

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-197 改6
提出年月日	平成30年9月28日

## V-2-2-11 緊急時対策所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	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	16
2.4 適用規格・基準等	18
3. 地震応答解析による評価方法	19
4. 応力解析による評価方法	21
4.1 評価対象部位及び評価方針	21
4.2 荷重及び荷重の組合せ	24
4.3 許容限界	31
4.4 評価方法	33
5. 評価結果	49
5.1 地震応答解析による評価結果	49
5.2 応力解析による評価結果	51

別紙 液状化影響検討について

## 1. 概要

本資料は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、緊急時対策所建屋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、地震応答解析による評価及び応力解析による評価に基づき行う。

緊急時対策所建屋は、設計基準対象施設においては「Cクラスの施設」及び「Cクラスの施設の間接支持構造物」に、重大事故等対処施設においては「常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。また、緊急時対策所建屋を構成する壁及びスラブの一部は緊急時対策所遮蔽に該当し、その緊急時対策所遮蔽は、重大事故等対処施設において「常設重大事故緩和設備」に分類される。

以下、それぞれの分類に応じた耐震評価を示す。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

緊急時対策所建屋の設置位置を図 2-1 に示す。

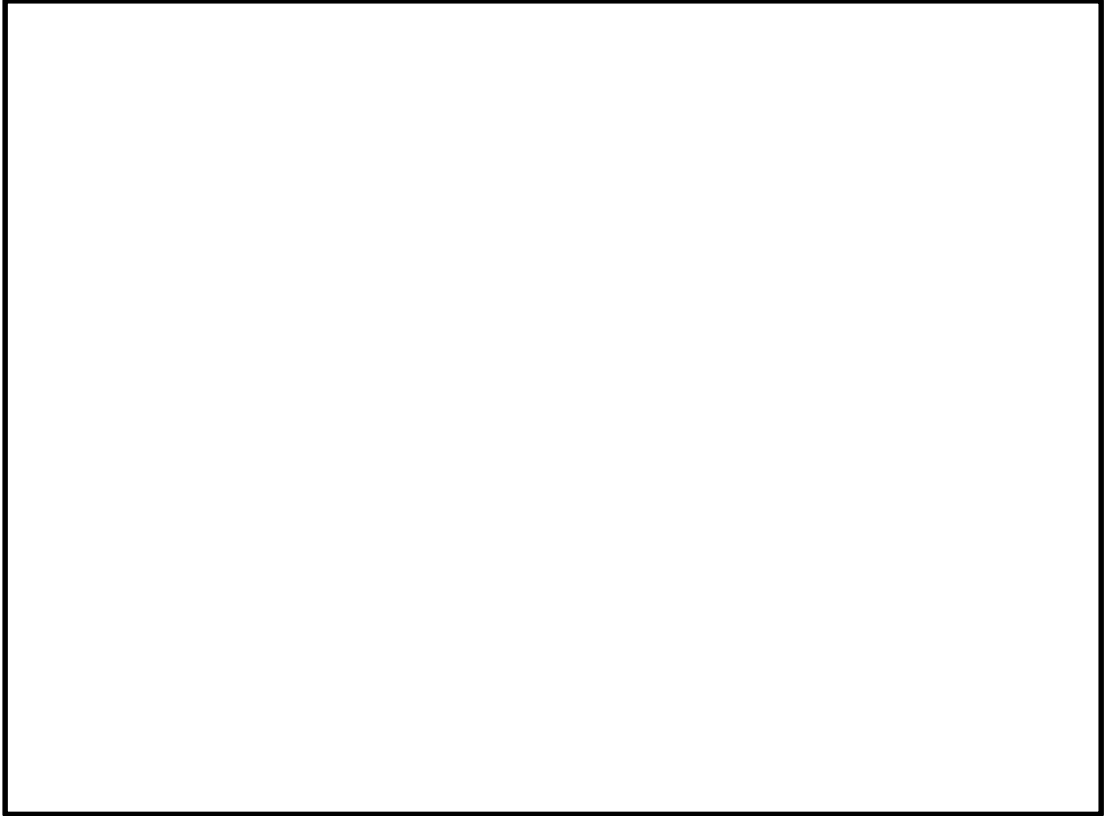


図 2-1 緊急時対策所建屋の設置位置

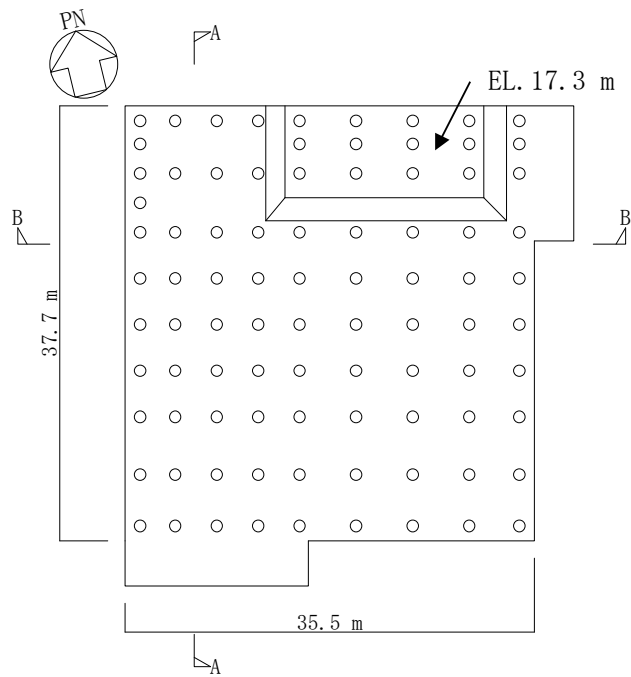
## 2.2 構造概要

緊急時対策所建屋は、主体構造が鉄筋コンクリート造で、地上4階の建物である。平面が南北方向37.7 m、東西方向35.5 m、地上高さ28.0 mである。

緊急時対策所建屋の基礎は、厚さ2.5 m（一部2.2 m及び5.7 m）で、場所打ち鋼管コンクリート杭（外径1.0 m、88本）を介して、砂質泥岩である久米層に岩着している。また、表層のf1層、du層及びD2c-3層について地盤改良を実施する。

建屋の外壁は基礎スラブから屋根面まで連続しており、壁厚は1.5 m～1.2 mである。建屋は全体として非常に剛性が高く、建屋に加わる地震時の水平力はすべてこれらの耐震壁で負担する。柱及び梁は、耐震壁の一部とつながってラーメン構造を形成している。このラーメン構造部材は地震時の建屋層間変形に追従できるようになっている。

緊急時対策所建屋の杭伏図を図2-2に、概略平面図を図2-3に、概略断面図を図2-4に、緊急時対策所遮蔽の範囲を図2-5に示す。また、気密性を確保する範囲を図2-6に示す。



凡例 ○：杭

図 2-2 緊急時対策所建屋の杭伏図（杭伏図：EL. 20.8 m）

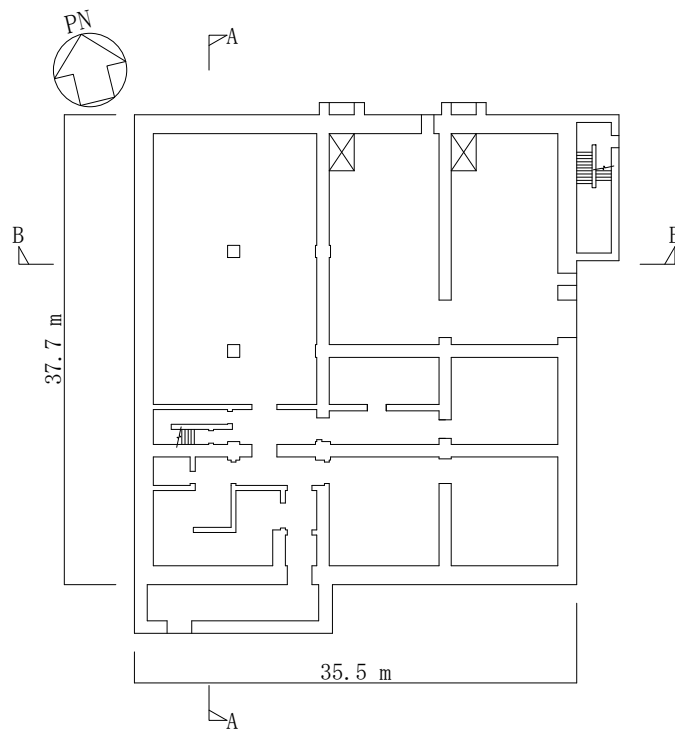


図 2-3 (1/5) 緊急時対策所建屋の概略平面図（1階平面図：EL. 23.3 m）

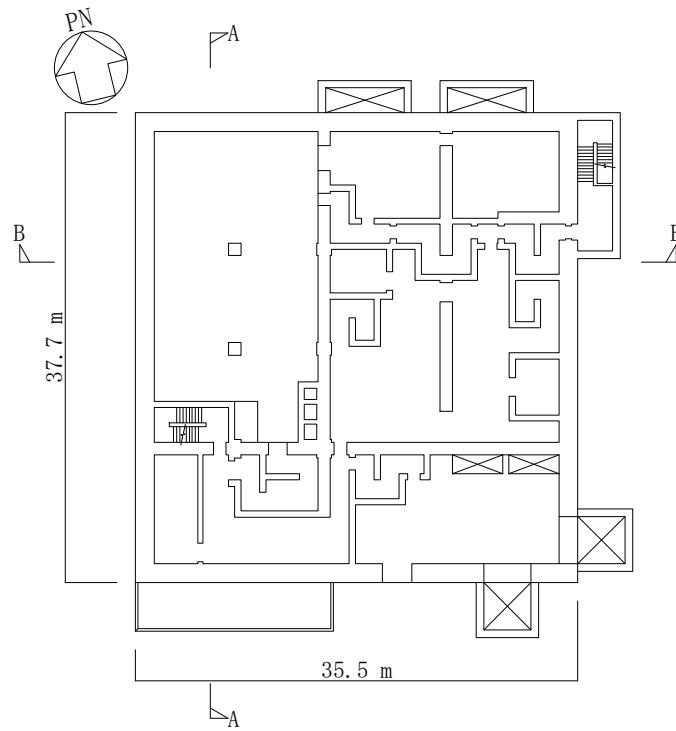


図 2-3 (2/5) 緊急時対策所建屋の概略平面図 (2 階平面図 : EL. 30.3 m)

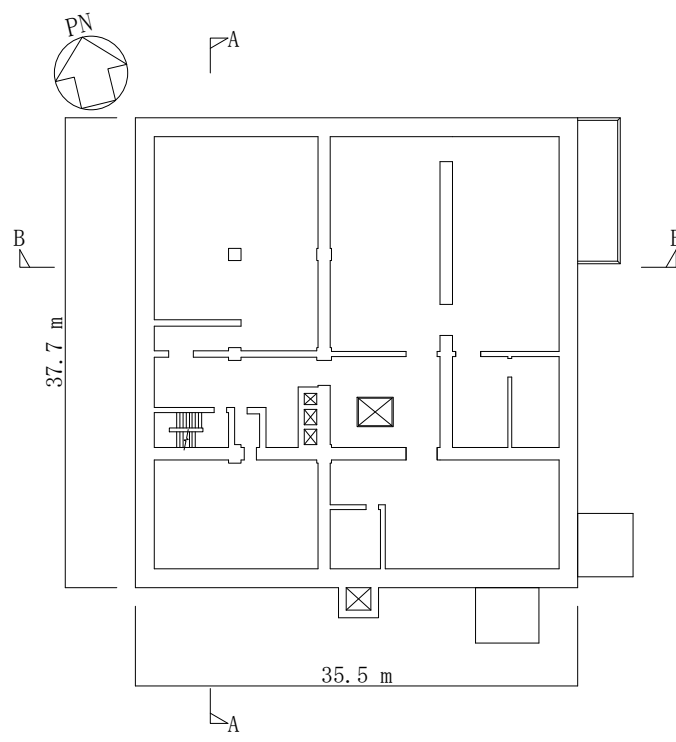


図 2-3 (3/5) 緊急時対策所建屋の概略平面図 (3 階平面図 : EL. 37.0 m)

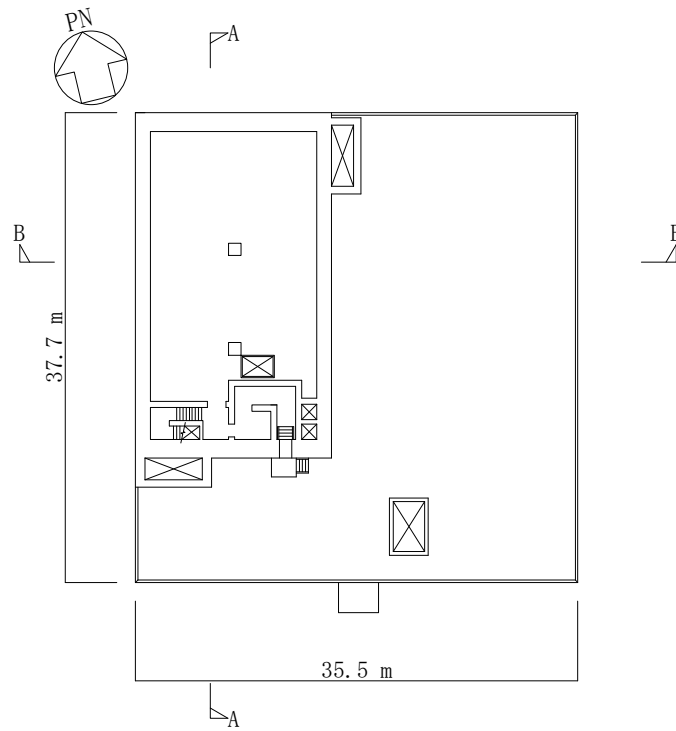


図 2-3 (4/5) 緊急時対策所建屋の概略平面図 (4 階平面図 : EL. 43.5 m)

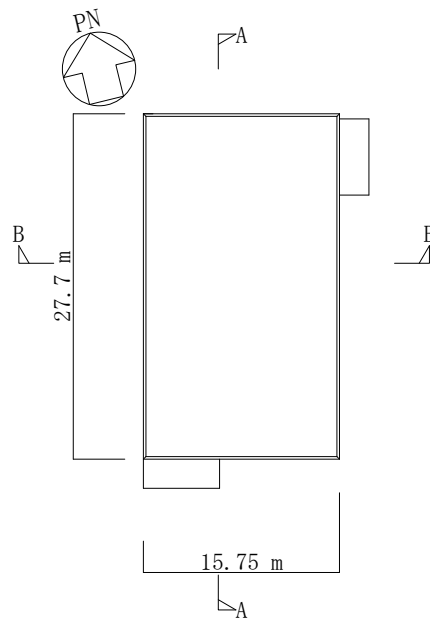


図 2-3 (5/5) 緊急時対策所建屋の概略平面図 (R 階平面図 : EL. 51.0 m)



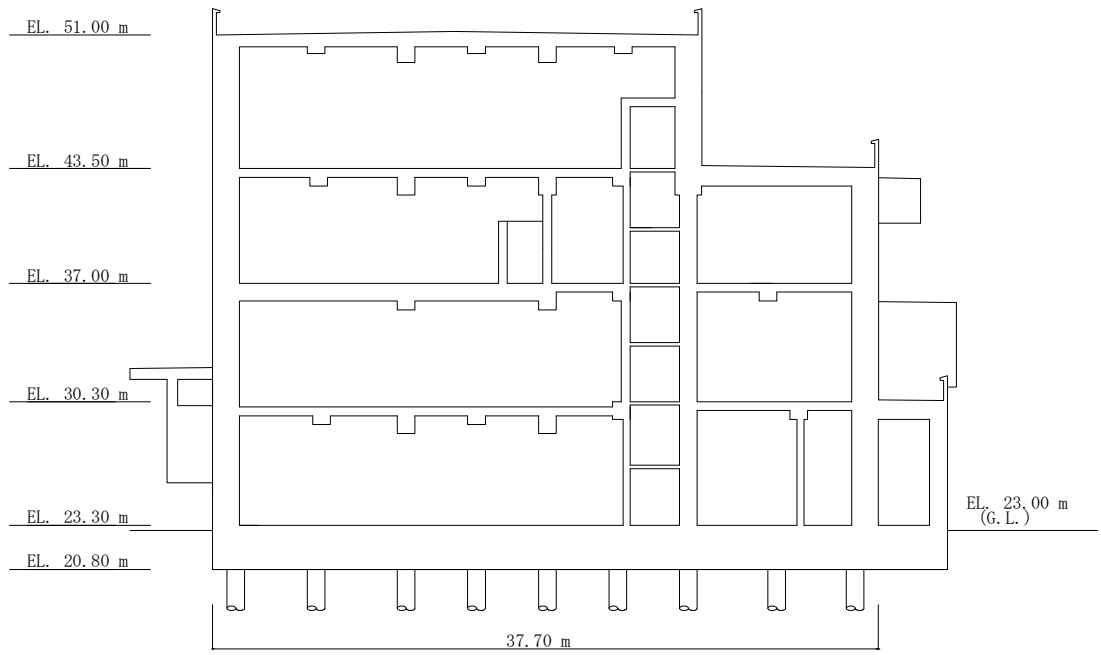


図 2-4 (1/2) 緊急時対策所建屋の概略断面図 (A-A 断面, NS 方向)

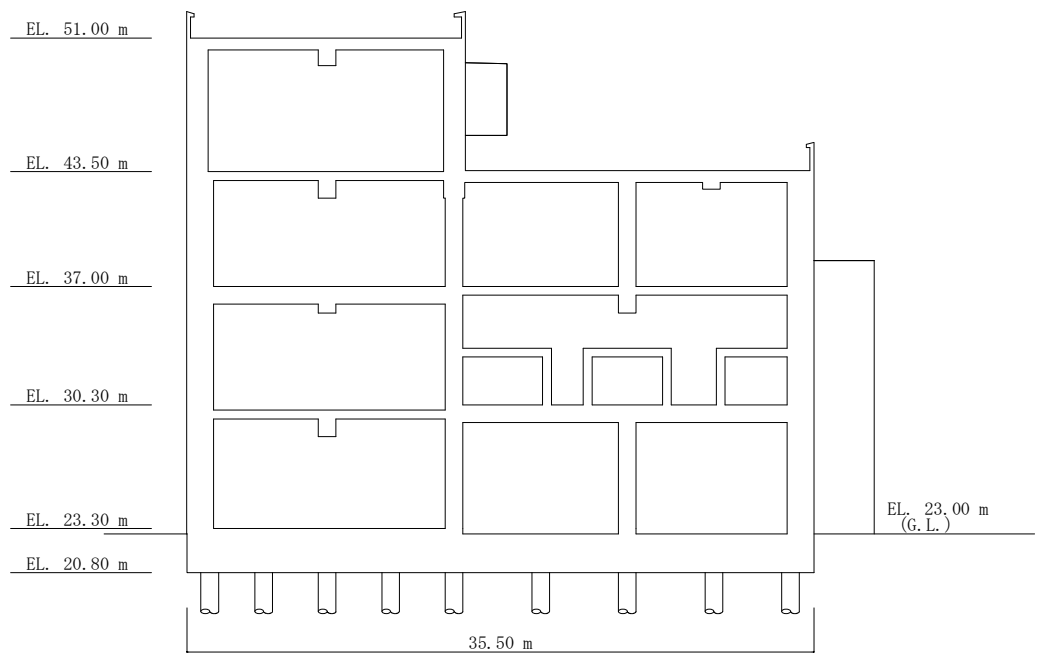


図 2-4 (2/2) 緊急時対策所建屋の概略断面図 (B-B 断面, EW 方向)

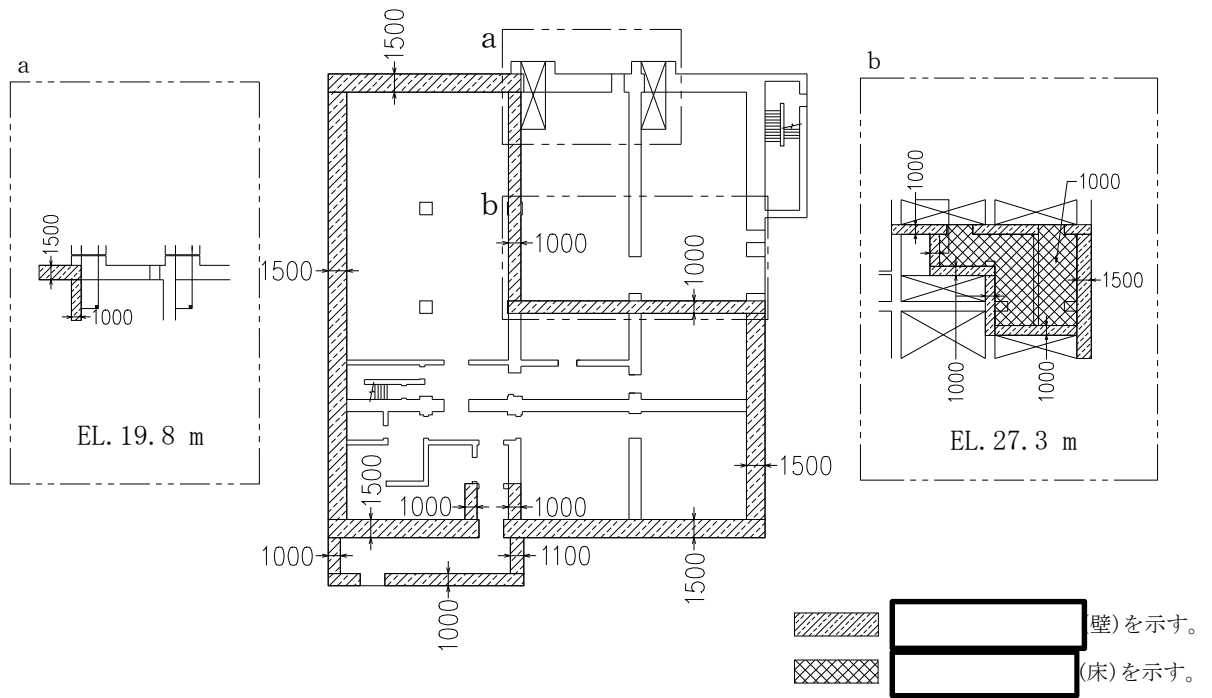


図 2-5 (1/7)  の範囲 (1 階平面図 : EL. 23.3 m)

