

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	工認-162 改3
提出年月日	平成30年6月18日

#### V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書

## 目次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 解析方針	5
2.4 適用規格・基準等	7
3. 評価方法	8
3.1 評価対象部位及び評価方針	8
3.2 荷重及び荷重の組合せ	10
3.3 許容限界	14
3.4 評価方法	16
4. 評価結果	28
4.1 基礎スラブの評価結果	28
4.2 杭の評価結果	34

## 1. 概要

本資料は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎（基礎スラブ及び杭）の地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり、その評価は、応力解析による評価により行う。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎（基礎スラブ及び杭）は、設計基準対象施設における「Sクラス施設の間接支持構造物」に分類される。

以下、分類に応じた耐震評価を示す。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

使用済燃料乾式貯蔵建屋の設置位置を図2-1に示す。

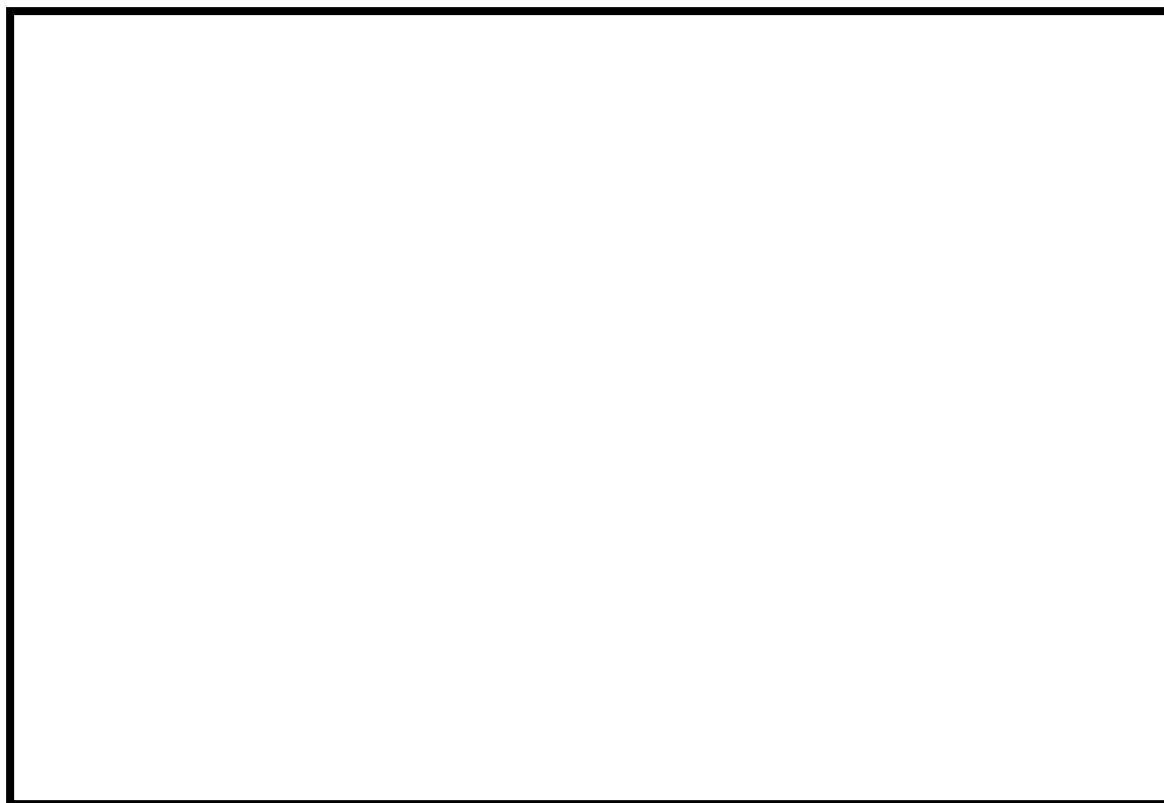
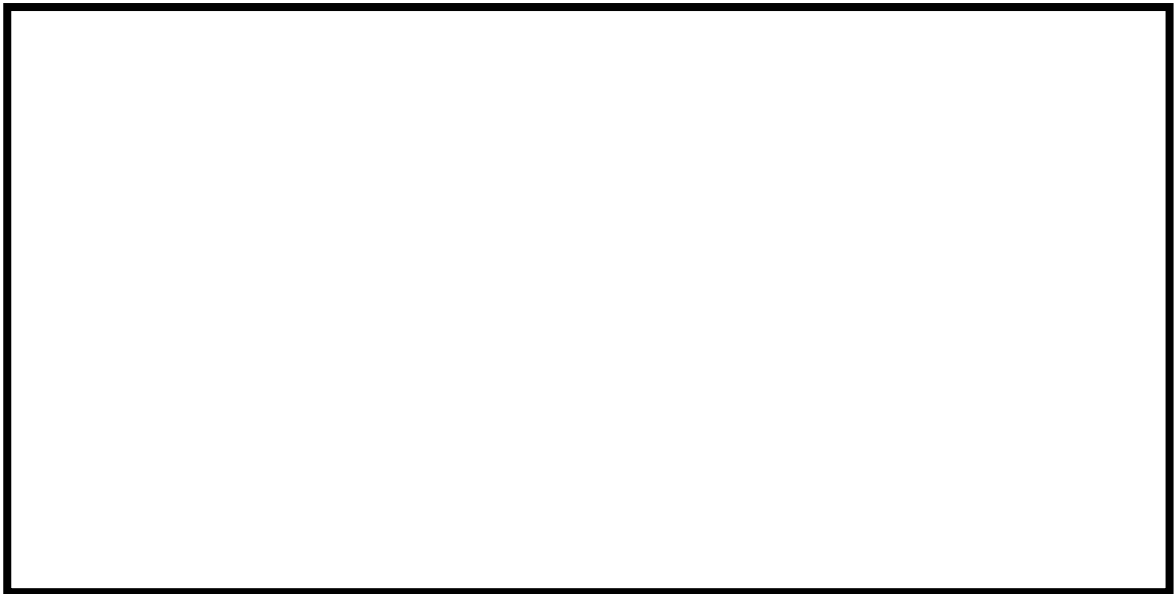
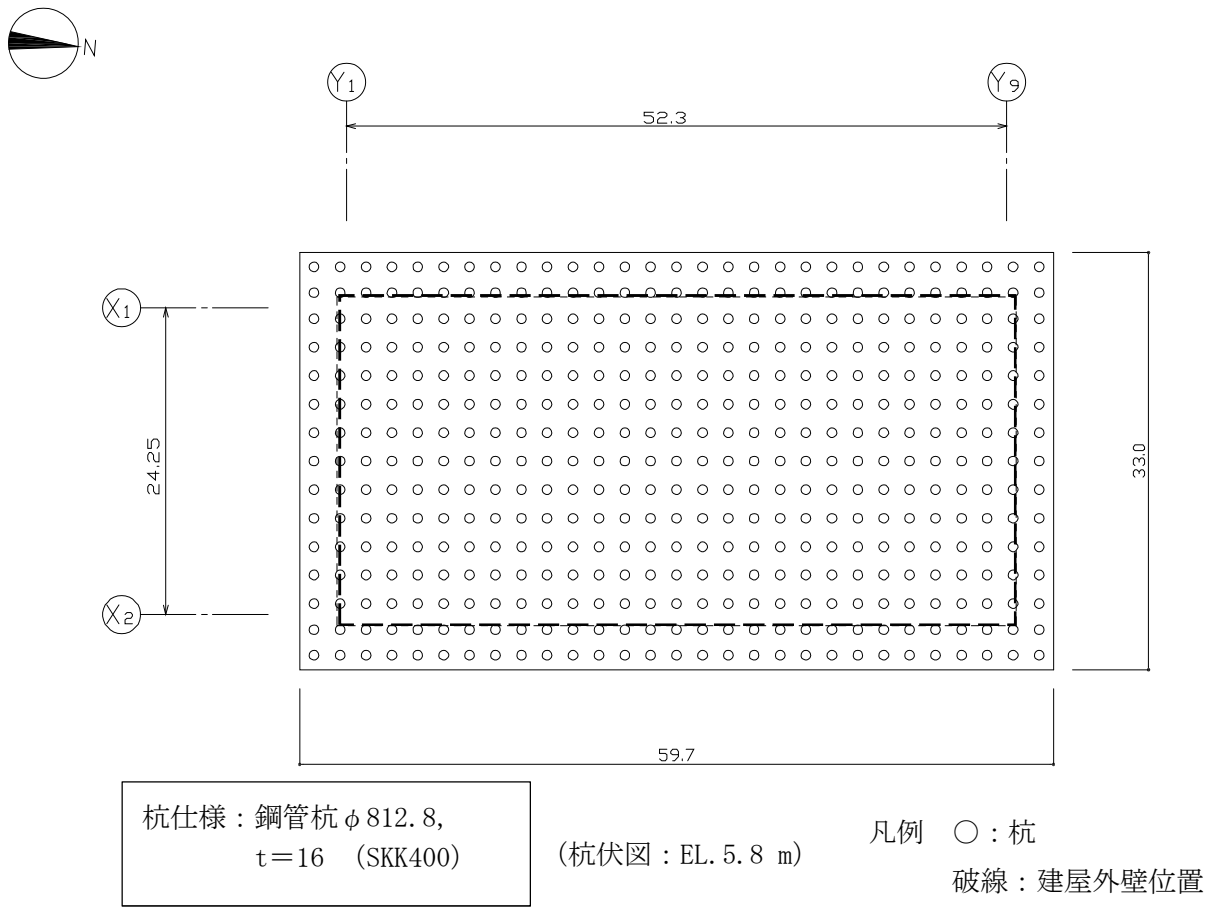


