

V-2-2-6 タービン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	8
2.4 適用規格・基準等	12
3. 地震応答解析による評価方法	13
4. 応力解析による評価方針	16
4.1 評価対象部位及び評価方針	16
4.2 荷重及び荷重の組合せ	17
4.2.1 荷重	17
4.2.2 荷重の組合せ	21
4.3 許容限界	22
4.4 解析モデル及び諸元	24
4.4.1 モデル化の基本方針	24
4.4.2 解析諸元	26
4.5 評価方法	27
4.5.1 応力解析方法	27
4.5.2 断面の評価方法	29
5. 地震応答解析による評価結果	31
5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果	31
5.2 接地圧の評価結果	34
5.3 保有水平耐力の評価結果	35
6. 応力解析による評価結果	36

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、タービン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。

タービン建屋は建屋内部の一部に基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対して機能維持が要求される施設が収納されており、設計基準対象施設においては「S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「常設耐震重要重大事故防止設備、常設重大事故防止設備（設計基準拡張）及び常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）の間接支持構造物」に分類される。

以下、タービン建屋の「Sクラスの施設の間接支持構造物」及び「常設耐震重要重大事故防止設備、常設重大事故防止設備（設計基準拡張）及び常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）の間接支持構造物」としての分類に応じた耐震評価を示す。

2. 基本方針

2.1 位置

タービン建屋の設置位置を図2-1に示す。

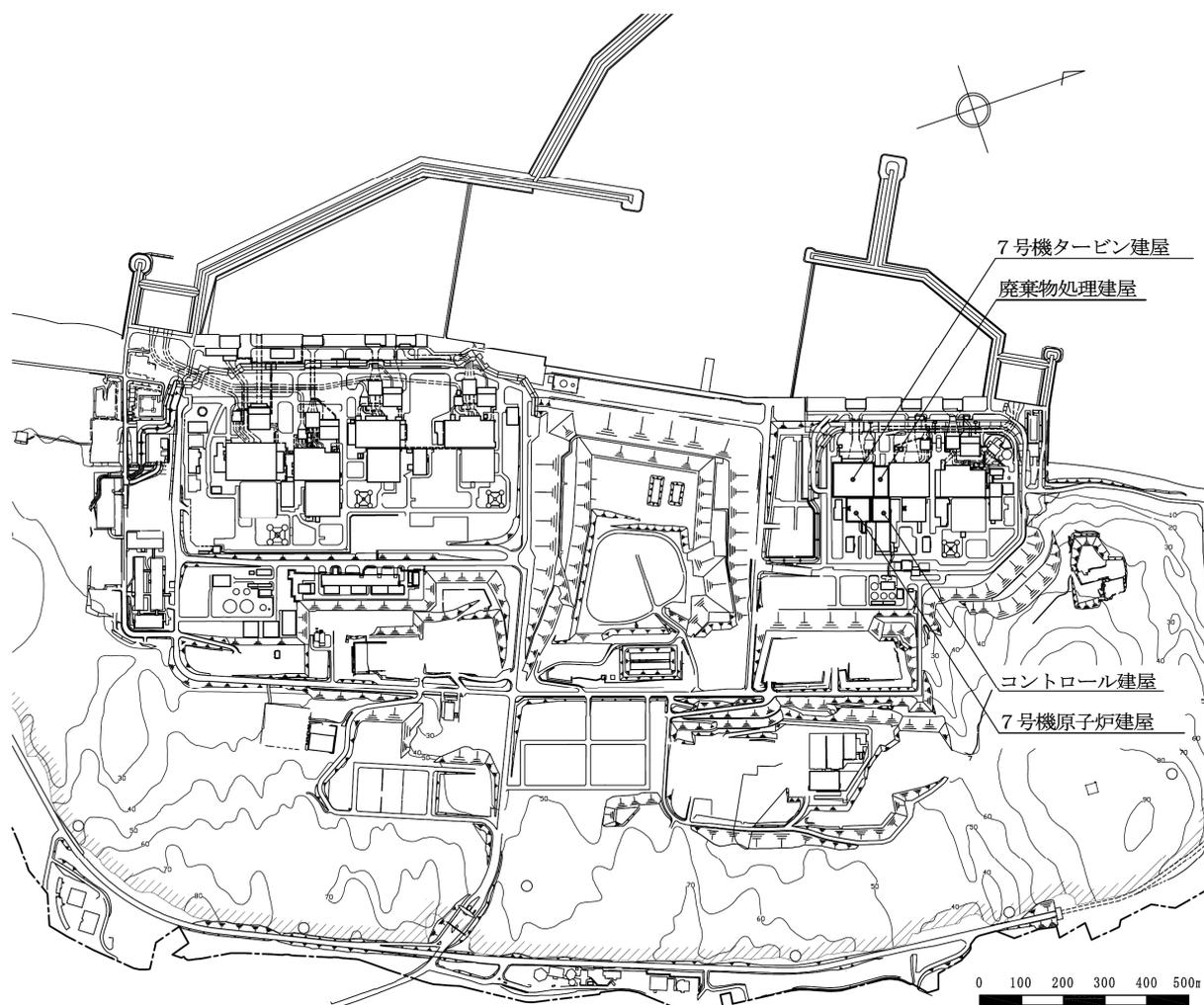


図2-1 タービン建屋の設置位置

2.2 構造概要

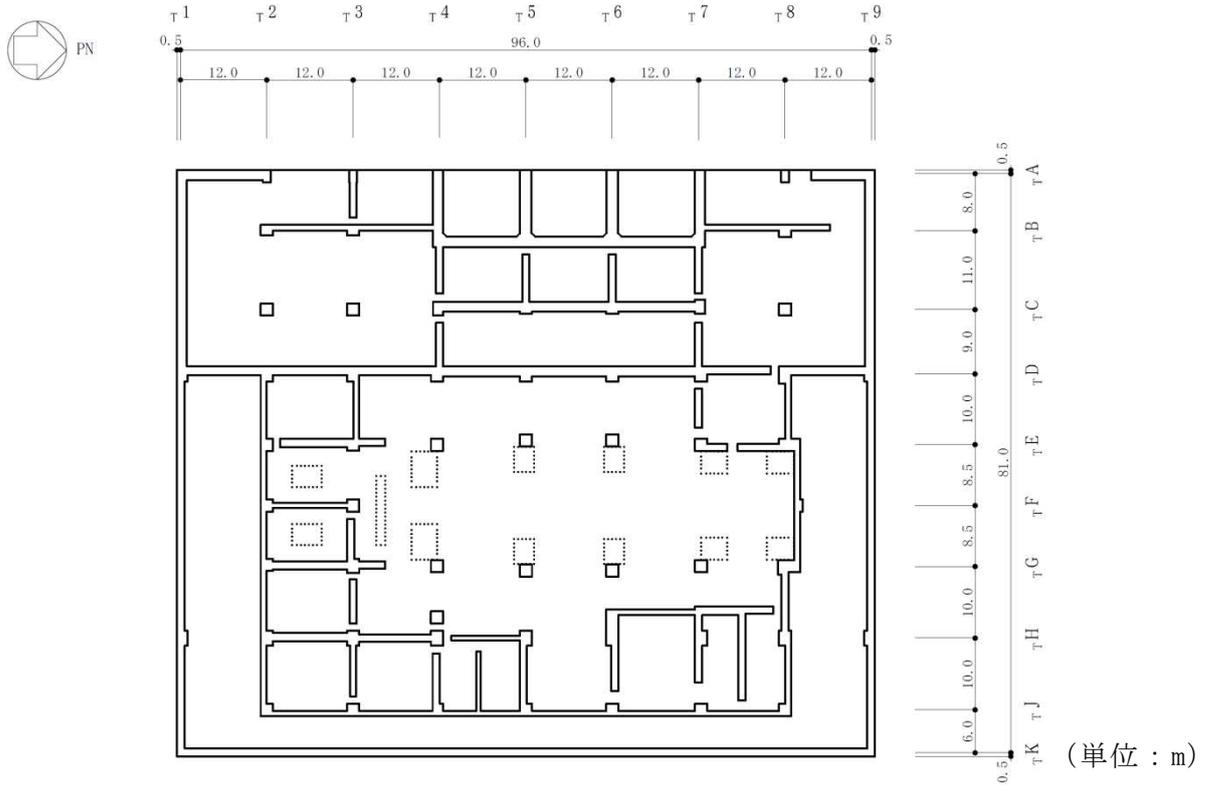
タービン建屋は、地上2階（一部3階）、地下2階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。タービン建屋の概略平面図及び概略断面図を図2-2及び図2-3に示す。

タービン建屋の平面は、地下部分では97.0m（NS方向）×82.0m（EW方向）、最上階は97.0m（NS方向）×48.9m（EW方向）である。基礎スラブ底面からの高さは52.2mであり、地上高さは32.3mである。また、タービン建屋は隣接する原子炉建屋及び廃棄物処理建屋と構造的に分離している。

タービン建屋の基礎は厚さ2.0m（蒸気タービンの基礎のうちラーメン構造部（以下「T/G架台」という。）部分及びその周辺部は厚さ2.8m）のべた基礎で、支持地盤である泥岩上に直接又はマンメイドロックを介して設置している。

蒸気タービンの基礎とは、図2-2及び図2-3に示すように、タービン建屋のほぼ中央に位置するタービン発電機を支える柱及びはりによって構成される鉄筋コンクリート造のラーメン構造部及びそれを支持する基礎スラブ部をいう。

ラーメン構造部は高さ25.5m、長さ69.7m、幅約16.3mの大きさとタービン建屋とは基礎スラブ部で接続する以外は構造的に分離する。



注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2-2 タービン建屋の概略平面図 (B2F, T.M.S.L. -5.1m) (1/6)

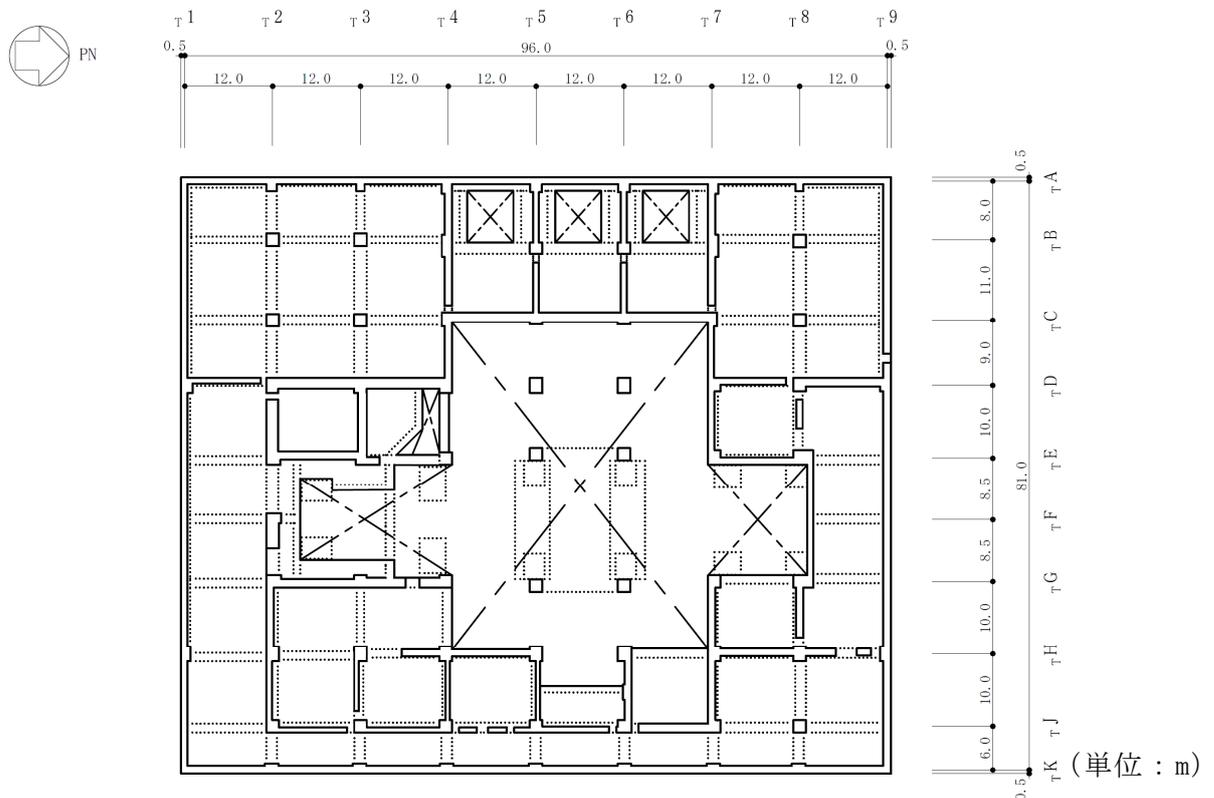


図 2-2 タービン建屋の概略平面図 (B1F, T.M.S.L. 4.9m) (2/6)

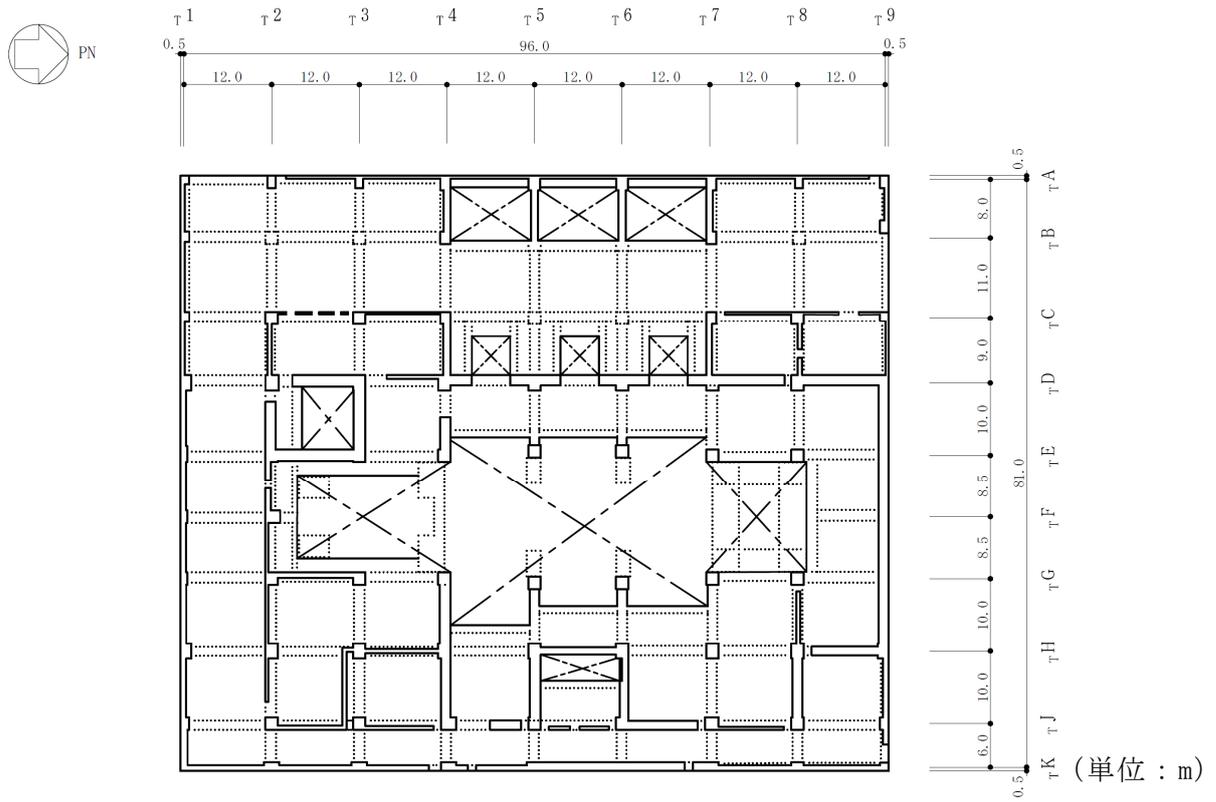


図 2-2 タービン建屋の概略平面図 (1F, T.M.S.L. 12.3m) (3/6)

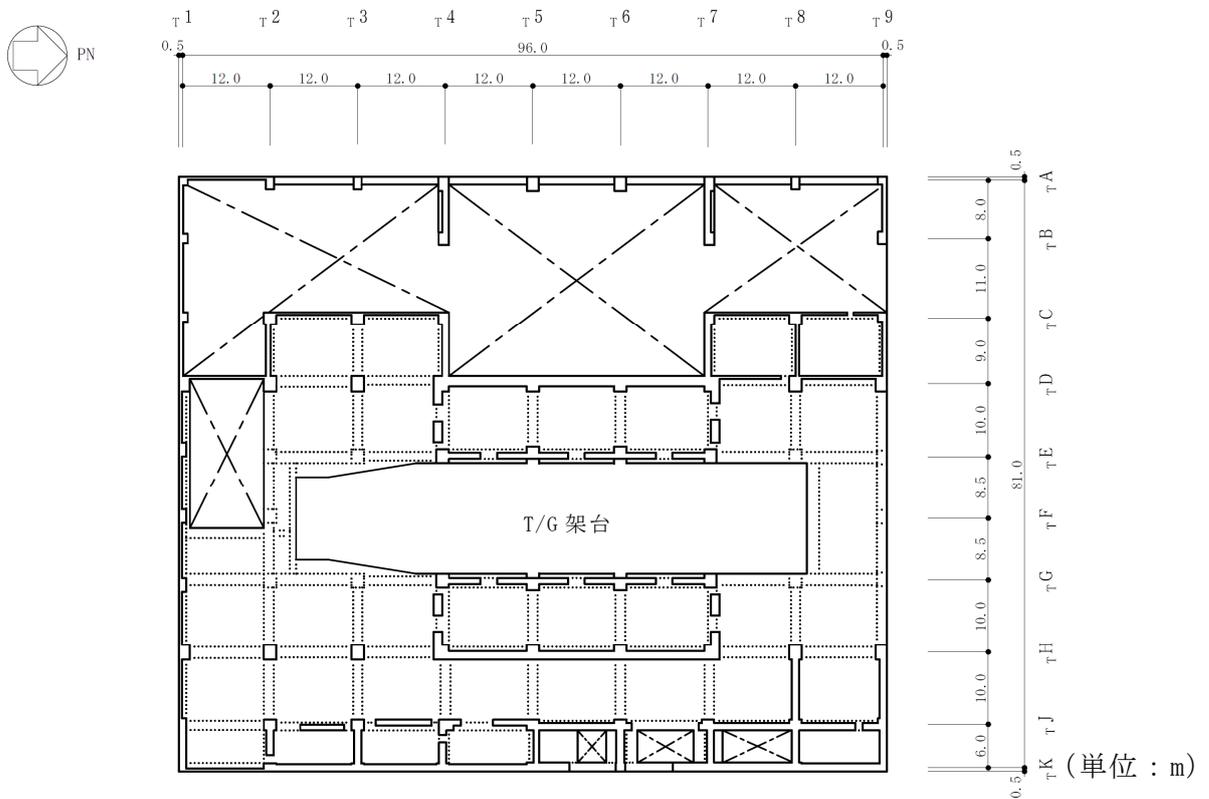


図 2-2 タービン建屋の概略平面図 (2F, T.M.S.L. 20.4m) (4/6)

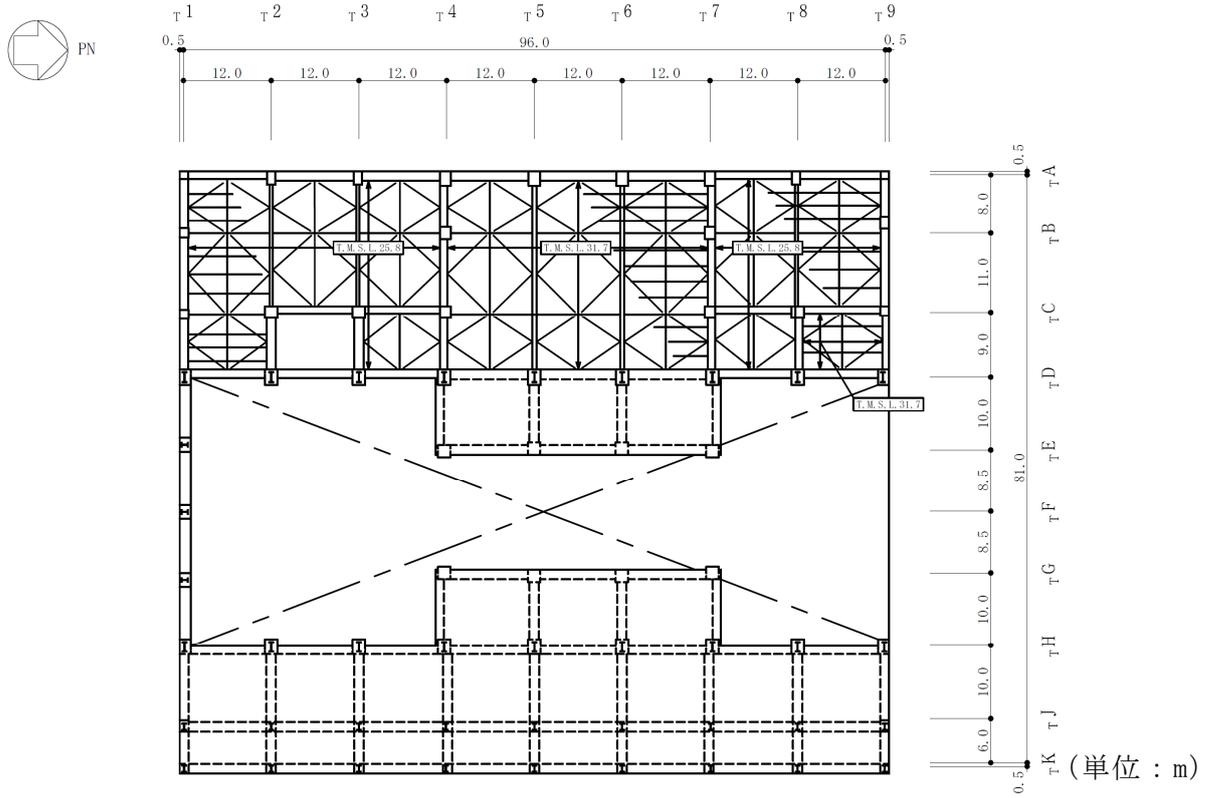


図 2-2 タービン建屋の概略平面図 (3F, T.M.S.L. 30.9m) (5/6)

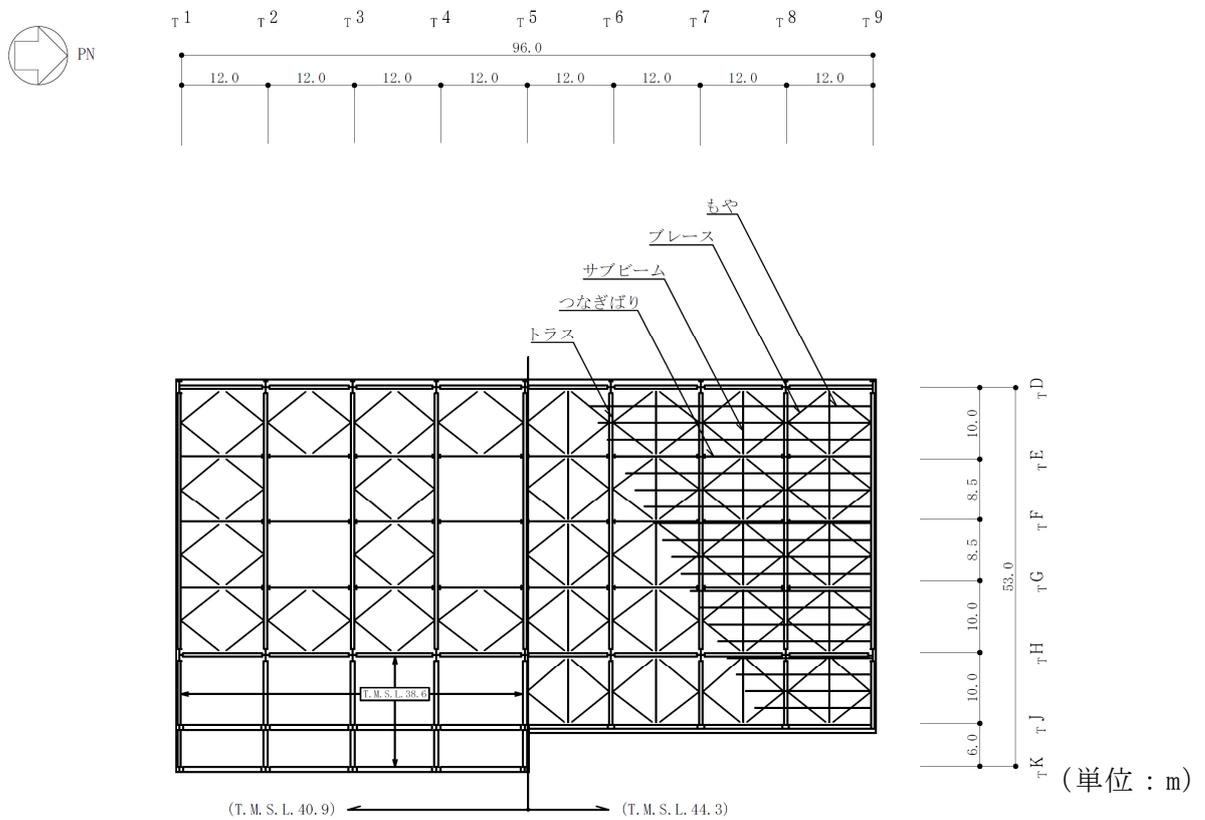
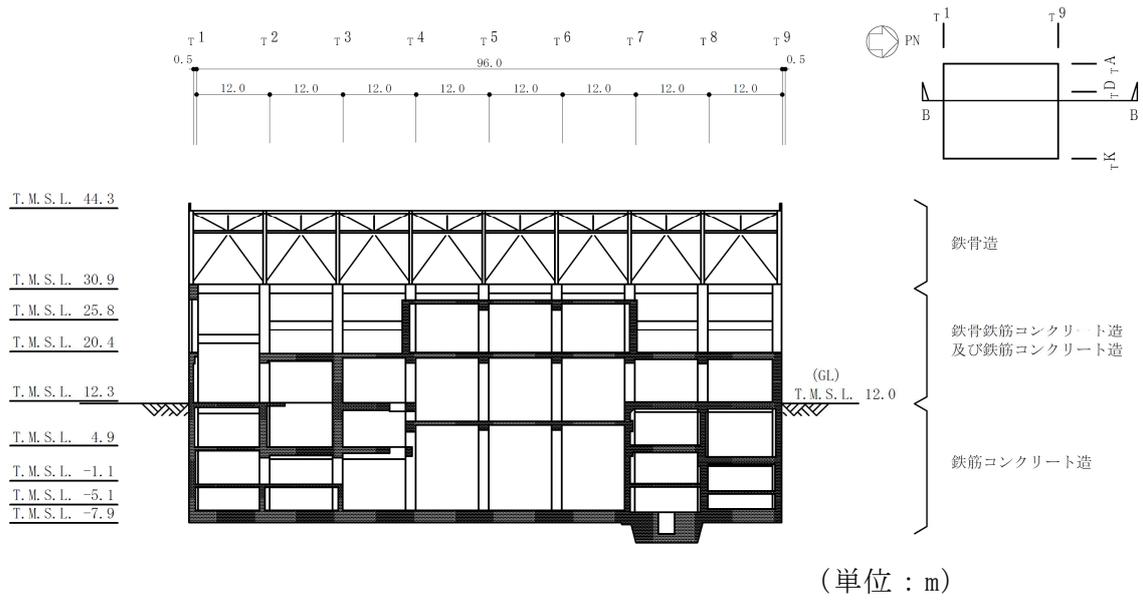
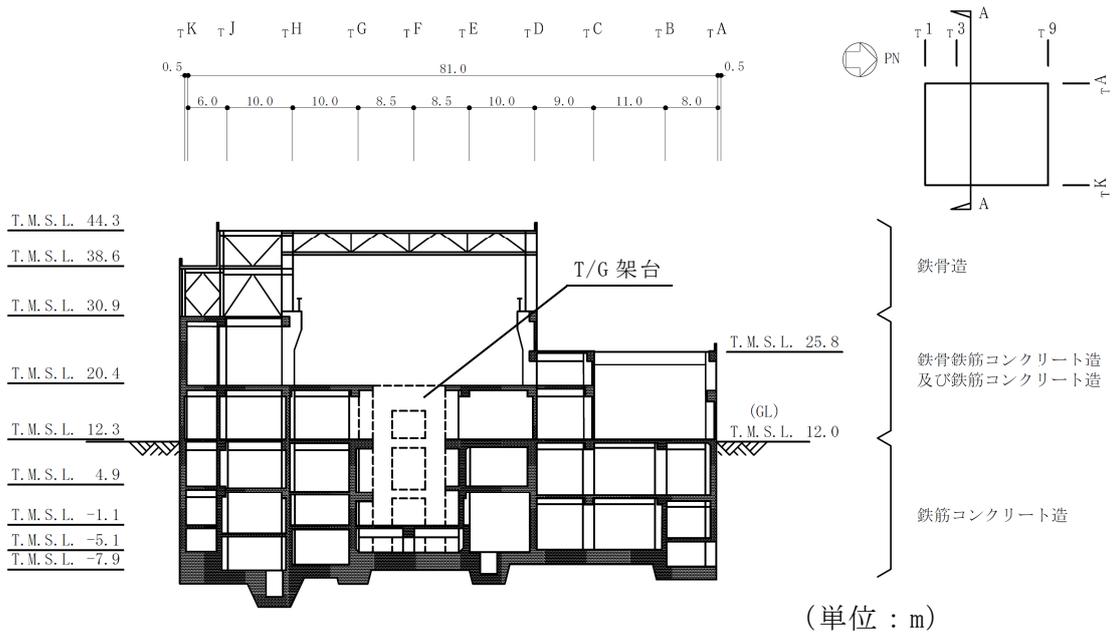


図 2-2 タービン建屋の概略平面図 (RF, T.M.S.L. 44.3m) (6/6)



NS 方向断面



EW 方向断面

図 2-3 タービン建屋の概略断面図

2.3 評価方針

タービン建屋は、建屋内部の一部に基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対して機能維持が要求される施設が収納されており、設計基準対象施設においては「S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「常設耐震重要重大事故防止設備，常設重大事故防止設備（設計基準拡張）及び常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）の間接支持構造物」に分類される。

タービン建屋の設計基準対象施設としての評価においては、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、V-2-2-5「タービン建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。タービン建屋の評価は、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耐震壁のせん断ひずみ、接地圧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、基礎スラブの断面の評価を行うことで、タービン建屋の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。表 2-1 に材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを示す。

また、重大事故等対処施設としての評価においては、 S_s 地震時に対する評価及び保有水平耐力の評価を行う。ここで、タービン建屋では、運転時、設計基準事故時及び重大事故等時の状態において、圧力、温度等の条件について有意な差異がないことから、重大事故等対処施設としての評価は、設計基準対象施設としての評価と同一となる。

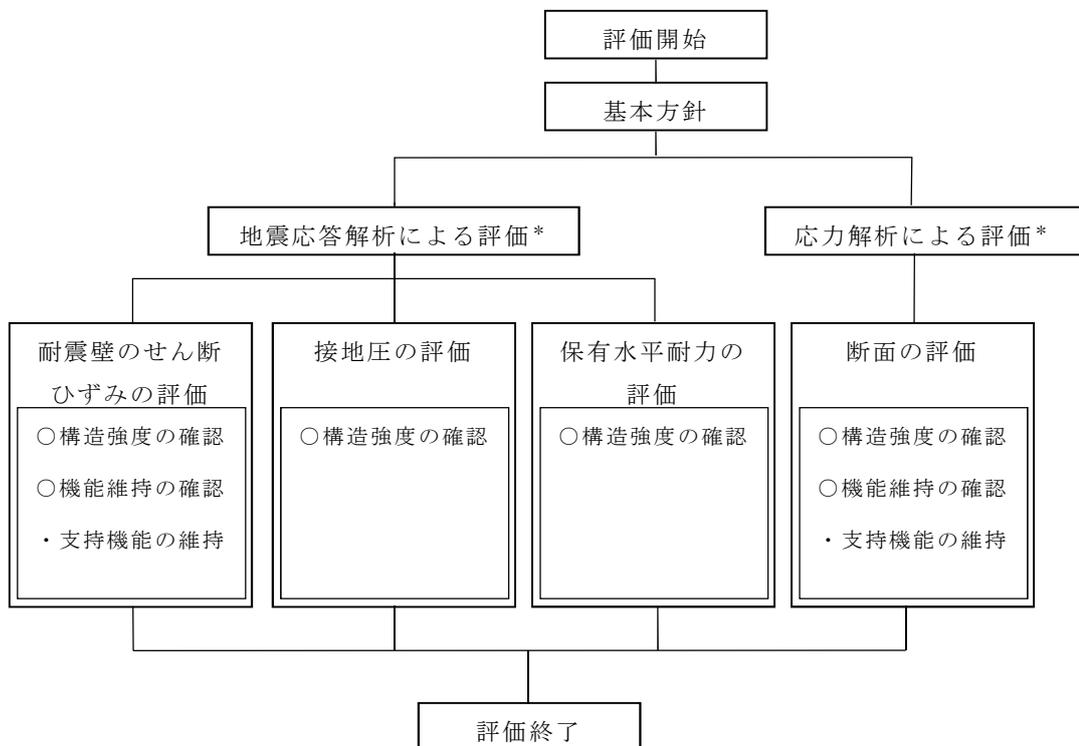
図 2-4 にタービン建屋の評価フローを示す。

図 2-5 に基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対する機能維持要求エリアを示す。

表 2-1 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	コンクリート剛性	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	実強度 (43.1N/mm ²)	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (建屋剛性 + σ , 地盤剛性 + σ)	実強度 + σ (46.0N/mm ²)	標準地盤 + σ (新期砂層 + 13%, 古安田層 + 25%, 西山層 + 10%)	
③ケース 3 (建屋剛性 - σ , 地盤剛性 - σ)	実強度 - σ (40.2N/mm ²)	標準地盤 - σ (新期砂層 - 13%, 古安田層 - 25%, 西山層 - 10%)	
④ケース 4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (55.7N/mm ²)	標準地盤	
⑤ケース 5 (建屋剛性 - 2 σ)	実強度 - 2 σ (37.2N/mm ²)	標準地盤	

K7 ① V-2-2-6 R1



注記* : V-2-2-5 「タービン建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

図 2-4 タービン建屋の評価フロー

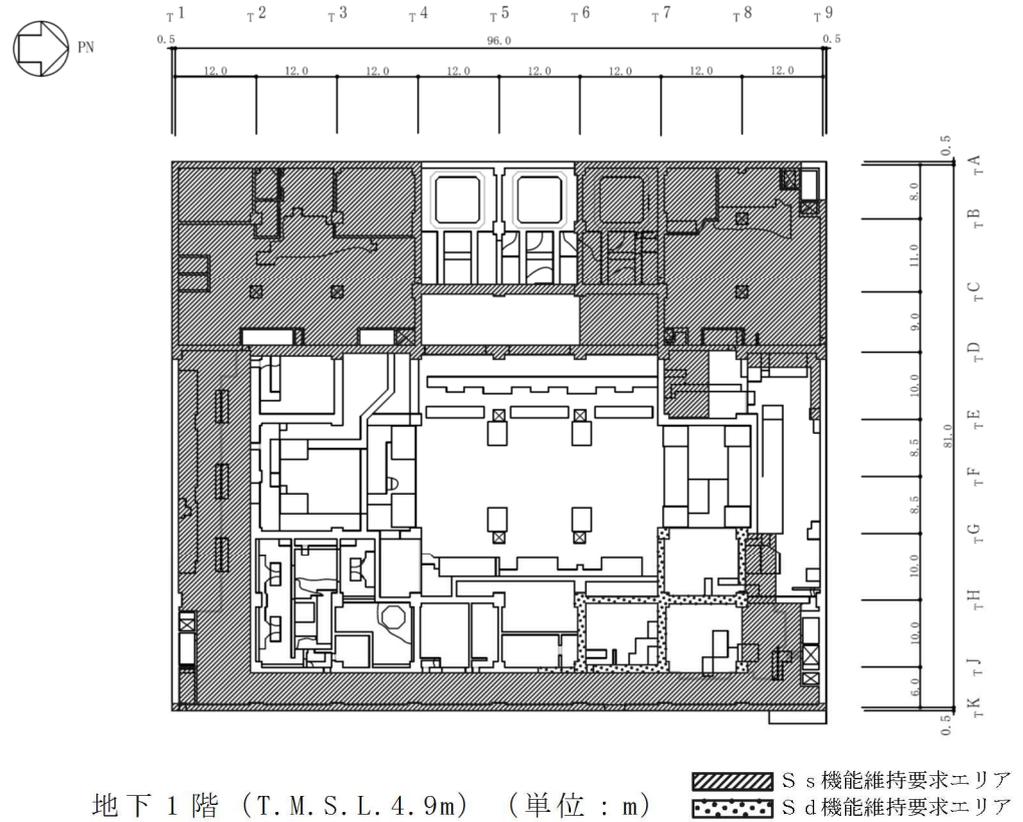
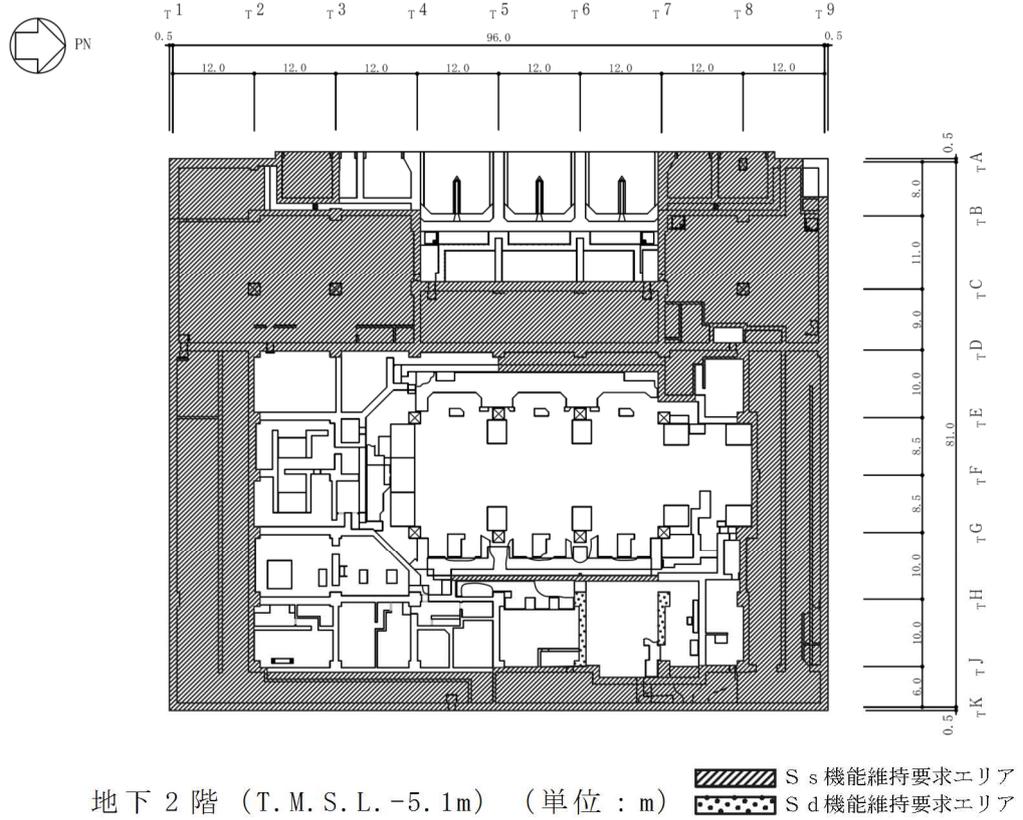


図 2-5 基準地震動 S s 及び弾性設計用地震動 S d に対する機能維持要求エリア (1/2)

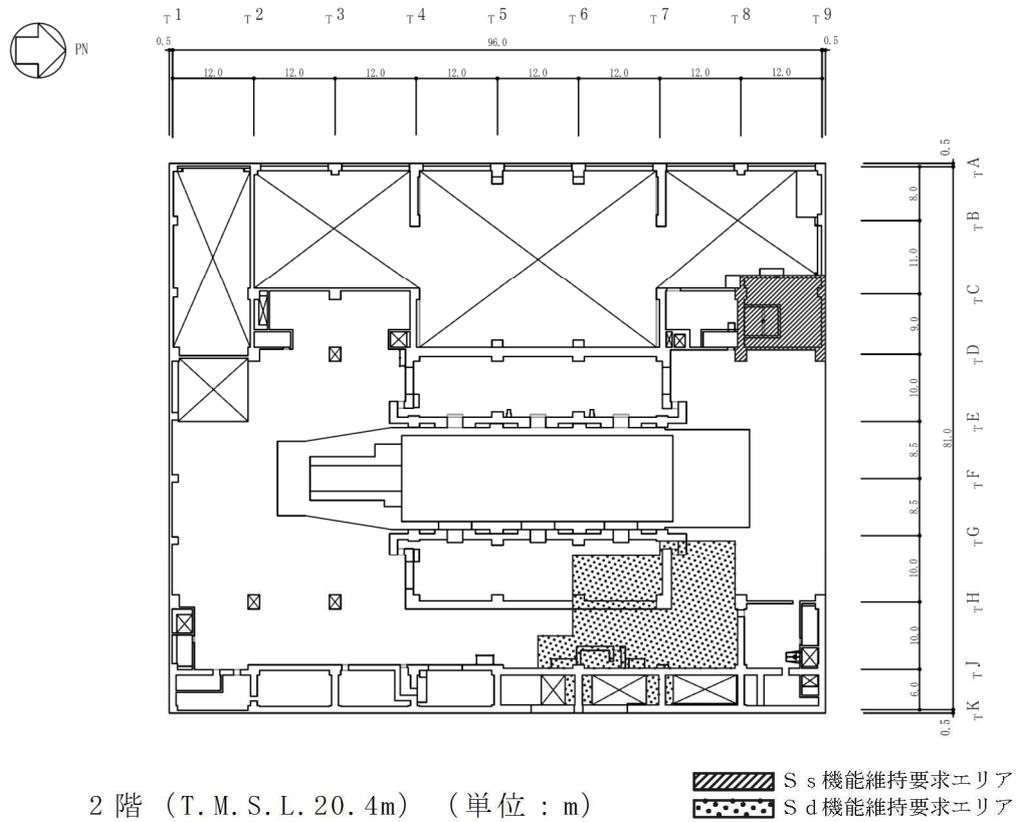
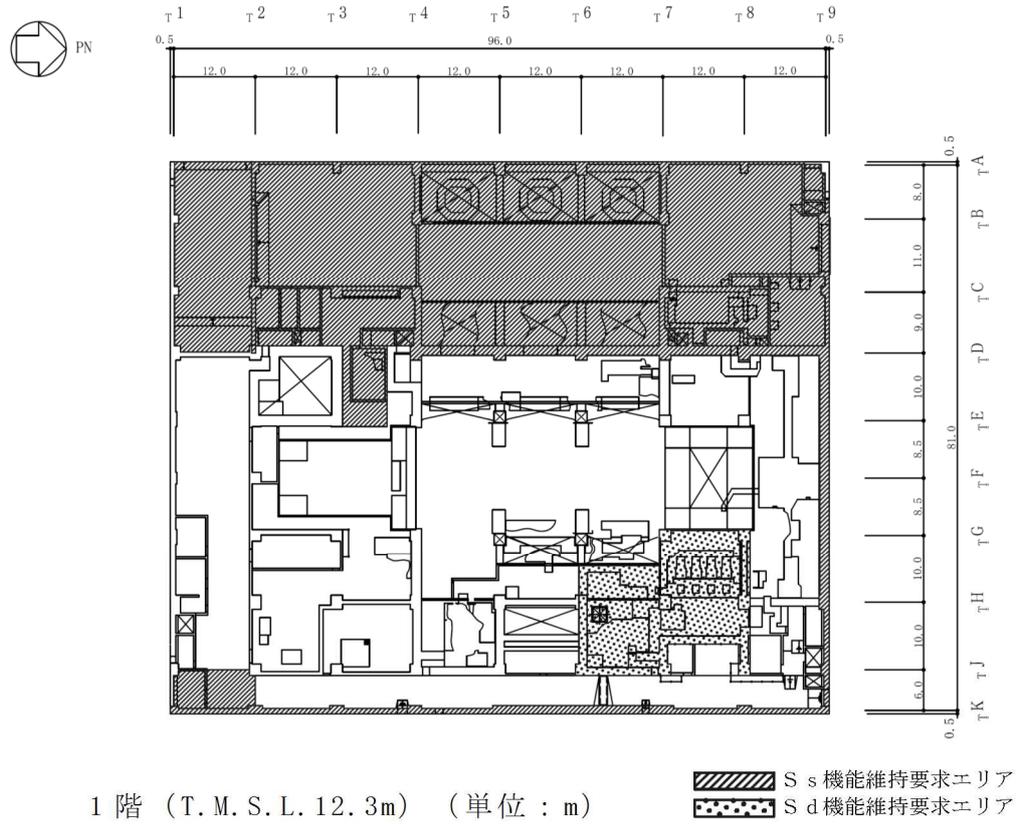


図 2-5 基準地震動 S s 及び弾性設計用地震動 S d に対する機能維持要求エリア (2/2)

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 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改定)
- ・ 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制定)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 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 -1987 ((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)
- ・ 発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格 ((社) 日本機械学会, 2003)

3. 地震応答解析による評価方法

タービン建屋の構造強度については、V-2-2-5「タービン建屋の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみ及び最大接地圧が許容限界を超えないこと並びに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。

また、支持機能の維持については、V-2-2-5「タービン建屋の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさ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タービン建屋の許容限界は、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方針に基づき、表 3-1 及び表 3-2 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
(設計基準対象施設としての評価)

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	耐震壁*1	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	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³
			基礎地盤	最大接地圧が地盤の極限支持力度を超えないことを確認	極限支持力度*2 6170 kN/m ²
		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
支持機能*3	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*1	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	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³

注記*1 : 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、はり、間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること、また、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、各層の耐震壁の最大せん断ひずみが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。また、V-2-2-5「タービン建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため、評価対象部位には補助壁を含む。

*2 : 地盤の支持力試験の最大荷重に基づき設定する。

*3 : 「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。

表 3-2 地震応答解析による評価における許容限界
(重大事故等対処施設としての評価)

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	耐震壁* ¹	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	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³
			基礎地盤	最大接地圧が地盤の極限支持力度を超えないことを確認	極限支持力度* ² 6170 kN/m ²
		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
支持機能* ³	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* ¹	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	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³

注記*1 : 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、はり、間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること、また、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、各層の耐震壁の最大せん断ひずみが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。また、V-2-2-5「タービン建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため、評価対象部位には補助壁を含む。

*2 : 地盤の支持力試験の最大荷重に基づき設定する。

*3 : 「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。

4. 応力解析による評価方針

4.1 評価対象部位及び評価方針

タービン建屋の応力解析による評価対象部位は、基礎スラブとし、S_s地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

S_s地震時に対する評価は、3次元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「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」（以下「CCV規格」という。）及び「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制定）」（以下「RC-N規準」という。）に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析にあたっては、V-2-2-5「タービン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、断面の評価については、材料物性の不確かさを考慮した断面力に対して行うこととする。図4-1に応力解析による評価フローを示す。

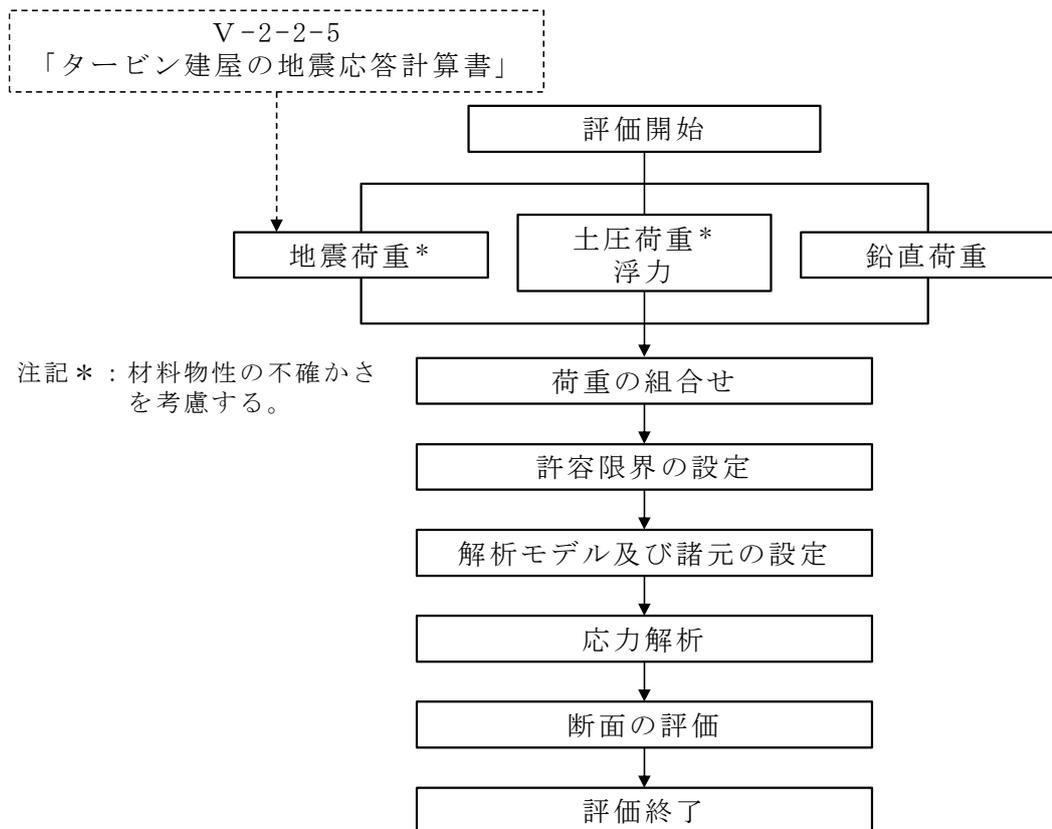


図4-1 応力解析による評価フロー

4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、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) 鉛直荷重

鉛直荷重は固定荷重，機器荷重，配管荷重，積載荷重及び積雪荷重とする。なお，積雪量は170cmとし，地震荷重と組み合わせるため，その0.35倍の積雪荷重を考慮する。

(2) 水平地震荷重

水平地震荷重は，基準地震動 S_s による地震応答解析結果より設定する。なお，水平地震荷重は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。表4-1に応力解析で考慮した基準地震動 S_s 時の地震荷重を示す。

(3) 鉛直地震荷重

鉛直地震荷重は，基準地震動 S_s による地震応答解析結果による基礎スラブ部分の最大鉛直震度を用いる。なお，最大鉛直震度は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。表4-2に応力解析で考慮した基準地震動 S_s 時の地震荷重を示す。

(4) 地震時土圧

地震時土圧は，常時土圧に地震時増分土圧を加えて算出する。地震時増分土圧は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果をもとにして「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）」の地震時増分土圧算定式から加力側増分土圧及び支持側増分土圧を包絡したものとする。図4-2に地震時土圧を示す。

(5) 浮力

浮力は，地下水位面を基礎スラブ上端（T.M.S.L.-5.1m）とし，基礎スラブに一様に 27.5kN/m^2 の上向きの等分布荷重として入力する。

表 4-1 最大応答せん断力(1/2)

(a) NS 方向

部位	部材番号	($\times 10^3$ kN)	部位	部材番号	($\times 10^3$ kN)	部位	部材番号	($\times 10^3$ kN)
a 軸	1	90.3	b 軸	9	41.2	c 軸	16	10.8
	2	145		10	74.4		17	44.1
	3	245		11	110			
	4	425		12	205			
	5	554		13	396			
	6	674		14	605			
	7	753		15	794			

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

K7 ① V-2-2-6 R1

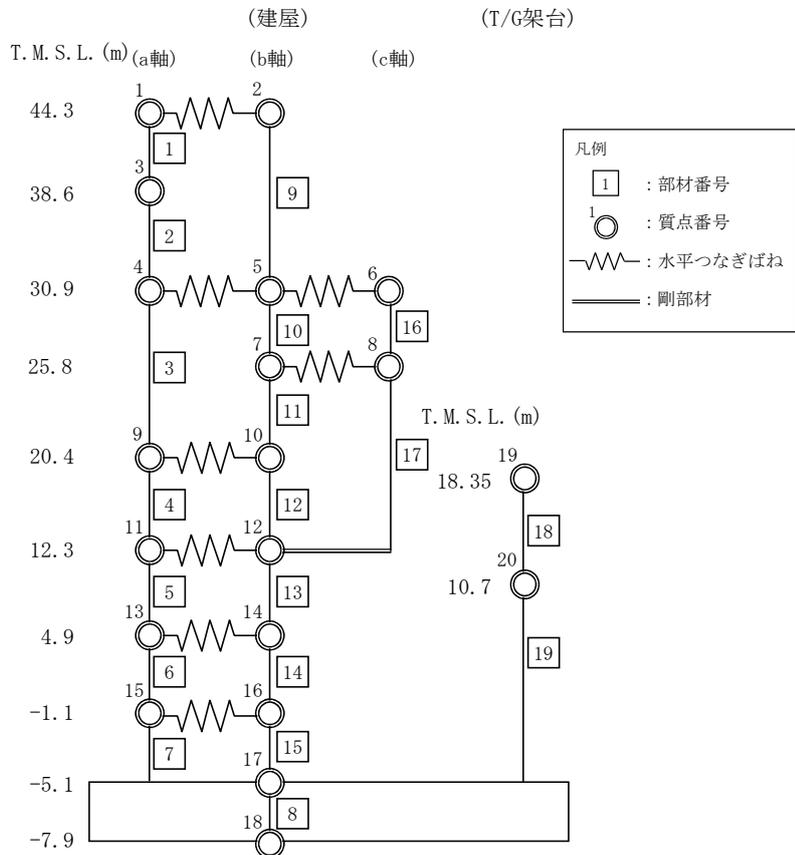


表 4-1 最大応答せん断力 (2/2)

(b) EW 方向

部位	部材番号	($\times 10^3$ kN)	部位	部材番号	($\times 10^3$ kN)	部位	部材番号	($\times 10^3$ kN)	部位	部材番号	($\times 10^3$ kN)	部位	部材番号	($\times 10^3$ kN)
a 軸	1	42.5	b 軸	10	25.2	c 軸	14	6.17	d 軸	17	25.2	e 軸	22	16.0
	2	74.3		11	32.2		15	7.17		18	40.6		23	65.3
	3	112		12	33.5		16	20.4		19	40.3		24	63.8
	4	117		13	171		20	56.6		25	54.8			
	5	124				21	137	26		124				
	6	350						27	198					
	7	983						28	298					
	8	1220												
f 軸	29	25.2	g 軸	33	19.6	h 軸	37	23.0	i 軸	42	15.4			
	30	55.3		34	63.3		38	46.8		43	17.1			
	31	37.5		35	63.0		39	63.6		44	24.1			
	32	43.2		36	30.8		40	231						
				41	295									

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

K7 ① V-2-2-6 R1

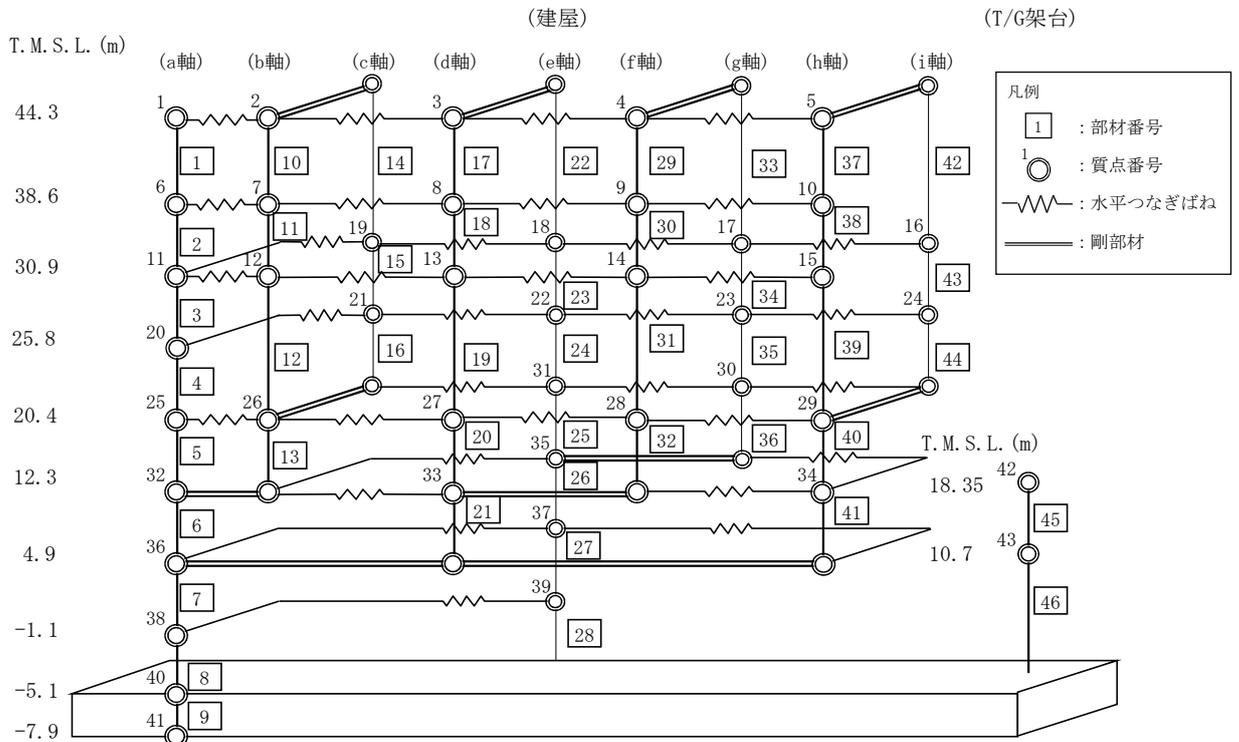


表 4-2 鉛直地震荷重

	鉛直軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)	鉛直震度
基礎下端	1910	0.75

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

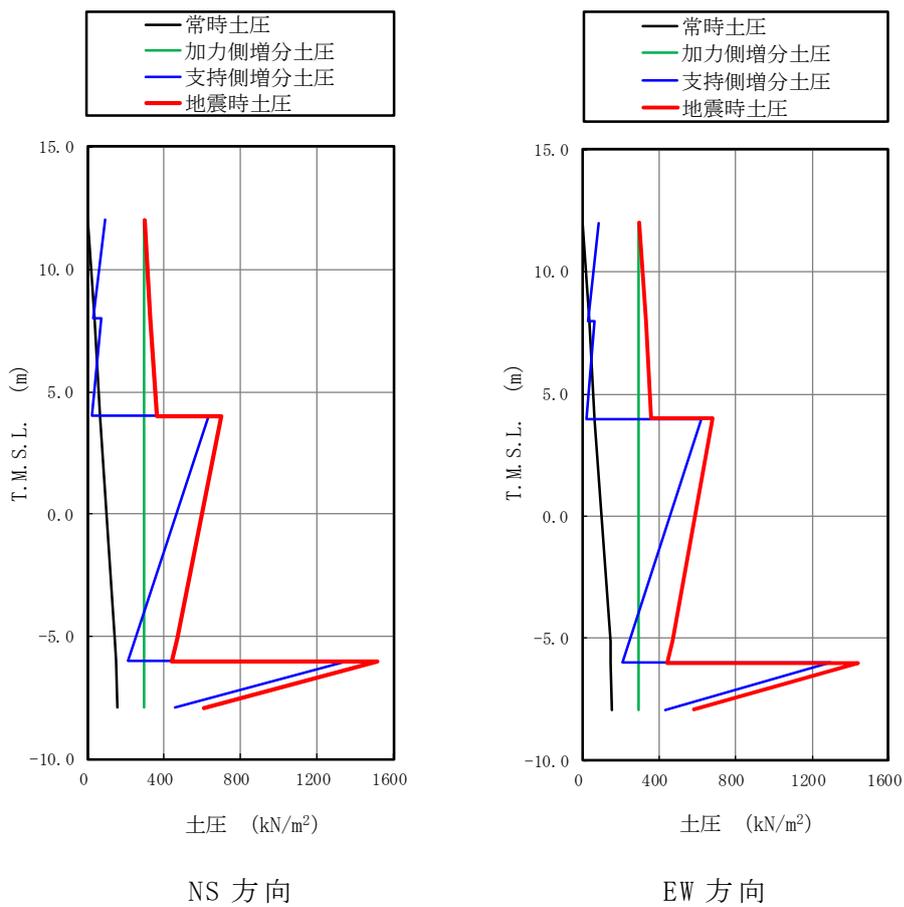


図 4-2 地震時土圧

4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-3 に示す。

表 4-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	V L + S _s + S O E + B L

V L : 鉛直荷重

S_s : 地震荷重

S O E : 土圧荷重

B L : 浮力

4.3 許容限界

基礎スラブに作用する軸力及び曲げモーメントによるコンクリートの圧縮ひずみ及び鉄筋のひずみ並びに面外せん断力が許容限界以下となることを応力解析により確認する。なお、許容限界は「RC-N 規準」を基本とし、ひずみの許容限界については「CCV 規格」に基づく。

表 4-4 及び表 4-5 に応力解析による許容限界を示す。

また、コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 4-6 及び表 4-7 に示す。

表 4-4 応力解析による評価における許容限界
(設計基準対象施設としての評価)

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	基礎 スラブ	部材に生じるひずみ及び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	<ul style="list-style-type: none"> ・ひずみ*¹ コンクリート 3.0×10⁻³ (圧縮) 鉄筋 5.0×10⁻³ ・面外せん断力*² 短期許容せん断力
支持機能* ³	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	部材に生じるひずみ及び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	<ul style="list-style-type: none"> ・ひずみ*¹ コンクリート 3.0×10⁻³ (圧縮) 鉄筋 5.0×10⁻³ ・面外せん断力*² 短期許容せん断力

注記*1 : CCV 規格に基づく。

*2 : RC-N 規準に基づく。

*3 : 「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。

表 4-5 応力解析による評価における許容限界
(重大事故等対処施設としての評価)

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	基礎 スラブ	部材に生じるひずみ及び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	<ul style="list-style-type: none"> ひずみ*¹ コンクリート 3.0×10⁻³ (圧縮) 鉄筋 5.0×10⁻³ 面外せん断力*² 短期許容せん断力
支持機能* ³	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	部材に生じるひずみ及び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	<ul style="list-style-type: none"> ひずみ*¹ コンクリート 3.0×10⁻³ (圧縮) 鉄筋 5.0×10⁻³ 面外せん断力*² 短期許容せん断力

注記*1 : CCV 規格に基づく。

*2 : RC-N 規準に基づく。

*3 : 「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。

K7 ① V-2-2-6 R1

表 4-6 コンクリートの許容応力度

(単位 : N/mm²)

設計基準強度 F _c	圧縮	せん断
29.4	19.6	1.17

表 4-7 鉄筋の許容応力度

(単位 : N/mm²)

種別	引張及び圧縮	面外せん断補強
SD35 (SD345 相当)	345	345

4.4 解析モデル及び諸元

4.4.1 モデル化の基本方針

(1) 基本方針

応力解析は，3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析とする。解析には，「MSC NASTRAN」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

基礎スラブについては，段差等による凹凸が存在するが，平板としてモデル化する。板厚は一般部で2.0m，蒸気タービンの基礎スラブ部及び r_H ～ r_K 間では，2.8mとする。上部構造の剛性を考慮するために基礎スラブより上部の構造躯体もFEMモデル化する。基礎スラブのモデル図を図4-3に示す。

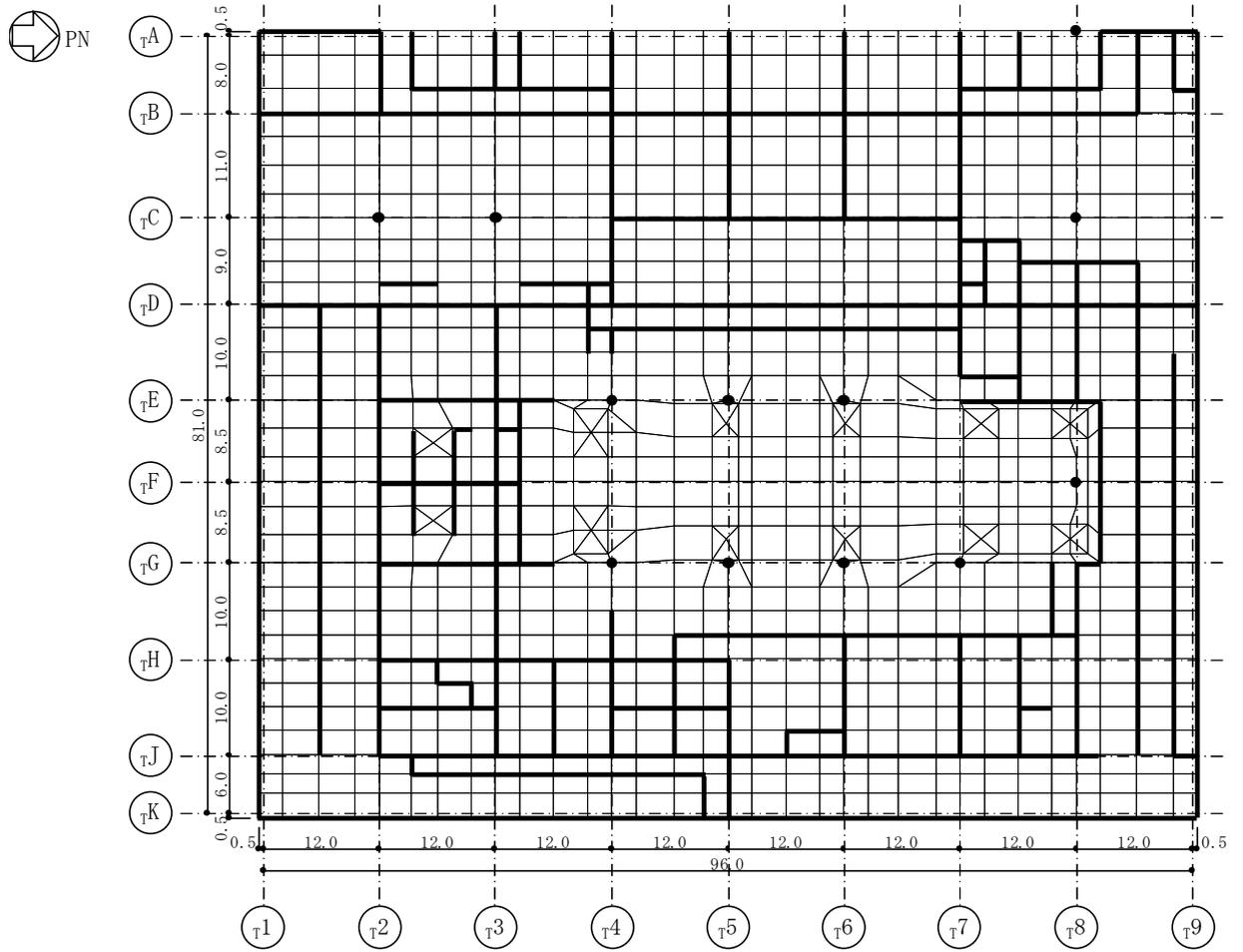
(2) 使用要素

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とする。また，基礎スラブより立ち上がっている耐震壁については，シェル要素，柱及びはりはり要素として剛性を考慮する。解析モデルの節点数は19086，要素数は10769である。

(3) 境界条件

3次元FEMモデルの基礎スラブ底面に，V-2-2-5「タービン建屋の地震応答計算書」に示す地盤ばねを離散化して，水平方向及び鉛直方向のばねを設ける。3次元FEMモデルの水平方向のばねについては，地震応答解析モデルのスウェイばねを，鉛直方向のばねについては，地震応答解析モデルのロッキングばねを基に設定を行う。

なお，基礎スラブ底面の地盤ばねについては，引張力が発生した時に浮上りを考慮する。



注：太線部は耐震壁及び補助壁，黒丸は独立柱の位置を示す。（単位：m）

図 4-3 基礎スラブの解析モデル図

4.4.2 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-8 及び表 4-9 に示す。

表 4-8 コンクリートの物性値

諸元	物性値
ヤング係数	$2.79 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2

注：剛性はコンクリートの実強度（ 39.2 N/mm^2 ）に基づく。

表 4-9 鉄筋の物性値

諸元	物性値
鋼材種	SD35 (SD345 相当)
ヤング係数	$2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

4.5 評価方法

4.5.1 応力解析方法

タービン建屋基礎スラブについて、 S_s 地震時に対して3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析を実施する。

(1) 荷重ケース

S_s 地震時の応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

V_L	: 鉛直荷重
S_{SSN}	: 水平地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)
S_{SNS}	: 水平地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)
S_{SEW}	: 水平地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)
S_{SWE}	: 水平地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)
K_v	: 鉛直震度
SOE	: 土圧荷重
BL	: 浮力

(2) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-10 に示す。

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規定 J E A C 4 6 0 1 -2008 ((社) 日本電気協会)」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 4-10 荷重の組合せケース

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0+0.4K_v) VL + S_{SN} + SOE + BL$
2		上向き	$(1.0-0.4K_v) VL + S_{SN} + SOE + BL$
3		下向き	$(1.0+0.4K_v) VL + S_{NS} + SOE + BL$
4		上向き	$(1.0-0.4K_v) VL + S_{NS} + SOE + BL$
5		下向き	$(1.0+0.4K_v) VL + S_{EW} + SOE + BL$
6		上向き	$(1.0-0.4K_v) VL + S_{EW} + SOE + BL$
7		下向き	$(1.0+0.4K_v) VL + S_{WE} + SOE + BL$
8		上向き	$(1.0-0.4K_v) VL + S_{WE} + SOE + BL$
9	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0+K_v) VL + 0.4S_{SN} + 0.4SOE + BL$
10		上向き	$(1.0-K_v) VL + 0.4S_{SN} + 0.4SOE + BL$
11		下向き	$(1.0+K_v) VL + 0.4S_{NS} + 0.4SOE + BL$
12		上向き	$(1.0-K_v) VL + 0.4S_{NS} + 0.4SOE + BL$
13		下向き	$(1.0+K_v) VL + 0.4S_{EW} + 0.4SOE + BL$
14		上向き	$(1.0-K_v) VL + 0.4S_{EW} + 0.4SOE + BL$
15		下向き	$(1.0+K_v) VL + 0.4S_{WE} + 0.4SOE + BL$
16		上向き	$(1.0-K_v) VL + 0.4S_{WE} + 0.4SOE + BL$

(3) 荷重の入力方法

a. 地震荷重

地震荷重は，上部構造物の慣性力を考慮する。基礎スラブ底面に生じる反力が，基準地震動 S_s に対する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。

4.5.2 断面の評価方法

(1) 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

各断面は，軸力及び曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート造長方形仮想柱として評価する。 S_s 地震時において，軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみを評価する際は，「CCV 規格」に基づいた許容限界を超えないことを確認する。ここで，鉄筋のひずみ算定において，発生応力が鉄筋の降伏応力度を超える場合は，エネルギー一定則に基づいた等価ひずみを算定する。

(2) 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、次式を基に算定した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t \cdot (p_w - 0.002) \}$$

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)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度で、表 4-6 に示す値 (N/mm²)

α : 許容せん断力の割増し係数

(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。また、引張軸力が 2N/mm² を超える場合は 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)

${}_w f_t$: せん断補強筋の短期許容引張応力度で、表 4-7 に示す値 (N/mm²)

p_w : せん断補強筋比で、次式による。(0.002 以上とする。*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

a_w : せん断補強筋の断面積 (mm²)

x : せん断補強筋の間隔 (mm)

注記* : せん断補強筋がない領域については、第 2 項を 0 とする。

5. 地震応答解析による評価結果

5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果

鉄筋コンクリート造耐震壁について、Ss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。

材料特性の不確かさを考慮した最大せん断ひずみは 0.659×10^{-3} (EW 方向, Ss-7, ケース 5) であり、許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。各階の耐震壁の最大せん断ひずみ一覧を表 5-1 及び表 5-2 に示す。各表において、各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値について、せん断スケルトン曲線上にプロットした図を図 5-1 に示す。

表 5-1 耐震壁の最大せん断ひずみ (NS 方向)

部位	T.M.S.L. (m)	地震応答解析 モデルの部材 番号	最大せん断 ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
a 軸	20.4~12.3	4	0.223	2.0
	12.3~4.9	5	0.176	
	4.9~-1.1	6	0.288	
	-1.1~-5.1	7	0.310	
b 軸	25.8~20.4	11	0.0745	
	20.4~12.3	12	0.112	
	12.3~4.9	13	0.119	
	4.9~-1.1	14	0.132	
	-1.1~-5.1	15	0.173	

注：ハッチングは各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示。

表 5-2 耐震壁の最大せん断ひずみ (EW 方向)

部位	T.M.S.L. (m)	地震応答解析 モデルの部材 番号	最大せん断 ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
a 軸	20.4~12.3	5	0.172	2.0
	12.3~4.9	6	0.171	
	4.9~-1.1	7	0.197	
	-1.1~-5.1	8	0.309	
b 軸	20.4~12.3	13	0.317	
c 軸	25.8~20.4	16	0.188	
d 軸	20.4~12.3	20	0.106	
	12.3~4.9	21	0.179	
e 軸	25.8~20.4	24	0.263	
	20.4~12.3	25	0.125	
	12.3~4.9	26	0.0977	
	4.9~-1.1	27	0.132	
	-1.1~-5.1	28	0.165	
f 軸	20.4~12.3	32	0.659	
g 軸	25.8~20.4	35	0.195	
	20.4~12.3	36	0.135	
h 軸	20.4~12.3	40	0.184	
	12.3~4.9	41	0.387	
i 軸	25.8~20.4	44	0.0842	

注：ハッチングは各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示。

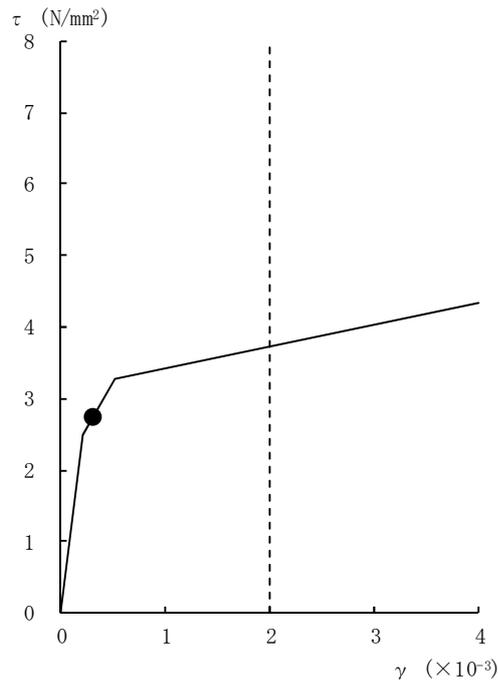


図 5-1 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ (1/2)
(NS 方向, Ss-1, ケース 3, 部材 7)

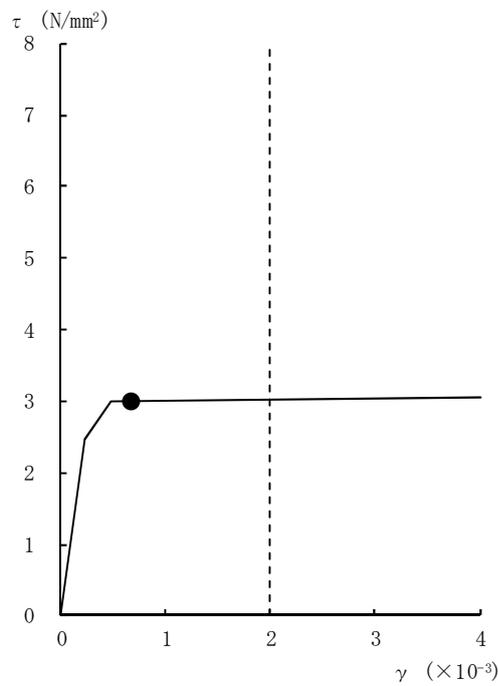


図 5-1 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ (2/2)
(EW 方向, Ss-7, ケース 5, 部材 32)

5.2 接地圧の評価結果

S s 地震時の最大接地圧が、地盤の極限支持力度（6170kN/m²）を超えないことを確認する。

材料特性の不確かさを考慮した S s 地震時の最大接地圧は 748 kN/m² であることから、地盤の極限支持力度を超えないことを確認した。

地震時の最大接地圧を表 5-3 に示す。

表 5-3 最大接地圧

	NS 方向	EW 方向
検討ケース	Ss-1, ケース 3	Ss-1, ケース 4
鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	33.0	33.1
転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	41.5	35.9
最大接地圧 (kN/m ²)	739	748

5.3 保有水平耐力の評価結果

各層において、保有水平耐力 Q_u が必要保有水平耐力 Q_{un} に対して安全余裕を有していることを確認する。なお、各要素の保有水平耐力 Q_u 及び必要保有水平耐力 Q_{un} は平成 3 年 8 月 23 日付け 3 資庁第 6675 号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-9 タービン建屋の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）によるものとする。

今回工認の地震応答解析モデルにおいては補助壁の考慮等の変更点があるが、保有水平耐力 Q_u については補助壁を考慮しない既工認の値を用いることは保守的な評価となる。また、必要保有水平耐力 Q_{un} の算定における形状特性係数 F_s 及び高さ方向の分布係数 A_i については、既工認と今回工認の値はおおむね同等である。以上より、保有水平耐力の評価において既工認の値を用いることは妥当である。

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 5-4 に示す。各層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していることを確認した。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 1.31 である。

表 5-4 必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果

T. M. S. L. (m)	EW方向		
	Q_{un} ($\times 10^3$ kN)	Q_u ($\times 10^3$ kN)	Q_u/Q_{un}
44.3 ～ 38.6	123.56	161.81	1.31
38.6 ～ 30.9	209.86	315.77	1.50
30.9 ～ 25.8	176.52	310.87	1.76
25.8 ～ 20.4	193.19	376.58	1.95
20.4 ～ 12.3	269.68	544.27	2.02
12.3 ～ 4.9	(372.65)	843.37	2.26
4.9 ～ -1.1	(456.99)	983.61	2.15
-1.1 ～ -5.1	(506.02)	1146.40	2.27

注：()内数値は地下震度式を使用した場合を示す。

6. 応力解析による評価結果

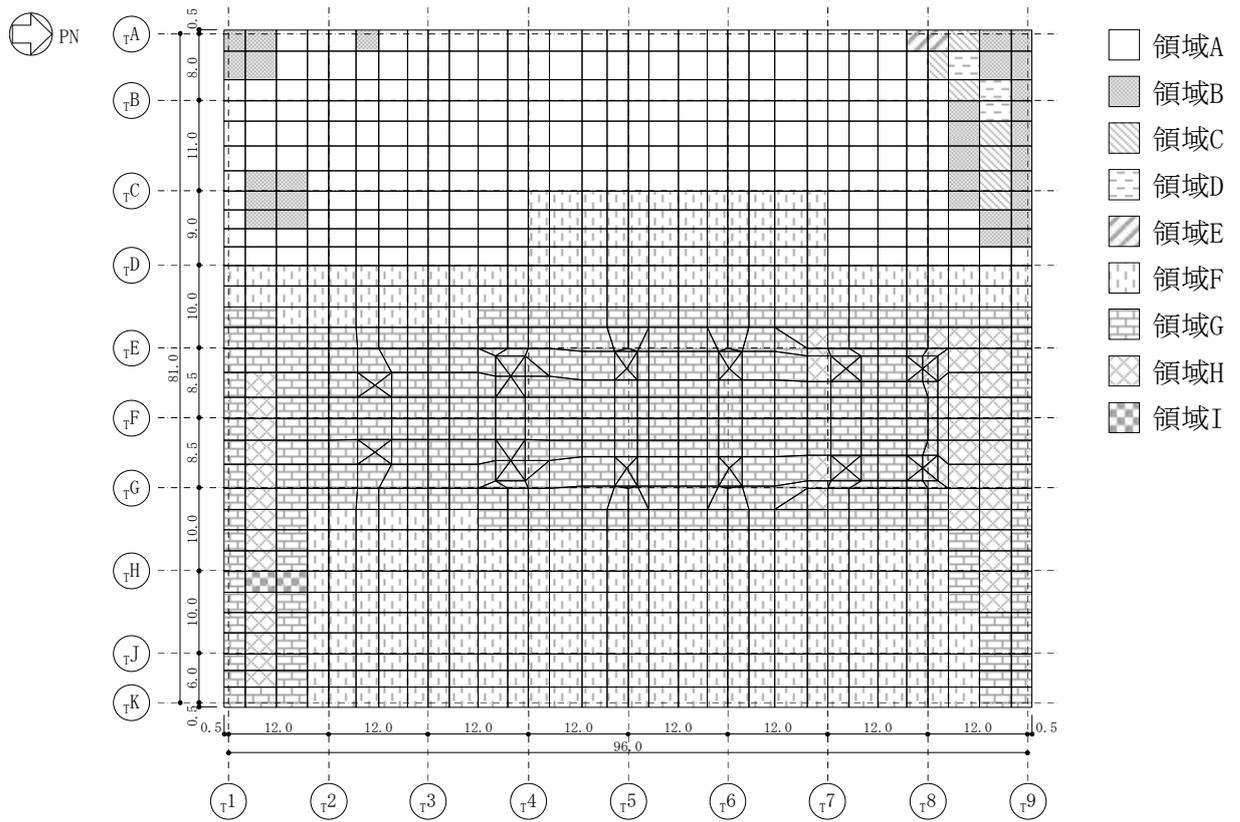
タービン建屋の基礎スラブの配筋領域図を図 6-1～図 6-5 に，配筋一覧を表 6-1～表 6-5 に示す。

基礎スラブの評価対象部位におけるコンクリート及び鉄筋の最大ひずみ並びに最大面外せん断力を表 6-6 に示す。また，最大値が発生した位置を図 6-6 に示す。これより，評価対象部位では最大ひずみ，最大面外せん断力ともに許容限界を超えないことを確認した。

表 6-1 基礎スラブの配筋 (NS 方向, 上ば筋)

	一段目	二段目	三段目	断面積 (mm ² /m)
領域 A	D35@200	—	—	4785
領域 B	D35@200	D35@400	—	7178
領域 C	D35@200	D35@200	—	9570
領域 D	D35@200	D35@200	D35@400	11960
領域 E	D35@200	D35@200	D35@200	14360
領域 F	D38@200	—	—	5700
領域 G	D38@200	D38@400	—	8550
領域 H	D38@200	D38@200	—	11400
領域 I	D38@200	D38@200	D38@400	14250

K7 ① V-2-2-6 R1



(単位 : m)

図 6-1 基礎スラブの配筋領域図 (NS 方向, 上ば筋)

表 6-2 基礎スラブの配筋 (NS 方向, 下ば筋)

	一段目	二段目	三段目	断面積 (mm ² /m)
領域 A	D35@200	—	—	4785
領域 B	D35@200	D35@400	—	7178
領域 C	D35@200	D35@200	—	9570
領域 D	D35@200	D35@200	D35@400	11960
領域 E	D35@200	D35@200	D35@200	14360
領域 F	D38@200	—	—	5700
領域 G	D38@200	D38@400	—	8550
領域 H	D38@200	D38@200	—	11400
領域 I	D38@200	D38@200	D38@400	14250

K7 ① V-2-2-6 R1

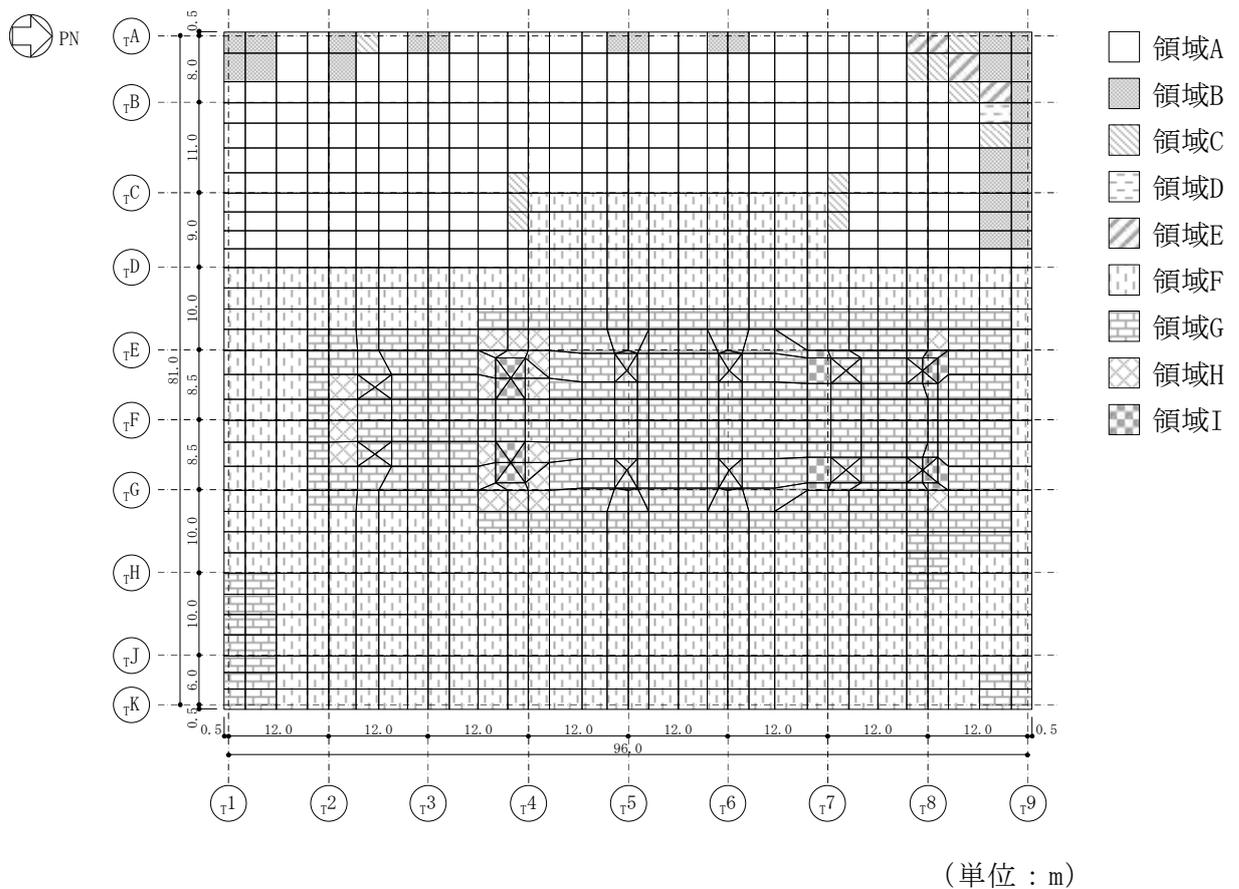


図 6-2 基礎スラブの配筋領域図 (NS 方向, 下ば筋)

表 6-3 基礎スラブの配筋 (EW 方向, 上ば筋)

	一段目	二段目	三段目	断面積 (mm ² /m)
領域 A	D35@200	—	—	4785
領域 B	D35@200	D35@400	—	7178
領域 C	D38@200	—	—	5700
領域 D	D38@200	D38@400	—	8550
領域 E	D38@200	D38@200	—	11400
領域 F	D38@200	D38@200	D38@400	14250

K7 ① V-2-2-6 R1

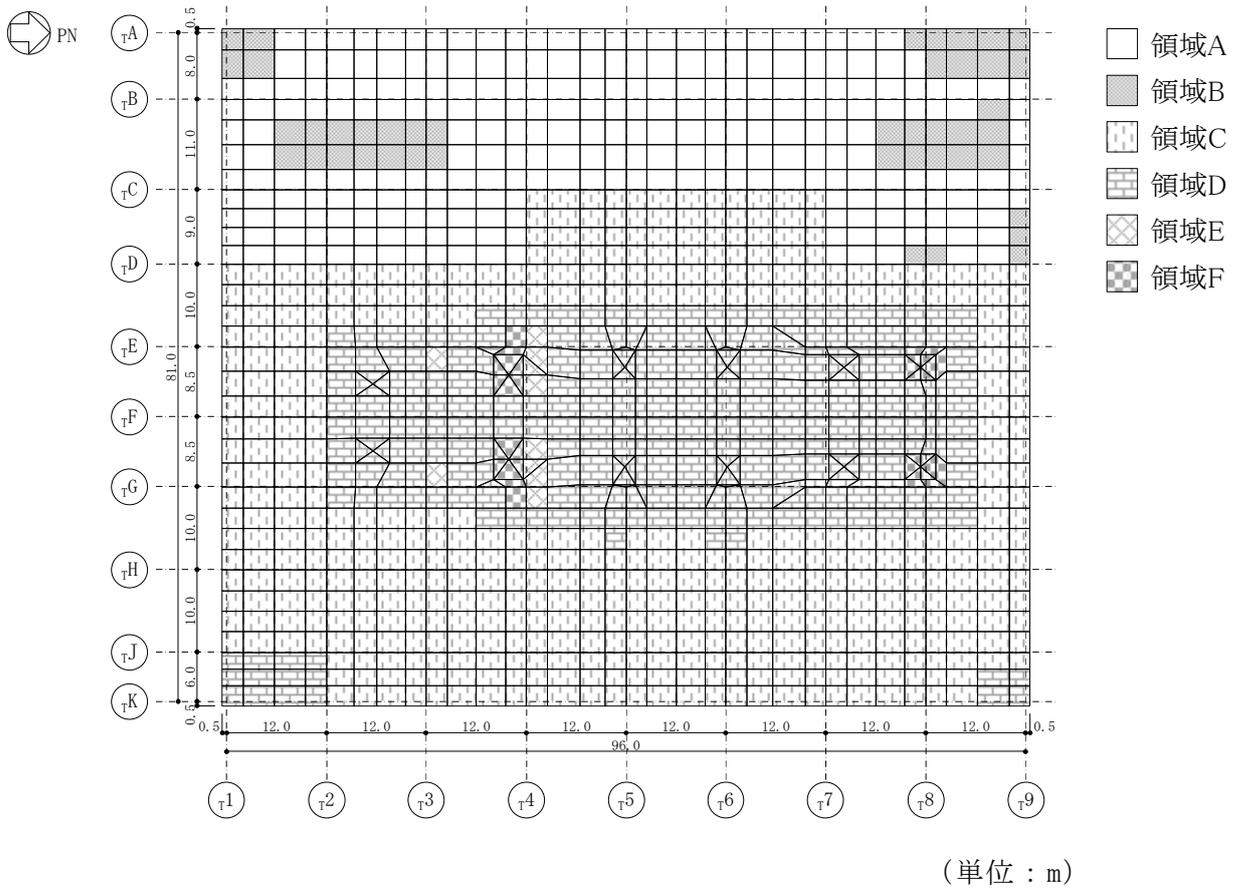


図 6-3 基礎スラブの配筋領域図 (EW 方向, 上ば筋)

表 6-4 基礎スラブの配筋 (EW 方向, 下ば筋)

	一段目	二段目	三段目	断面積 (mm ² /m)
領域 A	D35@200	—	—	4785
領域 B	D35@200	D35@400	—	7178
領域 C	D35@200	D35@200	—	9570
領域 D	D38@200	—	—	5700
領域 E	D38@200	D38@400	—	8550
領域 F	D38@200	D38@200	—	11400
領域 G	D38@200	D38@200	D38@400	14250

K7 ① V-2-2-6 R1

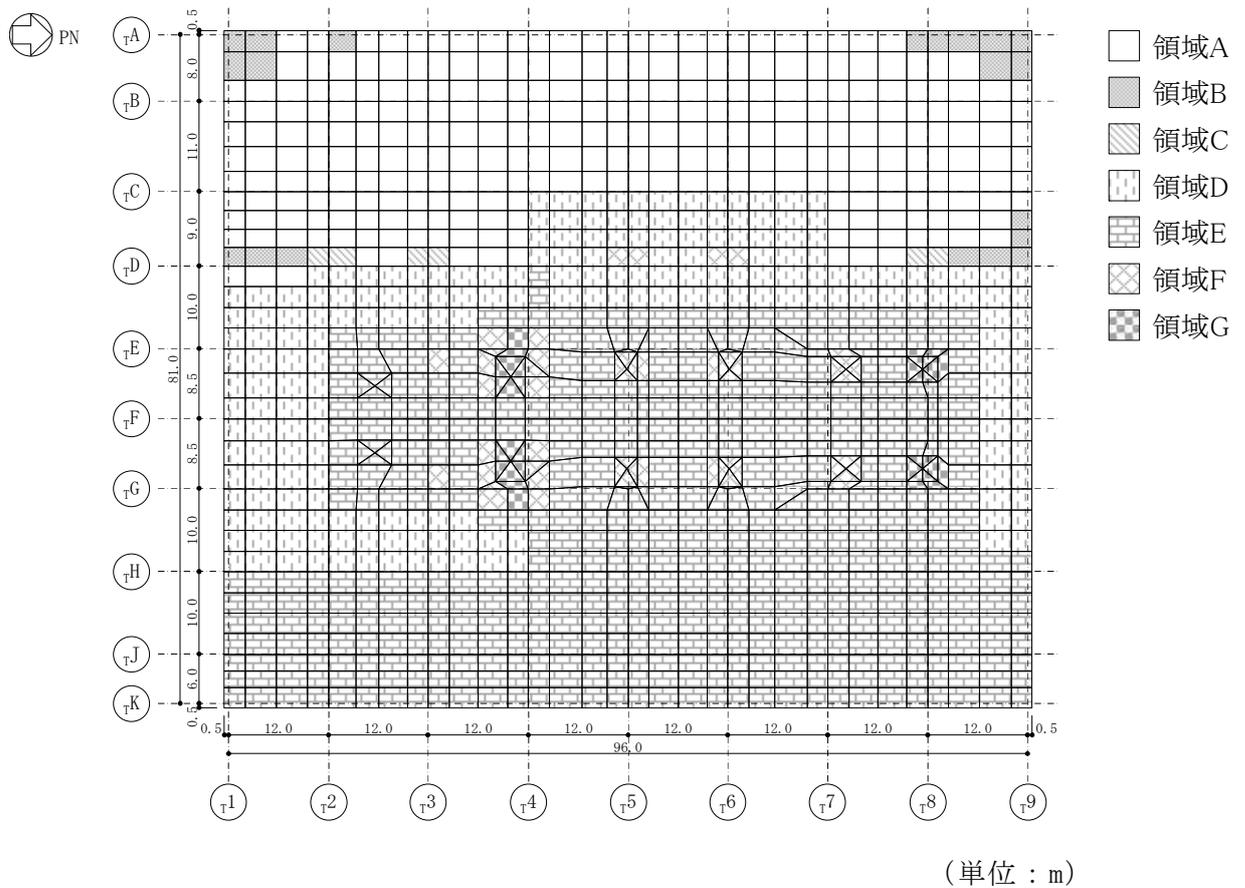


図 6-4 基礎スラブの配筋領域図 (EW 方向, 下ば筋)

表 6-5 基礎スラブの配筋（せん断補強筋）

	鉄筋	ピッチ	断面積 (mm ² /m)
領域 A	D22	@400×@400	2419
領域 B	D25	@400×@400	3169
領域 C	D25	@400×@200	6338

K7 ① V-2-2-6 R1

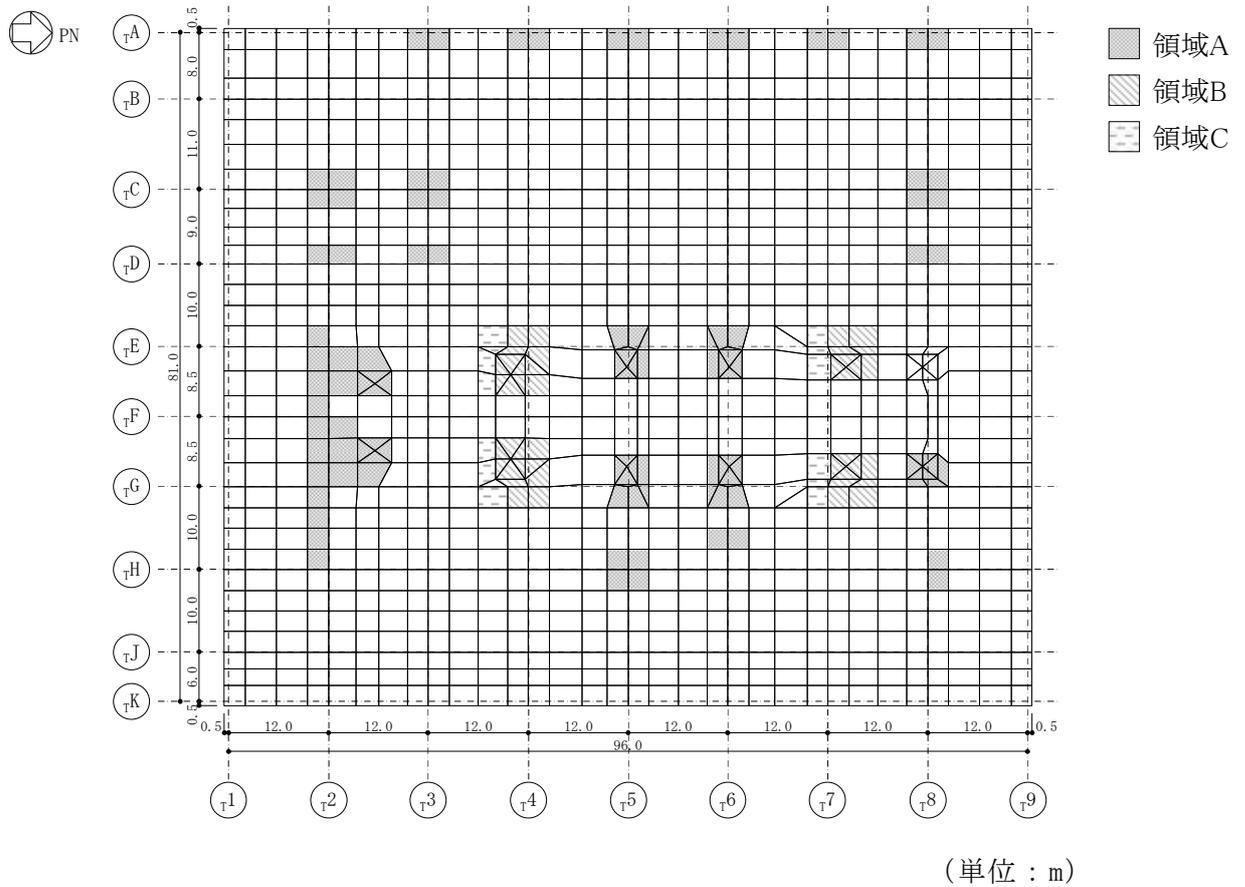


図 6-5 基礎スラブの配筋領域図（せん断補強筋）

表 6-6 最大値一覧

項目	方向	要素番号	荷重ケース	解析結果	許容限界
コンクリート 最大圧縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)	NS	875	1	541	3000
	EW	751	5	461	3000
鉄筋最大ひずみ ($\times 10^{-6}$)	NS	1073	7	2251	5000
	EW	61	1	1265	5000
面外せん断力 (kN/m)	NS	325	3	3218	3924
	EW	29	7	3920	5453

K7 ① V-2-2-6 R1E

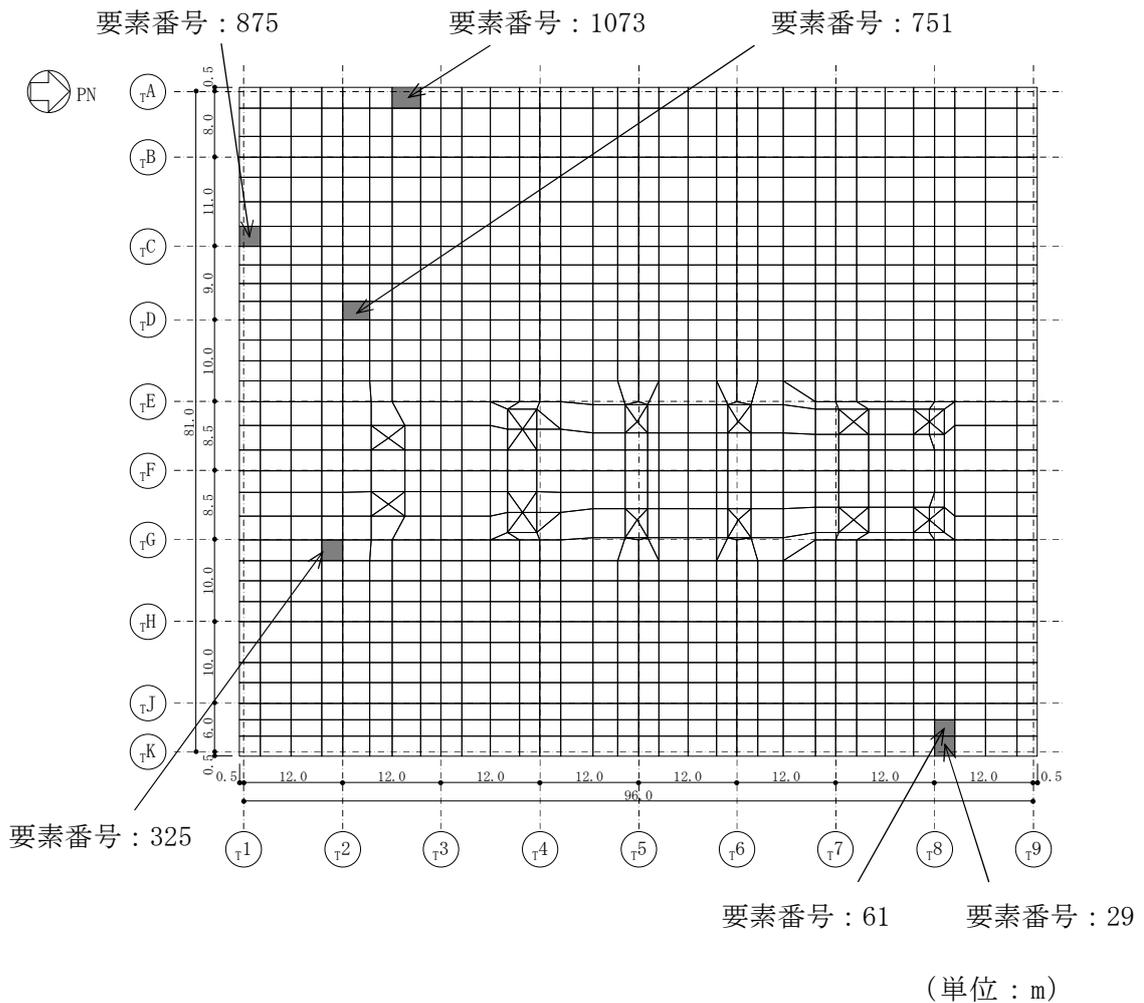


図 6-6 最大値発生位置

V-2-2-7 主排気筒の地震応答計算書

主排気筒の地震応答計算は，V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」で説明する。

V-2-2-8 主排気筒の耐震性についての計算書

主排気筒の耐震計算は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」で説明する。

V-2-2-9 コントロール建屋の地震応答計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 解析方針	10
2.4 適用規格・基準等	12
3. 解析方法	13
3.1 設計用模擬地震波	13
3.2 地震応答解析モデル	36
3.2.1 水平方向モデル	37
3.2.2 鉛直方向モデル	38
3.3 解析方法	80
3.3.1 動的解析	80
3.3.2 静的解析	80
3.3.3 必要保有水平耐力	81
3.4 解析条件	82
3.4.1 建物・構築物の復元力特性	82
3.4.2 地盤の回転ばねの復元力特性	91
3.4.3 誘発上下動を考慮する場合の基礎浮上り評価法	92
3.4.4 材料物性の不確かさ等	94
4. 解析結果	96
4.1 動的解析	96
4.1.1 固有値解析結果	96
4.1.2 応答解析結果	96
4.2 静的解析	158
4.3 必要保有水平耐力	161

1. 概要

本資料は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」及びV-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちV-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づくコントロール建屋の地震応答解析について説明するものである。

地震応答解析により算出した各種応答値及び静的地震力は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に示す建物・構築物及び機器・配管系の設計用地震力として用いる。また、必要保有水平耐力については建物・構築物の構造強度の確認に用いる。

2. 基本方針

2.1 位置

コントロール建屋の設置位置を図2-1に示す。

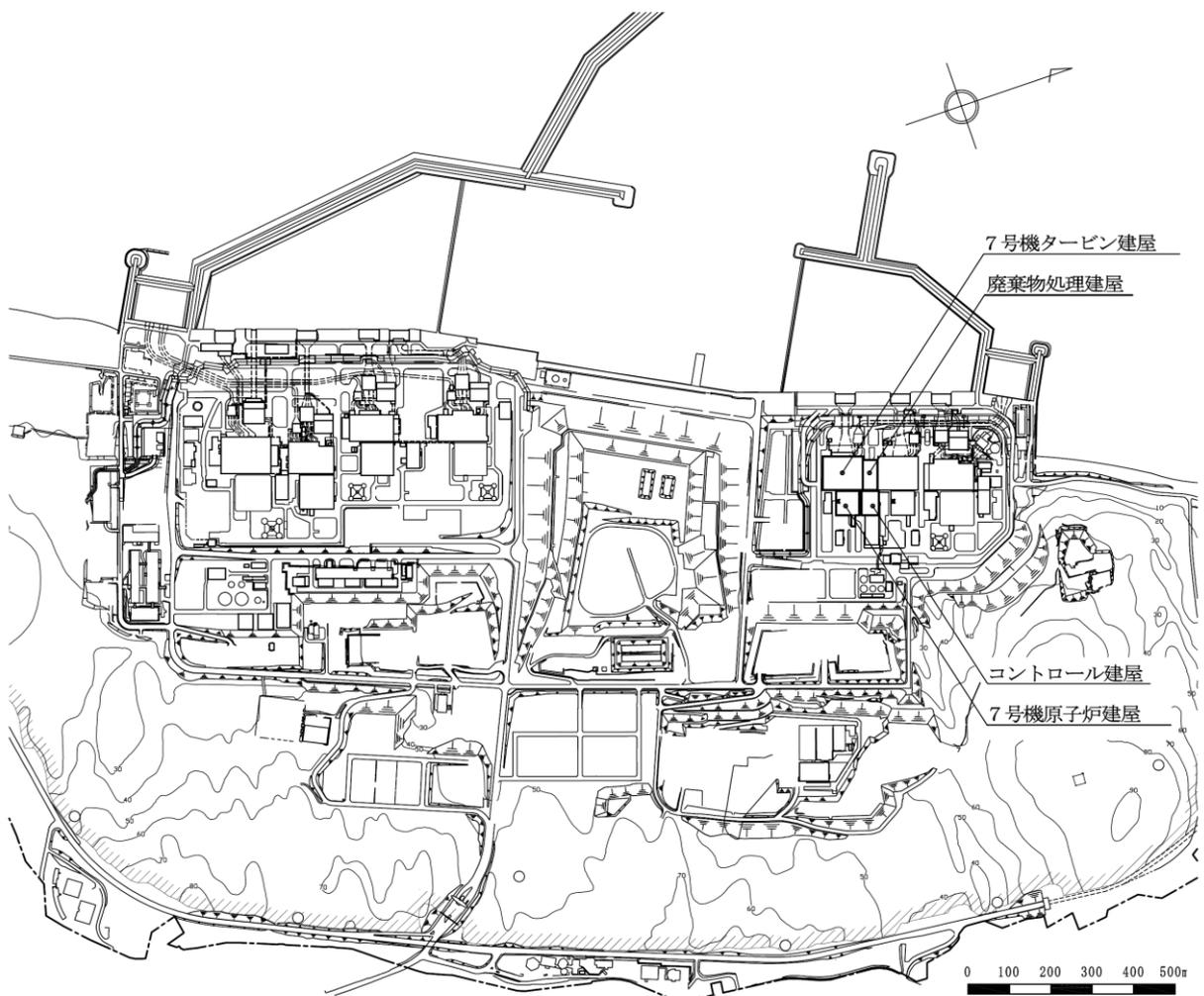


図2-1 コントロール建屋の設置位置

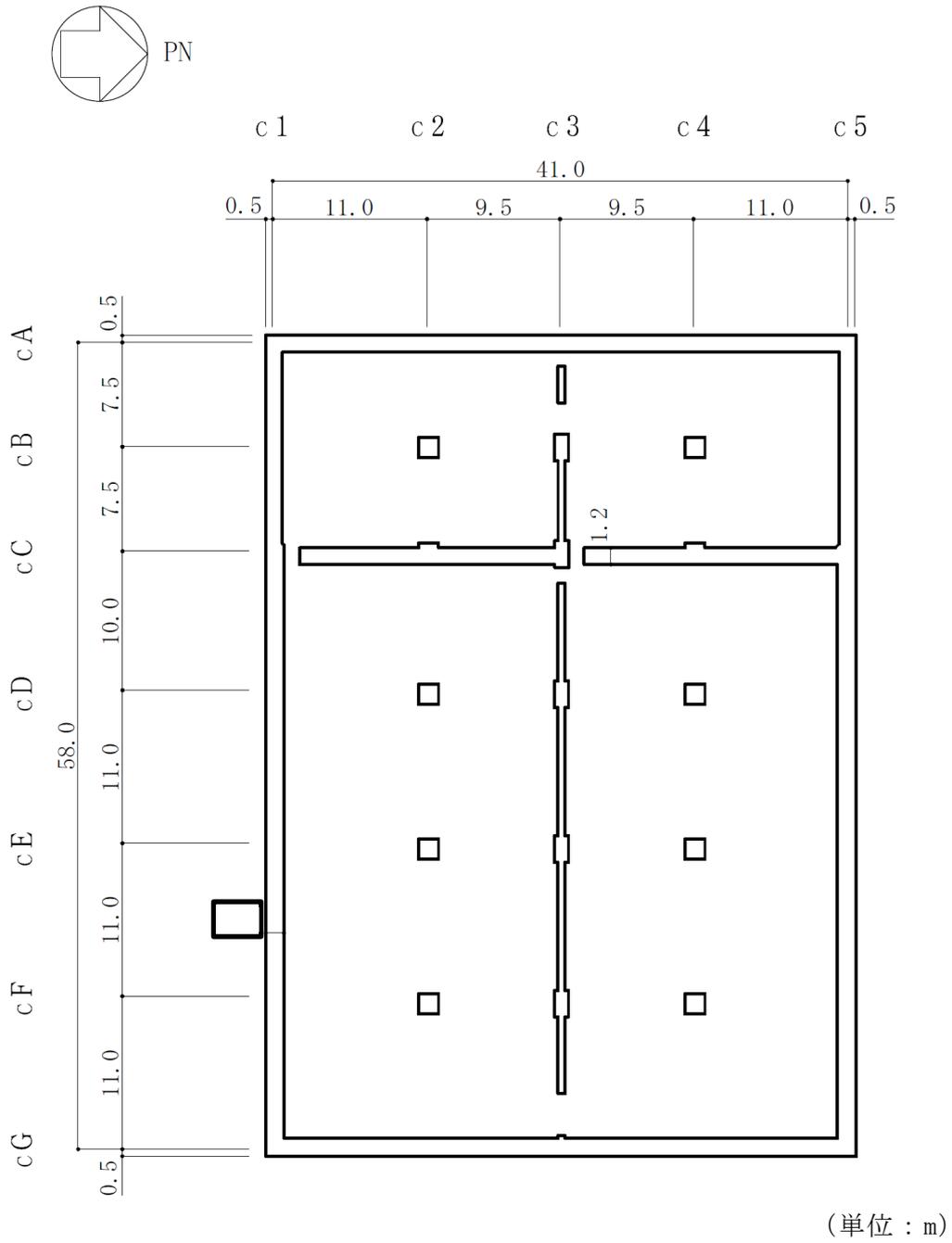
2.2 構造概要

コントロール建屋は、地上2階、地下2階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物となっている。コントロール建屋の概略平面図及び概略断面図を図2-2及び図2-3に示す。

コントロール建屋の平面は、42.0m（NS方向）×59.0m（EW方向）である。基礎スラブ底面からの高さは29.6mであり、地上高さは12.1mである。また、コントロール建屋は隣接する他の建屋と構造的に分離している。

コントロール建屋の基礎は厚さ2.8mのべた基礎で、支持地盤である泥岩上にマンメイドロックを介して設置している。

コントロール建屋の主な耐震壁は、外壁である。主要な耐震壁は建屋の中心に対してほぼ対称に配置しており、開口部も少なく、建屋は全体として非常に剛性の高い構造となっている。



注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2-2 コントロール建屋の概略平面図（B2F，T.M.S.L. -2.7m）（1/5）

K7 ① V-2-2-9 R1

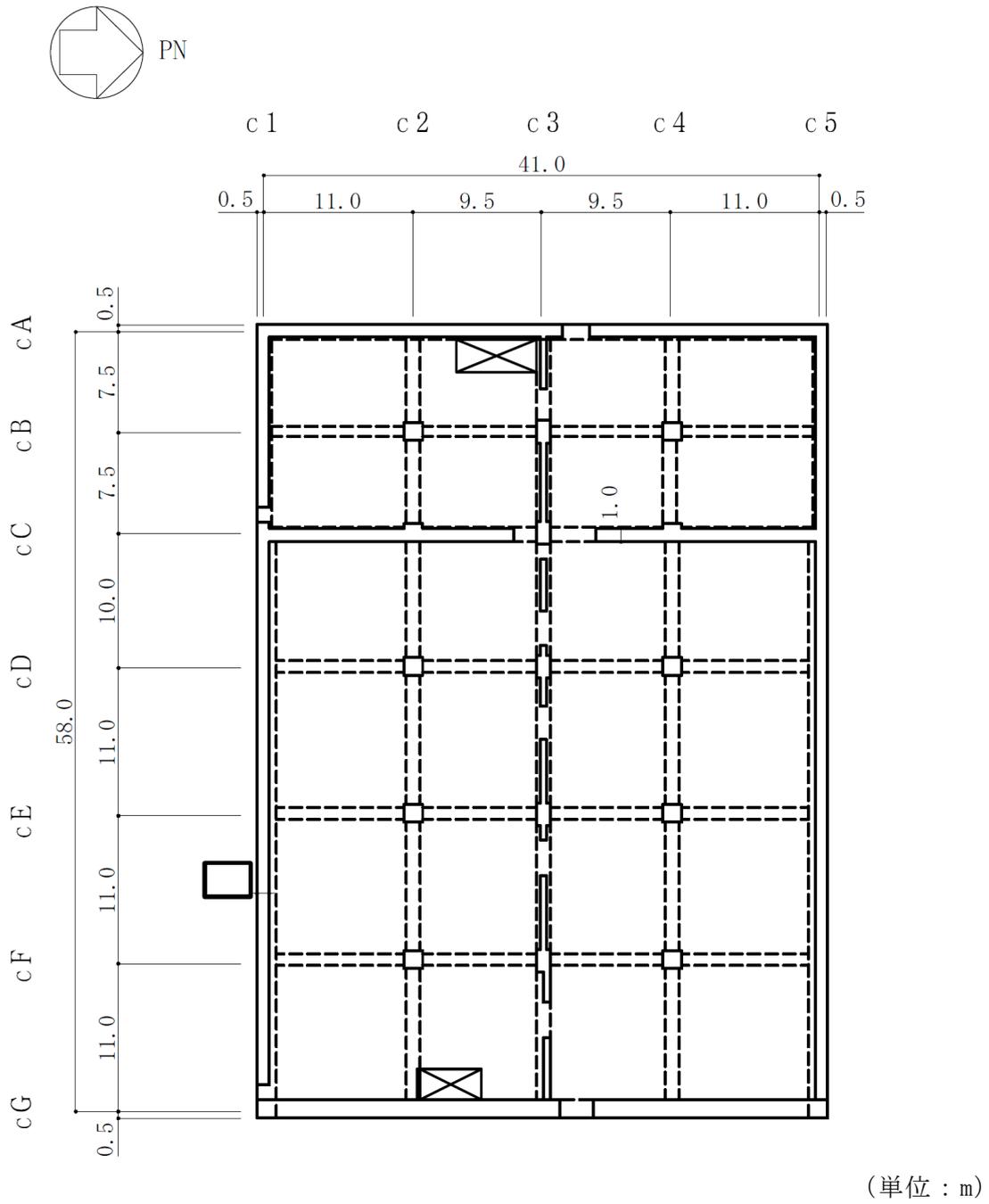
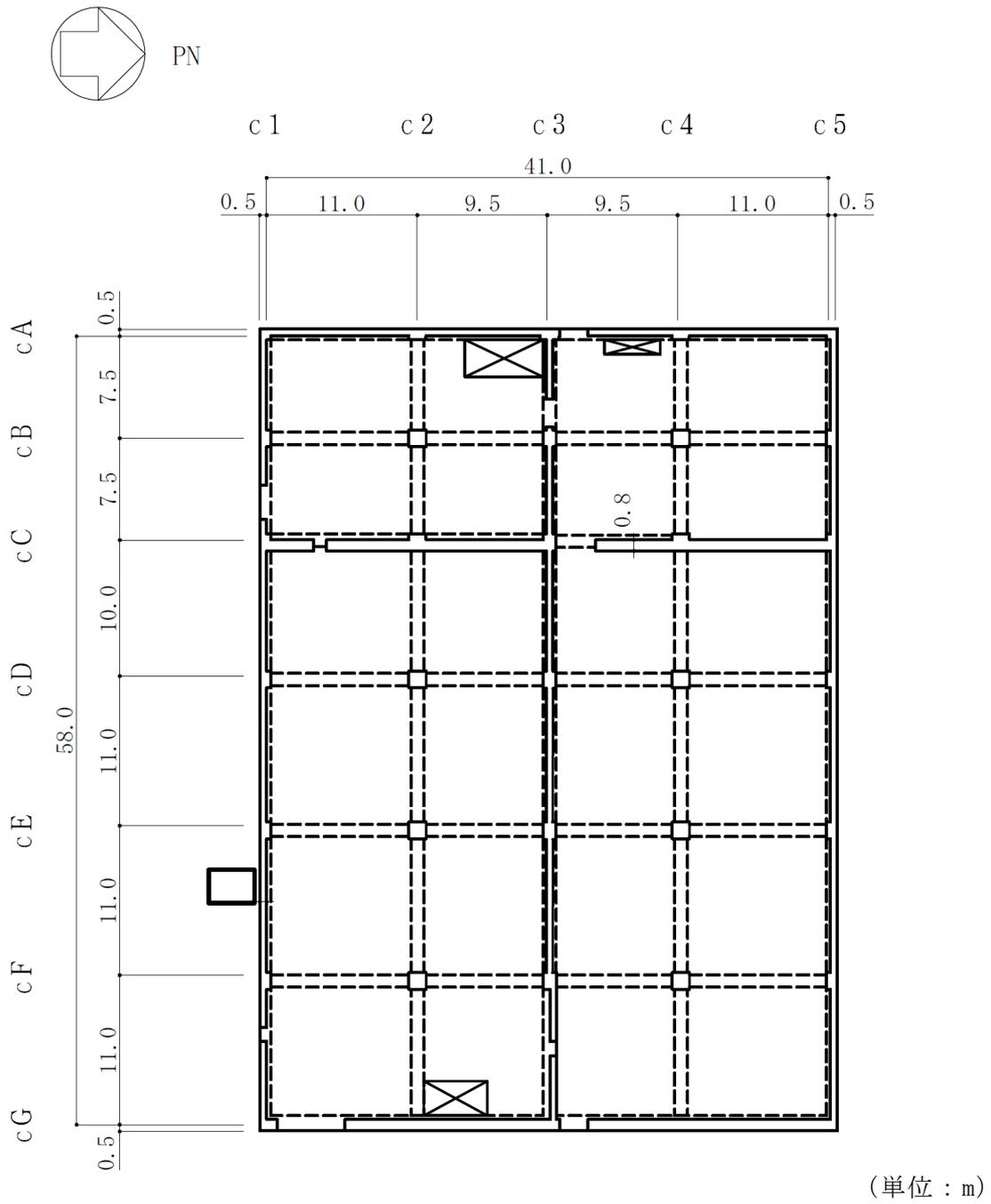


図 2-2 コントロール建屋の概略平面図 (B1F, T.M.S.L. 6.5m) (2/5)

K7 ① V-2-2-9 R1



(単位 : m)

図 2-2 コントロール建屋の概略平面図 (1F, T.M.S.L. 12.3m) (3/5)

K7 ① V-2-2-9 R1

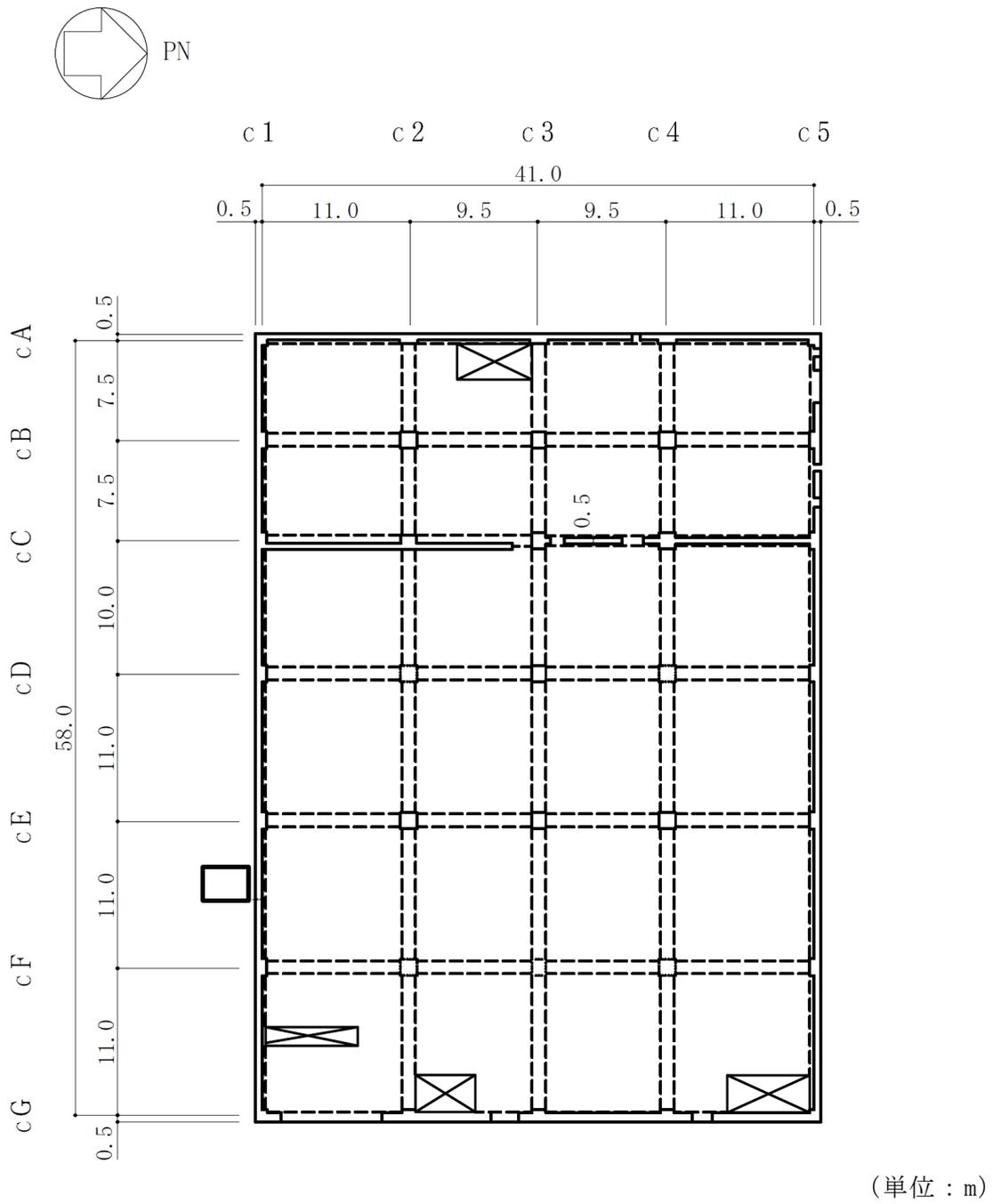
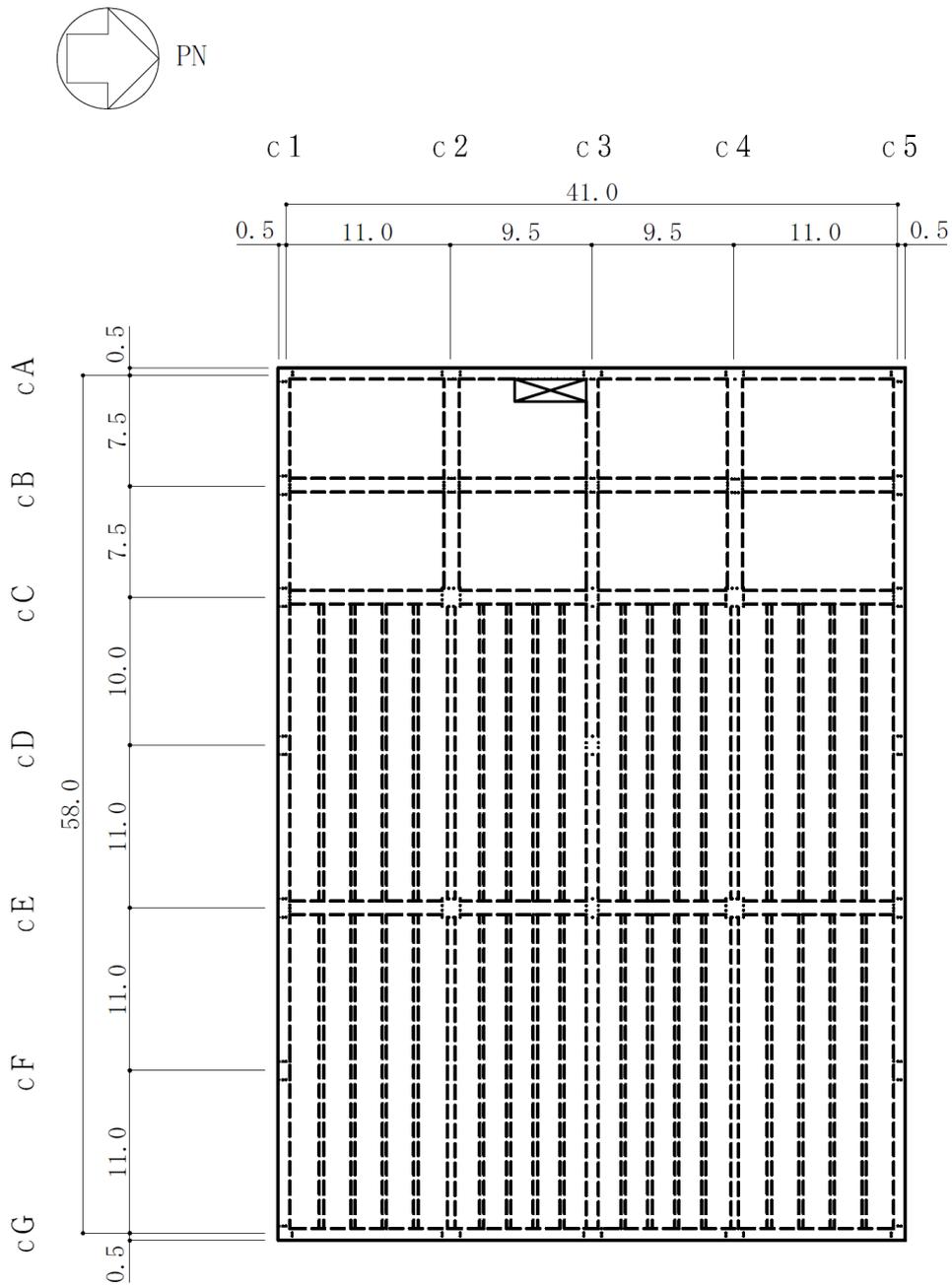


図 2-2 コントロール建屋の概略平面図 (2F, T.M.S.L. 17.3m) (4/5)

K7 ① V-2-2-9 R1



(単位 : m)

図 2-2 コントロール建屋の概略平面図 (RF, T. M. S. L. 24.1m) (5/5)

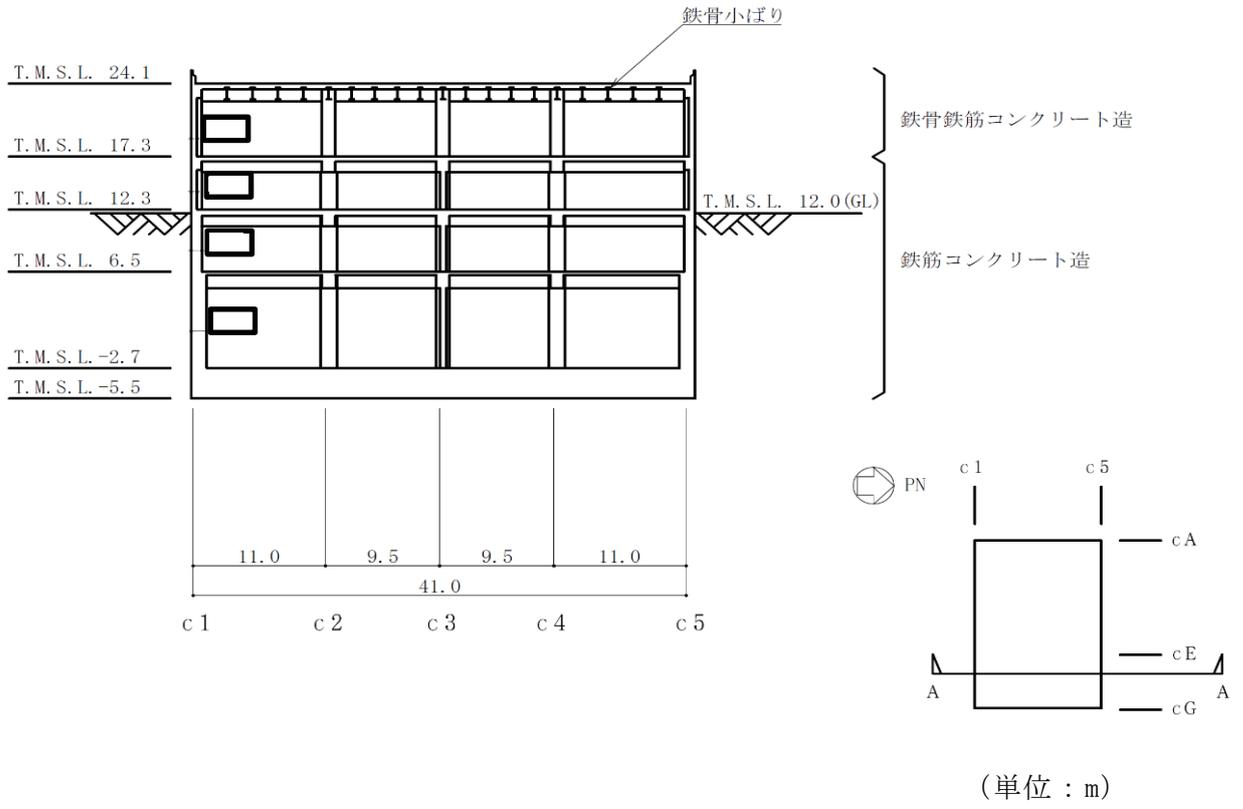


図 2-3 コントロール建屋の概略断面図 (NS 方向) (1/2)

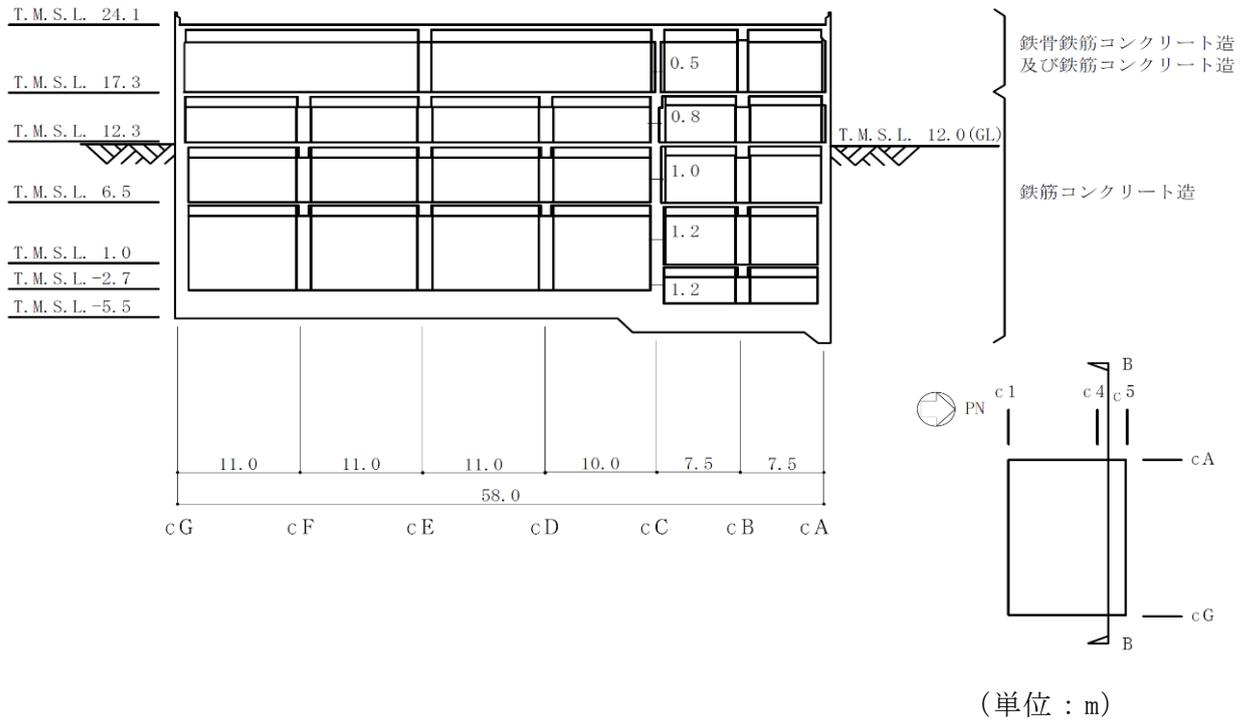


図 2-3 コントロール建屋の概略断面図 (EW 方向) (2/2)

