

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-370-11 改1
提出年月日	平成30年6月18日

建物・構築物の耐震計算についての補足説明資料

補足-370-11 【原子炉建屋の耐震性評価に関する補足説明】

平成30年6月

日本原子力発電株式会社

目次

1. 概要.....	1
2. 耐震壁の分担せん断力の算定について.....	2
2.1 評価方針.....	2
2.2 評価方法.....	3
2.3 評価結果.....	5
3. ねじれを考慮した各耐震壁のせん断ひずみ.....	7
3.1 評価方針.....	7
3.2 評価方法.....	8
3.3 評価結果.....	10
4. 地下外壁の検討.....	12
4.1 荷重及び荷重の組合せ.....	12
4.2 許容限界.....	18
4.3 土圧に対する解析モデル及び諸元.....	19
4.4 評価方法.....	20
4.5 評価結果.....	22
5. 屋根スラブの検討.....	29
5.1 屋根スラブの面内せん断ひずみ.....	29
5.2 スタッドの健全性に対する検討.....	32

1. 概要

本資料は、東海第二原子力発電所の原子炉建屋の耐震性評価を補足的に説明するものである。
また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・資料V-2-2-2 「原子炉建屋の耐震性についての計算書」
- ・資料V-2-9-3-1 「原子炉建屋原子炉棟の耐震性についての計算書」

2. 耐震壁の分担せん断力の算定について

2.1 評価方針

地震応答解析結果に基づき算定した各層のせん断力より、各部位の耐震壁の評価用せん断力を求めるために分担せん断力の計算を実施する。

地震時水平荷重は、床版を剛と仮定し、1次遮蔽壁（以下「シェル壁（S/W）」という。）、原子炉棟の外壁（以下「内部ボックス壁（I/W）」という。）及び附属棟の外壁（以下「外部ボックス壁（O/W）」という。）の各耐震壁が各層で同一に変形が生じるように分配する。

2.2 評価方法

各層のせん断力に対する各耐震壁（シェル壁（S/W），内部ボックス壁（I/W），外部ボックス壁（O/W））の分配率は，既工認時の各耐震壁のせん断力分配結果より算出した値を用いる。

偏心の生じている階ではねじれによる補正係数を各耐震壁の分担せん断力に乗じて補正を行う。この際のねじれに対する補正係数についても，既工認時の補正係数を用いるものとする。

せん断力分配結果より算出した分担率を表 2-1 に，ねじれに対する補正係数を表 2-2 に示す。

表 2-1 せん断力分配率

EL. (m)	NS方向				EL. (m)	EW方向			
	I/W	S/W	O/W-W	O/W-E		I/W	S/W	O/W-N	O/W-S
63.65					63.65				
57.00	1.000				57.00	1.000			
46.50	1.000				46.50	1.000			
38.80	0.726	0.274			38.80	0.651	0.349		
34.70	0.783	0.217			34.70	0.798	0.202		
29.00	0.677	0.323			29.00	0.700	0.300		
20.30	0.528	0.216	0.257		20.30	0.501	0.191	0.308	
14.00	0.498	0.289	0.213		14.00	0.509	0.335	0.156	
8.20	0.358	0.142	0.127	0.373	8.20	0.404	0.189	0.407	
2.00	0.305	0.144	0.273	0.278	2.00	0.286	0.145	0.270	0.300
-4.00	0.318	0.181	0.250	0.251	-4.00	0.302	0.184	0.253	0.261

注) O/W-W：西側外部ボックス壁
 O/W-E：東側外部ボックス壁
 O/W-N：北側外部ボックス壁
 O/W-S：南側外部ボックス壁

表 2-2 ねじれに対する補正係数

(a) NS 方向

EL. (m)	I/W-W	I/W-E	S/W	O/W-W	I/W-E
63.65					
57.00	1.000	1.000			
46.50	1.000	1.000			
38.80	1.019	0.981	1.000		
34.70	1.030	0.970	1.000		
29.00	1.030	0.970	1.000		
20.30	1.089	0.792	0.941	1.171	
14.00	0.884	1.231	1.057	0.787	
8.20	1.218	0.913	1.066	1.306	0.807
2.00	0.991	1.008	1.000	0.986	1.014
-4.00	0.991	1.008	1.000	0.986	1.014

注) I/W-W : 西側内部ボックス壁

I/W-E : 東側内部ボックス壁

O/W-W : 西側外部ボックス壁

O/W-E : 東側外部ボックス壁

(b) EW 方向

EL. (m)	I/W-N	I/W-S	S/W	O/W-N	I/W-S
63.65					
57.00	1.000	1.000			
46.50	1.000	1.000			
38.80	1.076	0.927	0.997		
34.70	1.051	0.951	0.997		
29.00	1.051	0.951	0.997		
20.30	0.897	1.282	1.102	0.798	
14.00	0.971	1.045	1.010	0.951	
8.20	0.934	1.269	1.113	0.846	
2.00	1.068	0.939	0.999	1.102	0.905
-4.00	1.049	0.954	0.998	1.073	0.929

注) I/W-N : 北側内部ボックス壁

I/W-S : 南側内部ボックス壁

O/W-N : 北側外部ボックス壁

O/W-S : 南側外部ボックス壁

2.3 評価結果

基準地震動 S_s による地震応答解析結果を包絡させた荷重に対して、各耐震壁（シェル壁（S/W）、内部ボックス壁（I/W）、外部ボックス壁（O/W））の分担せん断力の算定した結果を表 2-3 に示す。

