

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7 補足-025-3 改5
提出年月日	2020年7月22日

コントロール建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料

2020年7月

東京電力ホールディングス株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙 1 地震応答解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 2 地震応答解析における耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定

別紙 3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

(参考資料 1) 計算機プログラム (解析コード) の概要

下線：今回ご提示資料

別紙1-2-2 側面回転ばねのEW方向への適用について

目 次

1. 概要	別紙1-2-2-1
2. 検討方針	別紙1-2-2-2
3. 確認事項に対する検討	別紙1-2-2-6
3.1 解析モデル	別紙1-2-2-6
3.2 検討用地震動	別紙1-2-2-16
3.3 検討結果	別紙1-2-2-17
4. まとめ	別紙1-2-2-22

1. 概要

本資料は、「別紙1-2 建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について」を補足し、コントロール建屋のEW方向の地震応答解析モデルにおいても側面地盤回転ばねを適用できることを示すものである。

2. 検討方針

今回工認のコントロール建屋の地震応答解析モデルでは、図2-1に示すようにEW方向についてもNS方向と同様に、Novakの側面水平ばねと側面回転ばねを採用している。また、表2-1に示すように側面回転ばねを考慮することにより、NS方向と同様に接地率が改善することを確認している。

しかし、EW方向については、図2-2及び図2-3に示すように西側には廃棄物処理建屋が東側にはサービス建屋があることから、側面回転ばねによる効果が南北方向と比較して小さいのではないかという懸念がある。そこで本資料では、周辺建屋や地盤状況を考慮した場合でも建屋拘束効果が得られ、埋込みSRモデルに側面回転ばねを適用することが妥当であることを確認する。なお、解析モデルはEW方向の断面に対して周辺建屋や地盤状況を適切に考慮することができる2次元FEMモデルを採用する。

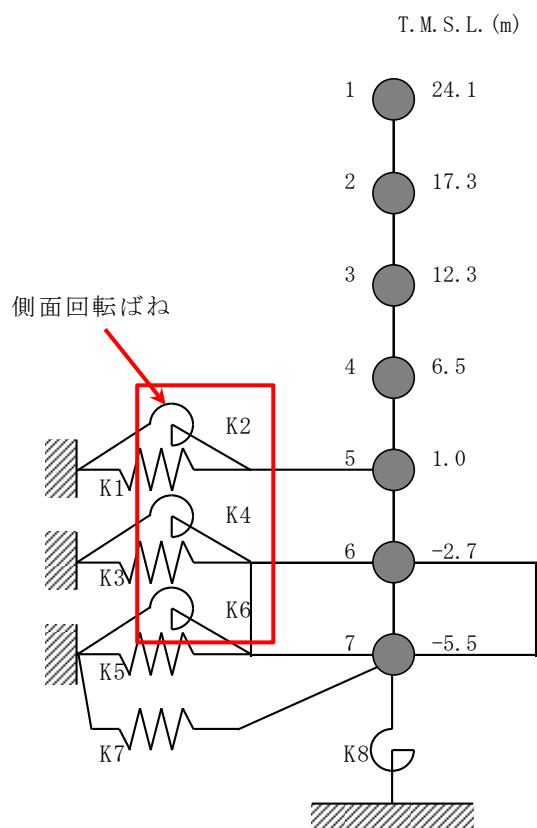


図2-1 コントロール建屋の地震応答解析モデル (EW方向)

表2-1 接地率 (Ss-1, EW方向)

解析ケース	接地率
①側面回転ばね非考慮モデル	68%
②側面回転ばね考慮モデル	76%

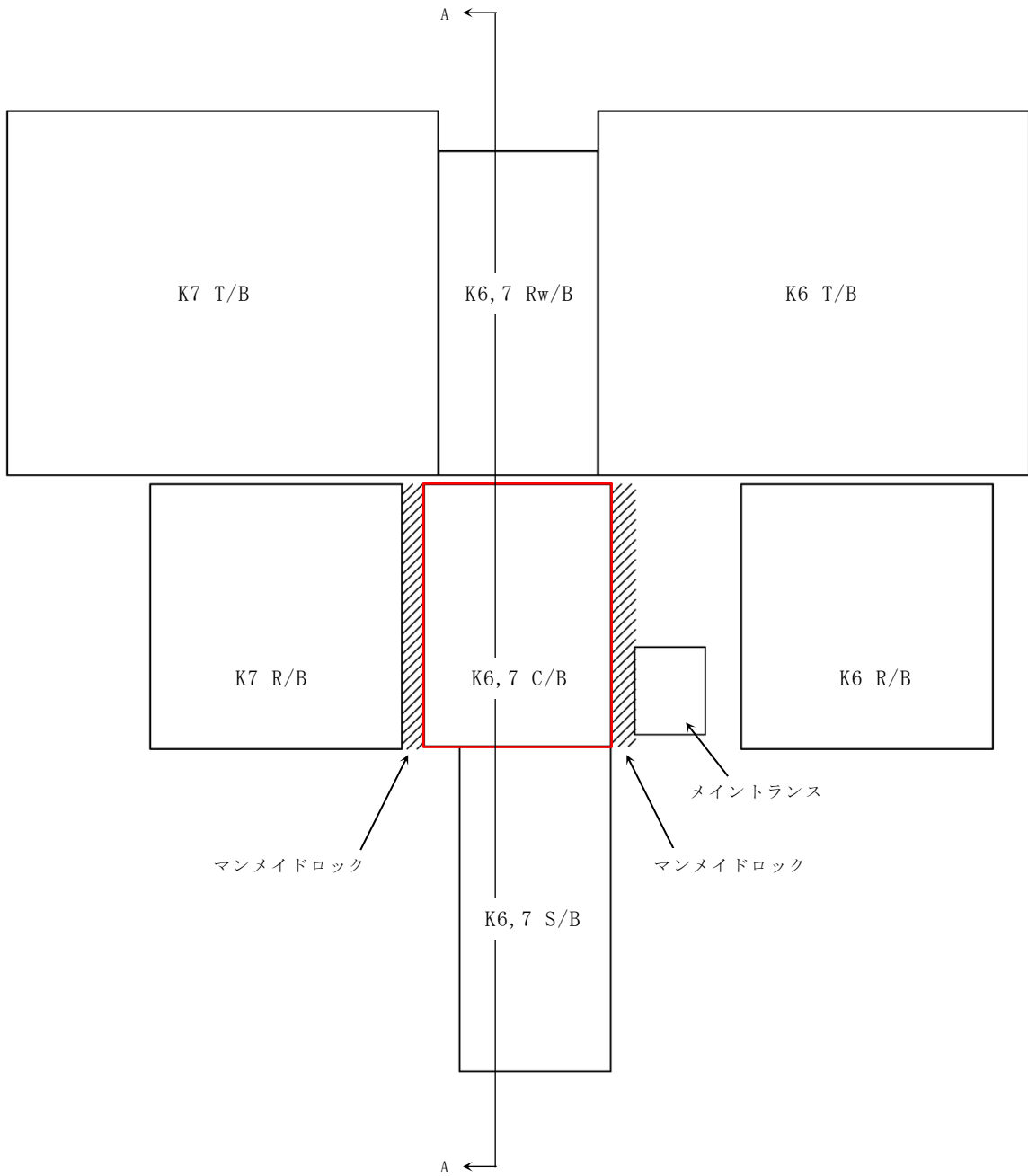


図2-2 コントロール建屋の設置状況（平面図）

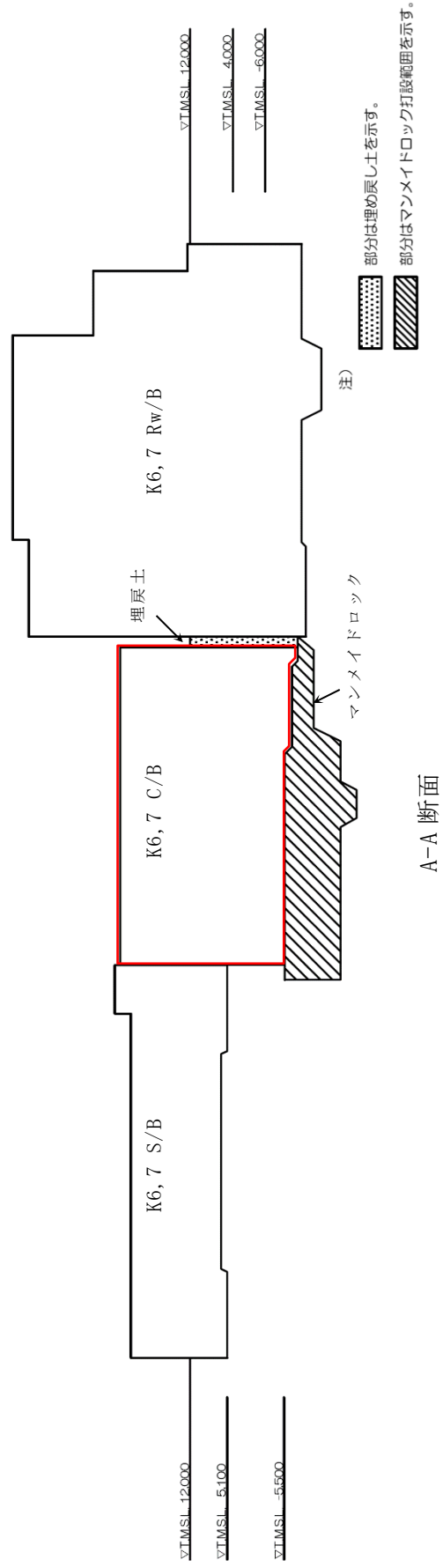


図 2-3 コントロール建屋の設置状況 (断面図) (単位 : mm)

3. 確認事項に対する検討

コントロール建屋に隣接する廃棄物処理建屋，サービス建屋及びコントロール建屋周辺にある地盤の影響について，それらを考慮した2次元FEMモデルを用いて地震応答解析を行い，EW方向についても埋込みSRモデルに側面回転ばねを適用することが妥当であることを確認する。

3.1 解析モデル

(1) 地盤のモデル化

地盤は表3-1に示す水平成層地盤モデルとする。地盤の境界条件は，地盤の半無限的な広がりを表現するために，底面を粘性境界，側面を粘性境界とする。また，境界条件の影響を受けないように，地盤のモデル化範囲を大きく設定し，水平方向はコントロール建屋の建屋幅の6倍程度，深さ方向は地表面から解放基盤表面までとした。

図3-1に地盤のメッシュ図を，図3-2に建屋周辺のメッシュの詳細を示す。

(2) 建屋地下外壁と側面地盤のジョイント部のモデル化

建屋地下外壁と側面地盤の間は，側面地盤の剥離・接触を表す軸ばね（水平方向）で接続する。

軸ばねは，側面地盤が剥離した時には剛性（引張り方向）を0とし，接触中の剛性（圧縮方向）は剛とした。また，軸ばねには静止土圧による初期応力を考慮する。軸ばねは側面地盤モデルのFEMメッシュの地盤と接する各節点に設置する（図3-3）。

(3) 建屋基礎底面と地盤のジョイント部のモデル化

建屋基礎底面部分は浮上りを考慮する。基礎底面の地盤のFEMメッシュの各節点には浮上りを表す鉛直方向の軸ばねを設定する（図3-3）。鉛直方向の軸ばねについては，引張り側の剛性は0，圧縮側の剛性は剛とした。初期状態では基礎底面に建屋の自重による長期軸力を考慮する。

(4) コントロール建屋と廃棄物処理建屋とサービス建屋のモデル化

コントロール建屋は図2-1に示した質点系モデルであり，廃棄物処理建屋及びサービス建屋も同様の質点系モデルとした。コントロール建屋及びサービス建屋は非線形モデルとして今回工認で用いる建屋諸元を有するものとし，廃棄物処理建屋は線形モデルとする。また，建屋の減衰は今回工認と同様にひずみエネルギー比例減衰とし，減衰定数は $h = 5\%$ とする。コントロール建屋，廃棄物処理建屋及びサービス建屋のモデル諸元を表3-2及び表3-3に示す。

表3-1 地盤物性

(a) コントロール建屋及び廃棄物処理建屋

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

表3-1 地盤物性

(b) サービス建屋

標高 T. M. S. L. (m)	地質	せん断波 速度 V_s (m/s)	単体体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
12.0 5.1	古安田層	330	17.3	0.462	1.36	1.92	0.71	4
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.82	4.16	0.92	3
-90.0		530	16.6	0.446	4.18	4.75	0.88	3
-136.0		590	17.3	0.432	5.21	6.14	0.85	3
-155.0		650	19.3	0.424	7.40	8.32	0.89	3
∞		椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00

注記* : T. M. S. L. -6.0m以深の西山層についてはコントロール建屋及び廃棄物
処理建屋の地盤物性を用いる。

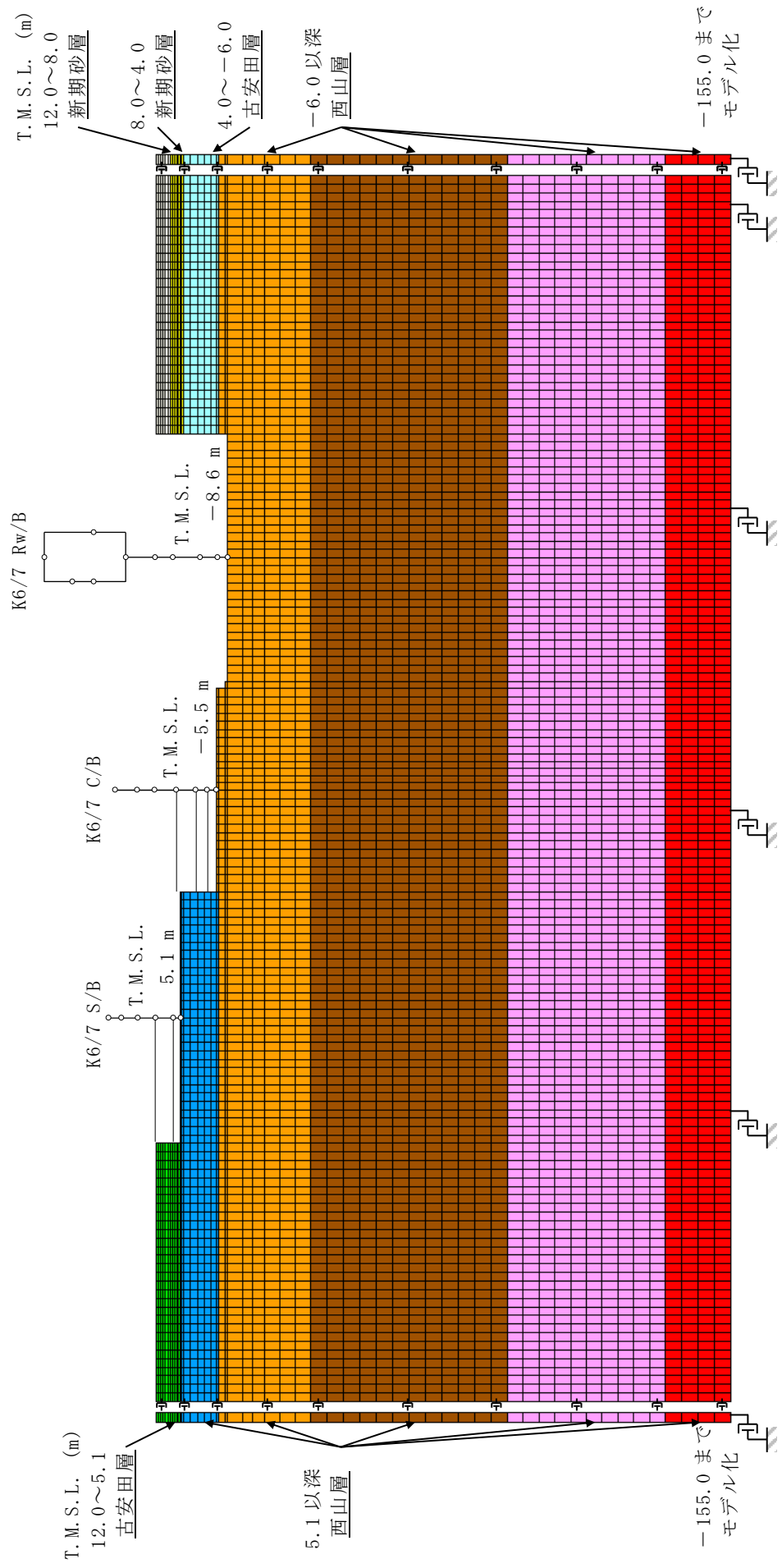


図 3-1 隣接建屋連成を考慮した 2 次元 FEM モデルのメッシュ図 (EW 方向)

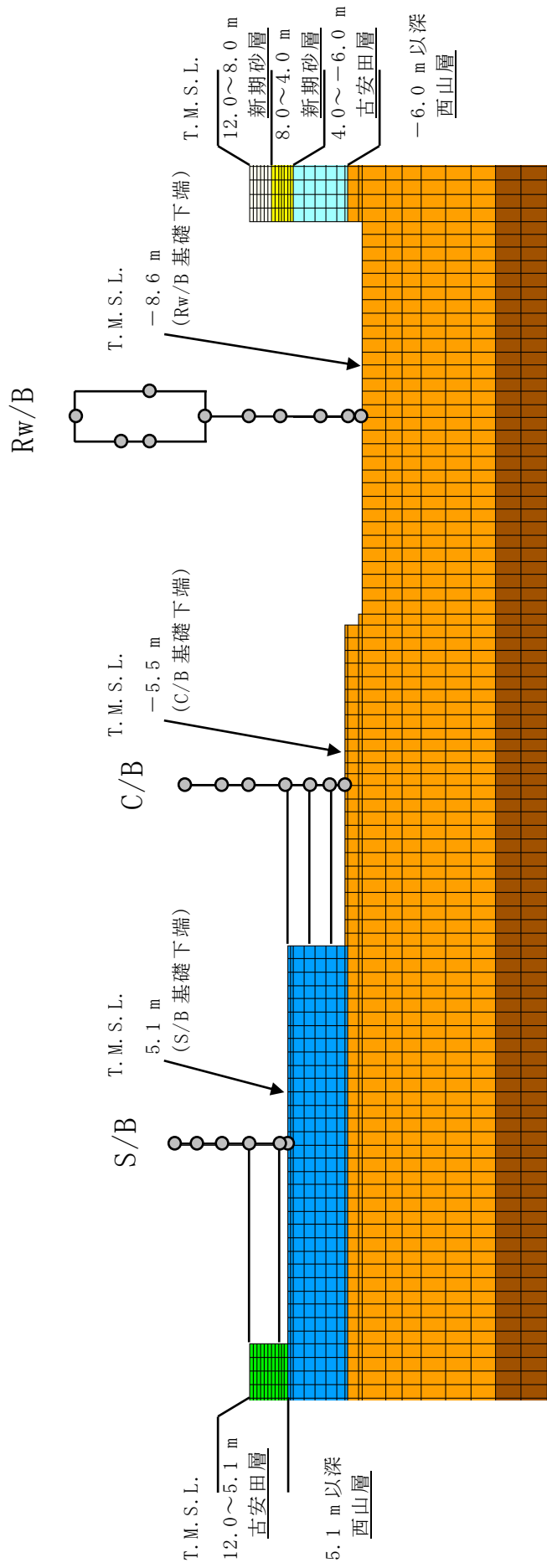


図 3-2 隣接建屋連成を考慮した 2 次元 FEM モデルの建屋周辺の拡大図 (EW 方向)

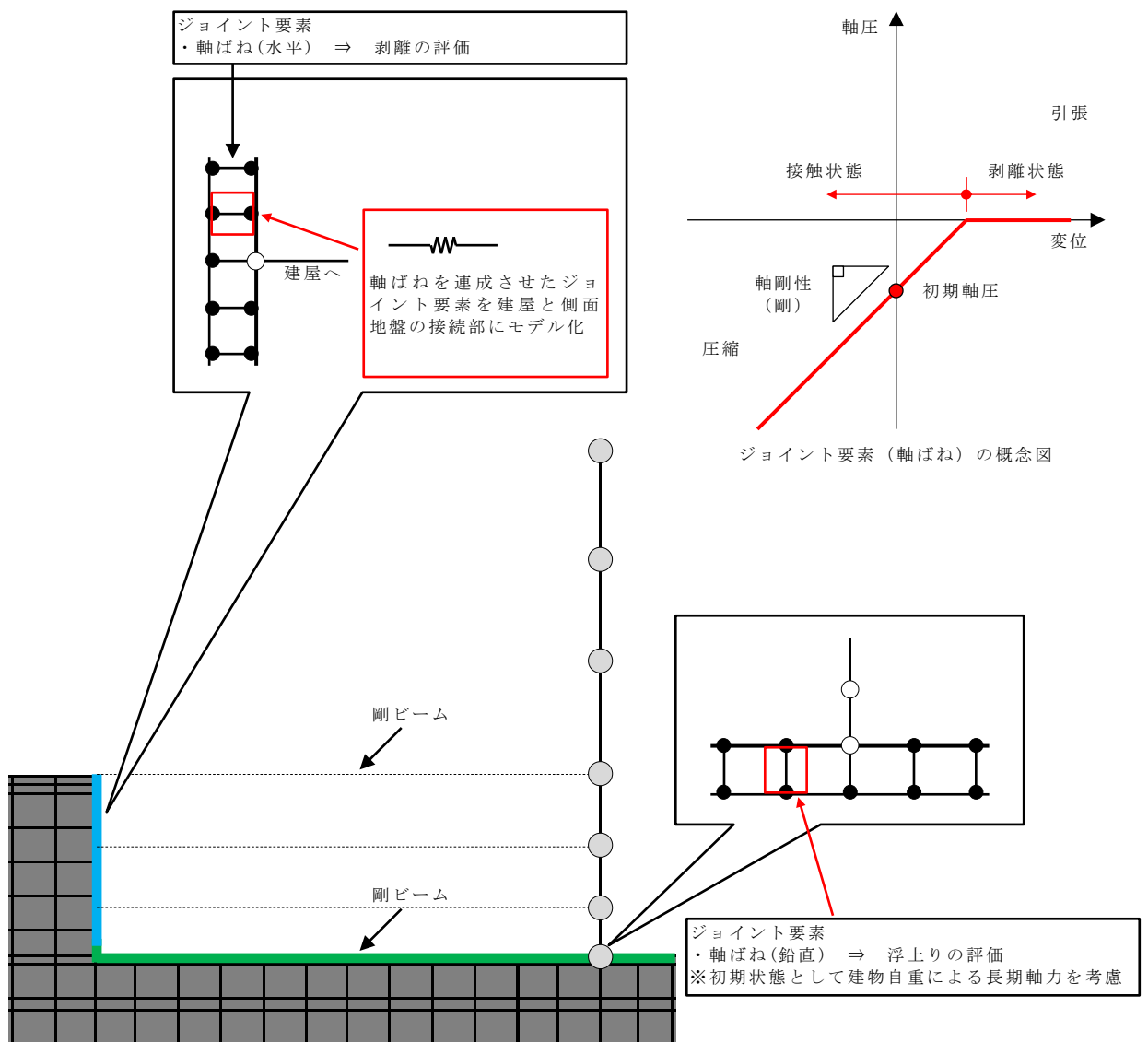


図3-3 建屋地下外壁と側面地盤要素及び建屋基礎と底面地盤要素との接合部のモデル化概要

表3-2 埋込みSRモデルの諸元 (EW方向)

(a) コントロール建屋

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

①建屋部

ヤング係数 E 2.88×10^4 (N/mm²)

せん断弾性係数 G 1.20×10^4 (N/mm²)

ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5 %

②基礎スラブ

ヤング係数 E 2.79×10^4 (N/mm²)

せん断弾性係数 G 1.16×10^4 (N/mm²)

ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5 %

基礎形状 42.0m(NS方向) × 59.0m(EW方向)

表3-2 埋込みSRモデルの諸元 (EW方向)

(b) 廃棄物処理建屋

重量・回転慣性重量

T. M. S. L. (m)	建屋	
	10	11
44.3	33020	
	0.4	
	9	-
21950		
0.6		
36.7	7	-
	33800	
	1.3	
30.9	-	8
	-	19940
	-	0.2
20.4	6	
	125570	
	115.5	
12.3	5	
	167720	
	67.4	
6.5	4	
	185670	
	78.2	
-1.1	3	
	209330	
	86.1	
-6.1	2	
	138300	
	66.5	
-8.6	1	
	76880	
	34.2	

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

せん断断面積・断面二次モーメント

T. M. S. L. (m)	建屋	
	1	2
44.3	0.40	0.03
	-	
	3	
36.7	0.49	-
	-	
	4	
30.9	47.9	5
	1775	
	24.6	
30.4	6	
	187.7	
	82380	
12.3	7	
	329.8	
	163990	
6.5	8	
	381.7	
	214550	
-1.1	9	
	416.2	
	228710	
-6.1	10	
	2613.4	
	1160600	

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

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

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

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

部材番号
せん断断面積 (m ²)
断面二次モーメント (m ⁴)

表3-2 埋込みSRモデルの諸元 (EW方向)

(c) サービス建屋

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2)$	部材 番号	等価せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m^4)
1	9970	4.3			
			①	4.2	—
2	49470	219.7			
			②	23.7	—
3	52630	233.8			
			③	42.1	—
4	64940	288.5			
			④	53.3	—
5	86130	382.6			
			⑤	2482.0	1102000
6	41700	185.2			
合計	304840	1314.1			

① 建屋部

ヤング係数 E 2.88×10^4 (N/mm²)

せん断弾性係数 G 1.20×10^4 (N/mm²)

ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5 %

② 基礎スラブ

ヤング係数 E 2.79×10^4 (N/mm²)

せん断弾性係数 G 1.16×10^4 (N/mm²)

ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5 %

基礎形状 34.0m(NS 方向) × 73.0m(EW 方向)

表3-3 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-1, EW方向)

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

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

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

3.2 検討用地震動

対象とする地震動はNS方向の解析と同様に基準地震動S_s-1Hとする。

図3-4に基準地震動S_s-1Hの加速度時刻歴波形を示す。

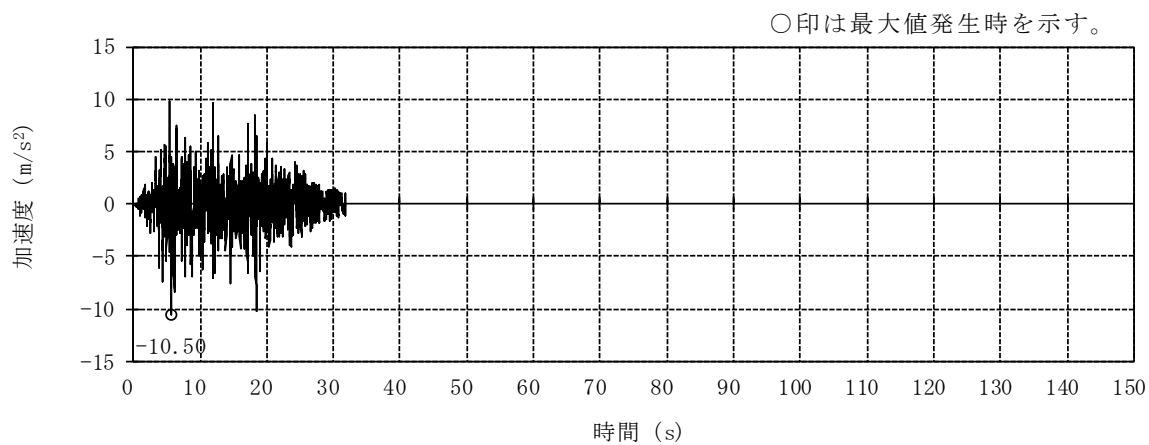


図3-4 基準地震動S_s-1Hの加速度波形（解放基盤表面）

3.3 検討結果

(1) 建屋拘束効果の検討

EW方向の断面では、西側に廃棄物処理建屋が隣接していることから、西側地盤による拘束効果を見込めないため、東側の軸ばねのみを考慮している。東側の軸ばねから求めた軸圧の時刻歴を図3-5に示す。各領域の軸圧は埋込みSRモデルにおける各質点にとりつく側面ばねの支配領域に応じた値を算定している。

図3-5より、軸圧はごく短時間の剥離が生じた場合に0になることもあるが、大部分の時間帯で軸圧が作用した状態となっている。また、最大軸圧は500kN/m²程度である。これらの傾向はNS方向の結果と同様であり、鉛直方向の摩擦滑りを考えていないものの同等の拘束効果が期待できると考えられる。

(2) 建屋応答の比較

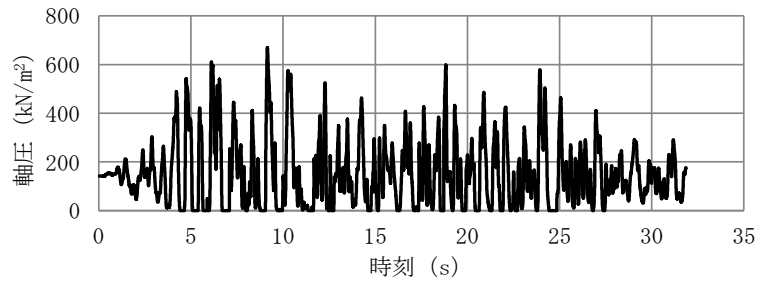
コントロール建屋に隣接する建屋と地盤状況を考慮した2次元FEMモデルによる建屋応答を、側面回転ばねを有する埋込みSRモデルの建屋応答を比較する。両者のモデルによる結果が同等であれば、埋込みSRモデルに側面回転ばねを考慮することは妥当であると考ええる。

図3-6に建屋の最大応答分布を、図3-7及び図3-8に床応答スペクトルをそれぞれ比較して示す。また、接地率の最小値を表3-4に比較して示す。

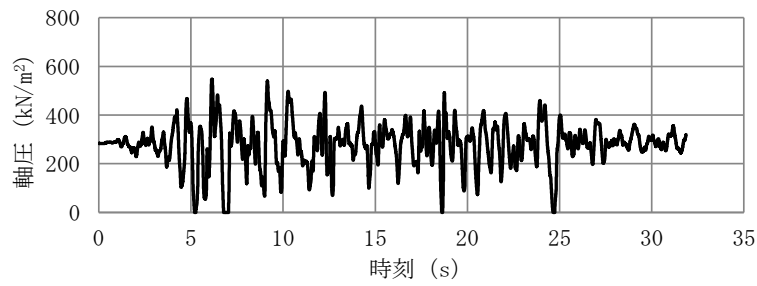
これらの結果から、埋込みSRモデルはおおむね同等の応答を与えることが分かる。

表3-4 接地率の最小値一覧

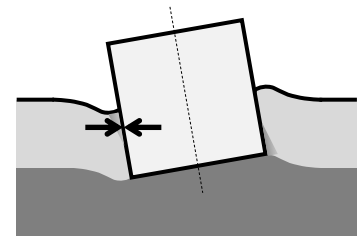
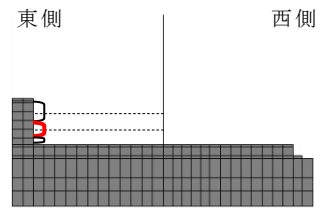
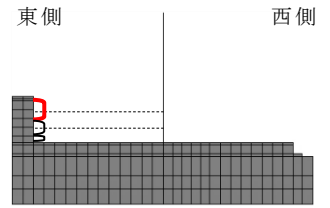
解析モデル	接地率
埋込みSRモデル	76 %
2次元FEMモデル	85 %



MB2F床位置 (T. M. S. L. 1.0m)

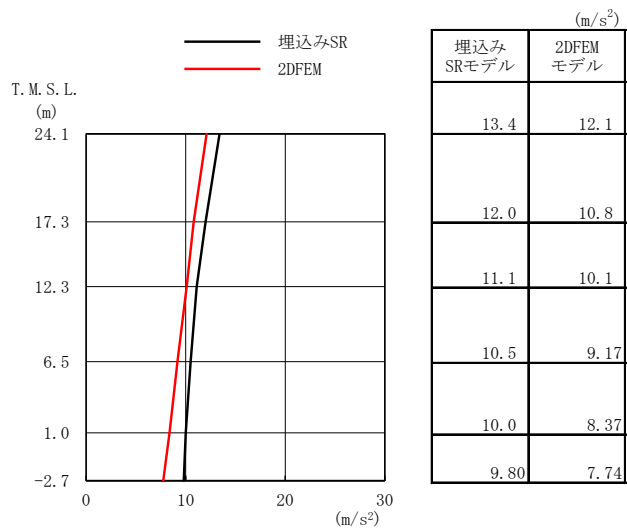


B2F床位置 (T. M. S. L. -2.7m)

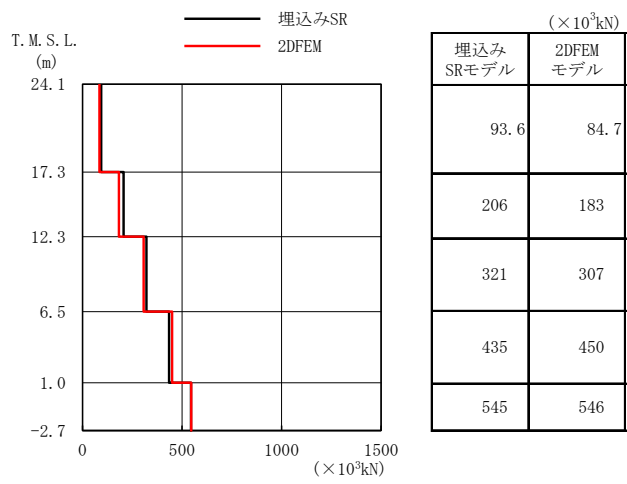


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

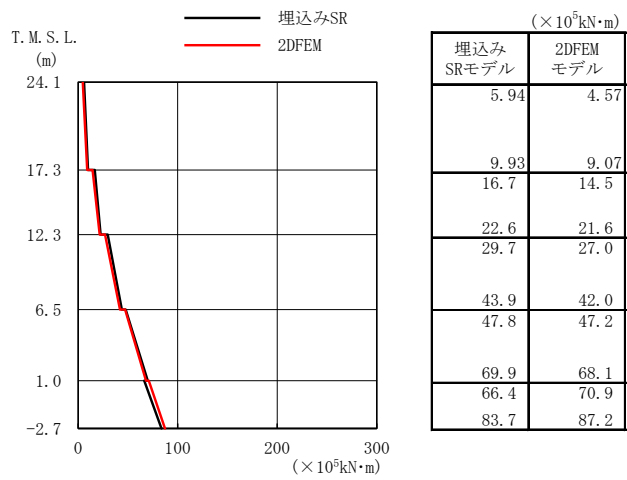
図3-5 軸ばねの軸圧の時刻歴 (EW方向, 東側)
(隣接建屋を考慮したモデル)



(a) 加速度

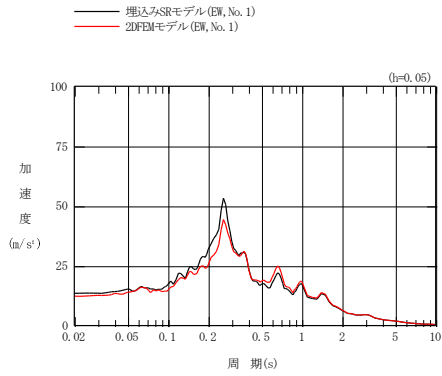


(b) せん断力

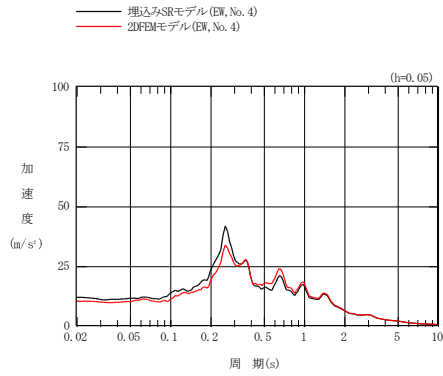


(c) 曲げモーメント

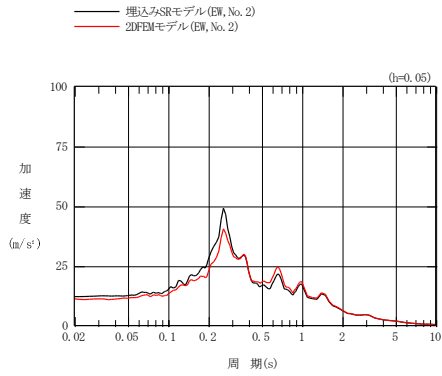
図3-6 建屋の最大応答分布の比較 (EW方向)



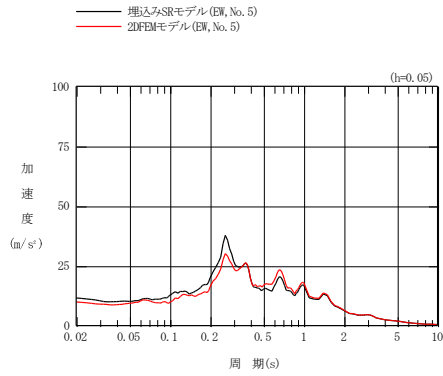
質点番号① (24.1 m)



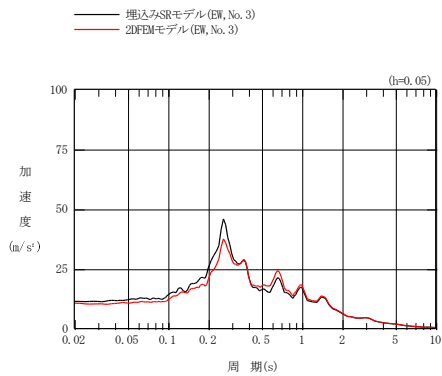
質点番号④ (6.5 m)



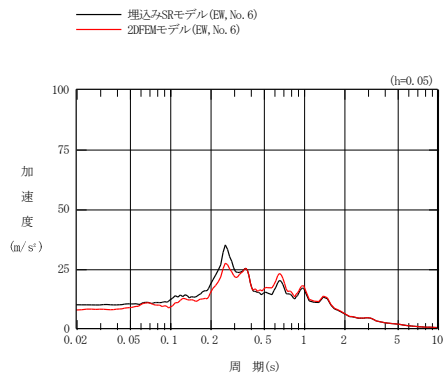
質点番号② (17.3 m)



質点番号⑤ (1.0 m)



質点番号③ (12.3 m)



質点番号⑥ (-2.7 m)

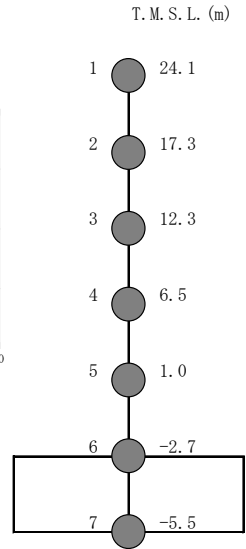
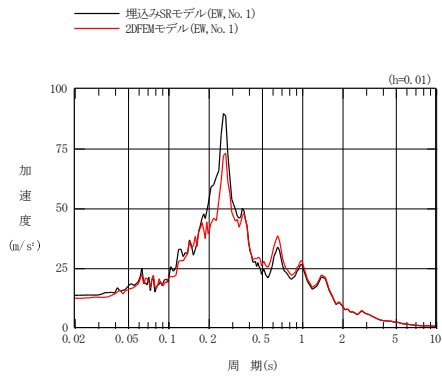
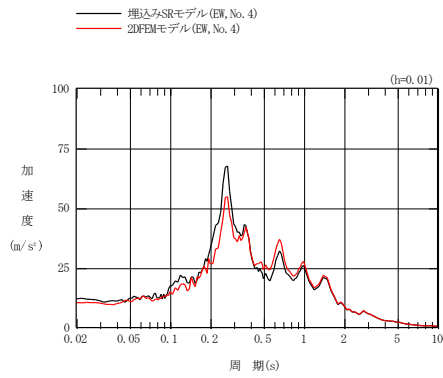


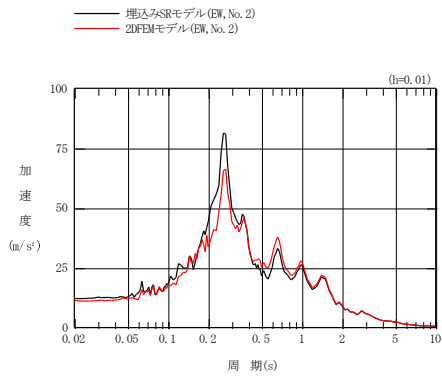
図3-7 床応答スペクトルの比較 (EW方向, 減衰5%)



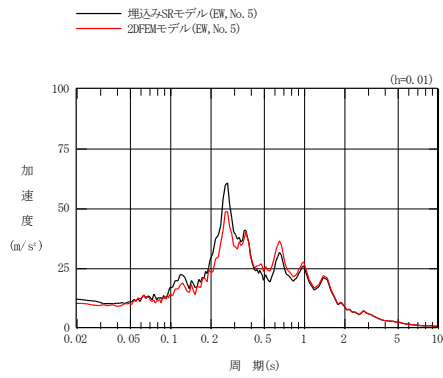
質点番号① (24.1 m)



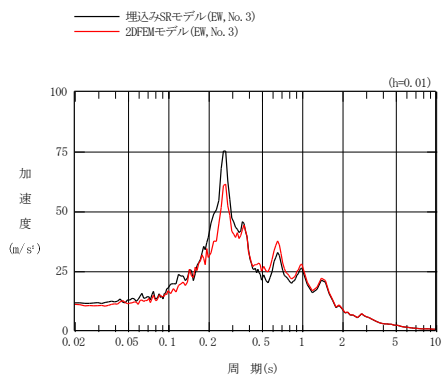
質点番号④ (6.5 m)



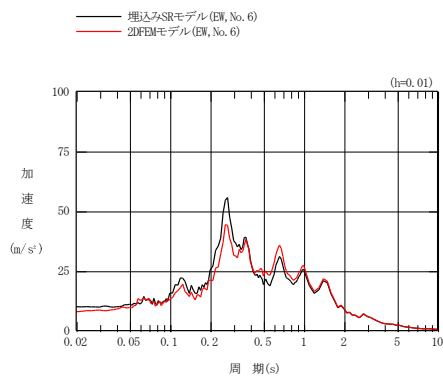
質点番号② (17.3 m)



質点番号⑤ (1.0 m)



質点番号③ (12.3 m)



質点番号⑥ (-2.7 m)

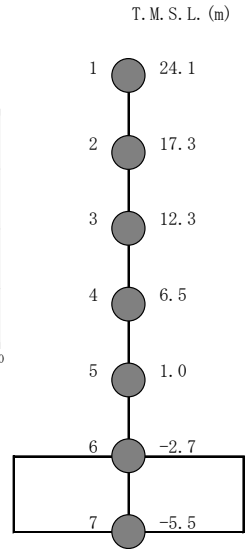


図3-8 床応答スペクトルの比較 (EW方向, 減衰1%)

4. まとめ

(1) 建屋拘束効果の検討

コントロール建屋に隣接する建屋と地盤状況を考慮した2次元FEMモデルによる解析を行い、建屋の拘束効果について検討した。

この結果、建屋－側面地盤間に剥離が生じる場合でも、地震継続中の大半の時間において地下外壁には土圧が作用し、側面地盤による拘束効果が得られることを確認した。

(2) 建屋応答の比較

コントロール建屋に隣接する建屋と地盤状況を考慮した2次元FEMモデルによる建屋応答と側面回転ばねを有する埋込みSRモデルの建屋応答を比較した。この結果、埋込みSRモデルによる建屋応答や床応答スペクトルは、2次元FEMモデルの結果と同等であることを確認した。

以上より、EW方向に対しても埋込みSRモデルに側面回転ばねを考慮することは妥当であると考えられる。

別紙3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

目 次

1. 概要	別紙3-1
1.1 検討概要	別紙3-1
1.2 検討方針	別紙3-1
2. 材料物性の不確かさの分析	別紙3-2
2.1 建屋剛性の不確かさ	別紙3-2
2.2 地盤剛性の不確かさ	別紙3-2
3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定	別紙3-3
3.1 設計用地震力の設定方法	別紙3-3
3.2 材料物性の不確かさの設定	別紙3-5
4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤剛性の不確かさの影響検討	別紙3-7
4.1 検討概要	別紙3-7
4.2 不確かさの影響検討	別紙3-16
4.2.1 建屋剛性及び地盤剛性の変動による影響	別紙3-16
4.2.2 建屋剛性の変動による影響	別紙3-45
4.2.3 側面回転ばねの変動による影響	別紙3-74
4.3 まとめ	別紙3-94
5. 機器・配管系評価への影響	別紙3-95

別紙3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、柏崎刈羽原子力発電所7号機のコントロール建屋の地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討について説明するものである。

地震応答解析に用いる材料定数は材料物性の不確かさの変動幅を適切に考慮することとしているが、本資料では、地震応答解析に影響を及ぼす建屋剛性（コンクリート剛性）、地盤剛性（地盤のせん断波速度）及び建屋側面地盤回転ばね（以下「側面回転ばね」という。）の不確かさについて検討を行うとともに、その変動幅を設定し、地震応答解析結果における影響を検討する。また、検討結果を踏まえ、建物・構築物の耐震計算書において、材料物性の不確かさを考慮して設定する設計用地震力を検討する。更に、材料物性の不確かさの影響評価として、機器・配管系の評価への影響についても検討する。

1.2 検討方針

建物・構築物の動的地震力は、建物・構築物の地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤剛性、建屋剛性、地盤のばね定数の算定及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす要因は、建屋剛性及び地盤剛性であることが確認されている。*

地震応答解析モデルの建屋剛性は、建設時コンクリートの91日強度の平均値に基づく実強度を用いて算出しているが、平均値に対するばらつきを考慮する必要があると考えられる。また、建物・構築物と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析において、地盤のせん断波速度の不確かさと、側面地盤の回転ばねによる拘束効果の不確かさが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

よって、建屋剛性の不確かさ要因としてはコンクリート剛性を、地盤剛性の不確かさ要因としては地盤のせん断波速度と側面回転ばねによる拘束効果を考慮することとし、それぞれの不確かさが建屋応答及び耐震安全性に及ぼす影響について考察を行い、耐震評価における材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定について検討する。また、建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮したモデルにより地震応答解析を実施し、建屋応答並びに建物・構築物及び機器・配管系の耐震安全性に及ぼす影響について確認する。

注記*：日本電気協会「参考資料4.7 鉛直方向の設計用床応答スペクトルの拡幅率」、第29回耐震設計分科会資料 No. 29-4-5-7，平成20年1月18日

2. 材料物性の不確かさの分析

2.1 建屋剛性の不確かさ

建屋剛性の不確かさとして、建屋剛性の算定に用いるコンクリート実強度のばらつきがある。コンクリート実強度については、91日強度の平均値に基づく値を基本ケースとし、プラス側とマイナス側を考慮する。

建屋剛性の不確かさを考慮することにより、部材の発生応力、変位及びせん断ひずみの不確かさを考慮しないケース（以下「基本ケース」という。）に対して変動すると考えられる。

よって、建物・構築物の耐震評価において、設計用地震力に建屋剛性の不確かさを考慮する。

2.2 地盤剛性の不確かさ

地盤剛性の不確かさについては、地盤のせん断波速度が変動することにより、地盤剛性が変動する。また、側面地盤の拘束効果としての側面回転ばねの不確かさがある。

これらの地盤剛性の不確かさを考慮することにより、部材の発生応力、変位及びせん断ひずみが基本ケースに対して変動すると考えられる。

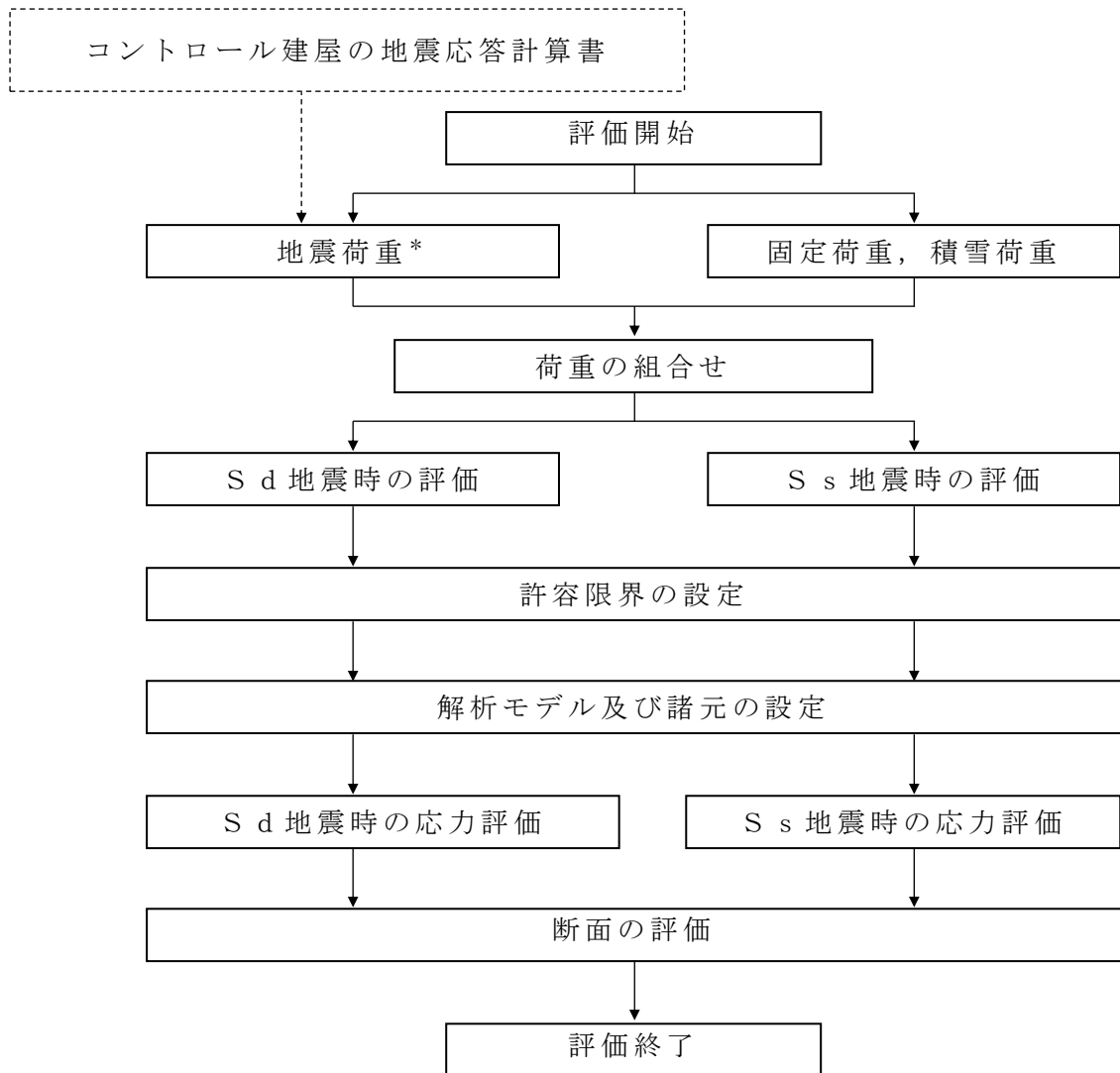
よって、建物・構築物の耐震評価において、設計用地震力に地盤剛性の不確かさと側面回転ばねの不確かさを考慮する。

3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定

3.1 設計用地震力の設定方法

基本ケース及び材料物性の不確かさを考慮したケースの地震荷重を用いた解析を実施することで、材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮する。不確かさを考慮したケースの質点系モデルの応答値の算出に当たっては、基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、建屋応答への影響の大きい波に対して実施する（別紙3-1「材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について」参照）。材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮した建屋耐震性評価フローの例を図3-1に示す。

