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 4
提出年月日	平成 30 年 8 月 3 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

NT2 補② V-2-2-11 R0

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　解析方針 ･･･ 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 ･･･ 29
4.4　評価方法 ･･･ 31
5.　評価結果 ･･･ 51
5.1　地震応答解析による評価結果 ･･･ 51
5.2　応力解析による評価結果 ･･･ 53

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より行う。

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。

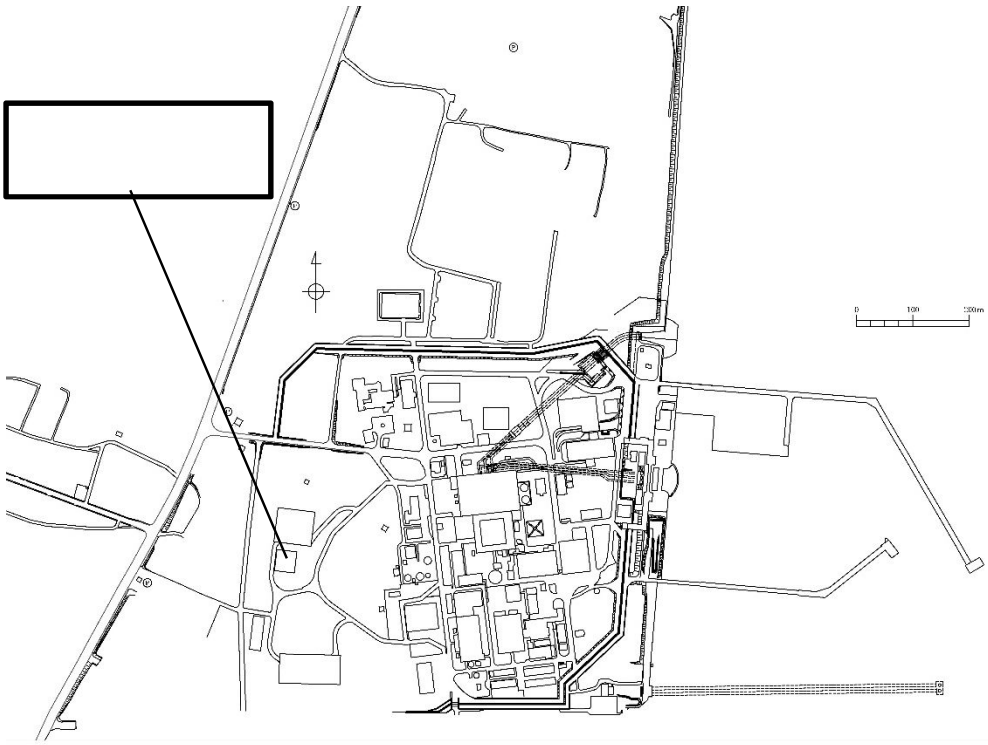


図 2－1 [redacted]の設置位置

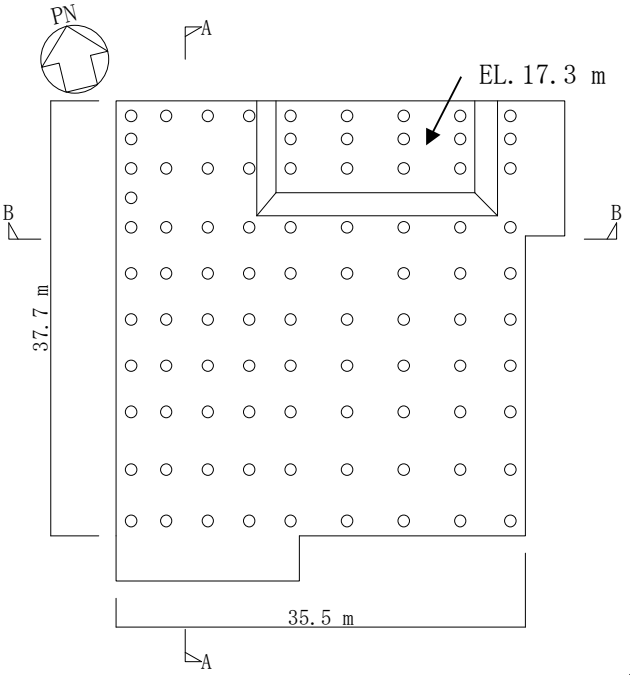
2.2　構造概要

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，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。鋼管コンクリート杭は，EL.20.8 m（基礎スラブ下端）からEL.1.0 mを鋼管コンクリートとし，EL.1.0 mからEL.－20.0 mを鉄筋コンクリートとする。また，表層のfl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。

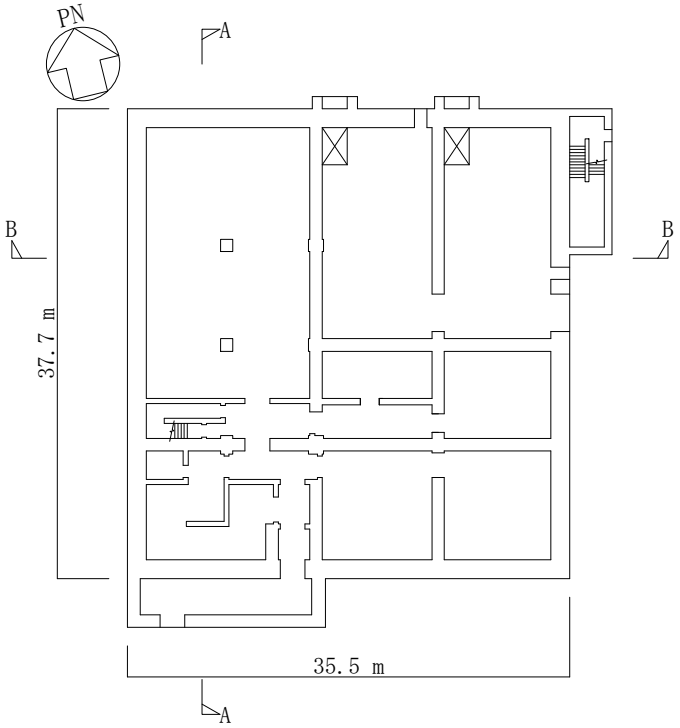
緊急時対策所建屋の杭伏図を図2－2に，概略平面図を図2－3に，概略断面図を図2－4に，緊急時対策所遮蔽の範囲を図2－5に示す。また，気密性を確保する範囲を図2－6に示す。



（杭伏図：EL. 20.8 m）

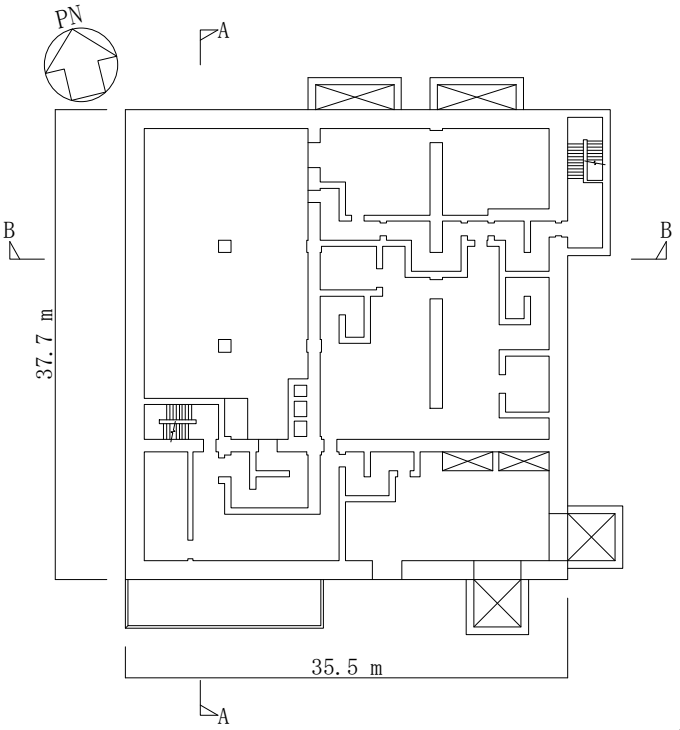
凡例　○：杭

図 2－2　緊急時対策所建屋の杭伏図



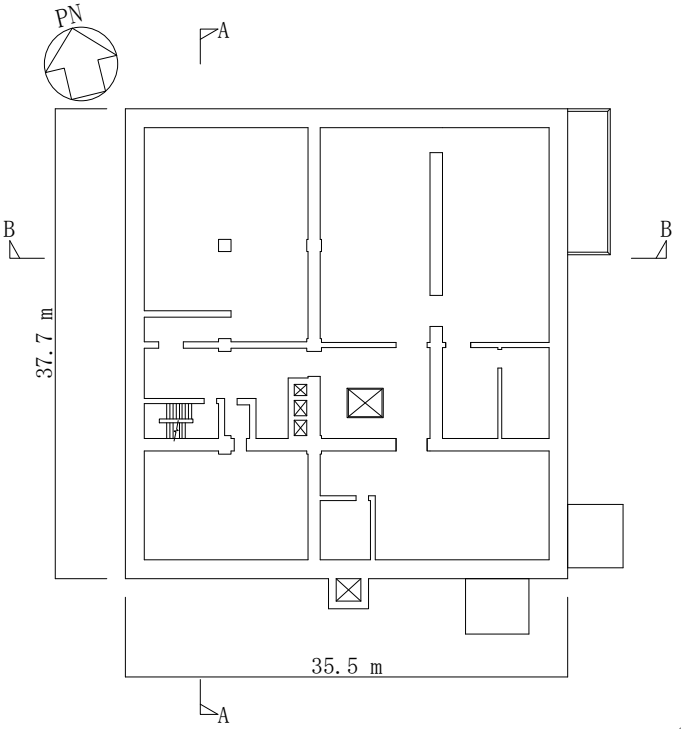
（1 階平面図：EL. 23.3 m）

図 2－3（1／5）　緊急時対策所建屋の概略平面図



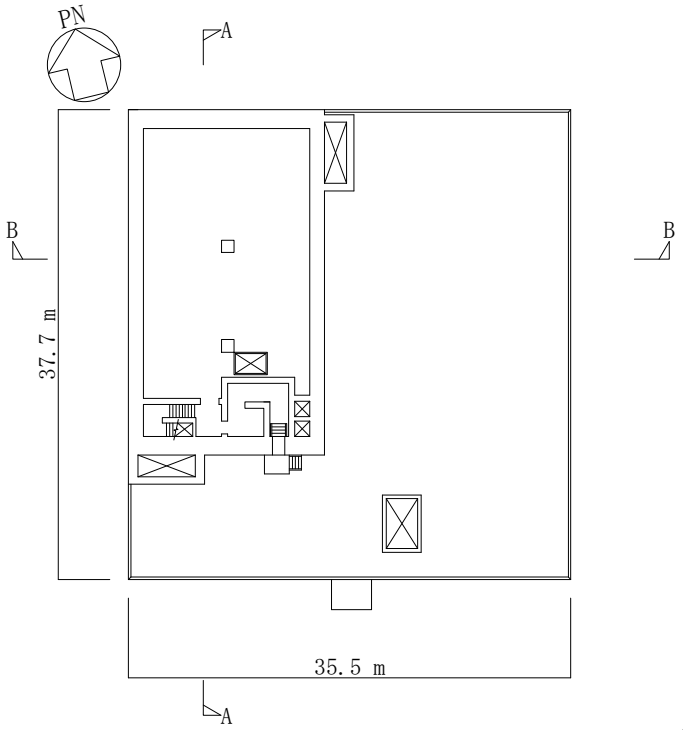
(2 階平面図：EL. 30.3 m)

図 2－3 (2／5)　緊急時対策所建屋の概略平面図



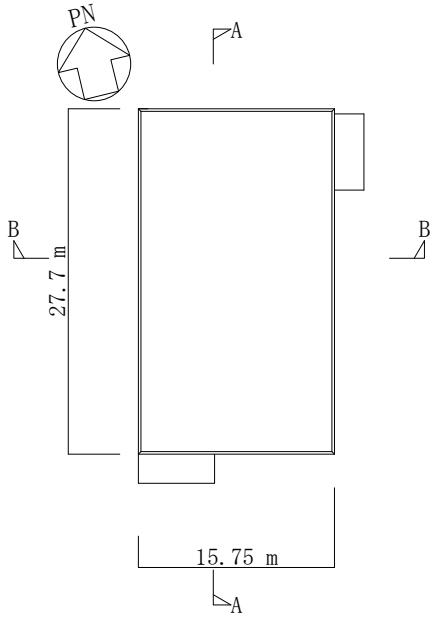
(3 階平面図：EL. 37.0 m)

図 2－3 (3／5)　緊急時対策所建屋の概略平面図



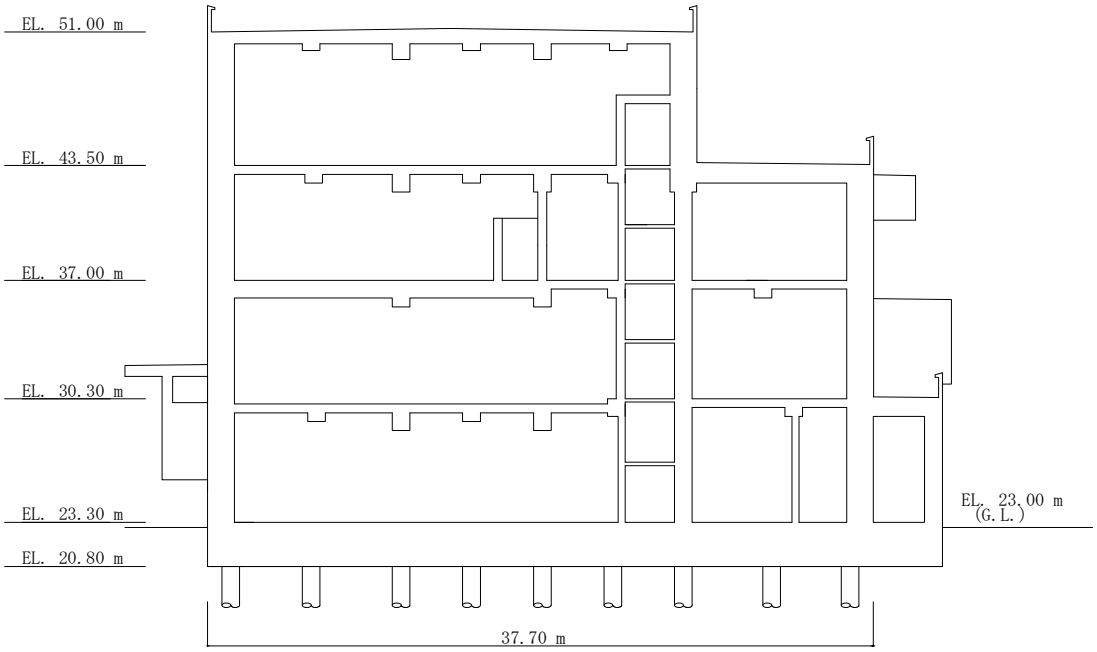
(4 階平面図：EL. 43.5 m)

図 2－3（4／5）　緊急時対策所建屋の概略平面図



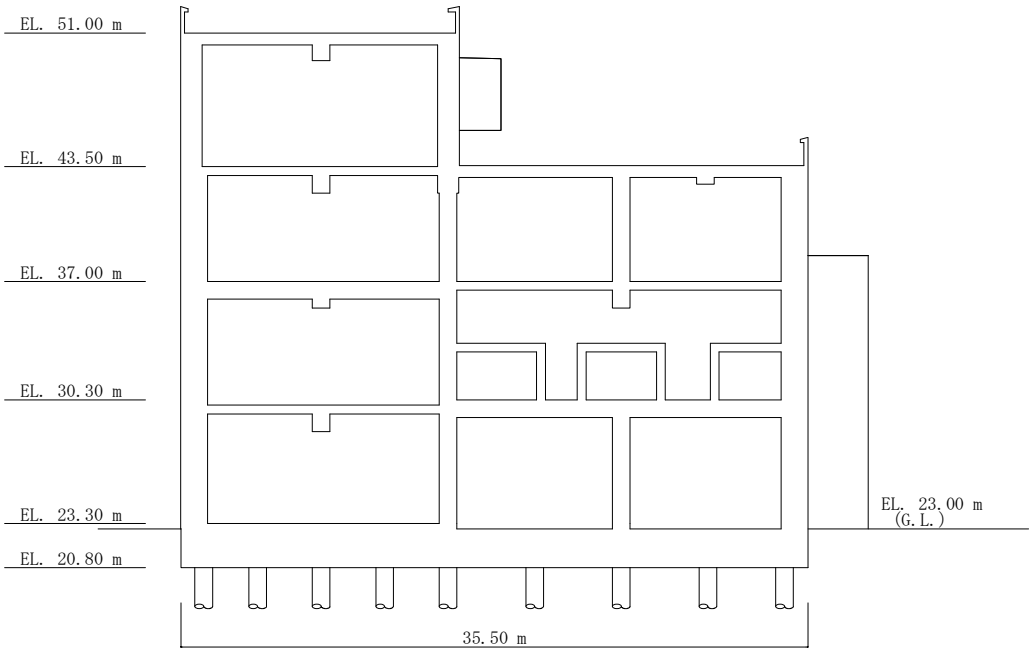
(R 階平面図：EL. 51.0 m)

図 2－3（5／5）　緊急時対策所建屋の概略平面図



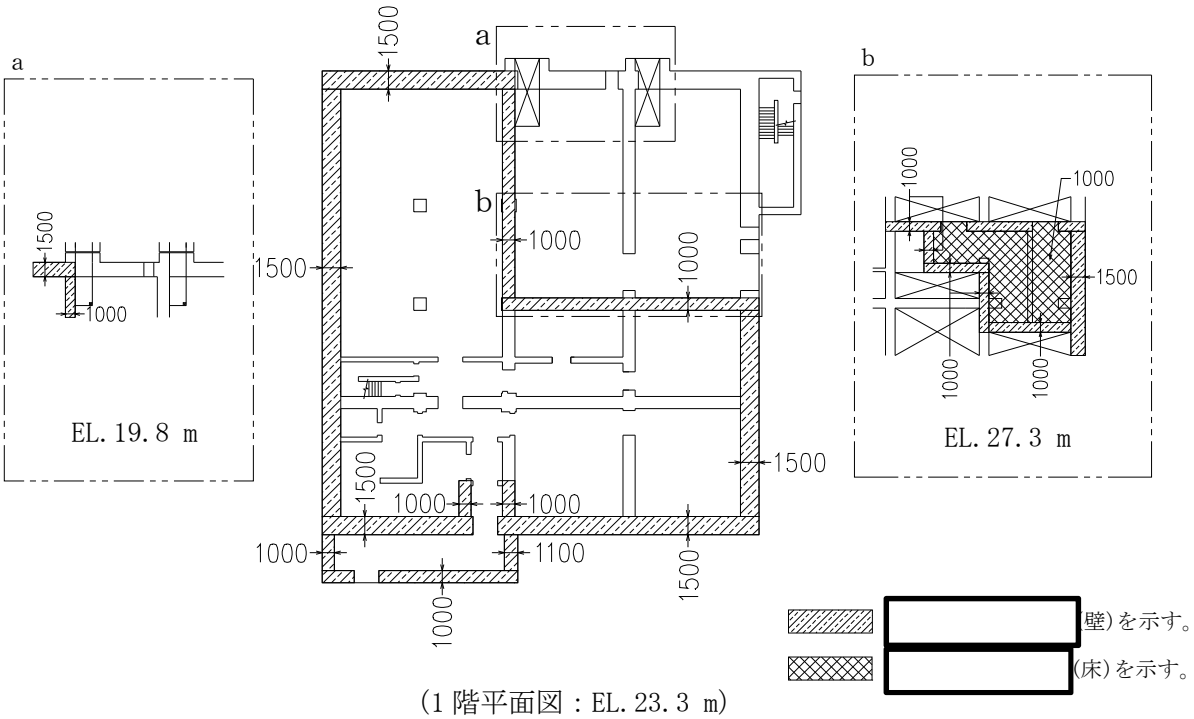
(NS 方向，A－A 断面)

