

## 5. 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震安全性評価

### 目次

5. 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震安全性評価	5-1
5.1 評価方法	5-2
5.2 評価条件	5-2
5.2.1 適用規格	5-2
5.2.2 耐震安全性評価フロー	5-4
5.2.3 評価対象断面の方向	5-5
5.2.4 評価対象断面の選定	5-7
5.2.5 使用材料及び材料定数	5-9
5.2.6 評価構造物諸元	5-12
5.2.7 地下水位	5-13
5.2.8 地震応答解析手法	5-13
5.2.9 解析モデルの設定	5-14
5.2.10 減衰定数	5-22
5.2.11 荷重の組合せ	5-26
5.2.12 地震応答解析の検討ケース	5-28
5.3 評価内容	5-32
5.3.1 入力地震動の設定	5-32
5.3.2 許容限界の設定	5-49
5.4 評価結果	5-53
5.4.1 地震応答解析結果	5-53
5.4.2 トンネルの耐震評価結果	5-138
5.5 まとめ	5-158
1. 減衰定数の設定について	5-2
2. 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）構造の解析モデルについて	5-9
3. 保守的な配慮としての耐震評価	5-16

## 5.1 評価方法

常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）（以下「トンネル」という。）は、耐震安全上重要な機器・配管系を間接支持する機能を求められる土木構造物である。トンネルについて基準地震動 $S_s$ による耐震安全性評価として、構造部材の曲げ、せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

トンネルの地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

屋外重要土木構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を仮定する。

屋外重要土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

構造部材の曲げ、せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断力が許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、地震応答解析に基づく接地圧が許容限界以下であることを確認する。

## 5.2 評価条件

### 5.2.1 適用規格

適用する規格、基準類を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）

表 5.2-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定）</li> </ul>	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討</li> </ul>
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定）</li> <li>・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成24年3月）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・曲げに対する照査は，発生応力が，許容限界以下であることを確認</li> <li>・せん断に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，許容限界以下であることを確認</li> </ul>
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> <li>・J E A G 4 6 0 1 -1987</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・有限要素法による2次元モデルを用いた時刻歴非線形解析</li> </ul>

### 5.2.2 耐震安全性評価フロー

図 5.2-1 にトンネルの耐震安全性評価フローを示す。

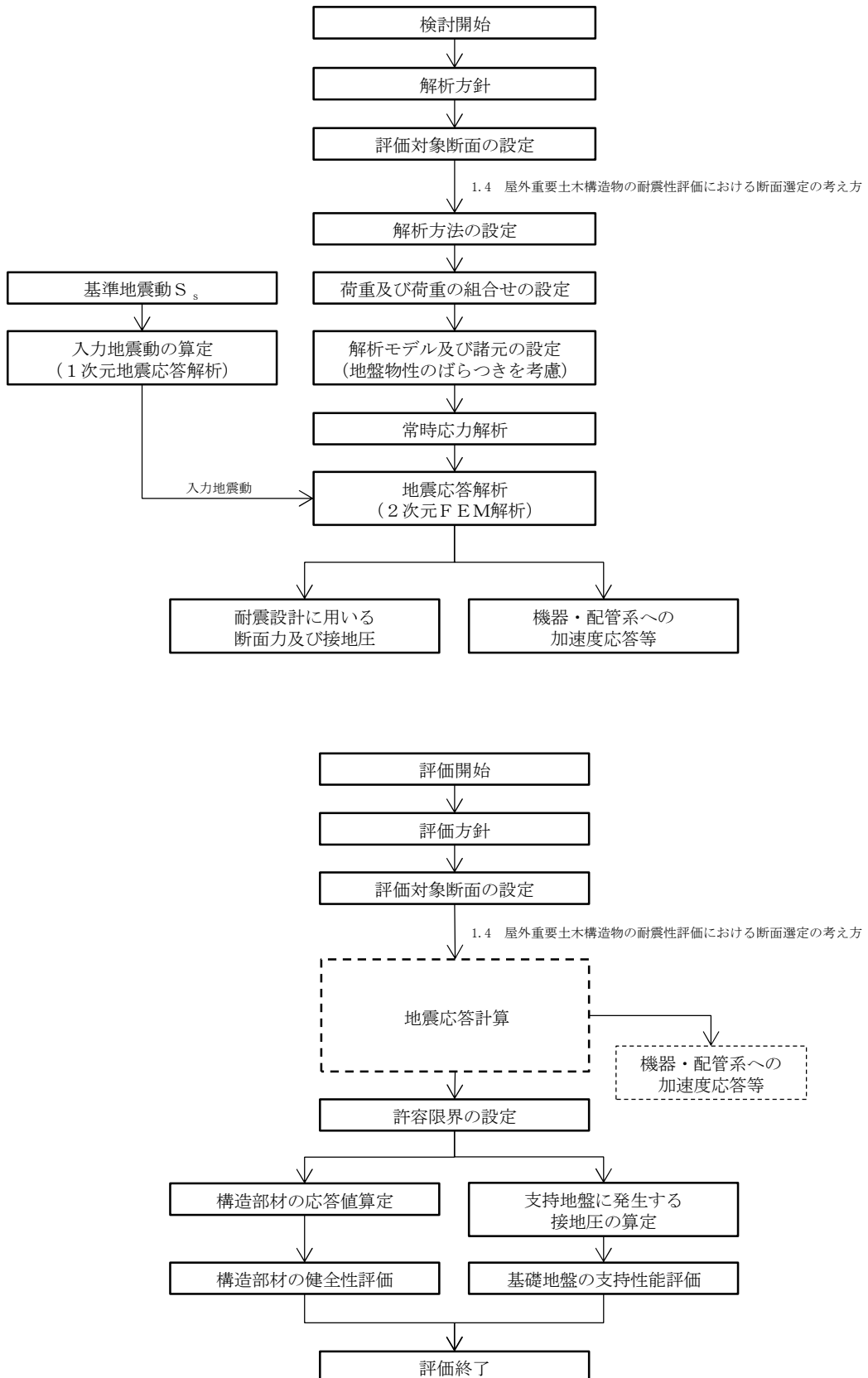


図 5.2-1 トンネルの耐震安全性評価フロー

### 5.2.3 評価対象断面の方向

トンネルの位置を図 5.2-2 及び図 5.2-3 に示す。

トンネルは、延長約 140 m の鉄筋コンクリート造である。表 5.2-2 に示すとおり、トンネルの縦断方向は、トンネル覆工及び隔壁を耐震設計上見込むことができるため、強軸断面方向となる。一方、横断方向は、耐震設計上見込める構造部材が少ないことから、弱軸断面方向となる。なお、トンネルは全線にわたり一定区間でブロック割し、施工されている。そのため、トンネル縦断方向の応力は区間毎に解放されると考えられる。また、縦断方向の変位に対しては、岩盤に設置されているためブロック毎の相対変位が小さいと考えられる。

以上のことから、トンネルの耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である横断方向を評価対象断面の方向とする。

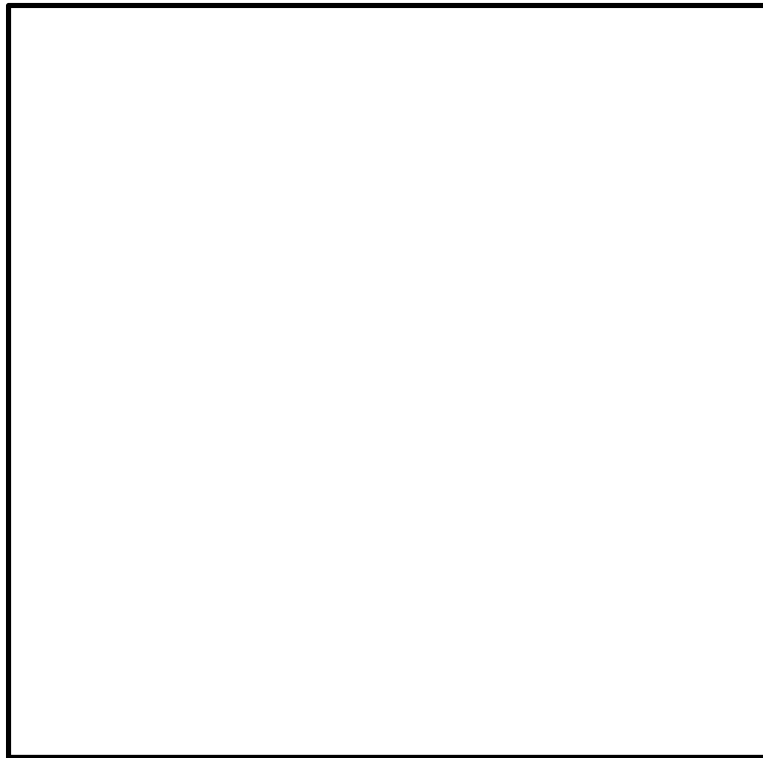


図 5.2-2 トンネルの位置図（全体平面図）

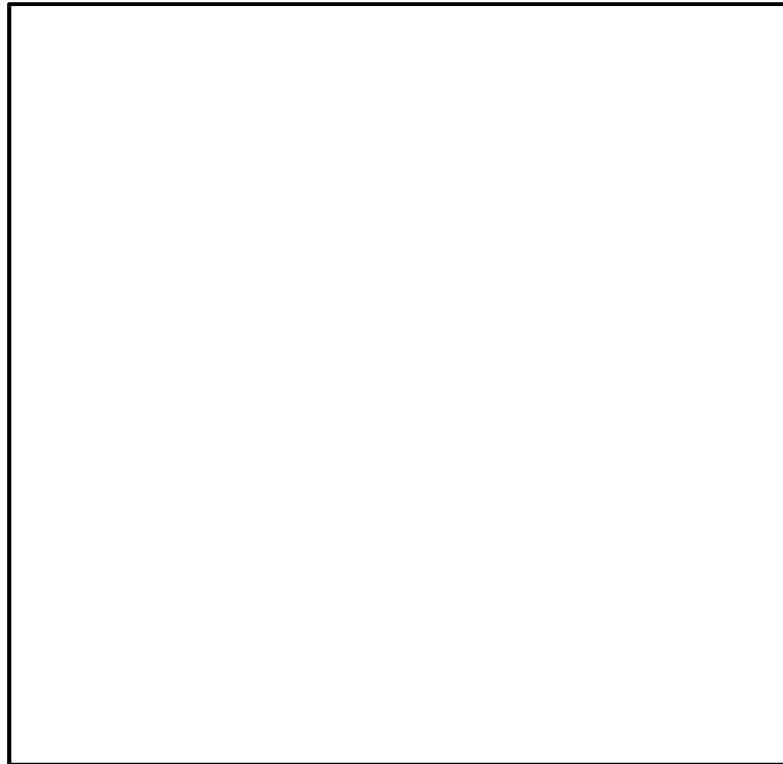
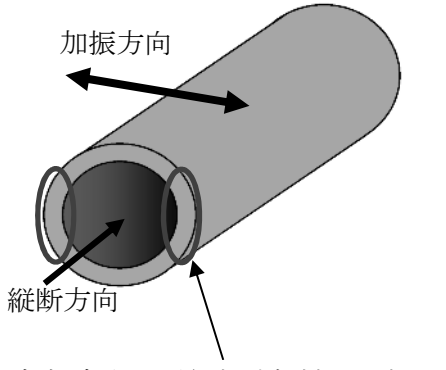
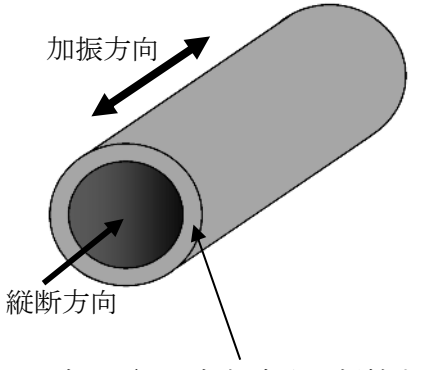


図 5.2-3 トンネルの位置図（拡大図）

表 5.2-2 トンネルの評価対象断面の方向の選定

	横断方向の加振	縦断方向の加振
トンネル	 <p>加振方向に平行な壁部材が少ない ⇒弱軸断面方向</p>	 <p>トンネル覆工が加振方向に抵抗する ⇒強軸断面方向</p>

#### 5.2.4 評価対象断面の選定

図 5.2-4 及び図 5.2-5 にトンネルの縦断面図及び標準断面図を示す。

トンネルは、延長約 140 m の鉄筋コンクリート造である。内径 4.6 m、覆工厚 1.2 m であり縦断方向に対して一様な断面形状を示す。また、間接支持する設備が縦断方向に一様に設置されている。

評価対象断面は、「1.4.5 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の断面選定の考え方」で記載したとおり、各耐震評価候補断面位置において 1 次元地震応答解析を実施し、トンネル覆工軸線の上端と下端の最大相対変位及びトンネル中心位置の最大加速度が最も大きい断面とする。地震応答解析結果によると、トンネルの深さが深いほど、また埋戻土の層厚が薄いほど相対変位及び最大加速度が大きくなる傾向にある。図 5.2-6 に決定した評価対象断面（L3' 断面）を示す。L3' 断面は、トンネル位置を最も深い位置に設定した L3 地点において、埋戻土の層厚を最も薄くした断面である。

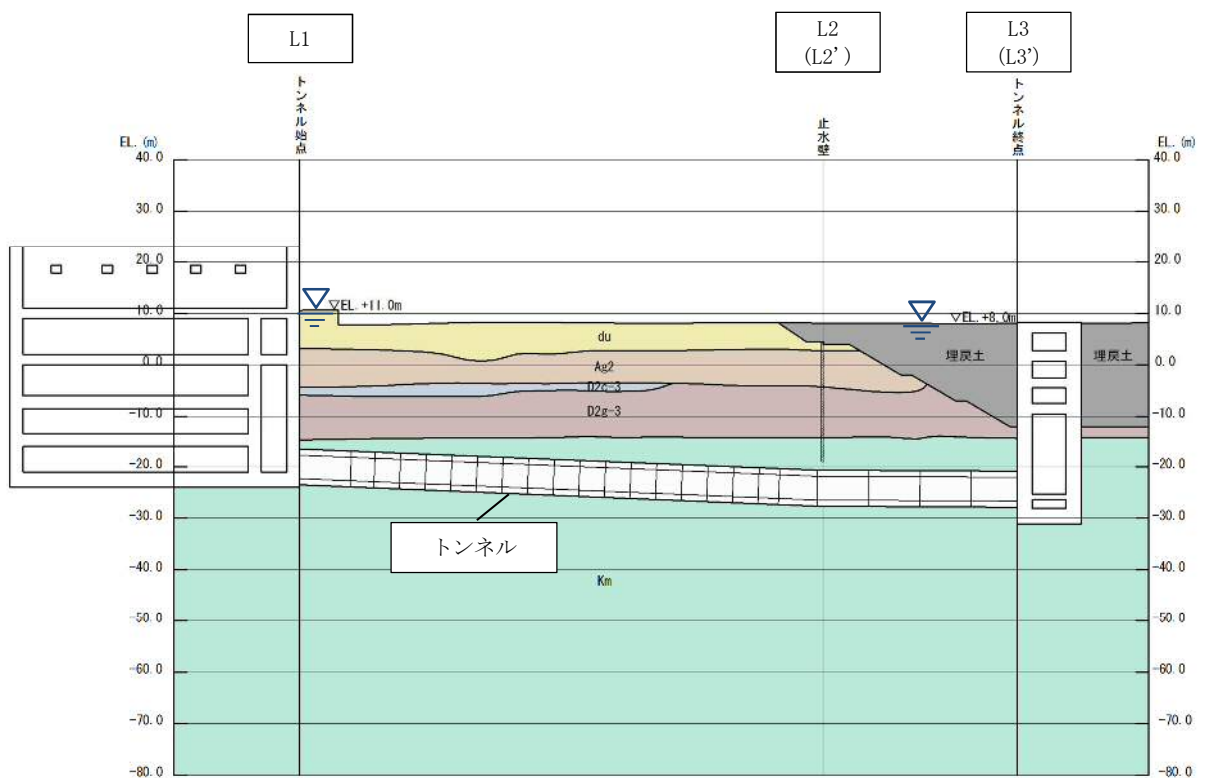


図 5.2-4 トンネルの縦断面図

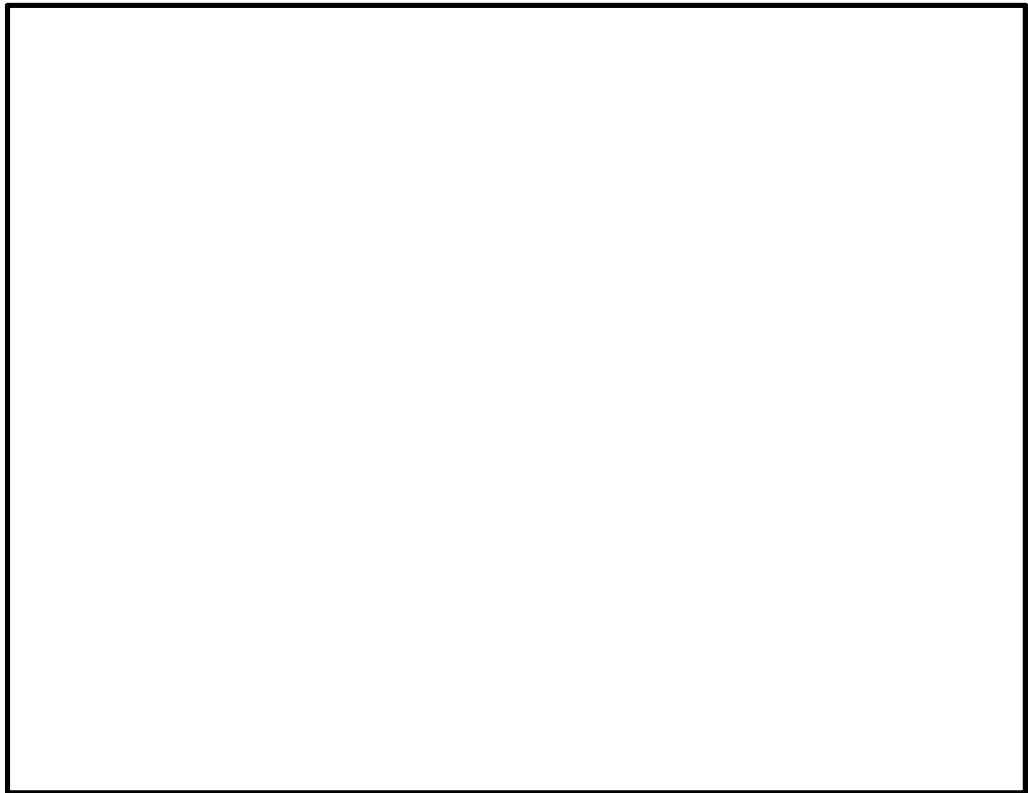


図 5.2-5 トンネルの標準断面図

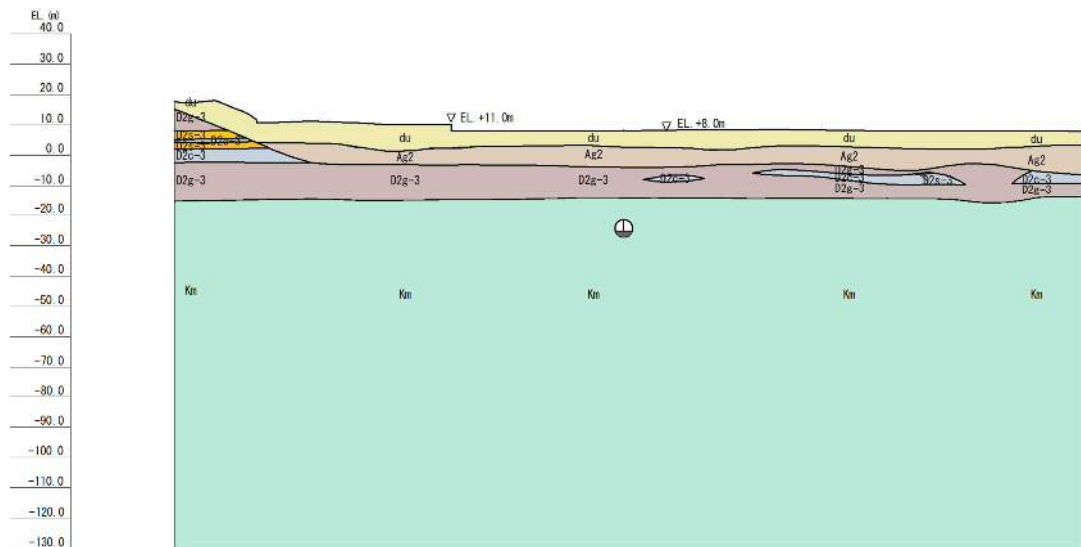


図 5.2-6 評価対象断面 (L3' 断面)



### 5.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 5.2-3 に、材料物性値を表 5.2-4 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 5.2-5 に示す。

表 5.2-3 使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度 30 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD345, SD490

表 5.2-4 材料物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン 比	減衰定数 (%)
鉄筋コン クリート	設計基準強度 30 N/mm <sup>2</sup> *1	24.5*1	2.8×10 <sup>4</sup> *1	0.2*1	5*2

注記 \*1：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)

\*2：J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)

表 5.2-5 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 ( ) は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ( ) は地下水位以浅	$\sigma'_{na}$	kN/m <sup>2</sup>	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ( ) は地下水位以浅	$G_{na}$	kN/m <sup>2</sup>	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0	0	0	0.012	0	0	0	0	0
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	$\phi_p$	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	$S_1$	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	$W_1$	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	$P_1$	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	$P_2$	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	$C_1$	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 5.2-5 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤				
				第四系 (非液状化層)				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 ( ) は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 <sup>-4</sup> ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 ( ) は地下水位以浅	$\sigma'_{na}$	kN/m <sup>2</sup>	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定
	基準初期せん断剛性 ( ) は地下水位以浅	$G_{na}$	kN/m <sup>2</sup>	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0.025	0.026	0.042	0.026	
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z : 標高 (m)



### 5.2.6 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行うトンネルの評価構造物諸元を図 5.2-7 に示す。

表 5.2-6 評価部位とその仕様

部位	仕様		材料		機能要求
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋	
RC トンネル覆工	1.000	1.200	30	SD345 SD490	機器・配管系を間接支持する機能の健全性を確保
RC 隔壁	1.000	0.600	30	SD345 SD490	
RC インバート	1.000	0.600	30	SD345 SD490	



図 5.2-7 評価部位と配筋イメージ

### 5.2.7 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

### 5.2.8 地震応答解析手法

トンネルの地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。部材については、線形はり要素を用いることとする。また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図5.2-8に示す。

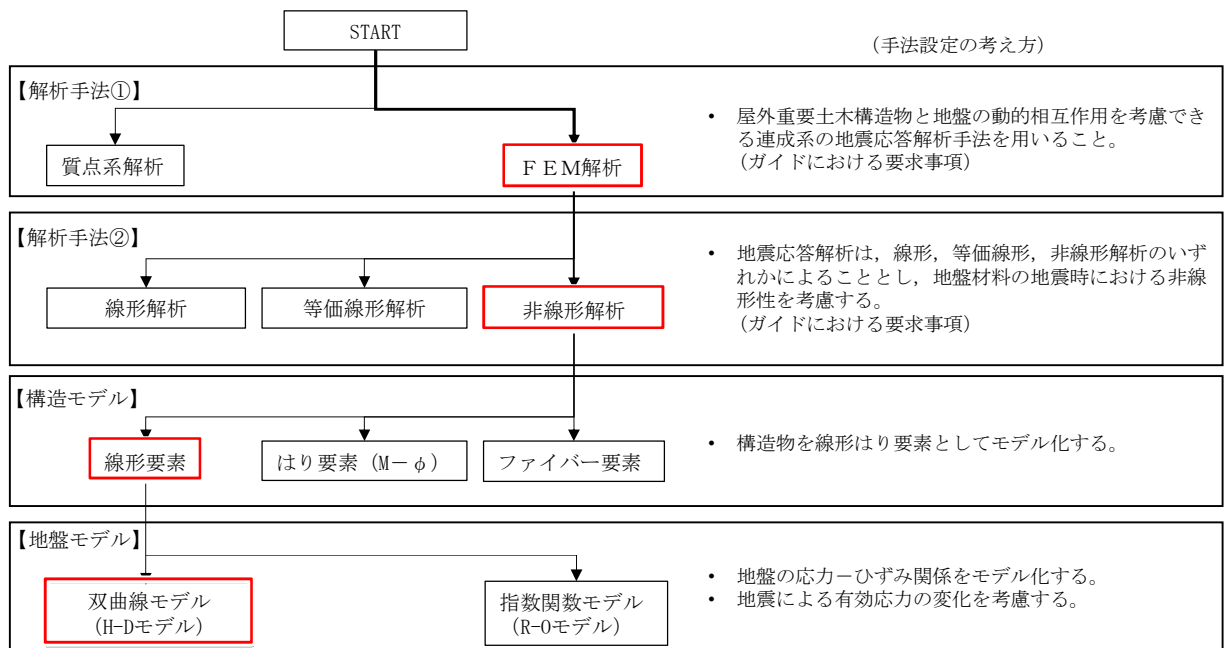


図 5.2-8 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル (H-D モデル) を選定する。

## 5.2.9 解析モデルの設定

### (1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 -1987 を適用し、図 5.2-9 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度  $V_s$  で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち  $V_s/100$  または  $V_s/80$  を考慮し、要素高さを 1 m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会、2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

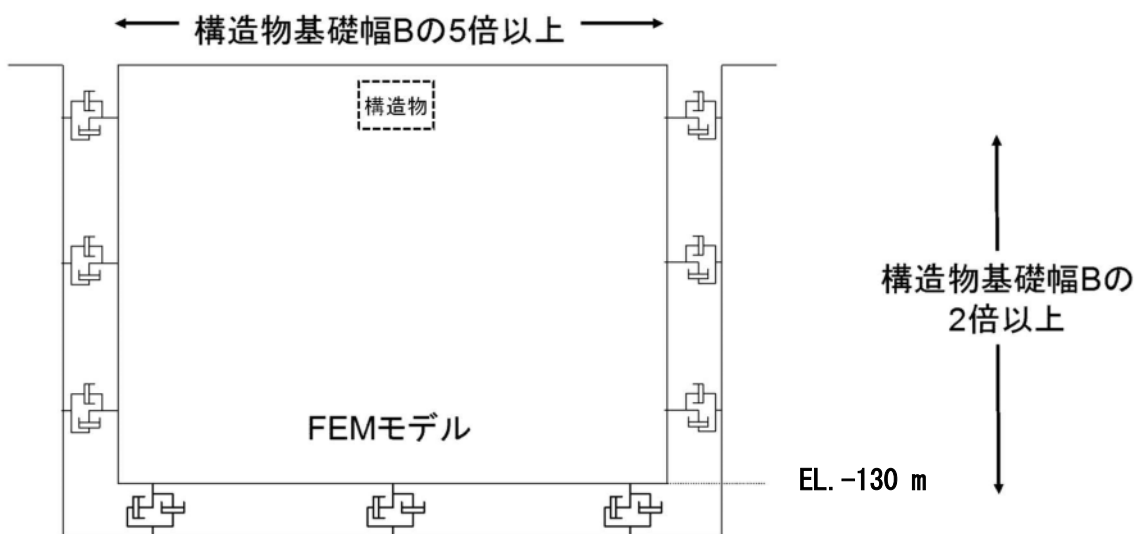


図 5.2-9 モデル範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図5.2-10に示す。また、トンネル周辺の地質断面図を図5.2-11に示す。

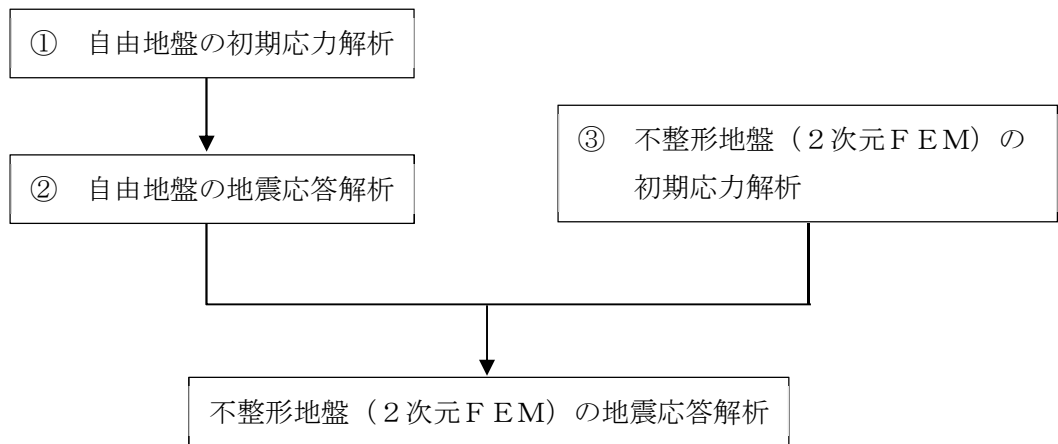


図 5.2-10 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

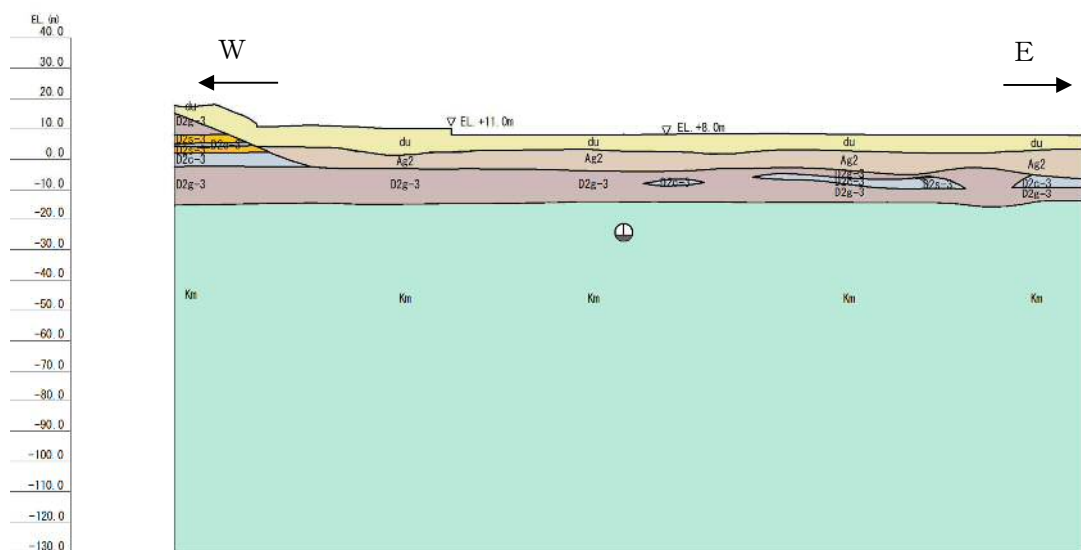


図 5.2-11 地質断面図

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 5.2-12 に示す。

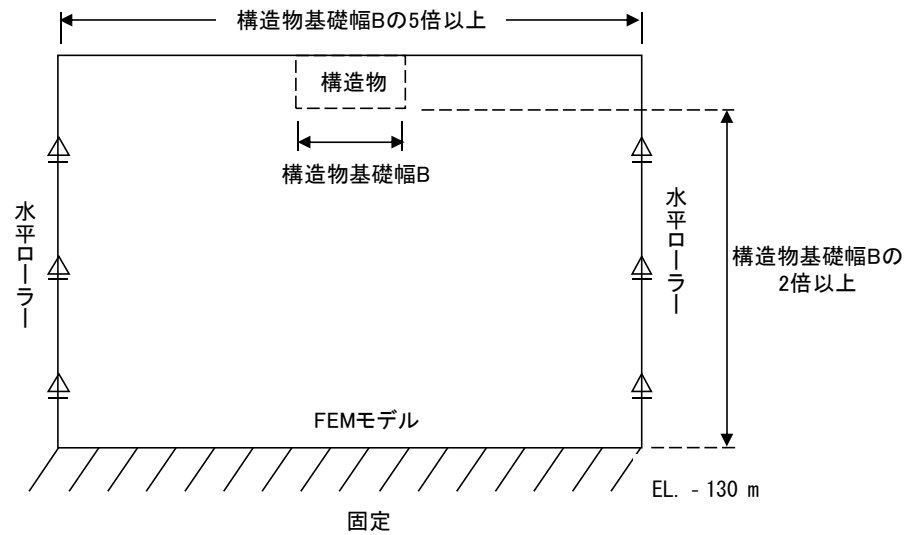


図 5.2-12 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 5.2-13 に示す。

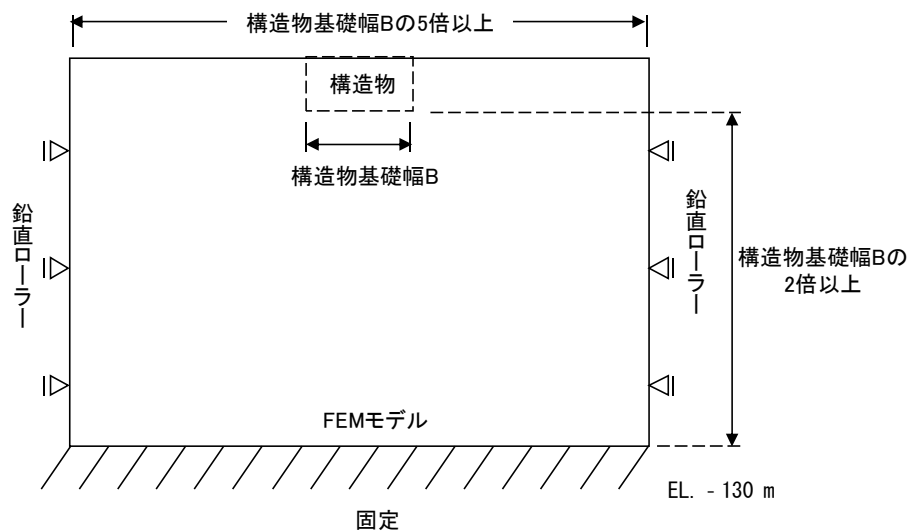


図 5.2-13 常時解析における境界条件の概念図



c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

地震応答解析モデルを図 5.2-14 に示す。

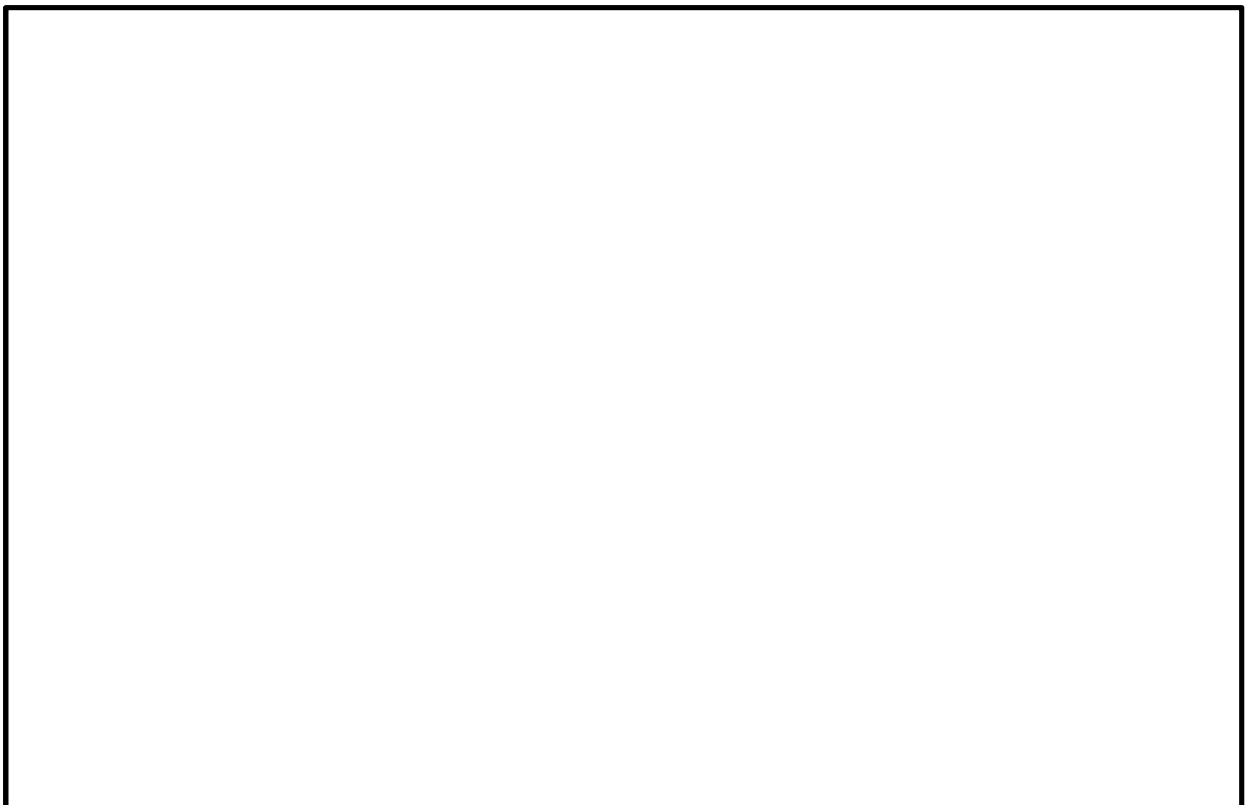


図 5.2-14 トンネルの地震応答解析モデル

### (3) 構造物のモデル化

トンネルは、構造部材として考慮するトンネル覆工及び隔壁を、線形はり要素によりモデル化する。インバートは上部の鉄筋コンクリート部と下部の無筋コンクリート部を考慮し、線形はり要素及び平面ひずみ要素によりモデル化する。なお、インバートのモデル化の際には、鉄筋コンクリートインバートと無筋コンクリートインバートの剛性及び質量に重複が生じないようにする。隔壁とインバート水平梁の交点には、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき、剛域を設ける。トンネルの解析モデルにおける、構造物部分の拡大図を図 5.2-15 に示す。



図 5.2-15 トンネルの解析モデル (構造物部分拡大図)

上記トンネルの解析モデルの平面ひずみ要素と線形はり要素で剛性及び質量が重複しないように、図 5.2-16 に示す平面ひずみ要素全域の面積と無筋部の面積の比率でインバートの平面ひずみ要素の剛性及び質量を設定する。

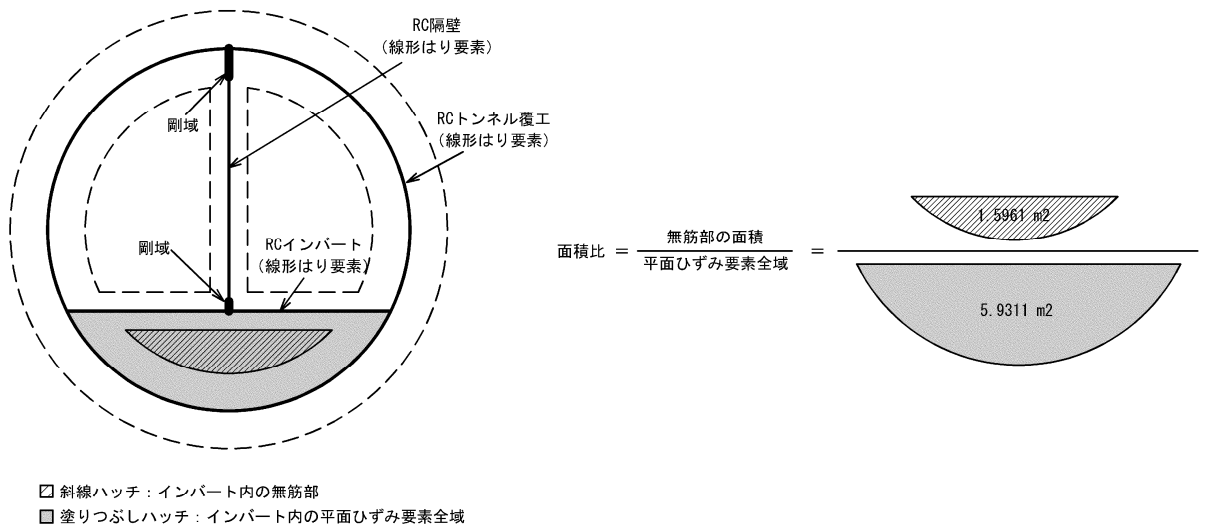


図 5.2-16 無筋コンクリートインバートの剛性及び質量の設定

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002年5月）に，線材モデルの要素分割については，要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの2.0倍以下とし，1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し，部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度まで細分割して設定する。

(4) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 5.2-17 に、ジョイント要素の考え方を示す。

なお、せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 $c$ 、 $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とする。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 5.2-7 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (度)	備考
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

$z$  : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 5.2-8 の通り設定する。

表 5.2-8 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$



— : ジョイント要素

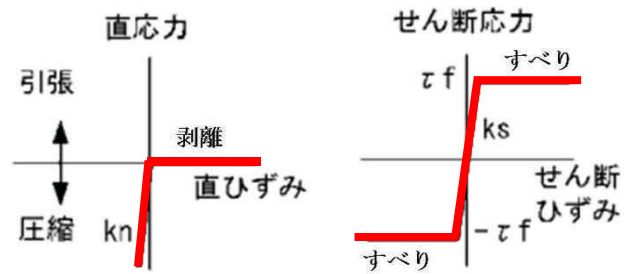


図 5.2-17 ジョイント要素の考え方

(5) 材料特性の設定

鉄筋コンクリートの部材は線形はり要素によりモデル化する。

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

#### 5.2.10 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh減衰の係数 $\alpha$ 、 $\beta$ の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha$  [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha$  [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 $\alpha$  [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

$\alpha, \beta$  : 係数

係数 $\alpha$ 、 $\beta$ は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められる1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

図5.2-18にRayleigh減衰の設定フローを、表5.2-9に固有値解析結果を示す。

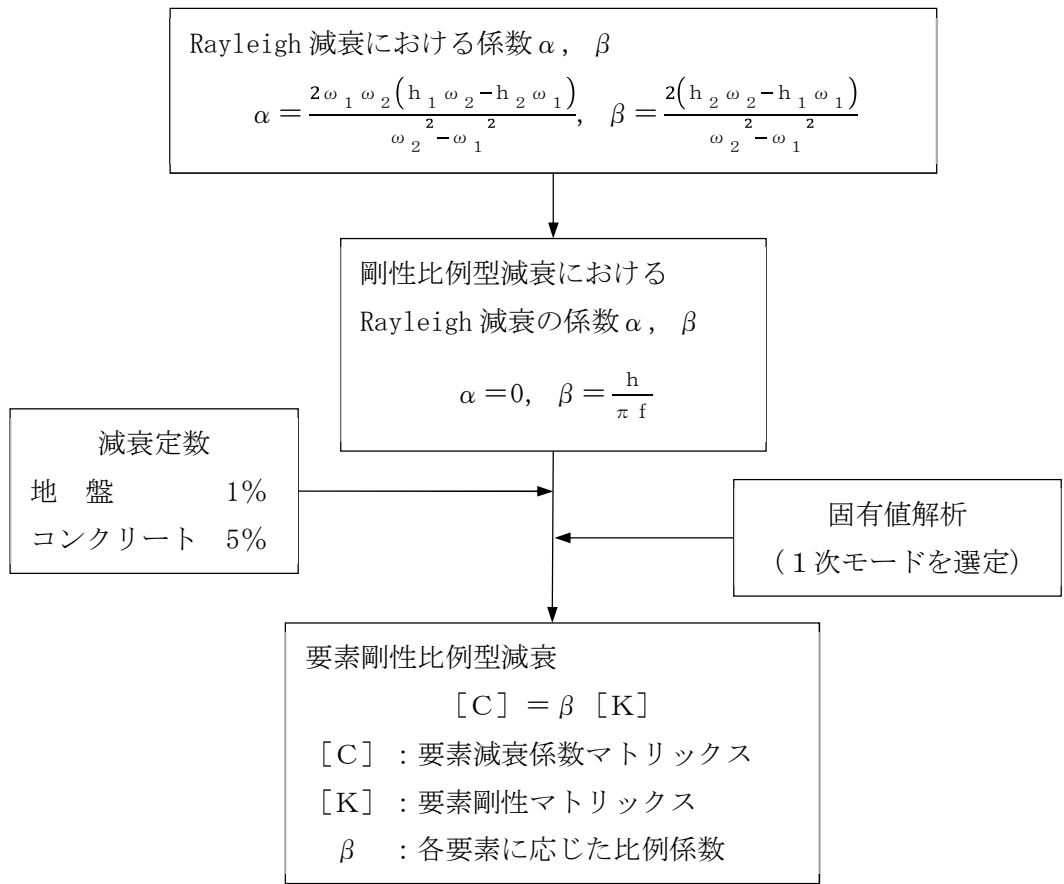


図 5.2-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 5.2-9 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.714	243.38	1次として採用
2	1.131	5.13	
3	1.404	-2.83	
4	1.669	12.56	
5	1.717	-2.67	
6	1.940	19.67	
7	2.030	76.58	
8	2.173	-12.14	
9	2.359	4.29	

表 5.2-9 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.716	243.64	1次として採用
2	1.142	4.70	
3	1.406	-2.53	
4	1.704	11.61	
5	1.726	-3.20	
6	2.021	-31.60	
7	2.070	74.06	
8	2.190	11.94	
9	2.462	-1.54	



表 5.2-9 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.713	242.99	1次として採用
2	1.119	5.71	
3	1.402	-3.44	
4	1.623	13.98	
5	1.707	-3.09	
6	1.847	-17.17	
7	1.976	74.78	
8	2.150	-12.30	
9	2.240	8.51	

表 5.2-9 (4) 固有値解析結果

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.702	236.46	1次として採用
2	1.048	21.83	
3	1.314	29.00	
4	1.434	-11.78	
5	1.485	-10.32	
6	1.582	-24.37	
7	1.631	66.28	
8	1.717	7.07	
9	1.831	3.63	

### 5.2.11 荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧、機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

なお、トンネルは、地盤内に埋設されている構造物であることから運転時の異常な過渡変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また重大事故等対処時においても、地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 5.2-10 に示す。

地震時にトンネルに作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を、解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 5.2-10 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		—	・内水がないことから、考慮しない
変動荷重	雪荷重		—	・構造物は地中に埋設されることから、考慮しない
	風荷重		—	・構造物は地中に埋設されることから、考慮しない
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	・基準地震動 $S_e$ による水平・鉛直同時加振 ・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮	
	鉛直地震動	○		
	動水圧		—	・内水がないことから、考慮しない

(1) 機器・配管荷重

図 5.2-19 にトンネルにおける機器・配管荷重図を示す。

機器・配管荷重は解析の単位奥行き（1 m）あたりの付加質量として考慮する。

インバート上面については，単位奥行き当たりの配管・設備質量として  $0.50 \text{ t/m}^2$  を考慮し，配管質量として  $0.20 \text{ t/m}$  を考慮する。

隔壁には，単位奥行き当たりのダクト・消火配管，電線管及びトレイ質量として  $1.70 \text{ t/m}$  を隔壁中央に考慮する。

覆工には，単位奥行き当たりの電線管質量として  $0.15 \text{ t/m}$  及び  $0.10 \text{ t/m}$  を覆工中央に考慮する。

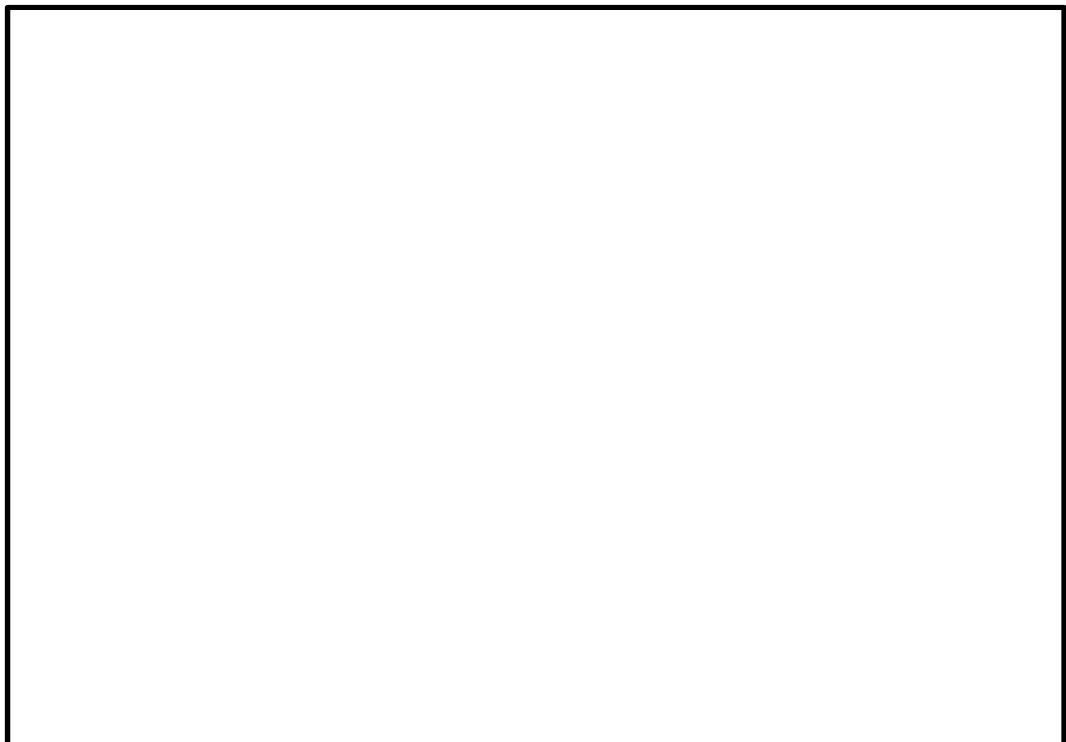


図 5.2-19 機器・配管荷重図

(2) 外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は，地下水の密度として， $1.00 \text{ g/cm}^3$  を考慮する。

## 5.2.12 地震応答解析の検討ケース

### (1) 耐震評価における検討ケース

耐震評価における検討ケースを表 5.2-11 に示す。

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため、原地盤におけるせん断波速度の原位置試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 $\sigma$ を用いて、せん断波速度を「回帰曲線 $+1\sigma$ 」（以下「 $+1\sigma$ 」という。）とする解析ケース（解析ケース②、⑥）及び「回帰曲線 $-1\sigma$ 」（以下「 $-1\sigma$ 」という。）とする解析ケース（解析ケース③）を設定する。

地盤の液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し、原地盤の液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 $\sigma$ を用いて、液状化強度特性を（ $-1\sigma$ ）にて設定することを基本とする（解析ケース①、②、③）。

また、構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースを設定する（解析ケース④）。さらに、構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する（解析ケース⑤、⑥）。

上記の地盤剛性及び液状化強度特性の設定を組合せた解析ケース（①～⑥）を実施することにより、地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

耐震評価においては、全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 5.2-20 に示す。

表 5.2-11 耐震評価における検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
検討ケース		原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液化化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定		原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1σ)	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(-1σ)	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1σ)
液化化強度特性の設定		原地盤に基づく液化化強度特性(-1σ)	原地盤に基づく液化化強度特性(-1σ)	原地盤に基づく液化化強度特性(-1σ)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液化化強度特性	液化化パラメータを非適用	液化化パラメータを非適用
地震波 (位相)	S <sub>s</sub> -D 1	(H+V+)	実施				
		(H+V-)	実施				
		(H-V+)	実施				
		(H-V-)	実施				
	S <sub>s</sub> -1 1		実施				
	S <sub>s</sub> -1 2		実施				
	S <sub>s</sub> -1 3		実施				
	S <sub>s</sub> -1 4		実施				
	S <sub>s</sub> -2 1		実施				
	S <sub>s</sub> -2 2		実施				
S <sub>s</sub> -3 1	(H+V+)	実施					
	(H-V+)	実施					

全ての基準地震動 S<sub>s</sub> に対して実施する①の検討ケース(基本ケース)において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい(許容限界に対する余裕が最も小さい)地震動を用い、②~⑥より追加検討ケースを実施する。

構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。

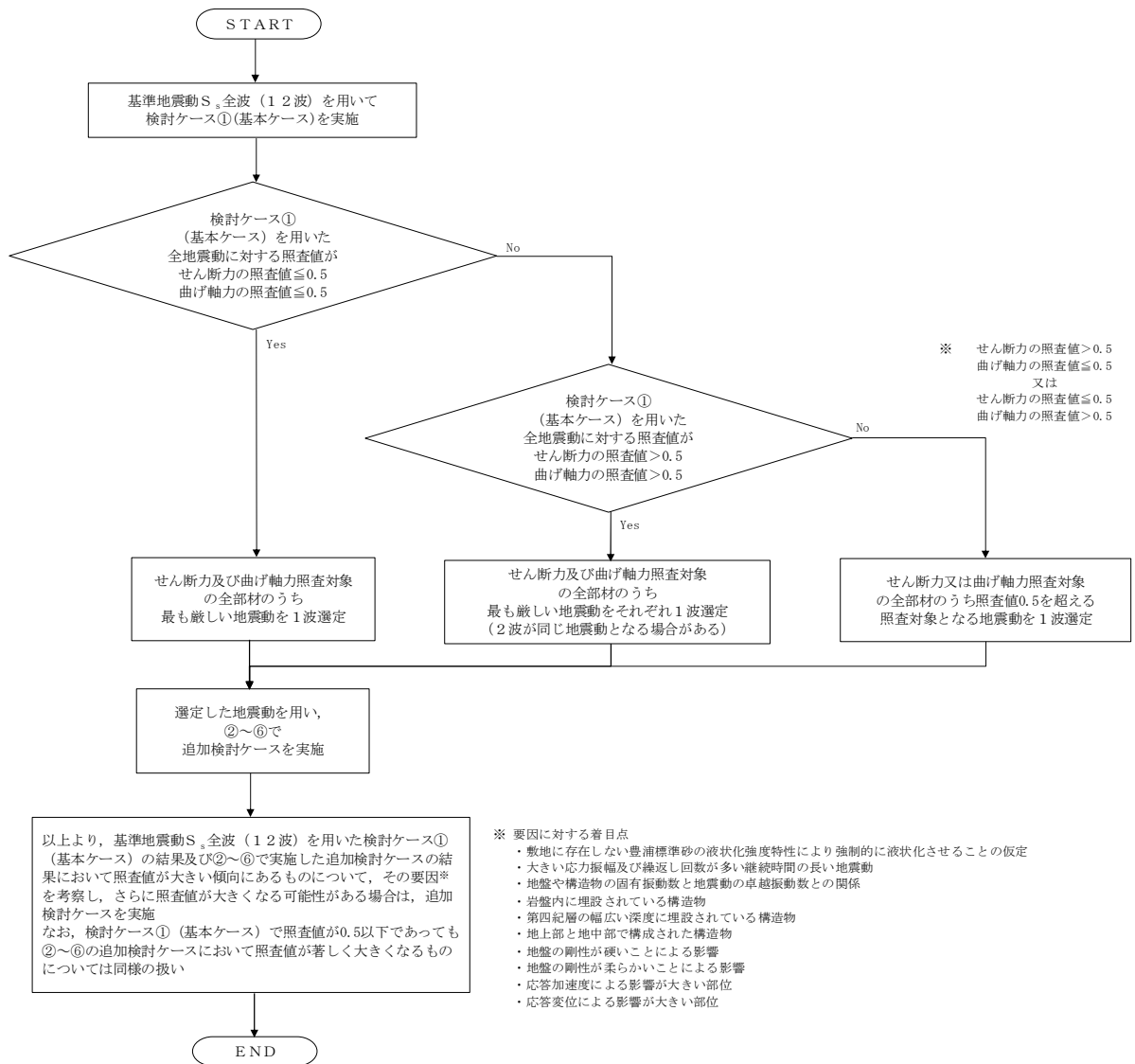


図 5.2-20 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 5.2-12 に示す。

全ての基準地震動  $S_s$  に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。

表 5.2-12 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

検討ケース		④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	$S_s - D 1$	(H+V+)	全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施
		(H+V-)		実施
		(H-V+)		実施
		(H-V-)		実施
	$S_s - 1 1$			実施
	$S_s - 1 2$			実施
	$S_s - 1 3$			実施
	$S_s - 1 4$			実施
	$S_s - 2 1$			実施
	$S_s - 2 2$			実施
$S_s - 3 1$	(H+V+)	実施		
	(H-V+)	実施		

### 5.3 評価内容

#### 5.3.1 入力地震動の設定

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

図 5.3-1 に入力地震動算定の概念図を、図 5.3-2 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には解析コード「microSHAKE/3D Ver. 2.2.3.311」を使用する。

なお、基準地震動  $S_s$  のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはNS方向及びEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

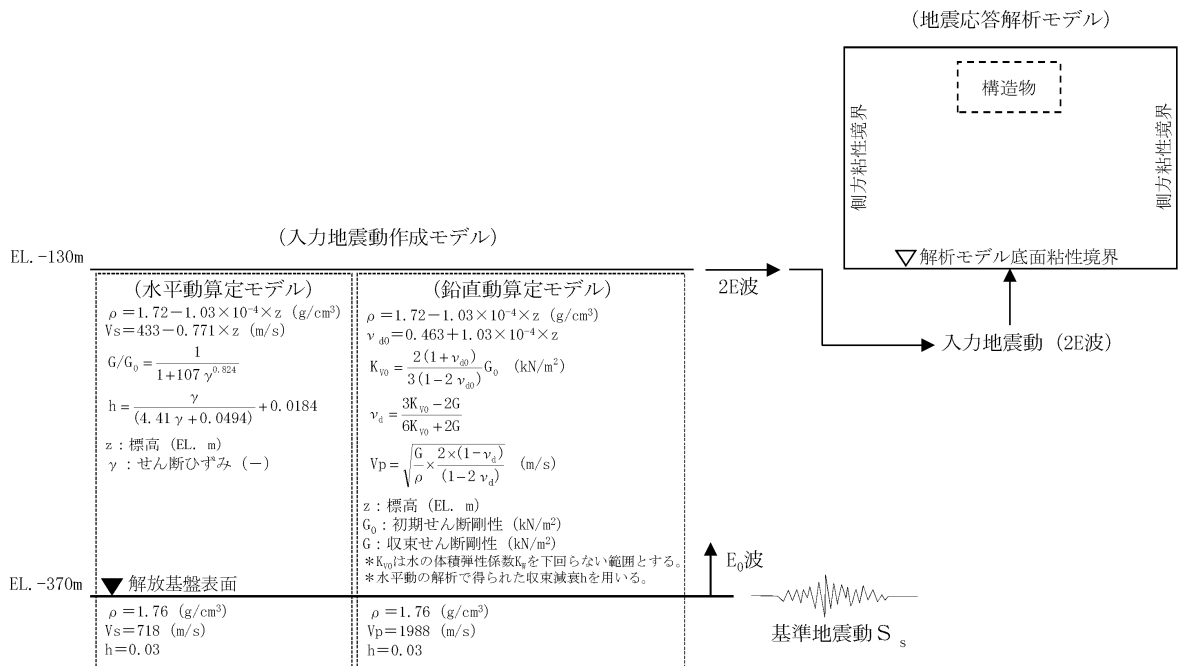
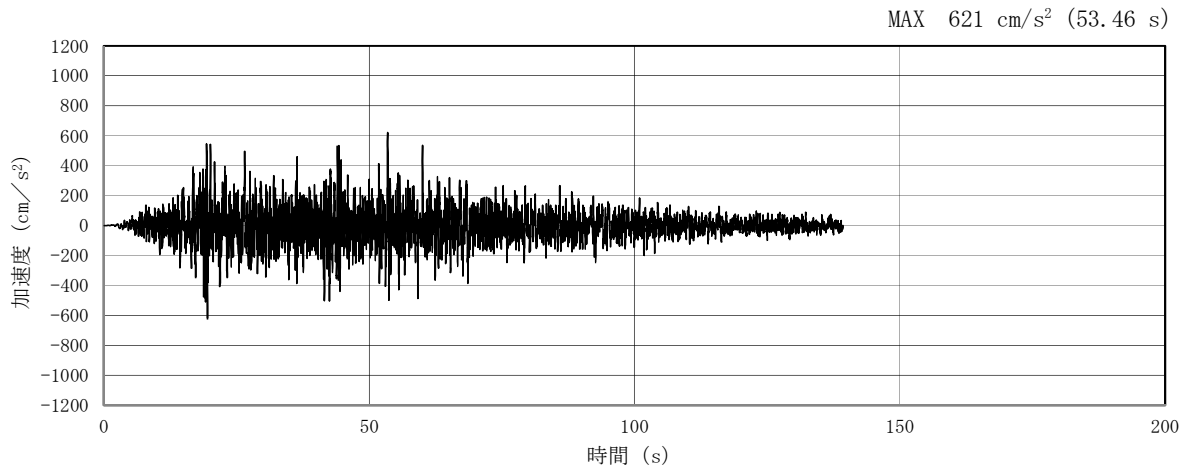
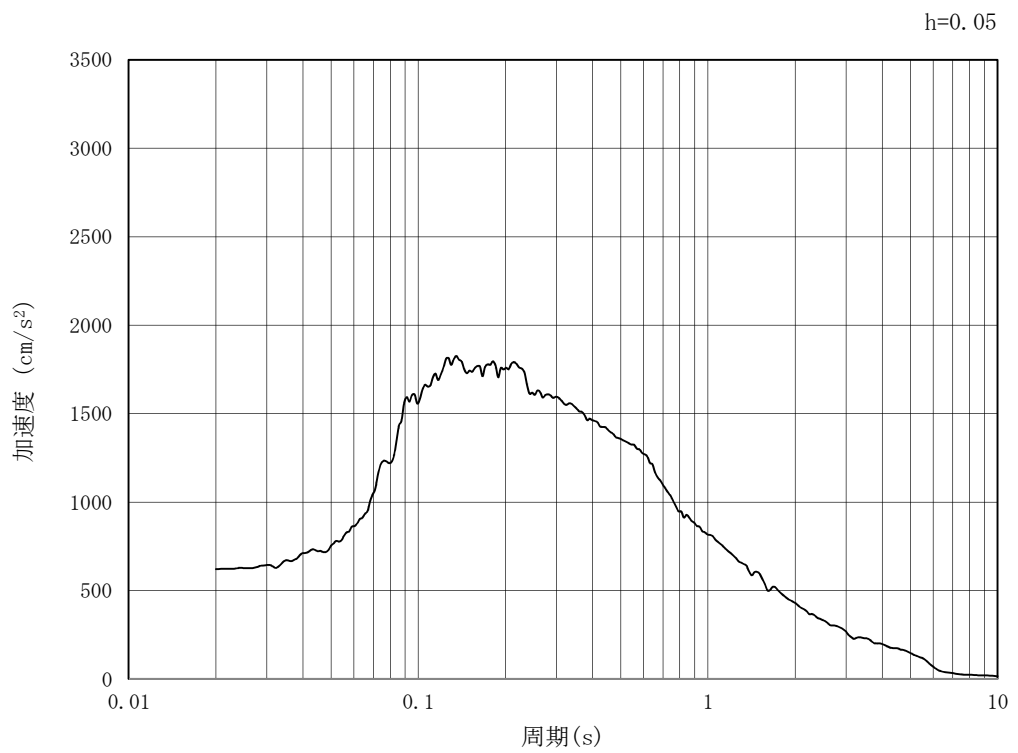


