

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7 補足-027-2 改3
提出年月日	2020年5月7日

資料2 軽油タンク基礎の耐震安全性評価

2020年5月

東京電力ホールディングス株式会社

目 次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	1
2.1 構造概要	1
2.2 評価対象構造物	10
2.3 評価対象断面の方向	10
2.4 評価対象断面の選定	10
2.5 使用材料及び材料定数	11
2.6 地盤物性値	11
2.7 評価構造物諸元	15
2.8 地下水位	17
2.9 耐震評価フロー	17
2.10 適用規格	19
3. 地震応答解析	21
3.1 地震応答解析手法	21
3.2 地震応答解析モデルの設定	22
3.2.1 解析モデル領域	22
3.2.2 境界条件	26
3.2.3 解析奥行幅	29
3.2.4 構造物のモデル化	30
3.2.5 地盤改良体のモデル化	30
3.2.6 ジョイント要素の設定	31
3.2.7 杭-地盤相互作用ばねの設定	34
3.2.8 杭先端ばねの設定	36
3.2.9 材料特性の設定	38
3.3 減衰定数	40
3.4 荷重の組合せ	40
3.4.1 機器・配管荷重	41
3.4.2 外水圧	45
3.4.3 雪荷重	45
3.5 地震応答解析の解析ケース	46
3.5.1 耐震評価における解析ケース	46
3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケース	49
4. 基礎版の解析	50
4.1 解析手法	50
4.2 解析モデルの設定	51

4.2.1	基礎版のモデル化	51
4.2.2	材料の非線形特性	52
4.2.3	杭頭ばね要素の設定	56
4.3	照査時刻の選定	58
4.4	入力荷重	59
4.4.1	軽油タンクによる荷重	61
4.4.2	張出しダクト及び張出し基礎による荷重	65
4.4.3	油分離槽の慣性力	68
4.4.4	防油堤の慣性力	69
4.4.5	基礎版の慣性力	70
4.4.6	リングコンクリート及び乾燥砂の慣性力	71
4.4.7	積雪の慣性力	72
4.4.8	土圧及び水圧	73
5.	評価内容	74
5.1	入力地震動の設定	74
5.2	許容限界の設定	127
5.2.1	曲げに対する許容限界	127
5.2.2	せん断に対する許容限界	129
5.2.3	鋼管杭	134
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	135
6.	評価結果	139
6.1	地震応答解析結果	139
6.1.1	解析ケースと照査値	140
6.1.2	ひずみ分布図（鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査）	146
6.1.3	断面力分布（鉄筋コンクリート部材のせん断力照査）	148
6.1.4	曲率分布（鋼管杭の曲げ軸力照査）	151
6.1.5	せん断力分布（鋼管杭のせん断力照査）	155
6.1.6	最大せん断ひずみ分布	159
6.1.7	過剰間隙水圧比分布	167
6.2	鉄筋コンクリート部材の耐震評価	175
6.2.1	鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力に対する評価結果	175
6.2.2	鉄筋コンクリート部材のせん断力に対する評価結果	176
6.3	鋼管杭の耐震評価	177
6.3.1	鋼管杭の曲げ軸力に対する評価結果	177
6.3.2	鋼管杭のせん断力に対する評価結果	180
6.4	基礎地盤の支持性能に対する支持力評価	183

6.4.1 基礎地盤の押込みに対する支持性能評価	183
6.4.2 基礎地盤の引抜きに対する支持性能評価	186
7. まとめ	189

参考資料

: 今回説明範囲

(参考資料 1) 付帯設備の耐震評価	参考 1-1
(参考資料 2) 杭頭部の評価	参考 2-1
(参考資料 3) 版解析における照査時刻の選定について	参考 3-1
(参考資料 4) 版解析における地下水位の影響について	参考 4-1
(参考資料 5) 静的地震力に対する耐震安全性評価	参考 5-1
(参考資料 6) 評価対象断面の代表性について	参考 6-1
(参考資料 7) 地盤改良体の安定性について	参考 7-1

1. 評価方法

軽油タンク基礎は、Sクラス施設である軽油タンクを間接支持する機能を求められる土木構造物である。軽油タンク基礎について基準地震動 S_s による耐震評価として、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。

軽油タンク基礎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した解析ケースを設定する。

構造部材の健全性評価については、構造部材のコンクリートひずみ、曲率及びせん断力が要求性能に応じた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、杭頭に生じる鉛直力が極限支持力及び極限引抜き力に基づく許容限界以下であることを確認する。

2. 評価条件

2.1 構造概要

軽油タンク基礎の位置図を図 2-1 に、平面図を図 2-2 に、断面図を図 2-3 及び図 2-4 に、概略配筋図を図 2-5 に、鋼管杭配置図を図 2-6 に示す。軽油タンク基礎は、幅約 35m (東西方向) × 約 18m (南北方向)、高さ約 1.4m の、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、等間隔に配置した杭を介して十分な支持性能を有する西山層に支持される。また、基礎版及び杭の周辺には地盤改良を実施している。

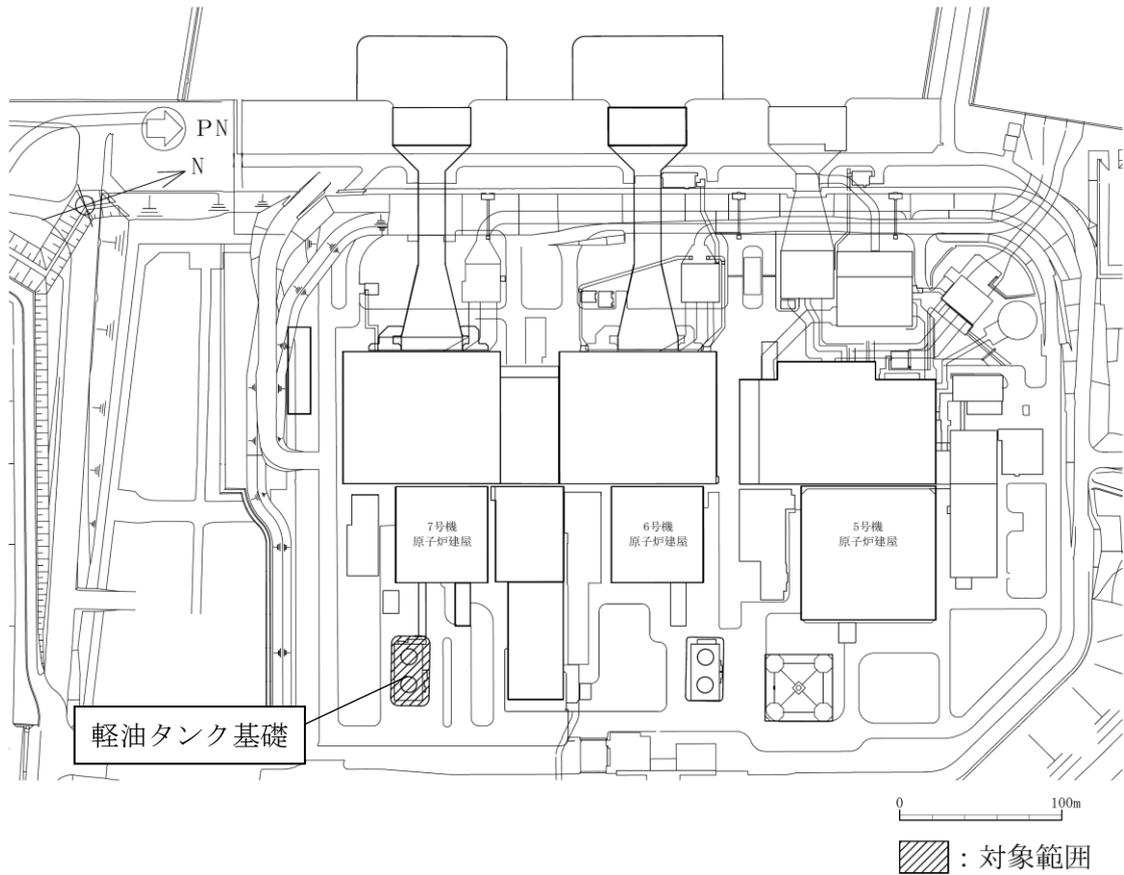
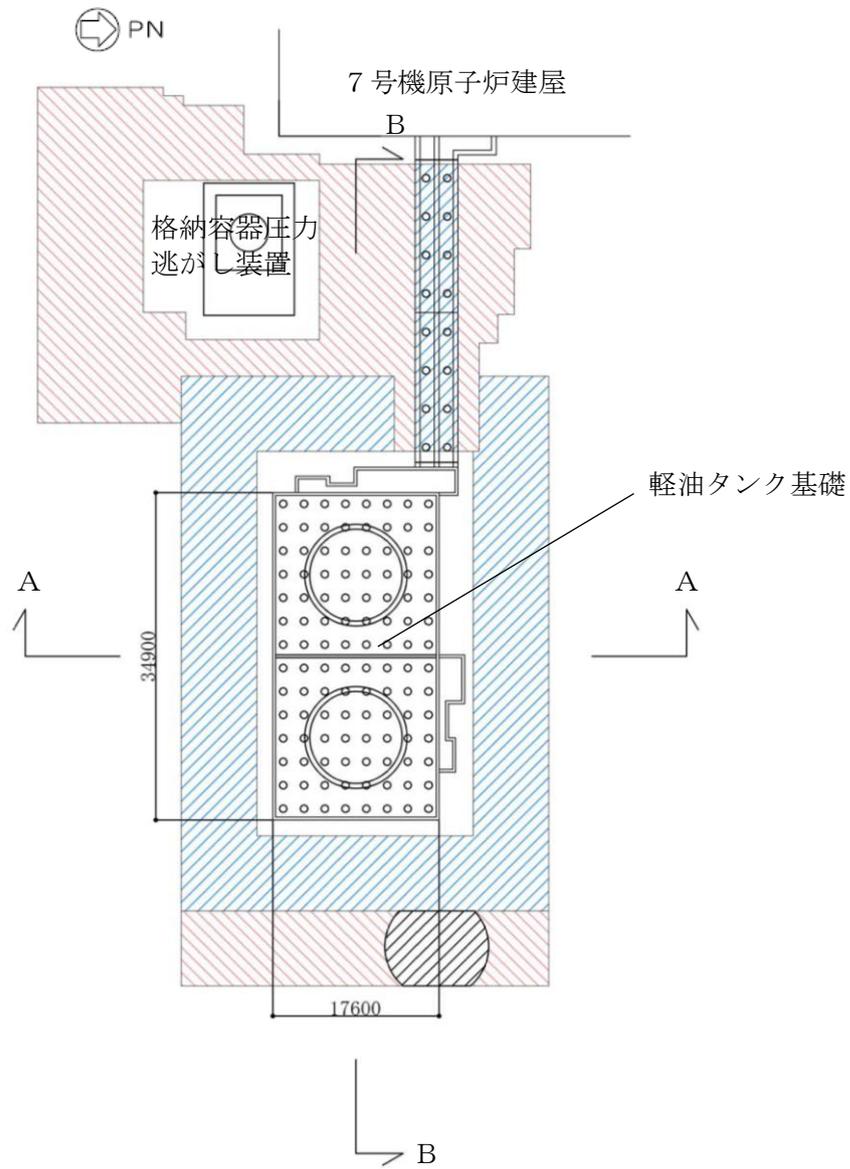


図 2-1 軽油タンク基礎の位置図



(単位：mm)

既設／新設	凡例	地盤改良工法
既設地盤改良体		置換 (CD掘削)
新設地盤改良体		置換 (CD掘削)

注：置換工法 (CD掘削) の施工範囲の内，地上構造物及び埋設構造物がある箇所では，高圧噴射または置換 (開削) を適用

図 2-2 軽油タンク基礎の平面図

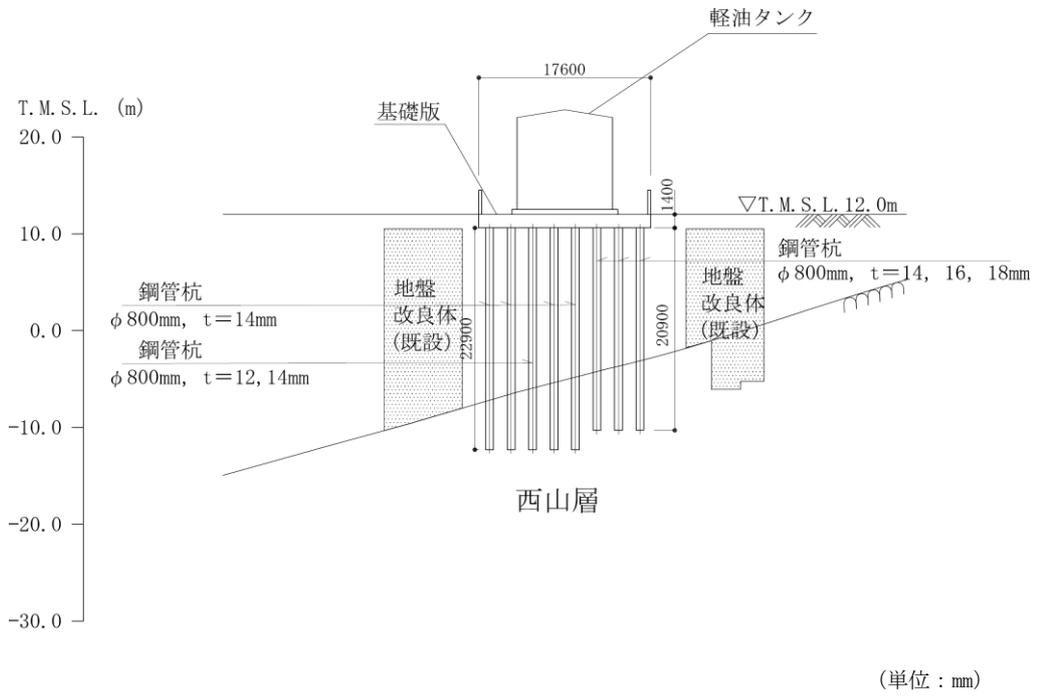


図 2-3 軽油タンク基礎断面図 (A-A断面)

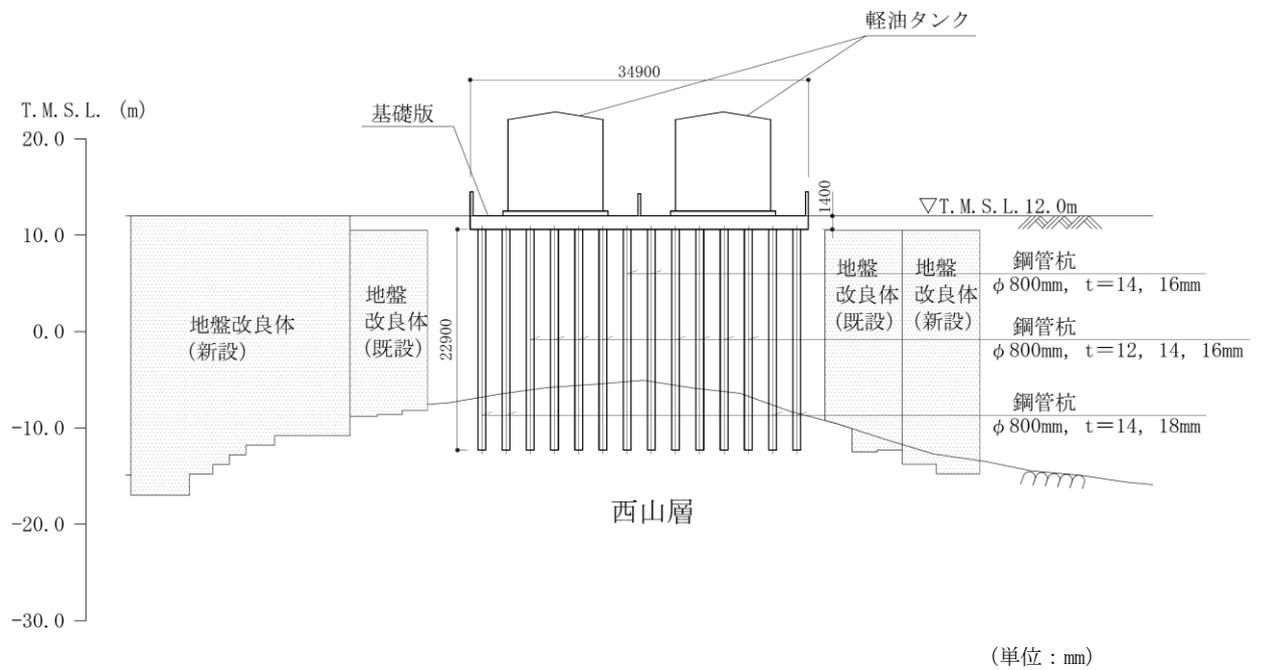


図 2-4 軽油タンク基礎断面図 (B-B断面)

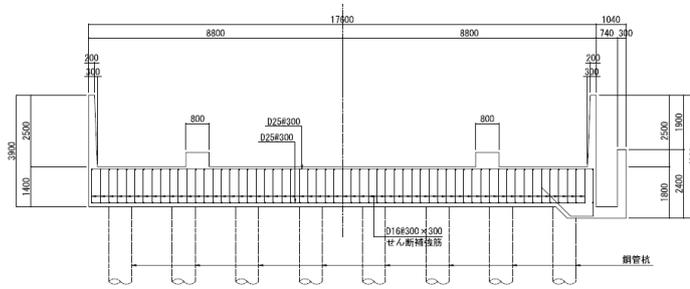


図 2-5 (1) 軽油タンク基礎の概略配筋図 (A-A断面)

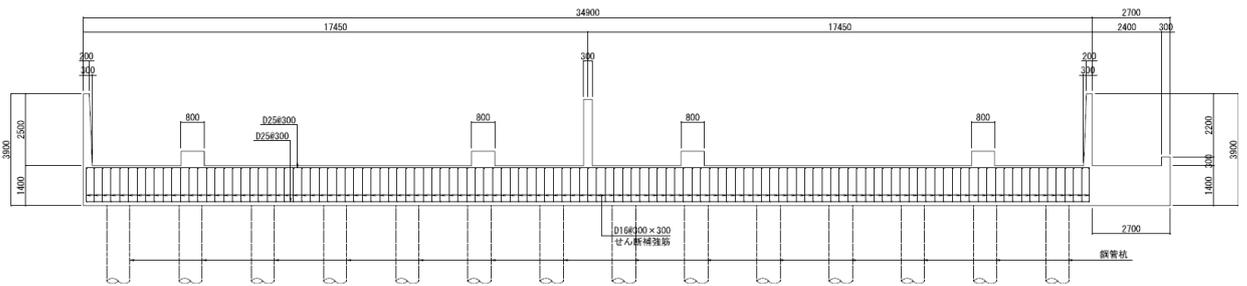
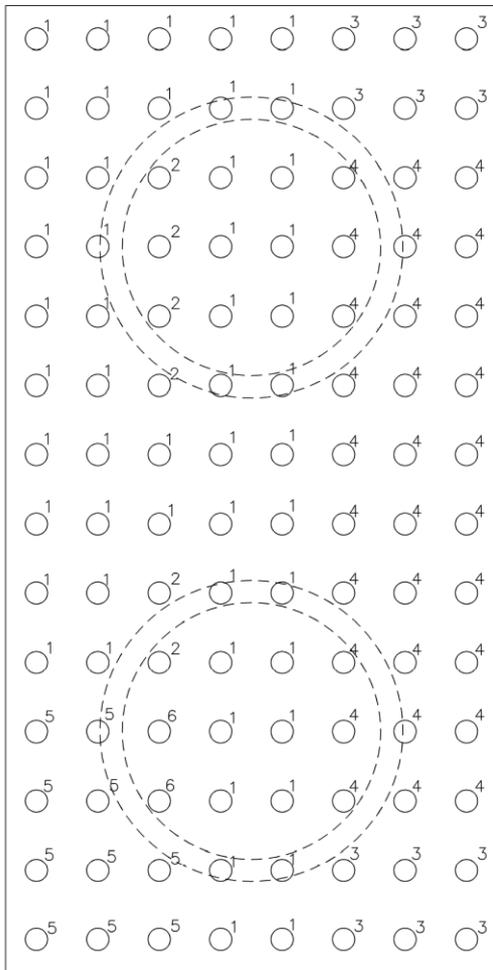


図 2-5 (2) 軽油タンク基礎の概略配筋図 (B-B断面)



杭位置	仕様		
	杭径 (mm)	肉厚 (mm)	杭長(m)
1	800	14	23.0
2		12	23.0
3		14 (杭頭部*18)	21.0
4		14 (杭頭部*18)	21.0
5		14	26.5
6		12	26.5

注記* : 杭頭から 2m までの範囲

図 2-6 鋼管杭配置図

軽油タンク基礎には、基礎版と剛結された付帯設備が設置されている。付帯設備の配置図を図 2-7 に、各付帯設備の概要を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

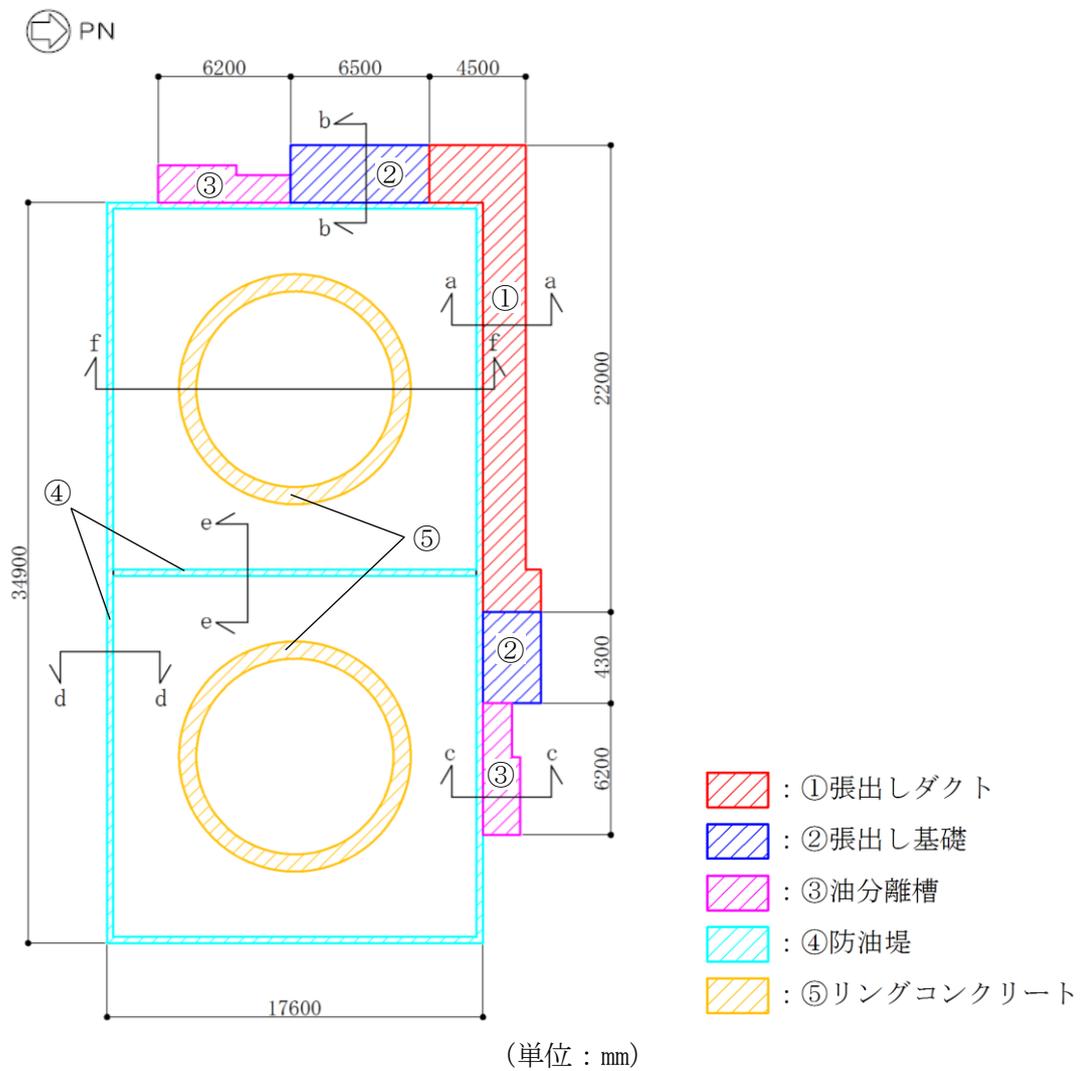


図 2-7 付帯設備の配置図

表 2-1 付帯設備の概要 (1/2)

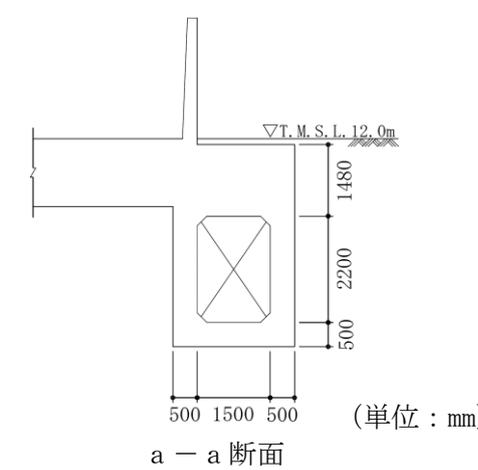
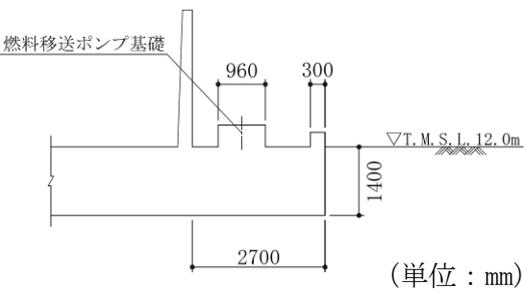
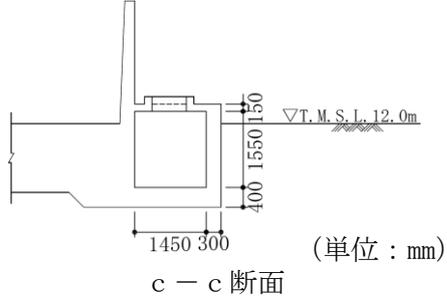
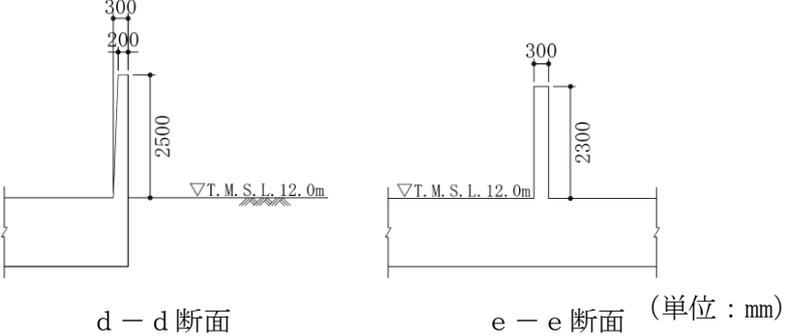
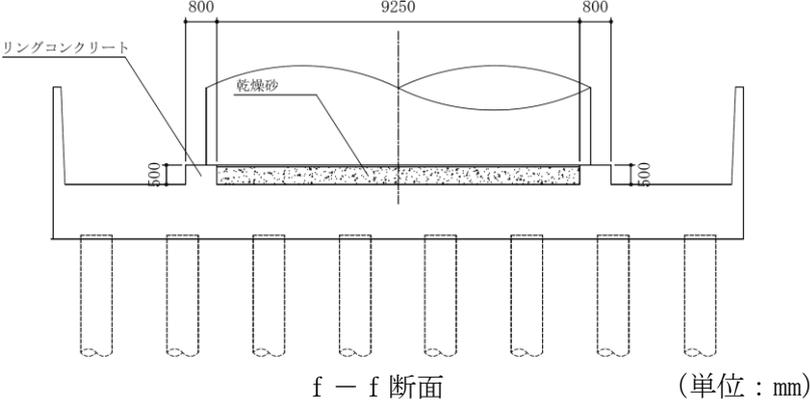
設備名称	概要
①張出しダクト	<ul style="list-style-type: none"> ・ Sクラス施設である燃料移送系配管を間接支持する構造物である。 ・ 張出しダクト頂版は軽油タンク基礎と剛結されている。 <div style="text-align: center;">  <p>a - a 断面</p> </div>
②張出し基礎	<ul style="list-style-type: none"> ・ Sクラス施設である燃料移送ポンプを間接支持する構造物である。 ・ 軽油タンク基礎と剛結されている。 ・ 非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護版が設置されている。 <div style="text-align: center;">  <p>b - b 断面</p> </div>

表 2-2 付帯設備の概要 (2/2)

設備名称	概要
③油分離槽	<ul style="list-style-type: none"> 油分離槽に支持されるSクラス施設はない。 軽油タンク基礎と剛結されている。  <p style="text-align: center;">c - c 断面 (単位: mm)</p>
④防油堤	<ul style="list-style-type: none"> 防油堤の一部がSクラス施設である燃料移送系配管を間接支持する構造物である。 軽油タンク基礎と剛結されている。  <p style="text-align: center;">d - d 断面 e - e 断面 (単位: mm)</p> <p>注1 : 防油堤はアクセスルートに対する影響範囲外に位置するため、アクセスルートの観点から防油堤に要求される機能はない。</p> <p>注2 : 火災防護の観点から、防油堤に要求される機能はない。</p>
⑤リングコンクリート	<ul style="list-style-type: none"> Sクラス施設である軽油タンクを間接支持する構造物である。 リングコンクリートは軽油タンク基礎と剛結されている。 リングコンクリートの内側には乾燥砂が設置されている。  <p style="text-align: center;">f - f 断面 (単位: mm)</p>

2.2 評価対象構造物

「2.1 構造概要」で示した軽油タンク基礎本体及び付帯設備のうち、Sクラス施設を間接支持する機能を有する軽油タンク基礎本体及び付帯設備（張出しダクト，張出し基礎，防油堤）を評価対象構造物とする。評価対象構造物を図 2-8 に示す。なお，付帯設備の耐震評価については（参考資料 1）に示す。

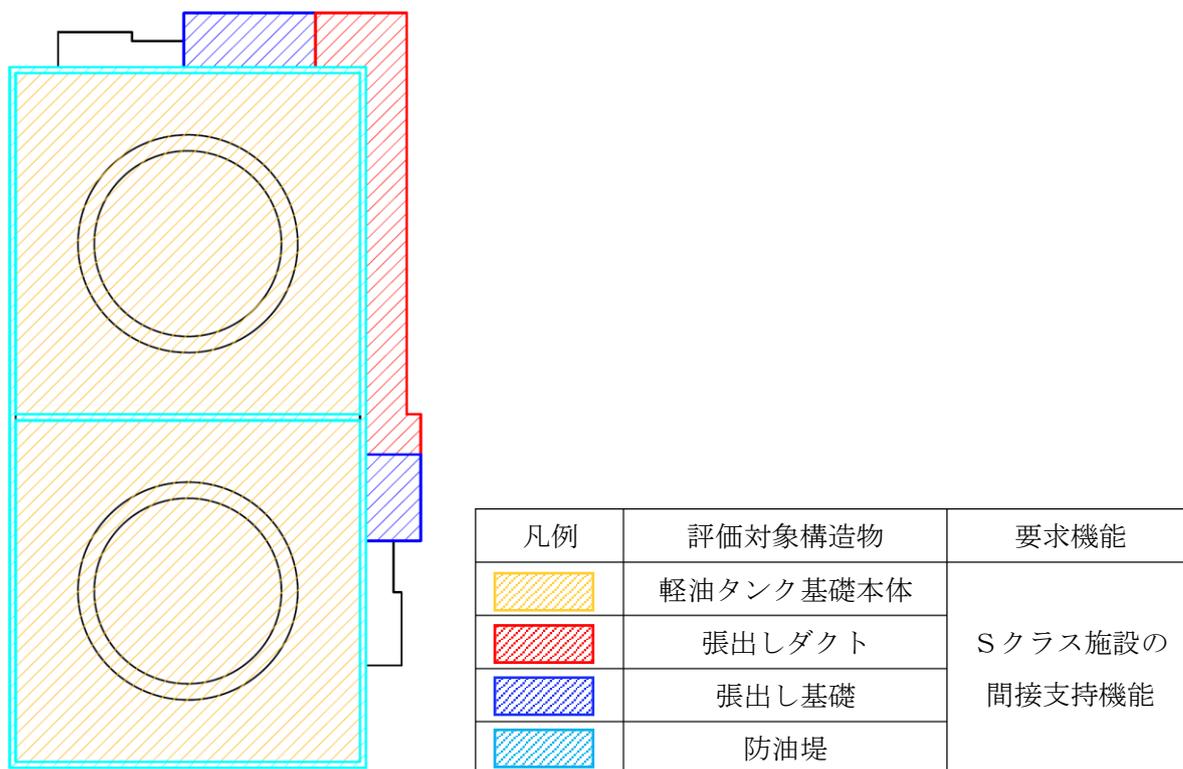


図 2-8 評価対象構造物

2.3 評価対象断面の方向

軽油タンク基礎は、「2.1 構造概要」で示したとおり，基礎版を等間隔に配置した杭で支持する比較的単純な構造物であり，東西方向及び南北方向に一樣な構造となっている。また，基礎版及び杭の周辺には地盤改良を実施しているため，周辺の地盤が構造物に与える影響はどの断面も大きな差はないと考えられることから，軽油タンク基礎の耐震評価では東西方向，南北方向の2断面を評価対象断面とする。

2.4 評価対象断面の選定

評価対象断面は，KK7 補足-027-1「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.5 軽油タンク基礎の断面選定の考え方」で記載したとおり，構造物の中心を通る A-A 断面及び B-B 断面を代表として耐震評価を実施する。

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、建設時の設計値に基づき設定する。構造物の使用材料を表 2-3 に、材料物性値を表 2-4 に示す。

表 2-3 構造物の使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度 23.5 N/mm ²
鉄筋	SD35 (SD345 相当)
鋼管杭	SKK400 (SKK41 相当)

表 2-4 構造物の材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	23.5*	2.45×10 ⁴ *	0.2*
鋼管杭	77*	2.06×10 ⁵ *	0.3*

注記* : 建設時の設計値に基づく

2.6 地盤物性値

地盤及び地盤改良体の諸定数は、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。地盤の物性値を表 2-5～表 2-8 に、地盤改良体の物性値を表 2-9 に示す。

表 2-5 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ		埋戻土	新期砂層・沖積層			
			新期砂層	沖積層上部 (砂質)	沖積層下部	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94	2.05	1.90	2.02	
	間隙率 n	0.45	0.44	0.48	0.42	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)	1.04×10^5	1.26×10^5	1.25×10^5	1.92×10^5	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{m'}$ (kN/m ²)	98.0	98.0	110.0	150.0	
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33	0.33	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.225	0.234	0.247	0.211	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0.0	0.0	0.0	0.0	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	35.9	34.6	36.7	35.6	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	32.0	31.0	33.0	32.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005	0.005	0.005
		w_1	5.50	7.90	11.0	8.0
		p_1	0.50	0.50	0.50	0.50
		p_2	1.00	0.70	0.70	0.65
		c_1	1.69	2.13	2.41	2.00

表 2-6 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ		古安田層		
		A3c 層	A2g 層 (シルト質)	A1c 層
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.70	1.80	1.80
	間隙率 n	0.57	0.52	0.52
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)	1.09×10^5	1.39×10^5	1.39×10^5
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{m'}$ (kN/m ²)	60.0	140.0	140.0
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.114	0.110	0.110
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	99.6	113.0	113.0
	内部摩擦角 ϕ' (°)	26.8	27.9	27.9

表 2-7 地盤の解析用物性値一覧（西山層）

パラメータ				西山層	
				T. M. S. L. -33.0m 以浅	T. M. S. L. -33.0m~-90.0m
物理特性	密度	ρ	(g/cm ³)	1.73	1.69
	間隙率	n		0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ms}	(kN/m ²)	4.16×10^5	4.75×10^5
	基準平均有効拘束圧	σ_{ms}'	(kN/m ²)	98.0	98.0
	ポアソン比	ν		0.33	0.33
	減衰定数の上限値	h_{max}		0.257	0.257
強度特性	粘着力	c	(kN/m ²)	1370-5.04Z*	1370-5.04Z*
	内部摩擦角	ϕ	(°)	0.0	0.0

注記* : Zは、標高 (m) を示す

表 2-8 地盤の解析用物性値一覧（マンメイドロック）

パラメータ				マンメイドロック	マンメイドロック (原子炉建屋下)
				物理特性	密度
	間隙率	n		0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ms}	(kN/m ²)	1.91×10^6	2.11×10^6
	基準平均有効拘束圧	σ_{ms}'	(kN/m ²)	98.0	98.0
	ポアソン比	ν		0.36	0.36
	減衰定数の上限値	h_{max}		0.190	0.190
強度特性	粘着力	c	(kN/m ²)	1840	1840
	内部摩擦角	ϕ	(°)	0.0	0.0

表 2-9 地盤の解析用物性値一覧（地盤改良体（セメント改良））

パラメータ		高圧噴射工法	置換工法 (CD掘削)	
		既設・砂質土	既設	新設
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.73	1.85	1.85
	間隙率 n	0.51	0.49	0.48
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)	1.32×10^6	3.15×10^6	1.31×10^6
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{m'}$ (kN/m ²)	98.0	98.0	98.0
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.100	0.060	0.050
強度特性	粘着力 c (kN/m ²)	1736.0	2326.0	4000.0
	内部摩擦角 ϕ (°)	0.0	0.0	0.0

2.7 評価構造物諸元

照査を行う軽油タンク基礎の基礎版に関する諸元を表 2-10 に、鋼管杭に関する諸元を表 2-11 に、鋼管杭の配置図を図 2-9 に示す。

表 2-10 構造物の評価部位とその仕様（その 1：基礎版（鉄筋コンクリート部材））

部位	部材高 (m)	材料		機能要求
		コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
基礎版	1.4	23.5	SD35 (SD345 相当)	間接支持

表 2-11 構造物の評価部位とその仕様 (その 2: 鋼管杭)

杭位置	仕様			材料	機能要求
	杭径 (mm)	肉厚 (mm)	杭長 (m)		
1	800	14	23.0	SKK400 (SKK41 相当)	間接支持
2		12	23.0		
3		14 (杭頭部*18)	21.0		
4		14 (杭頭部*16)	21.0		
5		14	26.5		
6		12	26.5		

注 : 道路橋示方書では, 杭中心間隔が杭径の 2.5 倍以上の場合, 単杭で評価する旨が記載されている。軽油タンク基礎の杭中心間隔は基礎版長辺方向が 2500mm, 基礎版短辺方向が 2200mm であり, とともに杭径の 2.5 倍となる 2000mm 以上のため, 単杭として評価する。

注記* : 杭頭から 2m までの範囲

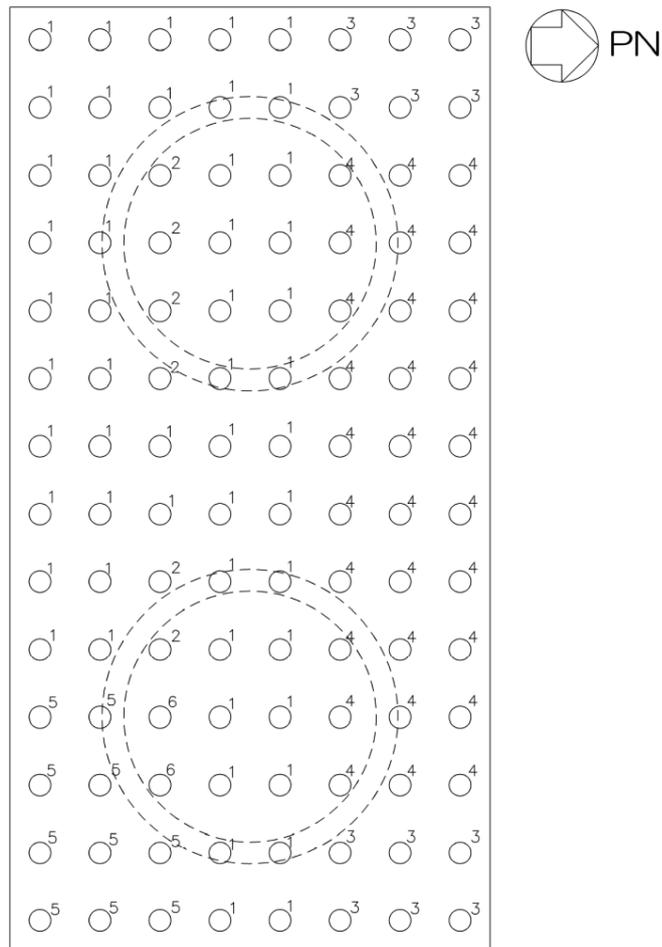


図 2-9 鋼管杭配置図

2.8 地下水位

地下水位はV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」より、地表面（T.M.S.L.12.0m）に設定する。

2.9 耐震評価フロー

図 2-10 に軽油タンク基礎の地震応答解析フローを、図 2-11 に軽油タンク基礎の耐震評価フローを示す。

基礎版の耐震評価については、軽油タンク及び付帯設備の荷重の平面的な偏りを考慮するため、3次元の版解析を実施する。版解析にあたっては、2次元動的有限要素法解析により得られた応答値から、版解析モデルへ入力する荷重を算出する。付帯設備のうち3次元的な構造を示す張出しダクト及び張出し基礎については、別途作成する荷重算定用のモデルを使用して版解析モデルへ入力する荷重を算出する。また、Sクラス施設を間接支持する機能を有する付帯設備の耐震評価は、（参考資料1）に示す。

鋼管杭及び基礎地盤の支持性能については、2次元動的有限要素法解析より得られた応答値を用いて耐震評価を行う。

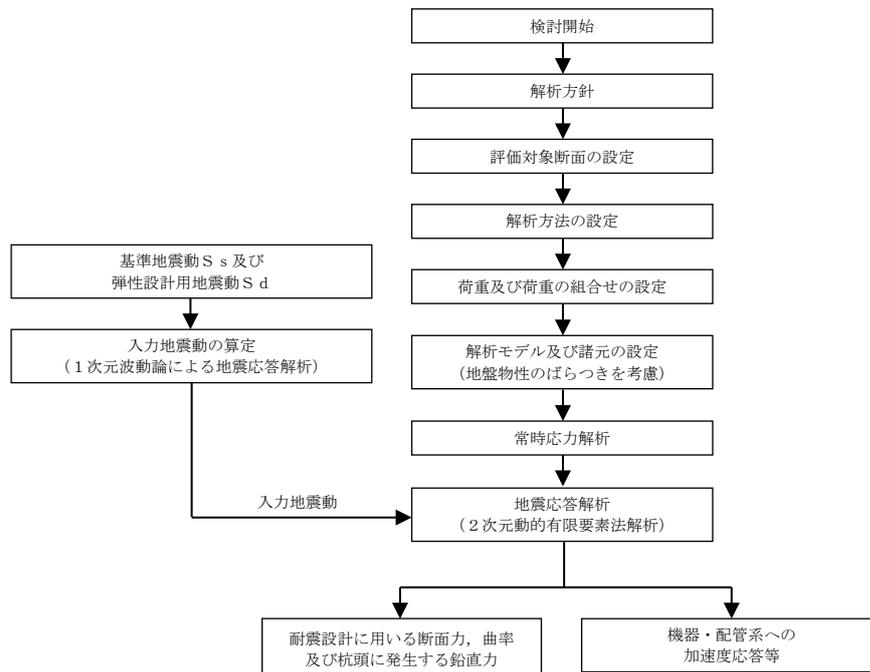


図 2-10 軽油タンク基礎の地震応答解析フロー

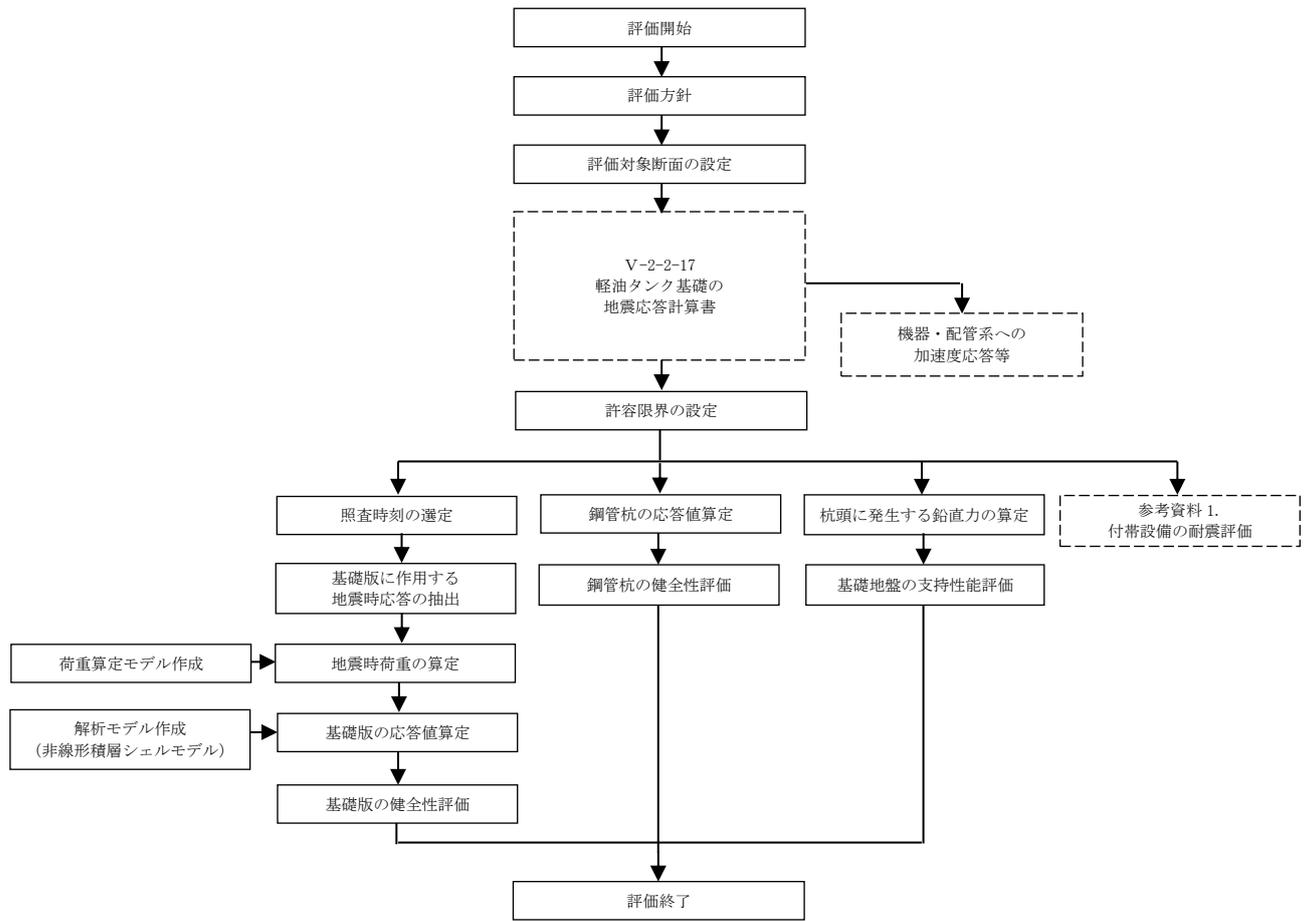


図 2-11 軽油タンク基礎の耐震評価フロー

2.10 適用規格

軽油タンク基礎の耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年）（以下「コンクリート標準示方書」という。），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）を適用するが，鉄筋コンクリート部材の曲げ及びせん断の許容限界については，原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005年）（以下「土木学会マニュアル」という。）を適用する。鋼管杭の曲げ及びせん断の許容限界は，乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 J E A C 4 6 1 6 - 2009（日本電気協会）（以下「キャスク指針」という。），鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕（土木学会，2008年）（以下「鋼・合成構造標準示方書」という。）を適用する。また，基礎地盤の支持性能の許容限界は，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）（以下「道路橋示方書」という。）を適用する。

表 2-12 に適用する規格，基準類を示す。

表 2-12 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	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年)	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年)	・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
許容限界	【鉄筋コンクリート部材】 ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(2005年)	・曲げに対する照査は，限界ひずみを設定した上で，発生ひずみが限界ひずみを下回ることを確認* ・せん断に対する照査は，発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*
	【鋼管杭】 ・乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 J E A C 4 6 1 6 -2009 ・鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕(2008年)	・曲げに対する照査は，終局曲率を設定した上で，発生曲率が終局曲率を下回ることを確認* ・せん断に対する照査は，発生せん断力が終局せん断強度を下回ることを確認*
	【基礎地盤の支持性能】 ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）	・基礎地盤の支持性能に対する照査は，杭頭に発生する鉛直力が終局鉛直支持力及び終局引抜き力を下回ることを確認*
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987	・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

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

軽油タンク基礎の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d 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。構造部材については、はり要素及び平面ひずみ要素を用いることとするが、非線形特性については鋼管杭の $M-\phi$ 関係を適切にモデル化する。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.7.4.1」を使用する。

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。

地震応答解析手法の選定フローを図3-1に示す。

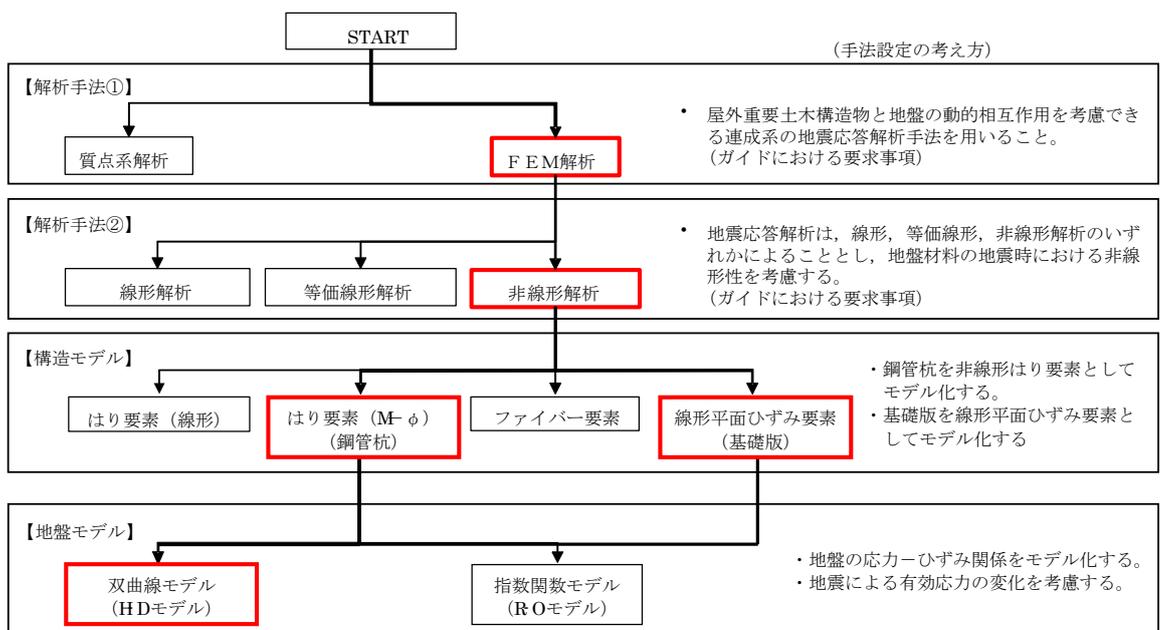


図 3-1 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 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、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) を参考に、図 3-2 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍程度、モデル高さを構造物幅の 2 倍程度とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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 20Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 又は 4 分割、すなわち $V_s/100$ 又は $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 0.5m~1m 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、土木学会マニュアルに、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。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

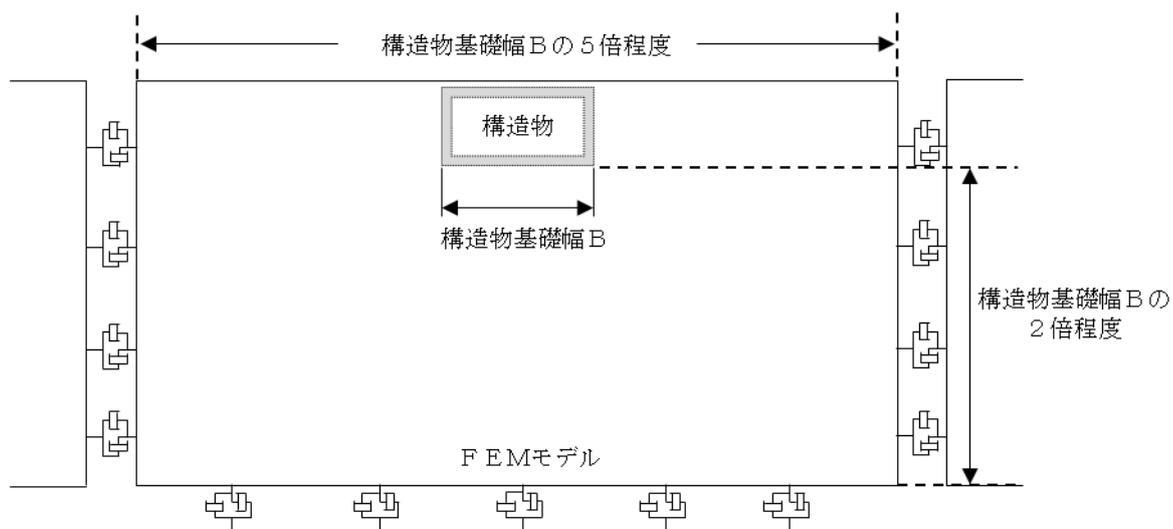


図 3-2 モデル範囲の考え方

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3-3に示す。また、軽油タンク基礎周辺の地質断面図を図3-4～図3-5に示す。

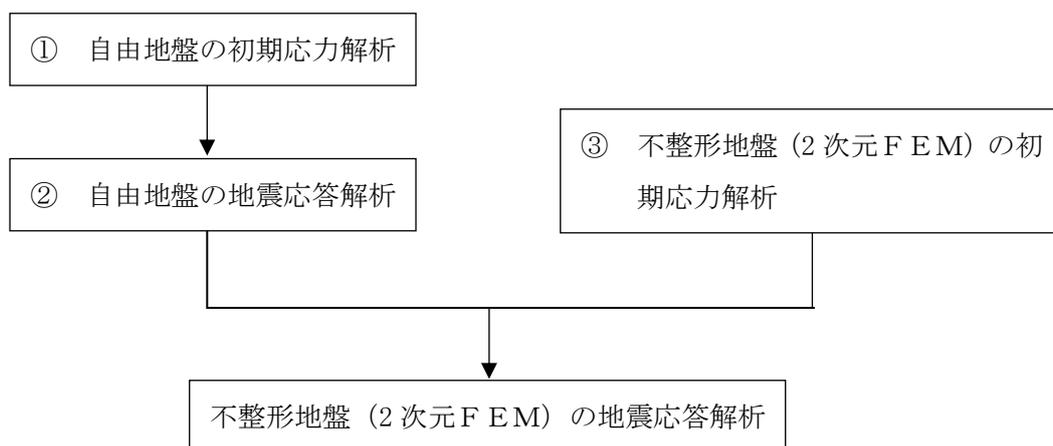
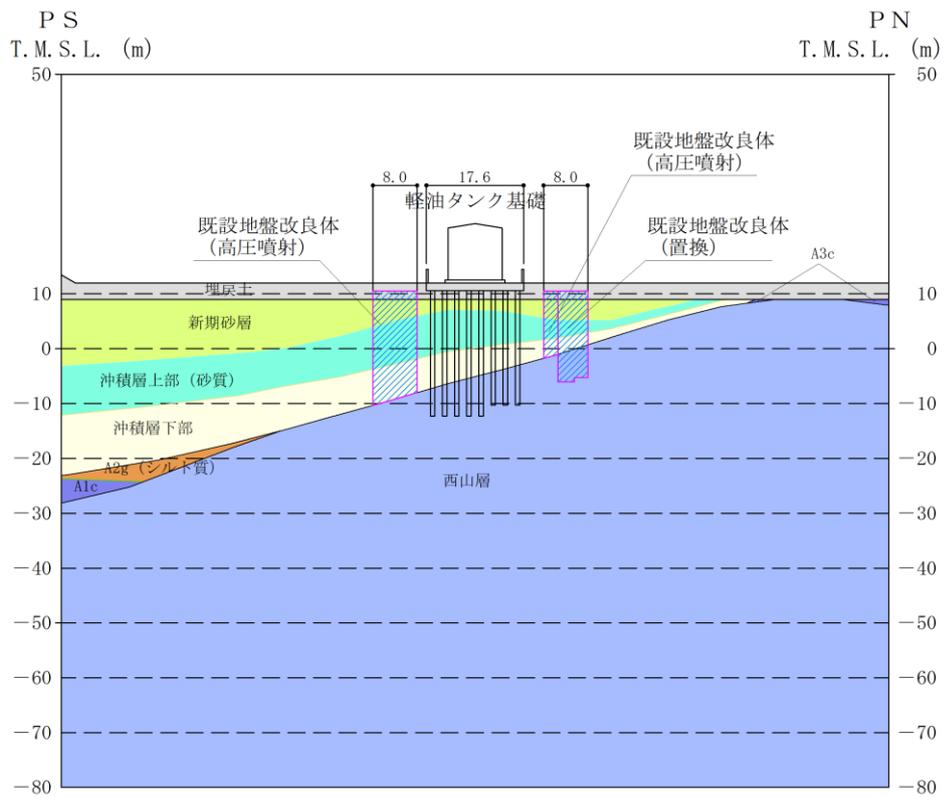


図 3-3 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤 (2次元 F E M) の地震応答解析までのフロー

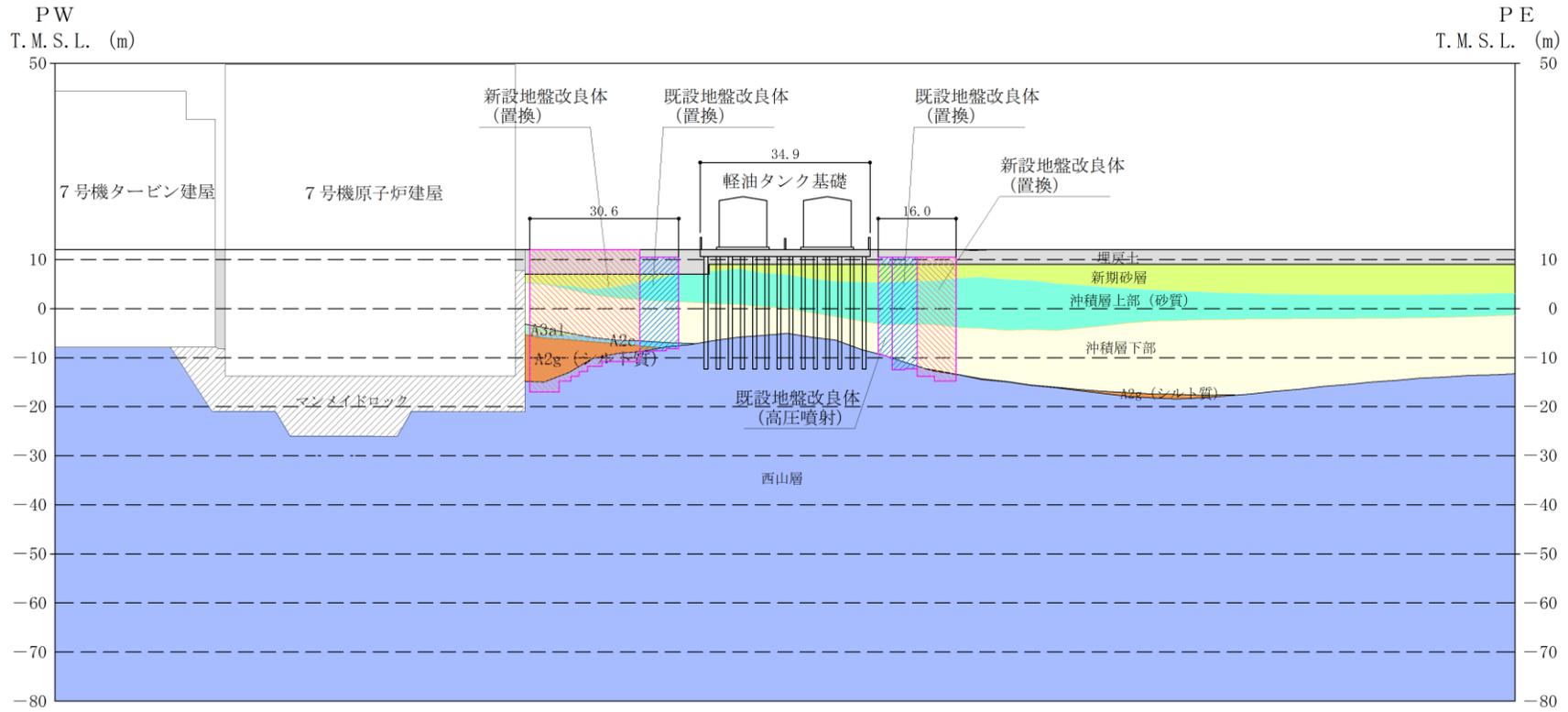


(単位：m)

既設/新設	凡例	地盤改良工法
既設地盤改良体		置換 (CD掘削)
新設地盤改良体		置換 (CD掘削)

注：置換工法 (CD掘削) の施工範囲の内，地上構造物及び埋設構造物がある箇所では，高圧噴射または置換（開削）を適用

図 3-4 軽油タンク基礎周辺地質断面図 (A-A断面)



(単位：m)

既設／新設	凡例	地盤改良工法
既設地盤改良体		置換 (CD掘削)
新設地盤改良体		置換 (CD掘削)

注：置換工法 (CD掘削) の施工範囲の内、地上構造物及び埋設構造物がある箇所では、高圧噴射または置換 (開削) を適用

図 3-5 軽油タンク基礎周辺地質断面図 (B-B断面)

3.2.2 境界条件

(1) 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自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。初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等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3-6に示す。

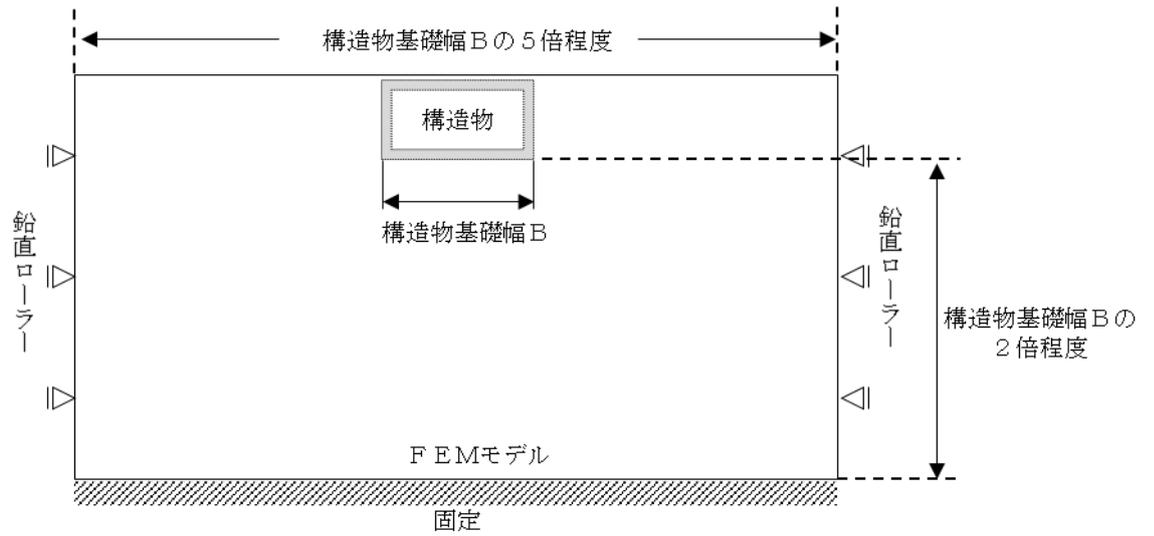


図 3-6 初期応力解析における境界条件の概念図

(2) 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。軽油タンク基礎の地震応答解析モデルを図 3-7 及び図 3-8 に示す。

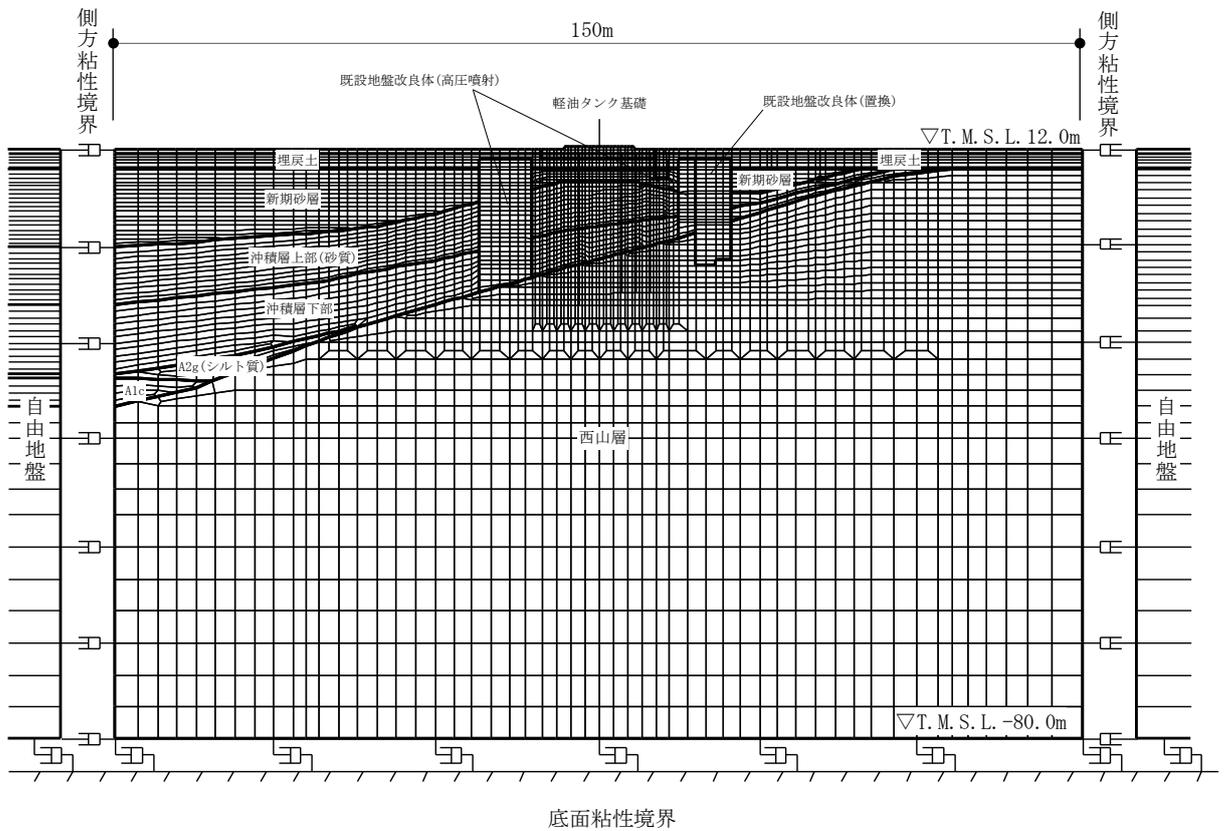


図 3-7 軽油タンク基礎の地震応答解析モデル (A-A断面)

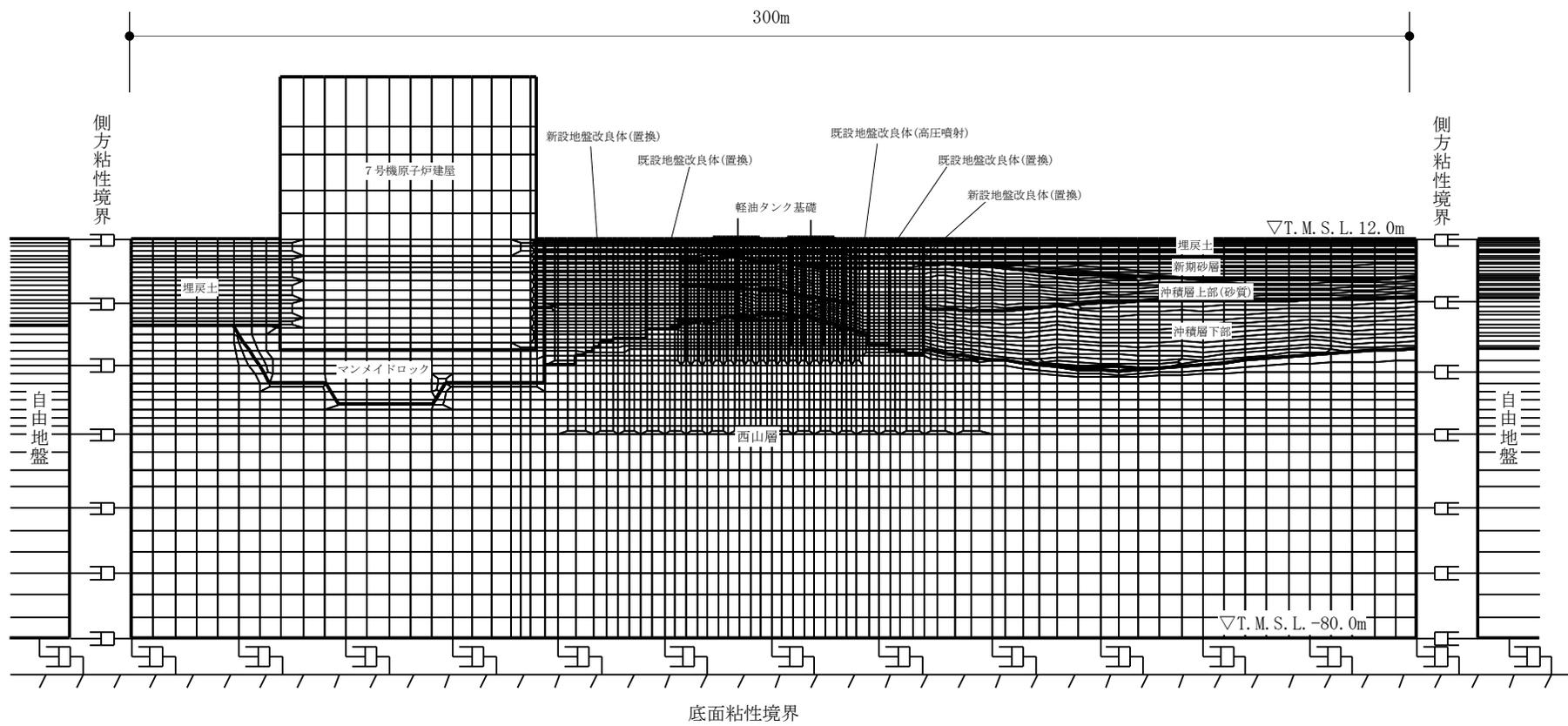


図 3-8 軽油タンク基礎の地震応答解析モデル (B-B断面)

3.2.3 解析奥行幅

A-A断面及びB-B断面の解析奥行幅は、各断面の軽油タンク基礎幅として設定する。
解析奥行幅の考え方を図 3-9 に示す。

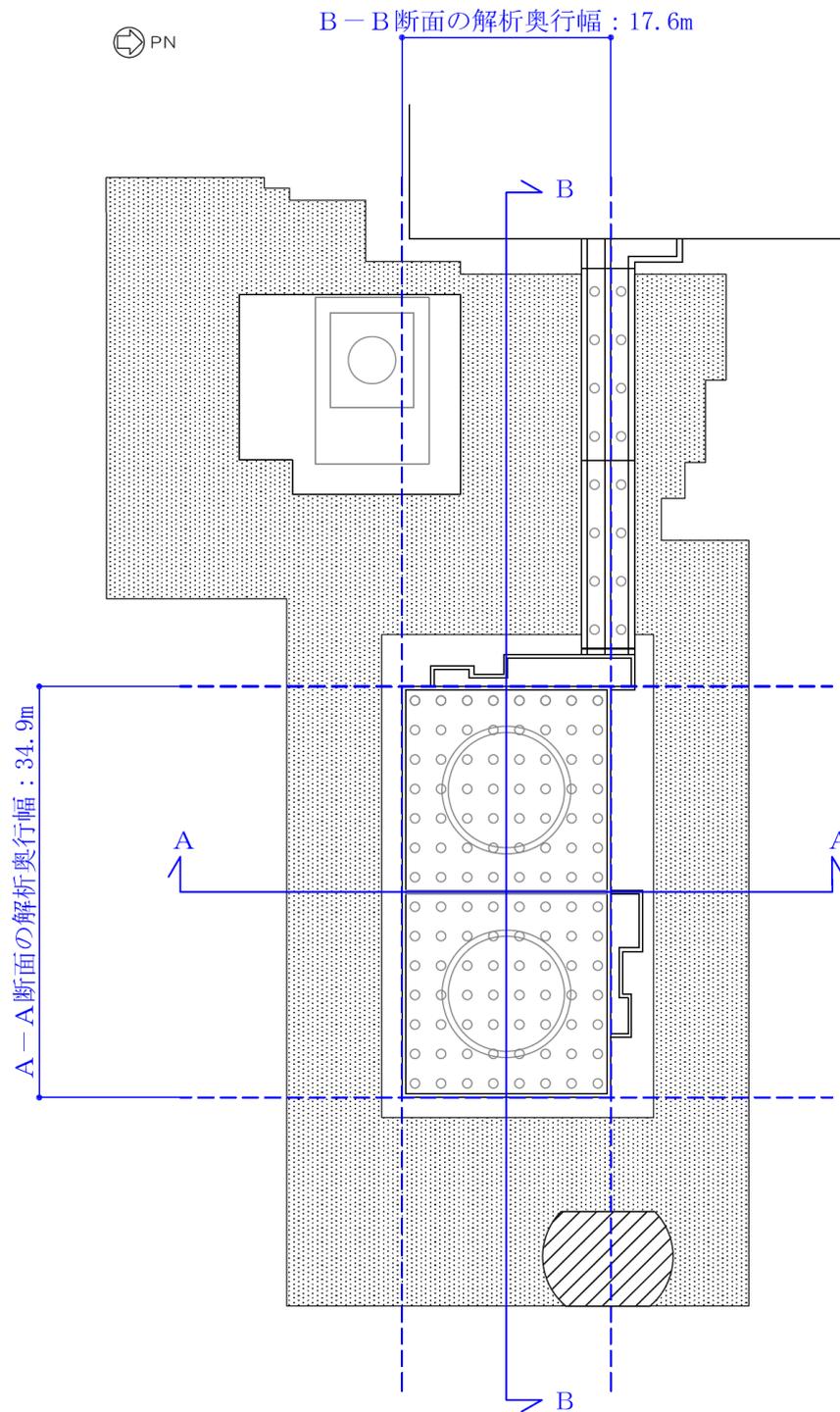


図 3-9 各断面の解析奥行幅の考え方

3.2.4 構造物のモデル化

基礎版（鉄筋コンクリート部材）は、線形平面ひずみ要素でモデル化する。鋼管杭は、非線形はり要素でモデル化する。モデル化する杭の杭長は、解析断面位置の杭長とし、杭頭部は基礎版と剛結する。

軽油タンク基礎の解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図 3-10 に示す。

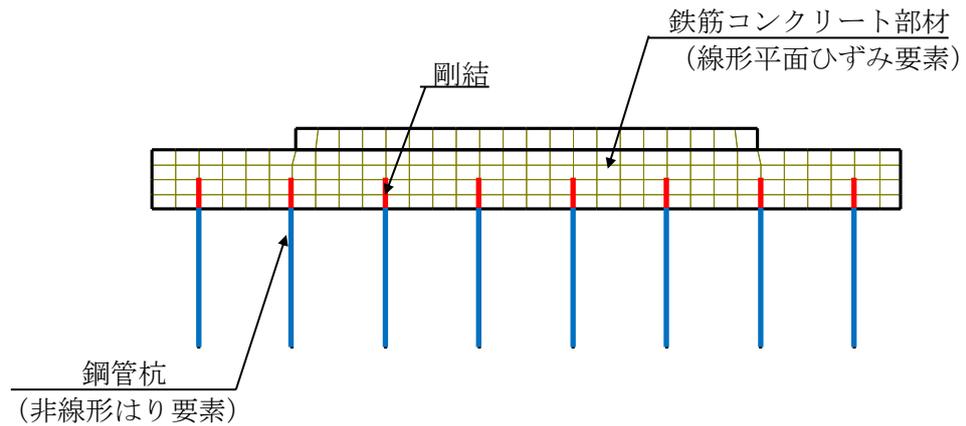


図 3-10 構造物の解析モデル（A-A断面，構造物部分拡大部）

3.2.5 地盤改良体のモデル化

構造物周辺の地盤改良体の効果を考慮するため、改良率及び解析奥行幅に応じた等価剛性を設定し、モデル化する。

3.2.6 ジョイント要素の設定

「地盤と構造物」及び「地盤と地盤改良体」との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の接合面における剥離及びすべりを考慮する。なお、既設地盤改良体と新設地盤改良体との接合面については、既設地盤改良体に対し新設地盤改良体をラップさせて設置し、接合させることから、ジョイント要素は設定しない。

ジョイント要素は、隣接する要素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、常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力を零とし、剥離を考慮する。せん断方向については、各要素間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、せん断剛性を零とし、すべりを考慮する。

なお、せん断強度 τ_f は、次式により設定する。

$$\tau_f = c_B + \sigma' \tan \phi_B$$

ここで、

σ' : 要素間の直応力

c_B : 付着力

ϕ_B : 摩擦角

要素間の付着力 c_B 、摩擦角 ϕ_B は、表 3-1 に示す道路橋示方書の設定を参考に、表 3-2 のとおり設定する。周辺地盤の粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、表 3-3 のとおり設定する。

表 3-1 道路橋示方書における摩擦角 ϕ_B と付着力 c_B

条 件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 c_B
土とコンクリート	$\phi_B = \frac{2}{3} \phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\left. \begin{array}{l} \tan \phi_B = 0.6 \\ \phi_B = \phi \end{array} \right\} \text{の小さい方}$	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ただし、 ϕ : 支持地盤のせん断抵抗角 (°) c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)

(道路橋示方書より引用)

表 3-2 要素間の付着力 c_B と摩擦角 ϕ_B

条件	付着力 c_B	摩擦角 ϕ_B (°)
地盤と構造物	$c_B = 0$	$\phi_B = 2/3 \phi$
地盤と地盤改良体*	$c_B = c$	$\phi_B = \phi$

注記* : 地盤と地盤改良体の付着力と摩擦角は、地盤の c 、 ϕ を適用する。

表 3-3 周辺地盤の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ

地層区分	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
埋戻土	0.0	35.9
新期砂層	0.0	34.6
沖積層上部 (砂質土)	0.0	36.7
沖積層下部	0.0	35.6
西山層	1370-5.04Z*	0.0

注記* : Zは、標高 (m) を示す

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集 (上巻) (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月) に従い、表 3-4 の通り設定する。ジョイント要素の力学特性を図 3-11 に、ジョイント要素の配置を図 3-12 に示す。

表 3-4 ジョイント要素のばね定数

せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
1.0×10^6	1.0×10^6

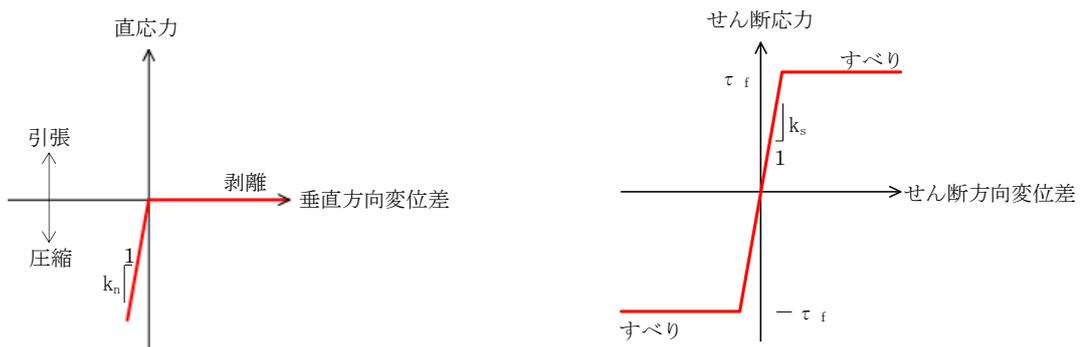
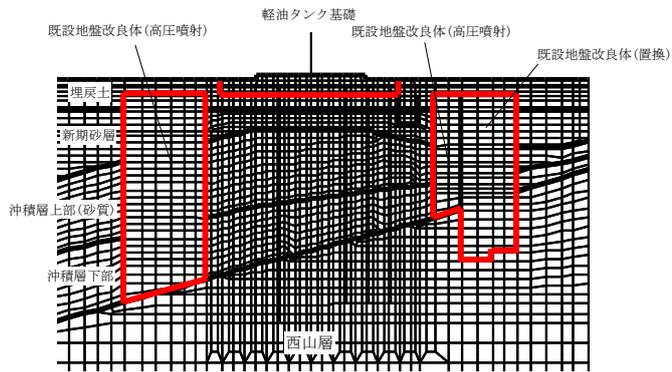
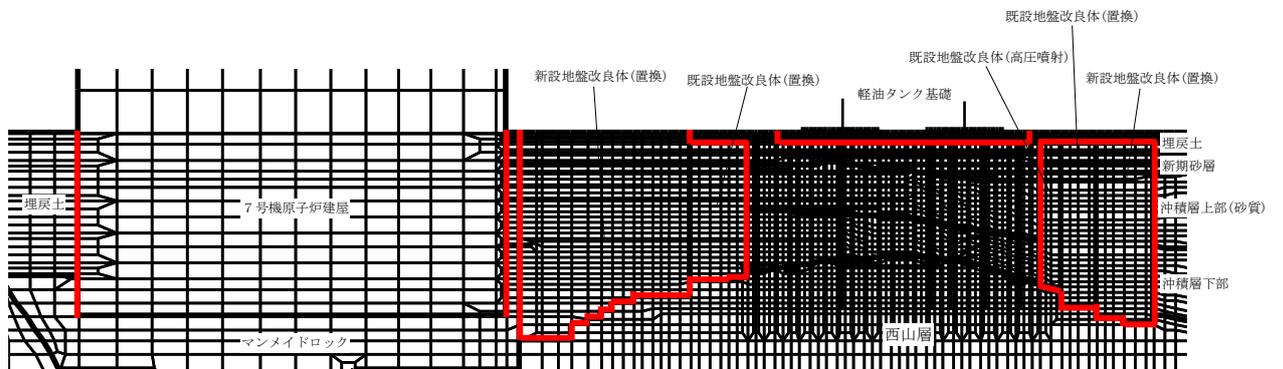


図 3-11 ジョイント要素の力学特性



(A-A断面)



(B-B断面)

— : ジョイント要素

図 3-12 ジョイント要素の配置

3.2.7 杭-地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭-地盤相互作用ばねを設けることにより，地震時の地盤と杭の接合面における相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭-地盤相互作用ばねの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性を零とし，すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は，次式により設定する。

$$\tau_f = c_B + \sigma' \tan \phi_B$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c_B : 付着力

ϕ_B : 摩擦角

付着力 c_B 及び摩擦角 ϕ_B は，軽油タンク基礎の杭が鋼管杭であることを踏まえ，鋼材と地盤間の条件であることを考慮し設定する。付着力 c_B は道路橋示方書に基づき，表 3-2 に示す「地盤と構造物」の条件から考慮しないものとする。摩擦角 ϕ_B は，港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）において，構造物と地盤間の壁面摩擦角を $15 \sim 20^\circ$ とする旨が記載されるとともに，港湾構造物設計事例集（上巻）（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）において，鋼材と地盤間の摩擦角を 15° と設定していることから，本解析における摩擦角 ϕ_B は 15° と設定する。