図 2－4（1／2）　緊急時対策所建屋の概略断面図



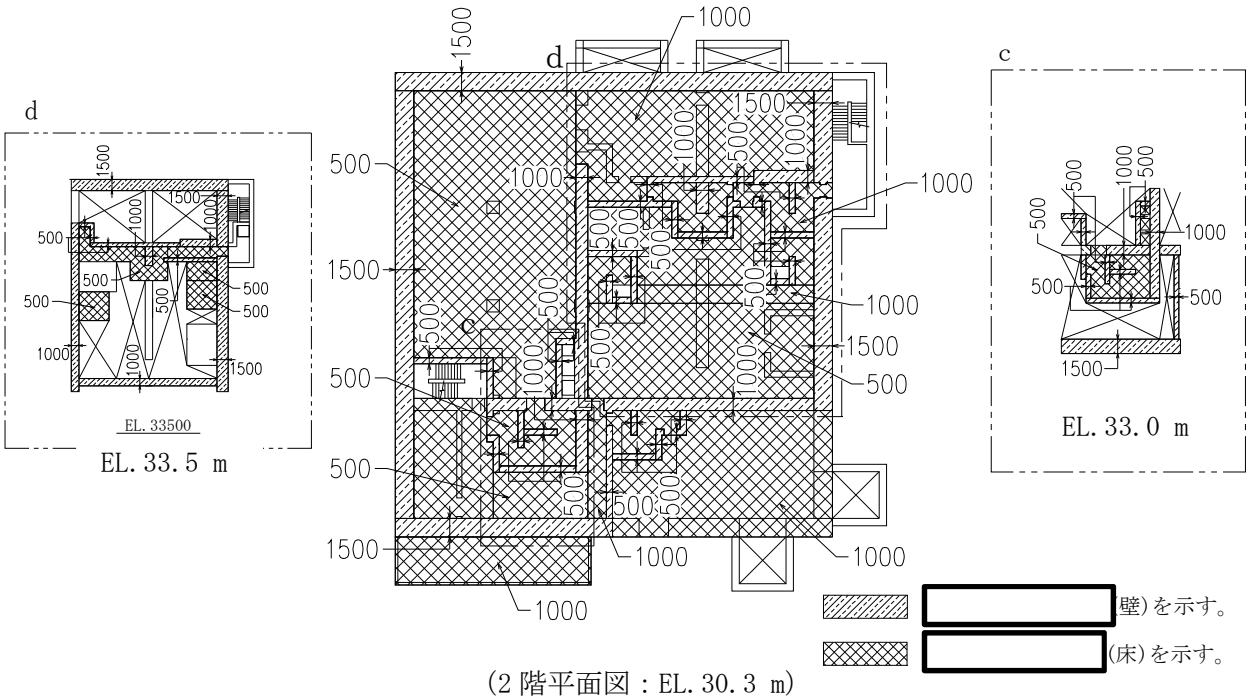
(EW 方向，B－B 断面)

図 2－4（2／2）　緊急時対策所建屋の概略断面図



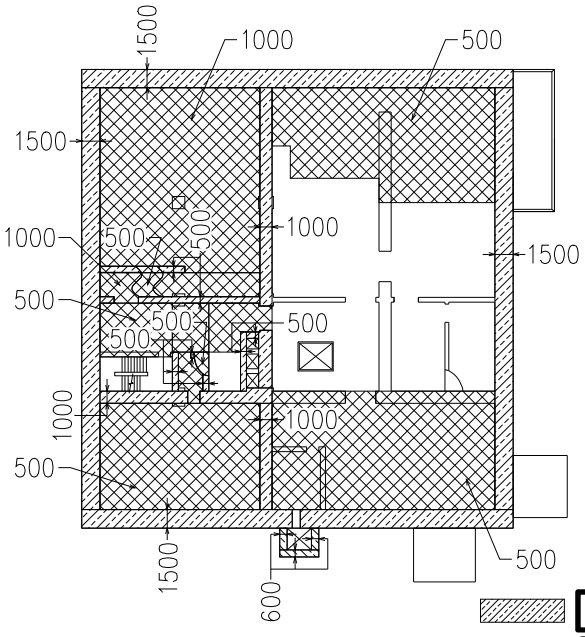
(1 階平面図：EL. 23.3 m)

図 2－5（1／7） [redacted] の範囲



(2 階平面図：EL. 30.3 m)

図 2－5（2／7） [redacted] の範囲

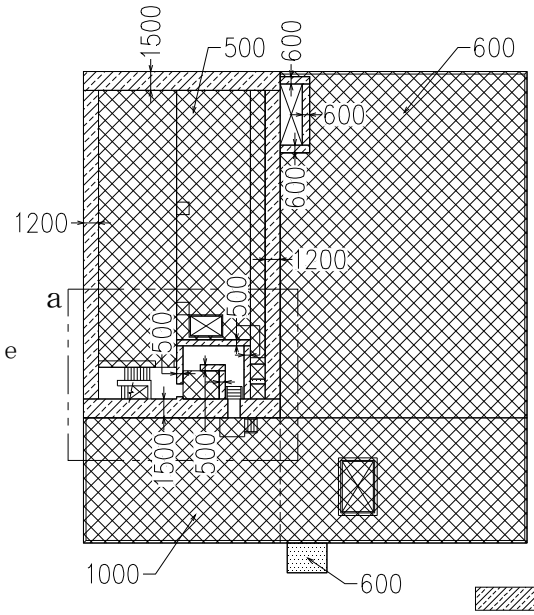


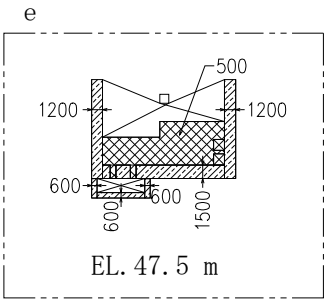
(壁)を示す。

(床)を示す。

(3 階平面図：EL. 37.0 m)

図 2－5 (3／7) の範囲



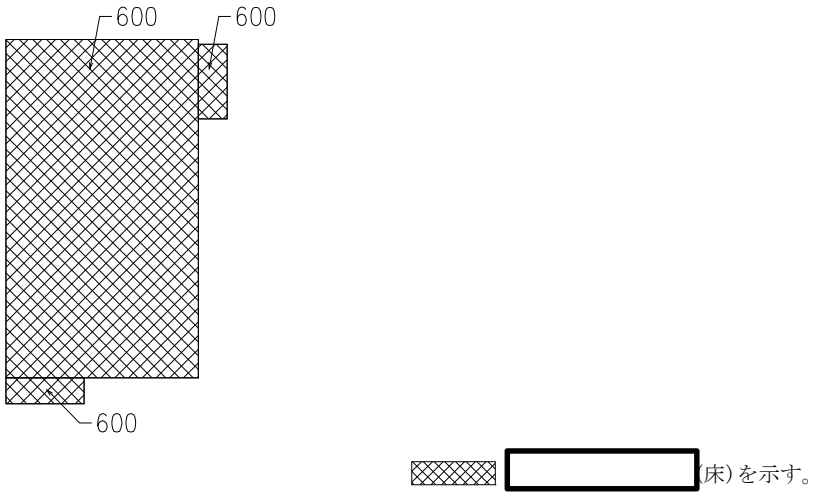


(壁)を示す。

(床)を示す。

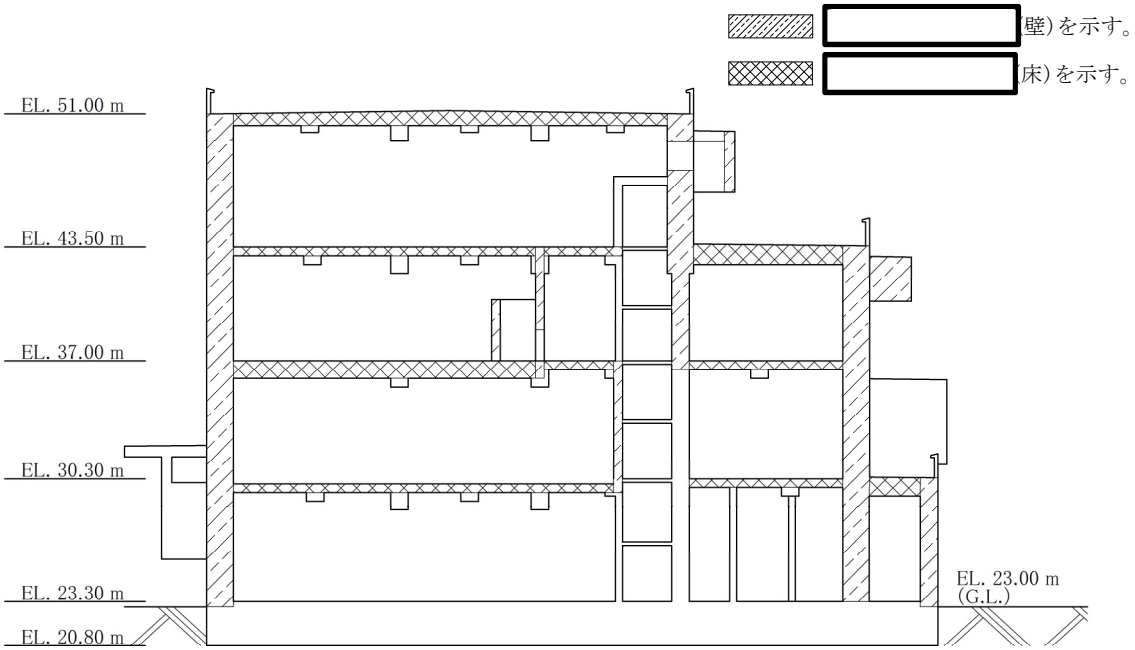
(4 階平面図：EL. 43.5 m)

図 2－5 (4／7) の範囲



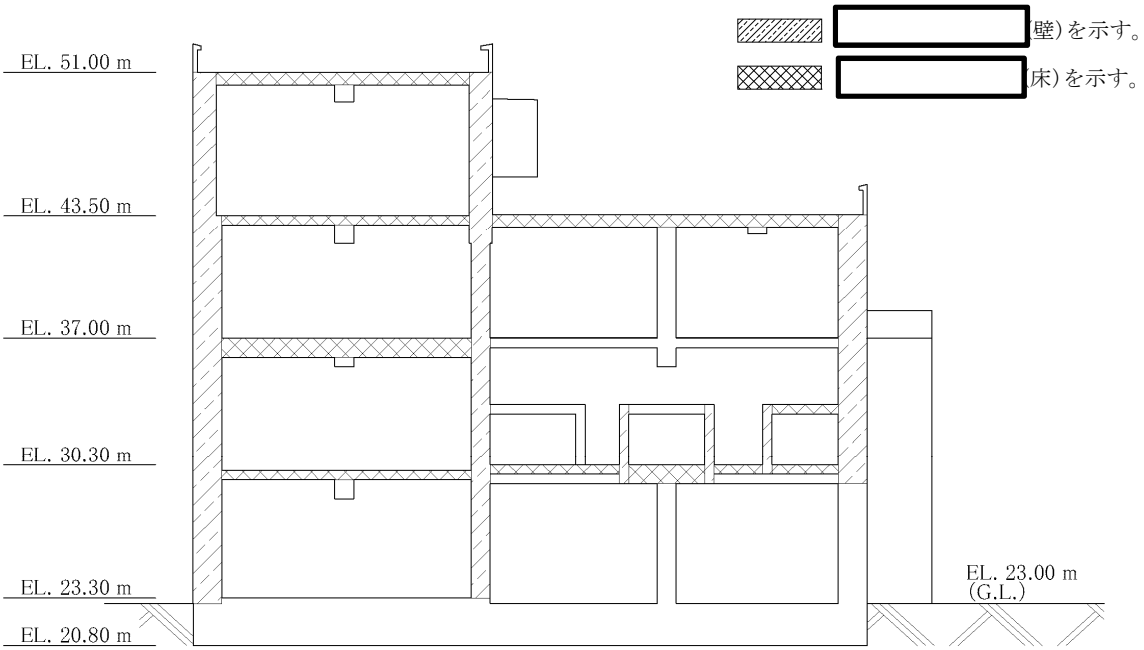
(R 階平面図：EL. 51.0 m)

図 2－5 (5／7)　　の範囲



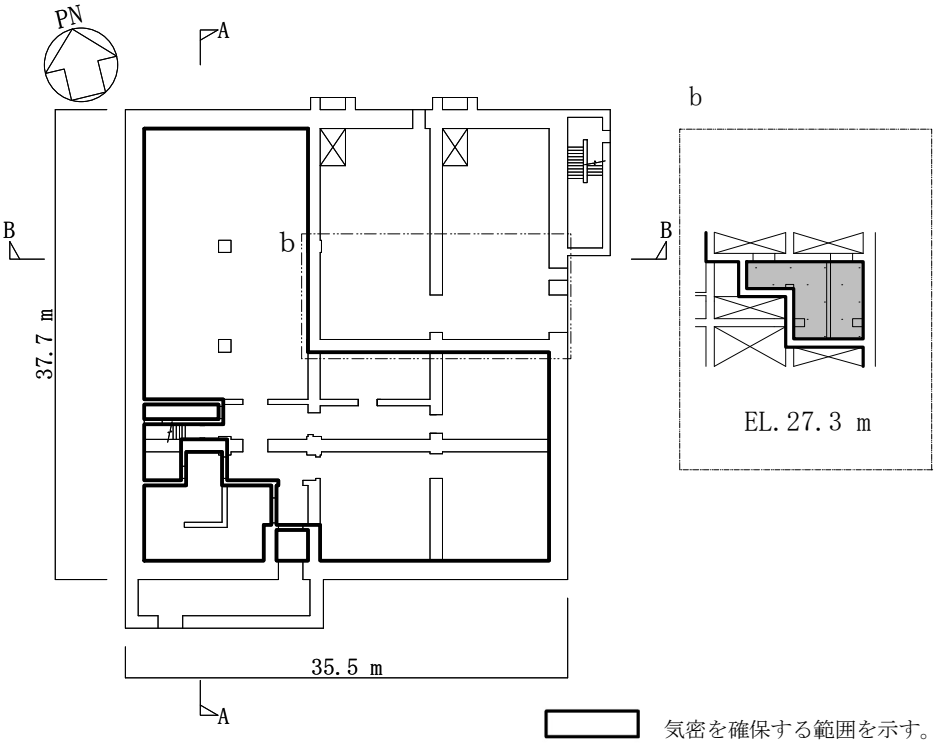
(NS 方向，A－A 断面)

図 2－5（6／7） [redacted]の範囲



(EW 方向，B－B 断面)

