

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0610-8_改4
提出年月日	2021年9月13日

補足-610-8 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書に関する
補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類「VI-2-9-3-4 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙1 応力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1-1 原子炉建屋基礎版の応力解析モデルへの弾塑性解析の適用

別紙2 応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件の考え方

別紙3 地震荷重の入力方法

別紙4 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙5 最大接地圧について

別紙6 剛性低下を考慮した影響検討

別紙7 原子炉建屋基礎版の応力解析における応力平均化の考え方

別紙8 原子炉建屋基礎版の応力解析における浮力の影響検討

別紙9 原子炉建屋基礎版の応力解析における地震時増分土圧の算定について

別紙10 原子炉建屋基礎版評価における誘発上下動の取り扱いについて

本日の説明範囲

別紙 9 原子炉建屋基礎版の応力解析における地震時増分土圧の算定
について

目 次

1. 概要	別紙 9- 1
2. 地震時増分土圧の算定	別紙 9- 2
2.1 算定プロセス	別紙 9- 2
2.2 建屋等価剛性の算定	別紙 9- 3
2.3 入力地震動の算定	別紙 9- 5
2.4 解析モデル	別紙 9- 7
2.4.1 解析モデル概要	別紙 9- 7
2.4.2 建屋諸元	別紙 9- 7
2.4.3 地盤諸元	別紙 9-11
2.5 地震応答解析	別紙 9-14
2.6 地震時増分土圧の算定結果	別紙 9-14
3. 隣接構造物の影響確認	別紙 9-17
3.1 影響確認方針	別紙 9-17
3.2 地震時増分土圧の算定結果	別紙 9-18
3.3 まとめ	別紙 9-19

1. 概要

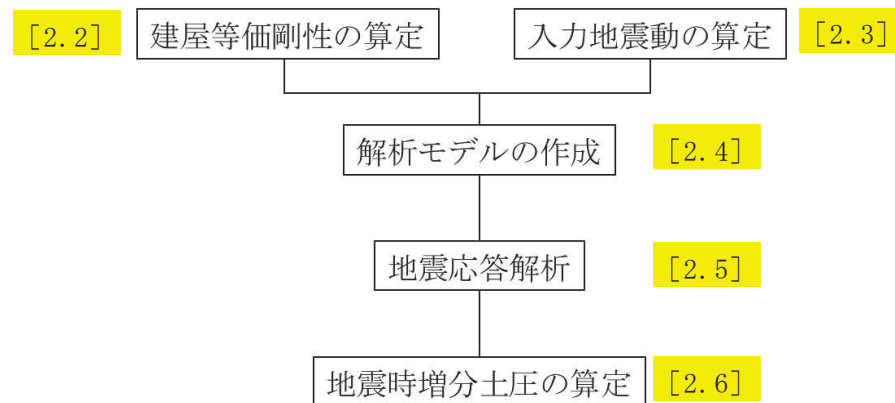
本資料は、原子炉建屋基礎版の評価に用いる地震時増分土圧の算定について、使用した解析モデルおよび算定プロセスを説明するものである。本資料においては、EW 方向断面を代表に説明する。

また、原子炉建屋基礎版の評価に用いる地震時増分土圧は、隣接構造物を考慮していない解析モデルにより評価している。一方、原子炉建屋の東側には海水ポンプ室が位置していることから、本資料では、原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧について、海水ポンプ室を考慮した地震応答解析から得られる地震時増分土圧との比較を行い、その保守性を確認する。

2. 地震時増分土圧の算定

2.1 算定のプロセス

地震時増分土圧の算定プロセスの概要を図 2-1 に示す。



注：[]内は、本資料における章番号を示す。

図 2-1 地震時増分土圧の算定プロセスの概要

2.2 建屋等価剛性の算定

土圧算定に用いる解析プログラムである SuperFLUSH/2D では、周波数応答解析を行うため、線形問題にしか適用が出来ない。建屋は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析時に非線形領域に到達することから、等価線形剛性を以下の手順により算出する。

- ① 質点系モデル（非線形）において、各床レベルの応答加速度時刻歴波形をフーリエ変換し、フーリエスペクトルを算定する。さらに、基礎レベルの応答波形フーリエスペクトルで除すことで、基礎に対する建屋各床レベルのフーリエスペクトル比（伝達関数）を算出する（図 2-2 の青線）。
- ② 質点系モデル（線形）において、①と同様の手順により、フーリエスペクトル比を算出する（図 2-2 の赤線）。
- ③ 質点系モデル（非線形）と質点系モデル（線形）のフーリエスペクトル比の 1 次ピーク振動数を比較すると、図 2-2 で示したように差が生じる。非線形モデルの 1 次ピーク振動数 f_1 と、線形モデルの 1 次ピーク振動数 f_2 を算出する。
- ④ 振動数比 f_1/f_2 を算出する。
- ⑤ 振動数比を 2 乗することにより、剛性比 α を算定する（表 2-1 参照）。
- ⑥ 等価線形モデルの剛性は、非線形地震応答解析モデルの初期剛性 K に剛性比 α を乗じ、 $K_e = \alpha K$ とする。