杭-地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として，港湾構造物設計事例集（上巻）（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）に従い，表 3-5 のとおり設定する。

また，杭-地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については，杭径及び杭間隔より設定する*。

杭-地盤相互作用ばねの力学特性を図 3-13 に，杭-地盤相互作用ばねの配置を図 3-14 に示す。

注記* : FLIP 研究会 14 年間の検討結果のまとめ「理論編」(FLIP コンソーシアム)

表 3-5 杭-地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
杭軸方向	1.0×10^6

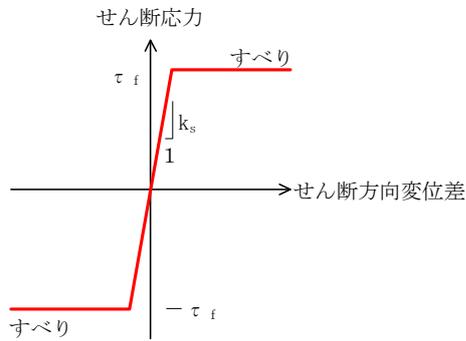


図 3-13 杭-地盤相互作用ばねの力学特性

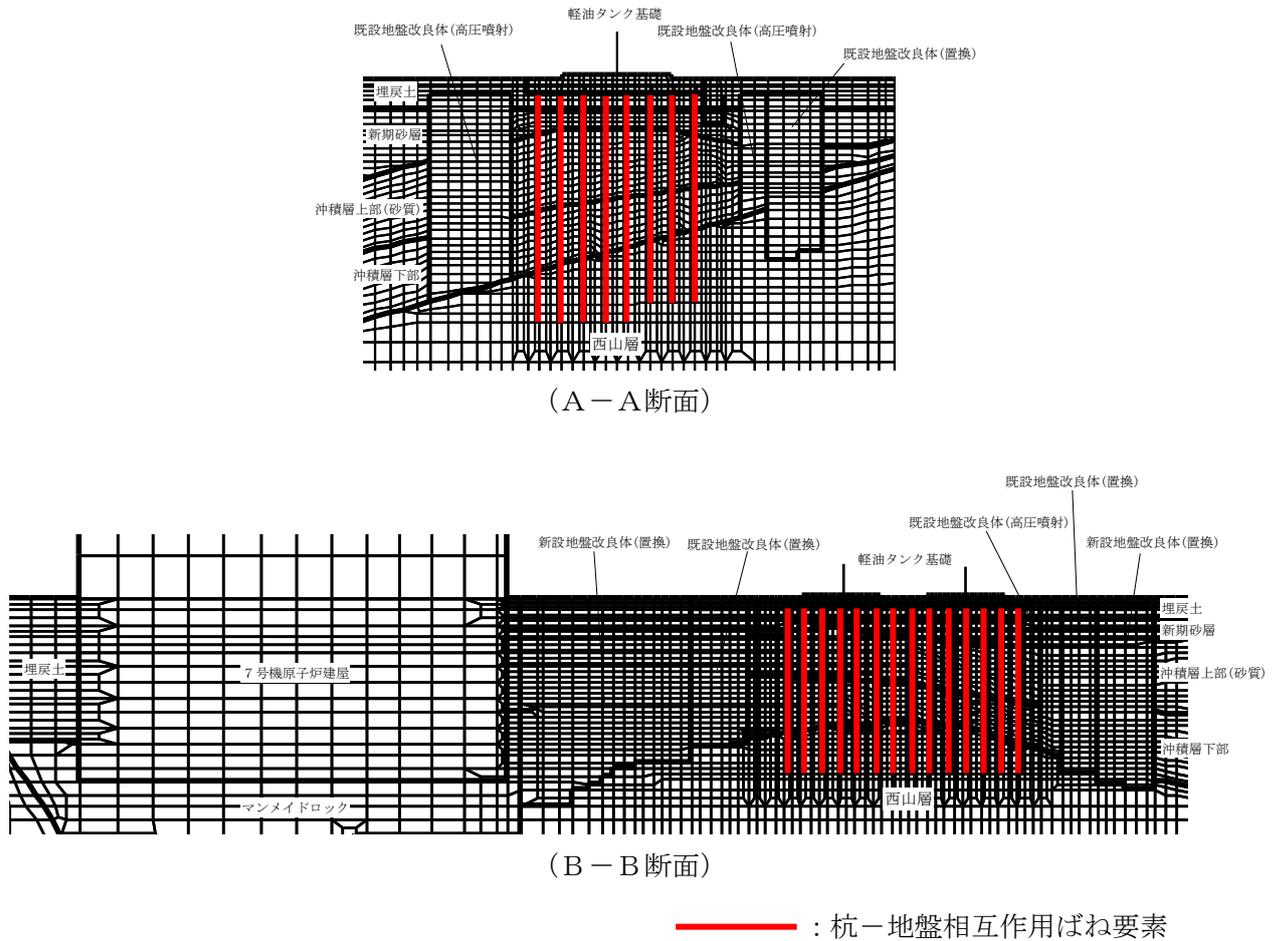


図 3-14 杭-地盤相互作用ばねの配置

3.2.8 杭先端ばねの設定

杭軸方向の荷重変位関係は、杭の鉛直載荷試験の結果等から図 3-15に示すとおり、双曲線型の関係を示すことが知られている。本解析においても実現象を精緻にモデル化する観点から、杭先端と地盤間にHirayama(1990)*による杭先端抵抗と杭先端変位の双曲線型の関係を杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係に置き換えたばねを設けることにより、杭先端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。このばねは、圧縮側の関係を取り扱うため、杭先端と地盤間の変位差が引張り状態となった場合、剛性及び応力を零とし、剥離を考慮する。

杭先端ばねの杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係は、次式および図 3-16に示す双曲線型の式で設定される。

Hirayama(1990)では、N値が30または50程度の硬質な砂層地盤における橋梁建設時の杭の鉛直載荷試験結果に対して、当杭先端ばねを用いた荷重変位関係の再現解析を実施し、適用性を検証している。また、当杭先端ばねは「一般社団法人F L I Pコンソーシアム平成25年度研究成果報告書（F L I Pコンソーシアム，2013年）」にて、解析コードF L I Pに対して適用性を確認している。報告書では、砂層に対する杭の押込み実験結果の杭先端抵抗－杭先端変位関係を、当杭先端ばねが概ね再現可能であることを確認している。また、パラメータスタディとして支持層の相対密度を変化させた解析を実施し、当杭先端ばねの適用性を検証している。検証の結果、支持層に液状化等による剛性低下が生じず、所定の支持力を発揮できる場合、当杭先端ばねは解析コードF L I Pに対し適用性を有することが確認されている。

軽油タンク基礎については、杭の支持層は西山層であり、地震時においても液状化が生じず、所定の杭先端支持力が期待できる岩盤であることから、当杭先端ばねを適用できると判断した。

注記* : Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer functions (Soils and Foundations, Vol. 30, No. 1, pp55-64, H.Hirayama, 1990)

$$q = z_e / (a_e + b_e \cdot z_e)$$

q : 杭先端抵抗

z_e : 杭先端変位

a_e : 基準変位を杭先端における極限支持力で除した値 ($=0.25D_e / q_{ult}$)

b_e : 杭先端における極限支持力の逆数 ($=1 / q_{ult}$)

D_e : 杭径

q_{ult} : 杭先端における極限支持力

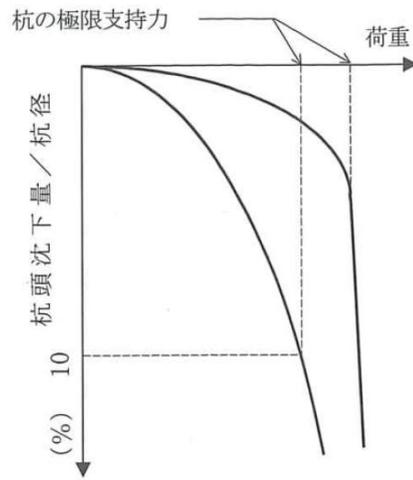


図 3-15 杭の鉛直載荷試験における一般的な荷重-変位関係
(道路橋示方書より引用)

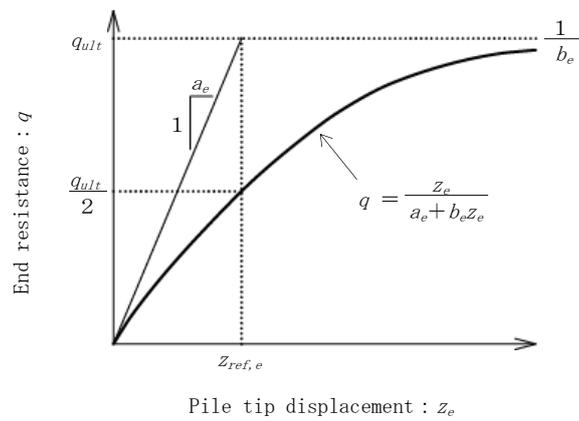


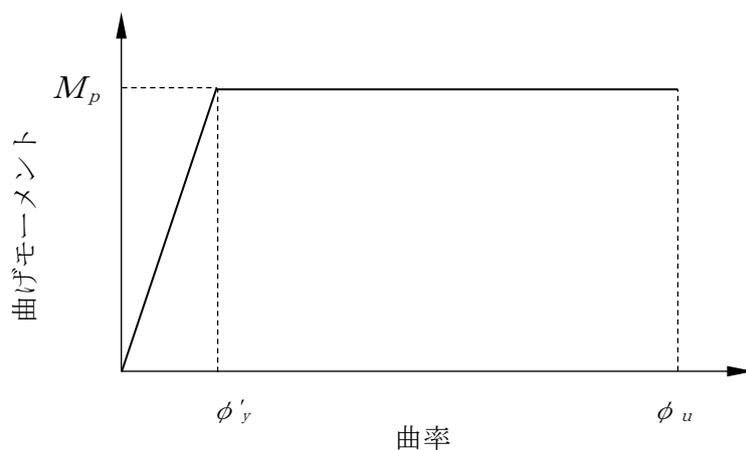
図 3-16 杭先端ばねの杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係 (Hirayama (1990))

3.2.9 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は、線形平面ひずみ要素を用いてモデル化する。鋼管杭は、非線形はり要素でモデル化し、非線形性を考慮する。材料の非線形特性は、コンクリート標準示方書に基づき設定する。

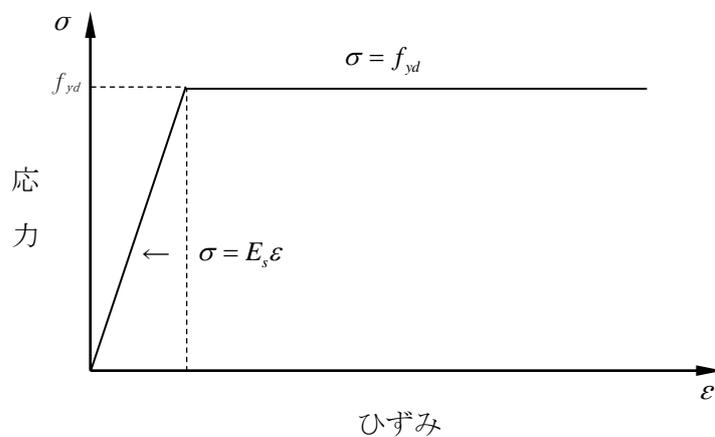
図 3-17 に、鋼管杭におけるM- ϕ 関係のバイリニアモデルを示す。また、鋼管杭の応力-ひずみ関係を図 3-18 に示す。

なお、解析コードFLIPにおいては、鋼管杭の軸力変動に応じて非線形特性を自動的に設定し、応答を算定している。



- M_p : 終局曲げ強度 (全塑性モーメント)
- ϕ'_y : 全塑性モーメントに至る時の曲率
- ϕ_u : 局部座屈が発生する時の曲率

図 3-17 鋼管杭のM- ϕ 関係



- f_{yd} : 鋼材の降伏応力
- E_s : 鋼材のヤング係数

図 3-18 鋼管杭の応力-ひずみ関係

3.3 減衰定数

減衰定数は、KK7 補足-027-1「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき設定する。

3.4 荷重の組合せ

耐震評価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、軽油タンク基礎は、地中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度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、地中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 3-6 に示す。

地震時に軽油タンク基礎に作用する機器・配管系の荷重について、軽油タンクは一質点でモデル化し、その他機器・配管系は解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 3-6 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	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する
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定する
		土被り荷重	—	・構造物に土被りはないため考慮しない
		永久上載荷重	—	・地盤表面に恒常的に置かれる構造物はないため考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により算定する
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する ・地下水の密度を考慮する
	雪荷重		○	・積雪を考慮する
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する	
	鉛直地震動	○	・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮する	

3.4.1 機器・配管荷重

(1) 軽油タンク荷重

図 3-19 に示すとおり、軽油タンクを一質点でモデル化することにより、軽油タンクによる荷重を考慮する。質点要素の質量及びはり要素の物性値は、V-2-10-1-2-1-6「軽油タンクの耐震性についての計算書」及び設計値に基づき、表 3-7 のとおり設定する。

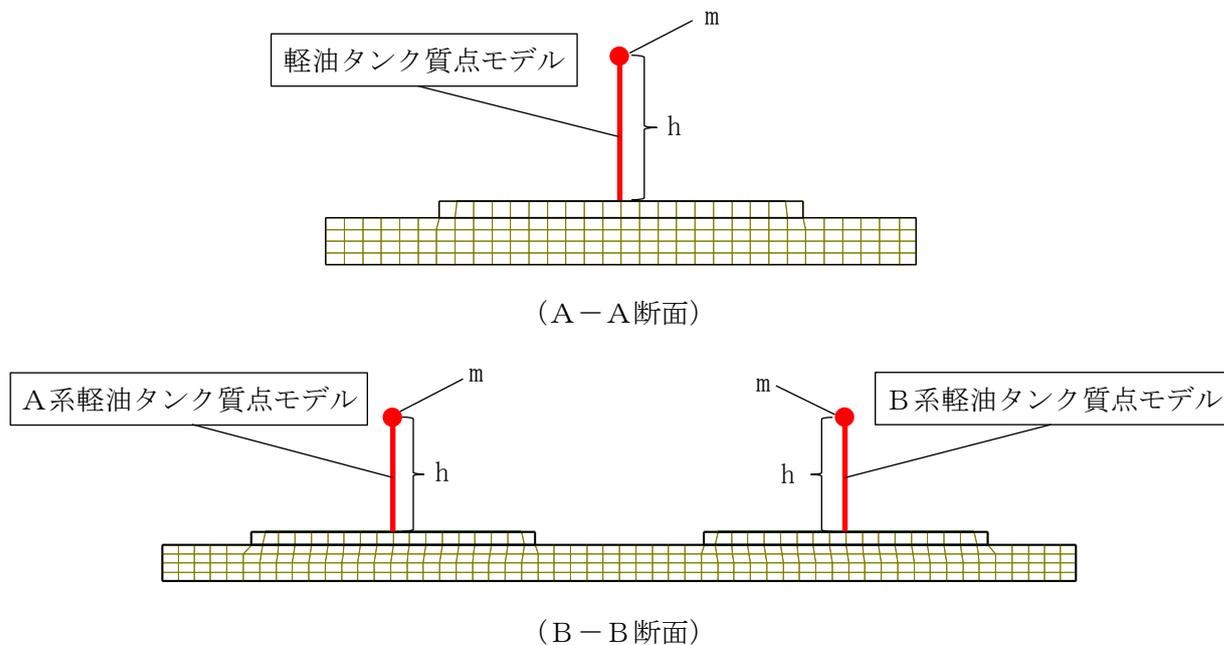


図 3-19 軽油タンク質点モデル

表 3-7 各タンクの諸元

名称	質量* m (kg)	タンク基礎から 重心までの距離 h (mm)	ヤング 係数 (MPa)	ポアソン 比	断面積 (mm ²)	せん断 断面積 (mm ²)	断面二次 モーメント (mm ⁴)
A系タンク	647500	4419	200000	0.3	1.112×10^6	7.416×10^5	1.345×10^{13}
B系タンク	632900	4248	200000	0.3	1.112×10^6	7.416×10^5	1.345×10^{13}

注記* : 内包液（軽油）及び積雪荷重を含む

(2) 付帯設備荷重

荷重を考慮する付帯設備を図 3-20 及び表 3-8 に示す。各付帯設備の荷重は図 3-21 に示すとおり、地震応答解析モデルへ入力する。

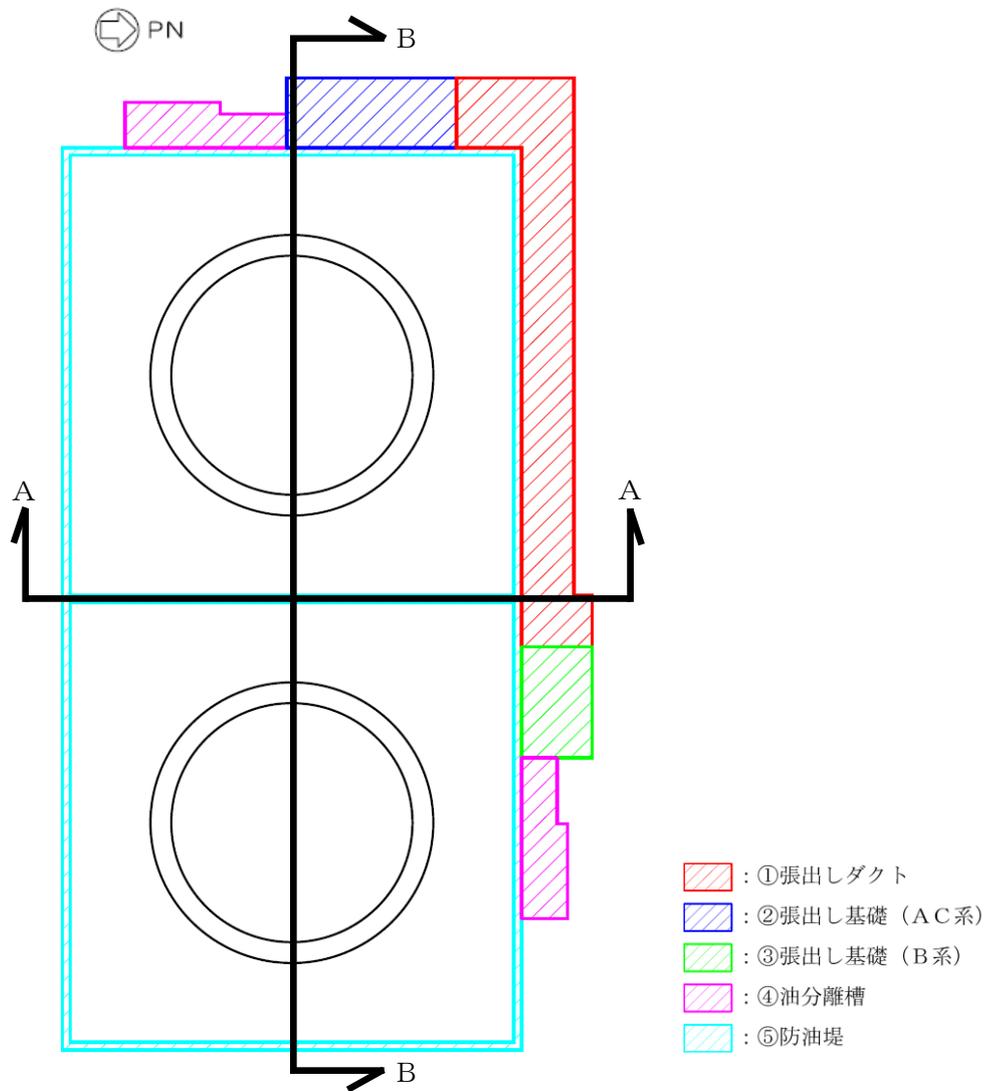


図 3-20 荷重を考慮する付帯設備

表 3-8 荷重を考慮する付帯設備

付帯設備		質量	考慮する質量
①張出しダクト		457t	<ul style="list-style-type: none"> ・ダクト躯体 ・燃料移送配管 ・燃料移送ポンプ(A) ・非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護版(AC) ・非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護版(B) ・埋戻土 ・積雪
②張出し基礎 (AC系)		96t	<ul style="list-style-type: none"> ・張出し基礎躯体 ・燃料移送ポンプ(C) ・非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護版(AC) ・積雪
③張出し基礎 (B系)		52t	<ul style="list-style-type: none"> ・張出し基礎躯体 ・燃料移送ポンプ(B) ・非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護版(B) ・積雪
④油分離槽		36t	<ul style="list-style-type: none"> ・油分離層躯体 ・積雪
⑤防油堤	基礎端部	1.50t/m (1.54t/m)*	<ul style="list-style-type: none"> ・防油堤躯体 ・燃料移送配管 (一部)
	南北方向中央	1.66t/m	<ul style="list-style-type: none"> ・防油堤躯体

注記* : 燃料移送系配管を含めた質量

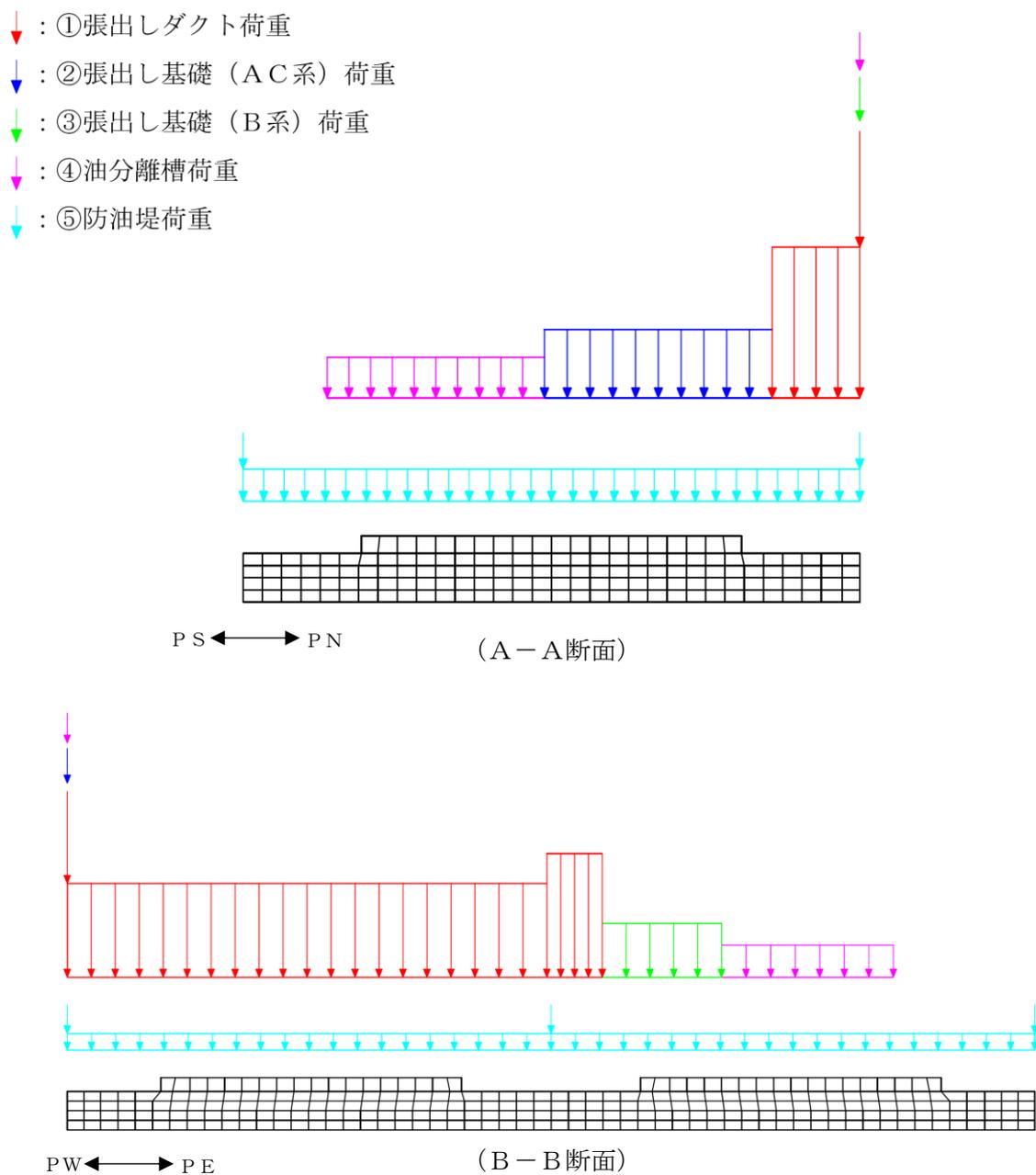


図 3-21 地震応答解析における付帯設備荷重 (鉛直方向*)

注記* : 水平方向にも同位置に載荷する。

3.4.2 外水圧

地下水位は地表面 (T. M. S. L. 12.0m) として設定する。地下水の密度は、 $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ とする。

3.4.3 雪荷重

雪荷重については、V-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷防止に関する基本方針」に従い、積雪厚さ115.4cm、積雪厚さ1cmあたりの荷重を $29.4\text{N}/\text{cm} \cdot \text{m}^2$ とし、積雪荷重を $3.39\text{kN}/\text{m}^2$ として設定する。

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

軽油タンク基礎は地中埋設構造物であるため、地震時の応答は地盤の応答に大きく影響される。また、構造物の地震時の変形は、主に上載地盤から頂版に作用するせん断力及び側方地盤から作用する土圧によって生じ、これらの作用力は地盤のせん断弾性係数に大きく依存する。したがって、耐震評価においてばらつきを考慮する物性値は、地盤のせん断変形を定義する初期せん断弾性係数 G_0 とする。

耐震評価における解析ケースを表 3-9 に示す。

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため、地表付近で地下水面をまたぐ地層（埋戻土及び新期砂層）のばらつきは、初期せん断弾性係数と有効拘束圧の関係から初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いてせん断波速度のばらつきとして設定する。地下水以深の飽和土層（沖積層及び古安田層）のばらつきは、各地層のPS検層の結果から得られるせん断波速度の標準偏差 σ を求め、せん断波速度のばらつきとして設定する（解析ケース②，③，⑤）。

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、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 σ を用いて、液状化強度特性を (-1σ) にて設定する（解析ケース①，②，③）。

また、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④，⑤）。

上記の地盤剛性及び液状化強度特性の設定を組み合わせた解析ケース（①～⑤）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 に対して解析ケース①（基本ケース）を実施する。また、解析ケース①において、曲げ軸力照査及びせん断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、追加解析ケースとして解析ケース②～⑤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。照査項目のうち構造部材の曲げ軸力照査については、構造物の実際の限界状態（耐荷力の急激な低下）に対し安全側の許容限界を設定している。一方、構造部材のせん断力照査については、構造物の実際の限界状態（耐荷力の急激な低下）であるせん断破壊を想定した許容限界であることから、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図 3-22 に示す。

表 3-9 耐震評価における解析ケース

解析ケース		①	②	③	④	⑤
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定		地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1σ)	地盤剛性 (-1σ)	地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1σ)
液状化強度特性の設定		液状化強度特性 (-1σ)	液状化強度特性 (-1σ)	液状化強度特性 (-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震動 (位相)	Ss-1	++*	実施			
		+ -*	実施			
		- +*	実施			
		--*	実施			
	Ss-2		実施			
	Ss-3	++*	実施			
		+ -*	実施			
		- +*	実施			
		--*	実施			
	Ss-4		実施			
	Ss-5		実施			
	Ss-6		実施			
Ss-7		実施				
Ss-8	++*	実施				
	- +*	実施				

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の解析ケース (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、②~⑤より追加解析ケースを実施する。また、構造部材のせん断力照査において、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

注記* : 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

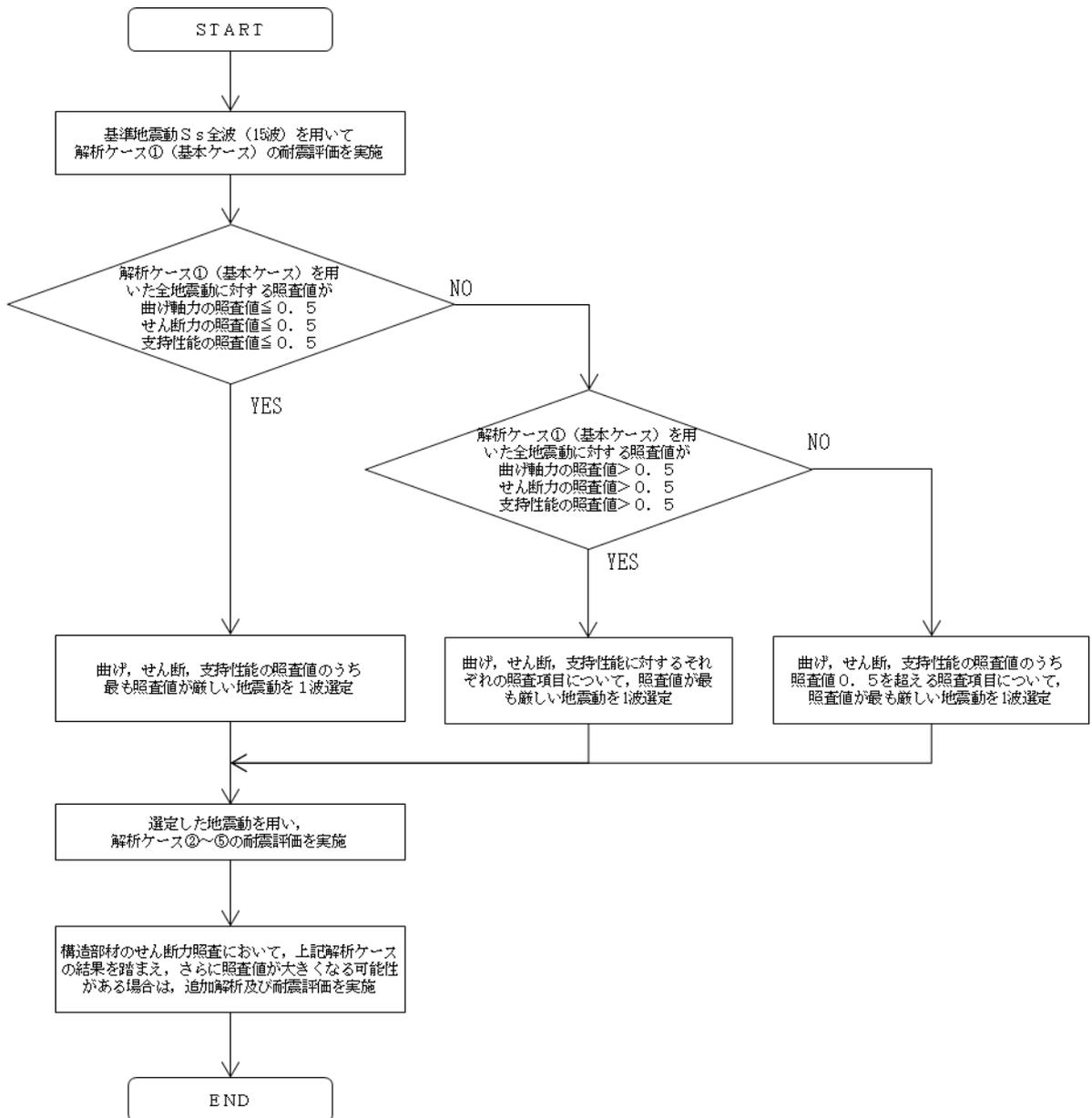


図 3-22 追加解析ケースを実施する地震動の選定フロー

3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケース

機器・配管系に対する応答加速度及び応答変位の抽出における解析ケースを表 3-10 に示す。

全ての基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対して、解析ケース③、④、⑤を実施する。機器・配管系に対する応答加速度及び応答変位抽出の基本ケースである解析ケース④に対し、応答加速度については、最も地盤が軟らかい条件となる解析ケース③及び最も地盤が固い条件となる解析ケース⑤を実施することで、地盤剛性のばらつき及び液状化の有無を網羅的に考慮する。

応答変位については、最も地盤が軟らかい条件となる解析ケース③を含んでいることから、変位を保守的に見込むことができる。

表 3-10 機器・配管系に対する応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケース

解析ケース		③	④	⑤	
		地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース	
地盤剛性の設定		地盤剛性 (-1σ)	地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1σ)	
液状化強度特性の設定		液状化強度特性 (-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用	
地震動 (位相)	S _s -1 S _d -1	++*	実施	実施	実施
		+ - *	実施	実施	実施
		- + *	実施	実施	実施
		--*	実施	実施	実施
	S _s -2 S _d -2		実施	実施	実施
	S _s -3 S _d -3	++*	実施	実施	実施
		+ - *	実施	実施	実施
		- + *	実施	実施	実施
		--*	実施	実施	実施
	S _s -4 S _d -4		実施	実施	実施
	S _s -5 S _d -5		実施	実施	実施
	S _s -6 S _d -6		実施	実施	実施
	S _s -7 S _d -7		実施	実施	実施
	S _s -8 S _d -8	++*	実施	実施	実施
		- + *	実施	実施	実施

注記* : 表中の符号+, -は地震動の位相(水平, 鉛直)を示す。

4. 基礎版の解析

4.1 解析手法

基礎版の評価は、軽油タンク及び付帯設備の荷重の平面的な偏りを考慮するため、基礎版を積層シェル要素でモデル化し、水平二方向及び鉛直方向の荷重に対する評価を、版解析を用いて行う。

基礎版に作用する荷重は、地震応答解析（2次元動的有限要素法解析）において基礎版の評価に支配的な荷重が最大となる時刻を選定し、当該時刻における地震時応答から設定する。版解析には、解析コード「Engineer's Studio Ver. 8.0.1」を用いる。

本検討で扱う積層シェル要素は、断面高さ方向に分割された鉄筋コンクリート部材の各層に対し、前川モデルに基づく非線形性を考慮しており、これを断面高さ方向に積分することで、面内変形だけではなく面外変形の非線形挙動も考慮しているものである。

なお、前川モデルは新規制基準適合性審査において使用実績のある解析コード「WCOMD」に適用されている構成則であり、「コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2012年）」にも規定されている。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-2別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.2 解析モデルの設定

4.2.1 基礎版のモデル化

基礎版は材料の非線形特性を考慮した積層シェル要素で、杭は杭頭バネ要素でモデル化する。モデル概念図を図 4-1 に、要素分割図を図 4-2 に示す。積層シェル要素は 8 層とし、主鉄筋の位置が層の中心となるよう上側、下側の鉄筋コンクリート要素を設定する。鉄筋コンクリート要素を除く範囲は、無筋コンクリート要素としてモデル化する。

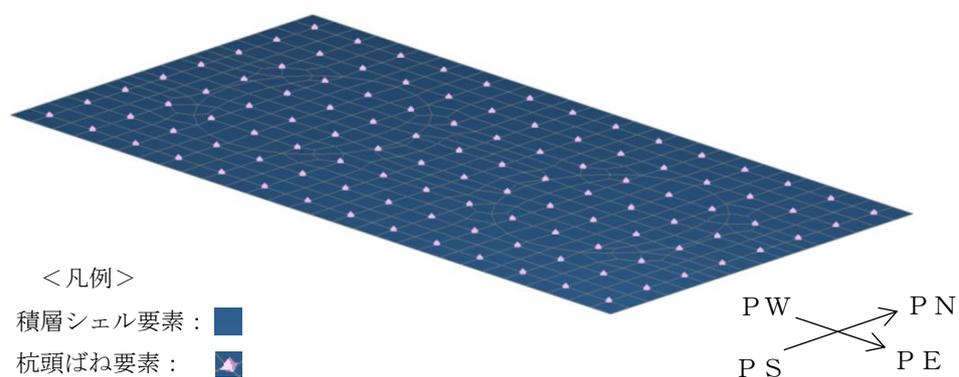
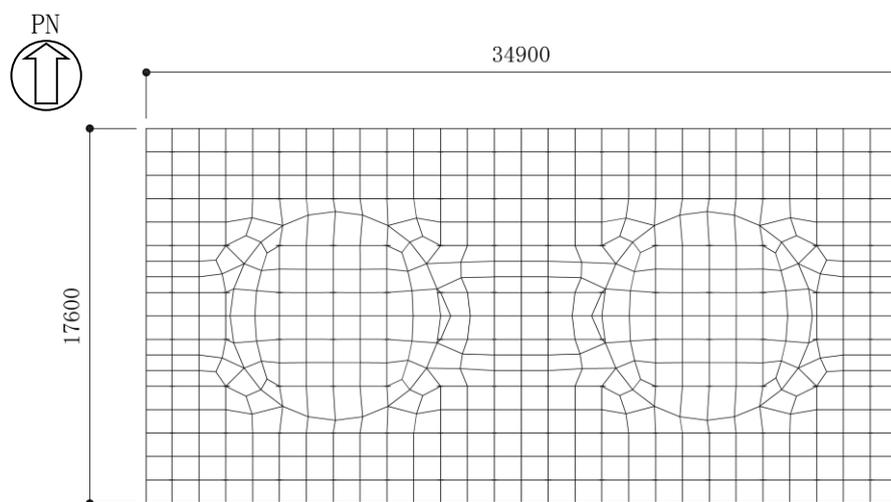


図 4-1 モデル概念図



(単位：mm)

図 4-2 要素分割図

4.2.2 材料の非線形特性

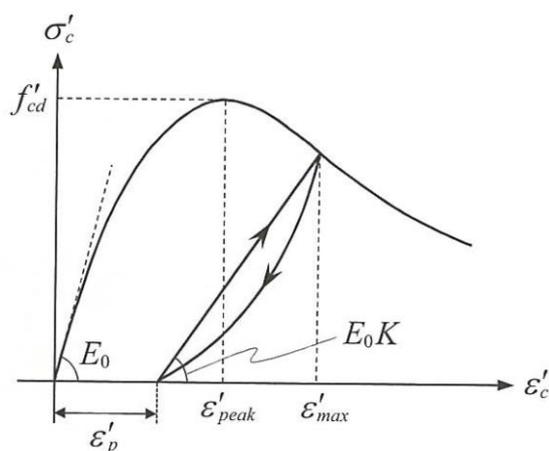
(1) コンクリート

a. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 4-3 に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図 4-4 に示す低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0K(\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck}/\gamma_c$

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図 4-3 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性
(コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会, 2012 年) より引用)

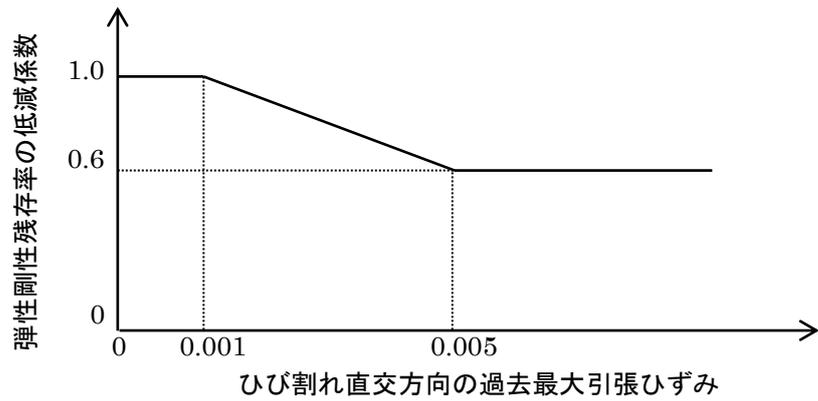


図 4-4 弾性剛性残存率の低減係数

(コンクリート標準示方書〔設計編〕(土木学会, 2012年)より引用)

b. 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4-5 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

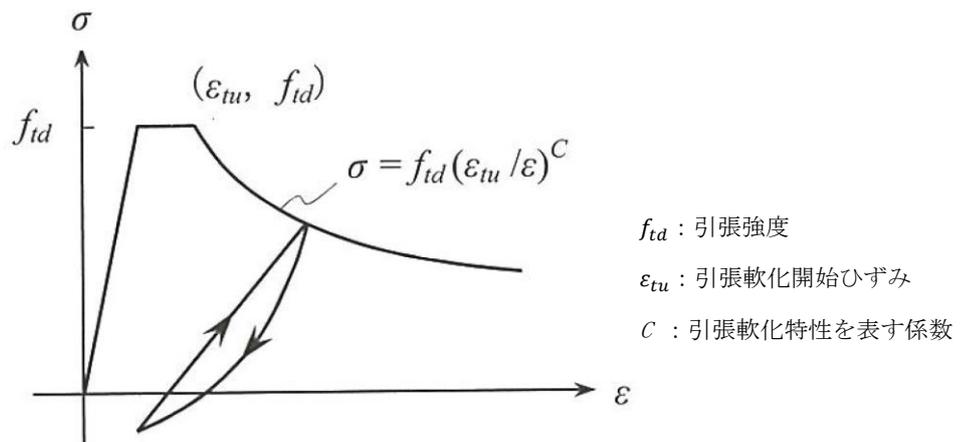


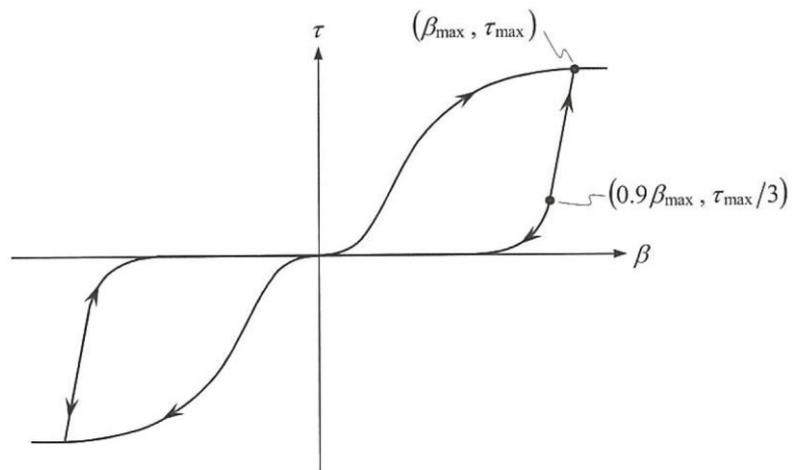
図 4-5 引張応力下における応力-ひずみ関係

(コンクリート標準示方書〔設計編〕(土木学会, 2012年)より引用)

c. ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 4-6 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



- β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)
- τ : ひび割れ面でのせん断応力
- τ_{max} : 除荷開始時せん断応力
- β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 4-6 ひび割れ面でのせん断伝達モデル
(コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会, 2012 年) より引用)

(2) 鉄筋

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図 4-7 に示すひずみ硬化特性を考慮する。

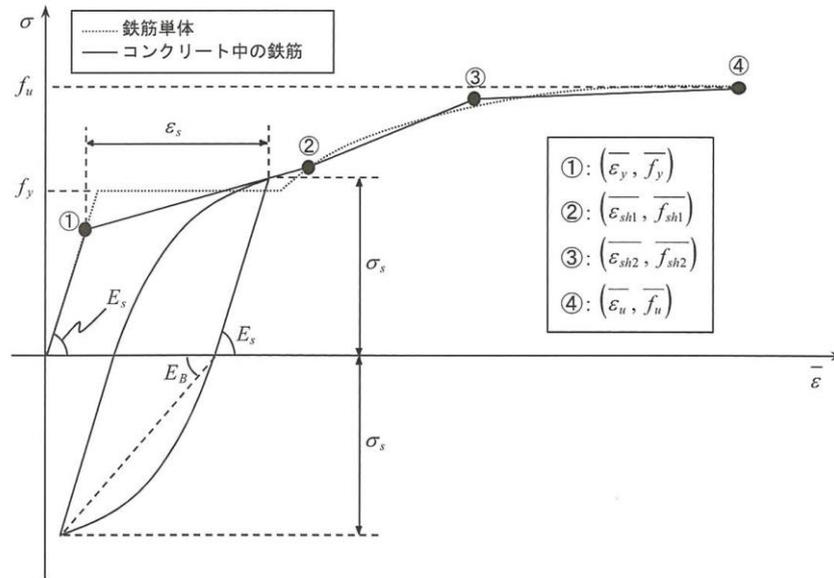


図 4-7 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会, 2012 年) より引用)

(3) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果 (引張特性が硬化する現象) として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式*で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \bar{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \bar{\sigma}_c$$

ここに、 $\bar{\sigma}_s$ 、 $\bar{\sigma}_c$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_s 、 A_c : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_s + A_c$

注記* : 土木学会マニュアルより引用

4.2.3 杭頭ばね要素の設定

杭頭ばね要素の剛性は、道路橋示方書に基づき設定する。杭頭ばね要素の区分を表 4-1 に、概念図を図 4-8 に示す。

表 4-1 杭頭ばね要素の区分

名称	記号	区分	単位
軸方向ばね	K_v	杭軸方向のばね	kN/m
軸直角方向ばね	K_1	杭の法線方向ばね	kN/m
	K_2	杭の回転ばね	kN/rad
	K_3	杭の法線方向ばね (モーメント)	kNm/m
	K_4	杭の回転ばね (モーメント)	kNm/rad

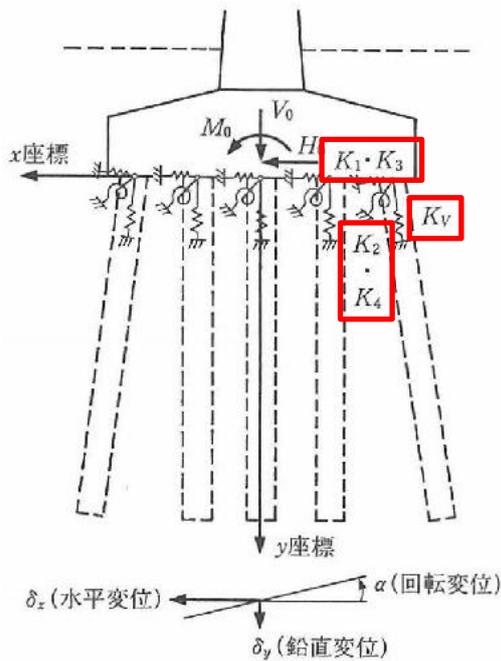


図 4-8 杭頭ばね要素の概念図

(注記* : 杭基礎設計便覧 (日本道路協会, 平成 19 年 1 月) より引用)

各杭頭ばね要素のばね定数は、以下のとおり算出する。

$$K_V = a \frac{A_p E_p}{L}$$

ここで、 K_V : 杭の軸方向ばね定数 (kN/m)

a : 適用する杭工法に応じて設定

$$a = 0.010 (L/D) + 0.36 \quad (\text{中掘り杭})$$

A_p : 杭の純断面積 (mm²)

E_p : 杭のヤング係数 (kN/mm²)

L : 杭長 (m)

D : 杭径 (m)

$$K_1 = \frac{12E I \beta^3}{(1 + \beta h)^3 + 2}$$

$$K_2 = K_3 = K_1 \frac{\lambda}{2}$$

$$K_4 = \frac{4E I \beta (1 + \beta h)^3 + 0.5}{1 + \beta h (1 + \beta h)^3 + 2}$$

ここで、 β : 杭の特性値 $\beta = \sqrt[4]{\frac{\kappa_H D}{4E I}} \quad (\text{m}^{-1})$

λ : $h + \frac{1}{\beta}$

κ_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

D : 杭径 (m)

$E I$: 杭の曲げ剛性 (kNm²)

h : 設計上の地盤面から上の杭の杭軸方向の長さ (m)

4.3 照査時刻の選定

軽油タンク基礎は軽油タンクを間接支持する構造物であり、その健全性評価には軽油タンクからの外力が大きく影響する。

基礎版の照査時刻は、地震応答解析において軽油タンクの圧縮軸力及びモーメントがそれぞれ最大となる時刻とする。

なお、照査時刻選定の妥当性については（参考資料3）に示す。

4.4 入力荷重

版解析の入力荷重は、照査時刻における地震応答解析の応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 4-2 に、入力荷重の算定フローを図 4-9 に示す。

入力荷重のうち、「軽油タンクによる荷重」及び「張出しダクト及び張出し基礎による荷重」については、基礎版に対する 3 次元的な荷重を適切に考慮するため、抽出した地震時応答に対し、別途作成した荷重算定モデルを介して入力荷重を算定する。

「慣性力」及び「土圧及び水圧」については、抽出した地震時応答を用いて入力荷重を算定する。

表 4-2 入力荷重一覧

入力荷重		地震応答解析から抽出する地震時応答	载荷位置
軽油タンクによる荷重		断面力	設置位置
張出しダクト及び張出し基礎による荷重		応答加速度	設置位置
慣性力	油分離槽	応答加速度	設置位置
	防油堤	応答加速度	設置位置
	基礎版	応答加速度	基礎版全体
	リングコンクリート及び乾燥砂	応答加速度	設置位置
	積雪	応答加速度	基礎版上面
土圧及び水圧		土圧・水圧	基礎版側面

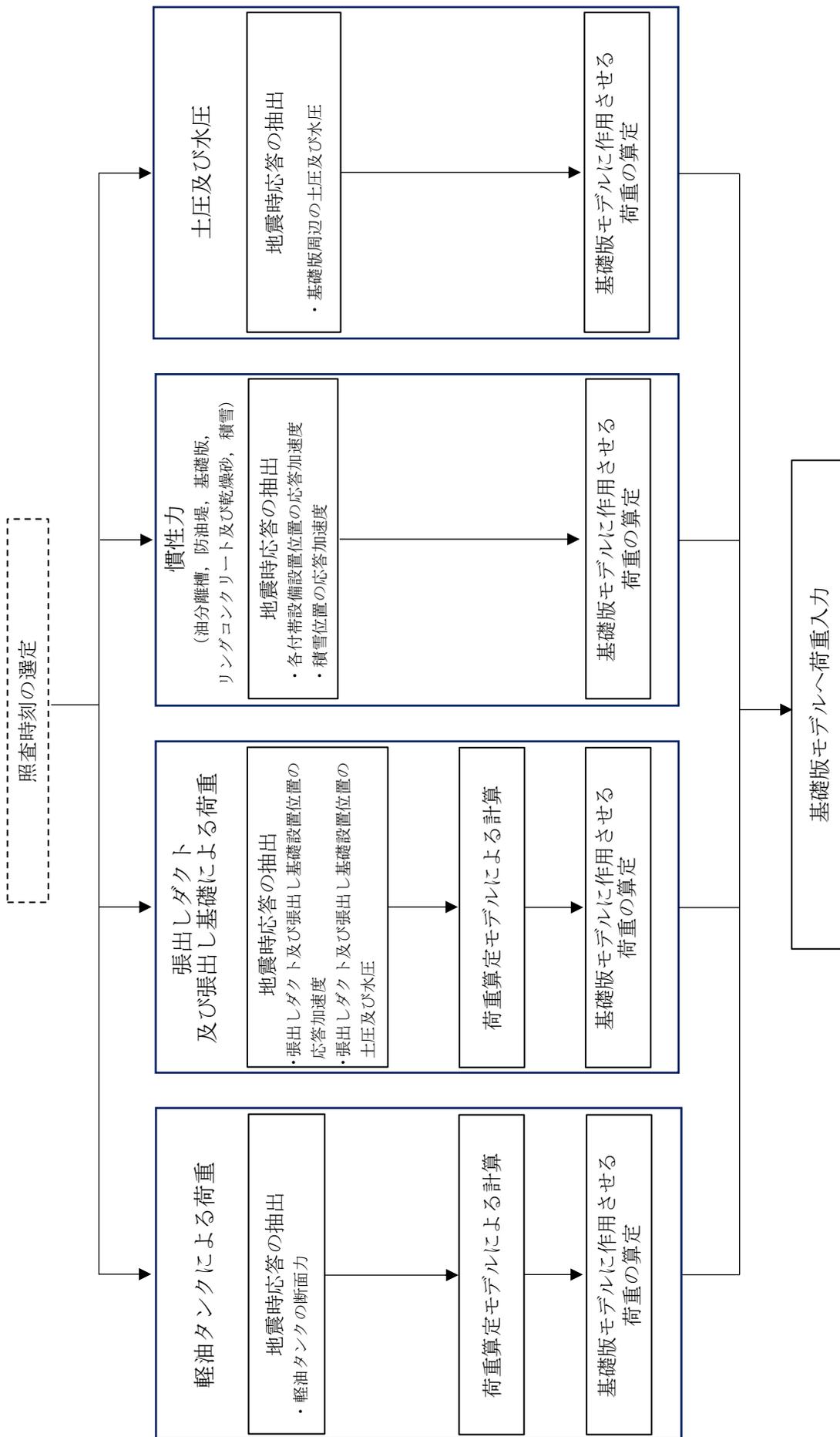


図 4-9 各入力荷重の算定フロー

4.4.1 軽油タンクによる荷重

(1) 算定方法

軽油タンクによる荷重は、軽油タンク下面での荷重分布を考慮するため、地震応答解析の照査時刻における軽油タンクの地震時応答を、別途作成した3次元の軽油タンク荷重算定モデルに作用させ、算定する。

(2) 軽油タンクの地震時応答の抽出

軽油タンクの地震時応答は、地震応答解析における軽油タンクをモデル化したはり要素の、照査時刻における断面力とする。断面力抽出位置を図4-10に示す。

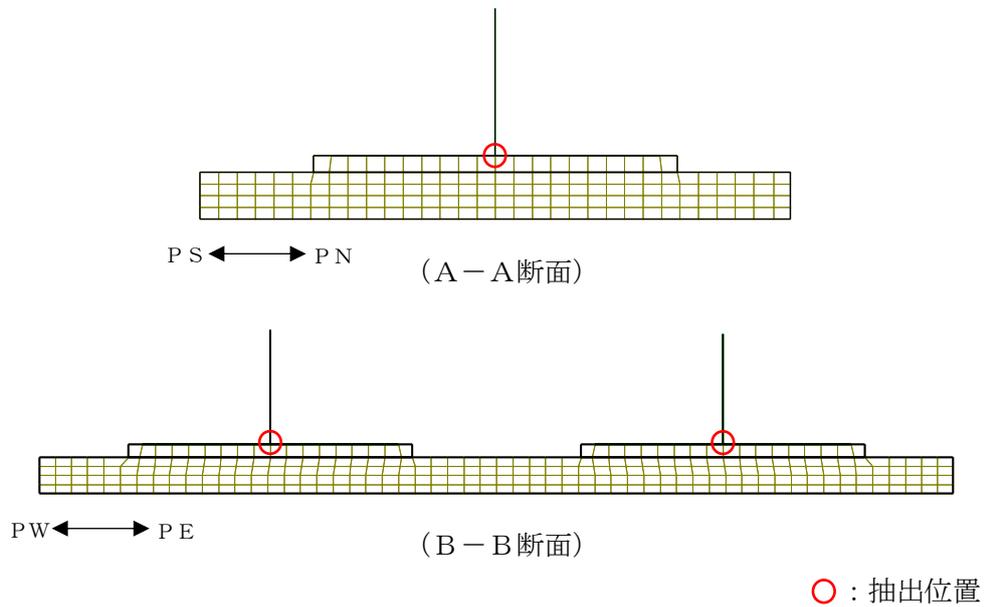


図 4-10 軽油タンクの地震時応答抽出位置

(3) 基礎版モデルに作用させる荷重の算定

軽油タンク荷重算定モデルを図 4-11 に示す。軽油タンクはボルトによって基礎版に固定されており、引張力及びせん断力はボルトを介して、圧縮力はタンク底面を介して基礎版に作用するため、表 4-3 に示す荷重の伝達方法を考慮する。軽油タンク荷重算定モデルは、ボルト位置である外縁部を水平・鉛直ともに固定境界とし、底面には圧縮力のみを分担するばね要素を配置する。底面のばね要素の特性を図 4-12 に示す。

「(2) 軽油タンクの地震時応答の抽出」より抽出した軽油タンクの地震時応答を軽油タンク荷重算定モデルに載荷することで基礎版モデルに作用させる荷重を算定し、図 4-13 の概略図に示すとおり基礎版モデルに作用させる。

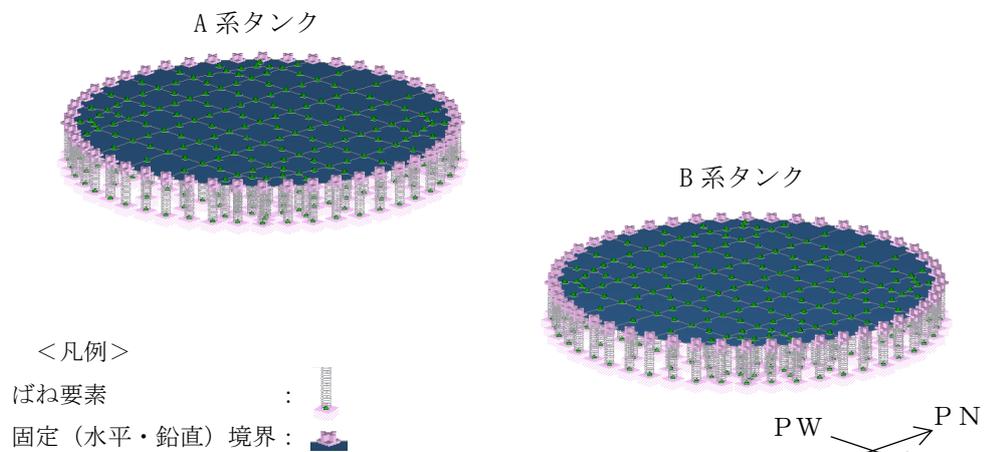
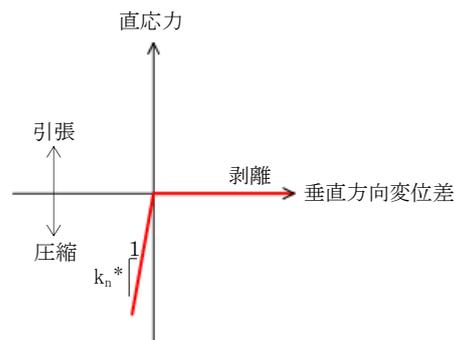


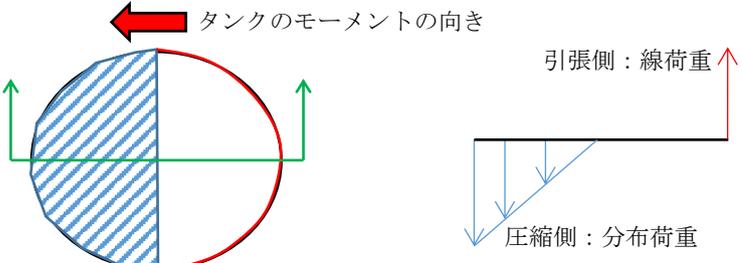
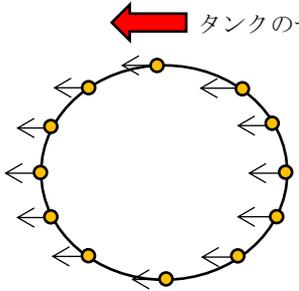
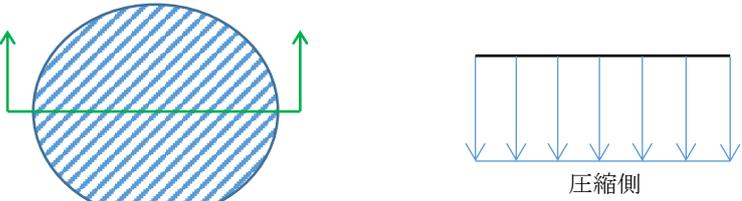
図 4-11 軽油タンク荷重算定モデル



注記* : k_n 数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値とする

図 4-12 底面のばね要素の特性

表 4-3 軽油タンクの荷重の伝達方法

方向	軽油タンクの断面力	入力方法
水平	曲げ	<p>引張はボルトを介して荷重が伝達するため、線荷重とする。 圧縮はタンク底面を介して荷重が伝達するため、分布荷重とする。</p> <p>← タンクのモーメントの向き</p>  <p>タンクモデルの概念図</p> <p>モデル底面の断面力図</p>
	せん断	<p>水平方向にはボルトを介して荷重が伝達するため、線荷重とする。</p> <p>← タンクのせん断力の向き</p>  <p>タンクモデルの概念図</p>
鉛直	軸力*	<p>圧縮は基礎底面を介して荷重が伝達するため、分布荷重とする。</p>  <p>タンクモデルの概念図</p> <p>モデル底面の断面力図</p>

注記* : 地震応答解析におけるタンクモデルのはり要素の軸力は、常に圧縮側である。

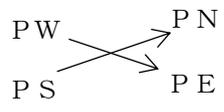
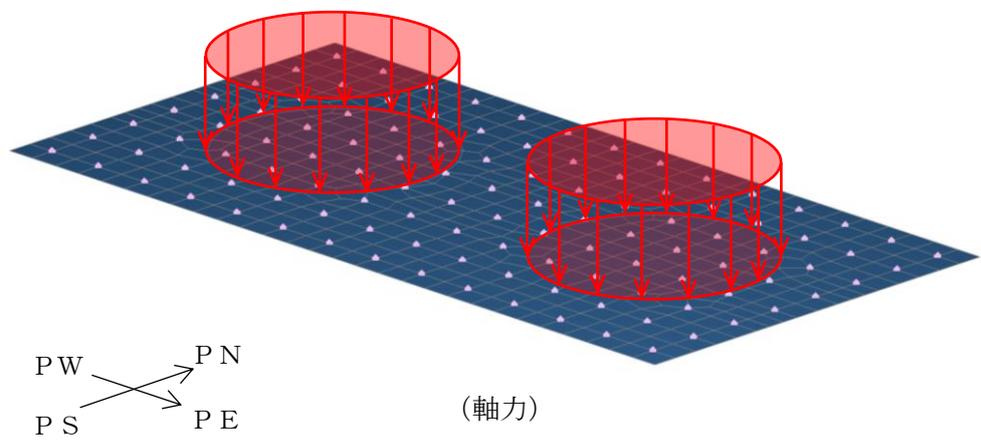
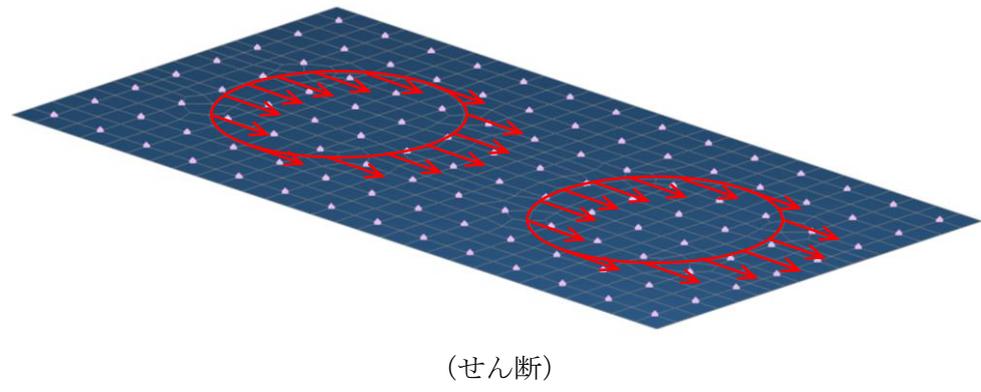
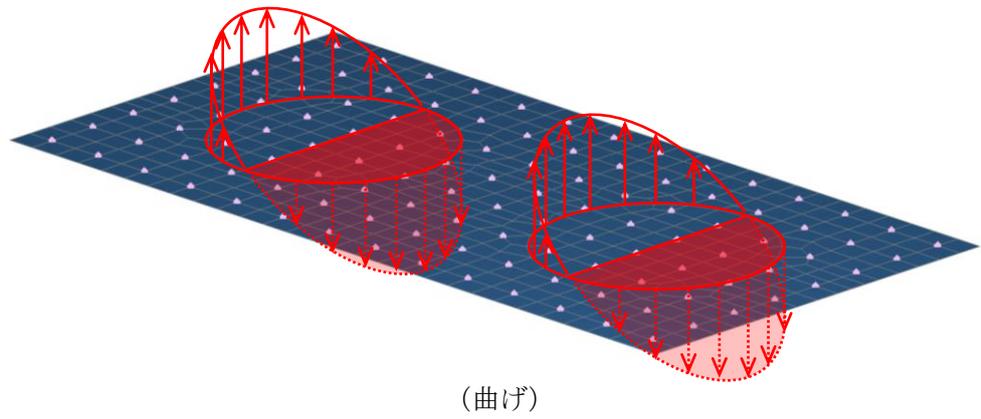


図 4-13 軽油タンクによる荷重の概略図

4.4.2 張出しダクト及び張出し基礎による荷重

(1) 算定方法

張出しダクト及び張出し基礎から基礎版に作用する荷重は、地震応答解析の照査時刻における張出しダクト及び張出し基礎の地震時応答及び土水圧を、図 4-14 に示す張出しダクト及び張出し基礎の荷重算定モデルに作用させ、算定する。

荷重算定モデルは、慣性力や土水圧が、張出しダクト及び張出し基礎を介して軽油タンク基礎版との接続部に伝達する荷重を算定することを目的とする。躯体は線形シェル要素でモデル化し、軽油タンク基礎版との接続部は完全固定とする。

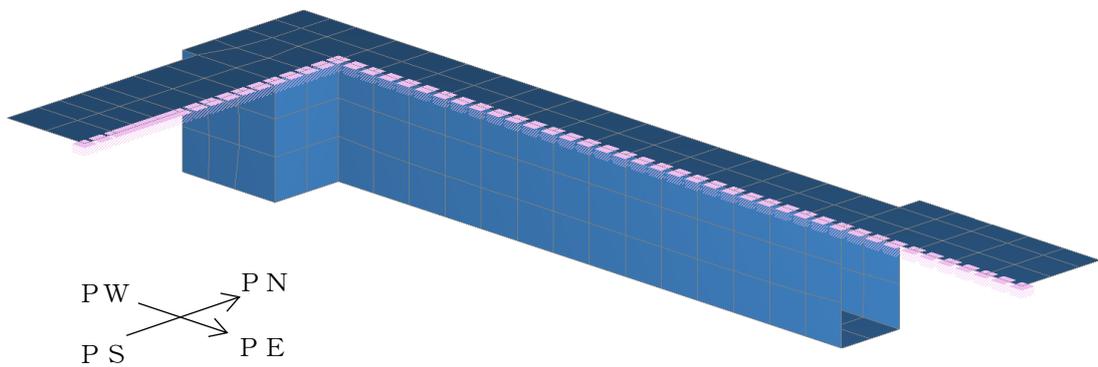


図 4-14 張出しダクト及び張出し基礎の荷重算定モデル

(2) 張出しダクト及び張出し基礎の地震時応答の抽出

張出しダクト及び張出し基礎の地震時応答は、地震応答解析モデルにおける基礎版の張出しダクト及び張出し基礎設置箇所に位置する各節点の、照査時刻における応答加速度の平均値から算定される各設備の慣性力とする。張出しダクト及び張出し基礎の応答加速度抽出位置を図 4-15 に示す。

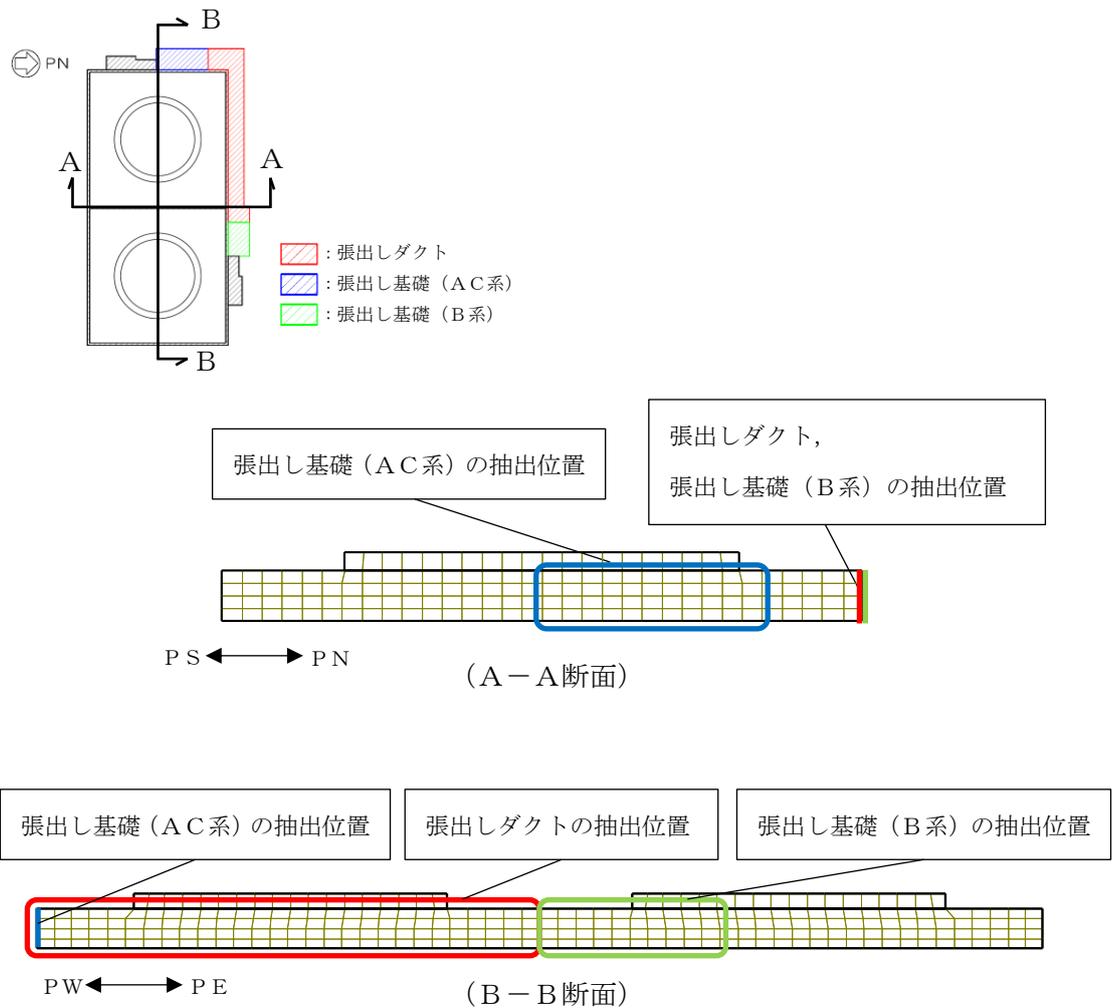


図 4-15 張出しダクト及び張出し基礎の地震時応答抽出位置

(3) 土圧及び水圧の抽出

張出しダクトの側壁に作用する土圧及び水圧は、地震応答解析モデルにおける軽油タンク基礎版の側面に接する地盤要素及び間隙水要素の、照査時刻における要素応力から抽出する。また、張出しダクト底板には、常時の水圧を作用させる。

(4) 基礎版モデルに作用させる荷重の算定

基礎版モデルに作用させる荷重算定の概要を図 4-16 に示す。「4.3.2 (2) 張出しダクト及び張出し基礎の地震時応答の抽出」及び「4.3.2 (3) 土圧及び水圧の抽出」より抽出した荷重を、荷重算定モデルに載荷する。荷重算定モデルにおける軽油タンク基礎版との接続部の節点は完全固定とし、当該箇所から得られた鉛直、水平、回転方向の反力を基礎版モデルに作用させる荷重とする。

算定した荷重は図 4-17 の概略図に示すとおり、基礎版モデルに入力する。

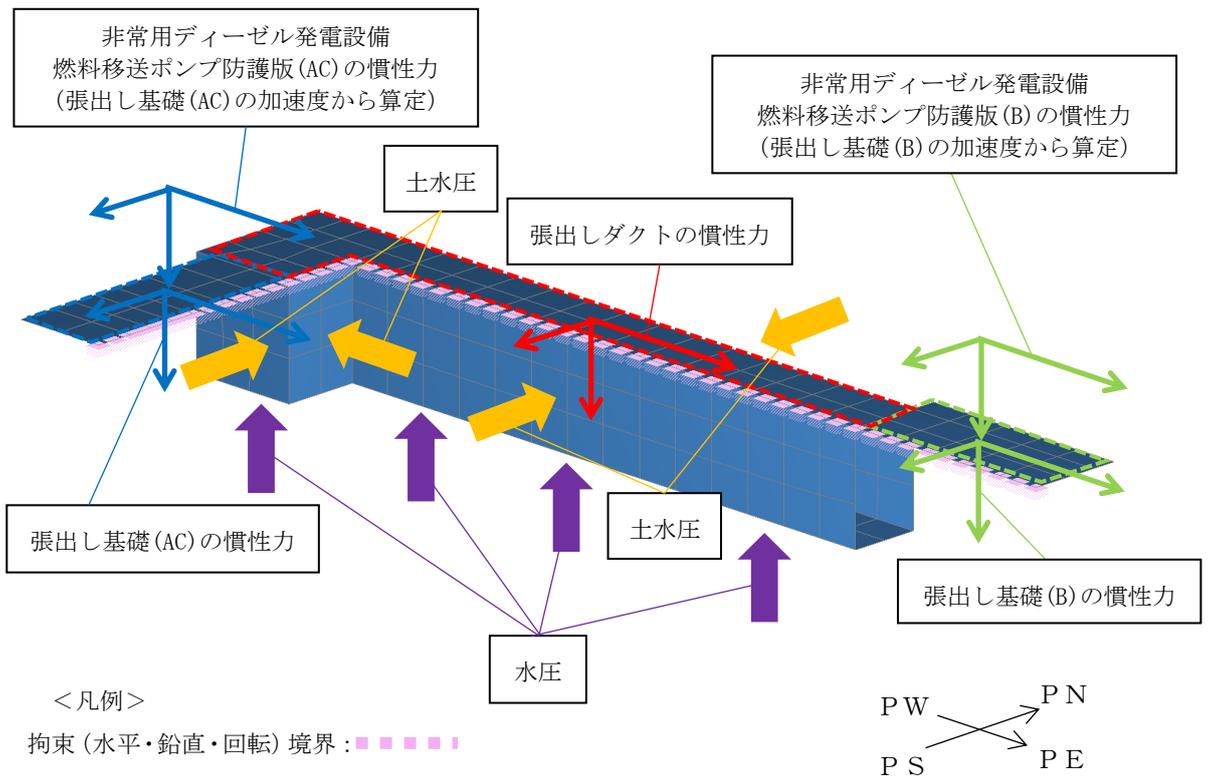


図 4-16 基礎版モデルに作用させる荷重算定の概要図

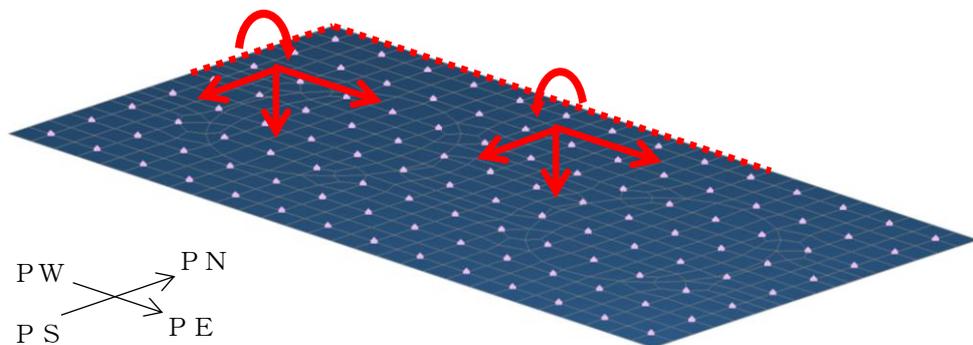


図 4-17 張出しダクト及び張出し基礎による荷重の概略図

4.4.3 油分離槽の慣性力

油分離槽の慣性力は、地震応答解析モデルにおける基礎版の油分離槽設置箇所に位置する各節点の、照査時刻における応答加速度の平均値から算定する。油分離槽の応答加速度抽出位置を図 4-18 に示す。

算定した慣性力は、図 4-19 の概略図に示すとおり、基礎版モデルに入力する。

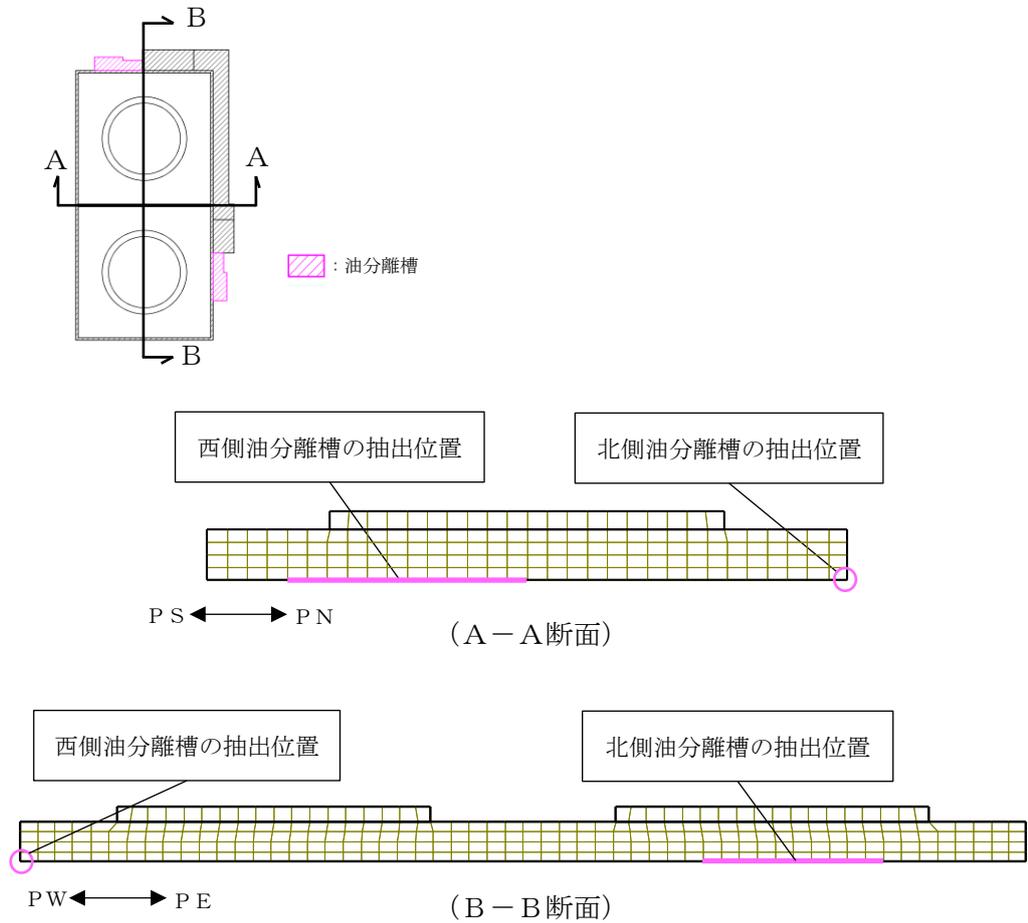


図 4-18 油分離槽の応答加速度抽出位置

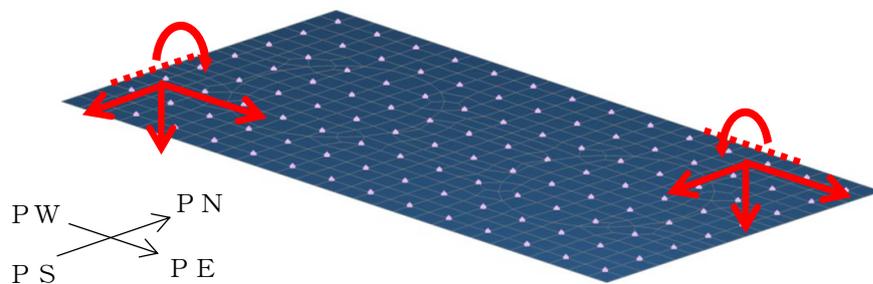


図 4-19 油分離槽の慣性力の概略図

4.4.4 防油堤の慣性力

防油堤の慣性力は、地震応答解析モデルにおける基礎版の防油堤設置箇所位置する各節点の、照査時刻における応答加速度の平均値から算定する。防油堤の応答加速度抽出位置を図 4-20 に示す。

算定した慣性力は図 4-21 の概略図に示すとおり、基礎版モデルに入力する。

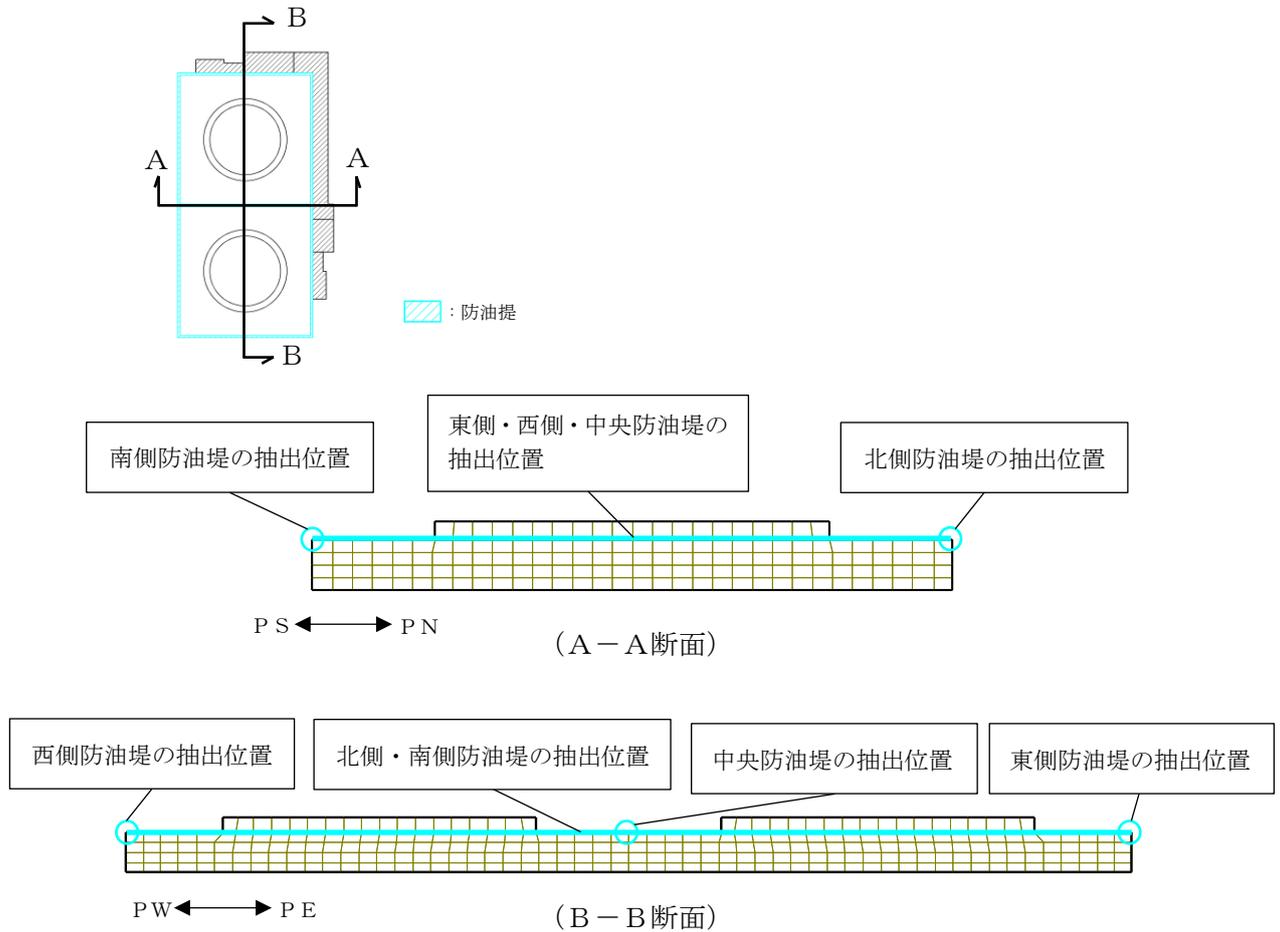


図 4-20 防油堤の応答加速度抽出位置

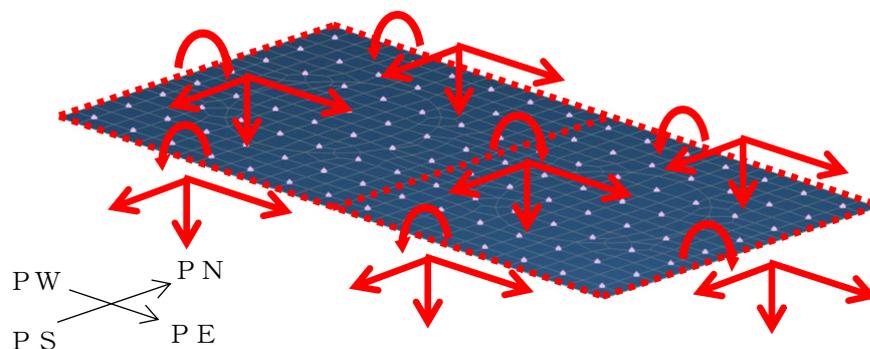


図 4-21 防油堤の慣性力の概略図

4.4.5 基礎版の慣性力

基礎版の慣性力は、地震応答解析モデルにおける基礎版個所に位置する各節点の、照査時刻における応答加速度の平均値から算定する。基礎版の応答加速度抽出位置を図 4-22 に示す。