図2-1 使用済燃料乾式貯蔵建屋の設置位置

## 2.2 構造概要

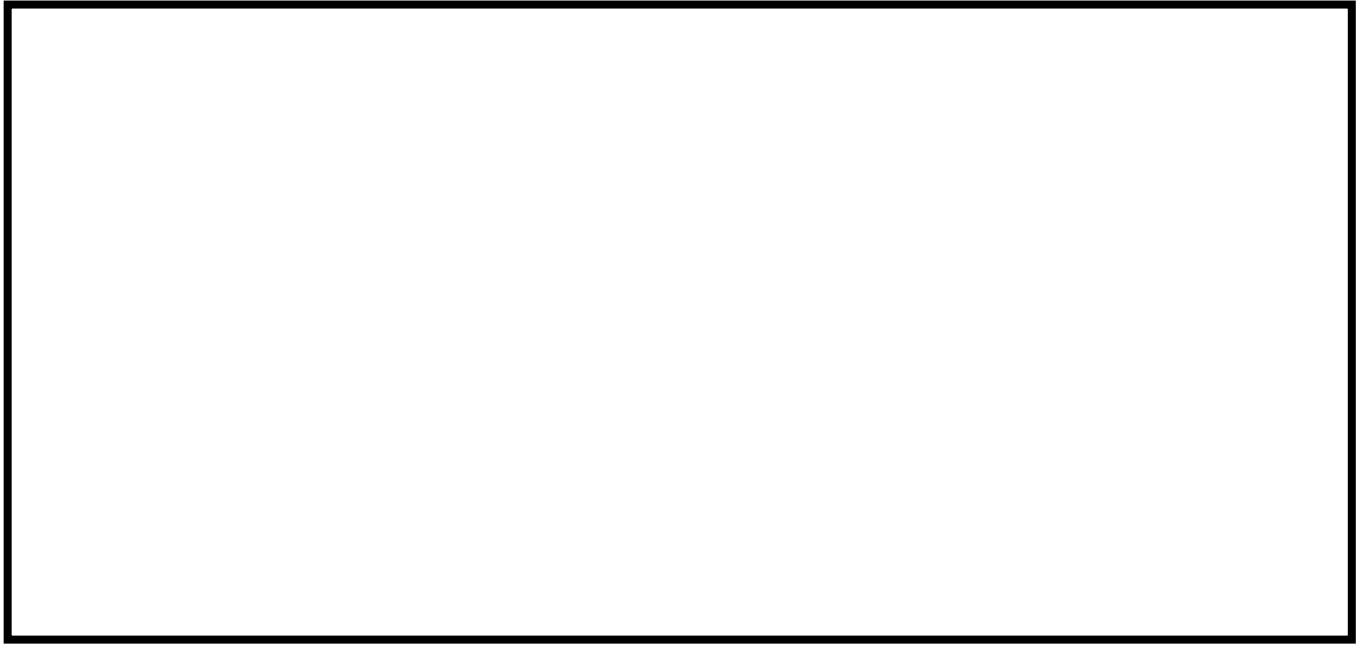
使用済燃料乾式貯蔵建屋は、使用済燃料乾式貯蔵容器を 24 基収納する地上 1 階建、平面が約 52 m（南北方向）×約 24 m（東西方向）、地上高さ約 21 m の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造）の建物である。使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎スラブは平面が約 60 m（南北方向）×約 33 m（東西方向）、厚さ約 2.5 m（一部約 2.0 m）で、鋼管杭を介して、砂質泥岩である久米層に岩着している。使用済燃料乾式貯蔵建屋に加わる地震時の水平力は、外周部に配置された耐震壁と柱及び梁（屋根トラス）からなるフレーム構造で負担する。耐震壁には冷却空気取り入れのための開口がある。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の概要を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

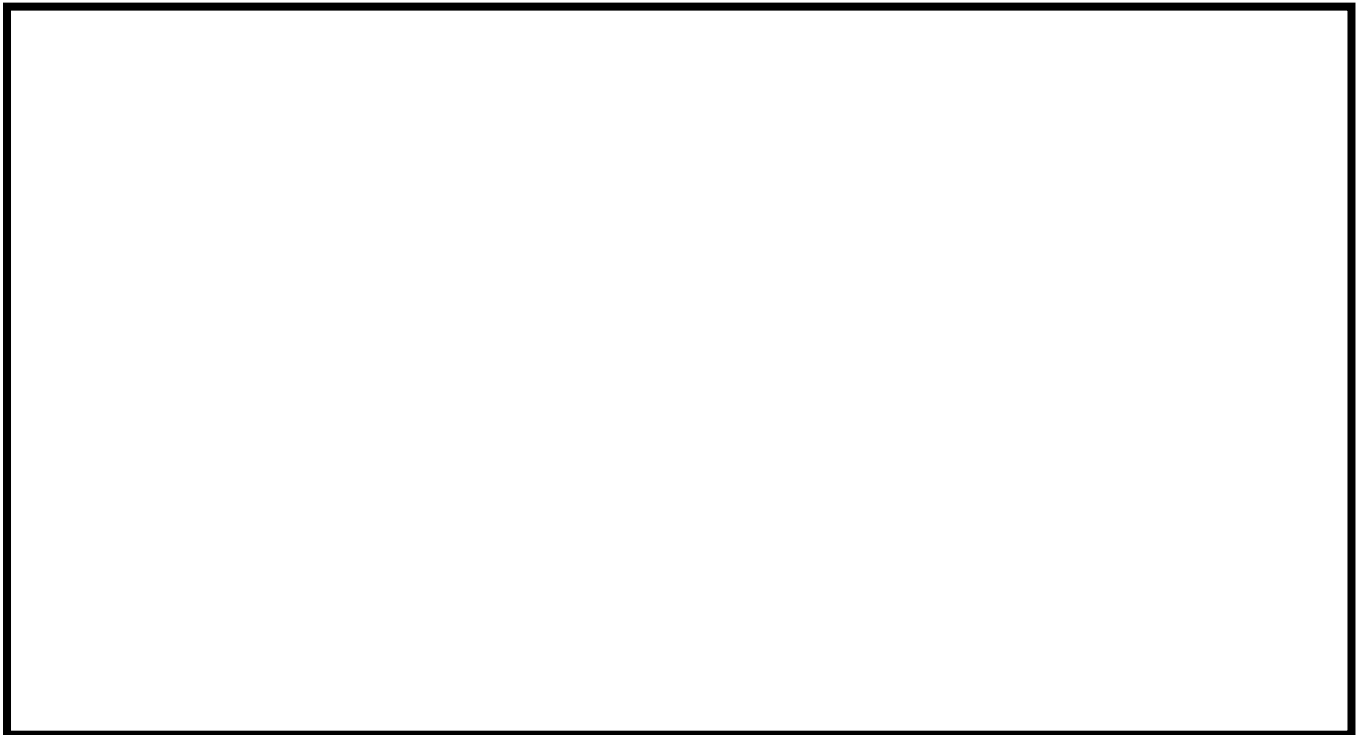


(1 階平面図：EL. 8.3 m)

図 2-2 使用済燃料乾式貯蔵建屋の概要 (平面図)



(NS 方向, A-A 断面)



(EW 方向, B-B 断面)

図 2-3 使用済燃料乾式貯蔵建屋の概要 (断面図)