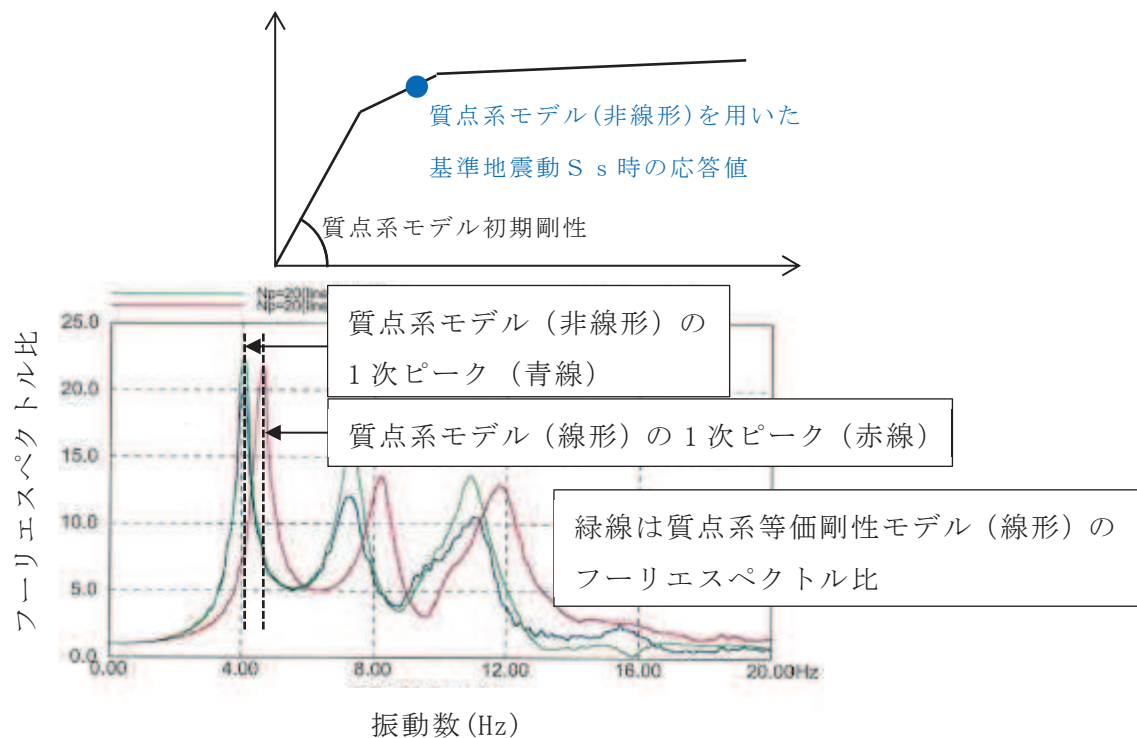


図 2-2 質点系モデル（非線形）と質点系モデル（線形）の伝達関数の例

表 2-1 1次ピーク振動数比及び剛性比 α (EW 方向)

地震波	非線形モデルの 1次ピーク振動数 f_1 (Hz)	線形モデルの 1次ピーク振動数 f_2 (Hz)	1次ピーク振動数比	剛性比 α
Ss-D1	4.102	4.571	0.90	0.81
Ss-D2	4.058	4.590	0.88	0.78
Ss-D3	4.431	4.571	0.97	0.94
Ss-F1	4.550	4.571	1.00	0.99
Ss-F2	4.371	4.619	0.95	0.90
Ss-F3	4.475	4.565	0.98	0.96
Ss-N1	4.189	4.604	0.91	0.83
最小値	-	-	-	0.78

2.3 入力地震動の算定

解析モデルに入力する地震動は、解放基盤表面で定義された基準地震動 S_s から、2次元 FEM モデル入力基盤面 (O.P. -200m) までの地盤モデルを用いて、一次元波動論 (SHAKE) により求める。入力地震動の算定の概念図を図 2-3 に、地盤モデルの諸元を表 2-2～表 2-4 に示す。地盤物性の不確かさケースの地盤モデルは、標準地盤モデルの各層の V_s の値を変動係数 7% で変動させたモデルである。