応力解析による耐震評価において、地震荷重は、質点系モデルによる地震応答解析より得られた最大応答値から算出するが、地震応答解析から得られた最大応答値は、Ss-1～Ss-8の入力地震動ごとに異なるため、保守的な評価として、入力地震動ごとに得られた応答値のうち最大の応答値から算出される地震荷重を採用することとする。なお、材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果は別紙3-2「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」に示す。



注記*：建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮する

図3-1 建屋耐震性評価フロー（応力解析による評価）

3.2 材料物性の不確かさの設定

材料物性の不確かさを考慮した質点系モデルの応答値の算出にあたり、建屋剛性（コンクリート強度）、地盤のせん断波速度および地盤の拘束効果としての側面回転ばねの不確かさを設定する。

建屋の地震応答解析モデルにおける建屋剛性の算定に用いるコンクリート実強度の評価は、基本ケースでは建設時コンクリートの91日強度の平均値に基づき設定する。ここでは、保守的に材齢91日以降の強度上昇を無視している。不確かさの検討にあたっては、データベースである91日強度の分布を考慮し、平均値に対して $\pm 1\sigma$ のばらつきを考慮する。更に、実強度値のマイナス側については、91日強度の値として95%信頼区間の下限値に相当する値（平均値 -2σ ）を、プラス側については、実機の経年後のコア強度の平均値を考慮する。

表3-1 コンクリート強度の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	コンクリート強度
基本ケース	実強度（91日強度） 43.1N/mm ²
不確かさ	<ul style="list-style-type: none"> • $+1\sigma$ 46.0N/mm² • -1σ 40.2N/mm² • コア強度平均 55.7N/mm² • -2σ 37.2N/mm²

地盤剛性の不確かさの影響評価においては、弾性波速度試験結果に基づく地盤のせん断波速度の不確かさを考慮する。

基本ケースでは、地盤調査結果の平均値を元に設定した地盤のせん断波速度により地盤剛性を設定している。地盤剛性の不確かさ検討にあたっては、初期せん断波速度に対して、標準偏差に相当するばらつきを考慮する。

表3-2 地盤剛性の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	せん断波速度
基本ケース	標準地盤（平均値）
不確かさ	<ul style="list-style-type: none"> • +地盤 新期砂層（+13%）、古安田層（+25%）、 西山層（+10%） • -地盤 新期砂層（-13%）、古安田層（-25%）、 西山層（-10%）

側面回転ばねについては、Novakの方法により算定されるばね値を100%見込む場合を基本として、接地率の評価が保守的になる50%の場合も考慮する。また、不確かさの検討に当たっては、地盤剛性の不確かさを考慮することで、回転ばね定数も変化することから、地盤剛性の不確かさの検討と併せて影響を確認する。

表3-3 側面回転ばね定数の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	側面回転ばね定数
基本ケース	100%
不確かさ	<ul style="list-style-type: none">・回転ばね定数を半減（50%）する・地盤剛性の変動を考慮

4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤剛性の不確かさの影響検討

4.1 検討概要

建屋剛性（コンクリート強度）及び地盤剛性（地盤のせん断波速度，側面回転ばね定数）の不確かさを考慮したケースの建屋応答への影響を確認する。

検討ケースを表4-1に，地震応答解析モデル図を図4-1及び図4-2に示す。

なお，図4-1(c)に示す地盤を3次元FEMでモデル化した3次元FEM地盤モデルは，地盤を3次元FEMでモデル化し，建屋-地盤の一体モデルとする。建屋側面と側面地盤間は，建屋外壁節点-地盤側節点間に接触・剥離を考慮したジョイント要素を設ける。ここで，地盤表層部（新期砂層）については，基準地震動 S_s による地盤応答レベルを踏まえ，表層部では建屋-地盤相互作用が見込めないと判断し，この部分のジョイント要素は考慮しない。また，基礎スラブは剛版を仮定した多点拘束を設定する。

図4-1(c)のモデルにおいて，建屋については図4-1(b)のモデルと同様に誘発上下動を考慮できるモデルとする。また，地盤については成層補正後の物性値を用いて等価な一様地盤とし，3次元FEMでモデル化する。

図4-1(c)のモデルへの入力地震動は，地盤を3次元FEMでモデル化していることから，基礎底面レベルにおける地盤の応答が図4-1(a)及び図4-1(b)に示すモデルへの入力地震動と一致するように補正した地震動をモデル底面に入力する。図4-3に，入力の補正方法を示す。

図4-1(c)のモデルへの入力地震動の算定には、解析コード「D-PROP」を用い、図4-1(c)のモデルの地震応答解析には、解析コード「Soil Plus」を用いる。解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

ここで、コンクリート剛性を実強度（43.1N/mm²）、地盤のせん断波速度を標準地盤、側面回転ばね定数を低減しない検討ケースを基本ケースとする。

建物のコンクリート強度の不確かさのうち、 $\pm 1\sigma$ のケースと地盤剛性の不確かさについては、建屋-地盤連成モデルの剛性が最も硬い側（全体系の固有周期が短い側）及び最も柔らかい側（全体系の固有周期が長い側）の組合せで検討を行う。

表4-1中の塗りつぶし部分は、基本ケースとの差異を示す。

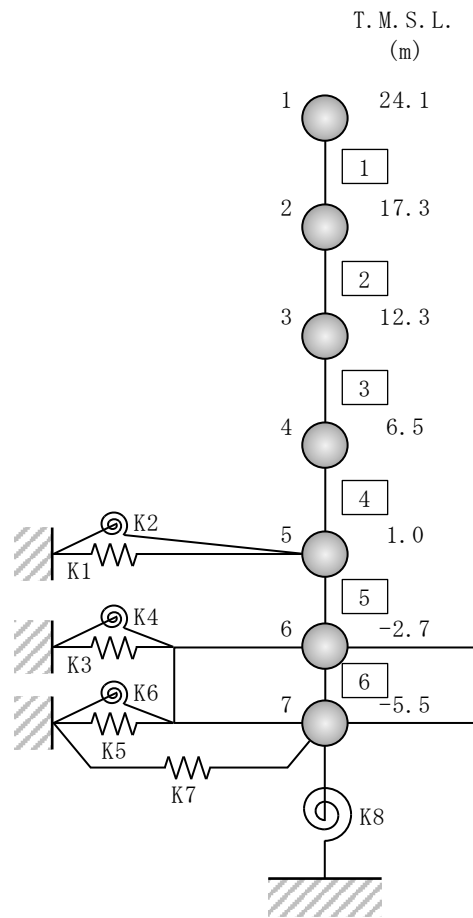
検討ケースのうち、ケース4及びケース5においては、コンクリート剛性を極端に変動させたケースであり、地盤剛性は標準地盤とする。

本資料においては、代表として、Ss-1による影響検討の結果を示す。なお、地盤3次元FEMモデルを用いた地震応答解析結果による接地圧及び接地率は、三角形の地盤反力分布を仮定して算定した。

また、水平方向の地震応答解析に採用した解析モデルの一覧表を表4-2に示す。

表4-1 検討ケース

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



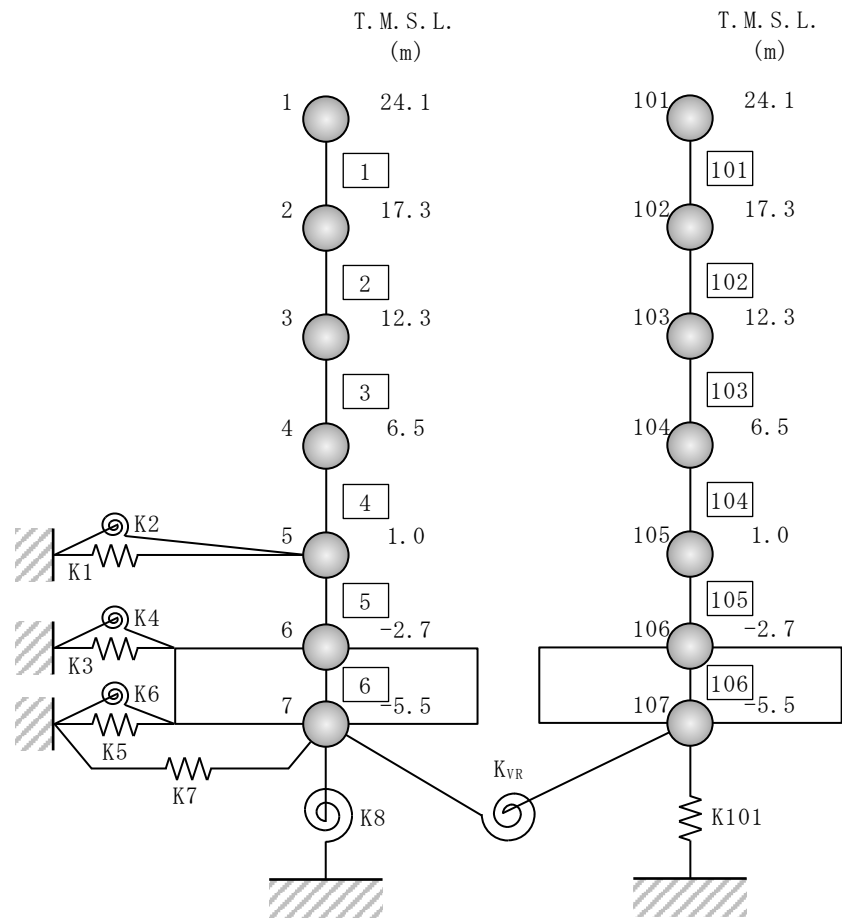
注 1 : 数字は質点番号を示す。

注 2 : □内は部材番号を示す。

注 3 : 東京湾平均海面 (以下「T.M.S.L.」という。)

(a) 誘発上下動を考慮しない場合

図4-1 コントロール建屋の地震応答解析モデル (水平方向) (1/3)

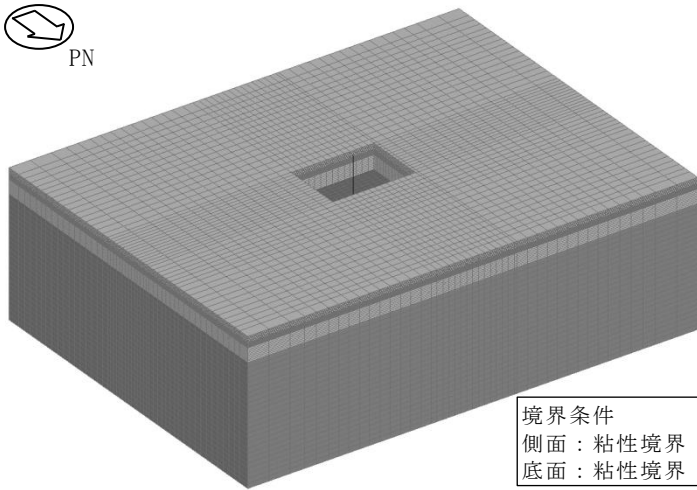


注 1 : 数字は質点番号を示す。

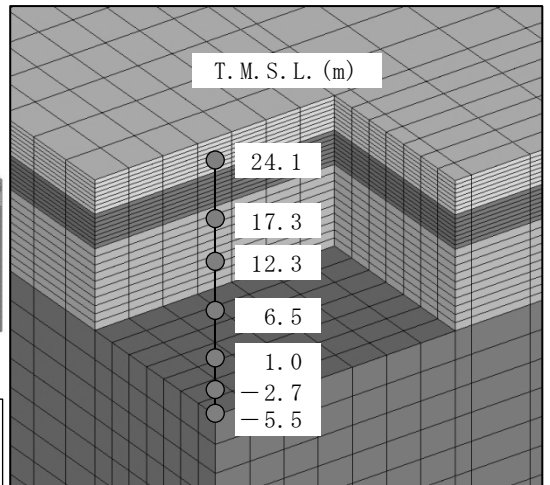
注 2 : □内は部材番号を示す。

(b) 誘発上下動を考慮する場合

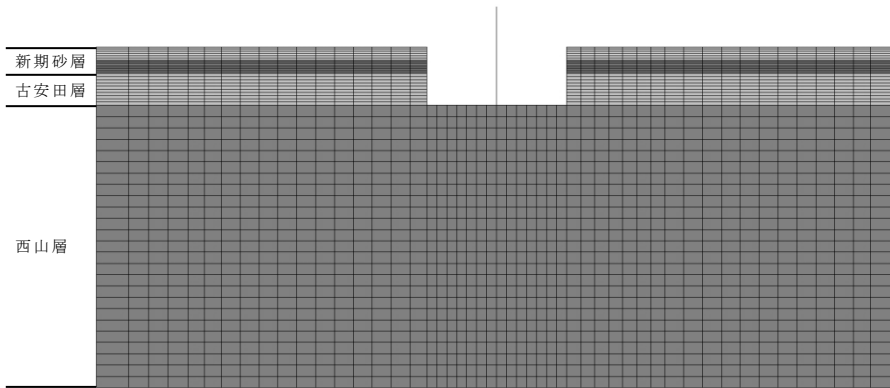
図4-1 コントロール建屋の地震応答解析モデル (水平方向) (2/3)



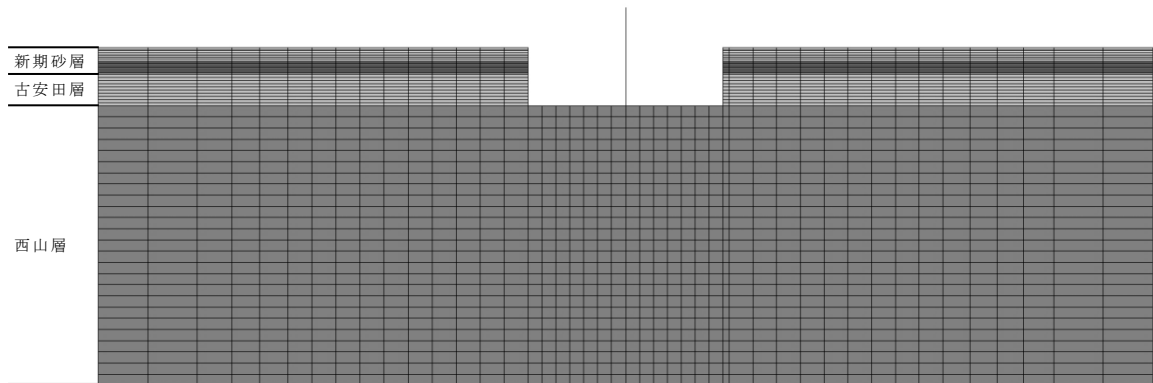
境界条件
側面：粘性境界
底面：粘性境界



鳥瞰図



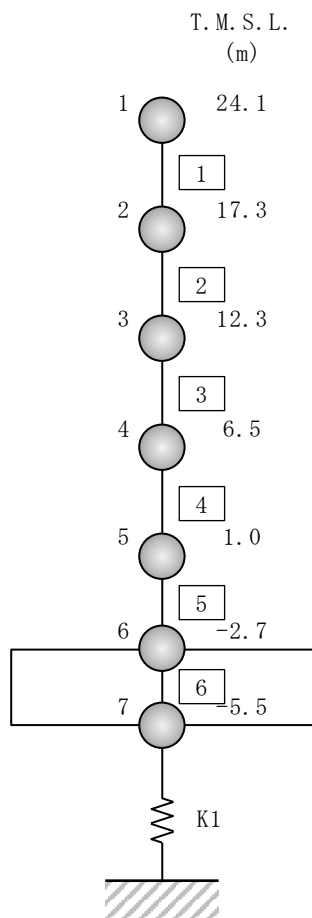
NS 方向断面図



EW 方向断面図

(c) 基礎浮上りを詳細に評価する場合

図4-1 コントロール建屋の地震応答解析モデル（水平方向）（3/3）



注 1 : 数字は質点番号を示す。

注 2 : □内は部材番号を示す。

図4-2 コントロール建屋の地震応答解析モデル（鉛直方向）

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

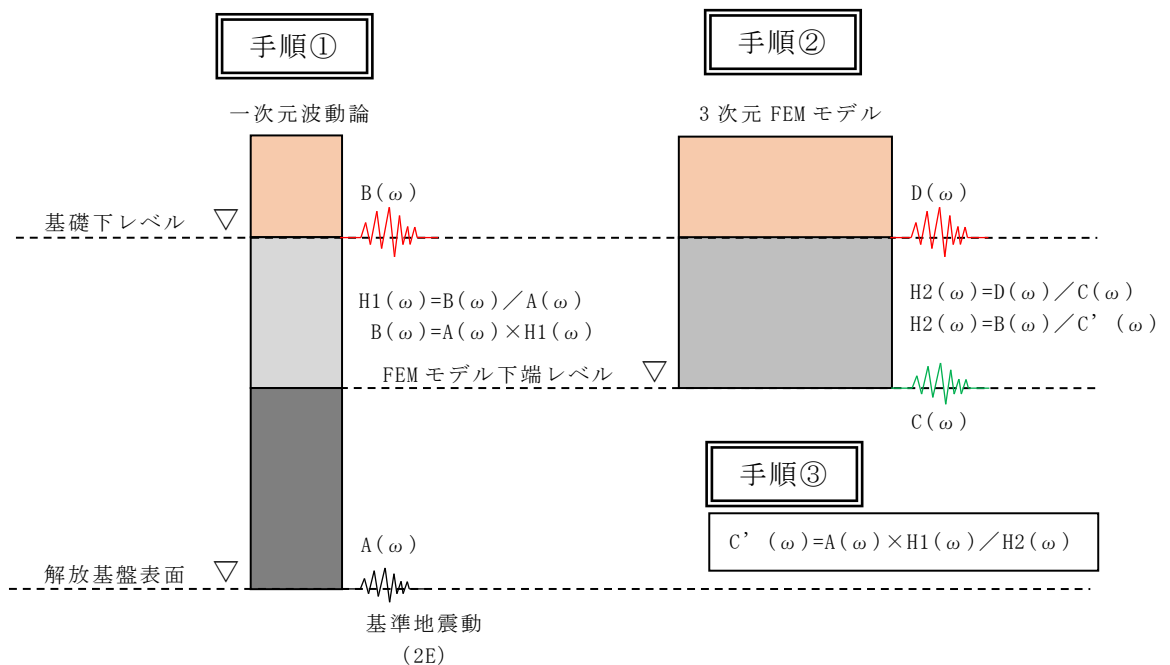


図 4-3 FEM モデルへの入力地震動の補正方法

表 4-2 地震応答解析に採用した解析モデル

(a) 基準地震動 S_s (NS 方向)

検討ケース	S_s-1
ケース 1	③
ケース 2	②
ケース 3	④
ケース 4	③
ケース 5	③
ケース 6	③

(b) 基準地震動 S_s (EW 方向)

検討ケース	S_s-1
ケース 1	②
ケース 2	②
ケース 3	②
ケース 4	②
ケース 5	②
ケース 6	②

凡例

- ②：誘発上下動を考慮しないモデル
(基礎浮上り非線形モデル)
- ③：誘発上下動を考慮するモデル
- ④：地盤 3 次元 FEM モデル

4.2 不確かさの影響検討

4.2.1 建屋剛性及び地盤剛性の変動による影響

(1) 影響検討方針

表4-1に示した検討ケースのうち，建屋剛性及び地盤剛性を変動させたケース（ケース2及びケース3）の固有値解析及び地震応答解析を実施し，基本ケース（ケース1）の結果と比較する。入力地震動はSs-1とする。建屋剛性は，基本ケース（実強度 43.1N/mm²）に対して $\pm 1\sigma$ の変動を，地盤剛性は標準地盤に対して $\pm \sigma$ の変動を考慮する。なお，側面回転ばねは，地盤剛性の変動に伴う回転ばね定数の変動を考慮する。

(2) 固有値解析結果

建屋剛性及び地盤剛性を変動させた誘発上下動を考慮しない場合の地震応答解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表4-3，刺激関数図を図4-4～図4-9に示す。表，図中では基本ケースをケース1，建屋剛性 $+\sigma$ 地盤剛性 $+\sigma$ としたケースをケース2，建屋剛性 $-\sigma$ 地盤剛性 $-\sigma$ としたケースをケース3として示す。

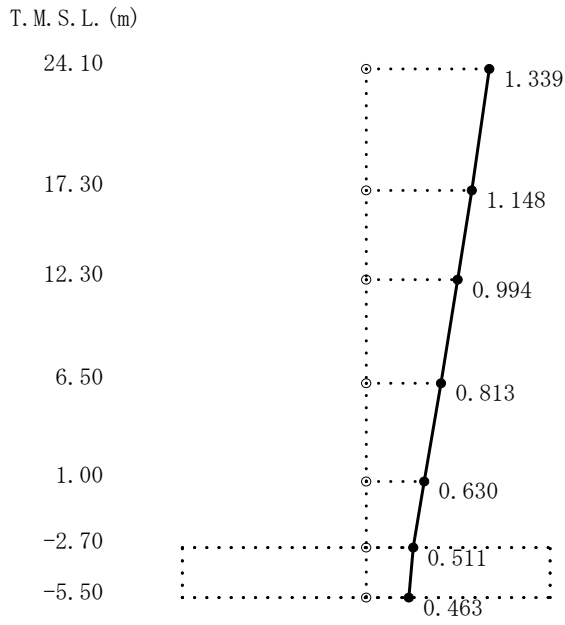
基本ケースに対する建屋剛性及び地盤剛性を変動させたモデルの固有振動数の変動幅は， $-10\% \sim +11\%$ 程度である。

表4-3 固有値解析結果（ケース1～3, Ss-1）

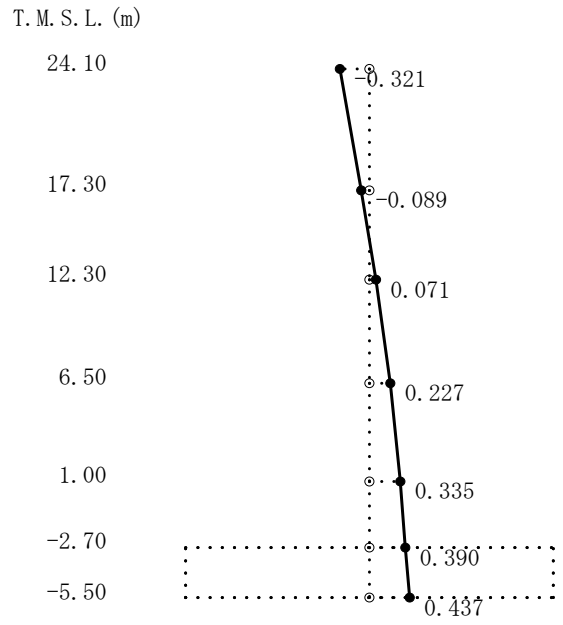
（単位：Hz）

次数	NS方向			EW方向			鉛直方向		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	3.85	4.26 (1.11)	3.45 (0.90)	4.08	4.53 (1.11)	3.66 (0.90)	5.92	6.49 (1.10)	5.34 (0.90)
2	8.11	9.01 (1.11)	7.28 (0.90)	7.86	8.73 (1.11)	7.05 (0.90)	31.19	31.64 (1.01)	30.69 (0.98)
3	17.92	18.44 (1.03)	17.45 (0.97)	16.97	17.41 (1.03)	16.57 (0.98)	54.36	54.96 (1.01)	53.66 (0.99)
4	22.45	22.87 (1.02)	22.05 (0.98)	23.81	24.20 (1.02)	23.42 (0.98)	78.22	79.04 (1.01)	77.25 (0.99)
5	32.11	32.77 (1.02)	31.48 (0.98)	30.82	31.41 (1.02)	30.25 (0.98)	105.04	106.13 (1.01)	103.75 (0.99)
6	34.56	35.01 (1.01)	34.10 (0.99)	36.36	36.85 (1.01)	35.88 (0.99)	144.78	146.29 (1.01)	143.00 (0.99)
7	46.67	47.25 (1.01)	46.07 (0.99)	48.82	49.43 (1.01)	48.20 (0.99)	356.43	360.29 (1.01)	351.90 (0.99)
8	52.22	52.91 (1.01)	51.47 (0.99)	50.81	51.45 (1.01)	50.11 (0.99)	—	—	—

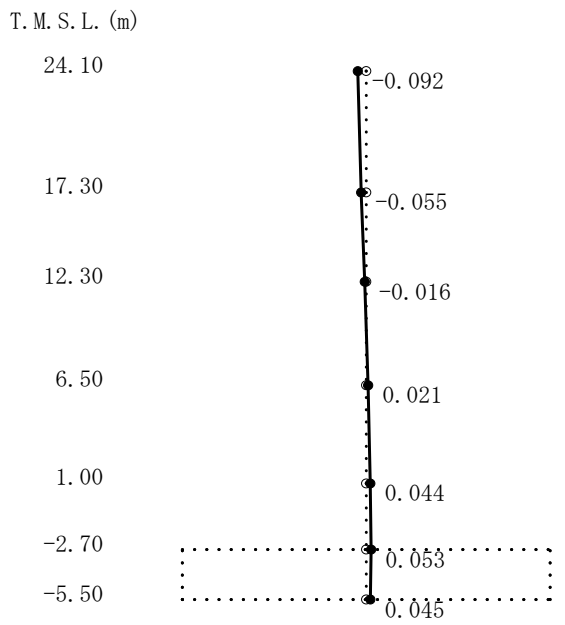
注：（ ）内は，ケース1に対する比率を示す



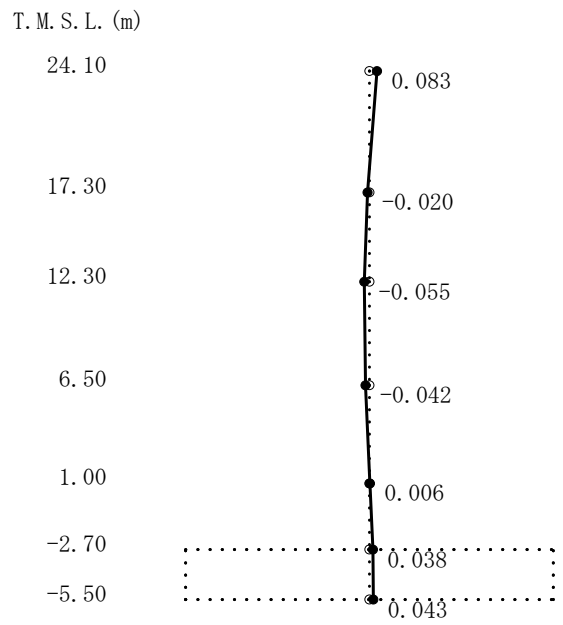
1次



2次



3次



4次

図4-4 刺激関数図 (ケース2)
(NS方向, S_s-1) (1/2)

T. M. S. L. (m)

24.10

17.30

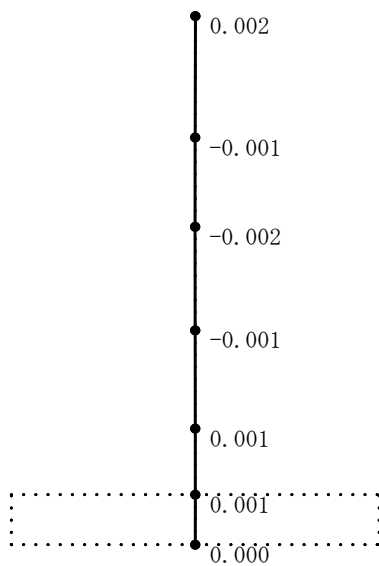
12.30

6.50

1.00

-2.70

-5.50



5次

T. M. S. L. (m)

24.10

17.30

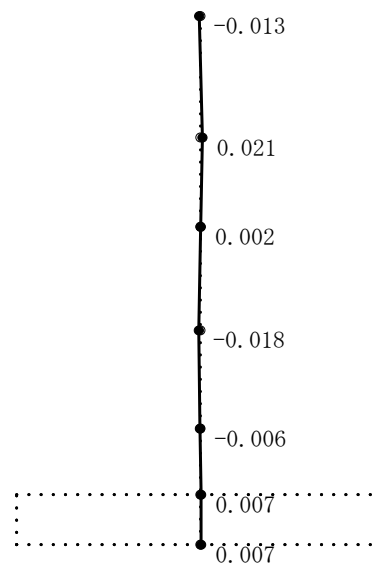
12.30

6.50

1.00

-2.70

-5.50



6次

T. M. S. L. (m)

24.10

17.30

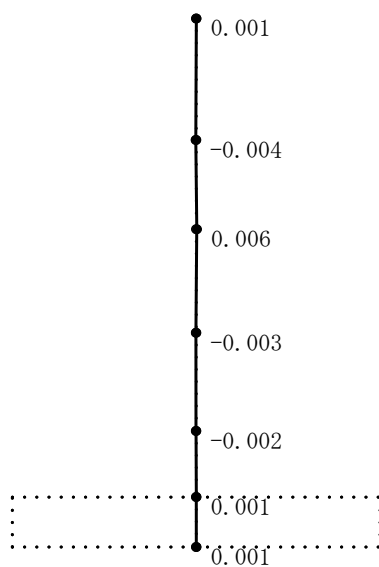
12.30

6.50

1.00

-2.70

-5.50



7次

T. M. S. L. (m)

24.10

17.30

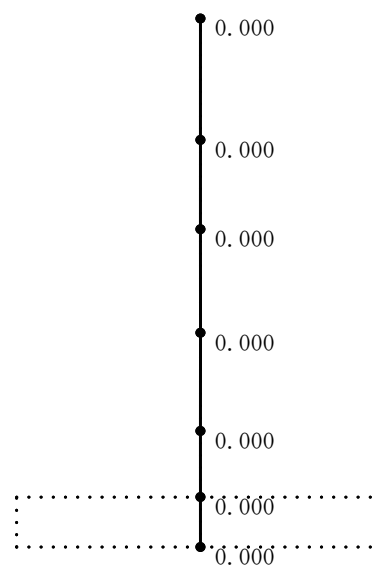
12.30

6.50

1.00

-2.70

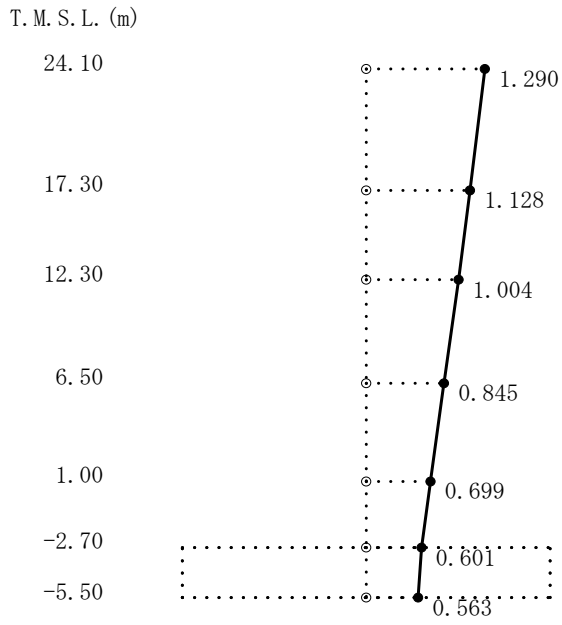
-5.50



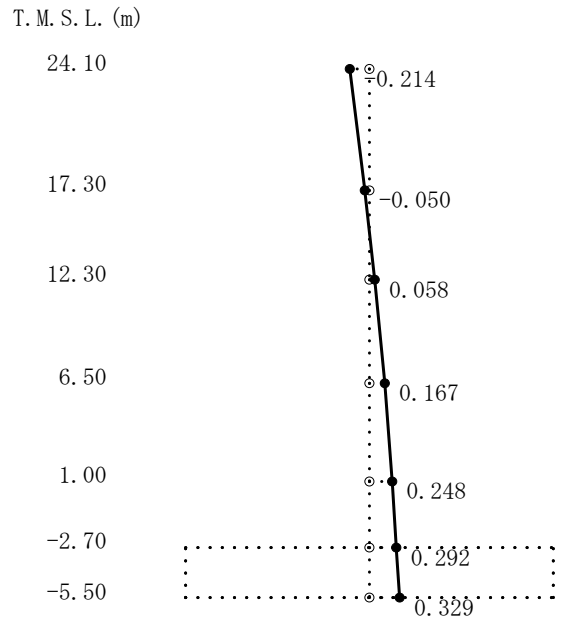
8次

図4-4 刺激関数図 (ケース2)

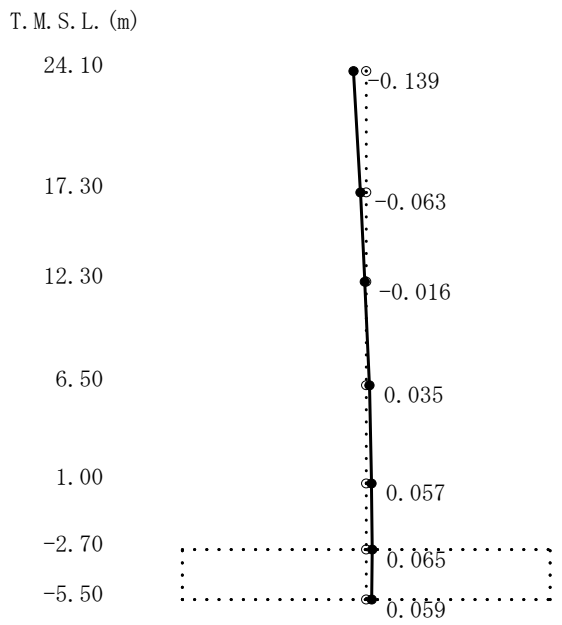
(NS方向, Ss-1) (2/2)



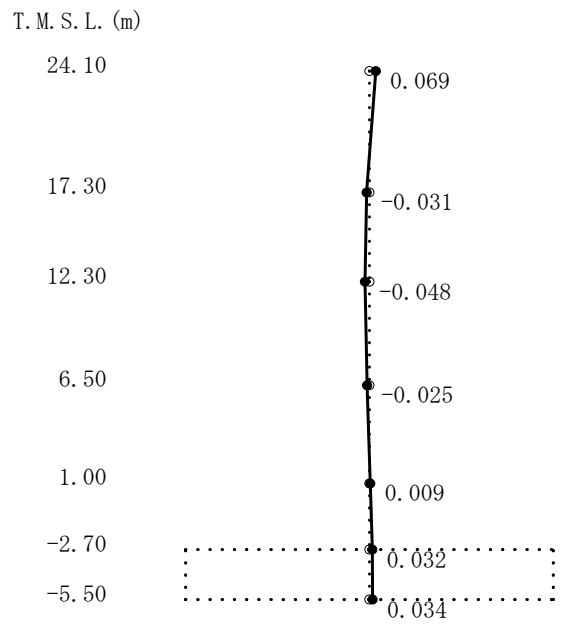
1次



2次



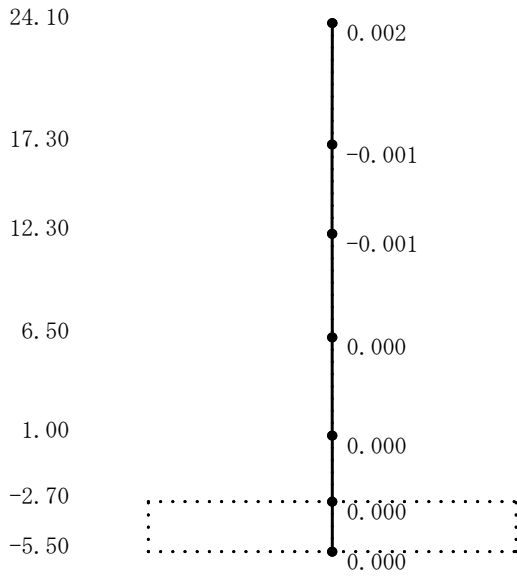
3次



4次

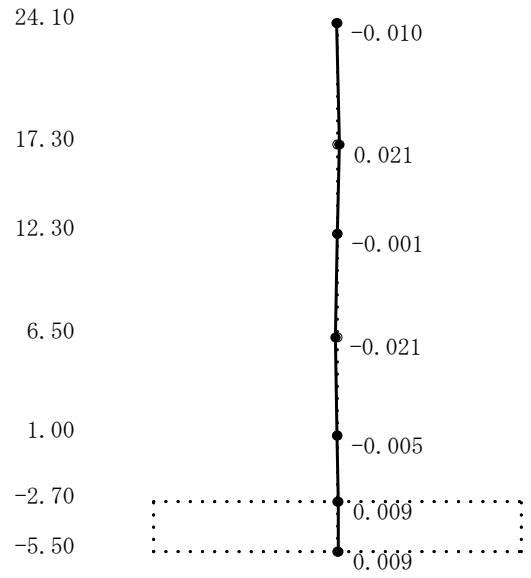
図4-5 刺激関数図 (ケース2)
(EW方向, Ss-1) (1/2)

T. M. S. L. (m)



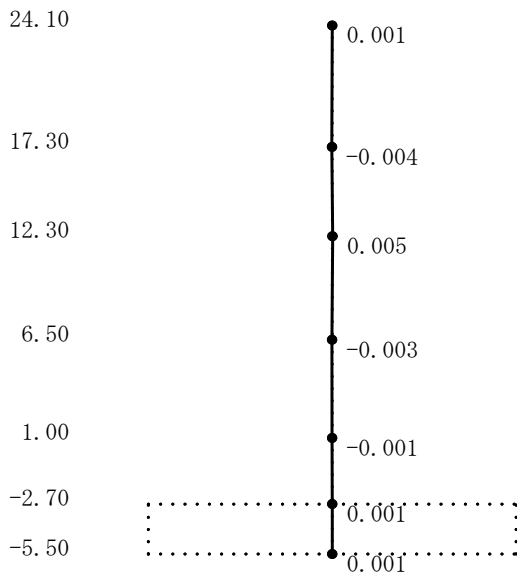
5次

T. M. S. L. (m)



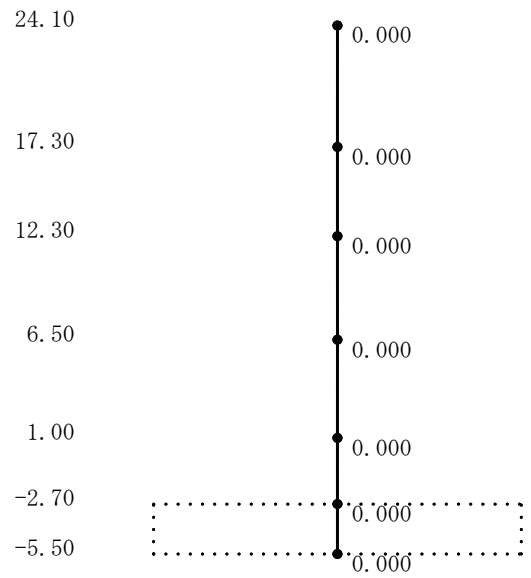
6次

T. M. S. L. (m)



7次

T. M. S. L. (m)

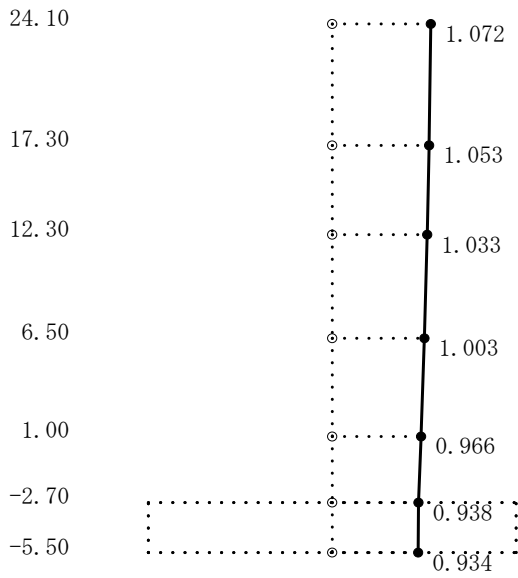


8次

図4-5 刺激関数図 (ケース2)

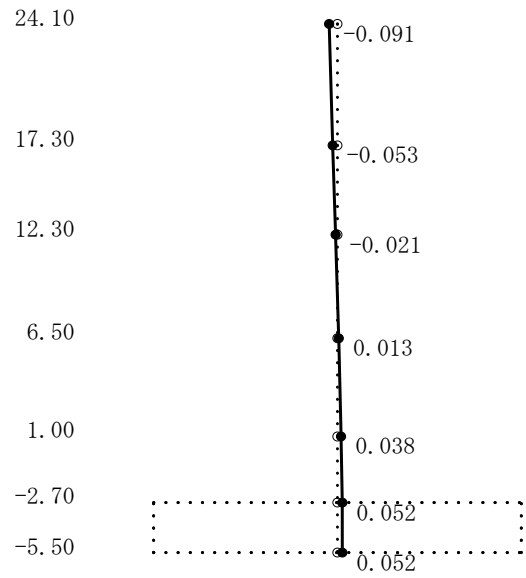
(EW方向, Ss-1) (2/2)

T. M. S. L. (m)



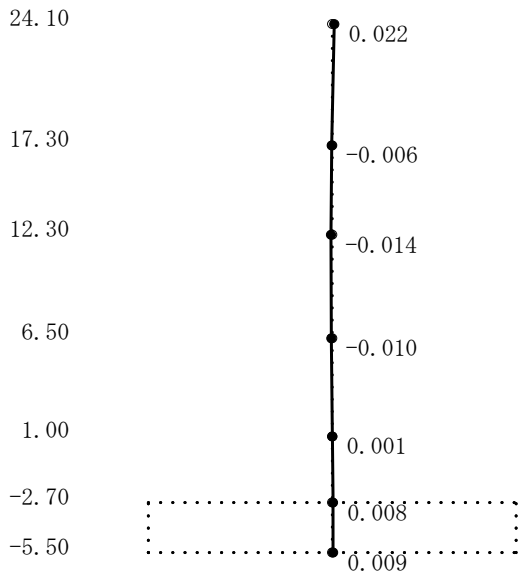
1次

T. M. S. L. (m)



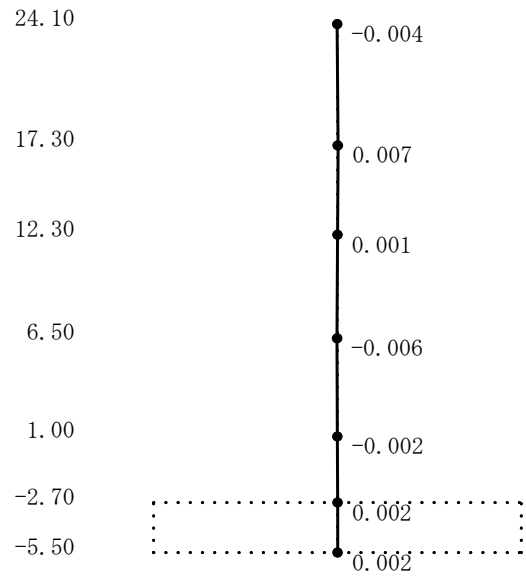
2次

T. M. S. L. (m)



3次

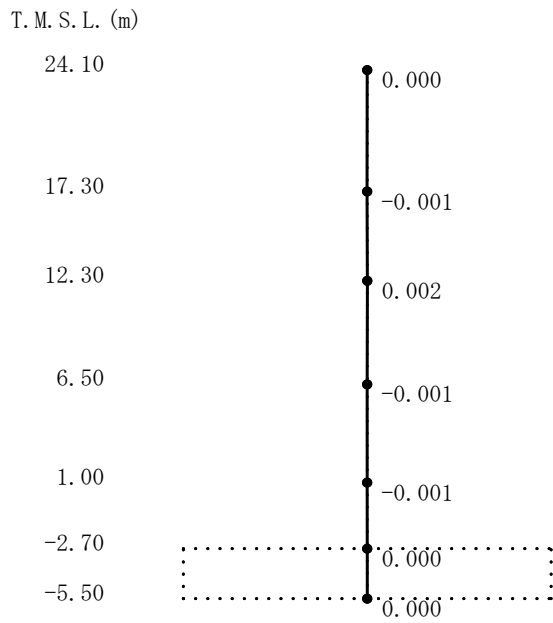
T. M. S. L. (m)



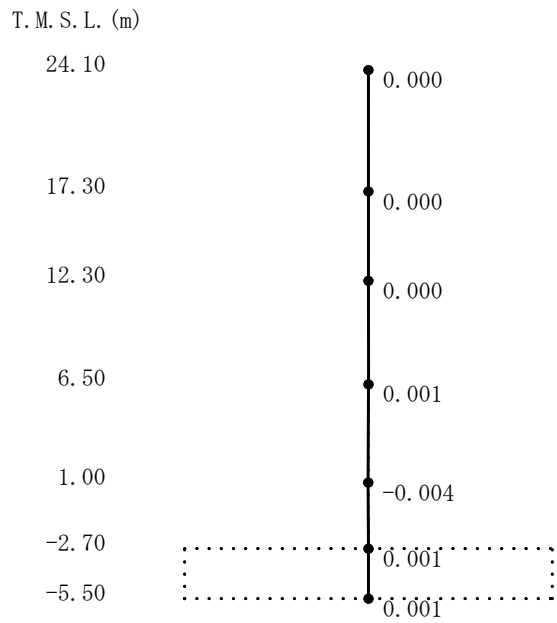
4次

図4-6 刺激関数図 (ケース2)

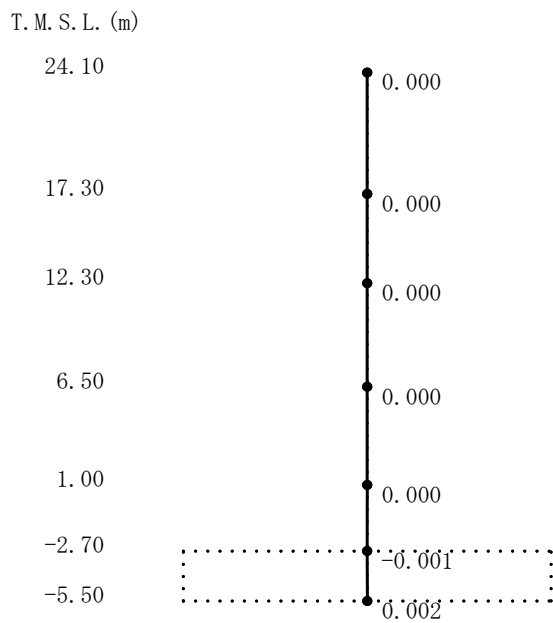
(鉛直方向, Ss-1) (1/2)



5次

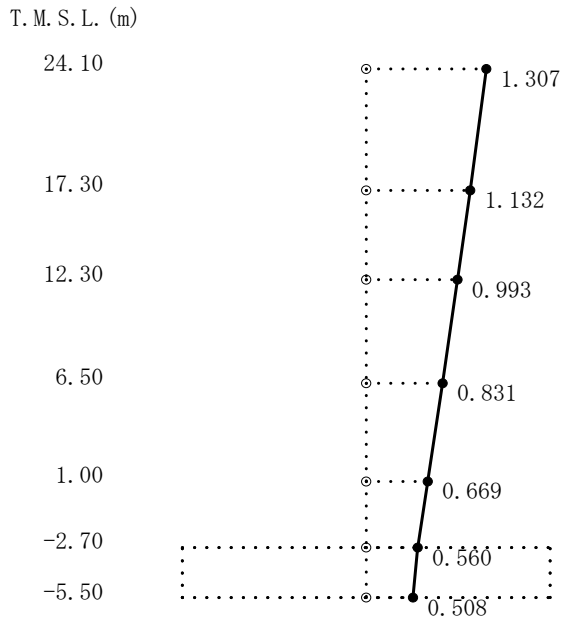


6次

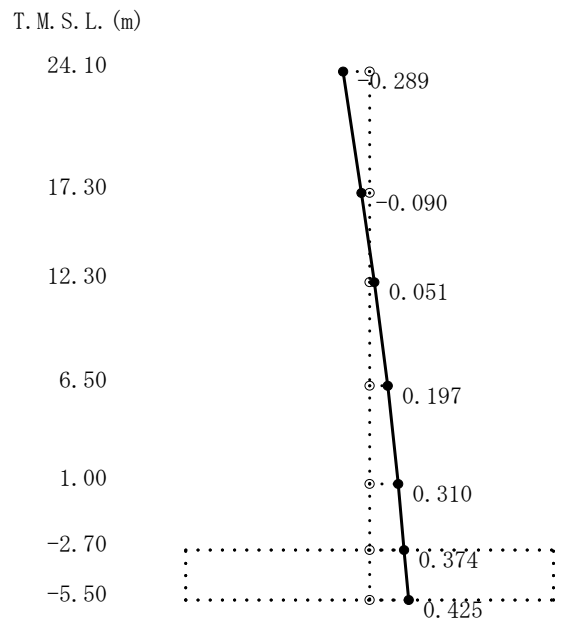


7次

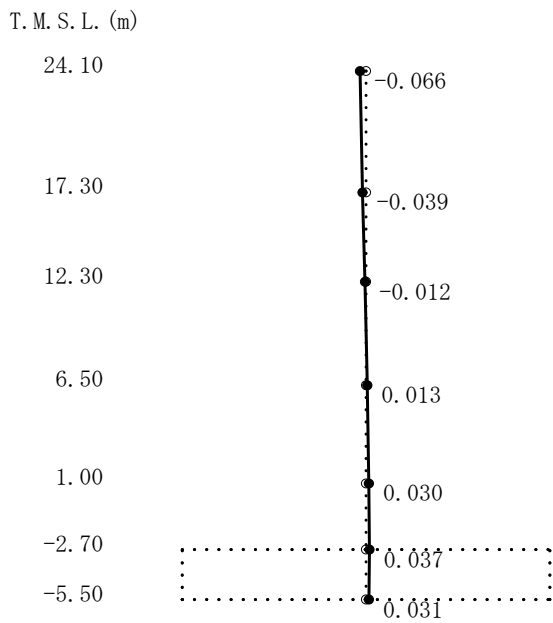
図4-6 刺激関数図 (ケース2)
(鉛直方向, Ss-1) (2/2)



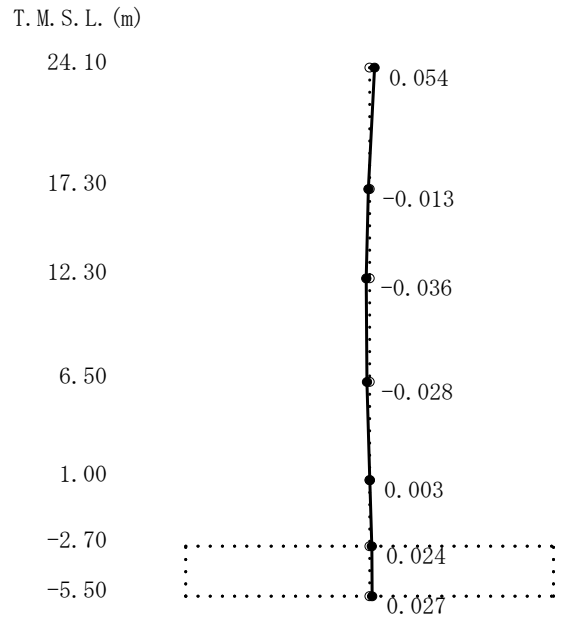
1次



2次



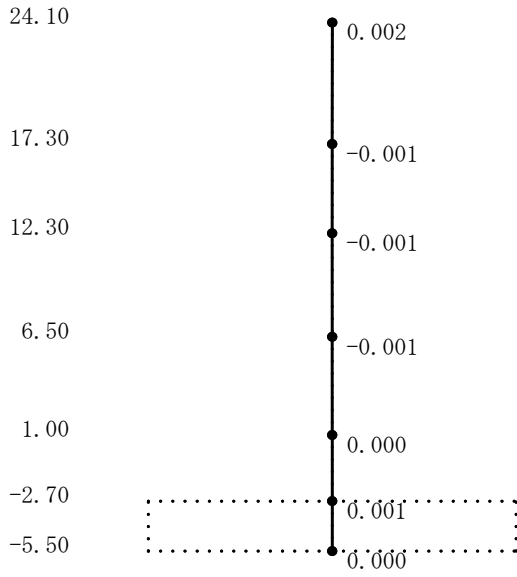
3次



4次

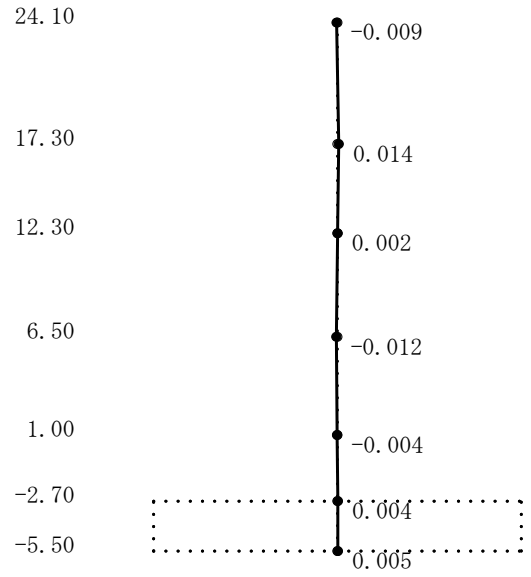
図4-7 刺激関数図 (ケース3)
(NS方向, S_s-1) (1/2)

