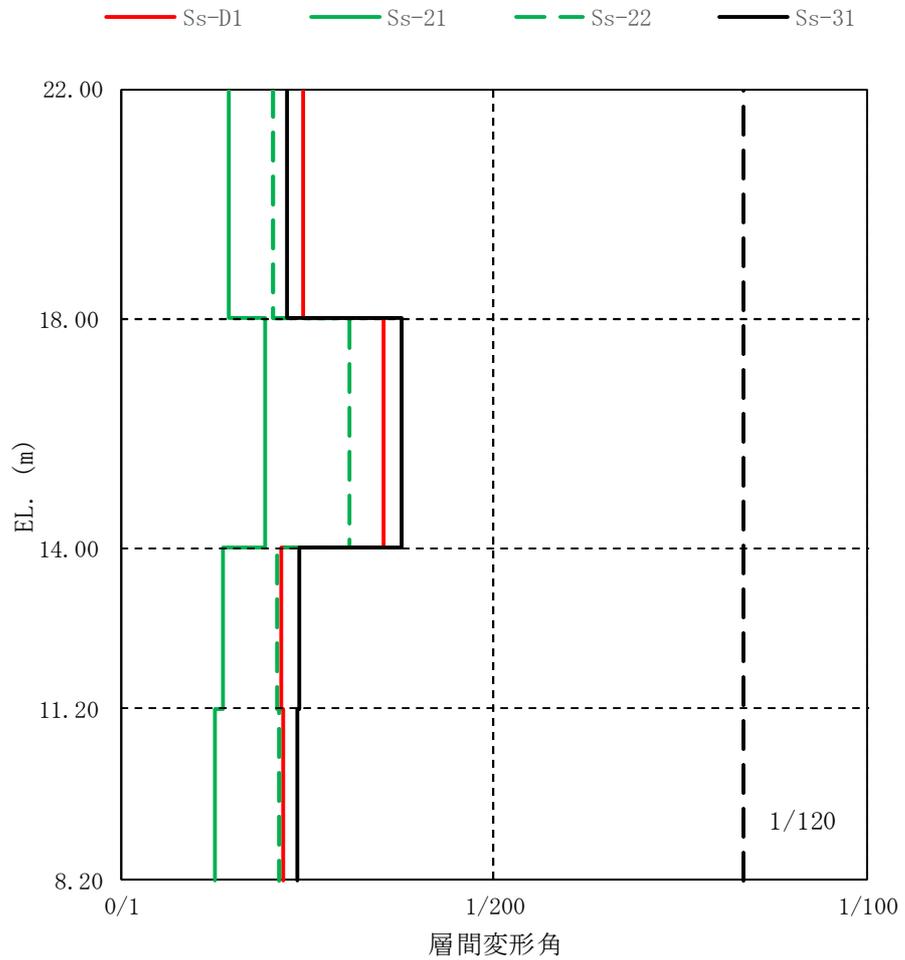


図 4-5 最大層間変形角（基準地震動 Ss，地盤剛性+ $\sigma$  考慮モデル，EW 方向）

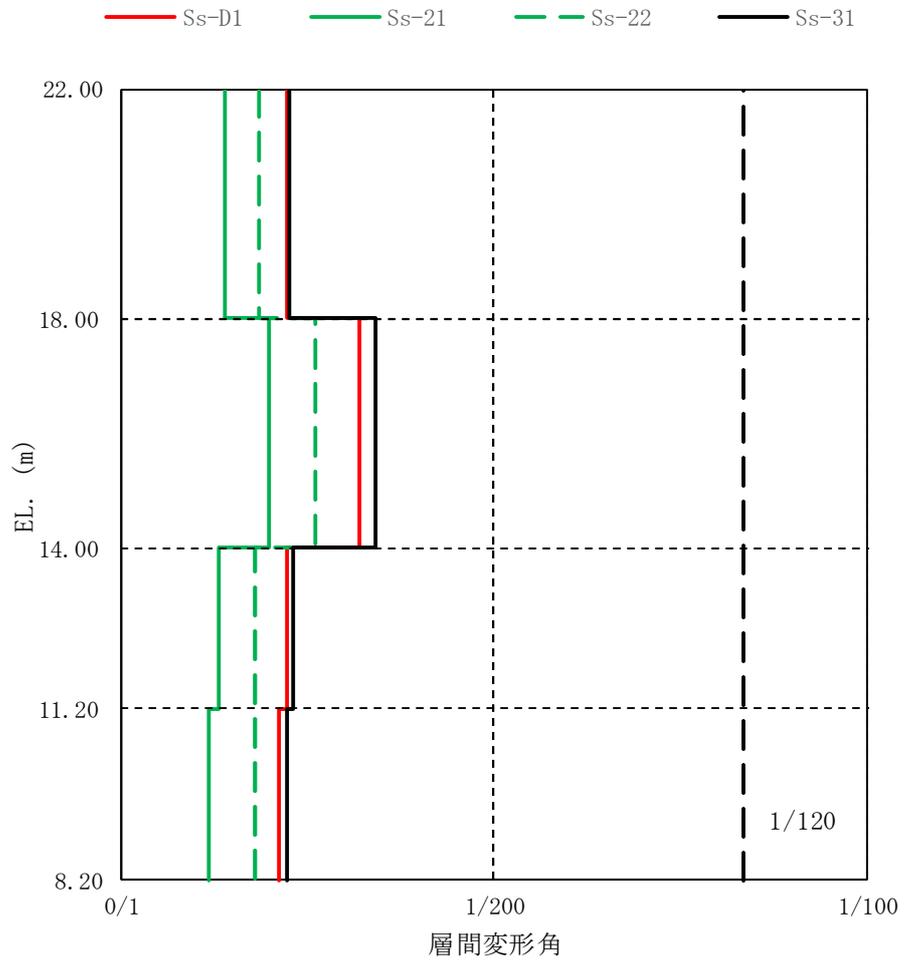


図 4-6 最大層間変形角（基準地震動 Ss，地盤剛性- $\sigma$  考慮モデル，EW 方向）

## 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 $-\sigma$  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 <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -11	S <sub>s</sub> -12	S <sub>s</sub> -13	S <sub>s</sub> -14	S <sub>s</sub> -21	S <sub>s</sub> -22	S <sub>s</sub> -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 <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -21	S <sub>s</sub> -22	S <sub>s</sub> -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 <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -21	S <sub>s</sub> -22	S <sub>s</sub> -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<sub>s</sub> 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 $\alpha$ 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 $\alpha$ 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、各建屋の時刻歴変位と最大値発生時刻を表5-5及び図5-2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。 $S_{s-31}$ はパルス的な入力となるため、表5-5に示すように、原子炉建屋とサービス建屋の最大変位発生時刻と時刻歴相対変位の発生時刻は、ほぼ同時刻であり、変位する方向も同方向となっている。仮に原子炉建屋の変位が小さい場合、建屋間の時刻歴相対変位の最大値が大きくなることになるが、サービス建屋単独の変位が建屋間のクリアランス(50mm)を超過しないため、サービス建屋は原子炉建屋に衝突しない。

表 5-2 原子炉建屋のねじれ補正係数 $\alpha$

地震応答 解析モデル 質点番号	EL. (m)	ねじれ補正係数 $\alpha$
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	<u>50.0</u>
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+ $\sigma$ 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- $\sigma$ 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	<u>50.9</u>
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)	
1	22.00	※1	22.00	28.5
3	14.00	8	14.00	—

(2) 地盤剛性- $\sigma$  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)	
1	22.00	※1	22.00	27.1
3	14.00	8	14.00	—

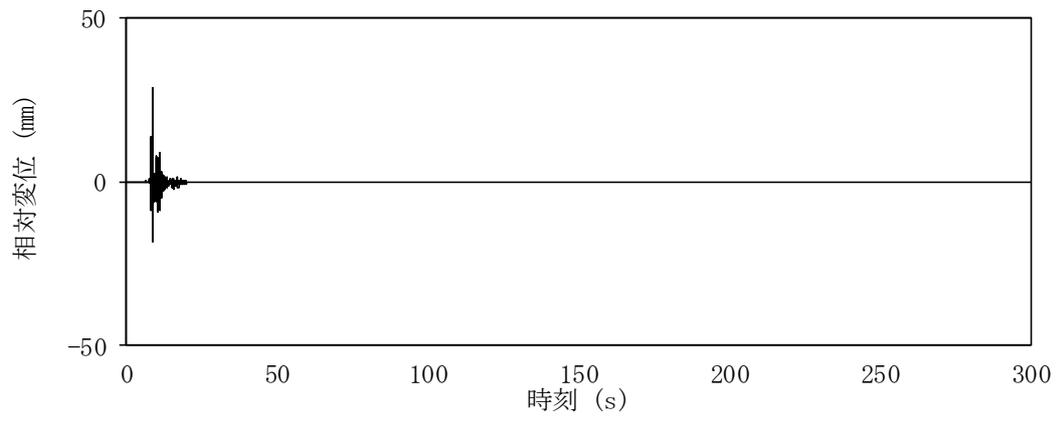
※1 : 原子炉建屋の EL. 22.00m の応答は、質点番号 6 (EL. 29.00m) と質点番号 7 (EL. 20.30m) の応答を線形補間して算定する。