算定した慣性力は図 4-23 の概略図に示すとおり、基礎版モデルに入力する。

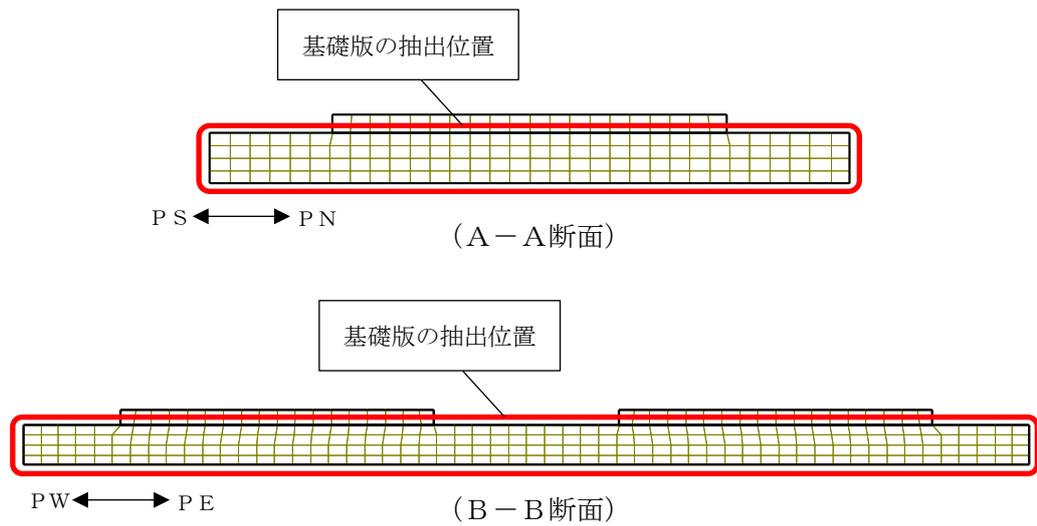


図 4-22 基礎版の応答加速度抽出位置

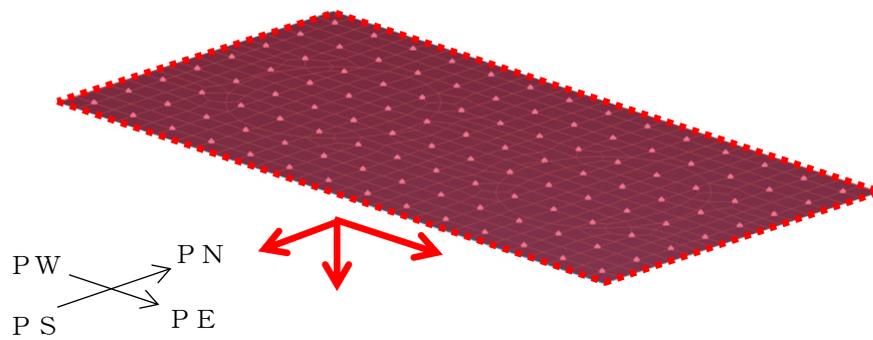


図 4-23 基礎版の慣性力の概略図

4.4.6 リングコンクリート及び乾燥砂の慣性力

リングコンクリート及び乾燥砂の慣性力は、地震応答解析の基礎版のリングコンクリート及び乾燥砂個所に位置する各節点の、照査時刻における応答加速度の平均値から算定する。応答加速度抽出位置を図 4-24 に示す。

算定した慣性力は図 4-25 の概略図に示すとおり、基礎版モデルに入力する。

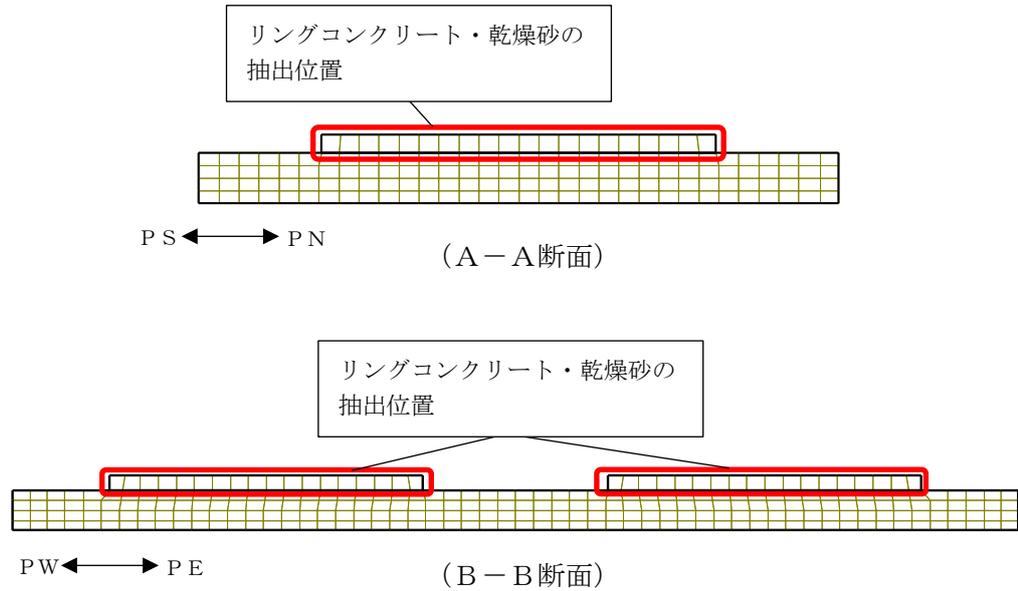


図 4-24 リングコンクリート及び乾燥砂の応答加速度抽出位置

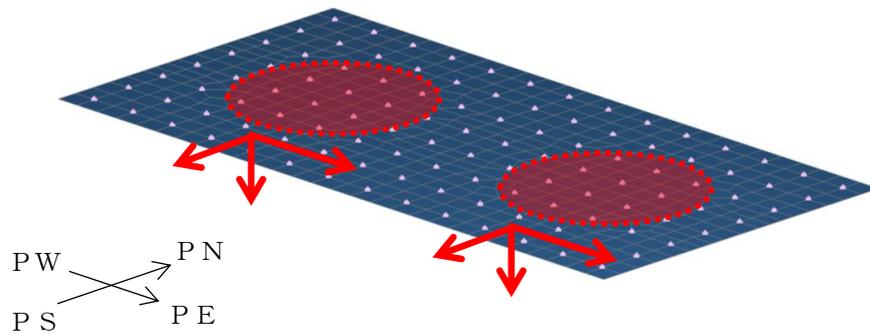


図 4-25 リングコンクリート及び乾燥砂の慣性力の概略図

4.4.7 積雪の慣性力

積雪の慣性力は、地震応答解析モデルにおける基礎版上面に位置する各節点の、照査時刻における応答加速度の平均値から算定する。応答加速度抽出位置を図 4-26 に示す。算定した慣性力は図 4-27 の概略図に示すとおり、基礎版モデルに入力する。

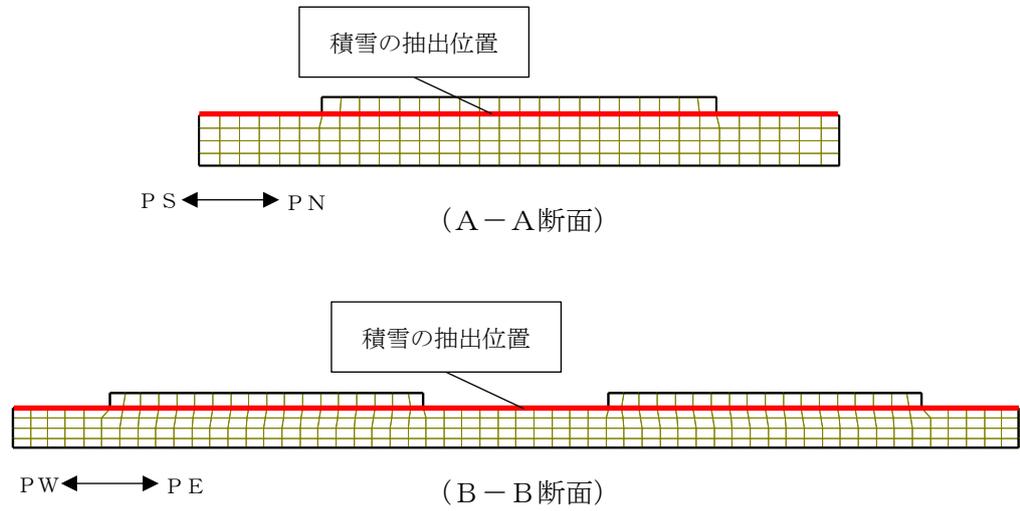


図 4-26 積雪の応答加速度抽出位置

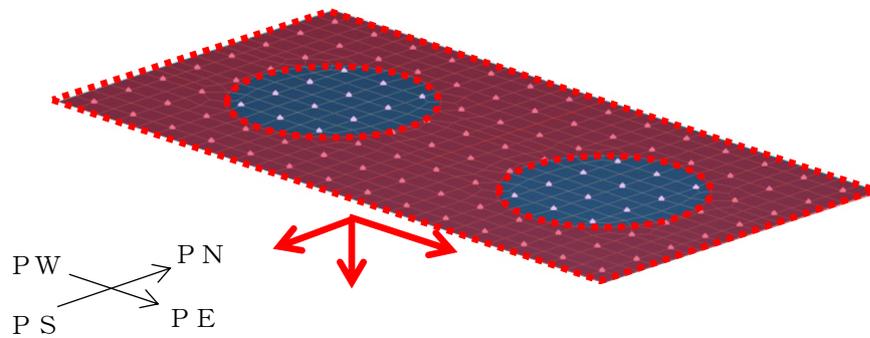


図 4-27 積雪の慣性力の概略図

4.4.8 土圧及び水圧

基礎版の側面に作用する水平方向の土圧及び水圧は、地震応答解析モデルにおける基礎版の側面に接する地盤要素及び間隙水要素の、照査時刻における要素応力から算定する。また、基礎版モデル底面には常時分の水圧を作用させる。土圧及び水圧の抽出位置を図 4-28 に示す。

算定した土圧及び水圧は図 4-29 の概略図に示すとおり、基礎版モデルに入力する。

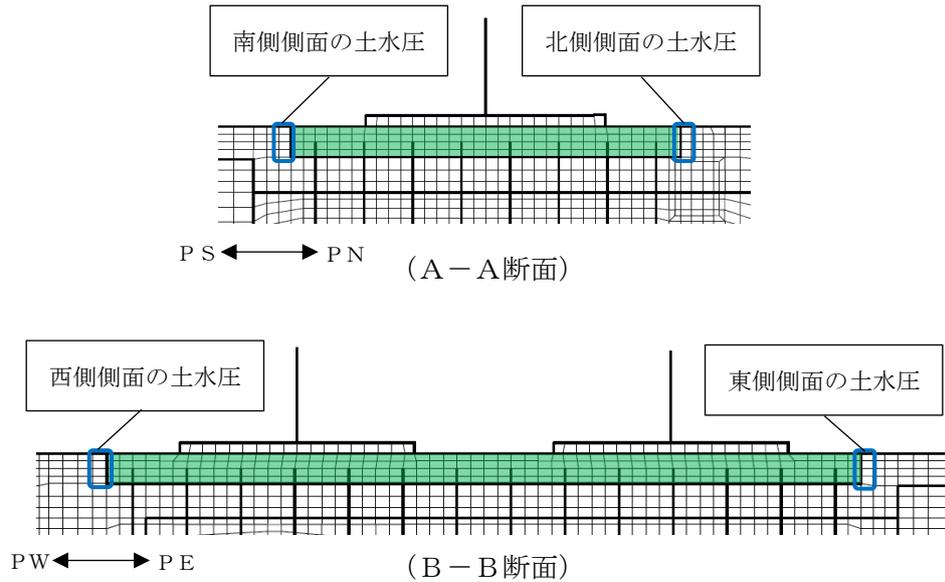


図 4-28 基礎版側面の土圧及び水圧の抽出位置

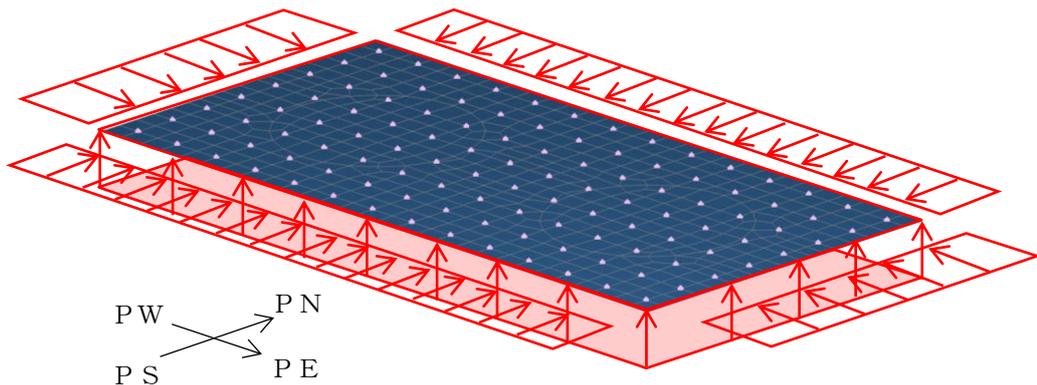


図 4-29 基礎版の土圧及び水圧の概略図

5. 評価内容

5.1 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 又は弾性設計用地震動 S_d 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。入力地震動の設定においては、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルとし、原子炉建屋と同様のものをを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 5-1 に、入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図 5-2～図 5-53 に示す。入力地震動の算定には解析コード「S L O K Ver. 2.0」を使用する。

なお、基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d のうち特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。

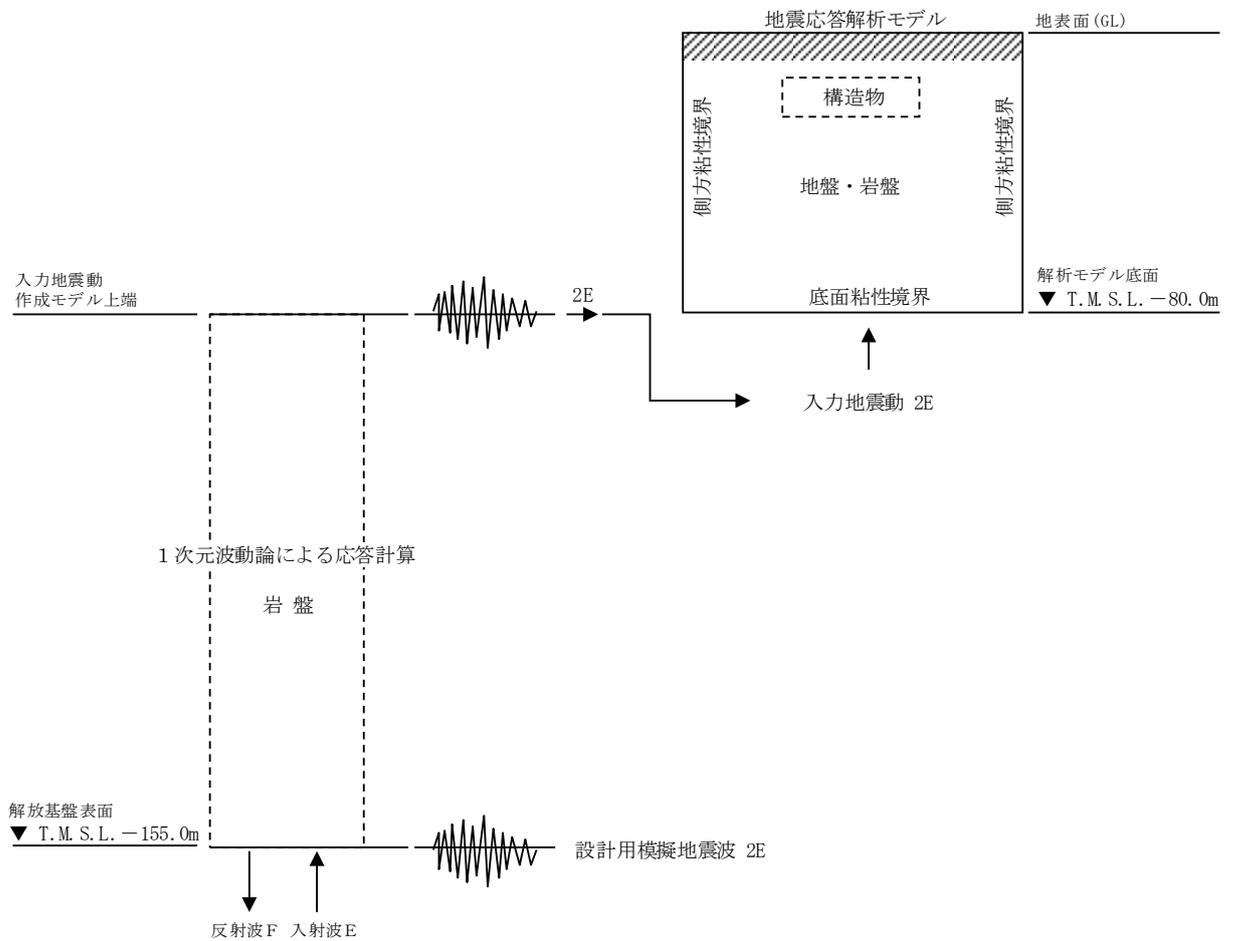
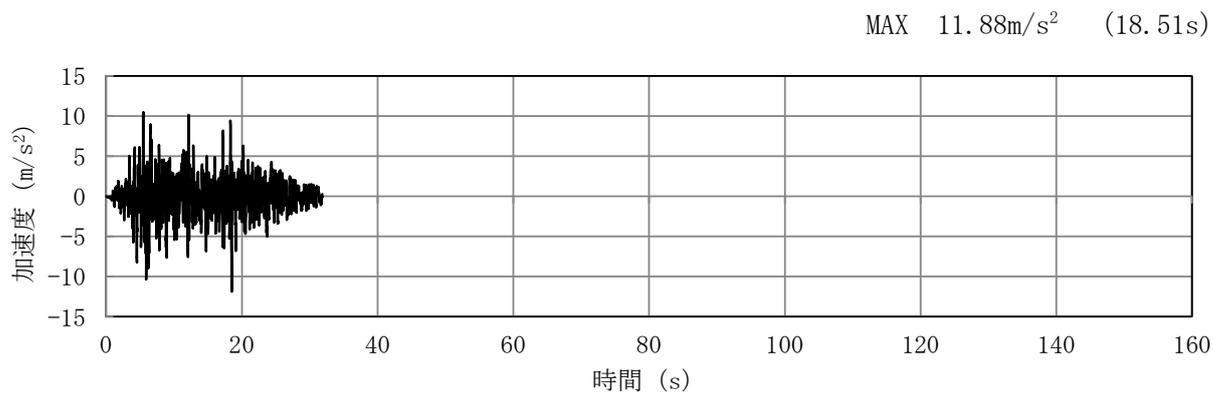
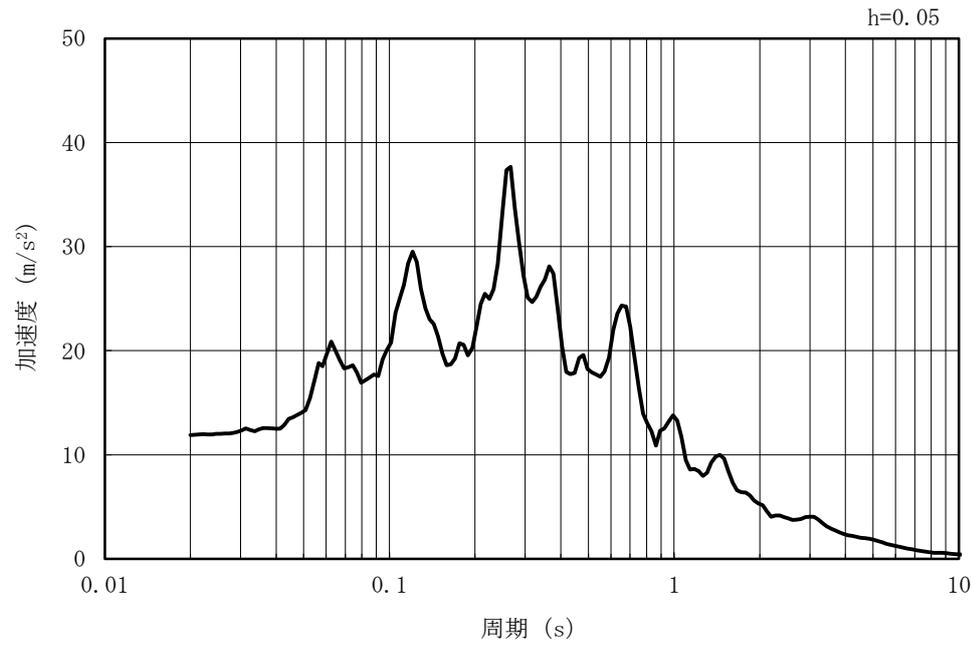


図 5-1 入力地震動算定の概念図

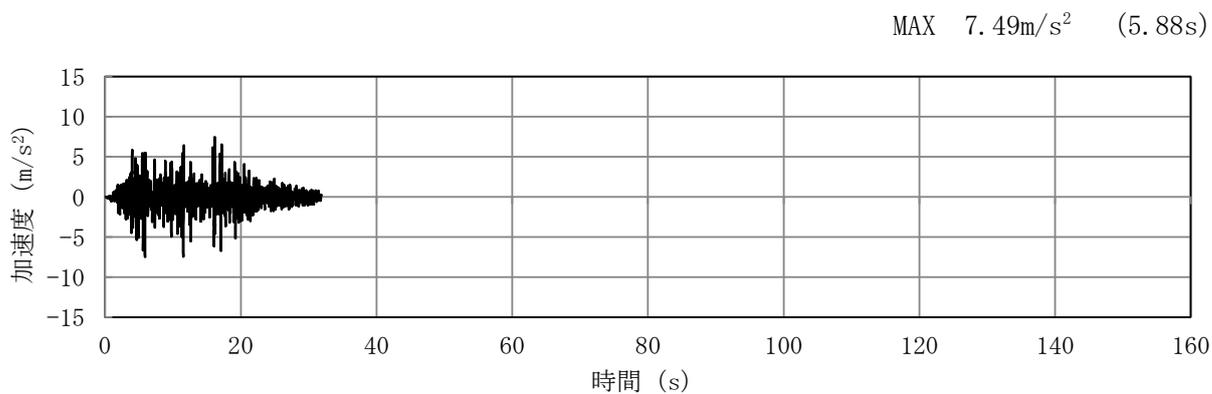


(a) 加速度時刻歴波形

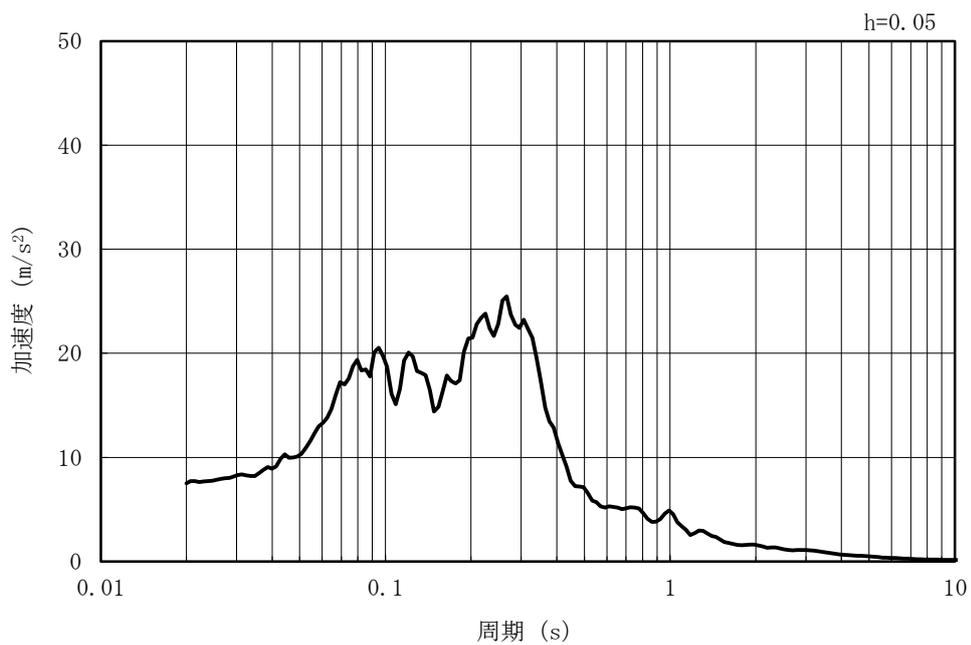


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-2 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
(水平方向 : Ss-1)

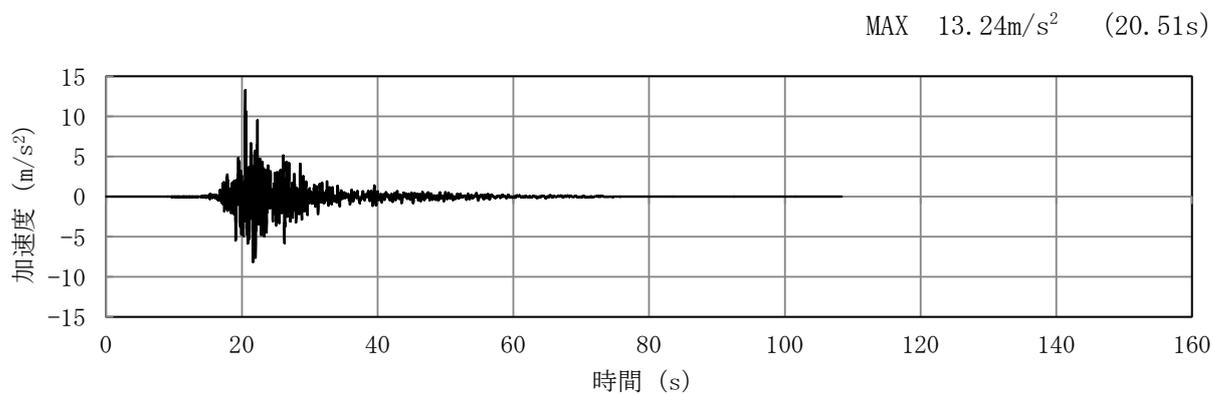


(a) 加速度時刻歴波形

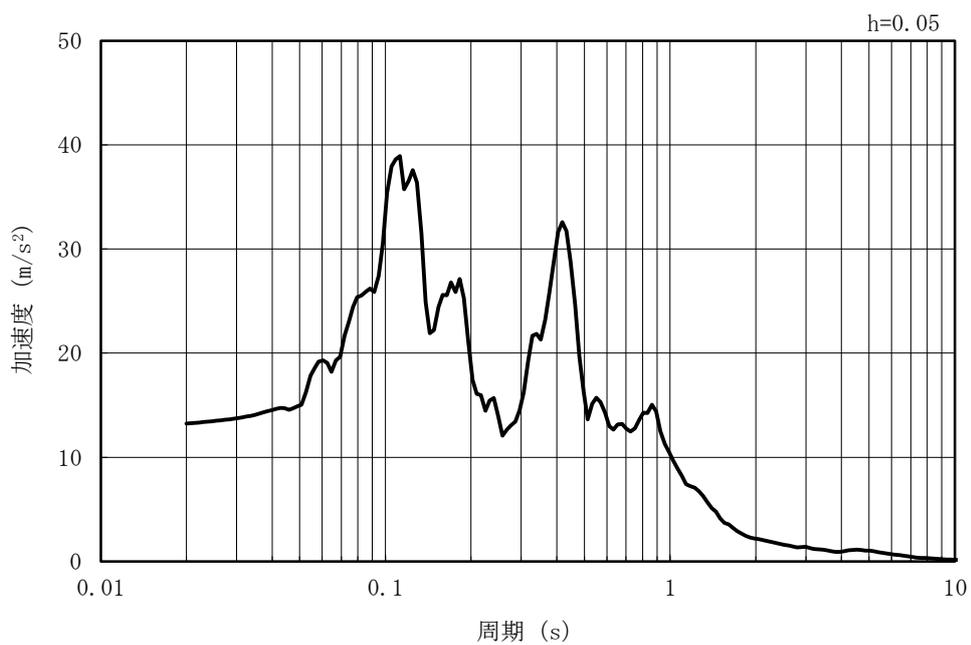


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-3 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
(鉛直方向 : Ss-1)

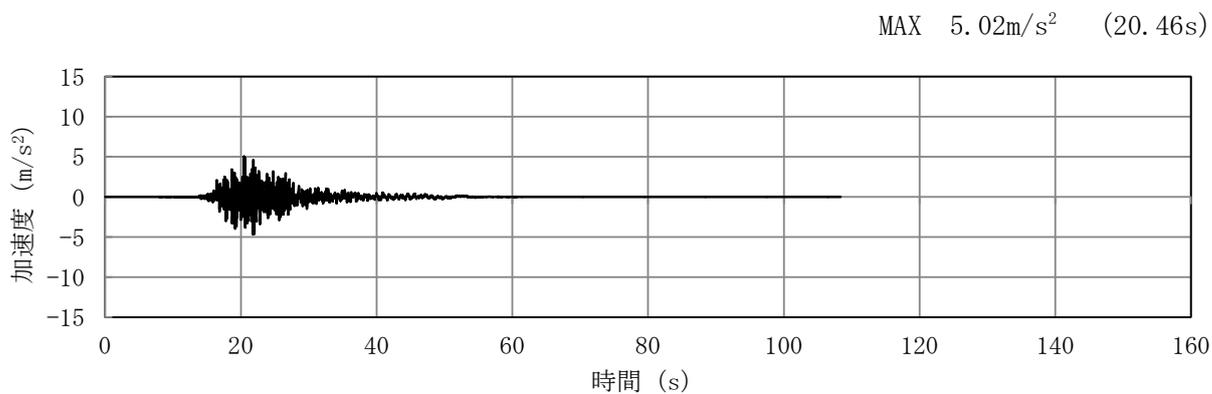


(a) 加速度時刻歴波形

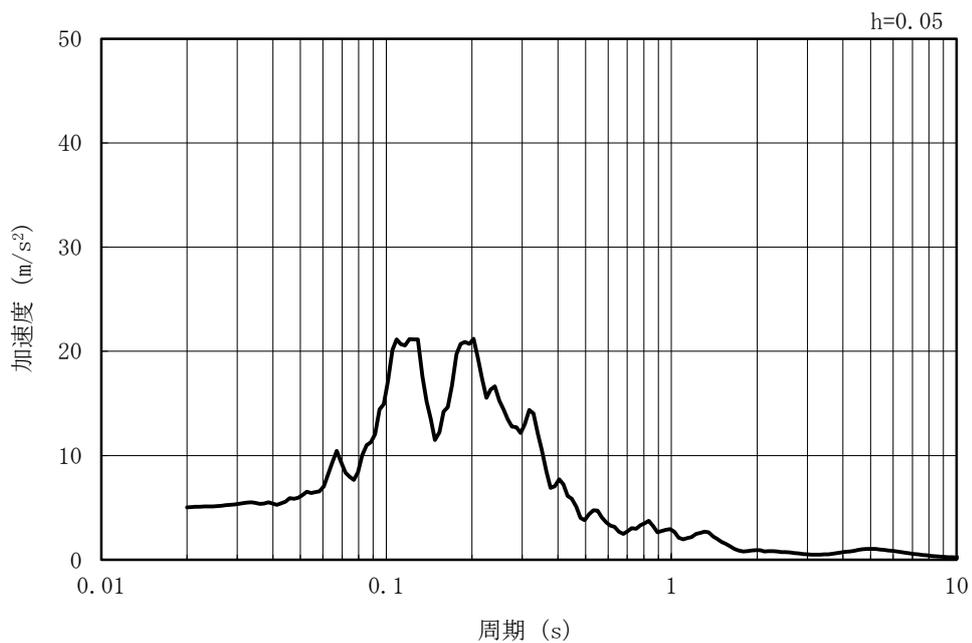


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-4 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
(水平方向 : Ss-2EW)

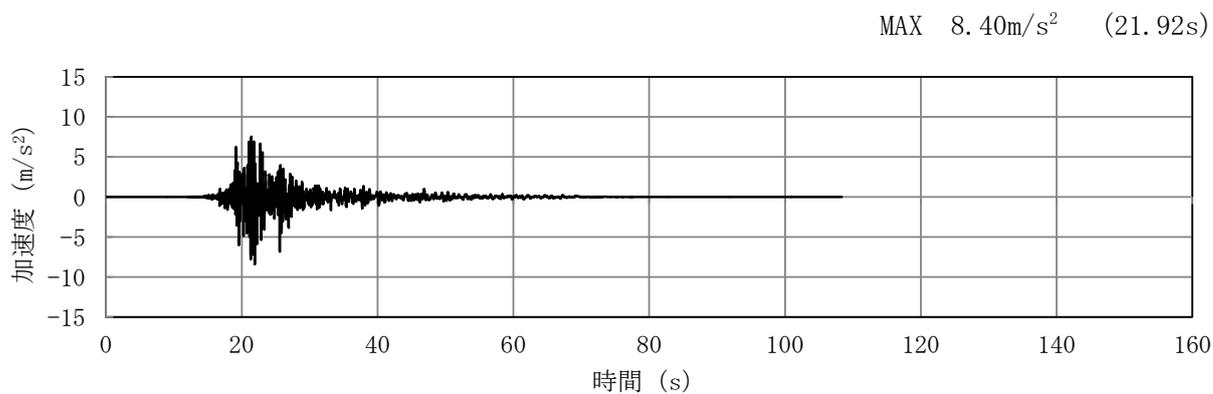


(a) 加速度時刻歴波形

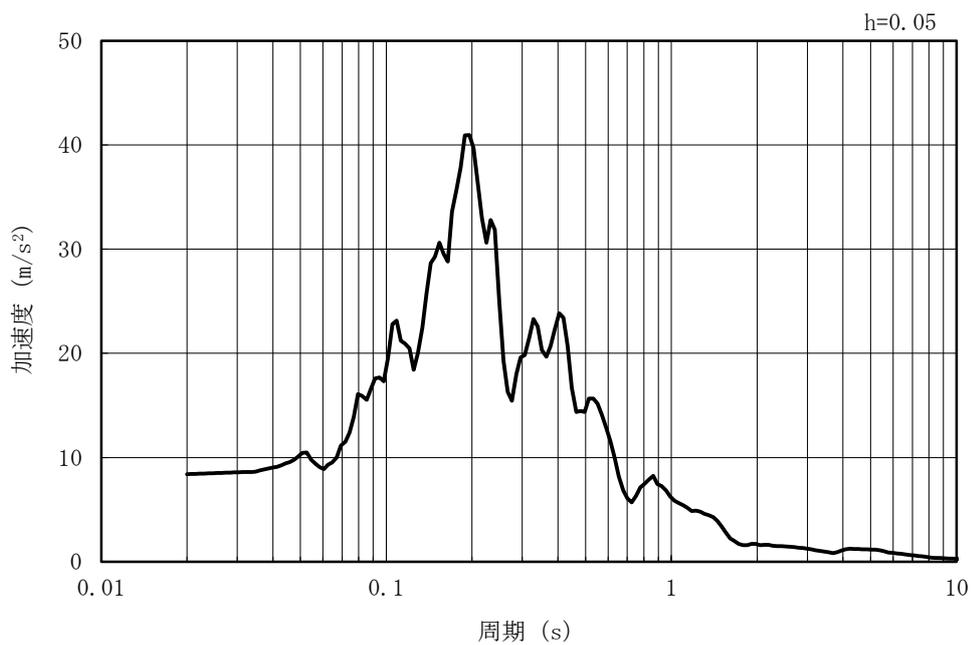


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-5 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
(鉛直方向 : Ss-2EW)

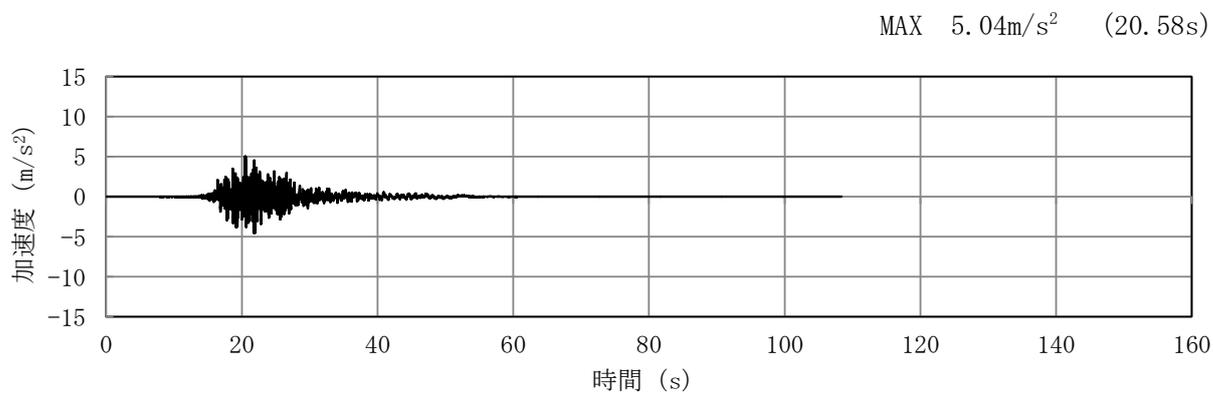


(a) 加速度時刻歴波形

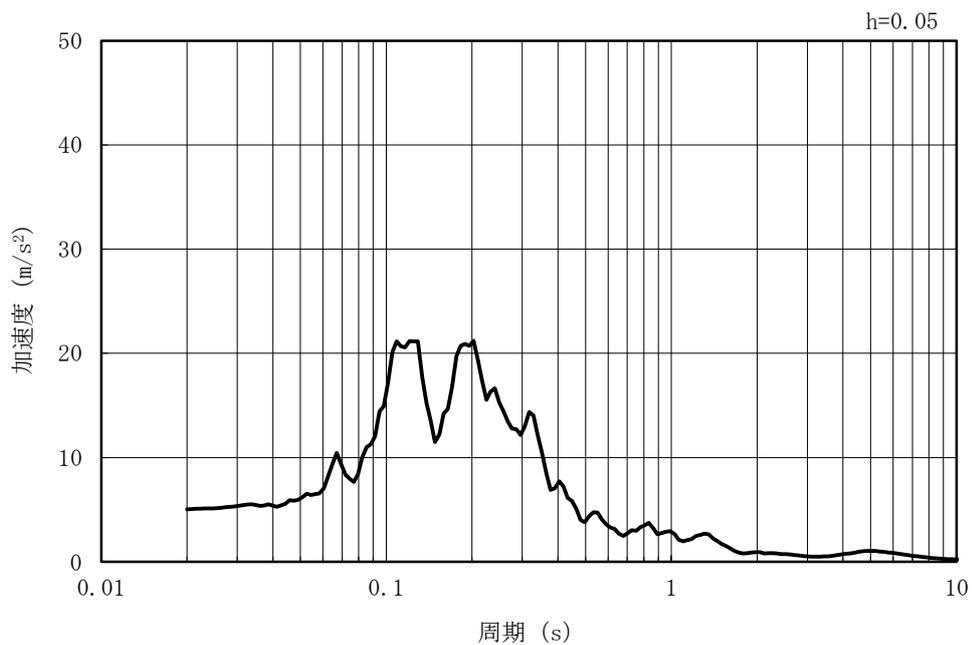


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-6 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
(水平方向 : Ss-2NS)



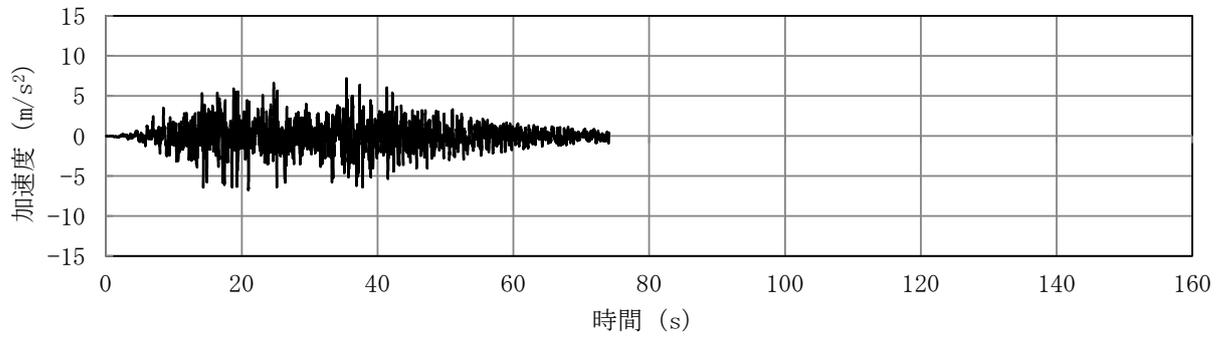
(a) 加速度時刻歴波形



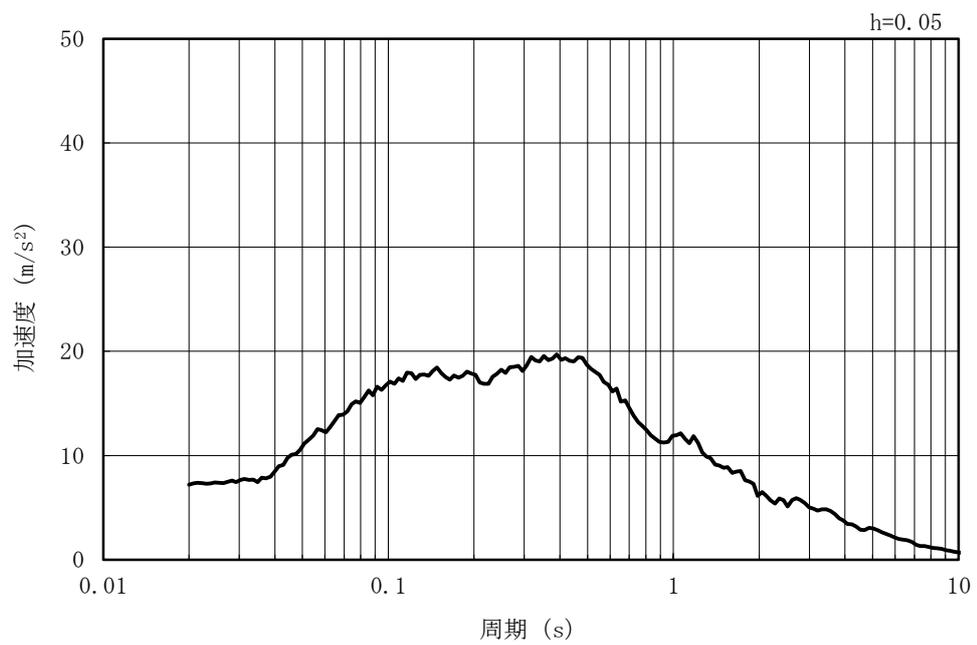
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-7 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
(鉛直方向 : Ss-2NS)

MAX 7.18m/s² (35.43s)

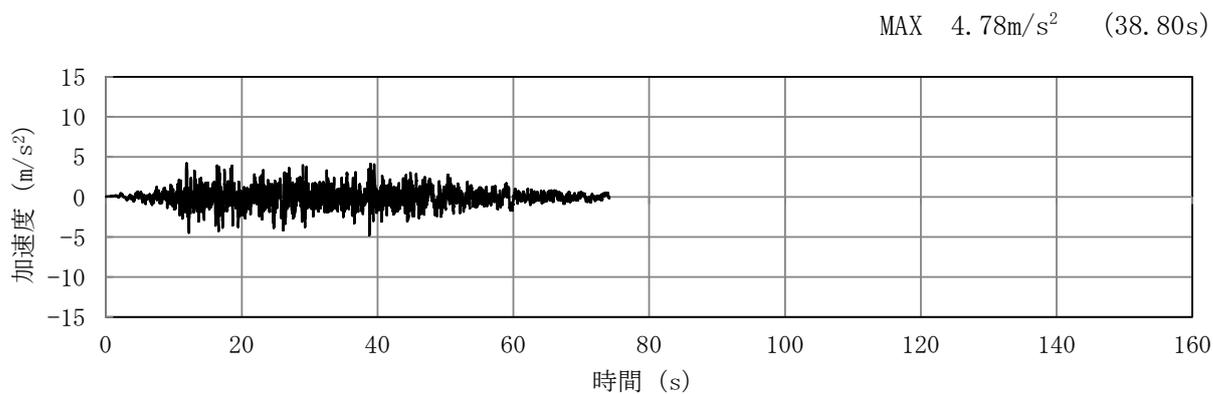


(a) 加速度時刻歴波形

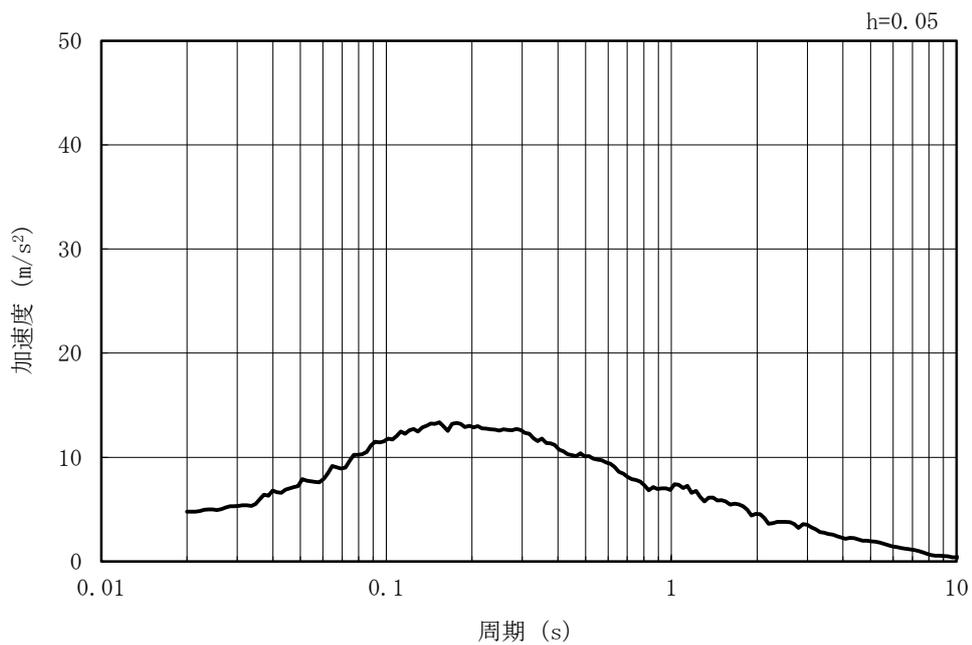


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-8 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
(水平方向 : Ss-3)

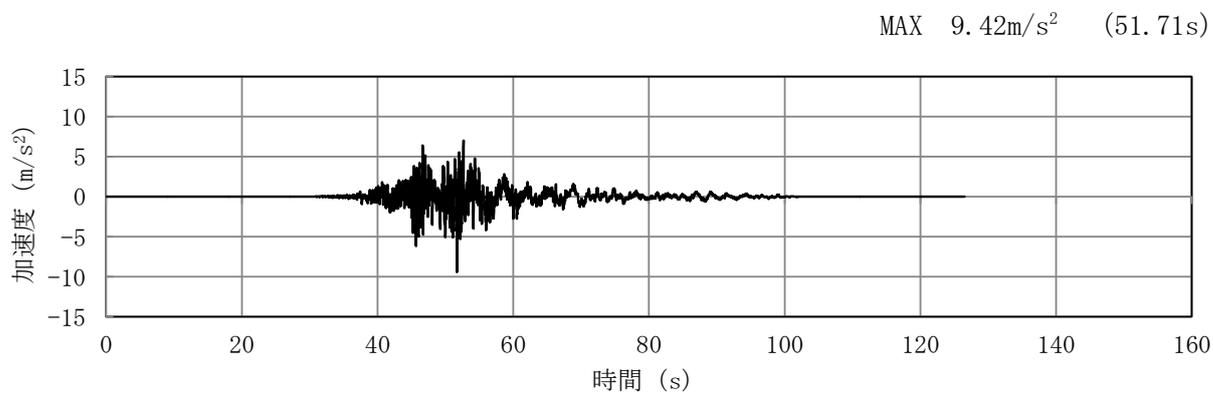


(a) 加速度時刻歴波形

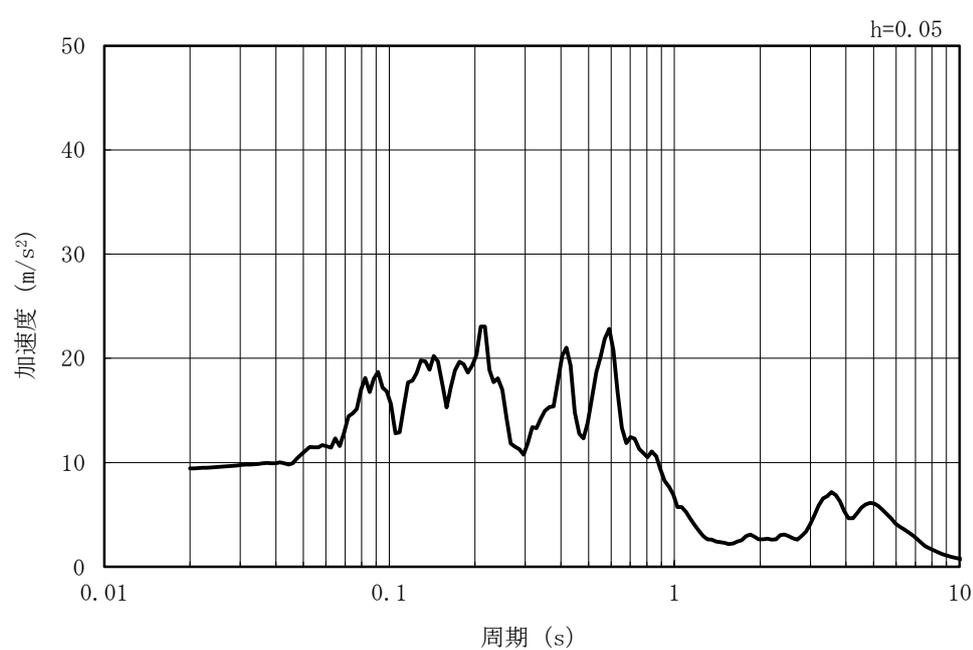


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-9 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
(鉛直方向 : Ss-3)

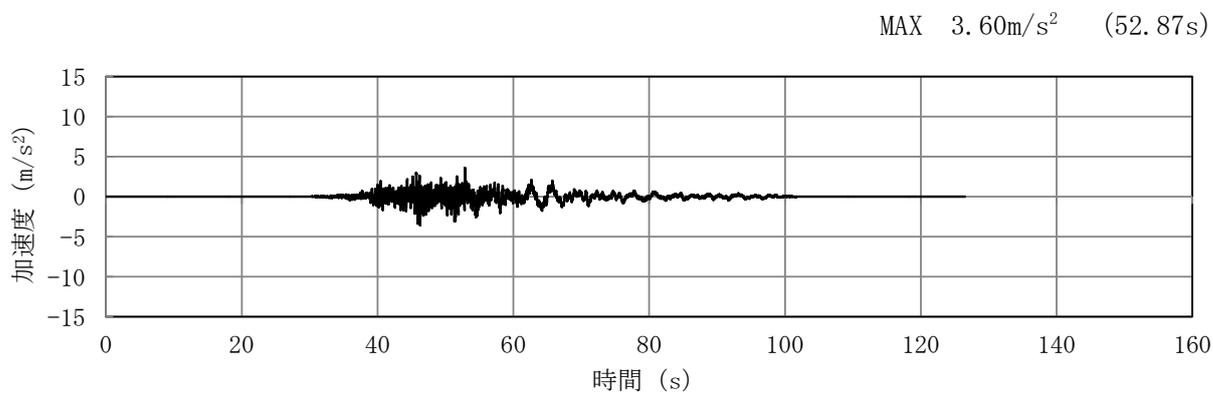


(a) 加速度時刻歴波形

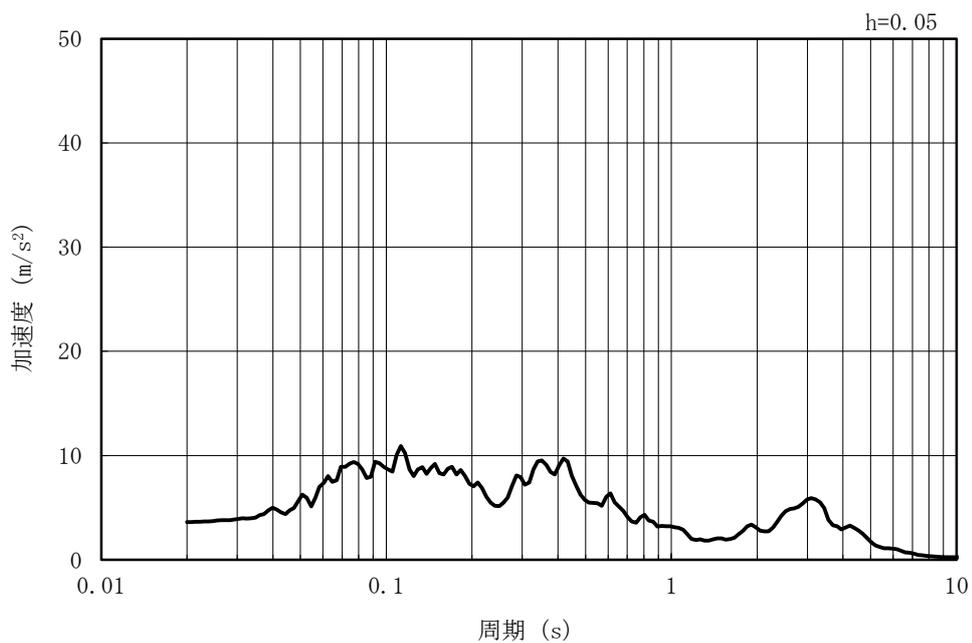


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-10 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
(水平方向 : Ss-4EW)

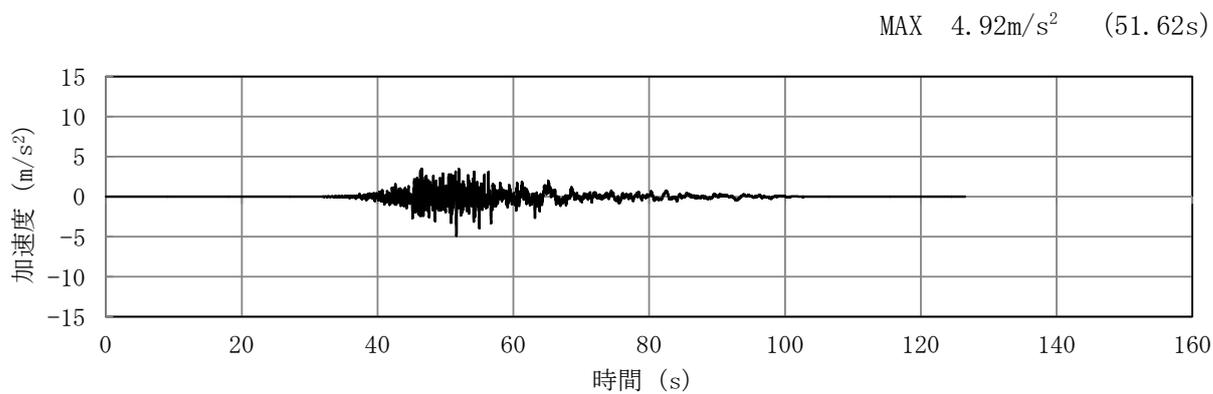


(a) 加速度時刻歴波形

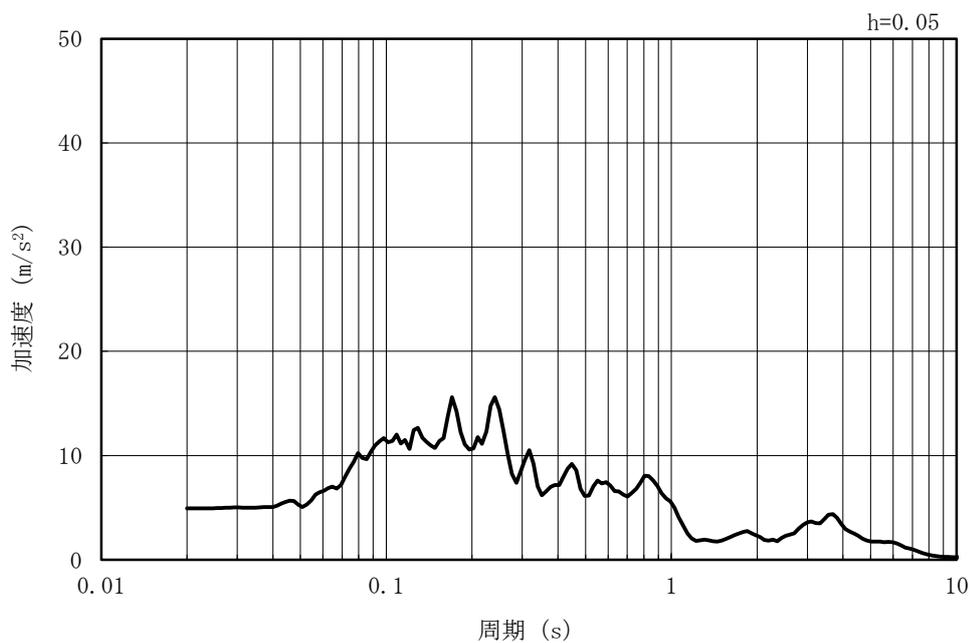


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-11 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
(鉛直方向：Ss-4EW)

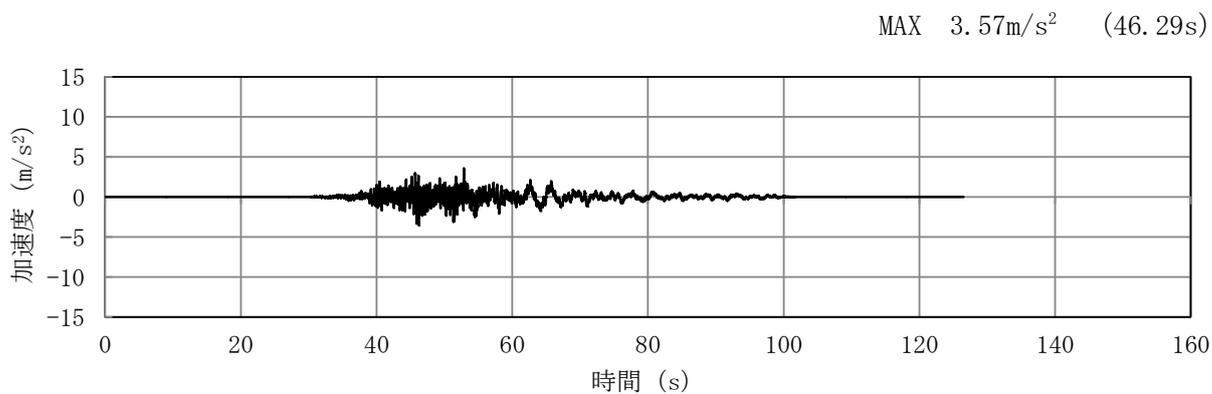


(a) 加速度時刻歴波形

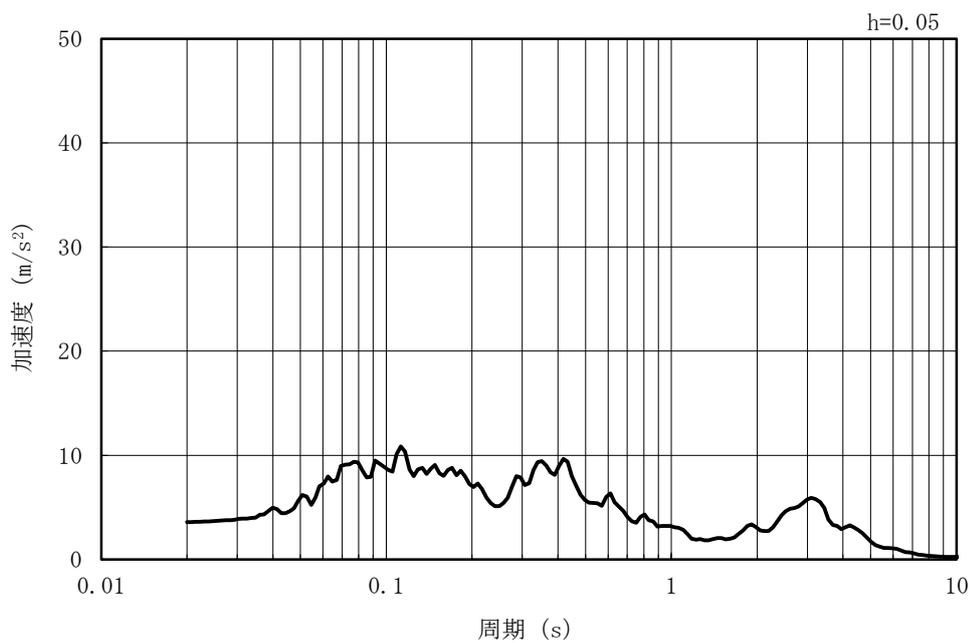


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-12 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
(水平方向 : Ss=4NS)

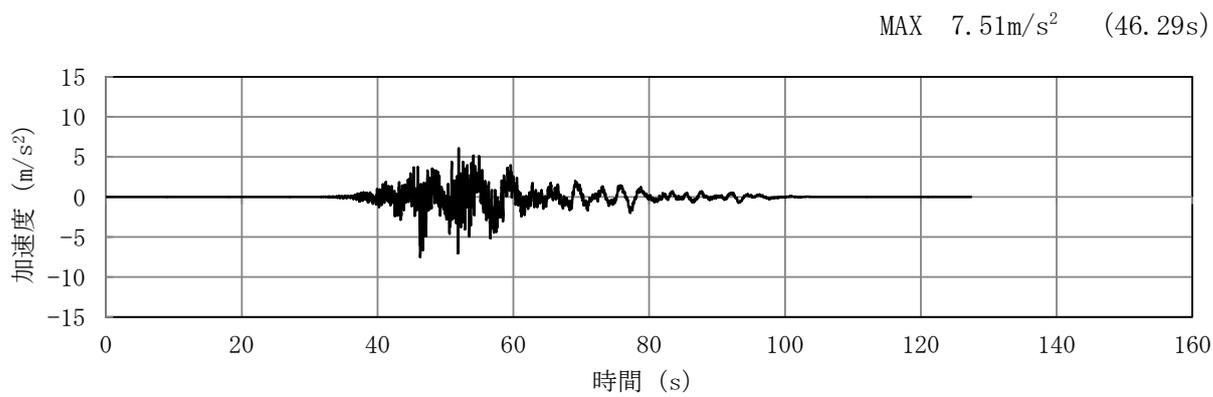


(a) 加速度時刻歴波形

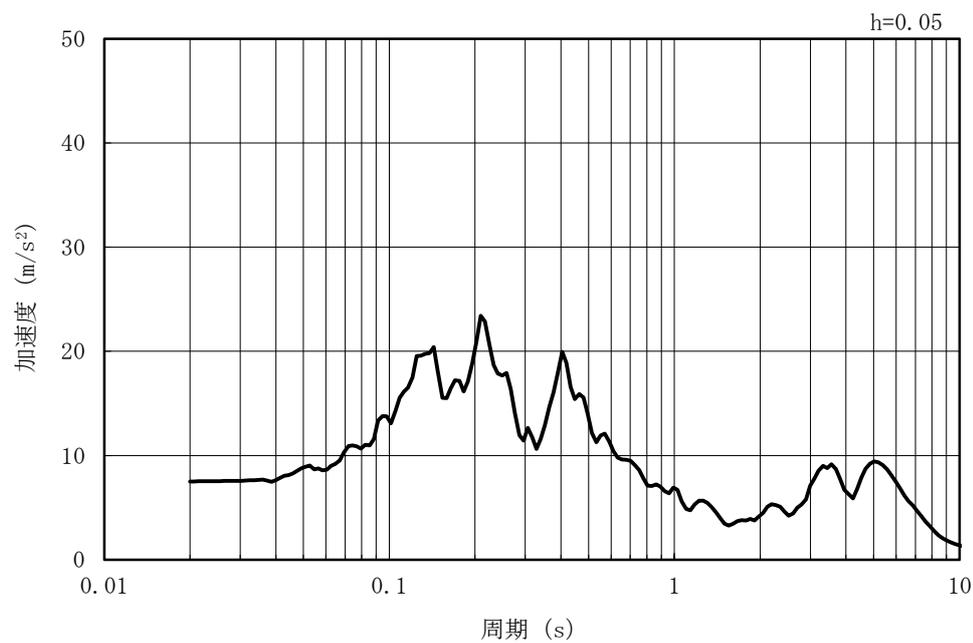


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-13 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
(鉛直方向 : Ss-4NS)

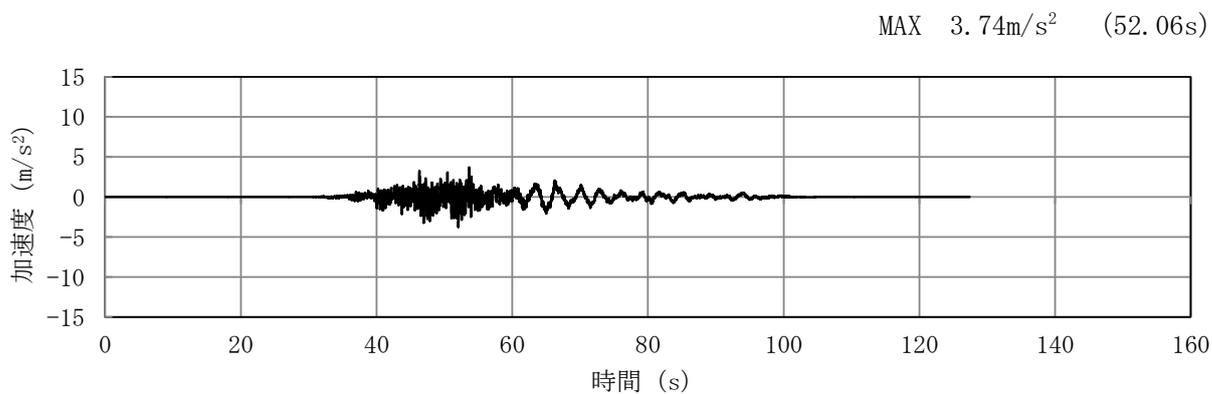


(a) 加速度時刻歴波形

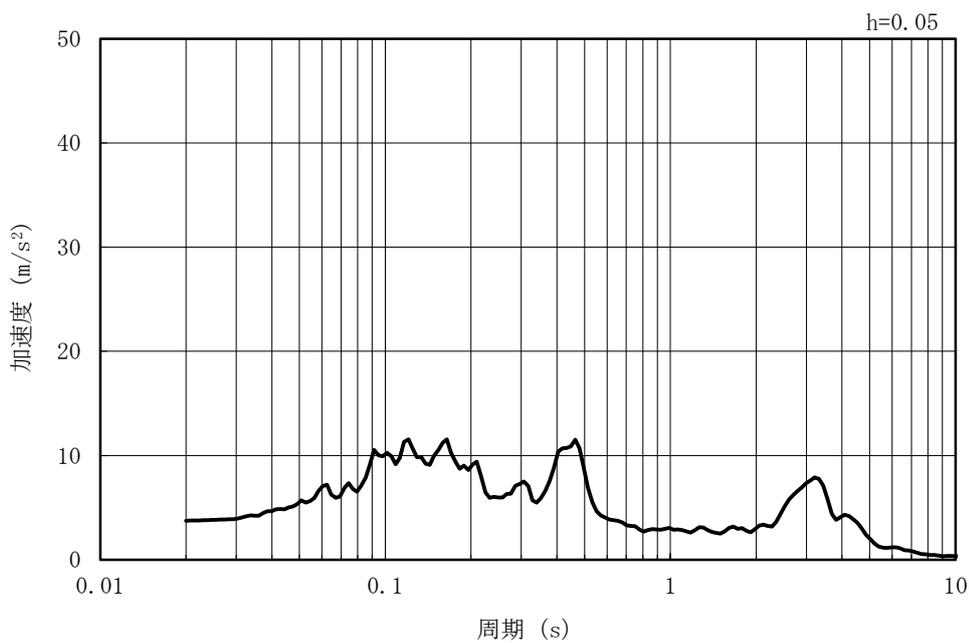


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-14 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
(水平方向 : Ss-5EW)

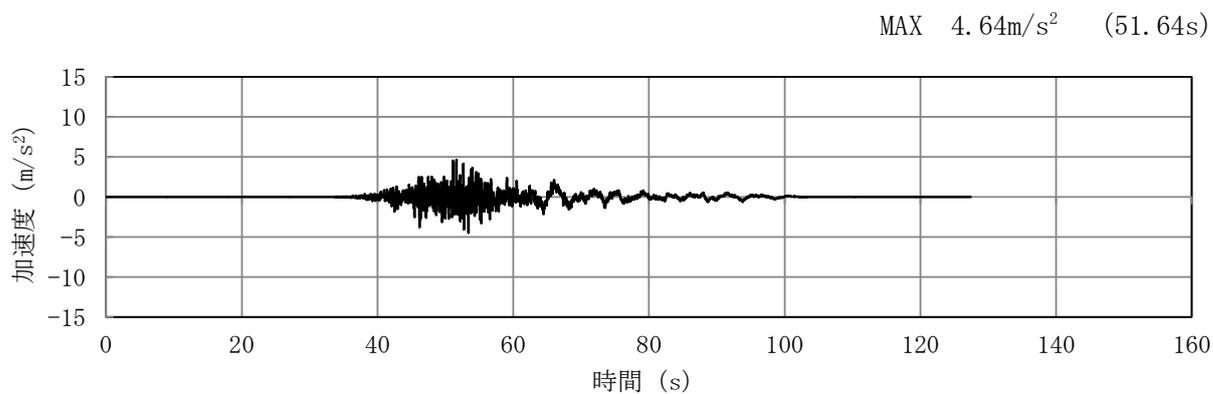


(a) 加速度時刻歴波形

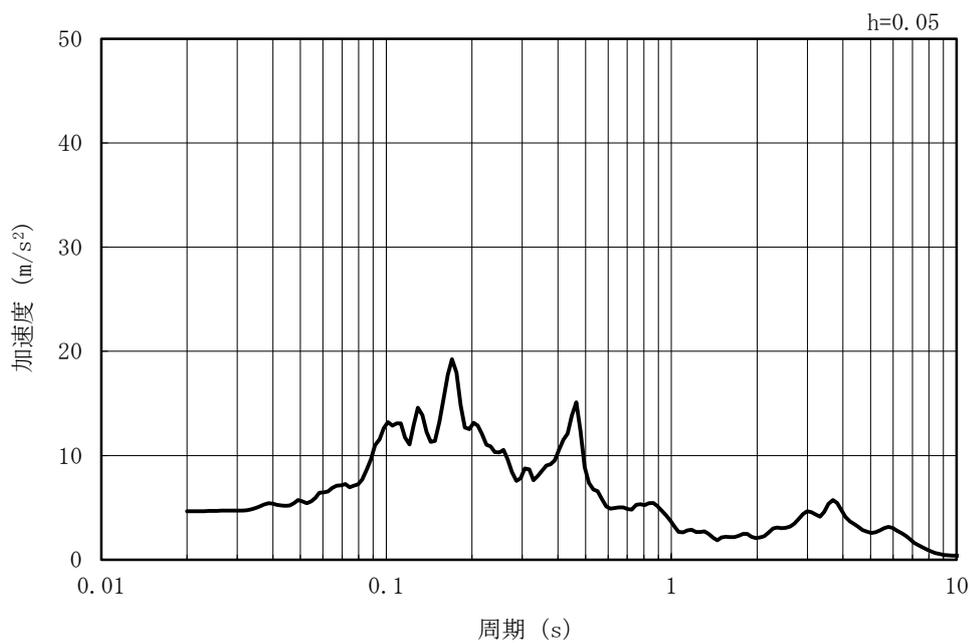


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-15 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
(鉛直方向 : Ss-5EW)

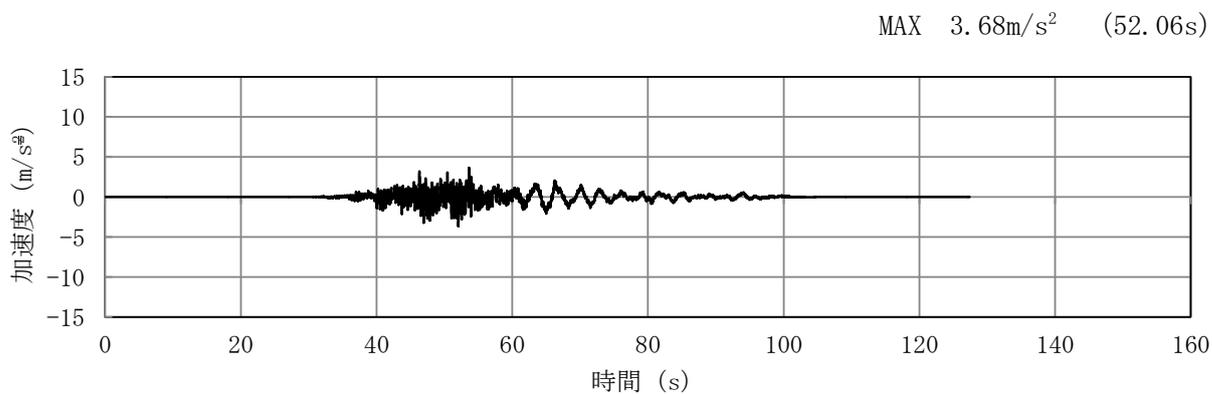


(a) 加速度時刻歴波形

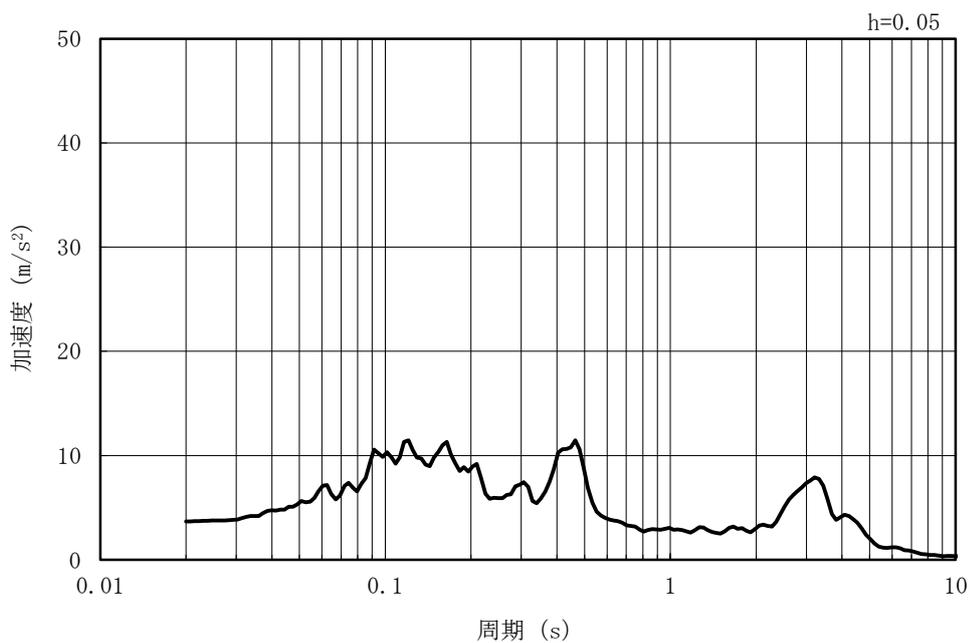


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-16 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
(水平方向 : Ss-5NS)

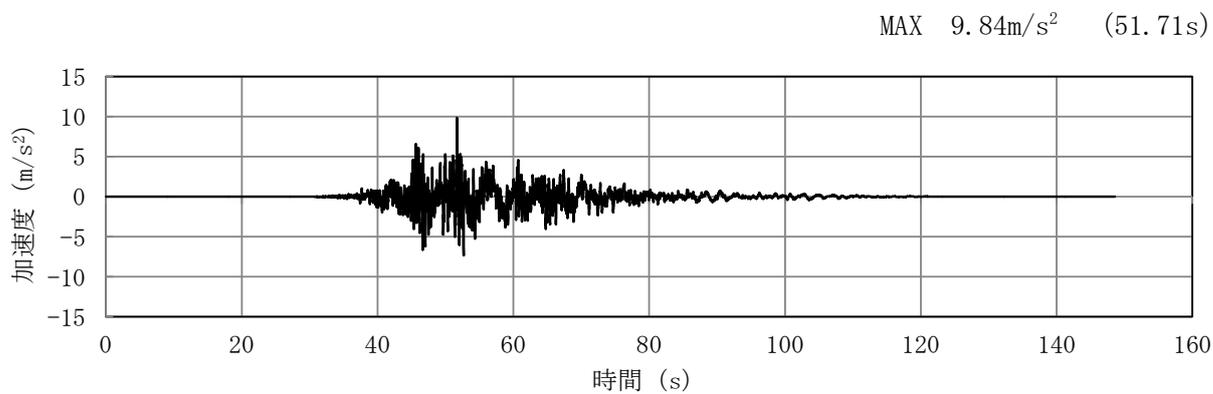


(a) 加速度時刻歴波形

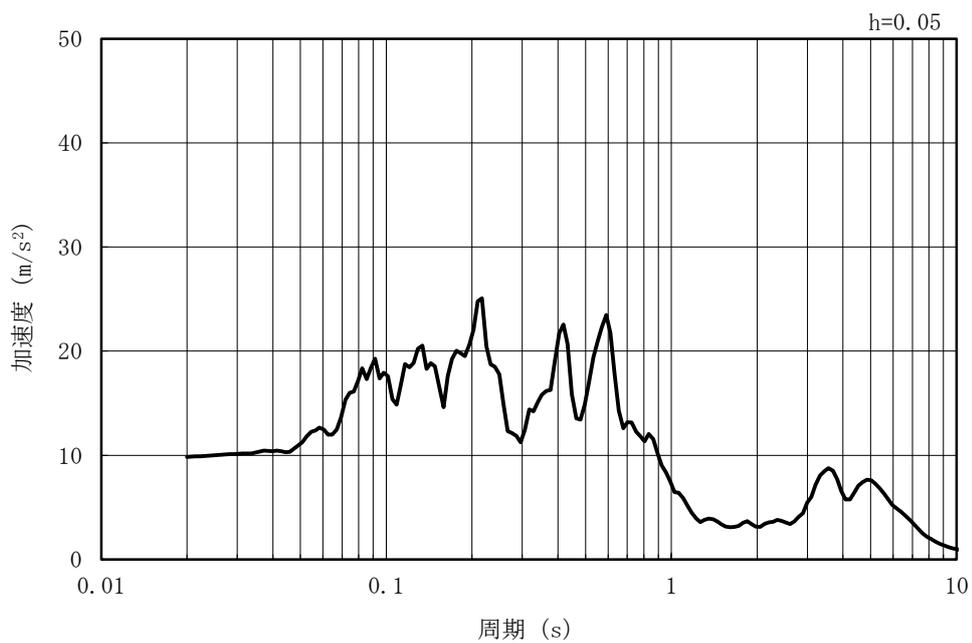


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-17 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 : Ss-5NS)

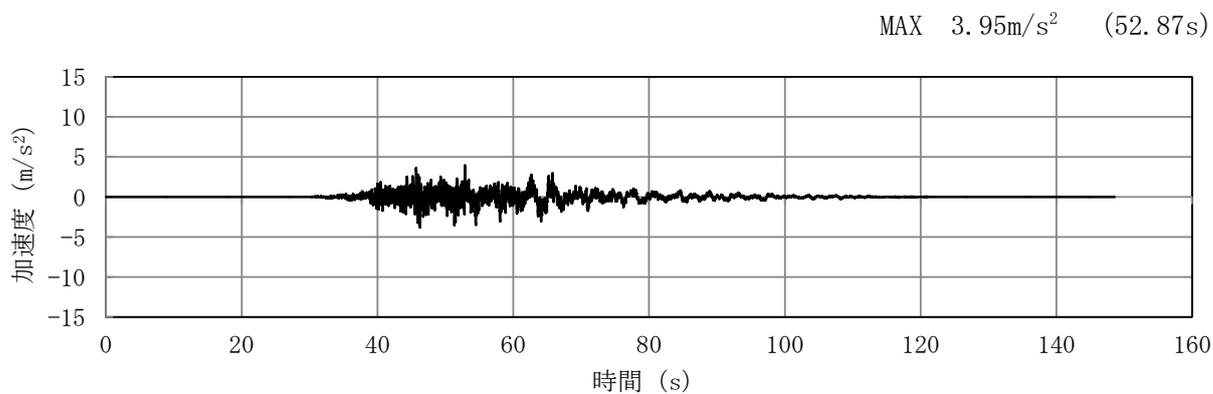


(a) 加速度時刻歴波形

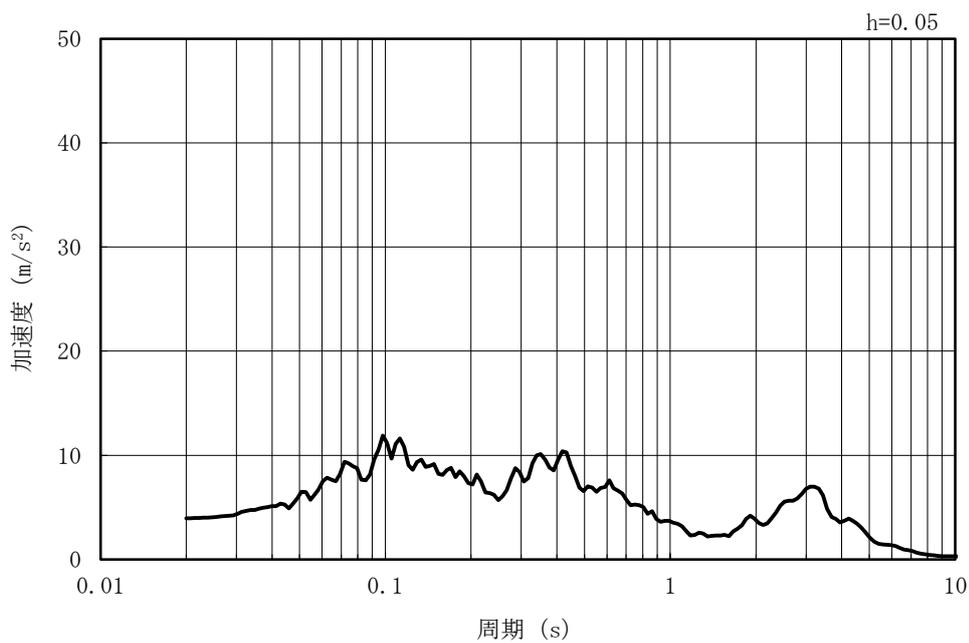


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-18 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 : Ss-6EW)

