

5.6 評価基準

原子炉建屋の耐震安全性の評価にあたっては、終局（保有）水平耐力及び終局耐力時の変形能力について確認する。基準地震動 S_s による各層の水平力が当該層の保有水平耐力を超えないこと、さらに各層のせん断ひずみが評価基準値 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認する。なお、最下階の最大層せん断力には原子炉棟からの基礎を介して伝わる付加せん断力も考慮する。

原子炉建屋円筒壁に生じる曲げモーメントと軸力による検討は、このモデルによる発生応力が壁の軸力と曲げモーメントの短期許容応力度および終局応力度相関曲線の範囲内に納まっていることで確認する。

原子炉建屋屋根版の耐震安全性の評価にあたっては、長期荷重と水平動及び上下動による発生応力の最大値を単純和としたときの応力に対して、先ず球殻のコンクリートのみが応力を負担するものと仮定し、コンクリートの短期許容応力度を評価基準値とする。次にこの発生応力度がコンクリートの短期許容応力度を超える要素については、鉄筋の効果も考慮した評価基準を適用する。すなわち、軸力と曲げモーメントの組み合わせによる発生応力度が軸力と曲げモーメントの短期許容応力度相関曲線の範囲内に納まっていることを確認する。

生体遮へい体および使用済み燃料プール室プールについては、基準地震動 S_s により生じる諸応力度が短期許容応力度を超えないことを確認する。さらに、同プールへの地震時の波及的影響を確認するため、原子炉棟の耐震安全性の評価も行う。評価にあたっては、基準地震動 S_s による各層の水平力が当該層の保有水平耐力を超えないことにより確認する。

原子炉建屋基礎地盤の耐震安全性の評価にあたっては、「地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法並びにその結果に基づき地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を定める方法等を定める件(平成13年国土交通省告示第1113号)⁶⁾」に基づき、短期荷重時の接地圧が地盤の短期許容支持力を超えないことを確認する。さらに負の接地圧（引張力）が作用する部分については、「地震時に対する建築物の基礎の設計指針，2003(日本建築センター)⁷⁾」に基づき、根入れ基礎側面摩擦抵抗力の許容値を超

えないことを確認する。

原子炉建屋および生体遮へい体を構成するコンクリートと鉄筋の短期許容応力度を第 5.6-1 表に示す。

第 5.6-1 表 コンクリートと鉄筋の許容値

評価施設・設備	使用材料名等	規格	評価基準値(N/mm ²) (短期荷重時或いはそれに準ずる耐震計算用許容値)	
建屋	普通コンクリート	FC180	圧縮	12
			引張	1.2
			せん断	0.9
	鉄筋(高張力鋼)	SSD49	圧縮	295
			引張	295
生体遮へい体	普通(一部重晶石)コンクリート	FC210	圧縮	14
			引張	1.4
			せん断	1.05

コンクリートの終局応力度は上記の短期許容応力度の 1.5 倍とし、
鉄筋の終局応力度は短期許容応力度の 1.1 倍とする。

5.7 評価結果

5.7.1 原子炉建屋の評価

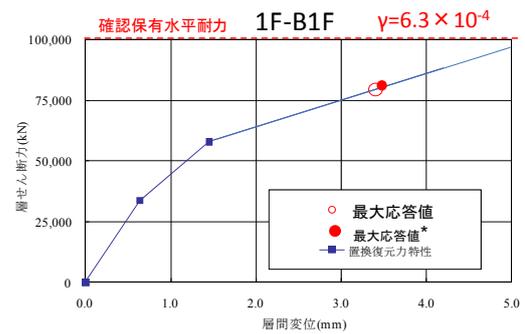
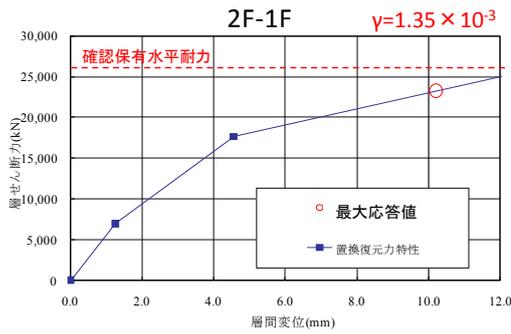
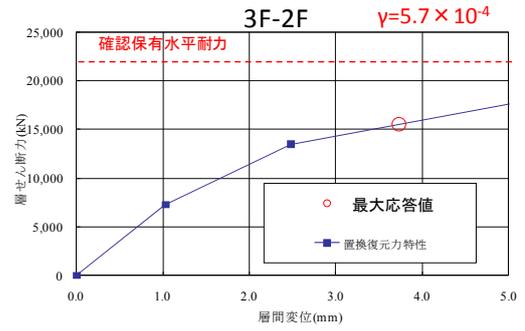
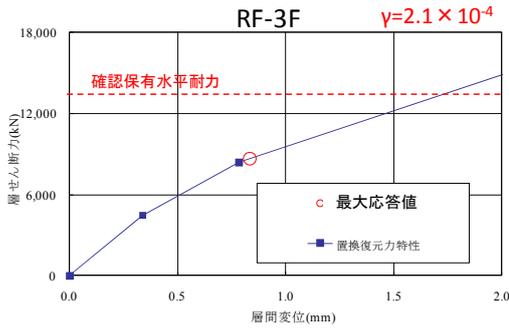
基準地震動に対する原子炉建屋の最大応答層せん断力は、確認保有水平耐力を下回っている。さらに、建屋壁に生じる最大せん断ひずみは、評価基準値(2.0×10^{-3})を下回っている。これら耐力と変形の結果から、原子炉建屋の耐震安全性は確保できている。第 5.7.1-1 表に原子炉建屋の最大応答層せん断力と確認保有水平耐力との比較を示す。第 5.7.1-1 図～第 5.7.1-2 図に原子建屋各階の層せん断力とせん断ひずみの関係を示す。