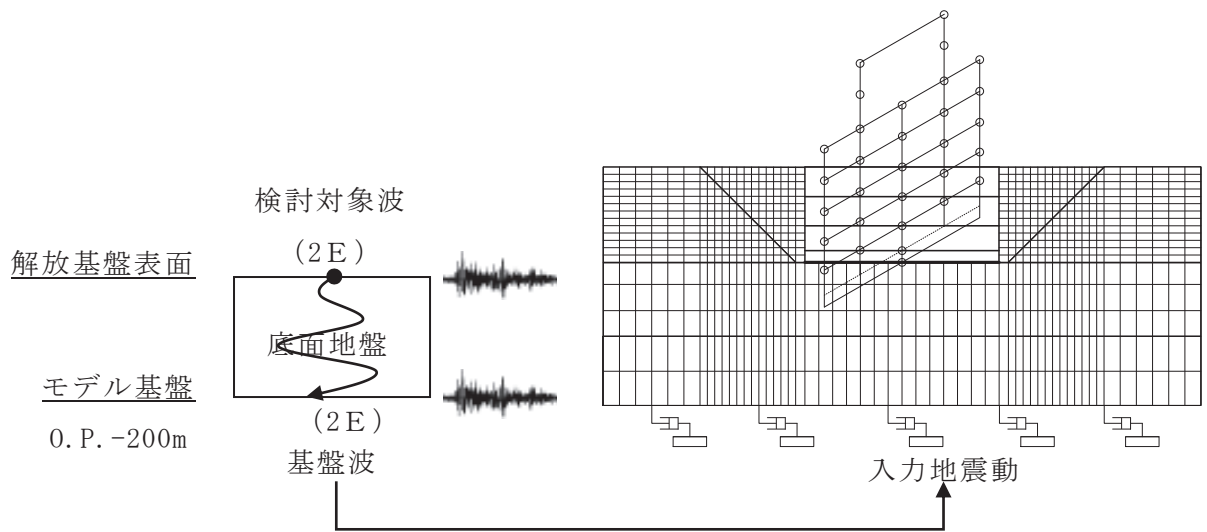


図 2-3 入力地震動の算定の概念図

表 2-2 入力地震動算定地盤物性（標準地盤）

	地層レベル O.P. (m)	密度 ρ (t/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	せん断弾性係数 G ($\times 10^7$ kN/m ²)
底面地盤	-14.1 ~ -25.0	2.43	1300	0.4110
	-25.0 ~ -80.0	2.51	2150	1.157
	-80.0 ~ -200	2.55	2440	1.520

表 2-3 入力地震動算定地盤物性（+ σ 地盤）

	地層レベル O.P. (m)	密度 ρ (t/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	せん断弾性係数 G ($\times 10^7$ kN/m ²)
底面地盤	-14.1 ~ -25.0	2.43	1390	0.4695
	-25.0 ~ -80.0	2.51	2300	1.328
	-80.0 ~ -200	2.55	2610	1.737

表 2-4 入力地震動算定地盤物性（- σ 地盤）

	地層レベル O.P. (m)	密度 ρ (t/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	せん断弾性係数 G ($\times 10^7$ kN/m ²)
底面地盤	-14.1 ~ -25.0	2.43	1210	0.3558
	-25.0 ~ -80.0	2.51	2000	1.004
	-80.0 ~ -200	2.55	2270	1.314

2.4 解析モデル

2.4.1 解析モデル概要

解析モデル図を図 2-4 に示す。モデルの側方境界はエネルギー伝達境界とし、底面境界は粘性境界とする。

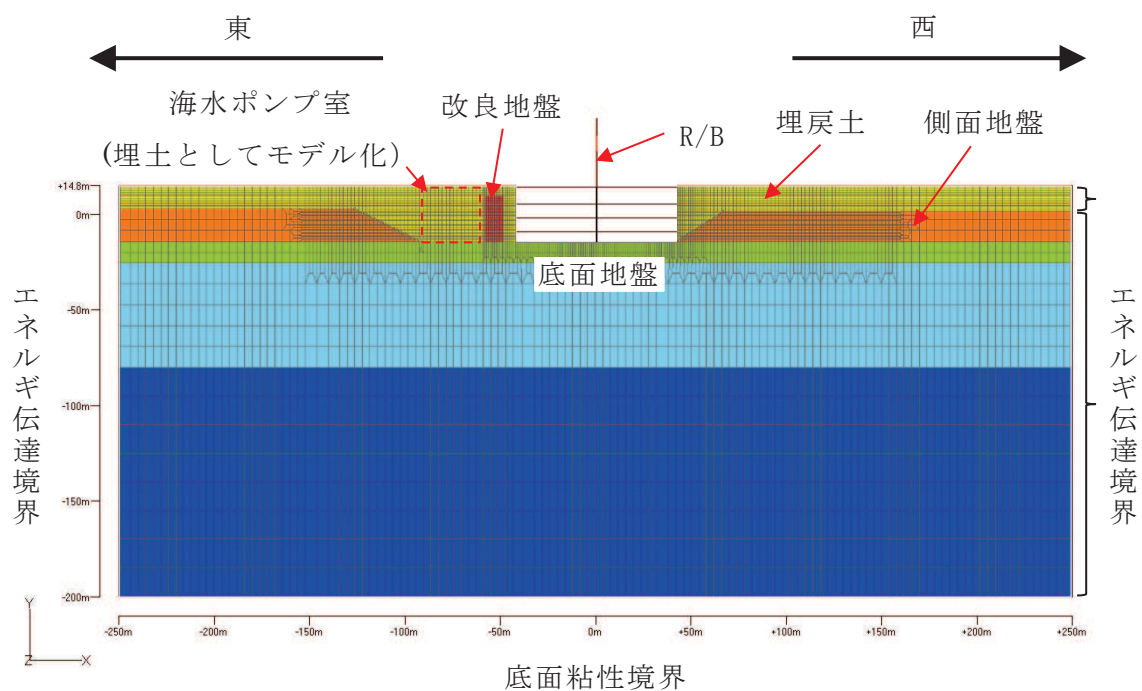


図 2-4 解析モデル図

2.4.2 建屋諸元

建屋諸元は、質点系モデル（図 2-5）をベースに単位幅（1m）のモデルに換算して算定する。また、建屋諸元の算定にあたっては、「2.2 建屋等価剛性の算定」を踏まえて、剛性比 0.78 を考慮する。建屋諸元を表 2-5 および表 2-6 に示す。

$E_c = 2.12 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
 1. $3.2 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (燃料取替床上部)
 2. $5.2 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (追設耐震壁)
 $G_c = 9.10 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$
 5. $6.9 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ (燃料取替床上部)
 1. $0.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (追設耐震壁)