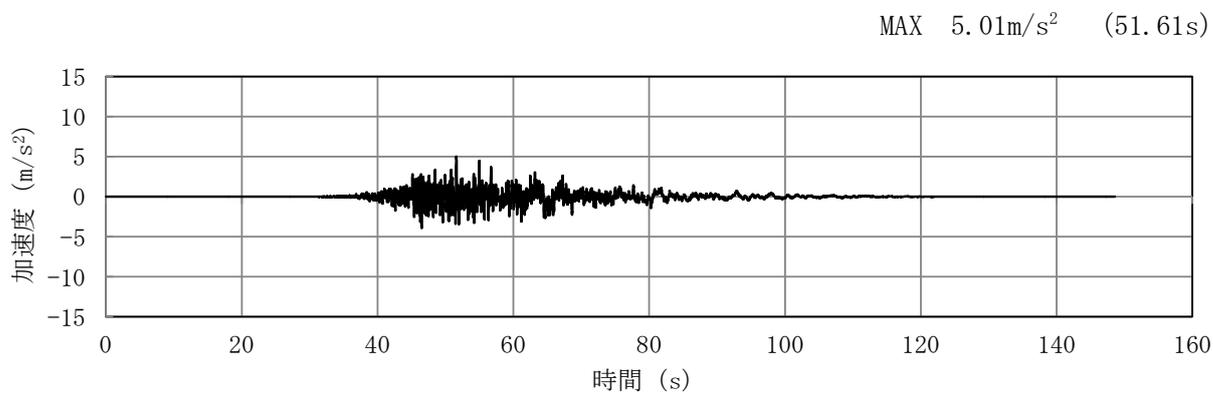


(a) 加速度時刻歴波形

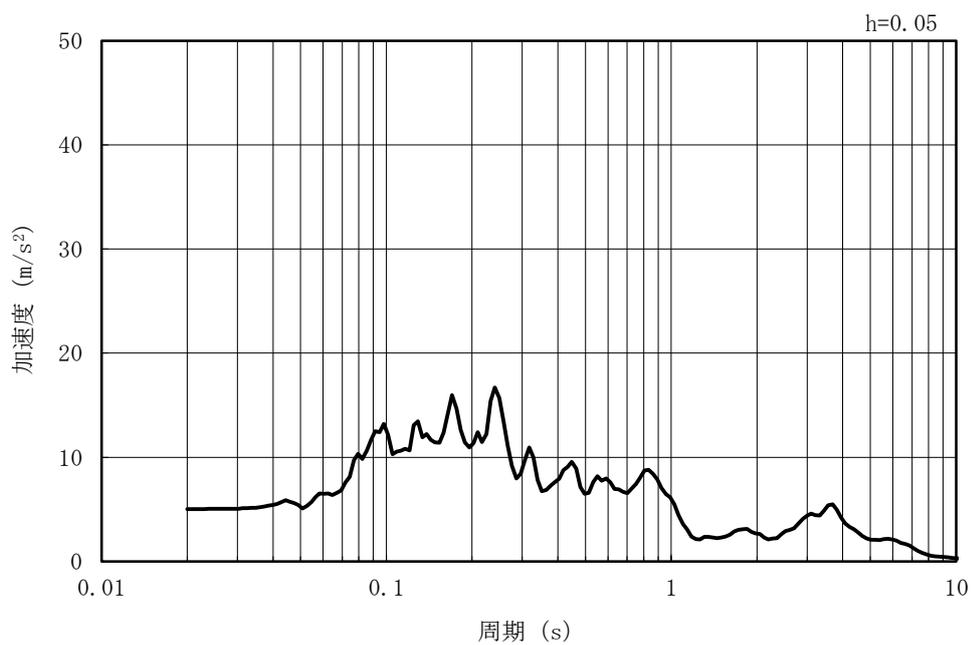


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-19 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 : Ss-6EW)

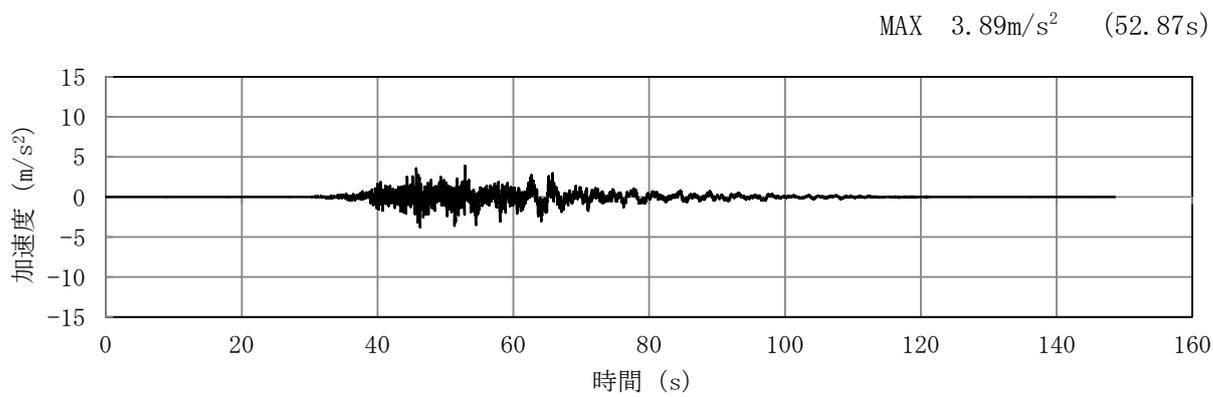


(a) 加速度時刻歴波形

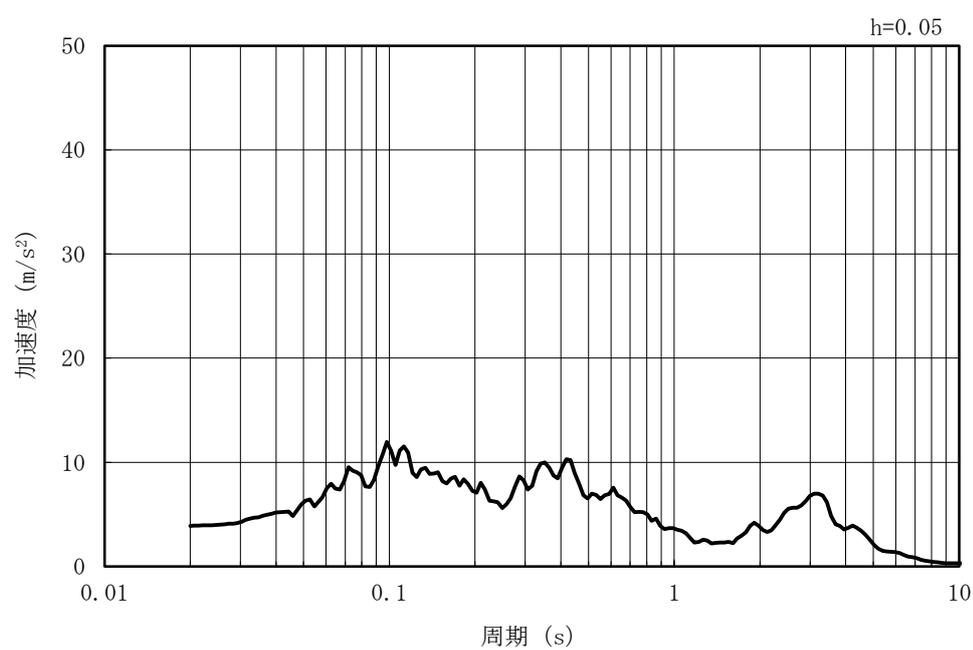


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-20 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 : Ss-6NS)

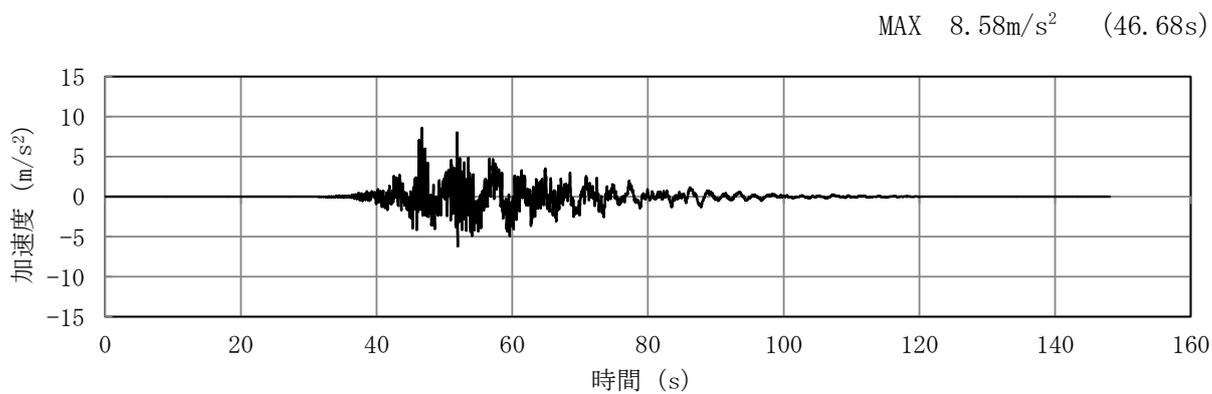


(a) 加速度時刻歴波形

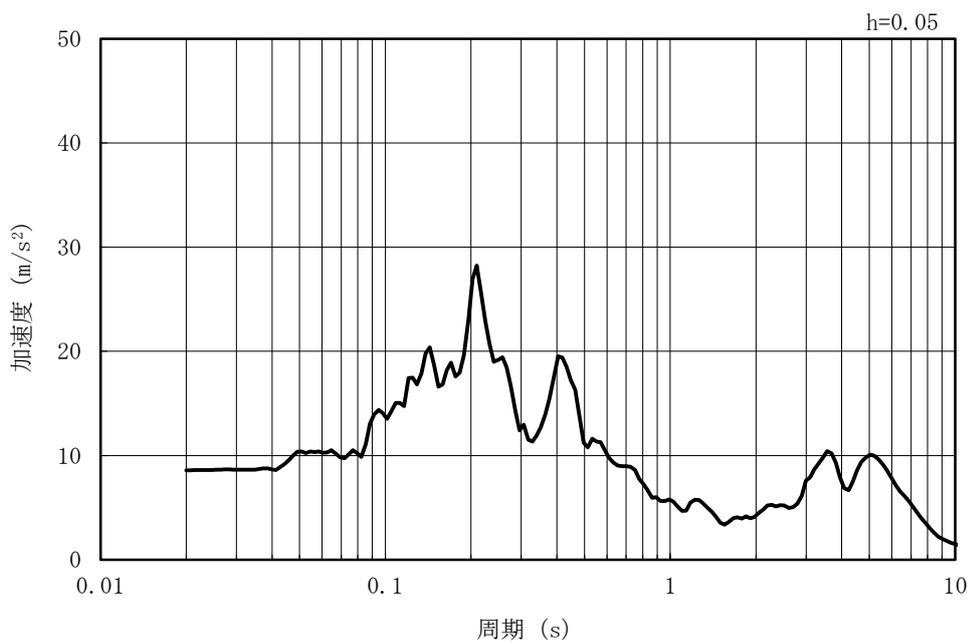


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-21 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 : Ss-6NS)

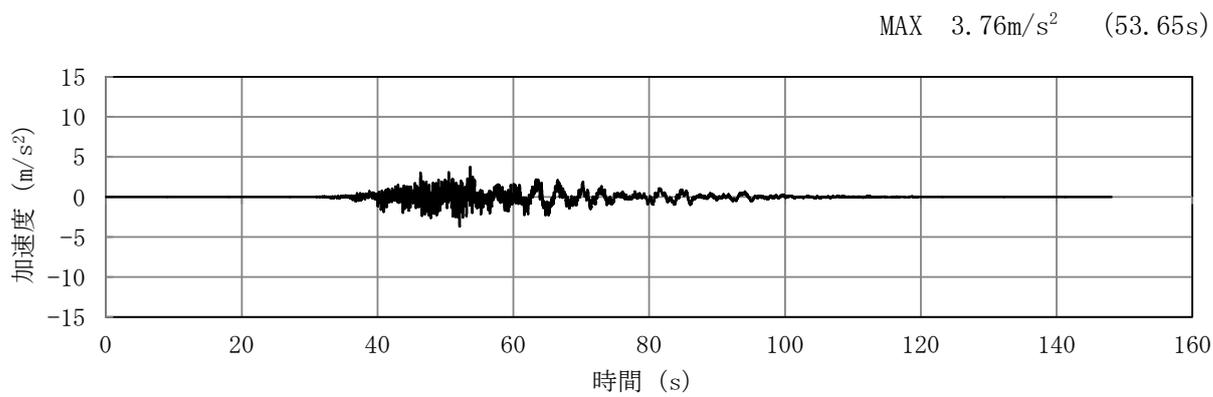


(a) 加速度時刻歴波形

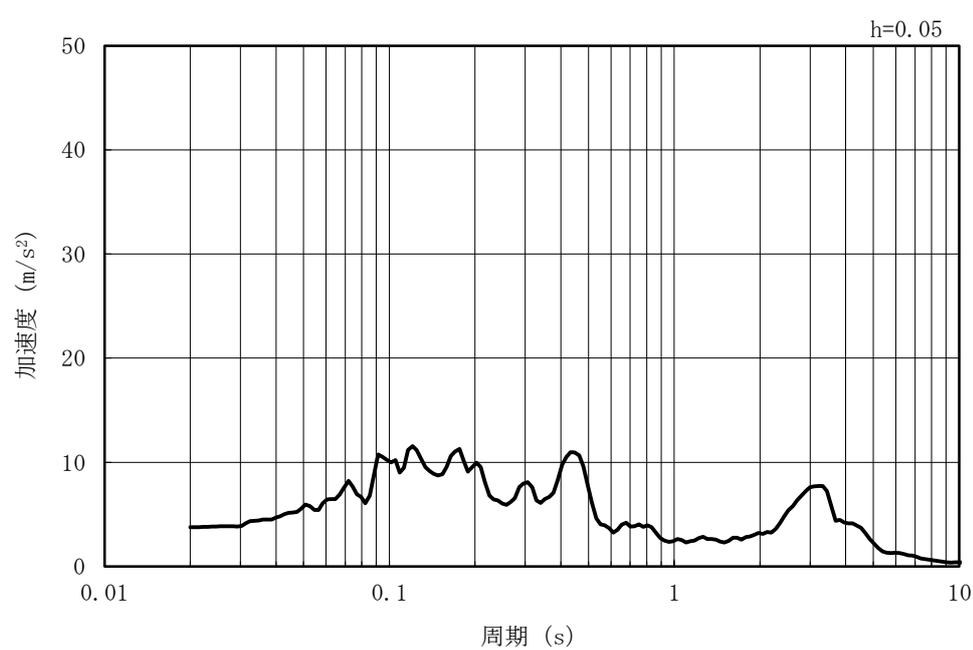


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-22 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 : Ss-7EW)

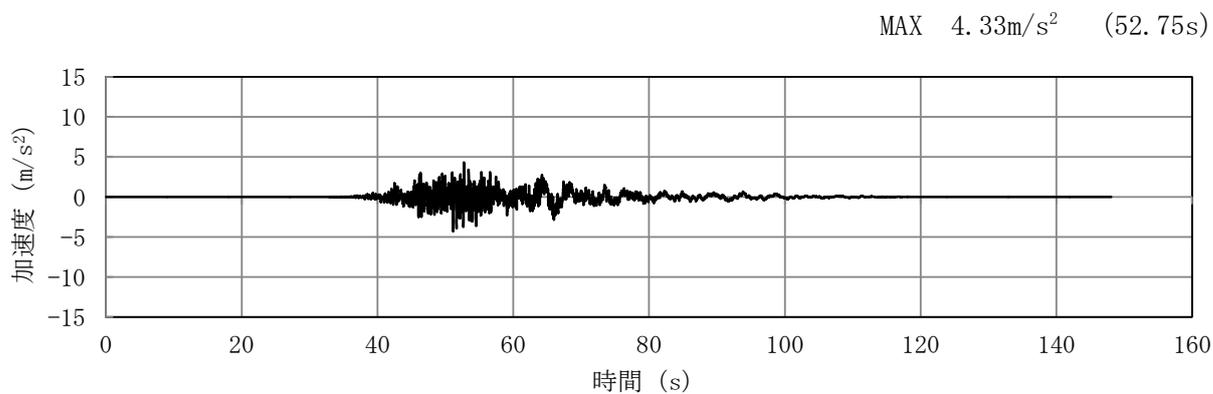


(a) 加速度時刻歴波形

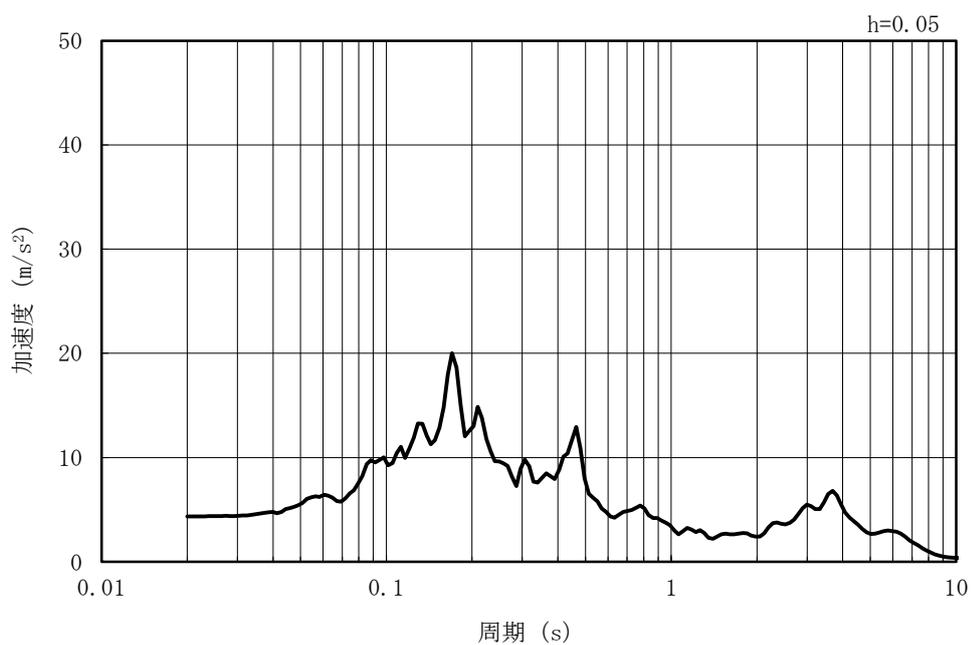


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-23 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 : Ss-7EW)

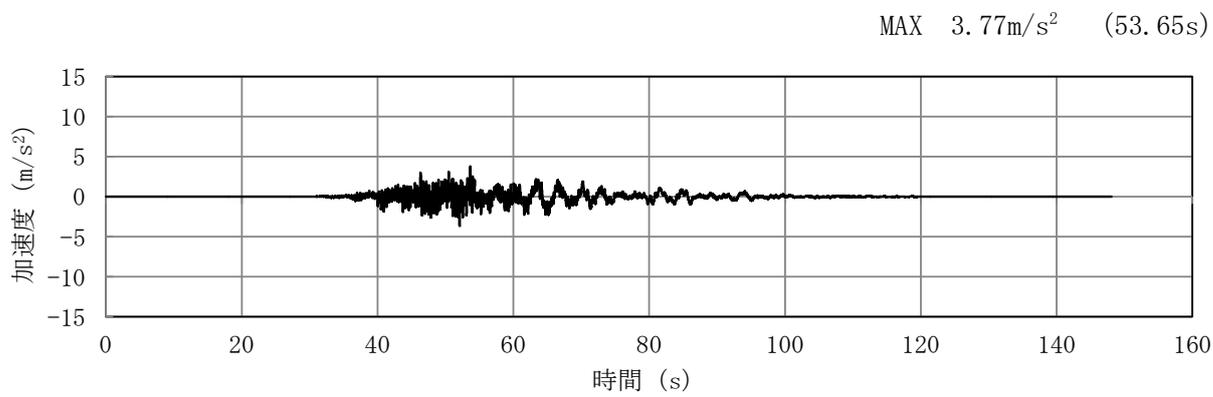


(a) 加速度時刻歴波形

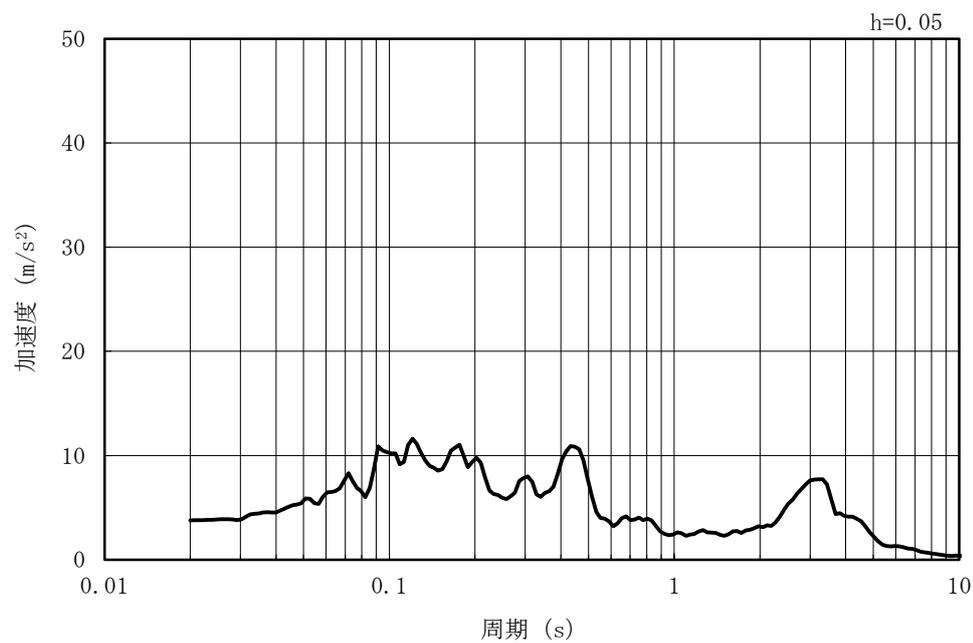


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-24 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 : Ss-7NS)

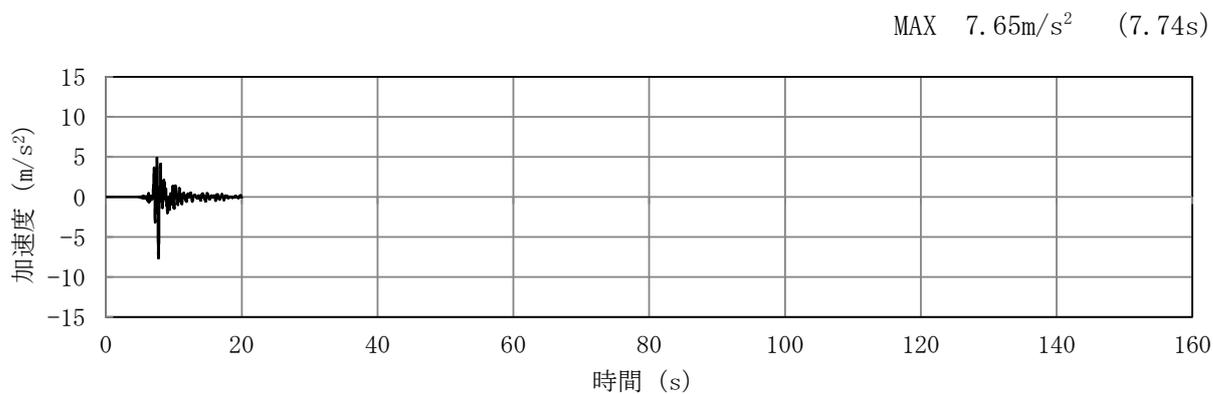


(a) 加速度時刻歴波形

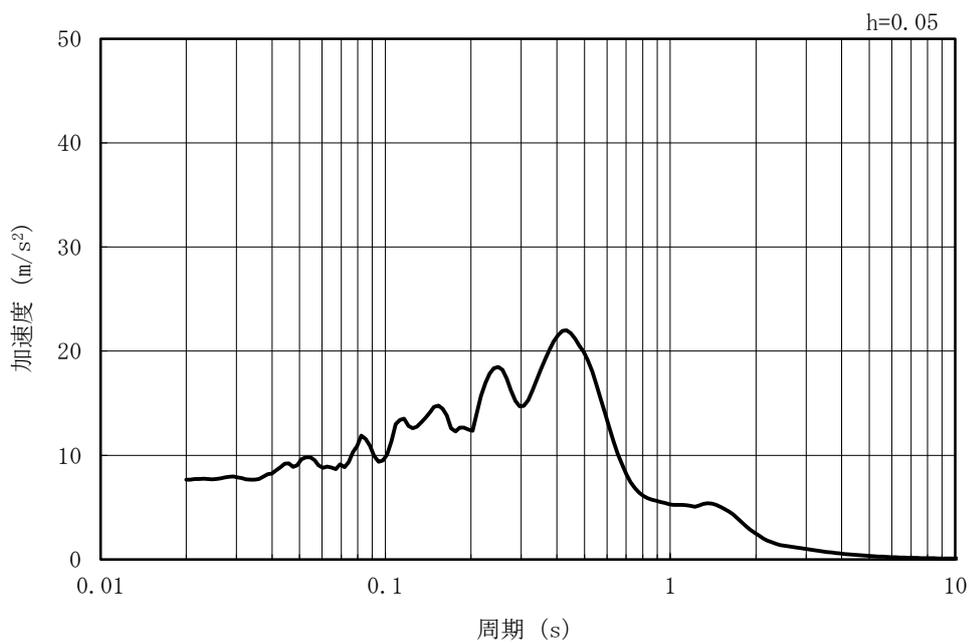


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-25 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 : Ss-7NS)

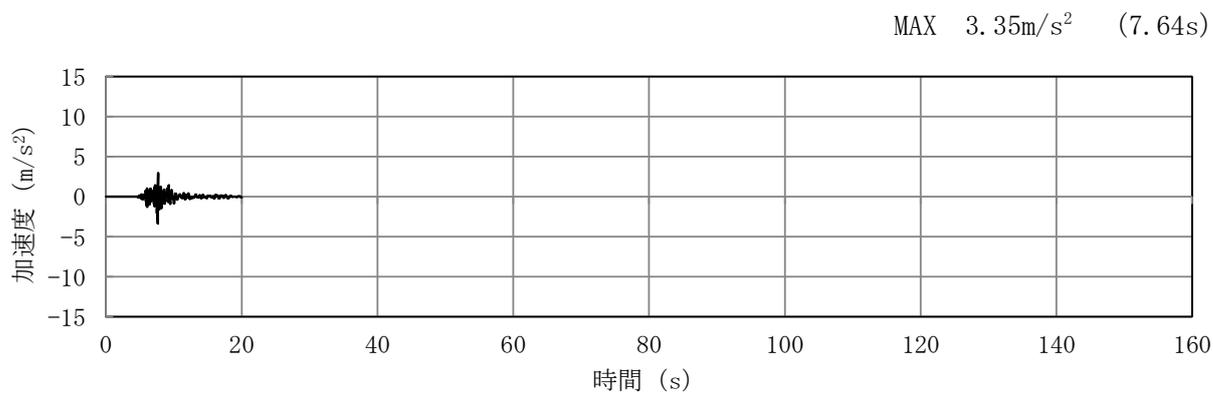


(a) 加速度時刻歴波形

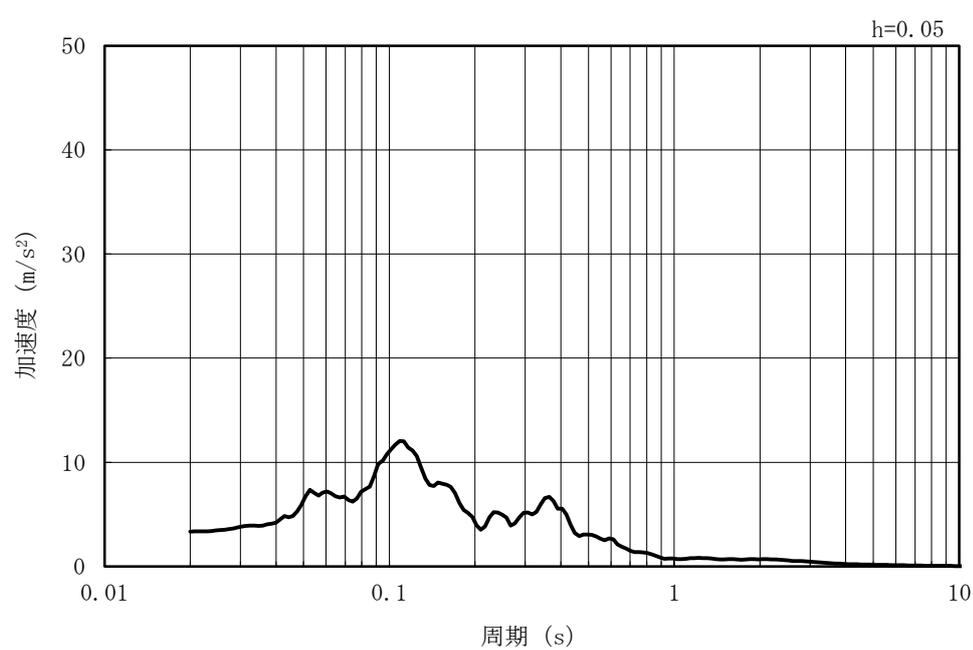


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-26 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 : Ss-8)

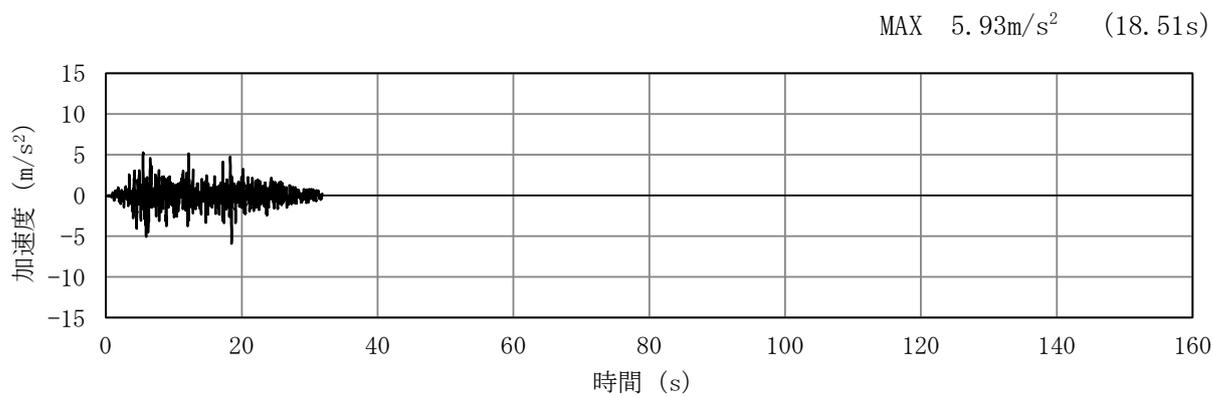


(a) 加速度時刻歴波形

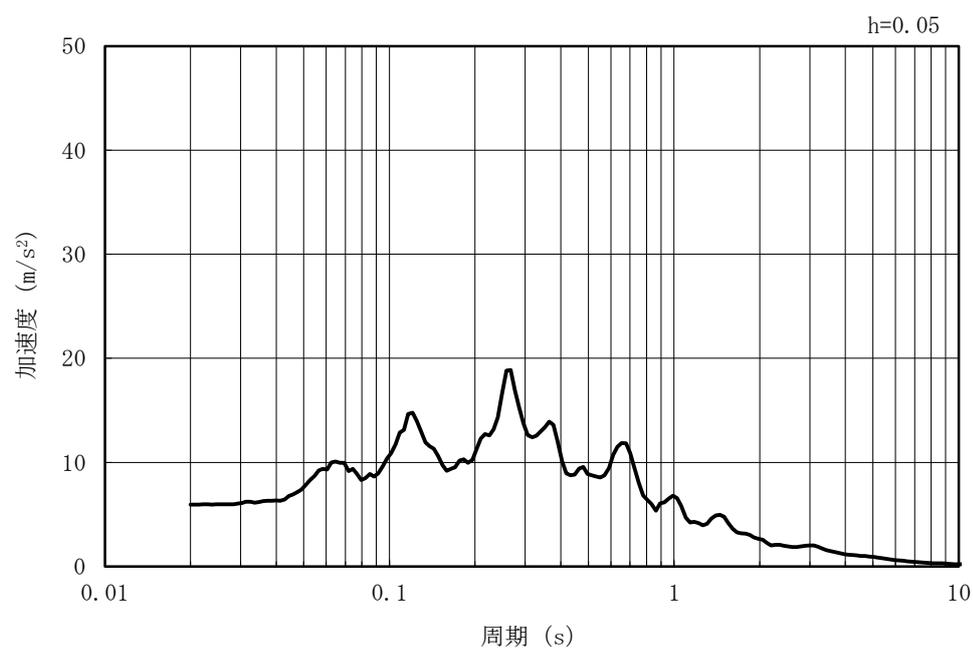


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-27 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 : Ss-8)

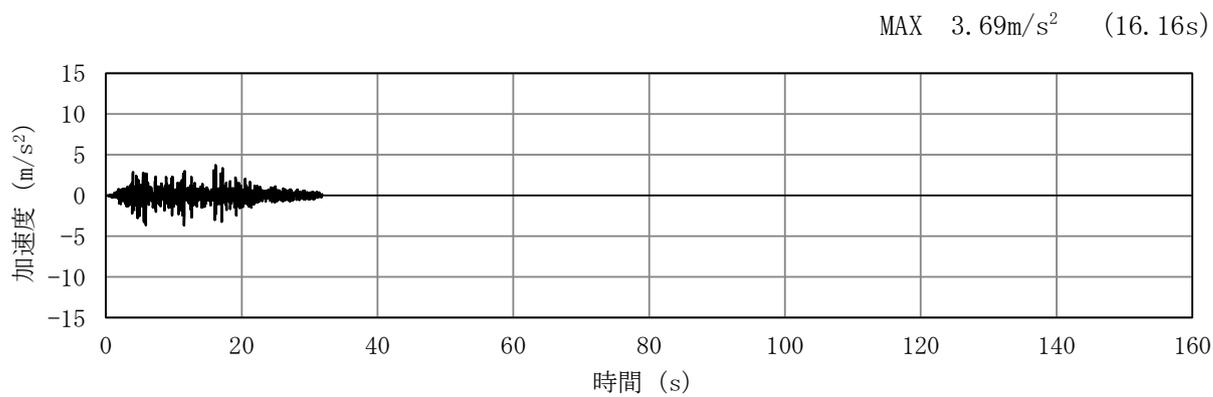


(a) 加速度時刻歴波形

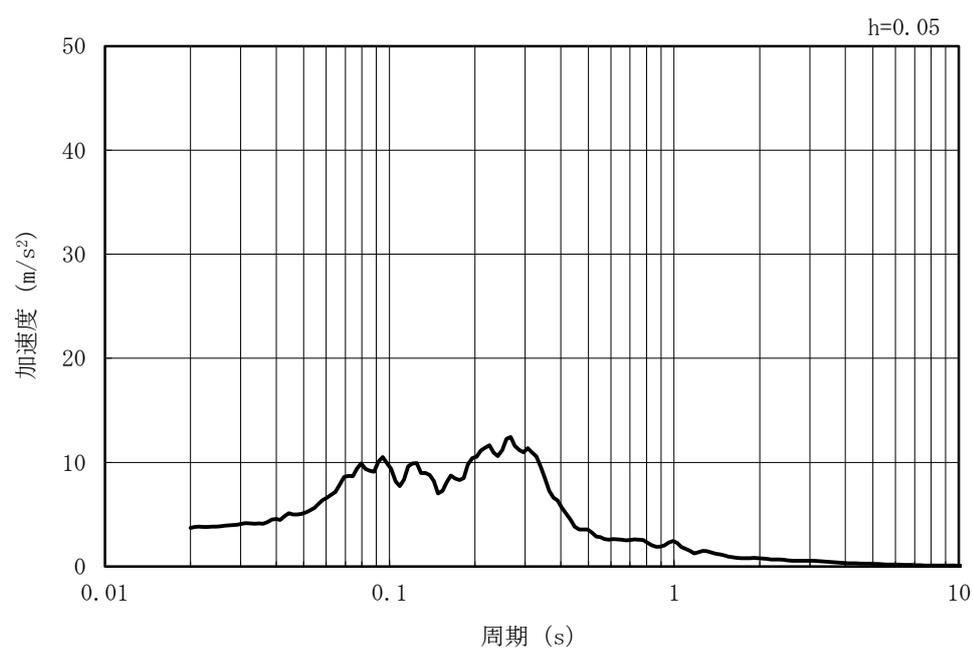


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-28 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 : Sd-1)

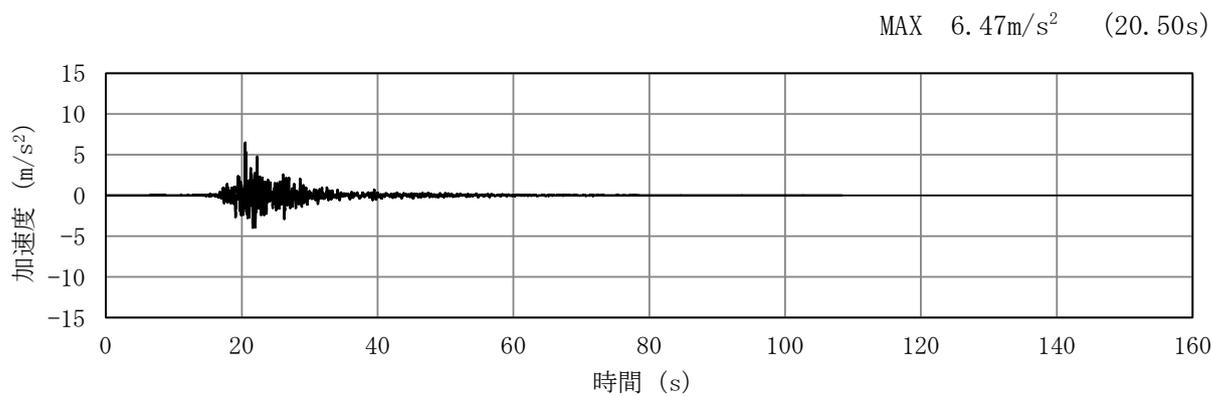


(a) 加速度時刻歴波形

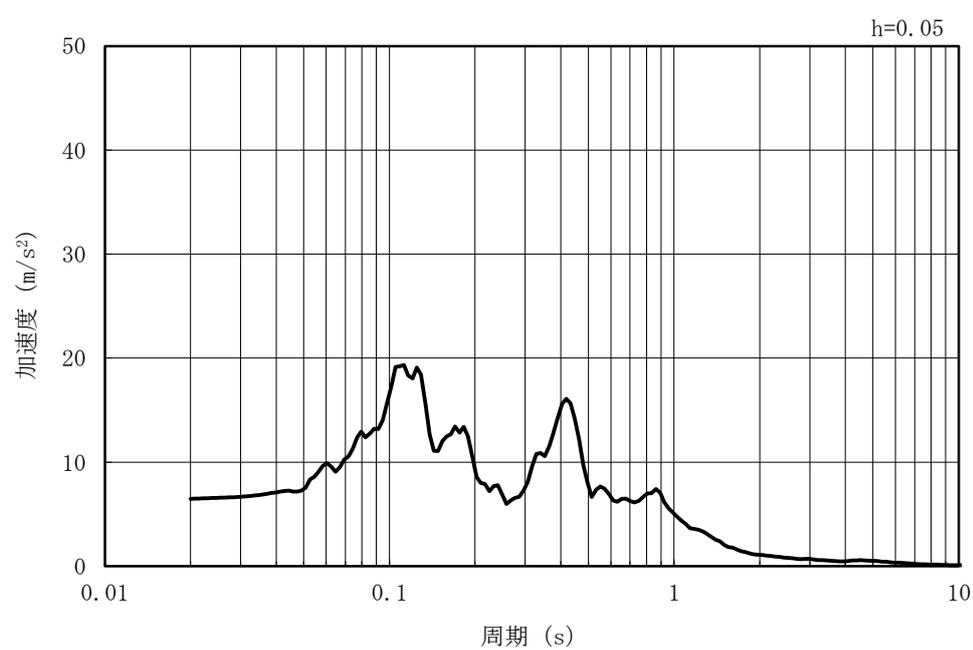


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-29 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 : Sd-1)

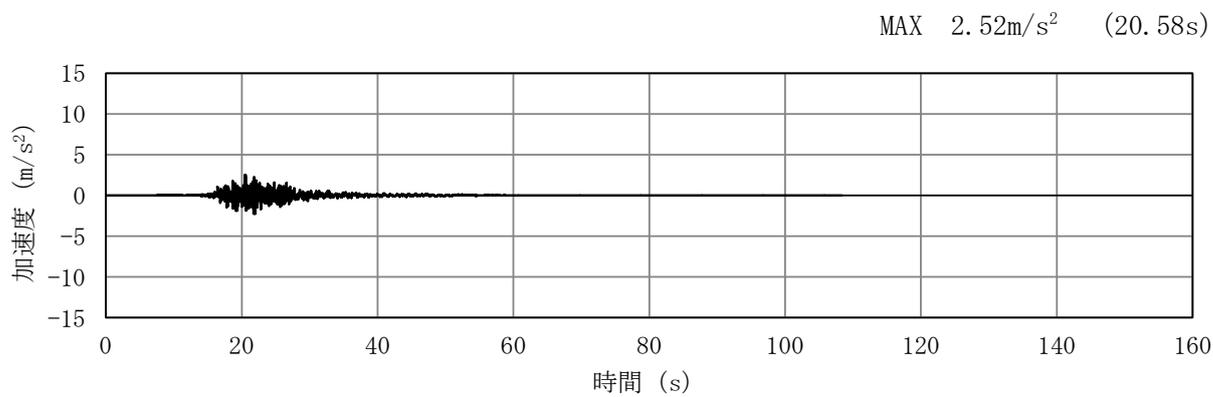


(a) 加速度時刻歴波形

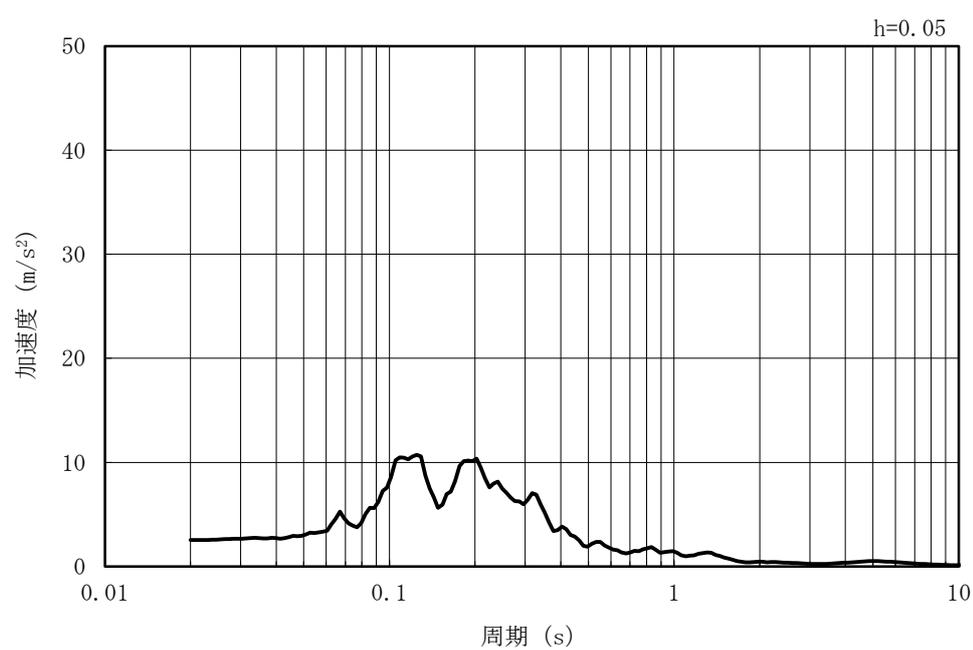


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-30 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 : Sd-2EW)

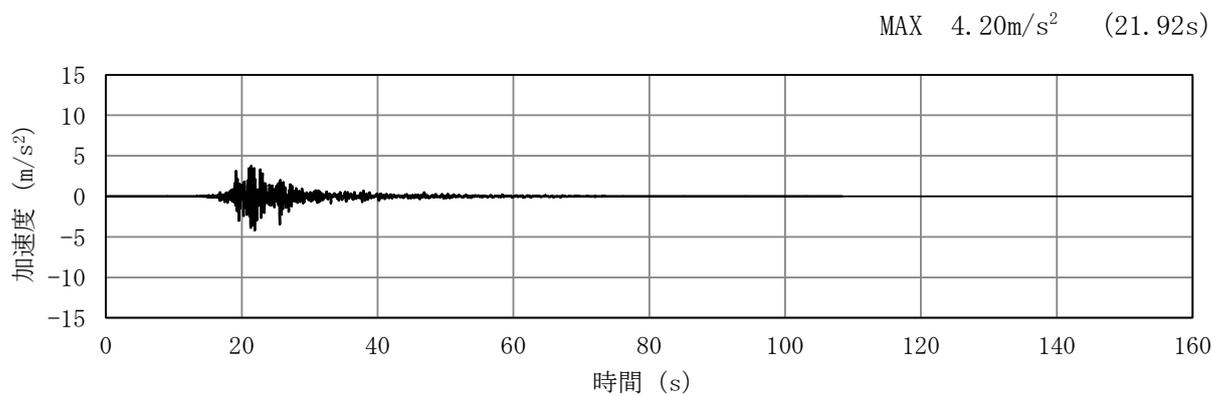


(a) 加速度時刻歴波形

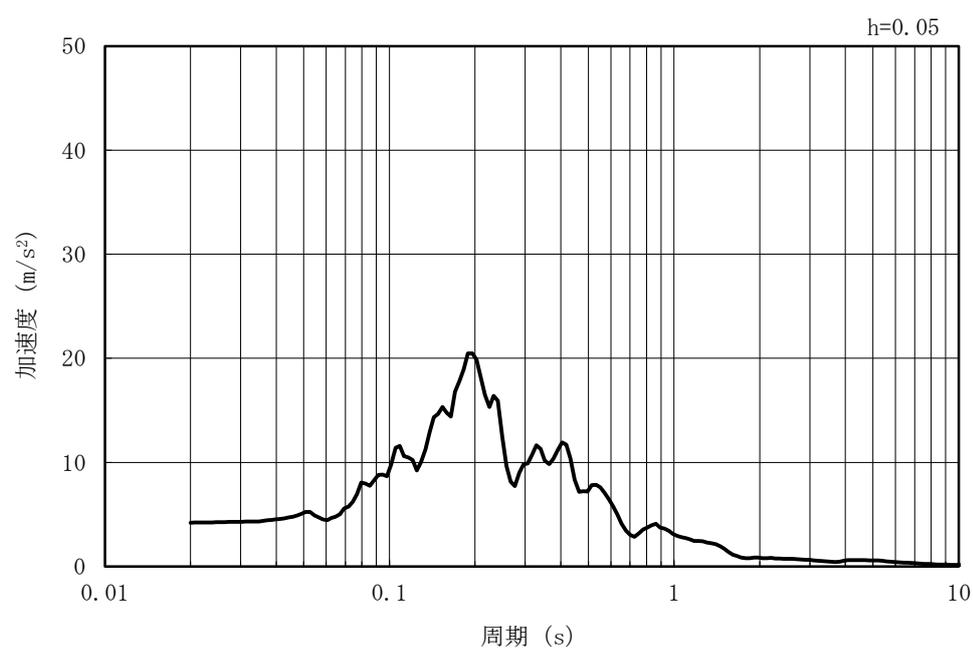


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-31 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 : Sd-2EW)

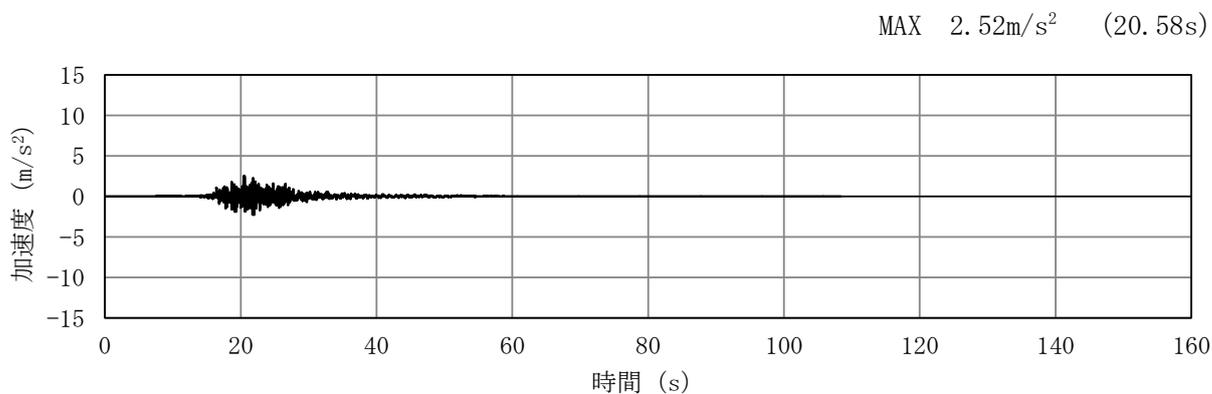


(a) 加速度時刻歴波形

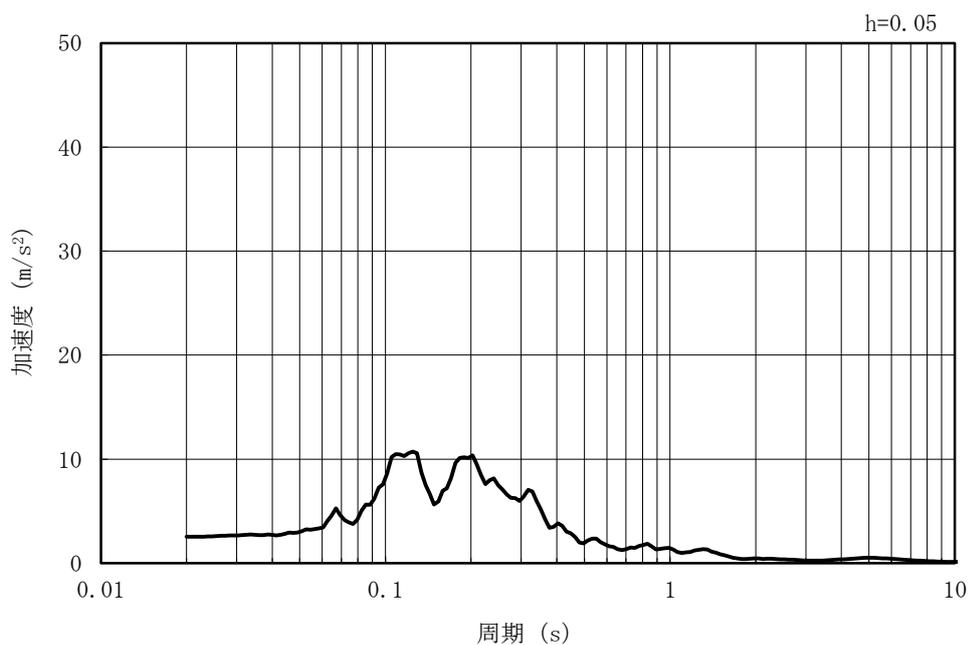


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-32 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 : Sd-2NS)

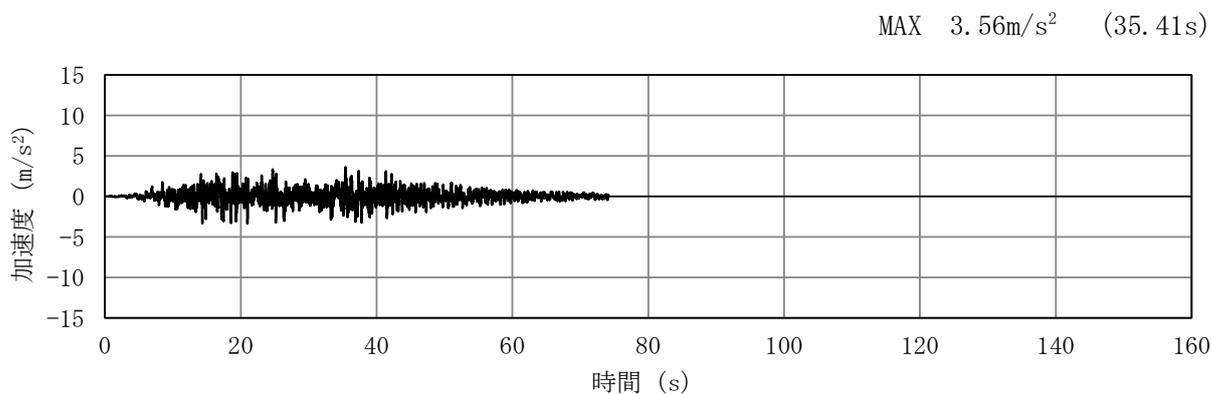


(a) 加速度時刻歴波形

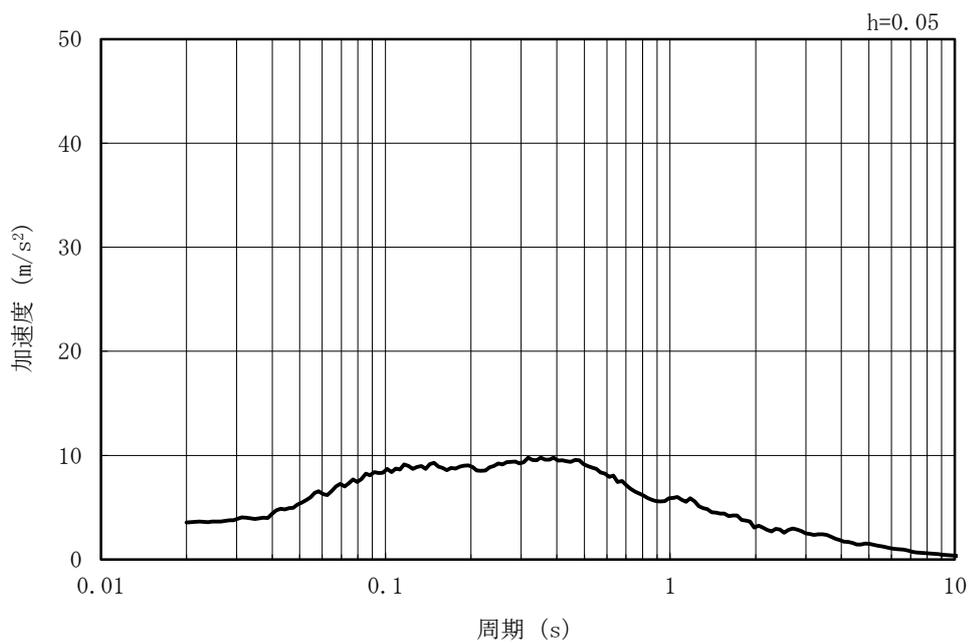


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-33 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 : Sd-2NS)

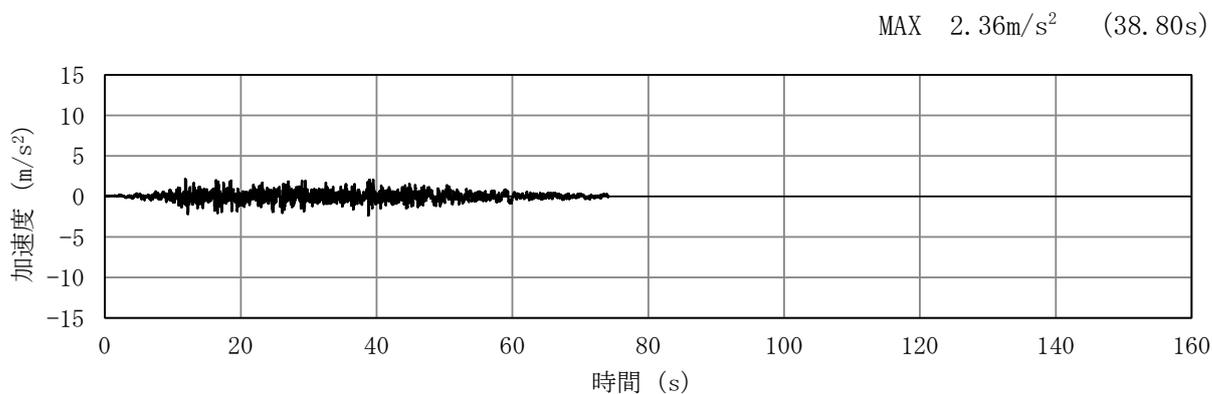


(a) 加速度時刻歴波形

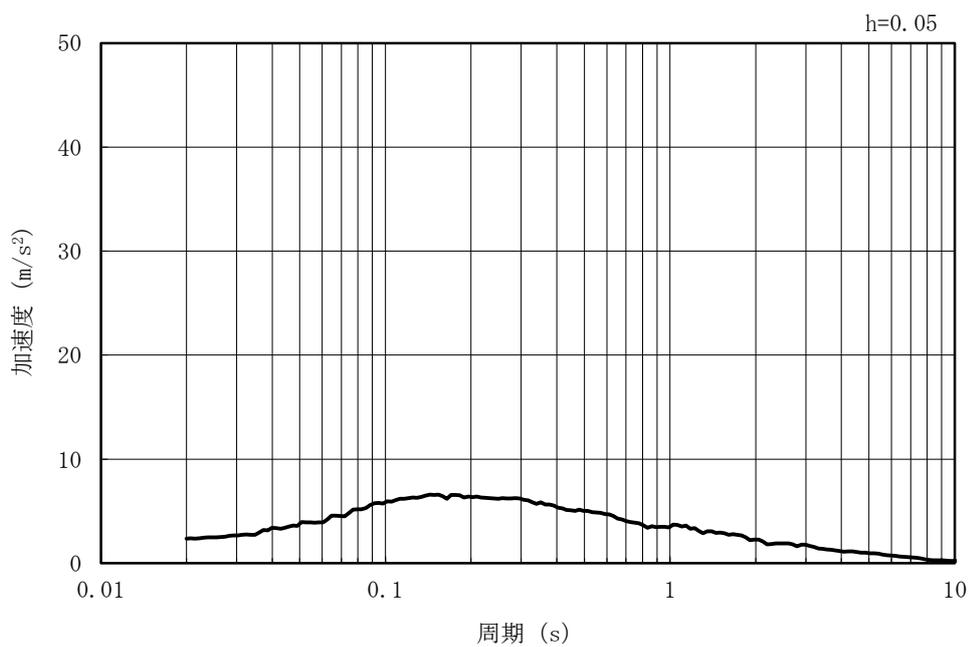


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-34 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 : Sd-3)

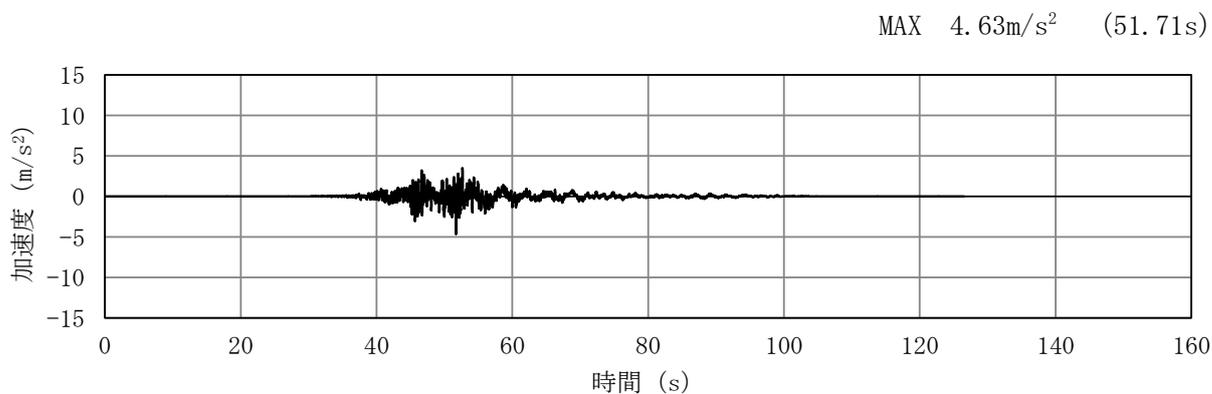


(a) 加速度時刻歴波形

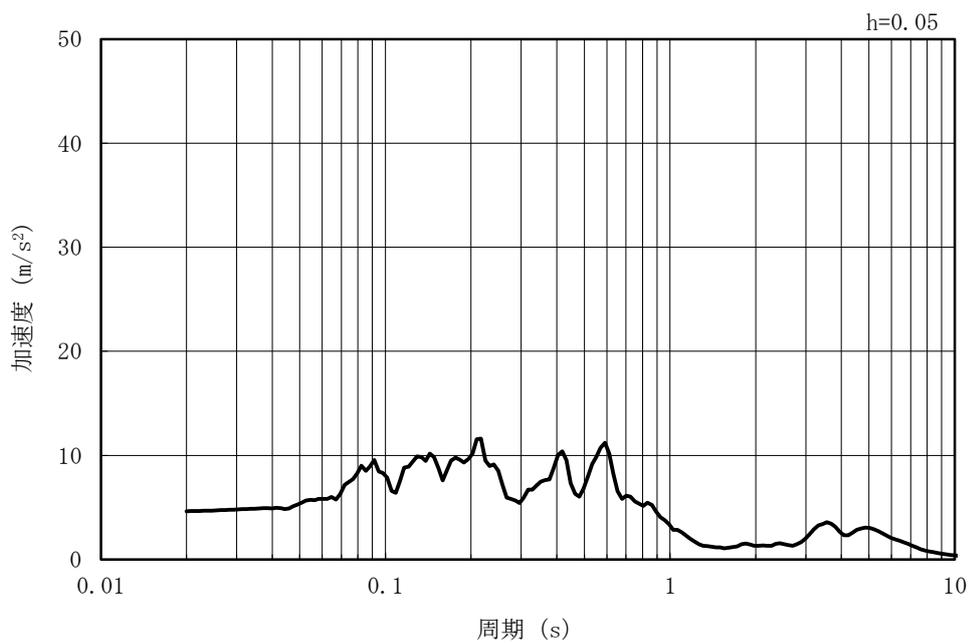


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-35 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 : Sd-3)

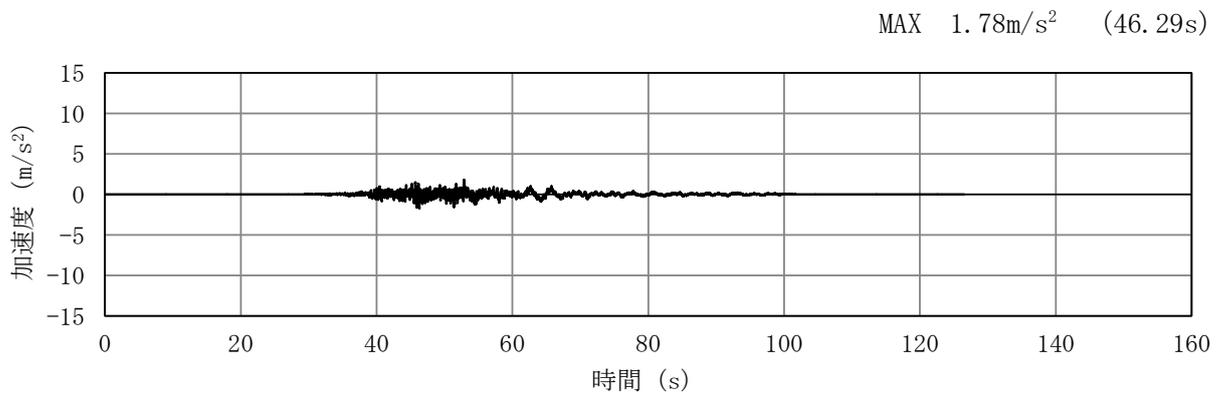


(a) 加速度時刻歴波形

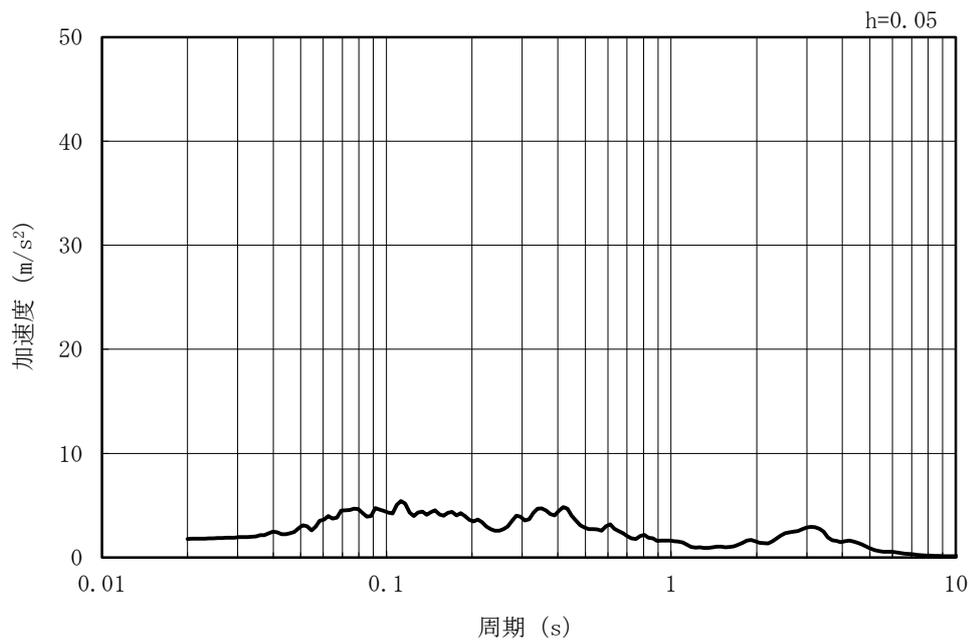


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-36 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 : Sd=4EW)

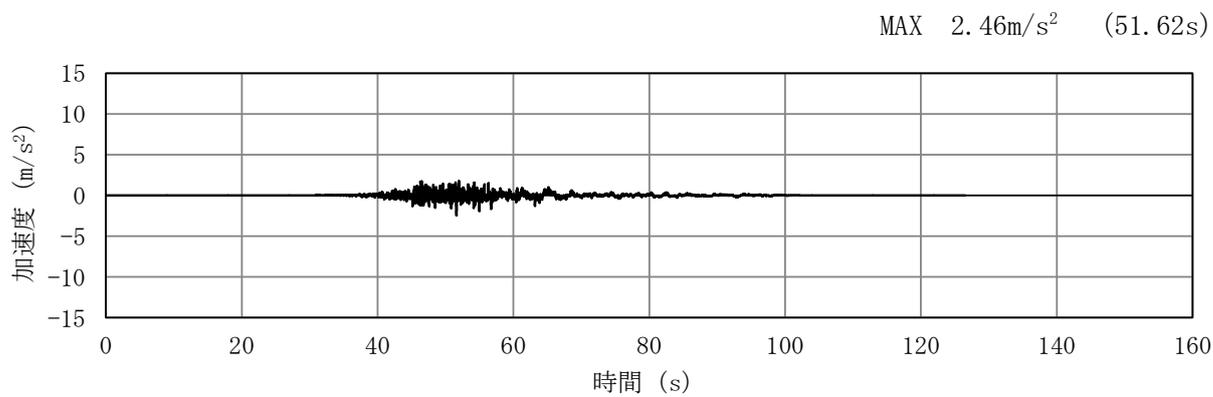


(a) 加速度時刻歴波形

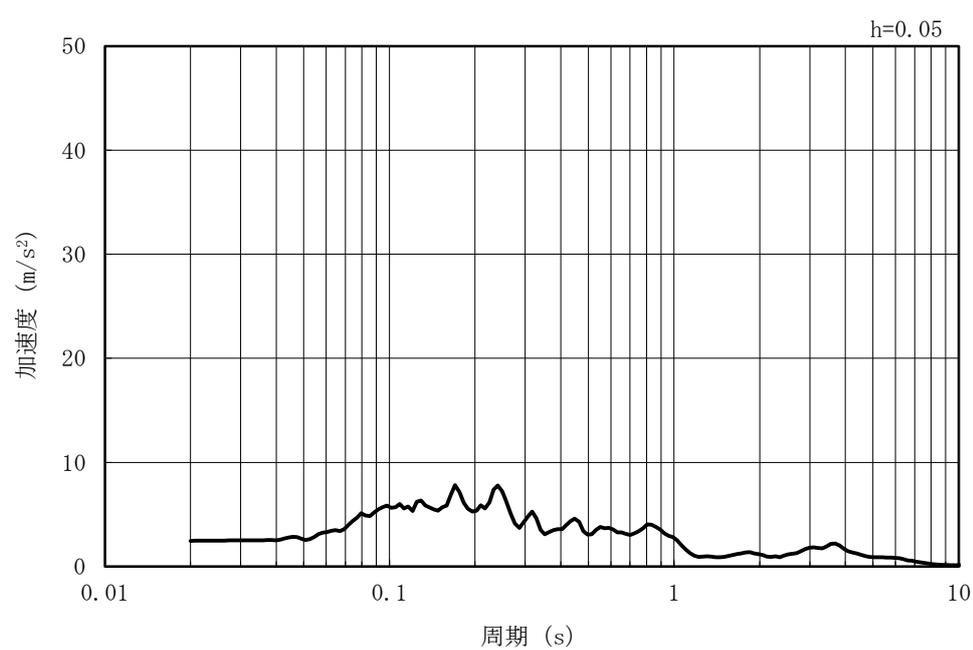


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-37 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 : Sd=4EW)

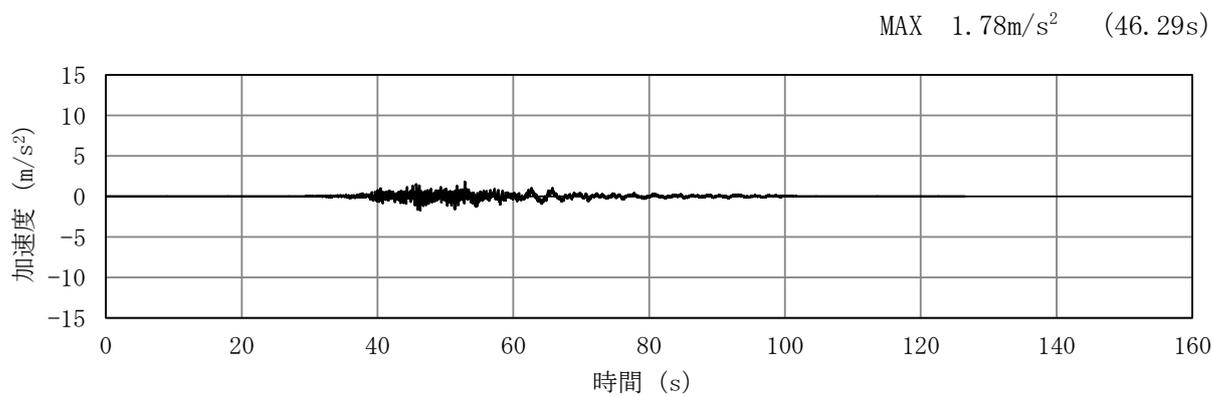


(a) 加速度時刻歴波形

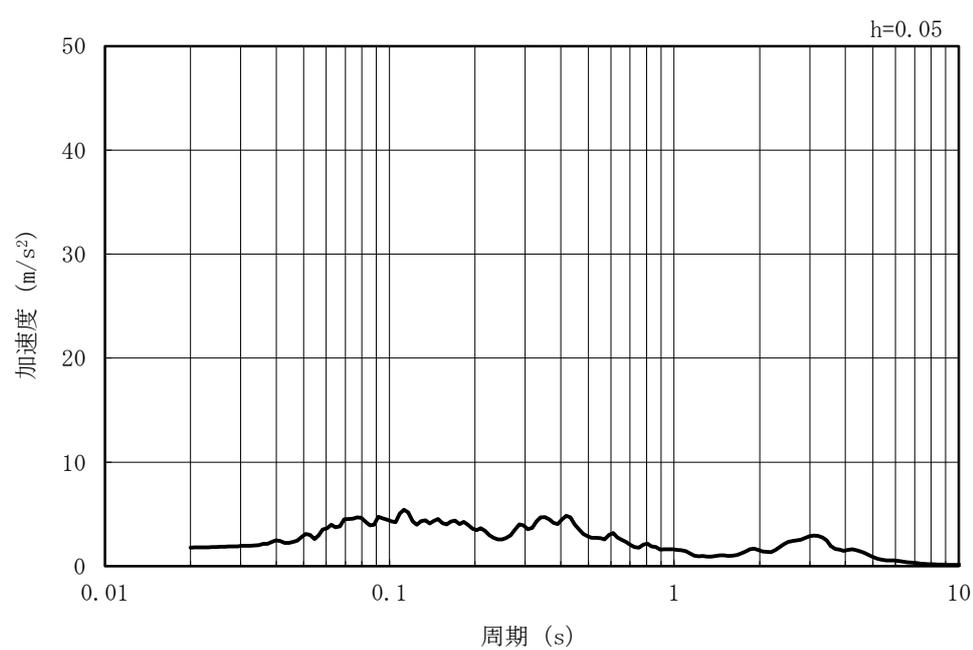


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-38 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 : Sd=4NS)

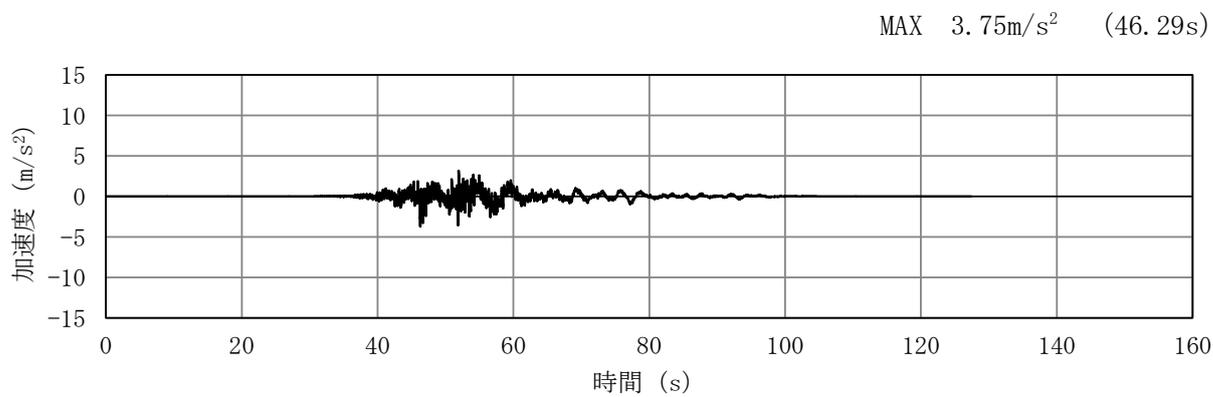


(a) 加速度時刻歴波形

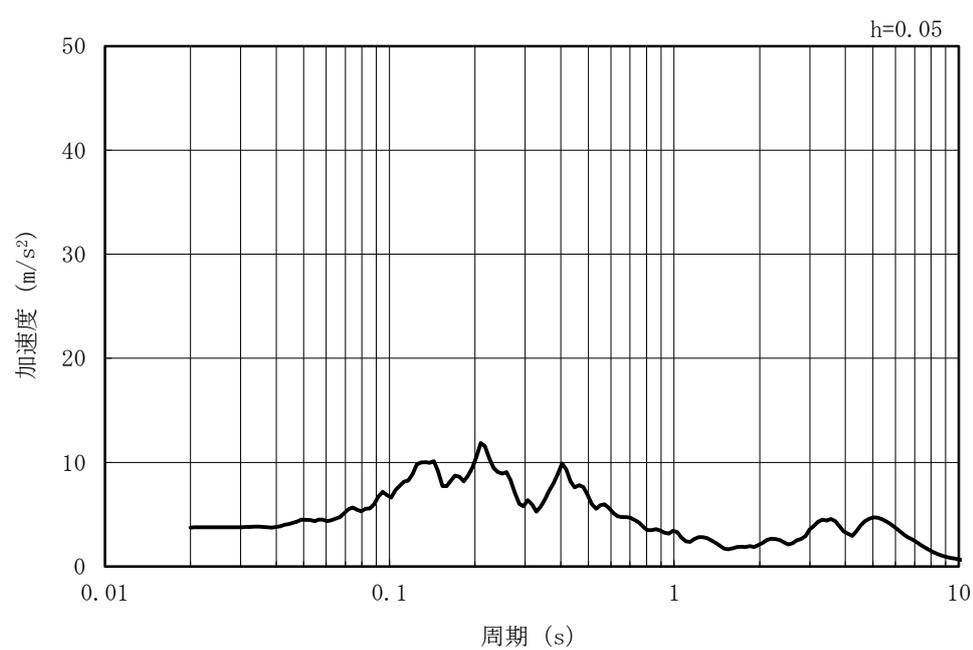


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-39 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 : Sd=4NS)

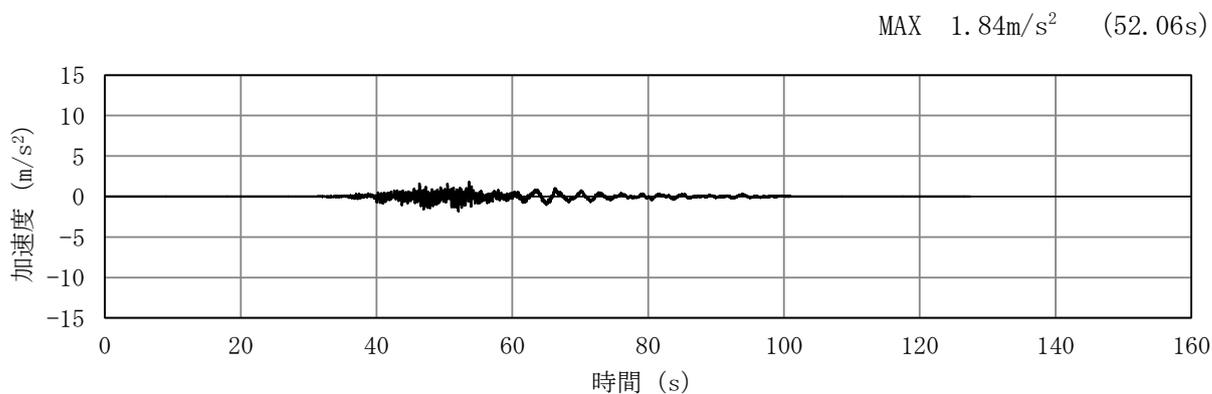


(a) 加速度時刻歴波形

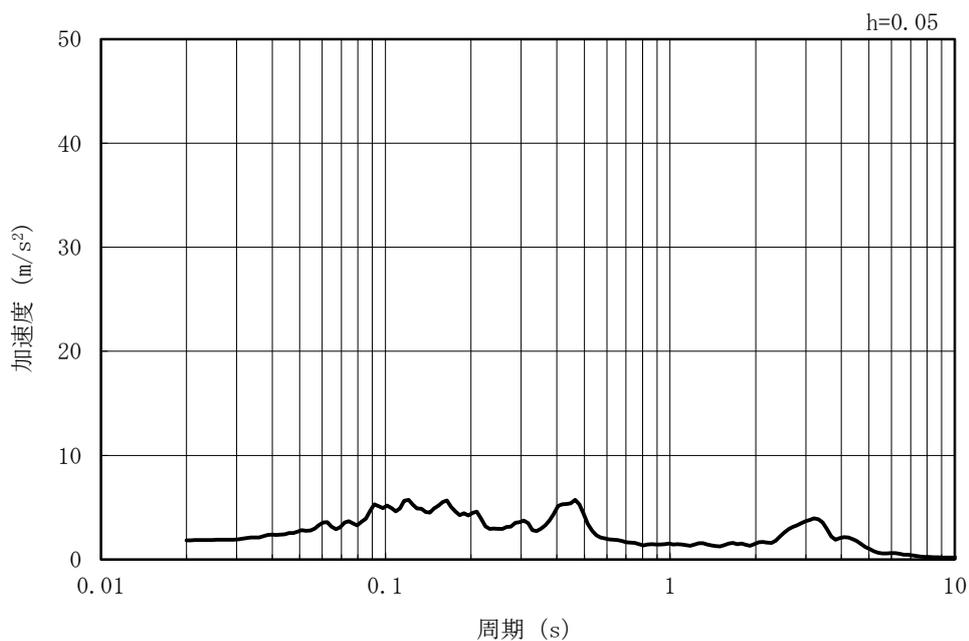


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-40 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 : Sd-5EW)

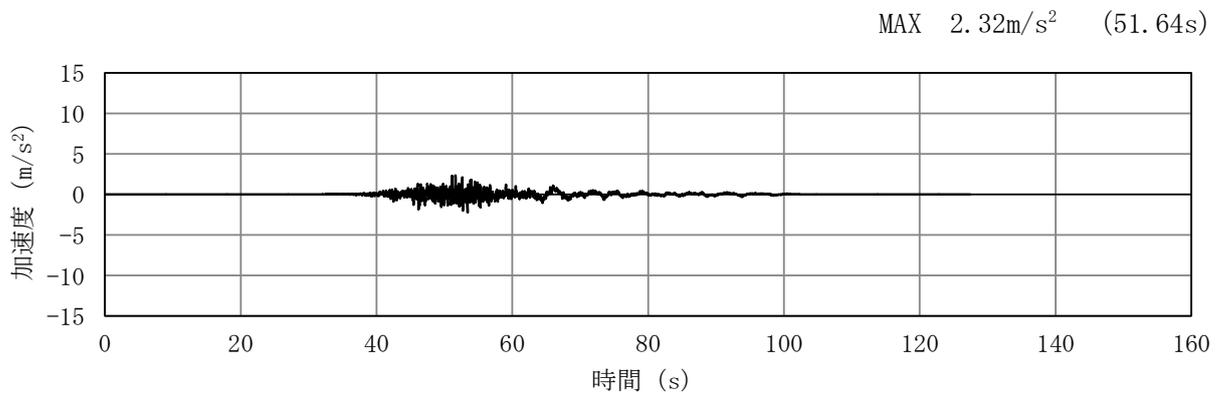


(a) 加速度時刻歴波形

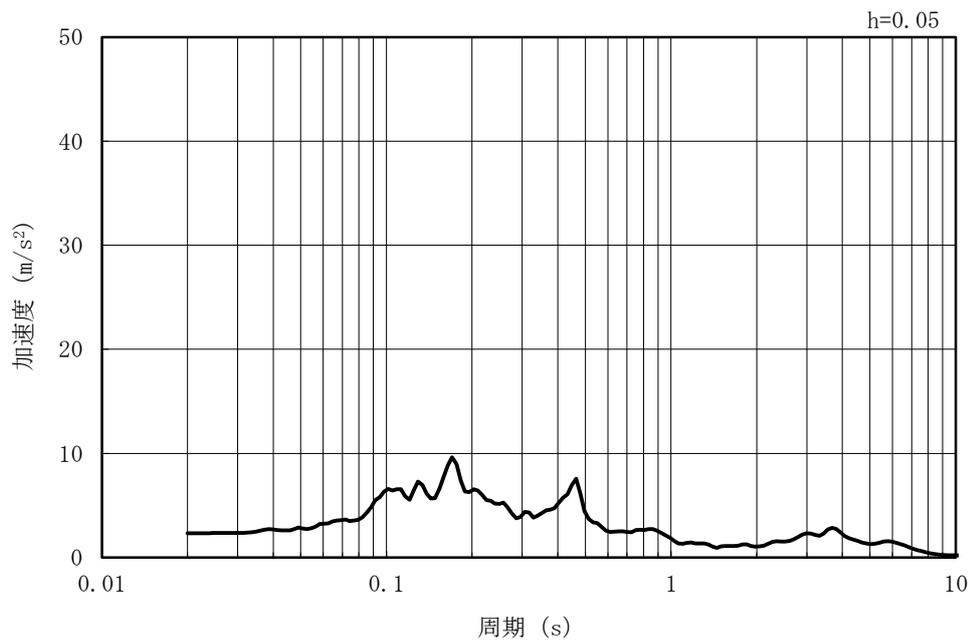


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-41 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 : Sd-5EW)