図 2－5（7／7） [redacted]の範囲

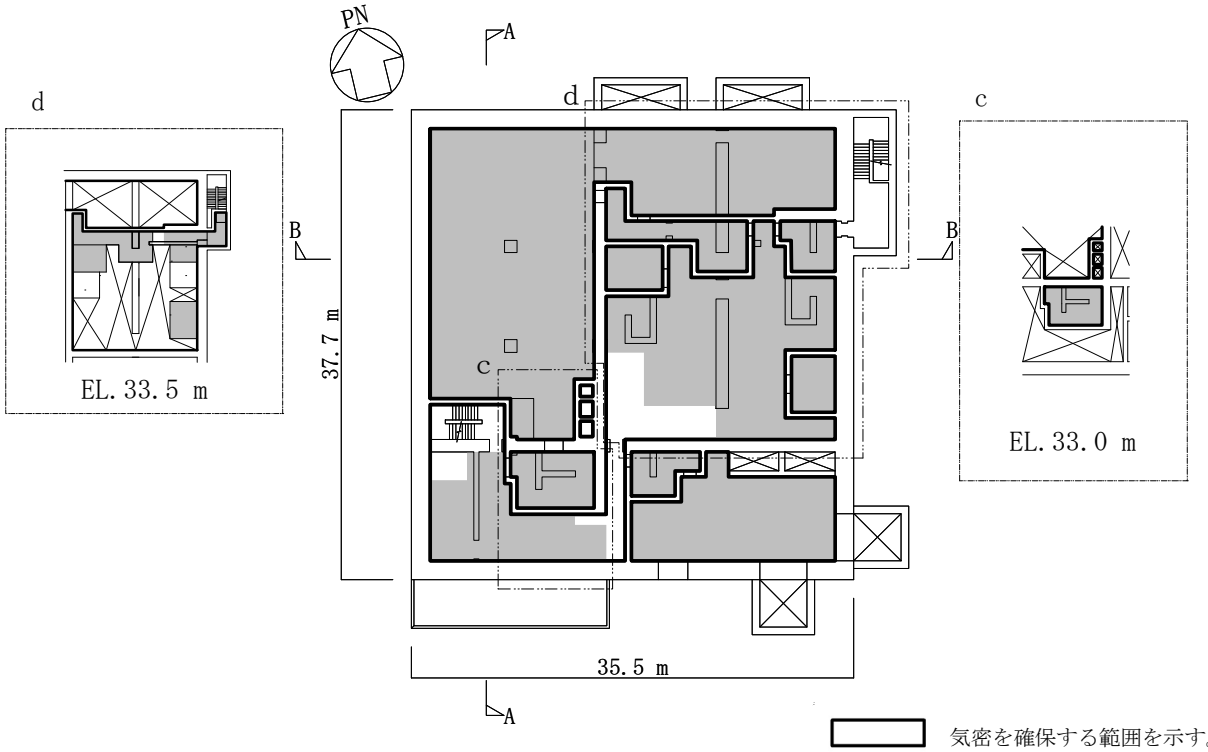


気密を確保する範囲を示す。

気密要求のある床を示す。

（1 階平面図：EL. 23.3 m）

図 2－6（1／7）　気密性を確保する範囲

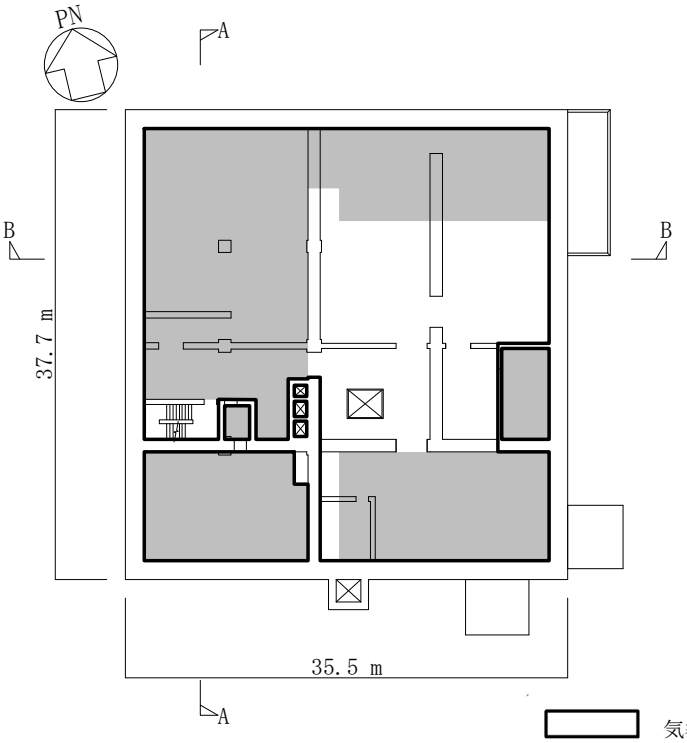


気密を確保する範囲を示す。

気密要求のある床を示す。

（2 階平面図：EL. 30.3 m）

図 2－6（2／7）　気密性を確保する範囲

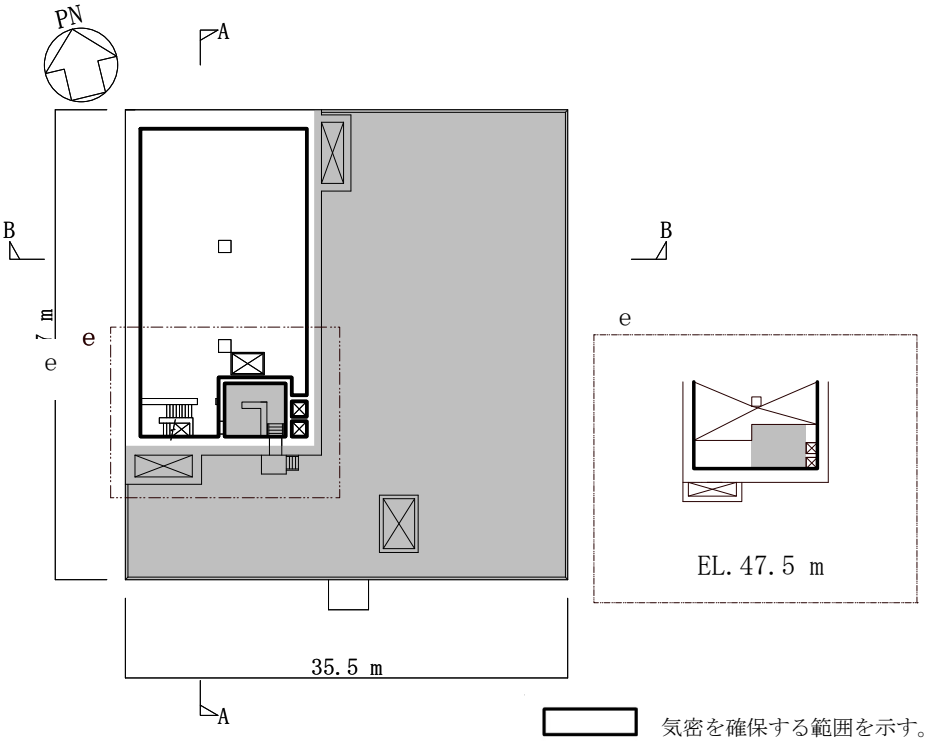


気密を確保する範囲を示す。

気密要求のある床を示す。

（3 階平面図：EL. 37.0 m）

図 2－6（3／7）　気密性を確保する範囲

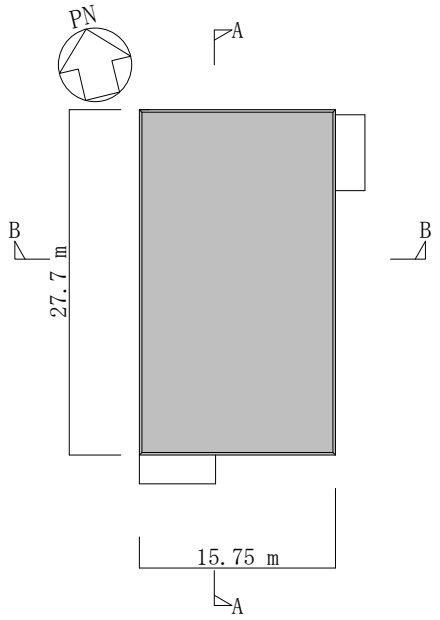


気密を確保する範囲を示す。

気密要求のある床を示す。

（4 階平面図：EL. 43.5 m）

図 2－6（4／7）　気密性を確保する範囲

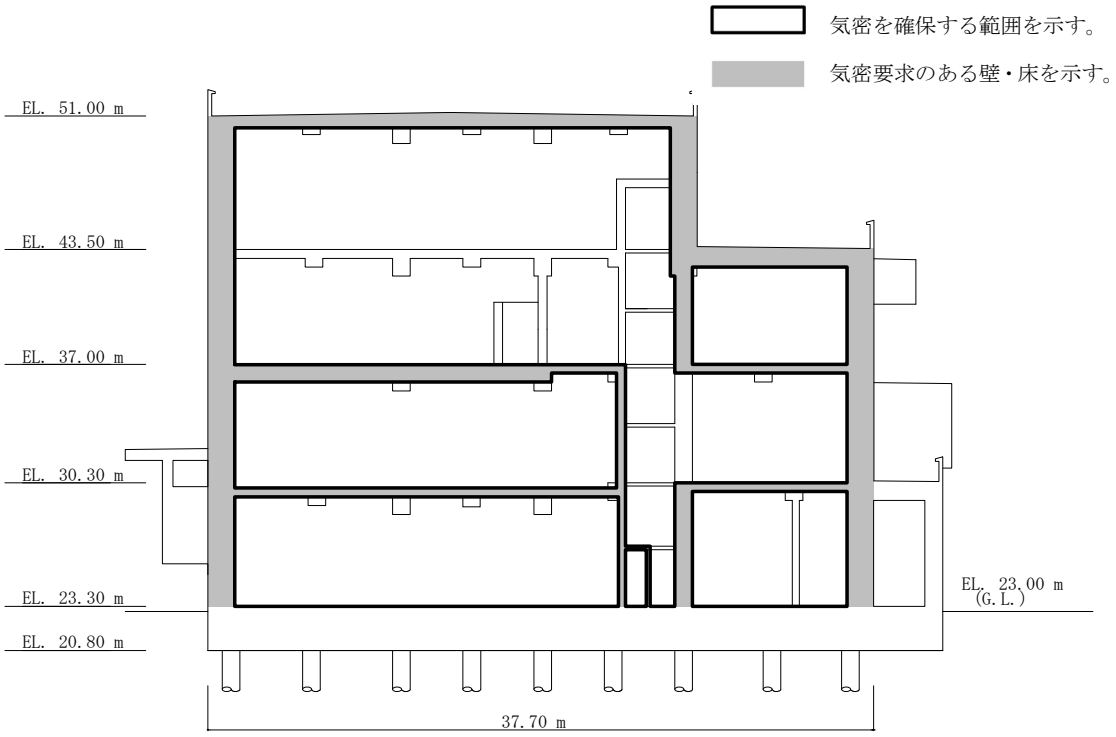


気密を確保する範囲を示す。

気密要求のある床を示す。

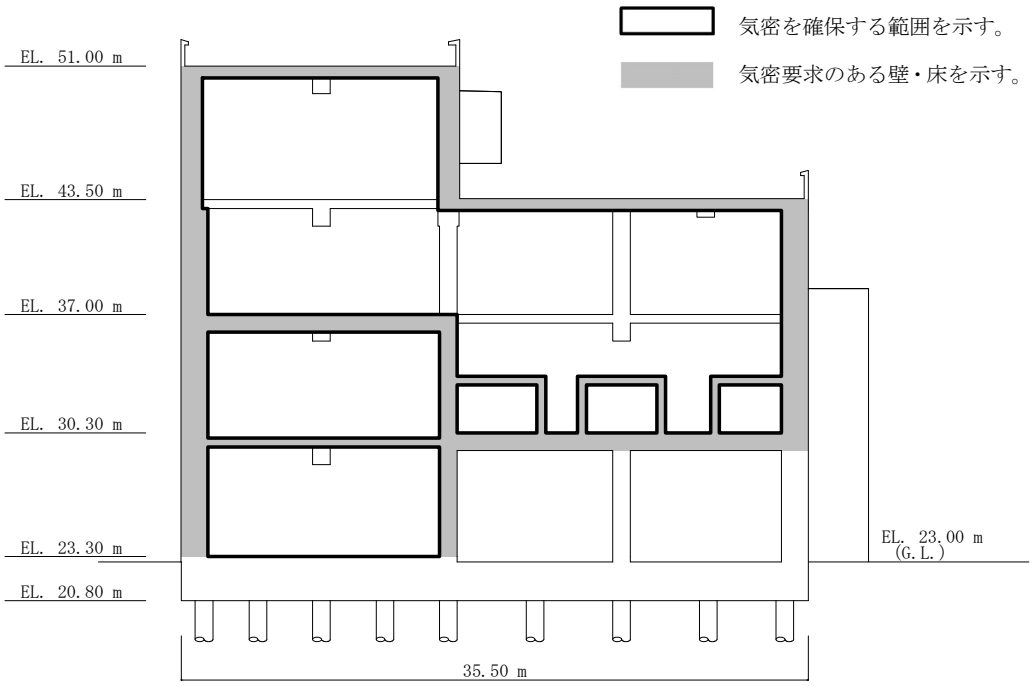
(R 階平面図：EL. 51.0 m)

図 2－6（5／7）　気密性を確保する範囲



(NS 方向，A－A 断面)

図 2－6（6／7）　気密性を確保する範囲



(EW 方向，B－B 断面)

図 2－6（7／7）　気密性を確保する範囲

2.3　解析方針

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，保有水平耐力及び杭の鉛直支持力・引抜き力の評価を，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。

また，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）。

以上の内容をまとめた緊急時対策所建屋の評価フローを図 2－7 に示す。

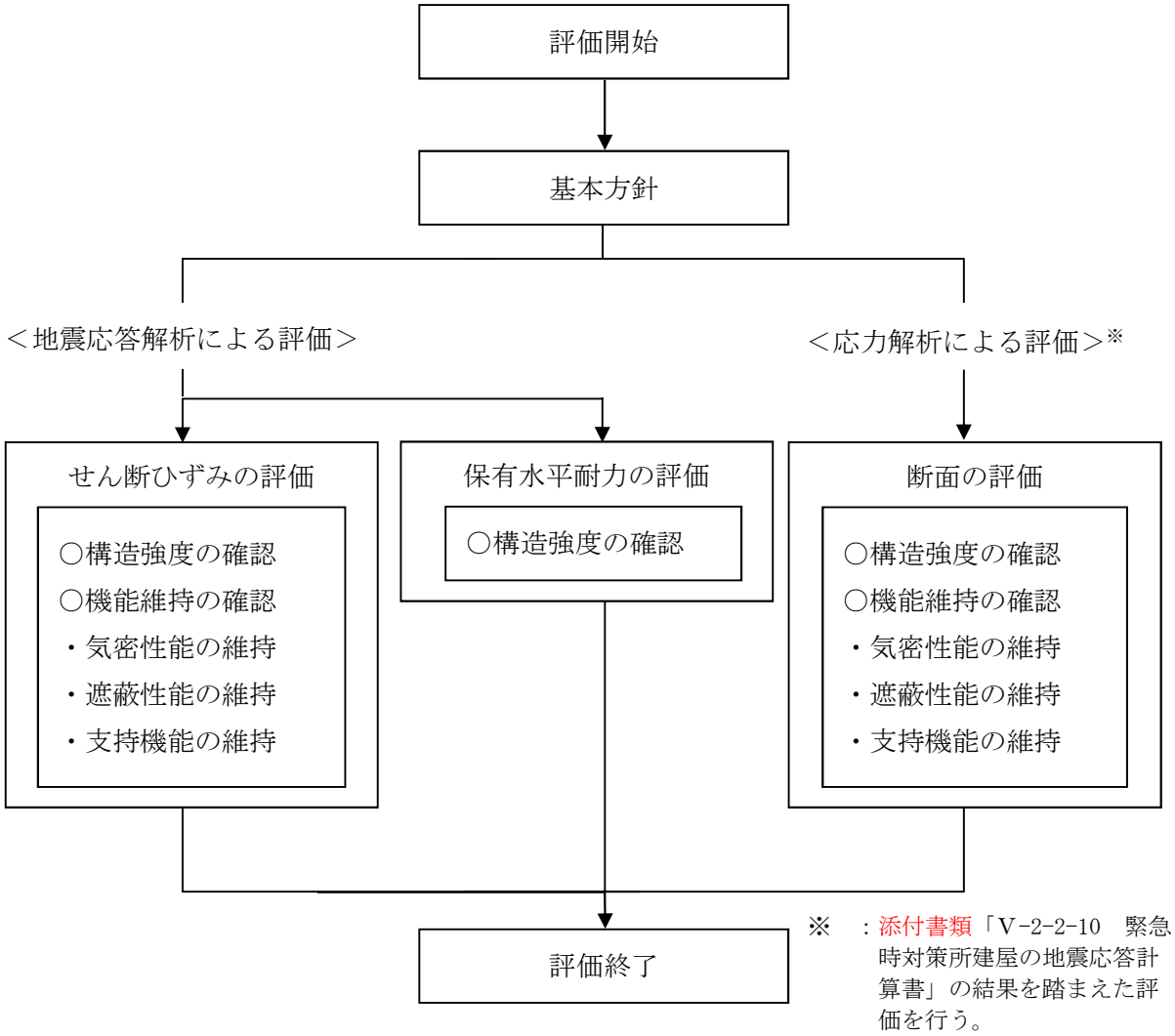


図 2－7 緊急時対策所建屋の評価フロー

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ＪＥＡＧ４６０１－1987（(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ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（(社) 日本電気協会）
- 原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1991 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（(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。）
- BCJ 標定-FD0356-05（(社) 日本建築センター，2016）

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，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。

気密性，遮蔽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_s	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^{-3}
		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_s	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_s	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^{-3}
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	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^{-3}

＊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，基礎部（基礎スラブ及び杭）及び床スラブとし，Ｓ$_s$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$_s$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$_s$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並びに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，発生する応力が場所打ち鋼管コンクリート杭についての評定書（以下「評定書」という）及び「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「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$_s$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。

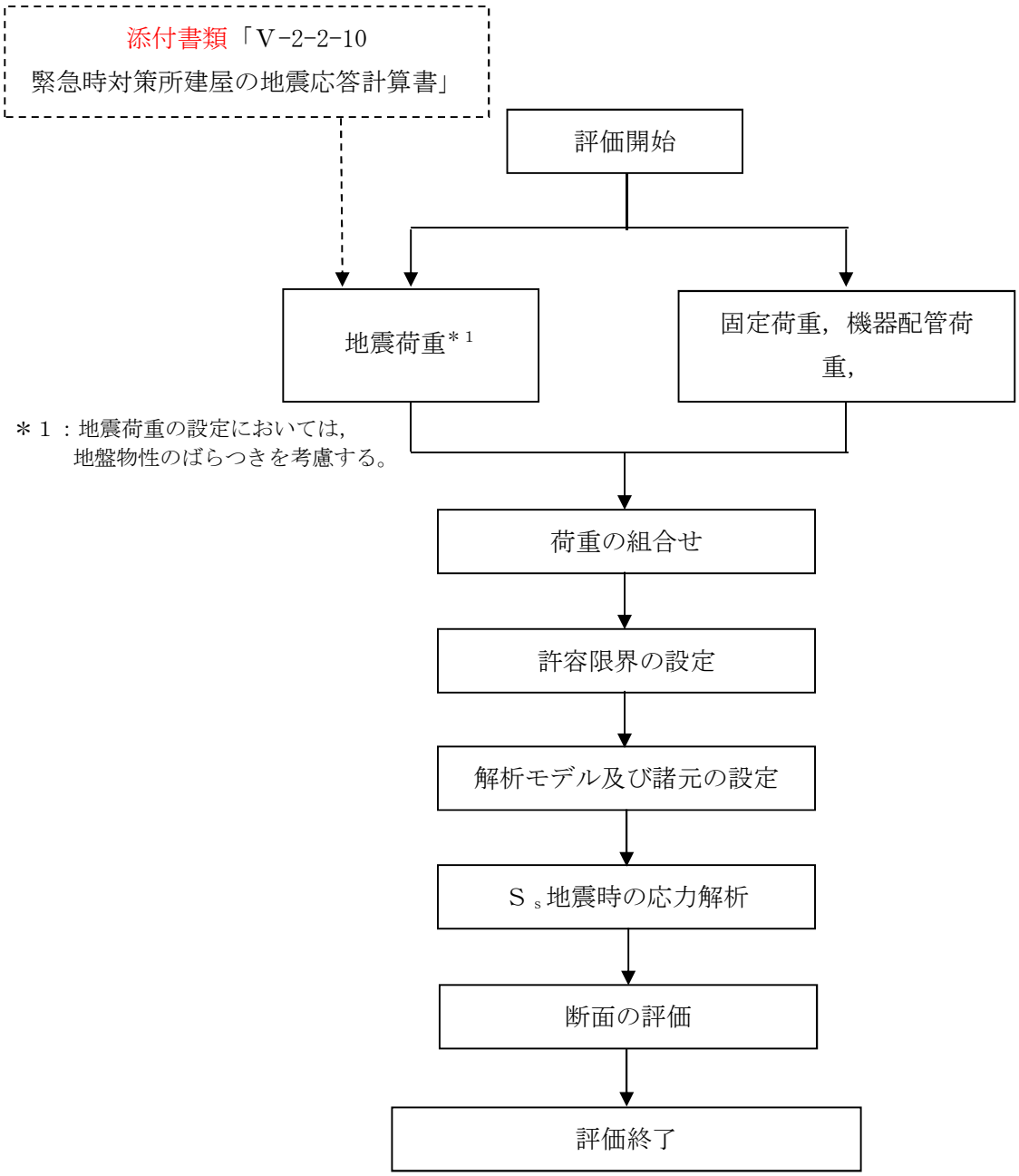
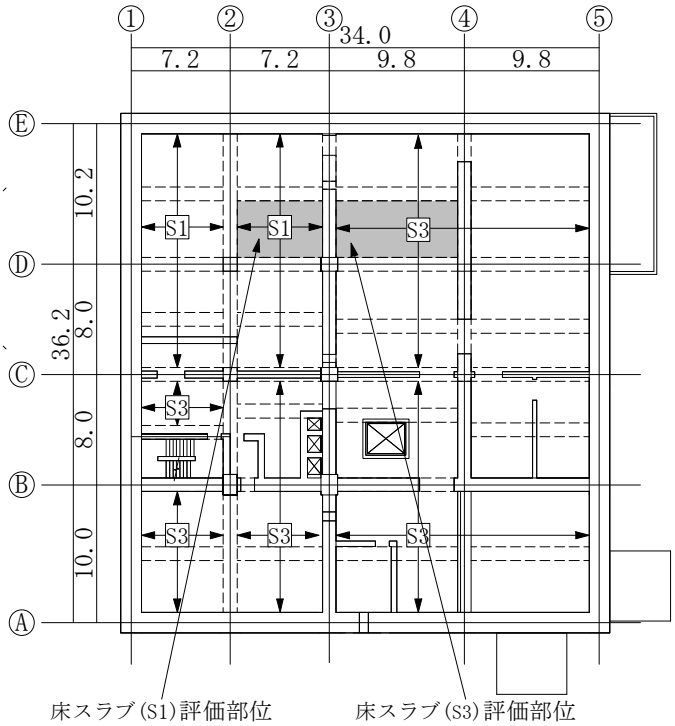
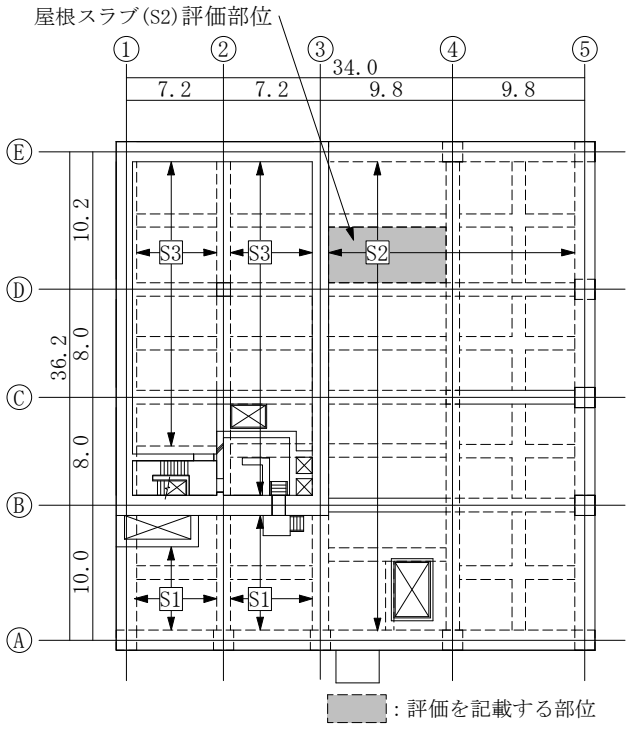