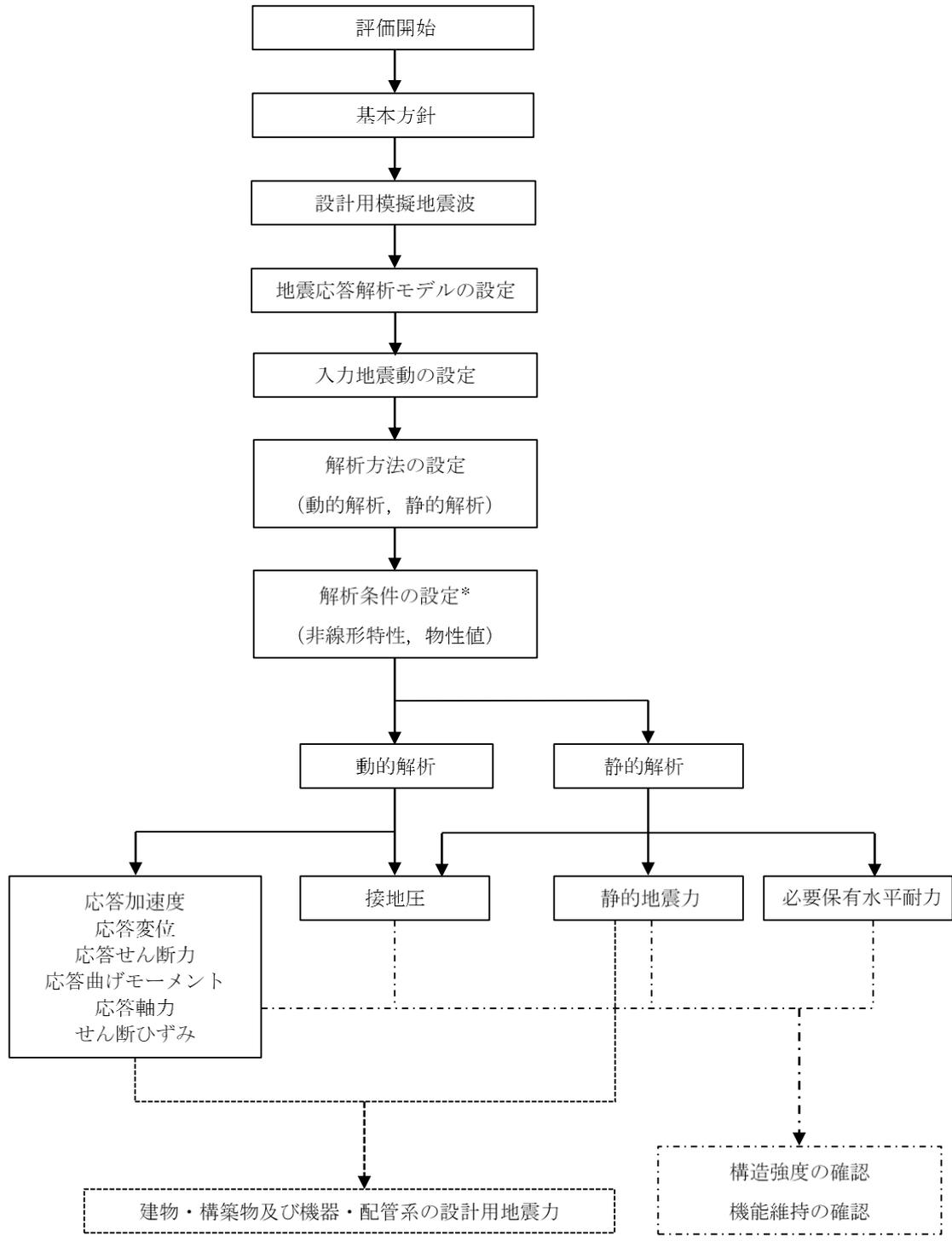
2.3 解析方針

コントロール建屋の地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

図2-4にコントロール建屋の地震応答解析フローを示す。

地震応答解析は、「3.1 設計用模擬地震波」及び「3.2 地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデルを用いて実施することとし、「3.3 解析方法」及び「3.4 解析条件」に基づき、「4.1 動的解析」においては、材料物性の不確かさを考慮し、加速度、変位、せん断ひずみ、接地圧等を含む各種応答値を算出する。

「4.2 静的解析」においては静的地震力を、「4.3 必要保有水平耐力」においては必要保有水平耐力を算出する。



注記* : 材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-4 コントロール建屋の地震応答解析フロー

2.4 適用規格・基準等

地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

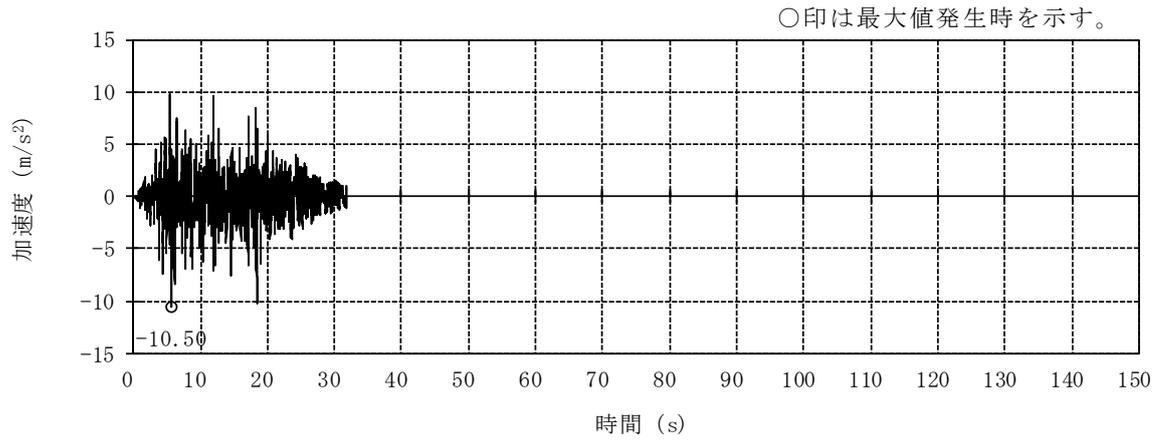
- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会)
- ・ 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 2005 改定)

3. 解析方法

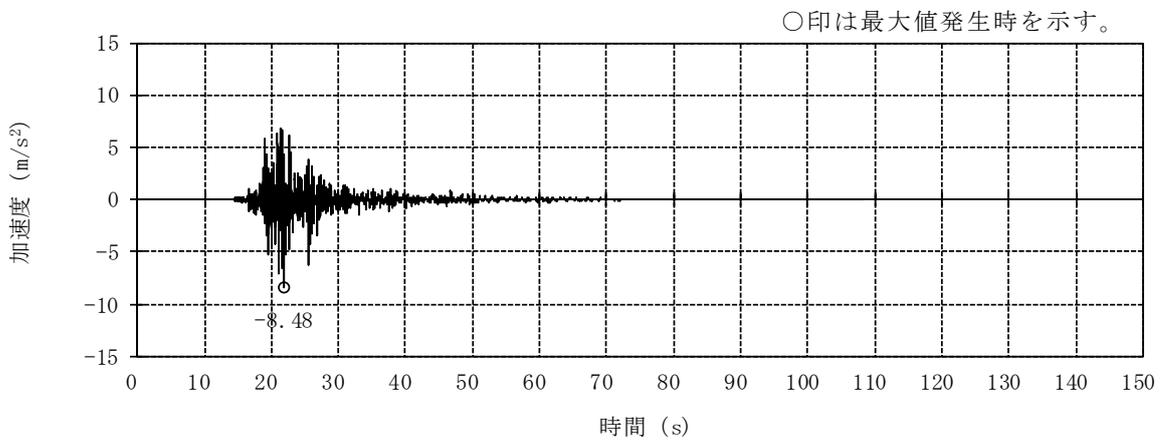
3.1 設計用模擬地震波

コントロール建屋の地震応答解析モデルは、建屋と地盤の相互作用を評価した建屋－地盤連成モデルとする。この建屋－地盤連成モデルへの入力地震動は、V-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波を用いることとする。

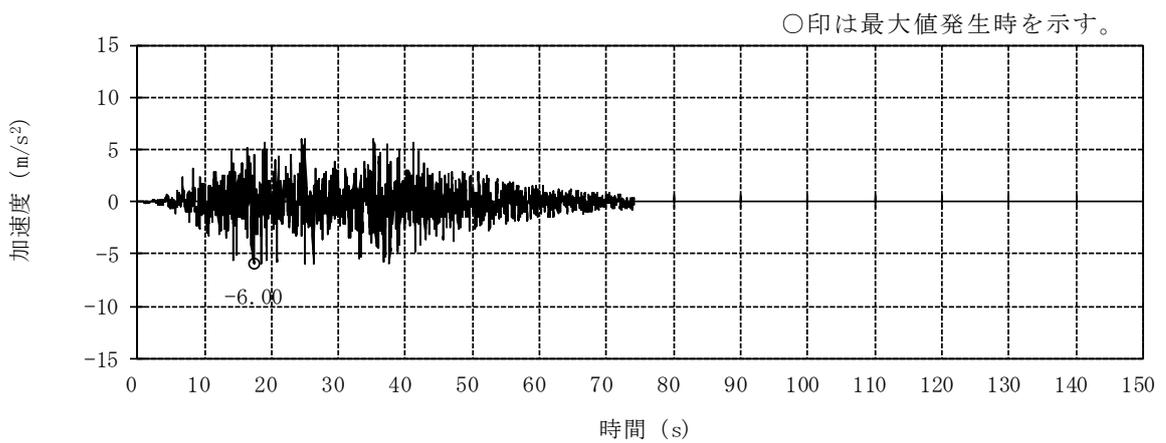
基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d として作成した設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図3-1～図3-8に示す。



(a) S_s-1H

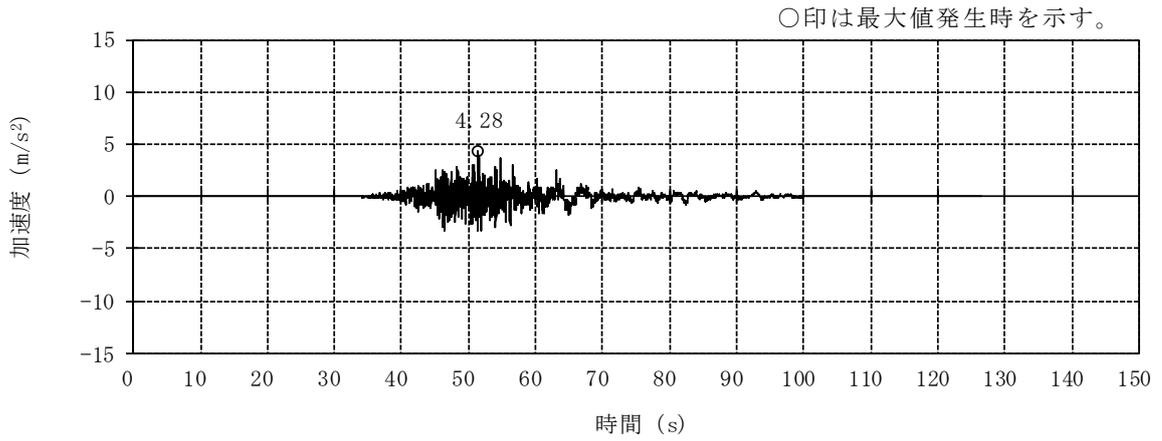


(b) S_s-2NS

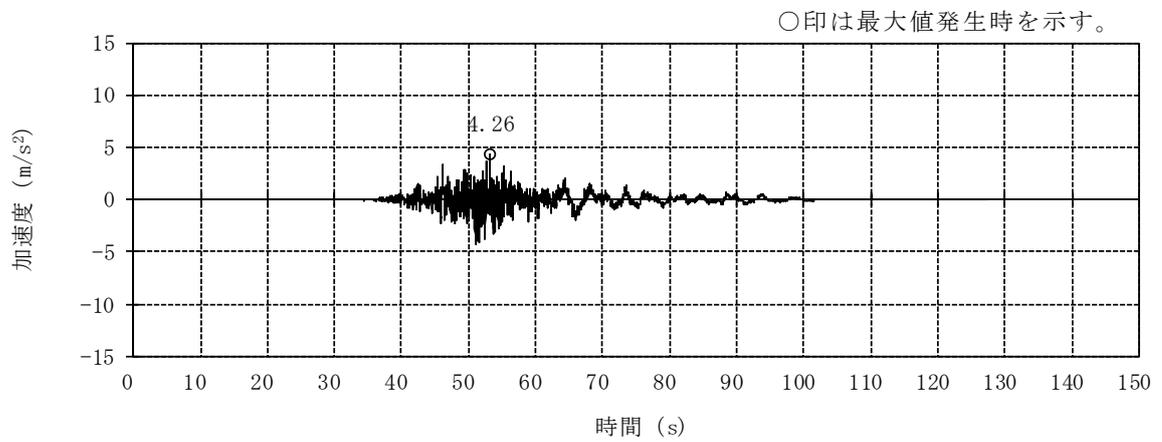


(c) S_s-3H

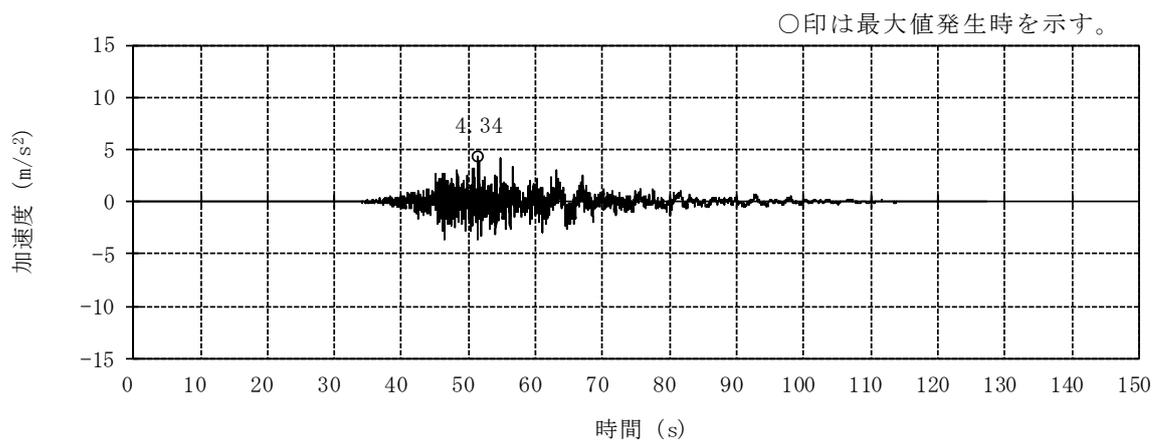
図 3-1 加速度時刻歴波形（基準地震動 S_s，NS 方向）（1/3）



(d) S_s-4NS

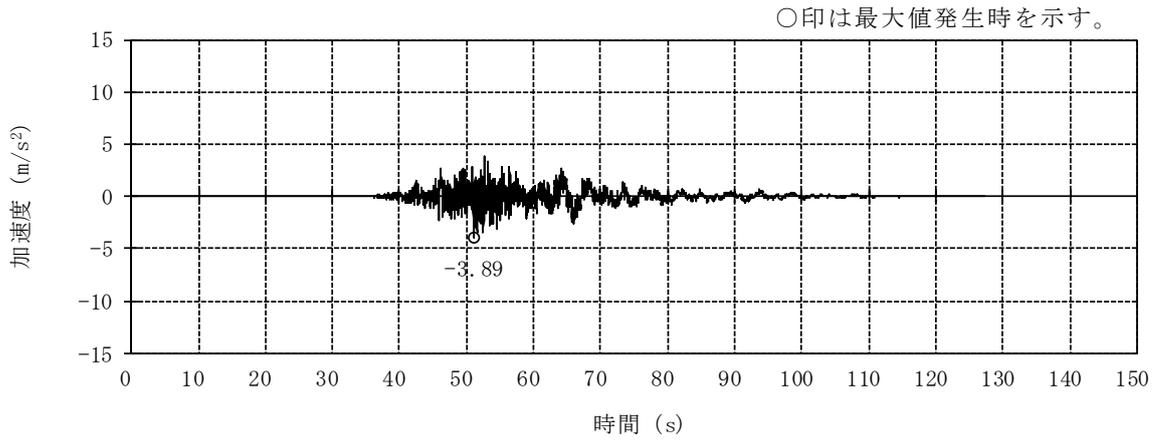


(e) S_s-5NS

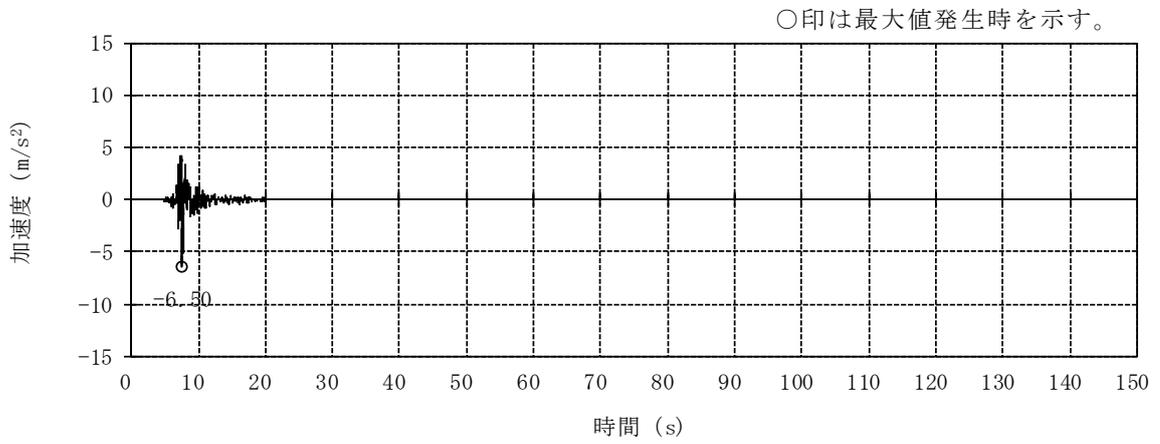


(f) S_s-6NS

図 3-1 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, NS 方向) (2/3)

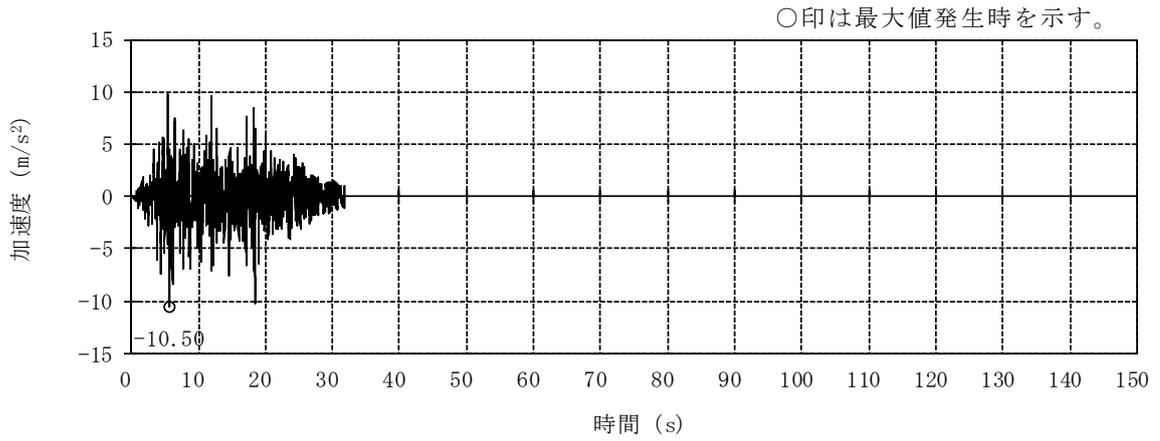


(g) S_s-7NS

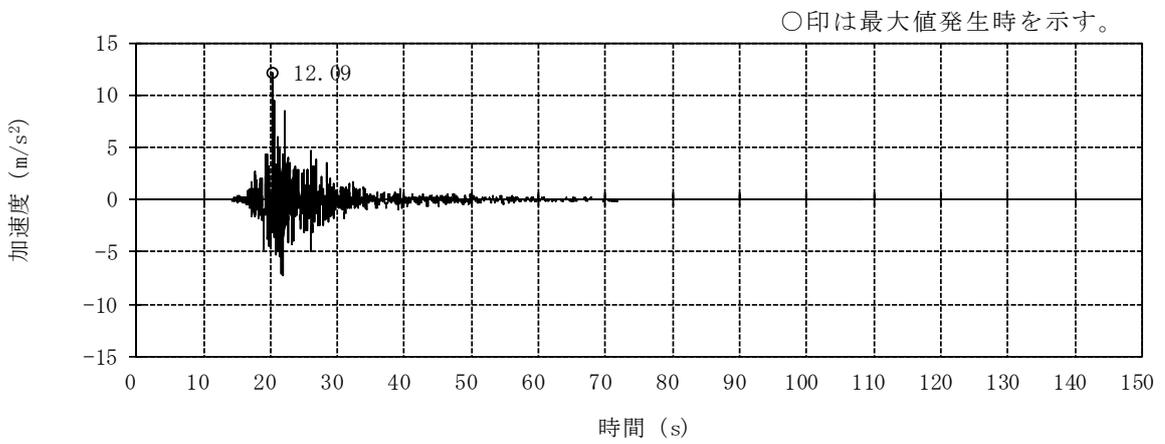


(h) S_s-8H

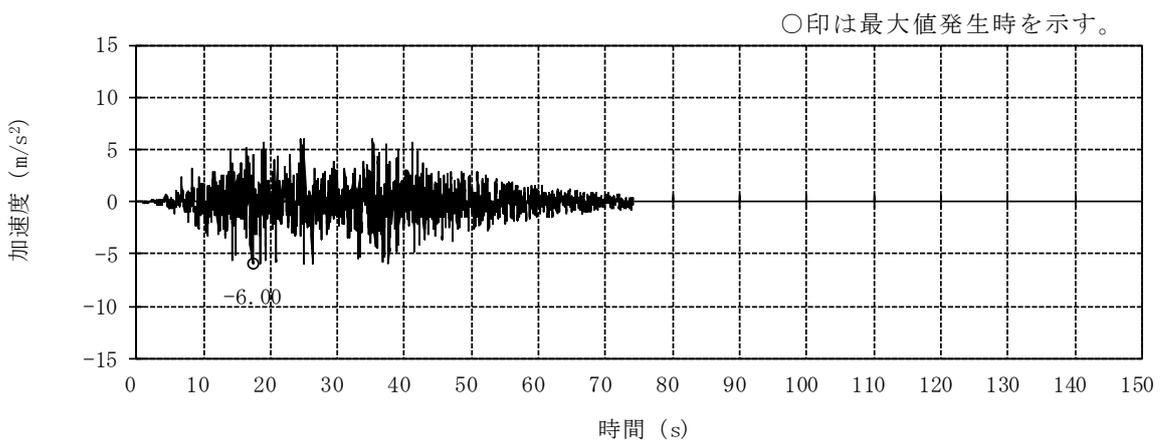
図 3-1 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, NS 方向) (3/3)



(a) Ss-1H

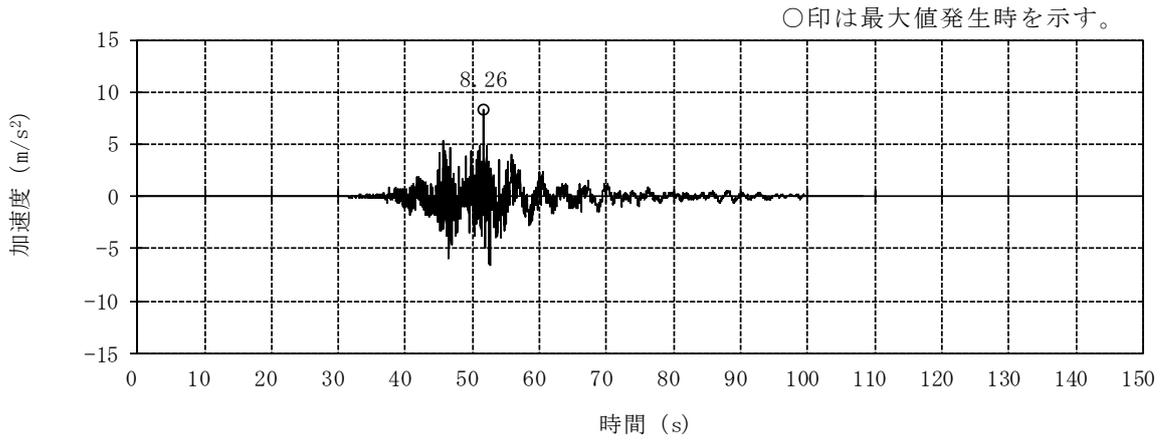


(b) Ss-2EW

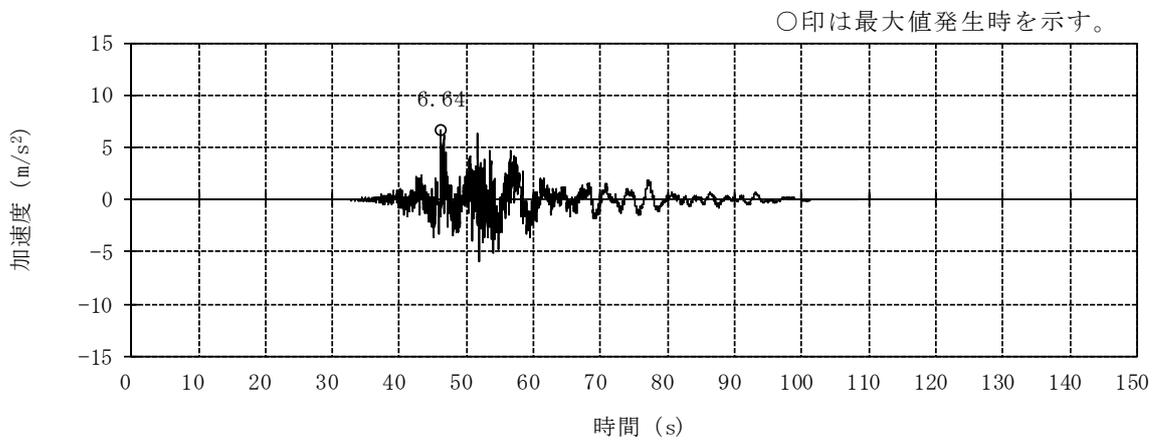


(c) Ss-3H

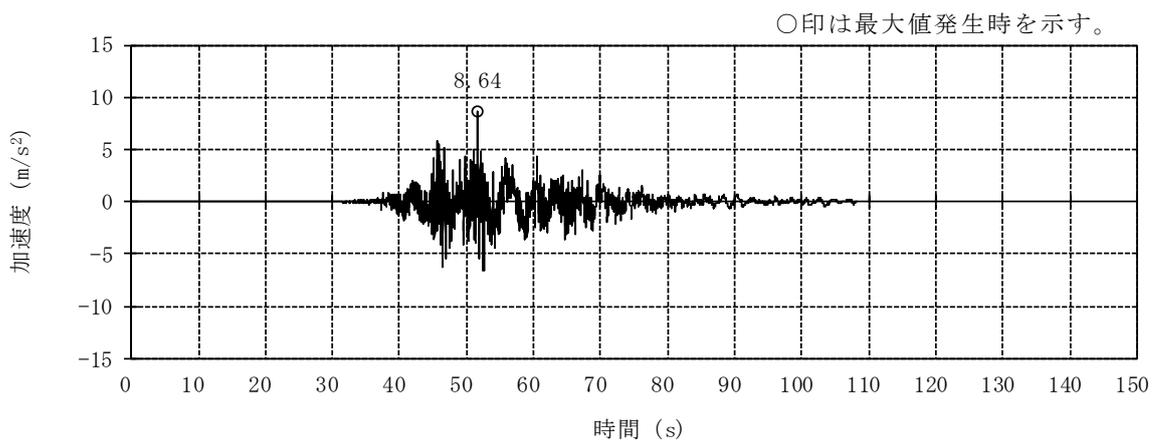
図 3-2 加速度時刻歴波形（基準地震動 S_s，EW 方向）（1/3）



(d) S_s-4EW

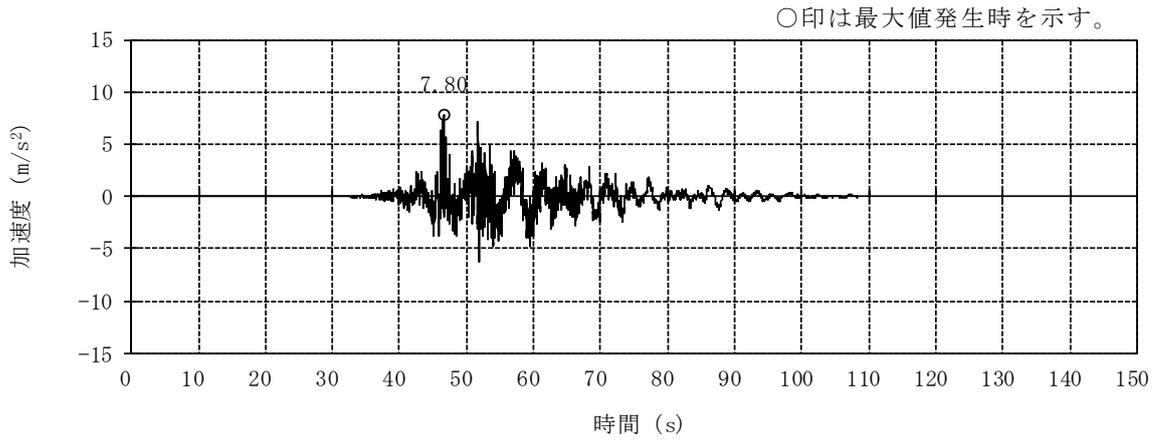


(e) S_s-5EW

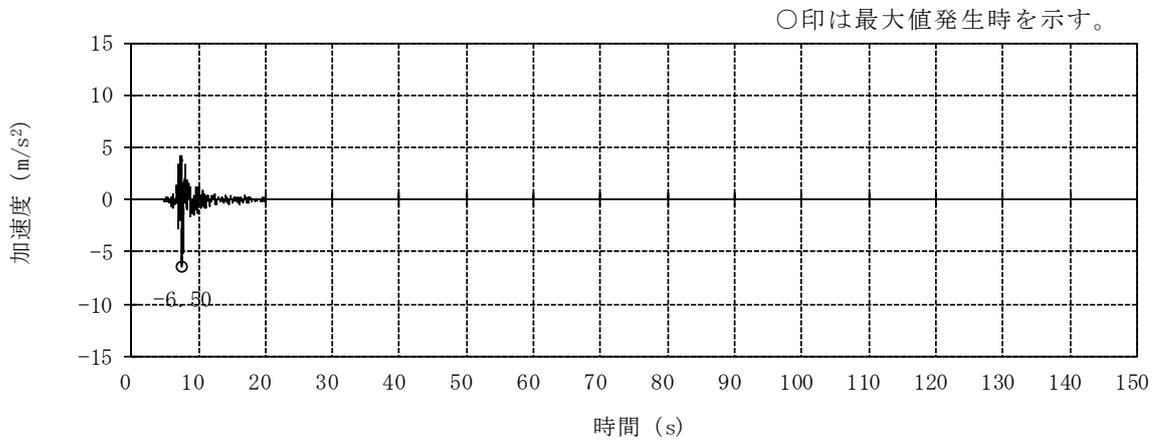


(f) S_s-6EW

図 3-2 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, EW 方向) (2/3)

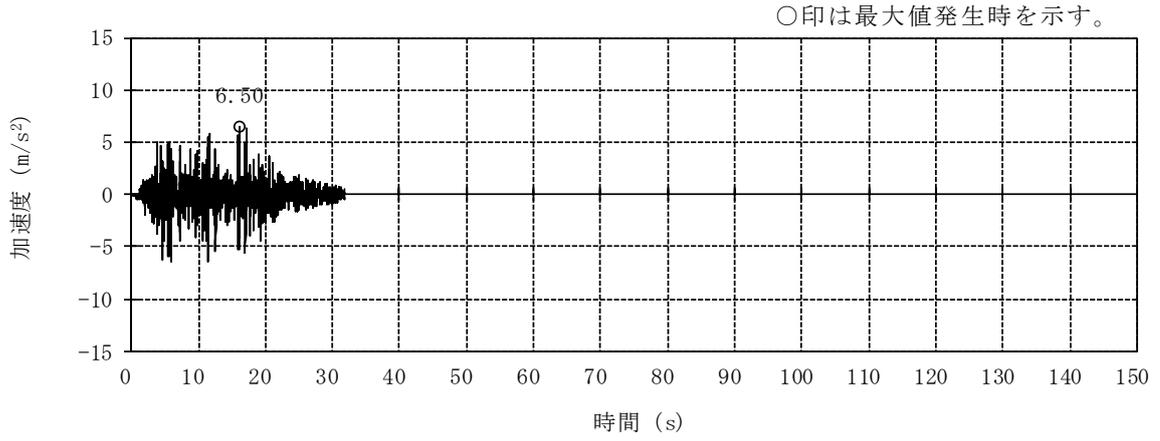


(g) S_s-7EW

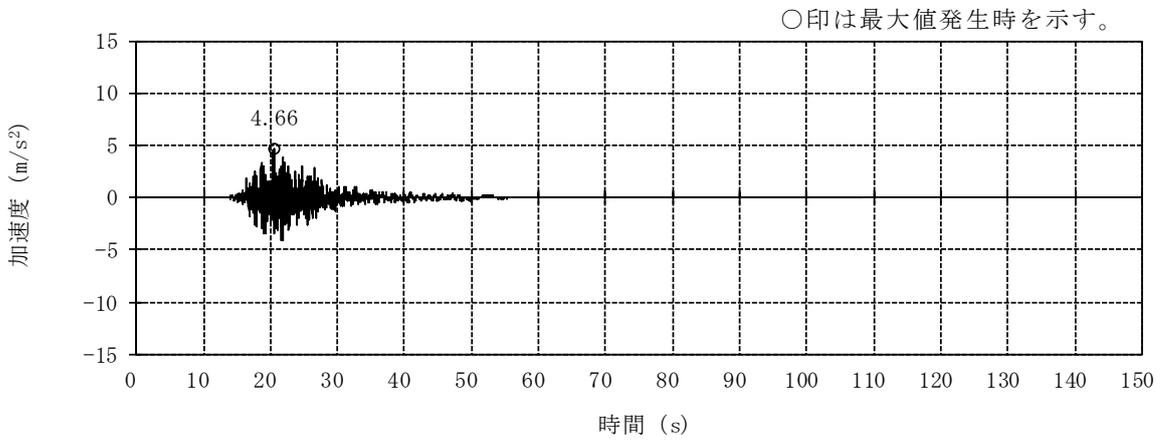


(h) S_s-8H

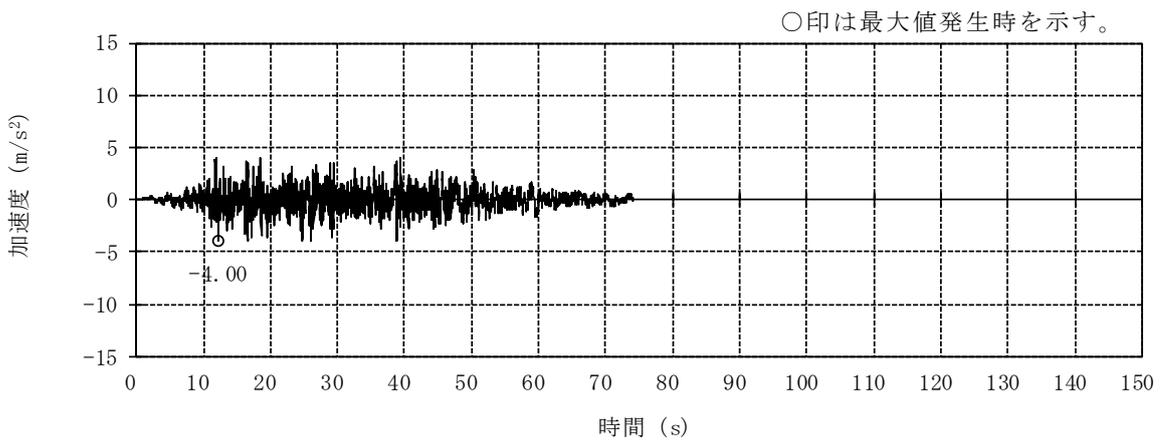
図 3-2 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, EW 方向) (3/3)



(a) Ss-1V

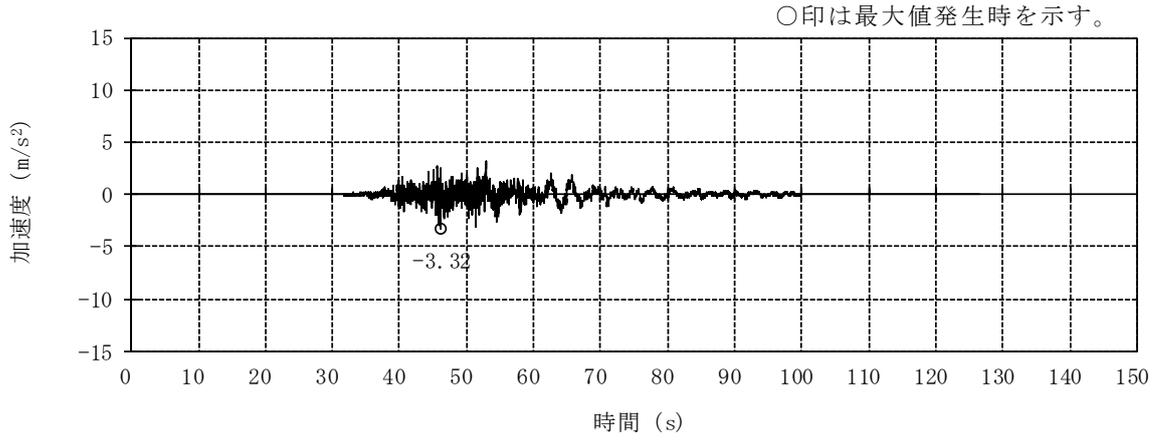


(b) Ss-2UD

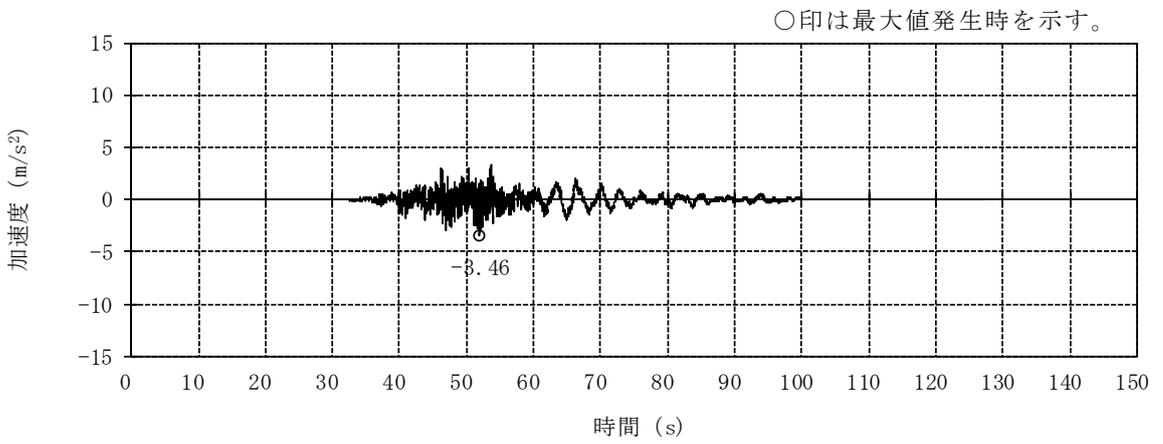


(c) Ss-3V

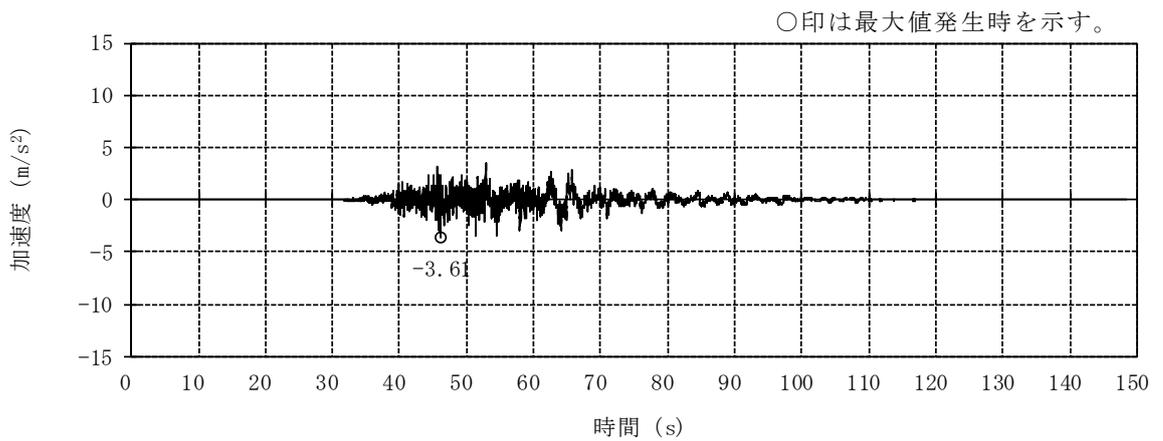
図 3-3 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , 鉛直方向) (1/3)



(d) S_s-4UD

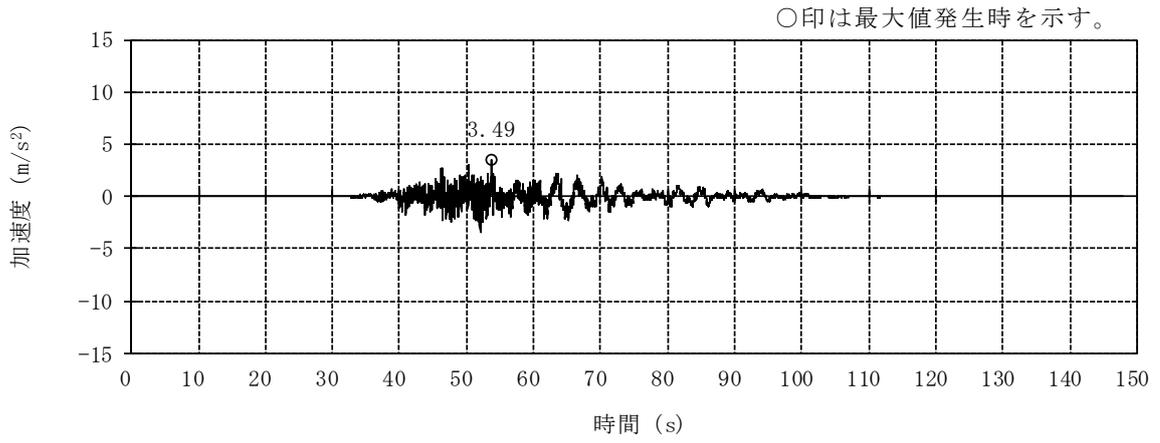


(e) S_s-5UD

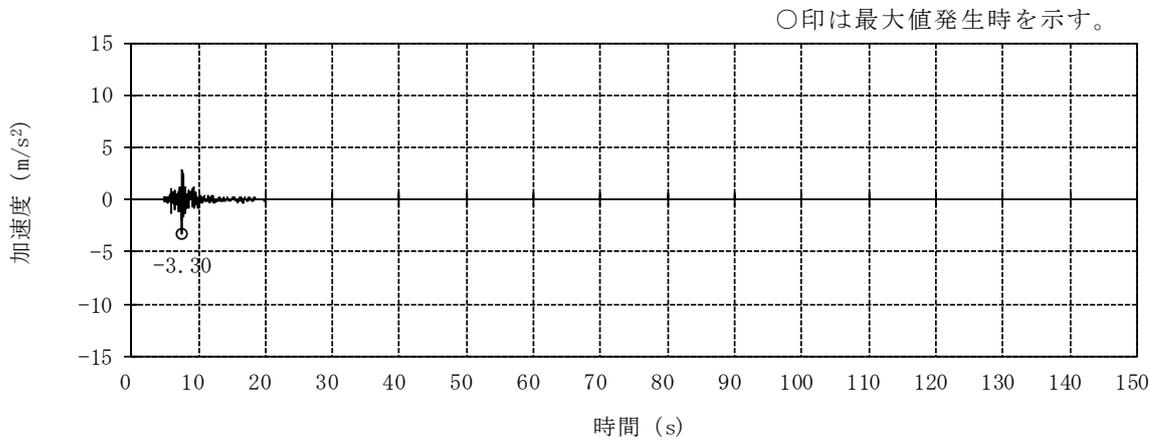


(f) S_s-6UD

図 3-3 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, 鉛直方向) (2/3)

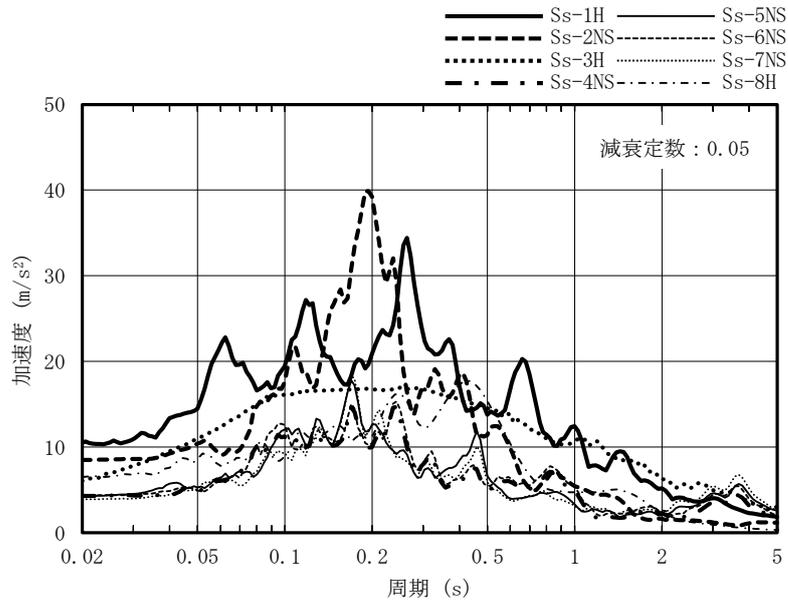


(g) S_s-7UD

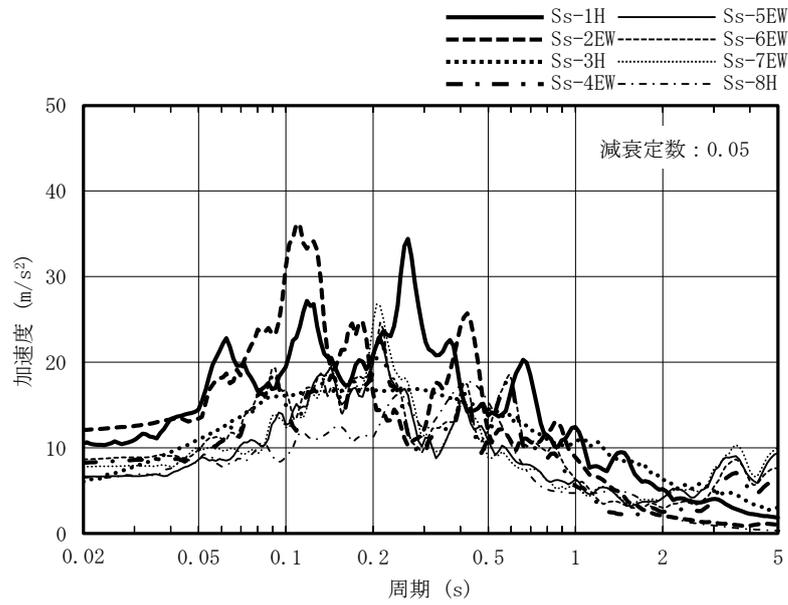


(h) S_s-8V

図 3-3 加速度時刻歴波形（基準地震動 S_s，鉛直方向）（3/3）

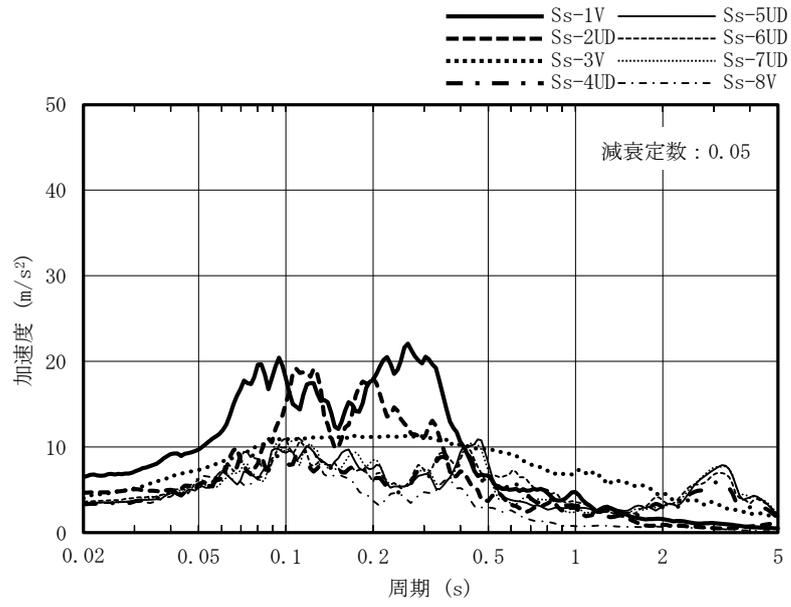


(a) NS 方向



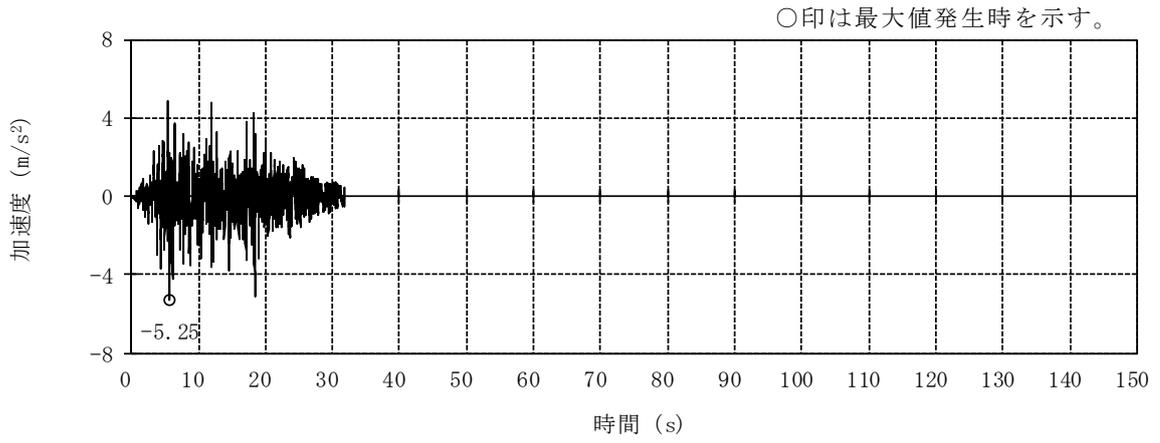
(b) EW 方向

図 3-4 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s) (1/2)

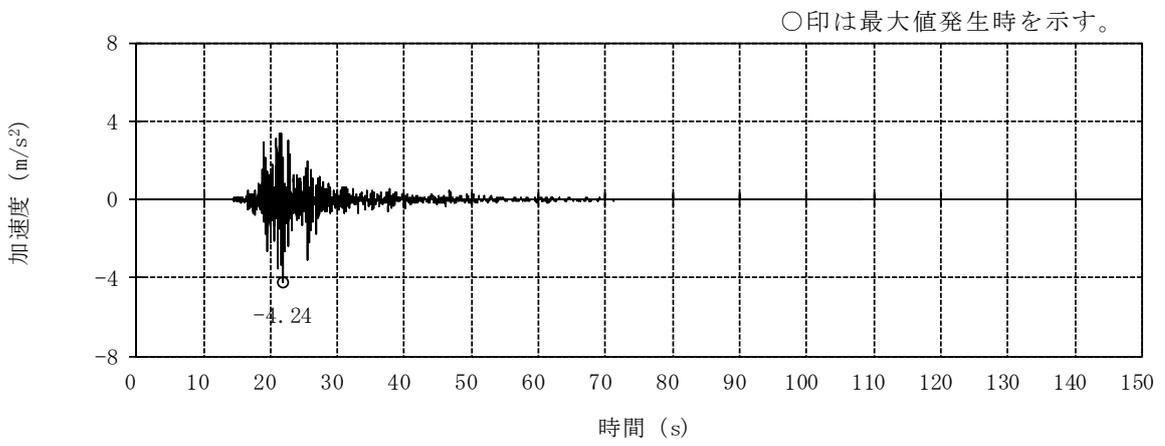


(c) 鉛直方向

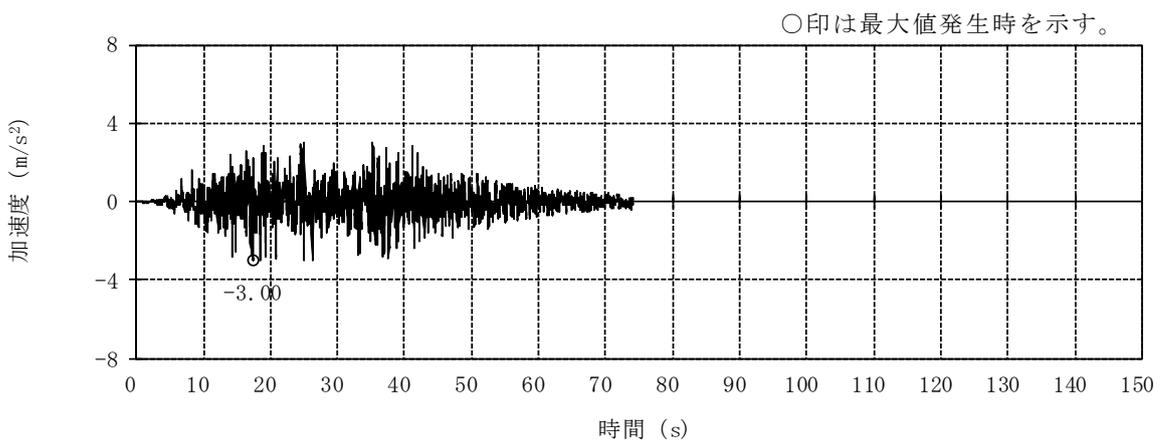
図 3-4 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s) (2/2)



(a) Sd-1H

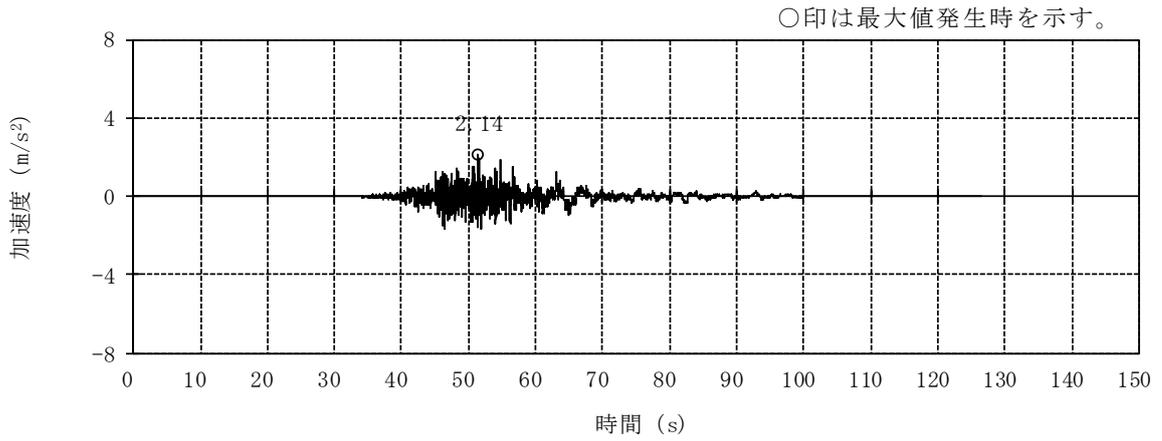


(b) Sd-2NS

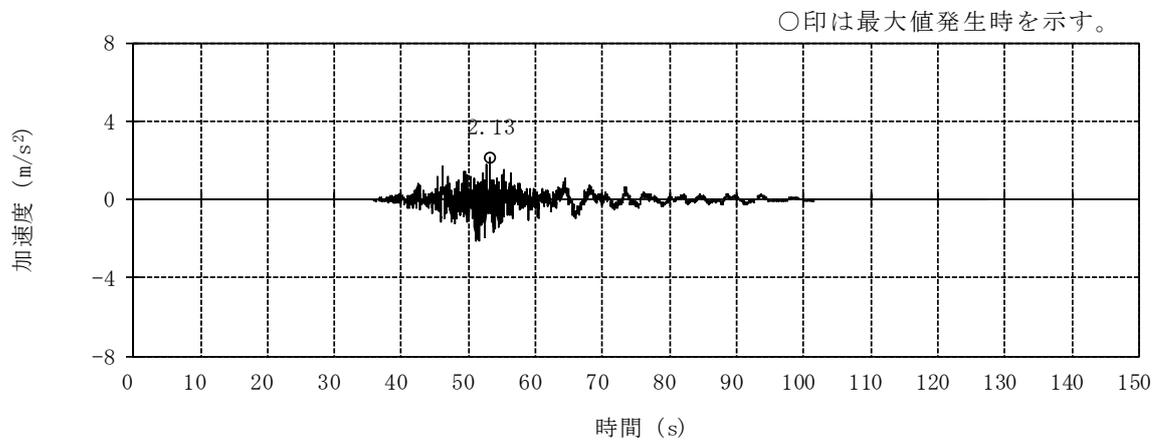


(c) Sd-3H

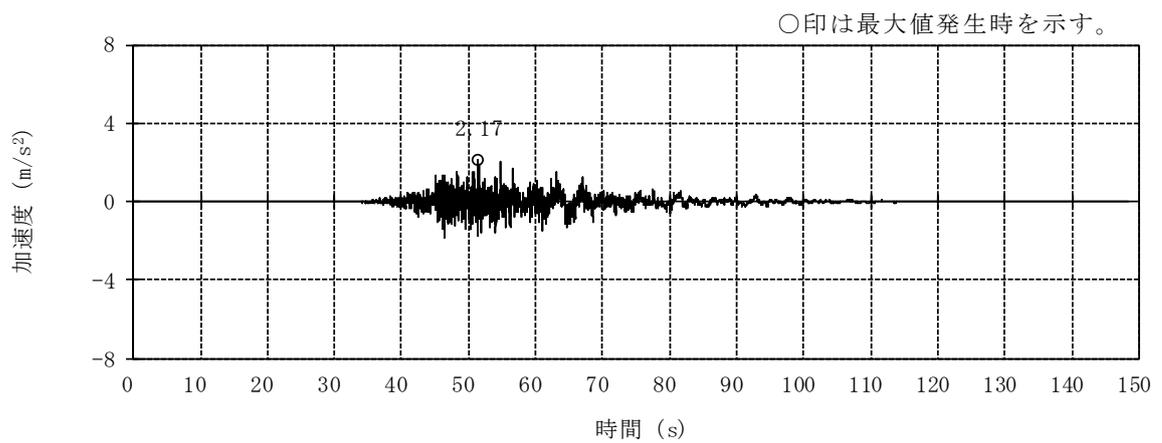
図 3-5 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向) (1/3)



(d) Sd-4NS

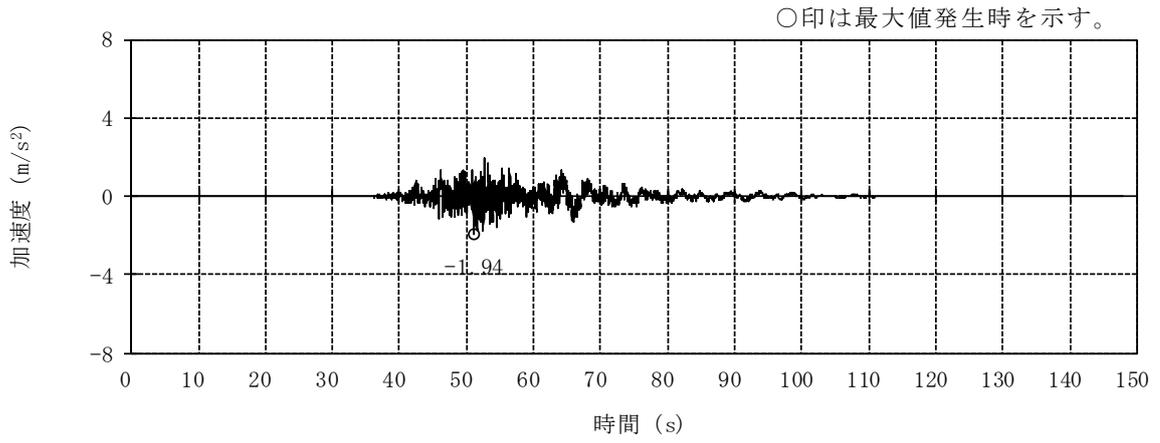


(e) Sd-5NS

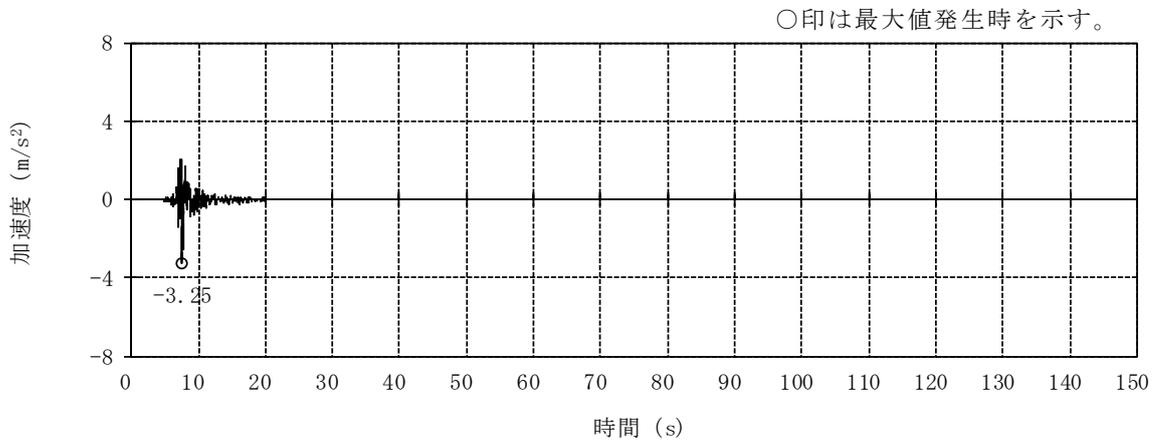


(f) Sd-6NS

図 3-5 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向) (2/3)

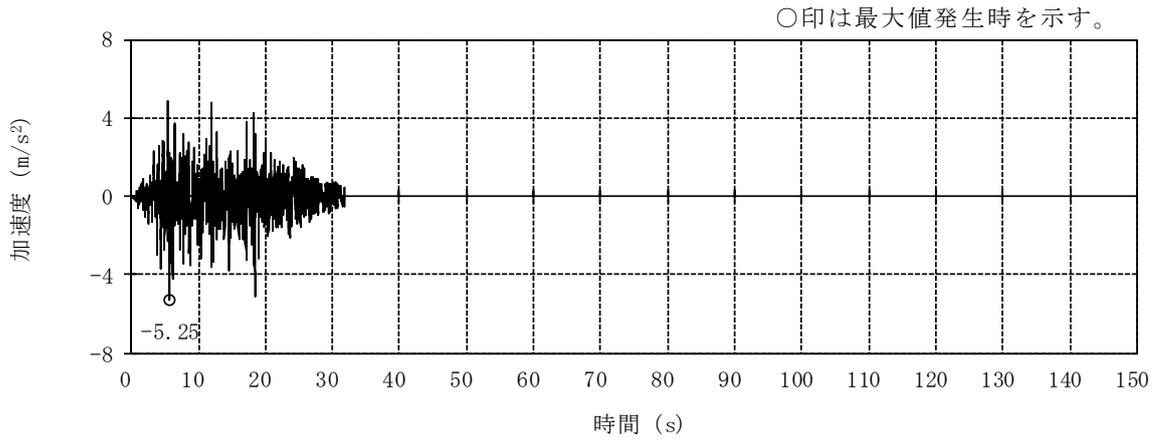


(g) Sd-7NS

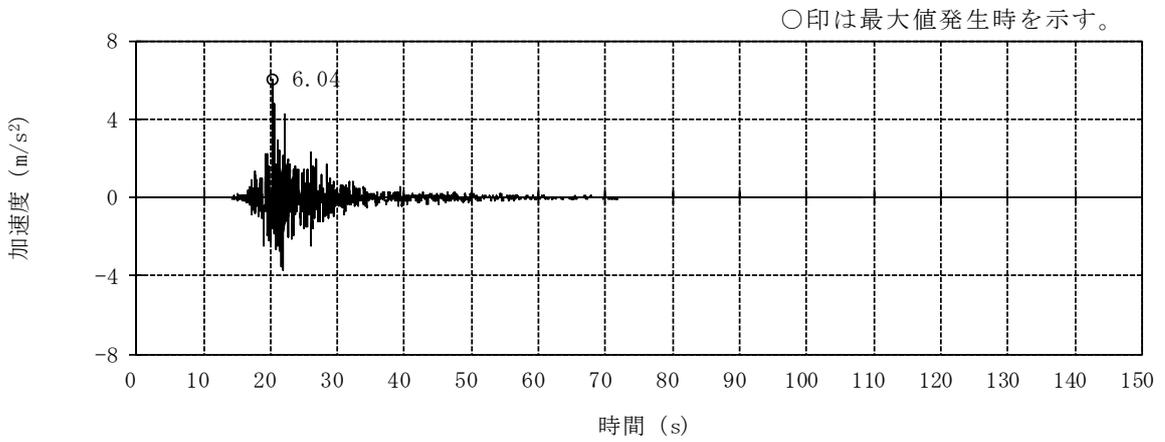


(h) Sd-8H

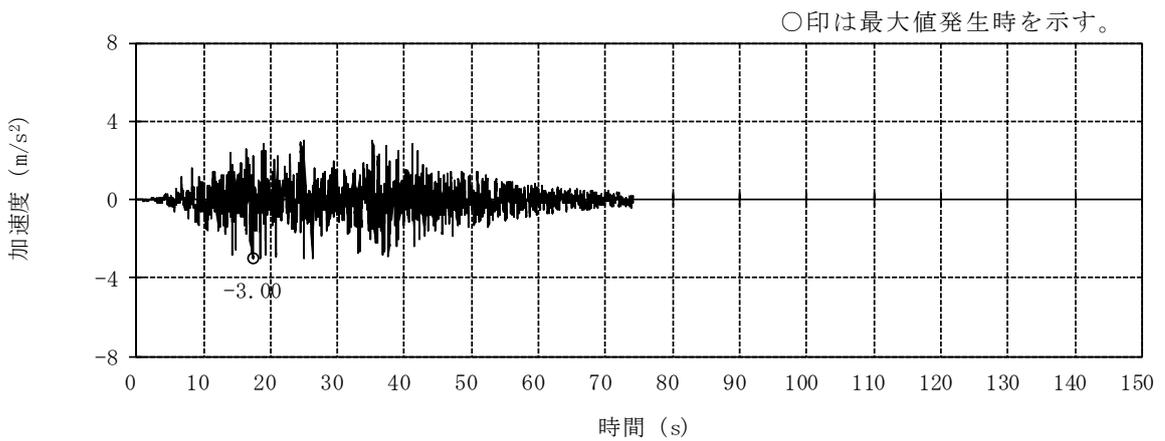
図 3-5 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向) (3/3)



(a) Sd-1H

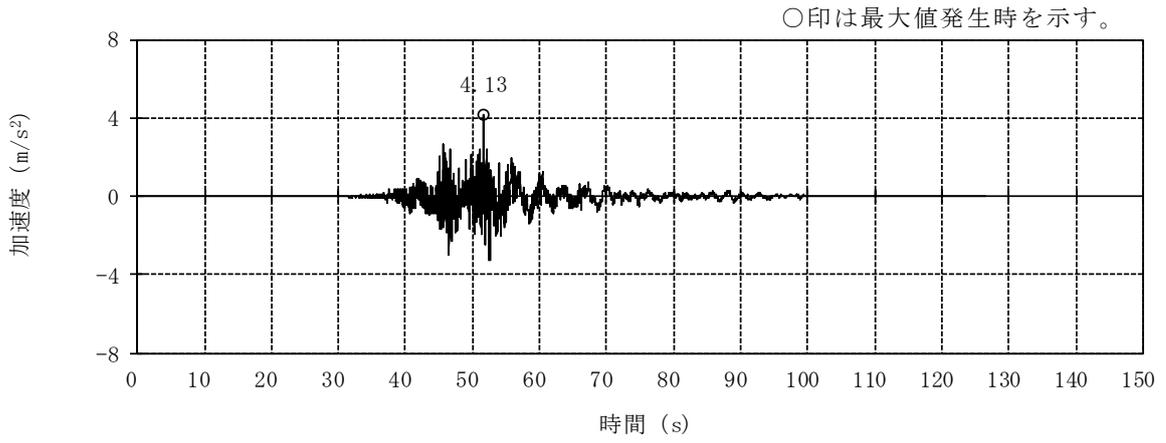


(b) Sd-2EW

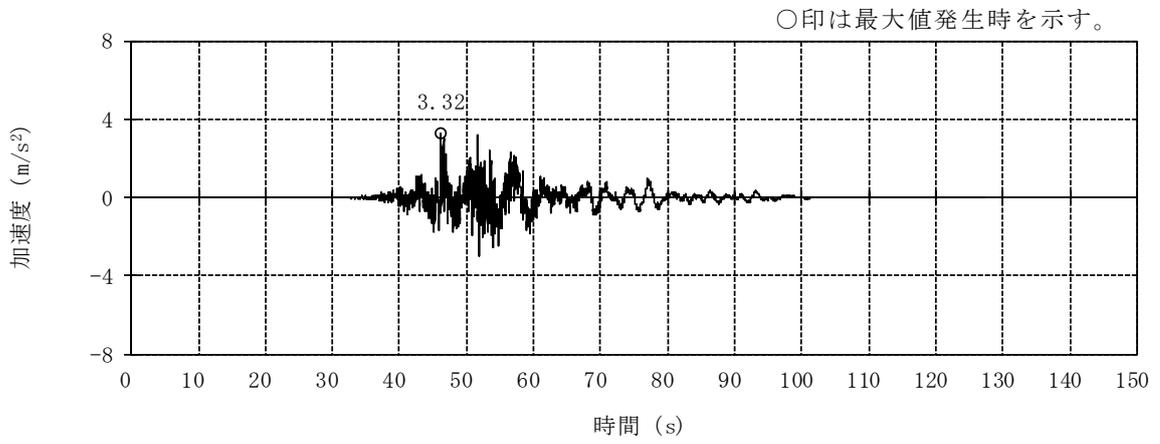


(c) Sd-3H

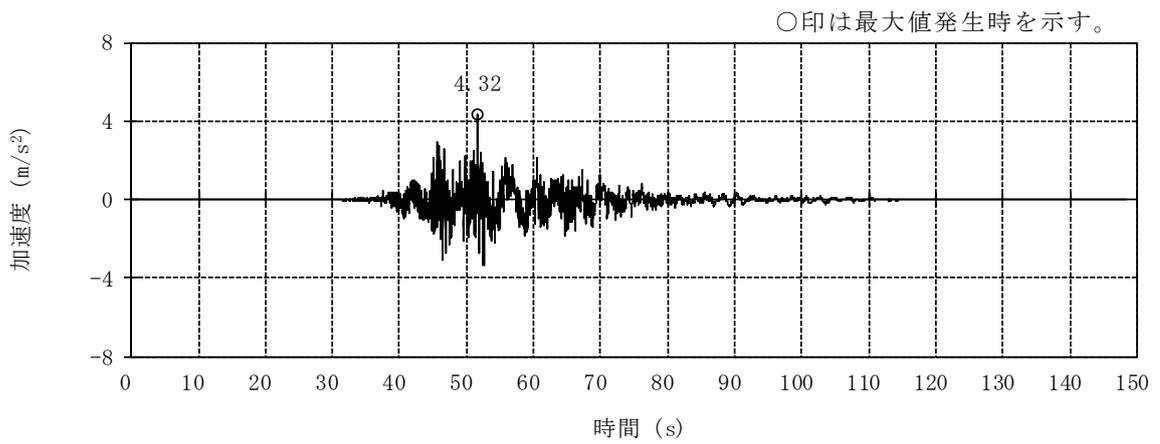
図 3-6 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向) (1/3)



(d) Sd-4EW

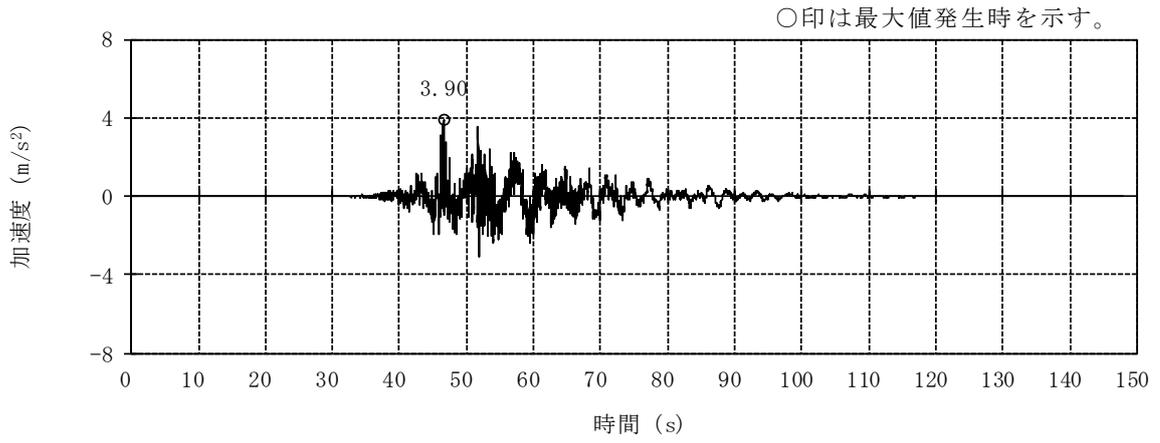


(e) Sd-5EW

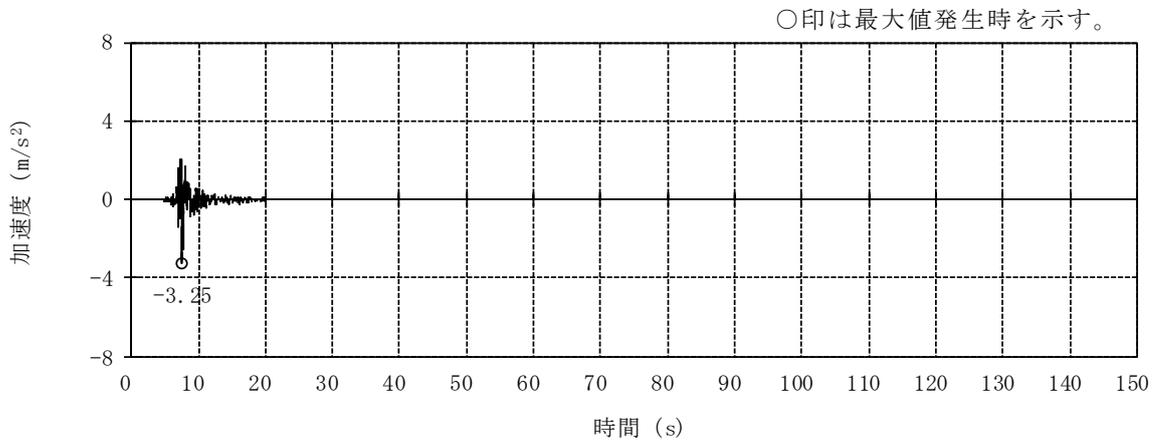


(f) Sd-6EW

図 3-6 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向) (2/3)

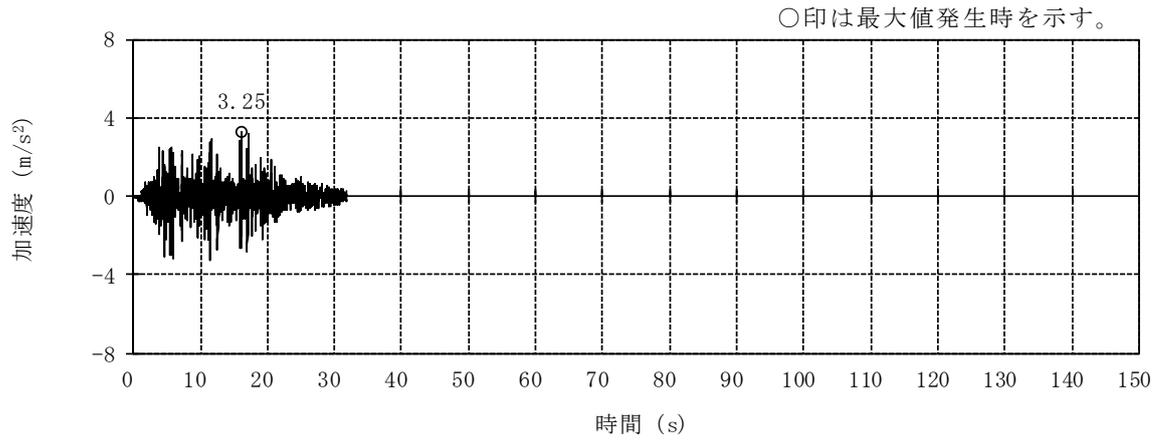


(g) Sd-7EW

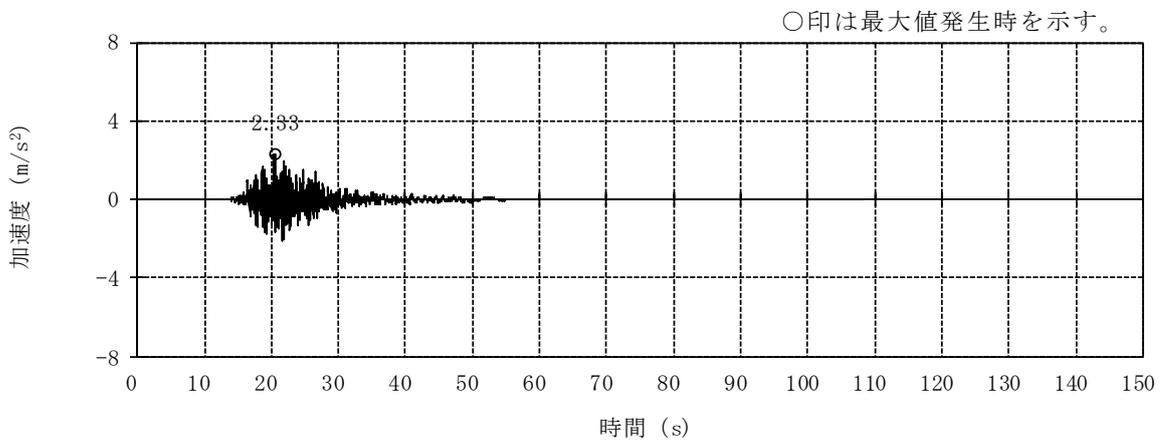


(h) Sd-8H

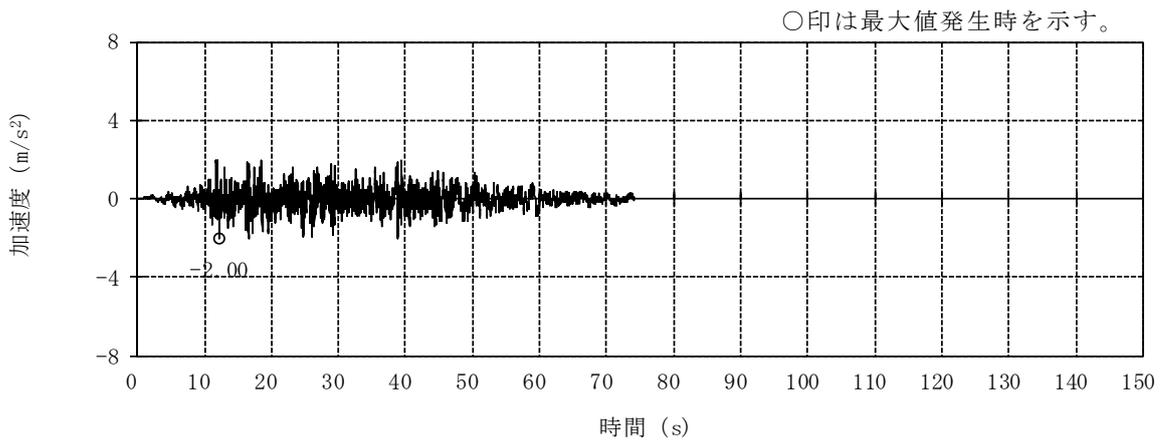
図 3-6 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向) (3/3)



(a) Sd-1V

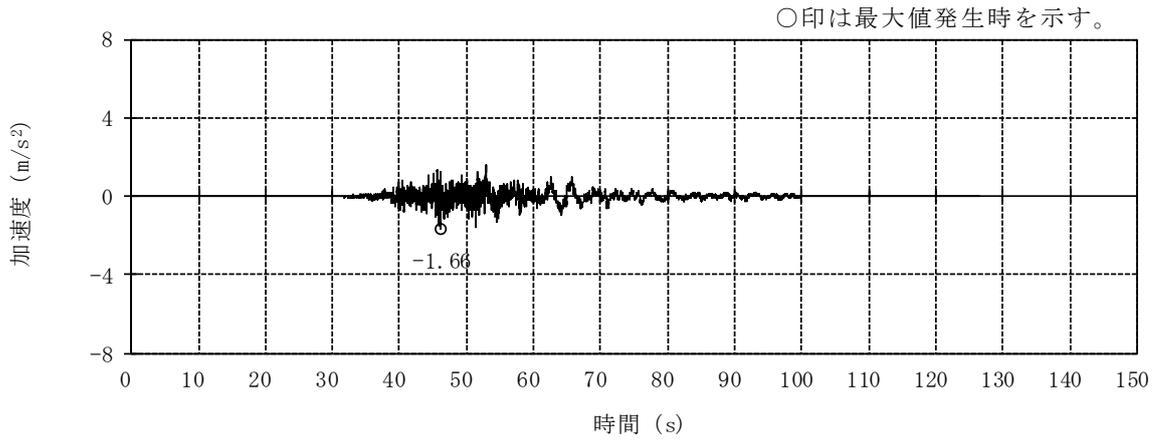


(b) Sd-2UD

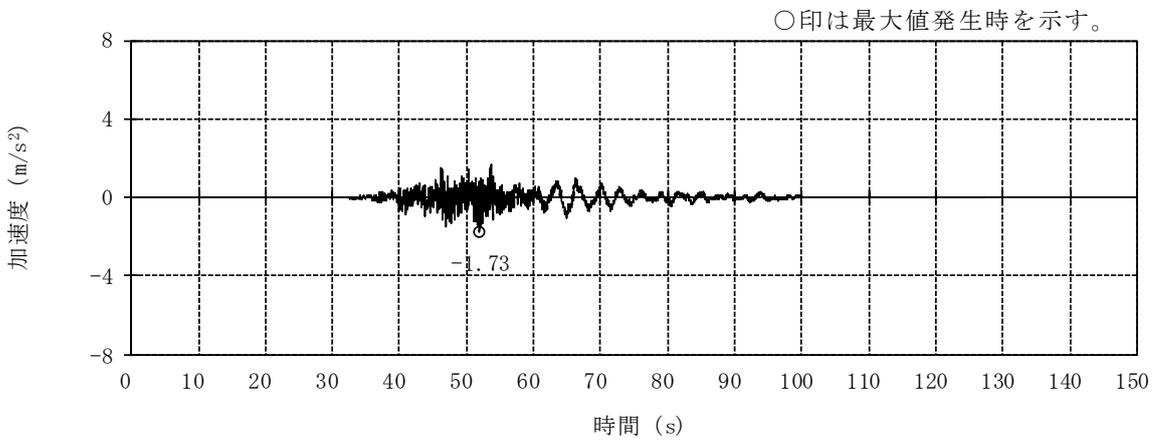


(c) Sd-3V

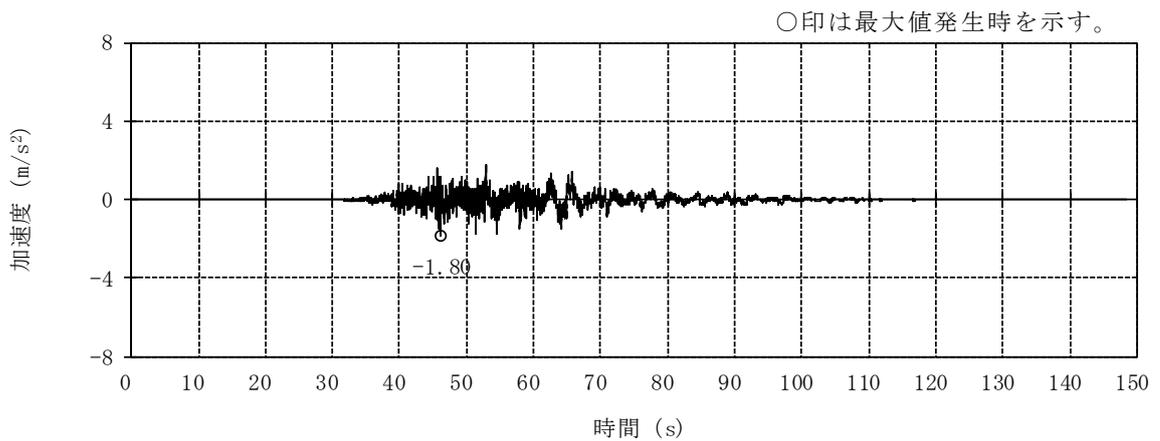
図 3-7 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, 鉛直方向) (1/3)



(d) Sd-4UD

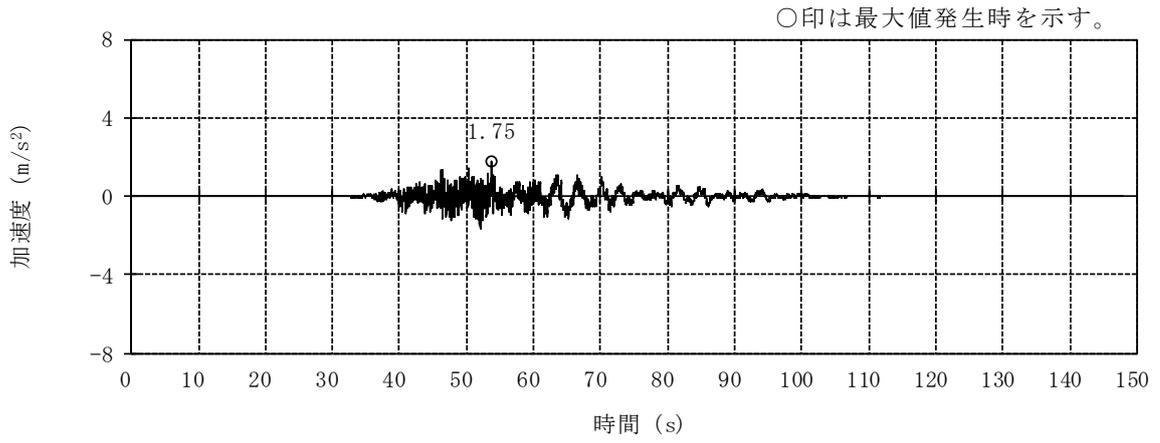


(e) Sd-5UD

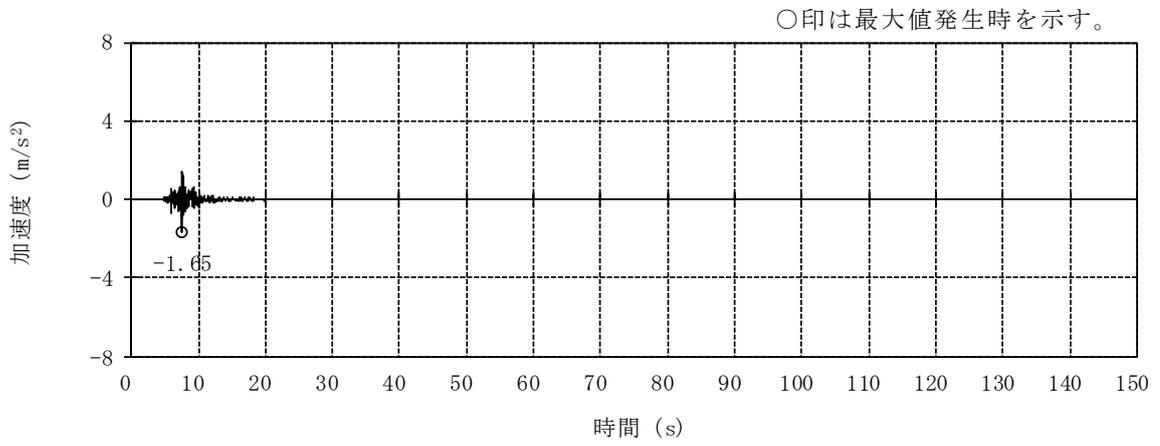


(f) Sd-6UD

図 3-7 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, 鉛直方向) (2/3)

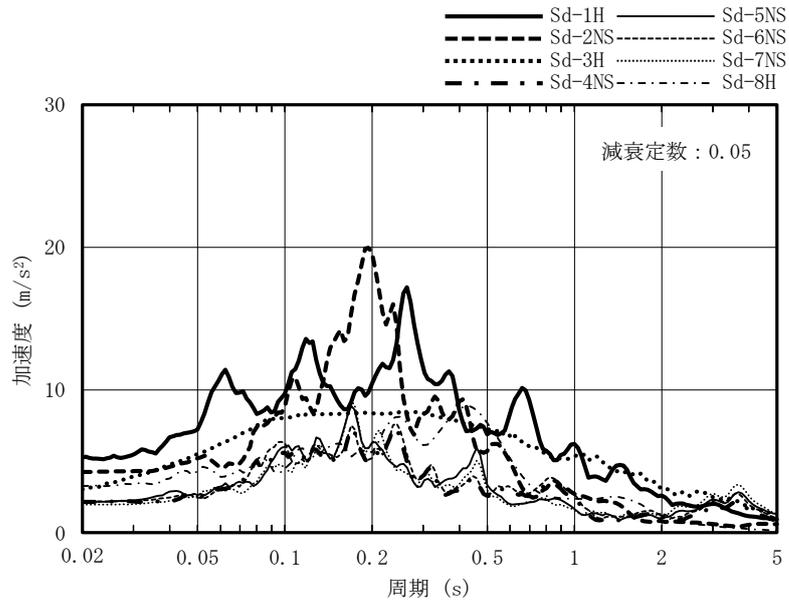


(g) Sd-7UD

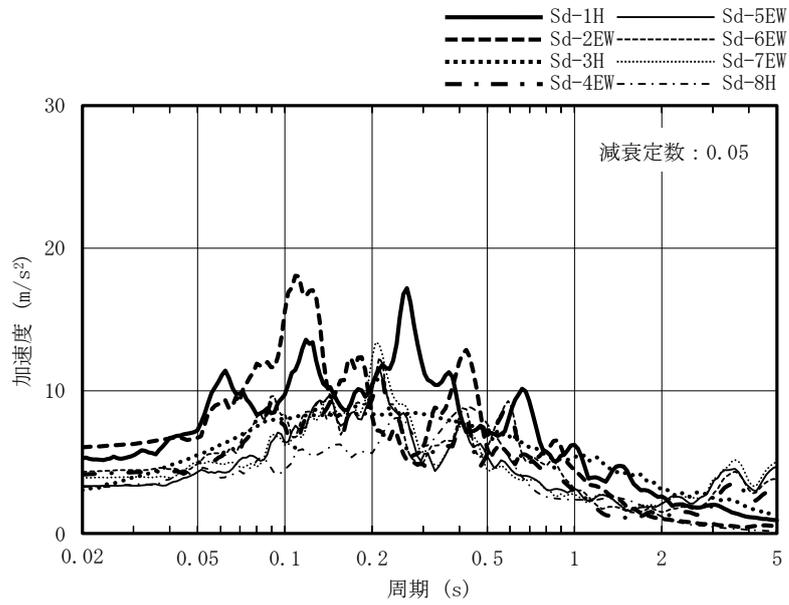


(h) Sd-8V

図 3-7 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, 鉛直方向) (3/3)

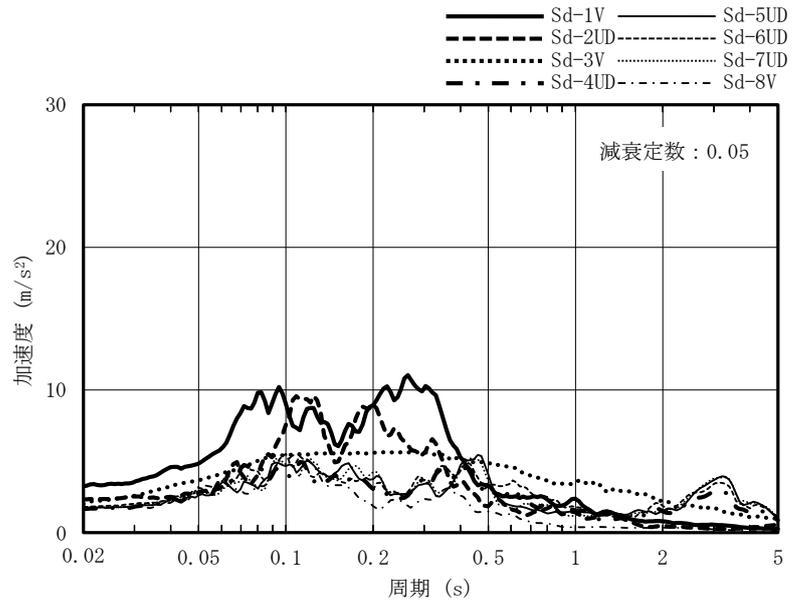


(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3-8 加速度応答スペクトル (弾性設計用地震動 S d) (1/2)



(c) 鉛直方向

図 3-8 加速度応答スペクトル (弾性設計用地震動 S d) (2/2)

3.2 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、水平方向及び鉛直方向それぞれについて設定する。

地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値を表3-1に示す。

ここで、コンクリート剛性については、実現に近い応答を模擬するという観点から、建設時コンクリートの91日強度データを基に設定した実強度を用いて算定する。

表3-1 建物・構築物の物性値

部位	使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
建屋部	コンクリート*： $\sigma_c=43.1$ (N/mm ²) ($\sigma_c=440$ kgf/cm ²) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	2.88×10^4	1.20×10^4	5
基礎スラブ	コンクリート*： $\sigma_c=39.2$ (N/mm ²) ($\sigma_c=400$ kgf/cm ²) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	2.79×10^4	1.16×10^4	5

注記*：実強度に基づくコンクリート強度。

3.2.1 水平方向モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとし、基準地震動 S_s については弾塑性時刻歴応答解析、弾性設計用地震動 S_d については弾性時刻歴応答解析を行う。

建屋のモデル化は NS 方向、EW 方向それぞれについて行っている。また、設計時には考慮していなかった補助壁を、実現象に近い応答を模擬するという観点から、耐震要素と位置づけ、地震応答解析モデルに取り込む。地震応答解析モデルを図 3-10(a)に、地震応答解析モデルの諸元を表 3-2 及び表 3-3 に示す。なお、図 3-10(b)に示す誘発上下動を考慮する場合の地震応答解析モデルについては、「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)」を参考に、水平加振により励起される上下応答を評価するために、後述の鉛直方向モデルの諸元(表 3-36)及び接地率に応じて変化する回転・鉛直連成ばね K_{VR} についても考慮している。また、図 3-9 のフローに示すとおり、「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)」の基礎浮上りの評価法を参考に、応答のレベルに応じて異なる地震応答解析モデルを用いる。

地盤は、地盤調査に基づき水平成層地盤とし、基礎底面地盤ばねについては、「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)」(以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。)により、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づき求めたスウェイ及びロッキングの地盤ばねを、近似法により定数化して用いる。このうち、基礎底面のロッキング地盤ばねには、基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「ADMIT」を用いる。

また、埋込み部分の建屋地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」により、Novak の方法に基づき求めた水平ばねを、基礎底面地盤ばねと同様に、近似法により定数化して用いる。また、設計時に考慮していなかった回転ばねを、水平ばねと同様に、定数化して用いる。なお、地盤表層部(新期砂層)については、基準地震動 S_s による地盤応答レベルを踏まえ、表層部では建屋-地盤相互作用が見込めないと判断し、この部分の地盤ばねは考慮しない。建屋側面の水平・回転ばねの評価には、解析コード「LNOVAK」を用いる。

水平方向モデルへの入力地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対する地盤の応答として評価する。また、基礎底面レベルにおけるせん断力(以下「切欠き力」という。)を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。図 3-11 に、地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。入力地震動の

算定には、解析コード「SHAKE」を用いる。

基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対する地盤定数を表 3-4～表 3-19 に示す。なお、地盤定数は地盤のひずみ依存特性を考慮して求めた等価地盤物性値を用いる。ひずみ依存特性については、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく。設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置 (T.M.S.L. -5.5m) における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3-12 及び図 3-13 に示す。地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を表 3-20～表 3-35 に示す。

復元力特性は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づいて設定する。

なお、水平方向の解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.2 鉛直方向モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは、耐震壁の軸剛性を考慮した質点系モデルとし、弾性時刻歴応答解析を行う。水平方向モデルと同様に、補助壁を地震応答解析モデルに取り込む。鉛直方向の地震応答解析モデルを図 3-14 に、地震応答解析モデルの諸元を表 3-36 に示す。

地盤は、地盤調査に基づき水平成層地盤とし、基礎底面地盤ばねについては、スウェイ及びロッキングばね定数の評価法と同様、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づき求めた鉛直ばねを、近似法により定数化して用いる。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「ADMIT」を用いる。

鉛直方向モデルへの入力地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対する地盤の応答として評価したものであり、基礎底面レベルに直接入力する。図 3-15 に、地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を用いる。

設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置 (T.M.S.L. -5.5m) における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3-16 及び図 3-17 に示す。なお、地盤定数は表 3-4～表 3-19 に示すとおりである。地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を表 3-37～表 3-52 に示す。

なお、鉛直方向の解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

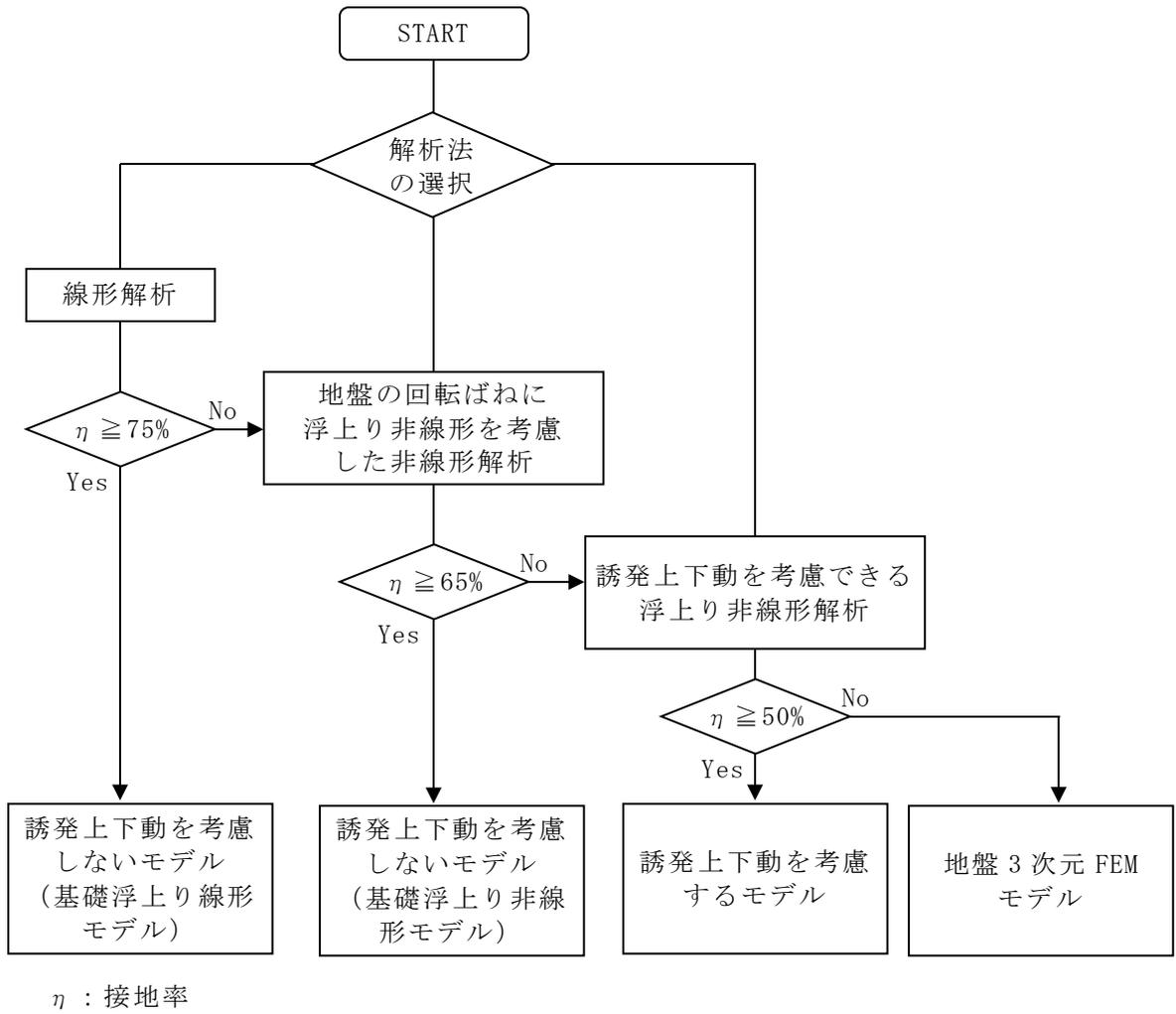
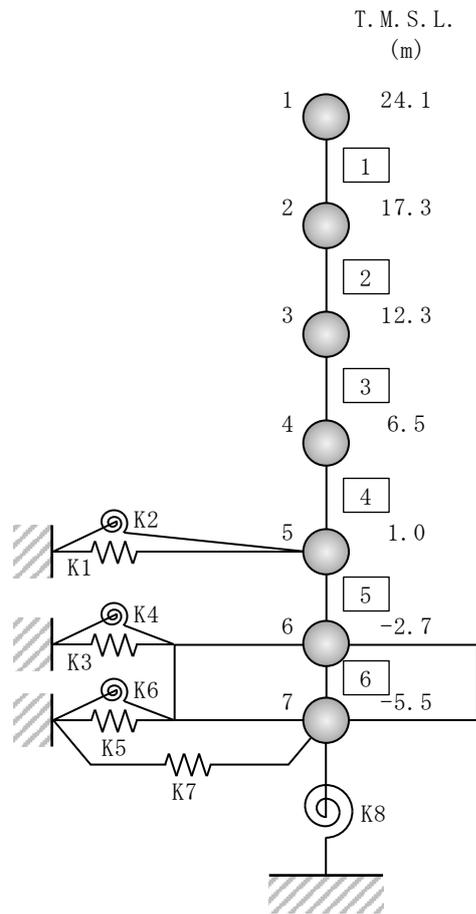


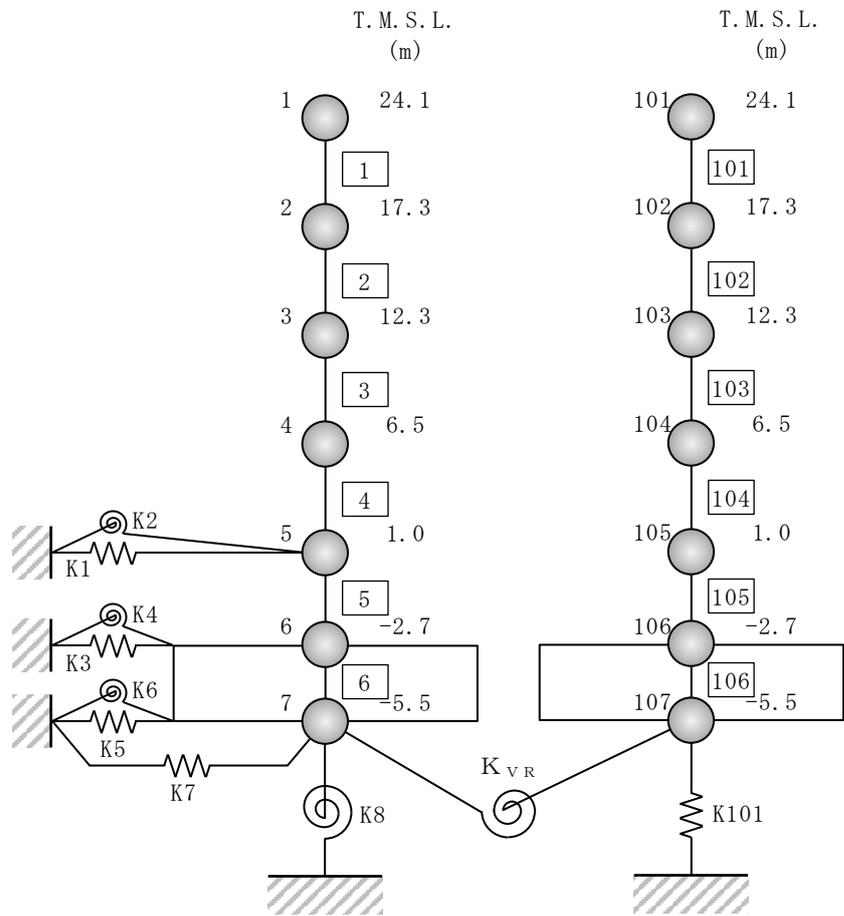
図 3-9 解析モデルの選定フロー



注 1 : 数字は質点番号を示す。
 注 2 : □内は部材番号を示す。

(a) 誘発上下動を考慮しない場合

図 3-10 地震応答解析モデル (水平方向) (1/2)



注 1 : 数字は質点番号を示す。
注 2 : □内は部材番号を示す。

(b) 誘発上下動を考慮する場合

図 3-10 地震応答解析モデル (水平方向) (2/2)

表 3-2 地震応答解析モデル諸元 (NS 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	部材 番号	せん断断面積 A_S (m^2)	断面二次モーメント I (m^4)
1	68160	10.9			
			①	76.7	24000
2	92410	14.8			
			②	112.1	27400
3	103900	18.6			
			③	151.7	41700
4	120780	22.6			
			④	156.8	53200
5	65170	13.9			
			⑤	153.6	53200
6	124330	19.9			
			⑥	2478.0	364300
7	81650	12.0			
合計	656400				

① 建屋部

ヤング係数 E 2.88×10^4 (N/mm²)

せん断弾性係数 G 1.20×10^4 (N/mm²)

ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5 %

② 基礎スラブ

ヤング係数 E 2.79×10^4 (N/mm²)

せん断弾性係数 G 1.16×10^4 (N/mm²)

ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5 %

基礎形状 42.0m(NS 方向) \times 59.0m(EW 方向) \times 2.8m(厚さ)

表 3-3 地震応答解析モデル諸元 (EW 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	部材 番号	せん断断面積 A_S (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	68160	22.6			
			①	68.9	38100
2	92410	30.1			
			②	129.8	61100
3	103900	33.2			
			③	151.7	84100
4	120780	37.4			
			④	204.1	109100
5	65170	24.9			
			⑤	202.3	107800
6	124330	38.7			
			⑥	2478.0	718800
7	81650	23.7			
合計	656400				

① 建屋部

ヤング係数 E 2.88×10^4 (N/mm²)

せん断弾性係数 G 1.20×10^4 (N/mm²)

ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5 %

② 基礎スラブ

ヤング係数 E 2.79×10^4 (N/mm²)

せん断弾性係数 G 1.16×10^4 (N/mm²)

ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5 %

基礎形状 42.0m(NS 方向) \times 59.0m(EW 方向) \times 2.8m(厚さ)

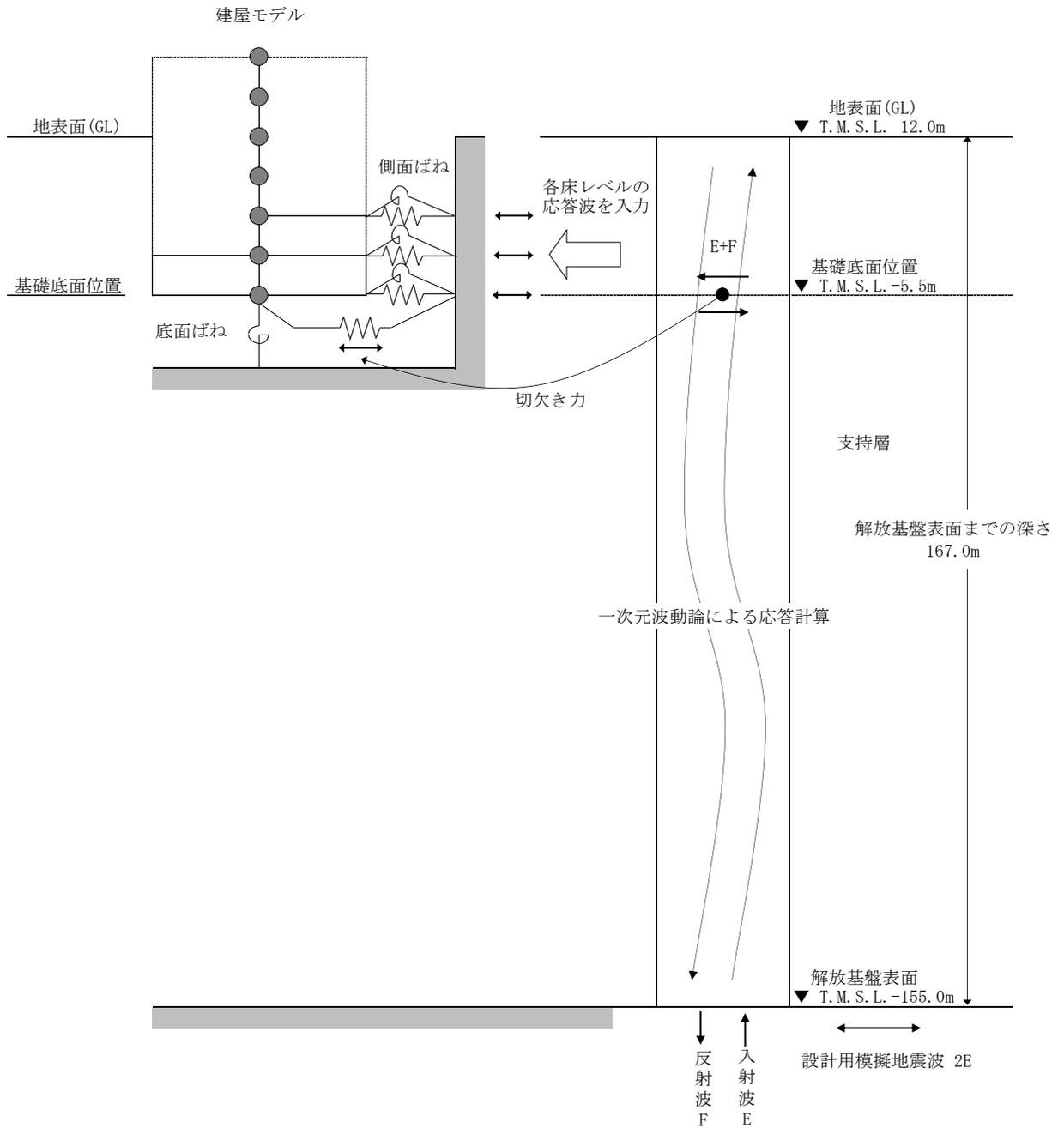


図 3-11 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図 (水平方向)

表 3-4 地盤定数 (Ss-1)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.0996	0.369	0.27	23
+8.0		200	16.1	0.308	0.0788	0.657	0.12	28
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.01	1.92	0.53	6
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.82	4.16	0.92	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.22	4.75	0.89	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.28	6.14	0.86	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.40	8.32	0.89	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

表 3-5 地盤定数 (Ss-2)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.107	0.369	0.29	19
+8.0		200	16.1	0.308	0.0722	0.657	0.11	26
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	0.979	1.92	0.51	5
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.82	4.16	0.92	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.32	4.75	0.91	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.64	6.14	0.92	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.82	8.32	0.94	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

表 3-6 地盤定数 (Ss-3)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.121	0.369	0.33	21
+8.0		200	16.1	0.308	0.105	0.657	0.16	27
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.05	1.92	0.55	6
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.86	4.16	0.93	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.03	4.75	0.85	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.15	6.14	0.84	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.23	8.32	0.87	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

表 3-7 地盤定数 (Ss-4)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.121	0.369	0.33	18
+8.0		200	16.1	0.308	0.105	0.657	0.16	24
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.11	1.92	0.58	4
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.95	4.16	0.95	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.37	4.75	0.92	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.64	6.14	0.92	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.82	8.32	0.94	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

表 3-8 地盤定数 (Ss-5)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.114	0.369	0.31	16
+8.0		200	16.1	0.308	0.105	0.657	0.16	22
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.07	1.92	0.56	4
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.91	4.16	0.94	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.32	4.75	0.91	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.46	6.14	0.89	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.48	8.32	0.90	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

表 3-9 地盤定数 (Ss-6)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.114	0.369	0.31	18
+8.0		200	16.1	0.308	0.0919	0.657	0.14	24
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.09	1.92	0.57	4
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.95	4.16	0.95	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.32	4.75	0.91	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.52	6.14	0.90	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.65	8.32	0.92	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

K7 ① V-2-2-9 R1

表 3-10 地盤定数 (Ss-7)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.114	0.369	0.31	16
+8.0		200	16.1	0.308	0.105	0.657	0.16	21
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.09	1.92	0.57	3
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.91	4.16	0.94	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.27	4.75	0.90	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.40	6.14	0.88	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.40	8.32	0.89	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

表 3-11 地盤定数 (Ss-8)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.110	0.369	0.30	21
+8.0		200	16.1	0.308	0.0788	0.657	0.12	29
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.15	1.92	0.60	5
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.91	4.16	0.94	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.27	4.75	0.90	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.71	6.14	0.93	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.90	8.32	0.95	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

表 3-12 地盤定数 (Sd-1)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.140	0.369	0.38	19
+8.0		200	16.1	0.308	0.170	0.657	0.26	23
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.26	1.92	0.66	4
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	4.03	4.16	0.97	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.51	4.75	0.95	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.83	6.14	0.95	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.90	8.32	0.95	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

表 3-13 地盤定数 (Sd-2)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.151	0.369	0.41	16
+8.0		200	16.1	0.308	0.144	0.657	0.22	19
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.22	1.92	0.64	3
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	4.03	4.16	0.97	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.56	4.75	0.96	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.95	6.14	0.97	3
-136.0		650	19.3	0.424	8.07	8.32	0.97	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

表 3-14 地盤定数 (Sd-3)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.180	0.369	0.49	15
+8.0		200	16.1	0.308	0.210	0.657	0.32	21
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.34	1.92	0.70	3
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	4.03	4.16	0.97	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.46	4.75	0.94	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.77	6.14	0.94	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.90	8.32	0.95	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

表 3-15 地盤定数 (Sd-4)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.195	0.369	0.53	11
+8.0		200	16.1	0.308	0.256	0.657	0.39	16
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.34	1.92	0.70	3
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	4.07	4.16	0.98	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.60	4.75	0.97	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.95	6.14	0.97	3
-136.0		650	19.3	0.424	8.07	8.32	0.97	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

表 3-16 地盤定数 (Sd-5)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.177	0.369	0.48	11
+8.0		200	16.1	0.308	0.210	0.657	0.32	14
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.34	1.92	0.70	3
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	4.03	4.16	0.97	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.56	4.75	0.96	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.83	6.14	0.95	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.98	8.32	0.96	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

表 3-17 地盤定数 (Sd-6)

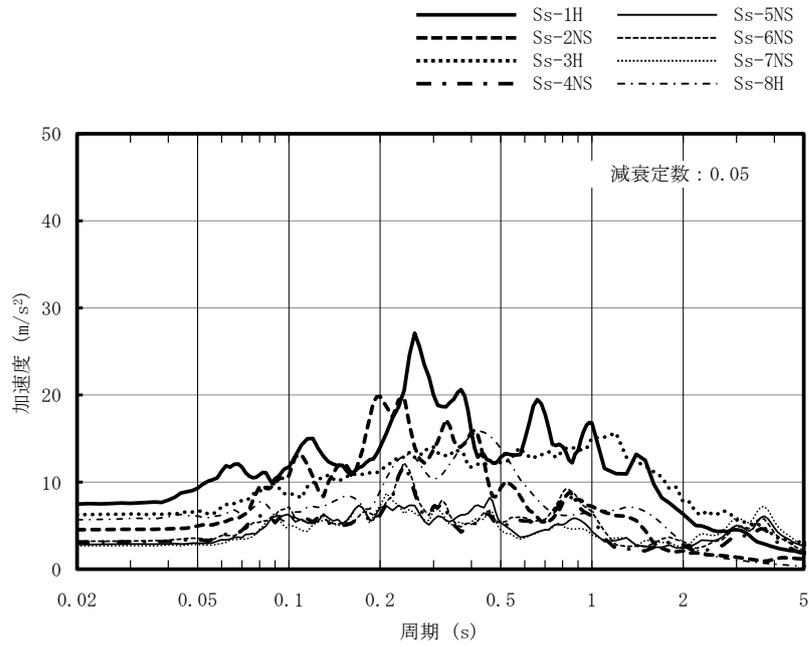
標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.191	0.369	0.52	12
+8.0		200	16.1	0.308	0.243	0.657	0.37	17
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.32	1.92	0.69	3
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	4.03	4.16	0.97	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.56	4.75	0.96	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.89	6.14	0.96	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.98	8.32	0.96	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

表 3-18 地盤定数 (Sd-7)

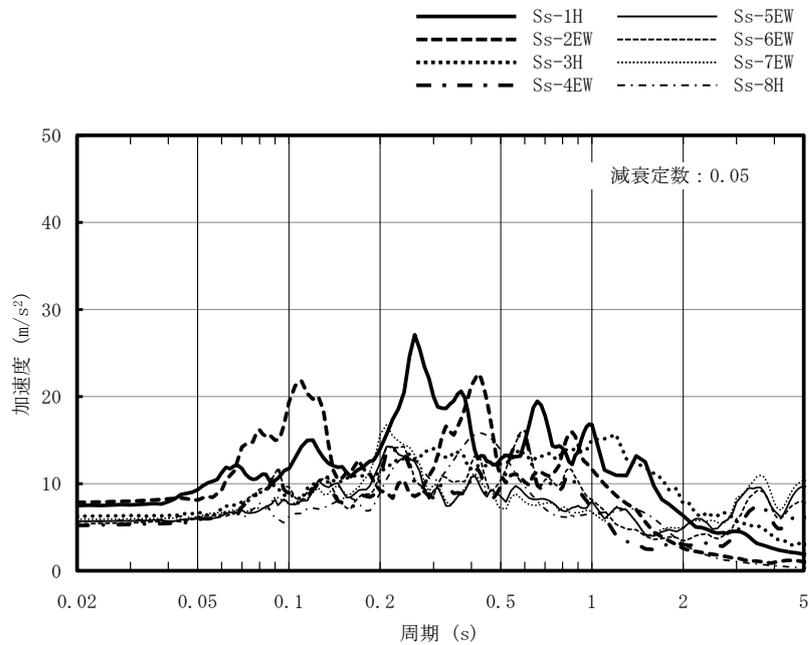
標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.166	0.369	0.45	11
+8.0		200	16.1	0.308	0.190	0.657	0.29	14
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.32	1.92	0.69	3
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	4.03	4.16	0.97	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.56	4.75	0.96	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.83	6.14	0.95	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.90	8.32	0.95	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

表 3-19 地盤定数 (Sd-8)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.158	0.369	0.43	17
+8.0		200	16.1	0.308	0.170	0.657	0.26	23
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.28	1.92	0.67	4
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	4.03	4.16	0.97	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.56	4.75	0.96	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.95	6.14	0.97	3
-136.0		650	19.3	0.424	8.15	8.32	0.98	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

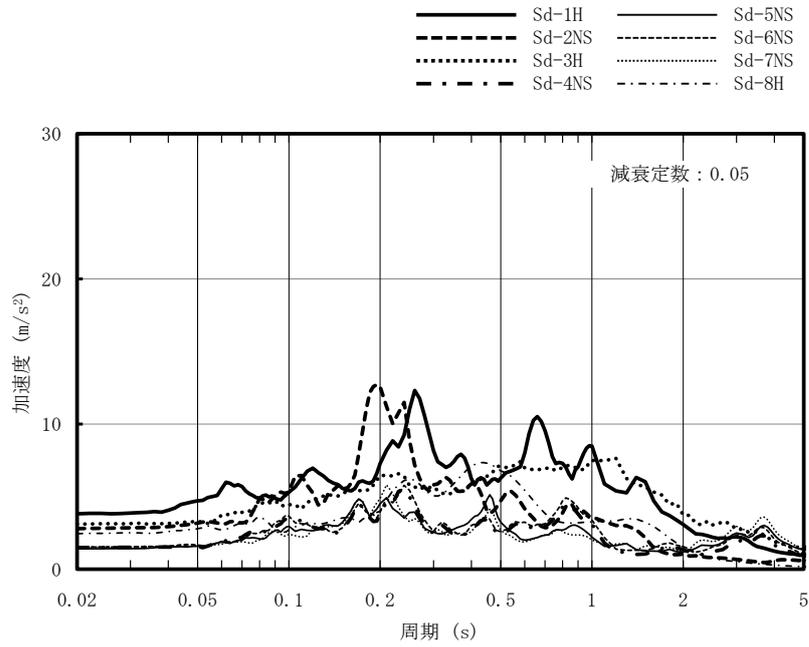


(a) NS 方向

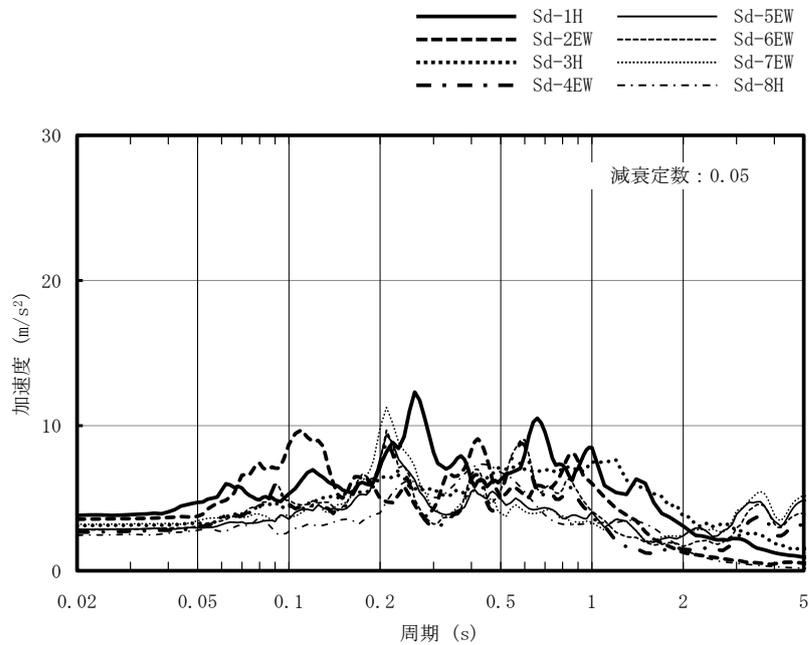


(b) EW 方向

図 3-12 入力地震動の加速度応答スペクトル
(基準地震動 S_s , T.M.S.L. -5.5m)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3-13 入力地震動の加速度応答スペクトル
(弾性設計用地震動 S d , T.M.S.L.-5.5m)

表 3-20 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1)

(a) NS 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.12×10^6	7.71×10^5
K2	5	側面・回転	1.21×10^9	1.36×10^8
K3	6	側面・並進	1.42×10^6	5.17×10^5
K4	6	側面・回転	8.11×10^8	9.15×10^7
K5	7	側面・並進	6.12×10^5	2.23×10^5
K6	7	側面・回転	3.49×10^8	3.94×10^7
K7	7	底面・並進	6.18×10^7	2.17×10^6
K8	7	底面・回転	3.50×10^{10}	3.34×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.12×10^6	7.81×10^5
K2	5	側面・回転	1.21×10^9	1.37×10^8
K3	6	側面・並進	1.42×10^6	5.23×10^5
K4	6	側面・回転	8.11×10^8	9.19×10^7
K5	7	側面・並進	6.12×10^5	2.25×10^5
K6	7	側面・回転	3.49×10^8	3.96×10^7
K7	7	底面・並進	6.00×10^7	2.04×10^6
K8	7	底面・回転	5.77×10^{10}	7.79×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-21 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-2)

(a) NS 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	2.05×10^6	7.61×10^5
K2	5	側面・回転	1.17×10^9	1.34×10^8
K3	6	側面・並進	1.37×10^6	5.10×10^5
K4	6	側面・回転	7.84×10^8	9.01×10^7
K5	7	側面・並進	5.92×10^5	2.20×10^5
K6	7	側面・回転	3.38×10^8	3.88×10^7
K7	7	底面・並進	6.22×10^7	2.18×10^6
K8	7	底面・回転	3.52×10^{10}	3.35×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	2.05×10^6	7.70×10^5
K2	5	側面・回転	1.17×10^9	1.35×10^8
K3	6	側面・並進	1.37×10^6	5.16×10^5
K4	6	側面・回転	7.84×10^8	9.04×10^7
K5	7	側面・並進	5.92×10^5	2.22×10^5
K6	7	側面・回転	3.38×10^8	3.90×10^7
K7	7	底面・並進	6.04×10^7	2.04×10^6
K8	7	底面・回転	5.82×10^{10}	7.81×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-22 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-3)

(a) NS 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	2.19×10^6	7.81×10^5
K2	5	側面・回転	1.25×10^9	1.39×10^8
K3	6	側面・並進	1.47×10^6	5.24×10^5
K4	6	側面・回転	8.39×10^8	9.29×10^7
K5	7	側面・並進	6.33×10^5	2.26×10^5
K6	7	側面・回転	3.61×10^8	4.00×10^7
K7	7	底面・並進	6.16×10^7	2.17×10^6
K8	7	底面・回転	3.48×10^{10}	3.34×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	2.19×10^6	7.91×10^5
K2	5	側面・回転	1.25×10^9	1.39×10^8
K3	6	側面・並進	1.47×10^6	5.30×10^5
K4	6	側面・回転	8.39×10^8	9.33×10^7
K5	7	側面・並進	6.33×10^5	2.28×10^5
K6	7	側面・回転	3.61×10^8	4.02×10^7
K7	7	底面・並進	5.98×10^7	2.03×10^6
K8	7	底面・回転	5.71×10^{10}	7.78×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-23 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-4)

(a) NS 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.32×10^6	8.02×10^5
K2	5	側面・回転	1.32×10^9	1.42×10^8
K3	6	側面・並進	1.56×10^6	5.37×10^5
K4	6	側面・回転	8.88×10^8	9.55×10^7
K5	7	側面・並進	6.70×10^5	2.31×10^5
K6	7	側面・回転	3.82×10^8	4.11×10^7
K7	7	底面・並進	6.39×10^7	2.21×10^6
K8	7	底面・回転	3.62×10^{10}	3.40×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.32×10^6	8.12×10^5
K2	5	側面・回転	1.32×10^9	1.43×10^8
K3	6	側面・並進	1.56×10^6	5.44×10^5
K4	6	側面・回転	8.88×10^8	9.59×10^7
K5	7	側面・並進	6.70×10^5	2.34×10^5
K6	7	側面・回転	3.82×10^8	4.13×10^7
K7	7	底面・並進	6.20×10^7	2.07×10^6
K8	7	底面・回転	5.97×10^{10}	7.92×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-24 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-5)

(a) NS 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	2.25×10^6	7.91×10^5
K2	5	側面・回転	1.28×10^9	1.40×10^8
K3	6	側面・並進	1.51×10^6	5.30×10^5
K4	6	側面・回転	8.60×10^8	9.40×10^7
K5	7	側面・並進	6.49×10^5	2.28×10^5
K6	7	側面・回転	3.70×10^8	4.05×10^7
K7	7	底面・並進	6.32×10^7	2.20×10^6
K8	7	底面・回転	3.58×10^{10}	3.38×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	2.25×10^6	8.01×10^5
K2	5	側面・回転	1.28×10^9	1.41×10^8
K3	6	側面・並進	1.51×10^6	5.36×10^5
K4	6	側面・回転	8.60×10^8	9.44×10^7
K5	7	側面・並進	6.49×10^5	2.31×10^5
K6	7	側面・回転	3.70×10^8	4.07×10^7
K7	7	底面・並進	6.14×10^7	2.06×10^6
K8	7	底面・回転	5.91×10^{10}	7.88×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-25 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-6)

(a) NS 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	2.28×10^6	7.96×10^5
K2	5	側面・回転	1.30×10^9	1.41×10^8
K3	6	側面・並進	1.53×10^6	5.34×10^5
K4	6	側面・回転	8.74×10^8	9.47×10^7
K5	7	側面・並進	6.59×10^5	2.30×10^5
K6	7	側面・回転	3.76×10^8	4.08×10^7
K7	7	底面・並進	6.37×10^7	2.20×10^6
K8	7	底面・回転	3.61×10^{10}	3.39×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	2.28×10^6	8.06×10^5
K2	5	側面・回転	1.30×10^9	1.42×10^8
K3	6	側面・並進	1.53×10^6	5.40×10^5
K4	6	側面・回転	8.74×10^8	9.52×10^7
K5	7	側面・並進	6.59×10^5	2.33×10^5
K6	7	側面・回転	3.76×10^8	4.10×10^7
K7	7	底面・並進	6.19×10^7	2.07×10^6
K8	7	底面・回転	5.94×10^{10}	7.91×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-26 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-7)

(a) NS 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.28×10^6	7.96×10^5
K2	5	側面・回転	1.30×10^9	1.41×10^8
K3	6	側面・並進	1.53×10^6	5.33×10^5
K4	6	側面・回転	8.74×10^8	9.47×10^7
K5	7	側面・並進	6.59×10^5	2.30×10^5
K6	7	側面・回転	3.76×10^8	4.08×10^7
K7	7	底面・並進	6.31×10^7	2.19×10^6
K8	7	底面・回転	3.57×10^{10}	3.38×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.28×10^6	8.06×10^5
K2	5	側面・回転	1.30×10^9	1.42×10^8
K3	6	側面・並進	1.53×10^6	5.40×10^5
K4	6	側面・回転	8.74×10^8	9.51×10^7
K5	7	側面・並進	6.59×10^5	2.33×10^5
K6	7	側面・回転	3.76×10^8	4.10×10^7
K7	7	底面・並進	6.12×10^7	2.06×10^6
K8	7	底面・回転	5.88×10^{10}	7.87×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-27 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-8)

(a) NS 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.42×10^6	8.14×10^5
K2	5	側面・回転	1.38×10^9	1.45×10^8
K3	6	側面・並進	1.62×10^6	5.45×10^5
K4	6	側面・回転	9.24×10^8	9.72×10^7
K5	7	側面・並進	6.97×10^5	2.35×10^5
K6	7	側面・回転	3.98×10^8	4.19×10^7
K7	7	底面・並進	6.32×10^7	2.19×10^6
K8	7	底面・回転	3.57×10^{10}	3.38×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.42×10^6	8.24×10^5
K2	5	側面・回転	1.38×10^9	1.46×10^8
K3	6	側面・並進	1.62×10^6	5.52×10^5
K4	6	側面・回転	9.24×10^8	9.76×10^7
K5	7	側面・並進	6.97×10^5	2.38×10^5
K6	7	側面・回転	3.98×10^8	4.21×10^7
K7	7	底面・並進	6.13×10^7	2.06×10^6
K8	7	底面・回転	5.89×10^{10}	7.89×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-28 地盤ばね定数と減衰係数 (Sd-1)

(a) NS 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	2.65×10^6	8.47×10^5
K2	5	側面・回転	1.51×10^9	1.51×10^8
K3	6	側面・並進	1.77×10^6	5.68×10^5
K4	6	側面・回転	1.01×10^9	1.01×10^8
K5	7	側面・並進	7.64×10^5	2.45×10^5
K6	7	側面・回転	4.36×10^8	4.37×10^7
K7	7	底面・並進	6.54×10^7	2.23×10^6
K8	7	底面・回転	3.71×10^{10}	3.44×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	2.65×10^6	8.58×10^5
K2	5	側面・回転	1.51×10^9	1.52×10^8
K3	6	側面・並進	1.77×10^6	5.75×10^5
K4	6	側面・回転	1.01×10^9	1.02×10^8
K5	7	側面・並進	7.64×10^5	2.48×10^5
K6	7	側面・回転	4.36×10^8	4.39×10^7
K7	7	底面・並進	6.35×10^7	2.10×10^6
K8	7	底面・回転	6.12×10^{10}	8.03×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-29 地盤ばね定数と減衰係数 (Sd-2)