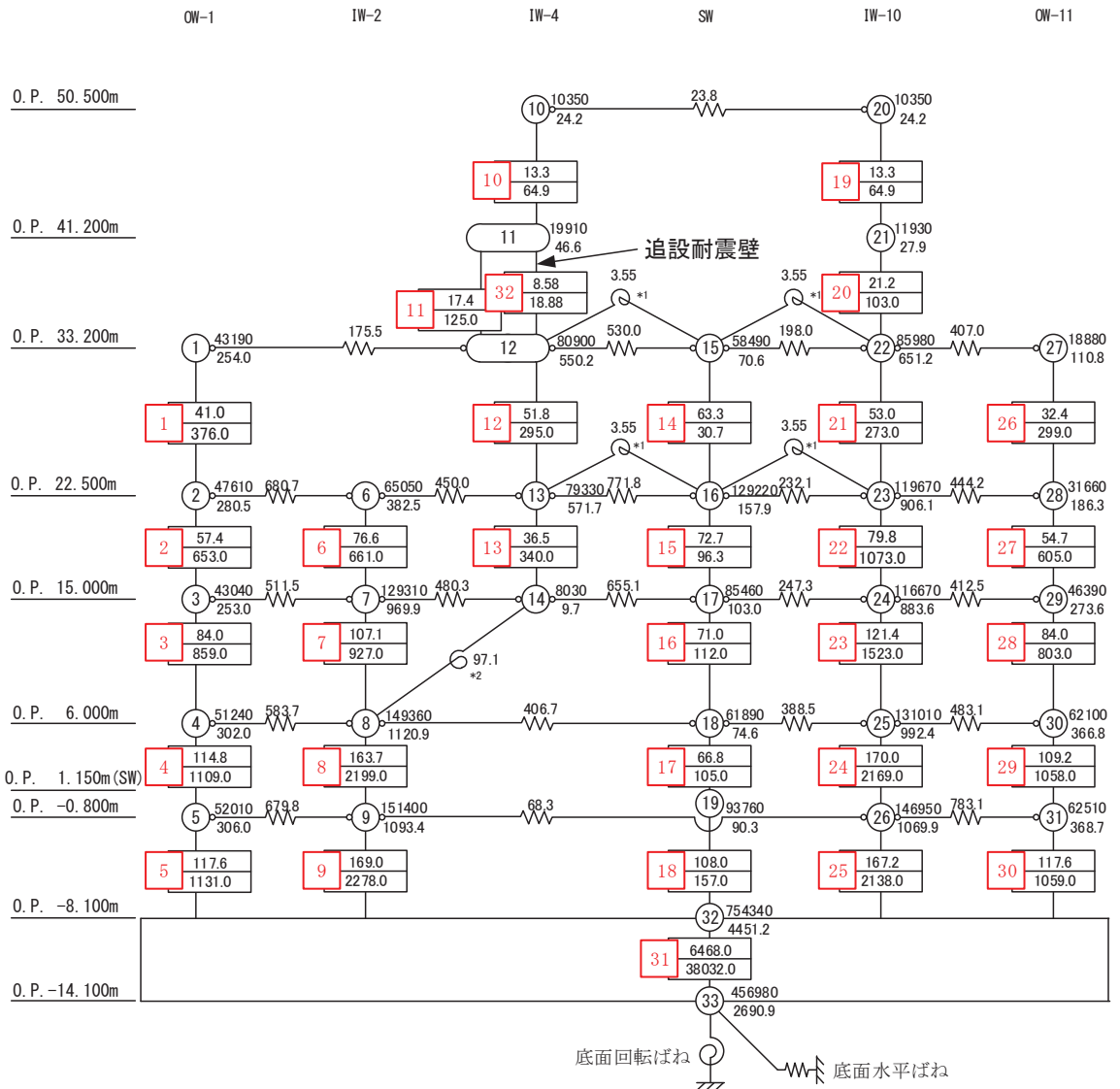
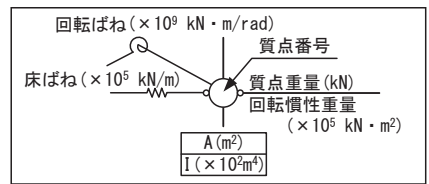


図 2-5 02R/B 質点系モデル及び諸元 (EW 方向)

注記* : 赤字は曲げせん断棒の要素番号を示す。

表 2-5 質点の諸元 (EW 方向, 単位幅(1m)あたり)

質点番号	質量 (kN)	回転慣性質量 ($\times 10^5$ kN \cdot m ²)
1	560.9	3.299
2	618.3	3.643
3	559.0	3.286
4	665.5	3.922
5	675.5	3.974
6	844.8	4.968
7	1679.4	12.596
8	1939.7	14.557
9	1966.2	14.200
10	134.4	0.314
11	258.6	0.605
12	1050.6	7.145
13	1030.3	7.425
14	104.3	0.126
15	759.6	0.917
16	1678.2	2.051
17	1109.9	1.338
18	803.8	0.969
19	1217.7	1.173
20	134.4	0.314
21	154.9	0.362
22	1116.6	8.457
23	1554.2	11.768
24	1515.2	11.475
25	1701.4	12.888
26	1908.4	13.895
27	245.2	1.439
28	411.2	2.419
29	602.5	3.553
30	806.5	4.764
31	811.8	4.788
32	9796.6	57.808
33	5934.8	34.947