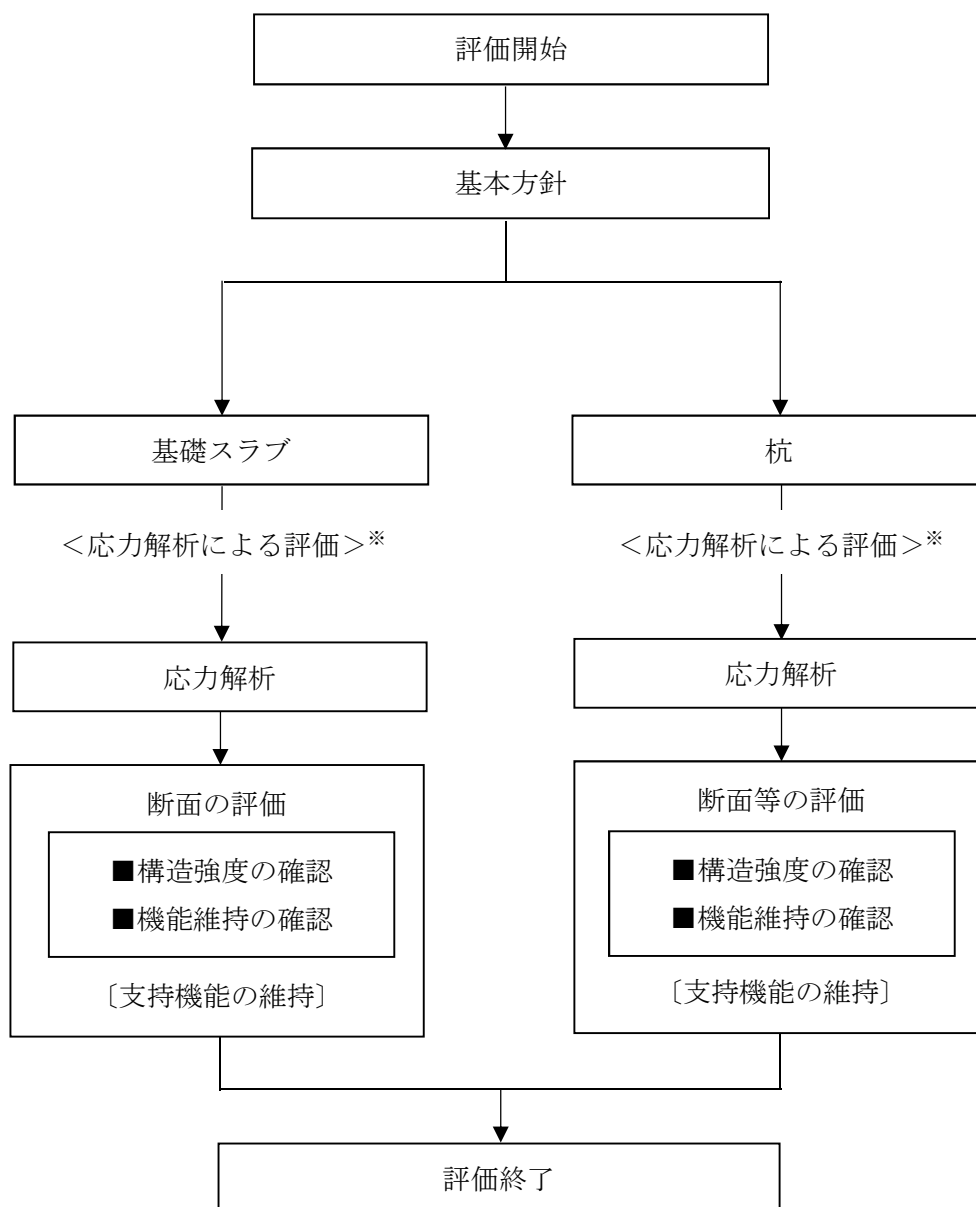
### 2.3 解析方針

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎は、設計基準対象施設において「Sクラス施設の間接支持構造物」に分類される。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎の設計基準対象施設としての評価においては、基準地震動 $S_s$ による地震力に対する評価（以下「 $S_s$ 地震時に対する評価」という。）を行うこととし、その評価は資料V-2-2-4「使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎の評価は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、応力解析による評価において断面等の評価を行うことで、使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価に当たっては、地盤物性のばらつきを考慮する。

図2-4に使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎の評価フローを示す。



※：資料V-2-2-4「使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

図 2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎の評価フロー



## 2.4 適用規格・基準等

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎の評価において、適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ( (社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力度編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ( (社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 ( (社) 日本電気協会) (以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。)
- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ( (社) 日本建築学会, 1999)
- ・ 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) (以下「R C -N規準」という。)
- ・ 建築基礎構造設計指針 ( (社) 日本建築学会, 2001) (以下「基礎指針」という。)
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所) (以下「技術基準解説書」という。)

### 3. 評価方法

#### 3.1 評価対象部位及び評価方針

使用済燃料乾式貯蔵建屋の応力解析による評価対象部位は基礎（基礎スラブ及び杭）とし、S<sub>0</sub>地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。応力解析による評価フローを図3-1に示す。

応力解析にあたっては、V-2-2-4「使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書」より得られた結果を用いて、荷重の組合せを行う。なお、地震荷重の設定において地盤物性のばらつきを考慮する。

基礎スラブのS<sub>0</sub>地震時に対する評価は、3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析により断面に生じる応力を算定し、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、地盤物性のばらつきを考慮して発生する応力が、技術基準解説書に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

杭のS<sub>0</sub>地震時に対する評価は、基礎が剛な仮定の下で、上部構造からの荷重を各杭に分配し、地盤物性のばらつきを考慮して発生する支持力及び引抜き力が、適用規格・基準等に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する（以下「支持力等の評価」という）。また、各杭に分配された地震時の建屋慣性力及び地盤変位を入力とした弾性支承ばりモデルを用いた弾性応力解析により断面に生じる応力を算定し、地盤物性のばらつきを考慮して発生する応力が、適用規格・基準等に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する（以下「杭の評価」という）。

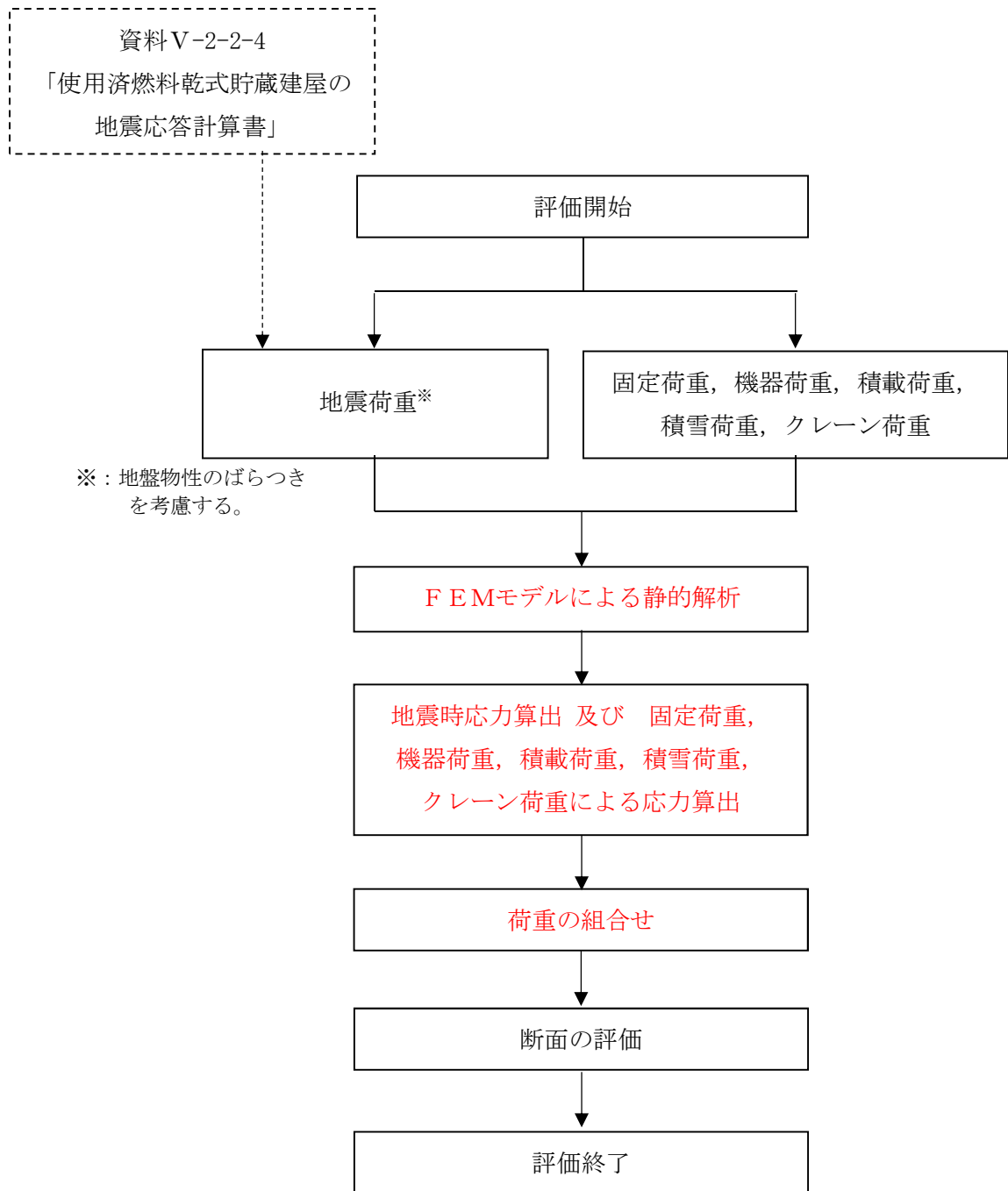


図 3-1 応力解析による評価フロー（基礎）

### 3.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。

#### 3.2.1 荷重

##### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重は、『既工事計画認可申請書「IV-2-3 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」(平成11・06・2資第1号 平成11年9月2日認可)』に基づき、表3-1のとおり設定する。