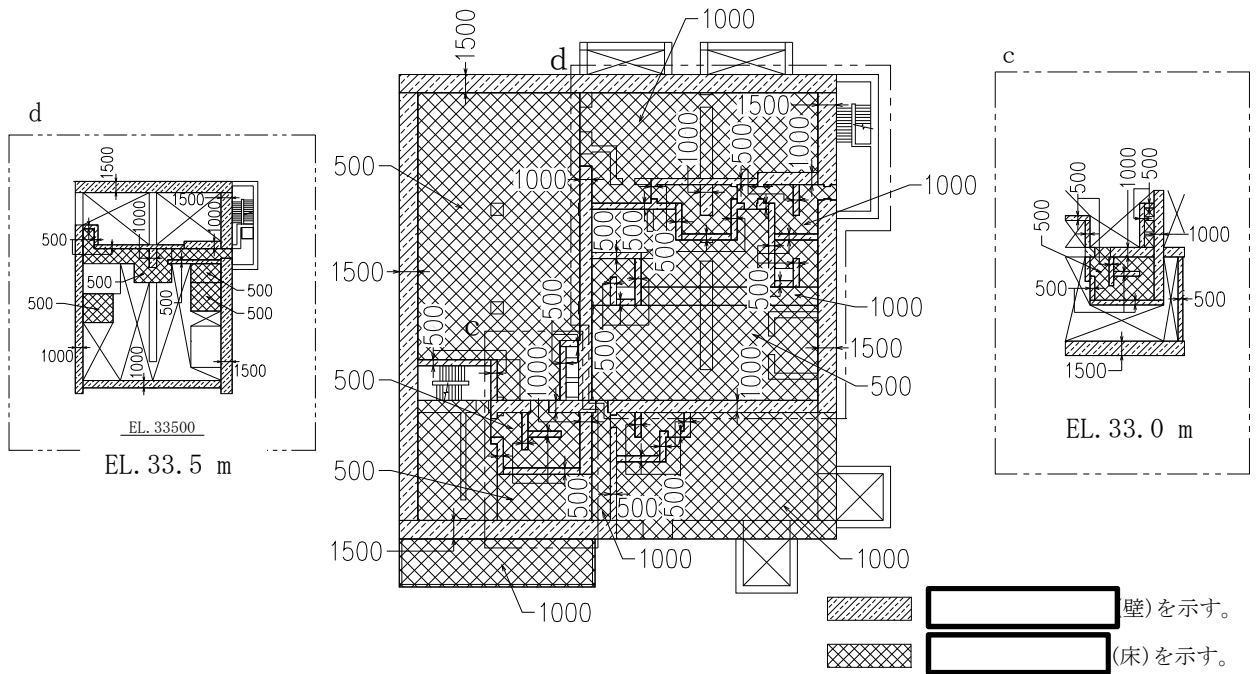


図 2-5 (2/7)  の範囲 (2 階平面図 : EL. 30.3 m)

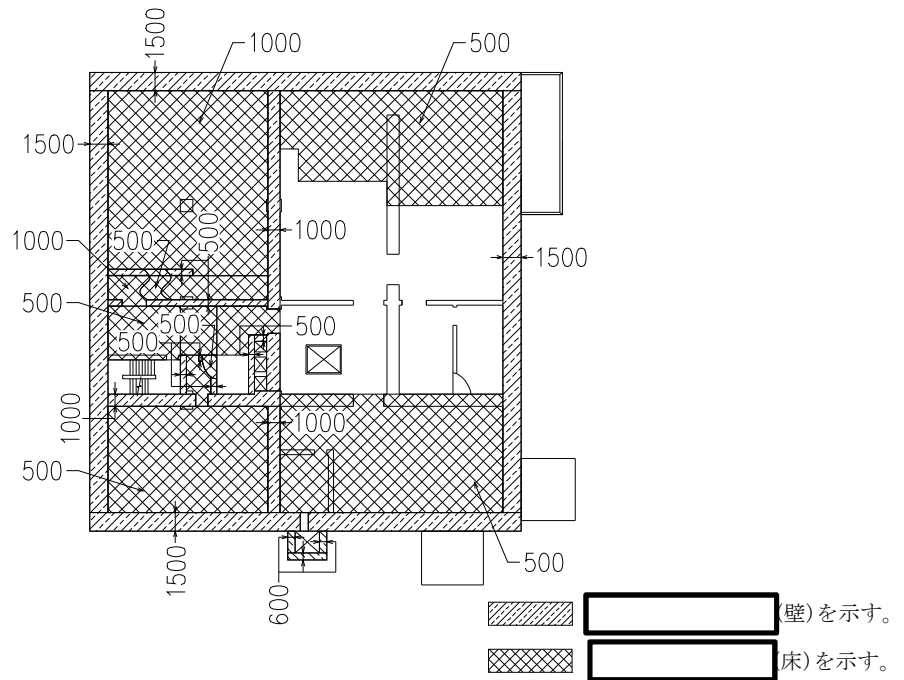


図 2-5 (3/7)  の範囲 (3 階平面図 : EL. 37.0 m)

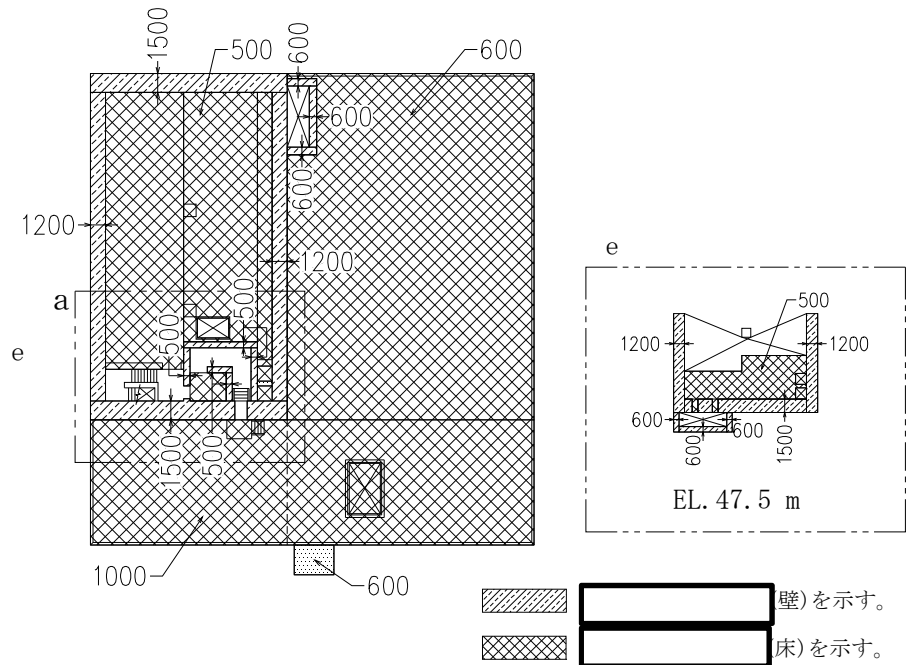
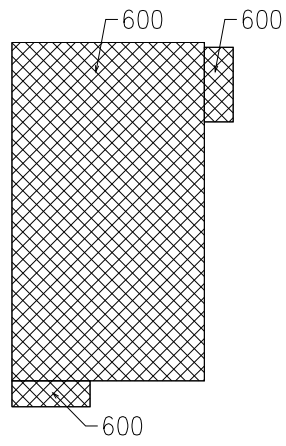


図 2-5 (4/7)  の範囲 (4 階平面図 : EL. 43.5 m)



  (床) を示す。

図 2-5 (5/7)  の範囲 (R 階平面図 : EL. 51.0 m)

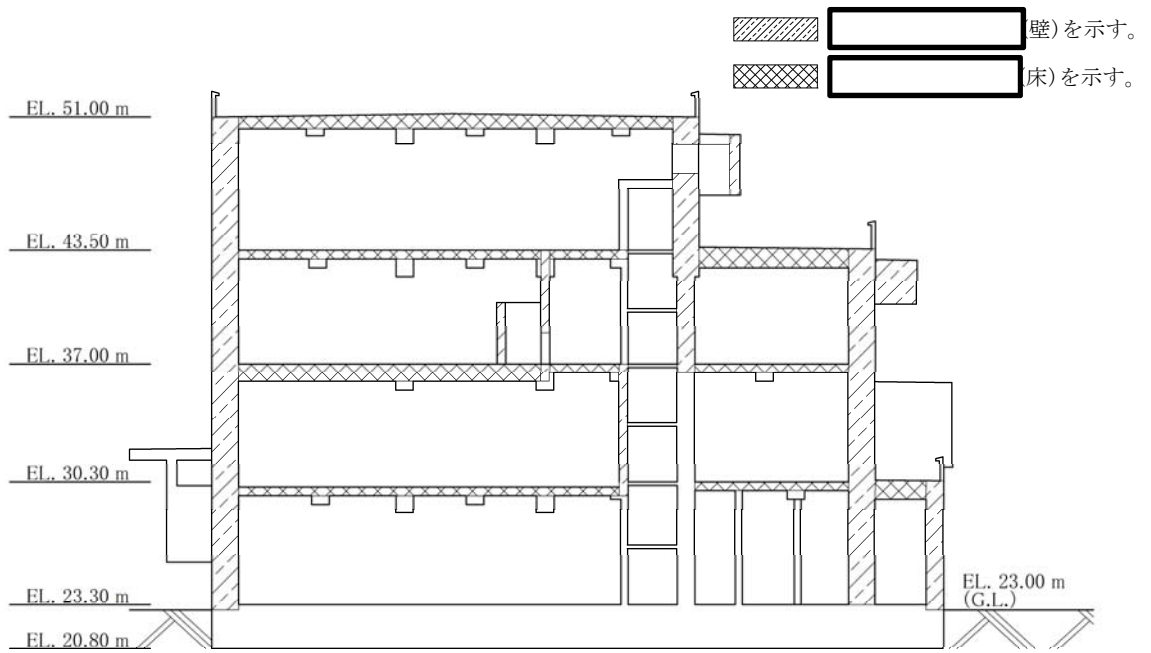


図 2-5 (6/7)  の範囲 (A-A 断面, NS 方向)

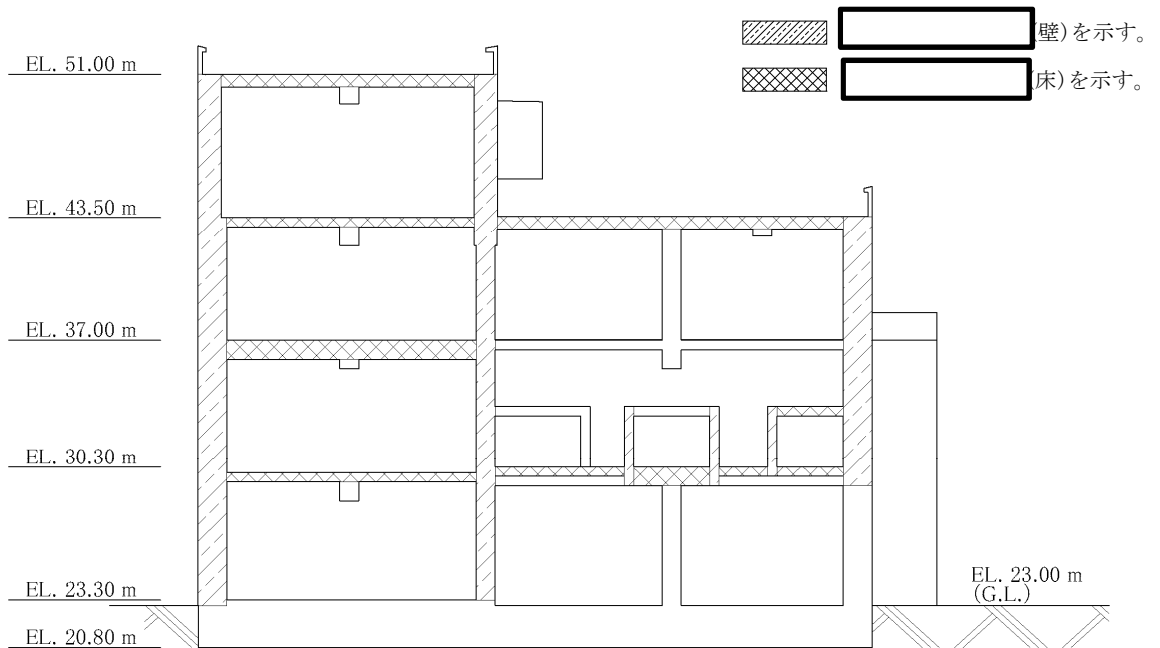


図 2-5 (7/7)  の範囲 (B-B 断面, EW 方向)

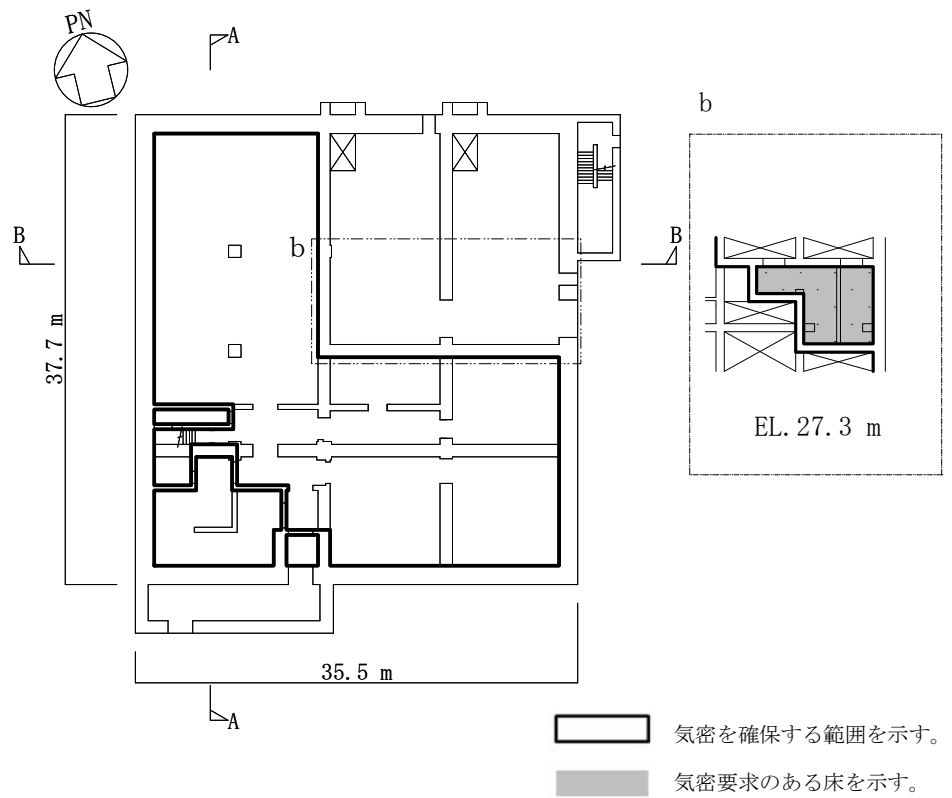


図 2-6 (1/7) 気密性を確保する範囲 (1 階平面図 : EL. 23.3 m)

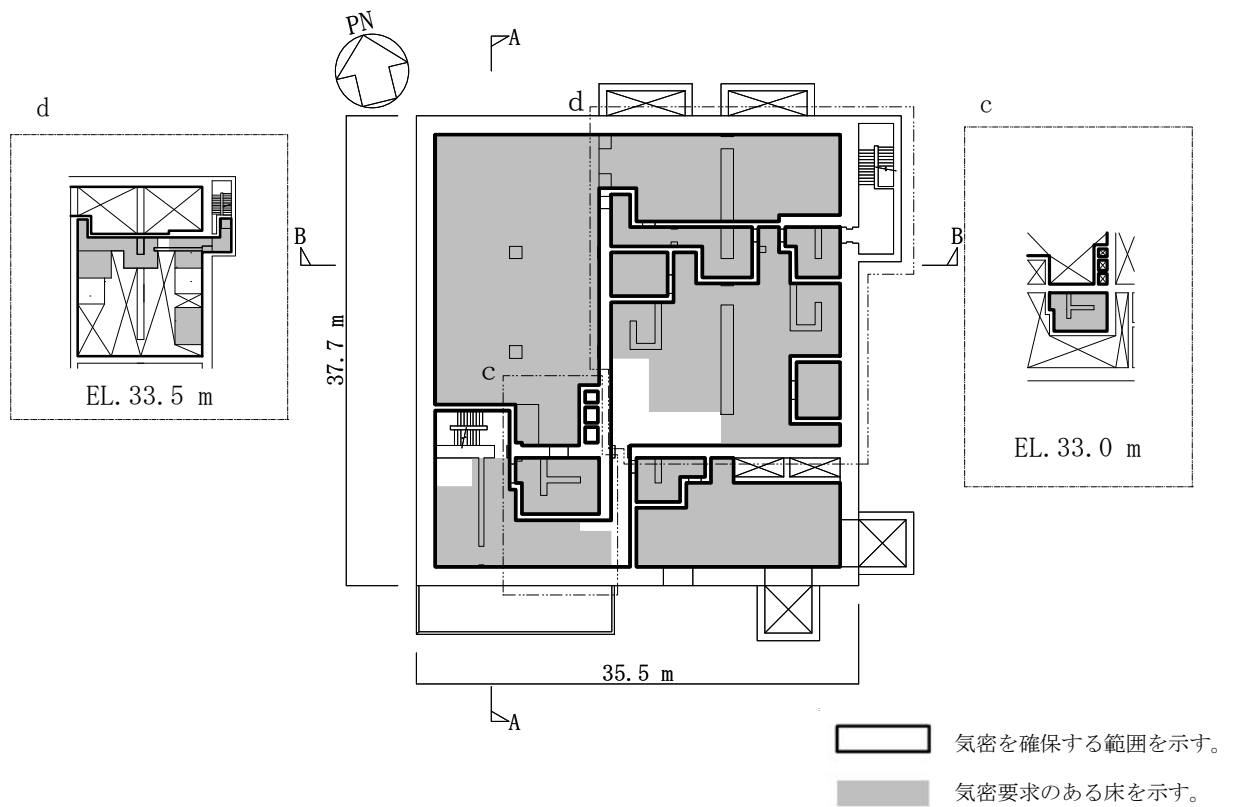


図 2-6 (2/7) 気密性を確保する範囲 (2 階平面図 : EL. 30.3 m)

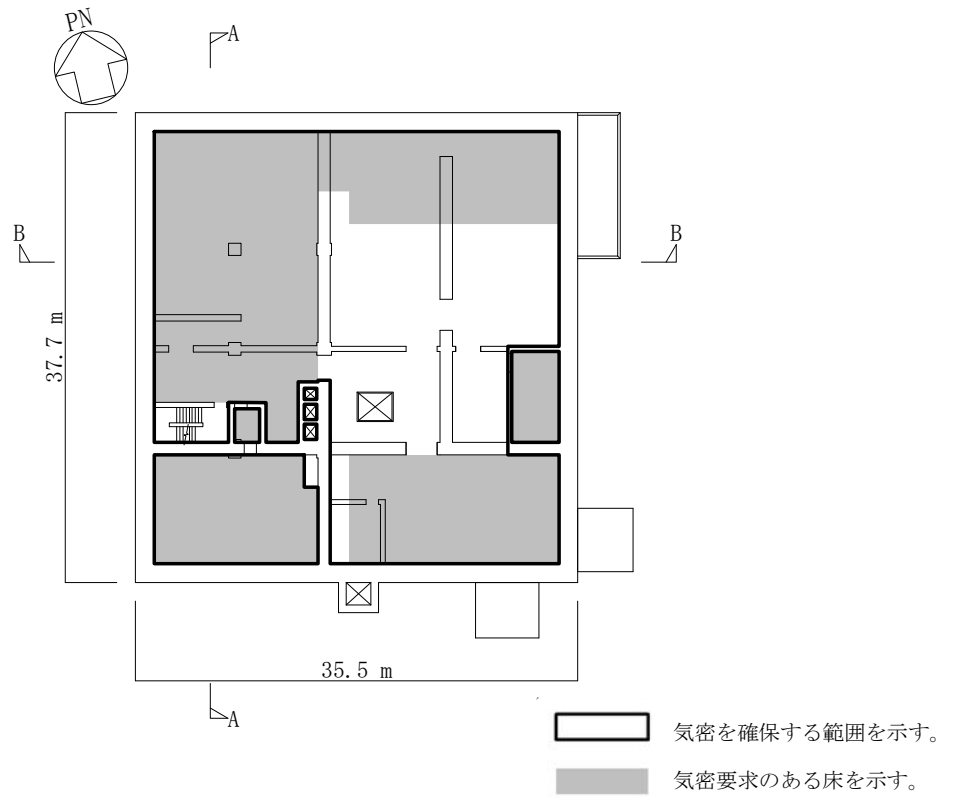


図 2-6 (3/7) 気密性を確保する範囲 (3 階平面図 : EL. 37.0 m)

