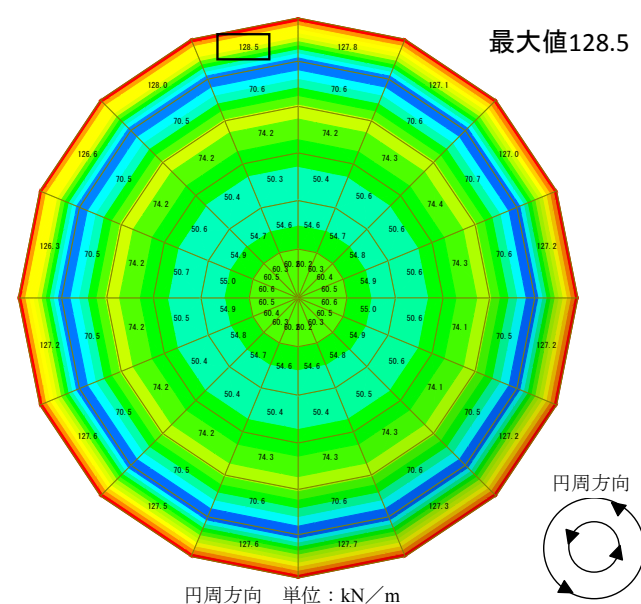
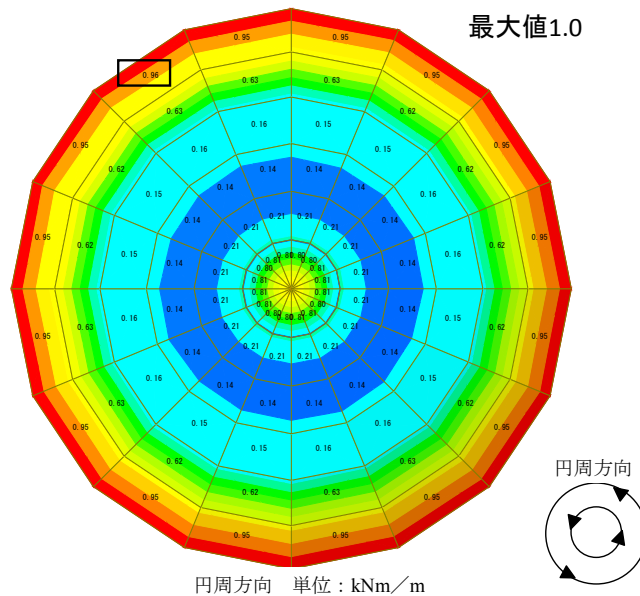
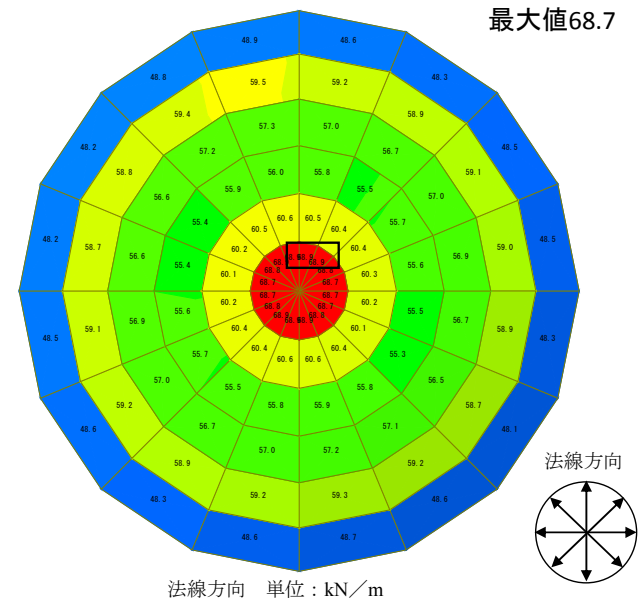
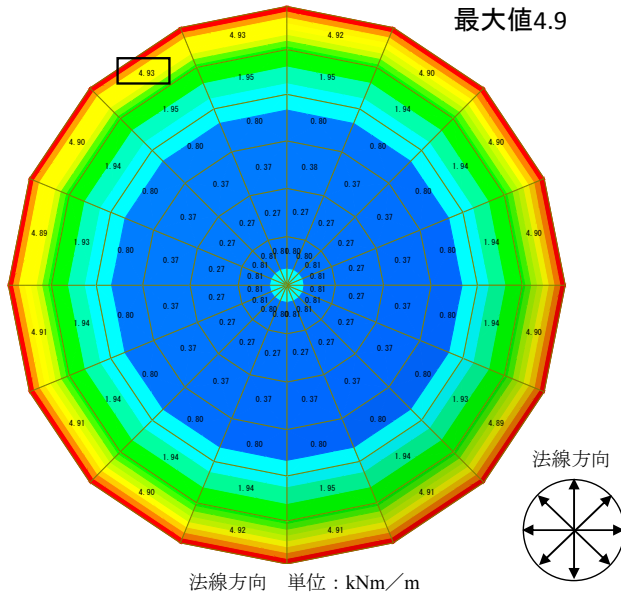