なお、浮力をあわせて考慮する。

表3-1 固定荷重 (G)

		設定荷重※ (kN/m <sup>2</sup> )
屋根部	コンクリート厚 0.45 m	10.8
中間床 (1)	コンクリート厚 0.30 m	7.2
中間床 (2)	コンクリート厚 0.45 m	10.8
基礎版	コンクリート厚 2.5 m	60

※：屋根部については、非構造質量として2 (kN/m<sup>2</sup>) を別途考慮する。

##### (2) 機器荷重 (E)

機器荷重は、表3-2のとおり設定する。

表3-2 機器荷重 (E)

	機器荷重
キャスク重量：計24基	1,180 kN/基

##### (3) 積載荷重 (P)

積載荷重は、表3-3のとおり設定する。

表3-3 積載荷重 (P)

荷重及び外力について想定する状態	積載荷重
一般屋根 (P <sub>地震時</sub> )	600 N/m <sup>2</sup>
中間床 (P <sub>地震時</sub> )	1,500 N/m <sup>2</sup>
床 (P <sub>地震時</sub> )	800 N/m <sup>2</sup>

(4) 積雪荷重 (S)

積雪荷重は、表 3-4 のとおり設定する。

表 3-4 積雪荷重 (S)

荷重及び外力について想定する状態	積雪荷重
一般屋根 (S <sub>地震時</sub> )	210 N/m <sup>2</sup>

(5) クレーン荷重 (CL)

クレーン荷重は、表 3-5 のとおり設定する。

表 3-5 クレーン荷重 (CL)

	クレーン荷重
クレーン自重	1,470 kN

(6) 地震荷重 (Ks)

水平地震力及び鉛直地震力は、基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析より算定される動的地震力より設定する。基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析より算定される動的地震力は、図 3-1 に示すとおり、資料 V-2-2-4 「使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書」に基づく基本ケースにおける応答値の最大値の他に、地盤のばらつきを考慮 ( $\pm\sigma$ ) したケースにおける応答値の最大値を包絡させて算定する。

$S_s$  地震荷重の算定に用いる最大応答値を表 3-6～表 3-10 に示す。

表 3-6 最大応答せん断力 (NS 方向)

部位	最大応答せん断力 (MN)							
	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -1 1	S <sub>s</sub> -1 2	S <sub>s</sub> -1 3	S <sub>s</sub> -1 4	S <sub>s</sub> -2 1	S <sub>s</sub> -2 2	S <sub>s</sub> -3 1
BM03	45.3	33.4	36.6	36.7	24.5	61.7	62.8	45.3
BM02	78.7	53.7	60.1	58.4	39.4	101	108	87.1
基礎下端	197	93.1	122	120	87.7	221	219	235

注：上記の各値は、地震動毎に基本ケース及び地盤のばらつきを考慮（±σ）した各ケースを包絡させたものであり、部位毎の最大値を網掛けで示す。

表 3-7 最大応答曲げモーメント (NS 方向)

部位	最大応答曲げモーメント (MN・m)							
	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -1 1	S <sub>s</sub> -1 2	S <sub>s</sub> -1 3	S <sub>s</sub> -1 4	S <sub>s</sub> -2 1	S <sub>s</sub> -2 2	S <sub>s</sub> -3 1
BM03	657	554	573	571	382	932	935	528
BM02	1560	1180	1270	1260	851	2180	2230	1370
基礎下端	2000	1510	1610	1600	1060	2630	2770	1740

注：上記の各値は、地震動毎に基本ケース及び地盤のばらつきを考慮（±σ）した各ケースを包絡させたものであり、部位毎の最大値を網掛けで示す。

表 3-8 最大応答せん断力 (EW 方向)

部位	最大応答せん断力 (MN)							
	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -1 1	S <sub>s</sub> -1 2	S <sub>s</sub> -1 3	S <sub>s</sub> -1 4	S <sub>s</sub> -2 1	S <sub>s</sub> -2 2	S <sub>s</sub> -3 1
BM03	52.0	33.3	29.4	32.9	34.8	39.2	49.7	51.2
BM02	62.1	38.7	34.7	38.6	40.6	44.4	55.7	65.2
BM13	3.79	2.68	2.33	2.43	1.71	3.44	3.64	2.83
BM12	29.1	17.8	14.6	16.0	16.0	22.4	26.7	32.7
基礎下端	201	97.8	97.2	105	104	122	182	249

注：上記の各値は、地震動毎に基本ケース及び地盤のばらつきを考慮（±σ）した各ケースを包絡させたものであり、部位毎の最大値を網掛けで示す。

表 3-9 最大応答曲げモーメント (EW 方向)

部位	最大応答曲げモーメント (MN・m)							
	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -1 1	S <sub>s</sub> -1 2	S <sub>s</sub> -1 3	S <sub>s</sub> -1 4	S <sub>s</sub> -2 1	S <sub>s</sub> -2 2	S <sub>s</sub> -3 1
BM03	613	390	343	384	407	459	579	596
BM02	1190	757	675	754	798	890	1110	1220
BM13	25	18	16	17	14	25	28	24
BM12	267	151	129	144	145	189	228	290
基礎下端	1900	1150	1050	1170	1220	1350	1750	1960

注：上記の各値は、地震動毎に基本ケース及び地盤のばらつきを考慮 (±σ) した各ケースを包絡させたものであり、部位毎の最大値を網掛けで示す。

表 3-10 最大応答軸力 (鉛直方向)

部位	最大応答軸力 (MN)							
	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -1 1	S <sub>s</sub> -1 2	S <sub>s</sub> -1 3	S <sub>s</sub> -1 4	S <sub>s</sub> -2 1	S <sub>s</sub> -2 2	S <sub>s</sub> -3 1
BM03	31.9	22.3	18.8	18.9	16.9	24.7	28.2	7.89
BM02	45.1	39.7	36.2	37.1	31.3	46.1	50.8	16.2
基礎下端	118	108	101	103	88.2	130	133	47.4

注：上記の各値は、地震動毎に基本ケース及び地盤のばらつきを考慮 (±σ) した各ケースを包絡させたものであり、部位毎の最大値を網掛けで示す。

### 3.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-11 に示す。

表 3-11 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S <sub>s</sub> 地震時	G+E+P <sub>地震時</sub> +S <sub>地震時</sub> +CL+Ks

- G : 固定荷重
- E : 機器荷重
- P<sub>地震時</sub> : 積載荷重
- S<sub>地震時</sub> : 積雪荷重
- CL : クレーン荷重
- Ks : 地震荷重

### 3.3 許容限界

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎（基礎スラブ及び杭）の許容限界は、表 3-12 のとおり設定する。また、部材断面の検討に用いるコンクリート、鉄筋及び鋼材の許容応力度を表 3-13～表 3-15 に示す。なお、杭の鉛直支持力及び引抜き抵抗力の許容限界については、「3.4.3 杭の評価法」で示す。

表 3-12 応力解析による評価における許容限界（基礎スラブ）（1/2）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 $S_s$	基礎スラブ	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	技術基準解説書に基づく終局耐力
支持機能	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 $S_s$	基礎スラブ	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	技術基準解説書に基づく終局耐力

表 3-12 応力解析による評価における許容限界（杭）（2/2）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 $S_s$	杭	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	基礎指針に基づく終局耐力
支持機能	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 $S_s$	杭	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	基礎指針に基づく終局耐力



表 3-13 コンクリートの許容応力度

外力の状態	設計基準強度 $F_c$ ( $N/mm^2$ )	圧縮 ( $N/mm^2$ )	せん断 ( $N/mm^2$ )
$S_s$ 地震時	23.5	15.6	1.08

表 3-14 鉄筋の許容応力度

外力の状態	SD390 (D22 以上)		SD345 (D19 以下)	
	引張及び圧縮 ( $N/mm^2$ )	せん断補強 ( $N/mm^2$ )	引張及び圧縮 ( $N/mm^2$ )	せん断補強 ( $N/mm^2$ )
$S_s$ 地震時	390	390	345	345

注：材料強度は許容応力度（引張及び圧縮）を 1.1 倍して算出する。

表 3-15 鋼材の許容応力度

外力の状態	鋼材種類	杭径 (mm) 板厚 (mm)	基準強度 $F$ ( $N/mm^2$ )
$S_s$ 地震時	SKK400	$\phi 812.8$ $t=16$	235

注：材料強度は基準強度を 1.1 倍して算出する。

腐食しろとして、杭外周に 2 mm 考慮する。

### 3.4 評価方法

#### 3.4.1 基礎スラブの評価方法

##### (1) 解析モデル

基礎スラブに作用する応力は、3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析により算定する。

基礎スラブに上屋からの荷重伝達を考慮するため、解析モデルには使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎とその上屋を一体とした全体モデルを用いる。解析には、解析コード「MSC NASTRAN Ver. 2008r1」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、付録15「計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」に示す。