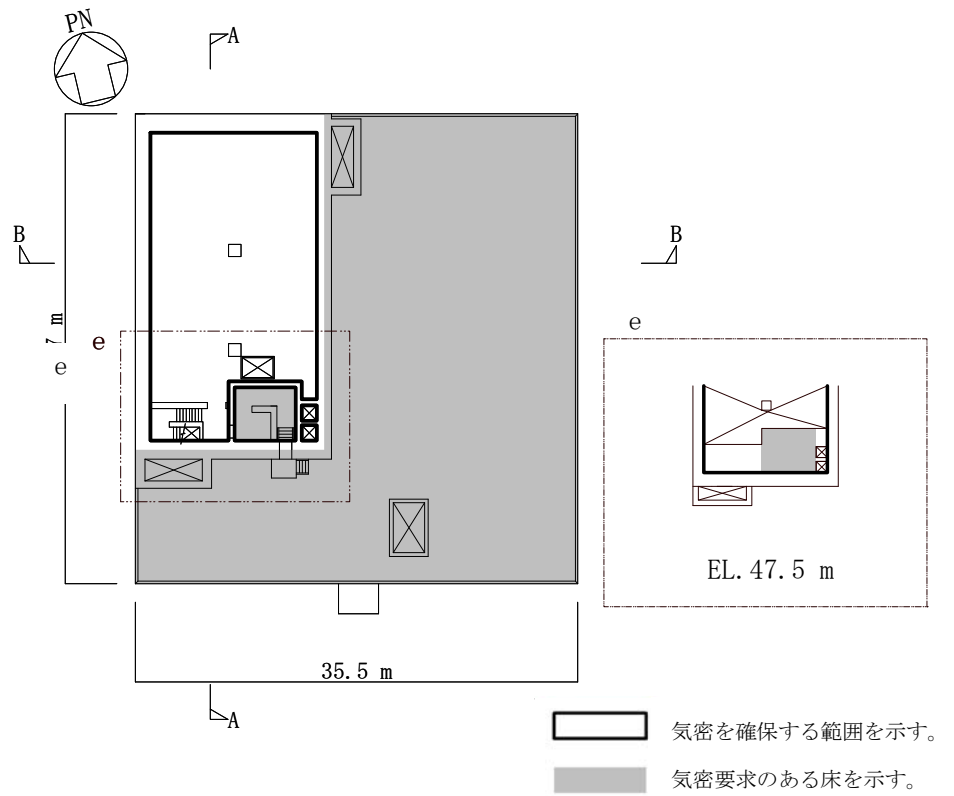


図 2-6 (4/7) 気密性を確保する範囲 (4 階平面図 : EL. 43.5 m)

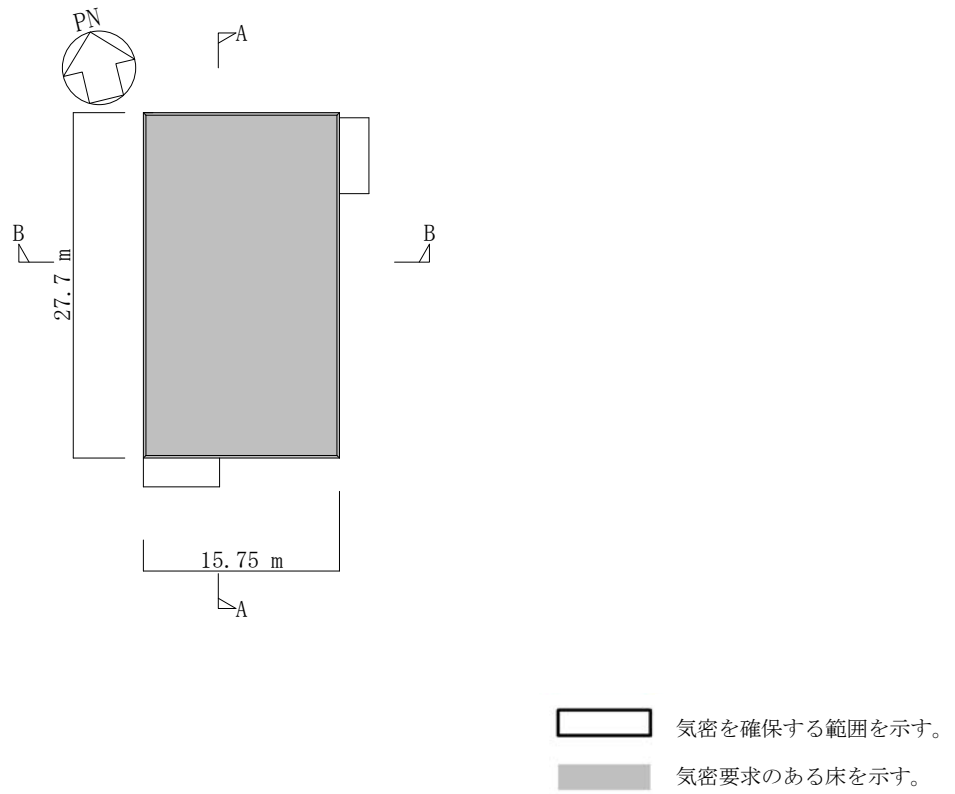


図 2-6 (5/7) 気密性を確保する範囲 (R 階平面図 : EL. 51.0 m)



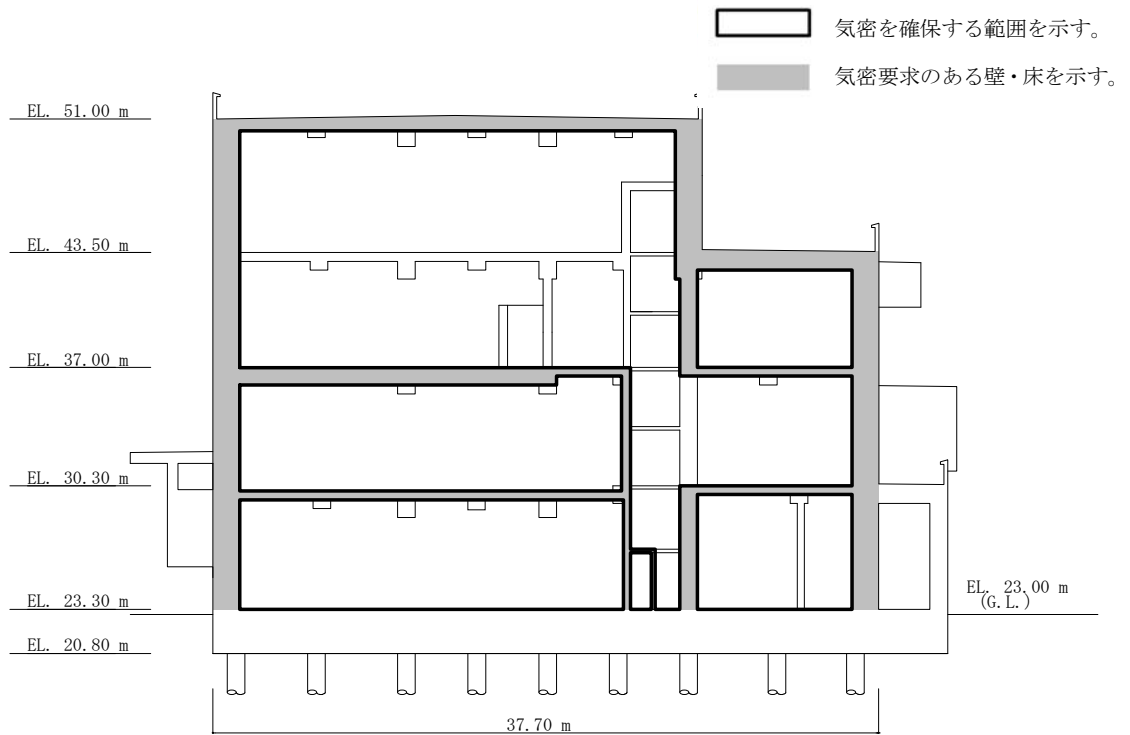


図 2-6 (6/7) 気密性を確保する範囲 (A-A 断面, NS 方向)

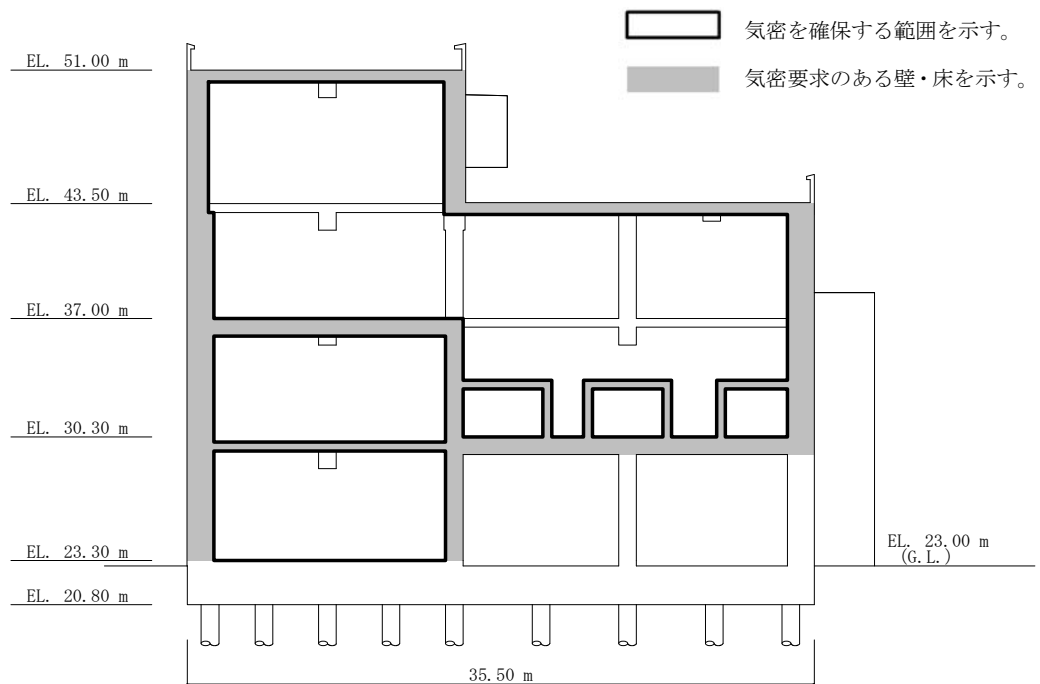


図 2-6 (7/7) 気密性を確保する範囲 (B-B 断面, EW 方向)

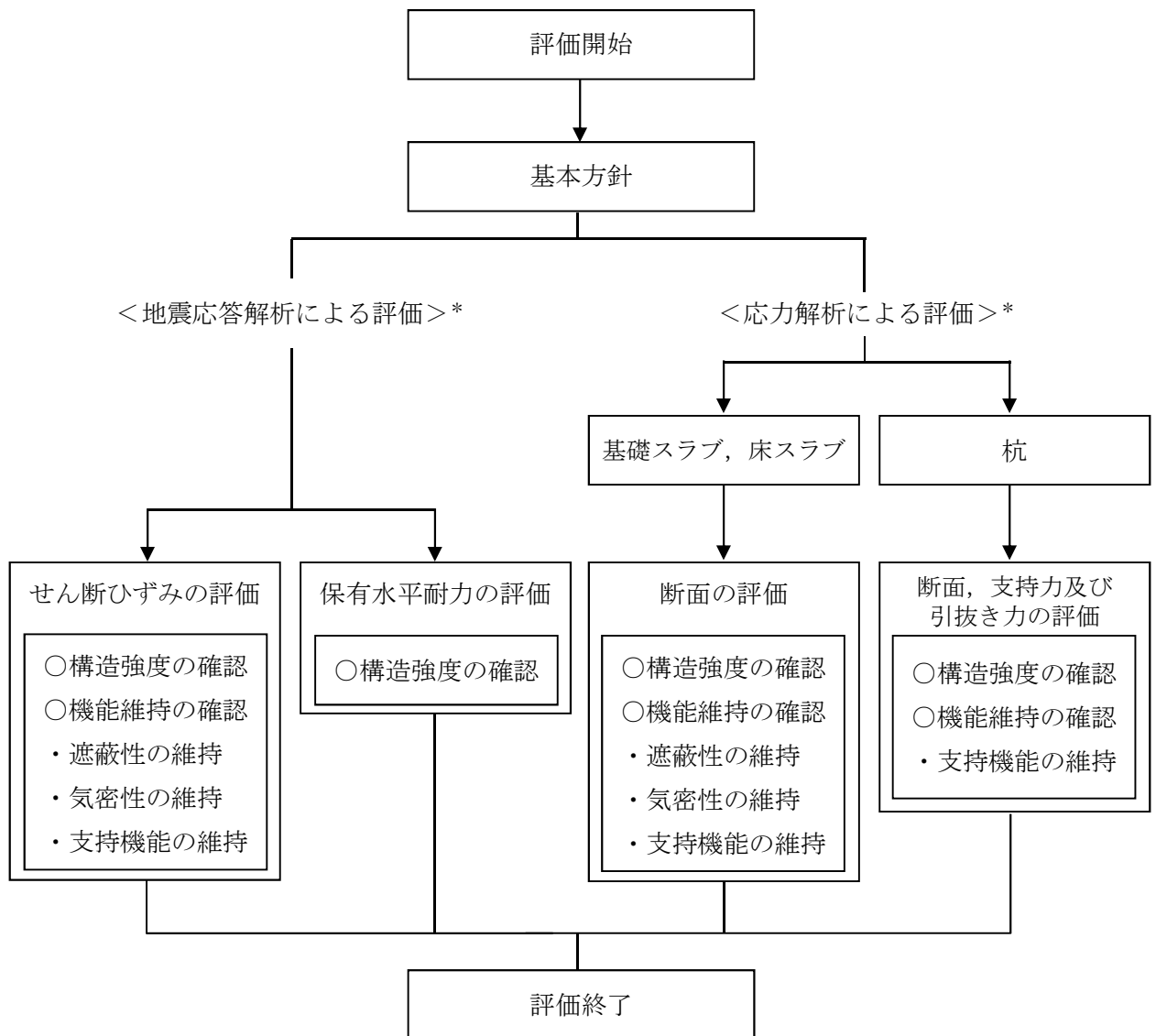
### 2.3 評価方針

緊急時対策所建屋は、設計基準対象施設においては「Cクラスの施設」及び「Cクラスの施設の間接支持構造物」に、重大事故等対処施設においては「常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。また、緊急時対策所建屋を構成する壁及びスラブの一部は緊急時対策所遮蔽に該当し、その緊急時対策所遮蔽は、重大事故等対処施設において「常設重大事故緩和設備」に分類される。

緊急時対策所建屋の評価においては、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。）及び保有水平耐力の評価を行うこととし、それぞれの評価は添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。緊急時対策所建屋の評価は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、地震応答解析による評価においてはせん断ひずみ及び保有水平耐力の評価を、応力解析による評価においては断面の評価を行うことで、緊急時対策所建屋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。

緊急時対策所建屋の評価フローを図2-7に示す。

なお、緊急時対策所建屋の直下について地盤改良を行った上で、周辺地盤の強制的な液状化を仮定した場合でも、杭の支持機能が維持できることを確認している（別紙「液状化影響検討について」参照）。



注記 \* : 添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

図 2-7 緊急時対策所建屋の評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

緊急時対策所建屋の評価において、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)
- ・ 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－許容応力度設計法－ ((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「RC-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。)
- ・ 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2001)  
(以下「SRC規準」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. 地震応答解析による評価方法

地震応答解析による評価において、緊急時対策所建屋の構造強度については、添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」に基づき、地盤物性のばらつきを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を超えないこと及び保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認する。

遮蔽性、気密性及び支持機能の維持については、添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」による結果に基づき、地盤物性のばらつきを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

地震応答解析による評価における緊急時対策所建屋の許容限界は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持の方針に基づき、表 3-1 のとおり設定する。

表 3-1 地震応答解析による評価における許容限界

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
—	構造強度を有すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	耐震壁*2	最大せん断ひずみ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	最大せん断ひずみ 2.0×10 <sup>-3</sup>
		保有水平耐力	構造物全体	保有水平耐力が必要 保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認	必要保有水平耐力
気密性	換気性能とあいまって気密性を維持すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	耐震壁*2*3	最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	概ね弾性
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性を損なわないこと	基準地震動 S <sub>s</sub>	耐震壁*2	最大せん断ひずみが遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ 2.0×10 <sup>-3</sup>
支持機能*1	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 <sub>s</sub>	耐震壁*2	最大せん断ひずみ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	最大せん断ひずみ 2.0×10 <sup>-3</sup>

注記 \*1:「支持機能」の確認には、「内包する設備に対する波及的影響の確認」が含まれる。

\*2: 建屋全体としては、地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており、柱、梁、間仕切壁などが耐震壁の変形に追従することと、全体に剛性の高い構造となっており、複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの面内変形が抑えられるため、各層の耐震壁が最大せん断ひずみの許容限界を満足していれば、建物・構築物に要求される機能は維持される。

\*3: 事故時に換気性能とあいまって居住性を維持できる気密性を有する設計とし、地震時においてもその機能を維持できる設計とする。

#### 4. 応力解析による評価方法

##### 4.1 評価対象部位及び評価方針

緊急時対策所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）及び床スラブとし、S<sub>3</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 4-1 に示す。応力解析に当たっては、添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所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。また、地震荷重の設定においては、地盤物性のばらつきを考慮する。

基礎スラブのS<sub>3</sub>地震時に対する評価は、FEMモデルを用いた弾性応力解析によることとし、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が、「RC-N規準」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>3</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、発生する支持力及び引抜き力が、「基礎指針」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、各杭に分配された建屋慣性力及び地震時の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、発生する応力が「SRC規準」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。）。

床スラブの評価対象部位は遮蔽及び気密要求部のみとし、弾性応力解析により評価を行う。ここで、評価については、各断面についてスラブのスパンが最も大きい部材を選定して示す。選定した部材を図 4-2 に示す。床スラブのS<sub>3</sub>地震時に対する評価は、鉛直方向の地震力と地震力以外の荷重の組み合わせの結果、発生する応力が、「RC-N規準」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、水平方向の地震荷重に対する床スラブの評価は、建屋全体が剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく、床スラブの面内変形が抑えられることから、「3. 地震応答解析による評価方法」に含まれる。