表 2-3 ねじれ補正後の分担せん断力

(a) NS 方向

ねじれ補正後せん断力 ($\times 10^3$ kN)					
EL. (m)	I/W-W	I/W-E	S/W	O/W-W	O/W-E
63.65					
57.00	13.15	13.15			
46.50	23.50	23.50			
38.80	41.80	41.02	30.97		
34.70	79.85	77.52	42.97		
29.00	91.70	89.03	84.95		
20.30	107.0	98.21	80.36	112.0	
14.00	121.3	149.3	148.8	103.8	
8.20	137.0	112.5	95.07	104.2	234.3
2.00	109.8	110.7	103.7	196.6	203.0
-4.00	137.1	138.2	156.1	215.5	219.4

注) I/W-W : 西側内部ボックス壁
 I/W-E : 東側内部ボックス壁
 O/W-W : 西側外部ボックス壁
 O/W-E : 東側外部ボックス壁

(b) EW 方向

ねじれ補正後せん断力 ($\times 10^3$ kN)					
EL. (m)	I/W-N	I/W-S	S/W	O/W-N	O/W-S
63.65					
57.00	12.25	12.25			
46.50	22.05	22.05			
38.80	36.08	33.53	35.95		
34.70	79.26	75.42	38.18		
29.00	98.96	94.15	80.70		
20.30	93.4	119.8	78.51	114.9	
14.00	123.7	129.3	164.5	75.8	
8.20	129.9	164.9	135.3	261.8	
2.00	111.2	104.2	105.6	216.7	218.4
-4.00	134.4	128.1	156.1	230.3	221.4

注) I/W-N : 北側内部ボックス壁
 I/W-S : 南側内部ボックス壁
 O/W-N : 北側外部ボックス壁
 O/W-S : 南側外部ボックス壁

3. ねじれを考慮した各耐震壁のせん断ひずみ

3.1 評価方針

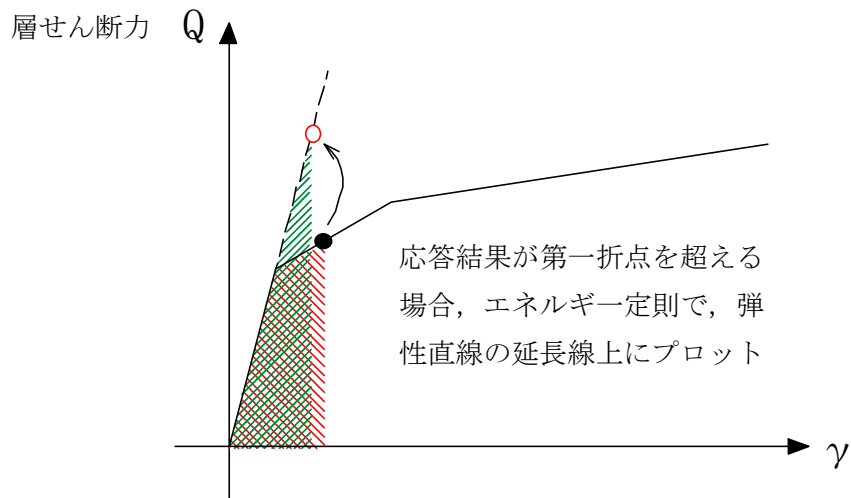
基準地震動 S_s による地震応答解析結果を包絡させたせん断力に対して、各耐震壁（シェル壁（S/W）、内部ボックス壁（I/W）、外部ボックス壁（O/W））のせん断ひずみを算定して、各部位の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界（最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} ）を超えないことを確認する。

なお、各耐震壁のせん断ひずみは、基準地震動 S_s による地震応答解析結果を包絡させたせん断力に対して、弾性限界を超えた場合はエネルギー一定則を用いて評価する。

3.2 評価方法

基準地震動 S_s による地震応答解析結果を包絡させた各層の最大せん断力を、「2. 耐震壁の分担せん断力の算定について」で示したせん断力分配方法を用いて、各耐震壁のせん断力を算定する。

ここで、各層のせん断力が、弾性限界を超えている場合（せん断スケルトンカーブ上の第1折点）は、エネルギー一定側に基づき、弾性直線の延長上のせん断力を求めた後に、せん断力分配率を用いて各耐震壁（シェル壁（S/W）、内部ボックス壁（I/W）、外部ボックス壁（O/W））のせん断力を算出し、せん断ひずみを評価する。エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断ひずみの評価方法を図 3-1 に示す。



エネルギー一定則で、弾性直線の延長線上で求めたせん断力を、せん断力分配率、ねじれ補正係数を用いて各耐震壁に分配

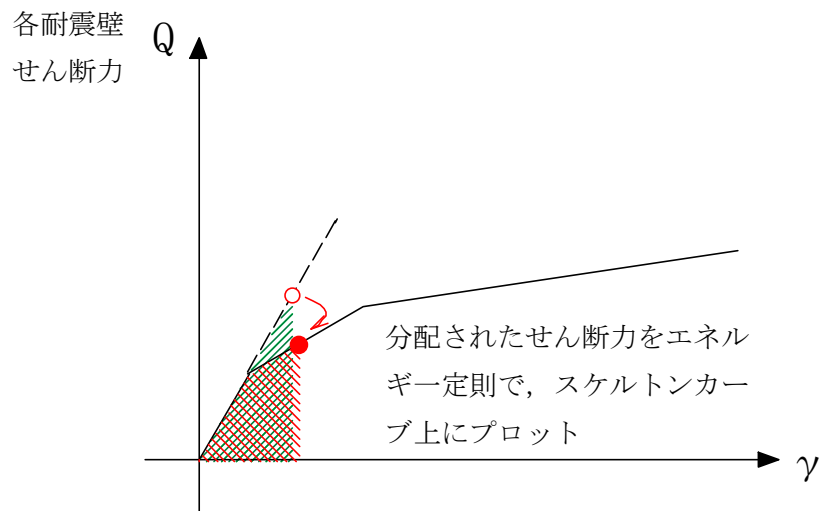


図 3-1 エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断ひずみの評価方法

3.3 評価結果

各耐震壁（シェル壁（S/W）、内部ボックス壁（I/W）、外部ボックス壁（O/W））の算定したせん断ひずみを表 3-1 に示す。

表 3-1 より、各耐震壁の最大せん断ひずみは西側内部ボックス壁（EW 方向、EL. 20.3m～EL. 29.0m）の 1.59×10^{-3} であり、許容限界の最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} を超えないことを確認した。

