

本資料のうち、枠囲みの内容は、
営業秘密又は防護上の観点から
公開できません。

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資 料 番 号	補足-370-18 改 4
提出年月日	平成 30 年 8 月 23 日

建物・構築物の地震応答解析についての補足説明資料
補足-370-18【緊急時対策所建屋の耐震性評価に関する補足説明】

平成 30 年 8 月

日本原子力発電株式会社

目次

1. 概要.....	1
2. 地震応答解析に関する補足説明.....	2
2.1 地盤のモデル化に関する補足説明.....	2
2.2 地盤物性のばらつきを考慮した場合の影響検討.....	4
2.3 減衰定数 3% を考慮したモデルの影響評価.....	62
2.4 建屋剛性のばらつきに関する検討.....	79
2.5 機器・配管系評価への影響.....	84
2.6 形状特性係数の設定方法と地震応答解析による影響評価.....	87
3. 耐震性についての計算書に関する補足説明.....	107
3.1 設計荷重の設定根拠.....	107
3.2 基礎スラブの掘り込み部の影響評価.....	112
3.3 床スラブの断面の評価.....	128
3.4 水平地盤反力係数 k_h の設定.....	135
3.5 杭極限支持力及び残留引抜き抵抗力の設定.....	141
4. 液状化影響検討についての補足説明.....	143
4.1 概要.....	143
4.2 緊急時対策所建屋の地盤改良について.....	144
4.3 2次元 FLIP による地震応答解析モデル.....	147
4.4 2次元 FLIP モデルの解析結果における杭の健全性の評価.....	151

1. 概要

本資料は、東海第二発電所の緊急時対策所建屋の耐震性評価を補足的に説明するものである。
また、本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」
- ・添付書類「V-2-2-11 緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」

2. 地震応答解析に関する補足説明

2.1 地盤のモデル化に関する補足説明

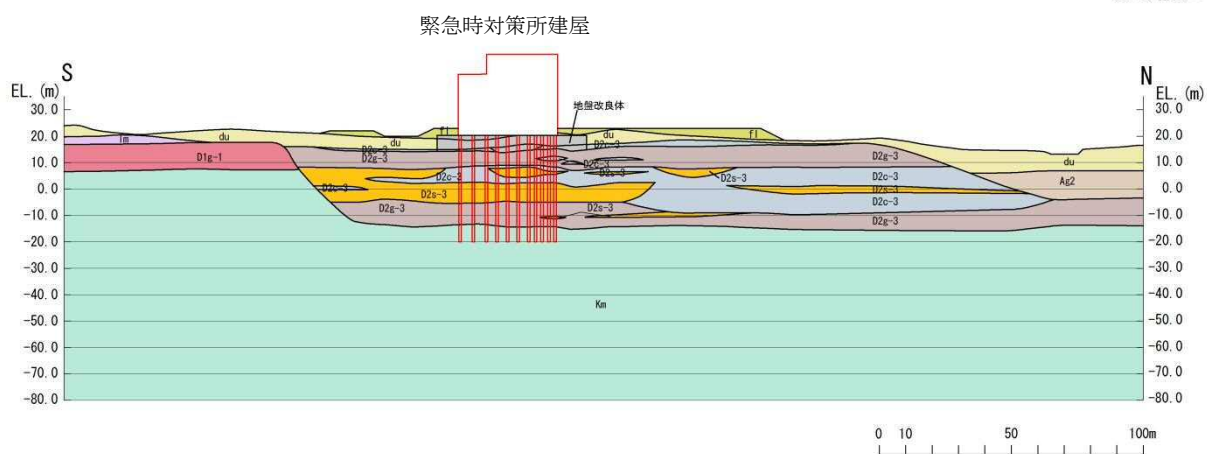
添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」において、緊急時対策所建屋の周辺地盤は、一次元波動論に基づき成層地盤としてモデル化している。

緊急時対策所建屋の周辺地盤の地質断面図を図 2-1 に示す。

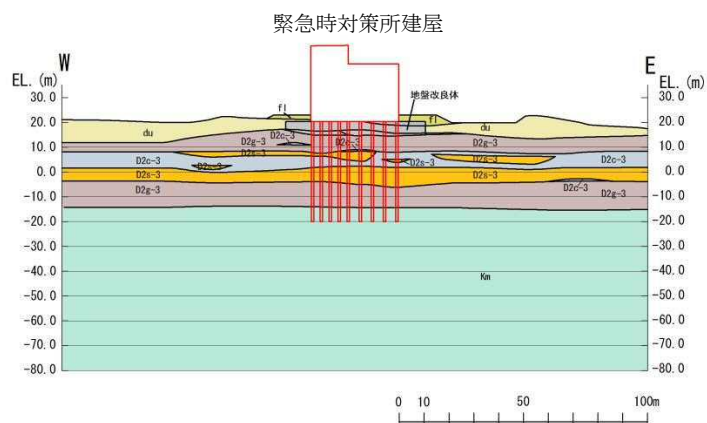
同図から、緊急時対策所建屋の周辺地盤を成層地盤としてモデル化することは妥当であると考えられる。

地質構成表			
地質時代	地質区分	記号	岩相
第 三 紀	新 世	砂丘砂層	du 砂
		Ag2	砂礫
		Ac	粘土
		As	砂
		Ag1	砂礫
第 四 紀	沖積層	si	D2c-3 シルト
			D2s-3 砂
			D2g-3 砂礫
			D2c-3 シルト
	段丘堆積物	D2	D2g-2 砂礫
			ln ローム
		D1	D1c-1 シルト
			D1g-1 砂礫
新第三紀	久米層	Kn	砂質泥岩

※flは埋戻土



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 2-1 地質断面図

2.2 地盤物性のばらつきを考慮した場合の影響検討

本節は、「補足-400-3 地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」の検討方針に基づき、地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果を示すものである。

地盤物性のばらつきのうち、地盤改良を行わないD2g-3層以深（EL. 13.6 m以深）については、地盤調査結果の平均値をもとに設定した数値を基本にし、せん断波速度 V_s のばらつきは標準偏差 $\pm\sigma$ を考慮する。地盤物性値については添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に、標準偏差については「補足-400-3 地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」に記載の値を用いる。

地盤改良土の物性値としては、設計では改良土物性値の下限值として設定した値（ $V_s=760$ m/s）を用いている。それに対して、試験施工において地盤改良土の物理的試験を実施し、その時の物性値が得られていることから、本検討において考慮する地盤改良土のばらつきは、試験施工により得られた物性値の平均値および試験結果を統計処理して得られた標準偏差 $\pm\sigma$ を考慮する。試験施工で得られた物性値と、それに基づき設定した地盤改良土のばらつきについて、本資料「2.2.1 地盤改良土のばらつきの設定」に設定根拠を示す。

地盤物性のばらつきによる影響検討のための地震応答解析ケースを表2-1に示す。

表2-1 地盤物性のばらつきによる影響検討のための地震応答解析ケース

	モデル名称	地盤物性	
		支持地盤 ^{*1} 表層地盤 ^{*1}	地盤改良土 ^{*2}
基本モデル	工認基本モデル	標準地盤	改良目標値
地盤物性の 変動による影響	改良土平均値モデル	標準地盤	改良土試験施工 平均値相当
	改良土平均値 $+\sigma$ 考慮モデル	標準地盤 $+\sigma$ 相当	改良土試験施工 平均値 $+\sigma$ 相当
	改良土平均値 $-\sigma$ 考慮モデル	標準地盤 $-\sigma$ 相当	改良土試験施工 平均値 $-\sigma$ 相当

*1：添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」および

「補足-400-3 地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」に基づく

*2：本資料「2.2.1 地盤改良土のばらつきの設定」に基づく

2.2.1 地盤改良土のばらつきの設定

(1) 概要

緊急時対策所**建屋**のボーリング調査位置を図 2-2 に、建屋直下におけるボーリング柱状図 (KK-1) を図 2-3 に示す。設計用地表面は EL. 23.0 m となることから、現状地表 (EL. 19.0 m) から 4.0 m の盛土 (埋戻土) を用いて整地される。この敷地の支持層となる Km 層 (砂質泥岩) の上面は EL. -15.2 m と深く、基準地震動 S_s において支持層以浅の砂層が液状化する可能性が高いことを考慮して、緊急時対策所**建屋**の基礎構造は地盤改良併用の杭基礎構造としている。

杭基礎の耐震性を確保するために、地表近傍 (EL. 20.8 m ~ EL. 13.6 m) の地盤改良は、原地盤を購入砂とセメントミルクを混ぜた流動化処理土で置換する工法を採用している。また、構築される地盤改良土を対象に、現地で試験施工を実施している。

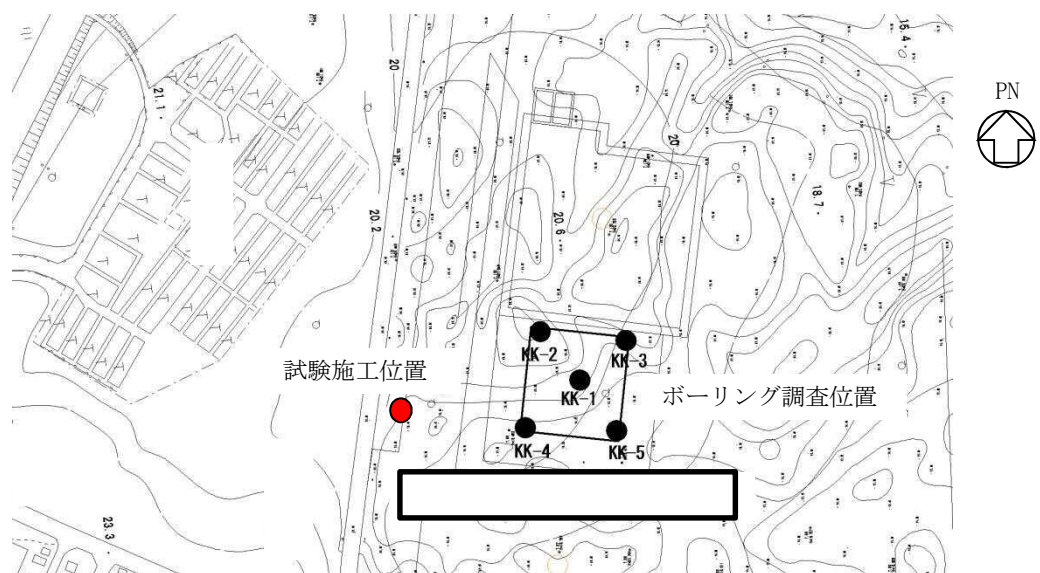


図 2-2 ボーリング調査位置

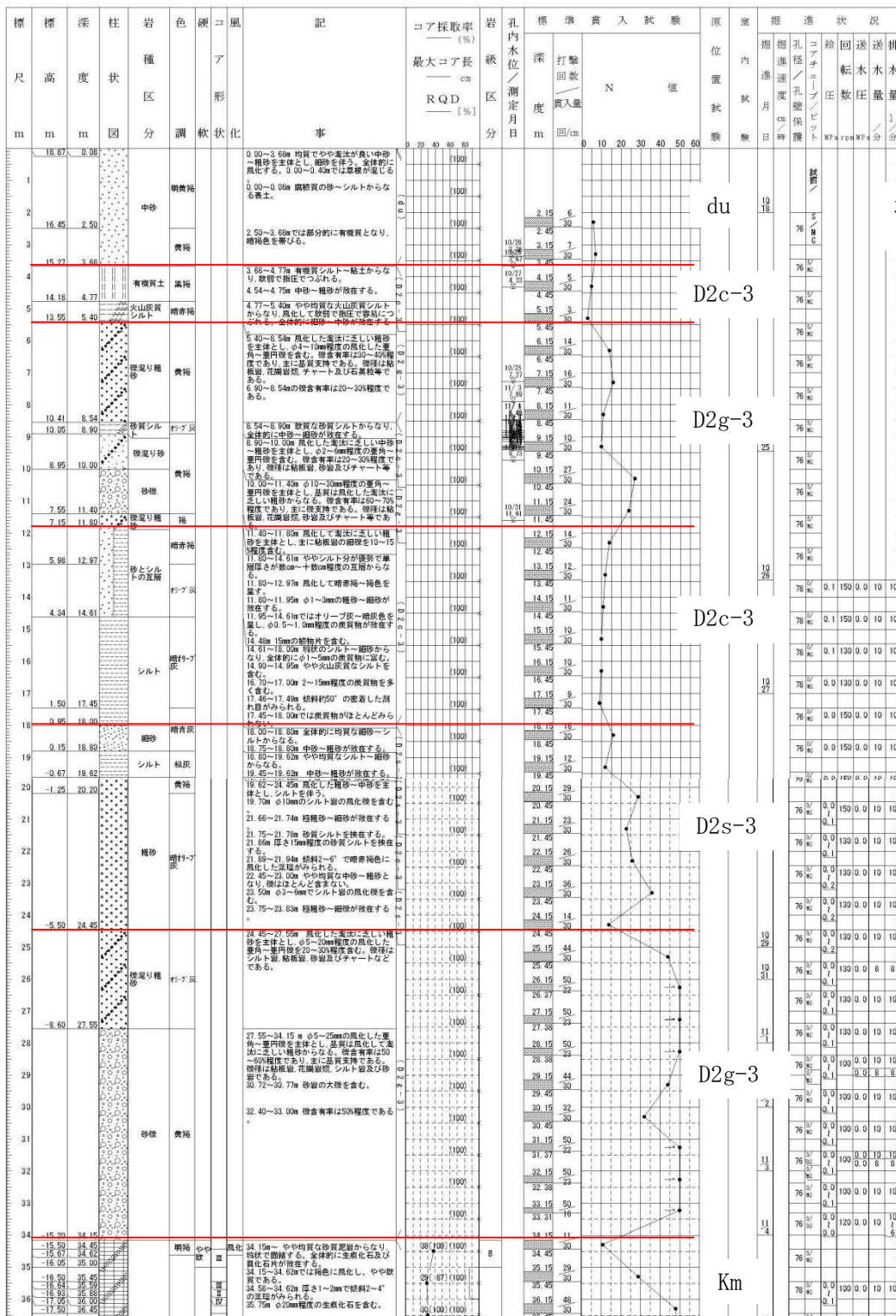
調査名 東海第二発電所 工認申請・審査用ボーリング調査（緊急時対策用）
SA用海水取水施設等

事業・工事名

ボーリングNo. 5 4 4 0 5 4 5 8 0 0 0

シートNo.

ボーリング名	KK-1	調査位置	茨城県那珂郡東海村白方2-4 (X=481.7128, Y=675.8700)	北緯	36° 27' 55.88979"
発注機関	日本原子力発電株式会社	調査期間	平成28年10月17日～平成28年11月26日	東経	140° 36' 09.84928"
調査業者名					
孔口標高	18.95m	角	135° 上 0° 0°	方	270° 西 0° 180° 東 90° 南
総掘進長	85.45m	度	0°	地盤勾配	水平 0° 鉛直 90°
試験機	鉱研OE-8B	使用機種	エンジン ヤンマーNFD170	ハンマー	半自動型
				ポンプ	東邦CP-65



(2) 地盤改良土の試験施工位置

地盤改良土の試験施工を実施した場所は、緊急時対策所~~建屋~~から比較的近い位置（図 2-2 の赤丸）となっており、緊急時対策所~~建屋~~の施工条件に概ね類似している場所と考えられる。

(3) 流動化処理土の調合計画

流動化処理土は購入砂及びセメントミルクを攪拌混合したものであり、購入砂及びセメントの材料は以下を採用する。

- ・購入砂：茨城県日立市（産地）
- ・セメント：高炉セメント B 種

購入砂の粒度分布を図 2-4 に、改良土の調合を表 2-2 に示す。試験施工における改良土の調合は、事前に実施した室内調合試験の結果を基準とし、試験施工において流動化処理土を製造する際に計測した購入砂の含水比から土量と水量を補正している。

JIS A 1204

土のふるい分け試験成績表

受付年月日 平成 29年 02月 23日

試験年月日 平成 29年 03月 02日

試料番号

分類名 礫質砂(まき土)

分類記号 {SG}

粒径 mm	残留率 %	加算通過率 %
26.5		
19		
9.5	0.0	100.0
4.75	0.4	99.6
2	15.8	83.8
0.85	31.4	52.4
0.425	20.5	31.9
0.25	11.3	20.6
0.106	10.2	10.4
0.075	1.5	8.9
>	8.9	
計	100.0	

最大粒径 mm	9.5
60%粒径 mm	1.05
50%粒径 mm	0.79
30%粒径 mm	0.39
20%粒径 mm	0.24
10%粒径 mm	0.10
均等係数 U_c	10.5
曲率係数 U_s	1.4

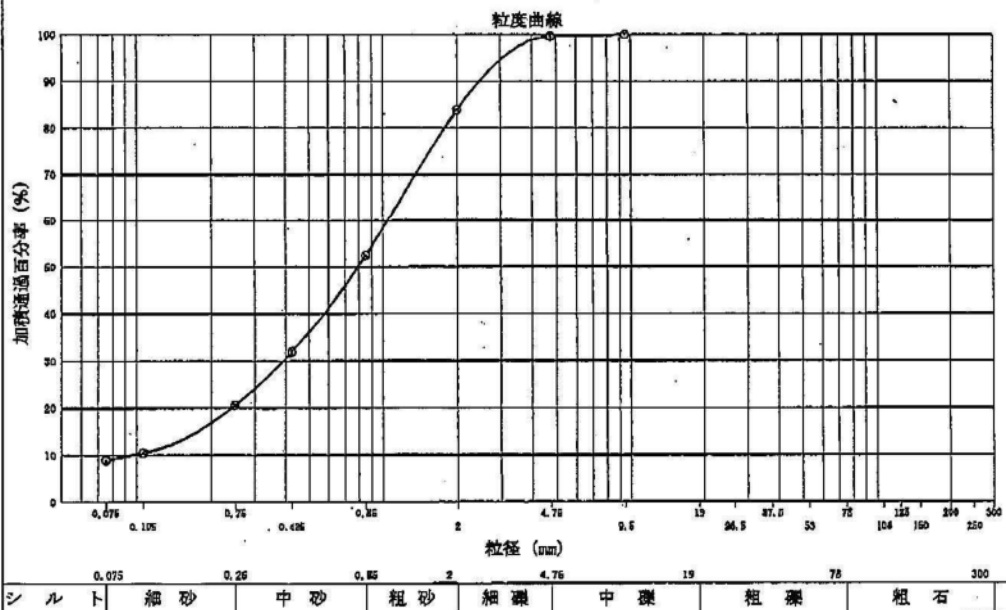


図 2-4 購入砂の粒度分布

表 2-2 改良土の調合

土の種類			購入砂		
土の物性	土粒子密度(g/cm ³)		2.750		
	含水比		11.4%	9.1%	9.7%
試験			室内調合	現場調合①	現場調合②
基本調合	調合含水比		44.5%	44.5%	44.5%
	単位セメント量(kg/m ³)		350	350	350
	単位土量(絶乾質量)(kg/m ³)		1,087	1,087	1,087
	単位水量(kg/m ³)		483	483	483
	気泡量(L/m ³)		0	0	0
	混和剤量(L/m ³)		0	0	0
補正調合	単位セメント量(kg/m ³)		350	350	350
	単位土量(kg/m ³)		1,211	1,186	1,192
	単位水量(kg/m ³)		359	384	378
	気泡量(L/m ³)		0	0	0
	混和剤量(L/m ³)		0	0	0
試験値	密度(g/cm ³)	目標値	1.92	1.92	1.92
		実測値	1.935	1.965	1.975
	フロー値(mm)	目標値	150以上		
		実測値	171×168	189×187	190×187
	ブリーディング率*	実測値	1.22%	0.67%	0.79%

* :ブリーディング率については参考値とする。

(4) 地盤改良土の物性値

試験施工から得られる地盤改良土の物性値は、せん断波速度 V_s 、粗密波速度 V_p 、湿潤密度 ρ_t とする。また、検討に用いる物性値は以下に示す①～③の方法で評価する。

① V_s 、 V_p は、試験施工における PS 検層結果から評価する。

② 湿潤密度 ρ_t は調査ボーリング位置から採取した供試体の湿潤密度試験結果を用いる。

③ 添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」で用いている地盤改良土のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性は、東海第二サイトで統一的に使用しているせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性としている。本検討においても、このひずみ依存性を用いることとするが、試験施工においても供試体による繰返し三軸試験を行い、せん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性を評価している。そのため、両者の比較を行い、上記のひずみ依存性を用いて検討を実施することが妥当であることを以下に確認する。

地盤改良土の施工試験から得られた物性値を表 2-3 に示す。同表の元となる試験データを表 2-4 及び表 2-5 に、試験データの頻度分布（正規分布を仮定した曲線を併記）を図 2-5 に示す。表 2-5 に示した試験結果について、測定深度 25m の結果は他の深度に比べて V_p がやや大きく、 V_s がやや小さく測定されており、結果的にポアソン比も他の深度に比べて大きな値となっている。これは、当該測定深度の地層が D2g-3 層であることが原因と考えられる。

また、地盤改良土のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性を示す。同図では、工認資料の地盤改良土のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性と試験結果に基づくせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性に関する回帰曲線を併記している。

地盤改良土の動的変形特性に試験施工結果を用いた場合の等価線形解析結果と、工認資料に記載した工認基本モデルにおける等価線形解析結果を比較したものを図 2-7 及び図 2-8 に示す。両者の応答に差異がないことから、工認資料の動的変形特性で地盤応答を十分表現できる。

図 2-6 には、地震動の大きな $S_{\text{e}}-31$ 及び $S_{\text{e}}-D1$ の地盤改良土の有効せん断ひずみの範囲を赤色の網掛けにて示す。地盤改良土はセメント系改良土のために剛性が高く、地震時におけるせん断ひずみはわずかである。このようなひずみが小さな範囲では試験結果に基づく回帰曲線と工認資料のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性にほとんど差異はないため、両者の応答に差異が生じなかったものと考えられる。なお、減衰定数については、実測値は工認資料の曲線からやや乖離しているが、設計時数値は実測値に比べ減衰を小さく評価しており、保守的な評価になっていると言える。

等価線形化された地盤定数を表 2-6 及び表 2-7 に示す。同表には、工認資料における結果を併記する。また、設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置 (EL. 20.8m) における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 2-9 及び図 2-10 に示す。等価地盤定数および入力地震動の加速度応答スペクトルについては両者でほとんど差異はみられず、動的変形特性の違いが地盤応答にほとんど影響を与えないことを確認した。

表 2-3 地盤改良土の試験時の物性値

項 目	試験数	平均値	標準偏差	平均値 + σ	平均値 - σ	変動係数 (%)
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	29	1.966	0.014	—	—	0.7
せん断波速度 V_s (m/s)	12	1733	65	1798	1668	3.7
粗密波速度 V_p (m/s)	12	3001	110	3111	2891	3.7
ポアソン比 ν 注)	12	0.250	—	—	—	—

注：ポアソン比 ν は V_s 及び V_p から算定している。

表 2-4 試験データ一覧 (ρ_t)

調査 ボーリング 位置	試料深度 (m) (標高)	平均 深度 (m)	物理試験	
			湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	含水比 w (%)
①-1	13.02 ~ 13.16	13.09	1.967	22.3
	13.19 ~ 13.33	13.26	—	25.2
	13.33 ~ 13.47	13.40	—	23.9
	14.03 ~ 14.17	14.10	1.969	23.2
	15.02 ~ 15.16	15.09	1.969	22.8
	15.58 ~ 15.72	15.65	1.958	22.7
	16.02 ~ 16.16	16.09	1.973	22.3
	16.16 ~ 16.30	16.23	1.962	24.7
	16.30 ~ 16.66	16.48	1.967	22.1
			1.990	20.8
			1.968	22.9
	17.02 ~ 17.16	17.09	1.970	21.1
	18.02 ~ 18.16	18.09	1.982	22.1
	18.44 ~ 18.58	18.51	1.960	21.4
	19.05 ~ 19.19	19.12	1.978	21.7
	19.19 ~ 19.50	19.35	1.996	13.1
			1.973	14.7
			1.971	16.6
	20.04 ~ 20.18	20.11	—	24.4
	21.04 ~ 21.18	21.11	1.971	23.8
	22.03 ~ 22.17	22.10	1.964	23.0
	23.03 ~ 23.17	23.10	1.966	21.8
	24.03 ~ 24.17	24.10	1.962	21.7
	24.17 ~ 24.31	24.24	—	25.4
	24.31 ~ 24.45	24.38	—	23.5
	25.04 ~ 25.18	25.11	1.989	21.1
②-1	1.04 ~ 1.18	1.11	—	23.5
	2.05 ~ 2.19	2.12	—	24.7
	3.30 ~ 3.44	3.37	—	22.7
	3.44 ~ 3.58	3.51	—	26.5
	3.58 ~ 3.72	3.65	—	22.8
	6.05 ~ 6.19	6.12	—	23.8
	7.03 ~ 7.17	7.10	—	24.4
	8.02 ~ 8.16	8.09	—	23.9
	11.04 ~ 11.18	11.11	1.933	22.4
	12.03 ~ 12.17	12.10	1.959	23.7
	12.17 ~ 12.47	12.32	1.966	15.7
			1.944	17.3
			1.948	20.2
	13.03 ~ 13.17	13.10	1.952	22.3
	16.03 ~ 16.17	16.10	1.951	24.4
	17.03 ~ 17.17	17.10	1.952	23.4
	18.17 ~ 18.31	18.24	—	21.0
	21.05 ~ 21.19	21.12	—	23.1
	22.04 ~ 22.18	22.11	—	20.6
	23.03 ~ 23.17	23.10	—	21.4
①-1と②-1の 統計値			個数	29
			最小値	1.933
			最大値	1.996
			平均値	1.966
			標準偏差	0.014
			変動係数 (%)	0.7

・試験施工配置と調査ボーリング位置

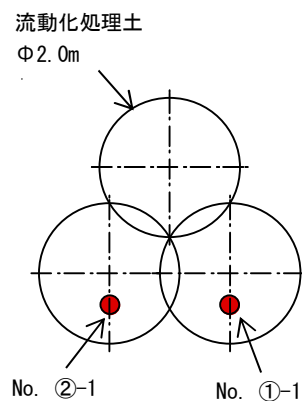
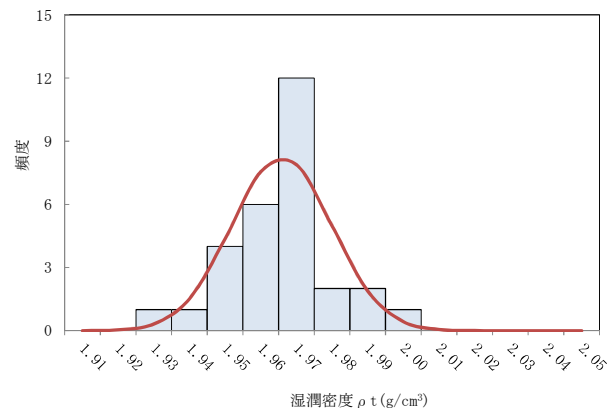
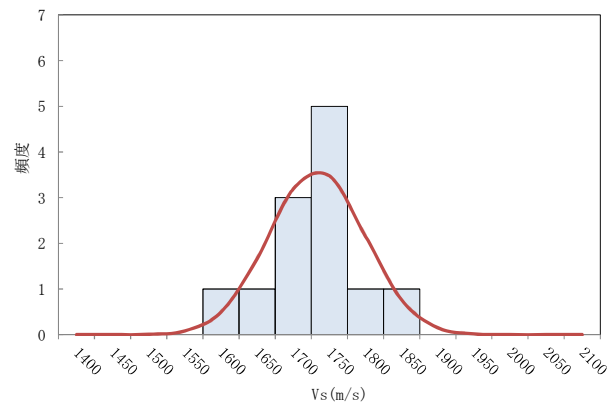


表 2-5 試験データ一覧 (PS 検層結果)

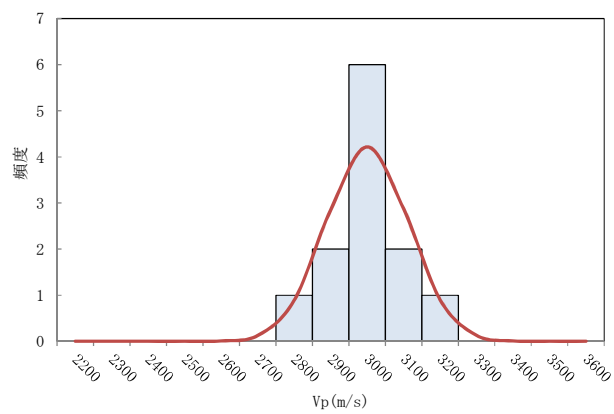
測定深度 (m)	流動化 処理土 仕様	測定区間の 対象土	P波 速度 V _p (m/s)	S波 速度 V _s (m/s)	ポアソン比 ν
14.00	購入砂 調合	改良土	2985	1724	0.250
15.00		改良土	3012	1751	0.245
16.00		改良土	2941	1715	0.242
17.00		改良土	2915	1733	0.227
18.00		改良土	3077	1825	0.229
19.00		改良土	3086	1821	0.233
20.00		改良土	2778	1608	0.248
21.00		改良土	2976	1761	0.231
22.00		改良土	2959	1742	0.235
23.00		改良土	3021	1773	0.237
24.00		改良土	3021	1709	0.265
25.00		改良土	3236	1629	0.330
改良土における 統計値	購入砂 調合	個数	12	12	12
		最小値	2778	1608	0.227
		最大値	3236	1825	0.330
		平均値	3001	1733	0.250
		標準偏差	110	65	0.028
		変動係数(%)	3.7	3.7	11.4



(a) 湿潤密度 ρ_t



(b) せん断波速度 V_s



(c) 粗密波速度 V_p

図 2-5 地盤改良土の物性値の頻度分布

工認資料 : $\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/0.1560}$ $h = 17.8(1 - G/G_0)$ (%)

回帰曲線 : $\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/0.1962}$ $h = 10.8(1 - G/G_0)$ (%)

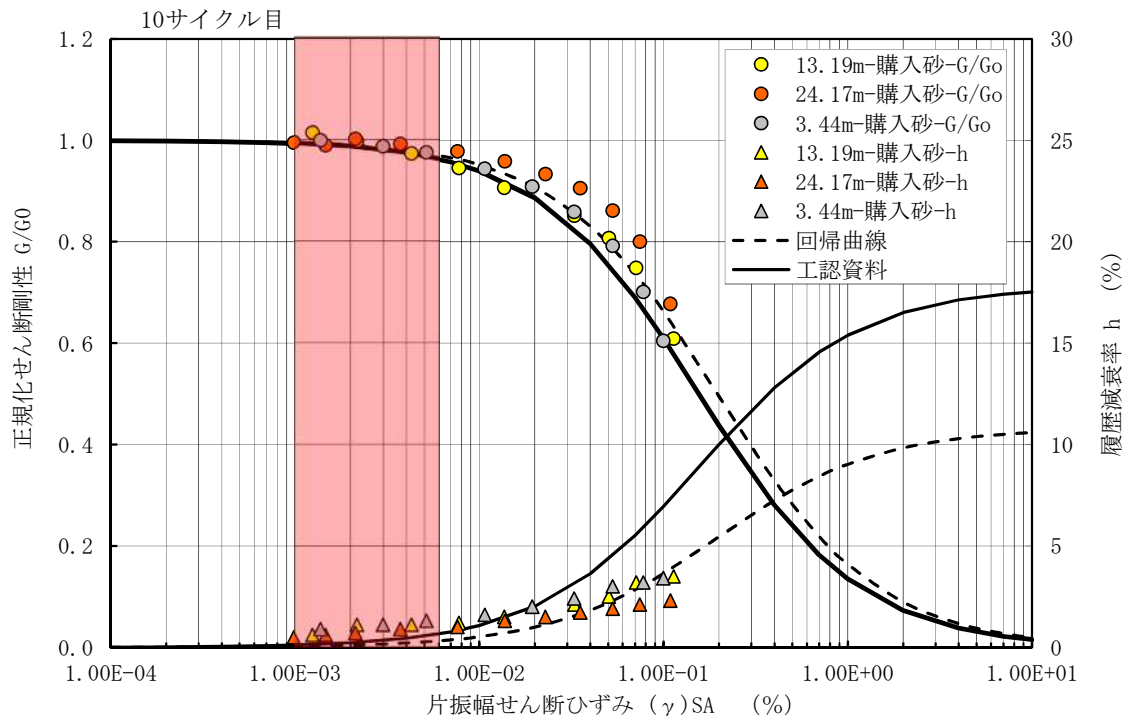


図 2-6 地盤改良土のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

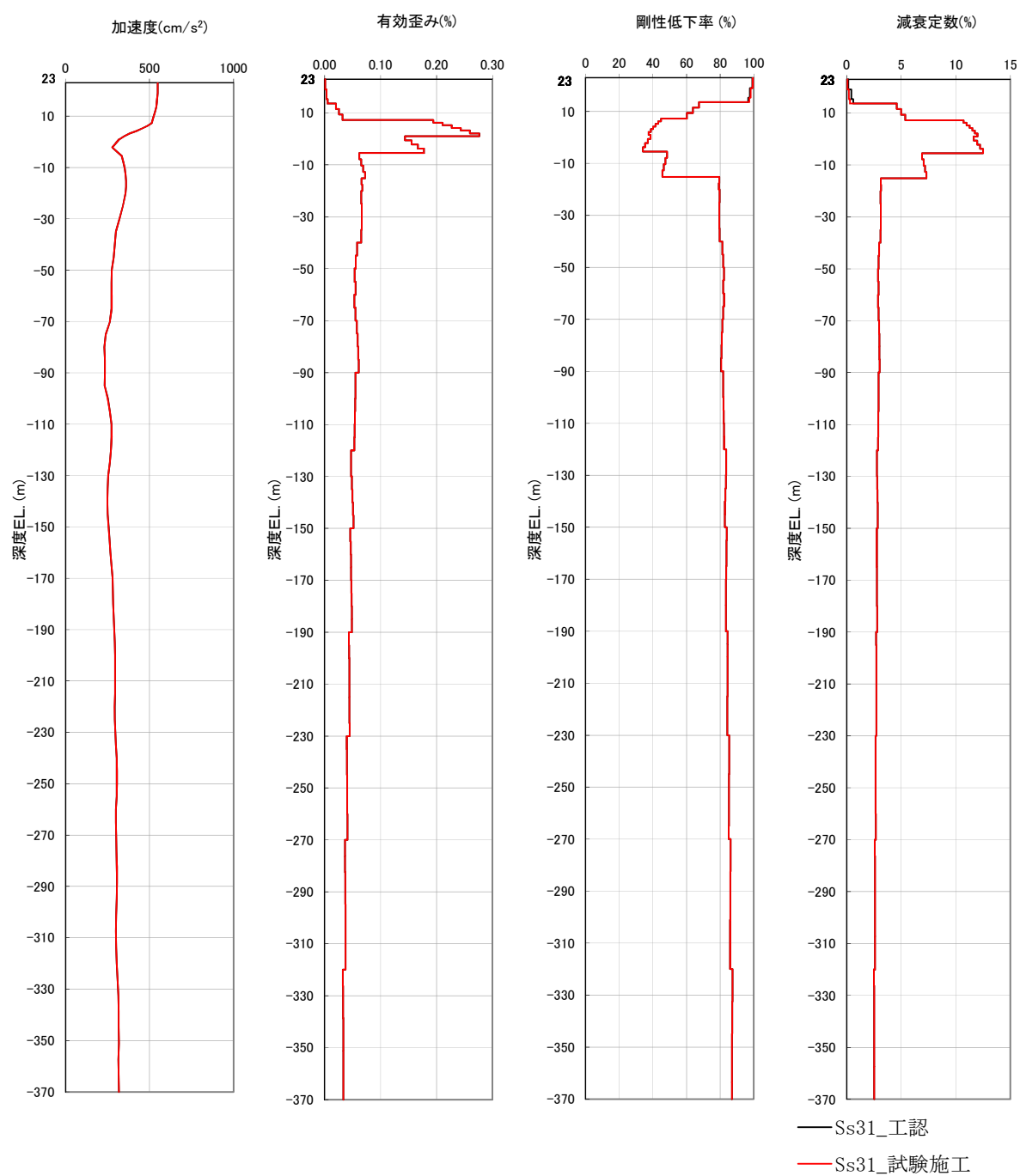


図 2-7 等価線形解析結果 (S_s-31)

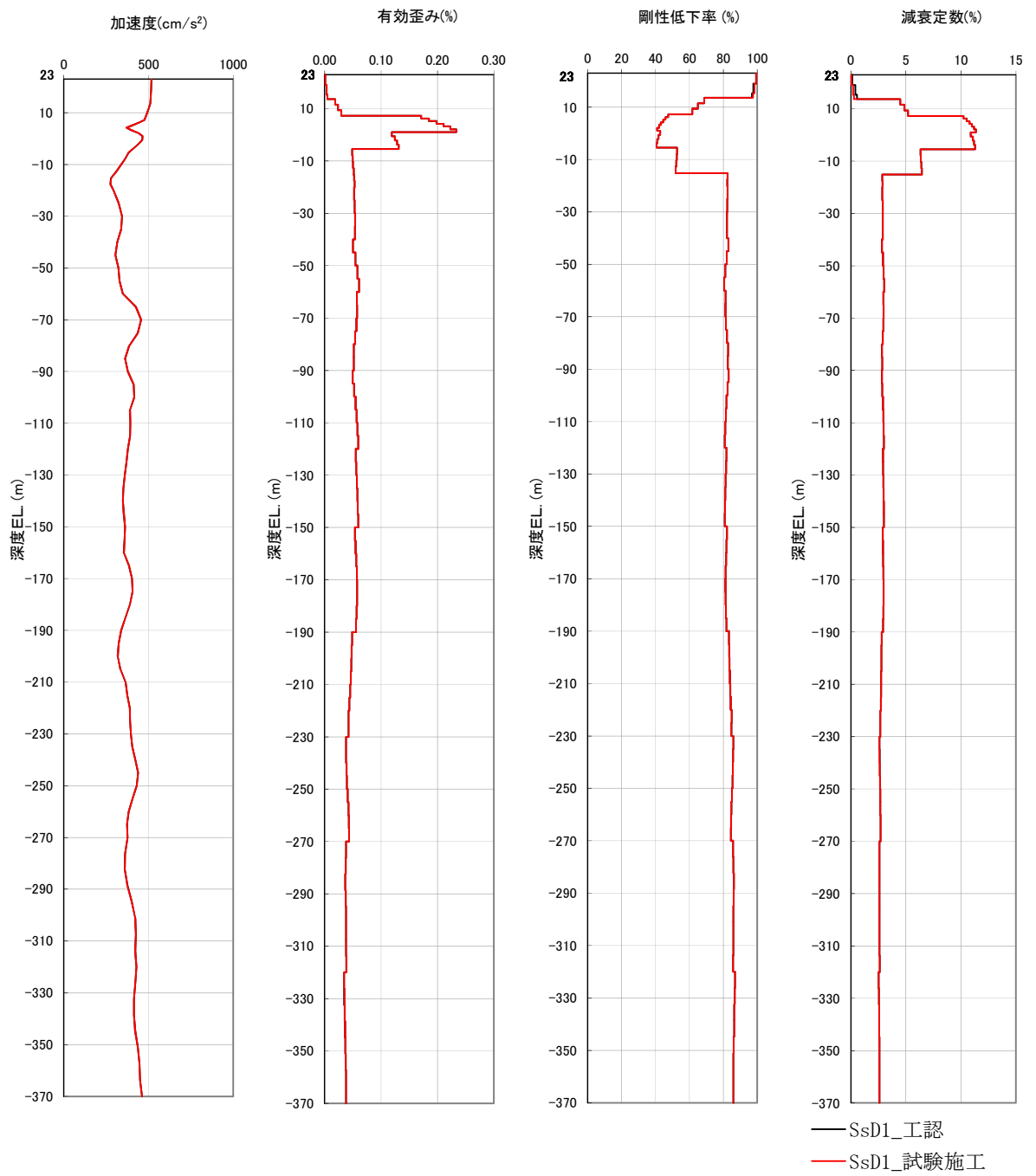


図 2-8 等価線形解析結果 (S_s-D 1)

表 2-6 等価地盤定数 (S_s-3 1)

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m ³)	等価 減衰定数 (工認) h	等価 減衰定数 (試験施工) h	等価 S波速度 (工認) (m/s)	等価 S波速度 (試験施工) (m/s)	等価 P波速度 (工認) (m/s)	等価 P波速度 (試験施工) (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	0.00	756	756	1309	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	0.00	752	752	1303	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.01	0.00	749	749	1297	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	0.05	400	400	1849	1849	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	0.11	173	173	1747	1747	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.12	0.12	216	216	1368	1368	0.487
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.07	0.07	343	343	1834	1834	0.482
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	0.03	397	397	1645	1645	0.469
-20.0		20.00	1.72	0.03	0.03	408	408	1659	1659	0.468
-40.0		20.00	1.73	0.03	0.03	427	427	1680	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	0.03	442	442	1691	1691	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	0.03	465	465	1718	1718	0.460
-120.0		30.00	1.73	0.03	0.03	489	489	1746	1746	0.457
-150.0		40.00	1.74	0.03	0.03	517	517	1773	1773	0.454
-190.0		40.00	1.74	0.03	0.03	545	545	1811	1811	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	0.03	577	577	1850	1850	0.446
-270.0		50.00	1.75	0.03	0.03	612	612	1899	1899	0.442
-320.0		50.00	1.76	0.03	0.03	652	652	1937	1937	0.436
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	0.00	718	718	1988	1988	0.425

表 2-7 等価地盤定数 (S_s-D 1)

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m ³)	等価 減衰定数 (工認) h	等価 減衰定数 (試験施工) h	等価 S波速度 (工認) (m/s)	等価 S波速度 (試験施工) (m/s)	等価 P波速度 (工認) (m/s)	等価 P波速度 (試験施工) (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	0.00	756	756	1309	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	0.00	752	752	1303	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.01	0.00	749	749	1297	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	0.05	400	403	1849	1850	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	0.11	173	179	1747	1748	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.12	0.11	216	233	1368	1371	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.07	0.06	343	361	1834	1838	0.480
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	0.03	397	405	1645	1647	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	0.03	408	413	1659	1661	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	0.03	427	427	1680	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	0.03	442	445	1691	1692	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	0.03	465	465	1718	1718	0.460
-120.0		30.00	1.73	0.03	0.03	489	483	1746	1744	0.458
-150.0		40.00	1.74	0.03	0.03	517	511	1773	1770	0.455
-190.0		40.00	1.74	0.03	0.03	545	545	1811	1811	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	0.03	577	577	1850	1850	0.446
-270.0		50.00	1.75	0.03	0.03	612	612	1899	1899	0.442
-320.0		50.00	1.76	0.03	0.03	652	648	1937	1935	0.437
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	0.00	718	718	1988	1988	0.425

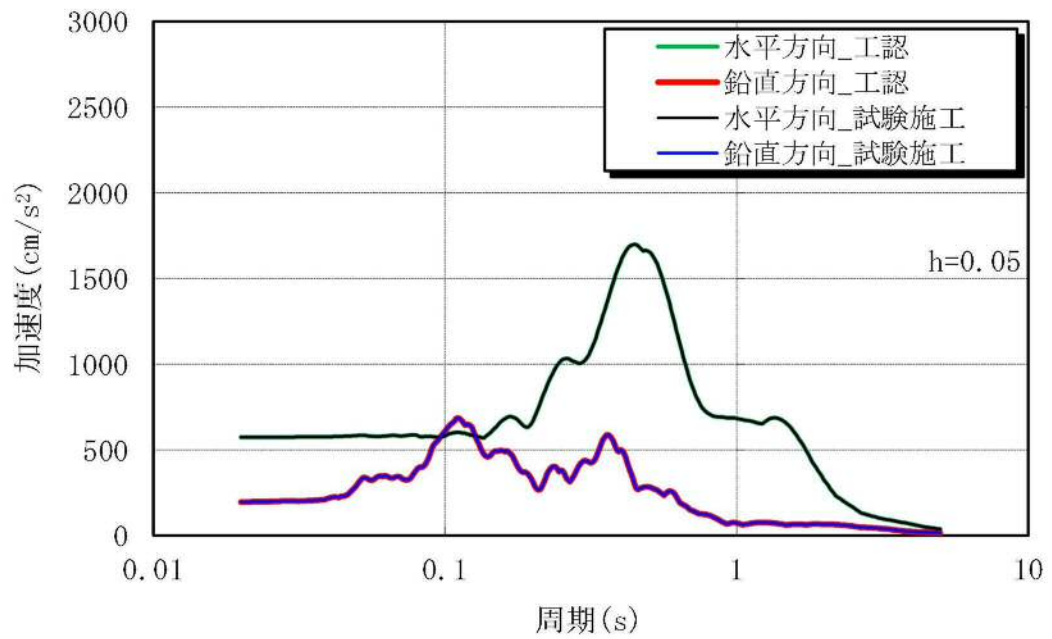


図 2-9 入力地震動の加速度応答スペクトル (S_s-31)

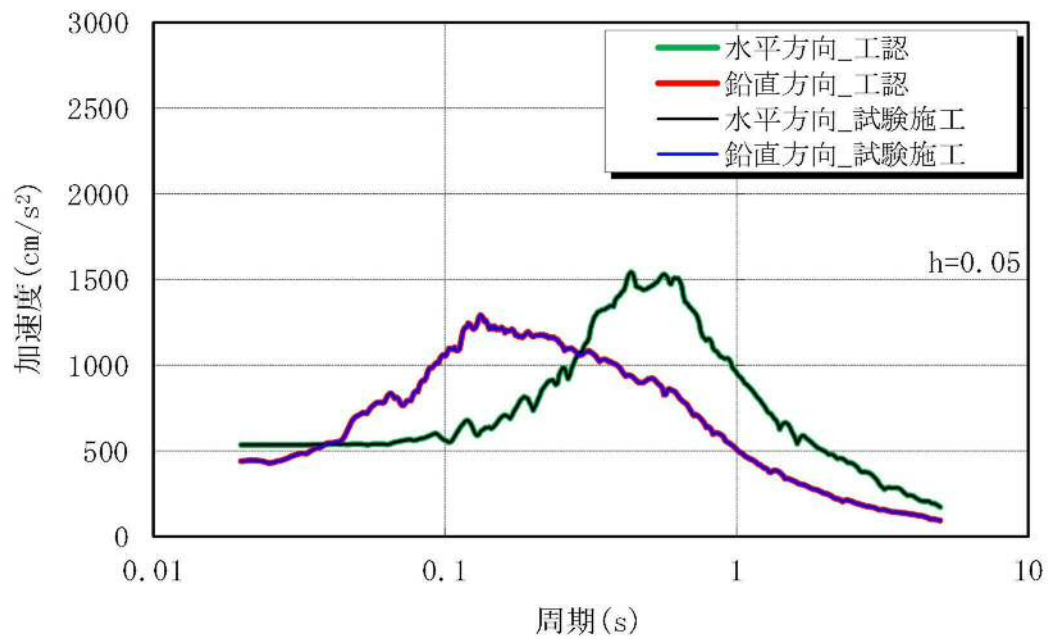


図 2-10 入力地震動の加速度応答スペクトル (S_s-D1)

(5) 検討に用いる地盤改良土物性値のばらつき

検討に用いる地盤改良土物性値のばらつきを表 2-8 に示す。なお、同表には設計に用いた物性値も併せて示す。

せん断波速度 V_s の設定は、表 2-4 に示す試験施工での PS 検層で得られた S 波速度より、平均値は試験結果の平均値 1733 m/s を丸めて 1700 m/s とし、標準偏差は試験結果の 65 m/s を丸めて 100 m/s とする。

なお、ポアソン比 ν 及び湿潤密度 ρ_t はばらつきが小さいと考えられることから一定値とし、ばらつきを考慮しない。

表 2-8 地盤改良土のばらつきの検討に用いる物性値

項目	試験施工の結果から得られた物性値				設計用物性値 (工認基本モデル)
	平均値	標準偏差 σ	平均値 + σ	平均値 - σ	
V_s (m/s)	1700	100	1800	1600	760
ν	0.250	0	0.250	0.250	0.250
ρ_t (g/cm ³)	1.97	0	1.97	1.97	1.97

2.2.2 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果

(1) 地盤物性のばらつきの設定

地盤物性のばらつきは、改良土試験施工の平均値及び地盤のせん断波速度の変動係数から求めた変動の比率（ $\pm \sigma$ 相当）として考慮する。

地盤物性のばらつきによる影響検討のための地震応答解析ケースを表 2-9 に、初期地盤の物性値を表 2-10 に示す。また、初期地盤の物性値とひずみ依存特性から一次元波動論より求めた等価物性値を表 2-11～表 2-14 に示す。

表 2-9 地盤物性のばらつきによる影響検討のための地震応答解析ケース

	モデル名称	地盤物性	
		支持地盤 表層地盤	地盤改良土
基本モデル	工認基本モデル	標準地盤	改良目標値
地盤物性の 変動による影響	改良土平均値モデル	標準地盤	改良土試験施工 平均値相当
	改良土平均値 + σ 考慮モデル	標準地盤 + σ 相当	改良土試験施工 平均値 + σ 相当
	改良土平均値 - σ 考慮モデル	標準地盤 - σ 相当	改良土試験施工 平均値 - σ 相当

表 2-10 初期地盤の物性値

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	S波速度 V_s (m/s)			
				工認 基本	改良土 平均値	改良土 平均値 + σ	改良土 平均値 - σ
23.0	改良土 (f1)	4.0	1.97	760	1700	1800	1600
19.0	改良土 (du)	3.7	1.97	760	1700	1800	1600
15.3	改良土 (D2c-3)	1.7	1.97	760	1700	1800	1600
13.6	D2g-3	6.4	2.15	500	500	575	425
7.2	D2c-3	6.2	1.77	270	270	311	229
1.0	D2s-3	6.5	1.92	360	360	378	342
-5.5	D2g-3	9.7	2.15	500	500	575	425
-15.2	Km	4.8	1.72	447	447	492	402
-20.0		20.0	1.72	456	456	502	410
-40.0		20.0	1.73	472	472	520	424
-60.0		30.0	1.73	491	491	541	441
-90.0		30.0	1.73	514	514	566	462
-120.0		30.0	1.73	537	537	591	483
-150.0		40.0	1.74	564	564	621	507
-190.0		40.0	1.74	595	595	655	535
-230.0		40.0	1.75	626	626	689	563
-270.0		50.0	1.75	660	660	726	594
-320.0		50.0	1.76	699	699	769	629
-370.0							

表 2-11 (1/2) 地盤定数 (工認基本モデル)

(a) S_s-D1

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.01	749	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	403	1850	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	179	1748	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.11	233	1371	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	361	1838	0.480
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	405	1647	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	413	1661	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	427	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	445	1692	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0		30.00	1.73	0.03	483	1744	0.458
-150.0		40.00	1.74	0.03	511	1770	0.455
-190.0		40.00	1.74	0.03	545	1811	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	577	1850	0.446
-270.0		50.00	1.75	0.03	612	1899	0.442
-320.0		50.00	1.76	0.03	648	1935	0.437
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