T. M. S. L. (m)



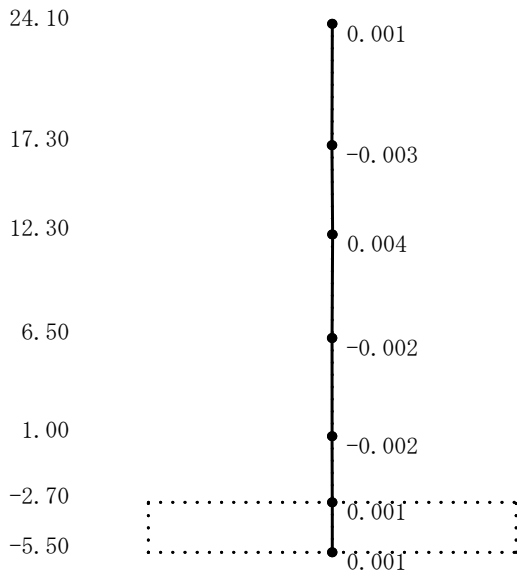
5次

T. M. S. L. (m)



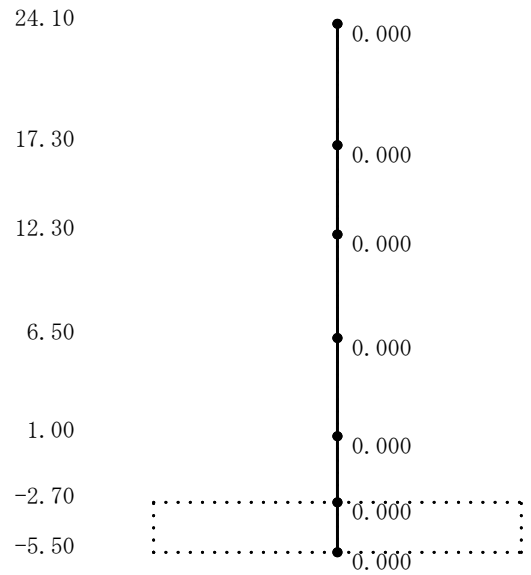
6次

T. M. S. L. (m)



7次

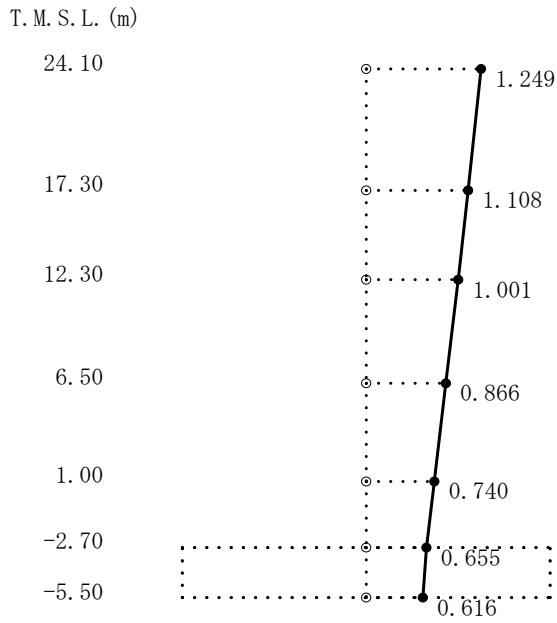
T. M. S. L. (m)



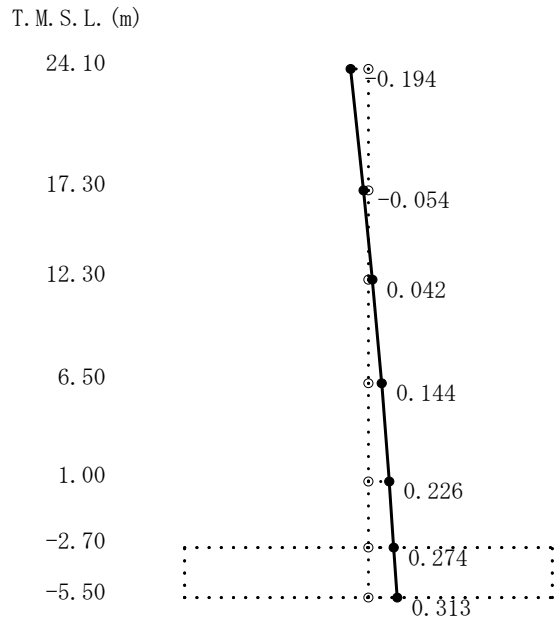
8次

図4-7 刺激関数図 (ケース3)

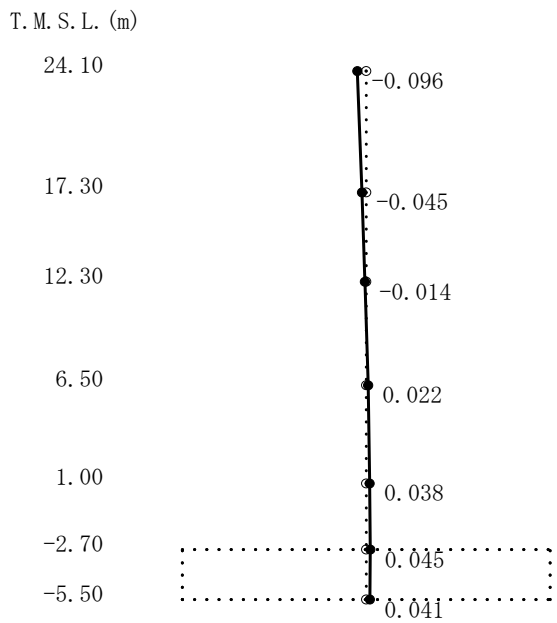
(NS方向, Ss-1) (2/2)



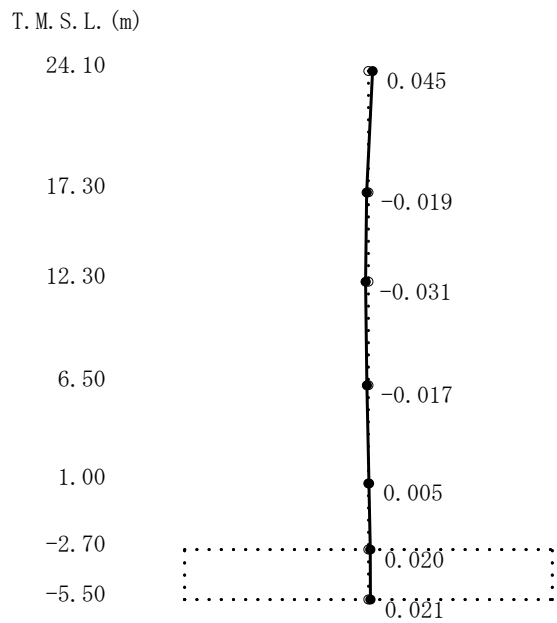
1次



2次



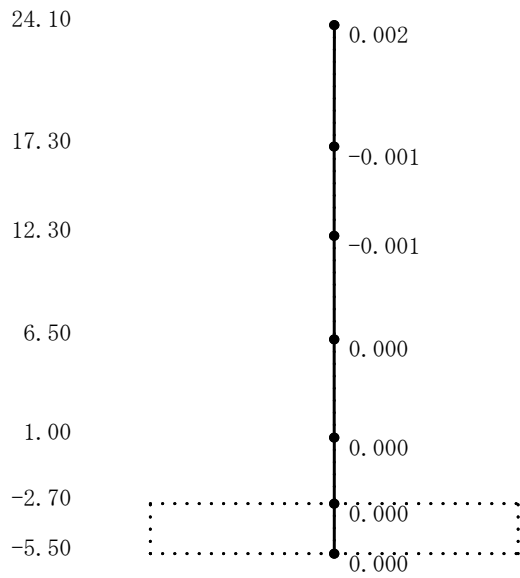
3次



4次

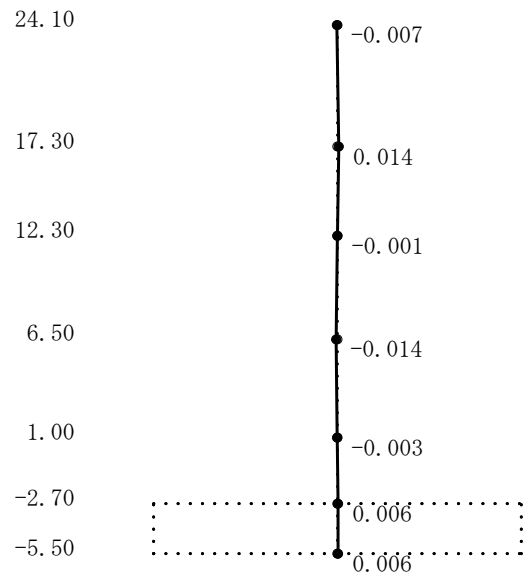
図4-8 刺激関数図 (ケース3)
(EW方向, Ss-1) (1/2)

T. M. S. L. (m)



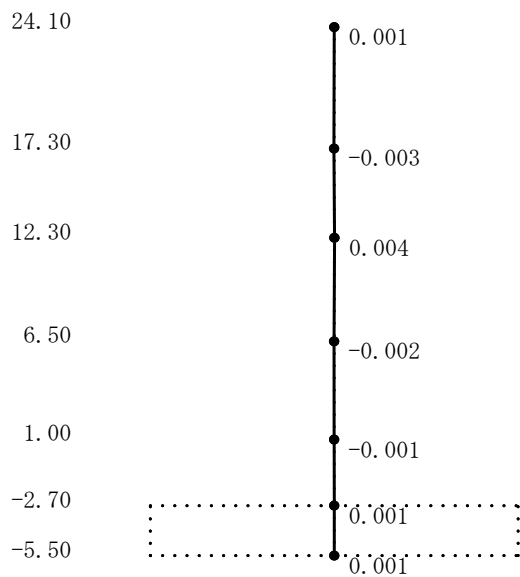
5次

T. M. S. L. (m)



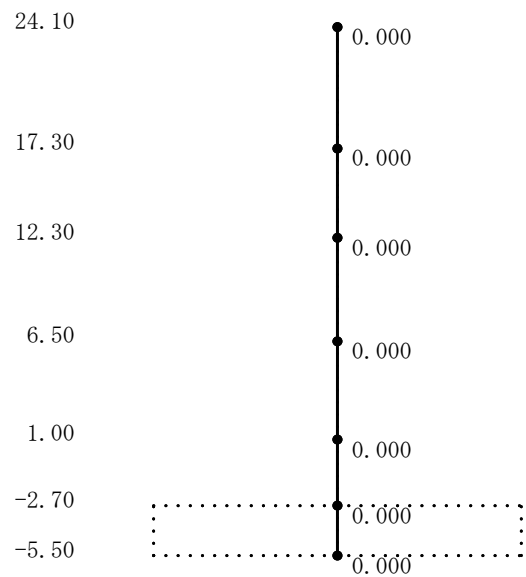
6次

T. M. S. L. (m)



7次

T. M. S. L. (m)

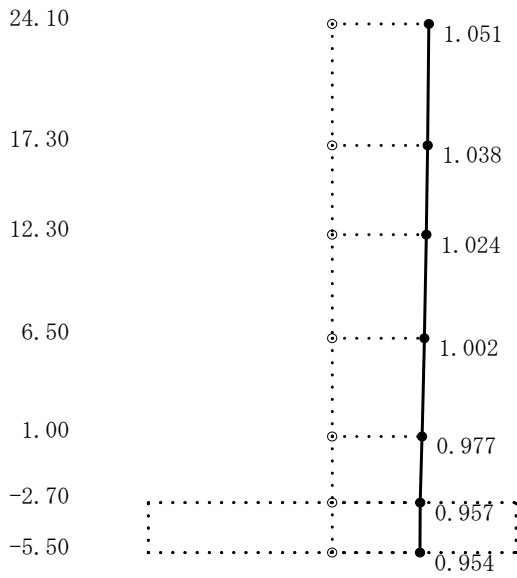


8次

図4-8 刺激関数図 (ケース3)

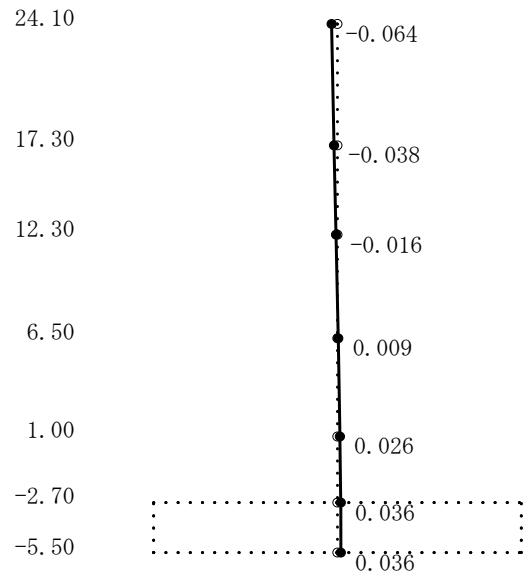
(EW方向, Ss-1) (2/2)

T. M. S. L. (m)



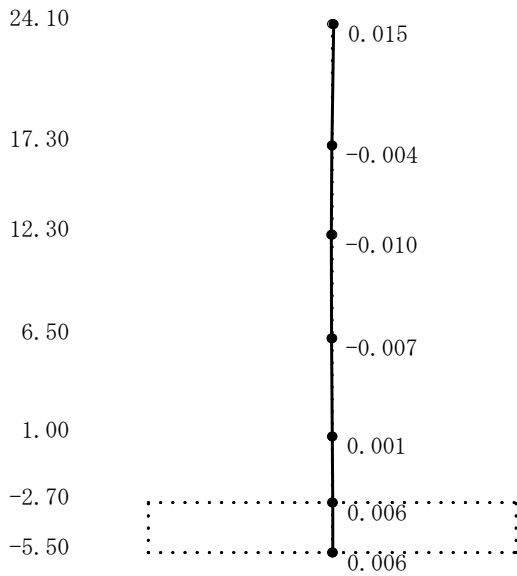
1次

T. M. S. L. (m)



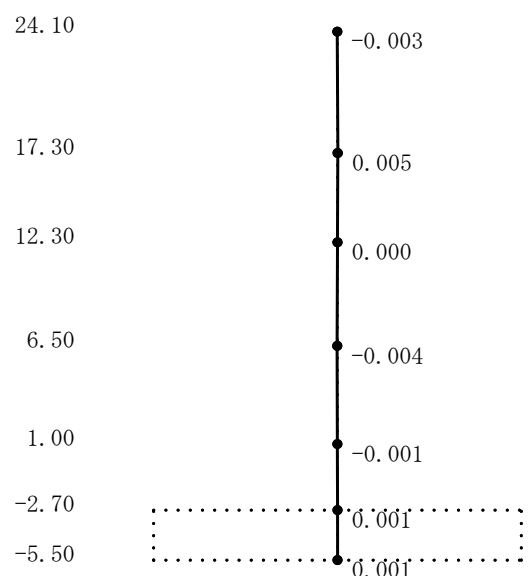
2次

T. M. S. L. (m)



3次

T. M. S. L. (m)

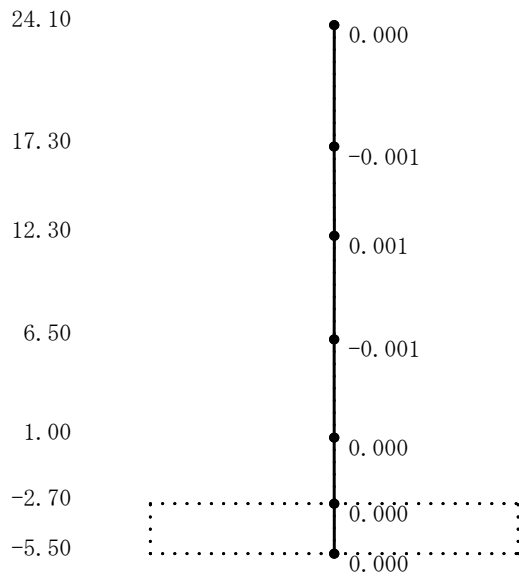


4次

図4-9 刺激関数図 (ケース3)

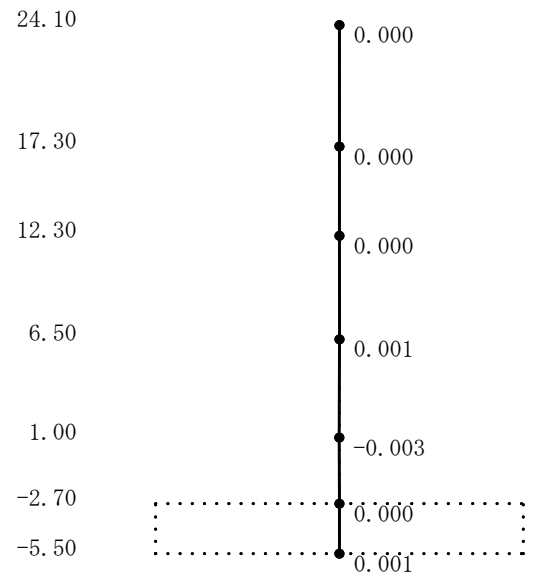
(鉛直方向, Ss-1) (1/2)

T. M. S. L. (m)



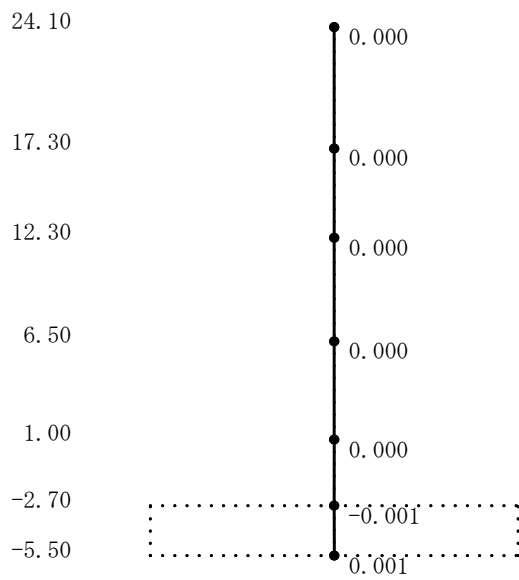
5次

T. M. S. L. (m)



6次

T. M. S. L. (m)



7次

図4-9 刺激関数図 (ケース3)

(鉛直方向, Ss-1) (2/2)

(3) 地震応答解析結果

建屋剛性及び地盤剛性を変動させた地震応答解析モデルによる地震応答解析結果を基本ケースの結果と比較した。入力地震動はSs-1とする。最大応答値の比較を図4-10～図4-25に示す。

水平方向について、ケース1～3の最大応答加速度，最大応答せん断力，最大応答曲げモーメント，最大せん断ひずみはおおむね同等である。最大応答変位については，ケース2で小さくなり，ケース3で大きくなる傾向であることを確認した。

鉛直方向についても，水平方向と同様にケース1～3の最大応答加速度，最大応答軸力はおおむね同等であり，最大応答変位については，ケース2で小さくなり，ケース3で大きくなる傾向であることを確認した。

これらは，建屋剛性及び地盤剛性が大きくなる側に変動する場合は，モデル剛性の増加に伴い変位は小さくなり，小さくなる側に変動する場合は，モデル剛性の減少に伴い変位は大きくなったと考えられる。

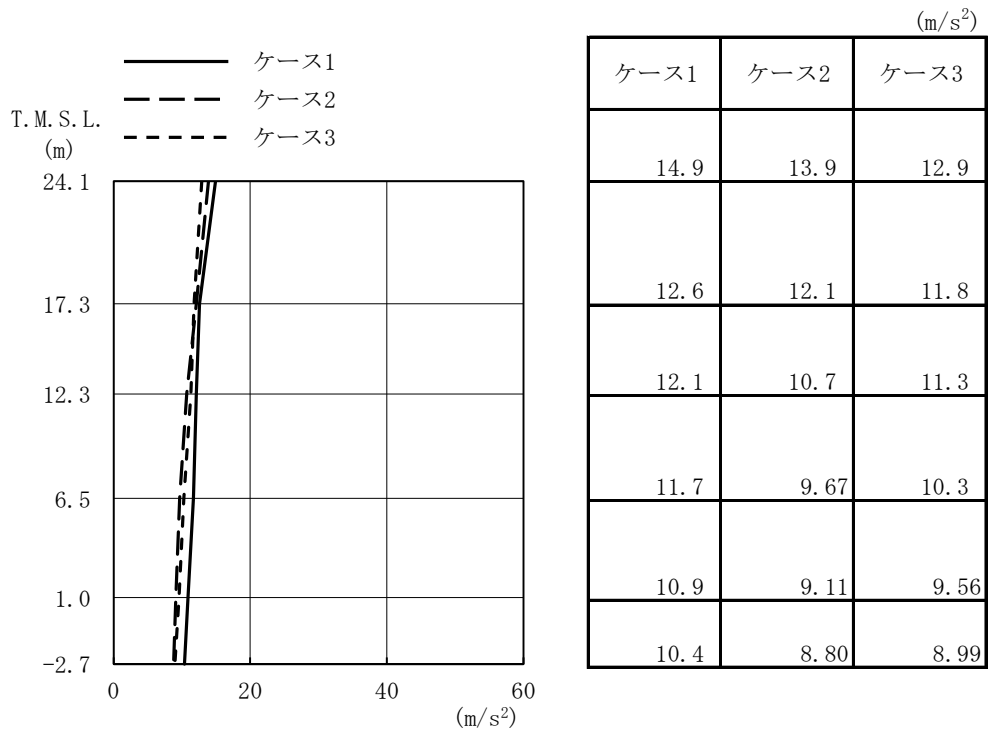


図4-10 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向)

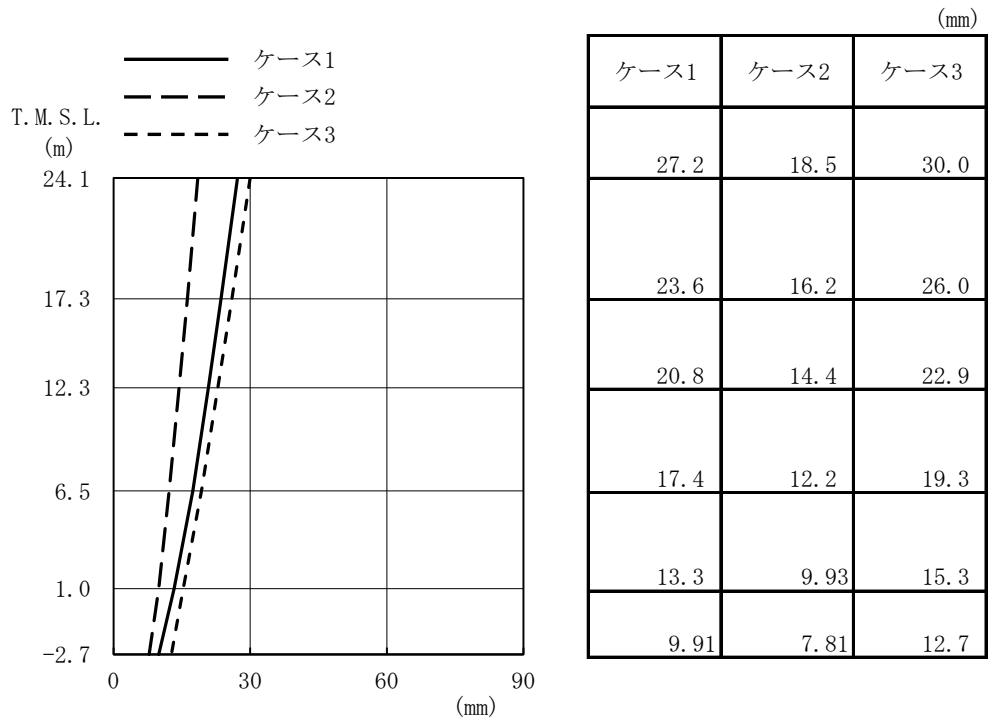


図4-11 最大応答変位 (Ss-1, NS方向)

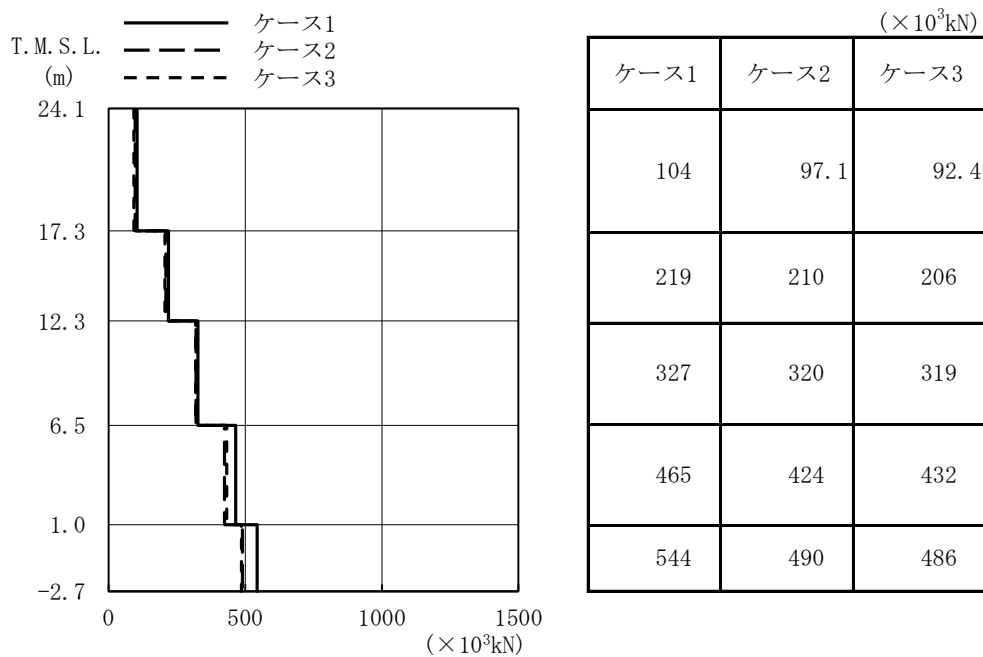


図4-12 最大応答せん断力 (Ss-1, NS方向)

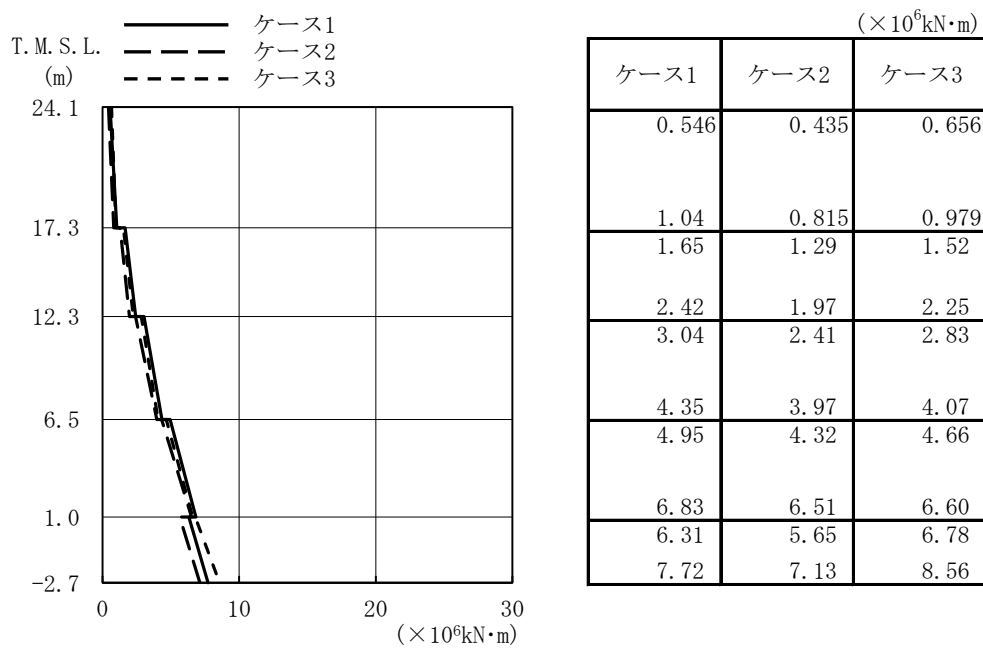


図4-13 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS方向)

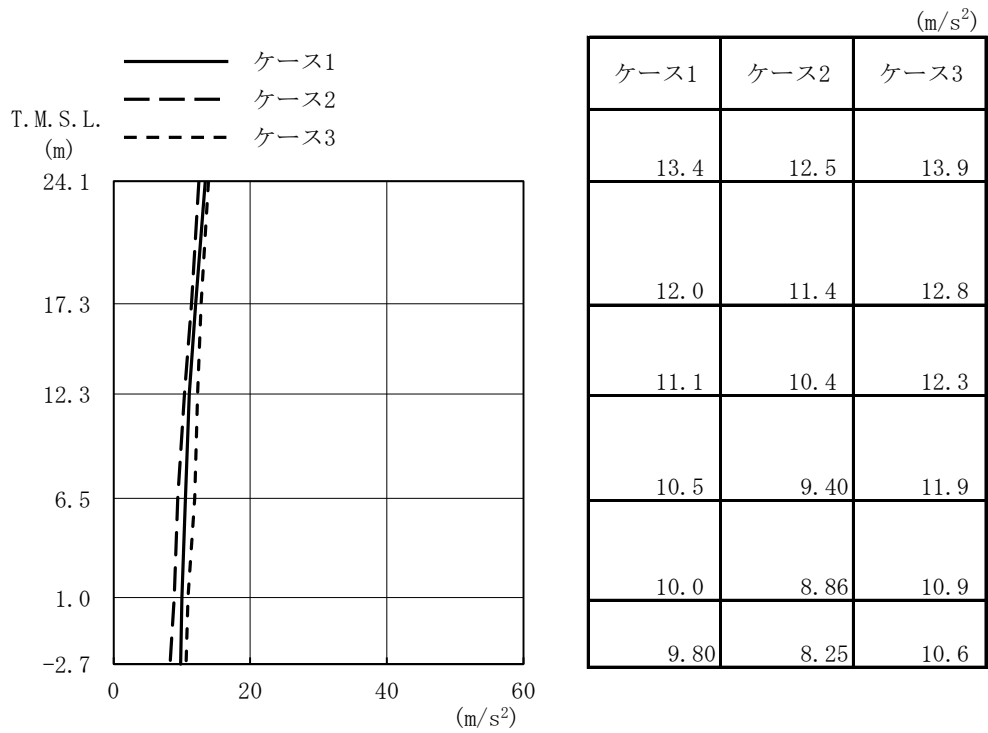


図4-14 最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)

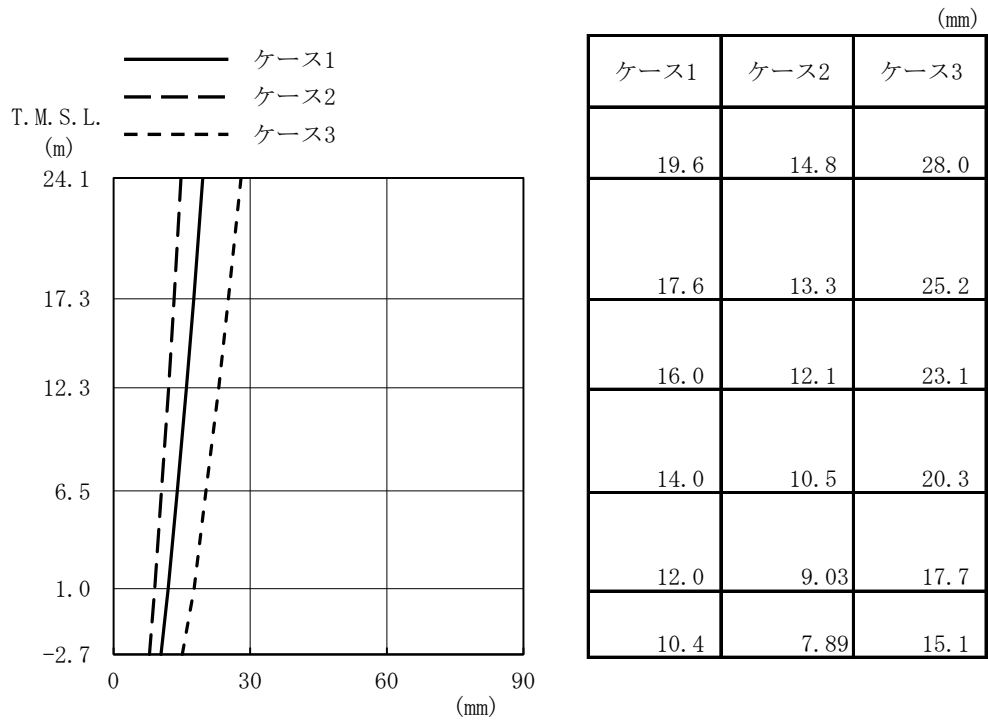


図4-15 最大応答変位 (Ss-1, EW方向)

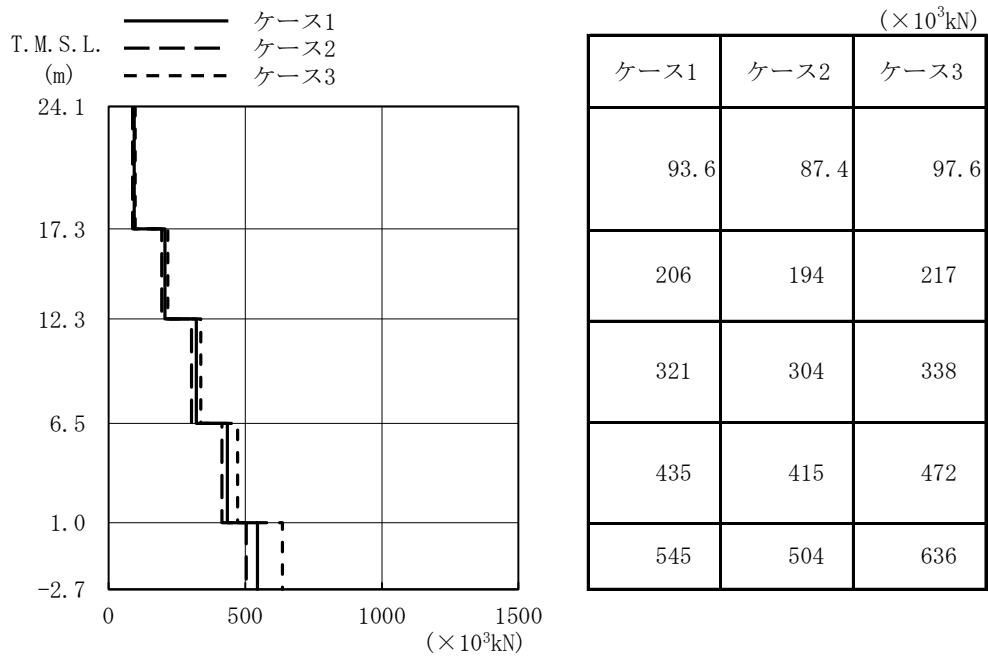


図4-16 最大応答せん断力 (Ss-1, EW方向)

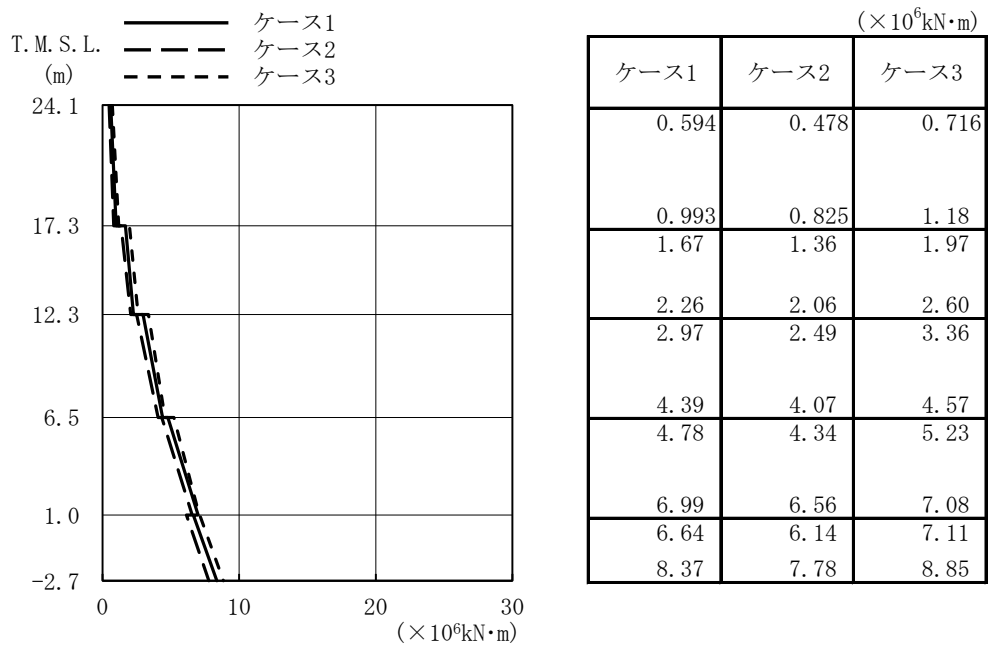


図4-17 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW方向)

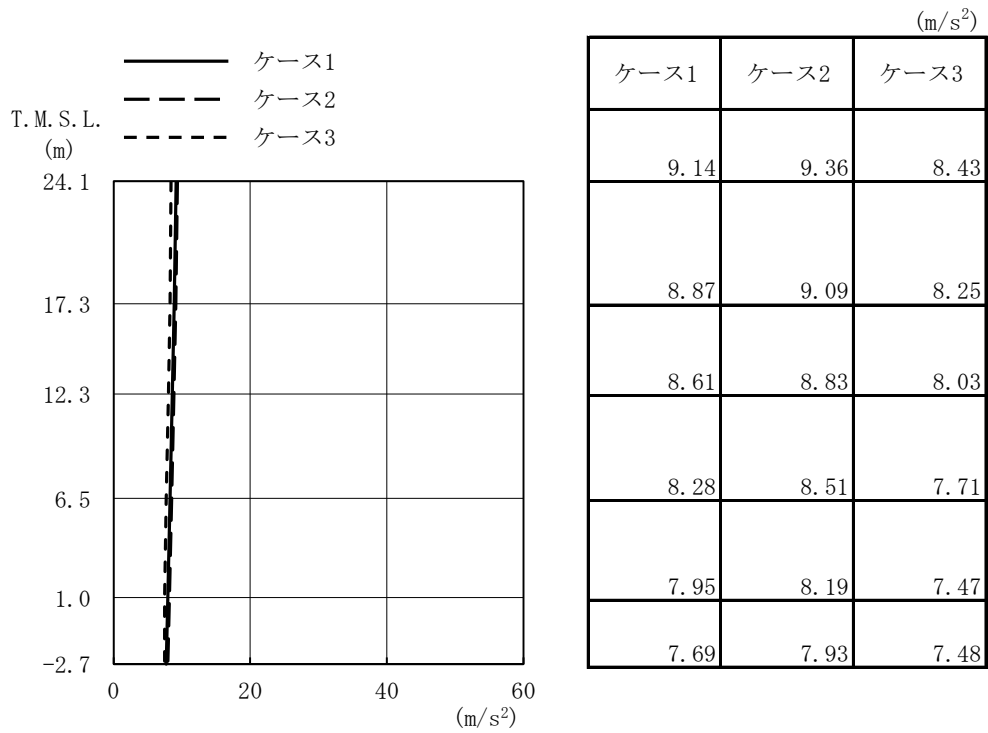


図4-18 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

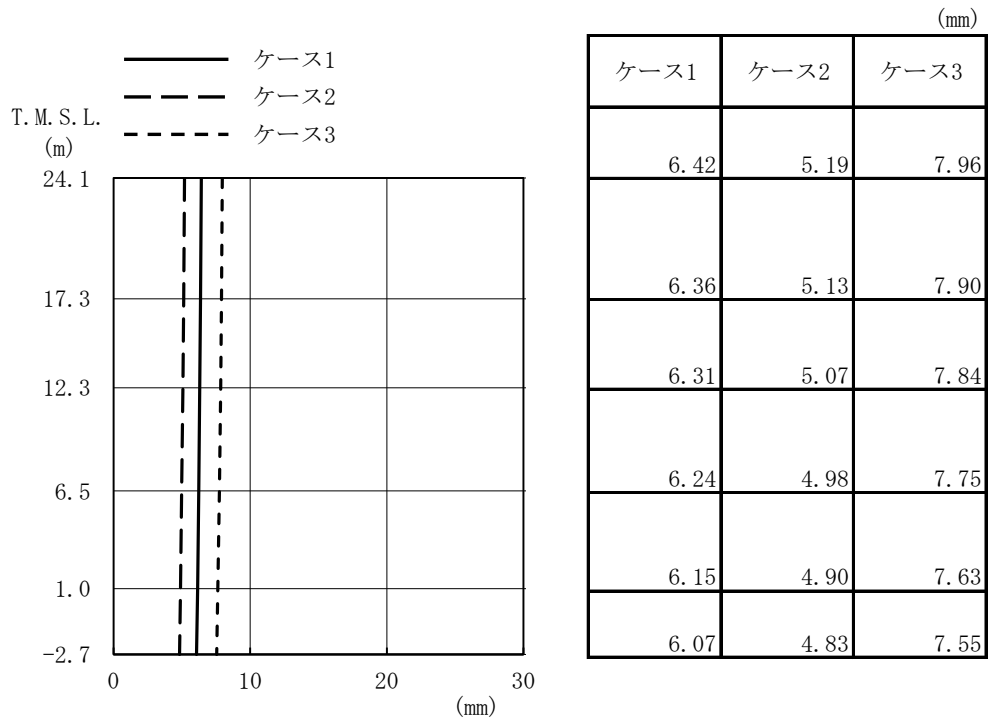


図4-19 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

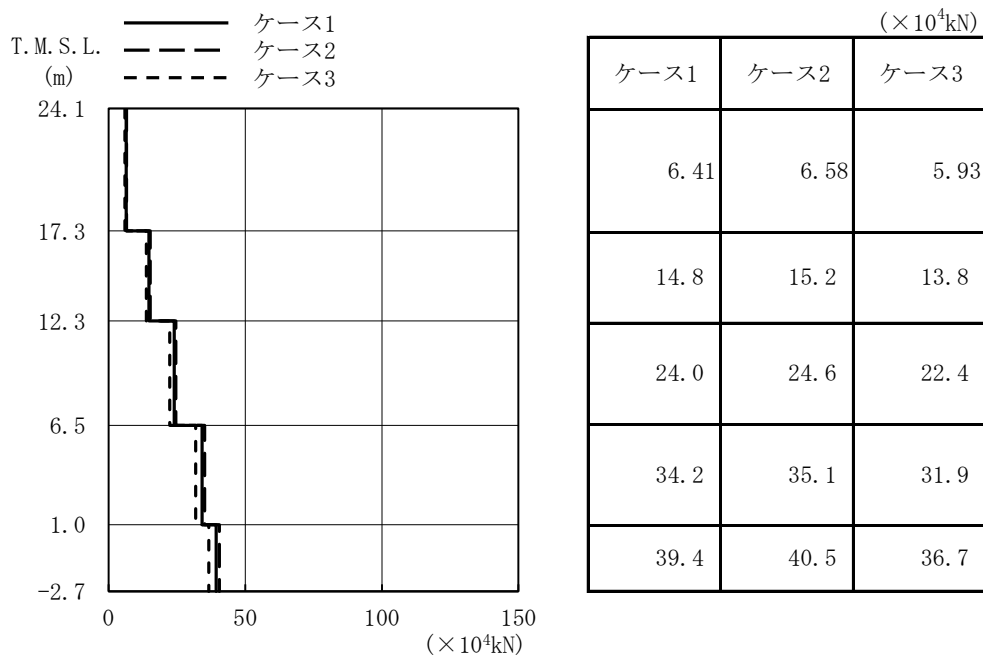


図4-20 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

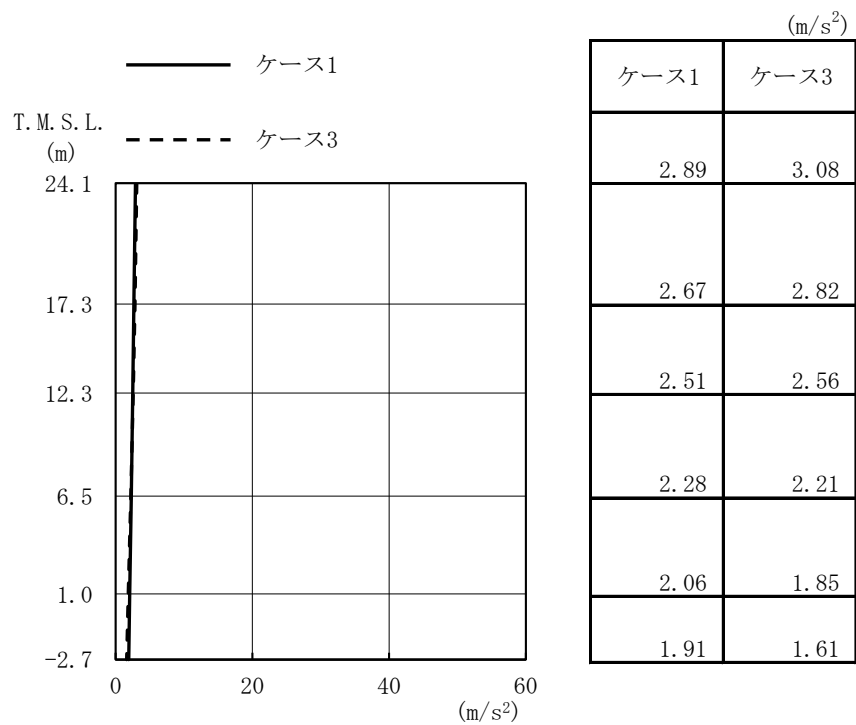


図4-21 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向, 誘発上下動)

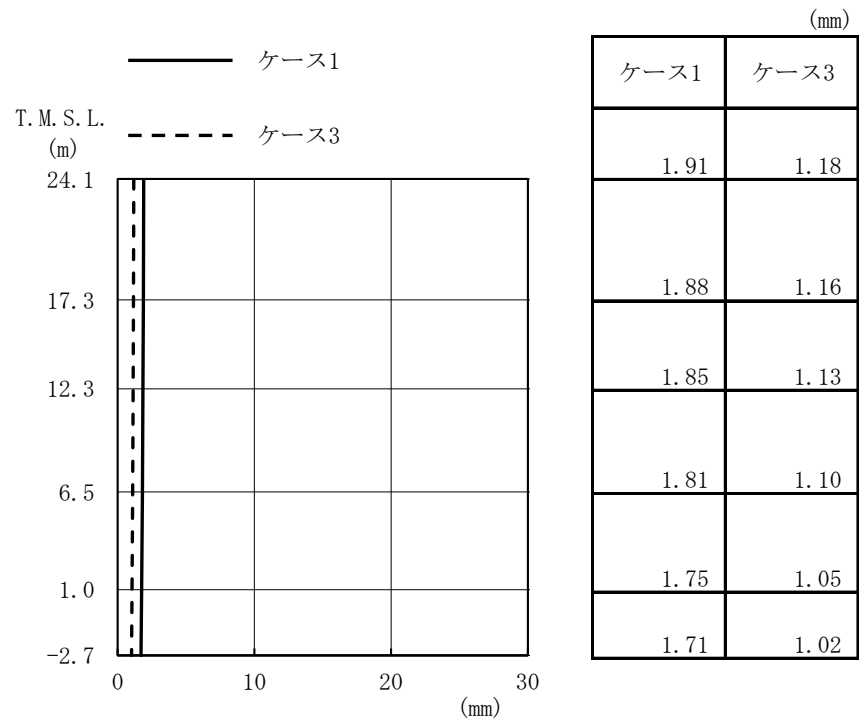


図4-22 最大応答変位 (Ss-1, NS方向, 誘発上下動)

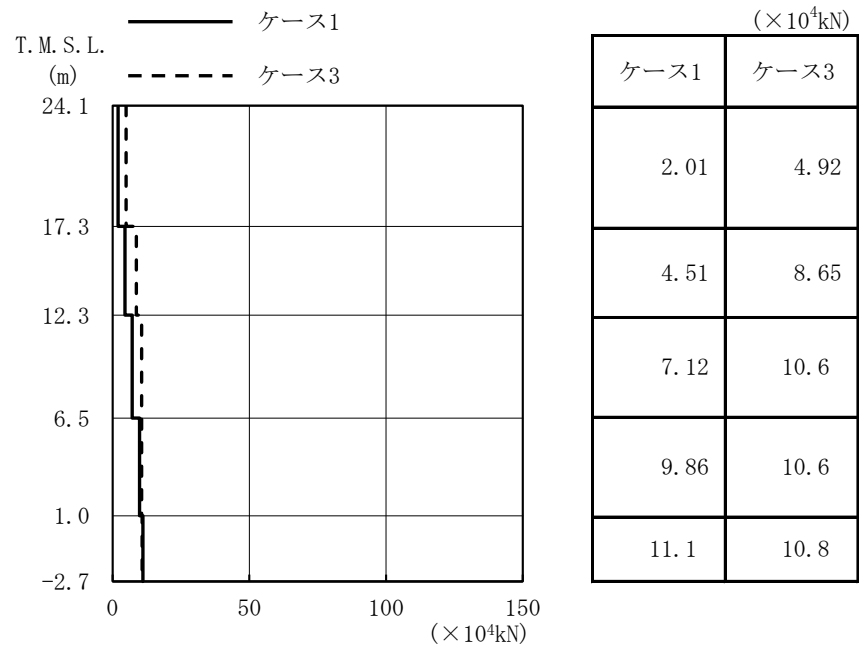


図4-23 最大応答軸力 (Ss-1, NS方向, 誘発上下動)

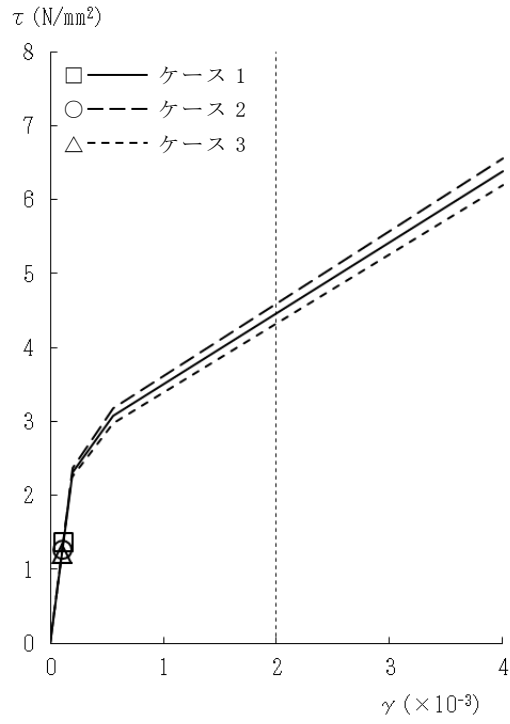


図4-24 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 2F) (1/5)