表 3-1 各耐震壁の最大せん断ひずみ

(a) NS 方向

最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)					
EL. (m)	I/W-W	I/W-E	S/W	O/W-W	O/W-E
63.65					
57.00	0.11	0.11			
46.50	0.20	0.20			
38.80	0.27	0.26	0.04		
34.70	0.56	0.54	0.18		
29.00	1.22	1.17	0.56		
20.30	0.85	0.47	0.46	0.23	
14.00	0.75	0.55	0.79	0.43	
8.20	0.32	0.31	0.22	0.21	0.15
2.00	0.21	0.22	0.18	0.18	0.14
-4.00	0.24	0.24	0.23	0.23	0.22

注) I/W-W : 西側内部ボックス壁
 I/W-E : 東側内部ボックス壁
 O/W-W : 西側外部ボックス壁
 O/W-E : 東側外部ボックス壁

(b) EW 方向

最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)					
EL. (m)	I/W-N	I/W-S	S/W	O/W-N	O/W-S
63.65					
57.00	0.11	0.11			
46.50	0.21	0.21			
38.80	0.12	0.13	0.05		
34.70	0.22	0.26	0.14		
29.00	0.54	0.65	0.36		
20.30	1.59	0.36	0.66	0.23	
14.00	0.63	1.12	0.73	0.56	
8.20	0.59	0.44	0.58	0.27	
2.00	0.24	0.24	0.20	0.18	0.14
-4.00	0.26	0.25	0.24	0.23	0.22

注) I/W-N : 北側内部ボックス壁
 I/W-S : 南側内部ボックス壁
 O/W-N : 北側外部ボックス壁
 O/W-S : 南側外部ボックス壁

4. 地下外壁の検討

原子炉建屋の地下外壁について、地震による面内荷重と土圧による面外荷重を受けた際の健全性について検討する。

4.1 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。

4.1.1 荷重

(1) 地震荷重 (Ks)

地下外壁に作用する基準地震動 S_s による地震荷重は、「2. 耐震壁の分担せん断力の算定について」にて算定した結果を用いる。

(2) 土圧荷重 (EK)

土圧荷重は、常時土圧 (E_0) 及び地震時増分土圧 (E_s) を設定する。土圧荷重の算定に用いる地盤物性を表 4-1 に示す。なお、土圧荷重算定時の地下水位は基礎下端 (EL. -9.0 m) とする。

表 4-1 地盤物性値

EL. (m)	地層名	層厚 (m)	単位体積質量 (t/m^3)
8.0	FL(U)	12.0	2.10
-4.0			
-9.0	FL(L)	5.0	2.10

a. 常時土圧 (E₀)

常時土圧荷重は、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 11991 追補版 ((社) 日本電気協会)」(以下、「J E A G 4 6 0 1 - 11991 追補版」という。)及び「建築基礎構造設計指針 ((社) 日本建築学会, 2001)」に基づき、下式の通り算定する。常時土圧荷重の算定結果を表 4-2 に示す。

$$p_0 = K_0 \gamma z$$

ここで,

p_0 : 深さ z (m)における単位面積当たりの静止土圧 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数 (0.5)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

表 4-2 常時土圧荷重

EL. (m)	γ (kN/m ³)	設計用常時土圧 (kN/m ²)
8.0	20.6	0.0
-4.0	20.6	123.6
-9.0	20.6	175.0

b. 地震時増分土圧荷重

地震時増分土圧荷重は、修正物部・岡部式及び「J E A G 4 6 0 1－1991 追補版」に基づいて求めた包絡値を用いる。また、「J E A G 4 6 0 1－1991 追補版」による地震時増分土圧荷重は、保守的に加力側および支持側に対してそれぞれ算定し、修正物部・岡部式及び「J E A G 4 6 0 1－1991 追補版」の包絡値を加力側及び支持側両方に考慮する。それぞれの算定方法を以下に示す。

(a) 修正物部・岡部式

原子炉建屋地下外壁に対し加力側に作用する地震時土圧は地震時主動土圧係数及び鉛直震度を用いた下式により算定する。なお、増分土圧分布は下式による主動土圧を合力とする上端を 0、下端を 2/H 倍とした三角形分布の値より常時土圧荷重を差し引いた値とする。

$$P_{EA} = 1/2 K_{AS} \gamma (1 - K_v) H^2$$

ここで、

- P_{EA} : 地震時主動土圧 (kN)
- K_{AS} : 地震時主動土圧係数
- γ : 地盤の単位体積重量 (kN/m³)
- K_v : 鉛直震度
- H : 地盤一般部の厚さ (m)