(a) NS 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	2.55×10^6	8.34×10^5
K2	5	側面・回転	1.46×10^9	1.49×10^8
K3	6	側面・並進	1.71×10^6	5.59×10^5
K4	6	側面・回転	9.75×10^8	9.98×10^7
K5	7	側面・並進	7.36×10^5	2.41×10^5
K6	7	側面・回転	4.20×10^8	4.30×10^7
K7	7	底面・並進	6.56×10^7	2.24×10^6
K8	7	底面・回転	3.72×10^{10}	3.44×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	2.55×10^6	8.45×10^5
K2	5	側面・回転	1.46×10^9	1.50×10^8
K3	6	側面・並進	1.71×10^6	5.66×10^5
K4	6	側面・回転	9.75×10^8	1.00×10^8
K5	7	側面・並進	7.36×10^5	2.44×10^5
K6	7	側面・回転	4.20×10^8	4.32×10^7
K7	7	底面・並進	6.36×10^7	2.10×10^6
K8	7	底面・回転	6.14×10^{10}	8.03×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-30 地盤ばね定数と減衰係数 (Sd-3)

(a) NS 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	2.81×10^6	8.68×10^5
K2	5	側面・回転	1.60×10^9	1.56×10^8
K3	6	側面・並進	1.88×10^6	5.81×10^5
K4	6	側面・回転	1.07×10^9	1.04×10^8
K5	7	側面・並進	8.11×10^5	2.50×10^5
K6	7	側面・回転	4.63×10^8	4.49×10^7
K7	7	底面・並進	6.52×10^7	2.23×10^6
K8	7	底面・回転	3.69×10^{10}	3.44×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	2.81×10^6	8.78×10^5
K2	5	側面・回転	1.60×10^9	1.56×10^8
K3	6	側面・並進	1.88×10^6	5.88×10^5
K4	6	側面・回転	1.07×10^9	1.05×10^8
K5	7	側面・並進	8.11×10^5	2.53×10^5
K6	7	側面・回転	4.63×10^8	4.52×10^7
K7	7	底面・並進	6.33×10^7	2.09×10^6
K8	7	底面・回転	6.09×10^{10}	8.03×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-31 地盤ばね定数と減衰係数 (Sd-4)

(a) NS 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.81×10^6	8.69×10^5
K2	5	側面・回転	1.60×10^9	1.56×10^8
K3	6	側面・並進	1.88×10^6	5.82×10^5
K4	6	側面・回転	1.07×10^9	1.04×10^8
K5	7	側面・並進	8.11×10^5	2.51×10^5
K6	7	側面・回転	4.63×10^8	4.49×10^7
K7	7	底面・並進	6.62×10^7	2.25×10^6
K8	7	底面・回転	3.75×10^{10}	3.46×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.81×10^6	8.79×10^5
K2	5	側面・回転	1.60×10^9	1.56×10^8
K3	6	側面・並進	1.88×10^6	5.89×10^5
K4	6	側面・回転	1.07×10^9	1.05×10^8
K5	7	側面・並進	8.11×10^5	2.54×10^5
K6	7	側面・回転	4.63×10^8	4.52×10^7
K7	7	底面・並進	6.42×10^7	2.11×10^6
K8	7	底面・回転	6.20×10^{10}	8.08×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-32 地盤ばね定数と減衰係数 (Sd-5)

(a) NS 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.81×10^6	8.68×10^5
K2	5	側面・回転	1.60×10^9	1.56×10^8
K3	6	側面・並進	1.88×10^6	5.82×10^5
K4	6	側面・回転	1.07×10^9	1.04×10^8
K5	7	側面・並進	8.11×10^5	2.51×10^5
K6	7	側面・回転	4.63×10^8	4.49×10^7
K7	7	底面・並進	6.55×10^7	2.24×10^6
K8	7	底面・回転	3.72×10^{10}	3.45×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.81×10^6	8.78×10^5
K2	5	側面・回転	1.60×10^9	1.56×10^8
K3	6	側面・並進	1.88×10^6	5.89×10^5
K4	6	側面・回転	1.07×10^9	1.05×10^8
K5	7	側面・並進	8.11×10^5	2.54×10^5
K6	7	側面・回転	4.63×10^8	4.52×10^7
K7	7	底面・並進	6.36×10^7	2.10×10^6
K8	7	底面・回転	6.14×10^{10}	8.05×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-33 地盤ばね定数と減衰係数 (Sd-6)

(a) NS 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.77×10^6	8.63×10^5
K2	5	側面・回転	1.58×10^9	1.55×10^8
K3	6	側面・並進	1.86×10^6	5.78×10^5
K4	6	側面・回転	1.06×10^9	1.04×10^8
K5	7	側面・並進	7.99×10^5	2.49×10^5
K6	7	側面・回転	4.56×10^8	4.46×10^7
K7	7	底面・並進	6.56×10^7	2.24×10^6
K8	7	底面・回転	3.72×10^{10}	3.45×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.77×10^6	8.73×10^5
K2	5	側面・回転	1.58×10^9	1.55×10^8
K3	6	側面・並進	1.86×10^6	5.85×10^5
K4	6	側面・回転	1.06×10^9	1.04×10^8
K5	7	側面・並進	7.99×10^5	2.52×10^5
K6	7	側面・回転	4.56×10^8	4.49×10^7
K7	7	底面・並進	6.36×10^7	2.10×10^6
K8	7	底面・回転	6.14×10^{10}	8.05×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-34 地盤ばね定数と減衰係数 (Sd-7)

(a) NS 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.77×10^6	8.63×10^5
K2	5	側面・回転	1.58×10^9	1.55×10^8
K3	6	側面・並進	1.86×10^6	5.78×10^5
K4	6	側面・回転	1.06×10^9	1.04×10^8
K5	7	側面・並進	7.99×10^5	2.49×10^5
K6	7	側面・回転	4.56×10^8	4.46×10^7
K7	7	底面・並進	6.55×10^7	2.24×10^6
K8	7	底面・回転	3.72×10^{10}	3.45×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.77×10^6	8.73×10^5
K2	5	側面・回転	1.58×10^9	1.55×10^8
K3	6	側面・並進	1.86×10^6	5.85×10^5
K4	6	側面・回転	1.06×10^9	1.04×10^8
K5	7	側面・並進	7.99×10^5	2.52×10^5
K6	7	側面・回転	4.56×10^8	4.49×10^7
K7	7	底面・並進	6.36×10^7	2.10×10^6
K8	7	底面・回転	6.14×10^{10}	8.05×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

表 3-35 地盤ばね定数と減衰係数 (Sd-8)

(a) NS 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.69×10^6	8.53×10^5
K2	5	側面・回転	1.53×10^9	1.53×10^8
K3	6	側面・並進	1.80×10^6	5.71×10^5
K4	6	側面・回転	1.03×10^9	1.02×10^8
K5	7	側面・並進	7.76×10^5	2.46×10^5
K6	7	側面・回転	4.43×10^8	4.40×10^7
K7	7	底面・並進	6.56×10^7	2.24×10^6
K8	7	底面・回転	3.72×10^{10}	3.45×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

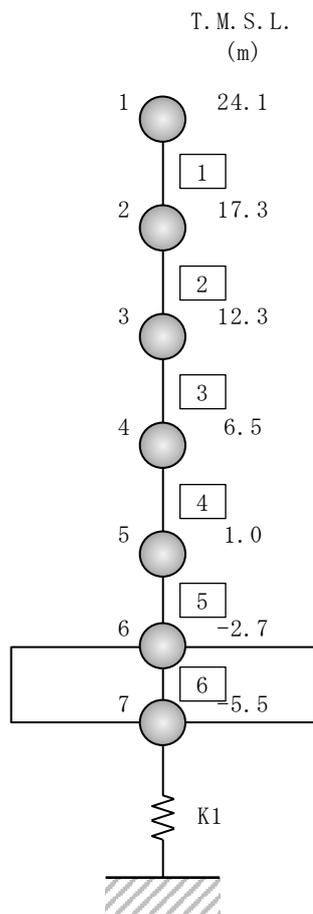
*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	5	側面・並進	2.69×10^6	8.63×10^5
K2	5	側面・回転	1.53×10^9	1.53×10^8
K3	6	側面・並進	1.80×10^6	5.78×10^5
K4	6	側面・回転	1.03×10^9	1.03×10^8
K5	7	側面・並進	7.76×10^5	2.49×10^5
K6	7	側面・回転	4.43×10^8	4.42×10^7
K7	7	底面・並進	6.36×10^7	2.10×10^6
K8	7	底面・回転	6.14×10^{10}	8.04×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7 は kN/m K2, K4, K6, K8 は kN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7 は kN・s/m K2, K4, K6, K8 は kN・m・s/rad



注 1 : 数字は質点番号を示す。
注 2 : □内は部材番号を示す。

図 3-14 地震応答解析モデル (鉛直方向)

表 3-36 地震応答解析モデルの諸元 (鉛直方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	部材 番号	軸断面積 A _N (m ²)
1	68160		
		①	151.8
2	92410		
		②	240.0
3	103900		
		③	306.0
4	120780		
		④	350.0
5	65170		
		⑤	348.7
6	124330		
		⑥	2478.0
7	81650		
合計	656400		

① 建屋部

ヤング係数 E 2.88×10^4 (N/mm²)せん断弾性係数 G 1.20×10^4 (N/mm²)ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5 %

② 基礎スラブ

ヤング係数 E 2.79×10^4 (N/mm²)せん断弾性係数 G 1.16×10^4 (N/mm²)ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5 %

基礎形状 42.0m(NS 方向) × 59.0m(EW 方向) × 2.8m(厚さ)

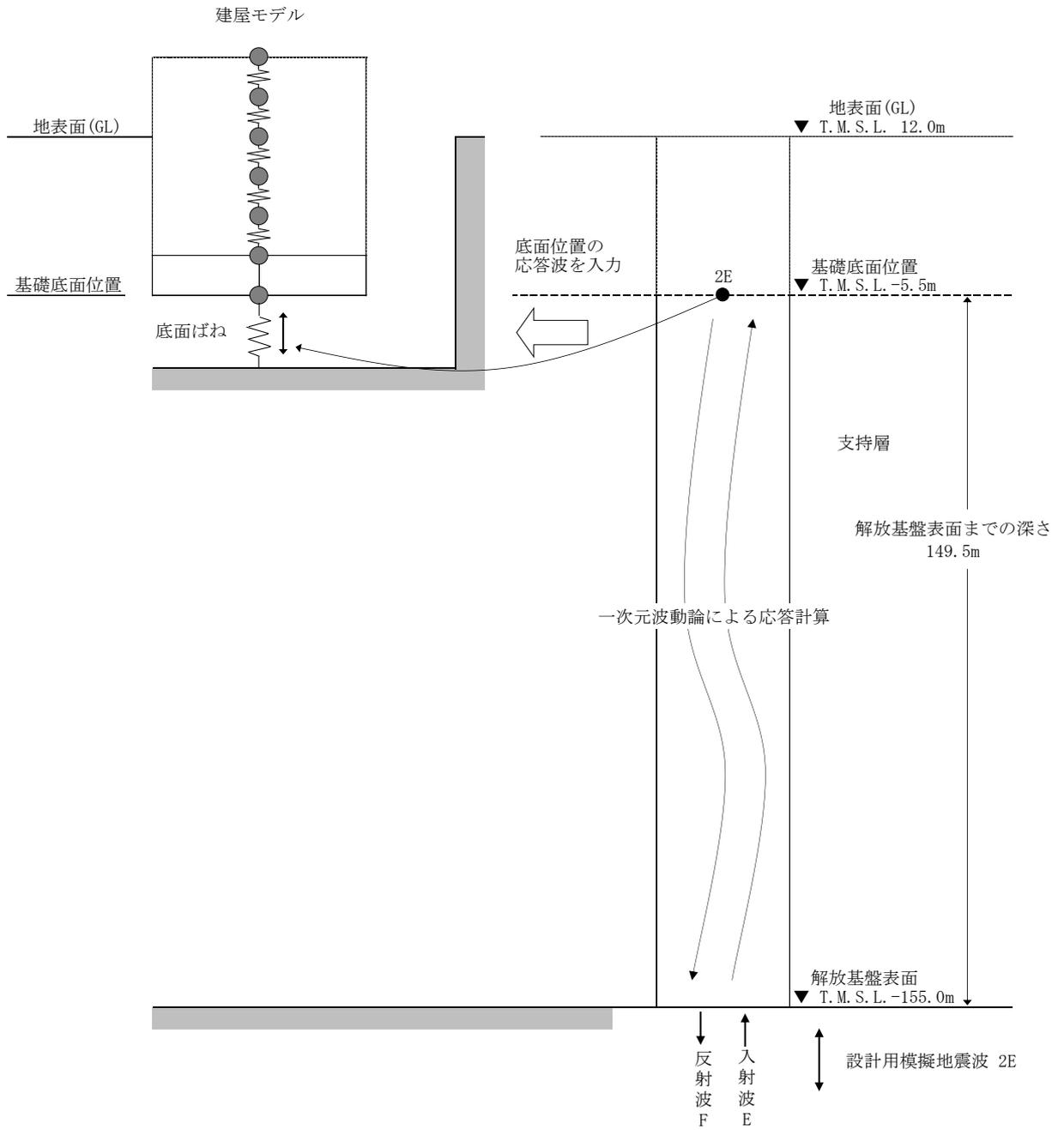


図 3-15 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（鉛直方向）

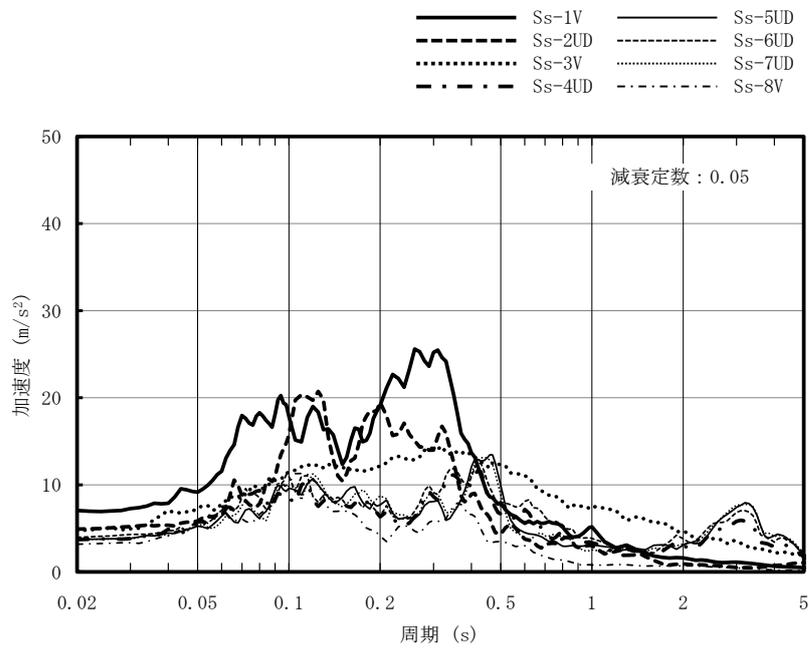


図 3-16 入力地震動の加速度応答スペクトル
(基準地震動 S_s , 鉛直方向, T.M.S.L. -5.5m)

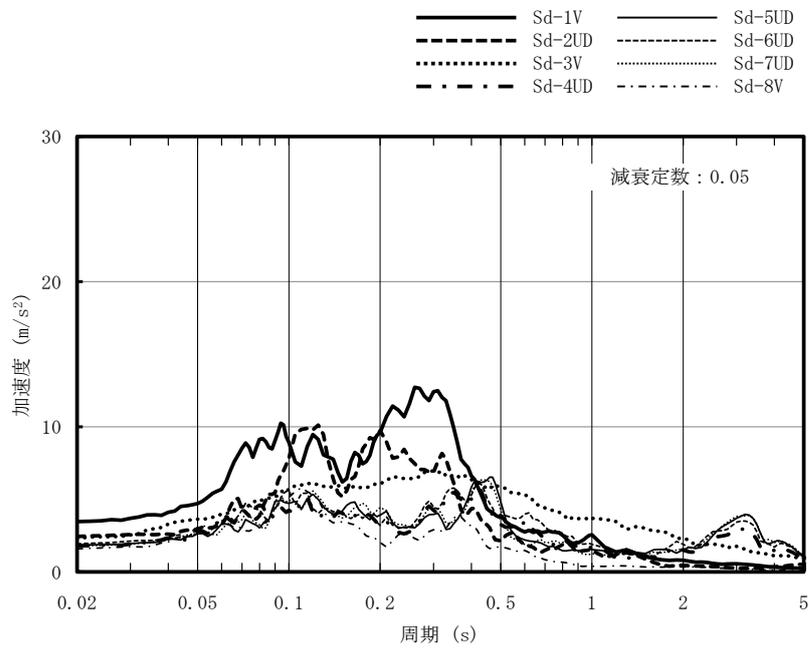


図 3-17 入力地震動の加速度応答スペクトル
 (弾性設計用地震動 S d, 鉛直方向, T.M.S.L. -5.5m)

表 3-37 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-1）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	9.77×10^7	4.87×10^6

表 3-38 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-2）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	9.93×10^7	4.91×10^6

表 3-39 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-3）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	9.58×10^7	4.82×10^6

表 3-40 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-4）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	1.01×10^8	4.95×10^6

表 3-41 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-5）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	9.99×10^7	4.92×10^6

表 3-42 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-6）

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	1.00×10^8	4.94×10^6

表 3-43 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-7）

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	9.92×10^7	4.91×10^6

表 3-44 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-8）

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	9.98×10^7	4.92×10^6

表 3-45 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Sd-1）

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	1.04×10^8	5.02×10^6

表 3-46 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Sd-2）

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	1.04×10^8	5.03×10^6

表 3-47 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Sd-3）

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	1.03×10^8	5.00×10^6

表 3-48 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Sd-4）

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	1.05×10^8	5.05×10^6

表 3-49 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Sd-5）

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	1.04×10^8	5.03×10^6

表 3-50 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Sd-6）

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	1.04×10^8	5.03×10^6

表 3-51 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Sd-7）

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	1.04×10^8	5.03×10^6

表 3-52 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Sd-8）

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	7	底面・鉛直	1.04×10^8	5.03×10^6

3.3 解析方法

コントロール建屋の地震応答解析には、解析コード「D Y N A 2 E」を用いる。なお、解析に用いる解析コードの検証、妥当性の確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.3.1 動的解析

建物・構築物の動的解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、時刻歴応答解析により実施する。

3.3.2 静的解析

(1) 水平地震力

水平地震力算定用の基準面は地表面（T.M.S.L. 12.0m）とし、基準面より上の部分（地上部分）の地震力は、地震層せん断力係数を用いた次式にて算定する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 第 i 層に生じる水平地震力

n : 施設の重要度分類に応じた係数 (3.0)

C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数

W_i : 第 i 層が支える重量

Z : 地震地域係数 (1.0)

R_t : 振動特性係数 (0.8)

A_i : 第 i 層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数 (0.2)

基準面より下の部分（地下部分）の地震力は、当該部分の重量に、次式によって算定する地下震度を乗じて定める。

$$K = 0.1 \cdot n \cdot (1 - H/40) \cdot Z \cdot \alpha$$

ここで、

K : 地下部分の水平震度

n : 施設の重要度分類に応じた係数 (3.0)

H : 地下の各部分の基準面からの深さ

Z : 地震地域係数 (1.0)

α : 建物・構築物側方地盤の影響を考慮した水平地下震度の補正係数 (1.0)

各層に生じる水平地震力は、平成4年10月13日付け4資庁第8732号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-2-1 コントロール建屋の耐震性についての計算書」による。

(2) 鉛直地震力

鉛直地震力は、鉛直震度0.3を基準とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類等を考慮して、次式によって算定する鉛直震度を用いて定める。

$$C_v = R_v \cdot 0.3$$

ここで、

C_v : 鉛直震度

R_v : 鉛直方向振動特性係数 (0.8)

鉛直地震力は、平成4年10月13日付け4資庁第8732号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-2-1 コントロール建屋の耐震性についての計算書」による。

3.3.3 必要保有水平耐力

各層の必要保有水平耐力 Q_{un} は、次式により算定する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

ここで、

D_s : 各層の構造特性係数

F_{es} : 各層の形状特性係数

地震力によって各層に生じる水平力 Q_{ud} は、次式により算定する。

$$Q_{ud} = n \cdot C_i \cdot W_i$$

ここで、

n : 施設の重要度分類に応じた係数 (1.0)

C_i : 第*i*層の地震層せん断力係数

W_i : 第*i*層が支える重量

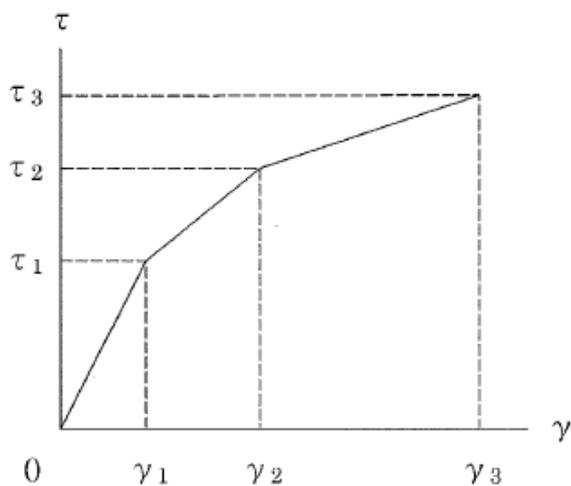
各層の必要保有水平耐力 Q_{un} は、平成4年10月13日付け4資庁第8732号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-2-1 コントロール建屋の耐震性についての計算書」による。

3.4 解析条件

3.4.1 建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき，トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-18 に示す。



τ_1 : 第1折点のせん断応力度

τ_2 : 第2折点のせん断応力度

τ_3 : 終局点のせん断応力度

γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ

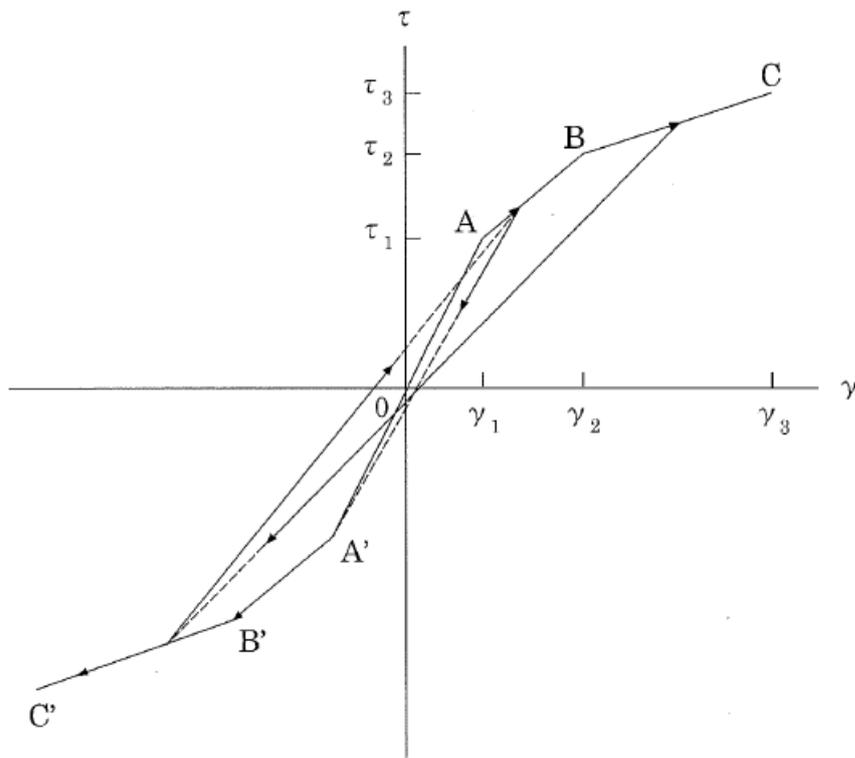
γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ

γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 3-18 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-19 に示す。

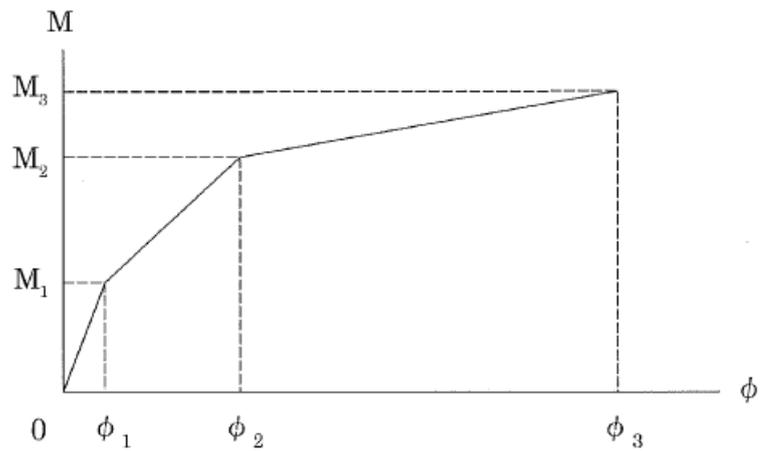


- a. 0-A 間 : 弾性範囲。
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向う。ただし、負側最大点が第 1 折点を超えていなければ、負側第 1 折点に向う。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-19 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-20 に示す。



M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント

M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント

M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第 1 折点の曲率

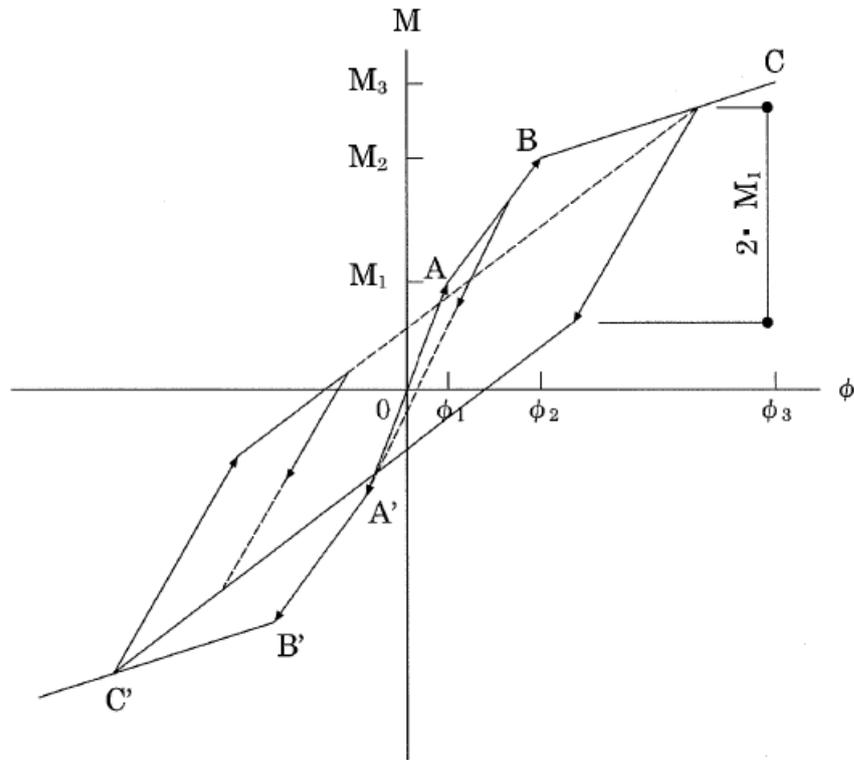
ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-20 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-21 に示す。



- a. 0-A 間 : 弾性範囲。
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向う。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていなければ、負側第 1 折点に向う。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は、最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第 2 折点を越えていなければ、負側第 2 折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-21 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) スケルトン曲線の諸数値

コントロール建屋の耐震壁について算定したせん断力及び曲げモーメントのスケルトン曲線の諸数値を表 3-53～表 3-56 に示す。

表 3-53 せん断力のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (NS 方向)

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
2F	2.31	0.193	3.08	0.557	6.39	4.00
1F	2.29	0.191	3.01	0.605	5.68	4.00
B1F	2.35	0.196	3.07	0.612	5.58	4.00
MB2F	2.63	0.220	3.53	0.616	6.44	4.00
B2F	2.74	0.229	3.69	0.640	6.41	4.00

表 3-54 せん断力のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (EW 方向)

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
2F	2.25	0.188	3.00	0.516	6.40	4.00
1F	2.38	0.199	3.05	0.616	5.58	4.00
B1F	2.56	0.214	3.39	0.626	6.50	4.00
MB2F	2.48	0.207	3.32	0.639	6.33	4.00
B2F	2.58	0.215	3.45	0.663	6.32	4.00

表 3-55 曲げモーメントのスケルトン曲線 (M-φ 関係) (NS 方向)

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
2F	3.51	5.07	4.30	50.1	6.19	1000
1F	4.48	5.67	4.89	51.6	7.25	817
B1F	7.34	6.11	8.60	51.8	11.8	1040
MB2F	9.81	6.40	11.0	51.9	14.8	1040
B2F	10.6	6.90	11.9	52.5	15.8	1050

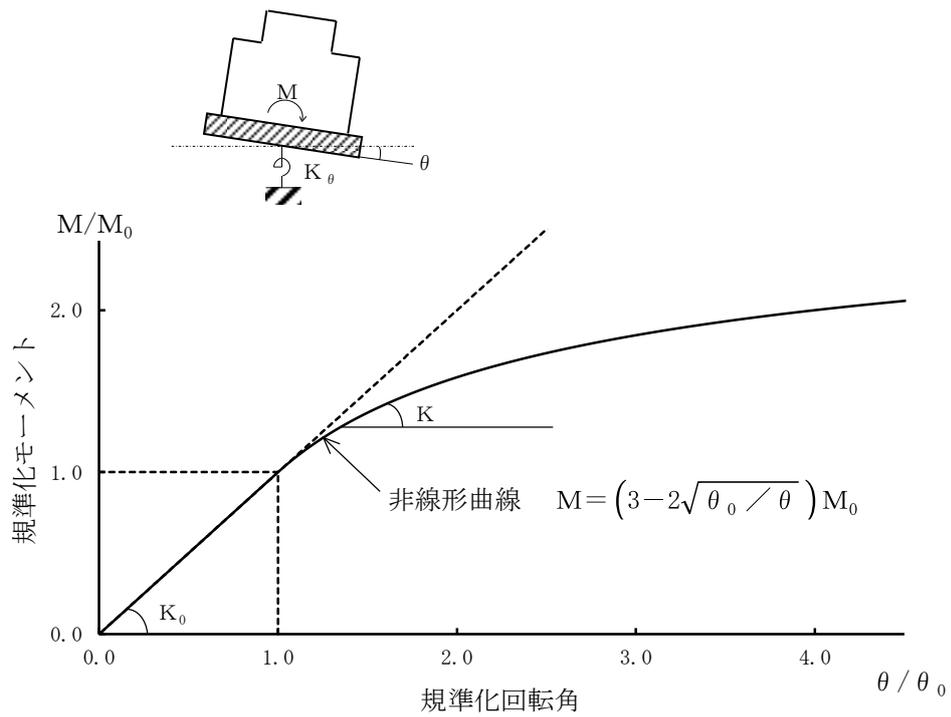
表 3-56 曲げモーメントのスケルトン曲線 (M-φ 関係) (EW 方向)

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
2F	3.67	3.35	3.78	35.7	5.94	684
1F	7.30	4.15	7.41	36.4	10.5	729
B1F	10.9	4.50	11.7	37.4	16.5	749
MB2F	15.0	4.78	16.5	36.7	22.8	734
B2F	16.0	5.16	18.1	37.1	24.4	743

3.4.2 地盤の回転ばねの復元力特性

地盤の回転ばねに関する曲げモーメントー回転角の関係は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。回転ばねの曲げモーメントー回転角の関係を図 3-22 に示す。

浮上り時の地盤の回転ばねの剛性は、図 3-22 の曲線で表され、減衰係数は、回転ばねの接線剛性に比例するものとして考慮する。



- M : 転倒モーメント
- M_0 : 浮上り限界転倒モーメント
- θ : 回転角
- θ_0 : 浮上り限界回転角
- K_0 : 底面回転ばねのばね定数 (浮上り前)
- K : 底面回転ばねのばね定数 (浮上り後)

図 3-22 回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係

3.4.3 誘発上下動を考慮する場合の基礎浮上り評価法

誘発上下動を考慮した地震応答解析モデルでは、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づく基礎の浮上り非線形性を考慮できる水平ばね K_{HH} 及び回転ばね K_{RR} に加えて、「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)」を参考に、接地率 η_t に応じて時々刻々と変化する鉛直ばね K_{VV} 及び回転・鉛直連成ばね K_{VR} を考慮している。

図 3-23 に誘発上下動を考慮する場合の地震応答解析モデルの概念図を、表 3-57 に基礎が浮上った場合の基礎底面につく地盤ばねの剛性と減衰の評価式を示す。

$$\begin{Bmatrix} P \\ N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{HH} & 0 & 0 \\ 0 & K_{VV} & K_{VR} \\ 0 & K_{VR} & K_{RR} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_0 \\ w_0 \\ \theta \end{Bmatrix}$$

ここで、 P : 水平方向慣性力
 N : 鉛直方向慣性力
 M : 転倒モーメント
 K_{HH} , K_{VV} , K_{RR}
 : 水平, 鉛直, 回転ばねの対角項
 K_{VR} : 回転・鉛直連成ばね
 u_0 , w_0 , θ : 基礎底面中心の各変位
 及び回転角

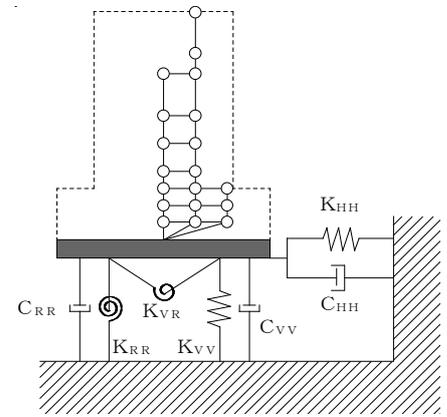


図 3-23 誘発上下動を考慮する場合の地震応答解析モデルの概念図

表 3-57 誘発上下動考慮モデルの基礎浮上り時の地盤ばねの剛性と減衰

	剛性	減衰係数
鉛直ばね	$K_{VV} = \eta_t^\beta \cdot K_{V0}$	$C_{VV} = C_{V0} \cdot \eta_t^{\frac{\alpha}{2}}$
回転・鉛直連成ばね	$K_{VR} = \frac{1 - \eta_t L}{2} \cdot K_{VV}$	$C_{VR} = 0$
回転ばね	$K_{RR} = \frac{M - K_{VR} \cdot w_0}{\theta}$	$C_{RR} = C_{R0} \cdot \eta_t^{\frac{\alpha}{2}}$
<p> $\eta_t = \left(\frac{\theta_0}{\theta} \right)^{\frac{2}{\alpha-2}}$ θ : 回転角 M : 転倒モーメント w_0 : 基礎スラブ中心の鉛直変位 θ_0 : 浮上り限界回転角 L : 建屋基礎幅 K_{V0} : 線形域の鉛直ばね剛性 β : 0.46 α : 地反力分布に応じた値 (三角形分布6.0) C_{V0} : 線形域の鉛直ばねの減衰係数 C_{R0} : 線形域の回転ばねの減衰係数 </p>		

3.4.4 材料物性の不確かさ等

解析においては、「3.2 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、建屋応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析の応答値のいずれかが最大となる地震動（基準地震動 S_s については S_{s-1} 及び S_{s-2} 、弾性設計用地震動 S_d については S_{d-1} 及び S_{d-2} ）に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、建屋剛性については、建設時コンクリートの 91 日強度の平均値程度の 43.1N/mm^2 を基本とし、91 日強度の $\pm 1\sigma$ を考慮する。更にマイナス側については、91 日強度の値として 95%信頼区間の下限值に相当する値を考慮し、プラス側については、実機の経年後のコア強度の平均値を考慮する。

側面地盤回転ばねについては、Novak の方法により算定されるばね値を 100% 見込む場合を基本として、接地率の評価が保守的になる 50% の場合も考慮する。

地盤剛性については、地盤調査結果の平均値を基に設定した数値を基本ケースとし、地盤剛性の不確かさ検討にあたっては、初期せん断波速度に対して標準偏差に相当するばらつき ($\pm 1\sigma$) を考慮する。

材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを表 3-58 に示す。

表 3-58 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	コンクリート剛性	回転ばね定数	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	実強度 (43.1N/mm ²)	100%	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (建屋剛性 + σ , 地盤剛性 + σ)	実強度 + σ (46.0N/mm ²)	100%	標準地盤 + σ (新期砂層 + 13%, 古安田層 + 25%, 西山層 + 10%)	
③ケース 3 (建屋剛性 - σ , 地盤剛性 - σ)	実強度 - σ (40.2N/mm ²)	100%	標準地盤 - σ (新期砂層 - 13%, 古安田層 - 25%, 西山層 - 10%)	
④ケース 4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (55.7N/mm ²)	100%	標準地盤	
⑤ケース 5 (建屋剛性 - 2 σ)	実強度 - 2 σ (37.2N/mm ²)	100%	標準地盤	
⑥ケース 6 (回転ばね低減)	実強度 (43.1N/mm ²)	50%	標準地盤	

4. 解析結果

4.1 動的解析

本資料においては、代表として、基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の基本ケースの地震応答解析結果を示す。また、水平方向の地震応答解析に採用した解析モデルの一覧を表 4-1 に示す。

表 4-1 地震応答解析に採用した解析モデル

(a) 弾性設計用地震動 S_d

基本ケース	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8
NS 方向	①	①	①	①	①	①	①	①
EW 方向	①	①	①	①	①	①	①	①

(b) 基準地震動 S_s

基本ケース	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
NS 方向	③	③	②	②	②	②	②	②
EW 方向	②	②	②	②	②	②	②	②

凡例

- ①：誘発上下動を考慮しないモデル（基礎浮上り線形モデル）
- ②：誘発上下動を考慮しないモデル（基礎浮上り非線形モデル）
- ③：誘発上下動を考慮するモデル

4.1.1 固有値解析結果

誘発上下動を考慮しない場合の地震応答解析モデルによる基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の基本ケースの固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）を表 4-2～表 4-17 に示す。刺激関数図を $Ss-1$, $Sd-1$ の結果を代表として、図 4-1 及び図 4-2 に示す。

なお、刺激係数は、モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる値を示す。

4.1.2 応答解析結果

基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の基本ケースの地震応答解析結果を図 4-3～図 4-31 及び表 4-18, 表 4-19 に示す。

表 4-2 固有値解析結果 (Ss-1)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.260	3.85	1.322	建屋-地盤連成 1 次
2	0.123	8.11	0.430	
3	0.056	17.92	-0.078	
4	0.045	22.45	0.067	
5	0.031	32.11	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.245	4.08	1.269	建屋-地盤連成 1 次
2	0.127	7.86	0.320	
3	0.059	16.97	-0.116	
4	0.042	23.81	0.056	
5	0.032	30.82	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.169	5.92	1.061	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.19	-0.077	
3	0.018	54.36	0.019	
4	0.013	78.22	0.005	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 4-3 固有値解析結果 (Ss-2)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.260	3.85	1.322	建屋-地盤連成 1 次
2	0.123	8.13	0.431	
3	0.056	17.93	-0.078	
4	0.045	22.45	0.067	
5	0.031	32.11	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.245	4.09	1.269	建屋-地盤連成 1 次
2	0.127	7.89	0.320	
3	0.059	16.98	-0.116	
4	0.042	23.81	0.056	
5	0.032	30.83	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.168	5.96	1.062	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.20	-0.078	
3	0.018	54.37	0.019	
4	0.013	78.22	0.006	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 4-4 固有値解析結果 (Ss-3)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.260	3.84	1.322	建屋-地盤連成 1 次
2	0.123	8.11	0.431	
3	0.056	17.92	-0.078	
4	0.045	22.45	0.067	
5	0.031	32.10	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.245	4.08	1.268	建屋-地盤連成 1 次
2	0.128	7.84	0.322	
3	0.059	16.97	-0.116	
4	0.042	23.81	0.056	
5	0.032	30.81	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.171	5.86	1.060	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.17	-0.075	
3	0.018	54.36	0.018	
4	0.013	78.22	0.005	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 4-5 固有値解析結果 (Ss-4)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.256	3.91	1.325	建屋-地盤連成 1 次
2	0.121	8.25	0.432	
3	0.056	17.97	-0.080	
4	0.045	22.47	0.070	
5	0.031	32.16	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.241	4.15	1.272	建屋-地盤連成 1 次
2	0.125	7.99	0.321	
3	0.059	17.01	-0.119	
4	0.042	23.82	0.058	
5	0.032	30.86	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.166	6.01	1.063	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.21	-0.079	
3	0.018	54.37	0.019	
4	0.013	78.22	0.006	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 4-6 固有値解析結果 (Ss-5)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.257	3.89	1.324	建屋-地盤連成 1 次
2	0.122	8.20	0.431	
3	0.056	17.95	-0.079	
4	0.045	22.46	0.069	
5	0.031	32.14	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.242	4.13	1.271	建屋-地盤連成 1 次
2	0.126	7.95	0.321	
3	0.059	16.99	-0.118	
4	0.042	23.82	0.057	
5	0.032	30.85	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.167	5.98	1.063	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.20	-0.078	
3	0.018	54.37	0.019	
4	0.013	78.22	0.006	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 4-7 固有値解析結果 (Ss-6)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.256	3.90	1.324	建屋-地盤連成 1 次
2	0.121	8.23	0.431	
3	0.056	17.96	-0.080	
4	0.045	22.47	0.069	
5	0.031	32.15	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.242	4.14	1.272	建屋-地盤連成 1 次
2	0.125	7.98	0.322	
3	0.059	17.00	-0.119	
4	0.042	23.82	0.058	
5	0.032	30.86	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.167	5.98	1.063	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.20	-0.078	
3	0.018	54.37	0.019	
4	0.013	78.22	0.006	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 4-8 固有値解析結果 (Ss-7)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.257	3.89	1.324	建屋-地盤連成 1 次
2	0.122	8.20	0.431	
3	0.056	17.95	-0.079	
4	0.045	22.46	0.069	
5	0.031	32.14	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.243	4.12	1.271	建屋-地盤連成 1 次
2	0.126	7.94	0.321	
3	0.059	16.99	-0.118	
4	0.042	23.82	0.057	
5	0.032	30.85	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.168	5.96	1.062	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.20	-0.078	
3	0.018	54.36	0.019	
4	0.013	78.22	0.006	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 4-9 固有値解析結果 (Ss-8)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.257	3.89	1.324	建屋-地盤連成 1 次
2	0.122	8.21	0.432	
3	0.056	17.96	-0.080	
4	0.045	22.47	0.069	
5	0.031	32.14	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.242	4.13	1.271	建屋-地盤連成 1 次
2	0.126	7.96	0.322	
3	0.059	17.00	-0.119	
4	0.042	23.82	0.058	
5	0.032	30.85	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.167	5.98	1.063	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.20	-0.078	
3	0.018	54.37	0.019	
4	0.013	78.22	0.006	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

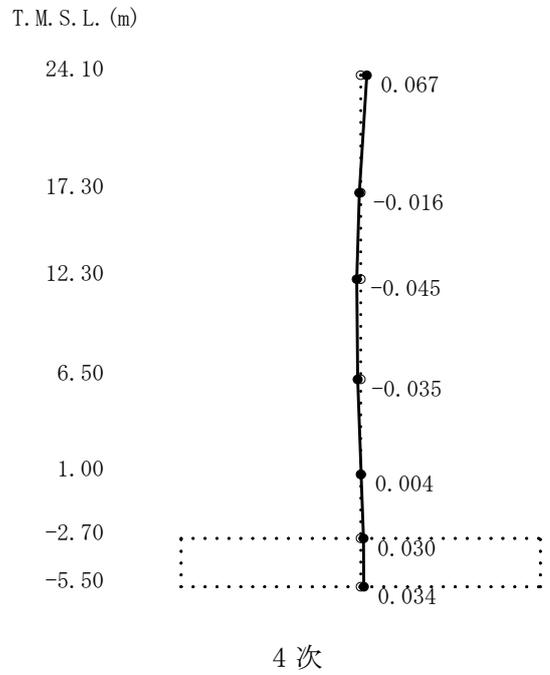
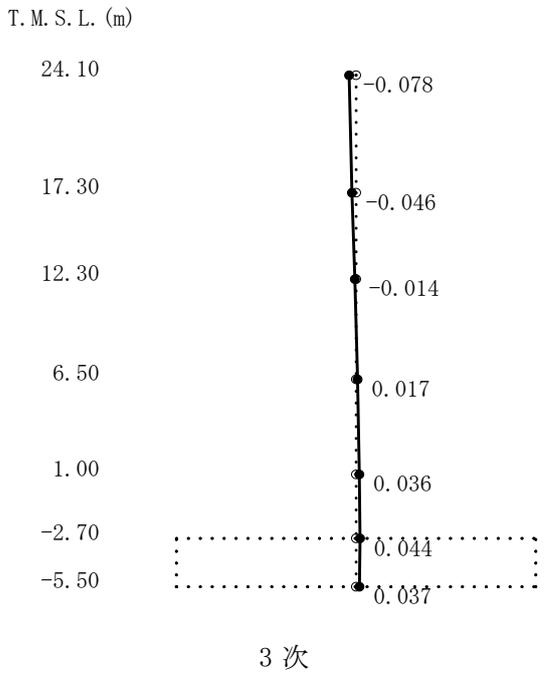
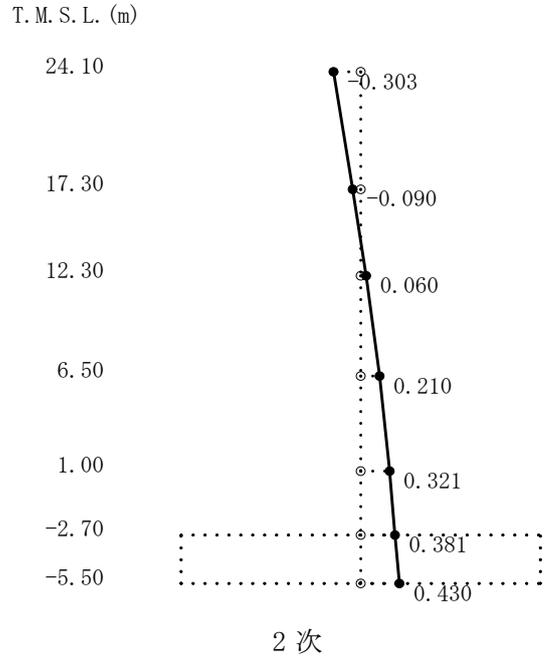
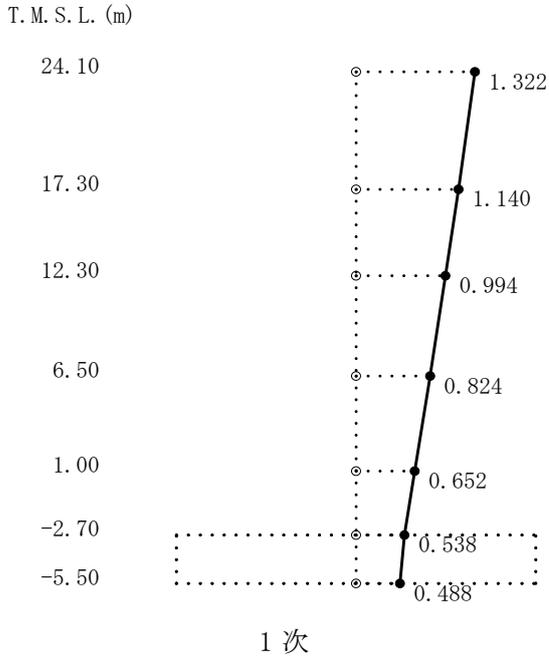


图 4-1 刺激関数图 (Ss-1, NS 方向) (1/3)

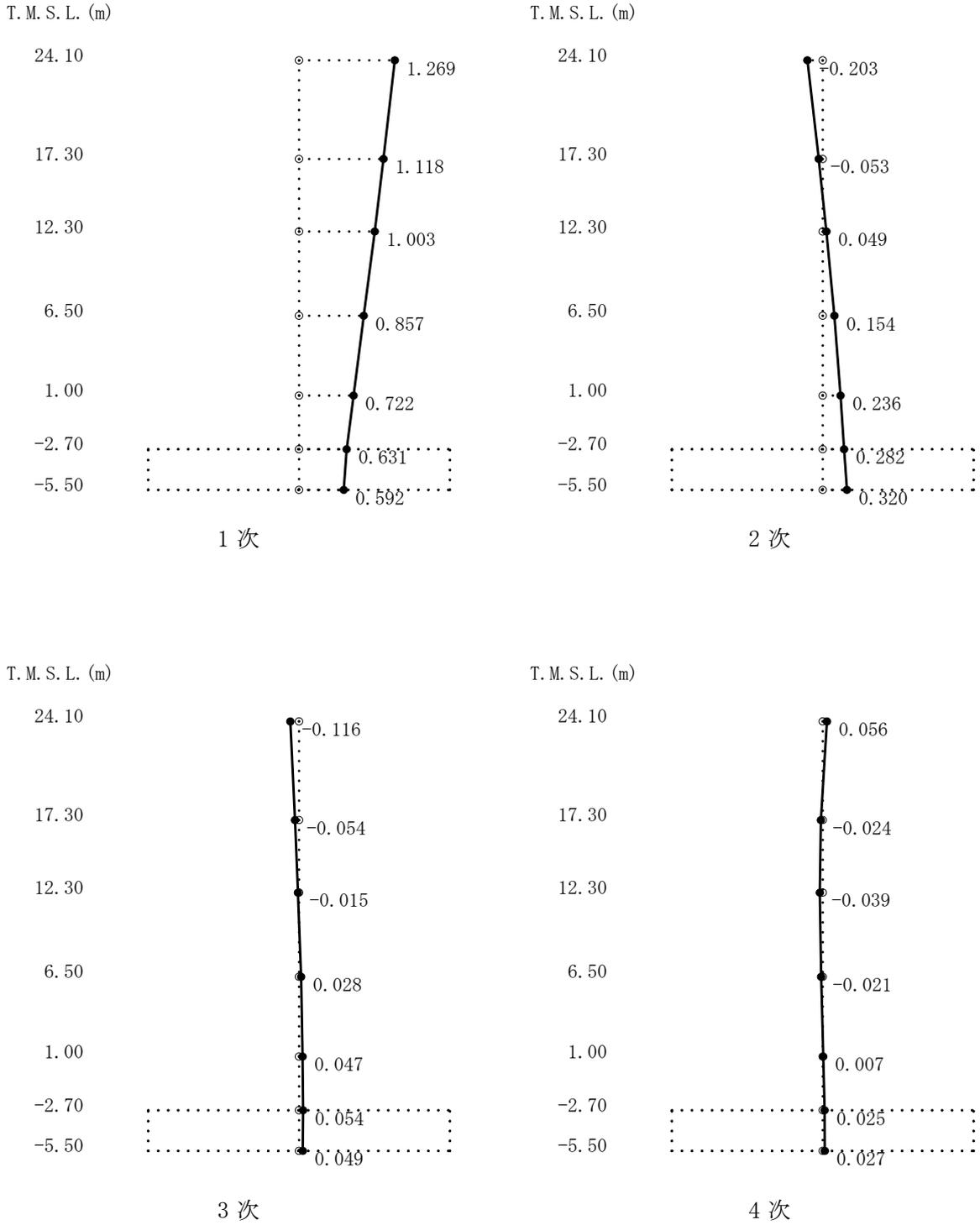


图 4-1 刺激関数图 (Ss-1, EW 方向) (2/3)

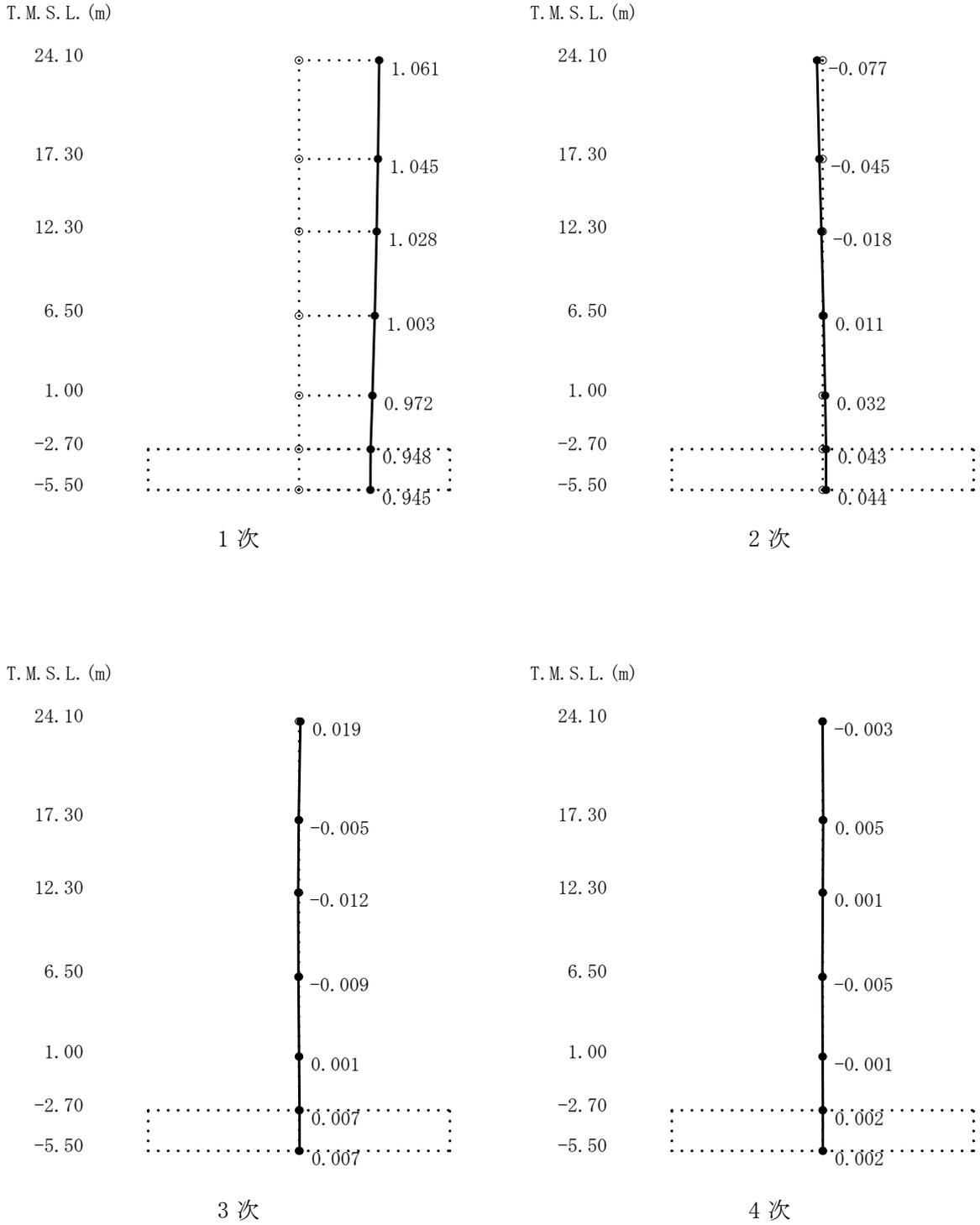


図 4-1 刺激関数図 (S_s-1, 鉛直方向) (3/3)

表 4-10 固有値解析結果 (Sd-1)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.253	3.96	1.327	建屋-地盤連成 1 次
2	0.120	8.36	0.432	
3	0.056	18.01	-0.082	
4	0.044	22.49	0.072	
5	0.031	32.20	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.238	4.20	1.275	建屋-地盤連成 1 次
2	0.123	8.10	0.323	
3	0.059	17.04	-0.123	
4	0.042	23.84	0.060	
5	0.032	30.90	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.164	6.09	1.065	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.23	-0.081	
3	0.018	54.37	0.020	
4	0.013	78.22	0.006	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 4-11 固有値解析結果 (Sd-2)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.253	3.96	1.327	建屋-地盤連成 1 次
2	0.120	8.36	0.432	
3	0.056	18.01	-0.082	
4	0.044	22.49	0.072	
5	0.031	32.20	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.238	4.20	1.275	建屋-地盤連成 1 次
2	0.123	8.10	0.322	
3	0.059	17.04	-0.122	
4	0.042	23.84	0.060	
5	0.032	30.90	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.164	6.09	1.065	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.23	-0.081	
3	0.018	54.37	0.020	
4	0.013	78.22	0.006	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 4-12 固有値解析結果 (Sd-3)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.252	3.96	1.327	建屋-地盤連成 1 次
2	0.120	8.36	0.433	
3	0.056	18.01	-0.082	
4	0.044	22.49	0.072	
5	0.031	32.19	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.238	4.21	1.275	建屋-地盤連成 1 次
2	0.124	8.09	0.324	
3	0.059	17.04	-0.123	
4	0.042	23.84	0.060	
5	0.032	30.89	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.165	6.07	1.064	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.23	-0.081	
3	0.018	54.37	0.020	
4	0.013	78.22	0.006	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 4-13 固有値解析結果 (Sd-4)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.251	3.99	1.328	建屋-地盤連成 1 次
2	0.119	8.41	0.433	
3	0.055	18.03	-0.083	
4	0.044	22.50	0.073	
5	0.031	32.21	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.236	4.23	1.277	建屋-地盤連成 1 次
2	0.123	8.15	0.323	
3	0.059	17.05	-0.124	
4	0.042	23.85	0.061	
5	0.032	30.91	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.163	6.12	1.066	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.24	-0.082	
3	0.018	54.38	0.020	
4	0.013	78.22	0.006	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 4-14 固有値解析結果 (Sd-5)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.252	3.97	1.328	建屋-地盤連成 1 次
2	0.119	8.38	0.432	
3	0.055	18.02	-0.082	
4	0.044	22.49	0.072	
5	0.031	32.20	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.237	4.22	1.276	建屋-地盤連成 1 次
2	0.123	8.12	0.323	
3	0.059	17.04	-0.123	
4	0.042	23.84	0.060	
5	0.032	30.90	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.164	6.09	1.065	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.23	-0.081	
3	0.018	54.37	0.020	
4	0.013	78.22	0.006	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 4-15 固有値解析結果 (Sd-6)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.252	3.97	1.328	建屋-地盤連成 1 次
2	0.119	8.38	0.433	
3	0.056	18.02	-0.082	
4	0.044	22.50	0.072	
5	0.031	32.20	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.237	4.21	1.276	建屋-地盤連成 1 次
2	0.123	8.12	0.323	
3	0.059	17.04	-0.123	
4	0.042	23.84	0.060	
5	0.032	30.90	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.164	6.09	1.065	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.23	-0.081	
3	0.018	54.37	0.020	
4	0.013	78.22	0.006	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 4-16 固有値解析結果 (Sd-7)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.252	3.97	1.328	建屋-地盤連成 1 次
2	0.119	8.37	0.432	
3	0.056	18.02	-0.082	
4	0.044	22.49	0.072	
5	0.031	32.20	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.237	4.21	1.276	建屋-地盤連成 1 次
2	0.123	8.12	0.323	
3	0.059	17.04	-0.123	
4	0.042	23.84	0.060	
5	0.032	30.90	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.164	6.09	1.065	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.23	-0.081	
3	0.018	54.37	0.020	
4	0.013	78.22	0.006	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 4-17 固有値解析結果 (Sd-8)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.252	3.97	1.327	建屋-地盤連成 1 次
2	0.119	8.37	0.433	
3	0.056	18.02	-0.082	
4	0.044	22.49	0.072	
5	0.031	32.20	0.002	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.238	4.21	1.276	建屋-地盤連成 1 次
2	0.123	8.11	0.323	
3	0.059	17.04	-0.123	
4	0.042	23.84	0.060	
5	0.032	30.90	0.002	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.164	6.09	1.065	建屋-地盤連成 1 次
2	0.032	31.23	-0.081	
3	0.018	54.37	0.020	
4	0.013	78.22	0.006	
5	0.010	105.04	0.002	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

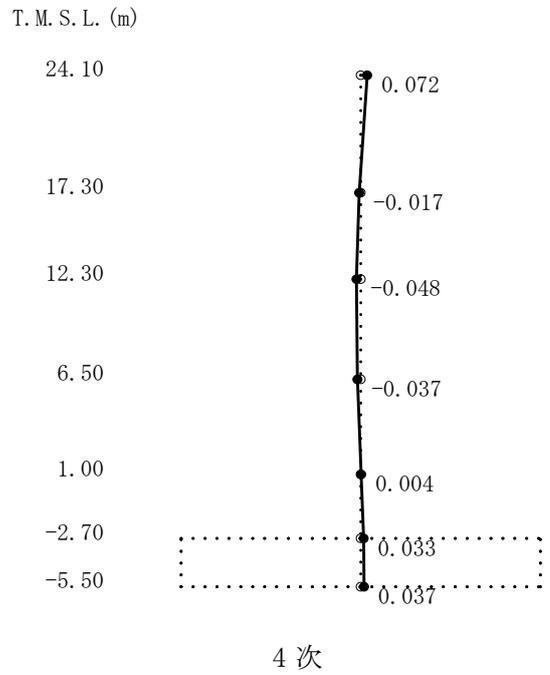
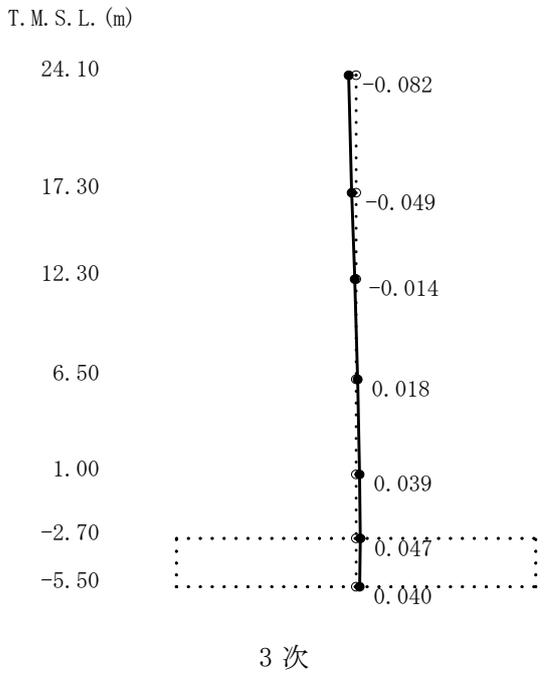
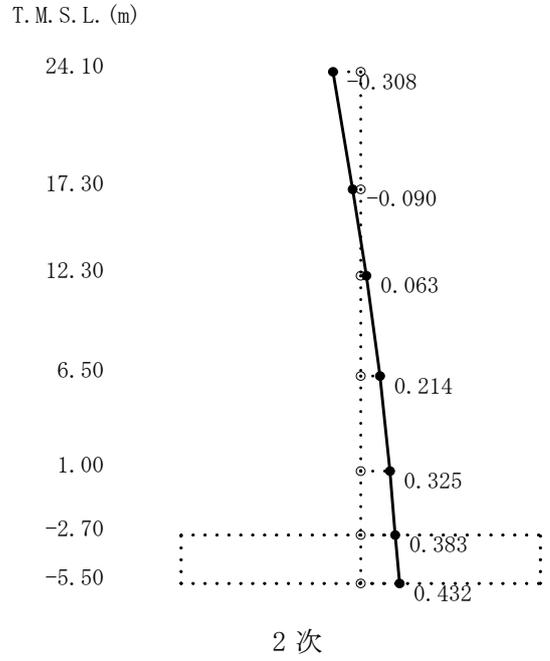
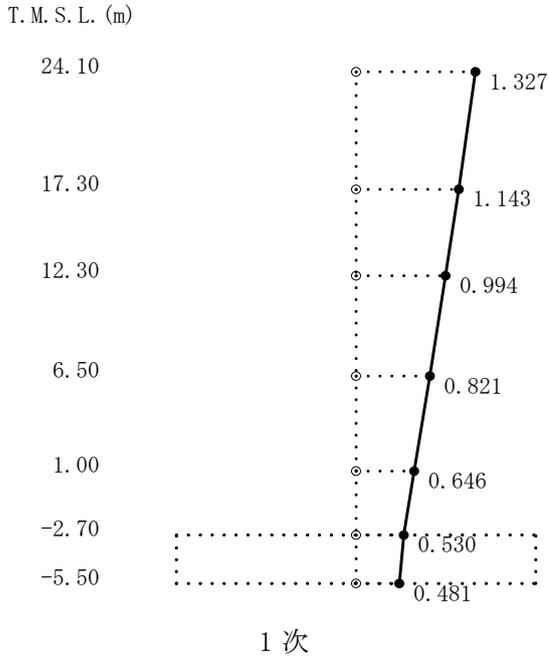


图 4-2 刺激関数图 (Sd-1, NS 方向) (1/3)

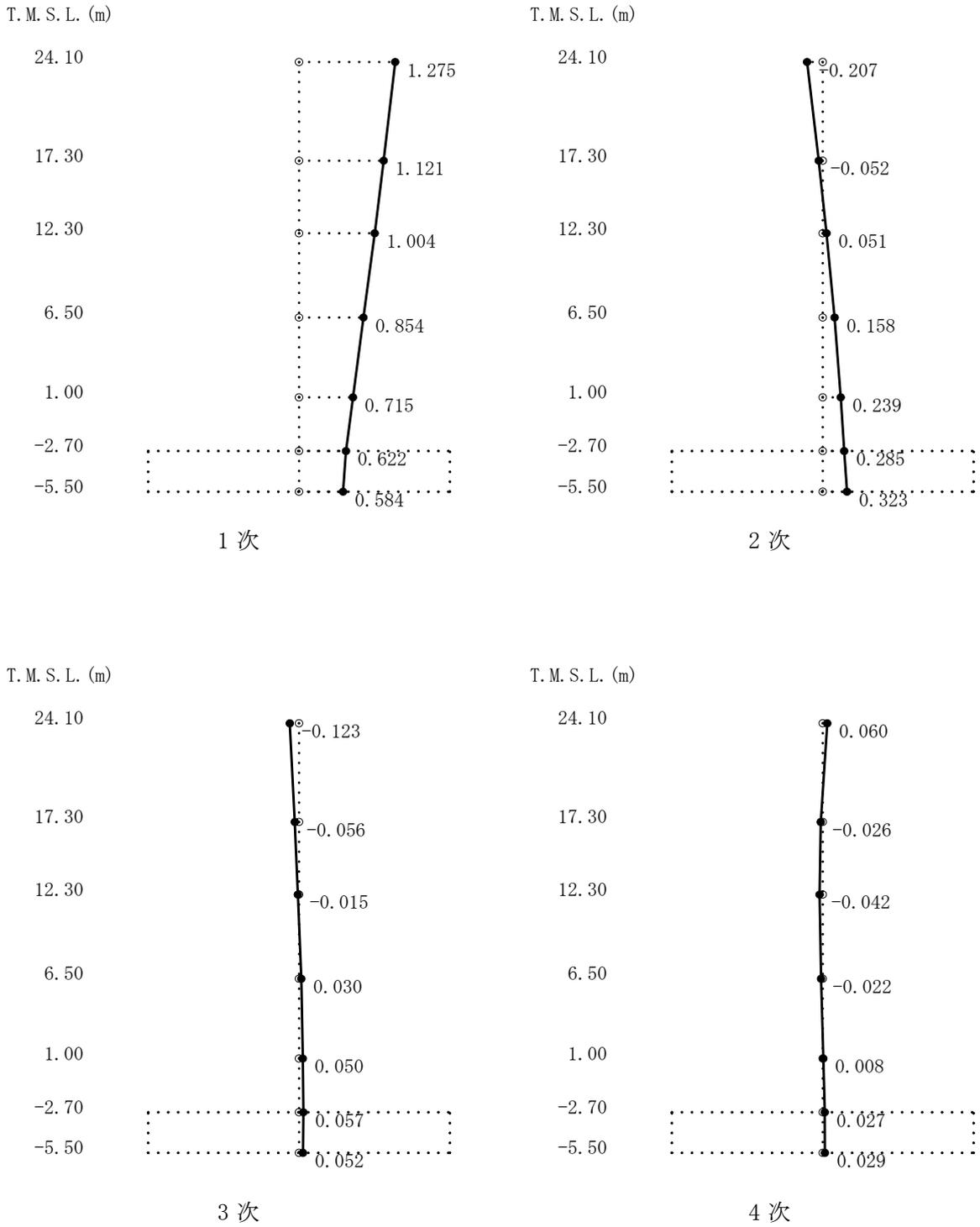


图 4-2 刺激関数图 (Sd-1, EW 方向) (2/3)

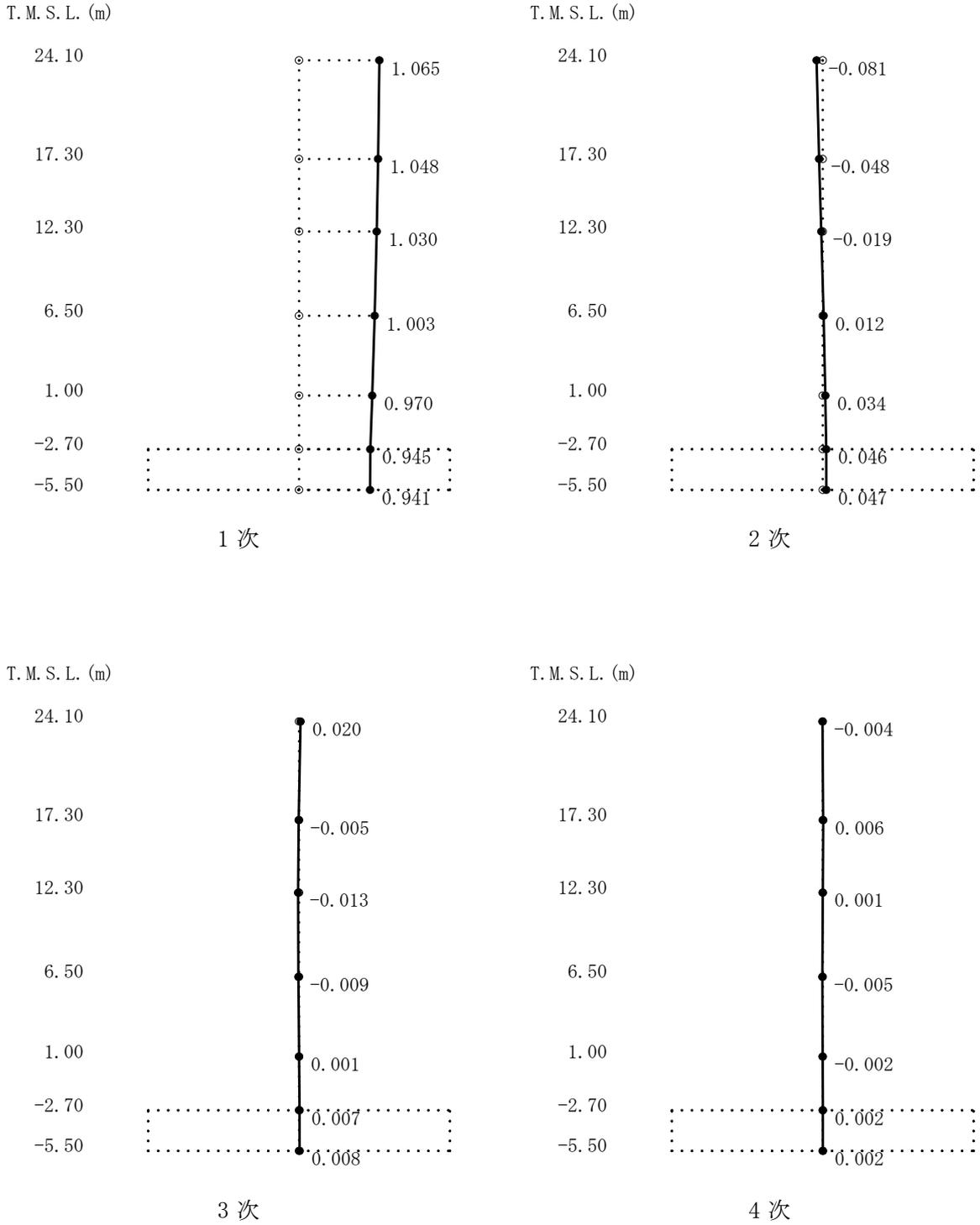
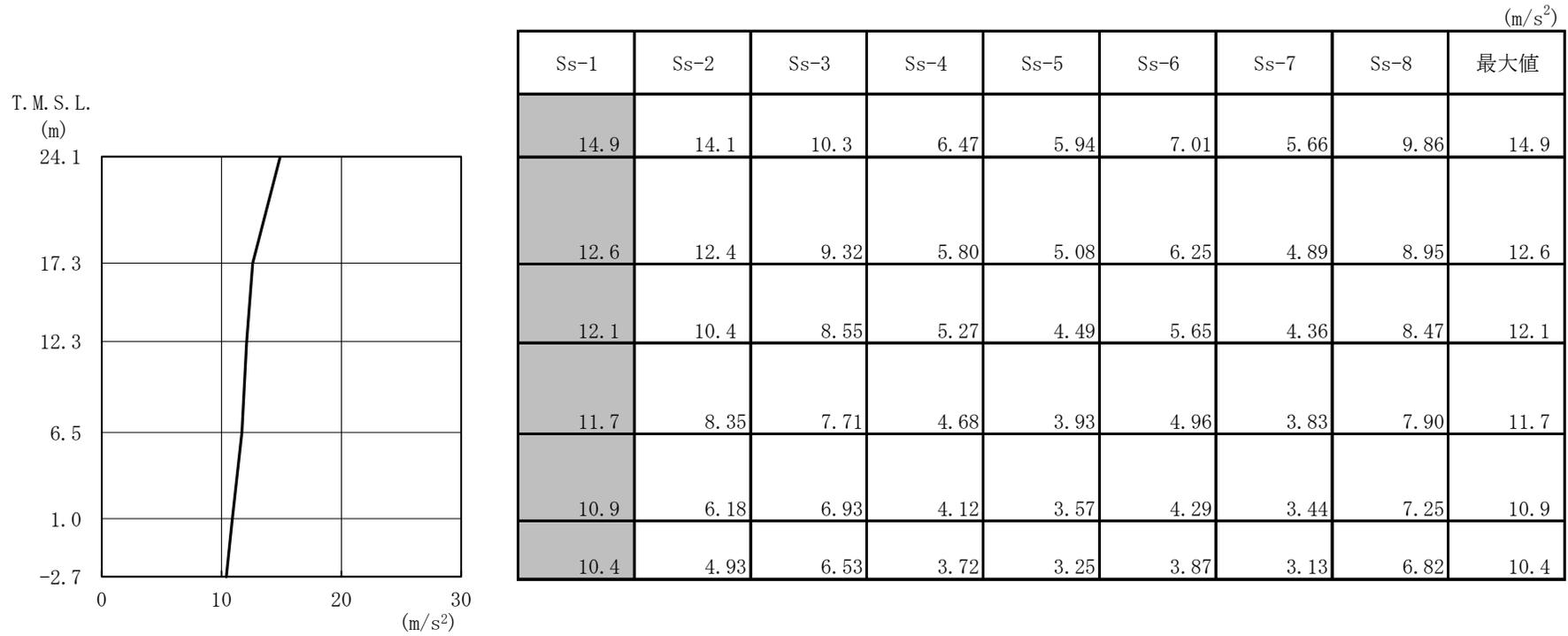
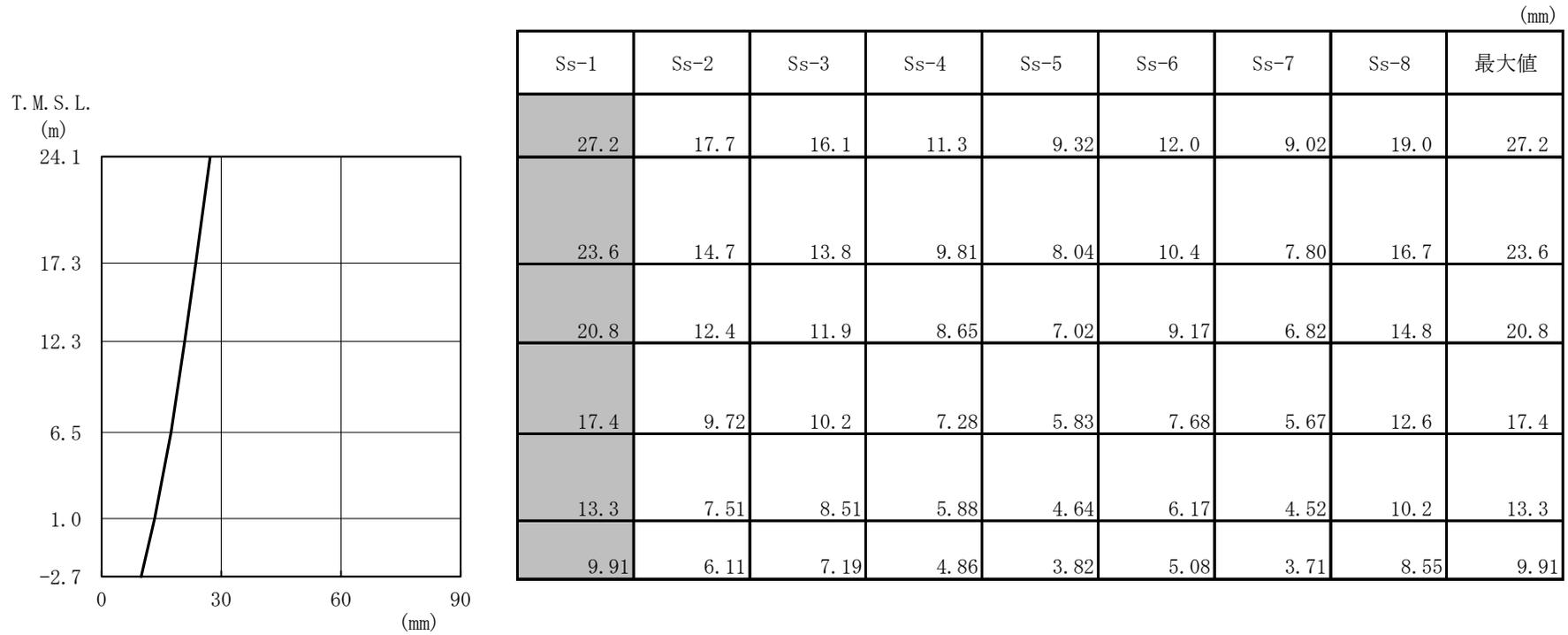


図 4-2 刺激関数図 (Sd-1, 鉛直方向) (3/3)



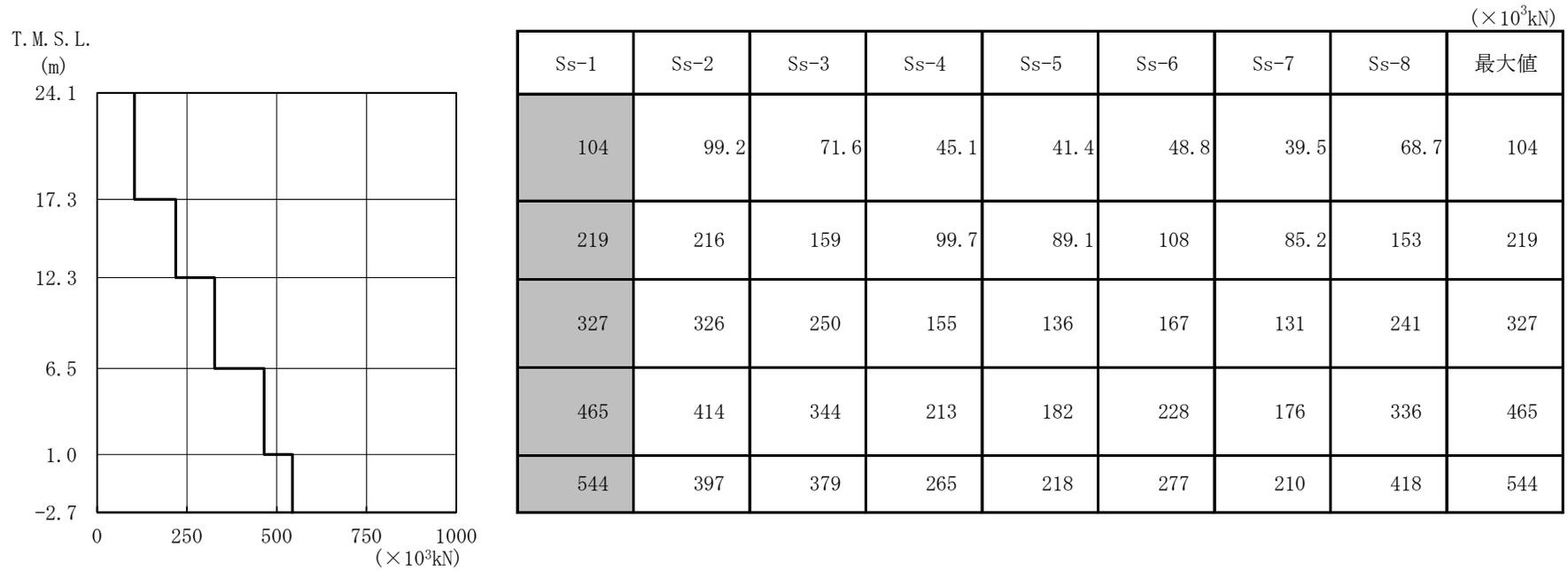
注1：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-3 最大応答加速度（基準地震動 S s ， NS 方向）



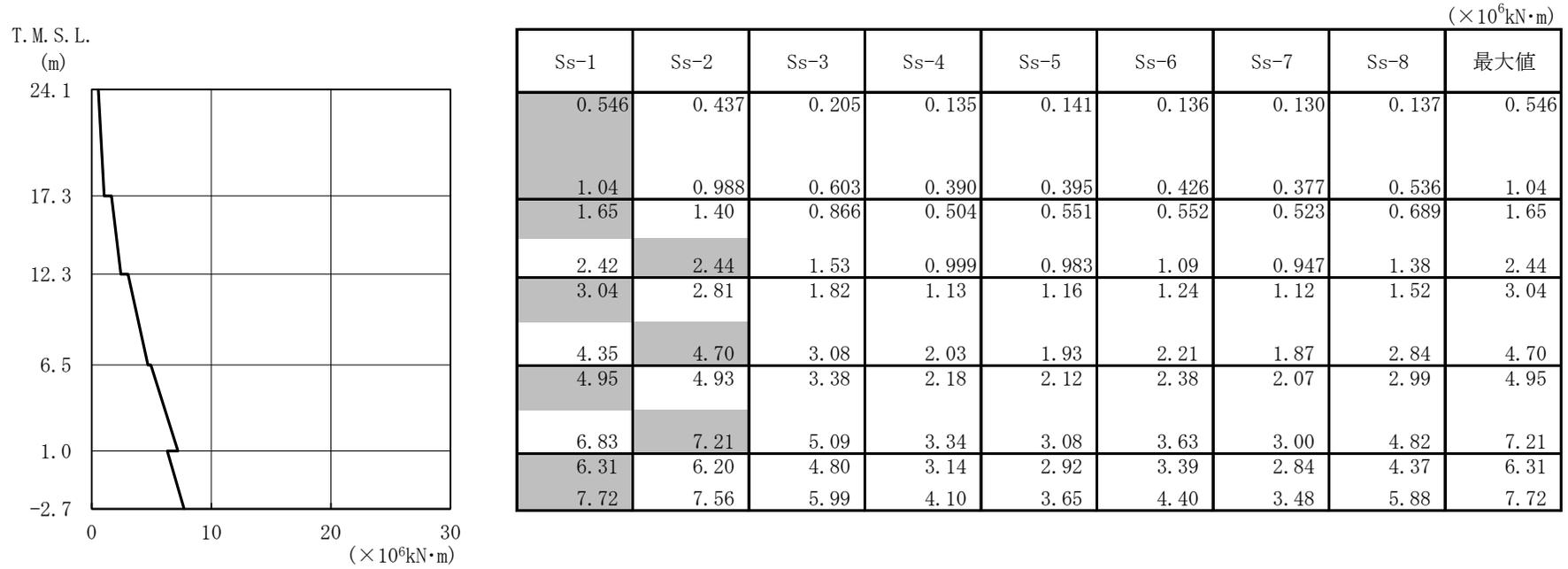
注1：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-4 最大応答変位 (基準地震動 S_s, NS 方向)



注1：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

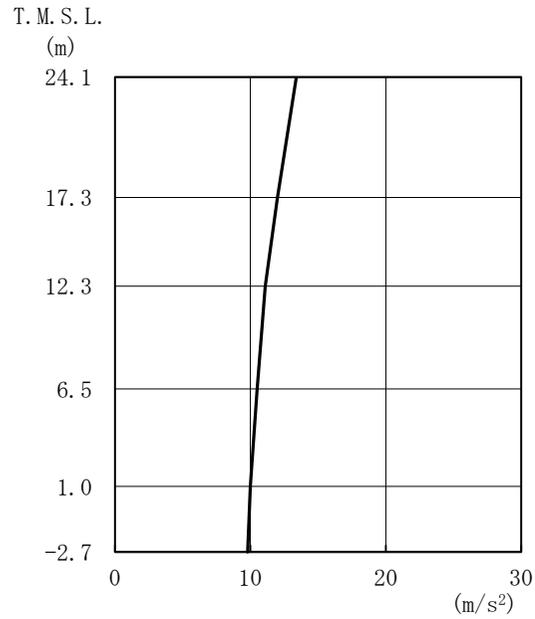
図 4-5 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s, NS 方向)



注1：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-6 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , NS 方向)

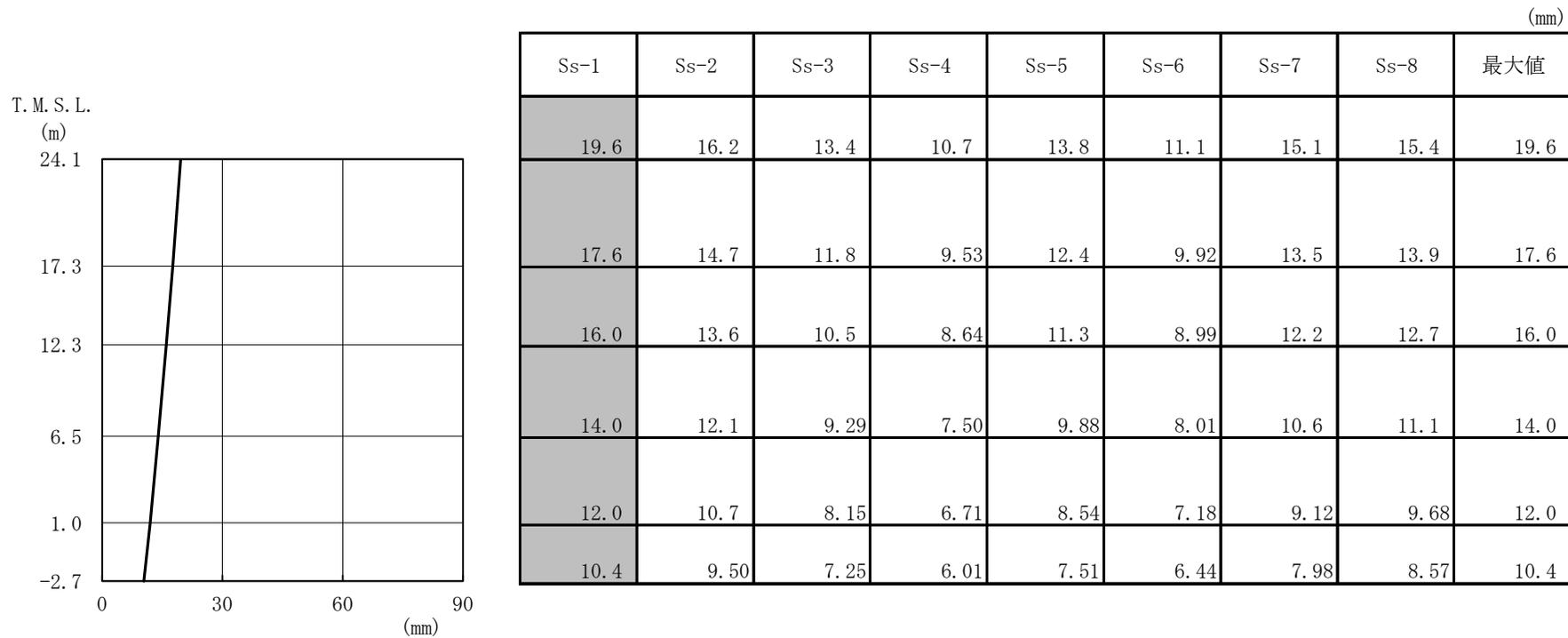
(m/s²)



	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大值
	13.4	11.1	9.99	7.57	9.23	7.83	9.90	9.15	13.4
	12.0	9.30	9.24	6.79	7.90	7.05	9.14	8.52	12.0
	11.1	8.26	8.66	6.25	7.55	6.49	8.55	8.12	11.1
	10.5	8.06	7.93	5.59	7.08	5.81	7.81	7.60	10.5
	10.0	7.93	7.32	5.19	6.66	5.41	7.23	7.12	10.0
	9.80	7.77	6.95	4.97	6.34	5.15	6.76	6.85	9.80

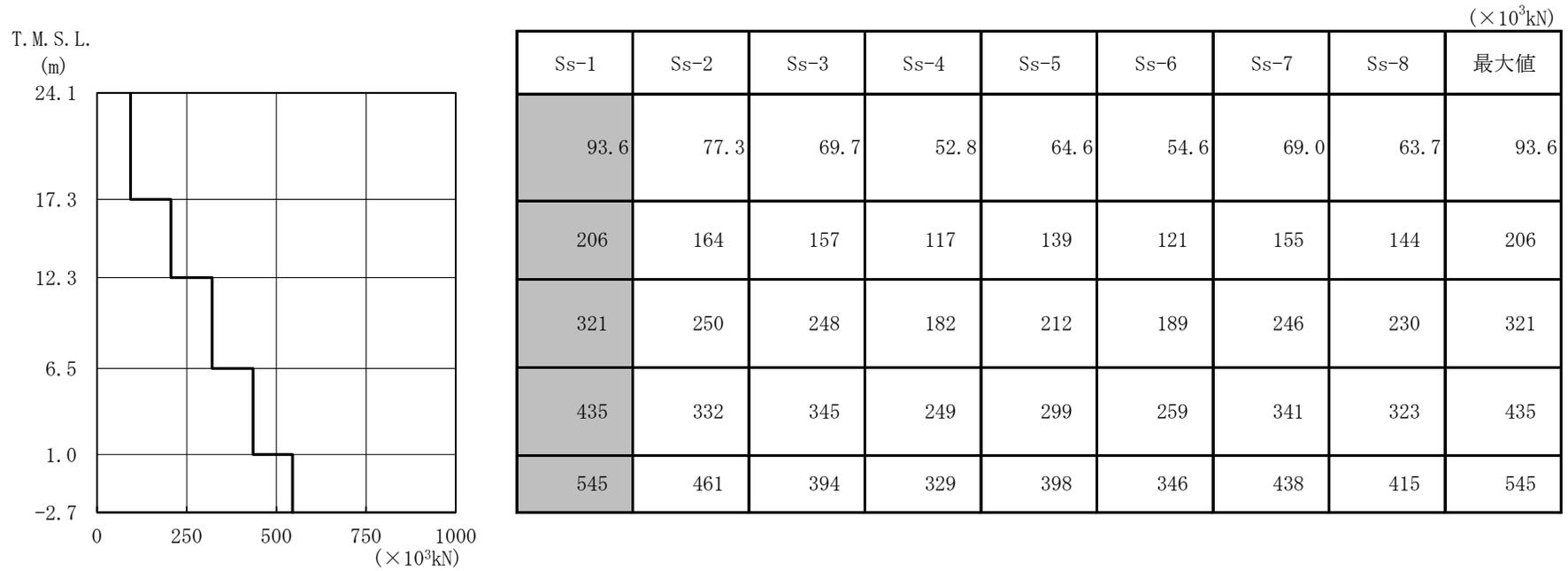
注1：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-7 最大応答加速度（基準地震動 S s ， EW 方向）



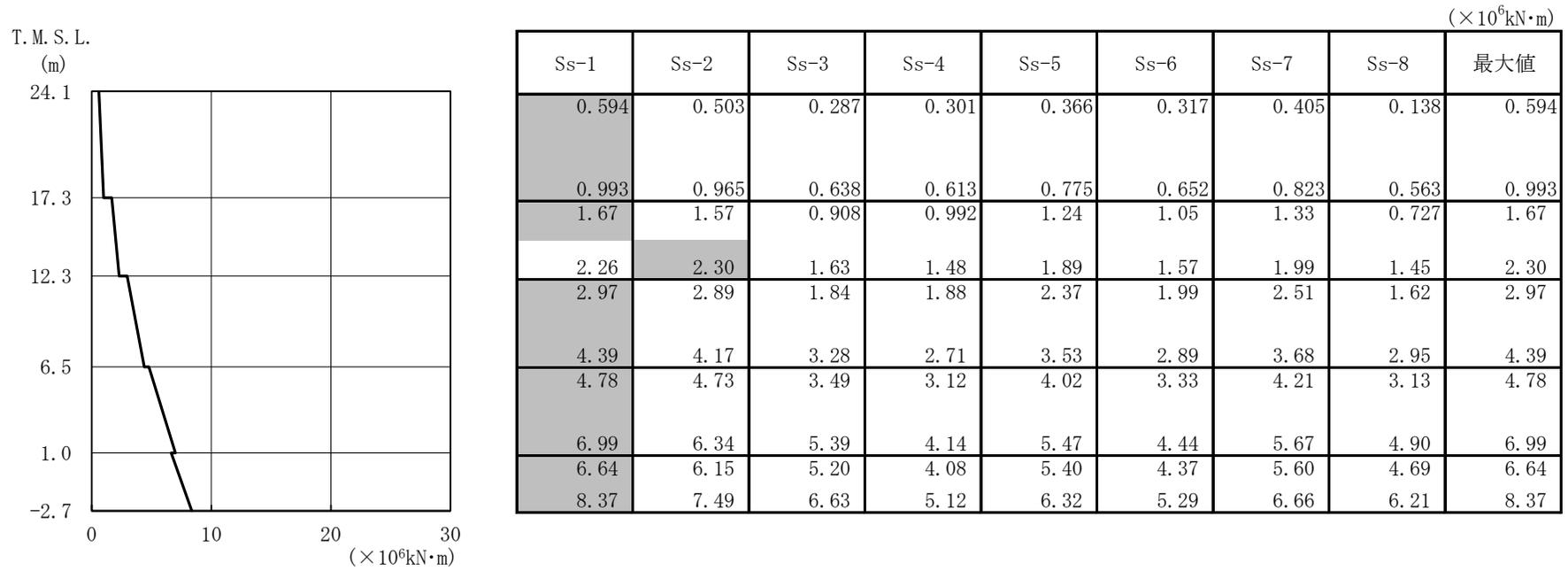
注1：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-8 最大応答変位 (基準地震動 S s , EW 方向)



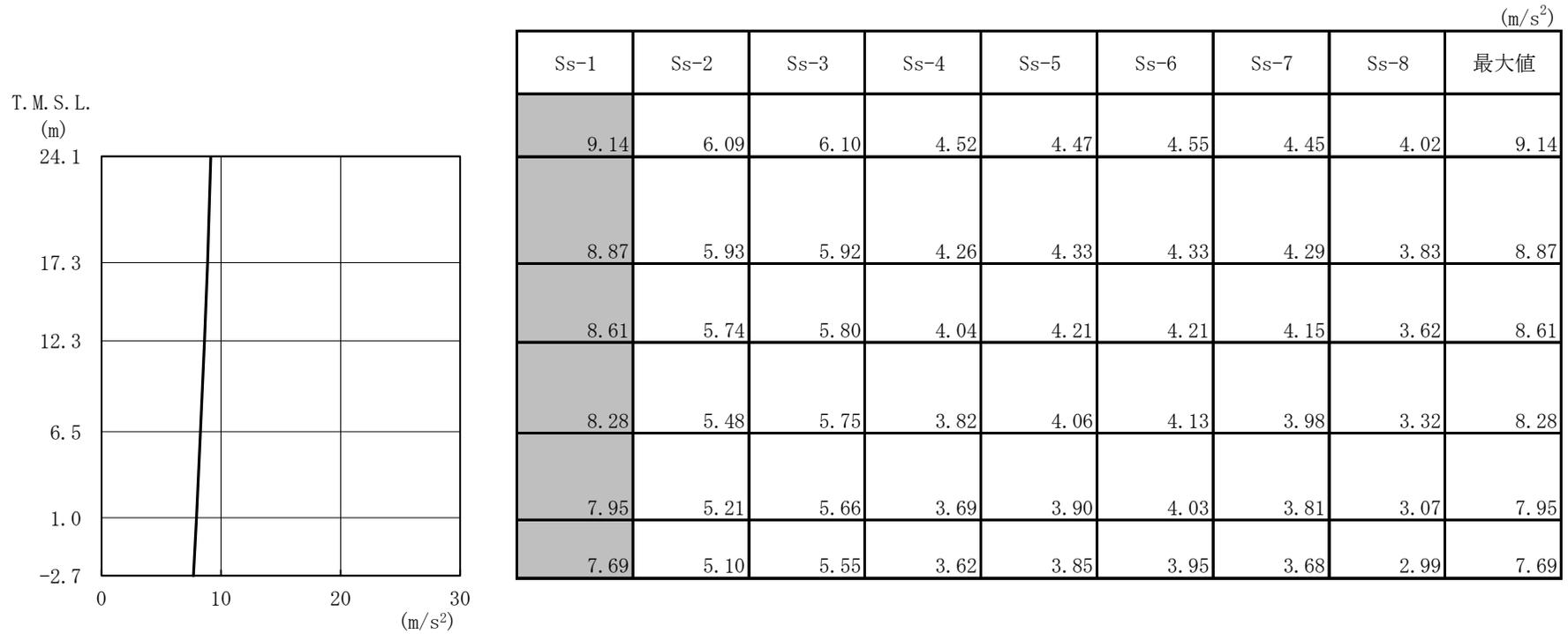
注1：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-9 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s, EW 方向)



注1：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

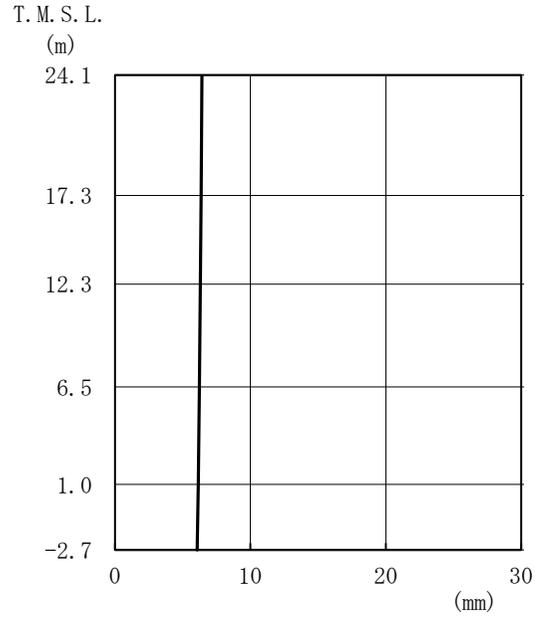
図 4-10 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW 方向)



注1：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-11 最大応答加速度（基準地震動 S s ，鉛直方向）

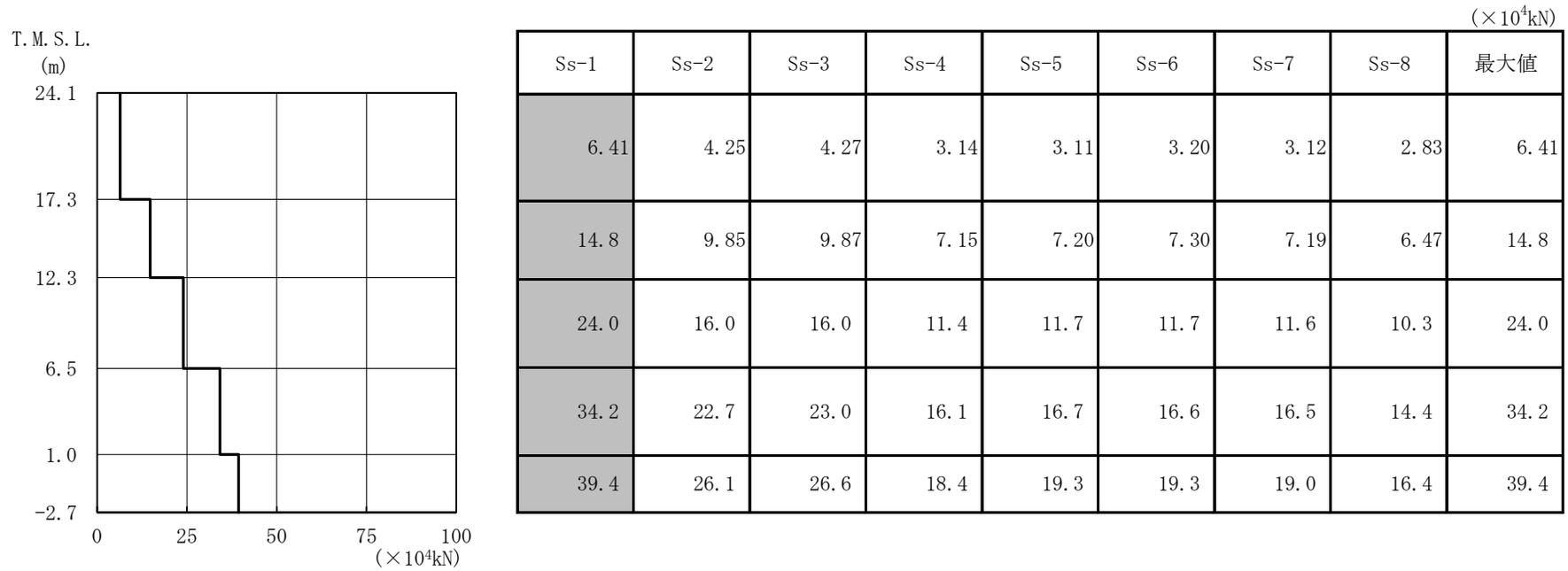
(mm)



Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
6.42	3.57	6.27	3.56	4.45	4.91	5.00	1.77	6.42
6.36	3.54	6.23	3.53	4.42	4.89	4.98	1.75	6.36
6.31	3.50	6.18	3.50	4.39	4.86	4.97	1.74	6.31
6.24	3.44	6.11	3.46	4.35	4.83	4.94	1.71	6.24
6.15	3.38	6.03	3.41	4.31	4.80	4.91	1.68	6.15
6.07	3.34	5.97	3.37	4.27	4.78	4.89	1.66	6.07

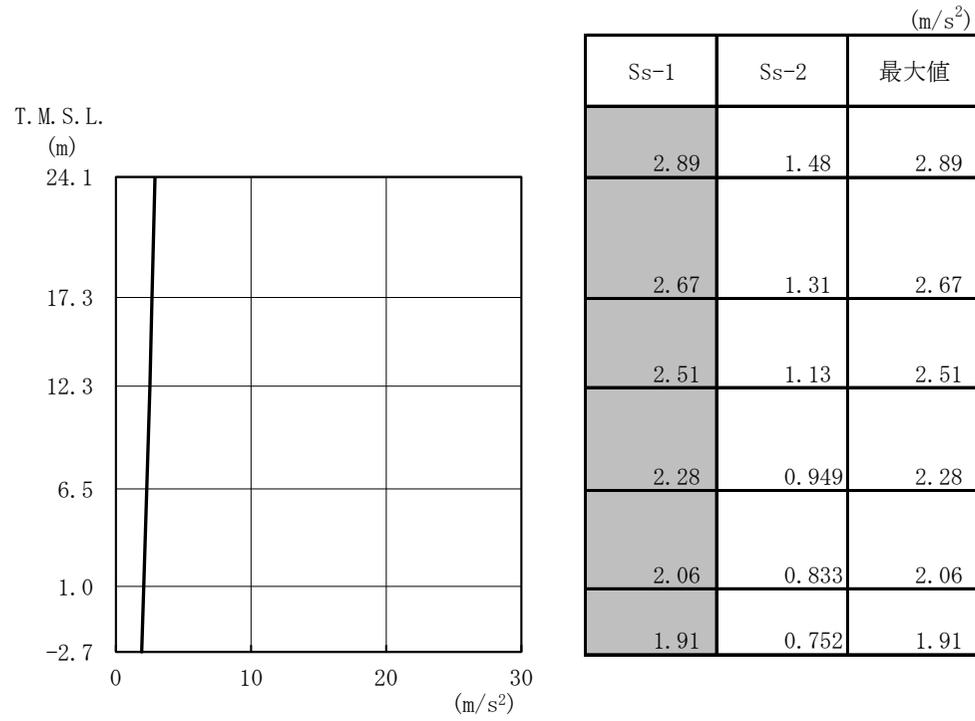
注1：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-12 最大応答変位（基準地震動 S s，鉛直方向）



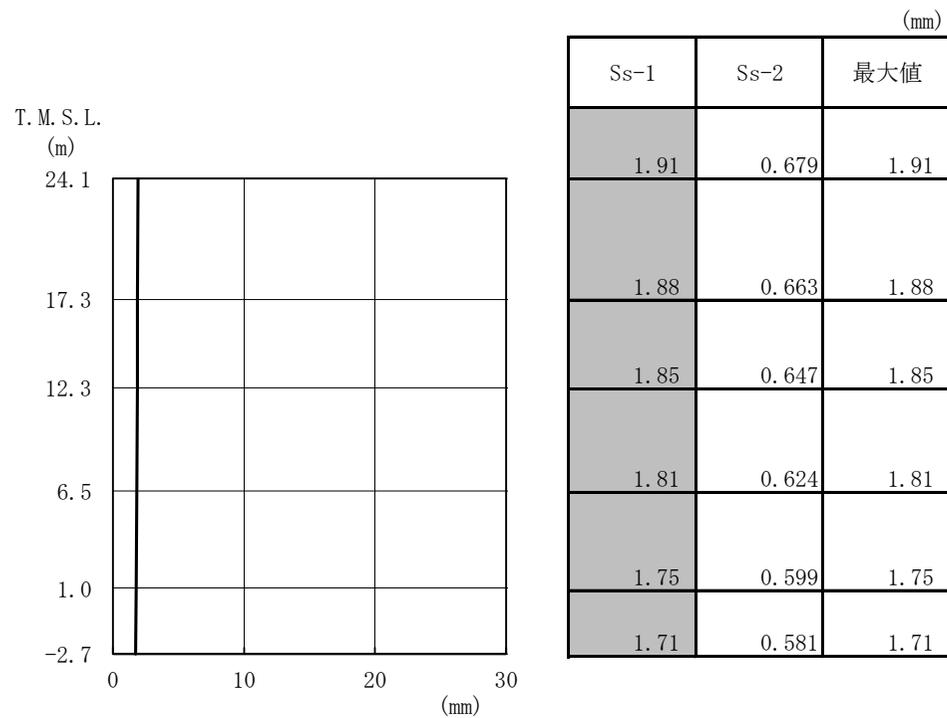
注1：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-13 最大応答軸力 (基準地震動 S_s, 鉛直方向)



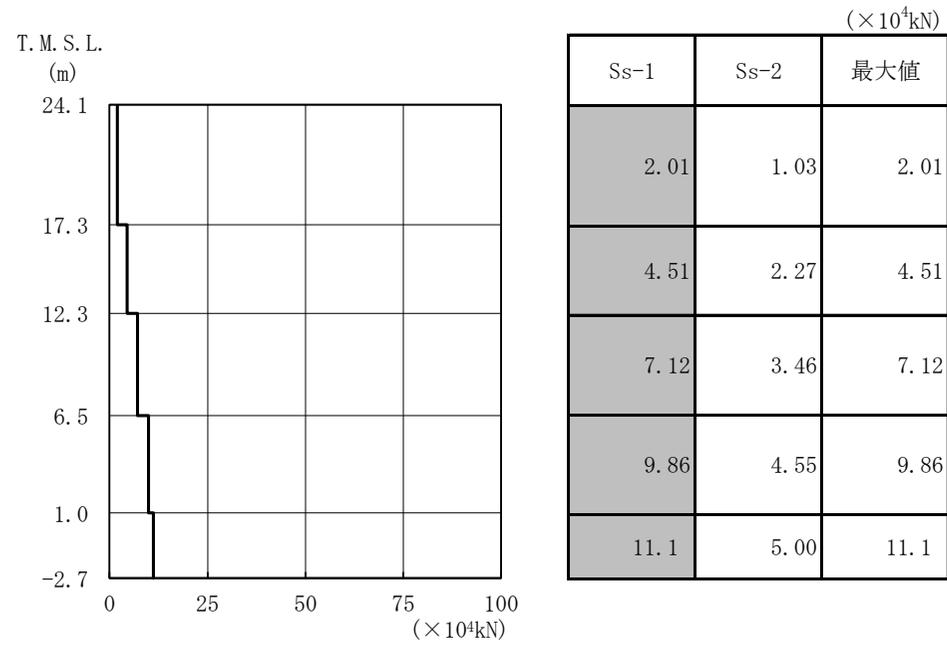
注1: 分布図は Ss-1, Ss-2 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2: ハッチングは Ss-1, Ss-2 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-14 最大応答加速度 (基準地震動 S s, NS 方向, 誘発上下動)



注1：分布図は Ss-1, Ss-2 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Ss-1, Ss-2 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-15 最大応答変位 (基準地震動 S s, NS 方向, 誘発上下動)



注1：分布図は Ss-1, Ss-2 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Ss-1, Ss-2 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-16 最大応答軸力（基準地震動 S_s, NS 方向, 誘発上下動）

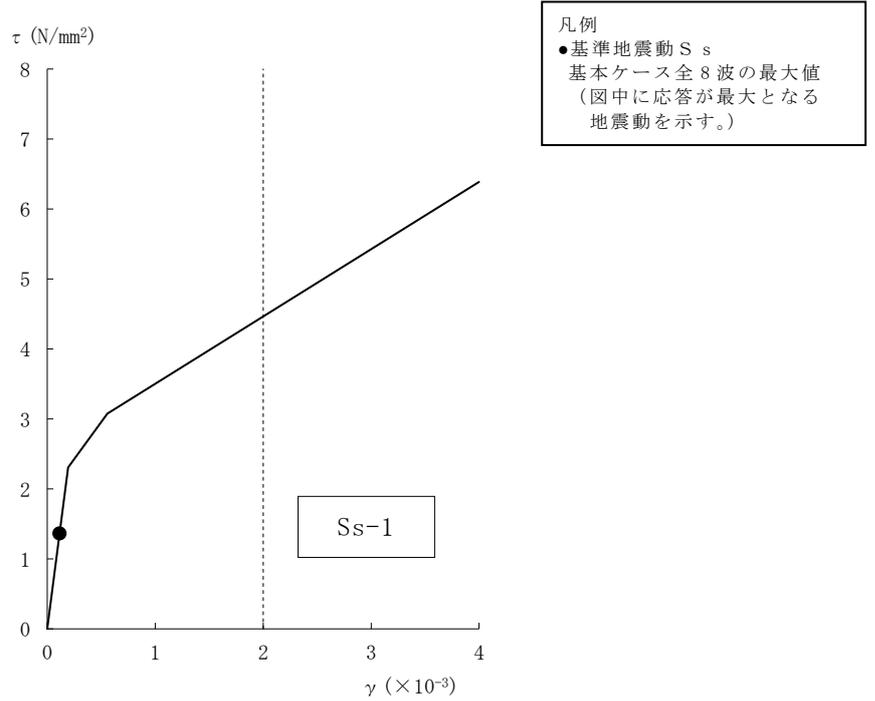


図 4-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s , NS 方向, 2F) (1/5)

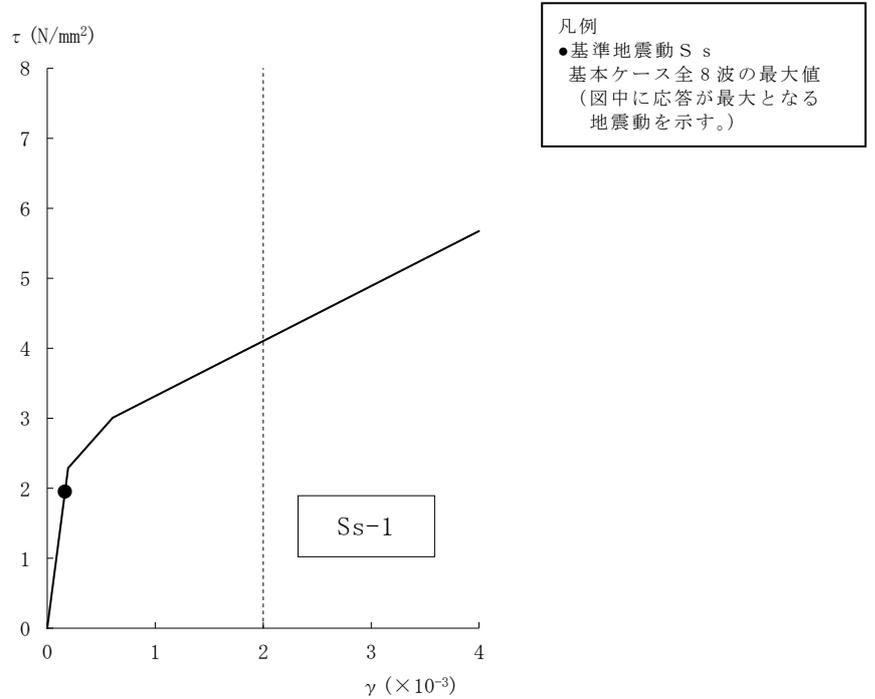


図 4-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s , NS 方向, 1F) (2/5)

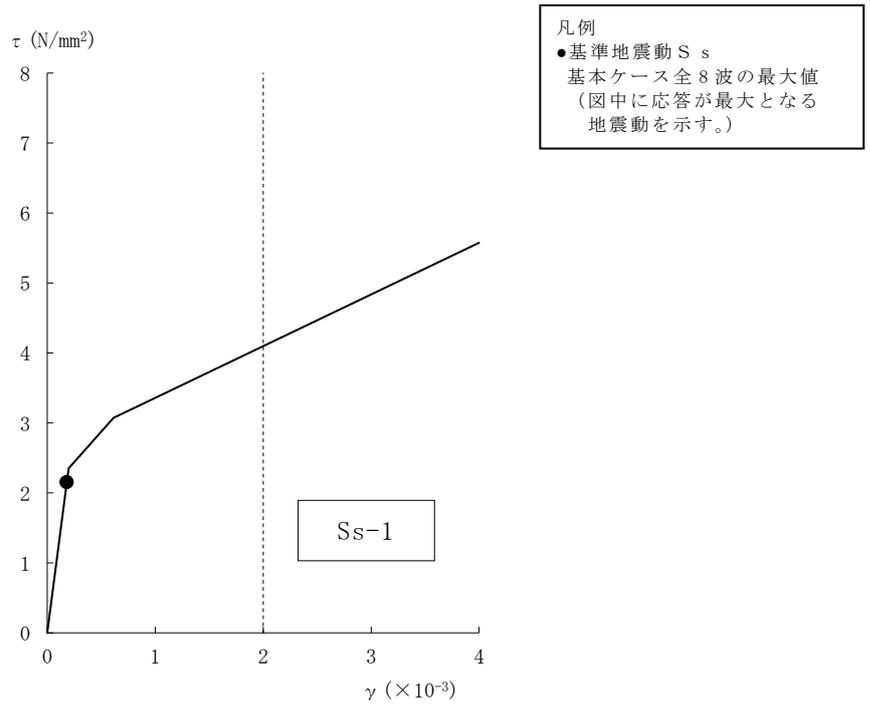


図 4-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s, NS 方向, B1F) (3/5)

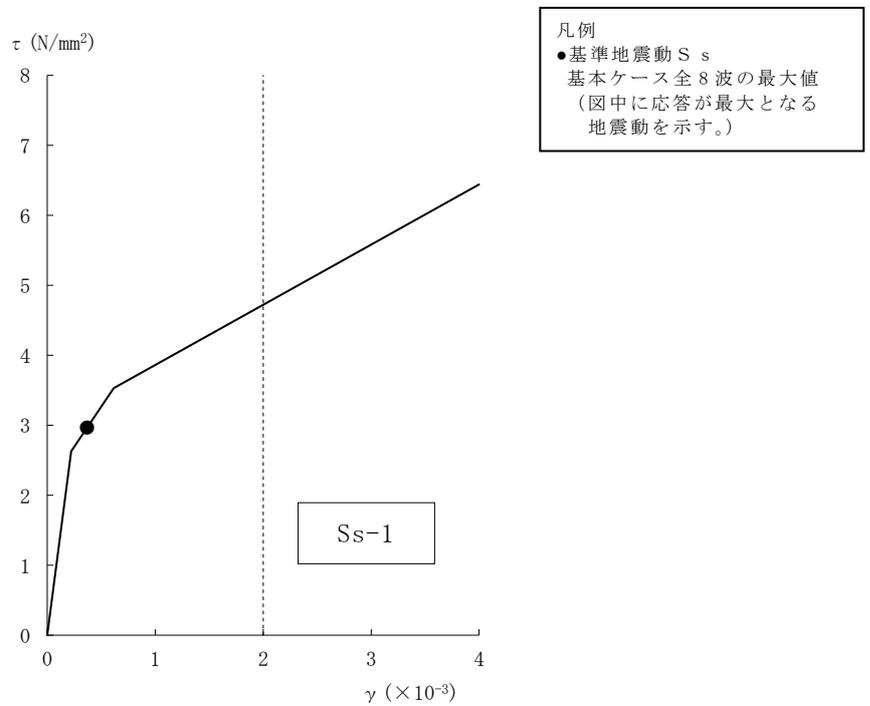


図 4-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s, NS 方向, MB2F) (4/5)

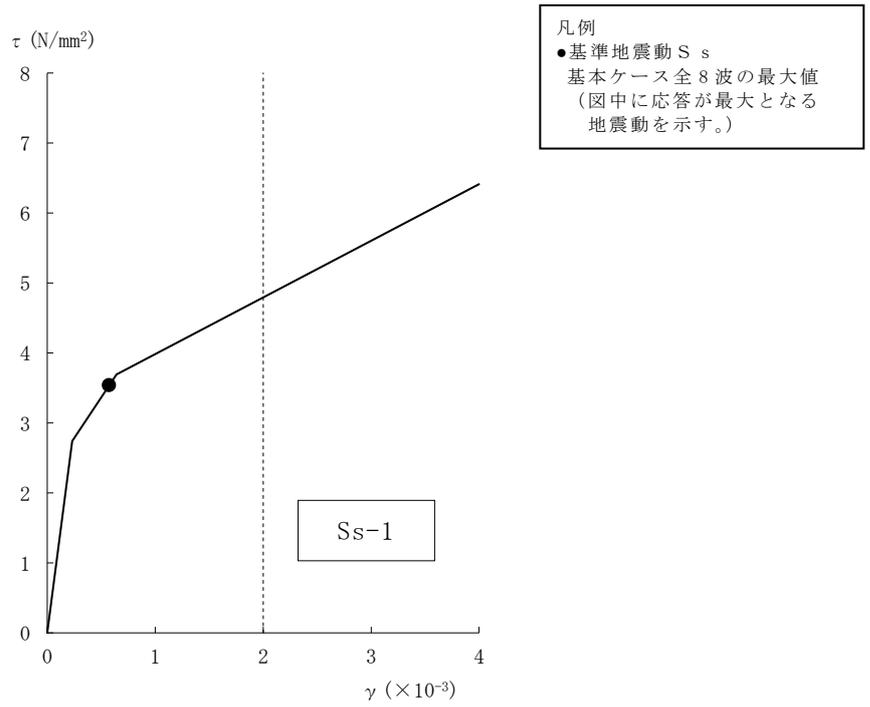


図 4-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s , NS 方向, B2F) (5/5)

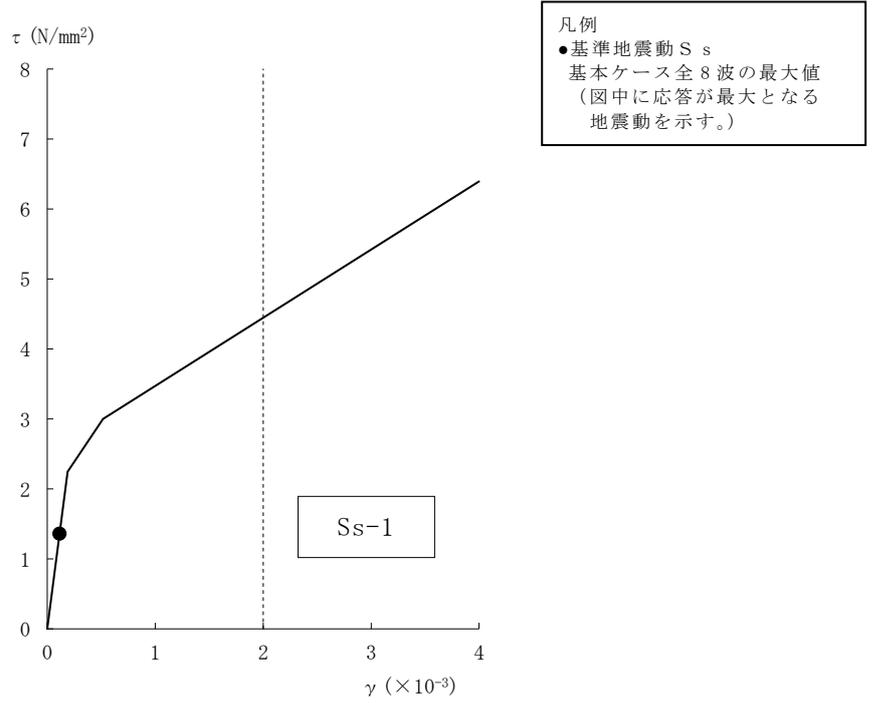


図 4-18 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s , EW 方向, 2F) (1/5)

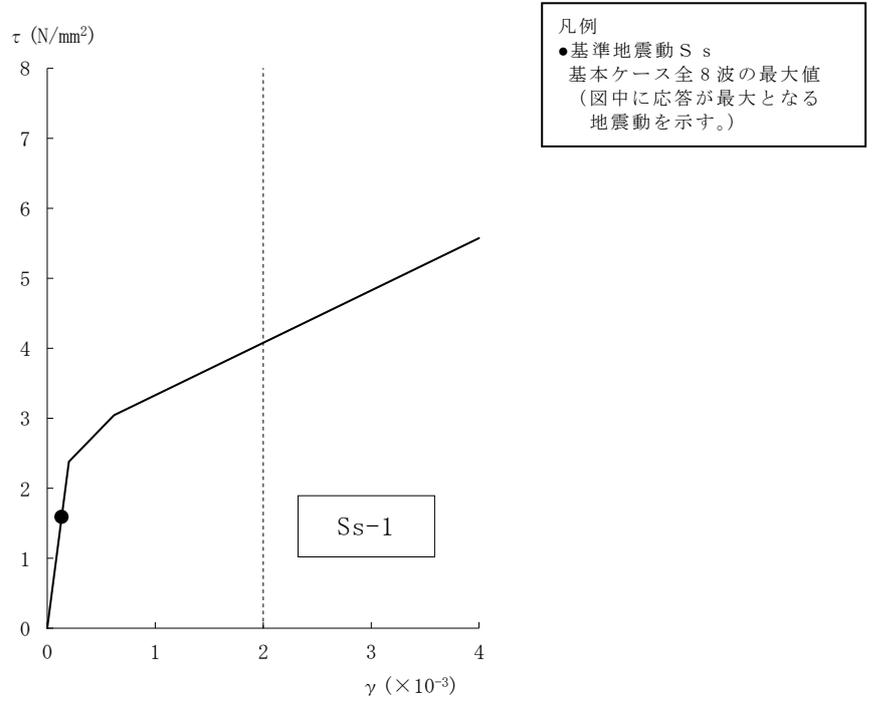


図 4-18 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s , EW 方向, 1F) (2/5)

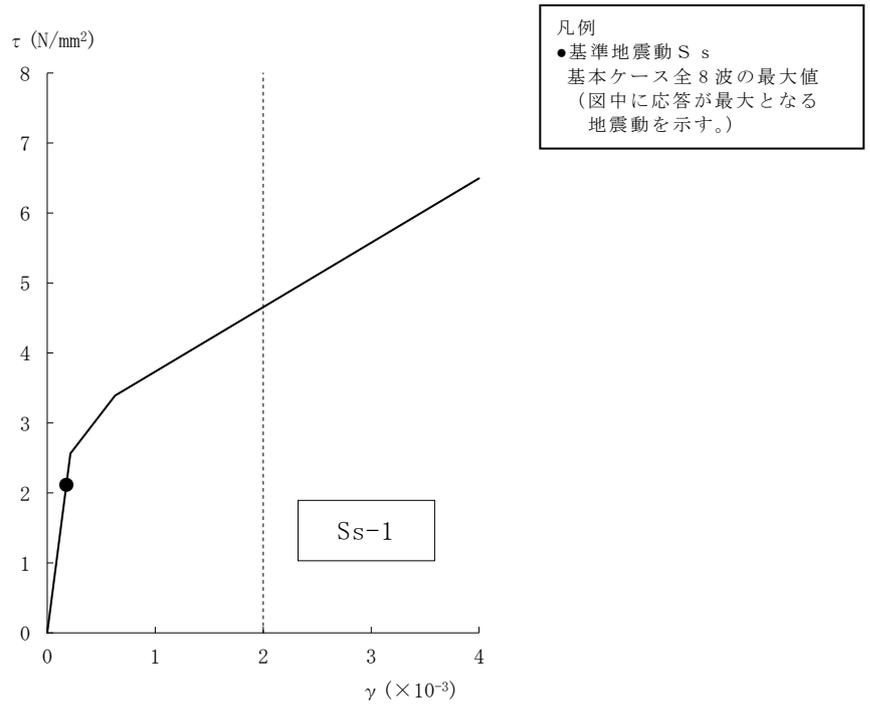


図 4-18 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s, EW 方向, B1F) (3/5)

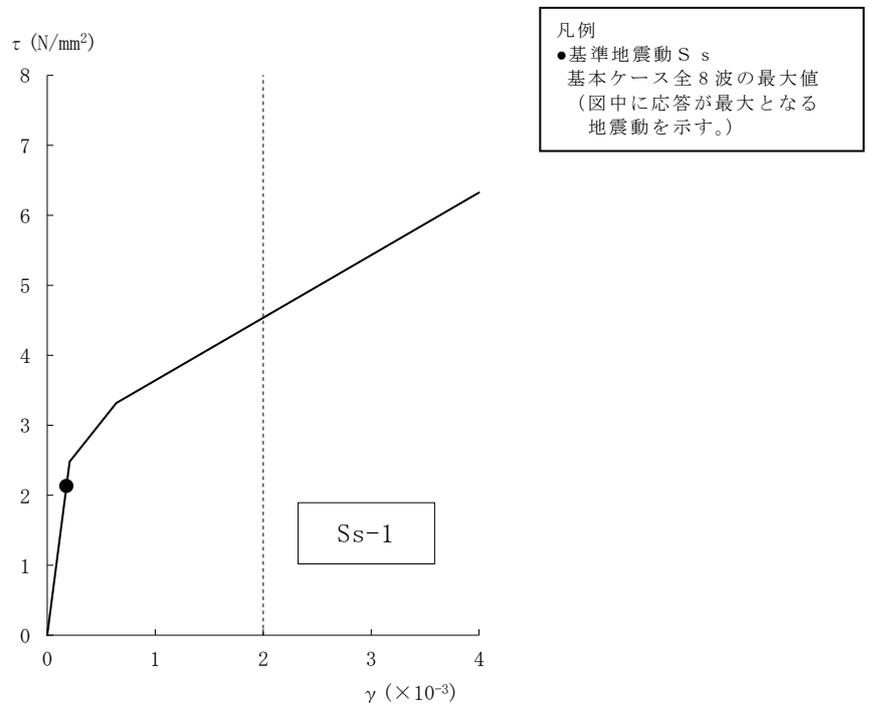


図 4-18 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s, EW 方向, MB2F) (4/5)

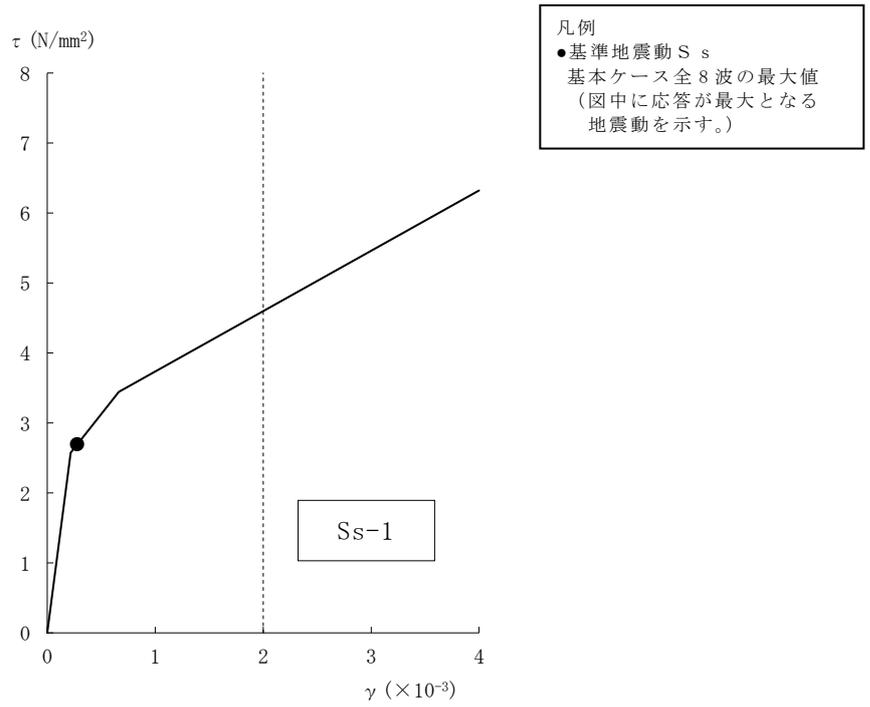


図 4-18 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s , EW 方向, B2F) (5/5)

表 4-18 基準地震動 S_s による地震応答解析結果に基づく接地率

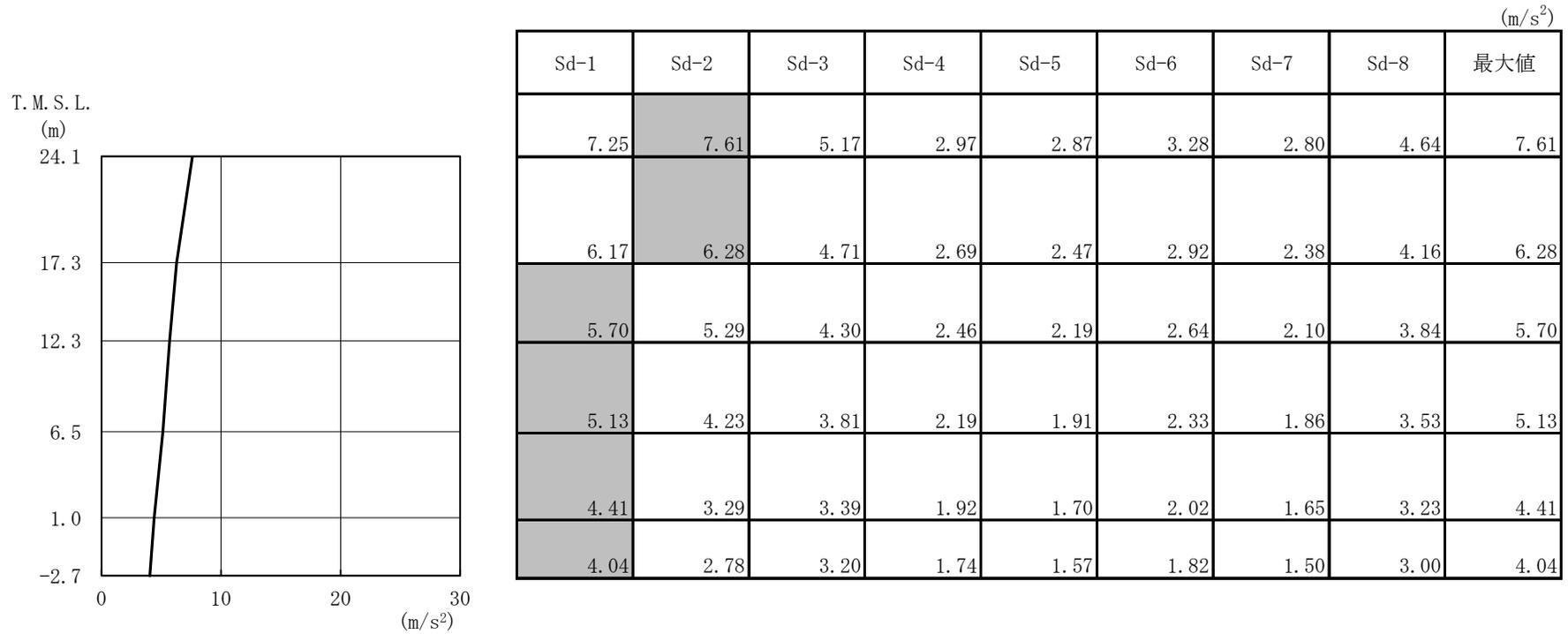
(a) NS 方向

基準地震動 S _s	最大接地圧 (kN/m ²)	最大転倒モーメント (×10 ⁶ kN・m)	最小接地率(%)
S _s -1*	1350	8.69	55.4
S _s -2*	1200	8.09	61.9
S _s -3	773	6.85	75.4
S _s -4	589	4.79	97.8
S _s -5	555	4.14	100.0
S _s -6	613	5.13	94.2
S _s -7	543	3.96	100.0
S _s -8	758	6.98	74.0