原子炉建屋 屋根版の上下地震応答解析による最大応答値



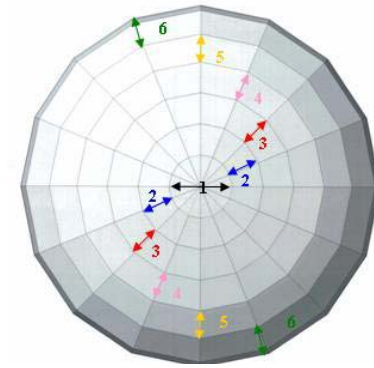
最大曲げモーメント分布

最大引張力分布

原子炉建屋 屋根版断面応力度の評価

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	シングル	シングル	シングル	シングル	シングル	シングル	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	
圧縮側断面検討	∇ OK	∇ OK	∇ OK	∇ OK	∇ OK	∇ OK	∇ OK	∇ OK	∇ 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	
引張側断面検討	Λ OK	Λ OK	Λ OK	Λ OK	Λ OK	Λ OK	Λ OK	Λ OK	Λ OK	Λ OK	Λ OK	∇ NG	
	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	

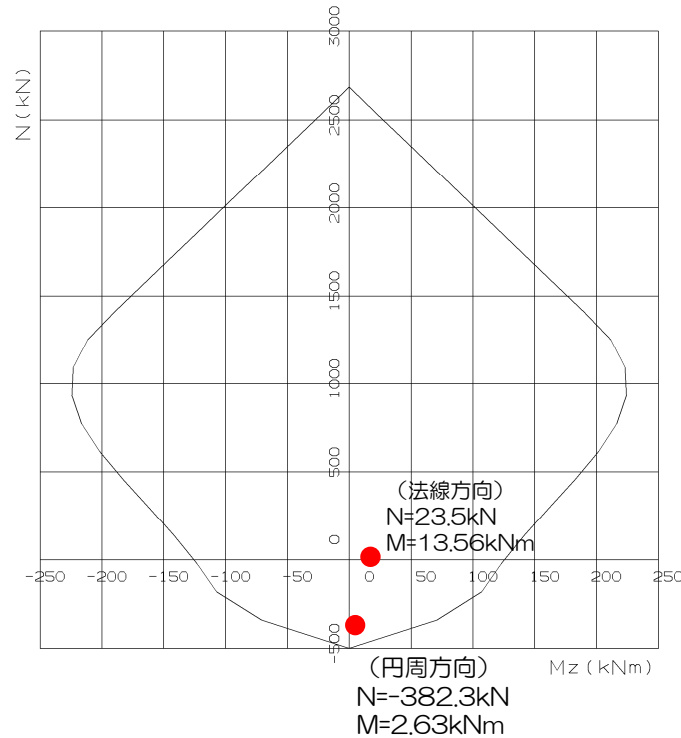


下段は許容値

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	
圧縮側断面検討		∇ OK	∇ OK	∇ OK	∇ OK	∇ OK	∇ OK	∇ OK	∇ 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	
引張側断面検討		Λ OK	Λ OK	Λ OK	Λ OK	Λ OK	Λ OK	Λ OK	全断面 圧縮	Λ OK	Λ OK	∇ NG	
		1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	

屋根版の6つの領域ごとに、短期荷重に対して発生応力度を検討した結果、領域6(周辺部)においてコンクリートのみが抵抗要素として求めた引張の短期許容応力度を上回る事となった。領域6はD13@150mmの二段配筋となっているため、鉄筋も抵抗要素に加えて再検討を行う。

原子炉建屋 屋根版断面応力度の評価2



配筋公称径D13、配筋間隔150mmの二段配筋、コンクリート厚さ200mmとし軸力-モーメント相関曲線を描いた。その結果、許容応力曲線内に最大応力が入っていることを確認した。