(b) S_s-21

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	427	1857	0.472
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.08	209	1753	0.493
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.07	290	1386	0.477
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	397	1848	0.476
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	415	1651	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	420	1663	0.466
-40.0		20.00	1.73	0.03	433	1682	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	453	1695	0.462
-90.0		30.00	1.73	0.03	477	1723	0.458
-120.0		30.00	1.73	0.02	501	1751	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.02	532	1779	0.451
-190.0		40.00	1.74	0.02	561	1817	0.447
-230.0		40.00	1.75	0.02	587	1854	0.444
-270.0		50.00	1.75	0.02	619	1902	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	659	1940	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 2-11 (2/2) 地盤定数 (工認基本モデル)

(c) S_s-22

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	749	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	418	1854	0.473
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.09	200	1751	0.493
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.08	279	1383	0.479
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	397	1848	0.476
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	417	1651	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	423	1664	0.465
-40.0		20.00	1.73	0.03	438	1683	0.464
-60.0		30.00	1.73	0.03	455	1695	0.461
-90.0		30.00	1.73	0.03	479	1723	0.458
-120.0		30.00	1.73	0.03	501	1751	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.03	526	1776	0.452
-190.0		40.00	1.74	0.02	555	1815	0.448
-230.0		40.00	1.75	0.02	587	1854	0.444
-270.0		50.00	1.75	0.02	619	1902	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	659	1940	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

(d) S_s-31

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.01	749	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	400	1849	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	173	1747	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.12	216	1368	0.487
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.07	343	1834	0.482
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	397	1645	0.469
-20.0		20.00	1.72	0.03	408	1659	0.468
-40.0		20.00	1.73	0.03	427	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	442	1691	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0		30.00	1.73	0.03	489	1746	0.457
-150.0		40.00	1.74	0.03	517	1773	0.454
-190.0		40.00	1.74	0.03	545	1811	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	577	1850	0.446
-270.0		50.00	1.75	0.03	612	1899	0.442
-320.0		50.00	1.76	0.03	652	1937	0.436
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 2-12 (1/2) 地盤定数 (改良土平均値モデル)

(a) S_s-D1

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	1700	2944	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1700	2944	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1691	2929	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	403	1850	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	179	1748	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.11	233	1371	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	361	1838	0.480
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	405	1647	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	413	1661	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	427	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	445	1692	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0		30.00	1.73	0.03	483	1744	0.458
-150.0		40.00	1.74	0.03	511	1770	0.455
-190.0		40.00	1.74	0.03	545	1811	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	577	1850	0.446
-270.0		50.00	1.75	0.03	612	1899	0.442
-320.0		50.00	1.76	0.03	648	1935	0.437
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

(b) S_s-21

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	1700	2944	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1700	2944	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1700	2944	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	427	1857	0.472
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.08	209	1753	0.493
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.07	290	1386	0.477
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	397	1848	0.476
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	415	1651	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	420	1663	0.466
-40.0		20.00	1.73	0.03	433	1682	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	453	1695	0.462
-90.0		30.00	1.73	0.03	477	1723	0.458
-120.0		30.00	1.73	0.02	501	1751	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.02	532	1779	0.451
-190.0		40.00	1.74	0.02	561	1817	0.447
-230.0		40.00	1.75	0.02	587	1854	0.444
-270.0		50.00	1.75	0.02	619	1902	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	659	1940	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 2-12 (2/2) 地盤定数 (改良土平均値モデル)

(c) S_s-22

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	1700	2944	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1700	2944	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1691	2929	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	418	1854	0.473
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.09	200	1751	0.493
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.08	279	1383	0.479
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	397	1848	0.476
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	417	1651	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	423	1664	0.465
-40.0		20.00	1.73	0.03	438	1683	0.464
-60.0		30.00	1.73	0.03	455	1695	0.461
-90.0		30.00	1.73	0.03	479	1723	0.458
-120.0		30.00	1.73	0.03	501	1751	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.03	526	1776	0.452
-190.0		40.00	1.74	0.02	555	1815	0.448
-230.0		40.00	1.75	0.02	587	1854	0.444
-270.0		50.00	1.75	0.02	619	1902	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	659	1940	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

(d) S_s-31

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	1700	2944	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1700	2944	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1691	2929	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	400	1849	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	173	1747	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.12	216	1368	0.487
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.07	343	1834	0.482
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	397	1645	0.469
-20.0		20.00	1.72	0.03	408	1659	0.468
-40.0		20.00	1.73	0.03	427	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	442	1691	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0		30.00	1.73	0.03	489	1746	0.457
-150.0		40.00	1.74	0.03	517	1773	0.454
-190.0		40.00	1.74	0.03	545	1811	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	577	1850	0.446
-270.0		50.00	1.75	0.03	612	1899	0.442
-320.0		50.00	1.76	0.03	652	1937	0.436
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 2-13 (1/2) 地盤定数 (改良土平均値 + σ 考慮モデル)(a) S_s-D1

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土 (f1)	4.00	1.97	0.00	1800	3118	0.250
19.0	改良土 (du)	3.70	1.97	0.00	1800	3118	0.250
15.3	改良土 (D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1791	3102	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	478	2132	0.474
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.10	224	2016	0.494
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.11	242	1439	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	430	2118	0.479
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	448	1814	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	455	1828	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	474	1852	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	490	1864	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	519	1895	0.459
-120.0		30.00	1.73	0.03	538	1922	0.457
-150.0		40.00	1.74	0.03	566	1950	0.454
-190.0		40.00	1.74	0.03	600	1993	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	639	2038	0.445
-270.0		50.00	1.75	0.03	677	2090	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	721	2132	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	790	2187	0.425

(b) S_s-21

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土 (f1)	4.00	1.97	0.00	1800	3118	0.250
19.0	改良土 (du)	3.70	1.97	0.00	1800	3118	0.250
15.3	改良土 (D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1800	3118	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	501	2139	0.471
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.07	249	2020	0.492
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.07	300	1454	0.478
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	474	2131	0.474
-15.2	Km	4.80	1.72	0.02	462	1819	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	468	1833	0.465
-40.0		20.00	1.73	0.03	479	1853	0.464
-60.0		30.00	1.73	0.03	499	1867	0.462
-90.0		30.00	1.73	0.03	525	1897	0.459
-120.0		30.00	1.73	0.03	551	1927	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.02	586	1958	0.451
-190.0		40.00	1.74	0.02	621	2002	0.447
-230.0		40.00	1.75	0.02	654	2044	0.443
-270.0		50.00	1.75	0.02	685	2094	0.440
-320.0		50.00	1.76	0.02	725	2134	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	790	2187	0.425

表 2-13 (2/2) 地盤定数 (改良土平均値 + σ 考慮モデル)(c) S_s-22

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土 (f1)	4.00	1.97	0.00	1800	3118	0.250
19.0	改良土 (du)	3.70	1.97	0.00	1800	3118	0.250
15.3	改良土 (D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1791	3102	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	491	2136	0.472
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.08	241	2019	0.493
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.08	288	1451	0.479
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	467	2129	0.475
-15.2	Km	4.80	1.72	0.02	462	1819	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.02	471	1834	0.465
-40.0		20.00	1.73	0.03	485	1855	0.463
-60.0		30.00	1.73	0.03	505	1869	0.461
-90.0		30.00	1.73	0.02	531	1899	0.458
-120.0		30.00	1.73	0.02	554	1928	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.02	583	1957	0.451
-190.0		40.00	1.74	0.02	614	1999	0.448
-230.0		40.00	1.75	0.02	650	2043	0.444
-270.0		50.00	1.75	0.02	685	2094	0.440
-320.0		50.00	1.76	0.02	730	2136	0.434
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	790	2187	0.425

(d) S_s-31

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土 (f1)	4.00	1.97	0.00	1800	3118	0.250
19.0	改良土 (du)	3.70	1.97	0.00	1800	3118	0.250
15.3	改良土 (D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1791	3102	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	474	2131	0.474
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.10	218	2015	0.494
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.12	230	1437	0.487
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	415	2114	0.480
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	440	1811	0.469
-20.0		20.00	1.72	0.03	449	1826	0.468
-40.0		20.00	1.73	0.03	468	1850	0.466
-60.0		30.00	1.73	0.03	493	1865	0.462
-90.0		30.00	1.73	0.03	519	1895	0.459
-120.0		30.00	1.73	0.03	542	1923	0.457
-150.0		40.00	1.74	0.03	573	1953	0.453
-190.0		40.00	1.74	0.03	604	1995	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	639	2038	0.445
-270.0		50.00	1.75	0.03	677	2090	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	721	2132	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	790	2187	0.425

表 2-14 (1/2) 地盤定数 (改良土平均値- σ 考慮モデル)(a) S_s-D1

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土 (f1)	4.00	1.97	0.00	1600	2771	0.250
19.0	改良土 (du)	3.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
15.3	改良土 (D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1592	2757	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	329	1569	0.477
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.12	134	1480	0.496
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.11	224	1303	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.07	298	1560	0.481
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	366	1482	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	371	1493	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	379	1507	0.466
-60.0		30.00	1.73	0.03	397	1519	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	411	1542	0.462
-120.0		30.00	1.73	0.03	432	1568	0.459
-150.0		40.00	1.74	0.03	459	1591	0.455
-190.0		40.00	1.74	0.03	490	1628	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	516	1663	0.447
-270.0		50.00	1.75	0.03	544	1706	0.443
-320.0		50.00	1.76	0.03	583	1741	0.437
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	646	1789	0.425

(b) S_s-21

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土 (f1)	4.00	1.97	0.00	1600	2771	0.250
19.0	改良土 (du)	3.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
15.3	改良土 (D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	356	1577	0.473
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.09	171	1485	0.493
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.07	274	1316	0.477
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	321	1566	0.478
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	371	1484	0.467
-20.0		20.00	1.72	0.03	374	1494	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	386	1510	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	404	1521	0.462
-90.0		30.00	1.73	0.03	428	1548	0.459
-120.0		30.00	1.73	0.02	453	1576	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.02	476	1598	0.451
-190.0		40.00	1.74	0.03	496	1630	0.449
-230.0		40.00	1.75	0.03	522	1665	0.445
-270.0		50.00	1.75	0.02	557	1711	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	593	1746	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	646	1789	0.425

表 2-14 (2/2) 地盤定数 (改良土平均値- σ 考慮モデル)(c) S_s-22

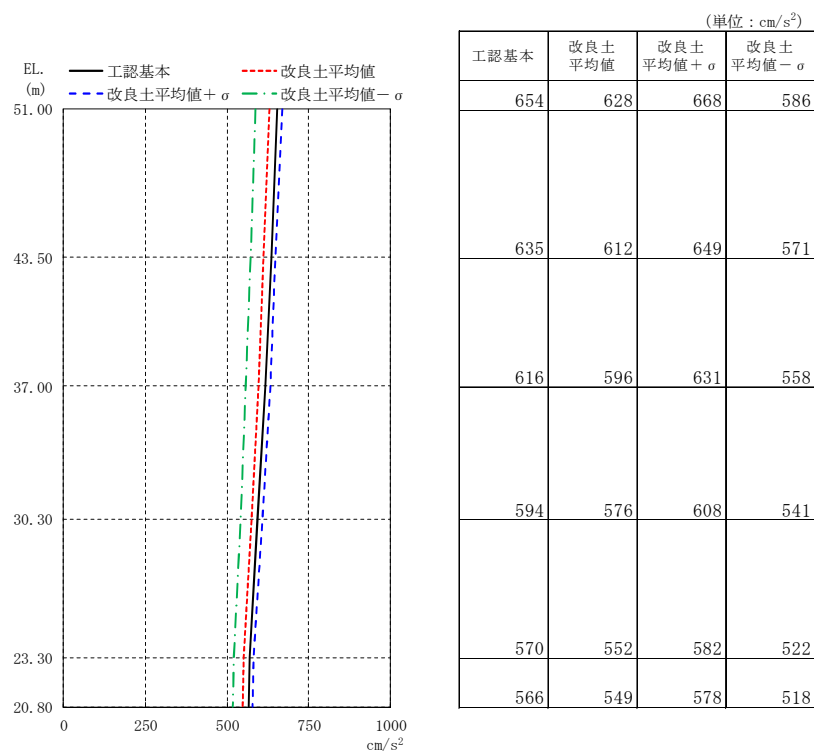
標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	1600	2771	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	348	1574	0.474
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.10	164	1484	0.494
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.07	271	1315	0.478
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	324	1567	0.478
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	373	1484	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	378	1495	0.466
-40.0		20.00	1.73	0.03	391	1511	0.464
-60.0		30.00	1.73	0.03	409	1523	0.461
-90.0		30.00	1.73	0.03	426	1547	0.459
-120.0		30.00	1.73	0.03	445	1573	0.457
-150.0		40.00	1.74	0.03	470	1596	0.453
-190.0		40.00	1.74	0.03	496	1630	0.449
-230.0		40.00	1.75	0.03	525	1667	0.445
-270.0		50.00	1.75	0.02	554	1710	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	590	1744	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	646	1789	0.425

(d) S_s-31

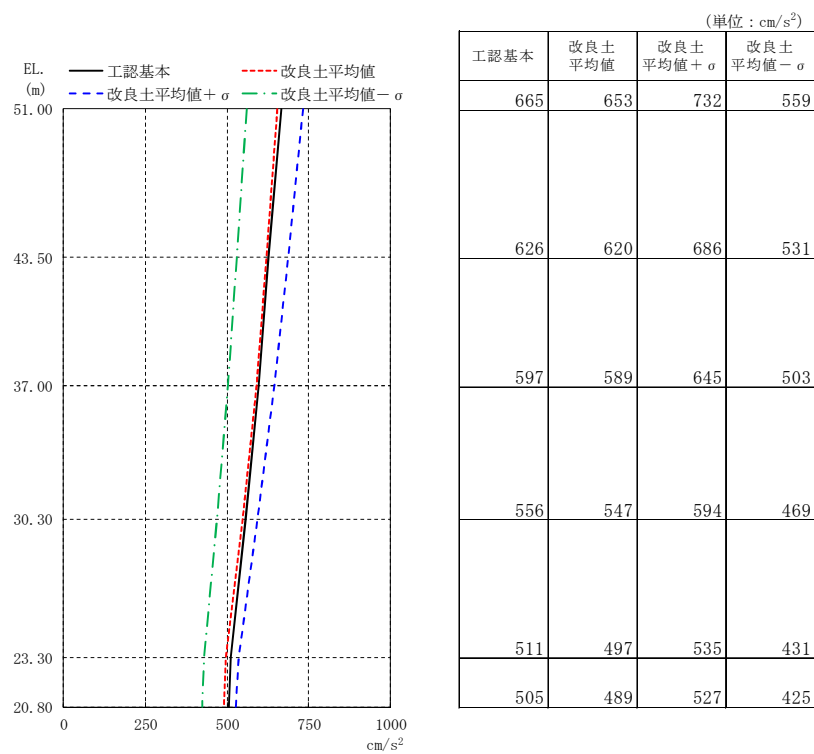
標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	1600	2771	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1592	2757	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	329	1569	0.477
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.13	132	1480	0.496
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.12	211	1300	0.486
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.08	279	1556	0.483
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	360	1480	0.469
-20.0		20.00	1.72	0.03	369	1492	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	377	1507	0.467
-60.0		30.00	1.73	0.03	392	1517	0.464
-90.0		30.00	1.73	0.03	416	1544	0.461
-120.0		30.00	1.73	0.03	437	1570	0.458
-150.0		40.00	1.74	0.03	459	1591	0.455
-190.0		40.00	1.74	0.03	487	1627	0.451
-230.0		40.00	1.75	0.03	516	1663	0.447
-270.0		50.00	1.75	0.03	548	1708	0.443
-320.0		50.00	1.76	0.03	583	1741	0.437
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	646	1789	0.425

(2) 地震応答解析結果

緊急時対策所建屋の地盤物性のばらつきを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果について、最大応答値の比較を図 2-11～図 2-21 に示す。また、基準地震動 S_s に対する最大応答せん断力を図 2-22 及び図 2-23 の耐震壁のスケルトンカーブ上にプロットして示す。

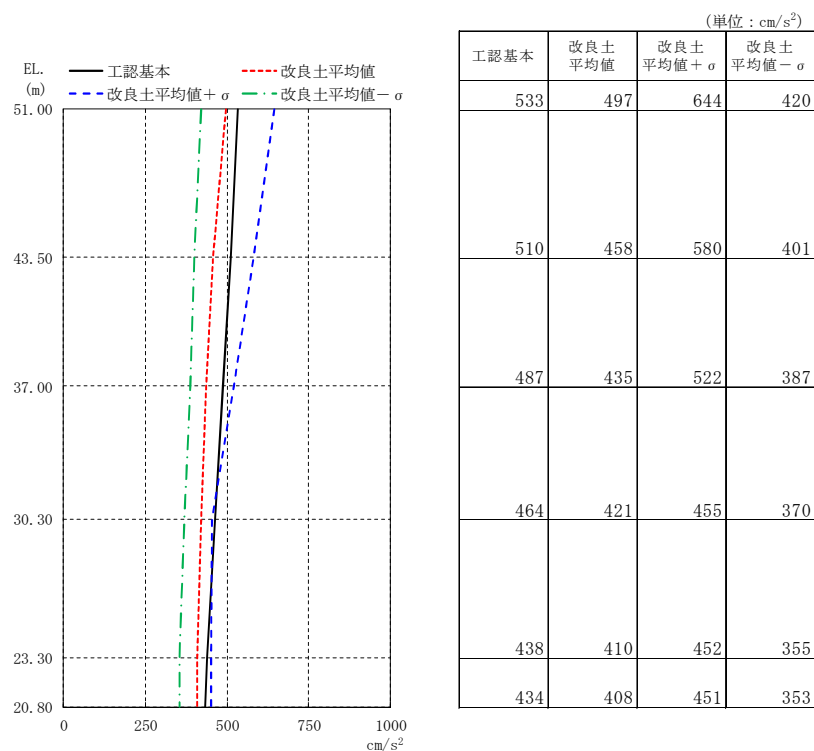


(a) $S_s - D 1$

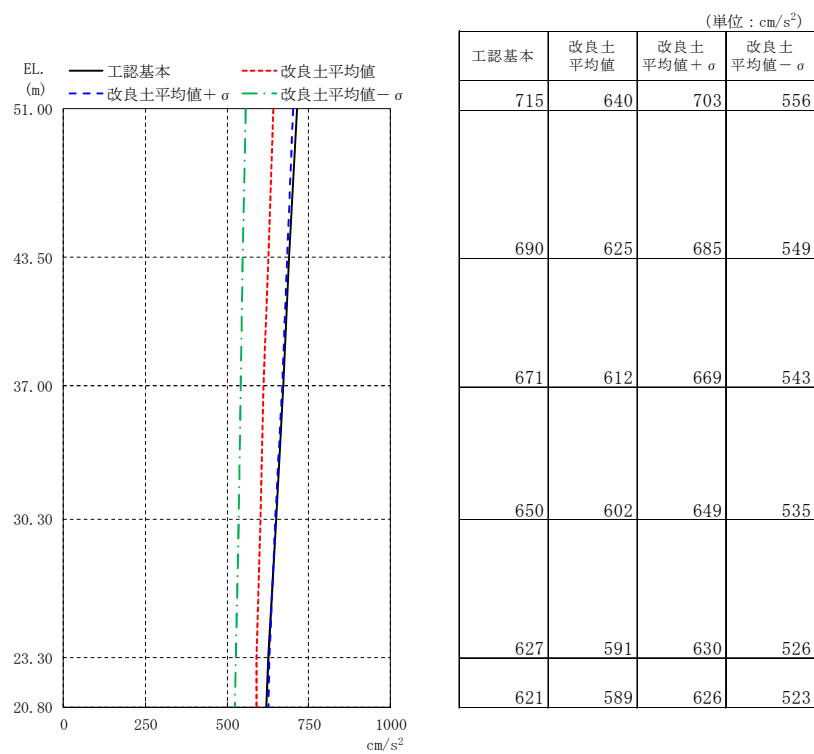


(b) $S_s - 2 1$

図 2-11 (1/2) 最大応答加速度 (NS 方向)

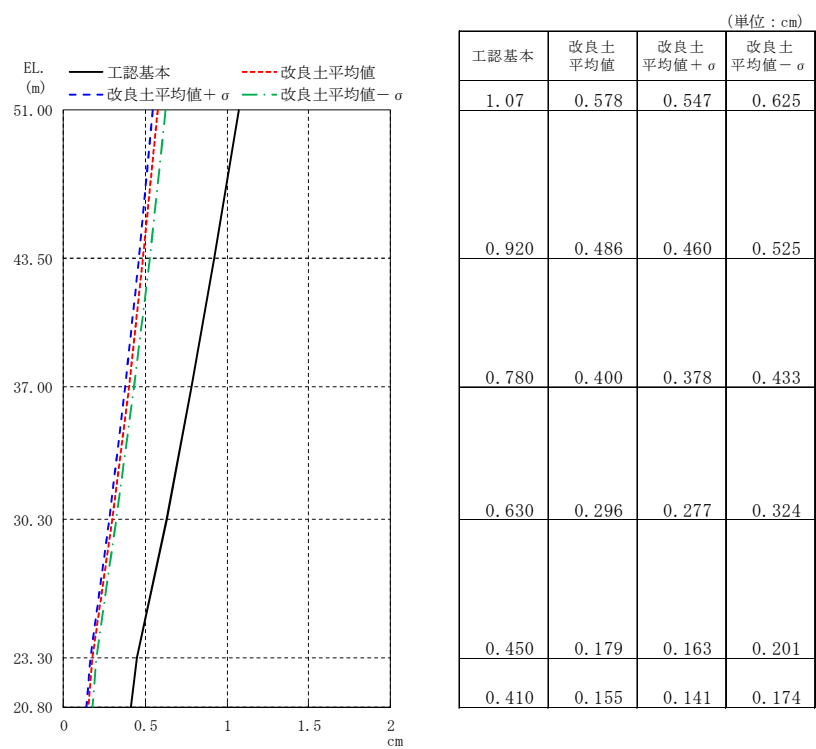


(c) $S_s - 22$

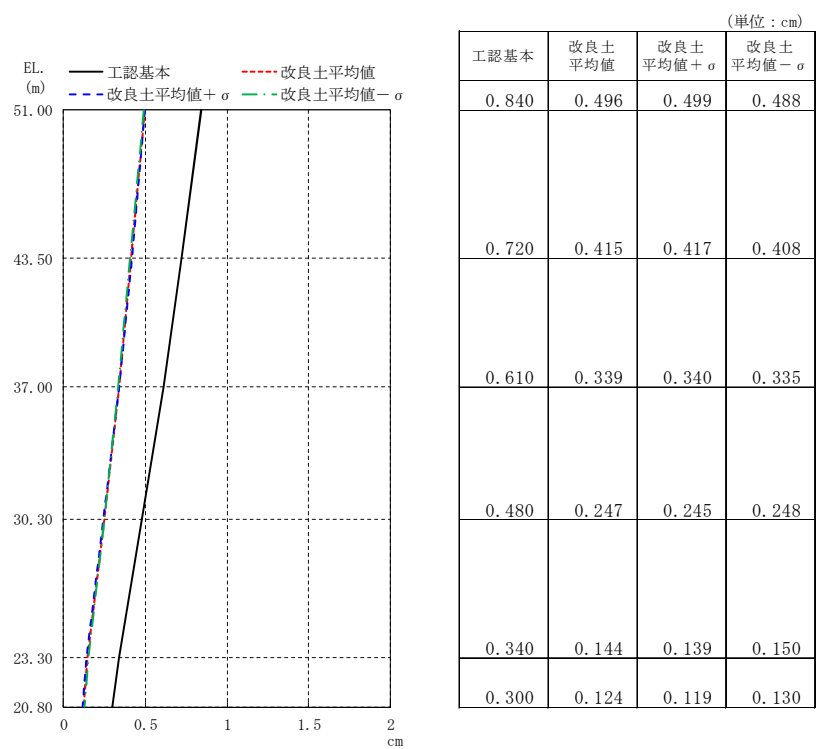


(d) $S_s - 31$

図 2-11 (2/2) 最大応答加速度 (NS 方向)

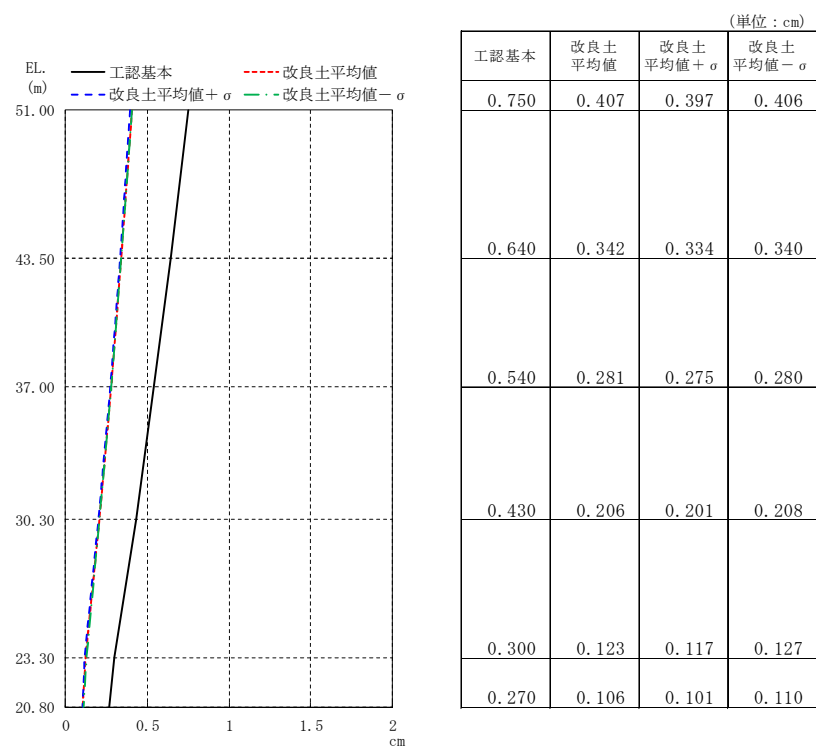


(a) S_s - D 1

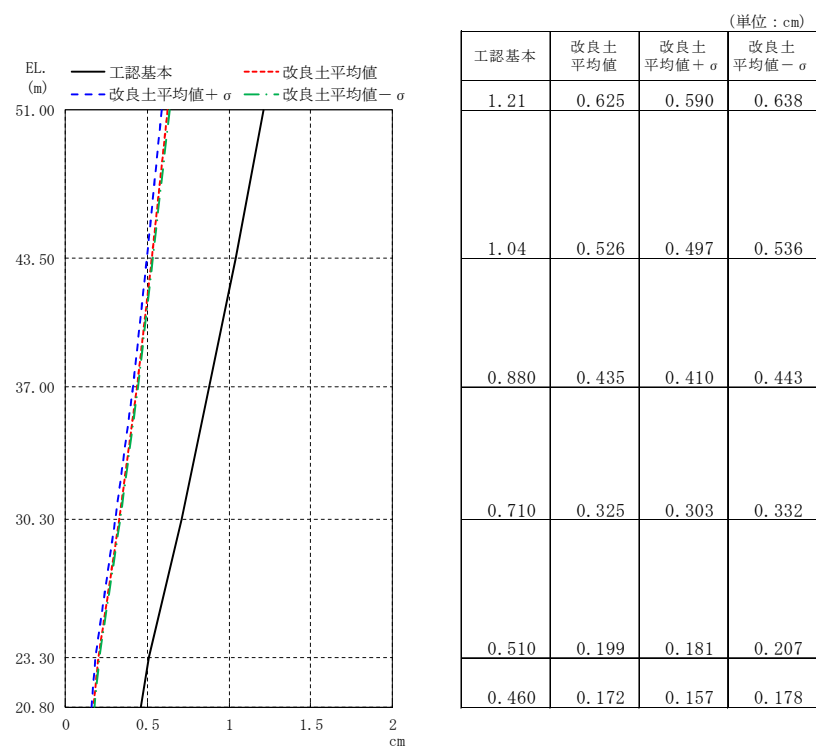


(b) S_s - 2 1

図 2-12 (1/2) 最大応答変位 (NS 方向)

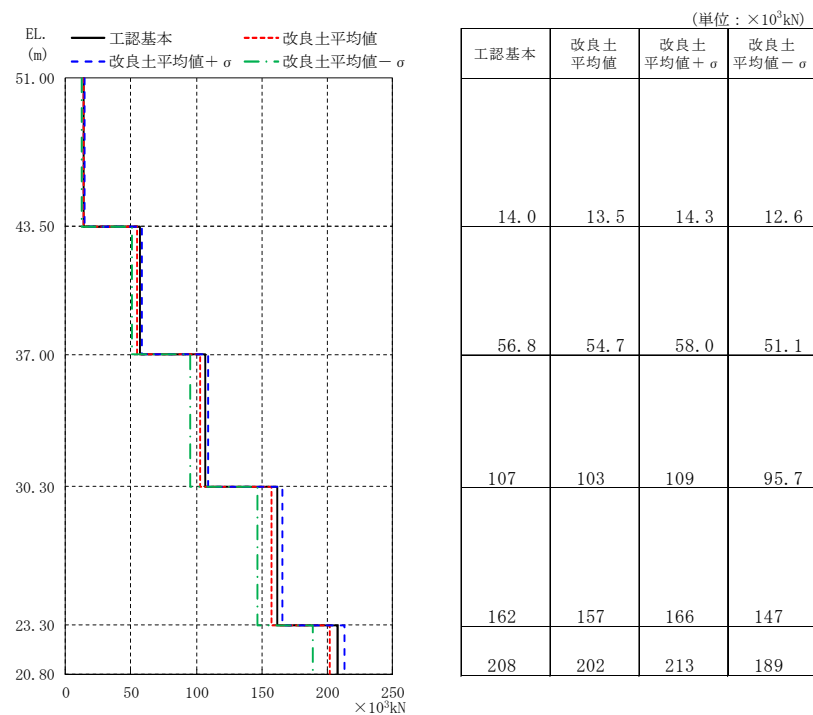


(c) $S_s - 2\ 2$

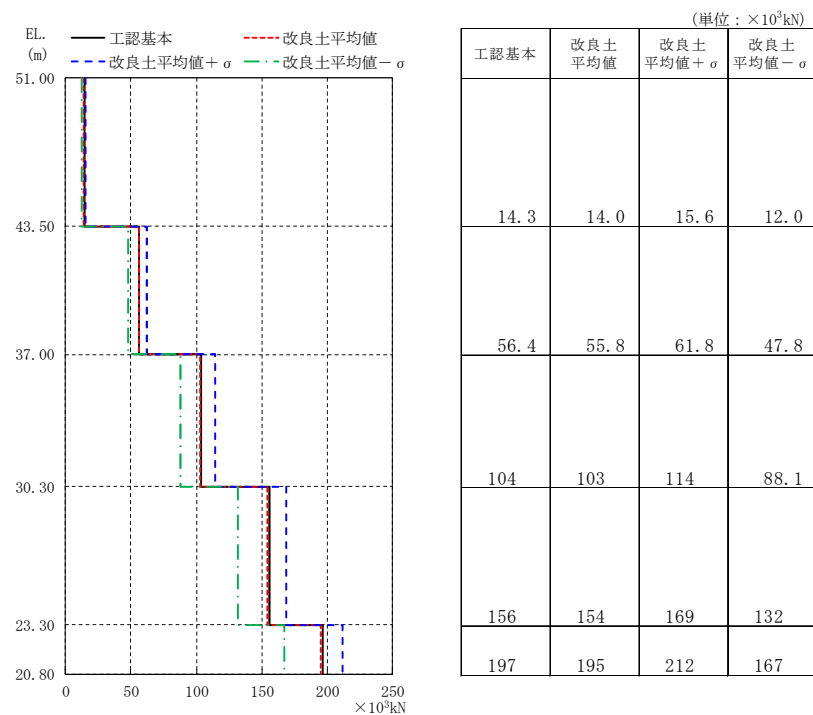


(d) $S_s - 3\ 1$

図 2-12 (2/2) 最大応答変位 (NS 方向)

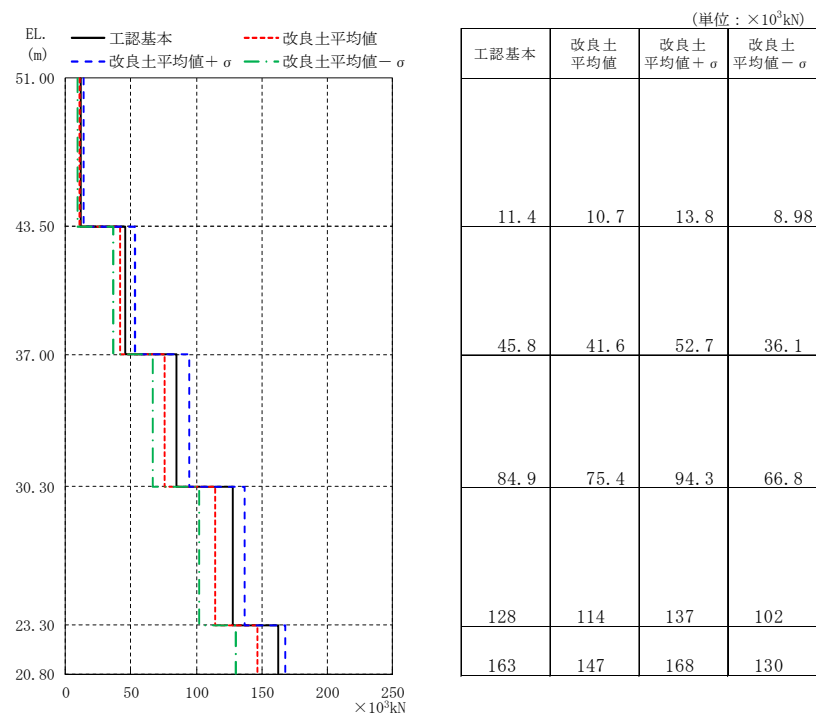


(a) $S_s - D 1$

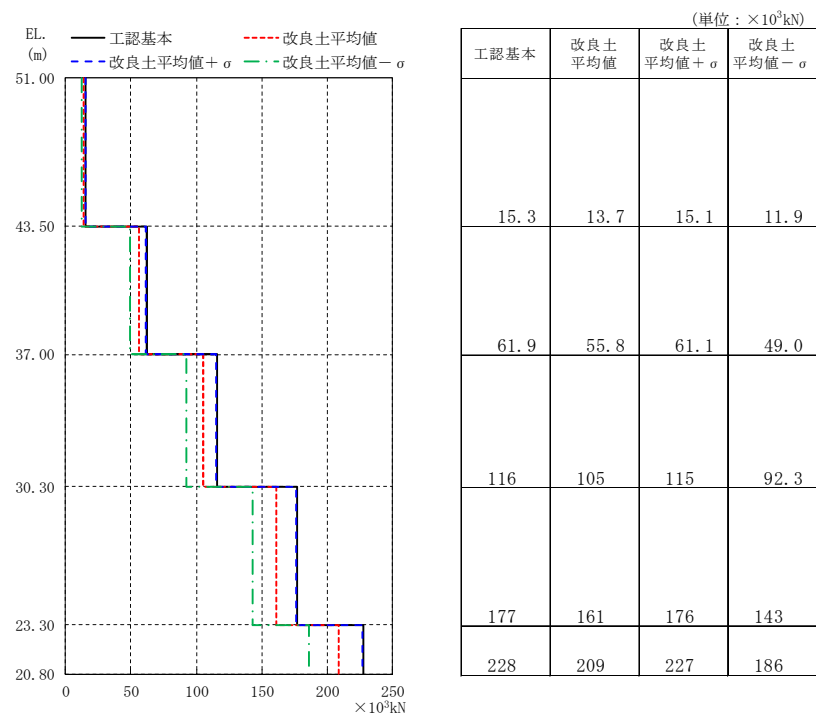


(b) $S_s - 2 1$

図 2-13 (1/2) 最大応答せん断力 (NS 方向)

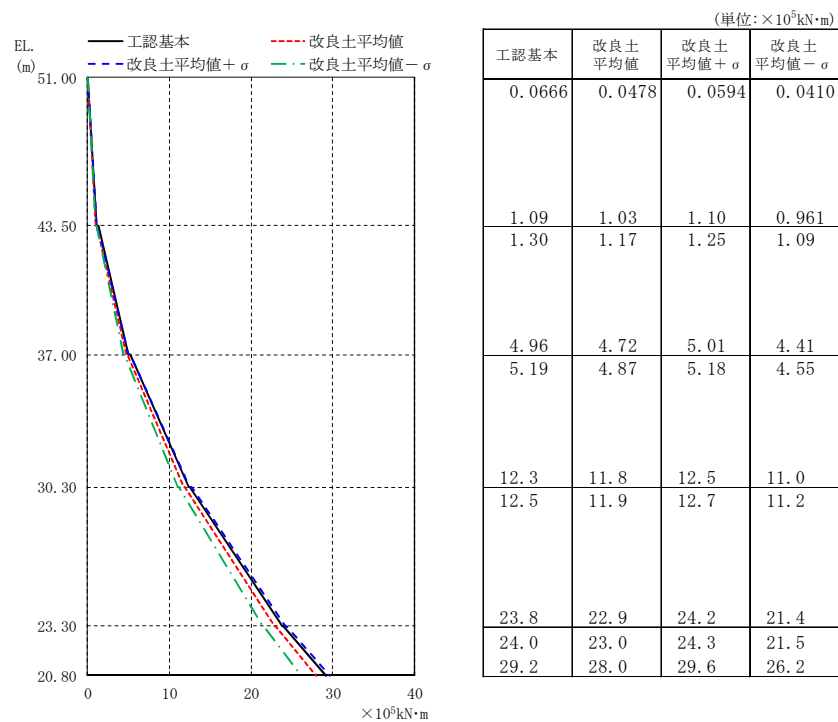


(c) $S_s - 2\ 2$

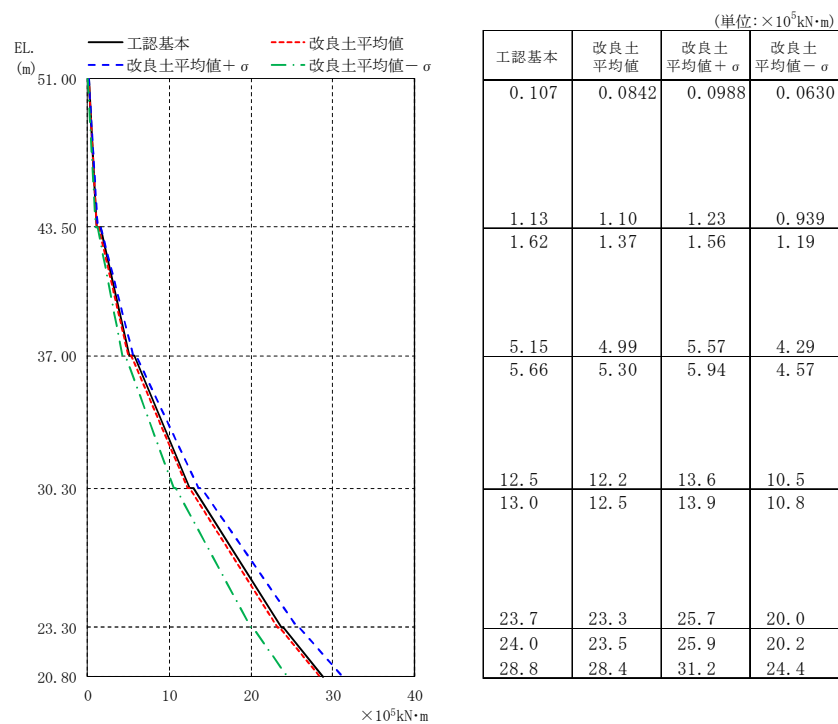


(d) $S_s - 3\ 1$

図 2-13 (2/2) 最大応答せん断力 (NS 方向)

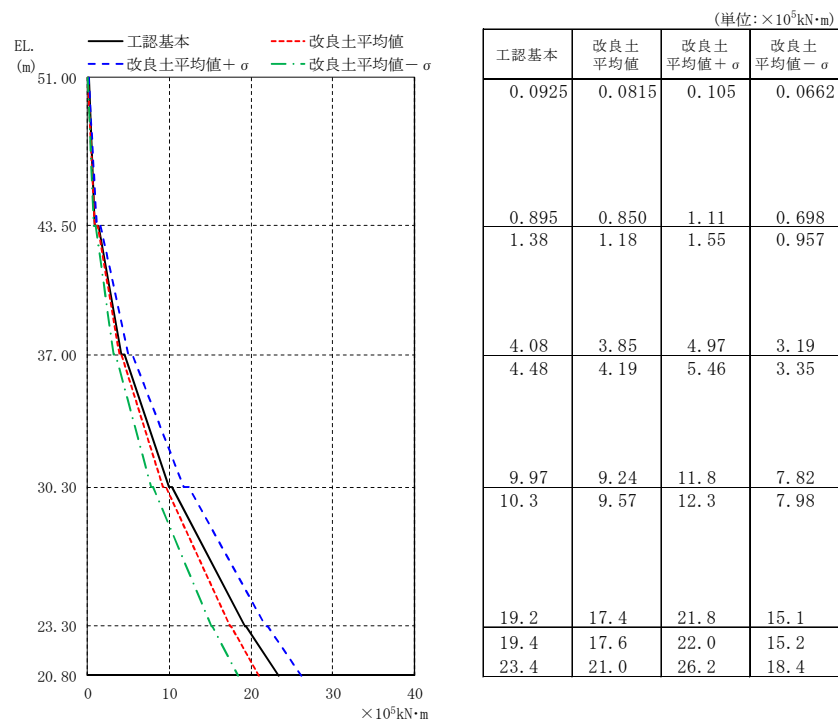


(a) $S_s - D 1$

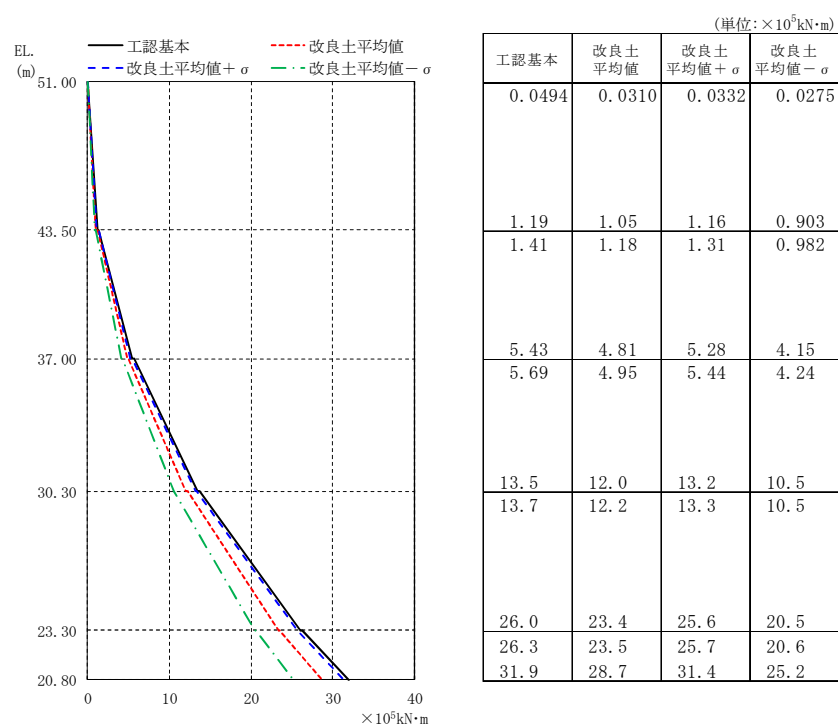


(b) $S_s - 2 1$

図 2-14 (1/2) 最大応答曲げモーメント (NS 方向)

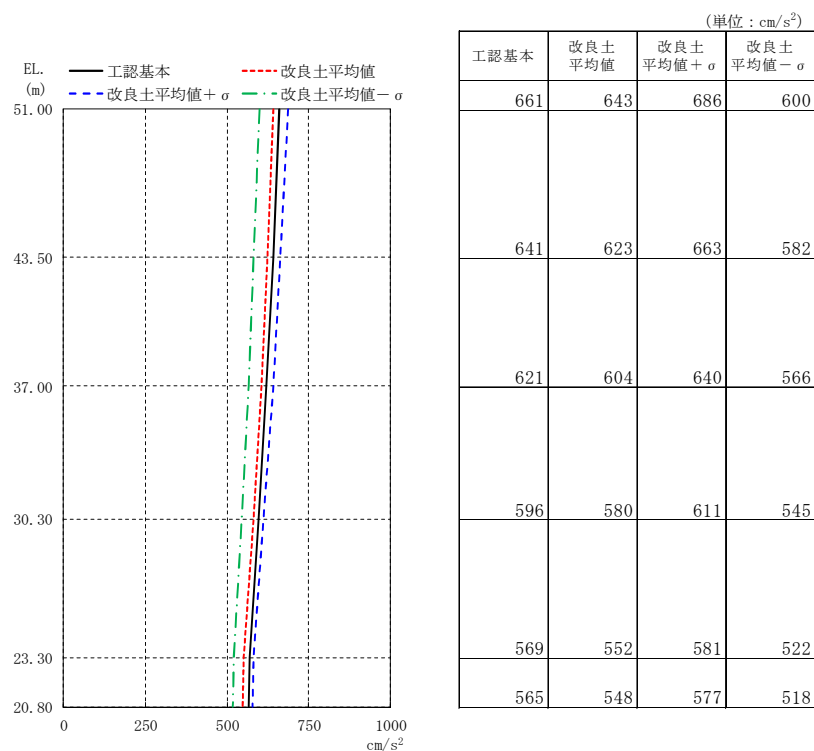


(c) $S_s - 2\ 2$

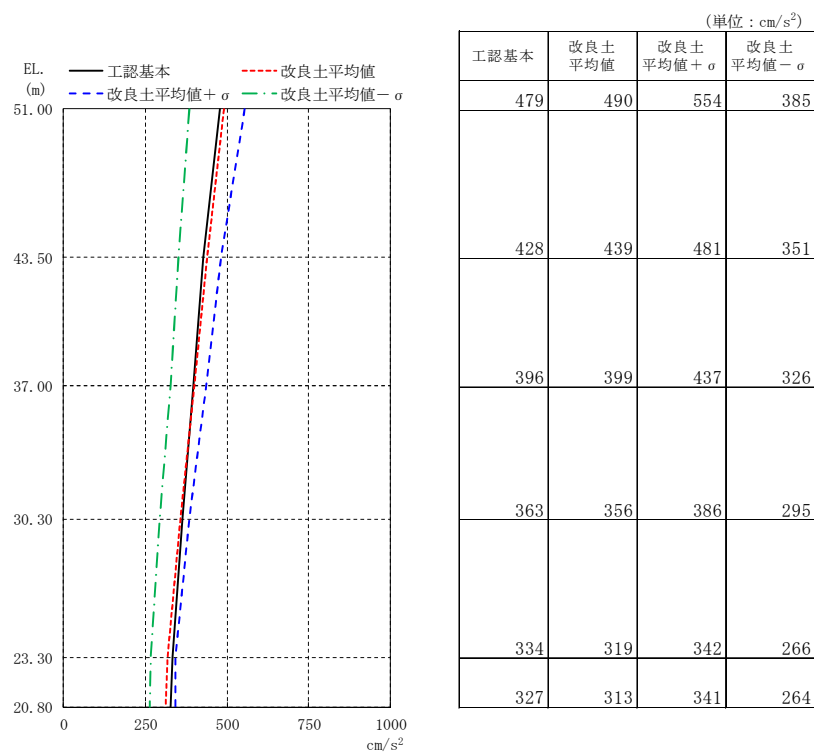


(d) $S_s - 3\ 1$

図 2-14 (2/2) 最大応答曲げモーメント (NS 方向)

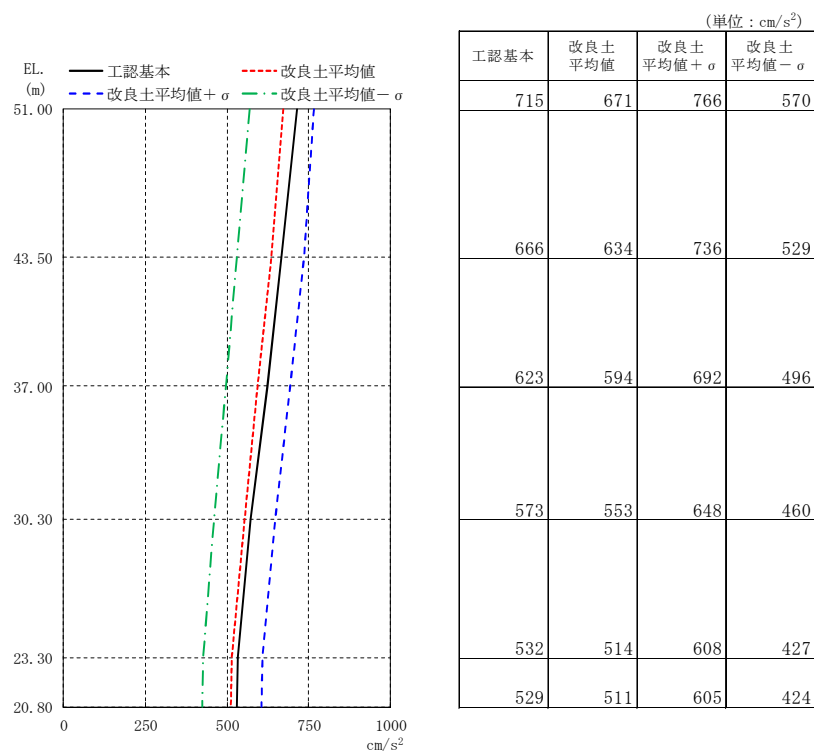


(a) $S_s - D 1$

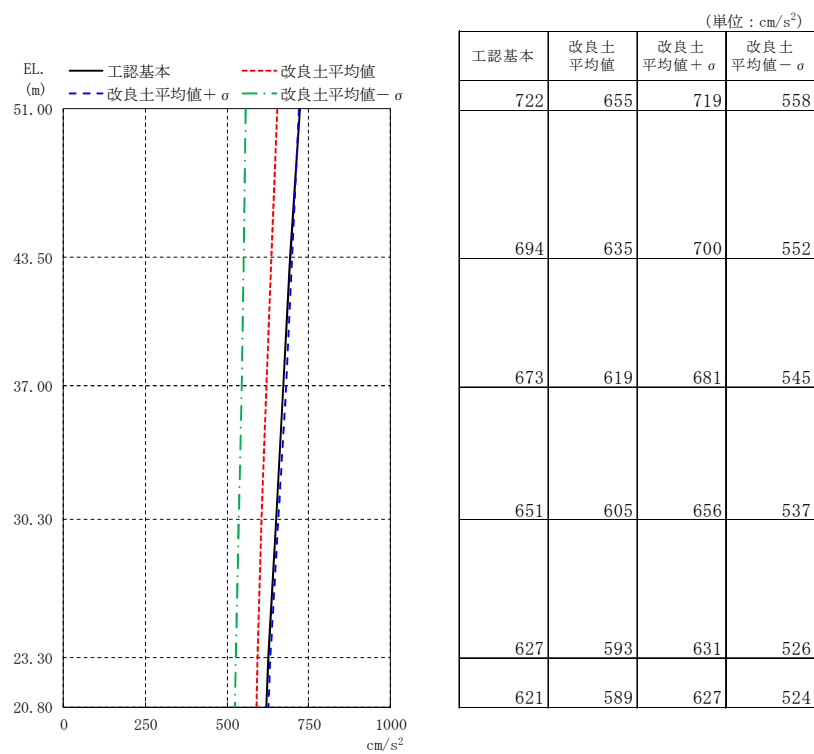


(b) $S_s - 2 1$

図 2-15 (1/2) 最大応答加速度 (EW 方向)