図 4－1　応力解析による評価フロー



(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　床スラブの評価を記載する部材の位置

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（G）

部位	荷重 (kN/m^2)	備考
屋根	24.0*1 (t_1+t_2) ＋0.2*2	t_1：屋根スラブの厚さ（m） t_2：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）

*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（E）

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

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（P）

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

(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（S）

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^2

(5)　地震荷重（Ks）

水平地震力及び鉛直地震力は，基準地震動Ｓ$_s$に対する地震応答解析より算定される動的地震力より設定する。動的地震力は，図 4－1 に示すとおり，添付書類「Ｖ-2-2-10　緊急時対策所建屋の地震応答計算書」に基づく応答値の最大値より算定する。ここで，床スラブの評価に用いる鉛直地震力に関しては，床スラブをそのスパン及びスラブ厚さから剛とみなし，4Ｆ（EL.43.5 m，質点番号 2）及び 3F（EL.37.0 m，質点番号 3）の最大応答加速度を震度換算することにより設定する。なお，スラブの固有値を踏まえ応答増幅を考慮しても安全上支障がないことを確認している。

Ｓ$_s$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。

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（×10^{3}kN）							
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｓ$_s$－１１	Ｓ$_s$－１２	Ｓ$_s$－１３	Ｓ$_s$－１４	Ｓ$_s$－２１	Ｓ$_s$－２２	Ｓ$_s$－３１
(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（×10^{3}kN）							
	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｓ$_s$－１１	Ｓ$_s$－１２	Ｓ$_s$－１３	Ｓ$_s$－１４	Ｓ$_s$－２１	Ｓ$_s$－２２	Ｓ$_s$－３１
(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（×10^5kN・m）							
	S_s－D１	S_s－１１	S_s－１２	S_s－１３	S_s－１４	S_s－２１	S_s－２２	S_s－３１
(1)	1.10	0.48	0.62	0.54	0.51	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（×10^5kN・m）							
	S_s－D１	S_s－１１	S_s－１２	S_s－１３	S_s－１４	S_s－２１	S_s－２２	S_s－３１
(1)	1.11	0.54	0.49	0.52	0.44	0.93	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（×10^3kN）							
	S_s－D１	S_s－１１	S_s－１２	S_s－１３	S_s－１４	S_s－２１	S_s－２２	S_s－３１
(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^2）							
	S_s－D１	S_s－１１	S_s－１２	S_s－１３	S_s－１４	S_s－２１	S_s－２２	S_s－３１
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_s地震時	G＋E＋P＋S＋Ks

G　　：固定荷重
E　　：機器配管荷重
P　　：積載荷重
S　　：積雪荷重
Ks　　：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「評定書」に基づく終局耐力*3
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
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
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「評定書」に基づく終局耐力*3

＊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「評定書」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 Fc (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

・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 Fc (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	φ1000 t≦40	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，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 4－3 に示す。

解析モデルに使用するＦＥＭ要素は基礎スラブについてはシェル要素，基礎スラブより立ち上がっている耐震壁については梁要素として剛性を考慮する。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 に示す物性値（コンクリート）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（長期荷重のケースでは鉛直ばね定数）に基づき設定する。基礎底面を弾性地盤ばねにより支持し，地盤ばねには引張力を作用させる。

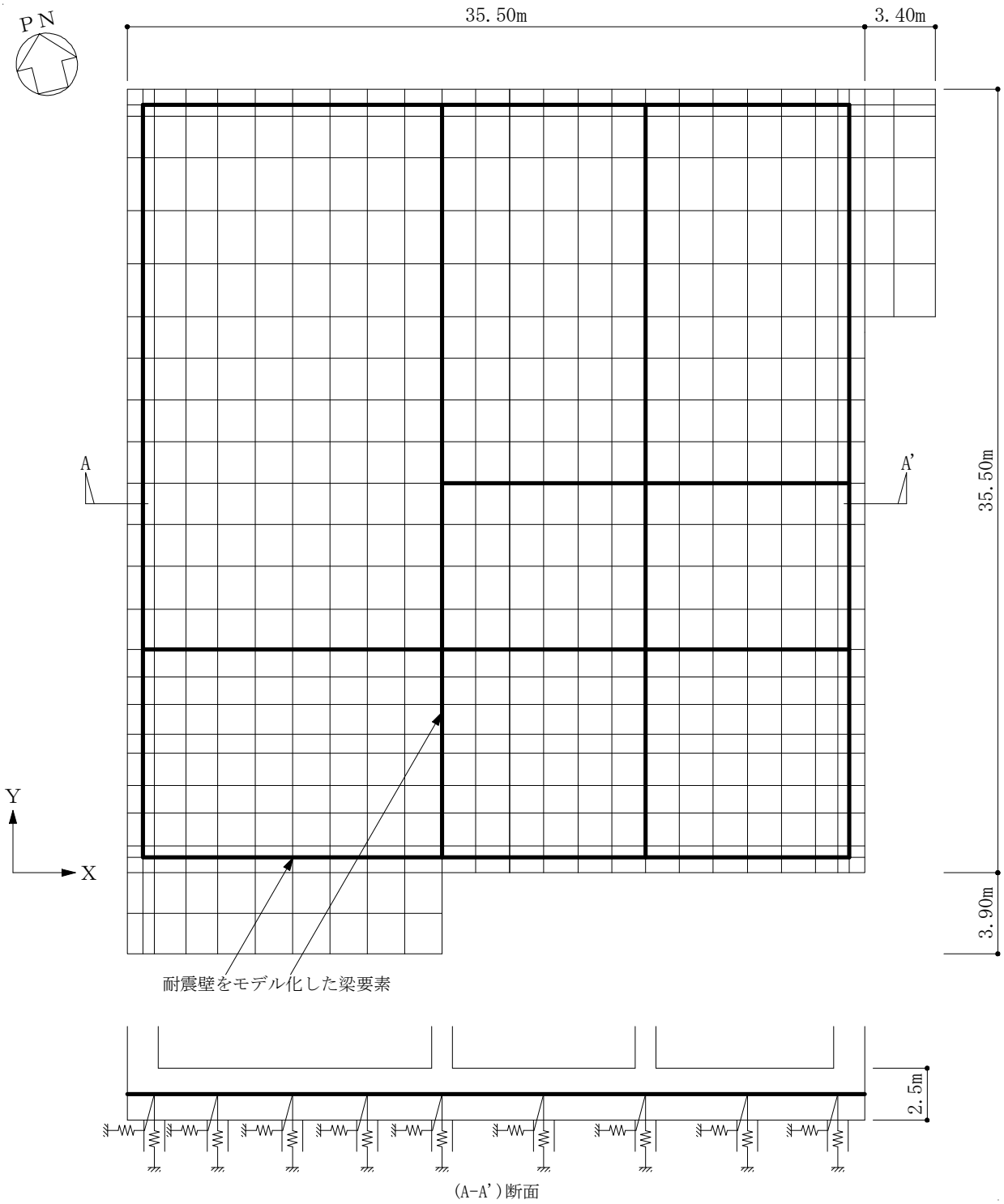


図 4－3　解析モデル図

表 4－15　コンクリートの物性値

諸元		物性値
設計基準強度	Fc	30.0 N/mm^2
ヤング係数	Ec	2.44×10^4 N/mm^2
ポアソン比	ν	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ＪＥＡＣ４６０１－2008（(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＋1.0Ks_{EW}－0.4Ks_{UD}
	1-2	G＋E＋P＋S＋1.0Ks_{EW}＋0.4Ks_{UD}
	1-3	G＋E＋P＋S－1.0Ks_{EW}－0.4Ks_{UD}
	1-4	G＋E＋P＋S－1.0Ks_{EW}＋0.4Ks_{UD}
	1-5	G＋E＋P＋S＋1.0Ks_{NS}－0.4Ks_{UD}
	1-6	G＋E＋P＋S＋1.0Ks_{NS}＋0.4Ks_{UD}
	1-7	G＋E＋P＋S－1.0Ks_{NS}－0.4Ks_{UD}
	1-8	G＋E＋P＋S－1.0Ks_{NS}＋0.4Ks_{UD}
	1-9	G＋E＋P＋S＋0.4Ks_{EW}－1.0Ks_{UD}
	1-10	G＋E＋P＋S－0.4Ks_{EW}＋1.0Ks_{UD}
	1-11	G＋E＋P＋S＋0.4Ks_{EW}－1.0Ks_{UD}
	1-12	G＋E＋P＋S－0.4Ks_{EW}＋1.0Ks_{UD}
	1-13	G＋E＋P＋S＋0.4Ks_{NS}－1.0Ks_{UD}
	1-14	G＋E＋P＋S－0.4Ks_{NS}＋1.0Ks_{UD}
	1-15	G＋E＋P＋S＋0.4Ks_{NS}－1.0Ks_{UD}
	1-16	G＋E＋P＋S－0.4Ks_{NS}＋1.0Ks_{UD}

注　：Ks_{EW}は東向きを，Ks_{NS}は北向きを，Ks_{UD}は上向きをそれぞれ正とする。

(4)　荷重の入力方法

荷重の入力方法を地震荷重とその他の荷重に区分して，以下に示す。

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。

その他の荷重としては，固定荷重，機器配管荷重，積載荷重及び積雪荷重を示し，これらの荷重については，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，ＦＥＭモデルを用いた応力解析により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「ＳｏｉｌＰｌｕｓ ｖｅｒ２０１５」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・ＳｏｉｌＰｌｕｓ」に示す。

解析モデルを図 4－4 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 に示す物性値（コンクリート）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α及び変形係数E_0は表 4－18 の通り設定する。

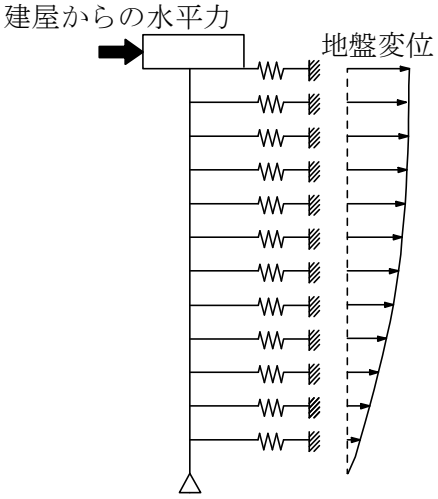


図 4－4　解析モデル図

表 4－17　コンクリートの物性値

諸元		物性値
設計基準強度	Fc	24.0 N/mm^2
ヤング係数	Ec	2.27×10^4 N/mm^2
ポアソン比	ν	0.2

・水平地盤ばね定数の評価式

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

$0.0 \leqq \overline{y} \leqq 0.1$ の場合，$k_h = 3.16 \cdot k_{h0}$

$0.1 \leqq \overline{y}$ の場合，$k_h = k_{h0} \cdot \overline{y}^{-1/2}$

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

$\dfrac{R}{B} \leqq 6.0$ の場合，$\xi = 0.15\dfrac{R}{B} + 0.10$

$\dfrac{R}{B} > 6.0$ 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^3）

B　：杭径（m）

ΔL　：杭の支配長さ（m）

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

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

α　：変形係数 E_0 の評価法によって決まる定数（m^{-1}）

ξ　：群杭係数

E_0　：変形係数（kN/m^2）

$\overline{B}$　：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。

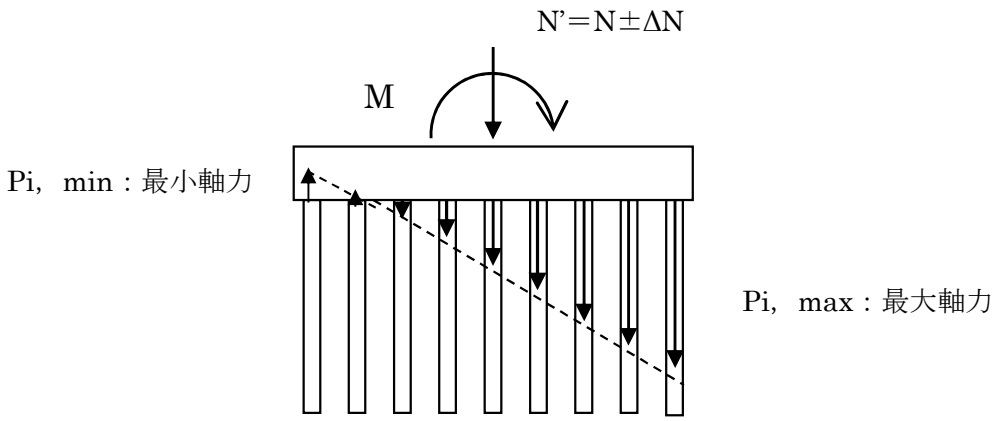
表 4－18　変形係数 E_0 の算出方法と定数 α の設定値

評価対象	変形係数 E_0 の算出方法	定数 α の設定値
地盤改良体	一軸圧縮試験の結果を用いる。	α ＝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：α ＝60 砂質土：α ＝80

(2)　杭１本に作用する軸力

各杭に作用する軸力は，図 4－5 に示すように基礎スラブを剛体，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抵抗力を越えないことを確認する。

極限支持力及び残留引抜抵抗力は「基礎指針」の場所打ちコンクリート杭の算定式に基づき設定する。以下に極限支持力及び残留引抜抵抗力の評価式を示し，表 4－19 に極限支持力及び残留引抜抵抗力を示す。



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

ここで，

P_i　：i 番目の杭の軸力

N'　：建屋基礎版底面における軸力 $N'=N\pm\Delta N$

N　：建屋総重量

ΔN　：鉛直方向応答解析で得られる地盤鉛直ばね反力

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　：杭本数

X_i　：i 番目の杭の杭群図心線からの距離

図 4－5　杭の軸力算定概念

NT2 補② V-2-2-11 R1

・極限支持力及び残留引抜抵抗力の評価式

$$R_u = R_p + R_f$$

$$R_p = q_p \cdot A_p$$

$$q_p = 6c_u$$

$$R_f = R_{fs} + R_{fc}$$

$$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \varphi$$

$$\tau_s = 3.3\overline{N}$$

$$R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \varphi$$

$$\tau_c = c_u$$

$$R_{TR} = (1/1.2)(\sum \tau_{sti} L_{si} + \sum \tau_{cti} L_{ci})\varphi + W$$

ここで，

R_u ：極限支持力（kN）

R_p ：極限先端支持力（kN）

R_f ：極限周面摩擦力（kN）

q_p ：極限先端支持力度（kN/m²）。上限値 $q_p = 7{,}500$ （kN/m²）とする。

A_p ：杭先端の閉塞断面積（m²）

$\overline{N}$ ：地盤の平均N値。上限値 $\overline{N} = 50$ とする。

R_{fs} ：砂質土部分の極限周面摩擦力（kN）

R_{fc} ：粘性土部分の極限周面摩擦力（kN）

τ_s ：砂質土の極限周面摩擦力度（kN/m²）

L_s ：砂質土部分の長さ（m）

φ ：杭の周長（m）

τ_c ：粘性土の極限周面摩擦力度（kN/m²）

L_c ：粘性土部分の長さ（m）

c_u ：土の非排水せん断強さ（kN/m²）。極限周面摩擦力度の算定時においては，上限値 $c_u = 100$ （kN/m²）とする。地盤改良体においては，一軸圧縮強度 q_u の 1/2 とする。

R_{TR} ：残留引抜き抵抗力（kN）

τ_{sti} ：砂質土のｉ層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で，押込み時の極限周面摩擦力度の 2/3 とする。（kN/m²）

τ_{cti} ：粘性土のｉ層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で，押込み時の極限周面摩擦力度と同一とする。（kN/m²）

L_{si} ：砂質土のｉ層における杭の長さ（m）

L_{ci} ：粘性土のｉ層における杭の長さ（m）

W ：杭の自重で，地下水位以下の部分については浮力を考慮する。（kN）

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
φ1000	16574kN	9275kN

(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，建屋慣性力による応力と地盤変位による応力を組合せて求める。

(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ＪＥＡＣ４６０１－2008（(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＋1.0Ks$_{NS}$－0.4Ks$_{UD}$
	1-2	G＋E＋P＋S＋1.0Ks$_{NS}$＋0.4Ks$_{UD}$
	1-3	G＋E＋P＋S＋0.4Ks$_{NS}$－1.0Ks$_{UD}$
	1-4	G＋E＋P＋S＋0.4Ks$_{NS}$＋1.0Ks$_{UD}$
	1-5	G＋E＋P＋S＋1.0Ks$_{EW}$－0.4Ks$_{UD}$
	1-6	G＋E＋P＋S＋1.0Ks$_{EW}$＋0.4Ks$_{UD}$
	1-7	G＋E＋P＋S＋0.4Ks$_{EW}$－1.0Ks$_{UD}$
	1-8	G＋E＋P＋S＋0.4Ks$_{EW}$＋1.0Ks$_{UD}$