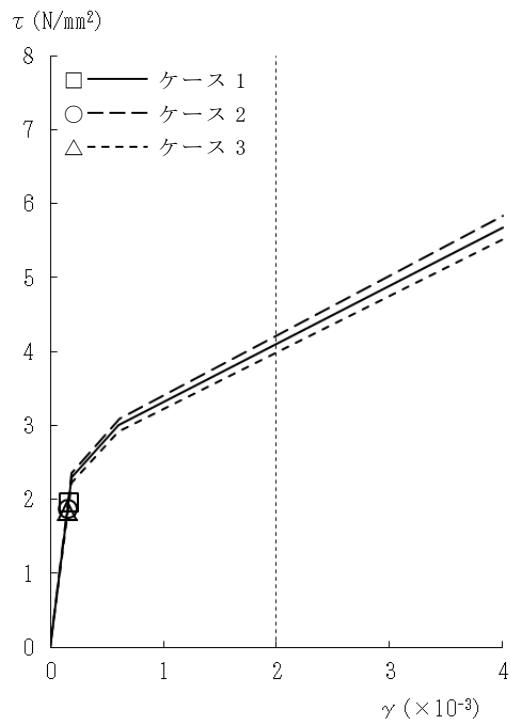


図4-24 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 1F) (2/5)

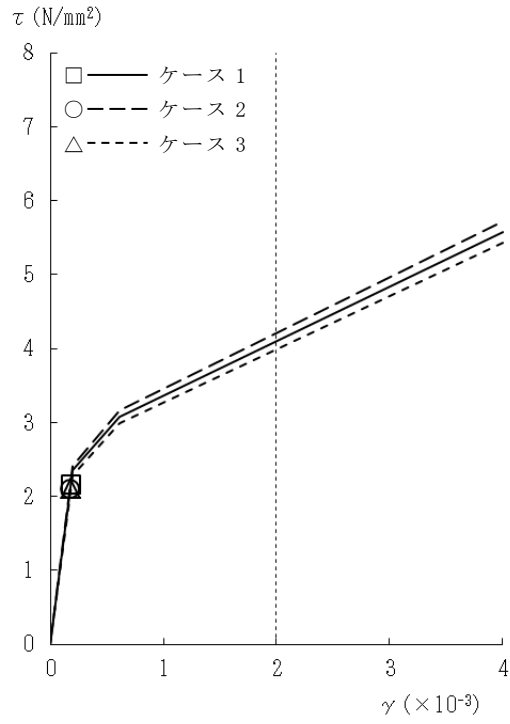


図4-24 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B1F) (3/5)

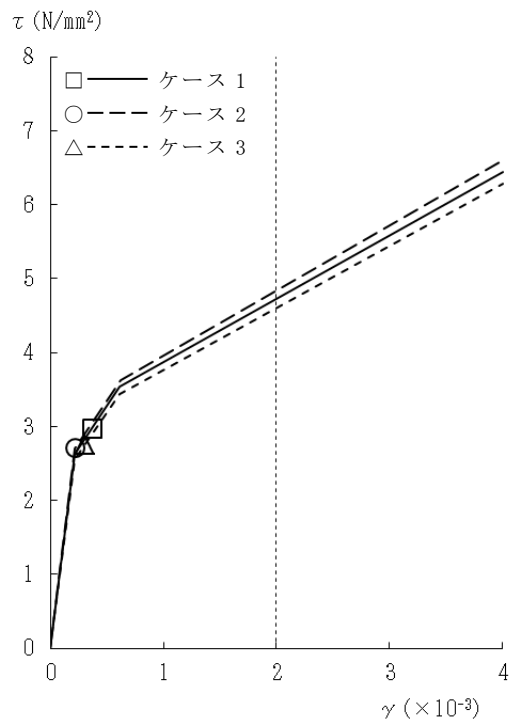


図4-24 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, MB2F) (4/5)

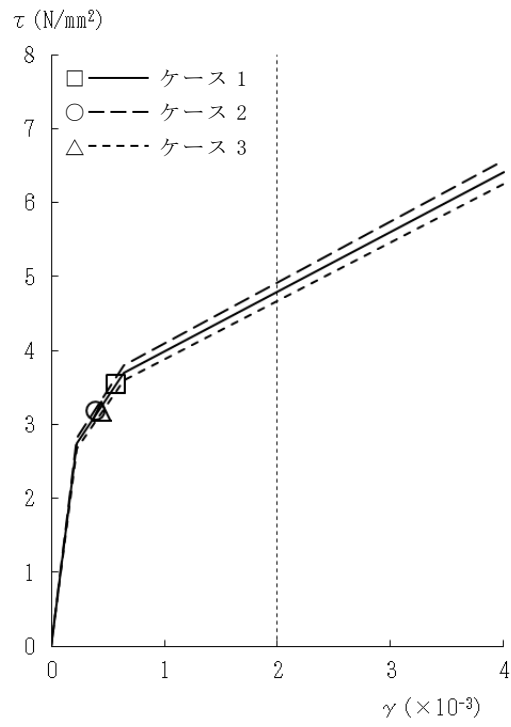


図4-24 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B2F) (5/5)

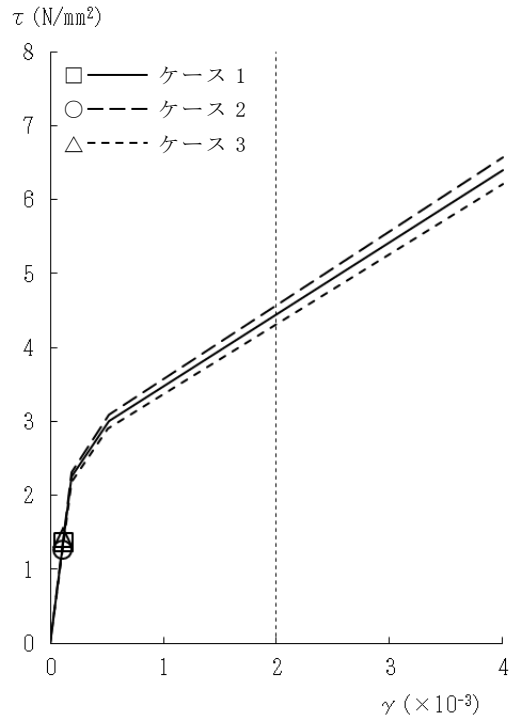


図4-25 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 2F) (1/5)

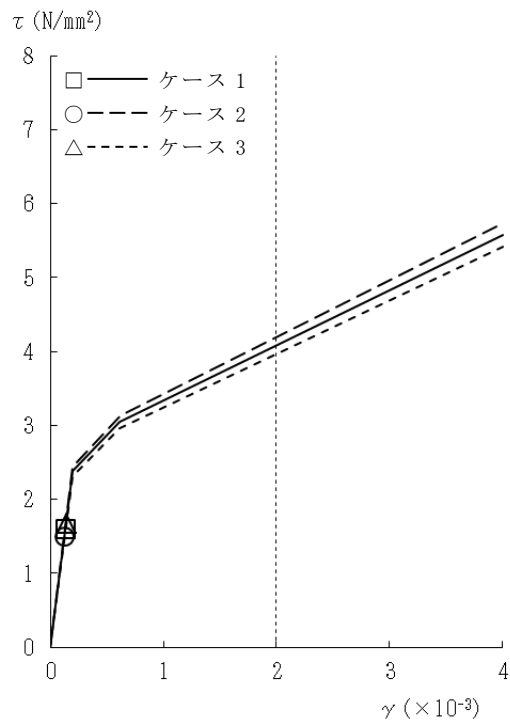


図4-25 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 1F) (2/5)

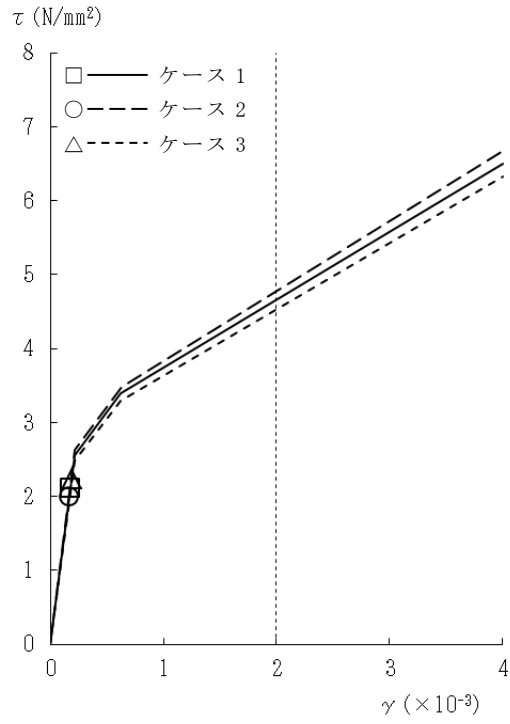


図4-25 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B1F) (3/5)

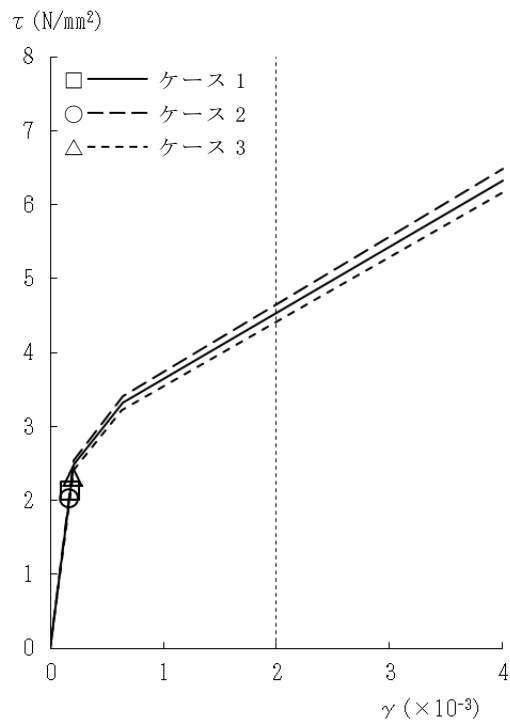


図4-25 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, MB2F) (4/5)

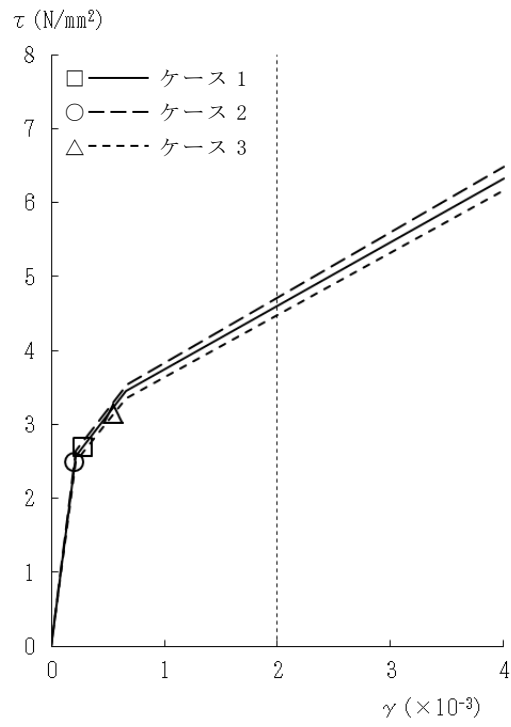


図4-25 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B2F) (5/5)

表 4-4 基準地震動 S_s による地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 1)

(a) NS 方向

基準地震動 S_s	最大接地圧 (kN/m^2)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S_{s-1}^*	1350	8.69	55.4

注記* : 誘発上下動考慮の結果を示す。

(b) EW 方向

基準地震動 S_s	最大接地圧 (kN/m^2)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S_{s-1}	808	9.44	76.8

表 4-5 基準地震動 S_s による地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 2)

(a) NS 方向

基準地震動 S_s	最大接地圧 (kN/m^2)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S_{s-1}	912	7.75	65.6

(b) EW 方向

基準地震動 S_s	最大接地圧 (kN/m^2)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S_{s-1}	756	8.72	82.4

表 4-6 基準地震動 S_s による地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 3)

(a) NS 方向

基準地震動 S_s	最大接地圧 (kN/m^2)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S_{s-1}^*	1670	10.40	36.7

注記* : 地盤 3 次元 FEM モデルによる結果を示す。

(b) EW 方向

基準地震動 S_s	最大接地圧 (kN/m^2)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S_{s-1}	894	10.70	67.4

4.2.2 建屋剛性の変動による影響

(1) 影響検討方針

表4-1に示した検討ケースのうち、建屋剛性を変動させたケース（ケース4及びケース5）の固有値解析及び地震応答解析を実施し、基本ケース（ケース1）の結果と比較する。入力地震動はSs-1とする。建屋剛性は、基本ケース（実強度43.1N/mm²）に対してコア強度平均（55.7N/mm²）及び実強度 -2σ （37.2N/mm²）の変動を考慮する。なお、地盤剛性は基本ケースと同一とする。

(2) 固有値解析結果

建屋剛性を変動させた誘発上下動を考慮しない場合の地震応答解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表4-7、刺激関数図を図4-26～図4-31に示す。表、図中においては基本ケースをケース1、コンクリート強度をコア強度平均としたモデルをケース4、実強度 -2σ としたモデルをケース5として示す。

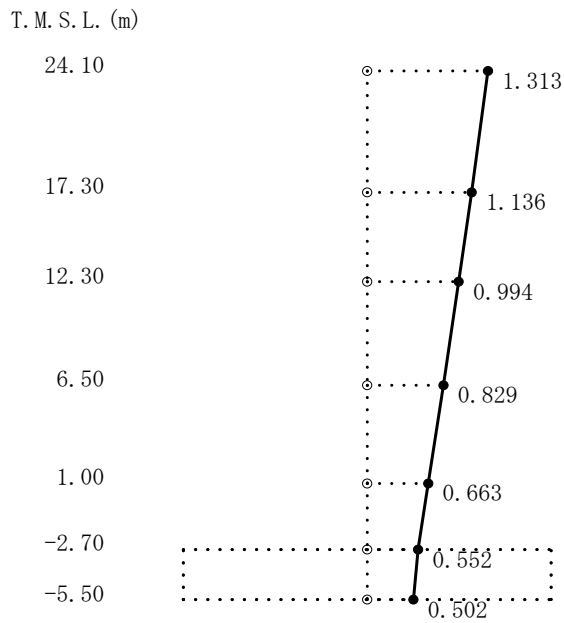
基本ケースに対する建屋剛性を変動させたモデルの固有振動数の変動幅は、 -5% ～ $+7\%$ 程度である。

表4-7 固有値解析結果（ケース1, ケース4, ケース5）

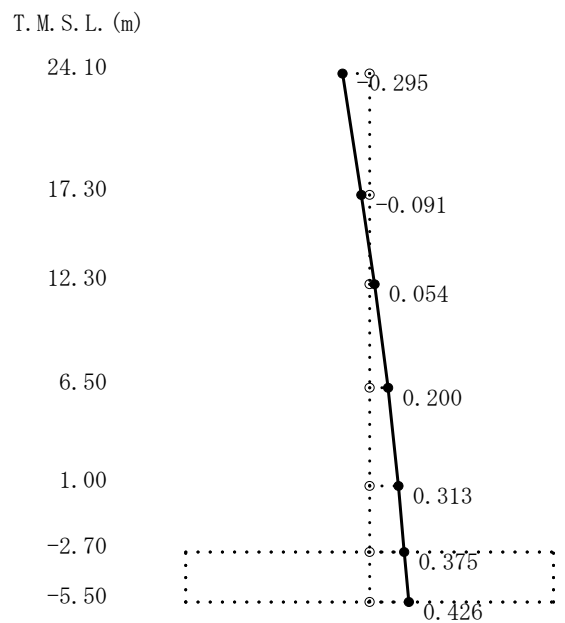
（単位：Hz）

次数	NS方向			EW方向			鉛直方向		
	ケース1	ケース4	ケース5	ケース1	ケース4	ケース5	ケース1	ケース4	ケース5
1	3.85	3.89 (1.01)	3.83 (0.99)	4.08	4.12 (1.01)	4.06 (1.00)	5.92	5.94 (1.00)	5.91 (1.00)
2	8.11	8.18 (1.01)	8.09 (1.00)	7.86	7.91 (1.01)	7.84 (1.00)	31.19	33.15 (1.06)	30.45 (0.98)
3	17.92	18.93 (1.06)	17.53 (0.98)	16.97	17.95 (1.06)	16.59 (0.98)	54.36	57.90 (1.07)	53.03 (0.98)
4	22.45	23.82 (1.06)	21.92 (0.98)	23.81	25.29 (1.06)	23.23 (0.98)	78.22	83.34 (1.07)	76.29 (0.98)
5	32.11	34.05 (1.06)	31.37 (0.98)	30.82	32.70 (1.06)	30.11 (0.98)	105.04	111.93 (1.07)	102.45 (0.98)
6	34.56	36.78 (1.06)	33.69 (0.97)	36.36	38.69 (1.06)	35.45 (0.97)	144.78	154.27 (1.07)	141.18 (0.98)
7	46.67	49.68 (1.06)	45.49 (0.97)	48.82	51.97 (1.06)	47.59 (0.97)	356.43	379.90 (1.07)	340.28 (0.95)
8	52.22	55.56 (1.06)	50.96 (0.98)	50.81	54.09 (1.06)	49.58 (0.98)	—	—	—

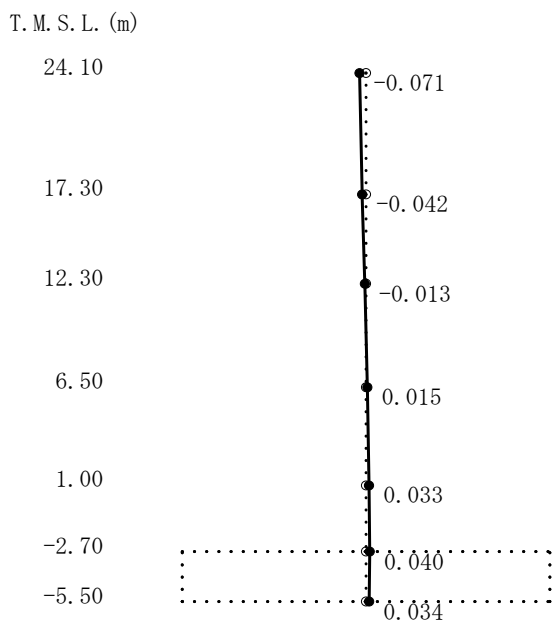
注：（ ）内は，ケース1に対する比率を示す



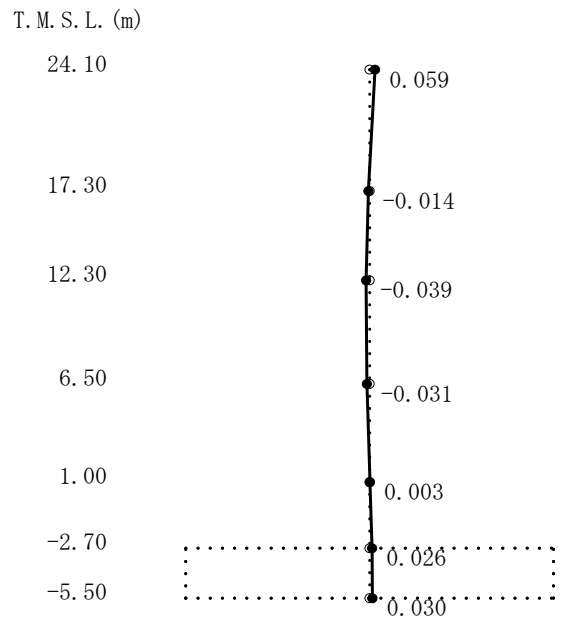
1次



2次



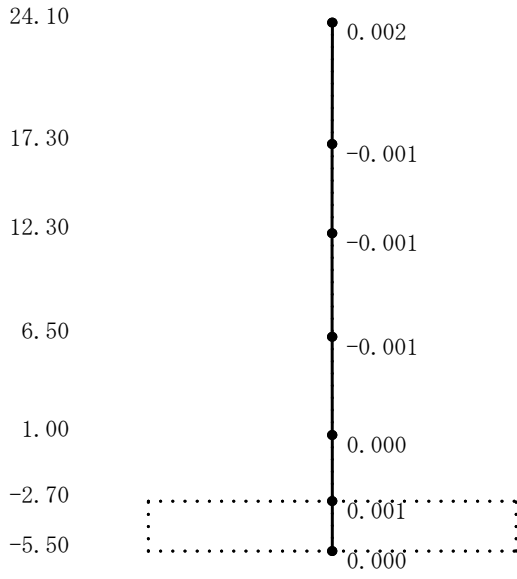
3次



4次

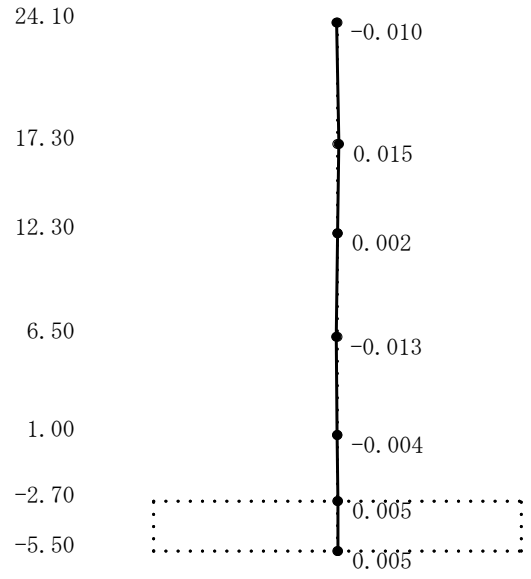
図4-26 刺激関数図 (ケース4)
(NS方向, S_s-1) (1/2)

T. M. S. L. (m)



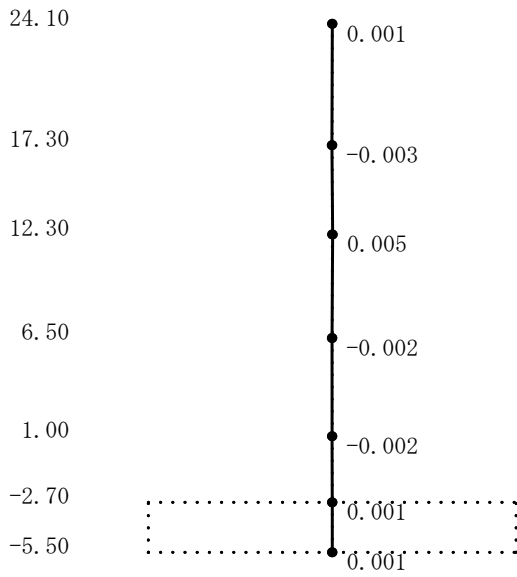
5次

T. M. S. L. (m)



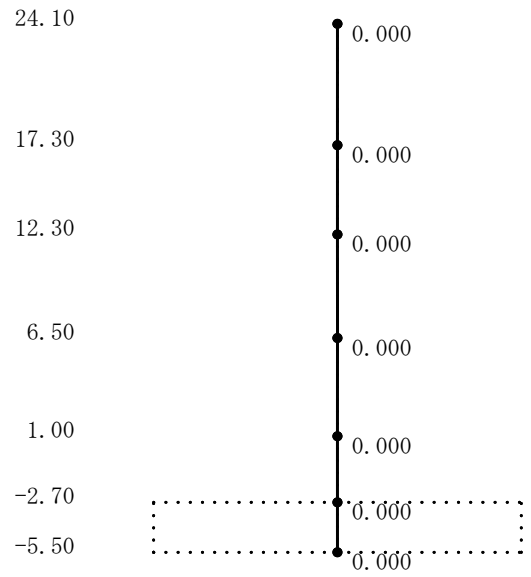
6次

T. M. S. L. (m)



7次

T. M. S. L. (m)

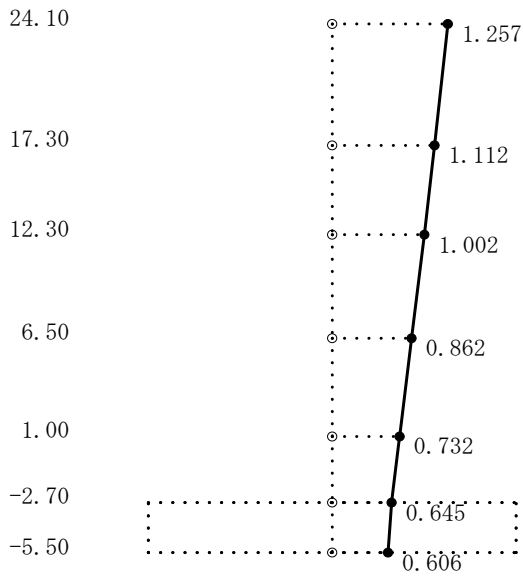


8次

図4-26 刺激関数図 (ケース4)

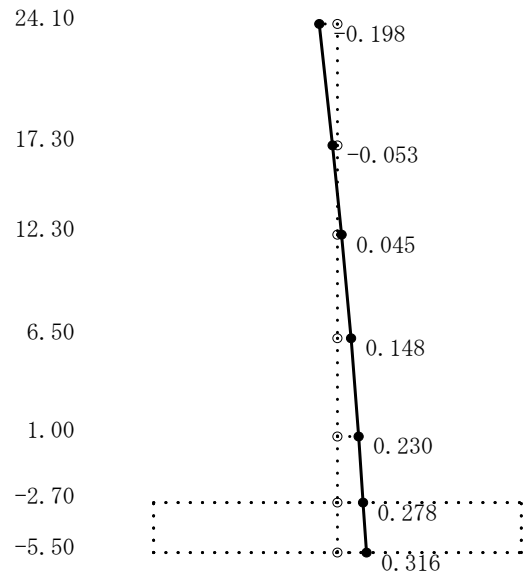
(NS方向, Ss-1) (2/2)

T. M. S. L. (m)



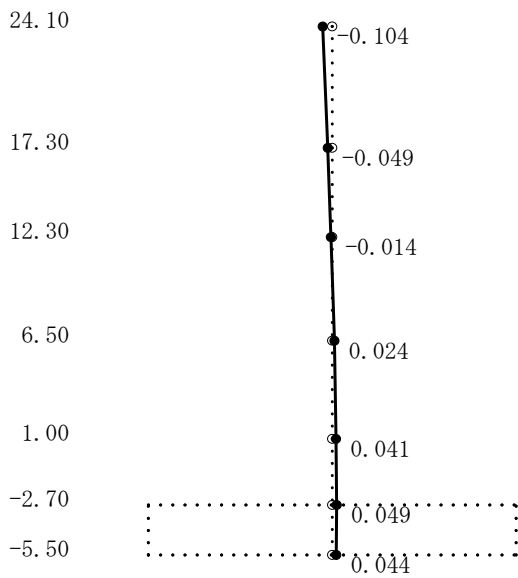
1次

T. M. S. L. (m)



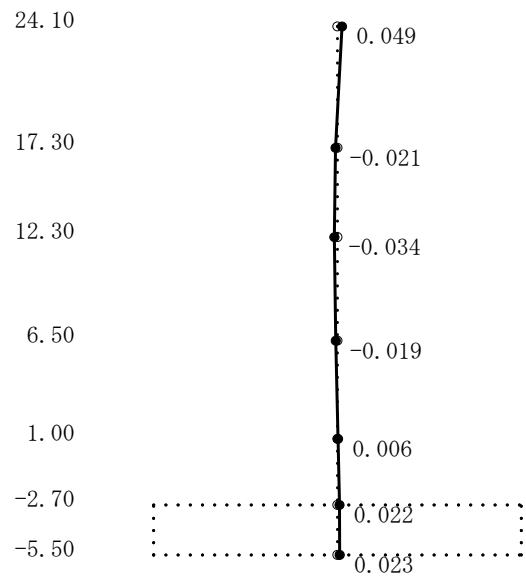
2次

T. M. S. L. (m)



3次

T. M. S. L. (m)

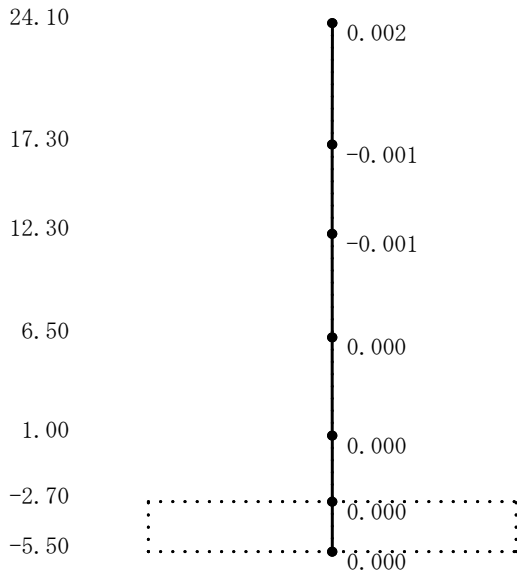


4次

図4-27 刺激関数図 (ケース4)

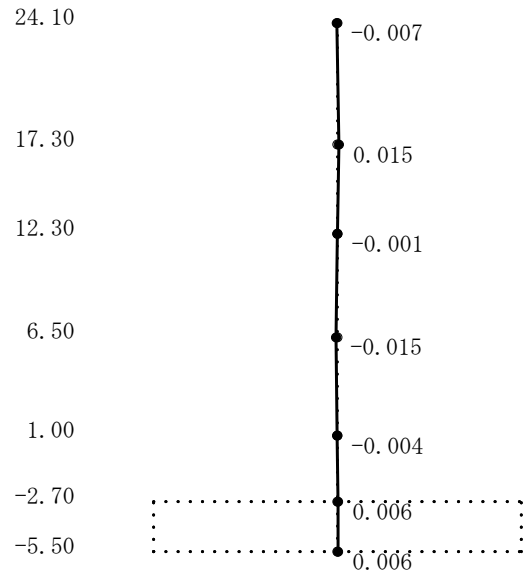
(EW方向, Ss-1) (1/2)

T. M. S. L. (m)



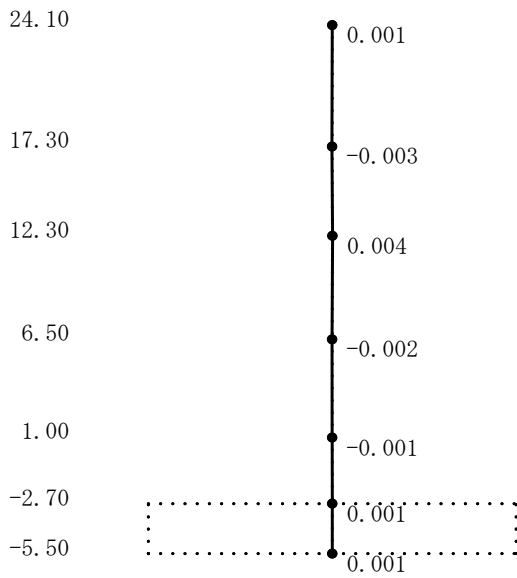
5次

T. M. S. L. (m)



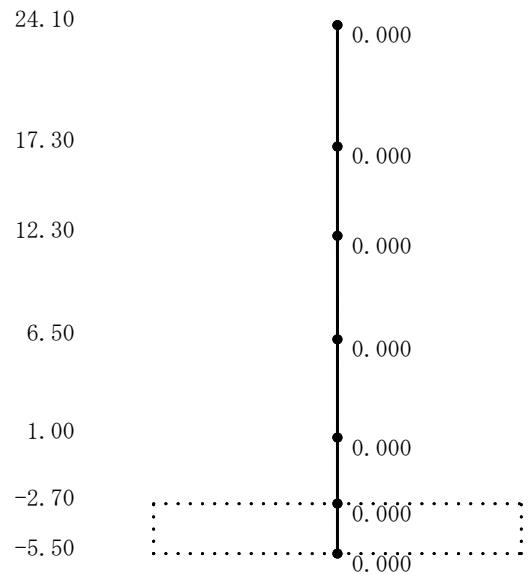
6次

T. M. S. L. (m)



7次

T. M. S. L. (m)

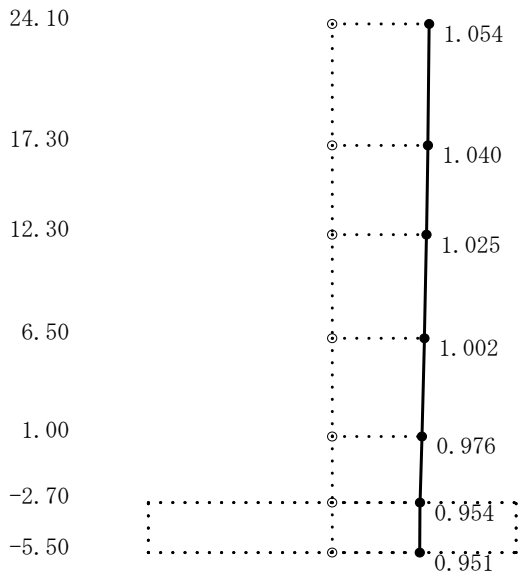


8次

図4-27 刺激関数図 (ケース4)

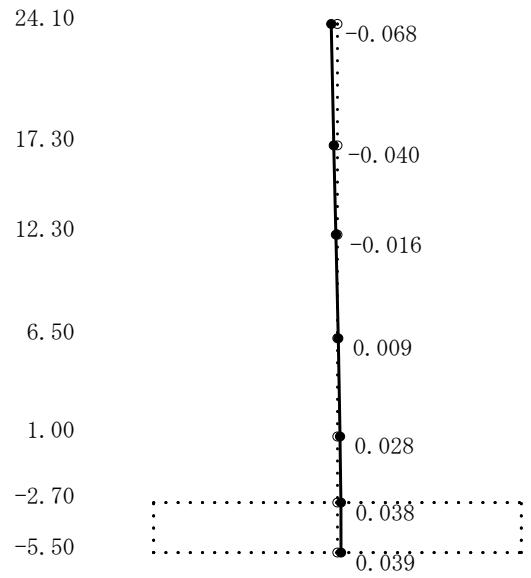
(EW方向, Ss-1) (2/2)

T. M. S. L. (m)



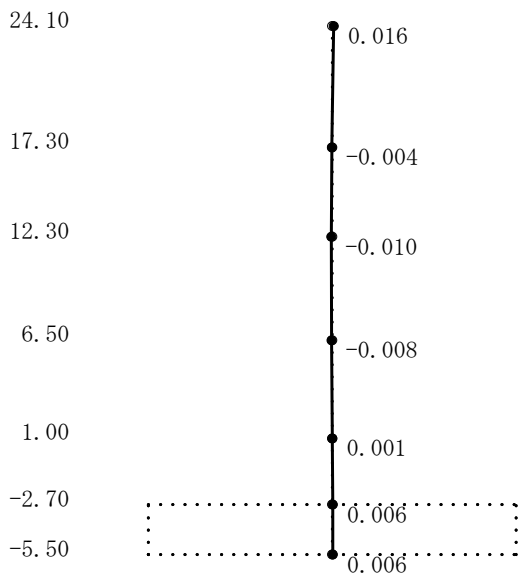
1次

T. M. S. L. (m)



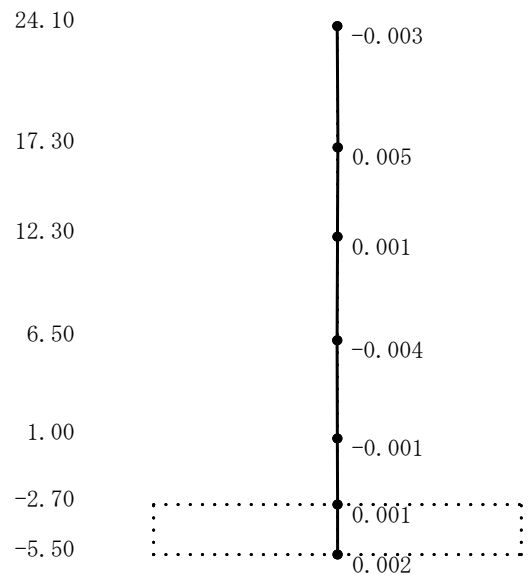
2次

T. M. S. L. (m)



3次

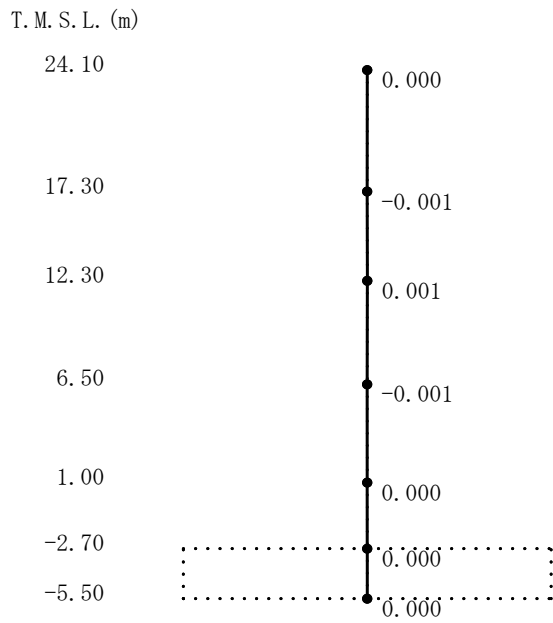
T. M. S. L. (m)



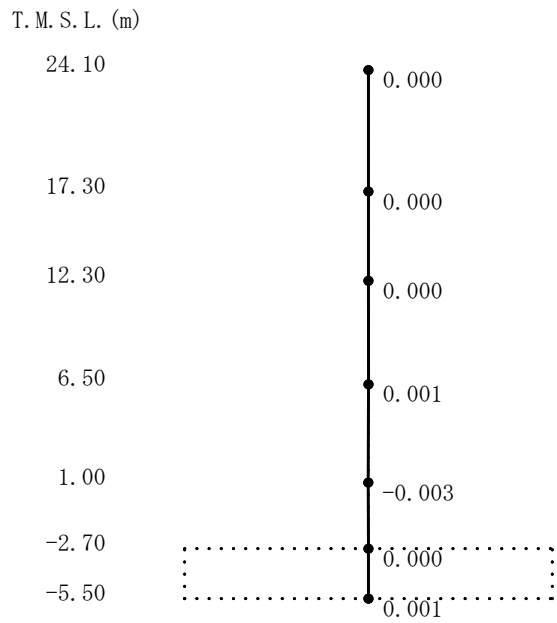
4次

図4-28 刺激関数図 (ケース4)

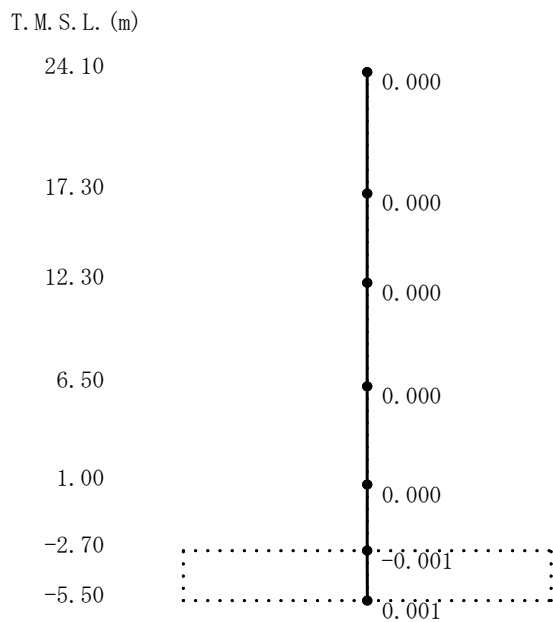
(鉛直方向, Ss-1) (1/2)



5次



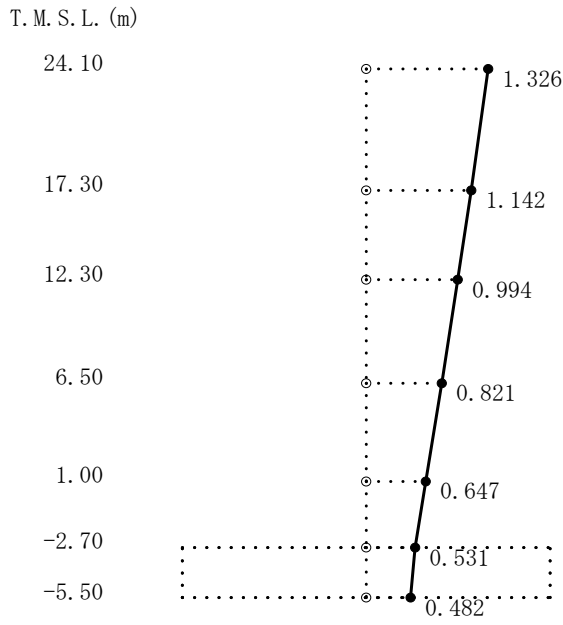
6次



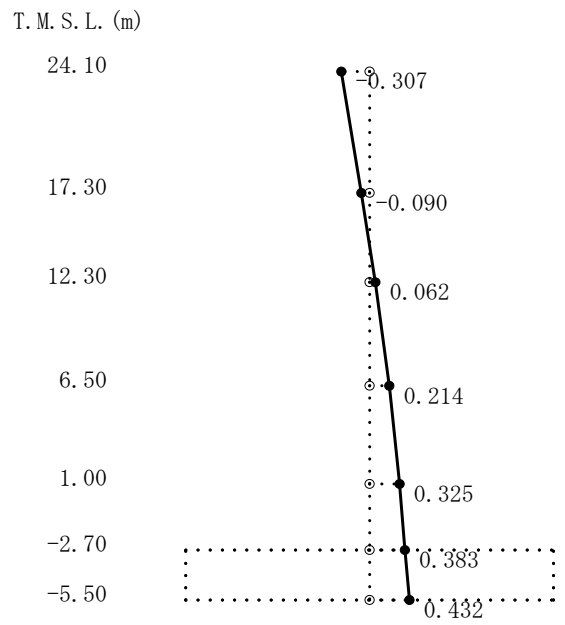
7次

図4-28 刺激関数図 (ケース4)

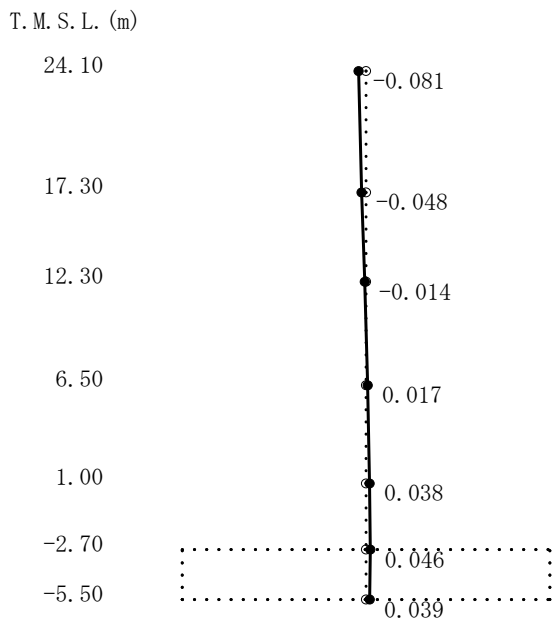
(鉛直方向, Ss-1) (2/2)



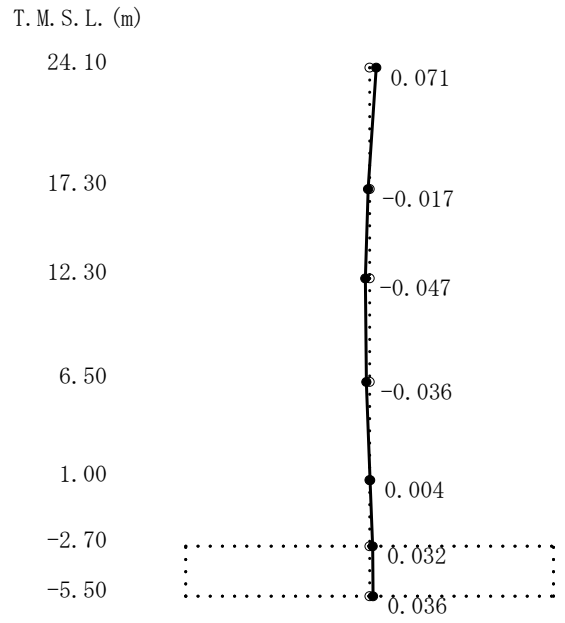
1次



2次

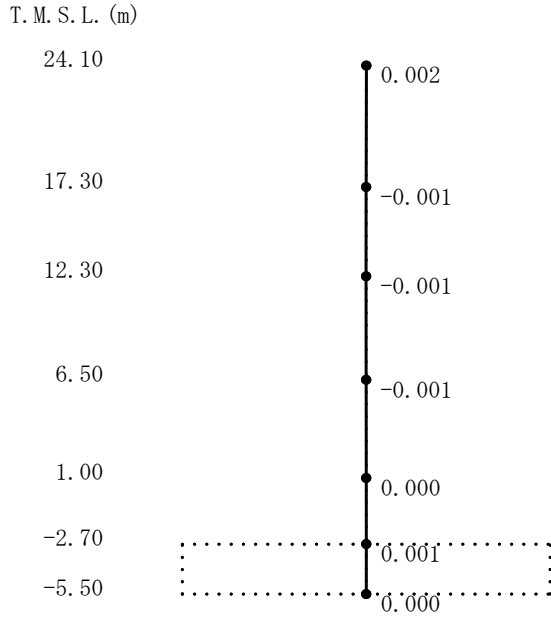


3次

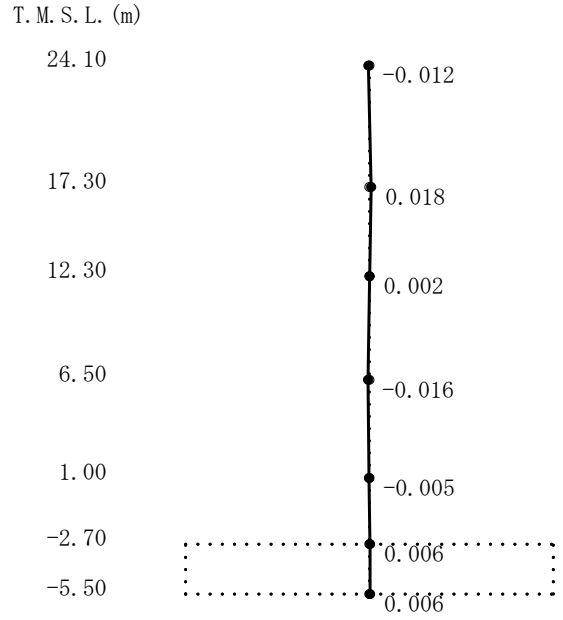


4次

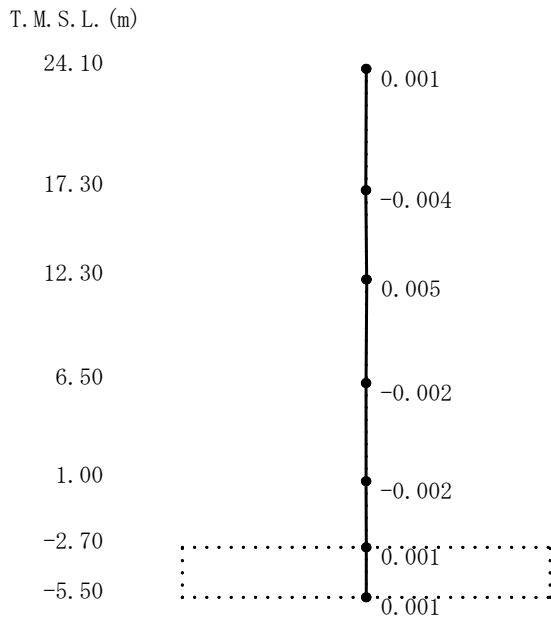
図4-29 刺激関数図 (ケース5)
(NS方向, S_s-1) (1/2)



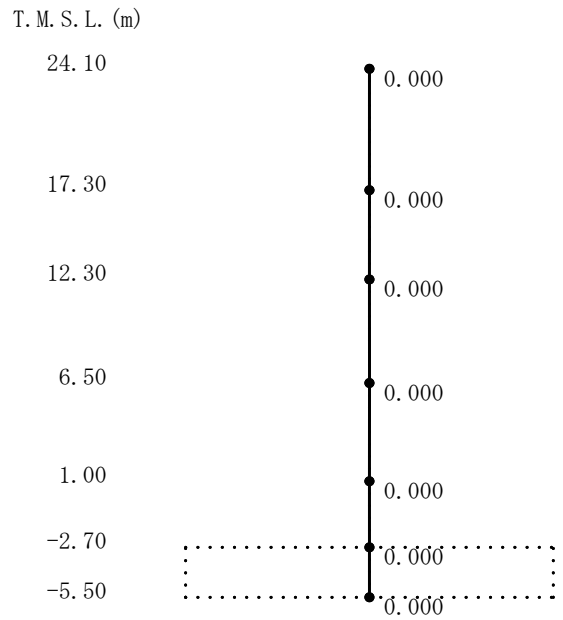
5次



6次



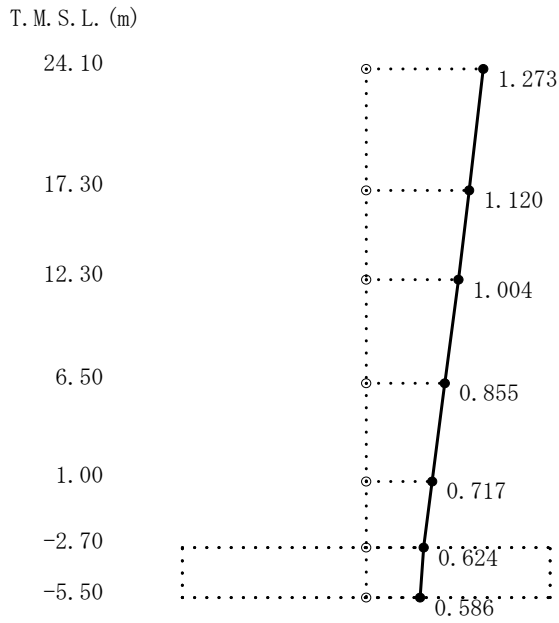
7次



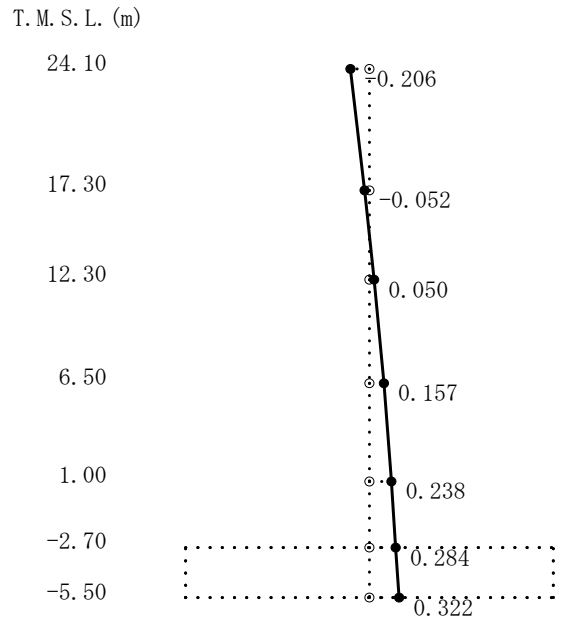
8次

図4-29 刺激関数図 (ケース5)