第 5.7.1-1 表 最大応答層せん断力と確認保有水平耐力

階	X方向			Y方向		
	最大応答 層せん断力 $Q_{max}(kN)$	確認保有 水平耐力 $Q_u(kN)$	Q_u/Q_{max}	最大応答 層せん断力 $Q_{max}(kN)$	確認保有 水平耐力 $Q_u(kN)$	Q_u/Q_{max}
RF						
3F	8,651	> 13,212 ※1	> 1.52	7,518	> 14,711※1	> 1.95
2F	15,550	22,453	1.44	13,234	25,609	1.94
1F	23,272	26,512	1.14	19,950	31,302	1.57
B1F	82,853 ※2 (79,653+3,200)	100,459	1.21	76,041 ※2 (73,241+2,800)	81,544	1.07

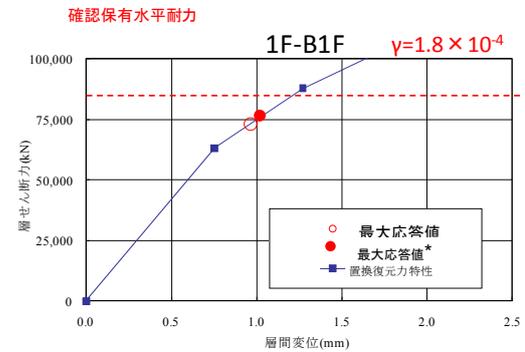
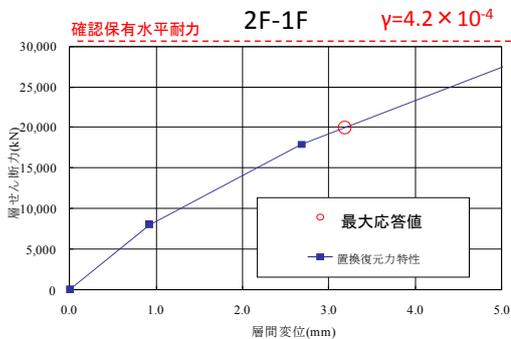
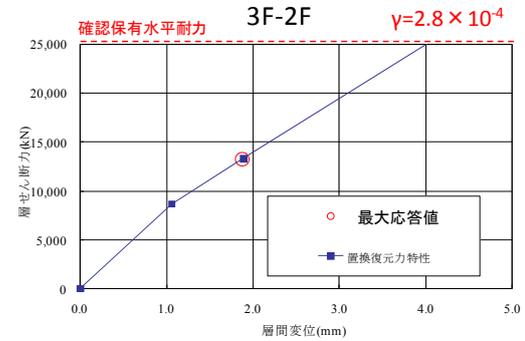
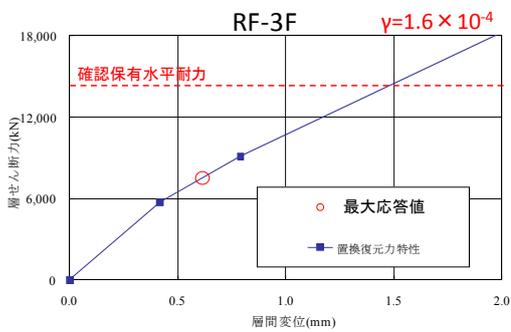
※1 3階の保有水平耐力については、3階より下層階の壁が先にせん断耐力に達したため、漸増弾塑性解析の最終ステップの水平力の値を記載している。

※2 原子炉棟(補助建屋)の地震応答解析による原子炉建屋基礎(地下1階部分)への付加せん断力を加算している



(グラフ上の値は最大応答時のせん断歪みを表す(参考値), ●最大応答値*は原子炉棟からのせん断力を付加した値)

第 5.7.1-1 図 X方向の層せん断力とせん断ひずみの関係



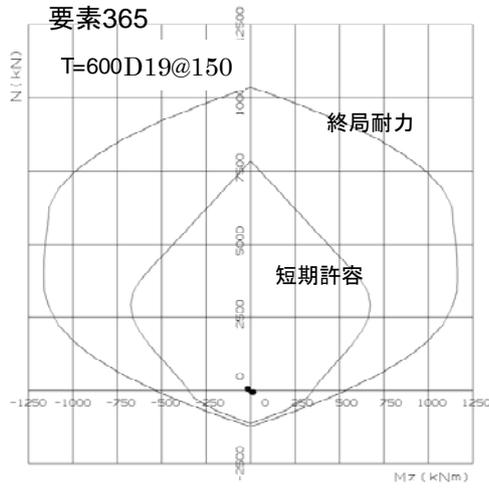
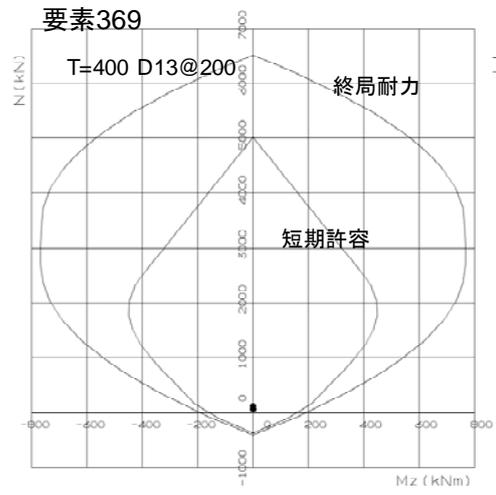
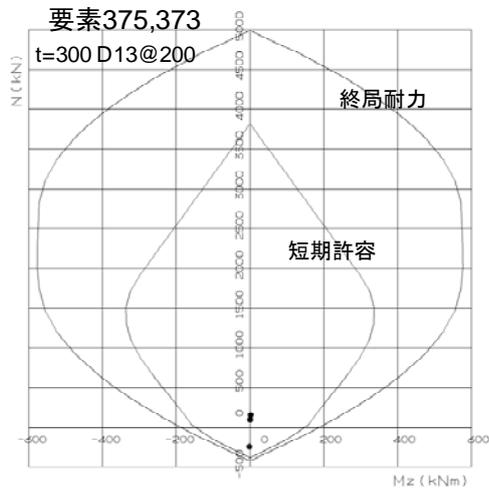
(グラフ上の値は最大応答時のせん断歪みを表す(参考値), ●最大応答値*は原子炉棟からのせん断力を付加した値)