注　：Ks$_{UD}$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	1.0Ks$_{NS}$	最小軸力時（ケース No. 1-1）
	2	1.0Ks$_{NS}$	最大軸力時（ケース No. 1-2）
	3	1.0Ks$_{EW}$	最小軸力時（ケース No. 1-5）
	4	1.0Ks$_{EW}$	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地盤水平ばね反力を杭本数で除した杭１本当たりのせん断力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，水平地盤ばねの固定位置に入力する。

(6)　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，鋼管コンクリートについては「評定書」に基づき下式により算定し，鉄筋コンクリートについては「基礎指針」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 4－6 に，短期せん断耐力の算定結果を表 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（鋼管コンクリート）

${}_rN_t \leqq N \leqq {}_rN_c$ または $M \geqq {}_sM_0$ のとき

$N = {}_rN$

$M \leqq {}_sM_0 + {}_rM$

$N > {}_rN_c$ または $M < {}_sM_0$ のとき

$N \leqq {}_rN_c + {}_sN$

$M = {}_sM$

$N > {}_rN_t$ または軸方向力が引張りで $M < {}_sM_0$ のとき

$N \geqq {}_rN_t + {}_sN$

$M = {}_sM$

ここで，

${}_rN_t$　：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）

${}_rN_c$　：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）

${}_sM_0$　：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)

${}_rN$　：鉄筋コンクリート部分の許容圧縮力（N）

${}_rM$　：鉄筋コンクリート部分の許容曲げモーメント（N・mm）

${}_sN$　：鋼管部分の許容圧縮力（N）

${}_sM$　：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（mm³）

${}_sf_t$　：鋼管の許容引張応力度（N/mm²）

${}_sA$　：鋼管部分の断面積（mm²）

${}_sf_c$　：鋼管の許容圧縮応力度（N/mm²）

・${}_rN_c$，${}_rN_t$ の算定式

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

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

$${}_rN_{c2}=\frac{A_e\cdot{}_mf_c}{n}$$

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

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（mm²）（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/mm²）

${}_mf_c$　：主筋の許容圧縮応力度（N/mm²）

n　：ヤング係数比

A_m　：全主筋断面積（mm²）

${}_mf_t$　：主筋の許容引張応力度（N/mm²）

・杭軸力を考慮した曲げモーメントに対する設計（鉄筋コンクリート）

$${}_rM = |{}_rN|e$$

ここで,

${}_rM$ ：鉄筋コンクリート部分の許容曲げモーメント

${}_rN$ ：鉄筋コンクリート部分の許容軸方向力

e ：軸方向力の偏心距離

1） 中立軸が断面内にある場合の許容軸方向力

$${}_rN = \min(N_1, N_2, N_3)$$

$$N_1 = \frac{S_n}{X_n} f_c$$

$$N_2 = \frac{S_n}{n(x_n - d_c)} {}_rf_c$$

$$N_3 = \frac{S_n}{n(D - d_t - x_n)} {}_rf_t$$

$$X_n - \frac{{}_cD}{2} + e = \frac{I_n}{S_n}$$

ここで,

N_1, N_2, N_3 ：許容軸方向力 ${}_rN$ を決めるための値

S_n ：中立軸に関する有効等価断面の 1 次モーメント

X_n ：圧縮縁から中立軸までの距離

${}_cD$ ：コンクリート断面の直径

I_n ：中立軸に関する有効等価断面の 2 次モーメント

d_c ：曲げ材の圧縮縁から圧縮鉄筋重心までの距離

d_t ：曲げ材の引張縁から引張鉄筋重心までの距離

f_c ：コンクリートの許容圧縮応力度

${}_rf_c$ ：鉄筋の許容圧縮応力度

${}_rf_t$ ：鉄筋の許容引張応力度

2)　中立軸が断面外にある場合の許容軸方向力

$$ {}_{r}N = \min(N_1, N_2) $$

$$ N_1 = \frac{f_c}{\dfrac{1}{A_e} + \dfrac{g + e - \dfrac{{}_{c}D}{2}}{I_g} g} $$

$$ N_2 = \frac{{}_{r}f_c}{n\left\{\dfrac{1}{A_e} + \dfrac{g + e - \dfrac{{}_{c}D}{2}}{I_g}(g - d_c)\right\}} $$

ここで,

A_e　：等価断面積

g　：等価断面の重心と断面の最大圧縮応力度を受ける縁との距離（コンクリート断面の半径）

n　：ヤング係数比

・短期せん断耐力の評価式（鋼管コンクリート）

$${}_sQ_d \leqq {}_sQ$$

$${}_sQ_d = Q$$

$${}_sQ = \frac{{}_sA}{2} \cdot {}_sf_s$$

ここで,

${}_sQ_d$ ：鋼管部分の設計用せん断力（N）

${}_sQ$ ：鋼管部分の許容せん断力（N）

Q ：設計用せん断力（N）

${}_sA$ ：鋼管部分の断面積（mm²）

${}_sf_s$ ：鋼管の許容せん断応力度（N/mm²）（$= F/\sqrt{3}$， F は鋼材の基準強度）

・短期許容せん断力の評価式（鉄筋コンクリート）

$$Q_D \leqq {}_cQ$$

$$Q_D = 1.5Q$$

$${}_cQ = \frac{3}{4}{}_cA_c f_s$$

ここで,

Q ：作用せん断力

Q_D ：鉄筋コンクリート部分の設計用せん断力

${}_cQ$ ：鉄筋コンクリート部分の許容せん断力

${}_cA$ ：コンクリートの断面積

${}_cf_s$ ：コンクリートの許容せん断応力度

表 4－22　杭の断面性能

杭種	外径 D（mm）	板厚 t（mm）	配筋	全断面積 A（m²）	せん断断面積 ${}_sA$（m²）	断面 2 次モーメント I（m⁴）
鋼管コンクリート	1000	22	－	1.300	0.9436	0.1105
鉄筋コンクリート	1000	－	18-D35 (SD345)	0.785	0.7140	0.0491

注：鋼管コンクリートの断面性能はコンクリート換算した値である。

注：上記の板厚に対して腐食代 1mm を考慮する。

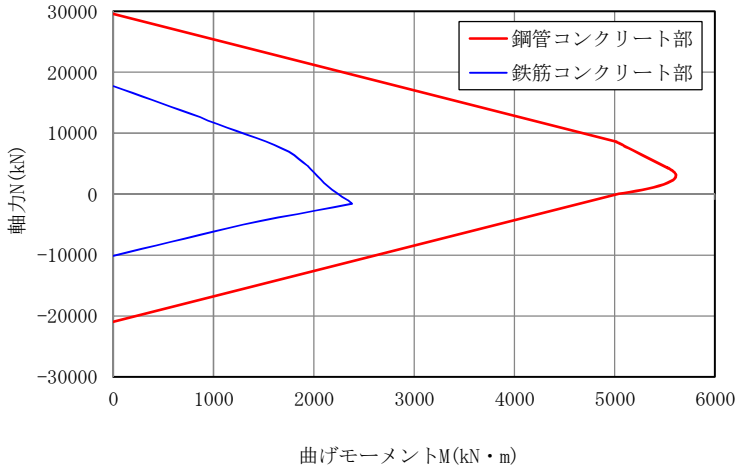


図 4－6　杭の曲げモーメントと杭軸力の関係

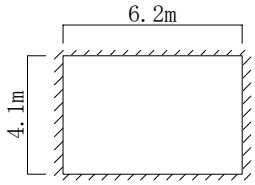
表 4－23　杭の短期許容せん断耐力

杭種	杭径（mm）	短期許容せん断耐力（kN）
鋼管コンクリート	φ1000	6026
鉄筋コンクリート	φ1000	483

4.4.3　床スラブの評価方法

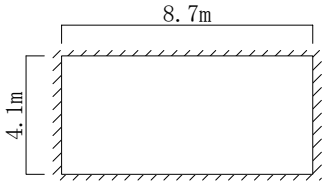
(1)　解析モデル

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 4－7 に示す。また，使用材料の物性値（コンクリート）を表 4－24 に示す。



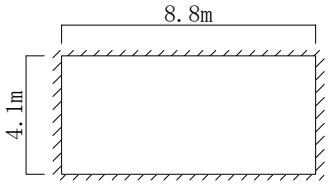
（スラブ厚 t＝1.0m）

(a) 3 階床スラブ S1



（スラブ厚 t＝0.6m）

(b) 4 階屋根スラブ S2



（スラブ厚 t＝0.5m）

(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	Fc	30.0 N/mm^2
ヤング係数	Ec	2.44×10^4 N/mm^2
ポアソン比	ν	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。ここで，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－1.0Ks_{UD}

注　：Ks_{UD}は上向きを正とする。

(4)　応力の評価方法

Ｓ$_s$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^2）

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

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	108
		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）

a_t　：引張鉄筋の断面積（mm^2）

f_t　：鉄筋の短期許容引張応力度（N/mm^2）

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）

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（N/mm^2）

5.　評価結果

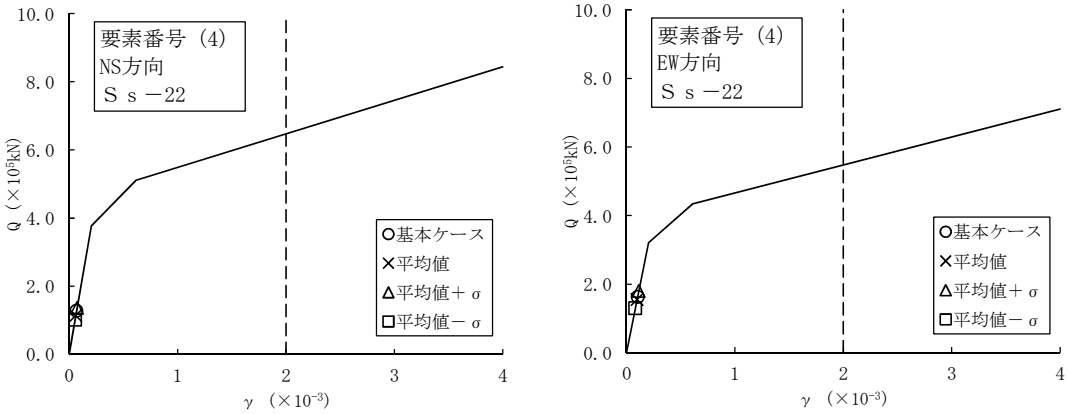
5.1　地震応答解析による評価結果

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（2.0×10^{-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0.115×10^{-3}（要素番号（4），＋σケース，EW方向，Ｓ$_s$－２２）であり，許容限界（2.0×10^{-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－γ関係と最大応答値を図5－1に示す。



(a) NS方向　　(b) EW方向

図5－1　Q－γ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　必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果

(a) 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 Qu (kN)	Qu/Qun
(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

(b) 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 Qu (kN)	Qu/Qun
(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，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$_s$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。

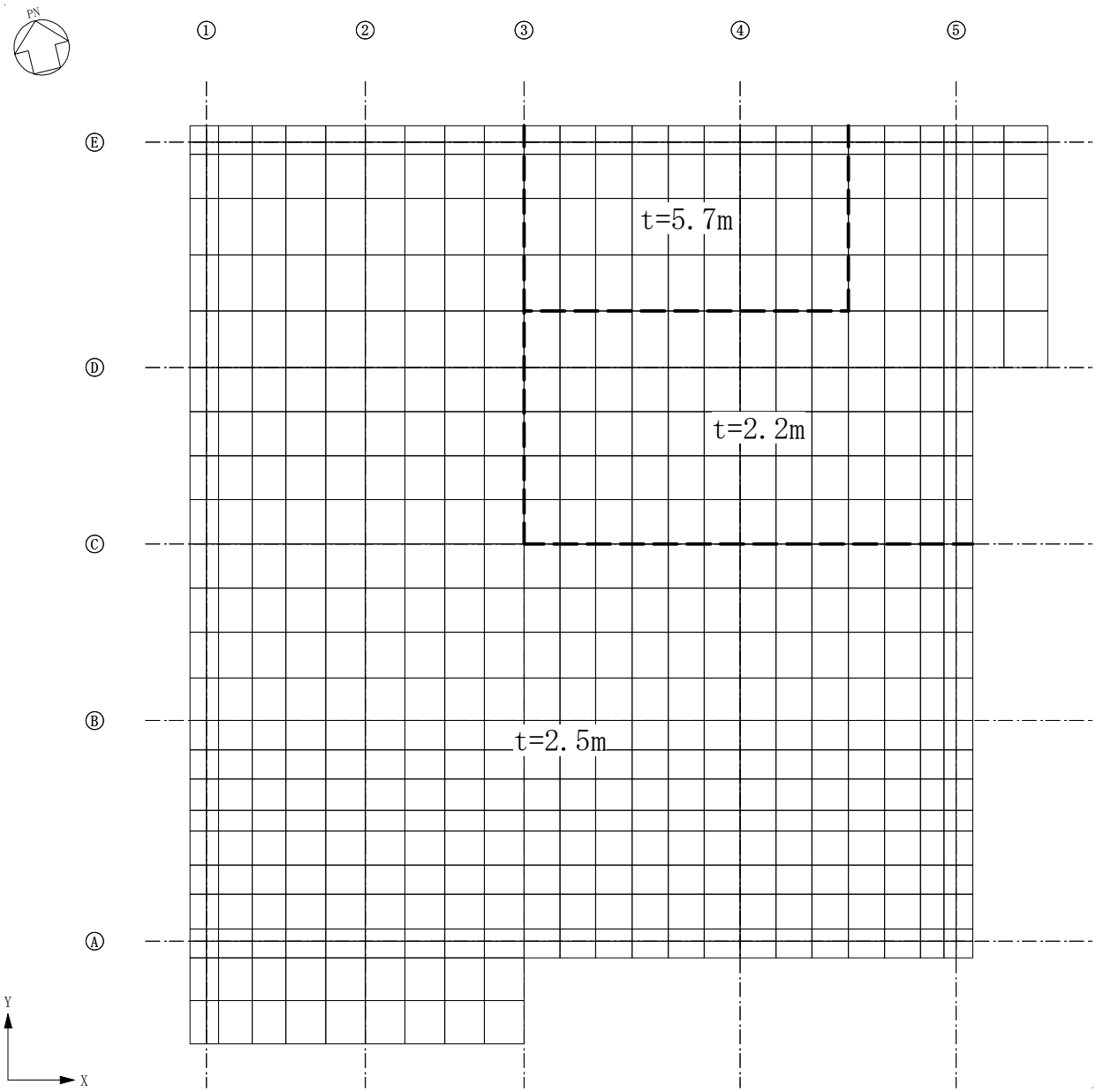


図 5－2　緊急時対策所建屋の基礎スラブ厚さ

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

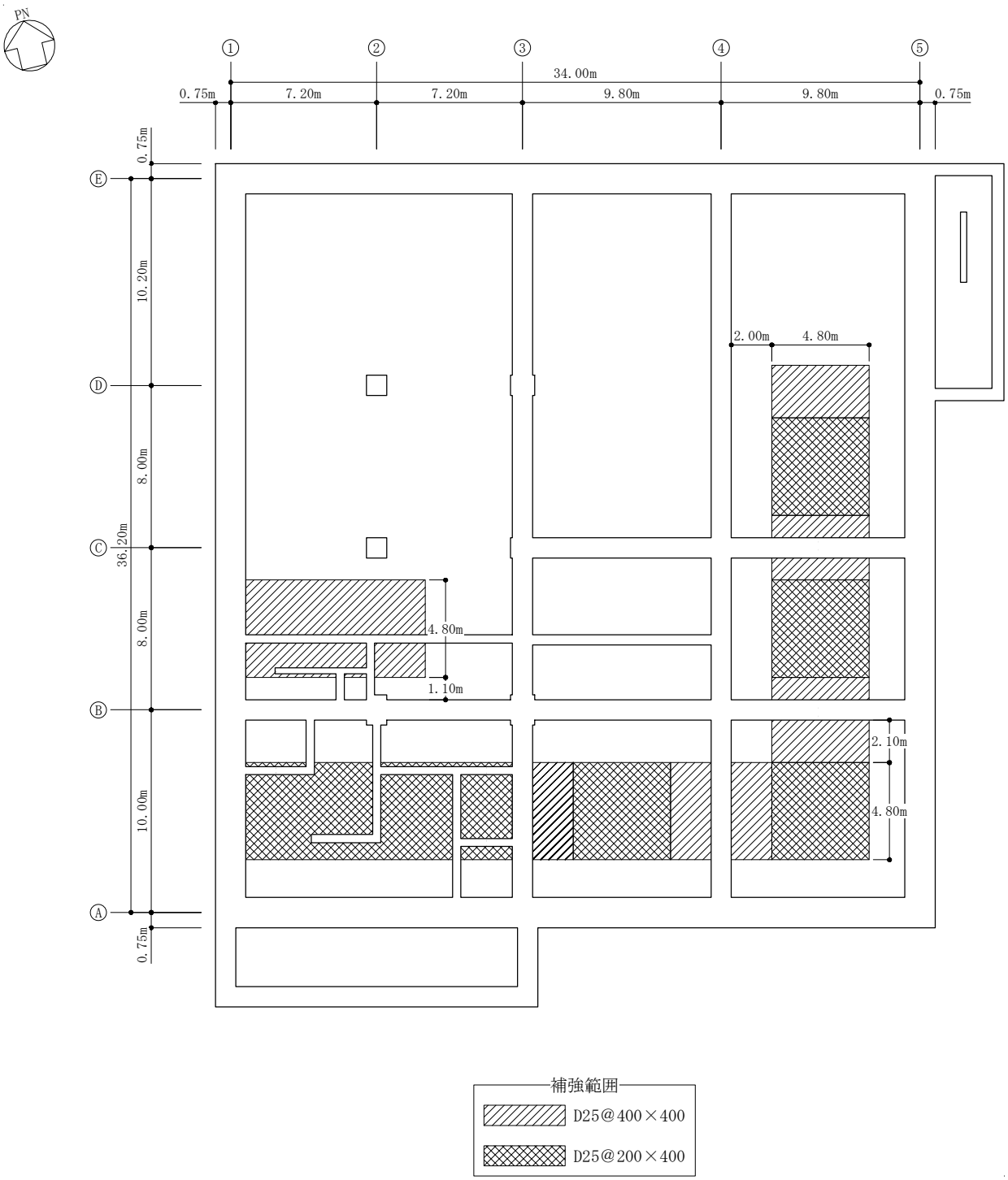
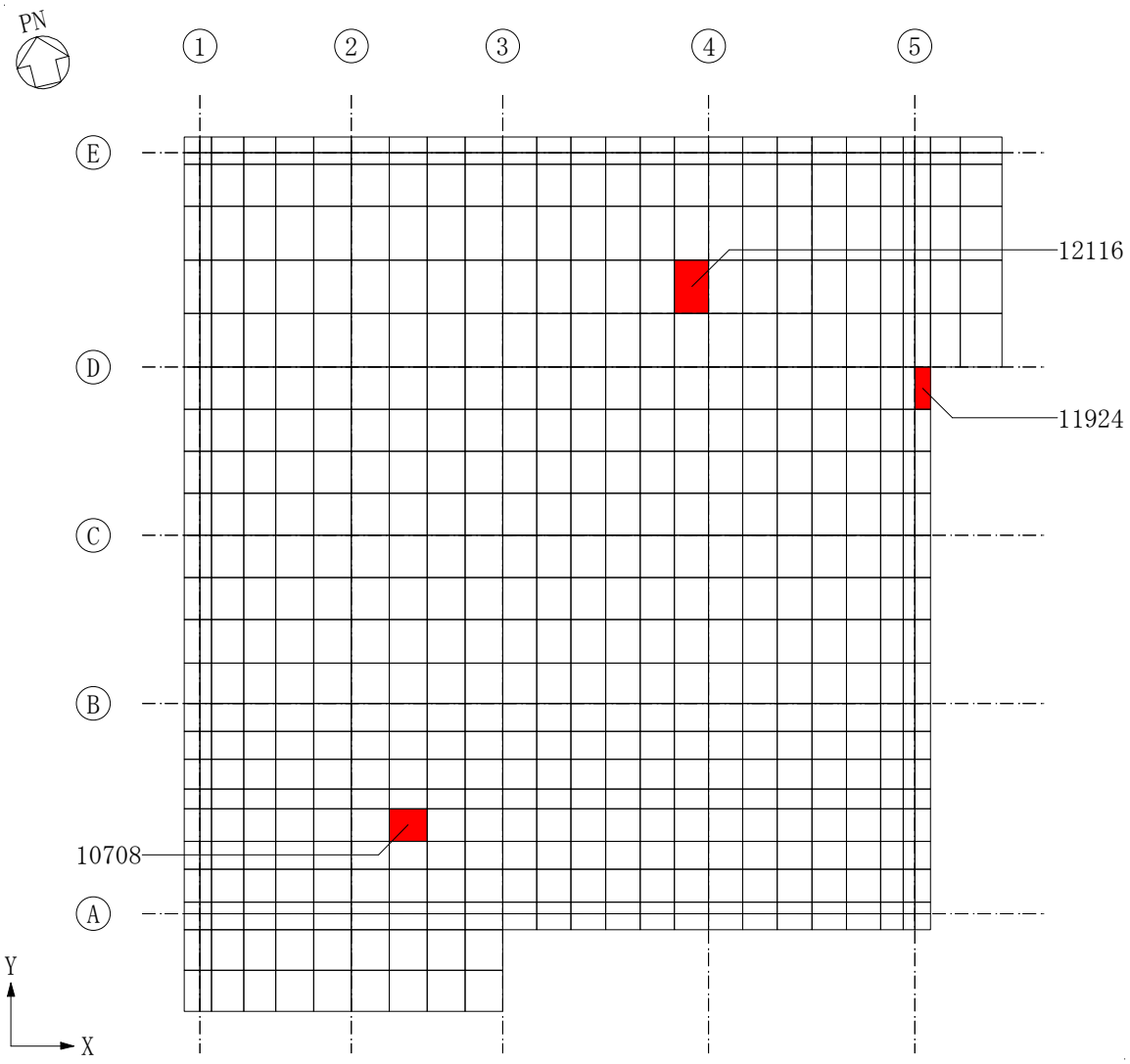