図 5.3-1 入力地震動算定の概念図



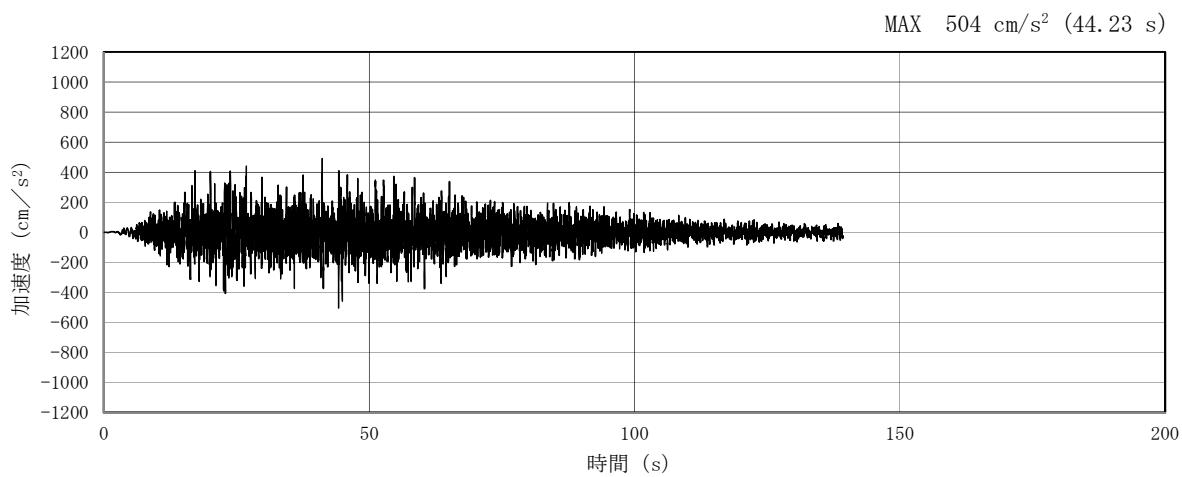


(a) 加速度時刻歴波形

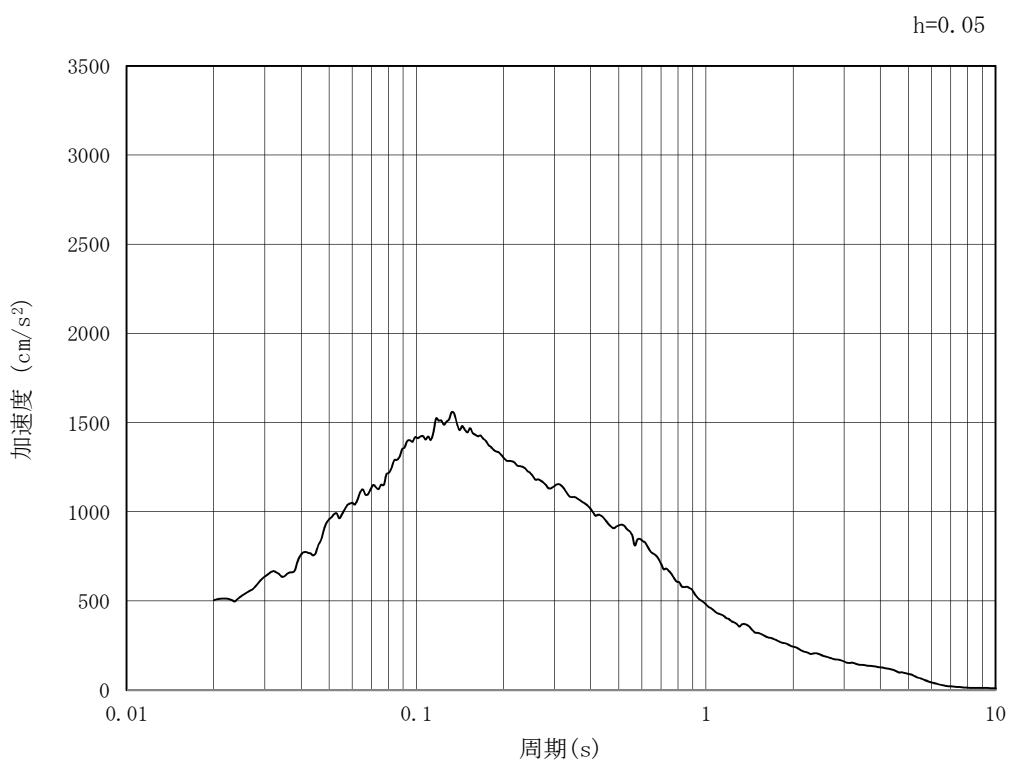


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - D 1$ )

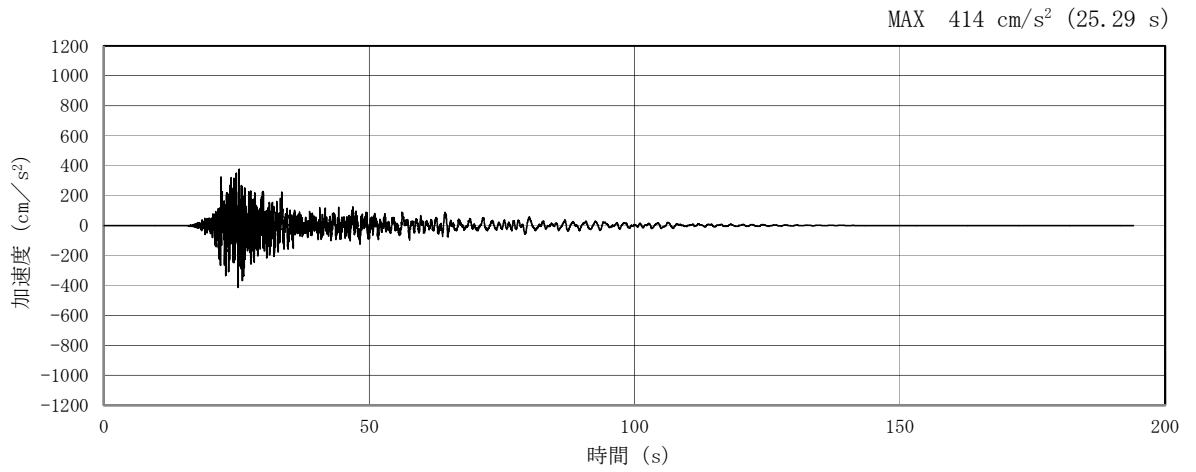


(a) 加速度時刻歴波形

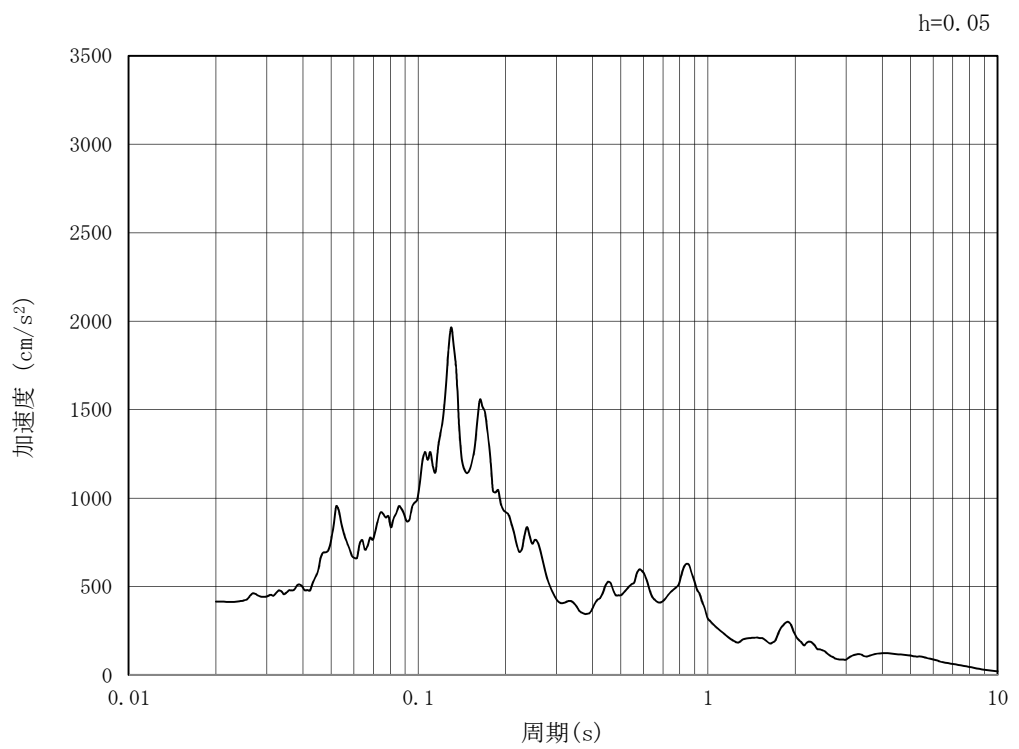


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S<sub>s</sub>-D1)

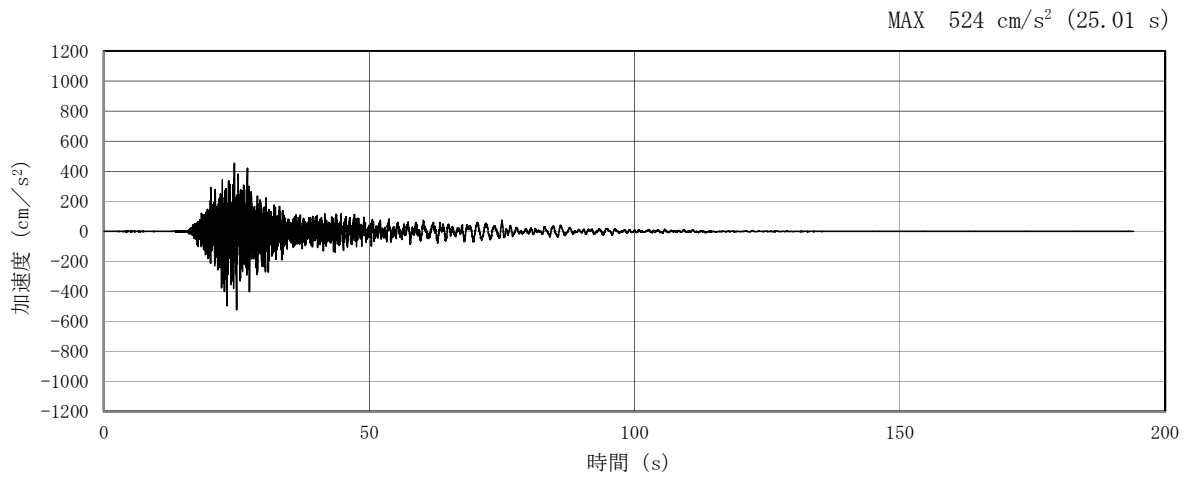


(a) 加速度時刻歴波形

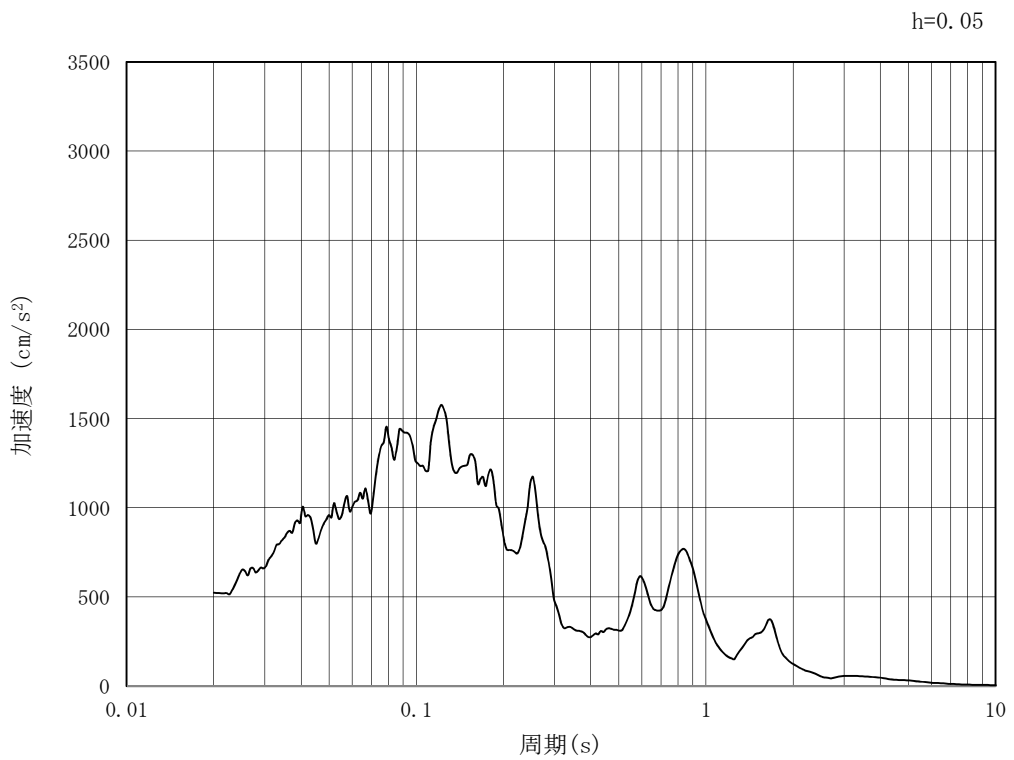


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 1.1$ )

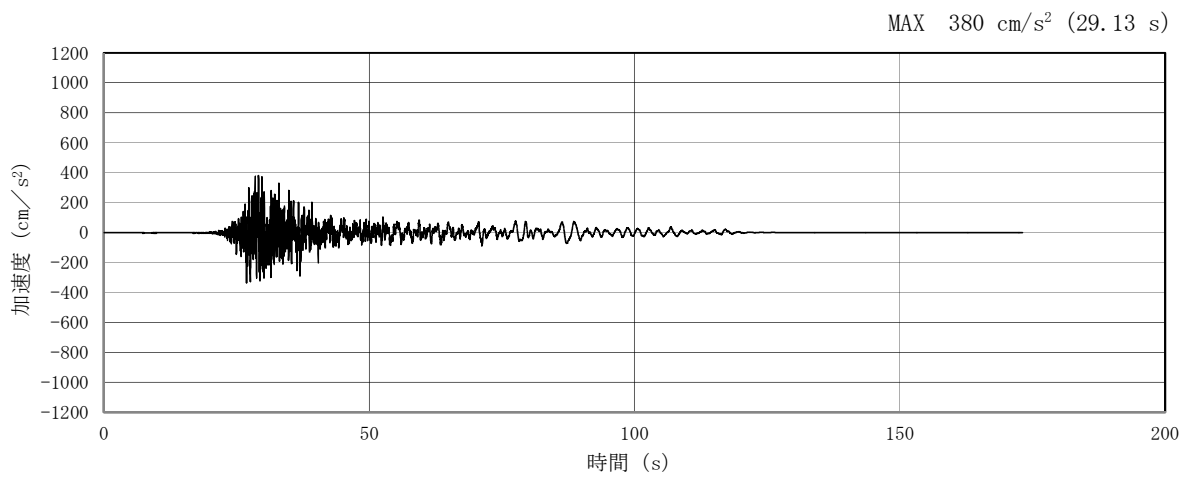


(a) 加速度時刻歴波形

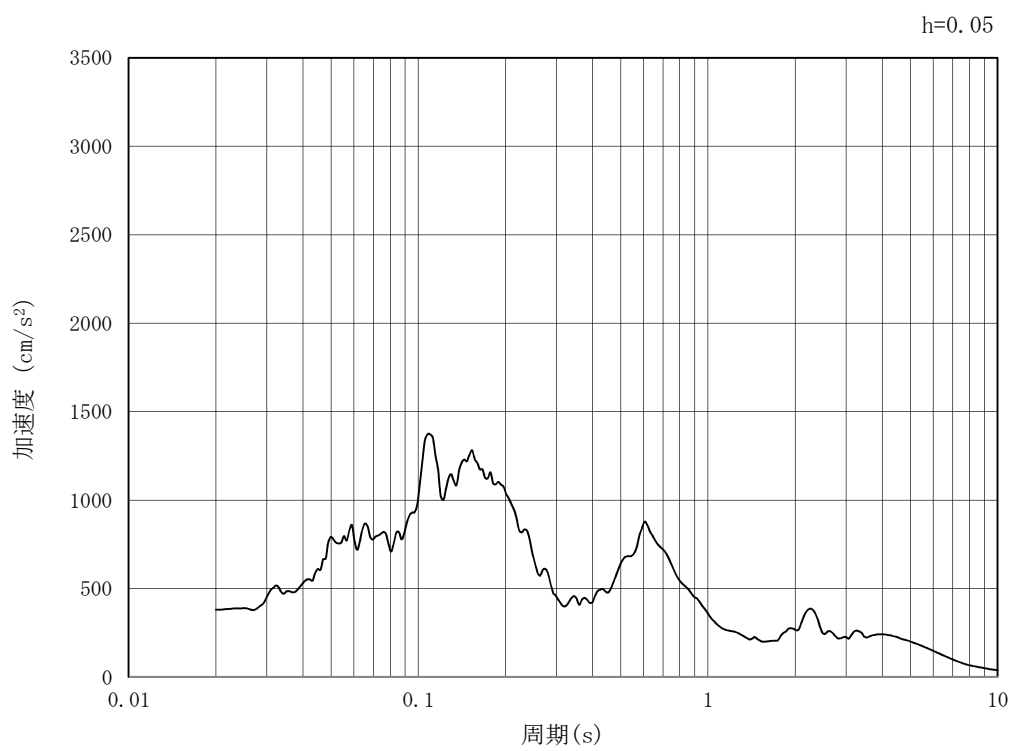


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 1.1$ )

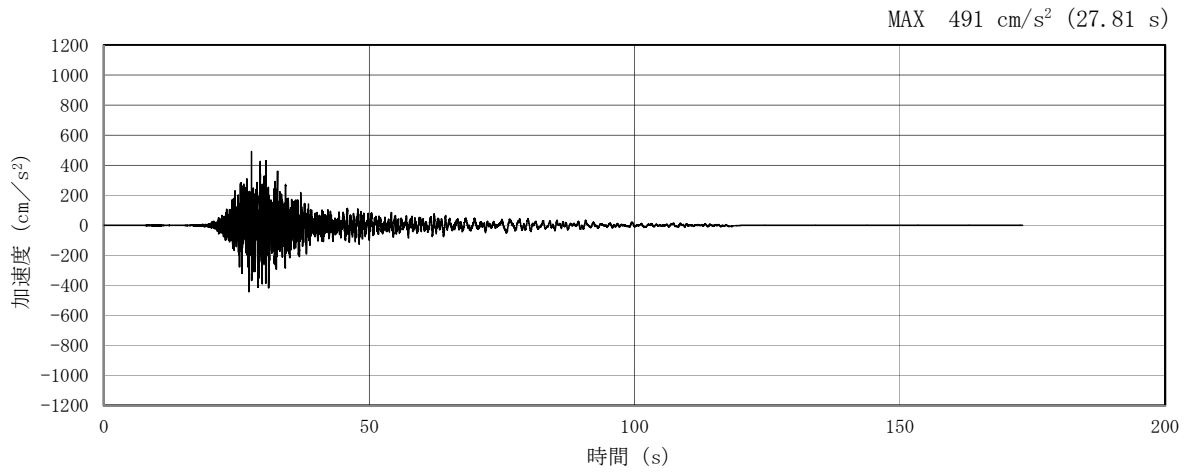


(a) 加速度時刻歴波形

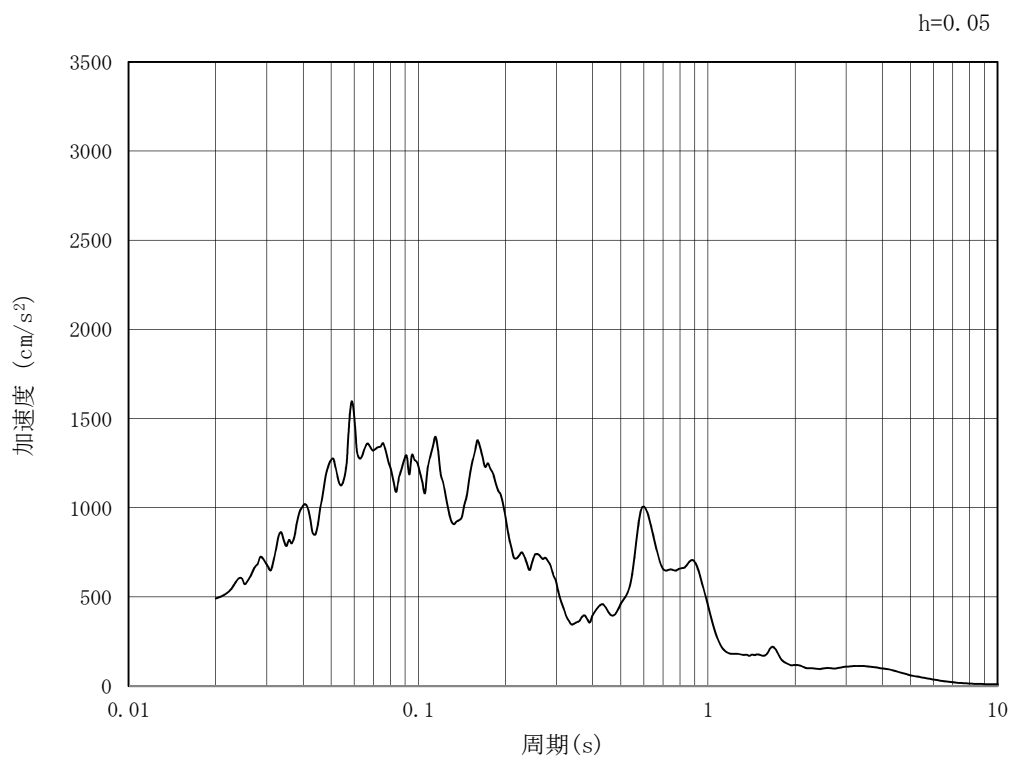


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 1.2$ )

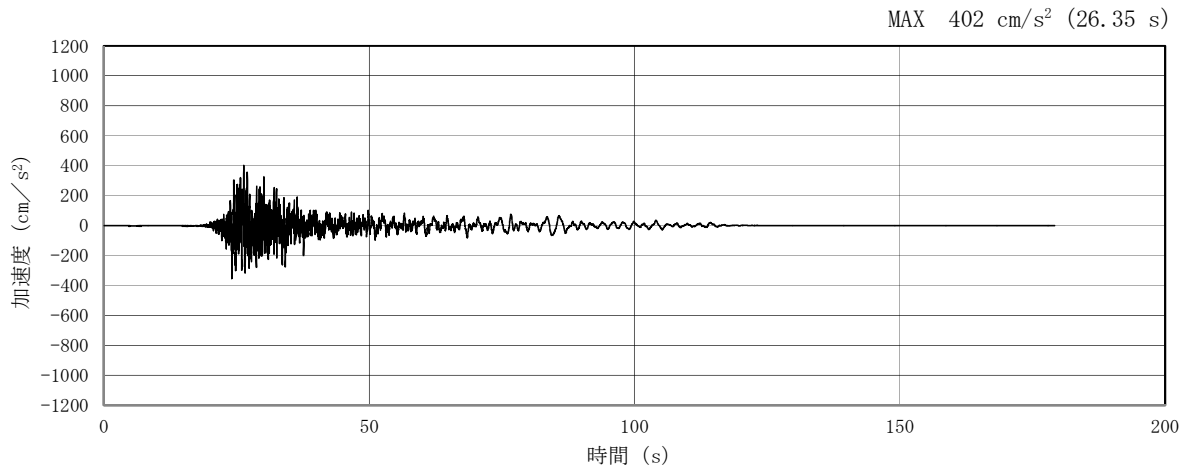


(a) 加速度時刻歴波形

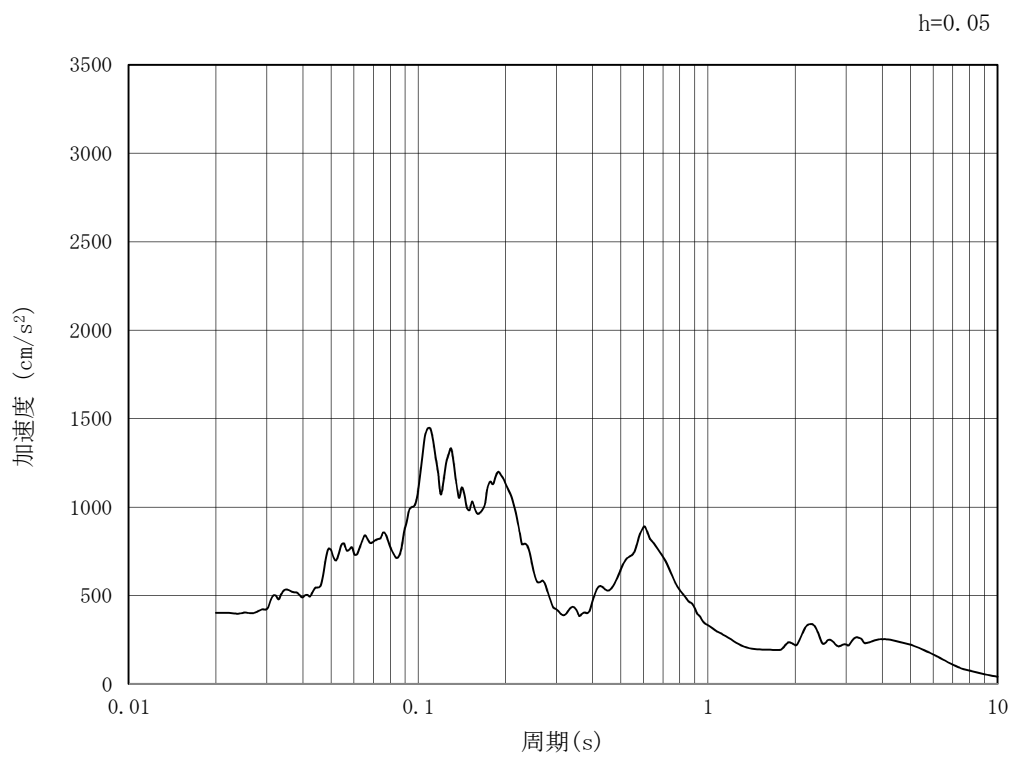


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 1.2$ )

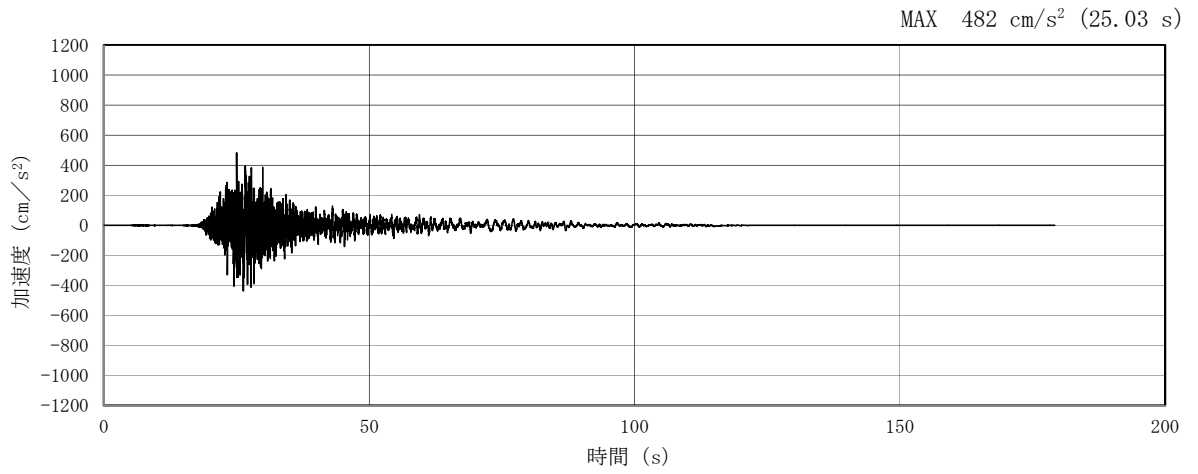


(a) 加速度時刻歴波形

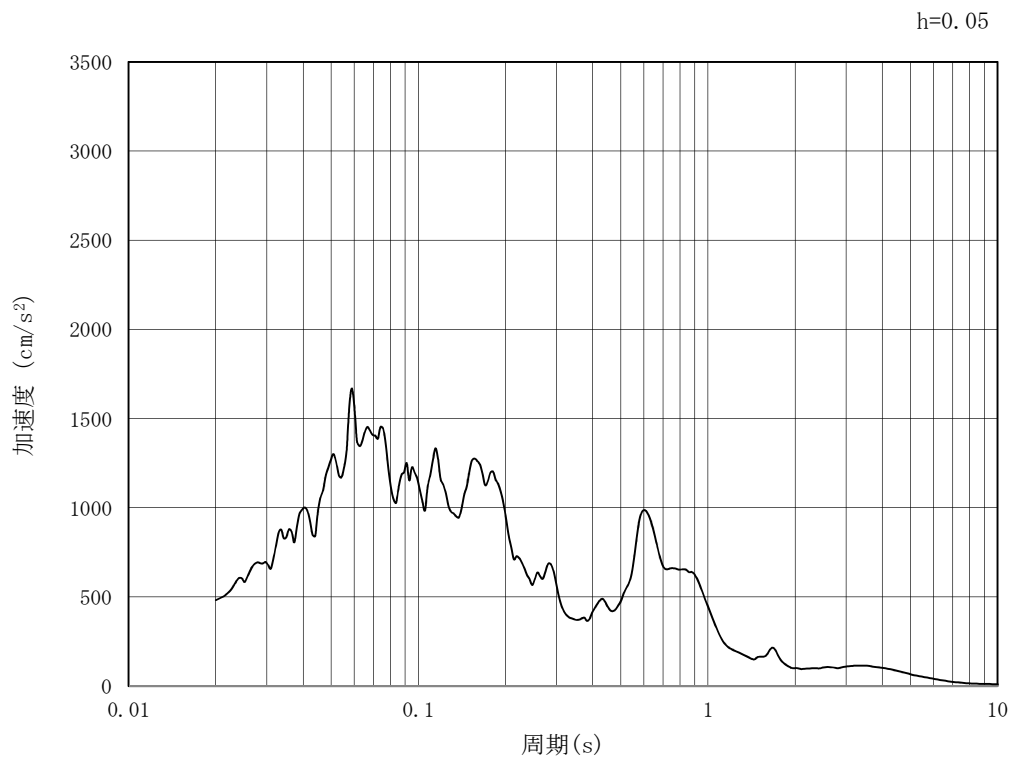


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 1.3$ )



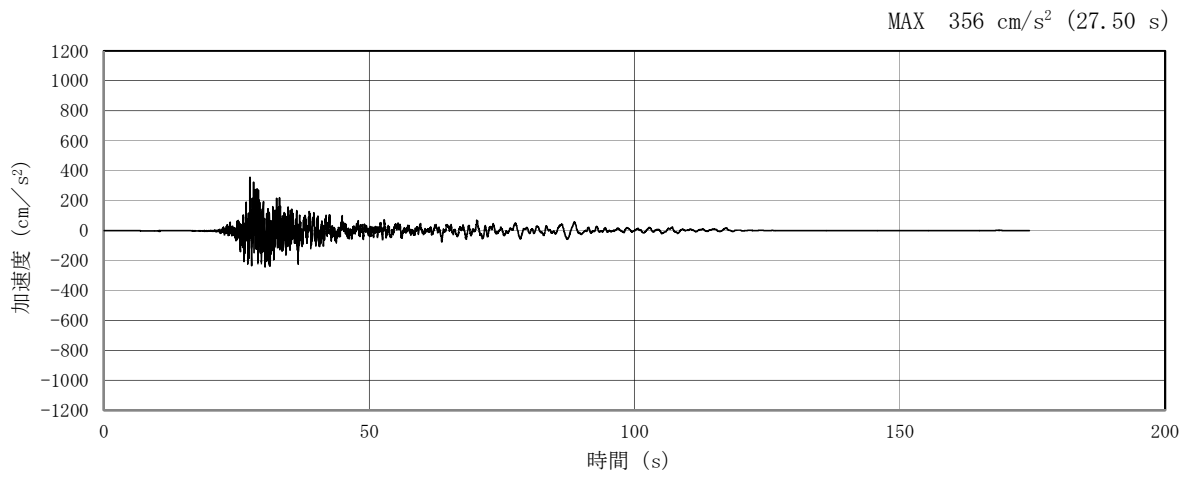
(a) 加速度時刻歴波形



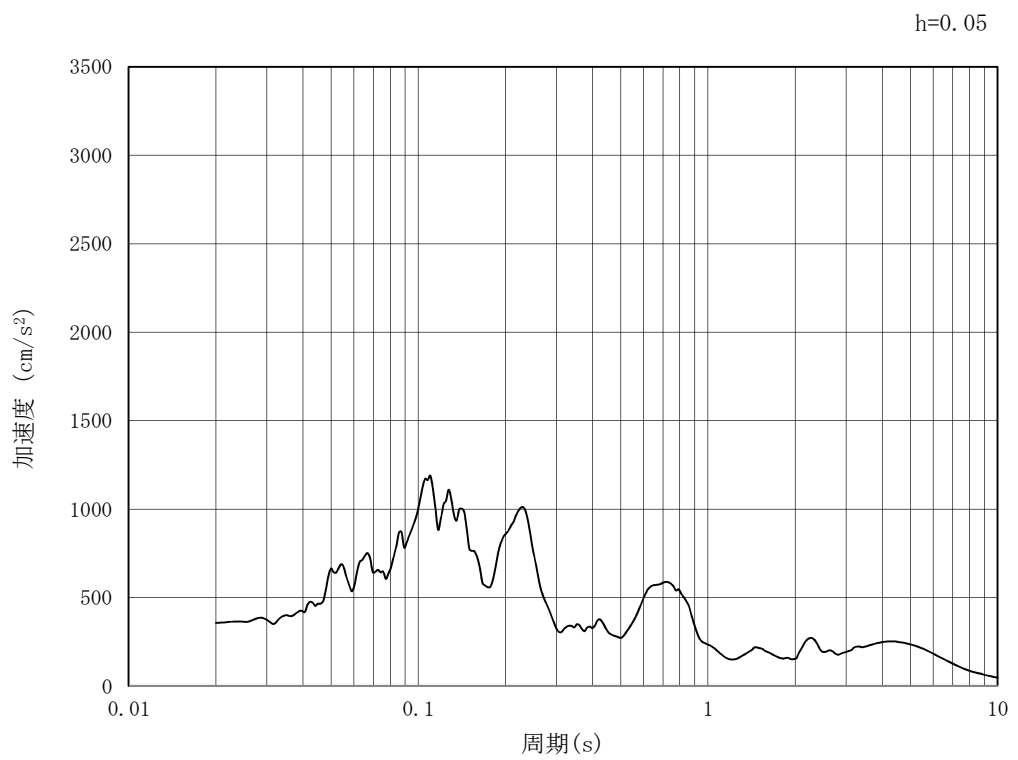
(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 1.3$ )



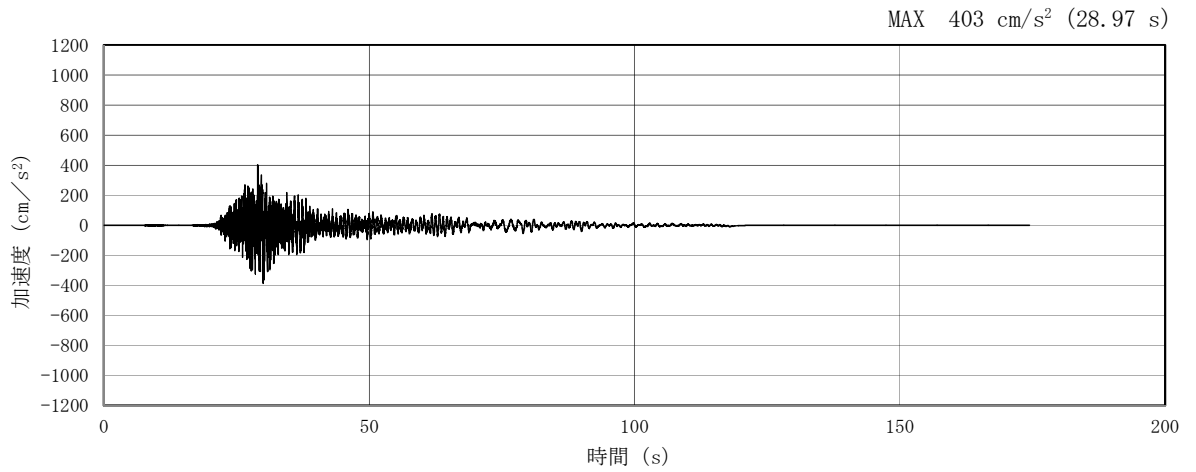


(a) 加速度時刻歴波形

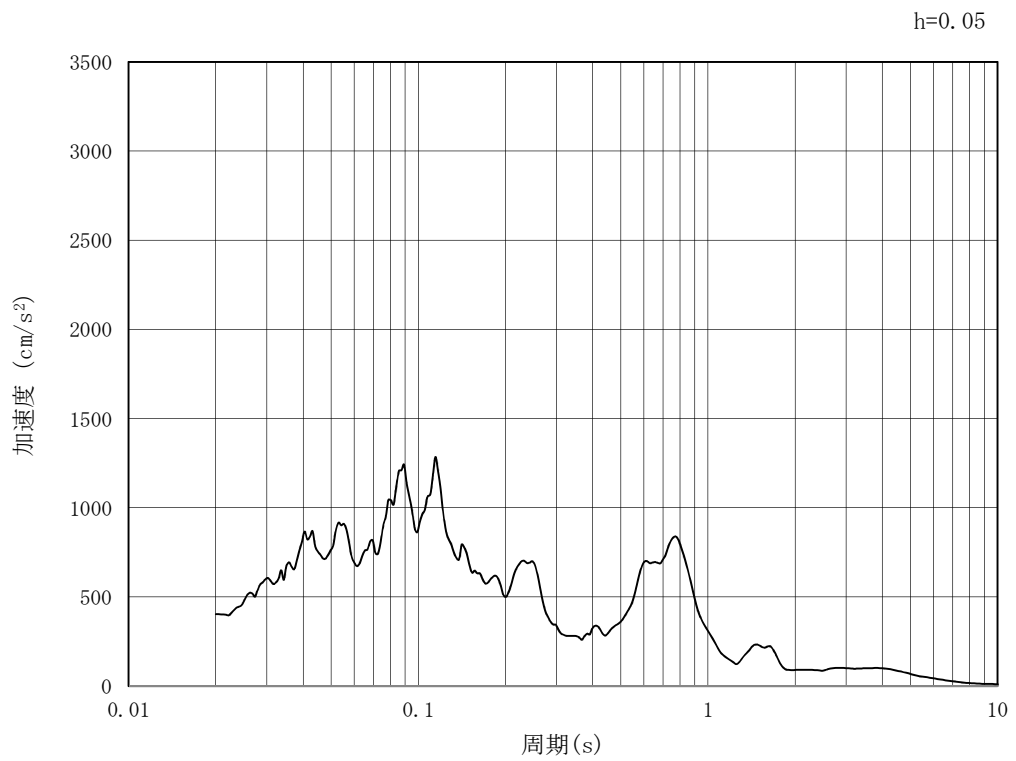


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 1.4$ )

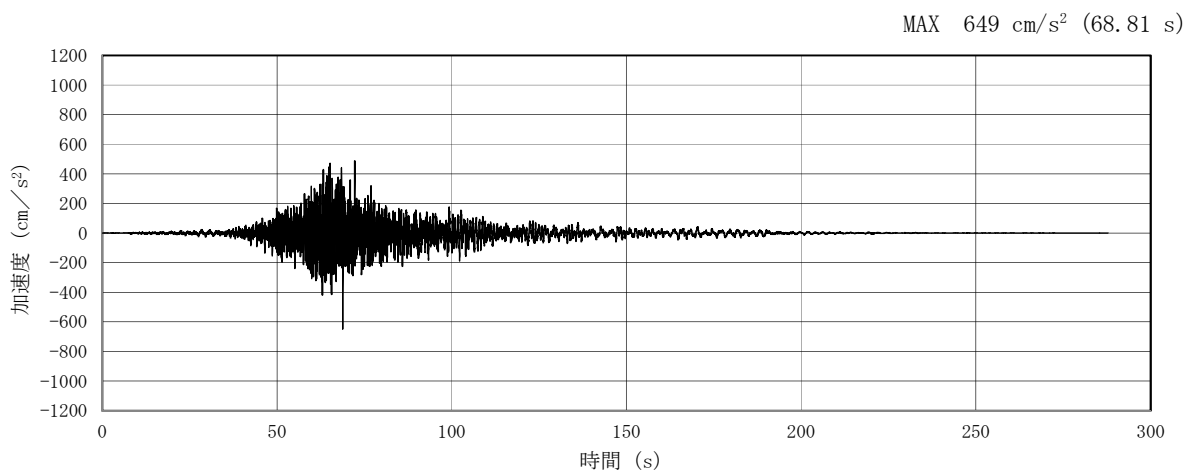


(a) 加速度時刻歴波形

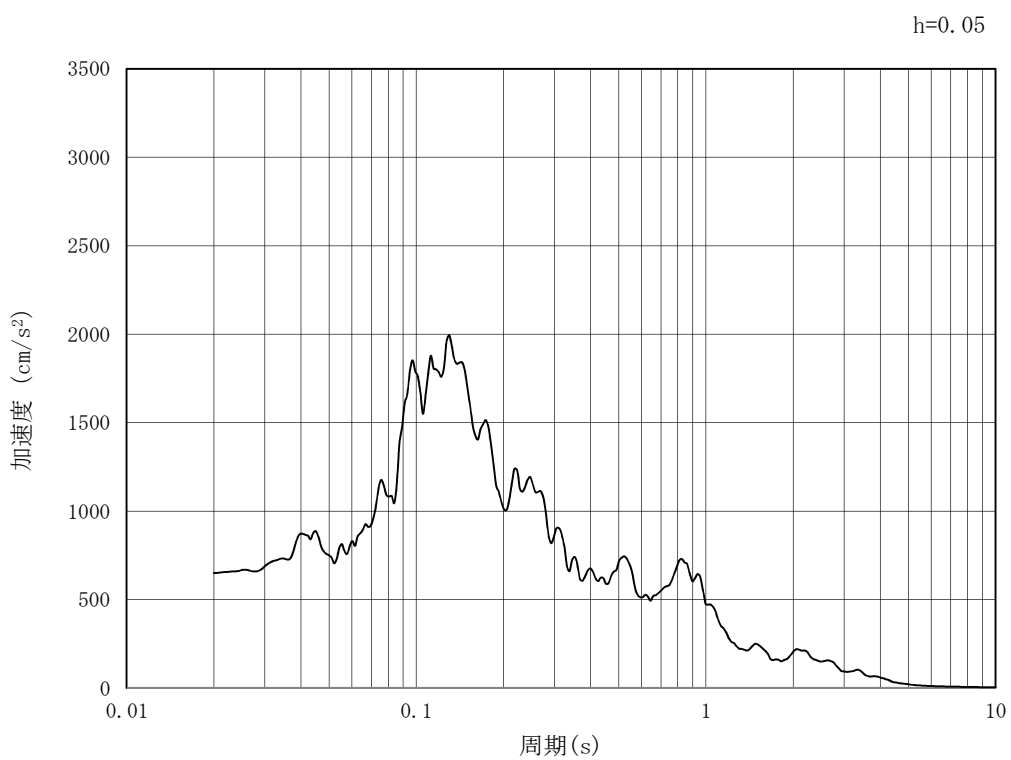


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 14$ )

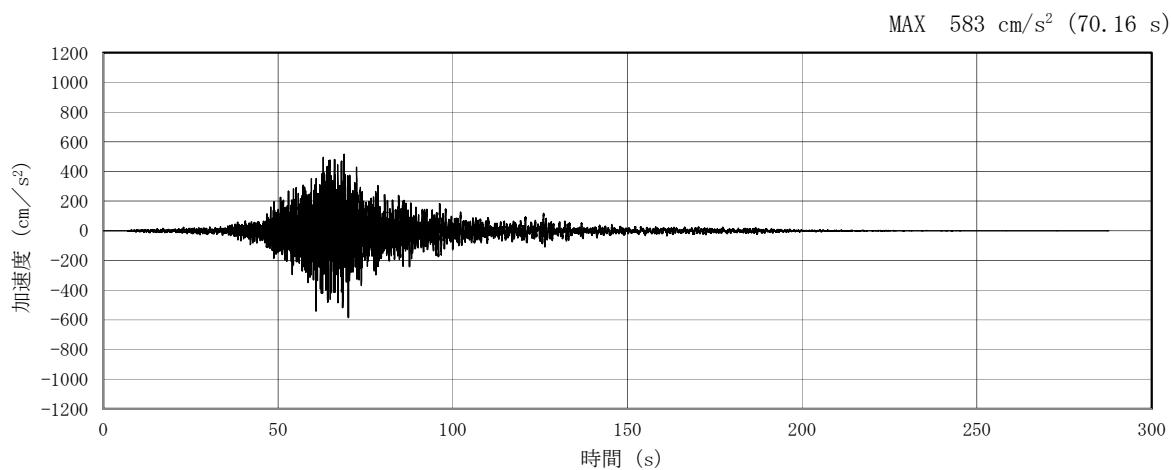


(a) 加速度時刻歴波形

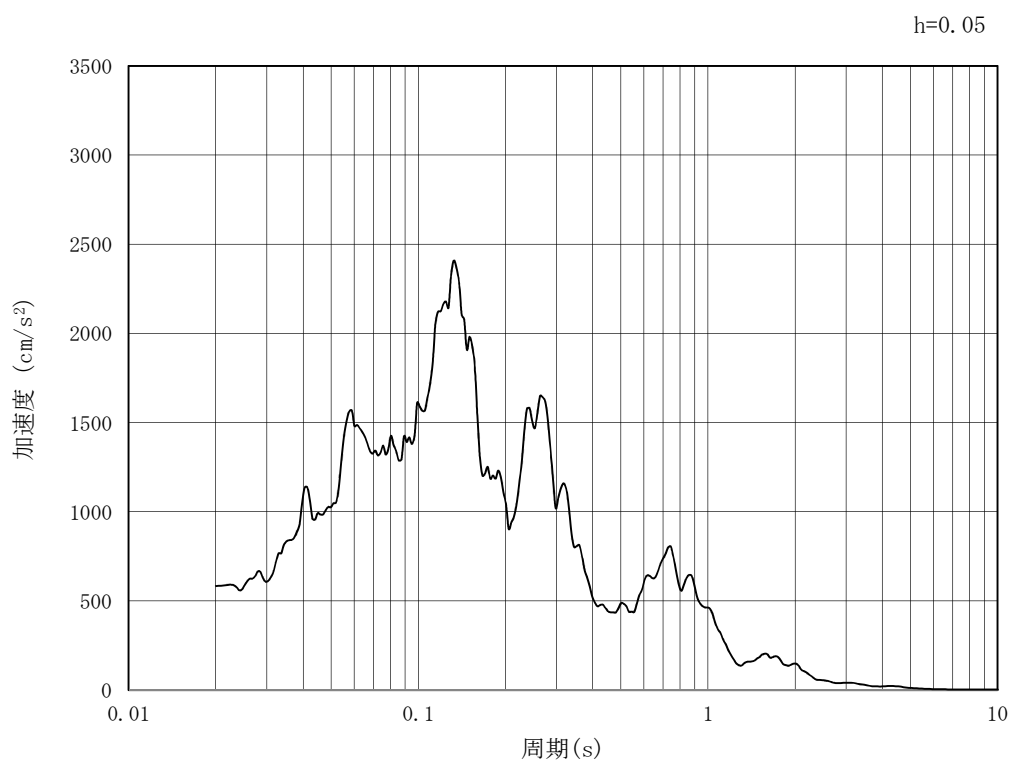


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 21$ )

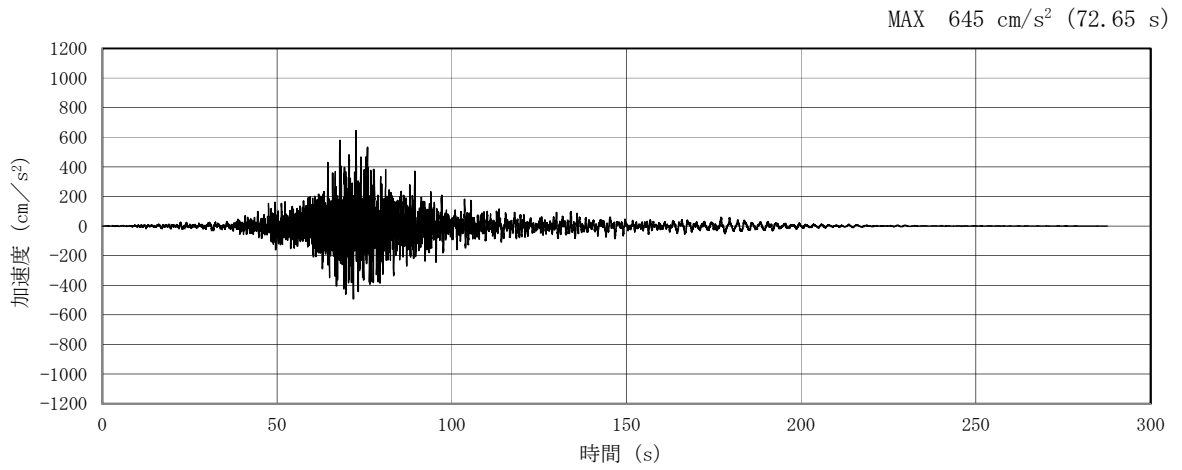


(a) 加速度時刻歴波形

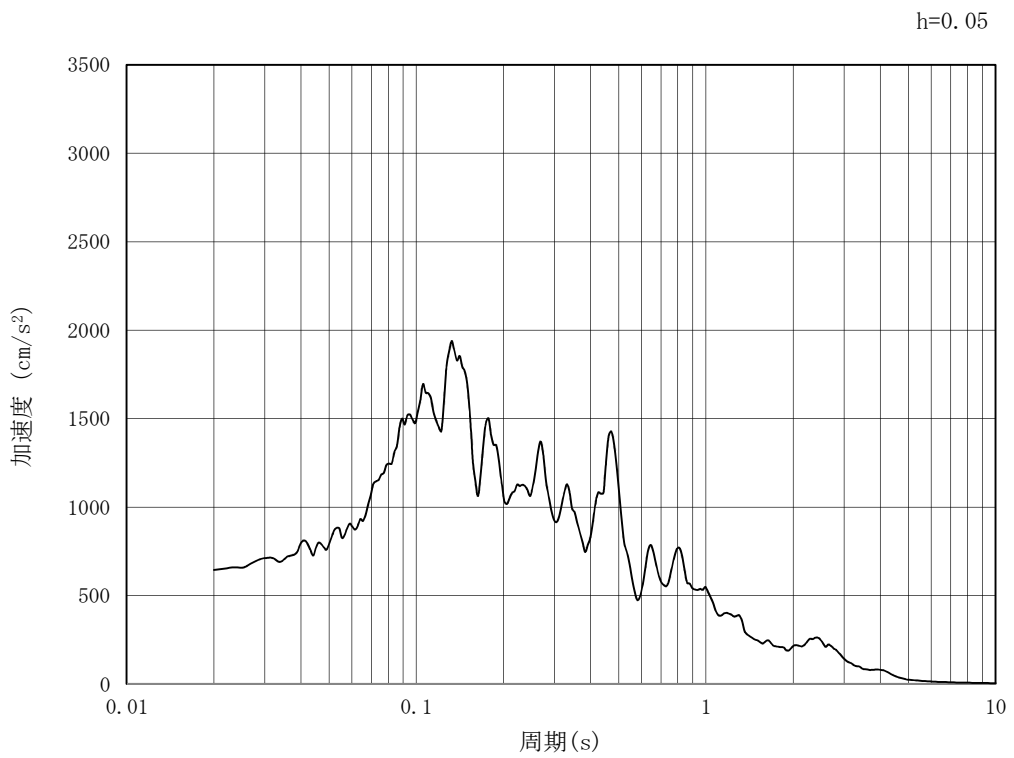


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 21$ )

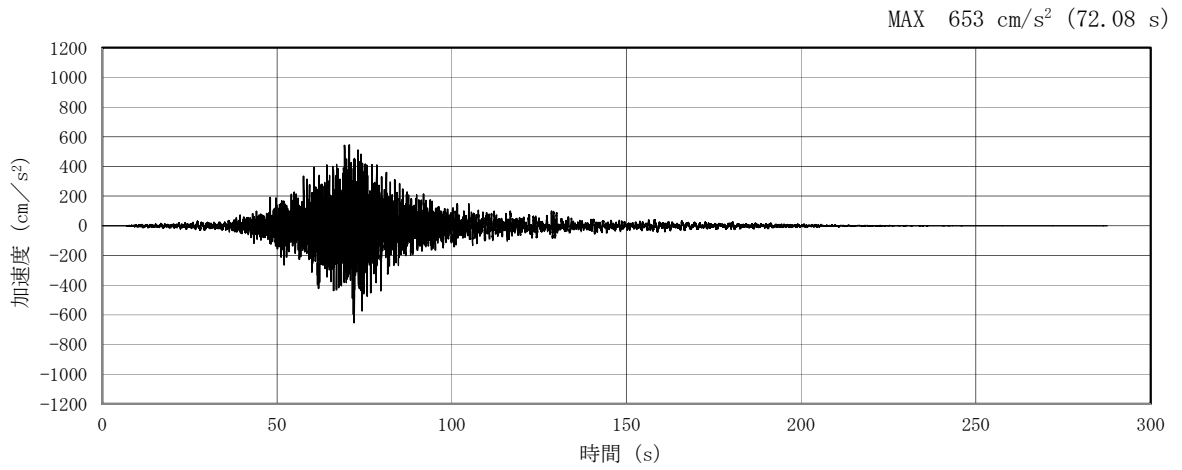


(a) 加速度時刻歴波形

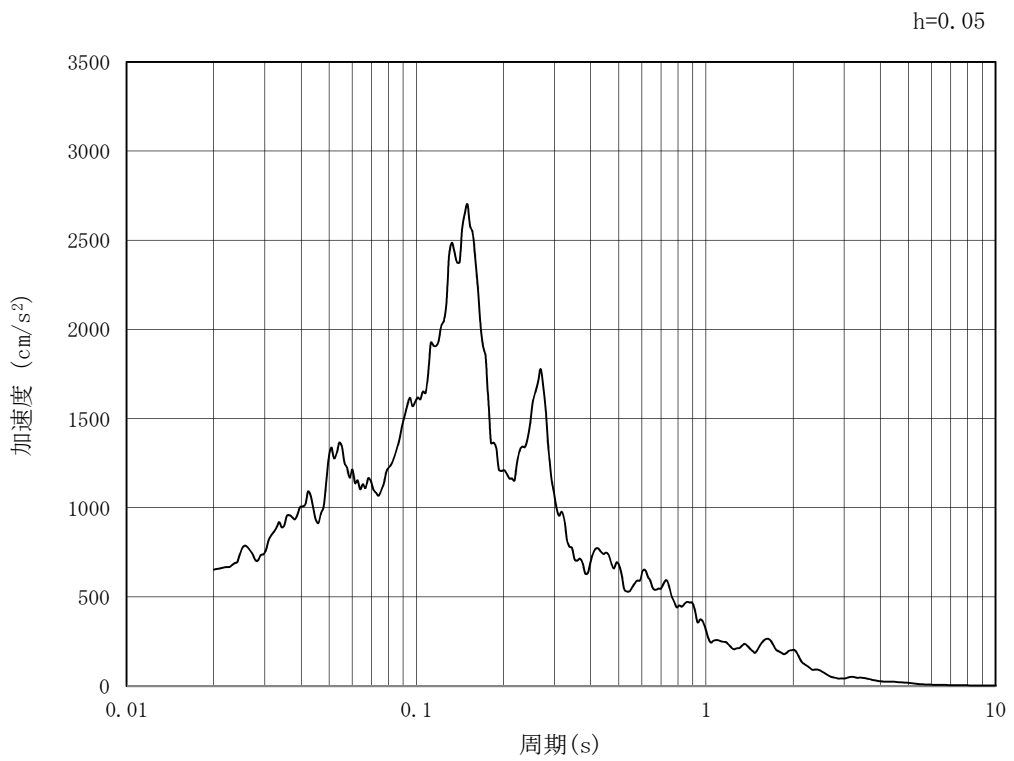


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 2.2$ )

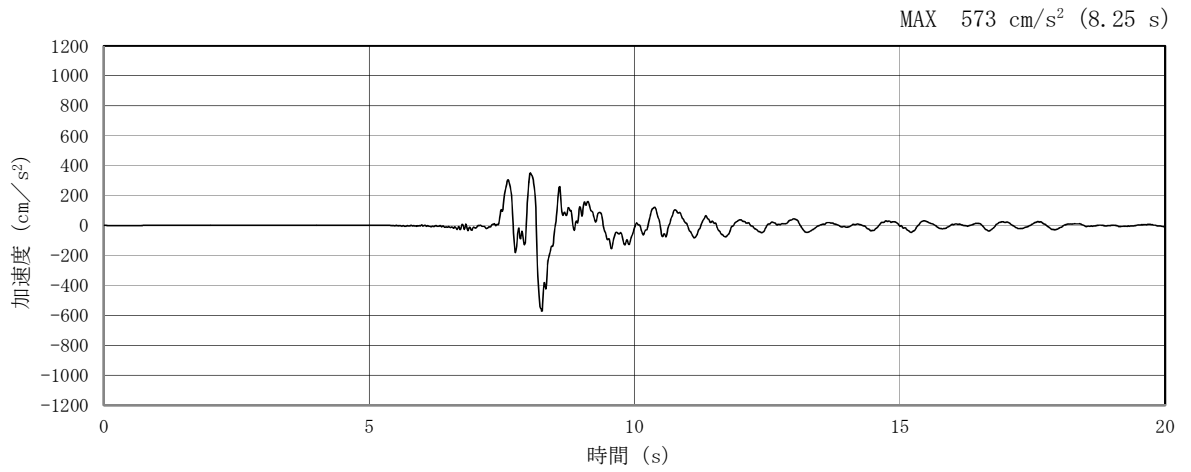


(a) 加速度時刻歴波形

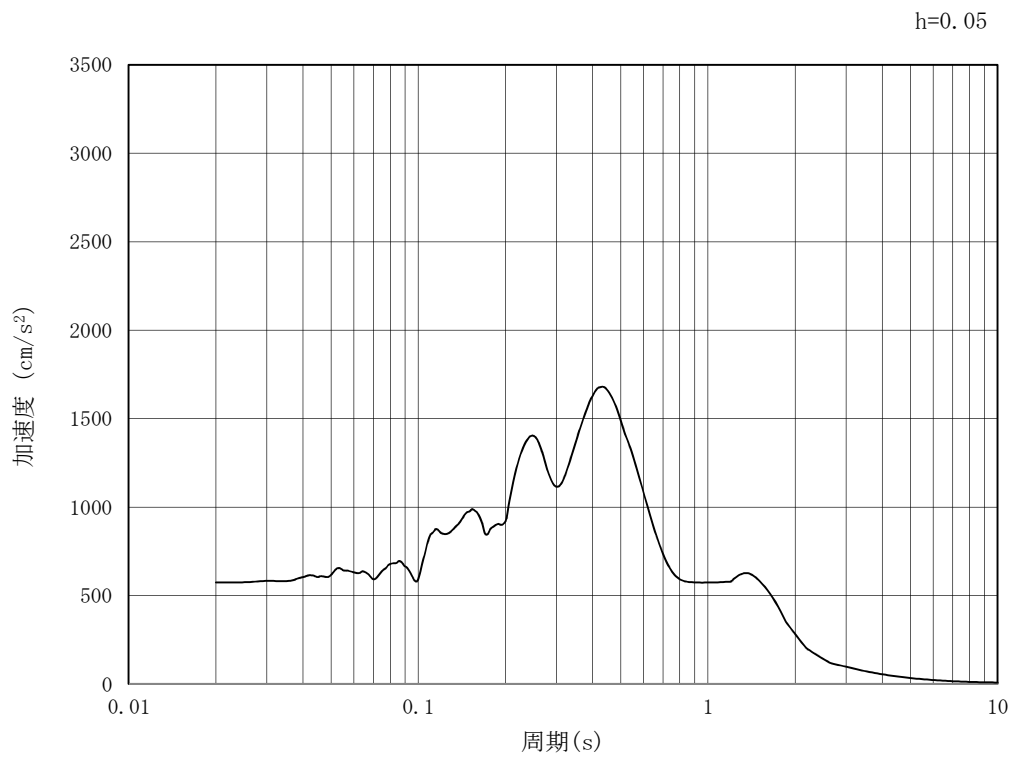


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 22$ )

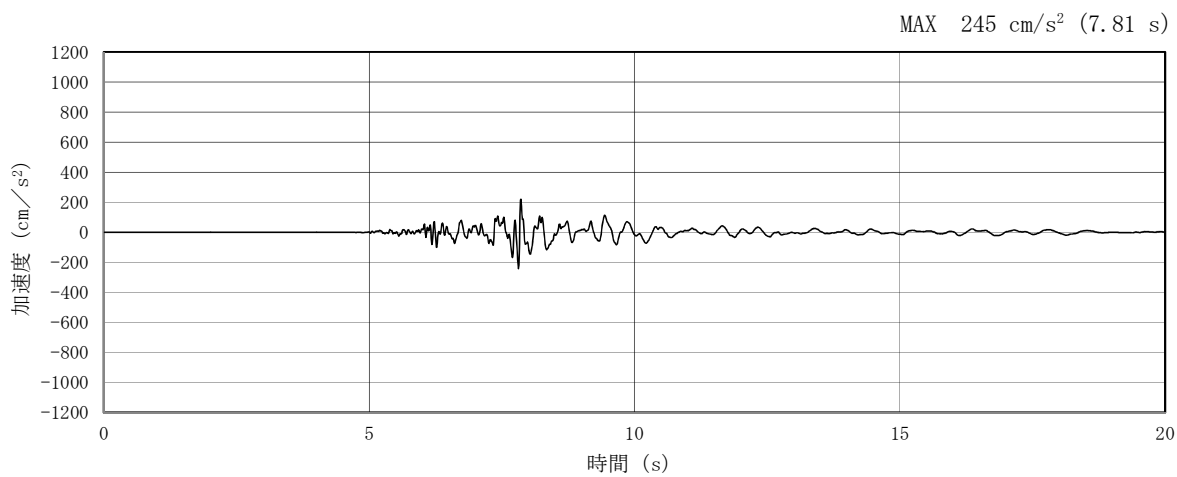


(a) 加速度時刻歴波形

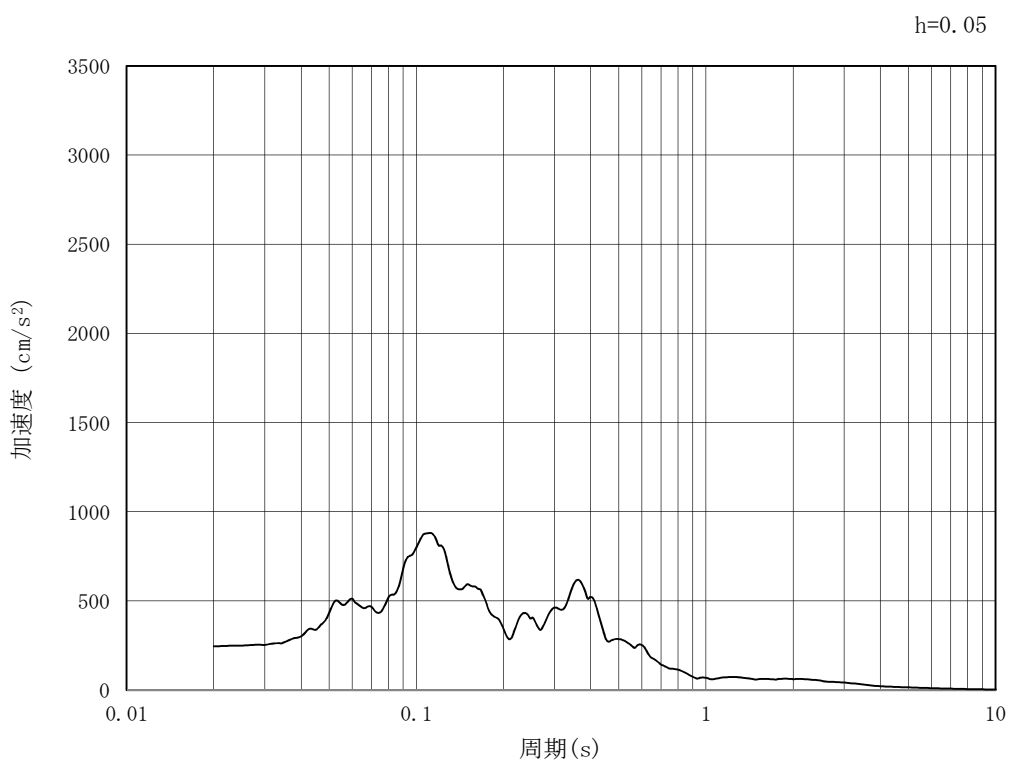


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 31$ )