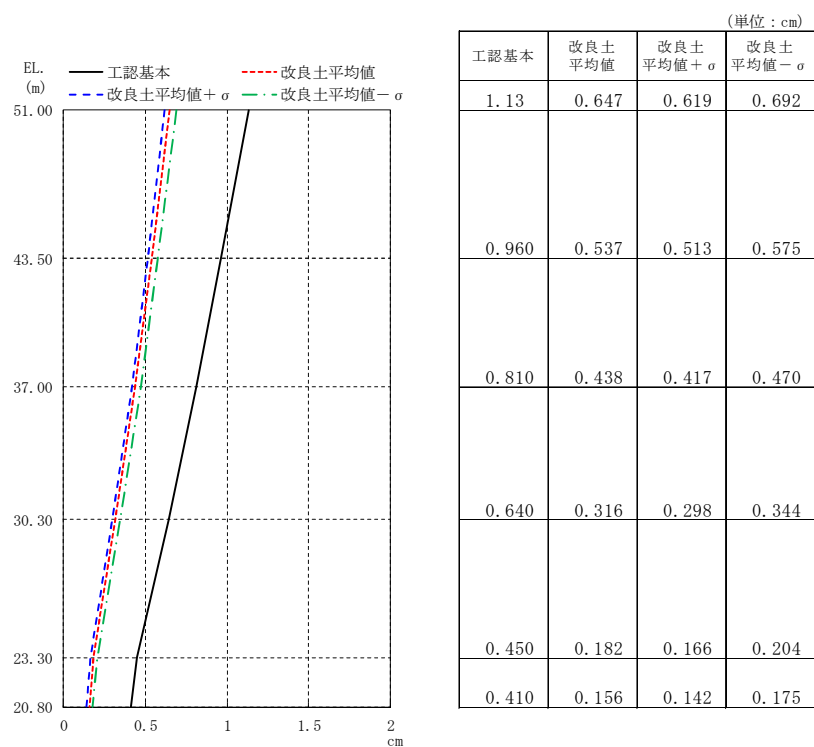


(c) $S_s - 2.2$

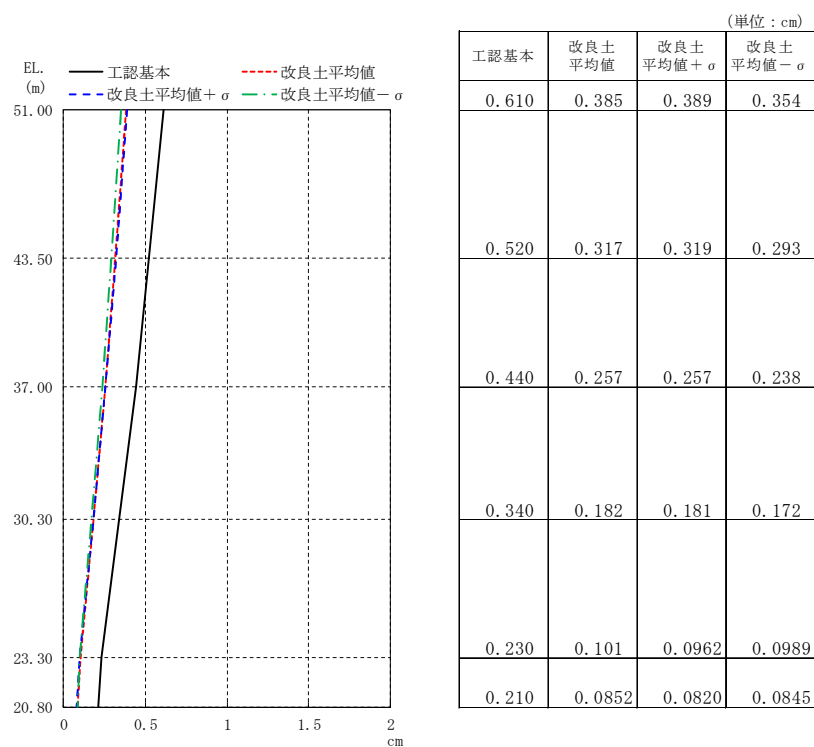


(d) $S_s - 3.1$

図 2-15 (2/2) 最大応答加速度 (EW 方向)

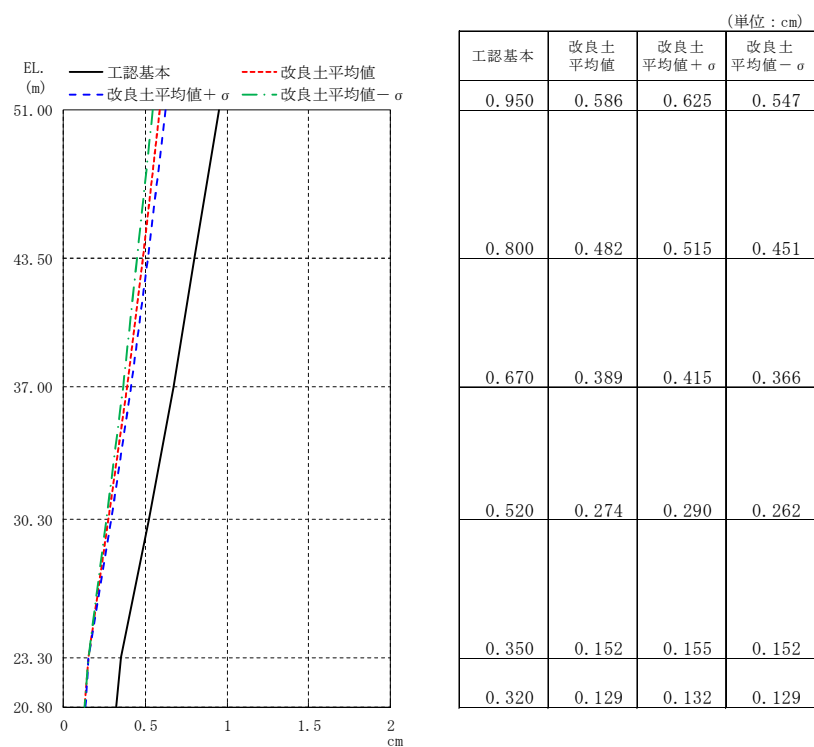


(a) S_s - D 1

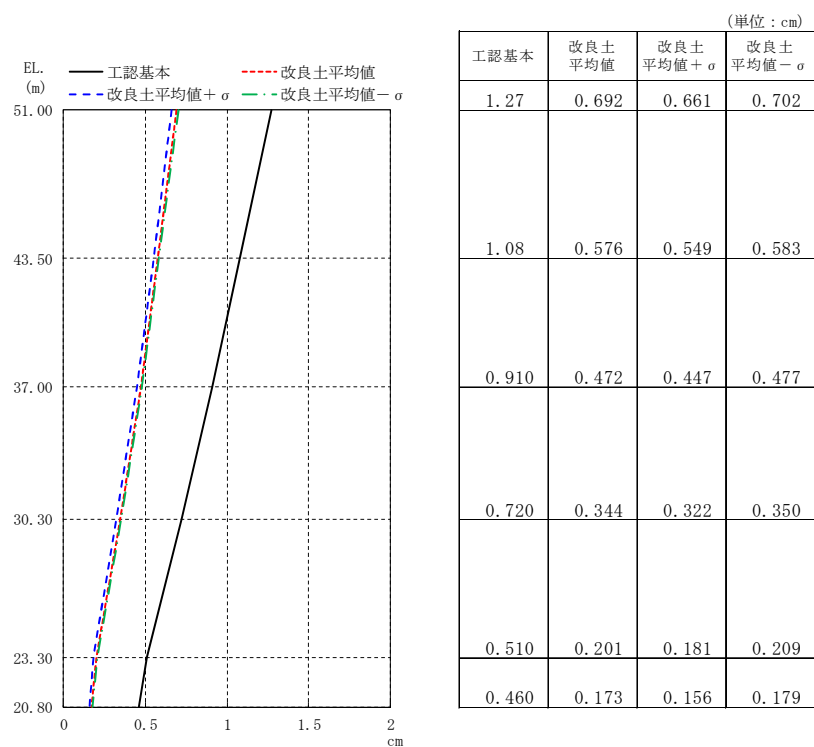


(b) S_s - 2 1

図 2-16 (1/2) 最大応答変位 (EW 方向)

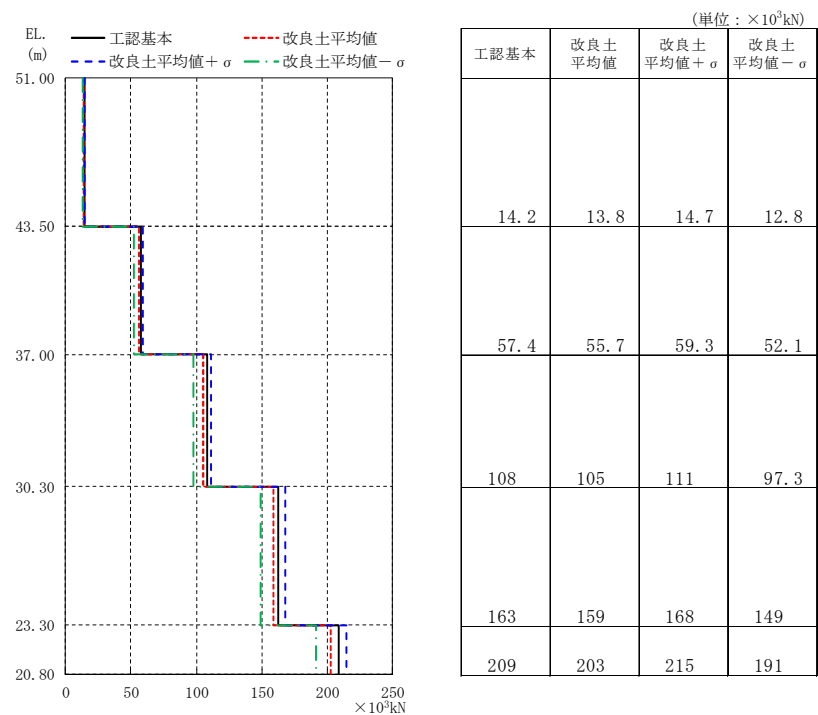


(c) $S_s - 2\ 2$

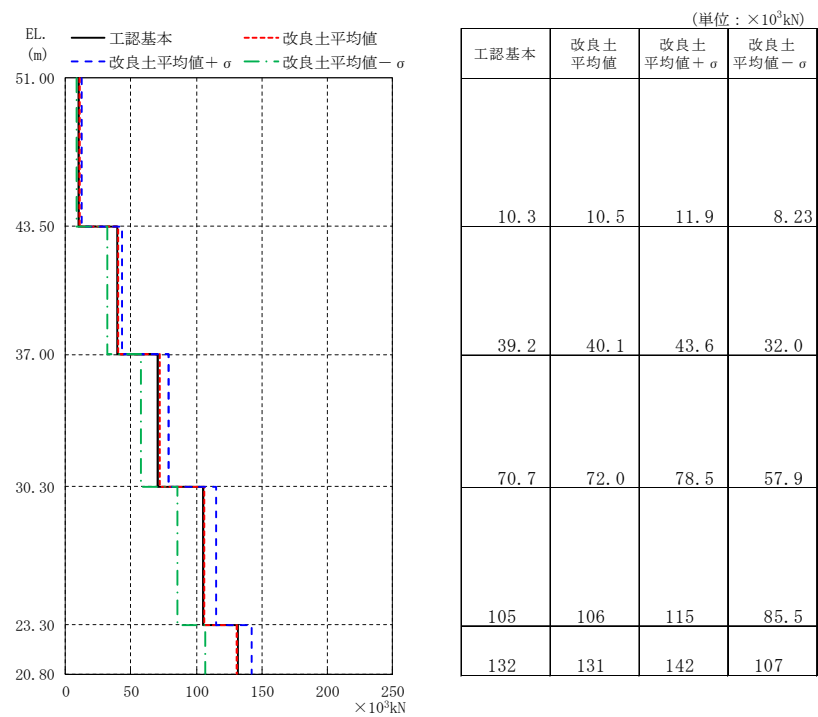


(d) $S_s - 3\ 1$

図 2-16 (2/2) 最大応答変位 (EW 方向)

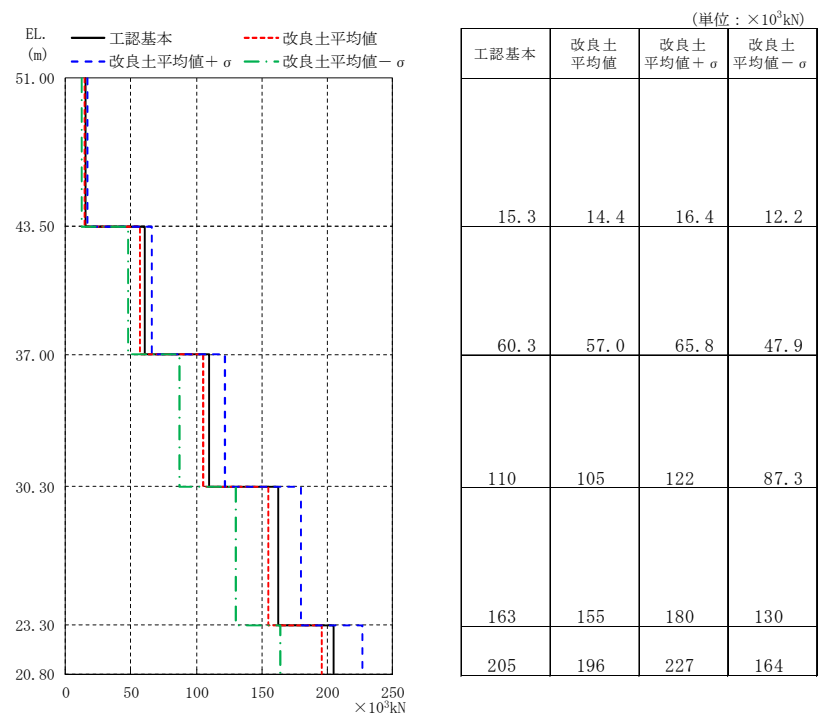


(a) $S_s - D 1$

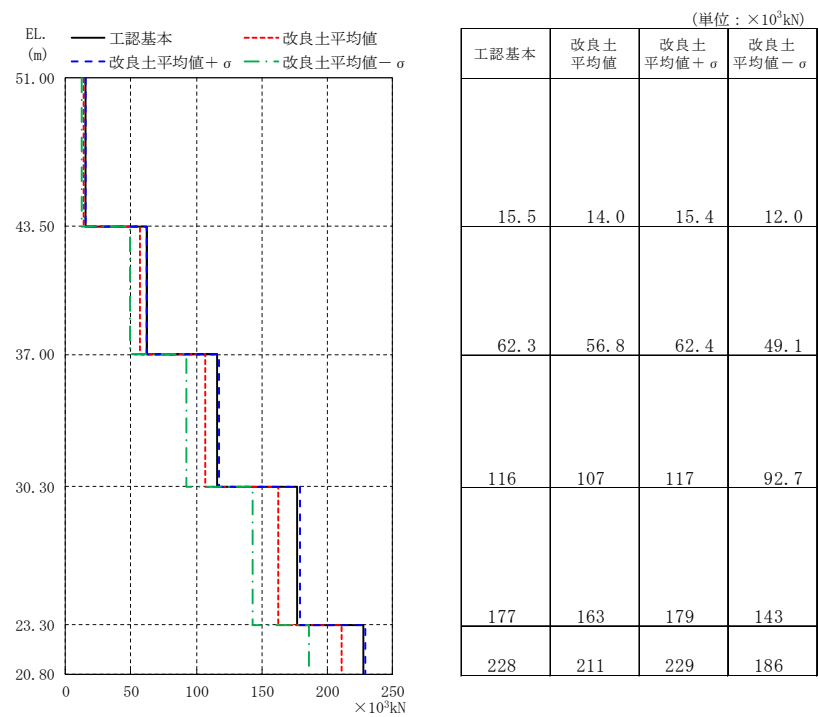


(b) $S_s - 2 1$

図 2-17 (1/2) 最大応答せん断力 (EW 方向)

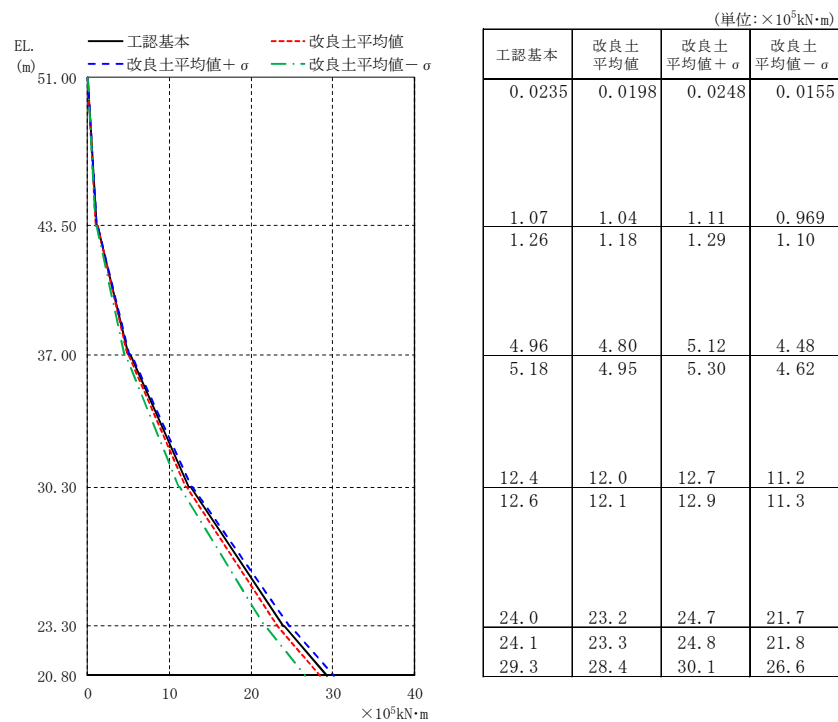


(c) $S_s - 2\ 2$

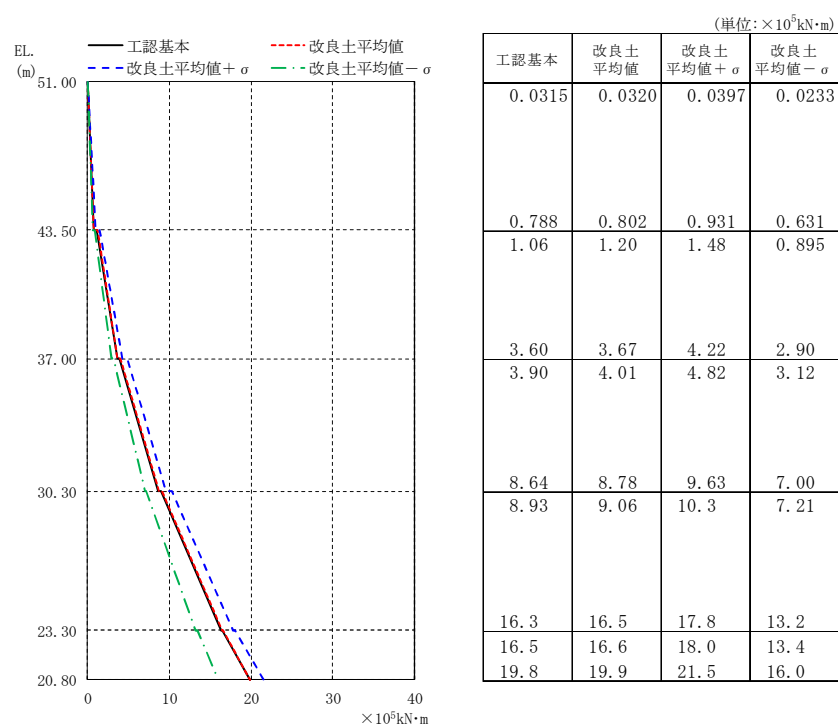


(d) $S_s - 3\ 1$

図 2-17 (2/2) 最大応答せん断力 (EW 方向)

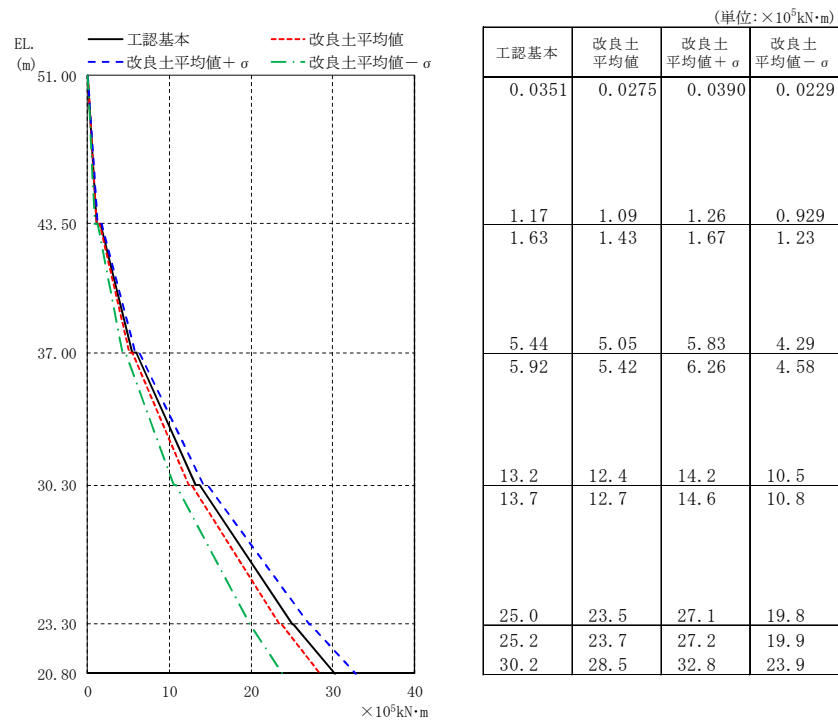


(a) $S_s - D 1$

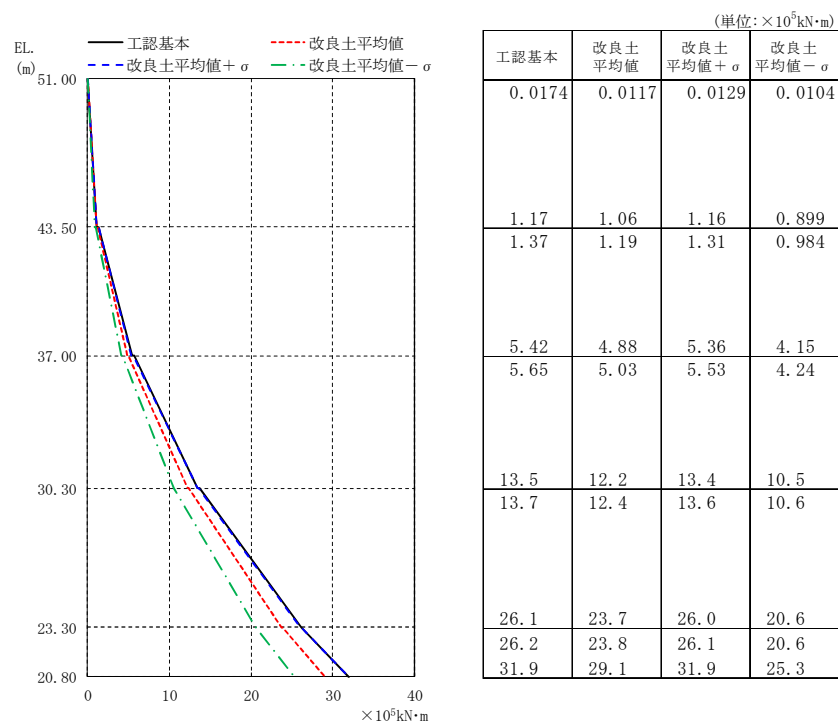


(b) $S_s - 2 1$

図 2-18 (1/2) 最大応答曲げモーメント (EW 方向)

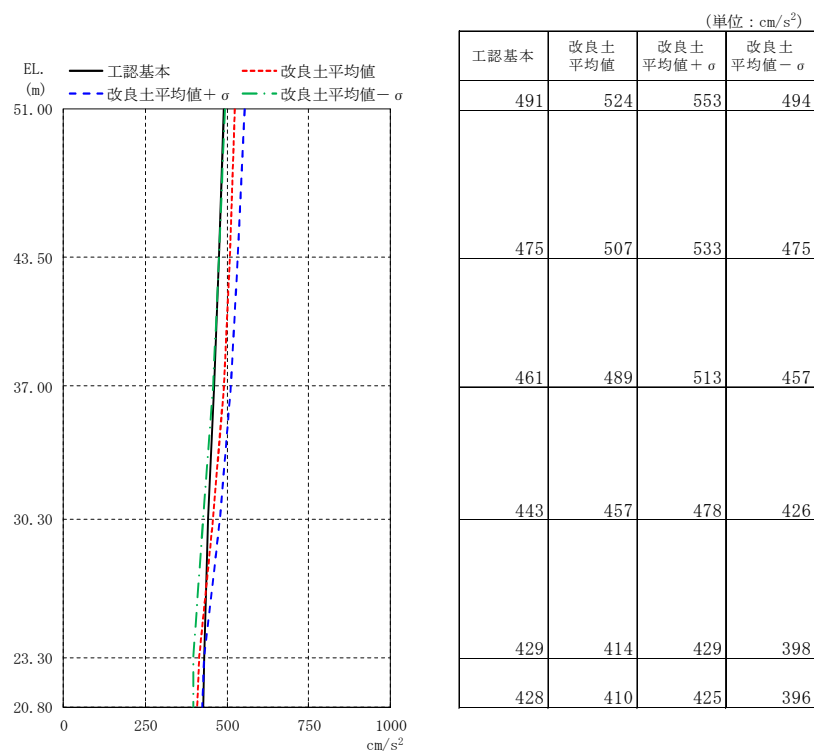


(c) $S_s - 2\ 2$

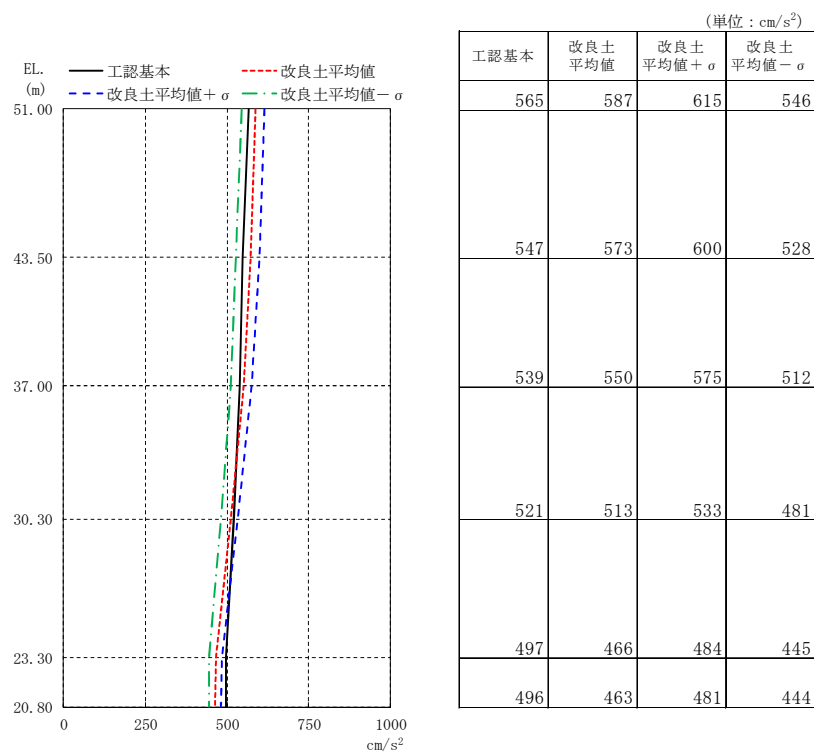


(d) $S_s - 3\ 1$

図 2-18 (2/2) 最大応答曲げモーメント (EW 方向)

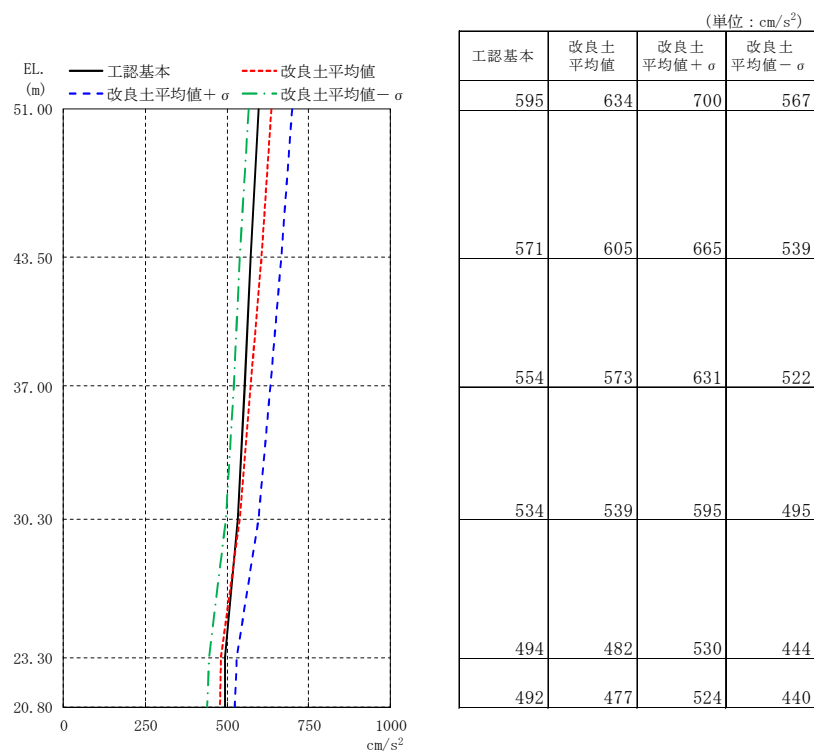


(a) $S_s - D 1$

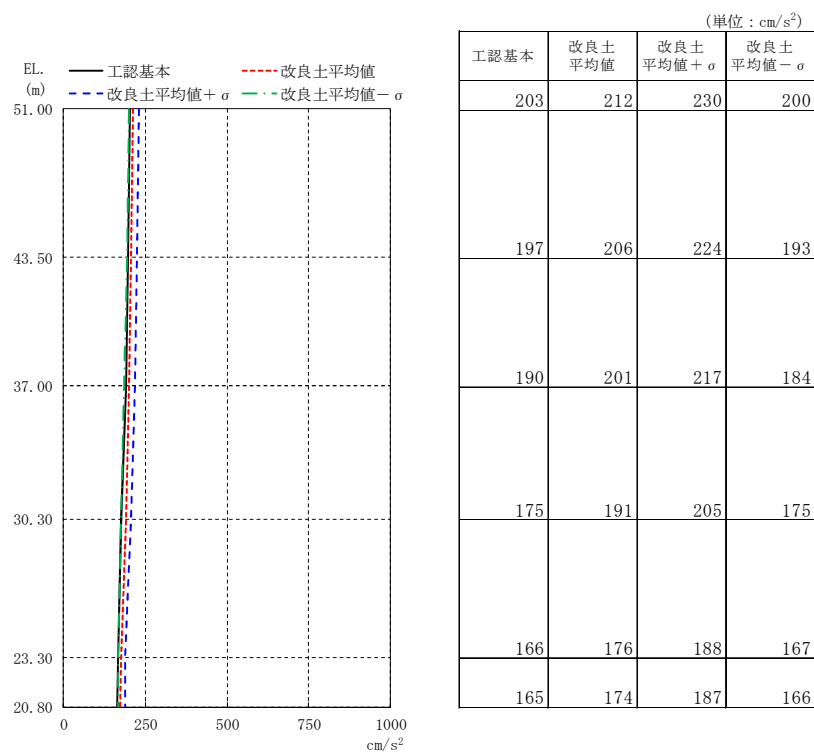


(b) $S_s - 2 1$

図 2-19 (1/2) 最大応答加速度 (UD 方向)

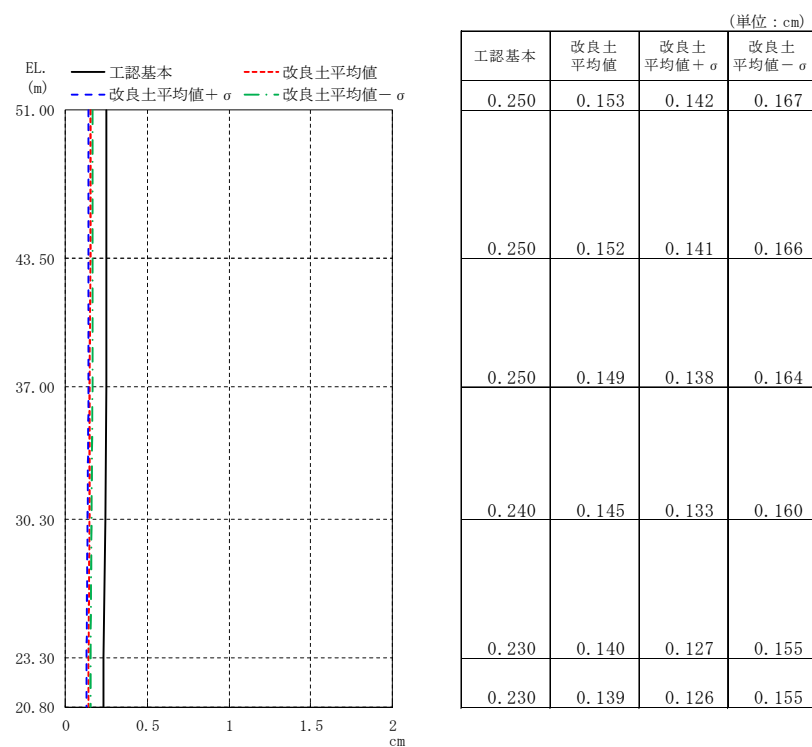


(c) $S_s - 2\ 2$

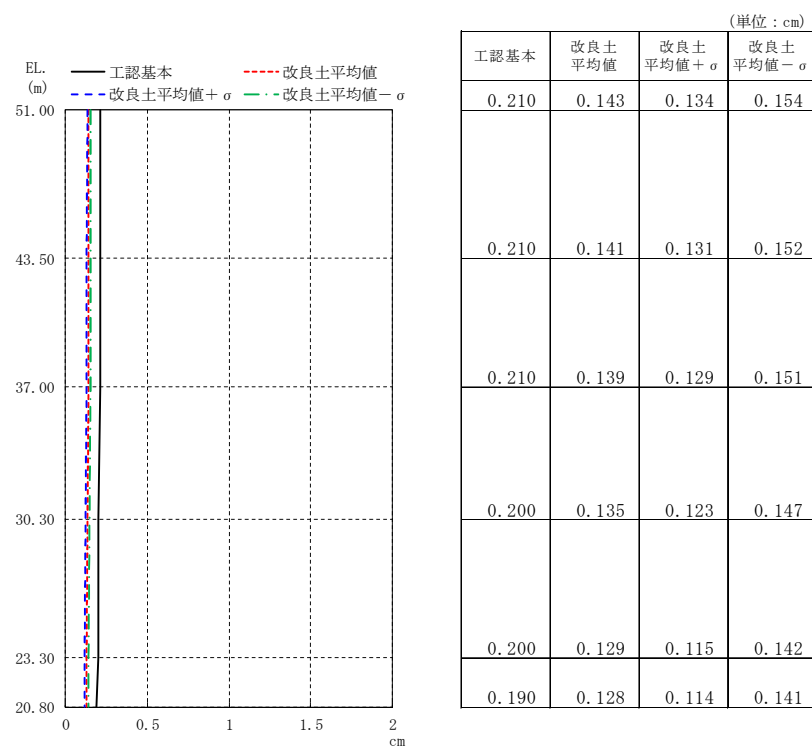


(d) $S_s - 3\ 1$

図 2-19 (2/2) 最大応答加速度 (UD 方向)

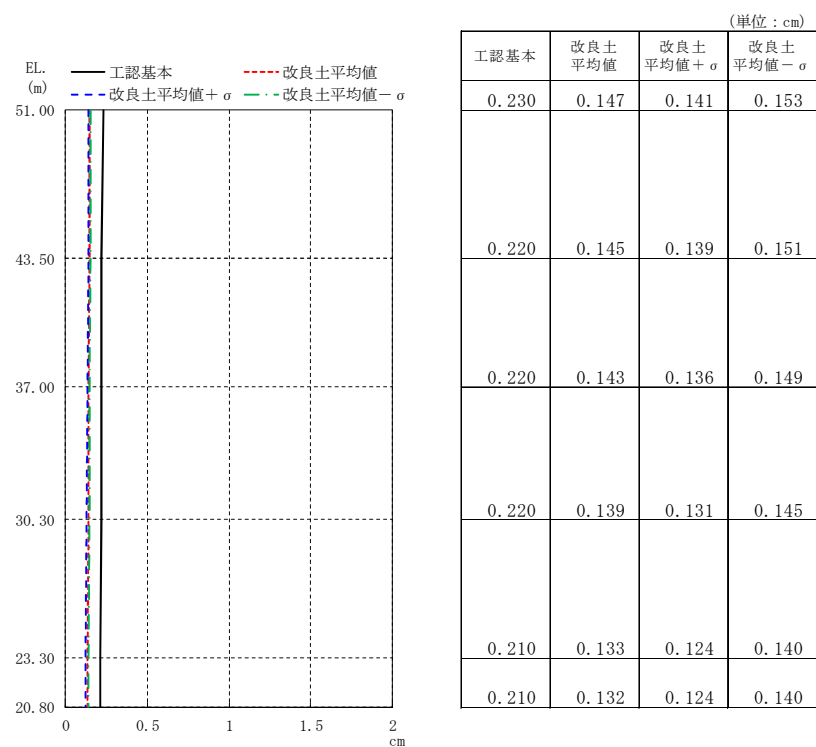


(a) S_s - D 1

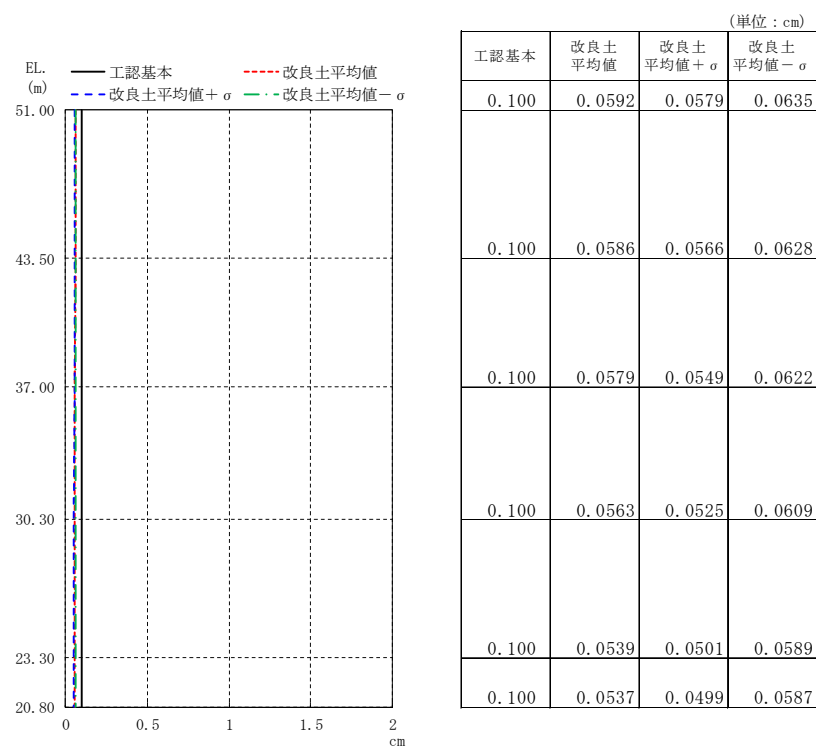


(b) S_s - 2 1

図 2-20 (1/2) 最大応答変位 (UD 方向)

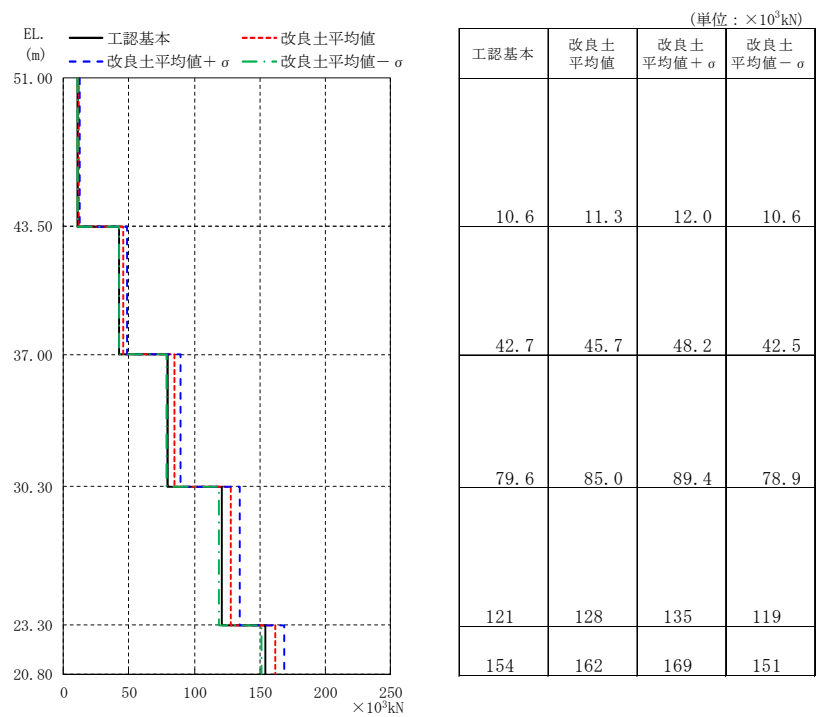


(c) $S_s - 2\ 2$

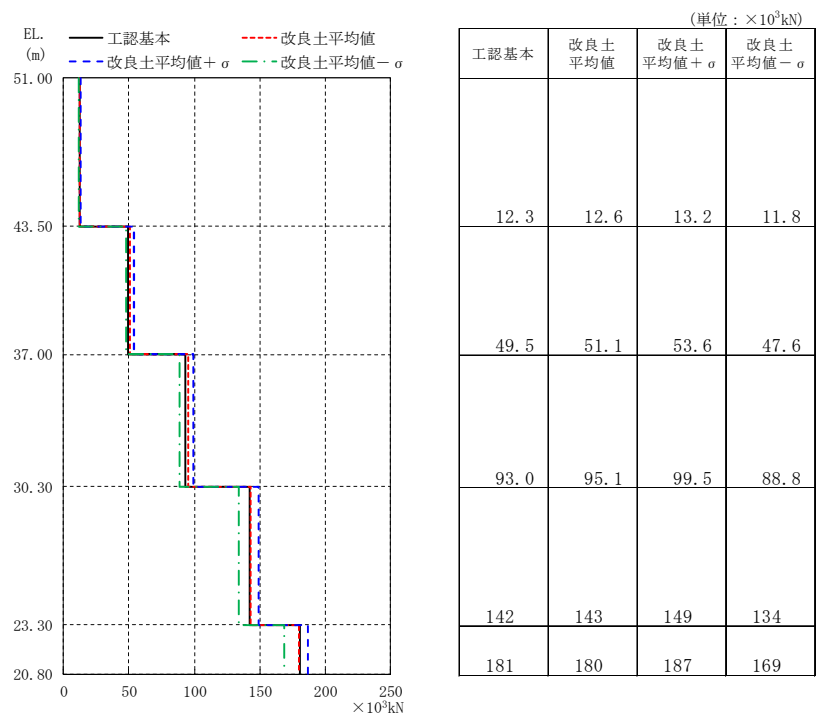


(d) $S_s - 3\ 1$

図 2-20 (2/2) 最大応答変位 (UD 方向)

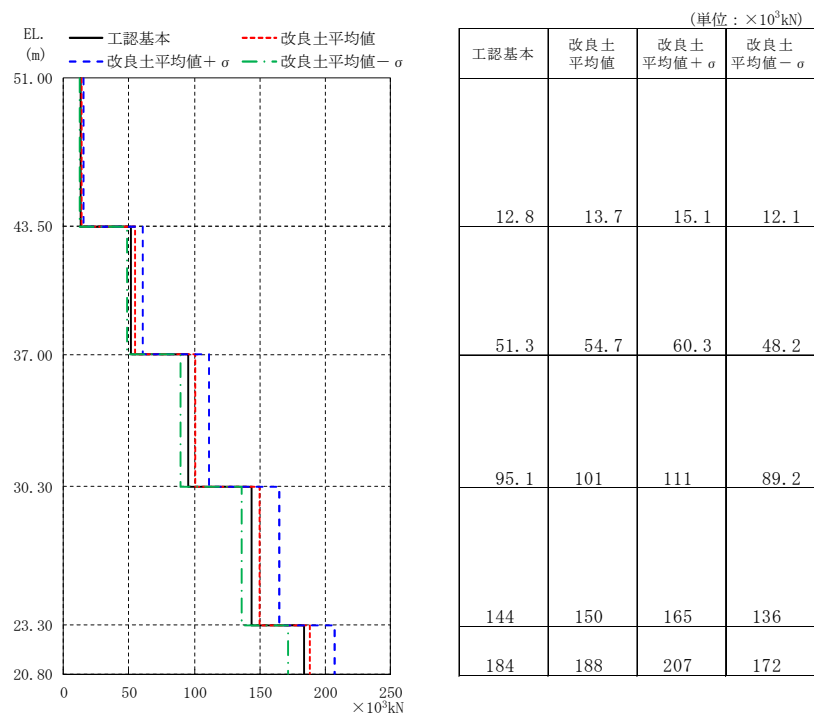


(a) $S_s - D 1$

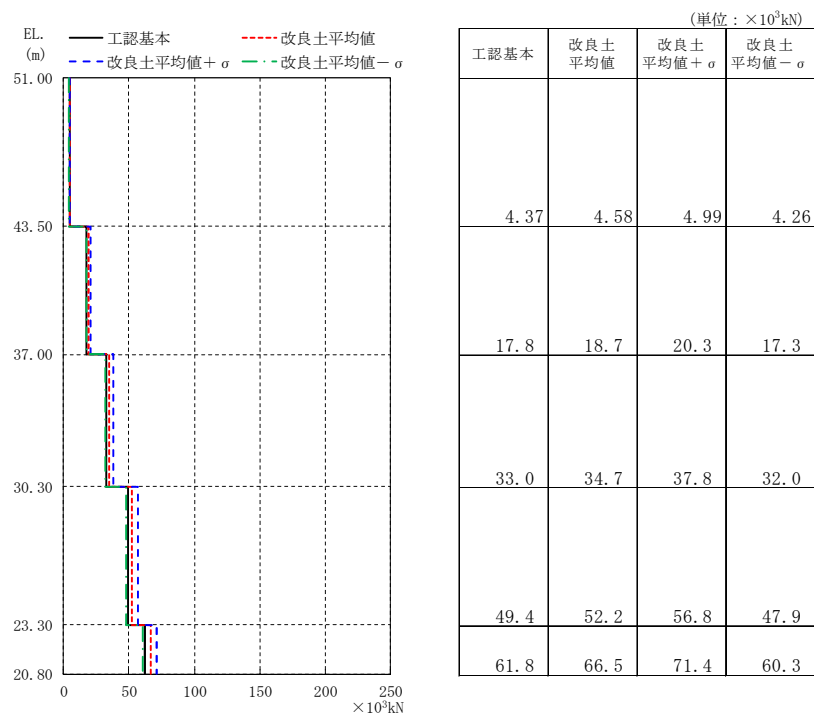


(b) $S_s - 2 1$

図 2-21 (1/2) 最大応答軸力 (UD 方向)

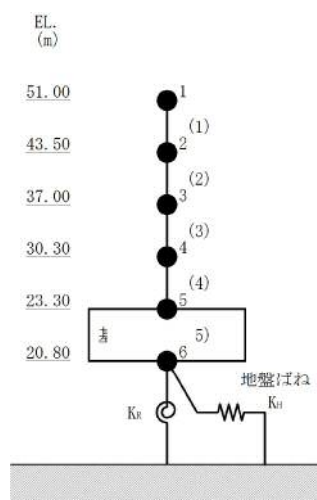
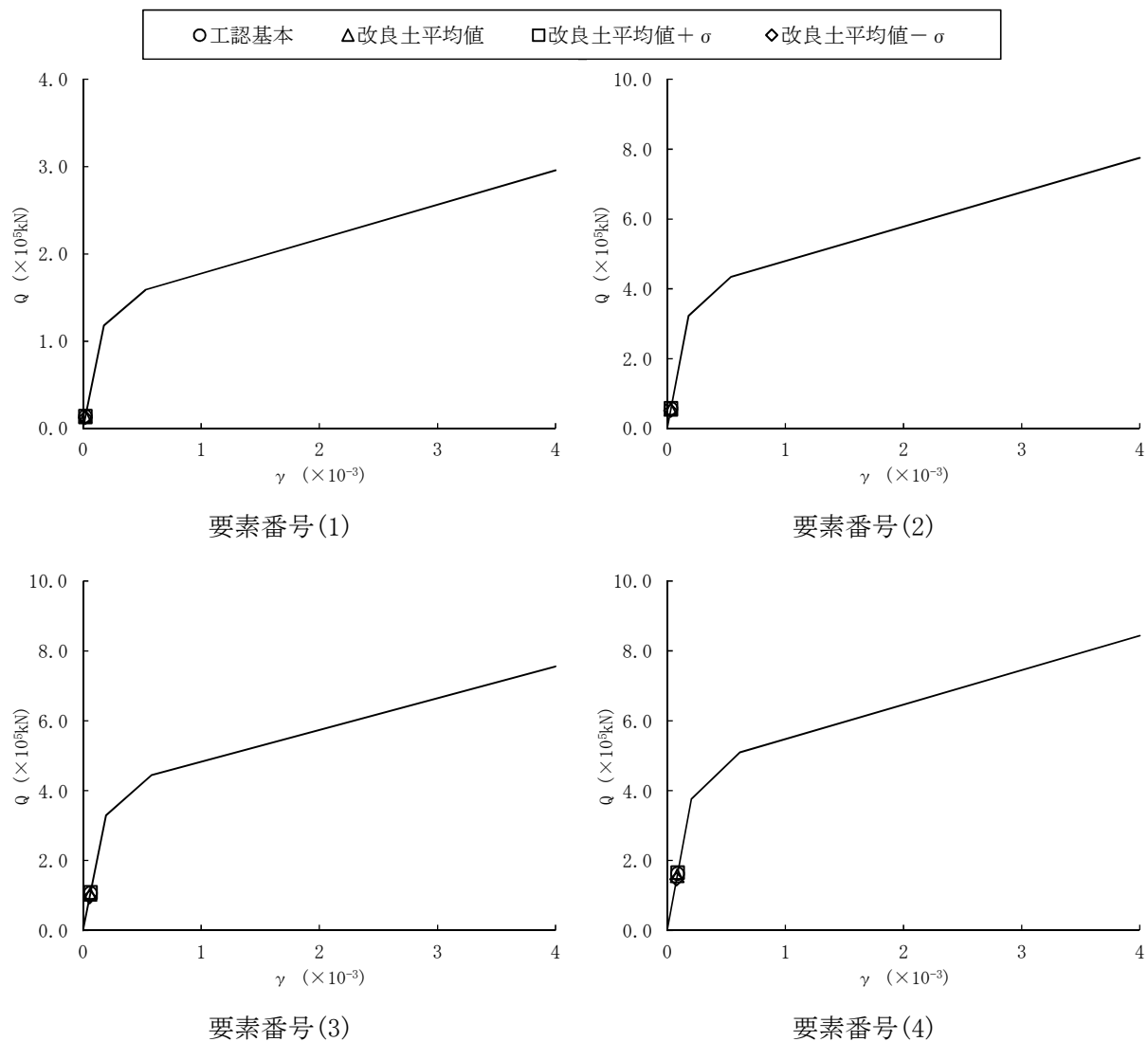