注記*：誘発上下動考慮の結果を示す。

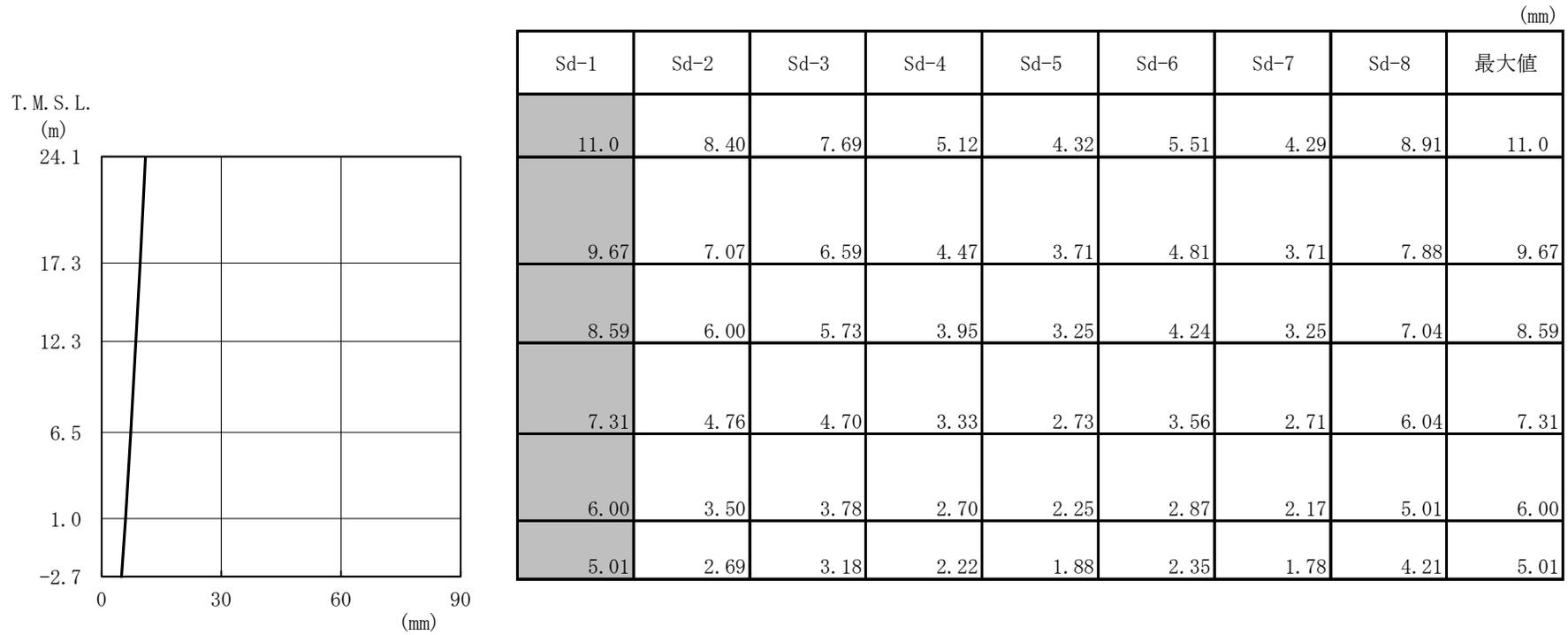
(b) EW 方向

基準地震動 S _s	最大接地圧 (kN/m ²)	最大転倒モーメント (×10 ⁶ kN・m)	最小接地率(%)
S _s -1	808	9.44	76.8
S _s -2	703	8.08	87.3
S _s -3	660	7.65	90.7
S _s -4	561	5.86	100.0
S _s -5	615	6.87	96.7
S _s -6	572	6.05	100.0
S _s -7	651	7.82	89.3
S _s -8	618	7.40	92.6



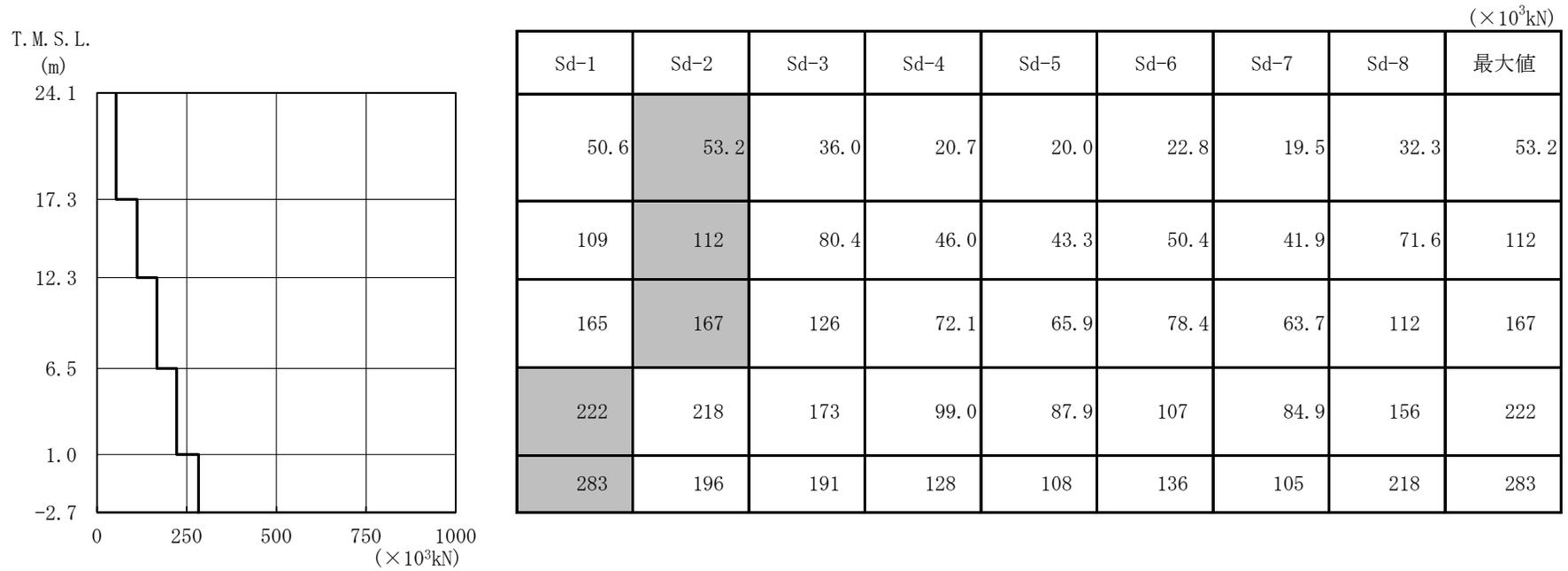
注1：分布図は Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-19 最大応答加速度（弾性設計用地震動 S d，NS 方向）



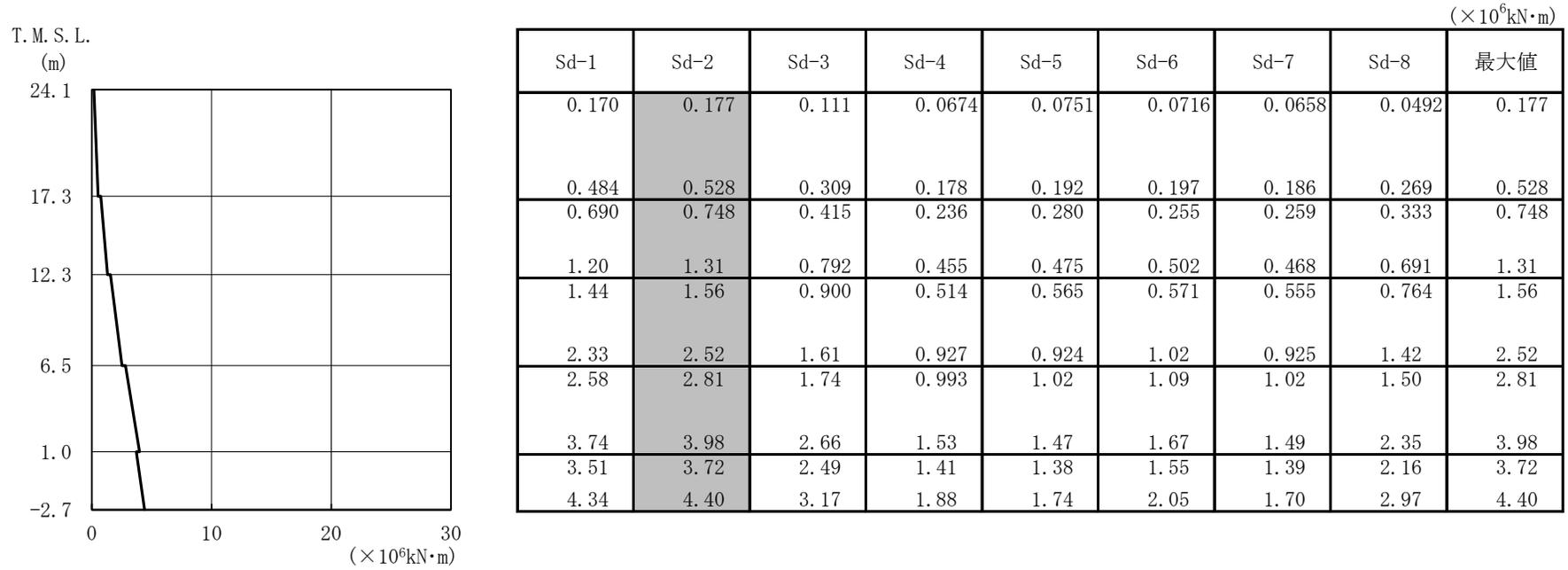
注1：分布図は Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-20 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)



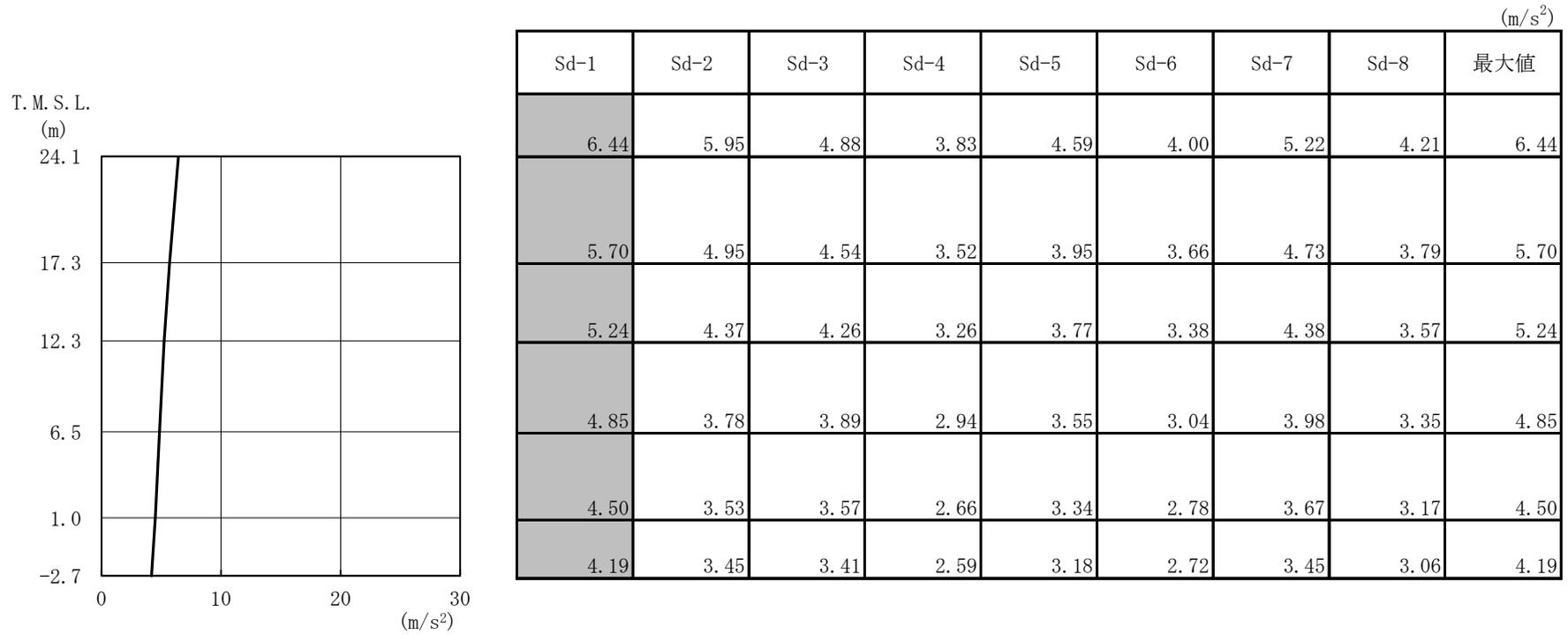
注1：分布図は Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-21 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向)



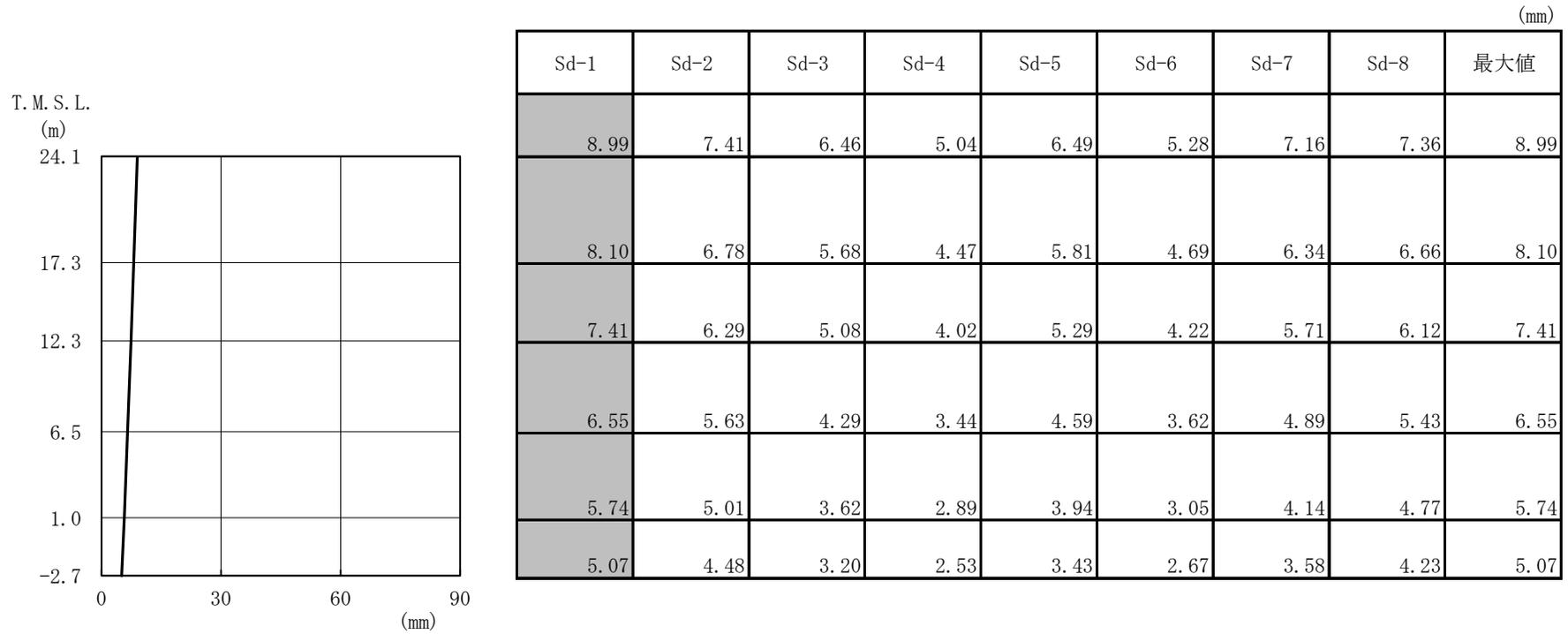
注1：分布図は Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-22 最大応答曲げモーメント (弾性設計用地震動 S d, NS 方向)



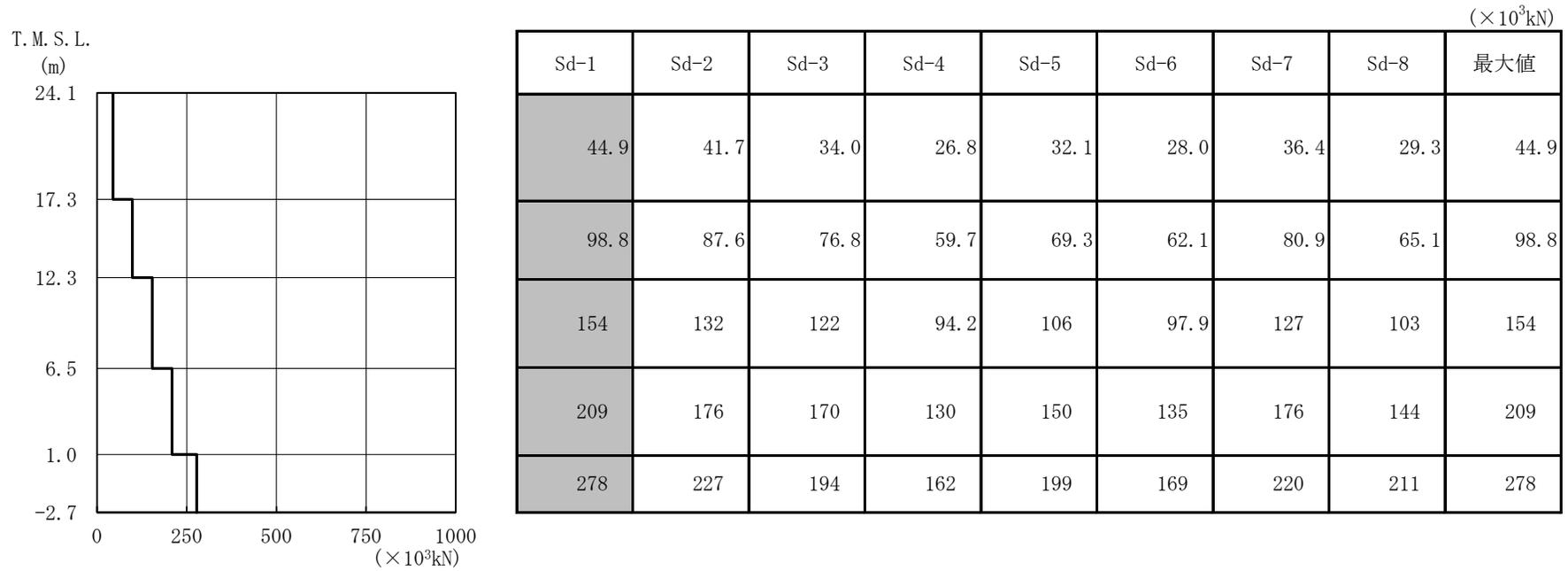
注1：分布図は Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-23 最大応答加速度（弾性設計用地震動 S d，EW 方向）



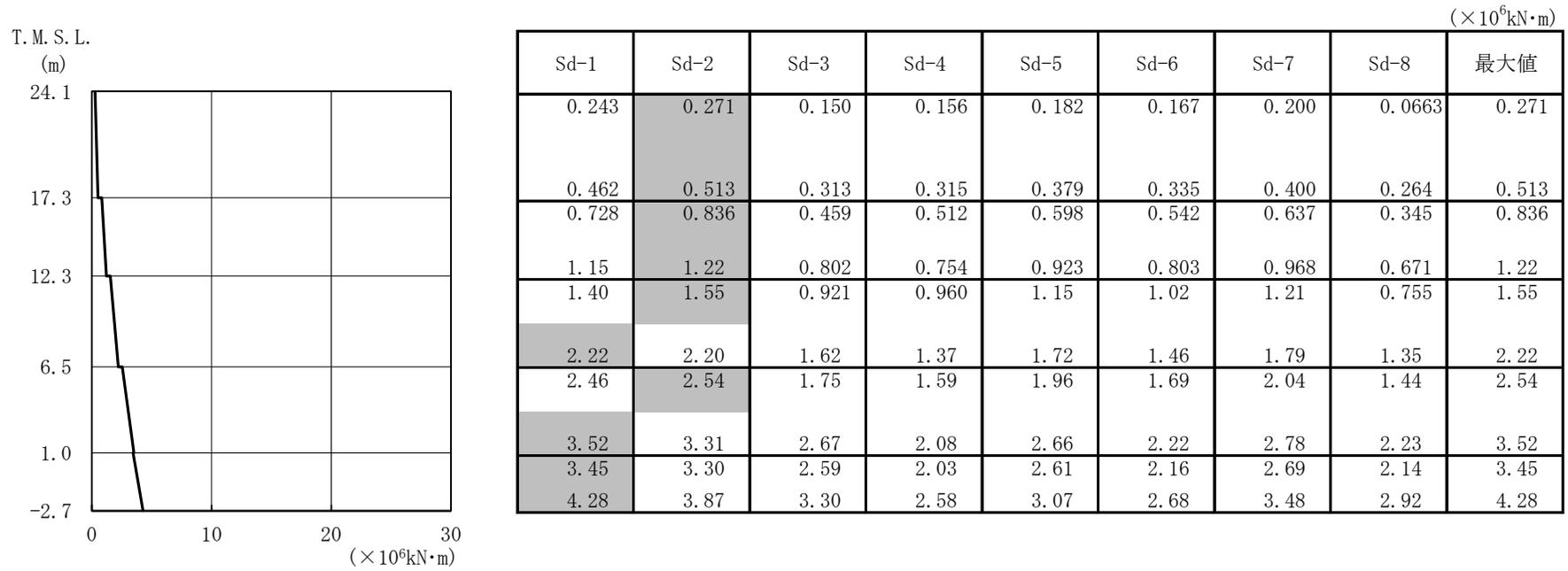
注1：分布図は Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-24 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d , EW 方向)



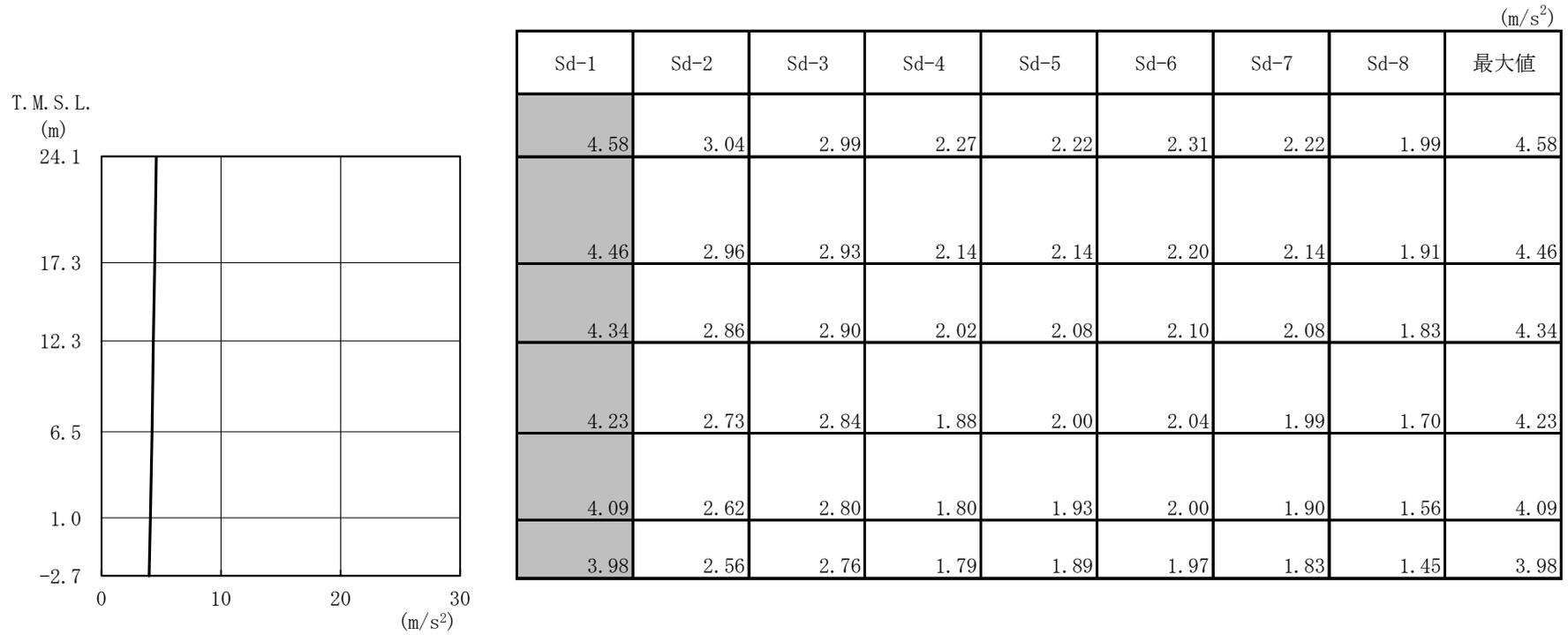
注1：分布図は Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-25 最大応答せん断力（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）



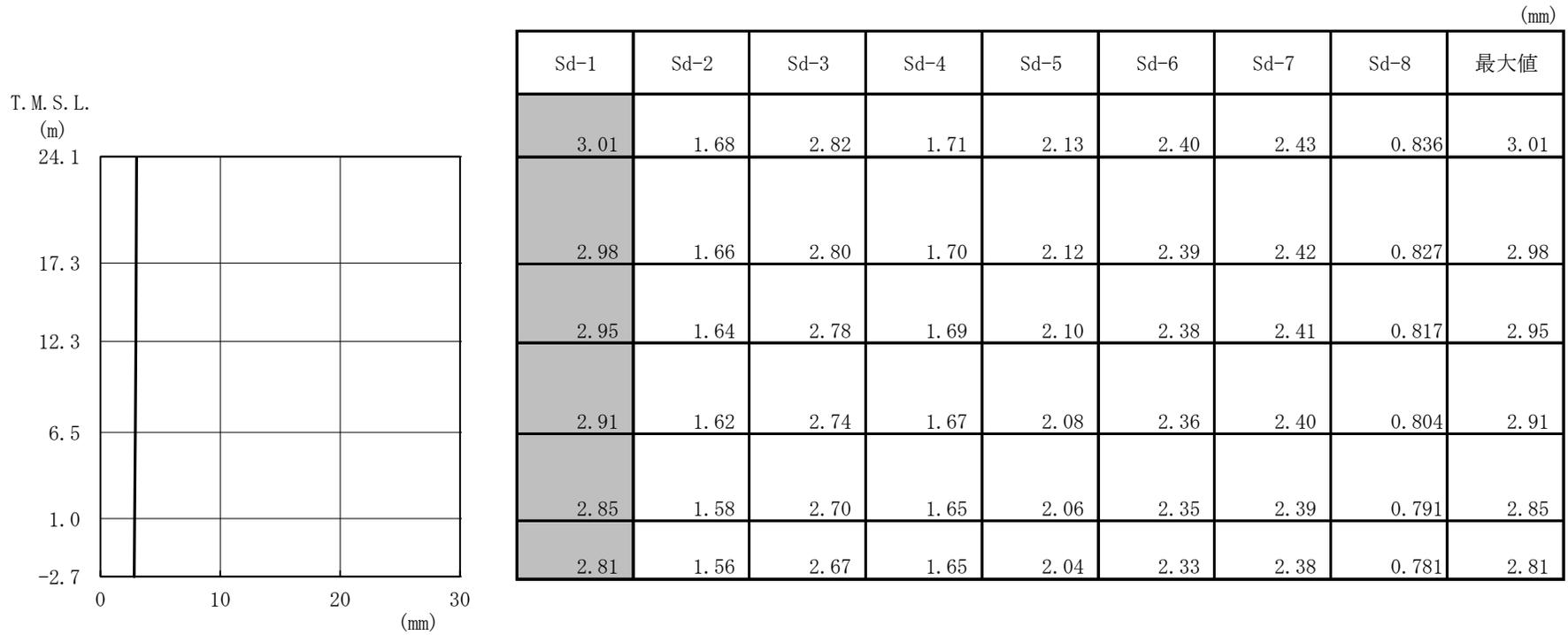
注1：分布図は Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-26 最大応答曲げモーメント (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)



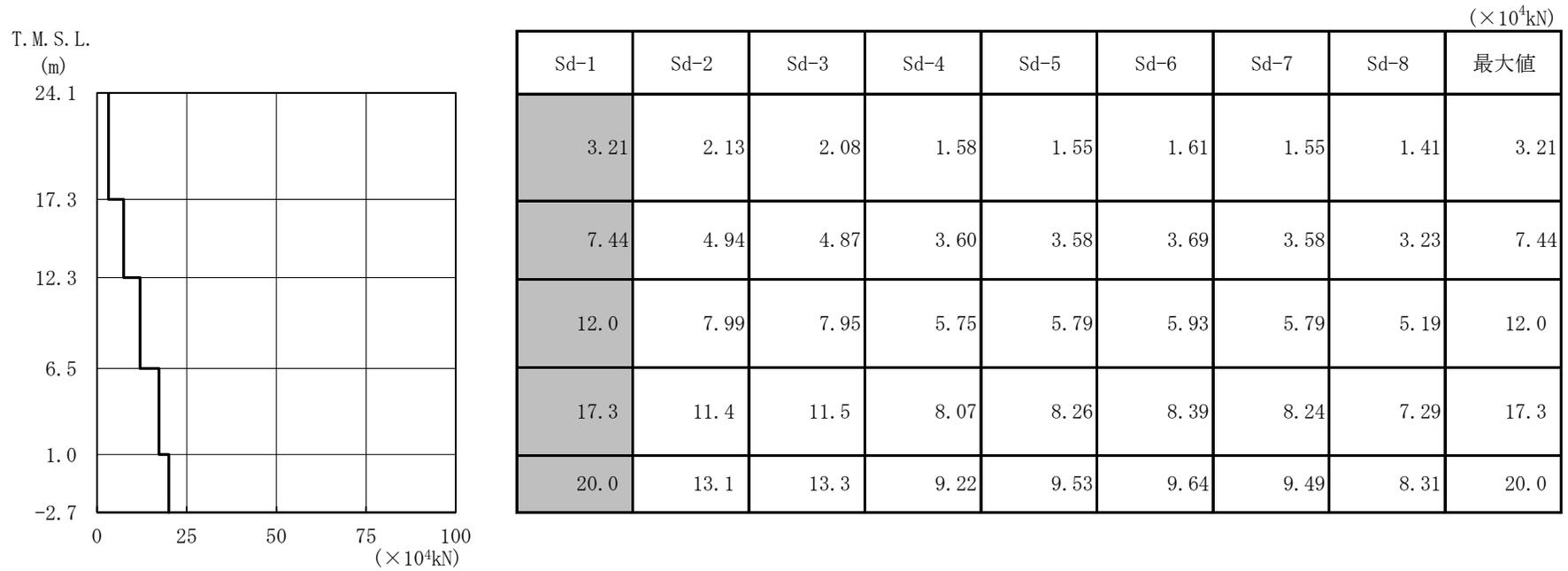
注1：分布図は Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-27 最大応答加速度（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）



注1：分布図は Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-28 最大応答変位（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）



注1：分布図は Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-29 最大応答軸力（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

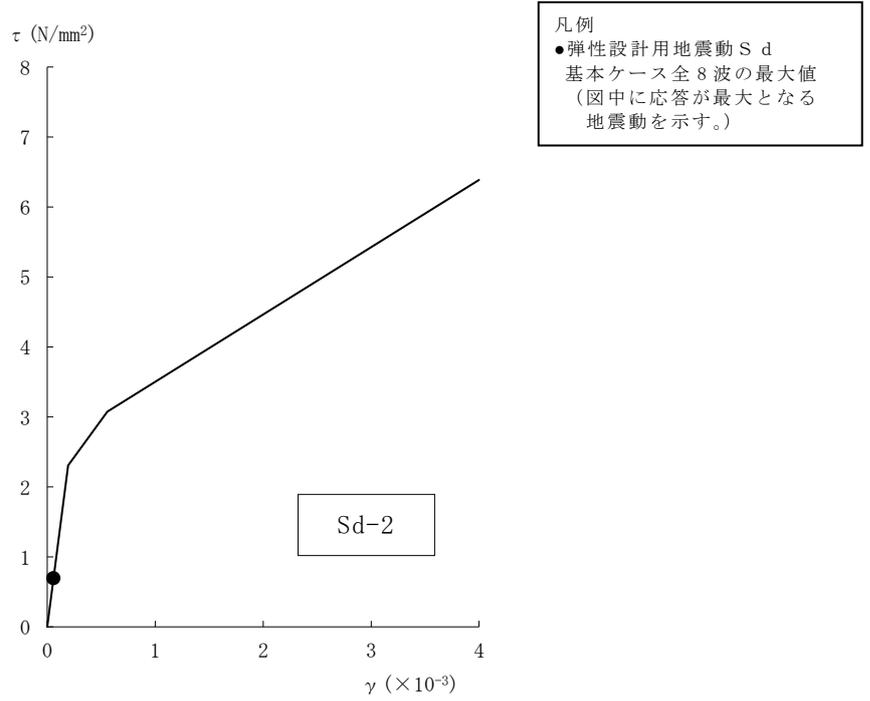


図 4-30 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向, 2F)
(1/5)

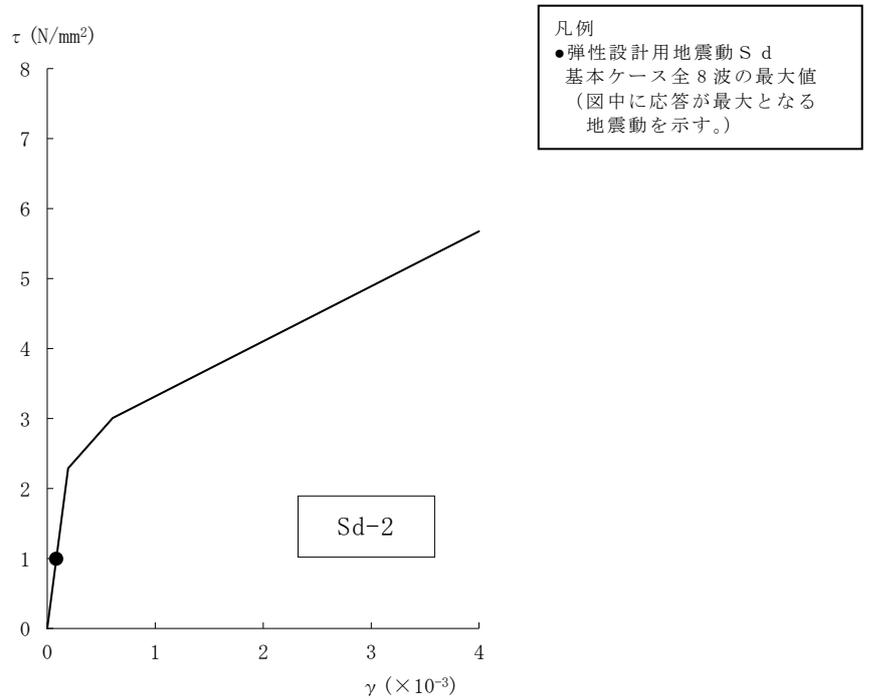


図 4-30 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向, 1F)
(2/5)

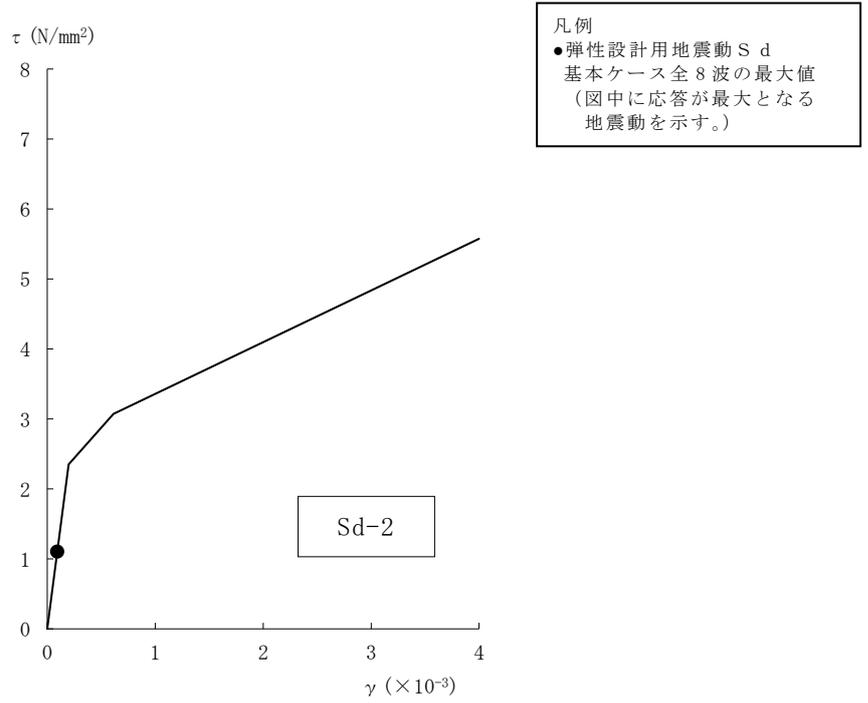


図 4-30 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向, B1F)
(3/5)

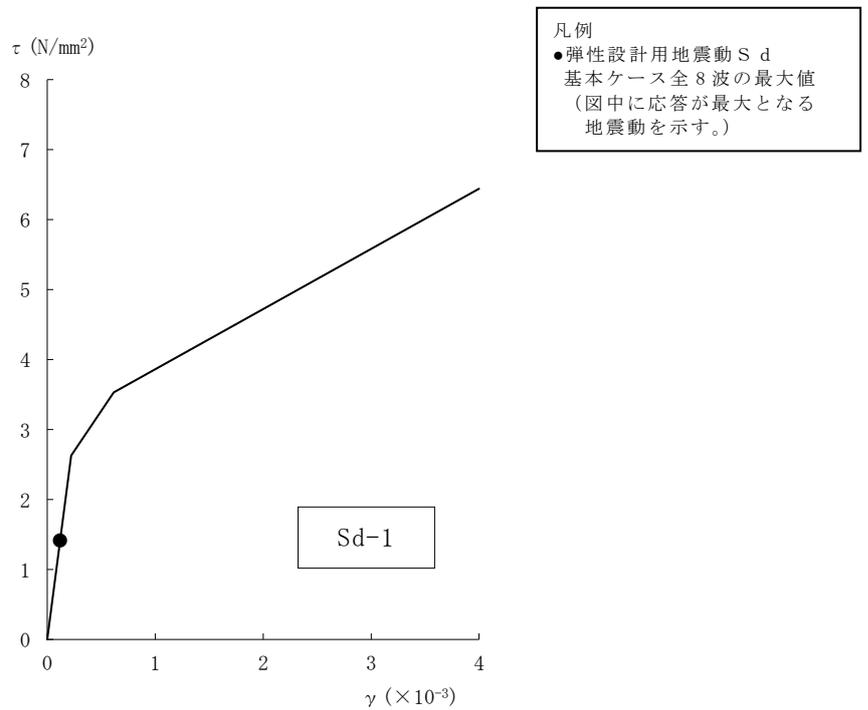


図 4-30 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向, MB2F)
(4/5)

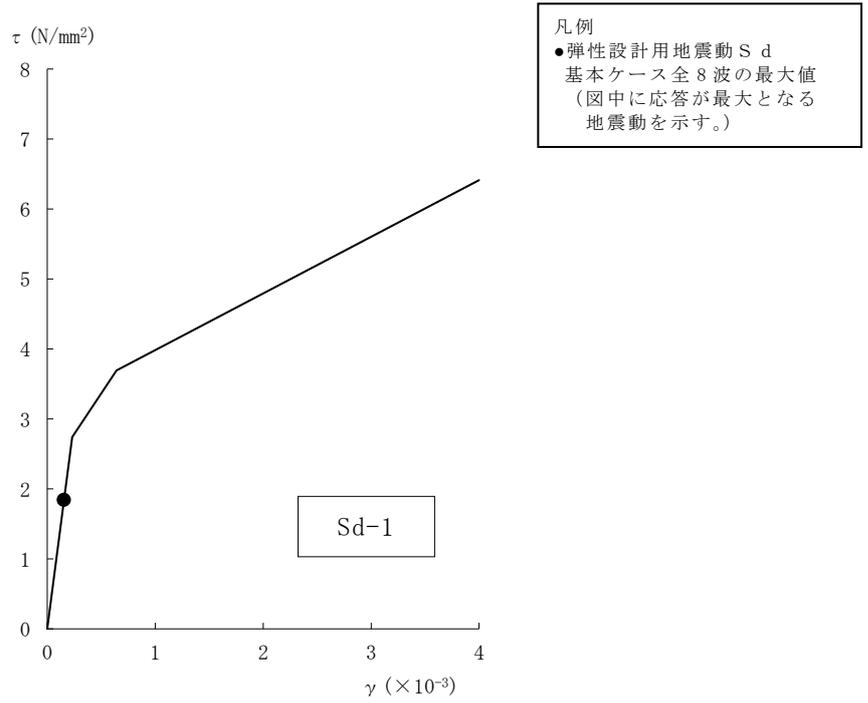


図 4-30 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向, B2F)
(5/5)

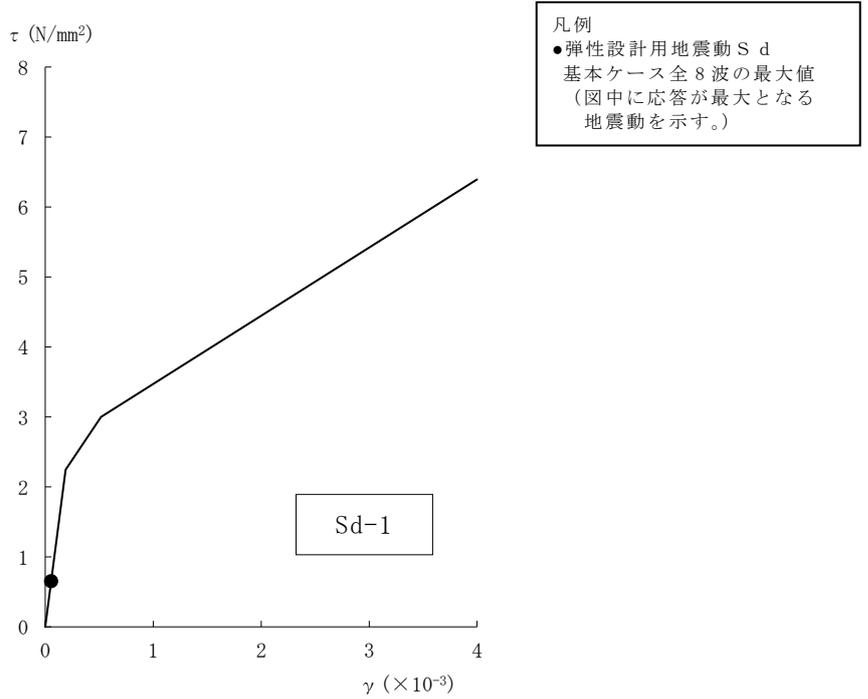


図 4-31 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向, 2F)
(1/5)

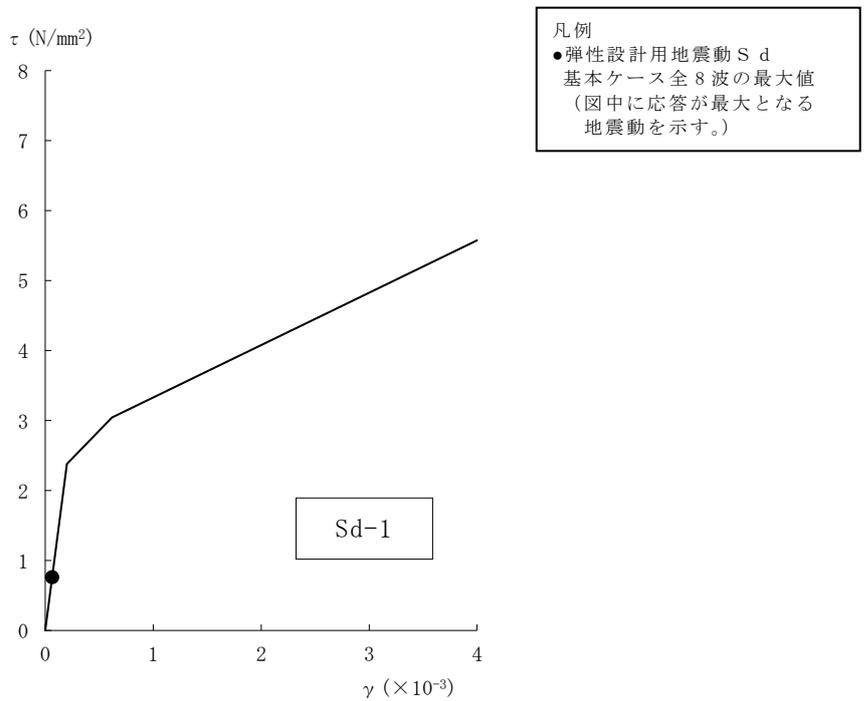


図 4-31 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向, 1F)
(2/5)

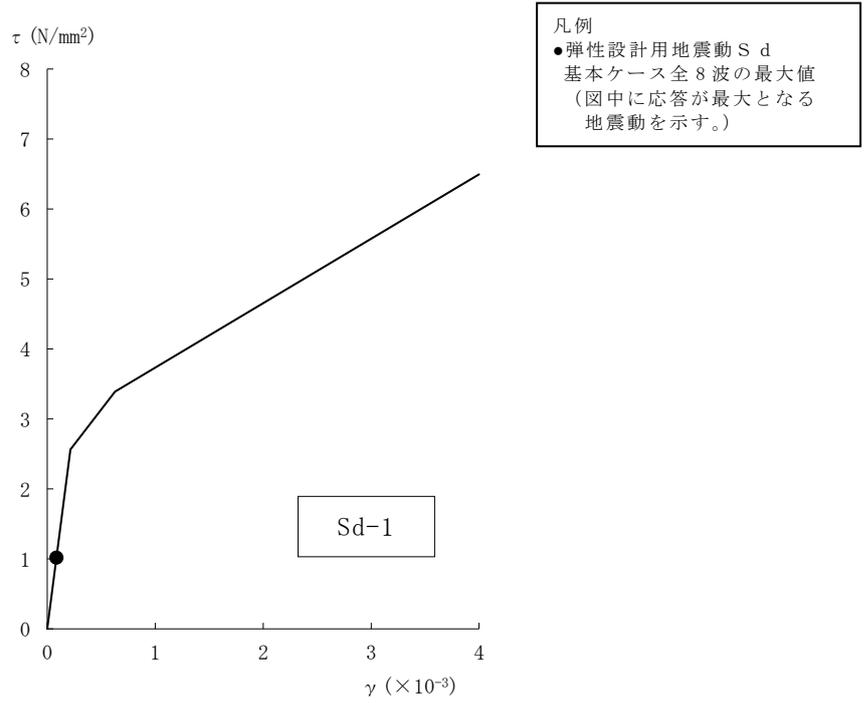


図 4-31 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向, B1F)
(3/5)

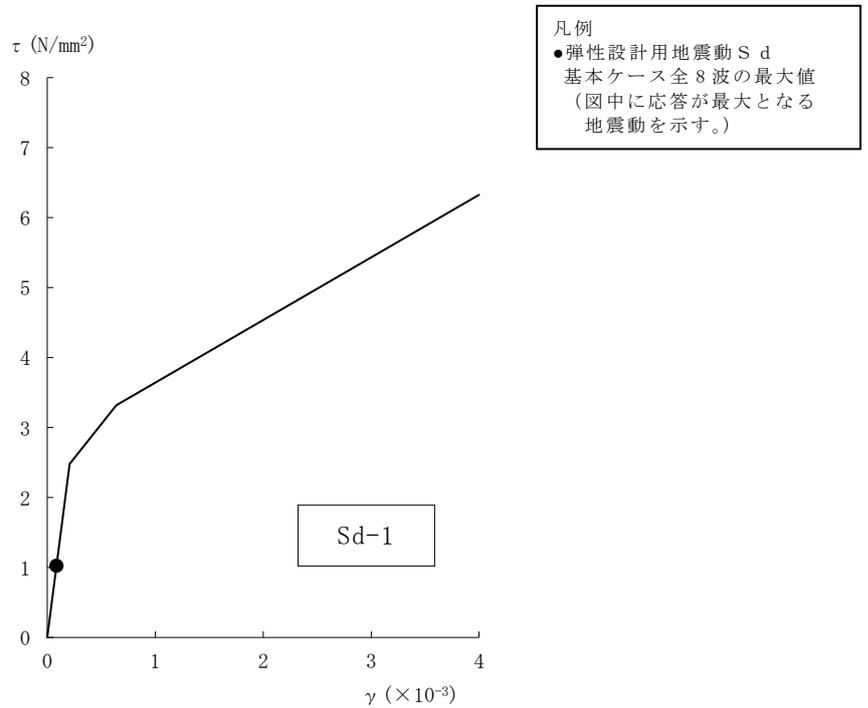


図 4-31 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向, MB2F)
(4/5)

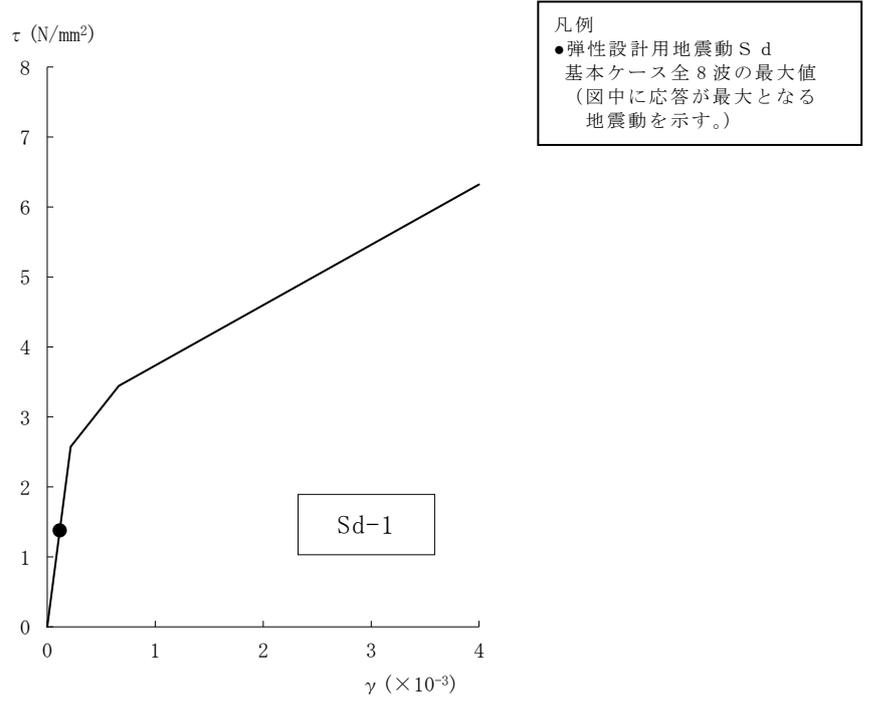


図 4-31 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向, B2F)
(5/5)

表 4-19 弾性設計用地震動 S d による地震応答解析結果に基づく接地率

(a) NS 方向

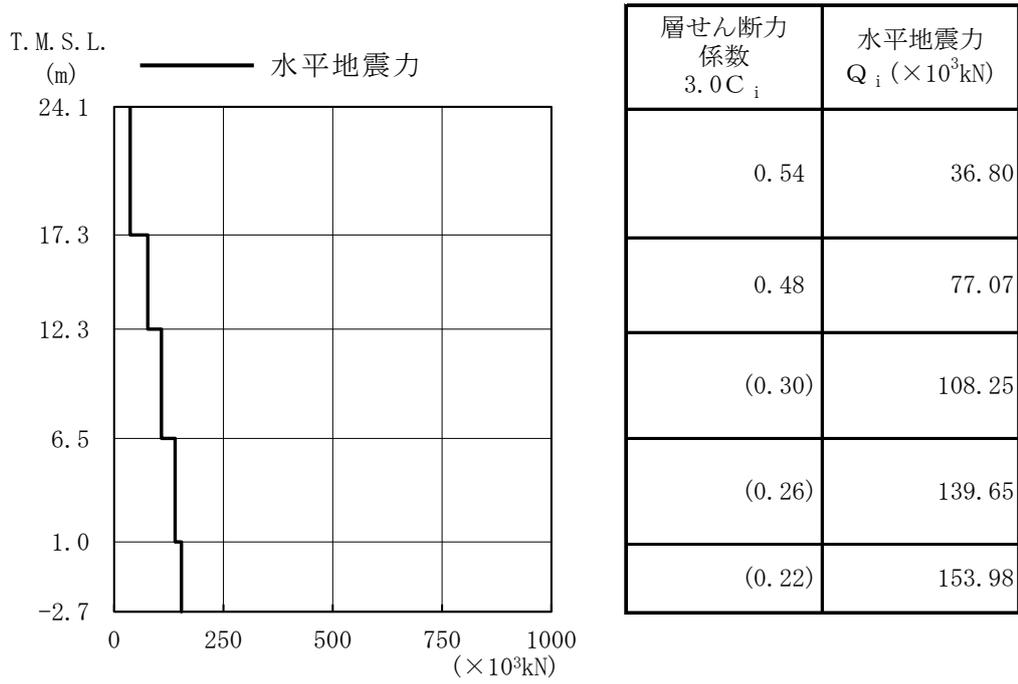
弾性設計用地震動 S d	最大接地圧 (kN/m ²)	最大転倒モーメント (×10 ⁶ kN・m)	最小接地率(%)
Sd-1	597	4.81	97.6
Sd-2	575	4.70	98.8
Sd-3	509	3.61	100.0
Sd-4	415	2.21	100.0
Sd-5	404	1.97	100.0
Sd-6	428	2.40	100.0
Sd-7	400	1.91	100.0
Sd-8	493	3.57	100.0

(b) EW 方向

弾性設計用地震動 S d	最大接地圧 (kN/m ²)	最大転倒モーメント (×10 ⁶ kN・m)	最小接地率(%)
Sd-1	521	4.81	100.0
Sd-2	484	4.22	100.0
Sd-3	459	3.80	100.0
Sd-4	413	2.96	100.0
Sd-5	434	3.40	100.0
Sd-6	420	3.07	100.0
Sd-7	460	4.04	100.0
Sd-8	434	3.55	100.0

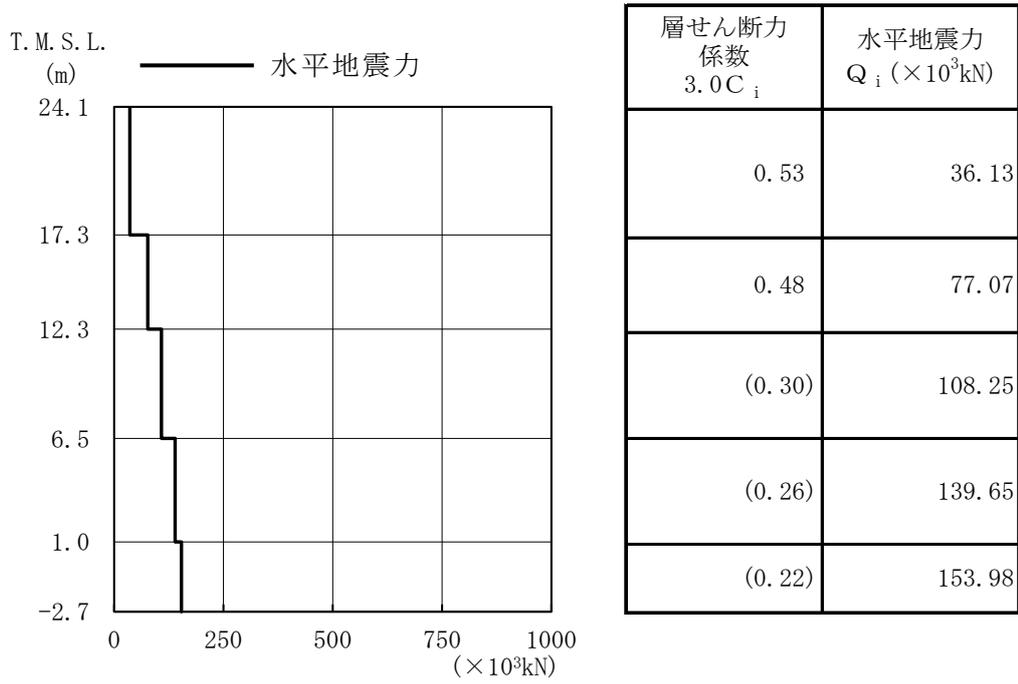
4.2 静的解析

静的地震力については、「3.3 解析方法」に示すとおり、平成4年10月13日付け4 資庁第 8732 号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-2-1 コントロール建屋の耐震性についての計算書」にて算出した値を用いる。地震層せん断力係数 $3.0C_i$ 及び静的地震力（水平地震力）を図 4-32 及び図 4-33 に示す。



注：() 内数値は地下震度を示す。

図 4-32 地震層せん断力係数 ($3.0 C_i$) 及び水平地震力 (NS 方向)

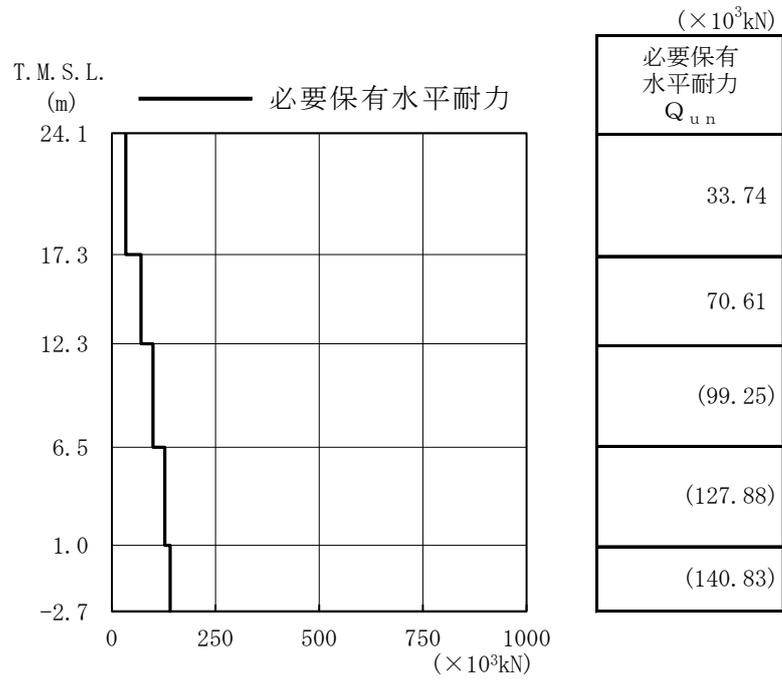


注：() 内数値は地下震度を示す。

図 4-33 地震層せん断力係数 ($3.0C_i$) 及び水平地震力 (EW 方向)

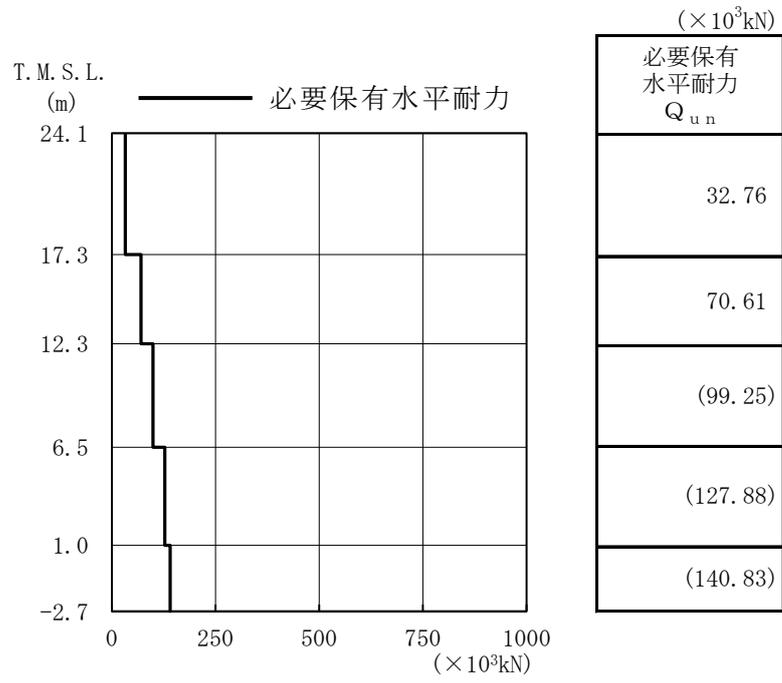
4.3 必要保有水平耐力

必要保有水平耐力については、「3.3 解析方法」に示すとおり，平成4年10月13日付け4資庁第8732号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-2-1 コントロール建屋の耐震性についての計算書」にて算出した値を用いる。必要保有水平耐力 Q_{un} を図4-34及び図4-35に示す。



注：() 内数值は地下震度を使用した場合を示す。

図 4-34 必要保有水平耐力 Q_{un} (NS 方向)



注：() 内数値は地下震度を使用した場合を示す。

図 4-35 必要保有水平耐力 Q_{un} (EW 方向)

V-2-2-10 コントロール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	11
2.4 適用規格・基準等	14
3. 地震応答解析による評価方法	15
4. 応力解析による評価方法	18
4.1 評価対象部位及び評価方針	18
4.2 荷重及び荷重の組合せ	19
4.2.1 荷重	19
4.2.2 荷重の組合せ	21
4.3 許容限界	22
4.4 解析モデル及び諸元	26
4.4.1 モデル化の基本方針	26
4.4.2 解析諸元	28
4.4.3 材料構成則	29
4.5 評価方法	31
4.5.1 応力解析方法	31
4.5.2 断面の評価方法	33
5. 地震応答解析による評価結果	35
5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果	35
5.2 接地圧の評価結果	37
5.3 保有水平耐力の評価結果	38
6. 応力解析による評価結果	39
7. 引用文献	45

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、コントロール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。

コントロール建屋は建屋内部の一部に基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対して機能維持が要求される施設が収納されている。このため、設計基準対象施設においては「S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「常設耐震重要重大事故防止設備，常設重大事故緩和設備，常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類がSクラスのもの）及び常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）の間接支持構造物」に分類される。コントロール建屋のうち、中央制御室遮蔽は、設計基準対象施設においては「Sクラスの施設」に、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備」，「常設重大事故緩和設備」，「常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類がSクラスのもの）」及び「常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）」に分類される。

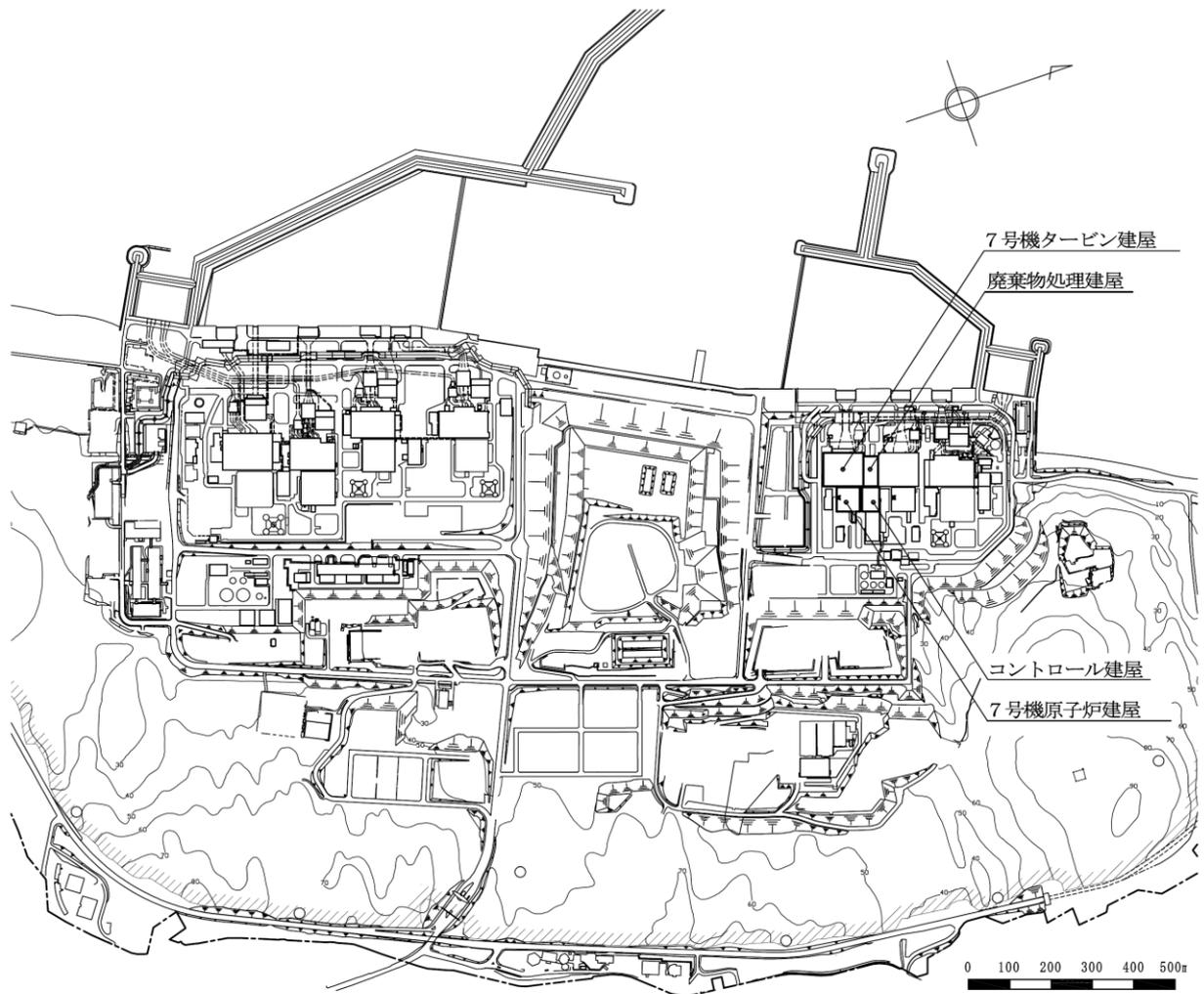
以下、コントロール建屋の「Sクラスの施設の間接支持構造物」及び「常設耐震重要重大事故防止設備，常設重大事故緩和設備，常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類がSクラスのもの）及び常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）の間接支持構造物」としての分類に応じた耐震評価を示す。

なお、「Sクラスの施設」，「常設耐震重要重大事故防止設備」，「常設重大事故緩和設備」，「常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類がSクラスのもの）」及び「常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）」としての分類に応じた耐震評価は、V-2-8-4-3「中央制御室遮蔽の耐震性についての計算書」にて実施する。

2. 基本方針

2.1 位置

コントロール建屋の設置位置を図 2-1 に示す。



K7 ① V-2-2-10 R1

図 2-1 コントロール建屋の設置位置

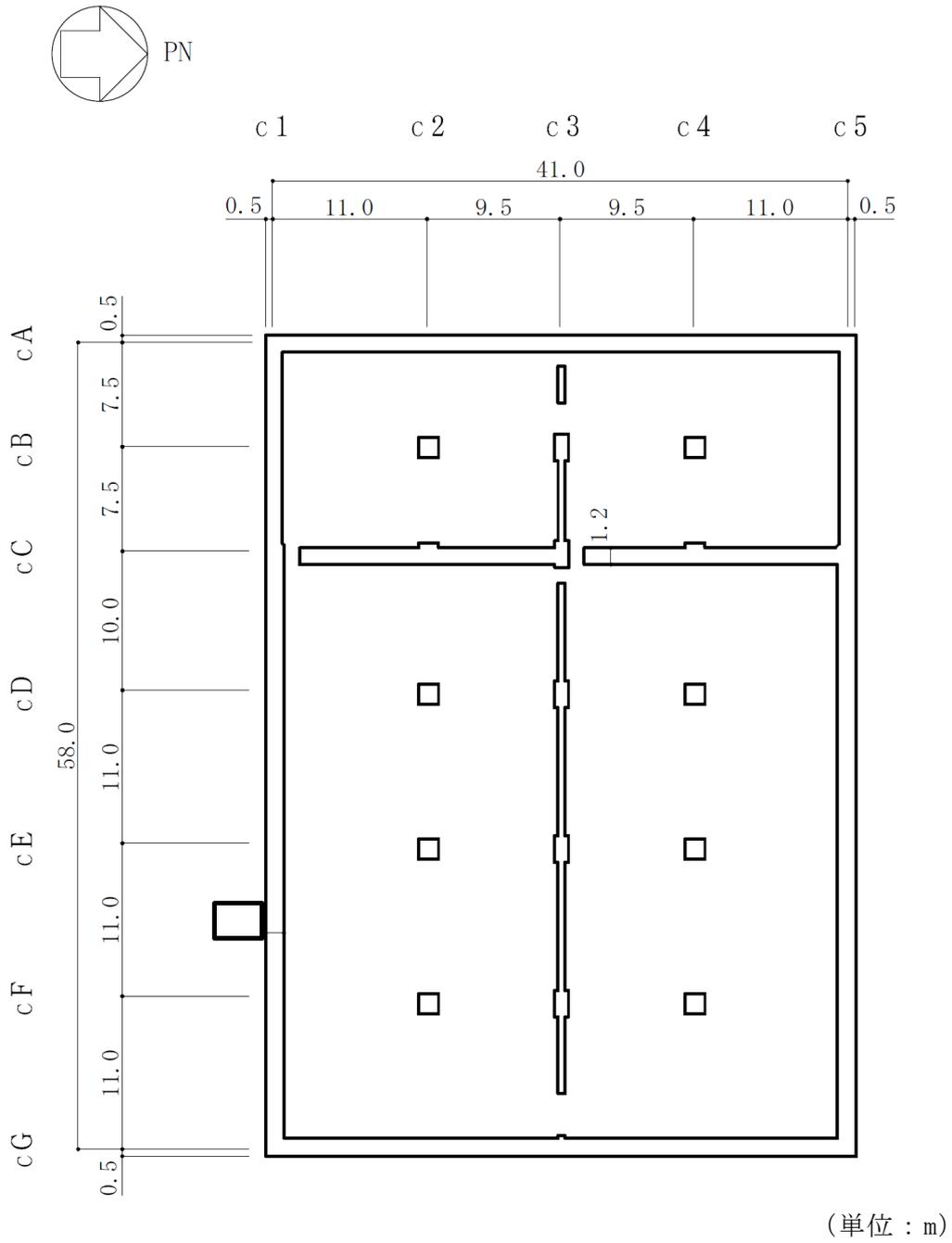
2.2 構造概要

コントロール建屋は、地上 2 階、地下 2 階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物となっている。コントロール建屋の概略平面図及び概略断面図を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

コントロール建屋の平面は、42.0m (NS 方向) × 59.0m (EW 方向) である。基礎スラブ底面からの高さは 29.6m であり、地上高さは 12.1m である。また、コントロール建屋は隣接する他の建屋と構造的に分離している。

コントロール建屋の基礎は、厚さ 2.8m のべた基礎で、支持地盤である泥岩上にマンメイドロックを介して設置している。

コントロール建屋の主な耐震壁は、外壁である。主要な耐震壁は建屋の中心に対してほぼ対称に配置しており、開口部も少なく、建屋は全体として非常に剛性の高い構造となっている。



注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2-2 コントロール建屋の概略平面図（B2F, T.M.S.L. -2.7m）（1/5）

K7 ① V-2-2-10 R1

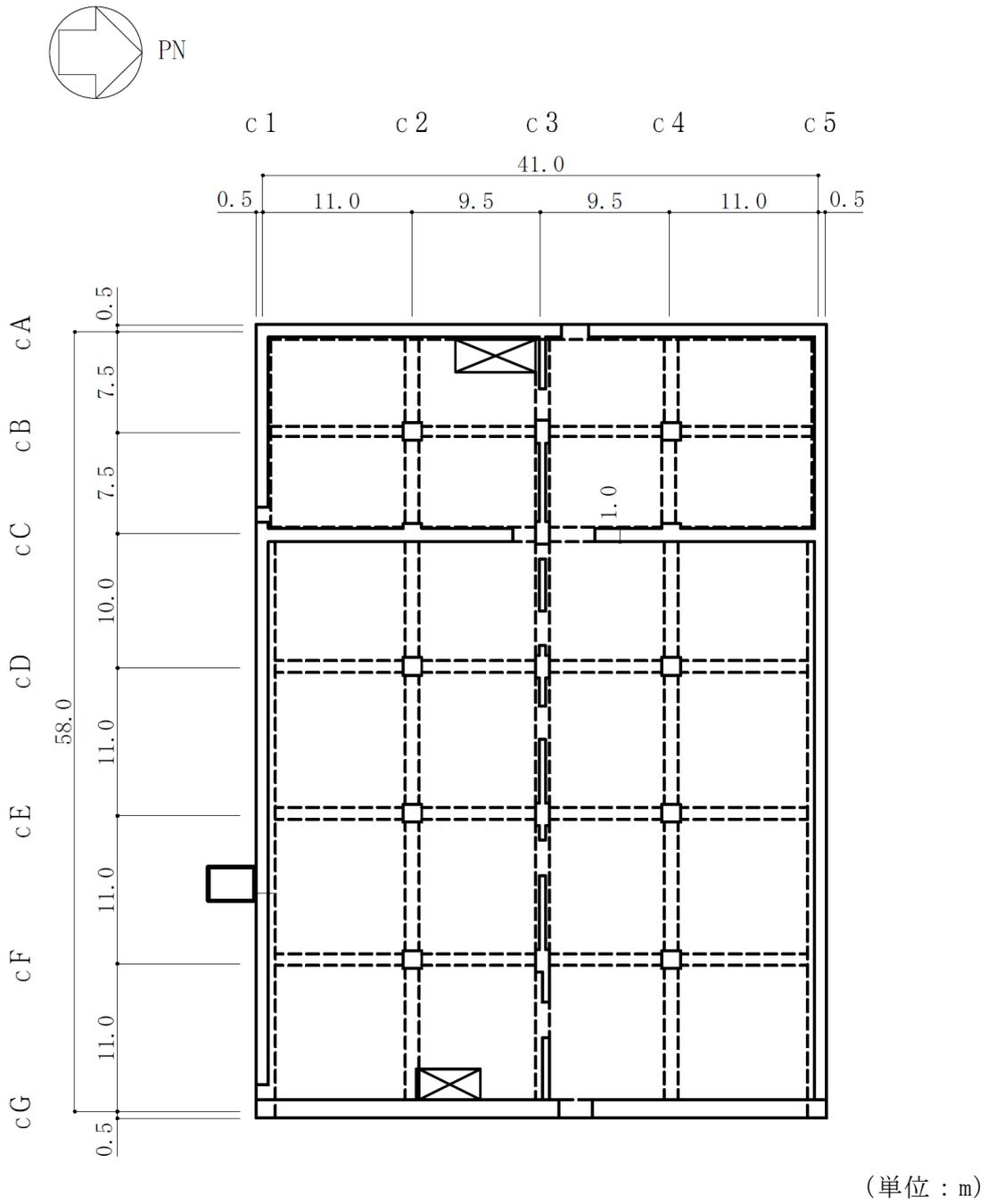


図 2-2 コントロール建屋の概略平面図 (B1F, T.M.S.L. 6.5m) (2/5)

K7 ① V-2-2-10 R1

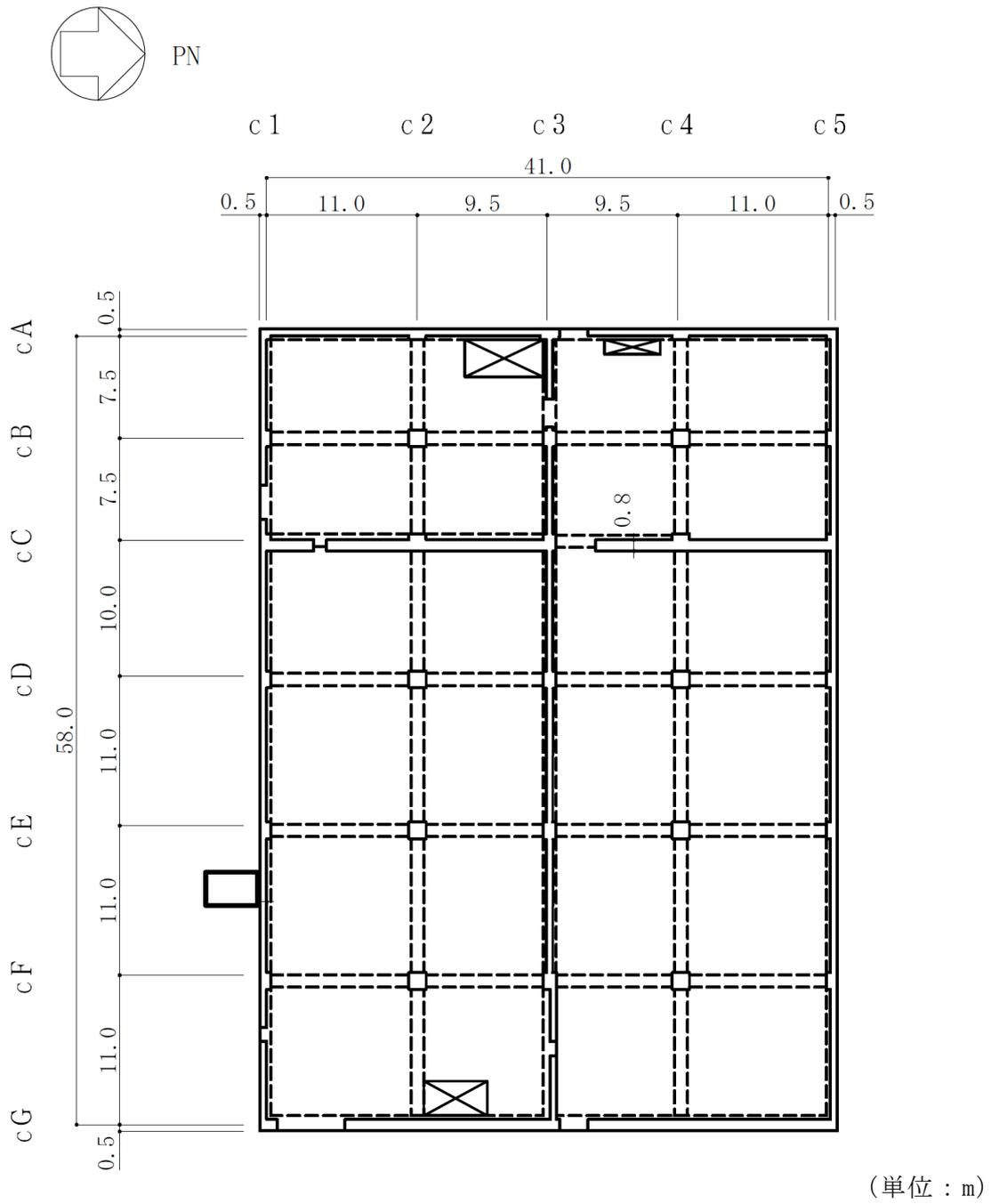


図 2-2 コントロール建屋の概略平面図 (1F, T.M.S.L. 12.3m) (3/5)

K7 ① V-2-2-10 R1

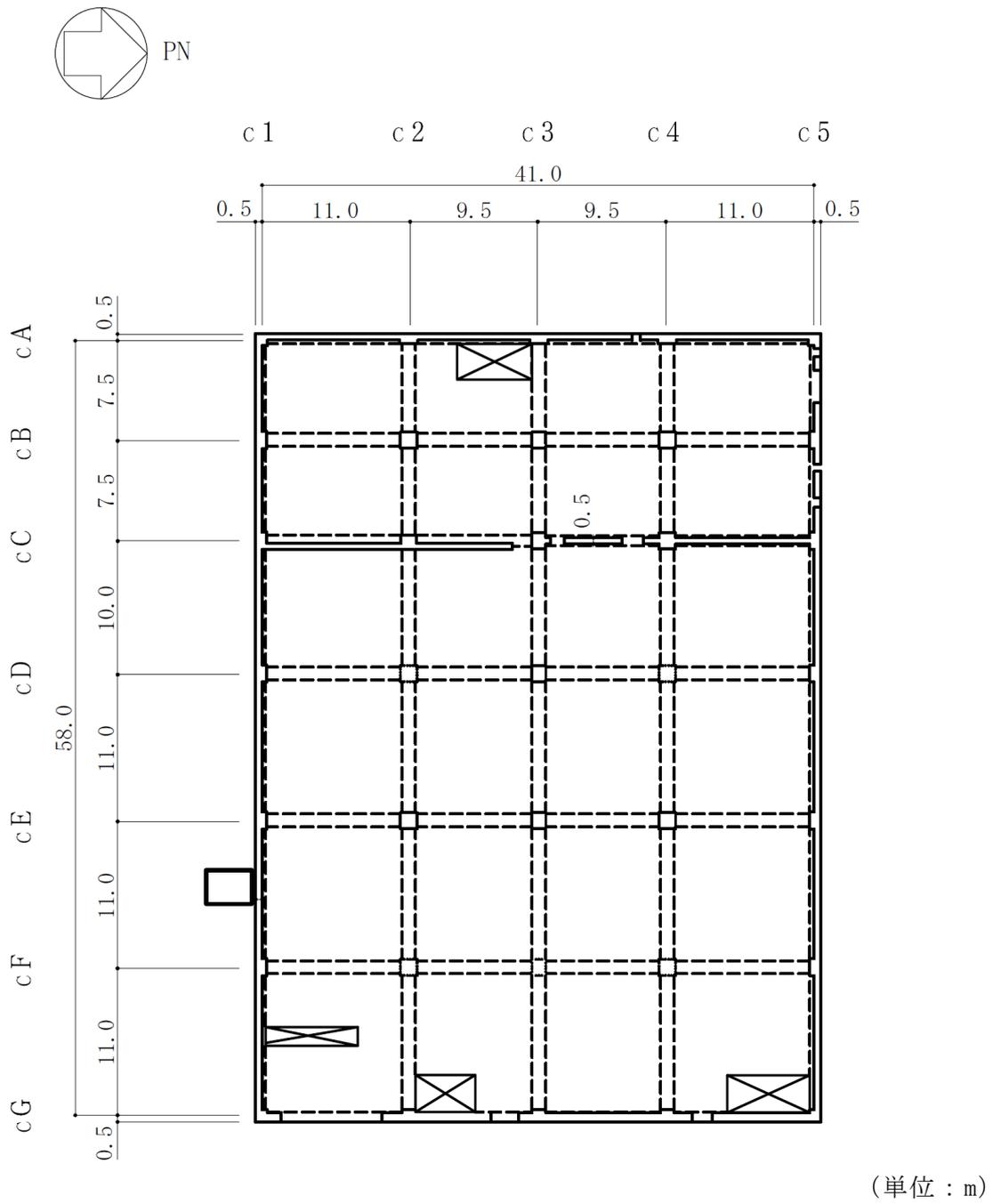
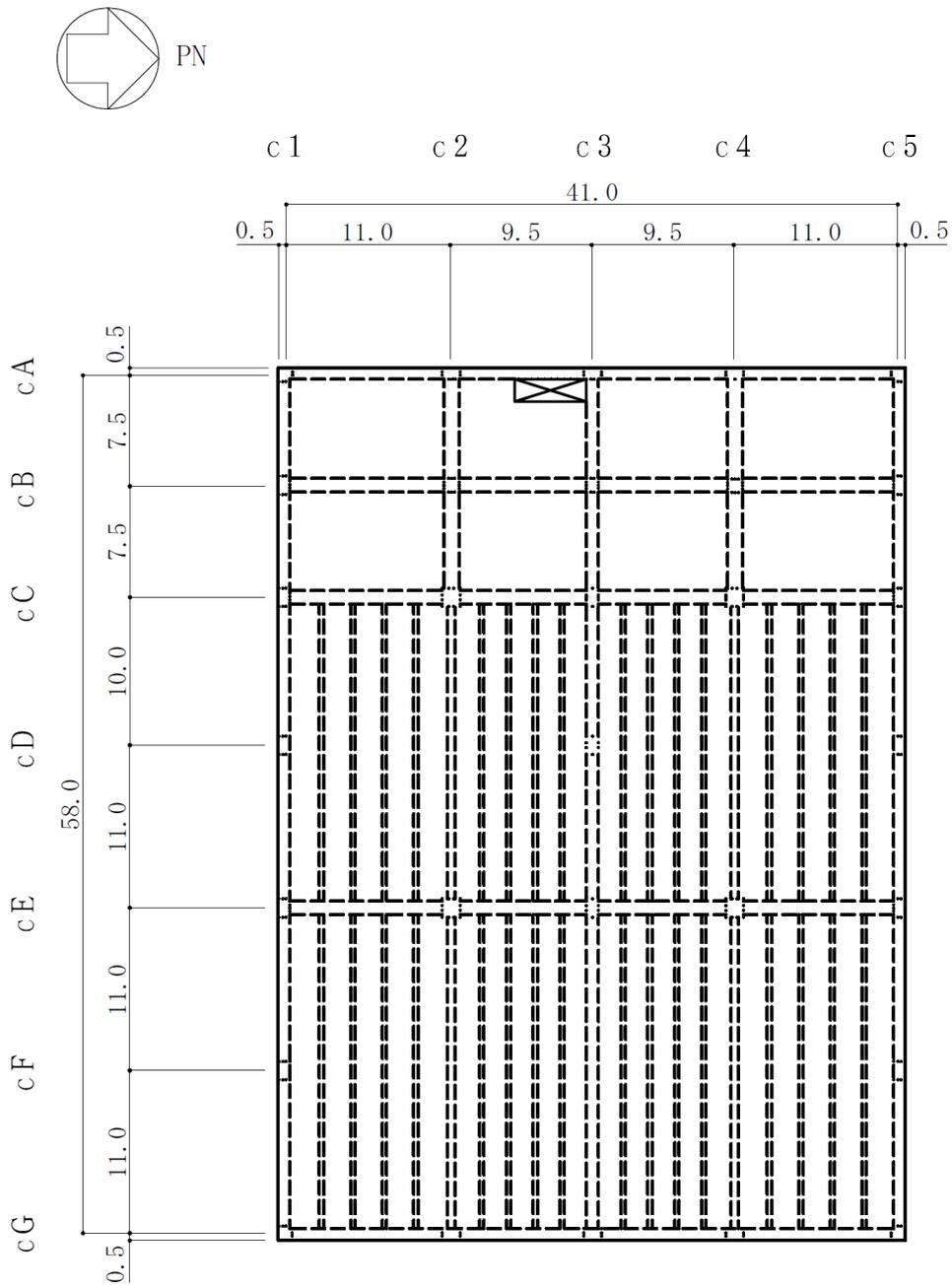


図 2-2 コントロール建屋の概略平面図 (2F, T.M.S.L. 17.3m) (4/5)

K7 ① V-2-2-10 R1



(単位 : m)

図 2-2 コントロール建屋の概略平面図 (RF, T.M.S.L. 24.1m) (5/5)

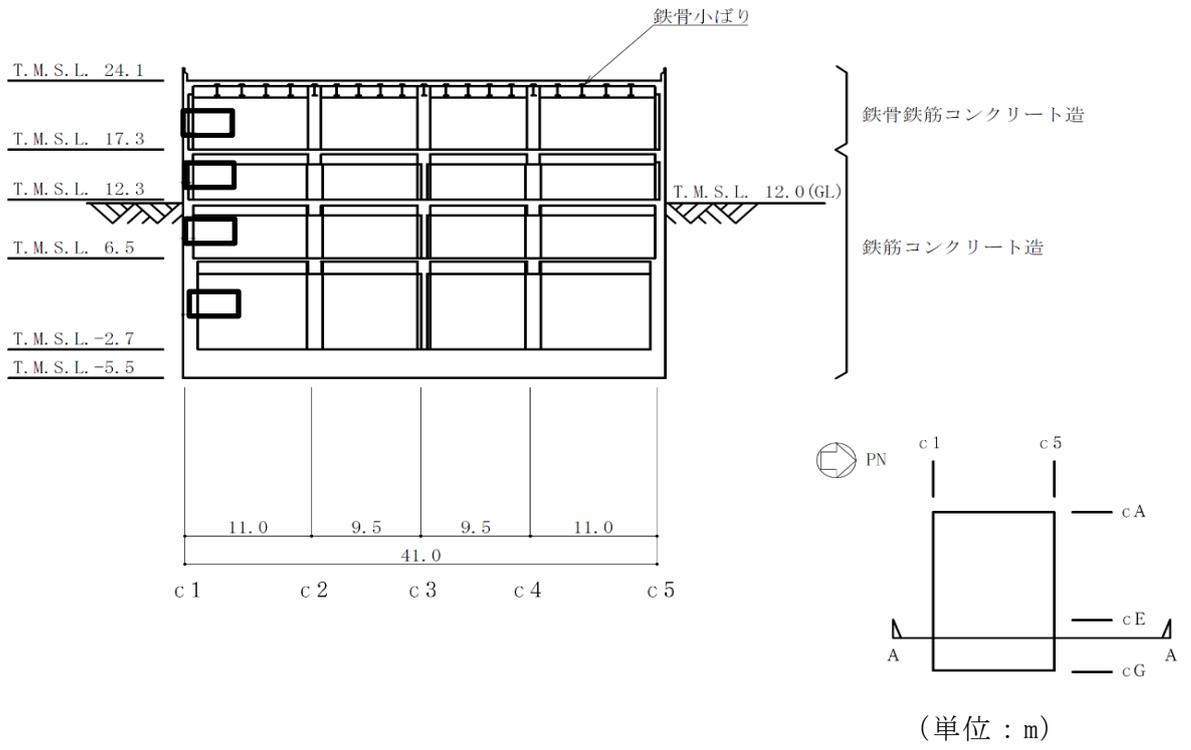


図 2-3 コントロール建屋の概略断面図 (NS 方向) (1/2)

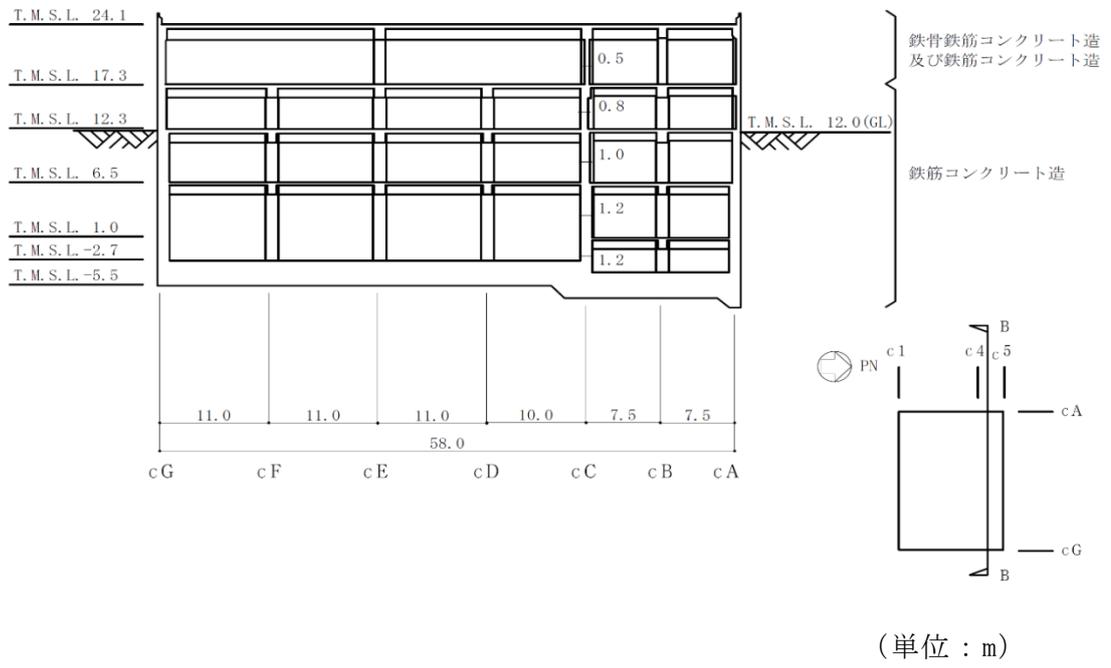


図 2-3 コントロール建屋の概略断面図 (EW 方向) (2/2)

2.3 評価方針

コントロール建屋は、建屋内部の一部に基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対して機能維持が要求される施設が収納されている。このため、設計基準対象施設においては「S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「常設耐震重要重大事故防止設備、常設重大事故緩和設備、常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類がSクラスのもの）及び常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）の間接支持構造物」に分類される。

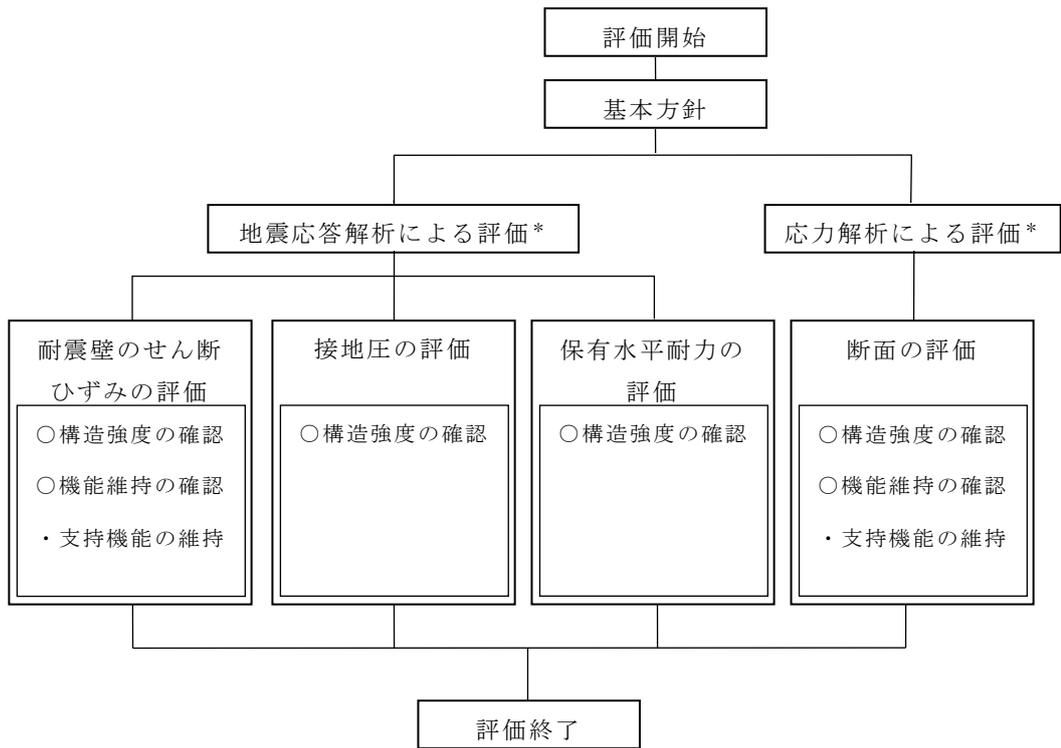
コントロール建屋の設計基準対象施設としての評価においては、基準地震動 S_s による地震力に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）及び保有水平耐力の評価を行うこととし、それぞれの評価は、V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。コントロール建屋の評価は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、地震応答解析による評価においては耐震壁のせん断ひずみ、接地圧及び保有水平耐力の評価を、応力解析による評価においては、基礎スラブの断面の評価を行うことで、コントロール建屋の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。表2-1に材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを示す。

また、重大事故等対処施設としての評価においては、 S_s 地震時に対する評価及び保有水平耐力の評価を行う。ここで、コントロール建屋では、運転時、設計基準事故時及び重大事故等時の状態において、圧力、温度等の条件について有意な差異がないことから、重大事故等対処施設としての評価は、設計基準対象施設としての評価と同一となる。

図2-4にコントロール建屋の評価フローを示す。

表 2-1 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	コンクリート 剛性	回転ばね 定数	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	実強度 (43.1N/mm ²)	100%	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)	実強度+ σ (46.0N/mm ²)	100%	標準地盤+ σ (新期砂層+13%, 古安田層+25%, 西山層+10%)	
③ケース 3 (建屋剛性- σ , 地盤剛性- σ)	実強度- σ (40.2N/mm ²)	100%	標準地盤- σ (新期砂層-13%, 古安田層-25%, 西山層-10%)	
④ケース 4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (55.7N/mm ²)	100%	標準地盤	
⑤ケース 5 (建屋剛性-2 σ)	実強度-2 σ (37.2N/mm ²)	100%	標準地盤	
⑥ケース 6 (回転ばね低減)	実強度 (43.1N/mm ²)	50%	標準地盤	



注記* : V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

図 2-4 コントロール建屋の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 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 改定)
- ・ 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 制定)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 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 -1987 ((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)
- ・ 発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格((社)日本機械学会, 2003)

3. 地震応答解析による評価方法

コントロール建屋の構造強度については、V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみ及び最大接地圧が許容限界を超えないこと並びに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。

また、支持機能の維持については、V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさ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コントロール建屋の許容限界は、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方針に基づき、表3-1及び表3-2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
(設計基準対象施設としての評価)

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	耐震壁*1	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	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³
			基礎地盤	最大接地圧が地盤の支持力度を超えないことを確認	極限支持力度*2 6170 kN/m ²
		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
支持機能*3	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*1	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	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³

注記 *1: 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、はり、間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること、また、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、各層の耐震壁の最大せん断ひずみが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。また、V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため、評価対象部位には補助壁を含む。

*2: 地盤の支持力試験の最大荷重に基づき設定する。

*3: 「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。

表 3-2 地震応答解析による評価における許容限界
(重大事故等対処施設としての評価)

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	耐震壁* ¹	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	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³
			基礎地盤	最大接地圧が地盤の支持力度を超えないことを確認	極限支持力度* ² 6170 kN/m ²
		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
支持機能* ³	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* ¹	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	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³

注記 *1: 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、はり、間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること、また、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、各層の耐震壁の最大せん断ひずみが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。また、V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため、評価対象部位には補助壁を含む。

*2: 地盤の支持力試験の最大荷重に基づき設定する。

*3: 「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。

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

コントロール建屋の応力解析による評価対象部位は、基礎スラブとし、S s地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

S s地震時に対する評価は、3次元FEMモデルを用いた弾塑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「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格((社)日本機械学会, 2003)」(以下「CCV規格」という。)及び「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制定)」(以下「RC-N規準」という。)に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

3次元FEMモデルを用いた弾塑性応力解析にあたっては、V-2-2-9「コントロール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、断面の評価については、材料物性の不確かさを考慮した断面力に対して行うこととする。図4-1に応力解析による評価フローを示す。

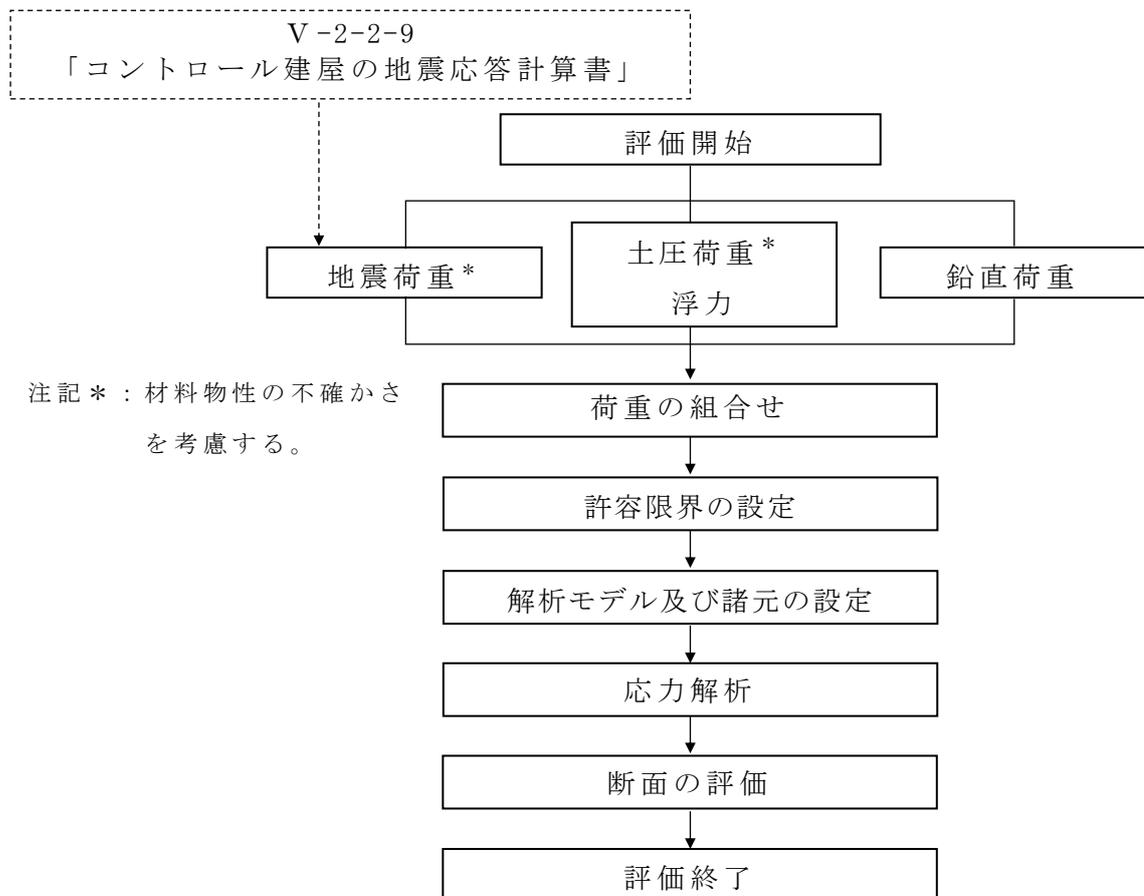


図4-1 応力解析による評価フロー

4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、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) 鉛直荷重

鉛直荷重は固定荷重，機器荷重，配管荷重，積載荷重，積雪荷重とする。なお，積雪量は280cmとし，地震荷重と組み合わせるため，その0.35倍の雪荷重を考慮する。

(2) 水平地震荷重

水平地震荷重は，基準地震動 S_s による地震応答解析結果より設定する。なお，水平地震荷重は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。表4-1に応力解析で考慮した基準地震動 S_s 時の水平地震荷重を示す。

表4-1 水平地震荷重

標高 T. M. S. L. (m)	NS方向 層せん断力 ($\times 10^3$ kN)	EW方向 層せん断力 ($\times 10^3$ kN)
1.0~-2.7	544	636

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

(3) 鉛直地震荷重

鉛直地震荷重は，基準地震動 S_s による地震応答解析結果による基礎スラブ部分の誘発上下動を考慮した最大鉛直震度を用いる。なお，最大鉛直震度は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。表4-2に応力解析で考慮した基準地震動 S_s 時の鉛直地震荷重を示す。

表4-2 鉛直地震荷重

標高 T. M. S. L. (m)	鉛直震度
-5.5	0.87

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

(4) 地震時土圧

地震時土圧は、常時土圧に地震時増分土圧を加えて算出する。地震時増分土圧は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果をもとにして「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）」の地震時増分土圧算定式から加力側増分土圧及び支持側増分土圧を包絡したものとして評価する。図 4-2 に地震時土圧を示す。

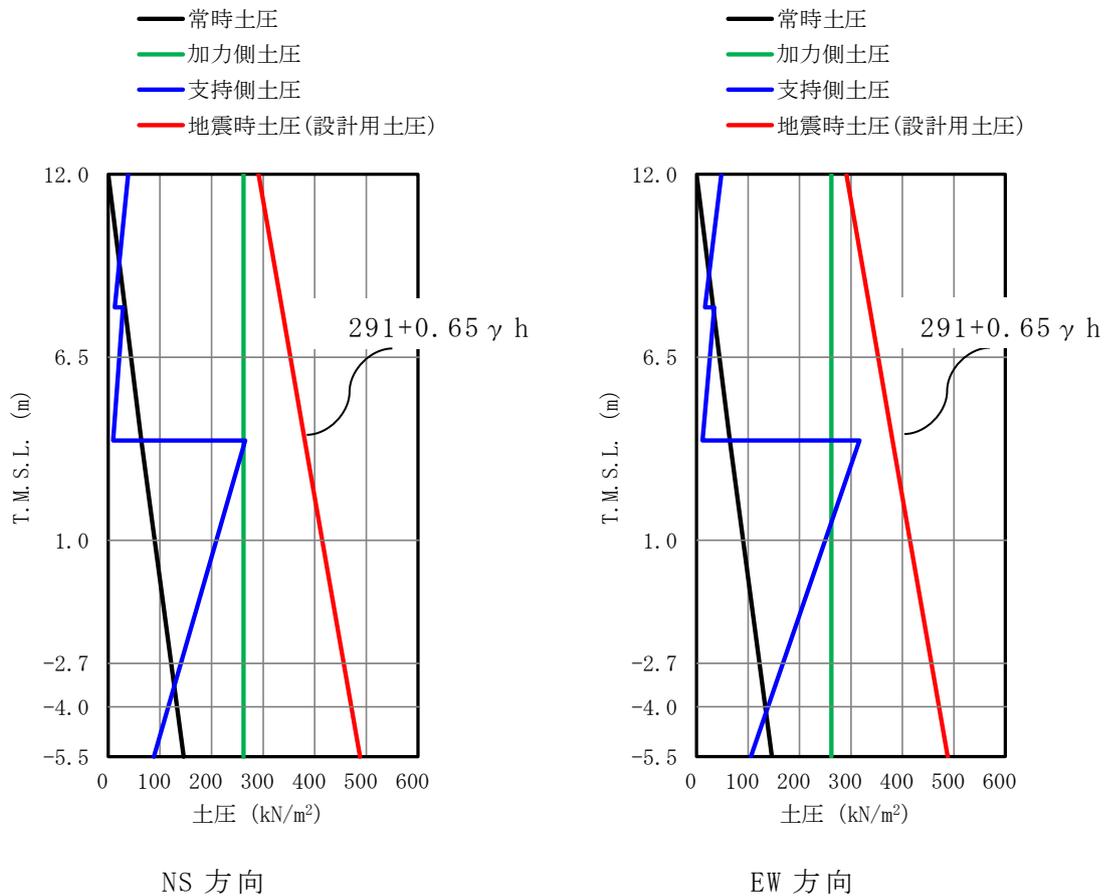


図 4-2 地震時土圧

(5) 浮力

浮力は、地下水位面を基礎スラブ上端（T.M.S.L.-2.7m）とし、基礎スラブに上向きの等分布荷重として入力する。

4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-3 に示す。

表 4-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	V L + S _s + S O E + B L

V L : 鉛直荷重

S_s : 地震荷重

S O E : 土圧荷重

B L : 浮力

4.3 許容限界

応力解析による評価におけるコントロール建屋の基礎スラブの許容限界は、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 4-4 及び表 4-5 のとおり設定する。

また、コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 4-6 及び表 4-7 に示す。

表 4-4 応力解析による評価における許容限界
(設計基準対象施設としての評価)

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	基礎 スラブ	部材に生じるひずみ及び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	<ul style="list-style-type: none"> ・ひずみ*¹ コンクリート 3.0×10⁻³ (圧縮) 鉄筋 5.0×10⁻³ ・面外せん断力*² 短期許容せん断力
支持機能* ³	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	部材に生じるひずみ及び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	<ul style="list-style-type: none"> ・ひずみ*¹ コンクリート 3.0×10⁻³ (圧縮) 鉄筋 5.0×10⁻³ ・面外せん断力*² 短期許容せん断力

注記 *1: CCV 規格に基づく。

*2: RC-N 規準に基づく。

*3: 「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。

表 4-5 応力解析による評価における許容限界
(重大事故等対処施設としての評価)

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	基礎 スラブ	部材に生じるひずみ及び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	<ul style="list-style-type: none"> ・ひずみ*¹ コンクリート 3.0×10⁻³ (圧縮) 鉄筋 5.0×10⁻³ ・面外せん断力*² 短期許容せん断力
支持機能* ³	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	部材に生じるひずみ及び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	<ul style="list-style-type: none"> ・ひずみ*¹ コンクリート 3.0×10⁻³ (圧縮) 鉄筋 5.0×10⁻³ ・面外せん断力*² 短期許容せん断力

注記 *1: CCV 規格に基づく。

*2: RC-N 規準に基づく。

*3: 「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。

表 4-6 コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度 F _c	圧縮	せん断
29.4	19.6	1.17

表 4-7 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

種別	引張及び圧縮	面外せん断補強
SD35 (SD345 相当)	345	345

4.4 解析モデル及び諸元

4.4.1 モデル化の基本方針

(1) 基本方針

応力解析は、3次元 FEM モデルを用いた弾塑性応力解析とする。解析には、解析コード「D I A N A」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

基礎スラブについては、T.M.S.L. -5.5m～T.M.S.L. -2.7mをモデル化する。基礎スラブのモデル図を図 4-3 に示す。

(2) 使用要素

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とする。また、基礎スラブより立ち上がっている耐震壁については、はり要素として剛性を考慮する。解析モデルの節点数は 345、要素数は 308 である。

(3) 境界条件

3次元 FEM モデルの基礎スラブ底面に、V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」に示す地盤ばねを離散化して、水平方向及び鉛直方向のばねを設ける。3次元 FEM モデルの水平方向のばねについては、地震応答解析モデルのスウェイばねを、鉛直方向のばねについては、地震応答解析モデルのロッキングばねを基に設定を行う。

なお、基礎スラブ底面の地盤ばねについては、引張力が発生した時に浮上りを考慮する。

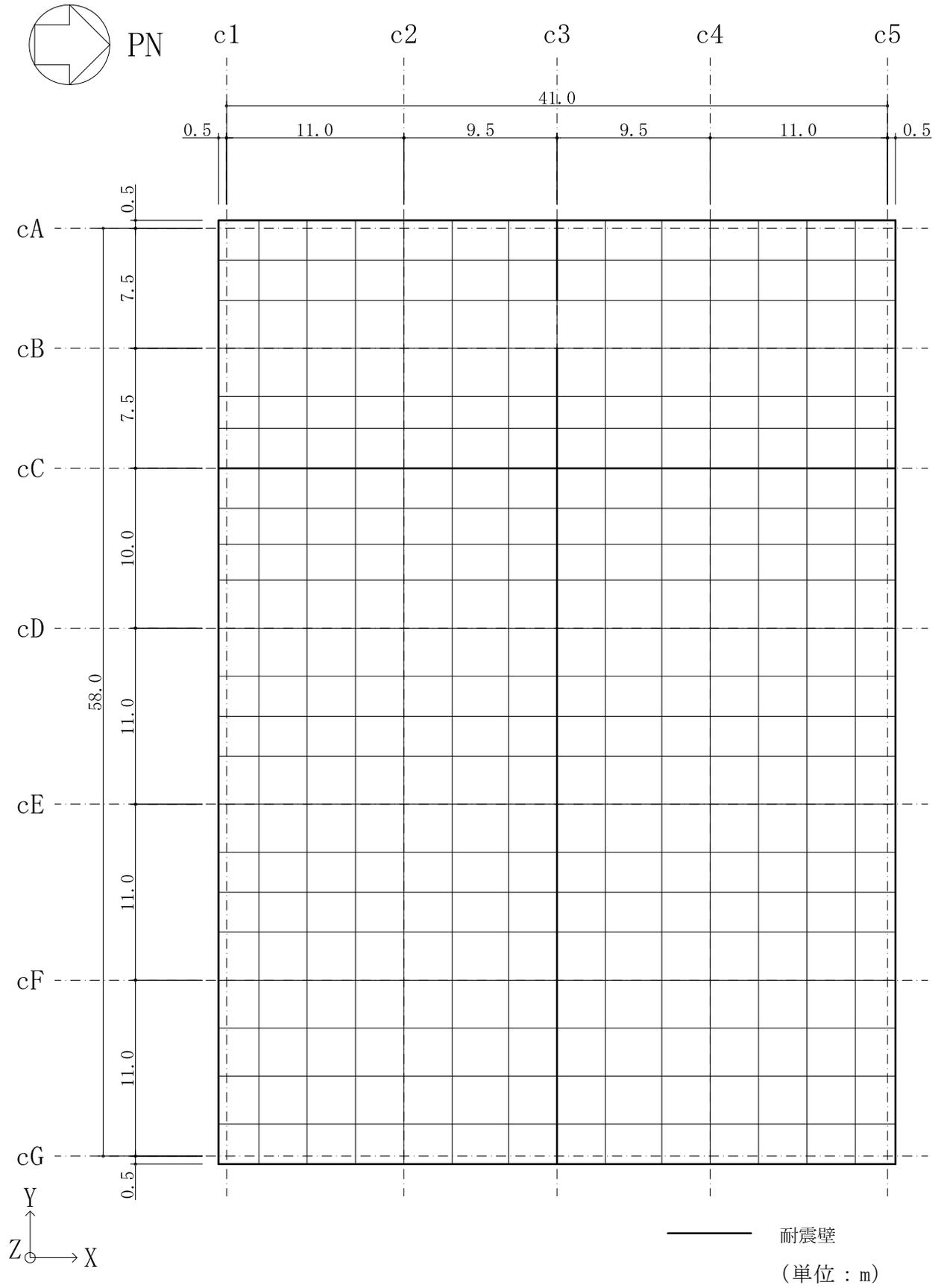


図 4-3 基礎スラブの解析モデル図

4.4.2 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-8 及び表 4-9 に示す。

表 4-8 コンクリートの物性値

諸元	物性値
ヤング係数	$2.79 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2

注：剛性はコンクリートの実強度（ 39.2 N/mm^2 ）に基づく。

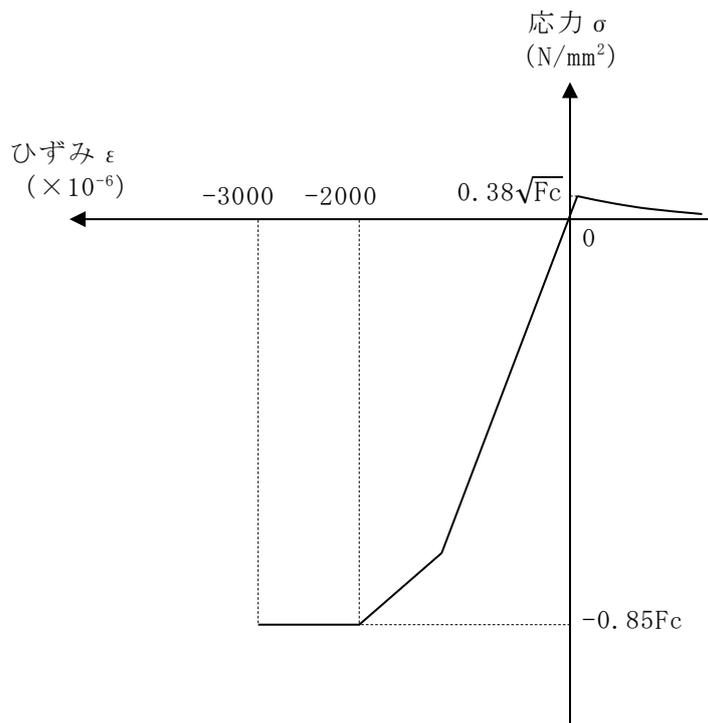
表 4-9 鉄筋の物性値

諸元	物性値
鋼材種	SD35 (SD345 相当)
ヤング係数	$2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

4.4.3 材料構成則

材料構成則を図 4-4 に示す。

なお、ヤング係数は実強度に基づく値とし、コンクリートの圧縮強度は設計基準強度に基づく値とする。



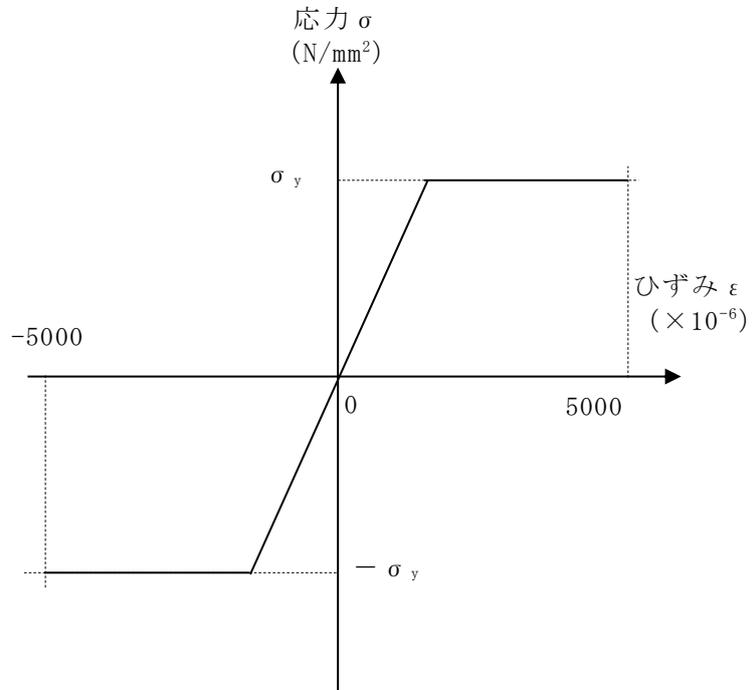
F_c : コンクリートの設計基準強度

項目	設定
圧縮強度	$-0.85 F_c$ (CCV 規格)
終局圧縮ひずみ	-3000μ (CCV 規格)
圧縮側のコンクリート構成則	CEB-FIP Model code に基づき設定 (引用文献(1)参照)
ひび割れ発生後の引張軟化曲線	出雲ほか (1987) による式 ($c=0.4$) (引用文献(2)参照)
引張強度	$\sigma_t = 0.38 \sqrt{F_c}$ (「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 改定) 」)

(a) コンクリートの応力-ひずみ関係

図 4-4 材料構成則 (1/2)

- ・ 鉄筋の構成則：バイリニア型
- ・ 終局ひずみ： $\pm 5000 \mu$ （CCV規格）



σ_y : 鉄筋の降伏強度

(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係

図 4-4 材料構成則 (2/2)

4.5 評価方法

4.5.1 応力解析方法

コントロール建屋基礎スラブについて、 S_s 地震時に対して3次元FEMモデルを用いた弾塑性応力解析を実施する。

(1) 荷重ケース

S_s 地震時の応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

- V L : 鉛直荷重
- S S S N : 水平地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)
- S S N S : 水平地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)
- S S E W : 水平地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)
- S S W E : 水平地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)
- K v : 鉛直震度
- S O E : 土圧荷重
- B L : 浮力

(2) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-10 に示す。

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「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)」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 4-10 荷重の組合せケース

ケース No.	水平 : 鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0 + 0.4K_v) V L + S s_{sN} + S O E + B L$
2		上向き	$(1.0 - 0.4K_v) V L + S s_{sN} + S O E + B L$
3		下向き	$(1.0 + 0.4K_v) V L + S s_{sNs} + S O E + B L$
4		上向き	$(1.0 - 0.4K_v) V L + S s_{sNs} + S O E + B L$
5		下向き	$(1.0 + 0.4K_v) V L + S s_{sEW} + S O E + B L$
6		上向き	$(1.0 - 0.4K_v) V L + S s_{sEW} + S O E + B L$
7		下向き	$(1.0 + 0.4K_v) V L + S s_{sWE} + S O E + B L$
8		上向き	$(1.0 - 0.4K_v) V L + S s_{sWE} + S O E + B L$
9	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0 + K_v) V L + 0.4 S s_{sN} + 0.4 S O E + B L$
10		上向き	$(1.0 - K_v) V L + 0.4 S s_{sN} + 0.4 S O E + B L$
11		下向き	$(1.0 + K_v) V L + 0.4 S s_{sNs} + 0.4 S O E + B L$
12		上向き	$(1.0 - K_v) V L + 0.4 S s_{sNs} + 0.4 S O E + B L$
13		下向き	$(1.0 + K_v) V L + 0.4 S s_{sEW} + 0.4 S O E + B L$
14		上向き	$(1.0 - K_v) V L + 0.4 S s_{sEW} + 0.4 S O E + B L$
15		下向き	$(1.0 + K_v) V L + 0.4 S s_{sWE} + 0.4 S O E + B L$
16		上向き	$(1.0 - K_v) V L + 0.4 S s_{sWE} + 0.4 S O E + B L$

(3) 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。基礎スラブ底面に生じる反力が，基準地震動 S_s に対する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

地震時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。

4.5.2 断面の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

各断面は，軸力及び曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート造長方形仮想柱として評価する。 S_s 地震時において，軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみを評価する際は，「CCV 規格」に基づいた許容限界を超えないことを確認する。

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、次式を基に算定した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t \cdot (p_w - 0.002) \}$$

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)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度で、表 4-6 に示す値 (N/mm²)

α : 許容せん断力の割増し係数

(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。また、引張軸力が 2N/mm² を超える場合は 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)

${}_w f_t$: せん断補強筋の短期許容引張応力度で、表 4-7 に示す値 (N/mm²)

p_w : せん断補強筋比で、次式による。(0.002 以上とする。*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

a_w : せん断補強筋の断面積 (mm²)

x : せん断補強筋の間隔 (mm)

注記* : せん断補強筋がない領域については、第 2 項を 0 とする。

(なお、コントロール建屋の基礎スラブには、面外せん断補強筋は入っていない。)

5. 地震応答解析による評価結果

5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果

鉄筋コンクリート造耐震壁について、Ss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。

材料物性の不確かさを考慮した最大せん断ひずみは 0.676×10^{-3} (NS 方向, Ss-1, ケース 5) であり、許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。各階の耐震壁の最大せん断ひずみ一覧を表 5-1 に示す。各表において、各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値について、せん断スケルトン曲線上にプロットした図を図 5-1 に示す。

表 5-1 耐震壁の最大せん断ひずみ

NS 方向

T. M. S. L. (m)	階	地震応答解析 モデルの部材 番号	最大せん断 ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
24.1~17.3	2F	1	0.119	2.0
17.3~12.3	1F	2	0.172	
12.3~6.5	B1F	3	0.194	
6.5~1.0	MB2F	4	0.472	
1.0~-2.7	B2F	5	0.676	

注：ハッチングは各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示。

EW 方向

T. M. S. L. (m)	階	地震応答解析 モデルの部材 番号	最大せん断 ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
24.1~17.3	2F	1	0.121	2.0
17.3~12.3	1F	2	0.143	
12.3~6.5	B1F	3	0.191	
6.5~1.0	MB2F	4	0.198	
1.0~-2.7	B2F	5	0.551	

注：ハッチングは各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示。

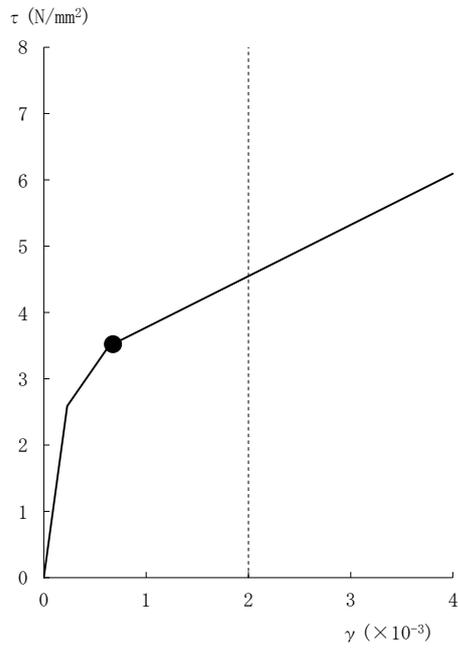


図 5-1 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ (1/2)
(NS 方向, Ss-1, ケース 5, B2F)

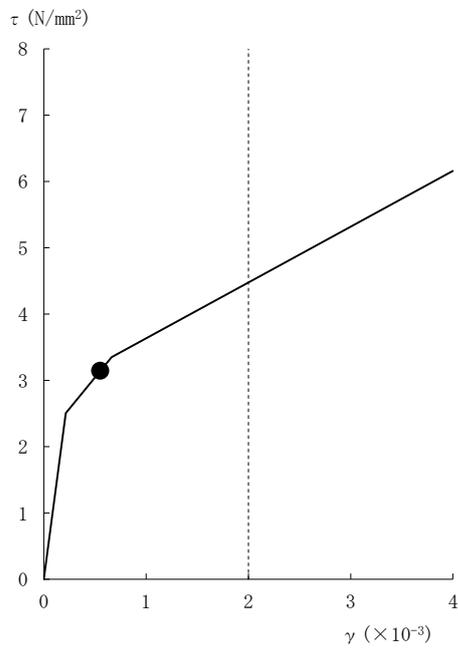


図 5-1 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ (2/2)
(EW 方向, Ss-1, ケース 3, B2F)

5.2 接地圧の評価結果

S s 地震時の最大接地圧が、地盤の極限支持力度（6170kN/m²）を超えないことを確認する。

材料物性の不確かさを考慮した S s 地震時の最大接地圧は 1670kN/m² であることから、地盤の極限支持力度を超えないことを確認した。

地震時の最大接地圧を表 5-2 に示す。

表 5-2 最大接地圧

	NS 方向*1,*2	EW 方向
検討ケース	Ss-1, ケース 3	Ss-1, ケース 3
鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	12.1	8.62
転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	10.4	10.9
最大接地圧 (kN/m ²)	1670	894

注記*1：誘発上下動を考慮。

*2：地盤 3 次元 FEM モデルを用いた地震応答解析結果による接地圧は、三角形の地盤反力分布を仮定して算定。

5.3 保有水平耐力の評価結果

各層において、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していることを確認する。なお、各要素の保有水平耐力 Q_u 及び必要保有水平耐力 Q_{un} は平成4年10月13日付け4資庁第8732号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-2-1 コントロール建屋の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）によるものとする。

今回工認の地震応答解析モデルにおいては補助壁の考慮等の変更点があるが、保有水平耐力 Q_u については補助壁を考慮しない既工認の値を用いることは保守的な評価となる。また、必要保有水平耐力 Q_{un} の算定における形状特性係数 F_{es} 及び高さ方向の分布係数 A_i については、既工認と今回工認の値はおおむね同等である。以上より、保有水平耐力の評価において既工認の値を用いることは妥当である。

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5-3に示す。各層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していることを確認した。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4.29である。

表5-3 必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果

T. M. S. L. (m)	NS 方向			EW 方向		
	Q_{un} ($\times 10^3$ kN)	Q_u ($\times 10^3$ kN)	Q_u / Q_{un}	Q_{un} ($\times 10^3$ kN)	Q_u ($\times 10^3$ kN)	Q_u / Q_{un}
24.1 ～ 17.3	33.74	230.65	6.84	32.76	192.31	5.87
17.3 ～ 12.3	70.61	303.12	4.29	70.61	304.30	4.31
12.3 ～ 6.5	(99.25)	476.11	4.80	(99.25)	495.63	4.99
6.5 ～ 1.0	(127.88)	628.12	4.91	(127.88)	658.03	5.15
1.0 ～ -2.7	(140.83)	610.86	4.34	(140.83)	652.93	4.64

注：（ ）内数値は地下震度式を使用した場合を示す。

6. 応力解析による評価結果

コントロール建屋の基礎スラブの配筋領域図を図 6-1～図 6-4 に，配筋一覧を表 6-1～表 6-4 に示す。なお，コントロール建屋の基礎スラブには，面外せん断補強筋は入っていない。

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。

軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力に対する評価については，発生値に対する許容値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 6-5 に，評価結果を表 6-5 に示す。

S s 地震時において，軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力が，各許容限界を超えないことを確認した。

表 6-1 基礎スラブの配筋一覧 (NS 方向, 上ば筋)

	一段目	二段目	断面積 (mm ² /m)
領域 A	D32@200	D32@400	5955
領域 B	D32@200	D32@200	7940

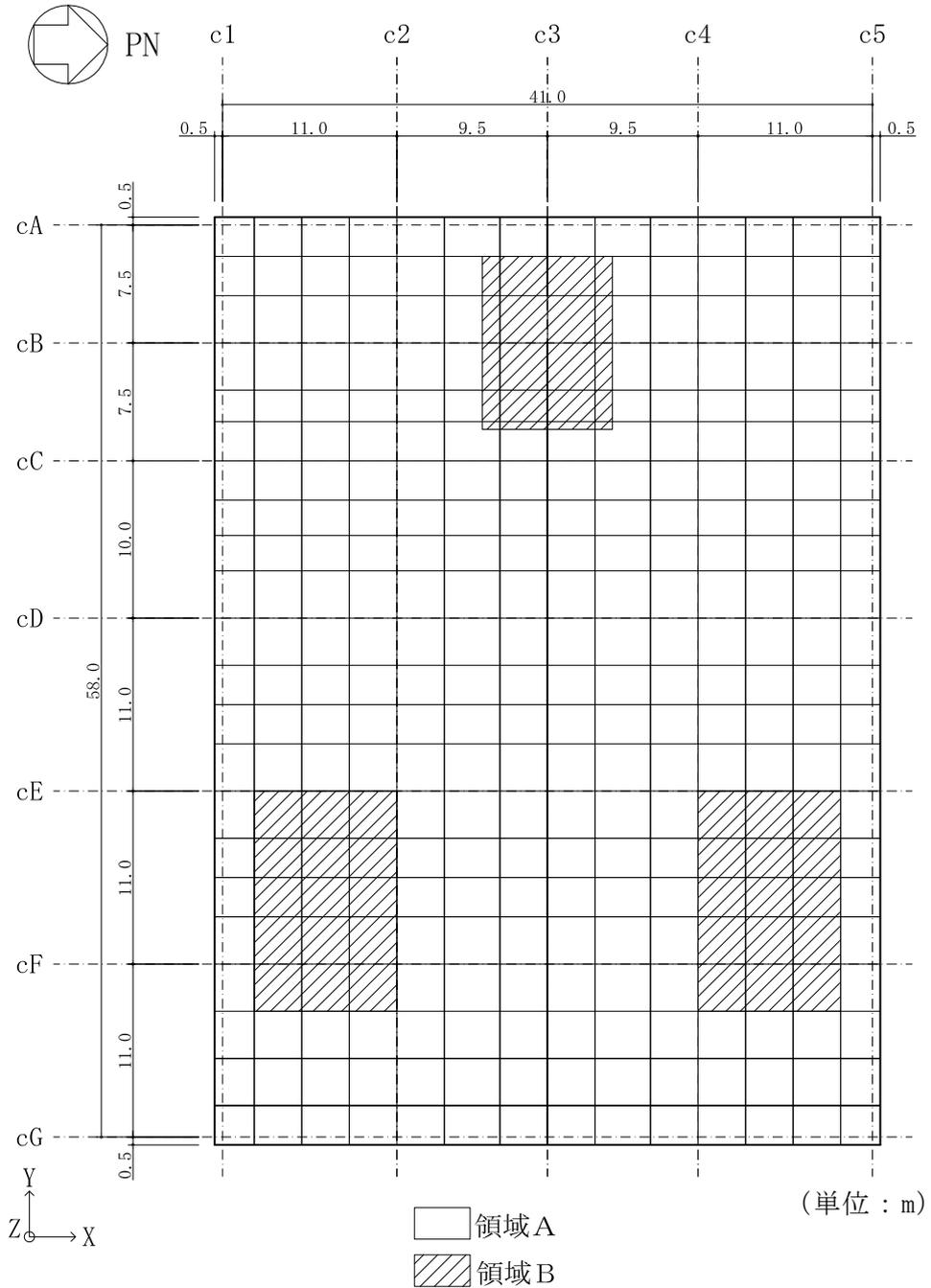


図 6-1 基礎スラブの配筋領域図 (NS 方向, 上ば筋)

K7 ① V-2-2-10 R1

表 6-2 基礎スラブの配筋一覧 (NS 方向, 下ば筋)

	一段目	二段目	断面積 (mm ² /m)
領域 A	D32@200	D32@400	5955
領域 B	D32@200	D32@200	7940

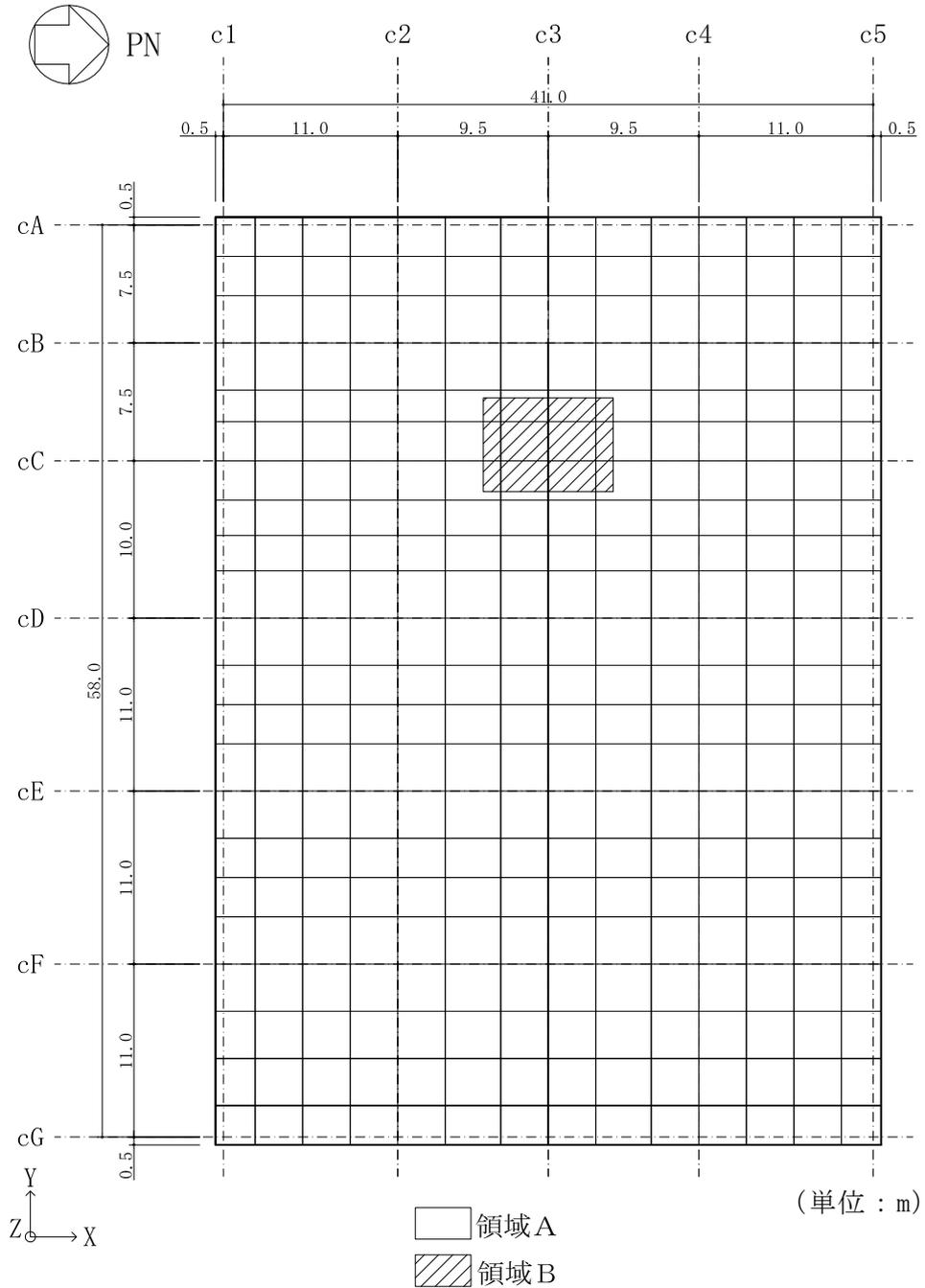


図 6-2 基礎スラブの配筋領域図 (NS 方向, 下ば筋)