表 2-6 曲げせん断棒の諸元 (EW 方向, 単位幅 (1m) あたり)

部材番号	せん断断面積 (m^2)	断面 2 次モーメント ($\times 10^2 m^4$)
1	0.532	4.883
2	0.745	8.481
3	1.091	11.156
4	1.491	14.403
5	1.527	14.688
6	0.995	8.584
7	1.391	12.039
8	2.126	28.558
9	2.195	29.584
10	0.173	0.843
11	0.226	1.623
12	0.673	3.831
13	0.474	4.416
14	0.822	0.399
15	0.944	1.251
16	0.922	1.455
17	0.868	1.364
18	1.403	2.039
19	0.173	0.843
20	0.275	1.338
21	0.688	3.545
22	1.036	13.935
23	1.577	19.779
24	2.208	28.169
25	2.171	27.766
26	0.421	3.883
27	0.710	7.857
28	1.091	10.429
29	1.418	13.740
30	1.527	13.753
31	84.0	493.922
32	0.111	0.245

2.4.3 地盤諸元

地盤の要素サイズは 20Hz 透過となるよう表 2-7 に従って設定する。原地盤および埋戻土の地盤物性を表 2-8 および表 2-9 に示す。地盤諸元については、原地盤の地盤物性のばらつきを考慮する。また、埋戻土の非線形特性は以下に従って設定する。

G/G₀ - γ 関係

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}}$$

$$\gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84}$$

$$\sigma_c [\text{N/mm}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度 (地表面から各層中心までの距離)}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3] \quad (\text{地下水位以浅は, } 18.6 \text{ kN/m}^2, \text{ 地下水位以深は, } 20.6 \text{ kN/m}^3)$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md}' \tan \phi$$

$$\sigma_{md}' [\text{N/mm}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{3}{4} \quad Z: \text{深度 (地表面から各層中心までの距離)}$$

$$\tau_0 [\text{kN/m}^2] = 100$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

G : せん断剛性

G₀ : 初期せん断剛性

γ : 埋戻土のせん断ひずみ

h - γ 関係

$$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$$

h : 埋戻土の減衰比

γ : 埋戻土のせん断ひずみ

表 2-7 地盤の要素サイズ

地層レベル O. P. (m)		せん断波速度 V_s (m/s)	波長 ($f=20\text{Hz}$) (m)	最大要素サイズ (m)
埋戻土	14.8 ~ -14.1	111	5.55	1.1
側面地盤	0.0 ~ -14.1	900	45.0	9.0
底面地盤	-14.1 ~ -25.0	1300	65.0	13.0
	-25.0 ~ -80.0	2150	107.5	21.0
	-80.0 ~ -200	2440	122.0	24.0

表 2-8 原地盤の地盤物性

(a) 標準地盤

O. P. (m)		単位体積重量 (kN/m^3)	ポアソン比	せん断弾性係数 ($\times 10^7 \text{ kN/m}^2$)
上端	下端			
14.8	-14.1	23.3	0.448	0.1930
-14.1	-25.0	23.8	0.415	0.4110
-25.0	-80.0	24.6	0.368	1.157
-80.0	-200.0	25.0	0.354	1.520
-200.0	—	25.0	0.354	1.520

(b) $+\sigma$ 地盤

O. P. (m)		単位体積重量 (kN/m^3)	ポアソン比	せん断弾性係数 ($\times 10^7 \text{ kN/m}^2$)
上端	下端			
14.8	-14.1	23.3	0.448	0.2380
-14.1	-25.0	23.8	0.415	0.4695
-25.0	-80.0	24.6	0.368	1.328
-80.0	-200.0	25.0	0.354	1.737
-200.0	—	25.0	0.354	1.737

(c) $-\sigma$ 地盤

O. P. (m)		単位体積重量 (kN/m^3)	ポアソン比	せん断弾性係数 ($\times 10^7 \text{ kN/m}^2$)
上端	下端			
14.8	-14.1	23.3	0.448	0.1523
-14.1	-25.0	23.8	0.415	0.3558
-25.0	-80.0	24.6	0.368	1.004
-80.0	-200.0	25.0	0.354	1.314
-200.0	—	25.0	0.354	1.314

表 2-9 埋戻土の地盤物性

O. P. (m)		単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	せん断弾性係数 (×10 ⁵ kN/m ²)
上端	下端			
14.8	13.9	18.6	0.48	0.2287
13.9	13.0	18.6	0.48	0.5755
13.0	12.1	18.6	0.48	0.8840
12.1	11.1	18.6	0.48	1.188
11.1	10.1	18.6	0.48	1.493
10.1	9.0	18.6	0.48	1.801
9.0	8.0	18.6	0.48	2.099
8.0	7.0	18.6	0.48	2.376
7.0	6.0	18.6	0.48	2.646
6.0	5.1	18.6	0.48	2.898
5.1	4.3	18.6	0.48	3.121
4.3	3.5	18.6	0.48	3.327
3.5	2.8	18.6	0.48	3.518
2.8	2.0	18.6	0.48	3.707
2.0	1.4	18.6	0.48	3.882
1.4	0.7	18.6	0.48	4.044
0.7	0.0	18.6	0.48	4.216
0.0	-0.8	18.6	0.48	4.399
-0.8	-0.5	18.6	0.48	4.581
-0.5	-2.2	18.6	0.48	4.749
-2.2	-2.9	18.6	0.48	4.916
-2.9	-3.6	18.6	0.48	5.082
-3.6	-4.3	18.6	0.48	5.247
-4.3	-5.0	18.6	0.48	5.411
-5.0	-5.7	18.6	0.48	5.574
-5.7	-6.5	18.6	0.48	5.748
-6.5	-7.3	18.6	0.48	5.932
-7.3	-8.1	18.6	0.48	6.116
-8.1	-9.1	18.6	0.48	6.320
-9.1	-10.0	18.6	0.48	6.535
-10.0	-10.6	18.6	0.48	6.704
-10.6	-11.1	18.6	0.48	6.827
-11.1	-12.1	18.6	0.48	6.948
-12.1	-13.1	18.6	0.48	7.077
-13.1	-14.1	18.6	0.48	7.205