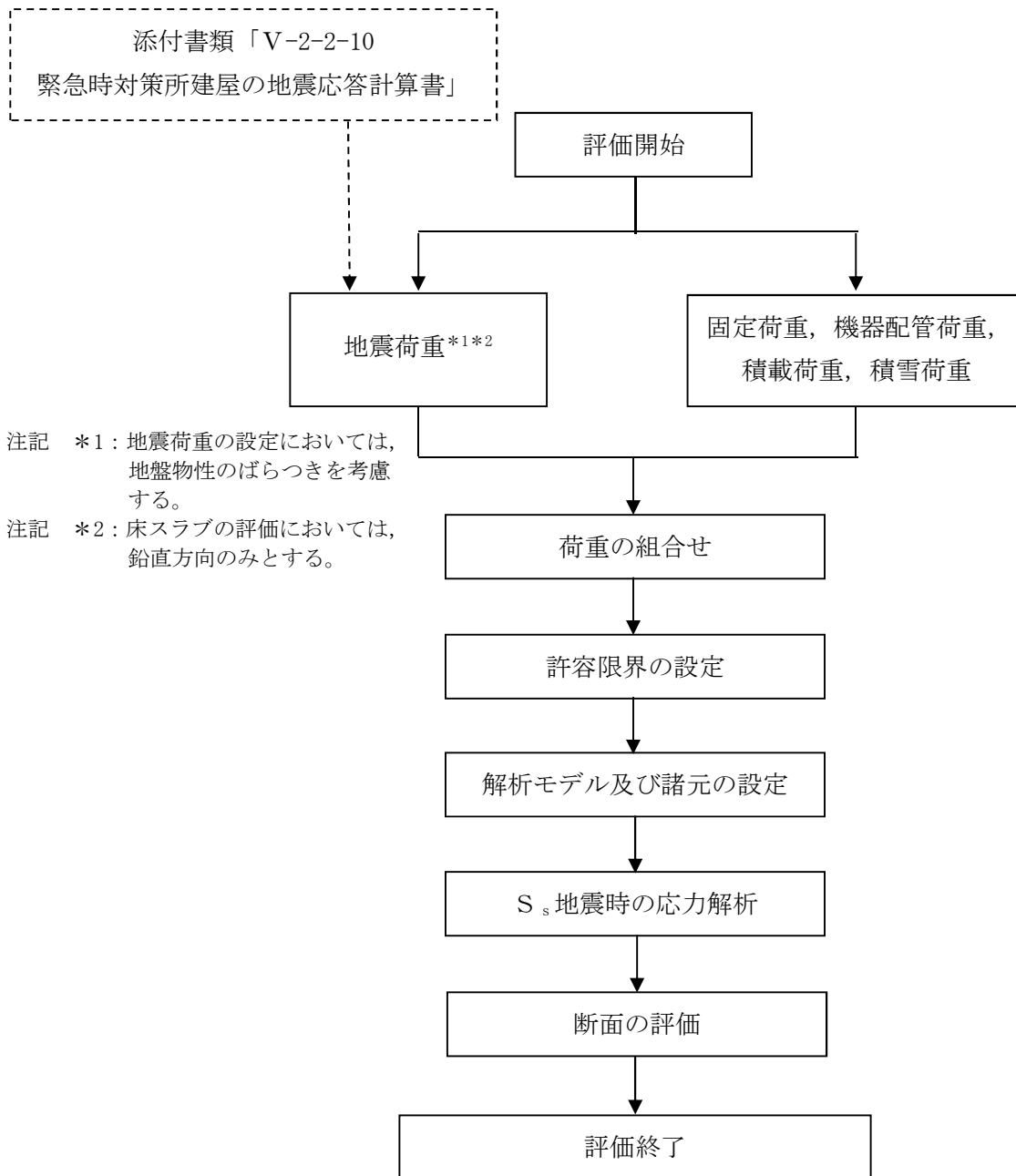
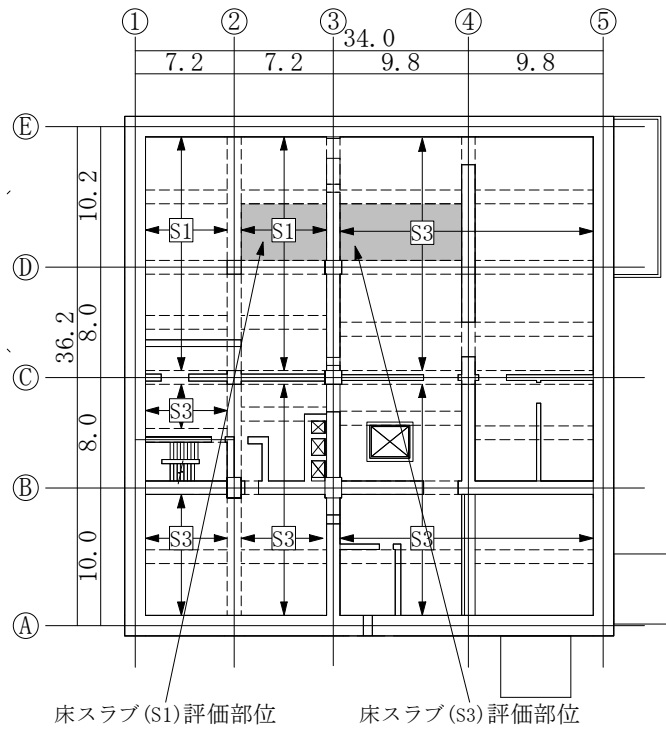
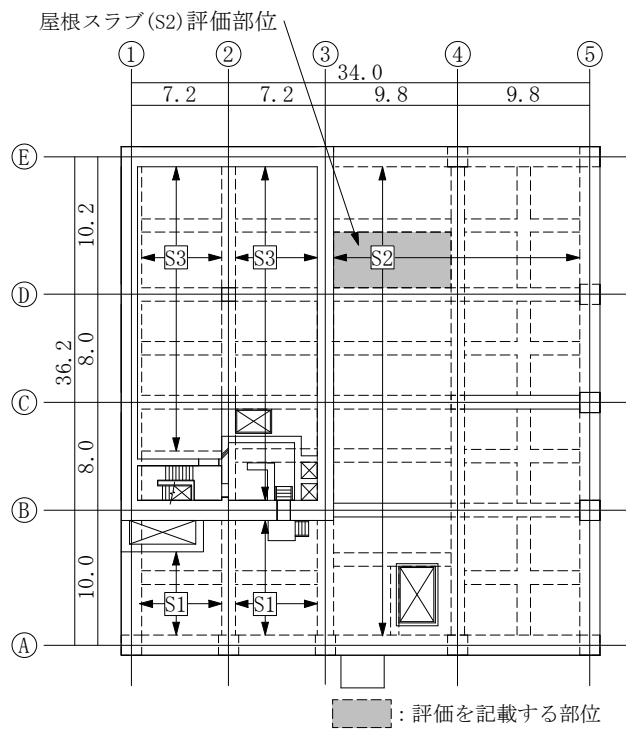


図 4-1 応力解析による評価フロー





(a) 3階床スラブ S1 及び S3 (EL. 37.0 m)



(b) 4階屋根スラブ S2 (EL. 43.5 m)

図 4-2 床スラブの評価選定部位

## 4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「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。

### 4.2.1 荷重

#### (1) 固定荷重 (G)

緊急時対策所建屋に作用する固定荷重は、添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルの重量を考慮して表 4-1 のとおり設定する。

表 4-1 固定荷重

部位	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	備考
屋根	$24.0^{*1}(t_1+t_2)+0.2^{*2}$	t <sub>1</sub> : 屋根スラブの厚さ (m) t <sub>2</sub> : 押えコンクリートの厚さ (m)
壁	$24.0^{*1}t$	t: 壁の厚さ (m)
基礎スラブ	$24.0^{*1}t$	t: 基礎スラブの厚さ (m)

注記 \*1: 鉄筋コンクリートの単位体積重量

\*2: 防水層の重量

#### (2) 機器配管荷重 (E)

機器配管荷重は、表 4-2 のとおり設定する。

表 4-2 機器配管荷重

部位	機器配管荷重
RF	1210 N/m <sup>2</sup>
4F	5260 N/m <sup>2</sup>
3F	4360 N/m <sup>2</sup>
2F	1900 N/m <sup>2</sup>
1F	3590 N/m <sup>2</sup>

注 : 表中の機器配管荷重は各階の最大値を示す。

#### (3) 積載荷重 (P)

積載荷重は、表 4-3 のとおり設定する。

表 4-3 積載荷重

	積載荷重
災害対策本部等	1600 N/m <sup>2</sup>
通路等	2100 N/m <sup>2</sup>

(4) 積雪荷重 (S)

積雪荷重は、表 4-4 のとおり設定する。

表 4-4 積雪荷重

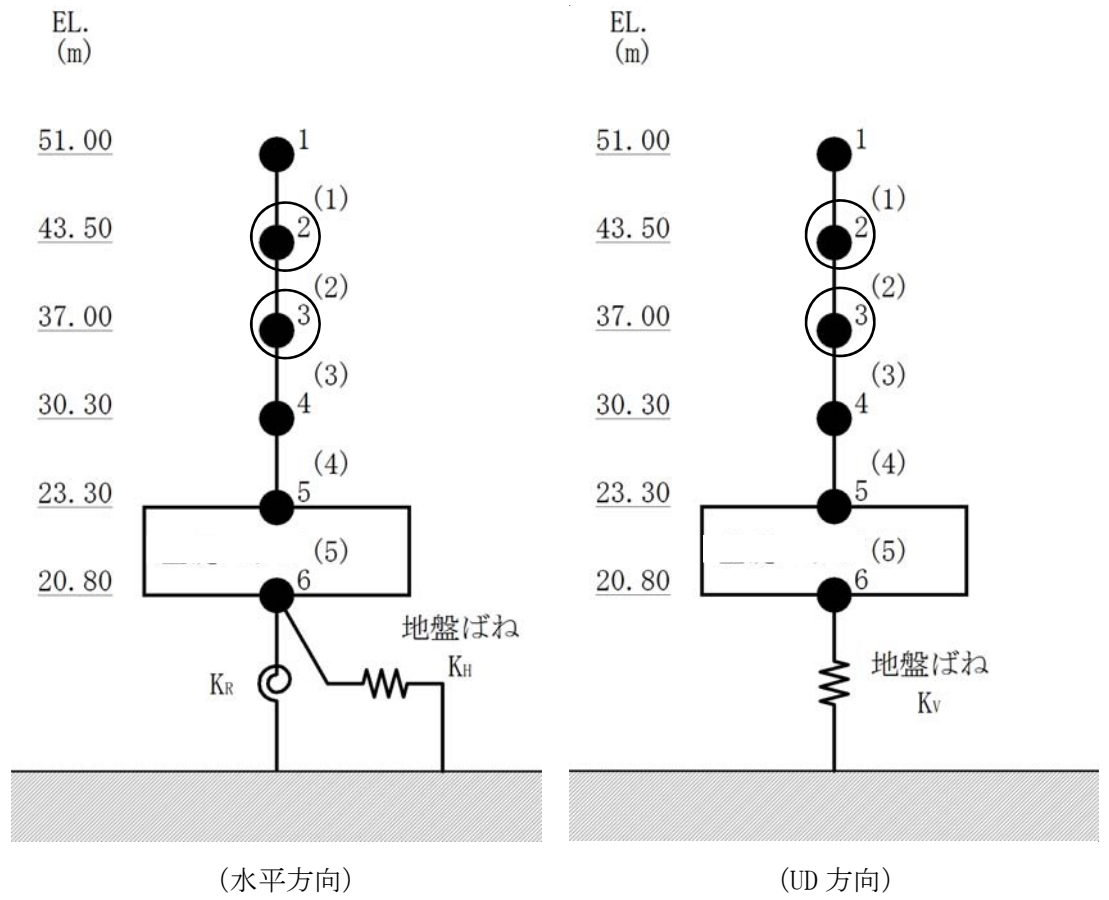
部位	荷重及び外力について想定する状態	積雪荷重
屋根	地震時	210 N/m <sup>2</sup>

(5) 地震荷重 (K<sub>s</sub>)

水平地震力及び鉛直地震力は、基準地震動 S<sub>s</sub> に対する地震応答解析より算定される動的地震力に地盤物性のばらつきを考慮して設定する。

床スラブの評価については、床スラブが長辺方向 6.2 m～8.8 m、短辺方向 4.1 m スパンで厚さ 50 cm～100 cm の鉄筋コンクリート造スラブであることから剛とみなし、地震荷重は、図 4-3 に示す質点系モデルの 4F (EL. 43.5 m, 質点番号 2) 及び 3F (EL. 37.0 m, 質点番号 3) の鉛直方向最大応答加速度より鉛直震度を算定する。

S<sub>s</sub> 地震荷重の算定に用いる最大応答値を表 4-5～表 4-8 に示す。



- 注1 : 数字は質点番号を示す。
- 注2 : ( ) 内は要素番号を示す。
- 注3 : ○ 印の動的応答を用いる。

図 4-3 地震応答解析モデル

表 4-5 最大応答せん断力

(a) NS 方向

要素 番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3$ kN)							
	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
(1)	14.3	5.74	7.72	6.73	6.28	15.6	13.8	15.3
(2)	58.0	21.7	30.5	26.6	24.2	61.8	52.7	61.9
(3)	109	38.9	55.5	49.1	44.9	114	94.3	116
(4)	166	56.2	83.0	73.5	67.4	169	137	177
(5)	213	68.0	105	92.9	85.8	212	168	228

(b) EW 方向

要素 番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3$ kN)							
	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
(1)	14.7	6.90	6.38	6.84	5.75	11.9	16.4	15.5
(2)	59.3	26.1	25.4	27.1	22.2	43.6	65.8	62.4
(3)	111	48.1	47.0	50.3	41.5	78.5	122	117
(4)	168	72.0	71.2	75.9	63.7	115	180	179
(5)	215	91.7	91.1	97.4	81.3	142	227	229

注 : 網掛けは最大値を示す。

表 4-6 最大応答曲げモーメント

(a) NS 方向

要素 番号	最大応答曲げモーメント ( $\times 10^5$ kN・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
(1)	1.10	0.479	0.615	0.539	0.505	1.23	1.11	1.19
(2)	5.01	2.16	2.80	2.44	2.27	5.57	4.97	5.43
(3)	12.5	5.00	6.75	5.84	5.39	13.6	11.8	13.5
(4)	24.2	9.01	12.8	11.2	10.1	25.7	21.8	26.0
(5)	29.6	10.8	15.5	13.6	12.2	31.2	26.2	31.9

(b) EW 方向

要素 番号	最大応答曲げモーメント ( $\times 10^5$ kN・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
(1)	1.11	0.540	0.486	0.522	0.443	0.931	1.26	1.17
(2)	5.12	2.46	2.25	2.41	2.01	4.22	5.83	5.42
(3)	12.7	5.64	5.49	5.87	4.77	9.63	14.2	13.5
(4)	24.7	10.8	10.5	11.2	9.16	17.8	27.1	26.1
(5)	30.1	13.2	12.8	13.7	11.2	21.5	32.8	31.9

注 : 網掛けは最大値を示す。

表 4-7 最大応答軸力

要素 番号	最大応答軸力 ( $\times 10^3$ kN)							
	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
(1)	12.0	9.96	9.67	9.78	7.78	13.2	15.1	4.99
(2)	48.2	40.9	39.9	38.9	31.6	53.6	60.3	20.3
(3)	89.4	75.9	73.9	71.4	59.5	99.5	111	37.8
(4)	135	116	111	107	90.7	149	165	56.8
(5)	169	146	141	137	116	187	207	71.4

注 : 網掛けは最大値を示す。

表 4-8 最大応答加速度 (鉛直方向)

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )							
	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
(2)	533	464	446	430	355	600	665	224
(3)	513	445	424	406	350	575	631	217

注 : 網掛けは最大値を示す。

#### 4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-9 に示す。

表 4-9 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+S+K <sub>s</sub>

- G : 固定荷重
- E : 機器配管荷重
- P : 積載荷重
- S : 積雪荷重
- K<sub>s</sub> : 地震荷重



### 4.3 許容限界

応力解析による評価における緊急時対策所建屋及び緊急時対策所遮蔽の許容限界は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持の方針に基づき、表 4-10 のとおり設定する。

また、コンクリート、鉄筋及び鋼材の許容応力度を表 4-11～表 4-14 に示す。

表 4-10 応力解析による評価における許容限界

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
—	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	「RC-N規準」に基づく終局耐力*2
			杭		「基礎指針」及び「SRC規準」に基づく終局耐力*3
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性を損なわないこと	基準地震動 $S_s$	床スラブ	部材に生じる応力が遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度*5
気密性	換気性能とあいまって気密性を維持すること	基準地震動 $S_s$	床スラブ	部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度*4
支持機能*1	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	「RC-N規準」に基づく終局耐力*2
			杭		「基礎指針」及び「SRC規準」に基づく終局耐力*3

注記 \*1: 「支持機能」の確認には、「内包する設備に対する波及的影響の確認」が含まれる。

\*2: 「RC-N規準」の短期許容応力度の鋼材の基準強度  $F$  を「技術基準解説書」に基づき 1.1 倍（面外せん断力に対する評価時の鋼材の基準強度  $F$  は 1.0 倍）した耐力とする。

\*3: 杭の評価における許容限界は終局耐力に対し妥当な安全余裕を有したのものとして設定することとし、さらなる安全余裕を考慮して「SRC規準」に基づく短期許容応力度とする。

\*4: 事故時、換気性能とあいまって居住性を維持できる気密性を有する設計とするが、地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし、地震時及び地震後においても気密性を維持できる設計とする。

\*5: 許容限界は終局耐力に対し妥当な安全余裕を有したのものとして設定することとし、さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。

表 4-11 コンクリートの許容応力度

設計基準強度 $F_c$ ( $N/mm^2$ )	短期	
	圧縮 ( $N/mm^2$ )	せん断 ( $N/mm^2$ )
30	20	1.18

表 4-12 鉄筋の許容応力度

外力の状態	SD345		SD295	
	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	345	345	295	295

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 4-13 杭に関するコンクリートの許容応力度

設計基準強度 $F_c$ ( $N/mm^2$ )	短期	
	圧縮 ( $N/mm^2$ )	せん断 ( $N/mm^2$ )
24	12	0.81

表 4-14 鋼管の許容応力度

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	SKK490	$\phi$ 1000 $t=22$	325

## 4.4 評価方法

### 4.4.1 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。解析には、解析コード「MSC NASTRAN Ver. 2016.1.1」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、添付書類「V-5-1 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4-4に示す。

解析モデルに使用するFEM要素は基礎スラブをシェル要素、基礎スラブより立ち上がっている耐震壁を梁要素とする。解析モデルの節点数は724、要素数は1187である。これらの要素には、表4-15に示すコンクリートの物性値を与える。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（長期荷重については鉛直ばね定数）に基づき設定する。基礎底面を弾性地盤ばねにより支持させる。

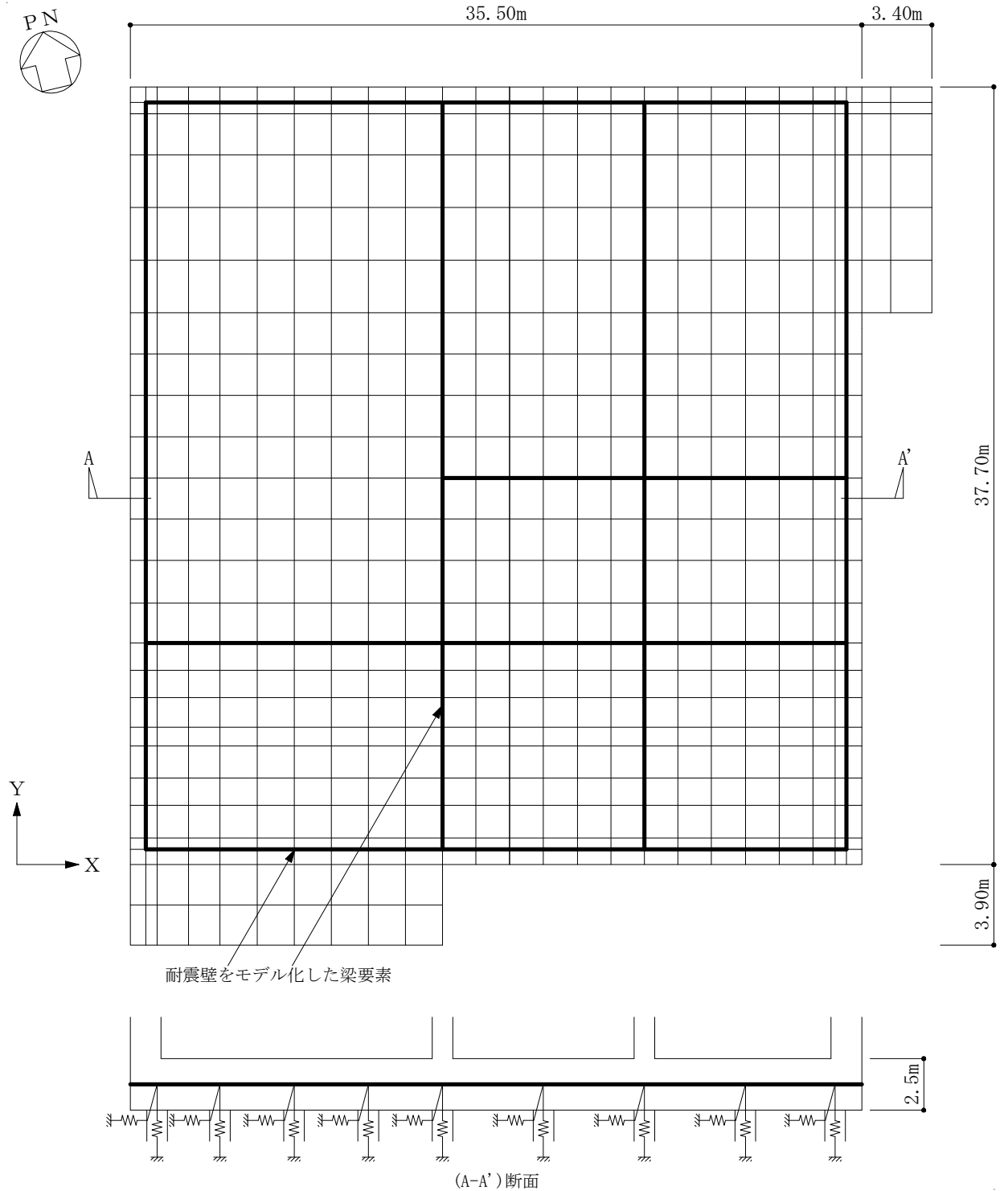


図 4-4 解析モデル

表 4-15 コンクリートの物性値

諸元		物性値
設計基準強度	$F_c$	30.0 N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数	$E_c$	$2.44 \times 10^4$ N/mm <sup>2</sup>
ポアソン比	$\nu$	0.2

(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、「4.2.1 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 4-16 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 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 4-16 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
$S_s$ 地震時	1-1	$G+E+P+S+1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	1-2	$G+E+P+S+1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	1-3	$G+E+P+S-1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	1-4	$G+E+P+S-1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	1-5	$G+E+P+S+1.0K_{SNS}-0.4K_{SUD}$
	1-6	$G+E+P+S+1.0K_{SNS}+0.4K_{SUD}$
	1-7	$G+E+P+S-1.0K_{SNS}-0.4K_{SUD}$
	1-8	$G+E+P+S-1.0K_{SNS}+0.4K_{SUD}$
	1-9	$G+E+P+S+0.4K_{SEW}-1.0K_{SUD}$
	1-10	$G+E+P+S-0.4K_{SEW}+1.0K_{SUD}$
	1-11	$G+E+P+S+0.4K_{SEW}-1.0K_{SUD}$
	1-12	$G+E+P+S-0.4K_{SEW}+1.0K_{SUD}$
	1-13	$G+E+P+S+0.4K_{SNS}-1.0K_{SUD}$
	1-14	$G+E+P+S-0.4K_{SNS}+1.0K_{SUD}$
	1-15	$G+E+P+S+0.4K_{SNS}-1.0K_{SUD}$
	1-16	$G+E+P+S-0.4K_{SNS}+1.0K_{SUD}$

注 :  $K_{SEW}$ は東向きを,  $K_{SNS}$ 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