K7 ① V-2-2-10 R1

表 6-3 基礎スラブの配筋一覧 (EW 方向, 上ば筋)

	一段目	二段目	断面積 (mm ² /m)
領域 A	D32@200	D32@400	5955
領域 B	D32@200	D32@200	7940

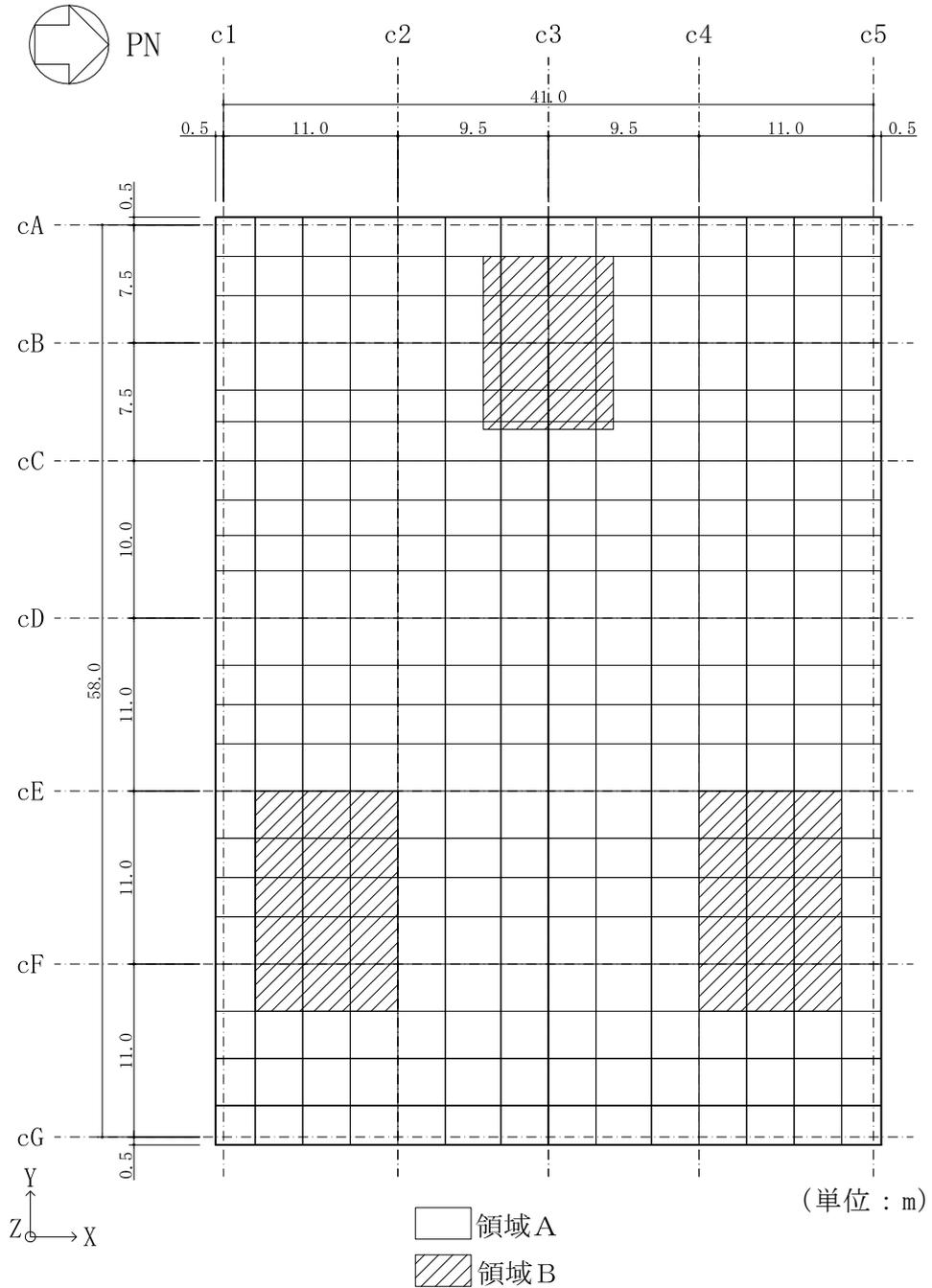


図 6-3 基礎スラブの配筋領域図 (EW 方向, 上ば筋)

K7 ① V-2-2-10 R1

表 6-4 基礎スラブの配筋一覧 (EW 方向, 下ば筋)

	一段目	二段目	断面積 (mm ² /m)
領域 A	D32@200	D32@400	5955
領域 B	D32@200	D32@200	7940

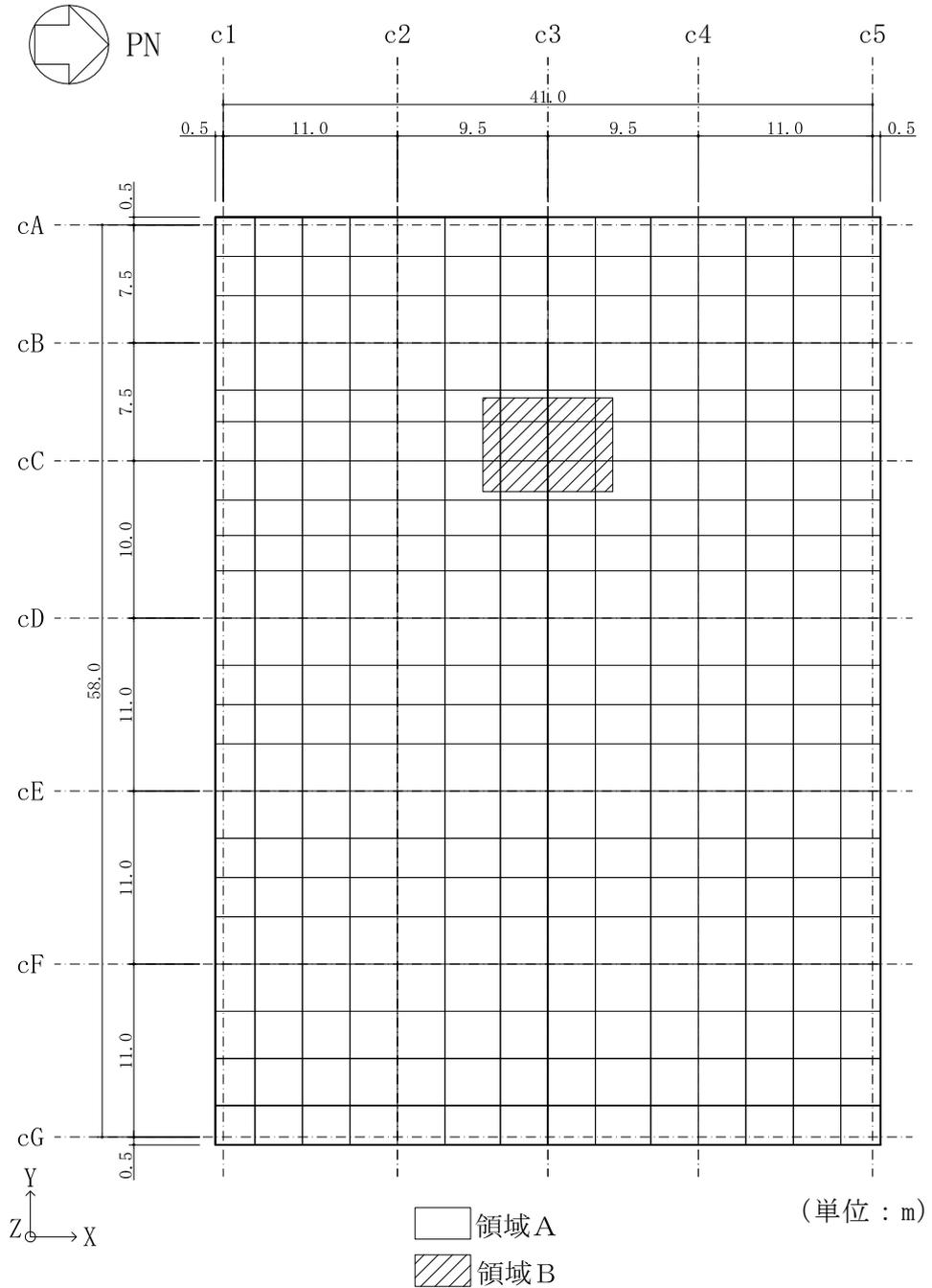


図 6-4 基礎スラブの配筋領域図 (EW 方向, 下ば筋)

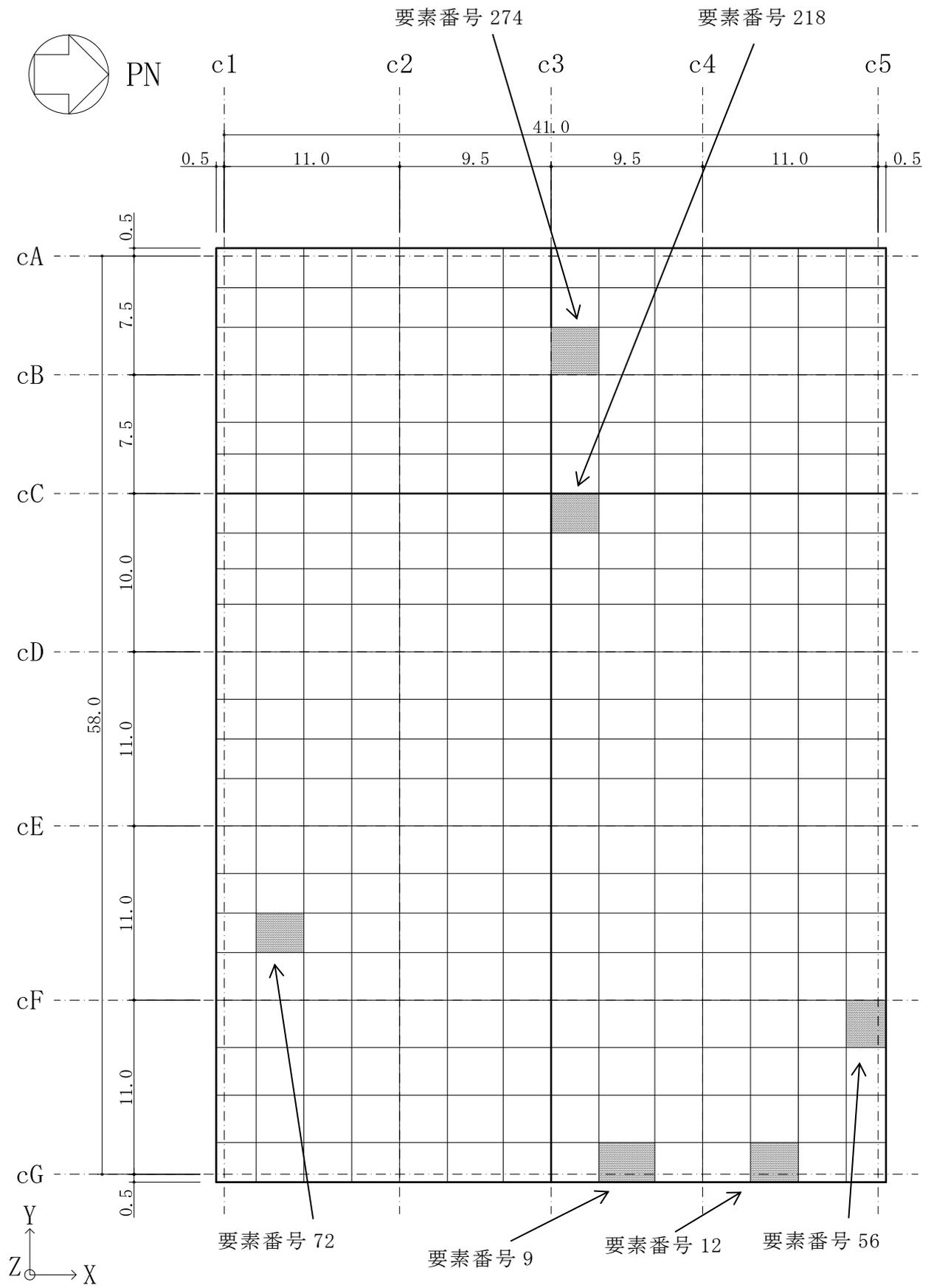


图 6-5 最大值発生位置

表 6-5 最大値一覧

項目	方向	要素番号	荷重 ケース	解析結果	許容限界
コンクリート 最大圧縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)	NS	218	2	400	3000
	EW	274	6	237	3000
鉄筋最大ひずみ ($\times 10^{-6}$)	NS	72	7	602	5000
	EW	9	1	754	5000
面外せん断力 (kN/m)	NS	56	1	4170	5324
	EW	12	7	3740	5324

7. 引用文献

- (1) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol.25, No.9, 1987.9
- (2) Comite Euro-International du Beton: CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993

V-2-2-11 廃棄物処理建屋の地震応答計算書

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	1
2.1	位置	1
2.2	構造概要	2
2.3	解析方針	12
2.4	適用規格・基準等	14
3.	解析方法	15
3.1	設計用模擬地震波	15
3.2	地震応答解析モデル	27
3.2.1	水平方向モデル	28
3.2.2	鉛直方向モデル	30
3.3	解析方法	51
3.3.1	動的解析	51
3.3.2	静的解析	51
3.3.3	必要保有水平耐力	52
3.4	解析条件	53
3.4.1	建物・構築物の復元力特性	53
3.4.2	地盤の回転ばねの復元力特性	60
3.4.3	誘発上下動を考慮する場合の基礎浮上り評価法	61
3.4.4	材料物性の不確かさ等	63
4.	解析結果	64
4.1	動的解析	64
4.1.1	固有値解析結果	64
4.1.2	応答解析結果	64
4.2	静的解析	113
4.3	必要保有水平耐力	116

1. 概要

本資料は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」及びV-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちV-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づく廃棄物処理建屋の地震応答解析について説明するものである。

地震応答解析により算出した各種応答値及び静的地震力は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に示す建物・構築物及び機器・配管系の設計用地震力として用いる。また、必要保有水平耐力については建物・構築物の構造強度の確認に用いる。

2. 基本方針

2.1 位置

廃棄物処理建屋の設置位置を図2-1に示す。

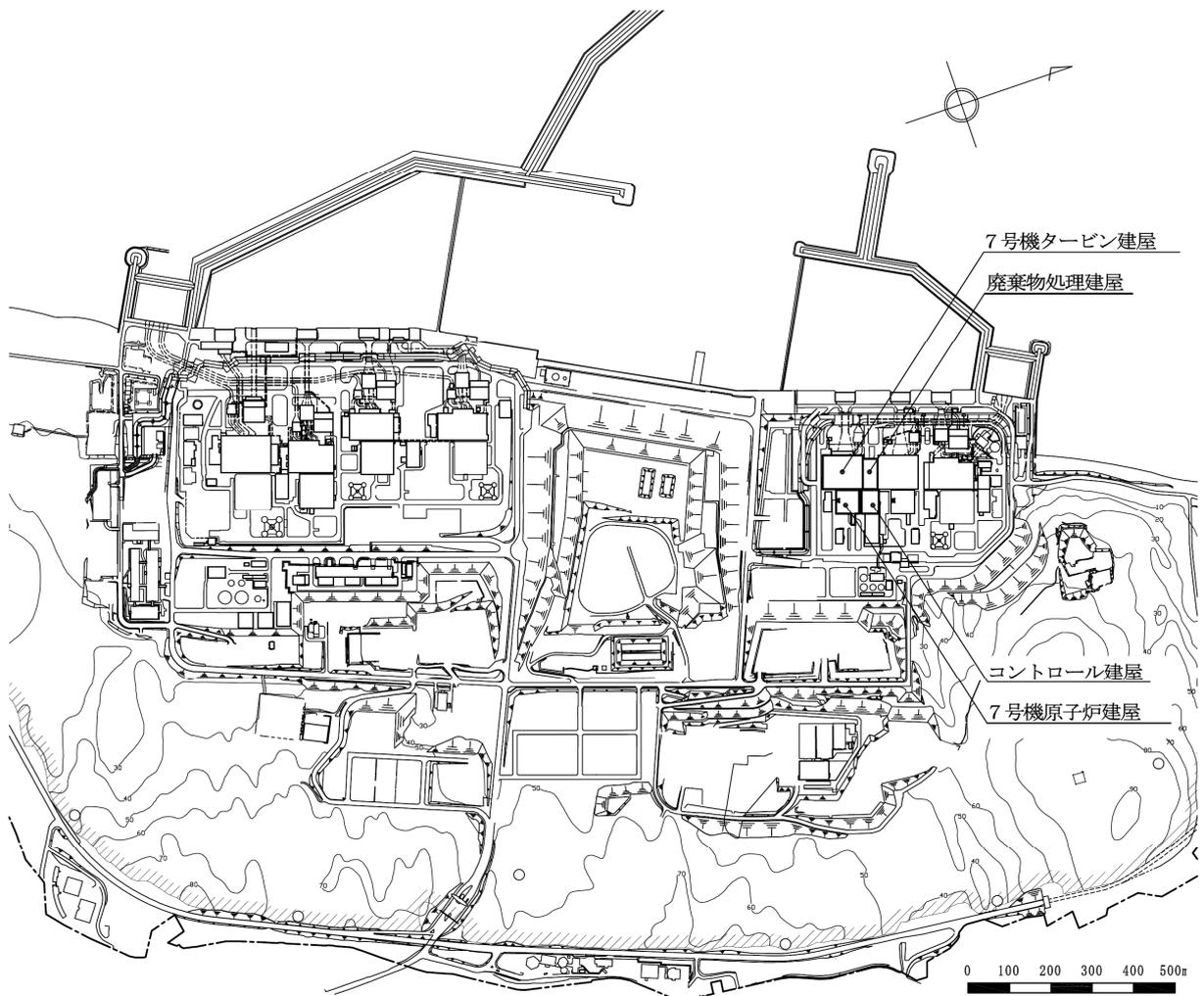


図2-1 廃棄物処理建屋の設置位置

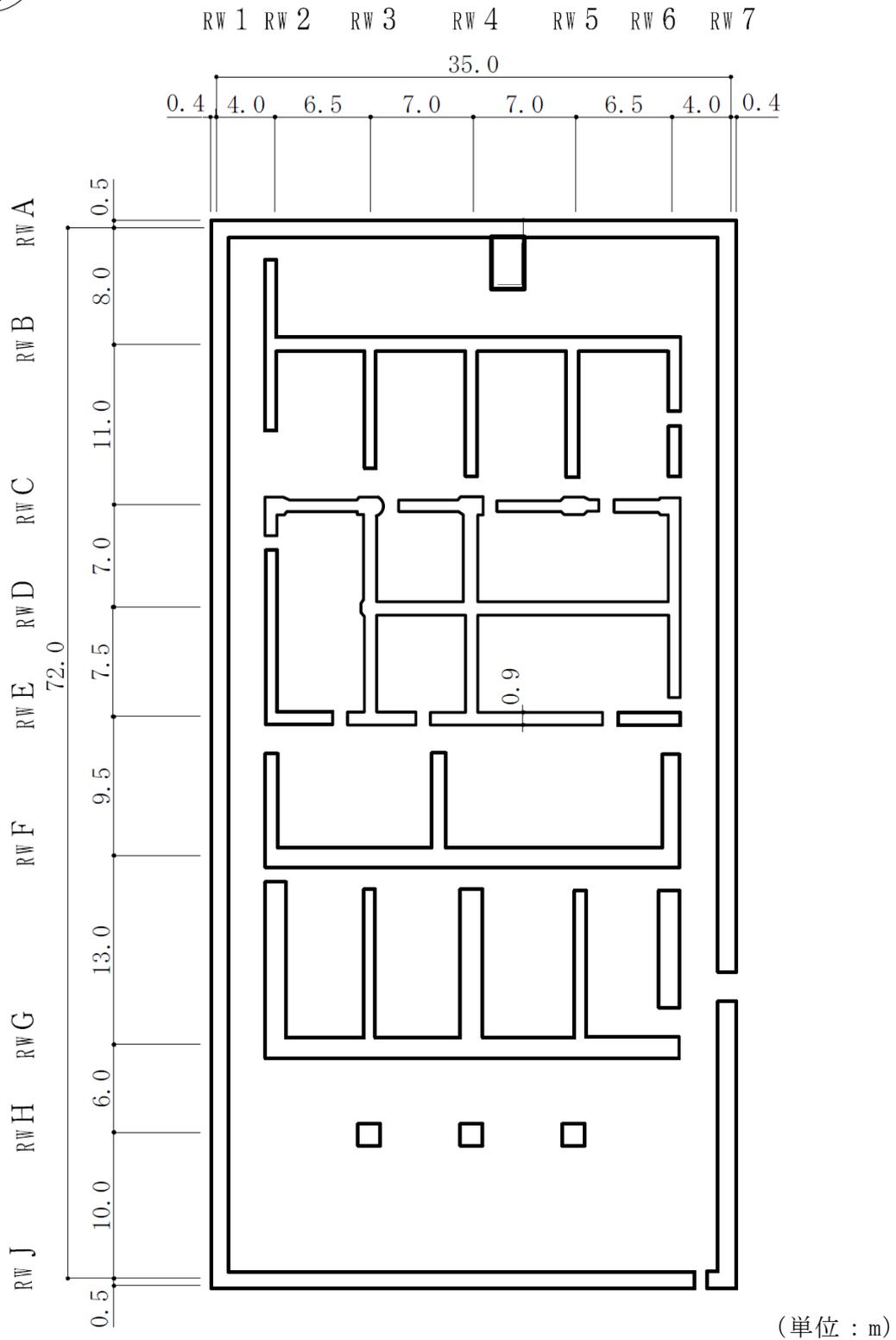
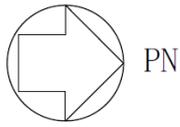
2.2 構造概要

廃棄物処理建屋は、地上 2 階（一部 3 階）、地下 3 階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。廃棄物処理建屋の概略平面図及び概略断面図を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

廃棄物処理建屋の平面は、35.8m（NS 方向）×73.0m（EW 方向）である。基礎スラブ底面からの高さは 52.9m であり、地上高さは 32.3m である。また、廃棄物処理建屋は隣接する 6 号機タービン建屋、7 号機タービン建屋及びコントロール建屋と構造的に分離している。

廃棄物処理建屋の基礎は厚さ 2.5m のべた基礎で、支持地盤である泥岩上に設置している。

K7 ① V-2-2-11 R1



(単位：m)

注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図（B3F, T.M.S.L.-6.1m）（1/8）

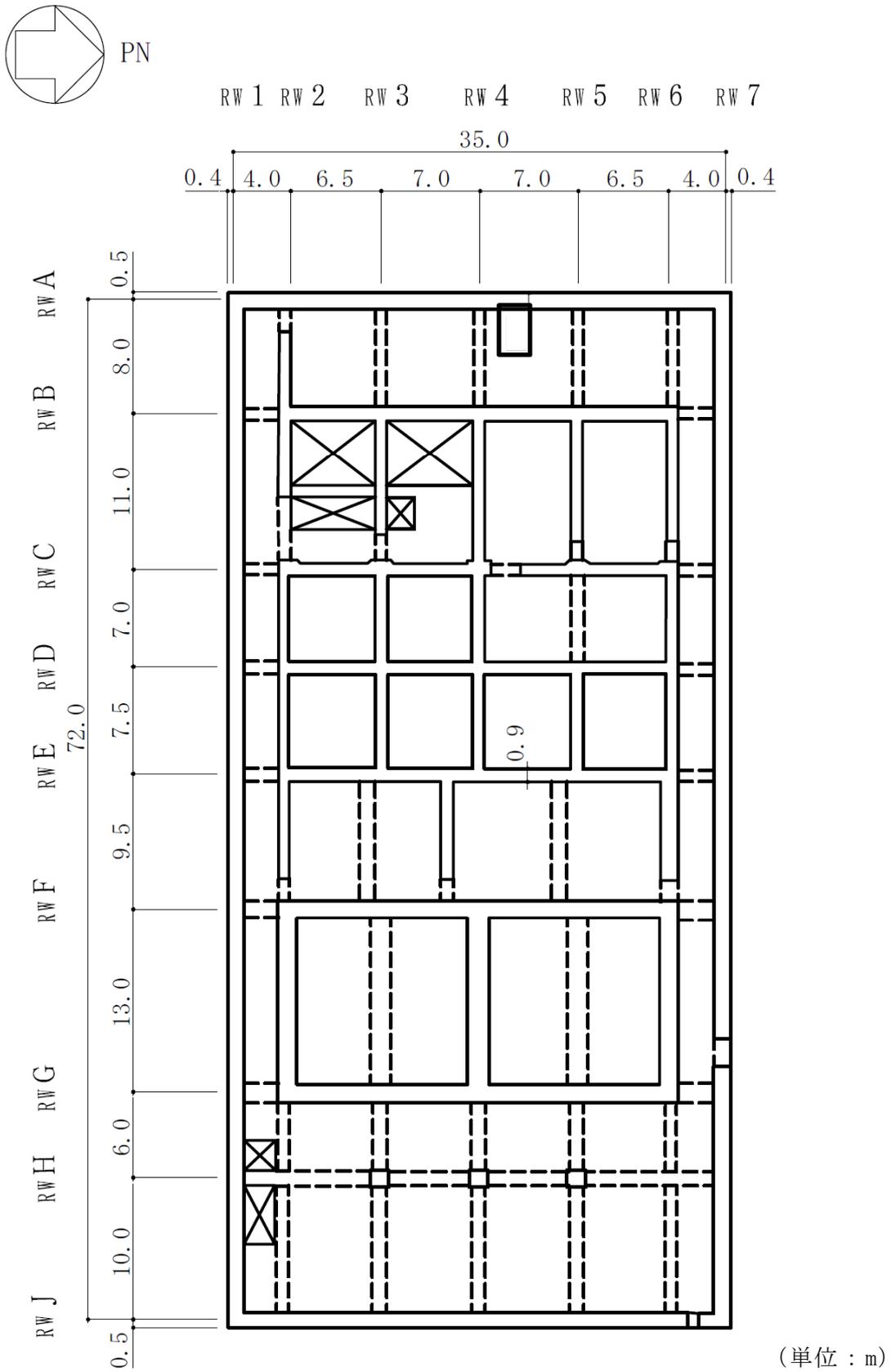


図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (B2F, T.M.S.L. -1.1m) (2/8)

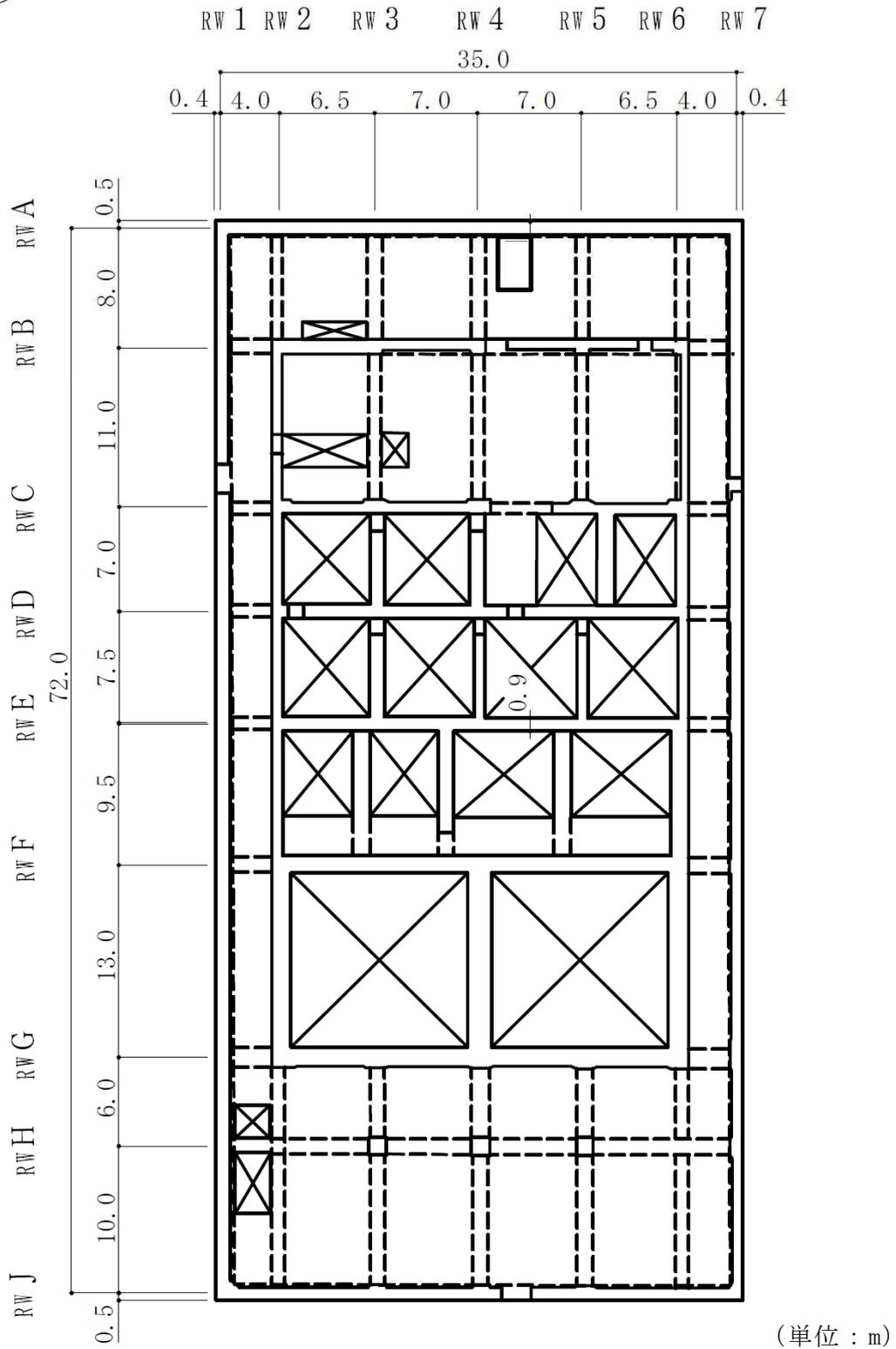
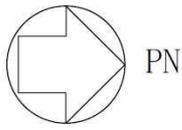
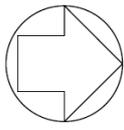


図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (B1F, T.M.S.L. 6.5m) (3/8)



PN

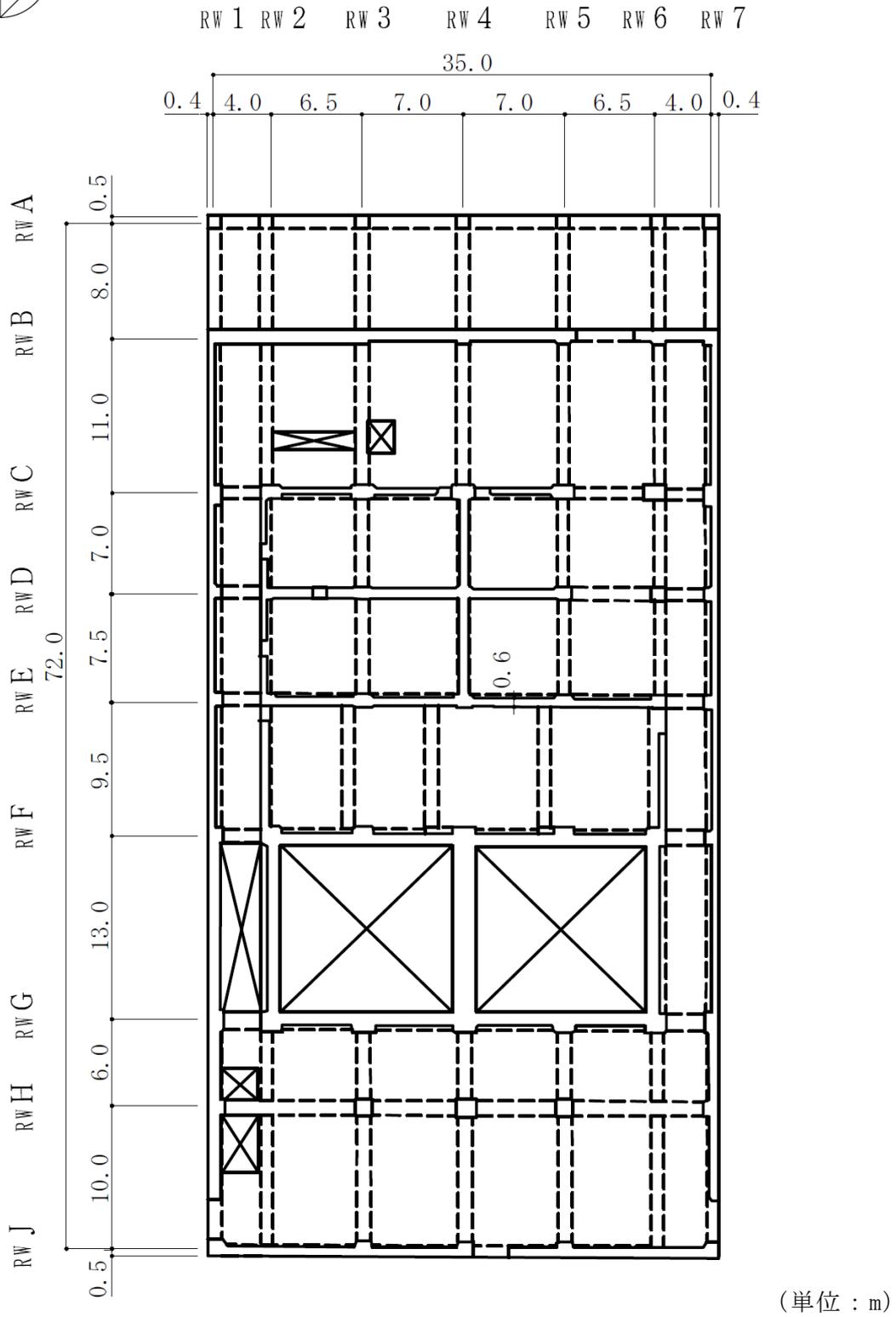


図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (1F, T.M.S.L. 12.3m) (4/8)

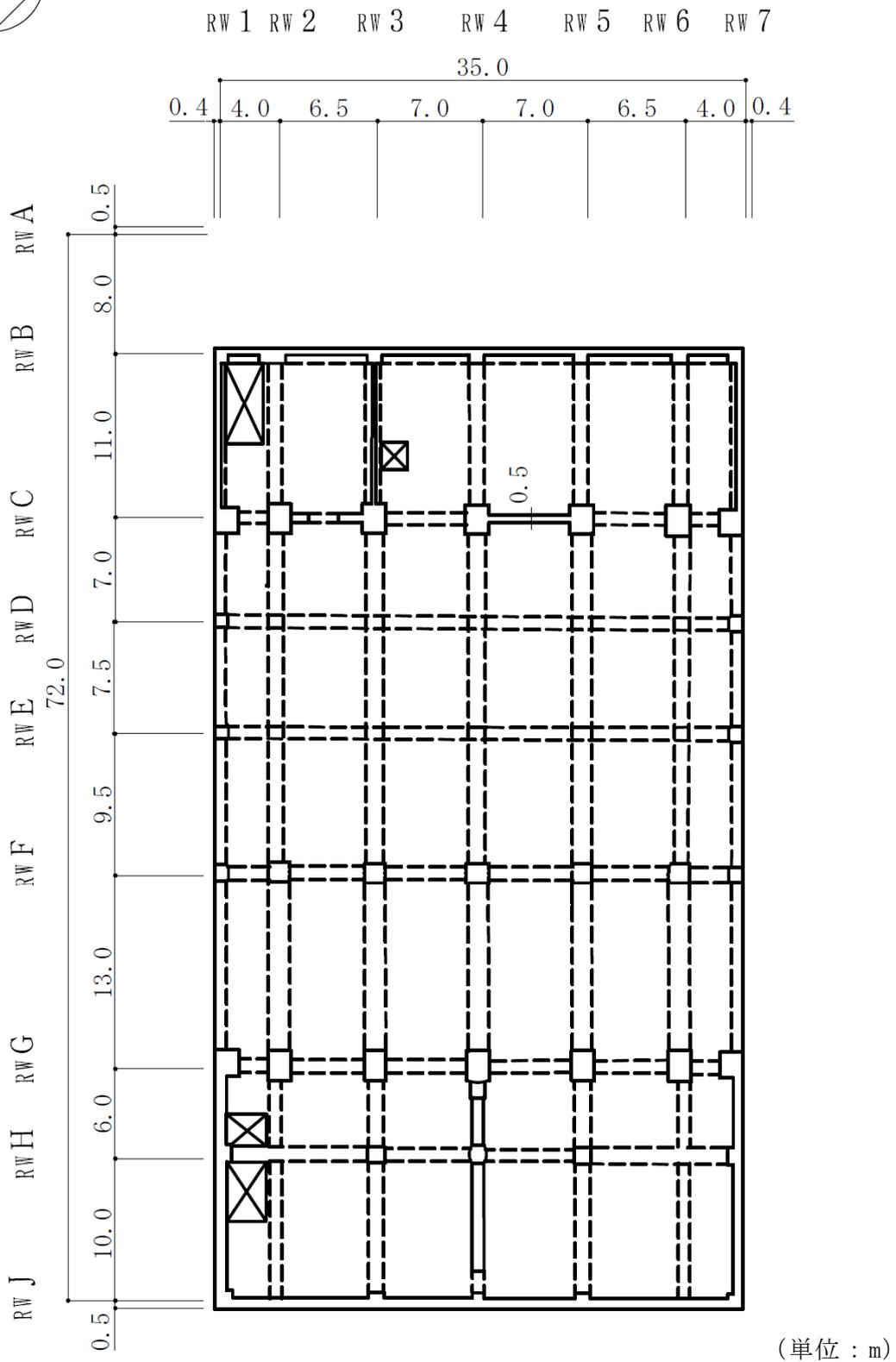
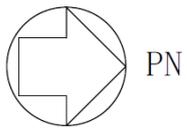


図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (2F, T.M.S.L. 20.4m) (5/8)

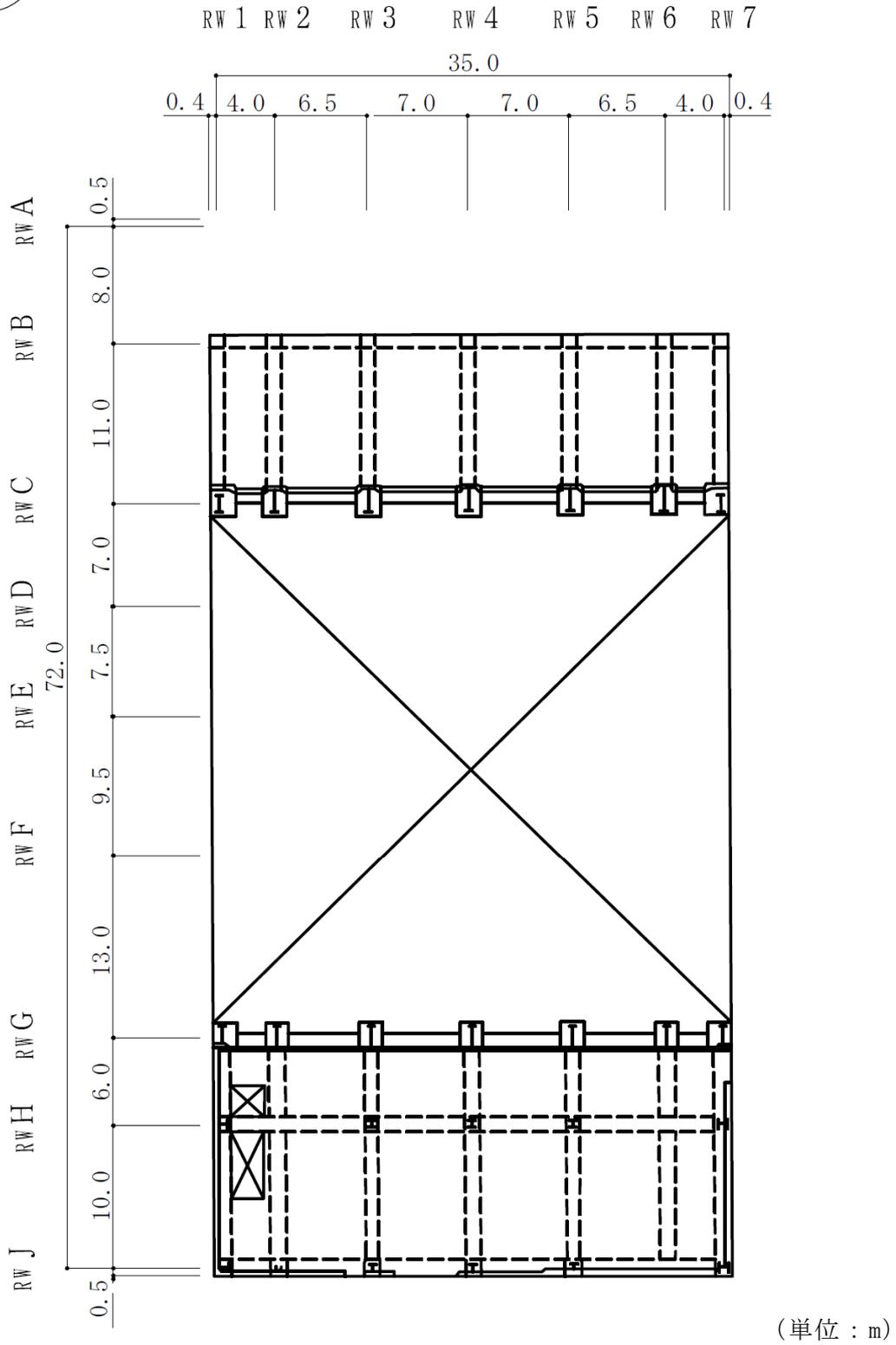
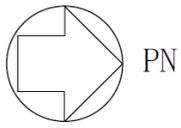


図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (3F, T.M.S.L. 30.9m) (6/8)

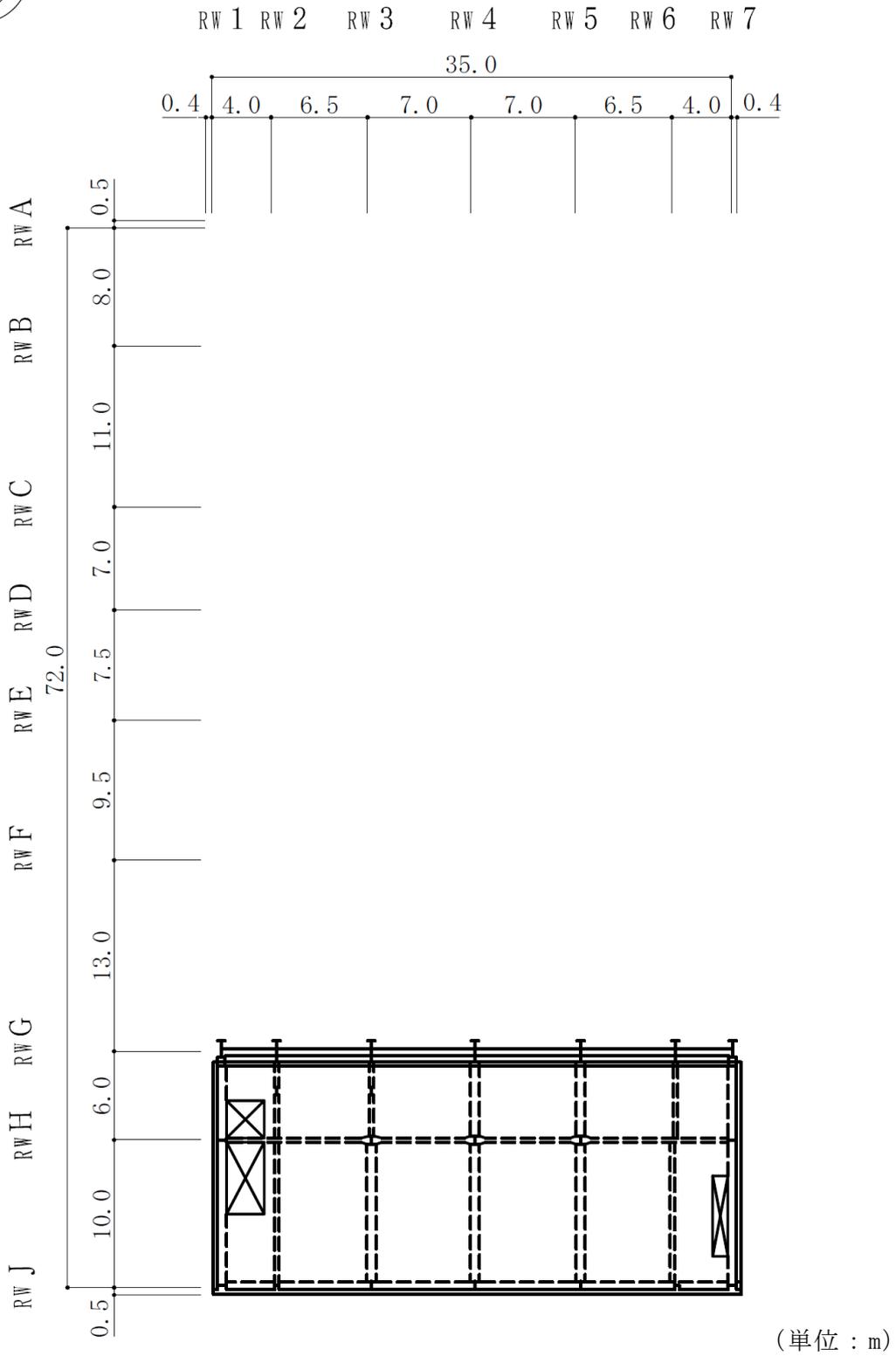
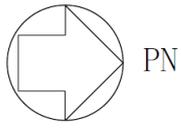


図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (4F, T.M.S.L. 36.7m) (7/8)

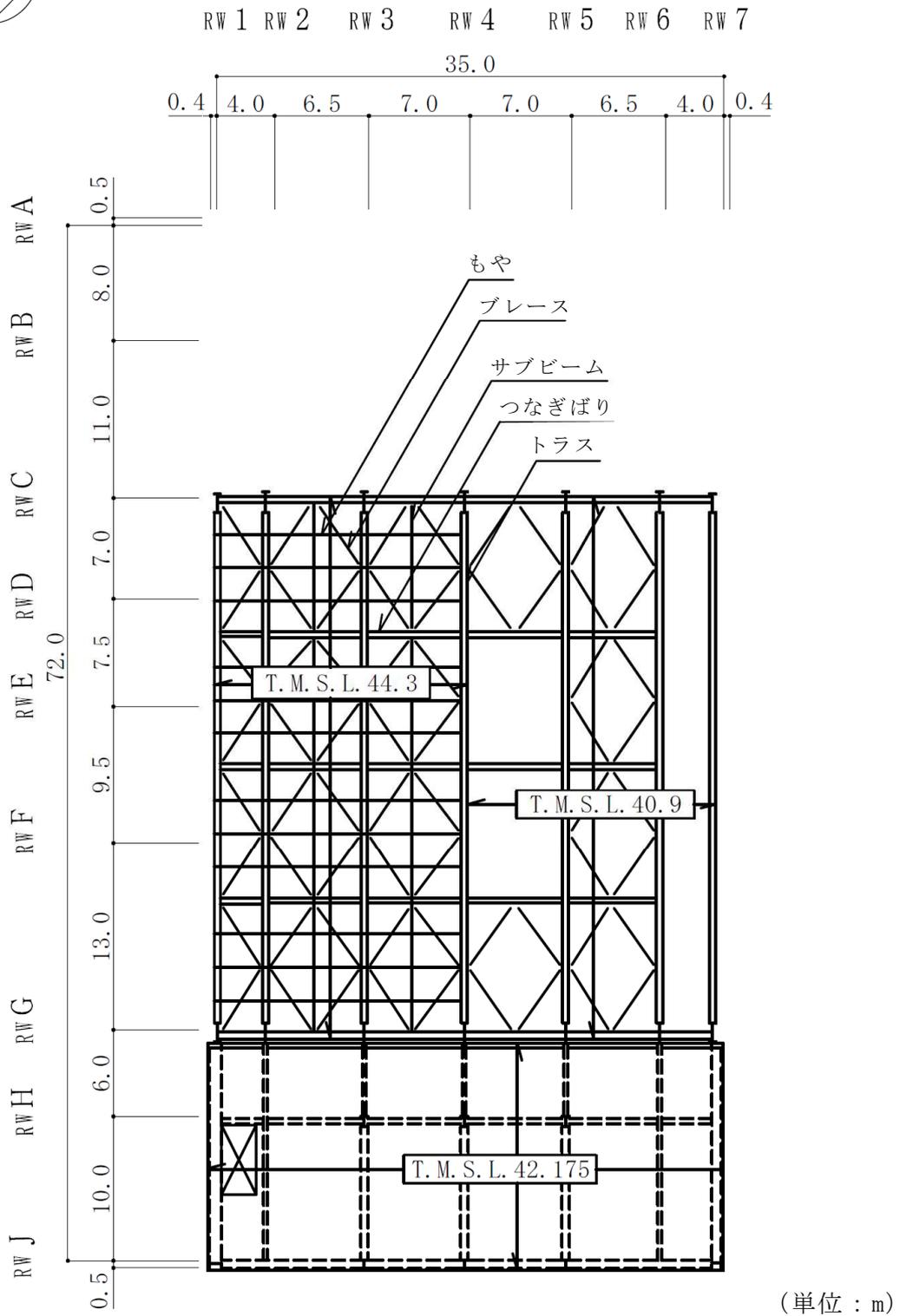
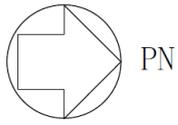
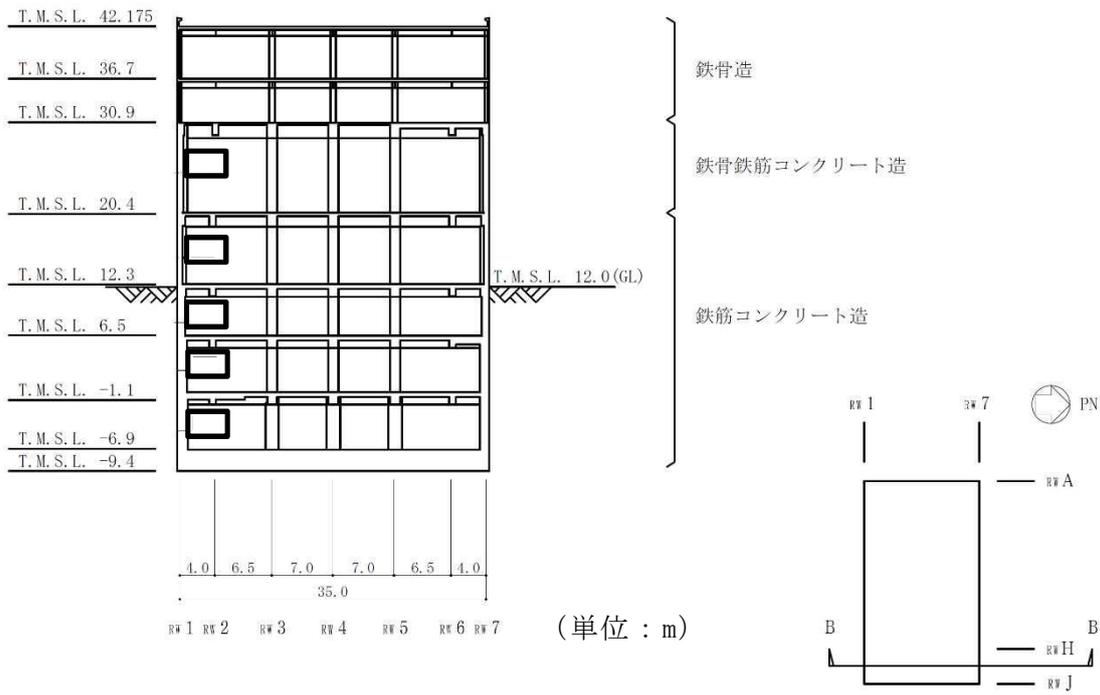
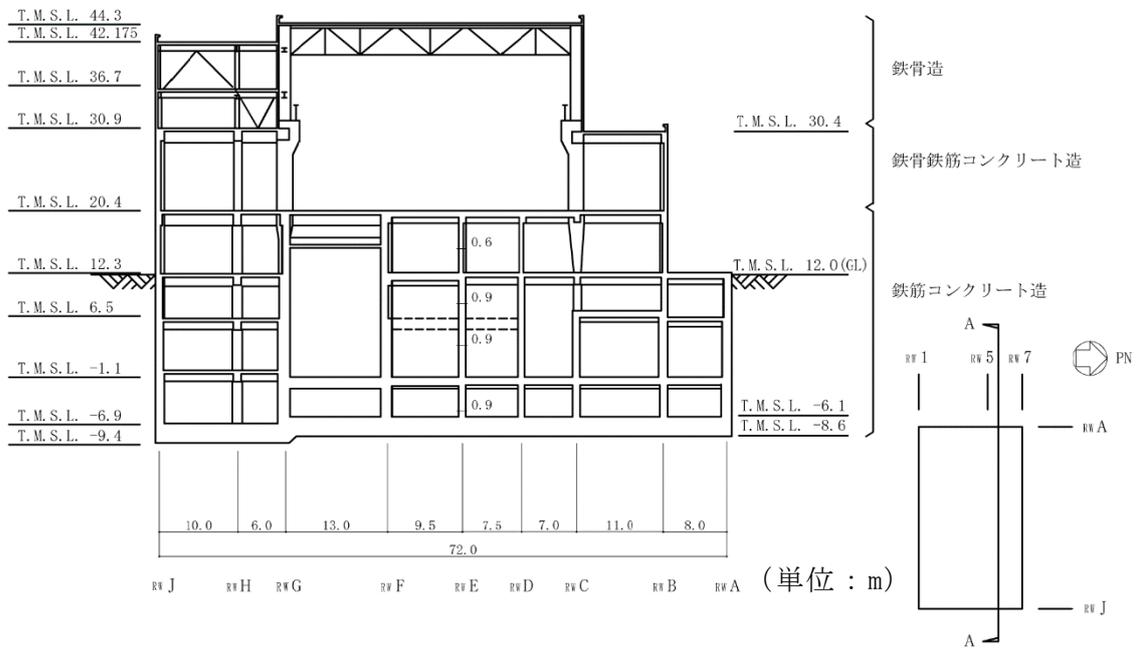


図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (RF, T.M.S.L. 44.3m) (8/8)



NS 方向断面



EW 方向断面

図 2-3 廃棄物処理建屋の概略断面図

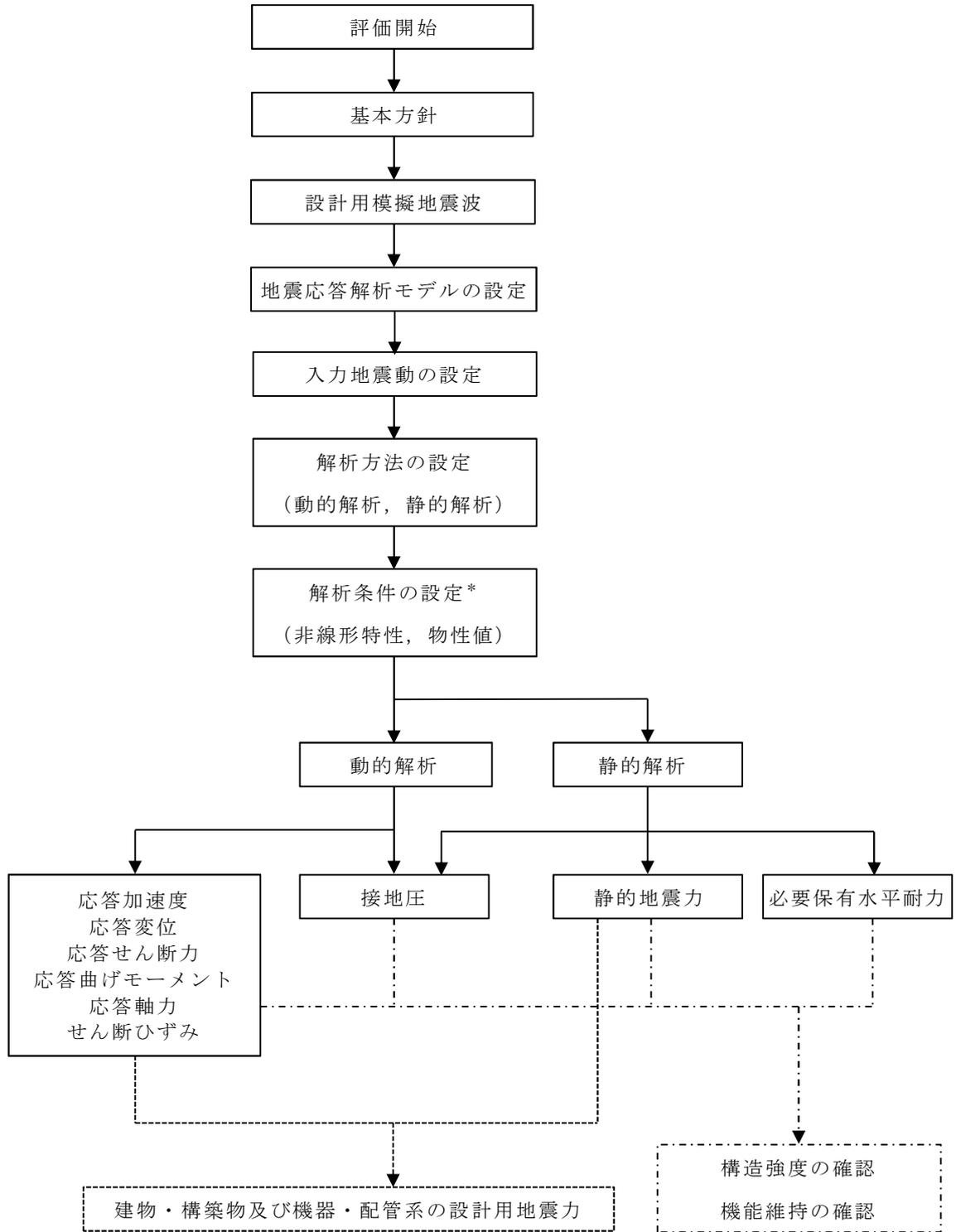
2.3 解析方針

廃棄物処理建屋の地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

図2-4に廃棄物処理建屋の地震応答解析フローを示す。

地震応答解析は、「3.1 設計用模擬地震波」及び「3.2 地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデルを用いて実施することとし、「3.3 解析方法」及び「3.4 解析条件」に基づき、「4.1 動的解析」においては、材料物性の不確かさを考慮し、加速度、変位、せん断ひずみ、接地圧等を含む各種応答値を算出する。

「4.2 静的解析」においては静的地震力を、「4.3 必要保有水平耐力」においては必要保有水平耐力を算出する。



注記*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-4 廃棄物処理建屋の地震応答解析フロー

2.4 適用規格・基準等

地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

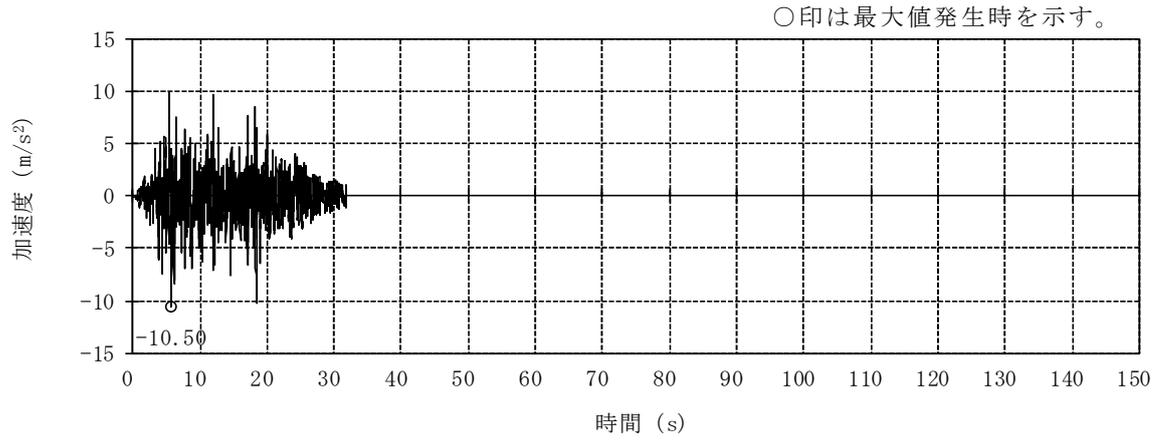
- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会)
- ・ 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 2005 改定)

3. 解析方法

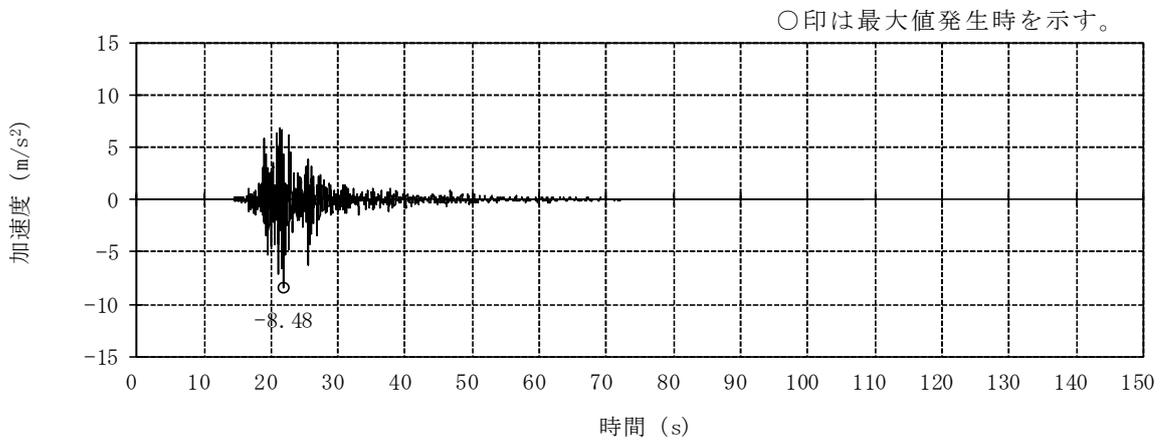
3.1 設計用模擬地震波

廃棄物処理建屋の地震応答解析モデルは、建屋と地盤の相互作用を評価した建屋－地盤連成モデルとする。この建屋－地盤連成モデルへの入力地震動は、V-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波のうち、基準地震動 S_s を用いることとする。

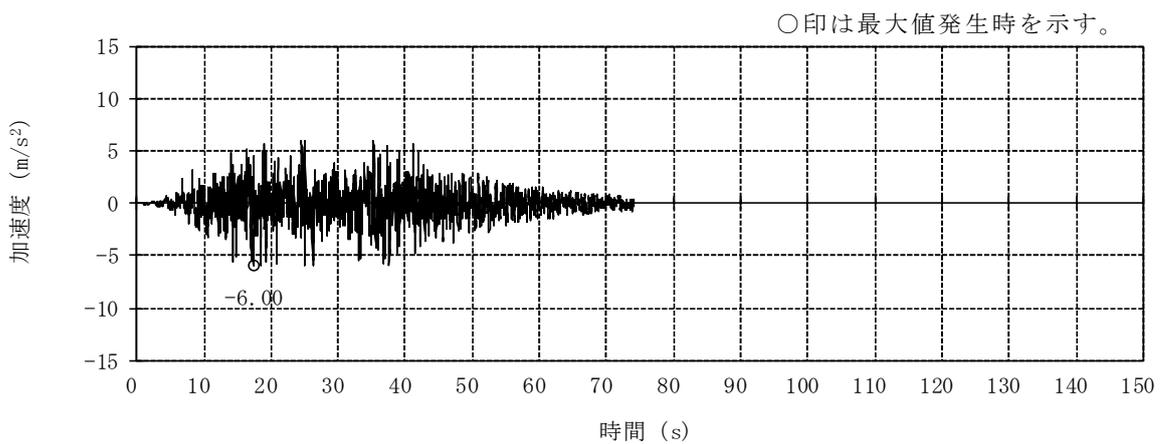
基準地震動 S_s として作成した設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図3-1～図3-4に示す。



(a) Ss-1H

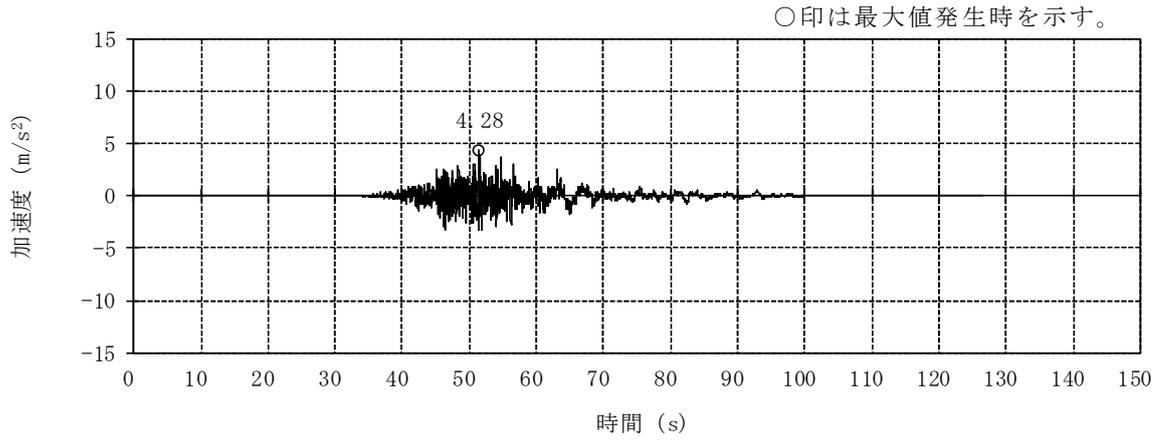


(b) Ss-2NS

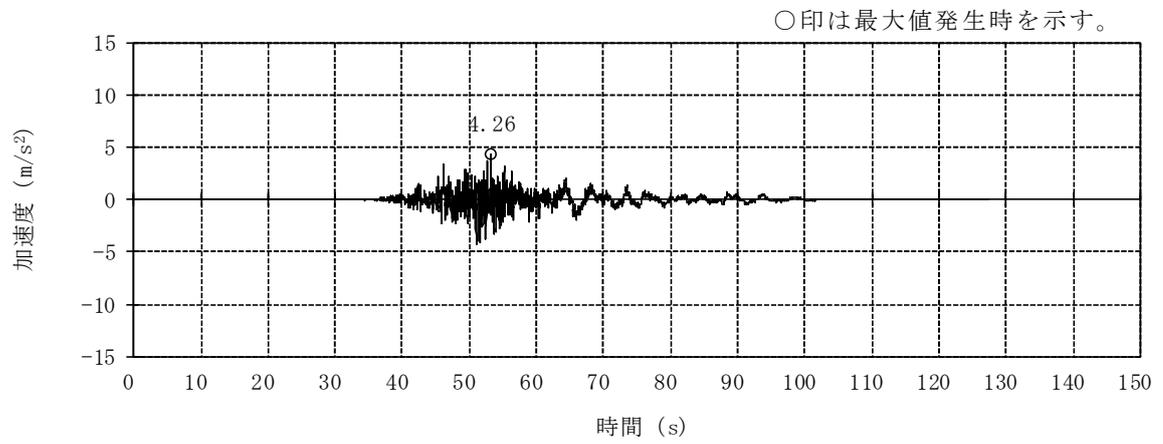


(c) Ss-3H

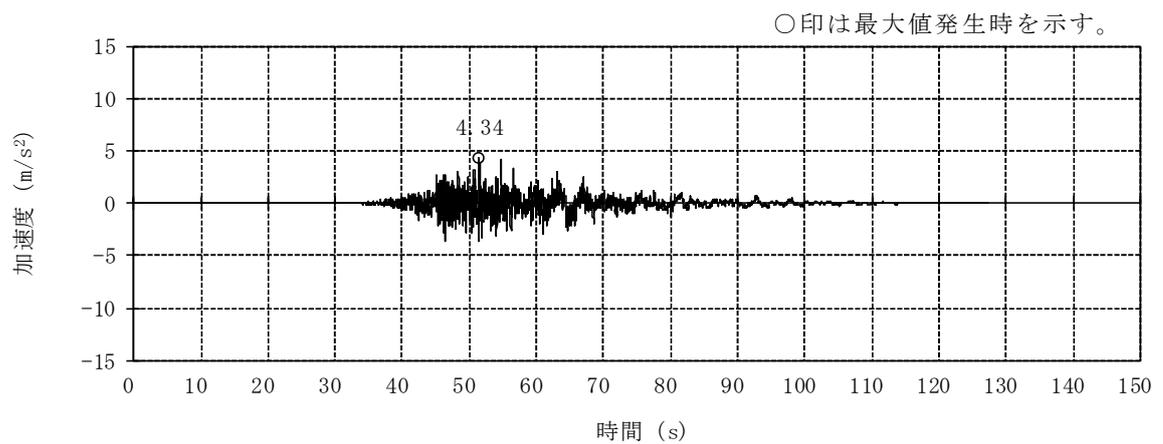
図 3-1 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, NS 方向) (1/3)



(d) S_s-4NS

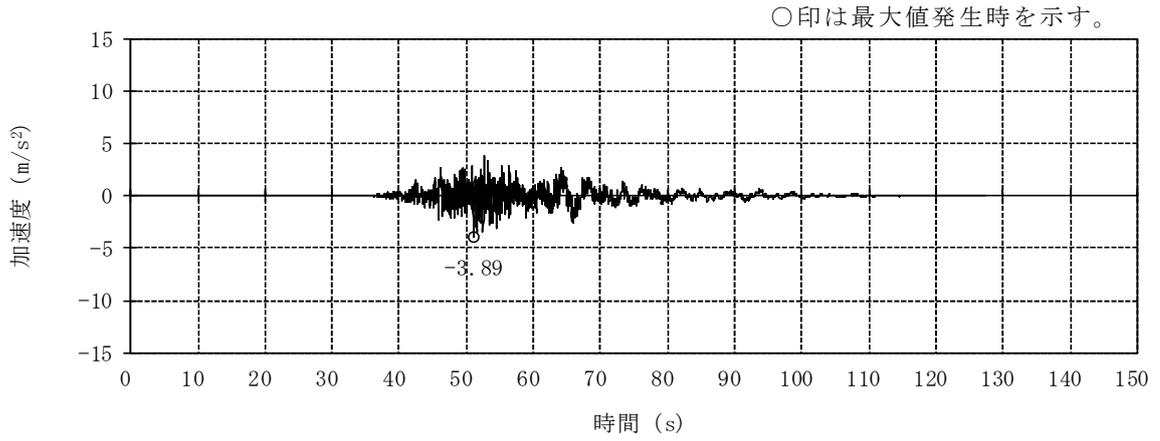


(e) S_s-5NS

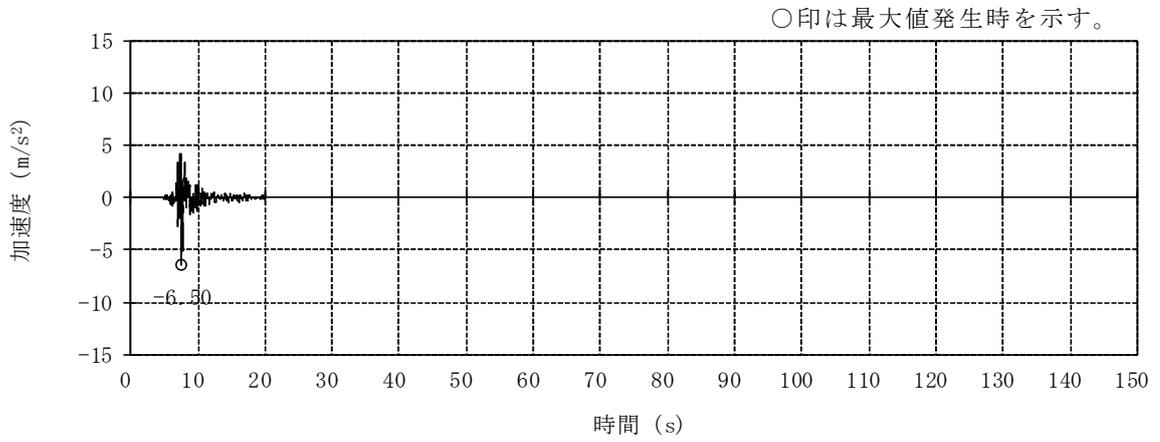


(f) S_s-6NS

図 3-1 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, NS 方向) (2/3)

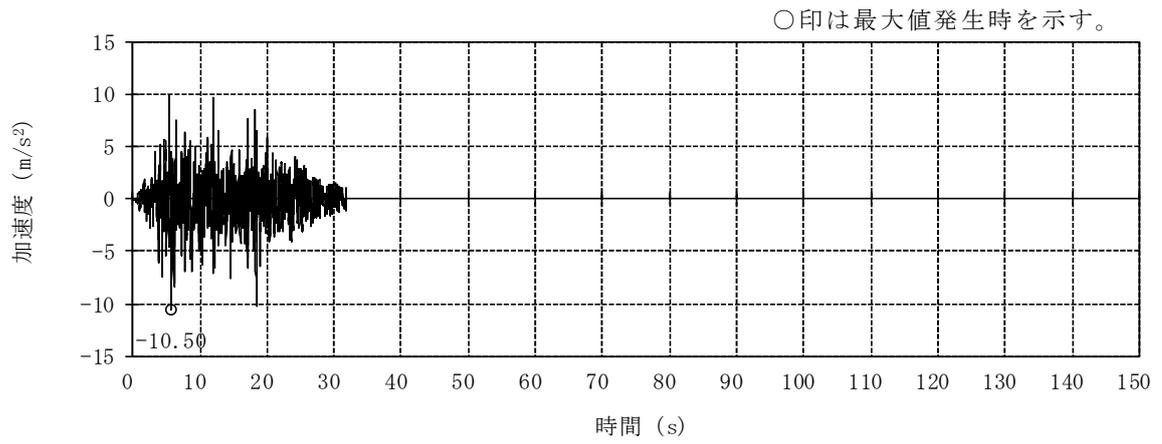


(g) Ss-7NS

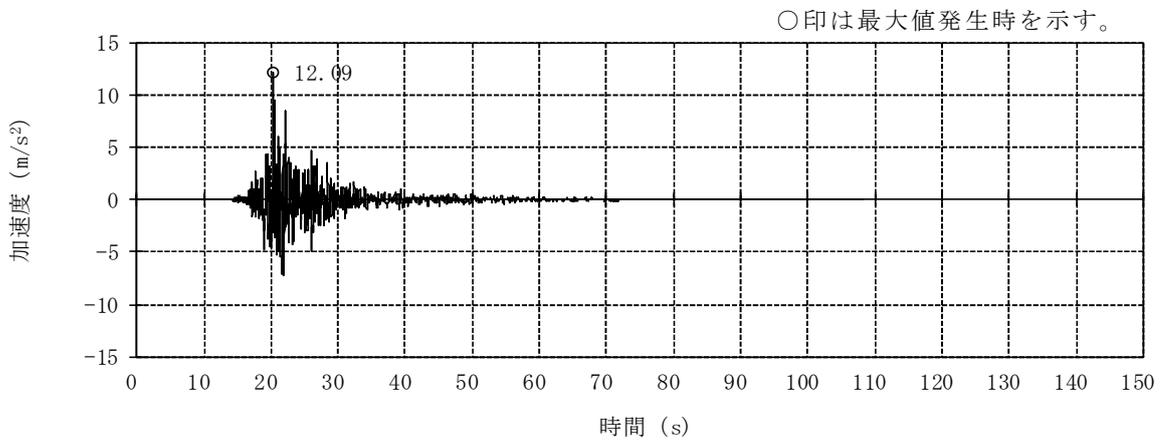


(h) Ss-8H

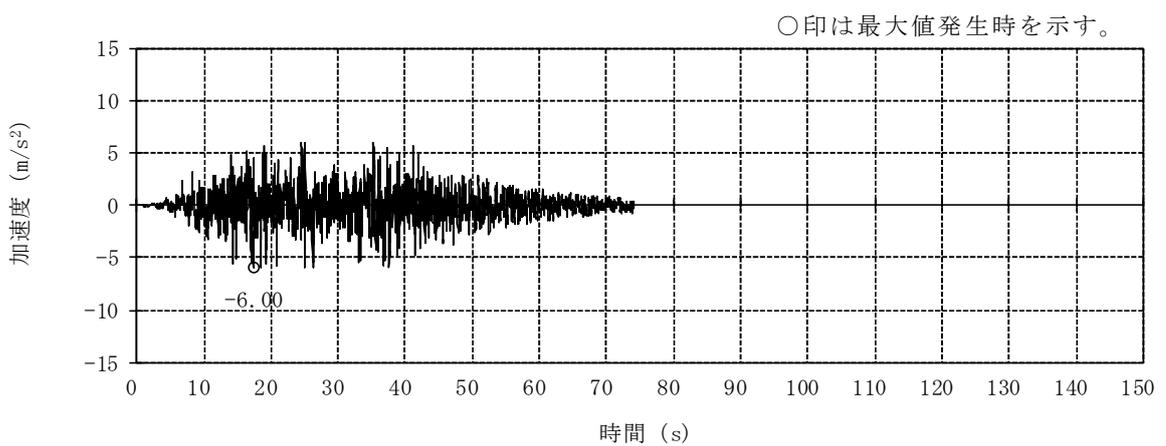
図 3-1 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, NS 方向) (3/3)



(a) Ss-1H

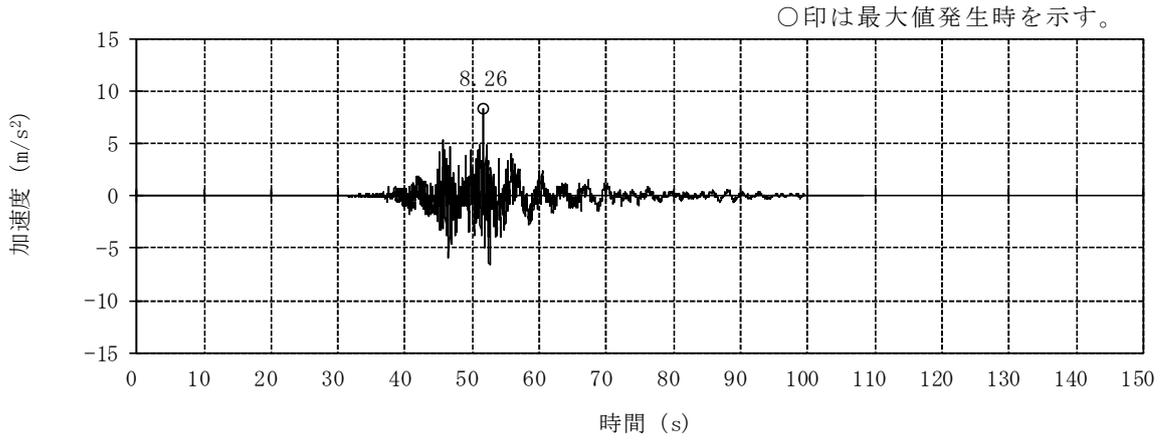


(b) Ss-2EW

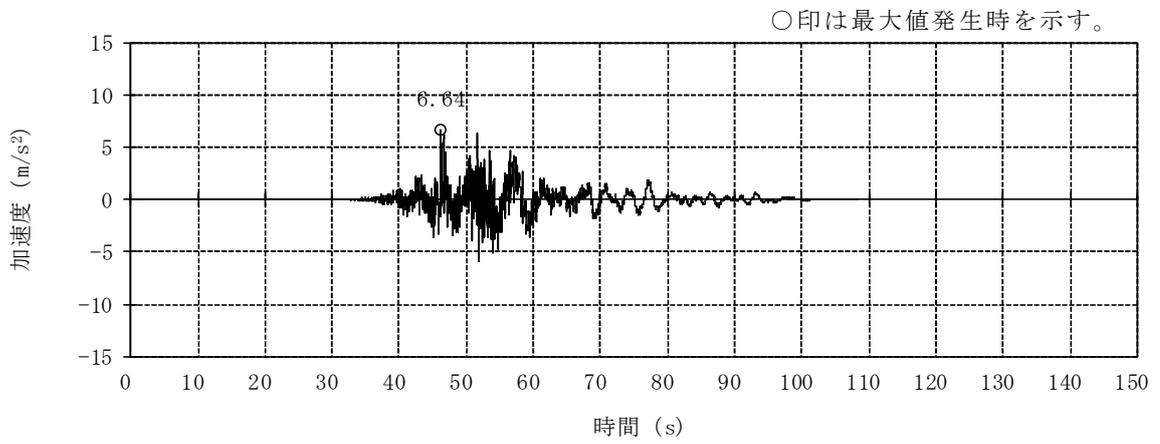


(c) Ss-3H

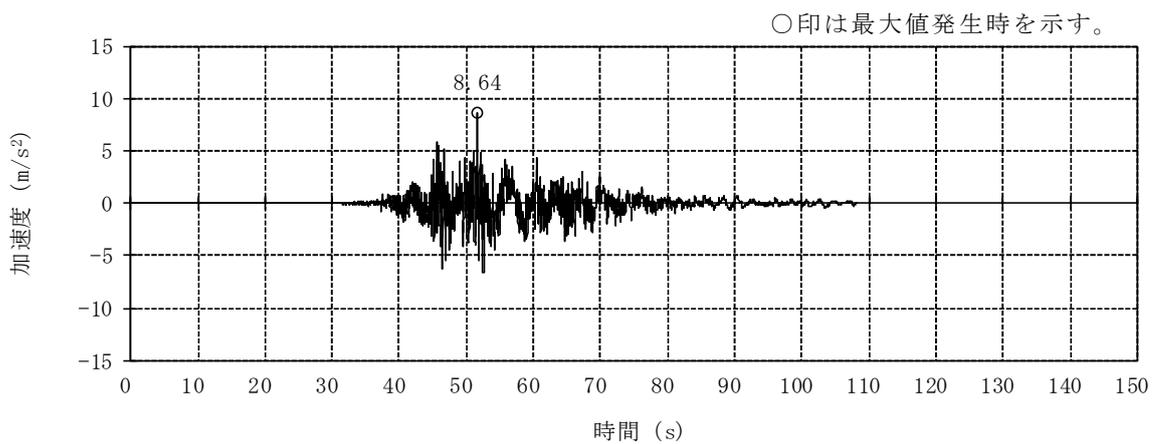
図 3-2 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, EW 方向) (1/3)



(d) S_s-4EW

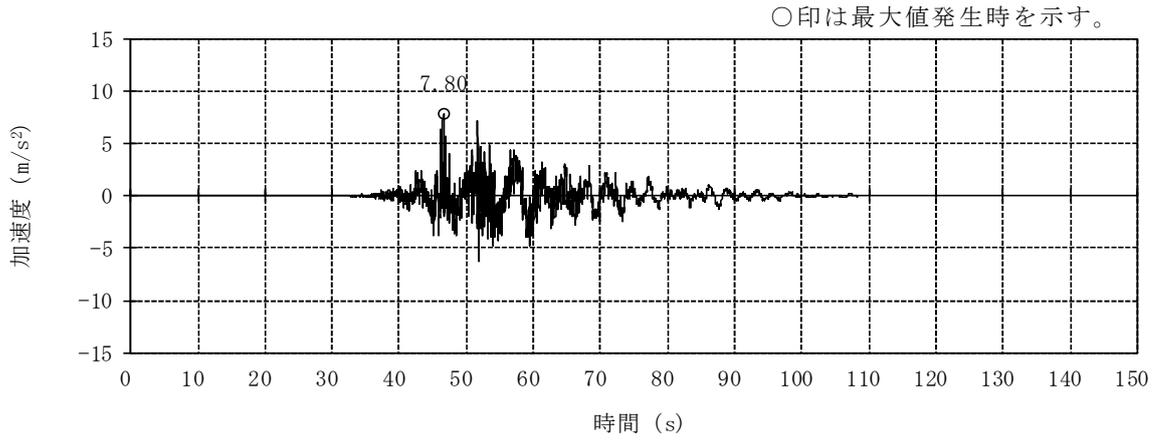


(e) S_s-5EW

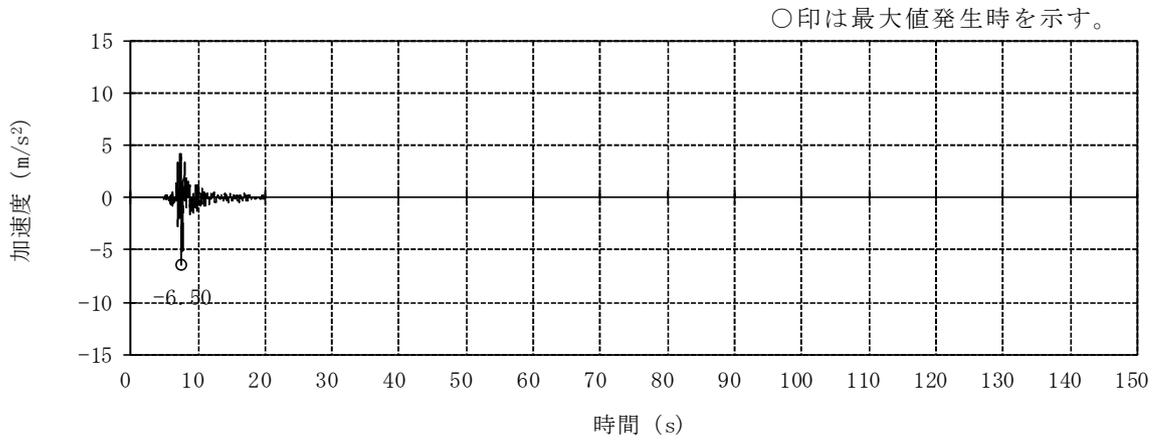


(f) S_s-6EW

図 3-2 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, EW 方向) (2/3)

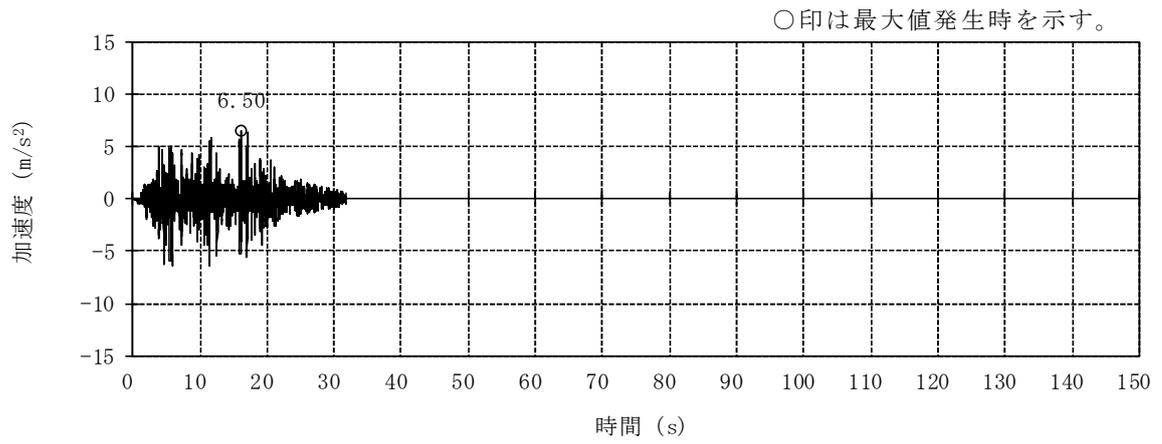


(g) Ss-7EW

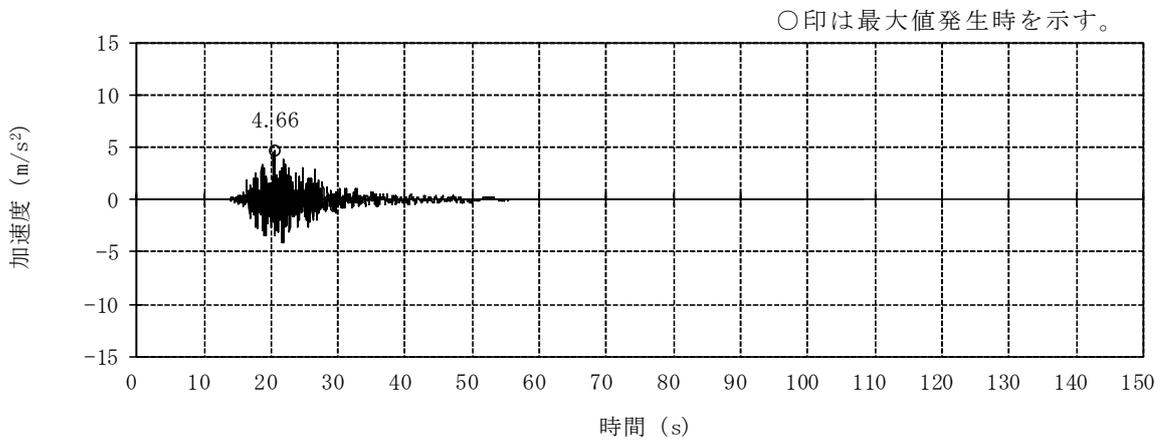


(h) Ss-8H

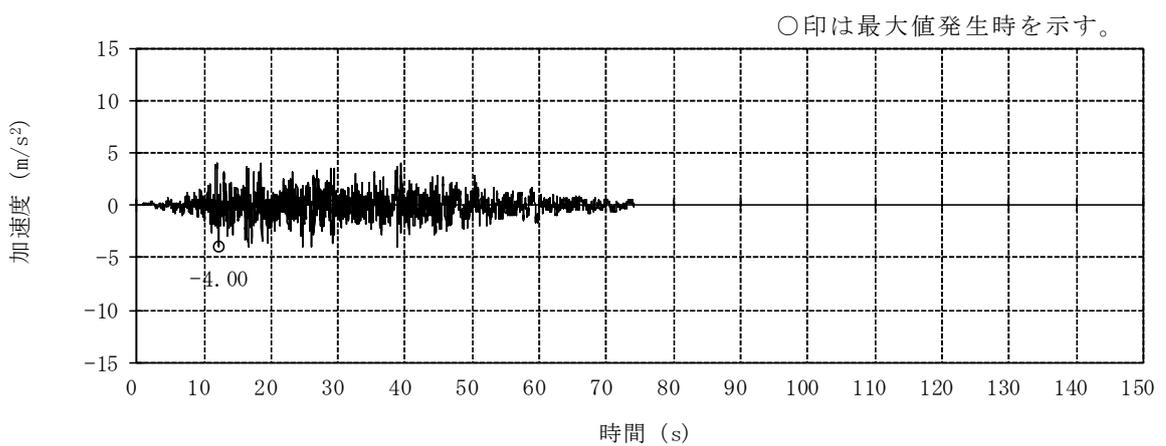
図 3-2 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, EW 方向) (3/3)



(a) S_s-1V

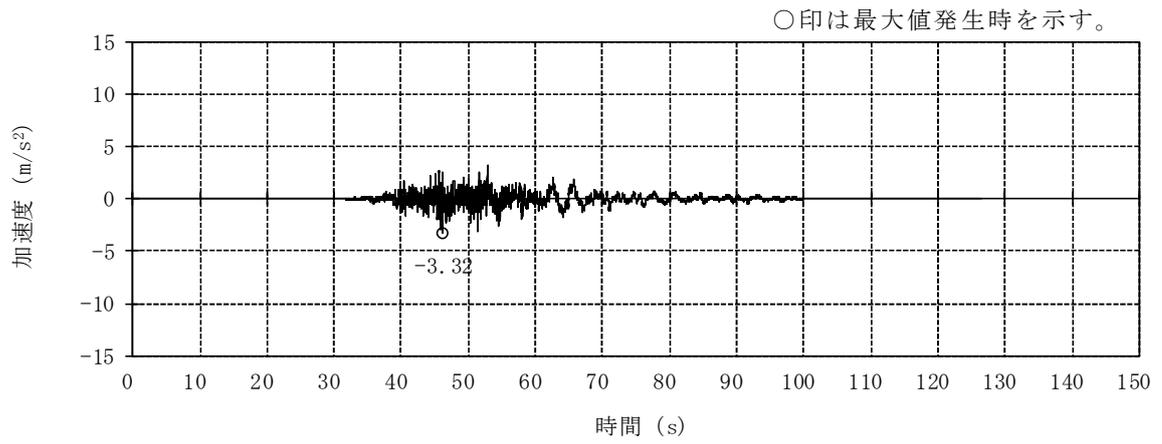


(b) S_s-2UD

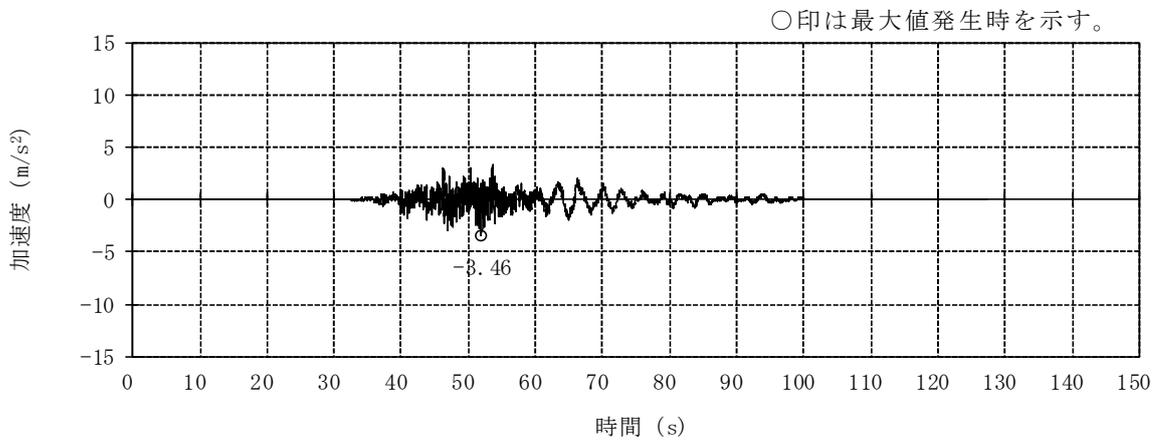


(c) S_s-3V

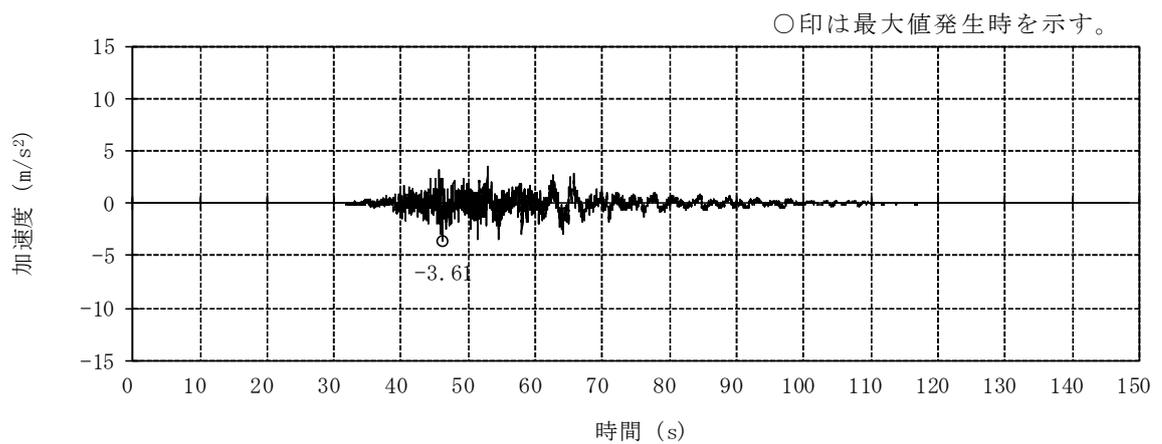
図 3-3 加速度時刻歴波形（基準地震動 S_s，鉛直方向）（1/3）



(d) S_s-4UD

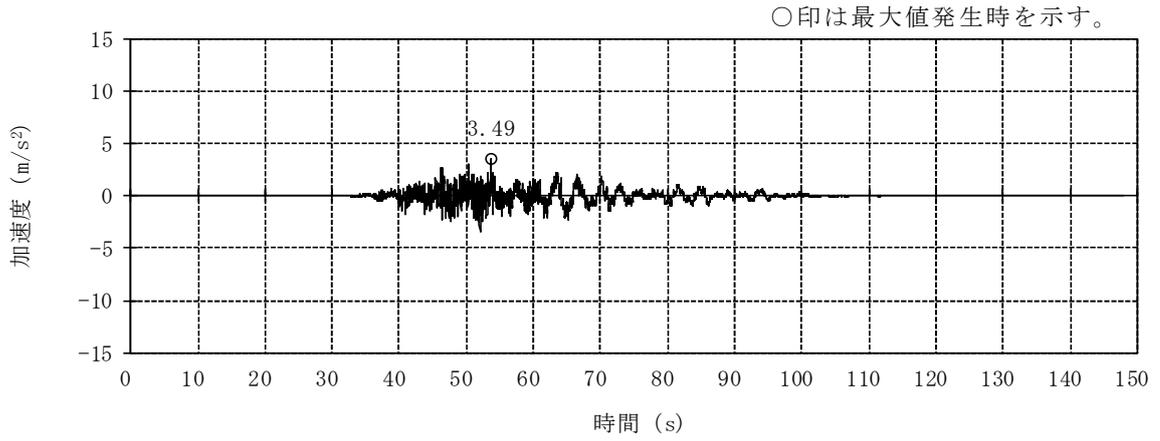


(e) S_s-5UD

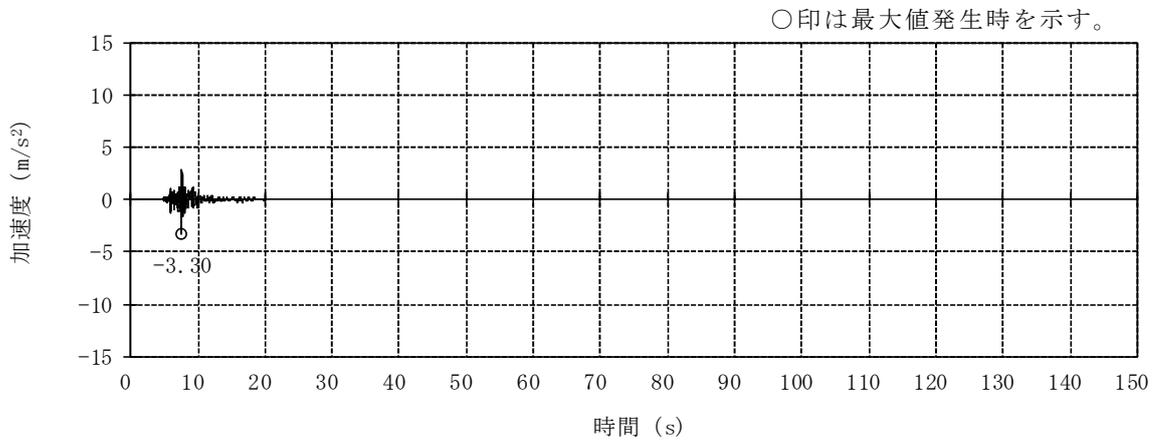


(f) S_s-6UD

図 3-3 加速度時刻歴波形（基準地震動 S_s，鉛直方向）（2/3）

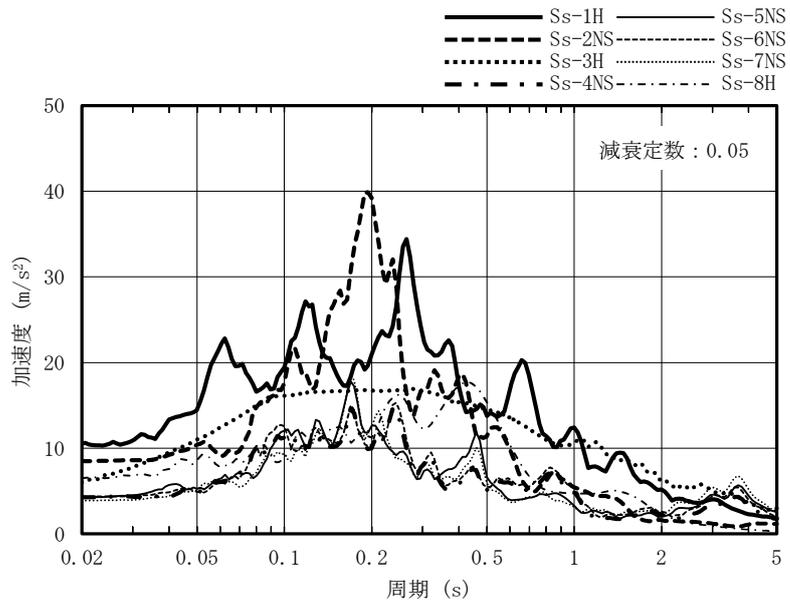


(g) Ss-7UD

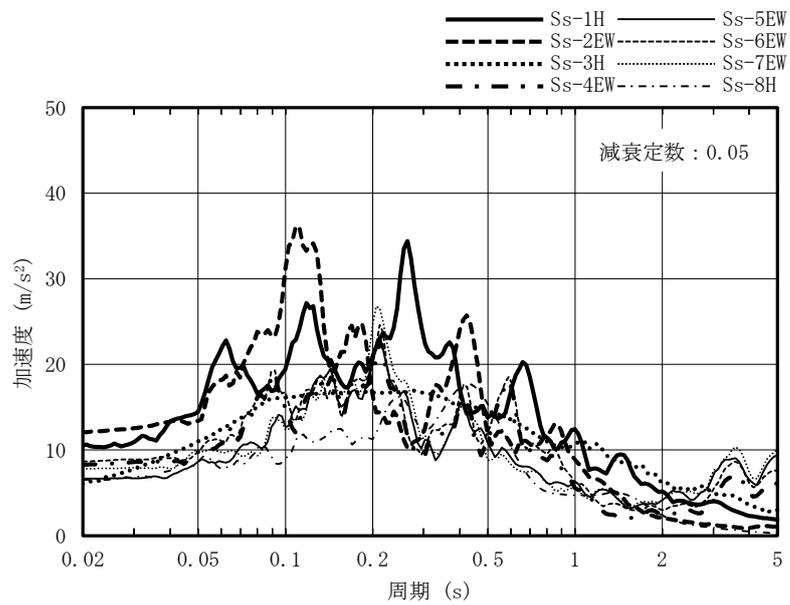


(h) Ss-8V

図 3-3 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, 鉛直方向) (3/3)

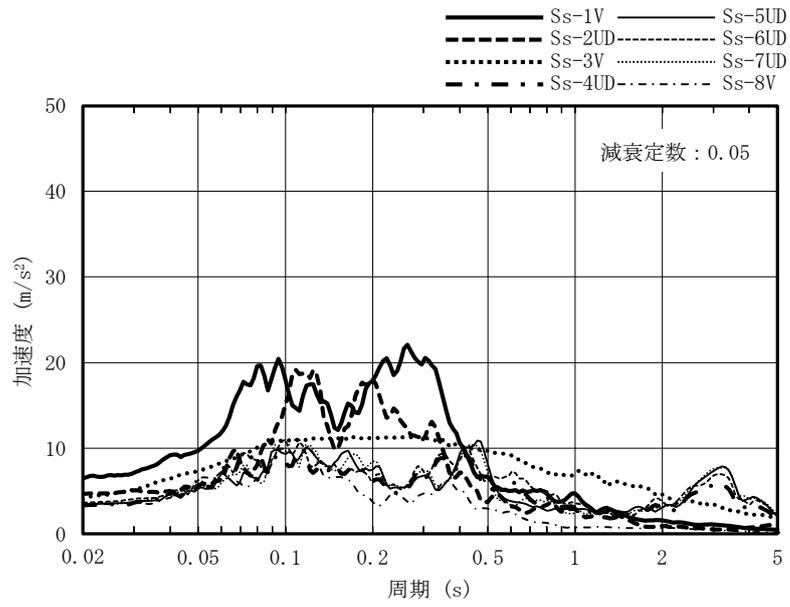


(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3-4 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s) (1/2)



(c) 鉛直方向

図 3-4 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s) (2/2)

3.2 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、水平方向及び鉛直方向それぞれについて設定する。

地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値を表3-1に示す。

ここで、コンクリート剛性については、実現象に近い応答を模擬するという観点から、建設時コンクリートの91日強度データを基に設定した実強度を用いて算定する。

表3-1 建物・構築物の物性値

部位	使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
建屋部	コンクリート*： $\sigma_c = 43.1$ (N/mm ²) ($\sigma_c = 440$ kgf/cm ²) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	2.88×10^4	1.20×10^4	5
基礎スラブ	コンクリート*： $\sigma_c = 39.2$ (N/mm ²) ($\sigma_c = 400$ kgf/cm ²) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	2.79×10^4	1.16×10^4	5
屋根トラス部	鉄骨：SS41 (SS400相当)	2.05×10^5	0.79×10^5	2
	鉄骨：SM41A (SM400A相当)	2.05×10^5	0.79×10^5	2
	鉄骨：SM50A (SM490A相当)	2.05×10^5	0.79×10^5	2

注記*：実強度に基づくコンクリート強度。

3.2.1 水平方向モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとし、弾塑性時刻歴応答解析を行う。

建屋のモデル化は NS 方向、EW 方向それぞれについて行っている。また、設計時には考慮していなかった補助壁を、実現象に近い応答を模擬するという観点から、耐震要素と位置づけ、地震応答解析モデルに取り込む。図 3-6 のフローに示すとおり、「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)」の基礎浮上りの評価法を参考に、応答のレベルに応じて 3 種類の異なる地震応答解析モデルを用いる。地震応答解析モデルを図 3-7 に、地震応答解析モデルの諸元を表 3-2 及び表 3-3 に示す。

地震応答解析モデルについては、図 3-7(a)に誘発上下動を考慮しない場合の地震応答解析モデル、図 3-7(b)に誘発上下動を考慮する場合の地震応答解析モデル、図 3-7(c)に地盤を 3 次元 FEM でモデル化した場合の 3 次元 FEM 地盤モデルを示す。このうち、図 3-7(b)のモデルは「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)」を参考に、水平加振により励起される上下応答を評価するために、後述の鉛直方向モデルの諸元(表 3-20)及び接地率に応じて変化する回転・鉛直連成ばね K_{VR} についても考慮している。また、図 3-7(c)のモデルは、地盤を 3 次元 FEM でモデル化し、地盤-建屋の一体モデルとし、建屋地下外壁部と地盤は接合しない。また、基礎スラブは剛板と仮定した多点拘束を設定する。なお、建屋については図 3-7(b)のモデルと同様に誘発上下動を考慮する場合のモデルとする。

地盤は、地盤調査に基づき水平成層地盤とし、図 3-7(a)と図 3-7(b)のモデルに用いる基礎底面地盤ばねについては、「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)」(以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。)により、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づき求めたスウェイ及びロッキングの地盤ばねを、近似法により定数化して用いる。このうち、基礎底面のロッキング地盤ばねには、基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「S T - C R O S S」を用いる。また、図 3-7(c)のモデルにおける地盤は、成層補正後の物性値を用いて等価な一様地盤とし、3 次元 FEM でモデル化する。モデル化にあたっては対称性を考慮して 1/2 のモデルを用いる。対称境界の拘束条件は、図 3-7(c)に示すとおり、Y, Z 方向には自由度を持つが、対称境界面と直交する X 方向は拘束している。なお、基礎底面と地盤の各節点の間にはジョイント要素を設けることにより基礎の浮上りを評価する。基礎底面のジョイント要素の基本ケースのばね定数は、解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値とし、地震動レベルに応じて $2.0 \times 10^6 \sim 2.1 \times 10^6$ kN/m³ とする。建屋側方の地盤は、建

屋に追隨して変形すると考えられることから、建屋側面の建屋質点間の地盤節点には、線形補間で平面を保持するような多点拘束を設定する。

水平方向モデルへの入力地震動は、図 3-7(a)及び図 3-7(b)のモデルについては、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。また、基礎底面レベルにおけるせん断力（以下「切欠き力」という。）を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。図 3-8 に、地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「T D A S」を用いる。また、図 3-7(c)のモデルについては、地盤を 3 次元 FEM でモデル化していることから、基礎底面レベルにおける地盤の応答が上記入力地震動と一致するように補正した地震動をモデル底面に入力する。図 3-5 に、入力の補正方法を示す。

- ① 一次元波動論に基づき、解放基盤表面に評価対象の基準地震動（2E）
 $(A(\omega))$ を入力したときの廃棄物処理建屋基礎下レベルの自由地盤
 応答（E+F） $(B(\omega))$ を求める。このときの伝達関数を
 $H1(\omega)=B(\omega)/A(\omega)$ とする。
- ② 3 次元 FEM モデルに基づき、解析モデル底面に評価対象の基準地震動（2E）
 $(C(\omega))$ を入力したときの廃棄物処理建屋基礎下レベルの自由地盤
 応答（E+F） $(D(\omega))$ を求める。このときの伝達関数を
 $H2(\omega)=D(\omega)/C(\omega)$ とする。
- ③ $B(\omega)$ と $D(\omega)$ を一致させるために、 $C'(\omega)=A(\omega) \times H1(\omega)/H2(\omega)$ の補正
 を行う。

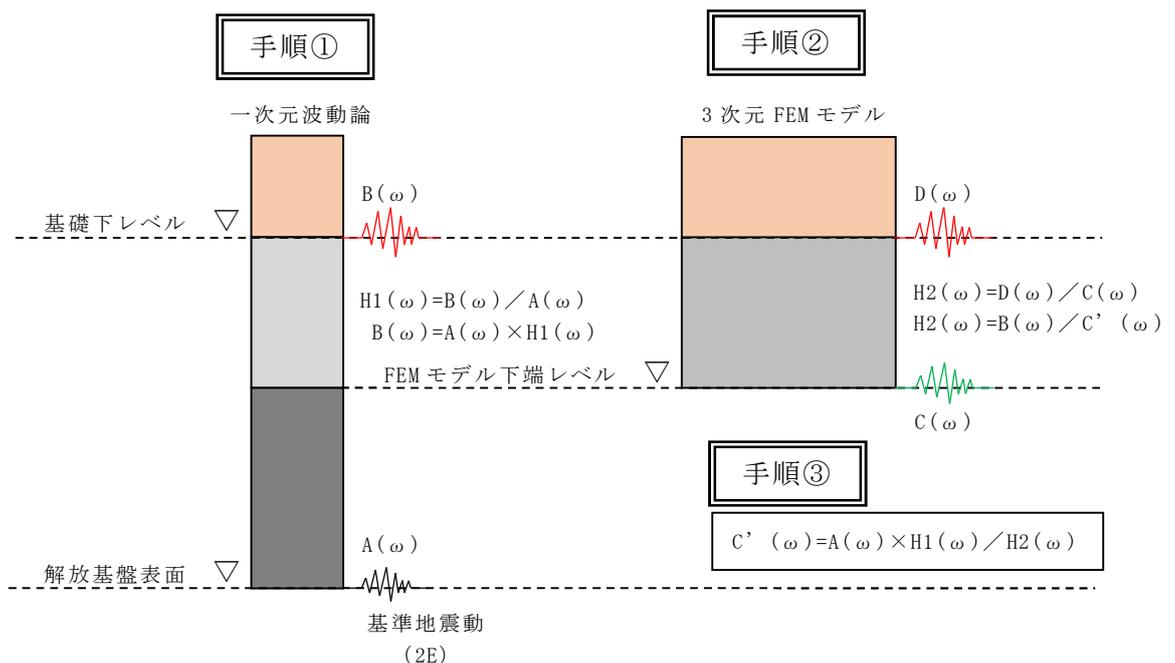


図 3-5 FEM モデルへの入力地震動の補正方法

モデル底面に入力する地震動の算定には、解析コード「NAPISOS」を用いる。

基準地震動 S_s に対する地盤定数を表 3-4～表 3-11 に示す。なお、地盤定数は地盤のひずみ依存特性を考慮して求めた等価地盤物性値を用いる。ひずみ依存特性については、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく。設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（T.M.S.L.-8.6m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3-9 に示す。地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数は、誘発上下動を考慮しない場合の地震応答解析モデルより算出し、その数値を表 3-12～表 3-19 に示す。

復元力特性は、建屋の方向別に、振動モデル各軸のモデル化範囲における耐震要素の水平断面形状より「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づいて設定する。

なお、水平方向の解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.2 鉛直方向モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは、耐震壁の軸剛性及び屋根トラスの曲げせん断剛性を考慮した質点系モデルとし、弾性時刻歴応答解析を行う。水平方向モデルと同様に、補助壁を地震応答解析モデルに取り込む。鉛直方向の地震応答解析モデルを図 3-10 に、地震応答解析モデルの諸元を表 3-20 に示す。

地盤は、地盤調査に基づき水平成層地盤とし、基礎底面地盤ばねについては、スウェイ及びロッキングばね定数の評価法と同様、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づき求めた鉛直ばねを近似法により定数化して用いる。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「S T - C R O S S」を用いる。

鉛直方向モデルへの入力地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価したものであり、基礎底面レベルに直接入力する。図 3-11 に、地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を用いる。

設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（T.M.S.L.-8.6m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3-12 に示す。なお、地盤定数は表 3-4～表 3-11 に示すとおりである。地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を表 3-21～表 3-28 に示す。

なお、鉛直方向の解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

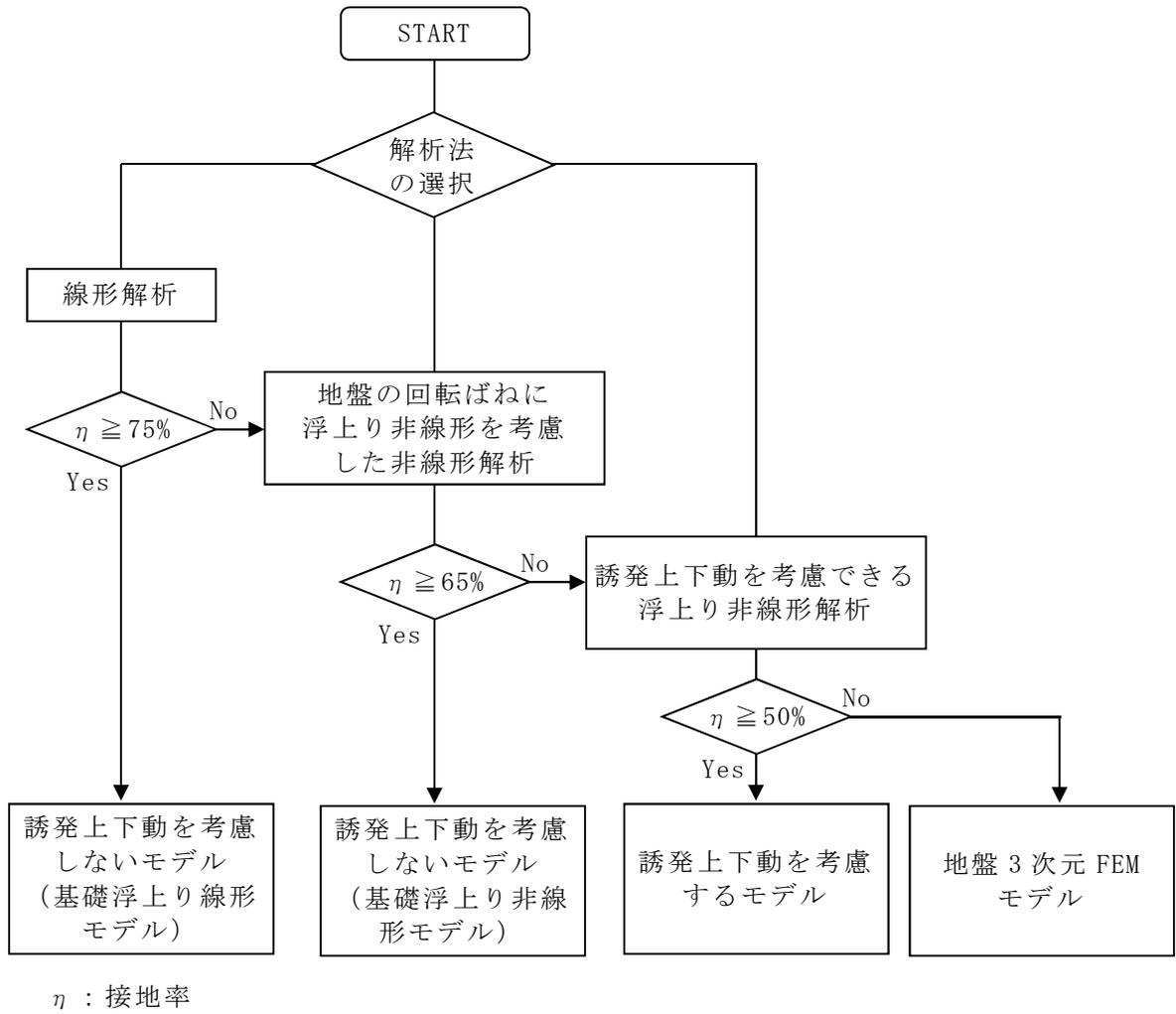
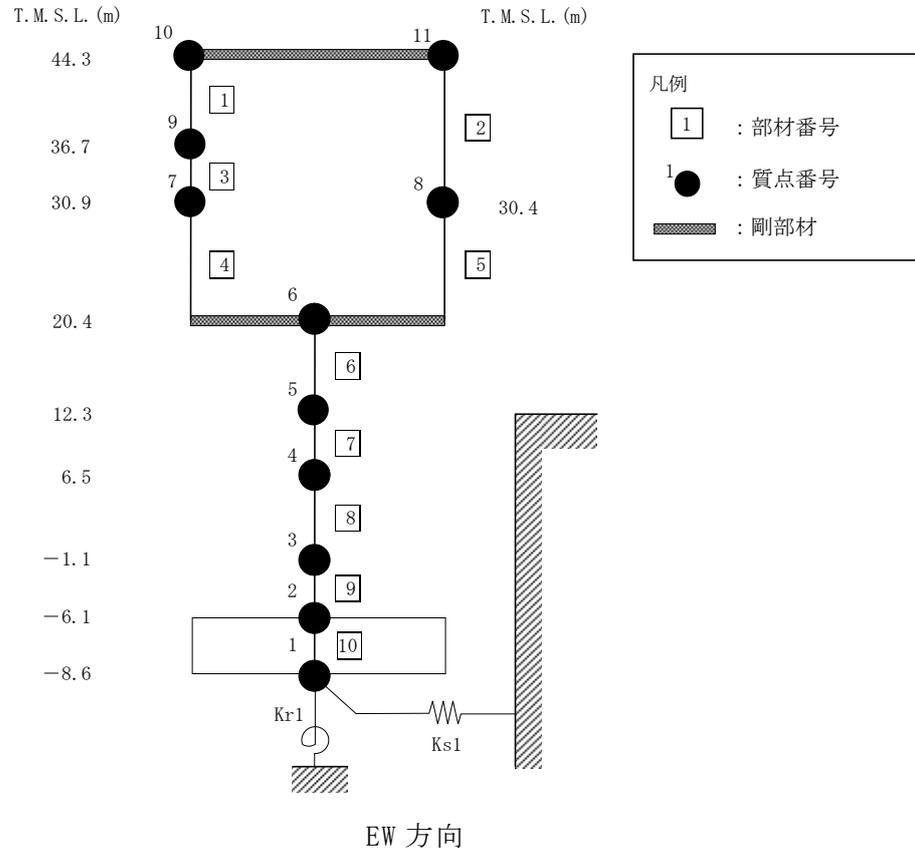
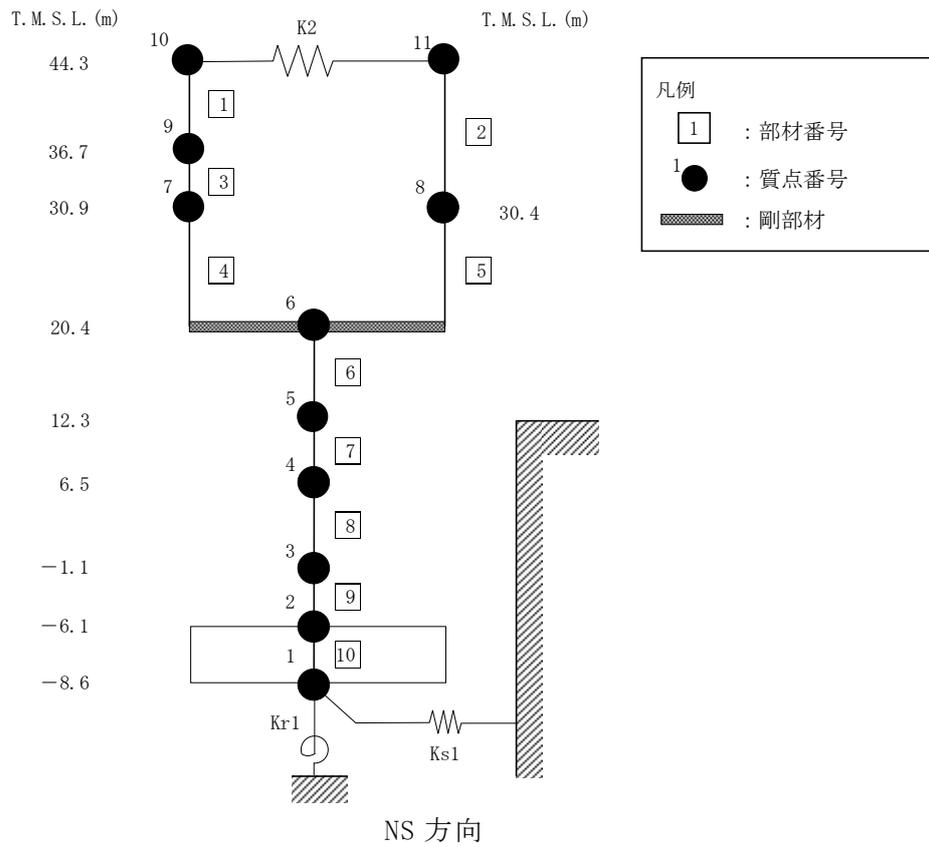
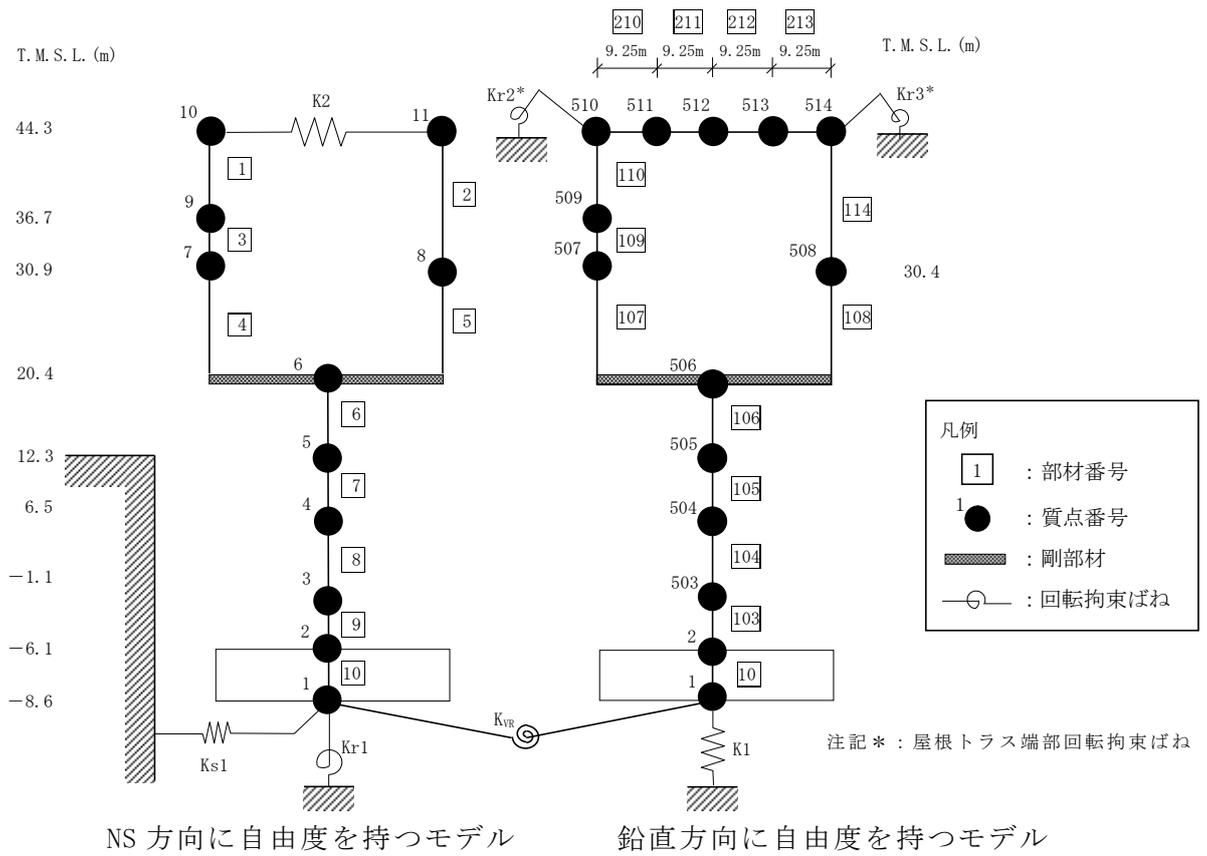


図 3-6 解析モデルの選定フロー

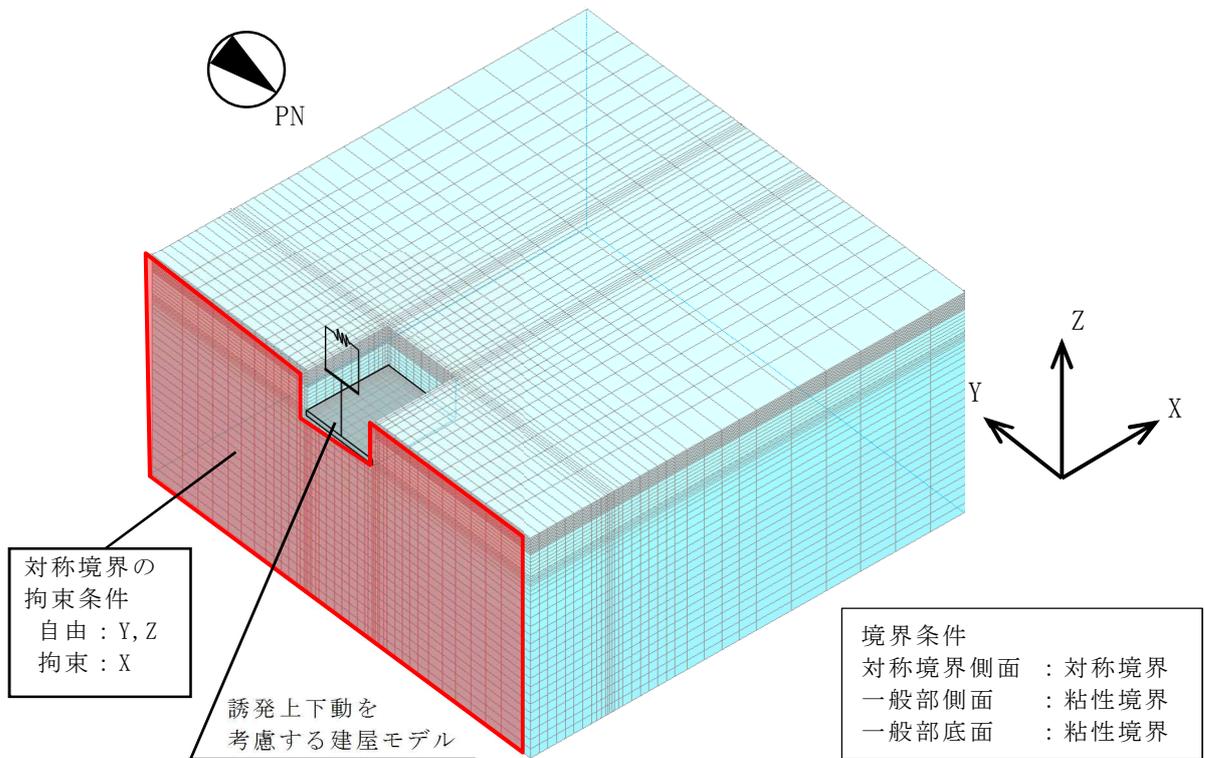


(a) 誘発上下動を考慮しない場合

図 3-7 地震応答解析モデル（水平方向）（1/2）



(b) 誘発上下動を考慮する場合 (NS 方向, Ss-2)



(c) 地盤を 3次元でモデル化した場合 (NS 方向, Ss-1, Ss-3, Ss-8)

図 3-7 地震応答解析モデル (水平方向) (2/2)

表 3-2 地震応答解析モデル諸元 (NS 方向)
(a) 重量・回転慣性重量

T. M. S. L. (m)	建屋	
	10	11
44.3	24620	8400
	3.1	1.1
	9	
36.7	21950	
	2.7	
	7	
30.9	33800	
	4.0	
	8	
30.4	—	19940
		2.3
	6	
20.4	125570	
	15.4	
	5	
12.3	167720	
	19.3	
	4	
6.5	185670	
	21.7	
	3	
-1.1	209330	
	23.0	
	2	
-6.1	138300	
	15.7	
	1	
-8.6	76880	
	8.2	

質点番号
重量 (kN)
回転慣性重量 ($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)

(b) せん断断面積・断面二次モーメント

T. M. S. L. (m)	建屋	
	1	2
44.3	0.31	0.19
	—	
	3	
36.7	0.55	—
	—	
	4	
30.9	36.5	—
	5	
	4990	
30.4	4990	35.8
		4230
	6	
20.4	192.0	
	25540	
	7	
12.3	271.4	
	44580	
	8	
6.5	305.1	
	49890	
	9	
-1.1	301.3	
	50620	
	10	
-6.1	2613.4	
	279100	

①コンクリート部 建屋
ヤング係数 E 2.88 $\times 10^4$ (N/mm²)
せん断弾性係数 G 1.20 $\times 10^4$ (N/mm²)
ポアソン比 ν 0.20
減衰定数 h 5%

②コンクリート部 基礎スラブ
ヤング係数 E 2.79 $\times 10^4$ (N/mm²)
せん断弾性係数 G 1.16 $\times 10^4$ (N/mm²)
ポアソン比 ν 0.20
減衰定数 h 5%

③鉄骨部
ヤング係数 E 2.05 $\times 10^5$ (N/mm²)
せん断弾性係数 G 7.90 $\times 10^4$ (N/mm²)
ポアソン比 ν 0.30
減衰定数 h 2%

基礎形状 35.8m(NS方向) \times 73.0m(EW方向) \times 2.5m(厚さ)

K_2 : 屋根トラス部せん断ばね 2.96×10^5 (kN/m)
 K_{r2} : 屋根トラス端部回転拘束ばね(G通り) 1.71×10^7 (kN \cdot m/rad)
 K_{r3} : 屋根トラス端部回転拘束ばね(C通り) 1.15×10^7 (kN \cdot m/rad)

部材番号
せん断断面積 (m ²)
断面二次モーメント (m ⁴)

表 3-3 地震応答解析モデル諸元 (EW 方向)
(a) 重量・回転慣性重量

T. M. S. L. (m)	建屋	
	10	11
44.3	33020	
	0.4	
	9	-
21950		
0.6		
7		
30.9	33800	
	1.3	
	8	-
19940		
0.2		
20.4	6	
	125570	
	115.5	
12.3	5	
	167720	
	67.4	
6.5	4	
	185670	
	78.2	
-1.1	3	
	209330	
	86.1	
-6.1	2	
	138300	
	66.5	
-8.6	1	
	76880	
	34.2	

質点番号
重量 (kN)
回転慣性重量 ($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)

(b) せん断断面積・断面二次モーメント

T. M. S. L. (m)	建屋	
	1	2
44.3	0.40	0.03
	-	
	3	
0.49		
36.7	-	-
	4	
	47.9	
5		
30.4	1775	24.6
		541
	6	
20.4	187.7	-
	82380	
	7	
329.8		
12.3	163990	-
	8	
	381.7	
214550		
6.5	9	-
	416.2	
	228710	
10		
-1.1	2613.4	-
	1160600	
	10	
2613.4		
-6.1	1160600	-
	10	
	2613.4	
1160600		

- ①コンクリート部 建屋
 ヤング係数 E 2.88 $\times 10^4$ (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.20 $\times 10^4$ (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%
- ②コンクリート部 基礎スラブ
 ヤング係数 E 2.79 $\times 10^4$ (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.16 $\times 10^4$ (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%
- ③鉄骨部
 ヤング係数 E 2.05 $\times 10^5$ (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 7.90 $\times 10^4$ (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.30
 減衰定数 h 2%

基礎形状 35.8m(NS方向) \times 73.0m(EW方向) \times 2.5m(厚さ)

部材番号
せん断断面積 (m ²)
断面二次モーメント (m ⁴)