※2 : 網掛けは各基準地震動  $S_s$  における最大値を示す。

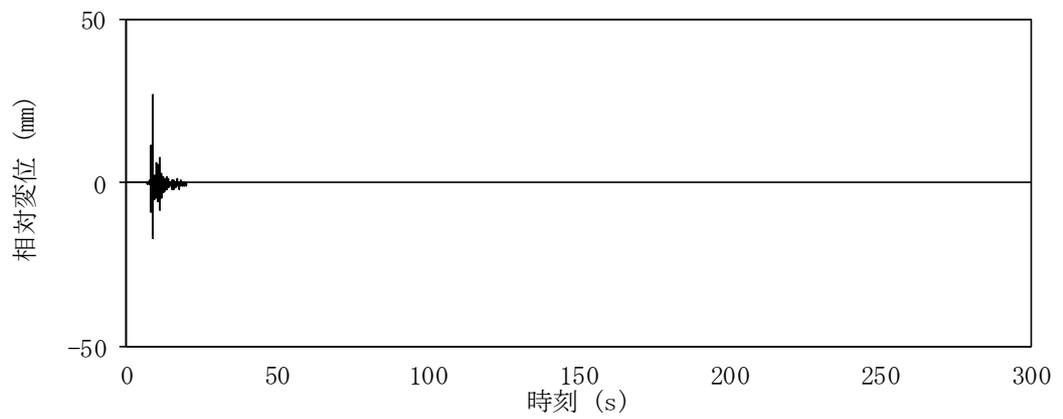
表 5-5 各建屋の EL. 22.00m における時刻歴変位と  
時刻歴相対変位の最大値と発生時刻

解析モデル	建屋間相対変位		サービス建屋		原子炉建屋*	
	最大相対変位 (mm)	発生時刻 (s)	最大変位 (mm)	発生時刻 (s)	最大変位 (mm)	発生時刻 (s)
工認モデル	28.5	8.67	39.2	8.66	10.8	8.65
地盤剛性- $\sigma$ 考慮モデル	27.1	8.79	38.2	8.78	12.6	8.75

注記 \* : 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。

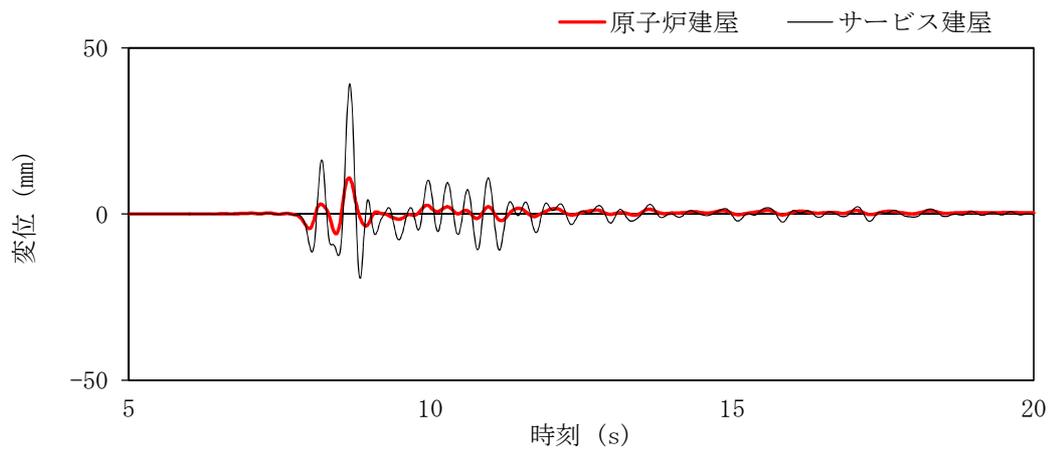


(1) S<sub>s</sub>-31, EL. 22.00 m (工認モデル)