2.5 地震応答解析

作成した入力地震動を解析モデルに入力して地震応答解析（周波数応答解析）を行う。使用プログラムは、SuperFLUSH/2D ver6 である。

2.6 地震時増分土圧の算定結果

建屋と地盤を結ぶ剛ばねの反力を、各剛ばねの支配幅で除して地震時増分土圧を算定する。算定した地震時増分土圧を表 2-10 および表 2-11 に、地震時土圧荷重を表 2-12 に示す。

表 2-10(1) 東側の地震時増分土圧の算定結果（標準地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
14.8	92.0	98.2	85.7	66.8	87.5	77.9	123.0
10.5	92.0	98.2	85.7	66.8	87.5	77.9	123.0
10.5	153.7	181.4	155.2	129.3	192.0	183.8	247.0
2.6	153.7	181.4	155.2	129.3	192.0	183.8	247.0
2.6	237.4	258.1	194.0	170.9	257.4	271.3	357.3
-4.45	237.4	258.1	194.0	170.9	257.4	271.3	357.3
-4.45	465.0	472.7	374.1	322.2	387.8	439.5	629.1
-8.1	465.0	472.7	374.1	322.2	387.8	439.5	629.1

注記*：赤字は最大値を示す。

表 2-10(2) 東側の地震時増分土圧の算定結果（+σ地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
14.8	87.4	99.0	84.4	67.5	85.5	79.8	124.9
10.5	87.4	99.0	84.4	67.5	85.5	79.8	124.9
10.5	155.2	176.8	159.2	134.7	195.2	184.9	249.7
2.6	155.2	176.8	159.2	134.7	195.2	184.9	249.7
2.6	242.1	260.7	199.2	178.2	259.5	276.6	365.4
-4.45	242.1	260.7	199.2	178.2	259.5	276.6	365.4
-4.45	479.4	491.1	384.0	335.5	390.9	447.9	650.5
-8.1	479.4	491.1	384.0	335.5	390.9	447.9	650.5

注記*：赤字は最大値を示す。

表 2-10(3) 東側の地震時増分土圧の算定結果（-σ地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
14.8	96.0	96.7	85.5	65.4	89.4	76.9	119.8
10.5	96.0	96.7	85.5	65.4	89.4	76.9	119.8
10.5	155.6	187.4	149.2	122.6	183.4	183.3	241.3
2.6	155.6	187.4	149.2	122.6	183.4	183.3	241.3
2.6	229.8	252.6	187.4	161.0	248.9	257.2	343.5
-4.45	229.8	252.6	187.4	161.0	248.9	257.2	343.5
-4.45	447.3	450.2	362.8	304.3	385.5	429.3	605.4
-8.1	447.3	450.2	362.8	304.3	385.5	429.3	605.4

注記*：赤字は最大値を示す。

表 2-11(1) 西側の地震時増分土圧の算定結果 (標準地盤)

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D 1	S _s -D 2	S _s -D 3	S _s -F 1	S _s -F 2	S _s -F 3	S _s -N 1
14.8	100.5	116.8	94.0	88.6	90.9	97.7	98.4
10.5	100.5	116.8	94.0	88.6	90.9	97.7	98.4
10.5	125.9	131.8	121.7	111.0	117.5	131.6	120.4
2.6	125.9	131.8	121.7	111.0	117.5	131.6	120.4
2.6	115.8	140.4	107.2	109.8	121.8	122.1	81.2
-4.45	115.8	140.4	107.2	109.8	121.8	122.1	81.2
-4.45	227.1	245.3	173.4	197.3	240.4	244.8	293.2
-8.1	227.1	245.3	173.4	197.3	240.4	244.8	293.2

注記* : 赤字は最大値を示す。

表 2-11(2) 西側の地震時増分土圧の算定結果 (+σ地盤)

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D 1	S _s -D 2	S _s -D 3	S _s -F 1	S _s -F 2	S _s -F 3	S _s -N 1
14.8	98.9	116.4	92.4	87.9	87.7	98.3	93.7
10.5	98.9	116.4	92.4	87.9	87.7	98.3	93.7
10.5	123.3	131.4	117.8	106.7	110.6	129.5	112.0
2.6	123.3	131.4	117.8	106.7	110.6	129.5	112.0
2.6	120.9	132.1	104.0	104.3	110.5	116.2	77.6
-4.45	120.9	132.1	104.0	104.3	110.5	116.2	77.6
-4.45	215.3	225.9	160.6	189.4	221.9	227.4	282.3
-8.1	215.3	225.9	160.6	189.4	221.9	227.4	282.3