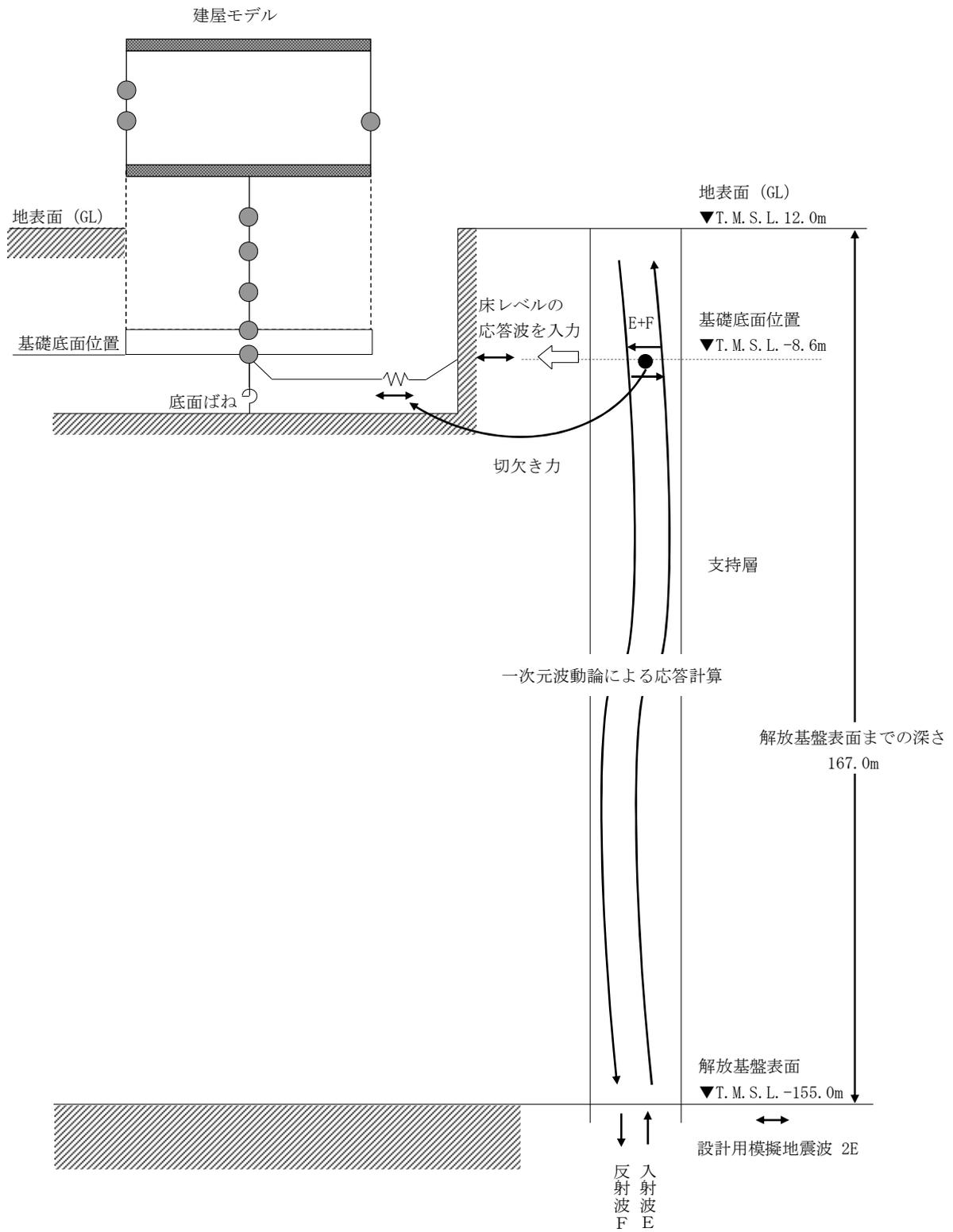


図 3-8 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図 (水平方向)

表 3-4 地盤定数 (Ss-1)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.0996	0.369	0.27	23
+8.0		200	16.1	0.308	0.0788	0.657	0.12	28
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.01	1.92	0.53	6
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.82	4.16	0.92	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.22	4.75	0.89	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.28	6.14	0.86	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.40	8.32	0.89	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
∞								

表 3-5 地盤定数 (Ss-2)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.107	0.369	0.29	19
+8.0		200	16.1	0.308	0.0722	0.657	0.11	26
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	0.979	1.92	0.51	5
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.82	4.16	0.92	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.32	4.75	0.91	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.64	6.14	0.92	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.82	8.32	0.94	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
∞								

表 3-6 地盤定数 (Ss-3)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.121	0.369	0.33	21
+8.0		200	16.1	0.308	0.105	0.657	0.16	27
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.05	1.92	0.55	6
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.86	4.16	0.93	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.03	4.75	0.85	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.15	6.14	0.84	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.23	8.32	0.87	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
∞								

表 3-7 地盤定数 (Ss-4)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.121	0.369	0.33	18
+8.0		200	16.1	0.308	0.105	0.657	0.16	24
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.11	1.92	0.58	4
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.95	4.16	0.95	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.37	4.75	0.92	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.64	6.14	0.92	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.82	8.32	0.94	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
∞								

表 3-8 地盤定数 (Ss-5)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.114	0.369	0.31	16
+8.0		200	16.1	0.308	0.105	0.657	0.16	22
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.07	1.92	0.56	4
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.91	4.16	0.94	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.32	4.75	0.91	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.46	6.14	0.89	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.48	8.32	0.90	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
∞								

表 3-9 地盤定数 (Ss-6)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.114	0.369	0.31	18
+8.0		200	16.1	0.308	0.0919	0.657	0.14	24
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.09	1.92	0.57	4
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.95	4.16	0.95	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.32	4.75	0.91	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.52	6.14	0.90	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.65	8.32	0.92	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
∞								

表 3-10 地盤定数 (Ss-7)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.114	0.369	0.31	16
+8.0		200	16.1	0.308	0.105	0.657	0.16	21
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.09	1.92	0.57	3
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.91	4.16	0.94	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.27	4.75	0.90	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.40	6.14	0.88	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.40	8.32	0.89	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
∞								

表 3-11 地盤定数 (Ss-8)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.110	0.369	0.30	21
+8.0		200	16.1	0.308	0.0788	0.657	0.12	29
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.15	1.92	0.60	5
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.91	4.16	0.94	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.27	4.75	0.90	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.71	6.14	0.93	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.90	8.32	0.95	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
∞								

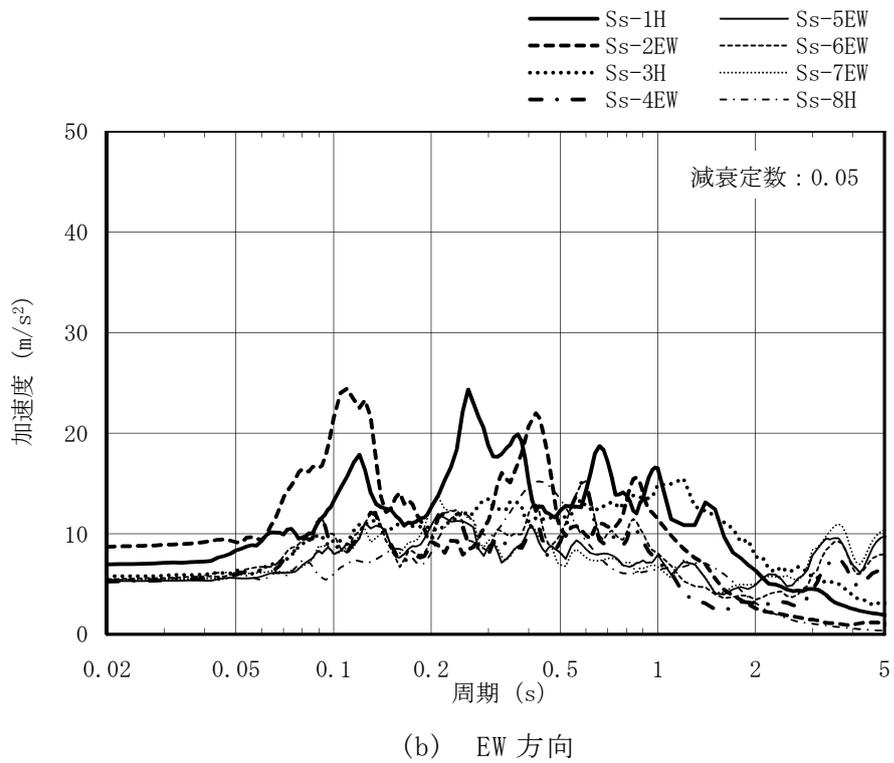
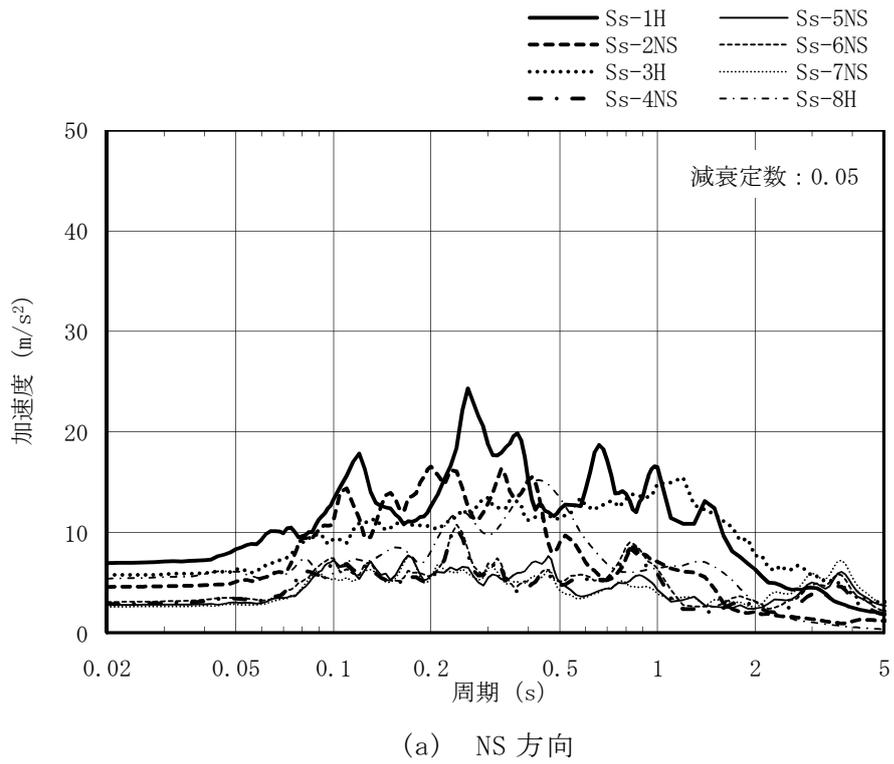


図 3-9 入力地震動の加速度応答スペクトル
(基準地震動 S_s , T.M.S.L.-8.6m)

表 3-12 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-1)

(a) NS 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.69×10^7	2.47×10^6
Kr1	1	底面・回転	2.94×10^{10}	1.54×10^8

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.13×10^7	2.06×10^6
Kr1	1	底面・回転	8.66×10^{10}	1.11×10^9

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

表 3-13 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-2)

(a) NS 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.75×10^7	2.48×10^6
Kr1	1	底面・回転	2.96×10^{10}	1.54×10^8

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.18×10^7	2.07×10^6
Kr1	1	底面・回転	8.77×10^{10}	1.12×10^9

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

表 3-14 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-3)

(a) NS 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.64×10^7	2.46×10^6
Kr1	1	底面・回転	2.91×10^{10}	1.54×10^8

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.08×10^7	2.05×10^6
Kr1	1	底面・回転	8.48×10^{10}	1.11×10^9

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

表 3-15 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-4)

(a) NS 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.94×10^7	2.51×10^6
Kr1	1	底面・回転	3.04×10^{10}	1.56×10^8

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.36×10^7	2.10×10^6
Kr1	1	底面・回転	8.95×10^{10}	1.13×10^9

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

表 3-16 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-5)

(a) NS 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.83×10^7	2.49×10^6
Kr1	1	底面・回転	3.00×10^{10}	1.55×10^8

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.26×10^7	2.08×10^6
Kr1	1	底面・回転	8.84×10^{10}	1.12×10^9

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

表 3-17 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-6)

(a) NS 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.91×10^7	2.51×10^6
Kr1	1	底面・回転	3.02×10^{10}	1.55×10^8

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.33×10^7	2.09×10^6
Kr1	1	底面・回転	8.91×10^{10}	1.13×10^9

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

表 3-18 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-7)

(a) NS 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.83×10^7	2.49×10^6
Kr1	1	底面・回転	2.99×10^{10}	1.55×10^8

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.26×10^7	2.08×10^6
Kr1	1	底面・回転	8.80×10^{10}	1.12×10^9

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

表 3-19 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-8)

(a) NS 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.83×10^7	2.49×10^6
Kr1	1	底面・回転	2.99×10^{10}	1.55×10^8

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 ^{*1}	減衰係数 ^{*2}
Ks1	1	底面・並進	6.26×10^7	2.08×10^6
Kr1	1	底面・回転	8.80×10^{10}	1.12×10^9

注記*1: Ks1はkN/m Kr1はkN・m/rad

*2: Ks1はkN・s/m Kr1はkN・m・s/rad

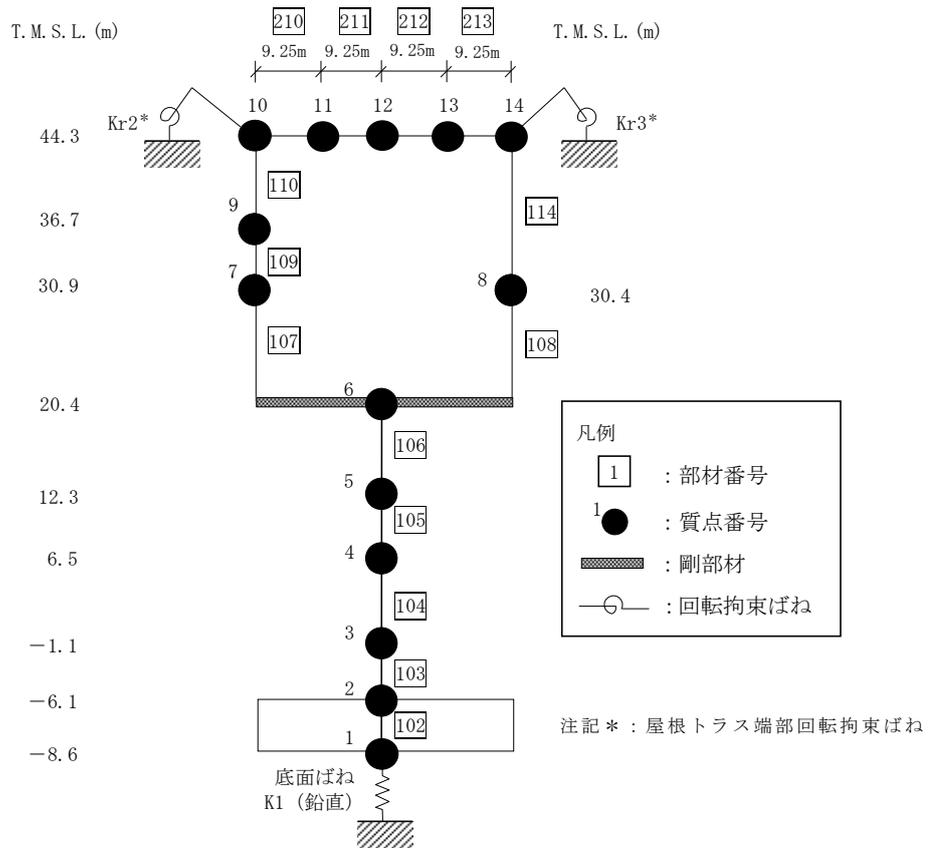


図 3-10 地震応答解析モデル (鉛直方向)

表 3-20 地震応答解析モデルの諸元 (鉛直方向)

質点番号	10	11	12	13	14		
重量(kN)	-	1960	1960	1960	-		
部材番号	210		211	212	213		
せん断断面積 $A_s(\times 10^{-2} m^2)$	6.50		4.74	4.74	6.50		
断面二次モーメント $I_B(m^4)$	0.89		0.89	0.89	0.89		
質点番号	質点重量 W(kN)	部材番号	軸断面積 $A_0(m^2)$	質点番号	質点重量 W(kN)	部材番号	軸断面積 $A_0(m^2)$
10	21680	110	1.08	14	5460	114	0.872
9	21950						
7	33800	109	1.99	8	19940	108	68.39
6	125570	107	91.3				
5	167720	106	357.7				
4	185670	105	564.3				
3	209330	104	641.6				
2	138300	103	659.0				
1	76880	102	2613.4				
合計	1012180 (屋根トラス含む)						

①コンクリート部 建屋

ヤング係数 E 2.88×10^4 (N/mm²)

せん断弾性係数 G 1.20×10^4 (N/mm²)

ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5%

②コンクリート部 基礎スラブ

ヤング係数 E 2.79×10^4 (N/mm²)

せん断弾性係数 G 1.16×10^4 (N/mm²)

ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5%

③鉄骨部

ヤング係数 E 2.05×10^5 (N/mm²)

せん断弾性係数 G 7.90×10^4 (N/mm²)

ポアソン比 ν 0.30

減衰定数 h 2%

基礎形状 35.8m(NS方向)×73.0m(EW方向)×2.5m(厚さ)

K_{r2} : 屋根トラス端部回転拘束ばね(G通り) 1.71×10^7 (kN・m/rad)

K_{r3} : 屋根トラス端部回転拘束ばね(C通り) 1.15×10^7 (kN・m/rad)

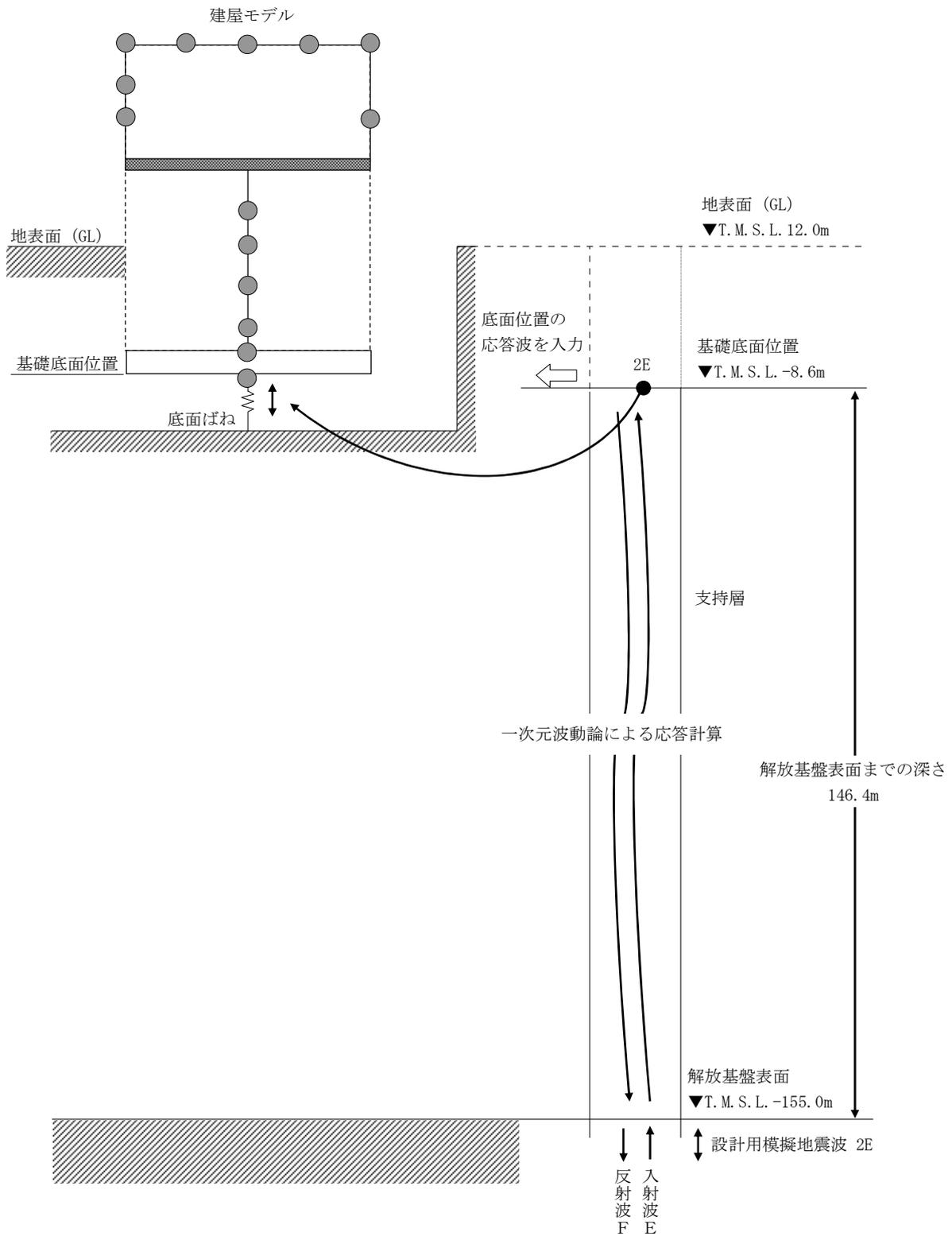


図 3-11 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図 (鉛直方向)

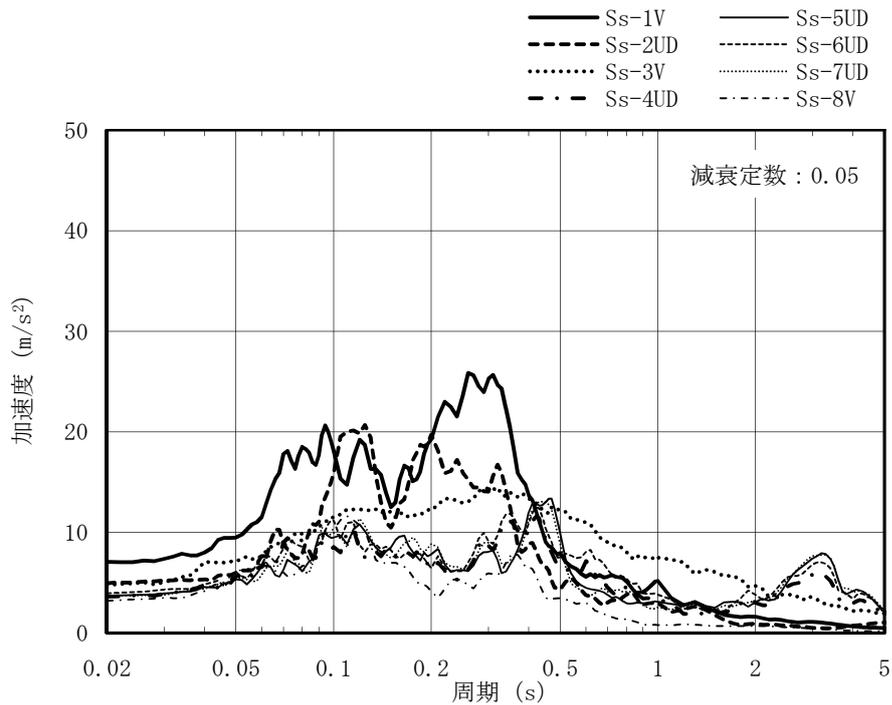


図 3-12 入力地震動の加速度応答スペクトル
(基準地震動 S s , 鉛直方向, T. M. S. L. -8.6m)

表 3-21 地盤のばね定数と減衰係数 (鉛直方向, Ss-1)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	1	底面・鉛直	1.03×10^8	5.11×10^6

表 3-22 地盤のばね定数と減衰係数 (鉛直方向, Ss-2)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	1	底面・鉛直	1.05×10^8	5.15×10^6

表 3-23 地盤のばね定数と減衰係数 (鉛直方向, Ss-3)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	1	底面・鉛直	1.00×10^8	5.05×10^6

表 3-24 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-4）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	1	底面・鉛直	1.07×10^8	5.20×10^6

表 3-25 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-5）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	1	底面・鉛直	1.05×10^8	5.16×10^6

表 3-26 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-6）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	1	底面・鉛直	1.06×10^8	5.18×10^6

表 3-27 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-7）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	1	底面・鉛直	1.04×10^8	5.15×10^6

表 3-28 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-8）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	1	底面・鉛直	1.05×10^8	5.16×10^6

3.3 解析方法

廃棄物処理建屋の地震応答解析には、解析コード「T D A S」を用いる。なお、解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.3.1 動的解析

建物・構築物の動的解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき時刻歴応答解析により実施する。

3.3.2 静的解析

水平地震力算定用の基準面は基礎上端（T.M.S.L.-6.1m）とし、基準面より上の部分の地震力は、地震層せん断力係数を用いた次式にて算定する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 第 i 層に生じる水平地震力

n : 施設の重要度分類に応じた係数 (1.5)

C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数

W_i : 第 i 層が支える重量

Z : 地震地域係数 (1.0)

R_t : 振動特性係数 (0.8)

A_i : 第 i 層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数 (0.2)

各層に生じる水平地震力は、平成4年10月13日付け4資庁第8732号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-2-2 廃棄物処理建屋の耐震性についての計算書」による。

3.3.3 必要保有水平耐力

各層の必要保有水平耐力 Q_{un} は、次式により算定する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

ここで、

D_s : 各層の構造特性係数

F_{es} : 各層の形状特性係数

地震力によって各層に生じる水平力 Q_{ud} は、次式により算定する。

$$Q_{ud} = n \cdot C_i \cdot W_i$$

ここで、

n : 施設の重要度分類に応じた係数 (1.0)

C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数

W_i : 第 i 層が支える重量

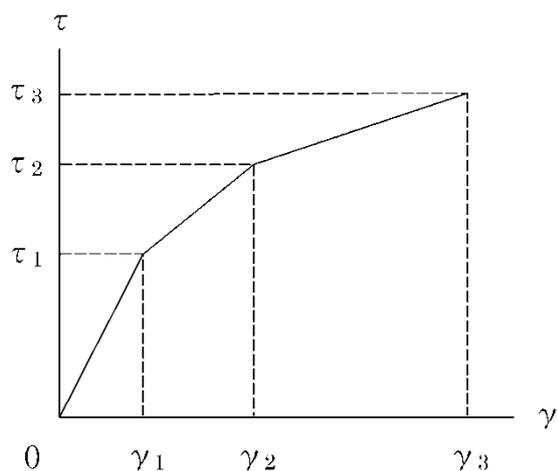
各層の必要保有水平耐力 Q_{un} は、平成4年10月13日付け4資庁第8732号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-2-2 廃棄物処理建屋の耐震性についての計算書」による。

3.4 解析条件

3.4.1 建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき，トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-13 に示す。

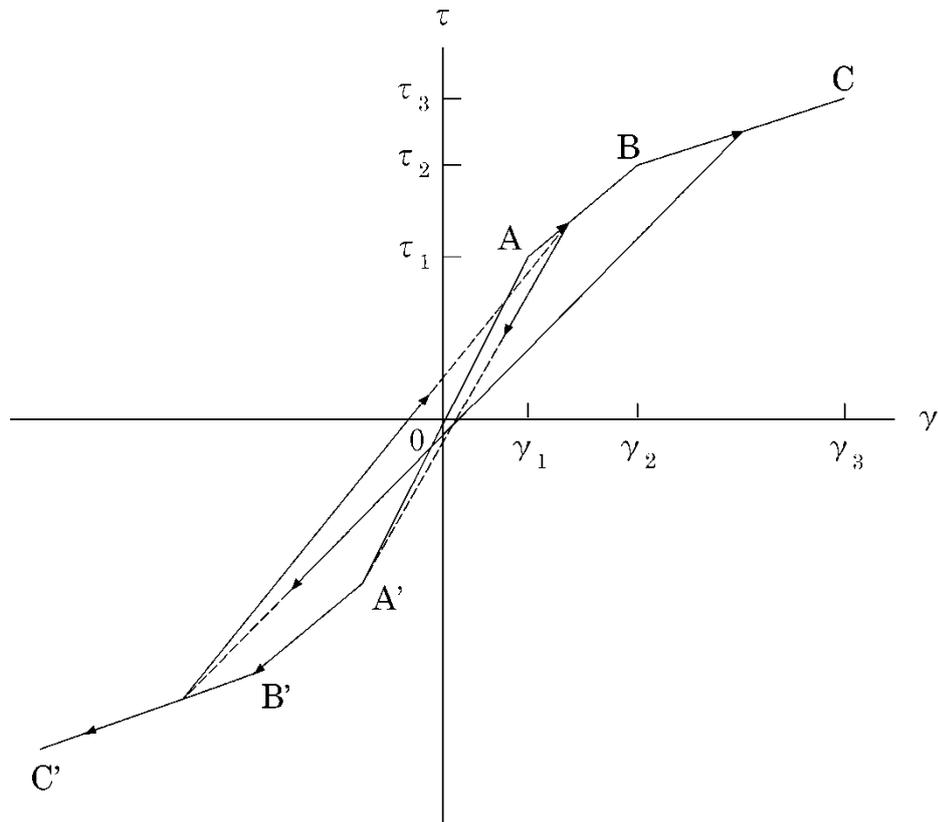


- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 3-13 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき，最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-14 に示す。

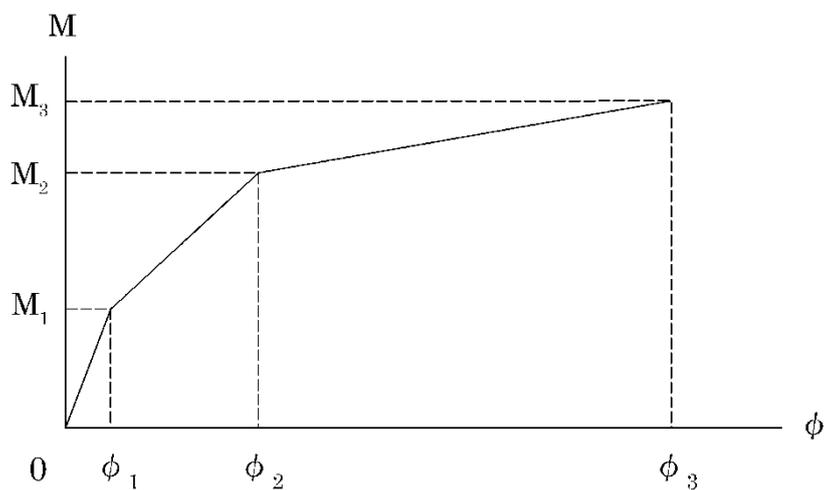


- a. 0-A 間 : 弾性範囲。
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし，負側最大点が第 1 折点を超えていなければ，負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向。
- d. 各最大点は，スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-14 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-15 に示す。



M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント

M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント

M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第 1 折点の曲率

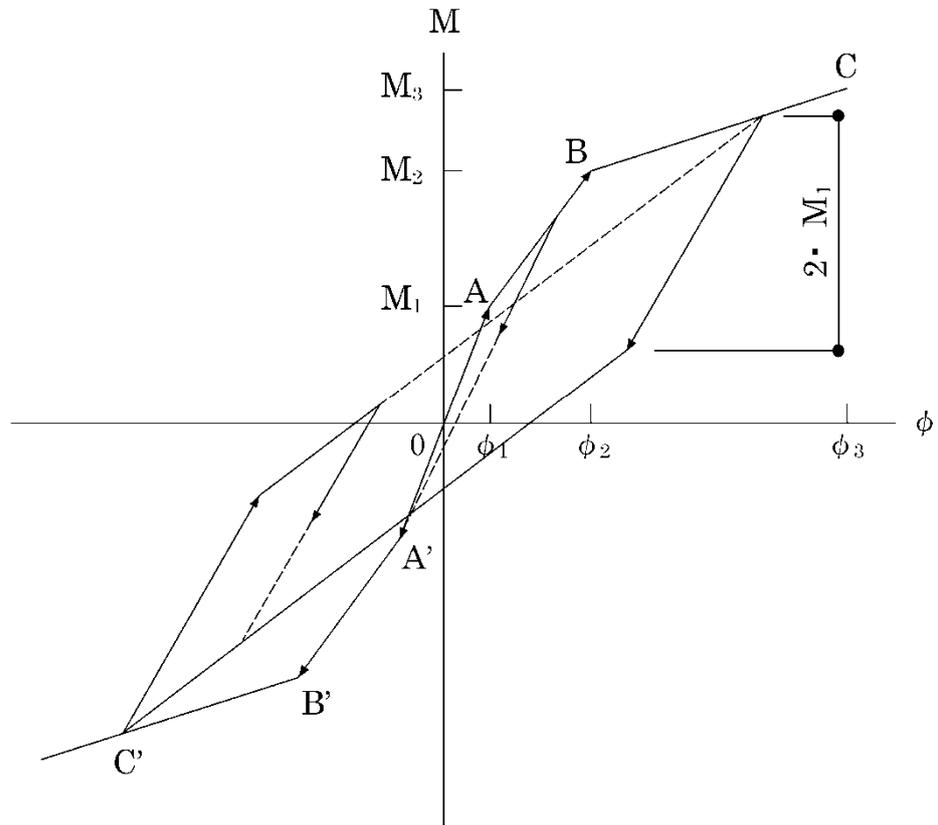
ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-15 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-16 に示す。



- a. 0-A 間 : 弾性範囲。
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を超えていなければ、負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第 2 折点を超えていなければ、負側第 2 折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-16 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) スケルトン曲線の諸数値

廃棄物処理建屋の耐震壁について算定したせん断力及び曲げモーメントのスケルトン曲線の諸数値を表 3-29～表 3-32 に示す。

表 3-29 せん断力のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (NS 方向)

部材 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
4	2.40	0.200	3.04	0.615	5.15	4.00
5	2.27	0.189	2.99	0.556	4.73	4.00
6	2.37	0.197	3.08	0.581	4.43	4.00
7	2.48	0.206	3.23	0.542	4.89	4.00
8	2.58	0.215	3.35	0.568	4.77	4.00
9	2.83	0.236	3.73	0.600	4.76	4.00

表 3-30 せん断力のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (EW 方向)

部材 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
4	2.37	0.197	3.09	0.588	4.84	4.00
5	2.25	0.187	2.90	0.557	4.35	4.00
6	2.32	0.194	3.01	0.572	4.78	4.00
7	2.37	0.197	3.11	0.584	4.75	4.00
8	2.45	0.204	3.25	0.596	5.04	4.00
9	2.59	0.216	3.44	0.610	5.01	4.00

表 3-31 曲げモーメントのスケルトン曲線 (M-φ 関係) (NS 方向)

部材 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
4	0.999	6.95	1.98	62.3	2.61	1250
5	0.734	6.02	1.66	61.7	2.33	1230
6	5.94	8.07	11.6	59.6	15.2	1190
7	10.6	8.27	21.1	58.0	27.9	1160
8	12.4	8.66	24.3	58.3	32.2	1170
9	15.1	10.3	26.1	58.7	33.8	1170

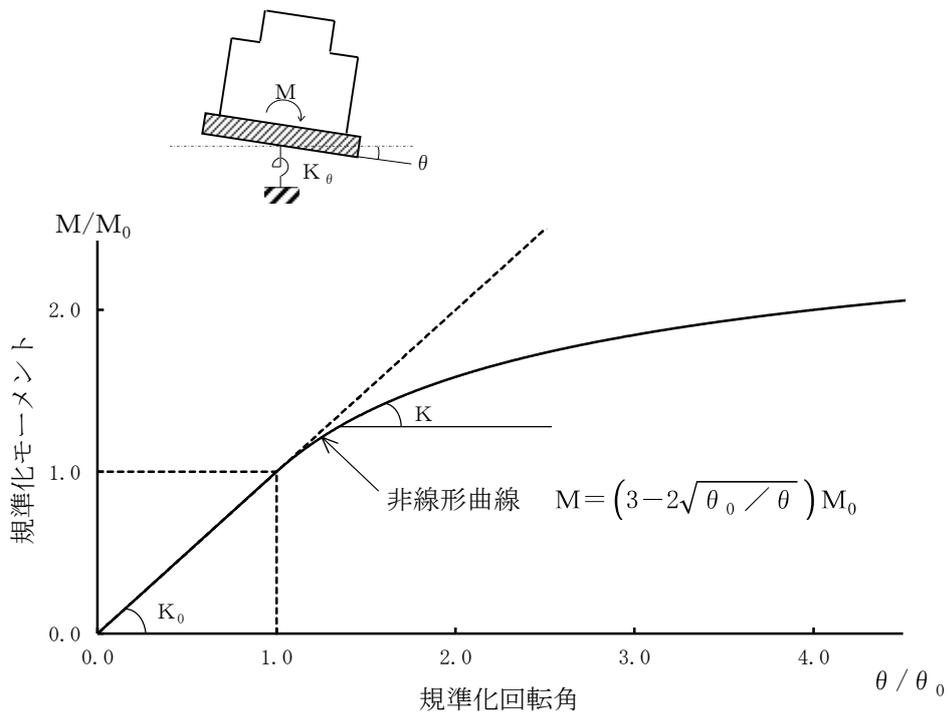
表 3-32 曲げモーメントのスケルトン曲線 (M-φ 関係) (EW 方向)

部材 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
4	0.718	14.1	1.59	117	2.09	2340
5	0.322	20.6	0.592	163	0.736	3270
6	8.23	3.47	13.6	31.9	18.2	638
7	16.7	3.54	31.1	29.3	42.6	587
8	21.1	3.42	39.8	29.4	55.0	418
9	24.6	3.74	44.2	29.5	59.9	419

3.4.2 地盤の回転ばねの復元力特性

誘発上下動を考慮しない地震応答解析モデル及び誘発上下動を考慮した地震応答解析モデルに用いる地盤の回転ばねに関する曲げモーメントー回転角の関係は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。回転ばねの曲げモーメントー回転角の関係を図 3-17 に示す。

浮上り時の地盤の回転ばねの剛性は、図 3-17 の曲線で表され、減衰係数は、回転ばねの接線剛性に比例するものとして考慮する。



- M : 転倒モーメント
- M_0 : 浮上り限界転倒モーメント
- θ : 回転角
- θ_0 : 浮上り限界回転角
- K_0 : 底面回転ばねのばね定数 (浮上り前)
- K : 底面回転ばねのばね定数 (浮上り後)

図 3-17 回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係

3.4.3 誘発上下動を考慮する場合の基礎浮上り評価法

誘発上下動を考慮した地震応答解析モデルでは、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づく基礎の浮上り非線形性を考慮できる水平ばね K_{HH} 及び回転ばね K_{RR} に加えて、「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)」を参考に、接地率 η_t に応じて時々刻々と変化する鉛直ばね K_{VV} 及び回転・鉛直連成ばね K_{VR} を考慮している。

図 3-18 に誘発上下動を考慮する場合の地震応答解析モデルの概念図を、表 3-33 に基礎が浮上った場合の基礎底面につく地盤ばねの剛性と減衰の評価式を示す。

$$\begin{Bmatrix} P \\ N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{HH} & 0 & 0 \\ 0 & K_{VV} & K_{VR} \\ 0 & K_{VR} & K_{RR} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_0 \\ w_0 \\ \theta \end{Bmatrix}$$

ここで、 P ：水平方向慣性力
 N ：鉛直方向慣性力
 M ：転倒モーメント
 K_{HH} , K_{VV} , K_{RR}
：水平, 鉛直, 回転ばねの対角項
 K_{VR} ：回転・鉛直連成ばね
 u_0 , w_0 , θ ：基礎底面中心の各変位
及び回転角

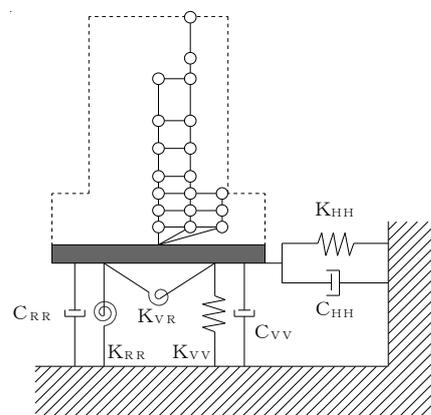


図 3-18 誘発上下動を考慮する場合の地震応答解析モデルの概念図

表 3-33 誘発上下動考慮モデルの基礎浮上り時の地盤ばねの剛性と減衰

	剛性	減衰係数
鉛直ばね	$K_{VV} = \eta_t^\beta \cdot K_{V0}$	$C_{VV} = C_{V0} \cdot \eta_t^{\frac{\alpha}{2}}$
回転・鉛直 連成ばね	$K_{VR} = \frac{1 - \eta_t}{2} L \cdot K_{VV}$	$C_{VR} = 0$
回転ばね	$K_{RR} = \frac{M - K_{VR} \cdot w_0}{\theta}$	$C_{RR} = C_{R0} \cdot \eta_t^{\frac{\alpha}{2}}$
<p>M：転倒モーメント w_0：基礎スラブ中心の鉛直変位 θ_0：浮上り限界回転角 L：建屋基礎幅 K_{V0}：線形域の鉛直ばね剛性 β：0.46 α：地反力分布に応じた値 (三角形分布 6.0) C_{V0}：線形域の鉛直ばねの減衰係数 C_{R0}：線形域の回転ばねの減衰係数</p>		

$$\eta_t = \left(\frac{\theta_0}{\theta} \right)^{\frac{2}{\alpha-2}}$$

θ ：回転角

3.4.4 材料物性の不確かさ等

解析においては、「3.2 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、建屋応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析の応答値のいずれかが最大となる地震動（Ss-1～Ss-3 及び Ss-8）に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、建屋剛性については、建設時コンクリートの 91 日強度の平均値程度の 43.1N/mm^2 を基本とし、91 日強度の $\pm 1\sigma$ を考慮する。更にマイナス側については、91 日強度の値として 95%信頼区間の下限値に相当する値を考慮し、プラス側については、実機の経年後のコア強度の平均値を考慮する。

地盤剛性については、地盤調査結果の平均値を基に設定した数値を基本ケースとし、地盤剛性の不確かさ検討にあたっては、初期せん断波速度に対して標準偏差に相当するばらつき ($\pm 1\sigma$) を考慮する。

材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを表 3-34 に示す。

表 3-34 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	コンクリート剛性	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	実強度 (43.1N/mm^2)	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (建屋剛性 + σ , 地盤剛性 + σ)	実強度 + σ (46.0N/mm^2)	標準地盤 + σ (新期砂層 + 13%, 古安田層 + 25%, 西山層 + 10%)	
③ケース 3 (建屋剛性 - σ , 地盤剛性 - σ)	実強度 - σ (40.2N/mm^2)	標準地盤 - σ (新期砂層 - 13%, 古安田層 - 25%, 西山層 - 10%)	
④ケース 4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (55.7N/mm^2)	標準地盤	
⑤ケース 5 (建屋剛性 - 2σ)	実強度 - 2σ (37.2N/mm^2)	標準地盤	

4. 解析結果

4.1 動的解析

本資料においては、代表として、基準地震動 S_s の基本ケースの地震応答解析結果を示す。また、水平方向の地震応答解析に採用した解析モデルの一覧を表 4-1 に示す。

表 4-1 地震応答解析に採用した解析モデル

基本 ケース	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
NS 方向	③	②	③	①	①	①	①	③
EW 方向	①	①	①	①	①	①	①	①

凡例

- ①：誘発上下動を考慮しないモデル
(基礎浮上り非線形モデル)
- ②：誘発上下動を考慮するモデル
- ③：地盤 3 次元 FEM モデル

4.1.1 固有値解析結果

誘発上下動を考慮しない場合の地震応答解析モデルによる基準地震動 S_s の基本ケースの固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）を表 4-2～表 4-9 に示す。刺激関数図を Ss-1 の結果を代表として図 4-1 に示す。

なお、刺激係数は、モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる値を示す。

4.1.2 応答解析結果

基準地震動 S_s の基本ケースの地震応答解析結果を図 4-2～図 4-17 及び表 4-10～表 4-24 に示す。なお、地盤 3 次元 FEM モデルを用いた地震応答解析結果による接地率及び接地圧は、三角形の地盤反力分布を仮定して算定した。

表 4-2 固有値解析結果 (Ss-1)

(a) NS方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.394	2.54	2.346	建屋-地盤連成1次
2	0.212	4.72	-2.118	
3	0.160	6.25	-1.432	
4	0.136	7.36	1.100	
5	0.090	11.10	0.211	

(b) EW方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.340	2.94	2.656	建屋-地盤連成1次
2	0.231	4.33	-1.971	
3	0.151	6.64	0.305	
4	0.090	11.17	-0.042	
5	0.063	15.83	-0.097	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.273	3.67	2.992	屋根トラス1次
2	0.203	4.93	-2.094	建屋-地盤連成1次
3	0.115	8.73	-0.106	
4	0.082	12.23	0.190	
5	0.071	14.01	-0.234	

注：刺激係数は、モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる値を示す。

表 4-3 固有値解析結果 (Ss-2)

(a) NS方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.393	2.54	2.350	建屋-地盤連成1次
2	0.212	4.72	-2.121	
3	0.160	6.25	-1.429	
4	0.136	7.38	1.090	
5	0.090	11.11	0.214	

(b) EW方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.339	2.95	2.664	建屋-地盤連成1次
2	0.231	4.33	-1.976	
3	0.150	6.67	0.302	
4	0.090	11.17	-0.042	
5	0.063	15.84	-0.098	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.273	3.67	2.929	屋根トラス1次
2	0.201	4.98	-2.033	建屋-地盤連成1次
3	0.115	8.73	-0.108	
4	0.082	12.23	0.194	
5	0.071	14.01	-0.239	

注：刺激係数は、モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる値を示す。

表 4-4 固有値解析結果 (Ss-3)

(a) NS方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.395	2.53	2.341	建屋-地盤連成1次
2	0.212	4.71	-2.116	
3	0.160	6.25	-1.440	
4	0.136	7.34	1.113	
5	0.090	11.10	0.208	

(b) EW方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.341	2.93	2.644	建屋-地盤連成1次
2	0.231	4.32	-1.965	
3	0.152	6.59	0.310	
4	0.090	11.17	-0.043	
5	0.063	15.83	-0.097	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.273	3.67	3.096	屋根トラス1次
2	0.205	4.87	-2.194	建屋-地盤連成1次
3	0.115	8.73	-0.101	
4	0.082	12.23	0.184	
5	0.071	14.01	-0.227	

注：刺激係数は、モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる値を示す。

表 4-5 固有値解析結果 (Ss-4)

(a) NS方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.389	2.57	2.366	建屋-地盤連成1次
2	0.211	4.74	-2.131	
3	0.160	6.26	-1.416	
4	0.134	7.44	1.053	
5	0.090	11.11	0.221	

(b) EW方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.336	2.97	2.679	建屋-地盤連成1次
2	0.230	4.36	-1.990	
3	0.149	6.73	0.300	
4	0.090	11.17	-0.043	
5	0.063	15.84	-0.100	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.273	3.67	2.871	屋根トラス1次
2	0.199	5.02	-1.978	建屋-地盤連成1次
3	0.115	8.73	-0.111	
4	0.082	12.23	0.198	
5	0.071	14.01	-0.244	

注：刺激係数は、モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる値を示す。

表 4-6 固有値解析結果 (Ss-5)

(a) NS方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.391	2.56	2.359	建屋-地盤連成1次
2	0.211	4.73	-2.125	
3	0.160	6.26	-1.405	
4	0.135	7.41	1.054	
5	0.090	11.11	0.216	

(b) EW方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.338	2.96	2.670	建屋-地盤連成1次
2	0.230	4.34	-1.982	
3	0.149	6.69	0.301	
4	0.090	11.17	-0.042	
5	0.063	15.84	-0.099	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.273	3.67	2.929	屋根トラス1次
2	0.201	4.98	-2.033	建屋-地盤連成1次
3	0.115	8.73	-0.108	
4	0.082	12.23	0.194	
5	0.071	14.01	-0.239	

注：刺激係数は、モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる値を示す。

表 4-7 固有値解析結果 (Ss-6)

(a) NS方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.390	2.56	2.363	建屋-地盤連成1次
2	0.211	4.74	-2.129	
3	0.160	6.26	-1.420	
4	0.135	7.43	1.061	
5	0.090	11.11	0.219	

(b) EW方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.337	2.97	2.676	建屋-地盤連成1次
2	0.230	4.35	-1.987	
3	0.149	6.72	0.301	
4	0.090	11.17	-0.043	
5	0.063	15.84	-0.100	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.273	3.67	2.899	屋根トラス1次
2	0.200	5.00	-2.005	建屋-地盤連成1次
3	0.115	8.73	-0.110	
4	0.082	12.23	0.196	
5	0.071	14.01	-0.242	

注：刺激係数は、モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる値を示す。

表 4-8 固有値解析結果 (Ss-7)

(a) NS方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.391	2.55	2.358	建屋-地盤連成1次
2	0.211	4.73	-2.125	
3	0.160	6.26	-1.408	
4	0.135	7.40	1.057	
5	0.090	11.11	0.216	

(b) EW方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.338	2.96	2.669	建屋-地盤連成1次
2	0.230	4.34	-1.982	
3	0.150	6.68	0.303	
4	0.090	11.17	-0.043	
5	0.063	15.84	-0.099	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.273	3.67	2.960	屋根トラス1次
2	0.202	4.96	-2.063	建屋-地盤連成1次
3	0.115	8.73	-0.107	
4	0.082	12.23	0.192	
5	0.071	14.01	-0.237	

注：刺激係数は、モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる値を示す。

表 4-9 固有値解析結果 (Ss-8)

(a) NS方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.391	2.55	2.356	建屋-地盤連成1次
2	0.211	4.73	-2.125	
3	0.160	6.26	-1.425	
4	0.135	7.40	1.077	
5	0.090	11.11	0.218	

(b) EW方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.338	2.96	2.669	建屋-地盤連成1次
2	0.230	4.34	-1.982	
3	0.150	6.68	0.303	
4	0.090	11.17	-0.043	
5	0.063	15.84	-0.099	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.273	3.67	2.929	屋根トラス1次
2	0.201	4.98	-2.033	建屋-地盤連成1次
3	0.115	8.73	-0.108	
4	0.082	12.23	0.194	
5	0.071	14.01	-0.239	

注：刺激係数は、モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる値を示す。

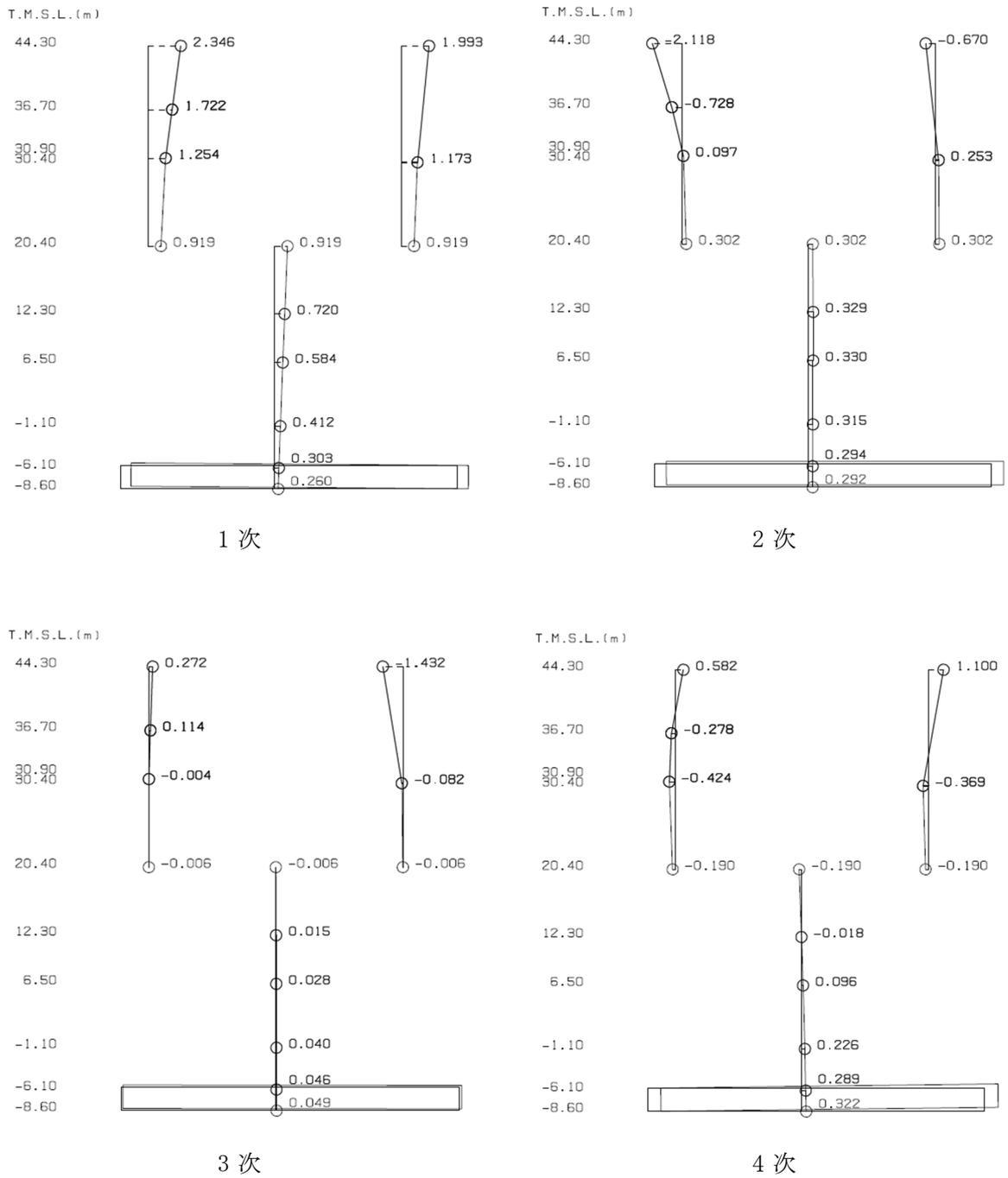


図 4-1 刺激関数図 (Ss-1, NS 方向) (1/3)

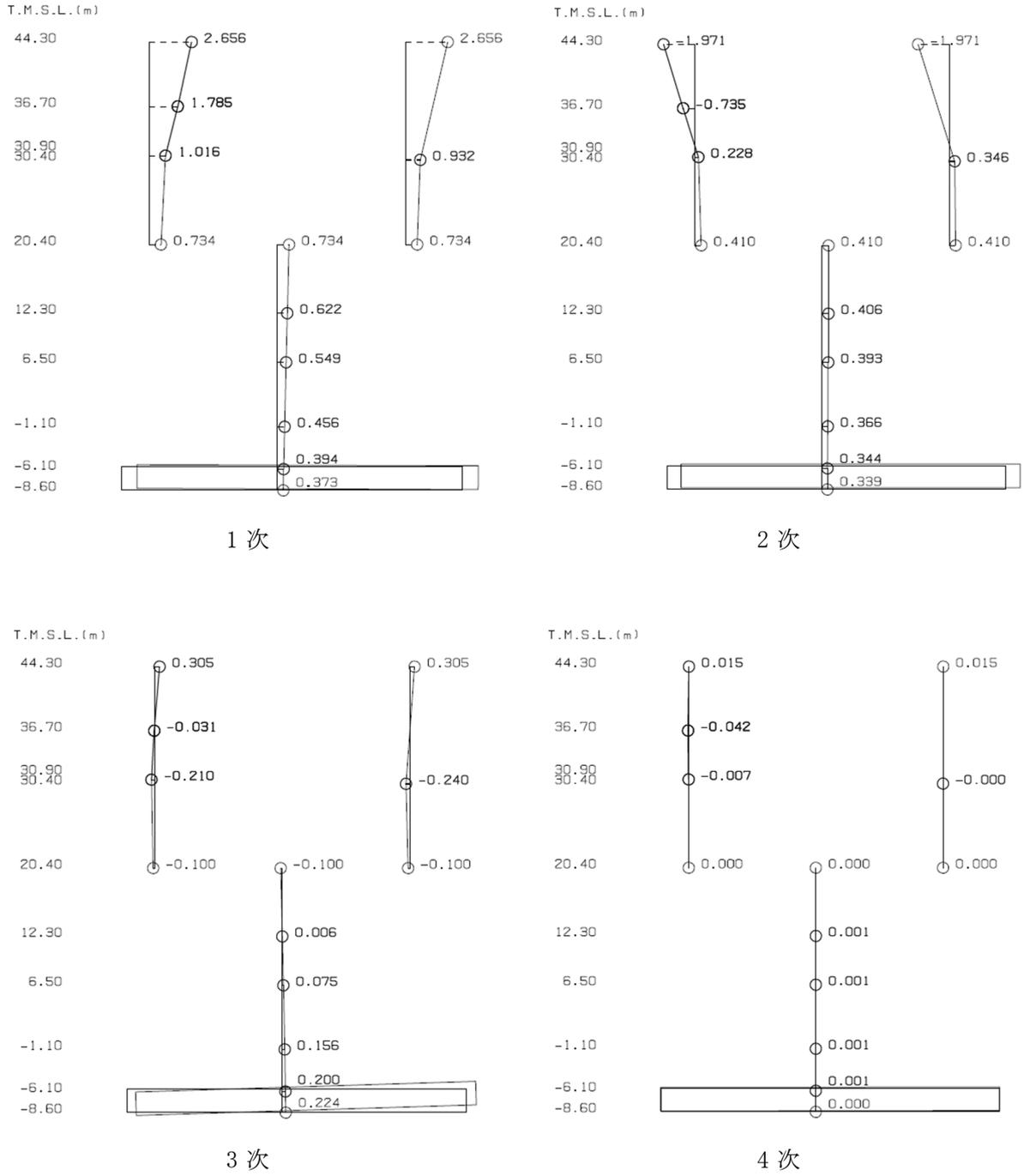
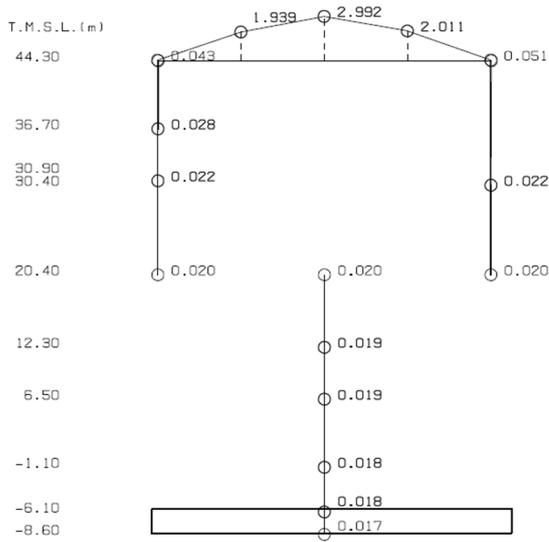
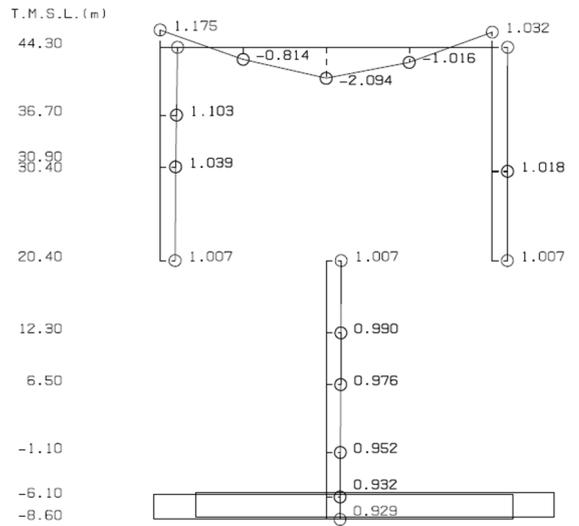


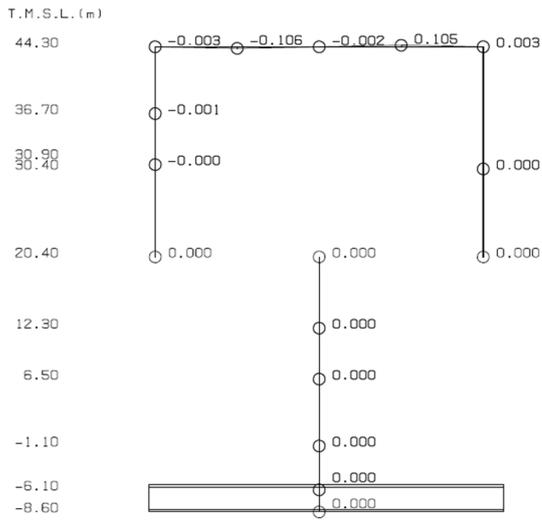
図 4-1 刺激関数図 (Ss-1, EW 方向) (2/3)



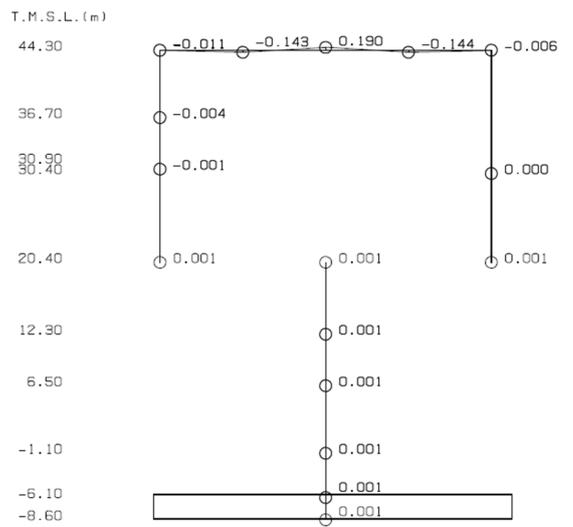
1 次



2 次

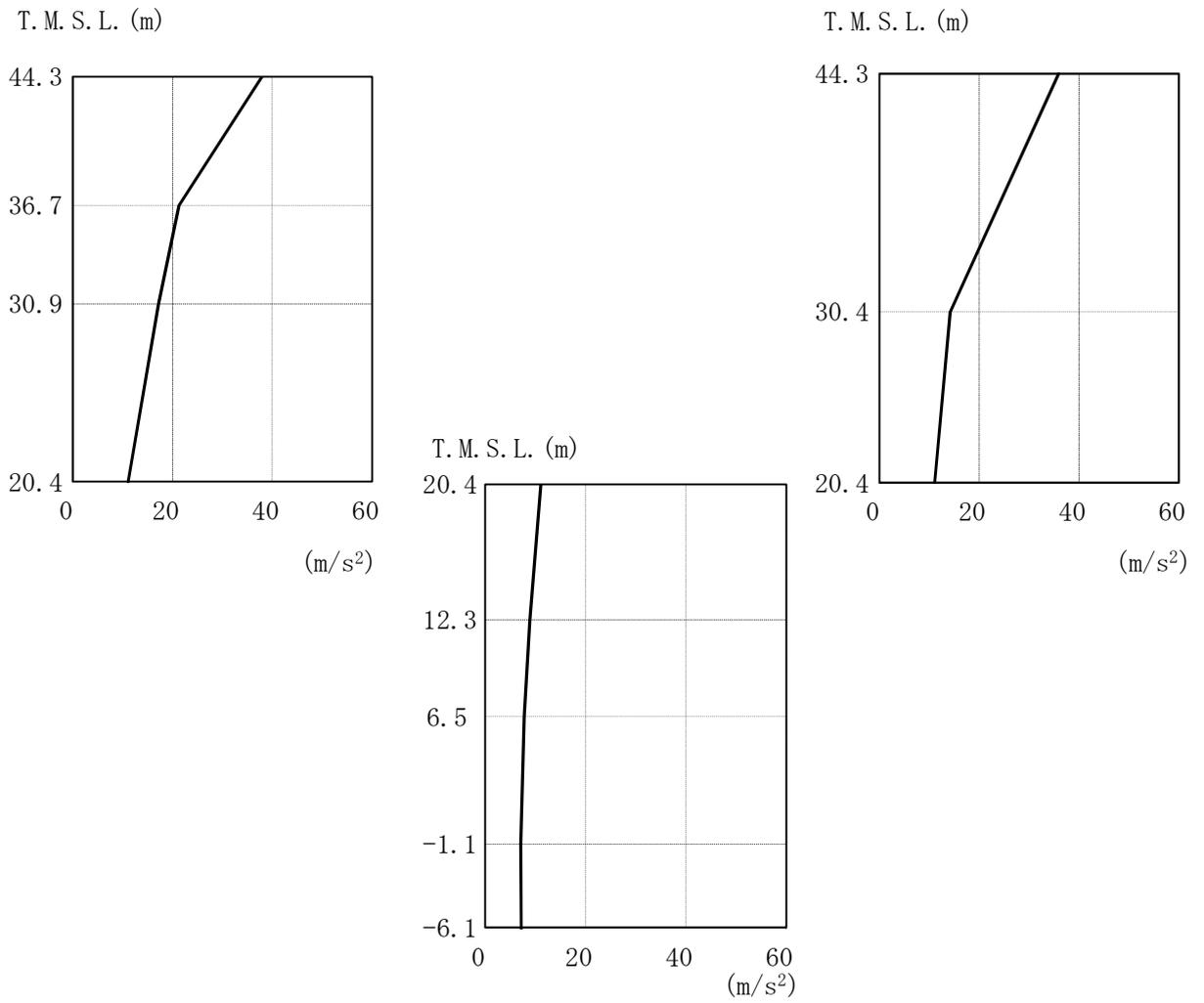


3 次



4 次

图 4-1 刺激関数图 (Ss-1, 鉛直方向) (3/3)



注：分布図は S_s-1～S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

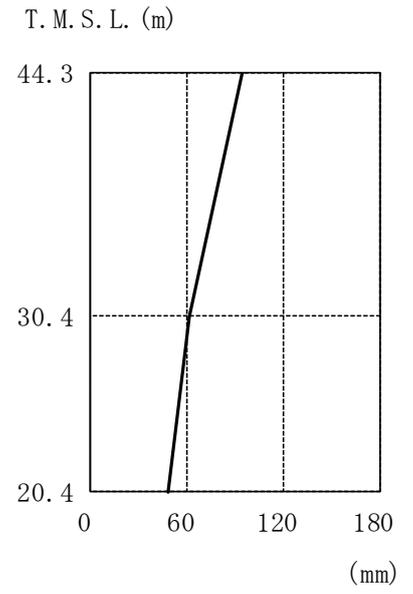
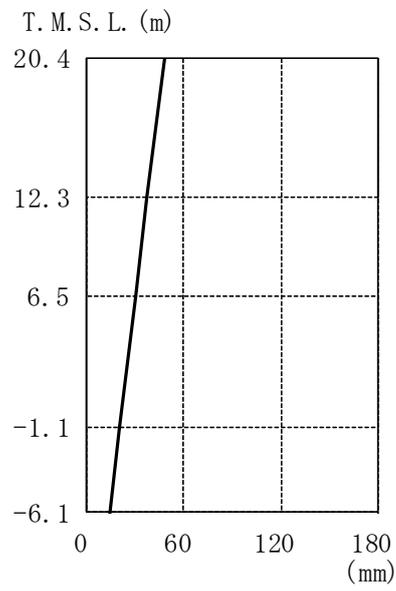
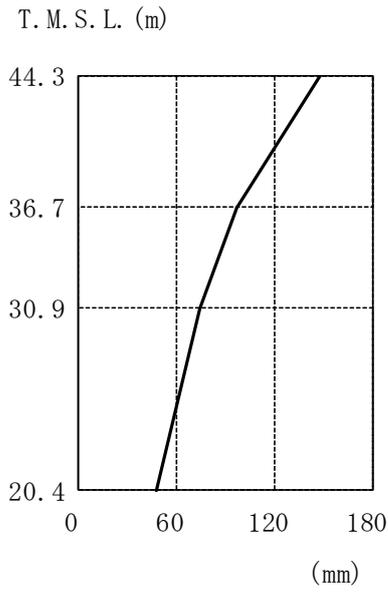
図 4-2 最大応答加速度（基準地震動 S_s，NS 方向）

表 4-10 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s , NS 方向)

T. M. S. L. (m)	S_s-1			S_s-2			S_s-3			S_s-4		
	44.30	27.2		30.5	37.9		35.9	24.9		24.0	16.6	
36.70	21.3			16.9			16.6			9.15		
30.90	17.2			12.5			14.3			5.36		
30.40			13.7			12.6			9.42			5.21
20.40	11.1	11.1	11.1	8.34	8.34	8.34	7.22	7.22	7.22	3.58	3.58	3.58
12.30		8.87			6.06			6.46			3.26	
6.50		7.76			5.35			6.13			3.03	
-1.10		7.06			5.10			5.96			2.76	
-6.10		7.14			5.30			6.16			2.91	

T. M. S. L. (m)	S_s-5			S_s-6			S_s-7			S_s-8		
	44.30	15.4		15.5	17.1		16.7	15.4		13.4	24.6	
36.70	8.27			10.3			8.98			18.8		
30.90	6.26			5.74			5.55			16.5		
30.40			5.85			5.10			5.29			14.2
20.40	4.72	4.72	4.72	3.83	3.83	3.83	4.34	4.34	4.34	7.79	7.79	7.79
12.30		3.86			3.41			3.88			7.00	
6.50		3.49			3.16			3.41			6.51	
-1.10		3.19			2.95			2.94			6.03	
-6.10		3.09			3.08			2.71			5.78	

注：ハッチングは S_s-1 ～ S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



注：分布図は S_s-1~S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

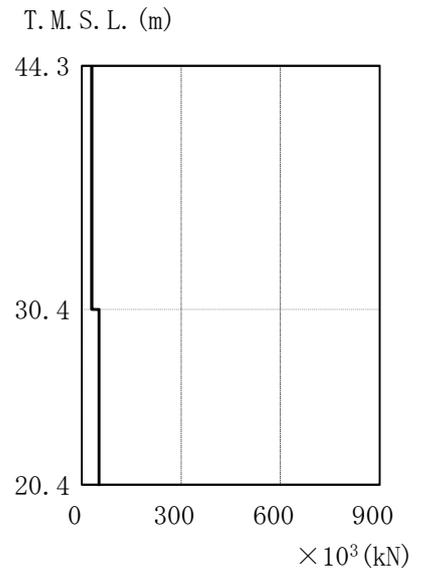
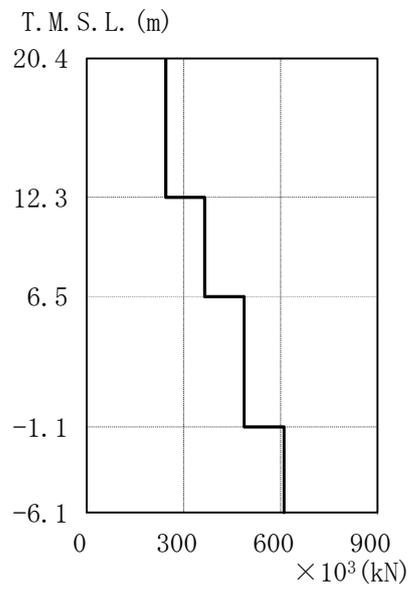
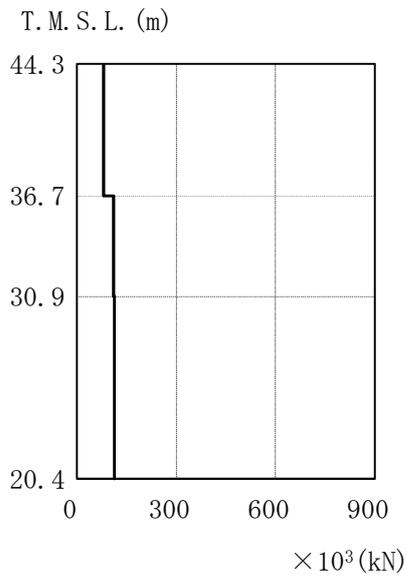
図 4-3 最大応答変位（基準地震動 S_s，NS 方向）

表 4-11 最大応答変位一覧表 (基準地震動 S_s, NS 方向)

T. M. S. L. (m)	Ss-1			Ss-2			Ss-3			Ss-4		
	44.30	148		75.7	114		65.3	120		77.1	37.9	
36.70	97.2			75.4			86.8			23.8		
30.90	56.2			46.4			60.8			14.1		
30.40			43.0			29.8			44.8			13.2
20.40	33.3	33.3	33.3	22.1	22.1	22.1	34.5	34.5	34.5	9.69	9.69	9.69
12.30		25.9			16.4			26.6			7.33	
6.50		20.8			13.0			21.2			5.75	
-1.10		14.7			8.84			14.6			3.73	
-6.10		11.5			6.19			10.5			2.56	

T. M. S. L. (m)	Ss-5			Ss-6			Ss-7			Ss-8		
	44.30	47.7		36.3	40.9		29.5	40.5		30.3	116	
36.70	33.5			26.3			27.5			93.6		
30.90	23.8			16.3			19.1			74.1		
30.40			21.3			14.6			17.2			61.3
20.40	16.4	16.4	16.4	11.1	11.1	11.1	13.3	13.3	13.3	47.9	47.9	47.9
12.30		12.5			8.39			10.3			37.2	
6.50		9.82			6.61			8.17			29.8	
-1.10		6.42			4.37			5.53			20.3	
-6.10		4.28			2.96			4.09			14.2	

注：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



注：分布図は S_s-1～S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

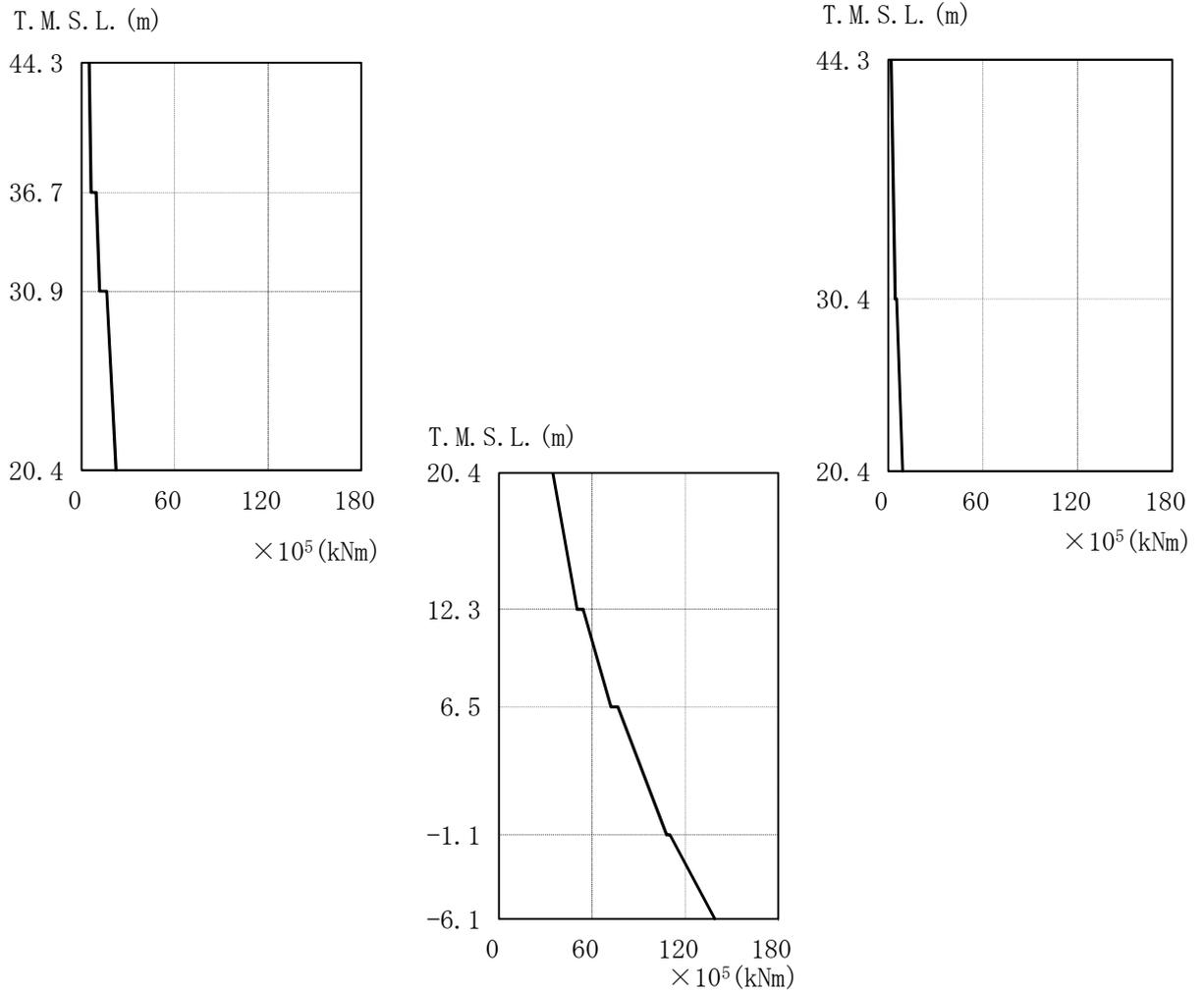
図 4-4 最大応答せん断力（基準地震動 S_s，NS 方向）

表 4-12 最大応答せん断力一覧表 (基準地震動 S_s, NS 方向)

T. M. S. L. (m)	S _s -1			S _s -2			S _s -3			S _s -4		
	44.30	57.2	30.6	80.8	30.2	56.5	27.3	37.9	12.4			
36.70	88.6	111	106	42.4	106	43.4	65.8	20.9				
30.90	113	45.3	106	42.4	106	43.4	65.8	20.9				
30.40	113	45.3	106	42.4	106	43.4	65.8	20.9				
20.40	222	180	232	103								
12.30	322	233	337	137								
6.50	452	331	438	184								
-1.10	587	427	550	234								

T. M. S. L. (m)	S _s -5			S _s -6			S _s -7			S _s -8		
	44.30	34.7	11.3	39.2	13.4	35.3	10.5	57.2	25.6			
36.70	52.1	60.3	48.8	85.3								
30.90	67.4	21.0	71.3	21.3	63.0	19.3	109	51.7				
30.40	67.4	21.0	71.3	21.3	63.0	19.3	109	51.7				
20.40	137	109	120	245								
12.30	195	152	167	365								
6.50	252	196	228	487								
-1.10	311	238	285	611								

注：ハッチングは S_s-1～S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



注：分布図は S_s-1～S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-5 最大応答曲げモーメント（基準地震動 S_s，NS 方向）

表 4-13 最大応答曲げモーメント一覧表 (基準地震動 S_s, NS 方向)

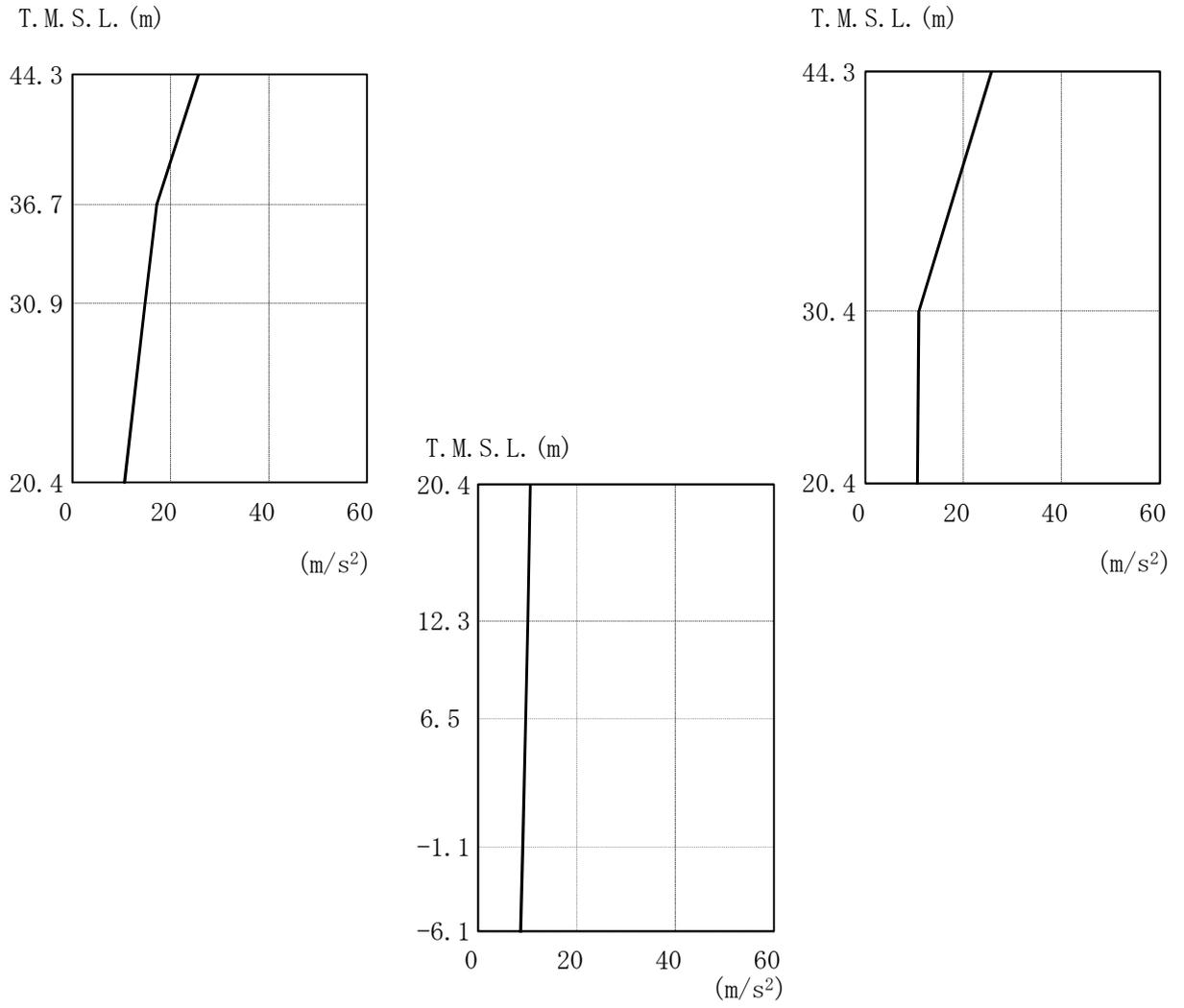
×10⁵(kNm)

T. M. S. L. (m)	S _s -1			S _s -2			S _s -3			S _s -4		
44.30	3.84		0.649	4.90		1.78	3.11		0.618	1.78		0.713
36.70	6.10			6.17			4.53			3.04		
	9.49			8.31			7.22			4.02		
30.90	11.5		4.09	11.7		4.34	9.60		3.46	6.11		1.86
30.40	16.3		5.26	14.9		5.20	13.6		4.86	7.70		2.15
20.40	22.3		9.10	21.8		8.73	21.3		8.65	13.0		4.22
		33.8			34.6			33.0			16.4	
12.30		49.6			48.1			50.3			24.6	
		52.8			51.4			54.3			26.5	
6.50		70.4			61.8			72.1			33.9	
		73.9			65.2			76.5			36.9	
-1.10		103			82.7			106			48.5	
		106			85.1			110			51.3	
		129			98.4			133			58.8	

×10⁵(kNm)

T. M. S. L. (m)	S _s -5			S _s -6			S _s -7			S _s -8		
44.30	1.56		0.627	1.94		0.752	1.37		0.606	2.53		0.908
36.70	2.95			3.26			2.93			4.24		
	3.62			4.39			3.41			6.37		
30.90	5.97		1.65	6.53		2.00	5.79		1.52	8.98		3.29
30.40	7.27		1.90	8.37		2.27	6.73		1.86	12.2		4.86
20.40	13.7		3.97	14.1		4.39	12.5		3.80	20.7		8.47
		18.2			17.1			16.6			30.7	
12.30		29.1			25.7			25.9			49.9	
		30.2			27.8			26.8			51.4	
6.50		41.4			35.5			36.3			71.7	
		42.6			38.4			37.9			73.1	
-1.10		61.8			49.7			53.2			108	
		62.9			52.4			54.5			109	
		78.4			60.4			67.0			139	

注：ハッチングは S_s-1~S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



注：分布図は S_s-1～S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

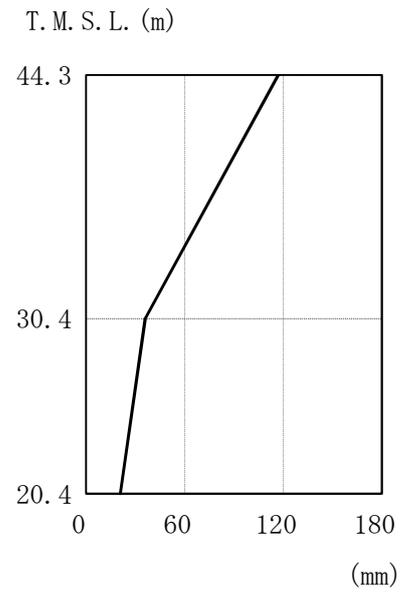
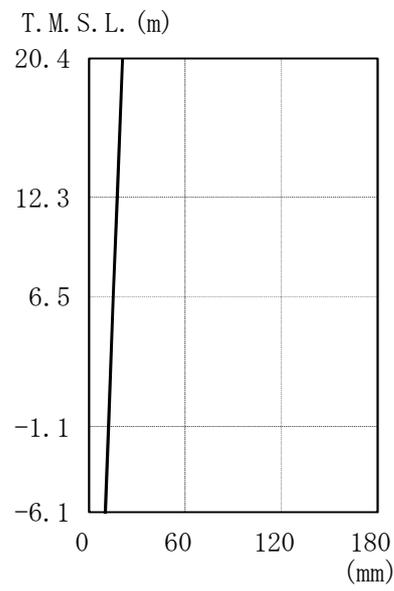
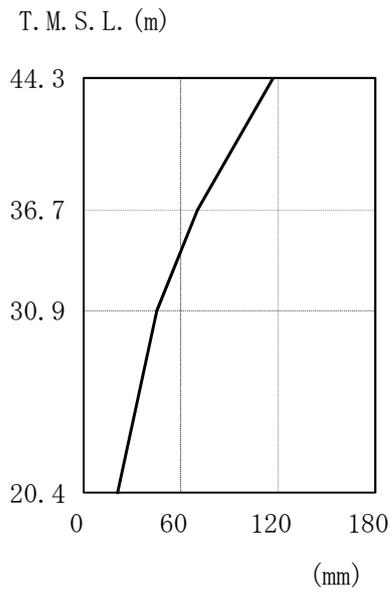
図 4-6 最大応答加速度（基準地震動 S_s，EW 方向）

表 4-14 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s , EW 方向)

T. M. S. L. (m)	S_s-1			S_s-2			S_s-3			S_s-4		
	44.30	25.7		25.7	20.2		20.2	21.5		21.5	16.2	
36.70	17.2			16.6			13.3			10.0		
30.90	11.8			14.8			10.4			7.10		
30.40			9.27			10.9			9.64			8.12
20.40	10.6	10.6	10.6	9.94	9.94	9.94	7.84	7.84	7.84	6.01	6.01	6.01
12.30		10.1			9.43			7.36			5.72	
6.50		9.64			9.24			7.04			5.63	
-1.10		9.02			8.65			6.72			5.39	
-6.10		8.62			8.05			6.70			5.16	

T. M. S. L. (m)	S_s-5			S_s-6			S_s-7			S_s-8		
	44.30	17.7		17.7	18.7		18.7	20.2		20.2	15.3	
36.70	9.96			11.4			9.72			13.2		
30.90	8.74			9.16			9.15			9.86		
30.40			9.55			9.72			9.63			9.99
20.40	6.89	6.89	6.89	6.79	6.79	6.79	8.55	8.55	8.55	8.30	8.30	8.30
12.30		6.21			6.20			8.09			7.56	
6.50		6.03			5.77			7.65			6.96	
-1.10		5.78			5.55			6.98			6.42	
-6.10		5.59			5.34			6.52			6.16	

注：ハッチングは S_s-1 ～ S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



注：分布図は S_s-1～S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

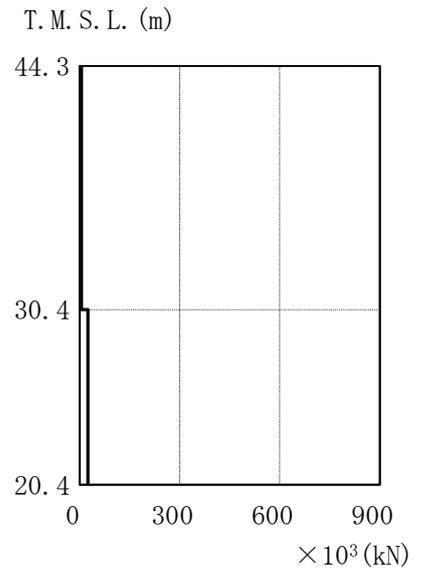
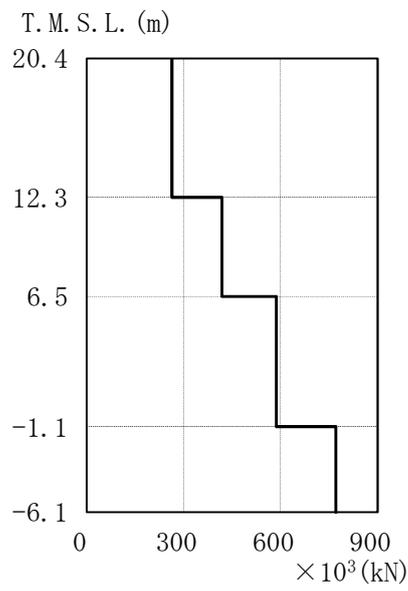
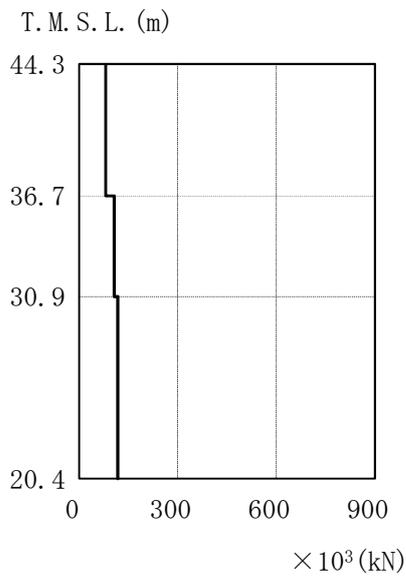
図 4-7 最大応答変位（基準地震動 S_s，EW 方向）

表 4-15 最大応答変位一覧表 (基準地震動 S_s , EW 方向)

T. M. S. L. (m)	Ss-1			Ss-2			Ss-3			Ss-4		
	44.30	117		117	116		116	105		105	50.7	
36.70	70.3			70.1			63.0			32.0		
30.90	32.8			45.1			30.4			16.8		
30.40			31.5			36.0			29.1			15.6
20.40	13.7	13.7	13.7	20.9	20.9	20.9	11.7	11.7	11.7	10.1	10.1	10.1
12.30		11.6			17.5			9.61			8.71	
6.50		10.2			15.2			8.30			7.81	
-1.10		8.58			12.2			6.65			6.55	
-6.10		7.41			10.1			5.51			5.67	

T. M. S. L. (m)	Ss-5			Ss-6			Ss-7			Ss-8		
	44.30	44.7		44.7	60.3		60.3	50.1		50.1	62.7	
36.70	31.7			37.3			27.9			41.6		
30.90	19.9			20.2			19.5			23.2		
30.40			19.1			18.6			19.3			21.5
20.40	13.4	13.4	13.4	12.4	12.4	12.4	14.9	14.9	14.9	14.3	14.3	14.3
12.30		11.2			10.7			12.6			11.9	
6.50		9.80			9.43			11.1			10.4	
-1.10		7.90			7.75			8.92			8.24	
-6.10		6.63			6.62			7.46			6.82	

注：ハッチングは Ss-1~Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



注：分布図は S_s-1～S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

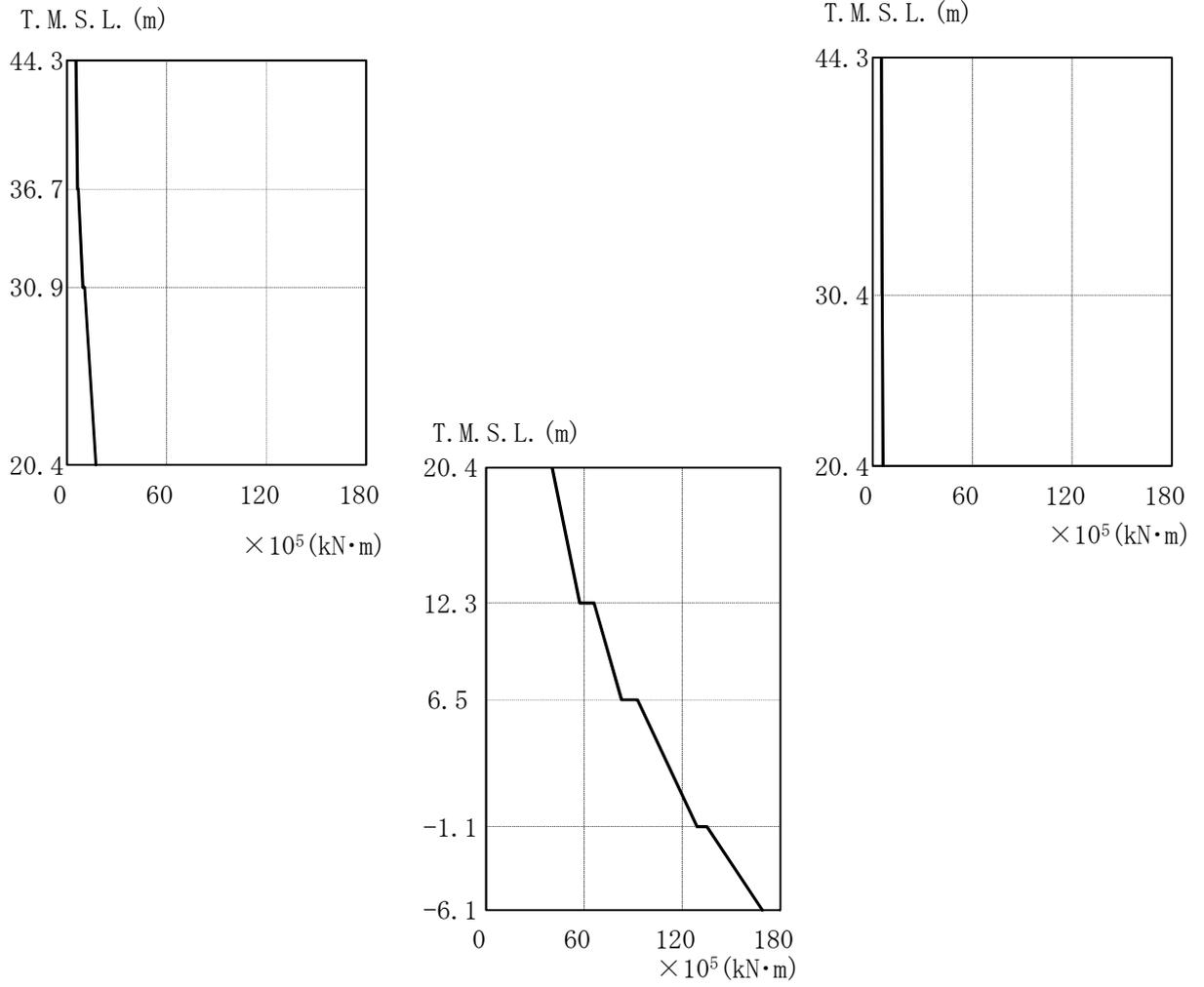
図 4-8 最大応答せん断力（基準地震動 S_s，EW 方向）

表 4-16 最大応答せん断力一覧表 (基準地震動 S_s, EW 方向)

T. M. S. L. (m)	S _s -1			S _s -2			S _s -3			S _s -4		
	44.30	80.8		5.52	63.0		5.31	67.3		4.60	50.8	
36.70	107			89.4			95.8			72.6		
30.90												
30.40	109		19.2	118		25.1	107		23.0	90.0		19.6
20.40		192			264			189			159	
12.30		281			419			275			256	
6.50		455			587			383			361	
-1.10		633			771			523			472	
-6.10												

T. M. S. L. (m)	S _s -5			S _s -6			S _s -7			S _s -8		
	44.30	55.8		3.79	58.5		4.08	63.4		4.37	48.3	
36.70	73.6			83.7			85.1			75.9		
30.90												
30.40	81.3		21.7	96.2		23.0	84.9		20.7	98.5		23.2
20.40		188			181			191			196	
12.30		294			275			328			323	
6.50		404			382			472			452	
-1.10		517			496			620			574	
-6.10												

注：ハッチングは S_s-1～S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



注：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

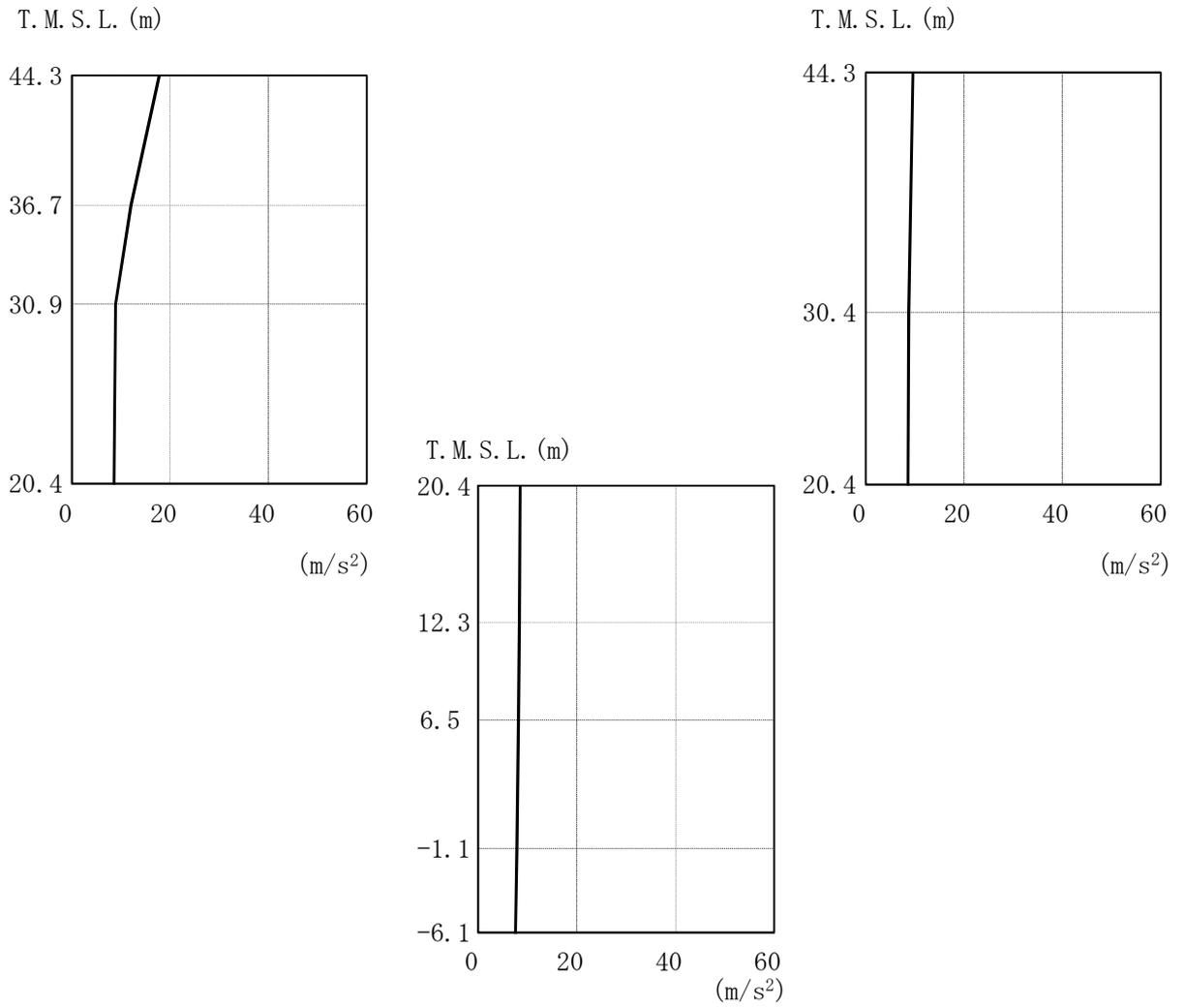
図 4-9 最大応答曲げモーメント（基準地震動 S s , EW 方向）

表 4-17 最大応答曲げモーメント一覧表 (基準地震動 S_s , EW 方向)

T. M. S. L. (m)	S_s-1			S_s-2			S_s-3			S_s-4		
44.30	5.40		5.24	4.71		4.89	4.81		5.06	2.94		3.04
36.70	6.42			3.43			3.19			1.32		
	6.88			3.92			3.91			1.82		
30.90	9.49		5.59	8.02		5.31	7.60		5.42	5.23		3.52
30.40	10.6		5.76	9.70		5.51	8.06		5.67	5.83		3.61
20.40	17.0		6.28	17.4		6.04	16.9		6.06	15.2		4.87
		30.6			40.4			33.6			24.6	
12.30		43.8			57.3			46.5			35.8	
		49.6			66.1			52.2			39.9	
6.50		64.8			82.8			64.8			51.3	
		70.8			92.6			70.9			56.3	
-1.10		96.5			129			93.9			77.8	
		102			135			99.0			82.8	
-6.10		123			169			120			100	

T. M. S. L. (m)	S_s-5			S_s-6			S_s-7			S_s-8		
44.30	3.16		3.13	3.63		3.71	3.35		3.46	3.16		3.36
36.70	1.42			1.32			2.13			1.38		
	1.99			2.12			2.51			2.02		
30.90	5.46		3.65	5.84		4.26	6.71		3.89	5.46		3.84
30.40	5.84		3.71	6.08		4.33	7.03		3.98	5.63		3.95
20.40	14.0		4.37	16.0		5.51	15.9		4.41	16.0		5.30
		22.1			25.8			26.5			29.0	
12.30		37.1			37.2			35.3			44.8	
		40.2			42.8			42.1			48.5	
6.50		57.1			54.7			55.5			64.9	
		60.7			60.6			60.8			68.8	
-1.10		90.9			81.7			94.3			98.0	
		94.5			86.7			99.3			103	
-6.10		120			105			129			130	

注：ハッチングは $S_s-1 \sim S_s-8$ の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



注：分布図は S_s-1～S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

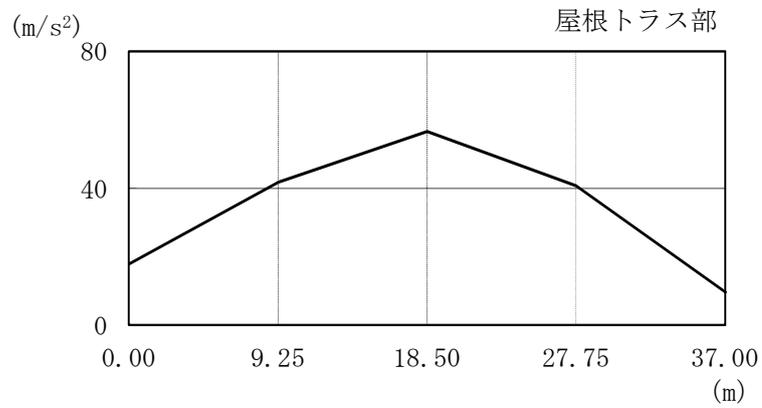
図 4-10(1) 最大応答加速度（基準地震動 S_s，鉛直方向）

表 4-18(1) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s , 鉛直方向)

T. M. S. L. (m)	Ss-1			Ss-2			Ss-3			Ss-4		
	44.30	17.8		9.60	8.83		6.27	10.9		7.40	10.1	
36.70	12.0			7.31			7.26			6.07		
30.90	8.90			6.06			6.09			4.41		
30.40			8.72			5.66			5.91			4.29
20.40	8.56	8.56	8.56	5.60	5.60	5.60	5.98	5.98	5.98	4.16	4.16	4.16
12.30		8.37			5.47			5.93			4.08	
6.50		8.20			5.38			5.84			4.00	
-1.10		7.86			5.23			5.72			3.86	
-6.10		7.59			5.10			5.57			3.75	

T. M. S. L. (m)	Ss-5			Ss-6			Ss-7			Ss-8		
	44.30	7.62		6.08	9.69		5.81	7.59		5.97	7.18	
36.70	5.52			7.00			5.17			4.46		
30.90	4.48			5.07			4.46			3.53		
30.40			4.63			4.39			4.54			3.38
20.40	4.39	4.39	4.39	4.25	4.25	4.25	4.29	4.29	4.29	3.09	3.09	3.09
12.30		4.24			4.01			4.13			2.76	
6.50		4.14			3.97			4.02			2.65	
-1.10		4.09			3.92			3.89			2.58	
-6.10		4.05			3.86			3.79			2.48	

注：ハッチングは Ss-1~Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



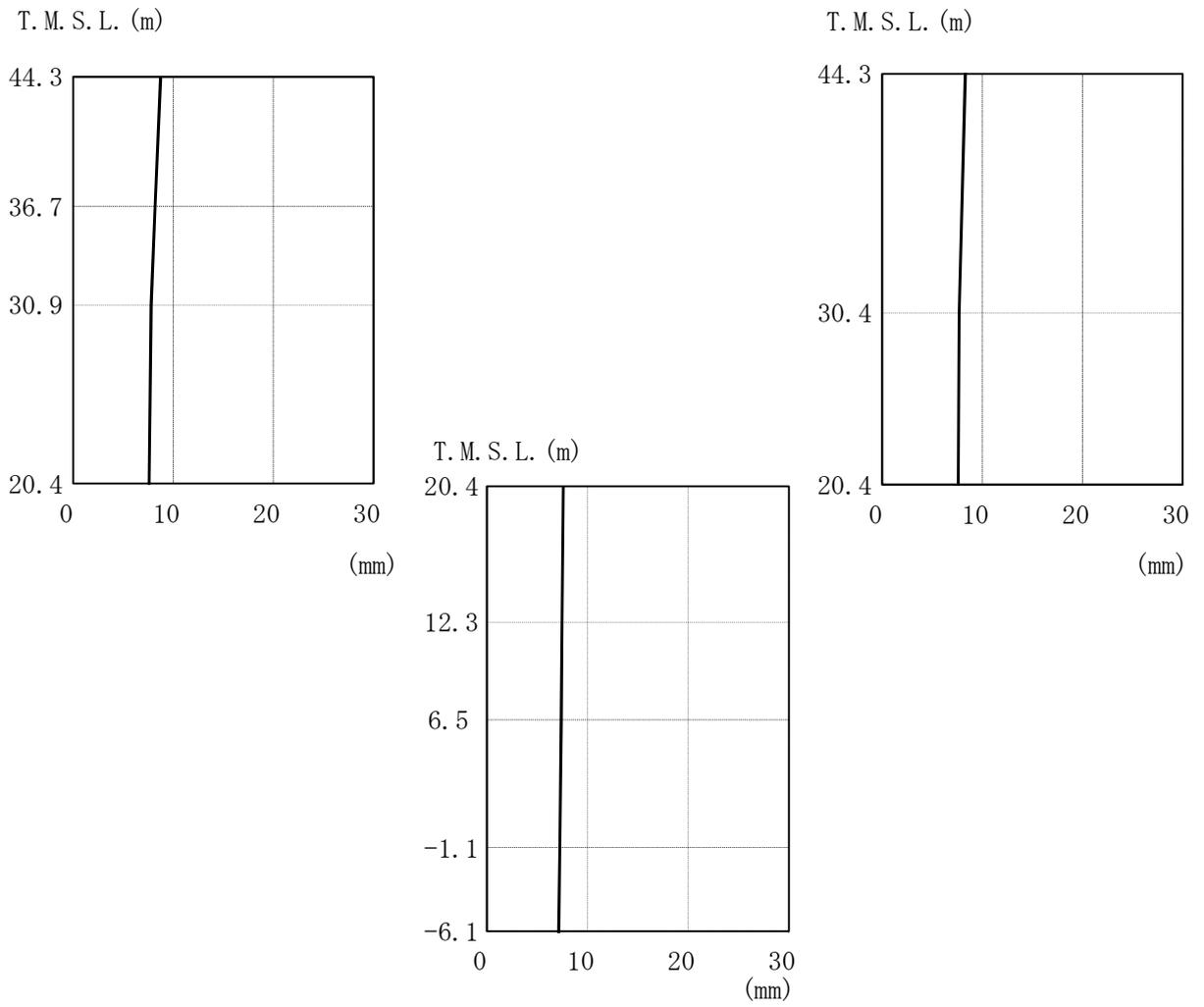
注：分布図は Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-10(2) 最大応答加速度（基準地震動 S s，鉛直方向，屋根トラス）

表 4-18(2) 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S s，鉛直方向，屋根トラス）

水平位置 (m)	0.00	9.25	18.50	27.75	37.00
最大応答加速度 (m/s ²)					
Ss-1	17.8	41.7	56.6	40.7	9.60
Ss-2	8.83	23.7	38.0	24.7	6.27
Ss-3	10.9	20.2	33.2	20.3	7.40
Ss-4	10.1	9.76	14.2	10.7	5.87
Ss-5	7.62	14.2	20.5	14.4	6.08
Ss-6	9.69	11.0	15.3	12.0	5.81
Ss-7	7.59	13.1	20.5	12.9	5.97
Ss-8	7.18	8.23	8.72	8.54	5.43

注：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



注：分布図は S_s-1～S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

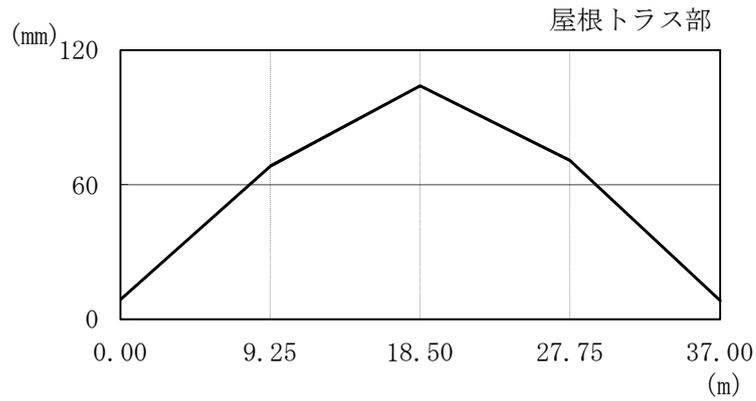
図 4-11(1) 最大応答変位 (基準地震動 S_s, 鉛直方向)

表 4-19(1) 最大応答変位一覧表 (基準地震動 S_s, 鉛直方向)

T. M. S. L. (m)	Ss-1			Ss-2			Ss-3			Ss-4		
	44.30	8.76		8.30	4.70		4.56	8.66		8.18	4.45	
36.70	8.20			4.27			8.00			4.14		
30.90	7.79			4.07			7.57			3.96		
30.40			7.70			4.04			7.48			3.93
20.40	7.60	7.60	7.60	3.97	3.97	3.97	7.38	7.38	7.38	3.88	3.88	3.88
12.30		7.48			3.91			7.29			3.83	
6.50		7.39			3.87			7.22			3.79	
-1.10		7.25			3.79			7.10			3.72	
-6.10		7.15			3.72			7.00			3.67	

T. M. S. L. (m)	Ss-5			Ss-6			Ss-7			Ss-8		
	44.30	5.06		4.84	5.32		4.50	4.84		4.65	2.82	
36.70	4.73			4.67			4.49			2.45		
30.90	4.51			4.25			4.29			2.20		
30.40			4.47			4.15			4.25			2.15
20.40	4.41	4.41	4.41	4.10	4.10	4.10	4.19	4.19	4.19	2.12	2.12	2.12
12.30		4.36			4.05			4.14			2.08	
6.50		4.32			4.01			4.10			2.06	
-1.10		4.26			3.94			4.04			2.02	
-6.10		4.20			3.88			4.00			1.98	

注：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



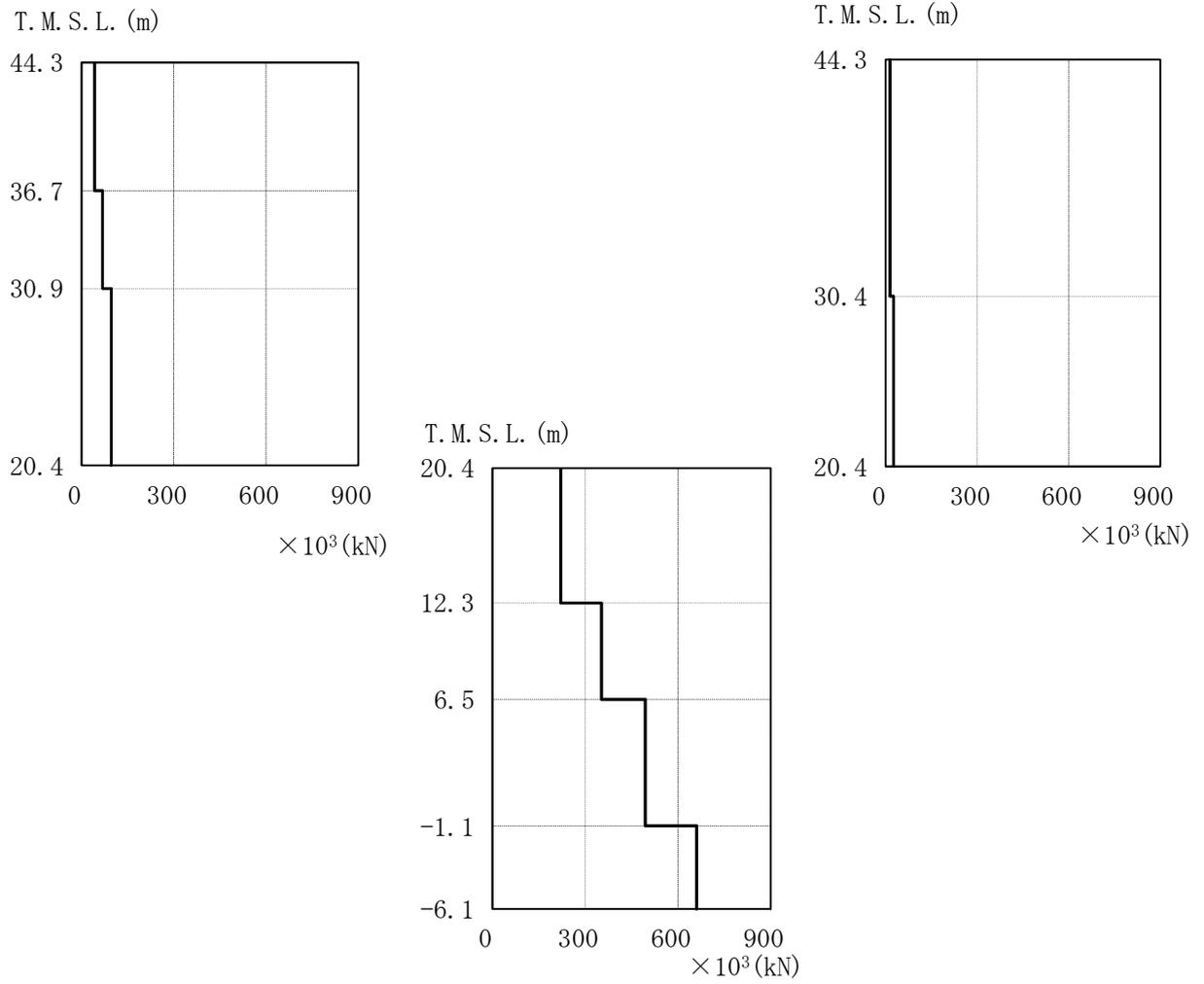
注：分布図は S_s-1～S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-11(2) 最大応答変位（基準地震動 S_s，鉛直方向，屋根トラス）

表 4-19(2) 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s，鉛直方向，屋根トラス）

水平位置 (m)	0.00	9.25	18.50	27.75	37.00
最大応答変位 (mm)					
S _s -1	8.76	68.2	104	70.8	8.30
S _s -2	4.70	44.9	68.6	46.0	4.56
S _s -3	8.66	39.0	57.1	40.0	8.18
S _s -4	4.45	18.6	28.1	19.8	4.31
S _s -5	5.06	23.4	34.2	23.6	4.84
S _s -6	5.32	21.1	31.4	22.4	4.50
S _s -7	4.84	23.9	36.0	24.0	4.65
S _s -8	2.82	11.3	17.0	12.0	2.29

注：ハッチングは S_s-1～S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



注：分布図は S_s-1～S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

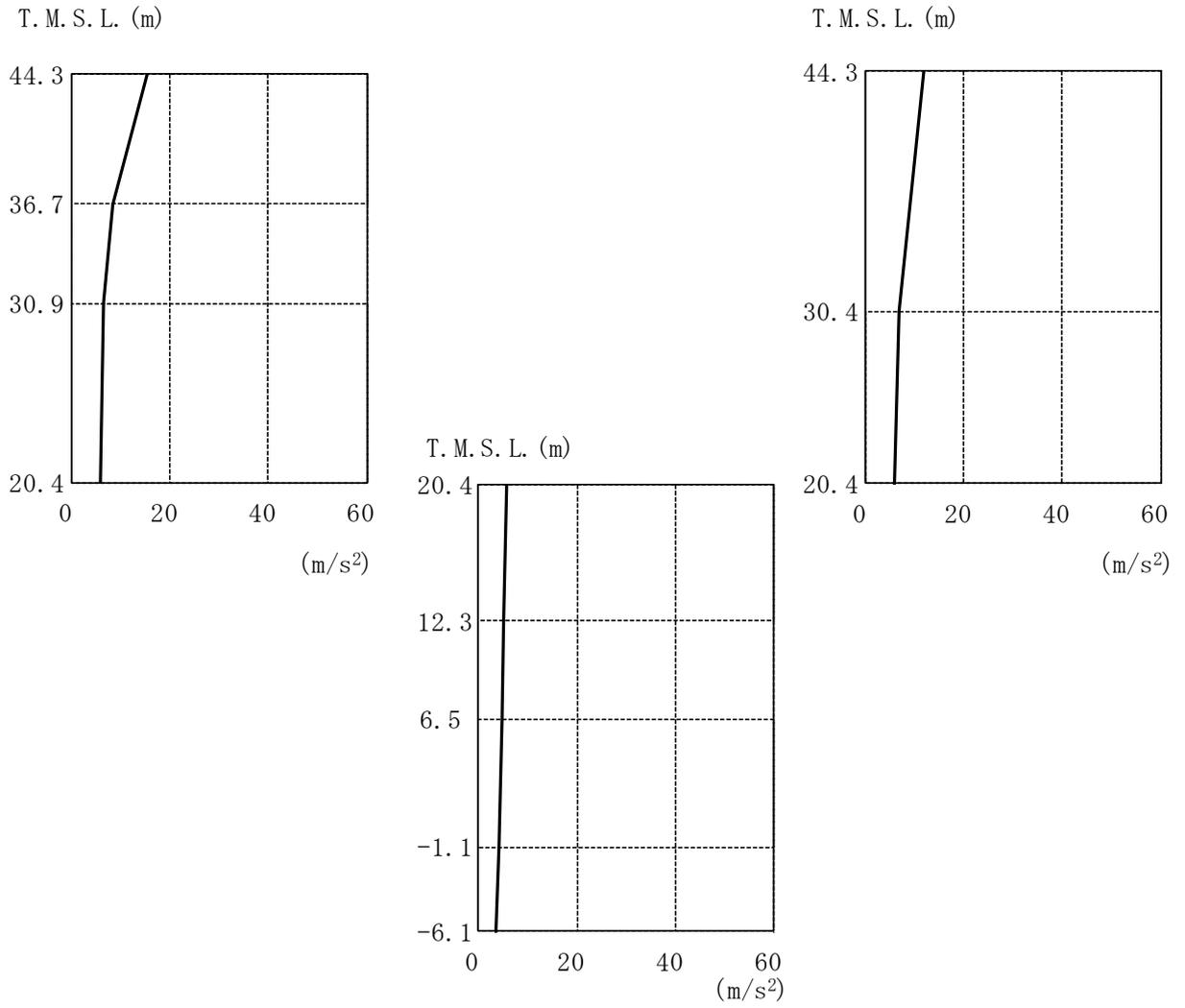
図 4-12 最大応答軸力（基準地震動 S_s，鉛直方向）

表 4-20 最大応答軸力一覧表 (基準地震動 S_s, 鉛直方向)

T. M. S. L. (m)	S _s -1			S _s -2			S _s -3			S _s -4		
	×10 ³ (kN)											
44.30	42.3		14.4	21.0		9.78	26.1		9.02	22.0		5.61
36.70	68.9			35.7			42.4			34.8		
30.90												
30.40	97.1		26.2	55.6		16.3	60.1		19.1	49.1		14.4
20.40		221			140			144			108	
12.30		353			234			246			169	
6.50		495			335			356			245	
-1.10		661			447			478			327	
-6.10												

T. M. S. L. (m)	S _s -5			S _s -6			S _s -7			S _s -8		
	×10 ³ (kN)											
44.30	16.9		6.68	22.1		5.97	16.8		6.50	16.3		3.89
36.70	27.4			37.7			27.0			26.3		
30.90												
30.40	42.4		14.6	55.1		13.8	39.5		15.3	37.2		10.1
20.40		107			120			108			81.1	
12.30		180			187			179			128	
6.50		258			258			255			178	
-1.10		342			337			337			233	
-6.10												

注：ハッチングは S_s-1～S_s-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



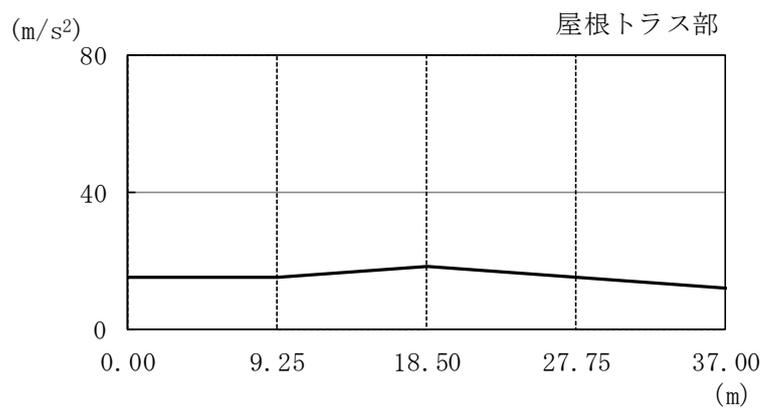
注：分布図は Ss-1, 2, 3, 8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-13(1) 最大応答加速度 (基準地震動 S_s, NS 方向, 誘発上下動)

表 4-21(1) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s, NS 方向, 誘発上下動)

T. M. S. L (m)	S _s -1			S _s -2			S _s -3			S _s -8		
	44.30	3.99		2.57	2.81		1.50	5.85		3.40	15.3	
36.70	2.35			1.57			3.01			8.50		
30.90	2.14			1.26			2.55			6.44		
30.40			2.08			1.18			2.53			6.64
20.40	2.08	2.08	2.08	1.10	1.10	1.10	2.42	2.42	2.42	5.80	5.80	5.80
12.30		2.06			1.04			2.31			5.21	
6.50		2.04			0.998			2.25			4.76	
-1.10		2.00			0.939			2.19			4.08	
-6.10		1.97			0.895			2.14			3.69	

注：ハッチングは S_s-1, 2, 3, 8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



注：分布図は Ss-1, 2, 3, 8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

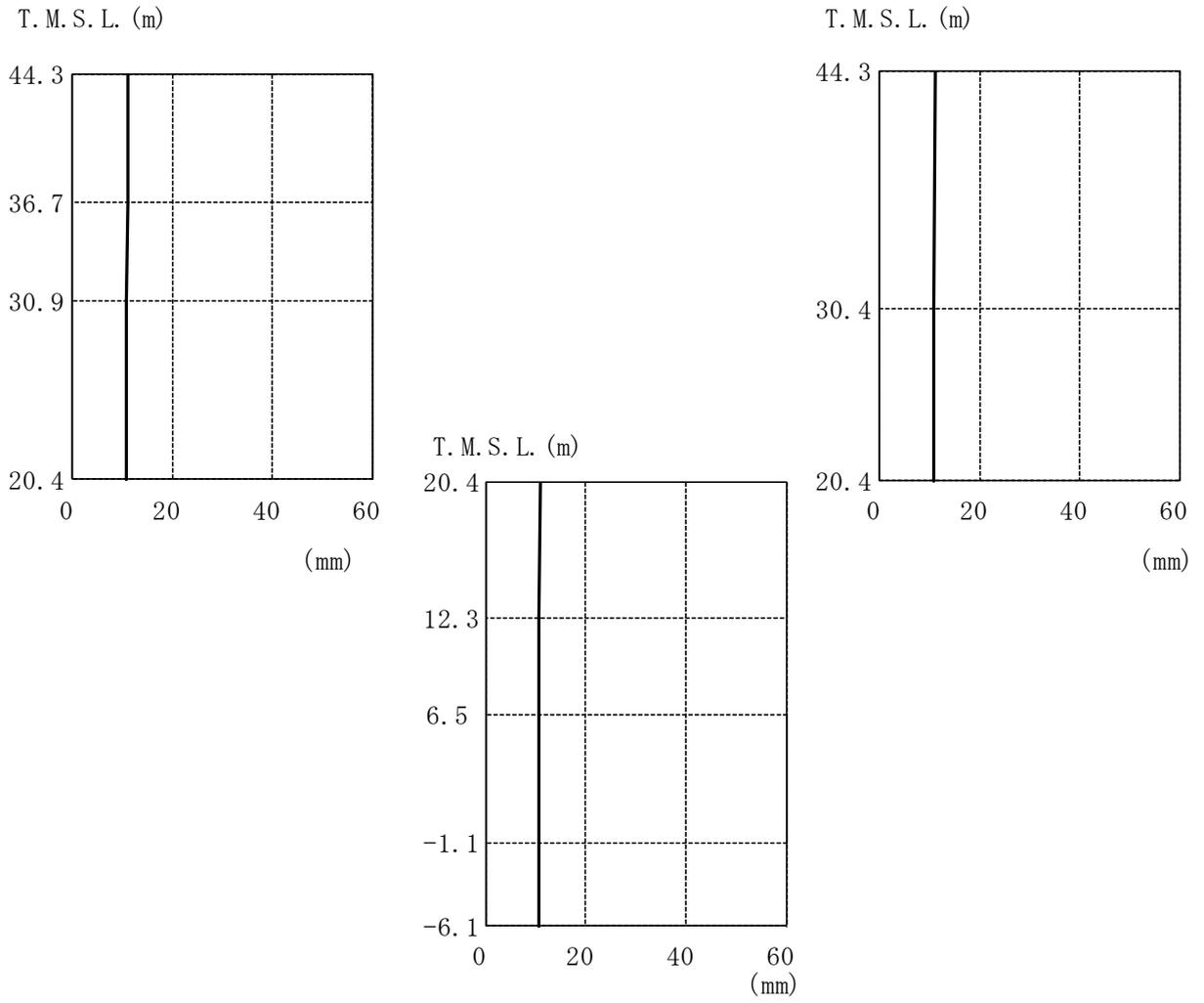
図 4-13(2) 最大応答加速度（基準地震動 S_s，NS 方向，誘発上下動，屋根トラス）

表 4-21(2) 最大応答加速度一覧表

（基準地震動 S_s，NS 方向，誘発上下動，屋根トラス）

水平位置 (m)	0.00	9.25	18.50	27.75	37.00
最大応答加速度 (m/s ²)					
Ss-1	3.99	5.22	8.18	5.06	2.57
Ss-2	2.81	2.16	3.26	2.16	1.50
Ss-3	5.85	4.86	7.60	4.88	3.40
Ss-8	15.3	15.2	18.2	15.1	12.0

注：ハッチングは Ss-1, 2, 3, 8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



注：分布図は Ss-1, 2, 3, 8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

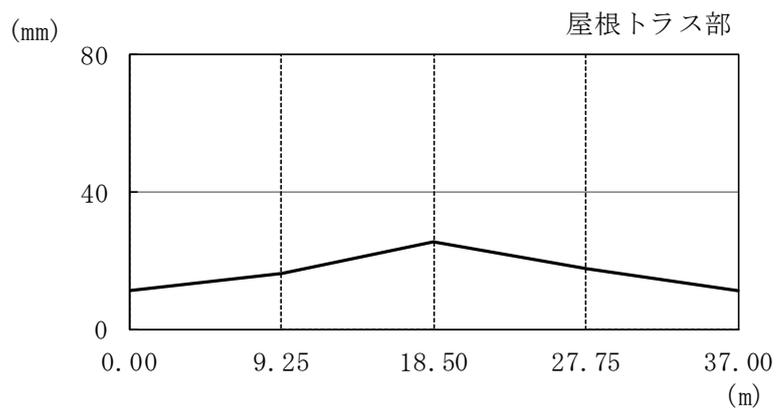
図 4-14(1) 最大応答変位 (基準地震動 S_s, NS 方向, 誘発上下動)

表 4-22(1) 最大応答変位一覧表 (基準地震動 S_s, NS 方向, 誘発上下動)

(mm)

T. M. S. L (m)	Ss-1			Ss-2			Ss-3			Ss-8		
44.30	4.52		4.24	1.67		1.53	5.28		4.88	11.2		11.0
36.70	4.35			1.56			5.03			11.0		
30.90	4.22			1.49			4.85			10.9		
30.40			4.18			1.47			4.80			10.8
20.40	4.16	4.16	4.16	1.46	1.46	1.46	4.77	4.77	4.77	10.8	10.8	10.8
12.30		4.12			1.44			4.72			10.7	
6.50		4.09			1.43			4.69			10.7	
-1.10		4.04			1.40			4.63			10.6	
-6.10		4.00			1.38			4.58			10.5	

注：ハッチングは Ss-1, 2, 3, 8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



注：分布図は S_s-1, 2, 3, 8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

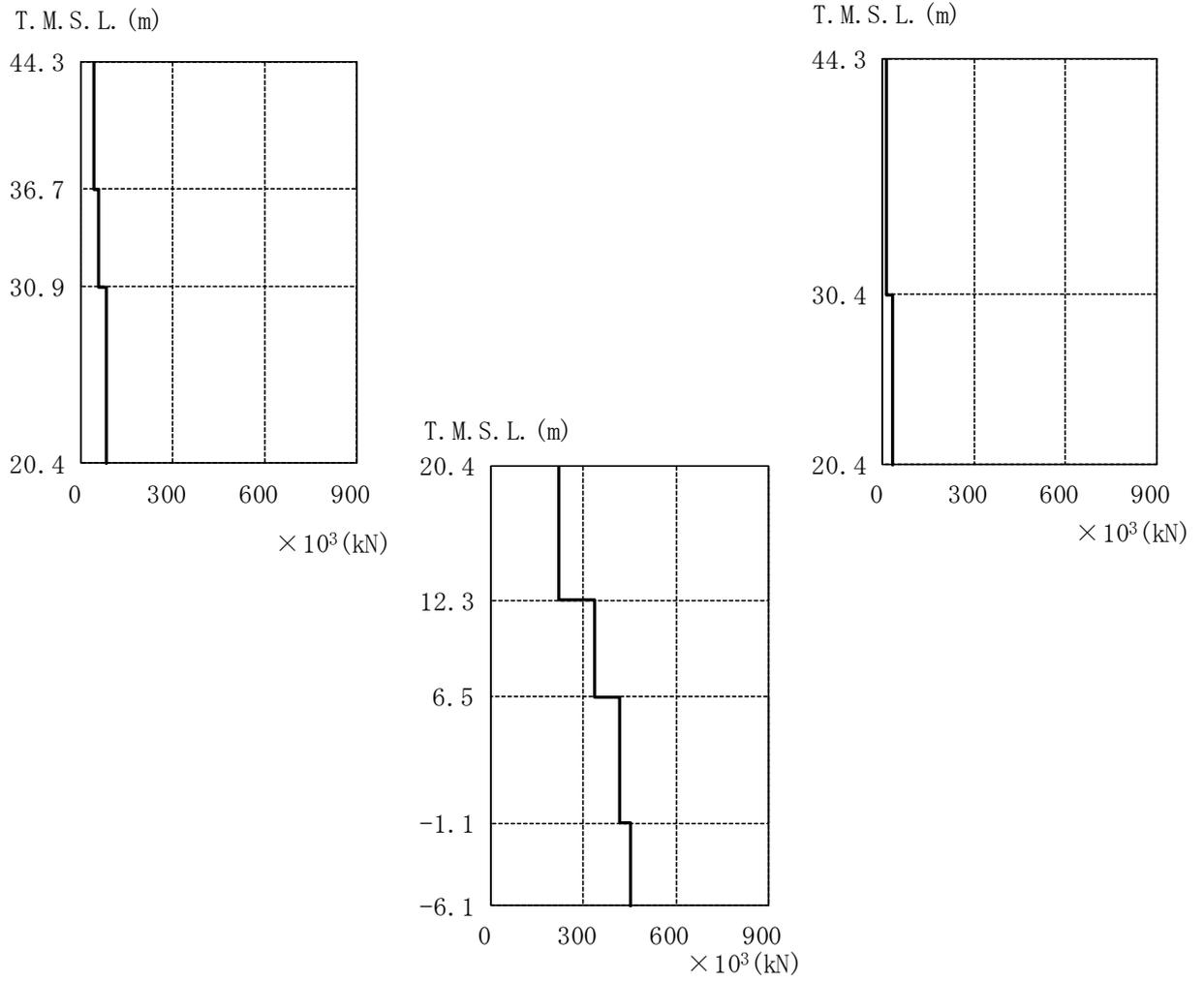
図 4-14(2) 最大応答変位（基準地震動 S_s，NS 方向，誘発上下動，屋根トラス）

表 4-22(2) 最大応答変位一覧表

（基準地震動 S_s，NS 方向，誘発上下動，屋根トラス）

水平位置 (m)	0.00	9.25	18.50	27.75	37.00
最大応答変位 (mm)					
S _s -1	4.52	7.80	12.4	8.27	4.24
S _s -2	1.67	2.18	2.95	2.14	1.53
S _s -3	5.28	7.66	12.4	8.19	4.88
S _s -8	11.2	16.4	25.3	17.6	11.0