(c) $S_s - 2\ 2$



(d) $S_s - 3\ 1$

図 2-21 (2/2) 最大応答軸力 (UD 方向)

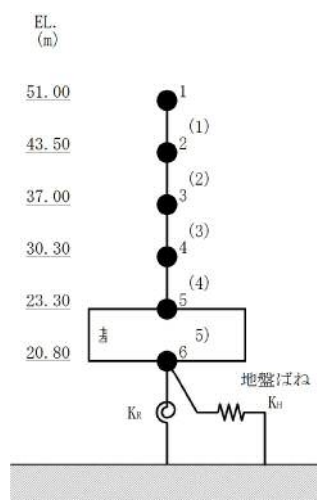
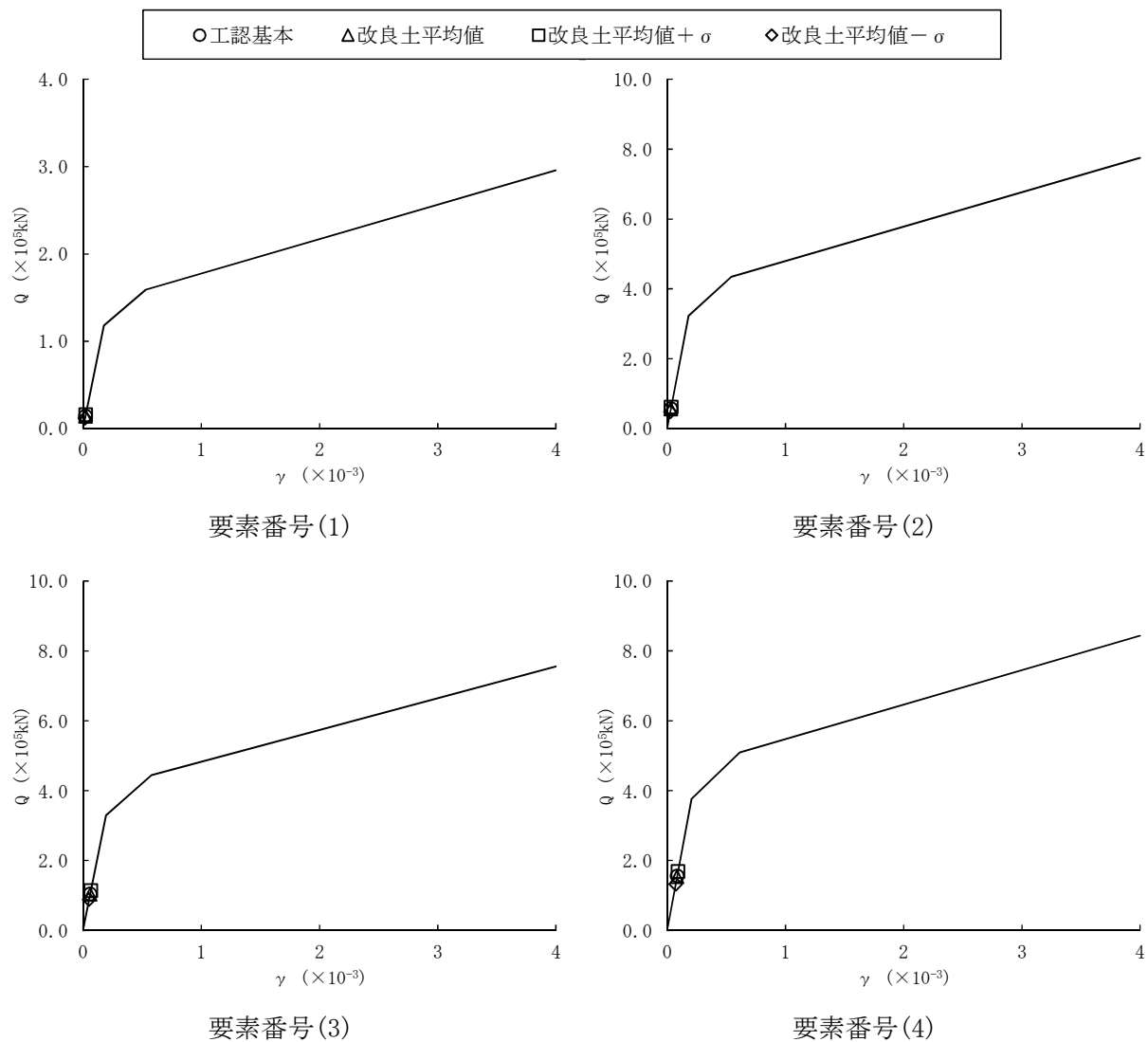


注： 数字は質点番号を示す。
注： () 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

(a) $S_s - D1$

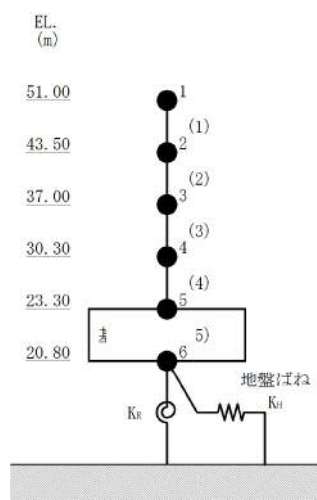
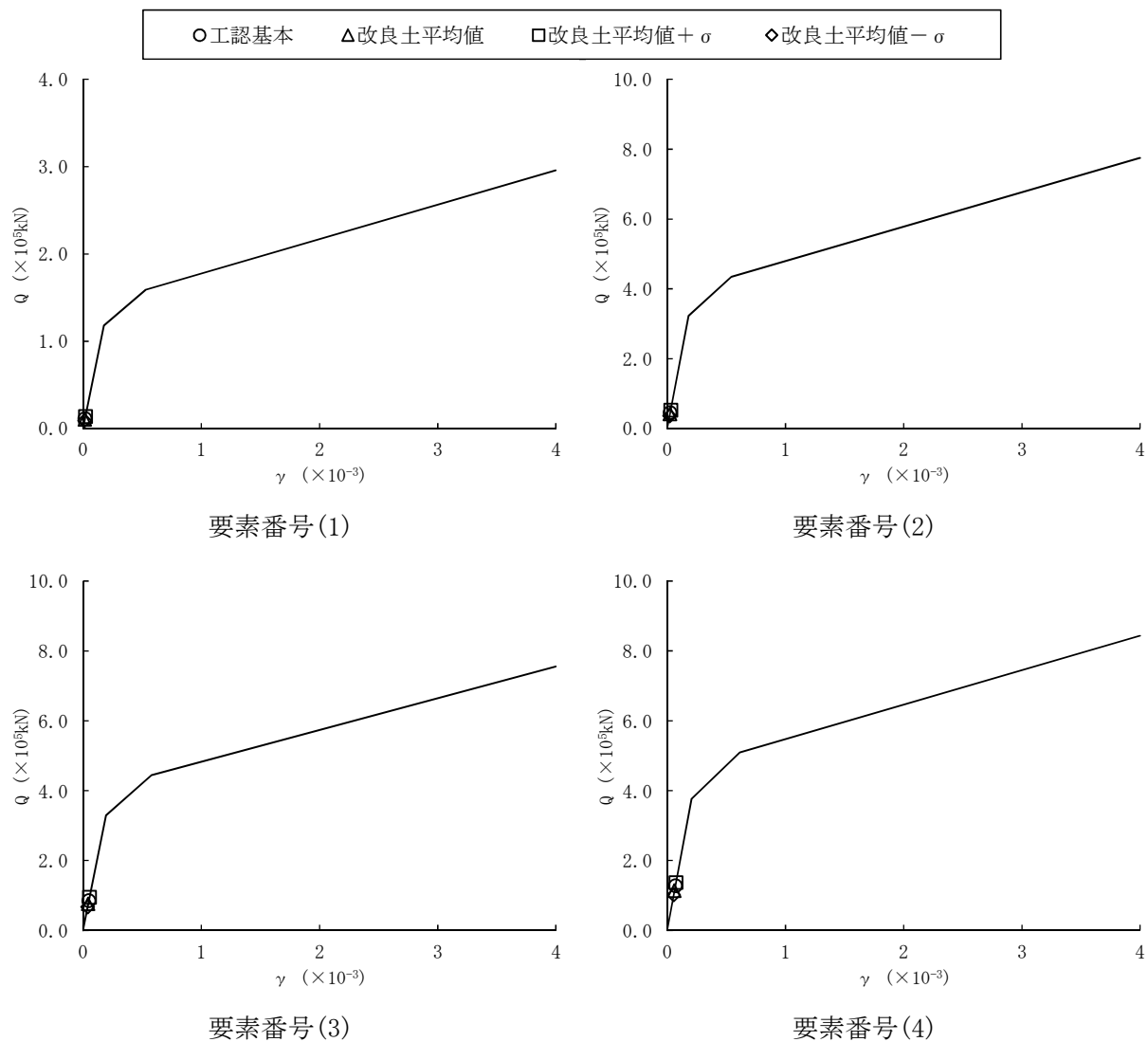
図 2-22 (1/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (NS 方向)



地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

(b) $S_s - 2.1$

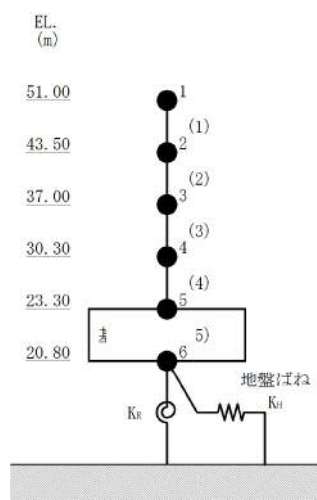
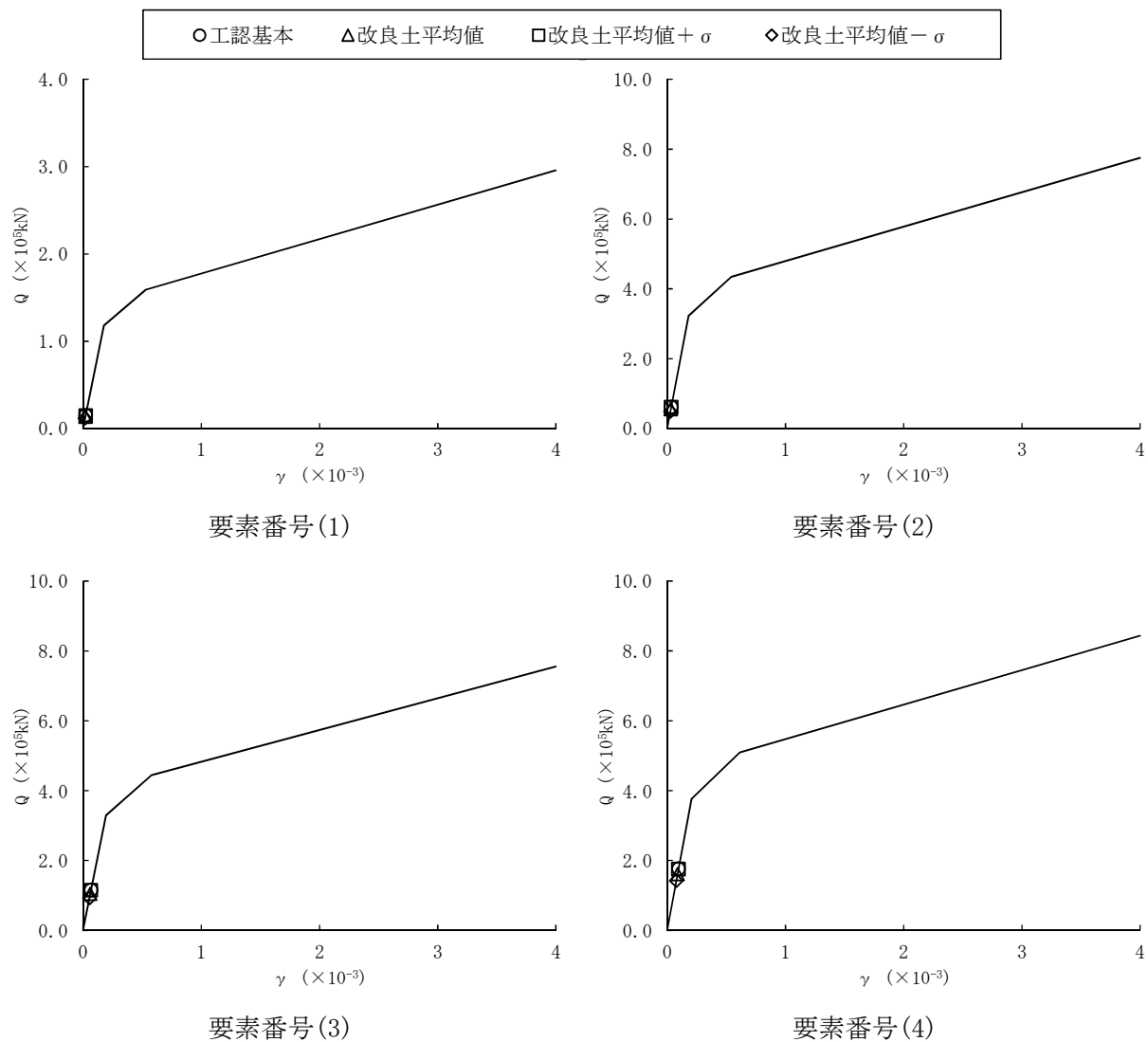
図 2-22 (2/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (NS 方向)



地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

(c) $S_s - 2.2$

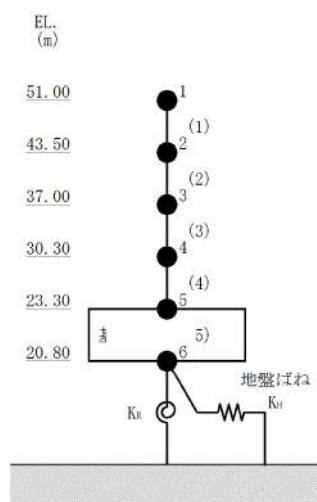
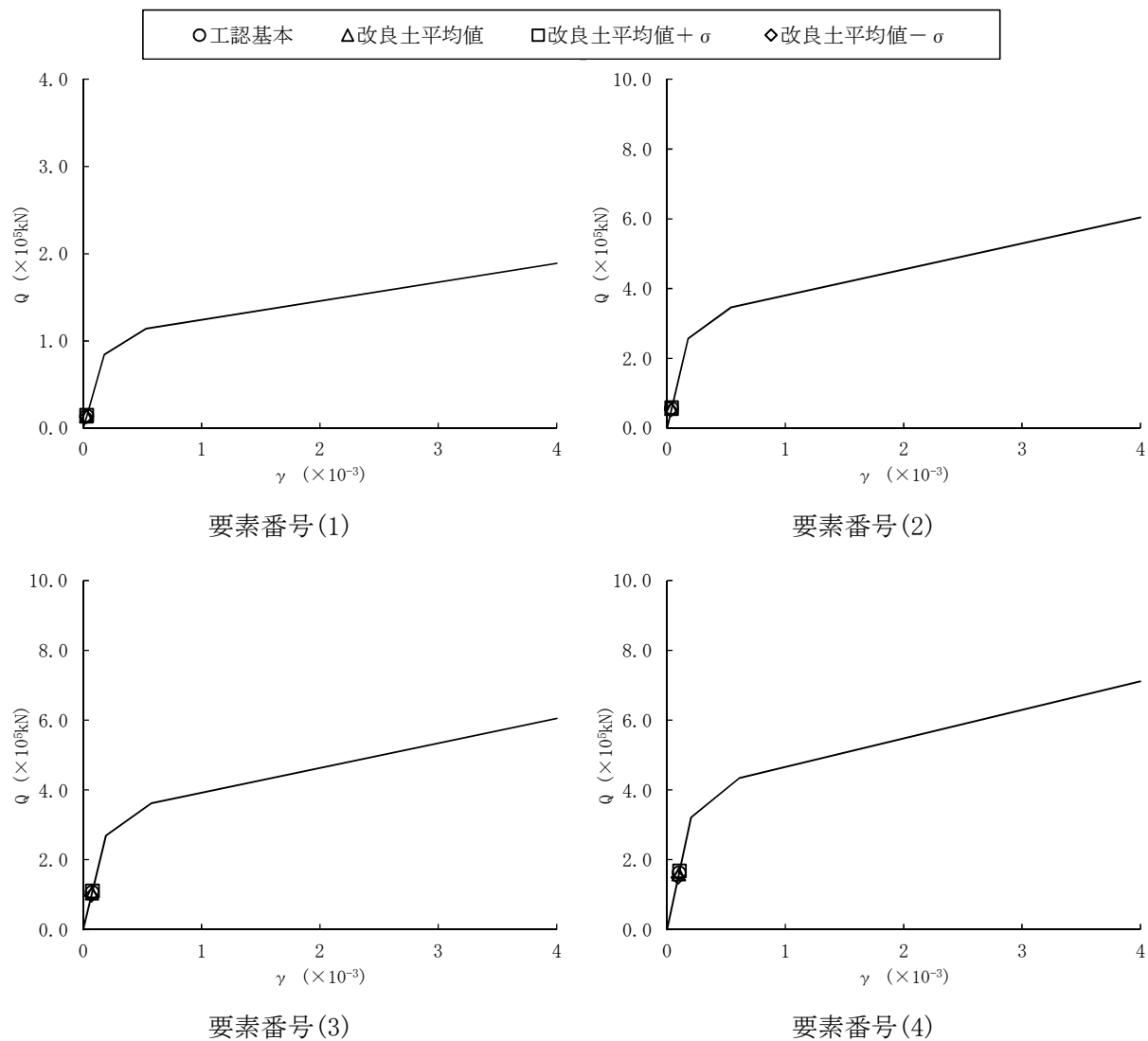
図 2-22 (3/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (NS 方向)



地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

(d) $S_s - 3.1$

図 2-22 (4/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (NS 方向)

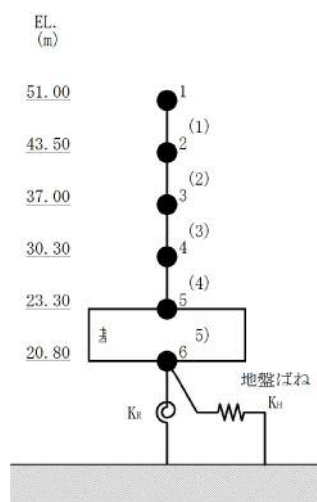
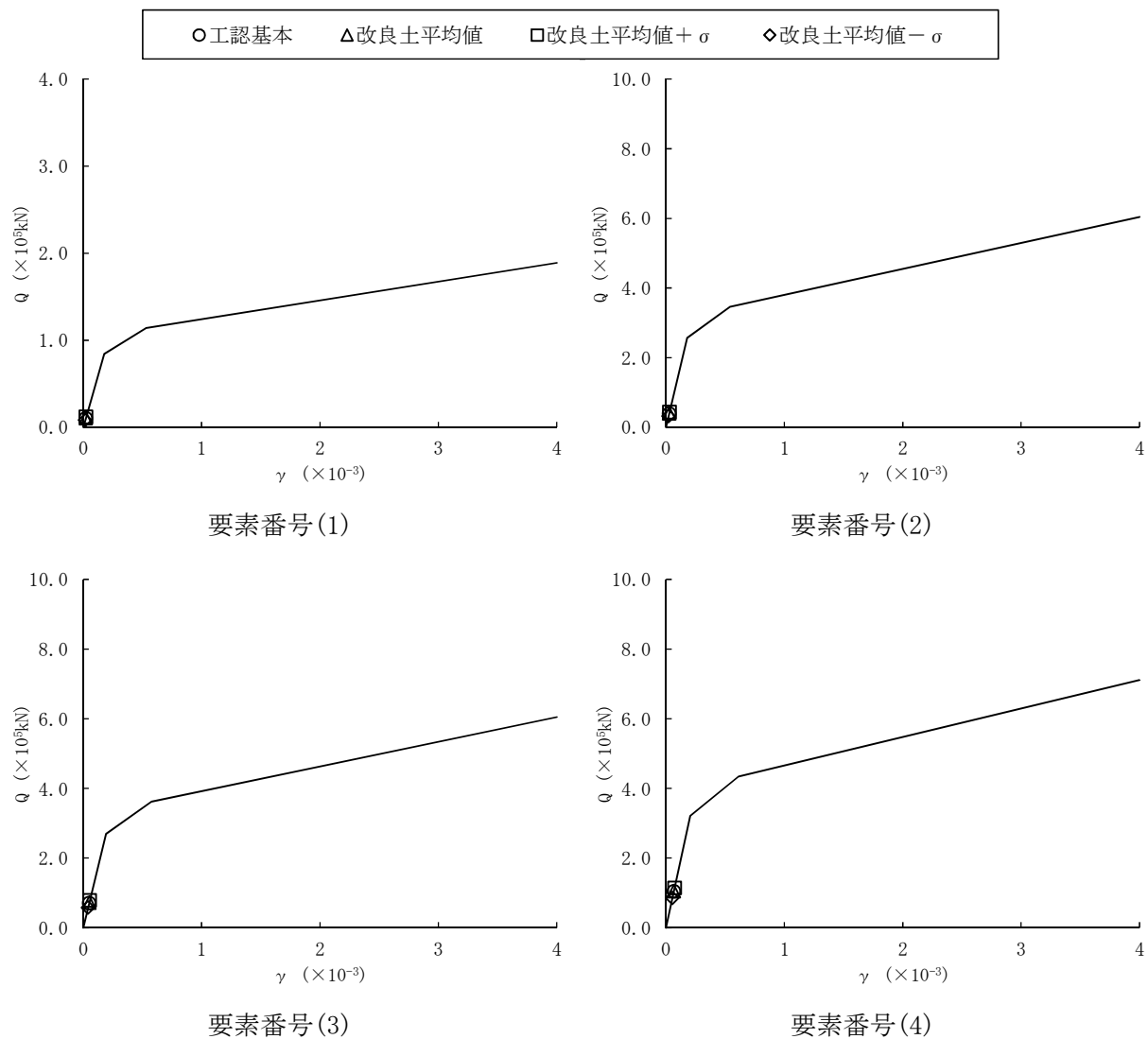


注： 数字は質点番号を示す。
注： () 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

(a) $S_s - D 1$

図 2-23 (1/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (EW 方向)

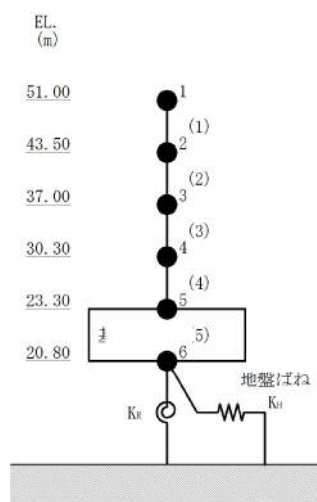
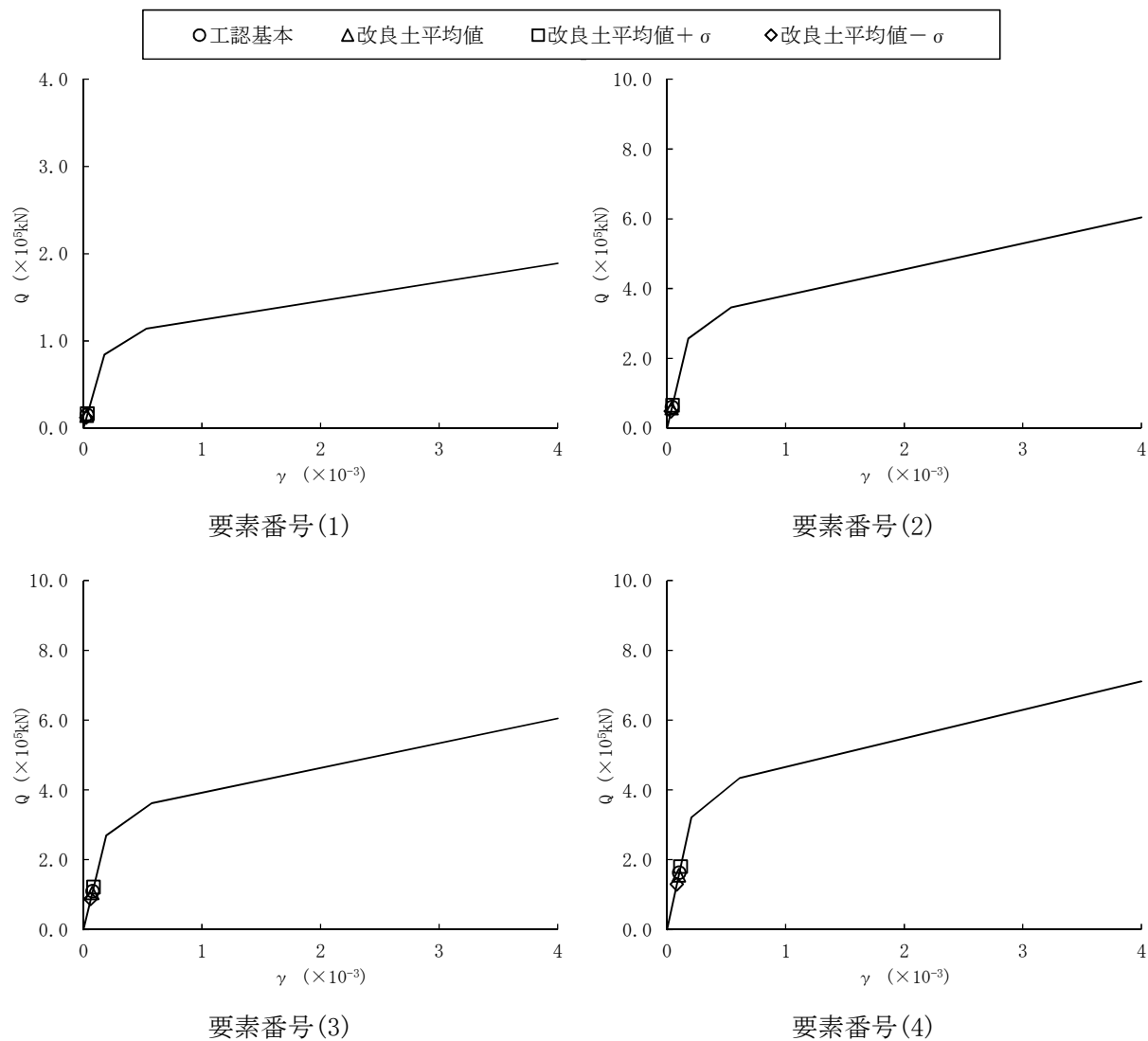


注： 数字は質点番号を示す。
注： () 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

(b) $S_s - 2.1$

図 2-23 (2/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (EW 方向)

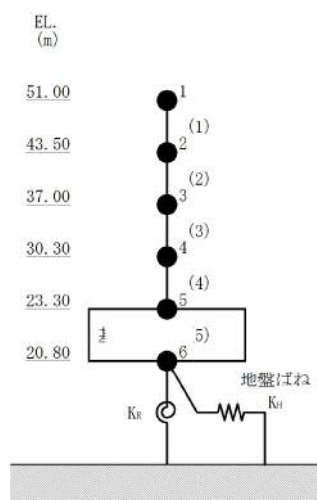
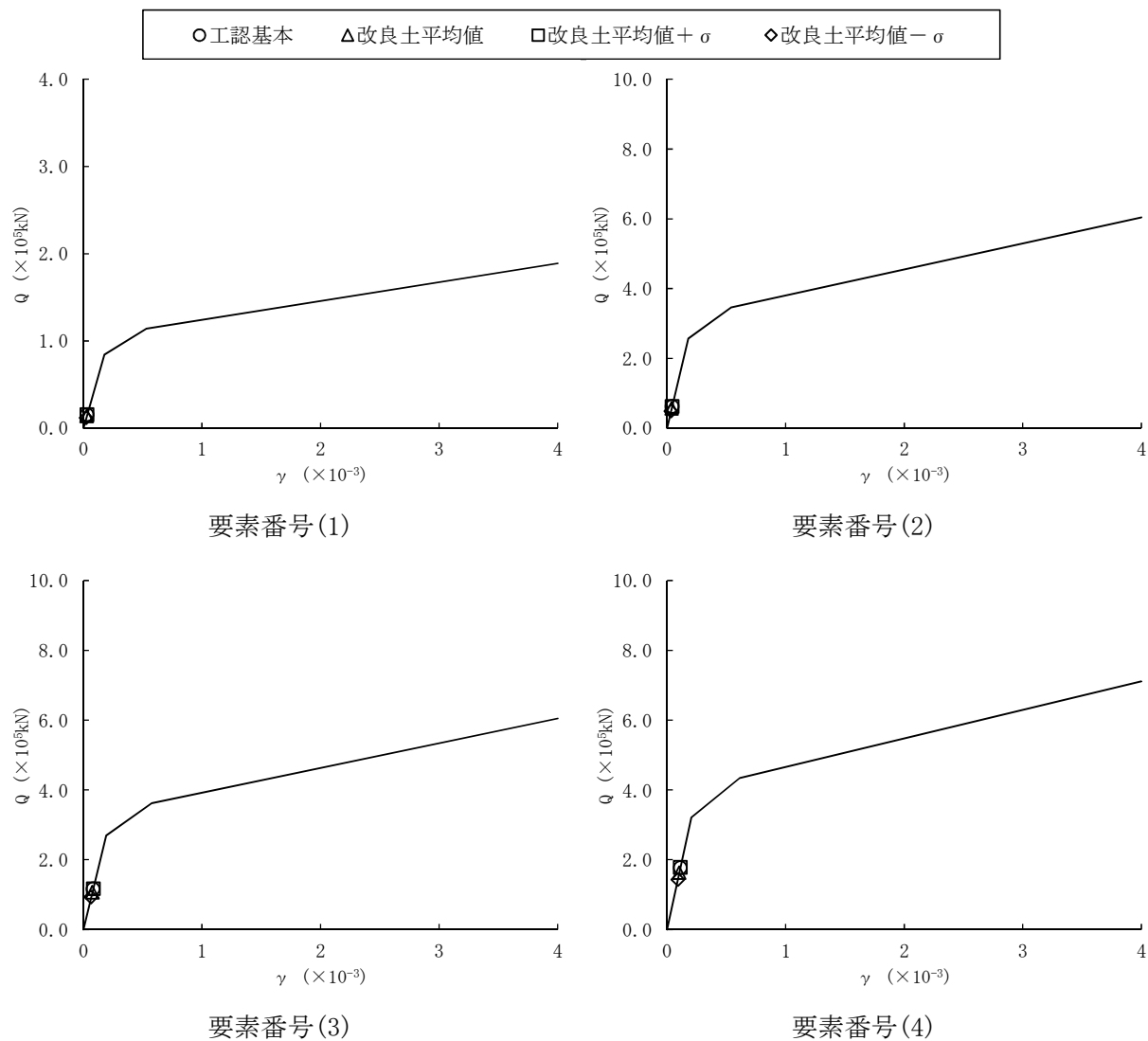


注： 数字は質点番号を示す。
注： () 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

(c) $S_s - 2.2$

図 2-23 (3/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (EW 方向)



地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

(d) $S_s - 3.1$

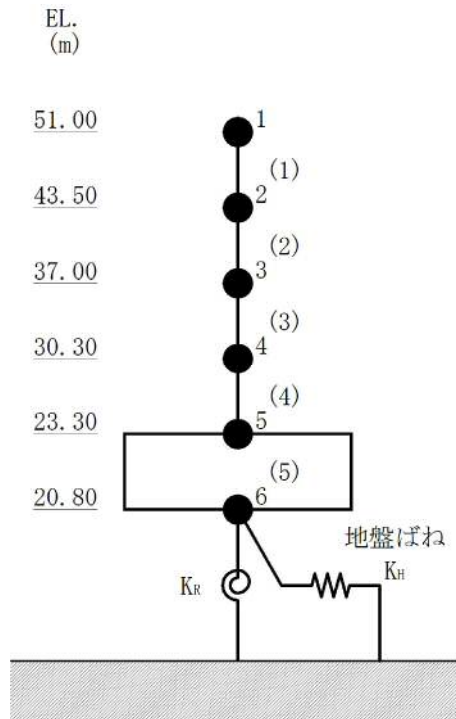
図 2-23 (4/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (EW 方向)

2.3 減衰定数 3%を考慮したモデルの影響評価

本節は、緊急時対策所建屋の地震応答解析における工認基本モデルの解析結果に対し、減衰定数を 5%から 3%に変更したモデルの地震応答解析結果を示すものである。

解析モデルは、添付書類「**V**-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」に示す解析モデルと同様とする。水平方向の地震応答解析モデルを図 2-24 に、鉛直方向の地震応答解析モデルを図 2-25 に示す。

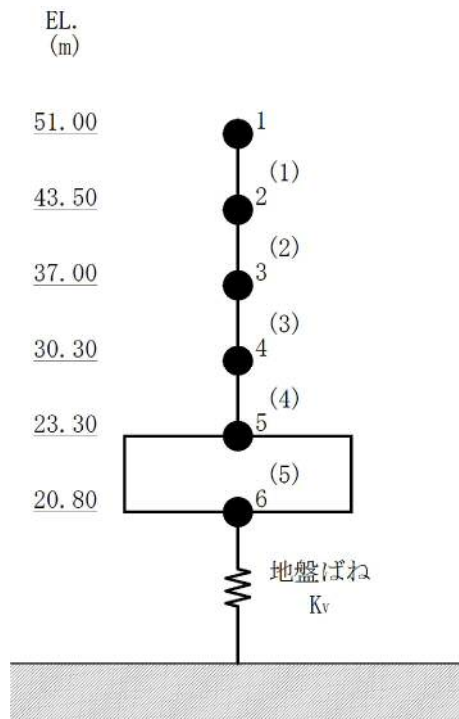
基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図 2-26～図 2-38 及び表 2-15～表 2-25 に示す。



注：数字は質点番号を示す。

注：() 内は要素番号を示す。

図 2-24 地震応答解析モデル (水平方向)



注：数字は質点番号を示す。

注：() 内は要素番号を示す。

図 2-25 地震応答解析モデル (鉛直方向)

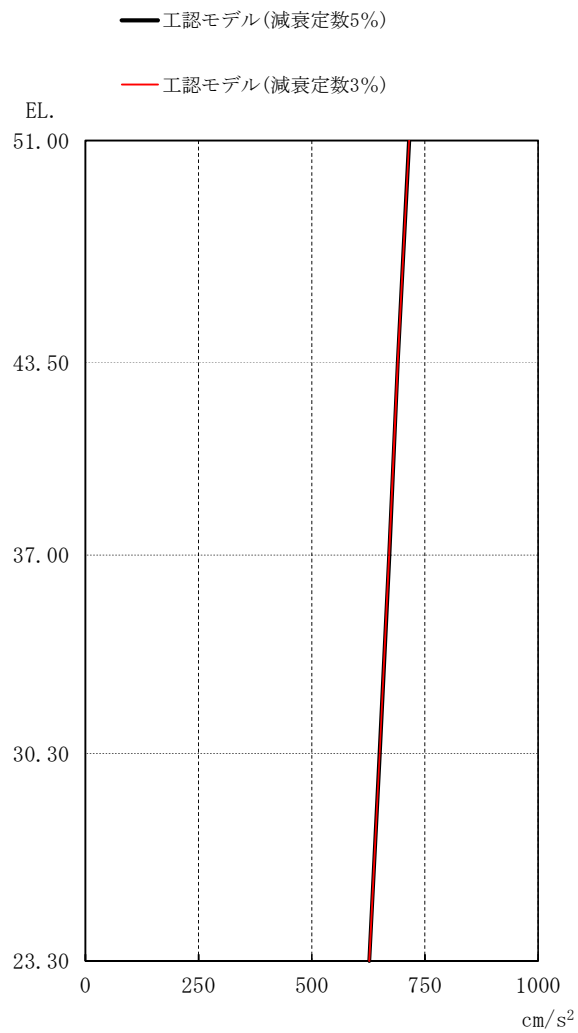


図 2-26 最大応答加速度 (S_s , NS 方向)

表 2-15 最大応答加速度一覧表 (S_s , NS 方向)

部 位	質 点 番 号	最大応答加速度 (cm/s ²)								最大値
		S _s - 2 1 (NS)		S _s - 2 2 (NS)		S _s - 3 1 (NS)		S _s - D 1 (NS)		
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建 屋	1	665	666	533	533	715	715	654	654	715
	2	626	626	510	510	690	690	635	635	690
	3	597	597	487	488	671	671	616	617	671
	4	556	557	464	464	650	650	594	594	650
基 礎 上 端	5	511	512	438	438	627	627	570	570	627

※①：工認モデル (減衰定数 5%) ②：工認モデル (減衰定数 3%)

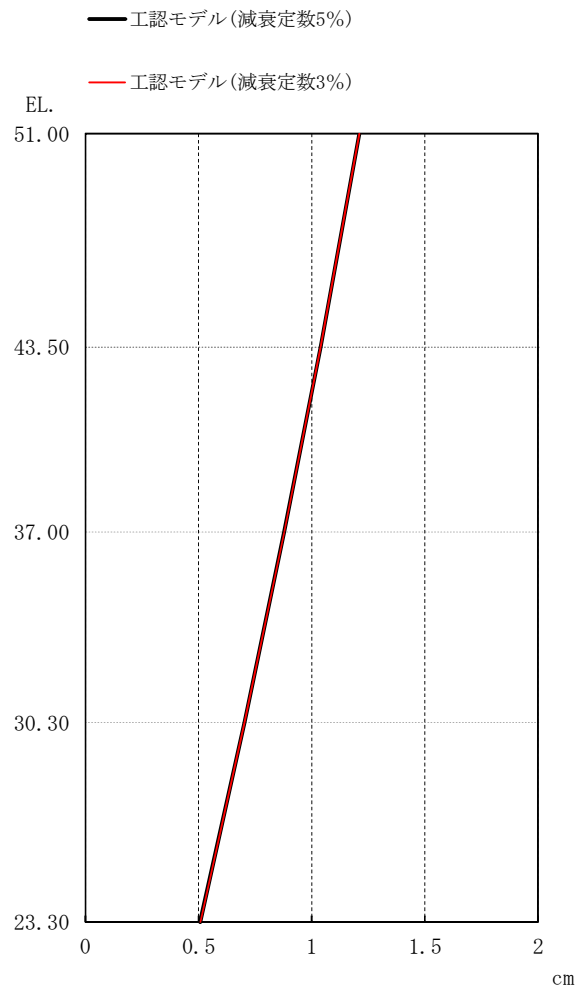


図 2-27 最大応答変位 (S_s , NS 方向)

表 2-16 最大応答変位一覧表 (S_s , NS 方向)

部 位	質 点 番 号	最大応答変位 (cm)								最大値
		S _s - 2 1 (NS)		S _s - 2 2 (NS)		S _s - 3 1 (NS)		S _s - D 1 (NS)		
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建 屋	1	0.845	0.847	0.751	0.753	1.21	1.21	1.07	1.07	1.21
	2	0.719	0.721	0.641	0.643	1.04	1.04	0.916	0.917	1.04
	3	0.606	0.607	0.542	0.543	0.878	0.879	0.778	0.779	0.879
	4	0.477	0.478	0.428	0.429	0.702	0.702	0.622	0.622	0.702
基 礎 上 端	5	0.337	0.337	0.305	0.305	0.507	0.508	0.450	0.451	0.508

※①：工認モデル（減衰定数 5%） ②：工認モデル（減衰定数 3%）

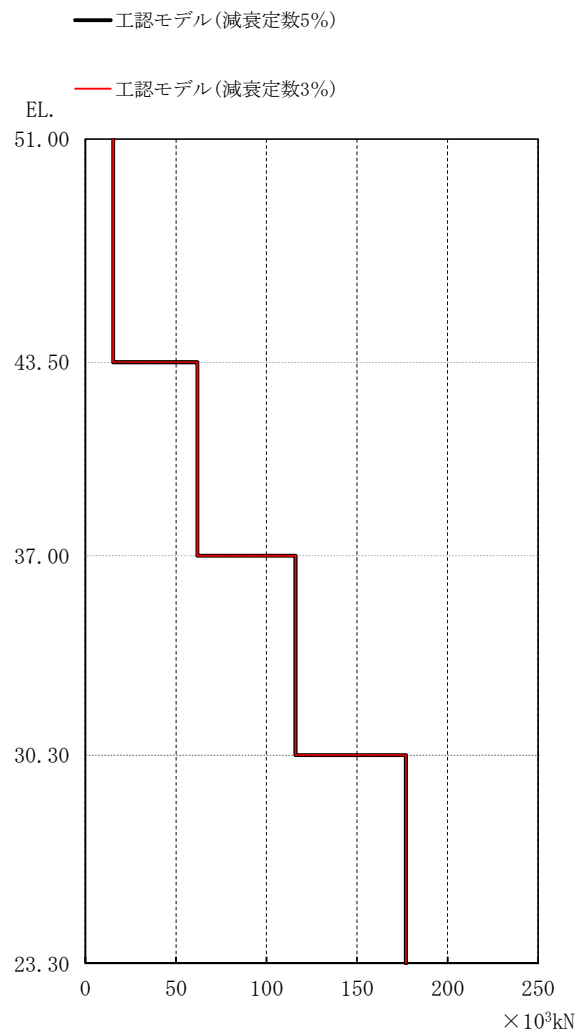


図 2-28 最大応答せん断力 (S_s , NS 方向)

表 2-17 最大応答せん断力一覧表 (S_s , NS 方向)

部 位	要素 番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)								最大値
		S _s －2 1 (NS)		S _s －2 2 (NS)		S _s －3 1 (NS)		S _s －D 1 (NS)		
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	(1)	14.3	14.3	11.4	11.4	15.3	15.3	14.0	14.0	15.3
	(2)	56.4	56.5	45.8	45.9	61.9	61.9	56.8	56.9	61.9
	(3)	104	105	84.9	85.0	116	116	107	107	116
	(4)	156	157	128	128	177	177	162	162	177

※①：工認モデル（減衰定数 5%） ②：工認モデル（減衰定数 3%）

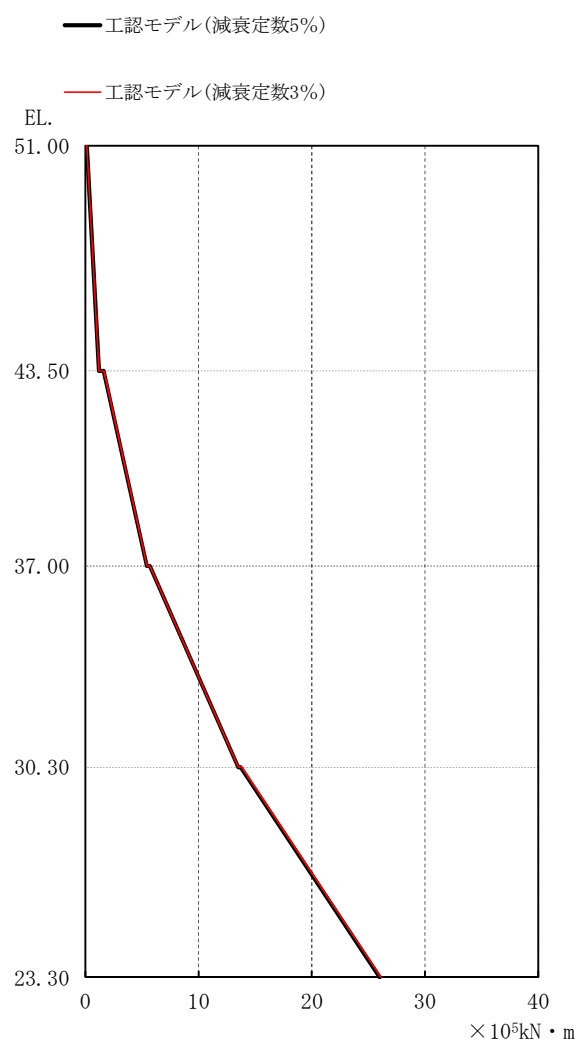


図 2-29 最大応答曲げモーメント (S_s , NS 方向)

表 2-18 最大応答曲げモーメント一覧表 (S_s , NS 方向)

部 位	要 素 番 号	最大応答曲げモーメント(×10 ⁵ kN・m)								最 大 値
		S _s －2 1 (NS)		S _s －2 2 (NS)		S _s －3 1 (NS)		S _s －D 1 (NS)		
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建 屋	(1)	1. 13	1. 14	0. 895	0. 896	1. 19	1. 19	1. 09	1. 09	1. 19
	(2)	5. 15	5. 16	4. 08	4. 09	5. 43	5. 44	4. 96	4. 96	5. 44
	(3)	12. 5	12. 5	9. 97	9. 99	13. 5	13. 5	12. 3	12. 3	13. 5
	(4)	23. 7	23. 7	19. 2	19. 2	26. 0	26. 1	23. 8	23. 9	26. 1

※①：工認モデル（減衰定数 5%） ②：工認モデル（減衰定数 3%）

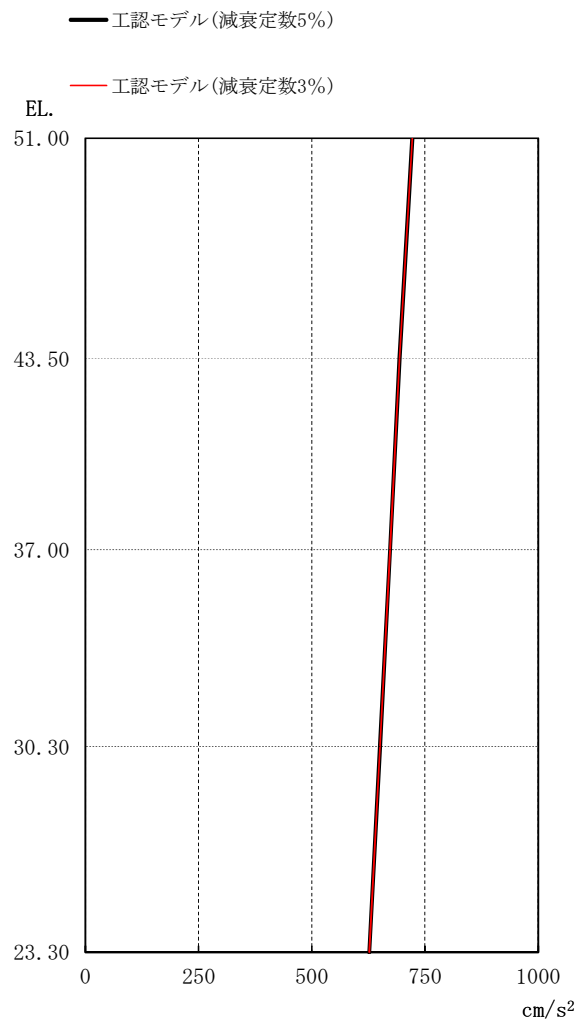


図 2-30 最大応答加速度 (S_s , EW 方向)

表 2-19 最大応答加速度一覧表 (S_s , EW 方向)

部 位	質 点 番 号	最大応答加速度 (cm/s ²)								
		S _s - 2 1 (EW)		S _s - 2 2 (EW)		S _s - 3 1 (EW)		S _s - D 1 (EW)		最大値
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建 屋	1	479	481	715	715	722	722	661	661	722
	2	428	429	666	668	694	694	641	641	694
	3	396	396	623	624	673	673	621	622	673
	4	363	364	573	573	651	651	596	596	651
基 礎 上 端	5	334	334	532	532	627	627	569	569	627

※①：工認モデル（減衰定数 5%） ②：工認モデル（減衰定数 3%）

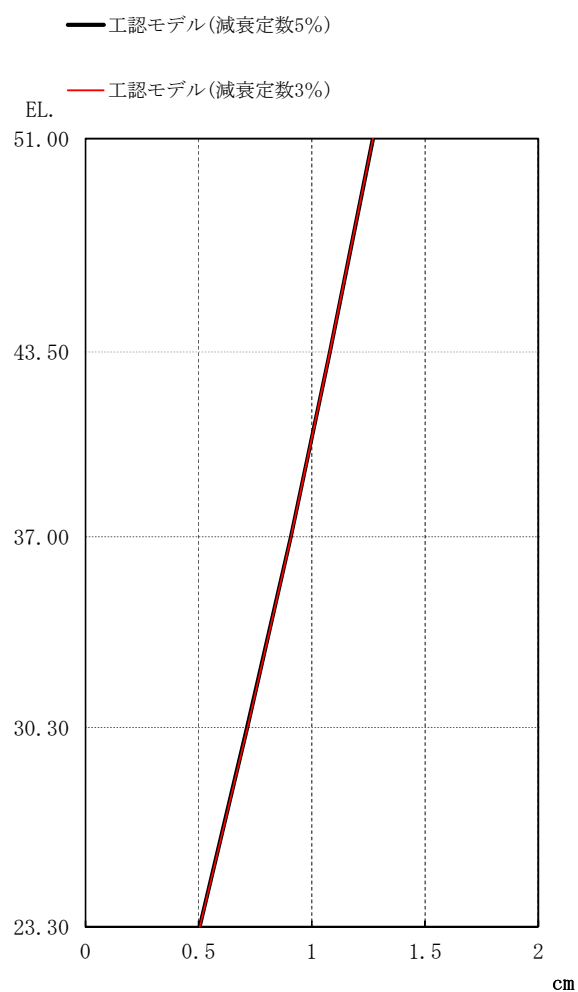


図 2-31 最大応答変位 (S_s , EW 方向)

表 2-20 最大応答変位一覧表 (S_s , EW 方向)

部 位	質 点 番 号	最大応答変位 (cm)								最大値
		S _s - 2 1 (EW)		S _s - 2 2 (EW)		S _s - 3 1 (EW)		S _s - D 1 (EW)		
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建 屋	1	0.614	0.615	0.950	0.953	1.27	1.27	1.13	1.13	1.27
	2	0.519	0.521	0.801	0.803	1.08	1.08	0.958	0.959	1.08
	3	0.436	0.437	0.670	0.672	0.907	0.908	0.809	0.810	0.908
	4	0.338	0.339	0.519	0.520	0.715	0.716	0.636	0.637	0.716
基 礎 上 端	5	0.233	0.234	0.355	0.356	0.504	0.505	0.449	0.450	0.505