注記* : 赤字は最大値を示す。

表 2-11(3) 西側の地震時増分土圧の算定結果 (-σ地盤)

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D 1	S _s -D 2	S _s -D 3	S _s -F 1	S _s -F 2	S _s -F 3	S _s -N 1
14.8	99.6	115.1	95.3	89.0	92.0	94.9	105.8
10.5	99.6	115.1	95.3	89.0	92.0	94.9	105.8
10.5	128.4	133.5	121.1	116.1	124.3	130.4	132.6
2.6	128.4	133.5	121.1	116.1	124.3	130.4	132.6
2.6	121.2	140.5	114.9	118.0	133.2	126.5	92.6
-4.45	121.2	140.5	114.9	118.0	133.2	126.5	92.6
-4.45	239.8	261.4	193.5	204.0	259.5	256.9	308.8
-8.1	239.8	261.4	193.5	204.0	259.5	256.9	308.8

注記* : 赤字は最大値を示す。

表 2-12 地震時土圧荷重

O. P. (m)	東側			西側		
	地震時 増分土圧 (kN/m ²)	常時土圧 (kN/m ²)	地震時 土圧荷重 (kN/m ²)	地震時 増分土圧 (kN/m ²)	常時土圧 (kN/m ²)	地震時 土圧荷重 (kN/m ²)
14.8	124.9	0.0	125	116.8	0.0	117
10.5	124.9	40.0	165	116.8	40.0	157
10.5	249.7	40.0	290	133.5	40.0	174
2.6	249.7	113.5	363	133.5	113.5	247
2.6	365.4	113.5	479	140.5	113.5	254
-4.45	365.4	179.0	544	140.5	179.0	320
-4.45	650.5	179.0	830	308.8	179.0	488
-8.1	650.5	213.0	864	308.8	213.0	522

3. 隣接構造物の影響確認

原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧は、隣接構造物を考慮していない解析モデルにより評価している。一方、原子炉建屋の東側には海水ポンプ室が位置していることから、原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧について、海水ポンプ室を考慮した地震応答解析から得られる地震時増分土圧との比較を行い、その保守性を確認する。

3.1 影響確認方針

原子炉建屋と海水ポンプ室の位置関係を図 3-1 に示す。海水ポンプ室は原子炉建屋の東側にあることから、原子炉建屋東側の地震時増分土圧（基準地震動 S_s7 波の包絡値、地盤のばらつきを考慮）について、①海水ポンプ室を考慮したケースと、②海水ポンプ室を考慮しないケースについて比較を行う。

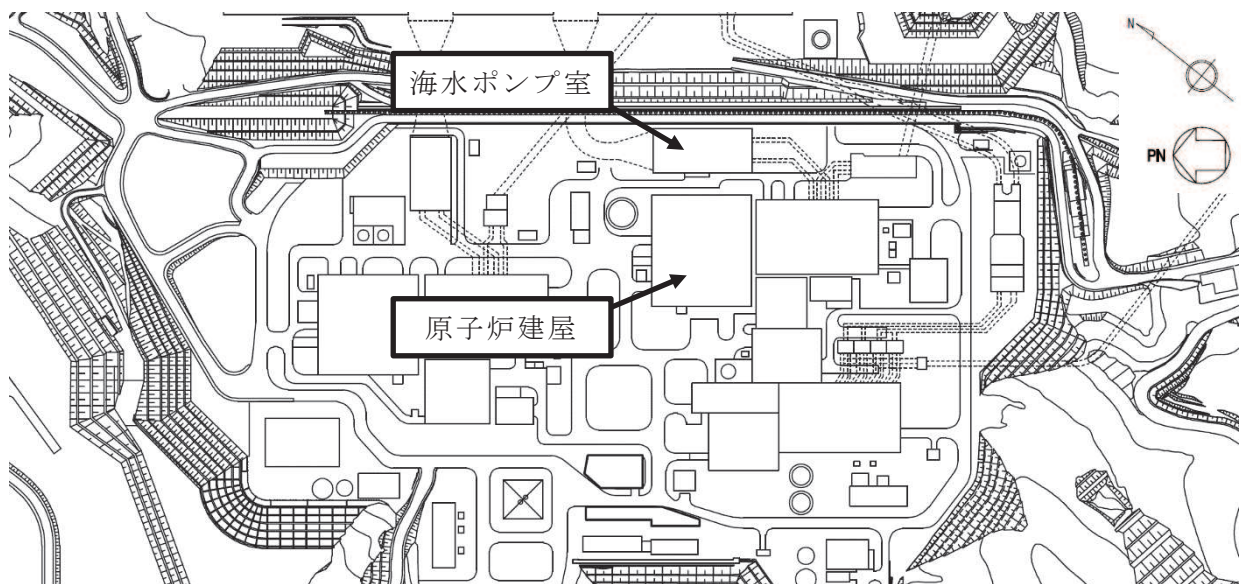


図 3-1 原子炉建屋と海水ポンプ室の位置関係

3.2 地震時増分土圧の算定結果

①海水ポンプ室を考慮したケースの地震時増分土圧と②海水ポンプ室を考慮しないケースの地震時増分土圧の比較を表 3-1 に示す。O. P. 2.6m~O. P. -11.1m では①海水ポンプ室を考慮したケースが②海水ポンプ室を考慮しないケースを約 10%下回るものの、O. P. 14.8m~O. P. 2.6m では①海水ポンプ室を考慮したケースが②海水ポンプ室を考慮しないケースを約 5%上回る結果となった。