領域6の鉄筋を考慮した軸力-モーメント相関曲線と発生値

原子炉建屋 基礎地盤の支持力

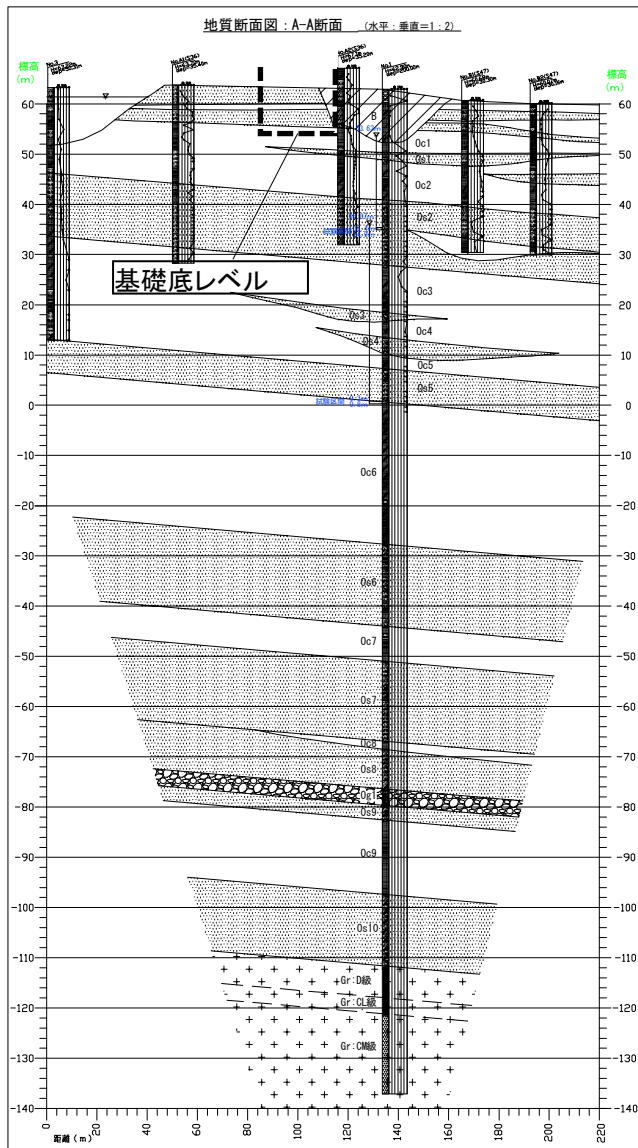
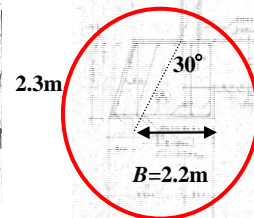
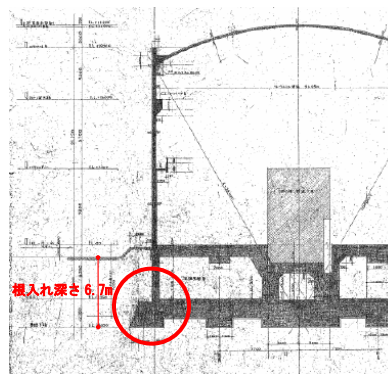
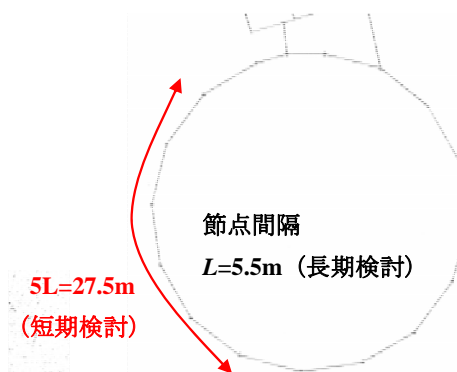


図3-2-1 地質断面図 (SH=1/1,200, SV=1/600)

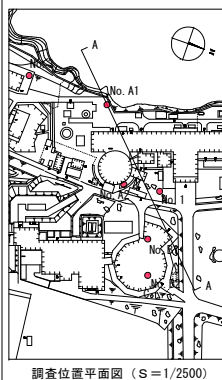
基礎底面が接地するOc1層の粘着力は372.4kN/m²、内部摩擦角5.8度(三軸圧縮試験)となっており、この値を地盤支持力の算定に用いる。



原子炉建屋基礎外周フーチング部分



長期及び短期荷重時の連続基礎としての等価長さ



凡 例

時代	地層名	記号	地質
更新世	礫土	(Symbol)	粘性土
更新世	大塚層群	Oc	粘性土層
更新世			砂質土層
更新世			砂層
白堊紀前期	成合花崗岩	(Symbol)	砂質土