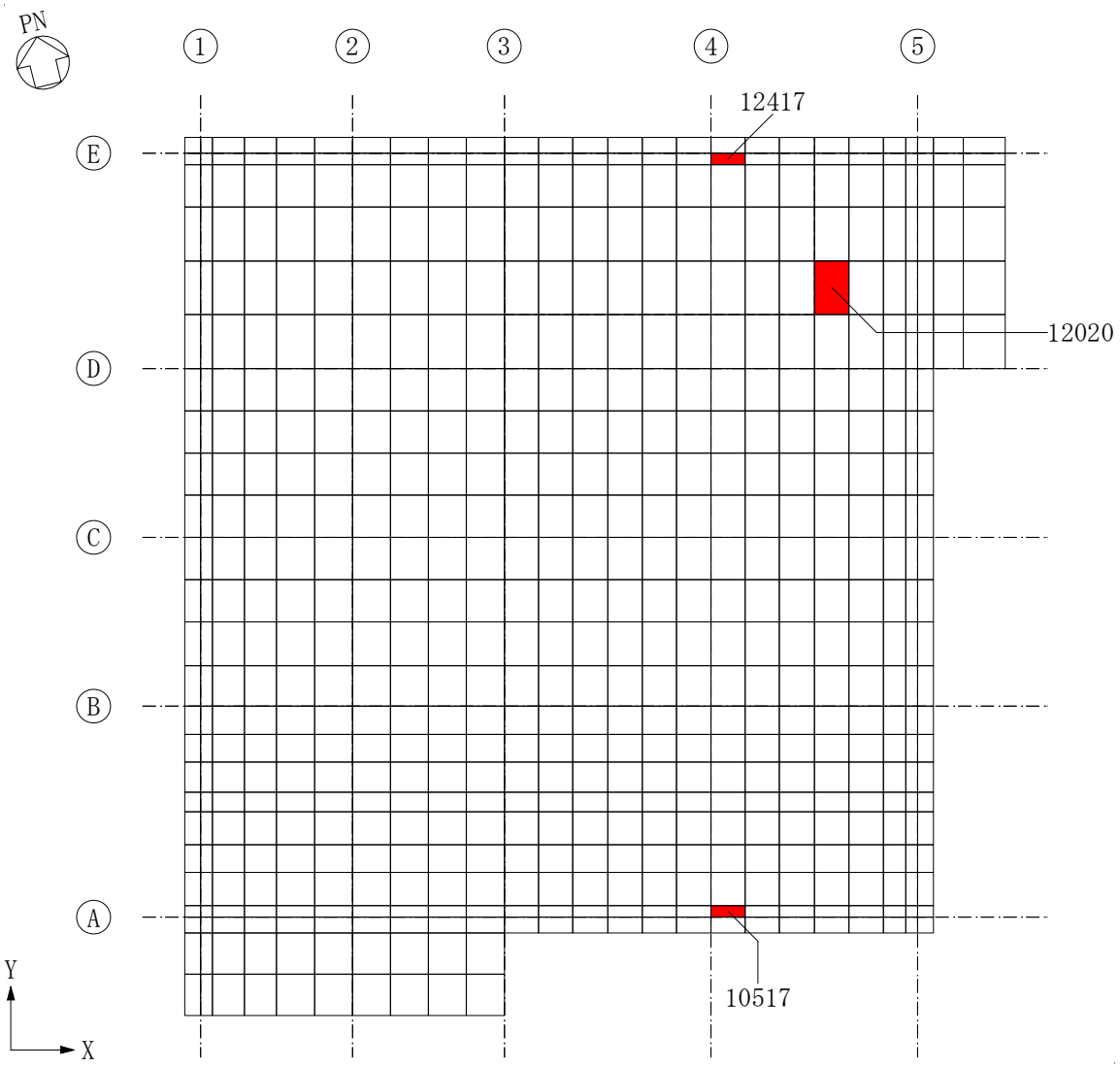
図 5－3　せん断補強筋の設定範囲



注：図中引出線の数字は，要素番号を示す。

(a) NS 方向

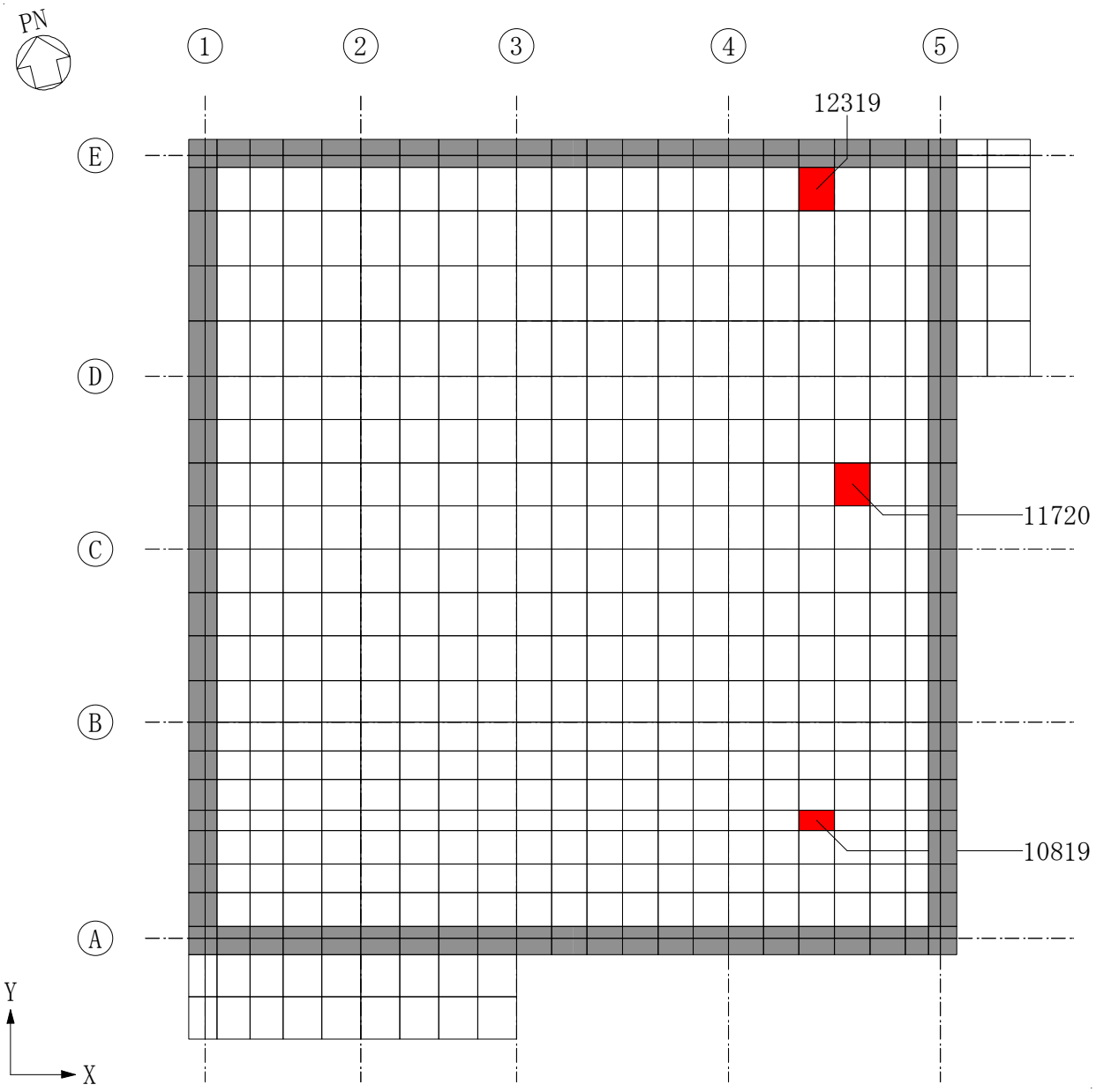
図 5－4　主筋に対する評価結果を記載する要素の位置（S_s地震時）(1/2)



注：図中引出線の数字は，要素番号を示す。

(b) EW 方向

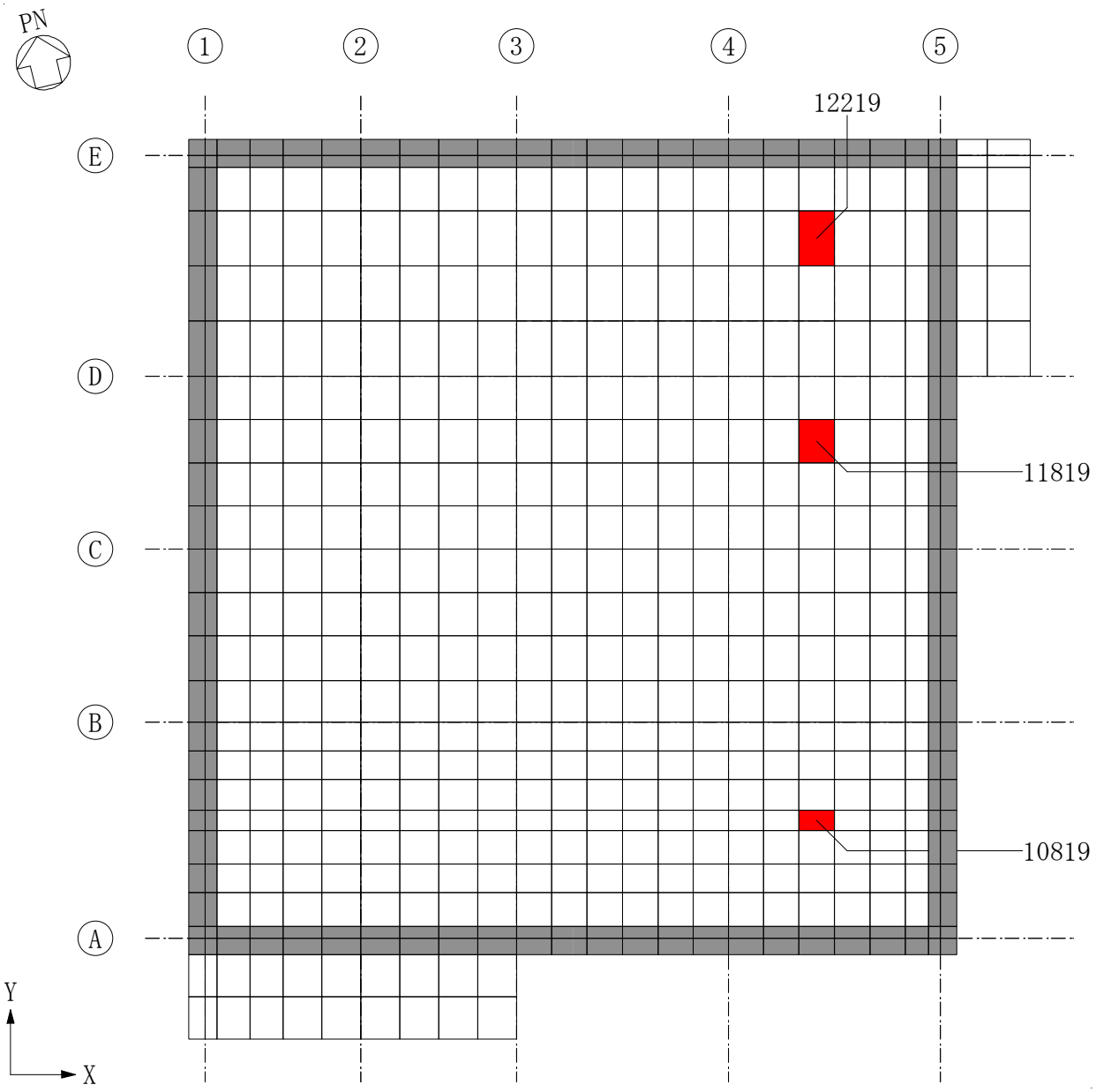
図 5－4　主筋に対する評価結果を記載する要素の位置（S_s地震時）(2/2)



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　せん断補強筋に対する評価結果を記載する要素の位置（S_s地震時）



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 5－6　せん断補強筋に対する評価結果を記載する要素の位置（S_s地震時）

表 5－3　評価結果（基礎）

		評価項目		部材番号	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	0.376	1.00	引張鉄筋
		必要鉄筋比／配筋量	部材厚 5.7 m	12116	1-8	0.325	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	0.398	1.00	引張鉄筋
		必要鉄筋比／配筋量	部材厚 5.7 m	12417	1-2	0.438	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^2)	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^2)	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^2)	部材厚 5.7 m	12319	1-1	0.636	1.18	コンクリート
	EW方向	面外せん断応力度 (N/mm^2)	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^2)	部材厚 2.2 m	11819	1-1	0.689	3.10	せん断補強筋
		面外せん断応力度 (N/mm^2)	部材厚 5.7 m	12219	1-1	0.516	1.18	コンクリート

5.2.2　杭の評価結果

Ｓ$_s$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$_s$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　杭の評価結果

杭種		許容限界値	Ｓ$_s$地震時	検定比
鋼管コンクリート 鉄筋コンクリート	最大鉛直支持力（kN）	16574	10819	0.65
	最大引抜き力（kN）	9275	2479	0.27
鋼管コンクリート	最大曲げモーメント（kN・m）	4917	1606	0.33
	最大せん断力（kN）	6026	650	0.11
鉄筋コンクリート	最大曲げモーメント（kN・m）	1353	643	0.48
	最大せん断力（kN）	483	186	0.39

5.2.3　床スラブの評価結果

床スラブの配筋一覧を表 5－5 に，断面の評価結果を表 5－6～表 5－8 に示す。

Ｓ$_s$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^2/m)	下端筋	断面積 (mm^2/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^2）	D19@200 （1435 mm^2）
	下　端	D19@200 （1435 mm^2）	D19@200 （1435 mm^2）
曲げモーメント	発生曲げモーメント　M（kN･m）	59.8	35.7
	許容値　f_t（N/mm^2）	389	389
	検定値　σ_t/f_t	0.15	0.09
面外せん断力	発生せん断力　Q（kN）	108.4	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_A（kN）	933	933
	検定値　Q/Q_A	0.12	0.10
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^2)	D16@200 (995 mm^2)
	下　端	D16@200 (995 mm^2)	D16@200 (995 mm^2)
曲げモーメント	発生曲げモーメント　M（kN･m）	50.7	26.6
	許容値　f_t（N/mm^2）	128	128
	検定値　σ_t/f_t	0.39	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_A（kN）	518	518
	検定値　Q/Q_A	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^2)	D16@200 (995 mm^2)
	下　端	D16@200 (995 mm^2)	D16@200 (995 mm^2)
曲げモーメント	発生曲げモーメント　M（kN･m）	41.0	21.5
	許容値　f_t（N/mm^2）	102	102
	検定値　σ_t/f_t	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_A（kN）	414	414
	検定値　Q/Q_A	0.16	0.14
判　定		可	可

別紙　液状化影響検討について

構成について追而修正

目次

1.　概要 別紙-1
2.　緊急時対策所建屋の地盤改良について 別紙-3
3.　2次元FLIPによる地震応答解析モデル 別紙-6
4.　2次元FLIPモデルの解析結果における杭の健全性の評価 別紙-10
4.1　杭の仕様 別紙-10
4.2　杭の断面の評価方法 別紙-12
4.3　杭の評価結果 別紙-16