解析モデルを図3-2に示す。

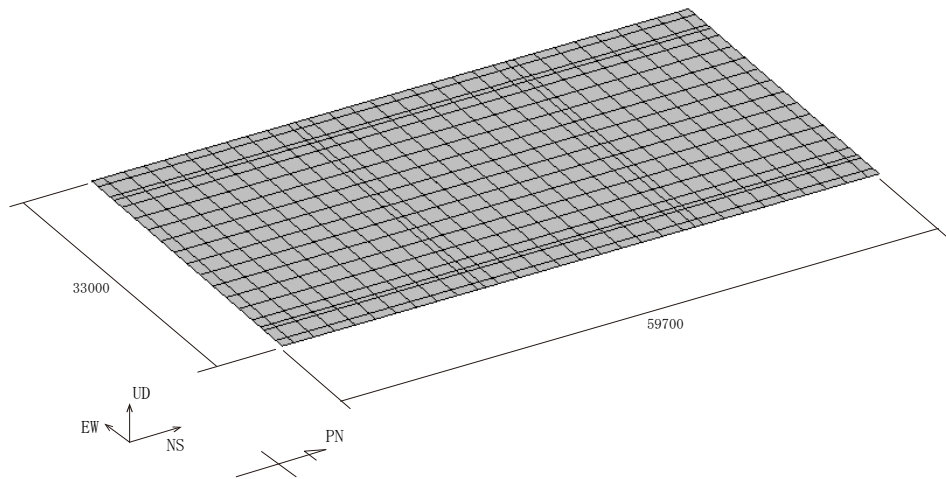
解析モデルに使用するFEM要素は基礎スラブ、壁及び屋根スラブをシェル要素として、柱及び梁を梁要素として剛性を考慮する。解析モデルの節点数は4344、要素数は5567である。これらの要素には、表3-16に示す物性値（コンクリート）を与える。解析モデルの基礎底面には、薄層要素法により算定した動的インピーダンスから評価した地盤ばねを杭の分布に応じて離散化したばねを設ける。ばねについては、水平方向はNS、EW各々の地盤の水平ばね定数、鉛直方向はNS、EW各々の地盤の回転ばね定数（長期荷重のケースでは鉛直ばね定数）に基づき設定する。基礎底面を弾性地盤ばねにより支持し、地盤ばねには引張力を作用させる。

表3-16 コンクリートの物性値

諸元		物性値
設計基準強度	$F_c$	23.5 N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数	$E_c$	$2.25 \times 10^4$ N/mm <sup>2</sup>
ポアソン比	$\nu$	0.2



(a) 全体図



(b) 基礎

図 3-2 解析モデル図

(2) 荷重ケース

$S_s$ 地震時の基礎スラブに作用する応力は、「3.2.1 荷重」に示す各荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

(3) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表3-17に示す。

水平地震力と鉛直地震力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 6-2008（（社）日本電気協会, 2008年）」を参考に、組合せ係数法（組合せ係数は1.0と0.4）を用いるものとする。

表3-17 荷重の組合せケース

	ケース No.	荷重の組合せ
$S_s$ 地震時	101	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL+1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	102	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL+1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	103	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL-1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	104	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL-1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	105	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL+1.0K_{SNS}+0.4K_{SUD}$
	106	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL+1.0K_{SNS}-0.4K_{SUD}$
	107	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL-1.0K_{SNS}+0.4K_{SUD}$
	108	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL-1.0K_{SNS}-0.4K_{SUD}$
	109	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL+0.4K_{SEW}+1.0K_{SUD}$
	110	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL-0.4K_{SEW}+1.0K_{SUD}$
	111	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL+0.4K_{SEW}-1.0K_{SUD}$
	112	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL-0.4K_{SEW}-1.0K_{SUD}$
	113	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL+0.4K_{SNS}+1.0K_{SUD}$
	114	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL-0.4K_{SNS}+1.0K_{SUD}$
	115	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL+0.4K_{SNS}-1.0K_{SUD}$
	116	$G+E+P_{地震時}+S_{地震時}+CL-0.4K_{SNS}-1.0K_{SUD}$

注 :  $K_{SEW}$ は西向きを,  $K_{SNS}$ は北向きを,  $K_{SUD}$ は上向きをそれぞれ正とする。

(4) 荷重の入力方法

荷重の入力方法を地震荷重とその他の荷重に区分して、以下に示す。

地震荷重は、上部構造物の基礎スラブへの地震時反力を考慮する。基準地震動 $S_s$ に対する地震応答解析結果を考慮し、基礎底面に生じる反力が、地震応答解析結果と等価になるように設定する。基礎スラブ内に作用する荷重は、 $S_s$ 地震時の上部構造による入力荷重と基礎スラブ底面に発生する荷重の差をFEMモデルの各要素の大きさに応じて分配し、節点荷重として入力する。

その他の荷重としては固定荷重、機器荷重、積載荷重及び積雪荷重を示し、これらの荷重については、FEMモデルの各節点又は各要素に集中荷重又は分布荷重として入力する。

3.4.2 基礎スラブの断面の評価方法

基礎スラブの断面の評価に用いる応力は、3次元FEMモデルを用いた応力解析により得られた各荷重による断面力（軸力、曲げモーメント、せん断力）に対して算定する。

基礎スラブの曲げモーメント及び面外せん断力については、「技術基準解説書」に基づき、発生応力が終局曲げ強度及び終局せん断強度以下であることを確認する。

終局曲げ耐力 ( $M_u$ )

$N_{min} \leq N < 0$  のとき

$$M_u = 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot g_1 \cdot D \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$0 \leq N \leq N_b$  のとき

$$M_u = 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$N_b < N \leq N_{max}$  のとき

$$M_u = \left( 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.024 \cdot (1 + g_1) \cdot (3.6 - g_1) \cdot b \cdot D^2 \cdot F_c \right) \left( \frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b} \right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

ここで、 $N_{max}$  : 中心圧縮時終局強度 ( $= b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$ ) (N)

$N_{min}$  : 中心引張時終局強度 ( $= -a_g \cdot \sigma_y$ ) (N)

$N_b$  :  $= 0.22 \cdot (1 + g_1) \cdot b \cdot D \cdot F_c$  (N)

$N$  : 軸方向力 (N)

- $a_g$  : 主筋全断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $b$  : 断面幅 (=1000 mm)  
 $D$  : 断面せい (mm)  
 $\sigma_y$  : 主筋降伏強度 (=390×1.1 N/mm<sup>2</sup>=429 N/mm<sup>2</sup>)  
 $F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (=23.5 N/mm<sup>2</sup>)  
 $g_1$  : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比

終局せん断耐力 ( $Q_{su}$ )

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wy} \cdot p_w} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (\text{N})$$

- ここで、 $b$  : はり幅 (=1000 mm)  
 $d$  : はりの有効せい (mm)  
 $j$  : (7/8) ·  $d$  (mm)  
 $p_t$  : 引張鉄筋比 (%)  
 $p_w$  : せん断補強鉄筋比 (小数)  
 $\sigma_{wy}$  : せん断補強鉄筋の降伏強度 (=345×1.1 N/mm<sup>2</sup> =379.5 N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_0$  : 全断面積に対する平均軸方向応力度  
 $F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (=23.5 N/mm<sup>2</sup>)  
 $M/Q$  : 強度算定断面におけるモーメント  $M$  とせん断力  $Q$  の比 (mm)  
 (ただし、 $1 \leq M/(Q \cdot d) \leq 3$ )

3次元FEMモデルを用いた応力の算定において、FEM要素に応力集中等が見られる場合については、応力の再配分等を考慮してある一定の領域の応力を平均化したうえで、「技術基準解説書」及び「RC-N規準」に基づき断面の評価を行う。

なお、断面の評価には、解析コード「SCARC ver.2014」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、付録52「計算機プログラム(解析コード)の概要・SCARC」に示す。

### 3.4.3 杭の評価方法

#### (1) 解析モデル

杭に作用する応力は、はりとし地盤ばねによるモデルを用いた非線形応力解析により算定する。解析には、解析コード「**TDA P III Ver. 3.07**」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、付録 15「計算機プログラム（解析コード）の概要・**TDA P III**」に示す。

解析モデルを図 3-3 に示す。

解析モデルは、杭材をはり要素として剛性を考慮する。これらの要素には、表 3-18 に示す物性値（鋼材）を与える。解析モデルの杭頭位置では回転を拘束し、杭先端位置ではピン支持とする。

表 3-18 鋼材の物性値

諸元		物性値
ヤング係数	$E_c$	$2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	$\nu$	0.3

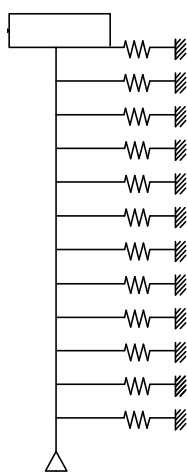


図 3-3 解析モデル図

杭周には水平載荷試験結果に基づき評価した水平地盤ばねを設ける。水平地盤ばねは、表 3-19 に示す水平地盤反力係数に、「基礎指針」に準じた下式より、杭径と杭の中心間隔から求まる群杭係数を乗じて評価する。