※①：工認モデル（減衰定数 5%） ②：工認モデル（減衰定数 3%）

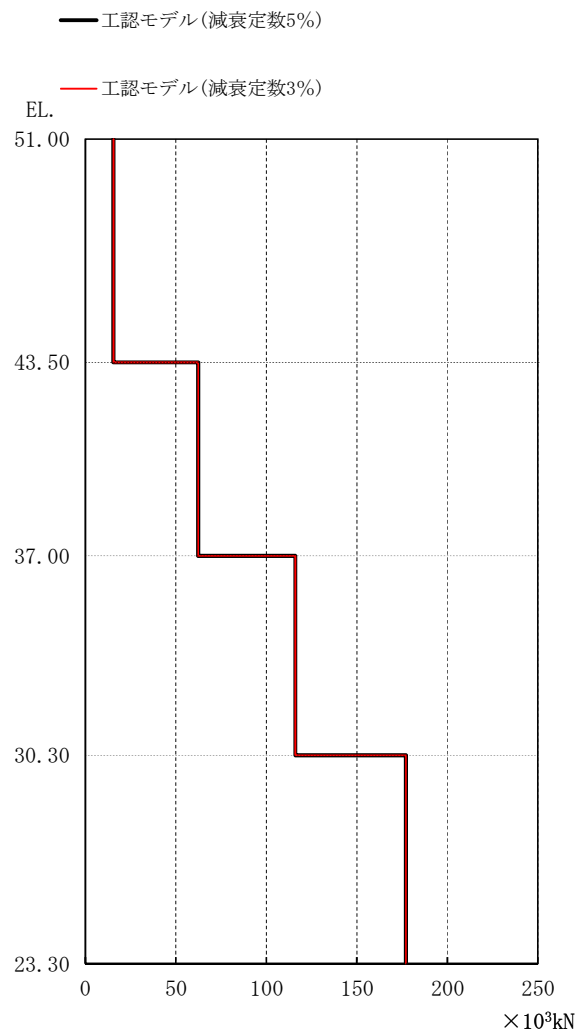


図 2-32 最大応答せん断力 (S_s , EW 方向)

表 2-21 最大応答せん断力一覧表 (S_s , EW 方向)

部 位	要素 番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)								最大値
		S _s －2 1 (EW)		S _s －2 2 (EW)		S _s －3 1 (EW)		S _s －D 1 (EW)		
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	(1)	10.3	10.3	15.3	15.3	15.5	15.5	14.2	14.2	15.5
	(2)	39.2	39.2	60.3	60.4	62.3	62.3	57.4	57.4	62.3
	(3)	70.7	70.8	110	110	116	116	108	108	116
	(4)	105	105	163	163	177	177	163	163	177

※①：工認モデル（減衰定数 5%） ②：工認モデル（減衰定数 3%）

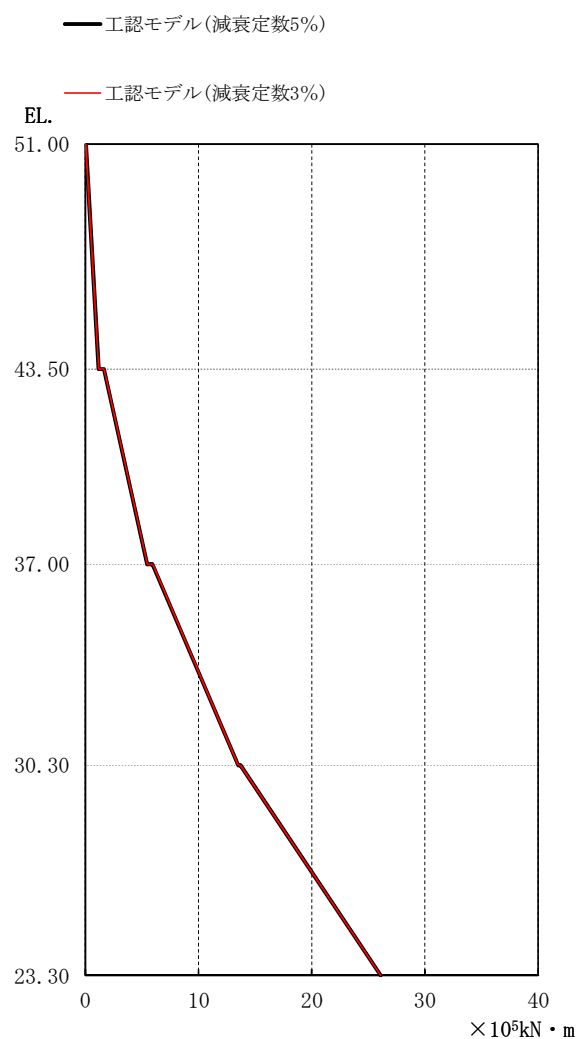


図 2-33 最大応答曲げモーメント (S_s , EW 方向)

表 2-22 最大応答曲げモーメント一覧表 (S_s , EW 方向)

部 位	要素 番号	最大応答曲げモーメント(×10 ⁵ kN・m)								最大値
		S _s －2 1 (EW)		S _s －2 2 (EW)		S _s －3 1 (EW)		S _s －D 1 (EW)		
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	(1)	0.788	0.792	1.17	1.17	1.17	1.18	1.07	1.08	1.18
	(2)	3.60	3.62	5.44	5.46	5.42	5.43	4.96	4.97	5.46
	(3)	8.64	8.66	13.2	13.3	13.5	13.5	12.4	12.4	13.5
	(4)	16.3	16.3	25.0	25.0	26.1	26.1	24.0	24.0	26.1

※①：工認モデル（減衰定数 5%） ②：工認モデル（減衰定数 3%）

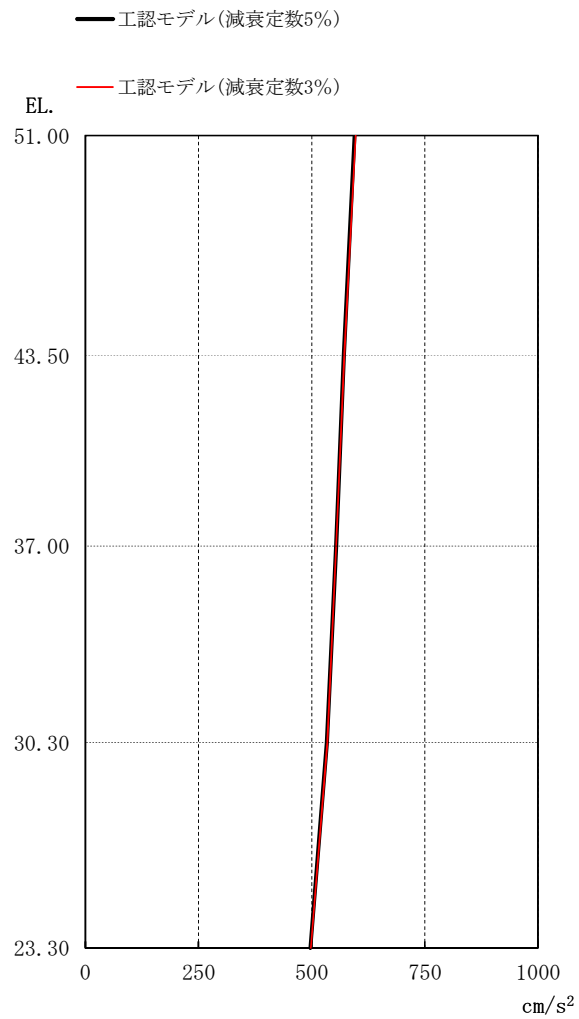


図 2-34 最大応答加速度 (S_s , UD 方向)

表 2-23 最大応答加速度一覧表 (S_s , UD 方向)

部 位	質 点 番 号	最大応答加速度 (cm/s ²)								最大値
		S _s - 2 1 (UD)		S _s - 2 2 (UD)		S _s - 3 1 (UD)		S _s - D 1 (UD)		
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建 屋	1	565	566	595	597	203	203	491	493	597
	2	547	545	571	572	197	197	475	476	572
	3	539	539	554	554	190	190	461	462	554
	4	521	523	534	535	175	175	443	444	535
基 礎 上 端	5	497	498	494	493	166	166	429	430	498

※①：工認モデル（減衰定数 5%） ②：工認モデル（減衰定数 3%）

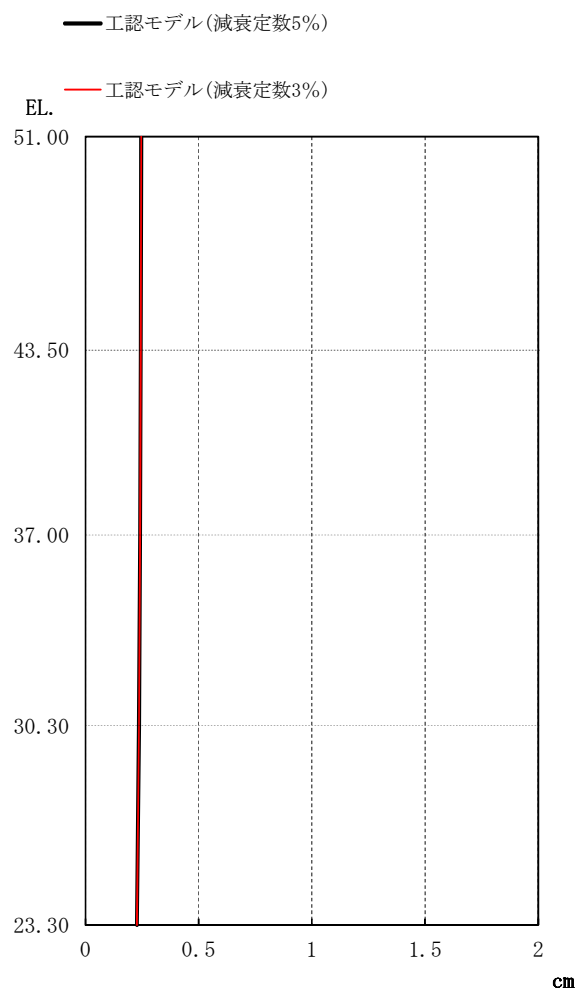


図 2-35 最大応答変位 (S_s , UD 方向)

表 2-24 最大応答変位一覧表 (S_s , UD 方向)

部 位	質 点 番 号	最大応答変位 (cm)								
		S _s - 2 1 (UD)		S _s - 2 2 (UD)		S _s - 3 1 (UD)		S _s - D 1 (UD)		最大値
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	1	0.215	0.215	0.228	0.228	0.0991	0.0991	0.246	0.246	0.246
	2	0.213	0.213	0.225	0.225	0.0983	0.0984	0.244	0.244	0.244
	3	0.210	0.210	0.221	0.222	0.0974	0.0975	0.241	0.241	0.241
	4	0.204	0.205	0.216	0.216	0.0955	0.0955	0.236	0.236	0.236
基礎 上端	5	0.196	0.196	0.209	0.210	0.0925	0.0926	0.228	0.228	0.228

※①：工認モデル（減衰定数 5%） ②：工認モデル（減衰定数 3%）

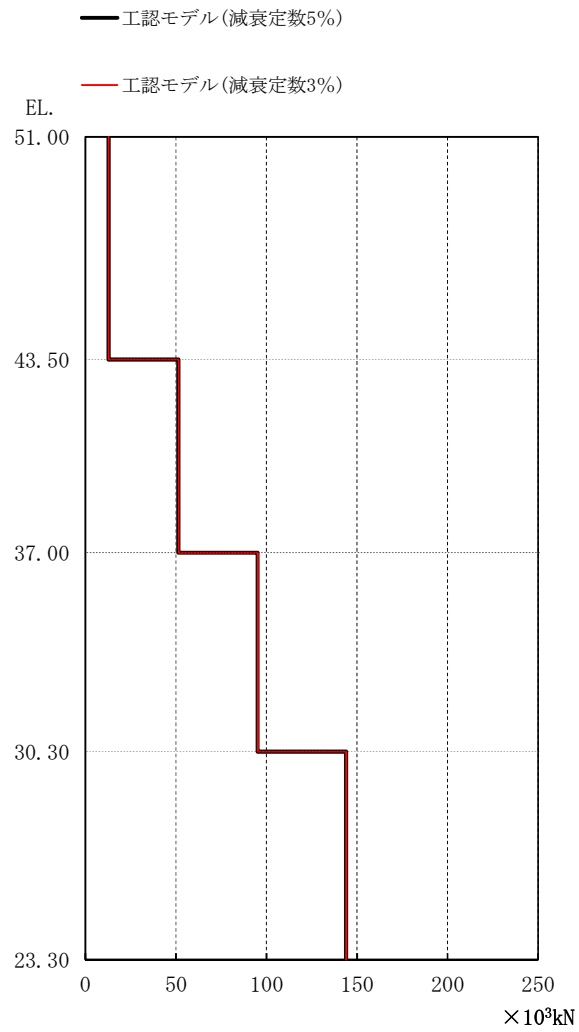
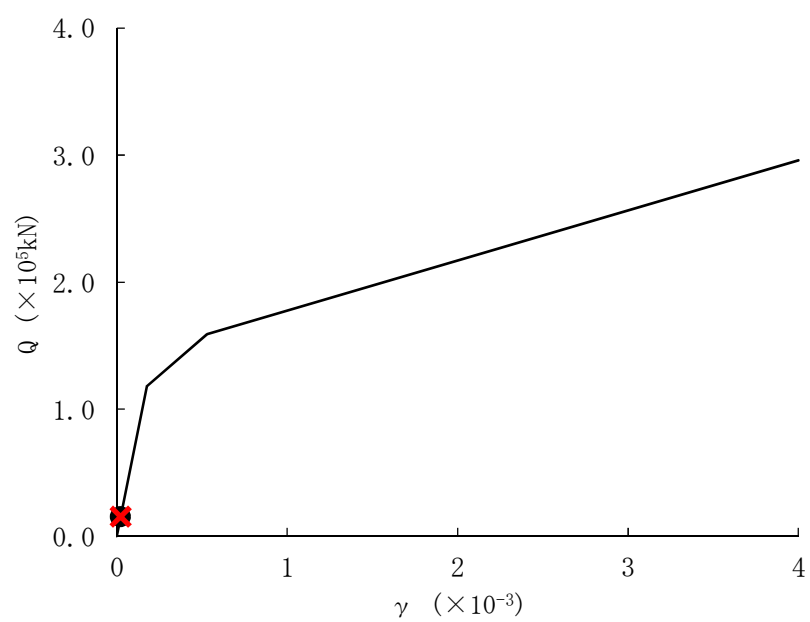


図 2-36 最大応答軸力 (S_s , UD 方向)

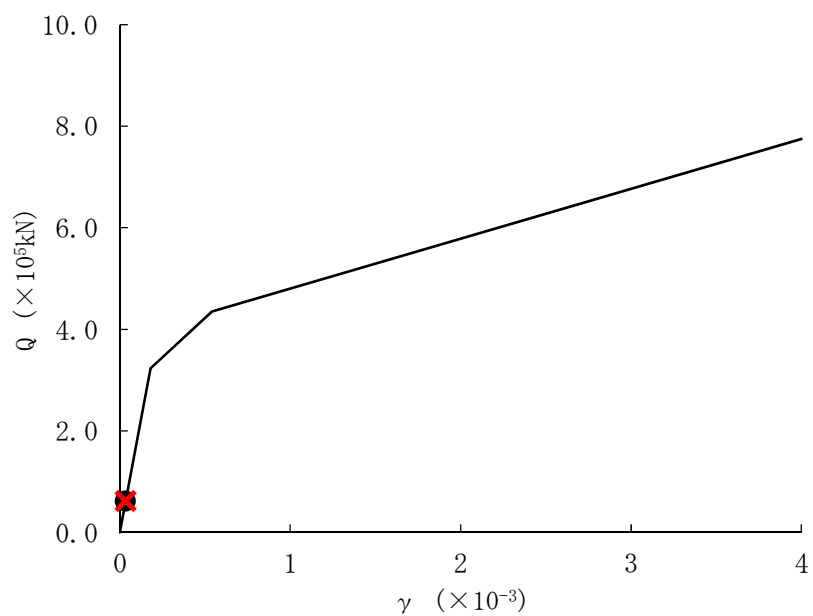
表 2-25 最大応答軸力一覧表 (S_s , UD 方向)

部 位	要素 番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)								最大値
		S _s －2 1 (UD)		S _s －2 2 (UD)		S _s －3 1 (UD)		S _s －D 1 (UD)		
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	(1)	12.3	12.2	12.8	12.8	4.37	4.37	10.6	10.6	12.8
	(2)	49.5	49.2	51.3	51.5	17.8	17.8	42.7	42.7	51.5
	(3)	93.0	92.6	95.1	95.2	33.0	33.0	79.6	79.7	95.2
	(4)	142	142	144	144	49.4	49.4	121	121	144

※①：工認モデル（減衰定数 5%） ②：工認モデル（減衰定数 3%）



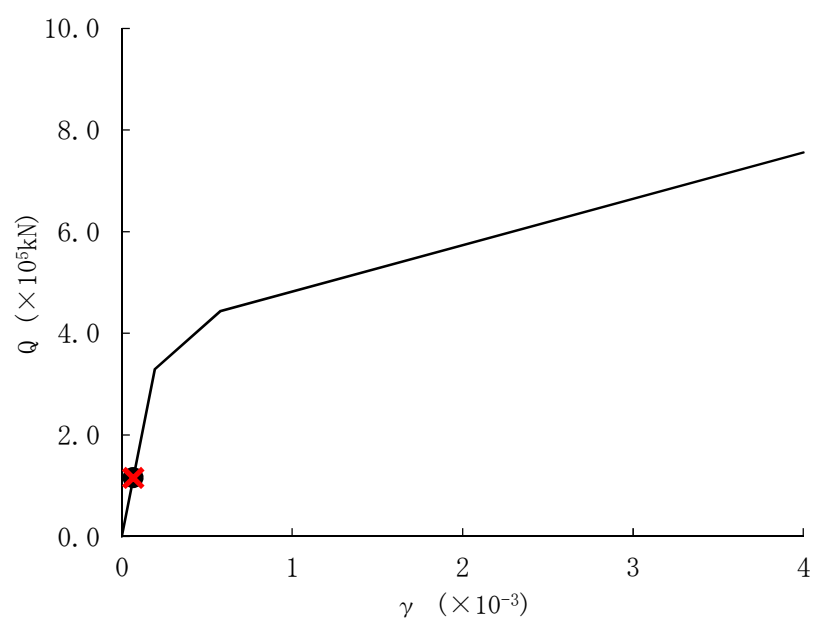
(a) 要素番号(1)



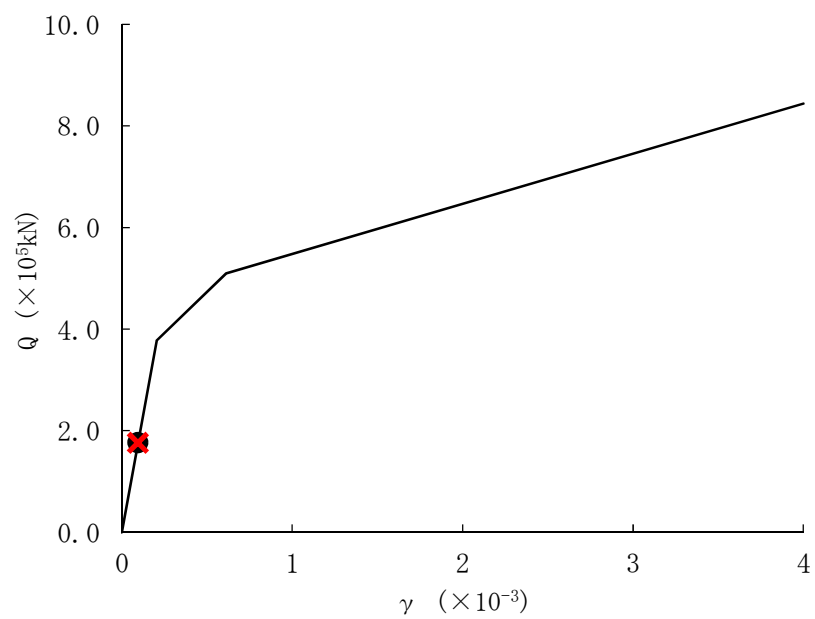
(b) 要素番号(2)

●工認モデル (減衰5%) ×工認モデル (減衰3%)

図 2-37 (1/2) Q - γ 関係と最大応答値 (S_s , NS 方向)



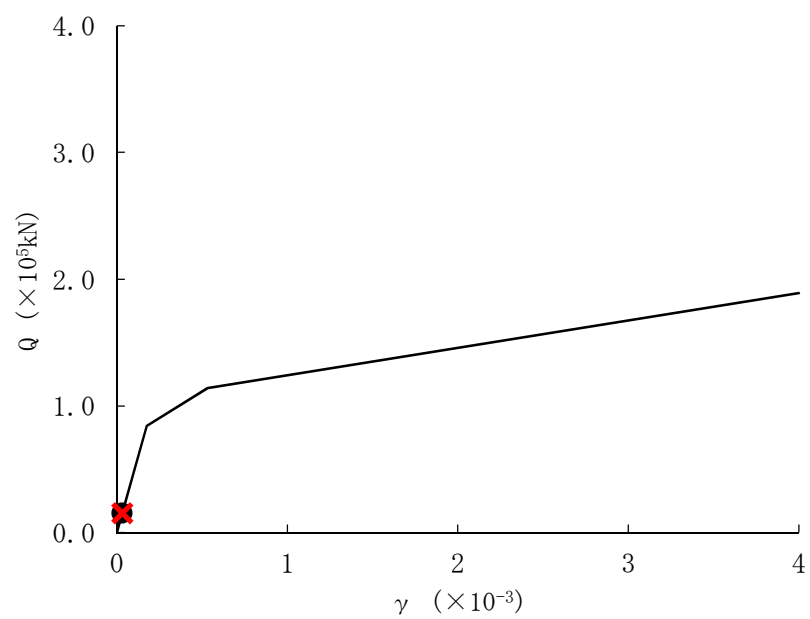
(c) 要素番号(3)



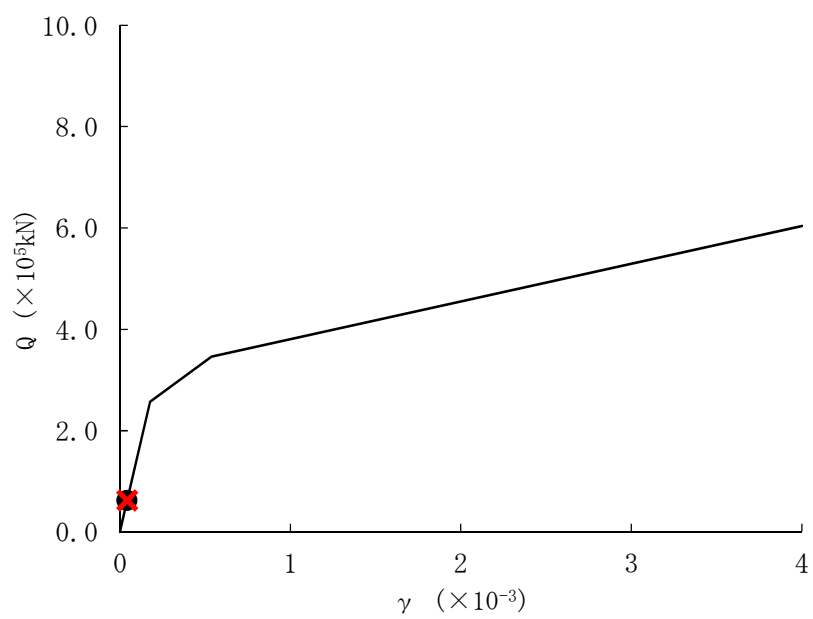
(d) 要素番号(4)

●工認モデル (減衰5%) ×工認モデル (減衰3%)

図 2-37 (2/2) Q - γ 関係と最大応答値 (S_s , NS 方向)



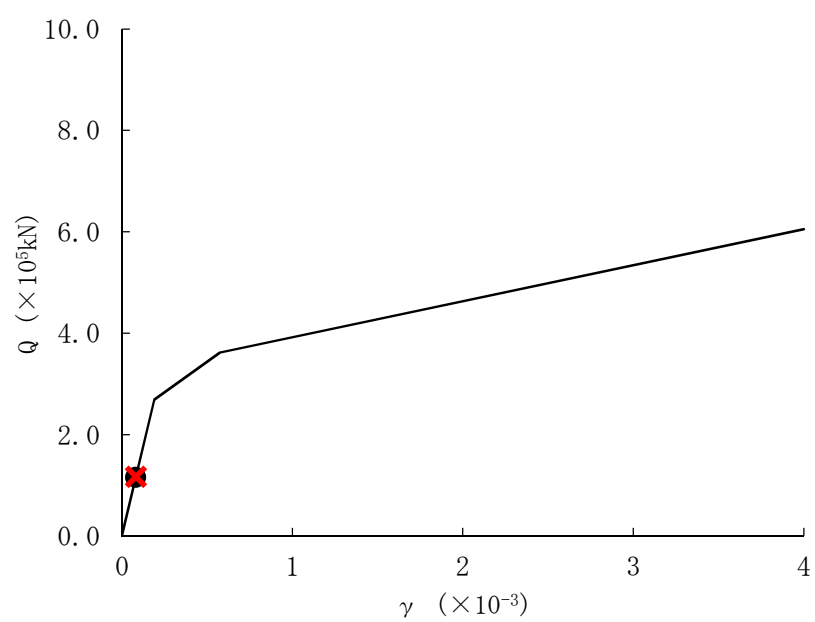
(a) 要素番号(1)



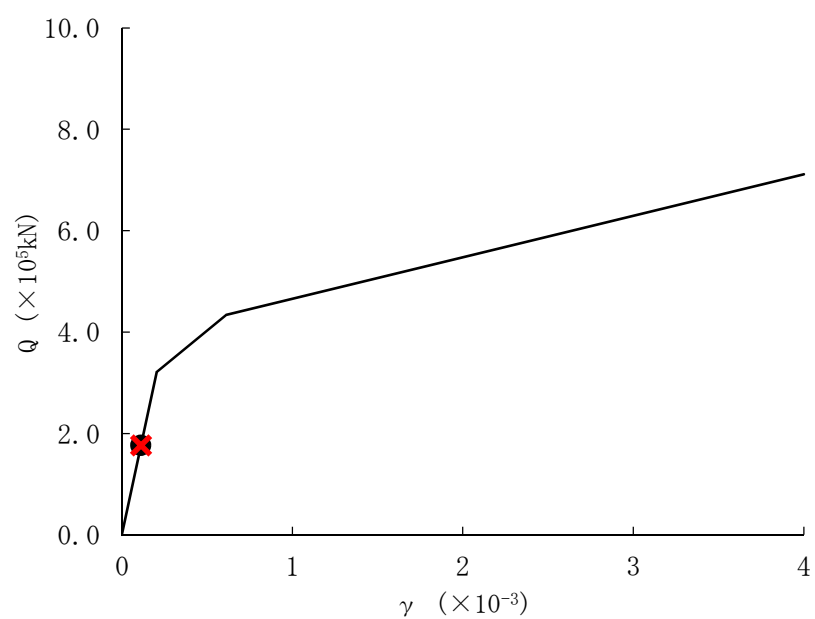
(b) 要素番号(2)

●工認モデル (減衰5%) ✕工認モデル (減衰3%)

図 2-38 (1/2) Q - γ 関係と最大応答値 (S_s , EW 方向)



(c) 要素番号(3)



(d) 要素番号(4)

●工認モデル (減衰5%) ×工認モデル (減衰3%)

図 2-38 (2/2) Q - γ 関係と最大応答値 (S_s , EW 方向)

2.4 建屋剛性のばらつきに関する検討

2.4.1 概要

建屋評価では、地盤物性のばらつきについて添付書類「V-2-2-11 緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」において設計用地震力の設定に考慮している。また、建屋剛性のばらつきについては、コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなること、及び建屋剛性として考慮していない壁（補助壁）の建屋剛性への寄与については構造耐力の向上が見られることから、保守的に考慮していない。

念のため、緊急時対策所建屋の建屋剛性のばらつきとして、コンクリート実強度及び補助壁を考慮した場合の影響を検討することとし、本節では建屋剛性のばらつきを設定する。

2.4.2 建屋剛性のばらつきの設定

(1) コンクリート強度

コンクリート強度のばらつきの設定を表 2-26 に示す。コンクリート強度は「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準（（社）日本原子力学会，2007）」に基づく $1.4 \times F_c$ (42.0 N/mm^2) と原子炉建屋で実施されたコア供試体に対する圧縮強度試験結果の平均値 (42.1 N/mm^2) を比較し，より材料物性としてばらつきの大きくなる 42.1 N/mm^2 で設定する。

表 2-26 コンクリート強度のばらつき

	コンクリート強度 F_c (N/mm^2)	ヤング係数 E (N/mm^2)
工認モデル (設計基準強度)	30.0	2.44×10^4
実強度	42.1 (1.41)	2.73×10^4 (1.12)

注：（ ）内は基本ケースに対する比率

(2) 補助壁

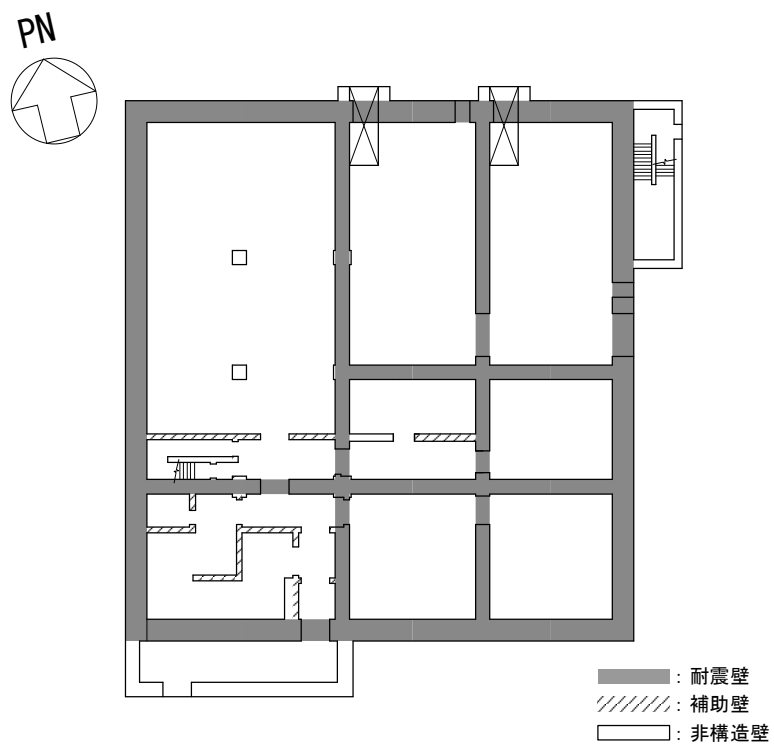
建物内の壁は，耐震壁，補助壁及び非構造壁の 3 種類に分類される。

耐震壁は，基礎スラブより立ち上がる主架構面上の連層壁で，建屋重量のほか建物に作用する外力を負担でき，今回工認の地震応答解析モデル諸元に考慮した壁である。補助壁は，耐震壁以外の壁のうち，下記に示す選定条件を満たし，耐震壁に準じる剛性を保有すると考えられる壁である。非構造壁は，耐震壁，補助壁以外の壁で，建屋重量及び建屋の水平外力を負担しない壁である。

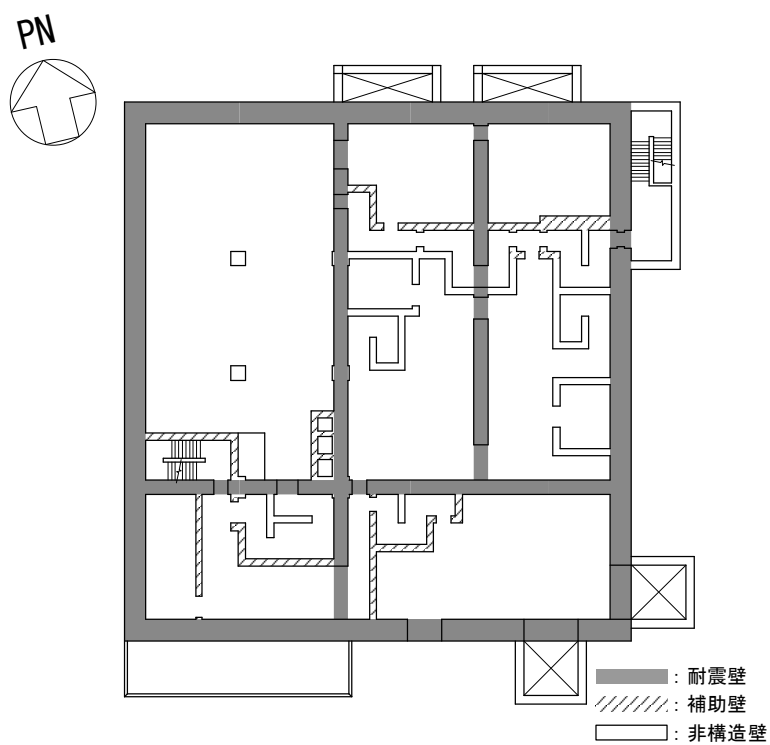
(補助壁の選定条件)

- ・壁厚 300 mm 以上
- ・質点の設定レベルにある上下階の床（中間床は含めない）を繋ぐ壁

ただし，補助壁は必ずしも基礎スラブから連続して立ち上がっていないため，建屋の軸剛性に考慮しない。補助壁は耐震壁のように大スパンの連続的な壁ではなく，短スパンの壁であり，建屋全体の曲げ剛性に与える影響は小さいと判断されることから，建屋の曲げ剛性に考慮しない。せん断剛性への影響については，短スパンの壁であっても，床スラブを介して壁に生じるせん断力を耐震壁に伝達できるため考慮することとする。以上より，補助壁の剛性についてはせん断剛性のみを考慮することとして，補助壁の水平断面積を地震応答解析モデルの諸元に追加する。考慮した補助壁の位置を図 2-39 に，補助壁を考慮した場合としない場合における壁の水平断面積を表 2-27 に示す。

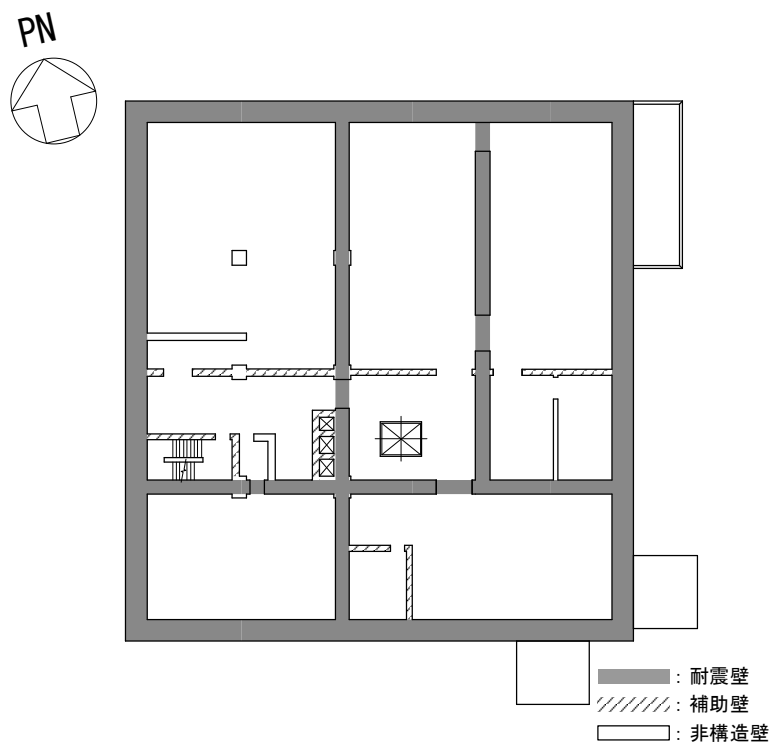


(a) 1 階 : EL. 23.3m

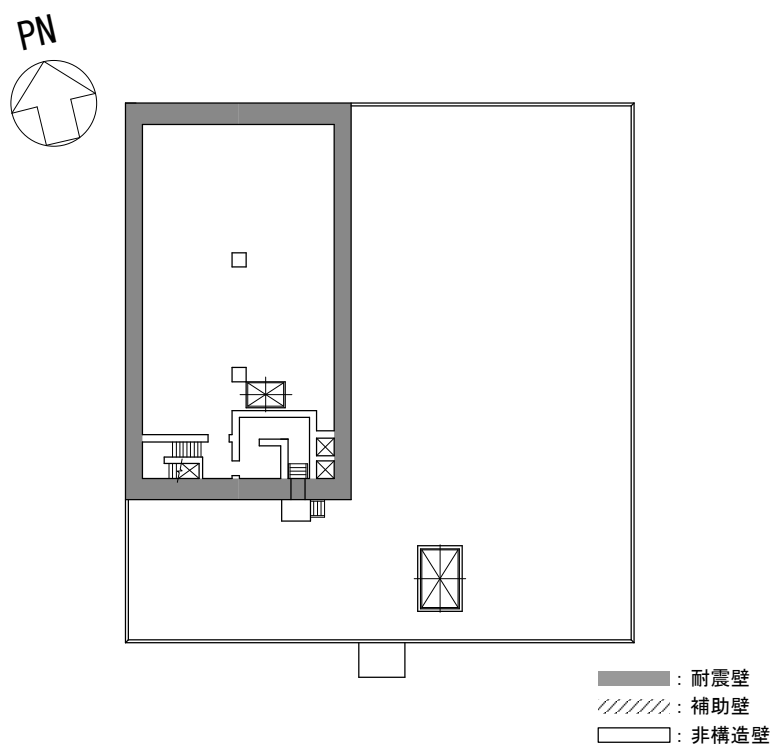


(b) 2 階 : EL. 30.3m

図 2-39 (1/2) 緊急時対策所建屋の概略平面図



(c) 3 階 : EL. 37.0 m



(d) 4 階 : EL. 43.5 m

図 2-39 (2/2) 緊急時対策所建屋の概略平面図

表 2-27 壁の水平断面積

EL. (m)	質点番号	耐震壁 (m ²) (工認モデル)		補助壁 (m ²)		耐震壁 (m ²) + 補助壁 (m ²)	
		NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
51.00 ~ 43.50	1	65.58	46.84	—	—	65.58 (1.00)	46.84 (1.00)
	2						
43.50 ~ 37.00	3	175.3	140.5	6.0	21.0	181.3 (1.03)	161.5 (1.15)
37.00 ~ 30.30	4	167.7	137.2	18.4	22.8	186.1 (1.11)	160.0 (1.17)
30.30 ~ 23.30	5	181.4	154.3	7.1	14.8	188.5 (1.04)	169.1 (1.10)
合計		590.0	478.8	31.5	58.6	621.5 (1.05)	537.4 (1.12)

注：() 内は基本ケースに対する比率

2.5 機器・配管系評価への影響

2.5.1 検討概要

緊急時対策所建屋の各階について、地盤物性のばらつき及び建屋剛性のばらつきを考慮したケース（以下、本項では「ばらつきケース」という。）による床応答スペクトルと耐震計算に用いた設備評価用床応答曲線の比較することにより、機器・配管系への影響検討を行う。

緊急時対策所建屋に設置される機器・配管系の耐震計算については、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」にて、以下何れかの設備評価用床応答曲線を適用する方針としている。

- (1) 設計用床応答曲線及び材料物性のばらつき等を考慮した床応答曲線を包絡した設備評価用床応答曲線
- (2) (1)項の設備評価用床応答曲線を保守側に包絡できるように余裕を確保した設備評価用床応答曲線

(1)の設備評価用床応答曲線は、ばらつきケースによる床応答スペクトルを含めて作成していることから、影響評価の対象外とし、(2)の設備評価用床応答曲線を適用した機器・配管系への影響検討を行う。

2.5.2 検討結果

(2)の設備評価用床応答曲線とばらつきケースによる床応答スペクトルとの比較を図2-40に示す。図2-40に示すとおり、(2)の設備評価用床応答曲線はばらつきケースによる床応答スペクトルに対して、全標高（EL.）及び全固有周期で包絡しており機器・配管系の影響がないことを確認した。

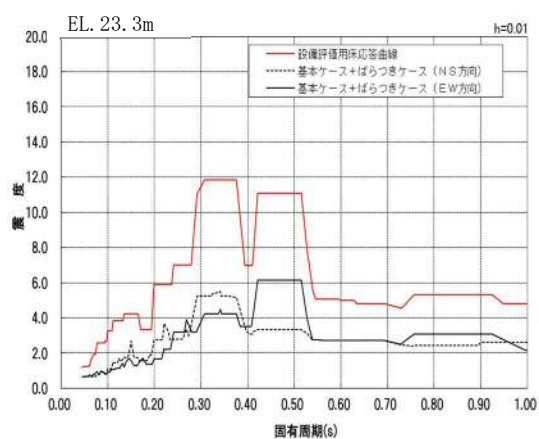
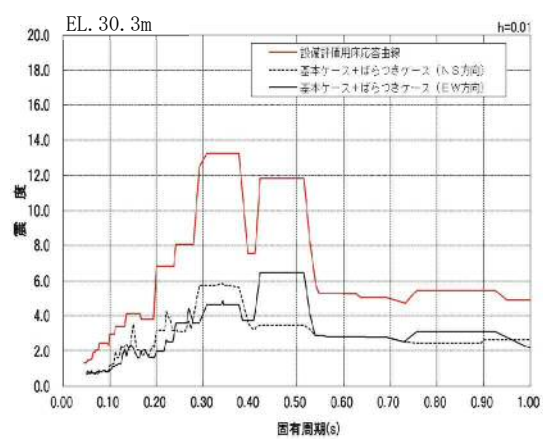
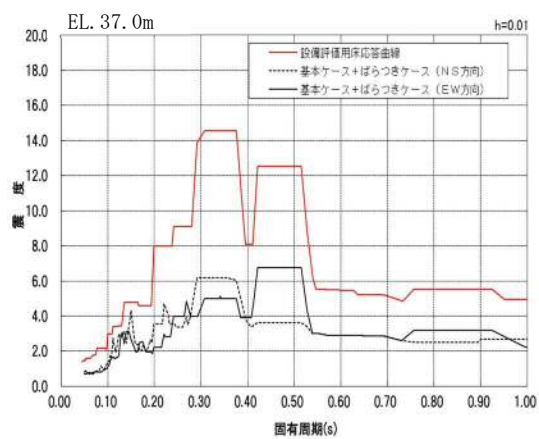
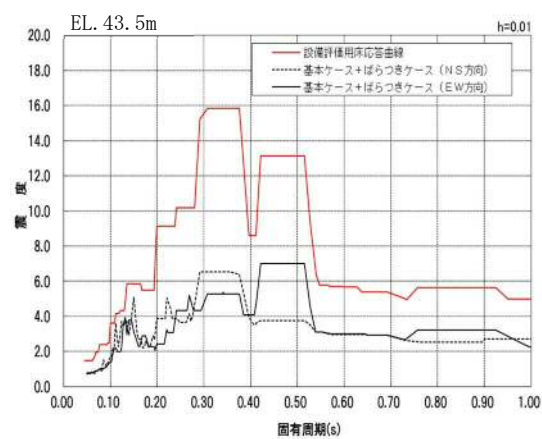
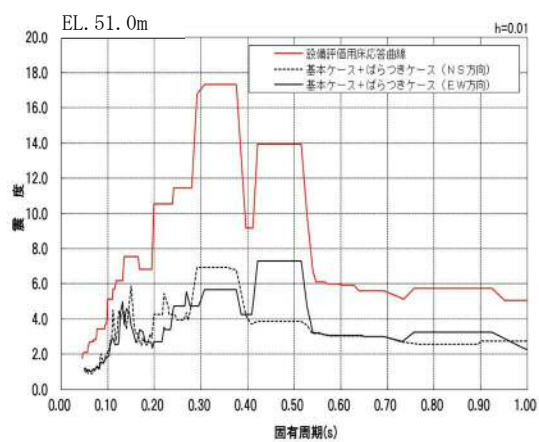


図 2-40 (1/2) 設備評価用床応答曲線とばらつきケースによる床応答スペクトルとの比較
(水平方向)

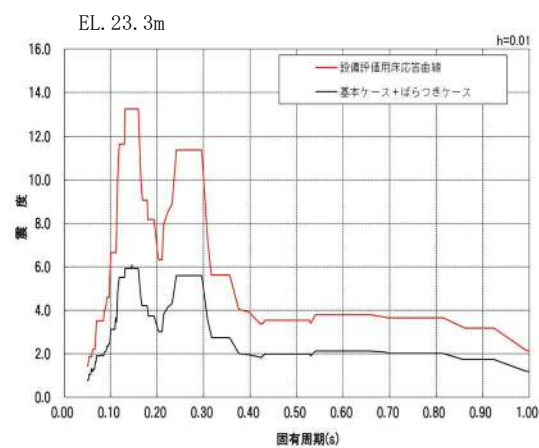
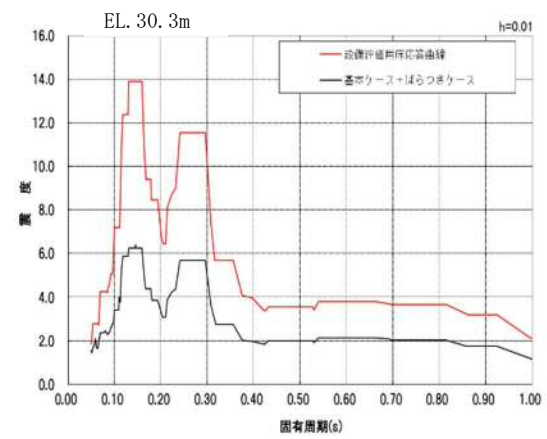
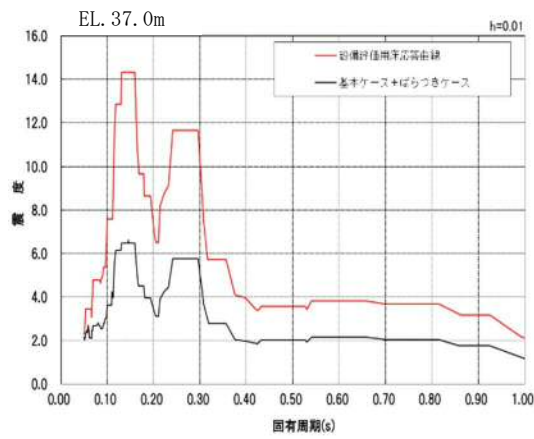
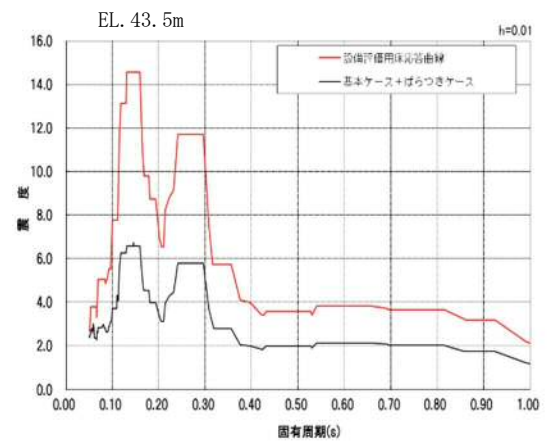
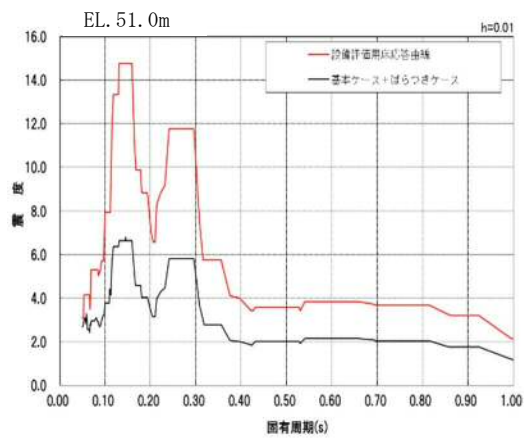


図 2-40 (2/2) 設備評価用床応答曲線とばらつきケースによる床応答スペクトルとの比較
(鉛直方向)

2.6 形状特性係数の設定方法と地震応答解析による影響評価

2.6.1 概要

東海第二発電所の緊急時対策所建屋について、必要保有水平耐力の算定に用いる形状特性係数の設定根拠及び地震応答解析によるねじれの影響評価について補足説明する。

2.6.2 形状特性係数の算定方法

以下に、緊急時対策所建屋の各層における剛性率及び偏心率から算定される形状特性係数の算出方法及び算出結果を示す。剛性率及び偏心率の算出方法については建築基準法施行令第 82 条の 6 に準拠し、形状特性係数の算出方法については昭 55 建告第 1792 号第 7 に準拠する。算出された結果に対して、剛性率については制限値（0.6）以上であることを確認し、偏心率については制限値（0.15）以下であることを確認する。

(1) 剛性率の算定方法

剛性率 R_s は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果から算出された各階の層間変

形角の逆数 r_s 及び全階の r_s の相加平均 \bar{r}_s から、下式により求める。

$$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s}$$

(2) 偏心率の算定方法

重心、剛心及び偏心距離の概念図を図 2-41 に示す。偏心率は、重心と剛心から得られる偏心距離及び弾力半径から算出する。以下に算出方法を示す。

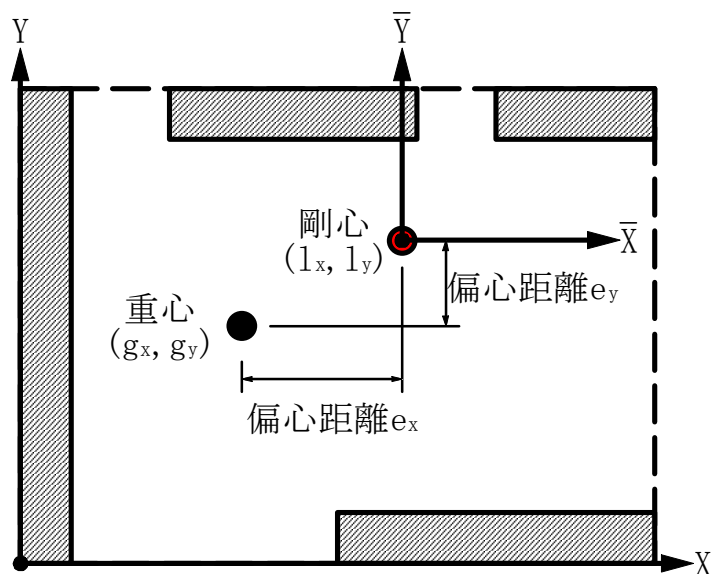


図 2-41 重心、剛心及び偏心距離の概念図

a. 重心

重心は、各階において鉛直力を支持する柱等の構造耐力上主要な部材に生じる長期荷重による軸力 N 及びその部材の座標 X ， Y から計算する。重心の座標を g_x ， g_y とすると、

$$g_x = \frac{\sum (N \cdot X)}{W}$$

$$g_y = \frac{\sum (N \cdot Y)}{W}$$

$$W = \sum N$$

ここで、記号 \sum は鉛直荷重を支持する柱等についての和をとる。

b. 剛心

柱、耐力壁等の水平剛性を K_X ， K_Y ，その座標を X ， Y とすれば、各階の剛心座標 l_X ， l_Y は下式より得られる。

$$l_X = \frac{\sum (K_Y \cdot X)}{\sum K_Y}$$

$$l_Y = \frac{\sum (K_X \cdot Y)}{\sum K_X}$$

ここで、記号 \sum は X 方向又は Y 方向に有効な耐震要素について和をとる。

c. 偏心距離 e

偏心距離 e は、重心及び剛心の座標から次式のように計算される。

$$e_X = |l_X - g_X|$$

$$e_Y = |l_Y - g_Y|$$

d. ねじり剛性

各階の剛心周りのねじり剛性は階ごとに一つ求められる。剛心周りに計算を行うので、座標の平行移動により剛心を原点座標とする。新しい座標系を \bar{X} ， \bar{Y} とすれば、各耐震要素の座標は、

$$\bar{X} = X - l_X$$

$$\bar{Y} = Y - l_Y$$

と表示される。剛心周りのねじり剛性 K_R は

$$K_R = \sum (K_X \cdot \bar{Y}^2) + \sum (K_Y \cdot \bar{X}^2)$$

により求められる。記号 \sum は、 X 方向及び Y 方向に有効な耐震要素について和をとる。

e. 弾力半径 r_e

X , Y 方向検討時の弾力半径 r_e (r_{eX} 及び r_{eY}) は, 次式で与えられる。

$$r_{eX} = \sqrt{\frac{K_R}{\sum K_X}} = \sqrt{\frac{\sum (K_X \cdot \bar{Y}^2) + \sum (K_Y \cdot \bar{X}^2)}{\sum K_X}}$$

$$r_{eY} = \sqrt{\frac{K_R}{\sum K_Y}} = \sqrt{\frac{\sum (K_X \cdot \bar{Y}^2) + \sum (K_Y \cdot \bar{X}^2)}{\sum K_Y}}$$

f. 偏心率 R_e

X , Y 各方向に対する偏心率 (R_{eX} 及び R_{eY}) は,

$$R_{eX} = e_Y / r_{eX}$$

$$R_{eY} = e_X / r_{eY}$$

によって求められる。

(3) 形状特性係数の算定方法

形状特性係数 F_{es} は, 剛性率 R_s に応じた数値 F_s と偏心率 R_e に応じた数値 F_e の 2 つを乗じて計算する。 F_s 及び F_e の算定方法は以下の通りである。

a. F_s の算定方法

$$R_s \geq 0.6 \text{ の場合, } F_s = 1.0$$

$$R_s < 0.6 \text{ の場合, } F_s = 2.0 - \frac{R_s}{0.6}$$

b. F_e の算定方法

$$R_e \leq 0.15 \text{ の場合, } F_e = 1.0$$

$$R_e \geq 0.3 \text{ の場合, } F_e = 1.5$$

$0.15 < R_e < 0.3$ の場合, 上記 2 式を直線的に補間した数値。

(4) 算定結果

各層における剛性率を表 2-28 に、偏心率を表 2-29 に、形状特性係数を表 2-30 に、重心及び剛心の位置を図 2-42 に示す。EL. 37.0 m～EL. 43.5 m の NS 方向において、偏心率が制限値 (0.15) を超えていることを確認した。