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3-2 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 31$ )



### 5.3.2 許容限界の設定

#### (1) 許容応力度による許容限界

トンネルの構造部材は、許容応力度による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度、鉄筋の引張応力度、コンクリートのせん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。

短期許容応力度については、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき、コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し、表5.3-1のとおり設定する。

表 5.3-1 許容応力度

評価項目		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート*1 (f' <sub>ck</sub> =30N/mm <sup>2</sup> )	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	16.5
	短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.75*3
鉄筋(SD490)*2	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$ (曲げ軸力)	435
	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$ (せん断力)	300
鉄筋(SD345)*1	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	294

注記 \*1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）

\*2：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）

\*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づき、次式により求められる短期許容せん断力（ $V_a$ ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで、

$V_{ca}$  : コンクリートの短期許容せん断力  $V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$

$V_{sa}$  : 斜め引張鉄筋の短期許容せん断力  $V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$

$\tau_{a1}$  : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

$b_w$  : 有効幅

$j$  :  $1/1.15$

$d$  : 有効高さ

$A_w$  : 斜め引張鉄筋断面積

$\sigma_{sa2}$  : 鉄筋の短期許容引張応力度

$s$  : 斜め引張鉄筋間隔

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）より設定する。

道路橋示方書によるケーソン基礎の支持力算定式を以下に示す。

なお，支持性能評価における保守的な配慮として，以下の支持力算定式の第3項を0と仮定し，極限支持力を算定する。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

ここで，

$q_d$  : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$c$  : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_1$  : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

$\gamma_2$  : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする

$\alpha, \beta$  : 表 5.3-2 に示す基礎底面の形状係数

$B$  : 基礎幅 (m)

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$N_c, N_q, N_\gamma$  : 図 5.3-3 に示す支持力係数

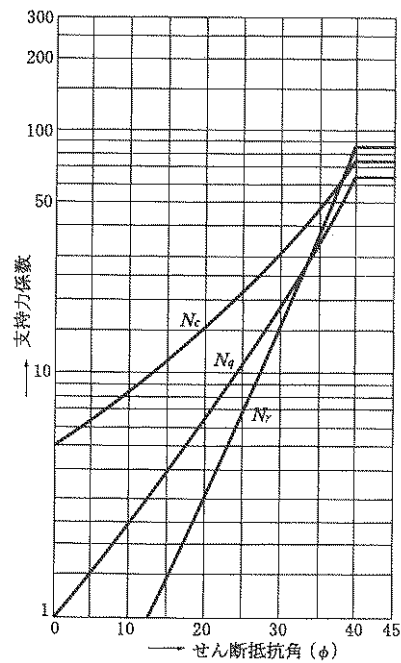
表 5.3-2 基礎底面の形状係数

形状係数	基礎底面の形状	帯状	正方形, 円形	長方形, 小判形
$\alpha$		1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
$\beta$		1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

$D$ : ケーソン前面幅 (m),  $B$ : ケーソン側面幅 (m)

ただし,  $B/D > 1$  の場合,  $B/D = 1$  とする。

「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より



「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より

図 5.3-3 支持力係数を求めるグラフ

トンネルの極限支持力の算定結果を表 5.3-3 に示す。

表 5.3-3 極限支持力の算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	4596	
$\alpha c N_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	4596	
$\frac{1}{2} \beta \gamma'_1 B N_\gamma$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	
$\gamma'_2 D_f N_q$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	保守的な配慮として 0 と仮定
粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	919	
せん断抵抗角 $\phi$ (°)	0	
地盤の単位体積重量 $\gamma'_1$ (kN/m <sup>3</sup> )	7.085	
周辺地盤の単位体積重量 $\gamma'_2$ (kN/m <sup>3</sup> )	—	
形状係数 $\alpha$	1.000	
形状係数 $\beta$	1.000	
基礎幅 $B$ (m)	7.000	
有効根入れ深さ $D_f$ (m)	—	
$N_c$	5	図 5.3-3 より
$N_\gamma$	0	図 5.3-3 より
$N_q$	—	

## 5.4 評価結果

### 5.4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布」「最大せん断ひずみ分布」「過剰間隙水圧比分布」及び「最大加速度分布」を示す。

#### (1) 断面力分布（部材に着目した断面力図）

表 5.4-1 に、2次元有効応力解析の実施ケース及び最も厳しい照査値（曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査）を示す。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査の3つの照査項目それぞれに対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を部材毎に図示する。その際の検討ケース及び時刻をあわせて記載する。

記載する断面力分布において部材毎に該当する照査値及び検討ケースの一覧を表 5.4-2～表 5.4-4 に示す。図 5.4-3～図 5.4-5 にコンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査の3つの照査に対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を部材毎に図示する。

表 5.4-1 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.39					
	+-	0.36					
	-+	0.41					
	--	0.40					
S <sub>s</sub> -1 1		0.31					
S <sub>s</sub> -1 2		0.34					
S <sub>s</sub> -1 3		0.34					
S <sub>s</sub> -1 4		0.32					
S <sub>s</sub> -2 1		0.33					
S <sub>s</sub> -2 2		0.34					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.42	0.43	0.41	0.33	0.41	0.41
	-+	0.40					

表 5.4-1 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.32					
	+-	0.31					
	-+	0.35					
	--	0.35					
S <sub>s</sub> -1 1		0.25					
S <sub>s</sub> -1 2		0.29					
S <sub>s</sub> -1 3		0.29					
S <sub>s</sub> -1 4		0.27					
S <sub>s</sub> -2 1		0.28					
S <sub>s</sub> -2 2		0.28					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.34	0.35	0.34	0.28	0.34	0.34
	-+	0.31					

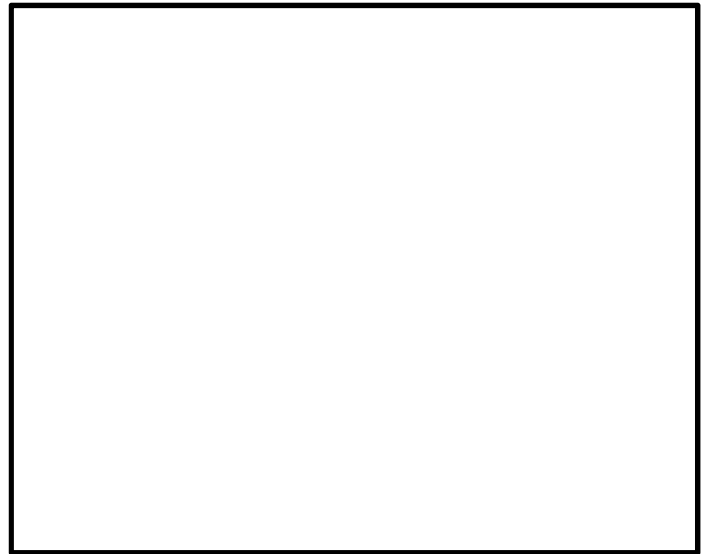
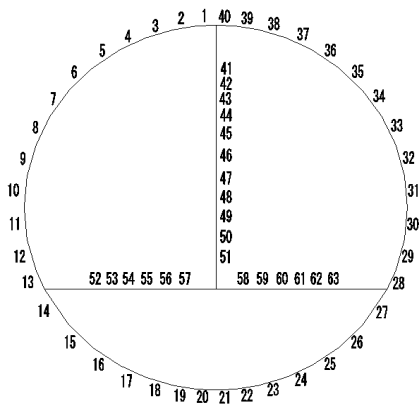
表 5.4-1 (3) せん断力に対する照査値

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	++		0.57					
	+-		0.53					
	-+		0.60					
	--		0.59					
S <sub>s</sub> -11			0.44					
S <sub>s</sub> -12			0.48					
S <sub>s</sub> -13			0.48					
S <sub>s</sub> -14			0.45					
S <sub>s</sub> -21			0.48					
S <sub>s</sub> -22			0.50					
S <sub>s</sub> -31	++		0.64	0.65	0.63	0.47	0.62	0.63
	-+		0.62					

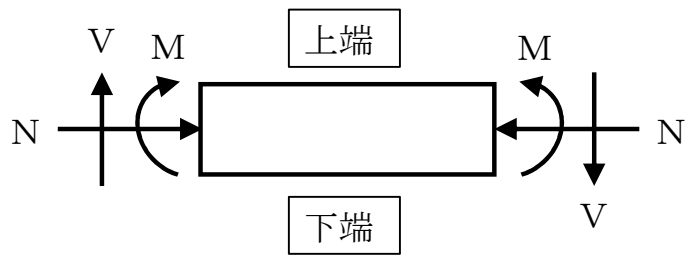
表 5.4-2 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{cs}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{cs}$	検討ケース	
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)					
RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	902	2009	5.58	16.5	0.34	① S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)
RC編成	11	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	251	868	6.37	16.5	0.39	② S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)
RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	255	204	6.94	16.5	0.43	② S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)

\* : 評価位置は下図に示す







符号の説明

曲げモーメント : M

軸力 : N

せん断力 : V

応力の符号

曲げモーメント (M) 正 : 上端が圧縮となる曲げモーメント

負 : 上端が引張となる曲げモーメント

軸力 (N) 正 : 圧縮

負 : 引張

図 5.4-1 応力の方向

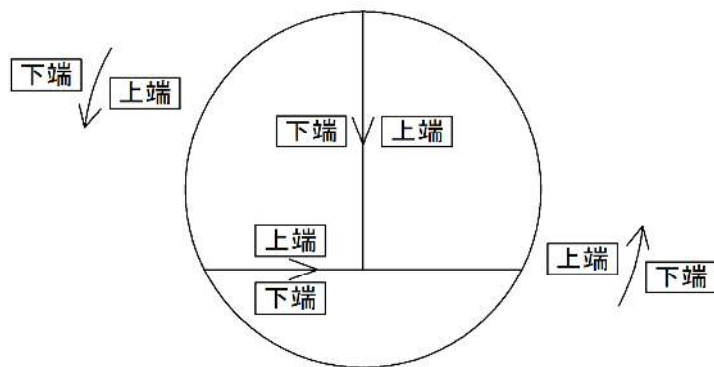
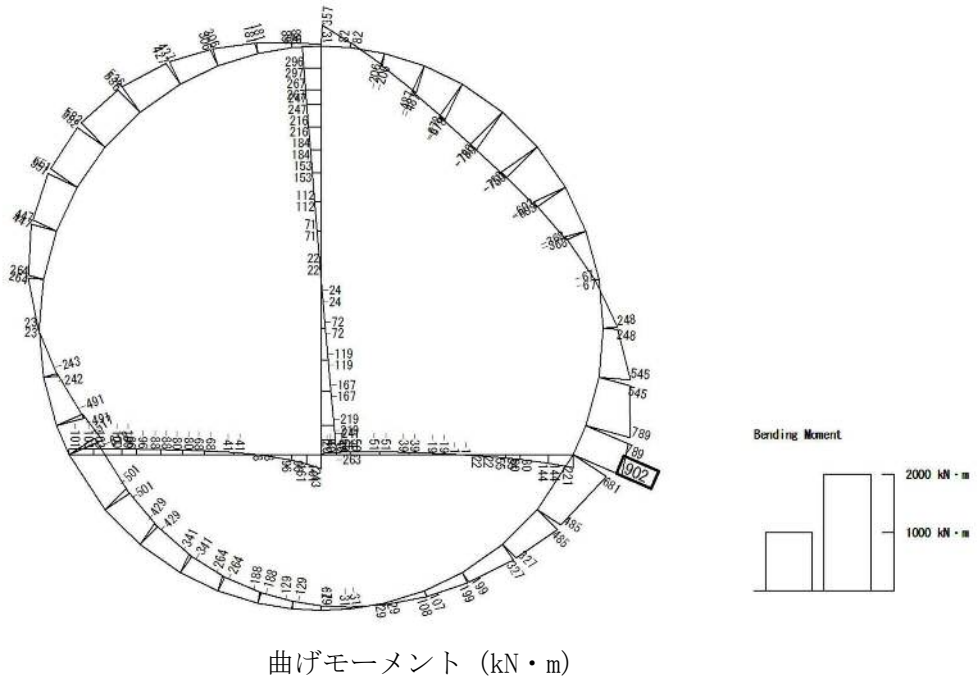


図 5.4-2 はり要素の方向

To2\_PCTN\_0G-L\_I AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31→.36  
 Time: t=8.73sec



To2\_PCTN\_0G-L\_I AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31→.36  
 Time: t=8.73sec

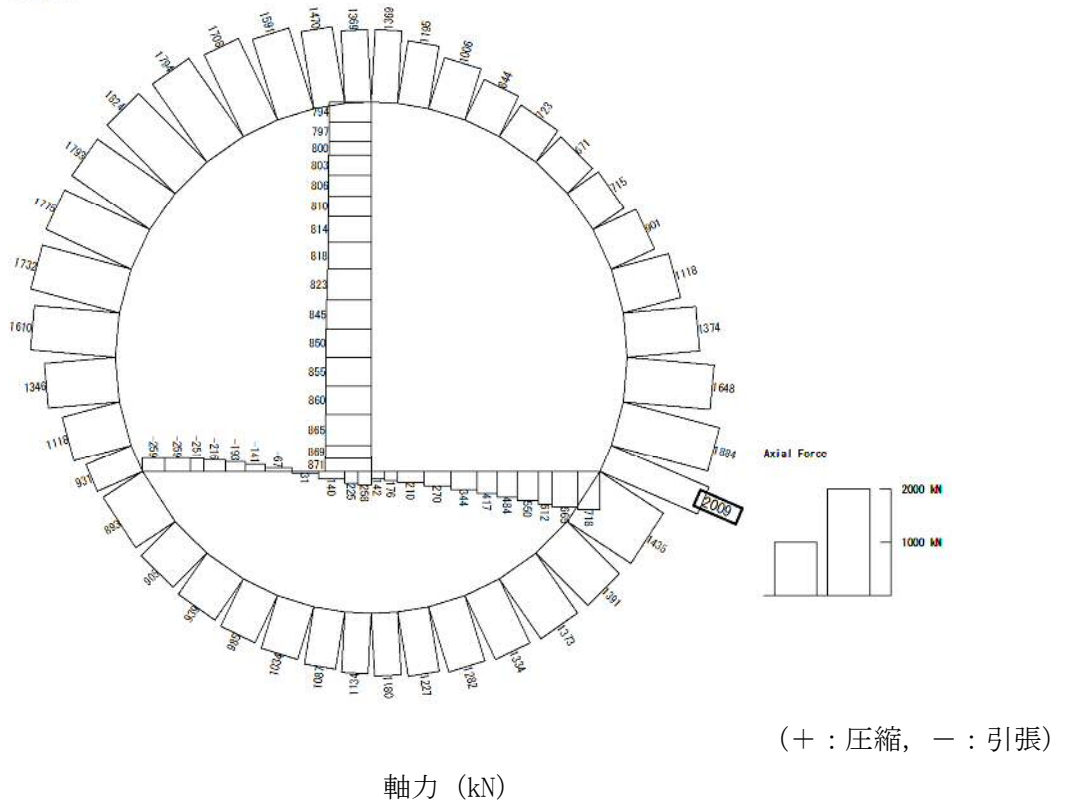
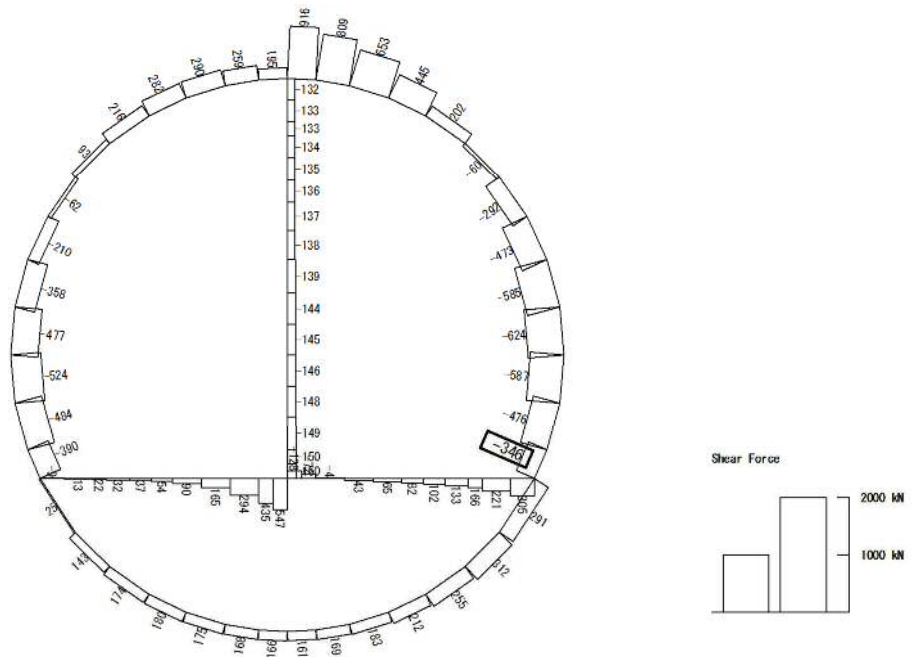


図 5.4-3 (1) RC トンネル覆工において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (S<sub>s</sub>-31 (H-, V+), t=8.73s)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

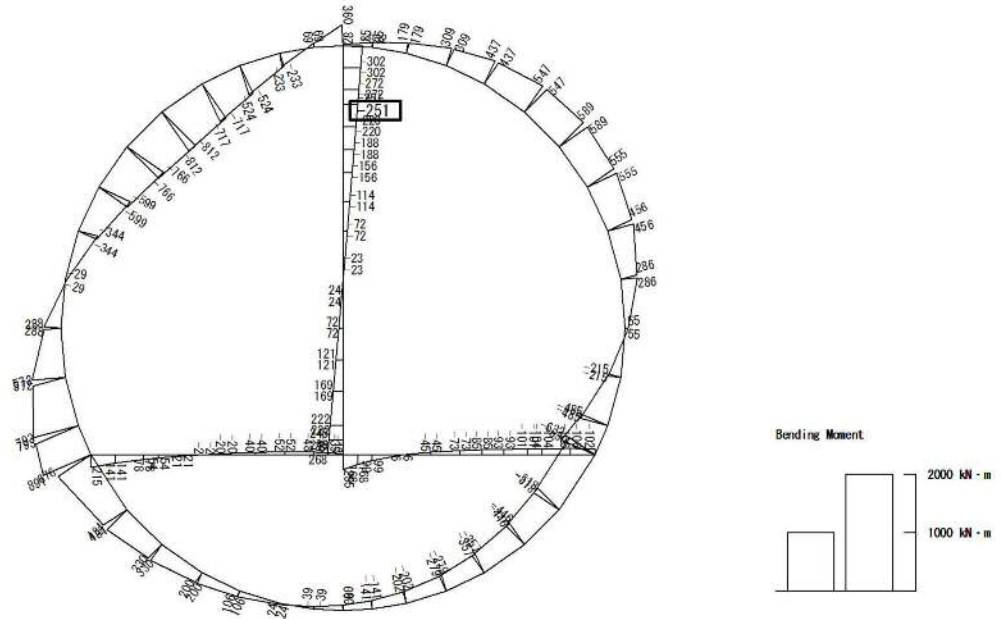
To2\_PCTN\_0G-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31-+.36  
 Time: t=8.73sec



せん断力 (kN)

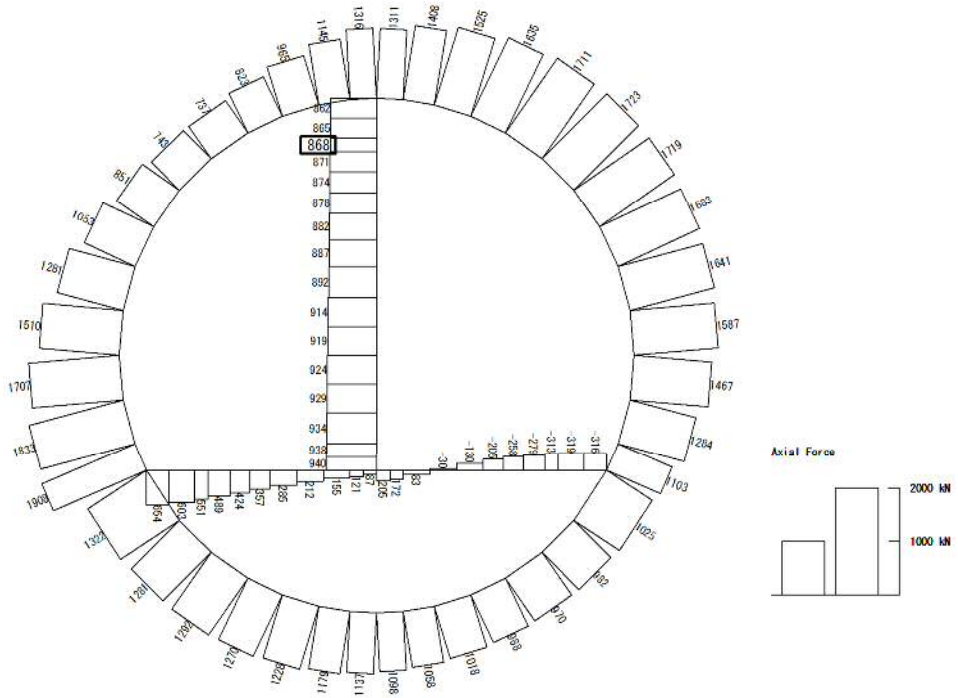
図 5.4-3 (2) RC トンネル覆工において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( $S_s - 31$  (H-, V+),  $t = 8.73s$ )  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

To2\_PCTN\_0G-L\_+1Sig\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31+\_36  
 Time: t=8.73sec



曲げモーメント (kN・m)

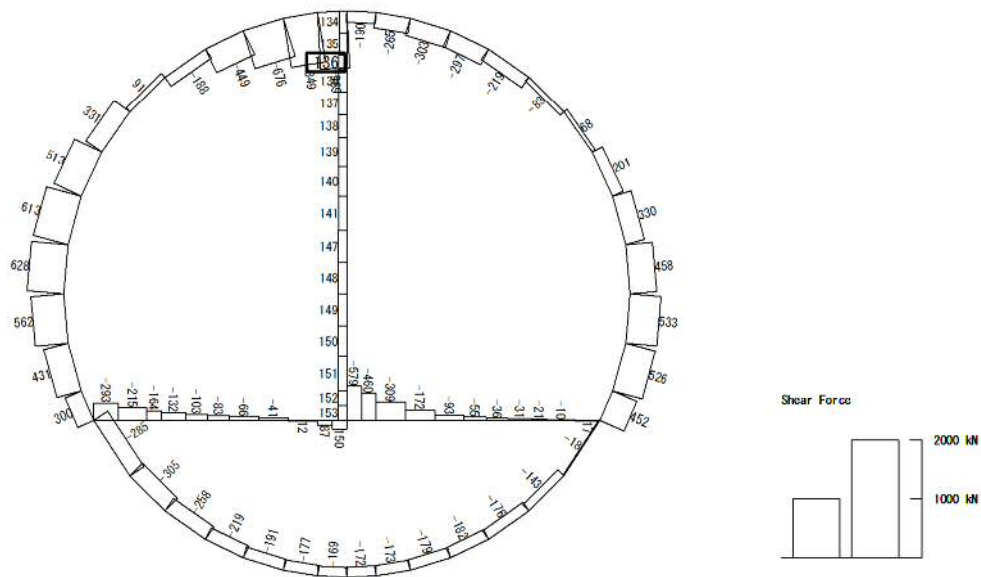
To2\_PCTN\_0G-L\_+1Sig\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31+\_36  
 Time: t=8.73sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

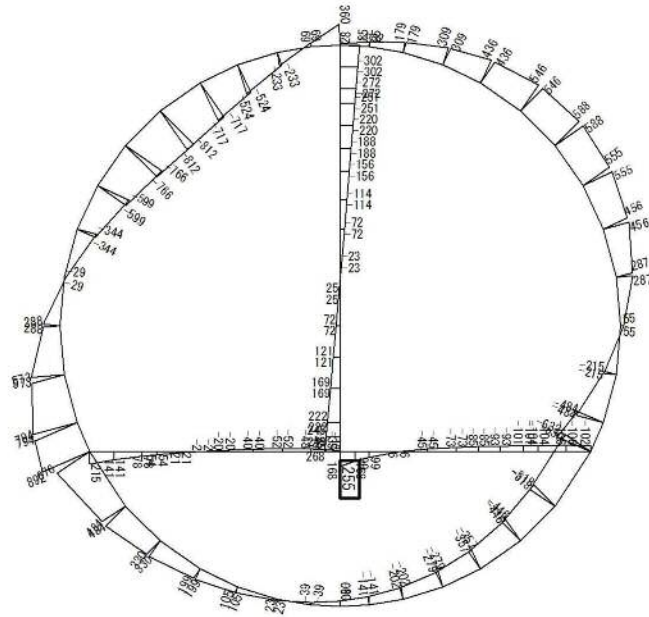
図 5.4-3 (3) RC 隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (S<sub>s</sub>-31 (H+, V+), t=8.73s)  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



せん断力 (kN)

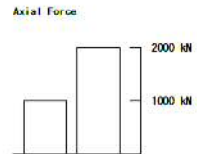
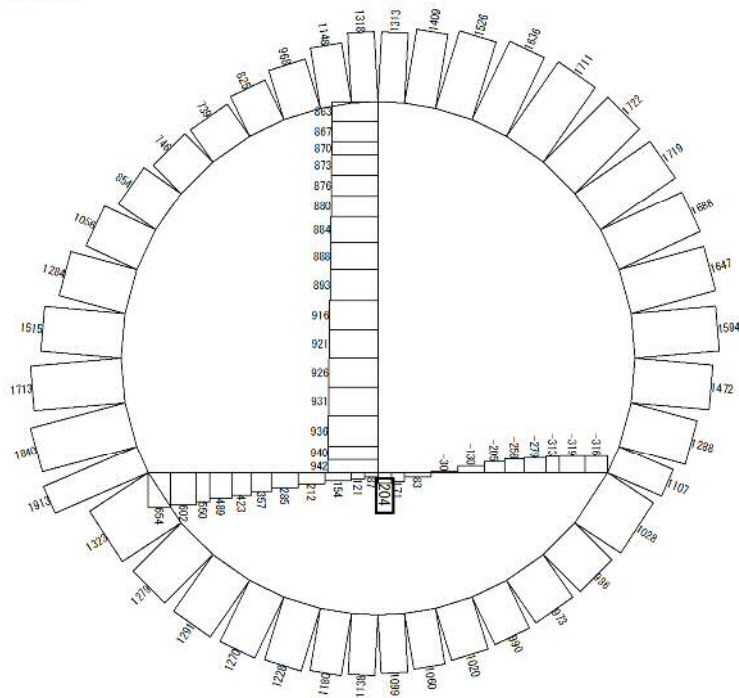
図 5.4-3 (4) RC 隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( $S_s - 31$  (H+, V+),  $t = 8.73s$ )  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

To2\_PCTN\_0G-L\_+1Sig\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31+\_ .36  
 Time: t=8.74sec



曲げモーメント (kN・m)

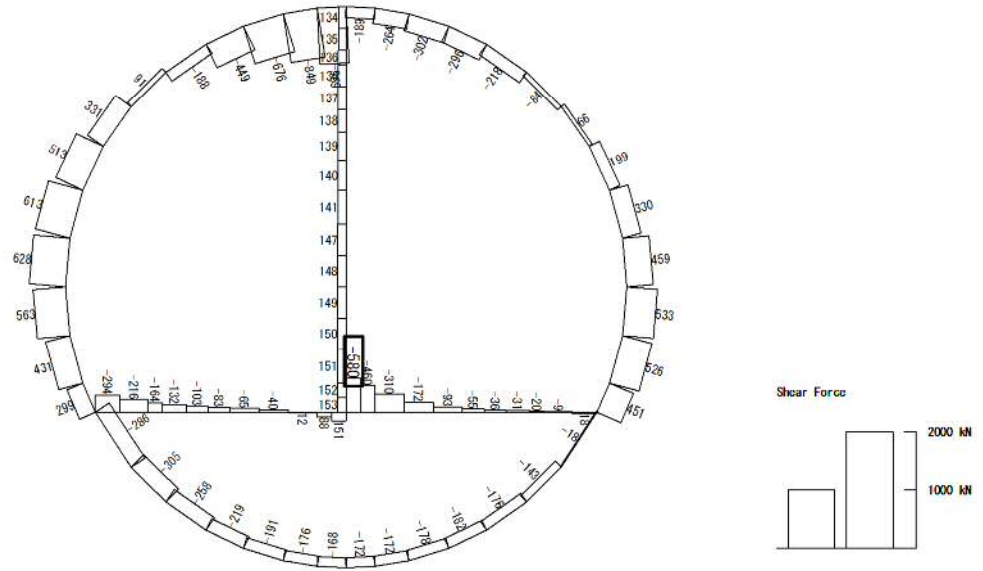
To2\_PCTN\_0G-L\_+1Sig\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31+\_ .36  
 Time: t=8.74sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-3 (5) RC インバートにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (S<sub>s</sub>-31 (H+, V+), t=8.74s)  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



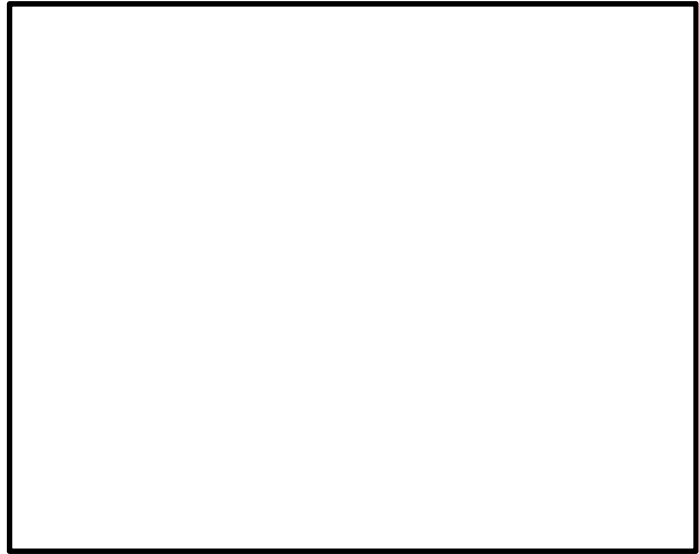
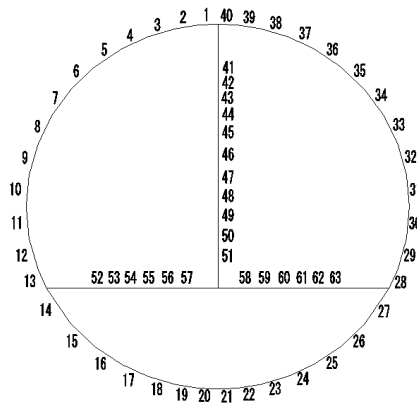
せん断力 (kN)

図 5.4-3 (6) RC インバートにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( $S_s - 31$  (H+, V+),  $t = 8.74s$ )  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

表 5.4-3 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

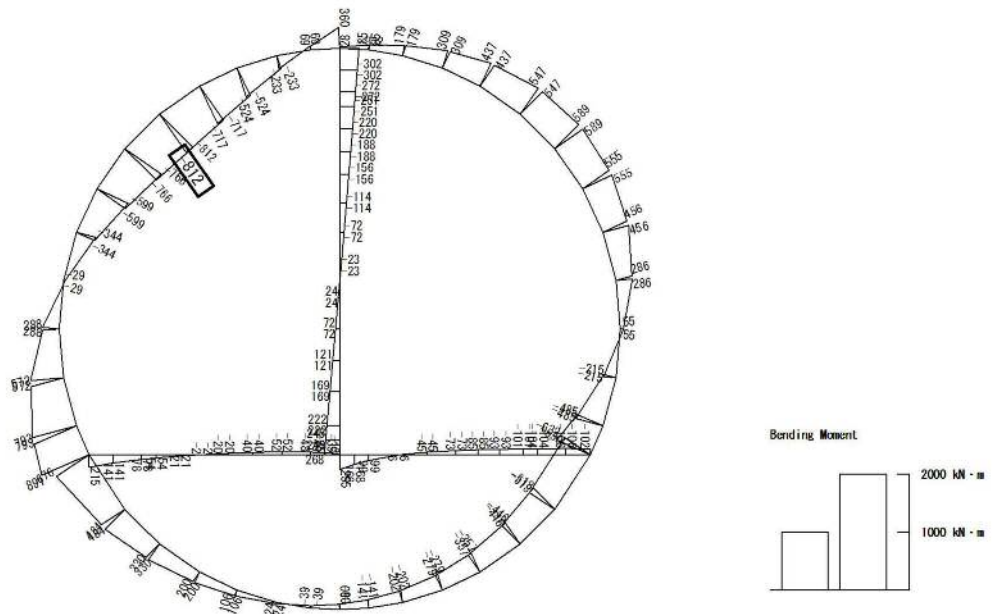
評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{s,a}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{s,a}$	検討ケース	
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)					
RCトンネル機上	5	1000	1200	1050	D29 #150	(D25 #150)	-812	737	122	435	0.29	② S <sub>s</sub> 3 1 (H+, V+)
RC隔壁	41	1000	600	470	D25 #150	(D25 #150)	247	800	68	435	0.16	① S <sub>s</sub> 3 1 (H-, V+)
RCインバート	58	1000	600	470	D25 #150	(2×D22 #150)	244	137	151	435	0.35	① S <sub>s</sub> D 1 (H-, V+)

\* : 評価位置は下図に示す



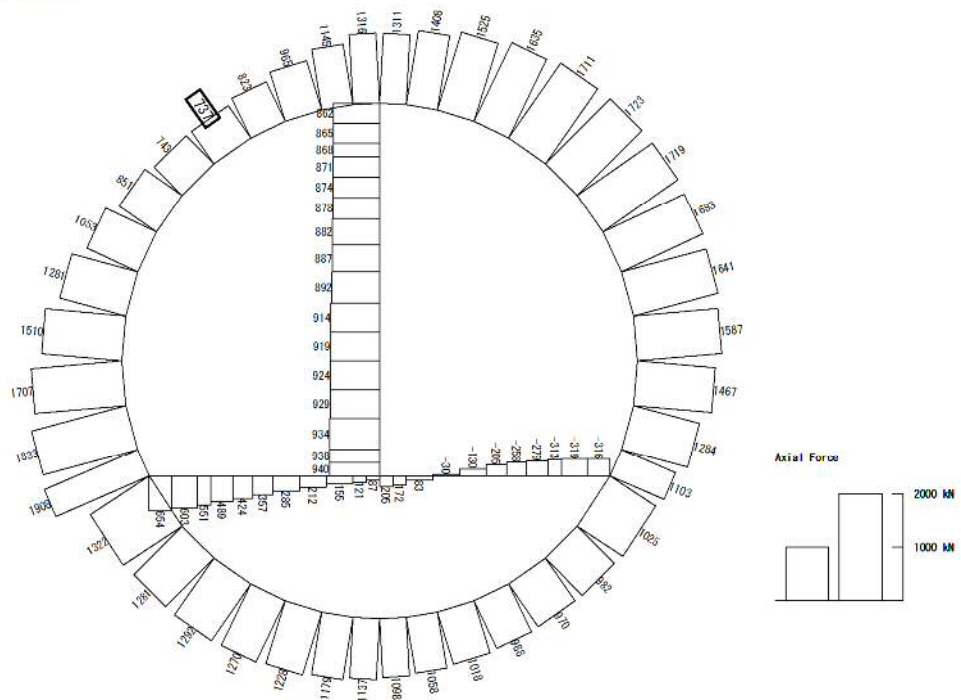


To2\_PCTN\_OG-L+1Sig\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31++\_36  
 Time: t=8.73sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_OG-L+1Sig\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31++\_36  
 Time: t=8.73sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-4 (1) RC トンネル覆工において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (S<sub>s</sub>-31 (H+, V+), t=8.73s)  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

To2\_PCTN\_06-L\_+1Sig\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31+-\_36  
 Time: t=8.73sec

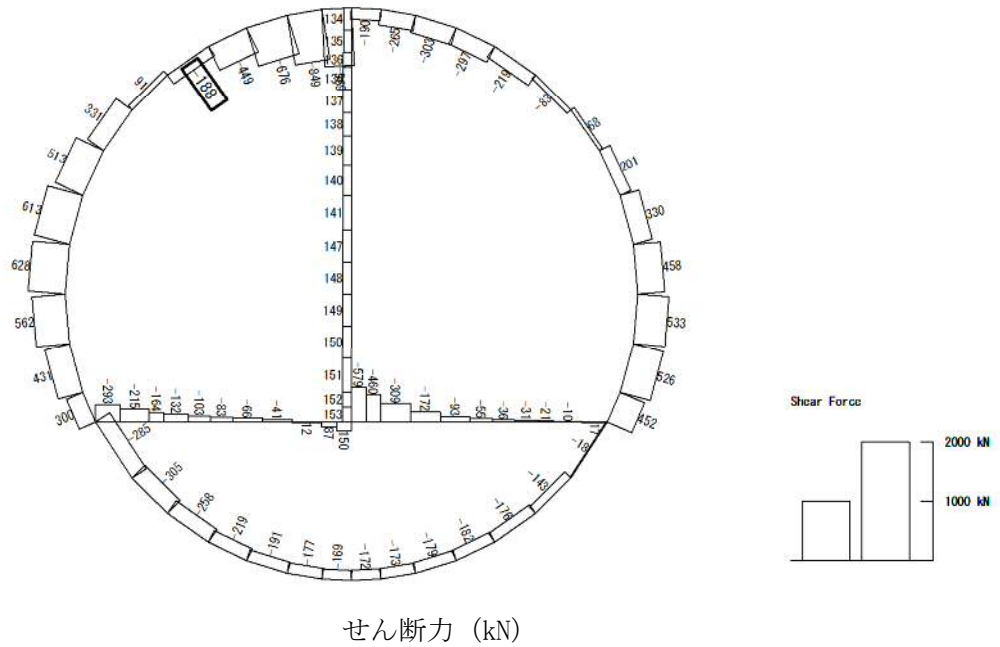
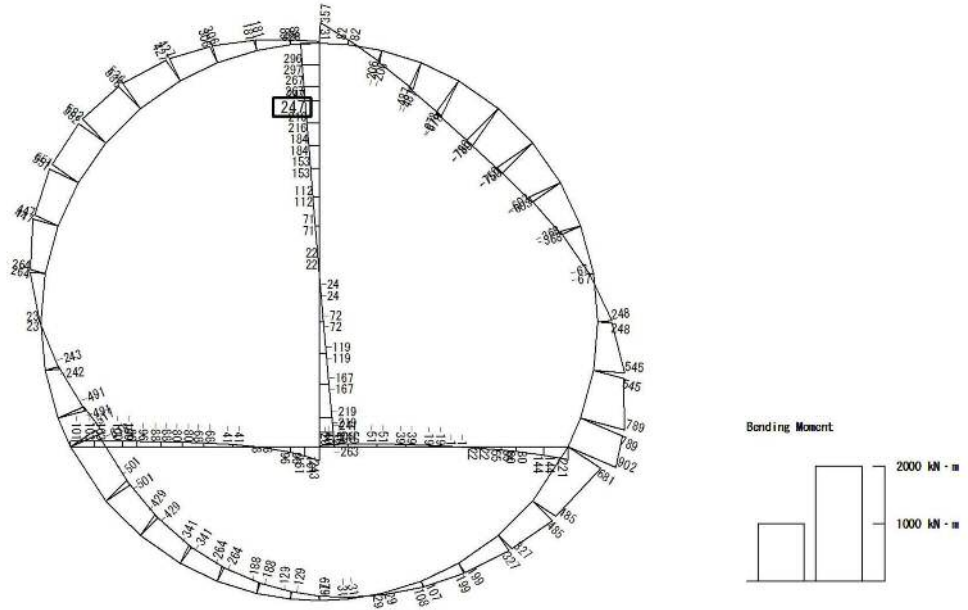


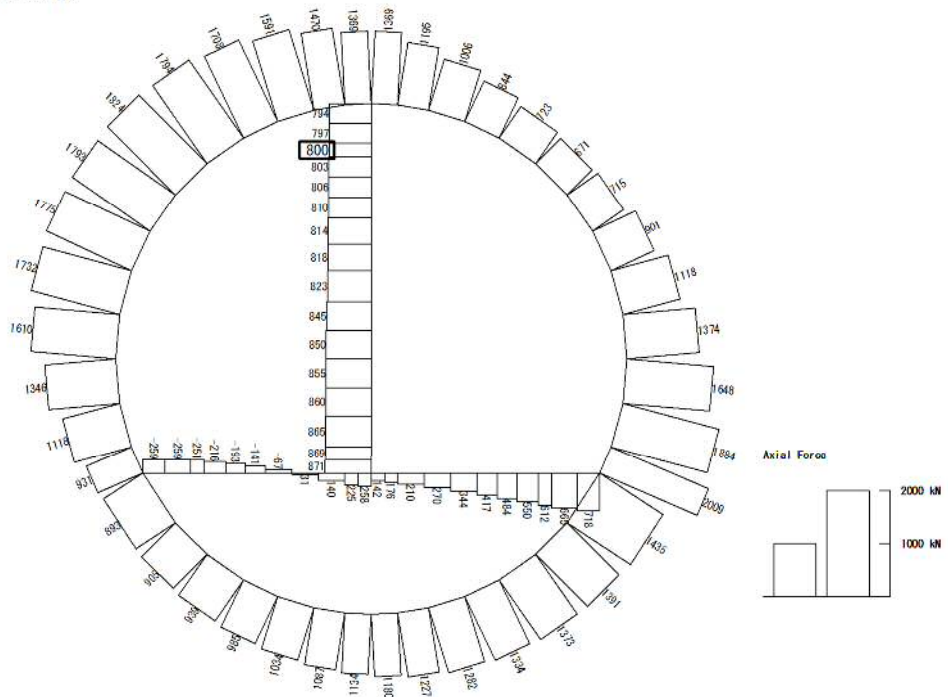
図 5.4-4 (2) RC トンネル覆工において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( $S_s - 31$  (H+, V+),  $t = 8.73s$ )  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

To2\_PCTN\_06-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31→.36  
 Time: t=8.73sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_06-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31→.36  
 Time: t=8.73sec

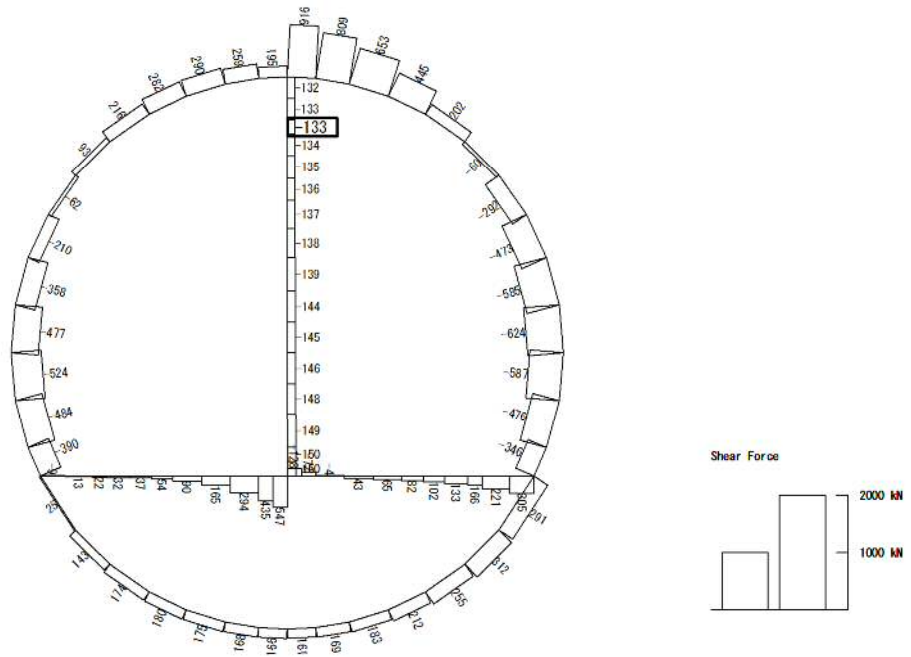


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-4 (3) RC 隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (S<sub>s</sub>-31 (H-, V+), t=8.73s)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

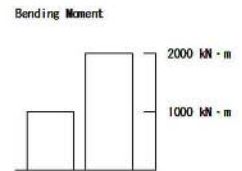
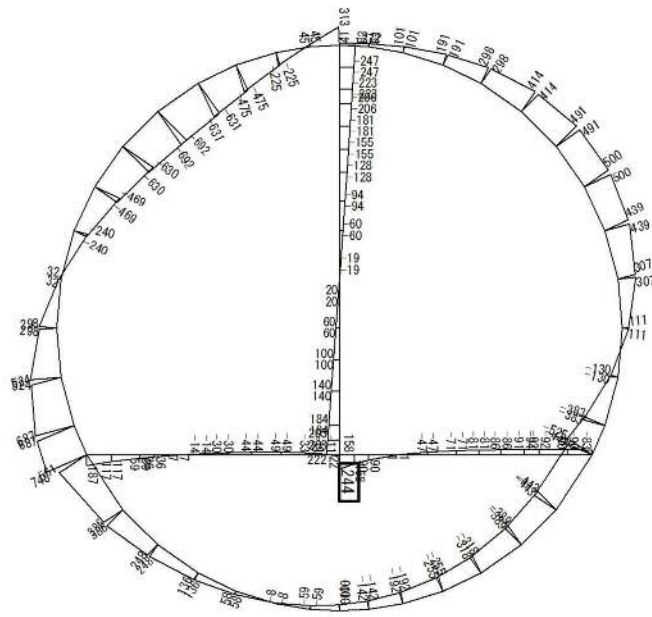
To2\_PCTN\_06-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31→.36  
 Time: t=8.73sec



せん断力 (kN)

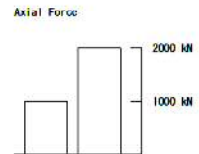
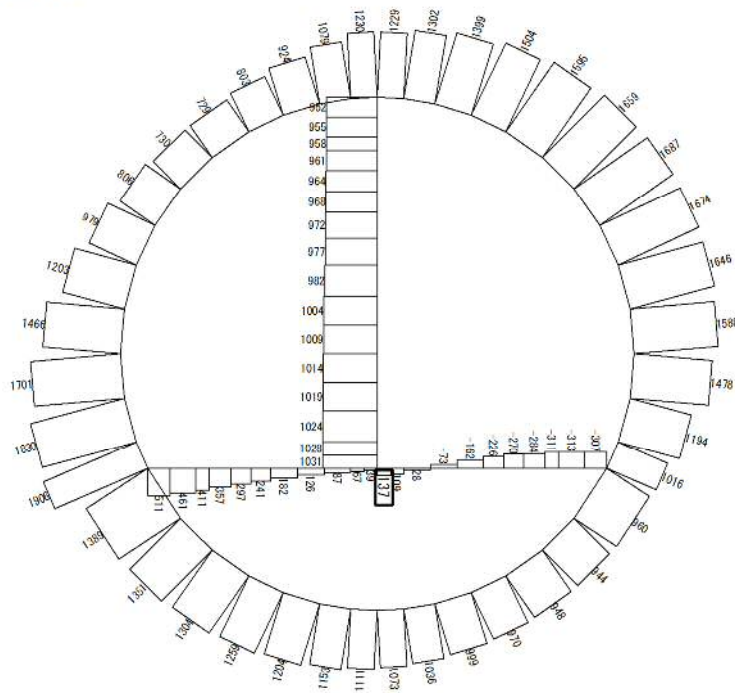
図 5.4-4 (4) RC 隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (S<sub>s</sub>-31 (H-, V+), t=8.73s)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

To2\_PCTN\_06-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1→.36  
 Time: t=53.83sec



曲げモーメント (kN・m)

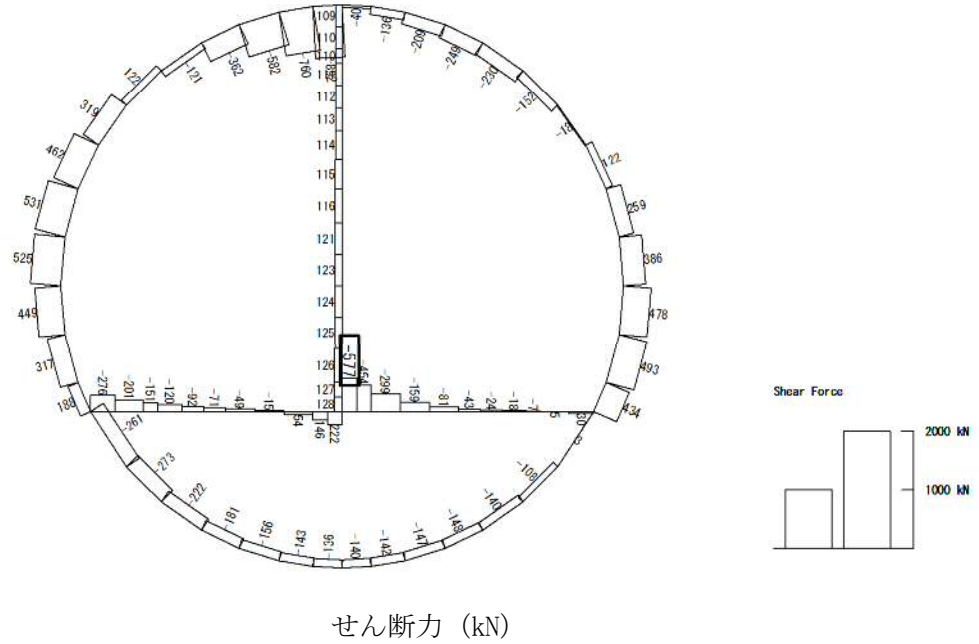
To2\_PCTN\_06-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1→.36  
 Time: t=53.83sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-4 (5) RC インバートにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (S<sub>s</sub>-D1 (H-, V+), t=53.83s)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



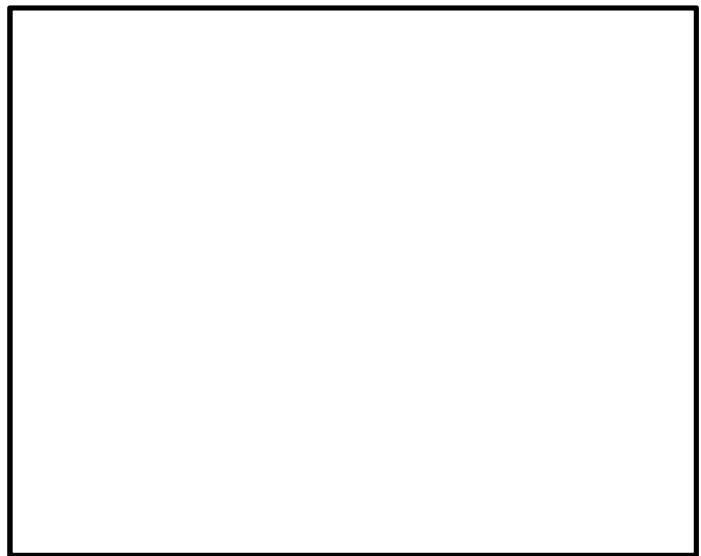
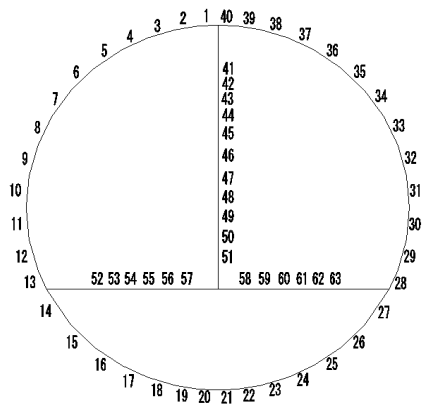
せん断力 (kN)

図 5.4-4 (6) RC インバートにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( $S_s - D1 (H-, V+)$ ,  $t = 53.83s$ )  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

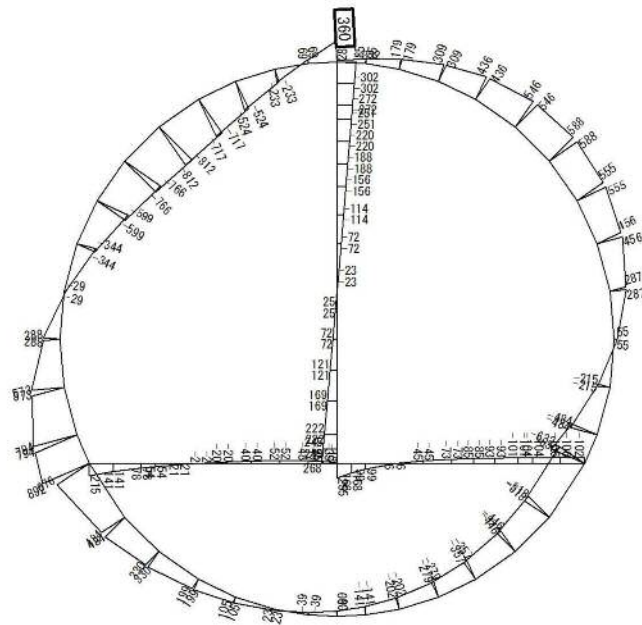
表 5.4-4 セン断力に対する照査結果  
 (各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>	検討ケース	
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)						
RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	969	1496	0.65	② S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)
RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	151	406	0.38	② S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)
RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	296	1043	0.29	① S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)

\* : 評価位置は下図に示す

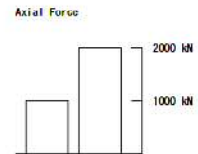
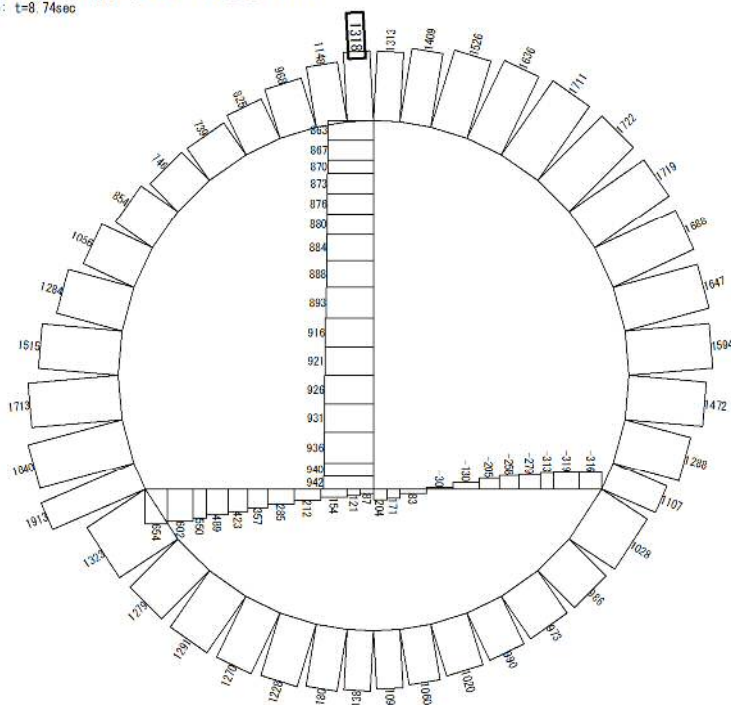


To2\_PCTN\_06-L+1Sig\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31+-\_36  
 Time: t=8.74sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_06-L+1Sig\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31+-\_36  
 Time: t=8.74sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-5 (1) RC トンネル覆工において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (S<sub>s</sub>-31 (H+, V+), t=8.74s)  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



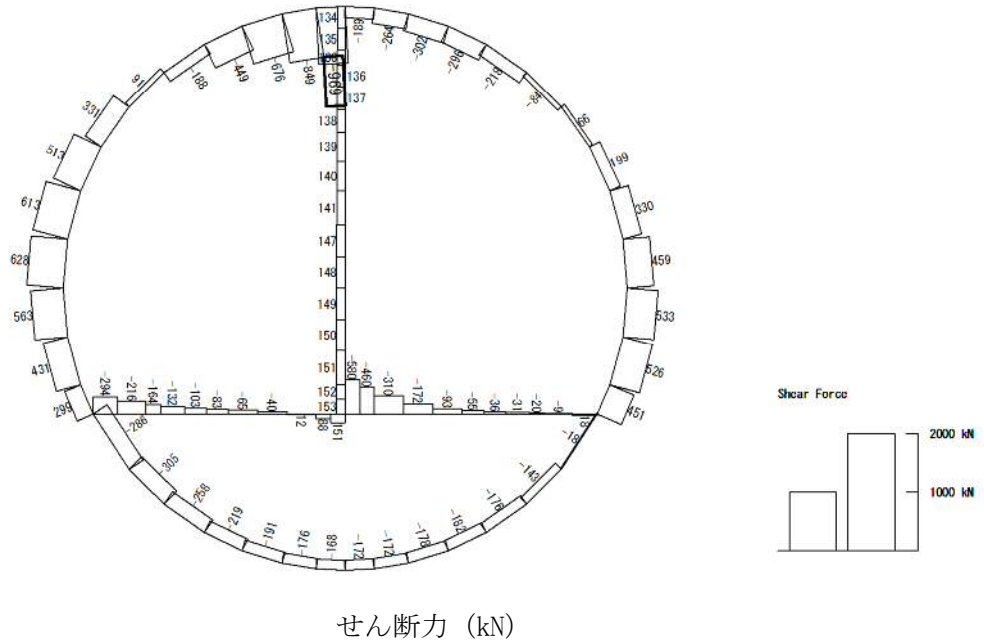
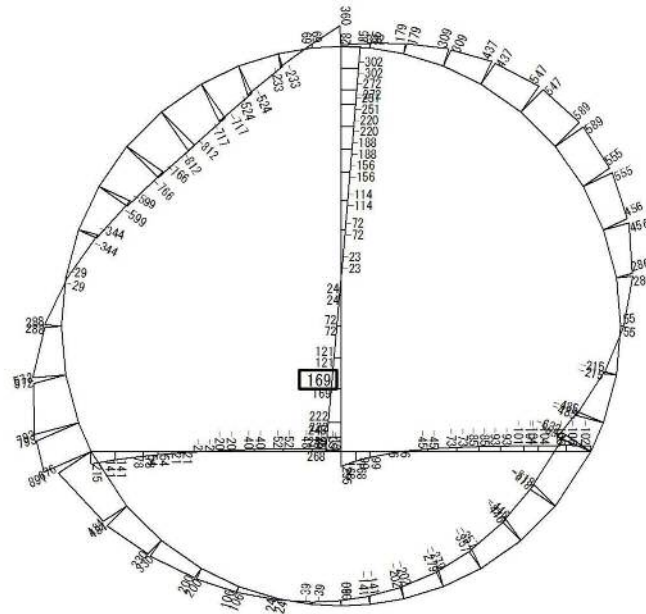


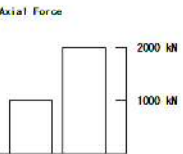
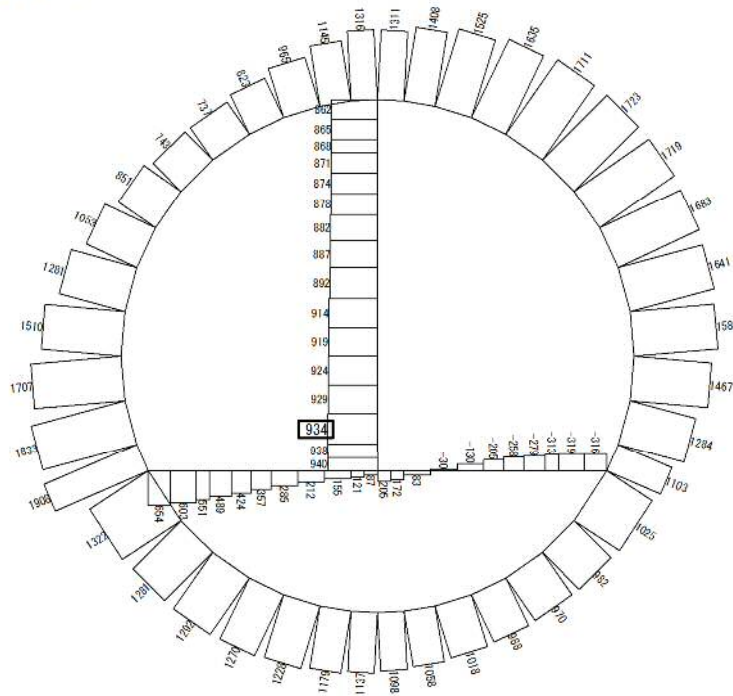
図 5.4-5 (2) RC トンネル覆工において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( $S_s - 31$  (H+, V+),  $t = 8.74s$ )  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

To2\_PCTN\_0G-L+1Sig\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31+-\_36  
 Time: t=8.73sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_0G-L+1Sig\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31+-\_36  
 Time: t=8.73sec

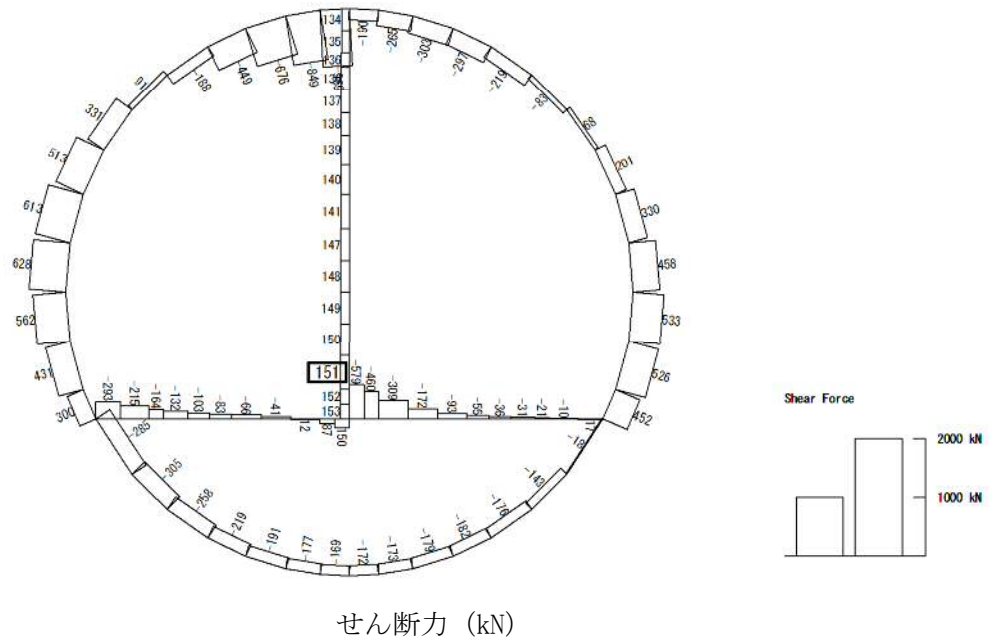


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-5 (3) RC 隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (S<sub>s</sub>-31 (H+, V+), t=8.73s)  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