第 5.7.1-2 図 Y方向の層せん断力とせん断ひずみの関係

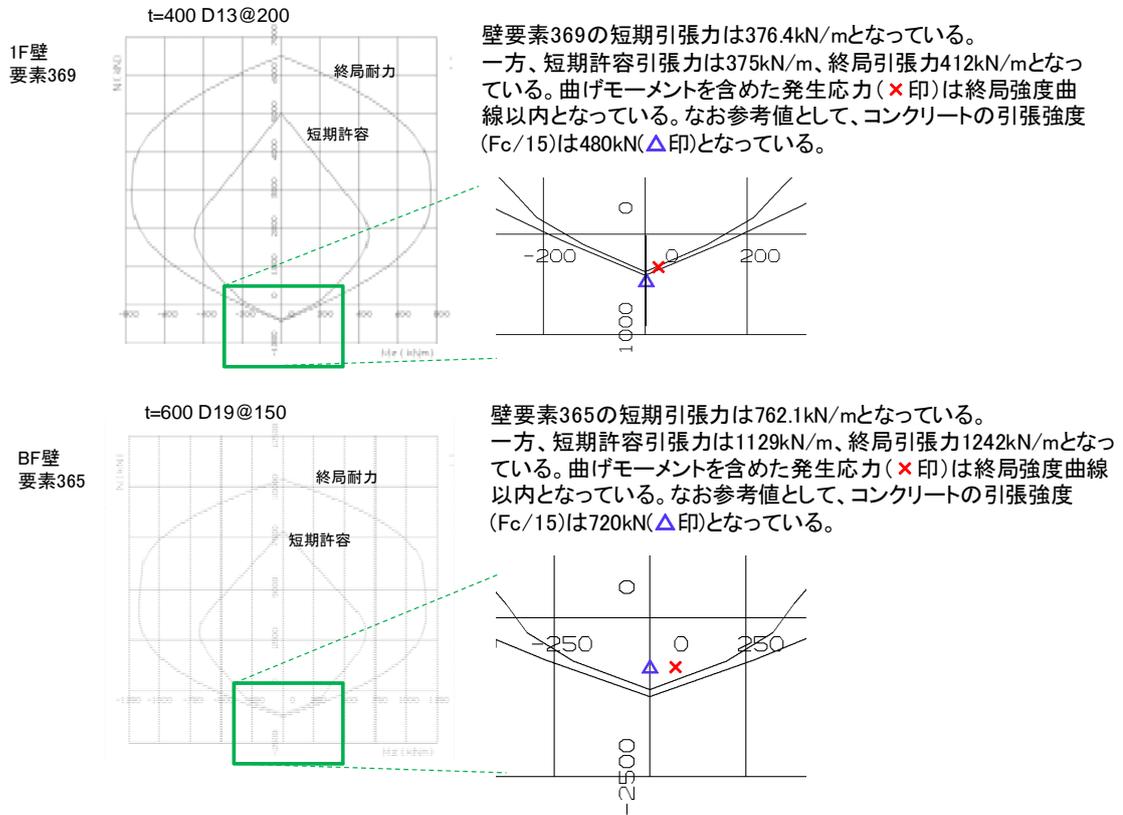
次に、非剛床モデルの各壁要素に生じる水平方向（円周）方向に伝わる曲げモーメント (M_{xx}) と軸力 (F_{xx}) の組み合わせ応力による断面検討を行った。応力の発生値は、短期許容値以内であることを確認した。発生応力値と許容値との関係を第 5.7.1-3 図に示す。なお、軸力と曲げモーメント相関曲線の評価において、壁のみを考慮し、各階床レベルに存在するリンク状の梁要素は無視している。参考までに、リング梁 Tsc(軸鉄筋 15-D22)による短期許容引張力は 1,712kN となっており、これらを考慮することで、発生値に対する安全裕度はより高くなる。

短期荷重時の発生応力が引張となった下層階の壁要素(369, 365)に対して、鉛直方向に伝わる曲げモーメント (M_{yy}) と軸力 (F_{yy}) の組み合わせ応力による断面検討を行った。両壁要素の発生応力はどれも終局強度値以内であることを確認した。発生応力値と許容値との関係を第 5.7.1-4 図に示す。