表 3-19 各層の水平地盤反力係数

地層	水平地盤反力係数 kh (kN/m <sup>3</sup> )
du	1.67×10 <sup>4</sup>
Ag2	5.00×10 <sup>4</sup>
D2c-3	2.94×10 <sup>4</sup>
D2g-3	5.00×10 <sup>4</sup>
Km	6.96×10 <sup>4</sup>

水平地盤ばねに考慮する群杭係数  $\xi$

$$\frac{R}{B} \leq 6.0 \text{ の場合, } \xi = 0.15 \cdot \frac{R}{B} + 0.10$$

$$\frac{R}{B} > 6.0 \text{ の場合, } \xi = 1.0$$

ここで、

$R$  : 杭の中心間隔 (m) , 本検討では、両方向ともに 2.05 m とする。

$B$  : 杭径 (m)

また、各水平地盤ばねには非線形性を考慮し、上限となる塑性水平地盤反力の評価は、「基礎指針」に準じて砂質土地盤と粘性土地盤に区分して、それぞれ下式より算定する。

砂質土地盤 (du 層, Ag2 層, D2g-3 層)

$$P = \kappa \cdot K_p \cdot z \cdot \gamma$$

ここで、

$P$  : 塑性水平地盤反力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\kappa$  : 群杭係数で、下式より評価する。なお、単杭の場合は、 $\kappa = 3.0$  とする。

$$\kappa = a \left[ \frac{R}{B} - 1.0 \right] + 0.4$$

$a$  :  $a = 0.55 - 0.007 \cdot \phi$

$\phi$  : 内部摩擦角 (°)



$K_p$  : 受働土圧係数

$z$  : 深さ (m)

$\gamma$  : 地盤の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ ) , 本検討では, 地下水位面が地表面にあるため, 水中単位体積重量を用いる。

粘性土地盤 (D2c-3 層, km 層)

$$\frac{R}{B} \leq 2.5 \text{ の場合, } P = 2 \left[ 1 + \mu \frac{z}{B} \right] C_u$$

$$\frac{R}{B} \geq 2.5 \text{ の場合, } P = \lambda \cdot C_u$$

ここで,

$P$  : 塑性水平地盤反力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\mu, \lambda$  : 群杭係数で, 下式より評価する。

なお, 単杭の場合は,  $\mu = 1.4, \lambda = 9.0$  とする。

$$\frac{R}{B} < 3.0 \text{ の場合, } \mu = 0.6 \cdot \frac{R}{B} - 0.4, \quad \lambda = 3.0 \cdot \frac{R}{B}$$

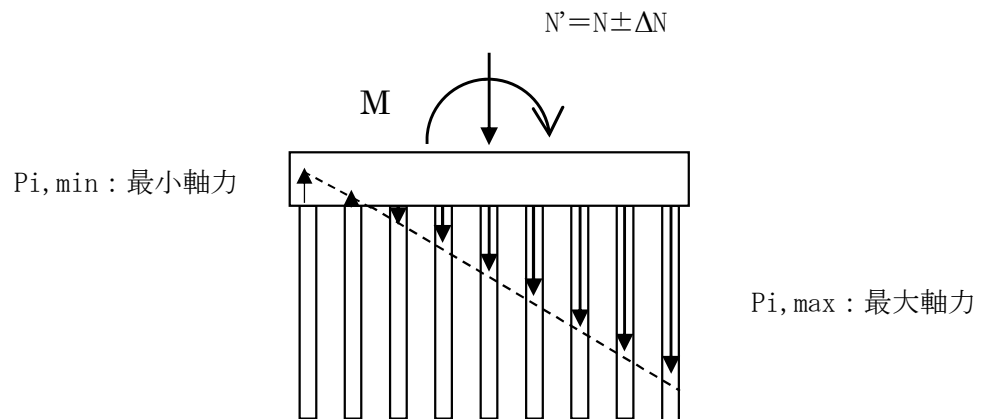
$$\frac{R}{B} \geq 3.0 \text{ の場合, } \mu = 1.4, \quad \lambda = 9.0$$

$C_u$  : 非排水せん断強度 ( $\text{kN/m}^2$ )

(2) 杭 1 本に作用する軸力

各杭に作用する軸力は、図 3-4 に示すように基礎スラブを剛体、基礎スラブ下の杭反力分布を三角形分布と仮定し、使用済燃料乾式貯蔵建屋の転倒モーメントを軸力に換算し、鉛直地震力による軸力及び建屋総重量から求まる軸力を組み合わせて算定する。得られた杭の軸力が、極限支持力及び残留引抜き抵抗力を超えないことを確認する。

極限支持力及び残留引抜き抵抗力は、鉛直載荷試験及び引抜き試験から得られた試験結果に基づき設定し、表 3-20 に示す。



$$P_i = \frac{N'}{n} + \frac{M}{\sum_j X_j^2} \cdot X_i$$

ここに、 $P_i$  :  $i$  番目の杭の軸力 (N)

$N'$  : 建屋基礎版底面における軸力  $N' = N \pm \Delta N$  (N)

$N$  : 建屋総重量 (N)

$\Delta N$  : 鉛直方向応答解析で得られる地盤鉛直ばね反力 (N)

$M$  : 建屋基礎版底面における転倒モーメント (地盤回転ばね反力) (N・mm)

$n$  : 杭本数 (本)

$X_i$  :  $i$  番目の杭の杭群図心線からの距離 (mm)

図 3-4 杭の軸力算定概念

表 3-20 杭の極限支持力及び残留引抜き抵抗力

杭径 (mm)	極限支持力	残留引抜き抵抗力
φ 812.8	2,740 kN	840 kN

(3) 荷重ケース

応力解析による  $S_s$  地震時の杭に作用する応力は、建屋慣性力による地震荷重と地盤変位を応力解析で同時に入力することで、建屋慣性力による応力と地盤変位による応力が組み合わされて求められる。

(4) 荷重の組合せケース

支持力等の評価における荷重の組合せケースを表 3-21 に、杭の評価における荷重の組合せケースを表 3-22 に、それぞれ示す。

水平地震力と鉛直地震力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 6 - 2008 ((社)日本電気協会, 2008 年)」を参考に、組合せ係数法 (組合せ係数は 1.0 と 0.4) を用いるものとする。

表 3-21 支持力等の評価における荷重の組合せケース

	ケース No.	荷重の組合せ
$S_s$ 地震時	1	$G + E + P_{地震時} + S_{地震時} + CL + 1.0K_{SNS} + 0.4K_{SUD}$
	2	$G + E + P_{地震時} + S_{地震時} + CL + 1.0K_{SNS} - 0.4K_{SUD}$
	3	$G + E + P_{地震時} + S_{地震時} + CL + 0.4K_{SNS} + 1.0K_{SUD}$
	4	$G + E + P_{地震時} + S_{地震時} + CL + 0.4K_{SNS} - 1.0K_{SUD}$
	5	$G + E + P_{地震時} + S_{地震時} + CL + 1.0K_{SEW} + 0.4K_{SUD}$
	6	$G + E + P_{地震時} + S_{地震時} + CL + 1.0K_{SEW} - 0.4K_{SUD}$
	7	$G + E + P_{地震時} + S_{地震時} + CL + 0.4K_{SEW} + 1.0K_{SUD}$
	8	$G + E + P_{地震時} + S_{地震時} + CL + 0.4K_{SEW} - 1.0K_{SUD}$

注:  $K_{SUD}$  は上向きを正とする。

表 3-22 杭の評価における荷重の組合せケース

	ケース No.	荷重の組合せ	備考
$S_s$ 地震時	11	$1.0K_{SNS}$	最小軸力時 (ケース No. 1)
	12	$1.0K_{SNS}$	最大軸力時 (ケース No. 2)
	13	$1.0K_{SEW}$	最小軸力時 (ケース No. 5)
	14	$1.0K_{SEW}$	最大軸力時 (ケース No. 6)

(5) 荷重の入力方法

建屋慣性力による地震荷重は、基準地震動  $S_s$  に対する水平方向の地震応答解析より得られる地盤水平ばね反力を杭本数で除した杭 1 本当たりのせん断力を、杭頭位置に入力する。

地盤変位は、基準地震動  $S_s$  に対する水平方向の自由地盤応答解析より得られる杭先端位置に対する地盤の相対変位の最大値を強制変位として、水平地盤ばねの固定位置に入力する。