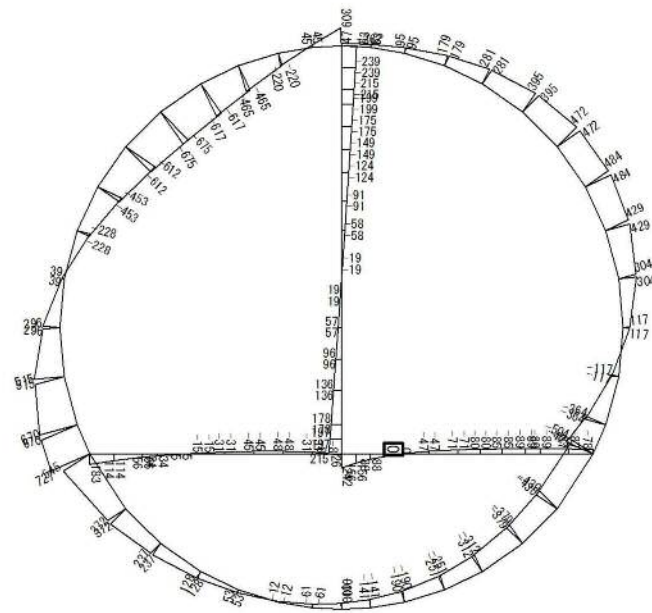
To2\_PCTN\_0G-L+1Sig\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31++\_36  
 Time: t=8.73sec



せん断力 (kN)

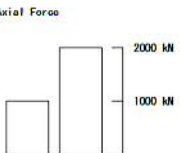
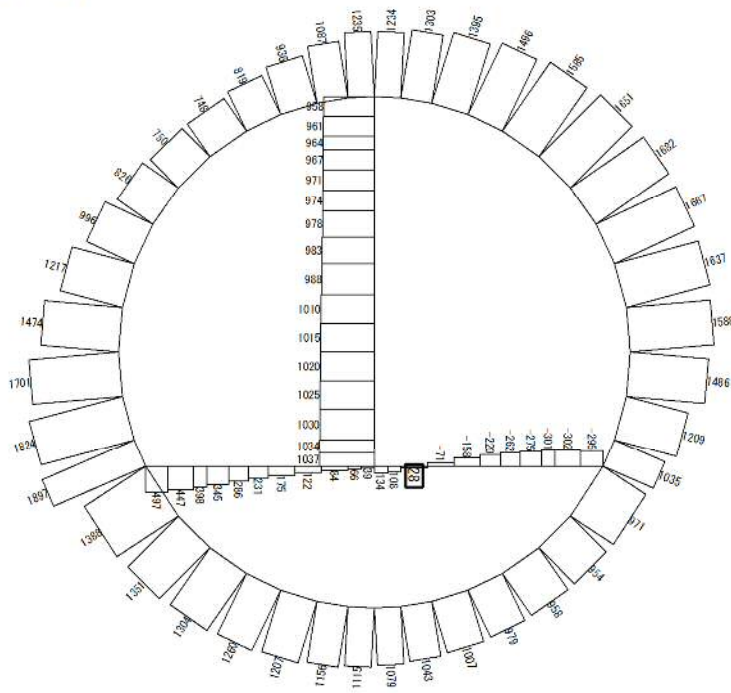
図 5.4-5 (4) RC 隔壁において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( $S_s - 31$  (H+, V+),  $t=8.73s$ )  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

To2\_PCTN\_0G-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1→.36  
 Time: t=53.81sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_0G-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1→.36  
 Time: t=53.81sec

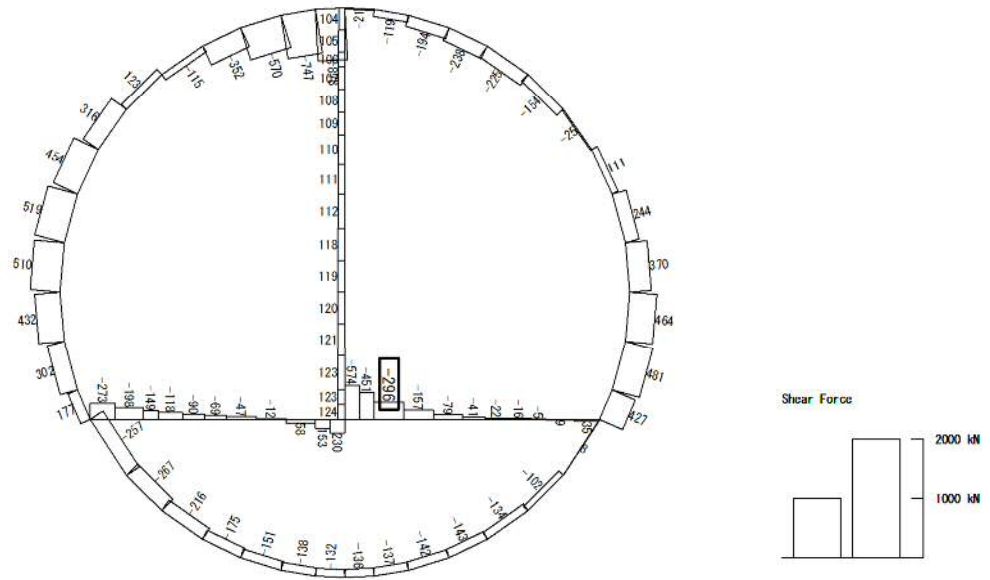


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-5 (5) RC インバートにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (S<sub>s</sub>-D1 (H-, V+), t=53.81s)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

To2\_PCTN\_06-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1→.36  
 Time: t=53.81sec



せん断力 (kN)

図 5.4-5 (6) RC インバートにおいて最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( $S_s - D1 (H-, V+)$ ,  $t = 53.81s$ )

(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

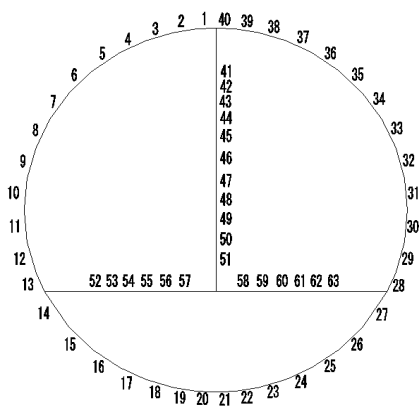
(2) 断面力分布（各基準地震動に着目した断面力図）

各基準地震動において、コンクリートの曲げ軸力に対する照査、鉄筋の曲げ軸力に対する照査、せん断力に対する照査のうち、最も厳しい照査値となる部材の評価時刻における断面力分布を示す。検討ケースは①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースについて各基準地震動の照査結果を示す。表 5.4-5 に各基準地震動で抽出した照査値について照査項目とその評価位置の一覧表を示し、図 5.4-6 に断面力分布を示す。

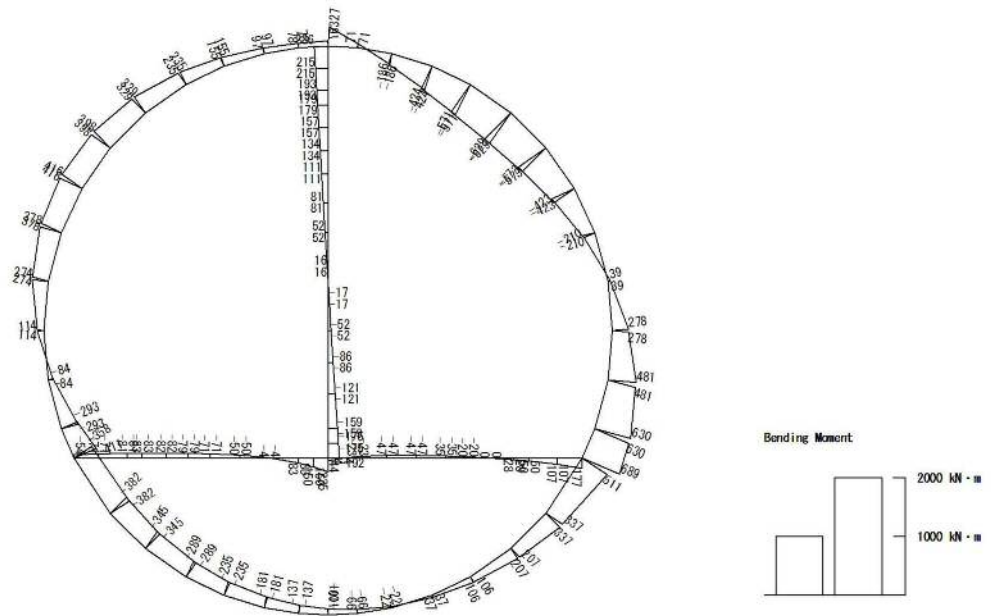
表 5.4-5 各地震波に対して最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置の結果

基準地震動	抽出照査値と照査項目			
	照査値	照査項目	評価位置	
$S_s-D1$ (H+, V+)	0.57	せん断照査	RCトンネル覆工	40
$S_s-D1$ (H+, V-)	0.53	せん断照査	RCトンネル覆工	40
$S_s-D1$ (H-, V+)	0.60	せん断照査	RCトンネル覆工	1
$S_s-D1$ (H-, V-)	0.59	せん断照査	RCトンネル覆工	1
$S_s-11$ (H+, V+)	0.44	せん断照査	RCトンネル覆工	1
$S_s-12$ (H+, V+)	0.48	せん断照査	RCトンネル覆工	40
$S_s-13$ (H+, V+)	0.48	せん断照査	RCトンネル覆工	40
$S_s-14$ (H+, V+)	0.45	せん断照査	RCトンネル覆工	40
$S_s-21$ (H+, V+)	0.48	せん断照査	RCトンネル覆工	1
$S_s-22$ (H+, V+)	0.50	せん断照査	RCトンネル覆工	40
$S_s-31$ (H+, V+)	0.64	せん断照査	RCトンネル覆工	1
$S_s-31$ (H-, V+)	0.62	せん断照査	RCトンネル覆工	40

\* : 評価位置は下図に示す

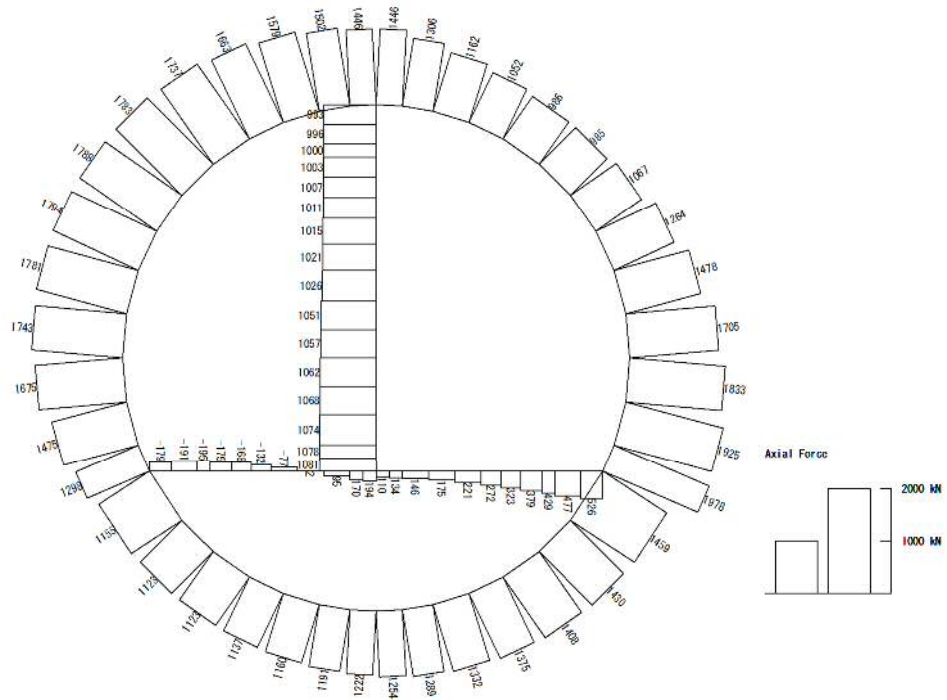


To2\_PCTN\_OG-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1++\_36  
 Time: t=26.87sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_OG-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1++\_36  
 Time: t=26.87sec

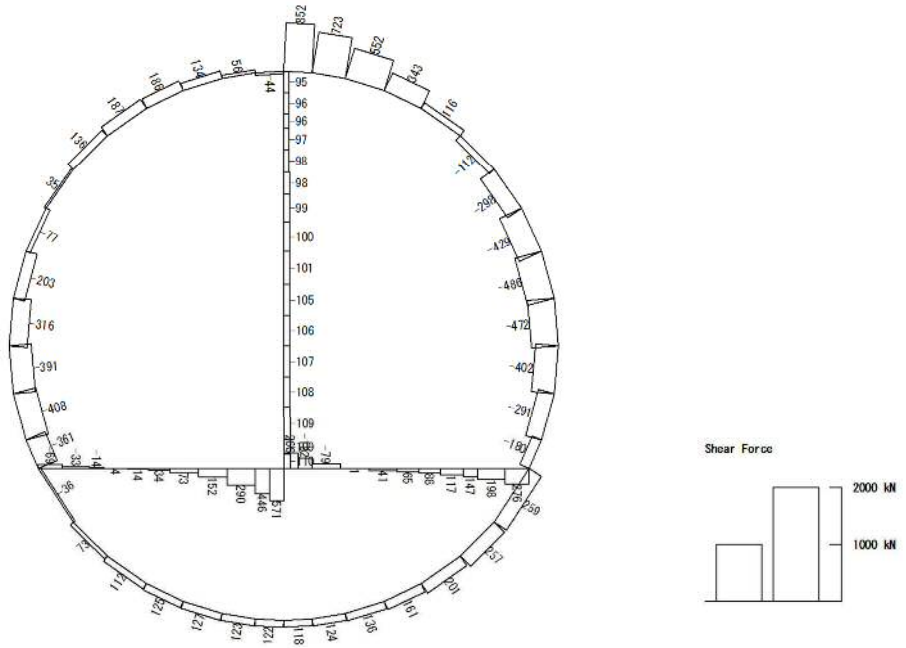


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-6 (1)  $S_s-D1$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (t = 26.87s)

To2\_PCTN\_OG-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1+-\_36  
 Time: t=26.87sec

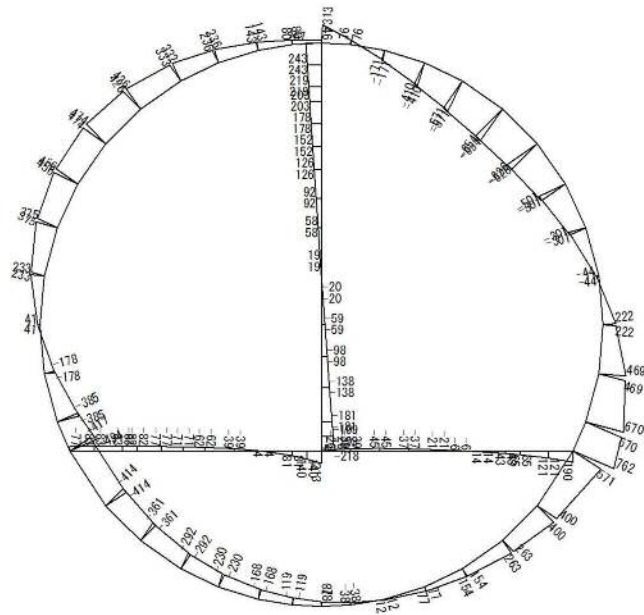


せん断力 (kN)

図 5.4-6 (2)  $S_s-D1$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( t = 26.87s)

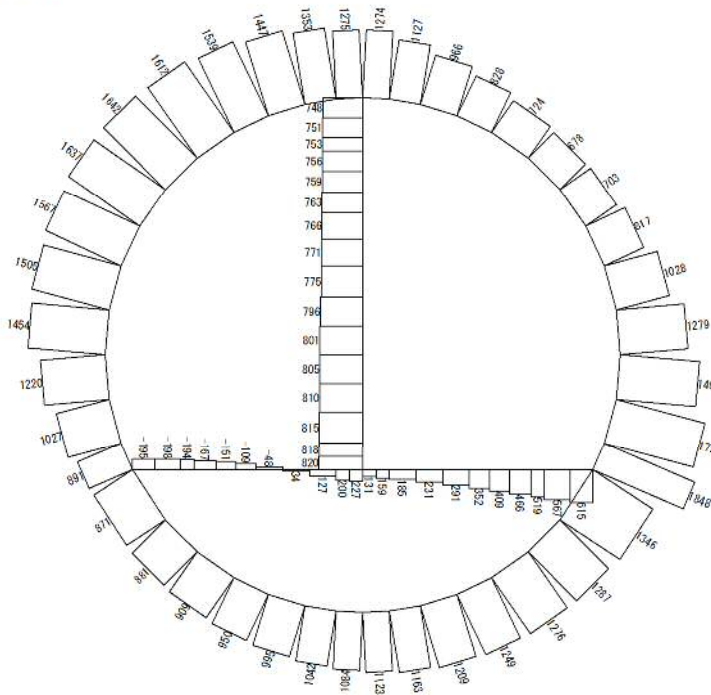


To2\_PCTN\_06-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1+-\_36  
 Time: t=53.84sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_06-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1+-\_36  
 Time: t=53.84sec

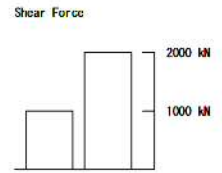
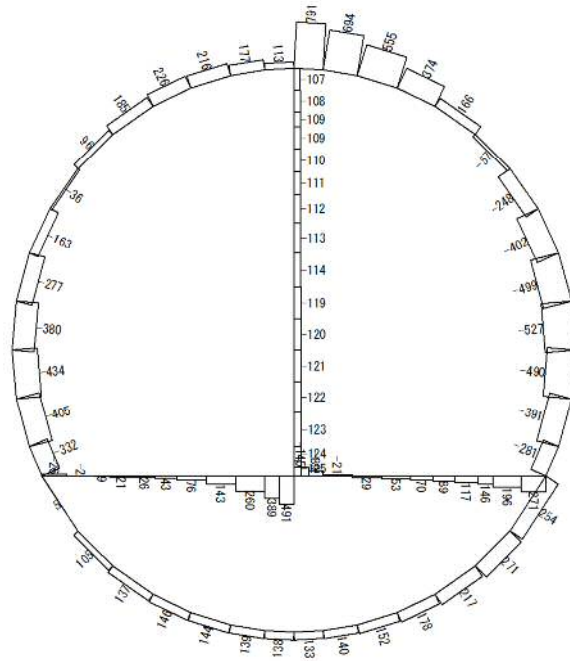


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-6 (3) S<sub>s</sub>-D1 (H+, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t = 53.84s)

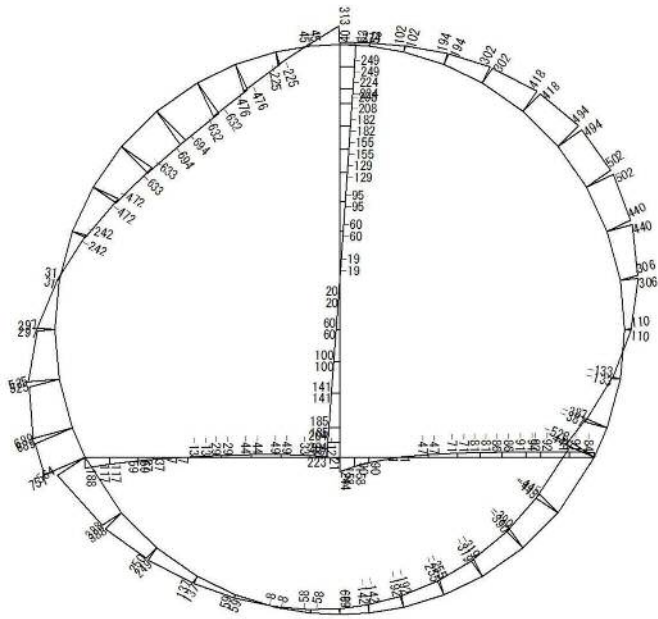
To2\_PCTN\_06-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1+-\_36  
 Time: t=53.84sec



せん断力 (kN)

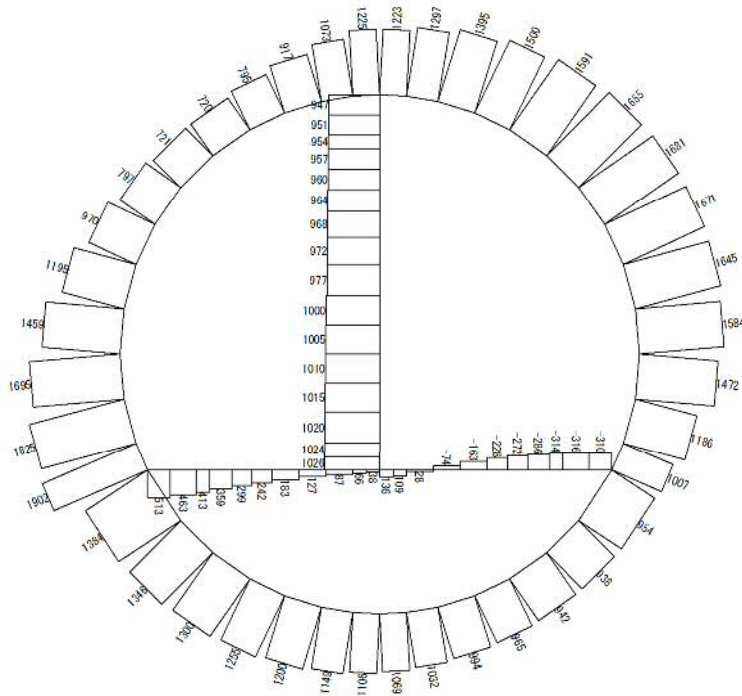
図 5.4-6 (4)  $S_s-D1$  (H+, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( t = 53.84s)

To2\_PCTN\_0G-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1+ .36  
 Time: t=53.84sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_0G-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1+ .36  
 Time: t=53.84sec

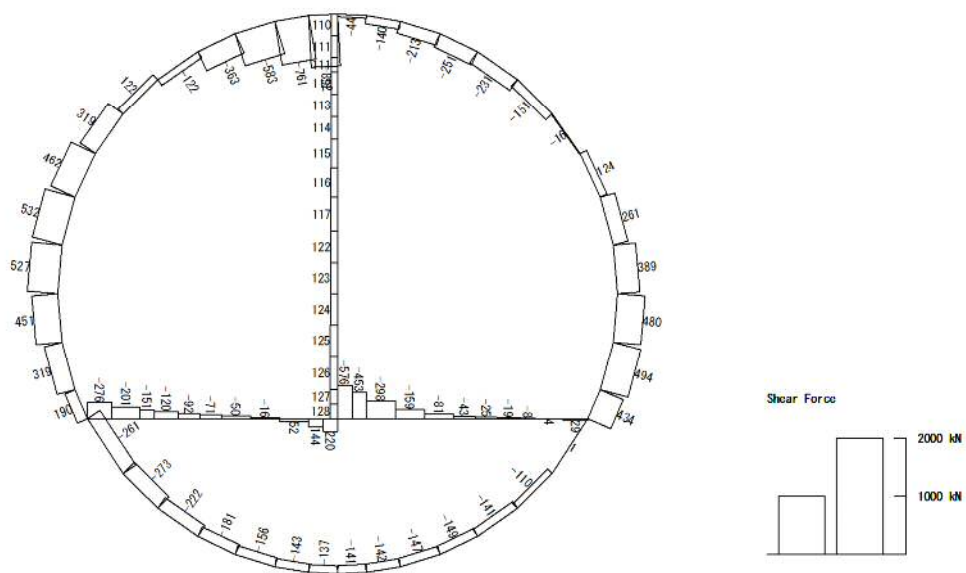


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-6 (5) S<sub>s</sub>-D1 (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (t = 53.84s)

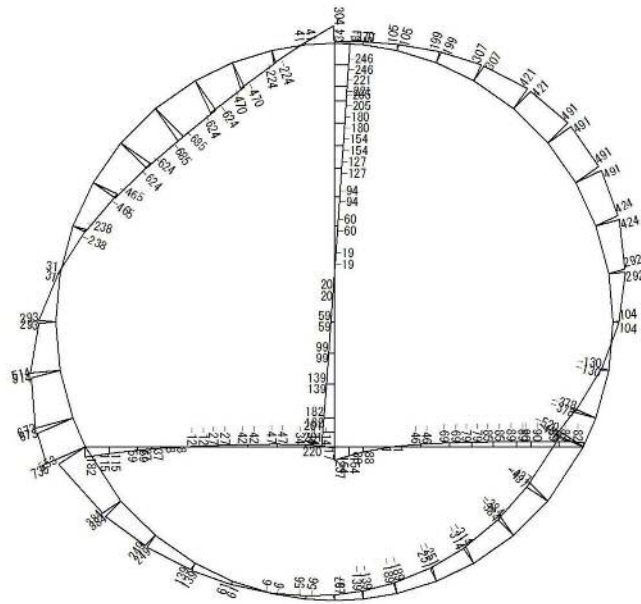
To2\_PCTN\_OG-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1→.36  
 Time: t=53.84sec



せん断力 (kN)

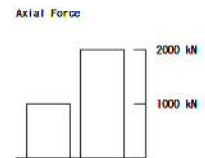
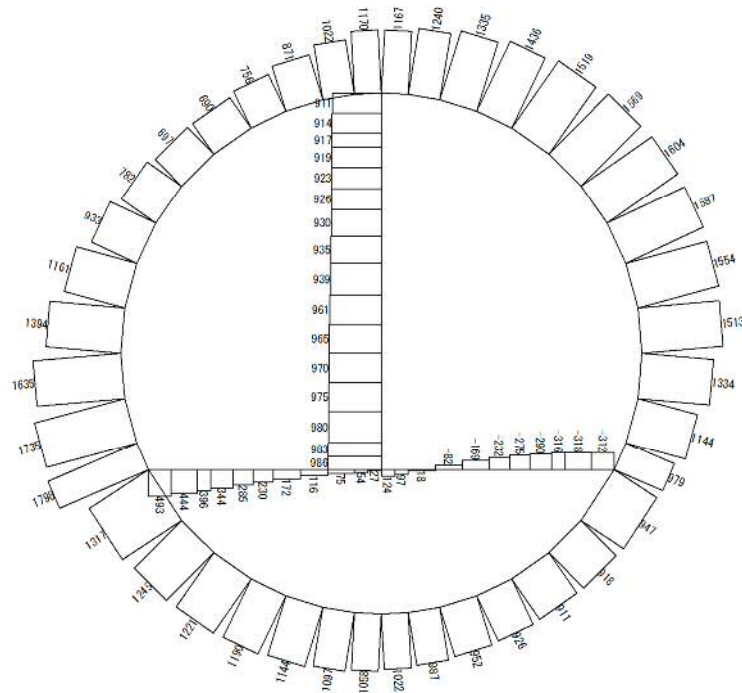
図 5.4-6 (6)  $S_s-D1$  (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( t = 53.84s)

To2\_PCTN\_06-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1--.36  
 Time: t=53.84sec



曲げモーメント (kN・m)

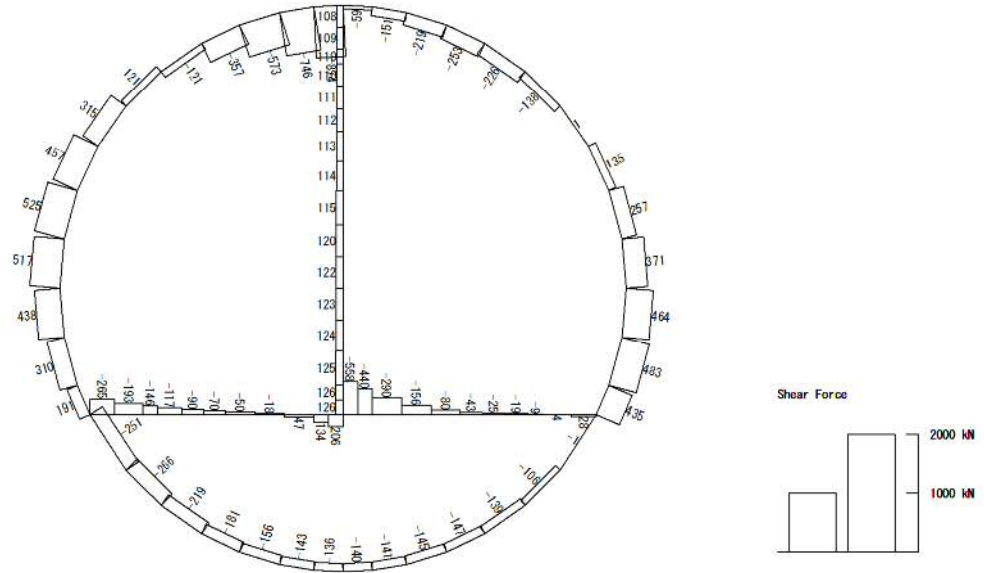
To2\_PCTN\_06-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-D1--.36  
 Time: t=53.84sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

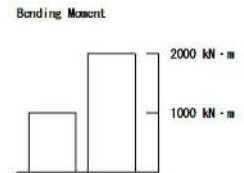
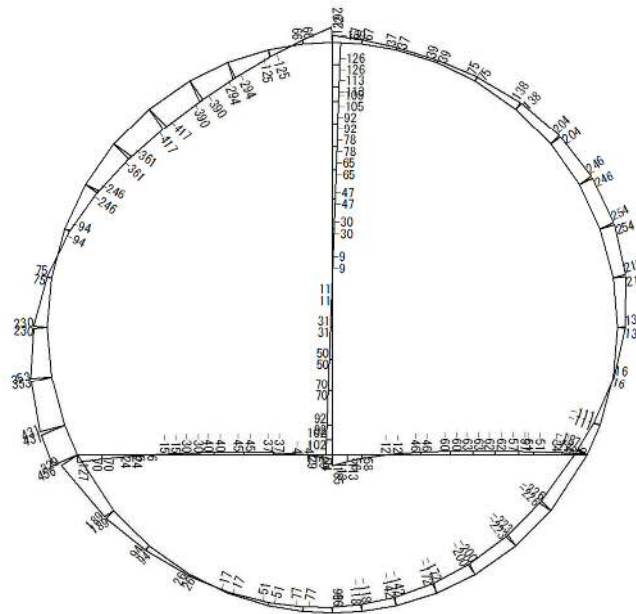
図 5.4-6 (7) S<sub>s</sub>-D1 (H-, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (t = 53.84s)



せん断力 (kN)

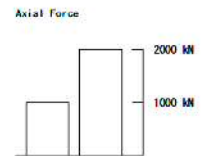
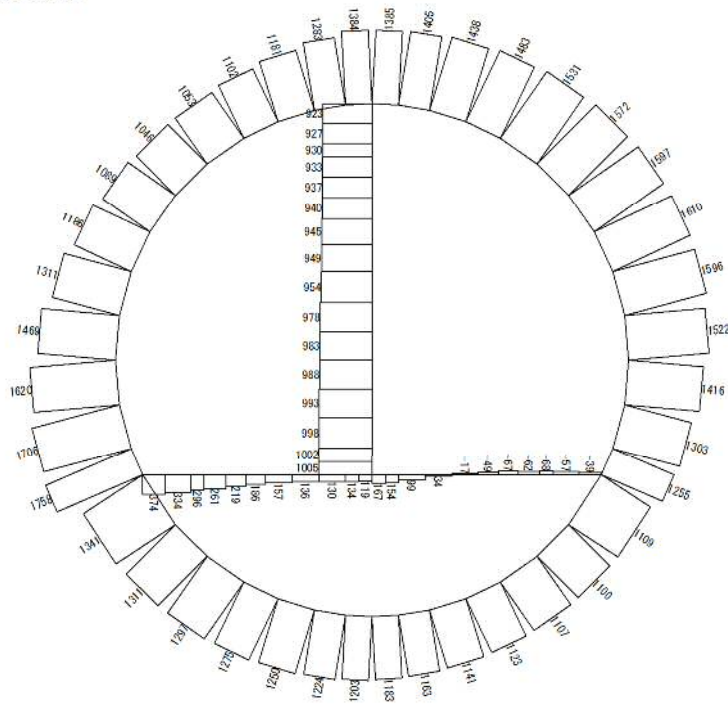
図 5.4-6 (8)  $S_s-D1$  (H-, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( t = 53.84s)

To2\_PCTN\_06-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-11\_EW++\_36  
 Time: t=25.62sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_06-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-11\_EW++\_36  
 Time: t=25.62sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-6 (9) S<sub>s</sub>-11 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( t = 25.62s)

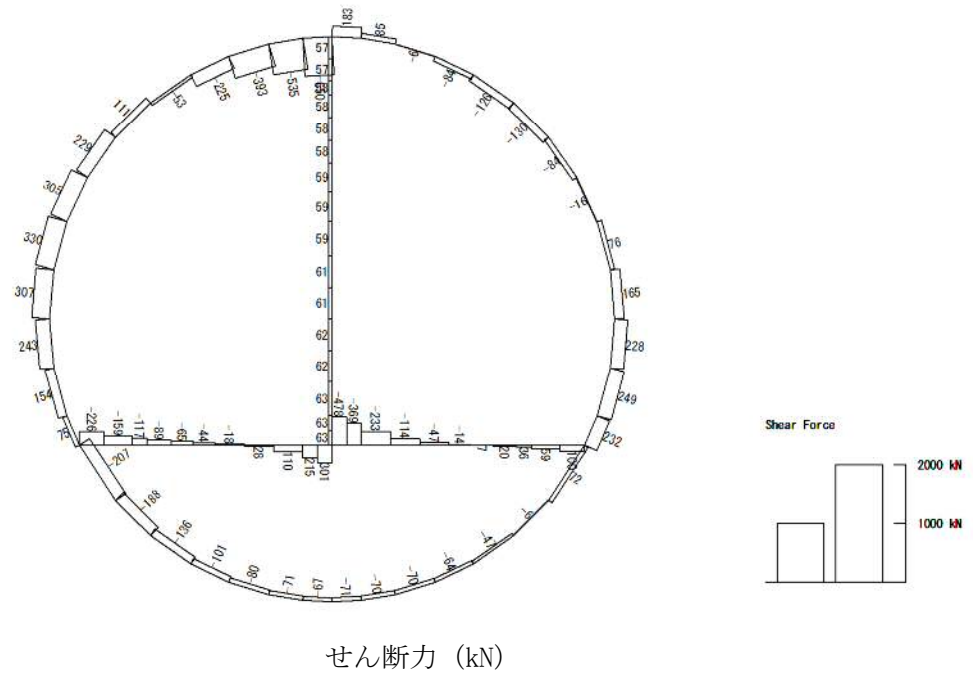
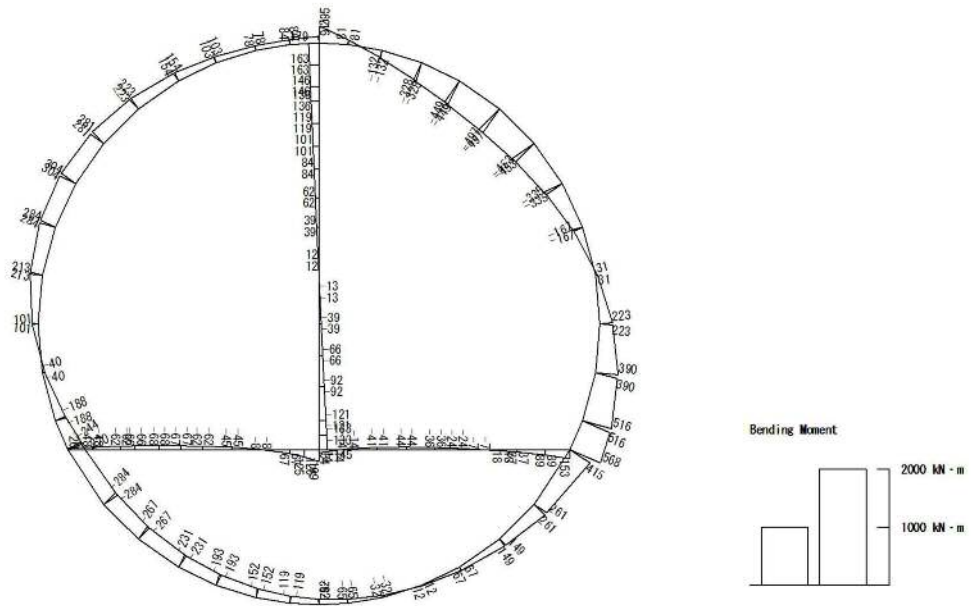


図 5.4-6 (10)  $S_s-11$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( t =25.62s)

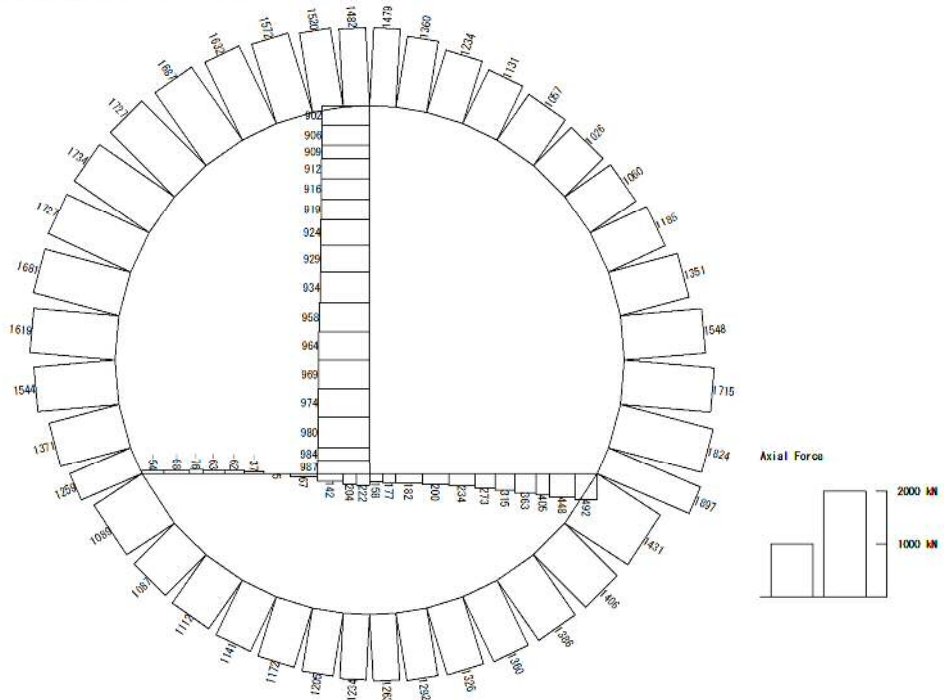


To2\_PCTN\_06-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-12\_EW++\_36  
 Time: t=28.83sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_06-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-12\_EW++\_36  
 Time: t=28.83sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-6 (11)  $S_s-12$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (t = 28.83s)

To2\_PCTN\_OG-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-12\_EW++\_36  
 Time: t=28.83sec

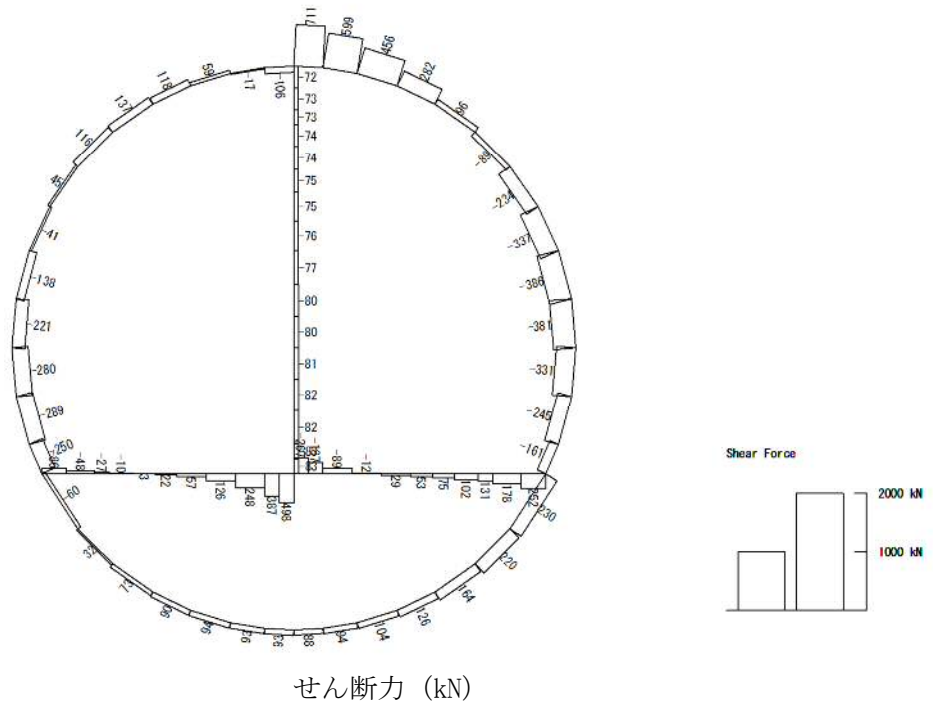
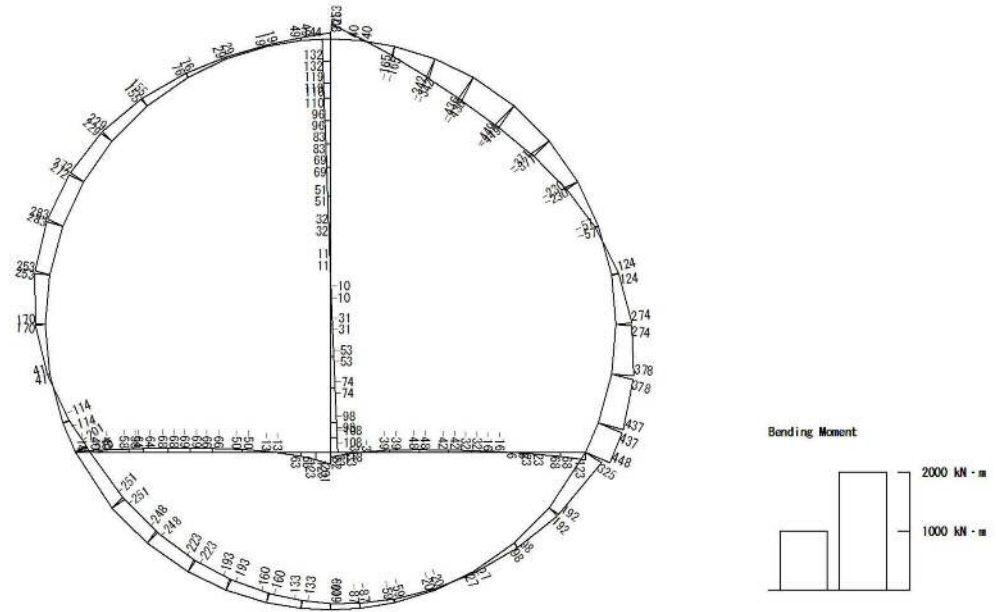


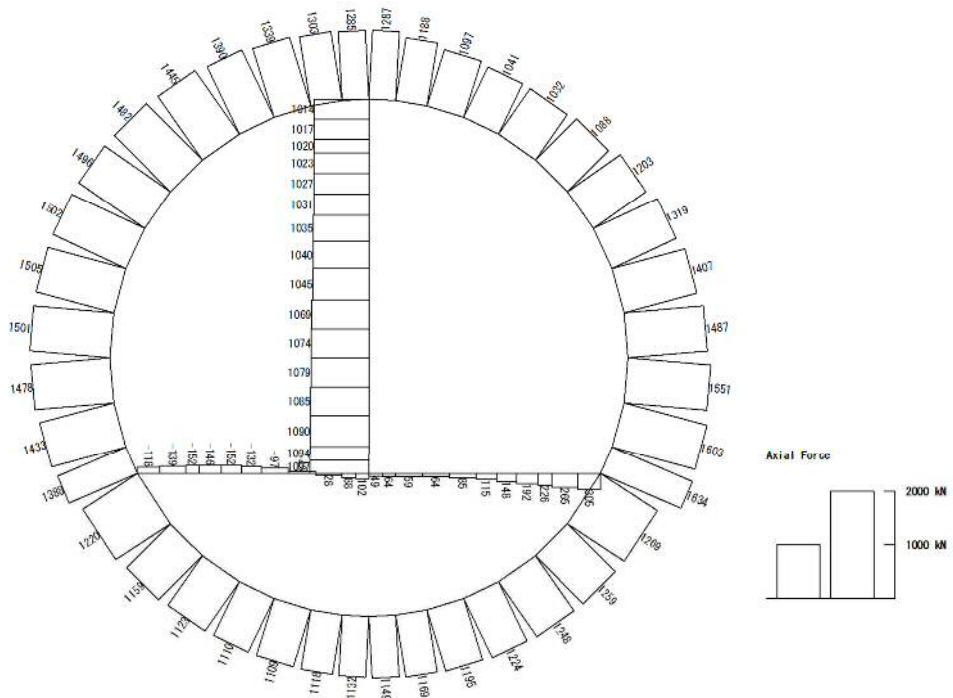
図 5.4-6 (12)  $S_s-12$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( t = 28.83s)

To2\_PCTN\_0G-L\_I AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-13\_EW++, 36  
 Time: t=26.64sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_0G-L\_I AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-13\_EW++, 36  
 Time: t=26.64sec

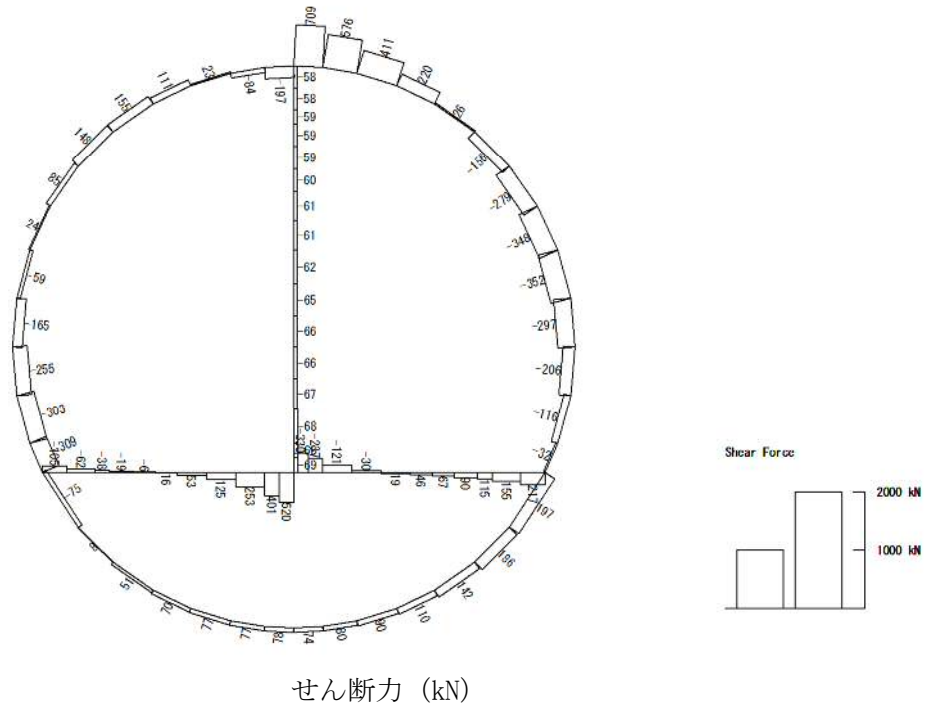


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-6 (13) S<sub>s</sub>-13 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=26.64s)

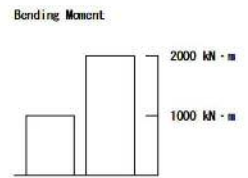
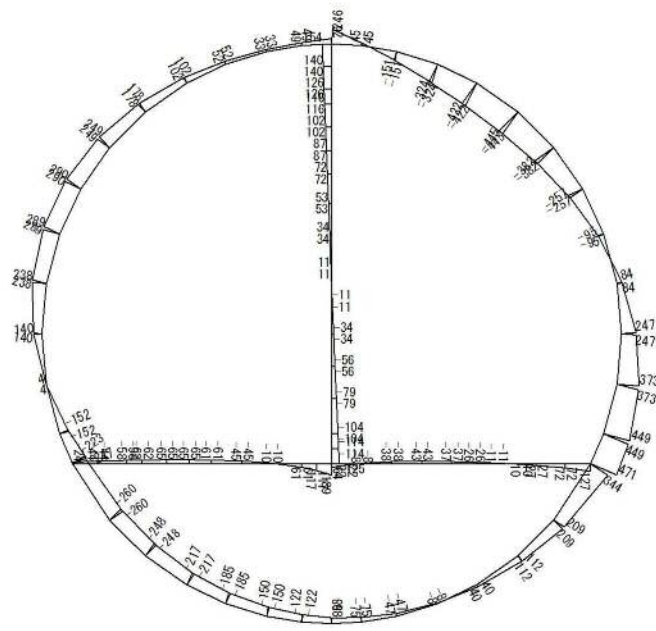
To2\_PCTN\_06-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-13\_EW++.36  
 Time: t=26.64sec



せん断力 (kN)

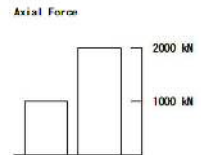
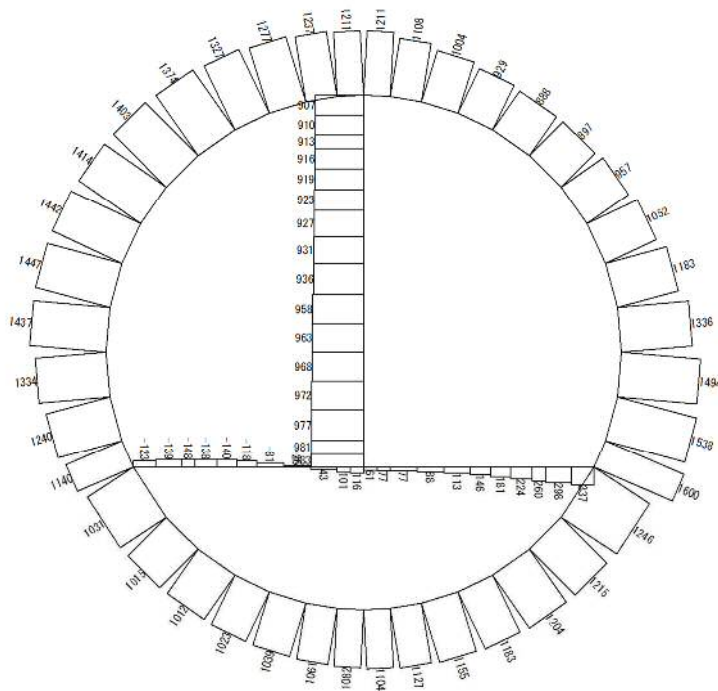
図 5.4-6 (14)  $S_s-13$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t = 26.64s)

To2\_PCTN\_OG-L\_I AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-14\_EW++\_36  
 Time: t=28.96sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_OG-L\_I AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-14\_EW++\_36  
 Time: t=28.96sec

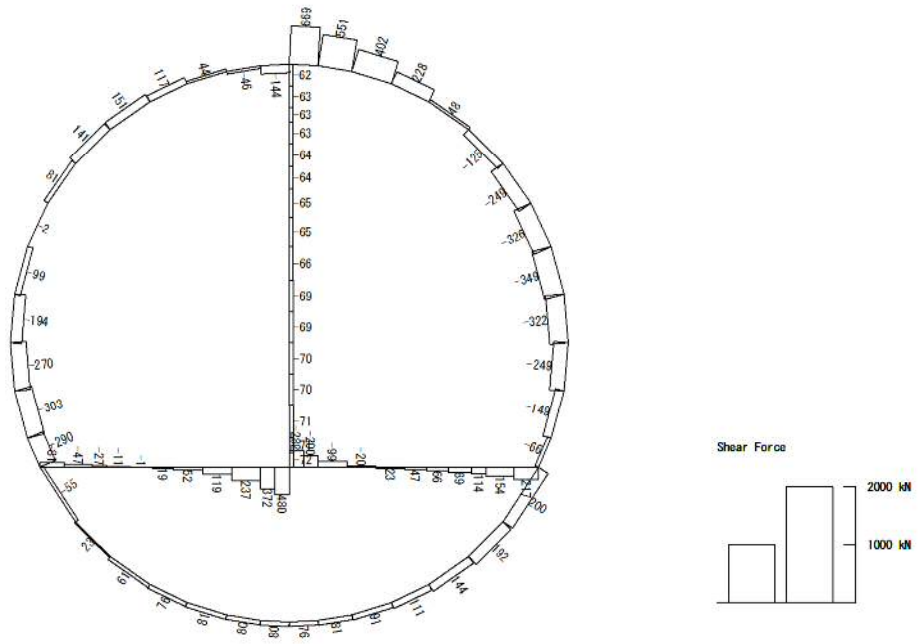


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-6 (15) S<sub>s</sub>-14 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=28.96s)

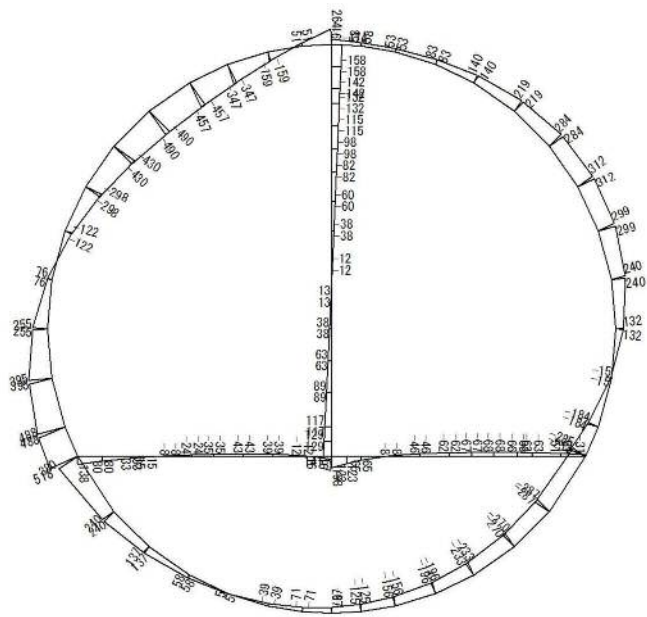
To2\_PCTN\_06-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-14\_EW++\_36  
 Time: t=28.96sec



せん断力 (kN)

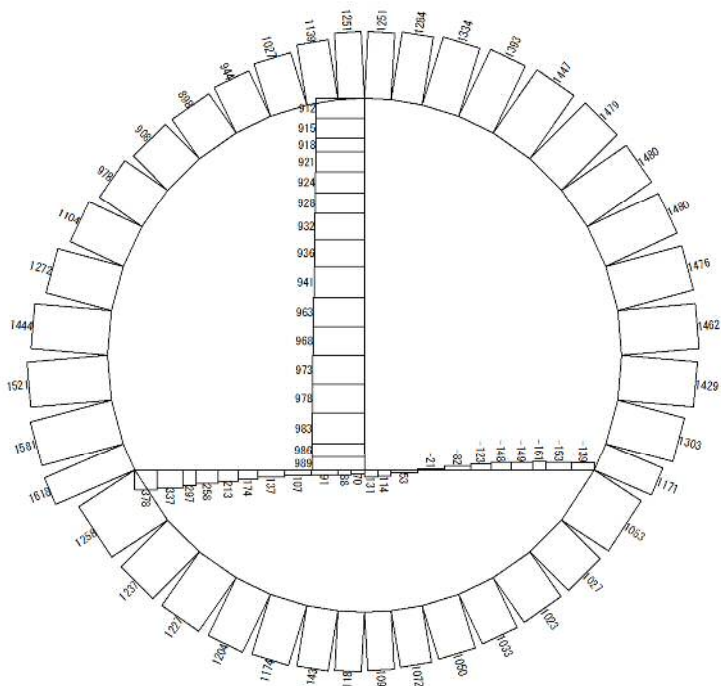
図 5.4-6 (16)  $S_s-14$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t = 28.96s)

To2\_PCTN\_06-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-21\_EW+.36  
 Time: t=65.94sec



曲げモーメント (kN・m)

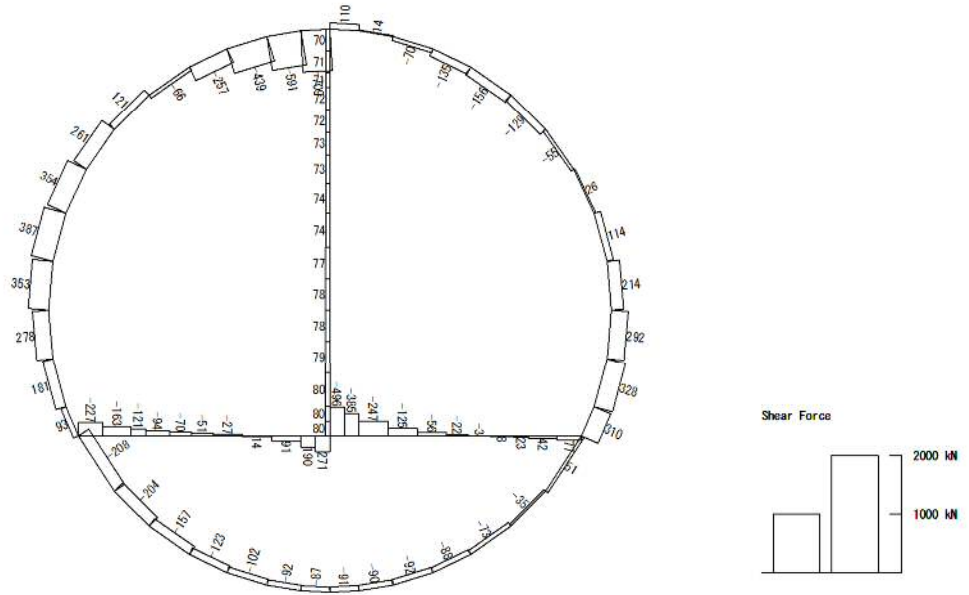
To2\_PCTN\_06-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-21\_EW+.36  
 Time: t=65.94sec



(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-6 (17) S<sub>s</sub>-21 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=65.94s)

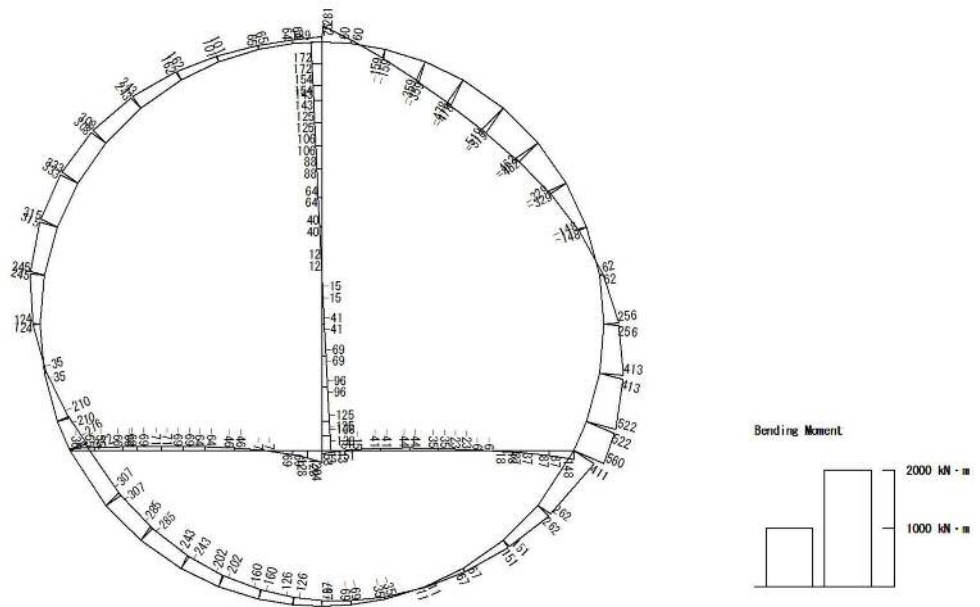


せん断力 (kN)

図 5.4-6 (18)  $S_s-21$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 ( t = 65.94s)

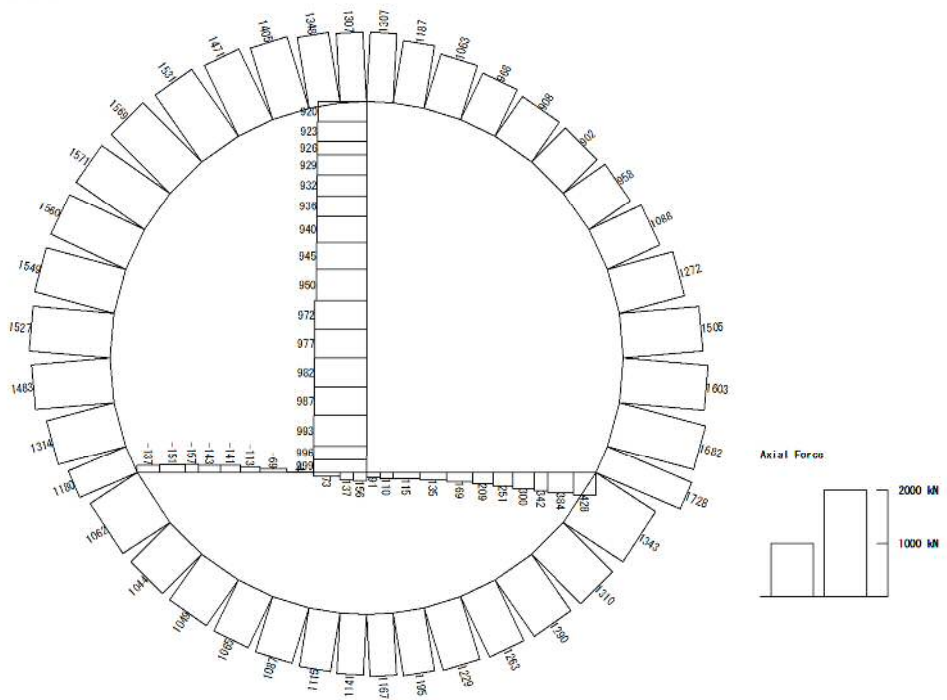


To2\_PCTN\_06-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-22\_EW++\_36  
 Time: t=76.26sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_06-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-22\_EW++\_36  
 Time: t=76.26sec

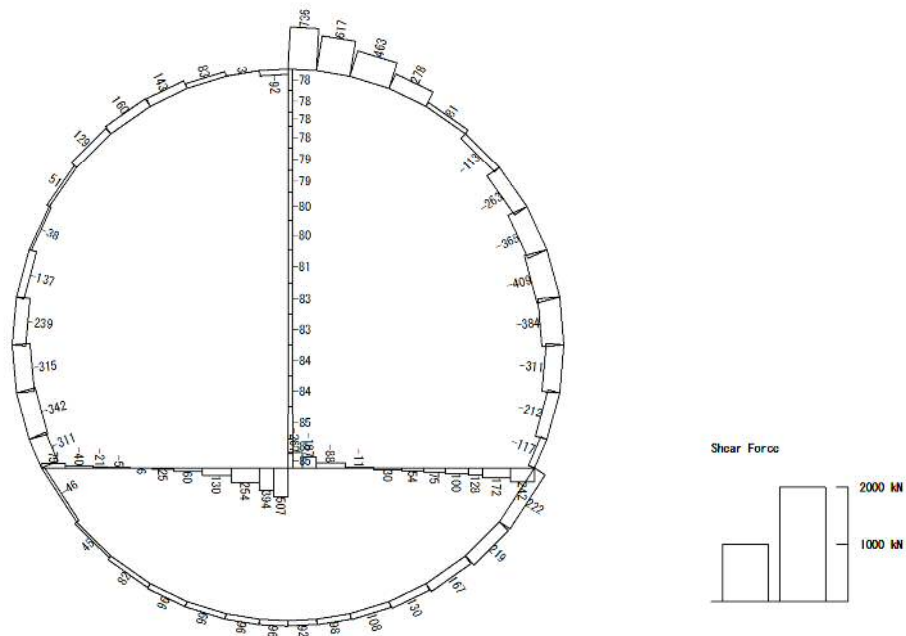


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-6 (19) S<sub>s</sub>-2 2 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t = 76.26s)