##### a. 地震荷重

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。

##### b. 地震荷重以外の荷重

地震荷重以外の荷重については、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。

#### (5) 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で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。

軸力、曲げモーメント及び面内せん断力については、必要鉄筋量が配筋量を超えないことを確認する。必要鉄筋量（ $A$ ）は、「RC-N規準」に基づき、各要素の縦方向と横方向の軸力と曲げモーメントに対して必要となる片側鉄筋量（ $A_t$ ）を柱の許容応力度設計式を用いて算定し、これと面内せん断力に対して必要となる全鉄筋量（ $A_s$ ）より、下式によって算定する。なお、軸力及び曲げモーメントに対する必要鉄筋量は、「技術基準解説書」に基づき、鉄筋の引張強度を1.1倍として算定する。

$$A = A_t + A_s/2$$

面外せん断力については、「RC-N規準」に基づいて求めた短期許容せん断応力度を超えないことを確認する。

#### 4.4.2 杭の評価方法

##### (1) 解析モデル

杭に作用する応力は、弾性支承ばりモデルを用いた弾性応力解析により算定する。解析には、解析コード「Soil Plus Ver. 2015 Build3」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性の確認等の概要については、添付書類「V-5-59 計算機プログラム（解析コード）の概要・Soil Plus」に示す。

解析モデルを図 4-5 に示す。

解析モデルは、杭材を梁要素として剛性を考慮する。これらの要素には、表 4-17 に示すコンクリートの物性値を与える。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。杭周には「基礎指針」に基づき評価した水平地盤ばねを設ける。

以下に水平地盤ばね定数の評価式を示す。なお、評価式に用いる定数  $\alpha$  及び変形係数  $E_0$  は表 4-18 の通り設定する。

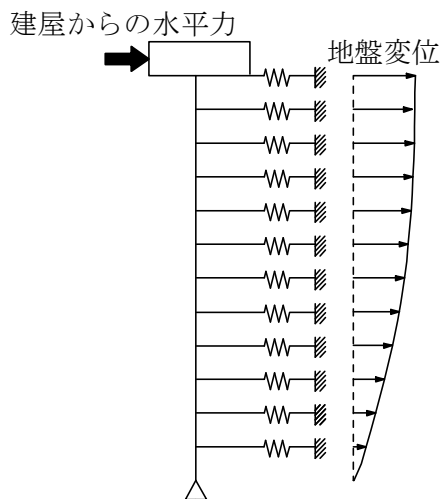


図 4-5 解析モデル

表 4-17 コンクリートの物性値

諸元		物性値
設計基準強度	$F_c$	24.0 N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数	$E_c$	$2.27 \times 10^4$ N/mm <sup>2</sup>
ポアソン比	$\nu$	0.2

・ 水平地盤ばね定数の評価式

$$K_H = k_h \cdot B \cdot \Delta L$$

$$0.0 \leq \bar{y} \leq 0.1 \text{ の場合, } k_h = 3.16 \cdot k_{h0}$$

$$0.1 \leq \bar{y} \text{ の場合, } k_h = k_{h0} \cdot \bar{y}^{-1/2}$$

$$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot \bar{B}^{-3/4}$$

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

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

ここで,

$K_H$  : 水平地盤ばね定数 (kN/m)

$k_h$  : 水平地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B$  : 杭径 (m)

$\Delta L$  : 杭の支配長さ (m)

$\bar{y}$  : 無次元化水平変位 (水平変位量 1 cm に対する水平変位)

$k_{h0}$  : 基準水平地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>, 水平変位量が 1 cm 時の水平地盤反力係数)

$\alpha$  : 変形係数  $E_0$  の評価法によって決まる定数 (m<sup>-1</sup>)

$\xi$  : 群杭係数

$E_0$  : 変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\bar{B}$  : 無次元化杭径 (杭径を cm で表した無次元数値)

$R$  : 杭中心間隔 (m) (本検討では平均的な杭間隔とし,  $R = 4.0$  m とする。)

表 4-18 変形係数  $E_0$  の算出方法と定数  $\alpha$  の設定値

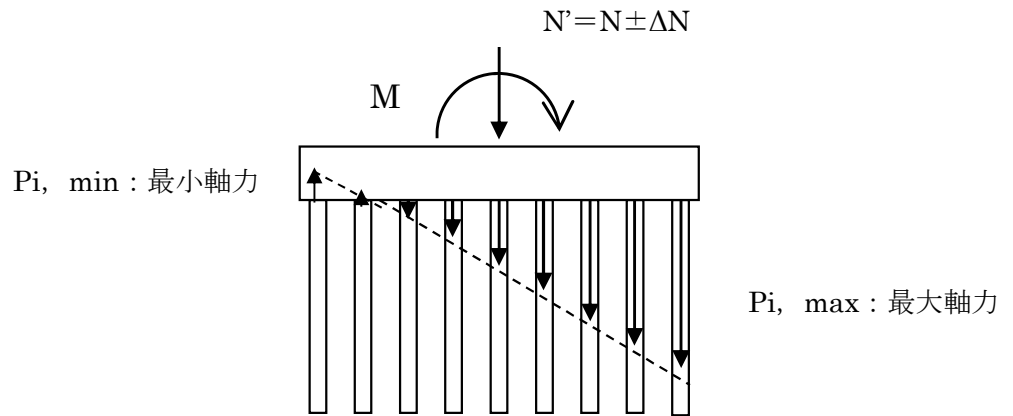
評価対象	変形係数 $E_0$ の算出方法	定数 $\alpha$ の設定値
地盤改良体	一軸圧縮試験の結果を用いる。	$\alpha = 80$
粘性土・砂質土	ボーリングデータから算出した平均 N 値に基づき, $E_0 = 700 \cdot N$ で算出する。	粘性土: $\alpha = 60$ 砂質土: $\alpha = 80$



(2) 杭1本に作用する軸力

各杭に作用する軸力算定の概念を図4-6に示す。杭の軸力は、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、緊急時対策所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、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、「基礎指針」より設定する。表4-19に極限支持力及び残留引抜き抵抗力を示す。



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

ここで、

- $P_i$  : 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4-6 杭の軸力算定概念

表 4-19 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 1000	17224kN	9313kN

(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 4-20 に、杭の評価における荷重の組合せケースを表 4-21 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 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 4-20 支持力等の評価における荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
$S_s$ 地震時	1-1	$G+E+P+S+1.0K_{SNS}-0.4K_{SUD}$
	1-2	$G+E+P+S+1.0K_{SNS}+0.4K_{SUD}$
	1-3	$G+E+P+S+0.4K_{SNS}-1.0K_{SUD}$
	1-4	$G+E+P+S+0.4K_{SNS}+1.0K_{SUD}$
	1-5	$G+E+P+S+1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	1-6	$G+E+P+S+1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	1-7	$G+E+P+S+0.4K_{SEW}-1.0K_{SUD}$
	1-8	$G+E+P+S+0.4K_{SEW}+1.0K_{SUD}$

注 :  $K_{SUD}$  は上向きを正とする。

表 4-21 杭の評価における荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ	備考
$S_s$ 地震時	1	$1.0K_{SNS}$	最小軸力時 (ケース No. 1-1)
	2	$1.0K_{SNS}$	最大軸力時 (ケース No. 1-2)
	3	$1.0K_{SEW}$	最小軸力時 (ケース No. 1-5)
	4	$1.0K_{SEW}$	最大軸力時 (ケース No. 1-6)

(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水平地盤ばね反力を杭本数で除した杭 1 本当たりの荷重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。

(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 4-22 に示す。

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では，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杭の短期許容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では，杭に生じるせん断力が杭の短期せん断耐力以下であることを確認する。

杭軸力を考慮した短期許容曲げモーメント及び短期せん断耐力は，「SRC 規準」に基づき下式により算定する。曲げモーメントと杭軸力の関係を図 4-3 に，短期許容せん断力の算定結果を表 4-23 に示す。

・杭軸力を考慮した短期許容曲げモーメントの評価式

$${}_r N_t \leq {}_r N_c \text{ または } M \geq {}_s M_0 \text{ のとき}$$

$$N = {}_r N$$

$$M \leq {}_s M_0 + {}_r M$$

$$N > {}_r N_c \text{ または } M < {}_s M_0 \text{ のとき}$$

$$N \leq {}_r N_c + {}_s N$$

$$M = {}_s M$$

$$N > {}_r N_t \text{ または 軸方向力が引張りで } M < {}_s M_0 \text{ のとき}$$

$$N \geq {}_r N_t + {}_s N$$

$$M = {}_s M$$

ここで，

${}_r N_t$  : 鉄筋コンクリート部分が引張力のみを受ける場合の許容引張力で符号は負とする。(N)

$N$  : 設計用圧縮力 (N)

${}_r N_c$  : 鉄筋コンクリート部分が圧縮力のみを受ける場合の許容圧縮力 (N)

$M$  : 設計用曲げモーメント (N・mm)

${}_s M_0$  : 鋼管部分が曲げモーメントのみを受ける場合の許容曲げモーメント (N・mm)

${}_r N$  : 鉄筋コンクリート部分の許容圧縮力 (N)

${}_r M$  : 鉄筋コンクリート部分の許容曲げモーメント (N・mm)

${}_s N$  : 鋼管部分の許容圧縮力 (N)

${}_s M$  : 鋼管部分の許容曲げモーメント (N・mm)

・  ${}_sM_0$ ,  ${}_sN$ ,  ${}_sM$  の算定式  

$${}_sM_0 = {}_sZ \cdot {}_sf_t$$

${}_sN$  が圧縮力の場合,

$$\frac{{}_sN}{{}_sA} + \frac{{}_sM}{{}_sZ} = {}_sf_c$$

${}_sN$  が引張力の場合,

$$\frac{{}_sN}{{}_sA} - \frac{{}_sM}{{}_sZ} = -{}_sf_t$$

ここで,

- ${}_sZ$  : 鋼管の断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- ${}_sf_t$  : 鋼管の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- ${}_sA$  : 鋼管部分の断面積 (mm<sup>2</sup>)
- ${}_sf_c$  : 鋼管の許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

・  ${}_rN_c$ ,  ${}_rN_t$  の算定式

$${}_rN_c = \min({}_rN_{c1}, {}_rN_{c2})$$

$${}_rN_{c1} = A_e \cdot f_c$$

$${}_rN_{c2} = \frac{A_e \cdot m f_c}{n}$$

$${}_rN_t = -{}_mA \cdot {}_mf_t$$

ここで,

- ${}_rN_{c1}$  : 鉄筋コンクリート部分が圧縮力のみを受ける場合の許容圧縮力でコンクリートの許容圧縮応力度で決まる値 (N)
- ${}_rN_{c2}$  : 鉄筋コンクリート部分が圧縮力のみを受ける場合の許容圧縮力で主筋の許容圧縮応力度で決まる値 (N)
- $A_e$  : コンクリートの等価断面積 (mm<sup>2</sup>) (コンクリート断面に主筋の断面積を  $n$  倍して加算した断面積)
- $f_c$  : コンクリートの許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- ${}_mf_c$  : 主筋の許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $n$  : ヤング係数比
- ${}_mA$  : 全主筋断面積 (mm<sup>2</sup>)
- ${}_mf_t$  : 主筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

・短期許容せん断力の評価式

$${}_s Q_d \leq {}_s Q$$

$${}_s Q_d = Q$$

$${}_s Q = \frac{{}_s A}{2} \cdot {}_s f_s$$

ここで、

${}_s Q_d$  : 鋼管部分の設計用せん断力 (N)

${}_s Q$  : 鋼管部分の許容せん断力 (N)

$Q$  : 設計用せん断力 (N)

${}_s A$  : 鋼管部分の断面積 (mm<sup>2</sup>)

${}_s f_s$  : 鋼管の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (=  $F/\sqrt{3}$ ,  $F$  は鋼材の基準強度)

表 4-22 杭の断面性能

外径 D (mm)	板厚 t (mm)	全断面積 A (mm <sup>2</sup> )	せん断 断面積 A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	断面 2 次 モーメント I (mm <sup>4</sup> )
1000	22	1.300	0.9436	0.1105

注 1 : 表中の断面性能はコンクリート換算した値である。

注 2 : 上記の板厚に対して腐食代 1 mm を考慮する。

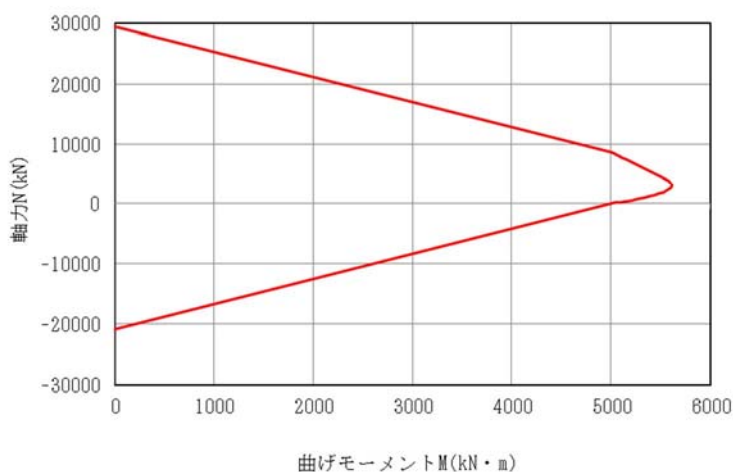


図 4-3 杭の曲げモーメントと杭軸力の関係

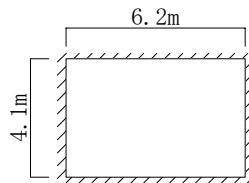
表 4-23 杭の短期許容せん断力

杭径 (mm)	短期許容せん断力 (kN)
φ 1000	6026

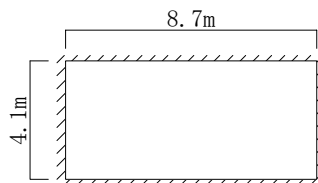
#### 4.4.3 床スラブの評価方法

##### (1) 解析モデル

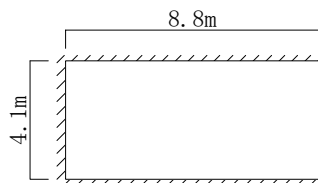
床スラブの解析モデルは、柱、壁及び梁で囲まれた範囲について、四辺固定版としてモデル化する。解析モデルを図4-に示す。また、使用材料のコンクリートの物性値を表4-24に示す。



(スラブ厚  $t=1.0$  m)  
(a) 3階床スラブ S1



(スラブ厚  $t=0.6$  m)  
(b) 4階屋根スラブ S2



(スラブ厚  $t=0.5$  m)  
(c) 3階床スラブ S3

図4-7 解析モデル

表4-24 コンクリートの物性値

諸元		物性値
設計基準強度	$F_c$	$30.0 \text{ N/mm}^2$
ヤング係数	$E_c$	$2.44 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	$\nu$	0.2

(2) 荷重ケース

$S_s$ 地震時の床スラブに作用する応力は、「4.2 荷重及び荷重の組合せ」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 4-25 に示す。作用荷重のうち地震荷重は、固定荷重、機器配管荷重、積載荷重及び積雪荷重と同じ下向きに作用する場合に生じる応力が最大となるため、地震荷重は鉛直下向きの場合のみ考慮する。

表 4-25 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
$S_s$ 地震時	1-1	$G+E+P+S-1.0K_{SUD}$

注 :  $K_{SUD}$ は上向きを正とする。

## (4) 応力の評価方法

S<sub>s</sub>地震時に発生する床スラブの応力は、長期荷重時の端部モーメント、中央モーメント及びせん断力を鉛直震度により係数倍することで求める。長期荷重時の端部モーメント、中央モーメント及びせん断力の算出方法は下式の通り算出する。長期荷重時の端部モーメント、中央モーメント及びせん断力を表 4-26 に、鉛直震度より算出した端部モーメント、中央モーメント及びせん断力を表 4-27 に示す。

(四辺固定版)

- ・長期荷重時の短辺の端部モーメント ( $M_{x1}$ )

$$M_{x1} = -\frac{1}{12} w_x l_x^2$$

- ・長期荷重時の短辺の中央モーメント ( $M_{x2}$ )

$$M_{x2} = \frac{1}{18} w_x l_x^2$$

- ・長期荷重時の短辺のせん断力 ( $Q_x$ )

$$Q_x = 0.52 w l_x$$

- ・長期荷重時の長辺の端部モーメント ( $M_{y1}$ )

$$M_{y1} = -\frac{1}{24} w l_x^2$$

- ・長期荷重時の長辺の中央モーメント ( $M_{y2}$ )

$$M_{y2} = \frac{1}{36} w l_x^2$$

- ・長期荷重時の長辺のせん断力 ( $Q_y$ )

$$Q_y = 0.46 w l_x$$

ここで、

$l_x$  : 短辺有効スパン (m)

$l_y$  : 長辺有効スパン (m)

$w$  : 単位面積あたりの長期荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$w_x = \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} w$$



表 4-26 長期荷重時の端部モーメント、中央モーメント及びせん断力

部 位	スラブ厚 (mm)	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)
3 階床スラブ S1	1000	短辺 (NS)	36.4	24.2	65.9
		長辺 (EW)	21.7	14.4	58.3
4 階屋根スラブ S2	600	短辺 (NS)	30.2	20.1	48.2
		長辺 (EW)	15.8	10.6	42.6
3 階床スラブ S3	500	短辺 (NS)	24.9	16.6	39.7
		長辺 (EW)	13.1	8.7	35.2

表 4-27 鉛直震度より算出した端部モーメント、中央モーメント及びせん断力

部 位	検討用 鉛直震度	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)
3 階床スラブ S1	0.644	短辺 (NS)	59.8	39.9	109
		長辺 (EW)	35.7	23.8	95.9
4 階屋根スラブ S2	0.679	短辺 (NS)	50.7	33.8	80.9
		長辺 (EW)	26.6	17.8	71.6
3 階床スラブ S3	0.644	短辺 (NS)	41.0	27.4	65.4
		長辺 (EW)	21.5	14.4	57.8

(5) 断面の評価方法

a. 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、次式をもとに計算した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、

$M_A$  : 許容曲げモーメント (N・mm)

$a_t$  : 引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$f_t$  : 鉄筋の短期許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$j$  : 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)

b. 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)

$\alpha$  : 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 (N/mm<sup>2</sup>)

5. 評価結果

5.1 地震応答解析による評価結果

5.1.1 耐震壁の評価結果

耐震壁について、 $S_s$ 地震時の各層の最大せん断ひずみが許容限界 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認する。

地盤物性のばらつきを考慮した最大せん断ひずみは  $0.115 \times 10^{-3}$  (要素番号 (4), 地盤 +  $\sigma$  相当, EW 方向,  $S_s - 22$ ) であり、許容限界 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認した。

要素番号 (4), EW 方向,  $S_s - 22$  の  $Q-\gamma$  関係と最大応答値を図 5-1 に示す。

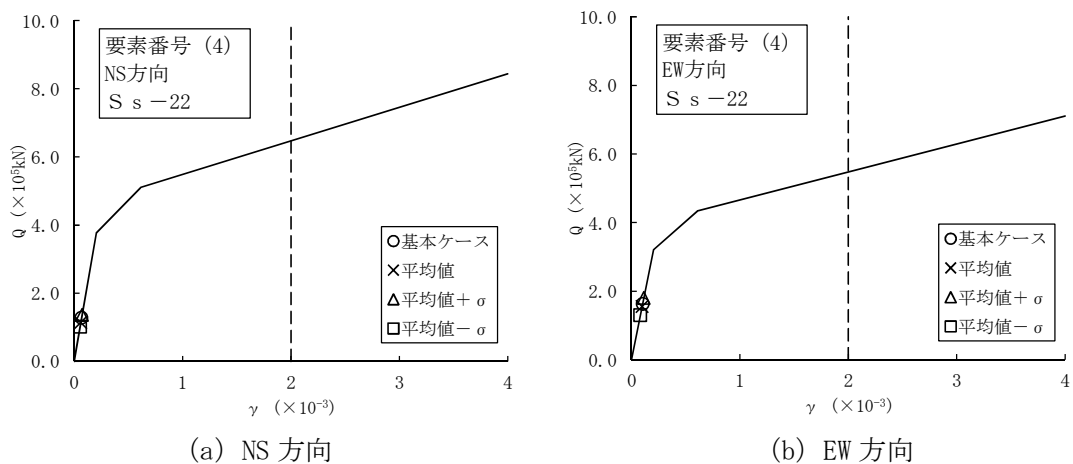


図 5-1  $Q-\gamma$  関係と最大応答値

5.1.2 保有水平耐力

各部材において、保有水平耐力  $Q_u$  が必要保有水平耐力  $Q_{un}$  に対して妥当な安全余裕を有することを確認する。なお、各部材の保有水平耐力  $Q_u$  は、添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」に示すせん断力のスケルトン曲線の  $Q_3$  に基づき算出する。

必要保有水平耐力  $Q_{un}$  と保有水平耐力  $Q_u$  の比較結果を表 5-1 に示す。各要素において、保有水平耐力  $Q_u$  が必要保有水平耐力  $Q_{un}$  に対して妥当な安全余裕を有することを確認した。なお、必要保有水平耐力  $Q_{un}$  に対する保有水平耐力  $Q_u$  の比は最小で 4.42 である。

表 5-1 (1/2) 必要保有水平耐力  $Q_{un}$  と保有水平耐力  $Q_u$  の比較結果 (NS 方向)

要素 番号	EL. (m)	必要保有水平耐力 $Q_{un}$ (kN)	保有水平耐力 $Q_u$ (kN)	$Q_u/Q_{un}$
(1)	43.50 ~ 51.00	19700	296000	15.0
(2)	37.00 ~ 43.50	74600	775000	10.4
(3)	30.30 ~ 37.00	117000	756000	6.46
(4)	23.30 ~ 30.30	159000	844000	5.31

表 5-1 (2/2) 必要保有水平耐力  $Q_{un}$  と保有水平耐力  $Q_u$  の比較結果 (EW 方向)

要素 番号	EL. (m)	必要保有水平耐力 $Q_{un}$ (kN)	保有水平耐力 $Q_u$ (kN)	$Q_u/Q_{un}$
(1)	43.50 ~ 51.00	20200	189000	9.36
(2)	37.00 ~ 43.50	70500	604000	8.57
(3)	30.30 ~ 37.00	118000	605000	5.13
(4)	23.30 ~ 30.30	161000	711000	4.42