以上の結果から、原子炉建屋外周壁への面外曲げモーメントおよび軸力による耐震安全性は確保できている。



第 5.7.1-3 図 壁要素の円周方向に伝わるモーメントと軸力による
許容・終局耐力曲線と発生値



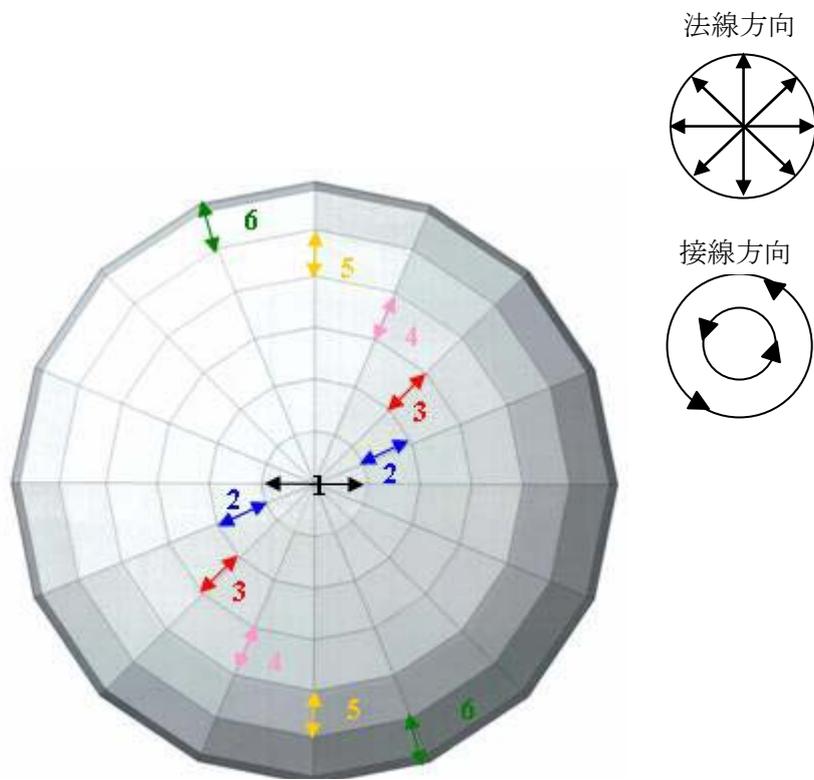
第 5.7.1-4 図 壁要素の鉛直方向に伝わるモーメントと軸力による
許容・終局耐力曲線と発生値

5.7.2 原子炉建屋屋根版の評価

原子炉建屋屋根版のコンクリートのみが荷重に抵抗すると考えた場合の短期荷重時に生じる縁応力度は、第 5.7.2-1 図に示す領域 1～5 において、発生最大圧縮応力度はコンクリートの短期許容圧縮応力度以下、発生最大引張応力度は短期許容引張応力度以下となった。コンクリートのみを考慮した場合の屋根版の断面検討結果を第 5.7.2-1 表に示す

領域 6 については、屋根版の縁応力度が引張時においてコンクリート短期許容引張応力度を上回ったので、部材断面に作用する引張応力は全て鉄筋が負担するものとして検討を行った結果、短期許容応力度以下となった。軸力と曲げモーメントの組み合わせによる発生応力度と軸力-曲げモーメント短期許容応力度相関曲線との関係を第 5.7.2-2 図に示す。