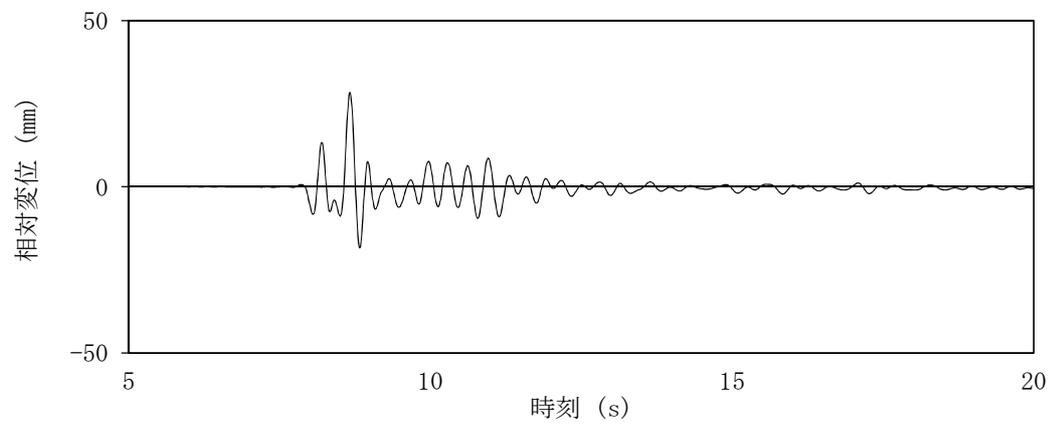


(2) S<sub>s</sub>-31, EL. 22.0 m (地盤物性のばらつきを考慮, -1σ)