## 5.2 応力解析による評価結果

### 5.2.1 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、緊急時対策所建屋の基礎スラブの厚さを図 5-2 に、配筋一覧を表 5-2 に、せん断補強筋の設定範囲を図 5-3 に示す。

断面の評価結果を記載する要素を、配筋毎に以下のとおり選定する。

軸力、曲げモーメント及び面内せん断力に対する評価については、必要鉄筋量に対する配筋量の割合が最小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、面外せん断力に対する短期許容せん断力の割合が最小となる要素をそれぞれ選定する。

選定した要素の位置を図 5-4 及び図 5-5 に、評価結果を表 5-3 に示す。

S<sub>0</sub>地震時において、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力に対する必要鉄筋量が配筋量を超えないことを確認した。また、面外せん断力が短期許容せん断力を超えないことを確認した。

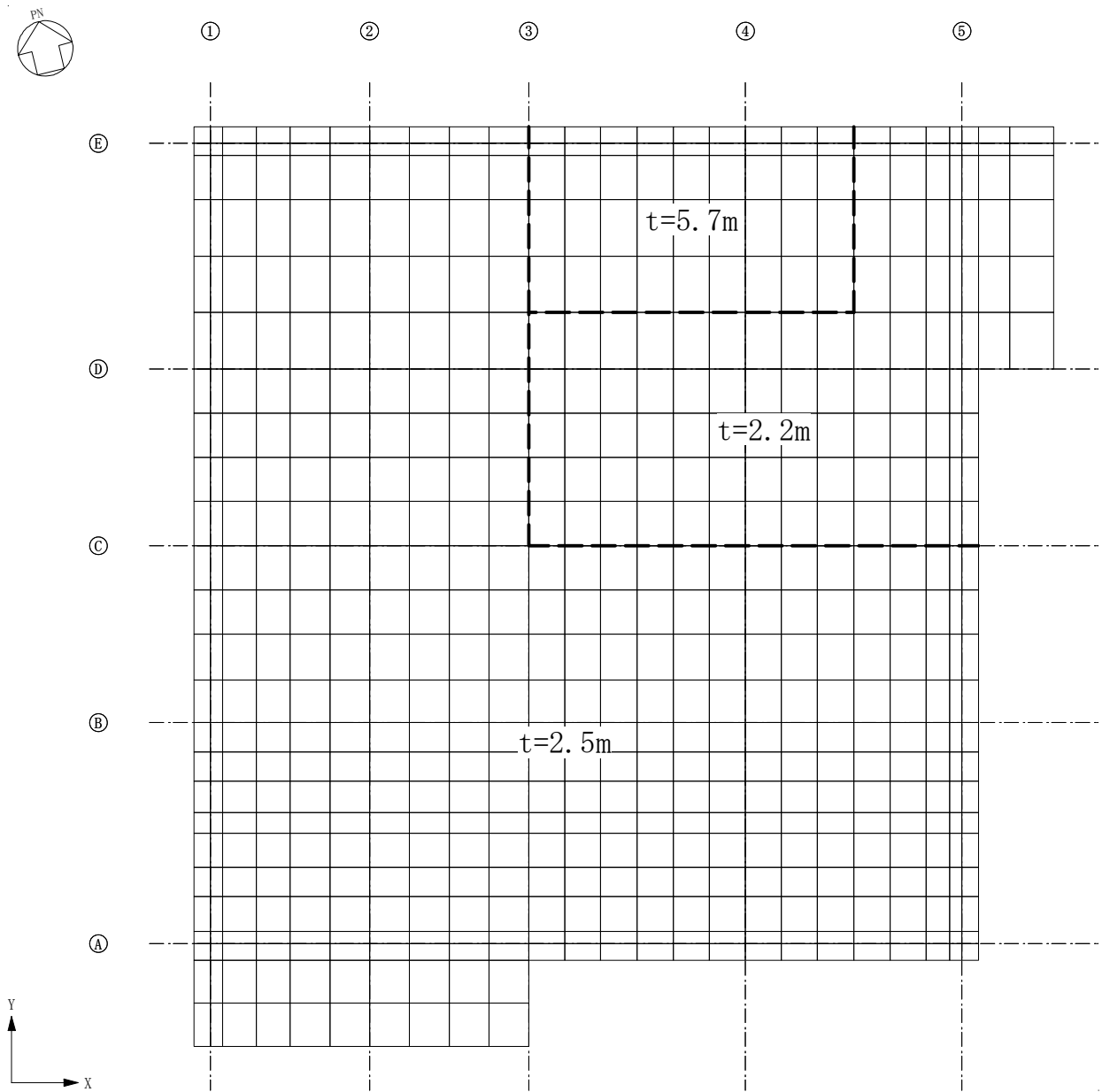


図 5-2 緊急時対策所建屋の基礎スラブ厚さ

表 5-2 緊急時対策所建屋の基礎スラブの配筋一覧

標高 EL. (m)	断面厚 (m)	方向	位置	設計配筋
20.8~23.3	2.5	NS	上端	2-D38@200
			下端	2-D38@200
		EW	上端	2-D38@200
			下端	2-D38@200
20.8~23.0	2.2	NS	上端	2-D38@200
			下端	2-D38@200
		EW	上端	2-D38@200
			下端	2-D38@200
17.3~23.0	5.7	NS	上端	2-D38@200
			下端	2-D38@200
		EW	上端	2-D38@200
			下端	2-D38@200

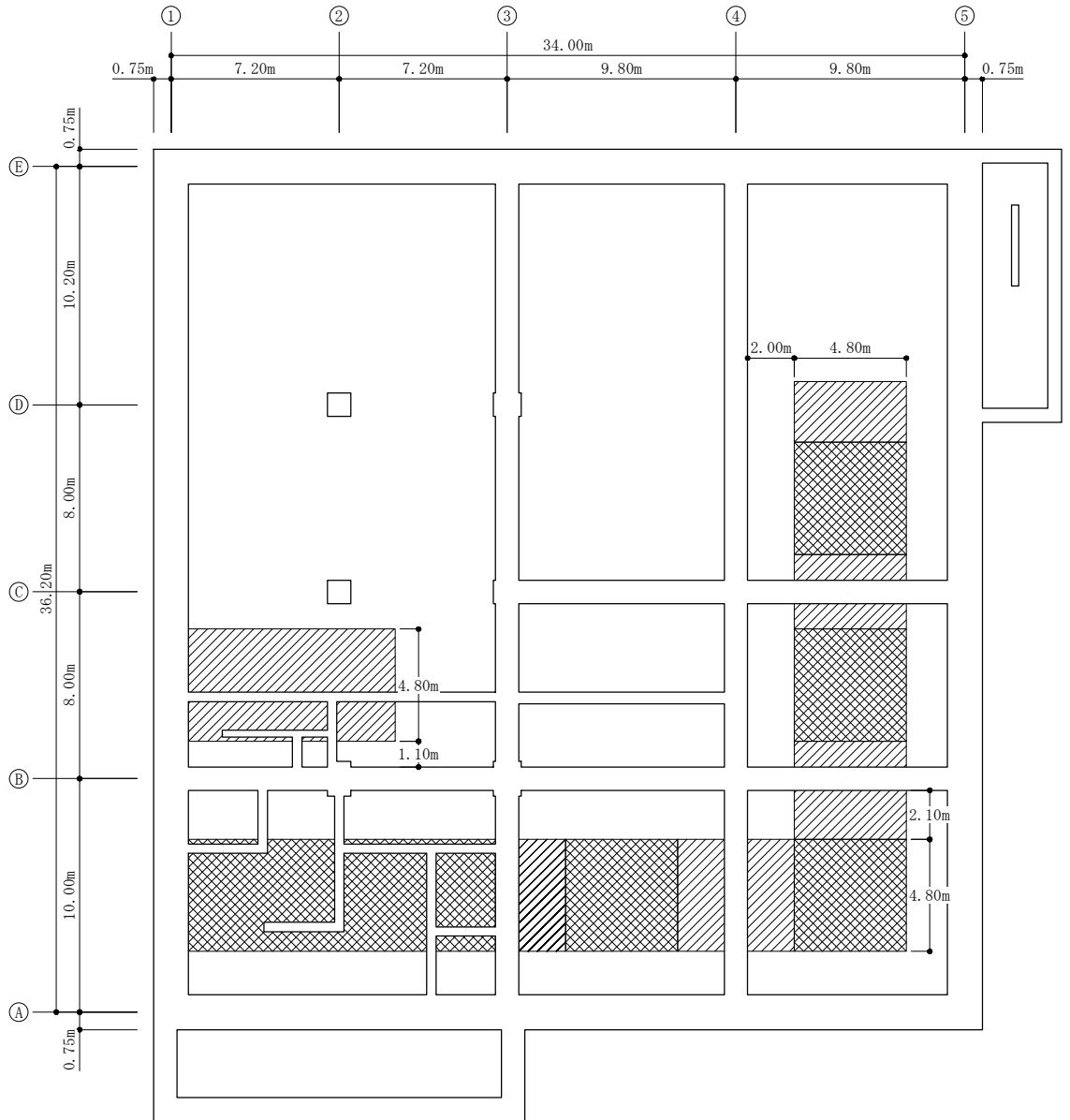
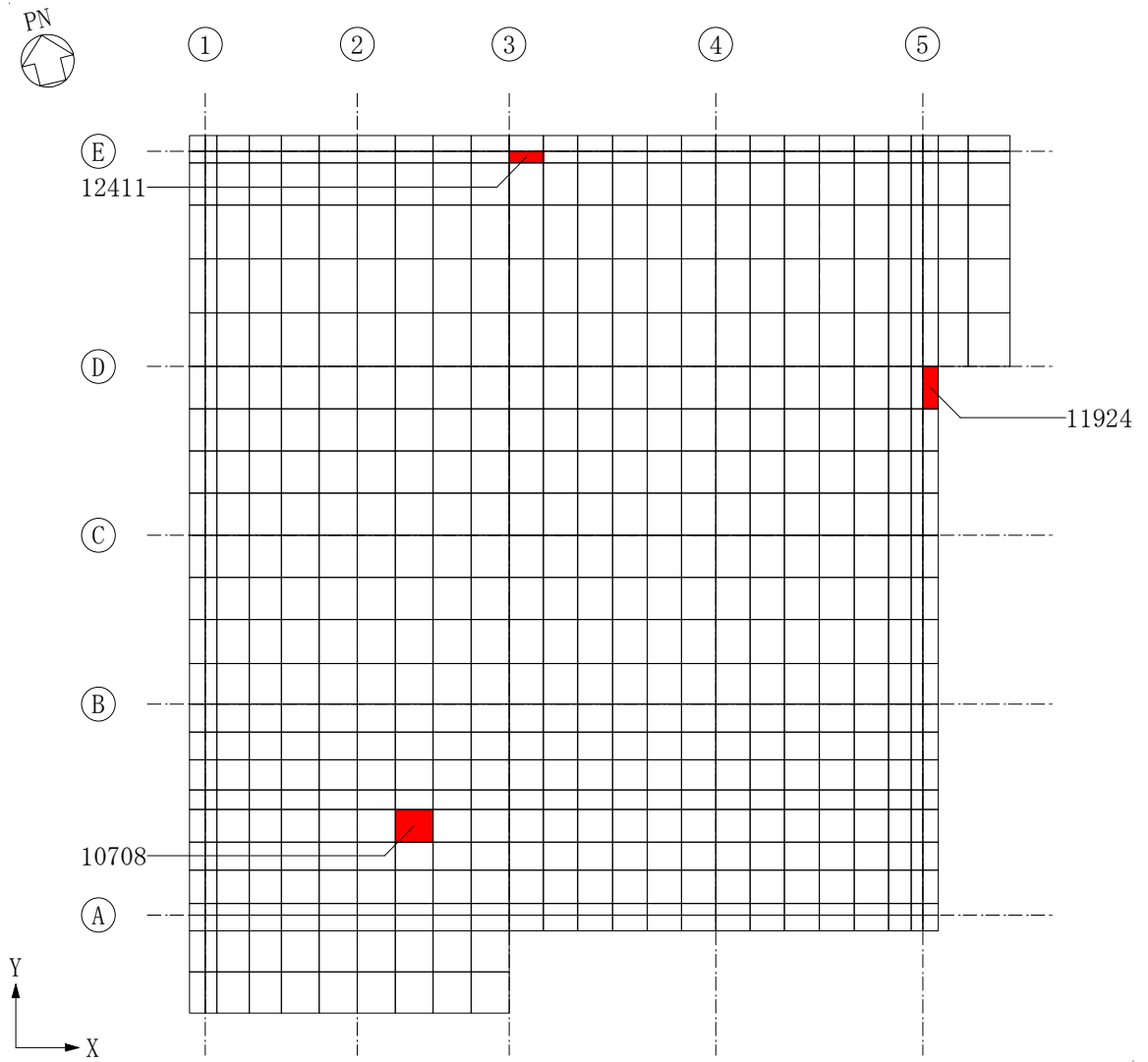


図 5-3 せん断補強筋の設定範囲



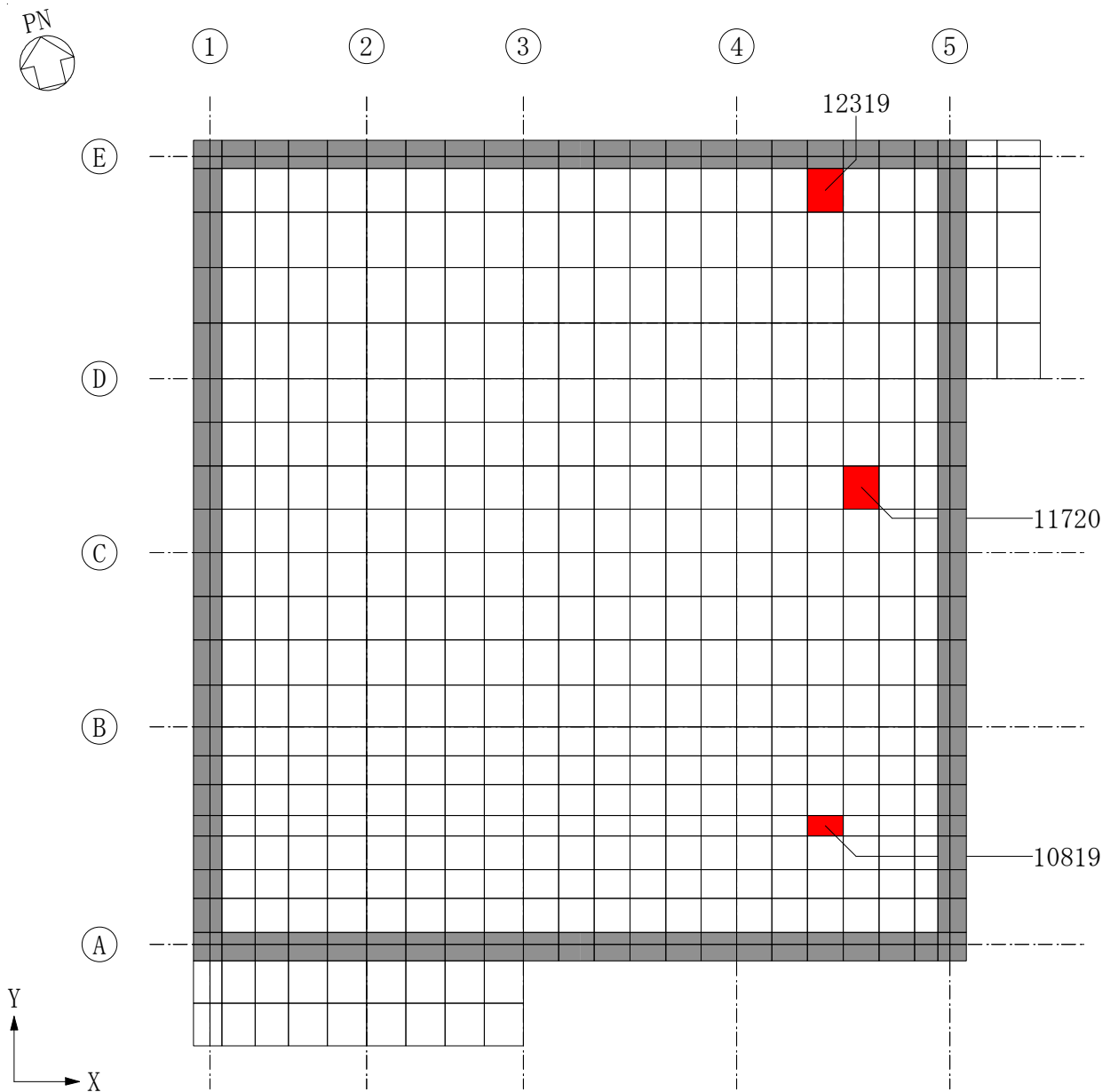


注：図中引出線の数字は、要素番号を示す。

(a) NS 方向

図 5-4 主筋評価で選定した要素の位置 (S<sub>s</sub>地震時) (1/2)



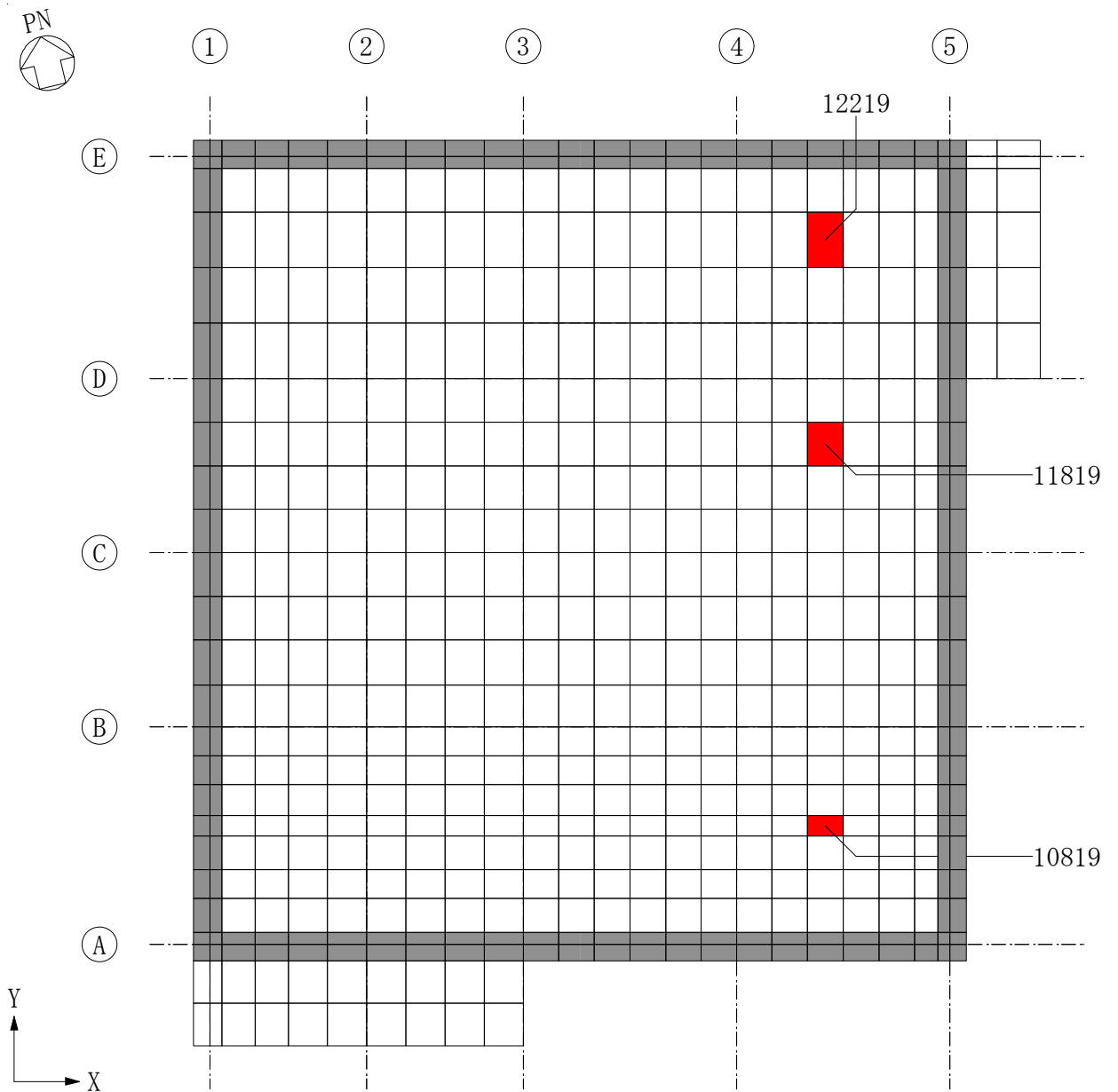


注1 : 図中灰色部分は、耐震壁直下のため評価対象外とする。

注2 : 図中引出線の数字は、要素番号を示す。

(a) NS 方向

図 5-5 せん断補強筋評価で選定した要素の位置 (S<sub>s</sub>地震時) (1/2)



注1 : 図中灰色部分は、耐震壁直下のため評価対象外とする。

注2 : 図中引出線の数字は、要素番号を示す。

(b) EW 方向

図 5-5 せん断補強筋評価で選定した要素の位置 (S<sub>s</sub>地震時) (2/2)