(b) 「J E A G 4 6 0 1－1991 追補版」

イ. 加力側増分土圧

原子炉建屋地下外壁に対し加力側に作用する地震時増分土圧は地盤一般部の加速度を用いた下式により算定する。

$$p_a = 0.6 r \rho H_a a_{max}$$

ここで、

- p_a : 加力側増分土圧 (kN/m²)
- ρ : 地盤一般部の密度 (= γ/g) (kN・s²/m⁴)
- γ : 地盤の単位体積重量 (kN/m³)
- g : 重力加速度 (m/s²)
- H_a : 地盤一般部の厚さ (m)
- a_{max} : 地表面の最大応答加速度 (m/s²)
- r : 埋め戻し土部分の補正係数 (1.0)

ロ. 支持側増分土圧

原子炉建屋地下外壁を支え支持側に作用する地震時増分土圧は地震応答解析による建屋の慣性力を用いた下式により算定する。なお、支持側増分土圧分布は下式による平均土圧を上端で1.5倍、下端で0.5倍とした直線分布の値とする。

$$\overline{p_{si}} = \beta_i F / (BH_i)$$

ここで、

- $\overline{p_{si}}$: i層の支持側増分土圧の平均値 (kN/m²)
- F : 建屋の慣性力 (kN)
- B : 建屋の奥行き幅 (m)
- H_i : i層の厚さ (m)
- β_i : 建屋の慣性力に対する側方地盤部 i層の分担率

地震時増分土圧荷重の算定結果を表 4-3 及び表 4-4 に、修正物部・岡部式及び「JEAG4601-1991 追補版」にて算定した地震時増分土圧荷重の比較を図 4-1 に示す。

表 4-3 (1/2) 地震時増分土圧荷重 (修正物部・岡部式)

(a) NS 方向

γ (kN/m ³)	H (m)	K _{AS}	K _v	P _{EA} (kN)
20.6	17.0	4.43	0.667	4390

(b) EW 方向

γ (kN/m ³)	H (m)	K _{AS}	K _v	P _{EA} (kN)
20.6	17.0	1.72	0.237	3905

表 4-3 (2/2) 地震時増分土圧荷重 (JEAG4601-1991 追補版)

(a) 加力側

ρ (t/m ³)	H _a (m)	a _{max} (m/s ²)	p _a (kN/m ²)
2.10	17.0	10.0	214.2

(b) 支持側 (NS 方向)

EL. (m)	β_i	F (kN)	B (m)	H _i (m)	$\overline{p_{si}}$ (kN/m ²)
8.0	0.072	1260000	68.25	12.0	110.3
-4.0				5.0	562.8
-9.0	0.152				

(c) 支持側 (EW 方向)

EL. (m)	β_i	F (kN)	B (m)	H _i (m)	$\overline{p_{si}}$ (kN/m ²)
8.0	0.072	1280000	68.50	12.0	111.8
-4.0				5.0	570.3
-9.0	0.153				

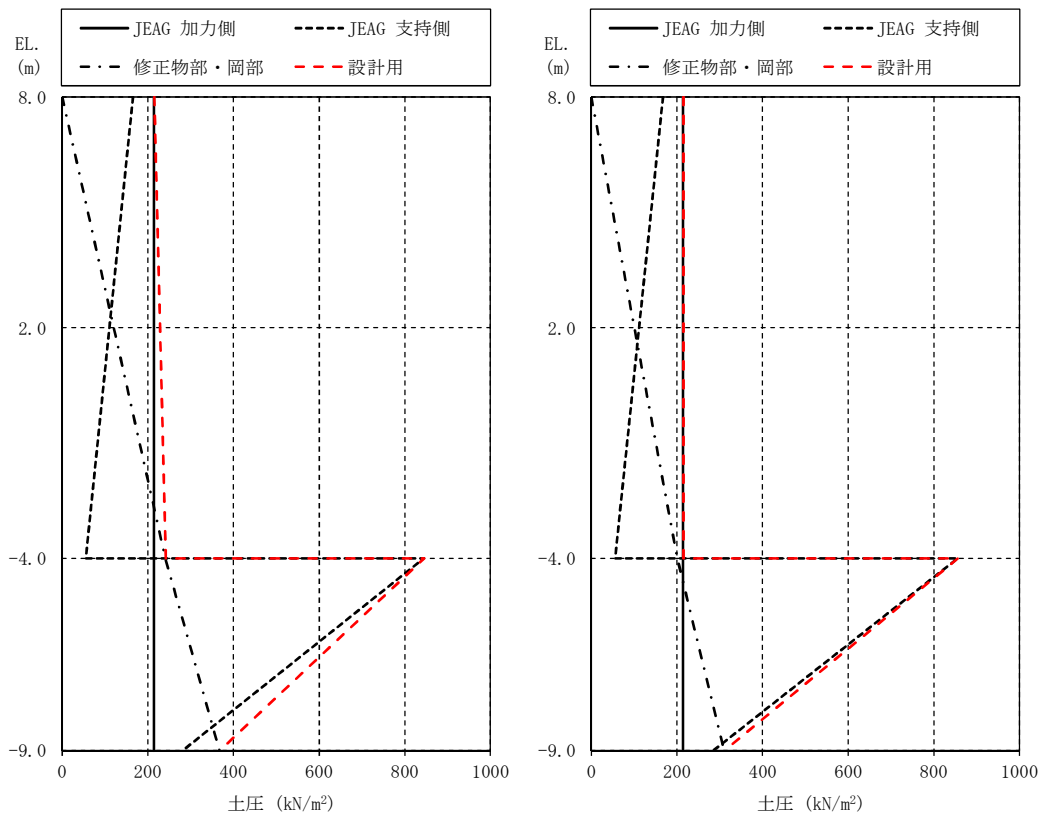
表 4-4 地震時増分土圧荷重

(a) NS 方向

EL. (m)	修正物部・岡部式 (kN/m ³)	「JEAG4601-1991 追補版」		設計用 (kN/m ³)
		加力側 (kN/m ³)	支持側 (kN/m ³)	
8.0	0.0	214.2	165.5	215
-4.0	241.1	214.2	55.2	242
	241.1	214.2	844.2	845
-9.0	367.2	214.2	281.4	368