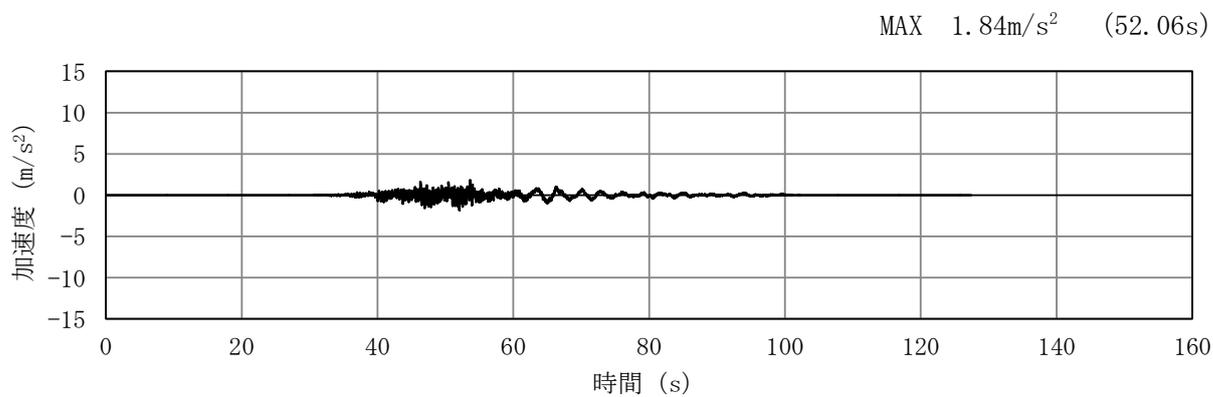


(a) 加速度時刻歴波形

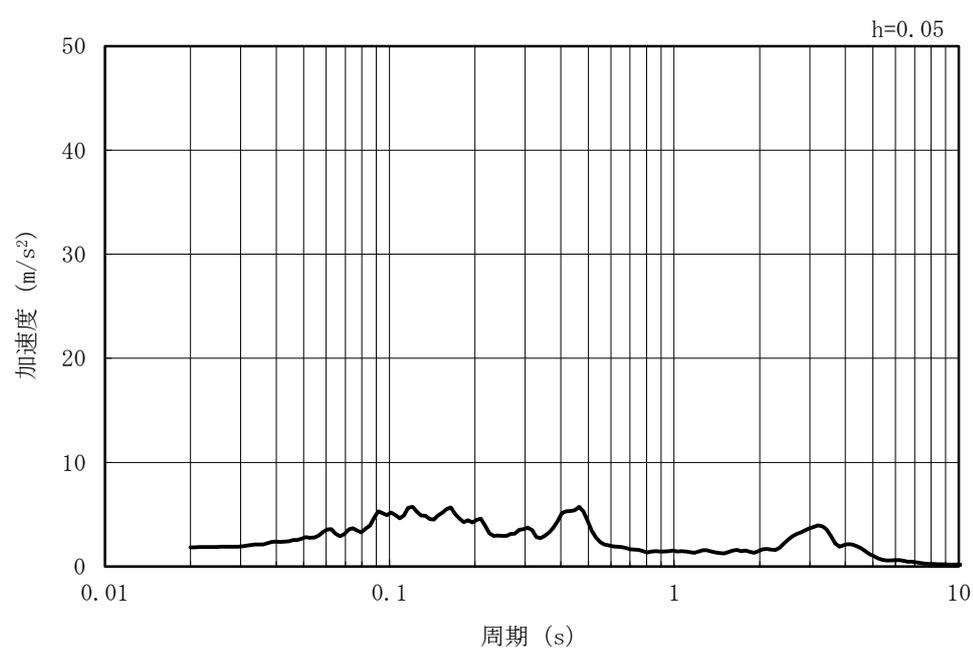


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-42 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 : Sd-5NS)

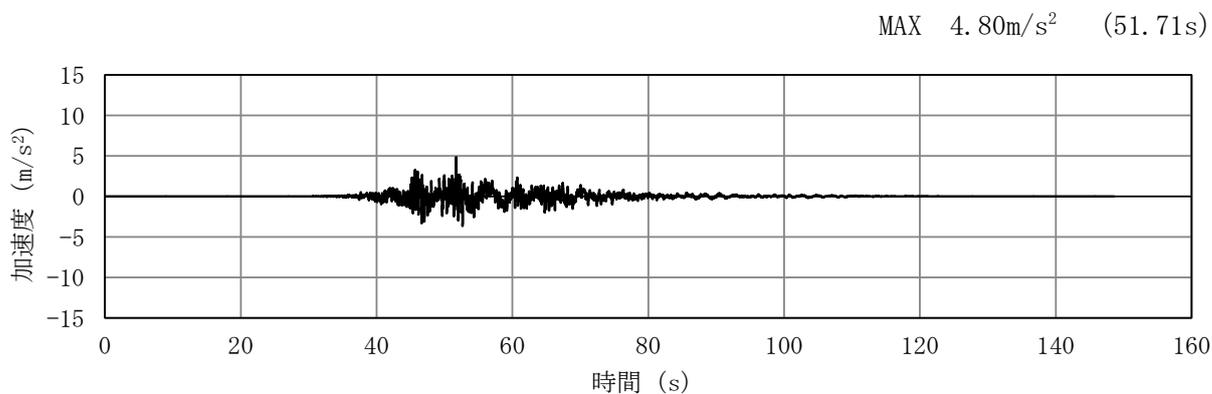


(a) 加速度時刻歴波形

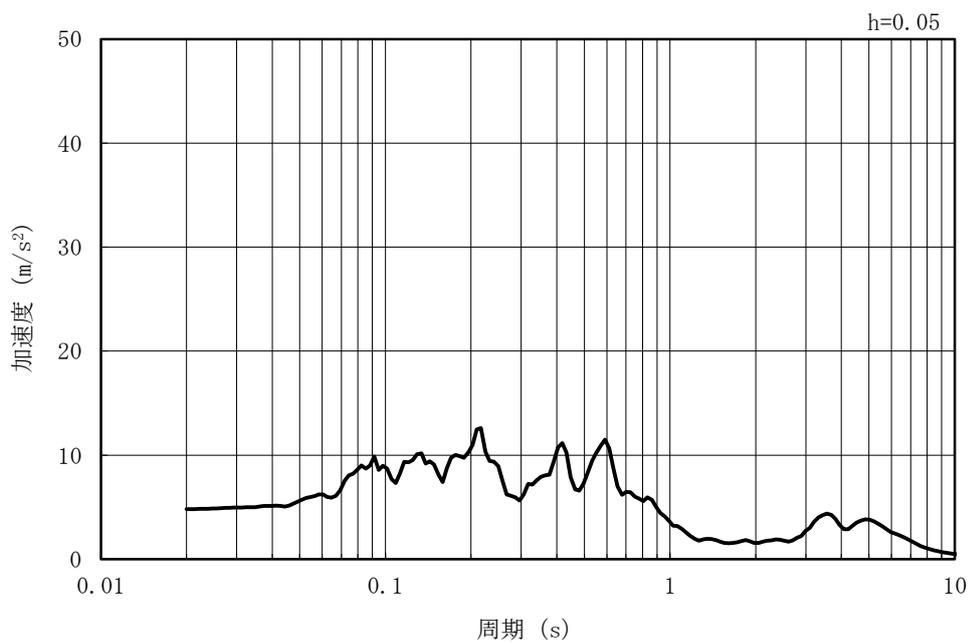


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-43 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 : Sd-5NS)

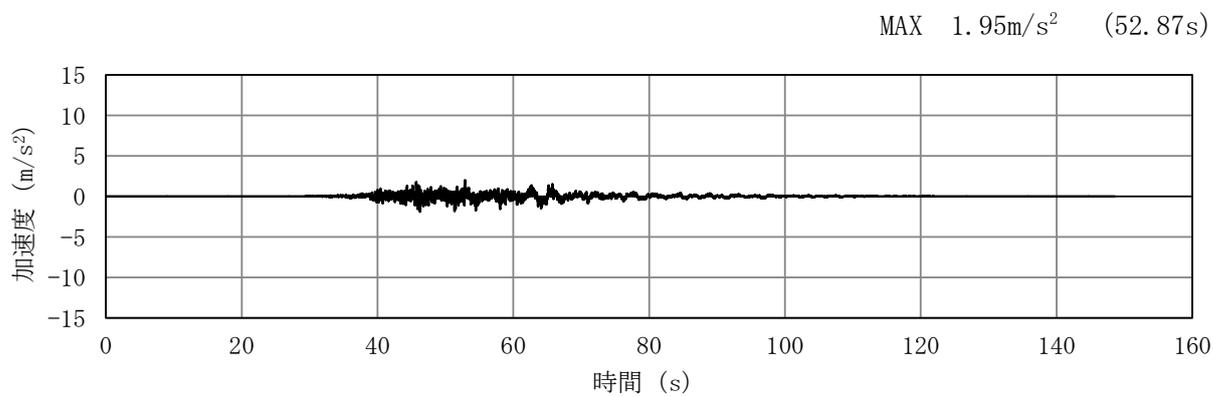


(a) 加速度時刻歴波形

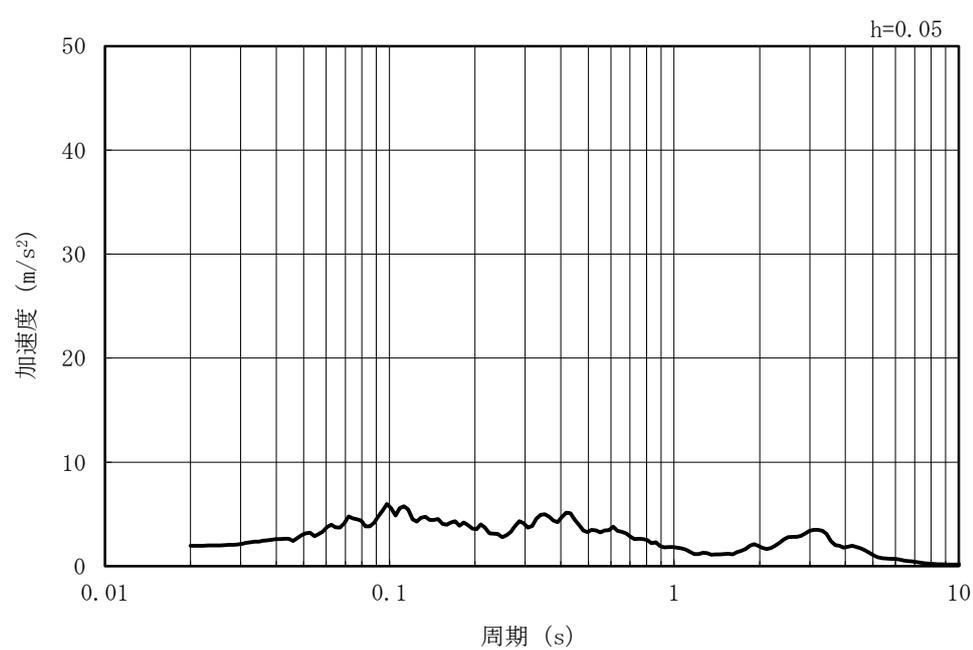


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-44 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 : Sd-6EW)

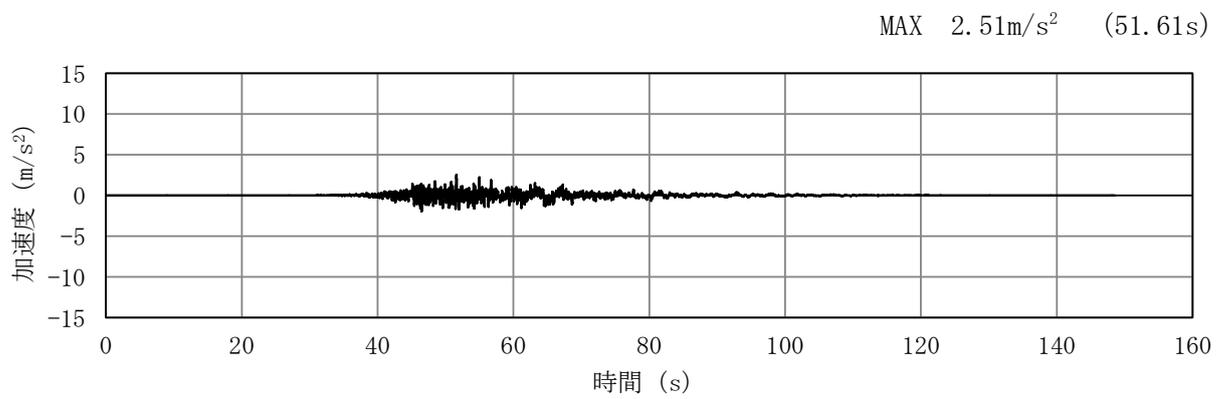


(a) 加速度時刻歴波形

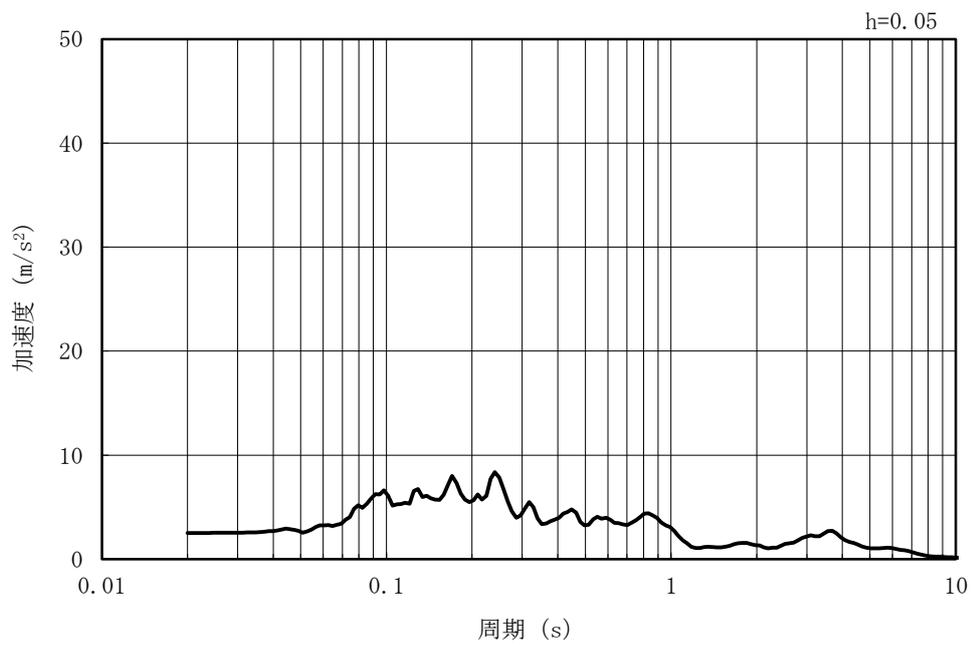


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-45 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 : Sd-6EW)

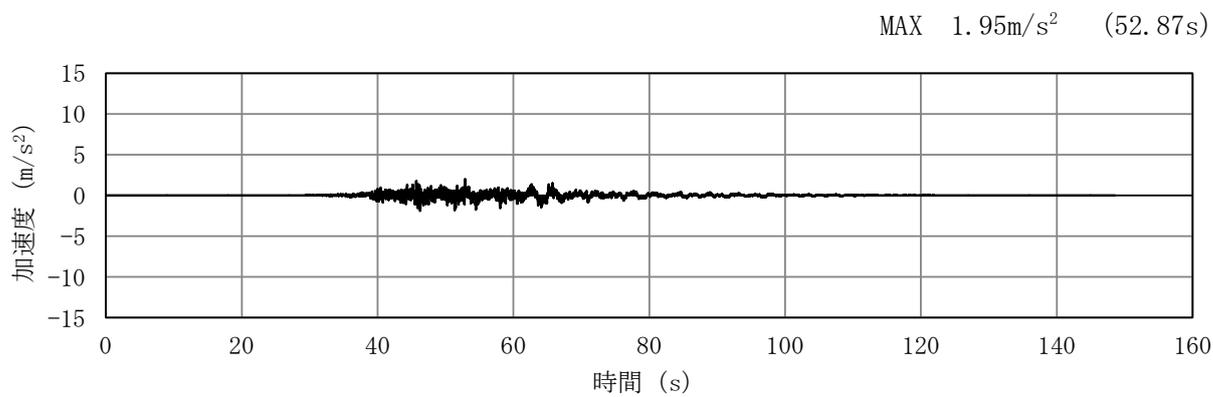


(a) 加速度時刻歴波形

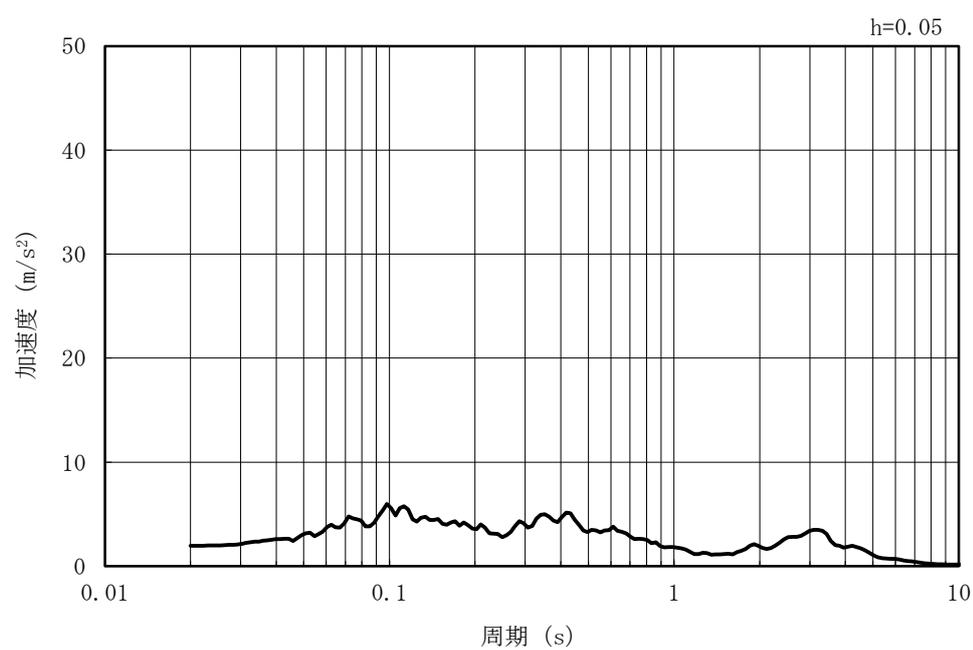


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-46 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 : Sd-6NS)

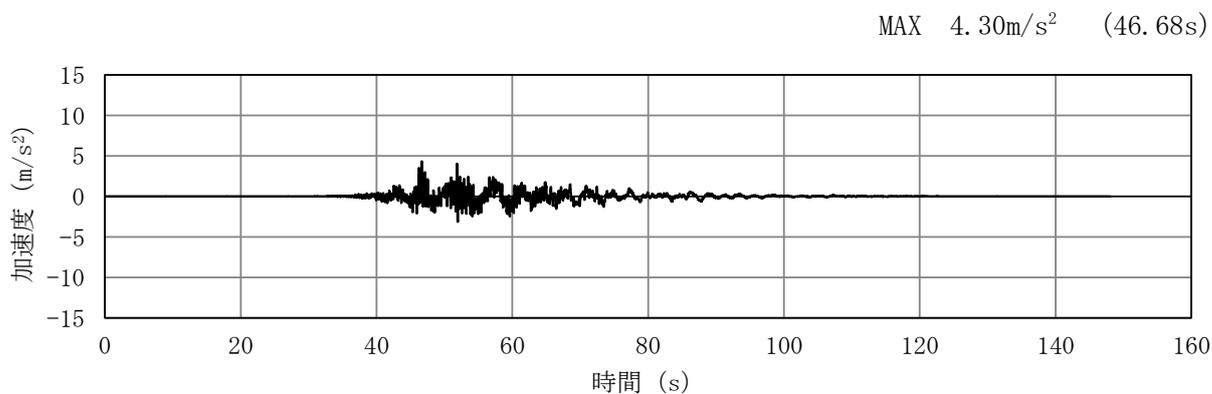


(a) 加速度時刻歴波形

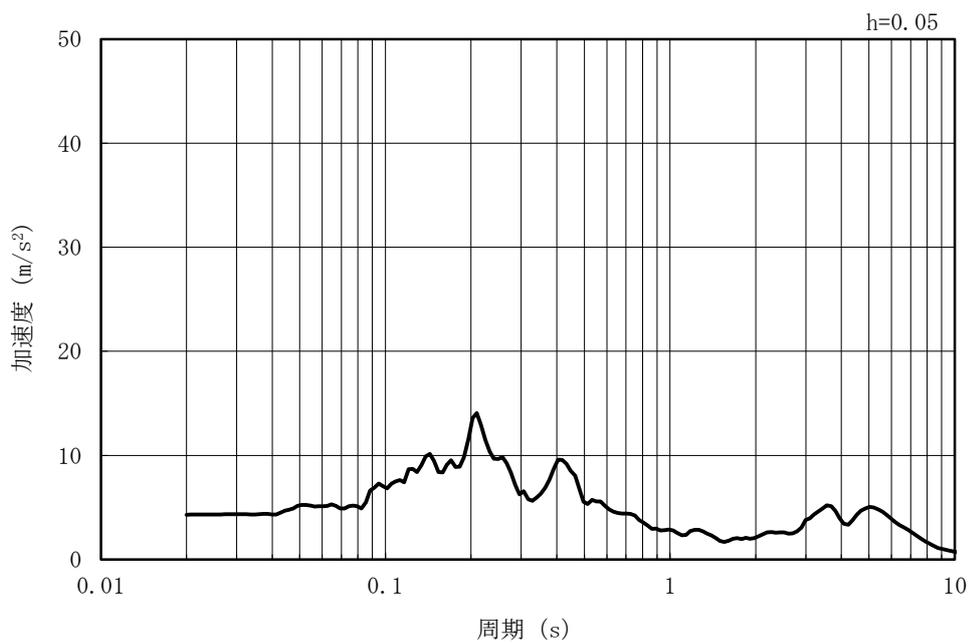


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-47 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 : Sd-6NS)

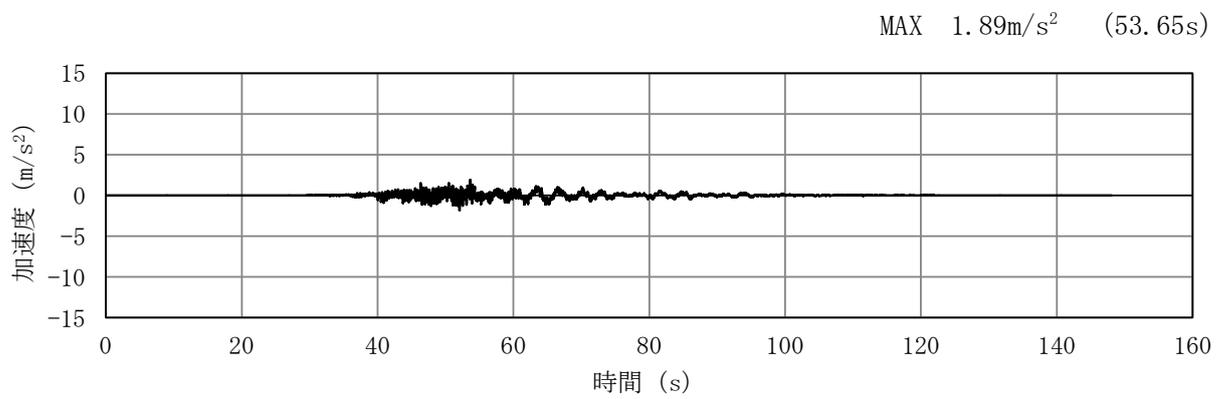


(a) 加速度時刻歴波形

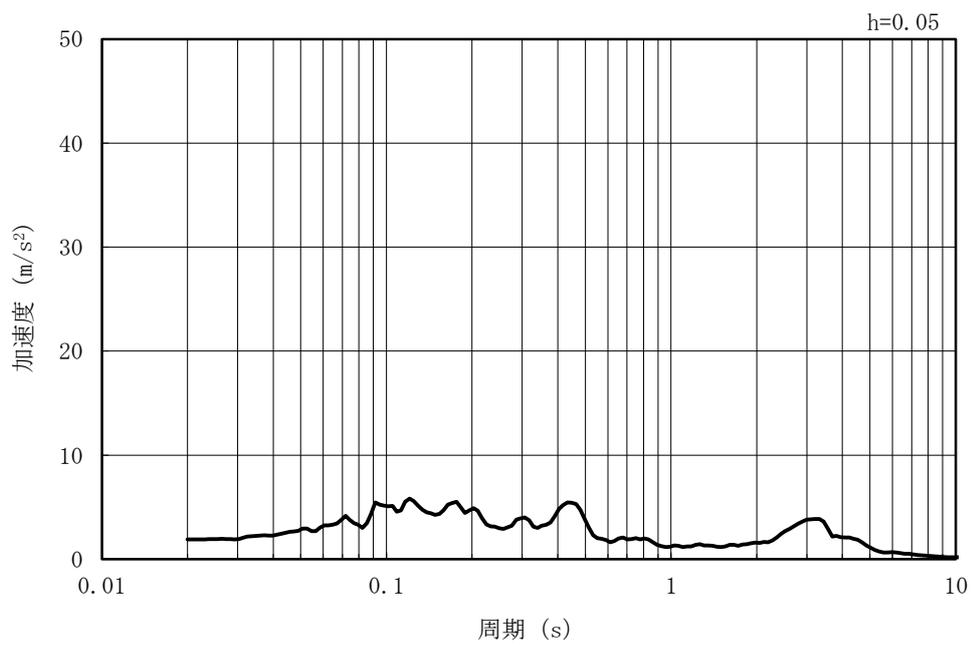


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-48 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 : Sd-7EW)

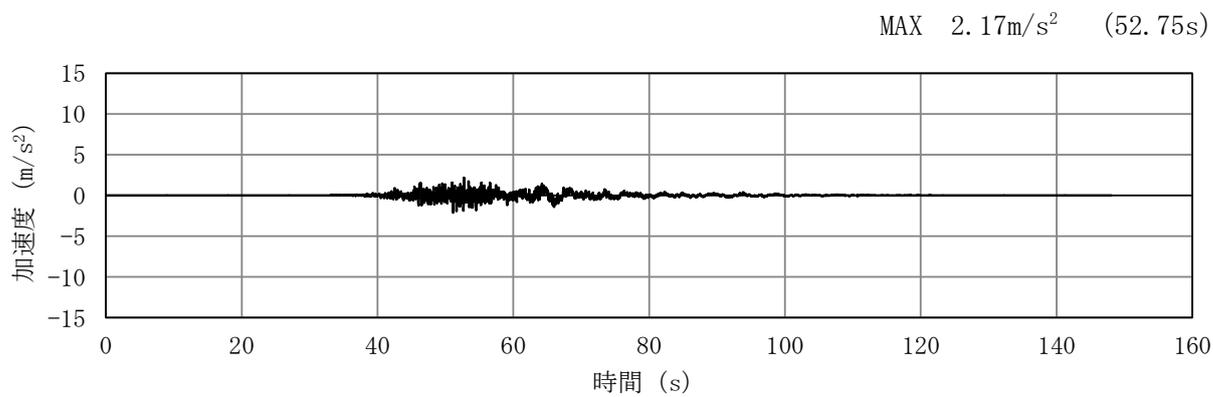


(a) 加速度時刻歴波形

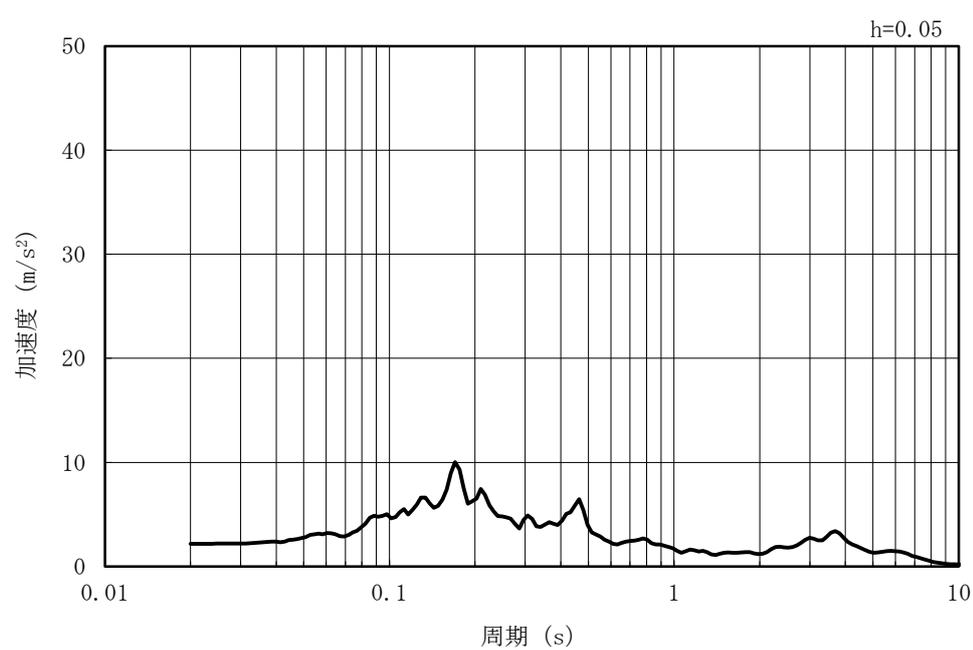


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-49 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 : Sd-7EW)

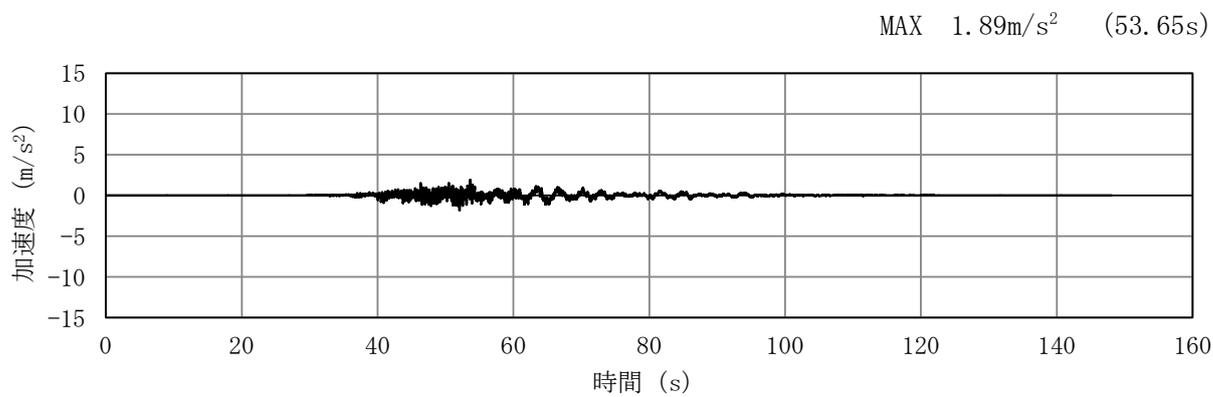


(a) 加速度時刻歴波形

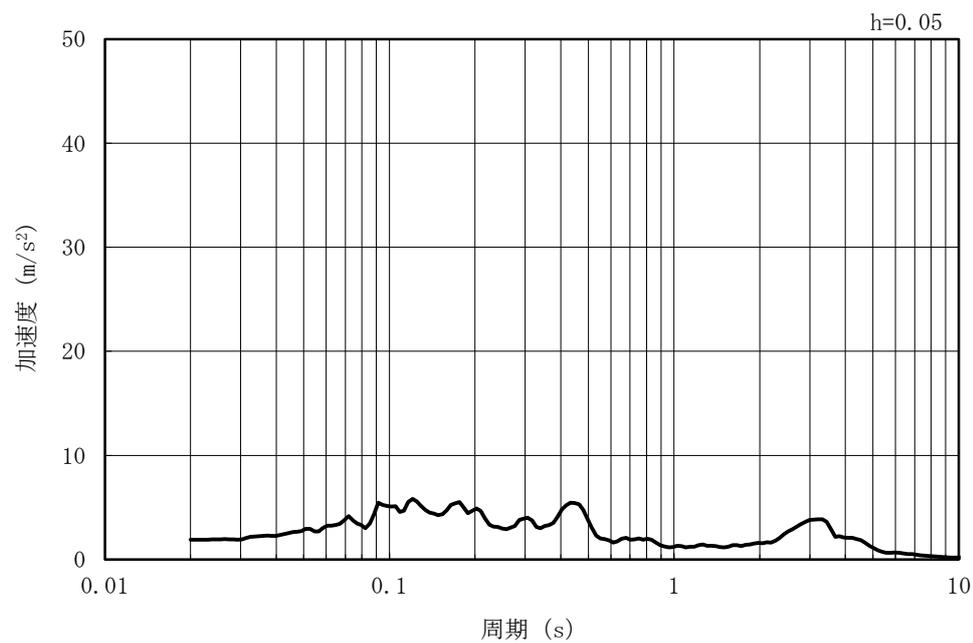


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-50 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 : Sd-7NS)

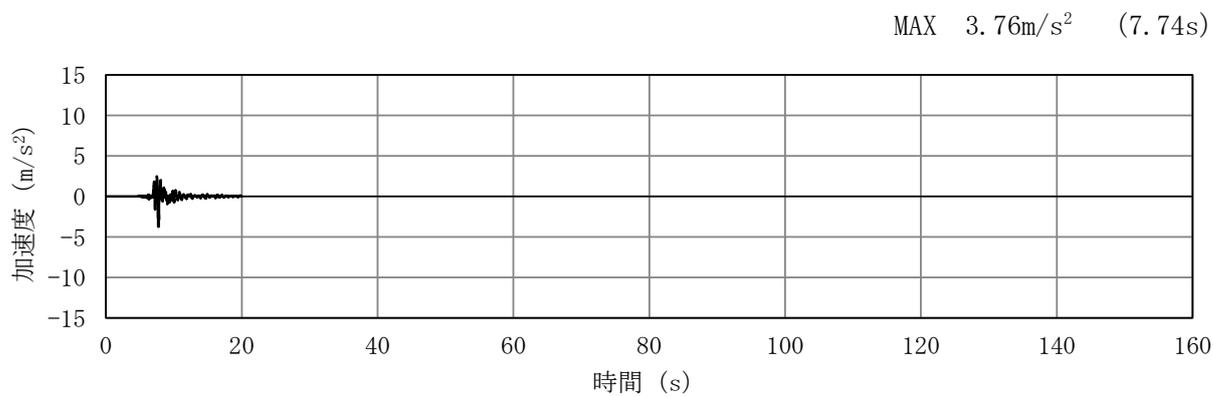


(a) 加速度時刻歴波形

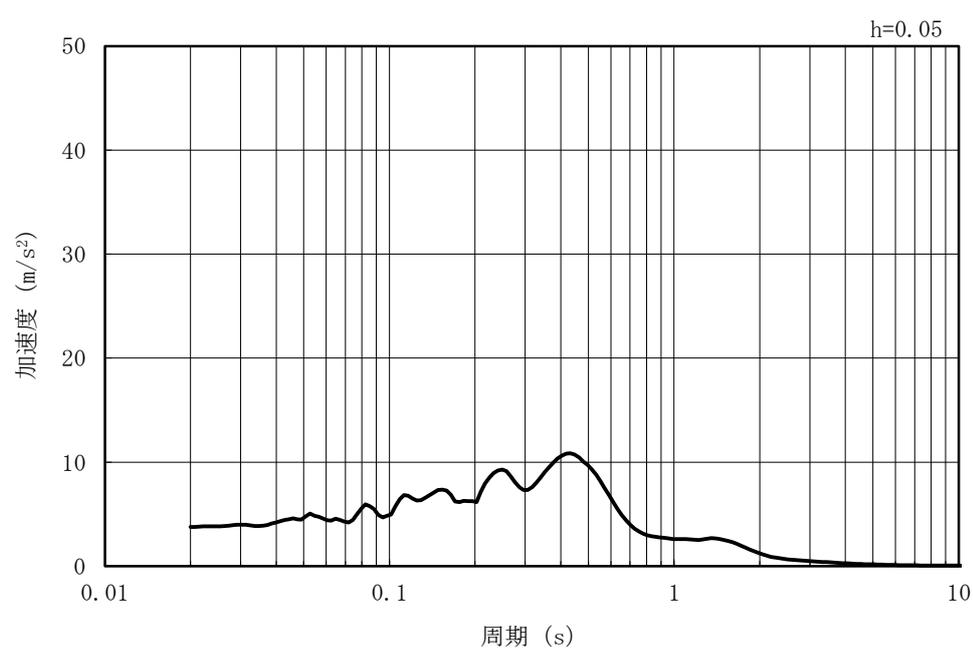


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-51 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 : Sd-7NS)

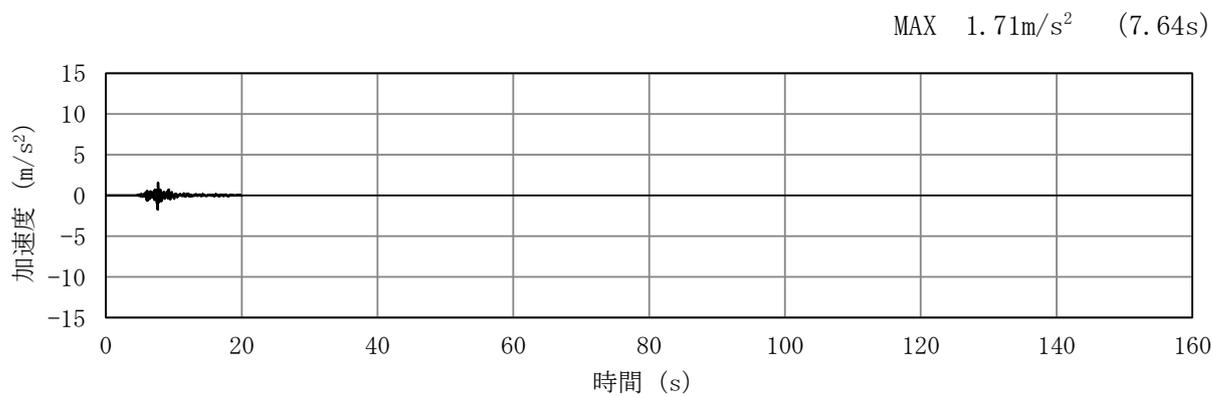


(a) 加速度時刻歴波形

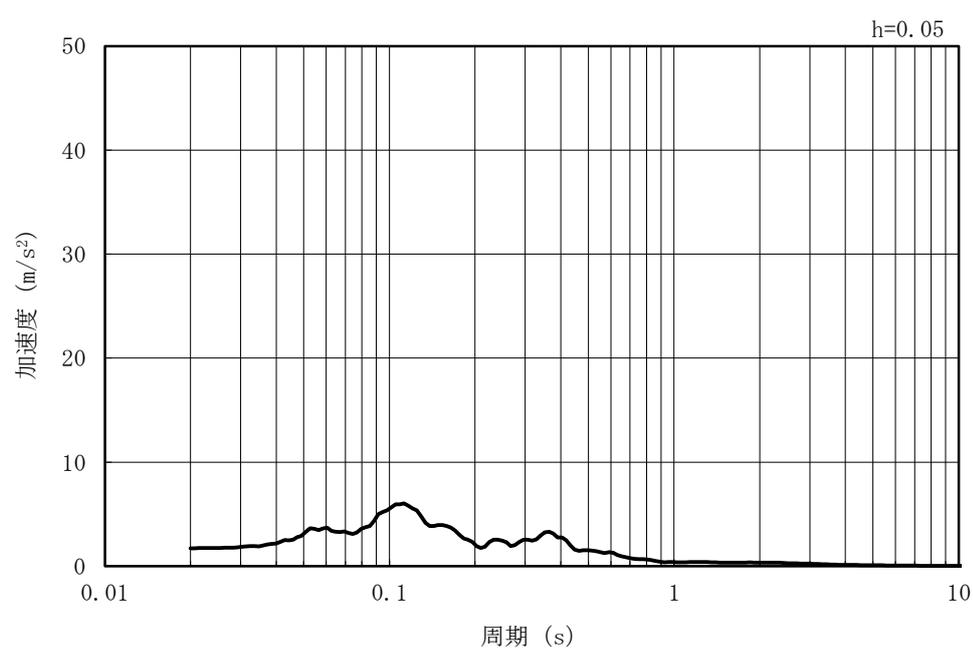


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-52 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 : Sd-8)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5-53 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 : Sd-8)

5.2 許容限界の設定

5.2.1 曲げに対する許容限界

(1) 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1%）を許容限界とし、照査用コンクリートひずみが限界ひずみを下回ることを確認する。

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査に用いる照査用コンクリートひずみは、版解析より得られたコンクリートひずみに安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより、曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

(2) 鋼管杭

鋼管杭の曲げに対する照査は、キヤスク指針及び鋼・合成構造標準示方書に基づき、鋼管杭の終局曲率を許容限界とし、照査用曲率が終局曲率を下回ることを確認する。

鋼管杭の曲げ軸力照査に用いる照査用曲率は、地震応答解析により得られた曲率に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより、曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\phi_d}{\phi_u} < 1.0$$

ここで、 γ_i : 構造物係数 (=1.0)

$$\phi_d = \gamma_a \cdot \phi$$

γ_a : 構造解析係数 (=1.05)

ϕ : 応答計算による最大曲率

ϕ_u : 鋼管杭の終局曲率

$$\phi_u(N) = \varepsilon_{\max} / [r \cdot \{1 + \sin(\pi N / 2N_y)\}] / \gamma_b \quad (N < 0 : \text{引張}, N > 0 : \text{圧縮})$$

N : 発生軸力

$\varepsilon_{\max} = 0.22 t / r$: 局部座屈発生時ひずみ

r : 杭の半径

t : 腐食しろを除いた鋼材の厚さ

$N_y = 2\pi r t \sigma_y$: 鋼材降伏時の軸力

σ_y : 鋼材の降伏点応力

γ_b : 部材係数 (=1.1)

5.2.2 せん断に対する許容限界

(1) 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート部材のせん断に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、a. 棒部材式又は b. ディープビーム式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方を許容限界とし、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認する。

鉄筋コンクリート部材のせん断照査に用いる照査用せん断力は、地震応答解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{V_d}{V_{y d}} < 1.0$$

ここで、

γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

$V_{y d}$: せん断耐力

V_d : 照査用せん断力 ($V_d = \gamma_a \cdot V$)

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.0$)

V : 応答計算によるせん断力

a. 棒部材式

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここで,

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}} \quad \text{ただし, } f_{v c d} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ となる場合は } f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + 2 M_0 / M_u \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし, } \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 4 M_0 / M_u \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし, } \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし, } \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$

$f'_{c d}$: コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm²) で設計基準強度 $f'_{c k}$ を材料係数 $\gamma_{m c}$ (=1.3) で除したもの

$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$: 引張鉄筋比

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_u : 曲げモーメント耐力

$M_0 = N'_d \cdot D / 6$: M_d に対する引張縁において, 軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

$\gamma_{b c}$: 部材係数 (=1.56)

$$V_{s d} = \{A_w \cdot f_{w y d} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} \cdot z / \gamma_{b s}$$

ここで、

- A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積
- $f_{w y d}$: せん断補強筋の降伏強度を材料係数 $\gamma_{m s}$ (1.0) で除したもので、
400N/mm²以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値 $f'_{c k}$ が 60N/mm² 以上の時は、800N/mm² 以下とする。
- α : せん断補強筋と部材軸のなす角
- s : せん断補強筋の配置間隔
- z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で $d / 1.15$ とする。
- $\gamma_{b s}$: 部材係数 (=1.32)

b. ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$$

ここで,

V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]})$$

ただし, $\beta_d > 1.5$ となる場合は $\beta_d = 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v}$$

ただし, $\beta_p > 1.5$ となる場合は $\beta_p = 1.5$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

γ_{bc} : 部材係数 (=1.56)

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし, } 0 \leq \phi \leq 1$$

p_{wb} : せん断補強鉄筋比 (%)

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な係数 β_a を考慮している。これは、地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の載荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表 5-1 に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 5-1 せん断耐力式において考慮している安全係数

安全係数			値	内容
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.30	コンクリートの特性値（圧縮強度）を低減
部材係数*	コンクリート	γ_{bc}	1.56	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	1.32	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数			γ_a	応答値（断面力）を割り増し

注記* : 土木学会マニュアルでは、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ \frac{100R + 2}{3} & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：層間変形角

とされている。

γ_{b2} は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば $\gamma_{b2}=1.0$ としてよいとされているが、解析結果から軽油タンク基礎の基礎版については一部の部材に降伏が認められたため、コンクリート標準示方書を参考とし、 $\gamma_{b2}=1.2$ とする。

以上より、 $\gamma_{bc}=1.3 \times 1.2=1.56$ 、 $\gamma_{bs}=1.1 \times 1.2=1.32$ となる。

5.2.3 鋼管杭

鋼管杭のせん断に対する許容限界は、キャスク指針及び鋼・合成構造標準示方書に基づき、以下の式で求まる終局せん断強度とする。

鋼管杭のせん断照査に用いる照査用せん断力は、地震応答解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{Q_d}{Q_u} < 1.0$$

ここで、 γ_i : 構造物係数 (=1.0)

$$Q_d = \gamma_a \cdot Q$$

γ_a : 構造解析係数 (=1.05)

Q : 応答計算による最大せん断力

Q_u : 鋼管杭の終局せん断強度

$$Q_u = A_e \cdot f_s / \kappa / \gamma_b$$

A_e : 腐食代を除いた杭の断面積

f_s : 鋼材の短期許容せん断応力度

κ : せん断応力度の分布係数で 2.0 とする。

γ_b : 部材係数 (=1.1)

5.2.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

(1) 基礎地盤の押込みに対する支持性能評価

基礎地盤の押込みに対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書の杭基礎（中掘り杭工法）より設定する極限支持力に、キャスク指針に基づく安全率 1.2 を考慮した終局鉛直支持力とする。杭周面の地盤が液状化層である場合、有効応力解析により過剰間隙水圧比が 95%以上と判定された地盤については液状化するものとし、周面摩擦力を考慮しない。地盤改良体や非液状化層については、周面摩擦力を支持力として考慮する。

終局鉛直支持力の算定条件を表 5-2 及び表 5-3 に示す。

$$R_{ua} = \frac{\gamma}{n} R_u$$

ここで、 R_{ua} : 終局鉛直支持力

γ : 極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数

(極限支持力を支持力推定式で算定するため、 $\gamma = 1.0$ とする)

n : 安全率 (キャスク指針に基づき、 $n = 1.2$ とする)

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum L_i \cdot f_i$$

q_d : 杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²)

適用する杭工法及び杭先端の地盤種別に応じて設定

$q_d = 200 \cdot N$ (≤ 10000) (セメントミルク噴出攪拌方式)

A : 杭先端面積 (m²)

N : 杭先端地盤における標準貫入試験の N 値

U : 杭の周長 (m)

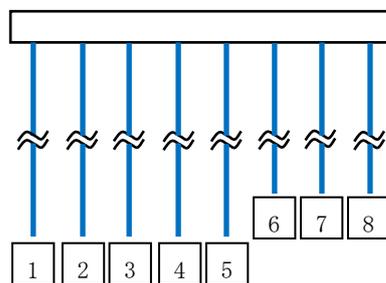
L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

表 5-2 地盤の支持性能に対する許容限界の算定条件（押し込み、A-A断面）

項目	算定結果							
	1	2	3	4	5	6	7	8
$q_d A$ (kN)	5001	5001	5001	5001	5001	5001	5001	5001
杭先端の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000
杭先端面積 A (m ²) *	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
杭の周長 U (m) *	2.507	2.507	2.507	2.507	2.507	2.507	2.507	2.507

注記* : 腐食代 1mm 考慮



評価位置

表 5-3 (1) 地盤の支持性能に対する許容限界の算定条件 (押し込み, B-B断面)

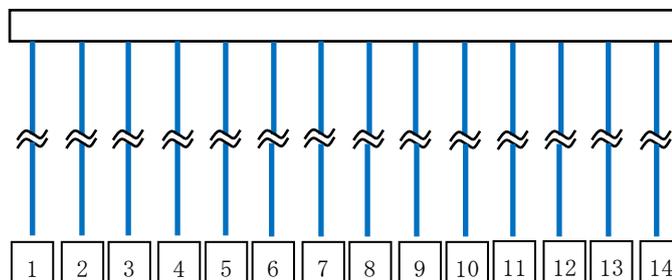
項目	算定結果						
	1	2	3	4	5	6	7
$q_d A$ (kN)	5001	5001	5001	5001	5001	5001	5001
杭先端の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000
杭先端面積 A (m ²) *	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
杭の周長 U (m) *	2.507	2.507	2.507	2.507	2.507	2.507	2.507

注記* : 腐食代 1mm 考慮

表 5-3 (2) 地盤の支持性能に対する許容限界の算定条件 (押し込み, B-B断面)

項目	算定結果						
	8	9	10	11	12	13	14
$q_d A$ (kN)	5001	5001	5001	5001	5001	5001	5001
杭先端の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000
杭先端面積 A (m ²) *	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
杭の周長 U (m) *	2.507	2.507	2.507	2.507	2.507	2.507	2.507

注記* : 腐食代 1mm 考慮



評価位置

(2) 基礎地盤の引抜きに対する評価

基礎地盤の引抜きに対する許容限界は、道路橋示方書の杭基礎（中掘り杭工法）より設定する極限引抜き力に、キャスク指針に基づく安全率 1.2 を考慮した終局引抜き力とする。杭周面の地盤が液状化層である場合、有効応力解析により過剰間隙水圧比が 95%以上と判定された地盤については液状化するものとし、周面摩擦力を考慮しない。地盤改良体や非液状化層については、周面摩擦力を支持力として考慮する。

$$P_a = \frac{1}{n} P_u$$

ここで、 P_a : 終局引抜き力

n : 安全率（キャスク指針に基づき、 $n=1.2$ とする）

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)

$$P_u = U \cdot \sum L_i \cdot f_i$$

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

6. 評価結果

6.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、「ひずみ分布」、「断面力分布」、「曲率分布」、「最大せん断ひずみ分布」及び「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお、断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

耐震評価においては、「工事計画に係る説明資料（屋外重要土木構造物の耐震性についての計算書）資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「10. 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加解析ケースの選定について」に基づき、全ての基準地震動 S_s に対して実施する解析ケース①（基本ケース）において曲げ軸力照査，せん断力照査及び基礎地盤の支持性能照査の各評価項目について，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，追加解析ケース（②～⑤）を実施する。また，照査項目のうち構造部材のせん断力照査については，**構造物の実際の限界状態（耐荷力の急激な低下）であるせん断破壊を想定した許容限界であることから，**上記解析ケースの結果を踏まえ，さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は，追加解析を実施する。

6.1.1 解析ケースと照査値

(1) 曲げ軸力照査

a. 鉄筋コンクリート部材

表 6-1 に、版解析に基づく鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査の実施ケースと照査値を示す。

表 6-1 鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査の実施ケースと照査値

地震動		鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.11				
	-+	0.14				
	+-	0.03				
	--	0.03				
Ss-2		0.03				
Ss-3	++	0.03				
	-+	0.03				
	+-	0.03				
	--	0.03				
Ss-4		0.02				
Ss-5		0.02				
Ss-6		0.02				
Ss-7		0.02	0.02	0.03	0.01	0.01
Ss-8	++	0.06	0.03	0.14	0.01	0.01
	-+	0.04				

b. 鋼管杭

表 6-2 に、鋼管杭の曲げ軸力照査の実施ケースと照査値を示す。

表 6-2 鋼管杭の曲げ軸力照査の実施ケースと照査値

A-A断面

地震動		鋼管杭の曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.17				
	-+	0.19				
	+-	0.17				
	--	0.19				
Ss-2		0.09				
Ss-3	++	0.22				
	-+	0.21				
	+-	0.22				
	--	0.20				
Ss-4		0.08				
Ss-5		0.11				
Ss-6		0.11				
Ss-7		0.13				
Ss-8	++	0.16	0.14	0.19	0.14	0.06
	-+	0.17				

B-B断面

地震動		鋼管杭の曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.20				
	-+	0.20				
	+-	0.19				
	--	0.20				
Ss-2		0.18				
Ss-3	++	0.24				
	-+	0.22				
	+-	0.24				
	--	0.21				
Ss-4		0.17				
Ss-5		0.27				
Ss-6		0.25				
Ss-7		0.26	0.24	0.30	0.13	0.12
Ss-8	++	0.18	0.17	0.19	0.16	0.15
	-+	0.18				

(2) せん断力照査

a. 鉄筋コンクリート部材

表 6-3 に、版解析に基づく鉄筋コンクリート部材のせん断力照査の実施ケースと照査値を示す。

表 6-3 鉄筋コンクリート部材のせん断力照査の実施ケースと照査値

地震動		解析ケース				
		鉄筋コンクリートのせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.61				
	-+	0.62				
	+-	0.57				
	--	0.54				
Ss-2		0.45				
Ss-3	++	0.55				
	-+	0.51				
	+-	0.52				
	--	0.51				
Ss-4		0.39				
Ss-5		0.41				
Ss-6		0.42				
Ss-7		0.39	0.37	0.47	0.24	0.26
Ss-8	++	0.73	0.58	0.75	0.27	0.23
	-+	0.55				

注： □は、前述 3.5.1 のフローに基づき、解析ケース②～⑤を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

b. 鋼管杭

表 6-4 に、鋼管杭のせん断力照査の実施ケースと照査値を示す。

表 6-4 鋼管杭のせん断力照査の実施ケースと照査値

A-A断面

地震動		鋼管杭のせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.42				
	-+	0.38				
	+-	0.42				
	--	0.38				
Ss-2		0.16				
Ss-3	++	0.44				
	-+	0.45				
	+-	0.44				
	--	0.45				
Ss-4		0.18				
Ss-5		0.26				
Ss-6		0.28				
Ss-7		0.31				
Ss-8	++	0.30	0.30	0.30	0.25	0.13
	-+	0.25				

B-B断面

地震動		鋼管杭のせん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.38				
	-+	0.37				
	+-	0.36				
	--	0.37				
Ss-2		0.34				
Ss-3	++	0.42				
	-+	0.40				
	+-	0.42				
	--	0.40				
Ss-4		0.38				
Ss-5		0.53		0.59		
Ss-6		0.47				
Ss-7		0.56	0.50	0.64	0.24	0.22
Ss-8	++	0.32	0.31	0.33	0.32	0.30
	-+	0.32				

注： □は、前述 3.5.1 のフローに基づき、解析ケース②～⑤を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

(3) 基礎地盤の支持性能照査

表 6-5 に基礎地盤の押込みに対する支持性能照査の実施ケースと照査値，表 6-6 に基礎地盤の引抜きに対する支持性能照査の実施ケースと照査値を示す。

表 6-5 基礎地盤の押込みに対する支持性能照査の実施ケースと照査値

A-A断面

地震動		基礎地盤の押込みに対する支持性能照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.24				
	-+	0.21				
	+-	0.22				
	--	0.21				
Ss-2		0.16				
Ss-3	++	0.20				
	-+	0.22				
	+-	0.21				
	--	0.23				
Ss-4		0.11				
Ss-5		0.13				
Ss-6		0.15				
Ss-7		0.12				
Ss-8	++	0.15	0.14	0.16	0.12	0.07
	-+	0.17				

B-B断面

地震動		基礎地盤の押込みに対する支持性能照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.30				
	-+	0.28				
	+-	0.28				
	--	0.27				
Ss-2		0.32				
Ss-3	++	0.30				
	-+	0.28				
	+-	0.31				
	--	0.30				
Ss-4		0.25				
Ss-5		0.21				
Ss-6		0.30				
Ss-7		0.22	0.24	0.20	0.15	0.14
Ss-8	++	0.22	0.23	0.21	0.19	0.18
	-+	0.23				

表 6-6 基礎地盤の引抜きに対する支持性能照査の実施ケースと照査値

A-A断面

地震動 \ 解析ケース		鋼管杭の引抜きに対する支持性能照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.21				
	-+	0.22				
	+-	0.24				
	--	0.25				
Ss-2		0.09				
Ss-3	++	0.30				
	-+	0.26				
	+-	0.30				
	--	0.24				
Ss-4		0.07				
Ss-5		0.10				
Ss-6		0.08				
Ss-7		0.10				
Ss-8	++	0.24	0.27	0.20	0.17	0.10
	-+	0.11				

B-B断面

地震動 \ 解析ケース		鋼管杭の引抜きに対する支持性能照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.53				
	-+	0.56				
	+-	0.54				
	--	0.58				
Ss-2		0.57				
Ss-3	++	0.47				
	-+	0.59				
	+-	0.50				
	--	0.69				
Ss-4		0.31				
Ss-5		0.25				
Ss-6		0.46				
Ss-7		0.44	0.49	0.39	0.28	0.28
Ss-8	++	0.29	0.28	0.30	0.30	0.28
	-+	0.49				

6.1.2 ひずみ分布図（鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査）

軽油タンク基礎の鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 6-7 に示す。また、該当する解析ケースのひずみ分布図を図 6-1 に示す。なお図 6-1 は、表 6-7 に示す解析ケースの照査値最大時における最大ひずみと同方向のひずみ分布を示している。

表 6-7 鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査結果
(最も厳しい照査値とその地震動)

解析 ケース	地震動	照査用ひずみ* (μ)	限界ひずみ (μ)	照査値
①	Ss-1-+	1381	10000	0.14

注記* : 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

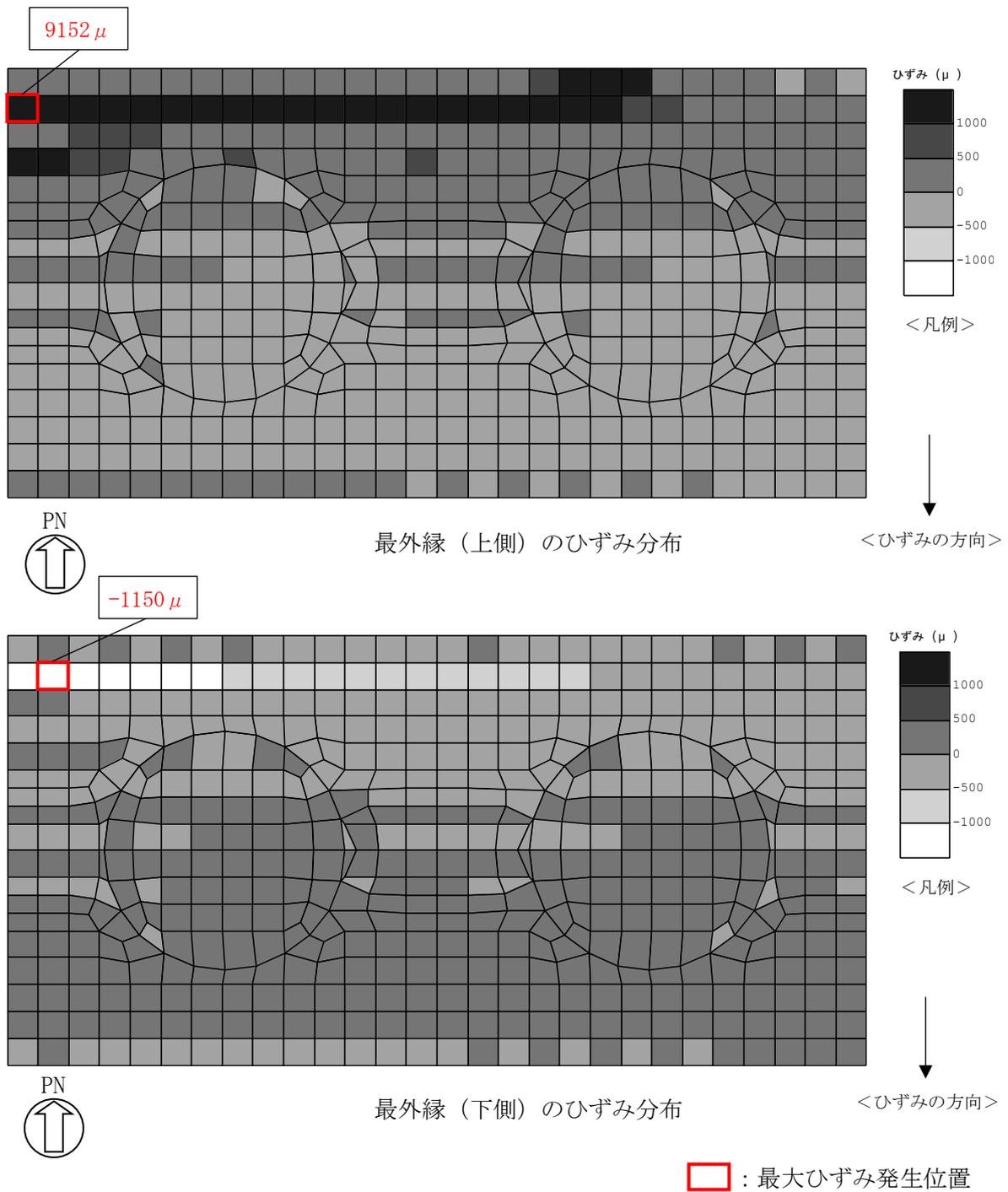


図 6-1 鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査が最も厳しくなるケースでのひずみ分布図
(解析ケース①, 地震動 Ss-1-+, t=5.83s)

6.1.3 断面力分布（鉄筋コンクリート部材のせん断力照査）

軽油タンク基礎の鉄筋コンクリート部材のせん断力照査において、最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 6-8 に示す。最も厳しい照査値となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 6-2 に示す。なお図 6-2 は，表 6-8 に示す解析ケースの照査値最大時における各断面力最大値と同方向の断面力分布を示している。

表 6-8 鉄筋コンクリート部材のせん断力照査結果
(最も厳しい照査値とその地震動)

解析 ケース	地震動	照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
③	Ss-8++	1641	2195	0.75

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 \times 構造解析係数 γ_a

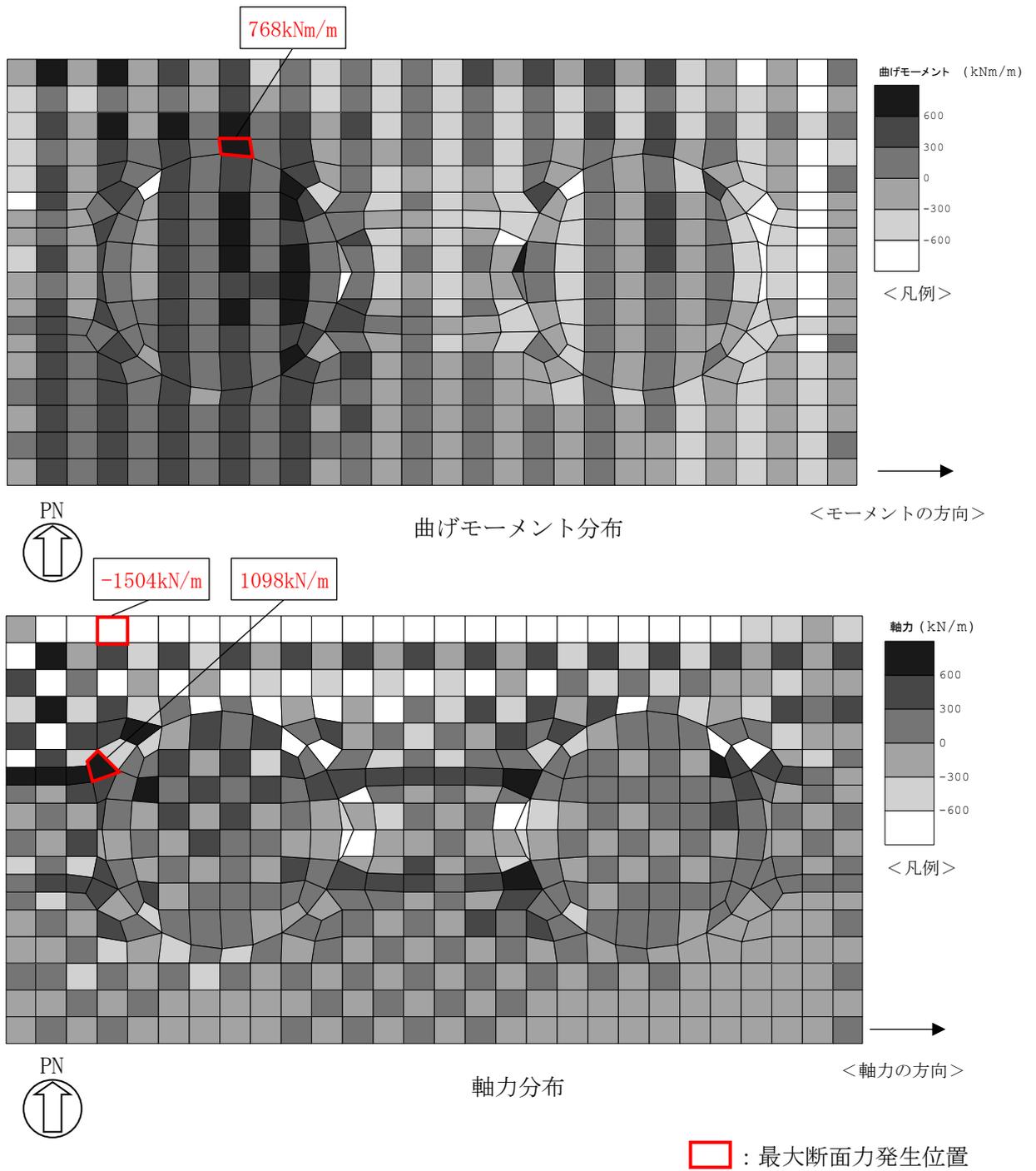


図 6-2 (1) 鉄筋コンクリート部材のせん断力照査が最も厳しくなるケースでの断面力分布図
(解析ケース③, 地震動 Ss-8++, t=8.12s)

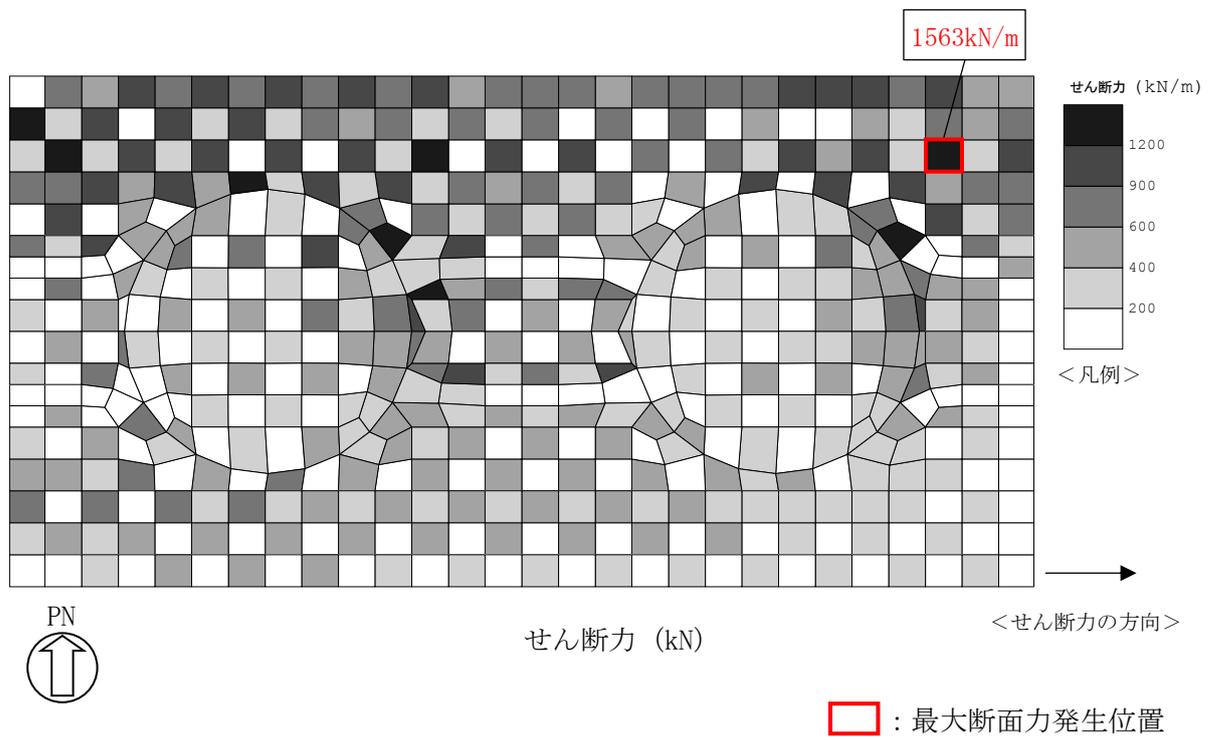


図 6-2 (2) 鉄筋コンクリート部材のせん断力照査が最も厳しくなるケースでの断面力分布図
(解析ケース③, 地震動 Ss-8++, t=8.12s)

6.1.4 曲率分布（鋼管杭の曲げ軸力照査）

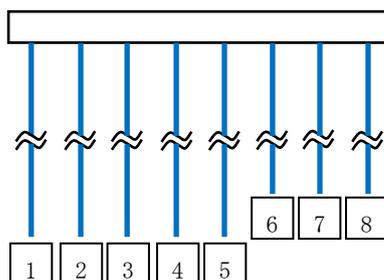
鋼管杭の曲げ軸力照査について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる解析ケースを表 6-9 及び表 6-10 に示す。また、該当する解析ケースにおいて最も厳しい照査値となる時刻における曲率分布図を図 6-3 及び図 6-4 に示す。

表 6-9 鋼管杭の曲げ軸力照査結果（A-A断面）
（最も厳しい照査値とその地震動）

評価位置*1	解析ケース	地震動	照査用曲率*2 ϕ_d (1/m)	終局曲率 ϕ_u (1/m)	照査値 ϕ_d / ϕ_u
8 (肉厚 14mm [杭頭部 16mm] の杭)	①	Ss-3+-	2.71×10^{-3}	1.24×10^{-2}	0.22

注記*1：評価位置は下図に示す。

*2：照査用曲率 $\phi_d =$ 発生曲率 \times 構造解析係数 γ_a



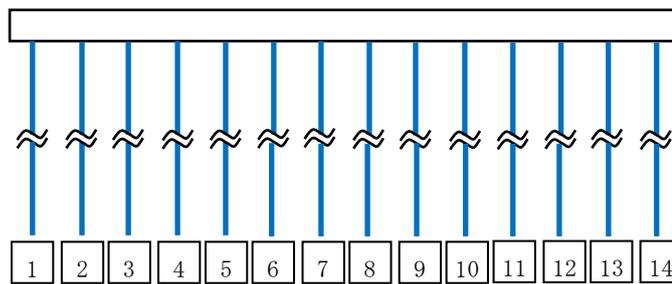
評価位置

表 6-10 鋼管杭の曲げ軸力照査結果 (B-B断面)
 (各部材において最も厳しい照査値とその地震動)

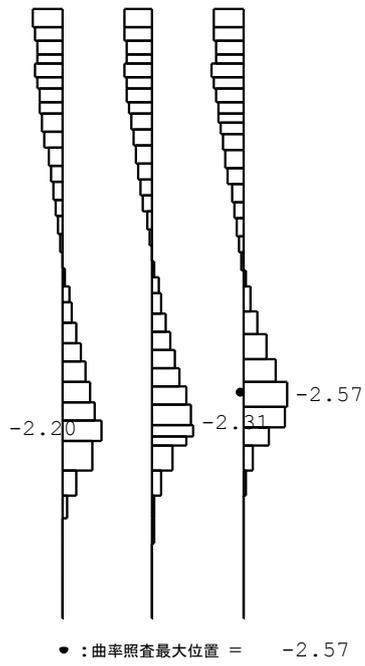
評価位置*1	解析ケース	地震動	照査用曲率*2 ϕ_d (1/m)	終局曲率 ϕ_u (1/m)	照査値 ϕ_d / ϕ_u
12 (肉厚 12mm の杭)	③	Ss-7EW	3.37×10^{-3}	1.16×10^{-2}	0.30

注記*1 : 評価位置は下図に示す。

*2 : 照査用曲率 $\phi_d =$ 発生曲率 \times 構造解析係数 γ_a

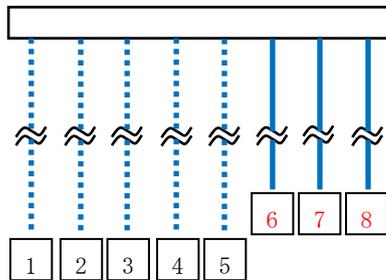


評価位置



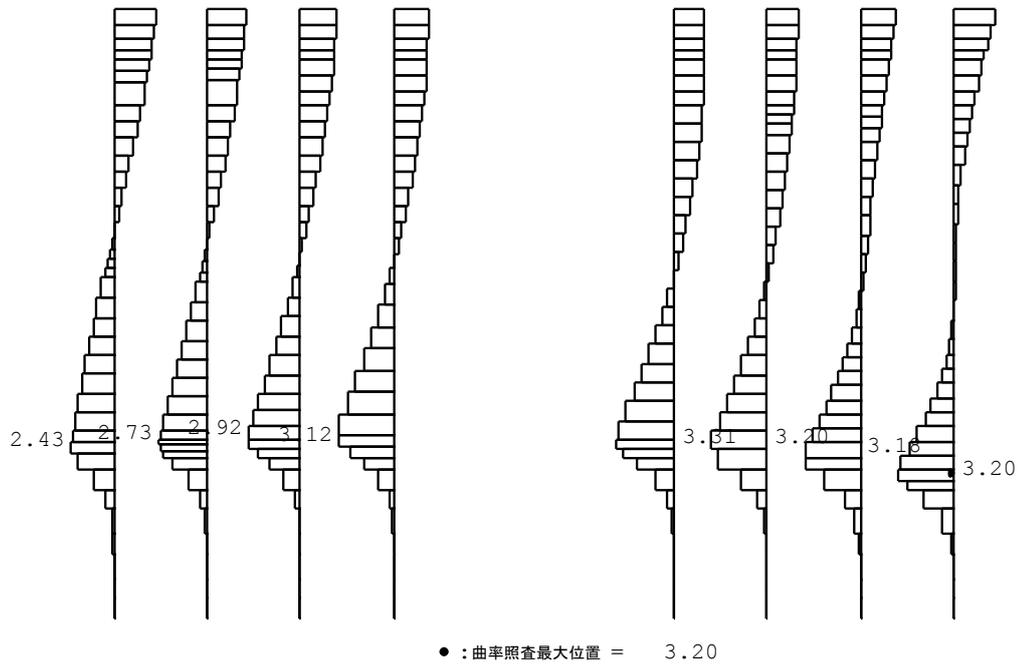
曲率 ($\times 10^{-3}$ 1/m)

照査値が最大となる肉厚 14mm (杭頭部 16mm) の杭



評価位置 (赤字：評価対象)

図 6-3 鋼管杭において最も厳しい照査値の曲率分布 (A-A断面)
(解析ケース①, 地震動 Ss-3+-, t=36.64s)



曲率 ($\times 10^{-3}$ 1/m)

照査値が最大となる肉厚 12mm の杭

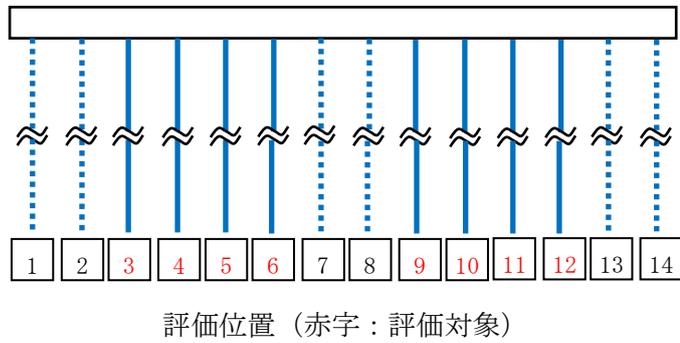


図 6-4 鋼管杭において最も厳しい照査値の曲率分布 (B-B断面)
(解析ケース③, 地震動 Ss-7EW, $t=60.07s$)

6.1.5 せん断力分布（鋼管杭のせん断力照査）

鋼管杭のせん断力照査について、解析ケースのうち最も厳しい照査値となる解析ケースを表 6-11 及び表 6-12 に示す。また、該当する解析ケースにおいて最も厳しい照査値となる時刻におけるせん断力分布図を図 6-5 及び図 6-6 に示す。

表 6-11 鋼管杭のせん断力照査結果（A-A断面）
（各部材において最も厳しい照査値とその地震動）

評価位置*1	解析ケース	地震動	照査用せん断力*2 Q_d (kN)	終局せん断耐力 Q_u (kN)	照査値 Q_d/Q_u
1 (肉厚 14mm の杭)	①	Ss-3-+	889	1977	0.45

注記*1：評価位置は下図に示す。

*2：照査用せん断力 $Q_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

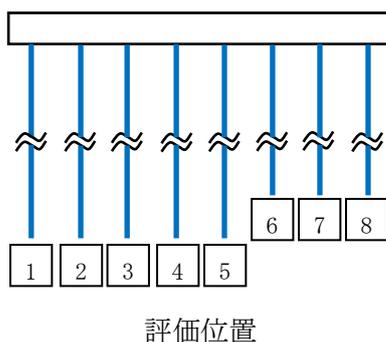
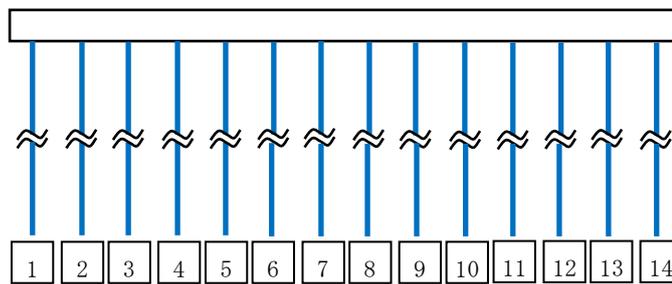


表 6-12 鋼管杭のせん断力照査結果 (B-B断面)
(各部材において最も厳しい照査値とその地震動)

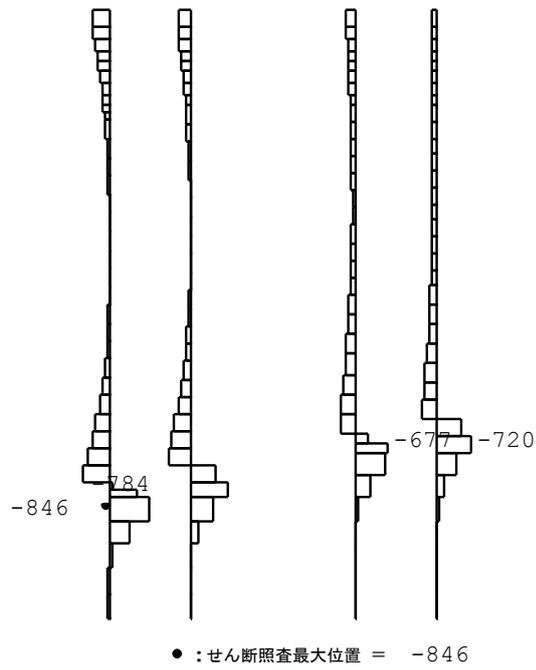
評価位置*1	解析ケース	地震動	照査用せん断力*2 Q_d (kN)	終局せん断耐力 Q_u (kN)	照査値 Q_d/Q_u
8 (肉厚 14mm の杭)	③	Ss-7EW	1257	1977	0.64

注記*1 : 評価位置は下図に示す。

*2 : 照査用せん断力 $Q_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

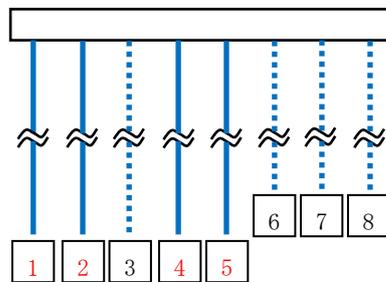


評価位置



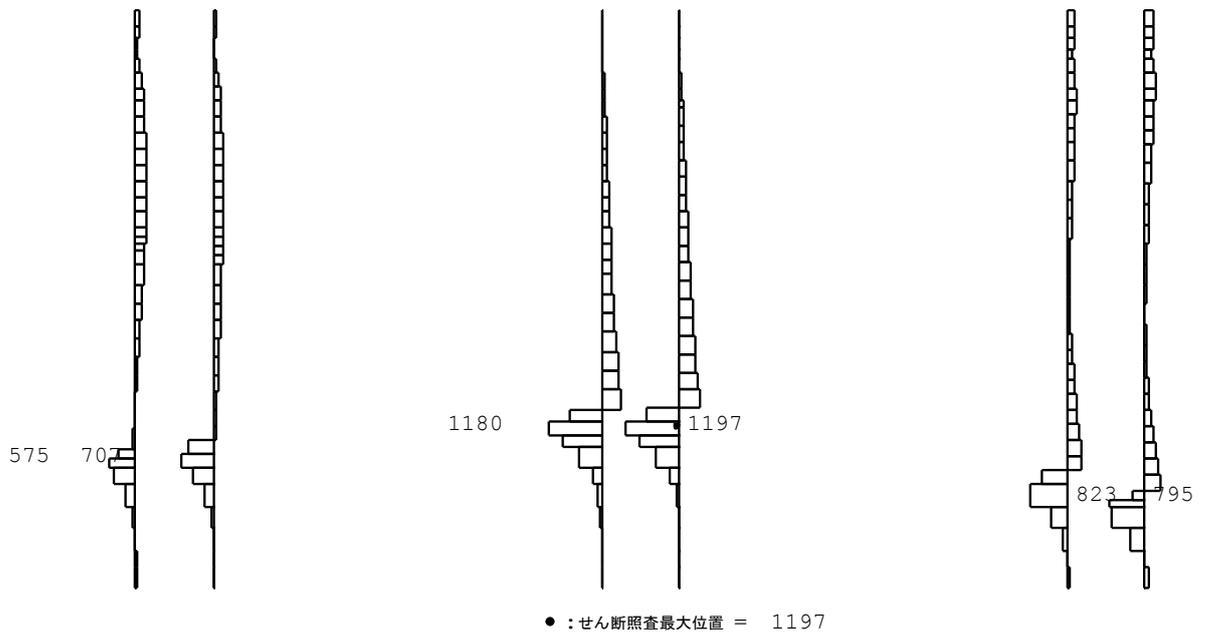
せん断力 (kN)