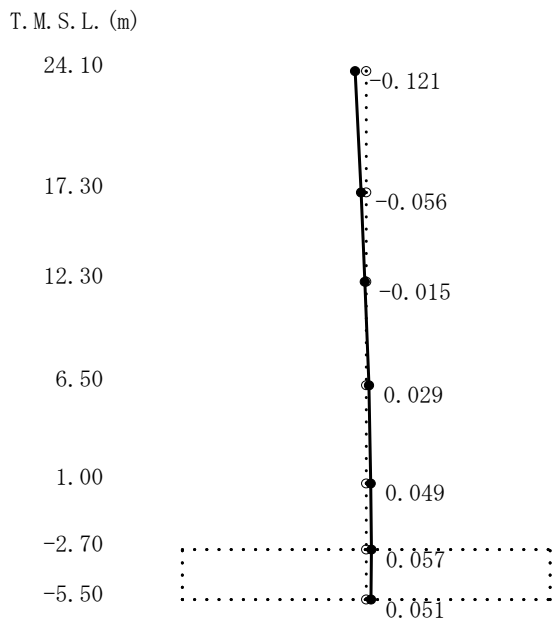
(NS方向, S_s-1) (2/2)



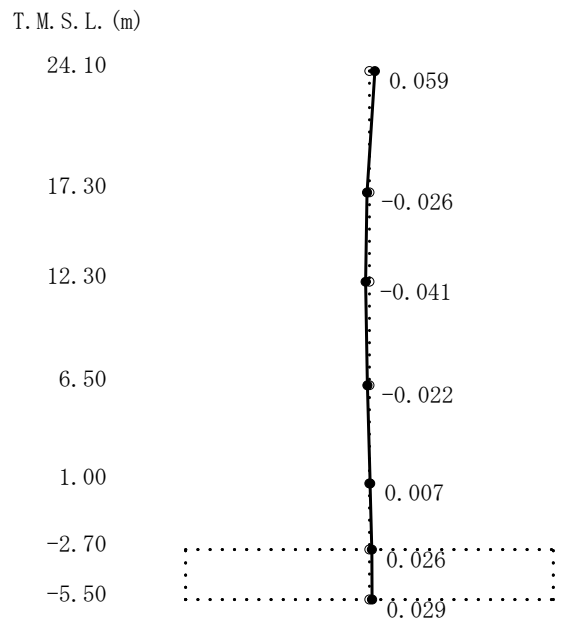
1次



2次

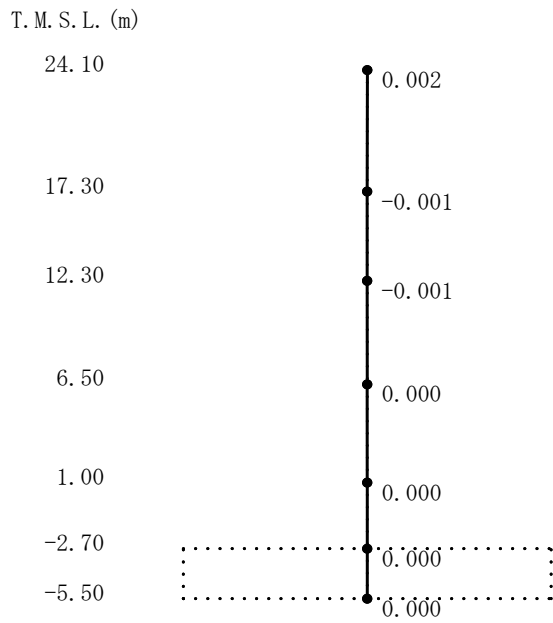


3次

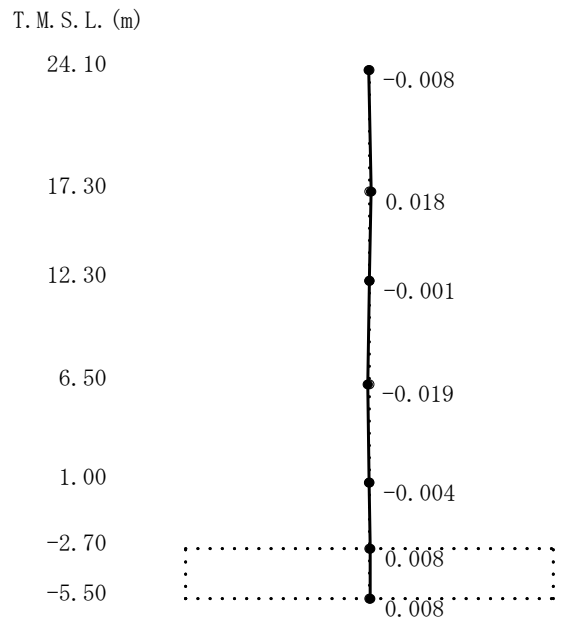


4次

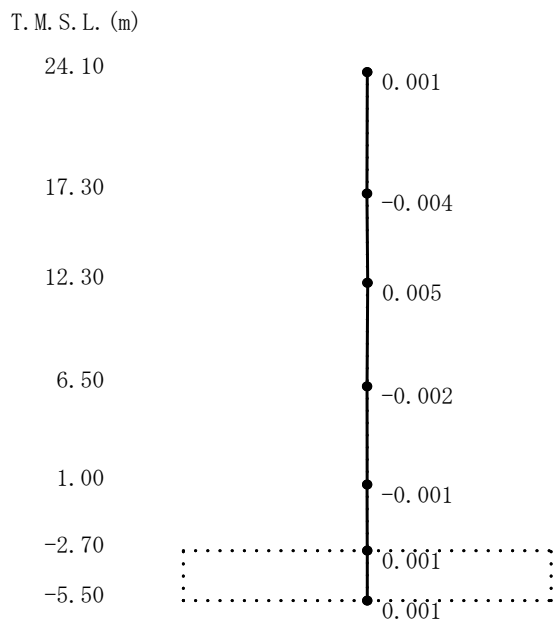
図4-30 刺激関数図 (ケース5)
(EW方向, S_s-1) (1/2)



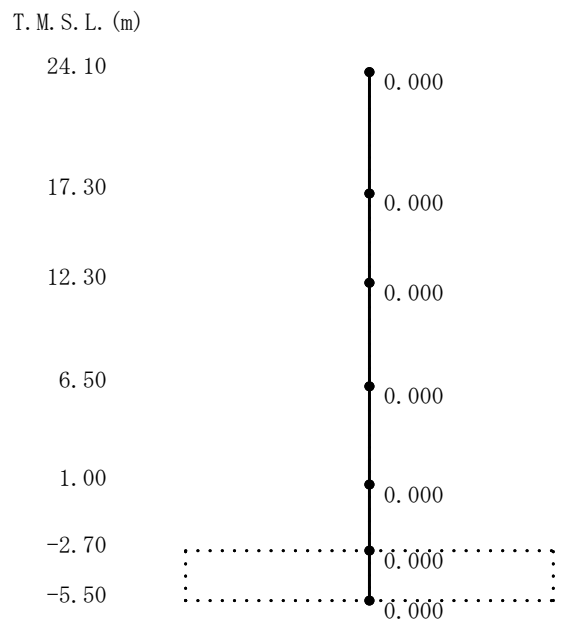
5次



6次



7次

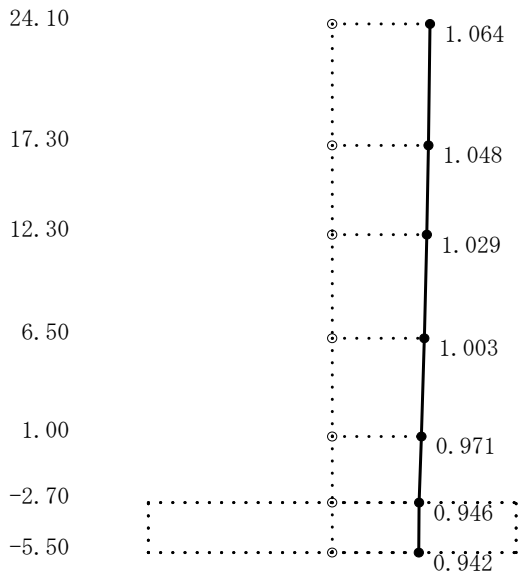


8次

図4-30 刺激関数図 (ケース5)

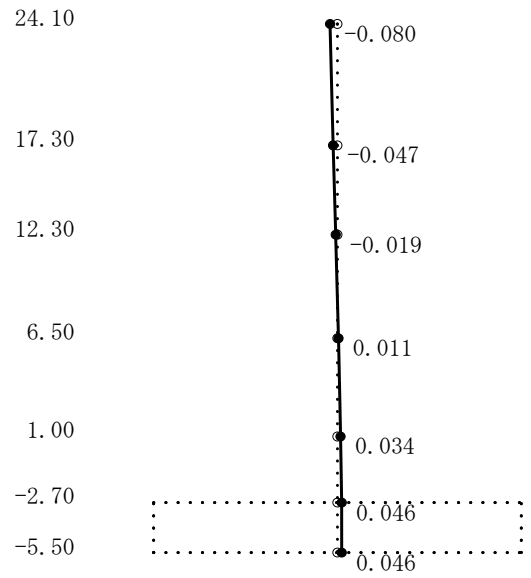
(EW方向, S_s-1) (2/2)

T. M. S. L. (m)



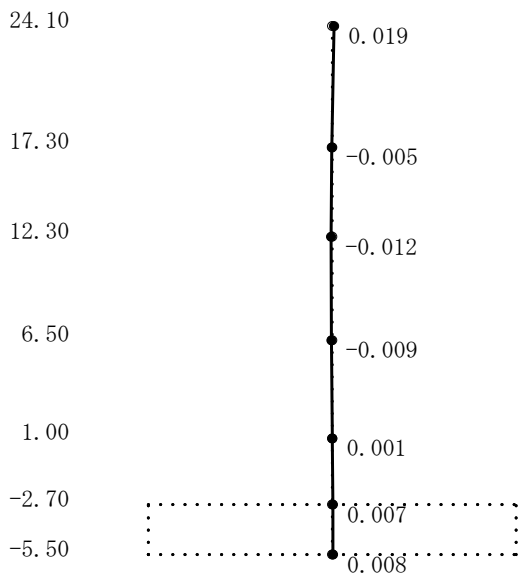
1次

T. M. S. L. (m)



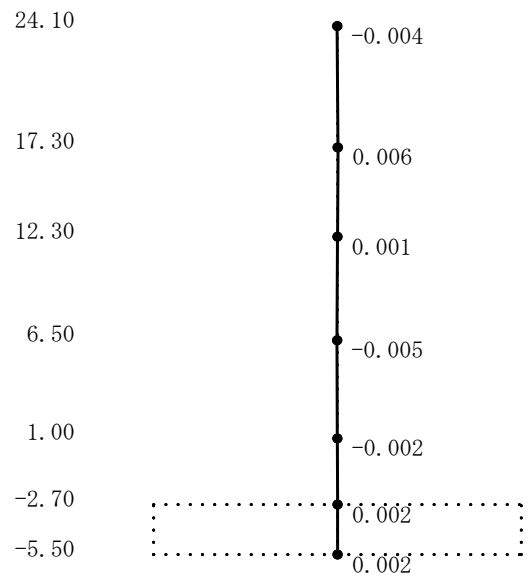
2次

T. M. S. L. (m)



3次

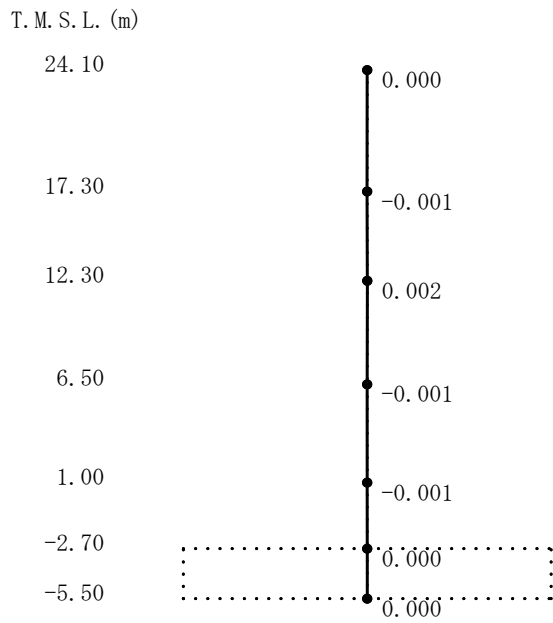
T. M. S. L. (m)



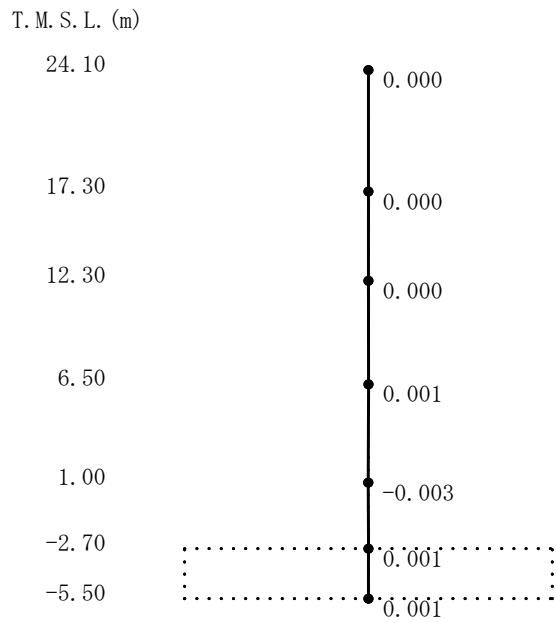
4次

図4-31 刺激関数図 (ケース5)

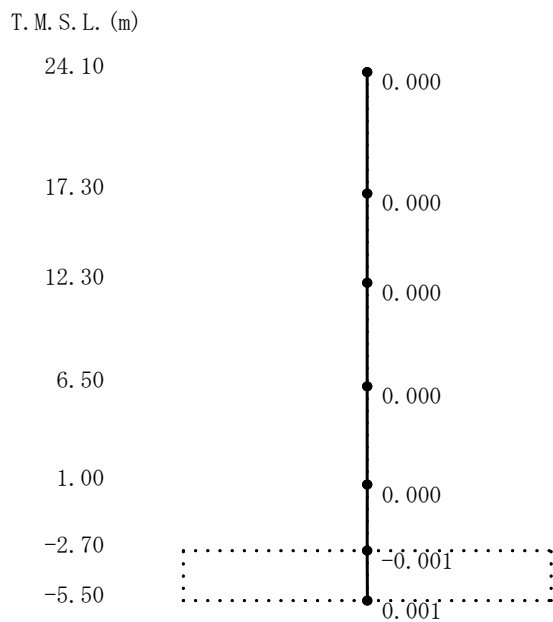
(鉛直方向, Ss-1) (1/2)



5次



6次



7次

図4-31 刺激関数図 (ケース5)

(鉛直方向, Ss-1) (2/2)

(3) 地震応答解析結果

建屋剛性を変動させた地震応答解析モデルによる地震応答解析結果を基本ケースの結果と比較した。入力地震動はSs-1とする。最大応答値の比較を図4-32～図4-47に示す。

水平方向について、ケース1, 4, 5の最大応答加速度, 最大応答変位, 最大応答せん断力, 最大応答曲げモーメント, 最大せん断ひずみはおおむね同等である。なお, NS方向の最大応答変位については若干差異があり, ケース4で小さくなり, ケース5で大きくなる傾向であることを確認した。

これは, 建屋剛性が大きくなる側に変動する場合は, 剛性の増加に伴い変位は小さくなり, 小さくなる側に変動する場合は, 剛性の減少に伴い変位は大きくなったと考えられる。

鉛直方向についても, 水平方向と同様にケース1, 4, 5の最大応答加速度, 最大応答変位, 最大応答軸力はおおむね同等であることを確認した。

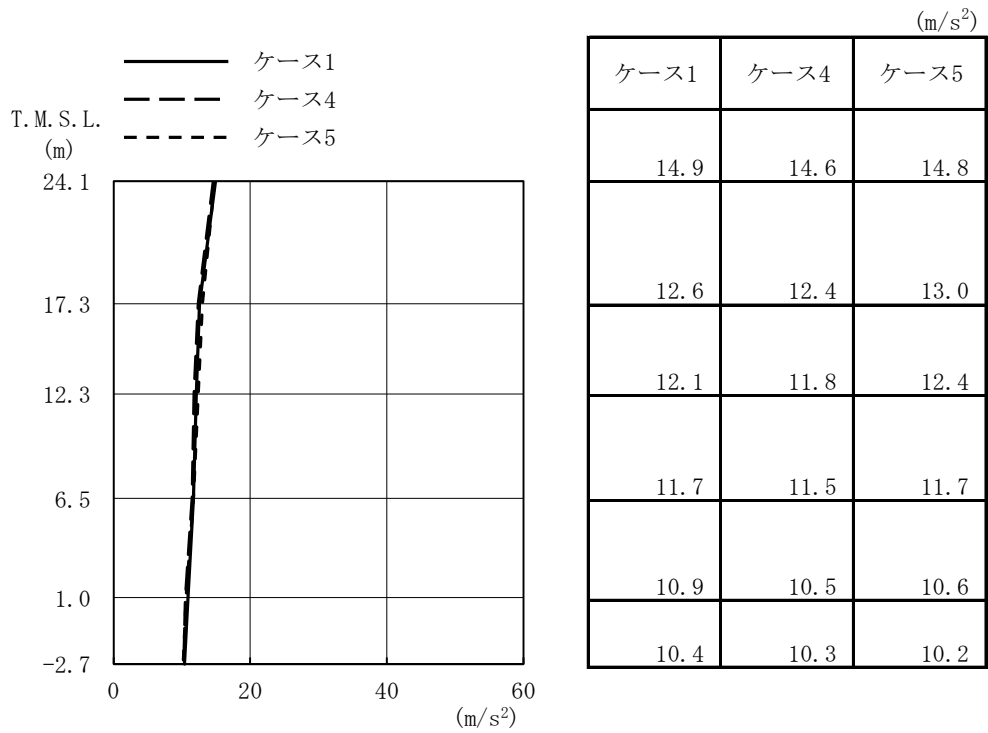


図4-32 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向)

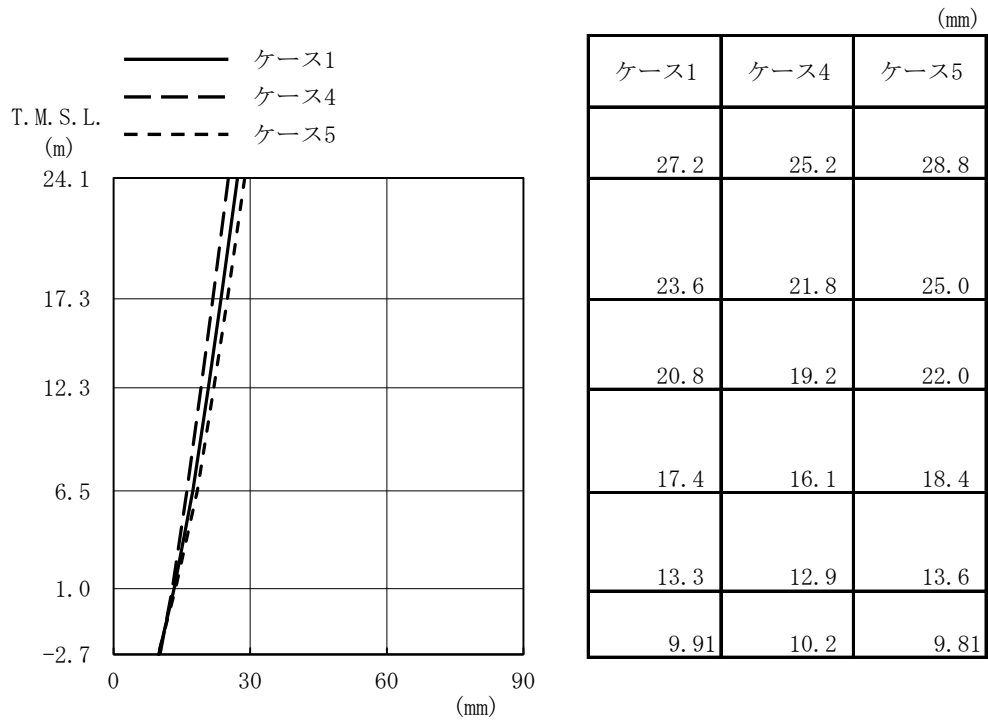


図4-33 最大応答変位 (Ss-1, NS方向)

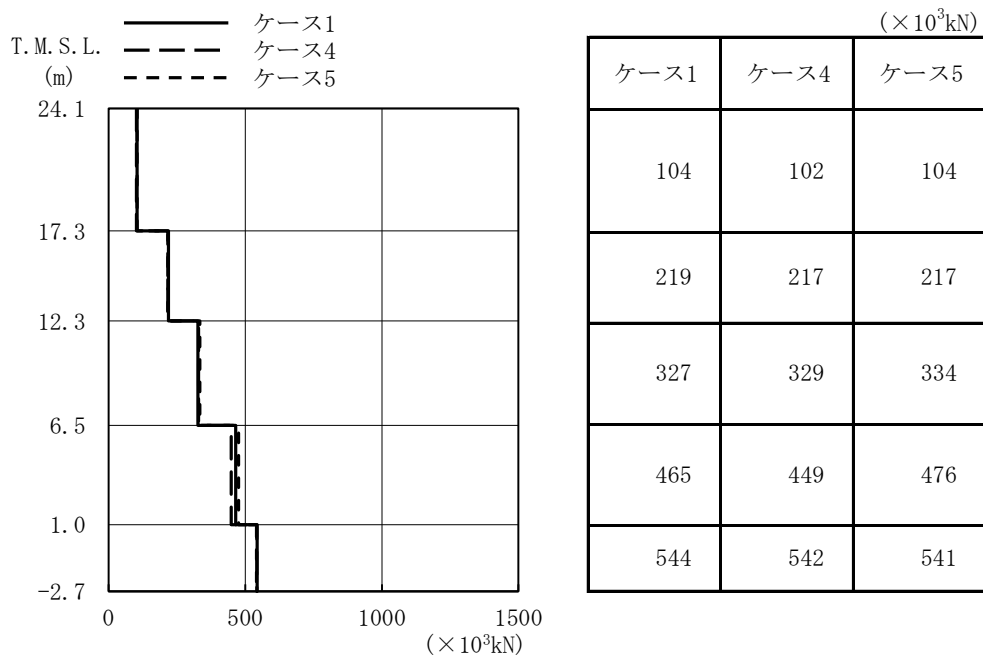


図4-34 最大応答せん断力 (Ss-1, NS方向)

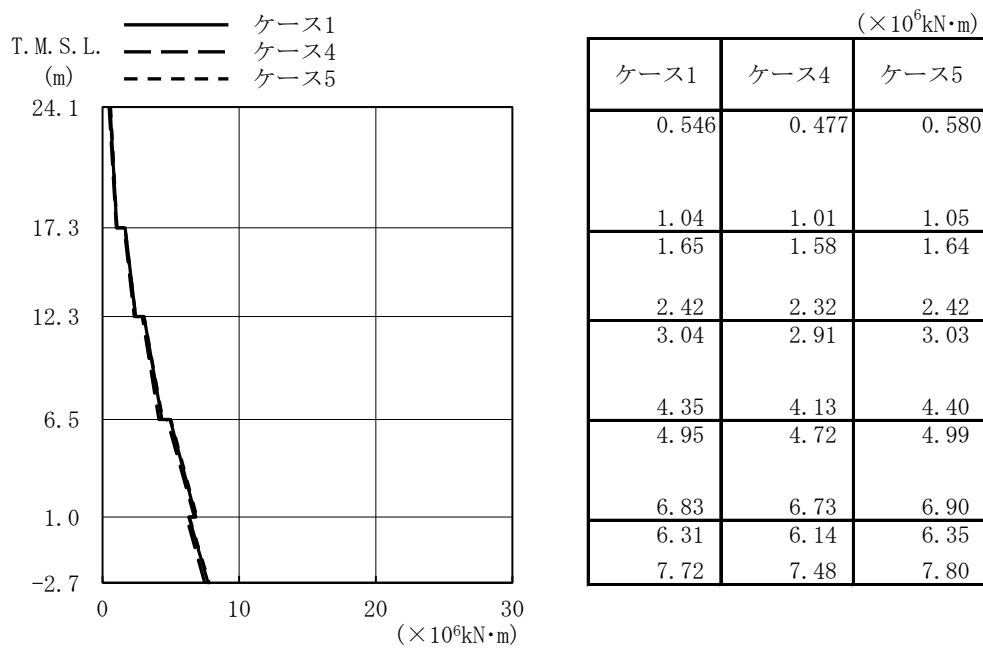


図4-35 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS方向)

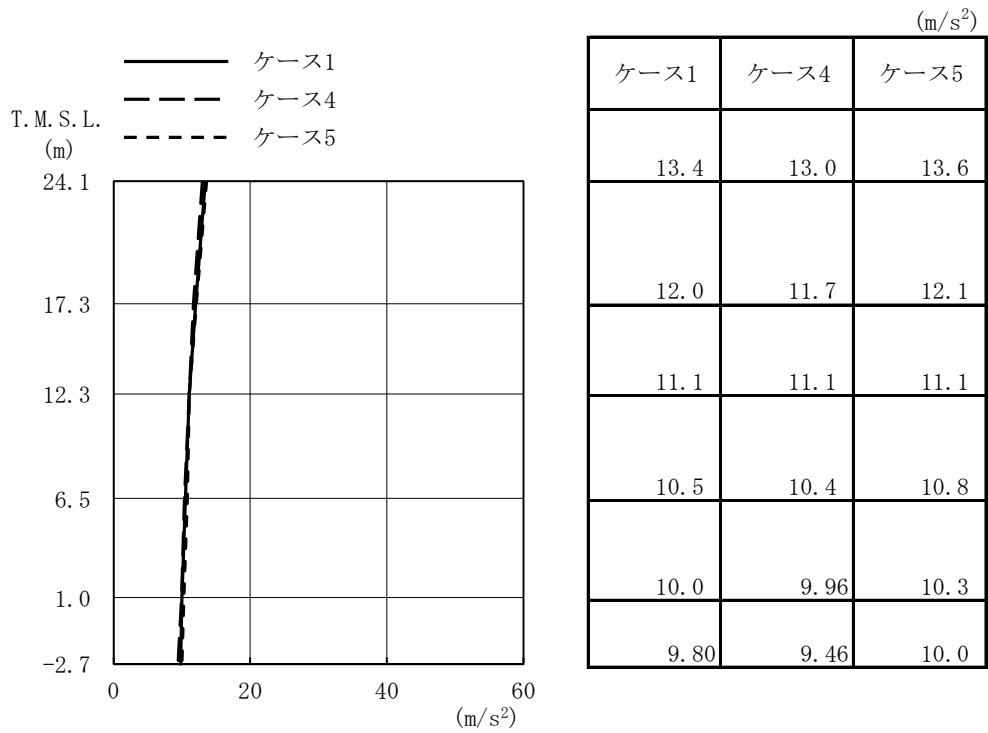


図4-36 最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)

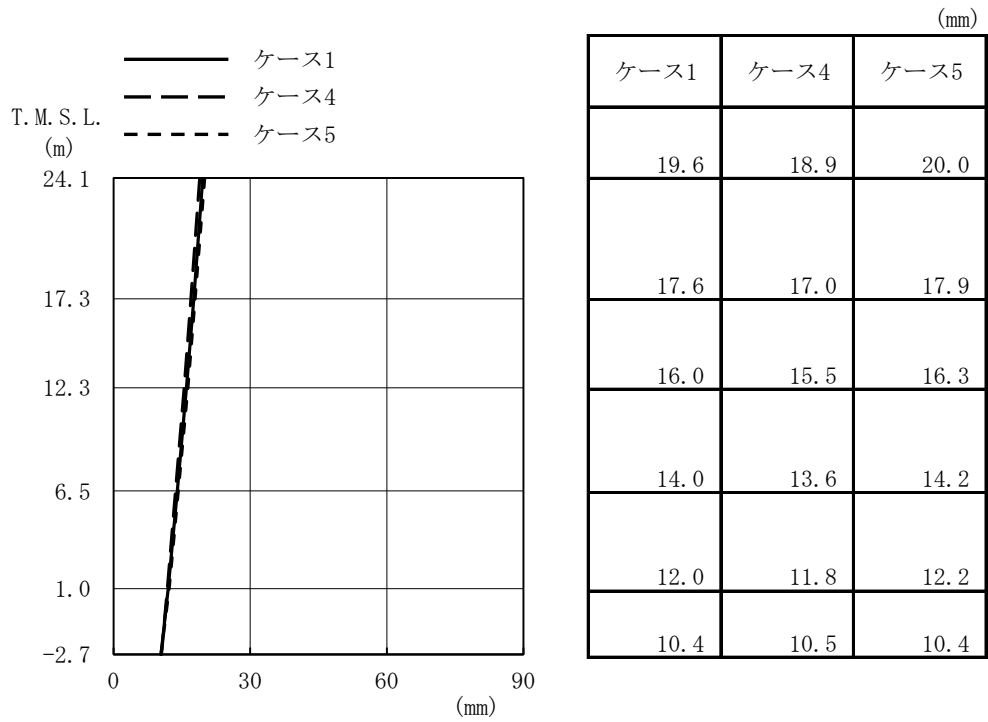


図4-37 最大応答変位 (Ss-1, EW方向)

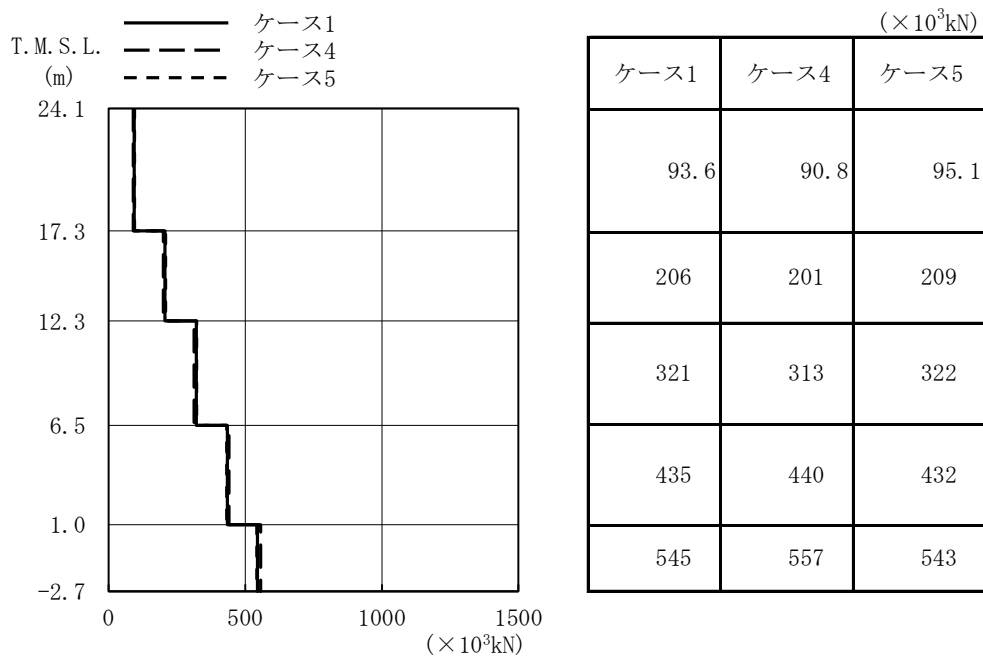


図4-38 最大応答せん断力 (Ss-1, EW方向)

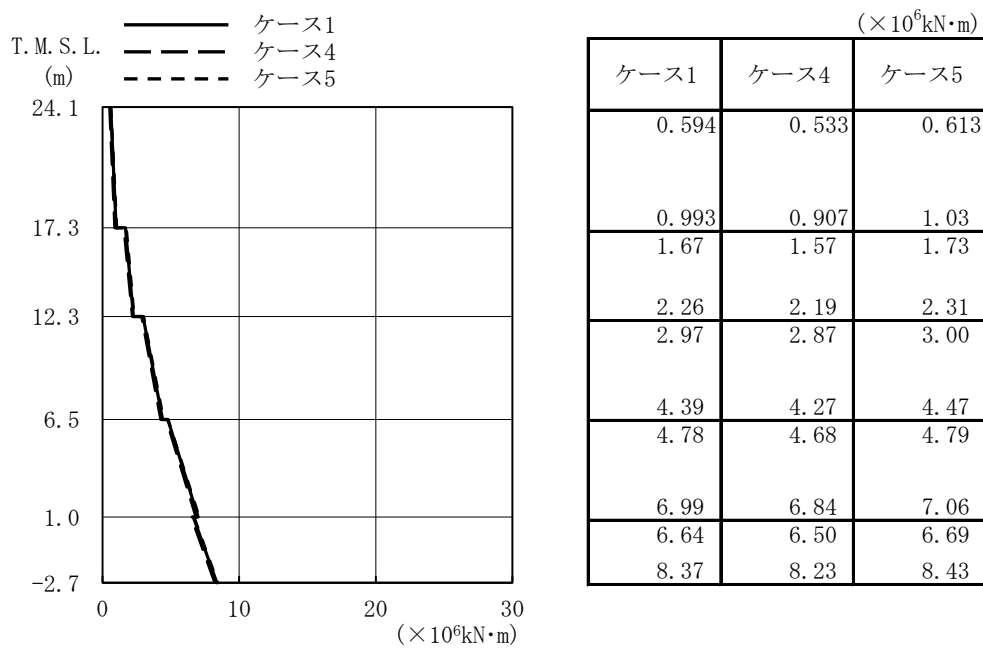


図4-39 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW方向)

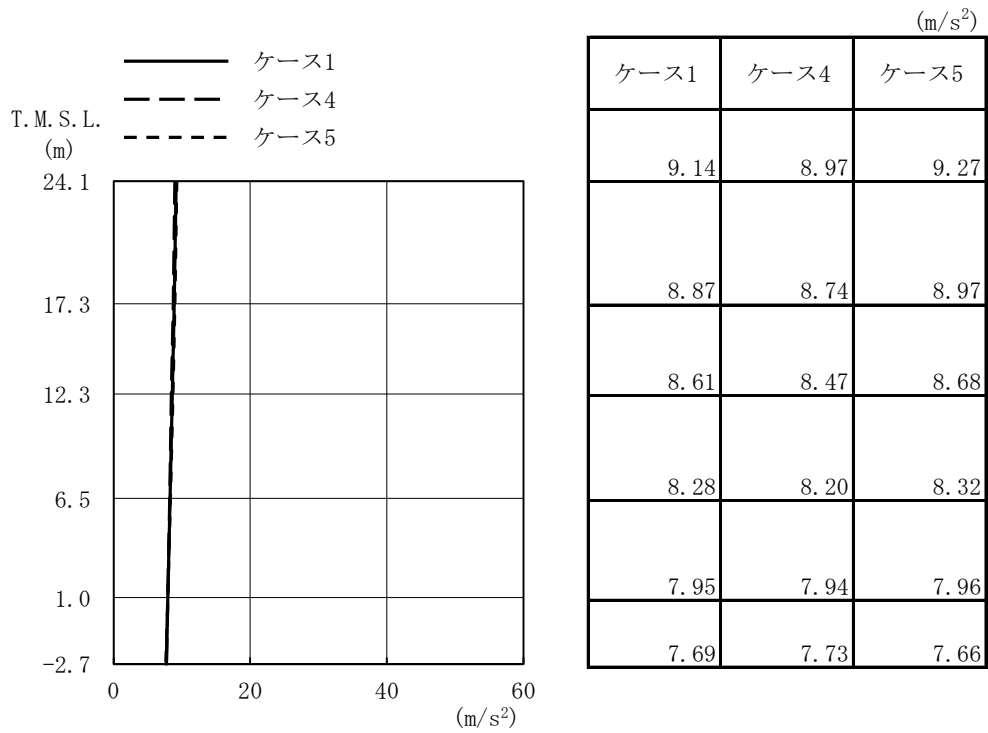


図4-40 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

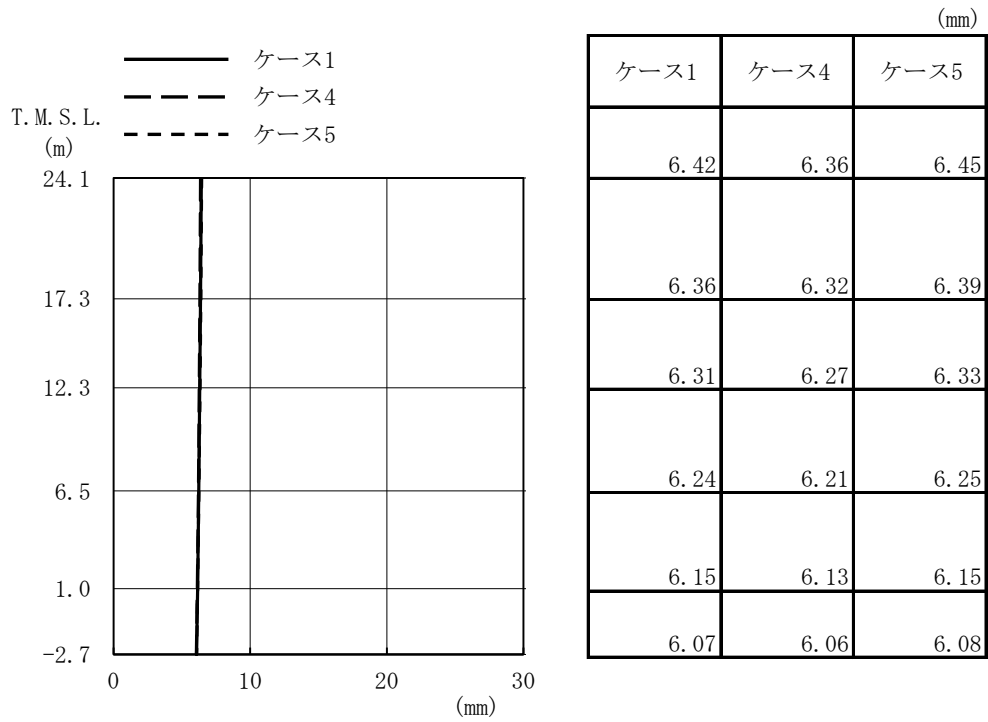


図4-41 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

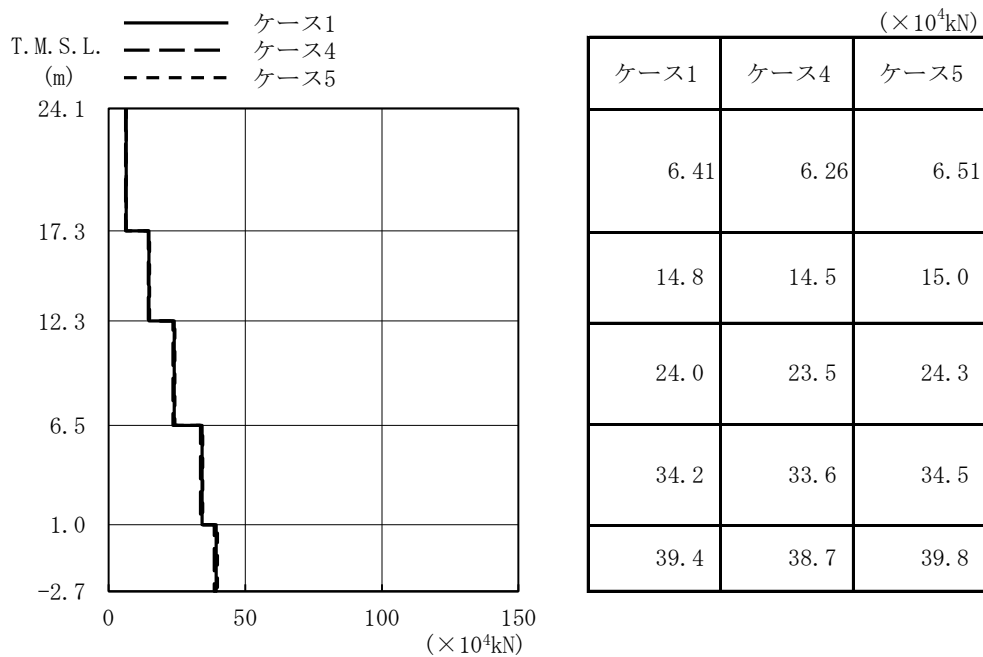


図4-42 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

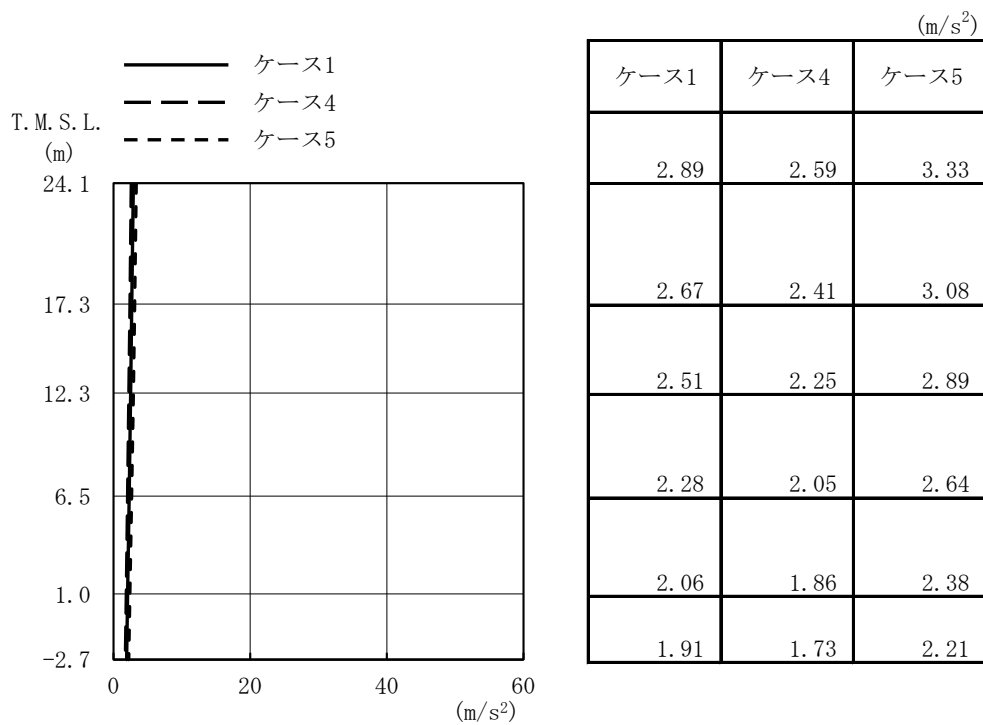


図4-43 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向, 誘発上下動)

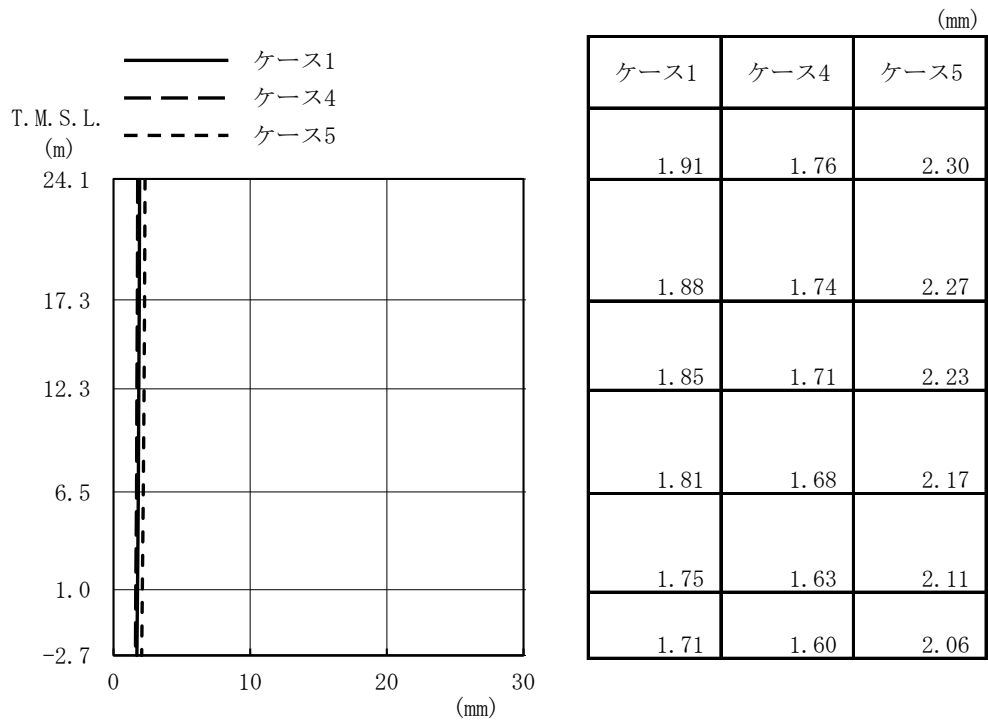


図4-44 最大応答変位 (Ss-1, NS方向, 誘発上下動)

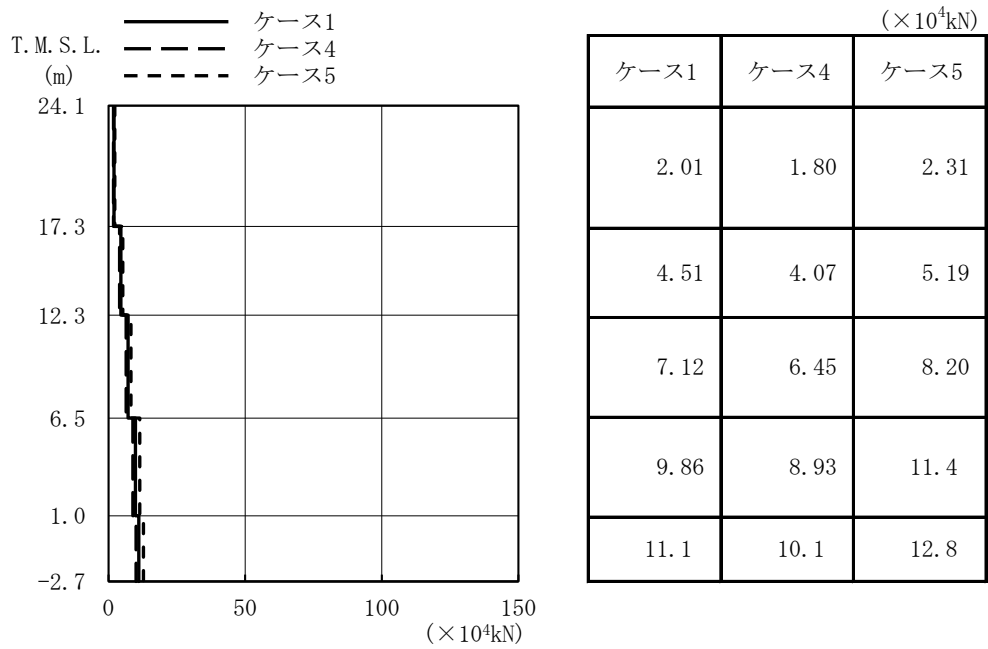


図4-45 最大応答軸力 (Ss-1, NS方向, 誘発上下動)

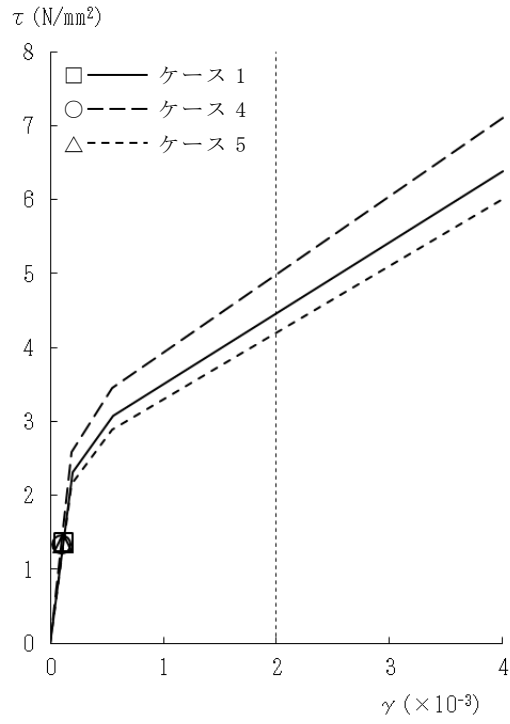


図4-46 τ - γ 関係と最大応答値 (S_s-1, NS方向, 2F) (1/5)

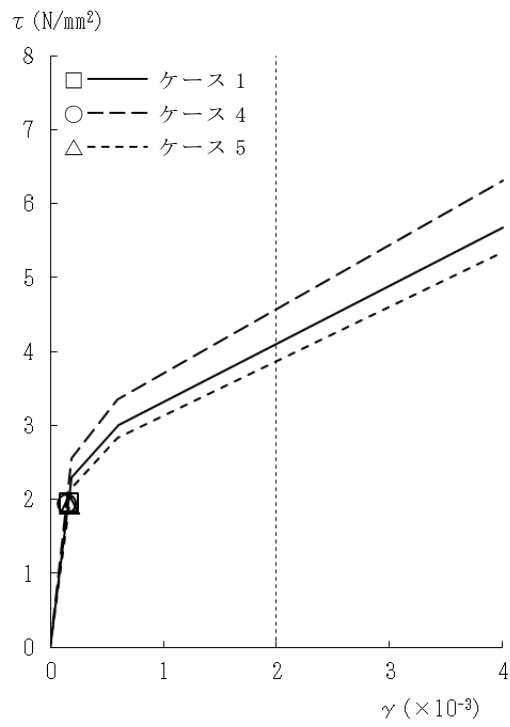


図4-46 τ - γ 関係と最大応答値 (S_s-1, NS方向, 1F) (2/5)

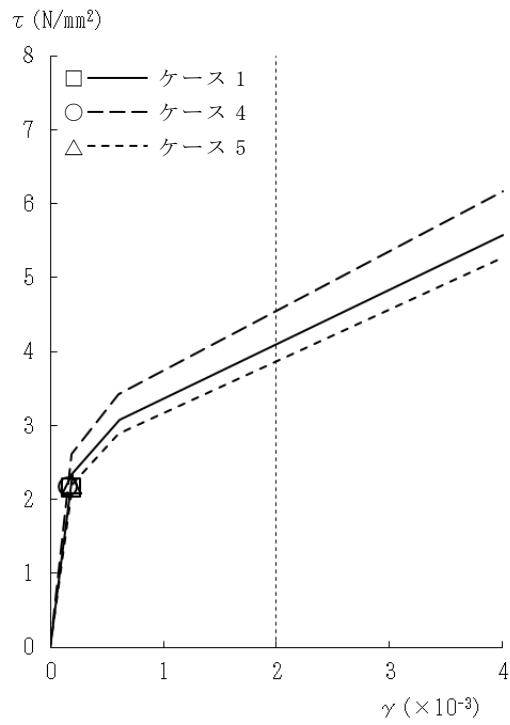


図4-46 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B1F) (3/5)

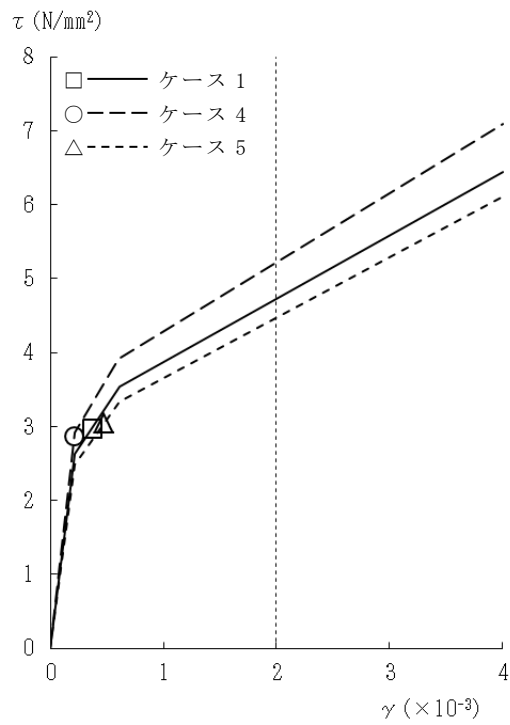


図4-46 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, MB2F) (4/5)