以上の結果から、原子炉建屋屋根版の耐震安全性は確保できている。

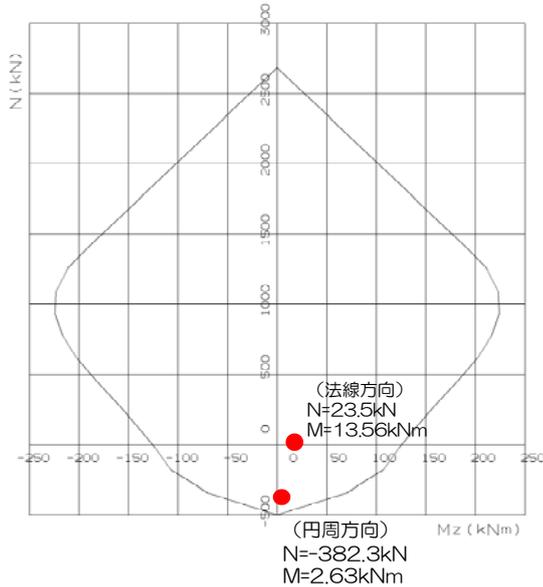


第 5.7.2-1 図 屋根版の検討部位

第 5.7.2-1 表 コンクリートのみを考慮した屋根版の断面検討

領域		1-頂部	1-下部	2-上部	2-下部	3-上部	3-下部	4-上部	4-下部	5-上部	5-下部	6-上部	6-下部
スラブ厚 t (mm)		120	120	120	120	120	120	120	120	200	200	200	200
鉄筋D13@150		シングル	ダブル	ダブル	ダブル	ダブル							
応力 (法線方向)	長期最大軸力 (kN)	-94.2	-94.2	-88.3	-88.3	-86.6	-86.6	-89.2	-89.2	-93.7	-93.7	-82.4	-82.4
	上下動時最大軸力 (圧縮) kN	-57.3	-57.3	-51.2	-51.2	-47.6	-47.6	-48.6	-48.6	-50.6	-50.6	-42.1	-42.1
	水平動時最大軸力 (圧縮) kN	-12.2	-12.2	-21.7	-17.9	-4.6	-4.1	-11.8	-11.1	-11.7	-11.0	-6.4	-5.7
	短期最大軸力 N_1 (圧縮) kN	-163.7	-163.7	-161.1	-157.3	-138.7	-138.3	-149.6	-148.9	-156.0	-155.3	-130.9	-130.3
	長期最小軸力 (kN)	-92.7	-92.7	-86.5	-86.5	-84.4	-84.5	-86.5	-86.6	-90.5	-90.6	-78.7	-78.8
	上下動時最大軸力 (引張) kN	68.9	68.9	60.6	60.6	56.0	56.0	57.3	57.3	59.5	59.5	48.9	48.9
	水平動時最大軸力 (引張) kN	12.3	12.3	16.5	21.7	17.9	4.6	10.3	11.8	11.1	11.7	11.0	6.4
	短期最小軸力 N_2 (引張) kN	-11.5	-11.5	-9.3	-4.2	-10.6	-23.9	-19.0	-17.5	-19.9	-19.4	-18.8	-23.5
	長期曲げモーメント (kNm)	-0.88	0.66	-0.16	-0.02	0.00	0.47	0.41	-0.28	-0.38	-4.12	-3.69	8.41
	上下動時曲げモーメント (kNm)(正值)	0.81	0.29	0.21	0.27	0.24	0.32	0.27	0.80	0.79	1.95	1.74	4.29
	上下動時曲げモーメント (kNm)(負値)	-0.67	-0.34	-0.17	-0.26	-0.24	-0.38	-0.32	-0.72	-0.70	-1.78	-1.59	-4.93
	水平動時曲げモーメント (kNm)(正值)	1.21	0.83	0.87	1.23	0.52	0.47	1.52	1.36	0.45	0.04	0.93	0.87
	水平動時曲げモーメント (kNm)(負値)	-0.49	-1.21	-1.23	-0.53	-0.47	-1.52	-1.36	-0.10	-0.04	-0.93	-0.87	-0.83
	短期曲げモーメント M (kNm)	2.04	1.77	1.57	1.48	0.77	1.43	2.20	1.88	1.12	6.82	6.15	13.56
	$N_1/A-M/Z$ (N/mm ²)	-2.21	-2.10	-1.99	-1.93	-1.47	-1.75	-2.16	-2.02	-0.95	-1.80	-1.58	-2.69
	圧縮側面検討	∨ OK	∨ OK	∨ OK	∨ OK								
	$N_2/A+M/Z$ (N/mm ²)	0.75	0.64	0.57	0.58	0.23	0.40	0.76	0.64	0.07	0.93	0.83	1.92
	引張側面検討	∧ OK	∧ OK	∧ OK	∨ NG								
		1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	
応力 (接線方向)	長期最大軸力 (kN)		-86.1	-83.5	-77.0	-77.1	-76.8	-78.8	-108.2	-104.4	-19.5	-12.8	221.0
	上下動時最大軸力 (圧縮) kN		-51.1	-46.9	-36.4	-37.0	-42.7	-43.6	-62.8	-59.8	-14.7	-17.2	-151.0
	水平動時最大軸力 (圧縮) kN		-37.4	-43.6	-0.8	-5.2	-73.5	-69.8	-17.9	-18.2	-25.2	-24.2	-1.5
	短期最大軸力 N_1 (圧縮) kN		-174.5	-174.0	-114.2	-119.3	-193.0	-192.2	-188.8	-182.4	-59.4	-54.1	68.5
	長期最小軸力 (kN)		-84.7	-81.9	-75.3	-75.5	-74.8	-76.9	-106.6	-102.9	-16.8	-10.0	229.6
	上下動時最大軸力 (引張) kN		60.6	55.0	41.3	42.2	50.7	51.6	74.4	70.7	18.1	19.9	128.5
	水平動時最大軸力 (引張) kN		37.3	37.3	43.6	41.5	5.2	73.5	69.8	17.9	18.2	25.2	24.2
	短期最小軸力 N_2 (引張) kN		13.2	10.4	9.6	8.2	-18.9	48.2	37.6	-14.3	19.5	35.1	382.3
	長期曲げモーメント (kNm)		0.10	-0.08	-0.07	-0.07	0.13	0.14	0.00	0.02	-1.16	-1.26	1.60
	上下動時曲げモーメント (kNm)(正值)		0.09	0.21	0.03	0.03	0.12	0.13	0.16	0.16	0.63	0.68	0.83
	上下動時曲げモーメント (kNm)(負値)		-0.11	-0.19	-0.02	-0.03	-0.14	-0.15	-0.16	-0.17	-0.55	-0.60	-0.96
	水平動時曲げモーメント (kNm)(正值)		0.18	0.55	0.63	0.55	0.50	0.29	0.32	0.17	0.14	0.18	0.20
	水平動時曲げモーメント (kNm)(負値)		-0.57	-0.63	-0.55	-0.50	-0.29	-0.32	-0.17	-0.14	-0.18	-0.20	-0.15
	短期曲げモーメント M (kNm)		0.57	0.89	0.64	0.59	0.75	0.56	0.48	0.35	1.89	2.05	2.63
	$N_1/A-M/Z$ (N/mm ²)		-1.69	-1.82	-1.22	-1.24	-1.92	-1.83	-1.77	-0.97	-0.58	-0.58	-0.05
	圧縮側面検討		∨ OK	∨ OK	∨ OK	∨ OK							
	$N_2/A+M/Z$ (N/mm ²)		0.35	0.46	0.35	0.32	0.15	0.63	0.51	-0.02	0.38	0.48	2.31
	引張側面検討		∧ OK	全断面 圧縮	∧ OK	∧ OK	∨ NG						
		1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	

網掛け部分は鉄筋も考慮した検討を行う



(領域6 配筋D13@150ダブル 屋根版厚さt=200mm として計算)

第 5.7.2-2 図 屋根版の軸力ー曲げモーメント短期許容応力度
 関連曲線と発生応力の関係 (領域 6)

5.7.3 生体遮へい体の評価

基準地震動 S_s による生体遮へい体の耐震安全性の検討は最もせん断および曲げ応力が大きくなる断面について行った。その結果、以下のよう
に発生値と評価基準値の比較から、生体遮へい体の耐震安全性は確保で
きている。なお、炉心タンクは生体遮へい体と一体化したライニング
(内張) であり、それ自体が耐震強度を要求されるものではなく、
生体遮へい体の耐震安全性をもって評価に代えることが可能である
と考える。生体遮へい体の評価式と値を以下に示す。