表 5-3 評価結果

評価項目				要素 番号	荷重の 組合せ ケース	解析 結果	許容値	備考
軸力 + 曲げ モーメント + 面内 せん断力	NS 方向	必要鉄筋比/配筋量	部材厚 2.5 m	10708	1-3	0.448	1.00	引張鉄筋
		必要鉄筋比/配筋量	部材厚 2.2 m	11924	1-3	0.380	1.00	引張鉄筋
		必要鉄筋比/配筋量	部材厚 5.7 m	12411	1-2	0.308	1.00	引張鉄筋
	EW 方向	必要鉄筋比/配筋量	部材厚 2.5 m	10417	1-2	0.440	1.00	引張鉄筋
		必要鉄筋比/配筋量	部材厚 2.2 m	12020	1-5	0.399	1.00	引張鉄筋
		必要鉄筋比/配筋量	部材厚 5.7 m	12417	1-2	0.439	1.00	引張鉄筋
面外 せん断力	NS 方向	面外せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	部材厚 2.5 m	10819	1-1	0.990	3.10	せん断補強筋
		面外せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	部材厚 2.2 m	11720	1-1	0.762	3.10	せん断補強筋
		面外せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	部材厚 5.7 m	12319	1-1	0.637	1.18	コンクリート
	EW 方向	面外せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	部材厚 2.5 m	10819	1-1	0.930	3.10	せん断補強筋
		面外せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	部材厚 2.2 m	11819	1-1	0.690	3.10	せん断補強筋
		面外せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	部材厚 5.7 m	12219	1-1	0.517	1.18	コンクリート

### 5.2.2 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評価結果を表 5-4 に示す。

S<sub>s</sub>地震時において、発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 5-4 杭応力に対する評価結果

	許容限界	S <sub>s</sub> 地震時	検定比
最大鉛直支持力 (kN/本)	17224	10819	0.63
最大引抜き力 (kN/本)	9313	2479	0.27
最大曲げモーメント (kN・m/本)	4917	1617	0.33
最大せん断力 (kN/本)	6026	650	0.11

### 5.2.3 床スラブの評価結果

床スラブの配筋を表 5-5 に、断面の評価結果を表 5-6～表 5-8 に示す。

S<sub>s</sub>地震時において、発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 5-5 床スラブの配筋

部材	方向	上端筋	断面積 (mm <sup>2</sup> /m)	下端筋	断面積 (mm <sup>2</sup> /m)
3 階床スラブ S1	短辺 (NS)	D19@200	1435	D19@200	1435
	長辺 (EW)	D19@200	1435	D19@200	1435
4 階屋根スラブ S2	短辺 (NS)	D16@200	995	D16@200	995
	長辺 (EW)	D16@200	995	D16@200	995
3 階床スラブ S3	短辺 (NS)	D16@200	995	D16@200	995
	長辺 (EW)	D16@200	995	D16@200	995

表 5-6 評価結果 (3 階床スラブ S1)

方 向		短辺 (NS)	長辺 (EW)
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1000 × 1000	
有効せい d (mm)		900	
配 筋	上 端	D19@200 (1435 mm <sup>2</sup> )	D19@200 (1435 mm <sup>2</sup> )
	下 端	D19@200 (1435 mm <sup>2</sup> )	D19@200 (1435 mm <sup>2</sup> )
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m)	59.8	35.7
	許容曲げモーメント M <sub>A</sub> (kN・m)	389	389
	検定値 M/M <sub>A</sub>	0.16	0.10
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN)	109	95.9
	せん断スパン比による割増係数 α	1.0	1.0
	許容値 Q <sub>A</sub> (kN)	933	933
	検定値 Q/Q <sub>A</sub>	0.12	0.11
判 定		可	可



表 5-7 評価結果 (4 階屋根スラブ S2)

方 向		短辺 (NS)	長辺 (EW)
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		600 × 1000	
有効せい d (mm)		500	
配 筋	上 端	D16@200 (995 mm <sup>2</sup> )	D16@200 (995 mm <sup>2</sup> )
	下 端	D16@200 (995 mm <sup>2</sup> )	D16@200 (995 mm <sup>2</sup> )
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m)	50.7	26.6
	許容曲げモーメント M <sub>A</sub> (kN・m)	128	128
	検定値 M/M <sub>A</sub>	0.40	0.21
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN)	80.9	71.6
	せん断スパン比による割増係数 α	1.0	1.0
	許容値 Q <sub>A</sub> (kN)	518	518
	検定値 Q/Q <sub>A</sub>	0.16	0.14
判 定		可	可

表 5-8 評価結果 (3 階床スラブ S3)

方 向		短辺 (NS)	長辺 (EW)
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		500 × 1000	
有効せい d (mm)		400	
配 筋	上 端	D16@200 (995 mm <sup>2</sup> )	D16@200 (995 mm <sup>2</sup> )
	下 端	D16@200 (995 mm <sup>2</sup> )	D16@200 (995 mm <sup>2</sup> )
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m)	41.0	21.5
	許容曲げモーメント M <sub>A</sub> (kN・m)	102	102
	検定値 M/M <sub>A</sub>	0.40	0.21
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN)	65.4	57.8
	せん断スパン比による割増係数 α	1.0	1.0
	許容値 Q <sub>A</sub> (kN)	414	414
	検定値 Q/Q <sub>A</sub>	0.16	0.14
判 定		可	可

別紙 液状化影響検討について

## 目次

1. 概要	別紙-1
2. 地震応答解析方法	別紙-1
3. 解析条件	別紙-2
3.1 解析モデル	別紙-2
3.2 入力地震動の設定	別紙-9
3.3 許容限界	別紙-12
3.4 評価方法	別紙-12
4. 評価結果	別紙-15

## 1. 概要

添付書類「V-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2. 地震応答解析の方針」に基づき、緊急時対策所建屋の杭の耐震設計について、地盤の有効応力の変化に伴う影響を検討するため、有効応力解析を実施する。

## 2. 地震応答解析方法

緊急時対策所建屋の有効応力の変化を考慮した地震応答解析(以下、地震応答解析という。)は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver.7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-10 計算機プログラム(解析コード)の概要 FLIP」に示す。

### 3. 解析条件

#### 3.1 解析モデル

##### 3.1.1 地盤のモデル化

地盤モデルは、直交する2断面とする。地質断面位置図及び地質断面図を図3-1及び図3-2に示す。解析領域として、鉛直方向はEL. -100 mまで、水平方向は緊急時対策所建屋を中心として両側に100 m程度確保し、解析領域の側面及び底面には粘性境界を設ける。

解析モデルを図3-3に示す。地盤は平面ひずみ要素でモデル化し、基礎スラブと地盤の境界部にはジョイント要素を設ける。杭と地盤間は両者の相対変位を考慮するため、杭-地盤相互作用ばね要素で接続する。耐震評価における有効応力解析では、地盤に双曲線モデル(Hardin-Drnevichモデル)を適用し、非線形特性を考慮する。地下水位は地表面とする。

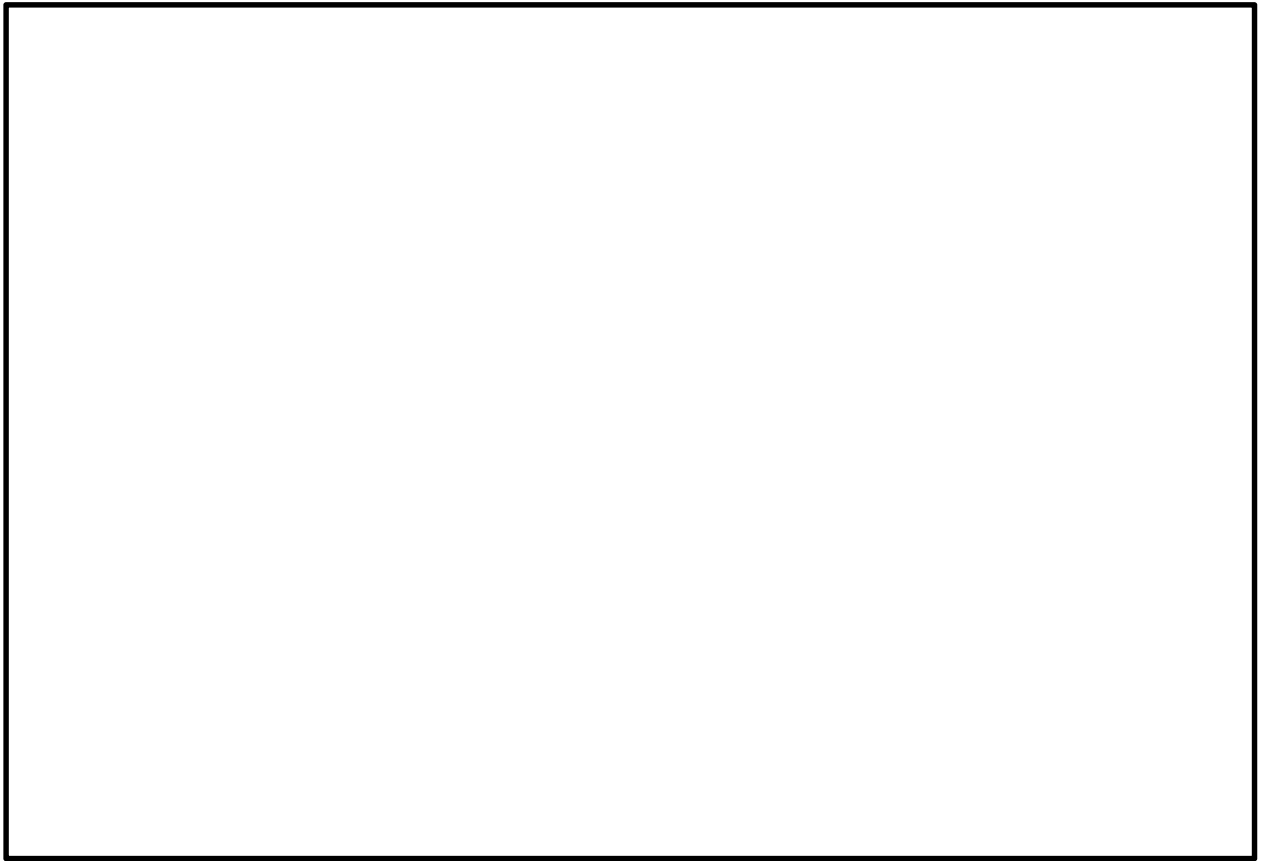
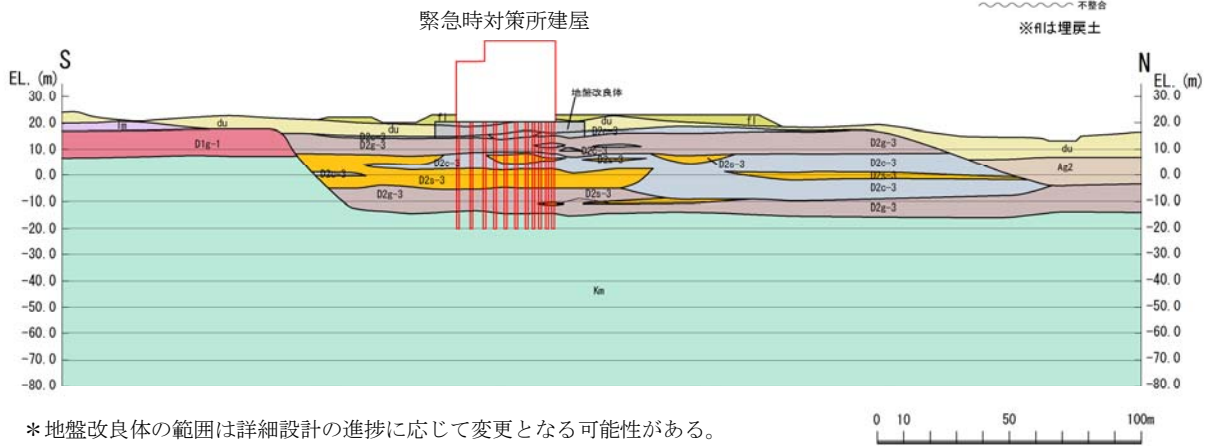


図 3-1 緊急時対策所建屋の地質断面位置図

**地質構成表**

地質時代	地質区分	記号	岩相
第 三 世	完	砂丘砂層	du 砂
			Ag2 砂礫
	沖積層	a1	Ac 粘土
			As 砂
			Ag1 砂礫
第 四 世	更	D2c-3	シルト
		D2a-3	砂
	新 段丘堆積物	D2	D2g-3 砂礫
			D2c-2 シルト
			D2g-2 砂礫
紀 世	D1	fm	ローム
		D1c-1	シルト
		D1g-1	砂礫
第三紀 新世	久米層	Km	砂質泥岩

不整合  
※flは埋戻土

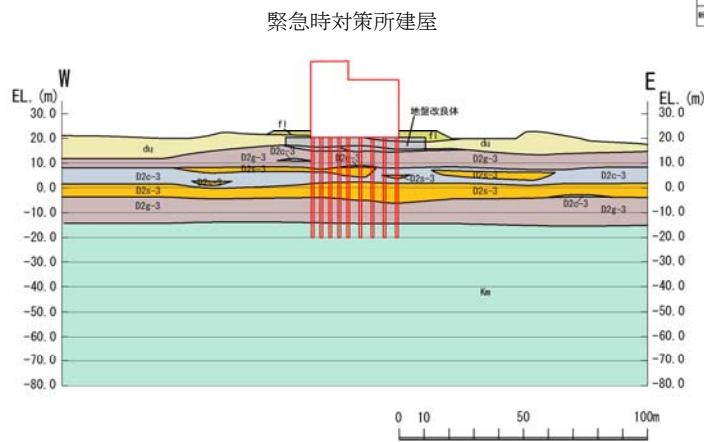


(a) 緊急時対策所周辺断面 (NS方向 ①-①'断面)

**地質構成表**

地質時代	地質区分	記号	岩相
第 三 世	完	砂丘砂層	du 砂
			Ag2 砂礫
	沖積層	a1	Ac 粘土
			As 砂
			Ag1 砂礫
第 四 世	更	D2c-3	シルト
		D2a-3	砂
	新 段丘堆積物	D2	D2g-3 砂礫
			D2c-2 シルト
			D2g-2 砂礫
紀 世	D1	fm	ローム
		D1c-1	シルト
		D1g-1	砂礫
第三紀 新世	久米層	Km	砂質泥岩

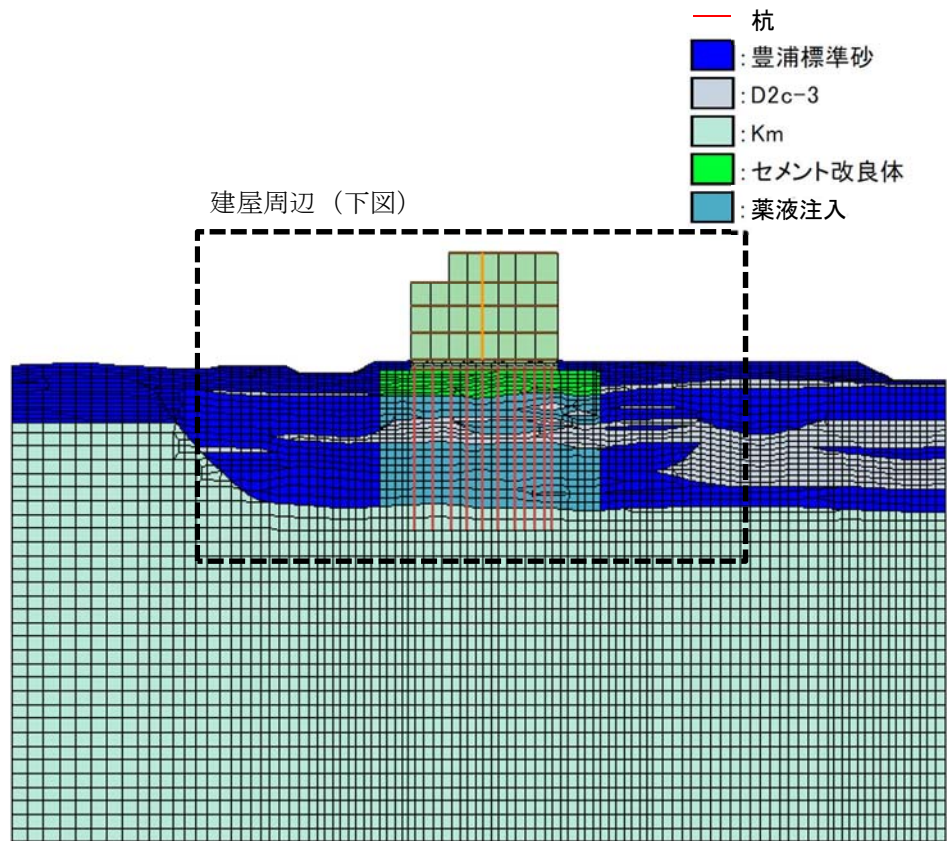
不整合  
※flは埋戻土



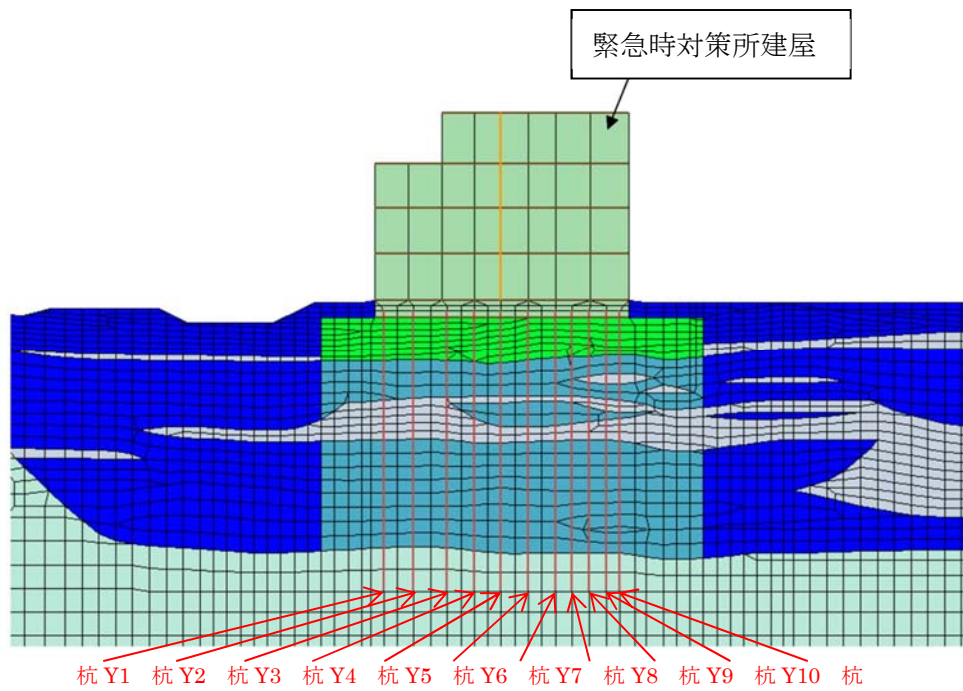
(b) 緊急時対策所周辺断面 (EW方向 ②-②'断面)