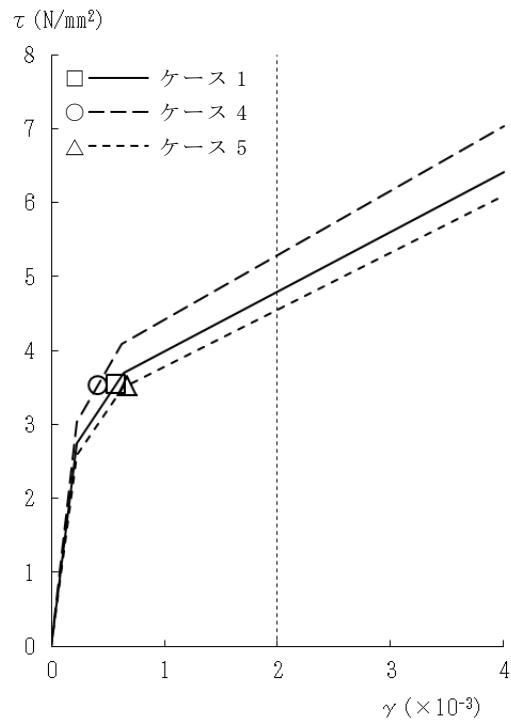


図4-46 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B2F) (5/5)

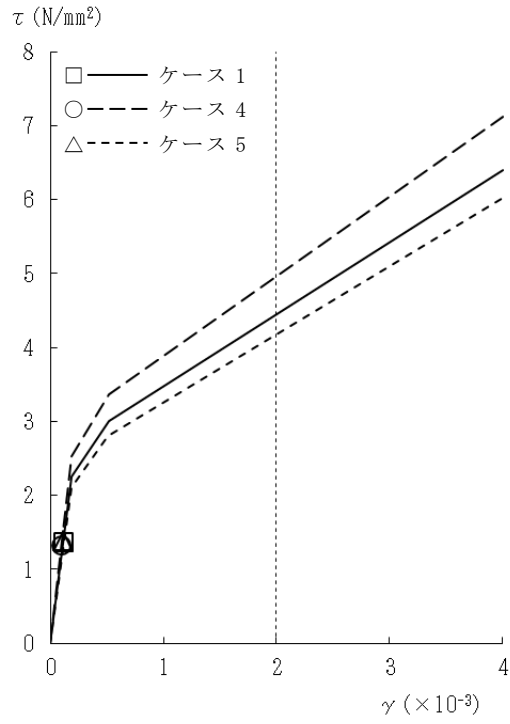


図4-47 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 2F) (1/5)

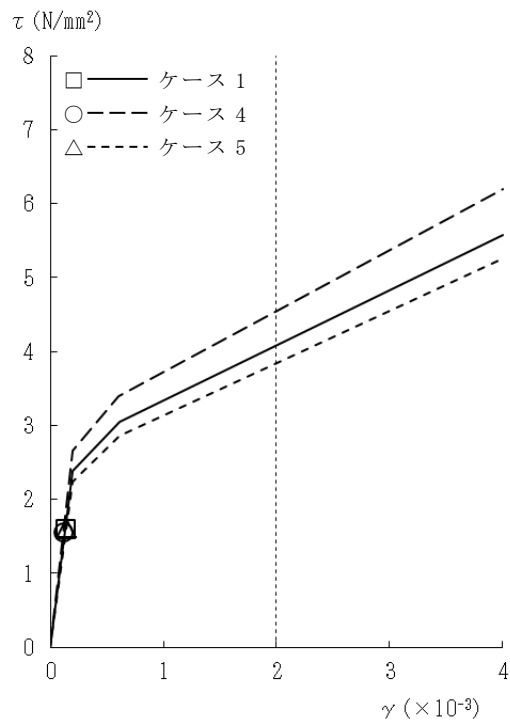


図4-47 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 1F) (2/5)

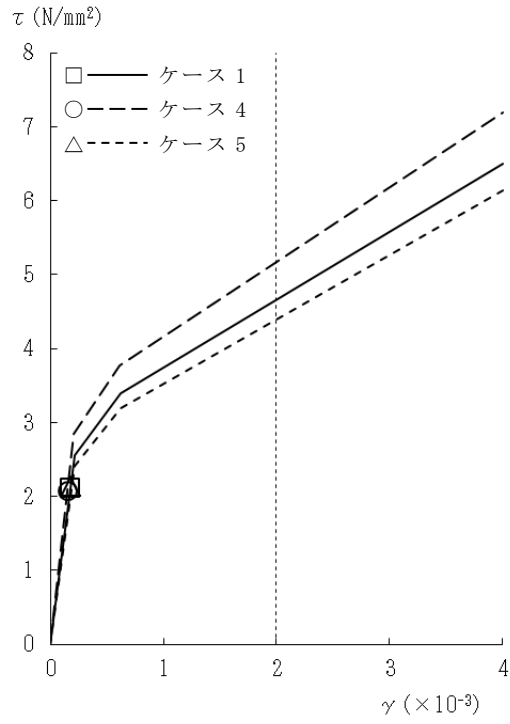


図4-47 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B1F) (3/5)

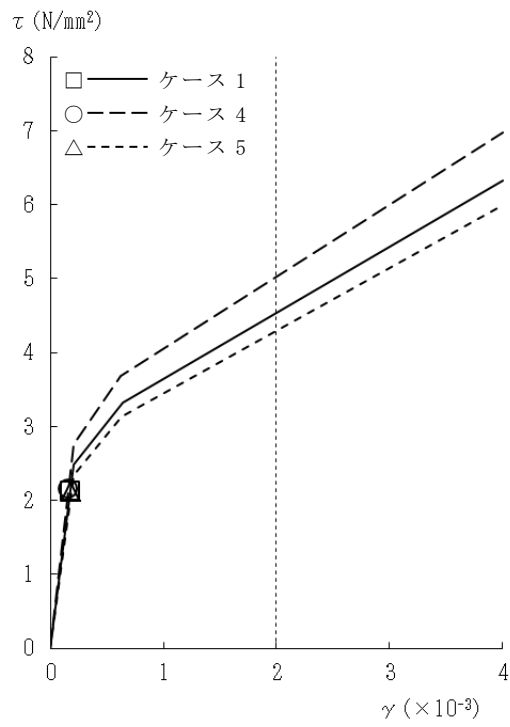


図4-47 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, MB2F) (4/5)

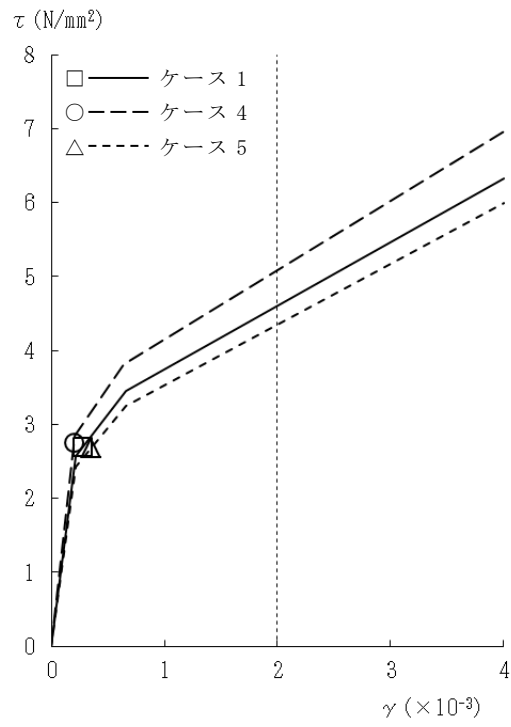


図4-47 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B2F) (5/5)

表 4-8 基準地震動 S_s による地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 1)

(a) NS 方向

基準地震動 S _s	最大接地圧 (kN/m ²)	最大転倒モーメント (×10 ⁶ kN・m)	最小接地率 (%)
S _s -1*	1350	8.69	55.4

注記* : 誘発上下動考慮の結果を示す。

(b) EW 方向

基準地震動 S _s	最大接地圧 (kN/m ²)	最大転倒モーメント (×10 ⁶ kN・m)	最小接地率 (%)
S _s -1	808	9.44	76.8

表 4-9 基準地震動 S_s による地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 4)

(a) NS 方向

基準地震動 S _s	最大接地圧 (kN/m ²)	最大転倒モーメント (×10 ⁶ kN・m)	最小接地率 (%)
S _s -1*	1330	8.60	56.4

注記* : 誘発上下動考慮の結果を示す。

(b) EW 方向

基準地震動 S _s	最大接地圧 (kN/m ²)	最大転倒モーメント (×10 ⁶ kN・m)	最小接地率 (%)
S _s -1	797	9.34	77.6

表 4-10 基準地震動 S_s による地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 5)

(a) NS 方向

基準地震動 S _s	最大接地圧 (kN/m ²)	最大転倒モーメント (×10 ⁶ kN・m)	最小接地率 (%)
S _s -1*	1380	8.83	53.8

注記* : 誘発上下動考慮の結果を示す。

(b) EW 方向

基準地震動 S _s	最大接地圧 (kN/m ²)	最大転倒モーメント (×10 ⁶ kN・m)	最小接地率 (%)
S _s -1	812	9.49	76.5

4.2.3 側面回転ばねの変動による影響

(1) 影響検討方針

表4-1に示した検討ケースのうち、側面回転ばねを変動させたケース（ケース6）の固有値解析及び地震応答解析を実施し、基本ケース（ケース1）の結果と比較する。入力地震動はSs-1とする。側面回転ばねによる回転拘束効果は50%に低減する。なお、建屋剛性及び地盤剛性は基本ケースと同一とする。

(2) 固有値解析結果

側面回転ばねを変動させた誘発上下動を考慮しない場合の地震応答解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表4-11、刺激関数図を図4-48～図4-49に示す。表、図中においては基本ケースをケース1、回転ばねを50%に低減したケースをケース6として示す。

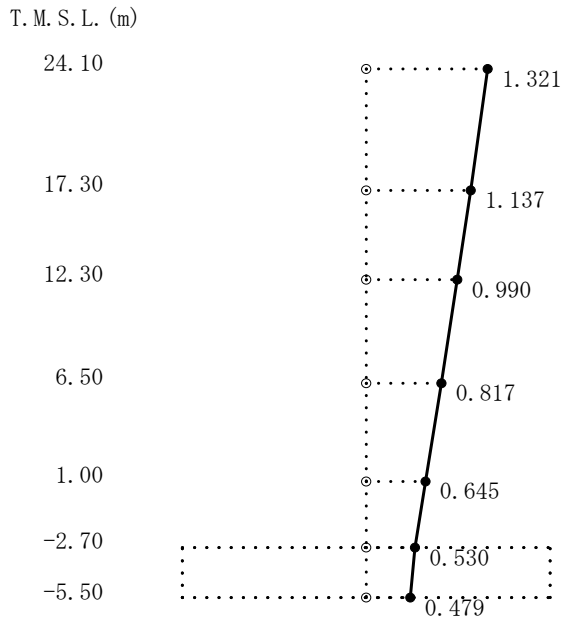
基本ケースに対する側面回転ばねを変動させたモデルの固有振動数の変動幅は、-1%程度である。

表4-11 固有値解析結果（ケース1, ケース6）

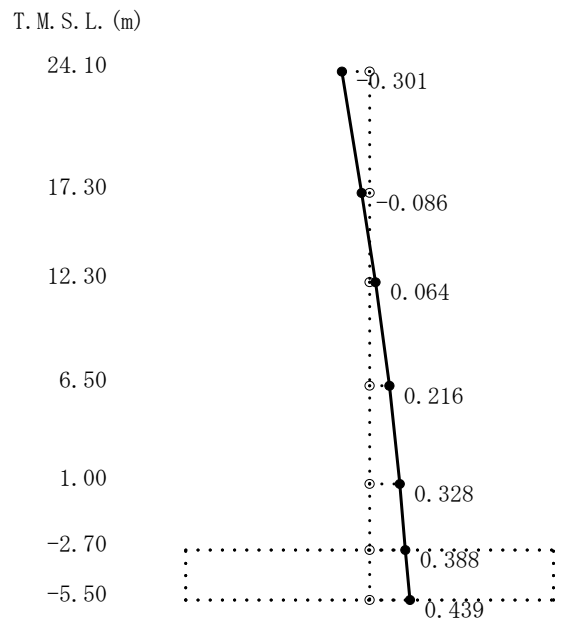
（単位：Hz）

次数	NS方向		EW方向	
	ケース1	ケース6	ケース1	ケース6
1	3.85	3.82 (0.99)	4.08	4.07 (1.00)
2	8.11	8.05 (0.99)	7.86	7.82 (0.99)
3	17.92	17.89 (1.00)	16.97	16.96 (1.00)
4	22.45	22.44 (1.00)	23.81	23.80 (1.00)
5	32.11	32.08 (1.00)	30.82	30.81 (1.00)
6	34.56	34.56 (1.00)	36.36	36.36 (1.00)
7	46.67	46.67 (1.00)	48.82	48.82 (1.00)
8	52.22	52.21 (1.00)	50.81	50.81 (1.00)

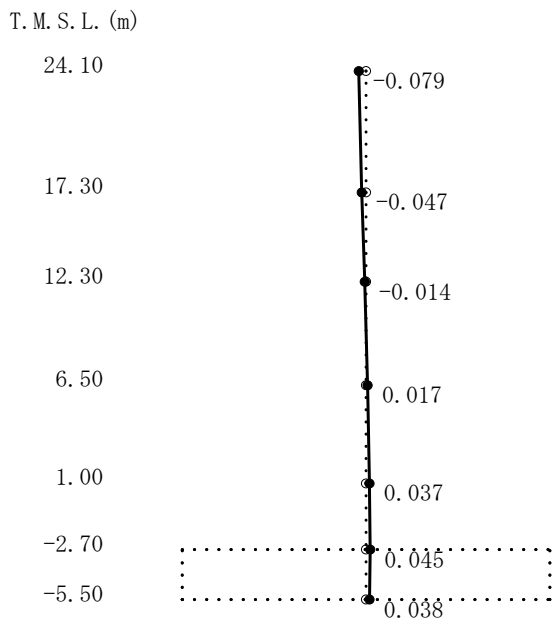
注：（ ）内は，ケース1に対する比率を示す



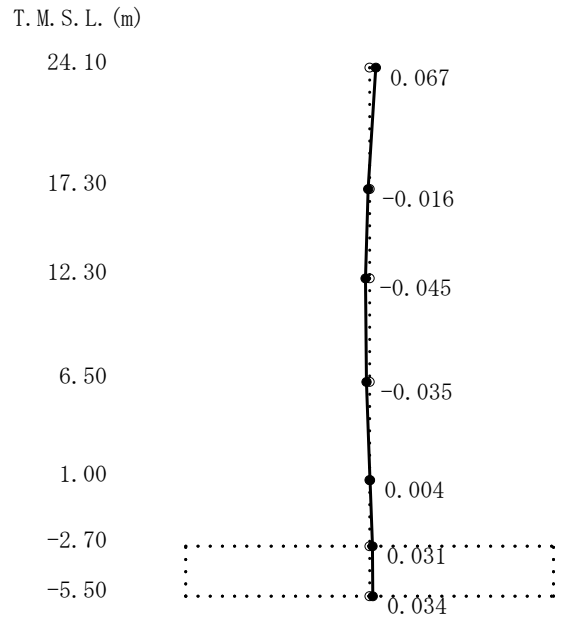
1次



2次

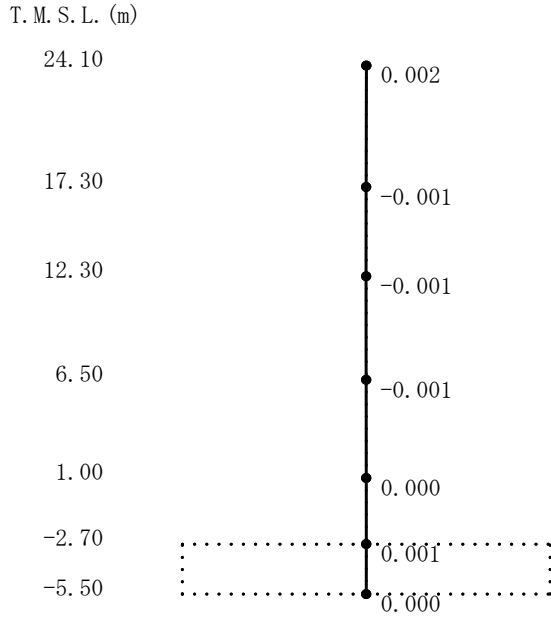


3次

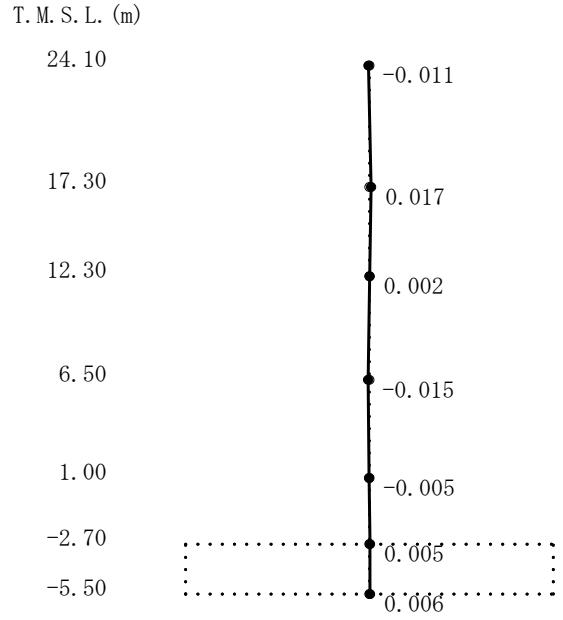


4次

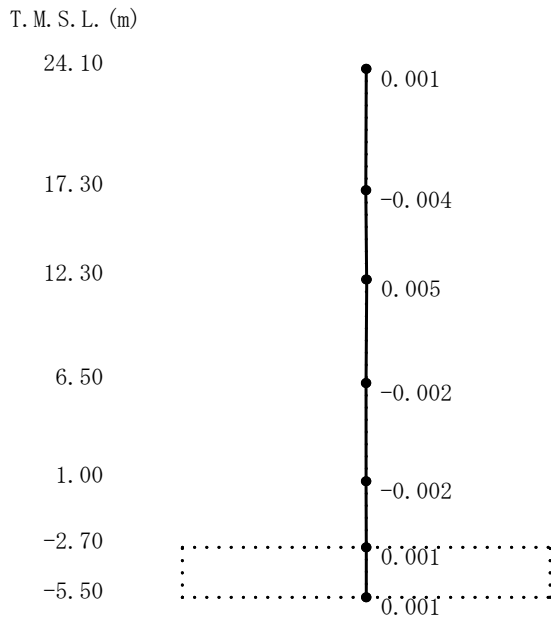
図4-48 刺激関数図 (ケース6)
(NS方向, S_s-1) (1/2)



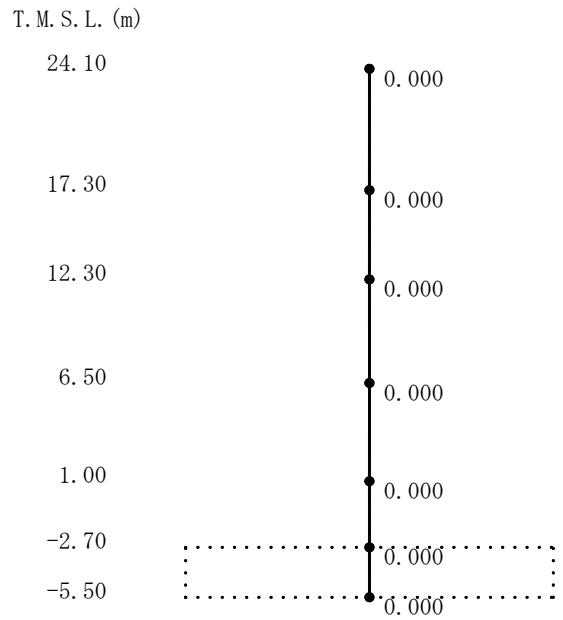
5次



6次



7次

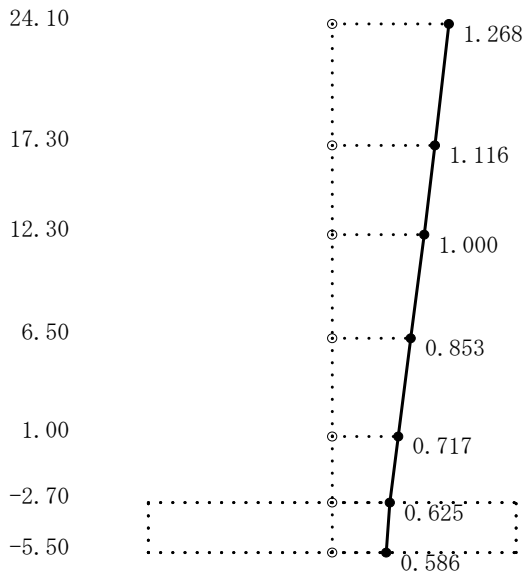


8次

図4-48 刺激関数図 (ケース6)

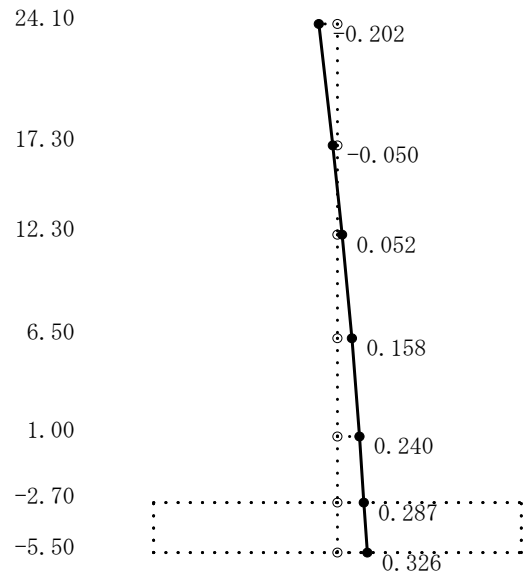
(NS方向, S_s-1) (2/2)

T. M. S. L. (m)



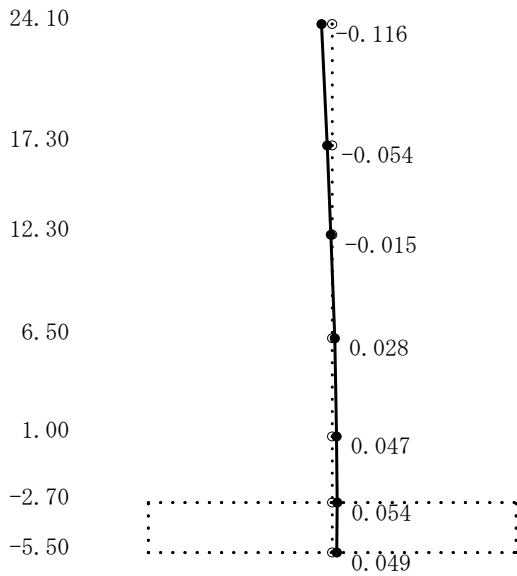
1次

T. M. S. L. (m)



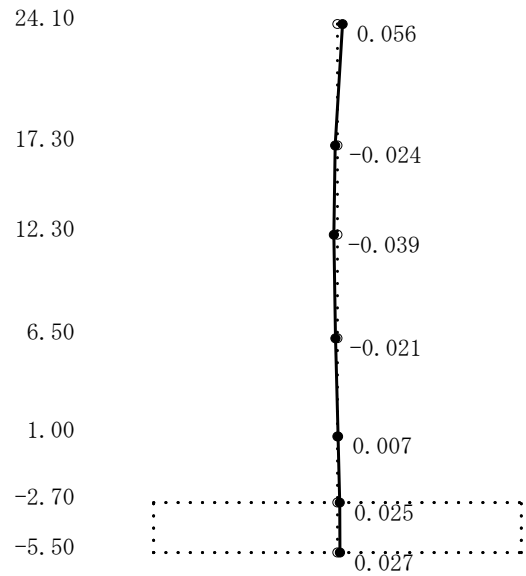
2次

T. M. S. L. (m)



3次

T. M. S. L. (m)

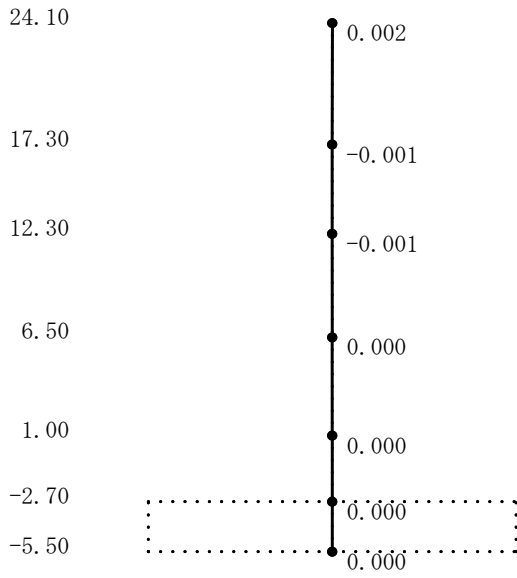


4次

図4-49 刺激関数図 (ケース6)

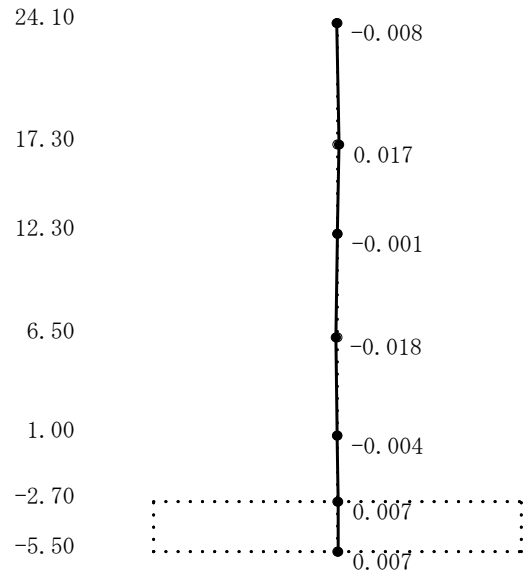
(EW方向, S_s-1) (1/2)

T. M. S. L. (m)



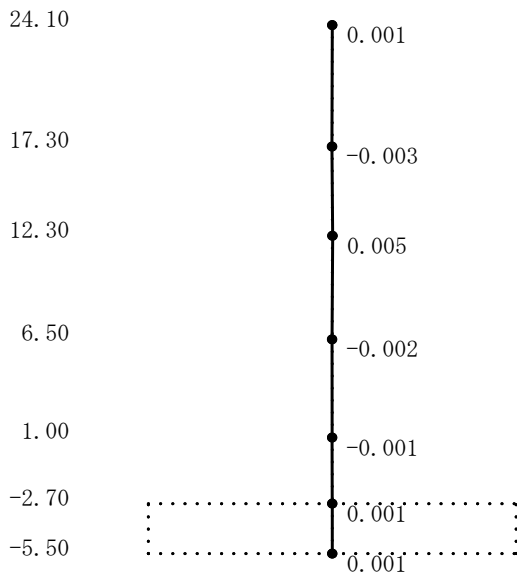
5次

T. M. S. L. (m)



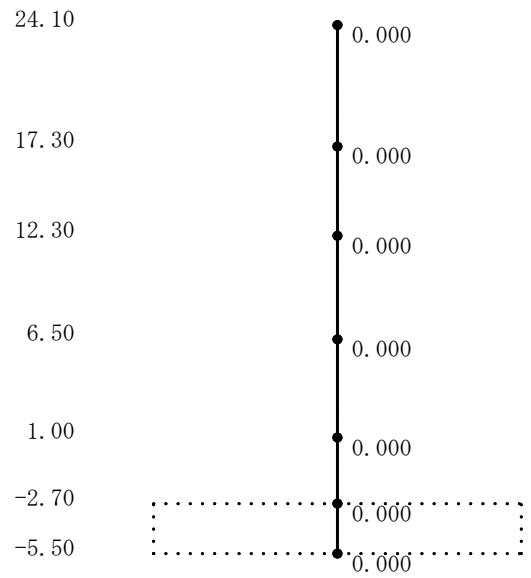
6次

T. M. S. L. (m)



7次

T. M. S. L. (m)



8次

図4-49 刺激関数図 (ケース6)

(EW方向, Ss-1) (2/2)

(3) 地震応答解析結果

側面回転ばねを変動させた地震応答解析モデルによる地震応答解析結果を基本ケースの結果と比較した。入力地震動はSs-1とする。最大応答値の比較を図4-50～図4-62に示す。

側面回転ばねを変動させたケース6では、最大応答加速度、最大応答変位、最大応答せん断力、最大応答曲げモーメント、最大せん断ひずみはおおむね同等であることを確認した。

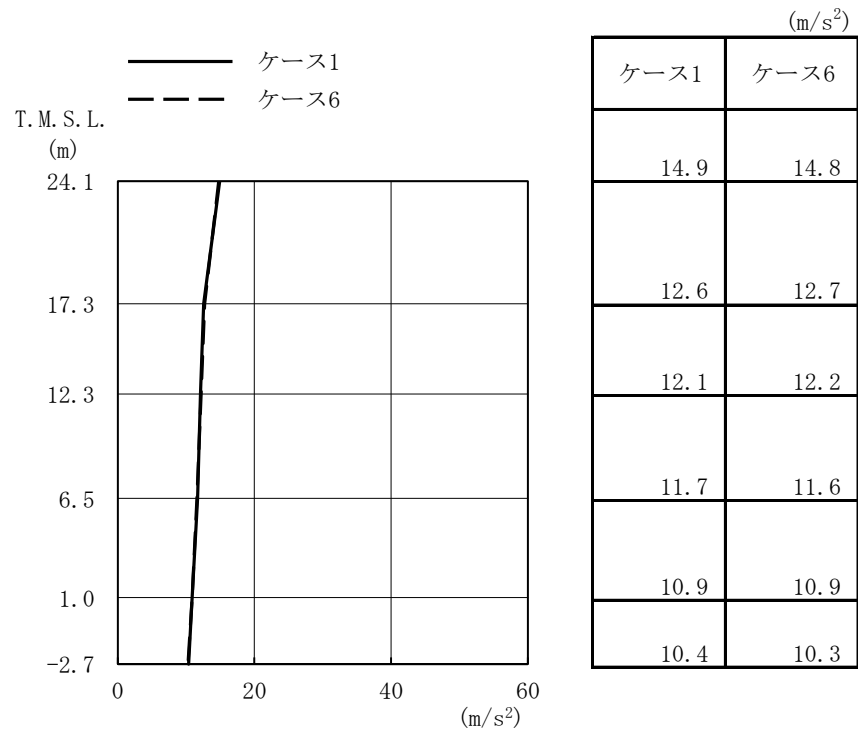


図4-50 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向)

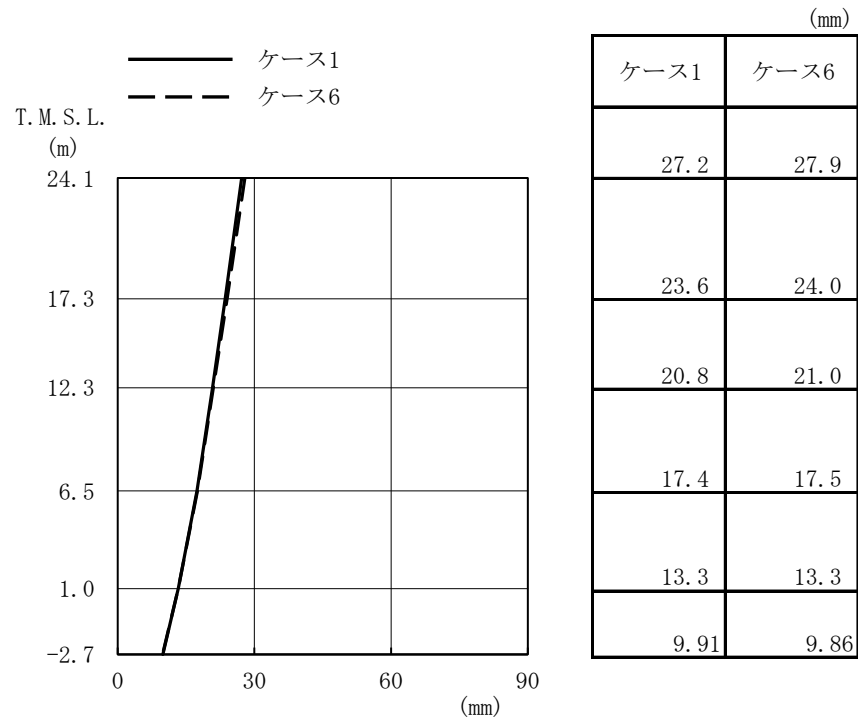


図4-51 最大応答変位 (Ss-1, NS方向)

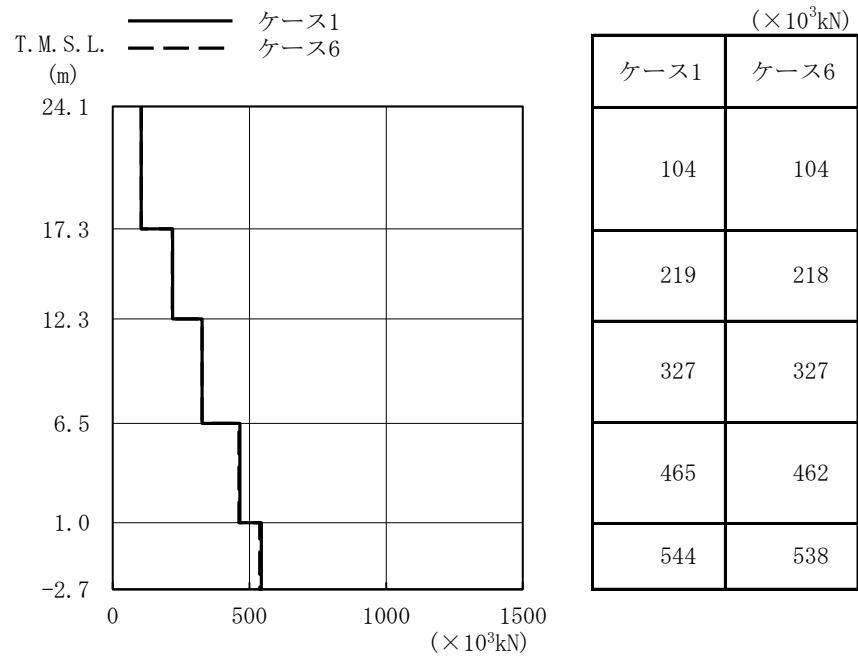


図4-52 最大応答せん断力 (Ss-1, NS方向)

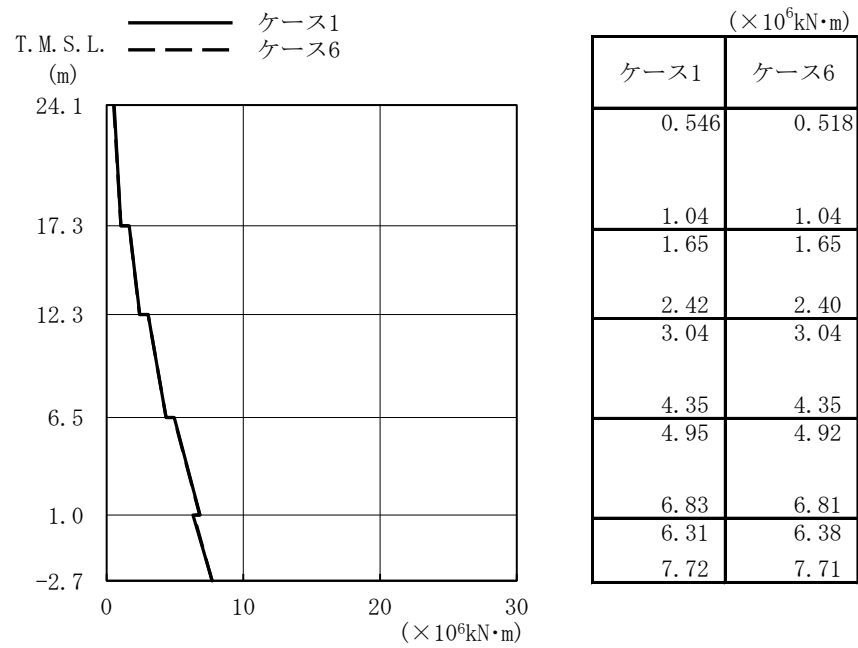


図4-53 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS方向)

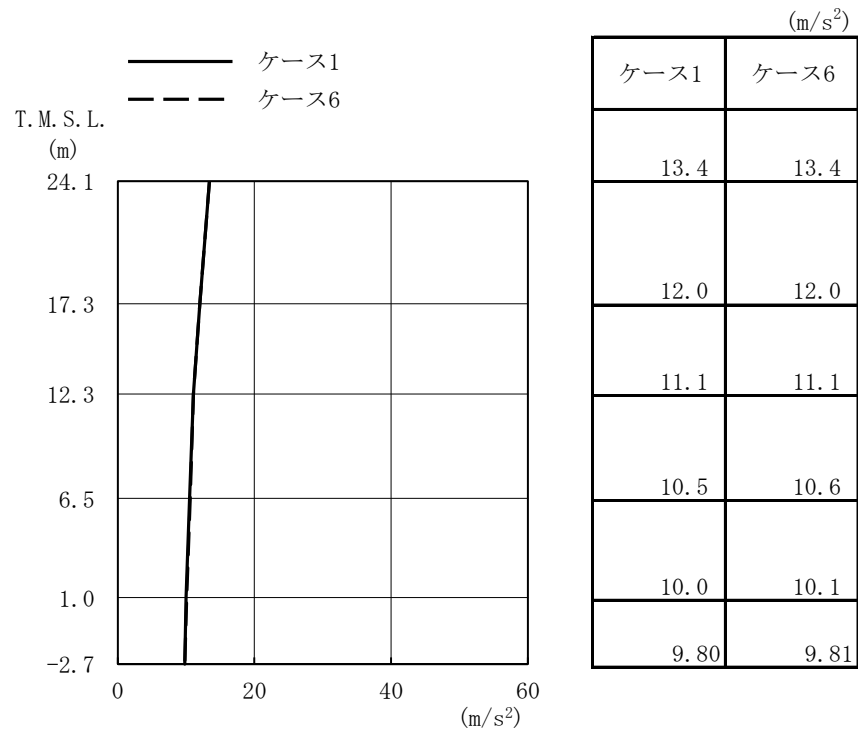


図4-54 最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)

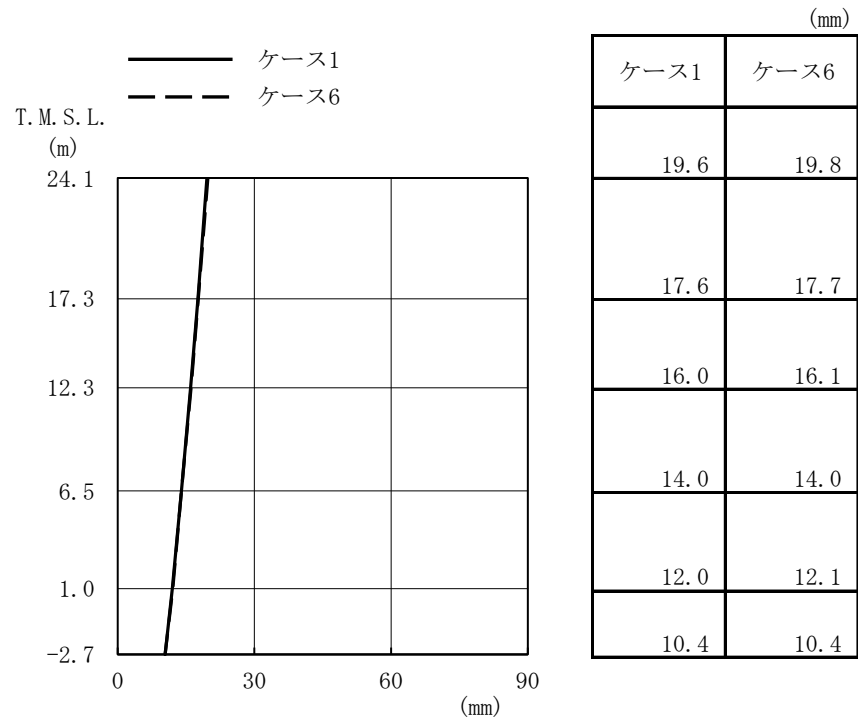


図4-55 最大応答変位 (Ss-1, EW方向)

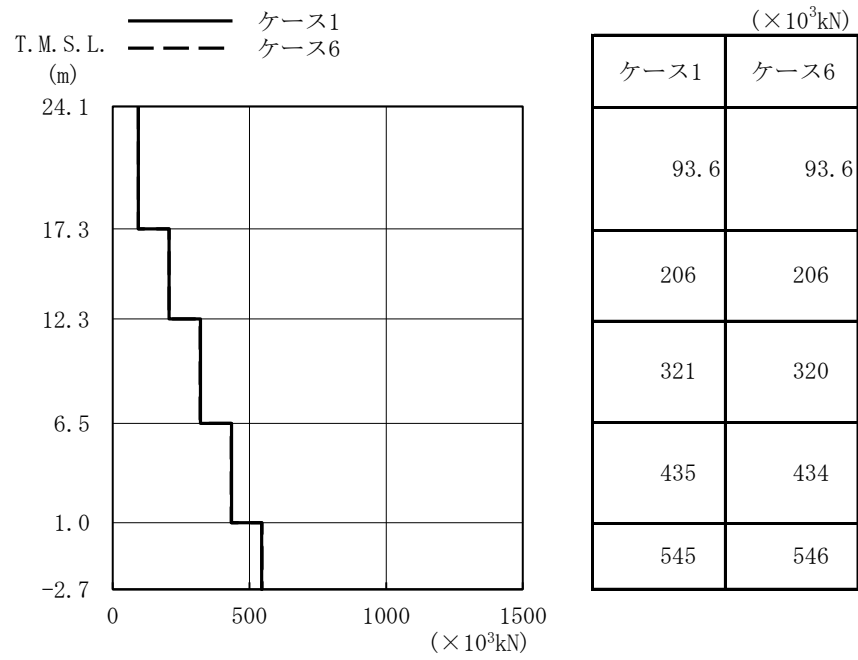


図4-56 最大応答せん断力 (Ss-1, EW方向)

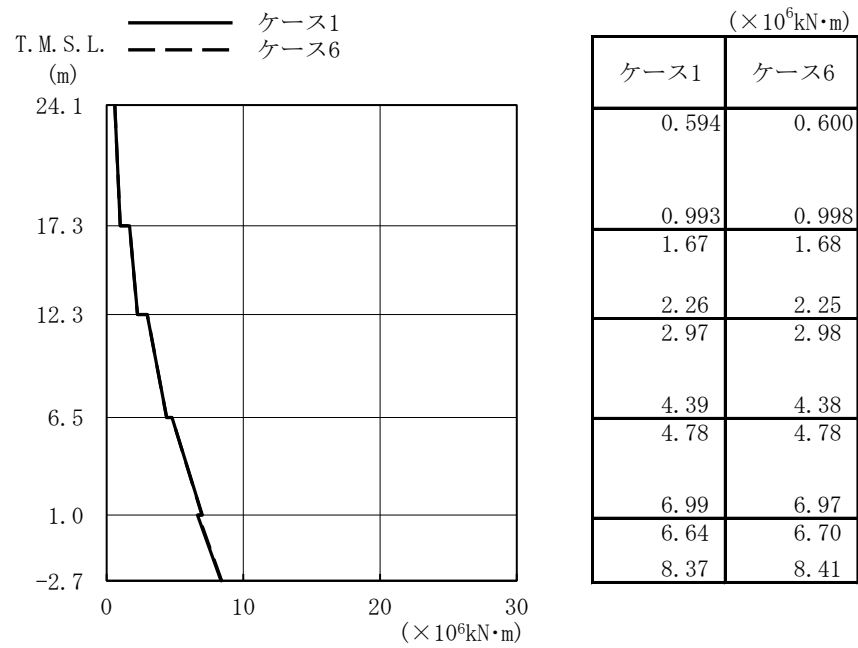


図4-57 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW方向)

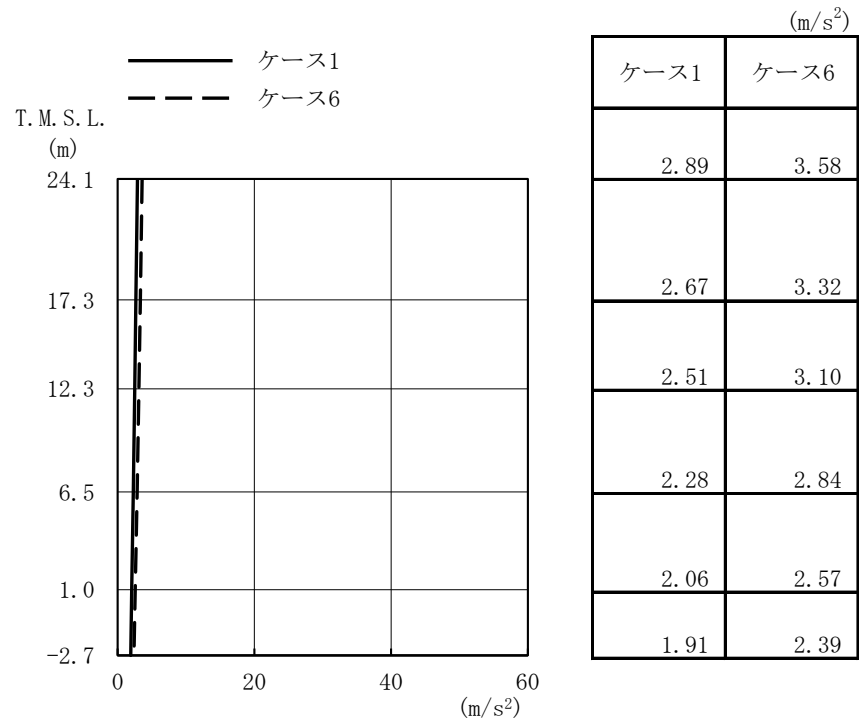


図4-58 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向, 誘発上下動)

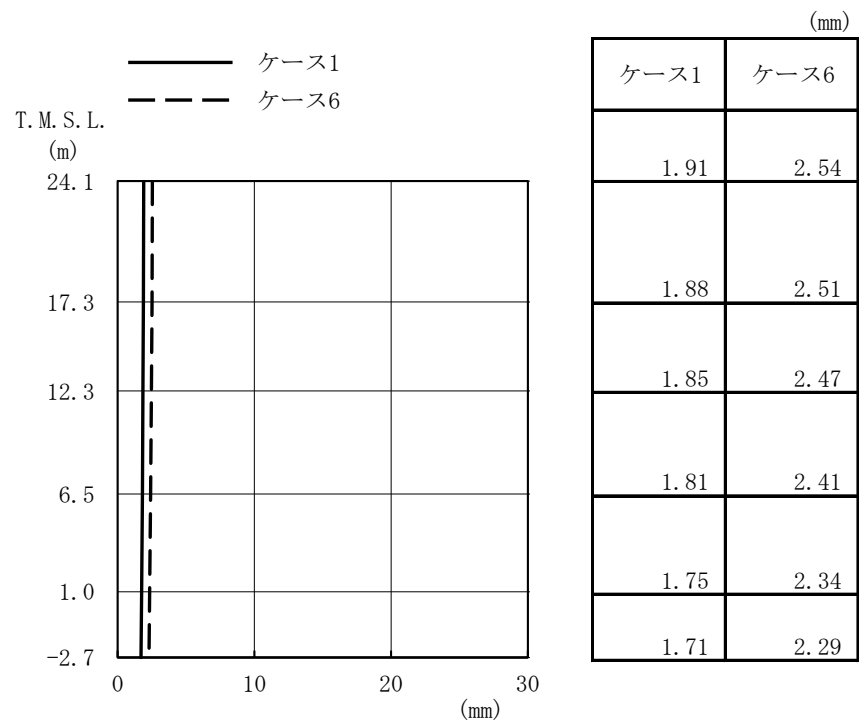


図4-59 最大応答変位 (Ss-1, NS方向, 誘発上下動)

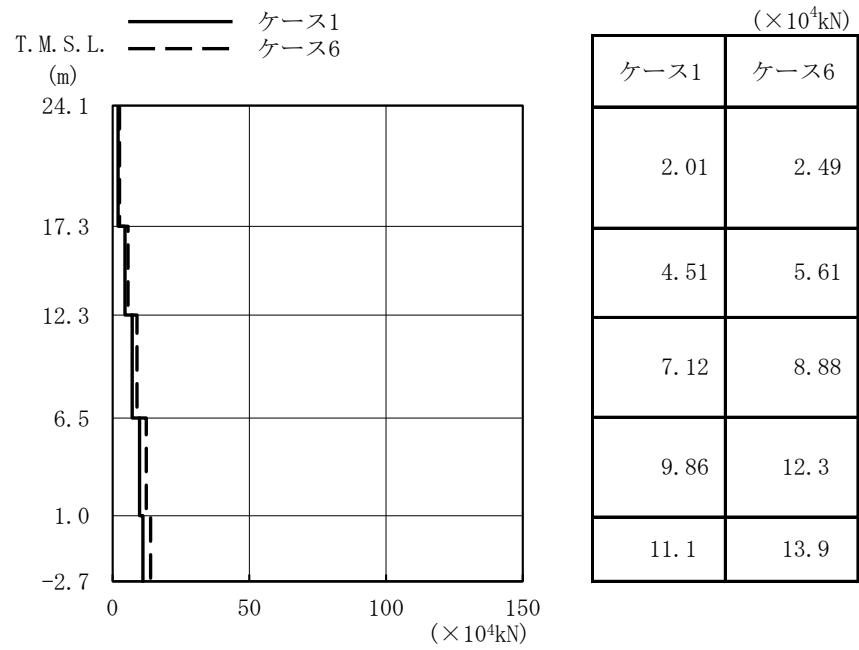


図4-60 最大応答軸力 (S_S-1, NS方向, 誘発上下動)

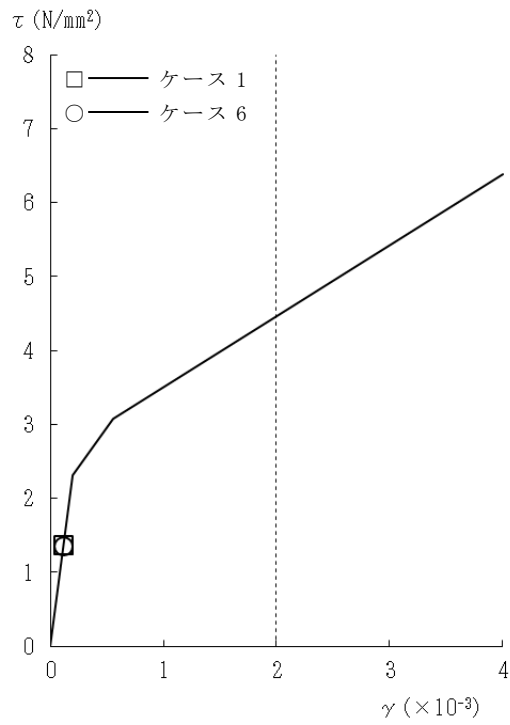


図4-61 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 2F) (1/5)