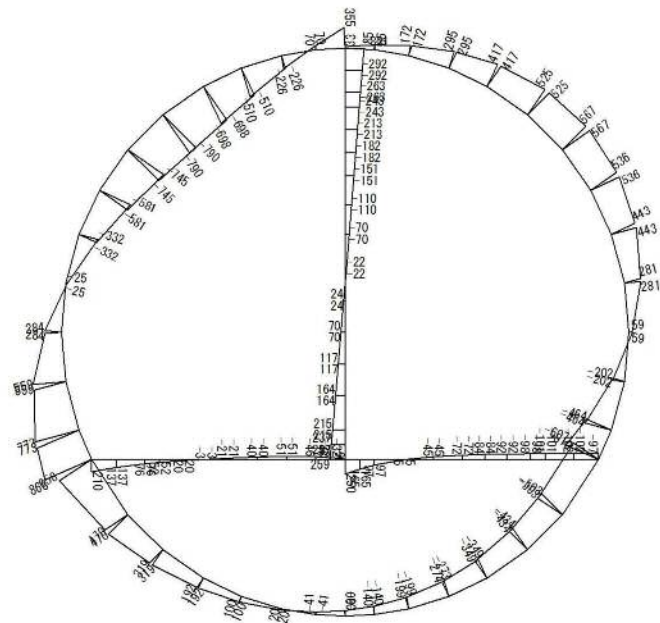
To2\_PCTN\_OG-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-22\_EW++.36  
 Time: t=76.26sec



せん断力 (kN)

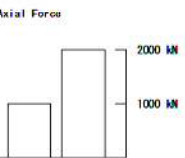
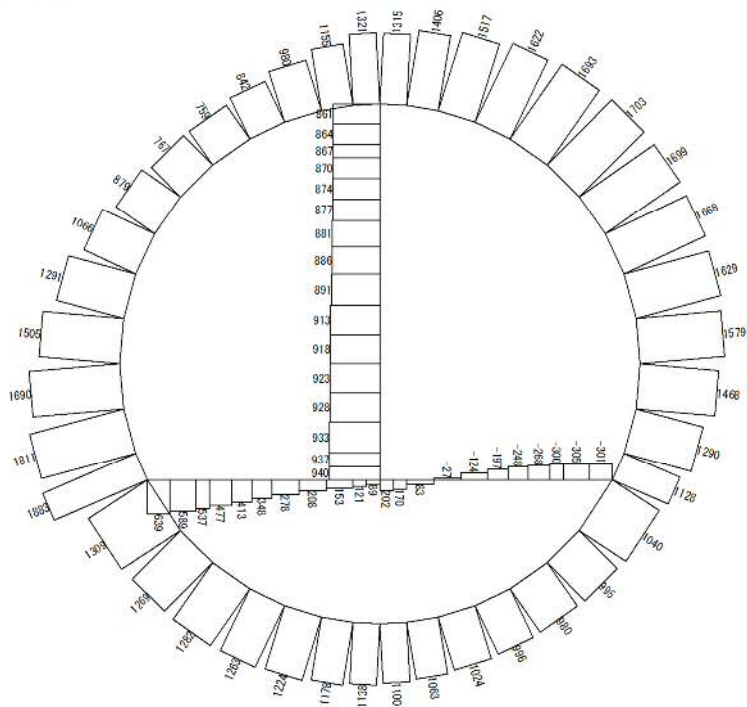
図 5.4-6 (20)  $S_s-22$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t = 76.26s)

To2\_PCTN\_06-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31++\_36  
 Time: t=8.74sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_06-L\_IAF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31++\_36  
 Time: t=8.74sec

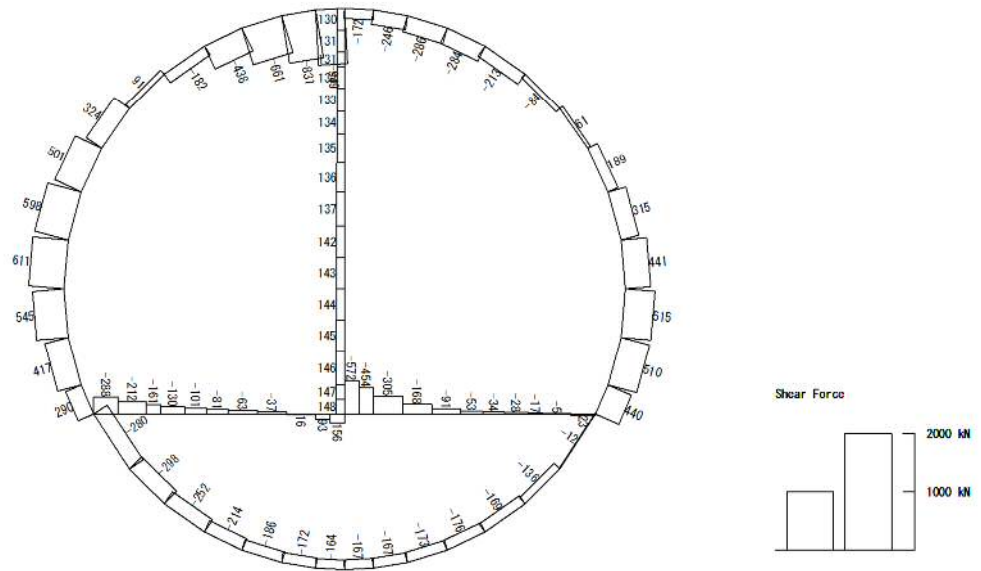


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-6 (21)  $S_s-31$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (t = 8.74s)

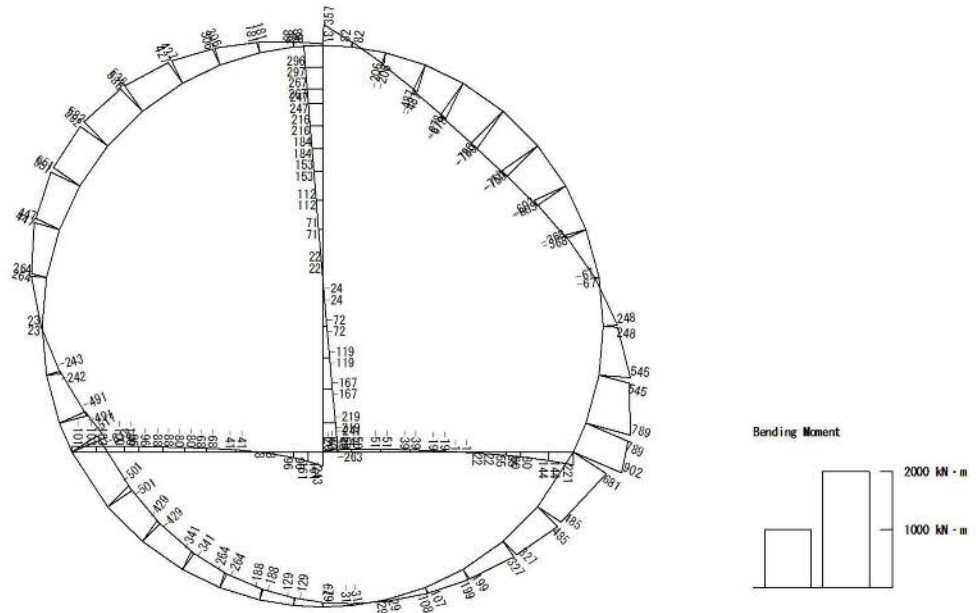
To2\_PCTN\_OG-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31+-\_36  
 Time: t=8.74sec



せん断力 (kN)

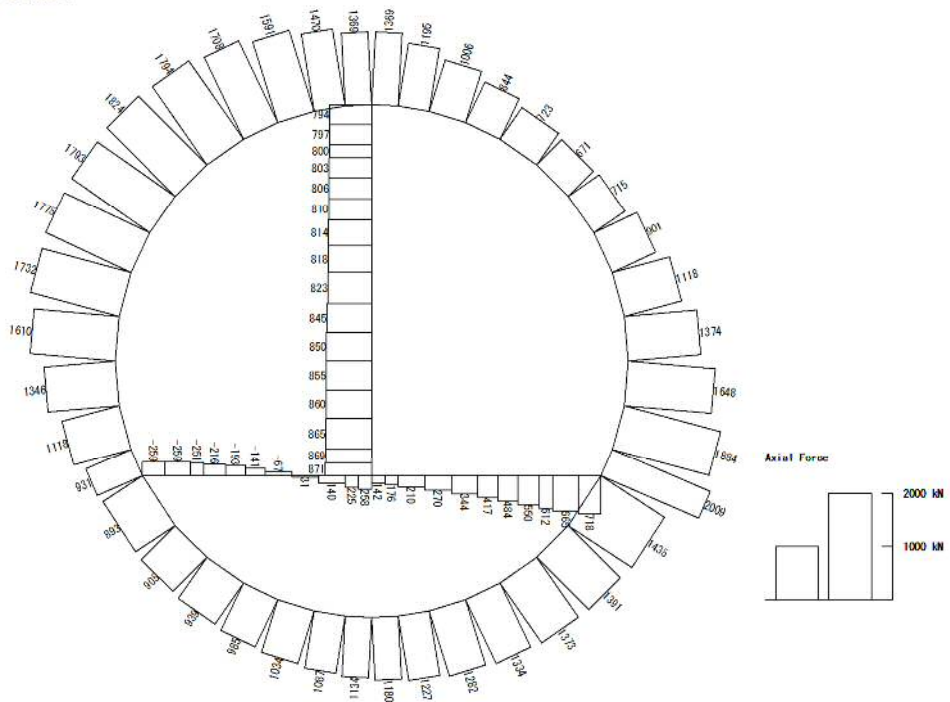
図 5.4-6 (22)  $S_s-31$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (t = 8.74s)

To2\_PCTN\_06-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31→.36  
 Time: t=8.73sec



曲げモーメント (kN・m)

To2\_PCTN\_06-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31→.36  
 Time: t=8.73sec

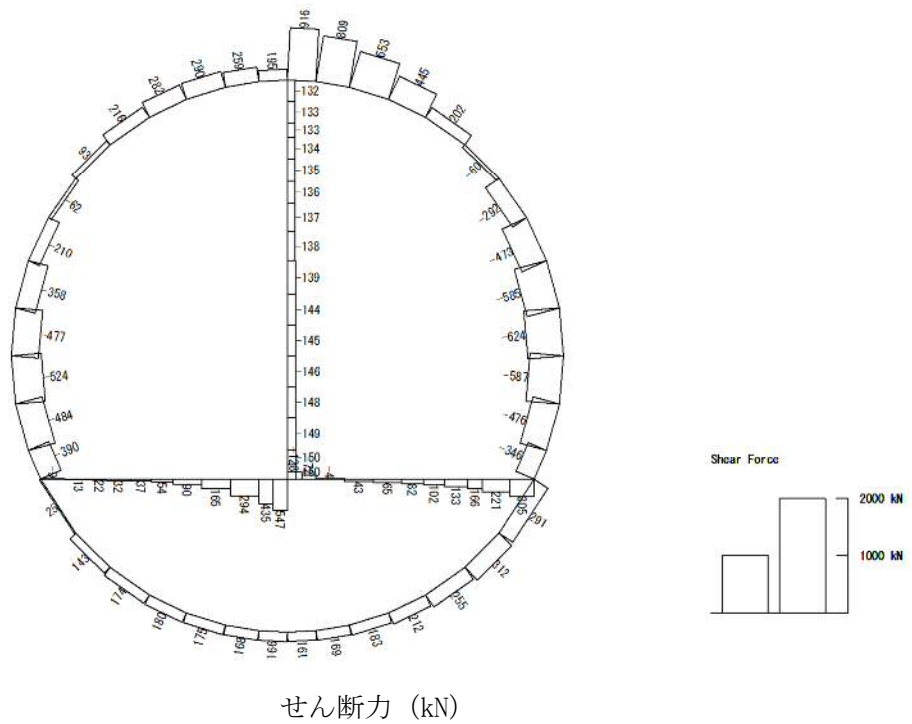


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

図 5.4-6 (23)  $S_s-31$  (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
 (t = 8.73s)

To2\_PCTN\_OG-L\_1AF\_MnsShousaSect\_r2\_Ss-31+ 36  
Time: t=8.73sec



せん断力 (kN)

図 5.4-6 (24)  $S_s-31$  (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
(  $t = 8.73\text{s}$  )

(3) 最大せん断ひずみ分布

各要素に発生した最大せん断ひずみを確認するため、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみの分布を示す。

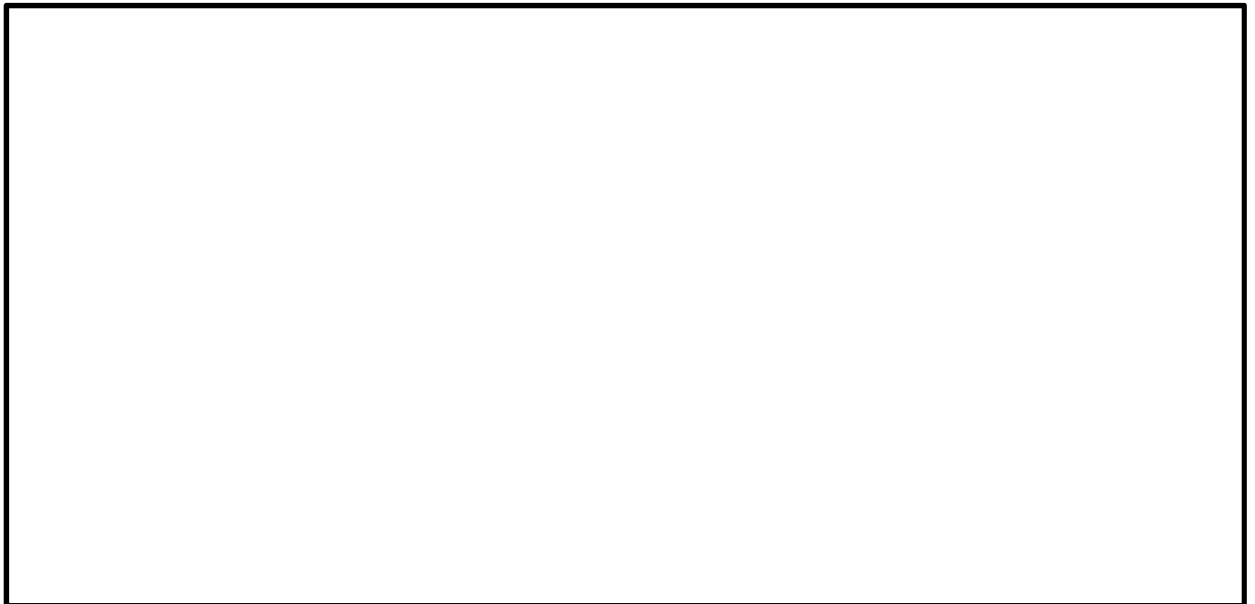
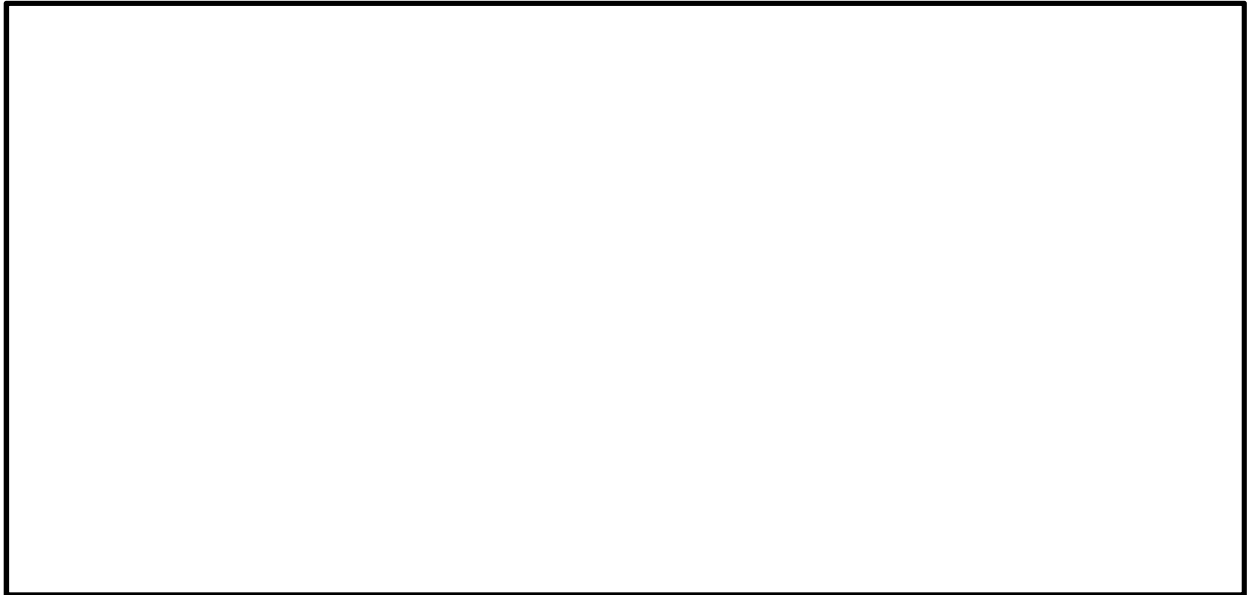


図 5.4-7 (1) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H+, V+)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

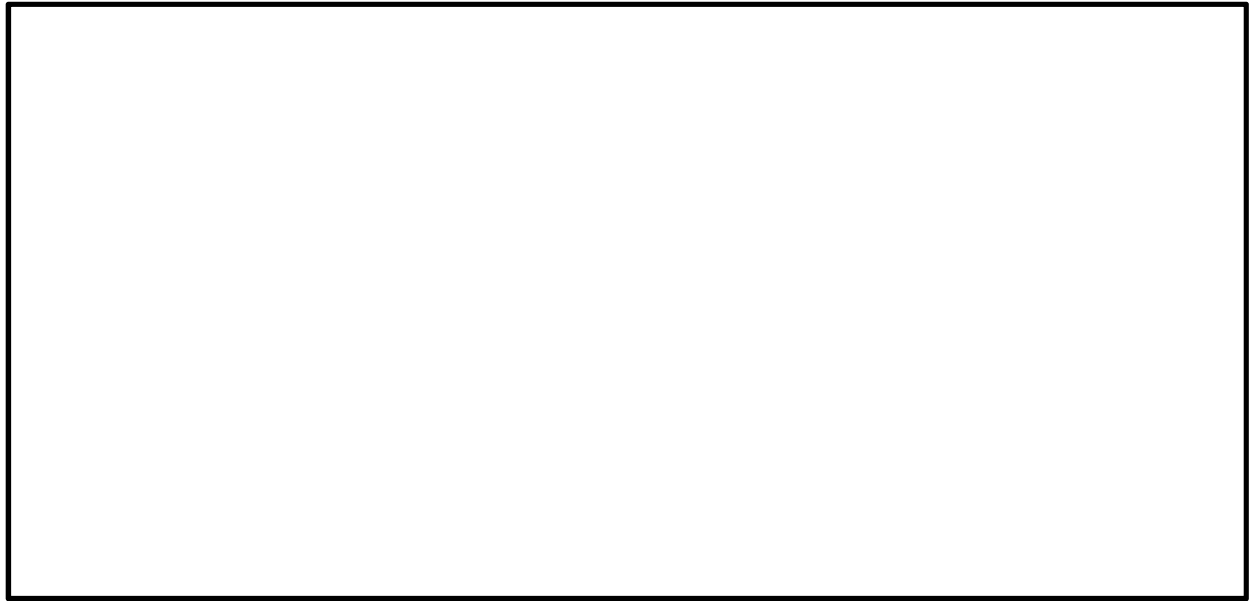


図 5.4-7 (2) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



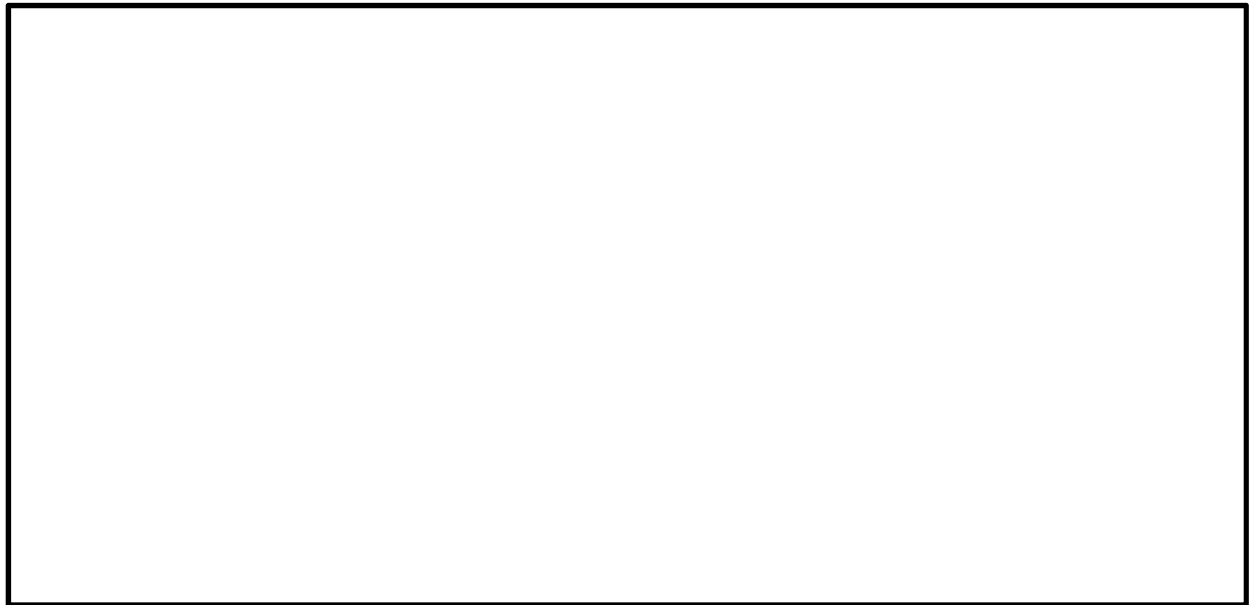
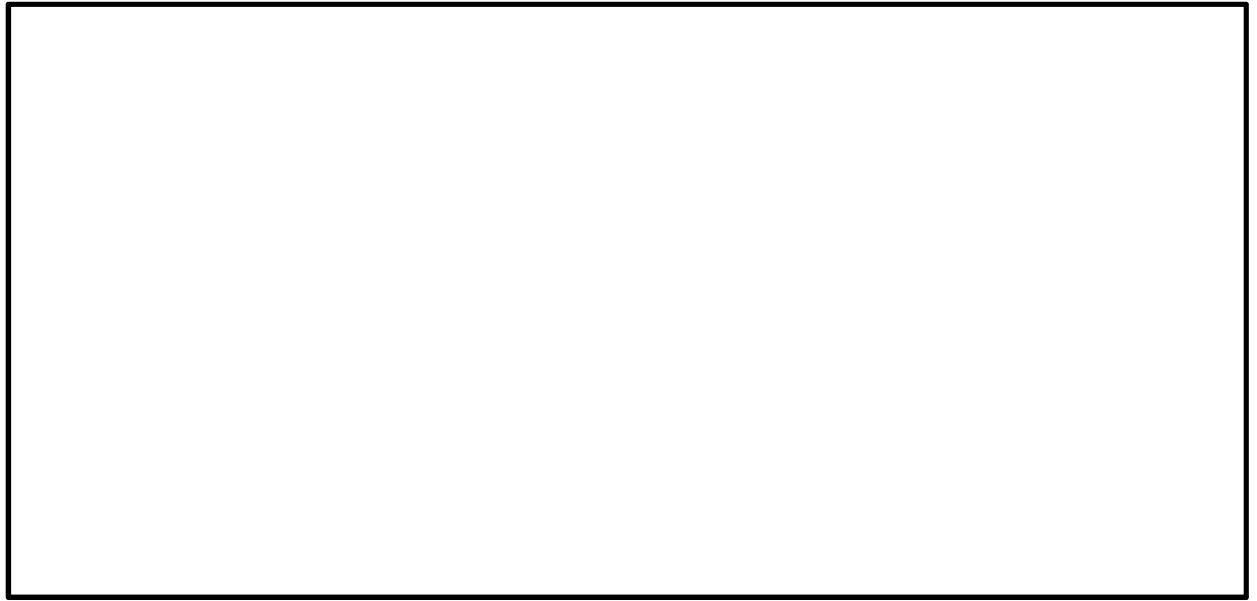


図 5.4-7 (3) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H-, V+)$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

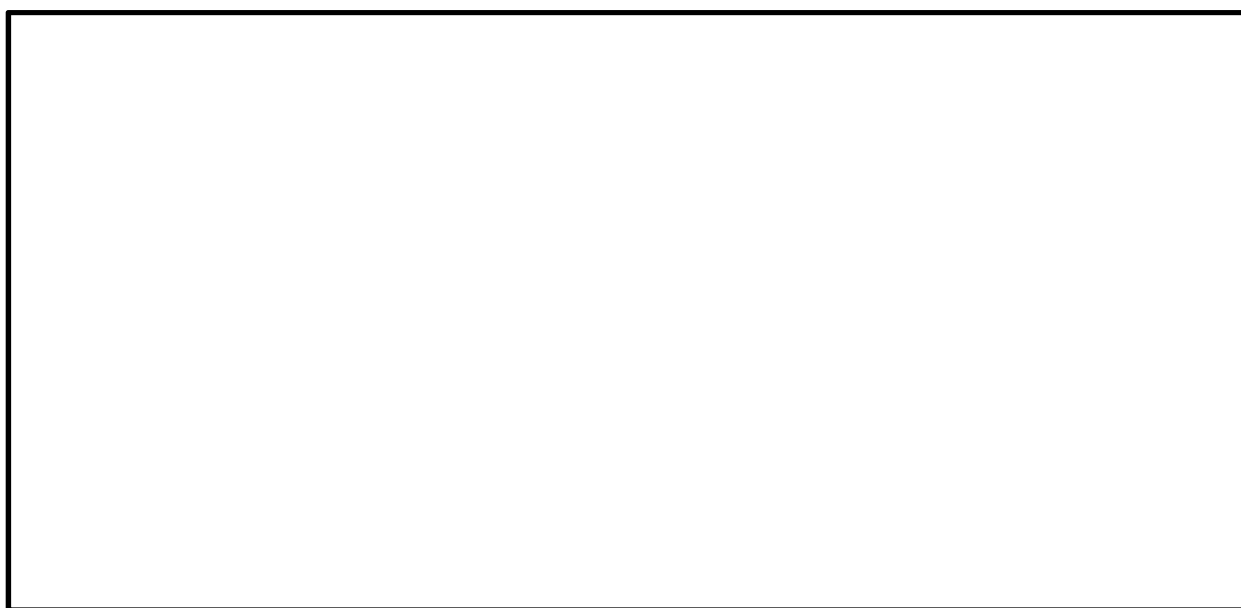
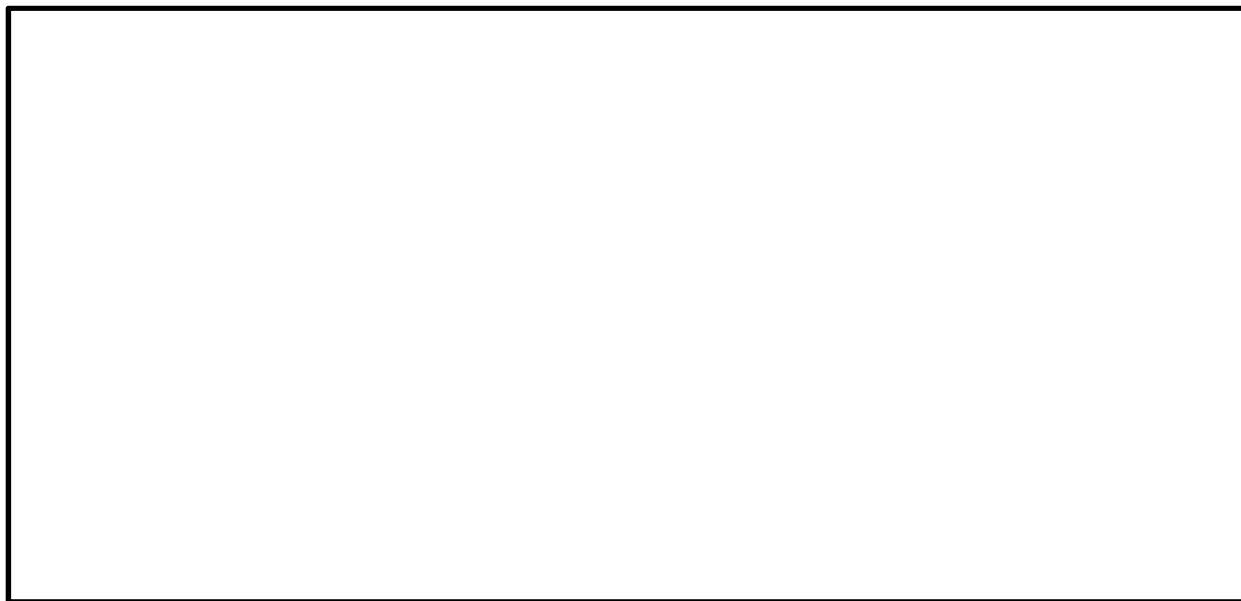


図 5.4-7 (4) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

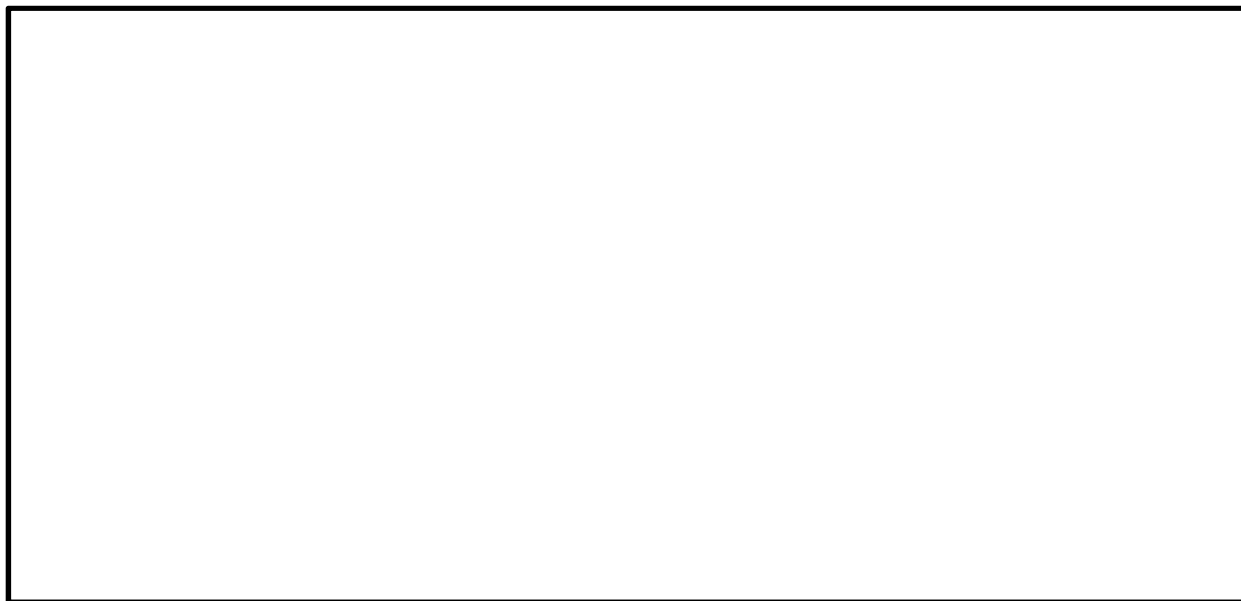


図 5.4-7 (5) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 11$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

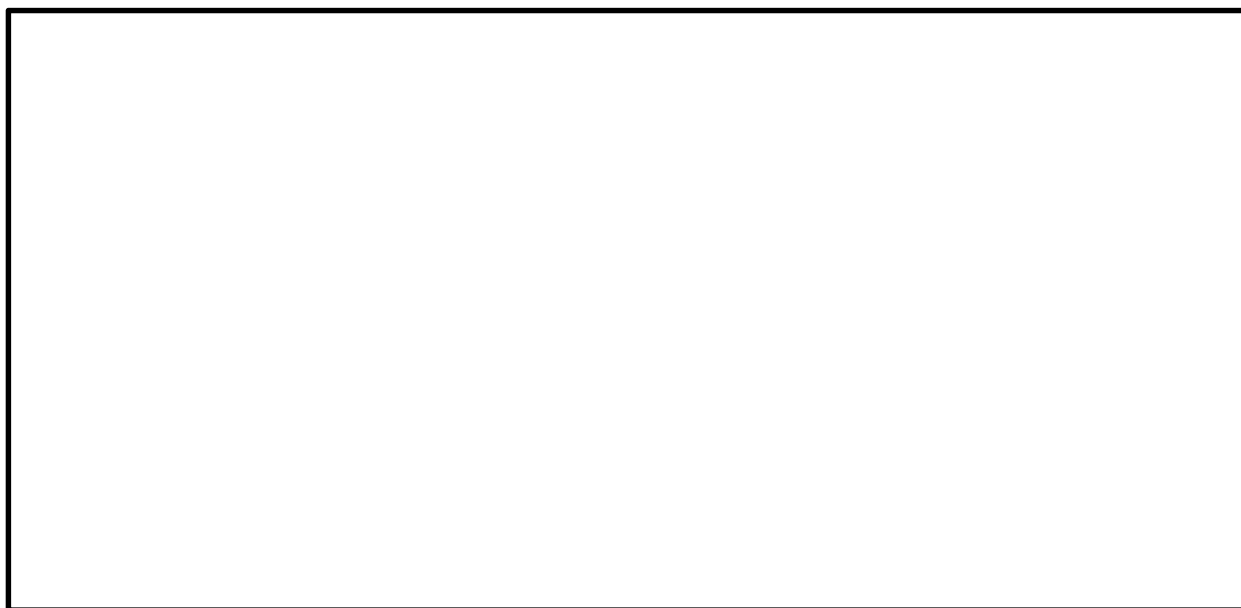
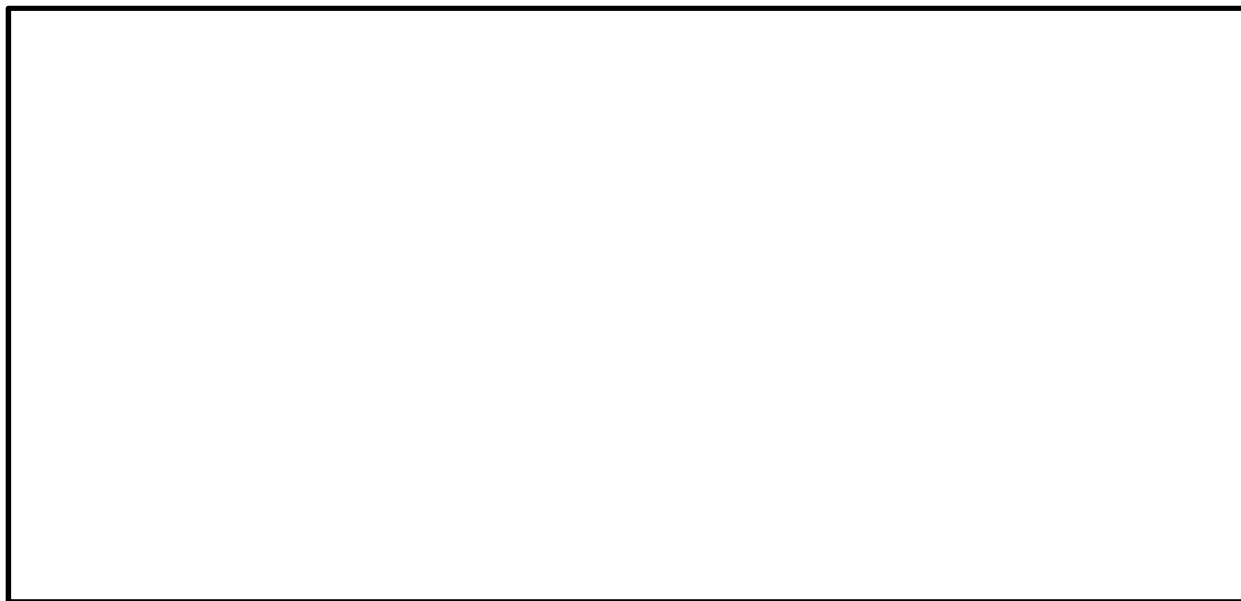


図 5.4-7 (6) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 12$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

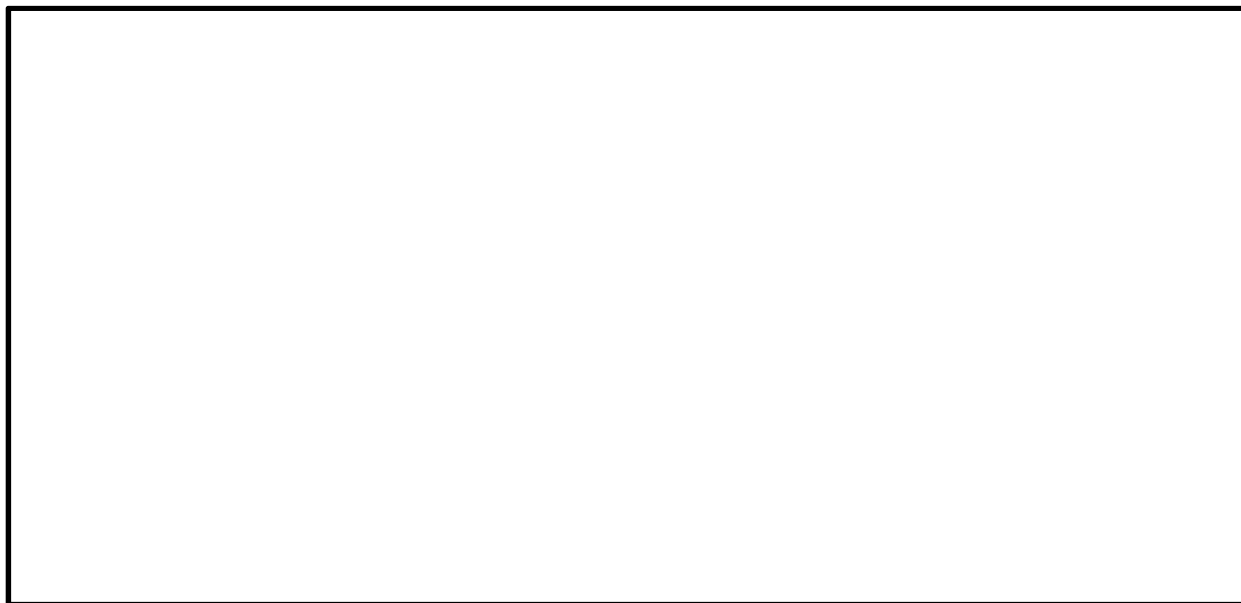


図 5.4-7 (7) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

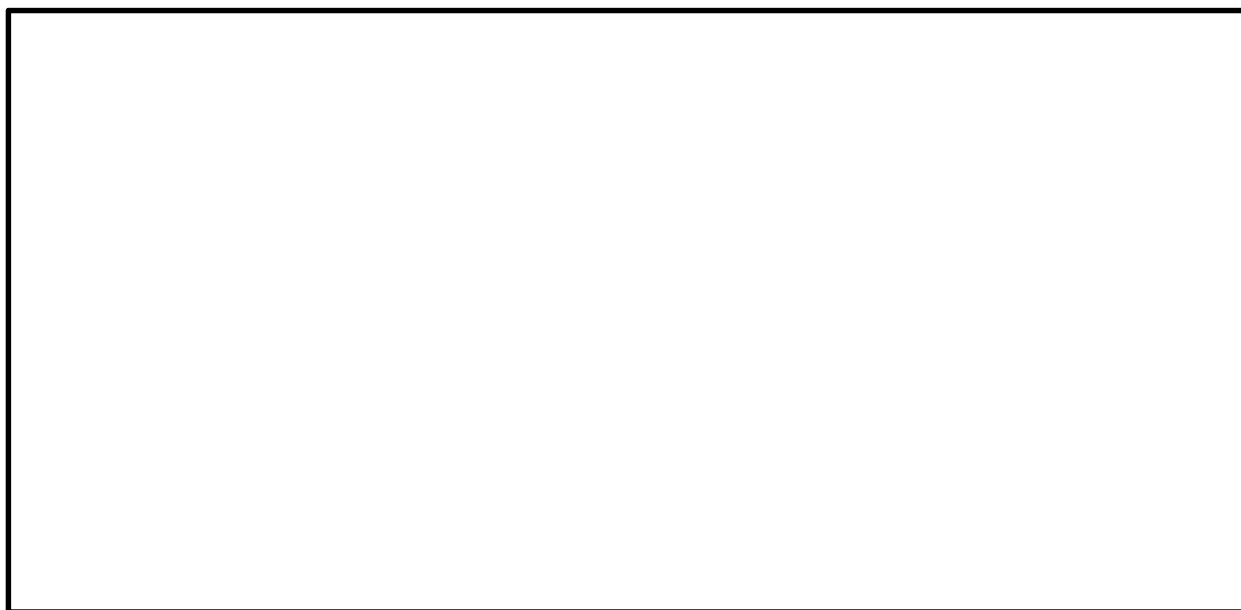
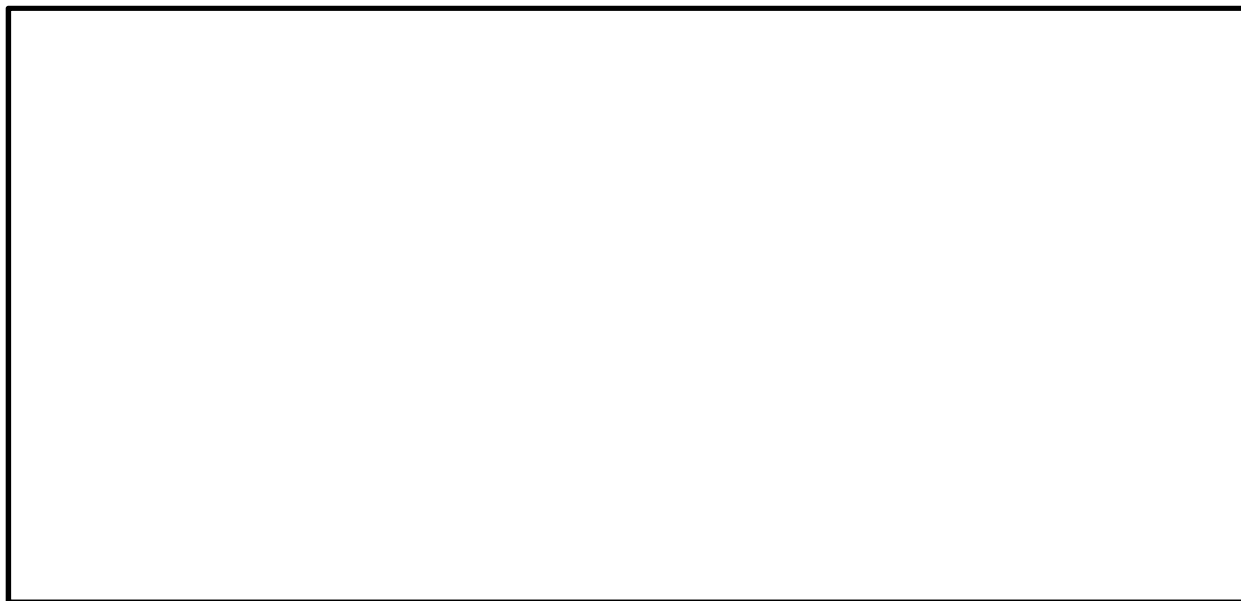


図 5.4-7 (8) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 14$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

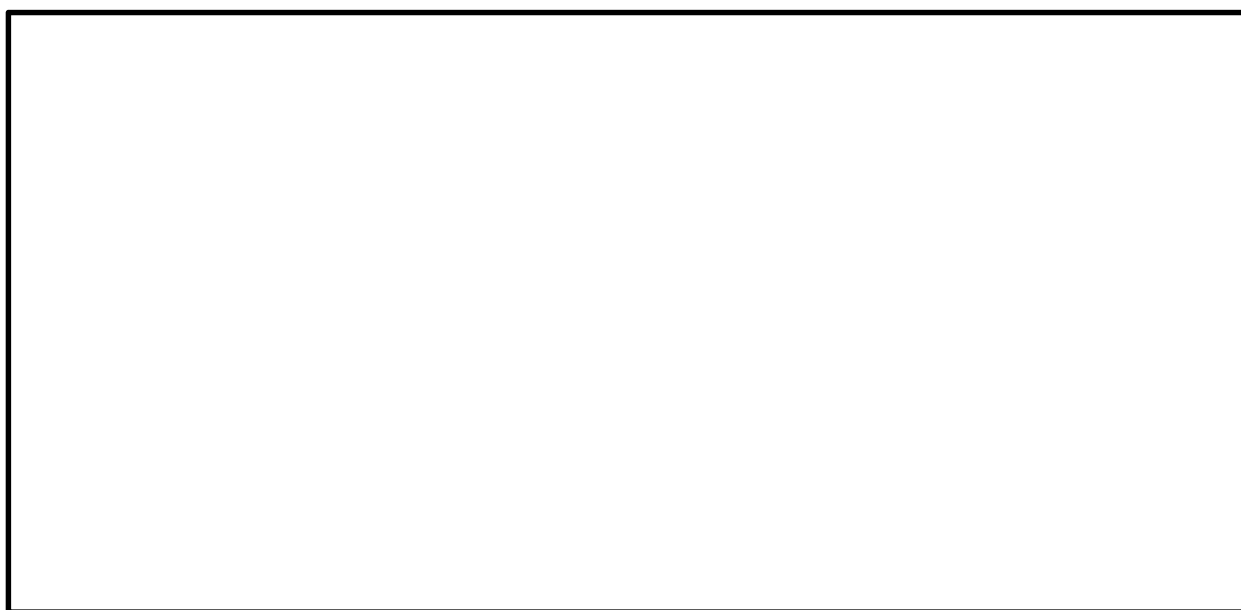
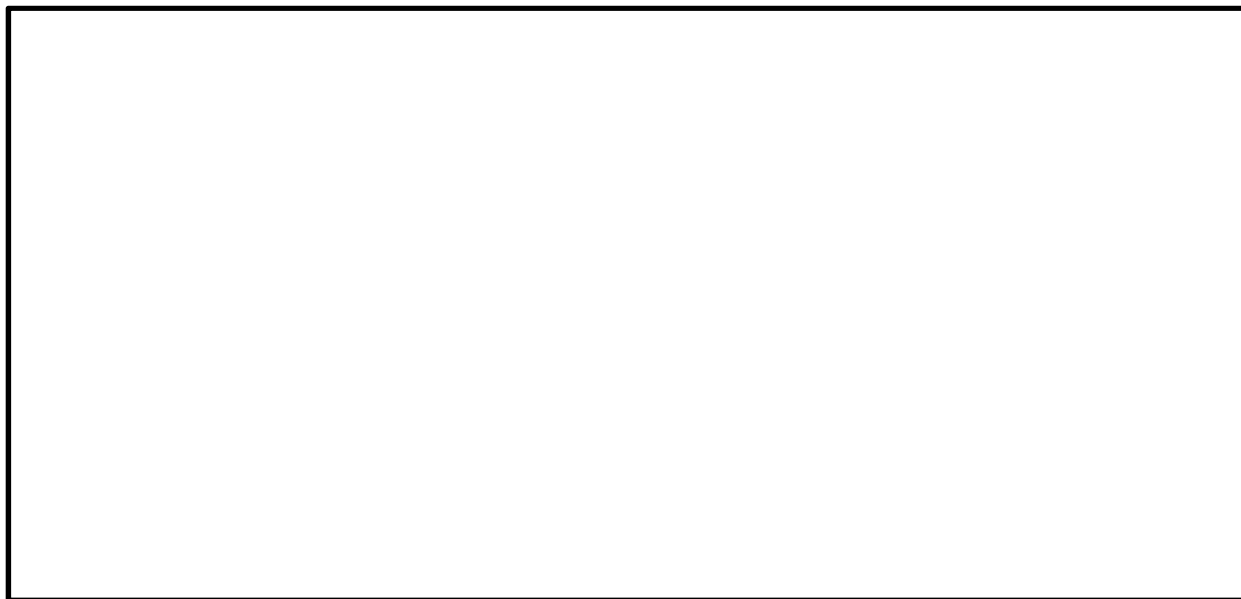


図 5.4-7 (9) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

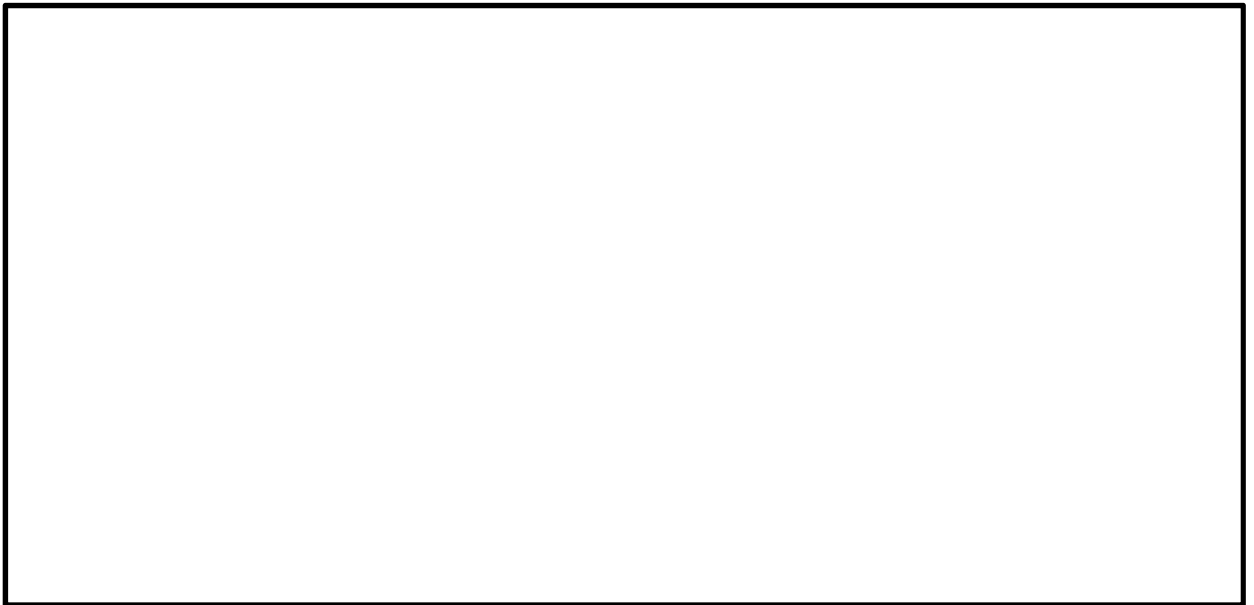
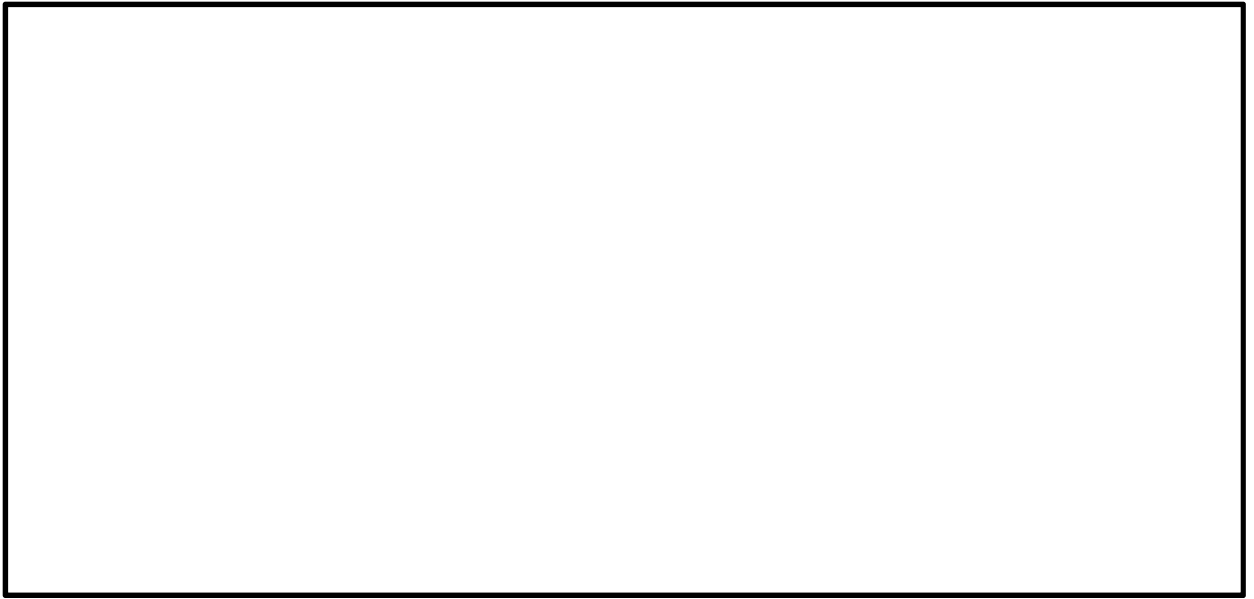


図 5.4-7 (10) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



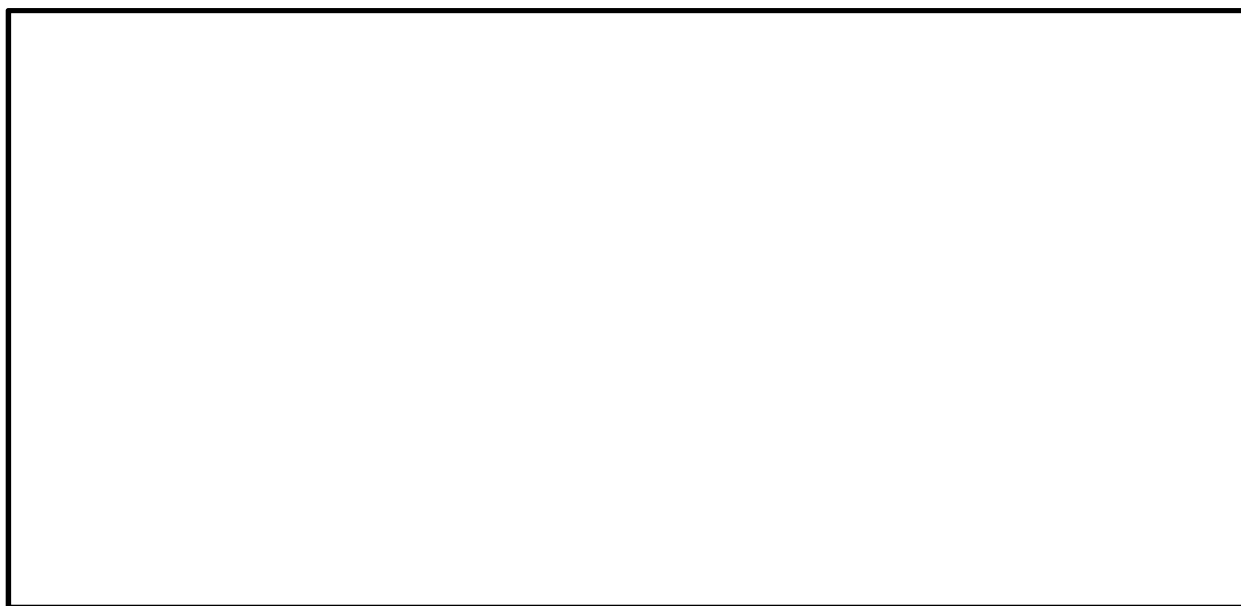
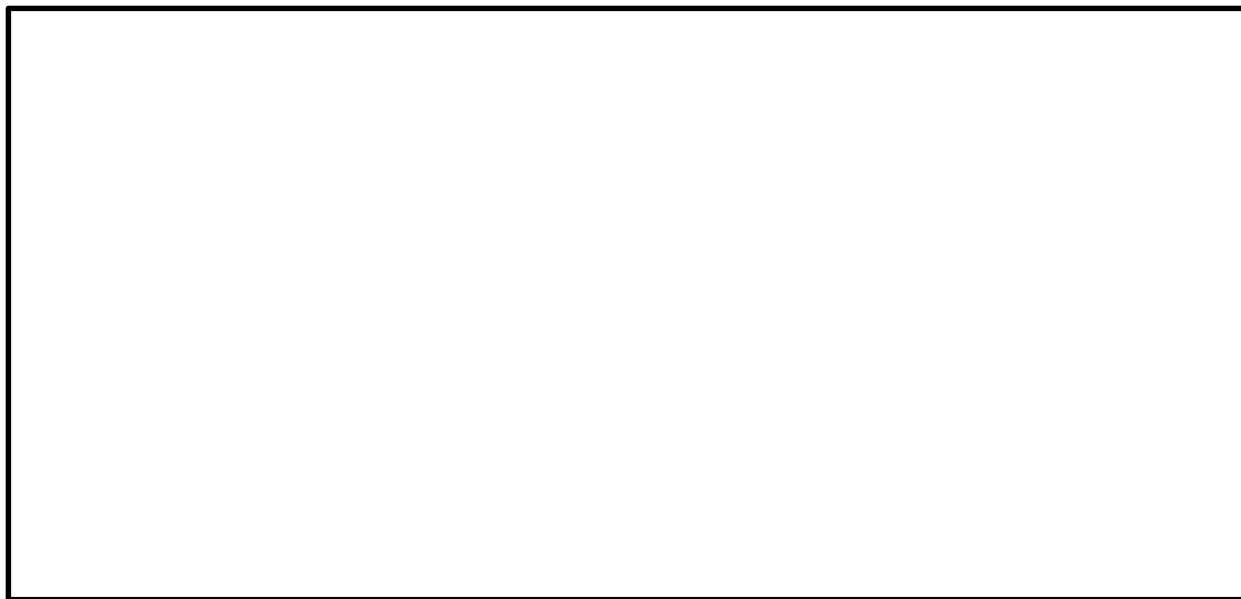


図 5.4-7 (11) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H+, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

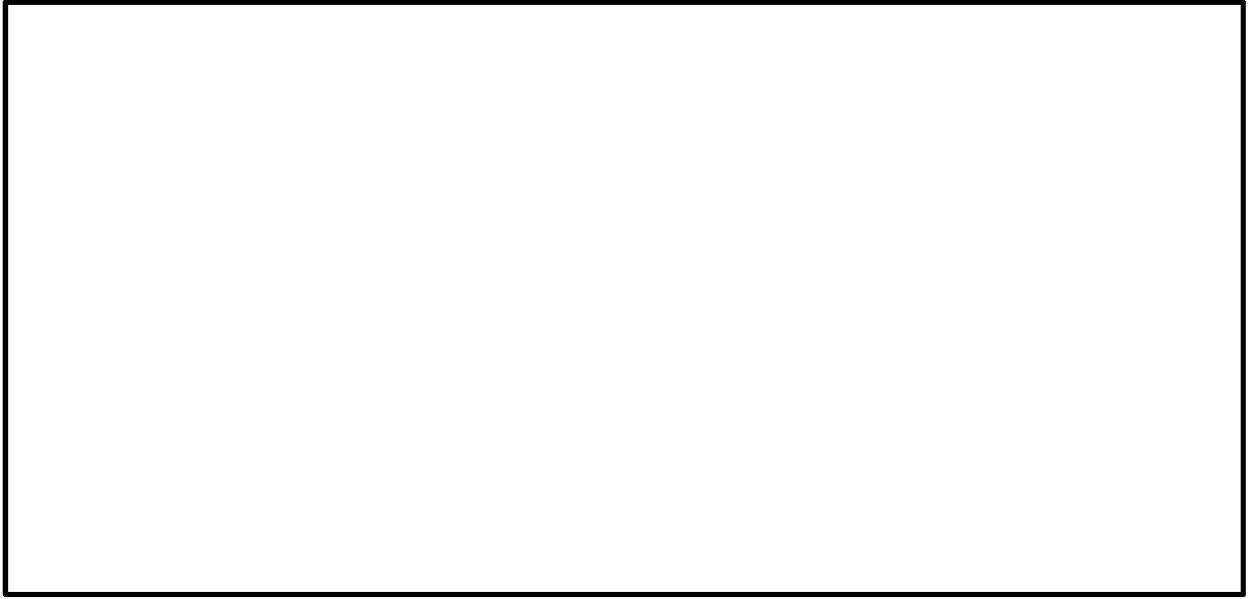


図 5.4-7 (12) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

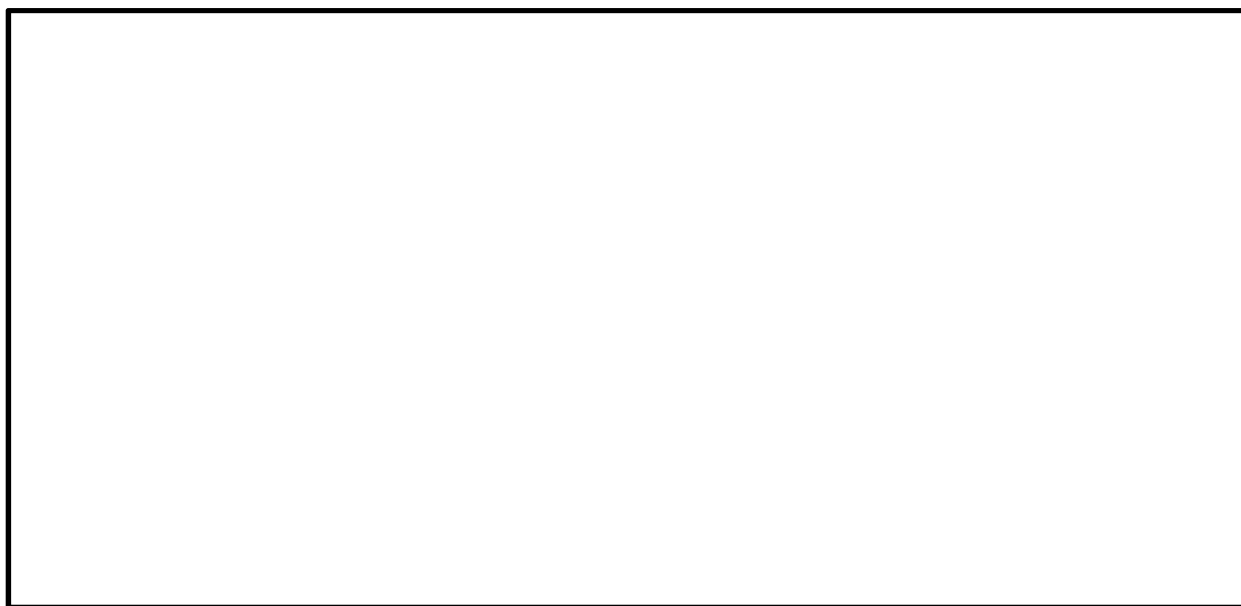
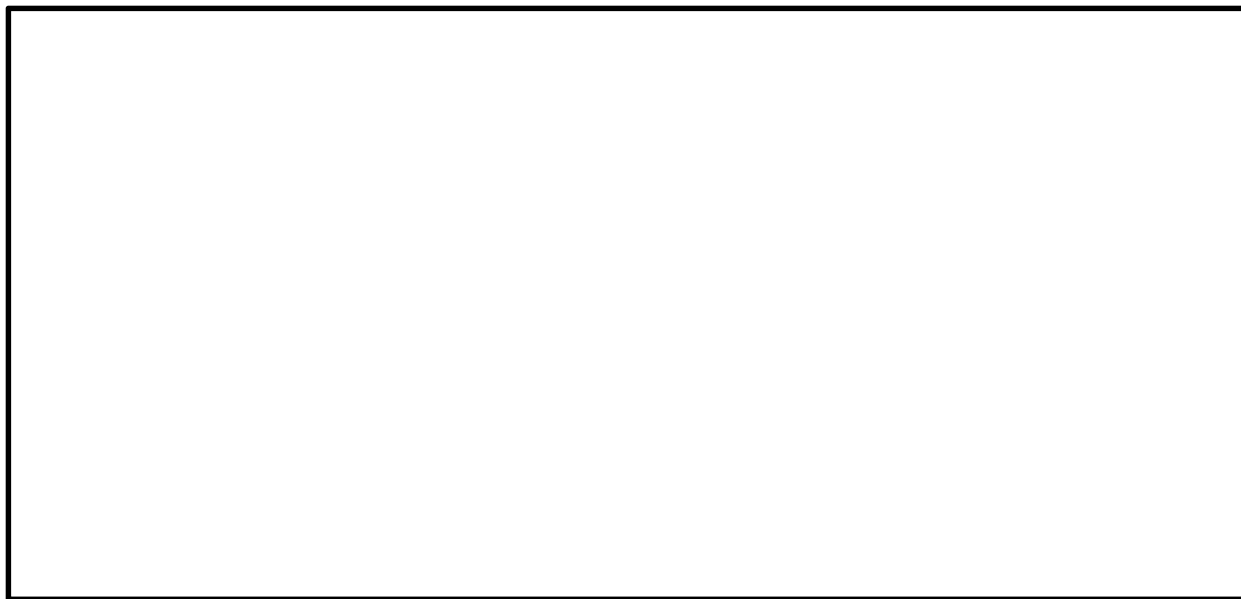