(b) EW 方向

EL. (m)	修正物部・岡部式 (kN/m ³)	「JEAG4601-1991 追補版」		設計用 (kN/m ³)
		加力側 (kN/m ³)	支持側 (kN/m ³)	
8.0	0.0	214.2	167.7	215
-4.0	200.8	214.2	55.9	215
	200.8	214.2	855.5	856
-9.0	310.2	214.2	285.2	311



(a) NS 方向

(b) EW 方向

図 4-1 地震時増分土圧荷重の比較

4.1.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-5 に示す。

表 4-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	EK + K _s

EK : 土圧荷重

K_s : 地震荷重

4.2 許容限界

コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 4-6 及び表 4-7 に示す。

表 4-6 コンクリートの許容応力度

Fc (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)
22.1	14.7	1.06

表 4-7 鉄筋の許容応力度

引張及び圧縮 (N/mm ²)	せん断補強 (N/mm ²)
SD345※	SD345※
345	345

※：建設当時の鉄筋の種類は SD35 であるが現在の規格 (SD345) に読み替えた許容応力度を示す。

4.3 土圧に対する解析モデル及び諸元

土圧に対する解析モデルは、外壁に取り付く床により面外方向の変形が拘束されるため、単位幅について床で支持された連続梁モデルとして評価する。なお、基礎スラブは外壁に対し板厚が厚いため壁の下端は固定端とする。解析モデルを図 4-2 に、使用材料（鉄筋コンクリート）の物性値を表 4-8 に示す。

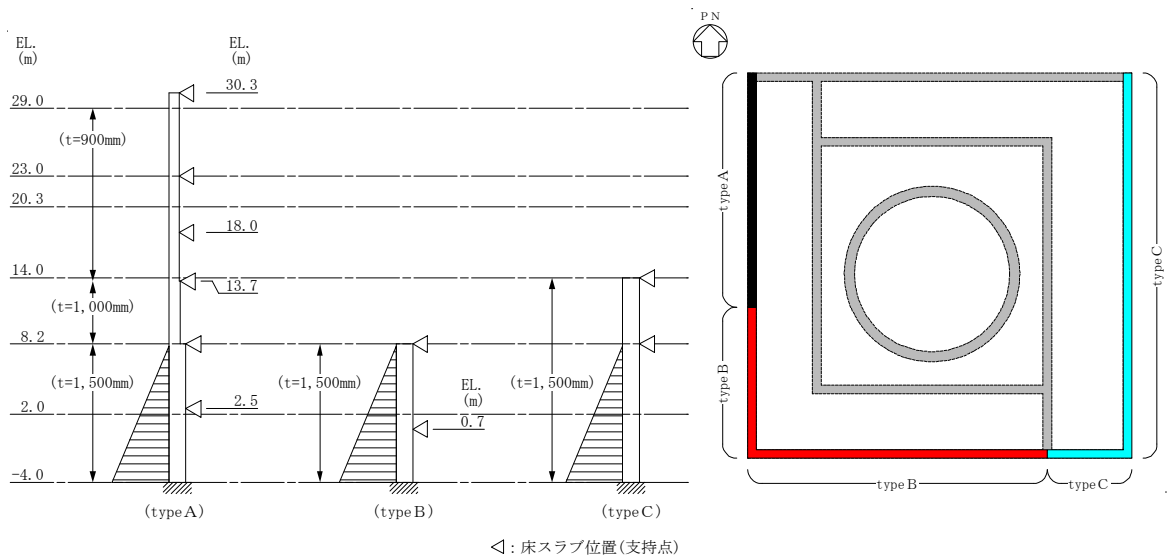


図 4-2 解析モデル

表 4-8 鉄筋コンクリートの物性値

コンクリートの 設計基準強度 F_c (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
22.1	2.21×10^4	0.2

4.4 評価方法

地下外壁について、連続梁モデルを用いた弾性応力解析により土圧に対する曲げモーメントを算出する。その後、「2. 耐震壁の分担せん断力の算定について」において算定した各耐震壁の地震荷重を組合せて健全性を評価する。

(1) 荷重ケース

S_s 地震時の応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

- E_0 : 常時土圧
- E_{SEW} : S_s 地震時増分土圧荷重 (EW 方向)
- E_{SNS} : S_s 地震時増分土圧荷重 (NS 方向)
- K_{SEW} : EW 方向 S_s 地震荷重
- K_{SNS} : NS 方向 S_s 地震荷重
- K_{SDU} : 鉛直方向 S_s 地震荷重

(2) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-9 に示す。

地震による面内荷重と土圧による面外荷重の向きは直交することから、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 1 - 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 4-9 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ	検討対象
S_s 地震時	1-1	$E_0+1.0E_{SEW}+0.4K_{SNS}-0.4S_{DU}$	西側壁, 東側壁
	1-2	$E_0+1.0E_{SEW}+0.4K_{SNS}+0.4S_{DU}$	西側壁, 東側壁
	1-3	$E_0+1.0E_{SNS}+0.4K_{SEW}-0.4S_{DU}$	南側壁
	1-4	$E_0+1.0E_{SNS}+0.4K_{SEW}+0.4S_{DU}$	南側壁
	1-5	$E_0+0.4E_{SEW}+1.0K_{SNS}-0.4S_{DU}$	西側壁, 東側壁
	1-6	$E_0+0.4E_{SEW}+1.0K_{SNS}+0.4S_{DU}$	西側壁, 東側壁
	1-7	$E_0+0.4E_{SNS}+1.0K_{SEW}-0.4S_{DU}$	南側壁
	1-8	$E_0+0.4E_{SNS}+1.0K_{SEW}+0.4S_{DU}$	南側壁