なお、建屋慣性力による地震荷重と地盤変位は同時に入力する。

(6) 杭の断面の評価方法

杭の断面の評価に用いる断面性能を表 3-23 に示す。

表 3-23 杭の断面性能

外径 D (mm)	板厚 t (mm)	半径 r (mm)	断面積 A (mm <sup>2</sup> )
808.8	14.0	397.4	34,960

注：上記は、腐食しろとして杭外周に 2 mm を考慮した値である。

杭の断面の評価は、応力解析より得られた曲げモーメント及びせん断力に対して行う。

曲げモーメントに対する検討は、杭に生じる曲げモーメントが、 $S_s$  地震時に発生する杭軸力を考慮した全塑性曲げモーメント以下であることを確認する。

せん断力に対する検討は、杭に生じるせん断力が、杭の終局限界せん断耐力以下であることを確認する。

なお、杭軸力を考慮した全塑性曲げモーメント及び終局限界せん断耐力は、それぞれ下式により算定する。

杭軸力を考慮した全塑性曲げモーメント  $M_u$  (N・mm)

$$M_u = M_p \cdot \cos\left(\frac{\pi N}{2N_y}\right)$$

$$M_p = 4r^2 \cdot t \cdot \sigma_y \quad (\text{軸力 } 0 \text{ の時の全塑性曲げモーメント})$$

$$N_y = 2\pi \cdot r \cdot t \cdot \sigma_y$$

ここで、

$r$  : 鋼管杭の半径 (板厚中心線の半径) (mm)

$t$  : 鋼管杭の厚さ (腐食しろを考慮) (mm)

$\sigma_y$  : 鋼材の規格降伏点とするが、本検討では表 3-15 に示す基準強度  $F$  を 1.1 倍したものをを用いる ( $235 \times 1.1 = 258 \text{ N/mm}^2$ )。

$N_y$  : 降伏圧縮限界耐力 (N)

終局限界せん断耐力  $Q_u$

$$Q_u = \frac{F_s \cdot A}{\kappa}$$

ここで,

$F_s$  : 鋼材の基準せん断強度 ( $= F / \sqrt{3}$ ) (N/mm<sup>2</sup>)

本検討では表 3-15 に示す基準強度  $F$  ( $= 235$  N/mm<sup>2</sup>) を用いる。

$A$  : 鋼管杭の断面積 (腐食しろを考慮) (mm<sup>2</sup>)

$\kappa$  : せん断応力度分布係数 ( $\kappa = 2.0$ )

#### 4. 評価結果

##### 4.1 基礎スラブの評価結果

基礎スラブの断面の評価結果を以下に示す。また、使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎スラブの厚さを図 4-1 に、配筋一覧を表 4-1 に示す。

断面の評価結果を記載する要素を、以下のとおり選定する。

曲げモーメントに対する評価については、終局曲げモーメントに対する曲げモーメントの割合が最大となる要素を選定し、面外せん断力に対する評価については、終局面外せん断力に対する面外せん断力の割合が最大となる要素を選定する。

選定した要素の位置を図 4-2 及び図 4-3 に、評価結果を表 4-2 に示す。

S<sub>0</sub>地震時において、曲げモーメント及び面外せん断力が、終局曲げモーメント及び終局面外せん断力を超えないことを確認した。

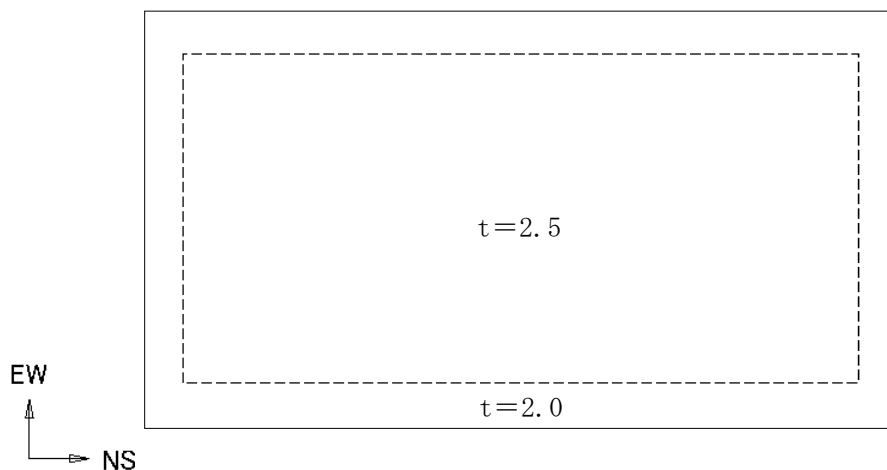
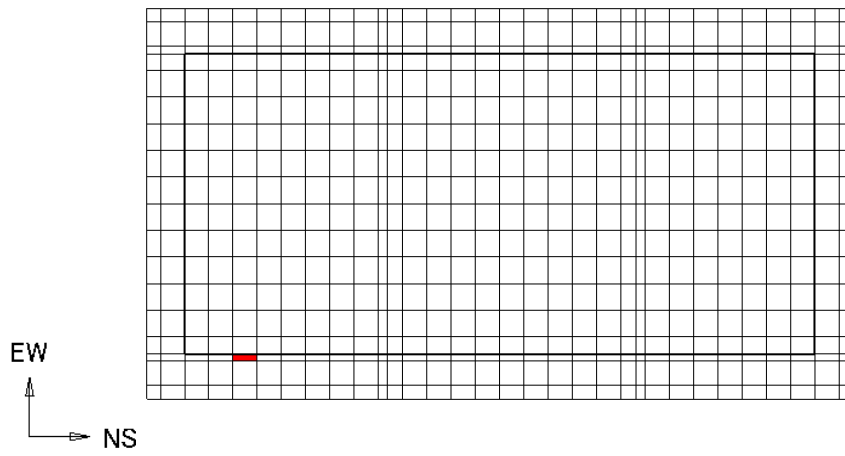


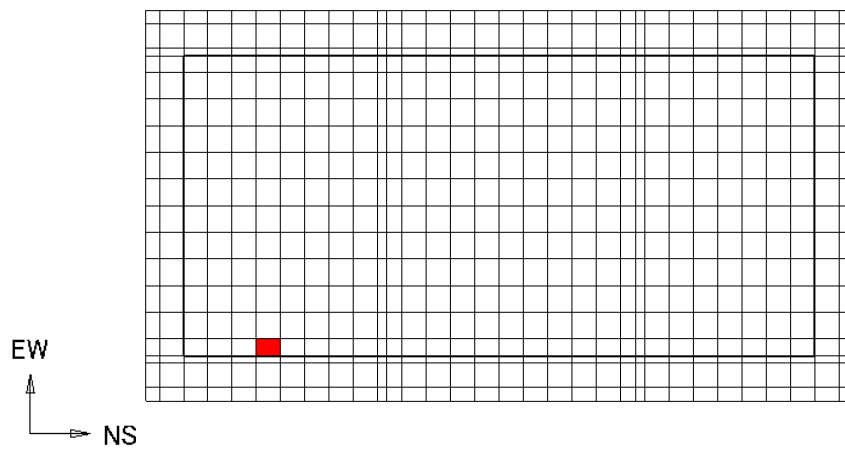
図 4-1 使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎スラブの厚さ

表 4-1 原子炉格納施設の基礎スラブの配筋一覧

領域	標高 (E. L. m)	断面厚 (m)	方向	位置	設計配筋
建屋外周部	5.8~7.8	2.0	NS	上端	D38@250
				下端	D38@250
			EW	上端	D38@250
				下端	D38@250
建屋中央部	5.8~8.3	2.5	NS	上端	D38@250
				下端	D38@250
			EW	上端	D38@250
				下端	D38@250

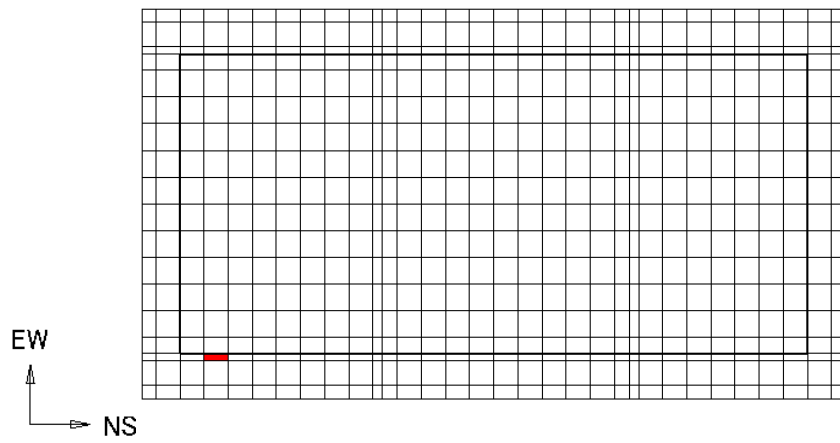


(a) NS 方向, 部材厚 2.0 m (要素番号 50205, ケース 105)