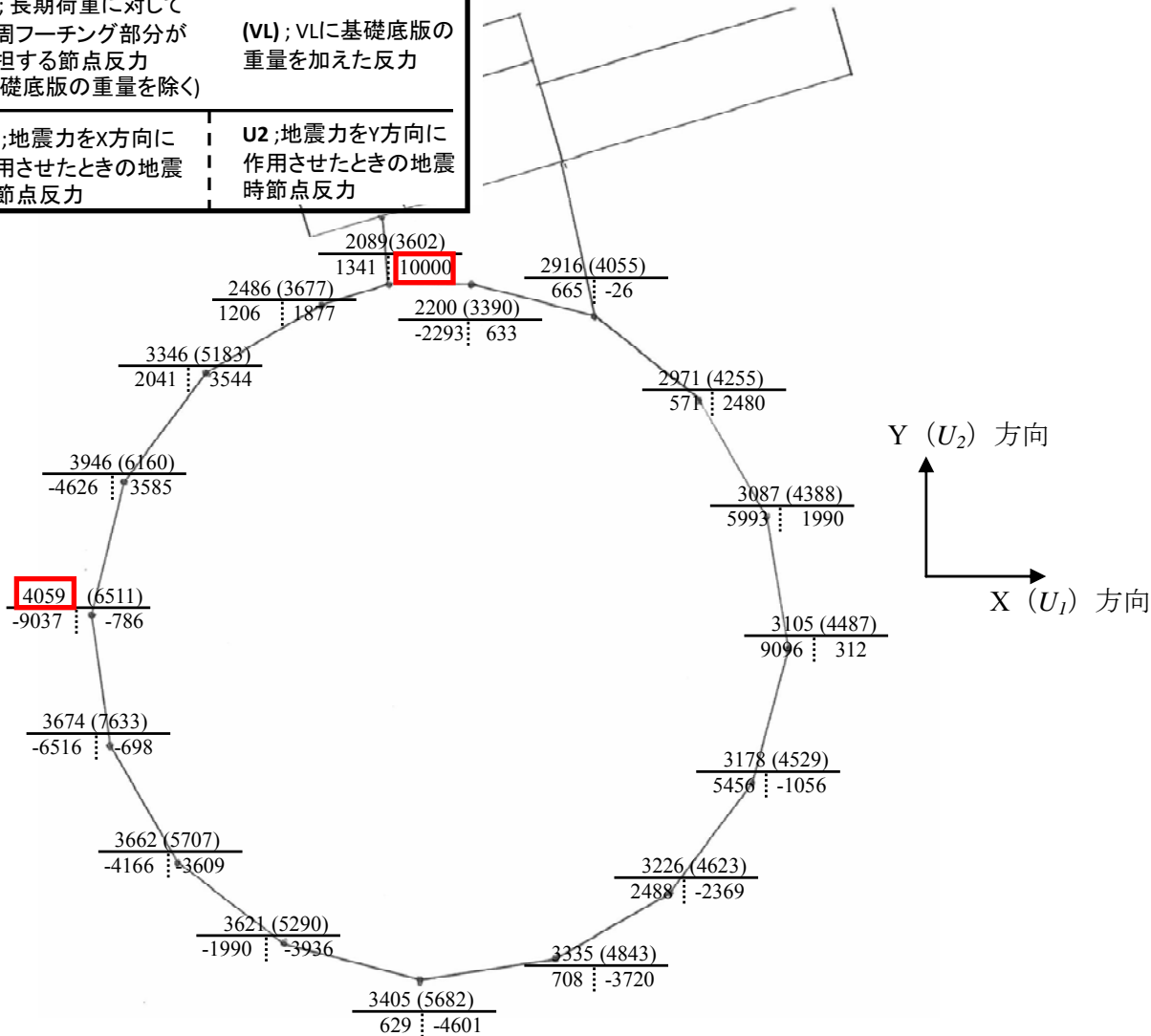
地盤の許容支持力は基礎底面外周のフーチング部分を連続基礎と見なし、国土交通省告示1113号(建築基礎構造設計指針(2001),建築学会)に従い安全率を考慮した許容支持力の算定に基づいて行う

原子炉建屋周辺地質断面

原子炉建屋 基礎地盤の反力

凡例

VL; 長期荷重に対して外周フーチング部分が負担する節点反力 (基礎底版の重量を除く)	(VL); VLに基礎底版の重量を加えた反力
U1; 地震力をX方向に作用させたときの地震時節点反力	U2; 地震力をY方向に作用させたときの地震時節点反力