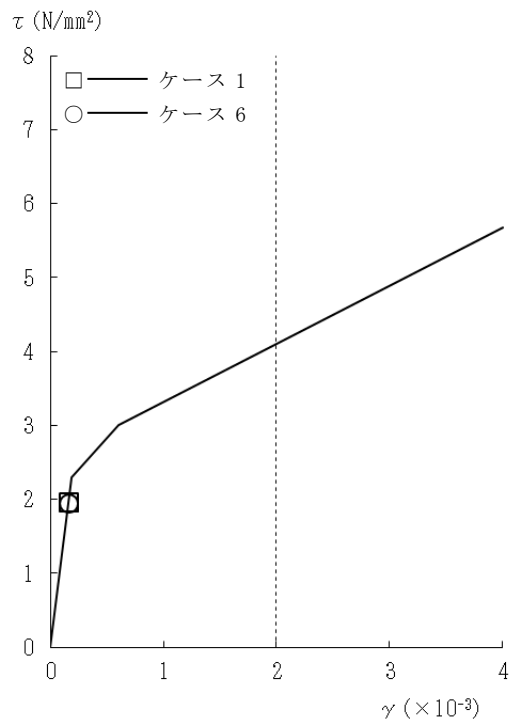


図4-61 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 1F) (2/5)

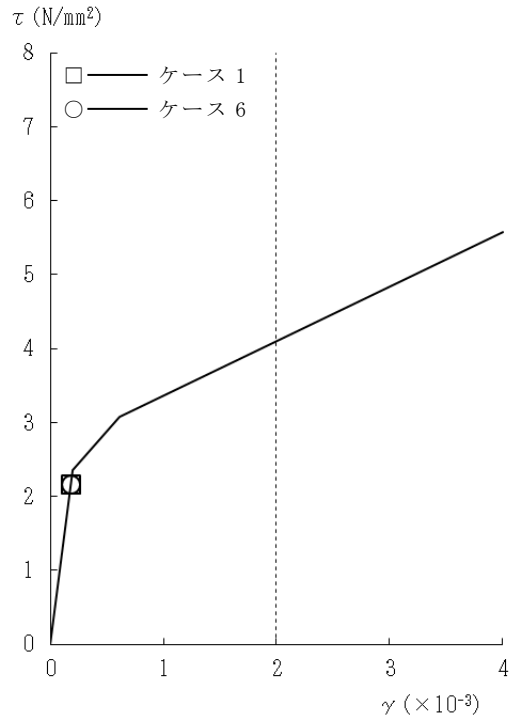


図4-61 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B1F) (3/5)

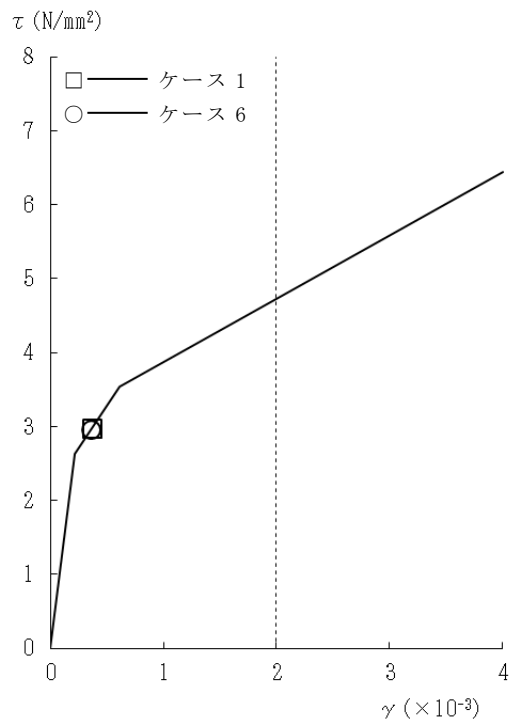


図4-61 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, MB2F) (4/5)

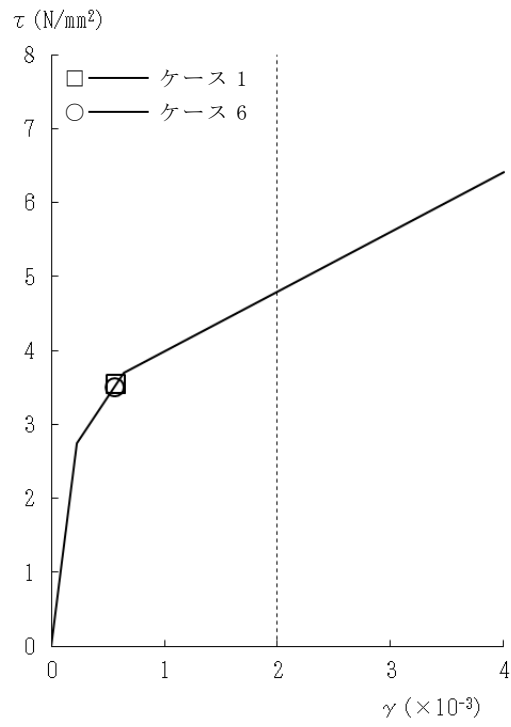


図4-61 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B2F) (5/5)

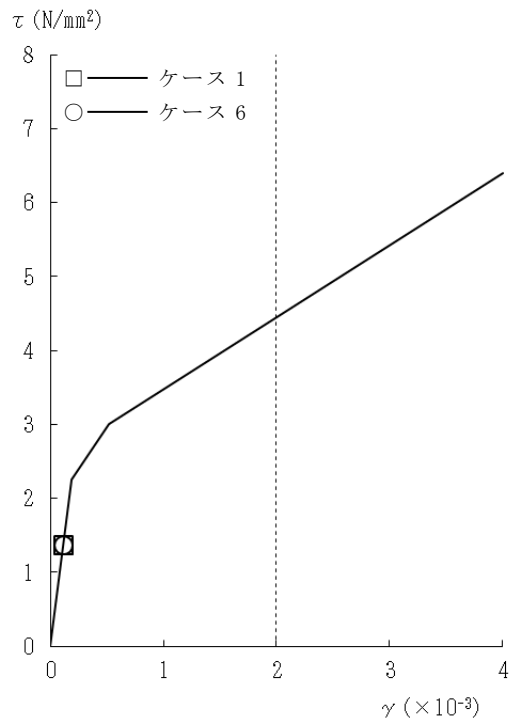


図4-62 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 2F) (1/5)

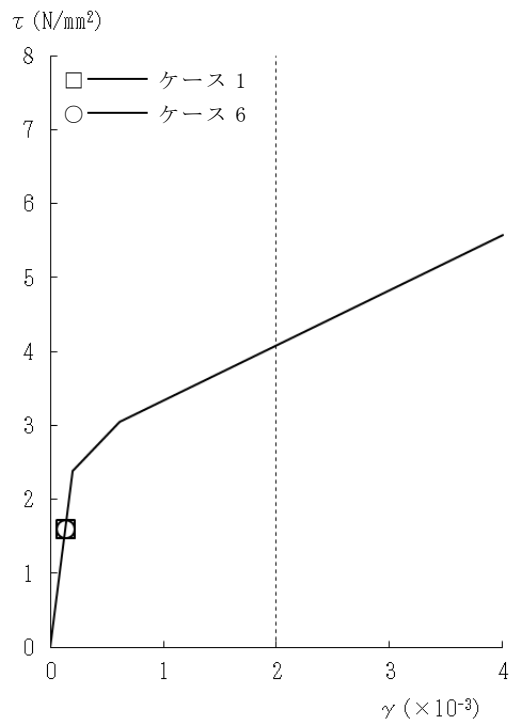


図4-62 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 1F) (2/5)

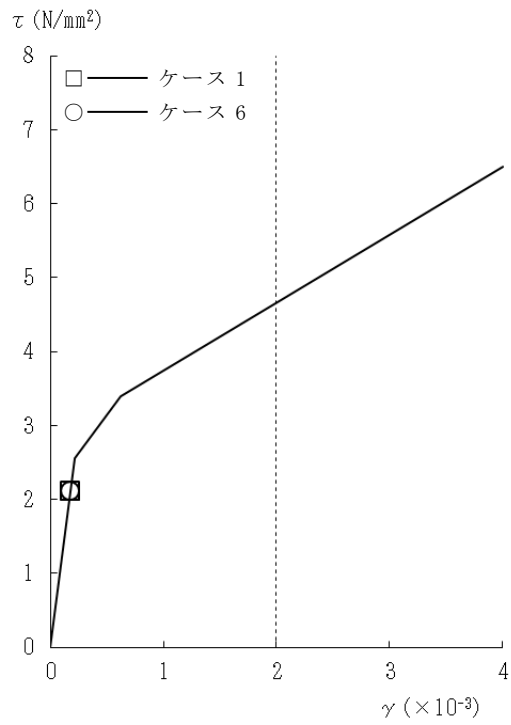


図4-62 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B1F) (3/5)

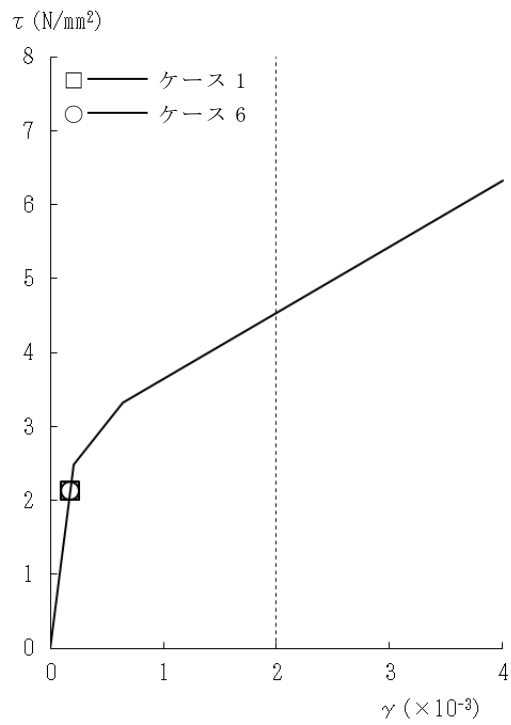


図4-62 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, MB2F) (4/5)

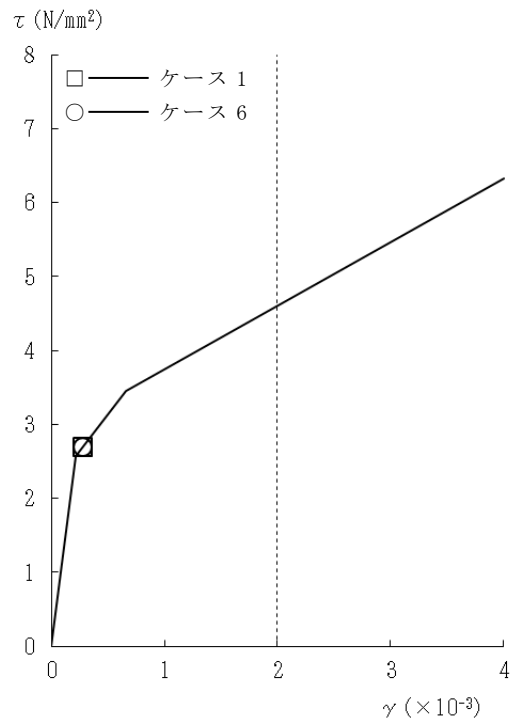


図4-62 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B2F) (5/5)

表 4-12 基準地震動 S_s による地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 1)

(a) NS 方向

基準地震動 S _s	最大接地圧 (kN/m ²)	最大転倒モーメント (×10 ⁶ kN・m)	最小接地率 (%)
S _s -1*	1350	8.69	55.4

注記* : 誘発上下動考慮の結果を示す。

(b) EW 方向

基準地震動 S _s	最大接地圧 (kN/m ²)	最大転倒モーメント (×10 ⁶ kN・m)	最小接地率 (%)
S _s -1	808	9.44	76.8

表 4-13 基準地震動 S_s による地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 6)

(a) NS 方向

基準地震動 S _s	最大接地圧 (kN/m ²)	最大転倒モーメント (×10 ⁶ kN・m)	最小接地率 (%)
S _s -1*	1410	8.94	52.7

注記* : 誘発上下動考慮の結果を示す。

(b) EW 方向

基準地震動 S _s	最大接地圧 (kN/m ²)	最大転倒モーメント (×10 ⁶ kN・m)	最小接地率 (%)
S _s -1	817	9.56	75.9

4.3 まとめ

建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮した地震応答解析結果より、以下の傾向を確認した。

- 建屋剛性及び地盤剛性の不確かさ
 - ・発生応力は基本ケースとおおむね同等である。
 - ・建屋剛性及び地盤剛性を大きくなる側（実強度 $+\sigma$ ，地盤剛性 $+\sigma$ ）に変動させたケースの変位は基本ケースより小さく，小さくなる側（実強度 $-\sigma$ ，地盤剛性 $-\sigma$ ）に変動させたケースの変位は基本ケースより大きい。

- 建屋剛性の不確かさ
 - ・発生応力，変位は基本ケースとおおむね同等である。
 - ・NS方向については建屋剛性を大きくなる側（コア強度平均）に変動させたケースの変位は基本ケースより小さく，小さくなる側（実強度 -2σ ）に変動させたケースの変位は基本ケースより大きい。

- 側面回転ばねの不確かさ
 - ・発生応力，変位は基本ケースとおおむね同等である。

地震応答解析結果の傾向については、以下の理由により発生したと考えられる。

建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮したケースについては、発生応力は変動があるもののおおむね同等であり、建屋－地盤連成モデルの剛性が変化するため、変位は変動する。建屋剛性及び地盤剛性が大きくなる側に変動する場合は、モデル剛性の増加に伴い変位は小さくなり、小さくなる側に変動する場合は、モデル剛性の減少に伴い変位は大きくなったと考えられる。

5. 機器・配管系評価への影響

材料物性の不確かさは，設計用床応答曲線等において，表4-1に示す全ての検討ケースの地震応答解析の結果を包絡させることにより考慮している。

(参考資料1) 計算機プログラム (解析コード) の概要

D-PROP

1. 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
別紙 1-2	建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について	ver. 1. 1. 21
別紙 1-2-2	建屋側面地盤回転ばねのEW方向解析モデルへの適用について	
別紙 3	地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討	
別紙 3-2	材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果	

2. 解析コードの概要

コード名	D-PROP
項目	
使用目的	入力地震動算定
開発機関	伊藤忠テクノソリューションズ株式会社
開発時期	1997年
使用したバージョン	ver. 1.1.21
コードの概要	<p>本解析コードは、1次元波動論に基づき、多層地盤の地震応答解析を効率よく行うために開発されたプログラムである。等価線形解析を行うことができ、各層における加速度、応力度、ひずみ度等の伝達関数、応答波形等が求められる。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>本解析コードは、コントロール建屋の地震応答解析における入力地震動の策定において、基準地震動 S_s に対する地盤の応答を評価するために使用している。</p> <p>【検証 (Verification)】</p> <p>本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 汎用コードである「Soil Plus ver. 2012 (伊藤忠テクノソリューションズ株式会社)」による1次元地盤 FEM モデルの解析解と本解析コードによる解析解を比較した結果、双方の解がおおむね一致していることを確認している。 ・ と本解析コードによる解析解を比較した結果、双方の解がおおむね一致していることを確認している。 ・ 動作環境を満足する計算機にインストールして使用している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】</p> <p>本解析コードの妥当性確認内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 検証の内容のとおり、地盤の応答解析について検証していることから、解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。

3. 解析手法

3.1 一般事項

本コードは、1次元波動論に基づき、多層地盤の地震応答解析を効率よく行うために開発されたプログラムである。本コードは、コントロール建屋の地震応答解析における入力地震動策定のために、多層地盤の地震応答解析を行う。

3.2 解析コードの特徴

本コードの主な特徴を以下に示す。

- ・ 1次元波動論に基づき、多層地盤の地震応答解析を効率よく行うことができる。
- ・ 等価線形解析を行うことができる。
- ・ 解析結果としては、地盤の各層における加速度、応力度、ひずみ度等の伝達関数、応答波形等が求められる。

3.3 解析手法

図3-1に示す多層地盤における第m層の1次元波動方程式は、以下の式で表される。

$$\rho_m \cdot \frac{\partial^2 u_m}{\partial t^2} = G_m \cdot \frac{\partial^2 u_m}{\partial x^2} + \eta_m \cdot \frac{\partial}{\partial t} \left[\frac{\partial^2 u_m}{\partial x^2} \right] \quad (3.1)$$

ここで、

- ρ_m : 第m層の単位体積重量
- G_m : 第m層のせん断弾性係数
- u_m : 第m層の変位
- η_m : 第m層の粘性係数

ただし、第m層の位置xにおける時間tの変位 $u_m(x, t)$ は次式で表す。

$$u_m(x, t) = E_m \cdot e^{i(k_m \cdot x + \omega \cdot t)} + F_m \cdot e^{-i(k_m \cdot x - \omega \cdot t)} \quad (3.2)$$

ここで、

E_m, F_m : 定数

$$k_m : k_m^2 = \frac{\rho_m \cdot \omega^2}{G_m + i \omega \cdot \eta_m} \left[= \frac{\rho_m \cdot \omega^2}{G_m^*} \right]$$

$$G_m^* : G_m^* = G_m \cdot \left(1 - 2h_m^2 + 2i h_m \sqrt{1 - h_m^2} \right)$$

h_m : 第m層の減衰定数

(3.2)式の右辺第1項はxの負の方向、すなわち上昇波成分(入射波)を、また第2項はxの正の方向、すなわち下降波成分(反射波)を表すものである。

第m層と第n層の上端面の変位は(3.2)式から次のように表される。

$$u_m(x=0, t) = (E_m + F_m) \cdot e^{i \omega \cdot t} \quad (3.3)$$

$$u_n(x=0, t) = (E_n + F_n) \cdot e^{i \omega \cdot t} \quad (3.4)$$

第m層と第n層の上端面における変位の比(伝達関数)を考えると、

$$H_{m/n}(\omega) = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} = \frac{e_m(\omega) + f_m(\omega)}{e_n(\omega) + f_n(\omega)} \quad (3.5)$$

ここで、

$H_{m/n}(\omega)$: 伝達関数(周波数応答関数)

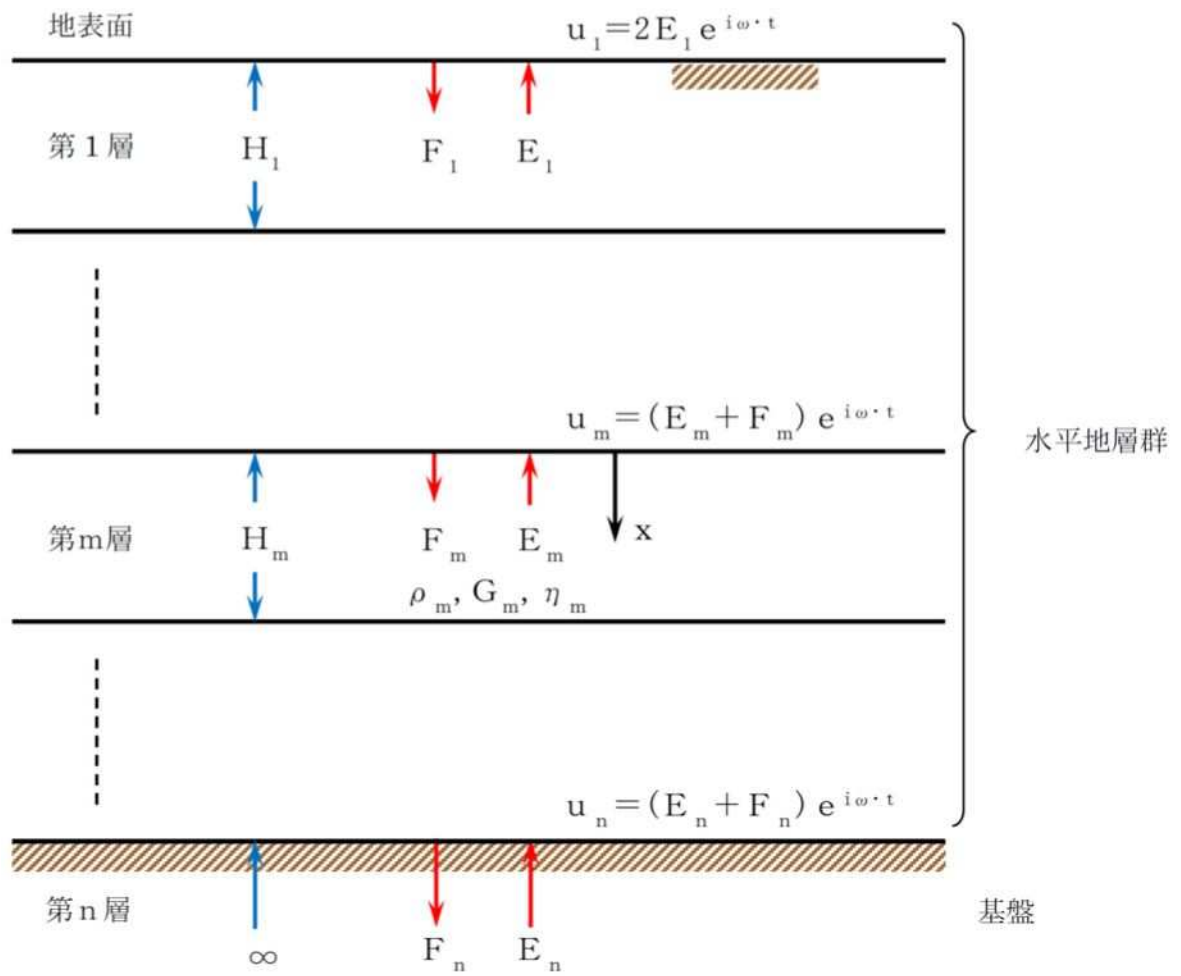
伝達関数 $H_{m/n}(\omega)$ は周波数領域で取り扱われるものであり、解析対象地盤の地盤構成が与えられると周波数毎に計算できる。従って、ある層の上端面での地震動が与えられると他の層の地震動（変位）は任意に計算できる。

実際に地盤の応答解析を行う場合の入力地震動は、等時間間隔（ Δt ）で読み取られた離散型加速度履歴 $\ddot{u}(s, \Delta t)$ 、 $s=0, 1, 2, \dots, N-1$ であるので、これをフーリエ変換により $N/2$ 次の周波数別正弦波形に置き換えて計算を行う。(3.6)式にフーリエ変換による複素振幅 C_k の算出式を示す。

$$C_k = \frac{1}{N} \sum_{s=0}^{N-1} \ddot{u}(s, \Delta t) \cdot e^{-i \omega_k \cdot s \cdot \Delta t} \quad (3.6)$$

この複素振幅 C_k と伝達関数を用いて、第 n 層に入力した地震波に対する第 m 層の応答加速度 $\ddot{u}_m(t)$ は、次式で表される。

$$\ddot{u}_m(t) = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} C_k \cdot H_{m/n}(\omega_k) \cdot e^{-i \omega_k \cdot s \cdot \Delta t} \quad (3.7)$$



記号

- H_m : 第m層の層厚
- ρ_m : 第m層の単位体積重量
- G_m : 第m層のせん断弾性係数
- η_m : 第m層の粘性係数
- E_m : 第m層の上昇波成分 (入射波)
- F_m : 第m層の下降波成分 (反射波)
- u_m : 第m層の変位

図3-1 解析対象の多層地盤

3.4 解析フローチャート

解析フローチャートを図3-2に示す。

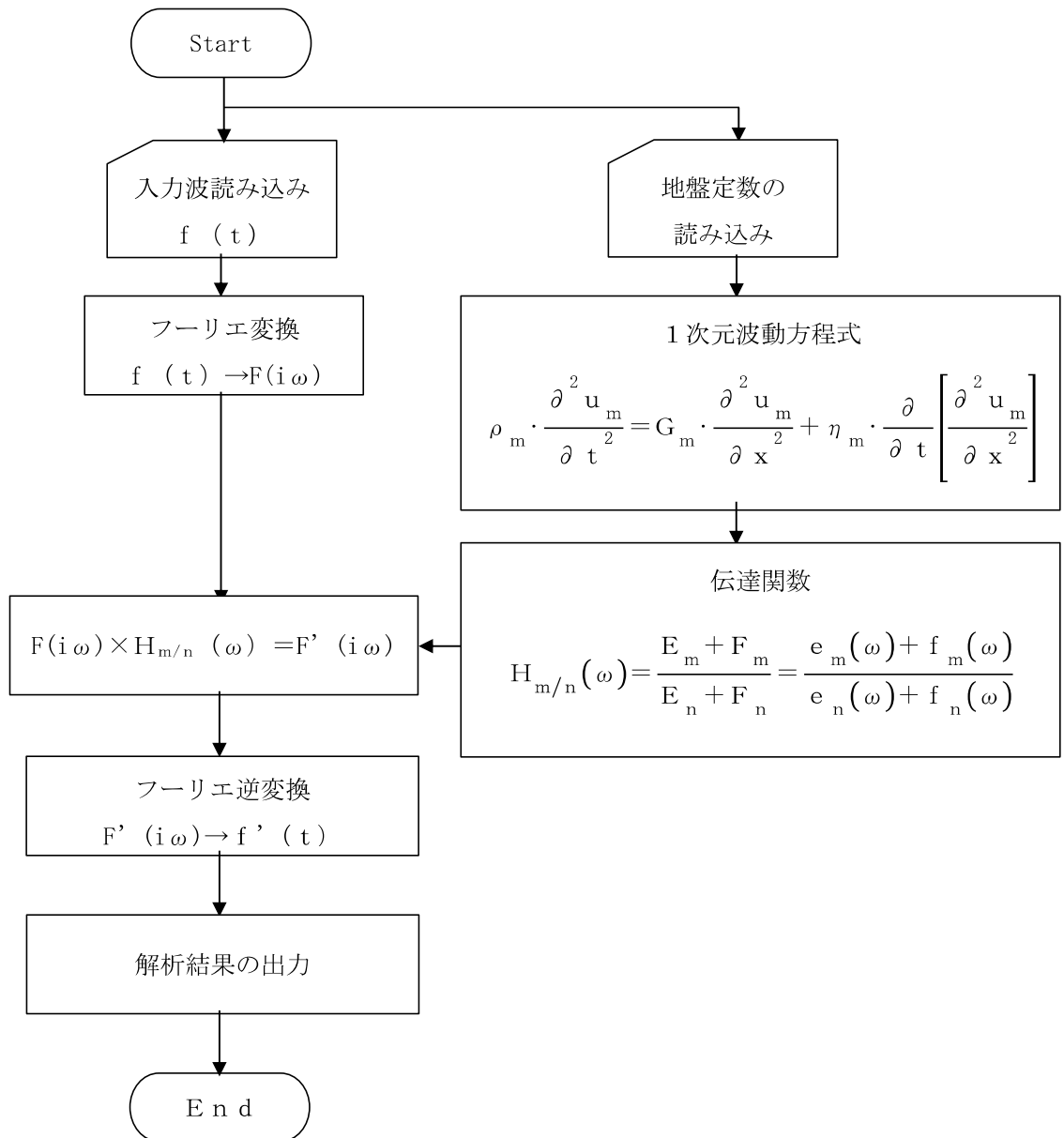


図3-2 解析フローチャート

3.5 検証 (Verification) と妥当性確認 (Validation)

3.5.1 既往論文との比較による検証

本コードについて、に記載されている地盤の解析結果（正弦波入力の結果）との比較を行う。

図 3-3 に検証解析の概要を、表 3-1 に検討用地盤モデルを示す。本検証では、基本固有周期が 2(s)で、減衰定数が 0.1 の地盤を対象に、工学的基盤面に正弦波を入力するケースに対し、解析を行うこととする。

入力地震動（正弦波）を図 3-4 に示す。

地盤応答解析の結果（地表面加速度，地表面変位，深さ 20.5m 位置のせん断ひずみ）を図 3-5 に示す。本検証解析の結果は，文献に記載の結果とほぼ一致しており，本コードによる地盤応答の結果が妥当であることが確認できる。

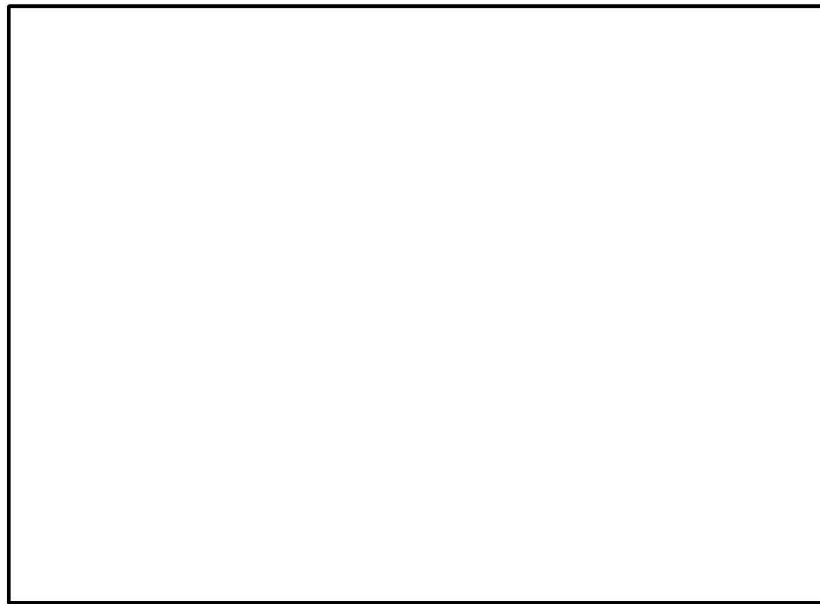


図3-3 検証解析の概要

表3-1 検討用地盤モデル

層番号	層区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	せん断弾性係数 G (kN/m ²)	減衰 (%)
1						
2						

注記*：基盤の物性は第1層（表層地盤）と同じ値とした。



図3-4 入力地震動（正弦波）

— 引用文献(1)の計算結果
— SHAKE (引用文献(1))
— D-PROP



図3-5 解析結果の比較（地表面加速度，地表面変位，深さ20.5m位置のせん断ひずみ）

3.5.2 他コードとの比較による検証

本コードについて、市販されている有限要素法解析プログラム「S o i l P l u s ver. 2012」(伊藤忠テクノソリューションズ株式会社)との比較を行う。

1次元地盤モデルを対象に、等価線形解析を実施する。検討用地盤モデルを表 3-2 に、各地層の動的ひずみ依存特性を図 3-6 に示す。図 3-7 に示す入力地震動を、基盤面に入力した。なお、解析条件は以下の条件とした。

- ・ 考慮する振動数 : 25 Hz
- ・ 有効せん断ひずみの算定に用いる係数 : 0.65

解析結果の比較を図 3-7, 表 3-3 に示す。

図及び表より、本コードの結果は S o i l P l u s による結果とおおむね一致していることが確認できる。

表 3-2 検討用地盤モデル

深度 (m)	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	せん断波速度 V _s	減衰 h	ひずみ 依存

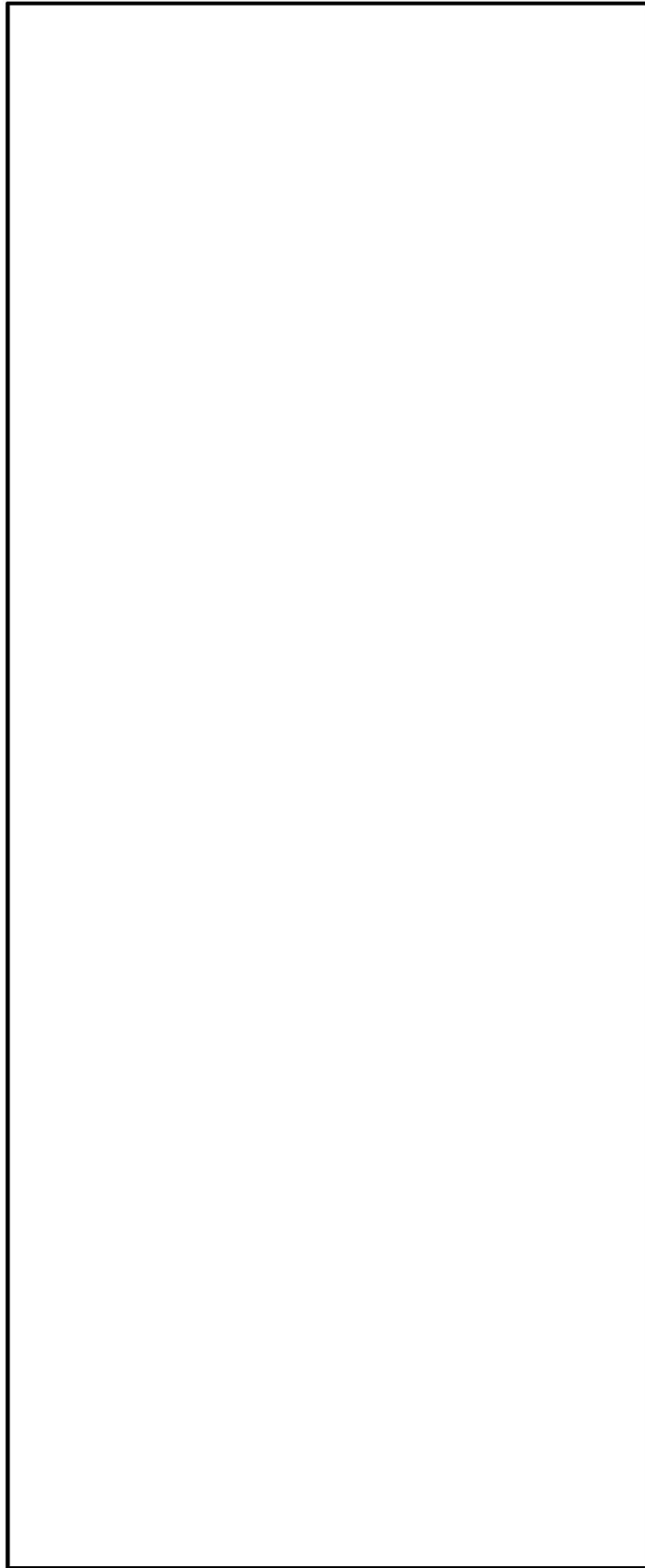


図 3-6 各地層の動的ひずみ依存特性

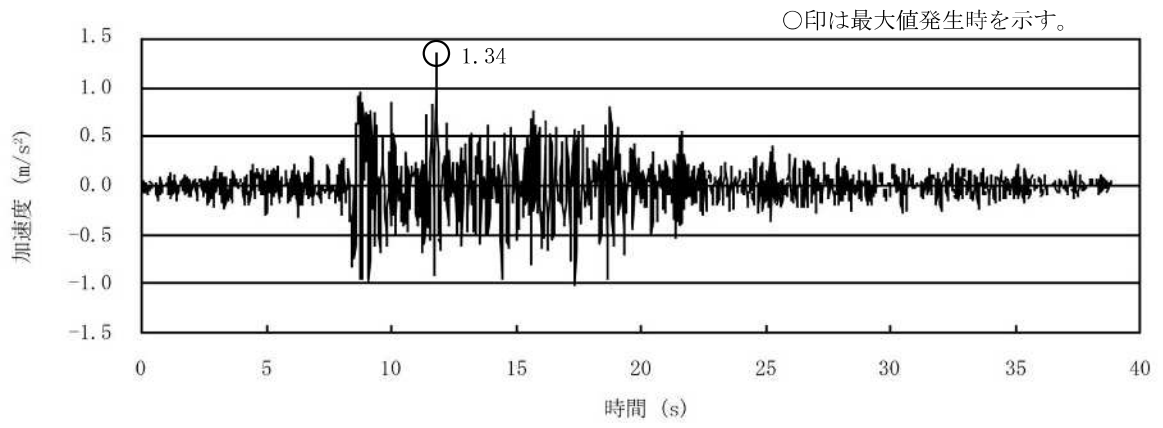
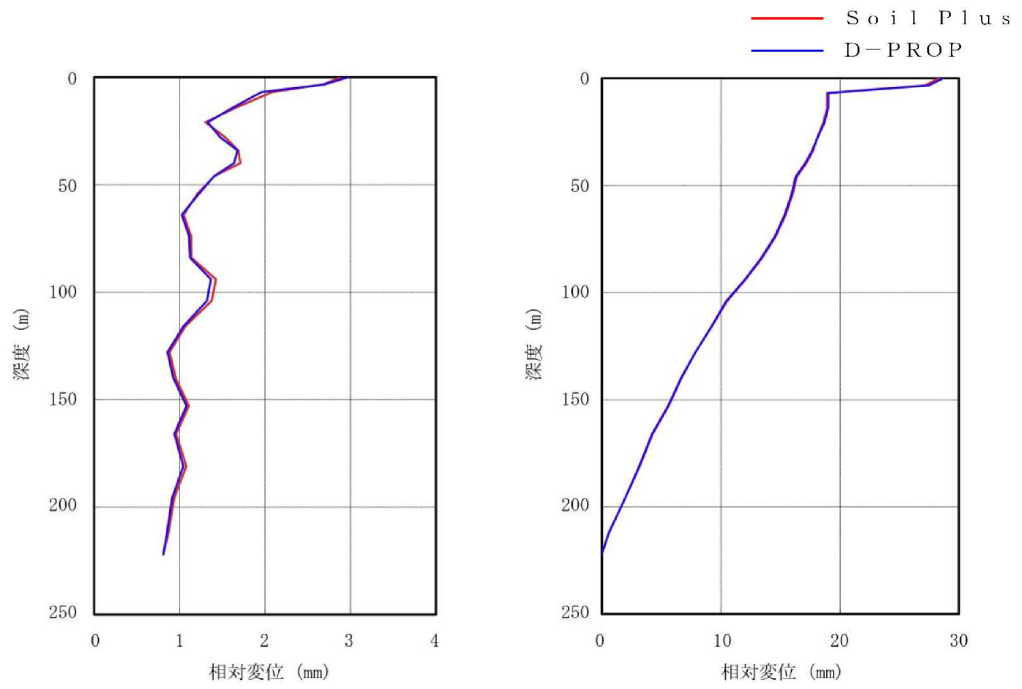


図 3-7 入力地震動



(a) 最大応答加速度

(b) 最大相対変位

図 3-8 解析結果の比較 (加速度, 相対変位)

表 3-3 解析結果の比較 (加速度, 相対変位)

深度 (m)	加速度 (m/s ²)		比率*	相対変位 (mm)		比率*
	D-PROP	Soil Plus		D-PROP	Soil Plus	
0						
50						
100						
150						
200						
250						

3.5.3 使用内容に対する妥当性

コントロール建屋の地震応答解析における入力地震動の策定に本コードを使用することは、次のとおり、本解析の適用範囲に対して検証されており、妥当である。

- ・ 多層地盤の地震応答解析について、S o i l P l u s による解析結果と比較して、おおむね一致していることから、解析の目的に照らして今回の解析に使用することは妥当である。
- ・ 検証の内容のとおり、地盤の応答解析について検証していることから、解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。
- ・ 評価地盤を水平成層と仮定していることから、1次元重複反射理論の適用範囲である。

4. 引用文献

- (1)

S o i l P l u s

1. 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
別紙 1-2	建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について	ver. 2015
別紙 1-2-2	建屋側面地盤回転ばねのEW方向解析モデルへの適用について	
別紙 3	地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討	
別紙 3-2	材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果	

2. 解析コードの概要

項目 \ コード名	S o i l P l u s
使用目的	建屋質点系ー地盤 FEM モデルによる地震応答解析
開発機関	伊藤忠テクノソリューションズ株式会社
開発時期	2009 年
使用したバージョン	ver. 2015
コードの概要	<p>本解析コードは、伊藤忠テクノソリューションズ（株）による独自開発プログラムで、市販・保守されている汎用有限要素法解析プログラムである。</p> <p>有限要素法による構造物と地盤の連成モデルの解析を行うことができ、固有値、振動モード、各質点と部材の最大応答値及び各質点の応答加速度時刻歴等が求められる。</p>
検証（Verification） 及び 妥当性確認 （Validation）	<p>本解析コードは、コントロール建屋の地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討のうち、接地率が 50% を下回るケースの地震応答解析に使用している。</p> <p>【検証（Verification）】</p> <p>本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 汎用コードである による解析解と本解析コードによる解析解を比較した結果、双方の解がおおむね一致していることを確認している。 ・ ソリッド要素を用いて評価した片持ち梁の変位が理論解とおおむね一致することを確認している。 ・ 動作環境を満足する計算機にインストールして使用している。 <p>【妥当性確認（Validation）】</p> <p>本解析コードの妥当性確認内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 検証の内容のとおり、構造物と地盤の連成モデルの弾塑性地震応答解析について検証していることから、解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。

3. Soil Plusの解析手法について

3.1 一般事項

Soil Plusは、有限要素法による構造物と地盤の連成モデルの解析を行うために開発されたプログラムである。Soil Plusは、コントロール建屋の最大応答値及び各質点の応答加速度時刻歴等を評価するために、使用している。

3.2 解析コードの特徴

Soil Plusの主な特徴を以下に示す。

- ・ 2次元／3次元動的FEM解析を時間領域における数値積分により行うことができる。
- ・ 線材要素，平面要素，境界要素等を用いることができる。
- ・ ジョイント要素による構造物と地盤の相互作用を考慮することができる。
- ・ 解析結果としては，固有値，振動モード，各質点と部材の最大応答値及び各質点の応答加速度時刻歴等が求められる。

3.3 解析手法

本プログラムの解析理論として有限要素法の基本的な考え方、非線形解析手法及び直接積分法動的解析について以下に示す。

3.3.1 有限要素法の考え方

有限要素法では図3-1に示すように解析領域を複数の部分領域（要素 element）に分割し、その領域内において関数を重ね合わせることにより未知量を近似する。それぞれの要素はこれを構成する節点（node）において結合されている。要素の結合によって組み立てられる近似モデルのことを全体モデルと呼ぶ。

要素内の変位 u_e はその要素 e に属している節点の変位（要素節点変位ベクトル） d_e を用いて、以下のように近似される。

$$u_e = N_e \cdot d_e \quad (3.1)$$

ここで、

u_e : 要素内の変位

N_e : 形状関数であり、要素内の変位を保管する関数

d_e : 節点の変位

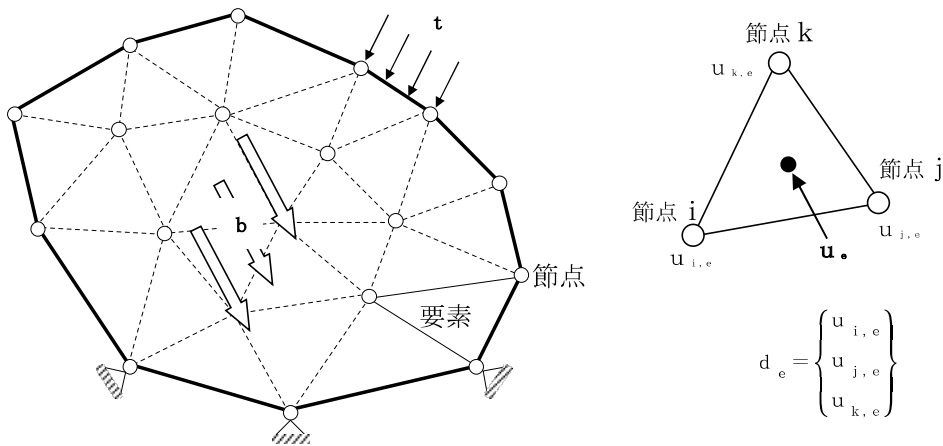


図3-1 有限要素モデル

有限要素法の基礎となる仮想仕事の原理は、次式で与えられる。

$$\delta U = \delta W \quad (3.2)$$

δU は内部の応力の仮想仕事、 δW は変形に対する外力による仮想仕事である。

$$\delta U = \int_V \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \cdot \boldsymbol{\sigma} dV \quad (3.3)$$

$$\delta W = \int_V \delta \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{b} dV + \int_S \delta \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{t} dS \quad (3.4)$$

ここで、

- V : 離散化した全体モデルの体積
- S : 離散化した全体モデルの表面積
- δ : 変分
- $\boldsymbol{\sigma}$: 応力
- $\boldsymbol{\varepsilon}$: ひずみ
- \mathbf{u} : 物体点の変位
- \mathbf{b} : 単位体積あたりに作用する物体力
- \mathbf{t} : 単位面積あたりに作用する表面力

(3.3)式、(3.4)式は全体モデルについての積分を意味するが、個々の要素の寄与を総和することにより、(3.5)式、(3.6)式のように表すことができる。

$$\delta U = \sum_m \delta U_m \quad (3.5)$$

$$\delta W = \sum_m \delta W_m \quad (3.6)$$

ここで、添字 m は m 番目の要素の意味である。

$$\delta U_m = \int_{V_m} \delta \boldsymbol{\varepsilon}_m^T \cdot \boldsymbol{\sigma}_m dV \quad (3.7)$$

$$\delta W_m = \int_{V_m} \delta \mathbf{u}_m^T \cdot \mathbf{b} dV + \int_{S_m} \delta \mathbf{u}_m^T \cdot \mathbf{t} dS \quad (3.8)$$

ここで、

- V_m : 要素 m の体積
- S_m : 要素 m が表面 S の一部を構成する場合の表面

3.3.2 要素剛性方程式の導入

ここでは任意の要素 m について着目し、その力学的関係および要素剛性方程式の導出について説明する。

要素内の変位 u_m と要素節点変位ベクトル d_m の関係式は、(3.1)式より次式で近似される。

$$u_m \approx N_m \cdot d_m \quad (3.9)$$

要素内のひずみ ε_m と要素節点変位ベクトル d_m の関係は、次式で近似される。

$$\varepsilon_m = \partial u_m \approx \partial N_m \cdot d_m = B_m \cdot d_m \quad (3.10)$$

また、応力 σ_m とひずみ ε_m の関係を表す構成式は次式で与えられる。

$$\sigma_m = D_m \cdot \varepsilon_m \quad (3.11)$$

ここで、

B_m : ひずみ-節点変位マトリックス

D_m : 応力-ひずみマトリックス

要素 m に対する仮想仕事の原理は、次式となる。

$$\delta U_m = \delta W_m \quad (3.12)$$

(3.12)式に(3.7)式及び(3.8)式を代入すると次式を得る。

$$\int_{V_m} \delta \varepsilon_m^T \cdot \sigma_m dV = \int_{V_m} \delta u_m^T \cdot b dV + \int_{S_m} \delta u_m^T \cdot t dS \quad (3.13)$$

次に(3.13)式に(3.9)式～(3.11)式を代入すると次式を得る。

$$\begin{aligned} \delta d_m^T \int_{V_m} B_m^T \cdot D_m \cdot B_m dV \cdot d_m = \\ \delta d_m^T \int_{V_m} N_m^T \cdot b dV + \delta d_m^T \int_{S_m} N_m^T \cdot t dS \end{aligned} \quad (3.14)$$

(3.14)式は δd_m の任意性が成立することから、次の要素剛性方程式が得られる。

$$K_m \cdot d_m = F_m \quad (3.15)$$

ここで、 K_m は要素剛性マトリックス、 F_m は等価節点荷重ベクトルであり、それぞれ(3.16)式、(3.17)式で与えられる。

$$K_m = \int_{V_m} B_m^T \cdot D_m \cdot B_m dV \quad (3.16)$$

$$F_m = F_m^b + F_m^t = \int_{V_m} N_m^T \cdot b dV + \int_{S_m} N_m^T \cdot t dS \quad (3.17)$$

3.3.3 全体モデルの剛性方程式

前項で示した要素剛性マトリックスと等価節点荷重ベクトルについて、要素結合情報を用いて重ね合わせると全体系の剛性方程式が得られる。

$$K \cdot d = F \quad (3.18)$$

ここで、

K : 剛性マトリックス

d : 変位ベクトル

F : 荷重ベクトル

なお、剛性マトリックスには変位境界（拘束）条件を与える必要がある。

3.3.4 非線形解析手法

非線形解析手法である Newton-Raphson 法について以下に示す。

時刻 t における内力ベクトルを ${}^t\mathbf{Q}$ 、外力ベクトルを ${}^t\mathbf{F}$ とすれば、非線形方程式は次式のように書くことができる。

$${}^t\mathbf{Q} = {}^t\mathbf{F} \quad (3.19)$$

ここで、簡単にするために ${}^t\mathbf{Q}$ は時刻 t における一般化変位ベクトル ${}^t\mathbf{U}$ の関数、 ${}^t\mathbf{F}$ は構造物の変形に依存しないものとする。(3.19)式の時間微分を取れば(3.20)式となる。

$${}^t\dot{\mathbf{Q}} dt = {}^t\dot{\mathbf{F}} dt \quad (3.20)$$

現実の数値計算では(3.20)式の両辺は、ある有限な微小時間における増分として取り扱う。従って、

$${}^t\dot{\mathbf{Q}} dt = \left(\frac{\partial {}^t\mathbf{Q}}{\partial {}^t\mathbf{U}} \right) {}^t\dot{\mathbf{U}} dt \approx {}^t\mathbf{K} \cdot \Delta\mathbf{U} \quad (3.21)$$

$${}^t\dot{\mathbf{F}} dt \approx {}^{t+\Delta t}\mathbf{F} - {}^t\mathbf{F} = \Delta\mathbf{F} \quad (3.22)$$

と近似して(3.20)式に代入すれば、

$${}^t\mathbf{K} \cdot \Delta\mathbf{U} \approx \Delta\mathbf{F} \quad (3.23)$$

となり、時刻 t から時刻 $t' = t + \Delta t$ までの間の線形化された方程式が得られる。

ここで、

${}^t\mathbf{K}$: 時刻 t における接線剛性マトリックス

$\Delta\mathbf{U}$: 時刻 t から $t' = t + \Delta t$ までの間の一般化変位増分ベクトル

$\Delta\mathbf{F}$: // 一般化荷重増分ベクトル

(3.23)式は、時刻 t における平衡解が得られている時に、次の時刻の外力に対する変位が次式により近似できることを示している。

$${}^{t+\Delta t}U = {}^tU + \Delta U \quad (3.24)$$

$$\Delta U \approx {}^tK^{-1} \cdot \Delta F \quad (3.25)$$

非線形の場合、この解は一般的に時刻 $t' = t + \Delta t$ における平衡方程式を満たさないため、反復による解の補正が必要になる。

ここで、(3.25)式により得られる ΔU を反復 1 回目の変位修正ベクトル $\Delta U^{(1)}$ として、変位を更新し平衡方程式に代入すれば、(3.26)式、(3.27)式となる。

$${}^{t+\Delta t}U^{(1)} = {}^tU + \Delta U^{(1)} \quad (3.26)$$

$${}^{t+\Delta t}R^{(1)} = {}^{t+\Delta t}F - {}^{t+\Delta t}Q^{(1)} \cdot \left({}^{t+\Delta t}U^{(1)} \right) \quad (3.27)$$

${}^{t+\Delta t}R$ は一般に残差荷重ベクトルと呼ばれており、 ${}^{t+\Delta t}R = 0$ を満たすものが平衡解となる。(3.27)式を ΔU に関して線形化し残差が減少するように変位を修正するものとするれば、第 i 回目の反復における変位修正ベクトルは、(3.21)式を参照して次のように書くことができる。

$$\Delta U^{(i)} = {}^tK^{(i-1)-1} \cdot {}^{t+\Delta t}R^{(i-1)} \quad (3.28)$$

$${}^{t+\Delta t}R^{(i-1)} = {}^{t+\Delta t}F - {}^{t+\Delta t}Q^{(i-1)} \cdot \left({}^{t+\Delta t}U^{(i-1)} \right) \quad (3.29)$$

$${}^{t+\Delta t}U^{(i)} = {}^{t+\Delta t}U^{(i-1)} + \Delta U^{(i)} \quad (3.30)$$