図 5-1 時刻歴相対変位

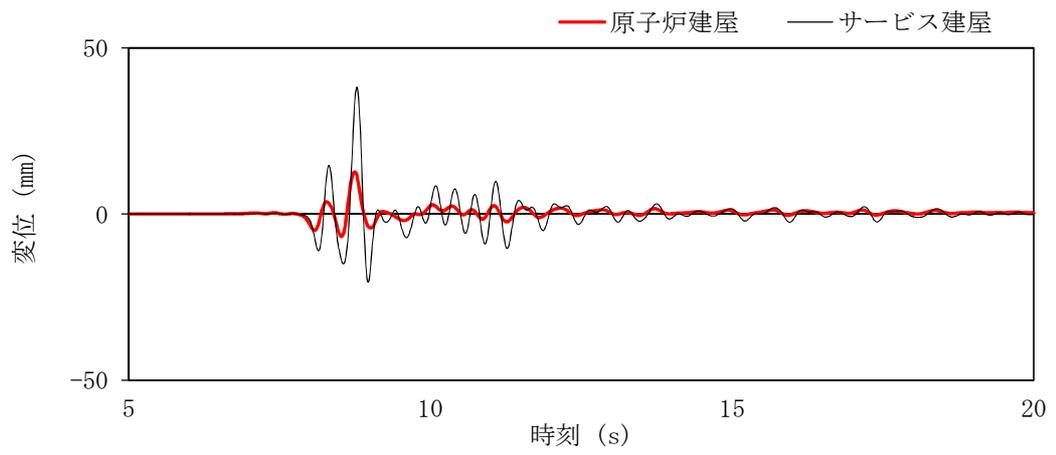


(1) 各建屋の時刻歴変位

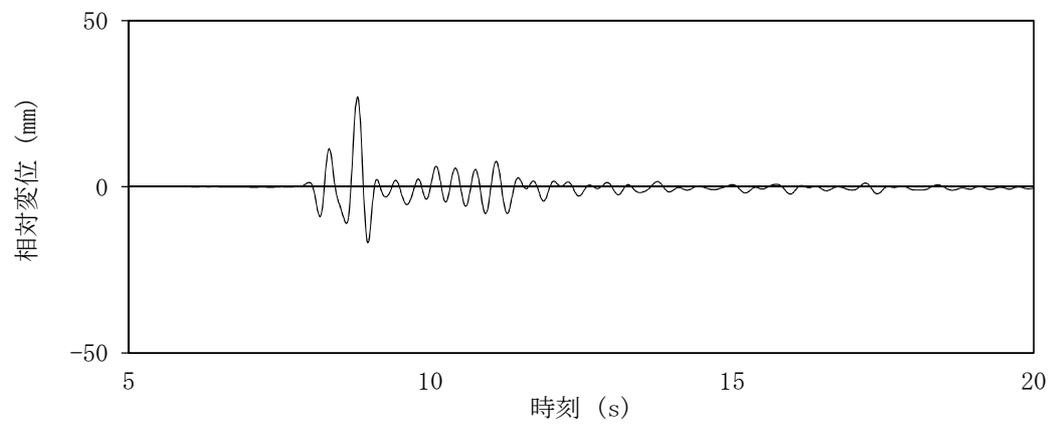


(2) 時刻歴相対変位

図 5-2 (1/2) 各建屋の時刻歴変位と時刻歴相対変位  
 $S_s - 31$ , EL. 22.00 m (工認モデル)



(3) 各建屋の時刻歴変位



(4) 時刻歴相対変位

図 5-2 (2/2) 各建屋の時刻歴変位と時刻歴相対変位  
 $S_s = 3.1$ , EL. 22.0 m (地盤物性のばらつきを考慮,  $-1\sigma$ )

### 5.3 サービス建屋塔屋部の影響について

サービス建屋既設部の概略断面を図 5-3 に示す。サービス建屋既設部原子炉建屋に隣接した塔屋を有しているため、ここでは、塔屋部の原子炉建屋に与える波及的影響について検討する。

検討は、サービス建屋塔屋部の EL. 22. 0m に対する相対変位を求め、EL. 22. 0m における原子炉建屋とサービス建屋間の相対変位に加算し、建屋間のクリアランス 50mm 以下であることを確認する。ここで、塔屋部の EL. 22. 0m に対する相対変位は、基礎の回転角に塔屋部の階高を乗じて求める。

絶対値和による建屋間の最大相対変位の評価結果を表 5-6 に示す。表 5-6 に示すように、塔屋部の変形を考慮すると S<sub>s</sub>-3 1 では絶対値和による建屋間の最大相対変位が建屋間のクリアランス 50 mm を超過する。しかしながら、「5.2 原子炉建屋のねじれを考慮した検討」に示すように、絶対値和による最大相対変位の最も大きい地盤剛性+σ 考慮モデルの塔屋部を無視した時刻歴相対変位の最大値は 27. 1mm であり、塔屋部の EL. 22. 0m に対する相対変位 1. 03mm を考慮しても建屋間のクリアランス 50mm に対して十分余裕があり、塔屋部が原子炉建屋に衝突することはない。

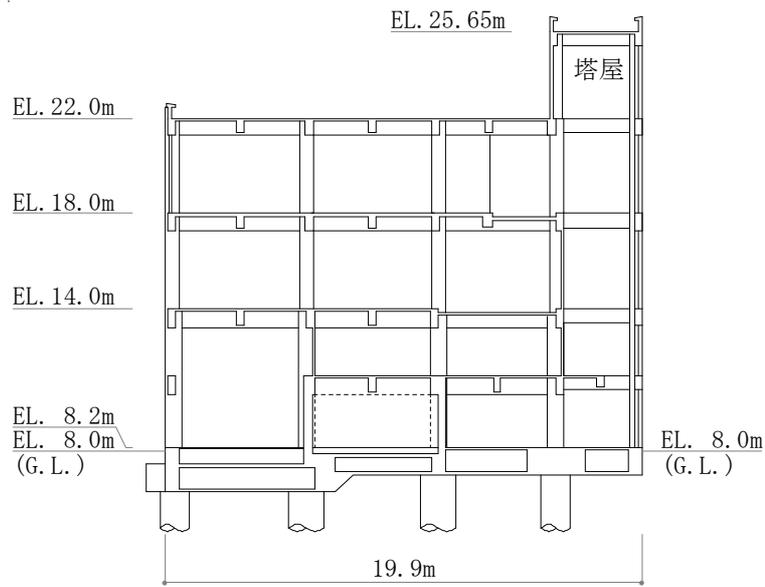


図 5-3 サービス建屋 概略断面図 (東西断面)