表 2-28 各層における剛性率

EL. (m)	方向	層間変形角の逆数 r_s	全階の r_s の相加平均 $\overline{r_s}$	剛性率 R_s
43.5～51.0	NS	20018	15244	1.313
	EW	13996	11455	1.222
37.0～43.5	NS	16389	15244	1.075
	EW	12295	11455	1.073
30.3～37.0	NS	11155	15244	0.732
	EW	8553	11455	0.747
23.3～30.3	NS	13415	15244	0.880
	EW	10974	11455	0.958

表 2-29 各層における偏心率

EL. (m)	方向	重心 g_x, g_y (m)	剛心 l_x, l_y (m)	偏心距離 e_x, e_y (m)	ねじり剛性 K_R (kN・m)	弾力半径 r_{ex}, r_{ey} (m)	偏心率 R_{ex}, R_{ey}
43.5～51.0	NS	7.19	7.91	0.72	7.59×10^9	13.29	0.054
	EW	22.76	22.18	0.57		15.52	0.037
37.0～43.5	NS	13.78	17.16	3.39	6.27×10^{10}	19.75	0.171
	EW	19.34	16.72	2.62		22.12	0.119
30.3～37.0	NS	15.40	17.08	1.68	7.96×10^{10}	20.05	0.084
	EW	18.70	16.70	2.00		22.36	0.090
23.3～30.3	NS	16.28	17.59	1.31	9.08×10^{10}	19.30	0.068
	EW	18.36	15.97	2.39		21.14	0.113

注：重心及び剛心は原点からの距離

注：表中の網掛けは、偏心率が制限値 (0.15) を超える層を示す。

表 2-30 各層における形状特性係数

EL. (m)	方向	剛性率に応じた数値 F_s	偏心率に応じた数値 F_e	形状特性係数 F_{es}
43.5～51.0	NS	1.00	1.00	1.00
	EW	1.00	1.00	1.00
37.0～43.5	NS	1.00	1.08	1.08
	EW	1.00	1.00	1.00
30.3～37.0	NS	1.00	1.00	1.00
	EW	1.00	1.00	1.00
23.3～30.3	NS	1.00	1.00	1.00
	EW	1.00	1.00	1.00

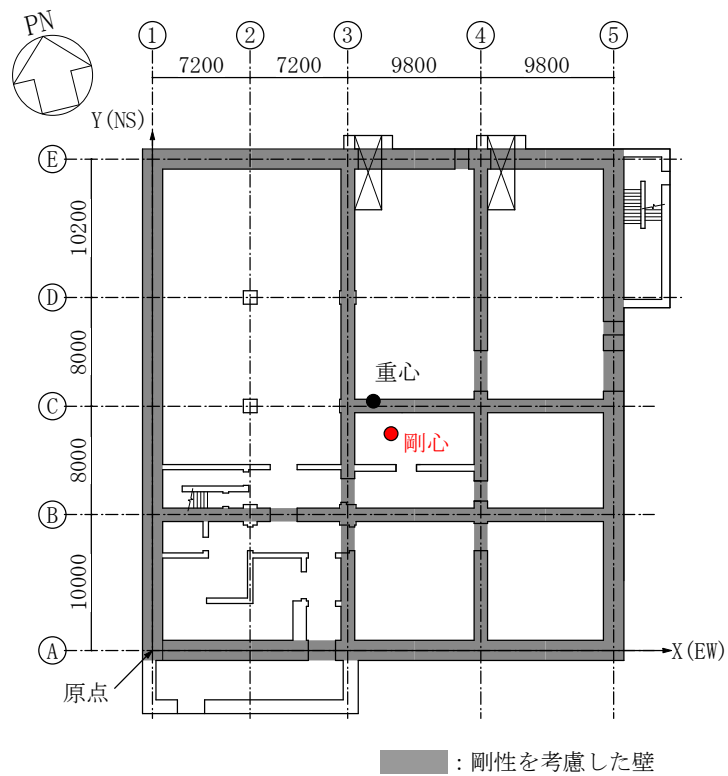


図 2-42 (1/4) 重心及び剛心位置 (1 階 : EL. 23.3 m)

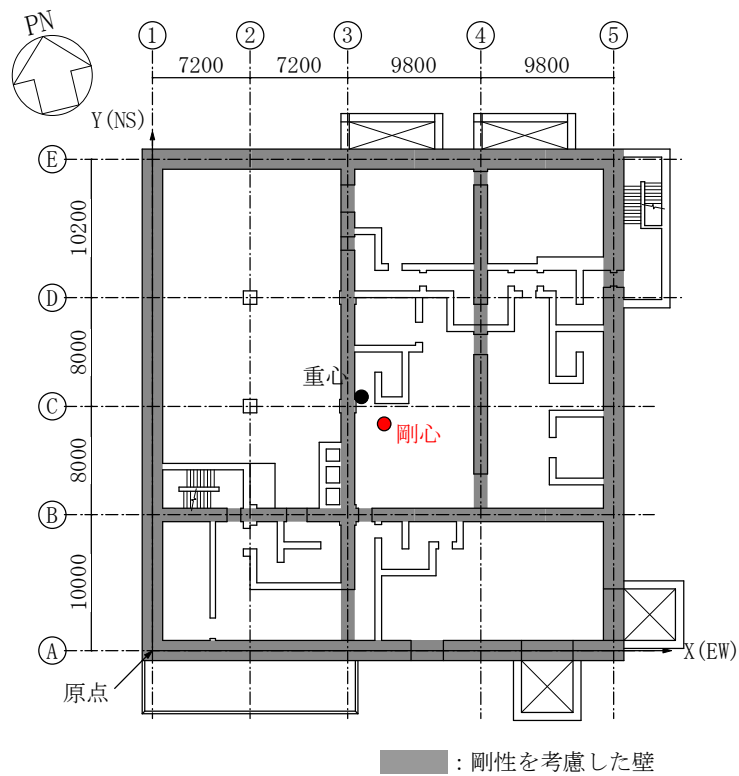


図 2-42 (2/4) 重心及び剛心位置 (2 階 : EL. 30.3 m)

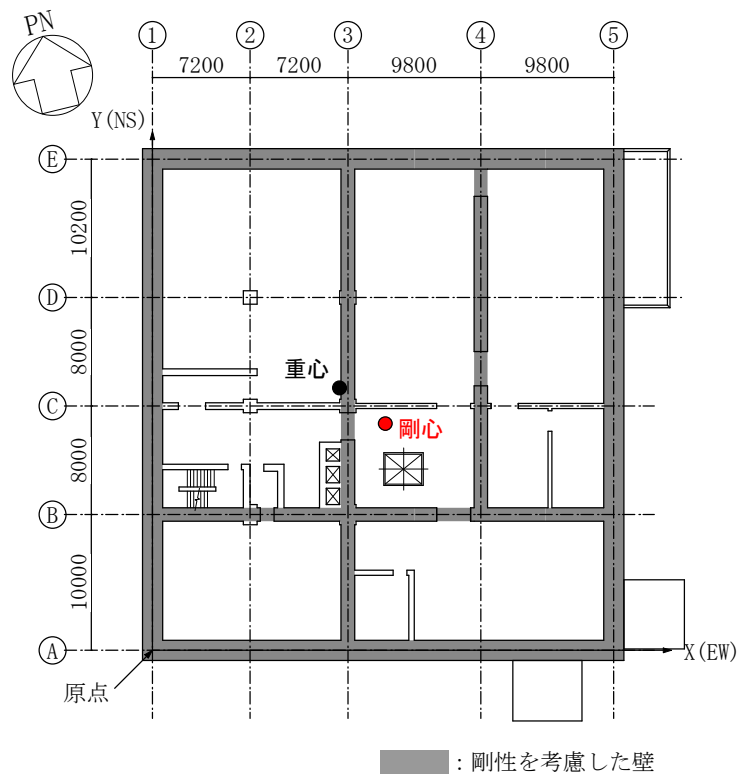


図 2-42 (3/4) 重心及び剛心位置 (3 階 : EL. 37.0 m)

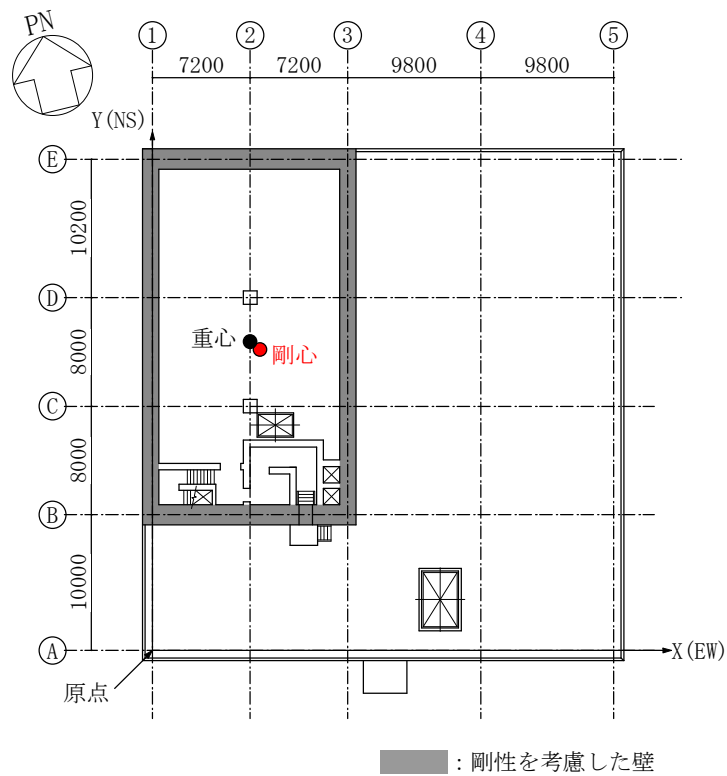


図 2-42 (4/4) 重心及び剛心位置 (4 階 : EL. 43.5 m)

2.6.3 地震応答解析によるねじれの影響評価

「2.5.2 形状特性係数の算定方法」では、建築基準法施行令に基づき偏心率を計算し、ねじれの影響を評価したが、「建築耐震設計における保有耐力と変形性能（（社）日本建築学会，1990）」において、偏心率が同一でも、ねじれ剛性が小さい建物ではねじれ応答が大きくなる傾向があると指摘されている。緊急時対策所建屋では、偏心率が制限値（0.15）を超えており、基準法上でもねじれの影響を考慮することから、追加影響検討として、以降に示すねじれの影響を考慮した応答解析モデル（以下「ねじれ応答解析モデル」という。）を用いた地震応答解析（以下「ねじれ応答解析」という。）を行い、耐震壁に生じる最大応答せん断ひずみが許容限界（ 2.0×10^{-3} ）を越えないことを確認する。

(1) 解析モデル

ねじれ応答解析モデルを図 2-43 に示す。ねじれ応答解析モデルは、添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」に示す質点系モデル（以下「一本棒モデル」という。）について、質点を重心位置に、梁要素を剛心位置に設定し、質点及び梁要素の端部を剛性無限大とした梁要素（剛梁）で接続する。重心位置及び剛心位置については、前章にて算出した値を用いる。

基礎底面のばね要素については、一本棒モデルにて採用した水平ばね及び回転ばねに加え、ねじりばねを考慮する。ねじりばねのばね定数及び減衰係数の算定方法を図 2-44 に、ねじりばねのばね定数及び減衰係数を表 2-31 に示す。

ねじれ応答解析に用いる地震動は、一本棒モデルにおいて加速度応答値が大きく生じる S_s-D1 及び S_s-31 とする。

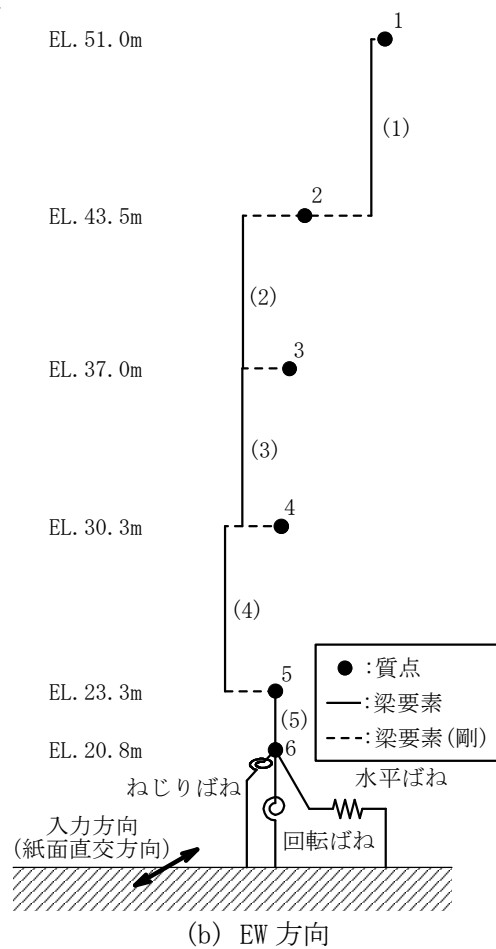
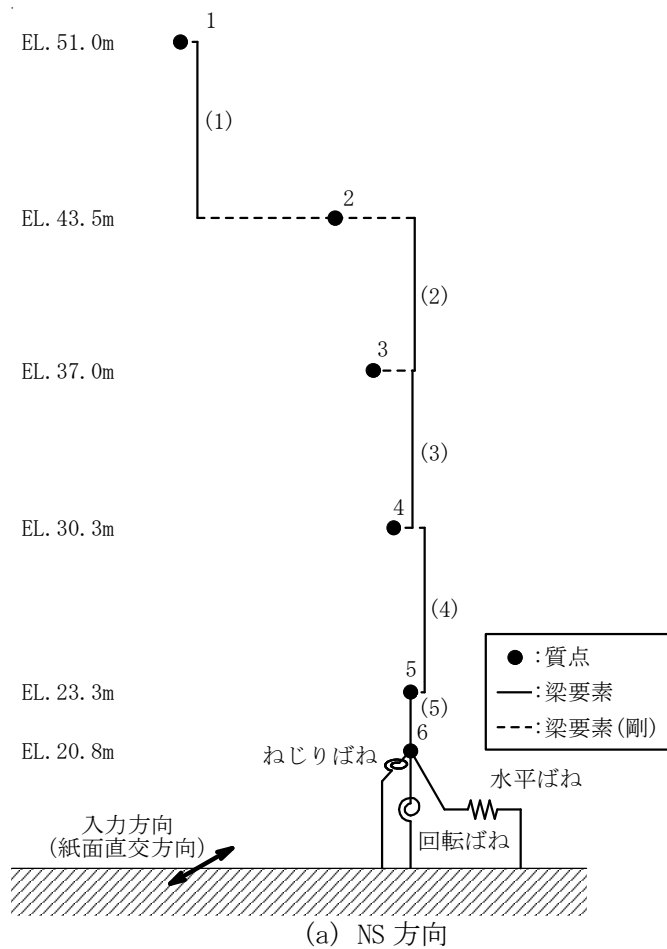
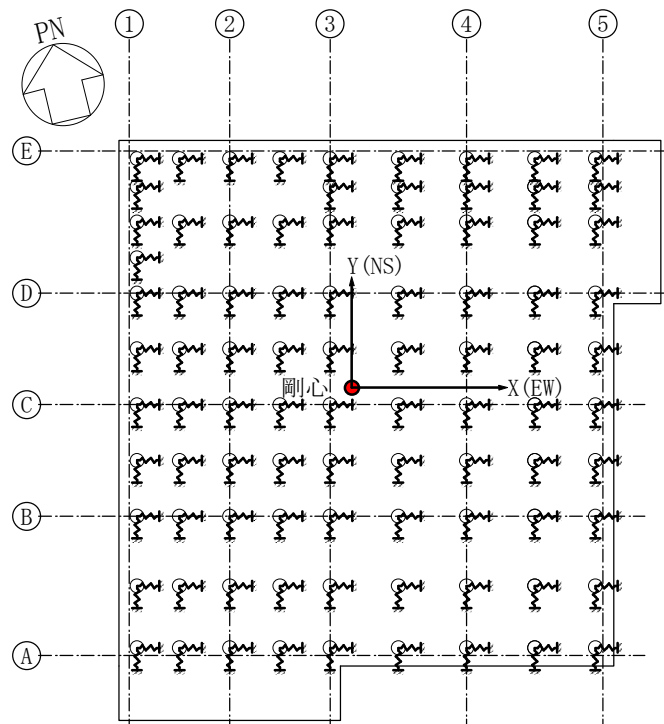


図 2-43 ねじれ応答解析モデル



$$K_{RR} = \sum \left(\frac{K_{EW}}{N} \times Y_i^2 \right) + \sum \left(\frac{K_{NS}}{N} \times X_i^2 \right)$$

$$C_{RR} = \sum \left(\frac{C_{EW}}{N} \times Y_i^2 \right) + \sum \left(\frac{C_{NS}}{N} \times X_i^2 \right)$$

K_{RR} : ねじりばねのばね定数

K_{EW} : 一本棒モデルにおける EW 方向のばね定数

K_{NS} : 一本棒モデルにおける NS 方向のばね定数

C_{RR} : ねじりばねの減衰係数

C_{EW} : 一本棒モデルにおける EW 方向の減衰係数

C_{NS} : 一本棒モデルにおける NS 方向の減衰係数

N : 杭本数

X_i, Y_i : ねじりばねの剛心からの距離

図 2-44 ねじりばねのばね定数及び減衰係数の算定方法

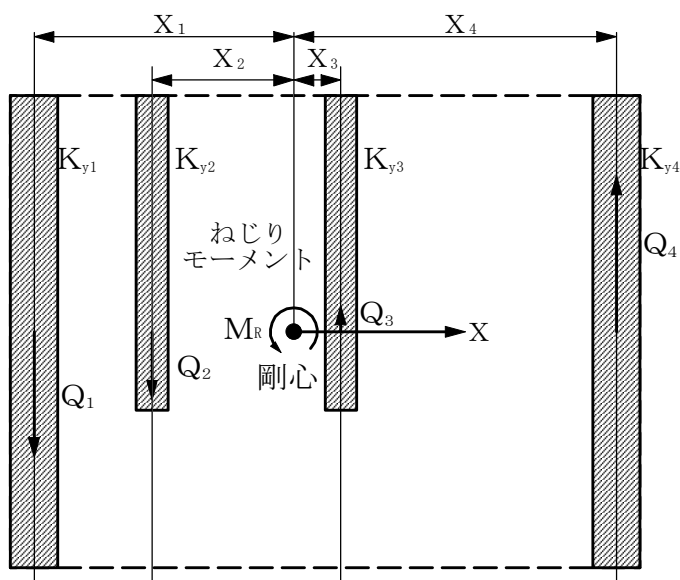
表 2-31 ねじりばねのばね定数及び減衰係数

	地盤ばね成分	ねじりばね定数 K_{RR} ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)	ねじり減衰係数 C_{RR} ($\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{s}/\text{rad}$)
$S_s - D 1$	底面・ねじり	1.25×10^{10}	6.98×10^8
$S_s - 3 1$	底面・ねじり	1.23×10^{10}	7.05×10^8

(2) ねじれを考慮した耐震壁の評価方法

ねじれ応答解析の結果から、各階各通りにおける耐震壁の負担せん断力を算出する。負担せん断力は、せん断力分配解析により算出したせん断力と、ねじりモーメントから算出された付加せん断力の和とする。ねじりモーメントによる付加せん断力の評価方法を図 2-45 に示す。

次に、各耐震壁の負担せん断力から各階各通りにおける耐震壁の最大応答せん断ひずみを算出し、許容値 (2.0×10^{-3}) を越えないことを確認する。



$$Q_n = \frac{M_R}{K_R} \times K_{yn} \times X_n$$

Q_n : 各耐震壁の付加せん断力

M_R : ねじりモーメント

K_R : ねじり剛性

K_{yn} : 各耐震要素の水平剛性

X_n : 各耐震要素の剛心からの距離

図 2-45 ねじりモーメントによる付加せん断力の評価方法

(3) 解析結果

ねじり応答解析結果として、ねじりモーメントから算出された付加せん断力を表 2-32 に、付加せん断力を考慮した各階各通りにおける耐震壁の負担せん断力を表 2-33 に示す。参考に、一本棒モデルにおける各耐震壁の負担せん断力を表 2-34 に、一本棒モデルに対するねじれ応答解析モデルの負担せん断力の比率（ねじりの影響を考慮した場合の負担せん断力の増加率）を表 2-35 に、一本棒モデルにおけるねじれ補正值 α を表 2-36、 α 補正後の一本棒モデルの負担せん断力を表 2-37 に示す。ねじり応答解析における耐震壁の負担せん断力は一本棒モデルに対して最大で 1.23 倍であり、一本棒モデルのねじれ補正值 α の最大値 (1.15) よりも約 7% 大きな結果となった。

各階各通りにおける耐震壁のせん断スケルトンカーブの諸数値を表 2-38 に、ねじり応答解析における耐震壁の最大応答せん断ひずみ一覧を表 2-39 に示す。ねじれを考慮した場合において、最大応答せん断ひずみが許容限界 (2.0×10^3) を越えないことを確認した。

表 2-32 ねじりモーメントから算出された付加せん断力

(a) $S_s - D1$, NS 方向

EL. (m)	付加せん断力 (kN)				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5 ~ 51.0	203	—	-203	—	—
37.0 ~ 43.5	3970	—	483	-731	-3721
30.3 ~ 37.0	5141	—	515	-933	-4724
23.3 ~ 30.3	7157	—	858	-1694	-6320

(b) $S_s - D1$, EW 方向

EL. (m)	付加せん断力 (kN)				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5 ~ 51.0	—	-220	—	—	220
37.0 ~ 43.5	-2304	-751	—	—	3055
30.3 ~ 37.0	-3516	-1040	—	—	4556
23.3 ~ 30.3	-6159	-1503	285	—	7376

(c) $S_s - 31$, NS 方向

EL. (m)	付加せん断力 (kN)				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5 ~ 51.0	223	—	-223	—	—
37.0 ~ 43.5	4335	—	527	-799	-4063
30.3 ~ 37.0	5607	—	562	-1017	-5152
23.3 ~ 30.3	7801	—	935	-1847	-6889

(d) $S_s - 31$, EW 方向

EL. (m)	付加せん断力 (kN)				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5 ~ 51.0	—	-240	—	—	240
37.0 ~ 43.5	-2504	-816	—	—	3320
30.3 ~ 37.0	-3814	-1128	—	—	4941
23.3 ~ 30.3	-6685	-1631	310	—	8007

表 2-33 耐震壁の負担せん断力 (ねじれ応答解析モデル)

(a) $S_s - D1$, NS 方向

EL. (m)	負担せん断力 (kN)				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5 ~ 51.0	6543	—	7557	—	—
37.0 ~ 43.5	22045	—	14123	7344	13489
30.3 ~ 37.0	40616	—	23179	14465	28140
23.3 ~ 30.3	57239	—	33929	29845	41087

(b) $S_s - D1$, EW 方向

EL. (m)	負担せん断力 (kN)				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5 ~ 51.0	—	7395	—	—	6805
37.0 ~ 43.5	17141	15107	—	—	25252
30.3 ~ 37.0	34142	26776	—	—	46382
23.3 ~ 30.3	48882	34454	20313	—	59452

(c) $S_s - 31$, NS 方向

EL. (m)	負担せん断力 (kN)				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5 ~ 51.0	7150	—	8250	—	—
37.0 ~ 43.5	24034	—	15390	8000	14676
30.3 ~ 37.0	44251	—	25250	15758	30641
23.3 ~ 30.3	62457	—	37024	32573	44846

(d) $S_s - 31$, EW 方向

EL. (m)	負担せん断力 (kN)				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5 ~ 51.0	—	8067	—	—	7433
37.0 ~ 43.5	18600	16390	—	—	27410
30.3 ~ 37.0	36968	28995	—	—	50237
23.3 ~ 30.3	53116	37432	22068	—	64584

表 2-34 耐震壁の負担せん断力（一本棒モデル）

(a) $S_s - D1$, NS 方向

EL. (m)	負担せん断力 (kN)				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5 ~ 51.0	6291	—	7709	—	—
37.0 ~ 43.5	18014	—	13596	8046	17145
30.3 ~ 37.0	35410	—	22622	15368	32801
23.3 ~ 30.3	49991	—	33010	31480	47319

(b) $S_s - D1$, EW 方向

EL. (m)	負担せん断力 (kN)				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5 ~ 51.0	—	7614	—	—	6586
37.0 ~ 43.5	19414	15829	—	—	22157
30.3 ~ 37.0	37589	27763	—	—	41747
23.3 ~ 30.3	54974	35913	20002	—	52012

(c) $S_s - 31$, NS 方向

EL. (m)	負担せん断力 (kN)				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5 ~ 51.0	6880	—	8420	—	—
37.0 ~ 43.5	19644	—	14820	8766	18670
30.3 ~ 37.0	38516	—	24606	16715	35663
23.3 ~ 30.3	54503	—	35989	34321	51587

(d) $S_s - 31$, EW 方向

EL. (m)	負担せん断力 (kN)				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5 ~ 51.0	—	8307	—	—	7193
37.0 ~ 43.5	21073	17177	—	—	24049
30.3 ~ 37.0	40713	30070	—	—	45217
23.3 ~ 30.3	59700	38997	21721	—	56481

表 2-35 耐震壁の負担せん断力の比率

(a) S_s-D1 , NS 方向

EL. (m)	ねじれ応答解析モデル／一本棒モデル				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5 ～ 51.0	1.05	—	0.99	—	—
37.0 ～ 43.5	1.23	—	1.04	0.92	0.79
30.3 ～ 37.0	1.15	—	1.03	0.95	0.86
23.3 ～ 30.3	1.15	—	1.03	0.95	0.87

注：表中の網掛けは最大値を示す。

(b) S_s-D1 , EW 方向

EL. (m)	ねじれ応答解析モデル／一本棒モデル				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5 ～ 51.0	—	0.98	—	—	1.04
37.0 ～ 43.5	0.89	0.96	—	—	1.14
30.3 ～ 37.0	0.91	0.97	—	—	1.12
23.3 ～ 30.3	0.89	0.96	1.02	—	1.15

注：表中の網掛けは最大値を示す。

(c) S_s-31 , NS 方向

EL. (m)	ねじれ応答解析モデル／一本棒モデル				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5 ～ 51.0	1.04	—	0.98	—	—
37.0 ～ 43.5	1.23	—	1.04	0.92	0.79
30.3 ～ 37.0	1.15	—	1.03	0.95	0.86
23.3 ～ 30.3	1.15	—	1.03	0.95	0.87

注：表中の網掛けは最大値を示す。

(d) S_s-31 , EW 方向

EL. (m)	ねじれ応答解析モデル／一本棒モデル				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5 ～ 51.0	—	0.98	—	—	1.04
37.0 ～ 43.5	0.89	0.96	—	—	1.14
30.3 ～ 37.0	0.91	0.97	—	—	1.12
23.3 ～ 30.3	0.89	0.96	1.02	—	1.15

注：表中の網掛けは最大値を示す。

表 2-36 一本棒モデルにおけるねじれ補正值 α

(a) NS 方向

EL. (m)	ねじれ補正值 α				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5 ~ 51.0	1.04	—	1.00	—	—
37.0 ~ 43.5	1.15	—	1.03	1.00	1.00
30.3 ~ 37.0	1.08	—	1.02	1.00	1.00
23.3 ~ 30.3	1.07	—	1.02	1.00	1.00

注：表中の網掛けは最大値を示す。

(b) EW 方向

EL. (m)	ねじれ補正值 α				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5 ~ 51.0	—	1.00	—	—	1.04
37.0 ~ 43.5	1.00	1.00	—	—	1.11
30.3 ~ 37.0	1.00	1.00	—	—	1.08
23.3 ~ 30.3	1.00	1.00	1.02	—	1.11

注：表中の網掛けは最大値を示す。

表 2-37 耐震壁の負担せん断力（一本棒モデル， α 補正後）

(a) $S_s - D1$ ，NS 方向

EL. (m)	負担せん断力 (kN)				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5 ～ 51.0	6494	—	7710	—	—
37.0 ～ 43.5	20698	—	13923	8046	17145
30.3 ～ 37.0	37934	—	22875	15368	32802
23.3 ～ 30.3	53090	—	33382	31480	47320

(b) $S_s - D1$ ，EW 方向

EL. (m)	負担せん断力 (kN)				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5 ～ 51.0	—	7614	—	—	6807
37.0 ～ 43.5	19415	15829	—	—	24469
30.3 ～ 37.0	37590	27764	—	—	45006
23.3 ～ 30.3	54974	35913	20219	—	57627

(c) $S_s - 31$ ，NS 方向

EL. (m)	負担せん断力 (kN)				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5 ～ 51.0	7102	—	8421	—	—
37.0 ～ 43.5	22571	—	15176	8767	18670
30.3 ～ 37.0	41261	—	24881	16716	35664
23.3 ～ 30.3	57882	—	36394	34322	51588

(d) $S_s - 31$ ，EW 方向

EL. (m)	負担せん断力 (kN)				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5 ～ 51.0	—	8307	—	—	7434
37.0 ～ 43.5	21074	17178	—	—	26559
30.3 ～ 37.0	40713	30071	—	—	48746
23.3 ～ 30.3	59701	38998	21957	—	62580

表 2-38 (1/2) せん断スケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

(a) NS 方向, 1 通り

EL. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
43.5 ~ 51.0	1.79	2.42	4.52	0.176	0.529	4.0
37.0 ~ 43.5	1.85	2.50	4.08	0.182	0.545	4.0
30.3 ~ 37.0	1.94	2.62	4.16	0.191	0.573	4.0
23.3 ~ 30.3	2.04	2.75	4.24	0.201	0.602	4.0

(b) NS 方向, 3 通り

EL. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
43.5 ~ 51.0	1.80	2.43	4.53	0.177	0.532	4.0
37.0 ~ 43.5	1.89	2.55	5.08	0.186	0.557	4.0
30.3 ~ 37.0	2.03	2.74	5.19	0.199	0.598	4.0
23.3 ~ 30.3	2.14	2.89	5.29	0.211	0.632	4.0

(c) NS 方向, 4 通り

EL. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
43.5 ~ 51.0	—	—	—	—	—	—
37.0 ~ 43.5	1.85	2.50	5.05	0.182	0.546	4.0
30.3 ~ 37.0	1.99	2.69	5.16	0.196	0.588	4.0
23.3 ~ 30.3	2.11	2.84	5.26	0.207	0.621	4.0

(d) NS 方向, 5 通り

EL. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
43.5 ~ 51.0	—	—	—	—	—	—
37.0 ~ 43.5	1.79	2.42	4.04	0.176	0.528	4.0
30.3 ~ 37.0	1.93	2.61	4.15	0.190	0.570	4.0
23.3 ~ 30.3	2.07	2.79	4.27	0.203	0.610	4.0

表 2-38 (2/2) せん断スケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

(a) EW 方向, A 通り

EL. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
43.5 ~ 51.0	—	—	—	—	—	—
37.0 ~ 43.5	1.79	2.41	4.03	0.176	0.527	4.0
30.3 ~ 37.0	1.95	2.63	4.16	0.191	0.574	4.0
23.3 ~ 30.3	2.00	2.70	4.21	0.197	0.591	4.0

(b) EW 方向, B 通り

EL. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
43.5 ~ 51.0	1.80	2.43	4.04	0.177	0.531	4.0
37.0 ~ 43.5	1.87	2.52	5.06	0.183	0.550	4.0
30.3 ~ 37.0	1.99	2.68	5.16	0.195	0.586	4.0
23.3 ~ 30.3	2.15	2.91	5.30	0.212	0.635	4.0

(c) EW 方向, C 通り

EL. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
43.5 ~ 51.0	—	—	—	—	—	—
37.0 ~ 43.5	—	—	—	—	—	—
30.3 ~ 37.0	—	—	—	—	—	—
23.3 ~ 30.3	2.15	2.90	5.30	0.211	0.634	4.0

(d) EW 方向, E 通り

EL. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
43.5 ~ 51.0	1.80	2.43	4.04	0.177	0.530	4.0
37.0 ~ 43.5	1.84	2.48	4.07	0.181	0.542	4.0
30.3 ~ 37.0	1.94	2.62	4.16	0.191	0.573	4.0
23.3 ~ 30.3	2.08	2.81	4.28	0.205	0.614	4.0

表 2-39 最大応答せん断ひずみ一覧

(a) S_s-D1 , NS 方向

EL. (m)	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
51.0~43.5	0.0194	—	0.0230	—	—
43.5~37.0	0.0384	—	0.0379	0.0283	0.0235
37.0~30.3	0.0707	—	0.0676	0.0601	0.0515
30.3~23.3	0.0996	—	0.0914	0.0852	0.0751

(b) S_s-D1 , EW 方向

EL. (m)	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
51.0~43.5	—	0.0314	—	—	0.0284
43.5~37.0	0.0317	0.0438	—	—	0.0467
37.0~30.3	0.0670	0.0780	—	—	0.0857
30.3~23.3	0.0922	0.102	0.103	—	0.119

(c) S_s-31 , NS 方向

EL. (m)	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
51.0~43.5	0.0212	—	0.0251	—	—
43.5~37.0	0.0418	—	0.0413	0.0309	0.0256
37.0~30.3	0.0770	—	0.0737	0.0654	0.0561
30.3~23.3	0.109	—	0.0998	0.0930	0.0819

(d) S_s-31 , EW 方向

EL. (m)	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
51.0~43.5	—	0.0342	—	—	0.0310
43.5~37.0	0.0344	0.0475	—	—	0.0507
37.0~30.3	0.0726	0.0844	—	—	0.0928
30.3~23.3	0.101	0.110	0.112	—	0.130

3. 耐震性についての計算書に関する補足説明

3.1 設計荷重の設定根拠

3.1.1 機器配管荷重 (E)

添付書類「V-2-2-11 緊急時対策所~~建屋~~の耐震性についての計算書」において、機器配管荷重は $190 \text{ N/m}^2 \sim 5260 \text{ N/m}^2$ で設定している。各階の機器配管荷重（地震時）を図 3-1 に示す。

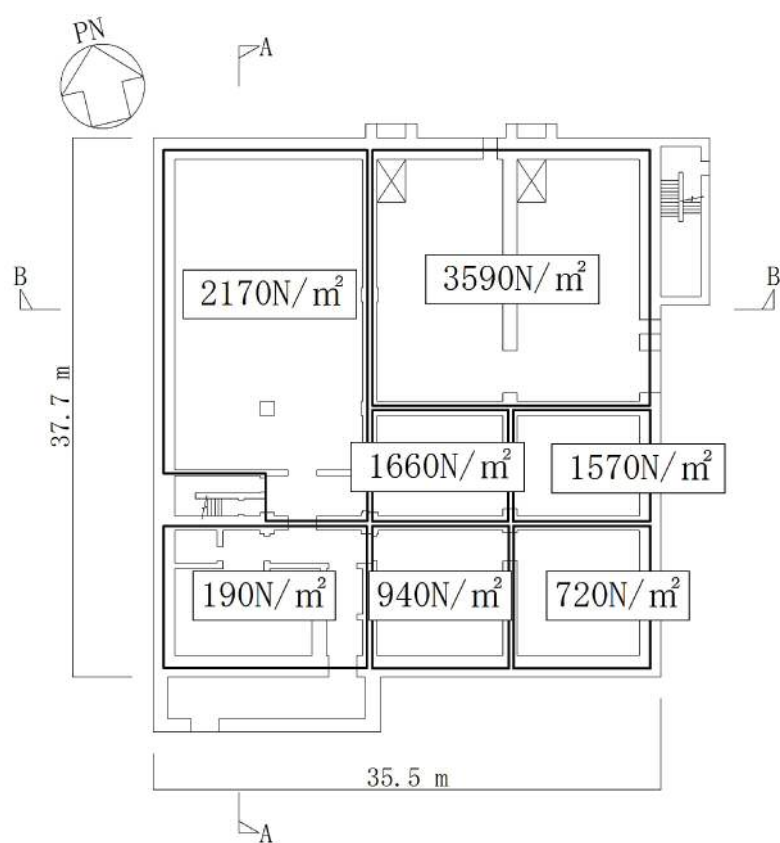


図 3-1 (1/5) 機器配管荷重 (地震時, 1 階 : EL. 23.3 m)

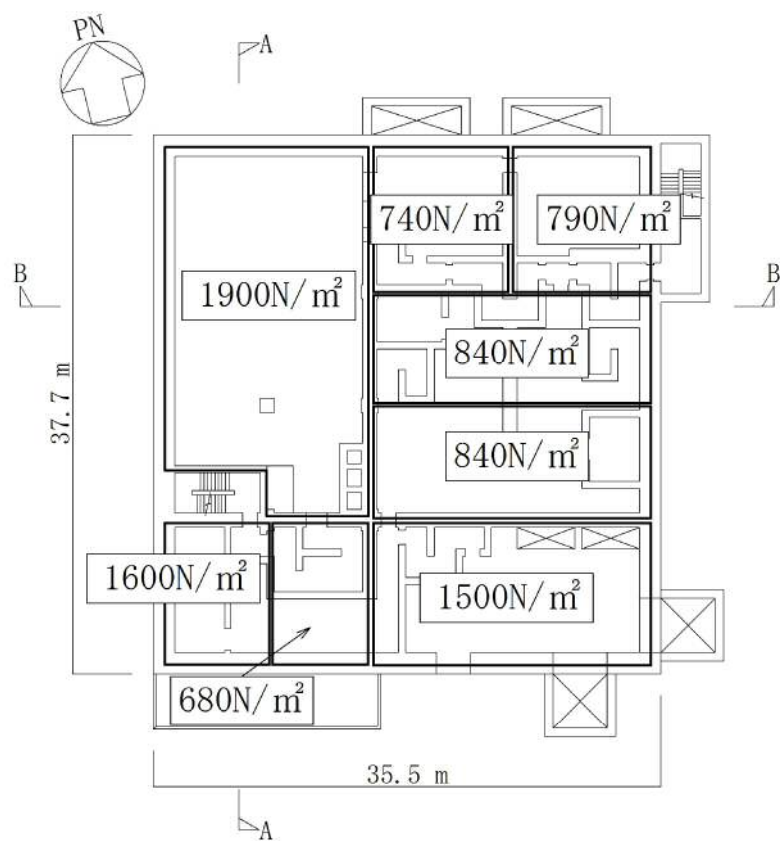


図 3-1 (2/5) 機器配管荷重 (地震時, 2 階 : EL. 30.3 m)

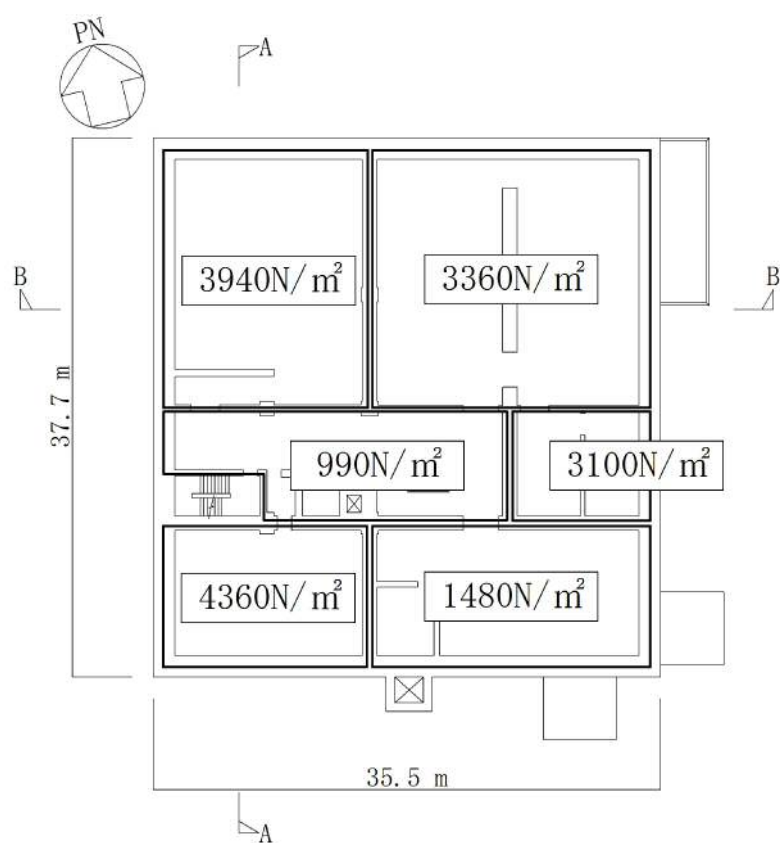


図 3-1 (3/5) 機器配管荷重 (地震時, 3 階 : EL. 37.0 m)

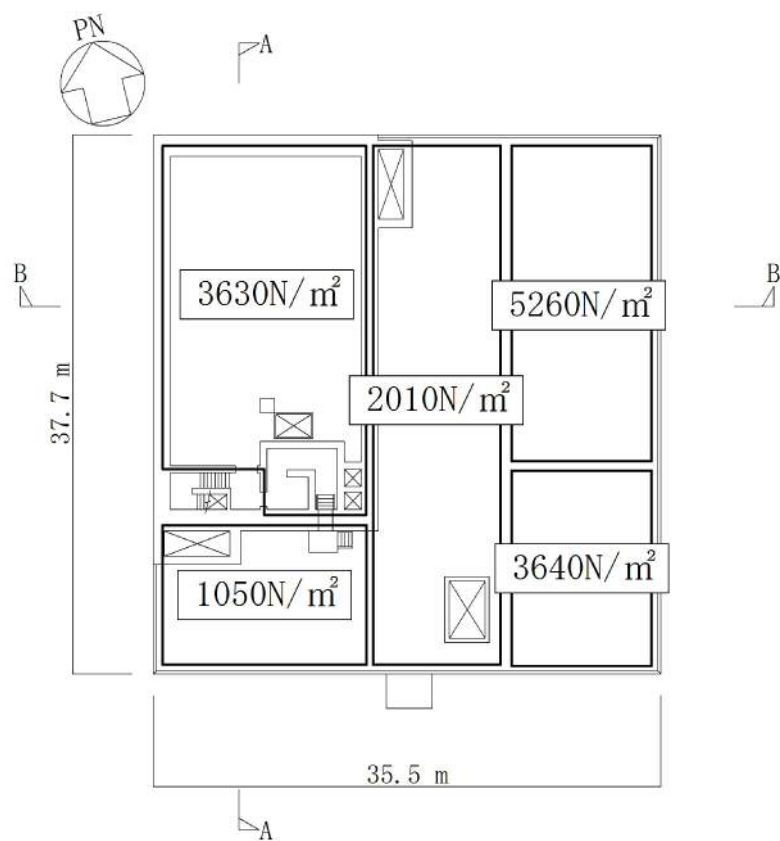


図 3-1 (4/5) 機器配管荷重 (地震時, 4 階 : EL. 43.5 m)

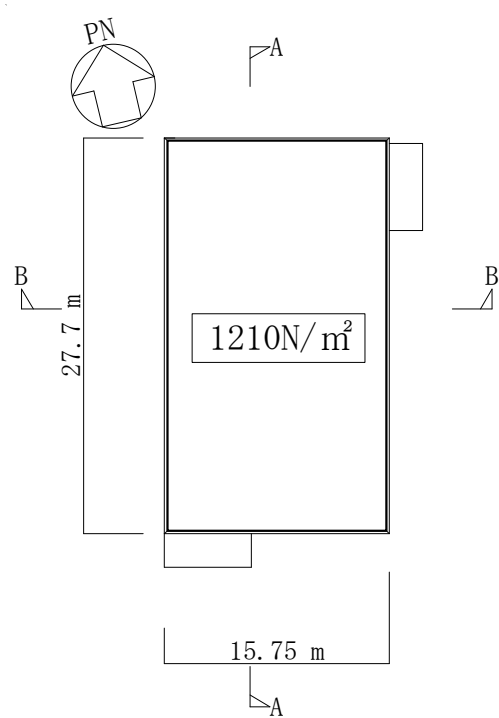


图 3-1 (5/5) 機器配管荷重 (地震時, R 階: EL. 51.0 m)

3.1.2 積載荷重 (P)

添付書類「V-2-2-11 緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」において、積載荷重は表 3-1 の通り設定している。災害対策本部室等に設置予定の機材（机等）はすでに機器配管荷重に考慮されているため、積載荷重としては人間荷重を主体として考慮する。

災害対策本部室等の居室には多数の人員が活動する場所として、建築基準法施行令第 85 条の「劇場，映画館，演芸場，観覧場，公会堂，集会場その他これらに類する用途に供する建築物の客席又は集会室」を，上記居室に連絡する通路等には上記施行令の「廊下，玄関又は階段」を設定している。また，災害対策本部室において，最大収容人数 100 人の重量を床面積で除した値が設定した積載荷重値を超えないことを確認している。

表 3-1 積載荷重 (P)

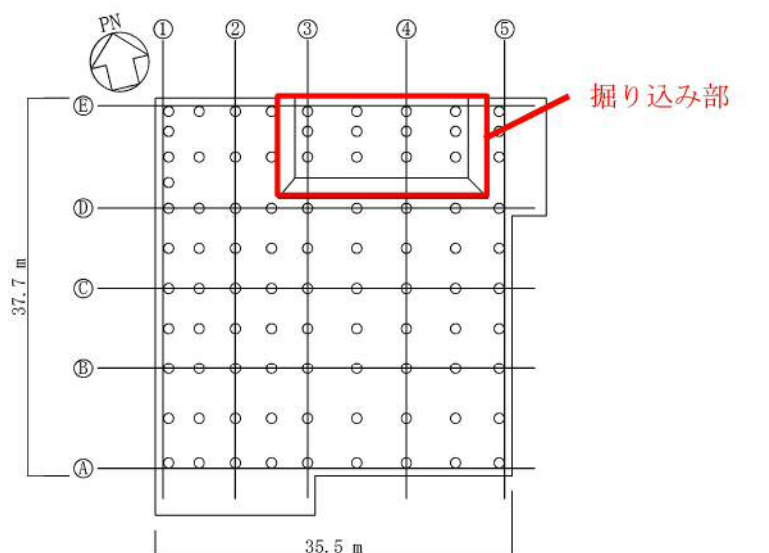
	積載荷重
災害対策本部等	1600 N/m ²
通路等	2100 N/m ²

3.2 基礎スラブの掘り込み部の影響評価

3.2.1 概要

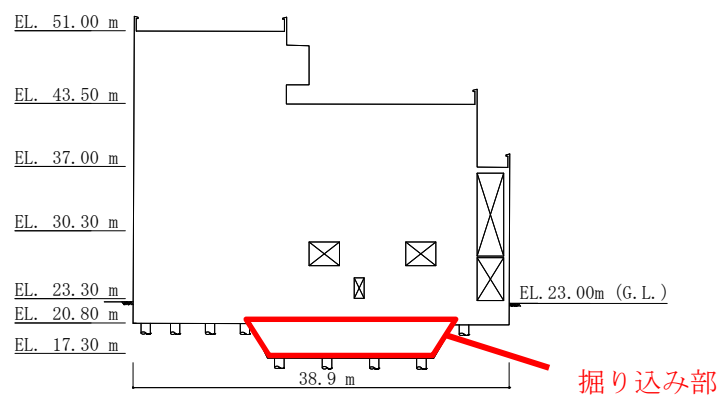
基礎スラブの掘り込み部を図 3-2 に、掘り込み部のモデル化の概念図を図 3-3 に示す。添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」における基礎底面地盤ばねの算出、及び添付書類「V-2-2-11 緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」における杭の設計では、液状化対策として杭頭付近で地盤改良土を施工することから、基礎スラブの掘り込み部については影響が小さいと考え、考慮せずに評価している。

本節では、基礎スラブー杭ー地盤の 3 次元 FEM モデルを用いた周波数応答解析及び水平方向単位加振を実施し、杭ー地盤のインピーダンスの評価を検討する。また、杭頭における曲げモーメント及びせん断力の分担率を評価し、基礎スラブの掘り込み部が地震応答解析及び杭応力の評価に及ぼす影響が小さいことを確認する。



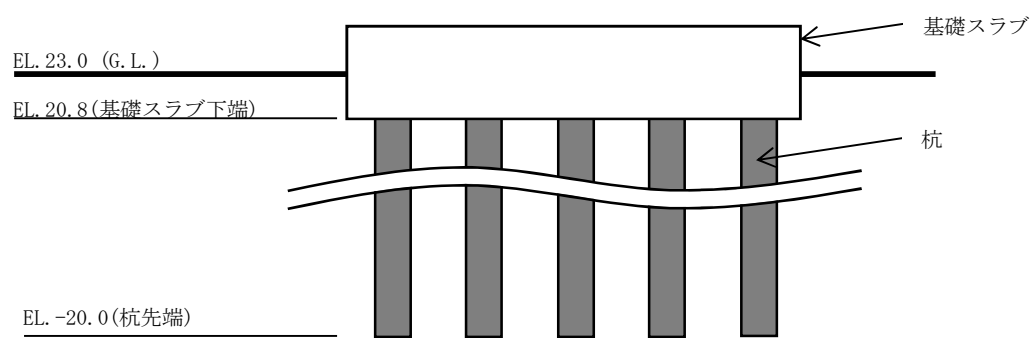
凡例 ○ : 杭

(a) 杭伏図 (EL. 20.8 m)