照査値が最大となる肉厚 14mm の杭



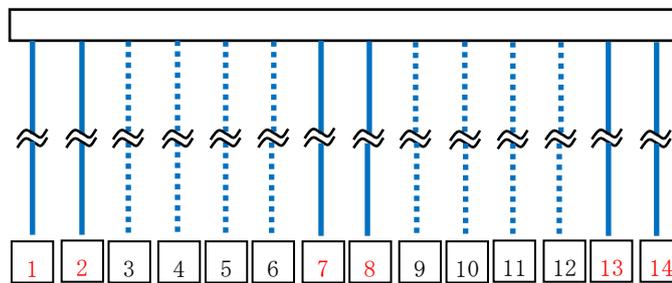
評価位置 (赤字：評価対象)

図 6-5 鋼管杭において最も厳しい照査値の地震時せん断力分布 (A-A断面)
(解析ケース①, 地震動 S_S-3-+, t=36.62s)



せん断力 (kN)

照査値が最大となる肉厚 14mm の杭



評価位置 (赤字 : 評価対象)

図 6-6 鋼管杭において最も厳しい照査値の地震時せん断力分布 (B-B断面)
(解析ケース③, 地震動 Ss-7EW, t=58.33s)

6.1.6 最大せん断ひずみ分布

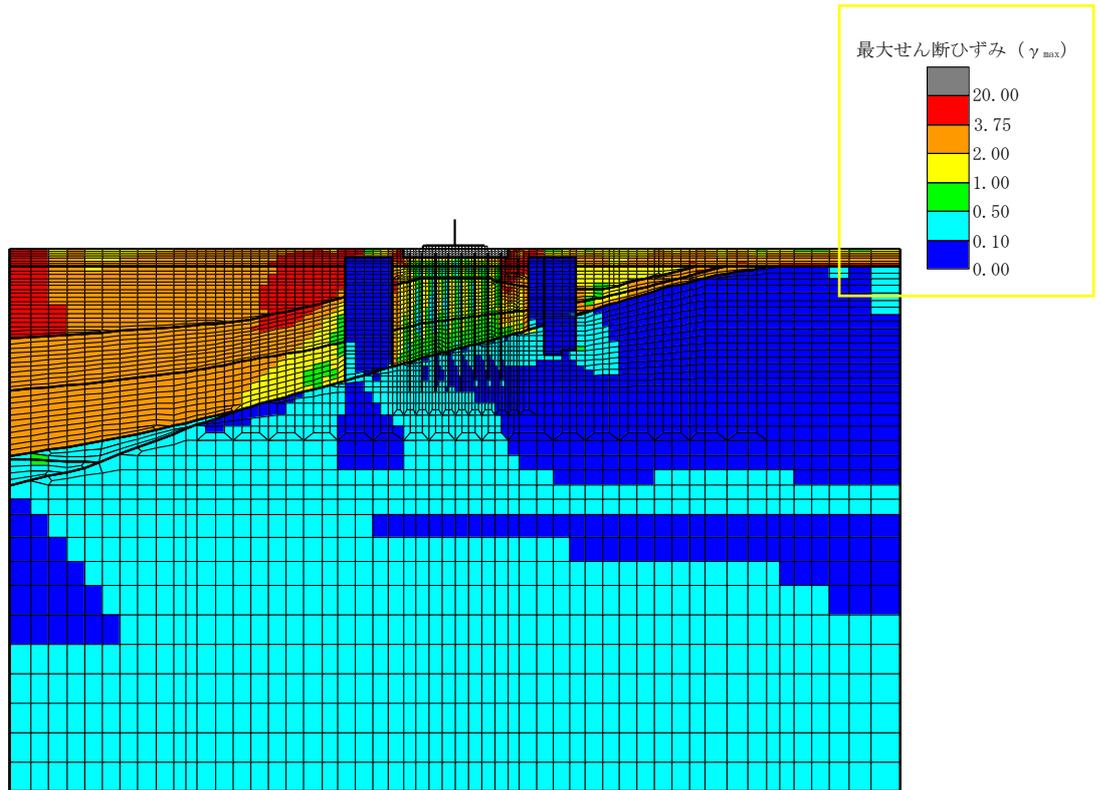
地盤に発生した最大せん断ひずみを確認するため、曲げ軸力照査及びせん断力照査において最大照査値を示した地震動について、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみの分布を示す。表 6-13 に最大照査値を示す解析ケース一覧を示す。A-A断面における最大せん断ひずみ分布を図 6-7～図 6-10 に、B-B断面における最大せん断ひずみ分布を図 6-11～図 6-13 に示す。

表 6-13 最大照査値を示す解析ケース一覧

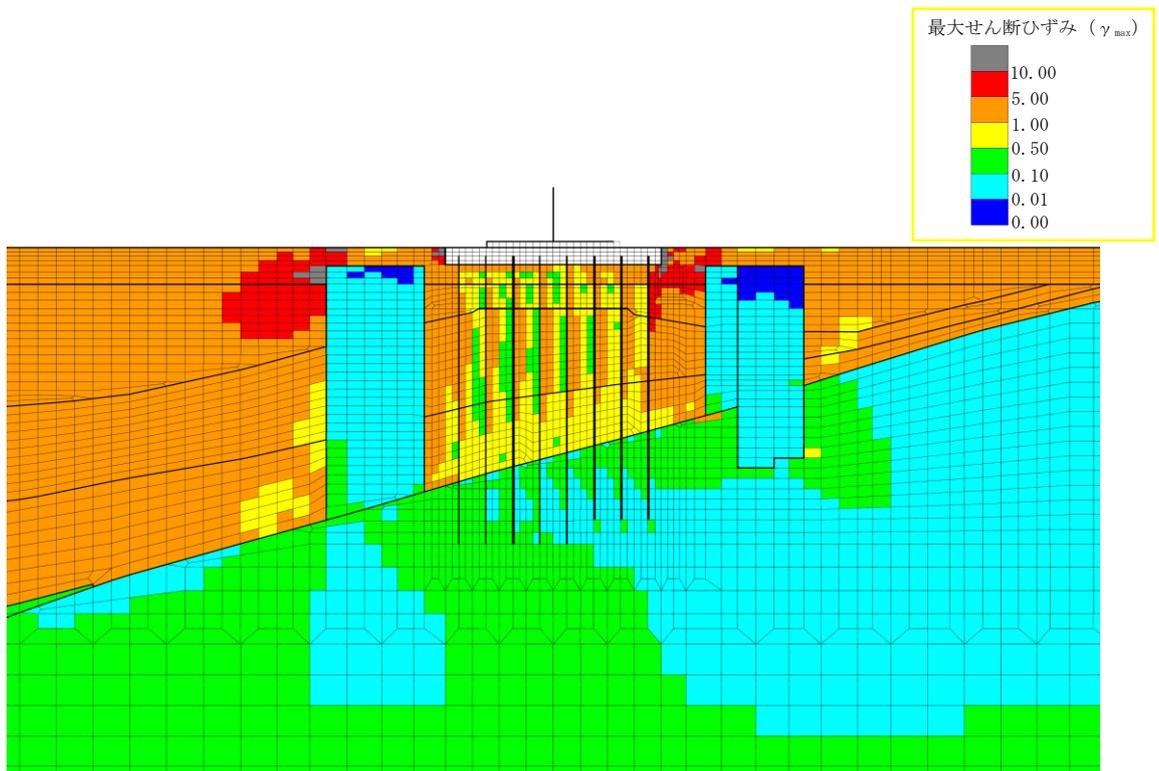
評価部位	断面	評価項目	
		曲げ軸力照査	せん断力照査
鉄筋コンクリート部材	—	Ss-1-+ (解析ケース①)	Ss-8++ (解析ケース③)
鋼管杭	A-A断面	Ss-3+- (解析ケース①)	Ss-3-+ (解析ケース①)
	B-B断面	Ss-7EW (解析ケース③)	Ss-7EW (解析ケース③)

注：耐震評価における解析ケース一覧

	①	②	③	④	⑤
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	地盤剛性(-1σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)
液状化強度特性の設定	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用



全体図

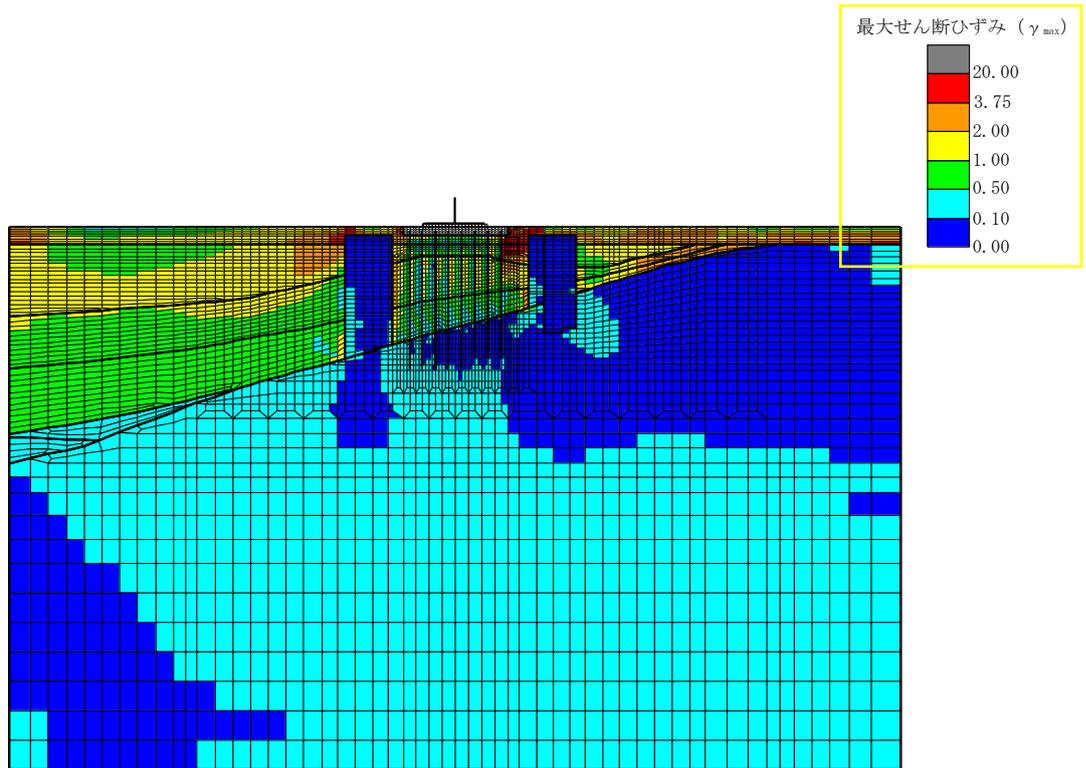


構造物周辺拡大図

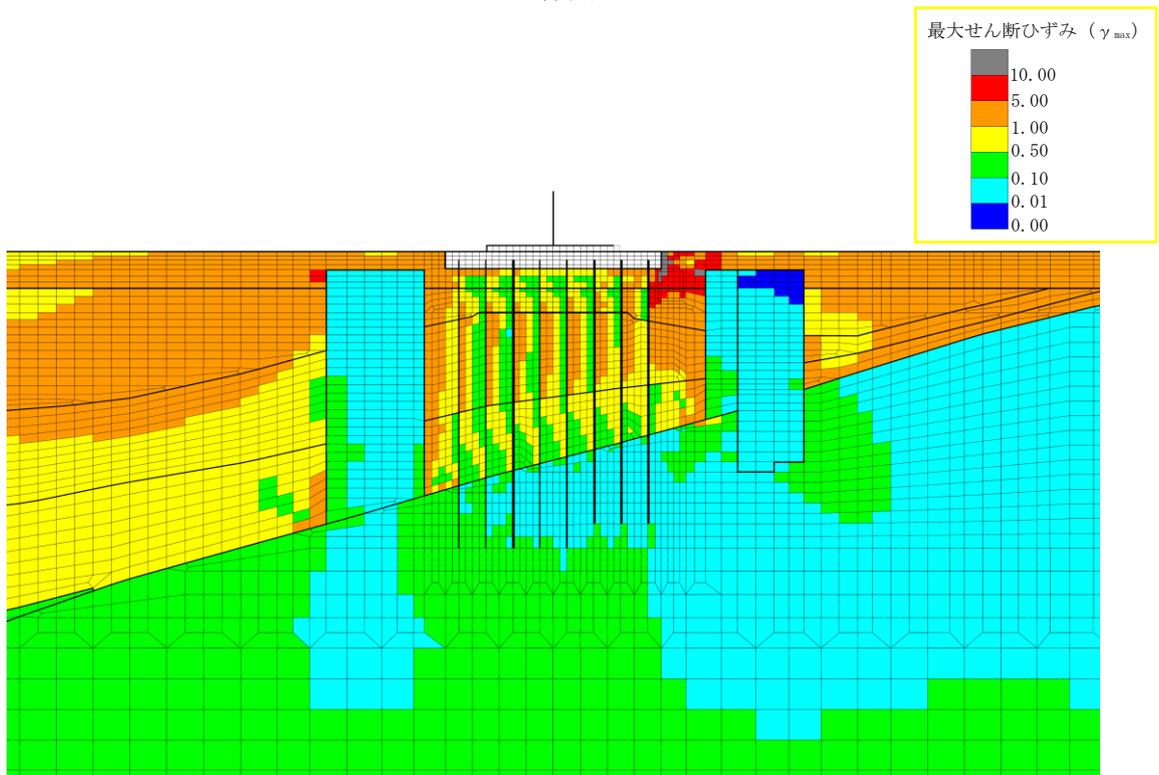
図 6-7 A-A断面の最大せん断ひずみ分布

(解析ケース①, 地震動 Ss-1-+)

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース



全体図

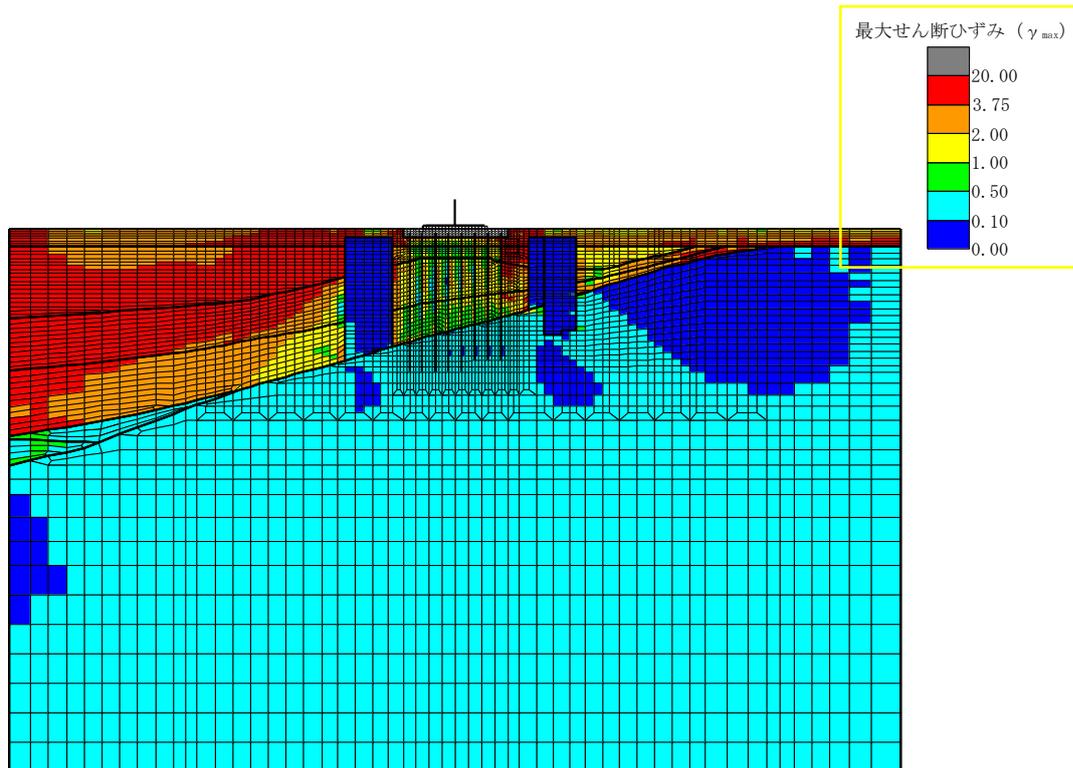


構造物周辺拡大図

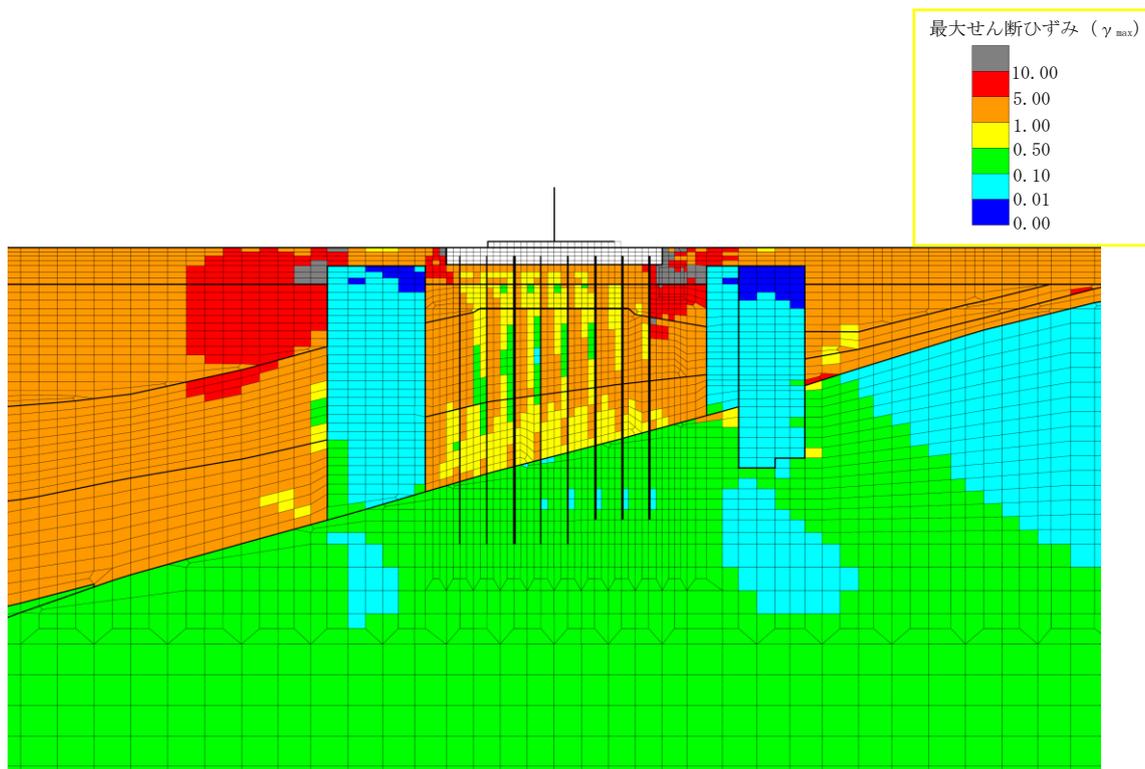
図 6-8 A-A断面の最大せん断ひずみ分布

(解析ケース③, 地震動 Ss-8++)

鉄筋コンクリート部材のせん断力照査で照査値が最も厳しい解析ケース



全体図

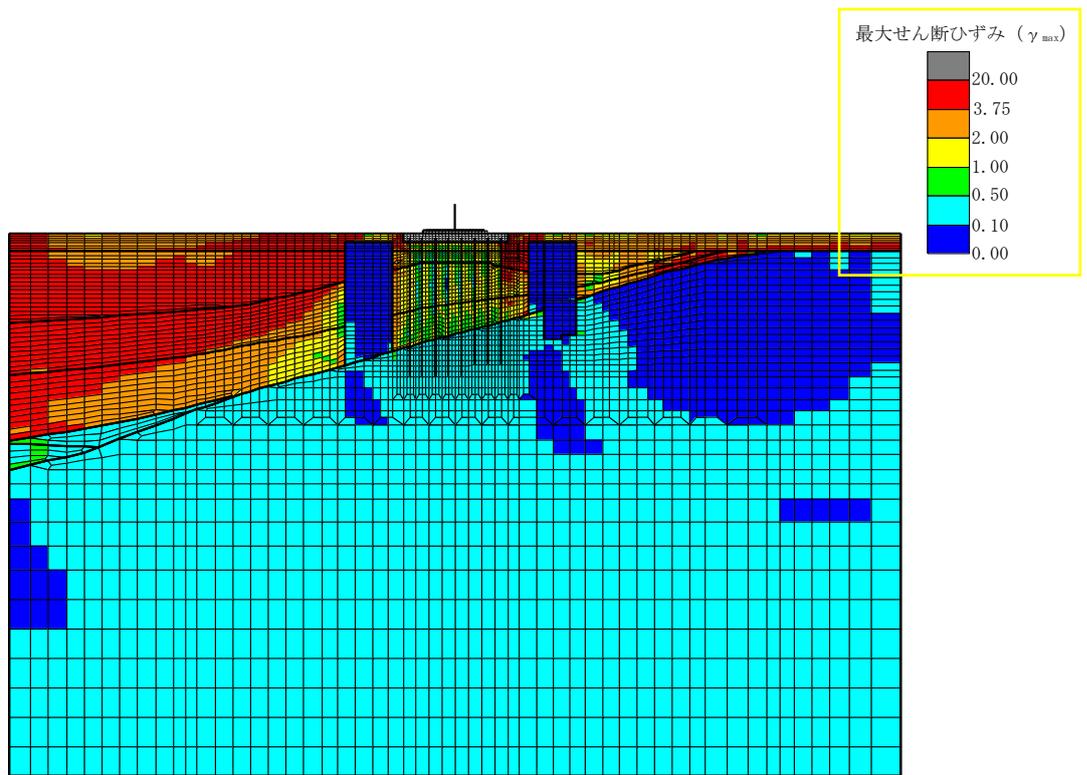


構造物周辺拡大図

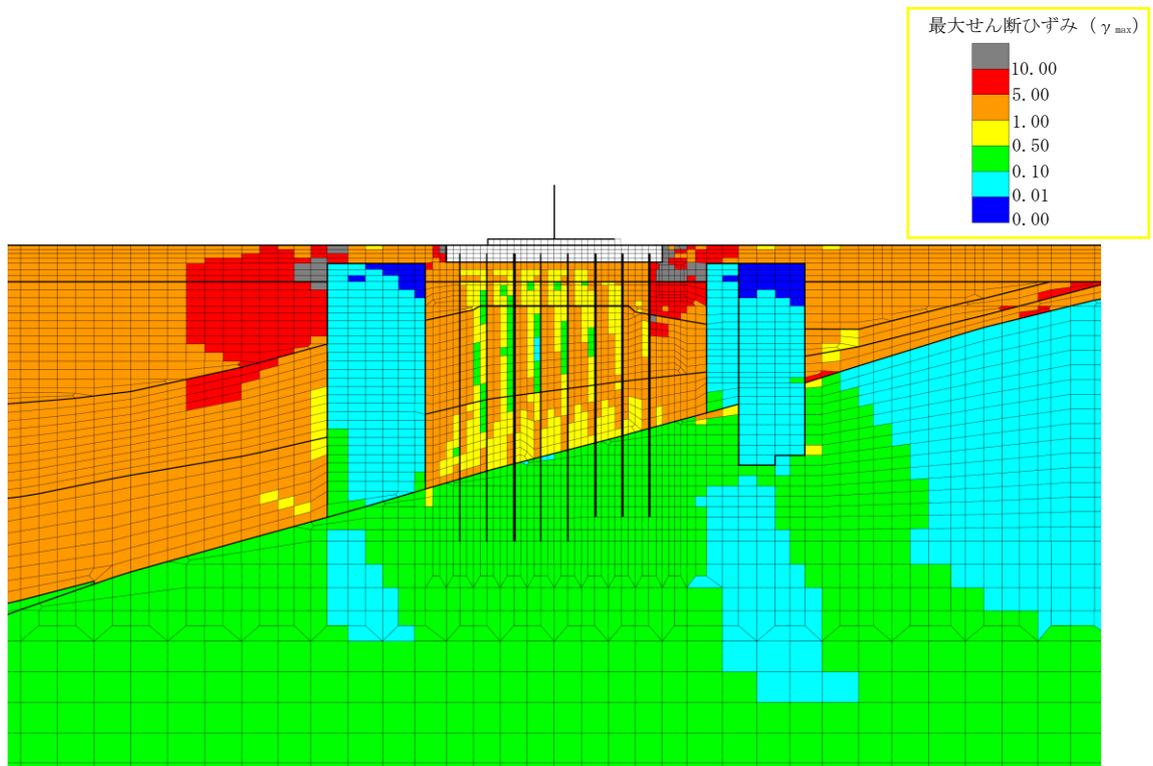
図 6-9 A-A断面の最大せん断ひずみ分布

(解析ケース①, 地震動 Ss-3+-)

鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース



全体図

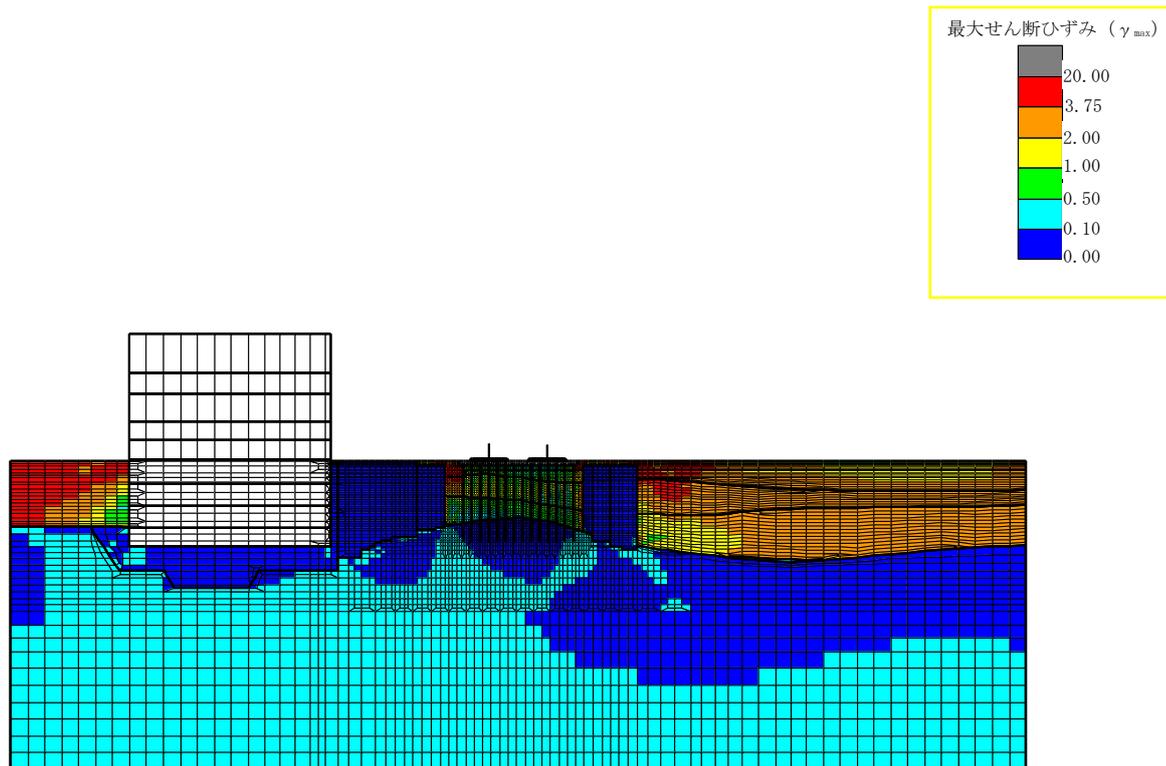


構造物周辺拡大図

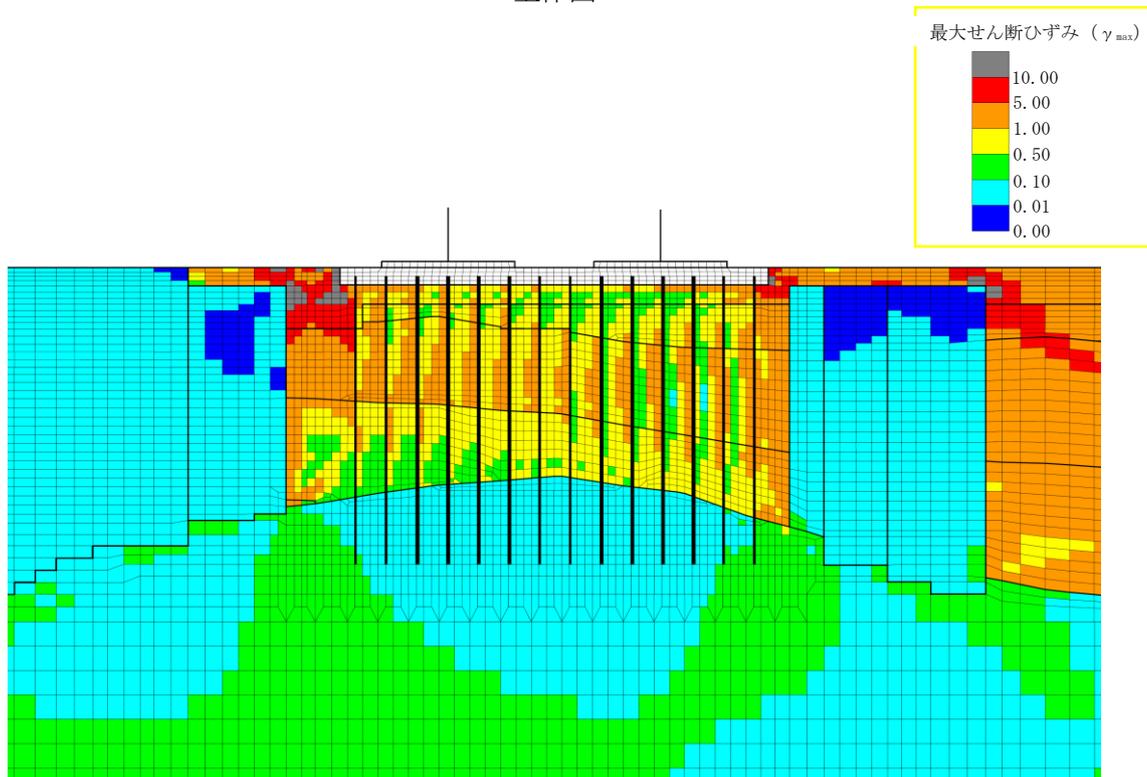
図 6-10 A-A断面の最大せん断ひずみ分布

(解析ケース①, 地震動 Ss-3-+)

鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい解析ケース



全体図

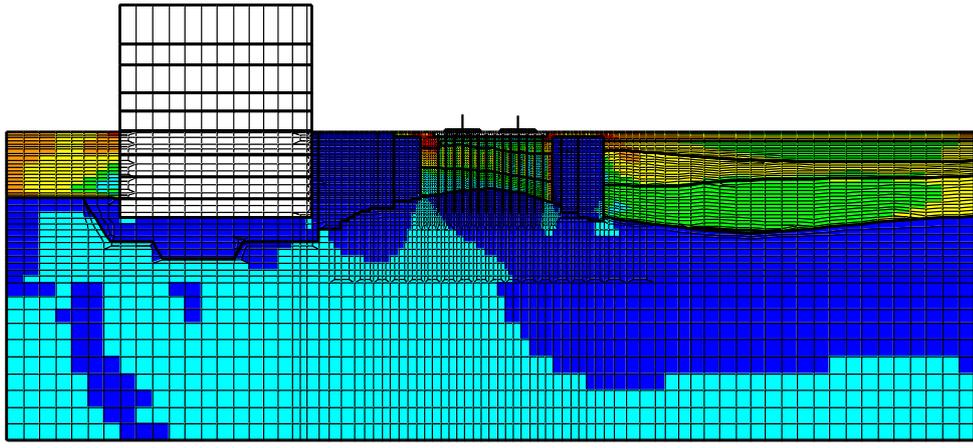
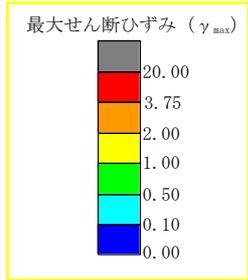


構造物周辺拡大図

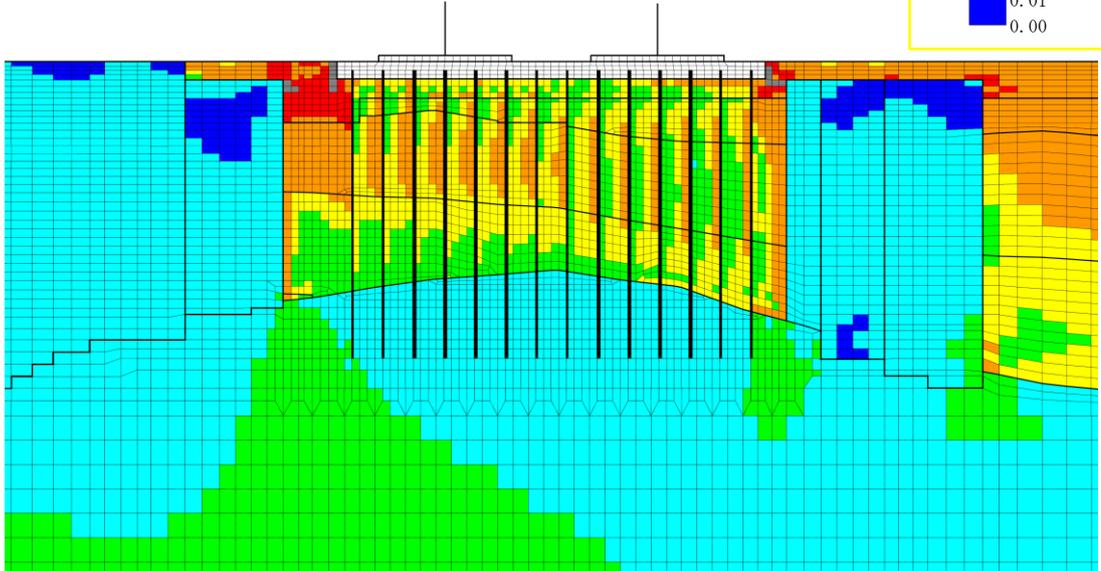
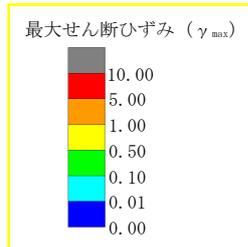
図 6-11 B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(解析ケース①, 地震動 Ss-1-+)

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査が最も厳しい解析ケース



全体図

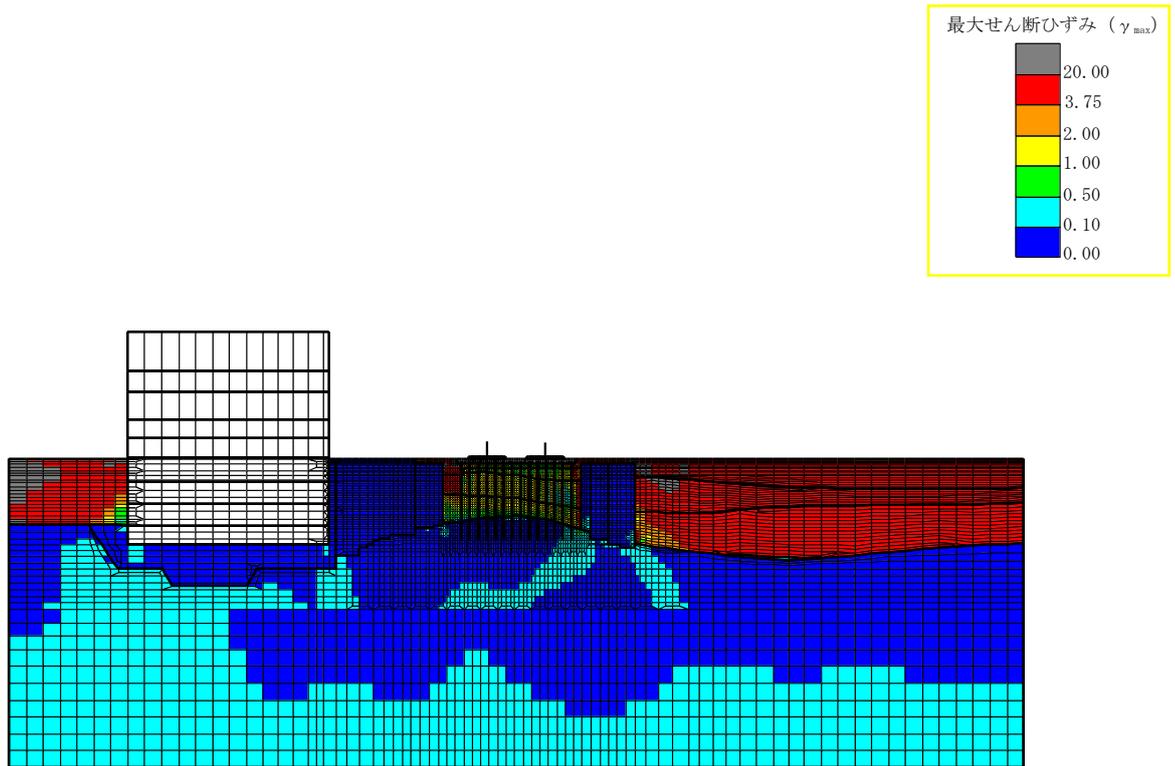


構造物周辺拡大図

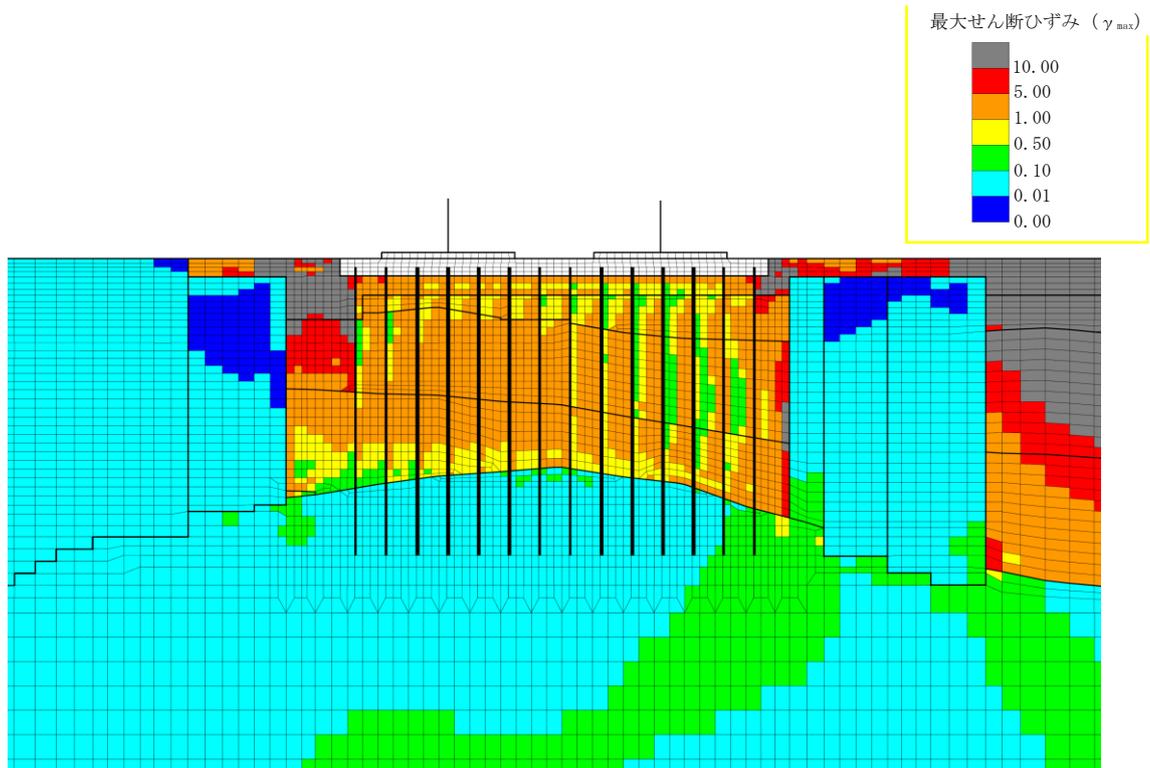
図 6-12 B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(解析ケース③, 地震動 Ss-8++)

鉄筋コンクリート部材のせん断力照査が最も厳しい解析ケース



全体図



構造物周辺拡大図

図 6-13 B-B断面の最大せん断ひずみ分布

(解析ケース③, 地震動 Ss-7EW)

鋼管杭の曲げ軸力照査及びせん断力照査が最も厳しい解析ケース

6.1.7 過剰間隙水圧比分布

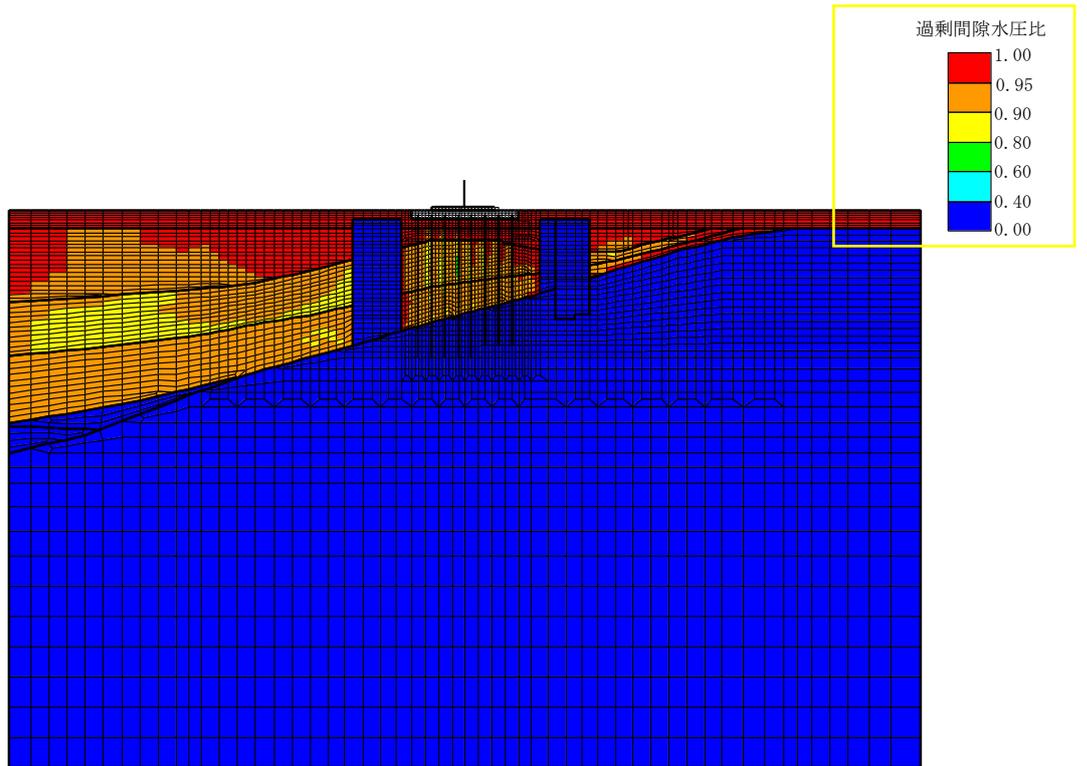
地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、曲げ軸力照査及びせん断力照査において最大照査値を示した地震動について、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。表 6-14 に最大照査値を示す解析ケース一覧を示す。A-A断面における過剰間隙水圧比分布を図 6-14～図 6-17 に、B-B断面における過剰間隙水圧比分布を図 6-18～図 6-20 に示す。

表 6-14 最大照査値を示す解析ケース一覧

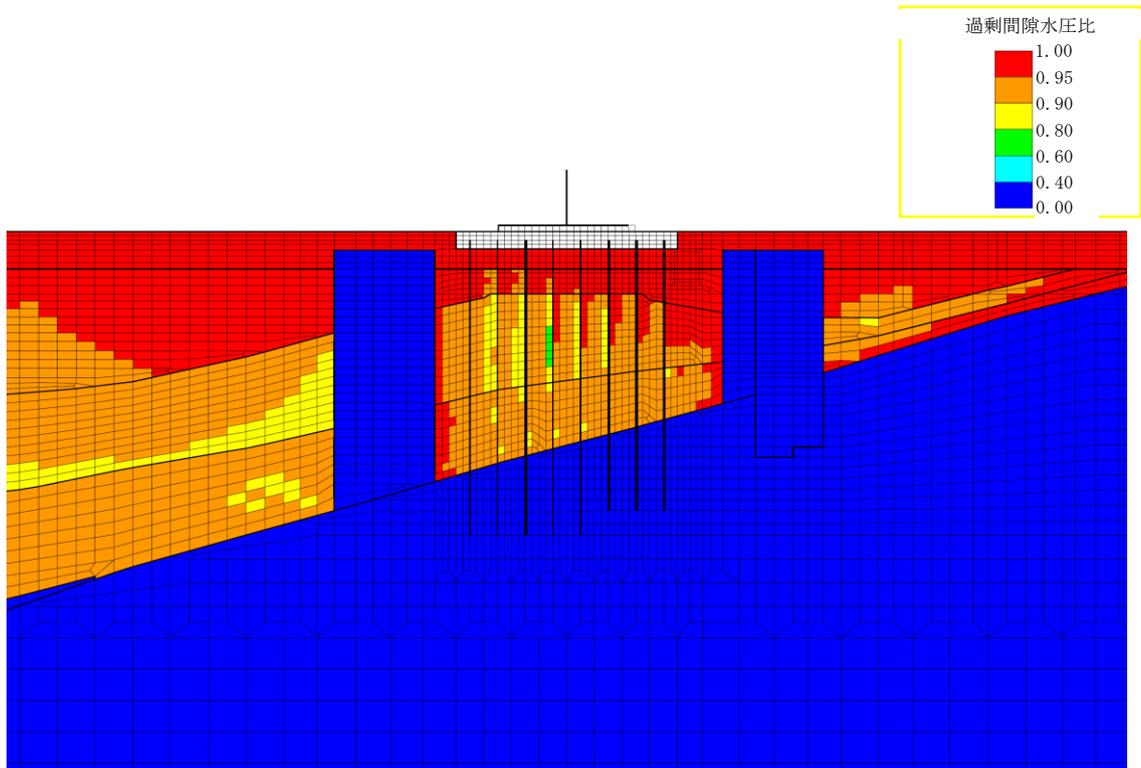
評価部位	断面	評価項目	
		曲げ軸力照査	せん断力照査
鉄筋コンクリート部材	—	Ss-1-+ (解析ケース①)	Ss-8++ (解析ケース③)
鋼管杭	A-A断面	Ss-3+- (解析ケース①)	Ss-3-+ (解析ケース①)
	B-B断面	Ss-7EW (解析ケース③)	Ss-7EW (解析ケース③)

注：耐震評価における解析ケース一覧

	①	②	③	④	⑤
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	地盤剛性(-1σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)
液状化強度特性の設定	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用



全体図

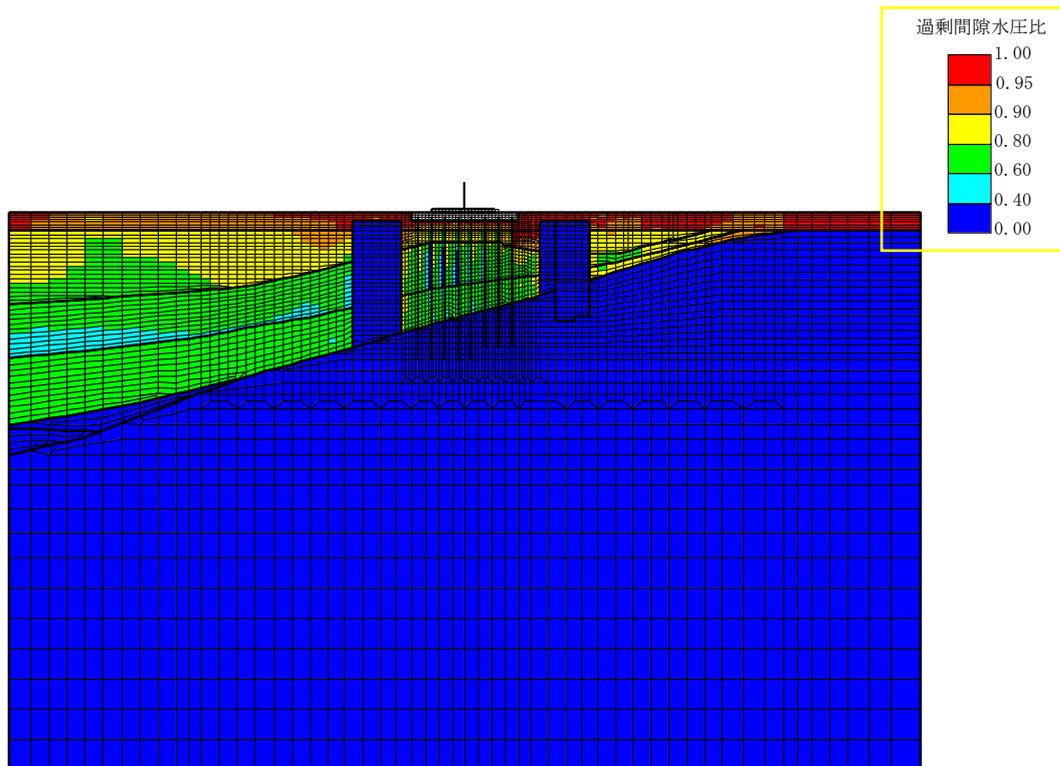


構造物周辺拡大図

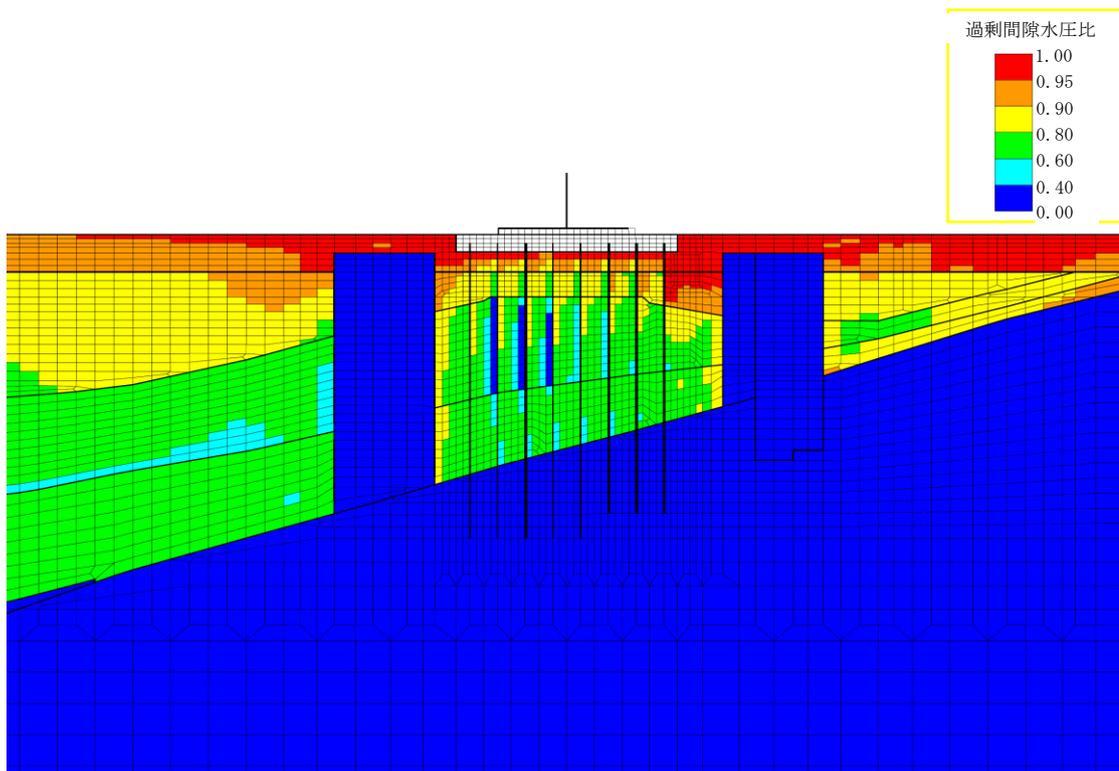
図 6-14 A-A断面の過剰間隙水圧比最大値分布

(解析ケース①, 地震動 Ss-1-+)

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース



全体図

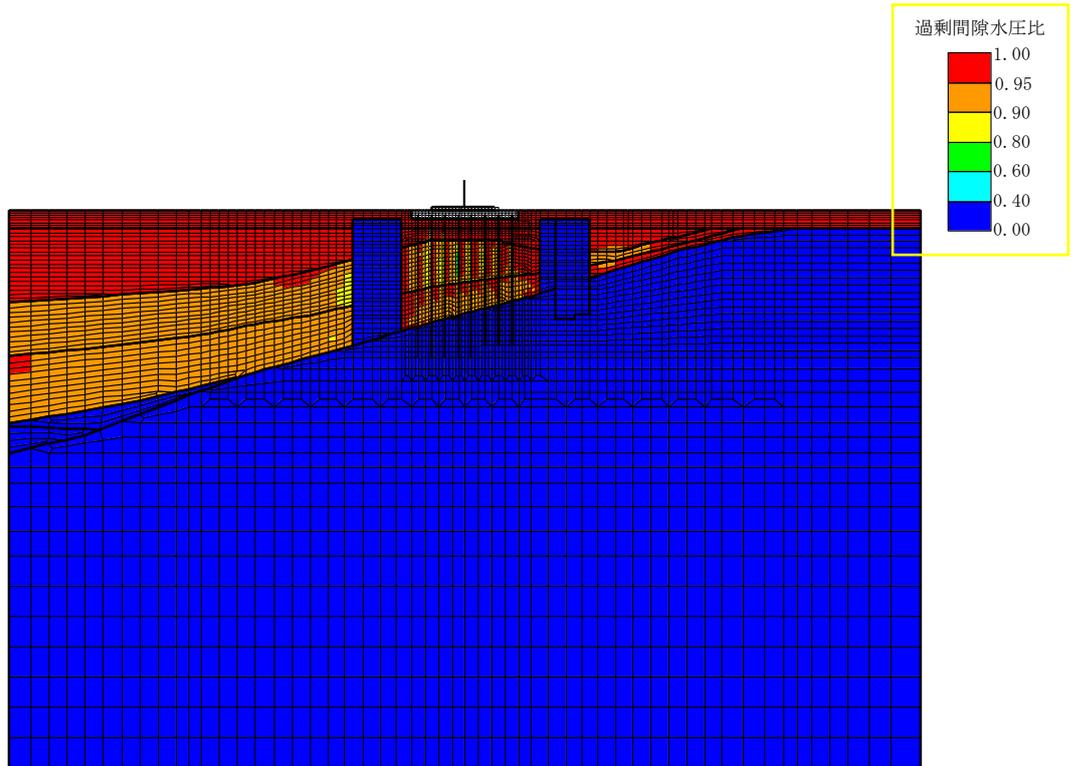


構造物周辺拡大図

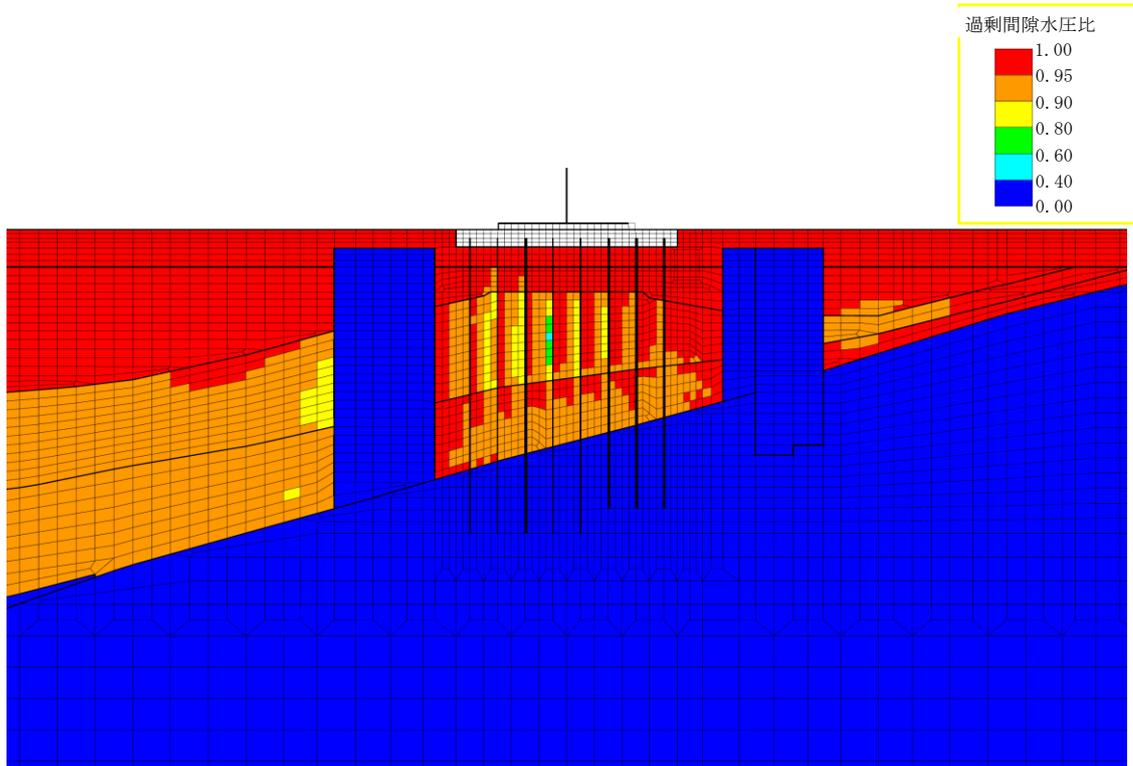
図 6-15 A-A断面の過剰間隙水圧比最大値分布

(解析ケース③, 地震動 Ss-8++)

鉄筋コンクリート部材のせん断力照査で照査値が最も厳しい解析ケース



全体図

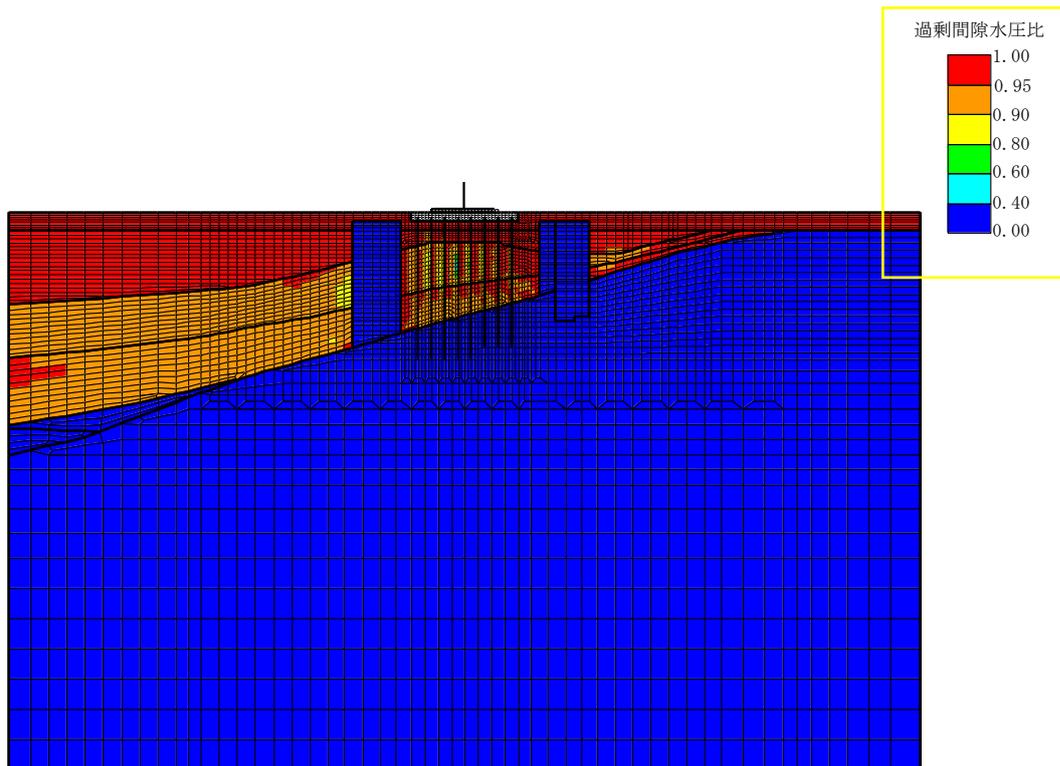


構造物周辺拡大図

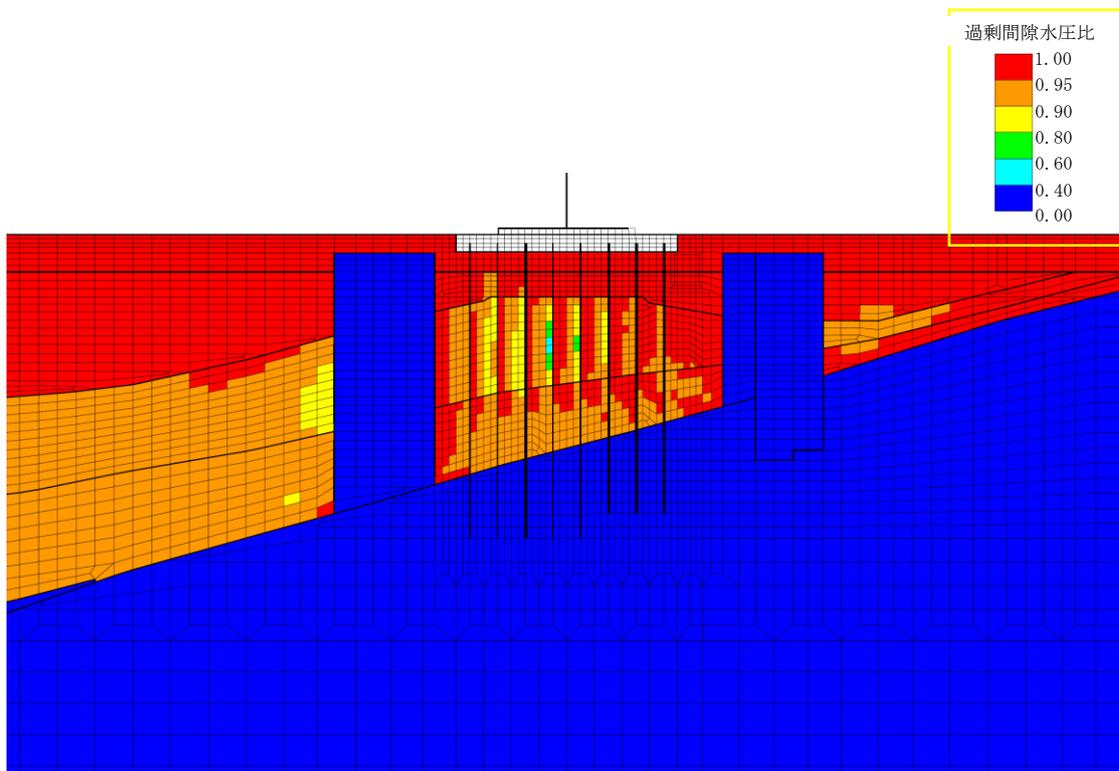
図 6-16 A-A断面の過剰間隙水圧比最大値分布

(解析ケース①, 地震動 Ss-3+-)

鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい解析ケース



全体図

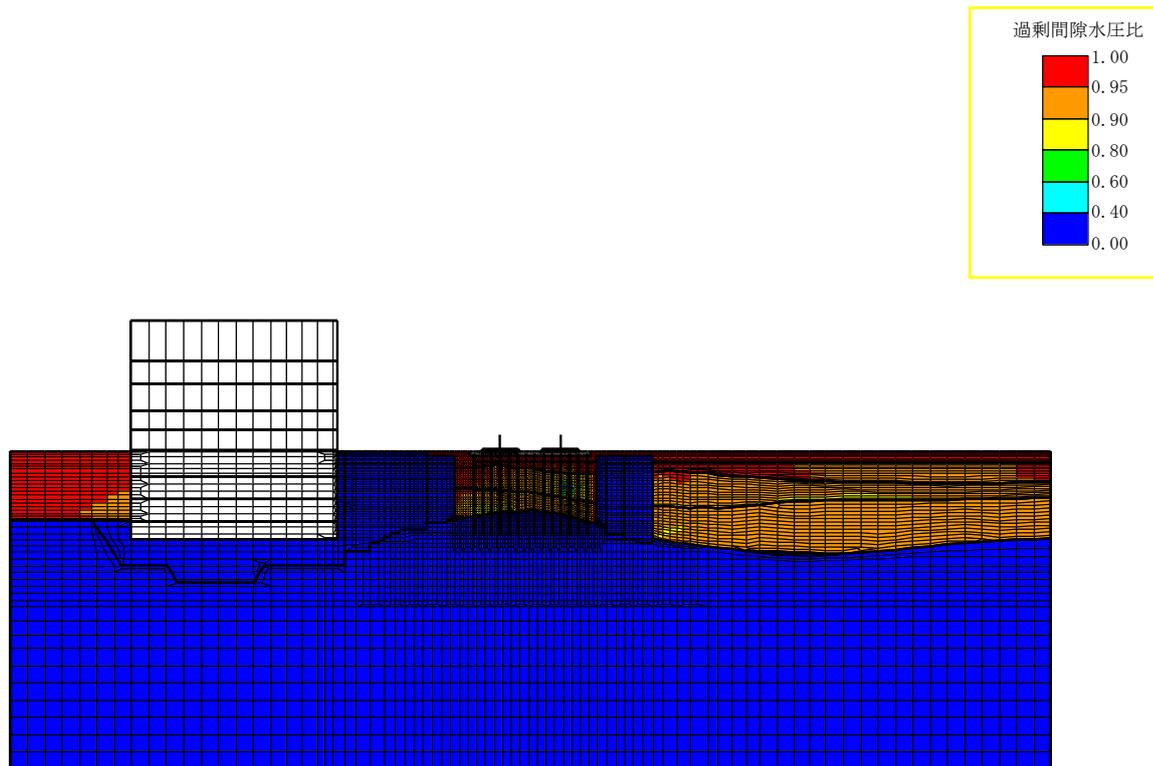


構造物周辺拡大図

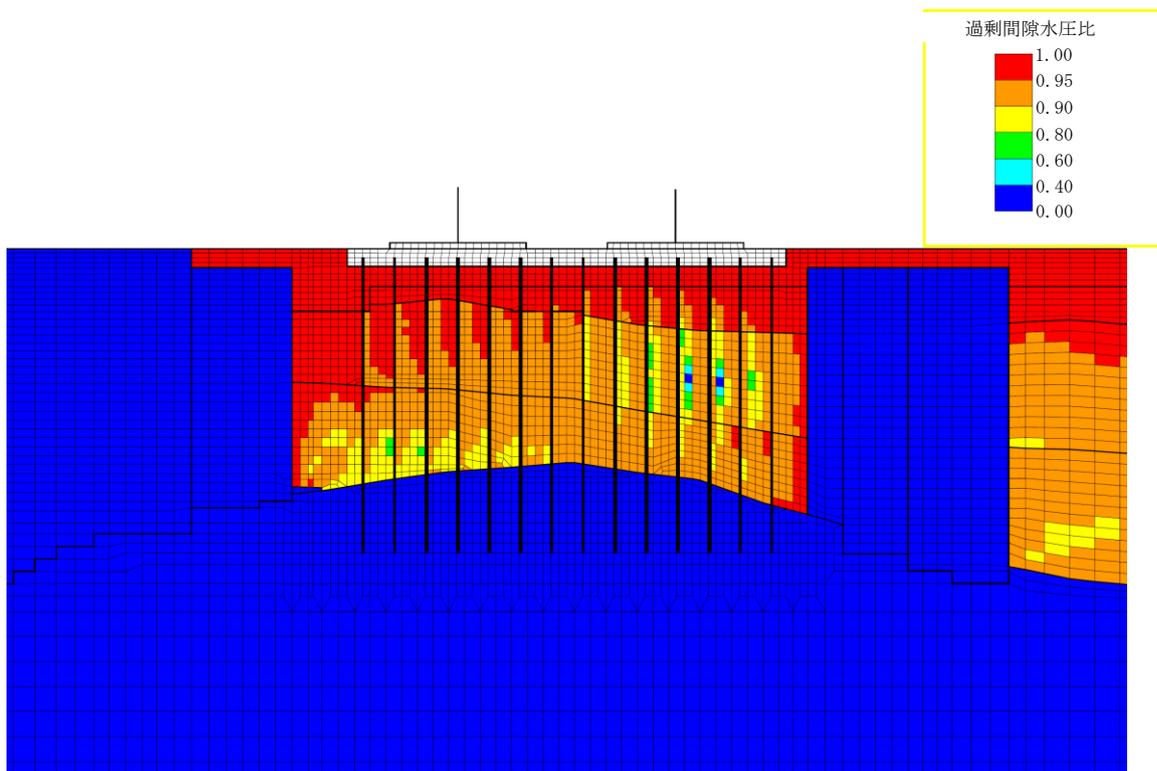
図 6-17 A-A断面の過剰間隙水圧比最大値分布

(解析ケース①, 地震動 Ss-3-+)

鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい解析ケース



全体図

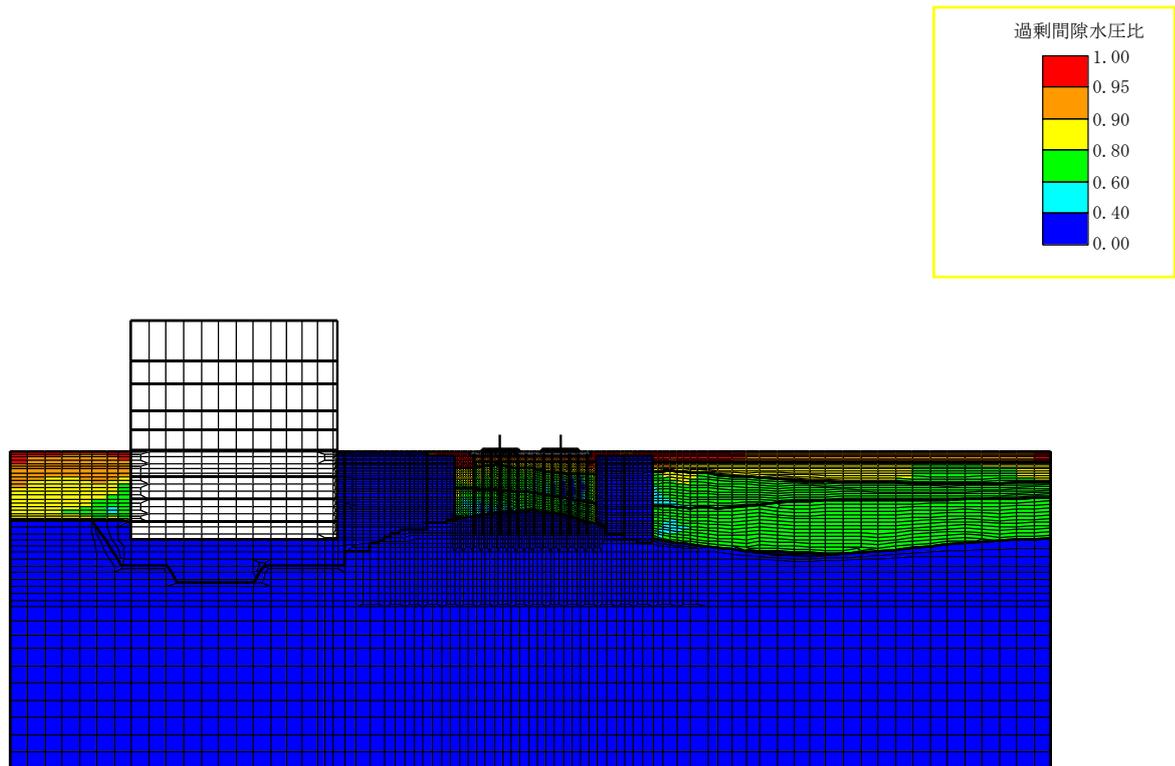


構造物周辺拡大図

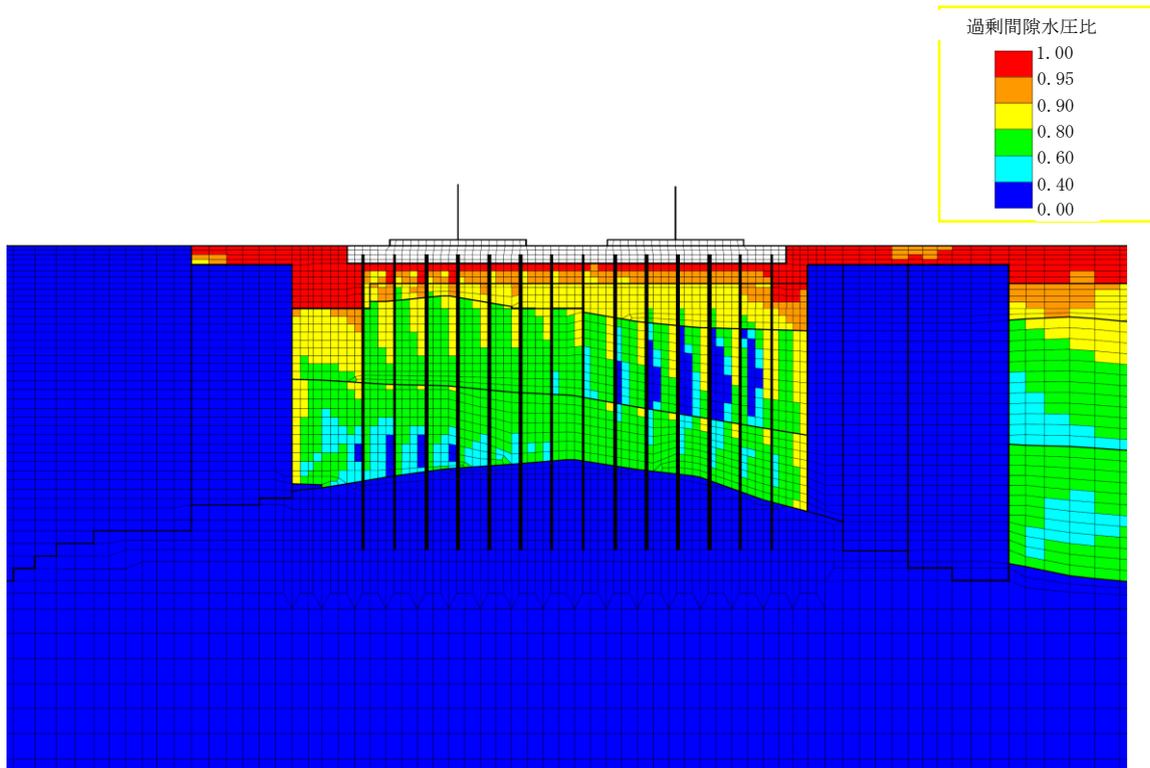
図 6-18 B-B断面の過剰間隙水圧比最大値分布

(解析ケース①, 地震動 Ss-1-+)

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査が最も厳しい解析ケース



全体図

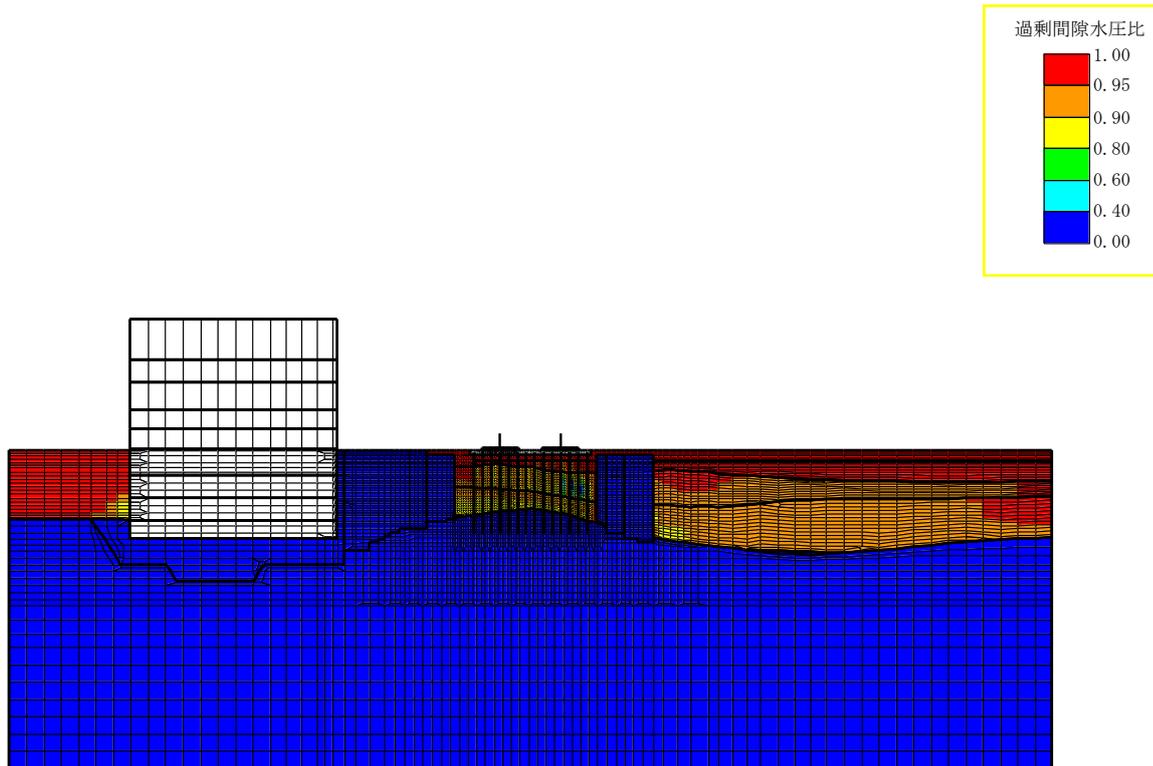


構造物周辺拡大図

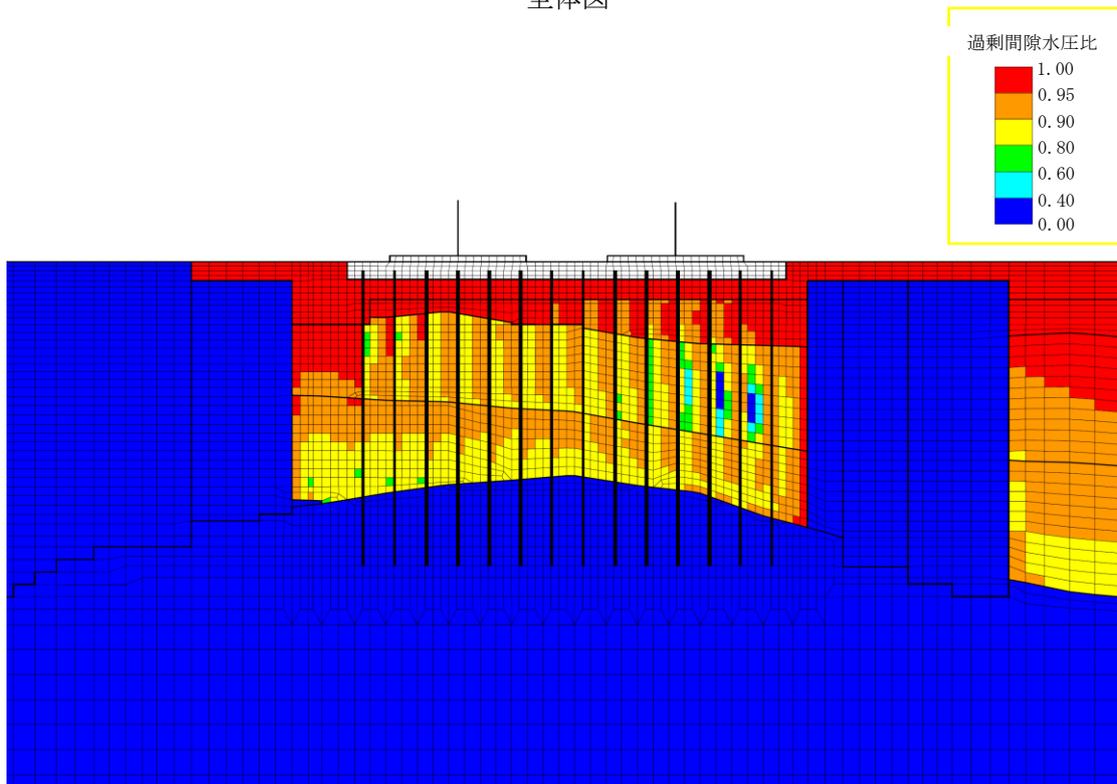
図 6-19 B-B断面の過剰間隙水圧比最大値分布

(解析ケース③, 地震動 Ss-8++)

鉄筋コンクリート部材のせん断力照査が最も厳しい解析ケース



全体図



構造物周辺拡大図

図 6-20 B-B断面の過剰間隙水圧比最大値分布

(解析ケース③, 地震動 Ss-7EW)

鋼管杭の曲げ軸力照査及びせん断力照査が最も厳しい解析ケース

6.2 鉄筋コンクリート部材の耐震評価

6.2.1 鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力に対する評価結果

版解析に基づく鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査結果を表 6-15 に示す。

照査結果より，照査用コンクリートひずみが限界ひずみを下回ることを確認した。

表 6-15 鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査結果

解析 ケース	地震動	照査用ひずみ* (μ)	限界ひずみ (μ)	照査値
①	Ss-1++	1061	10000	0.11
	Ss-1-+	1381		0.14
	Ss-1+-	233		0.03
	Ss-1--	216		0.03
	Ss-2	202		0.03
	Ss-3++	240		0.03
	Ss-3-+	212		0.03
	Ss-3+-	227		0.03
	Ss-3--	204		0.03
	Ss-4	134		0.02
	Ss-5	152		0.02
	Ss-6	176		0.02
	Ss-7	167		0.02
	Ss-8++	578		0.06
Ss-8-+	338	0.04		
②	Ss-7	150	0.02	
	Ss-8++	227	0.03	
③	Ss-7	235	0.03	
	Ss-8++	1375	0.14	
④	Ss-7	68	0.01	
	Ss-8++	88	0.01	
⑤	Ss-7	79	0.01	
	Ss-8++	73	0.01	

注記* : 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

6.2.2 鉄筋コンクリート部材のせん断力に対する評価結果

版解析に基づく鉄筋コンクリート部材のせん断力照査結果を表 6-16 に示す。

照査結果より，照査用せん断耐力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-16 鉄筋コンクリート部材のせん断力照査結果

解析 ケース	地震動	照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
①	Ss-1++	1046	1717	0.61
	Ss-1-+	1289	2081	0.62
	Ss-1+-	974	1732	0.57
	Ss-1--	929	1749	0.54
	Ss-2	798	1788	0.45
	Ss-3++	945	1743	0.55
	Ss-3-+	890	1774	0.51
	Ss-3+-	908	1765	0.52
	Ss-3--	884	1741	0.51
	Ss-4	685	1785	0.39
	Ss-5	735	1828	0.41
	Ss-6	689	1651	0.42
	Ss-7	625	1622	0.39
	Ss-8++	1533	2127	0.73
	Ss-8-+	964	1780	0.55
②	Ss-7	587	1610	0.37
	Ss-8++	995	1721	0.58
③	Ss-7	765	1645	0.47
	Ss-8++	1641	2195	0.75
④	Ss-7	312	1354	0.24
	Ss-8++	475	1817	0.27
⑤	Ss-7	360	1408	0.26
	Ss-8++	321	1422	0.23