(3) 曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる曲げモーメントが、短期許容曲げモーメントを超えないことを確認する。

$$M_A = a_t \cdot f_t \cdot j$$

ここで、

M_A : 短期許容曲げモーメント (N・mm)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)

f_t : 引張鉄筋の短期許容引張応力度 (N/mm²)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

(4) 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる面外せん断力が、次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$$

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

α : 許容せん断力の割り増し係数
(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M/(Q \cdot d) + 1}$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度で、表 4-7 に示す値 (N/mm²)

4.5 評価結果

外壁の端部モーメント，中央モーメント及びせん断力を表 4-10 に，壁の配筋一覧を表 4-11 に示す。また，「4.4 評価方法」に基づいた断面の評価を表 4-12～表 4-17 に示す。評価結果は面内曲げに対して厳しい結果となる鉛直上向きの組合せケースを示す。

S_s地震時の面内地震荷重と面外土圧荷重の組合せに対して，発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 4-10 端部モーメント，中央モーメント及びせん断力

(1) E₀+1.0E_s

	壁方向	端部モーメント (kN・m/m)	中央モーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)
type A	NS 方向	1130	562	1050
type B	NS 方向	1320	1150	1170
	EW 方向	1370	1180	1220
type C	NS 方向	4190	2030	1990
	EW 方向	4410	2120	2110

(2) E₀+0.4E_s

	壁方向	端部モーメント (kN・m/m)	中央モーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)
type A	NS 方向	683	337	636
type B	NS 方向	670	544	597
	EW 方向	691	556	616
type C	NS 方向	2290	1080	1130
	EW 方向	2380	1110	1180

表 4-11 壁の配筋

位置	外側鉄筋	断面積 (mm ² /m)	内側鉄筋	断面積 (mm ² /m)
南面壁 (t=1500)	1-D35 @100+1-D35 @200 (タテ、ヨコ共)	14349	2-D35 @200 (タテ、ヨコ共)	9566
西面壁 (t=1500)	1-D38 @100+1-D38 @200 (タテ、ヨコ共)	17100	タテ：2-D38 @200 ヨコ：2-D35 @200	11400 9566
東面壁 (t=1500)	1-D35 @100+1-D35 @200 (タテ、ヨコ共)	14349	2-D35 @200 (タテ、ヨコ共)	9566

表 4-12 南側壁（地震時土圧荷重 1.0+地震荷重 0.4）

部 位		ケース 1-3			
		type B		type C	
		端部	中央	端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500×1000		1500×1000	
有効せい d (mm)		1440		1440	
鉄筋量 (mm ²)	外側	14349	—	14349	—
	内側	—	9566	—	9566
地震	面内せん断力 (kN) ※1	88560		88560	
	面内曲げモーメント (kN・m) ※1	1004400		1004400	
土圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	1370	1180	4410	2120
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		130.5	152.6	298.5	231.5
許容値 f_t (N/mm ²)		345	345	345	345
検定値 σ_t/f_t		0.38	0.44	0.87	0.67
発生せん断力 Q (kN)		1220		2110	
せん断スパン比による 割増係数 α		2.0		1.63	
許容値 Q_A (kN)		2671		2178	
検定値 Q/Q_A		0.45		0.96	
判 定		可	可	可	可

※1：地震時のせん断力及び曲げモーメントは検定する壁全体に生じる値。

表 4-13 南側壁（地震時土圧荷重 0.4+地震荷重 1.0）

部 位		ケース 1-7			
		type B		type C	
		端部	中央	端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500×1000		1500×1000	
有効せい d (mm)		1440		1440	
鉄筋量 (mm ²)	外側	14349	—	14349	—
	内側	—	9566	—	9566
地震	面内せん断力 (kN) ※1	221400		221400	
	面内曲げモーメント (kN・m) ※1	2511000		2511000	
土圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	691	556	2380	1110
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		176.6	184.5	270.3	230.7
許容値 f_t (N/mm ²)		345	345	345	345
検定値 σ_t/f_t		0.51	0.53	0.78	0.67
発生せん断力 Q (kN)		616		1180	
せん断スパン比による 割増係数 α		2.0		1.66	
許容値 Q_A (kN)		2671		2222	
検定値 Q/Q_A		0.23		0.52	
判 定		可	可	可	可

※1：地震時のせん断力及び曲げモーメントは検定する壁全体に生じる値。

表 4-14 西側壁（地震時土圧荷重 1.0+地震荷重 0.4）

部 位		ケース 1-1			
		type A		type B	
		端部	中央	端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500×1000		1500×1000	
有効せい d (mm)		1440		1440	
鉄筋量 (mm ²)	外側	17100	—	17100	—
	内側	—	11400	—	11400
地震	面内せん断力 (kN) ※1	86200		86200	
	面内曲げモーメント (kN・m) ※1	1824400		1824400	
土圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	1130	562	1320	1150
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		96.9	83.4	105.6	124.5
許容値 f_t (N/mm ²)		345	345	345	345
検定値 σ_t/f_t		0.28	0.24	0.31	0.36
発生せん断力 Q (kN)		1050		1170	
せん断スパン比による 割増係数 α		2.0		2.0	
許容値 Q_A (kN)		2671		2671	
検定値 Q/Q_A		0.39		0.43	
判 定		可	可	可	可