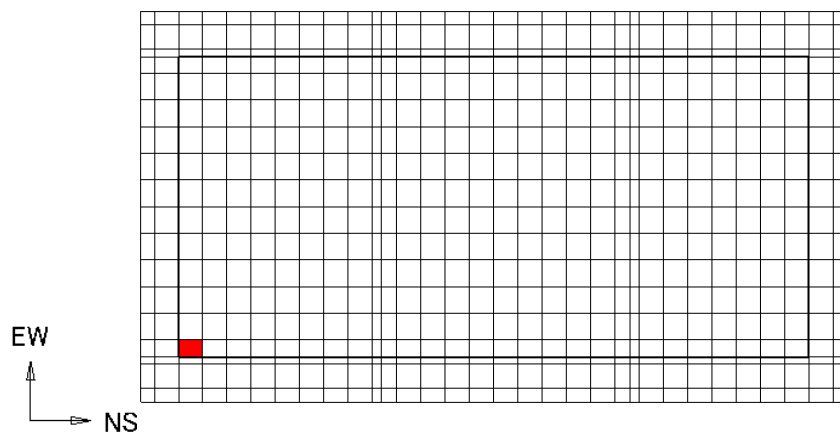


(b) NS 方向, 部材厚 2.5 m (要素番号 50306, ケース 108)

図 4-2 曲げモーメントに対する評価結果を記載する要素の位置( $S_s$ 地震時) (1/2)



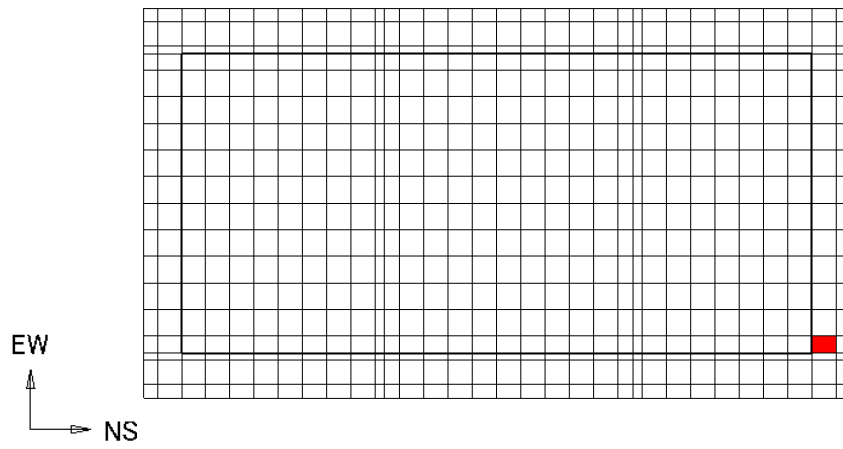
(c) EW 方向, 部材厚 2.0 m (要素番号 50204, ケース 104)



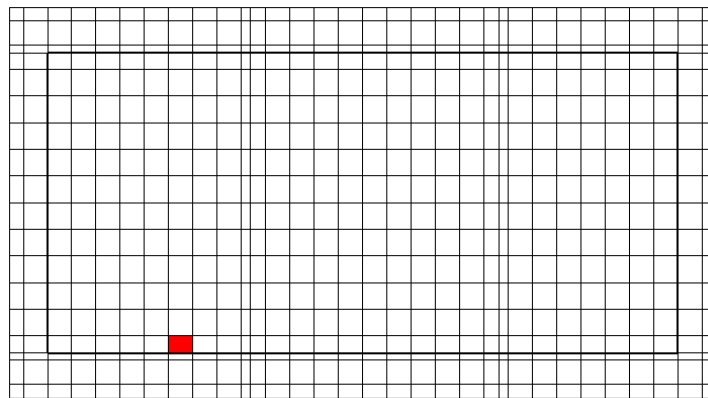
(d) EW 方向, 部材厚 2.5 m (要素番号 50303, ケース 104)

図 4-2 曲げモーメントに対する評価結果を記載する要素の位置( $S_s$ 地震時) (2/2)



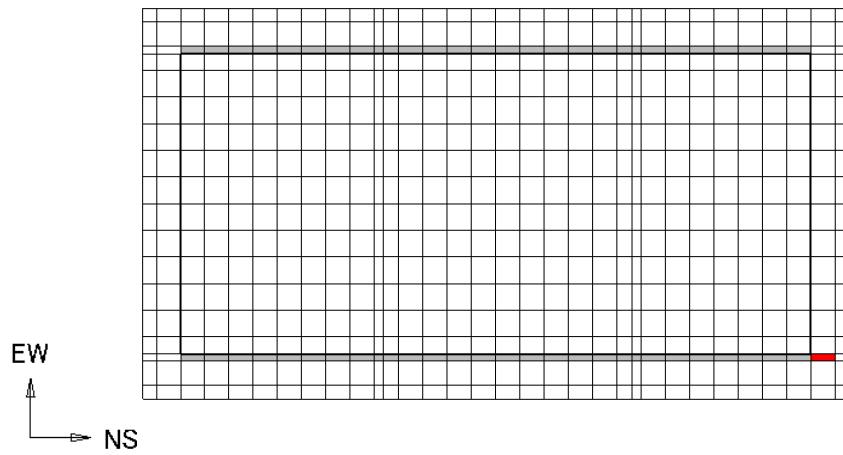


(a) NS 方向，部材厚 2.0 m (要素番号 50331, ケース 104)



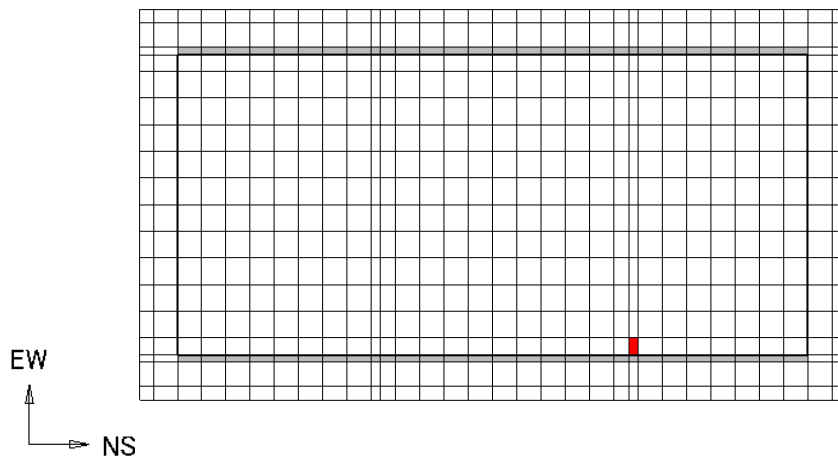
(b) NS 方向，部材厚 2.5 m (要素番号 50308, ケース 108)

図 4-3 面外せん断力に対する評価結果を記載する要素の位置 ( $S_s$ 地震時) (1/2)



注：図中灰色部分は，耐震壁直下のため評価対象外とする。

(c) EW 方向，部材厚 2.0 m (要素番号 50231，ケース 104)



注：図中灰色部分は，耐震壁直下のため評価対象外とする。

(d) EW 方向，部材厚 2.5 m (要素番号 50323，ケース 104)

図 4-3 面外せん断力に対する評価結果を記載する要素の位置 ( $S_s$ 地震時) (2/2)

表 4-2 評価結果

(a) 曲げモーメントに対する検討

	評価項目	要素 番号	荷重の 組合せ ケース	曲げ モーメント [kN・m/m]	終局曲げ モーメント [kN・m/m]	検定比	備考	
曲げ モーメント	曲げモーメント/ 終局曲げモーメント	部材厚 2 m	50205	105	1757.2	3517.4	0.50	NS 方向
		部材厚 2.5 m	50306	108	2337.3	4250.0	0.55	NS 方向
		部材厚 2 m	50204	104	2158.1 (注)	3383.1 (注)	0.64 (注)	EW 方向
		部材厚 2.5 m	50303	104	3847.8	4442.0	0.87	EW 方向

注：応力の再配分等を考慮して、応力の平均化を行った結果

(b) 面外せん断力に対する検討

	評価項目	要素 番号	荷重の 組合せ ケース	面外 せん断力 [kN/m]	終局 せん断力 [kN/m]	検定比	備考	
面外 せん断力	面外せん断力/ 終局せん断力	部材厚 2 m	50331	104	1482.3	2881.3	0.51	NS 方向
		部材厚 2.5 m	50308	108	1968.5	3549.8	0.55	NS 方向
		部材厚 2 m	50231	104	2460.6	2948.6	0.83	EW 方向
		部材厚 2.5 m	50323	104	1782.4	3491.8	0.51	EW 方向

#### 4.2 杭の評価結果

S<sub>s</sub>地震時に発生する杭応力に対する算定結果を表4-3に示す。

同表に示す結果は以下のとおりである。

軸力に対する評価では、地震時の軸力の変動が大きい短辺方向（EW方向）で決まり、最大軸力及び最小軸力は極限支持力及び残留引抜き抵抗力を超えないことを確認した。

曲げモーメント及びせん断力に対する評価では、建屋慣性力が大きい短辺方向（EW方向）で決まり、曲げモーメント及びせん断力の最大値は全塑性曲げモーメント及び終局限界せん断耐力を超えないことを確認した。

表4-3 杭の評価結果

	許容限界	S <sub>s</sub> 地震時	検定比
最大鉛直支持力 (kN/本)	2,740	1,340	0.490
最大引抜き力 (kN/本)	840	404	0.481
最大曲げモーメント (kN・m/本)	2,210	2,200	0.996
最大せん断力 (kN/本)	2,350	571	0.243