1.　概要

施設毎の液状化影響検討のフローを図 1－1 に示す。緊急時対策所建屋については，施設の周辺地盤を改良することで液状化検討対象層がない状態としているため，液状化の影響検討は不要とする。ただし，地盤改良による杭の健全性を別途確認するため，地盤改良範囲外の液状化検討対象層に豊浦標準砂の液状化強度特性を与えることで，強制的に液状化を生じると仮定した 2 次元 FLIP モデルによる地震応答解析を実施する。上記検討は，基準地震動Ｓ$_s$の代表ケース（Ｓ$_s$－Ｄ１，Ｓ$_s$－３１）にて実施する。

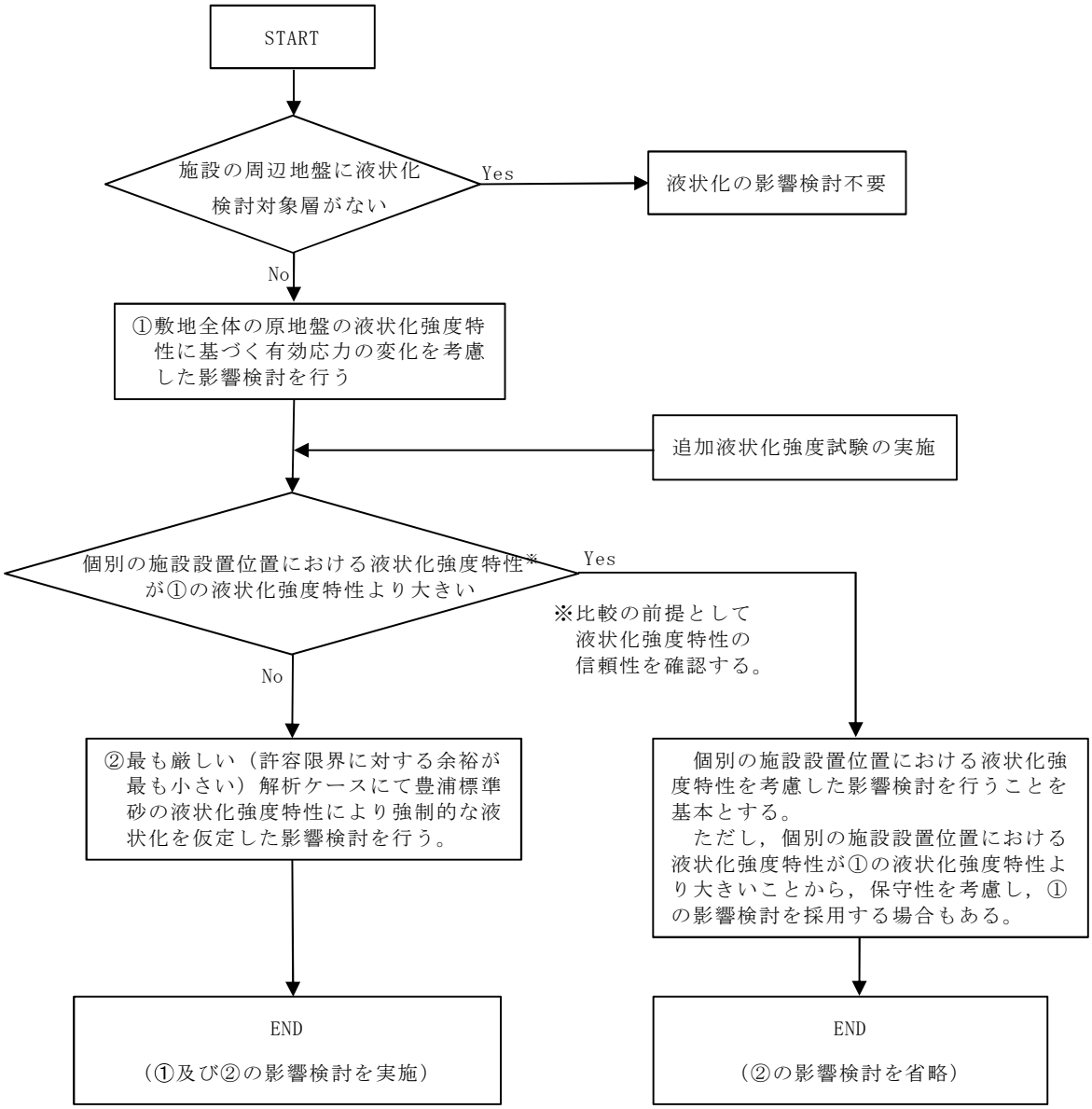


図 1－1　液状化影響検討の組合せの設定フロー

2.　緊急時対策所建屋の地盤改良について

緊急時対策所建屋の地盤改良の範囲を図 2－1 及び図 2－2 に示す。緊急時対策所建屋周辺地盤において，地表近傍（EL.20.8 m～EL.13.6 m）の地盤改良は，原地盤を購入砂とセメントミルクを混ぜた流動化処理土（以下，セメント改良体と呼ぶ。）で置換し，液状化の発生を防止しているが，当該層以深においても液状化検討対象層が存在する。このため，セメント改良体の施工範囲以深の液状化検討対象層（砂質層）に対して薬液注入工法（以下，薬液注入と呼ぶ。）を適用し，液状化の発生を防止する。

薬液注入は，恒久的な溶液型薬液を使用し，その薬液が砂粒子間の間隙水と置き換わりながら浸透し，地盤を固結させる工法である。砂粒子間に浸透した薬液はゲル状の物質（ゲル化物）に変化し，砂粒子の間隙はゲル化物で充填された状態となるため，液状化の要因となる間隙水がほぼ無くなり，液状化が生じなくなる。薬液注入の概念図を図 2－3 に示す。

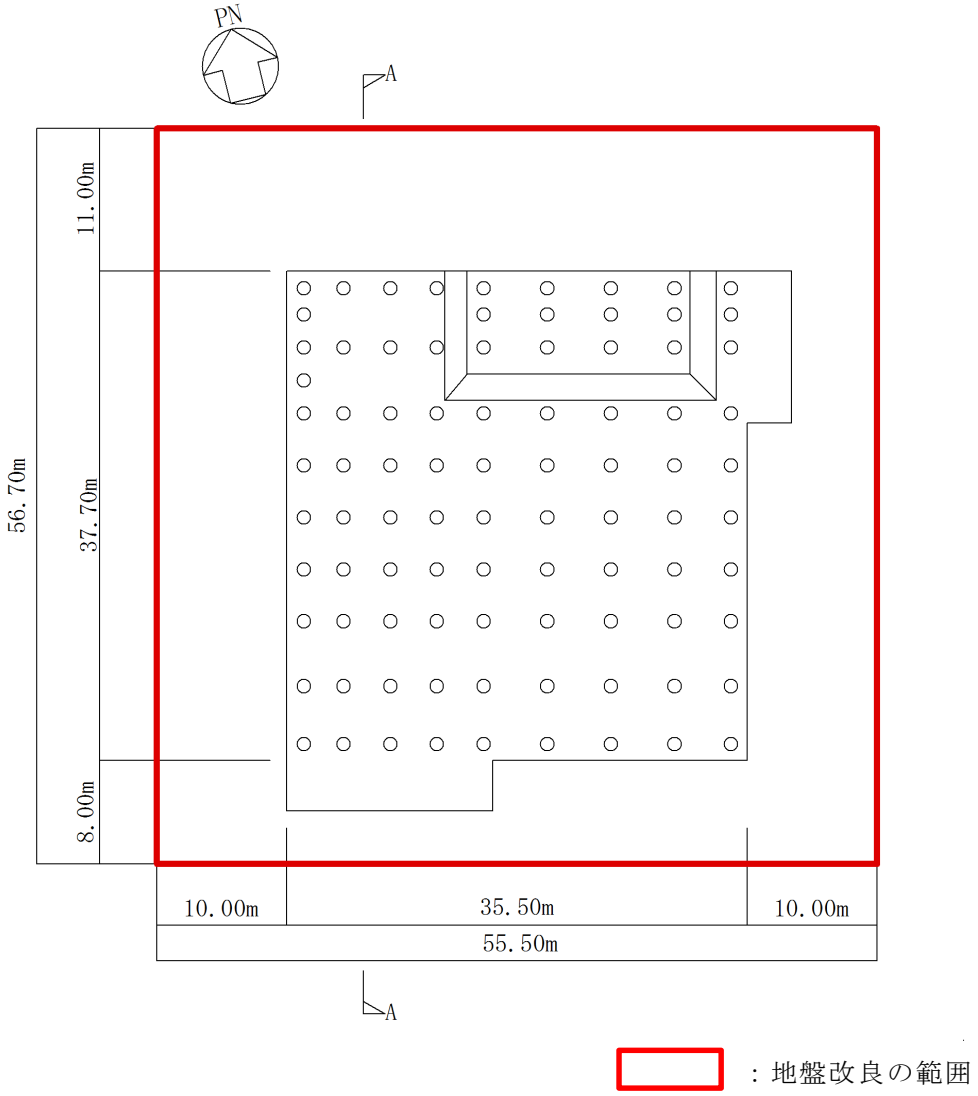


図 2－1　緊急時対策所建屋の地盤改良の範囲（杭伏図，EL.20.8 m）

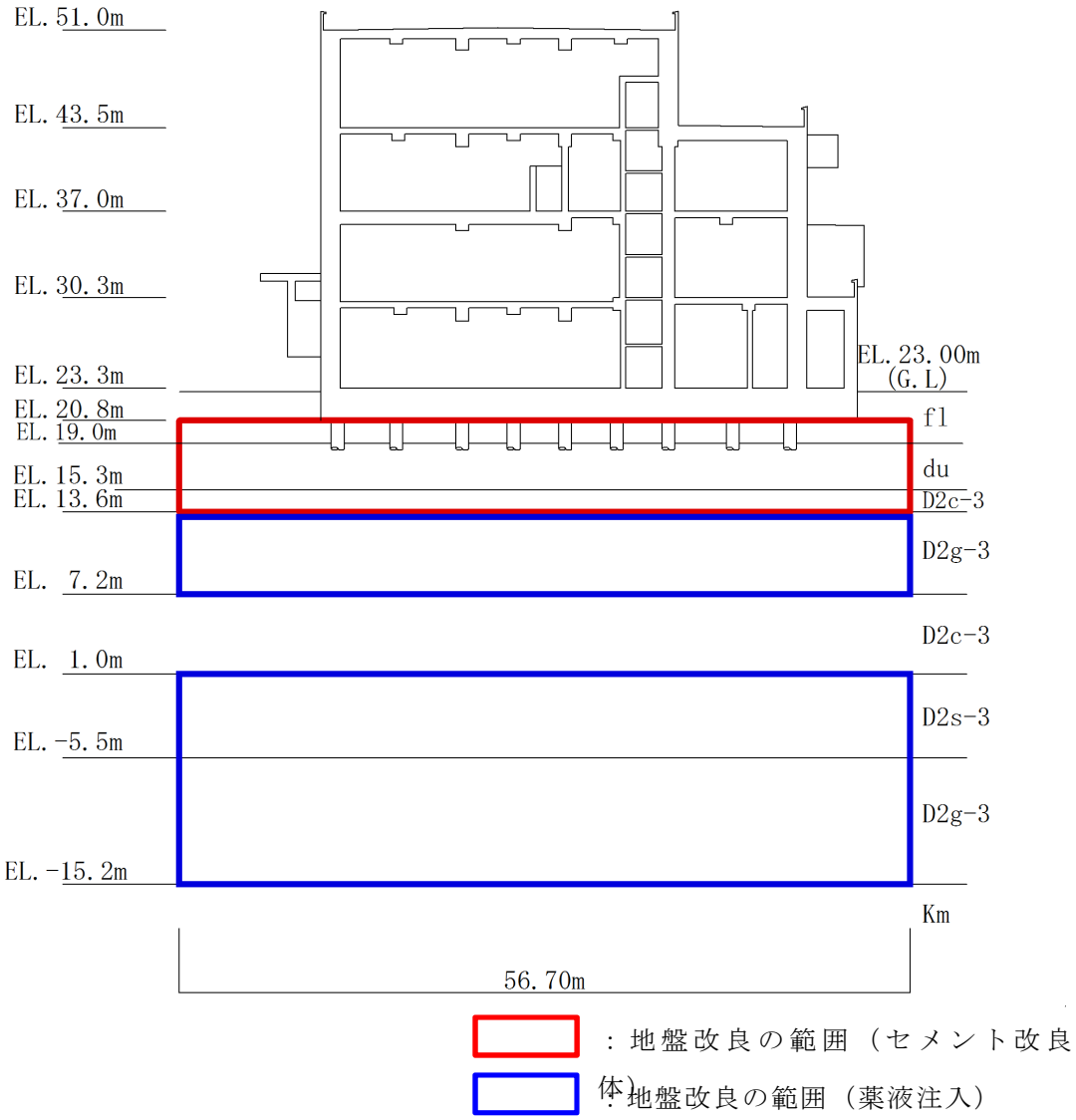


図 2－2　緊急時対策所建屋の地盤改良の範囲（A-A 断面図）

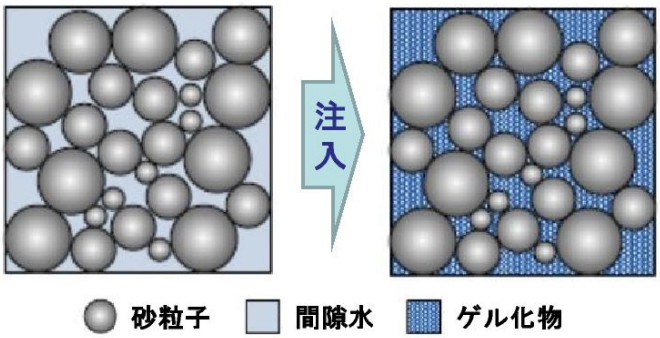
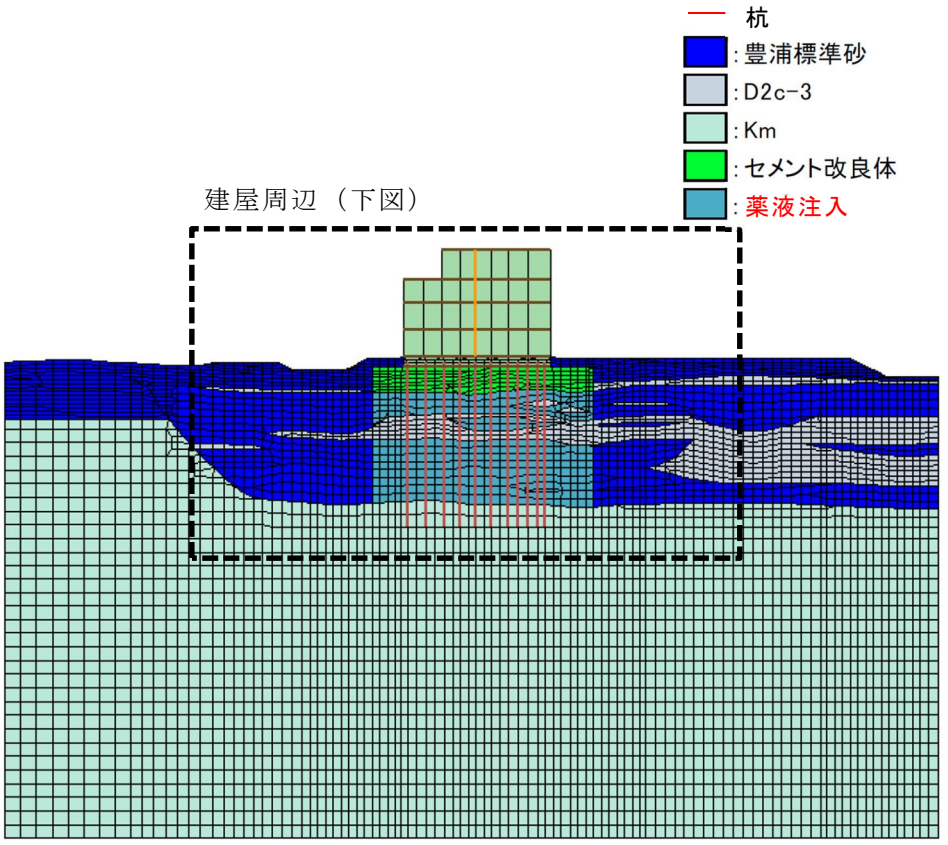


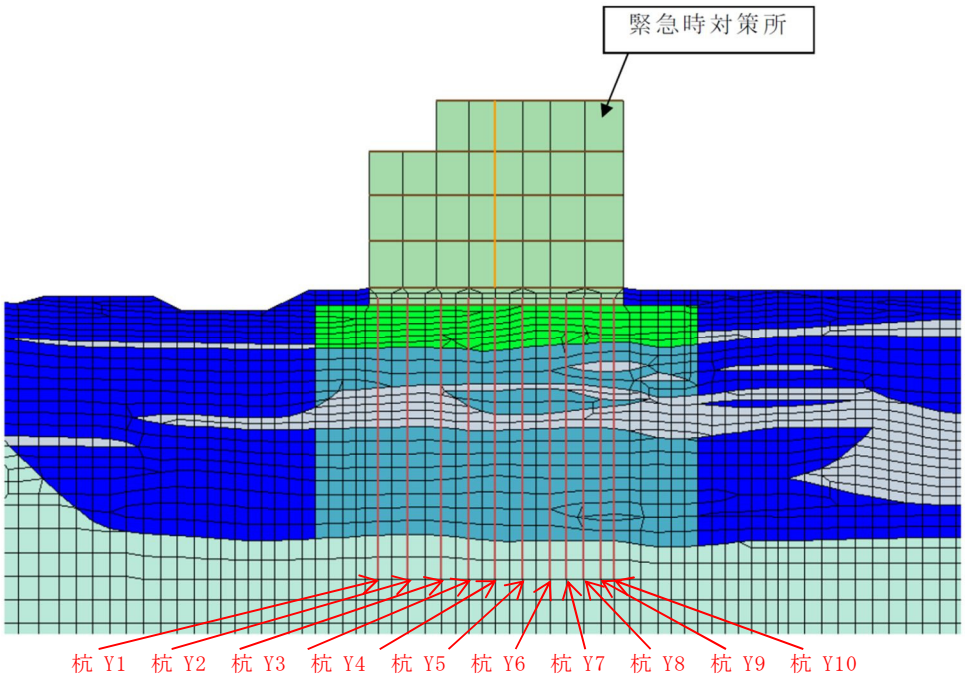
図 2－3　薬液注入の概念図

3.　2 次元 FLIP による地震応答解析モデル

地盤改良による杭の健全性を確認するため，地盤改良範囲外の液状化検討対象層に豊浦標準砂の液状化強度特性を与えることで，強制的に液状化を生じると仮定した 2 次元 FLIP モデルにより地震応答解析を実施する。解析モデルを図 3－1 に，杭番号を図 3－2 に示す。ここで，図 3－1 に示した薬液注入の範囲については，原地盤の物性値を使用する。