※1：地震時のせん断力及び曲げモーメントは検定する壁全体に生じる値。

表 4-15 西側壁（地震時土圧荷重 0.4+地震荷重 1.0）

部 位		ケース 1-5			
		type A		type B	
		端部	中央	端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500×1000		1500×1000	
有効せい d (mm)		1440		1440	
鉄筋量 (mm ²)	外側	17100	—	17100	—
	内側	—	11400	—	11400
地震	面内せん断力 (kN) ※1	215500		215500	
	面内曲げモーメント (kN・m) ※1	4561000		4561000	
土圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	683	337	670	544
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		179.6	171.4	179.0	185.8
許容値 f_t (N/mm ²)		345	345	345	345
検定値 σ_t/f_t		0.52	0.50	0.52	0.54
発生せん断力 Q (kN)		636		697	
せん断スパン比による 割増係数 α		2.0		2.0	
許容値 Q_A (kN)		2671		2671	
検定値 Q/Q_A		0.23		0.22	
判 定		可	可	可	可

※1：地震時のせん断力及び曲げモーメントは検定する壁全体に生じる値。

表 4-16 東側壁（地震時土圧荷重 1.0+地震荷重 0.4）

部 位		ケース 1-1		
		type C		
		端部	中央	
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500 × 1000		
有効せい d (mm)		1440		
鉄筋量 (mm ²)		外側	14349	—
		内側	—	9566
地震	面内せん断力 (kN) ※1		87760	
	面内曲げモーメント (kN・m) ※1		1524800	
土圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)		4190	2030
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		285.3	222.3	
許容値 f_t (N/mm ²)		345	345	
検定値 σ_t/f_t		0.83	0.64	
発生せん断力 Q (kN)		1990		
せん断スパン比による 割増係数 α		1.62		
許容値 Q_A (kN)		2169		
検定値 Q/Q_A		0.91		
判 定		可	可	

※1：地震時のせん断力及び曲げモーメントは検定する壁全体に生じる値。

表 4-17 東側壁（地震時土圧荷重 0.4+地震荷重 1.0）

部 位		ケース 1-5	
		type C	
		端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500×1000	
有効せい d (mm)		1440	
鉄筋量 (mm ²)	外側	14349	—
	内側	—	9566
地震	面内せん断力 (kN) ※1	219400	
	面内曲げモーメント (kN・m) ※1	3812000	
土圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	2290	1080
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		284.7	246.9
許容値 f_t (N/mm ²)		345	345
検定値 σ_t/f_t		0.83	0.72
発生せん断力 Q (kN)		1130	
せん断スパン比による 割増係数 α		1.66	
許容値 Q_A (kN)		2217	
検定値 Q/Q_A		0.50	
判 定		可	可

※1：地震時のせん断力及び曲げモーメントは検定する壁全体に生じる値。

5. 屋根スラブの検討

5.1 屋根スラブの面内せん断ひずみ

5.1.1 評価方針

基準地震動 S_s による屋根トラスの3次元立体フレームモデルの地震応答解析結果を用いて、屋根スラブの最大面内せん断ひずみが許容限界（最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} ）を超えないことを確認する。

5.1.2 評価方法

基準地震動 S_s による屋根トラスの3次元FEMモデルの地震応答解析結果を用いて、屋根スラブの面内せん断ひずみを算定する。

主トラス上弦材の節点変位を通りごとに平均し、通り芯間の相対変位を求め、せん断ひずみに換算する。解析モデルの伏図を図5-1に示す。



図5-1 屋根トラス伏図

5.1.3 評価結果

主トラス間における，屋根スラブの面内せん断ひずみの各ケース最大値を表 5-1 に示す。

表 5-1 より，屋根スラブの最大面内せん断ひずみは，地盤物性のばらつきを考慮したケース（ $+\sigma$ ）の K 通り - L 通り間の 1.04×10^{-3} であり，許容限界の最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} を超えないことを確認した。

表 5-1 屋根スラブの最大面内せん断ひずみ

位置	せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)			最大値
	基本ケース	地盤物性のばらつき考慮 ($+\sigma$ 相当)	地盤物性のばらつき考慮 ($-\sigma$ 相当)	
K 通り～L 通り間	0.83	1.04	0.73	1.04
L 通り～M 通り間	0.49	0.61	0.40	0.61
M 通り～N 通り間	0.14	0.17	0.12	0.17
N 通り～P 通り間	0.20	0.31	0.16	0.31
P 通り～Q 通り間	0.51	0.64	0.43	0.64
Q 通り～R 通り間	0.79	0.99	0.69	0.99

5.2 スタッドの健全性に対する検討

5.2.1 評価方針

基準地震動 S_s に対する地震応答解析より得られた水平震度により、屋根スラブのスタッドに発生する最大せん断力が、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

なお、評価対象部位は、主トラスの支配幅が最も広いP通りとし、動的地震力には地盤物性のばらつきを考慮する。

5.2.2 評価方法

(1) 荷重

水平地震荷重は、屋根スラブ重量に、基準地震動 S_s による地震応答解析より得られた屋根面の最大応答加速度より算定した水平震度を乗じて求める。表 5-2 に算定に用いる屋根スラブ重量を、表 5-3 に地震応答解析より得られる最大応答加速度及び水平震度を示す。