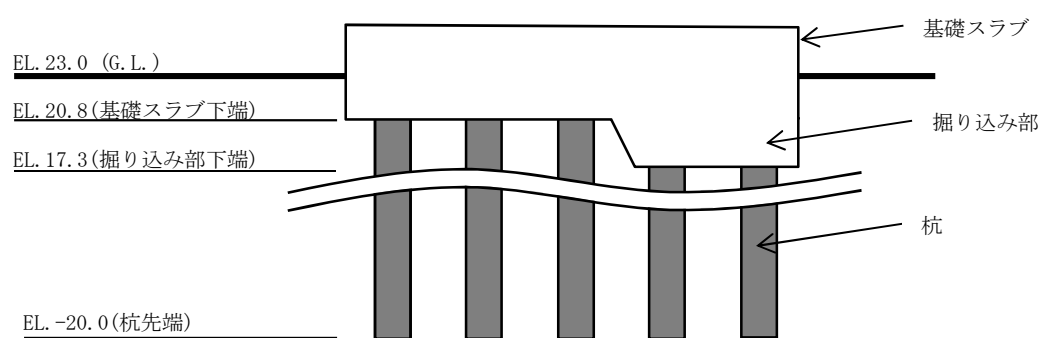


(b) E 通り軸組図

図 3-2 基礎スラブの掘り込み部



(a) 掘り込み部なし



(b) 掘り込み部あり

図 3-3 掘り込み部のモデル化の概念図

3.2.2 解析概要

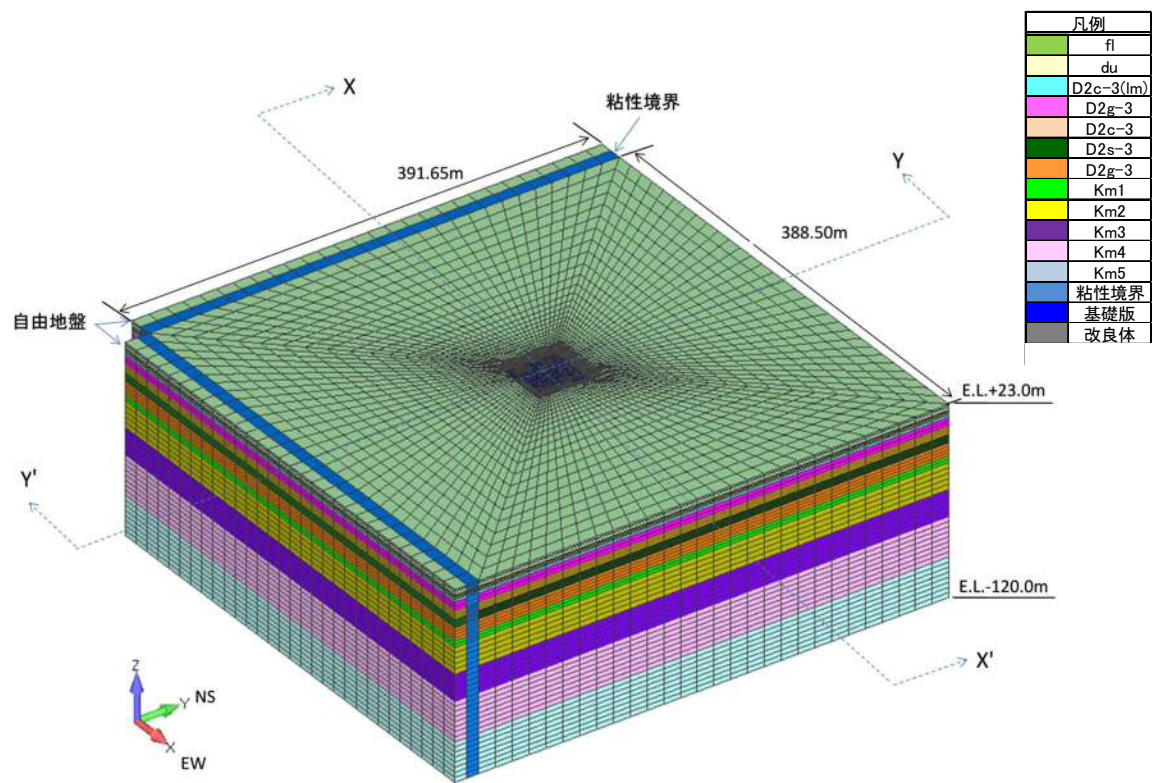
基礎スラブの掘り込み部の影響評価として、3次元FEMモデルに対する周波数応答解析を実施し、基礎下の杭－地盤のインピーダンスを算定する。また、基礎スラブにおいて水平方向単位加振を実施し、杭頭における曲げモーメント及びせん断力の分担率を算定する。解析には、解析コード「SoilPlus2015Ver.CRC Solver 2014 r150625 for x64」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性の確認等の概要については、添付書類「V-5-59 計算機プログラム（解析コード）の概要・SoilPlus」に示す。

(1) 解析モデル

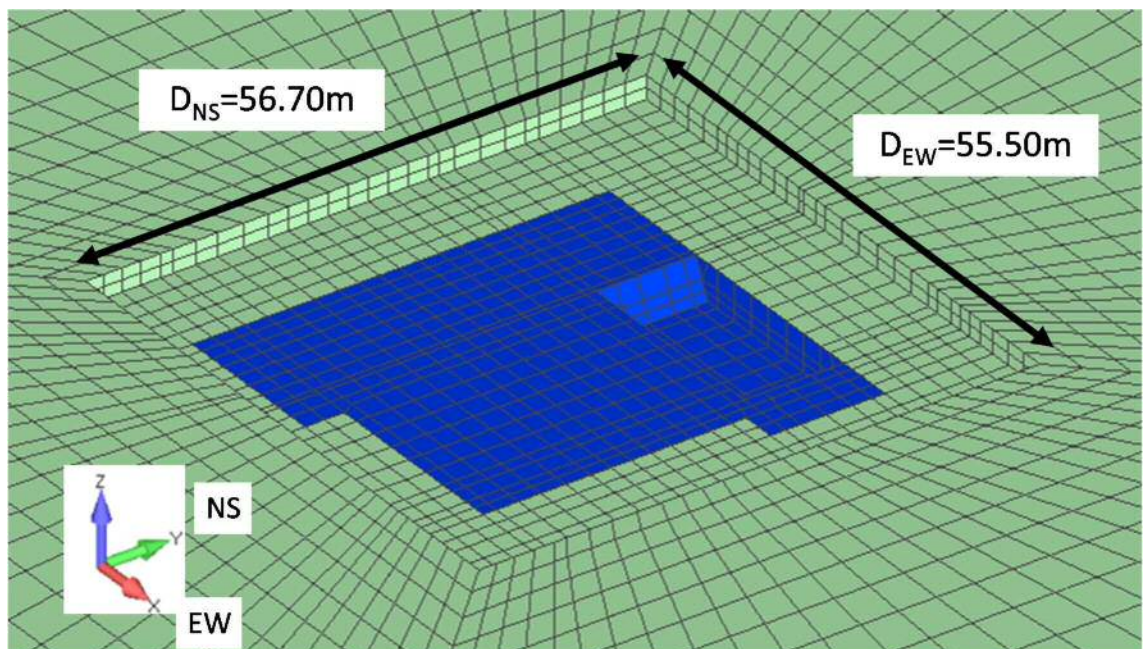
解析モデル全体図を図3-4に、解析モデル断面図を図3-5に、基礎スラブ及び杭のモデルを図3-6に示す。解析モデルは、基礎スラブを無質量の剛シェル要素、杭を梁要素、地盤をソリッド要素でモデル化した3次元FEMモデルとする。

地盤のモデル化範囲については、水平方向を地盤改良土の幅に対して約7倍の範囲とし、深さ方向を地表面からEL.-120 mまでの範囲とする。地盤の物性値は、基準地震動 S_s のうち代表的な S_s-D1 の等価地盤物性値とし、その値を表3-2及び表3-3に示す。地盤モデルの境界条件については、底面を粘性境界とし、側面を粘性境界及び繰返し境界とする。

杭については、表3-4及び表3-5に示す材料定数及び断面性能を与える。



(a) 俯瞰図



(b) 地盤改良土周辺

図 3-4 解析モデル全体図 (掘り込み部あり)

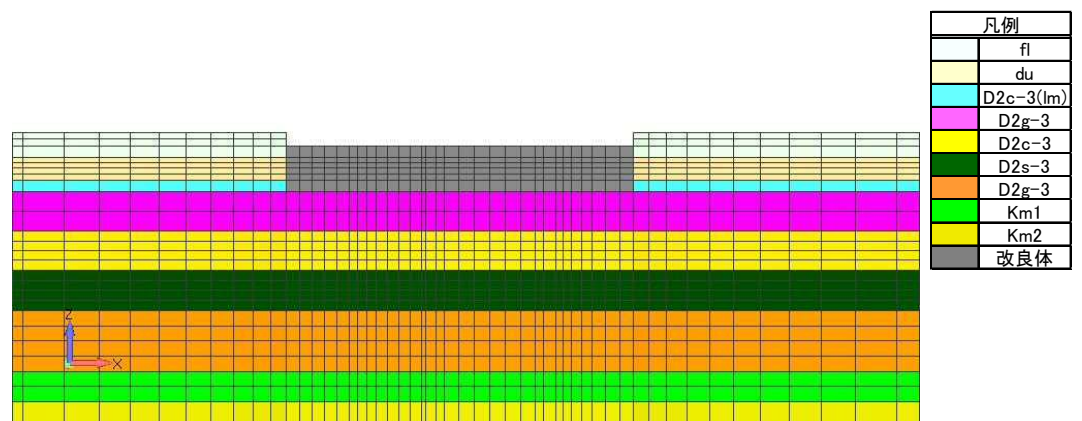
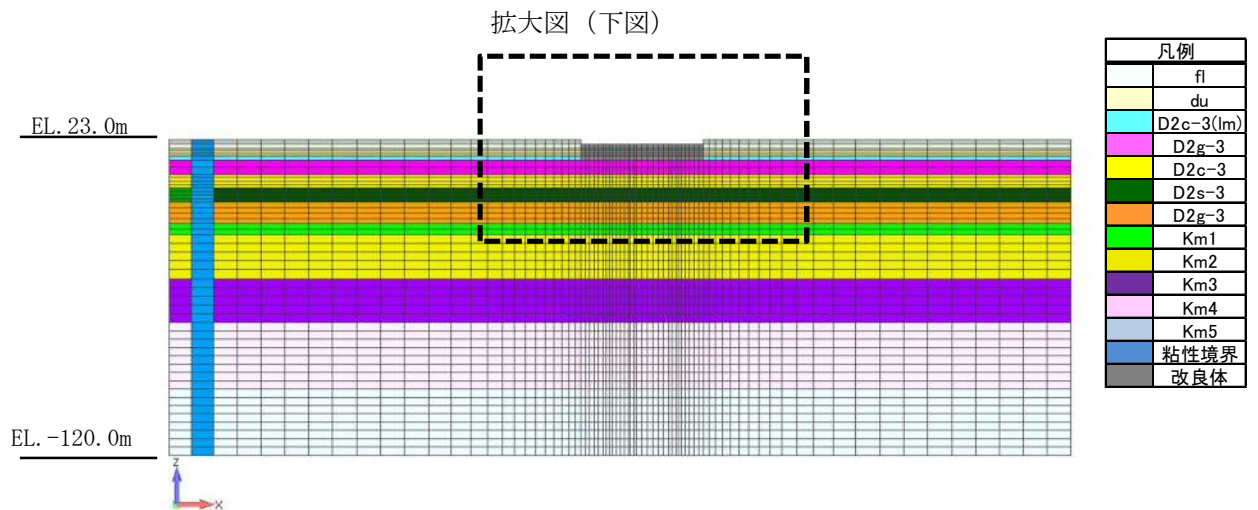
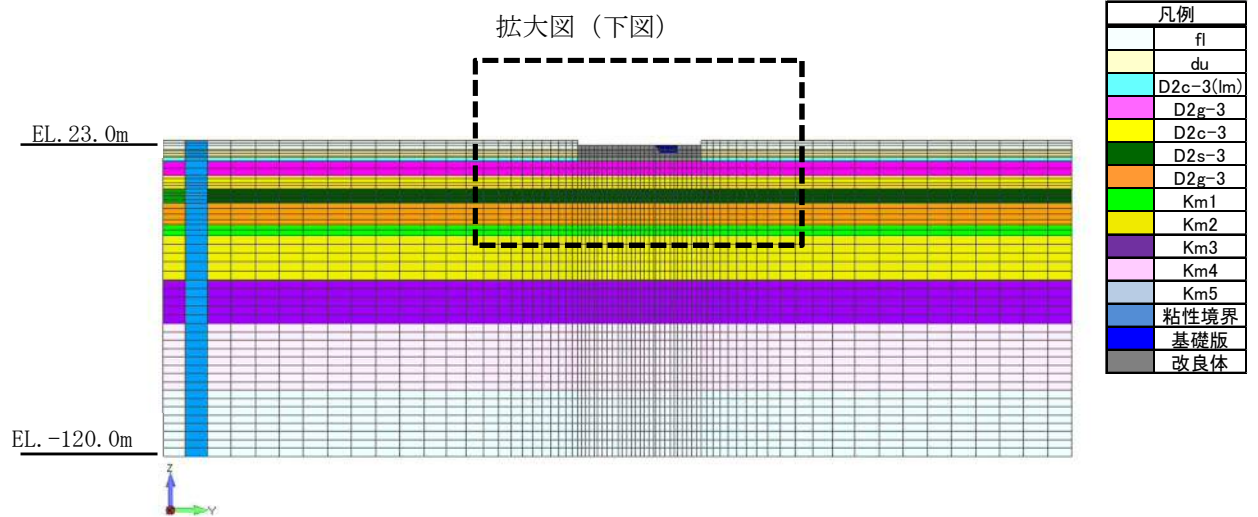
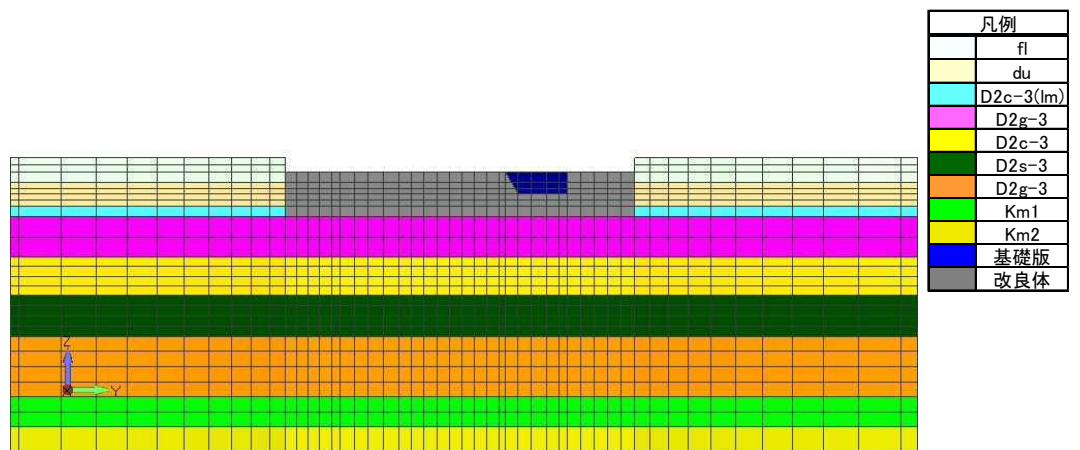


図 3-5 (1/2) 解析モデル断面図



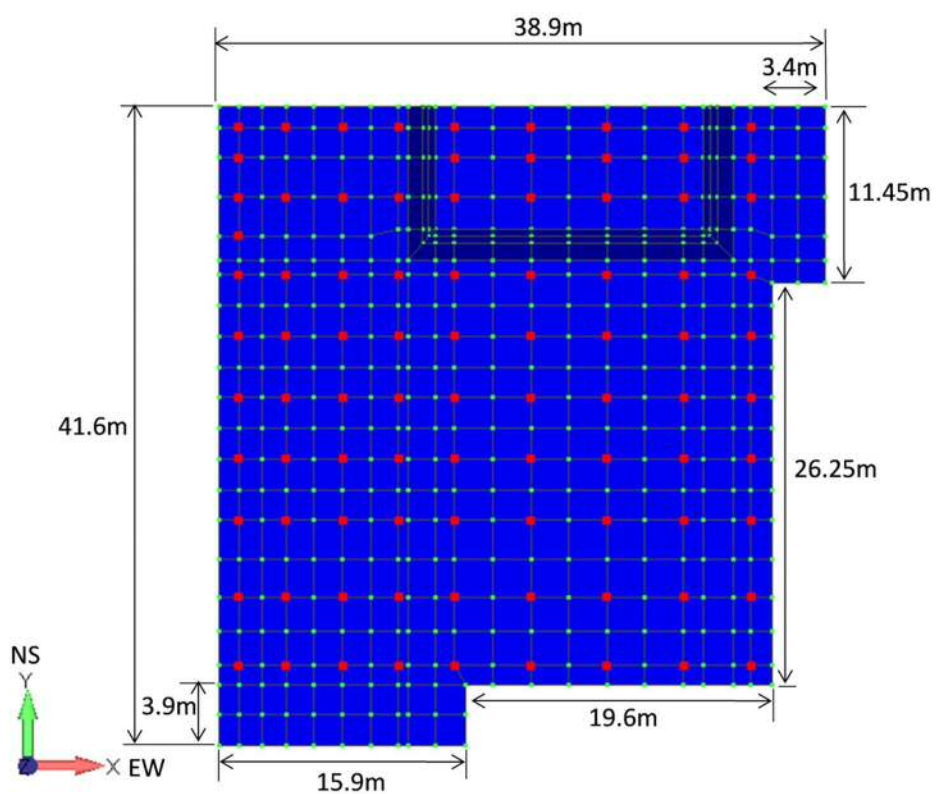
(c) Y-Y' 断面全体図



(d) Y-Y' 断面拡大図

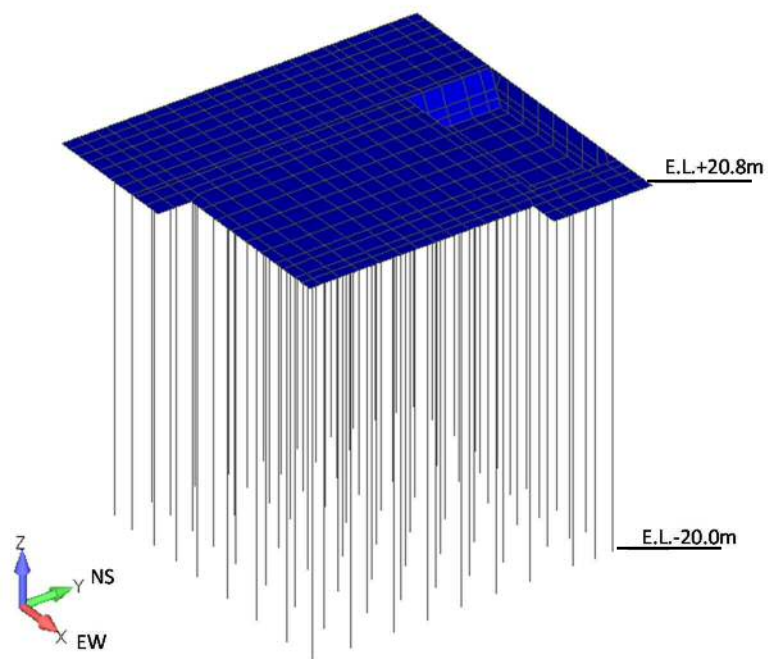
注) 杭及び基礎スラブについては図 3-6 に示す。

図 3-5 (2/2) 解析モデル断面図



注：赤色の点は杭と基礎スラブの結合位置を示す。

(a) 伏図



(b) 俯瞰図

図 3-6 基礎スラブ及び杭のモデル（掘り込み部あり）

表 3-2 地盤の物性値 (S_s-D 1, 改良土範囲内)

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m ³)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
20.8	改良 (f1)	1.80	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良 (du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良 (D2c-3)	1.70	1.97	0.01	749	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	403	1850	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	179	1748	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.11	233	1371	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	361	1838	0.480
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	405	1647	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	413	1661	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	427	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	445	1692	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0							

表 3-3 地盤の物性値 (S_s-D 1, 改良土範囲外)

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m ³)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	f1	4.00	1.98	0.05	185	1784	0.495
19.0	du	3.70	1.98	0.12	133	1777	0.497
15.3	D2c-3	1.70	1.77	0.07	216	1754	0.492
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	400	1849	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	179	1748	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.11	233	1371	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	364	1839	0.480
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	407	1648	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	415	1661	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	427	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	445	1692	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0							

表 3-4 杭の材料定数

材料		ヤング係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	減衰定数 h
鉄筋 コンクリート	Fc=24 (N/mm ²)	2.27×10^7	0.2	24	—
鋼管	SKK490	2.05×10^8	0.3	77	—

表 3-5 杭の断面性能

鋼管	材種	F値 (N/mm ²)	軸断面積 A (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	せん断断面積 As (m ²)
φ 1000 (t=22mm)	SKK490	325	1.300	0.1105	0.9436

注：断面性能は腐食代 1mm を考慮した後の値とする。

(2) 解析ケース

解析ケースを表 3-6 に示す。

周波数応答解析では，基礎スラブ底面中心位置に対して 0.1 Hz から 5.0 Hz まで 0.1 Hz 刻みとした単位振幅を与え，杭-地盤のインピーダンスを算出する。

水平方向単位加振では，基礎スラブの中心位置を NS 方向及び EW 方向のそれぞれに単位加振し，杭頭に生じる曲げモーメント及びせん断力の分担率を算出する。水平方向単位加振により得られた各杭の杭頭曲げモーメント M_i の分担率 K_{Mi} 及び杭頭せん断力 Q_i の分担率 K_{Qi} は，下式により算定する。

$$K_{Mi} = \frac{M_i}{\bar{M}}$$

$$K_{Qi} = \frac{Q_i}{\bar{Q}}$$

$$\bar{M} = \frac{\sum M_i}{N}$$

$$\bar{Q} = \frac{\sum Q_i}{N}$$

ここで，

K_{Mi} ：杭頭曲げモーメントの分担率

K_{Qi} ：杭頭せん断力の分担率

\bar{M} ：杭頭曲げモーメントの平均値

\bar{Q} ：杭頭せん断力の平均値

N ：杭本数

表 3-6 解析ケース

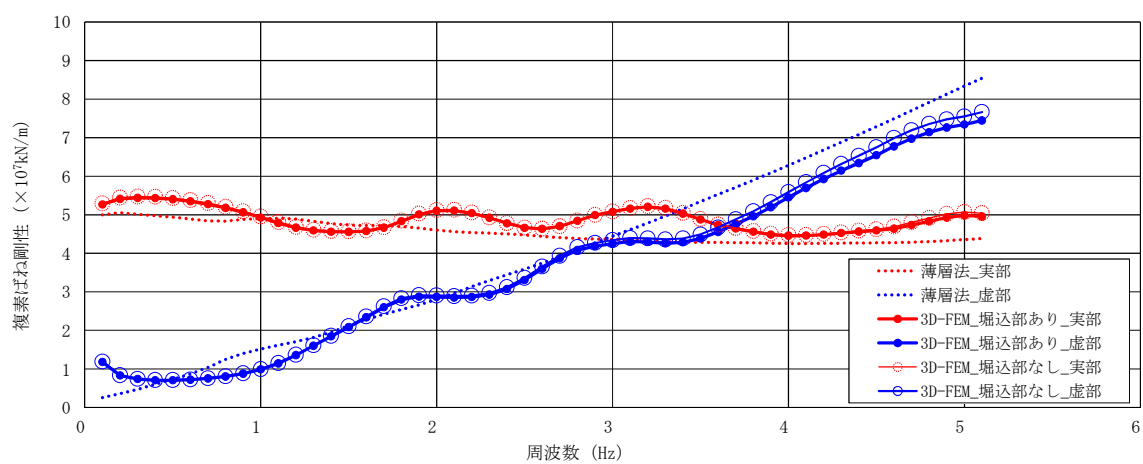
解析種別	掘り込み部	評価項目
周波数応答解析	あり	杭-地盤のインピーダンス
	なし	
水平方向単位加振	あり	杭頭に生じる曲げモーメント及びせん断力の分担率

3.2.3 解析結果

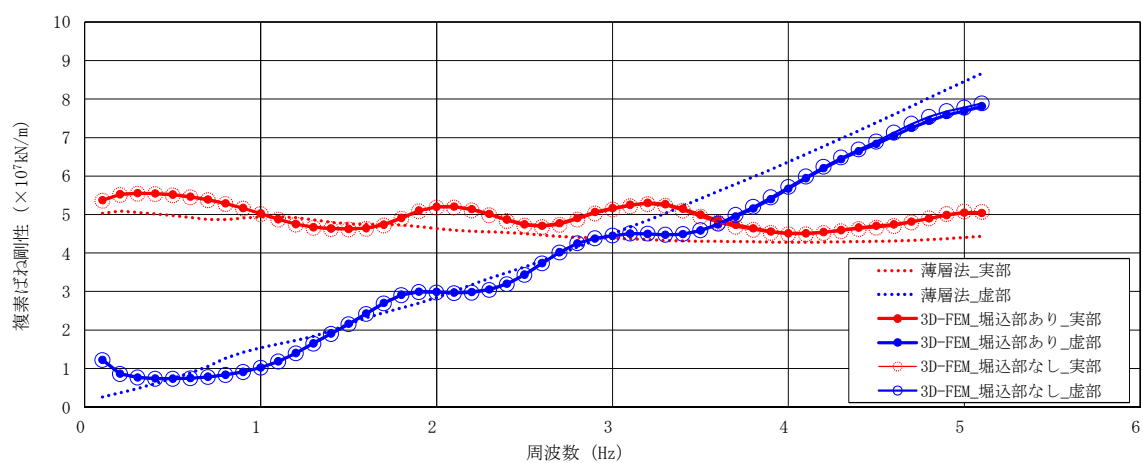
(1) 周波数応答解析の結果

周波数応答解析により得られた杭－地盤のインピーダンスを図 3-7 に示す。

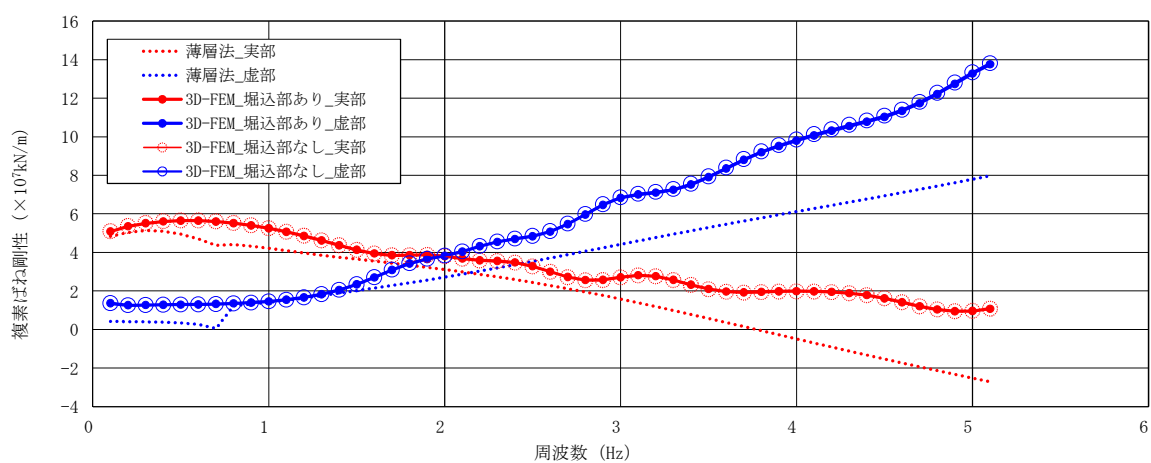
杭－地盤のインピーダンスは、添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」にて基礎底面の地盤ばねを算出する際に用いた三次元薄層要素法と、本節にて実施した 3 次元 FEM による解析結果で概ね対応しており、基礎スラブの掘り込み部ありのケースとなしのケースについてもほぼ一致している。これより、地震応答解析において掘り込み部を考慮せずに杭－地盤におけるインピーダンスを評価しても問題ないと考えられる。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

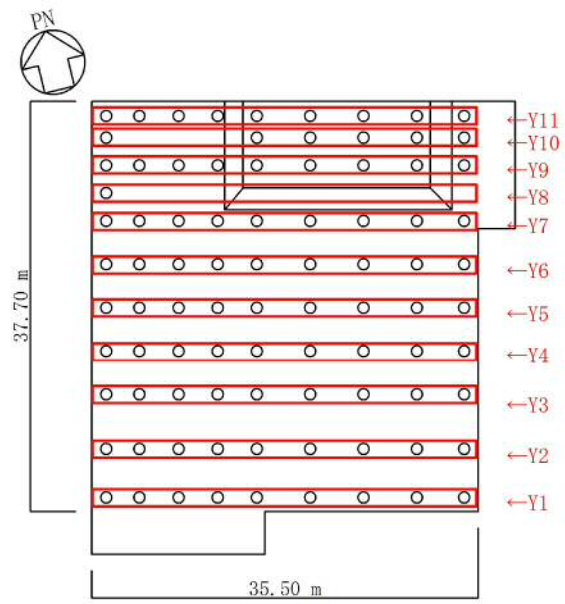


(c) UD 方向

図 3-7 杭-地盤のインピーダンス

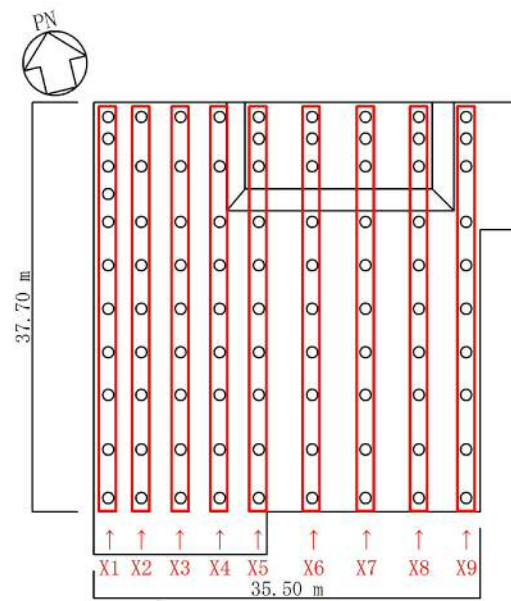
(2) 水平方向単位加振の結果

杭の配置図を図 3-8 に、杭頭曲げモーメントの分担率を図 3-9 に、杭頭せん断力の分担率を図 3-10 に示す。杭頭曲げモーメント及び杭頭せん断力は基礎スラブ端部から中心部に向かって小さくなる傾向を示しており、その傾向は掘り込み部がある場合でも同様である。これは、掘り込み部及びその他の部分のいずれも杭周辺地盤が改良土であることにより、両者の杭頭曲げモーメント及び杭頭せん断力の差が小さくなったためであると考えられる。掘り込み部の杭応力に特異な傾向は見られないことから、杭応力については掘り込み部を考慮せずに評価しても問題ないと考えられる。



凡例 ○：杭

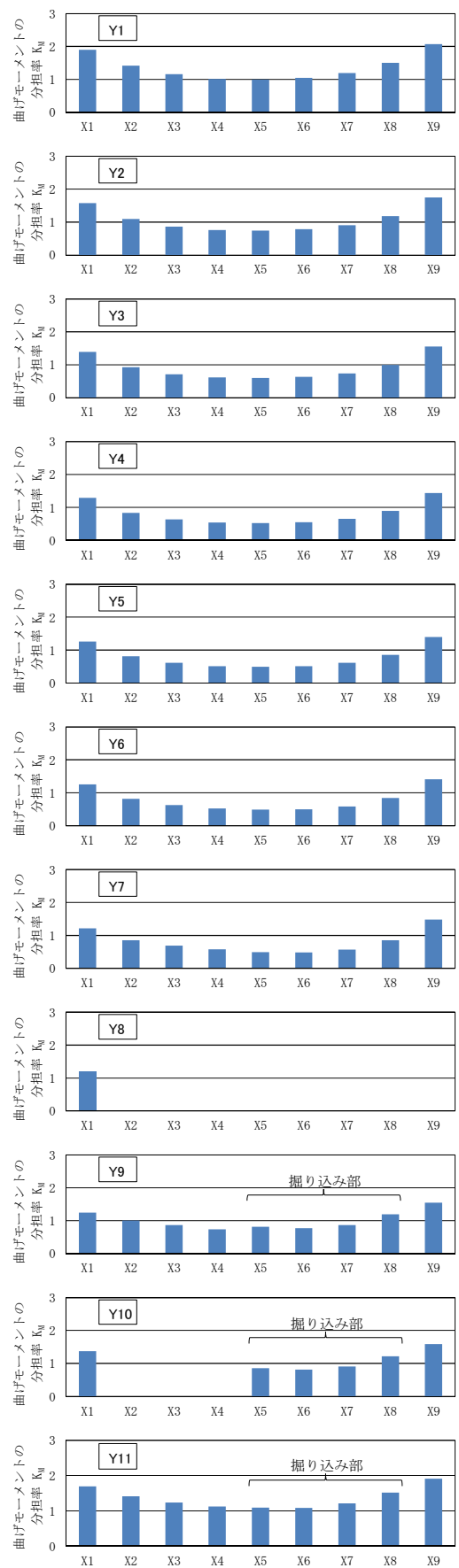
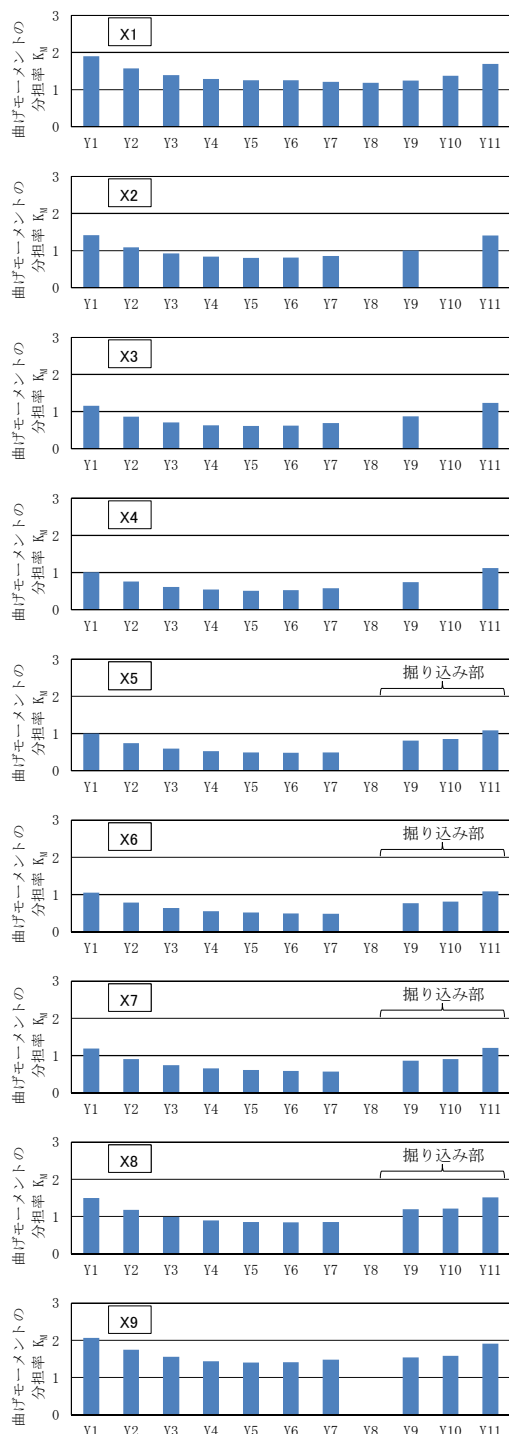
(a) NS 方向



凡例 ○：杭

(b) EW 方向

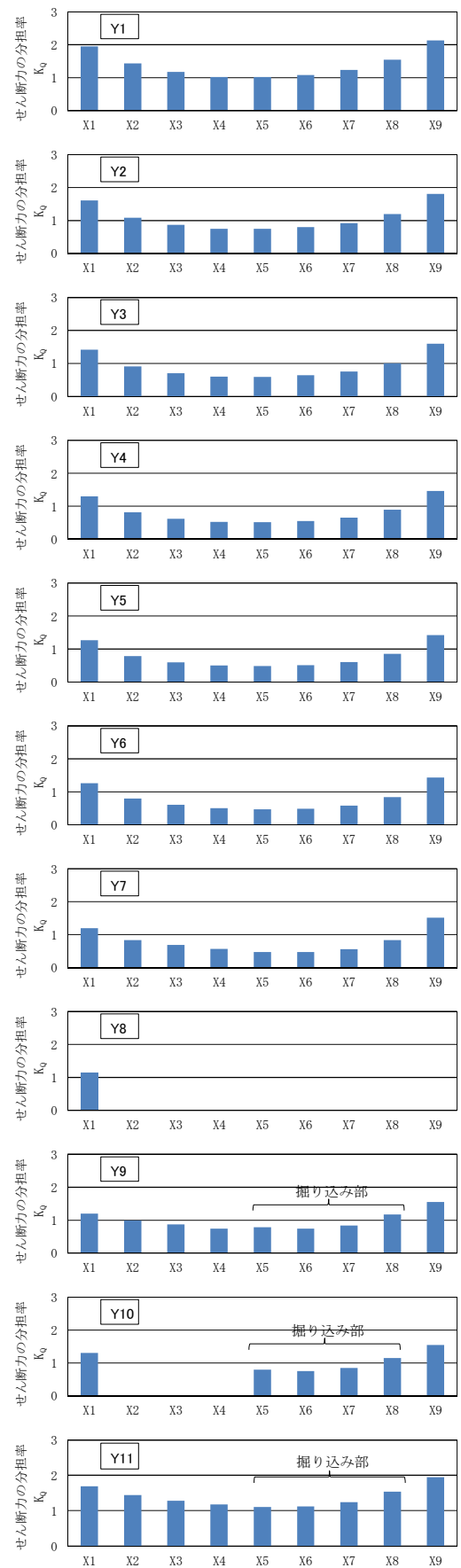
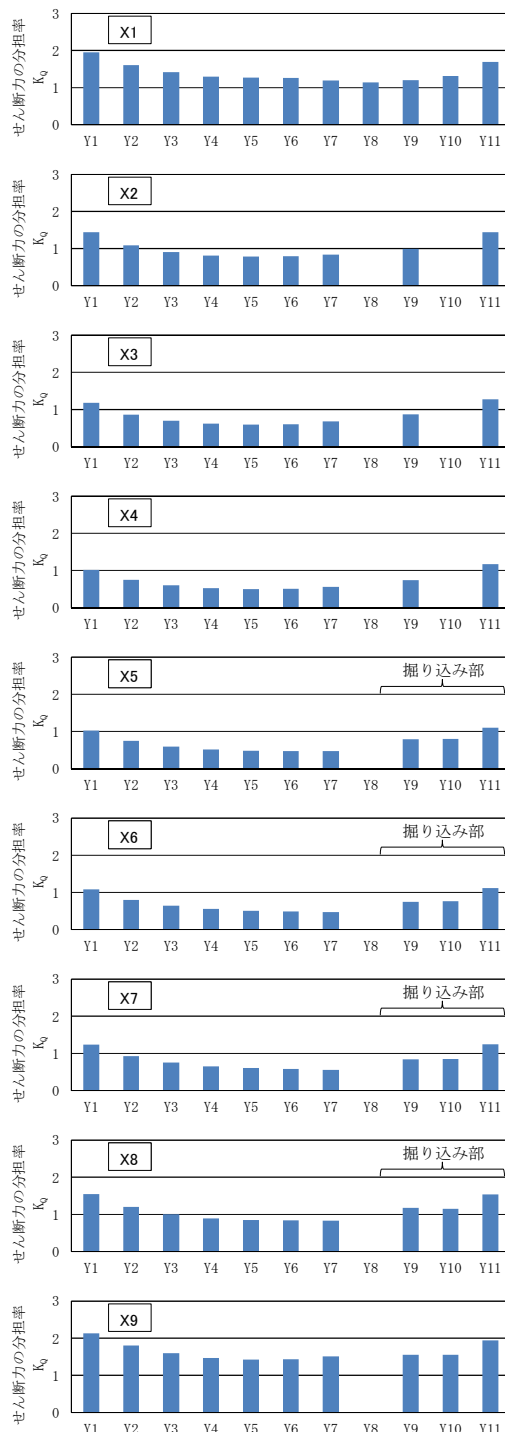
図 3-8 杭の配置図



(a) NS 方向断面

(b) EW 方向断面

図 3-9 杭頭曲げモーメントの分率率



(a) NS 方向断面

(b) EW 方向断面

図 3-10 杭頭せん断力の分担率

3.3 床スラブの断面の評価

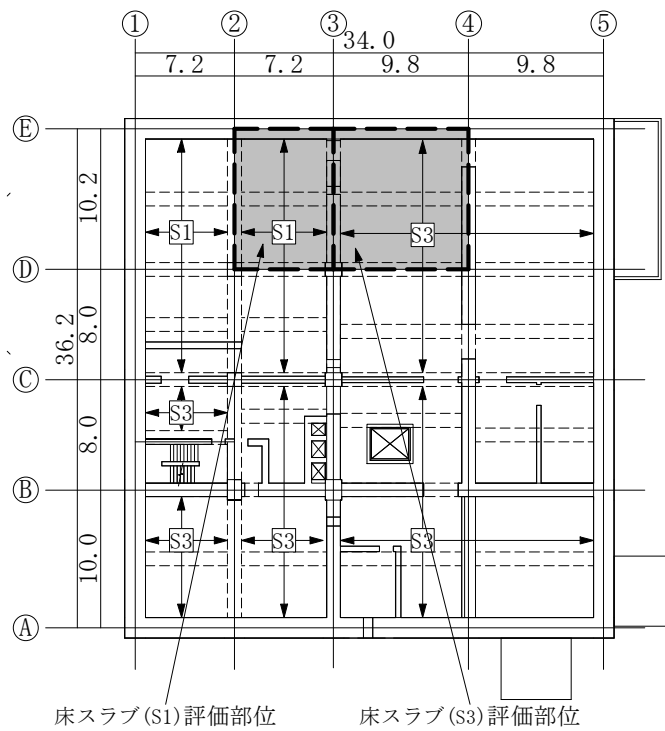
3.3.1 概要

本節では、緊急時対策所建屋のスラブについて、鉛直方向の応答増幅の影響を検討する。

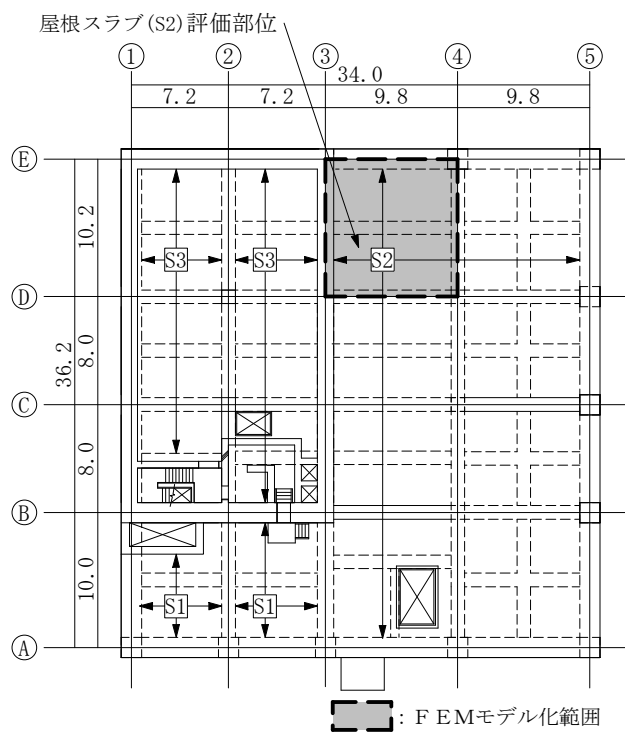
3.3.2 評価対象部位及び評価方針

F E Mモデルを用いた固有値解析により当該スラブの振動特性を確認し、1 次固有振動数が 20 Hz を下回る場合には、当該スラブの応答増幅について影響評価を行う。

耐震壁及び梁で囲まれたスラブの範囲のうち、スラブのスパンから判断して、鉛直方向地震力による増幅の影響が最も大きいと思われる部位を評価対象部位としてモデル化する。評価対象部位を図 3-11 に示す。



(a) 3階床スラブ S1 及び S3 (EL. 37.0 m)



(b) 4階屋根スラブ S2 (EL. 43.5 m)

図 3-11 評価対象部位

3.3.3 振動特性の確認

(1) 固有値解析モデル

解析モデルに使用するFEM要素は、形状及び厚さを踏まえてシェル要素とする。境界条件については、スラブの上部もしくは下部に壁がある場合は固定とし、上下に壁がなくスラブが連続する場合は、曲げ変形を拘束し鉛直変位方向のみ自由とする。

固有値解析には、解析コード「MSC NASTRAN Ver. 2016.1.1」を用いる。

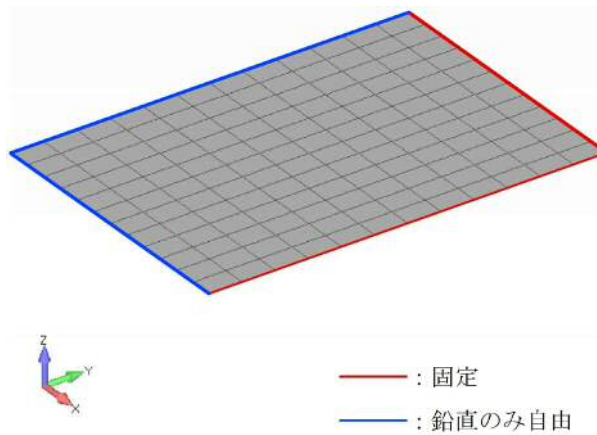
材料物性値を表3-7に、スラブの諸元を表3-8に、解析モデルを図3-12に示す。

表3-7 スラブの材料物性値

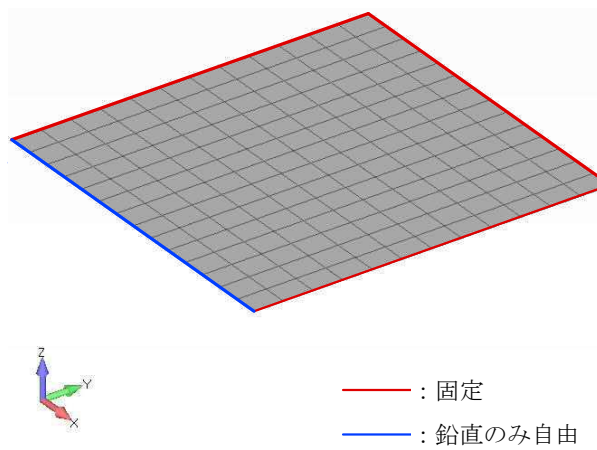
コンクリートの 設計基準強度 Fc (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
30.0	2.44×10^4	0.2

表3-8 スラブの諸元

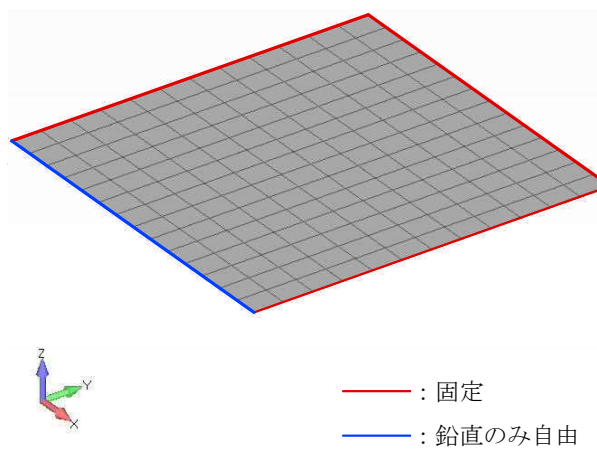
	長辺 (m)	短辺 (m)	スラブ厚 (m)
3階床スラブ S1	10.2	7.2	1.0
4階屋根スラブ S2	10.2	9.8	0.6
3階床スラブ S3	10.2	9.8	0.5



(a) 3 階床スラブ S1



(b) 4 階屋根スラブ S2



(c) 3 階床スラブ S3

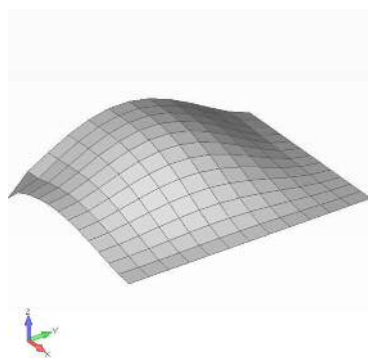
図 3-12 解析モデル

(2) 固有値解析結果

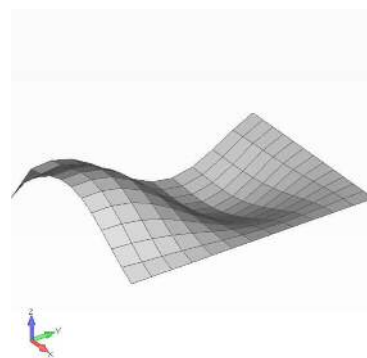
スラブの 1 次固有振動数を表 3-9 に、モード図を図 3-13 に示す。いずれの床スラブにおいても 1 次固有振動数が 20 Hz を上回っており、当該スラブが十分に剛であり、応答増幅の影響がないことを確認した。

表 3-9 スラブの固有振動数

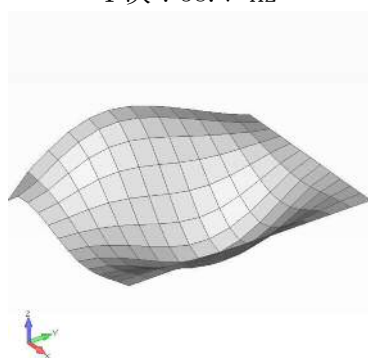
部 位	次数	固有振動数 (Hz)
3 階床スラブ S1	1 次	38.7
	2 次	68.2
	3 次	85.1
4 階屋根スラブ S2	1 次	22.3
	2 次	35.2
	3 次	48.8
3 階床スラブ S3	1 次	20.5
	2 次	33.1
	3 次	44.7



1 次 : 38.7 Hz

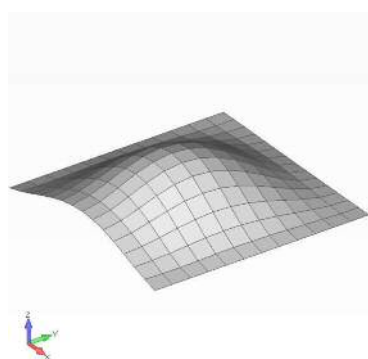


2 次 : 68.2 Hz

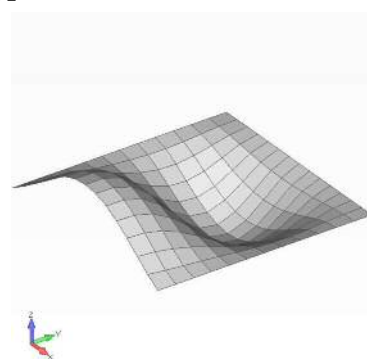


3 次 : 85.1 Hz

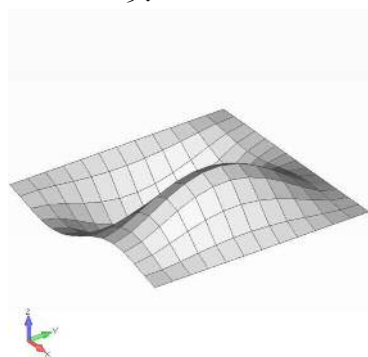
(a) 3 階床スラブ S1



1 次 : 22.3 Hz



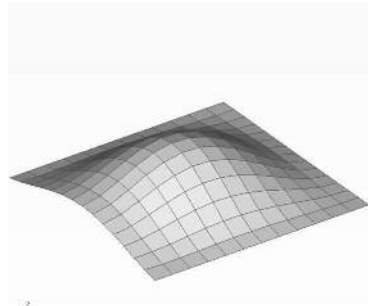
2 次 : 35.2 Hz



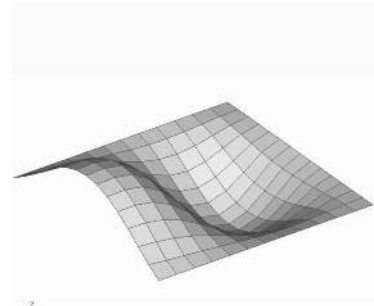
3 次 : 48.8 Hz

(b) 4 階屋根スラブ S2

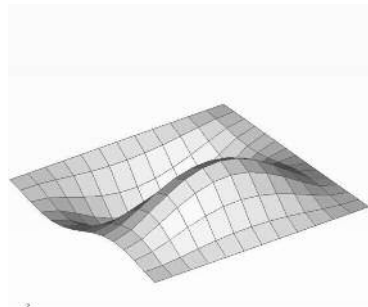
図 3-13 (1/2) 床スラブのモード図



1 次 : 20.5 Hz



2 次 : 33.1 Hz



3 次 : 44.7 Hz

(c) 3 階床スラブ S3

図 3-13 (2/2) 床スラブのモード図

3.4 水平地盤反力係数 k_h の設定

3.4.1 概要

本節では、杭応力の評価において用いる水平地盤反力係数 k_h の設定について説明する。

3.4.2 水平地盤反力係数 k_h の設定方法

水平地盤反力係数 k_h は、建築基礎構造設計指針（（社）日本建築学会，2001）（以下「基礎指針」という。）に基づき、以下①または②のいずれかの方法により決定されるが、緊急時対策所建屋の杭の設計では、①の方法を採用する。

①水平抵抗換算式による評価（地盤ばねを設定し、杭を線材でモデル化して算定する）

②水平載荷試験による評価（建物の建設予定地で杭の水平載荷試験を実施し、その結果から逆算する）

3.4.3 水平地盤反力係数 k_h の算定方法

水平地盤反力係数 k_h は「基礎指針」に基づき、弾性支承**ばり**モデルを用いた**弾性**応力解析により算出する。具体的な算出方法を以下に示す。

(1) 基準水平地盤反力係数 k_{h0} の設定

「基礎指針」に基づき、基準水平地盤反力係数 k_{h0} を下式により算出する。

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

ここで、

k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (kN/m³, 水平変位量が 1cm 時の水平地盤反力係数)

α : 変形係数 E_0 の評価法によって決まる定数 (m⁻¹)

ξ : 群杭係数

E_0 : 変形係数 (kN/m²)

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

上式のうち、定数 α 及び変形係数 E_0 については、「基礎指針」に基づき表 3-10 の通り設定する。また、地盤改良**土**の変形係数 E_0 については、建設予定地の近傍にて実施した地盤改良**土**の試験施工のうち、**表 3-11 に示す**一軸圧縮強度試験の結果として得られた改良**土**の変形係数**より**、表 3-12 の値を採用する。

砂質土及び粘性土の変形係数 E_0 については、建屋直下のボーリング試験 (KK-1) から得られた N 値を用いて各地層における平均 N 値を算出し、「基礎指針」に基づき $E_0 = 700 \cdot N$ として算定する。KK-1 のボーリング柱状図を図 3-14 に、KK-1 にて観測された N 値及び算出された平均 N 値を表 3-13 に示す。

表 3-10 定数 α 及び変形係数 E_0 の設定方法

評価対象	E_0 の算出方法	α の設定値
地盤改良土	一軸圧縮試験の結果を用いる。	$\alpha = 80$
砂質土・粘性土	ボーリングデータ (KK-1) から得られた平均 N 値を用いて算出する。	粘性土 : $\alpha = 60$ 砂質土 : $\alpha = 80$

表 3-11 一軸圧縮強度試験にて得られた地盤改良土の変形係数

	試験数 (個)	変形係数 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)				変動係数 (%)
		平均値	標準偏差 σ	平均値 + σ	平均値 - σ	
試験結果	30	8475	1370	9845	7105	16.2
設計採用値	—	8400	1500	9900	6900	—

表 3-12 水平地盤反力係数 k_h の算定に用いる地盤改良土の変形係数 E_0

	工認 基本モデル	改良土試験施工 平均値モデル	改良土試験施工 平均値 + σ モデル	改良土試験施工 平均値 - σ モデル
地盤改良土の 変形係数 E_0 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)	8400	8400	9900	6900

調査名 東海第二発電所 工事申請・審査用ボーリング調査（緊急時対策所）
、SA用海水取水施設等

ボーリングNo. 5 4 4 0 5 4 5 8 0 0

事業・工事名

シートNo.