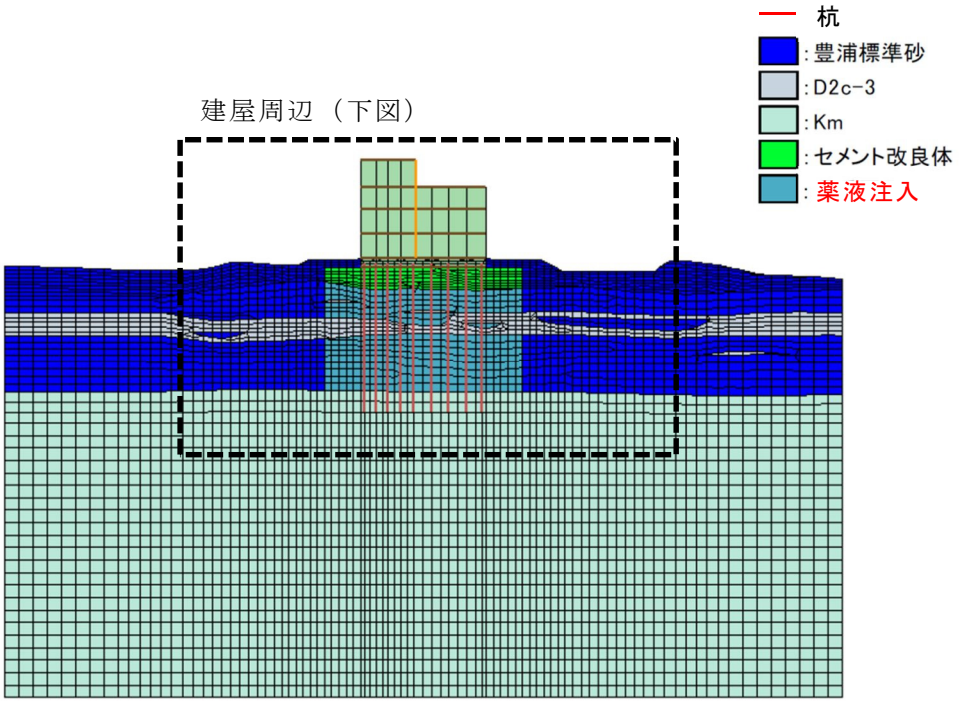


（a） 全体

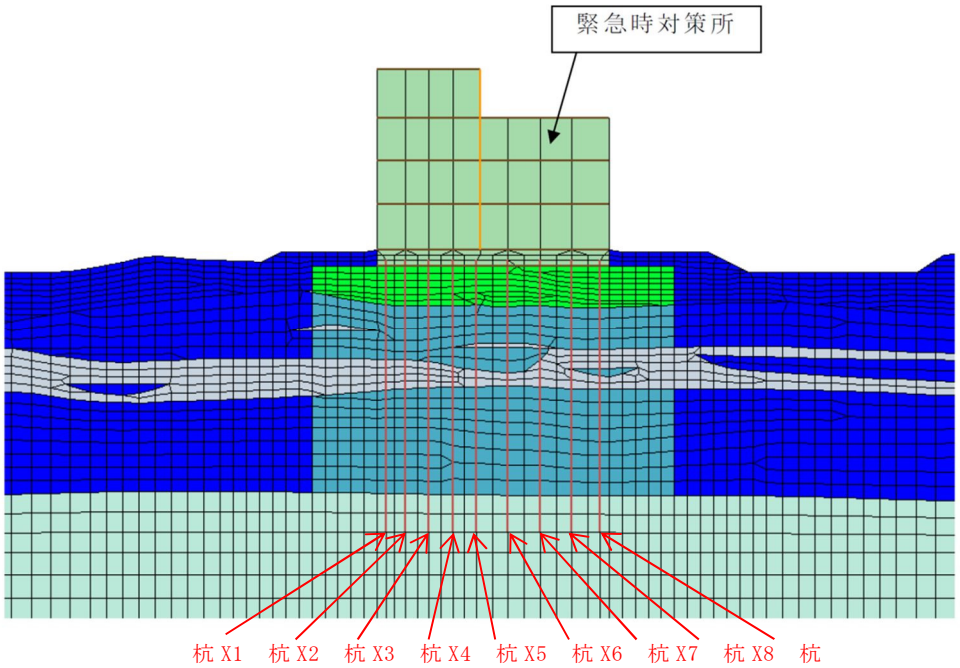


（b） 建屋周辺

図 3－1（1/2） 解析モデル（NS 方向）

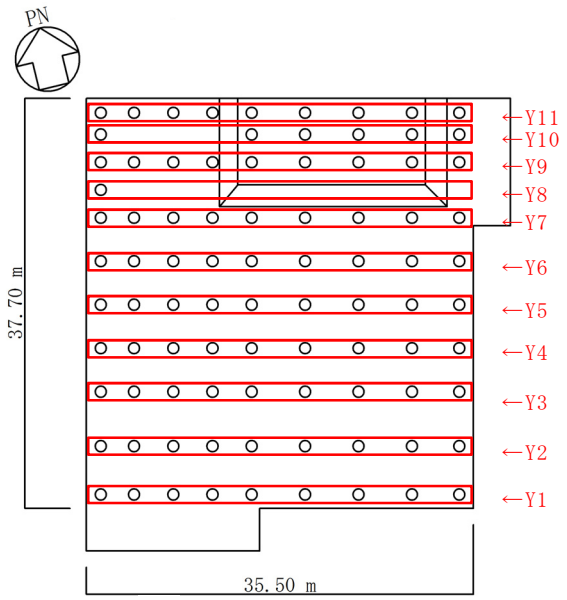


（a）全体



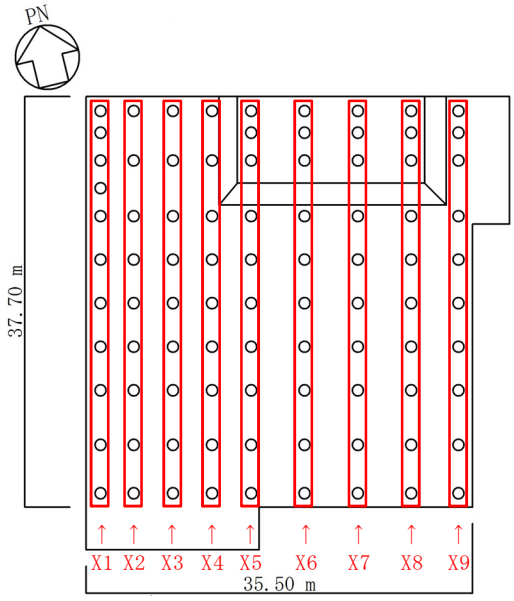
（b）建屋周辺

図 3－1（2/2）　解析モデル（EW 方向）



凡例　○：杭

(a) NS 方向



凡例　○：杭

(b) EW 方向

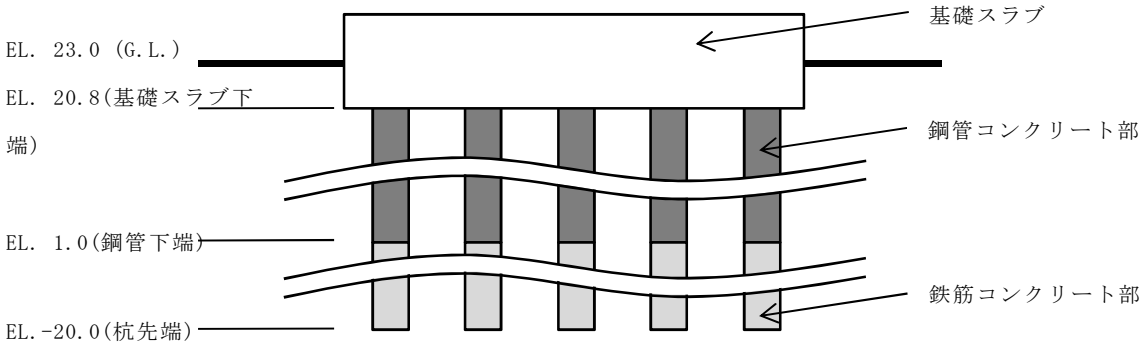
図 3－2　杭番号

4. 2次元FLIPモデルの解析結果における杭の健全性の評価

4.1 杭の仕様

緊急時対策所建屋における杭の仕様を図4－1に示す。緊急時対策所建屋の杭体は，EL.20.8 m～EL.1.0 m を場所打ち鋼管コンクリート（以下，鋼管コンクリート部という。），EL.1.0 m～EL.－20.0 m を鉄筋コンクリート（以下，鉄筋コンクリート部という。）とする。また，杭の断面の評価に用いる断面性能を表4－1に示す。

（単位：m）



①鋼管コンクリート部

・杭径：φ1000 mm

・鋼材：SKK490（基準強度F＝325 N/mm^2）

・肉厚：t＝22 mm

・コンクリートの設計基準強度：Fc＝24 N/mm^2

②鉄筋コンクリート部

・杭径：φ1000 mm

・主筋：18-D35，SD345

・せん断補強筋：D16@150，SD345

・コンクリートの設計基準強度：Fc＝24 N/mm^2

図4－1 緊急時対策所建屋の杭の仕様

表 4－1　杭の断面性能

杭種	外径 D（mm）	板厚 t（mm）	全断面積 A（m^2）	せん断 断面積 $_sA$（m^2）	断面 2 次 モーメント I（m^4）
鋼管コンクリート	1000	22	1.300	0.9436	0.1105
鉄筋コンクリート	1000	－	0.785	0.7140	0.0491

注：鋼管コンクリートの断面性能はコンクリート換算した値である。

注：上記の板厚に対して腐食代 1mm を考慮する。

4.2 杭の断面の評価方法

鋼管コンクリート部の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，杭軸力を考慮した鋼管コンクリートの短期許容曲げモーメント以下であることを確認する。鉄筋コンクリート部の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，杭軸力を考慮した鉄筋コンクリートの終局曲げモーメント以下であることを確認する。

鋼管コンクリート部のせん断力に対する検討では，杭に生じるせん断力が，鋼管コンクリートの短期許容せん断耐力以下であることを確認する。鉄筋コンクリート部のせん断力に対する検討では，杭に生じるせん断力が，鉄筋コンクリートの終局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，鋼管コンクリートについては「評定書」に基づき算定し，鉄筋コンクリートについては「基礎指針」に基づき算定する。

各許容値の算定式を以下に，曲げモーメントと杭軸力の関係を図 4－2 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（鋼管コンクリート）

${}_rN_t \leqq N \leqq {}_rN_c$ または $M \geqq {}_sM_0$ のとき

$N = {}_rN$

$M \leqq {}_sM_0 + {}_rM$

$N > {}_rN_c$ または $M < {}_sM_0$ のとき

$N \leqq {}_rN_c + {}_sN$

$M = {}_sM$

$N > {}_rN_t$ または軸方向力が引張りで $M < {}_sM_0$ のとき

$N \geqq {}_rN_t + {}_sN$

$M = {}_sM$

ここで，

${}_rN_t$ ：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）

${}_rN_c$ ：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）

${}_sM_0$ ：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）

${}_rN$ ：鉄筋コンクリート部分の許容圧縮力（N）

${}_rM$ ：鉄筋コンクリート部分の許容曲げモーメント（N・mm）

${}_sN$ ：鋼管部分の許容圧縮力（N）

${}_sM$ ：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（mm³）

${}_sf_t$ ：鋼管の許容引張応力度（N/mm²）

${}_sA$ ：鋼管部分の断面積（mm²）

${}_sf_c$ ：鋼管の許容圧縮応力度（N/mm²）

・ ${}_rN_c$， ${}_rN_t$の算定式

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

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

$${}_rN_{c2}=\frac{A_e\cdot{}_mf_c}{n}$$

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

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（mm²）（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/mm²）

${}_mf_c$ ：主筋の許容圧縮応力度（N/mm²）

n ：ヤング係数比

A_m ：全主筋断面積（mm²）

${}_mf_t$ ：主筋の許容引張応力度（N/mm²）

・杭軸力を考慮した終局曲げモーメントの評価（鉄筋コンクリート）

「基礎指針」に基づき，コンクリートと鉄筋の応力ひずみ関係をバイリニア関係とし，コンクリートの最大圧縮ひずみ度が 0.003 に至る時点の曲げモーメントを終局曲げ耐力として算定する。

・短期せん断耐力の評価（鋼管コンクリート）

$${}_sQ_d \leqq {}_sQ$$

$${}_sQ_d = Q$$

$${}_sQ = \frac{{}_sA}{2} \cdot {}_sf_s$$

ここで，

${}_sQ_d$ ：鋼管部分の設計用せん断力（N）

${}_sQ$ ：鋼管部分の許容せん断力（N）

Q ：設計用せん断力（N）

${}_sA$ ：鋼管部分の断面積（mm²）

${}_sf_s$ ：鋼管の許容せん断応力度（N/mm²）（$=F/\sqrt{3}$，F は鋼材の基準強度）

・終局せん断耐力の評価（鉄筋コンクリート）

$$Q_u = \left\{ \frac{0.092 k_u k_p (17.7 + F_c)}{M/(QD) + 0.12} + 0.846\sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj$$

ここで，

Q_u ：鉄筋コンクリートの終局せん断耐力（N）

k_u，k_p ：補正係数

F_c ：コンクリートの圧縮強度（N/mm²）

M/QD ：シアスパン比（$M/QD \geqq 3$ の場合，$M/QD=3$）

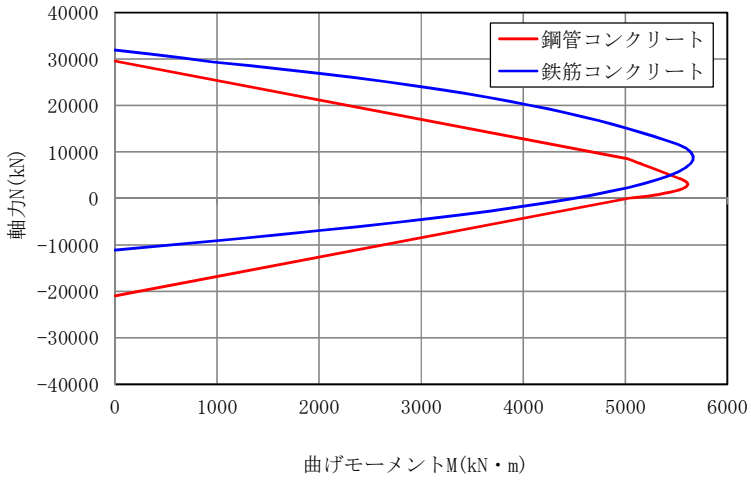
p_w ：せん断補強筋比

σ_{wy} ：せん断補強筋比の規格降伏点（N/mm²）

σ_0 ：軸方向応力度（N/mm²）

b ：等価正方形断面の幅（mm）

j ：等価正方形断面の応力中心距離（mm）



注：鋼管コンクリートは短期許容曲げモーメントに対する曲線を示し，鉄筋コンクリートは終局曲げモーメントに対する曲線を示す。

図 4－2　杭の曲げモーメントと杭軸力の関係

4.3 杭の評価結果

杭の曲げモーメントに対する評価結果を表 4－2 に，杭のせん断力に対する評価結果を表 4－3 に示す。また，検定比が最も大きくなる杭について，杭の曲げモーメントと許容値の関係を図 4－3 に，杭のせん断力と許容値の関係を図 4－4 に示す。なお，評価結果はいずれも検定比が最も大きくなる結果を代表として示している。

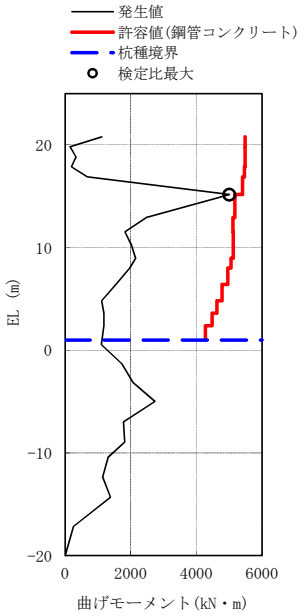
地盤改良範囲外の液状化検討対象層に豊浦標準砂の液状化強度特性を与え，強制的に液状化を生じると仮定した場合においても，セメント改良体の施工範囲以深の液状化検討対象層に対して薬液注入を適用し液状化の発生を防止することで，杭の曲げモーメント及びせん断力が許容値を越えないことを確認した。

表 4－2 杭の曲げモーメントに対する評価結果

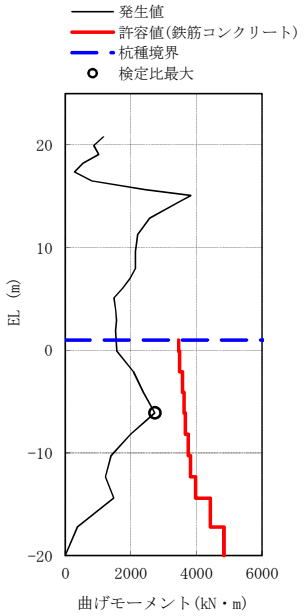
杭種	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)		検定比	備考
		許容値	発生値		
鋼管コンクリート部	7241	5176	5005	0.97	S_s－D１，NS 方向，杭 Y8
鉄筋コンクリート部	－2861	3624	2736	0.75	S_s－D１，EW 方向，杭 X9

表 4－3 杭のせん断力に対する評価結果

杭種	軸力 (kN)	せん断力 (kN)		検定比	備考
		許容値	発生値		
鋼管コンクリート部	3591	6026	3107	0.52	S_s－D１，NS 方向，杭 Y5
鉄筋コンクリート部	－2547	482	472	0.98	S_s－D１，EW 方向，杭 X1

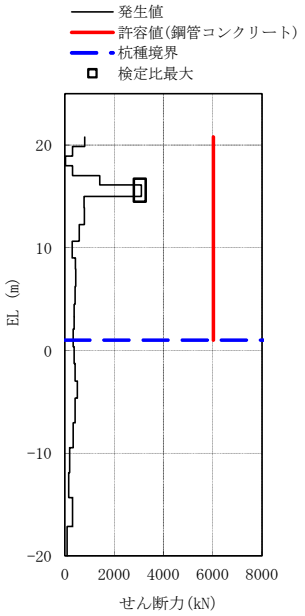


(a) 鋼管コンクリート部
(Ｓｓ－Ｄ１，NS 方向，杭 Y8)

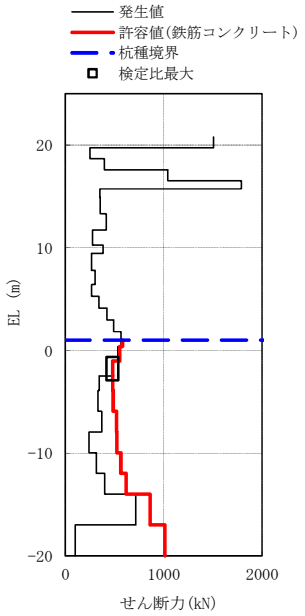


(b) 鉄筋コンクリート部
(Ｓｓ－Ｄ１，EW 方向，杭 X9)

図 4－3　杭の曲げモーメントと許容値の関係



(a) 鋼管コンクリート部
(Ｓｓ－Ｄ１，NS 方向，杭 Y5)



(b) 鉄筋コンクリート部
(Ｓｓ－Ｄ１，EW 方向，杭 X1)

図 4－4　杭のせん断力と許容値の関係