表 5-2 屋根スラブ重量

部 位	仕 上 げ	重 量
屋根スラブ	防水シート	3 kgf/m ²
	アスファルト防水層	37 kgf/m ²
	コンクリート (t=100 mm)	240 kgf/m ²
	デッキプレート部コンクリート	45 kgf/m ²
	デッキプレート	18 kgf/m ²
	合 計	343 kgf/m ² →3400 N/m ²

表 5-3 最大応答加速度 (屋根部)

組合せ	解析ケース	NS 方向 (cm/s ²)	EW 方向 (cm/s ²)	組合せ (cm/s ²)	鉛直 震度
1.0×NS+0.4×EW	基本ケース	1303	1089	1739	1.78
	地盤物性のばらつきを考慮 (+σ)	1624	1518	2231	2.28
	地盤物性のばらつきを考慮 (-σ)	1124	1295	1642	1.68
0.4×NS+1.0×EW	基本ケース	1268	1328	1835	1.88
	地盤物性のばらつきを考慮 (+σ)	1624	1518	2168	2.22
	地盤物性のばらつきを考慮 (-σ)	1124	1295	1745	1.78

(2) 使用材料及び許容値

スタッドの許容応力度を表 5-4 に、コンクリートの物性値を表 5-5 に示す。また、主トラス上弦材と屋根スラブの概要を図 5-2 に示す。

表 5-4 スタッドの許容応力度

種 類	F 値 (N/mm ²)	短 期 (N/mm ²)
		引 張
SS400※1	235	235

※1：建設当時の鋼材の種類は SS41 であるが現在の規格 (SS400) に読み替えた許容応力度を示す。

表 5-5 コンクリートの物性値

Fc (N/mm ²)	ヤング係数 Ec (N/mm ²)
22.1	2.21×10 ⁴

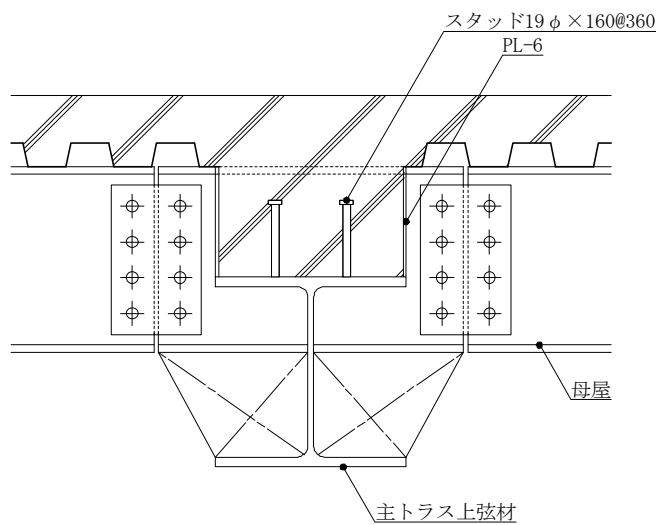


図 5-2 主トラス上弦材と屋根スラブの概要図

(3) スタッドの評価方法

屋根スラブのスタッドの評価は、評価対象部位に生じるせん断力が許容せん断耐力を超えないことを確認する。

a. 発生せん断力

水平地震荷重により生じるスタッド1本あたりのせん断力は次式により求める。なお、算定に用いる寸法を図5-3に示す。

$$q_1 = k \times w \times L \times B / n_1$$

ここで、

k : 水平震度

w : 屋根スラブの重量 (N/m²)

L : 主トラスの材長 (m)

B : 主トラスの支配幅 (m)

n₁ : 主トラス1台の全スタッド本数

曲げにより生じるスタッド1本あたりのせん断力は次式により求める。

$$q_2 = {}_sN_u / n_2$$

ここで、

${}_sN_u$: 主トラス上弦材の最大発生軸力 (N/mm²)

n₂ : 主トラス中央から端部までのスタッド本数



図5-3 評価対象部位寸法

b. 許容せん断耐力

屋根スラブのスタッドの許容せん断耐力は、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき次式により求める。

(スタッド1本あたりの許容せん断力)

$$Q_a = \min(sQ_a, ccQ_a)$$

ただし

$$sQ_a = \phi_1 \cdot 0.7_s \sigma_y \cdot sA$$

$$ccQ_a = \phi_2 \cdot c \sigma_c \cdot sA$$

ここで、

ϕ_1 : 低減係数で $\phi_1=1.0$

ϕ_2 : 低減係数で $\phi_2=2/3$

$s \sigma_y$: スタッドの降伏強度で表 5-4 に示す値 (N/mm²)

$c \sigma_c$: コンクリートの支圧強度で $0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$ (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度で表 5-5 に示す値 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数で表 5-5 に示す値 (N/mm²)

sA : スタッドの軸部断面積 (mm²)

5.2.3 評価結果

「5.2.2 評価方法」に基づいたスタッドの評価結果を表 5-6 に示す。S_s地震時において、スタッドに生じる発生せん断力が許容せん断力を超過しないことを確認した。

表 5-6 スタッドの評価結果

部 材		φ 19
スタッド本数		224
スタッド軸部断面積 (mm ²)		283.5
主トラス上弦材の 最大発生軸力※ (kN)		109.8
水平地震荷重による 発生せん断力 (kN)		11.0
面外曲げによる 発生せん断力 (kN)		12.3
発生せん断力 (kN)		23.3
許 容 せん 断 耐 力	スタッドのせん断 sQ _a (kN)	46.6
	コンクリートの支圧 ccQ _a (kN)	66.0
	採用値 Q _a (kN)	46.6
検定比		0.50
判 定		可

※：主トラス上弦材の S_s地震時の最大発生軸力