ここで、第 0 回目の反復時における値を時刻 t における収束解、すなわち

$${}^{t+\Delta t}U^{(0)} = {}^tU \quad (3.31)$$

$${}^tK^{(0)} = {}^tK \quad (3.32)$$

$${}^{t+\Delta t}Q^{(0)} = {}^tR \left(= {}^tF \right) \quad (3.33)$$

のように定義する。

Newton-Raphson 法は、残差がなくなるまで (3.28) 式～(3.30) 式の手順を反復し、収束解を得る方法である。図 3-2 に Newton-Raphson 法の概念図を示す。(3.28) 式からもわかる

ように、Newton-Raphson 法では反復ごとに接線剛性マトリックス $K^{(i-1)}$ の更新を行う。

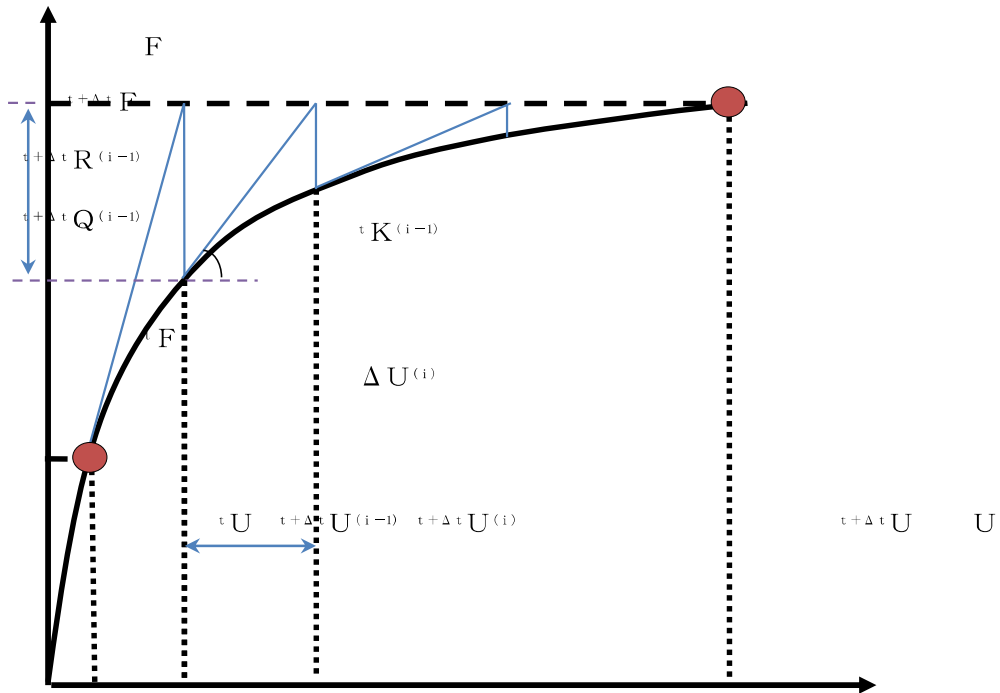


図3-2 Newton-Raphson法

3.3.5 直接積分法

直接積分法による動的応答解析とは、任意外力による強制振動の運動方程式を直接数値積分して2階の連立微分方程式を解き、解 u を求める方法である。

運動方程式は次式で表される。

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + \int_V B^T \cdot \sigma dV = f \quad (3.34)$$

ステップ n での加速度，速度，変位を用いてステップ $n+1$ での加速度，速度，変位を次式で表すことができる。

$$\begin{aligned} \ddot{u}_{n+1} &= \ddot{u}_n + \Delta\ddot{u}_n \\ \dot{u}_{n+1} &= \dot{u}_n + \ddot{u}_n \cdot \Delta t + \beta_1 \cdot \Delta\ddot{u}_n \cdot \Delta t \end{aligned} \quad (3.35)$$

$$u_{n+1} = u_n + \dot{u}_n \cdot \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_n \cdot \Delta t^2 + \frac{1}{2} \beta_2 \cdot \Delta\ddot{u}_n \cdot \Delta t^2$$

変位を未知数とすると次のように表すことができる。

$$\begin{aligned} u_{n+1} &= u_n + \Delta u_n \\ \dot{u}_{n+1} &= \frac{2\beta_1}{\beta_2 \cdot \Delta t} \cdot \Delta u_n + \left(1 - \frac{2\beta_1}{\beta_2}\right) \cdot \dot{u}_n + \left(1 - \frac{\beta_1}{\beta_2}\right) \cdot \Delta t \cdot \ddot{u}_n \\ \ddot{u}_{n+1} &= \frac{2}{\beta_2 \cdot \Delta t^2} \cdot \left\{ \Delta u_n - \Delta t \cdot \dot{u}_n - \frac{1}{2}(1 - \beta_2) \cdot \Delta t^2 \cdot \ddot{u}_n \right\} \end{aligned} \quad (3.36)$$

ここで、 β_1 、 β_2 は積分係数であり、数値積分の無条件安定は $\beta_2 \geq \beta_1 \geq 1/2$ である。(3.36)式中の $\beta_1 = \gamma = 1/2$ 、 $\beta_2 = 2\beta$ と仮定すると、通常のNewmark- β 法となり次式で表される。

$$\begin{aligned} \ddot{u}_{n+1} &= \ddot{u}_n + \Delta\ddot{u}_n \\ \dot{u}_{n+1} &= \dot{u}_n + \Delta t \cdot \ddot{u}_n + \frac{\Delta t}{2} \cdot \Delta\ddot{u}_n \\ u_{n+1} &= u_n + \Delta t \cdot \dot{u}_n + \frac{\Delta t^2}{2} \cdot \ddot{u}_n + \beta \cdot \Delta t^2 \cdot \Delta\ddot{u}_n \end{aligned} \quad (3.37)$$

変位を未知量とすると次のように表すことができる。

$$\begin{aligned} u_{n+1} &= u_n + \Delta u_n \\ \dot{u}_{n+1} &= \frac{1}{2\beta \cdot \Delta t} \cdot \Delta u_n + \left(1 - \frac{1}{2\beta}\right) \cdot \dot{u}_n + \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right) \cdot \Delta t \cdot \ddot{u}_n \\ \ddot{u}_{n+1} &= \frac{1}{\beta \cdot \Delta t^2} \cdot \left\{ \Delta u_n - \Delta t \cdot \dot{u}_n - \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \cdot \Delta t^2 \cdot \ddot{u}_n \right\} \end{aligned} \quad (3.38)$$

(3.38)式を(3.34)式に代入すると、次式が得られる。

$$K_e \cdot \Delta u_n = F_{n+1} \quad (3.39)$$

ただし、

$$K_e = \frac{1}{\beta \cdot \Delta t^2} \cdot M + \frac{1}{2\beta \cdot \Delta t} \cdot C + K \quad (3.40)$$

$$\begin{aligned} P(u_{n+1}) &= \left(\int_V B^T \cdot \sigma dV \right)_{n+1} = \int_V B^T \cdot \Delta \sigma dV + P(u_n) \\ &= K \cdot \Delta u + P(u_n) \end{aligned} \quad (3.41)$$

$$\begin{aligned} F_{n+1} &= f_{n+1} - \left(M \ddot{u}_n + C \dot{u}_n + P(u_n) \right) \\ &+ M \left(\frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \cdot \dot{u}_n + \frac{1}{2\beta} \cdot \ddot{u}_n \right) + C \left\{ \frac{1}{2\beta} \cdot \dot{u}_n + \left(\frac{1}{4\beta} - 1 \right) \cdot \Delta t \cdot \ddot{u}_n \right\} \end{aligned} \quad (3.42)$$

$$R_n = f_n - \left(M \ddot{u}_n + C \dot{u}_n + P(u_n) \right) \quad (3.43)$$

(3.42)式に対して(3.43)式を用いれば、次式のようになる。

$$\begin{aligned} F_{n+1} &= \Delta f_n + R_n + M \left(\frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \cdot \dot{u}_n + \frac{1}{2\beta} \cdot \ddot{u}_n \right) \\ &+ C \left\{ \frac{1}{2\beta} \cdot \dot{u}_n + \left(\frac{1}{4\beta} - 1 \right) \cdot \Delta t \cdot \ddot{u}_n \right\} \end{aligned} \quad (3.44)$$

ここで、Rはステップ毎に発生する残差となる。線形解析であればR=0となるが、非線形解析では一般的に残差が生じる。

残差の処理は、繰り返し計算により解消させるか、次のステップに残差を持ち越すことで対応する。

第 k 回目以降 ($k \geq 2$) の繰り返し計算は次式により行う。

$$\mathbf{K}_e^{(k-1)} \cdot \delta \Delta \mathbf{u}_n^{(k)} = \mathbf{R}_n^{(k-1)} \quad (3.45)$$

ここで,

$$\Delta \mathbf{u}_n^{(k)} = \Delta \mathbf{u}_n^{(k-1)} + \delta \mathbf{u}_n^{(k)} \quad (3.45)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_{n+1} &= \mathbf{u}_n + \Delta \mathbf{u}_n^{(k)} \\ \dot{\mathbf{u}}_{n+1} &= \dot{\mathbf{u}}_n + \frac{1}{2\beta \cdot \Delta t} \cdot \Delta \mathbf{u}_n^{(k)} \\ \ddot{\mathbf{u}}_{n+1} &= \ddot{\mathbf{u}}_n + \frac{1}{\beta \cdot \Delta t^2} \cdot \Delta \mathbf{u}_n^{(k)} \end{aligned} \quad (3.38)$$

繰り返し計算の詳細については、「3.3.4 非線形解析手法」を参照。

3.4 解析フローチャート

解析フローチャートを図3-3に示す。

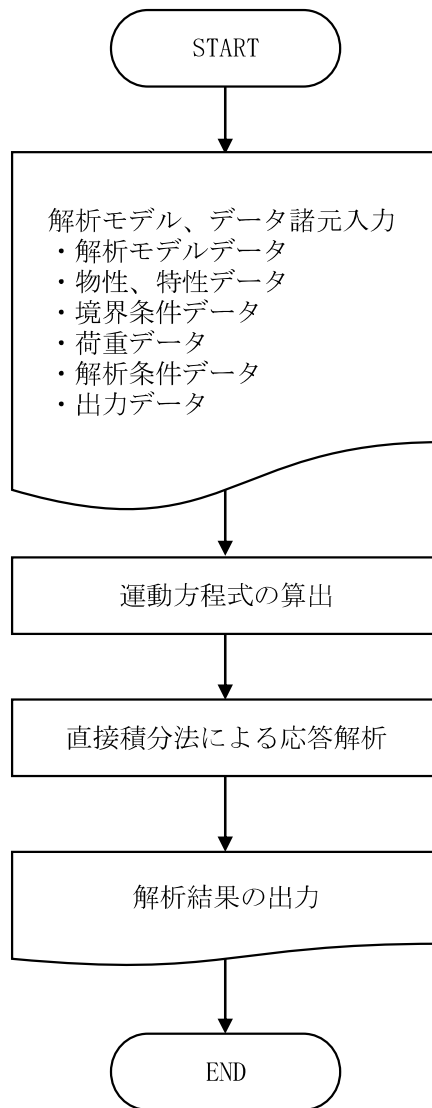


図3-3 解析フローチャート

3.5 検証 (Verification) と妥当性確認 (Validation)

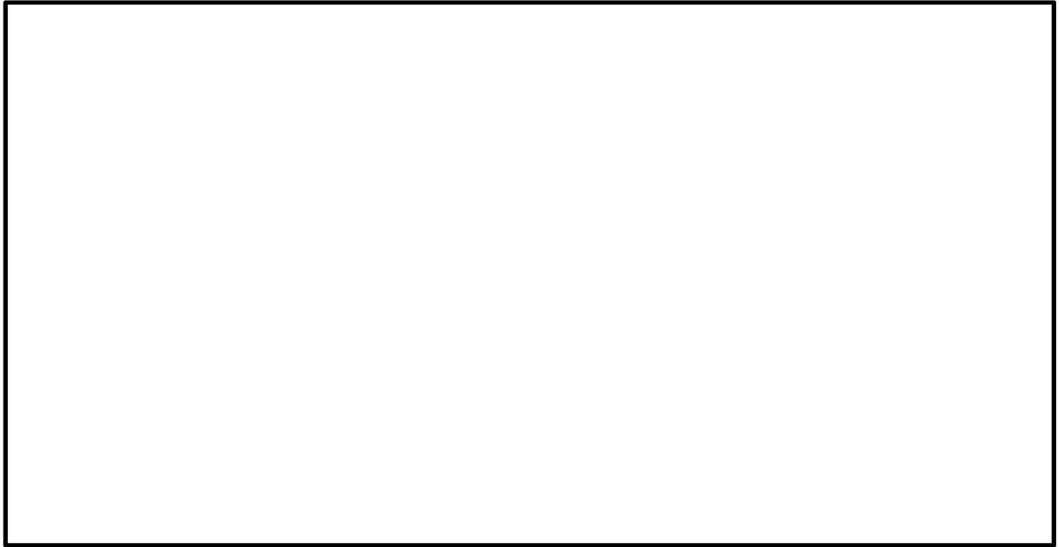
3.5.1 他コードとの比較による検証 (建屋質点系-地盤 2次元 FEM モデル)

Soil Plusについて、汎用コードである

との比較を行う。

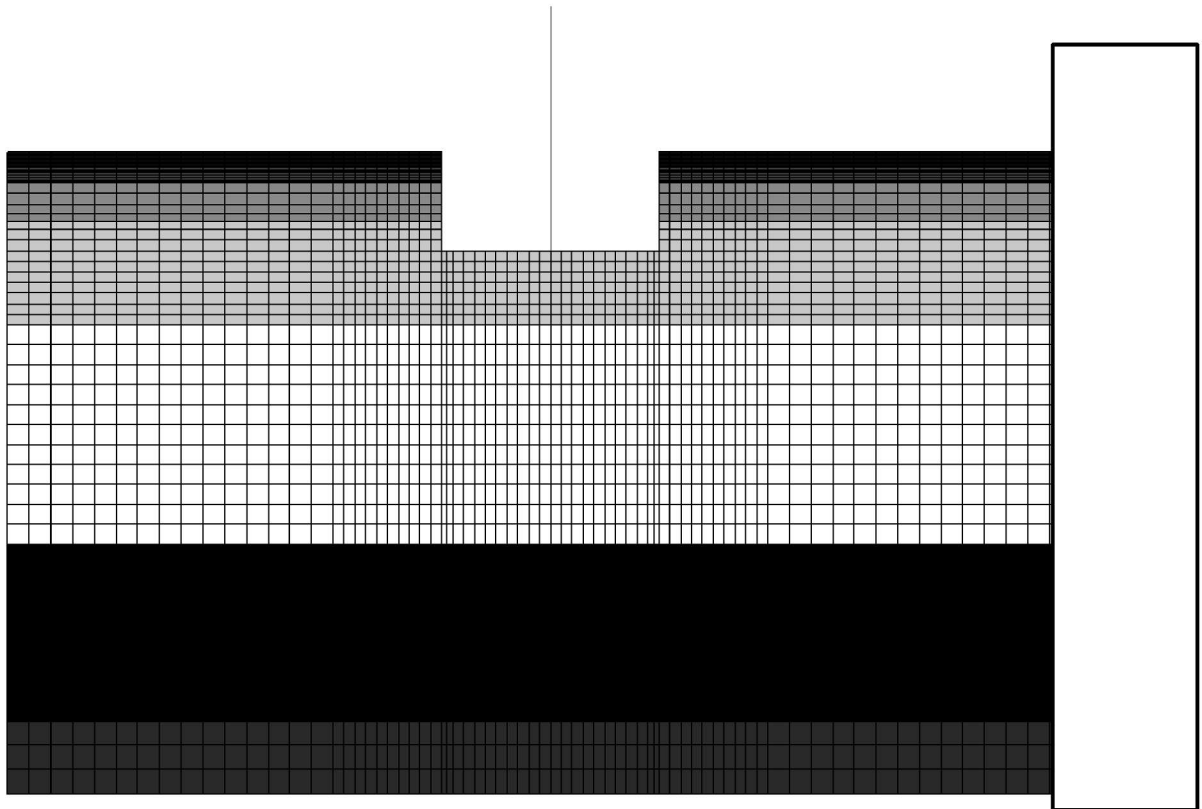
建屋質点系-地盤 2次元 FEM モデルを対象に、地震応答解析を実施し、本解析コードによる解析結果 (加速度, せん断力, 曲げモーメント及びせん断ひずみ) との比較を行う。なお, 解析条件は以下の条件とした。

- ・ 解析モデル : 建屋質点系-地盤2次元FEMモデル (図3-4, 表3-6参照)

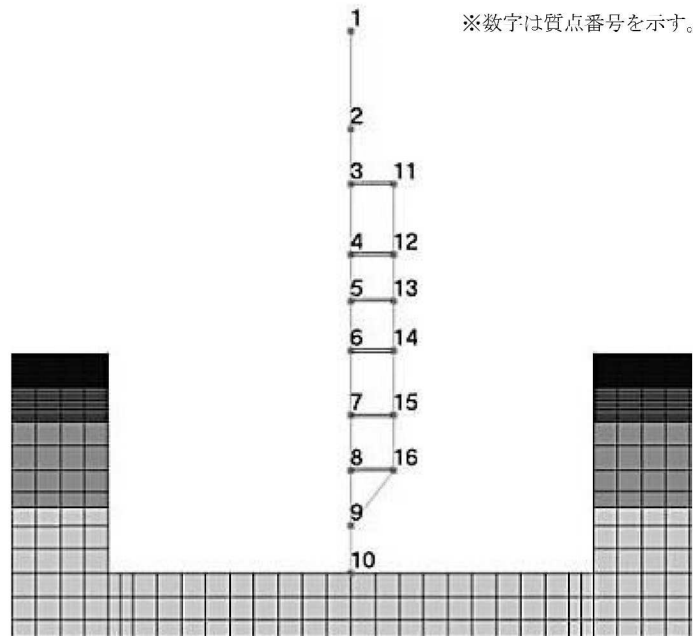


地震応答解析結果の比較を図 3-11~図 3-14 及び表 3-8~表 3-11 に示す。

図及び表より, Soil Plusの結果はによる結果とおおむね一致していることが確認できる。



(a) モデル全体



(b) 建屋周辺

図3-4 解析モデル

表 3-1 振動諸元 (1 / 2)

(a) NS 方向

質点 番号	標高 T. M. S. L. (m)	質量 W (kN)	回転慣性 重量 I_G ($\times 10^5$ kN \cdot m 2)	せん断 断面積 A_s (m 2)	断面2次 モーメント I (m 4)	質点 番号	標高 T. M. S. L. (m)	質量 W (kN)	回転慣性 重量 I_G ($\times 10^5$ kN \cdot m 2)	せん断 断面積 A_s (m 2)	断面2次 モーメント I (m 4)

※建屋の軸面積は、NS 方向のせん断断面積+EW 方向のせん断断面積とする。

(建屋部)

- ・ヤング係数 E :
- ・せん断弾性係数 G :
- ・減衰定数 h :
- ・ポアソン比 ν :

(基礎スラブ)

- ・ヤング係数 E :
- ・せん断弾性係数 G :
- ・減衰定数 h :
- ・ポアソン比 ν :

--	--

表 3-1 振動諸元 (2 / 2)

(b) EW 方向

質点 番号	標高 T. M. S. L. (m)	質量 W (kN)	回転慣性 重量 I_G ($\times 10^5$ kN \cdot m 2)	せん断 断面積 A_s (m 2)	断面2次 モーメント I (m 4)	質点 番号	標高 T. M. S. L. (m)	質量 W (kN)	回転慣性 重量 I_G ($\times 10^5$ kN \cdot m 2)	せん断 断面積 A_s (m 2)	断面2次 モーメント I (m 4)

※建屋の軸面積は、NS 方向のせん断断面積+EW 方向のせん断断面積とする。

(建屋部)

- ・ヤング係数 E :
- ・せん断弾性係数 G :
- ・減衰定数 h :
- ・ポアソン比 ν :

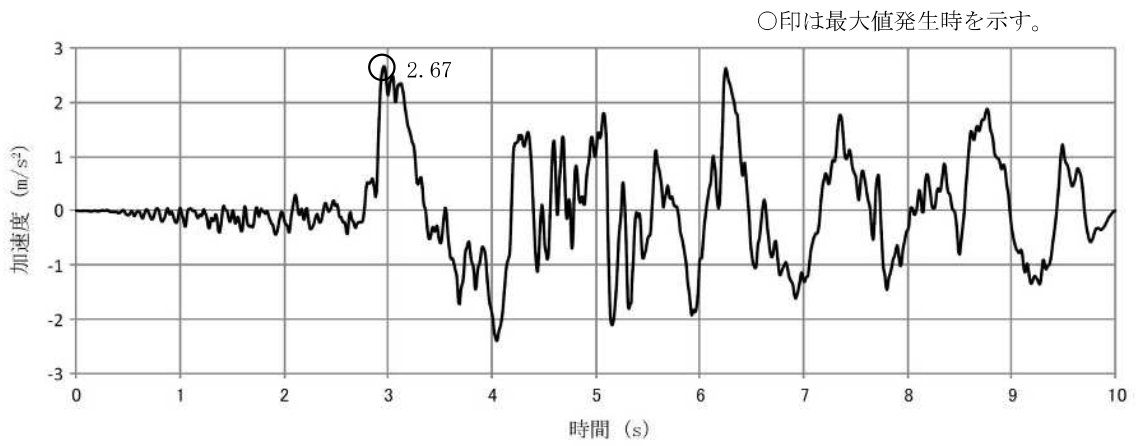
(基礎スラブ)

- ・ヤング係数 E :
- ・せん断弾性係数 G :
- ・減衰定数 h :
- ・ポアソン比 ν :

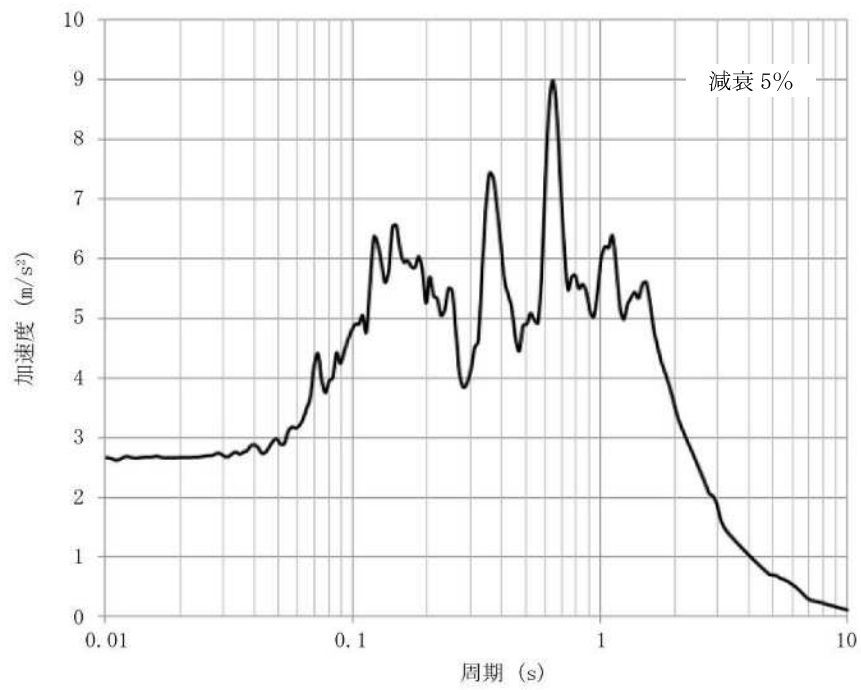


表 3-2 地盤物性

標高 T. M. S. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
∞	解放基盤	720	19.9	0.416	10.50	—

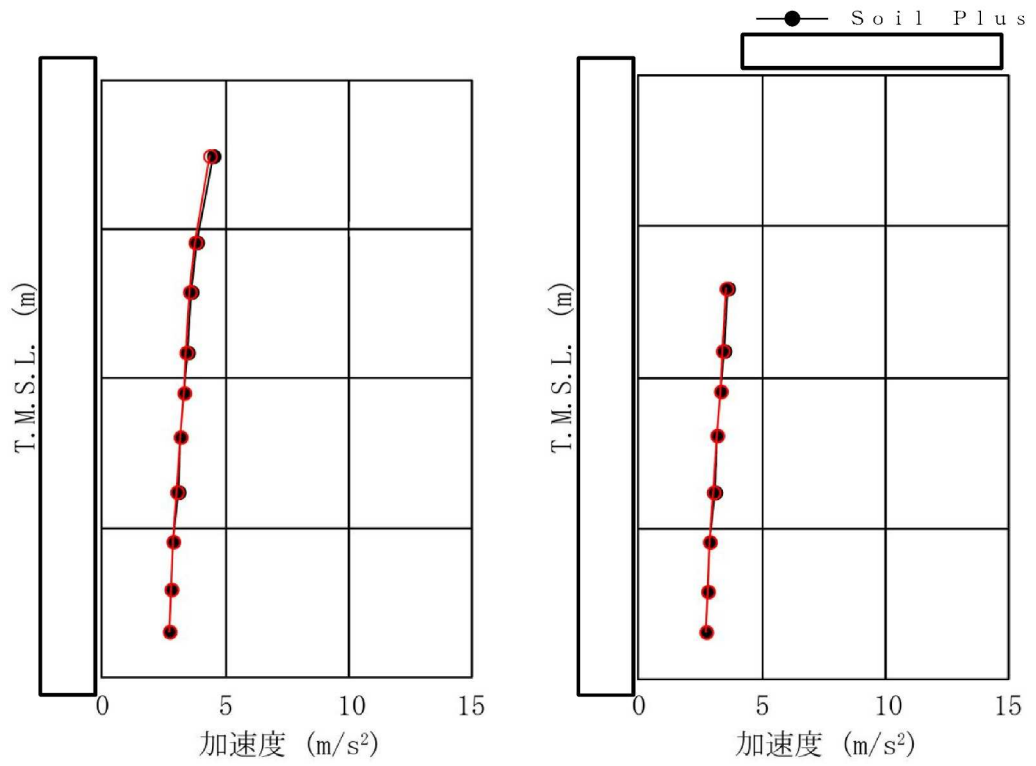


(a) 加速度時刻歴波形

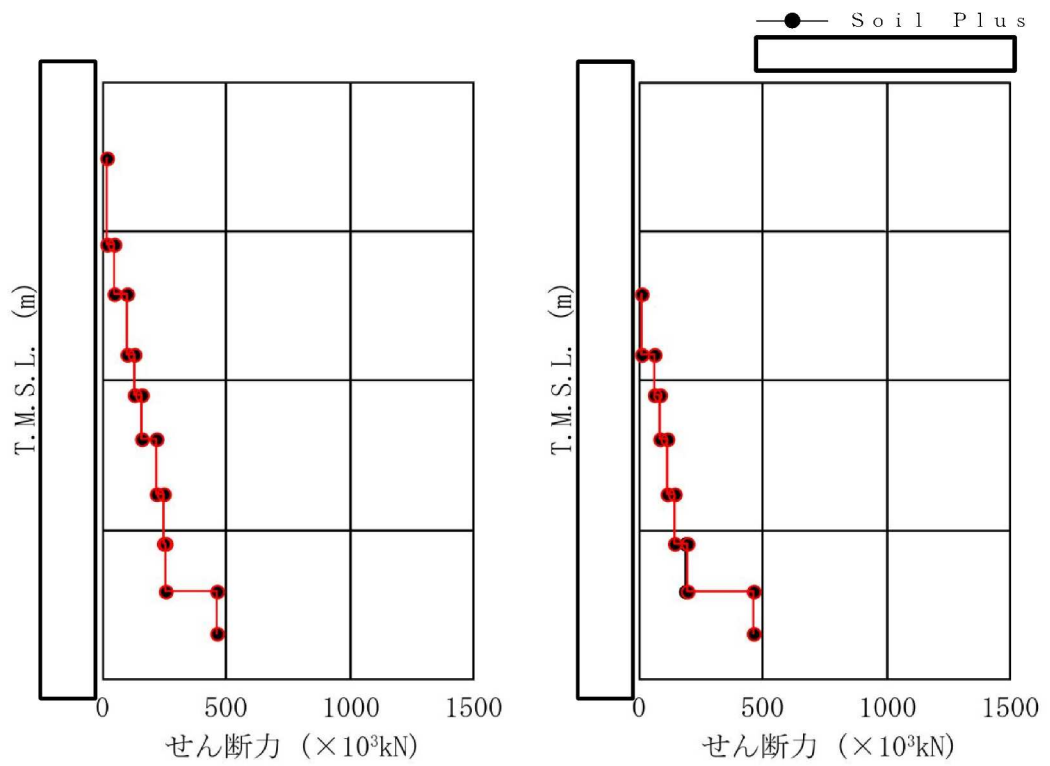


(b) 加速度応答スペクトル

図3-5 入力地震動

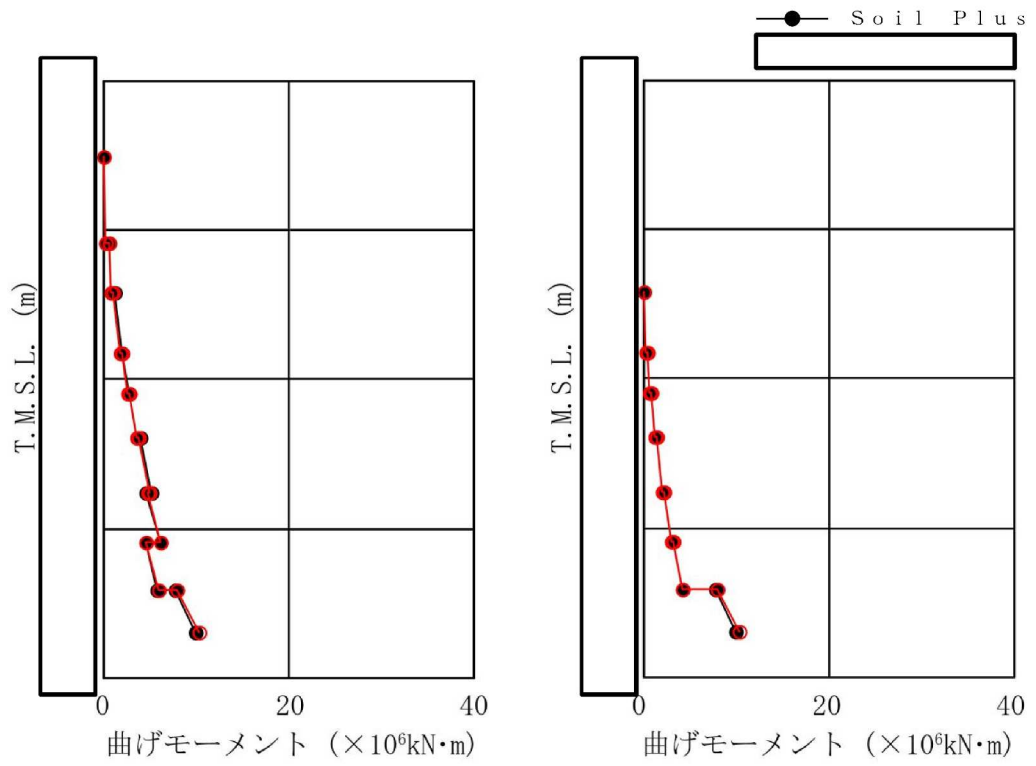


(a) 加速度



(b) せん断力

図3-6 解析結果の比較 (1 / 2)

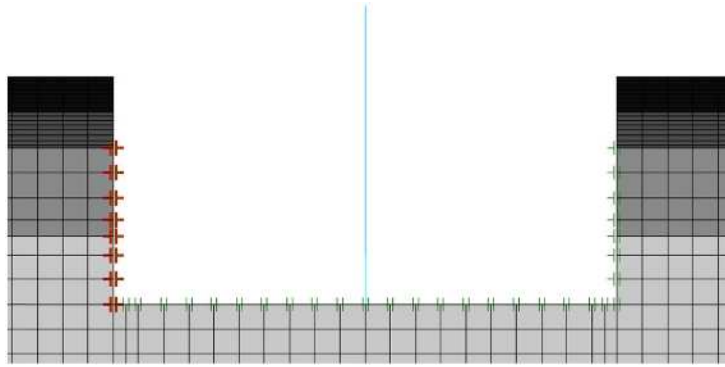


(c) 曲げモーメント

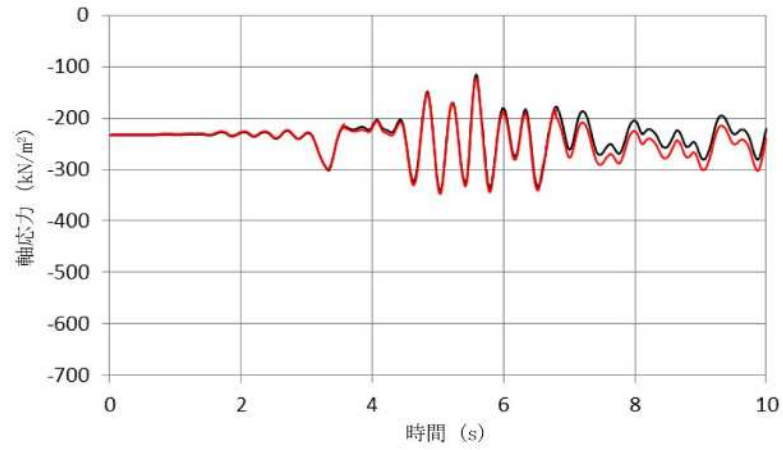
図3-6 解析結果の比較 (2 / 2)

表 3-3 接地率

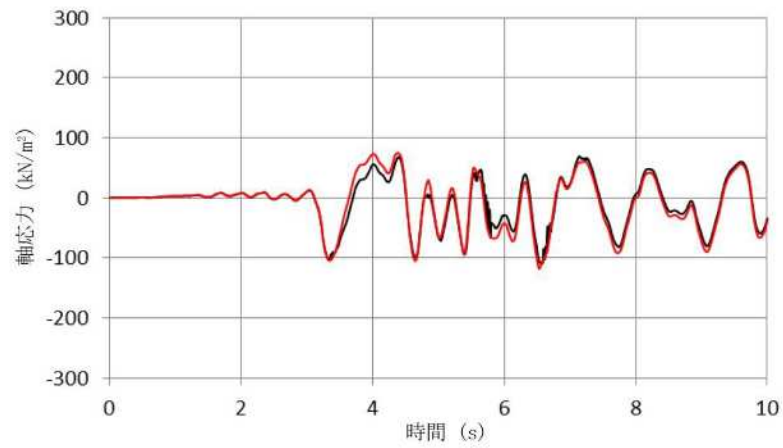
	S o i l P l u s	
接地率(%)		



(a) ジョイントの出力位置

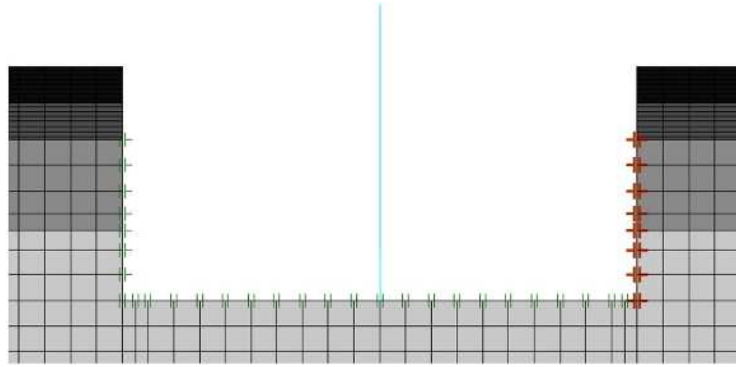


(b) 軸応力

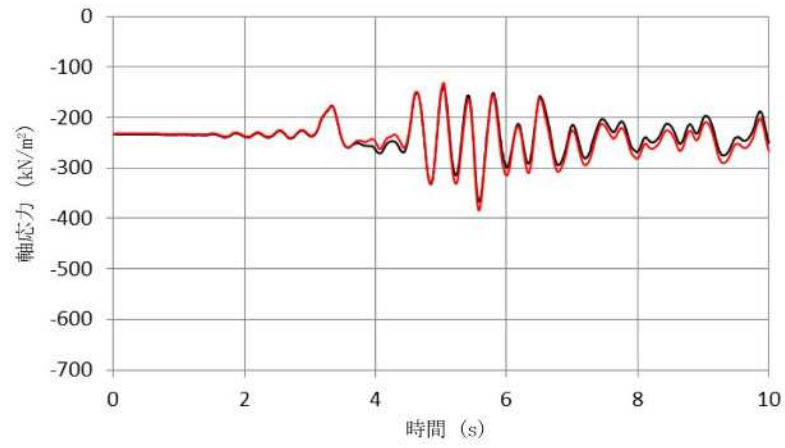


(c) せん断応力

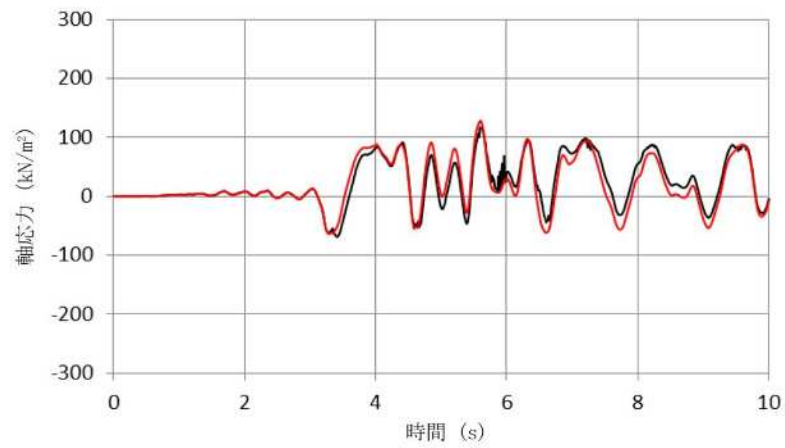
図 3-7 解析結果の比較 (ジョイントの時刻歴波形, 左側面)



(a) ジョイントの出力位置

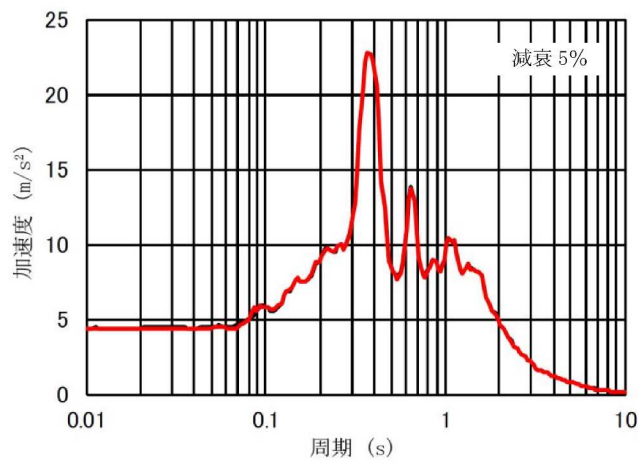


(b) 軸応力

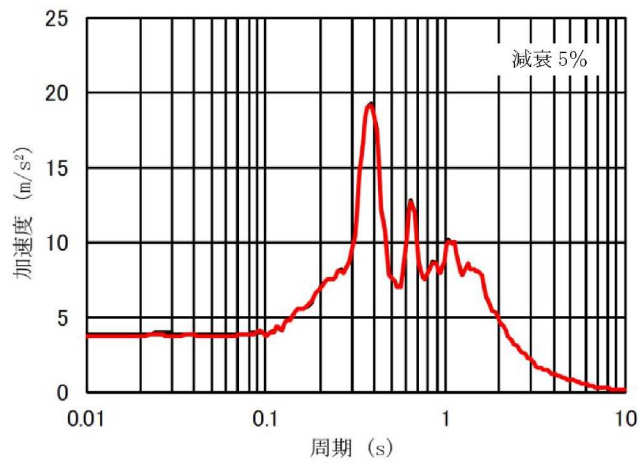


(c) せん断応力

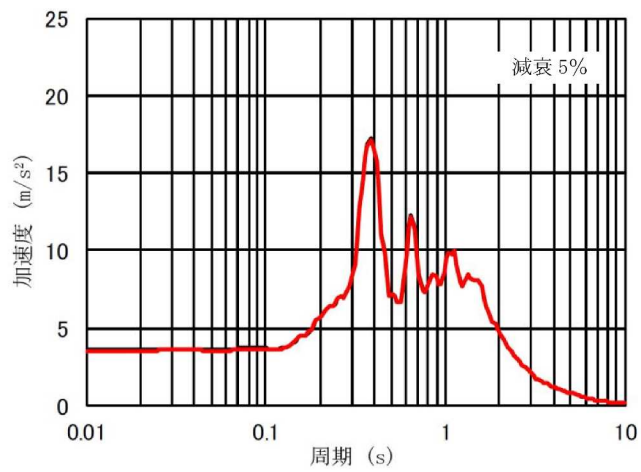
図 3-8 解析結果の比較 (ジョイントの時刻歴波形, 右側面)



(a) 質点番号 1

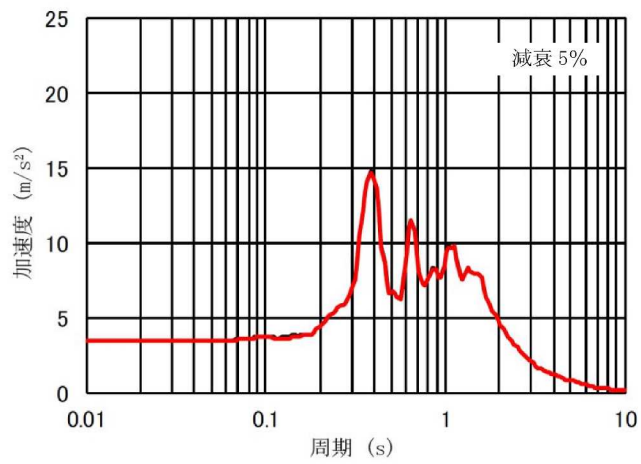


(b) 質点番号 2

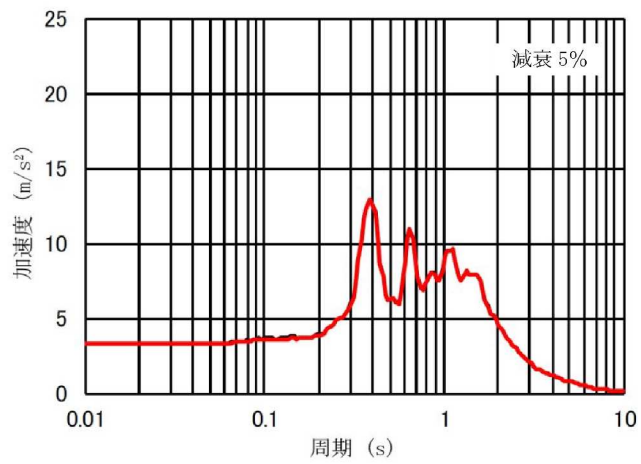


(c) 質点番号 3

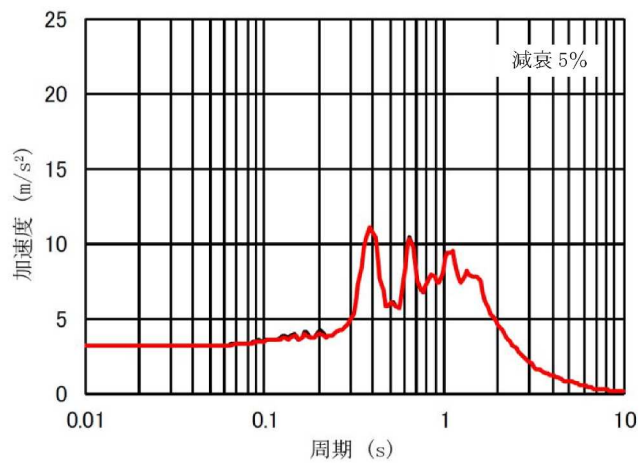
図 3-9 解析結果の比較 (加速度応答スペクトル) (1 / 3)



(d) 質点番号 4

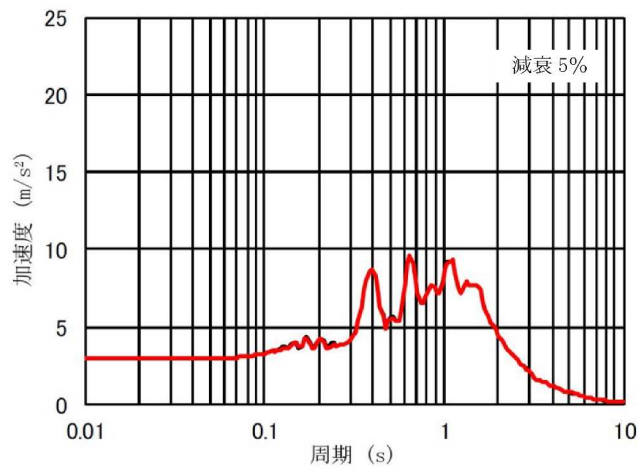


(e) 質点番号 5

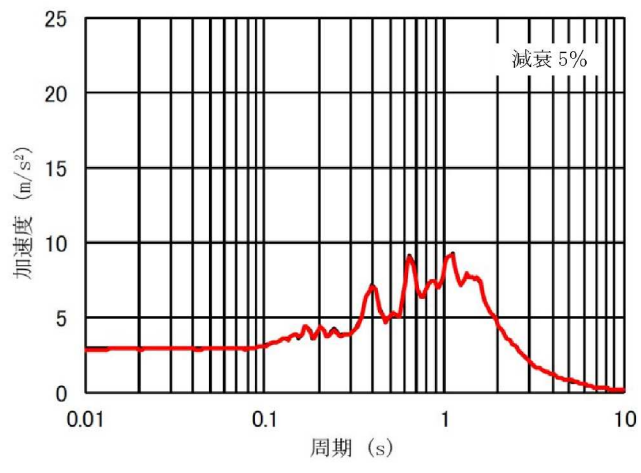


(f) 質点番号 6

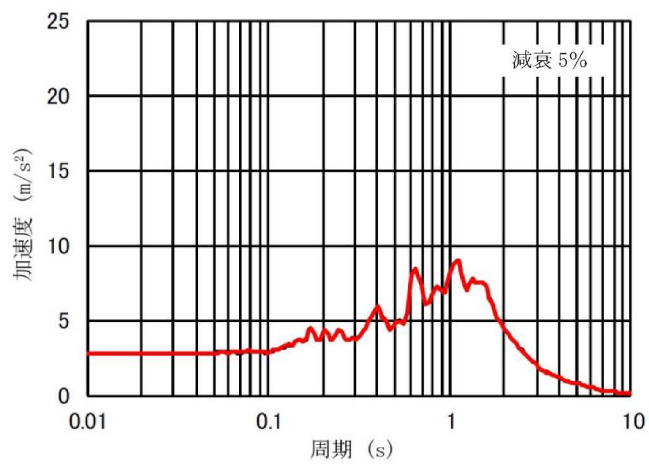
図 3-9 解析結果の比較 (加速度応答スペクトル) (2 / 3)



(g) 質点番号 7



(h) 質点番号 8

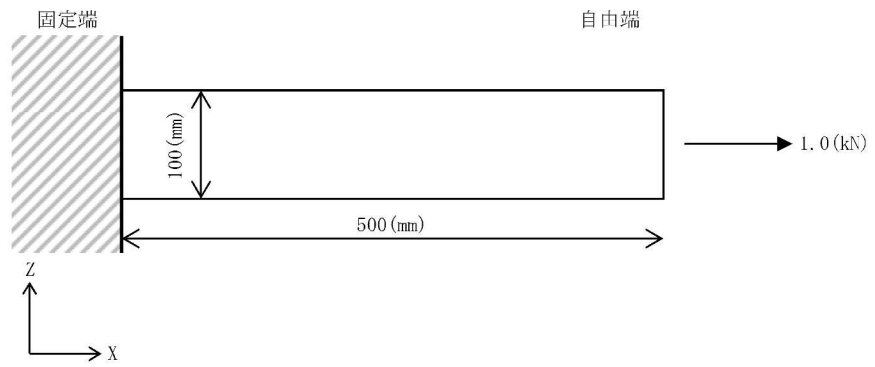


(i) 質点番号 9

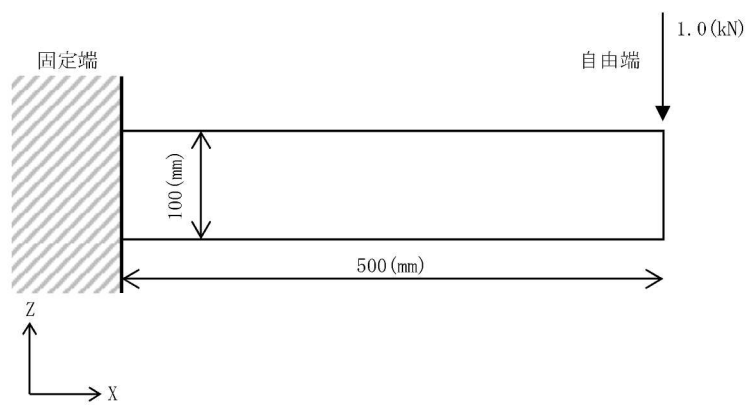
図 3-9 解析結果の比較 (加速度応答スペクトル) (3 / 3)



(a) 解析モデル概要



(b) 荷重ケース① (軸方向載荷)



(c) 荷重ケース② (せん断方向載荷)

図 3-10 解析モデル

表 3-4 解析モデル諸元

項目	記号	単位	値
部材長	L	(mm)	500
部材幅	b	(mm)	100
部材厚	t	(mm)	100
断面積	A	(mm ²)	1.00×10 ⁴
断面二次モーメント	I	(mm ⁴)	8.33×10 ⁶
ヤング係数	E	(N/mm ²)	2.00×10 ⁵
ポアソン比	ν	—	0.3

表 3-5 解析結果の比較

ケース	自由端変位 (mm)	
	理論解	Soil Plus
①	$\delta_x = \frac{P \cdot L}{E \cdot A} = \frac{1000 \times 500}{2.00 \times 10^5 \times 1.00 \times 10^4} = 2.50 \times 10^{-4}$	2.50×10 ⁻⁴
②	$\delta_z = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I} = \frac{1000 \times 500^3}{3 \times 2.00 \times 10^5 \times 8.33 \times 10^6} = 2.50 \times 10^{-2}$	2.38×10 ⁻²

3.5.3 使用内容に対する妥当性

コントロール建屋の地震応答解析に Soil Plus を使用することは、次のとおり、本解析の適用範囲に対して検証されており、妥当である。

- ・ 建屋質点系－地盤 2 次元 FEM モデルの非線形地震応答解析について T D A P III による解析結果と比較して、おおむね一致していることから、解析の目的に照らして今回の解析に使用することは妥当である。
- ・ ソリッド要素を用いて評価した片持ち梁の変位が、理論解とおおむね一致していることから、解析の目的に照らして今回の解析に使用することは妥当である。

4. 引用文献

- (1) O. C. Zienkiewicz, The Finite Element Method, McGraw-Hill, 1977
- (2) O. C. Zienkiewicz and K. Morgan, FINITE ELEMENTS AND APPROXIMATION, John Wiley & Sons, 1983
- (3) G. Strang and G. J. Fix, AN ANALYSIS OF THE FINITE ELEMENT METHOD, Prentice-Hall, 1973
- (4) 竹内則雄, 檜山和男, 寺田賢二郎, 計算力学 有限要素法の基礎, 森北出版株式会社, 2003
- (5) 川井忠彦, 岸正彦, 機械のための有限要素法入門, オーム社, 1983