図 5.4-7 (13) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H+, V+))  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

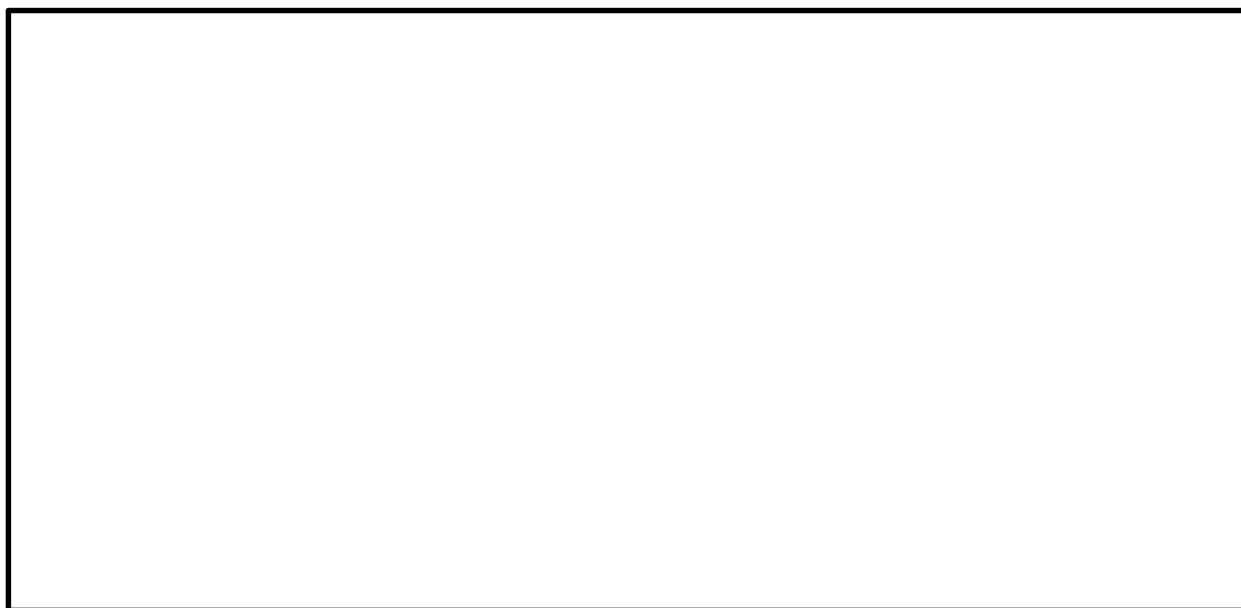
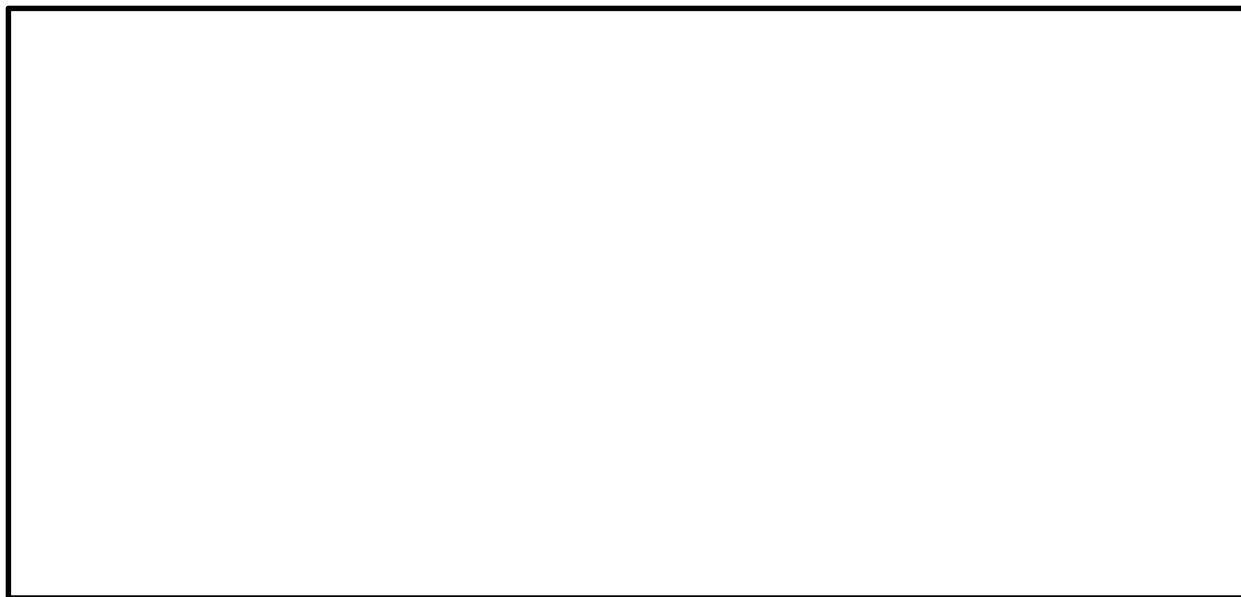


図 5.4-7 (14) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H+, V+))  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



図 5.4-7 (15) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H+, V+))  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

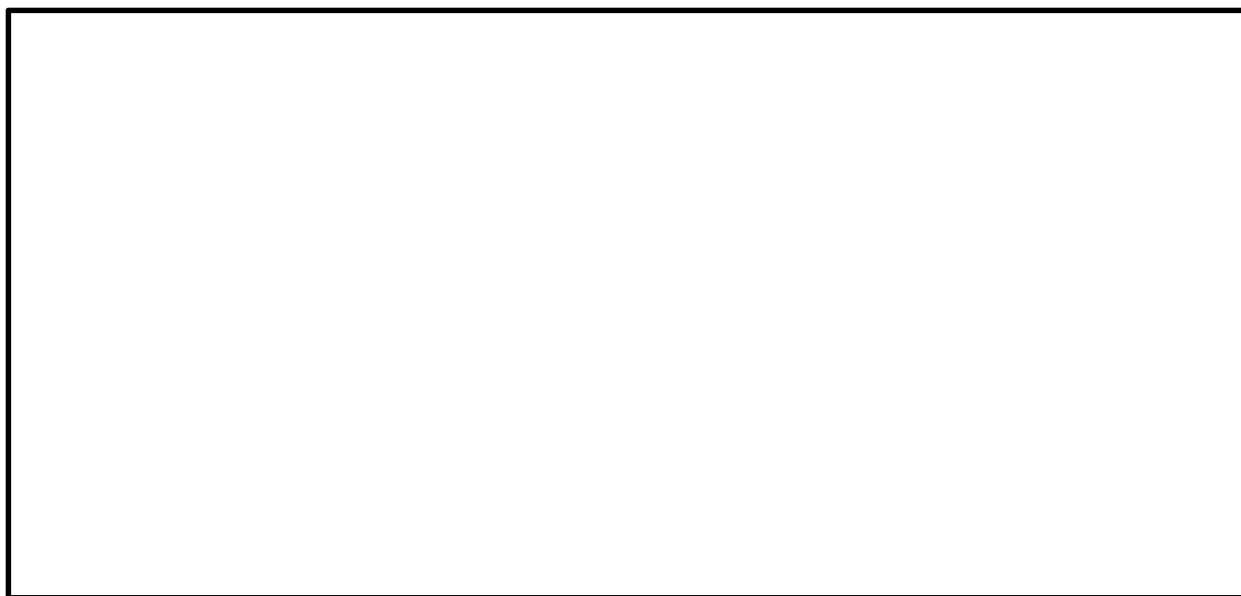


図 5.4-7 (16) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 31$  (H+, V+))  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

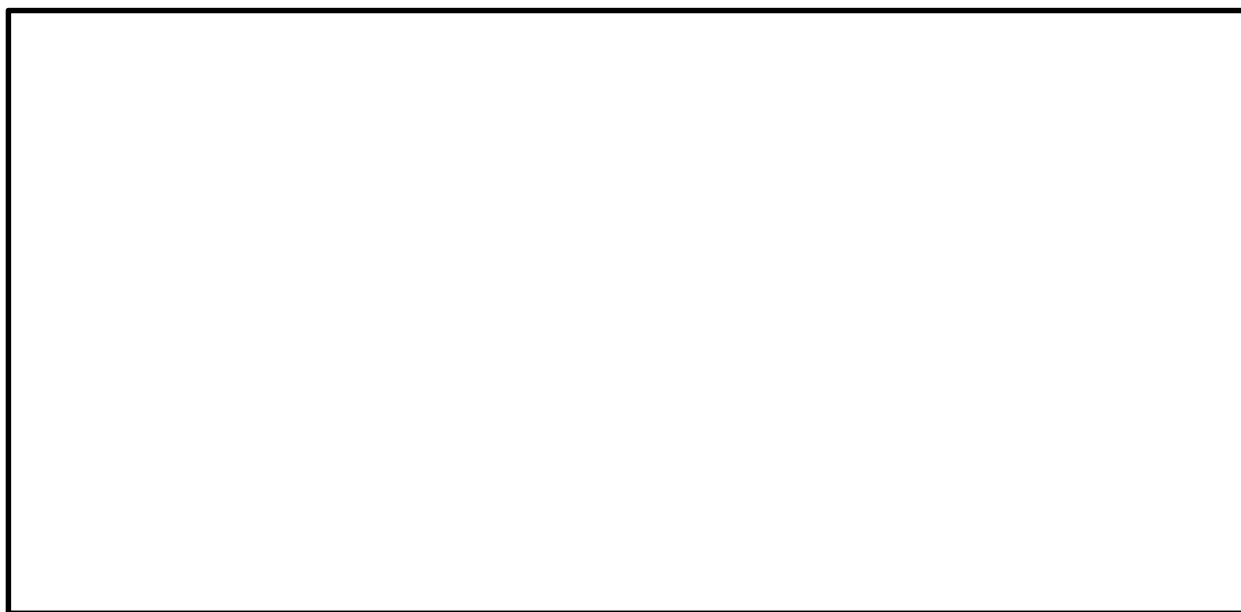
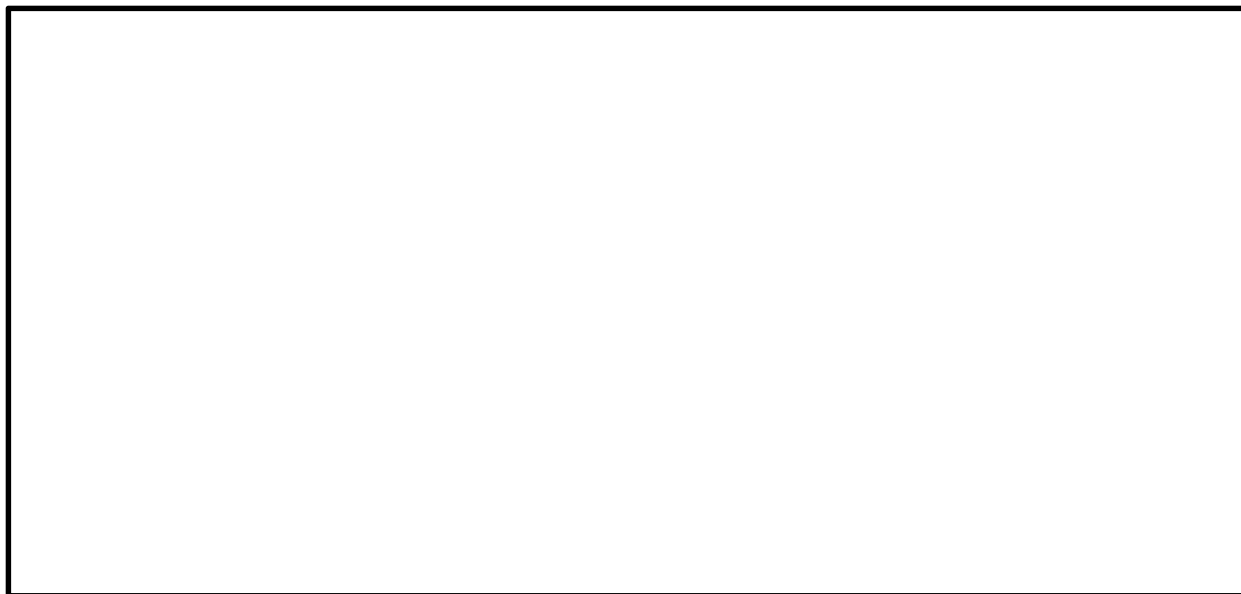


図 5.4-7 (17) トンネルの最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H+, V+))  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(4) 過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値の分布を示す。

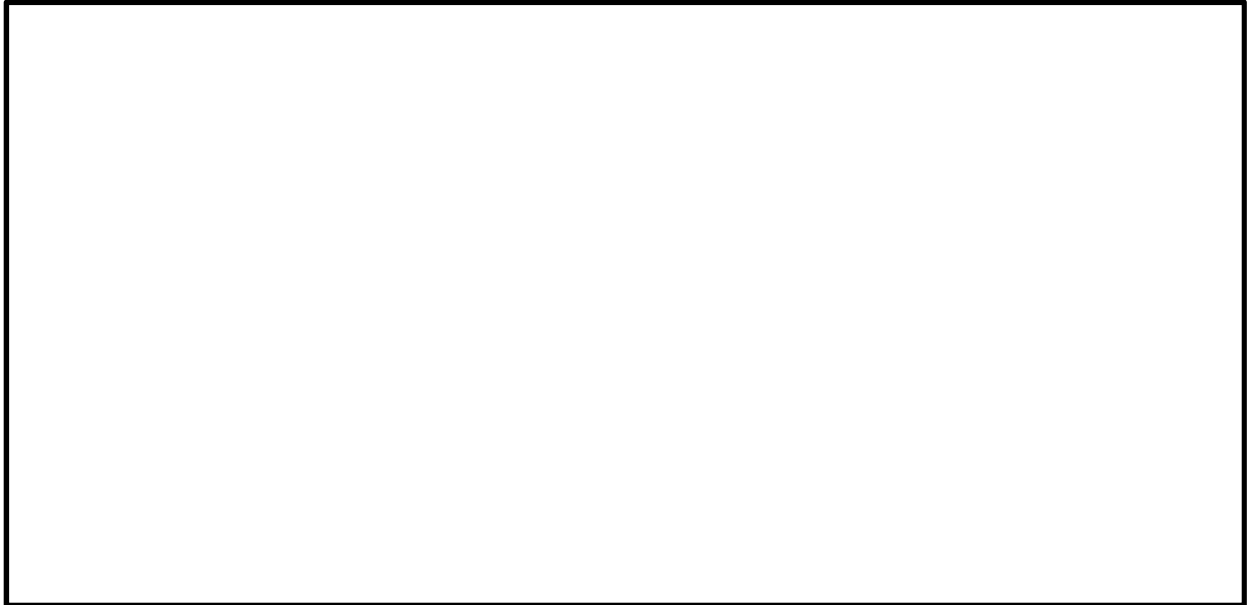


図 5.4-8 (1) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-D1 (H+, V+)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.4-8 (2) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-D1 (H+, V-)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



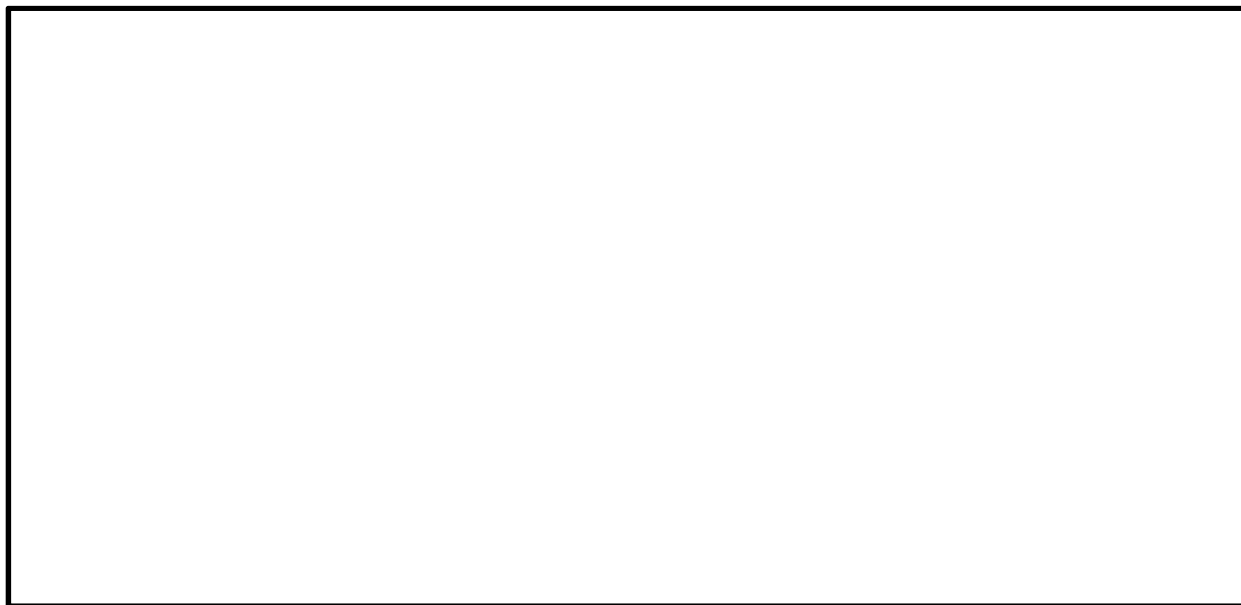


図 5.4-8 (3) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

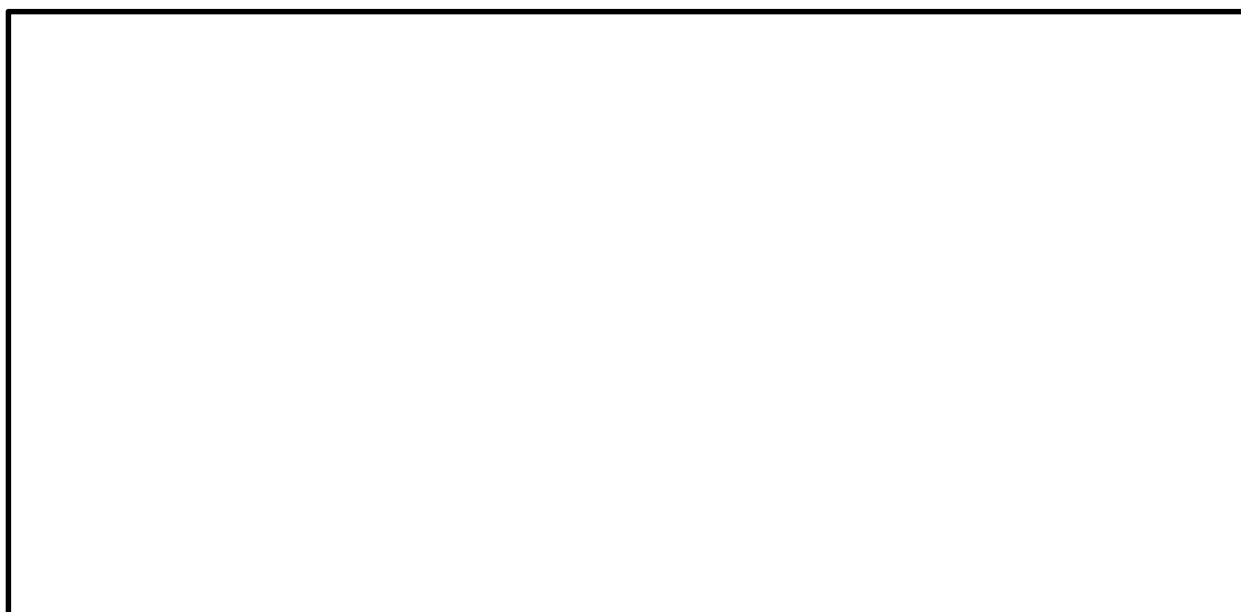


図 5.4-8 (4) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1$  (H-, V-))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

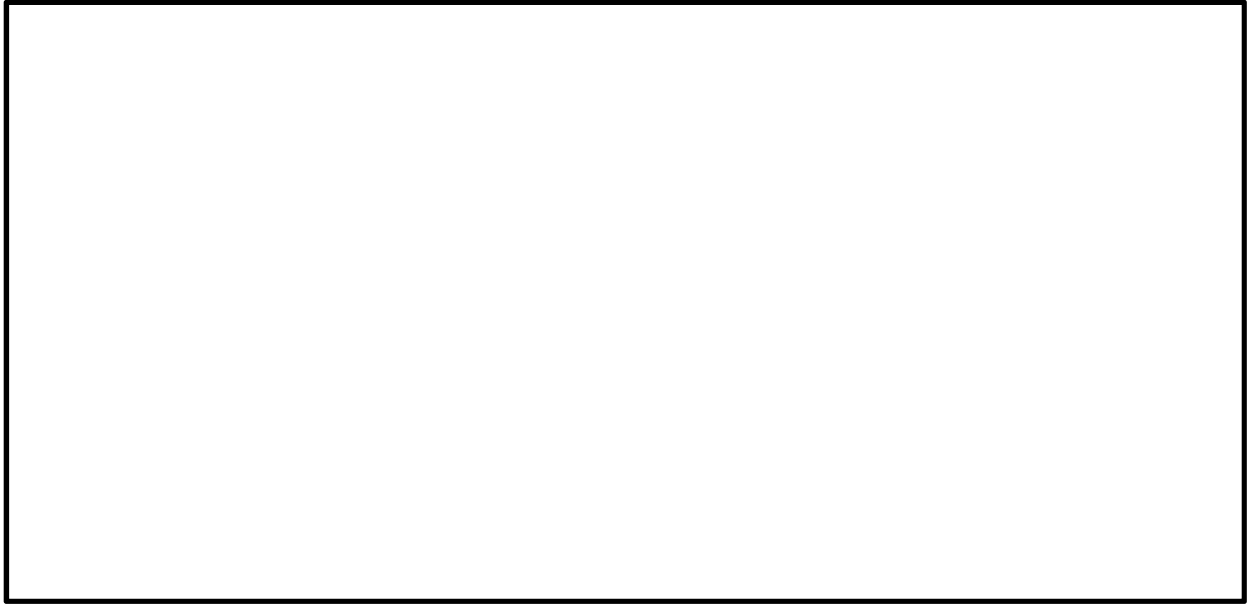


図 5.4-8 (5) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 11$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

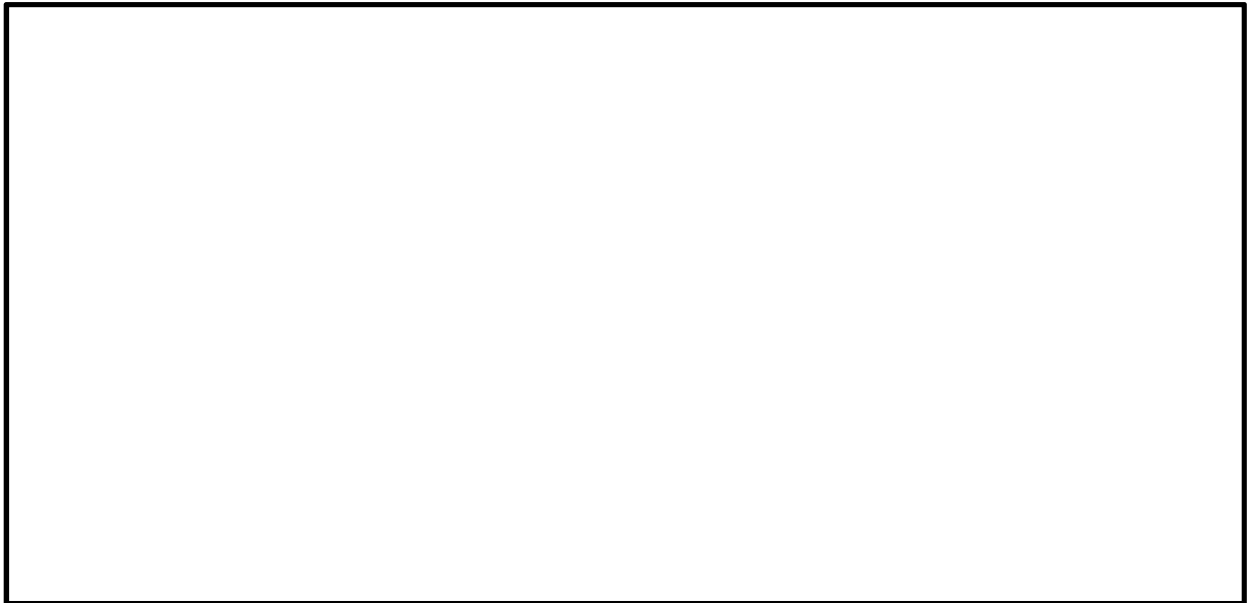


図 5.4-8 (6) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 12$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

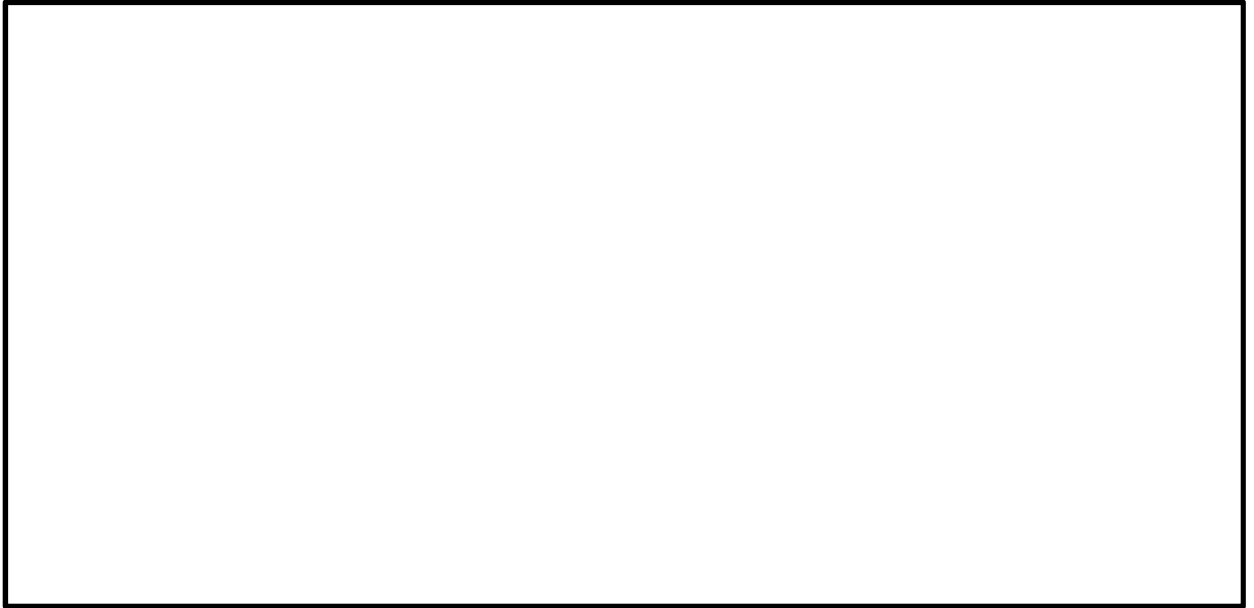


図 5.4-8 (7) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

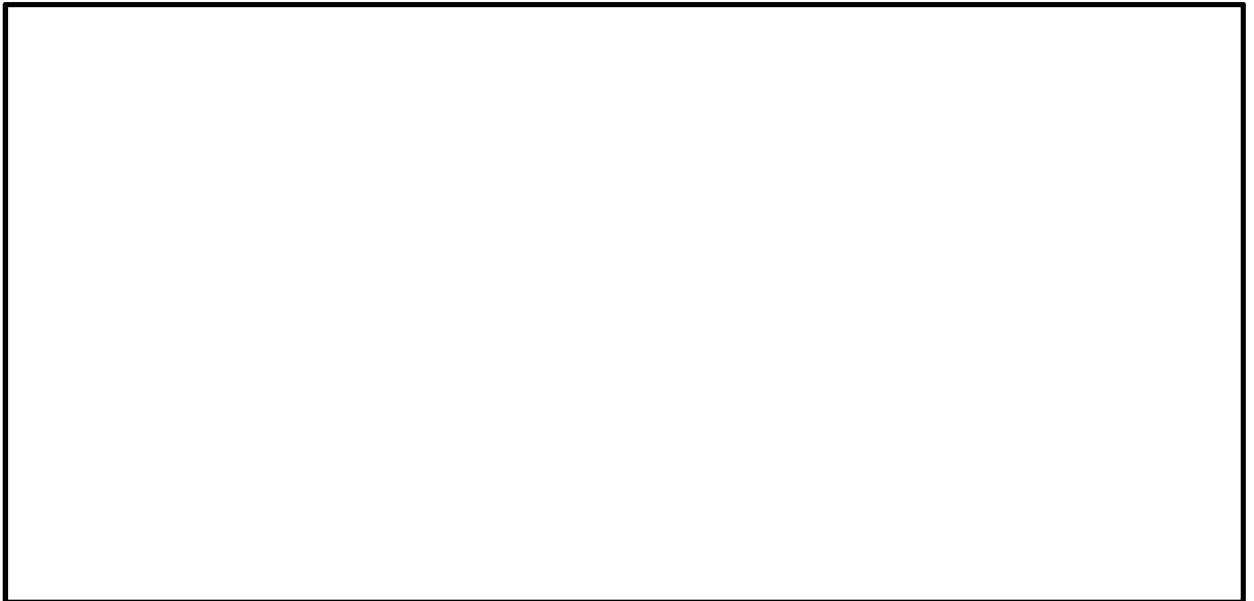


図 5.4-8 (8) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 14$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

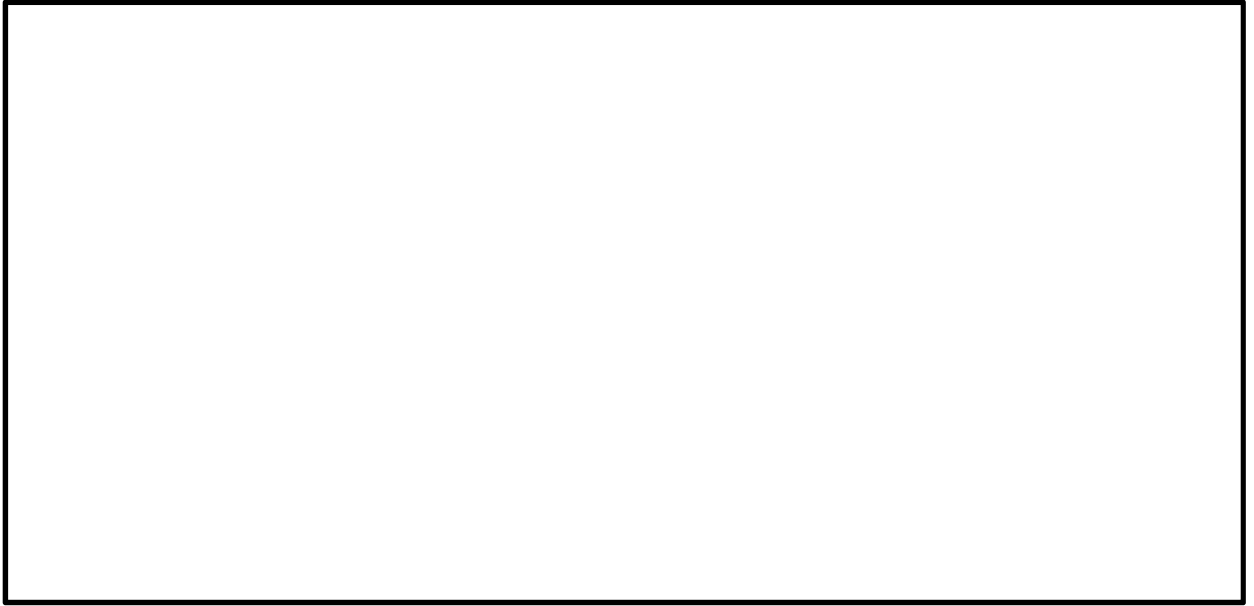


図 5.4-8 (9) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

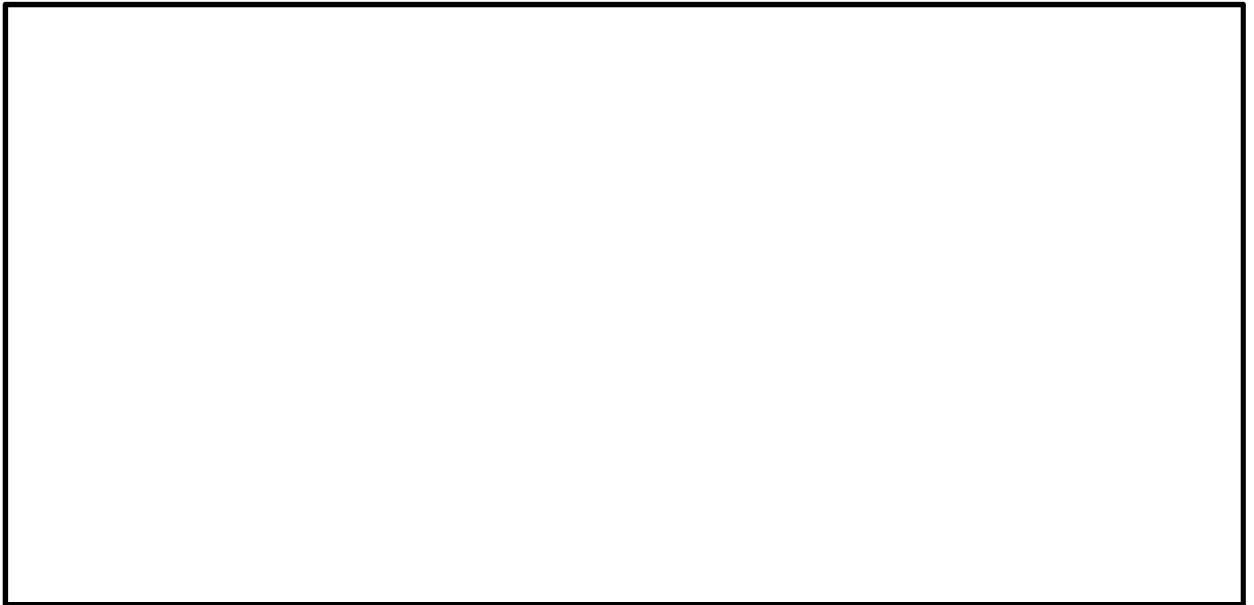


図 5.4-8 (10) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

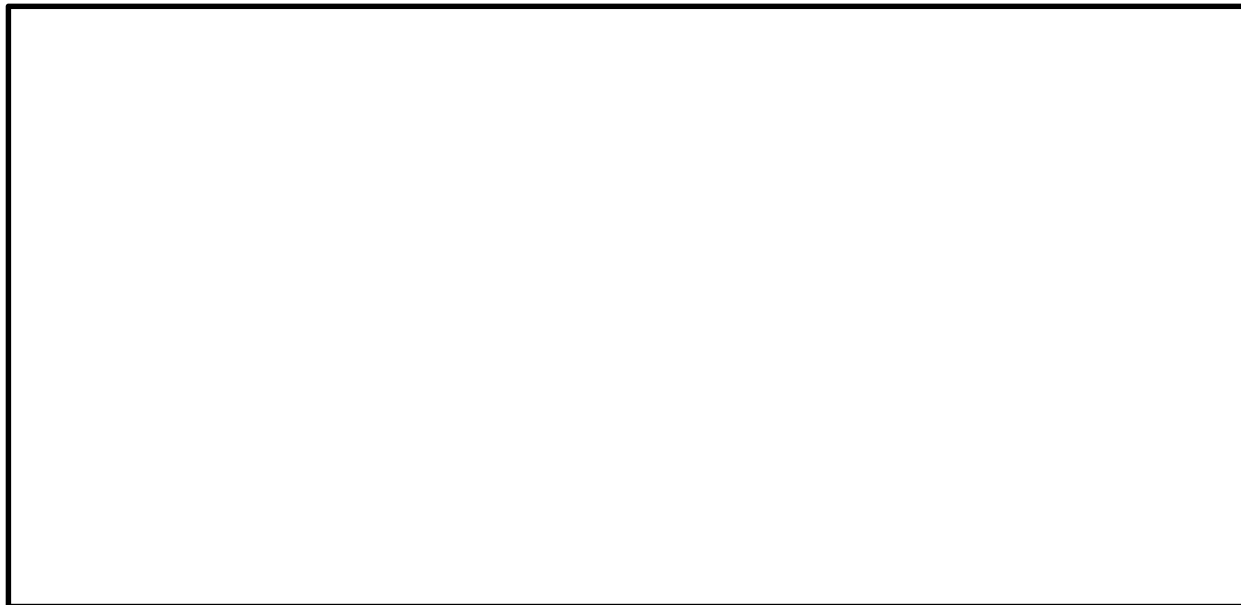


図 5.4-8 (11) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31$  (H+, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.4-8 (12) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

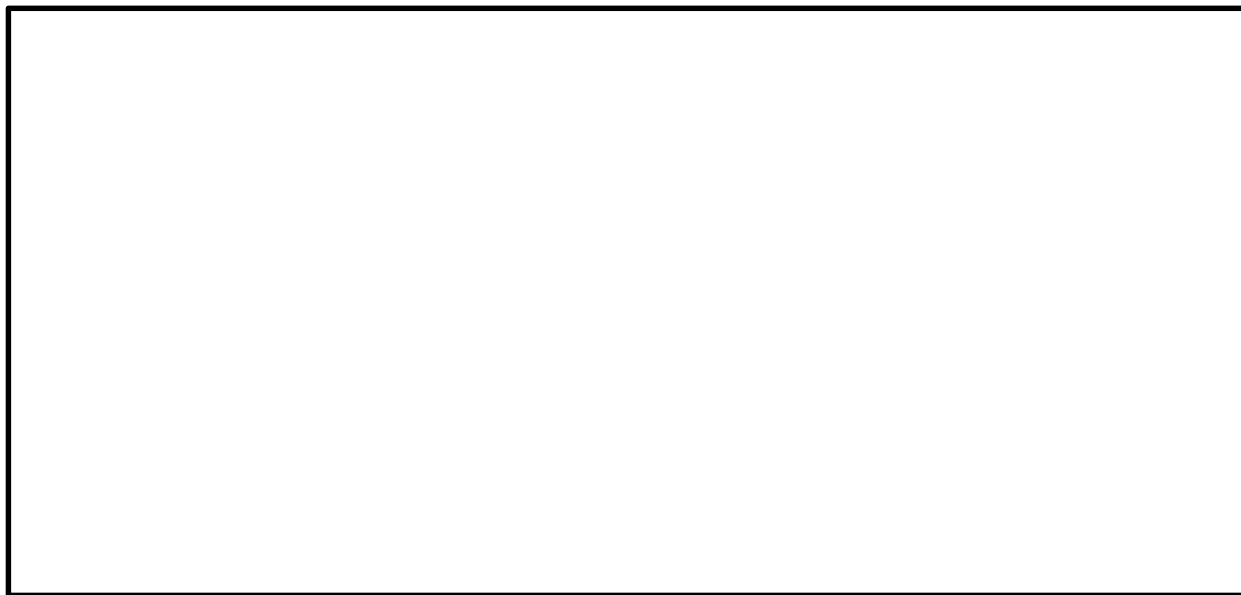


図 5.4-8 (13) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31$  (H+, V+))  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

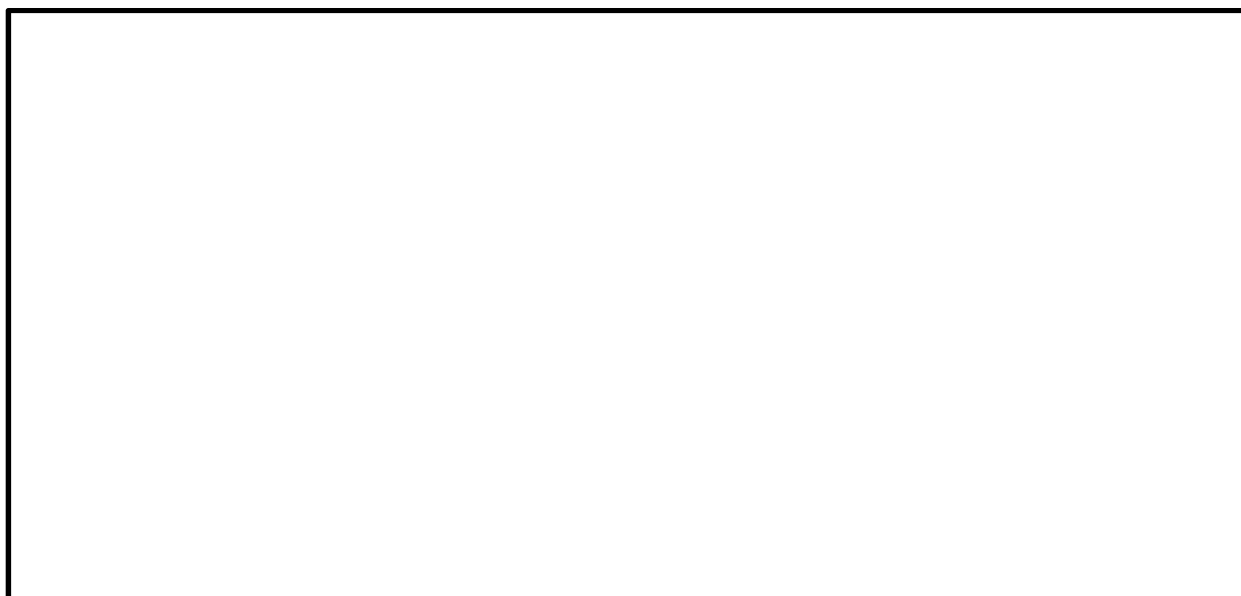


図 5.4-8 (14) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31$  (H+, V+))  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

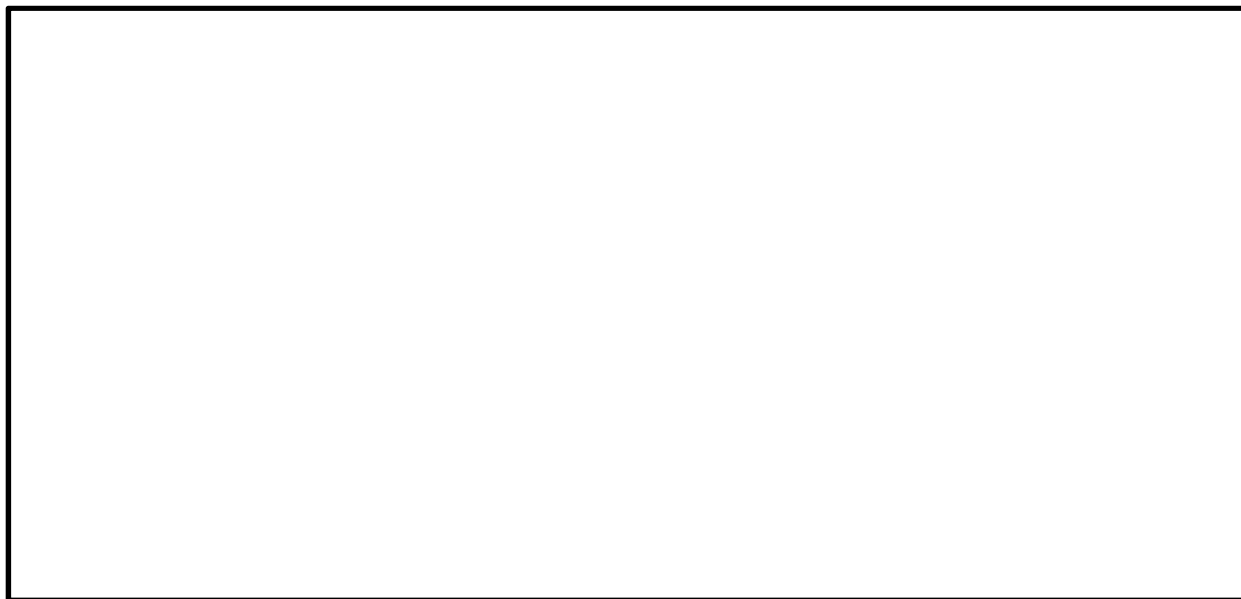


図 5.4-8 (15) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31 (H+, V+)$ )  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

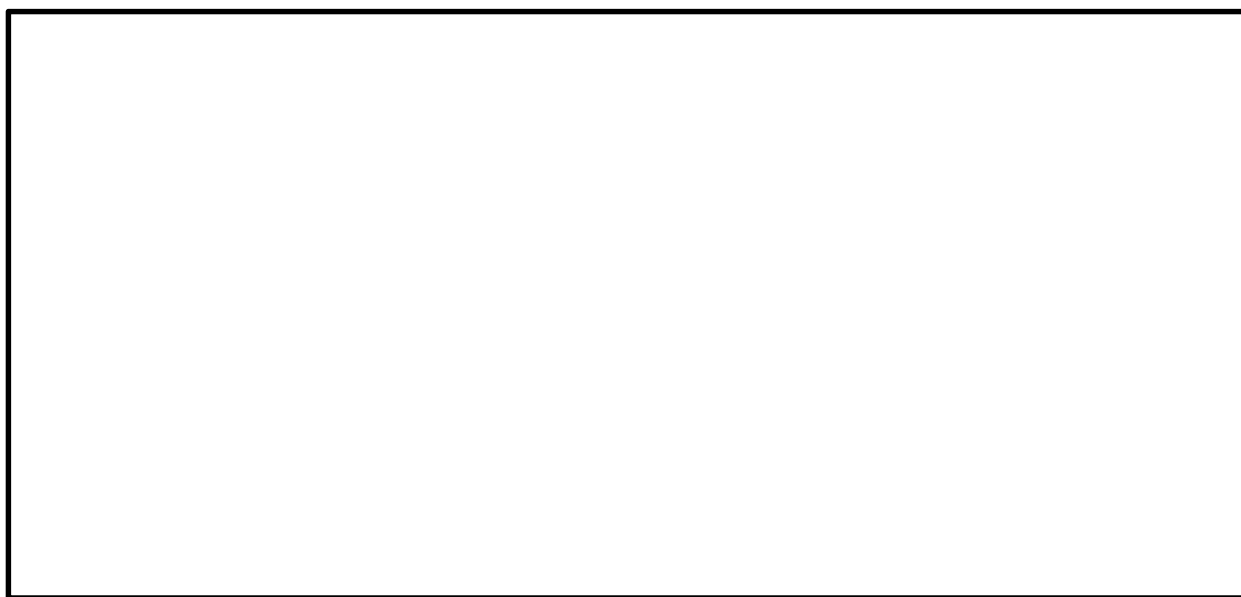


図 5.4-8 (16) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31 (H+, V+)$ )  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

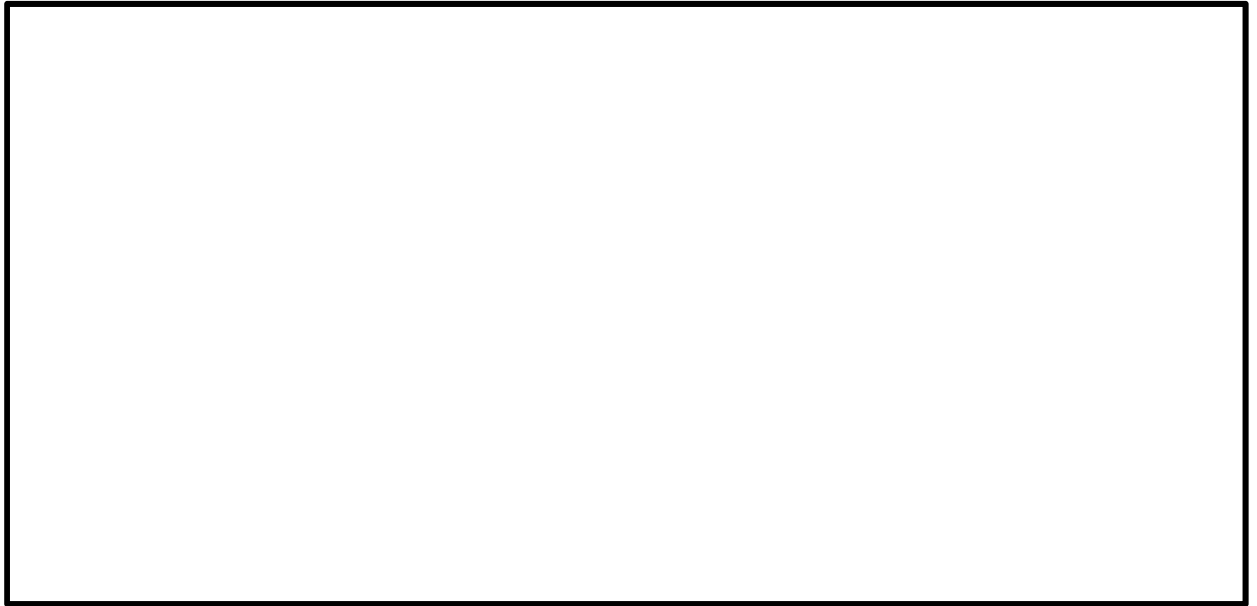


図 5.4-8 (17) トンネルの過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)



(5) 最大加速度分布図

各要素に発生した水平方向の加速度応答分布を確認するため、各基準地震動における最大加速度分布を示す。

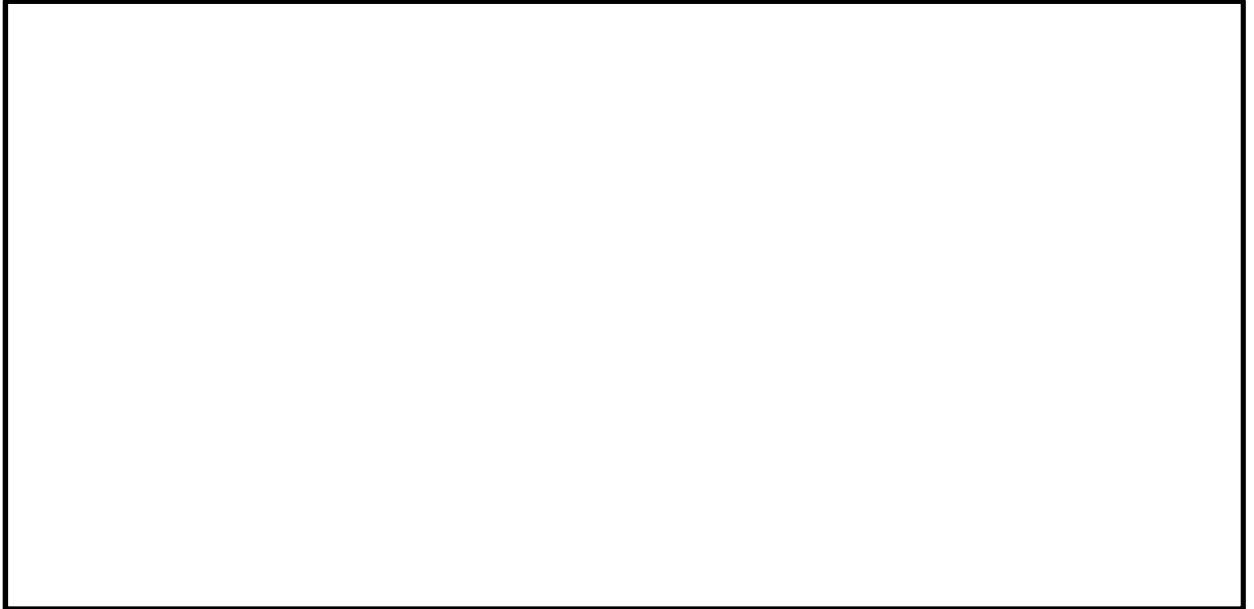


図 5.4-9 (1) 最大加速度分布 (S<sub>s</sub>-D1 (H+, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

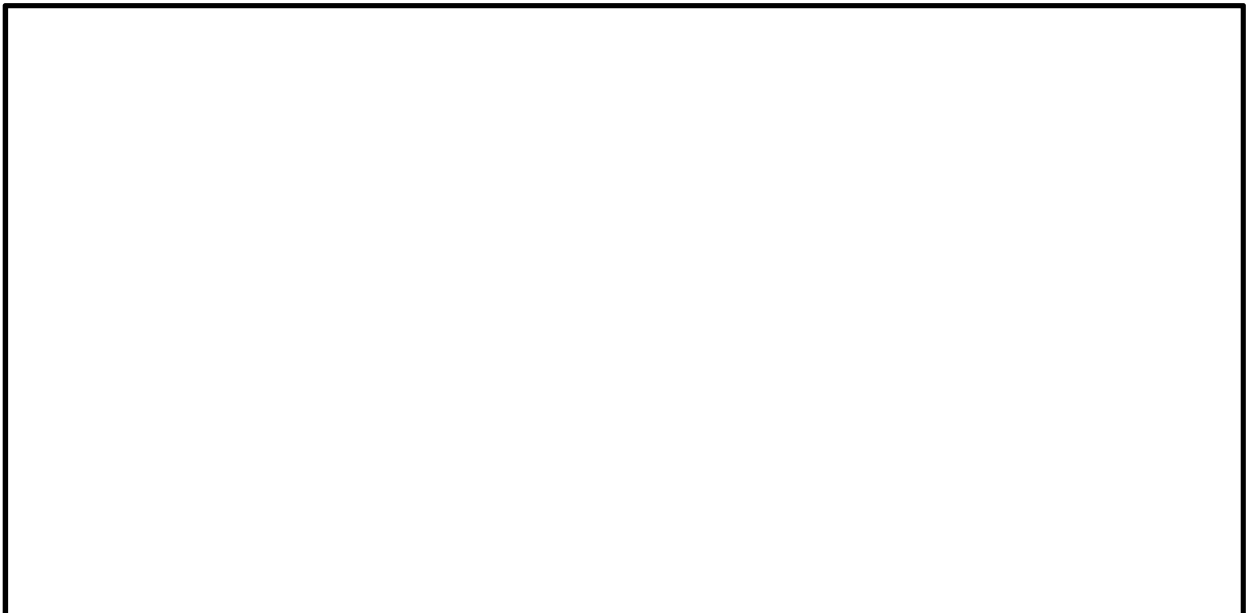


図 5.4-9 (2) 最大加速度分布 (S<sub>s</sub>-D1 (H+, V-))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

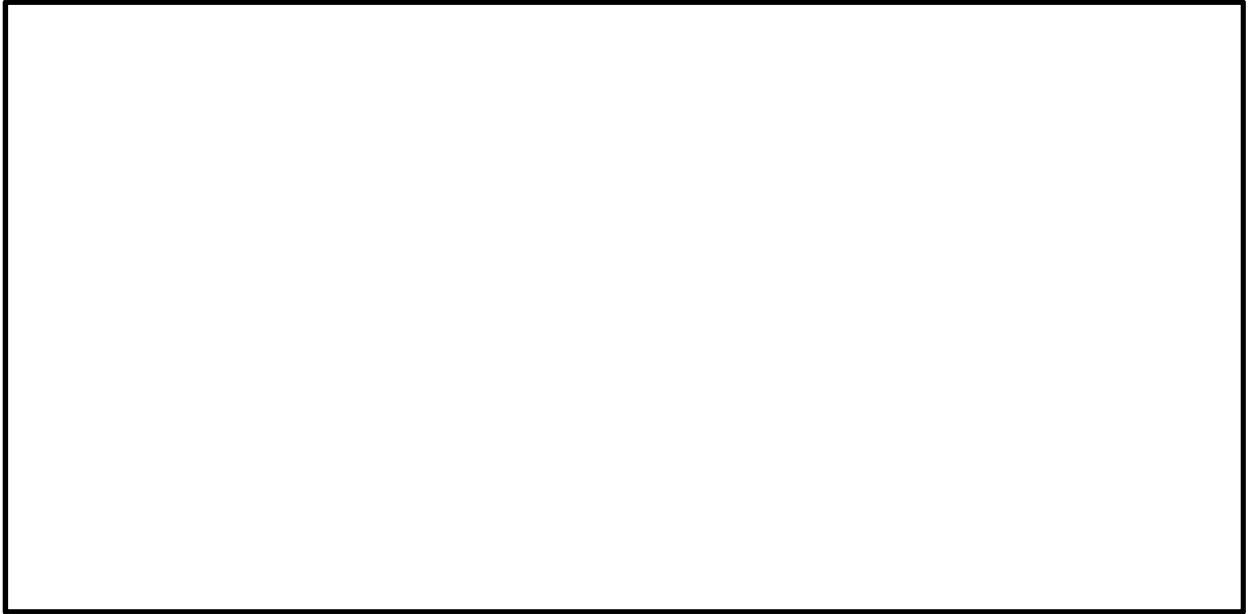


図 5.4-9 (3) 最大加速度分布 ( $S_s$ -D 1 (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

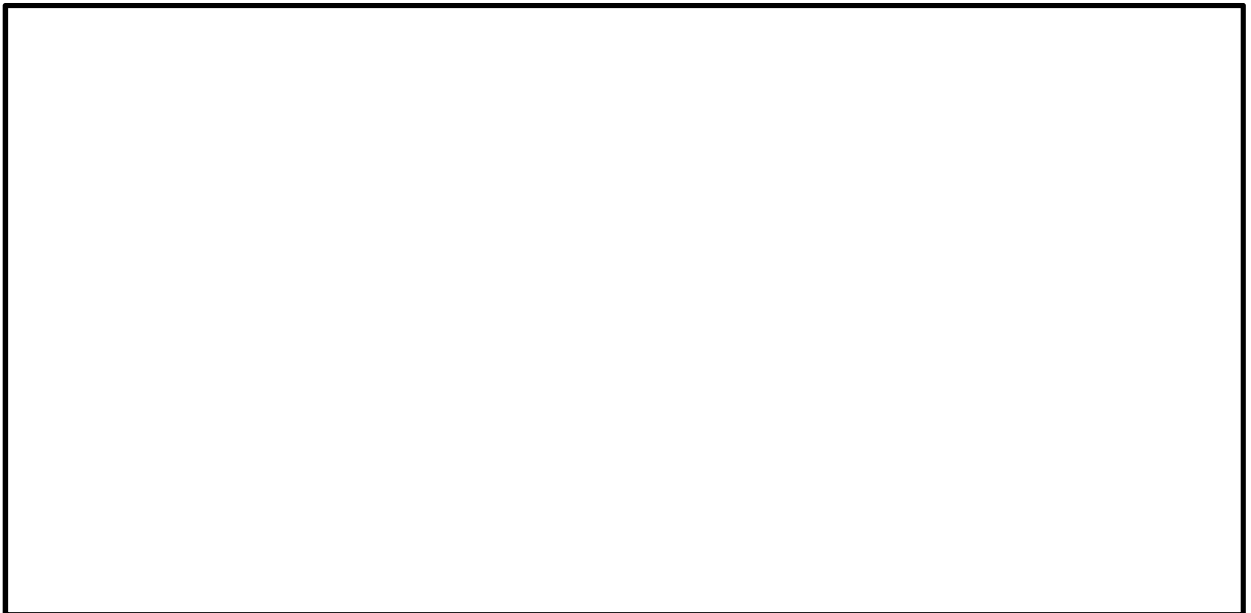


図 5.4-9 (4) 最大加速度分布 ( $S_s$ -D 1 (H-, V-))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

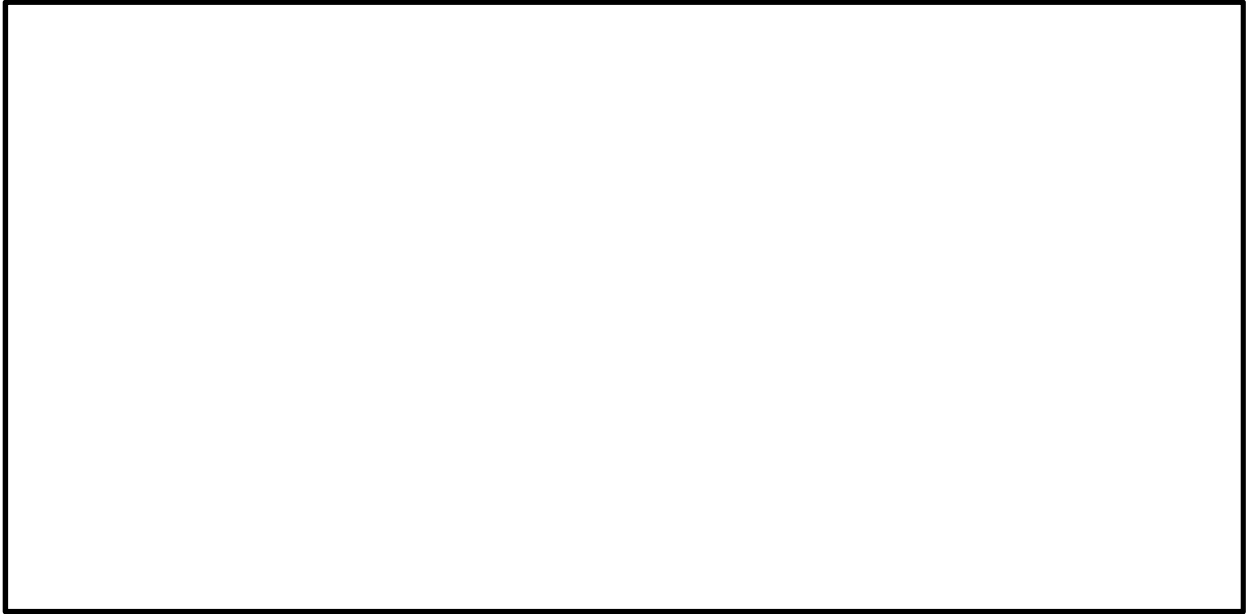


図 5.4-9 (5) 最大加速度分布 ( $S_s - 1 1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