単位kN 10000 は最大値を表す

長期荷重および地震時荷重時に生じるフーチング部分の接地圧(反力)を円周を16等分した各節点に対して求める。長期荷重時節点反力は地盤根入れ部分に相当する基礎底版の重量を除き算出する。後述の地震時の基礎一部の浮き上がり力に対する抵抗力算出用に基礎底版の重量を含む節点反力も計算しておく。

水平地震時の節点反力は直交2成分に対する水平力(水平地震応答解析結果に基づく)に対する転倒モーメントによるフーチング部分の反力を等価基礎長さに対して計算する。

鉛直地震時の節点反力は上下地震応答解析による基礎底版の鉛直加速度を重力加速度で除した鉛直震度を安全側に切り上げた値(0.4)にVL値を乗じて求める。

原子炉建屋 基礎地盤支持力の算定(長期荷重時)

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

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/m^2)

\Rightarrow 地盤調査報告書より $c=372.4 \text{ kN}/\text{m}^2$ とする。

γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m^3)

報告書の密度検層結果より $\gamma_1=7.9 \text{ kN}/\text{m}^3$ 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/m^3)

\Rightarrow 地盤調査報告書より $\gamma_2=17.2 \text{ kN}/\text{m}^3$ 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

$D_f=6.7\text{m}$ とする。

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 $=0^\circ$ $i_c = i_\gamma = i_q = 1.0$)

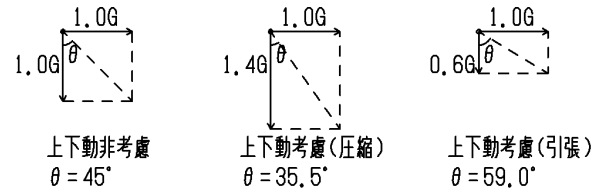
$$q_a = \frac{1}{3}(1.0 \times 372.4 \times 6.5 + 0 + 17.2 \times 6.7 \times 1.6) = \frac{1}{3}(2420.6 + 0 + 184.4)$$

$$= 868 \text{ kN}/\text{m}^2 \Rightarrow 800 \text{ kN}/\text{m}^2 \text{ とする。}$$

原子炉建屋 基礎地盤支持力の算定(短期荷重時)

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

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。

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

短期許容支持力度

$$q_a' = \frac{2}{3}(0.892 \times 372.4 \times 6.5 + 0 + 0.892 \times 17.2 \times 6.7 \times 1.6) = 1549 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow 1500 \text{ kN/m}^2 \text{ とする。}$$

原子炉建屋 基礎地盤接地圧の検討1

長期接地圧の検討

検討式：長期接地圧 = $V_{L_{max}} / A$
 ここで、 $V_L = 4059 \text{ kN}$, $A = 2.2 \times 5.5 = 12.1 \text{ m}^2$

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

接地圧の検討は
 最大節点支持力
 に対して検討する

短期接地圧の検討

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

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

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

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

$$\frac{U_1(1) + U_1(6)}{2} + \sum_{i=2}^5 U_1(i) = (2041 - 1990) / 2 + (-4626) + (-9037) + (-6516) + (-4166) = -24320$$

圧縮時の検討

$$\frac{V_L + \left| \frac{U_1(1) + U_1(6)}{2} + \sum_{i=2}^5 U_1(i) \right| + V_L \times Kv}{5A} = \frac{18825 + 24320 + 18825 \times 0.40}{5 \times 12.1}$$

$$= \frac{50675}{60.5}$$

$$= 837.6 \text{ kN/m}^2 < 1500 \text{ kN/m}^2 \text{ O.K.}$$

引張時の検討

$$V_L' - \left| \frac{U_1(1) + U_1(6)}{2} + \sum_{i=2}^5 U_1(i) \right| - V_L' \times Kv = 31247 - 24320 - 31247 \times 0.40$$

$$= -5572 \text{ kN}$$

引張時の検討を行うため次項に続く

原子炉建屋 基礎地盤接地圧の検討2

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

$$f_a = q_u / 2 \times 0.8 = 3.75 / 2 \times 0.8 = 1.50 \text{ kg}/\text{cm}^2 \\ = 150 \text{ kN}/\text{m}^2$$

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

$$\therefore Q_f = A_f \cdot f_a = 147.1 \times 150 = 22065 \text{ kN} > 5572 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$