図 3-2 地質断面図



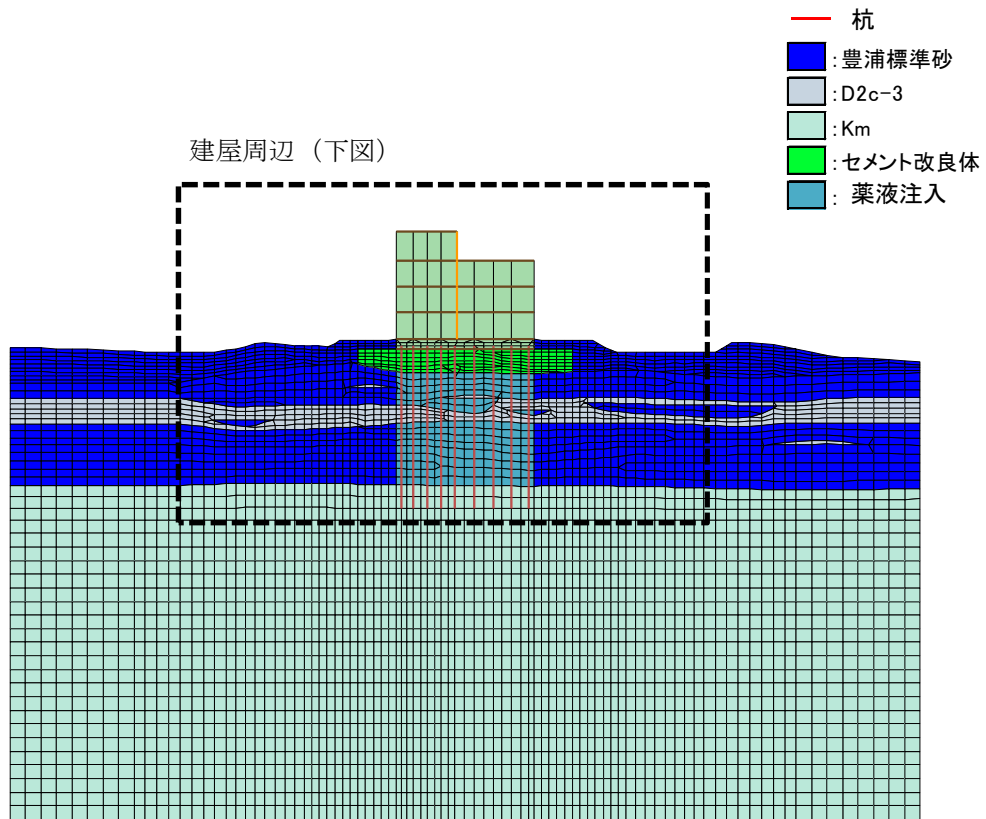


(a) 全体

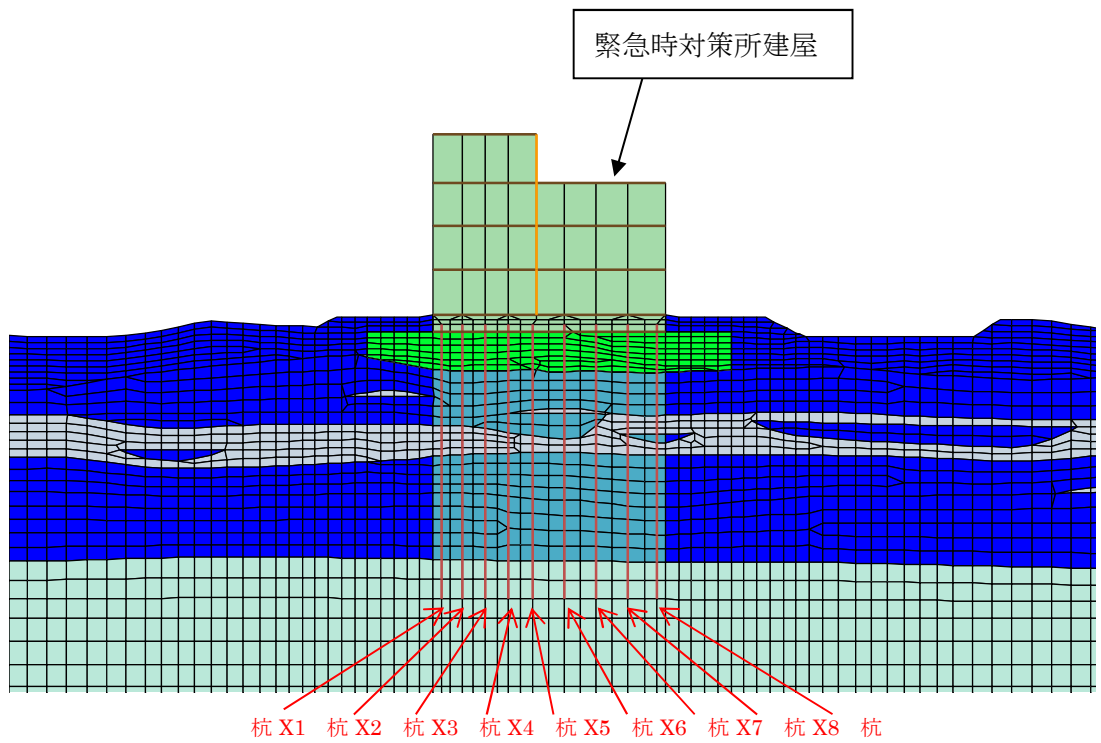


(b) 建屋周辺

図 3-3 (1) 解析モデル (NS 方向 ①-①' 断面)



(a) 全体



(b) 建屋周辺

図 3-3 (2) 解析モデル (EW 方向 ②-②' 断面)

### 3.1.2 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値一覧を表 3-1 に示す。

表 3-1 (1/2) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤		豊浦標準砂
				第四系 (液状化検討対象層)		
				D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 ( ) は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.92	2.15 (2.11)	1.958
	間隙比	e	—	0.79	0.43	0.702
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.19	0.26	0.333
	基準平均有効主応力 ( ) は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	966	1167 (1167)	12.6
	基準初期せん断剛性 ( ) は地下水位以浅	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	650611	1362035 (1362035)	18975
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.192	0.130	0.287
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0.01	0	0
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	35.8	44.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	$\phi_p$	—	33.4	41.4	28
	液状化パラメータ	$S_1$	—	0.048	0.030	0.005
	液状化パラメータ	$W_1$	—	17.6	45.2	5.06
	液状化パラメータ	$P_1$	—	4.80	8.00	0.57
	液状化パラメータ	$P_2$	—	0.96	0.60	0.80
	液状化パラメータ	$C_1$	—	3.15	3.82	1.44

表 3-1 (2/2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤	
				第四系 (非液状化層)	新第三系
				D2c-3	Km
物理特性	密度 ( ) は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$
	基準平均有効主応力 ( ) は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	696	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 ( ) は地下水位以浅	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	285223	
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.186	
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0.026	
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z : 標高 (m)

### 3.1.3 建屋のモデル化

建屋モデルは平面ひずみ要素を用いてモデル化し、質点系モデルに基づく固有周期と一致するように設定する。建屋モデルに使用する材料の物性値を表 3-2 に示す。

表 3-2 使用材料の物性値

使用材料		ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 h (%)
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=30 (N/mm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD345		2.44×10 <sup>4</sup>	1.02×10 <sup>4</sup>	5
場所打ち鋼管 コンクリート杭	コンクリート： Fc=24 (N/mm <sup>2</sup> )	2.27×10 <sup>4</sup>	9.45×10 <sup>3</sup>	1
	鋼管：SKK490 φ1000×t22	2.05×10 <sup>5</sup>	7.90×10 <sup>4</sup>	

### 3.1.4 杭のモデル化

緊急時対策所建屋は、東西方向に 9 列、南北方向に 11 列の合計 88 本の場所打ち鋼管コンクリート杭を介して久米層に岩着している。場所打ち鋼管コンクリート杭の断面性能を表 3-3 に示す。

表 3-3 場所打ち鋼管コンクリート杭の物性値

外径 D (mm)	板厚 t (mm)	全断面積 A (m <sup>2</sup> )	せん断 断面積 As (m <sup>2</sup> )	断面 2 次 モーメント I (m <sup>4</sup> )
1000	22	1.300	0.9436	0.1105

注 1 : 表中の断面性能はコンクリート換算した値である。

注 2 : 上記の板厚に対して腐食代 1 mm を考慮する。

### 3.1.5 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、剛性比例型減衰とする。地盤の減衰定数は 1 % とする。

### 3.2 入力地震動の設定

解析に用いる入力地震動は，解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を，1次元波動論により解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。

検討に用いる地震波は，全周期帯の応答が大きく継続時間の長い基準地震動  $S_s-D1$  とする。入力地震動算定の概念図を図3-4に，入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3-5に示す。

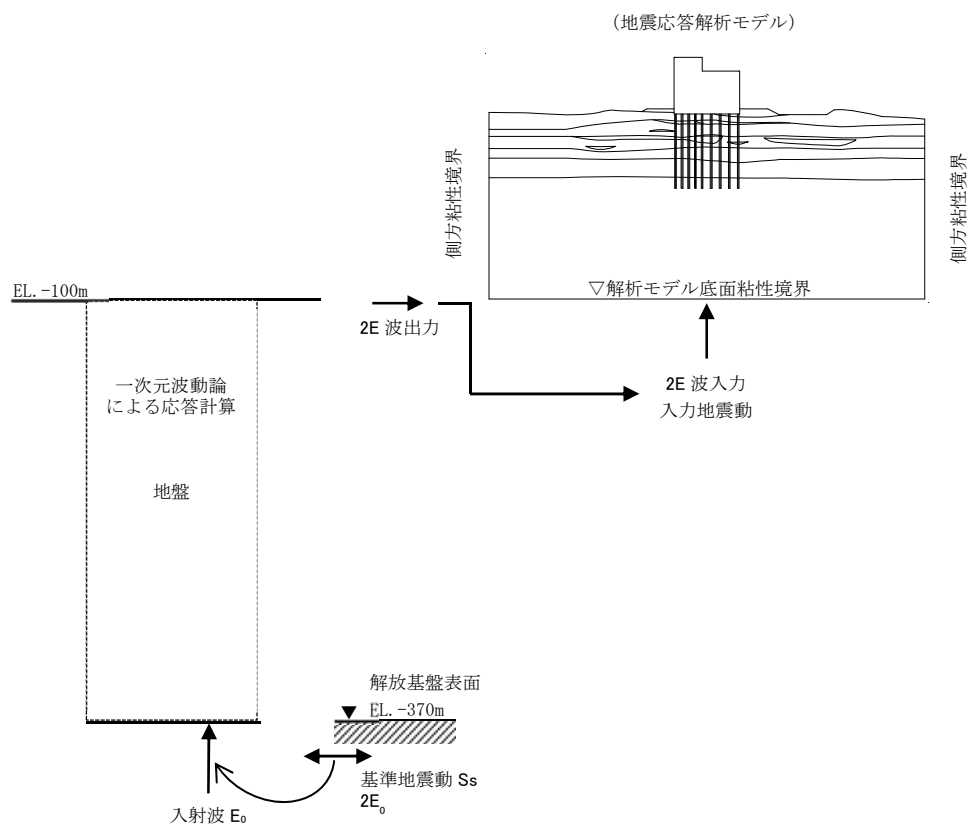
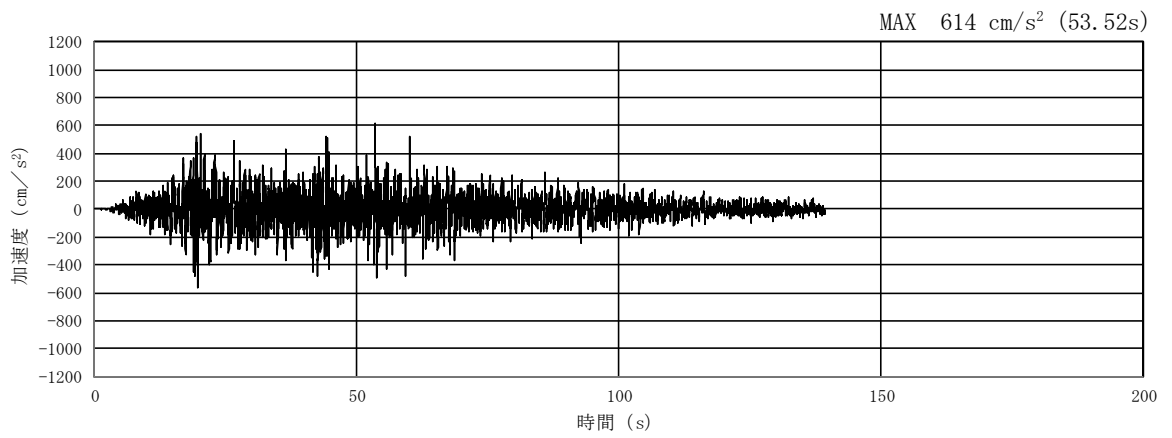
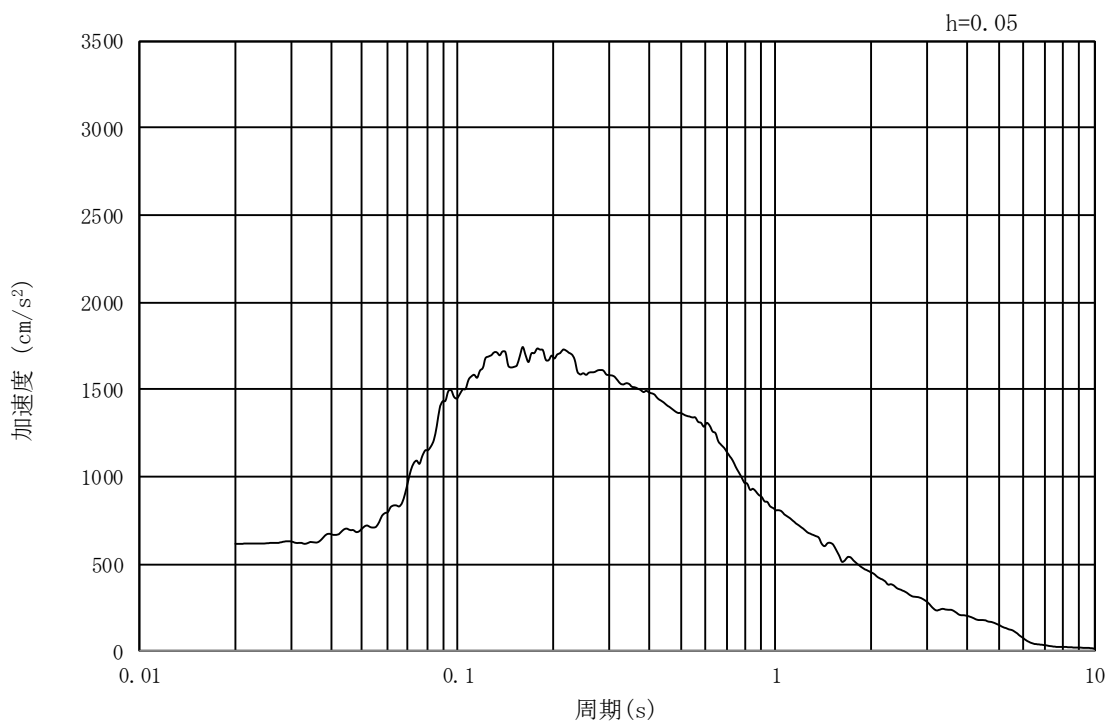


図3-4 入力地震動算定の概念図

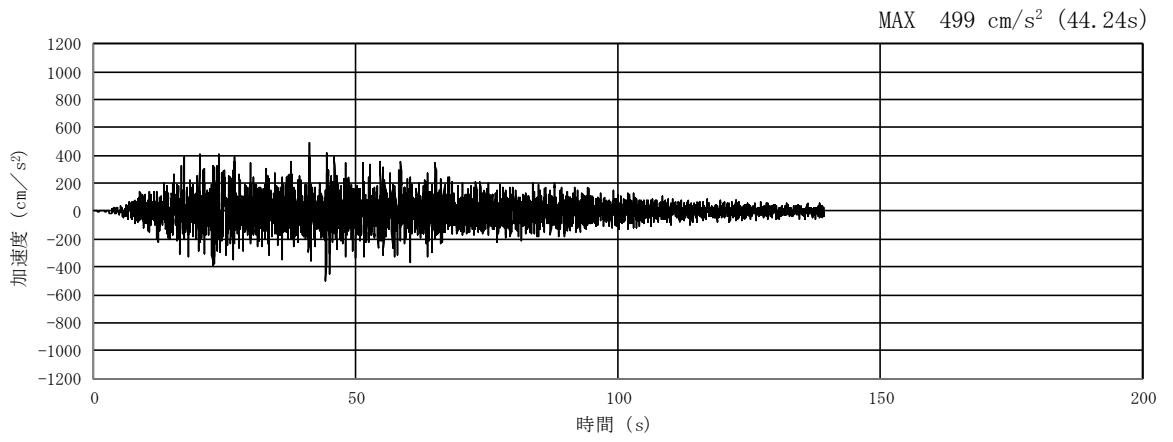


(a) 加速度時刻歴波形

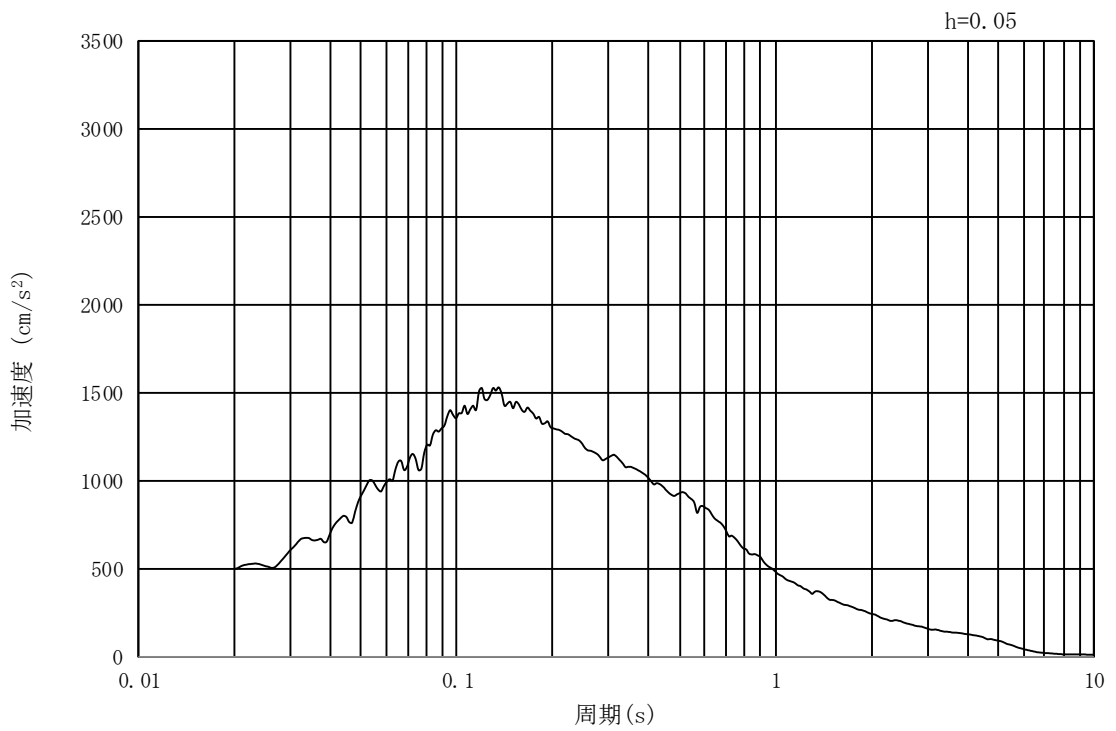


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - D 1$ )



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - D 1$ )

### 3.3 許容限界

緊急時対策所建屋の杭の許容限界は、表 3-4 のとおり設定する。

表 3-4 液状化影響検討における許容限界（杭）

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」及び「SRC規準」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」及び「SRC規準」に基づく終局耐力

### 3.4 評価方法

#### 3.4.1 基礎地盤の支持性能に対する評価

基礎地盤の支持性能に関する評価は、杭頭に作用する最大鉛直力が極限支持力以下であることを確認する。極限支持力は、添付書類「V-2-2-11 緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」に記載の値から設定する。極限支持力を表 3-5 に示す。

表 3-5 杭の極限支持力（単位：kN/本）

杭径 (mm)	極限支持力
φ 1000	17224



### 3.4.2 杭に対する評価

杭の断面の評価は、解析に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。

場所打ち鋼管コンクリート杭に対する評価は、杭に生じる曲げモーメントが、杭軸力を考慮した場所打ち鋼管コンクリート杭の終局曲げモーメント以下であること、また、杭に生じるせん断力が、場所打ち鋼管コンクリート杭の短期許容せん断力以下であることを確認する。

杭軸力を考慮した場所打ち鋼管コンクリート杭の終局曲げモーメントは、「SRC規準」に従い下式により算定する。

$$\begin{aligned}
 N_u &= {}_cN_u + {}_sN_u \\
 M_u &= {}_cM_u + {}_sM_u \\
 {}_cN_u &= (\theta_n - \sin \theta_n \cdot \cos \theta_n) {}_cD_j^2 \cdot {}_c\sigma_{cB}/4 \\
 {}_cM_u &= \sin^3 \theta_n \cdot {}_cD_j^3 \cdot {}_c\sigma_{cB}/12 \\
 {}_sN_u &= \{ (\beta_1 \cdot \theta_n + \beta_2(\theta_n - \pi)) (1 - {}_st / {}_sD) \} {}_sD \cdot {}_st \cdot {}_s\sigma_y \\
 {}_sM_u &= (\beta_1 + \beta_2) \sin \theta_n \cdot (1 - {}_st / {}_sD)^2 / 2 \cdot {}_sD^2 \cdot {}_st \cdot {}_s\sigma_y
 \end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned}
 \theta_n &= \cos^{-1} (1 - 2x_{n1}) \\
 x_{n1} &= x_n / {}_cD_j \\
 {}_c\sigma_{cB} &= {}_cr_u \cdot F_c + 1.56 {}_st \cdot {}_s\sigma_y / ({}_sD - 2 {}_st) \\
 \beta_1 &= 0.89, \beta_2 = 1.08 \\
 {}_cr_u &= 0.85
 \end{aligned}$$

- $N_u$  : 部材の終局圧縮耐力 (N)
- ${}_cN_u$  : コンクリート部分の終局圧縮耐力 (N)
- ${}_sN_u$  : 鋼管部分の終局圧縮耐力 (N)
- $M_u$  : 部材の終局曲げ耐力 (N・mm)
- ${}_cM_u$  : 充填コンクリート部分の終局曲げ耐力 (N・mm)
- ${}_sM_u$  : 鋼管部分の終局曲げ耐力 (N・mm)
- $\theta_n$  : 円形断面において中立軸位置を定める角 (°)
- ${}_cD_j$  : 充填コンクリート部分の径 (mm)
- ${}_c\sigma_{cB}$  : 円形鋼管の拘束効果を考慮した充填コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- ${}_st$  : 鋼管の厚さ (mm)
- ${}_sD$  : 鋼管の径 (mm)
- ${}_s\sigma_y$  : 鋼管の降伏応力度 (N・mm<sup>2</sup>)
- $F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

場所打ち鋼管コンクリート杭の短期許容せん断力は、「SRC規準」に従い下式により算定する。

$${}_s Q_d \leqslant {}_s Q$$

$${}_s Q_d = Q$$

$${}_s Q = \frac{{}_s A}{2} \cdot {}_s f_s$$

ここで、

${}_s Q_d$  : 鋼管部分の設計用せん断力 (N)

${}_s Q$  : 鋼管部分の許容せん断力 (N)

$Q$  : 設計用せん断力 (N)

${}_s A$  : 鋼管部分の断面積 (mm<sup>2</sup>)

${}_s f_s$  : 鋼管の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>) ( $= F/\sqrt{3}$ ,  $F$  は鋼材の基準強度)

4. 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 4-1 に示す。

S<sub>s</sub>地震時において、発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 4-1 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)	17224	6062	0.36
最大曲げモーメント (kN・m/本)	8546	5133	0.61
最大せん断力 (kN/本)	6026	2965	0.50