ボーリング名	KK-1	調査位置	茨城県那珂郡東海村白方2-4 (X=481.7128, Y=675.8700)	北緯	36° 27' 55.8897"
発注機関	日本原子力発電株式会社	調査期間	平成28年10月17日～平成28年11月26日	東経	140° 36' 09.84928"
調査業者名					
孔口標高	18.95m	方角	180° 上 下 度	0° 0° 0°	0° 0° 0°
総掘進長	85.45m	地盤勾配	0° 0° 0°	0° 0° 0°	0° 0° 0°
使用機種	試錐機 鉦研OE-8B エンジン ヤンマーNFD170	ハンマー	半自動型	ポンプ	東邦CP-65

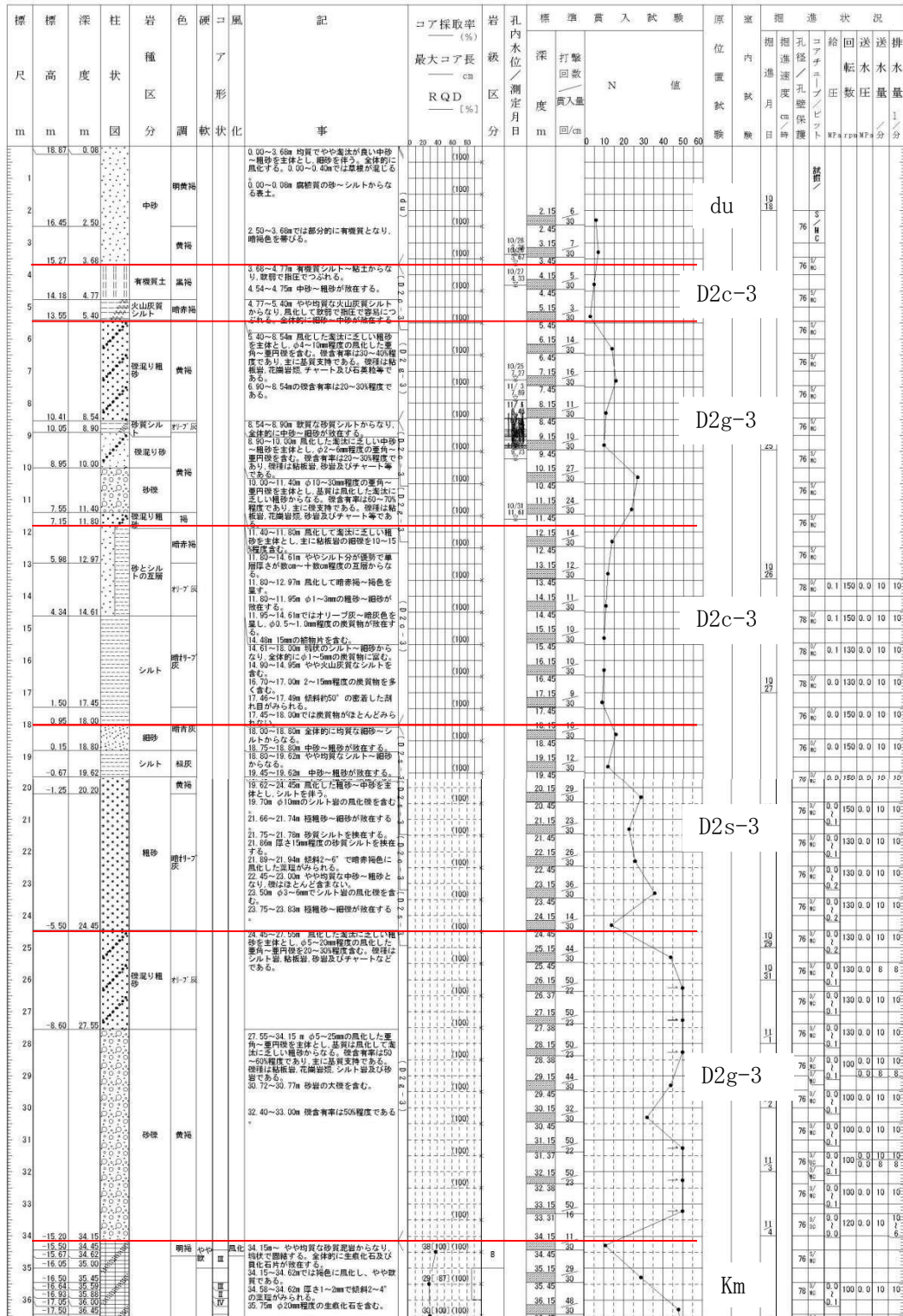


表 3-13 N 値及び平均 N 値 (KK-1)

地層区分	標高 EL. (m)		N 値	平均 N 値
D2g-3	12.50	～ 12.80	14	17
	11.50	～ 11.80	16	
	10.50	～ 10.80	11	
	9.50	～ 9.80	10	
	8.50	～ 8.80	27	
	7.50	～ 7.80	24	
D2c-3	6.50	～ 6.80	14	11
	5.50	～ 5.80	12	
	4.50	～ 4.80	11	
	3.50	～ 3.80	10	
	2.50	～ 2.80	10	
	1.50	～ 1.80	9	
D2s-3	0.50	～ 0.80	16	22
	-0.50	～ -0.20	12	
	-1.50	～ -1.20	29	
	-2.50	～ -2.20	23	
	-3.50	～ -3.20	26	
	-4.50	～ -4.20	36	
	-5.50	～ -5.20	14	
D2g-3	-6.50	～ -6.20	44	46
	-7.42	～ -7.20	50	
	-8.43	～ -8.20	50	
	-9.43	～ -9.20	50	
	-10.50	～ -10.20	44	
	-11.50	～ -11.20	32	
	-12.42	～ -12.20	50	
	-13.43	～ -13.20	50	
	-14.36	～ -14.20	50	
Km	-15.50	～ -15.20	11	37
	-16.50	～ -16.20	29	
	-17.50	～ -17.20	48	
	-18.42	～ -18.20	50	
	-19.44	～ -19.20	50	

(2) 無次元化水平変位 \bar{y} の算定

基礎スラブの解析結果から得られた杭頭せん断力を外力として、杭周地盤ばねに初期水平地盤ばね定数 K_{H0} を用いた場合について杭の応力解析を行い、杭体各深度における無次元化水平変位 \bar{y} （水平変位量 1cm に対する水平変位）を算出する。

杭体各深度における初期水平地盤ばね定数 K_{H0} については、基準水平地盤反力係数 k_{h0} を用いて下式により算定する。

$$K_{H0} = k_{h0} \cdot B \cdot \Delta L$$

ここで、

K_{H0} : 初期水平地盤ばね定数 (kN/m)

k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (kN/m³)

B : 杭径 (m)

ΔL : 杭の支配長さ (m)

(3) 水平地盤反力係数 k_h の算定

「基礎指針」に基づき、無次元化水平変位 \bar{y} により場合分けした下式を用いて、杭体各深度における水平地盤反力係数 k_h 算出する。

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

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

なお、緊急時対策所建屋については全深度で $0.0 \leq \bar{y} \leq 0.1$ であることから、 $k_h = 3.16 \cdot k_{h0}$ とする。

3.4.4 水平地盤反力係数 k_h の算定結果

水平地盤反力係数 k_h の算定結果を表 3-14 に示す。

表 3-14 水平地盤反力係数 k_h の算定結果

標高 EL. (m)	地層 区分	水平地盤反力係数 k_h (kN/m ³)			
		工認 基本モデル	改良土試験施工 平均値モデル	改良土試験施工 平均値 + σ モデル	改良土試験施工 平均値 - σ モデル
20.8～19.0	改良土 (f1)	4.70×10^7	4.70×10^7	5.54×10^7	3.86×10^7
19.0～15.3	改良土 (du)	4.70×10^7	4.70×10^7	5.54×10^7	3.86×10^7
15.3～13.6	改良土 (D2c-3)	4.70×10^7	4.70×10^7	5.54×10^7	3.86×10^7
13.6～7.2	D2g-3	6.66×10^4	6.66×10^4	6.66×10^4	6.66×10^4
7.2～1.0	D2c-3	3.23×10^4	3.23×10^4	3.23×10^4	3.23×10^4
1.0～-5.5	D2s-3	8.62×10^4	8.62×10^4	8.62×10^4	8.62×10^4
-5.5～-15.2	D2g-3	1.80×10^5	1.80×10^5	1.80×10^5	1.80×10^5
-15.2～-20.0	Km	1.09×10^5	1.09×10^5	1.09×10^5	1.09×10^5

3.5 杭極限支持力及び残留引抜き抵抗力の設定

杭の極限支持力及び残留引抜き抵抗力は、建築基礎構造設計指針（（社）日本建築学会，2001）の場所打ちコンクリート杭の評価式に基づき設定する。極限支持力及び残留引抜き抵抗力の評価式を以下に、杭の極限支持力及び残留引抜き抵抗力の算定に用いる諸元と算定結果を表 3-15 に示す。

$$\begin{aligned}
 R_u &= R_p + R_f \\
 R_p &= q_p \cdot A_p \\
 q_p &= 6c_u \\
 R_f &= R_{fs} + R_{fc} \quad R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \varphi \\
 \tau_s &= 3.3\bar{N} \\
 R_{fc} &= \tau_c \cdot L_c \cdot \varphi \\
 \tau_c &= c_u \\
 R_{TR} &= (1/1.2)(\sum \tau_{sti} L_{si} + \sum \tau_{cti} L_{ci})\varphi + W
 \end{aligned}$$

ここで、

R_u : 極限支持力 (kN)

R_p : 極限先端支持力 (kN)

R_f : 極限周面摩擦力 (kN)

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

A_p : 杭先端の閉塞断面積 (m²)

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

R_{fs} : 砂質土部分の極限周面摩擦力 (kN)

R_{fc} : 粘性土部分の極限周面摩擦力 (kN)

τ_s : 砂質土の極限周面摩擦力度 (kN/m²)

L_s : 砂質土部分の長さ (m)

φ : 杭の周長 (m)

τ_c : 粘性土の極限周面摩擦力度 (kN/m²)

L_c : 粘性土部分の長さ (m)

c_u : 土の非排水せん断強さ (kN/m²)。極限周面摩擦力度の算定時においては、上限値 $c_u = 100$ (kN/m²) とする。

R_{TR} : 残留引抜き抵抗力 (kN)

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

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

L_{si} : 砂質土の i 層における杭の長さ (m)

L_{ci} : 粘性土の i 層における杭の長さ (m)

W : 杭の自重で、地下水位以下の部分については浮力を考慮する。(kN)

表 3-15 杭の極限支持力及び残留引抜き抵抗力の算定に用いる諸元と算定結果

項目		算定結果
極限支持力 R_u (kN)		17224
極限先端支持力 R_p (kN)		4270
極限先端支持力度 q_p (kN/m ²)		5437
極限周面摩擦力 R_f (kN)		12954
砂質土部分の極限周面摩擦力 R_{fs} (kN)		7236
砂質土の極限周面摩擦力度 τ_s (kN/m ²)	D2g-3 層 (EL. 13.6m~EL. 7.2m)	56.1
	D2s-3 層 (EL. 1.0m~EL. -5.5m)	72.6
	D2g-3 層 (EL. -5.5m ~ EL. -15.2m)	151
粘性土部分の極限周面摩擦力 R_{fc} (kN)		5718
粘性土の極限周面摩擦力度 τ_c (kN/m ²)		100
残留引抜き抵抗力 R_{TR} (kN)		9313

4. 液状化影響検討についての補足説明

4.1 概要

施設毎の液状化影響検討のフローを図 4-1 に示す。緊急時対策所建屋については、施設の周辺地盤を改良することで液状化検討対象層がない状態としているため、液状化の影響検討は不要とする。ただし、地盤改良による杭の健全性を別途確認するため、地盤改良範囲外の液状化検討対象層に豊浦標準砂の液状化強度特性を与えることで、強制的に液状化を生じると仮定した 2 次元 FLIP モデルによる地震応答解析を実施する。上記検討は、基準地震動 S_s の代表ケース (S_s-D1) にて実施する。

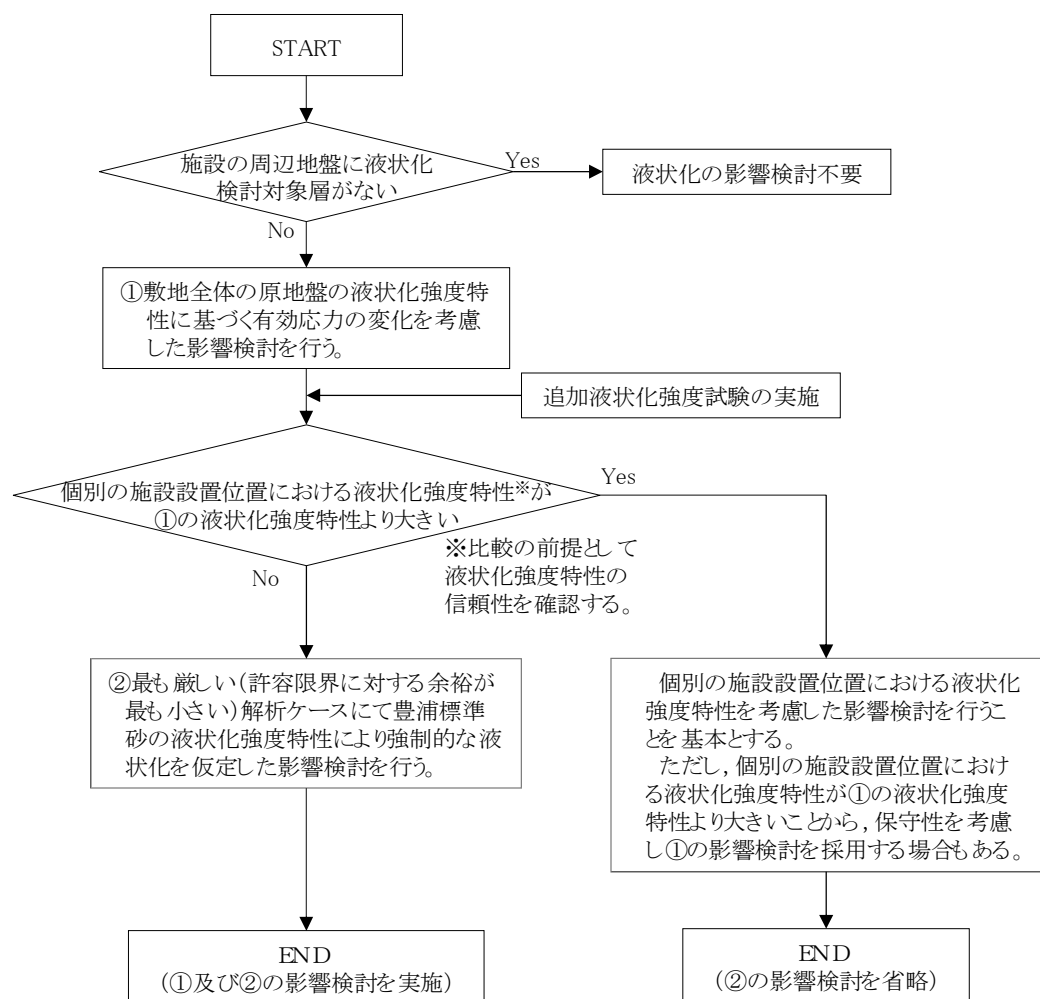
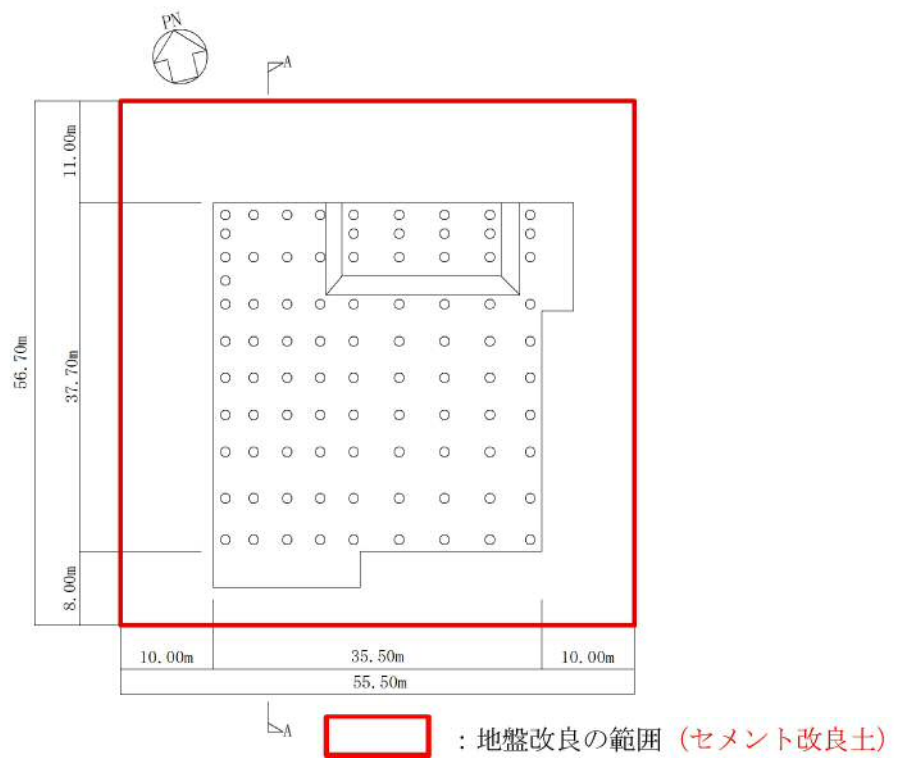


図 4-1 施設毎の液状化影響検討のフロー

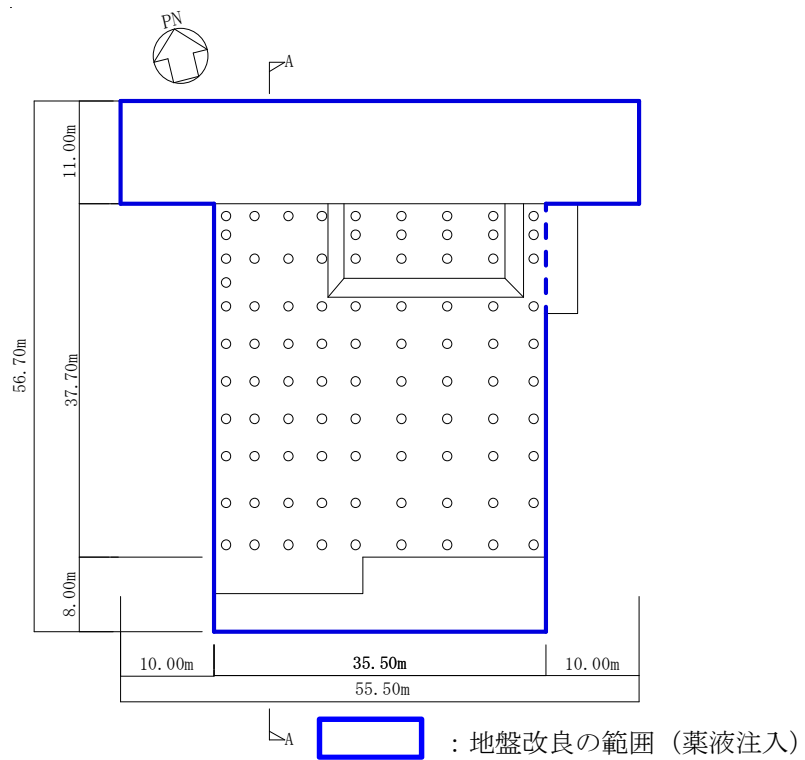
4.2 緊急時対策所建屋の地盤改良について

緊急時対策所建屋の地盤改良の範囲を図 4-2 及び図 4-3 に示す。緊急時対策所建屋の周辺地盤において、地表近傍（EL. 20.8m～EL. 13.6m）の地盤改良は、原地盤を購入砂とセメントミルクを混ぜた流動化処理土（以下「セメント改良土」という。）で置換し、液状化の発生を防止しているが、当該層以深においても液状化検討対象層が存在する。このため、セメント改良土の施工範囲以深の液状化検討対象層（砂質層）に対して薬液注入工法（以下「薬液注入」という。）を適用し、液状化の発生を防止する。

薬液注入は、恒久的な溶液型薬液を使用し、その薬液が砂粒子間の間隙水と置き換わりながら浸透し、地盤を固結させる工法である。砂粒子間に浸透した薬液はゲル状の物質（ゲル化物）に変化し、砂粒子の間隙はゲル化物で充填された状態となるため、液状化の要因となる間隙水がほぼ無くなり、液状化が生じなくなる。薬液注入の概念図を図 4-4 に示す。



(a) セメント改良土



(b) 薬液注入

図 4-2 緊急時対策所建屋の地盤改良の範囲（杭伏図，EL. 20.8m）

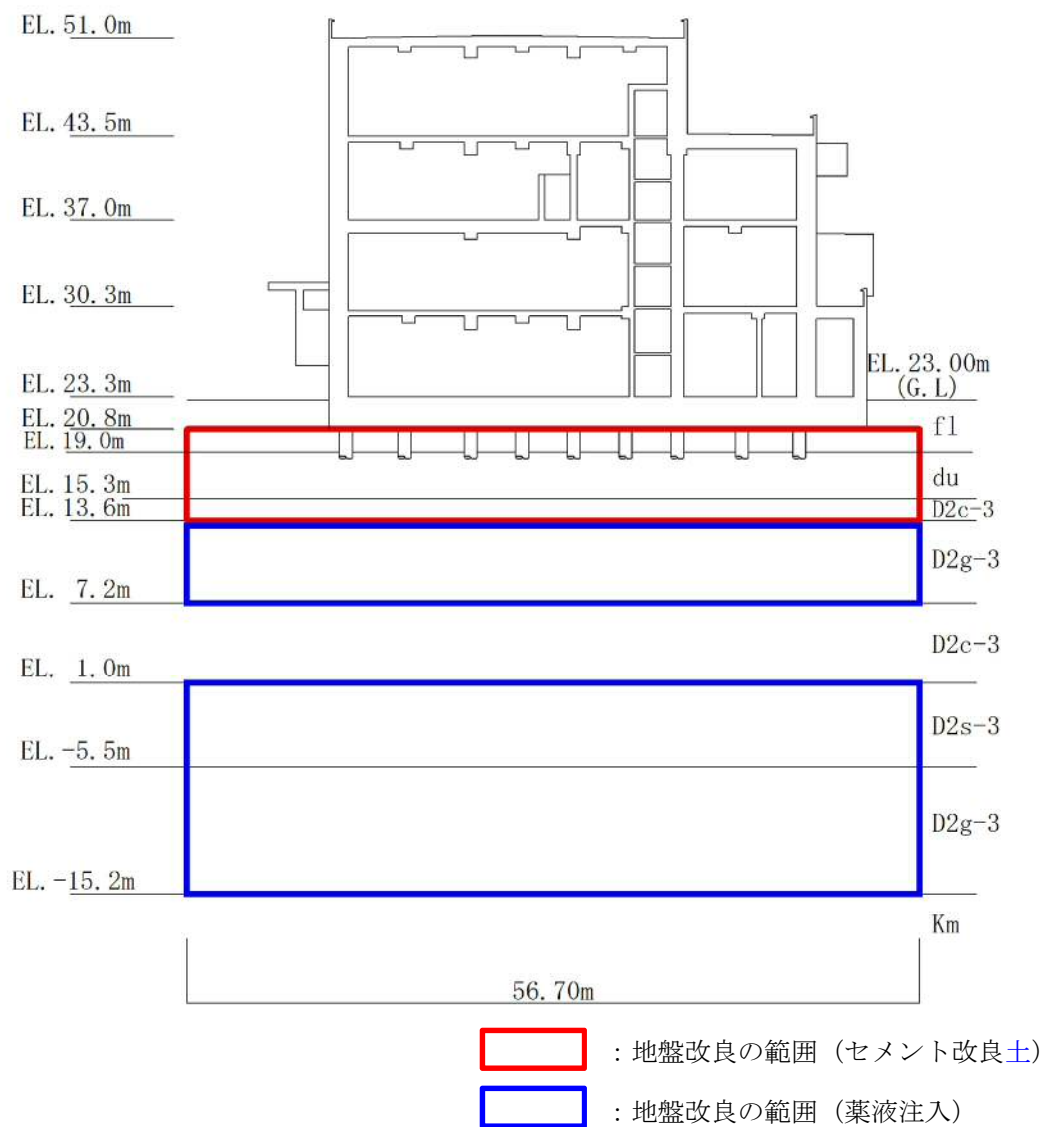


図 4-3 緊急時対策所建屋の地盤改良の範囲 (A-A 断面図)

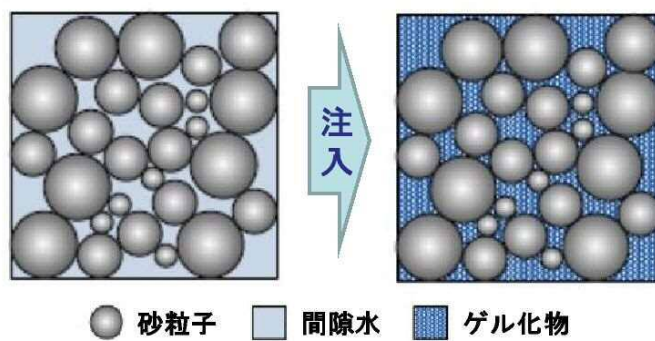
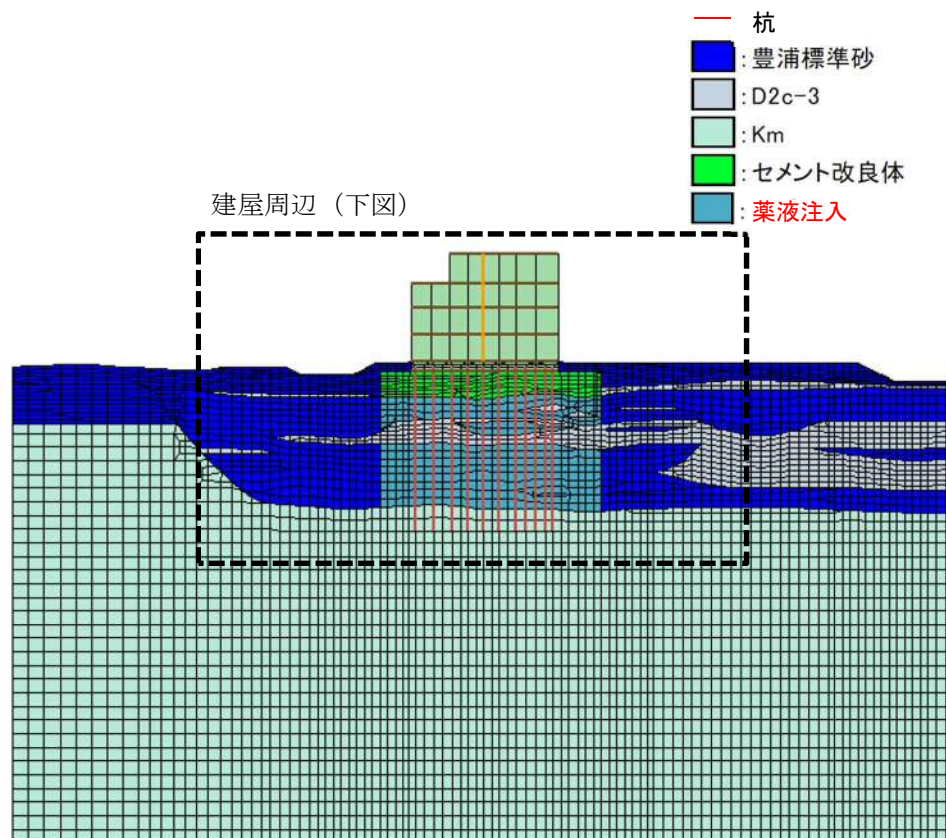


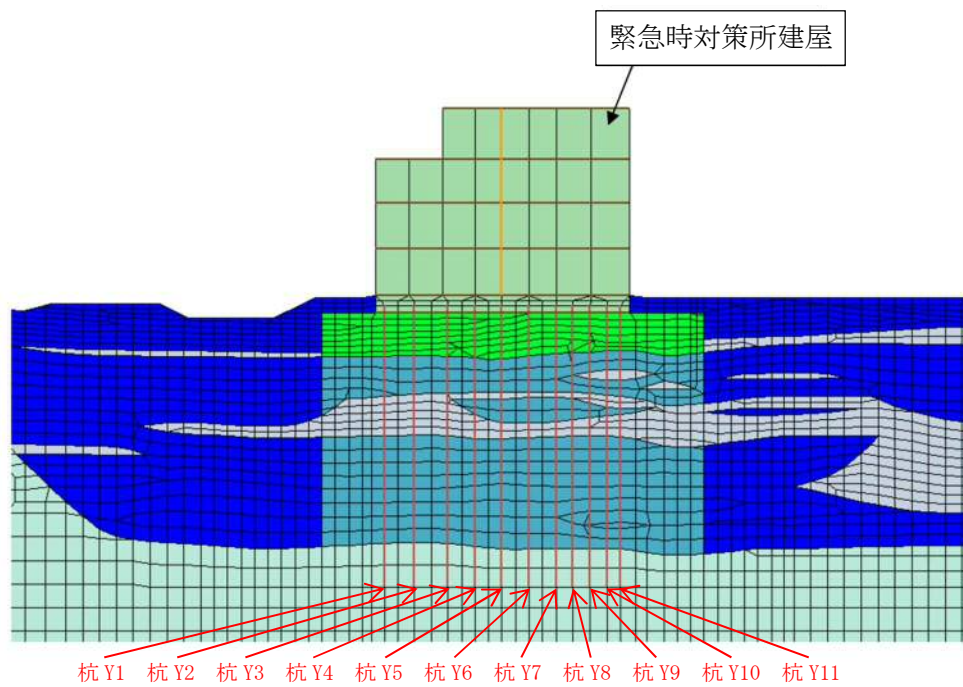
図 4-4 薬液注入の概念図

4.3 2次元 FLIP による地震応答解析モデル

地盤改良による杭の健全性を確認するため、地盤改良範囲外の液状化検討対象層に豊浦標準砂の液状化強度特性を与えることで、強制的に液状化を生じると仮定した 2 次元 FLIP モデルにより地震応答解析を実施する。解析モデルを図 4-5 に、杭番号を図 4-6 に示す。ここで、図 4-5 に示した薬液注入の範囲については、原地盤の物性値を使用する。

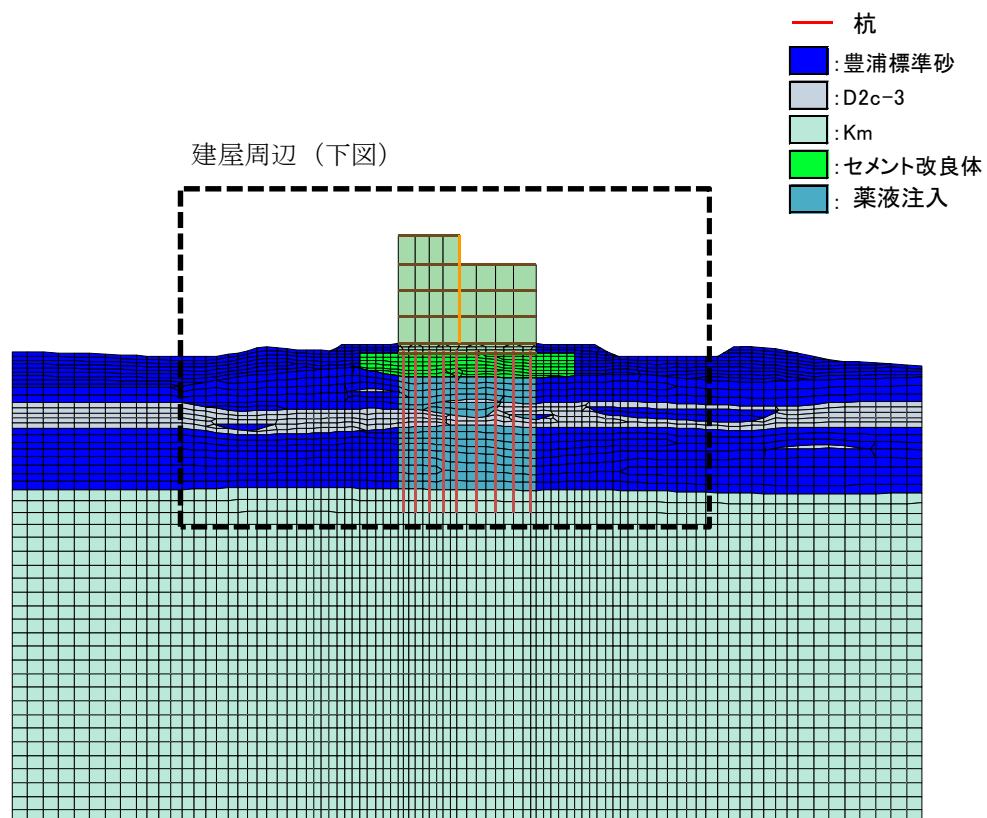


(a) 全体

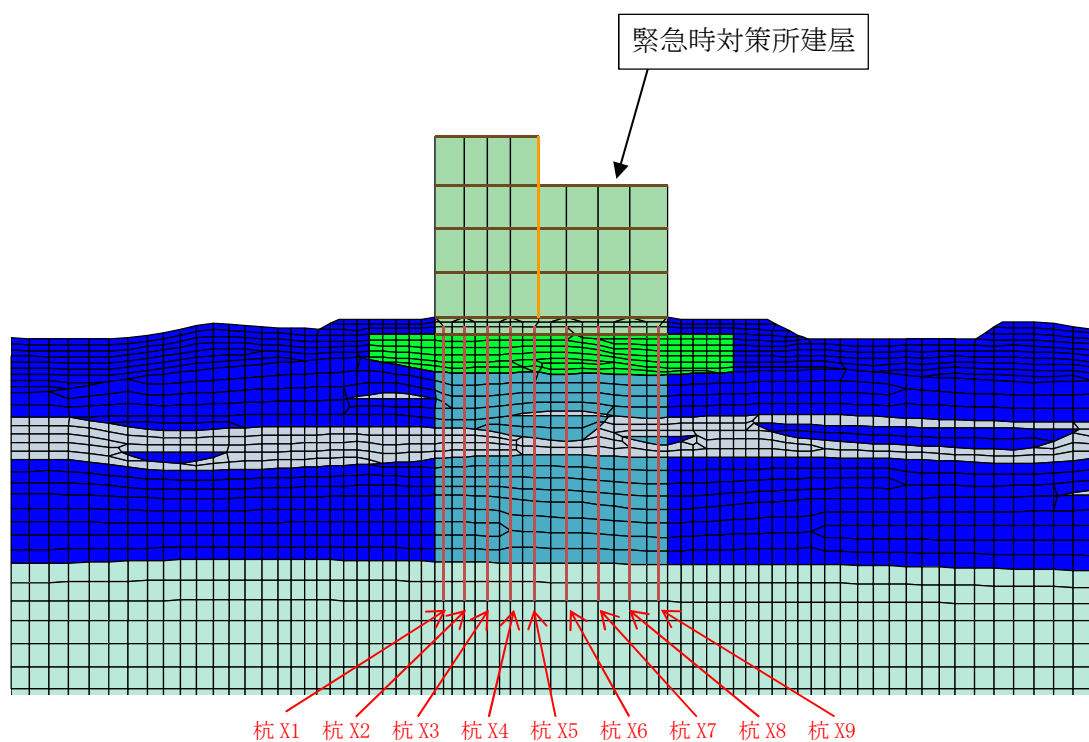


(b) 建屋周辺

図 4-5 (1/2) 解析モデル (NS 方向)

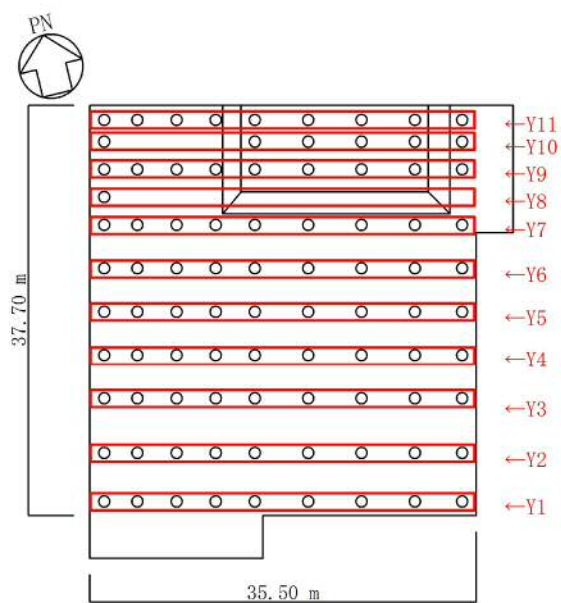


(a) 全体



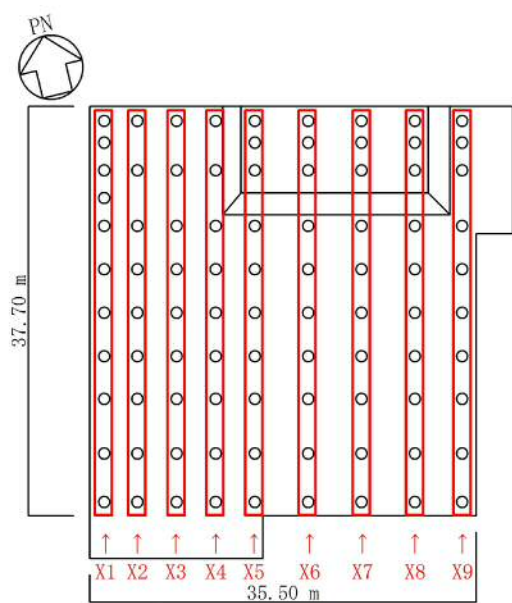
(b) 建屋周辺

図 4-5 (2/2) 解析モデル (EW 方向)



凡例 ○：杭

(a) NS 方向



凡例 ○：杭

(b) EW 方向

图 4-6 杭番号

4.4 2次元 FLIP モデルの解析結果における杭の健全性の評価

4.4.1 杭の仕様

杭の仕様を表 4-1 に、杭の断面性能を表 4-2 に示す。

表 4-1 杭の仕様

コンクリート			鋼管	
設計基準強度 F_c (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比	鋼材	基準強度 F (N/mm^2)
24	2.27×10^4	0.2	SKK490	325

表 4-2 杭の断面性能

外径 D (mm)	板厚 t (mm)	全断面積 A (m^2)	せん断 断面積 A_s (m^2)	断面 2 次 モーメント I (m^4)
1000	22	1.300	0.9436	0.1105

注：表中の断面性能はコンクリート換算した値である。

注：上記の板厚に対して腐食代 1 mm を考慮する。

4.4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価方法

基礎地盤の支持性能に関する評価は、杭頭に作用する最大鉛直力が極限支持力以下であることを確認する。極限支持力を表 3-1 に示す。

表 3-1 杭の極限支持力（単位：kN/本）

杭径 (mm)	極限支持力
$\phi 1000$	17224kN

4.4.3 杭の断面の評価方法

杭の断面の評価は、解析により得られた曲げモーメント及びせん断力に対して行う。

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

杭軸力を考慮した場所打ち鋼管コンクリート杭の終局曲げモーメント及び短期許容せん断力は、「SRC 規準」に従い下式により算定する。

各許容値の算定式を以下に、曲げモーメントと杭軸力の関係を図 4-8 に、短期許容せん断力の算定結果を表 4-3 に示す。

・杭軸力を考慮した終局曲げモーメントの評価

$$N_u = {}_cN_u + {}_sN_u$$

$$M_u = {}_cM_u + {}_sM_u$$

$${}_cN_u = (\theta_n - \sin \theta_n \cdot \cos \theta_n) {}_cD_j^2 \cdot {}_c\sigma_{cB}/4$$

$${}_cM_u = \sin^3 \theta_n \cdot {}_cD_j^3 \cdot {}_c\sigma_{cB}/12$$

$${}_sN_u = \{ (\beta_1 \cdot \theta_n + \beta_2(\theta_n - \pi)) (1 - {}_st / {}_sD) {}_sD \cdot {}_st \cdot {}_s\sigma_y$$

$${}_sM_u = (\beta_1 + \beta_2) \sin \theta_n \cdot (1 - {}_st / {}_sD)^2 / 2 \cdot {}_sD^2 \cdot {}_st \cdot {}_s\sigma_y$$

$$\theta_n = \cos^{-1} (1 - 2x_{n1})$$

$$x_{n1} = x_n / {}_cD_j$$

$${}_c\sigma_{cB} = {}_cr_u \cdot F_c + 1.56 {}_st \cdot {}_s\sigma_y / ({}_sD - 2 {}_st)$$

$$\beta_1 = 0.89, \beta_2 = 1.08$$

$${}_cr_u = 0.85$$

ここで,

N_u : 部材の終局圧縮耐力 (N)

${}_cN_u$: コンクリート部分の終局圧縮耐力 (N)

${}_sN_u$: 鋼管部分の終局圧縮耐力 (N)

M_u : 部材の終局曲げ耐力 (N・mm)

${}_cM_u$: 充填コンクリート部分の終局曲げ耐力 (N・mm)

${}_sM_u$: 鋼管部分の終局曲げ耐力 (N・mm)

θ_n : 円形断面において中立軸位置を定める角度 (°)

${}_cD_j$: 充填コンクリート部分の径 (mm)

${}_c\sigma_{cB}$: 円形鋼管の拘束効果を考慮した充填コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

${}_st$: 鋼管の厚さ (mm)

${}_sD$: 鋼管の径 (mm)

${}_s\sigma_y$: 鋼管の降伏応力度 (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

- ・短期許容せん断力の評価

$${}_sQ_d \leq {}_sQ$$

$${}_sQ_d = {}_sQ$$

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

ここで,

${}_sQ_d$: 鋼管部分の設計用せん断力 (N)

${}_sQ$: 鋼管部分の許容せん断力 (N)

Q : 設計用せん断力 (N)

${}_sA$: 鋼管部分の断面積 (mm²)

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

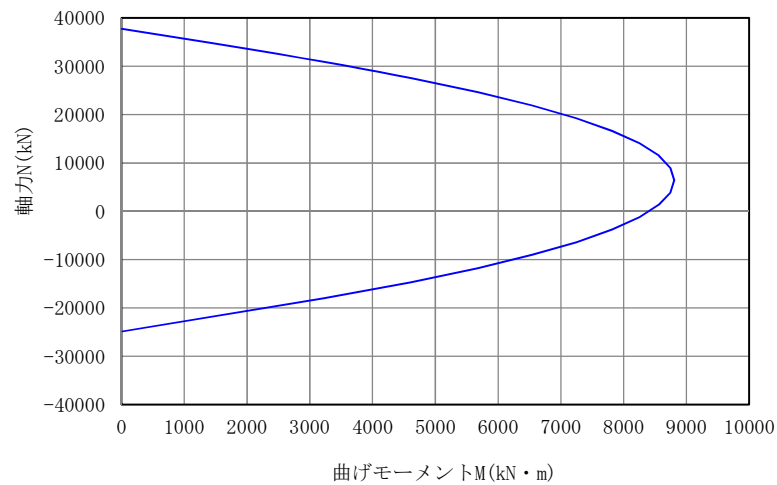


図 4-8 杭の曲げモーメントと杭軸力の関係

表 4-3 杭の短期許容せん断力

杭径 (mm)	短期許容せん断力 (kN)
φ 1000	6026

4.4.4 杭の評価結果

杭の評価結果を表 4-4 に示す。また、検定比が最も大きくなる杭について、杭の曲げモーメントと許容値の関係を図4-9に、杭のせん断力と許容値の関係を図4-10に示す。

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

表 4-4 杭の評価結果

	許容限界	S _s 地震時	検定比
最大鉛直支持力 (kN/本)	17224	5920	0.35
最大曲げモーメント (kN・m/本)	8546	5133	0.61
最大せん断力 (kN/本)	6026	2851	0.48

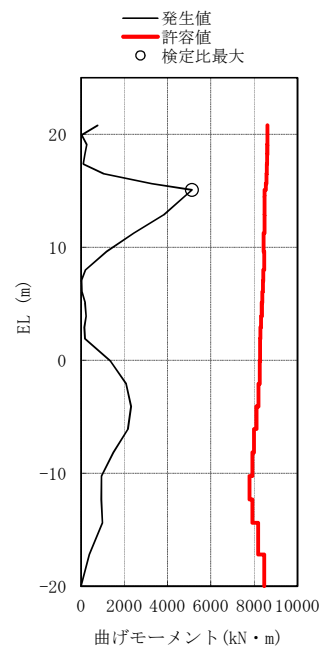


図 4-9 杭の曲げモーメントと許容値の関係（ S_s-D1 ，EW 方向，杭 X9）

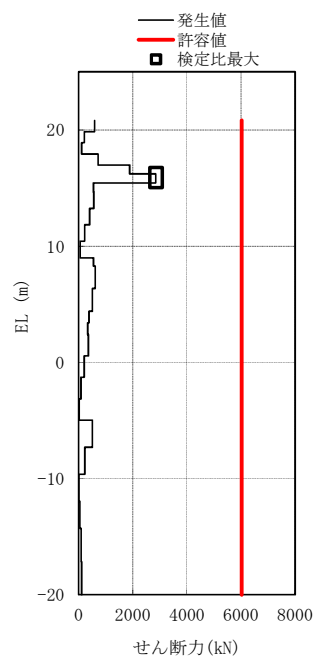


図 4-10 杭のせん断力と許容値の関係（ S_s-D1 ，EW 方向，杭 X6）