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 \times 構造解析係数 γ_a

6.3 鋼管杭の耐震評価

6.3.1 鋼管杭の曲げ軸力に対する評価結果

鋼管杭の曲げ軸力照査結果を表 6-17 及び表 6-18 に示す。

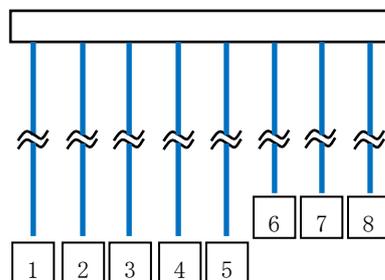
照査結果より，照査用曲率が終局曲率を下回ることを確認した。

表 6-17 鋼管杭の曲げ軸力照査結果 (A-A断面)

解析 ケース	評価位置*1	地震動	照査用曲率*2 ϕ_d (1/m)	終局曲率 ϕ_u (1/m)	照査値 ϕ_d / ϕ_u
①	3	Ss-1++	2.08×10^{-3}	1.26×10^{-2}	0.17
	8	Ss-1-+	2.33×10^{-3}	1.27×10^{-2}	0.19
	8	Ss-1+-	2.42×10^{-3}	1.48×10^{-2}	0.17
	8	Ss-1--	2.35×10^{-3}	1.29×10^{-2}	0.19
	3	Ss-2	1.11×10^{-3}	1.37×10^{-2}	0.09
	8	Ss-3++	2.70×10^{-3}	1.26×10^{-2}	0.22
	8	Ss-3-+	2.60×10^{-3}	1.27×10^{-2}	0.21
	8	Ss-3+-	2.71×10^{-3}	1.24×10^{-2}	0.22
	8	Ss-3--	2.61×10^{-3}	1.31×10^{-2}	0.20
	3	Ss-4	1.00×10^{-3}	1.41×10^{-2}	0.08
	8	Ss-5	1.45×10^{-3}	1.42×10^{-2}	0.11
	3	Ss-6	1.52×10^{-3}	1.44×10^{-2}	0.11
	8	Ss-7	1.79×10^{-3}	1.46×10^{-2}	0.13
	3	Ss-8++	2.29×10^{-3}	1.49×10^{-2}	0.16
	3	Ss-8-+	2.11×10^{-3}	1.27×10^{-2}	0.17
②	3	Ss-8++	1.98×10^{-3}	1.50×10^{-2}	0.14
③	3	Ss-8++	2.69×10^{-3}	1.48×10^{-2}	0.19
④	3	Ss-8++	1.97×10^{-3}	1.48×10^{-2}	0.14
⑤	3	Ss-8++	8.04×10^{-4}	1.36×10^{-2}	0.06

注記*1 : 評価位置は下図に示す。

*2 : 照査用曲率 $\phi_d =$ 発生曲率 \times 構造解析係数 γ_a



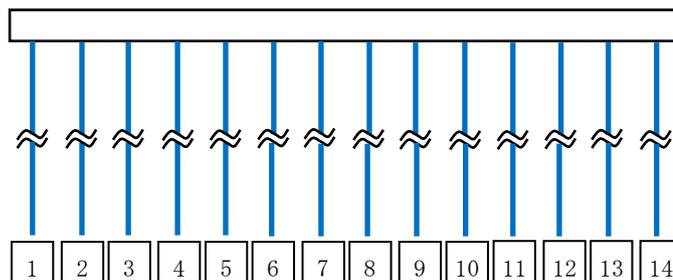
評価位置

表 6-18 鋼管杭の曲げ軸力照査結果 (B-B断面)

解析 ケース	評価位置*1	地震動	照査用曲率*2 ϕ_d (1/m)	終局曲率 ϕ_u (1/m)	照査値 ϕ_d / ϕ_u
①	14	Ss-1++	2.94×10^{-3}	1.50×10^{-2}	0.20
	14	Ss-1-+	3.00×10^{-3}	1.54×10^{-2}	0.20
	14	Ss-1+-	2.85×10^{-3}	1.54×10^{-2}	0.19
	14	Ss-1--	2.90×10^{-3}	1.52×10^{-2}	0.20
	14	Ss-2	2.69×10^{-3}	1.50×10^{-2}	0.18
	12	Ss-3++	2.65×10^{-3}	1.14×10^{-2}	0.24
	12	Ss-3-+	2.39×10^{-3}	1.13×10^{-2}	0.22
	12	Ss-3+-	2.68×10^{-3}	1.16×10^{-2}	0.24
	12	Ss-3--	2.36×10^{-3}	1.14×10^{-2}	0.21
	12	Ss-4	1.98×10^{-3}	1.18×10^{-2}	0.17
	12	Ss-5	3.04×10^{-3}	1.15×10^{-2}	0.27
	12	Ss-6	2.78×10^{-3}	1.13×10^{-2}	0.25
	12	Ss-7	2.96×10^{-3}	1.15×10^{-2}	0.26
	12	Ss-8++	1.90×10^{-3}	1.10×10^{-2}	0.18
	12	Ss-8-+	2.40×10^{-3}	1.34×10^{-2}	0.18
②	12	Ss-7	2.69×10^{-3}	1.15×10^{-2}	0.24
	12	Ss-8++	1.86×10^{-3}	1.10×10^{-2}	0.17
③	12	Ss-7	3.37×10^{-3}	1.16×10^{-2}	0.30
	12	Ss-8++	2.62×10^{-3}	1.43×10^{-2}	0.19
④	12	Ss-7	1.65×10^{-3}	1.32×10^{-2}	0.13
	14	Ss-8++	2.51×10^{-3}	1.64×10^{-2}	0.16
⑤	12	Ss-7	1.34×10^{-3}	1.17×10^{-2}	0.12
	12	Ss-8++	1.60×10^{-3}	1.12×10^{-2}	0.15

注記*1 : 評価位置は下図に示す。

*2 : 照査用曲率 $\phi_d =$ 発生曲率 \times 構造解析係数 γ_a



評価位置

6.3.2 鋼管杭のせん断力に対する評価結果

鋼管杭のせん断力照査結果を表 6-19 及び表 6-20 に示す。

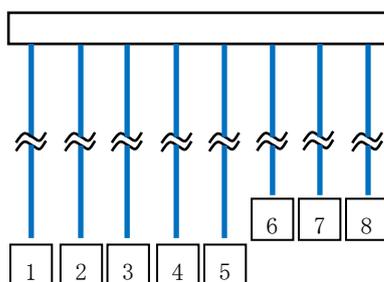
照査結果より，照査用せん断力が終局せん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-19 鋼管杭のせん断力照査結果 (A-A断面)

解析 ケース	評価位置*1	地震動	照査用せん断力*2 Q_d (kN)	終局せん断耐力 Q_u (kN)	照査値 Q_d / Q_u
①	1	Ss-1++	822	1977	0.42
	8	Ss-1-+	734	1977	0.38
	1	Ss-1+-	822	1977	0.42
	8	Ss-1--	736	1977	0.38
	1	Ss-2	310	1977	0.16
	8	Ss-3++	852	1977	0.44
	1	Ss-3-+	889	1977	0.45
	8	Ss-3+-	852	1977	0.44
	1	Ss-3--	888	1977	0.45
	1	Ss-4	351	1977	0.18
	1	Ss-5	498	1977	0.26
	1	Ss-6	543	1977	0.28
	1	Ss-7	611	1977	0.31
	8	Ss-8++	591	1977	0.30
	1	Ss-8-+	492	1977	0.25
②	8	Ss-8++	581	1977	0.30
③	8	Ss-8++	587	1977	0.30
④	1	Ss-8++	487	1977	0.25
⑤	8	Ss-8++	289	2275	0.13

注記*1 : 評価位置は下図に示す。

*2 : 照査用せん断力 $Q_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$



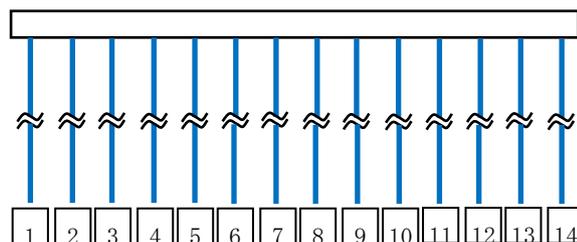
評価位置

表 6-20 鋼管杭のせん断力照査結果 (B-B断面)

解析 ケース	評価位置*1	地震動	照査用せん断力*2 Q_d (kN)	終局せん断耐力 Q_u (kN)	照査値 Q_d / Q_u
①	14	Ss-1++	740	1977	0.38
	8	Ss-1-+	720	1977	0.37
	14	Ss-1+-	710	1977	0.36
	8	Ss-1--	712	1977	0.37
	14	Ss-2	850	2572	0.34
	14	Ss-3++	826	1977	0.42
	14	Ss-3-+	779	1977	0.40
	11	Ss-3+-	703	1677	0.42
	14	Ss-3--	780	1977	0.40
	8	Ss-4	735	1977	0.38
	8	Ss-5	1039	1977	0.53
	8	Ss-6	927	1977	0.47
	8	Ss-7	1104	1977	0.56
	14	Ss-8++	815	2572	0.32
14	Ss-8-+	813	2572	0.32	
②	8	Ss-7	983	1977	0.50
	14	Ss-8++	776	2572	0.31
③	8	Ss-5	1155	1977	0.59
	8	Ss-7	1257	1977	0.64
	14	Ss-8++	839	2572	0.33
④	8	Ss-7	457	1977	0.24
	14	Ss-8++	808	2572	0.32
⑤	8	Ss-7	423	1977	0.22
	14	Ss-8++	762	2572	0.30

注記*1 : 評価位置は下図に示す。

*2 : 照査用せん断力 $Q_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$



評価位置

6.4 基礎地盤の支持性能に対する支持力評価

6.4.1 基礎地盤の押込みに対する支持性能評価

基礎地盤の押込みに対する支持性能照査結果を表 6-21 及び表 6-22 に示す。

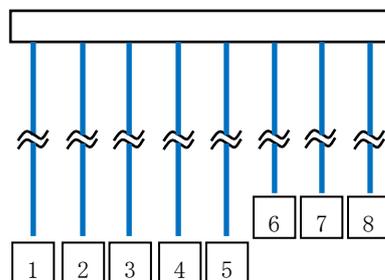
照査結果より、全時刻歴において発生した杭頭の鉛直力が終局鉛直支持力を下回ることを確認した。

表 6-21 基礎地盤の押込みに対する支持性能照査結果（A-A断面）

解析 ケース	評価位置*1	地震動	鉛直力 R_a (kN)	終局鉛直支持力*2 R_{ua} (kN)	照査値 R_a / R_{ua}
①	8	Ss-1++	1499	6426	0.24
	8	Ss-1-+	1301	6372	0.21
	8	Ss-1+-	1389	6372	0.22
	8	Ss-1--	1330	6372	0.21
	8	Ss-2	994	6533	0.16
	8	Ss-3++	1284	6586	0.20
	7	Ss-3-+	1398	6371	0.22
	8	Ss-3+-	1289	6318	0.21
	8	Ss-3--	1479	6480	0.23
	8	Ss-4	685	6480	0.11
	8	Ss-5	807	6533	0.13
	8	Ss-6	936	6533	0.15
	8	Ss-7	768	6533	0.12
	8	Ss-8++	946	6691	0.15
	7	Ss-8-+	1153	6823	0.17
②	8	Ss-8++	876	6586	0.14
③	8	Ss-8++	1032	6753	0.16
④	8	Ss-8++	809	7032	0.12
⑤	1	Ss-8++	475	6967	0.07

注記*1：評価位置は下図に示す。

*2：終局鉛直支持力 R_{ua} ＝極限支持力 R_u ÷安全率



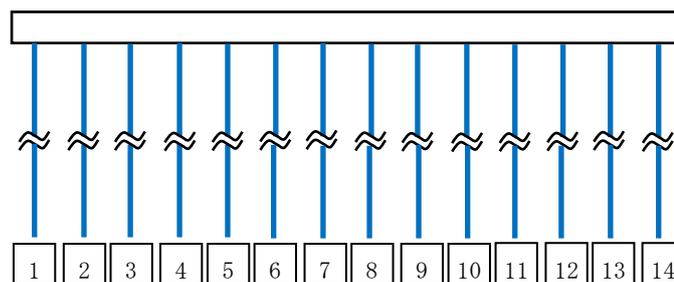
評価位置

表 6-22 基礎地盤の押込みに対する支持性能照査結果（B-B断面）

解析 ケース	評価位置*1	地震動	鉛直力 R _a (kN)	終局鉛直支持力*2 R _{u a} (kN)	照査値 R _a /R _{u a}
①	1	Ss-1++	1904	6472	0.30
	1	Ss-1-+	1708	6299	0.28
	1	Ss-1+-	1685	6183	0.28
	2	Ss-1--	1711	6402	0.27
	1	Ss-2	1991	6356	0.32
	1	Ss-3++	1735	5839	0.30
	2	Ss-3-+	1707	6134	0.28
	1	Ss-3+-	1781	5839	0.31
	1	Ss-3--	1747	5981	0.30
	1	Ss-4	1548	6241	0.25
	1	Ss-5	1305	6414	0.21
	1	Ss-6	1824	6183	0.30
	2	Ss-7	1341	6134	0.22
	2	Ss-8++	1516	6959	0.22
	1	Ss-8-+	1480	6530	0.23
②	2	Ss-7	1361	5682	0.24
	1	Ss-8++	1459	6414	0.23
③	1	Ss-7	1232	6299	0.20
	2	Ss-8++	1458	6959	0.21
④	1	Ss-7	954	6797	0.15
	2	Ss-8++	1276	7001	0.19
⑤	1	Ss-7	903	6797	0.14
	2	Ss-8++	1251	7001	0.18

注記*1：評価位置は下図に示す。

*2：終局鉛直支持力 R_{u a} = 極限支持力 R_u ÷ 安全率



評価位置

6.4.2 基礎地盤の引抜きに対する支持性能評価

基礎地盤の引抜きに対する支持性能照査結果を表 6-23 及び表 6-24 に示す。

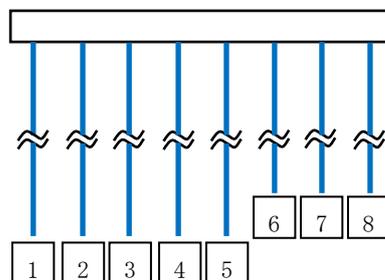
照査結果より、全時刻歴において発生した引抜き力が終局引抜き力を下回ることを確認した。

表 6-23 基礎地盤の引抜きに対する支持性能照査結果（A-A断面）

解析 ケース	評価位置*1	地震動	引抜き力 P_a (kN)	終局引抜き力*2 P_{ua} (kN)	照査値 P_a / P_{ua}
①	6	Ss-1++	550	2692	0.21
	7	Ss-1-+	603	2758	0.22
	7	Ss-1+-	657	2758	0.24
	7	Ss-1--	689	2758	0.25
	7	Ss-2	235	2758	0.09
	6	Ss-3++	797	2692	0.30
	6	Ss-3-+	674	2692	0.26
	6	Ss-3+-	782	2692	0.30
	6	Ss-3--	630	2692	0.24
	8	Ss-4	175	2865	0.07
	4	Ss-5	281	2979	0.10
	7	Ss-6	216	2758	0.08
	4	Ss-7	291	2979	0.10
	7	Ss-8++	647	2758	0.24
	7	Ss-8-+	292	2758	0.11
②	7	Ss-8++	739	2758	0.27
③	7	Ss-8++	548	2758	0.20
④	7	Ss-8++	462	2758	0.17
⑤	1	Ss-8++	261	2800	0.10

注記*1：評価位置は下図に示す。

*2：終局引抜き力 $P_{ua} = \text{極限引抜き力 } P_u \div \text{安全率}$



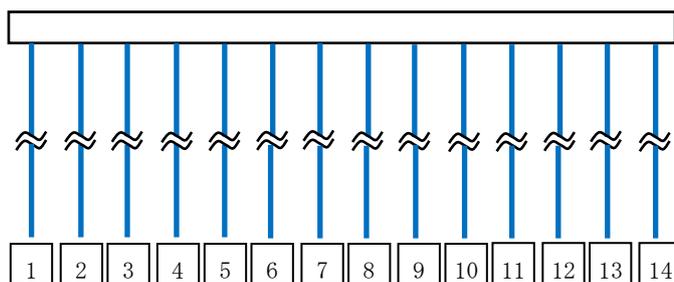
評価位置

表 6-24 基礎地盤の引抜きに対する支持性能照査結果（B-B断面）

解析 ケース	評価位置*1	地震動	引抜き力 P_a (kN)	終局引抜き力*2 P_{ua} (kN)	照査値 P_a / P_{ua}
①	2	Ss-1++	1474	2834	0.53
	2	Ss-1-+	1560	2834	0.56
	2	Ss-1+-	1525	2834	0.54
	2	Ss-1--	1643	2834	0.58
	2	Ss-2	1597	2834	0.57
	2	Ss-3++	1315	2834	0.47
	2	Ss-3-+	1666	2834	0.59
	2	Ss-3+-	1412	2834	0.50
	2	Ss-3--	1937	2834	0.69
	1	Ss-4	791	2630	0.31
	13	Ss-5	689	2804	0.25
	2	Ss-6	1283	2834	0.46
	1	Ss-7	1146	2630	0.44
	1	Ss-8++	749	2630	0.29
	2	Ss-8-+	1371	2834	0.49
②	1	Ss-7	1287	2630	0.49
	1	Ss-8++	726	2630	0.28
③	1	Ss-7	1021	2630	0.39
	1	Ss-8++	777	2630	0.30
④	2	Ss-7	789	2834	0.28
	13	Ss-8++	814	2804	0.30
⑤	2	Ss-7	781	2834	0.28
	13	Ss-8++	784	2804	0.28

注記*1：評価位置は下図に示す。

*2：終局引抜き力 P_{ua} = 極限引抜き力 P_u ÷ 安全率



評価位置

7. まとめ

軽油タンク基礎は、基準地震動 S_s に対して、構造物の地震応答解析に基づく曲げ軸力に伴うコンクリートひずみ、曲率及びせん断力が各部材の要求性能に応じた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杭頭に発生する鉛直力が終局鉛直支持力及び終局引抜き力を下回ることを確認した。

以上のことから、軽油タンク基礎は、基準地震動 S_s による地震力に対して、間接支持機能を維持できる。

軽油タンク基礎の耐震安全性評価に関する参考資料

目 次

 : 今回説明範囲

(参考資料 1) 付帯設備の耐震評価	参考 1-1
(参考資料 2) 杭頭部の評価	参考 2-1
(参考資料 3) 版解析における照査時刻の選定について	参考 3-1
(参考資料 4) 版解析における地下水位の影響について	参考 4-1
(参考資料 5) 静的地震力に対する耐震安全性評価	参考 5-1
(参考資料 6) 評価対象断面の代表性について	参考 6-1
(参考資料 7) 地盤改良体の安定性について	参考 7-1

(参考資料 1) 付帯設備の耐震評価

1. 概要

本項では、軽油タンク基礎の付帯設備のうち、Sクラス施設を間接支持する機能を有する張出しダクト、張出し基礎及び防油堤が、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認する。評価対象とする付帯設備を図 1-1 に、各付帯設備の断面図を図 1-2～図 1-4 に示す。

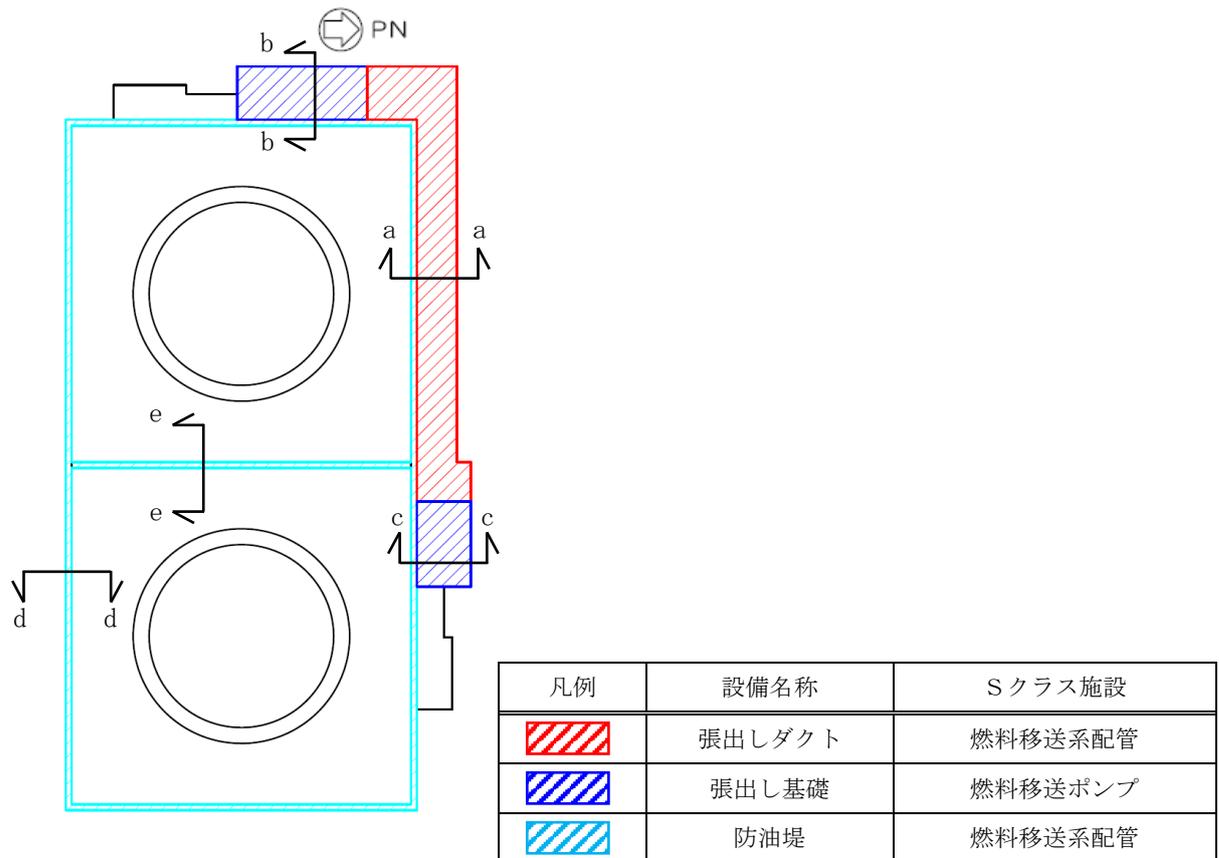


図 1-1 評価対象とする付帯設備

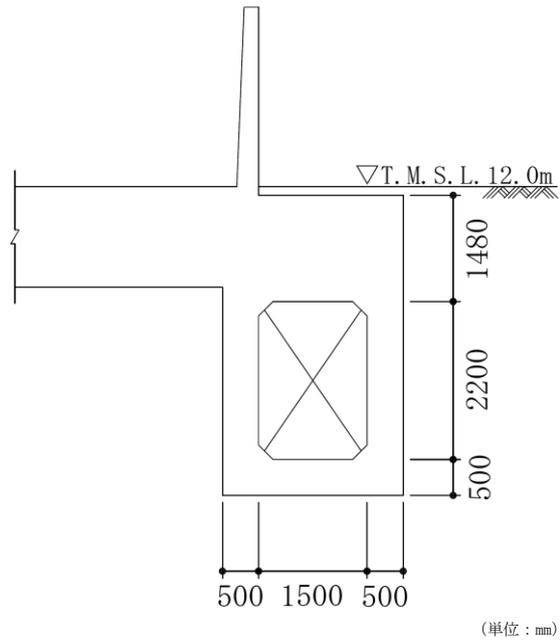


図 1-2 張出しダクト断面図 (a-a 断面)

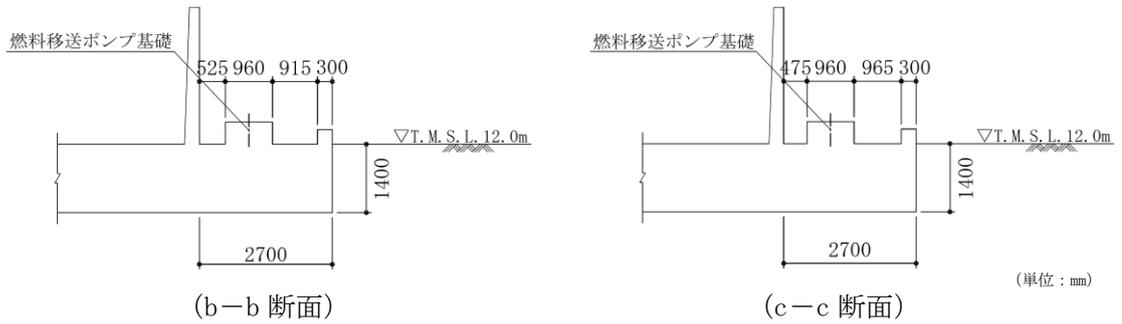


図 1-3 張出し基礎断面図

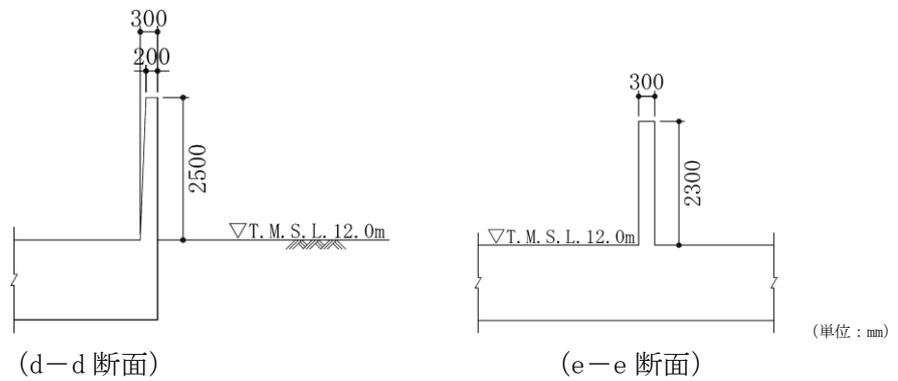


図 1-4 防油堤断面図

2. 評価方針

軽油タンク基礎の付帯設備の耐震評価は、本文「3. 地震応答解析」より得られた応答値を用いて、2次元静的応力解析に基づく構造部材の健全性評価により行う。耐震評価フローを図2-1に示す。2次元静的応力解析には解析コード「TDA P III (Ver. 3.11)」を用いる。

各付帯設備の評価項目を表2-1に示す。

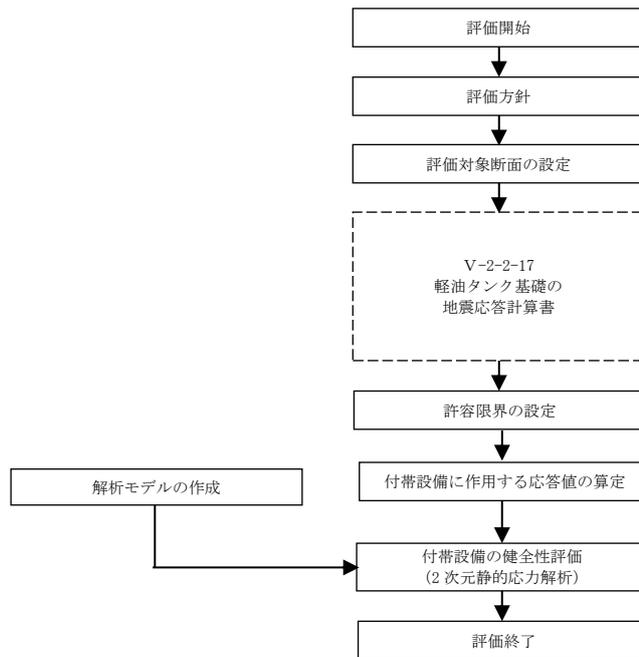


図 2-1 耐震評価フロー

表 2-1 付帯設備の評価項目

付帯設備	評価項目	適用規格	評価内容
張出しダクト	曲げ軸力	原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年）	限界層間変形角を設定した上で、発生層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認する*。
	せん断力	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年）	発生せん断力が終局せん断強度以下であることを確認する*。
張出し基礎	曲げ軸力	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年）	発生曲げモーメントが終局曲げ耐力以下であることを確認する*。
	せん断力		発生せん断力が終局せん断強度以下であることを確認する*。
防油堤	曲げ軸力	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年）	発生曲げモーメントが終局曲げ耐力以下であることを確認する*。
	せん断力		発生せん断力が終局せん断強度以下であることを確認する*。

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

3. 耐震評価

3.1 張出しダクト

3.1.1 構造概要

張出しダクトは、燃料移送系配管を間接支持する構造物である。張出しダクトは、耐震補強工事として頂版と軽油タンク基礎版との間の増厚を実施している。また、側壁のうち上部の範囲は、後施工プレート定着型せん断補強鉄筋（P o s t-H e a d-b a r）工法（以下「PHb工法」という。）によるせん断補強を実施している。

張出しダクトの構造図を図 3-1 に、概略配筋図を図 3-2 に、PHb 工法による補強仕様を図 3-3 に示す。

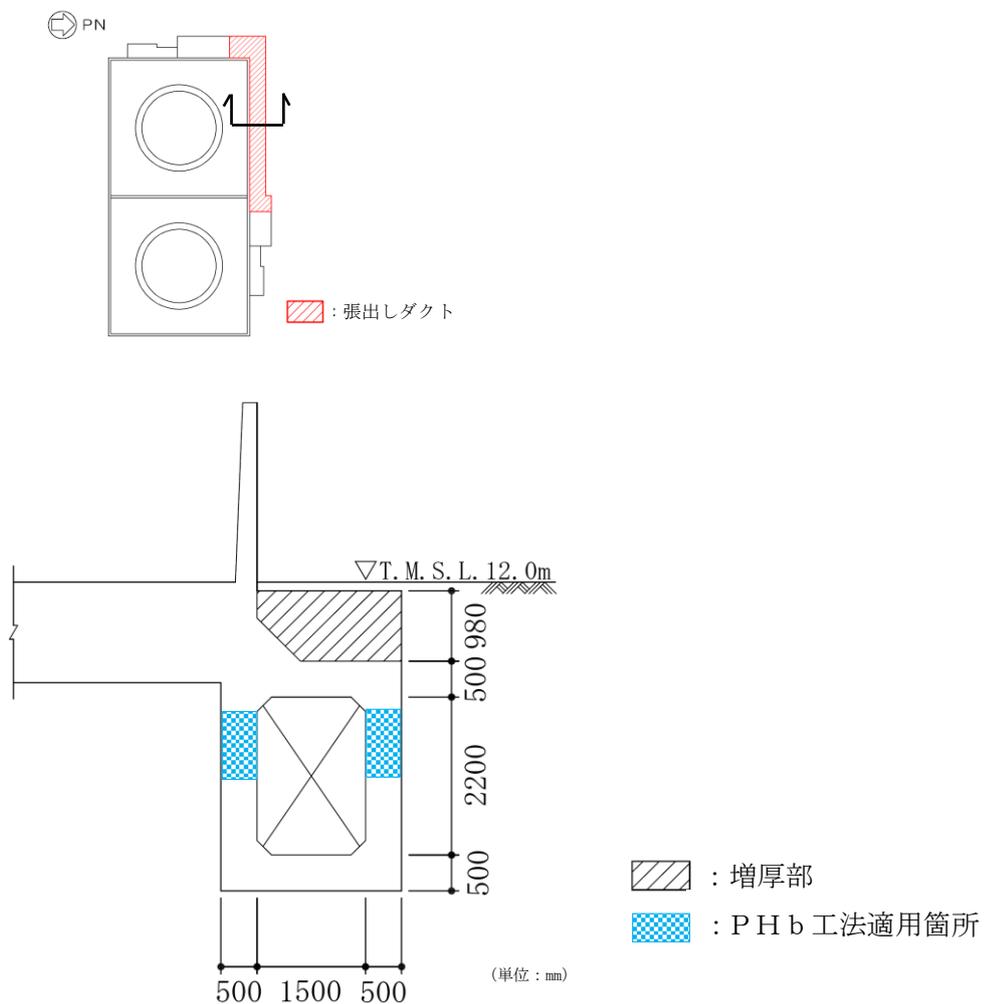


図 3-1 張出しダクトの構造図

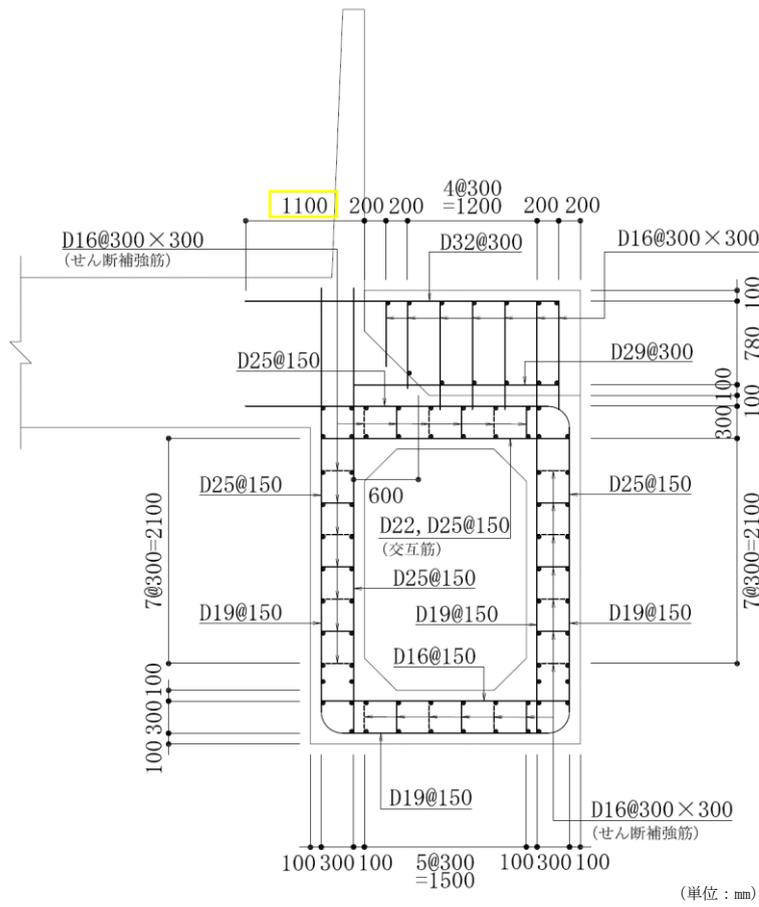


図 3-2 張出しダクトの概略配筋図

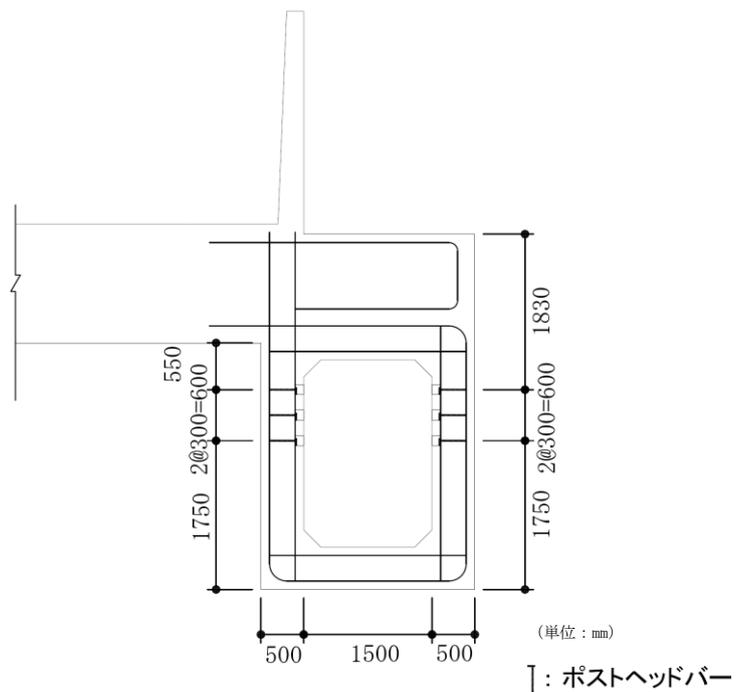


図 3-3 張出しダクトのPHb工法による補強仕様

3.1.2 解析モデル

図 3-1 に示す構造図に基づき、張出しダクトの解析モデルを図 3-4 に示すとおり設定する。ダクト躯体を非線形はり要素でモデル化し、隅角部にはコンクリート標準示方書に基づき剛域を設定する。モデルは各部材の軸線でモデル化することを基本とするが、頂版については、増厚部のみの軸線でモデル化する。頂版の剛性及び強度は保守的に増厚部のみで算定し、既設の範囲については質量のみを考慮する。また、軽油タンク基礎版と結合している範囲は剛域とし、上端部は固定とする。解析奥行幅は単位奥行幅（1m）として設定する。

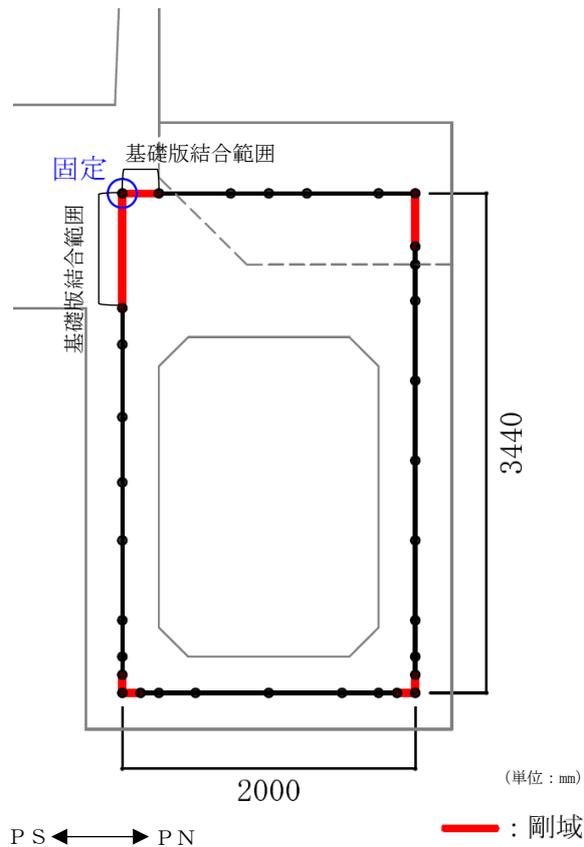


図 3-4 張出しダクトの解析モデル

注：頂版右端部については、コンクリート標準示方書に基づき右端から 5mm の範囲を剛域と設定しているが、範囲が狭いため記載を省略。

3.1.3 材料特性

(1) 使用材料

耐震評価に用いる材料定数は、建設時の設計値に基づき設定する。使用材料を表 3-1 に、材料物性値を表 3-2 に示す。

表 3-1 使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度 23.5 N/mm ²
鉄筋	SD35 (SD345 相当)

表 3-2 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	23.5	2.45×10 ⁴	0.2

(2) 鉄筋コンクリートの非線形特性

鉄筋コンクリート部材は、図 3-5～図 3-7 に示す非線形特性及び履歴特性を考慮する。

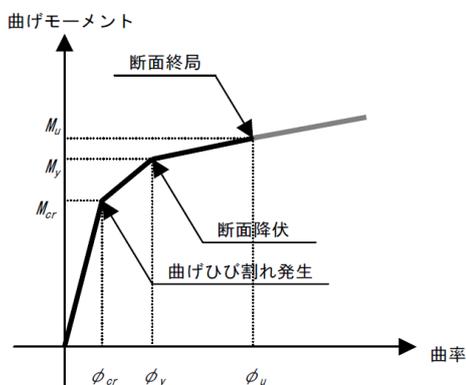


図 3-5 鉄筋コンクリート部材のM-φ関係

(原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会, 2005 年) より引用)

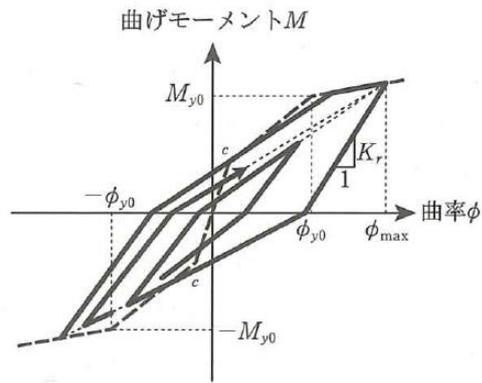
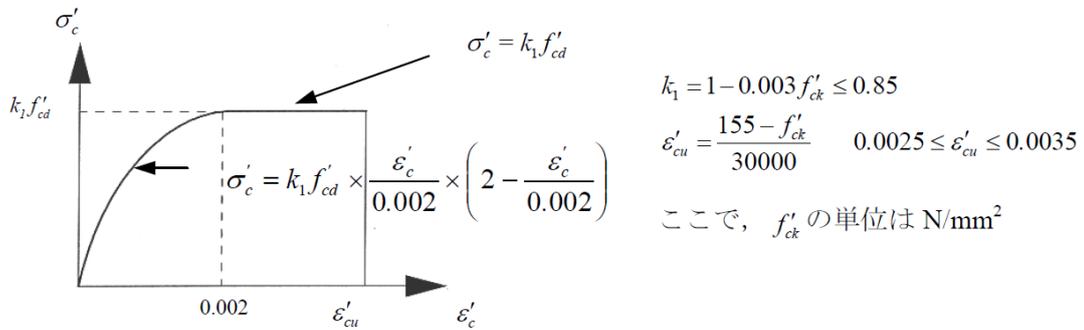
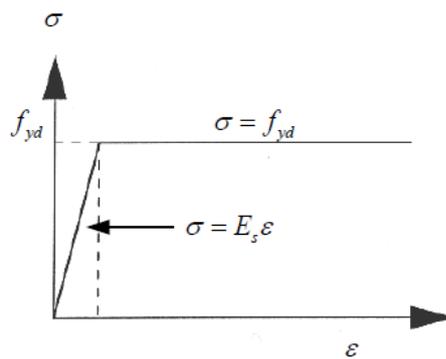


図 3-6 鉄筋コンクリート部材の履歴特性

(道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説 (平成 14 年 3 月) より引用)



(1) コンクリートの応力-ひずみ関係



(2) 鉄筋の応力-ひずみ関係

図 3-7 構造部材の非線形特性

(原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会, 2005 年) より引用)

3.1.4 照査用震度

張出しダクトの照査用震度は、軽油タンク基礎の地震応答解析（A-A断面）より得られる応答加速度から設定する。加速度の抽出位置は、張出しダクト頂版が軽油タンク基礎版の北面と剛結していることから、図 3-8 に示す各節点を加速度抽出位置とする。

照査用震度設定のための解析ケースは、地中構造物である張出しダクトに対して支配的な荷重である土圧及び水圧に着目し、軽油タンク基礎で照査を実施した全解析ケースのうち、土圧及び水圧の合力が最大となる解析ケースとする。

当該解析ケースにおいて、全時刻歴における**加速度**抽出節点の平均加速度の最大値から、水平及び鉛直方向それぞれの照査用震度を設定する。設定した照査用震度を表 3-3 に示す。

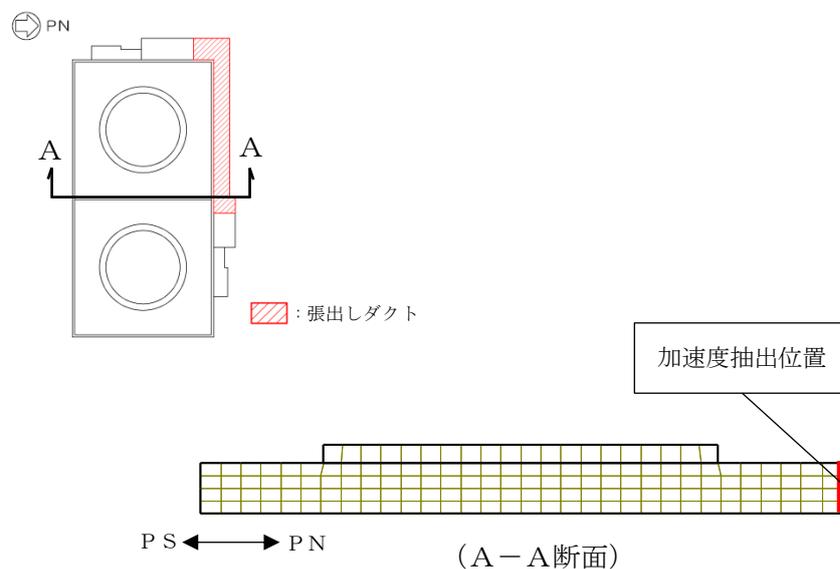


図 3-8 照査用震度を設定するための加速度抽出位置

表 3-3 照査用震度の設定

加振方向	解析ケース	地震動	照査用震度
水平	⑤	Ss-8++	0.71
鉛直	⑤	Ss-8++	0.25

3.1.5 考慮する荷重

(1) 荷重の種類

張出しダクトの耐震評価において考慮する荷重を表 3-4 に示す。

表 3-4 考慮する荷重

区分	種別	考慮する荷重
主荷重	固定荷重	自重
	積載荷重	配管荷重
	常時土圧	ダクト側壁に作用する常時土圧
	常時水圧	ダクト側壁, 底版に作用する常時水圧
地震時の影響	地震荷重	ダクト躯体, 配管に作用する慣性力
	地震時土圧	ダクト側壁に作用する地震時土圧
	地震時水圧	ダクト側壁に作用する地震時水圧

(2) 荷重の設定

a. 固定荷重

自重は、鉄筋コンクリートの単位体積重量に基づき設定する。

b. 積載荷重

配管荷重は設計図書に基づき 0.28kN/m^2 とし、図 3-9 に示すとおりダクト南側壁に分布荷重として作用させる。

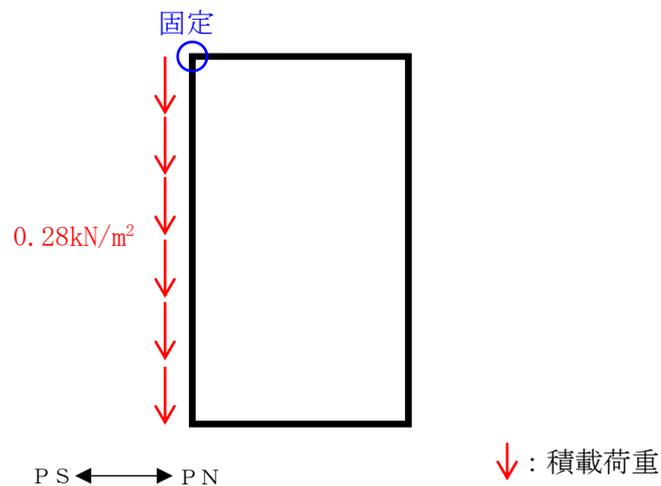


図 3-9 積載荷重の作用位置

c. 土圧及び水圧

張出しダクト側壁に作用する土圧及び水圧は、鉄筋コンクリート部材に作用する土圧及び水圧として、地震応答解析モデルにおける基礎版側面に接する地盤要素及び間隙水要素の要素応力から算定する。土圧及び水圧の抽出位置を図 3-10 に示す。

要素応力を抽出するための解析ケースは、「3.1.4 照査用震度」に示す選定ケースと同様とし、軽油タンク基礎の照査を実施した全解析ケースのうち、土圧及び水圧の合力が最大となる解析ケースから、全時刻歴における最大値をモデルに作用させる。土圧及び水圧の算定結果を表 3-5 に示す。また、張出しダクト底面には常時分の水圧を作用させる。

算定した土圧及び水圧は「3.1.6 荷重方向」に示すとおり作用させる。

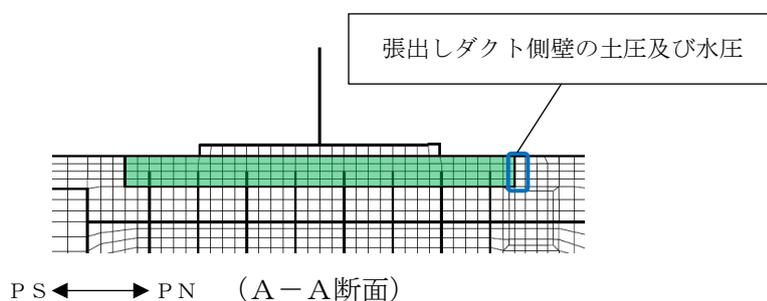


図 3-10 張出しダクト側壁に作用する土圧及び水圧の抽出位置

表 3-5 土圧及び水圧の算定結果

解析ケース	地震動	地震時土圧 (kN/m ²)	地震時水圧 (kN/m ²)	計 (kN/m ²)
⑤	Ss-8++	28.6	44.4	73.0

なお、図 3-11 に土圧及び水圧を抽出した解析ケースにおける鉛直方向及び水平方向の最大圧縮応力の分布図を示す。図 3-11 に示すとおり、基礎版底面に対して地震に伴う極端な地盤反力は生じていない。

また、張出しダクト底版からの土圧は、張出しダクト全体の変形を抑制するように作用するため、耐震評価上の保守的な配慮として、基礎版本体と同様に張出しダクト底版に土圧は考慮しない。

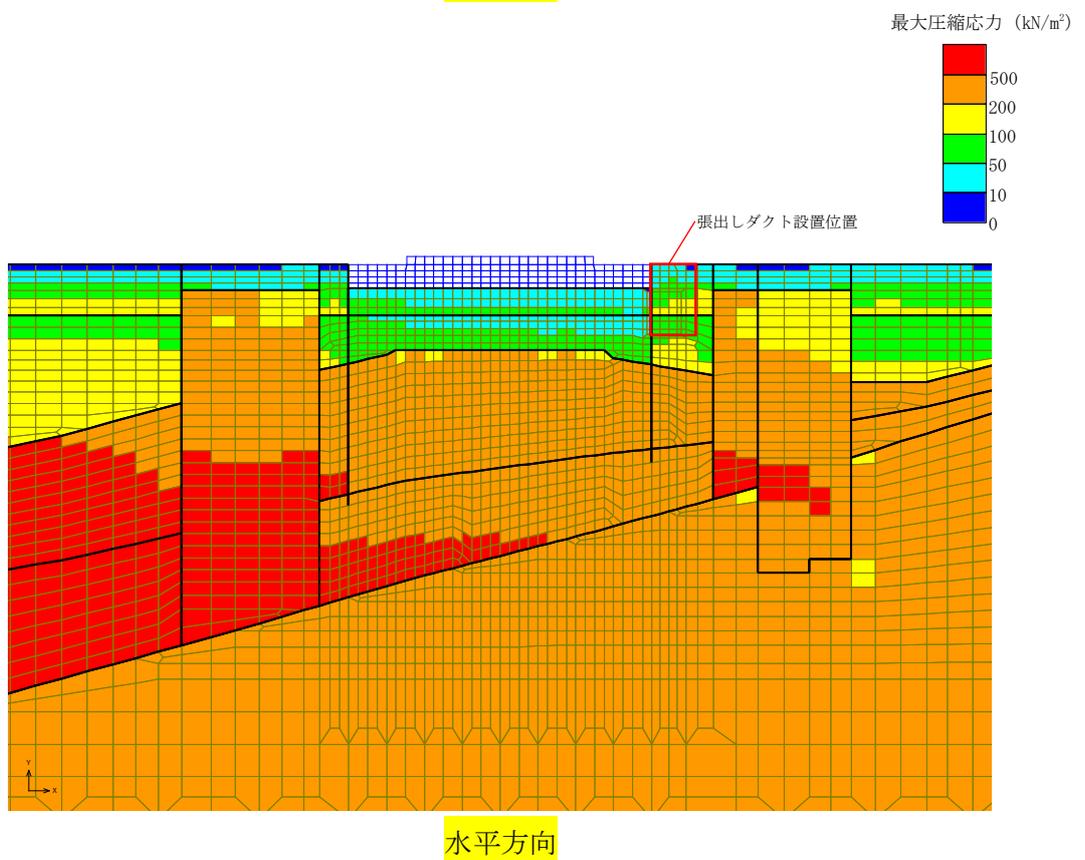
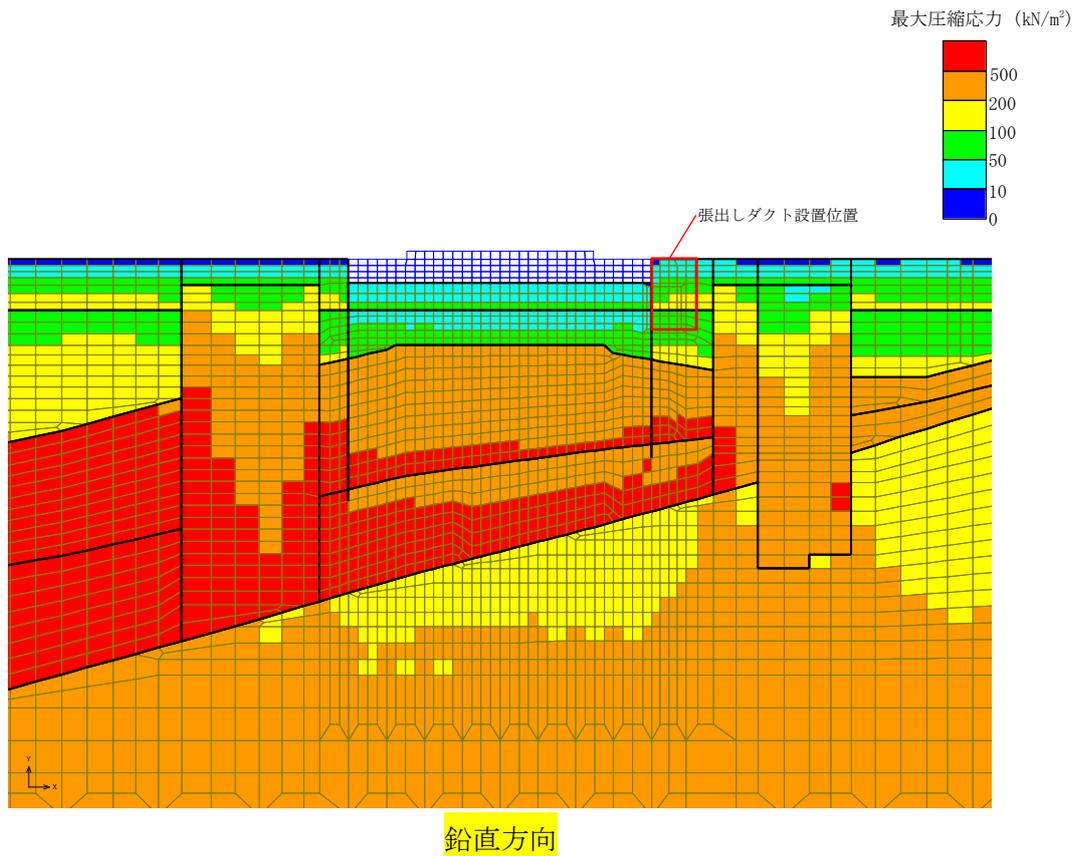


図 3-11 最大圧縮応力分布図

(A-A断面, 解析ケース⑤, 地震動 Ss-8++)

d. 地震荷重

ダクト躯体及び配管の自重に照査用震度を乗じた慣性力とする。

3.1.6 荷方向

水平方向については、保守的に躯体の変形を大きく算定するため、慣性力、土圧及び水圧を同一方向に荷する。鉛直方向については、慣性力が上向き、または下向きに作用する場合を考慮し、水平及び鉛直方向の組合せを踏まえた計4ケースを実施する。なお、各ケースともに底版に作用する常時水圧を考慮する。荷ケース一覧を表3-6、各ケースの概念図を図3-12に示す。

表3-6 荷ケース一覧

荷ケース	慣性力の向き (水平)	慣性力の向き (鉛直)	土圧及び水圧の方向
ケース1	右向き	下向き	右向き(南側壁)
ケース2	右向き	上向き	右向き(南側壁)
ケース3	左向き	下向き	左向き(北側壁)
ケース4	左向き	上向き	左向き(北側壁)

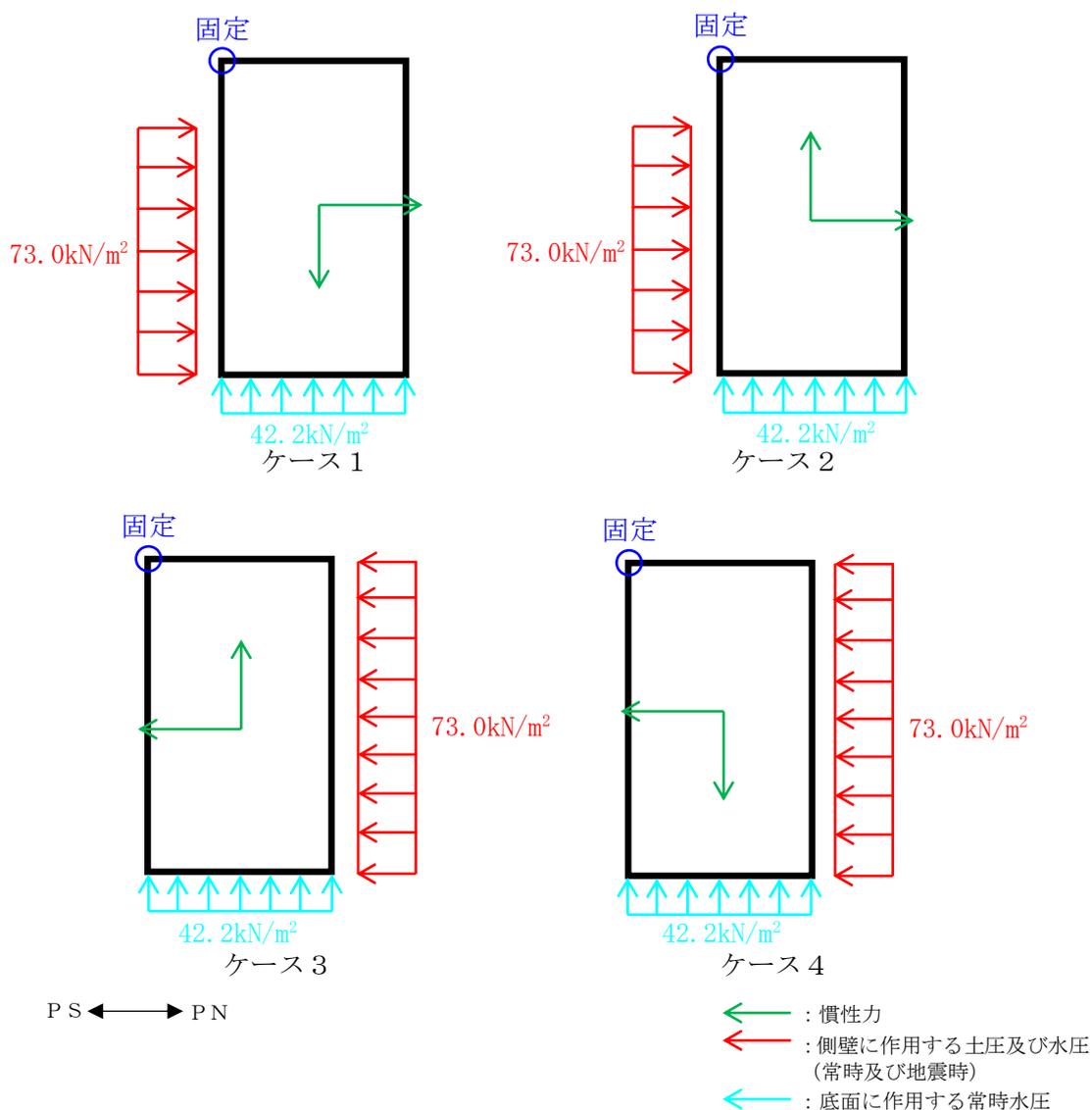


図3-12 各荷ケースの概念図

3.1.7 許容限界

(1) 曲げに対する許容限界

曲げに対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき限界層間変形角（層間変形角 1/100）とする。

(2) せん断に対する許容限界

せん断に対する許容限界は、コンクリート標準示方書に基づき終局せん断耐力とする。

3.1.8 評価結果

(1) 曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力に対する照査結果を表 3-7 に示す。照査結果より、照査用層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認した。

表 3-7 曲げ軸力照査結果

载荷ケース	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
ケース 4	3.34×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.04

注記* : 照査用層間変形角 $R_d = \text{最大層間変形角 } R \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果のうち、頂版、底版及び側壁の各部材の最大照査値を表 3-8、評価位置を図 3-13 に示す。側壁上部（評価位置 2、4）については、PHb 工法による耐震補強を実施しているため、建設技術審査証明報告書*に基づき、せん断耐力を算定した。なお、張出しダクトに対する PHb 工法の適用性を添付資料に示す。

照査結果より、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

注記* : 建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋「Post-Head-bar」

表 3-8 せん断力照査結果

評価位置		载荷ケース	照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
頂版	1	ケース 3	165	802	0.21
側壁上部	2	ケース 2	196	795	0.25
側壁下部	3	ケース 3	101	417	0.25
底版	6	ケース 4	100	416	0.25

注記* : 照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

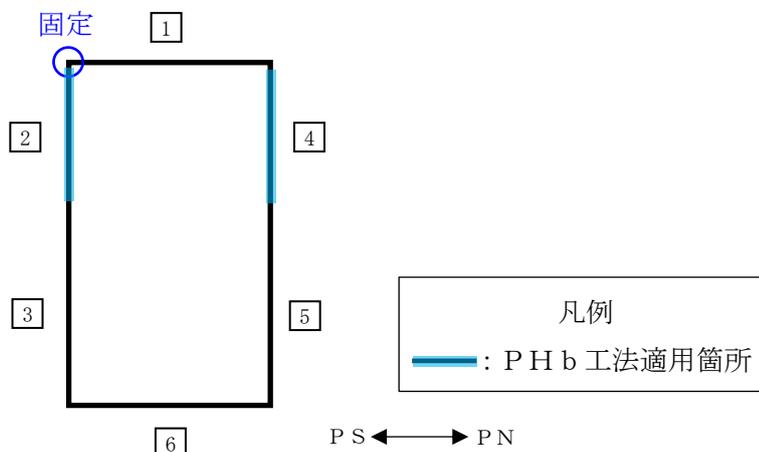


図 3-13 評価位置

(参考) 1-17

3.2 張出し基礎

3.2.1 構造概要

張出し基礎の構造図を図 3-14、概略配筋図を図 3-15 に示す。張出し基礎は軽油タンク基礎西面に AC 系、北面に B 系が設置されている。張出し基礎は、耐震補強工事として AC 系及び B 系ともに増厚を実施している。

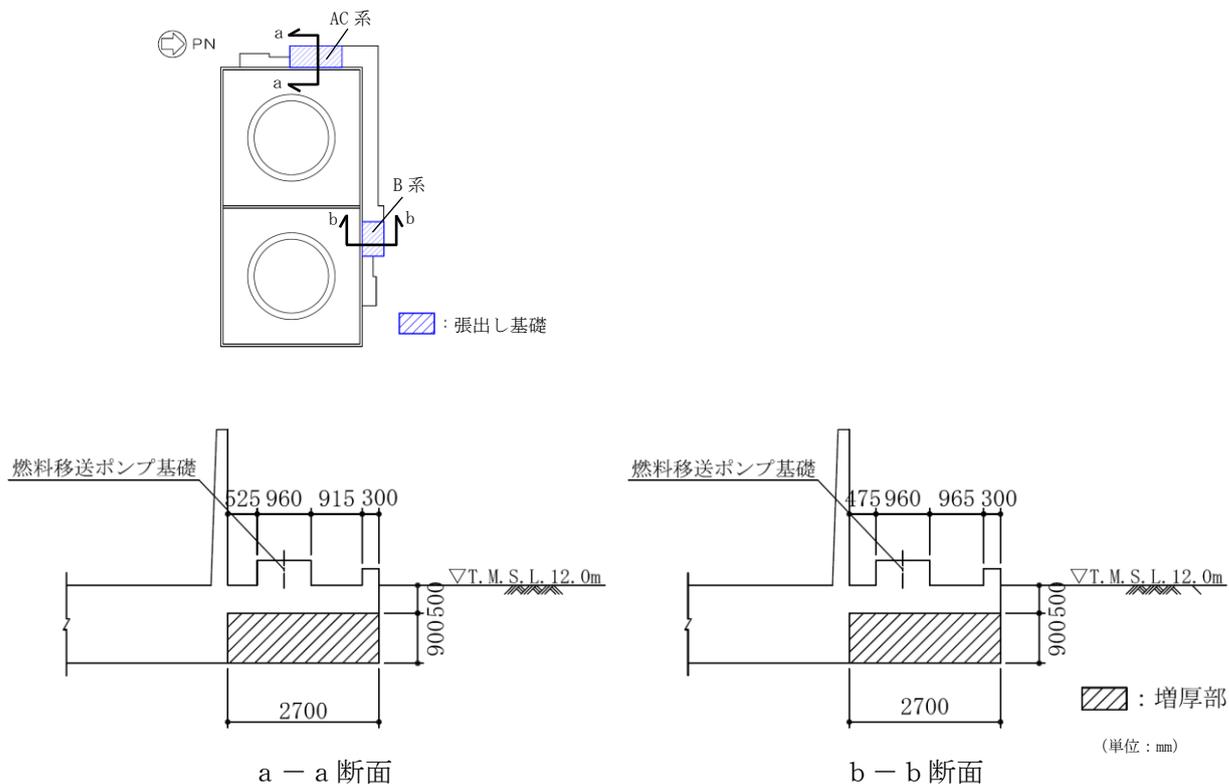


図 3-14 張出し基礎の構造図

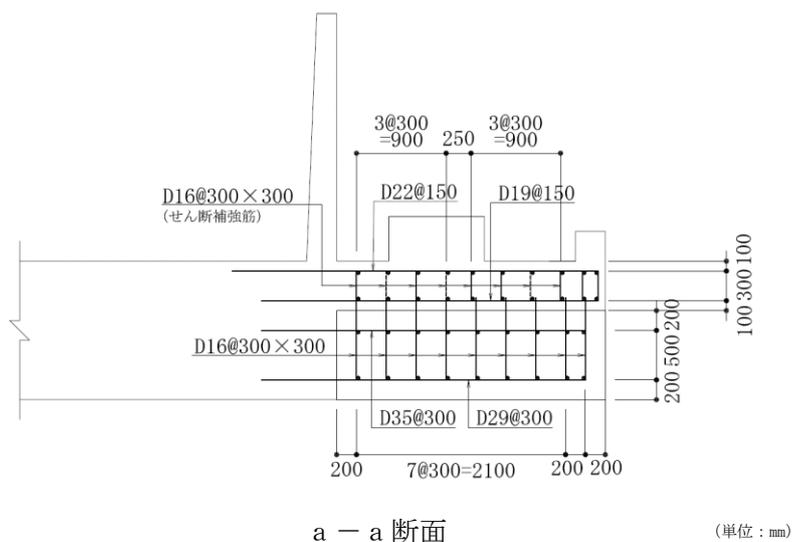


図 3-15 張出し基礎の概略配筋図*

注記* : 増厚部の配筋の仕様は a - a 断面と b - b 断面で同様である。

3.2.2 解析モデル

張出し基礎の解析モデルを図 3-16 に示す。張出し基礎は、非線形はり要素を用いた片持ち梁でモデル化する。部材の剛性及び強度は保守的に増厚部のみで算定し、既設の範囲については質量のみを考慮する。

解析奥行幅は各張出し基礎の幅とし、A C系は 6.5m、B系は 4.3m とする。

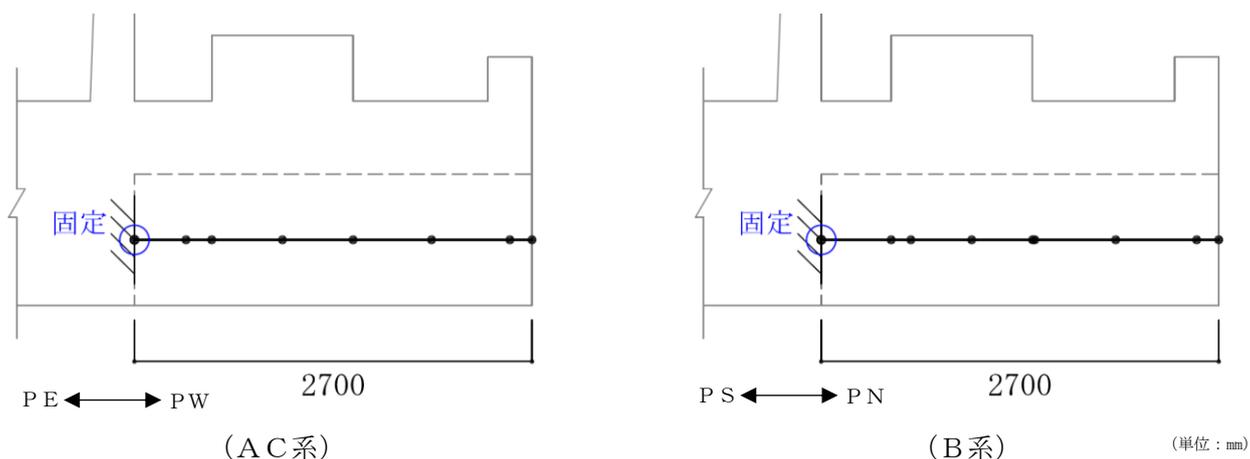


図 3-16 張出し基礎の解析モデル

3.2.3 材料特性

(3) 使用材料

耐震評価に用いる材料定数は、建設時の設計値に基づき設定する。使用材料を表 3-9 に、材料物性値を表 3-10 に示す。

表 3-9 使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度 23.5 N/mm ²
鉄筋	SD35 (SD345 相当)

表 3-10 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	23.5	2.45 × 10 ⁴	0.2

(4) 鉄筋コンクリートの非線形特性

鉄筋コンクリート部材は、図 3-17～図 3-19 に示す非線形特性及び履歴特性を考慮する。

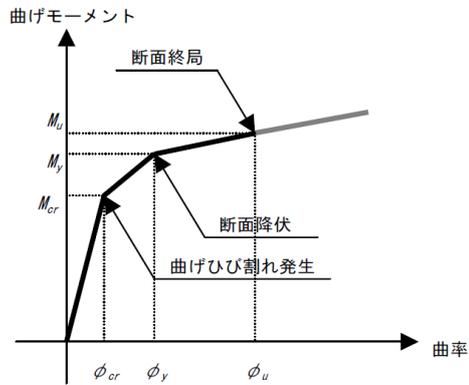


図 3-17 張出し基礎のM- ϕ 関係

(原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会, 2005 年) より引用)

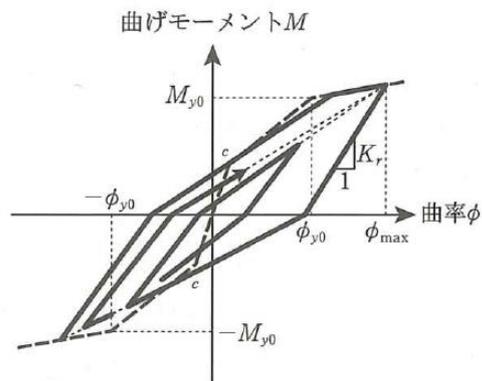
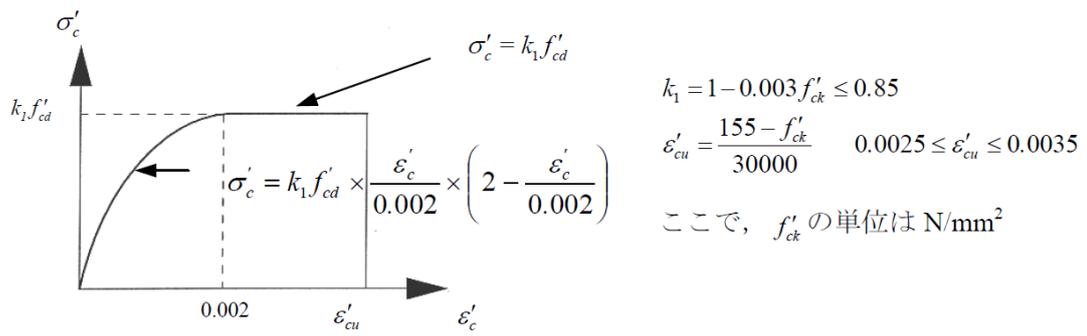
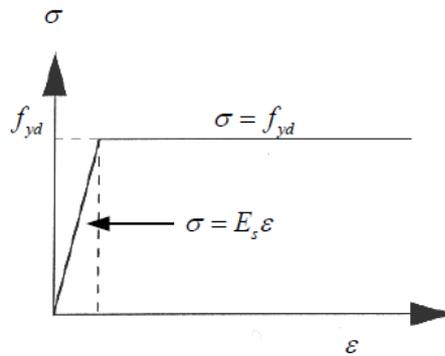


図 3-18 鉄筋コンクリート部材の履歴特性

(道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説 (平成 14 年 3 月) より引用)



(1) コンクリートの応力-ひずみ関係



(2) 鉄筋の応力-ひずみ関係

図 3-19 構造部材の非線形特性

(原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会, 2005 年) より引用)

3.2.4 照査用震度

張出し基礎の照査用震度は、軽油タンク基礎の地震応答解析より得られる応答加速度から設定する。加速度の抽出位置は、AC系は軽油タンク基礎の西側面、B系は軽油タンク基礎の北側面にそれぞれ剛結していることから、図 3-20 に示すとおり、AC系はB-B断面の、B系はA-A断面の各節点を加速度抽出位置とする。

照査用震度を設定するための解析ケースは、地表面に設置された張出し基礎に対して支配的な荷重である慣性力に着目し、軽油タンク基礎の照査を実施した全解析ケースのうち、抽出節点の加速度の平均値が最大となる解析ケースをA-A断面、B-B断面それぞれで選定する。

選定したそれぞれの解析ケースにおいて、全時刻歴における抽出節点の平均加速度の最大値から、AC系用及びB系用の照査用震度を、水平及び鉛直方向にそれぞれ設定する。設定した照査用震度を表 3-11 に示す。

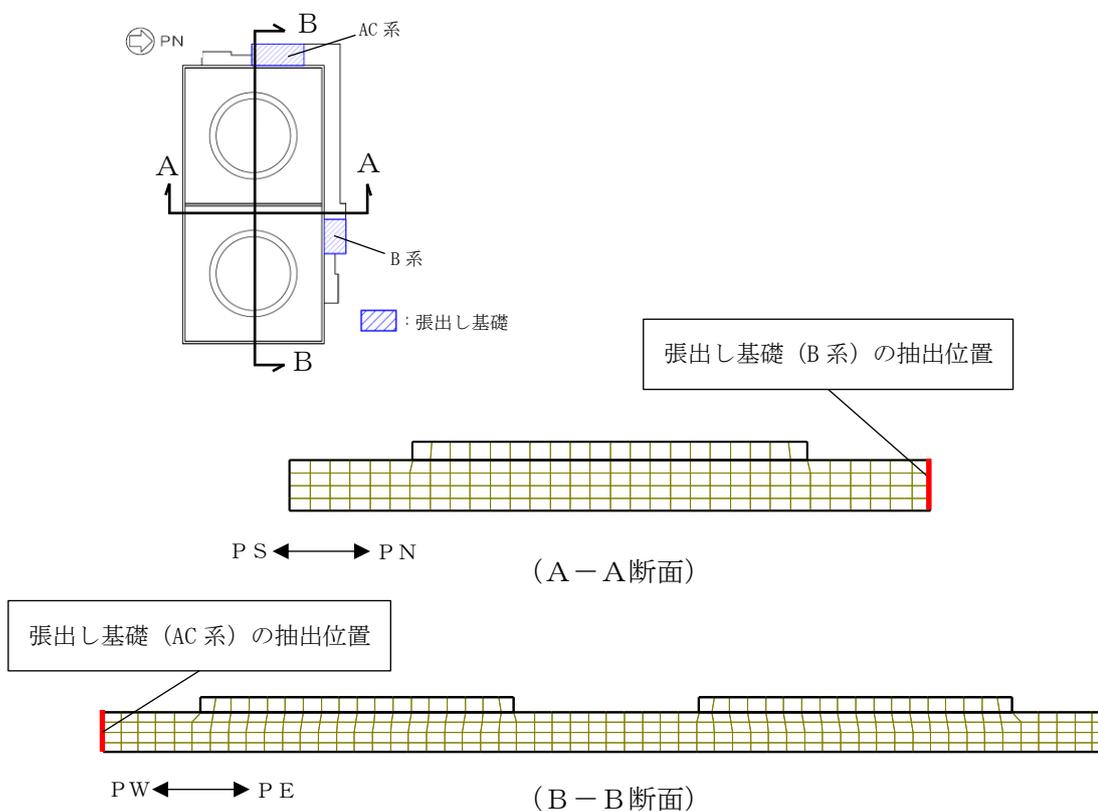


図 3-20 照査用震度を設定するための加速度抽出位置

表 3-11 照査用震度

位置	加振方向	解析ケース	地震動	照査用震度
AC系	水平	⑤	Ss-8++	0.68
	鉛直	①	Ss-1++	0.82
B系	水平	⑤	Ss-8++	0.71
	鉛直	①	Ss-1++	0.76

3.2.5 考慮する荷重

(1) 荷重の種類

張出し基礎の耐震評価において考慮する荷重を表 3-12 に示す。

表 3-12 考慮する荷重

区分	種別	考慮する荷重
主荷重	固定荷重	自重
	積載荷重	非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ, 非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護版(積雪荷重を含む)
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面, 底面に作用する常時水圧
地震時の影響	地震荷重	躯体, 燃料移送ポンプ, 燃料移送ポンプ防護版に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体側面に作用する地震時水圧

(2) 荷重の設定

a. 固定荷重

自重は、鉄筋コンクリートの単位体積重量に基づき設定する。

b. 積載荷重

積載荷重は図 3-21 に示すように、張出し基礎上の燃料移送ポンプ、燃料移送ポンプ防護版の設置位置を考慮して集中荷重または分布荷重として作用させる。

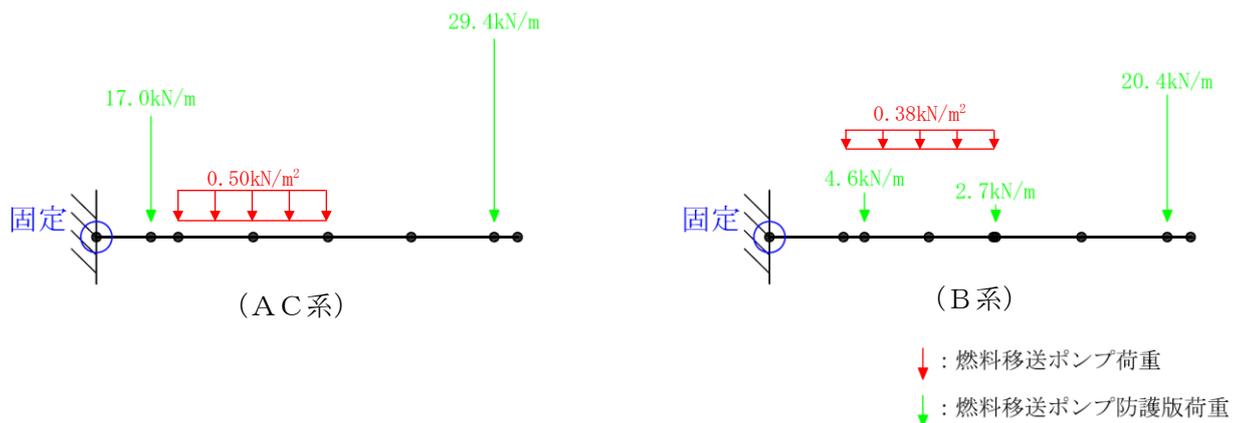


図 3-21 積載荷重の作用箇所位置

c. 土圧及び水圧

張出し基礎側面に作用する土圧及び水圧は、地震応答解析モデルにおける基礎版側面に接する地盤要素及び間隙水要素の要素応力から算定する。

土圧及び水圧の抽出位置を図 3-22 に示す。「3.2.4 照査用震度」に示したとおり、A C系、B系それぞれの設置位置を考慮し、A C系はB-B断面から、B系はA-A断面から土圧及び水圧を抽出する。

要素応力を抽出するための解析ケースは、各断面ともに「3.2.4 照査用震度」において水平方向の照査用震度を算定したケースとし、A C系、B系それぞれに各断面の全時刻歴における最大値をモデルに作用させる。土圧及び水圧の算定結果を表 3-13 に示す。また、張出し基礎底面には常時分の水圧を作用させる。

算定した土圧及び水圧は図 3-23 に示すとおり作用させる。

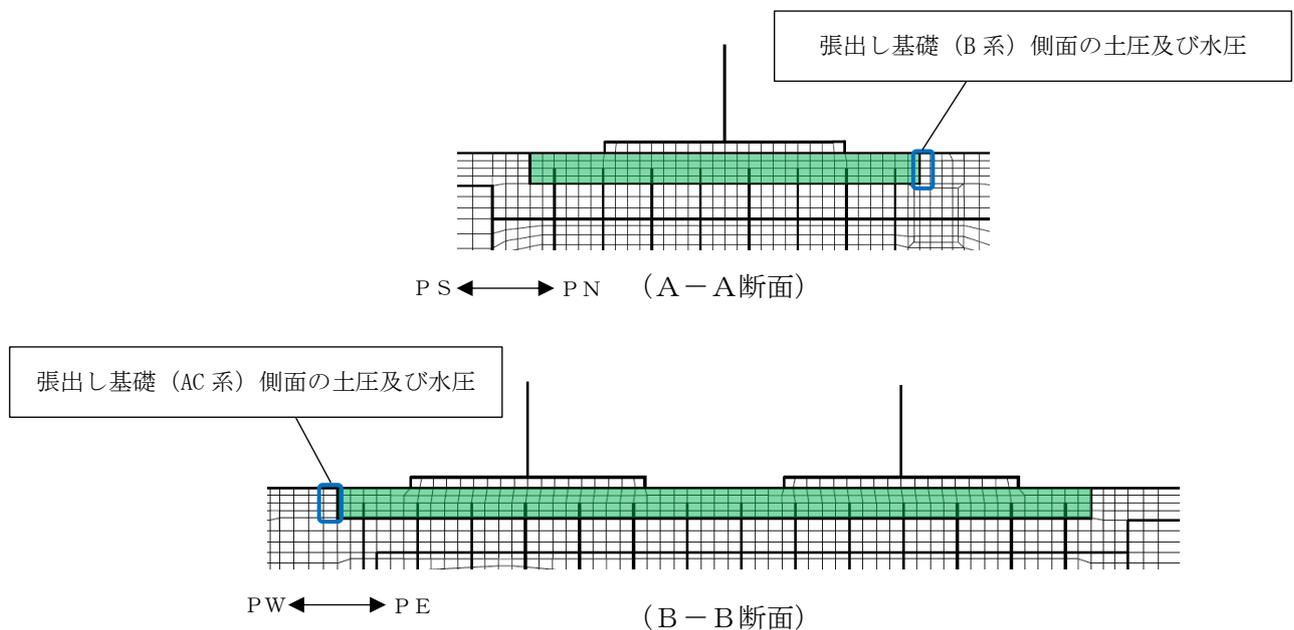


図 3-22 基礎版側面の土圧及び水圧の抽出位置

表 3-13 土水及び水圧の算定結果

	解析ケース	地震動	地震時土圧 (kN/m ²)	地震時水圧 (kN/m ²)	計 (kN/m ²)
A C系	⑤	Ss-8++	4.9	18.3	23.2
B系	⑤	Ss-8++	28.6	44.4	73.0