生体遮へい体 D 断面の検討過程

断面力

$$\text{最小圧縮力: } N_1 = (1.0 - C_v) \times W = 4,440 \text{ kN}$$

$$\text{最大圧縮力: } N_2 = (1.0 + C_v) \times W = 10,360 \text{ kN}$$

$$\text{せん断力: } Q = CH \times W = 7,400 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント: } M = (CH \times W) \times H = 29,230 \text{ kNm}$$

応力度

$$\text{引張応力度: } \sigma_t = -N_1/A + M/Z = 1,210 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow 1.21 \text{ N/mm}^2 < \text{許容値 } 1.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{圧縮応力度: } \sigma_c = N_2/A + M/Z = 1,806 \text{ kN/mm}^2$$

$$\rightarrow 1.81 \text{ N/mm}^2 < \text{許容値 } 14.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力度: } \tau = 1.74(\text{形状係数}) \times Q/A$$

$$= 515 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow 0.52 \text{ N/mm}^2 < \text{許容値 } 1.05 \text{ N/mm}^2$$

5.7.4 使用済み燃料プール室プールの評価

5.4 節において求めたプール側壁の単位長さ(1m)当たりの水平荷重(P)よりせん断応力度を求め、許容値と比較すると以下となり、プール側壁の耐震安全性は確保されている。

$$\tau = P / (\text{単位長さ} \times \text{壁厚さ}) = 216.0 / (1.0 \times 0.5) = 432 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow 0.44 \text{ N/mm}^2 < \text{許容値 } 0.9 \text{ N/mm}^2$$

基準地震動に対する原子炉棟の最大応答層せん断力は、確認保有水平耐力を下回っている。第 5.7.4-1 表に原子炉棟の最大応答層せん断力と確認保有水平耐力との比較を示す。

以上の結果から、原子炉棟内の使用済み燃料プール室の耐震安全性は確保できており、同プールの地震時における機能保持上の波及的影響はない。

第 5.7.4-1 表 最大応答層せん断力と確認保有水平耐力

階	高さ(m)	階高(m)	X方向			Y方向		
			最大応答層せん断力Qmax(kN)	確認保有水平耐力 Qu(kN)	Qu/Qmax	最大応答層せん断力Qmax(kN)	確認保有水平耐力 Qu(kN)	Qu/Qmax
RF	12.00							
		4.40	3,750	7,351	1.96	3,550	10,144	2.86
M2F	7.60							
		2.96	7,100	11,937	1.68	6,350	15,930	2.51
2F	4.60							
		4.40	32,000	33,388	1.04	28,000	45,712	1.63
1F	0.20							

5.7.5 基礎地盤の評価

5.7.5.1 地盤の許容支持力の算定

本建物の基礎底位置は、京都大学原子炉実験所炉室及び原子炉棟東側地盤調査（設計変更報告書（以下、地盤調査報告書と称す）のボーリング No.1（第 5.7.5-1 図））の GL-10.65m 以下に存在する粘性土層（Oc1）を想定し、地盤の許容支持力度を算定した。許容支持力は国土交通省告示 1113 号に従い求めた。その結果、下記のように長期許容支持応力度は 868kN/m² となったので、評価基準値を 800 kN/m² とした。一方、短期許容支持応力度を 1500kN/m² とした。以下に評価式と値を示す。

許容支持力度（長期； q_a 、短期； q_a' ）の算定過程

$$q_a = \frac{1}{3}(i_c \alpha c N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B_e N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q) \quad q_a' = \frac{2}{3}(i_c \alpha c N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B_e N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q)$$

ここで

α, β : 基礎底面の形状係数 \Rightarrow 連続フーチング基礎とし、 $\alpha=1.0, \beta=0.5$ とする。

c : 基礎底面下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

\Rightarrow 地盤調査報告書より $c=372.4$ kN/m² とする。

γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³)

報告書の密度検層結果より $\gamma_1=7.9$ kN/m³ とする（地下水位以深）

B_e : 偏心を考慮した基礎底面の幅 (m)

γ_2 : 基礎底面より上方にある地盤の平均体積重量 (kN/m³)

\Rightarrow 地盤調査報告書より $\gamma_2=17.2$ kN/m³ とする。

D_f : 根入れ深さ (m) \Rightarrow 最も不利となる地盤面から基礎底までの深さを採用し

$D_f=6.7$ m とする。（図 8-3-1 参照）

N_c, N_γ, N_q : 支持力係数（内部摩擦角 ϕ による。）

内部摩擦角は地盤調査報告書より $5.8^\circ \Rightarrow \phi=5^\circ$ とする。

したがって、 $N_c=6.5, N_\gamma=0, N_q=1.6$

i_c, i_γ, i_q : 鉛直方向に対する荷重の傾斜角 θ ($\theta \leq \phi$) に関する係数

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2, i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$$

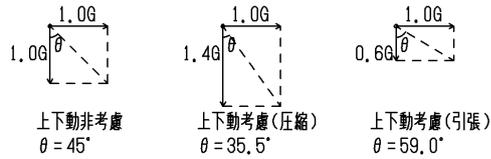
\therefore 長期許容支持力度（荷重の鉛直方向に対する傾斜角 $=0^\circ$ $i_c = i_\gamma = i_q = 1.0$ ）

$$q_a = \frac{1}{3}(1.0 \times 372.4 \times 6.5 + 0 + 17.2 \times 6.7 \times 1.6) = \frac{1}{3}(2420.6 + 0 + 184.4) \\ = 868 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow 800 \text{ kN/m}^2 \text{ とする。}$$