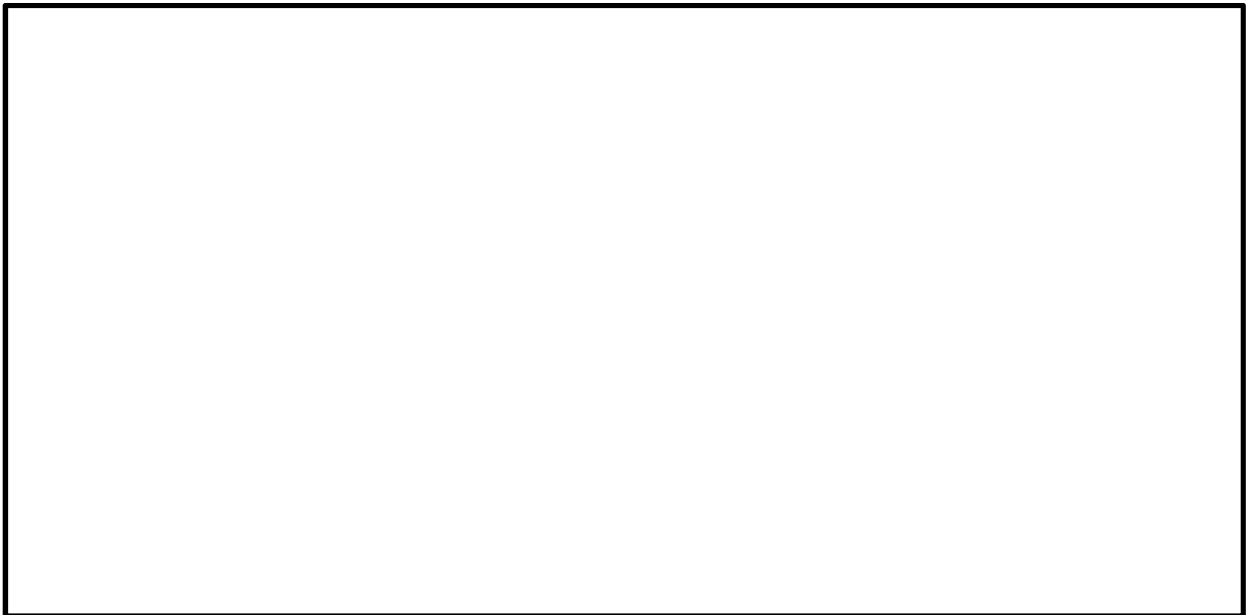


図 5.4-9 (6) 最大加速度分布 ( $S_s - 1 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

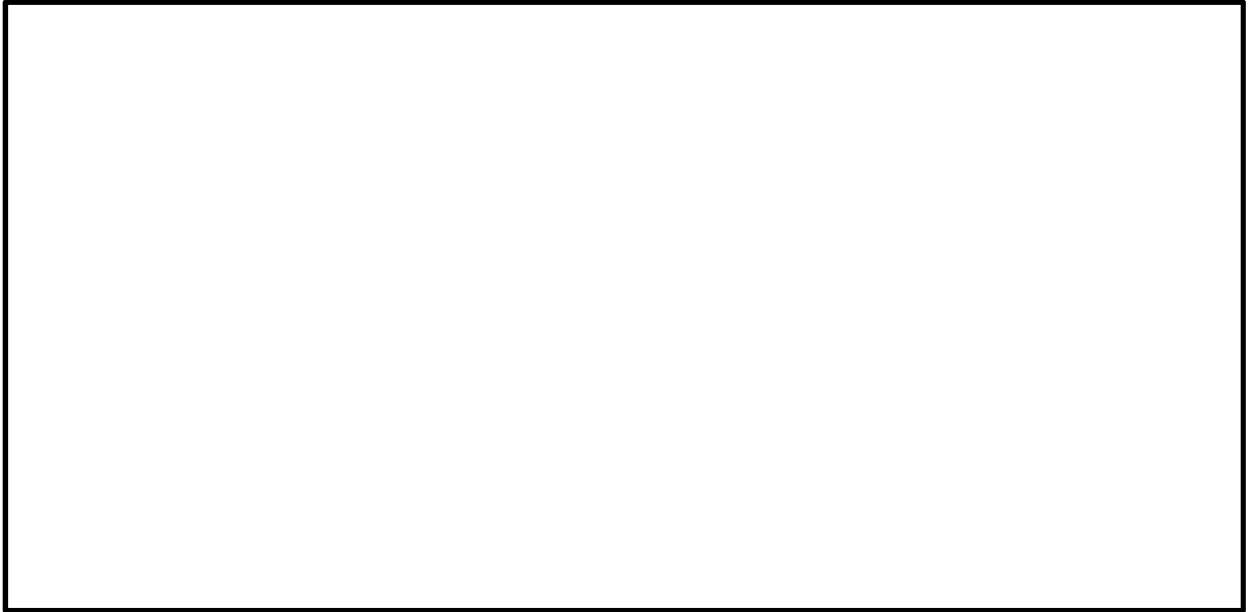


図 5.4-9 (7) 最大加速度分布 ( $S_s - 13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

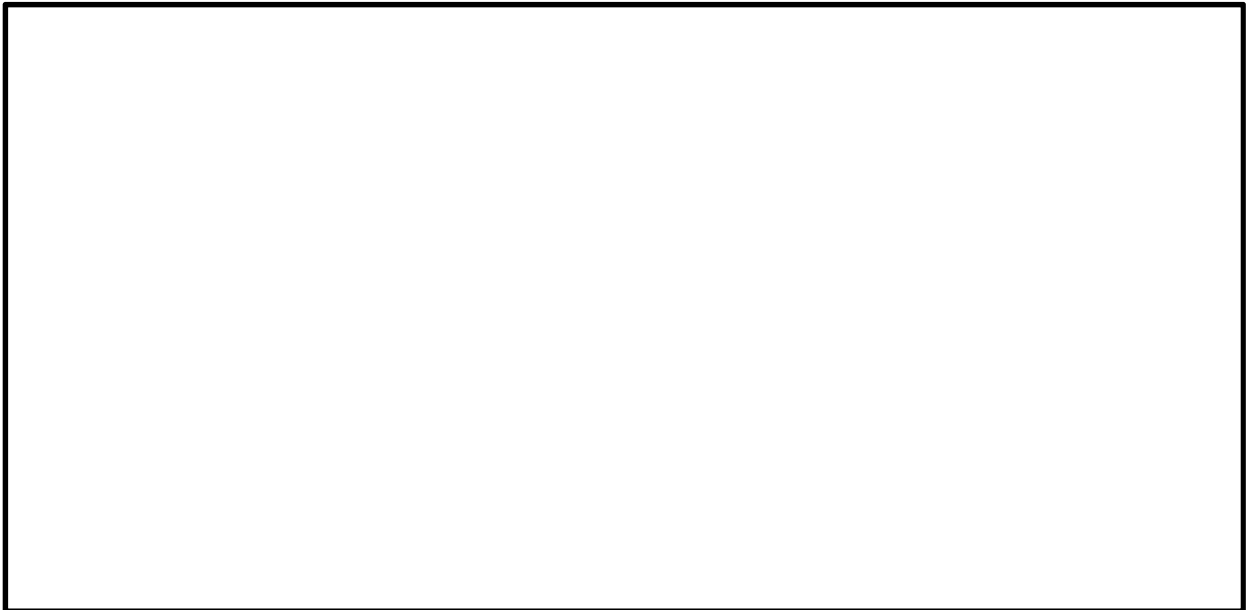


図 5.4-9 (8) 最大加速度分布 ( $S_s - 14$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

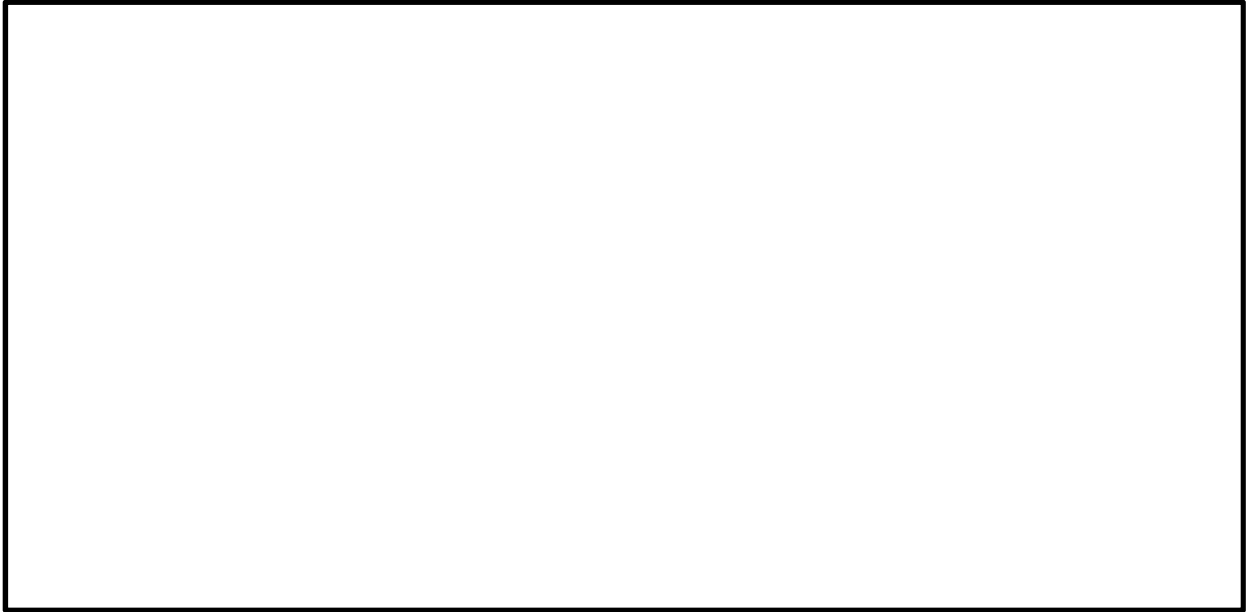


図 5.4-9 (9) 最大加速度分布 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

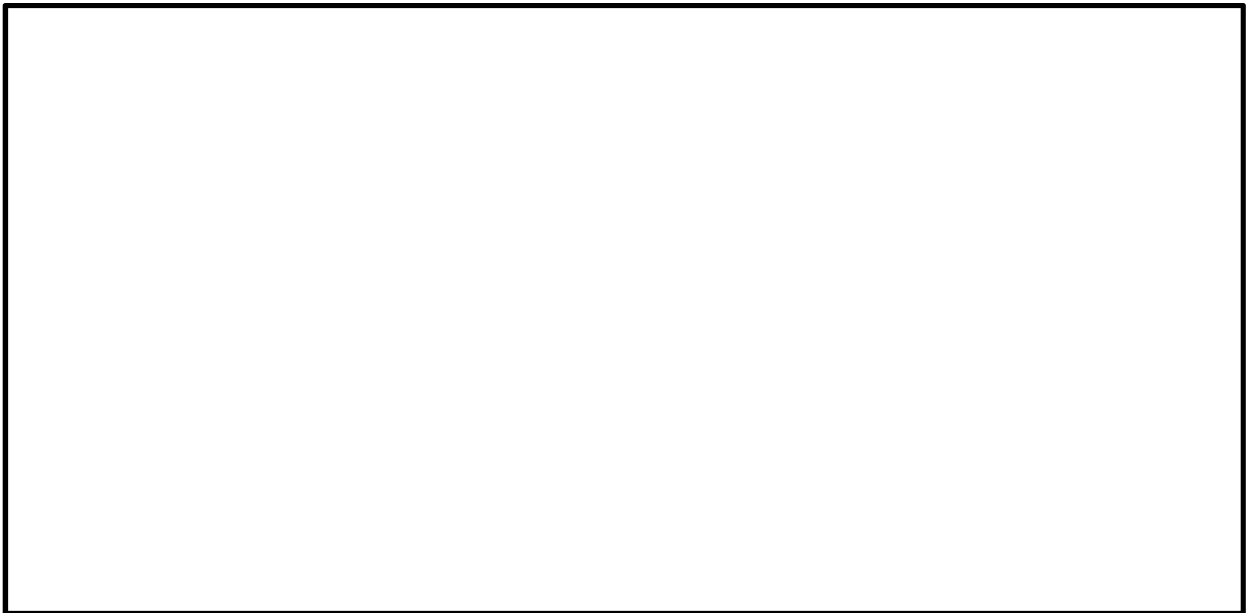


図 5.4-9 (10) 最大加速度分布 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.4-9 (11) 最大加速度分布 ( $S_s - 3 1$  (H+, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

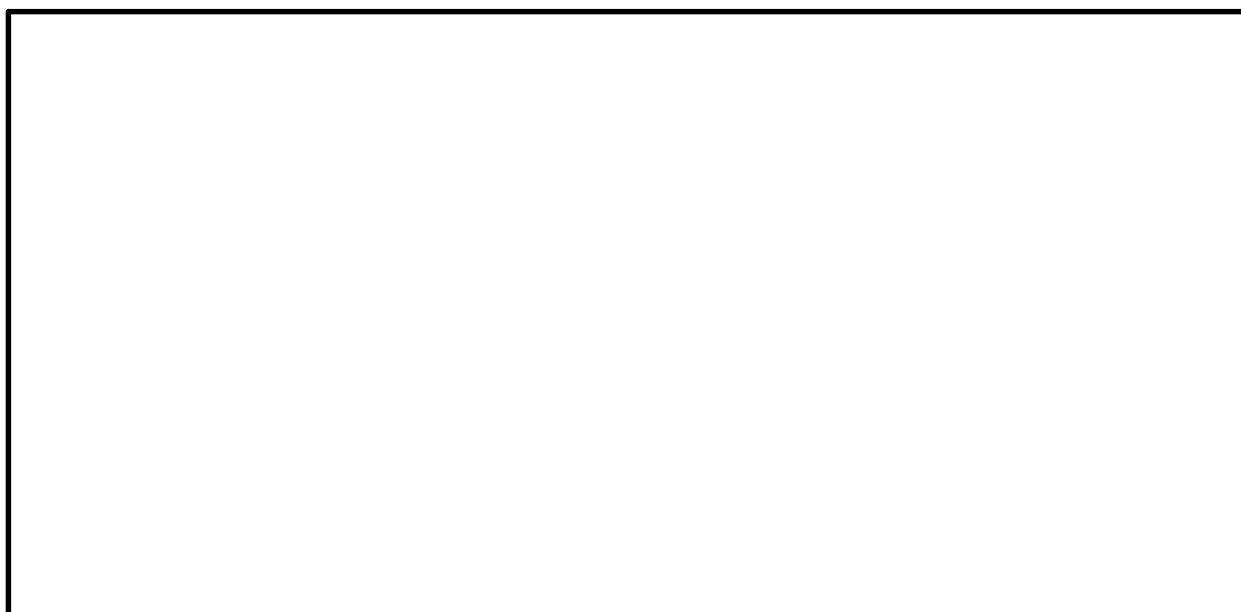


図 5.4-9 (12) 最大加速度分布 ( $S_s - 3 1$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

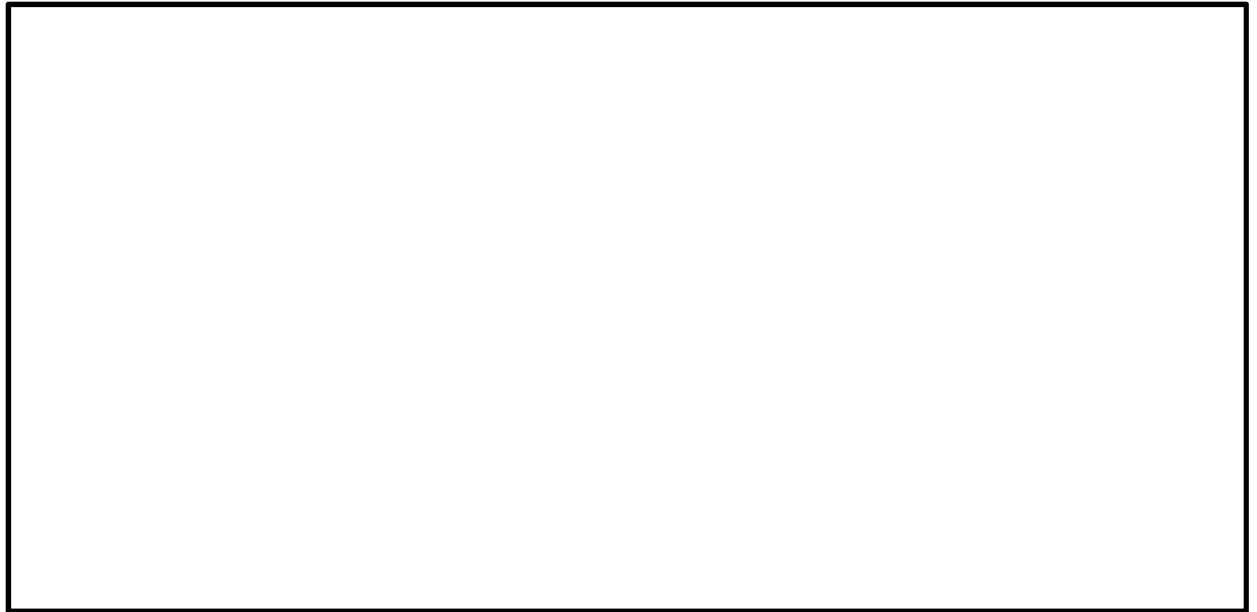


図 5.4-9 (13) 最大加速度分布 ( $S_s - 3 1 (H+, V+)$ )  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース)



図 5.4-9 (14) 最大加速度分布 ( $S_s - 3 1 (H+, V+)$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース)

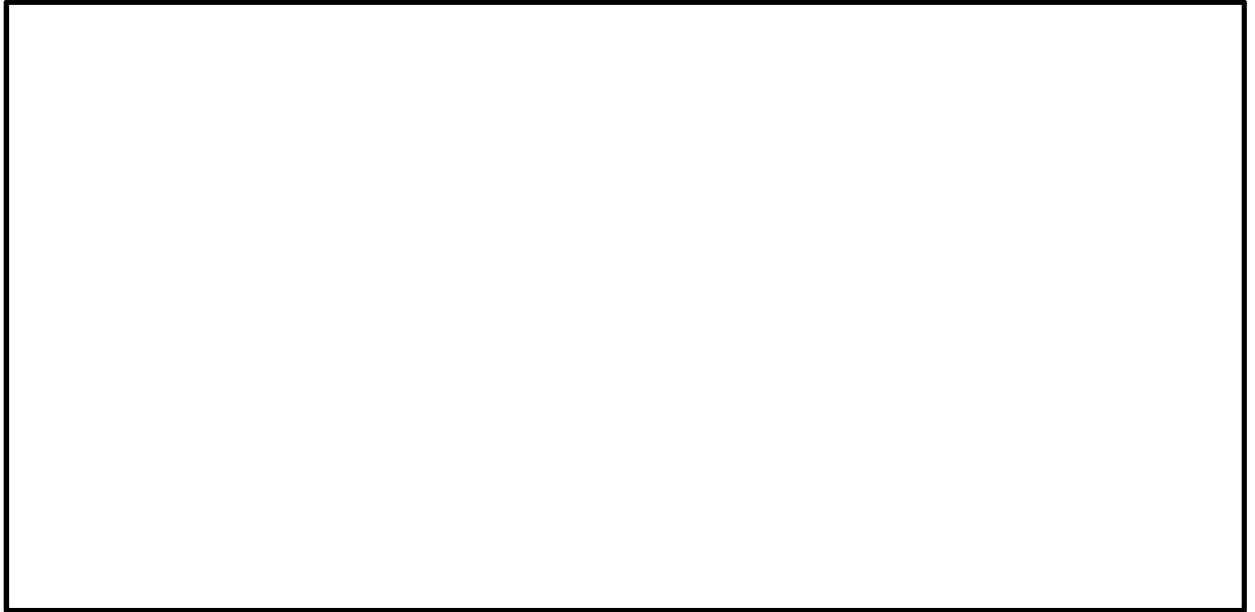


図 5.4-9 (15) 最大加速度分布 ( $S_s - 31$  (H+, V+))  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

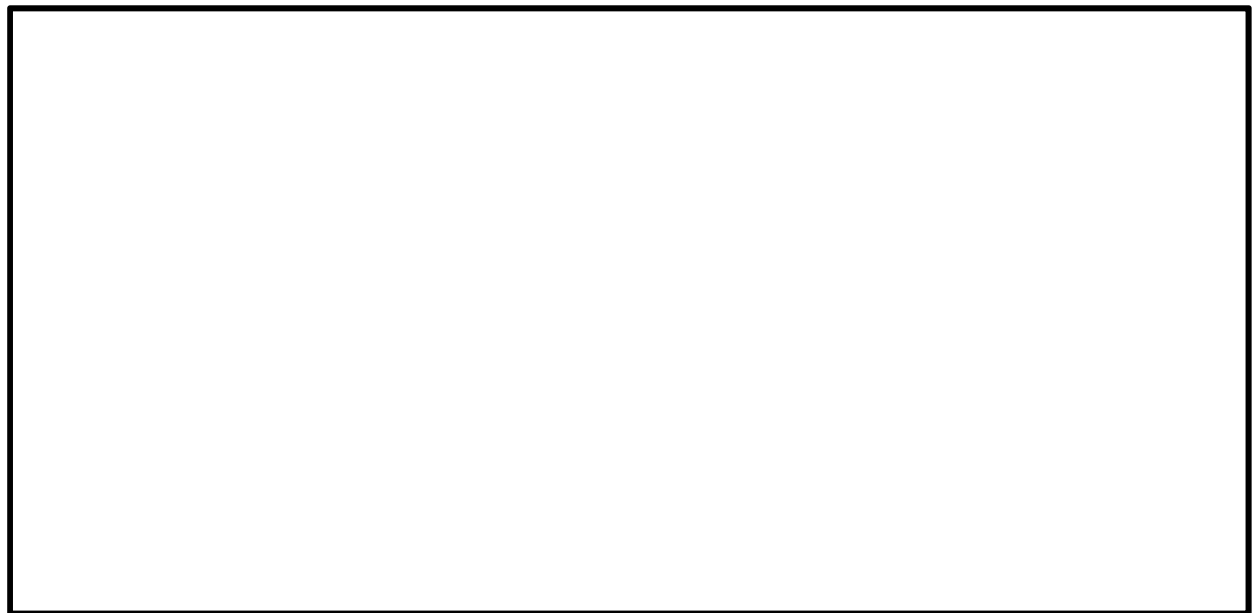


図 5.4-9 (16) 最大加速度分布 ( $S_s - 31$  (H+, V+))  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



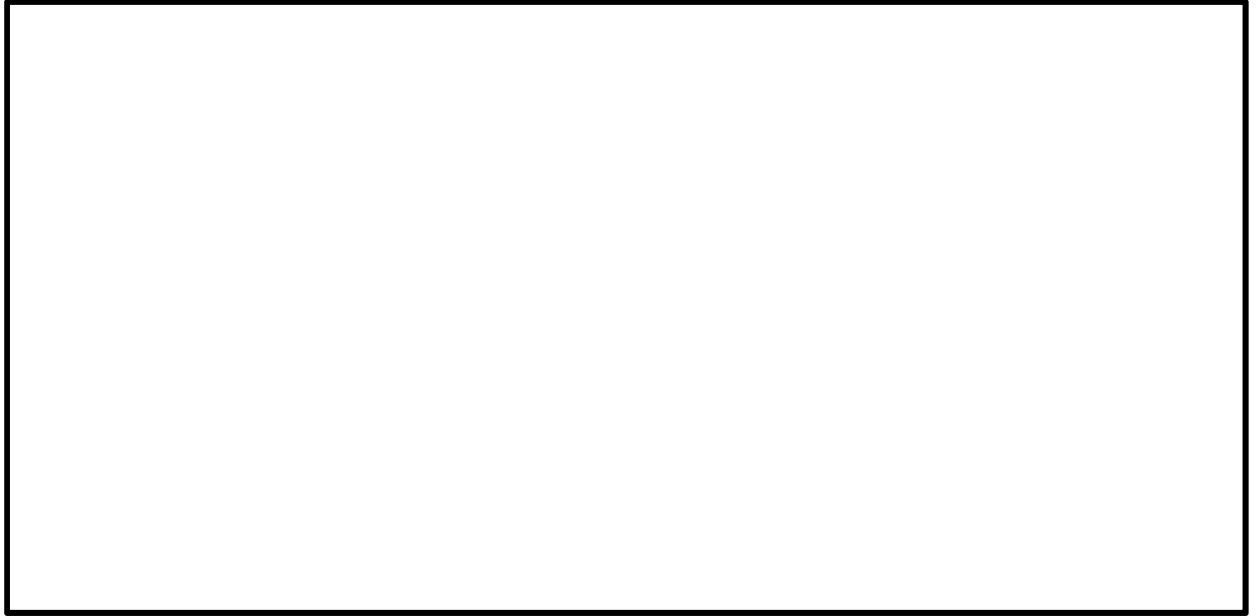


図 5.4-9 (17) 最大加速度分布 ( $S_s = 3.1$  (H+, V+))

(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)

#### 5.4.2 トンネルの耐震評価結果

##### (1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

表 5.4-6～表 5.4-9 に曲げ軸力に対する照査結果を示す。

トンネルにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、トンネルの構造部材の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

図 5.4-10 に概略配筋図を、表 5.4-12 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 5.4-6 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
① S <sub>0</sub> -D1 (11+, V+)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	765	1972	4.68	16.5	0.29
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	200	789	5.01	16.5	0.31
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	235	194	6.41	16.5	0.39
① S <sub>0</sub> -D1 (11+, V-)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	762	1848	4.67	16.5	0.29
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	203	753	5.11	16.5	0.31
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	213	161	5.80	16.5	0.36
① S <sub>0</sub> -D1 (11-, V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	751	1902	4.59	16.5	0.28
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-208	954	5.14	16.5	0.32
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	244	137	6.67	16.5	0.41
① S <sub>0</sub> -D1 (11-, V-)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	735	1798	4.51	16.5	0.28
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-205	917	5.09	16.5	0.31
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	237	124	6.49	16.5	0.40
① S <sub>0</sub> -11 (11+, V+)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	486	1801	3.11	16.5	0.19
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-105	926	2.85	16.5	0.18
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	185	167	5.02	16.5	0.31
① S <sub>0</sub> -12 (11+, V+)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	568	1907	3.55	16.5	0.22
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	136	908	3.40	16.5	0.21
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	199	101	5.45	16.5	0.34

\* : 評価位置は下図に示す

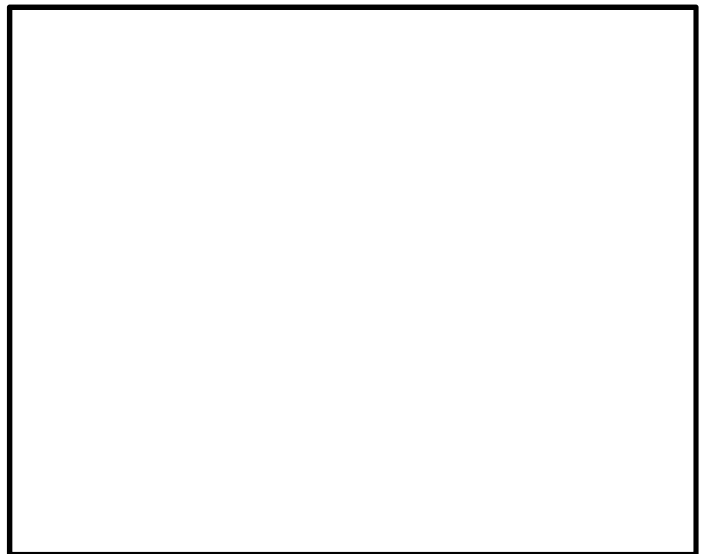
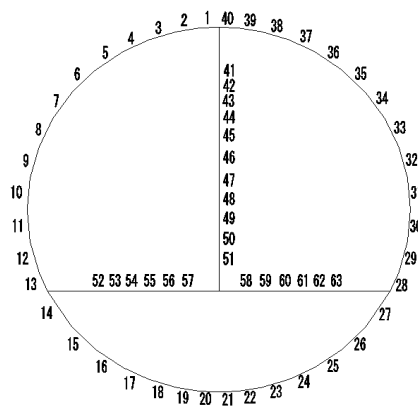


表 5.4-7 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋 (圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
①S <sub>s</sub> -13 (H+, V+)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150 (D29 @150)	556	1777	3.44	16.5	0.21
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150 (D25 @150)	135	835	3.34	16.5	0.21
	RCインパート	57	1000	600	470	D25 @150 (2×D22 @150)	201	102	5.49	16.5	0.34
①S <sub>s</sub> -14 (H+, V+)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150 (D29 @150)	496	1538	3.06	16.5	0.19
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150 (D25 @150)	124	813	3.08	16.5	0.19
	RCインパート	57	1000	600	470	D25 @150 (2×D22 @150)	193	156	5.25	16.5	0.32
①S <sub>s</sub> -21 (H+, V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150 (D29 @150)	518	1618	3.19	16.5	0.20
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150 (D25 @150)	-132	921	3.32	16.5	0.21
	RCインパート	58	1000	600	470	D25 @150 (2×D22 @150)	198	131	5.39	16.5	0.33
①S <sub>s</sub> -22 (H+, V+)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150 (D29 @150)	559	1850	3.48	16.5	0.22
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150 (D25 @150)	143	929	3.56	16.5	0.22
	RCインパート	57	1000	600	470	D25 @150 (2×D22 @150)	206	197	5.61	16.5	0.34
①S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150 (D29 @150)	868	1883	5.39	16.5	0.33
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150 (D25 @150)	-243	867	6.16	16.5	0.38
	RCインパート	58	1000	600	470	D25 @150 (2×D22 @150)	250	202	6.82	16.5	0.42
①S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	RCトンネル覆工	28	1000	1200	1050	D25 @150 (D29 @150)	902	2009	5.58	16.5	0.34
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150 (D25 @150)	247	800	6.29	16.5	0.39
	RCインパート	57	1000	600	470	D25 @150 (2×D22 @150)	243	258	6.60	16.5	0.40

\* : 評価位置は下図に示す

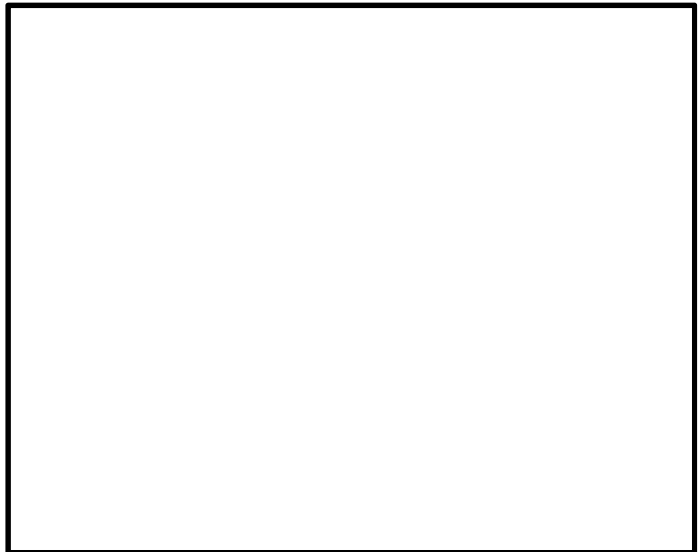
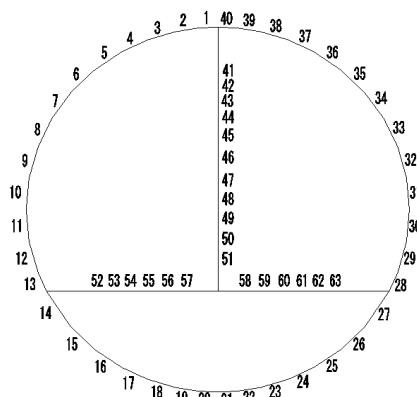


表 5.4-8 (3) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
② S <sub>s</sub> -3 I (H+, V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	892	1913	5.54	16.5	0.34
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-251	868	6.37	16.5	0.39
	RCインパート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	255	204	6.94	16.5	0.43
③ S <sub>s</sub> -3 I (H+, V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	838	1851	5.19	16.5	0.32
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-235	875	5.91	16.5	0.36
	RCインパート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	247	192	6.72	16.5	0.41
④ S <sub>s</sub> -3 I (H+, V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	494	1544	3.05	16.5	0.19
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-126	902	3.19	16.5	0.20
	RCインパート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	195	110	5.34	16.5	0.33
⑤ S <sub>s</sub> -3 I (H+, V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	813	1829	5.02	16.5	0.31
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-226	876	5.68	16.5	0.35
	RCインパート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	243	185	6.61	16.5	0.41
⑥ S <sub>s</sub> -3 I (H+, V+)	RCトンネル覆工	13	1000	1200	1050	D25 @150	(D29 @150)	837	1855	5.18	16.5	0.32
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-234	872	5.89	16.5	0.36
	RCインパート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	246	191	6.71	16.5	0.41

\* : 評価位置は下図に示す

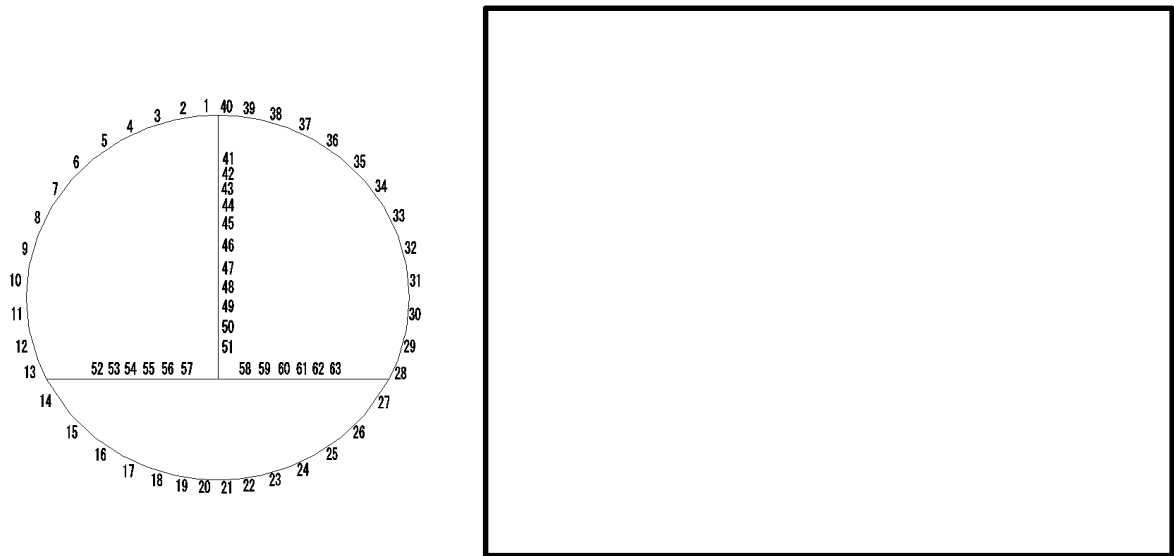


表 5.4-9 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{se}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{se}$	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
①S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-649	739	83	435	0.20
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	200	789	39	435	0.09
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	235	194	137	435	0.32
①S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-597	499	94	435	0.22
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	202	748	45	435	0.11
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	208	101	131	435	0.31
①S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-694	720	95	435	0.22
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-208	954	28	435	0.07
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	244	137	151	435	0.35
①S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-682	680	96	435	0.23
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-174	717	32	435	0.08
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	237	120	148	435	0.35
①S <sub>s</sub> -11 (H+, V+)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-370	819	18	435	0.05
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	97	741	0	435	0.00
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	185	167	106	435	0.25
①S <sub>s</sub> -12 (H+, V+)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-469	892	31	435	0.08
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	130	796	5	435	0.02
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	199	101	125	435	0.29

\* : 評価位置は下図に示す

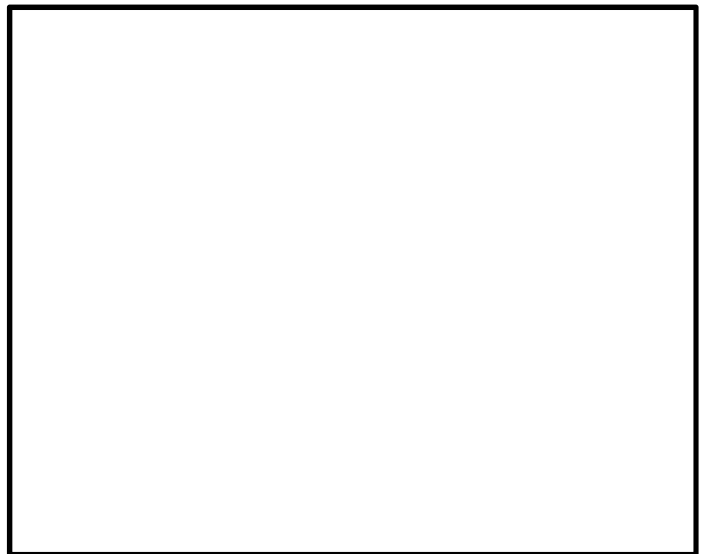
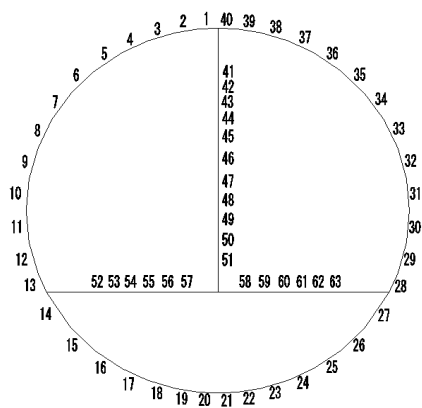


表 5.4-10 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
①S <sub>s</sub> -13 (H+, V+)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-466	846	34	435	0.08
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	130	785	5	435	0.02
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	201	102	126	435	0.29
①S <sub>s</sub> -14 (H+, V+)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-449	822	32	435	0.08
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	123	789	3	435	0.01
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	189	116	116	435	0.27
①S <sub>s</sub> -21 (H+, V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-479	829	38	435	0.09
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-129	879	1	435	0.01
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	198	131	120	435	0.28
①S <sub>s</sub> -22 (H+, V+)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-498	811	43	435	0.10
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	137	865	4	435	0.01
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	204	156	121	435	0.28
①S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-790	757	114	435	0.27
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-243	867	58	435	0.14
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	249	194	147	435	0.34
①S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	RCトンネル覆工	35	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-780	671	121	435	0.28
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	247	800	68	435	0.16
	RCインバート	57	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	243	256	134	435	0.31

\* : 評価位置は下図に示す

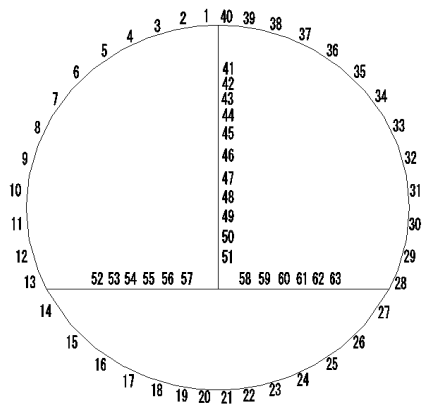


表 5.4-11 (3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様		発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ss}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{ss}$	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)	引張鉄筋	(圧縮鉄筋)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
② S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-812	737	122	435	0.29
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-251	868	63	435	0.15
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	255	204	149	435	0.35
③ S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-767	772	107	435	0.25
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-235	875	52	435	0.12
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	242	162	146	435	0.34
④ S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-477	853	36	435	0.09
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-126	898	0	435	0.00
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	195	109	121	435	0.28
⑤ S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-744	775	102	435	0.24
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-226	876	47	435	0.11
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	239	161	144	435	0.34
⑥ S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	RCトンネル覆工	5	1000	1200	1050	D29 @150	(D25 @150)	-765	762	108	435	0.25
	RC隔壁	41	1000	600	470	D25 @150	(D25 @150)	-234	872	52	435	0.12
	RCインバート	58	1000	600	470	D25 @150	(2×D22 @150)	246	191	145	435	0.34

\* : 評価位置は下図に示す

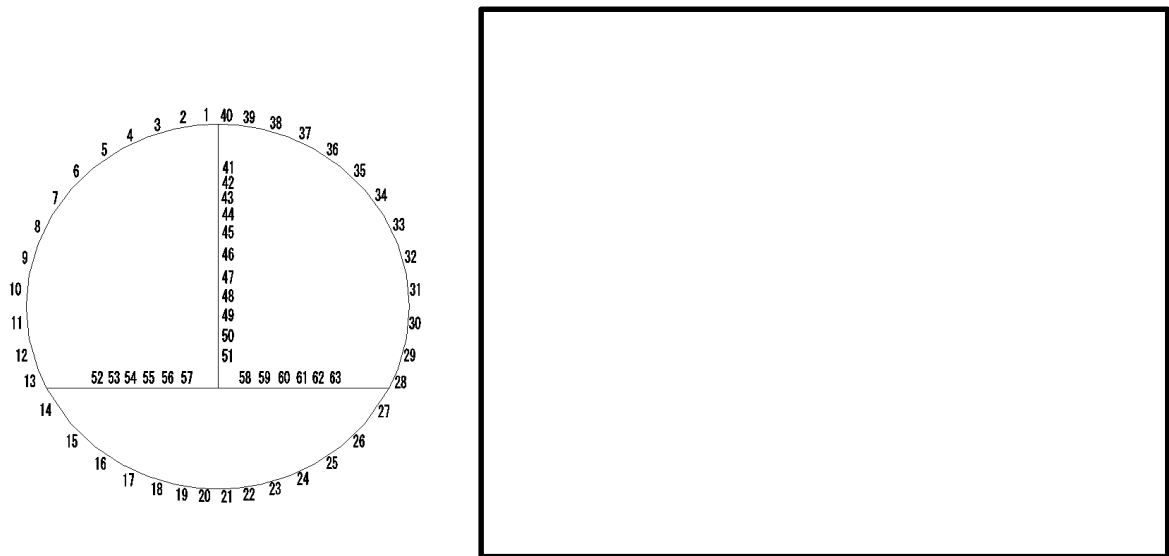






図 5.4-10 概略配筋図

表 5.4-12 断面諸元一覧表（曲げ軸力に対する評価）

部位	材料No.	断面性状				主鉄筋(外側・上側)					主鉄筋(内側・下側)				
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効高さ d (m)	鉄筋種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	鉄筋間隔 (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	鉄筋種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	鉄筋間隔 (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
RC トンネル覆工	M1	1.000	1.200	0.150	1.050	SD490	25	1	150	3378	SD490	29	1	150	4283
RC 隔壁	M2	1.000	0.600	0.130	0.470	SD490	25	1	150	3378	SD490	25	1	150	3378
RC インバート	M3	1.000	0.600	0.130 (0.180)	0.470 (0.420)	SD490	22	2	150	5161	SD490	25	1	150	3378

\* ()内は2段鉄筋側



(2) 構造部材のせん断力に対する評価結果

表 5.4-13 にせん断力に対する照査結果を示す。

トンネルにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が短期許容せん断応力度以下又はコンクリートの負担するせん断力 ( $V_c$ ) と、斜め引張鉄筋の負担するせん断力 ( $V_s$ ) を合わせた許容せん断力 ( $V_a$ ) が、発生せん断力 ( $V$ ) 以上であることを確認した。 ( $V_a = V_c + V_s \geq V$ ) なお、発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、トンネルの構造部材の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

図 5.4-11 に概略配筋図を、表 5.4-16 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 5.4-13 (1) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)					
①S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	RCトンネル覆工	40	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	852	1496	0.57
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	122	406	0.31
	RCインバート	57	1000	600	420	D25 @300 ×200	290	1043	0.28
①S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	RCトンネル覆工	40	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	791	1496	0.53
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	123	406	0.31
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	263	1043	0.26
①S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	892	1496	0.60
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	126	406	0.32
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	296	1043	0.29
①S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	874	1496	0.59
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	125	406	0.31
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	284	1043	0.28
①S <sub>s</sub> -11 (H+, V+)	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	650	1496	0.44
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	65	406	0.17
	RCインバート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	233	1043	0.23
①S <sub>s</sub> -12 (H+, V+)	RCトンネル覆工	40	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	711	1496	0.48
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	83	406	0.21
	RCインバート	57	1000	600	420	D25 @300 ×200	251	1043	0.25

\* : 評価位置は下図に示す。

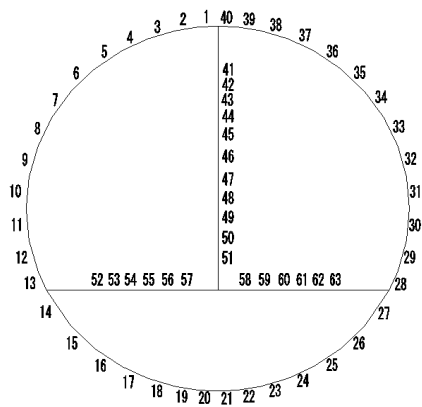


表 5.4-14 (2) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)					
①S <sub>s</sub> -13 (H+, V+)	RCトンネル覆工	40	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	709	1496	0.48
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	81	406	0.20
	RCインパート	57	1000	600	420	D25 @300 ×200	253	1043	0.25
①S <sub>s</sub> -14 (II+, V+)	RCトンネル覆工	40	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	669	1496	0.45
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	75	406	0.19
	RCインパート	57	1000	600	420	D25 @300 ×200	245	1043	0.24
①S <sub>s</sub> -21 (H+, V+)	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	709	1496	0.48
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	80	406	0.20
	RCインパート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	250	1043	0.24
①S <sub>s</sub> -22 (II+, V+)	RCトンネル覆工	40	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	736	1496	0.50
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	85	406	0.21
	RCインパート	57	1000	600	420	D25 @300 ×200	258	1043	0.25
①S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	949	1496	0.64
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	147	406	0.37
	RCインパート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	282	1043	0.28
①S <sub>s</sub> -31 (II-, V+)	RCトンネル覆工	40	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	916	1496	0.62
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	149	406	0.37
	RCインパート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	271	1043	0.26

\* : 評価位置は下図に示す。

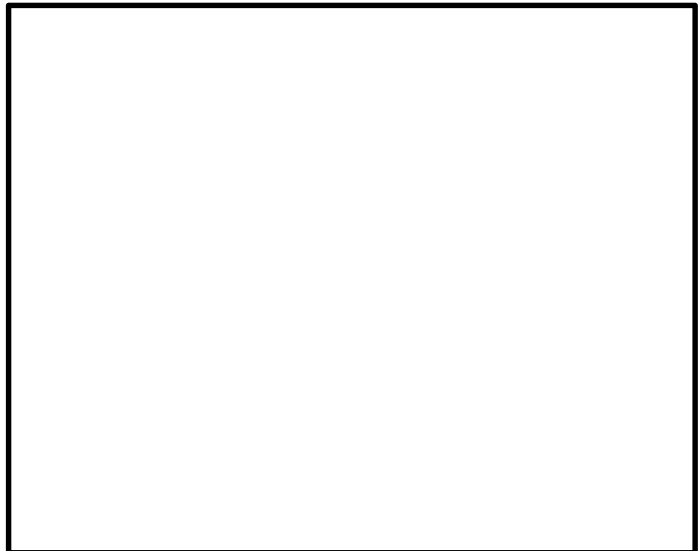
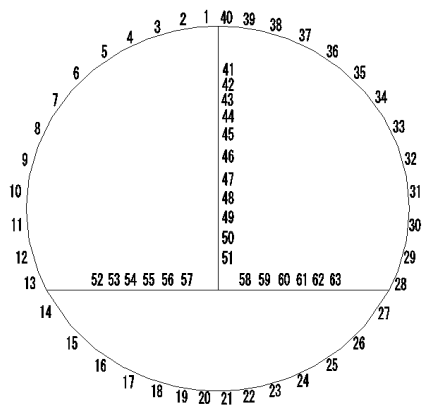
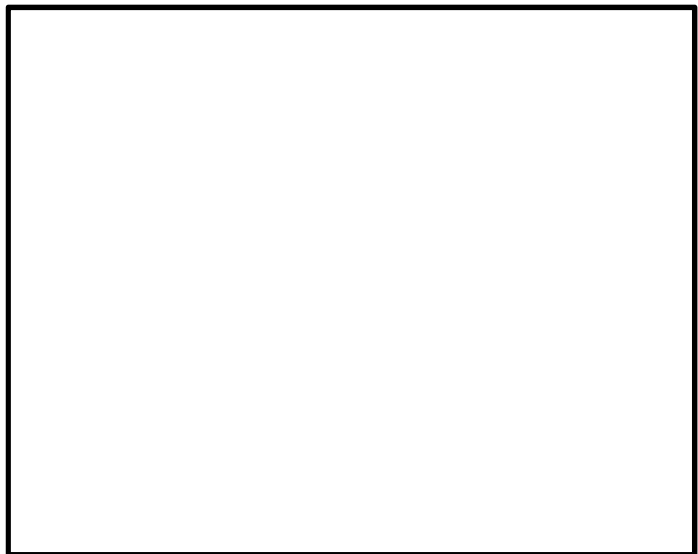
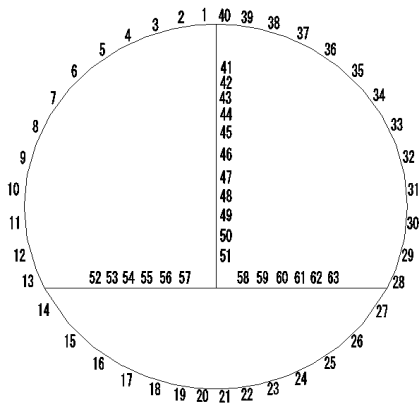


表 5.4-15 (3) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)					
② S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	969	1496	0.65
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	151	406	0.38
	RCインパート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	287	1043	0.28
③ S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	933	1496	0.63
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	141	406	0.35
	RCインパート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	286	1043	0.28
④ S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	694	1496	0.47
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	82	406	0.21
	RCインパート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	244	1043	0.24
⑤ S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	913	1496	0.62
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	137	406	0.34
	RCインパート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	284	1043	0.28
⑥ S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	RCトンネル覆工	1	1000	1200	1050	D22 @300 ×300	929	1496	0.63
	RC隔壁	51	1000	600	470	D13 @300 ×200	141	406	0.35
	RCインパート	58	1000	600	420	D25 @300 ×200	283	1043	0.28

\* : 評価位置は下図に示す。



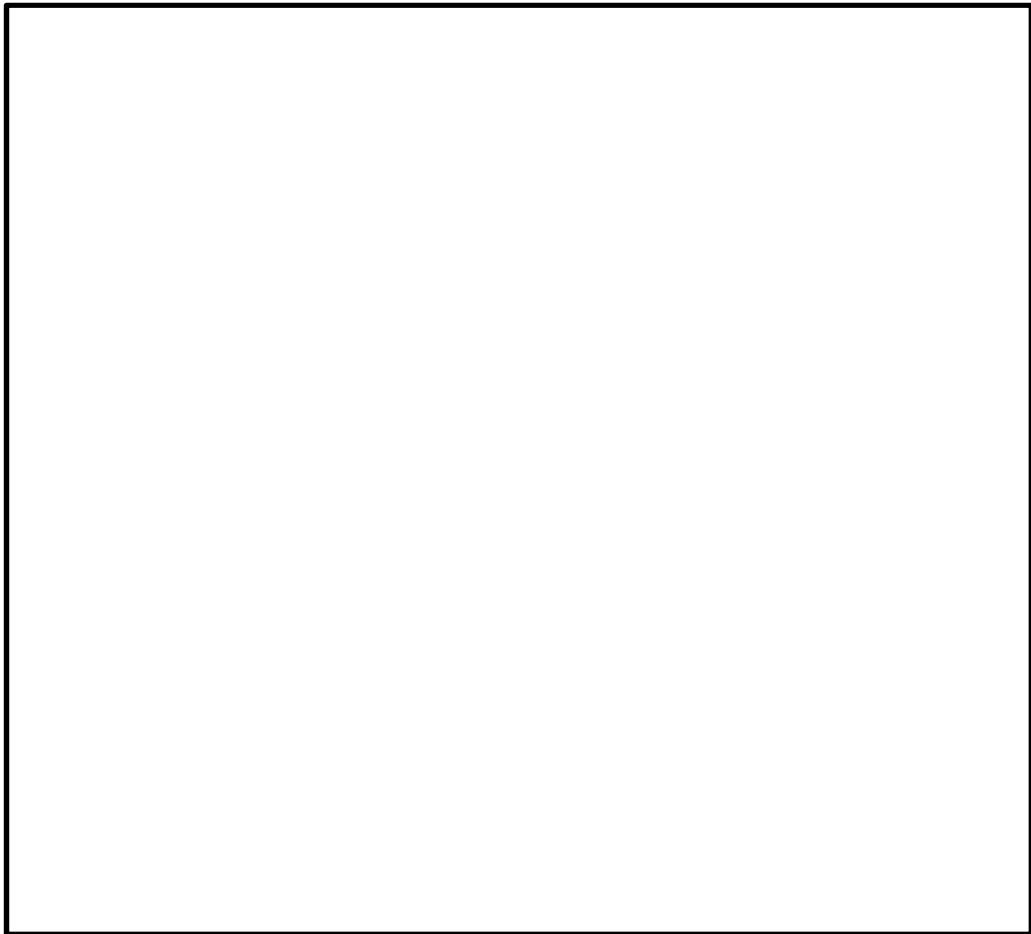


図 5.4-11 概略配筋図

表 5.4-16 断面諸元一覧表 (せん断力に対する評価)

部位	材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
		部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
		b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )
RC トンネル覆工	M1	1.000	1.200	0.150	1.050	SD345	22	300	300	1290
RC 隔壁	M2	1.000	0.600	0.130	0.470	SD345	13	300	200	422
RC インバート	M3	1.000	0.600	0.130 (0.180)	0.470 (0.420)	SD345	25	300	200	1689

\* ()内は2段鉄筋側

\*\* RC 隔壁は構造細目による必要最小鉄筋量により決定する



(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 5.4-17 に基礎地盤の支持性能評価結果を，図 5.4-12 に接地圧分布図を示す。

トンネルの最大接地圧は，①  $S_s - 2 2$  (H+, V+) で  $734 \text{ kN/m}^2$  であり，基礎地盤の極限支持力度  $4596 \text{ kN/m}^2$  以下である。

以上のことから，トンネルの基礎地盤は，基準地震動  $S_s$  に対し，支持性能を有する。

表 5.4-17 基礎地盤の支持性能評価結果

検討ケース			最大接地圧 ( $\text{kN/m}^2$ )	極限支持力度 ( $\text{kN/m}^2$ )
①	$S_s - D 1$	H+, V+	696	4596
	$S_s - D 1$	H+, V-	706	4596
	$S_s - D 1$	H-, V+	708	4596
	$S_s - D 1$	H-, V-	703	4596
	$S_s - 1 1$	H+, V+	672	4596
	$S_s - 1 2$	H+, V+	703	4596
	$S_s - 1 3$	H+, V+	699	4596
	$S_s - 1 4$	H+, V+	663	4596
	$S_s - 2 1$	H+, V+	692	4596
	$S_s - 2 2$	H+, V+	734	4596
	$S_s - 3 1$	H+, V+	639	4596
	$S_s - 3 1$	H-, V+	639	4596
	②	$S_s - 3 1$	H+, V+	645
③	$S_s - 3 1$	H+, V+	633	4596
④	$S_s - 3 1$	H+, V+	577	4596
⑤	$S_s - 3 1$	H+, V+	630	4596
⑥	$S_s - 3 1$	H+, V+	631	4596

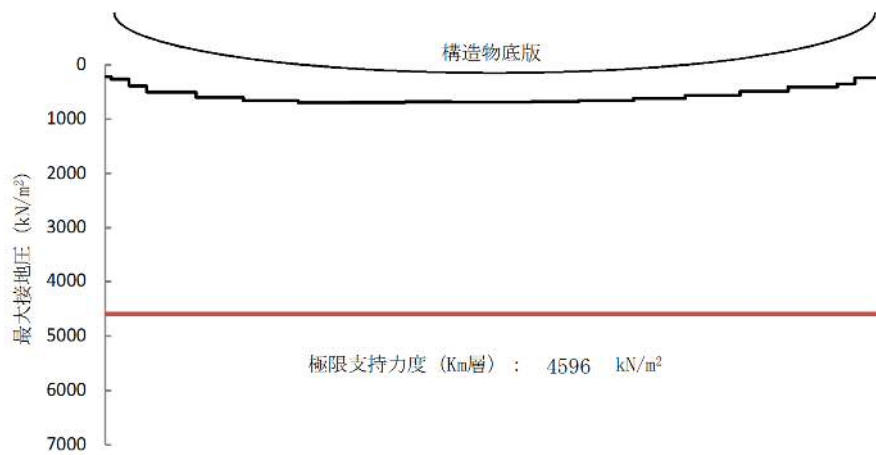


図 5.4-12 (1) 接地圧分布図 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

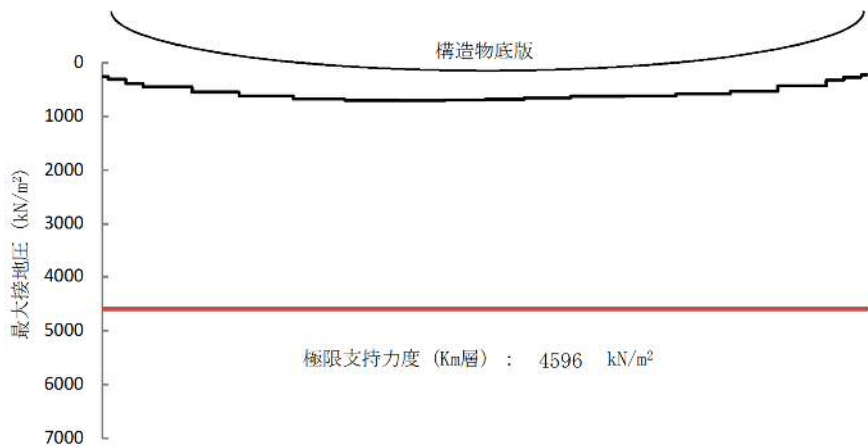


図 5.4-12 (2) 接地圧分布図 ( $S_s - D 1 (H+, V-)$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

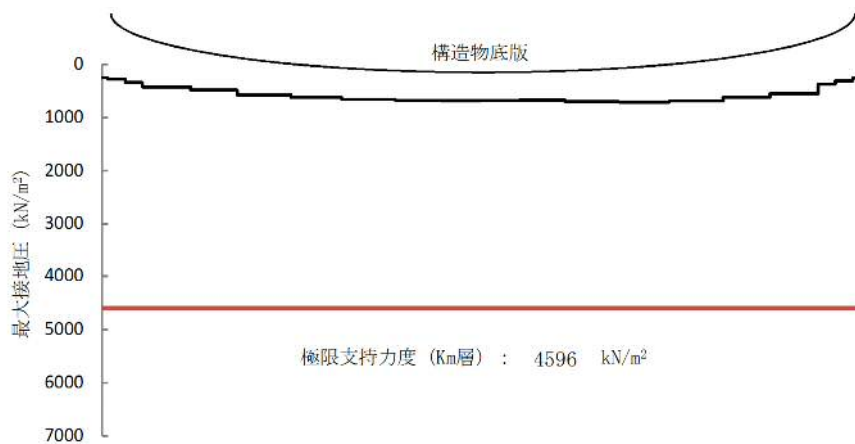


図 5.4-12 (3) 接地圧分布図 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



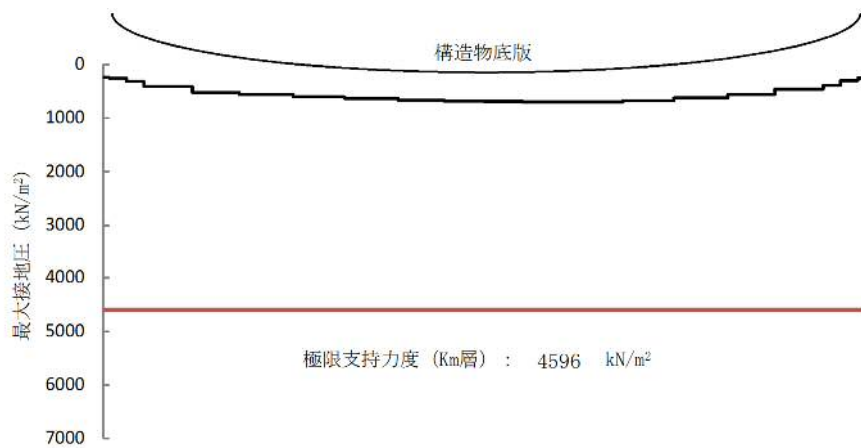


図 5.4-12 (4) 接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-D 1 (H-, V-))  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

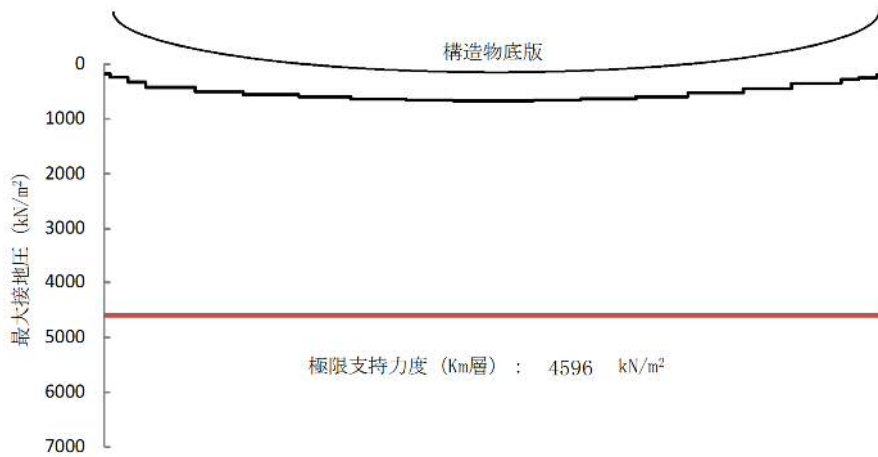


図 5.4-12 (5) 接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-1 1)  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

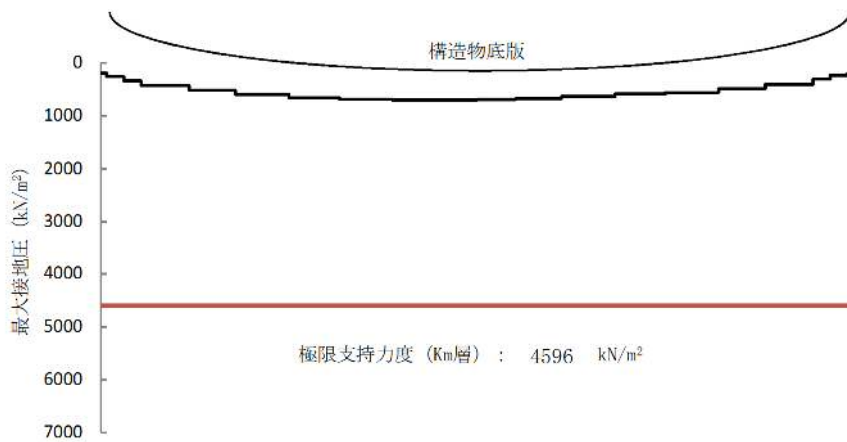


図 5.4-12 (6) 接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-1 2)  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