注：ハッチングは S_s-1, 2, 3, 8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



注：分布図は S_s-1, 2, 3, 8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-15 最大応答軸力（基準地震動 S_s，NS 方向，誘発上下動）

表 4-23 最大応答軸力一覧表 (基準地震動 S_s, NS 方向, 誘発上下動)

T. M. S. L. (m)	S _s -1			S _s -2			S _s -3			S _s -8		
44.30	10.1			5.86			14.5			43.2		
36.70			2.06			0.997			3.32			11.7
30.90	12.4			7.78			18.6			58.0		
30.40			5.81			3.12			8.37			31.2
20.40	18.9		11.6			22.2			82.4			
12.30		50.6			28.6			59.0			221	
6.50		84.3			45.9			100			335	
-1.10		123			63.9			143			420	
-6.10		166			83.4			190			454	

注：ハッチングは S_s-1, 2, 3, 8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

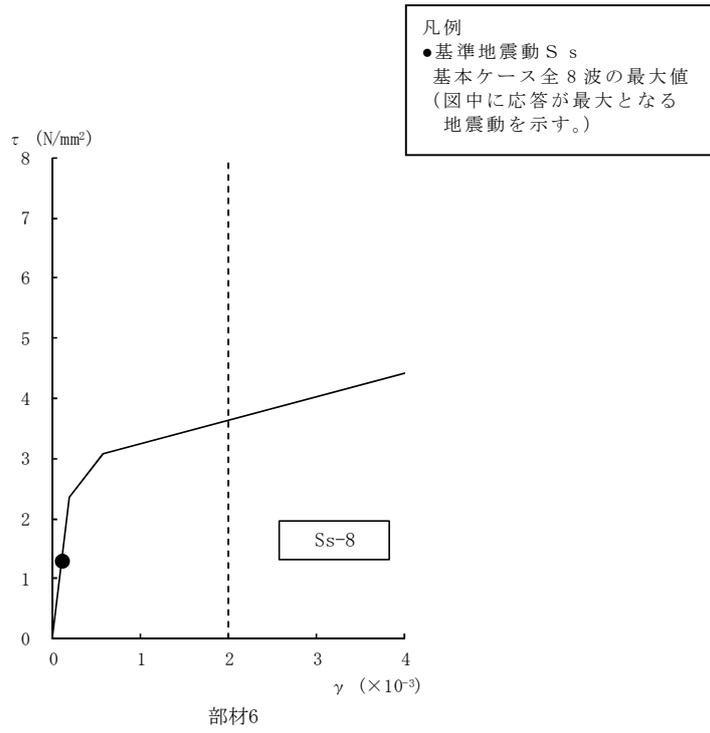


図 4-16 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s, NS 方向, 1F) (1/4)

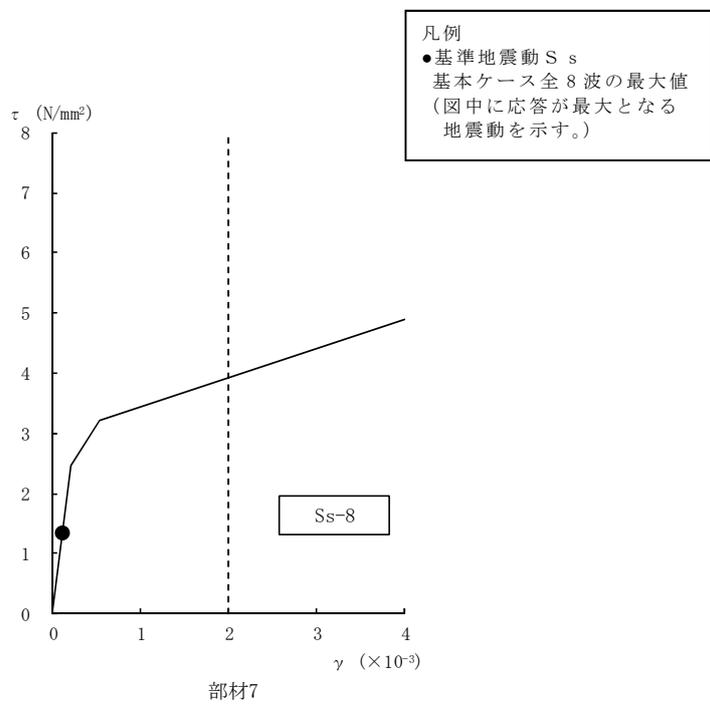


図 4-16 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s, NS 方向, B1F)
(2/4)

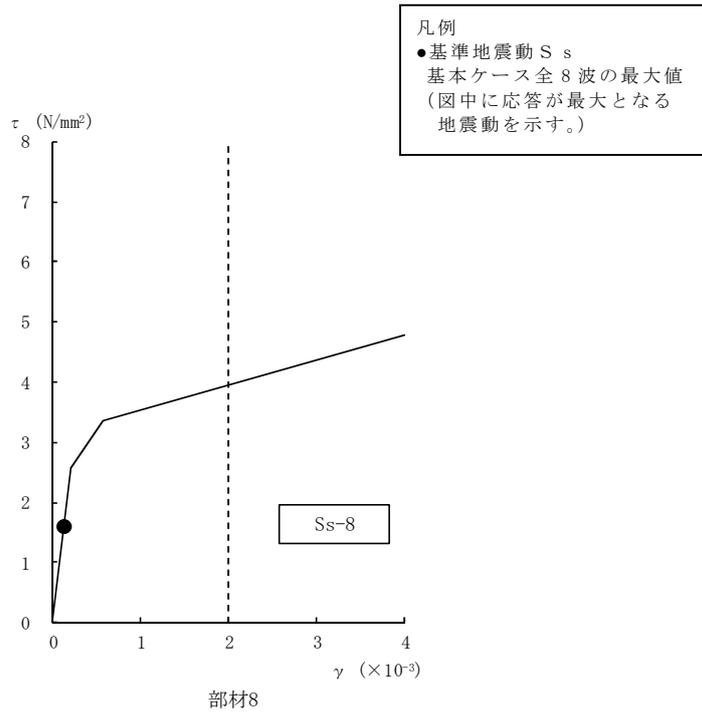


図 4-16 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S s , NS 方向, B2F)
 (3/4)

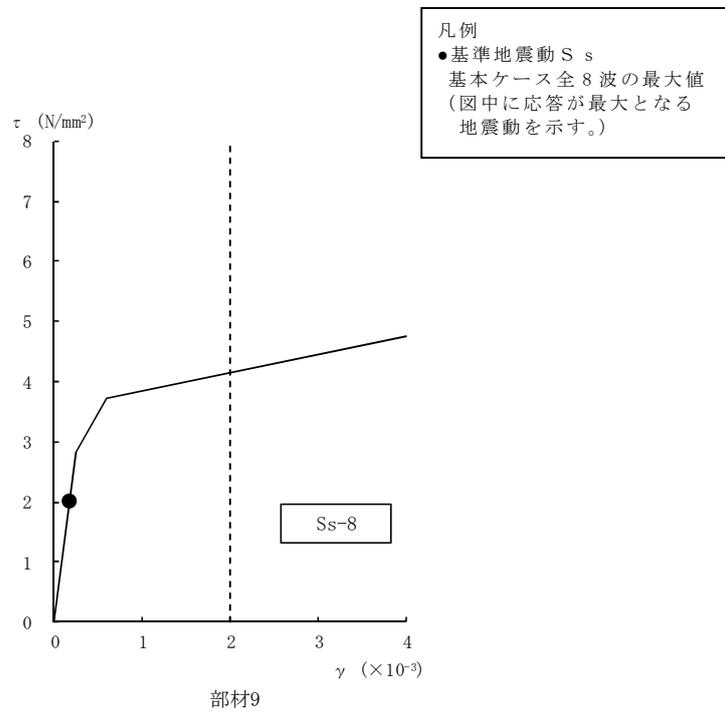


図 4-16 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S s , NS 方向, B3F)
 (4/4)

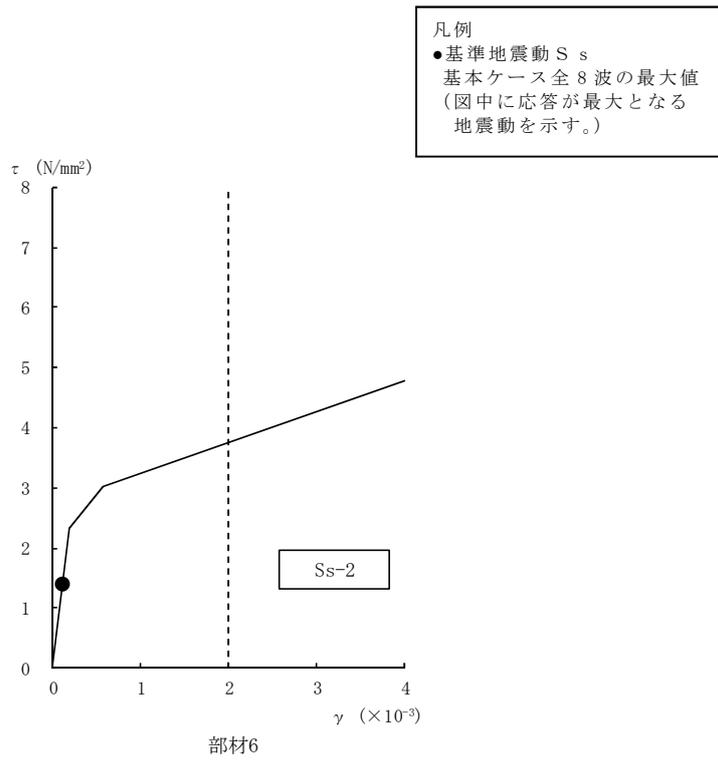


図 4-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s, EW 方向, 1F) (1/4)

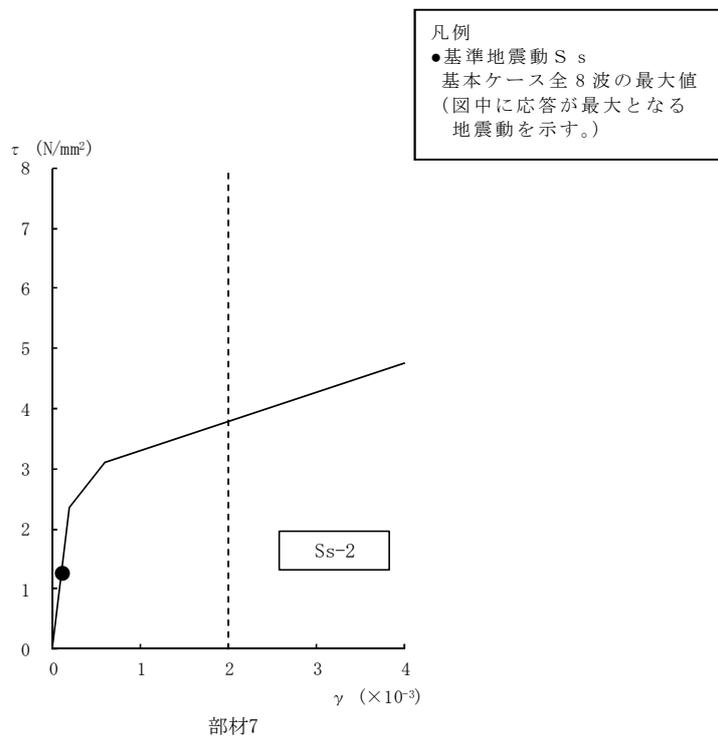


図 4-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s, EW 方向, B1F) (2/4)

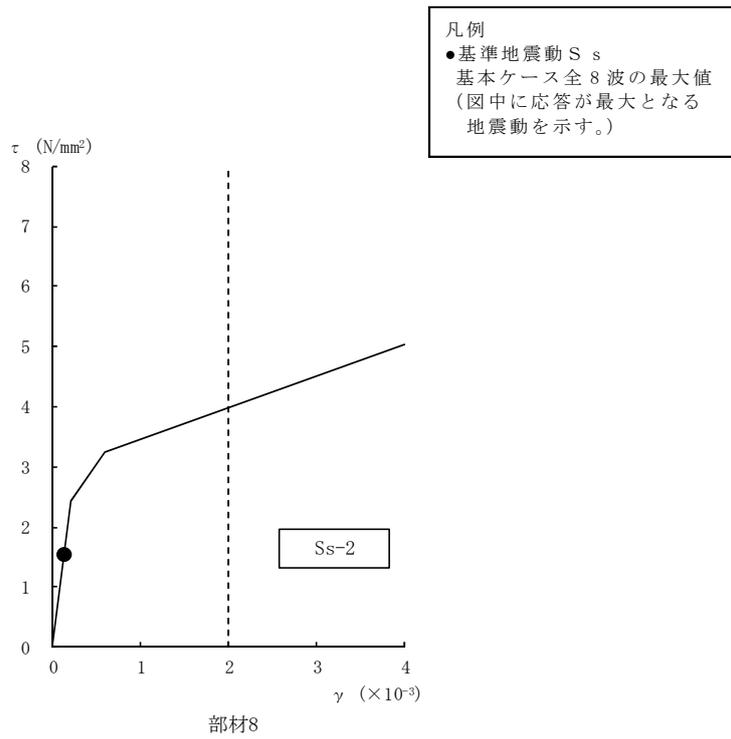


図 4-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s , EW 方向, B2F)
 (3/4)

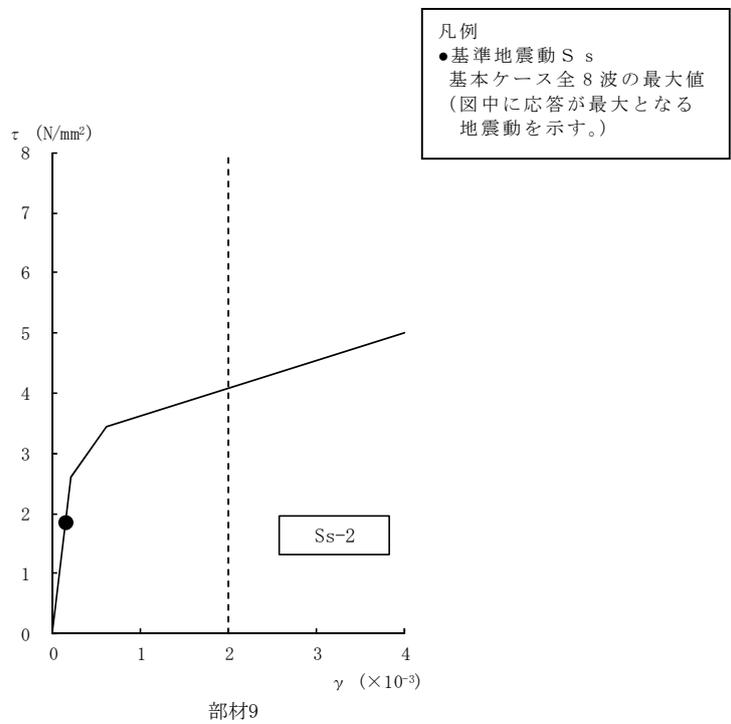


図 4-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S_s , EW 方向, B3F)
 (4/4)

表 4-24 基準地震動 S_s による地震応答解析結果に基づく接地率

(a) NS 方向

基準地震動 S_s	最大接地圧 (kN/m^2)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S_s -1	2730	14.4	30.7
S_s -2	1380	10.7	62.7
S_s -3	3030	14.8	27.2
S_s -4	868	6.46	96.5
S_s -5	1080	8.81	77.0
S_s -6	890	6.78	93.9
S_s -7	947	7.51	87.8
S_s -8	4030	15.7	20.3

(b) EW 方向

基準地震動 S_s	最大接地圧 (kN/m^2)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S_s -1	972	13.9	93.6
S_s -2	1180	19.2	72.1
S_s -3	910	13.3	96.1
S_s -4	812	11.1	100.0
S_s -5	889	13.5	95.2
S_s -6	838	11.9	100.0
S_s -7	939	14.8	89.7
S_s -8	920	14.8	89.7

4.2 静的解析

静的地震力については、「3.3 解析方法」に示すとおり、平成4年10月13日付け4資庁第8732号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-2-2 廃棄物処理建屋の耐震性についての計算書」にて算出した値を用いる。

地震層せん断力係数 $1.5C_i$ 及び静的地震力（水平地震力）を図4-18及び図4-19に示す。

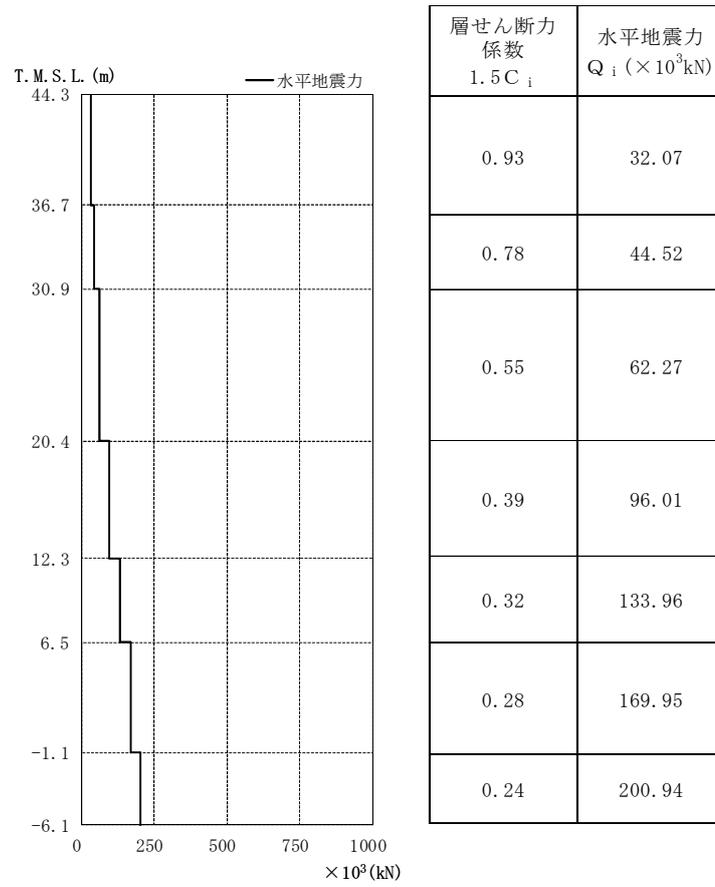


図 4-18 地震層せん断力係数 ($1.5C_i$) 及び水平地震力 (NS 方向)

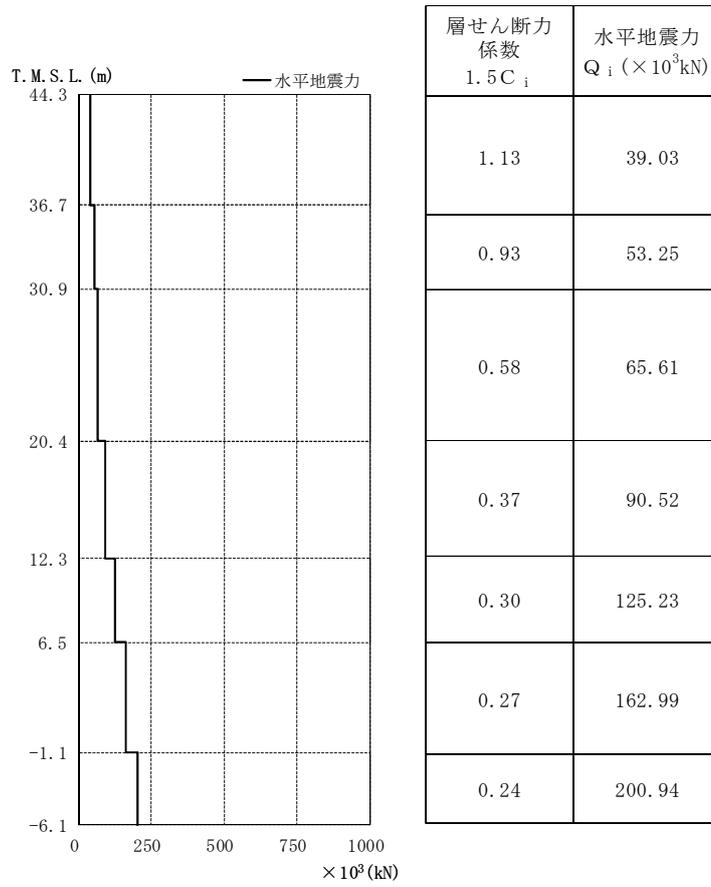


図 4-19 地震層せん断力係数 ($1.5C_i$) 及び水平地震力 (EW 方向)

4.3 必要保有水平耐力

必要保有水平耐力については、「3.3 解析方法」に示すとおり、平成4年10月13日付け4資庁第8732号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-2-2 廃棄物処理建屋の耐震性についての計算書」にて算出した値を用いる。

必要保有水平耐力 Q_{un} を図4-20及び図4-21に示す。

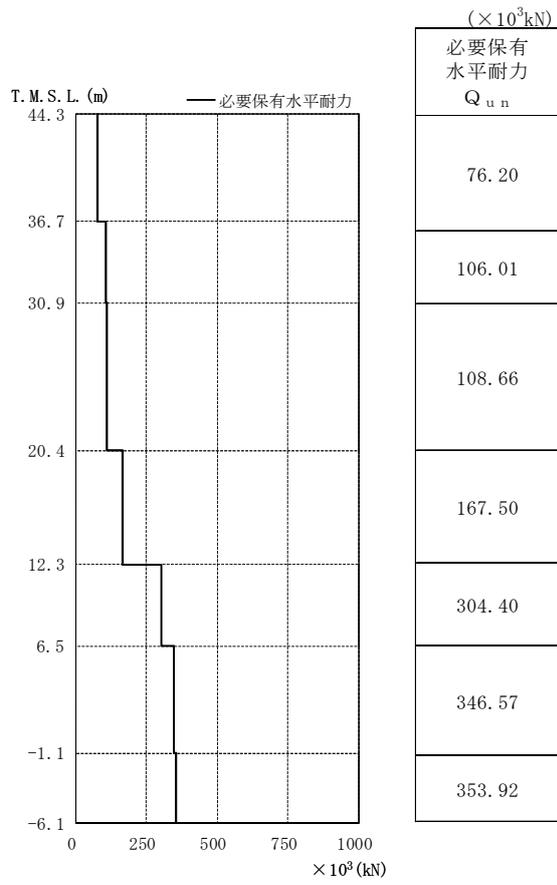


图 4-20 必要保有水平耐力 Q_{un} (NS 方向)

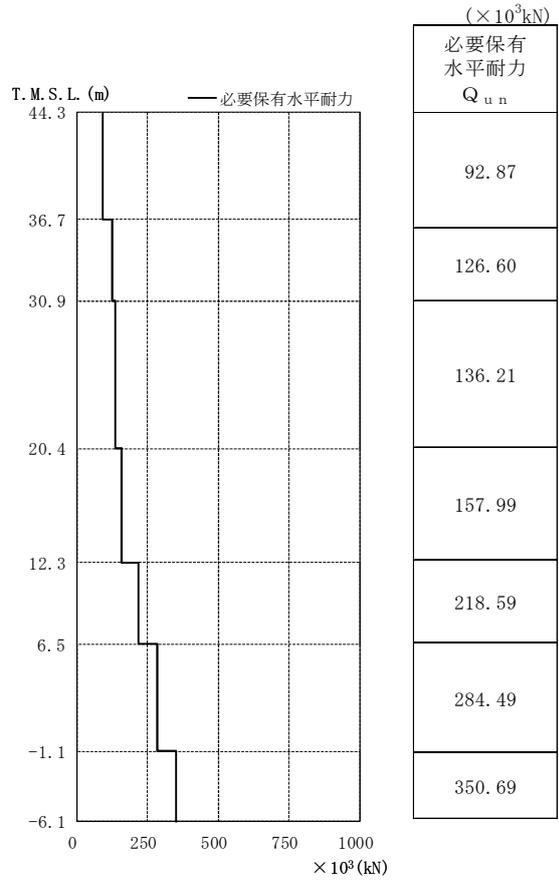


图 4-21 必要保有水平耐力 Q_{un} (EW 方向)

V-2-2-12 廃棄物処理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	13
2.4 適用規格・基準等	15
3. 地震応答解析による評価方法	16
4. 応力解析による評価方針	18
4.1 評価対象部位及び評価方針	18
4.2 荷重及び荷重の組合せ	19
4.2.1 荷重	19
4.2.2 荷重の組合せ	22
4.3 許容限界	23
4.4 解析モデル及び諸元	25
4.4.1 モデル化の基本方針	25
4.4.2 解析諸元	27
4.5 評価方法	28
4.5.1 応力解析方法	28
4.5.2 断面の評価方法	31
5. 地震応答解析による評価結果	33
5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果	33
5.2 接地圧の評価結果	35
5.3 保有水平耐力の評価結果	36
6. 応力解析による評価結果	38

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、廃棄物処理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。

廃棄物処理建屋は建屋内部の一部に基準地震動 S_s に対して機能維持が要求される施設が収納されており、設計基準対象施設においては「B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「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。廃棄物処理建屋のうち、復水貯蔵槽は、設計基準対象施設においては「Bクラスの施設」に、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」に分類される。

廃棄物処理建屋の「Bクラスの施設の間接支持構造物」としての分類に応じた耐震評価は、平成4年10月13日付け4資庁第8732号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-2-2 廃棄物処理建屋の耐震性についての計算書」による。

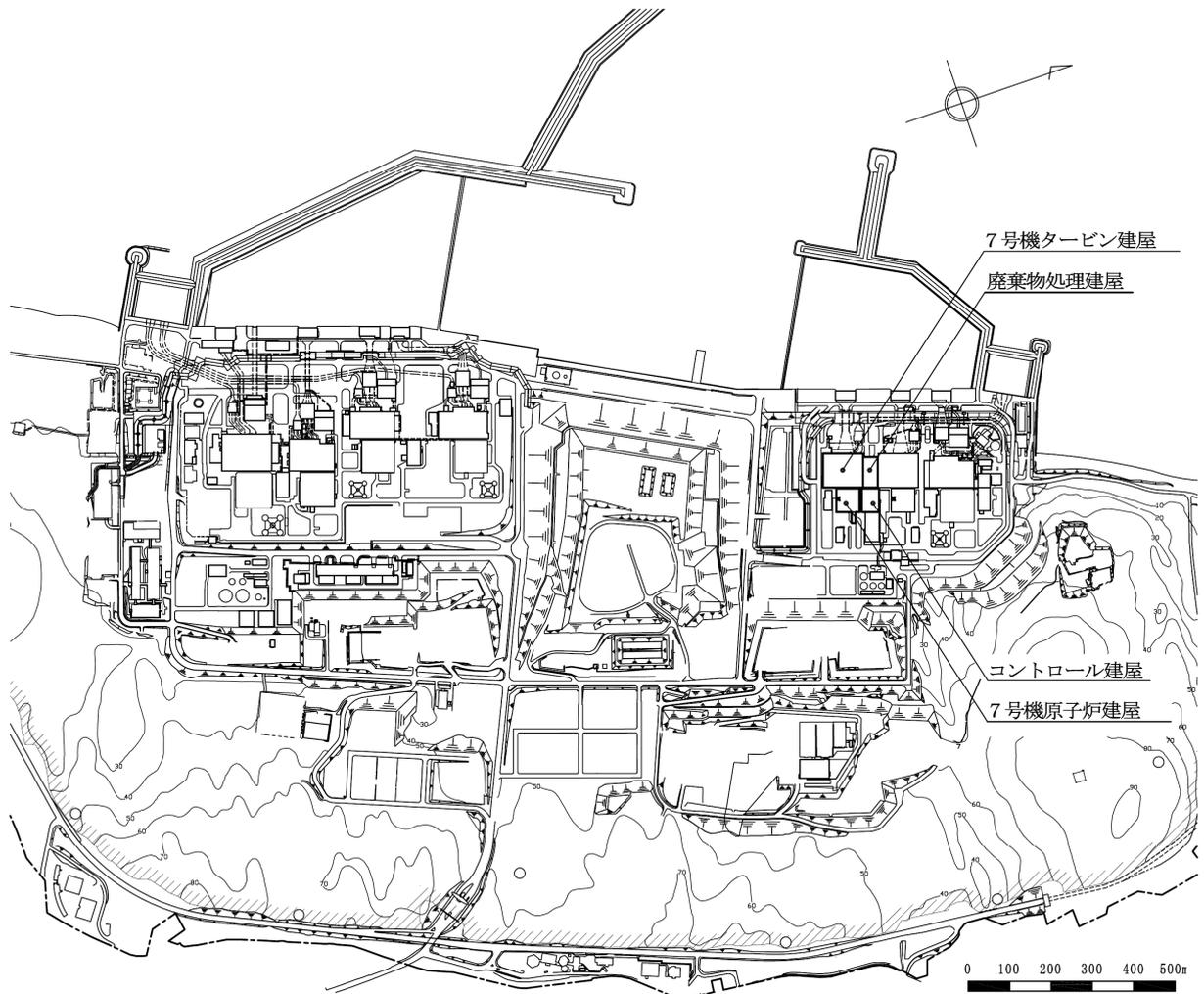
以下、廃棄物処理建屋の「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」としての分類に応じた耐震評価を示す。

なお、復水貯蔵槽の「Bクラスの施設」、「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」としての分類に応じた耐震評価は、V-2-5-5-1-2「復水貯蔵槽の耐震性についての計算書」にて実施する。

2. 基本方針

2.1 位置

廃棄物処理建屋の設置位置を図 2-1 に示す。



K7 ① V-2-2-12 R1

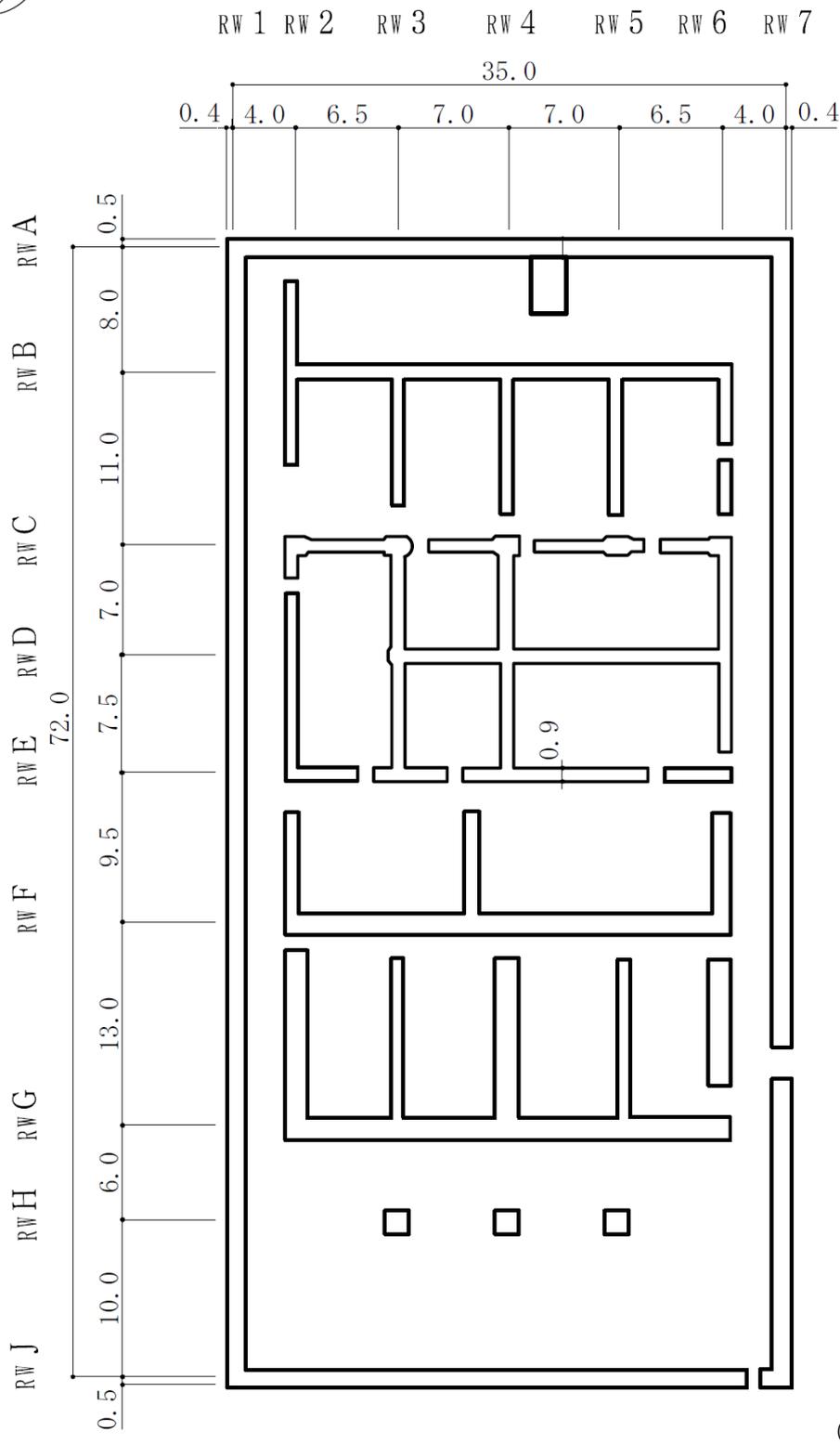
図 2-1 廃棄物処理建屋の設置位置

2.2 構造概要

廃棄物処理建屋は、地上2階（一部3階）、地下3階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。廃棄物処理建屋の概略平面図及び概略断面図を図2-2及び図2-3に示す。

廃棄物処理建屋の平面は、35.8m（NS方向）×73.0m（EW方向）である。基礎スラブ底面からの高さは52.9mであり、地上高さは32.3mである。また、廃棄物処理建屋は隣接する6号機タービン建屋、7号機タービン建屋及びコントロール建屋と構造的に分離している。

廃棄物処理建屋の基礎は厚さ2.5mのべた基礎で、支持地盤である泥岩上に設置している。



(単位：m)

注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (B3F, T.M.S.L. -6.1m) (1/8)

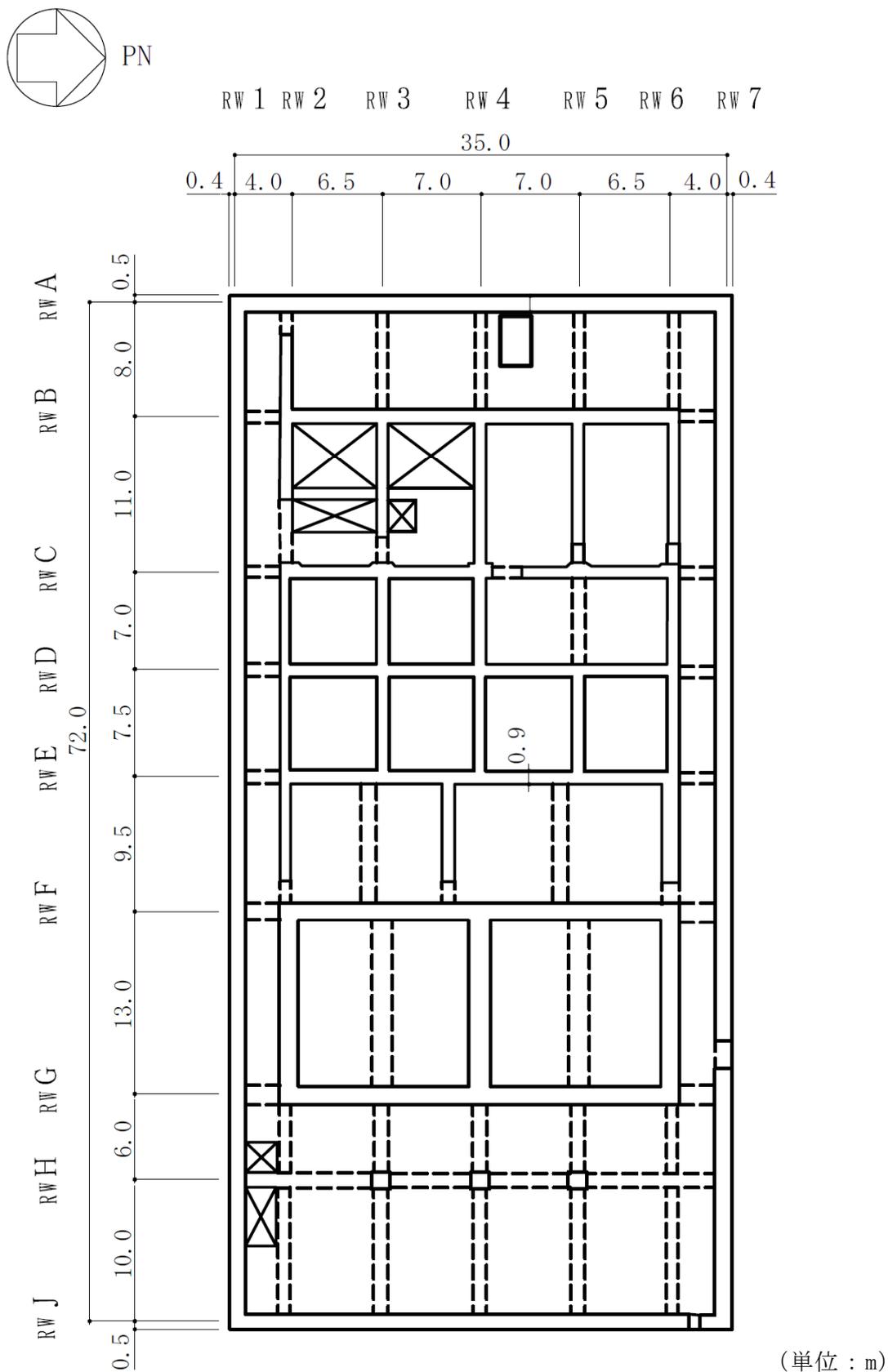


図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (B2F, T.M.S.L. -1.1m) (2/8)

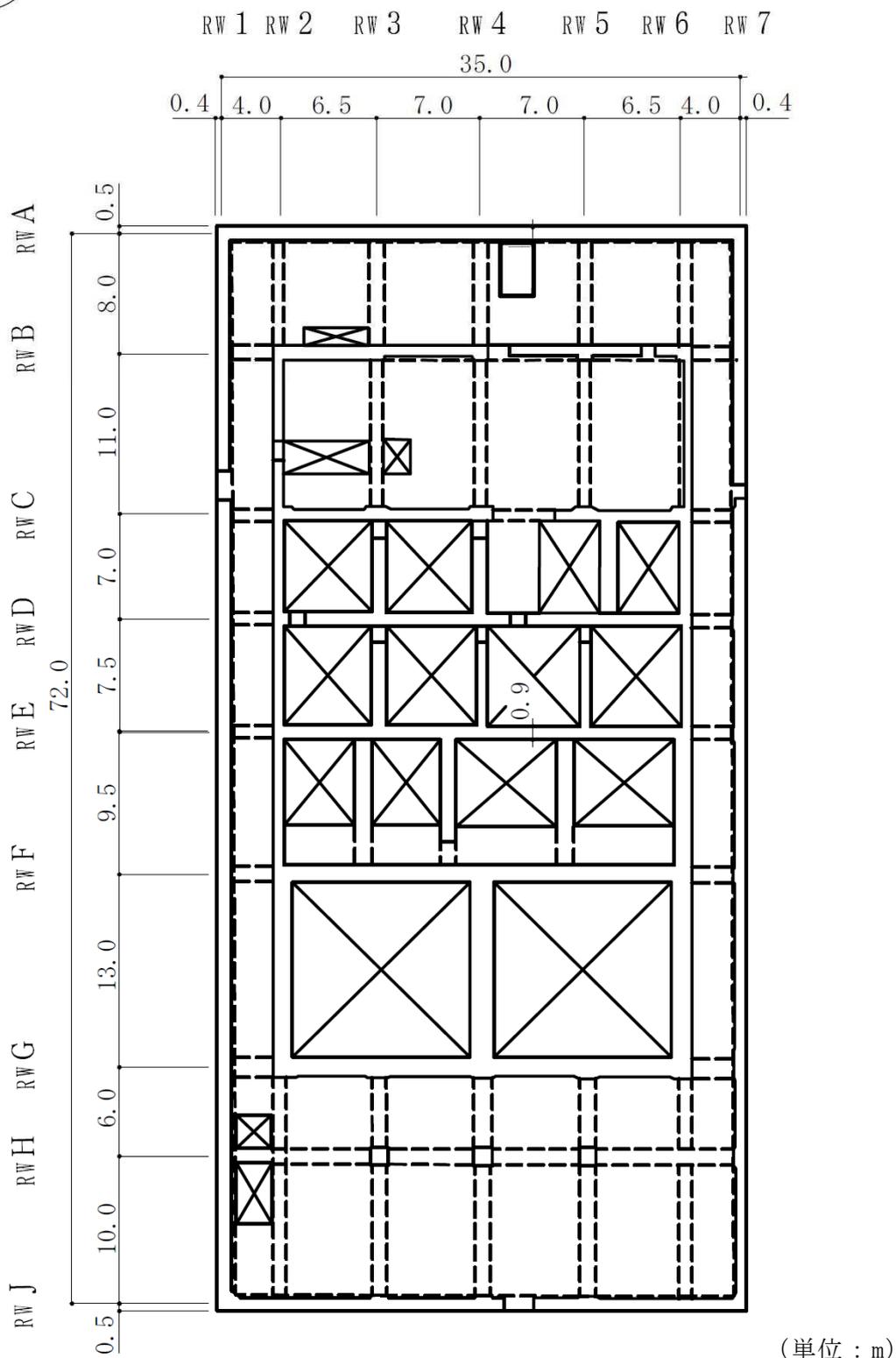


図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (B1F, T.M.S.L. 6.5m) (3/8)

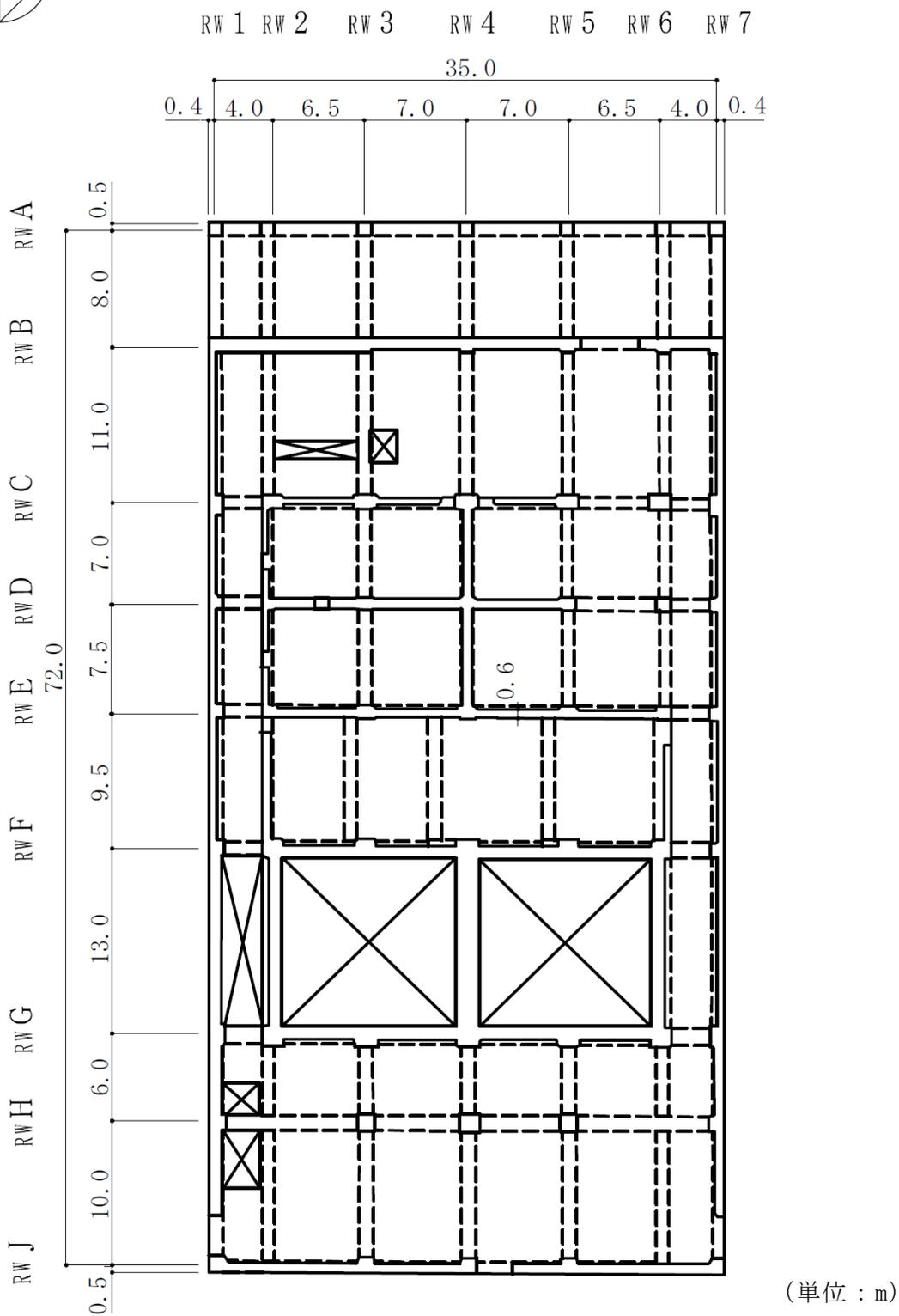
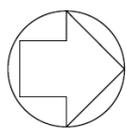


図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (1F, T.M.S.L. 12.3m) (4/8)

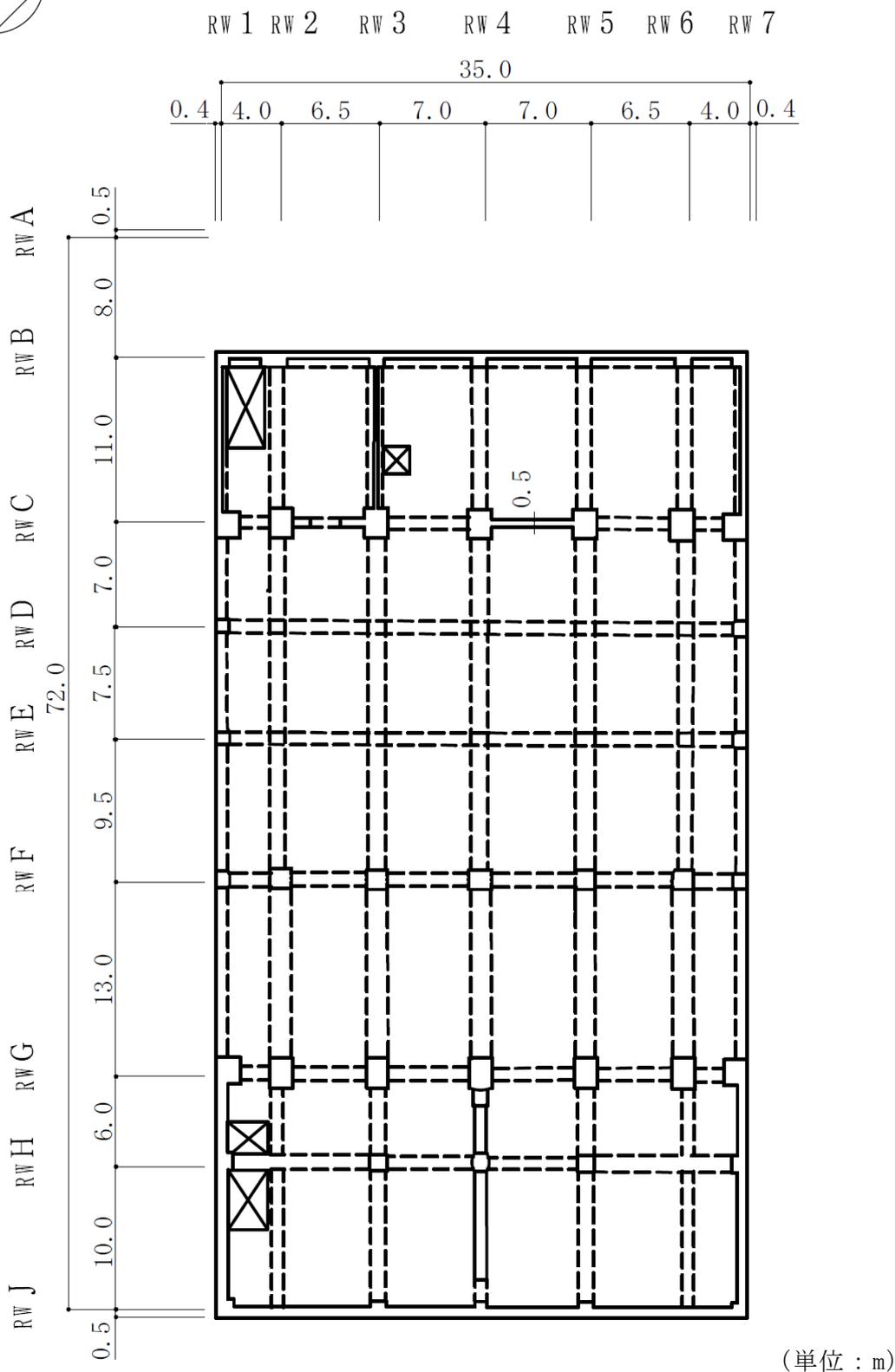
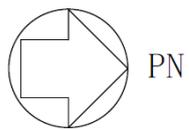
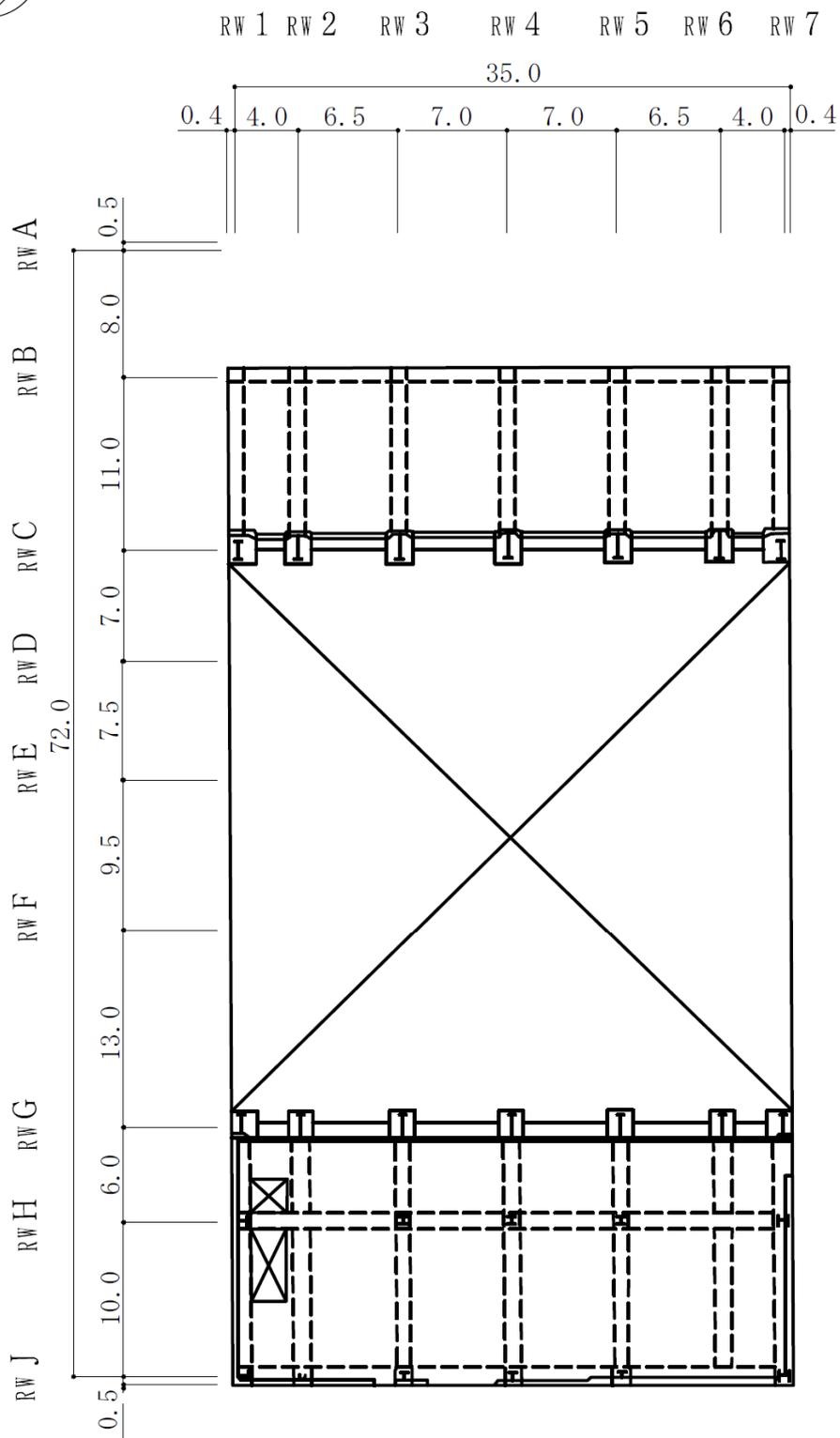


図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (2F, T.M.S.L. 20.4m) (5/8)



(単位 : m)

図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (3F, T.M.S.L. 30.9m) (6/8)

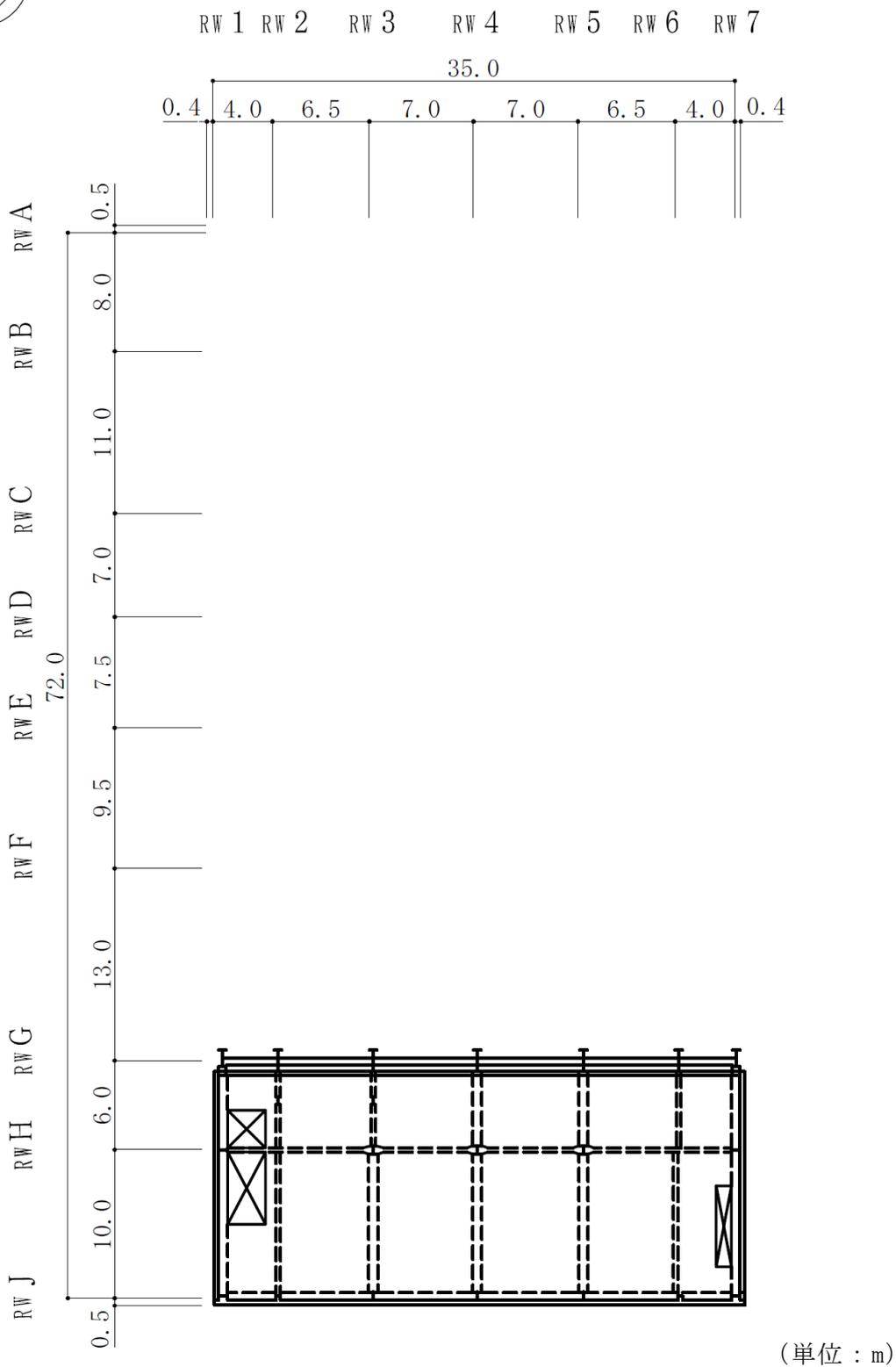


図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (4F, T.M.S.L. 36.7m) (7/8)

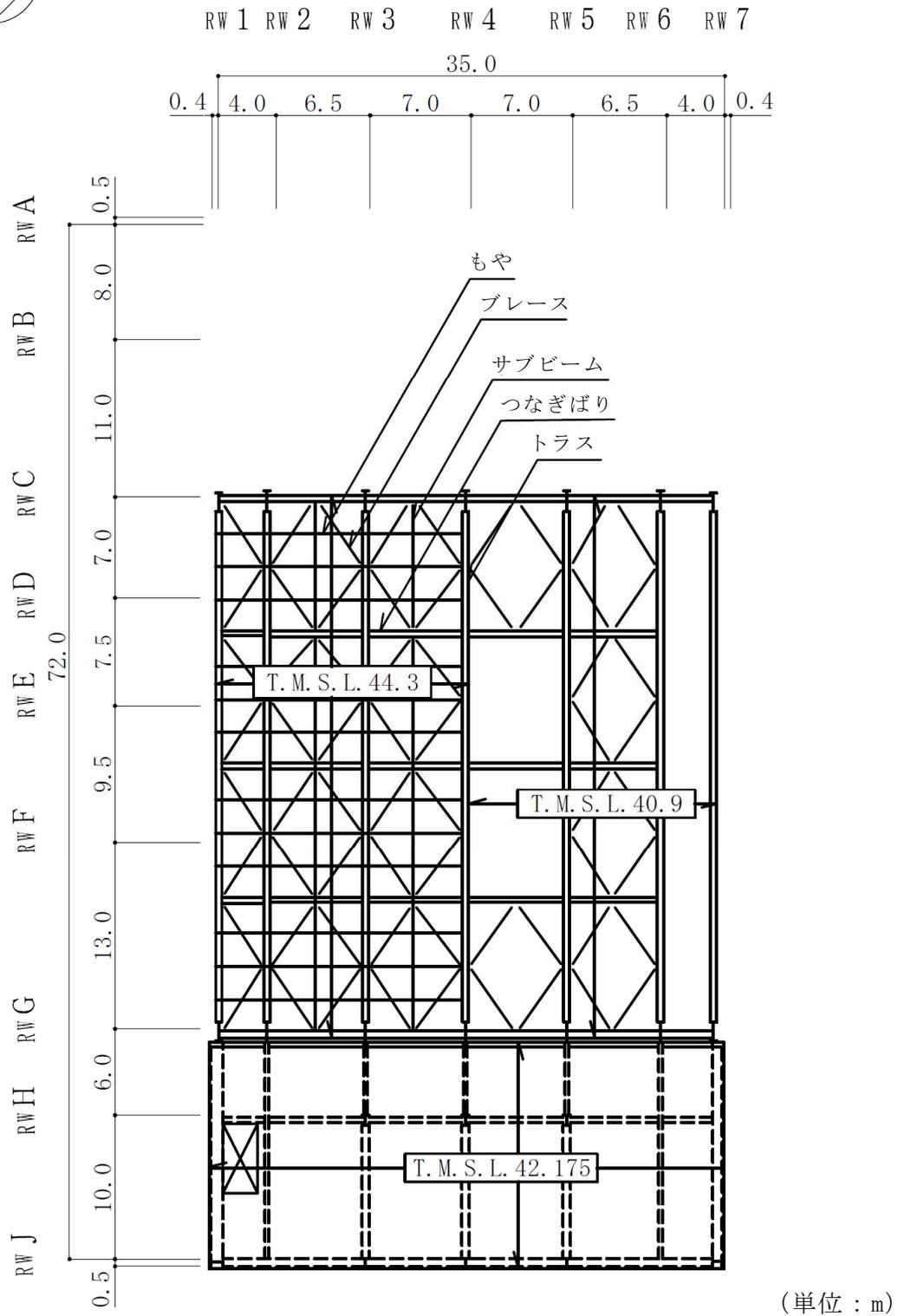
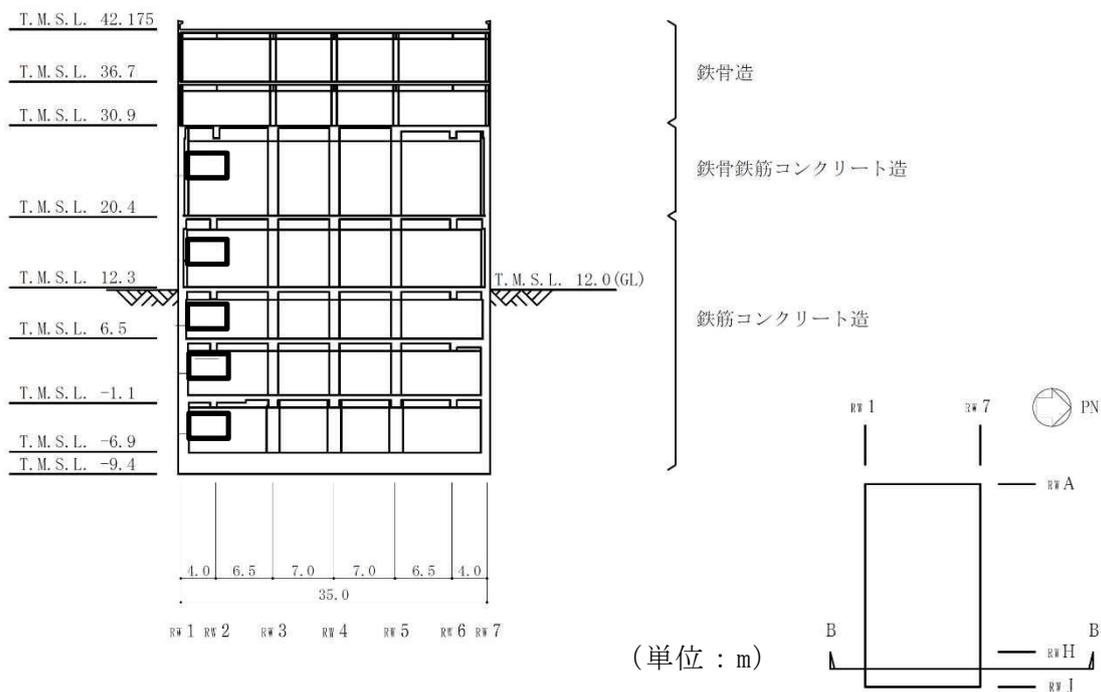
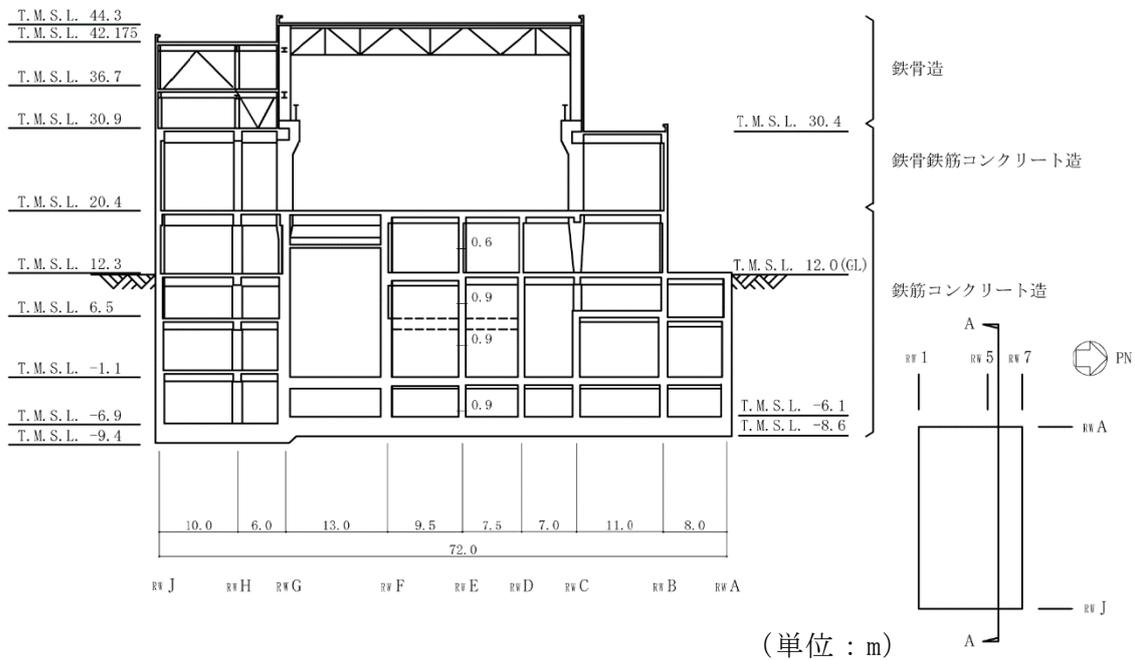


図 2-2 廃棄物処理建屋の概略平面図 (RF, T.M.S.L. 44.3m) (8/8)



NS 方向断面



EW 方向断面

図 2-3 廃棄物処理建屋の概略断面図

2.3 評価方針

廃棄物処理建屋は、建屋内部の一部に基準地震動 S_s に対して機能維持が要求される施設が収納されており、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。

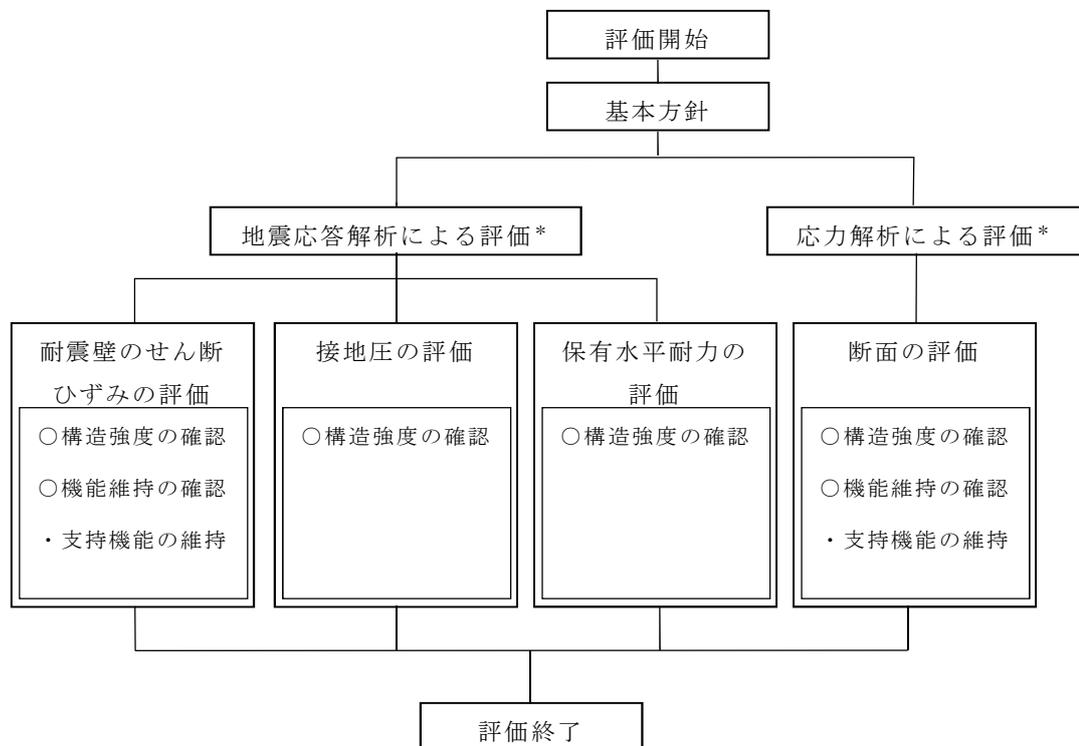
廃棄物処理建屋の評価においては、基準地震動 S_s による地震力に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）及び保有水平耐力の評価を行うこととし、それぞれの評価は、V-2-2-11「廃棄物処理建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。廃棄物処理建屋の評価は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、地震応答解析による評価においては耐震壁のせん断ひずみ、接地圧及び保有水平耐力の評価を、応力解析による評価においては基礎スラブの断面の評価を行うことで、廃棄物処理建屋の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。なお、 S_s 地震時に対する評価による間接支持機能が要求される範囲は T.M.S.L. 20.4m 以下である。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。表 2-1 に材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを示す。

図 2-4 に廃棄物処理建屋の評価フローを示す。

表 2-1 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	コンクリート剛性	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	実強度 (43.1N/mm ²)	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (建屋剛性 + σ , 地盤剛性 + σ)	実強度 + σ (46.0N/mm ²)	標準地盤 + σ (新期砂層 + 13%, 古安田層 + 25%, 西山層 + 10%)	
③ケース 3 (建屋剛性 - σ , 地盤剛性 - σ)	実強度 - σ (40.2N/mm ²)	標準地盤 - σ (新期砂層 - 13%, 古安田層 - 25%, 西山層 - 10%)	
④ケース 4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (55.7N/mm ²)	標準地盤	
⑤ケース 5 (建屋剛性 - 2 σ)	実強度 - 2 σ (37.2N/mm ²)	標準地盤	

K7 ① V-2-2-12 R1



注記* : V-2-2-11「廃棄物処理建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

図 2-4 廃棄物処理建屋の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- 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 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999改定)
- 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制定)
- 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 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 -1987 ((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)
- 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)

3. 地震応答解析による評価方法

廃棄物処理建屋の構造強度については，V-2-2-11「廃棄物処理建屋の地震応答計算書」に基づき，材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみ及び最大接地圧が許容限界を超えないこと並びに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。

また，支持機能の維持については，V-2-2-11「廃棄物処理建屋の地震応答計算書」に基づき，材料物性の不確かさ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廃棄物処理建屋の許容限界は，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
(重大事故等対処施設としての評価)

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	耐震壁* ¹	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	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³
			基礎地盤	最大接地圧が地盤の極限支持力度を超えないことを確認	極限支持力度* ² 6170 kN/m ²
		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
支持機能* ³	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* ¹	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	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³

注記*1 : 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、はり、間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること、また、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、各層の耐震壁の最大せん断ひずみが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。また、V-2-2-11「廃棄物処理建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため、評価対象部位には補助壁を含む。

*2 : 地盤の支持力試験の最大荷重に基づき設定する。

*3 : 「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。

4. 応力解析による評価方針

4.1 評価対象部位及び評価方針

廃棄物処理建屋の応力解析による評価対象部位は、基礎スラブとし、S s地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

S s地震時に対する評価は、3次元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「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制定）」（以下「RC-N規準」という。）に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析にあたっては、V-2-2-11「廃棄物処理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、断面の評価については、材料物性の不確かさを考慮した断面力に対して行うこととする。図4-1に応力解析による評価フローを示す。

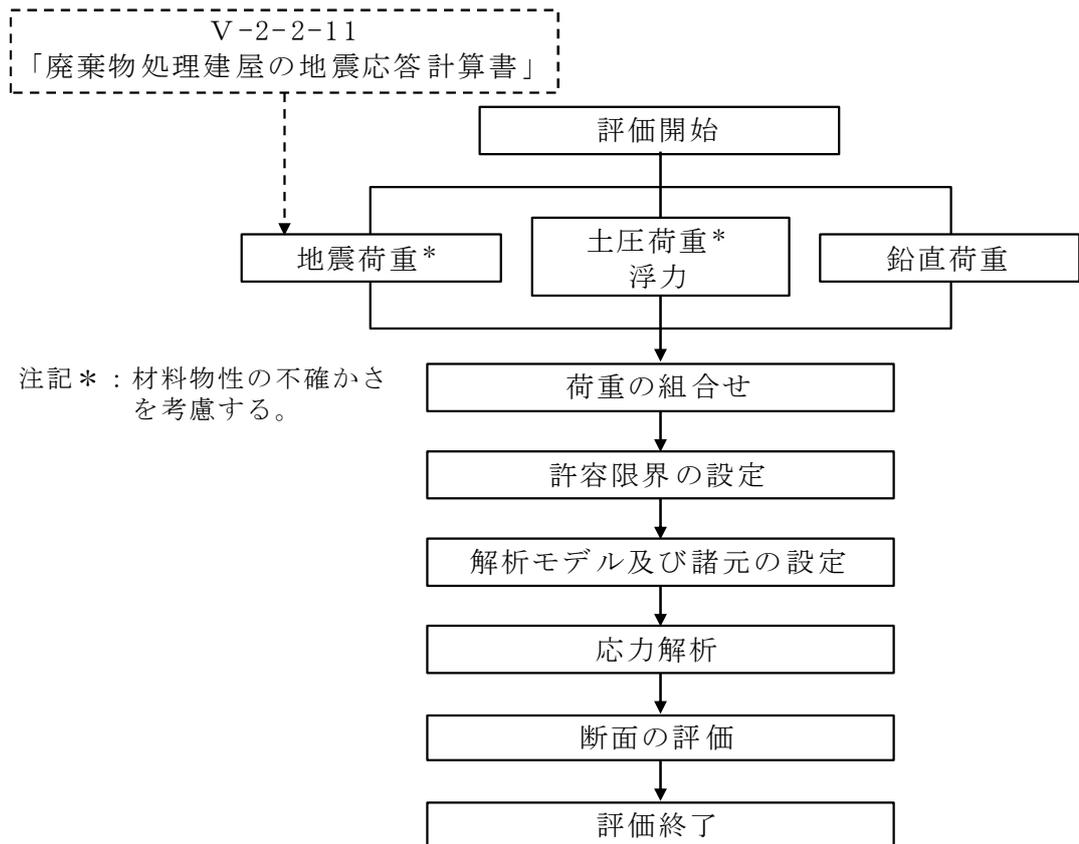


図4-1 応力解析による評価フロー

4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、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) 鉛直荷重

鉛直荷重は固定荷重，機器荷重，配管荷重，積載荷重及び積雪荷重とする。なお，積雪量は170cmとし，地震荷重と組み合わせるため，その0.35倍の積雪荷重を考慮する。

(2) 水平地震荷重

水平地震荷重は，基準地震動 S_s による地震応答解析結果より設定する。なお，水平地震荷重は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。表4-1に応力解析で考慮した基準地震動 S_s 時の水平地震荷重を示す。

(3) 鉛直地震荷重

鉛直地震荷重は，基準地震動 S_s による地震応答解析結果による基礎スラブ部分の最大鉛直震度を用いる。なお，最大鉛直震度は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。表4-2に応力解析で考慮した基準地震動 S_s 時の鉛直地震荷重を示す。

(4) 地震時土圧

地震時土圧は，常時土圧に地震時増分土圧を加えて算出する。地震時増分土圧は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を基にして「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）」の地震時増分土圧算定式から加力側増分土圧及び支持側増分土圧を包絡したものとする。図4-2に地震時土圧を示す。

(5) 浮力

浮力は，地下水位面を基礎スラブ上端（T.M.S.L. -6.1m）とし，基礎スラブに上向きの等分布荷重として入力する。

表 4-1 水平地震荷重

(a) NS 方向 (最大応答せん断力)

部材 番号	($\times 10^3$ kN)
1	81.6
2	30.6
3	116
4	118
5	56.0
6	254
7	372
8	490
9	617

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した値を示す。

(b) EW 方向 (最大応答せん断力)

部材 番号	($\times 10^3$ kN)
1	84.6
2	6.19
3	109
4	122
5	26.5
6	266
7	424
8	592
9	778

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した値を示す。

表 4-2 鉛直地震荷重

	鉛直軸力 ($\times 10^3$ kN)	鉛直震度
基礎下端	834	0.82

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した値を示す。

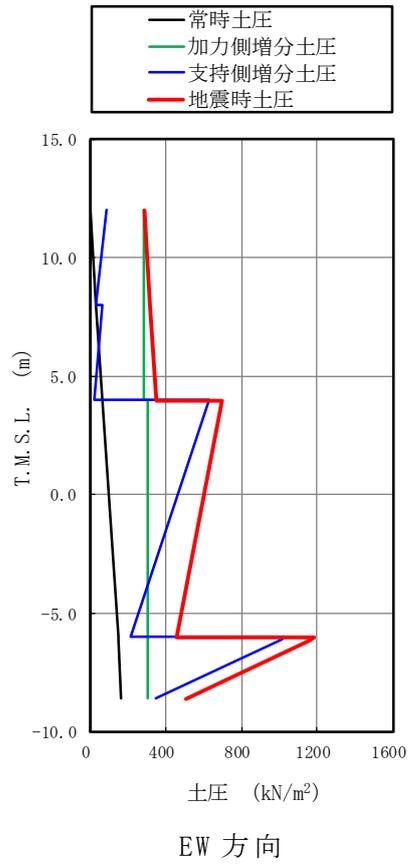


図 4-2 地震時土圧

4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-3 に示す。

表 4-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	V L + S _s + S O E + B L

V L : 鉛直荷重

S_s : 地震荷重

S O E : 土圧荷重

B L : 浮力

4.3 許容限界

応力解析による評価における基礎スラブの許容限界は、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4-4のとおり設定する。

また、コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表4-5及び表4-6に示す。

表4-4 応力解析による評価における許容限界
(重大事故等対処施設としての評価)

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	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 ^{*1}
支持機能 ^{*2}	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 ^{*1}

注記*1：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、「建築物の構造関係技術基準解説書」に基づき、鉄筋の引張強度を1.1倍とする。せん断力に対する評価については、短期許容応力度を適用する。

*2：「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。

表 4-5 コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度 F _c	圧縮	せん断
29.4	19.6	1.17

表 4-6 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

種別	引張及び圧縮	面外せん断補強
SD35 (SD345 相当)	345	345

4.4 解析モデル及び諸元

4.4.1 モデル化の基本方針

(1) 基本方針

応力解析は、3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析とする。解析には、解析コード「MSC NASTRAN」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

基礎スラブには、段差等による凹凸が存在するが、段差がない平板としてモデル化する。板厚は 2.5m とする。上部構造の剛性を考慮するために基礎スラブより上部の構造躯体もモデル化する。基礎スラブのモデル図を図 4-3 に示す。

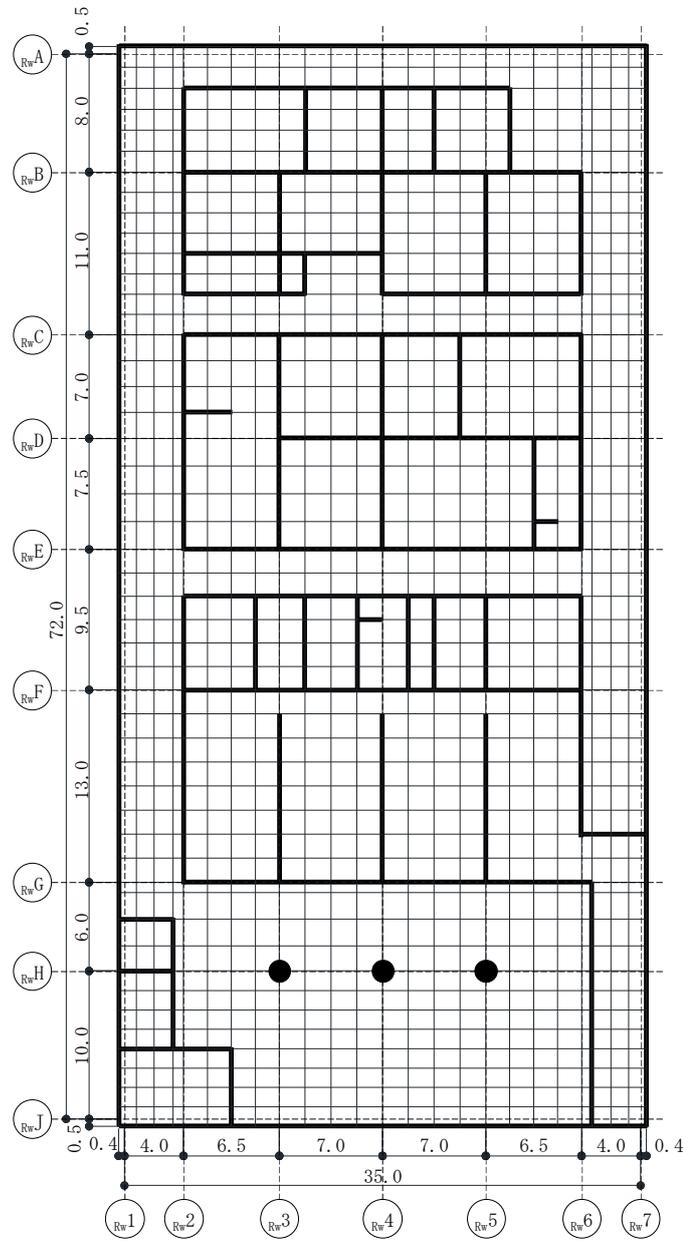
(2) 使用要素

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とする。また、基礎スラブより立ち上がっている耐震壁については、シェル要素、柱及びはりはり要素として剛性を考慮する。解析モデルの節点数は 15483、要素数は 22215 である。

(3) 境界条件

3次元 FEM モデルの基礎スラブ底面に、V-2-2-11「廃棄物処理建屋の地震応答計算書」に示す地盤ばねを離散化して、水平方向及び鉛直方向のばねを設ける。水平方向のばねについては、地震応答解析モデルのスウェイばねを、鉛直方向のばねについては、地震応答解析モデルのロッキングばねを基に設定を行う。

なお、基礎スラブ底面の地盤ばねについては、引張力が発生した時に浮上りを考慮する。



(単位：m)

注：太線部は耐震壁及び補助壁，黒丸は独立柱の位置を示す。

図 4-3 基礎スラブの解析モデル図

4.4.2 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-7 及び表 4-8 に示す。

表 4-7 コンクリートの物性値

諸元	物性値
ヤング係数	$2.79 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2

注：剛性はコンクリートの実強度（ 39.2 N/mm^2 ）に基づく。

表 4-8 鉄筋の物性値

諸元	物性値
鋼材種	SD35 (SD345 相当)
ヤング係数	$2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

4.5 評価方法

4.5.1 応力解析方法

廃棄物処理建屋基礎スラブについて、S s 地震時に対して 3 次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析を実施する。

(1) 荷重ケース

S s 地震時の応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

- V L : 鉛直荷重
- S S S N : 水平地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)
- S S N S : 水平地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)
- S S E W : 水平地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)
- S S W E : 水平地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)
- K v : 鉛直震度
- S O E : 土圧荷重
- B L : 浮力

(2) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-9 に示す。

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規定 J E A C 4 6 0 1-2008 ((社) 日本電気協会)」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。また、基礎スラブの応力は、水平方向の地震力に対して得られる応力及び鉛直方向の地震力に対して得られる応力を個別に算定し、それらを組み合わせることにより算定する。なお、誘発上下動を考慮しない組合せ係数法が保守的な評価となることを確認しているため、基礎スラブの応力解析においては、誘発上下動を考慮しないこととした。

表 4-9 荷重の組合せケース

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0+0.4K_v) V L+S s_{S N}+S O E+B L$
2		上向き	$(1.0-0.4K_v) V L+S s_{S N}+S O E+B L$
3		下向き	$(1.0+0.4K_v) V L+S s_{N S}+S O E+B L$
4		上向き	$(1.0-0.4K_v) V L+S s_{N S}+S O E+B L$
5		下向き	$(1.0+0.4K_v) V L+S s_{W E}+S O E+B L$
6		上向き	$(1.0-0.4K_v) V L+S s_{W E}+S O E+B L$
7		下向き	$(1.0+0.4K_v) V L+S s_{E W}+S O E+B L$
8		上向き	$(1.0-0.4K_v) V L+S s_{E W}+S O E+B L$
9	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0+K_v) V L+0.4 S s_{S N}+0.4 S O E+B L$
10		上向き	$(1.0-K_v) V L+0.4 S s_{S N}+0.4 S O E+B L$
11		下向き	$(1.0+K_v) V L+0.4 S s_{N S}+0.4 S O E+B L$
12		上向き	$(1.0-K_v) V L+0.4 S s_{N S}+0.4 S O E+B L$
13		下向き	$(1.0+K_v) V L+0.4 S s_{W E}+0.4 S O E+B L$
14		上向き	$(1.0-K_v) V L+0.4 S s_{W E}+0.4 S O E+B L$
15		下向き	$(1.0+K_v) V L+0.4 S s_{E W}+0.4 S O E+B L$
16		上向き	$(1.0-K_v) V L+0.4 S s_{E W}+0.4 S O E+B L$

(3) 荷重の入力方法

a. 地震荷重

地震荷重は，上部構造物の慣性力を考慮する。基礎スラブ底面に生じる反力が，基準地震動 S_s に対する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。

4.5.2 断面の評価方法

(1) 軸力、曲げモーメント及び面内せん断力に対する断面の評価方法

各断面は、鉄筋コンクリート造長方形仮想柱として評価し、評価対象部位に生じる軸力と曲げモーメントによる必要鉄筋量と、面内せん断力による必要鉄筋量の和が設計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及び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)により、下式によって算定する。ただし、面内せん断力に対しては、コンクリートの許容応力を超えなければ必要鉄筋量を加算しない。なお、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は、「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）」に基づき、鉄筋の引張強度を1.1倍として算定する。

$$A = A_t + A_s / 2$$

(2) 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、次式を基に算定した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t \cdot (p_w - 0.002) \}$$

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)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度で、表 4-5 に示す値
(N/mm²)

α : 許容せん断力の割増し係数

(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。また、引張軸力が 2N/mm² を超える場合は 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)

${}_w f_t$: せん断補強筋の短期許容引張応力度で、表 4-6 に示す値
(N/mm²)

p_w : せん断補強筋比で、次式による。(0.002 以上とする。*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

a_w : せん断補強筋の断面積 (mm²)

x : せん断補強筋の間隔 (mm)

注記* : せん断補強筋がない領域については、第 2 項を 0 とする。

5. 地震応答解析による評価結果

5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果

鉄筋コンクリート造耐震壁について、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。

材料特性の不確かさを考慮した最大せん断ひずみは 0.178×10^{-3} (NS 方向, S_s-8, ケース 5) であり, 許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。各階の耐震壁の最大せん断ひずみ一覧を表 5-1 及び表 5-2 に示す。各表において, 各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値について, せん断スケルトン曲線上にプロットした図を図 5-1 に示す。

表 5-1 耐震壁の最大せん断ひずみ (NS 方向)

T. M. S. L. (m)	地震応答解析 モデルの部材 番号	最大せん断 ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
20.4~12.3	6	0.113	2.0
12.3~6.5	7	0.118	
6.5~-1.1	8	0.140	
-1.1~-6.1	9	0.178	

注：ハッチングは各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示。

表 5-2 耐震壁の最大せん断ひずみ (EW 方向)

T. M. S. L. (m)	地震応答解析 モデルの部材 番号	最大せん断 ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
20.4~12.3	6	0.123	2.0
12.3~6.5	7	0.111	
6.5~-1.1	8	0.135	
-1.1~-6.1	9	0.163	

注：ハッチングは各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示。

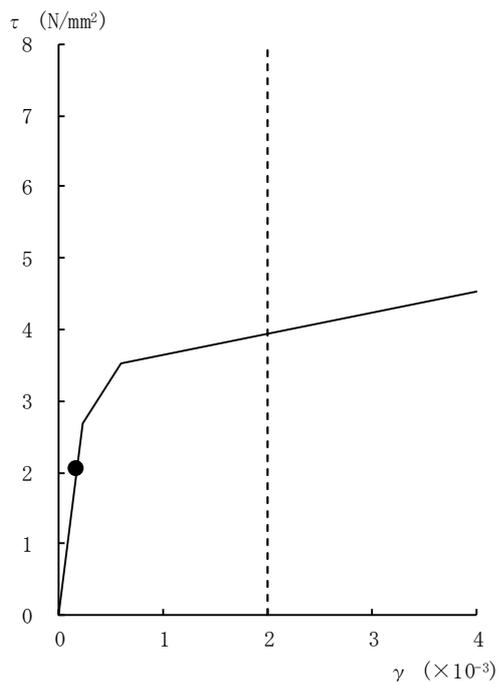


図 5-1 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ (1/2)
(NS 方向, Ss-8, ケース 5, 部材 9)

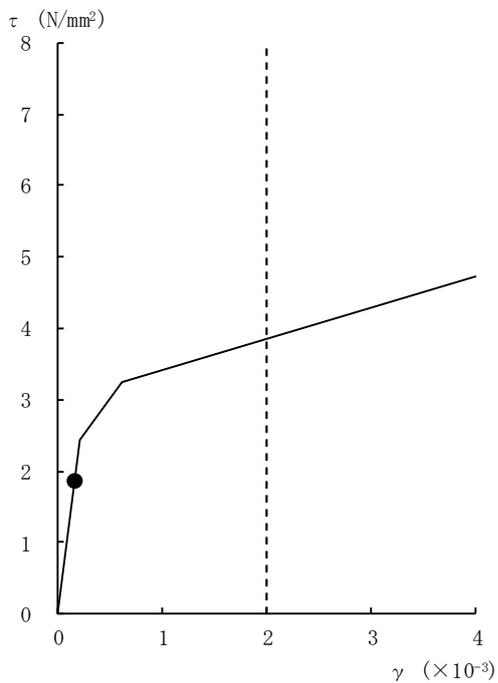


図 5-1 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ (2/2)
(EW 方向, Ss-2, ケース 5, 部材 9)

5.2 接地圧の評価結果

S s 地震時の最大接地圧が，地盤の極限支持力度（6170kN/m²）を超えないことを確認する。

材料特性の不確かさを考慮した S s 地震時の最大接地圧は 4090kN/m² であることから，地盤の極限支持力度を超えないことを確認した。

地震時の最大接地圧を表 5-3 に示す。

表 5-3 最大接地圧

	NS 方向*1,*2	EW 方向
検討ケース	Ss-8, ケース 3	Ss-2, ケース 4
鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	16.1	12.3
転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	15.7	19.4
最大接地圧 (kN/m ²)	4090	1180

注記*1：誘発上下動を考慮。

*2：地盤 3 次元 FEM モデルを用いた地震応答解析結果による接地圧は，三角形の地盤反力分布を仮定して算定。

5.3 保有水平耐力の評価結果

各層において、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していることを確認する。なお、各要素の保有水平耐力 Q_u 及び必要保有水平耐力 Q_{un} は平成 4 年 10 月 13 日付け 4 資庁第 8732 号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-2-2 廃棄物処理建屋の耐震性についての計算書」(以下「既工認」という。)によるものとする。

今回工認の地震応答解析モデルにおいては補助壁を考慮しているが、保有水平耐力 Q_u については補助壁を考慮しない既工認の値を用いることは保守的な評価となる。また、必要保有水平耐力 Q_{un} の算定における形状特性係数 F_{es} 及び高さ方向の分布係数 A_i については、既工認と今回工認の値はおおむね同等である。以上より、保有水平耐力の評価において既工認の値を用いることは妥当である。

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 5-4 に示す。各層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していることを確認した。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 1.25 である。

表 5-4 必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果 (1/2)
(NS 方向)

T. M. S. L. (m)	NS方向		
	Q_{un} ($\times 10^3$ kN)	Q_u ($\times 10^3$ kN)	Q_u/Q_{un}
44.3 ～ 36.7	76.20	130.13	1.71
36.7 ～ 30.9	106.01	159.06	1.50
30.9 ～ 20.4	108.66	173.58	1.60
20.4 ～ 12.3	167.50	458.26	2.74
12.3 ～ 6.5	304.40	845.14	2.78
6.5 ～ -1.1	346.57	938.79	2.71
-1.1 ～ -6.1	353.92	896.13	2.53

表 5-4 必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果 (2/2)
(EW 方向)

T. M. S. L. (m)	EW方向		
	Q_{un} ($\times 10^3$ kN)	Q_u ($\times 10^3$ kN)	Q_u/Q_{un}
44.3 ~ 36.7	92.87	117.78	1.27
36.7 ~ 30.9	126.60	166.32	1.31
30.9 ~ 20.4	136.21	169.85	1.25
20.4 ~ 12.3	157.99	410.60	2.60
12.3 ~ 6.5	218.59	883.19	4.04
6.5 ~ -1.1	284.49	1085.30	3.81
-1.1 ~ -6.1	350.69	1174.54	3.35

6. 応力解析による評価結果

廃棄物処理建屋の基礎スラブの配筋領域図を図 6-1 及び図 6-2 に、配筋一覧を表 6-1 及び表 6-2 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並びに面外せん断力に対する評価については、発生値に対する許容限界の割合が最小となる要素をそれぞれ選定する。

評価結果を表 6-3 に、選定した要素の位置を図 6-3 に示す。

S s 地震時において、軸力と曲げモーメントによる必要鉄筋量と面内せん断力による必要鉄筋量の和が設計配筋量を超えないこと並びに面外せん断力が許容限界を超えないことを確認した。

表 6-1 基礎スラブの配筋一覧

	一段目	二段目	断面積 (mm ² /m)
領域 A	D38@200	—	5700
領域 B	D38@200	D38@400	8550
領域 C	D38@200	D38@200	11400

注：NS 方向，EW 方向，上ば筋，下ば筋とも。

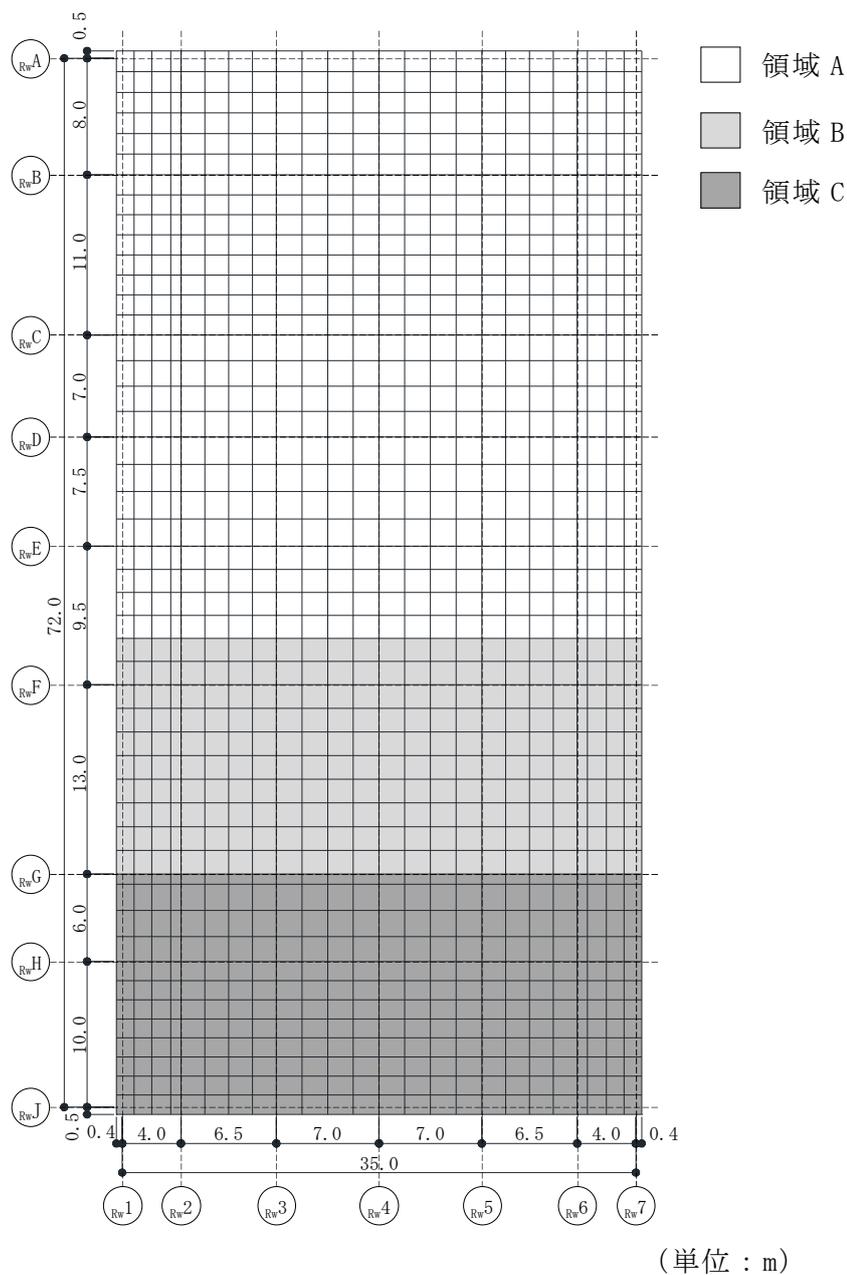
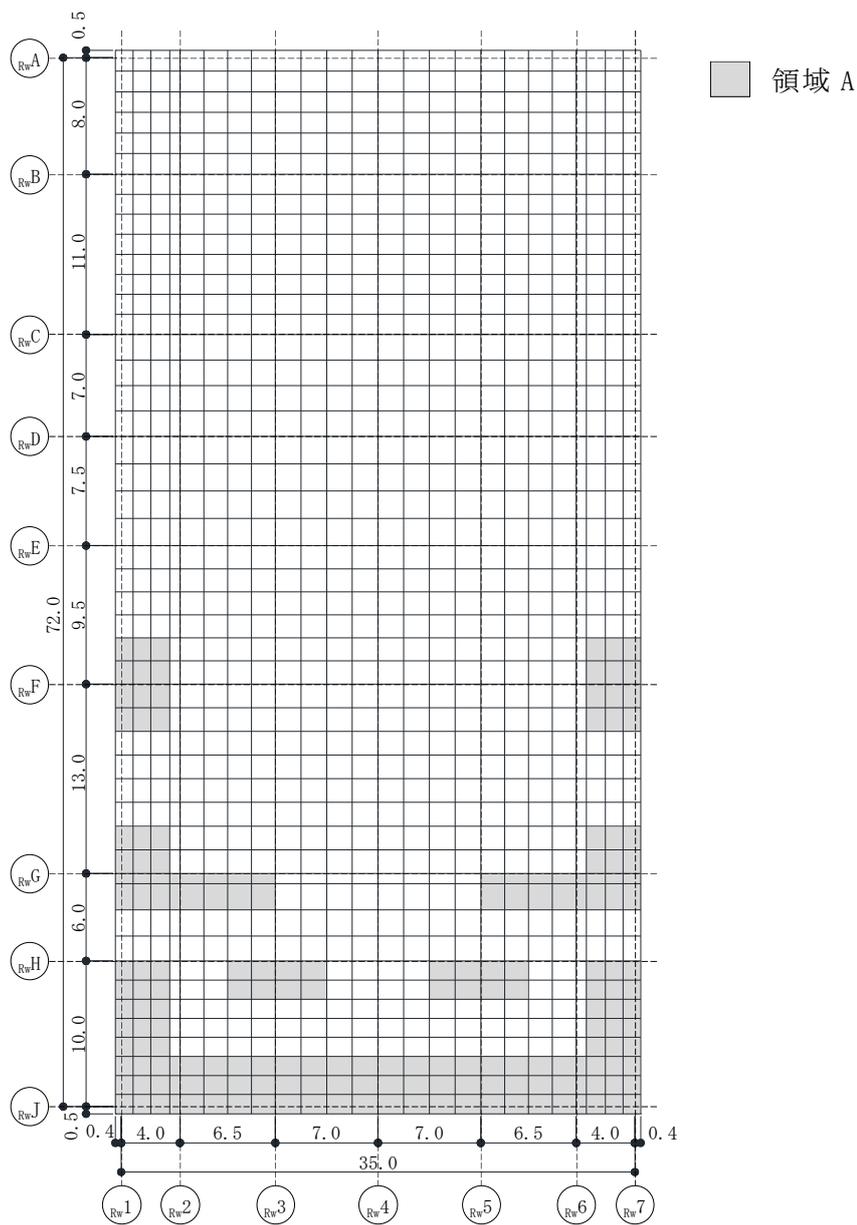


図 6-1 基礎スラブの配筋領域図

表 6-2 基礎スラブの配筋（せん断補強筋）

	鉄筋	ピッチ	断面積 (mm ² /m)
領域 A	D22	@400×@400	2419



(単位：m)

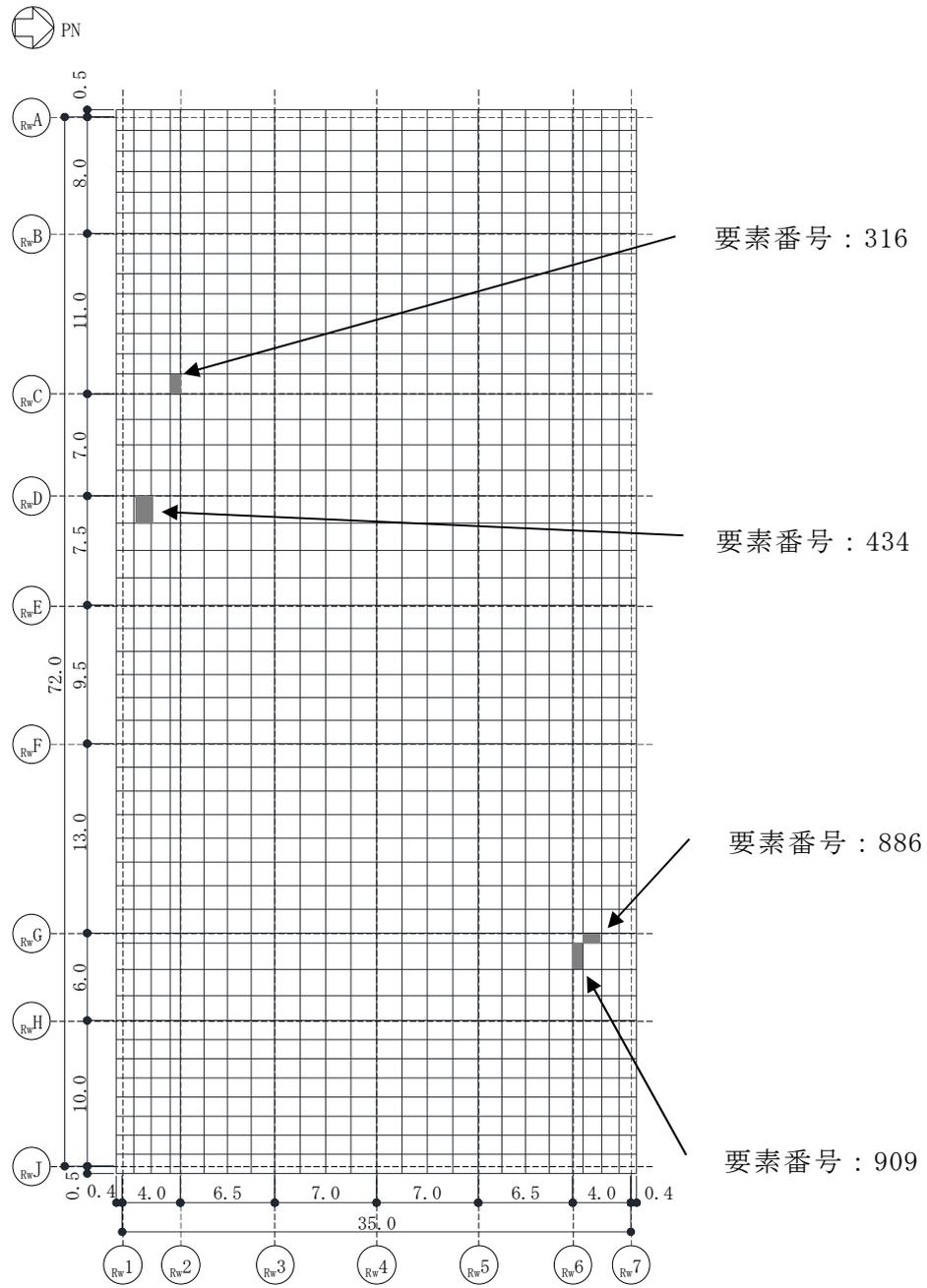
図 6-2 基礎スラブの配筋領域図（せん断補強筋）

表 6-3 最大値一覧

項目	方向	評価項目	要素 番号	荷重 ケース	解析 結果* ¹	許容 限界* ¹
軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	NS	必要鉄筋量 /設計配筋量	434	3	0.745	1.00
	EW		886	1	0.775	1.00
面外せん断力	NS	面外せん断力 (kN/m)	316	3	4585* ²	4836
	EW		909	1	4627* ²	4985

注記*1：軸力+曲げモーメント+面内せん断力の解析結果及び許容限界は検定値を記載。

*2：応力の再配分を考慮して、応力の平均化を行った結果。



(单位 : m)

图 6-3 最大值发生位置

V-2-2-13 格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書

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 解析方針	8
2.4 適用規格・基準等	10
3. 解析方法	11
3.1 設計用模擬地震波	11
3.2 地震応答解析モデル	12
3.2.1 水平方向モデル	13
3.2.2 鉛直方向モデル	14
3.3 入力地震動	27
3.4 解析方法	30
3.5 解析条件	30
3.5.1 建物・構築物の復元力特性	30
3.5.2 材料物性の不確かさ	37
4. 解析結果	38
4.1 動的解析	38
4.1.1 固有値解析結果	38
4.1.2 応答解析結果	38

1. 概要

本資料は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」及びV-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちV-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づく格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）の地震応答解析について説明するものである。

地震応答解析により算出した各種応答値は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に示す建物・構築物及び機器・配管系の設計用地震力として用いる。

2. 基本方針

2.1 位置

装置基礎の設置位置を図2-1に示す。

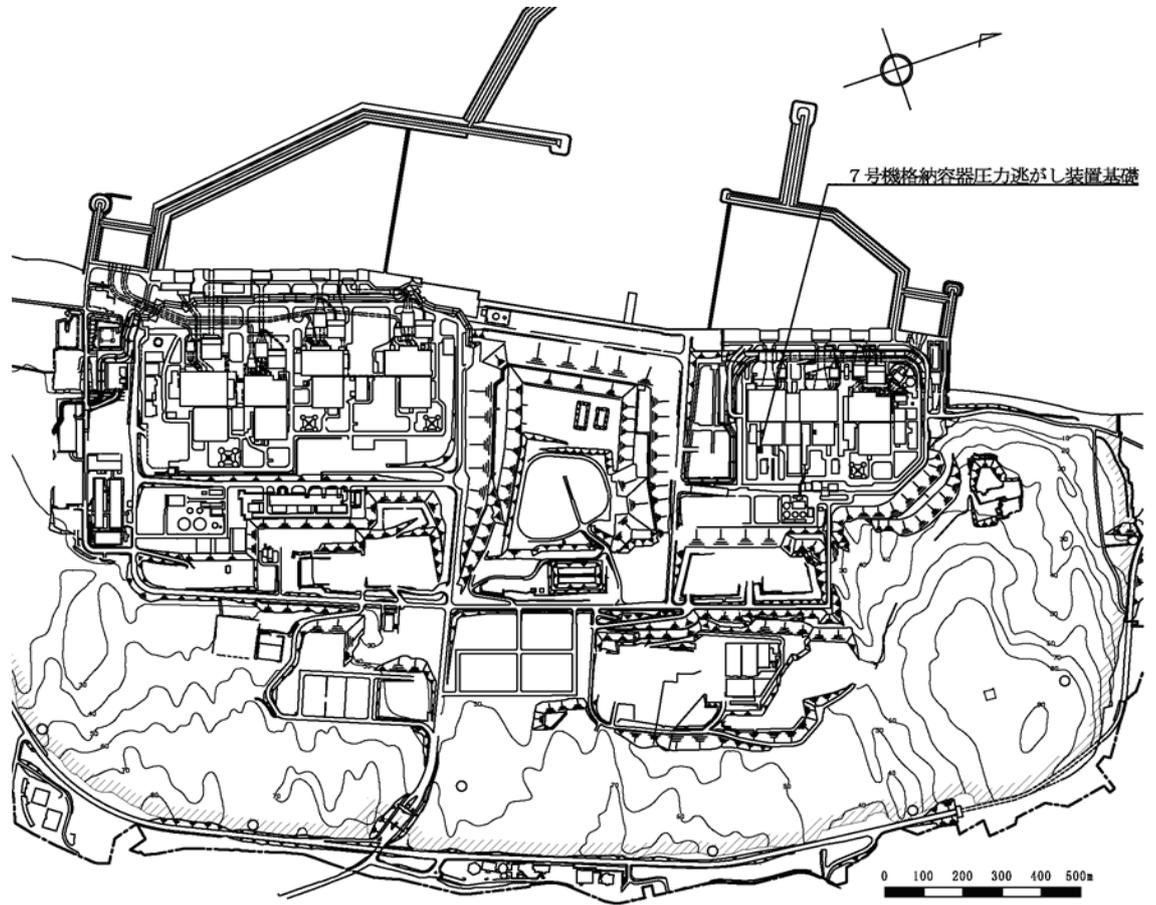


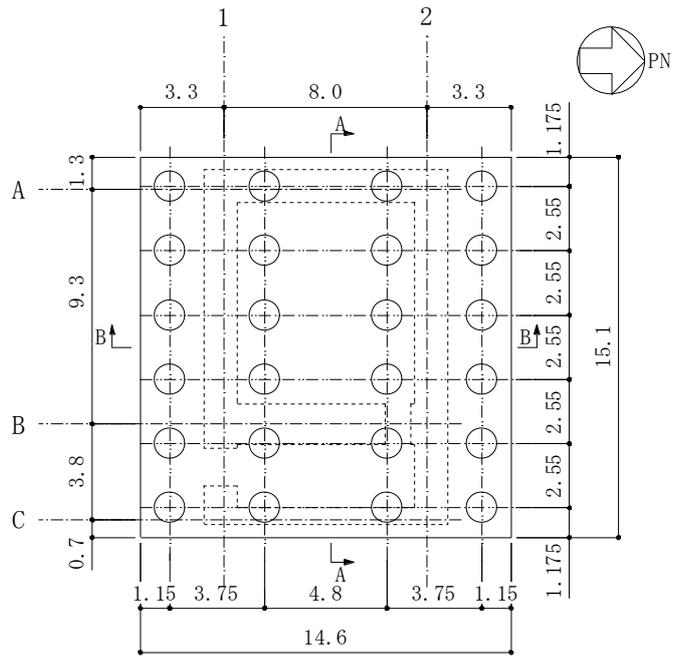
図 2-1 装置基礎の設置位置

2.2 構造概要

装置基礎は、基礎スラブ及びフィルタベント遮蔽壁（以下「遮蔽壁」という。）で構成され、主要構造が鉄筋コンクリート造のボックス形状の構築物である。装置基礎の杭伏図及び概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に、耐震壁として考慮する遮蔽壁の範囲を図2-4に示す。また、遮蔽壁に対する補助遮蔽性能の要求範囲を図2-5に示す。

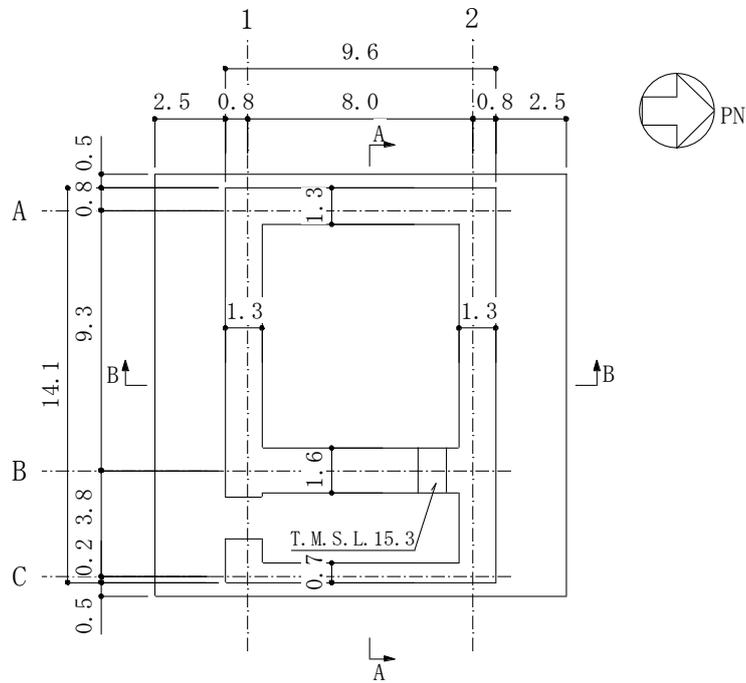
遮蔽壁の平面は、9.6m（NS方向）×14.1m（EW方向）、地上高さは14.3mであり、一部を除いて耐震壁として考慮する。装置基礎に加わる地震時の水平力は全て耐震壁で負担する。

基礎スラブは、平面が14.6m（NS方向）×15.1m（EW方向）、厚さ2.5mであり、場所打ち鋼管コンクリート杭（外径1.2m、杭長28.3m、根入れ深さ杭径以上、24本、以下「杭」という。）を介して西山層に支持させている。また、液状化対策として、装置基礎の周辺にセメント系の地盤改良を実施する。



(単位 : m)

(a) 杭伏図

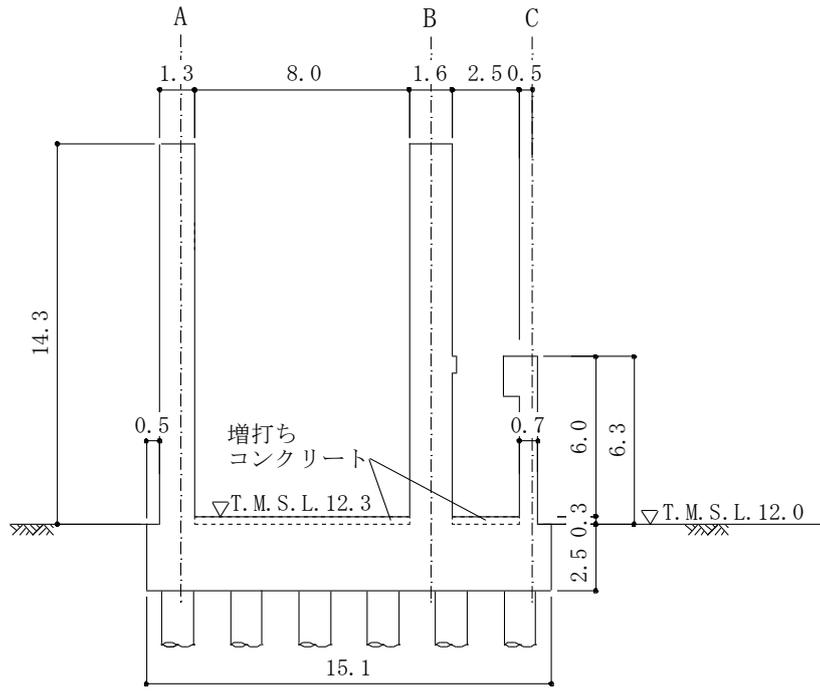


(単位 : m)

注 : 東京湾平均海面 (以下「T.M.S.L.」という。)

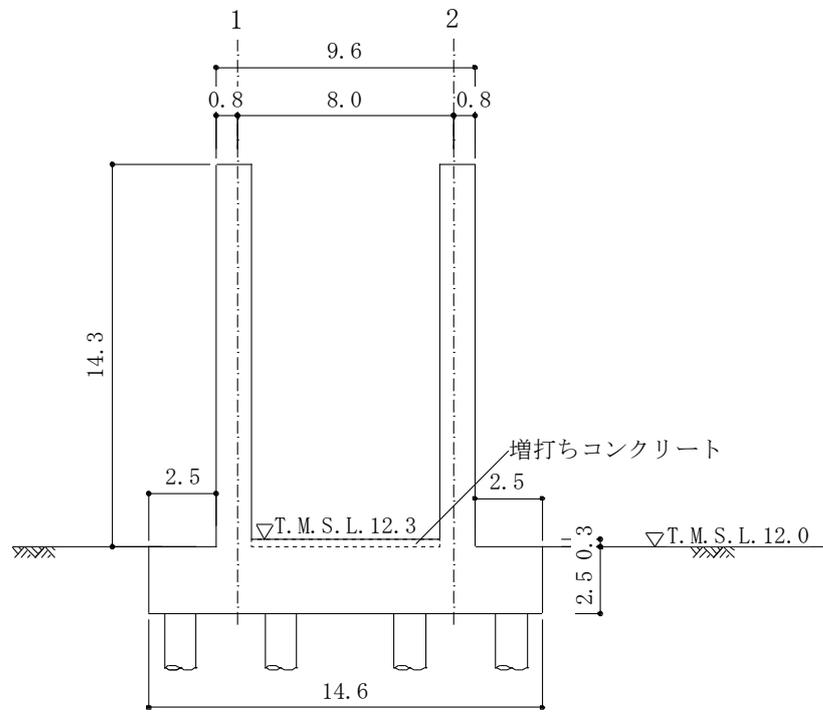
(b) 概略平面図 (T.M.S.L. 12.3m)

図 2-2 装置基礎の杭伏図及び概略平面図



(単位 : m)

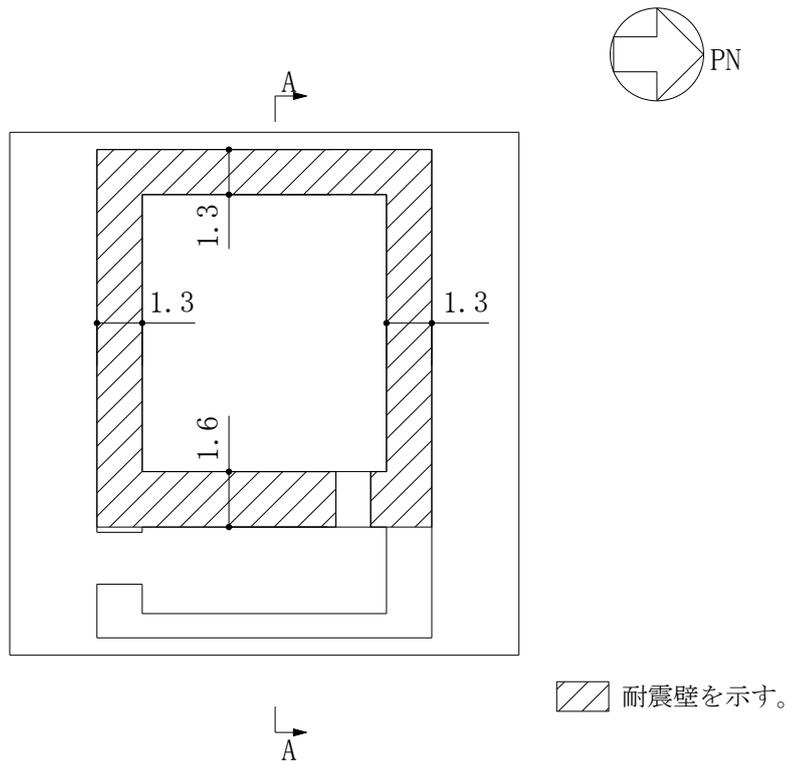
(a) A-A 断面



(単位 : m)

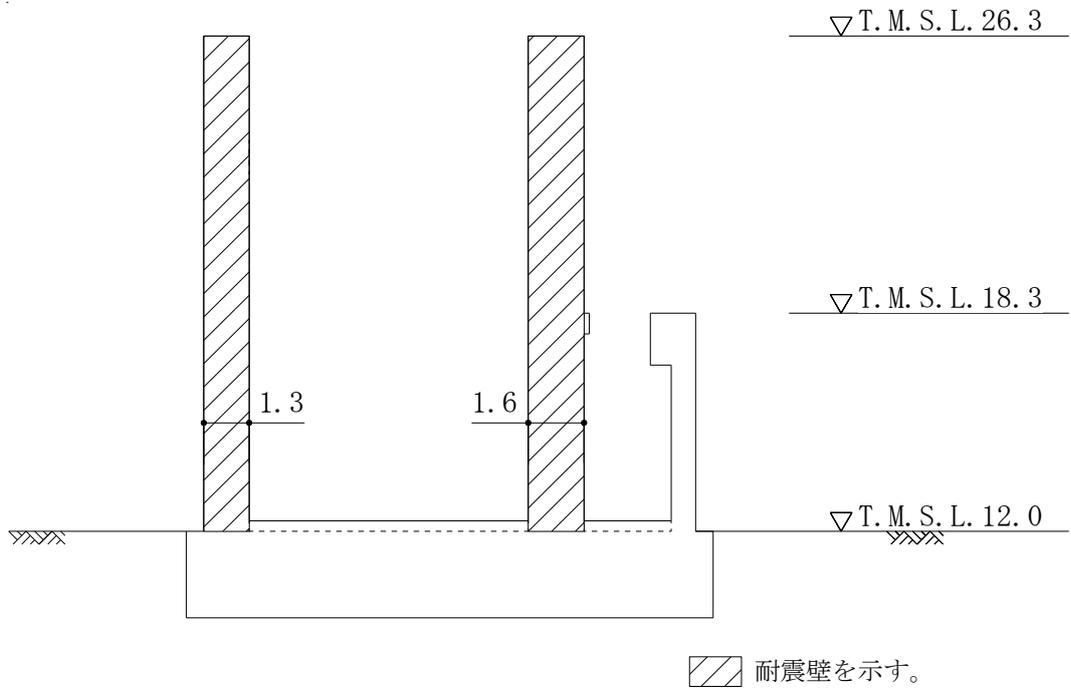
(b) B-B 断面

図 2-3 装置基礎の概略断面図



(a) 平面図

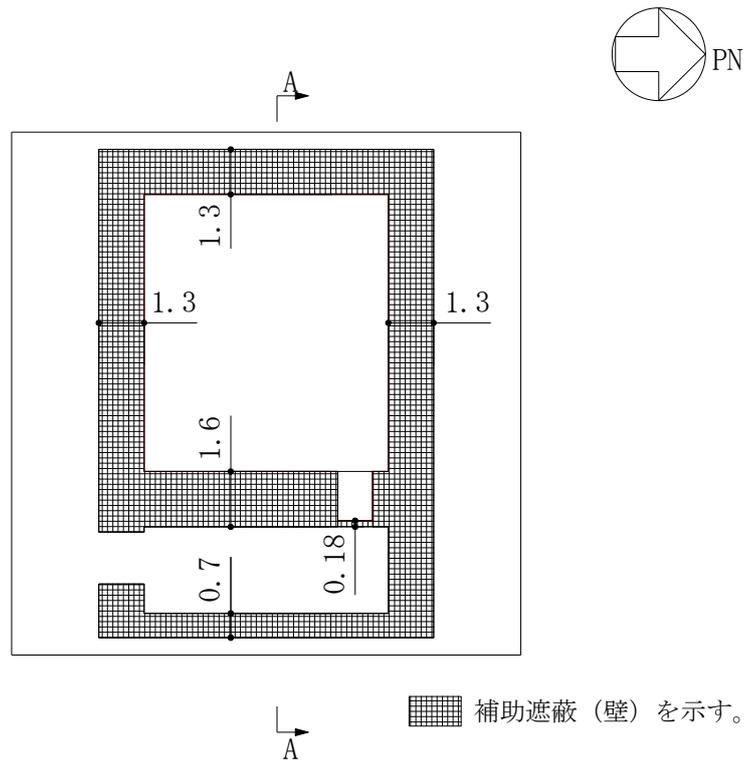
(単位：m)



(b) A-A 断面図

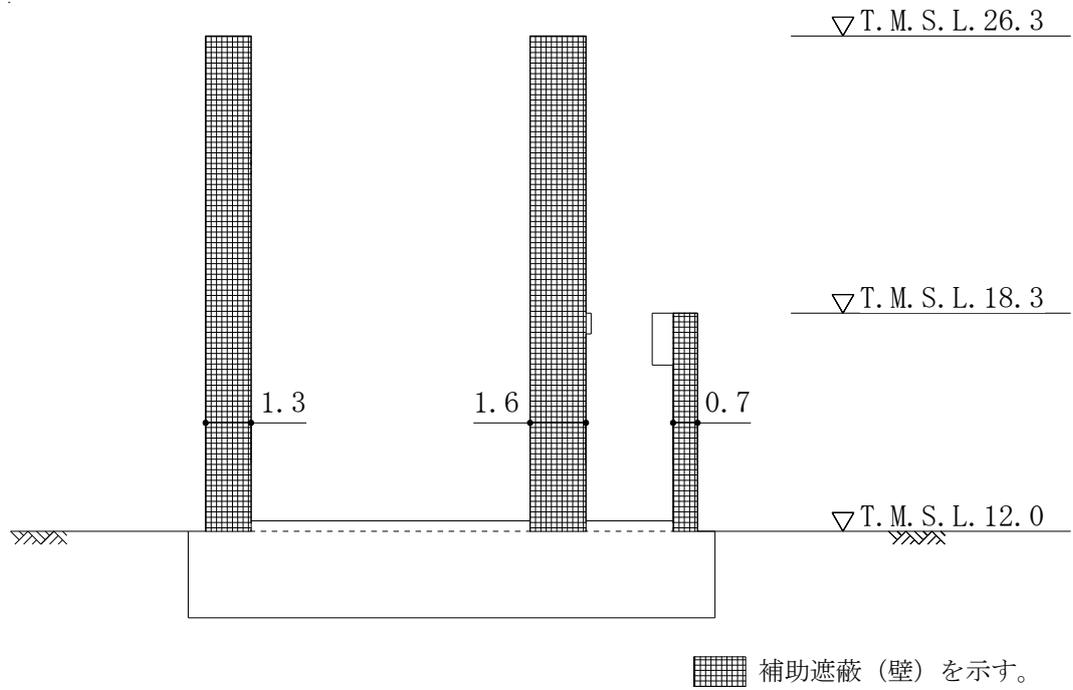
(単位：m)

図2-4 耐震壁として考慮する遮蔽壁の範囲



(単位：m)

(a) 平面図



(単位：m)

(b) A-A 断面図

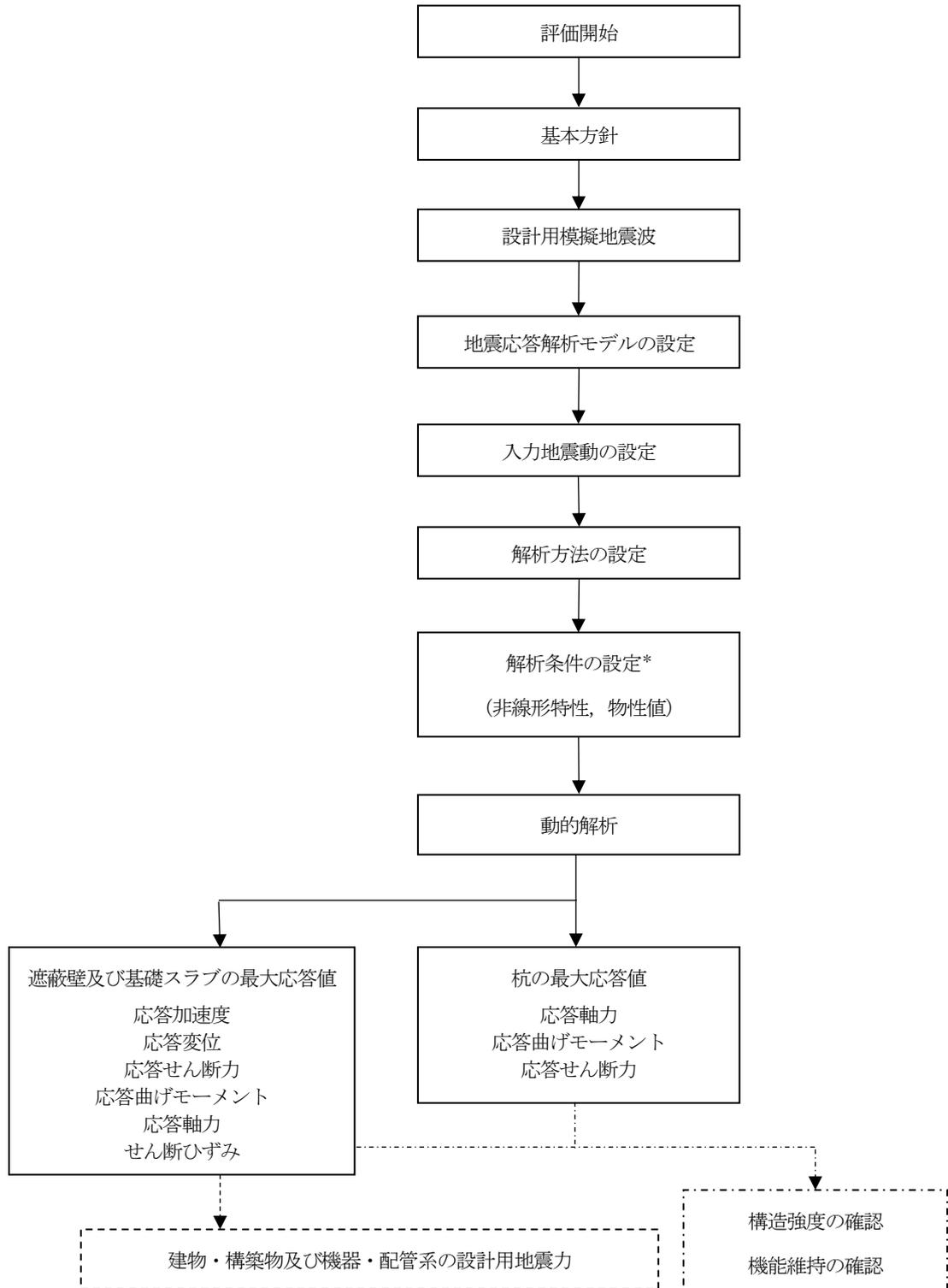
図 2-5 補助遮蔽性能の要求範囲

2.3 解析方針

装置基礎の地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

地震応答解析フローを図2-6に示す。

地震応答解析は、「3.1 設計用模擬地震波」及び「3.2 地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデルと「3.3 入力地震動」において設定した入力地震動を用いて実施することとし、「3.4 解析方法」及び「3.5 解析条件」に基づき、「4. 解析結果」においては、材料物性の不確かさを考慮した構築物及び杭の各種応答値を算出する。



注記*：材料物性の不確かさを考慮する。

図2-6 地震応答解析フロー

2.4 適用規格・基準等

地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 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改定）
- ・ 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制定）
- ・ 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計と保有水平耐力－（（社）日本建築学会，2001改定）
- ・ 建築基礎構造設計指針（（社）日本建築学会，2001改定）
- ・ 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）
- ・ 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）

3. 解析方法

3.1 設計用模擬地震波

装置基礎の地震応答解析モデルは、構築物と杭と地盤の相互作用を評価した構築物－杭－地盤連成モデルとする。この構築物－杭－地盤連成モデルへの入力地震動は、V-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波を用いることとする。

基準地震動 S_s として作成した設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」と同一である。

3.2 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、水平方向及び鉛直方向それぞれについて設定する。

地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値を表3-1に示す。

表 3-1 建物・構築物の物性値

部位	使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
耐震壁 基礎スラブ	コンクリート： Fc=24 (N/mm ²) 鉄筋：SD345	2.27×10 ⁴	9.45×10 ³	5
場所打ち鋼管 コンクリート杭	コンクリート： Fc=24 (N/mm ²)	2.27×10 ⁴	9.45×10 ³	3
	鋼管：SKK490 φ1200mm×t25mm	2.05×10 ⁵	7.90×10 ⁴	

3.2.1 水平方向モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した3次元FEMモデルとし、遮蔽壁及び基礎スラブは一軸多質点系の曲げせん断棒モデルとする。なお、装置基礎の内部にはフィルタ装置、よう素フィルタ、ドレンタンク及びドレン移送ポンプが設置されているが、いずれも剛構造であり、かつ装置基礎とは質量に大きな差があることから、地震応答解析モデルにおいては、重量のみを考慮する。

地盤はソリッド要素でモデル化し、杭ははり要素でモデル化する。地震応答解析全体モデルを図3-1に、遮蔽壁及び基礎スラブの解析モデルを図3-2に示す。装置基礎周辺の地盤においては、液状化対策として施工するセメント系の地盤改良体（置換工法（CD掘削工法）（以下「置換（CD）」という。）、置換工法（開削工法）（以下「置換（開削）」という。）及び高圧噴射攪拌工法（以下「高圧噴射」という。））をモデル化する。解析領域の境界部においては、側面にエネルギー逸散効果を、底面に半無限性を考慮するために粘性境界を設ける。

遮蔽壁及び基礎スラブの解析モデルの諸元を表3-2及び表3-3に示す。耐震壁については、せん断剛性として地震方向耐震壁のウェブ部分のせん断剛性を考慮し、曲げ剛性として地震方向耐震壁のウェブ部分に加えて、フランジ部分の曲げ剛性を考慮する。杭の断面性能を表3-4に示す。

地盤は水平成層地盤とし、地盤定数は初期地盤の物性値、せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性を用いた次元波動論で得られる等価地盤物性値とする。ここで、初期地盤の地層区分及び地盤定数については、装置基礎に隣接する原子炉建屋にて設定している地層区分及び地盤定数を用いることとし、層厚については装置基礎直下地盤の地盤調査結果に基づき設定する。原地盤の初期地盤物性値及びひずみ依存特性はV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定し、地盤改良体の初期地盤物性値及びひずみ依存特性は表3-5のとおり設定する。なお、表3-5に示す単位体積重量は、地盤改良を行う範囲に対して地盤改良体が占める体積（改良率）を考慮するため、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す原地盤及び地盤改良体の単位体積重量を改良率で加重平均する。また、表3-5に示すせん断波速度は、改良率を考慮するため動せん断弾性係数に改良率を乗じた値及び改良率を考慮した単位体積重量を用いて算定する。