前項の続き

∴短期許容支持力度

水平動地震応答解析結果より、最下階の最大層せん断力係数は 0.854 であることから、基礎下面での水平震度を 1.0 とする。一方上下動地震応答解析結果より、底版の鉛直震度は 0.4 であることから、荷重の鉛直方向に対する傾斜角は次のようになる。



いずれの場合においても $\theta > \phi$ ($=5^\circ$) であるため、 $\theta = 5^\circ$ として短期許容支持力度を算出する。

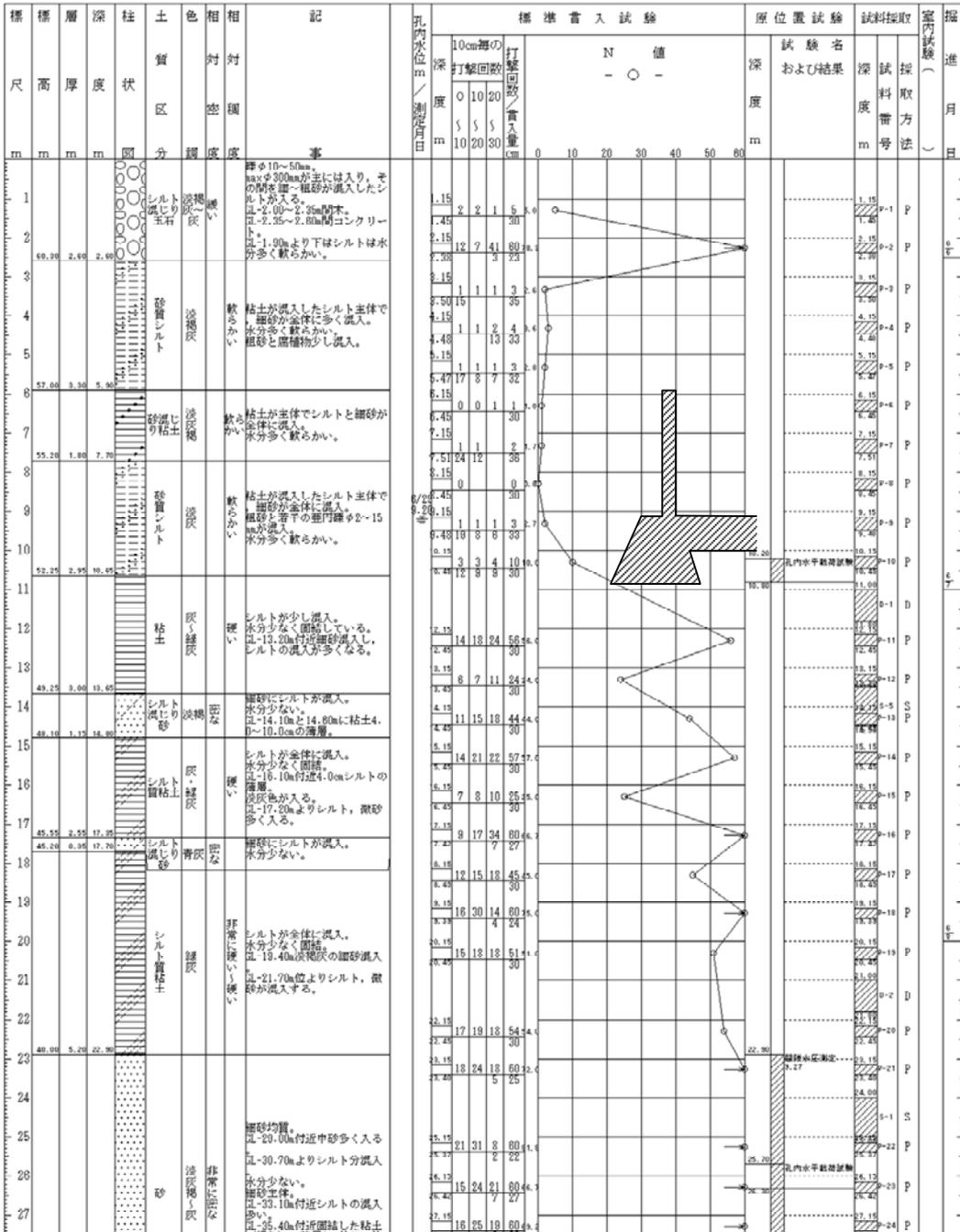
$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = 0.892, i_y = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = 0$$

$$q_a' = \frac{2}{3} (0.892 \times 1.0 \times 372.4 \times 6.5 + 0 + 0.892 \times 17.2 \times 6.7 \times 1.6) = \frac{2}{3} (2159.2 + 0 + 151.2) = 1540 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow 1500 \text{ kN/m}^2 \text{ とする。}$$

事業・工事名

シートNo.

ボーリング名	No.1	調査位置	大阪府泉南郡熊取町				北緯		
発注機関	京都大学原子炉実験所		調査期間	平成18年6月6日～18年6月29日			東経		
調査業者名	中央開発株式会社 電話 (06-8380-3831)	主任技師	東原 純	現場 代理人	平川 英樹	コア 鑑定者	平川 英樹	ボーリング 責任者	石田 平八郎
孔口標高	TP +82.89m	角 上 180° 東 90° 南 0° 西 270° 北 180° 西 0° 東 90° 南 0°	方位 0° 90° 180° 270°	地盤 勾配 0° 80°	使用 機種	試験機	OP-1型	ハンマー 深下用具	コーンパーラー
総掘進長	200.00m			エンジン	NFD9			ポンプ	VP-6型