表 3-1 地震時増分土圧の比較（原子炉建屋東側）

O. P. [m]	地震時増分土圧[kN/m ²]		①/②
	①海水ポンプ室を考慮したケース	②海水ポンプ室を考慮しないケース	
14.8	128.5	124.9	1.03
10.5	128.5	124.9	1.03
10.5	262.0	249.7	1.05
2.6	262.0	249.7	1.05
2.6	327.4	365.4	0.90
-4.45	327.4	365.4	0.90
-4.45	591.6	650.5	0.91
-11.1	591.6	650.5	0.91

一部で①海水ポンプ室を考慮したケースの土圧が②海水ポンプ室を考慮しないケースの土圧を上回ったため、基礎版評価に与える影響を検討する。

基礎版評価において土圧荷重は、外壁を各階スラブ位置で支持した連続はりモデルを用いて算定した曲げモーメント（図 3-2 の M_A ）として入力している。基礎版の FEM モデルに入力する土圧荷重について、①海水ポンプ室を考慮したケースと②海水ポンプ室を考慮しないケースの比較を表 3-2 に示す。表 3-2 より、①海水ポンプ室を考慮したケースが②海水ポンプ室を考慮しないケースを約 6%下回ることを確認した。

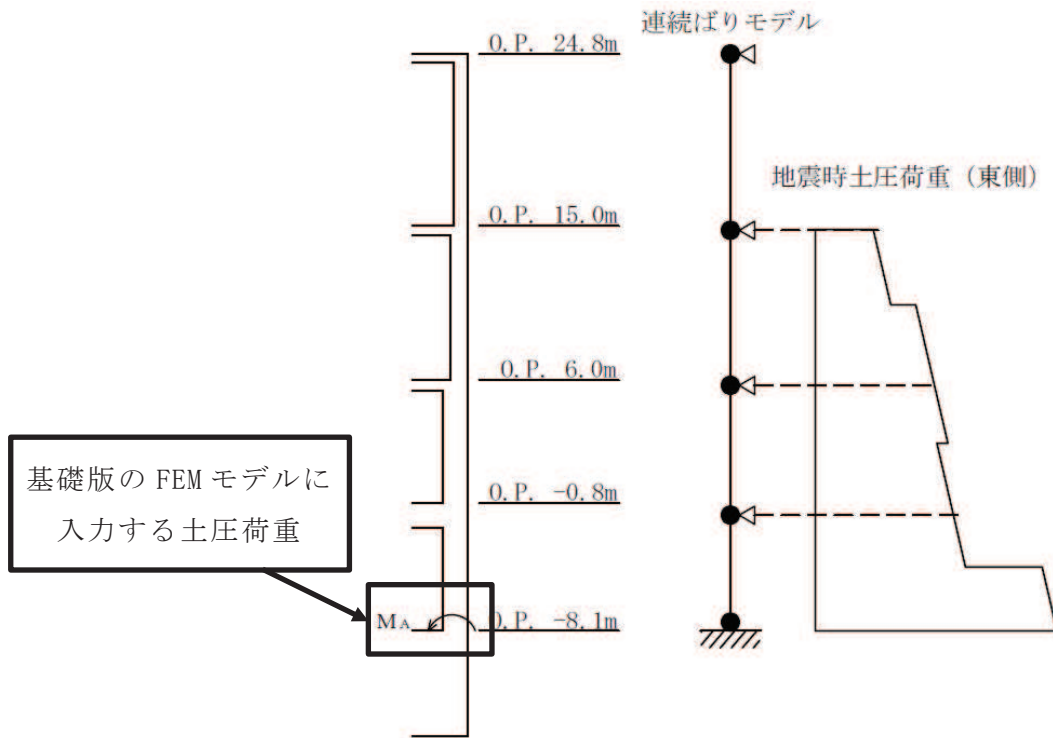


図 3-2 基礎版の FEM モデルに入力する土圧荷重の概念図 (原子炉建屋東側)

表 3-2 基礎版の FEM モデルに入力する土圧荷重の比較 (原子炉建屋東側)

基礎版の FEM モデルに入力する土圧荷重 [kN・m/m]		①/②
①海水ポンプ室を考慮したケース	②海水ポンプ室を考慮しないケース	
10447	11196	0.94

3.3 まとめ

原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧について、①海水ポンプ室を考慮したケースと②海水ポンプ室を考慮しないケースの比較を行った。その結果、O.P. 2.6m～O.P. -11.1m では①海水ポンプ室を考慮したケースの土圧が②海水ポンプ室を考慮しないケースの土圧を約 10% 下回るものの、O.P. 14.8m～O.P. 2.6m では①海水ポンプ室を考慮したケースの土圧が②海水ポンプ室を考慮しないケースの土圧を約 5% 上回った。

一方、基礎版の FEM モデルに入力する曲げモーメントについては、①海水ポンプ室を考慮したケースが②海水ポンプ室を考慮しないケースを約 6% 下回る結果となった。これらの結果から、原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧には保守性があることを確認した。