基準地震動 S_s に対する地盤定数を表3-6～表3-13に示す。

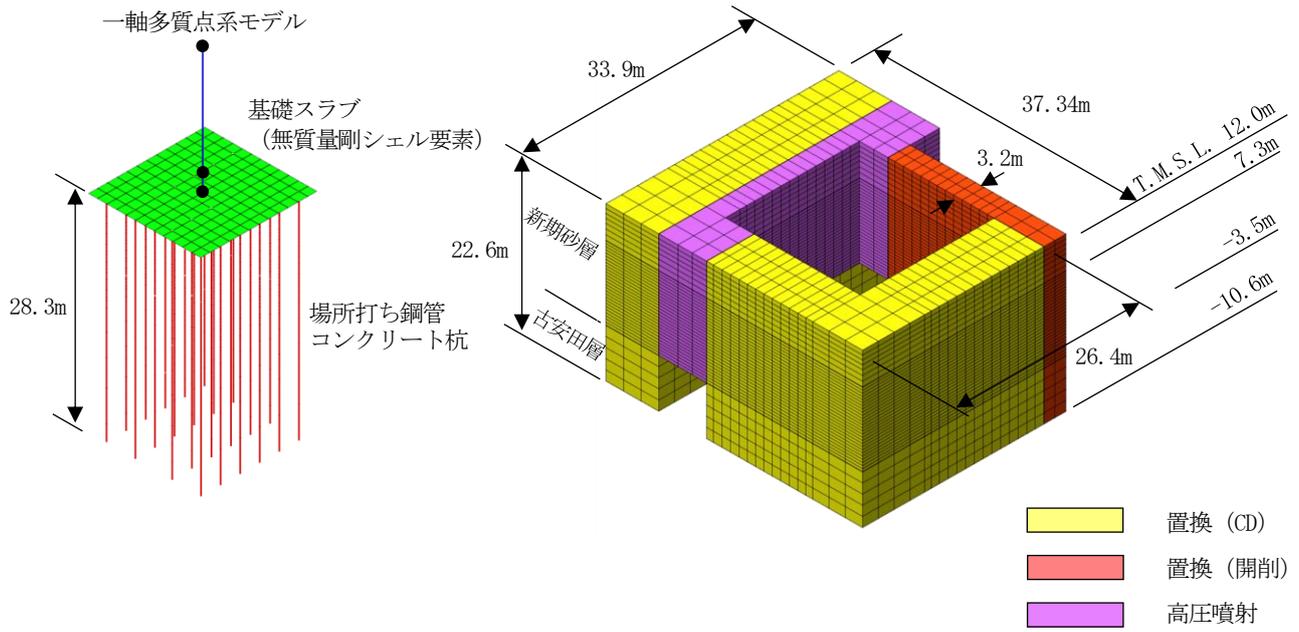
3.2.2 鉛直方向モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは，水平方向モデルと同様に地盤との相互作用を考慮した3次元FEMモデルとし，遮蔽壁及び基礎スラブは一軸多質点系モデルとする。

地震応答解析全体モデルを図3-1に，遮蔽壁及び基礎スラブの解析モデルを図3-3に示す。

遮蔽壁及び基礎スラブの解析モデルの諸元を表3-14に示す。耐震壁の剛性は，軸断面積に基づいて評価する。杭の断面性能を表3-15に示す。

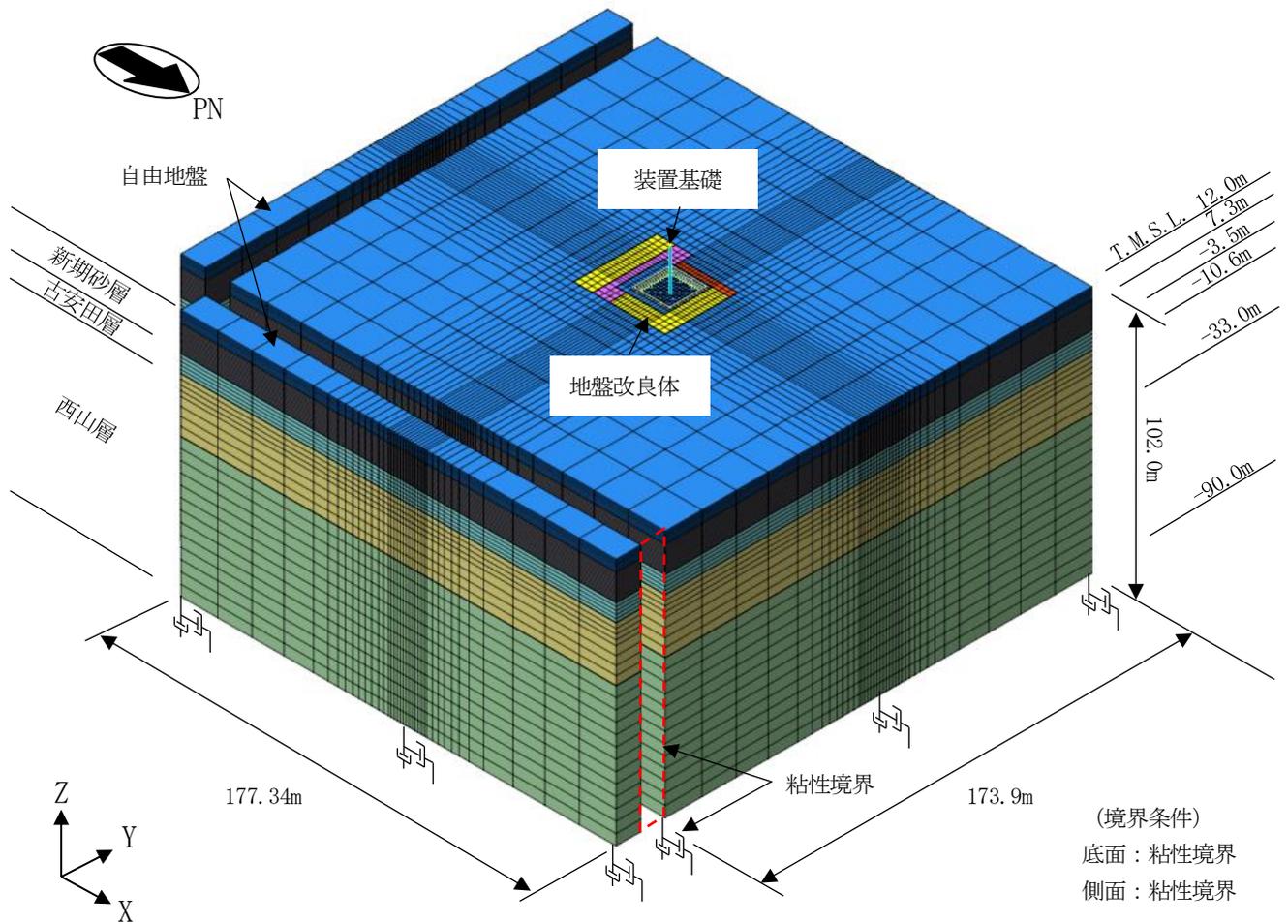
地盤は水平成層地盤とし，地盤定数は初期地盤の物性値並びにせん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性を用いた次元波動論で得られる等価地盤物性値とする。鉛直方向の地盤定数は水平方向の地盤定数から設定するものとし，表3-6～表3-13に示す。



(a) 装置基礎一杭モデル

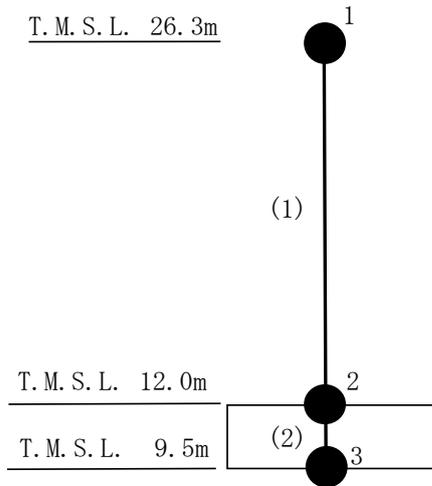
(b) 地盤改良体モデル

K7 ① V-2-2-13 R1



(c) 全体モデル

図3-1 地震応答解析モデル (水平方向モデル・鉛直方向モデル共通)



注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 3-2 遮蔽壁及び基礎スラブの地震応答解析モデル（水平方向）

表 3-2 遮蔽壁及び基礎スラブの地震応答解析モデル諸元（NS 方向）

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)	部材番号	せん断 断面積 A_s (m^2)	断面二次 モーメント I (m^4)
1	10870	100.5			
			(1)	27.6	574
2	20820	404.7			
			(2)	220.5	3916
3	6620	118.5			
合計	38310				

表 3-3 遮蔽壁及び基礎スラブの地震応答解析モデル諸元（EW 方向）

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)	部材番号	せん断 断面積 A_s (m^2)	断面二次 モーメント I (m^4)
1	10870	124.7			
			(1)	28.3	730
2	20820	430.5			
			(2)	220.5	4189
3	6620	126.7			
合計	38310				

表 3-4 杭の断面性能 (水平方向)

外径 D (mm)	板厚* ¹ t (mm)	全断面積* ² A (m ²)	せん断 断面積* ² A _s (m ²)	断面二次 モーメント* ² I (m ⁴)
1200	25	1.838	1.344	0.2236

注記*1：上記の板厚に対して腐食代 1mm を考慮する。

*2：表中の断面諸元はコンクリート換算した値である。

表 3-5 地盤改良体の物性値

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V _s (m/s)	単位体積 重量 γ _t (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	G/G ₀ ~γ	h~γ (%)
+12.0 ~ -3.5	置換 (CD)	800	17.9	0.302	1/(1+10.1 γ ^{1.21})	γ / (0.172 γ + 0.00783) + 0.401
	置換 (開削)	840	18.1	0.302	1/(1+10.1 γ ^{1.21})	γ / (0.172 γ + 0.00783) + 0.401
	高圧噴射	810	19.7	0.375	1/(1+8.06 γ ^{1.14})	γ / (0.107 γ + 0.0109) + 0.790
-3.5 ~ -10.6	置換 (CD)	800	18.0	0.302	1/(1+10.1 γ ^{1.21})	γ / (0.172 γ + 0.00783) + 0.401
	置換 (開削)	840	18.1	0.302	1/(1+10.1 γ ^{1.21})	γ / (0.172 γ + 0.00783) + 0.401

注：γ はせん断ひずみ (%) を表す。

表 3-6 地盤定数 (Ss-1)

(a) 原地盤

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	15100	36900	0.41	18
+7.3		200	16.1	0.308	7220	65700	0.11	29
-3.5	古安田層	330	17.3	0.462	101000	192000	0.53	6
-10.6	西山層	490	17.0	0.451	391000	416000	0.94	3
-33.0		530	16.6	0.446	427000	475000	0.90	3
-90.0		590	17.3	0.432	540000	614000	0.88	3
-136.0		650	19.3	0.424	740000	832000	0.89	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	1050000	1050000	1.00	—

(b) 地盤改良体 (置換 (CD))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (CD))	800	17.9	0.302	1130000	1170000	0.97	1
+7.3		800	17.9	0.302	1130000	1170000	0.97	1
-3.5 -10.6		800	18.0	0.302	1080000	1170000	0.93	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(c) 地盤改良体 (置換 (開削))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (開削))	840	18.1	0.302	1270000	1310000	0.97	1
+7.3		840	18.1	0.302	1270000	1310000	0.97	1
-3.5 -10.6		840	18.1	0.302	1230000	1310000	0.94	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(d) 地盤改良体 (高圧噴射)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (高圧噴射)	810	19.7	0.375	1280000	1320000	0.97	1
+7.3 -3.5		810	19.7	0.375	1280000	1320000	0.97	1

注：T. M. S. L. -3.5m以深は原地盤の値を採用する。

表 3-7 地盤定数 (Ss-2)

(a) 原地盤

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	14300	36900	0.39	17
+7.3		200	16.1	0.308	9190	65700	0.14	26
-3.5	古安田層	330	17.3	0.462	115000	192000	0.60	5
-10.6	西山層	490	17.0	0.451	391000	416000	0.94	3
-33.0		530	16.6	0.446	432000	475000	0.91	3
-90.0		590	17.3	0.432	571000	614000	0.93	3
-136.0		650	19.3	0.424	790000	832000	0.95	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	1050000	1050000	1.00	—

(b) 地盤改良体 (置換 (CD))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (CD))	800	17.9	0.302	1130000	1170000	0.97	0
+7.3		800	17.9	0.302	1130000	1170000	0.97	0
-3.5 -10.6		800	18.0	0.302	1080000	1170000	0.93	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(c) 地盤改良体 (置換 (開削))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (開削))	840	18.1	0.302	1270000	1310000	0.97	0
+7.3		840	18.1	0.302	1270000	1310000	0.97	0
-3.5 -10.6		840	18.1	0.302	1230000	1310000	0.94	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(d) 地盤改良体 (高圧噴射)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (高圧噴射)	810	19.7	0.375	1280000	1320000	0.97	1
+7.3 -3.5		810	19.7	0.375	1280000	1320000	0.97	1

注：T. M. S. L. -3.5m以深は原地盤の値を採用する。

表 3-8 地盤定数 (Ss-3)

(a) 原地盤

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	13600	36900	0.37	19
+7.3		200	16.1	0.308	5910	65700	0.09	29
-3.5	古安田層	330	17.3	0.462	97900	192000	0.51	7
-10.6	西山層	490	17.0	0.451	386000	416000	0.93	3
-33.0		530	16.6	0.446	422000	475000	0.89	3
-90.0		590	17.3	0.432	528000	614000	0.86	3
-136.0		650	19.3	0.424	748000	832000	0.90	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	1050000	1050000	1.00	—

(b) 地盤改良体 (置換 (CD))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (CD))	800	17.9	0.302	1140000	1170000	0.98	1
+7.3		800	17.9	0.302	1140000	1170000	0.98	1
-3.5 -10.6		800	18.0	0.302	1090000	1170000	0.94	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(c) 地盤改良体 (置換 (開削))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (開削))	840	18.1	0.302	1280000	1310000	0.98	0
+7.3		840	18.1	0.302	1280000	1310000	0.98	0
-3.5 -10.6		840	18.1	0.302	1240000	1310000	0.95	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(d) 地盤改良体 (高圧噴射)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (高圧噴射)	810	19.7	0.375	1280000	1320000	0.97	1
+7.3 -3.5		810	19.7	0.375	1280000	1320000	0.97	1

注：T. M. S. L. -3.5m以深は原地盤の値を採用する。

表 3-9 地盤定数 (Ss-4)

(a) 原地盤

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	15800	36900	0.43	14
+7.3		200	16.1	0.308	11800	65700	0.18	24
-3.5	古安田層	330	17.3	0.462	120000	192000	0.63	4
-10.6	西山層	490	17.0	0.451	399000	416000	0.96	3
-33.0		530	16.6	0.446	441000	475000	0.93	3
-90.0		590	17.3	0.432	564000	614000	0.92	3
-136.0		650	19.3	0.424	782000	832000	0.94	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	1050000	1050000	1.00	—

(b) 地盤改良体 (置換 (CD))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (CD))	800	17.9	0.302	1140000	1170000	0.98	0
+7.3		800	17.9	0.302	1140000	1170000	0.98	0
-3.5 -10.6		800	18.0	0.302	1110000	1170000	0.95	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(c) 地盤改良体 (置換 (開削))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (開削))	840	18.1	0.302	1280000	1310000	0.98	0
+7.3		840	18.1	0.302	1280000	1310000	0.98	0
-3.5 -10.6		840	18.1	0.302	1250000	1310000	0.96	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(d) 地盤改良体 (高圧噴射)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (高圧噴射)	810	19.7	0.375	1290000	1320000	0.98	1
+7.3 -3.5		810	19.7	0.375	1290000	1320000	0.98	1

注：T. M. S. L. -3.5m以深は原地盤の値を採用する。

表 3-10 地盤定数 (Ss-5)

(a) 原地盤

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	15400	36900	0.42	13
+7.3		200	16.1	0.308	11800	65700	0.18	24
-3.5	古安田層	330	17.3	0.462	109000	192000	0.57	4
-10.6	西山層	490	17.0	0.451	391000	416000	0.94	3
-33.0		530	16.6	0.446	432000	475000	0.91	3
-90.0		590	17.3	0.432	546000	614000	0.89	3
-136.0		650	19.3	0.424	757000	832000	0.91	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	1050000	1050000	1.00	—

(b) 地盤改良体 (置換 (CD))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (CD))	800	17.9	0.302	1140000	1170000	0.98	0
+7.3		800	17.9	0.302	1140000	1170000	0.98	0
-3.5 -10.6		800	18.0	0.302	1090000	1170000	0.94	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(c) 地盤改良体 (置換 (開削))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (開削))	840	18.1	0.302	1280000	1310000	0.98	0
+7.3		840	18.1	0.302	1280000	1310000	0.98	0
-3.5 -10.6		840	18.1	0.302	1240000	1310000	0.95	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(d) 地盤改良体 (高圧噴射)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (高圧噴射)	810	19.7	0.375	1280000	1320000	0.97	1
+7.3 -3.5		810	19.7	0.375	1280000	1320000	0.97	1

注：T. M. S. L. -3.5m以深は原地盤の値を採用する。

表 3-11 地盤定数 (Ss-6)

(a) 原地盤

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	15400	36900	0.42	14
+7.3		200	16.1	0.308	11100	65700	0.17	25
-3.5	古安田層	330	17.3	0.462	115000	192000	0.60	4
-10.6	西山層	490	17.0	0.451	399000	416000	0.96	3
-33.0		530	16.6	0.446	437000	475000	0.92	3
-90.0		590	17.3	0.432	558000	614000	0.91	3
-136.0		650	19.3	0.424	765000	832000	0.92	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	1050000	1050000	1.00	—

(b) 地盤改良体 (置換 (CD))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (CD))	800	17.9	0.302	1140000	1170000	0.98	0
+7.3		800	17.9	0.302	1140000	1170000	0.98	0
-3.5 -10.6		800	18.0	0.302	1110000	1170000	0.95	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(c) 地盤改良体 (置換 (開削))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (開削))	840	18.1	0.302	1280000	1310000	0.98	0
+7.3		840	18.1	0.302	1280000	1310000	0.98	0
-3.5 -10.6		840	18.1	0.302	1250000	1310000	0.96	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(d) 地盤改良体 (高圧噴射)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (高圧噴射)	810	19.7	0.375	1290000	1320000	0.98	1
+7.3 -3.5		810	19.7	0.375	1290000	1320000	0.98	1

注：T. M. S. L. -3.5m以深は原地盤の値を採用する。

表 3-12 地盤定数 (Ss-7)

(a) 原地盤

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	15100	36900	0.41	14
+7.3		200	16.1	0.308	9850	65700	0.15	23
-3.5	古安田層	330	17.3	0.462	99800	192000	0.52	4
-10.6	西山層	490	17.0	0.451	386000	416000	0.93	3
-33.0		530	16.6	0.446	422000	475000	0.89	3
-90.0		590	17.3	0.432	540000	614000	0.88	3
-136.0		650	19.3	0.424	748000	832000	0.90	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	1050000	1050000	1.00	—

(b) 地盤改良体 (置換 (CD))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (CD))	800	17.9	0.302	1130000	1170000	0.97	0
+7.3		800	17.9	0.302	1130000	1170000	0.97	0
-3.5 -10.6		800	18.0	0.302	1090000	1170000	0.94	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(c) 地盤改良体 (置換 (開削))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (開削))	840	18.1	0.302	1280000	1310000	0.98	0
+7.3		840	18.1	0.302	1280000	1310000	0.98	0
-3.5 -10.6		840	18.1	0.302	1240000	1310000	0.95	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(d) 地盤改良体 (高圧噴射)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (高圧噴射)	810	19.7	0.375	1280000	1320000	0.97	1
+7.3 -3.5		810	19.7	0.375	1280000	1320000	0.97	1

注：T. M. S. L. -3.5m以深は原地盤の値を採用する。

表 3-13 地盤定数 (Ss-8)

(a) 原地盤

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	15400	36900	0.42	17
+7.3		200	16.1	0.308	9190	65700	0.14	28
-3.5	古安田層	330	17.3	0.462	119000	192000	0.62	5
-10.6	西山層	490	17.0	0.451	395000	416000	0.95	3
-33.0		530	16.6	0.446	427000	475000	0.90	3
-90.0		590	17.3	0.432	564000	614000	0.92	3
-136.0		650	19.3	0.424	790000	832000	0.95	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	1050000	1050000	1.00	—

(b) 地盤改良体 (置換 (CD))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (CD))	800	17.9	0.302	1140000	1170000	0.98	1
+7.3		800	17.9	0.302	1140000	1170000	0.98	1
-3.5 -10.6		800	18.0	0.302	1090000	1170000	0.94	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(c) 地盤改良体 (置換 (開削))

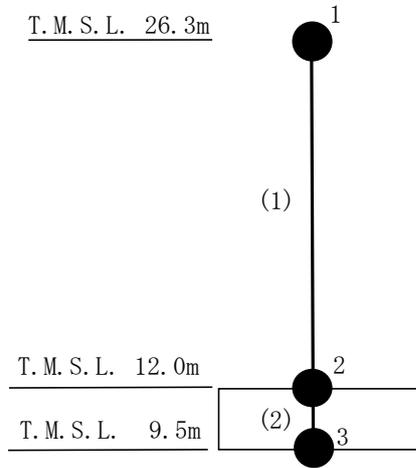
標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (開削))	840	18.1	0.302	1280000	1310000	0.98	0
+7.3		840	18.1	0.302	1280000	1310000	0.98	0
-3.5 -10.6		840	18.1	0.302	1240000	1310000	0.95	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する。

(d) 地盤改良体 (高圧噴射)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (高圧噴射)	810	19.7	0.375	1280000	1320000	0.97	1
+7.3 -3.5		810	19.7	0.375	1280000	1320000	0.97	1

注：T. M. S. L. -3.5m以深は原地盤の値を採用する。



注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 3-3 遮蔽壁及び基礎スラブの地震応答解析モデル（鉛直方向）

表 3-14 遮蔽壁及び基礎スラブの地震応答解析モデル諸元（鉛直方向）

質点番号	質点重量 W (kN)	部材番号	軸断面積 A _N (m ²)
1	10870		
2	20820	(1)	47.0
3	6620	(2)	220.5
合計	38310		

表 3-15 杭の断面性能（鉛直方向）

外径 D (mm)	板厚* ¹ t (mm)	軸断面積* ² A (m ²)
1200	25	1.838

注記*1：上記の板厚に対して腐食代 1mm を考慮する。

*2：表中の断面諸元はコンクリート換算した値である。

3.3 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動の算定においては、まず、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s 及び初期地盤物性値を用いた等価地盤物性値算定モデルを対象に、一次元波動論による等価線形解析を行い、表3-6～表3-13に示す等価地盤物性値を算定する。次に、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s 及び等価地盤物性値を用いた入力地震動算定モデルを対象に、一次元波動論による線形解析を行い、地震応答解析モデルの底面位置 (T.M.S.L. -90.0m) への入力地震動を算定する。地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図3-4に示す。入力地震動の算定には、解析コード「KSHAKE」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム (解析コード) の概要」に示す。設定した地盤定数に基づき算定した解析モデル底面位置 (T.M.S.L. -90.0m) における入力地震動の加速度応答スペクトルを図3-5に示す。

なお、基準地震動 S_s -1, S_s -3及び S_s -8については水平方向の方向性が定義されていないことから、地震応答解析においてNS方向、EW方向及び鉛直方向をそれぞれ入力する。それ以外の基準地震動 S_s については、NS方向及びEW方向は同時に、鉛直方向は別に入力する。

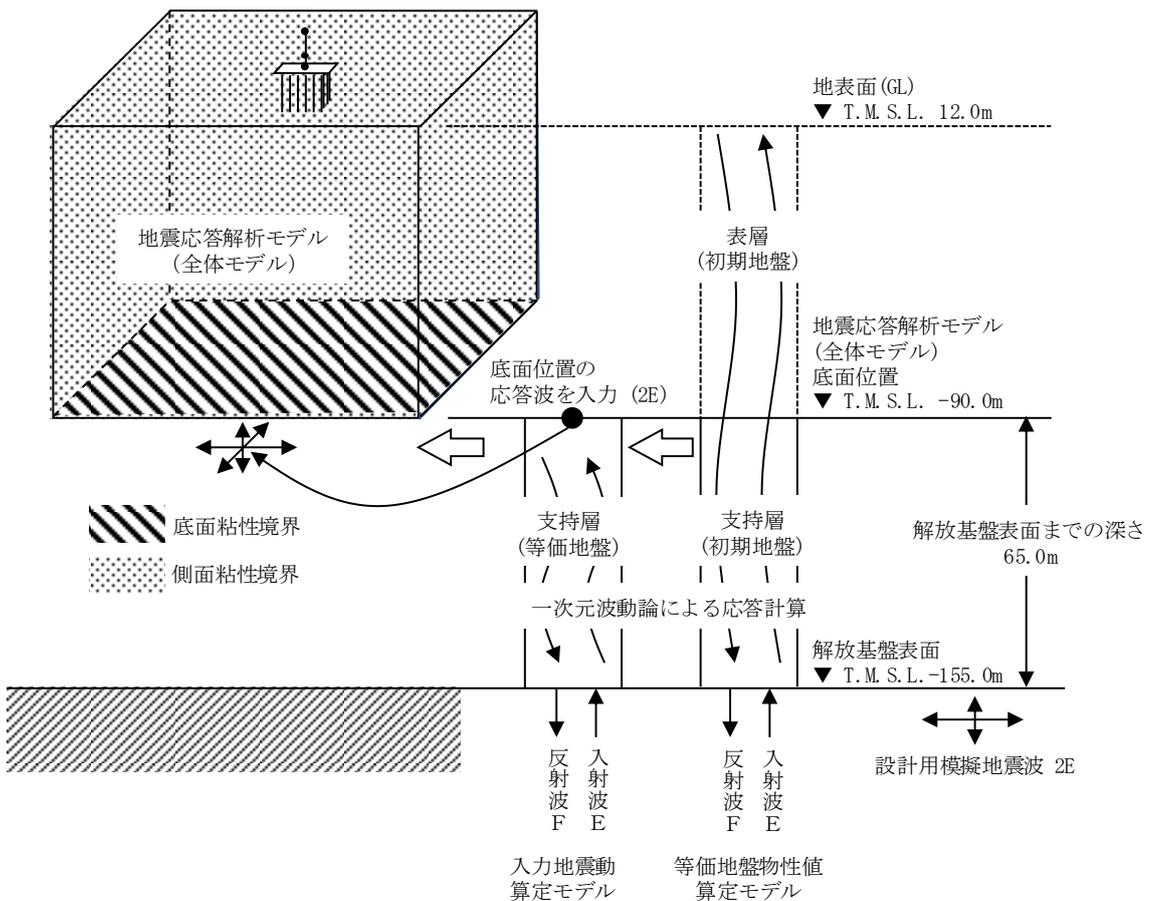
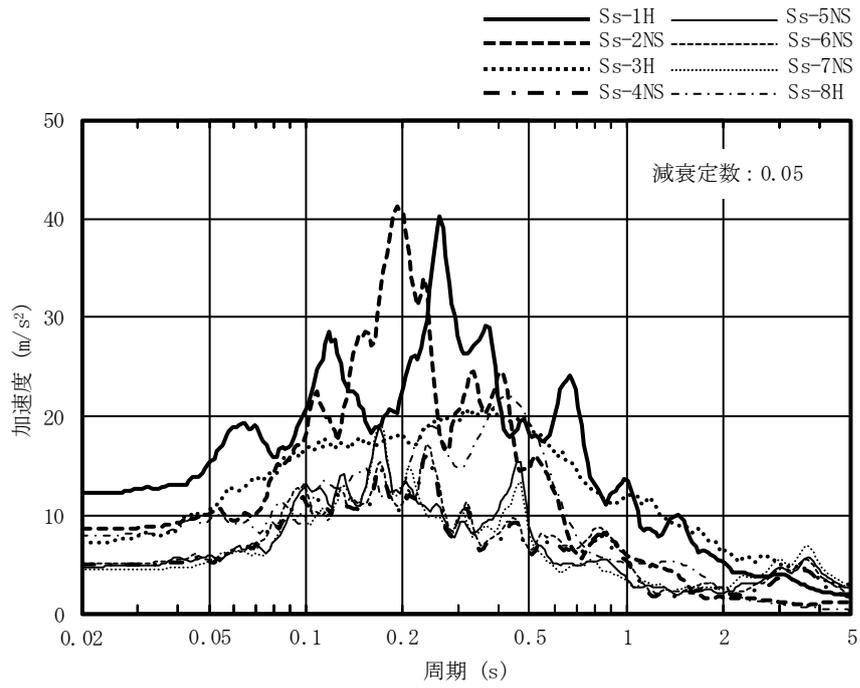
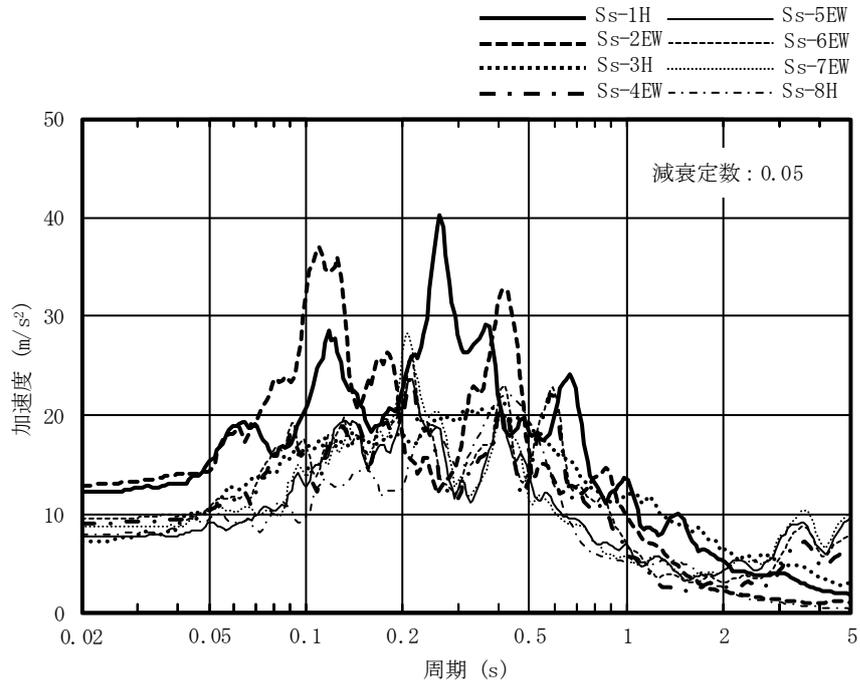


図 3-4 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

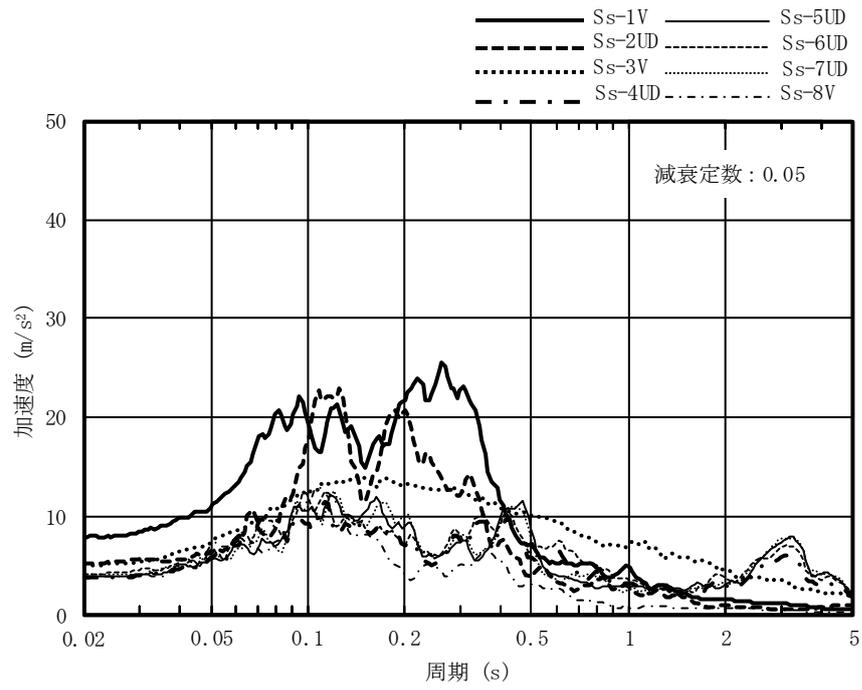


(a) NS方向



(b) EW方向

図 3-5 入力地震動の加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s , T.M.S.L. -90.0m) (1/2)



(c) 鉛直方向

図3-5 入力地震動の加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s, T.M.S.L.-90.0m) (2/2)

3.4 解析方法

建物・構築物の動的解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、弾塑性時刻歴応答解析により実施する。動的解析により遮蔽壁及び基礎スラブの応答加速度、応答変位、応答せん断力、応答曲げモーメント、応答軸力、せん断ひずみ並びに杭の応答軸力、応答曲げモーメント、応答せん断力を算出する。

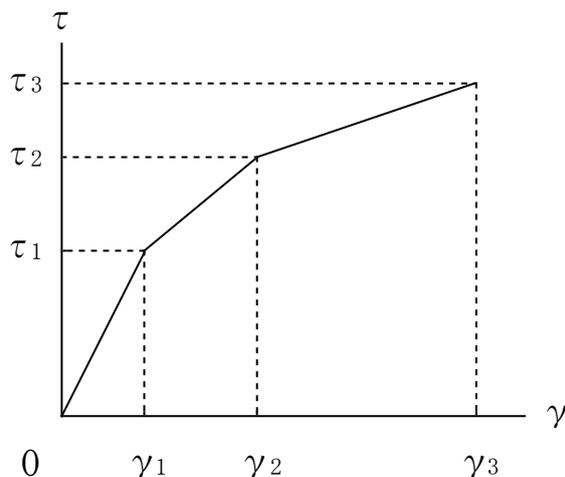
地震応答解析には、解析コード「Soil Plus」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5 解析条件

3.5.1 建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ τ － γ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ τ － γ 関係）は、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）（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図3-6に示す。

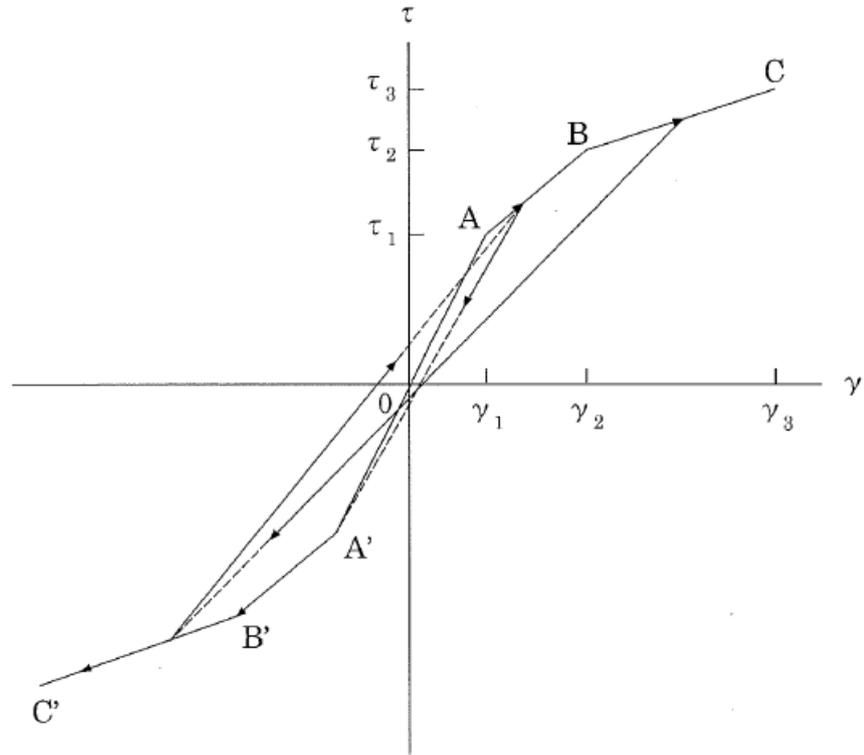


- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図3-6 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図3-7に示す。

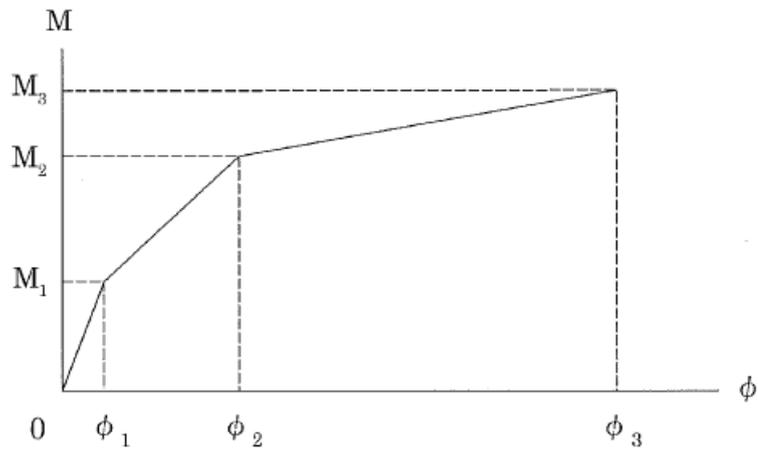


- a. 0-A間 : 弾性範囲。
- b. A-B間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を超えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C間 : 負側最大点指向。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-7 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図3-8に示す。



M_1 : 第1折点の曲げモーメント

M_2 : 第2折点の曲げモーメント

M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第1折点の曲率

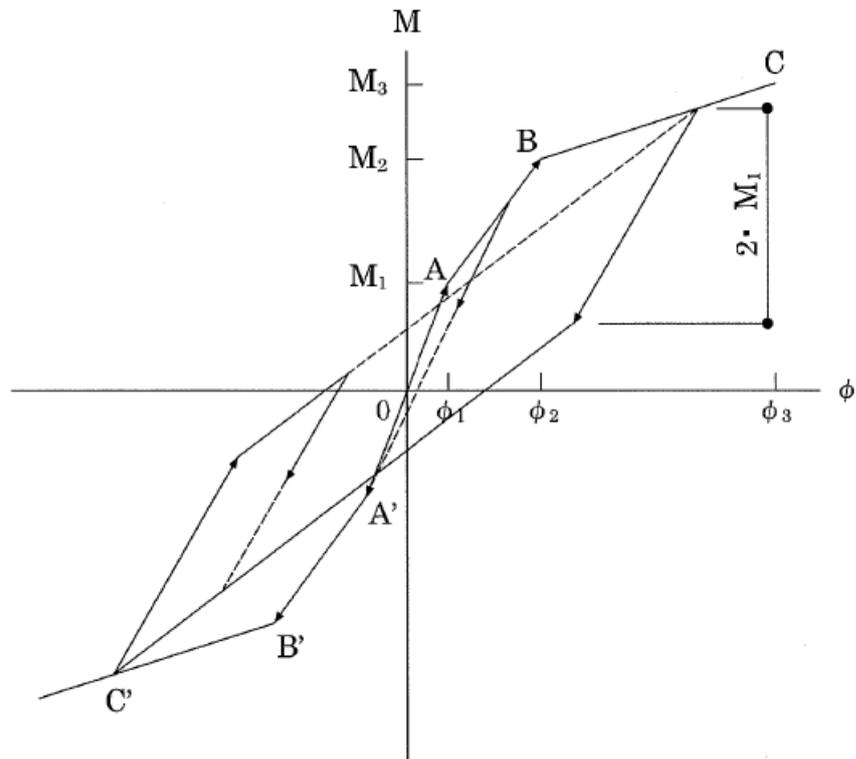
ϕ_2 : 第2折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-8 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図3-9に示す。



- a. 0-A間 : 弾性範囲。
- b. A-B間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C間 : 負側最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は、最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第2折点を越えていなければ、負側第2折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-9 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) スケルトン曲線の諸数値

装置基礎の耐震壁について算出したせん断力及び曲げモーメントのスケルトン曲線の諸数値を表3-16及び表3-17に示す。

表 3-16 せん断力のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係)

方向	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
NS	1.71	0.181	2.31	0.542	3.89	4.00
EW	1.71	0.181	2.31	0.543	3.40	4.00

表 3-17 曲げモーメントのスケルトン曲線 ($M - \phi$ 関係)

方向	第1折点		第2折点		終局点	
	M_1 ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_1 ($\times 10^{-4}$ /m)	M_2 ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_2 ($\times 10^{-4}$ /m)	M_3 ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_3 ($\times 10^{-4}$ /m)
NS	2.85	0.219	4.55	2.30	6.36	46.0
EW	3.23	0.195	5.41	2.03	7.24	40.6

(6) 杭の曲げモーメントー軸力相関及び曲率関係並びに履歴特性

杭の曲げモーメントー軸力相関及び曲率関係並びに履歴特性は、鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計と保有水平耐力－（（社）日本建築学会，2001改定）に基づき作成する。杭の曲げモーメントー軸力相関を図3-10，杭の曲げモーメントー曲率関係を図3-11に示す。杭の曲げモーメントー曲率関係は，地震応答解析中に変化する杭軸力に応じて算定する。また，履歴特性はノーマルバイリニアとする。

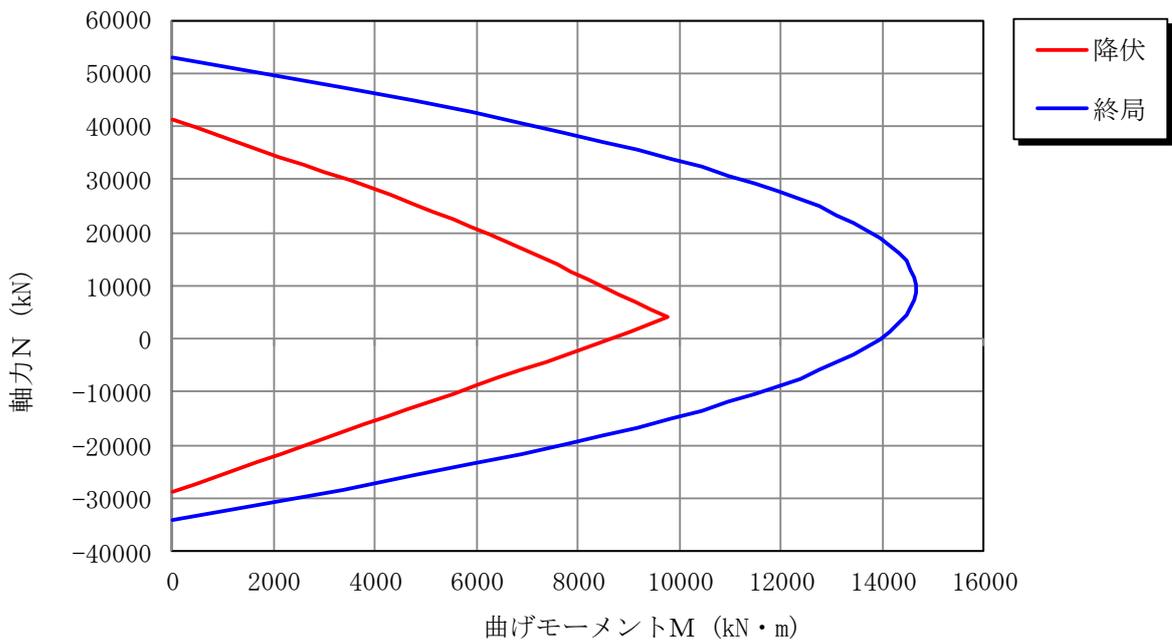
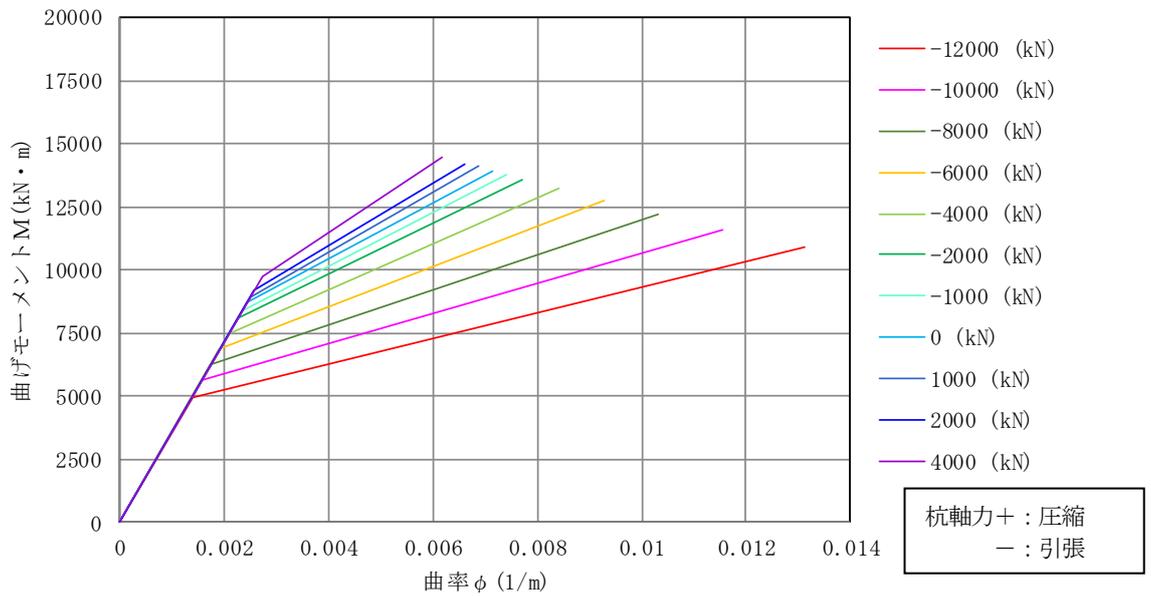
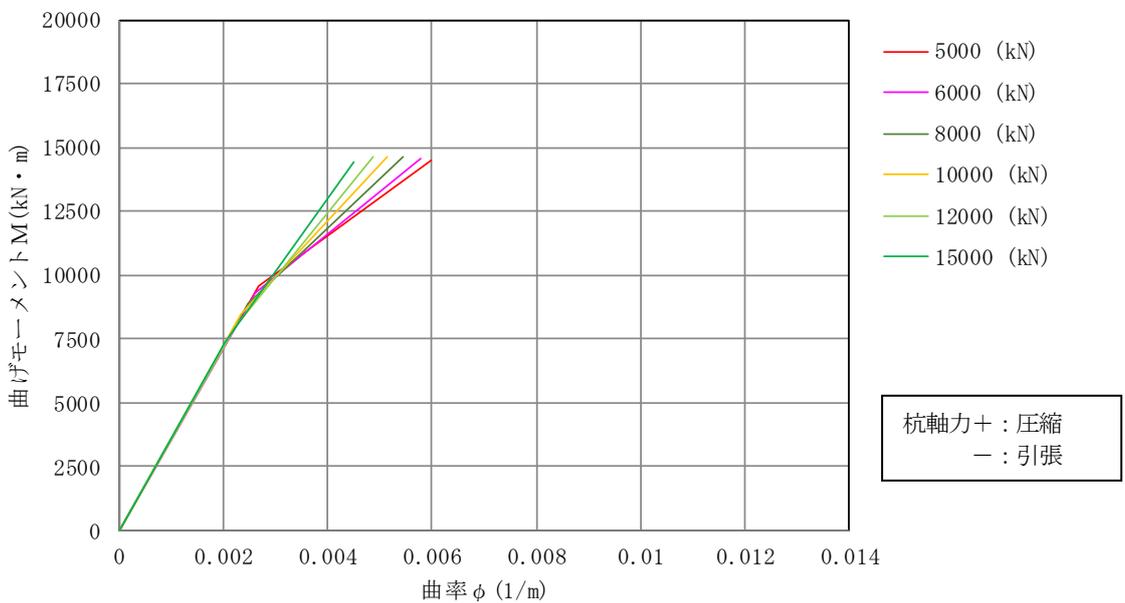


図 3-10 杭の曲げモーメントー軸力相関



(a) 杭軸力-12000kN～杭軸力 4000kN



(b) 杭軸力 5000kN～杭軸力 15000kN

図 3-11 杭の曲げモーメントー曲率関係

3.5.2 材料物性の不確かさ

解析においては、「3.2 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、装置基礎の応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析の応答値のいずれかが最大となる地震動（Ss-1, Ss-2及びSs-8）に対して実施することとする。

地盤剛性については、地盤調査結果の平均値を基に設定した数値を基本ケースとし、不確かさ検討にあたっては、初期せん断波速度に対して標準偏差に相当するばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）を考慮する。なお、材料物性の不確かさのうち装置基礎剛性については、新設構造物であり設計基準強度を用いていることから、考慮しない。

材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを表3-18に示す。

表 3-18 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (地盤剛性 + σ)	標準地盤 + σ (新期砂層+13%, 古安田層+25%, 西山層+10%)	
③ケース 3 (地盤剛性 - σ)	標準地盤 - σ (新期砂層-13%, 古安田層-25%, 西山層-10%)	

4. 解析結果

4.1 動的解析

本資料においては、代表として基準地震動 S_s の基本ケースの地震応答解析結果を示す。

4.1.1 固有値解析結果

基準地震動 S_s の基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）を表4-1に示す。なお、装置基礎では建屋-杭連成の固有振動モードから固有周期及び固有振動数を決定しており、刺激係数は用いていない。固有振動モードを S_s-1 の結果を代表として図4-1に示す。

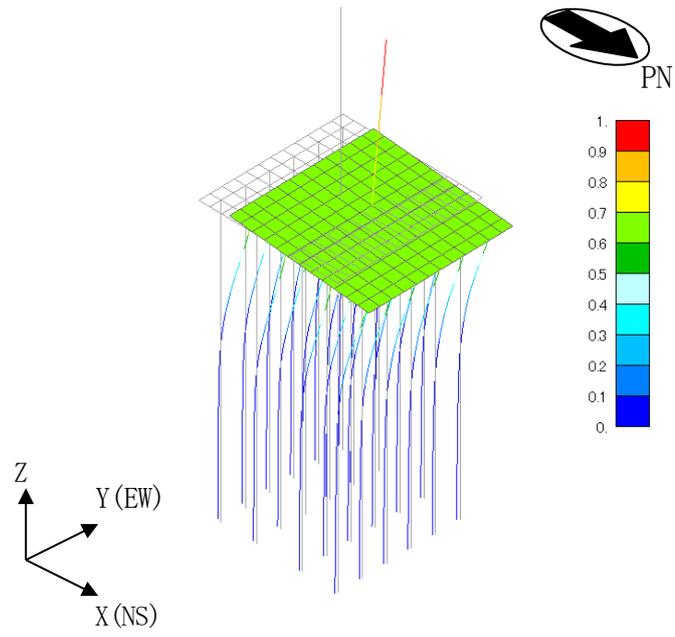
4.1.2 応答解析結果

基準地震動 S_s による遮蔽壁及び基礎スラブの基本ケースの地震応答解析結果を図4-2～図4-14に示す。また、杭頭断面力の一覧を表4-2に示す。

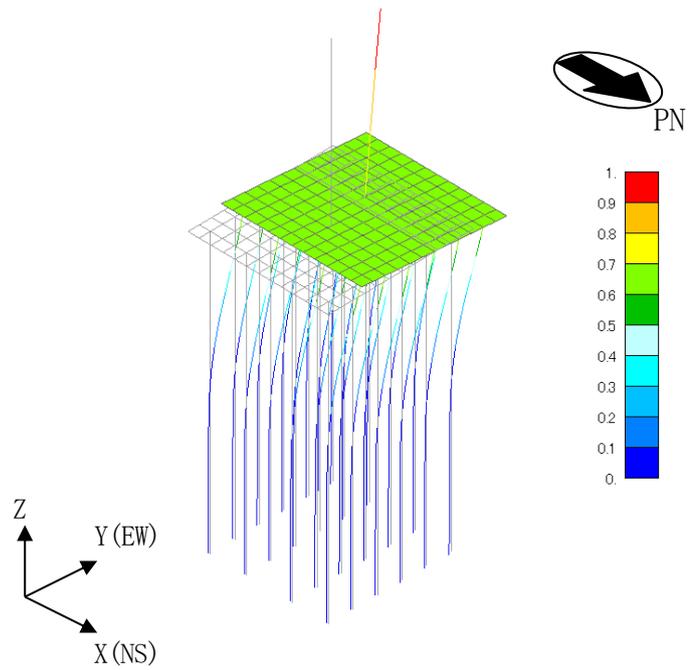
表 4-1 固有値解析結果

基準地震動	方向	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)
Ss-1	NS	0.352	2.84
	EW	0.358	2.79
	鉛直	0.091	11.04
Ss-2	NS	0.341	2.93
	EW	0.347	2.88
	鉛直	0.091	11.04
Ss-3	NS	0.367	2.72
	EW	0.372	2.69
	鉛直	0.091	11.03
Ss-4	NS	0.329	3.04
	EW	0.335	2.98
	鉛直	0.088	11.35
Ss-5	NS	0.332	3.01
	EW	0.338	2.96
	鉛直	0.089	11.26
Ss-6	NS	0.332	3.01
	EW	0.338	2.96
	鉛直	0.089	11.29
Ss-7	NS	0.342	2.93
	EW	0.348	2.87
	鉛直	0.090	11.10
Ss-8	NS	0.336	2.98
	EW	0.346	2.89
	鉛直	0.090	11.18

注：建屋－杭連成一次モード



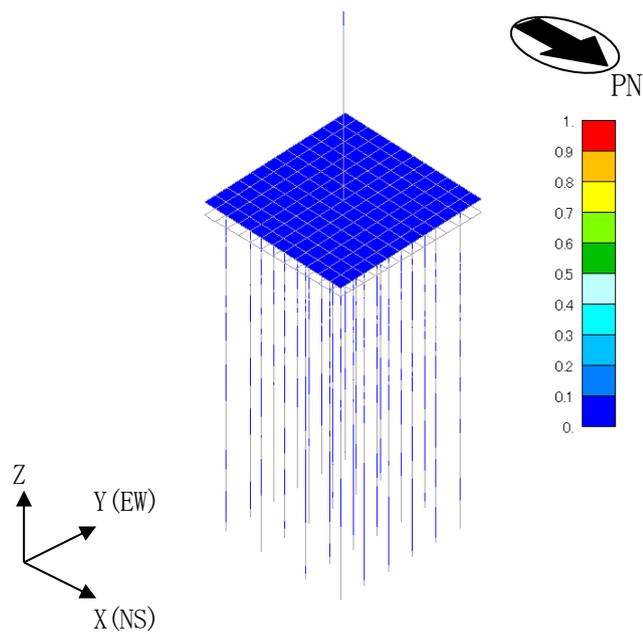
(a) NS 方向 (f=2.84Hz)



(b) EW 方向 (f=2.79Hz)

注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

図 4-1 固有振動モード (Ss-1) (1/2)



(c) 鉛直方向 (f=11.04Hz)

注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

図 4-1 固有振動モード (Ss-1) (2/2)

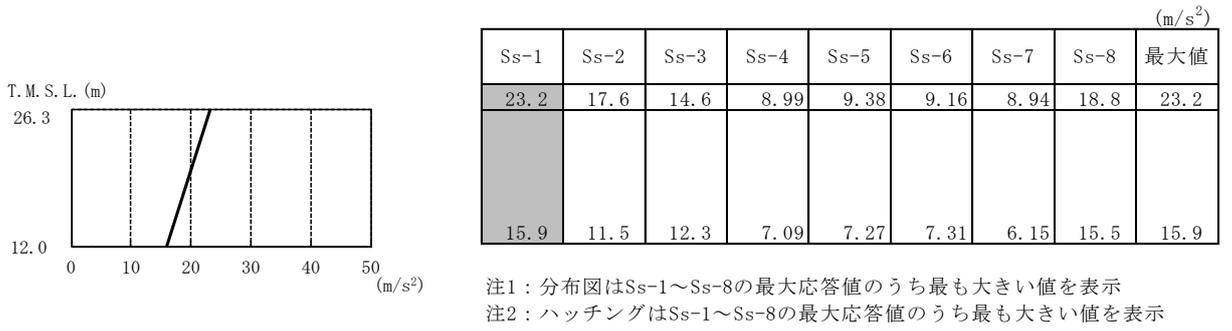


図4-2 最大応答加速度 (基準地震動 S_s, NS 方向)

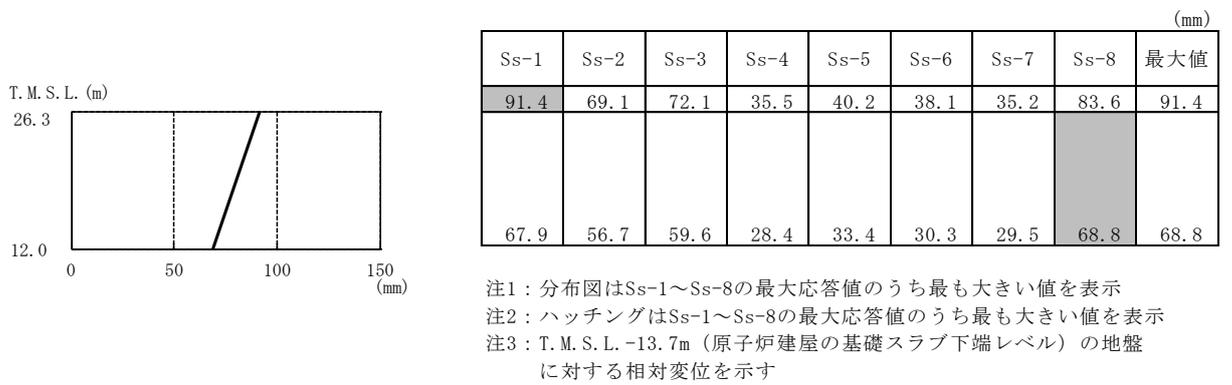


図4-3 最大応答変位 (基準地震動 S_s, NS 方向)

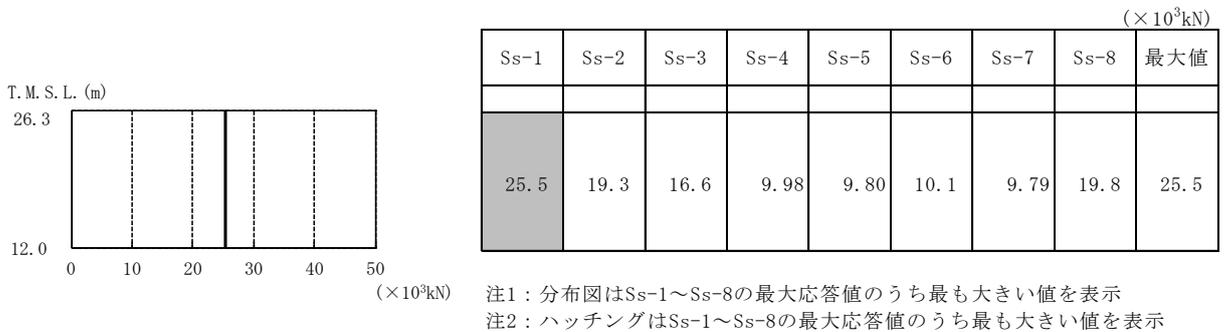


図4-4 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s, NS 方向)

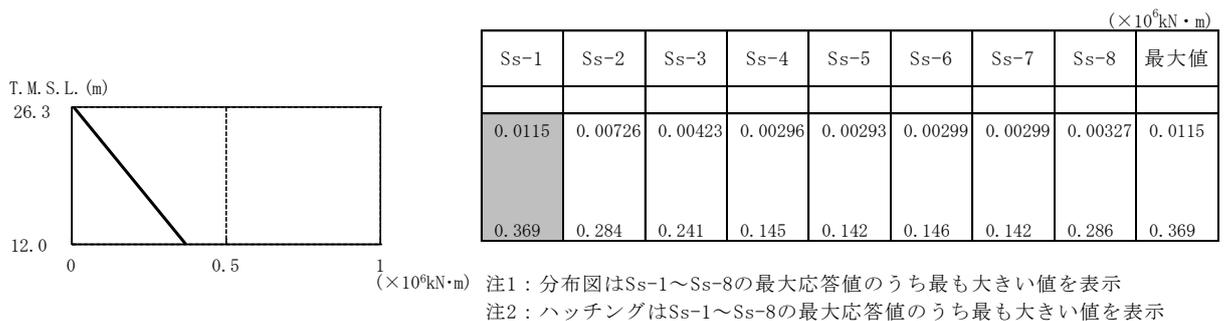


図4-5 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S_s, NS 方向)

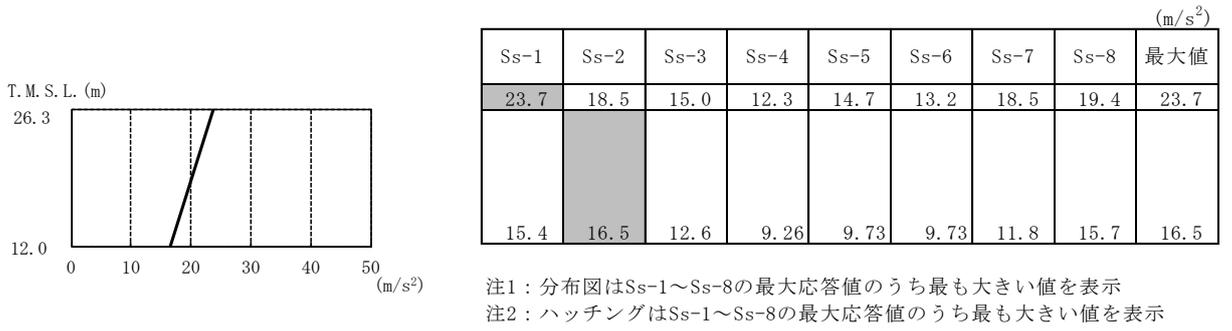


図4-6 最大応答加速度（基準地震動S_s，EW方向）

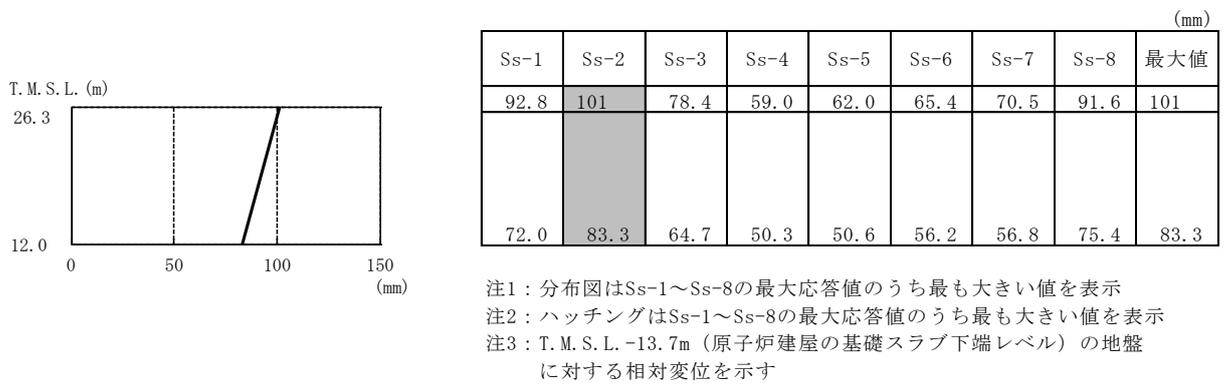


図4-7 最大応答変位（基準地震動S_s，EW方向）

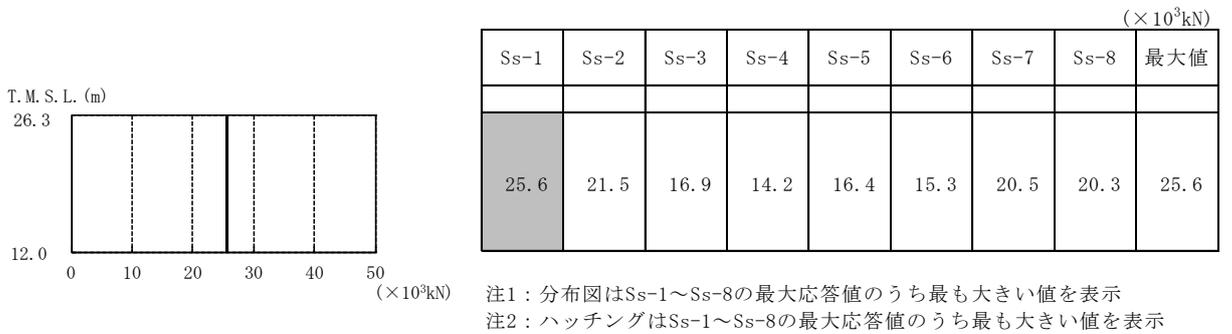


図4-8 最大応答せん断力（基準地震動S_s，EW方向）

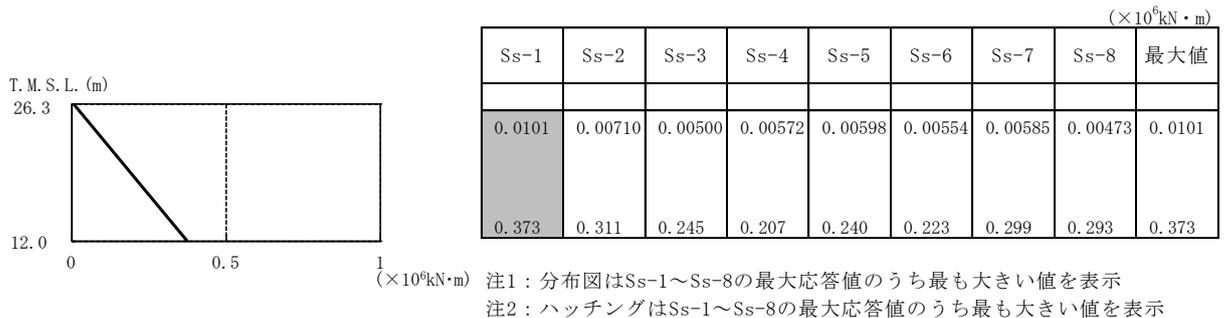


図4-9 最大応答曲げモーメント（基準地震動S_s，EW方向）

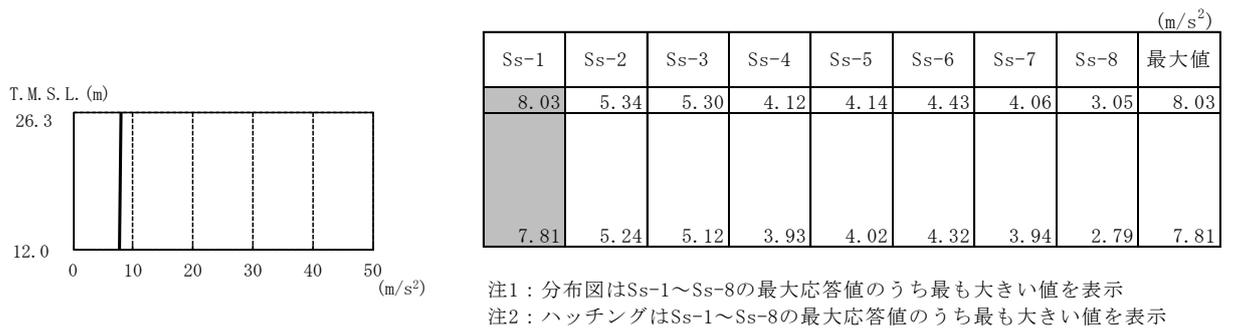


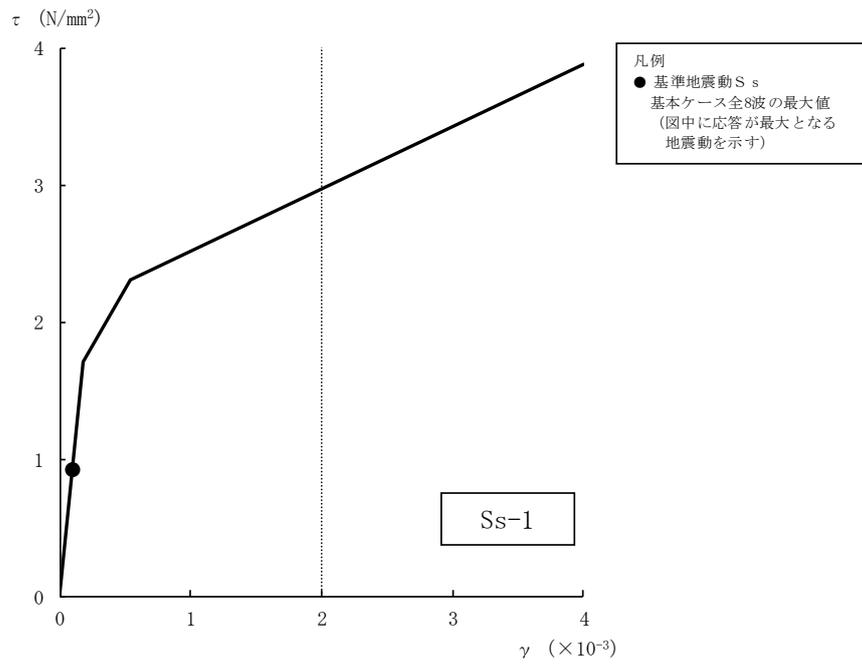
図4-10 最大応答加速度 (基準地震動 S_s, 鉛直方向)



図4-11 最大応答変位 (基準地震動 S_s, 鉛直方向)

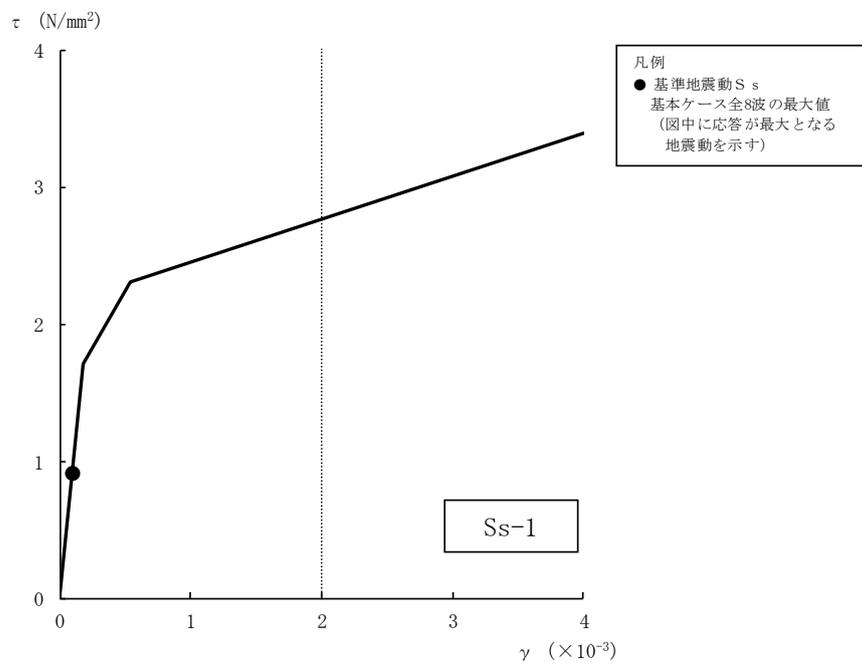


図4-12 最大応答軸力 (基準地震動 S_s, 鉛直方向)



部材番号 (1)

図4-13 せん断スケルトン曲線上の最大応答値（基準地震動 S s，NS 方向）



部材番号 (1)

図4-14 せん断スケルトン曲線上の最大応答値（基準地震動 S s，EW 方向）

表 4-2 杭頭断面力一覧 (1/2)

(a) 最大応答軸力

解析 ケース	杭番号	N _{max} ($\times 10^3$ kN)
Ss-1 (NS)	2401	7.52
Ss-1 (EW)	101	8.63
Ss-2	601	9.55
Ss-3 (NS)	1901	5.51
Ss-3 (EW)	101	6.37
Ss-4	601	6.05
Ss-5	601	6.56
Ss-6	1901	6.71
Ss-7	601	7.22
Ss-8 (NS)	1901	6.32
Ss-8 (EW)	101	7.26

注1：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

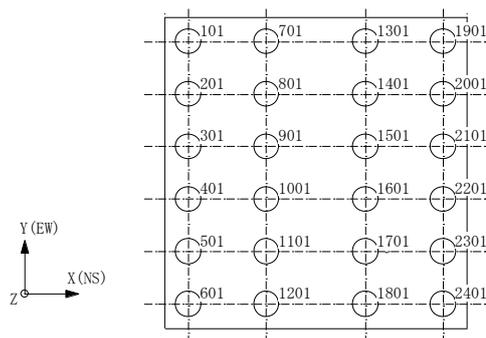
注2：圧縮を正，引張を負とする。

(b) 最小応答軸力

解析 ケース	杭番号	N _{min} ($\times 10^3$ kN)
Ss-1 (NS)	101	-6.42
Ss-1 (EW)	601	-6.96
Ss-2	601	-8.14
Ss-3 (NS)	101	-3.97
Ss-3 (EW)	601	-5.06
Ss-4	2401	-4.18
Ss-5	601	-5.52
Ss-6	101	-4.35
Ss-7	1901	-6.99
Ss-8 (NS)	101	-4.88
Ss-8 (EW)	601	-5.65

注1：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最小応答値のうち最も小さい値を表示。

注2：圧縮を正，引張を負とする。



杭番号 (杭頭の要素番号)

表 4-2 杭頭断面力一覧 (2/2)

(c) 最大応答曲げモーメント

解析 ケース	杭番号	N ($\times 10^3$ kN)	Mmax ($\times 10^4$ kN・m)
Ss-1 (NS)	1901	7.33	1.06
Ss-1 (EW)	1901	8.03	1.10
Ss-2	1901	6.61	1.18
Ss-3 (NS)	1901	4.65	0.865
Ss-3 (EW)	1901	5.26	0.893
Ss-4	2401	1.58	0.796
Ss-5	2401	-0.430	0.855
Ss-6	2401	0.724	0.870
Ss-7	2401	4.00	0.937
Ss-8 (NS)	1901	6.17	1.01
Ss-8 (EW)	1901	6.56	1.04

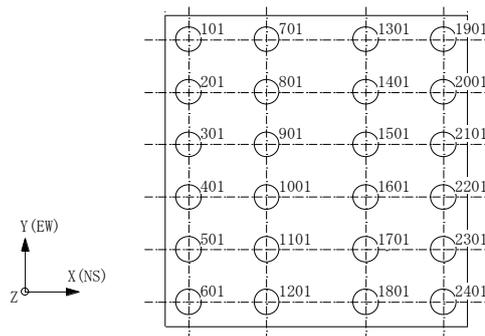
注1：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

注2：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す。

(d) 最大応答せん断力

解析 ケース	杭番号	Qmax ($\times 10^3$ kN)
Ss-1 (NS)	1901	5.02
Ss-1 (EW)	1901	4.98
Ss-2	2401	4.93
Ss-3 (NS)	1901	3.80
Ss-3 (EW)	1901	3.78
Ss-4	2401	3.40
Ss-5	2401	3.55
Ss-6	2401	3.61
Ss-7	2401	3.95
Ss-8 (NS)	1901	4.60
Ss-8 (EW)	1901	4.61

注：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



杭番号 (杭頭の要素番号)

V-2-2-14 格納容器圧力逃がし装置基礎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	8
2.4	適用規格・基準等	10
3.	地震応答解析による評価方法	11
4.	応力解析による評価方法	14
4.1	評価対象部位及び評価方針	14
4.2	荷重及び荷重の組合せ	16
4.2.1	荷重	16
4.2.2	荷重の組合せ	19
4.3	許容限界	20
4.4	解析モデル及び諸元	22
4.4.1	モデル化の基本方針	22
4.4.2	解析諸元	25
4.5	評価方法	26
4.5.1	応力解析方法	26
4.5.2	断面の評価方法	29
5.	地震応答解析による評価結果	30
5.1	耐震壁のせん断ひずみの評価結果	30
5.2	杭の評価結果	31
6.	応力解析による評価結果	32

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）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。

装置基礎は、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。装置基礎のうち、フィルタベント遮蔽壁（以下「遮蔽壁」という。）は、重大事故等対処施設において「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」に分類される。

以下、装置基礎の「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」としての分類に応じた耐震評価並びにフィルタベント遮蔽壁の「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」としての分類に応じた耐震評価を示す。

2. 基本方針

2.1 位置

装置基礎の設置位置を図 2-1 に示す。

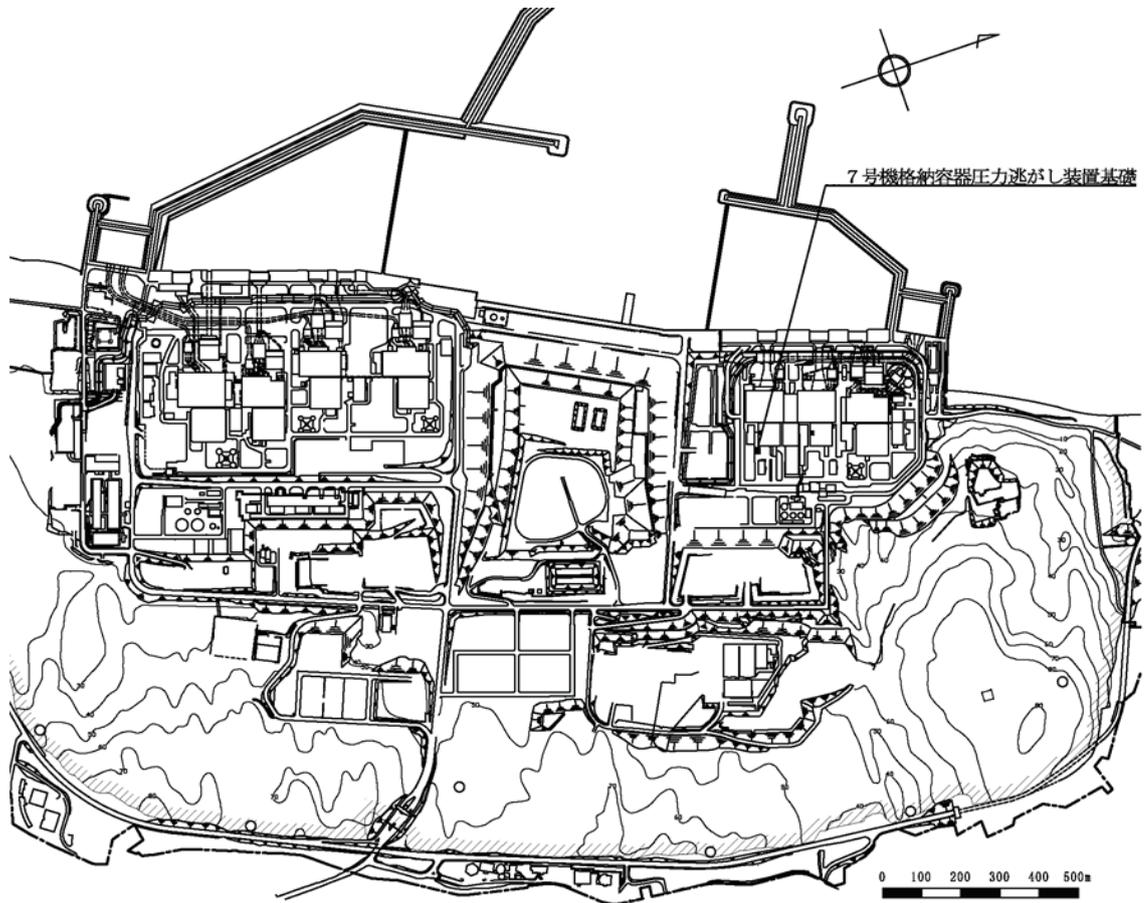


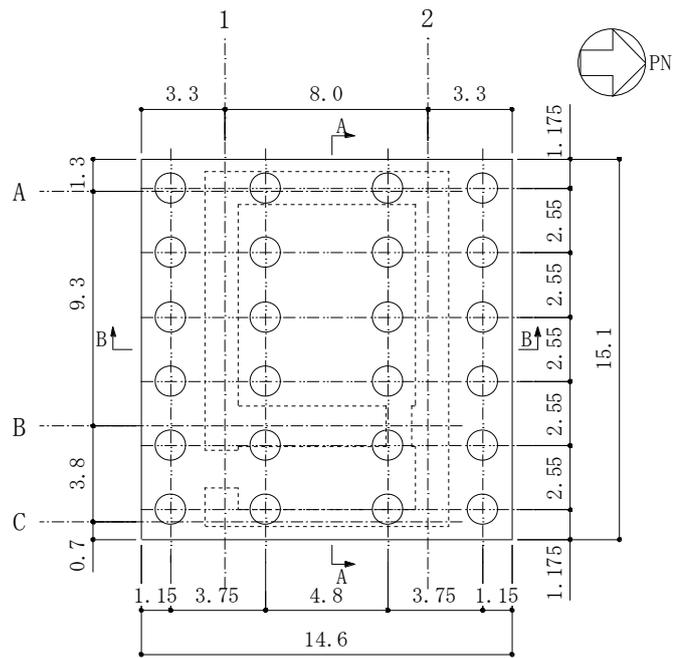
図 2-1 装置基礎の設置位置

2.2 構造概要

装置基礎は、基礎スラブ及び遮蔽壁で構成され、主要構造が鉄筋コンクリート造のボックス形状の構築物である。装置基礎の杭伏図及び概略平面図を図 2-2 に、概略断面図を図 2-3 に、耐震壁として考慮する遮蔽壁の範囲を図 2-4 に示す。また、遮蔽壁に対する補助遮蔽性能の要求範囲を図 2-5 に示す。

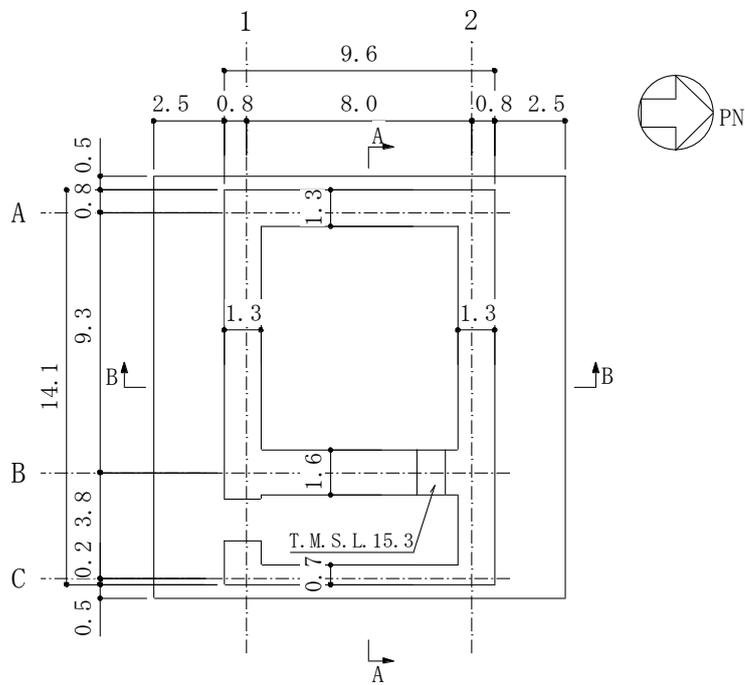
遮蔽壁の平面は、9.6m (NS 方向) ×14.1m (EW 方向)、地上高さは 14.3m であり、一部を除いて耐震壁として考慮する。装置基礎に加わる地震時の水平力は全て耐震壁で負担する。

基礎スラブは、平面が 14.6m (NS 方向) ×15.1m (EW 方向)、厚さ 2.5m であり、場所打ち鋼管コンクリート杭 (外径 1.2m、杭長 28.3m、根入れ深さ杭径以上、24 本、以下「杭」という。) を介して西山層に支持させている。また、液状化対策として、装置基礎の周辺にセメント系の地盤改良を実施する。



(単位 : m)

(a) 杭伏図

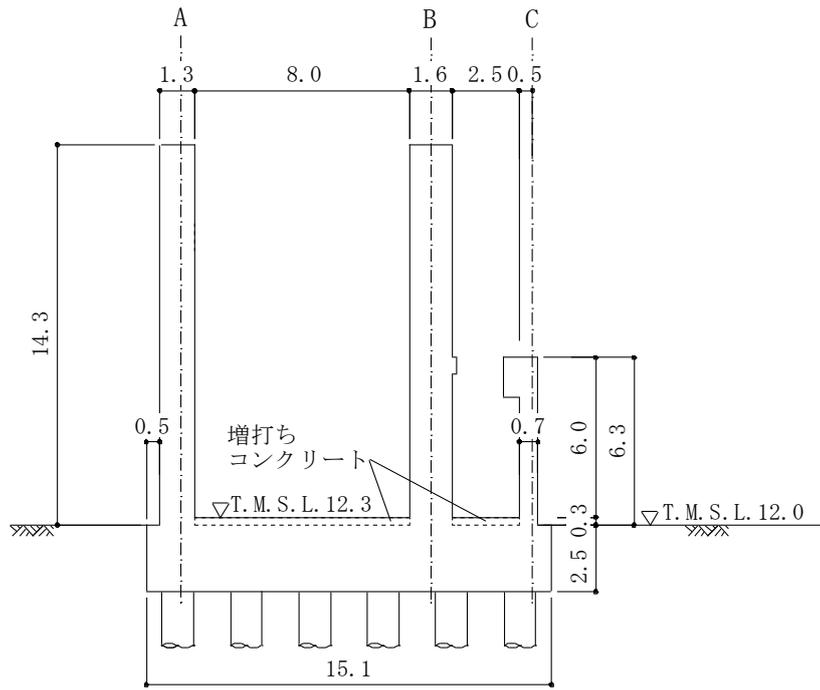


(単位 : m)

注 : 東京湾平均海面 (以下「T.M.S.L.」という。)

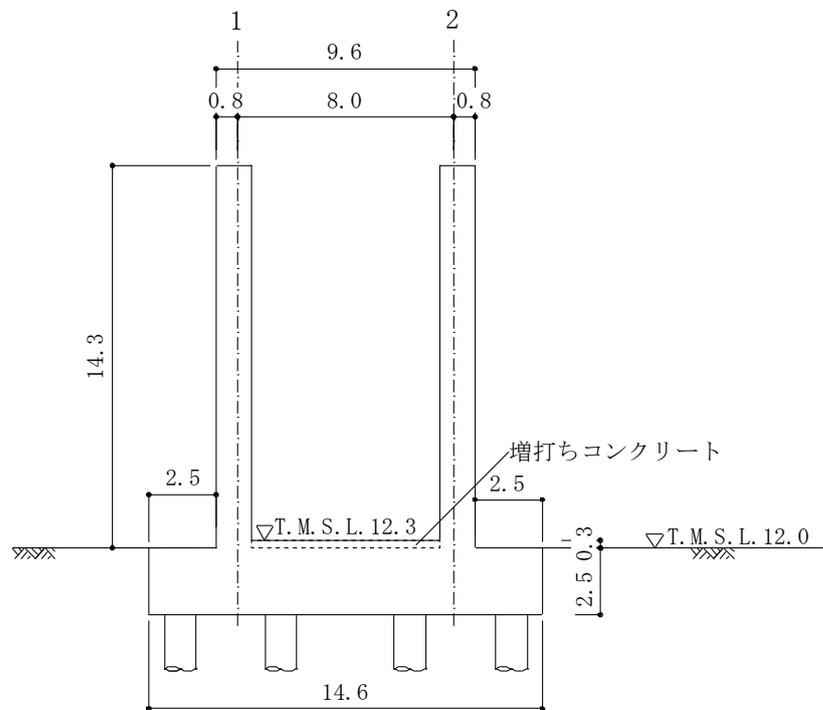
(b) 概略平面図 (T.M.S.L. 12.3m)

図 2-2 装置基礎の杭伏図及び概略平面図



(単位 : m)

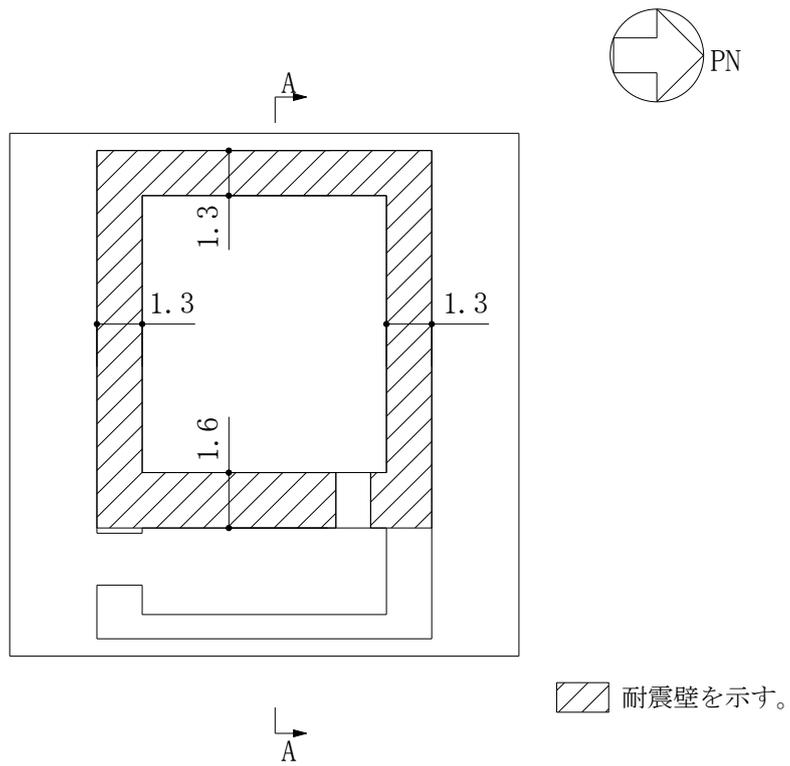
(a) A-A 断面



(単位 : m)

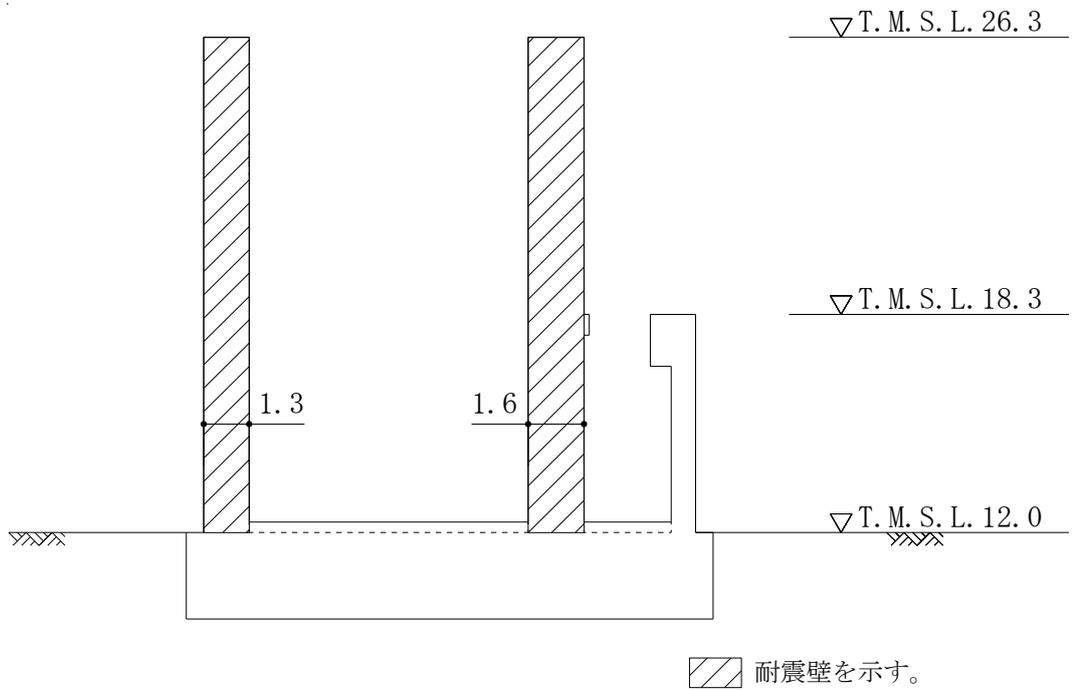
(b) B-B 断面

図 2-3 装置基礎の概略断面図



(単位：m)

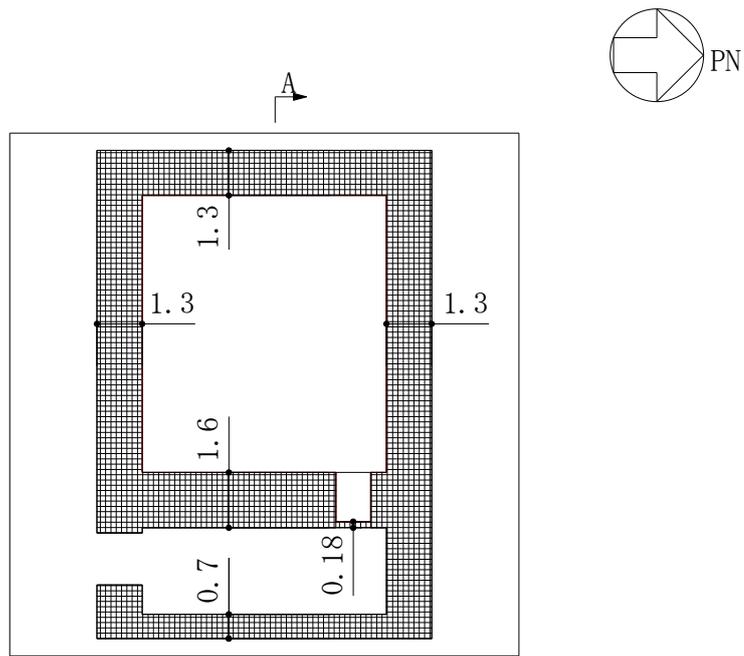
(a) 平面図



(単位：m)

(b) A-A 断面図

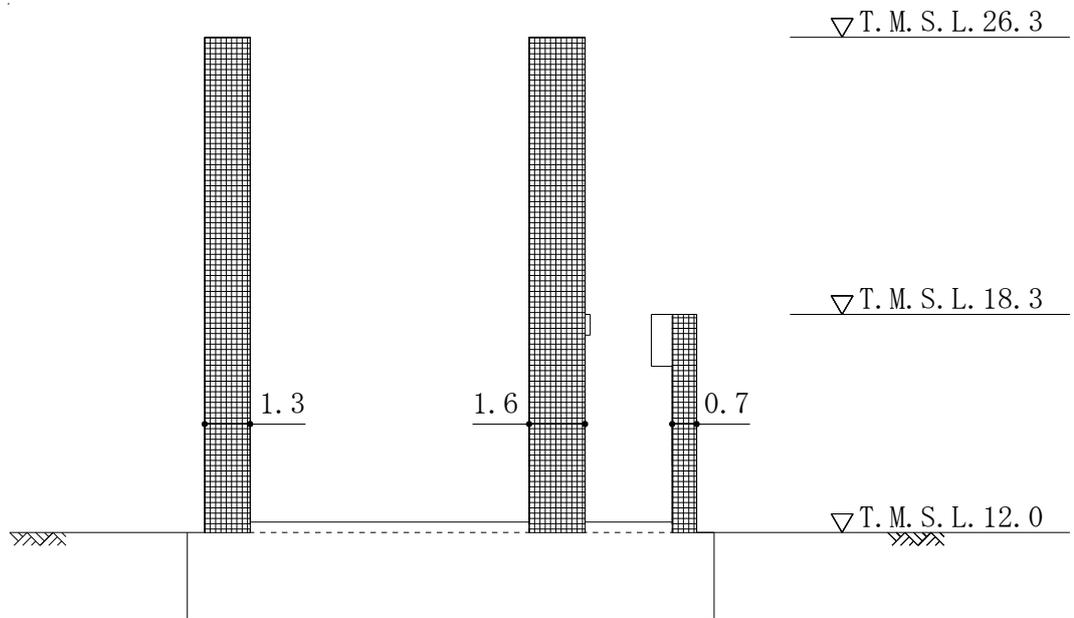
図 2-4 耐震壁として考慮する遮蔽壁の範囲



 補助遮蔽（壁）を示す。

(単位：m)

(a) 平面図



 補助遮蔽（壁）を示す。

(単位：m)

(b) A-A 断面図

図 2-5 補助遮蔽性能の要求範囲

2.3 評価方針

装置基礎は、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。

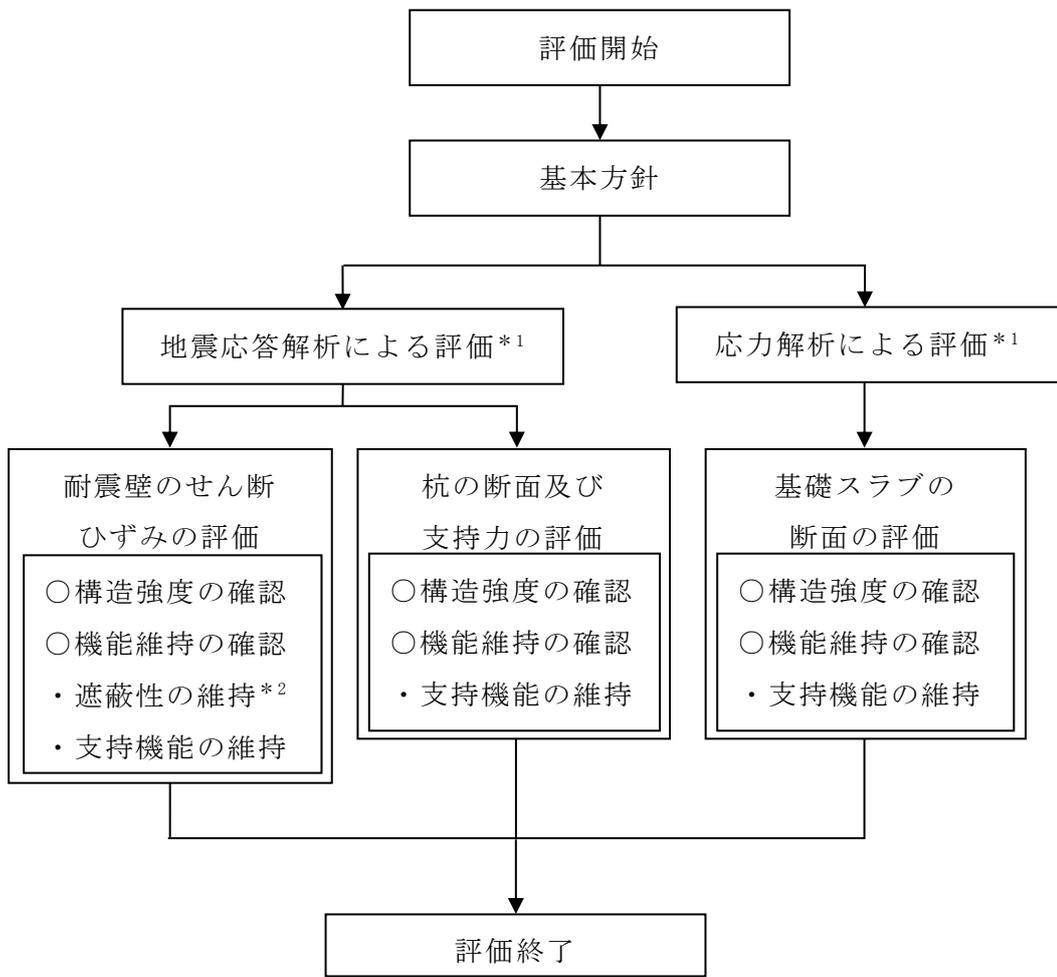
装置基礎の重大事故等対処施設としての評価においては、基準地震動 S_s による地震力に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととし、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。装置基礎の評価は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、地震応答解析による評価においては、耐震壁のせん断ひずみ並びに杭の断面、支持力及び引抜き抵抗力の評価を、応力解析による評価においては基礎スラブの断面の評価を行うことで、装置基礎の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価にあたっては材料物性の不確かさを考慮する。表 2-1 に材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを示す。

ここで、装置基礎では、運転時及び重大事故等時の状態において、温度の条件が異なるが、コンクリートの温度が上昇した場合においても、コンクリートの圧縮強度の低下及び剛性低下は認められず、その影響は小さいと考えられること、また、「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（(社)日本機械学会，2003）」では要素内の温度差及び拘束力により発生する熱応力は自己拘束的な応力であり、十分な塑性変形能力がある場合は終局耐力に影響しないとされていることから、重大事故等対処施設としての評価は、地震時荷重と温度応力は組み合わせない。

装置基礎の評価フローを図 2-6 に示す。

表2-1 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (地盤剛性 + σ)	標準地盤 + σ (新期砂層+13%, 古安田層+25%, 西山層+10%)	
③ケース 3 (地盤剛性 - σ)	標準地盤 - σ (新期砂層-13%, 古安田層-25%, 西山層-10%)	



注記*¹：V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

*²：補助遮蔽について実施する。

図 2-6 装置基礎の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 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 改定)
- ・ 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 制定)
- ・ 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説―許容応力度設計と保有水平耐力― ((社) 日本建築学会, 2001 改定)
- ・ 建築基礎構造設計指針 ((社) 日本建築学会, 2001 改定)
- ・ 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・ 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)
- ・ 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)

3. 地震応答解析による評価方法

装置基礎の地震応答解析による評価対象部位は耐震壁及び杭とし、 S_s 地震時に対する評価を行う。

耐震壁の構造強度及び機能維持の確認については、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさ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。

杭の断面の評価については、地震応答解析より求めた軸力、曲げモーメント及びせん断力に対して行う。軸力に対する検討では、杭に生じる軸力が極限支持力及び極限引抜き抵抗力を超えないことを確認する。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終局曲げ耐力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終局せん断耐力以下であることを確認する。杭の終局せん断耐力は鋼管の短期許容せん断力により評価する。

地震応答解析による評価における装置基礎の許容限界は、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方針に基づき、表3-1のとおり設定する。

杭の断面性能及び鋼管の短期許容応力度を表3-2及び表3-3に示す。極限支持力及び極限引抜き抵抗力は「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」（以下「道路橋示方書」という。）に基づき算定する。また、杭軸力を考慮した終局曲げ耐力は、「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計と保有水平耐力－（（社）日本建築学会，2001改定）」（以下「SRC規準」という。）に基づき算定する。杭の極限支持力及び極限引抜き抵抗力を表3-4に、曲げモーメントと杭軸力の関係を図3-1に、短期許容せん断力を表3-5に示す。

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 (評価基準値)
—	構造強度を有すること	基準地震動 S _s	耐震壁* ¹	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	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³
			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	「道路橋示方書」及び「SRC 規準」に基づく終局耐力
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* ¹ (補助遮蔽)	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	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³
支持機能* ²	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* ¹	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	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³
			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	「道路橋示方書」及び「SRC 規準」に基づく終局耐力

注記*1：装置基礎としては、地震力を全て耐震壁で負担する構造で、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いため、耐震壁の最大せん断ひずみが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。

*2：「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。

表 3-2 杭の断面性能

外径 D (mm)	板厚*1 t (mm)	全断面積*2 A (m ²)	せん断 断面積*2 A _s (m ²)	断面二次 モーメント*2 I (m ⁴)
1200	25	1.838	1.344	0.2236

注：コンクリートは $F_c=24\text{N/mm}^2$ とする。

注記*1：上記の板厚に対して腐食代 1mm を考慮する。

*2：表中の断面諸元はコンクリート換算した値である。

表 3-3 鋼管の短期許容応力度

(単位：N/mm²)

種別	引張及び圧縮	せん断
SKK490	325	187

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 3-4 杭の極限支持力及び極限引抜き抵抗力

杭径 ϕ (mm)	極限支持力 R _u (kN)	極限引抜き抵抗力 P _u (kN)
1200	24000	17000

表 3-5 杭の短期許容せん断力

杭径 ϕ (mm)	短期許容せん断力 Q _{s u} (kN)
1200	8270

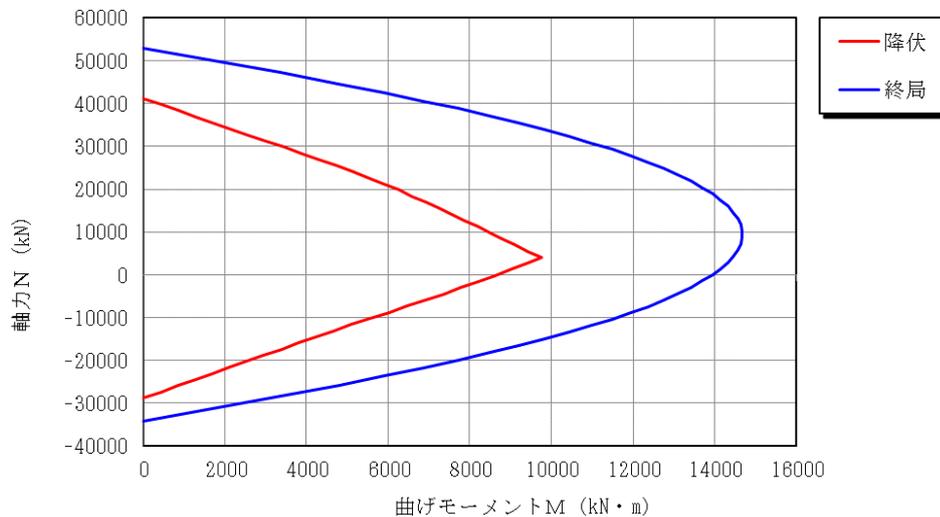


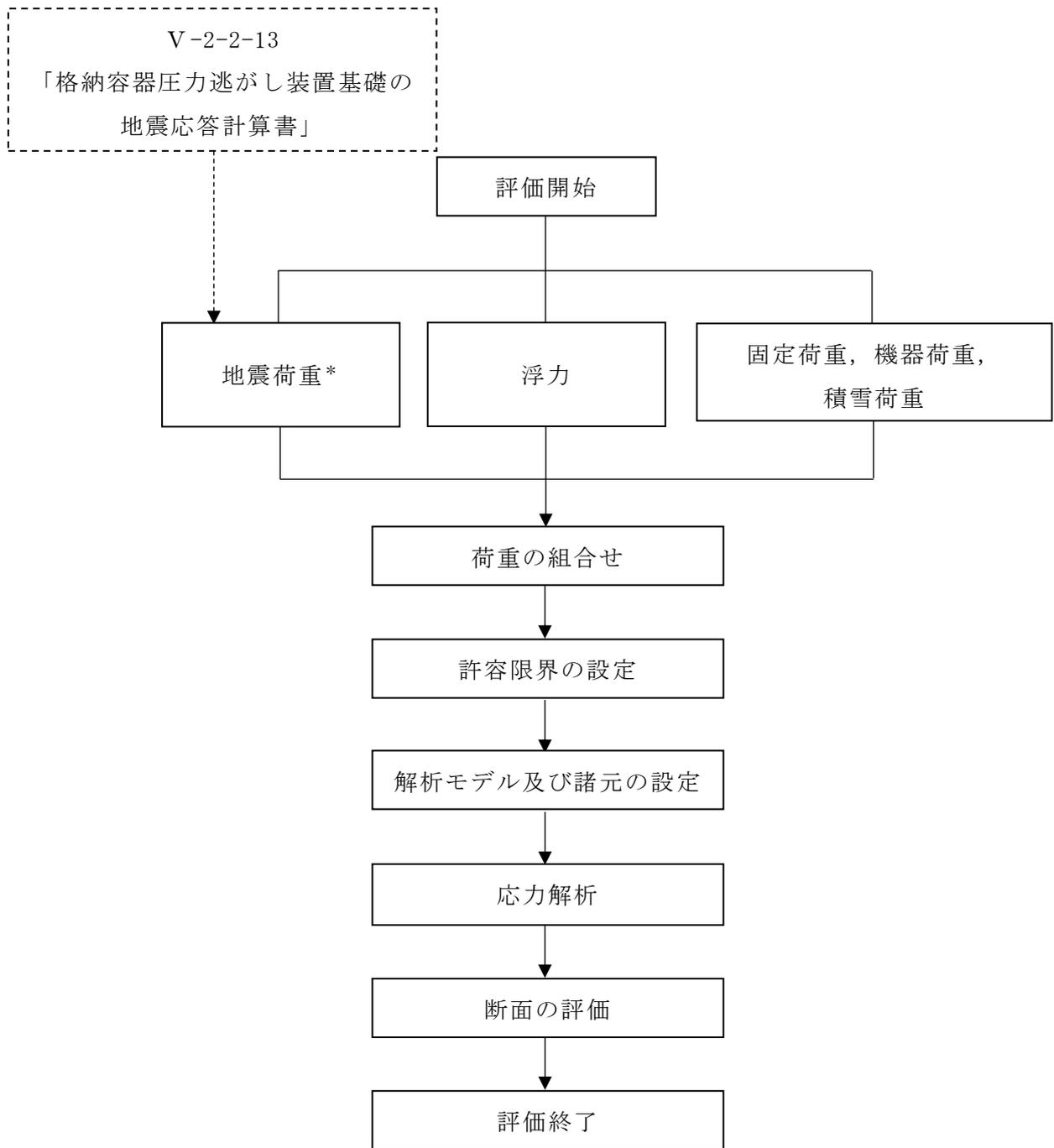
図 3-1 杭の曲げモーメントー軸力の相関

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

装置基礎の応力解析による評価対象部位は基礎スラブとし、構造物の荷重伝達及び遮蔽壁による拘束効果を考慮するため、3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析により評価を行う。

弾性応力解析にあたっては、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」により得られた基準地震動 S_s による結果を用いて、荷重の組合せを行う。基準地震動 S_s により算定される応力が、適用規格・基準等を参考に設定した許容限界を超えないことを確認する。図4-1に応力解析による評価フローを示す。



注記*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 4-1 応力解析による評価フロー

4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、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)

装置基礎に作用する固定荷重は、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」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
遮蔽壁	24.0* t	t : 遮蔽壁の厚さ (m)
基礎スラブ	24.0* t	t : 基礎スラブの厚さ (m)

注記* : 鉄筋コンクリートの単位体積重量。

(2) 機器荷重 (E)

機器荷重は表 4-2 のとおり設定する。

表 4-2 機器荷重 (E)

機器名称	設置レベル T. M. S. L. (m)	機器荷重 (kN)
フィルタ装置	12.0	1050
よう素フィルタ等	26.3	699

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪量は 31.1cm とし、積雪荷重は、表 4-3 のとおり設定する。

表 4-3 積雪荷重 (P_s)

外力の状態	積雪荷重 (kN/m ²)
S _s 地震時	0.914

(4) 浮力 (B L)

浮力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき地下水位面を地表面 (T.M.S.L. 12.0m) とし、基礎スラブに上向きの等分布荷重として入力する。ただし、装置基礎は原子炉建屋近傍にあり、地下水排水設備による地下水低下の影響が考えられるため、浮力を無視したケースについても考慮する。

(5) 地震荷重 (S s)

地震荷重 (S s) は、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」から得られる S s 地震時の水平及び鉛直方向の最大応答値から算定する。なお、地震荷重は、浮力考慮ケース・浮力無視ケースともに地下水位面を地表面 (T.M.S.L. 12.0m) に設定し、材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。機器による地震荷重は別途考慮する。

地震荷重の算定に用いる最大応答値を表 4-4～表 4-6 に示す。

表 4-4 最大応答せん断力

部材 番号	NS 方向 ($\times 10^2$ kN)	EW 方向 ($\times 10^2$ kN)
(1)	262	267

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

表 4-5 最大応答曲げモーメント

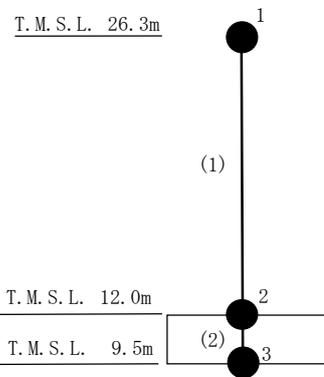
部材 番号	NS 方向 ($\times 10^3$ kN・m)	EW 方向 ($\times 10^3$ kN・m)
(1)	378	390

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

表 4-6 最大応答軸力（鉛直方向）

部材 番号	鉛直方向 ($\times 10^2$ kN)
(1)	87.2

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。



注：数字は質点番号を，() 内は部材番号を示す。

4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-7 に示す。

表 4-7 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時 (浮力考慮)	G + E + P _s + S _s + B L
S _s 地震時 (浮力無視)	G + E + P _s + S _s

G : 固定荷重

E : 機器荷重

P_s : 積雪荷重

S_s : 地震荷重

B L : 浮力

4.3 許容限界

応力解析による評価における装置基礎の基礎スラブの許容限界は、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4-8のとおり設定する。

また、コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表4-9及び表4-10に示す。

表4-8 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(評価基準値)
—	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」に基づく終局強度* ¹
支持機能* ²	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」に基づく終局強度* ¹

注記*1:「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制定)」(以下「RC-N規準」という。)の短期許容応力度の鋼材の基準強度 F を「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。)に基づき1.1倍(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。

*2:「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。

表 4-9 コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度 F _c	圧縮	せん断
24.0	16.0	1.09

表 4-10 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

種別	引張及び圧縮	せん断
SD345	345	345

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。

4.4 解析モデル及び諸元

4.4.1 モデル化の基本方針

(1) 基本方針

応力解析は、構造物の荷重伝達及び遮蔽壁による拘束効果を考慮するため、3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析とする。解析モデルには、基礎スラブ内に生じる応力を適切に評価するため、耐震壁に限らず全ての遮蔽壁を考慮する。解析モデルを図 4-2 及び図 4-3 に示す。

解析には、解析コード「MSC NASTRAN」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、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(2) 使用要素

解析モデルでは FEM 要素として、基礎スラブ及び遮蔽壁にシェル要素を用いる。解析モデルの節点数は 1563, 要素数は 1450 である。

(3) 境界条件

解析モデルの基礎底面には、水平方向及び鉛直方向の地盤ばねを設ける。地盤ばねは地震応答解析モデルにおける地盤部分の 3 次元 FEM モデルを用いて加振解析を行い、算定した複素インピーダンスの実部から設定し、杭位置の各節点に離散化する。

なお、水平方向の地盤ばねは NS 方向及び EW 方向各々の水平ばね定数に基づき設定する。鉛直方向の地盤ばねは、水平方向地震に対しては NS 方向及び EW 方向各々の回転ばね定数、鉛直方向地震を含む鉛直荷重に対しては鉛直ばね定数に基づき設定する。

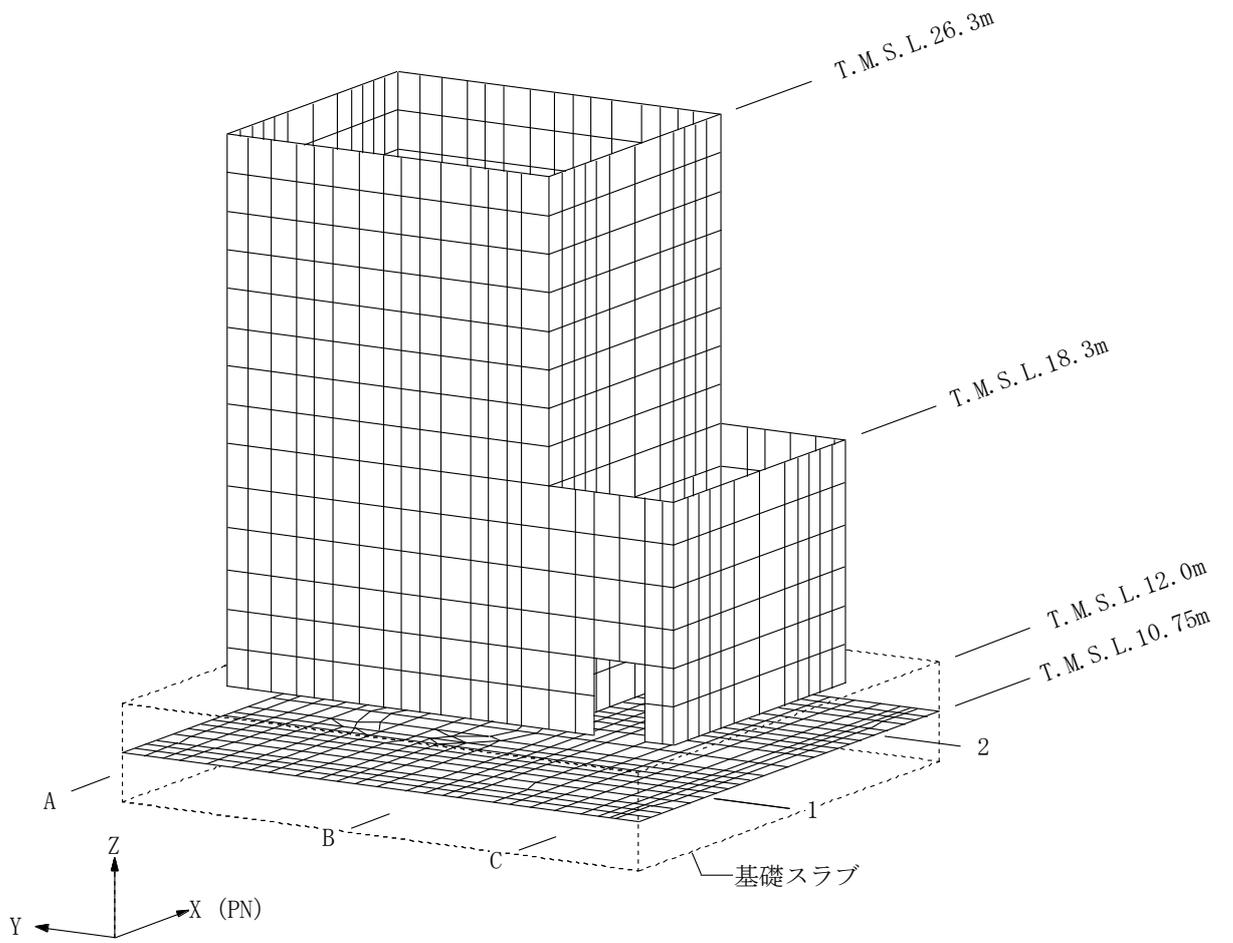
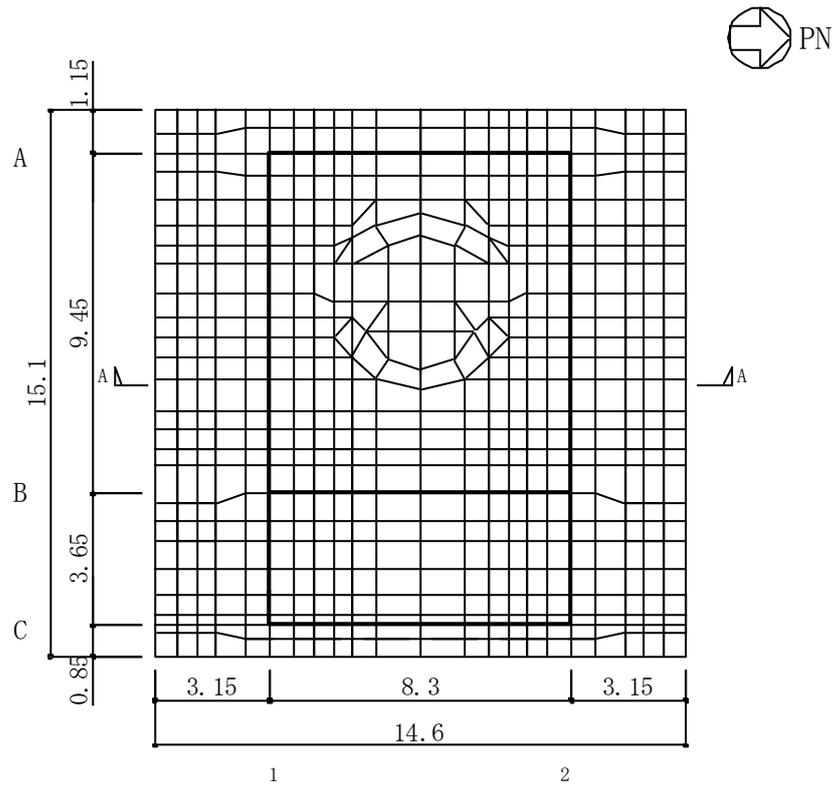
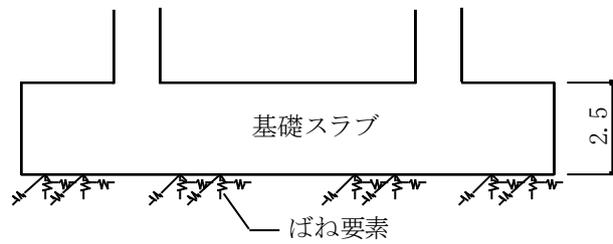


図 4-2 解析モデル (装置基礎モデル鳥瞰図)



注：太線は、遮蔽壁の位置を示す。

(a) 平面図



注：ばね要素は、杭位置の各節点に離散化する。

(b) A-A 断面図

図 4-3 解析モデル（基礎スラブ）

4.4.2 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-11 に示す。

表 4-11 コンクリートの物性値

諸元	物性値
ヤング係数	$2.27 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2

注：剛性は設計基準強度 F_c (24.0 N/mm^2) に基づく。

4.5 評価方法

4.5.1 応力解析方法

装置基礎の基礎スラブについて、3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析を実施する。

(1) 荷重ケース

S_s 地震時の応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

- G : 固定荷重
- E : 機器荷重
- P_s : 積雪荷重
- S_{sWE} : 水平地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)
- S_{sEW} : 水平地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)
- S_{sSN} : 水平地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)
- S_{sNS} : 水平地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)
- S_{sUD} : 鉛直地震荷重
- BL : 浮力

(2) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-12 に示す。

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「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)」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 4-12 荷重の組合せケース

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1	1.0 : 0.4	上向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{WE}} - 0.4 S_{s_{UD}} + B L$
2		下向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{WE}} + 0.4 S_{s_{UD}} + B L$
3		上向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{EW}} - 0.4 S_{s_{UD}} + B L$
4		下向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{EW}} + 0.4 S_{s_{UD}} + B L$
5		上向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{SN}} - 0.4 S_{s_{UD}} + B L$
6		下向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{SN}} + 0.4 S_{s_{UD}} + B L$
7		上向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{NS}} - 0.4 S_{s_{UD}} + B L$
8		下向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{NS}} + 0.4 S_{s_{UD}} + B L$
9	0.4 : 1.0	上向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{WE}} - 1.0 S_{s_{UD}} + B L$
10		下向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{WE}} + 1.0 S_{s_{UD}} + B L$
11		上向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{EW}} - 1.0 S_{s_{UD}} + B L$
12		下向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{EW}} + 1.0 S_{s_{UD}} + B L$
13		上向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{SN}} - 1.0 S_{s_{UD}} + B L$
14		下向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{SN}} + 1.0 S_{s_{UD}} + B L$
15		上向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{NS}} - 1.0 S_{s_{UD}} + B L$
16		下向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{NS}} + 1.0 S_{s_{UD}} + B L$
17	1.0 : 0.4	上向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{WE}} - 0.4 S_{s_{UD}}$
18		下向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{WE}} + 0.4 S_{s_{UD}}$
19		上向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{EW}} - 0.4 S_{s_{UD}}$
20		下向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{EW}} + 0.4 S_{s_{UD}}$
21		上向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{SN}} - 0.4 S_{s_{UD}}$
22		下向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{SN}} + 0.4 S_{s_{UD}}$
23		上向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{NS}} - 0.4 S_{s_{UD}}$
24		下向き	$G + E + P_s + 1.0 S_{s_{NS}} + 0.4 S_{s_{UD}}$
25	0.4 : 1.0	上向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{WE}} - 1.0 S_{s_{UD}}$
26		下向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{WE}} + 1.0 S_{s_{UD}}$
27		上向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{EW}} - 1.0 S_{s_{UD}}$
28		下向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{EW}} + 1.0 S_{s_{UD}}$
29		上向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{SN}} - 1.0 S_{s_{UD}}$
30		下向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{SN}} + 1.0 S_{s_{UD}}$
31		上向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{NS}} - 1.0 S_{s_{UD}}$
32		下向き	$G + E + P_s + 0.4 S_{s_{NS}} + 1.0 S_{s_{UD}}$

(3) 荷重の入力方法

a. 地震荷重

地震荷重は，上部構造物の慣性力を考慮する。杭に生じる反力が，基準地震動 S_s に対する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 地震時の上部構造物による入力荷重と杭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. 固定荷重，機器荷重，積雪荷重及び浮力

固定荷重は，3次元FEMモデルの各要素に材料の単位体積重量に基づく重量を与える。また，積雪荷重，機器荷重及び浮力は，荷重の作用する箇所に分布荷重又は各要素の大きさに応じて分配した節点荷重として入力する。

4.5.2 断面の評価方法

軸力，曲げモーメント及び面内せん断力については，必要鉄筋量が設計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 NS 方向と EW 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」に基づき，評価対象部位に生じる面外せん断力が，次式を基に算定した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w f_t \cdot (p_w - 0.002) \}$$

ここで，

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心距離で，断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

α : 許容せん断力の割増し係数

(2 を超える場合は 2，1 未満の場合は 1 とする。また，引張軸力が 2N/mm² を超える場合は 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)

w f_t : せん断補強筋の短期許容引張応力度 (N/mm²)

p_w : せん断補強筋比で，次式による。(0.002 以上とする。*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

a_w : 1 組のせん断補強筋の断面積 (mm²)

x : せん断補強筋の間隔 (mm)

注記* : せん断補強筋がない領域については，第 2 項を 0 とする。

5. 地震応答解析による評価結果

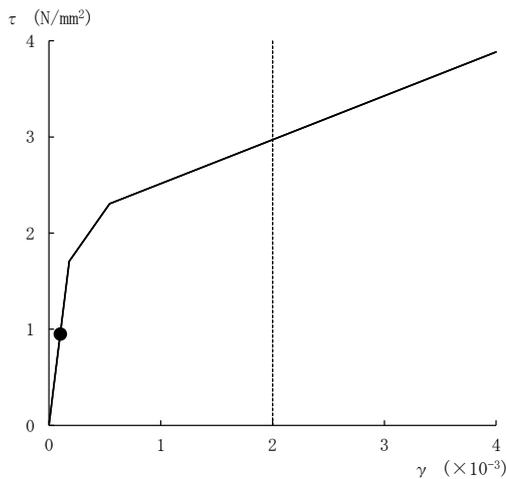
5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果

鉄筋コンクリート造耐震壁について、S s 地震時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。

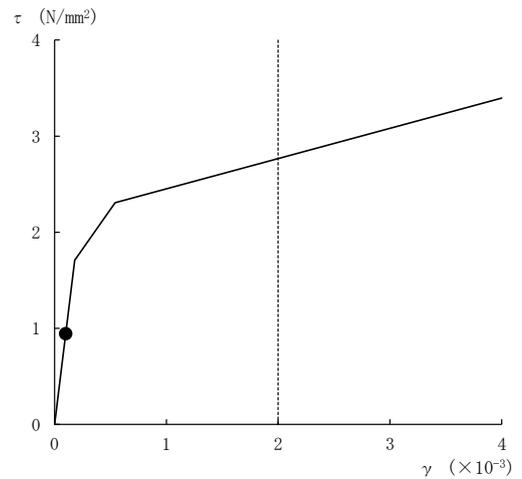
材料物性の不確かさを考慮した最大せん断ひずみは 0.101×10^{-3} (NS 方向, Ss-1, ケース 2) であり、許容限界を超えないことを確認した。耐震壁の最大せん断ひずみ一覧を表 5-1 に示す。この表において、最大せん断ひずみについて、せん断スケルトン曲線上にプロットした図を図 5-1 に示す。

表 5-1 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ

方向	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
NS	0.101	2.0
EW	0.100	



(a) NS 方向, Ss-1, ケース 2



(b) EW 方向, Ss-1, ケース 2

図 5-1 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ

5.2 杭の評価結果

杭について、S s 地震時の軸力（鉛直支持力及び引抜き抵抗力）、曲げモーメント及びせん断力が許容限界を超えないことを確認する。

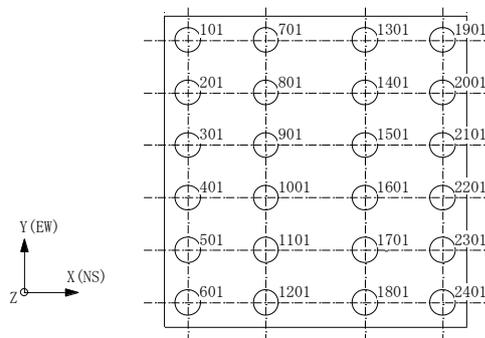
S s 地震時に発生する最大杭応力に対する評価結果を表 5-2 に示す。

S s 地震時において、発生する応力値が許容限界を超えないことを確認した。

表 5-2 最大杭応力に対する評価結果

	S s 地震時	許容限界	検定値*	備考
鉛直支持力 ($\times 10^3 \text{kN}$)	10.4	24.0	0.434	ケース 3, Ss-2, 杭番号 2401
引抜き抵抗力 ($\times 10^3 \text{kN}$)	9.91	17.0	0.583	ケース 3, Ss-2, 杭番号 601
曲げモーメント ($\times 10^4 \text{kN} \cdot \text{m}$)	1.31	1.46	0.898	ケース 3, Ss-1 (EW), 杭番号 1901
せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)	5.07	8.27	0.614	ケース 3, Ss-8 (NS), 杭番号 1901

注記*：評価結果は材料物性の不確かさを考慮したものである。



杭番号（杭頭の要素番号）

6. 応力解析による評価結果

装置基礎の基礎スラブの配筋一覧を表 6-1 に、せん断補強筋の配筋領域図を図 6-1 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、必要鉄筋量が最大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選定する。選定した要素の位置を図 6-2 に、評価結果を表 6-2 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設計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。

表 6-1 基礎スラブの配筋一覧

スラブ厚 (m)	方向	位置	設計配筋
2.5	NS	上ば筋	2-D38@200
		下ば筋	2-D38@200
	EW	上ば筋	2-D38@200
		下ば筋	2-D38@200

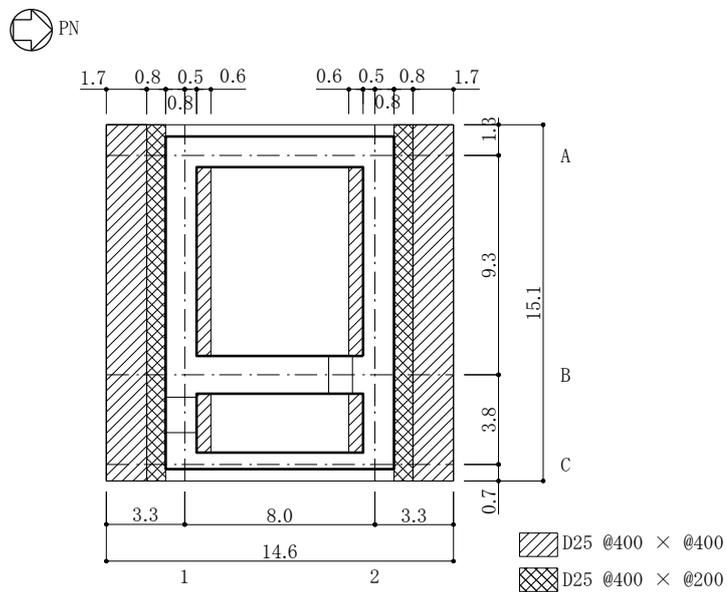


図 6-1 基礎スラブの配筋領域図（せん断補強筋）（単位：m）

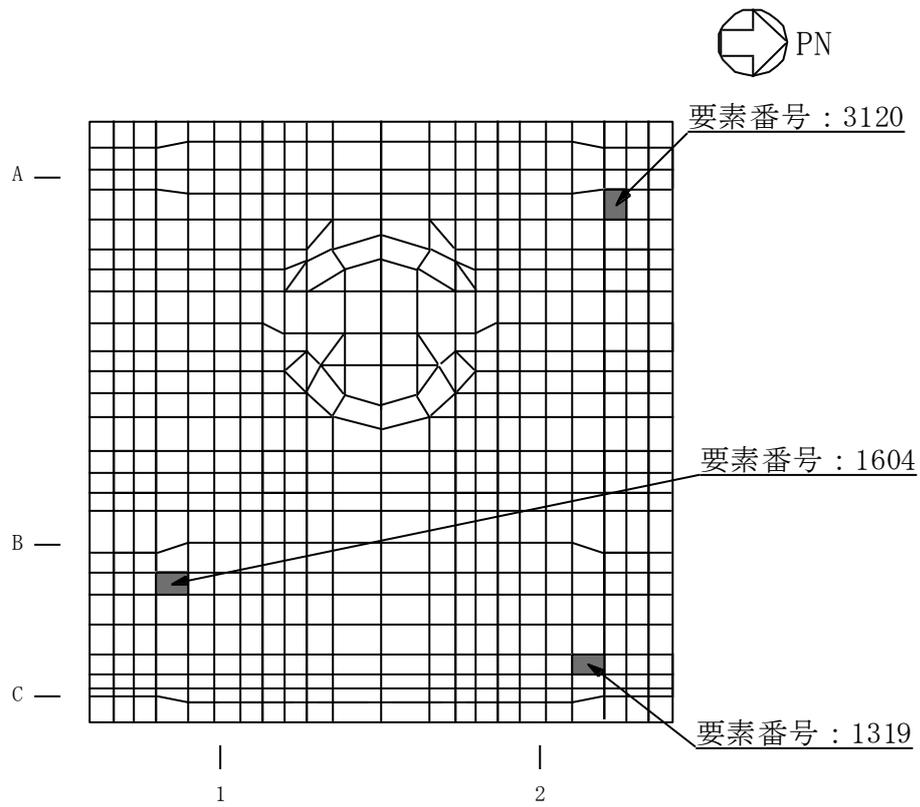


図 6-2 最大値発生位置

表 6-2 最大値一覧

	方向	評価項目	要素番号	荷重ケース	解析結果	許容限界	備考
軸力 + 曲げ モーメント + 面内 せん断力	NS	必要鉄筋量 設計配筋量	1319	24	0.549	1.00	
	EW	必要鉄筋量 設計配筋量	3120	18	0.522	1.00	
面外 せん断力	NS	面外せん断力 (kN/m)	1604	24	4270	5630	せん断* 補強筋
	EW	面外せん断力 (kN/m)	3120	20	3230	4580	せん断* 補強筋

注記*：検討対象要素がせん断補強筋がある領域にあることを示す。