表 5-6 原子炉建屋とサービス建屋の絶対値和による最大相対変位

解析モデル	地震動	基礎回転角 (rad)	塔屋部階高 (mm)	塔屋部相対変位 (mm)	建屋間相対変位	
					EL. 22.0* (mm)	塔屋部考慮 (mm)
工認モデル	S <sub>s</sub> -D 1	2.51	3650	0.916	46.5	47.4
	S <sub>s</sub> -1 1	0.879	3650	0.321	16.6	16.9
	S <sub>s</sub> -1 2	0.787	3650	0.287	15.5	15.8
	S <sub>s</sub> -1 3	0.790	3650	0.288	15.5	15.8
	S <sub>s</sub> -1 4	0.765	3650	0.279	14.6	14.9
	S <sub>s</sub> -2 1	1.43	3650	0.522	25.4	25.9
	S <sub>s</sub> -2 2	2.24	3650	0.818	40.0	40.8
	S <sub>s</sub> -3 1	2.62	3650	0.956	50.0	51.0
地盤剛性-σ考慮モデル	S <sub>s</sub> -D 1	2.27	3650	0.829	47.0	47.8
	S <sub>s</sub> -2 1	1.36	3650	0.496	25.6	26.1
	S <sub>s</sub> -2 2	2.19	3650	0.799	42.1	42.9
地盤剛性+σ考慮モデル	S <sub>s</sub> -3 1	2.43	3650	0.887	49.5	50.4
	S <sub>s</sub> -D 1	2.69	3650	0.982	46.0	47.0
	S <sub>s</sub> -2 1	1.50	3650	0.548	25.4	25.9
	S <sub>s</sub> -2 2	2.18	3650	0.796	37.1	37.9
	S <sub>s</sub> -3 1	2.82	3650	1.03	50.9	<u>51.9</u>

注記 \* : 原子炉建屋のねじりの影響を考慮した値

#### 5.4 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5-8に示す。影響検討は、表5-7に示す基準地震動 $S_s$ 時における地表面(E.L. 8.0m)の最大応答加速度応答値を参考に、サービス建屋が水平方向に加速度1Gを受けた場合を想定して実施する。建屋重量とばね定数から求めた変形を表5-9に示す。表5-9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5-10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5-11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5-12に、増設部の既設部に対する相対変形の比を示す。表5-12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 5-4 サービス建屋断面図(東西断面)

表 5-7 基準地震動 Ss 時における地表面 (E.L. 8.0 m) の最大応答加速度  
(原子炉建屋の地震応答解析時)

地震動	方向	最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )		
		標準地盤	+σ地盤	-σ地盤
Ss-D1	水平	689	715	646
Ss-11	NS	524	—	—
	EW	455	—	—
Ss-12	NS	559	—	—
	EW	330	—	—
Ss-21	NS	547	946	767
	EW	352	693	523
Ss-22	NS	373	931	692
	EW	311	777	595
Ss-23	NS	886	—	—
	EW	635	—	—
Ss-24	NS	817	—	—
	EW	681	—	—
Ss-31	水平	738	717	760

表 5-8 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 5-9 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	$\Sigma W_i$ kN	ばね定数 $K_i$ $\times 10^6 \text{kN/m}$	層間変位 $\delta_i$ 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	$\Sigma W_i$ kN	ばね定数 $K_i$ $\times 10^6 \text{kN/m}$	層間変位 $\delta_i$ 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 5-10 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 <sub>1</sub> kN	Q <sub>2</sub> kN	Q <sub>3</sub> kN	δ <sub>1</sub> mm	δ <sub>2</sub> mm	δ <sub>3</sub> 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 <sub>1</sub> kN	Q <sub>2</sub> kN	Q <sub>3</sub> kN	δ <sub>1</sub> mm	δ <sub>2</sub> mm	δ <sub>3</sub> 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 5-11 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 <sub>i</sub> kN	層間変位 δ <sub>i</sub> mm	Σ δ <sub>i</sub> 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 <sub>i</sub> kN	層間変位 δ <sub>i</sub> mm	Σ δ <sub>i</sub> mm
18.0	6280	5.4	13.7
14.0	13550	3.9	8.3
11.2	16840	4.4	4.4

表 5-11 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