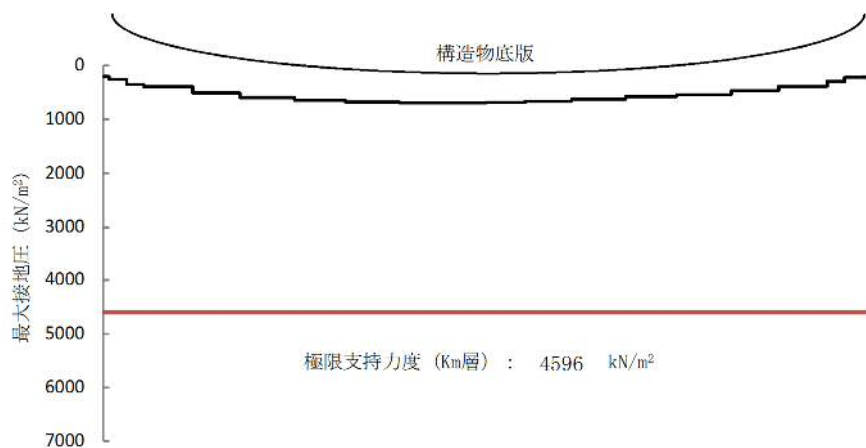


図 5.4-12 (7) 接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-13)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

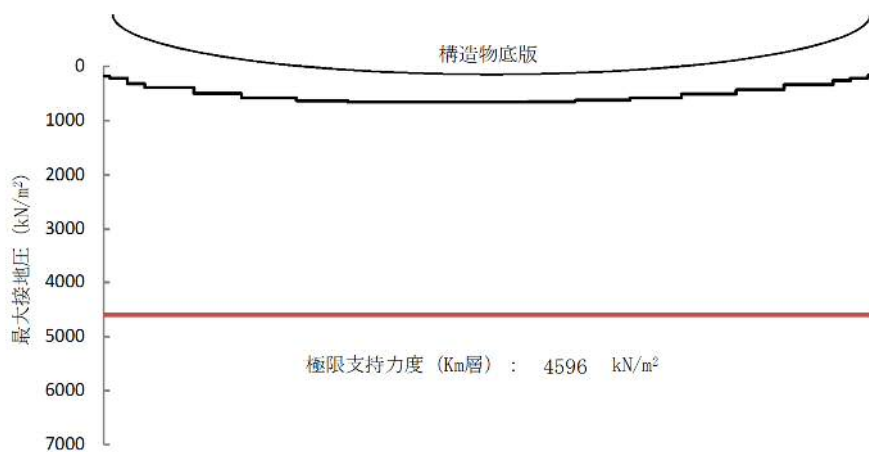


図 5.4-12 (8) 接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-14)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

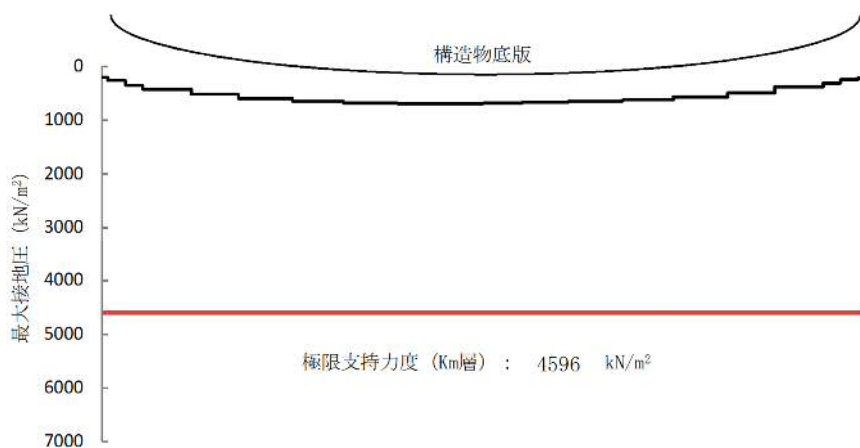


図 5.4-12 (9) 接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-21)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

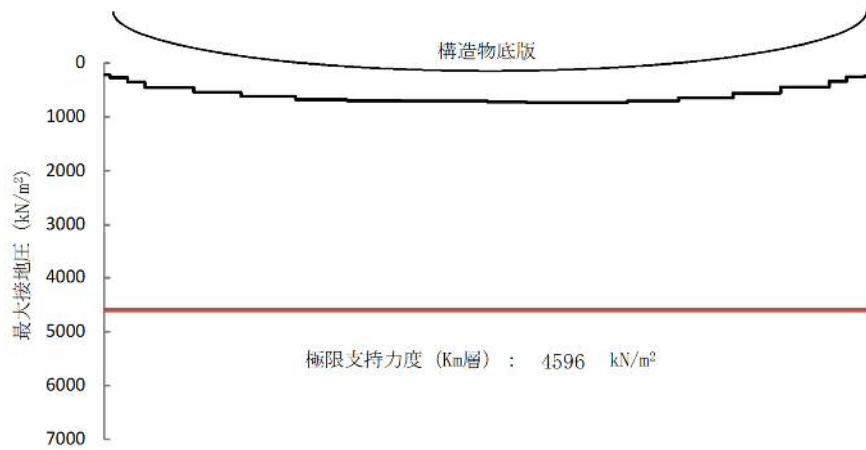


図 5.4-12 (10) 接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-2 2)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

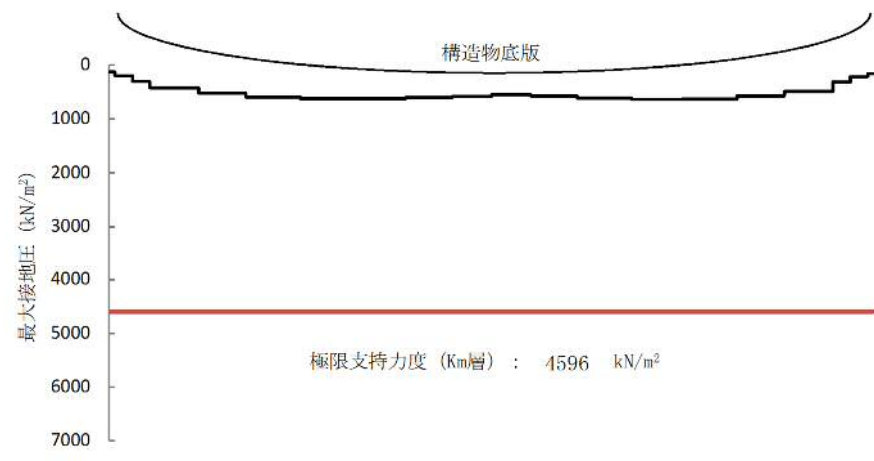


図 5.4-12 (11) 接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-3 1 (H+, V+))

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

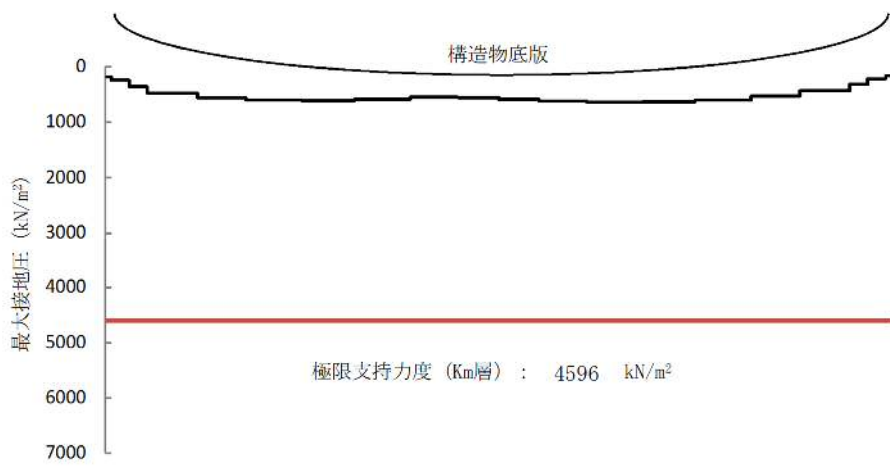


図 5.4-12 (12) 接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-3 1 (H-, V+))

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

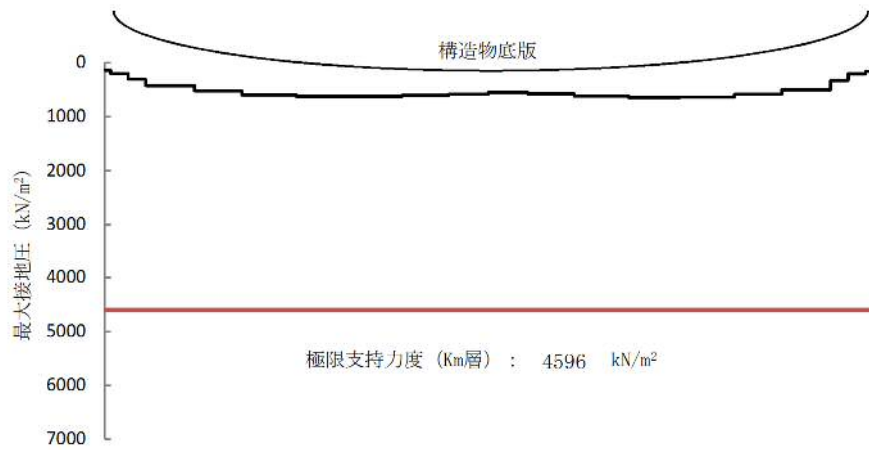


図 5.4-12 (13) 接地圧分布図 ( $S_s-31$  (H+, V+))  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

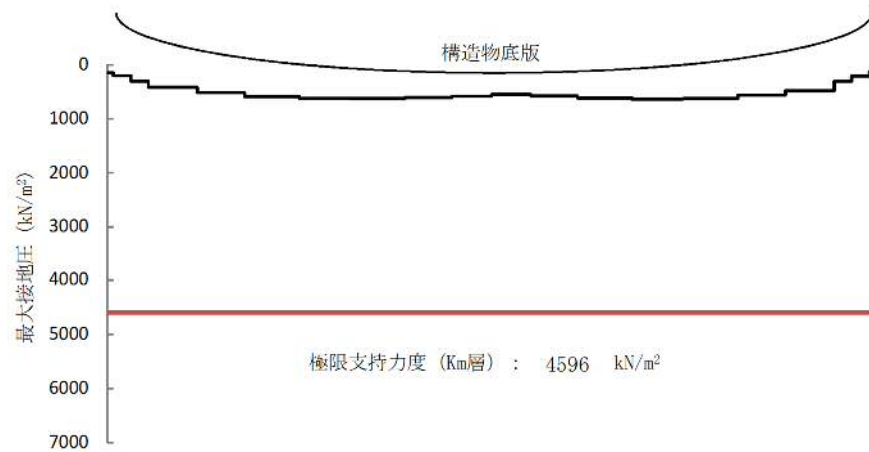


図 5.4-12 (14) 接地圧分布図 ( $S_s-31$  (H+, V+))  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

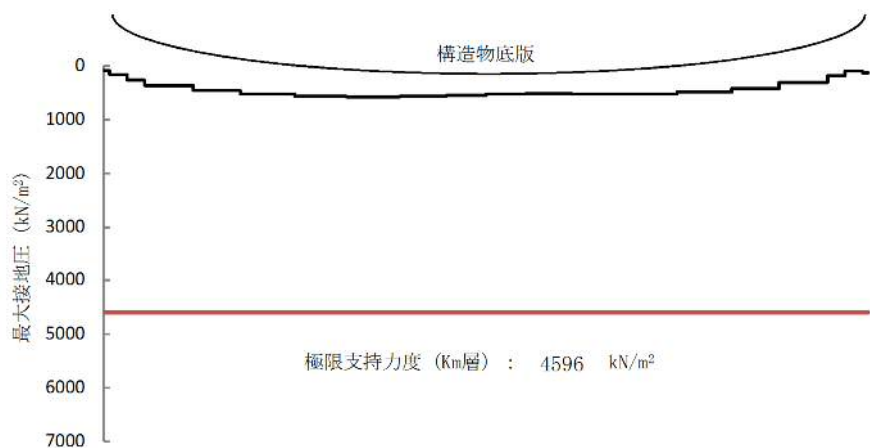


図 5.4-12 (15) 接地圧分布図 ( $S_s-31$  (H+, V+))  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

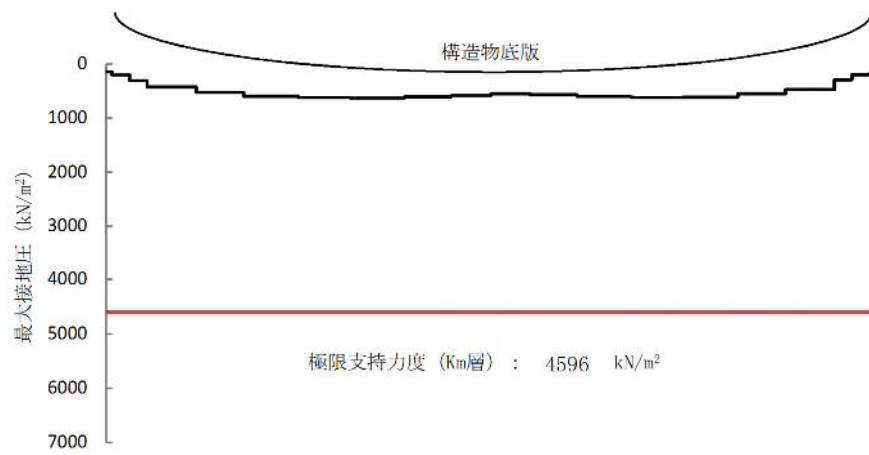


図 5.4-12 (16) 接地圧分布図 ( $S_s-31$  (H+, V+))  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定したケース)

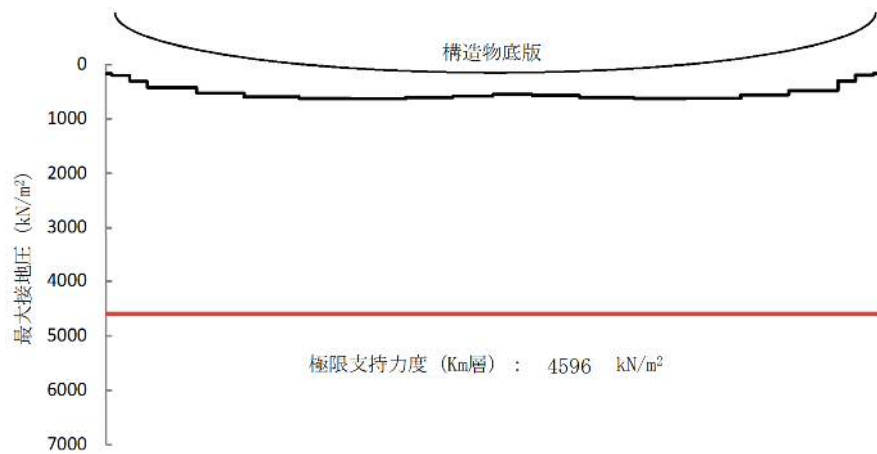


図 5.4-12 (17) 接地圧分布図 ( $S_s-31$  (H+, V+))  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

## 5.5 まとめ

トンネルは、耐震安全上重要な機器・配管系を間接支持する機能を求められる土木構造物である。

トンネルについて基準地震動 $S_s$ に対して、構造部材の曲げ、せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。基礎地盤の支持性能評価については、地震応答解析に基づく接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、トンネルは、基準地震動 $S_s$ による地震動に対して、間接支持機能を維持できる。

常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震安全性評価に関する参考資料

## 1. 減衰定数の設定について

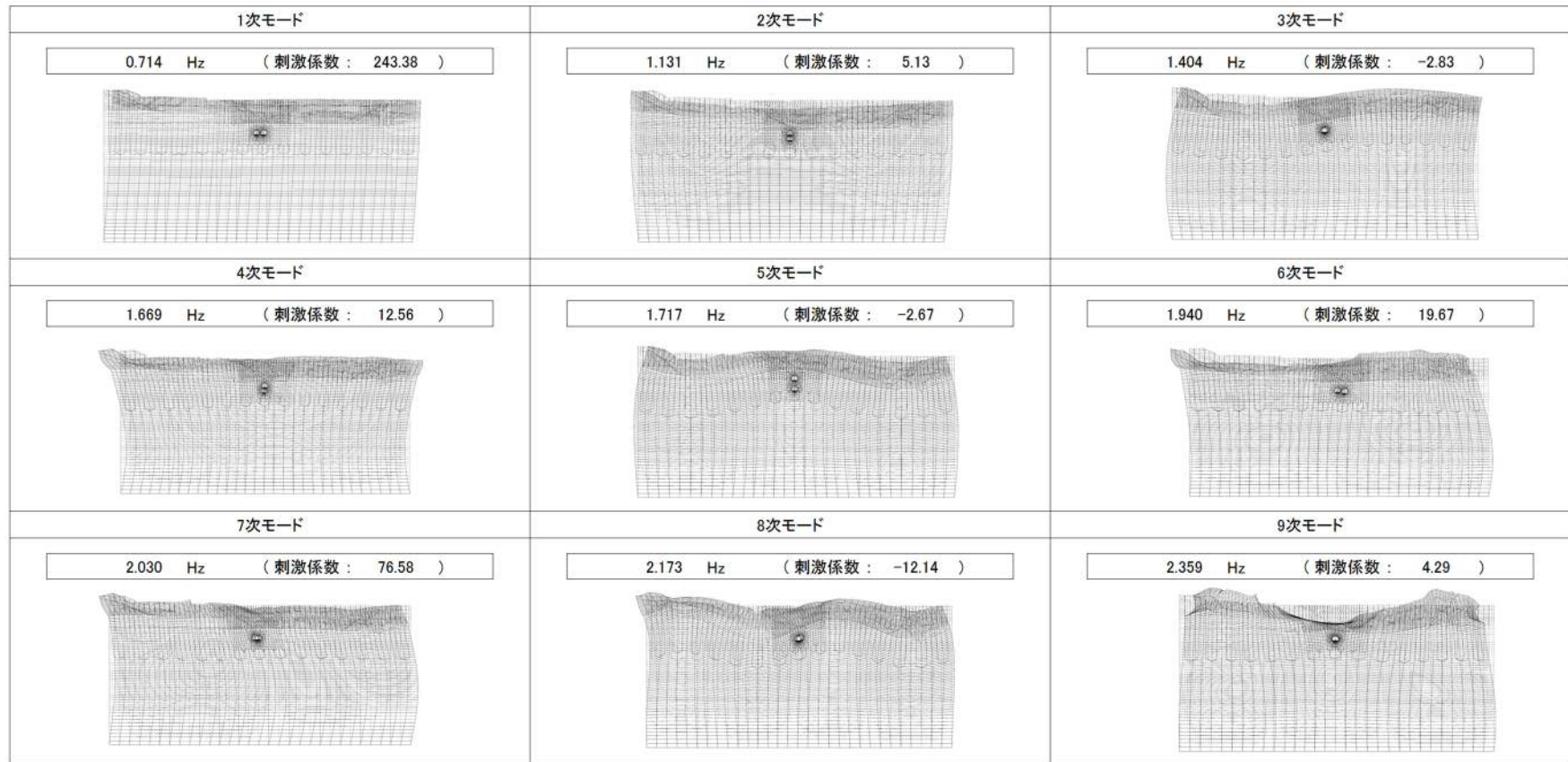
地震応答解析における減衰定数については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を参考図 5-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を参考図 5-2 に示す。

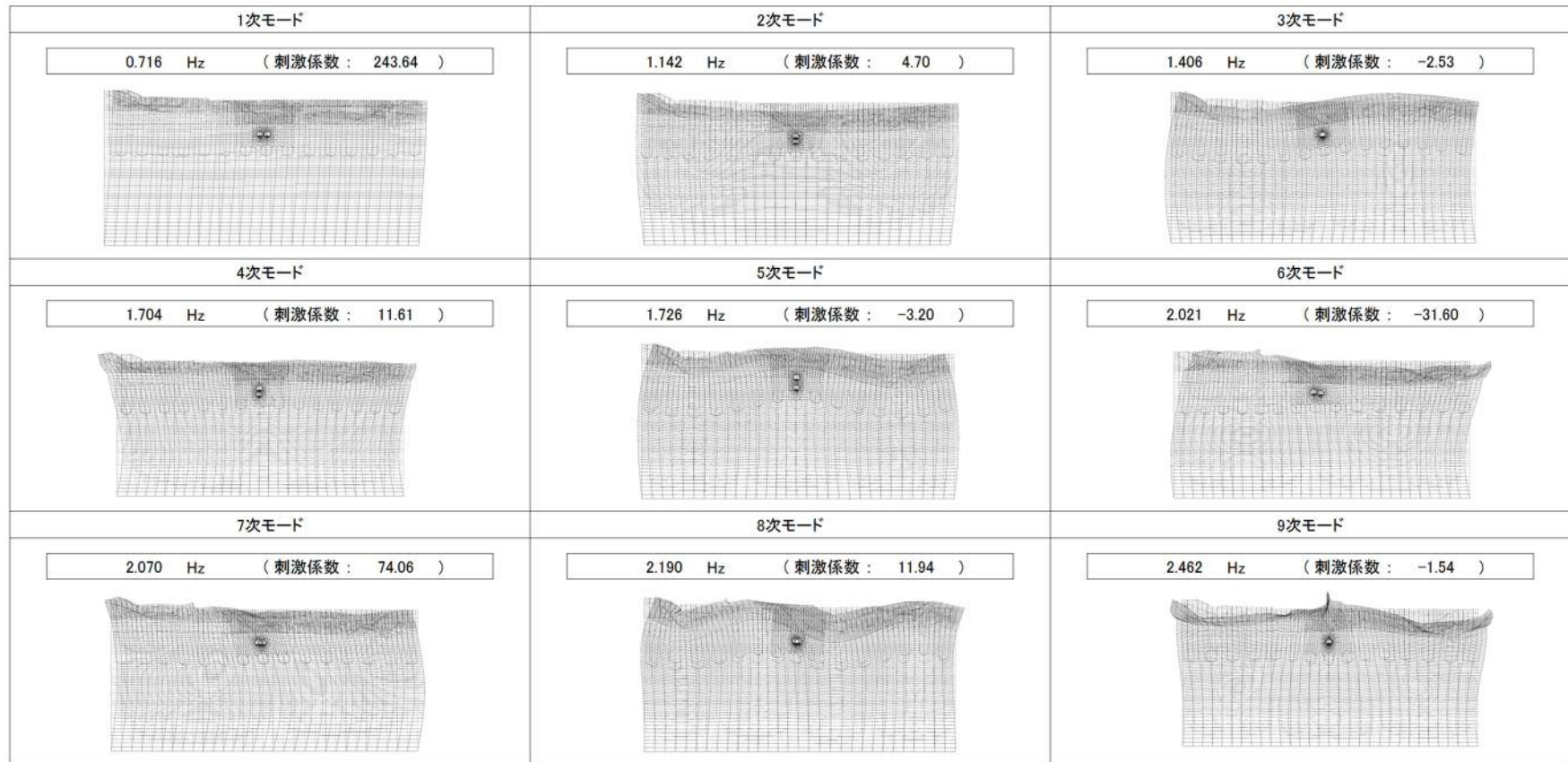
1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1 %（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 3 %（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成 24 年 3 月））とし、コンクリートの減衰定数は 5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

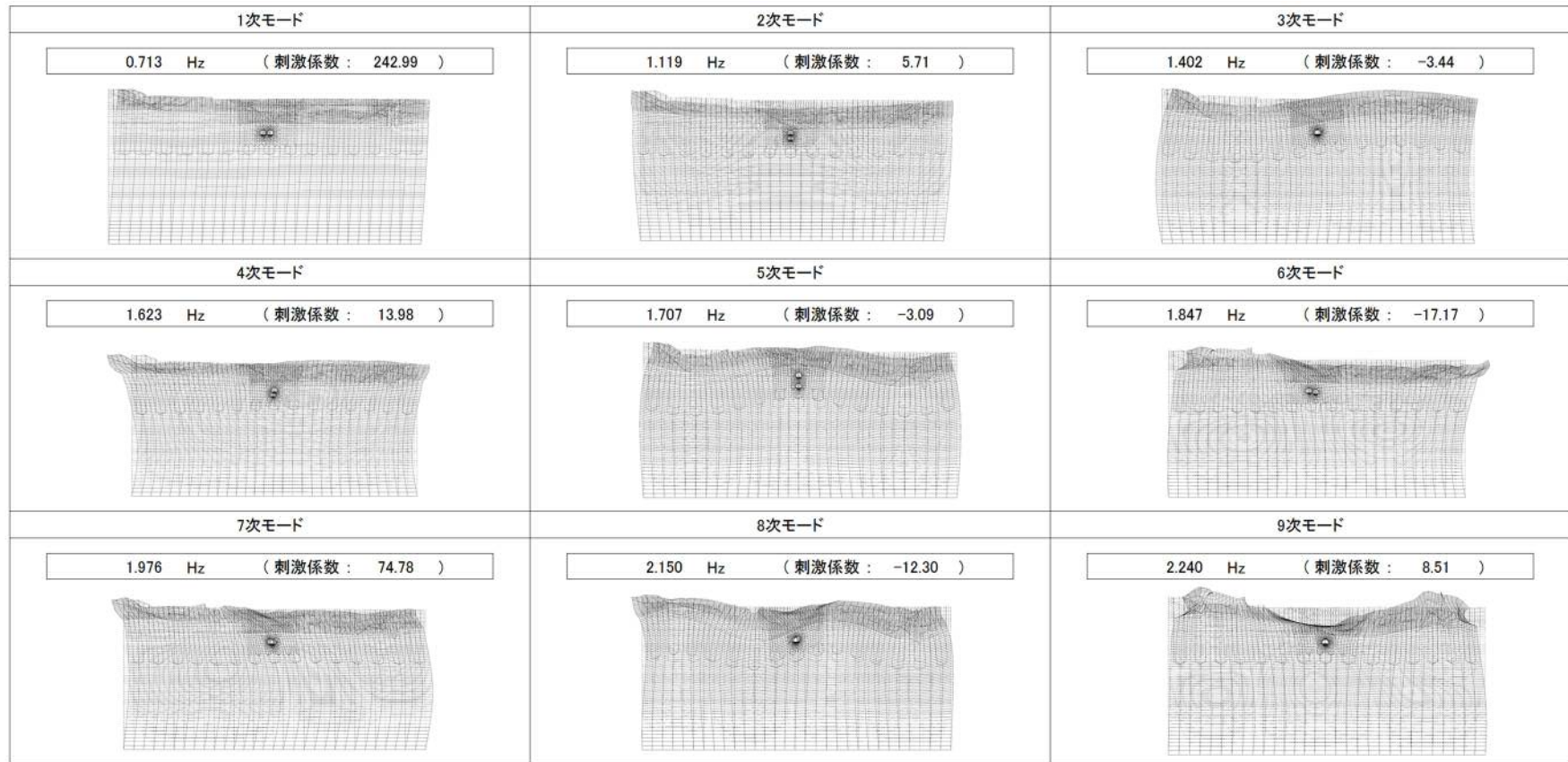




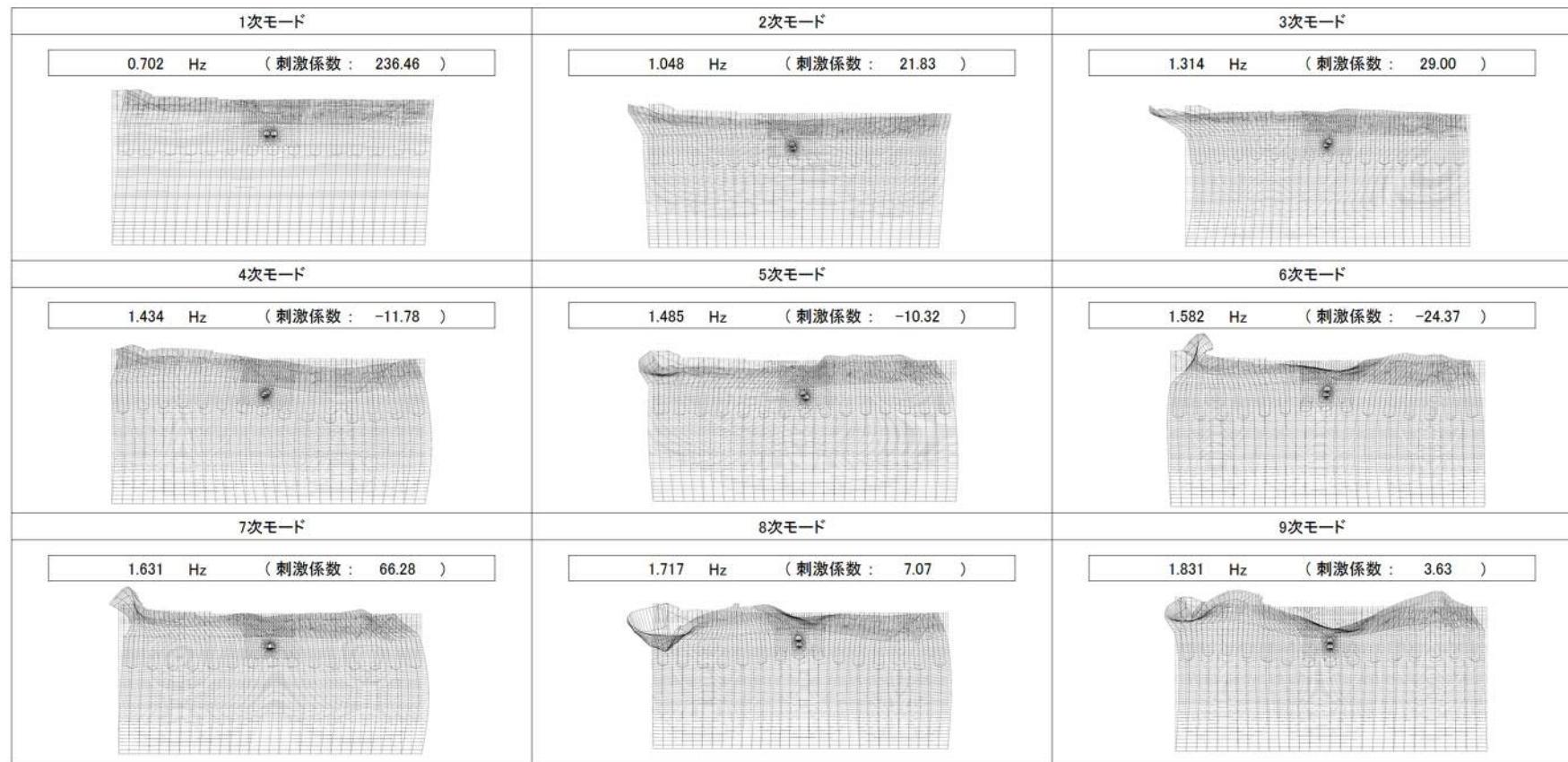
参考図 5-1 (1) 常設代替高圧電源装置用カルバート (トンネル部) の固有値解析結果  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



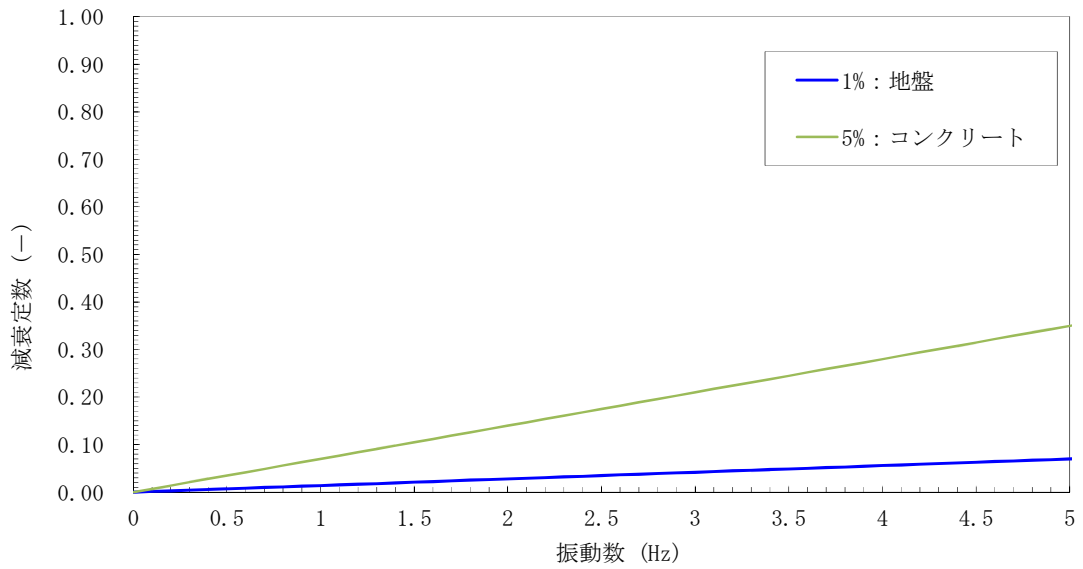
参考図 5-1 (2) 常設代替高圧電源装置用カルバート (トンネル部) の固有値解析結果  
(検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



参考図 5-1 (3) 常設代替高圧電源装置用カルバート (トンネル部) の固有値解析結果  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

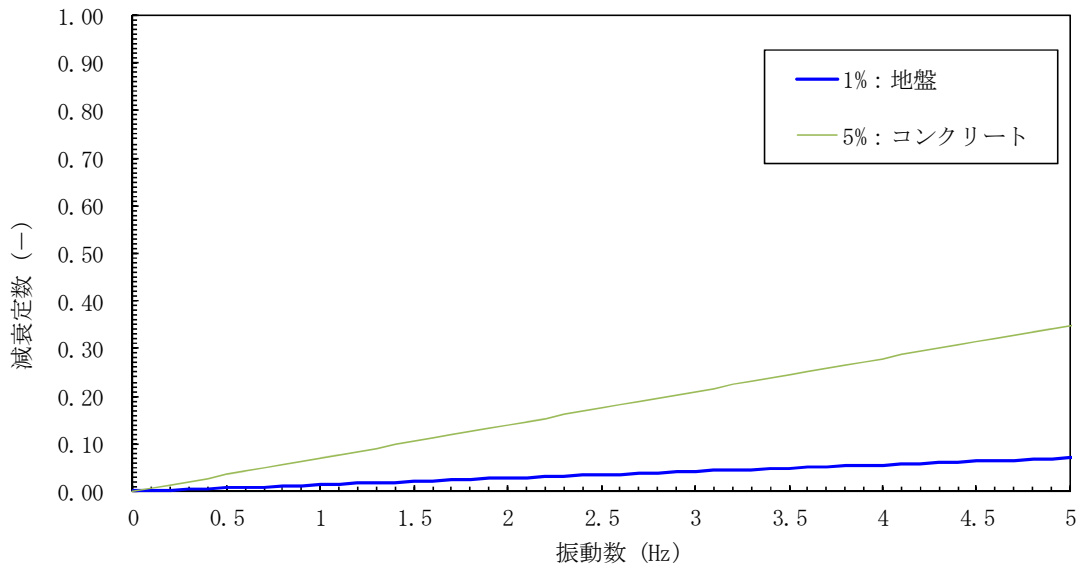


参考図 5-1 (4) 常設代替高圧電源装置用カルバート (トンネル部) の固有値解析結果  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



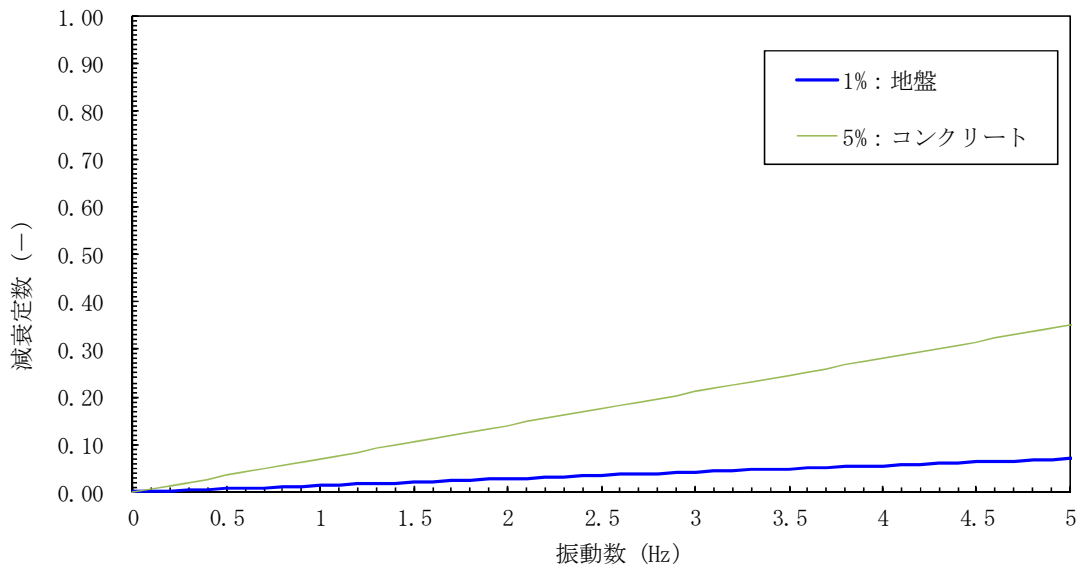
参考図 5-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(南北方向⑤-⑤断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

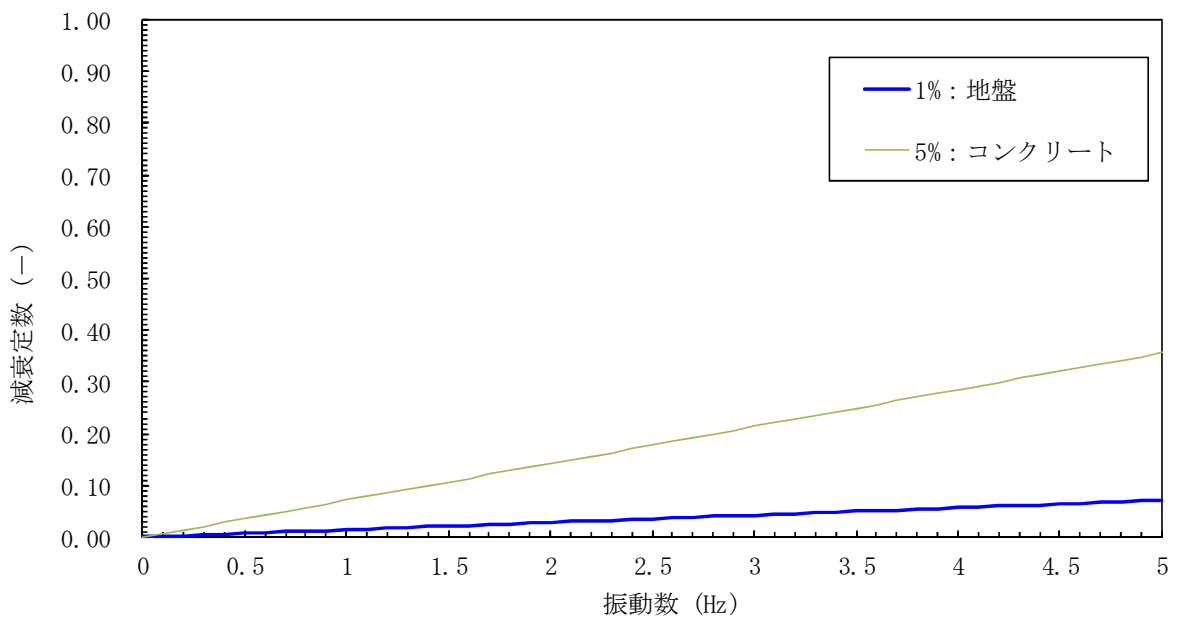


参考図 5-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(南北方向⑤-⑤断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



参考図 5-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰  
 (南北方向⑤-⑤断面 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



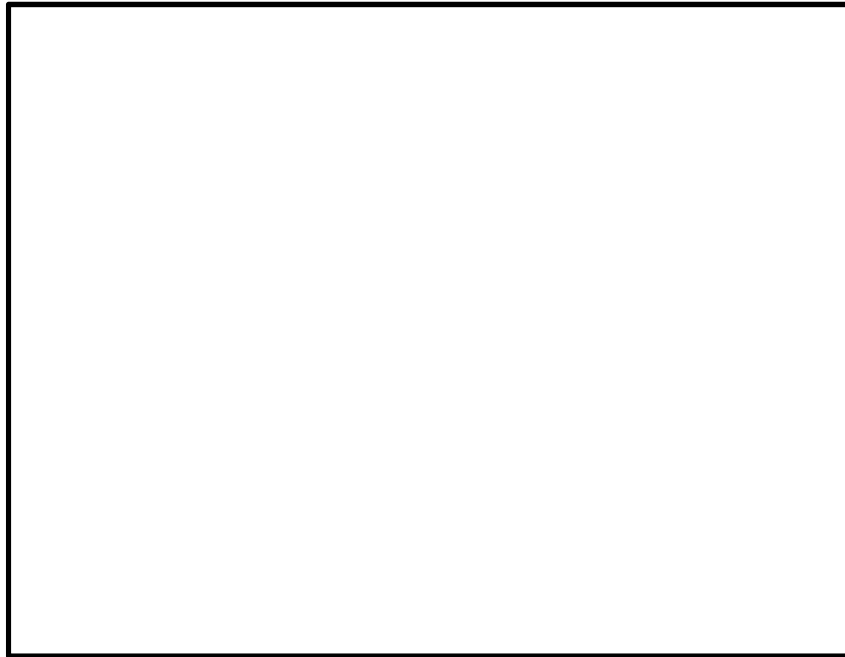
参考図 5-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰  
 (南北方向⑤-⑤断面 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

## 2. 常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）構造の解析モデルについて

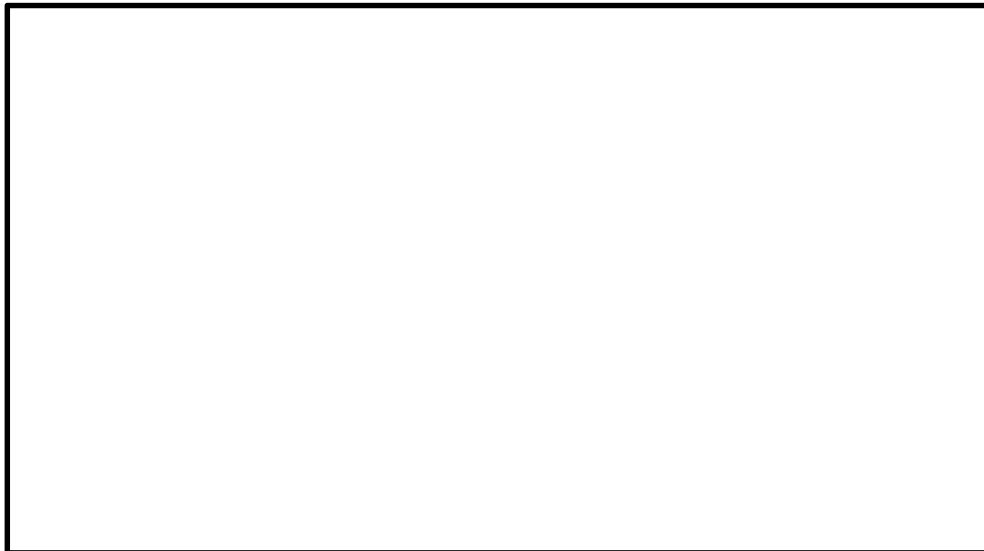
### 2.1 トンネル構造の解析モデル

#### (1) トンネル構造の基本モデル

常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の構造はトンネル覆工、隔壁及びインバートからなる。トンネルの断面の概要及び配筋イメージを参考図 5-3 に示す。

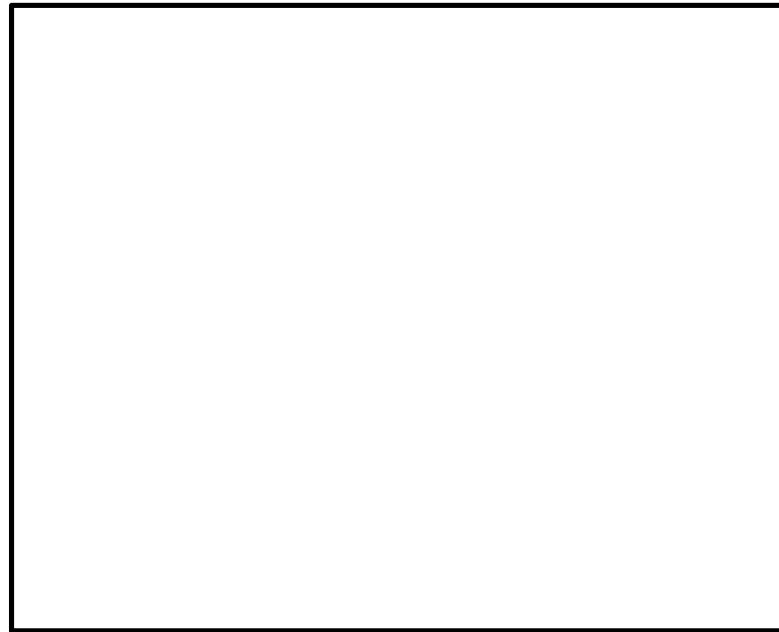


参考図 5-3 (1) トンネル断面の概要



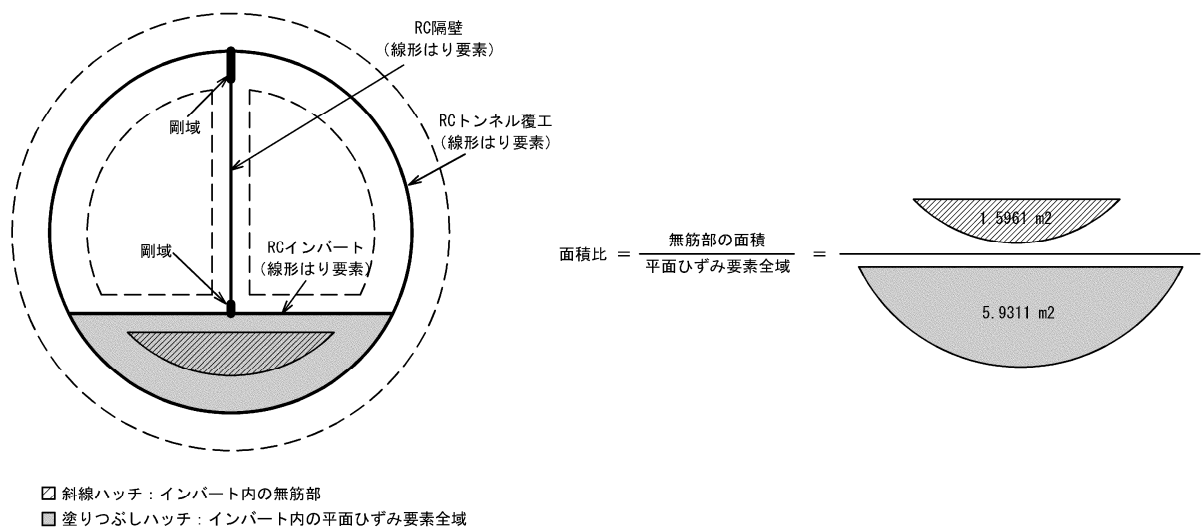
参考図 5-3 (2) トンネルの配筋イメージ

トンネルの構造部材のモデル化にあたり、鉄筋コンクリート部材であるトンネル覆工及び隔壁は、線形はり要素によりモデル化する。一方、インバートは上部の鉄筋コンクリート部と下部の無筋コンクリート部を考慮し、線形はり要素及び平面ひずみ要素によりモデル化する。基本とするトンネル構造の解析モデルを参考図 5-4 に示す。



参考図 5-4 トンネル構造の解析モデル（基本）

なお、上記構造モデルの平面ひずみ要素と線形はり要素で剛性及び質量が重複しないように、参考図 5-5 に示す平面ひずみ要素全域の面積と無筋部の面積の比率でインバートの平面ひずみ要素の剛性及び質量を設定する。



参考図 5-5 インバートの平面ひずみ要素の剛性及び質量の算定



(2) トンネル構造の基本モデルと保守的な配慮として評価するモデルについて

インバートの剛性の設定方法が構造全体に与える影響を確認するため、基本のモデルに対しインバートの剛性を実際よりも硬く仮定したモデルと軟らかく仮定したモデルでケーススタディの地震応答解析を実施し、各部材に発生する応力を比較する。

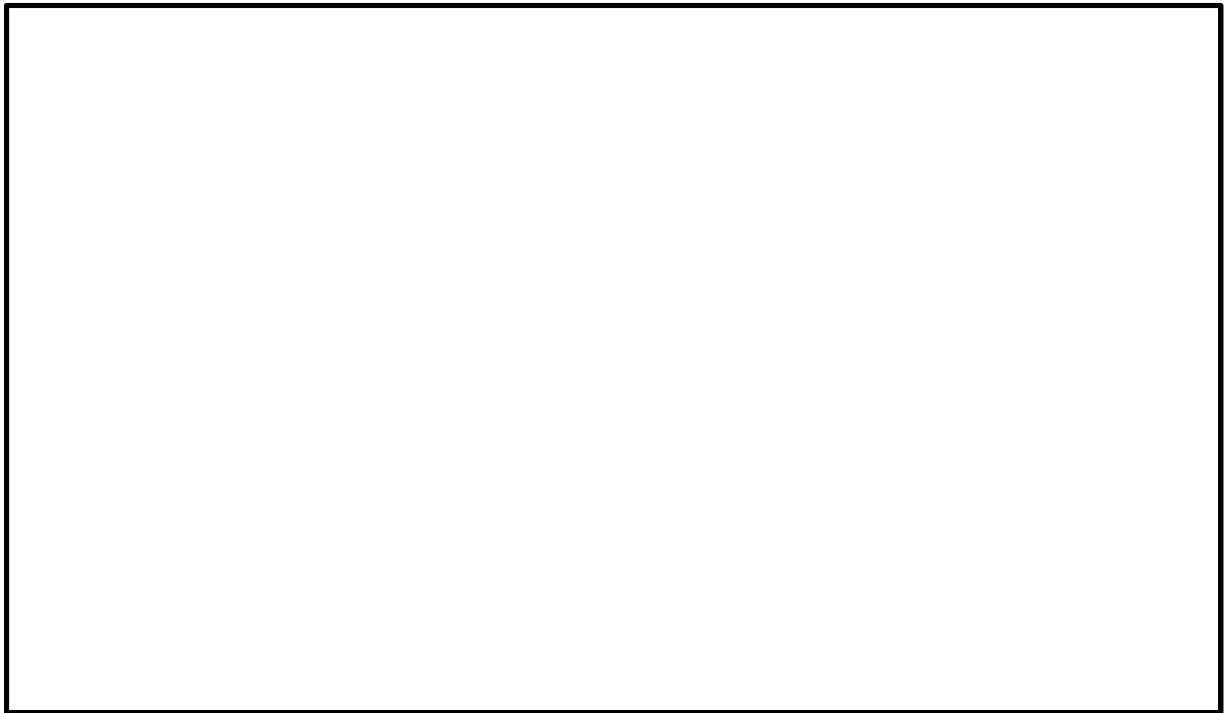
インバートの剛性の設定方法が構造全体に与える影響のケーススタディの地震応答解析には、解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.08」を使用する。

地盤物性値には、原地盤の物性値を用いた解析ケース（基本ケース）の解析用物性値を用いる。

地震動には、部材の照査に最も厳しい条件となった $S_s-31$ を用いる。

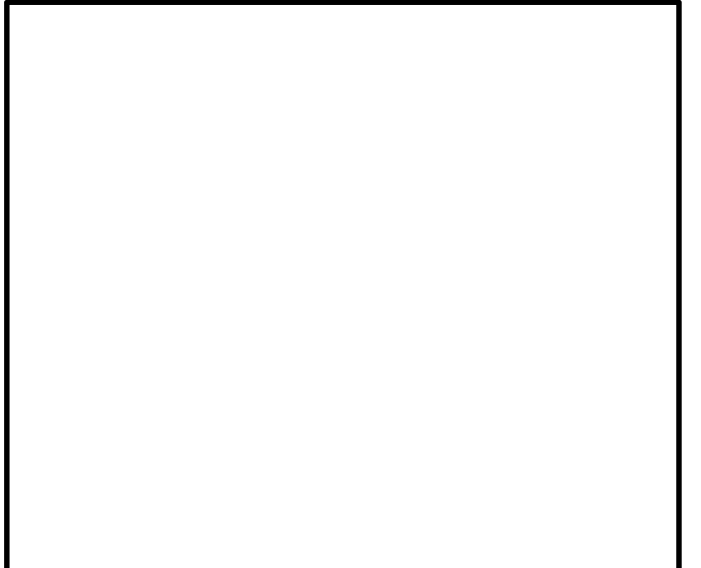

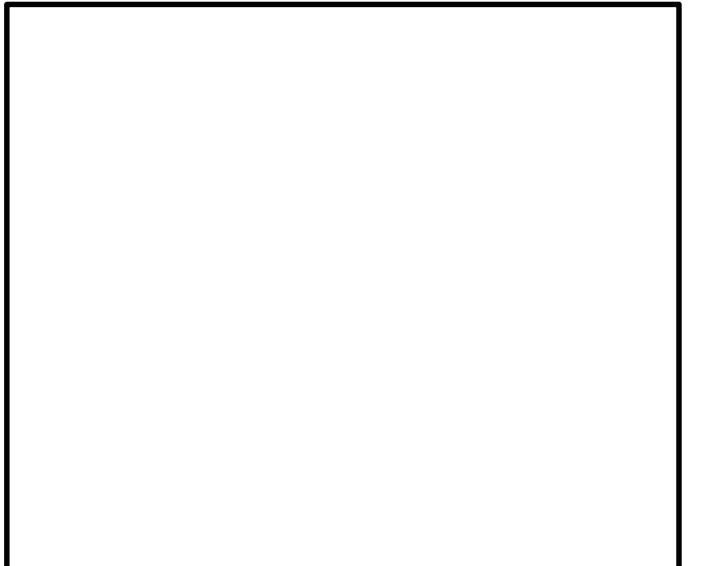
その他の解析条件は、この度の工事計画認可申請における耐震計算書と同じある。

トンネルを含む全体の地震応答解析モデルを参考図 5-6 に、比較するトンネル構造解析モデルを参考表 5-1 に示す。



参考図 5-6 トンネルの地震応答解析モデル

参考表 5-1 解析モデルの比較

<p>解析モデル1 (基本モデル)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• RC インバートを線形はり要素によりモデル化</li> <li>• 無筋コンクリートインバートを平面ひずみ要素によりモデル化</li> <li>• RC インバートと無筋コンクリートインバートの剛性及び質量に重複が生じないようモデル化</li> </ul>	
<p>解析モデル2 (インバートの剛性を実際よりも硬く仮定したモデル)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• RC インバートを線形はり要素によりモデル化</li> <li>• 無筋コンクリートインバートを平面ひずみ要素によりモデル化</li> <li>• RC インバートと無筋コンクリートインバートの剛性及び質量に重複があるモデル化</li> </ul>	
<p>解析モデル3 (インバートの剛性を実際よりも軟らかく仮定したモデル)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• RC インバートのみを線形はり要素によりモデル化</li> <li>• 無筋コンクリートインバートはモデル化せず、空洞と仮定</li> <li>• 無筋コンクリートインバートの質量は RC インバートの中央に付加質量としてモデル化</li> </ul>	

各モデルでの地震応答解析結果により求められた各部材の応力の照査値を参考表 5-2 に示す。

参考表 5-2 部材の照査値の比較

		解析モデル1 (基本モデル)	解析モデル2 (インバートの剛性を 実際よりも硬く仮 定したモデル)	解析モデル3 (インバートの剛性 を実際よりも軟らか く仮定したモデル)
インバートのモデル化		平面ひずみ, 水平梁	平面ひずみ, 水平梁	水平梁
入力地震動		$S_s - 31$ (++)	$S_s - 31$ (++)	$S_s - 31$ (++)
インバート無筋部の剛性		重複がない 現実的な剛性	重複した硬い 剛性と仮定	ゼロと仮定
RCトンネル覆工	コンクリートの圧縮	0.47	0.54	0.37
	内側鉄筋の引張	0.51	0.51	0.44
	外側鉄筋の引張	0.25	0.35	0.12
	せん断	0.69	0.69	0.56
RC隔壁	コンクリートの圧縮	0.55	0.53	0.59
	右側鉄筋の引張	0.40	0.36	0.58
	左側鉄筋の引張	0.31	0.28	0.55
	せん断	0.51	0.49	0.57
RCインバート	コンクリートの圧縮	0.44	0.31	0.74
	上側鉄筋の引張	0.38	0.41	0.62
	下側鉄筋の引張	0.32	0.13	0.35
	せん断	0.30	0.34	0.44

注1 : 照査値=発生応力/許容限界

注2 : 網掛けした照査値は各行の項目で最大のものを示す。

解析モデル1はインバートに現実に近い剛性を適切に考慮した基本となるモデルである。一方で、解析モデル2はインバートの剛性を実際よりも大きく考慮しており、解析モデル1と比較しトンネル覆工の照査値が厳しくなる傾向にある。解析モデル3はインバートの剛性を実際よりも小さく考慮しており、隔壁及びインバートの照査値が厳しくなる傾向にある。

以上より、常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部）の耐震健全性評価においては、基本モデルである解析モデル1にて全地震動において地震応答解析を行い、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。


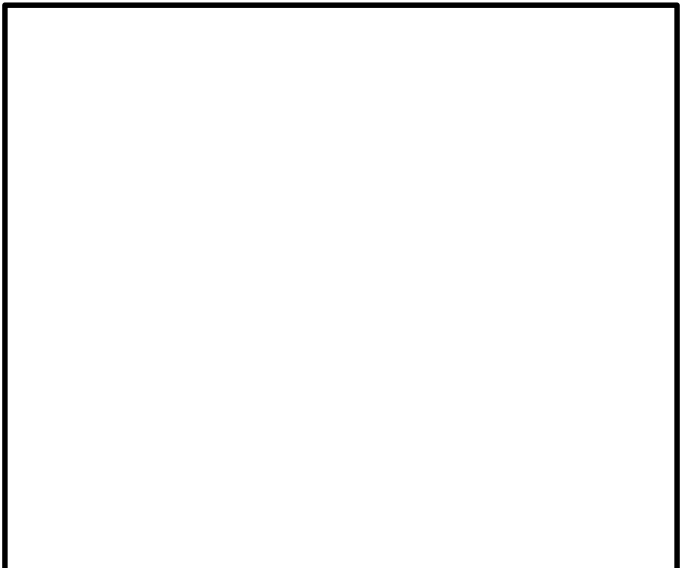
また、基本モデルの検討において最も厳しい照査値となる解析ケースについて、解析モデル2及び解析モデル3による照査も実施し、照査値が許容限界以内であることを確認する。

## 2.2 剛域の有無による影響について

線形はり要素の交点には、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)」に基づき、剛域を設ける。ただし、インバートの線形はり要素については、平面ひずみ要素と節点を共有しているため、剛域を設けなくても十分に剛な状態にあると考えられる。そこで、基本モデルに対しインバート水平梁に剛域を設定したモデルで地震応答解析を実施し、各部材に発生する応力を比較する。

地震応答解析の条件及び地盤のモデルは、「2.1 トンネル構造の解析モデル」と同様である。比較するトンネル構造部材の解析モデルを参考表 5-3 に示す。

参考表 5-3 解析モデルの比較

<p>解析モデル 1 (基本モデル)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ RC インバートを線形はり要素によりモデル化</li> <li>・ 無筋コンクリートインバートを平面ひずみ要素によりモデル化</li> <li>・ RC インバートと無筋コンクリートインバートの剛性及び質量に重複が生じないようにモデル化</li> <li>・ 水平梁には剛域を設定しない</li> </ul>	
<p>解析モデル 4 (剛域モデル)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ RC インバートを線形はり要素によりモデル化</li> <li>・ 無筋コンクリートインバートを平面ひずみ要素によりモデル化</li> <li>・ RC インバートと無筋コンクリートインバートの剛性及び質量に重複が生じないようにモデル化</li> <li>・ 水平梁に剛域を設定</li> </ul>	

各モデルでの地震応答解析結果により求められた各部材の応力の照査値を参考表 5-4 に示す。

参考表 5-4 部材の照査値の比較

		解析モデル1 (基本モデル)	解析モデル4 (剛域モデル)
インバートのモデル化		平面ひずみ, 水平梁	平面ひずみ, 水平梁
入力地震動		$S_s - 31$ (++)	$S_s - 31$ (++)
インバート無筋部の剛性		重複がない 現実的な剛性	重複がない 現実的な剛性
RC トンネル RC トンネル覆工	コンクリートの圧縮	0.47	0.50
	内側鉄筋の引張	0.51	0.50
	外側鉄筋の引張	0.25	0.29
	せん断	0.69	0.69
RC 隔壁	コンクリートの圧縮	0.55	0.55
	右側鉄筋の引張	0.40	0.39
	左側鉄筋の引張	0.31	0.33
	せん断	0.51	0.52
RC インバート	コンクリートの圧縮	0.44	0.38
	上側鉄筋の引張	0.38	0.44
	下側鉄筋の引張	0.32	0.17
	せん断	0.30	0.34



注 : 照査値 = 発生応力 / 許容限界

参考表 5-4 において、解析モデル1 (基本モデル) と解析モデル4 で全体的に各部材の照査値に大きな差はない。インバートの照査値でやや差があるのは、断面力の発生傾向の違いではなく、剛域の有無により部材端の照査に用いる断面力の位置が異なるためである。したがって、剛域の有無による解析結果への影響には有意な差がないことを確認した。

### 3. 保守的な配慮としての耐震評価

5.4.2(1)及び(2)の評価結果により、全地震動において構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。ここでは、構造部材であるトンネル覆工、隔壁及びインバートにおいてより保守的な評価となるモデルでの地震応答解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。参考表 5-5 に検討するモデルを示す。

参考表 5-5 解析モデル

モデル名	解析モデル 2	解析モデル 3
インバートの剛性	現実に近いモデルよりも硬く仮定	現実に近いモデルよりも軟らかく仮定
主な仕様	<ul style="list-style-type: none"> <li>RC インバートを線形はり要素によりモデル化</li> <li>無筋コンクリートインバートを平面ひずみ要素によりモデル化</li> <li>RC インバートと無筋コンクリートインバートの剛性及び質量に重複があるモデル化</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>RC インバートのみを線形はり要素によりモデル化</li> <li>無筋コンクリートインバートはモデル化せず、空洞と仮定</li> <li>無筋コンクリートインバートの質量は RC インバートの中央に付加質量としてモデル化</li> </ul>
モデル図		
備考	トンネル覆工の照査値が厳しくなる傾向にある。	隔壁及びインバートの照査値が厳しくなる傾向にある。

照査は、インバートに現実に近い剛性を適切に考慮した基本となるモデルの検討において最も厳しい照査値となる②地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケースについて実施した。各モデルでの地震応答解析結果により求められた各部材の応力の照査値 (発生応力/許容限界) を参考表 5-6 に示す。

参考表 5-6 照査結果 (照査値)

		解析モデル 1 (基本モデル)	解析モデル 2	解析モデル 3
入力地震動		$S_s - 31$ (++)	$S_s - 31$ (++)	$S_s - 31$ (++)
RC トンネル覆工	コンクリートの圧縮	0.34	0.39	0.30
	鉄筋の引張	0.29	0.28	0.20
	せん断	0.65	0.66	0.48
RC 隔壁	コンクリートの圧縮	0.39	0.37	0.44
	鉄筋の引張	0.15	0.12	0.35
	せん断	0.38	0.36	0.42
RC インバート	コンクリートの圧縮	0.43	0.22	0.72
	鉄筋の引張	0.35	0.32	0.69
	せん断	0.28	0.27	0.45