第 5.7.5-1 図 土質柱状図とフーチング基礎底面位置

5.7.5.2 基礎地盤の評価

原子炉建屋基礎地盤の応力算定方法に基づいて基礎底面の短期荷重時の接地圧を下記のように計算した結果、接地圧は当該地盤の短期許容支持応力度を下回っている。さらに、浮き上がりによる引張力が発生するが基礎根入れによる側面摩擦抵抗力を下回っている。これらの結果から、原子炉建屋支持地盤の耐震安全性は確保できている。以下に評価式と値を示す。

基礎地盤に発生する接地圧等の計算

接地圧を長期、短期において算定した。長期接地圧は、長期節点反力が最大となる節点で検討を行う。長期節点反力の最大値は4059kNとなる。短期接地圧は、水平地震時節点反力 (U_1 または U_2) が最大となる節点を含み、

$$\frac{U_1(1)+U_1(6)}{2} + \sum_{i=2}^5 U_1(i) \text{ または } \frac{U_2(1)+U_2(6)}{2} + \sum_{i=2}^5 U_2(i) \text{ の絶対値が最大となる範囲で検討を}$$

行う。最大となる範囲での地震時節点反力は22546kN (X (U_1) 方向) となり、この値を圧縮および引張に作用させて検討を行う。

また、浮き上がり (引張時) の検討を行う場合の長期節点反力 V_L' には、図 8-3-3 に示す、地下 1 階の底版部分に作用する荷重も含めた (V_L) を用いる。そのため、引張時の長期節点反力 V_L' は次のようにする。

$$V_L' = \frac{V_L(1)+V_L(6)}{2} + \sum_{i=2}^5 \{|V_L(i)|\} = (6160+5682) / 2 + 6511+7633+5707+5290 = 31062 \text{ kN}$$

長期接地圧の検討検討式 :

$$\text{長期接地圧} = V_L / A$$

$$V_L = 4059 \text{ kN} , A = 2.2 \times 5.5 = 12.1 \text{ m}^2$$

$$\therefore \frac{V_L}{A} = \frac{4059}{12.1} = 335.5 \text{ kN/m}^2 < 800 \text{ kN/m}^2 \text{ O.K.}$$

短期接地圧および短期引張力の検討

$$\text{検討式 : 圧縮時短期接地圧(X 方向)} = \left(V_L + \left| \frac{U_1(1)+U_1(6)}{2} + \sum_{i=2}^5 U_1(i) \right| + V_L \times K_v \right) / 5A$$

$$\text{短期引張力(X 方向)} = V_L' - \left| \frac{U_1(1)+U_1(6)}{2} + \sum_{i=2}^5 U_1(i) \right| - V_L' \times K_v$$

ここで、

$$V_L = (3346+3621) / 2 + 3946+4059+3674+3662 = 18825 \text{ kN (圧縮時)}$$

$$V_L' = (5183+5290) / 2 + 6160+6511+7633+5707 = 31247 \text{ kN (引張時)}$$

前項の続き

$$\frac{U_1(1)+U_1(6)}{2} + \sum_{i=2}^5 U_1(i) = (2041-1990)/2 + (-4626) + (-9037) + (-6516) + (-4166) = -26361 \text{ kN}$$

圧縮時の検討

$$\frac{V_L + \left| \frac{U_1(1)+U_1(6)}{2} + \sum_{i=2}^5 U_1(i) \right| + V_L \times K_v}{5A} = \frac{18825 + 26361 + 18825 \times 0.40}{5 \times 12.1}$$

$$= 871 \text{ kN/m}^2 < 1500 \text{ kN/m}^2$$

許容値

引張時の検討

$$V_L' - \left| \frac{U_1(1)+U_1(6)}{2} + \sum_{i=2}^5 U_1(i) \right| - V_L' \times K_v = 31247 - 26361 - 31247 \times 0.40$$

$$= -7613 \text{ kN}$$

となり、引張力が働くが、根入れ部の側面摩擦が引張りに抵抗すると考えられるため、これを考慮する。地下1階の壁による側面摩擦抵抗 (Q_f) は、「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」(編集 日本建築センター) に従い算定を行う。

引張力が働くが、根入れ部の側面摩擦が引張りに抵抗すると考えられるため、これを考慮する。地下1階の壁による側面摩擦抵抗 (Q_f) は、「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」(編集 日本建築センター) に従い算定を行う。

$$Q_f = A_f \cdot f_a$$

ここに A_f : 根入れ部側面の面積 (m^2)

$$\Rightarrow 5.35\text{m (地下1階の階高)} \times 27.5\text{m (壁長さ)} = 147.1\text{m}^2$$

f_a : 根入れ部側面の摩擦力度 (kg/cm^2)

\Rightarrow N値3の砂質シルト層とする

$$f_a = q_u / 2 \times 0.8 = 3.75 / 2 \times 0.8 = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 150 \text{ kN/m}^2$$

$$(q_u = 1.25 \times \text{N 値} = 1.25 \times 3 = 3.75 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\therefore Q_f = A_f \cdot f_a = 147.1 \times 150 = 22065 \text{ kN} > 7613 \text{ kN}$$

(許容値)

5.8 参考文献

- (1) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1990.
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991
- (3) Lysmer, J., Tabatabaie, R.M., Tajirian, F., Vahdani, S. and Ostadan, F. : SASS-A System for Analysis of Soil-structure Interaction, UCB/GT/81-02, University of California, 1981
- (4) 文学章，福和伸夫：隣接建物の存在が直接基礎の動的相互作用特性に与える影響，日本建築学会構造系論文集，No. 600，pp.97-105, 2006.2
- (5) 文学章，福和伸夫：直接基礎の基礎形状と基礎形式が動的相互作用効果に及ぼす影響、構造工学論文集，Vol.52B, pp.23-31, 2006.
- (6) 日本建築学会，建築基礎構造設計指針 2001.
- (7) 日本建築センター，地震時に対する建物の基礎の設計指針 2003.