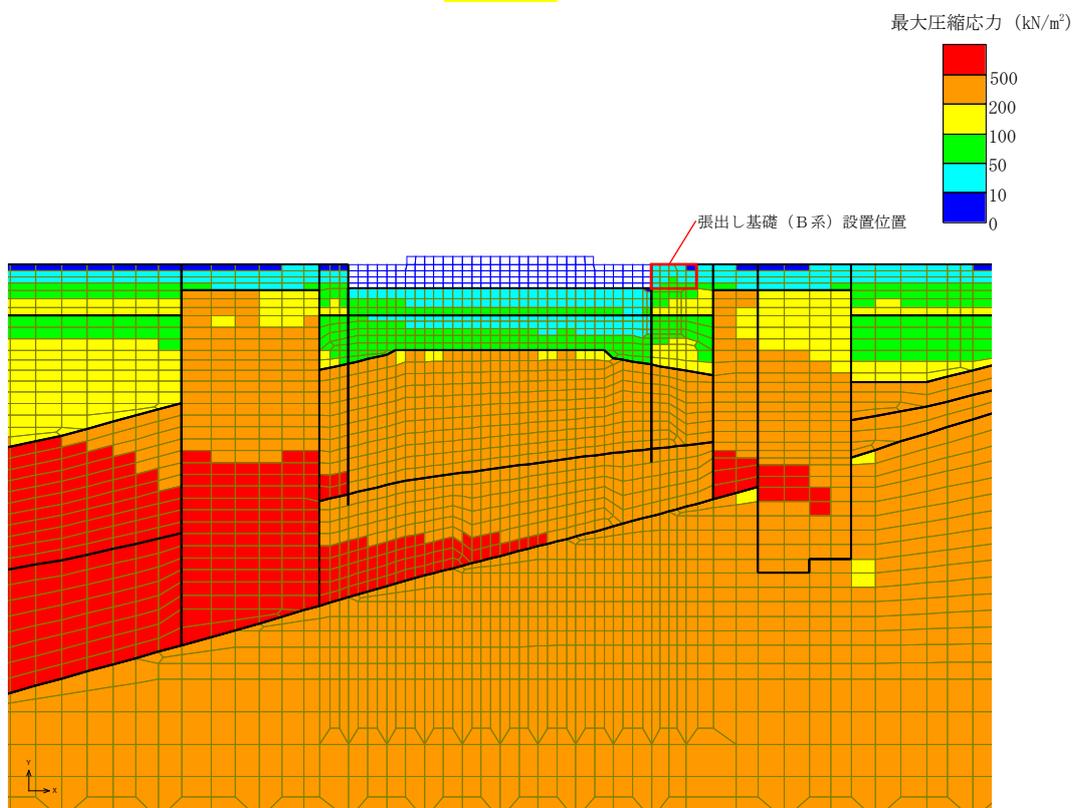
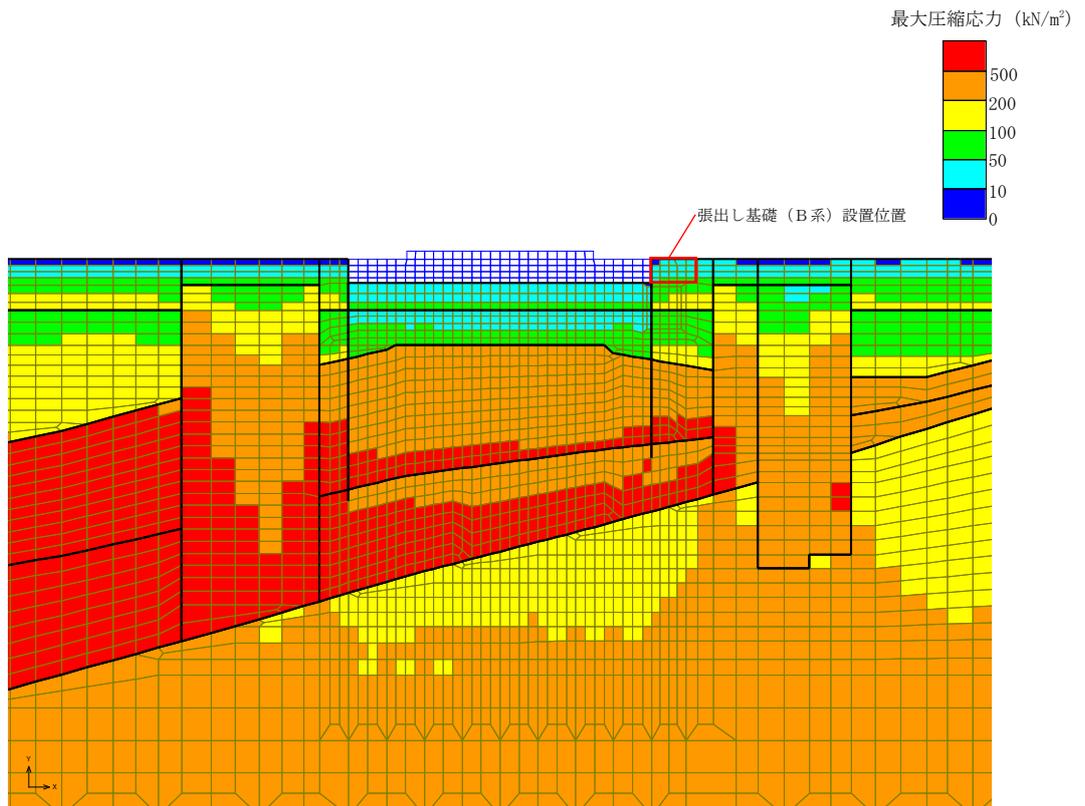
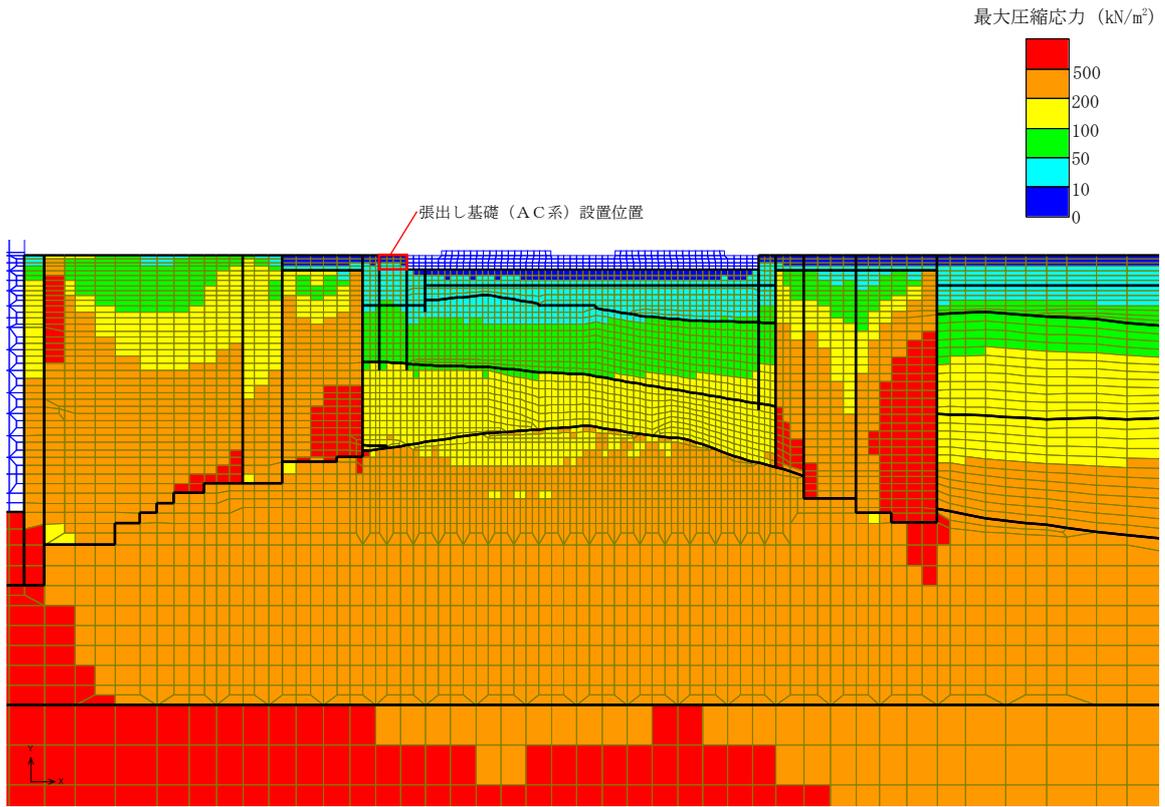
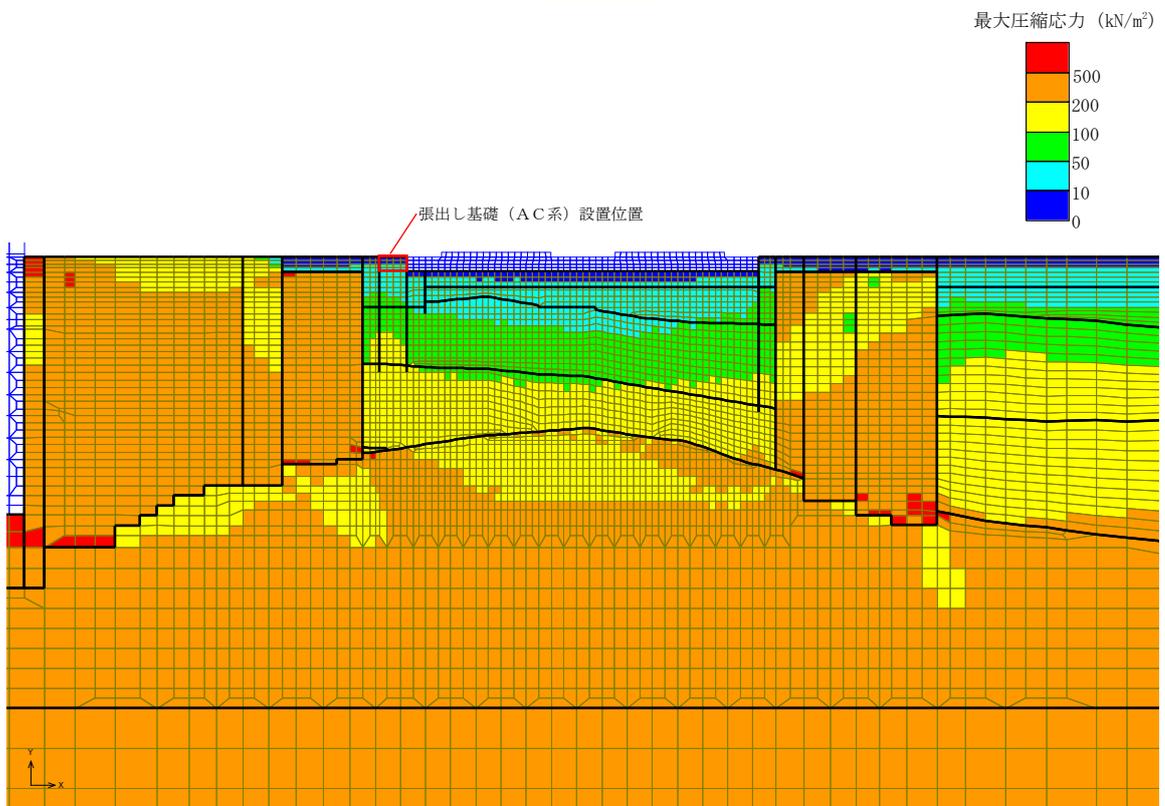


図 3-24 最大圧縮応力分布図

(A-A断面, 解析ケース⑤, 地震動 Ss-8++)



鉛直方向



水平方向

図 3-25 最大圧縮応力分布図

(B-B断面, 解析ケース⑤, 地震動 Ss-8++)

d. 地震荷重

躯体，燃料移送ポンプ及び燃料移送ポンプ防護版の自重に照査用震度を乗じた慣性力とする。

3.2.6 載荷方向

載荷方向については，水平方向は曲げ耐力が小さくなる引張方向，鉛直方向は上向き，下向きの両方を考慮する。載荷ケース一覧を表 3-14 に示す。

表 3-14 載荷ケース一覧

載荷ケース	慣性力の向き (水平)	慣性力の向き (鉛直)
ケース1	引張方向	下向き
ケース2	引張方向	上向き

3.2.7 許容限界

(1) 曲げに対する許容限界

曲げに対する許容限界は、コンクリート標準示方書に基づき終局曲げ耐力とする。

(2) せん断に対する許容限界

せん断に対する許容限界は、コンクリート標準示方書に基づき終局せん断耐力とする。

3.2.8 評価結果

(1) 曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力に対する照査結果を表 3-15 に示す。照査結果より、照査用曲げモーメントが終局曲げ耐力を下回ることを確認した。

表 3-15 曲げ軸力照査結果

位置	载荷ケース	照査用曲げモーメント* M_d (kNm)	終局曲げ耐力 M_u (kNm)	照査値 M_d/M_u
AC系	ケース1	312	837	0.38
B系	ケース1	253	880	0.29

注記* : 照査用曲げモーメント M_d =発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 3-16 に示す。照査結果より、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 3-16 せん断力照査結果

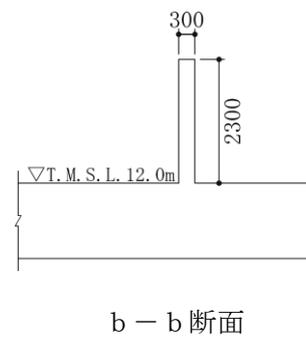
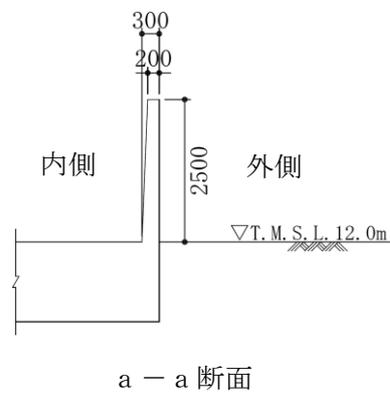
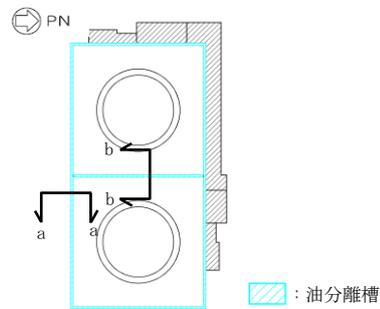
位置	载荷ケース	照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
AC系	ケース1	176	646	0.28
B系	ケース1	165	662	0.25

注記* : 照査用せん断力 V_d =発生せん断力×構造解析係数 γ_a

3.3 防油堤の耐震評価

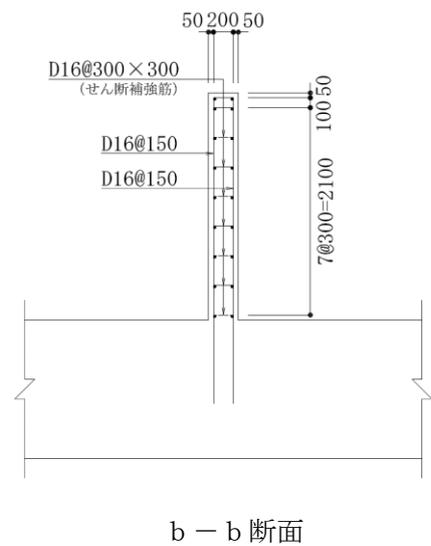
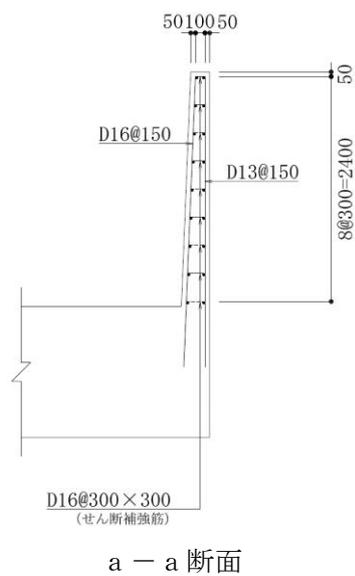
3.3.1 構造概要

防油堤の構造図を図 3-26、概略配筋図を図 3-27 に示す。防油堤は軽油タンク基礎の周囲（a-a 断面）及び中央（b-b 断面）に設置されている。



(単位：mm)

図 3-26 防油堤の構造図



(単位：mm)

図 3-27 防油堤の概略配筋図

3.3.2 解析モデル

図 3-26 に示す構造図に基づき、防油堤の解析モデルを

図 3-28 に示すとおり設定する。防油堤は、非線形はり要素を用いた片持ち梁でモデル化し、解析奥行幅は単位奥行幅（1m）として設定する。

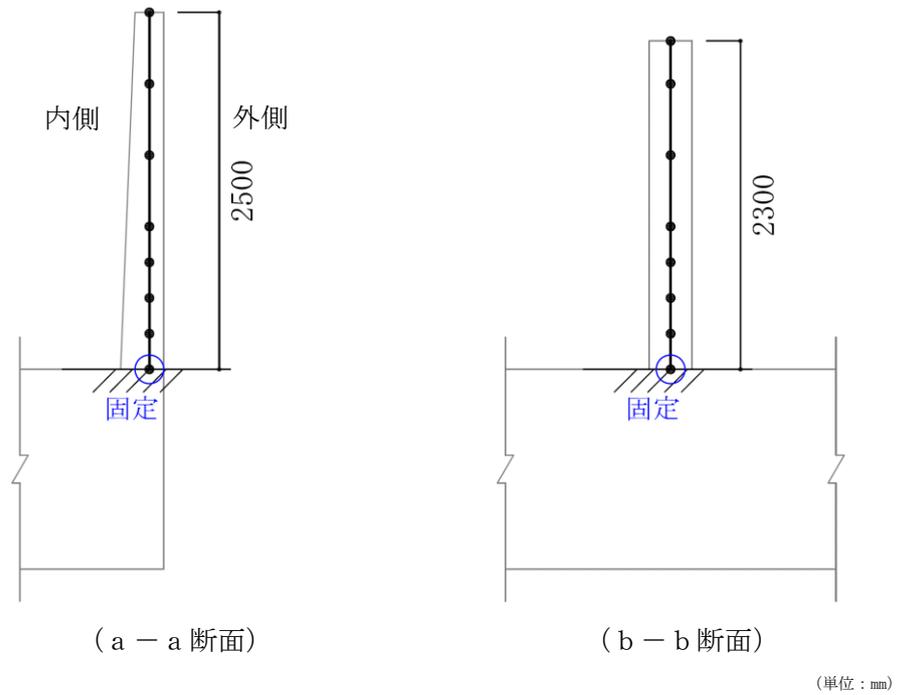


図 3-28 防油堤の解析モデル

3.3.3 材料特性

(1) 使用材料

耐震評価に用いる材料定数は、建設時の設計値に基づき設定する。使用材料を表 3-17 に、材料物性値を表 3-18 に示す。

表 3-17 使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度 23.5 N/mm ²
鉄筋	SD35 (SD345 相当)

表 3-18 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	23.5	2.45×10 ⁴	0.2

(2) 鉄筋コンクリートの非線形特性

鉄筋コンクリート部材は、図 3-29～図 3-31 に示す非線形特性及び履歴特性を考慮する。

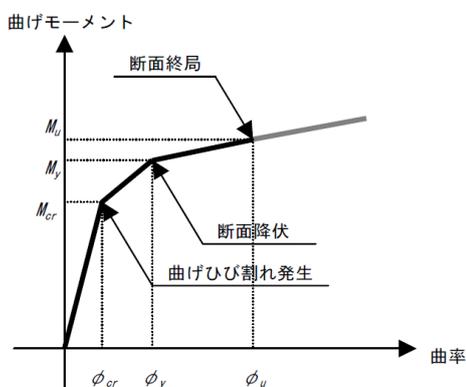


図 3-29 防油堤のM-φ関係

(原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会, 2005 年) より引用)

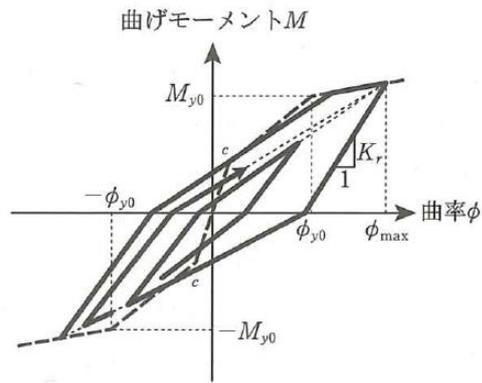
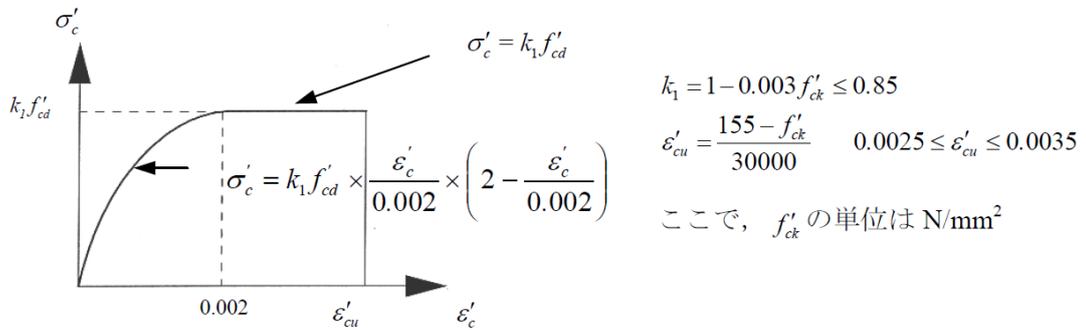
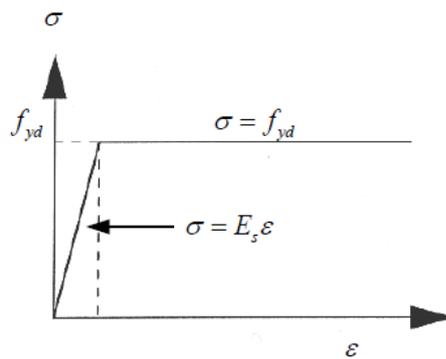


図 3-30 鉄筋コンクリート部材の履歴特性

(道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説 (平成 14 年 3 月) より引用)



(1) コンクリートの応力-ひずみ関係



(2) 鉄筋の応力-ひずみ関係

図 3-31 構造部材の非線形特性

(原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会, 2005 年) より引用)

3.3.4 照査用震度

防油堤の照査用震度は、軽油タンク基礎の地震応答解析より得られる応答加速度から設定する。加速度の抽出位置は、防油堤の設置位置を考慮し、図 3-32 に示すとおり、基礎版周囲の防油堤については A-A 断面及び B-B 断面の各接点を、基礎版中央の防油堤については B-B 断面中央の節点を加速度抽出位置とする。

照査用震度を設定するための解析ケースは、基礎版上に設置された防油堤に対して支配的な荷重である慣性力に着目し、軽油タンク基礎の照査を実施した全解析ケースのうち、抽出節点の加速度の平均値が最大となる解析ケースを A-A 断面及び B-B 断面それぞれで選定する。

選定した各解析ケースにおいて、全時刻歴における抽出節点の平均加速度の最大値から、基礎版周囲の防油堤用及び基礎版中央の防油堤用の照査用震度を、水平及び鉛直方向にそれぞれ設定する。なお、基礎版周囲の防油堤の照査用震度については、A-A 断面及び B-B 断面の平均加速度最大値のうち、より大きいものから設定する。設定した照査用震度を表 3-19 に示す。

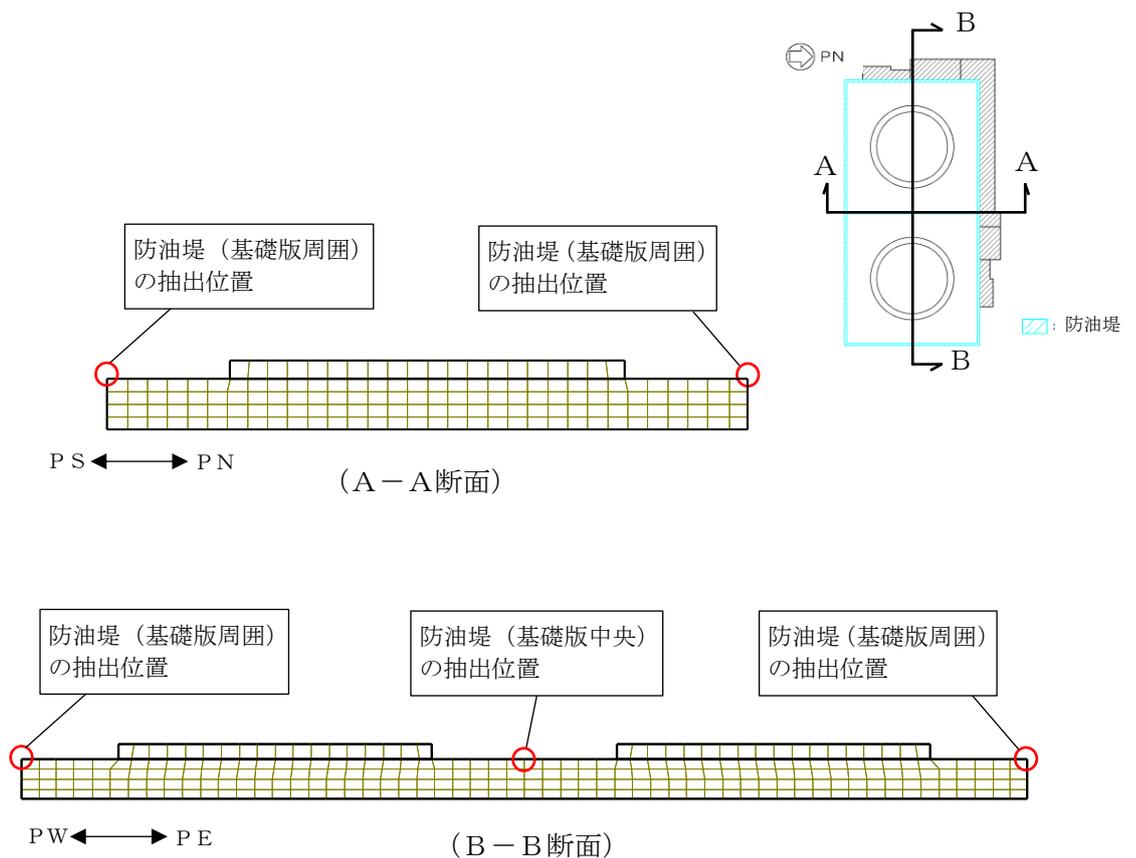


図 3-32 照査用震度を設定するための加速度抽出位置

表 3-19 照査用震度の設定

位置	加振方向	解析ケース	地震動	照査用震度
基礎版周囲	水平	⑤ (A-A断面)	Ss-8++	0.70
	鉛直	① (B-B断面)	Ss-1++	0.84
基礎版中央	水平	⑤	Ss-8++	0.67
	鉛直	①	Ss-1++	0.81

3.3.5 考慮する荷重

(1) 荷重の種類

防油堤の耐震評価において考慮する荷重を表 3-20 に示す。

表 3-20 考慮する荷重

区分	種別	考慮する荷重
主荷重	固定荷重	自重
	積載荷重	配管荷重 (基礎版周囲のみ)
地震時の影響	地震荷重	躯体, 配管に作用する慣性力

(2) 荷重の設定

a. 固定荷重

自重は, 鉄筋コンクリートの単位体積重量に基づき設定する。

b. 積載荷重

基礎版周囲のモデルについては, 図 3-30 に示すとおり配管荷重を防油堤上端に作用させる。

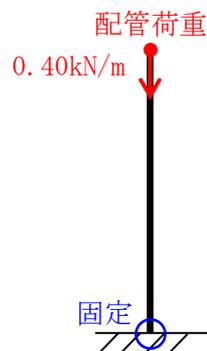


図 3-33 積載荷重の作用箇所

c. 地震荷重

躯体及び配管の自重に照査用震度を乗じた慣性力とする。

3.3.6 載荷方向

基礎版周囲に設置する防油堤については内側と外側で主筋の仕様が異なるため，水平方向の慣性力については表 3-21 に示すとおり，2 方向の載荷ケースを考慮する。鉛直方向については，曲げ耐力が小さくなる上向き方向とする。

表 3-21 載荷ケース一覧（基礎版周囲）

載荷ケース	慣性力の向き (水平)	慣性力の向き (鉛直)
ケース 1	内側→外側	上向き
ケース 2	外側→内側	上向き

3.3.7 許容限界

(1) 曲げに対する許容限界

曲げに対する許容限界は，コンクリート標準示方書に基づき終局曲げ耐力とする。

(2) せん断に対する許容限界

せん断に対する許容限界は，コンクリート標準示方書に基づき終局せん断耐力とする。

3.3.8 評価結果

(1) 曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力に対する照査結果を表 3-22 に示す。照査結果より、照査用曲げモーメントが終局曲げ耐力を下回ることを確認した。

表 3-22 曲げ軸力照査結果

位置	载荷ケース	照査用曲げモーメント* M_d (kNm)	終局曲げ耐力 M_u (kNm)	照査値 M_d/M_u
基礎版周囲	ケース 2	12	76	0.16
基礎版中央	—	12	113	0.11

注記* : 照査用曲げモーメント M_d = 発生曲げモーメント × 構造解析係数 γ_a

(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 3-23 に示す。照査結果より、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 3-23 せん断力照査結果

位置	载荷ケース	照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
基礎版周囲	ケース 2	11	250	0.05
基礎版中央	—	11	267	0.05

注記* : 照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

4. まとめ

本項では、軽油タンク基礎の付帯設備のうち、Sクラス施設を間接支持する機能を有する張出しダクト、張出し基礎及び防油堤に関して耐震評価を行った。評価の結果、各付帯設備は基準地震動S_sに対して十分な耐震性を有していることを確認した。

1. 概要

杭頭と鉄筋コンクリート部材との結合部に対して、耐震評価を実施する。照査項目は「道路橋示方書・同解説 (IV下部構造編) (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」(以下「道路橋示方書 (H14)」という。), 「道路橋示方書・同解説 (IV下部構造編) (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)」(以下「道路橋示方書 (H24)」という。) 及び「道路橋示方書・同解説 (IV下部構造編) (日本道路協会, 平成 29 年 11 月)」(以下「道路橋示方書 (H29)」という。) に基づき、杭頭部の結合方法 (方法 A または方法 B) に応じて選定する。

2. 杭頭部の結合方法による分類

柏崎刈羽原子力発電所 7 号機の屋外重要土木構造物のうち、杭基礎構造物として軽油タンク基礎、燃料移送系配管ダクト、常設代替交流電源設備基礎及び軽油タンク基礎 (6 号機設備) が該当し、いずれも杭とフーチングの結合部は剛結合として設計されている。杭頭部の結合方法の模式図を図 2-1 に示す。上に挙げた杭基礎構造物のうち、常設代替交流電源設備基礎は、杭をフーチングの中に杭径以上埋込み、埋め込んだ部分によって杭頭曲げモーメントに抵抗する方法 A で結合されている。軽油タンク基礎、燃料移送系配管ダクト及び軽油タンク基礎 (6 号機設備) は、フーチング内の埋込み長を最小限度の 100mm に留め、主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに抵抗する方法 B で結合されている。

表 2-1 杭頭部の結合方法による分類

杭頭部の結合方法	方法 A	方法 B
該当する構造物	・ 常設代替交流電源設備基礎	<ul style="list-style-type: none"> ・ 軽油タンク基礎 ・ 燃料移送系配管ダクト ・ 軽油タンク基礎 (6 号機設備)

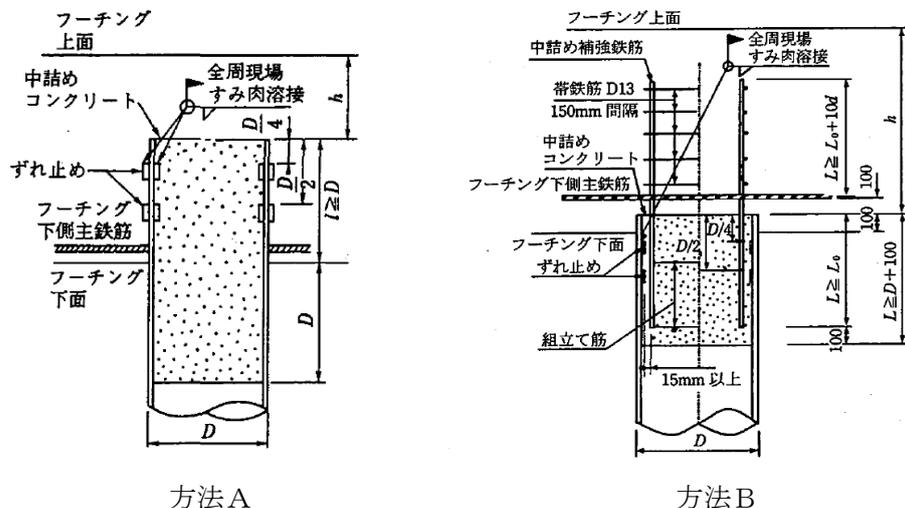


図 2-1 杭頭部の結合方法の模式図

(道路橋示方書 (H24) より引用)

3. 照査項目の選定

3.1 方法Aの構造物に対する杭頭部の照査項目

方法Aに対する杭頭部の照査項目について、道路橋示方書（H14）、道路橋示方書（H24）及び道路橋示方書（H29）の比較を表 3-1 に示す。方法Aに関する杭頭部に必要な照査項目の記載は、道路橋示方書（H24）以降では削除されているため、道路橋示方書（H14）に基づき、フーチングコンクリートの垂直支圧応力度、押抜きせん断応力度、水平支圧応力度及び水平方向の押抜きせん断応力度を照査項目とする。

表 3-1 方法Aに対する杭頭部の照査項目の比較

照査項目	道路橋示方書		
	H14	H24	H29
フーチングコンクリートの垂直支圧応力度	必要	記載 なし	記載 なし
フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	必要		
フーチングコンクリートの水平支圧応力度	必要		
フーチングコンクリートの水平方向の押抜きせん断応力度	必要		

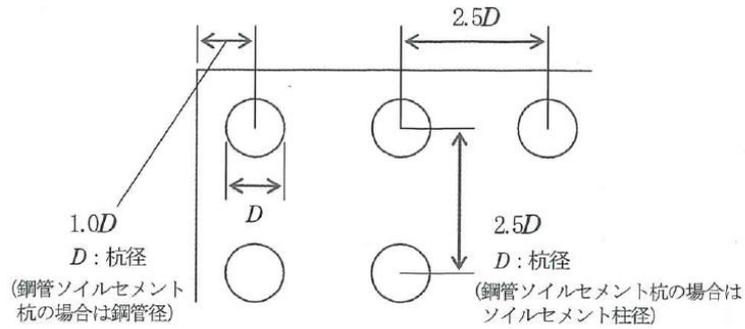
3.2 方法Bの構造物に対する杭頭部の照査項目

方法Bに対する杭頭部の照査項目について、道路橋示方書（H14）、道路橋示方書（H24）及び道路橋示方書（H29）の比較を表 3-2 に示す。道路橋示方書（H14）では、フーチングコンクリートの垂直支圧応力度、押抜きせん断応力度、水平支圧応力度、水平方向の押抜きせん断応力度及び仮想鉄筋コンクリート断面に対する検討が必要とされている。

一方、道路橋示方書（H24）及び道路橋示方書（H29）では、図 3-1 に示す標準的な縁端距離を確保すれば、これらの照査を省略できるとされている。これは、杭基礎フーチング縁端部の載荷実験や解析の結果から、図 3-1 に示す条件を満たしていれば鉛直方向及び水平方向の押抜きせん断に対して所要の性能が確保されるとともに、水平、鉛直の双方とも支圧による損傷・変状が確認されなかったためである。

ただし、既設杭の場合には、フーチング内部に鉄筋コンクリート断面を仮定し、道路橋示方書（H24）では補強鉄筋の応力度照査、道路橋示方書（H29）では限界状態 3（部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界の状態）に対する耐荷性能の照査が必要とされている。

本検討の対象構造物については、表 3-3 に示すとおり所定の縁端距離及び杭の中心間隔を満足しているため、フーチングコンクリートの垂直支圧応力度、押抜きせん断応力度、水平支圧応力度、水平方向の押抜きせん断応力度に対する照査を省略し、道路橋示方書（H29）に基づく仮想鉄筋コンクリート断面による曲げ軸力照査を実施する。



(a) フーチング縁端距離 (b) 杭の中心間隔（回転杭は除く）

図 3-1 杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離
(道路橋示方書 (H24) より引用)

表 3-2 方法Bに対する杭頭部の照査項目の比較

照査項目	道路橋示方書		
	H14	H24	H29
フーチングコンクリートの垂直支圧応力度	必要	図 3-1 の 構造細目を 満足すれば 省略可	図 3-1 の 構造細目を 満足すれば 省略可
フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	必要		
フーチングコンクリートの水平支圧応力度	必要		
フーチングコンクリートの水平方向の押抜きせん断応力度	必要		
仮想鉄筋コンクリート断面	必要*1	必要*2	必要*3

注記*1 : コンクリート及び補強鉄筋の応力度照査を行う。

*2 : 補強鉄筋の応力度照査を行う。コンクリートの応力度については、杭頭部の挙動に支配的な影響を及ぼさないことが実験により確認されているため省略してよい。

*3 : 限界状態 3（部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界の状態）に対する耐荷性能の照査を行う。

表 3-3 杭の中心間隔及びフーチング縁端距離の必要量と方法Bを採用している構造物の諸元

構造物	杭径 D (mm)	(a) 縁端距離		(b) 杭の中心間隔	
		必要量 (1.0D 以上)	構造物の諸元 (mm)	必要量 (2.5D 以上)	構造物の諸元 (mm)
軽油タンク基礎	800	800mm 以上	長辺方向:1200 短辺方向:1100	2000mm 以上	長辺方向:2500 短辺方向:2200
燃料移送系配管 ダクト	800	800mm 以上	1125	2000mm 以上	横断方向:2250 軸方向:4100
軽油タンク基礎 (6号機設備)	800	800mm 以上	長辺方向:1350 短辺方向:1100	2000mm 以上	長辺方向:2500 短辺方向:2200

3.3 杭頭部照査項目のまとめ

「3.1 方法Aの構造物に対する杭頭部の照査項目」及び「3.2 方法Bの構造物に対する杭頭部の照査項目」より、柏崎刈羽原子力発電所7号機の屋外重要土木構造物に対する杭頭部の照査は、表3-4のとおり実施する。

軽油タンク基礎の杭頭部の耐震評価においては、仮想鉄筋コンクリート断面による杭頭部の曲げ軸力に対する耐荷性能の照査を実施する。

表 3-4 各構造物の杭頭部の照査項目

照査項目	方法A	方法B
		・常設代替交流電源設備基礎
フーチングコンクリートの垂直支圧応力度	実施	省略
フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	実施	
フーチングコンクリートの水平支圧応力度	実施	
フーチングコンクリートの水平方向の 押抜きせん断応力度	実施	
仮想鉄筋コンクリート断面	—	実施*

注記* : 限界状態 3 (部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界の状態) に対する耐荷性能の照査。

4. 曲げ軸力に対する評価

4.1 仮想鉄筋コンクリート断面による照査

4.1.1 照査方法

曲げ軸力に対する照査は道路橋示方書 (H29) に基づき、表 4-1 及び図 4-1 に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し、仮想鉄筋コンクリート断面に生じるモーメントが「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)」に示す終局曲げ耐力以下であることを確認する。

表 4-1 仮想鉄筋コンクリート断面諸元*

項目		諸元
仮想 RC 断面	杭径 D(mm)	798
	仮想 RC 断面の径 (mm)	1098
コンクリート	設計基準強度 (N/mm ²)	23.5
杭頭補強鉄筋	材質	SD35 (SD345 相当)
	鉄筋径	D32
	鉄筋の本数(本)	18
	配置半径 (mm)	330

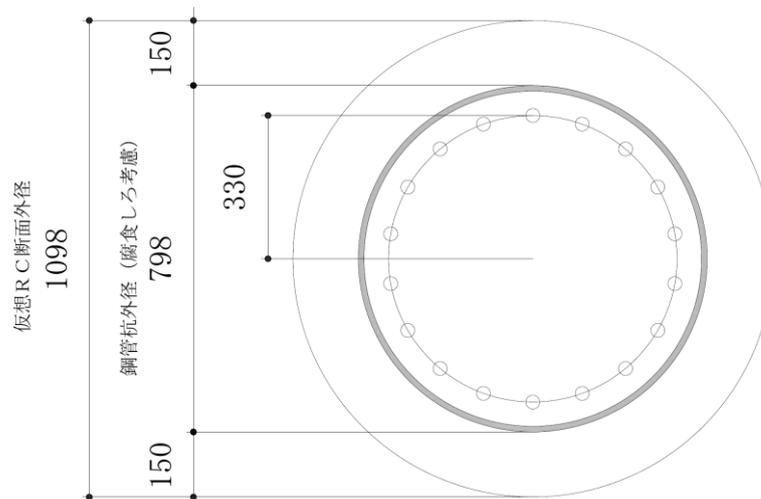


図 4-1 概略補強配筋図 (杭頭補強鉄筋) *

注記* : 「道路橋示方書 (H29)」に基づき設定

4.1.2 照査結果

解析ケース①（基本ケース）について全地震動に対して照査を実施し、最も照査値が厳しい地震動に対し、ばらつきを考慮した解析ケース（解析ケース②～⑤）について照査を実施した。

各断面について杭頭部の曲げ照査値が最大となる解析ケース、地震動における照査結果を表 4-2 及び表 4-3 に、照査値が 1.0 を上回る杭及び照査値が最大となる杭の配置図を図 4-4 に示す。表 4-2、表 4-3 及び図 4-4 に示すとおり、一部の杭で照査値が 1.0 を上回り、軽油タンク基礎全体の合計 112 本の杭のうち、照査値が 1.0 を上回る杭は A-A 断面において 56 本、B-B 断面において 35 本となる。

表 4-2 杭頭部の曲げ照査結果（A-A 断面）

解析ケース	地震動	照査位置	照査用 曲げモーメント* (kNm)	終局 曲げ耐力 (kNm)	照査値
③	Ss-3-+	1	1518	1511	1.01
		2	1453		0.97
		3	1453		0.97
		4	1405		0.93
		5	1378		0.92
		6	1709		1.14
		7	1754		1.17
		8	1824		1.21

注記* : 照査用曲げモーメント=発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

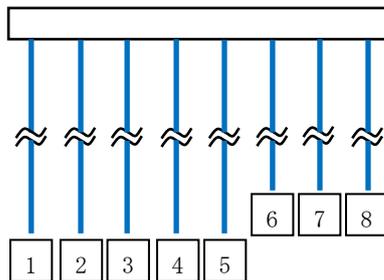


図 4-2 照査位置

表 4-3 杭頭部の曲げ照査結果 (B-B断面)

解析 ケース	地震動	照査位置	照査用 曲げモーメント* (kNm)	終局 曲げ耐力 (kNm)	照査値
③	Ss-3+-	1	1840	1511	1.22
		2	1787		1.19
		3	1551		1.03
		4	1480		0.98
		5	1445		0.96
		6	1421		0.95
		7	1384		0.92
		8	1365		0.91
		9	1383		0.92
		10	1448		0.96
		11	1577		1.05
		12	1743		1.16
		13	2145		1.42
		14	2479		1.65

注記* : 照査用曲げモーメント=発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

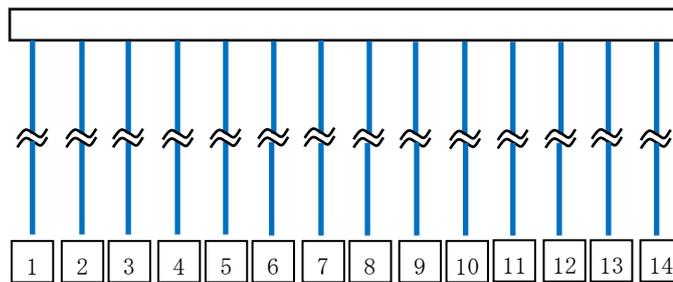
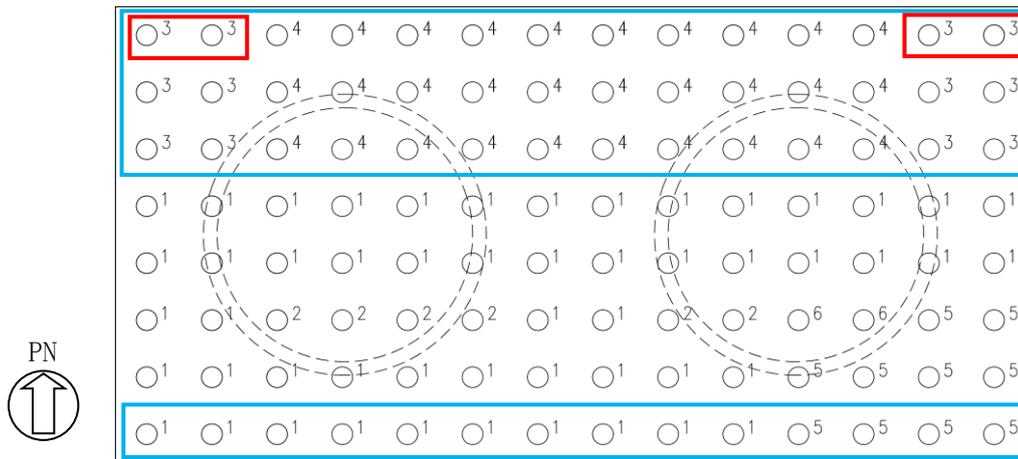
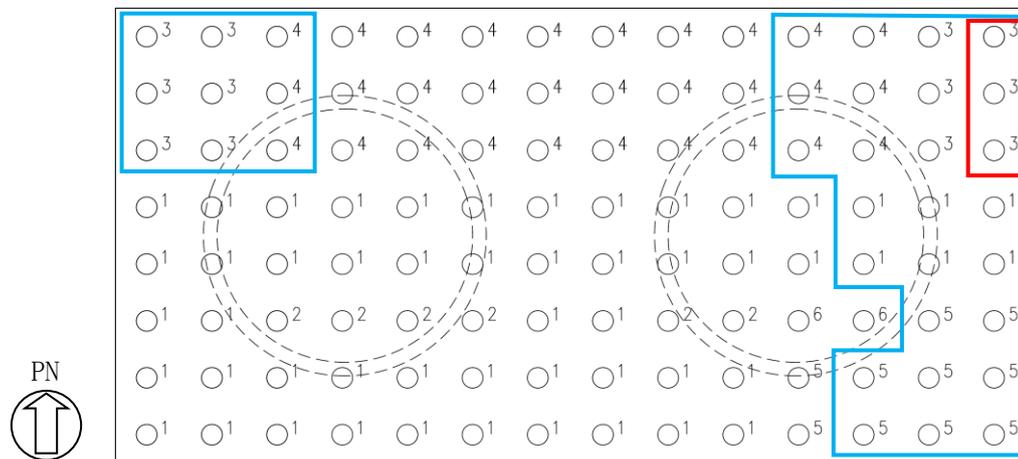


図 4-3 照査位置



(a) A-A断面 (解析ケース③, Ss-3+地震動)



(b) B-B断面 (解析ケース③, Ss-3+地震動)

杭位置	仕様		
	杭径 (mm)	肉厚 (mm)	杭長 (m)
1	800	14	23.0
2		12	23.0
3		14 (杭頭部*18)	21.0
4		14 (杭頭部*16)	21.0
5		14	26.5
6		12	26.5

: 照査値が1を上回る杭
 : 照査値が最大となる杭

注記* : 杭頭から2mまでの範囲

図 4-4 照査値が1.0を上回る杭及び照査値が最大となる杭の配置図

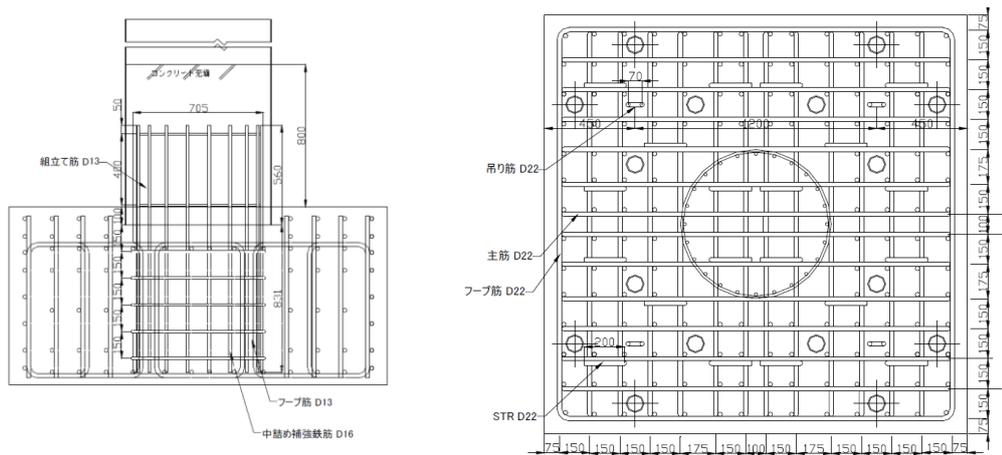
4.1.3 杭頭部の健全性について

杭頭部の評価のうち、押し込み力に対する評価では、全ての杭頭部で照査を満足する結果となった。一方、曲げ軸力に対する評価では、一部の杭頭部で発生曲げモーメントが終局曲げ耐力を上回るため、軽油タンク基礎に要求される支持機能の観点で、その影響について検討を行う。

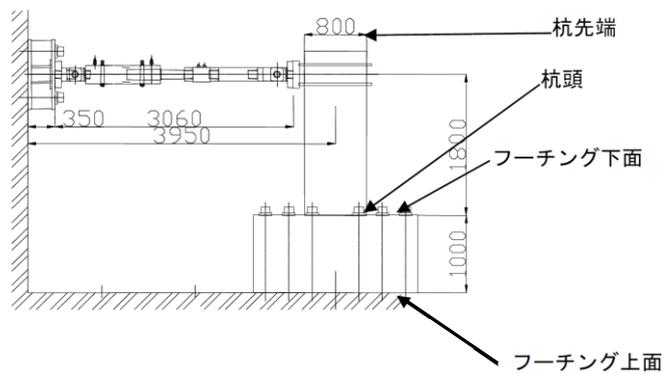
杭基礎の支持力特性に関する既往の研究*では、図 4-5 に示すとおり、杭頭結合部の破壊形態を確認することを目的とした、繰り返し水平載荷試験を実施している。当研究結果によると、図 4-5 (c) 荷重-変位関係に示すとおり、鉄筋降伏時の変位 $1d_y$ に対して 20 倍の変位 $20d_y$ においても急激な荷重低下は見られず、安定した挙動を示している。

上記の実験結果で示された変形性能、及び杭頭部が押し込み力に対して照査を満足することを考慮すると、一部の杭頭部で発生曲げモーメントが終局曲げ耐力を上回った場合においても、軽油タンク基礎の支持機能は確保されと考えられる。

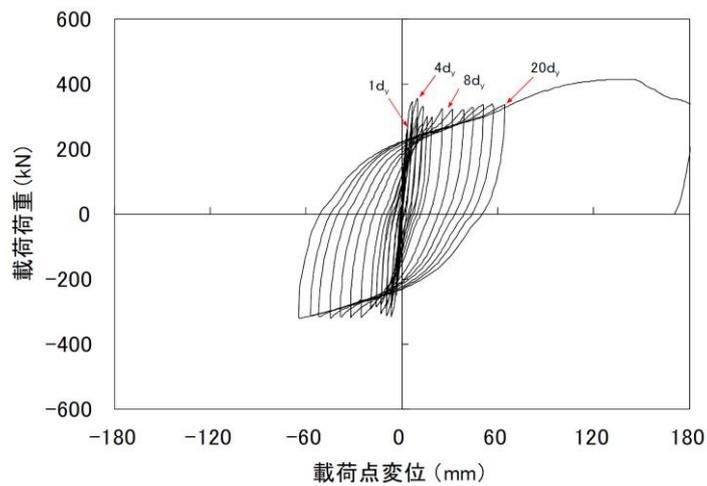
注記* : 杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する共同研究報告書 (杭頭結合部に関する研究)
(2012 年独立行政法人 土木研究所, 一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協力会社)



(a) 配筋図



(b) 試験装置概要



(c) 荷重-変位関係

図 4-5 単杭に対する鋼管杭の杭頭結合部の水平載荷実験*

注記* : 杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する共同研究報告書(杭頭結合部に関する研究)(2012年
独立行政法人 土木研究所, 一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協力会社)より引用

また、表 4-4 及び表 4-5 に示すとおり、杭頭の発生曲げモーメントが終局曲げ耐力を上回る一部の杭の支持力に期待しないと仮定した場合においても、軽油タンク基礎全体としての支持力は確保されることから、支持機能に問題は無いと判断出来る。

表 4-4 基礎全体として評価した場合の押込みに対する支持性能照査結果

解析断面	解析 ケース	地震動	鉛直力* ¹ R _a (kN)	終局鉛直支持力* ² R _{u a} (kN)	照査値 R _a /R _{u a}
A-A断面	③	Ss-3-+	96238	385073	0.25
B-B断面	③	Ss-3+-	77595	509588	0.16

注記*1：全ての杭頭に生じる鉛直力の総和を示す。

*2：杭頭の発生曲げモーメントが終局曲げ耐力を上回る一部の杭を除いた杭の終局鉛直支持力の総和を示す。また、「終局鉛直支持力 R_{u a} = 極限支持力 R_u ÷ 安全率」とする。

表 4-5 基礎全体として評価した場合の引抜きに対する支持性能照査結果

解析断面	解析 ケース	地震動	引抜き力* ¹ P _a (kN)	終局引抜き力* ² P _{u a} (kN)	照査値 P _a /P _{u a}
A-A断面	③	Ss-3-+	46499	164367	0.29
B-B断面	③	Ss-3+-	42770	225449	0.19

注記*1：全ての杭頭に生じる引抜き力の総和を示す。

*2：杭頭の発生曲げモーメントが終局曲げ耐力を上回る一部の杭を除いた杭の終局引抜き力の総和を示す。また「終局引抜き力 P_{u a} = 極限引抜き力 P_u ÷ 安全率」とする。

ただし、軽油タンク基礎の地震応答解析においては、杭頭部を鉄筋コンクリートの基礎版と剛結した解析モデルとしていることから、杭頭部の鉄筋降伏後における非線形性を考慮した場合の、軽油タンク基礎の耐震評価に対する影響について検討する。

4.2 杭頭部の非線形性による影響検討

杭頭部の非線形性を考慮した地震応答解析を実施し、軽油タンク基礎の耐震評価に対する影響について検討する。

4.2.1 検討方法

軽油タンク基礎の地震応答解析は、杭頭部を剛結としたモデル（以下「基本モデル」と言う）を用いている。本検討では、基本モデルの解析結果と杭頭部に曲げ変形に対する非線形性を考慮した回転ばね要素を配置した解析モデル（以下「杭頭回転ばねモデル」という。）の解析結果を比較することで影響検討を行う。

杭頭回転ばねモデルの回転ばね要素は、表 4-1 及び図 4-1 に示す仮想鉄筋コンクリート断面に基づき設定する。また、杭頭回転ばねモデルについて、回転ばね要素の応答を確認し、モデル化の妥当性について確認する。

検討フローを図 4-6 に示す。

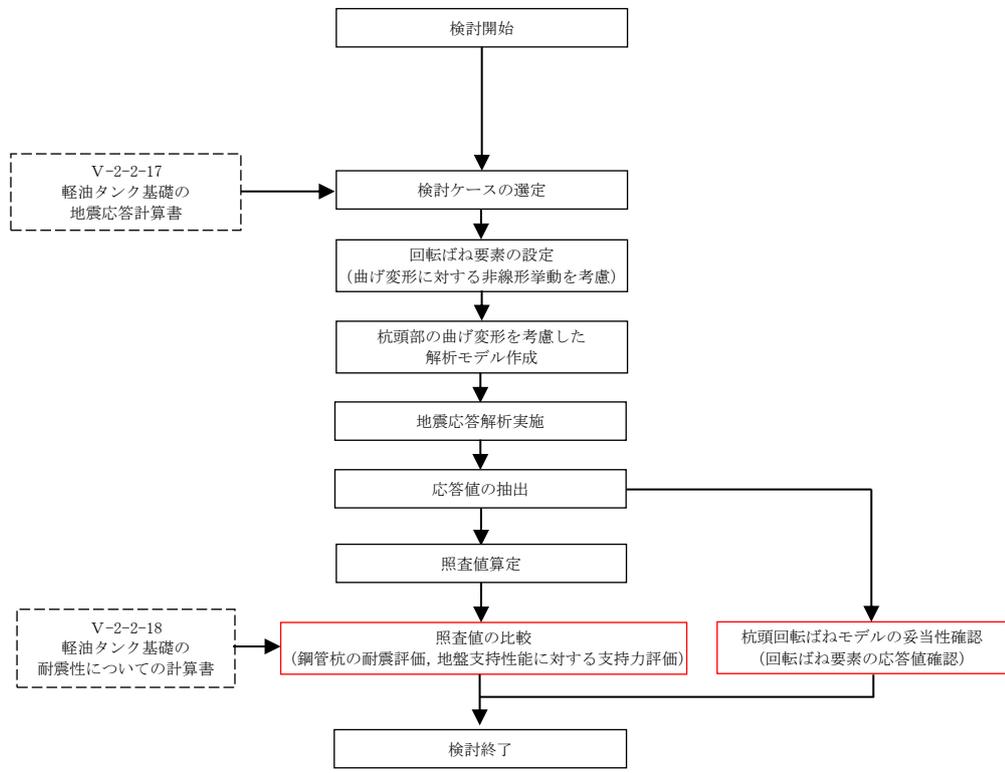


図 4-6 検討フロー

4.2.2 検討ケースの選定

基本モデルでの地震応答解析結果のうち、杭頭部の発生曲げモーメントが最も大きい解析ケースを検討ケースとする。

基本モデルにおける杭頭部の発生曲げモーメント一覧を表 4-6 及び表 4-7 に示す。杭頭部の発生曲げモーメントが最も大きい解析ケースは、A-A断面で解析ケース③，地震動 Ss-3（-+），B-B断面で解析ケース③，地震動 Ss-3（+-）となる。

表 4-6 杭頭部の発生曲げモーメント（A-A断面）

地震動 \ 解析ケース		杭頭部の発生曲げモーメント (kN/本)				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	1336				
	-+	1209				
	+-	1314				
	--	1177				
Ss-2		598				
Ss-3	++	1319				
	-+	1491	1358	1737	992	454
	+-	1342				
	--	1484				
Ss-4		548				
Ss-5		778				
Ss-6		768				
Ss-7		882				
Ss-8	++	1200				
	-+	1227				

表 4-7 杭頭部の発生曲げモーメント（B-B断面）

地震動 \ 解析ケース		杭頭部の発生曲げモーメント (kN/本)				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	1850				
	-+	1873				
	+-	1780				
	--	1810				
Ss-2		1675				
Ss-3	++	2052				
	-+	1992				
	+-	2055	1740	2361	1618	1306
	--	2009				
Ss-4		1578				
Ss-5		1623				
Ss-6		1797				
Ss-7		1705				
Ss-8	++	1720				
	-+	1723				

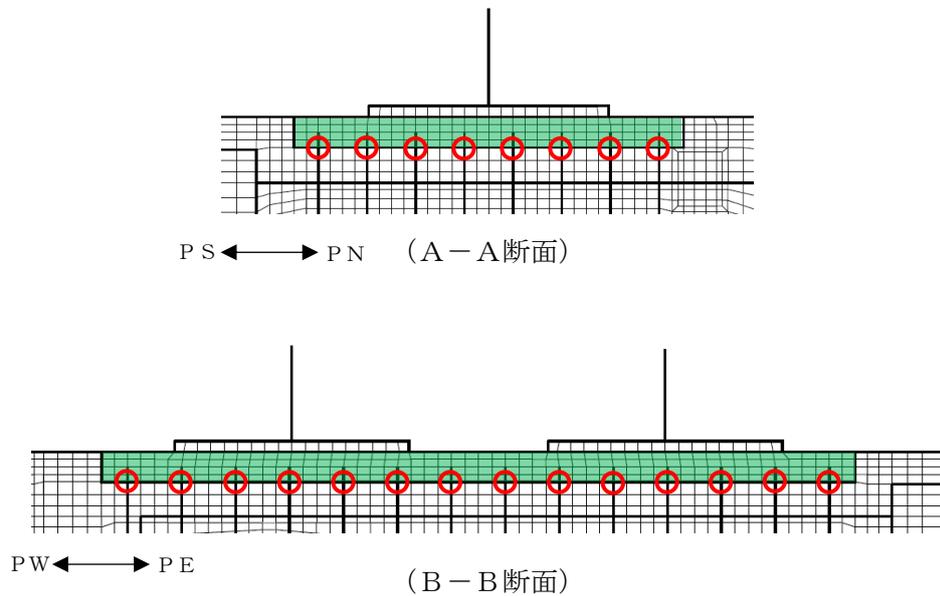
4.2.3 回転ばね要素の設定

基本モデルの解析結果では、杭頭部の発生曲げモーメントが終局曲げ耐力を上回る杭は一部であるが、杭頭回転ばねモデルを用いた解析では、全ての杭頭位置に回転ばね要素を配置し、杭頭部の曲げ変形に対する非線形挙動を考慮する。回転ばね要素の配置位置を図 4-7 に、回転ばね要素の M- θ 特性を図 4-8 に、回転ばね要素のばね定数を表 4-8 に示す。

回転ばね要素の一次勾配は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値、二次勾配は、仮想鉄筋コンクリート断面の非線形特性に基づき、塑性化領域を $10\phi^*$ (ϕ : 補強鉄筋の直径) として設定した値とし、三次勾配は十分小さな値とする。

注記* : 「杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する共同研究報告書(杭頭結合部に関する研究)

(独立行政法人 土木研究所 一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会社, 平成 24 年 3 月)」を参考に、塑性化領域を 10ϕ と設定。



○ : 回転ばね要素の配置位置

図 4-7 回転ばね要素の配置位置

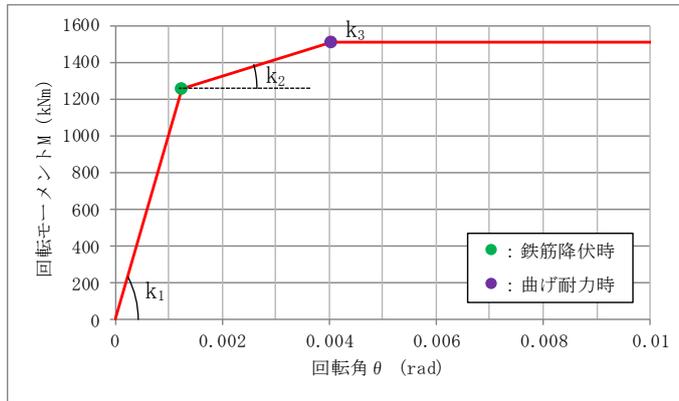


図 4-8 回転ばね要素のM-θ 特性*

注記* : 杭一本あたりの特性を示す。

表 4-8 回転ばね要素のばね定数*

勾配	ばね定数 (kNm/rad)
一次勾配 k_1	1.00×10^6
二次勾配 k_2	9.10×10^4
三次勾配 k_3	1.00×10^{-6}

注記* : 杭一本あたりの値を示す。

4.2.4 照査値の比較

基本モデルと杭頭回転ばねモデルにおける鋼管杭の曲げ軸力照査，せん断力照査及び基礎地盤の支持性能照査の照査値を比較する。

照査値の比較結果を表 4-9～表 4-16 に示す。表 4-9～表 4-16 に示すとおり，基本モデルと杭頭回転ばねモデルで照査値に有意な差が無いことを確認した。

表 4-9 鋼管杭の曲げ軸力照査の比較（A-A断面）

解析モデル	照査用曲率*	終局曲率	照査値
	ϕ_d (1/m)	ϕ_u (1/m)	ϕ_d / ϕ_u
①基本モデル	3.25×10^{-3}	1.30×10^{-2}	0.25
②杭頭回転ばねモデル	3.25×10^{-3}	1.30×10^{-2}	0.25

注記* : 照査用曲率 $\phi_d = \text{発生曲率} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

表 4-10 鋼管杭のせん断照査の比較（A-A断面）

解析モデル	照査用せん断力*	終局せん断耐力	照査値
	Q_d (kN)	Q_u (kN)	Q_d / Q_u
①基本モデル	1018	1977	0.52
②杭頭回転ばねモデル	1016	1977	0.52

注記* : 照査用せん断力 $Q_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

表 4-11 基礎地盤の押込みに対する支持性能照査の比較（A-A断面）

解析モデル	鉛直力	終局鉛直支持力*	照査値
	R_a (kN)	R_{ua} (kN)	R_a / R_{ua}
①基本モデル	1397	6480	0.22
②杭頭回転ばねモデル	1402	6480	0.22

注記* : 終局鉛直支持力 $R_{ua} = \text{極限支持力 } R_u \div \text{安全率}$

表 4-12 基礎地盤の引抜きに対する支持性能照査の比較（A-A断面）

解析モデル	引抜き力	終局引抜き力*	照査値
	P_a (kN)	P_{ua} (kN)	P_a / P_{ua}
①基本モデル	635	2692	0.24
②杭頭回転ばねモデル	641	2692	0.24

注記* : 終局引抜き力 $P_{ua} = \text{極限引抜き力 } P_u \div \text{安全率}$

表 4-13 鋼管杭の曲げ軸力照査の比較 (B-B断面)

解析モデル	照査用曲率* ϕ_d (1/m)	終局曲率 ϕ_u (1/m)	照査値 ϕ_d / ϕ_u
①基本モデル	3.77×10^{-3}	1.49×10^{-2}	0.26
②杭頭回転ばねモデル	3.24×10^{-3}	1.29×10^{-2}	0.26

注記* : 照査用曲率 $\phi_d = \text{発生曲率} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

表 4-14 鋼管杭のせん断照査の比較 (B-B断面)

解析モデル	照査用せん断力* Q_d (kN)	終局せん断耐力 Q_u (kN)	照査値 Q_d / Q_u
①基本モデル	911	1977	0.47
②杭頭回転ばねモデル	902	1977	0.46

注記* : 照査用せん断力 $Q_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

表 4-15 基礎地盤の押込みに対する支持性能照査の比較 (B-B断面)

解析モデル	鉛直力 R_a (kN)	終局鉛直支持力* R_{ua} (kN)	照査値 R_a / R_{ua}
①基本モデル	1819	5964	0.31
②杭頭回転ばねモデル	1820	5936	0.31

注記* : 終局鉛直支持力 $R_{ua} = \text{極限支持力 } R_u \div \text{安全率}$

表 4-16 基礎地盤の引抜きに対する支持性能照査の比較 (B-B断面)

解析モデル	引抜き力 P_a (kN)	終局引抜き力* P_{ua} (kN)	照査値 P_a / P_{ua}
①基本モデル	1277	2834	0.46
②杭頭回転ばねモデル	1266	2834	0.45

注記* : 終局引抜き力 $P_{ua} = \text{極限引抜き力 } P_u \div \text{安全率}$

4.2.5 回転ばね要素の応答値確認

土木学会マニュアルを参考とし、回転ばね要素の限界値を圧縮縁コンクリートのひずみ1%に相当する回転角とし、応答が限界値を下回ることを確認することで、回転ばね要素によるモデル化の適用範囲内であるかを確認する。限界値は、仮想鉄筋コンクリート断面をモデル化したファイバーのはりモデルによるプッシュオーバー解析により算出する。

表 4-17 及び表 4-18 に回転ばね要素の回転角の確認結果を示す。表 4-17 及び表 4-18 より、発生回転角は仮想鉄筋コンクリート断面の限界値を下回るため、回転ばね要素によるモデル化の適用範囲内であると判断できる。

表 4-17 回転ばね要素の回転角の確認結果 (A-A断面)

検討 ケース	地震動	照査位置	発生回転角* (rad)	限界値 (rad)	発生回転角 限界値
①	Ss-1++	8	6.20×10^{-4}	1.15×10^{-2}	0.06
	Ss-1-+	1	7.80×10^{-4}		0.07
	Ss-1+-	1	5.70×10^{-4}		0.05
	Ss-1--	1	6.20×10^{-4}		0.06
	Ss-2	1	3.20×10^{-4}		0.03
	Ss-3++	1	1.11×10^{-3}		0.10
	Ss-3-+	8	1.21×10^{-3}		0.11
	Ss-3+-	1	1.22×10^{-3}		0.11
	Ss-3--	8	1.19×10^{-3}		0.11
	Ss-4	1	2.70×10^{-4}		0.03
	Ss-5	1	3.40×10^{-4}		0.03
	Ss-6	2	3.10×10^{-4}		0.03
	Ss-7	2	3.70×10^{-4}		0.04
	Ss-8++	1	6.00×10^{-4}		0.06
	Ss-8-+	1	5.70×10^{-4}		0.05
②	Ss-3+-	1	5.80×10^{-4}	0.06	
③	Ss-3+-	1	2.46×10^{-3}	0.22	
④	Ss-3+-	1	5.10×10^{-4}	0.05	
⑤	Ss-3+-	1	4.20×10^{-4}	0.04	

注記* : 構造解析係数 γ_a を考慮する。

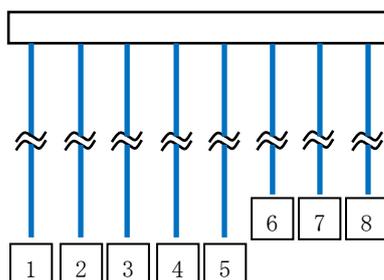


図 4-9 照査位置

表 4-18 回転ばね要素の回転角の確認結果 (B-B断面)

検討 ケース	地震動	照査位置	発生回転角* (rad)	限界値 (rad)	発生回転角 限界値
①	Ss-1++	14	3.16×10^{-3}	1.15×10^{-2}	0.28
	Ss-1-+	14	3.14×10^{-3}		0.28
	Ss-1+-	14	2.90×10^{-3}		0.26
	Ss-1--	14	2.84×10^{-3}		0.25
	Ss-2	14	2.28×10^{-3}		0.20
	Ss-3++	14	4.21×10^{-3}		0.37
	Ss-3-+	14	3.76×10^{-3}		0.33
	Ss-3+-	14	4.25×10^{-3}		0.37
	Ss-3--	14	3.89×10^{-3}		0.34
	Ss-4	14	1.67×10^{-3}		0.15
	Ss-5	14	1.92×10^{-3}		0.17
	Ss-6	14	2.60×10^{-3}		0.23
	Ss-7	14	2.27×10^{-3}		0.20
	Ss-8++	14	2.43×10^{-3}		0.22
	Ss-8-+	14	2.46×10^{-3}		0.22
②	Ss-3+-	14	2.57×10^{-3}	0.23	
③	Ss-3+-	14	6.14×10^{-3}	0.54	
④	Ss-3+-	14	1.97×10^{-3}	0.18	
⑤	Ss-3+-	14	8.20×10^{-4}	0.08	

注記* : 構造解析係数 γ_a を考慮する。

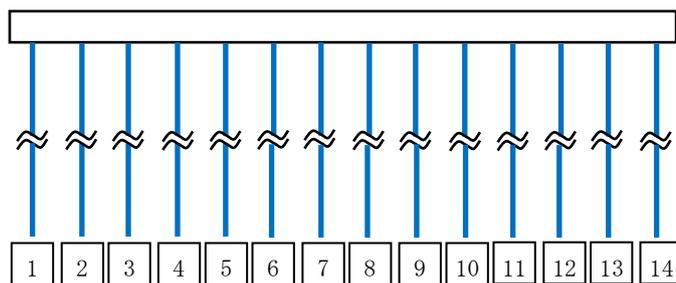


図 4-10 照査位置

5. まとめ

「3.1 曲げ耐力による照査」より、杭頭部の評価のうち、押込み力に対する評価では、全ての杭頭部で照査を満足する結果となった。一方、曲げ軸力に対する評価では、一部の杭頭部で発生曲げモーメントが終局曲げ耐力を上回るため、軽油タンク基礎の耐震評価に対する影響について検討した。検討の結果、軽油タンク基礎の耐震評価に対して影響が無いことを確認した。

(参考資料 4) 版解析に対する地下水位設定の影響について

1. 概要

軽油タンク基礎の耐震評価における地下水位は、地震応答解析における保守的な設定として地表面 (T. M. S. L. 12. 0m) に設定している。また、版解析においても同様に、地下水位を地表面 (T. M. S. L. 12. 0m) に設定し、基礎版底面に地下水による揚圧力を考慮している。一方、軽油タンク基礎近傍の地下水位の実測値は、年間平均で T. M. S. L. 8. 56m*で、基礎版の厚さが 1. 4m であるため、年間平均の実測値に基づく地下水位を考慮した場合、基礎版底面に揚圧力は作用しない。

そこで本項では、版解析における設計条件としての地下水位設定 (T. M. S. L. 12. 0m) と、年間平均の実測値に基づく地下水位設定 (T. M. S. L. 8. 56m) に基づく揚圧力の違いが版解析に与える影響について確認する。

注記* : 補足説明資料「KK7 補足-024-1 地盤の支持性能について」を参照。

2. 検討方針

地下水位を地表面 (T. M. S. L. 12. 0m) に設定した版解析 (以下「基本ケース」という。) の結果と、年間平均の実測値に基づき地下水位を T. M. S. L. 8. 56m に設定し、揚圧力の条件を変更した版解析 (以下「地下水位実測値ケース」という。) の結果を比較し、揚圧力の影響を確認する。なお、版解析における入力荷重は、揚圧力の違いが版解析に与える影響を確認する観点から、両ケースともに地下水位を地表面 (T. M. S. L. 12. 0m) に設定した地震応答解析から算定する。

影響確認は、基本ケースにおいて照査値がより厳しくなるせん断力照査を対象とし、解析ケース及び地震動は、せん断力照査の照査値が最大となる「解析ケース③, 基準地震動 Ss-8++」とする。

3. 地下水位実測値ケースの揚圧力の設定

基本ケースにおいて揚圧力が作用する構造部位は、基礎版本体、張出し基礎及び張出しダクトである。

地下水位実測値ケースでは、構造部位のうち、基礎版本体及び張出し基礎は、ともに構造物下端標高が T. M. S. L. 10.6m であり、地下水位実測値 (T. M. S. L. 8.56m) 以浅であるため、揚圧力及び水圧が作用しない。一方、図 3-1 に示すとおり、張出しダクトの構造物下端標高は、地下水位実測値以深となるため揚圧力が作用し、作用する揚圧力は基本ケースの 42.2kN/m^2 に対し、地下水位実測値ケースでは 8.4kN/m^2 となる。

以上を踏まえた、基本ケースと地下水位実測値ケースそれぞれの揚圧力の設定方法を表 3-1 に示す。

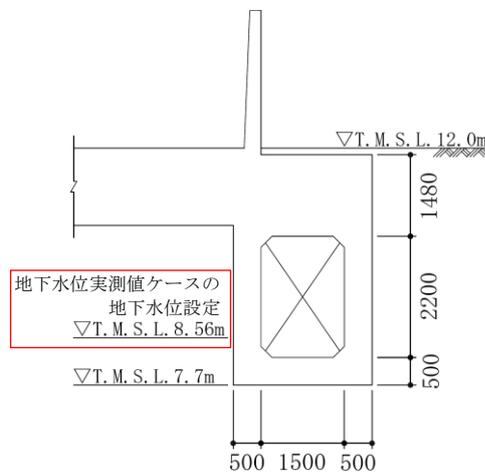


図 3-1 地下水位実測値と張出しダクト下端標高の比較

表 3-1 揚圧力の設定方法

荷重	基本ケース	地下水位実測値ケース
基礎版本体の揚圧力		
付帯設備の揚圧力		

4. 解析結果の比較

基本ケースと地下水位実測値ケースのせん断力照査結果の比較を表 4-1 に示す。地下水位実測値ケースの照査用せん断力は、基本ケースの照査用せん断力を若干上回るものの、許容限界のせん断耐力に対して十分余裕があることを確認した。

表 4-1 せん断力照査結果の比較

検討ケース	照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
基本ケース	1641	2195	0.75
地下水位実測値ケース	1687		0.77

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 \times 構造解析係数 γ_a

5. まとめ

軽油タンク基礎の版解析において、地下水位を地表面(T. M. S. L. 12. 0m)に設定した解析結果と、年間平均の実測値に基づき地下水位を T. M. S. L. 8. 56m に設定し、揚圧力の条件を変更した解析結果を比較し、揚圧力の影響を確認した。確認の結果、実測値に基づく地下水位を考慮した場合、地下水位を地表面(T. M. S. L. 12. 0m)に設定した場合よりも発生せん断力が若干大きくなるものの、許容限界に対して十分余裕があることから、耐震安全性を確保できることを確認した。

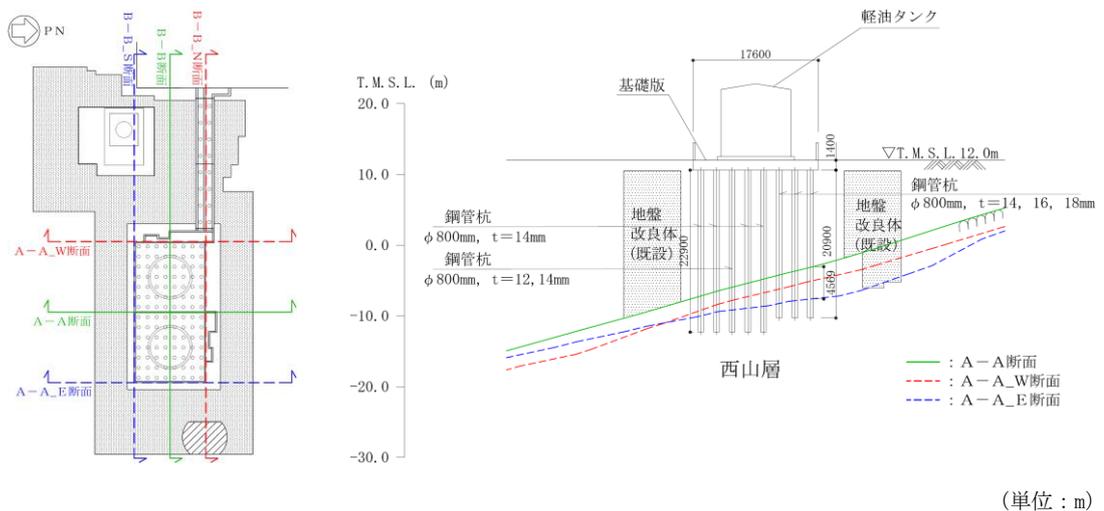
なお本検討は、版解析における揚圧力の影響を確認することを目的とするため、地下水位設定を実測値に基づき変更しているのは、版解析における揚圧力の条件のみである。その他の入力荷重を抽出する地震応答解析の地下水位設定は、両ケースともに地表面 (T. M. S. L. 12. 0m) としている。

(参考資料 6) 評価対象断面の代表性について

1. 概要

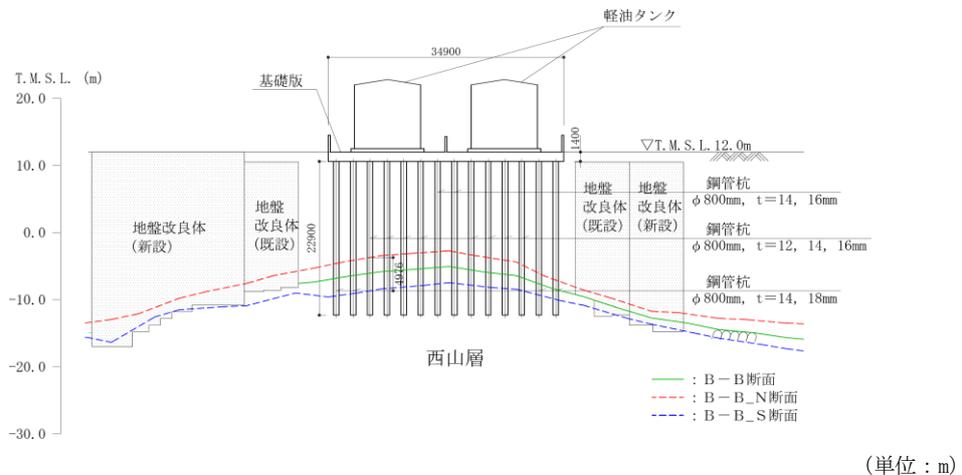
軽油タンク基礎の耐震評価は、構造物全体の平均的な挙動を評価する観点から、東西方向、南北方向ともに図 1-1 に示す基礎中心位置 (A-A断面及びB-B断面) を通る地質断面図に基づき解析モデルを作成し、地震応答解析を実施している。

一方、軽油タンク基礎の支持層である西山層は、軽油タンク基礎付近において、東西方向は基礎中央付近で西山層上限面が最も高くなり、南北方向は南へ向かって西山層が沈み込む形状となっている。図 1-1 に基礎端部に相当するA-A_E断面、A-A_W断面、B-B_N断面及びB-B_S断面における西山層上限面を合わせて示す。図 1-1 に示すとおり、西山層上限面は、基礎中心位置 (A-A断面及びB-B断面) での標高に対し解析奥行き幅の範囲で不陸が発生している。以上のことから、本項では、西山層の不陸が軽油タンク基礎の耐震評価に与える影響について検討する。



断面位置

南北方向断面



東西方向断面

図 1-1 解析断面及び西山層上限面の比較

2. 検討方針

図 1-1 に示すとおり，南北方向断面の解析奥行方向の西山層上限面は，現状の評価対象断面である A-A 断面で最も標高が高くなり，基礎端部の A-A__E 断面及び A-A__S 断面位置に対して下方へ傾斜する形状となっている。そのため，解析奥行幅全体での平均的な西山層標高は，A-A 断面における標高よりも低くなり，現状の地震応答解析が平均的な挙動を捉えていない可能性がある。

一方，東西方向断面の解析奥行方向の西山層上限面は，基礎北端の B-B__N 断面で最も標高が高く，基礎南端の B-B__S 断面で最も標高が低くなり，一様に傾斜していることから，基礎中央に位置する現状の評価対象断面である B-B 断面は，解析奥行幅全体の平均的な西山層標高をモデル化していると判断できる。

以上の整理により，本検討では南北方向断面において，A-A 断面における評価結果（以下「基本ケース」という。）と，西山層の解析奥行幅全体での平均的な標高を仮定した断面における評価結果（以下「追加検討ケース」という。）を比較し，西山層の不陸が軽油タンク基礎の耐震評価に与える影響を確認する。

3. 追加検討ケースの解析モデルの設定

追加検討ケースにおける西山層上限面の標高を設定する。

まず，南北方向断面の基礎北端，中心及び南端における西山層の平均的な標高を，B-B__N 断面，B-B 断面，B-B__S 断面を用いて算定する。算定方法の概念図を図 3-1 に示す。B-B__N 断面，B-B 断面，B-B__S 断面の各断面にて，基礎中心位置以外の各計測点における標高の平均値を算定し，基礎中心位置における西山層標高との差異を計算する。

ここで，B-B の各計測点は，図 3-2 に示すとおり基礎東西方向を約 1m 間隔で分割した 36 点とし，B-B__N 断面，B-B__S 断面の各計測点は，B-B 断面の計測点を各断面における西山層上限位置まで移動させた点とする。

各断面の基礎中心位置での西山層標高と基礎全体の西山層標高の平均値との差異の算定結果を表 3-1 に示す。

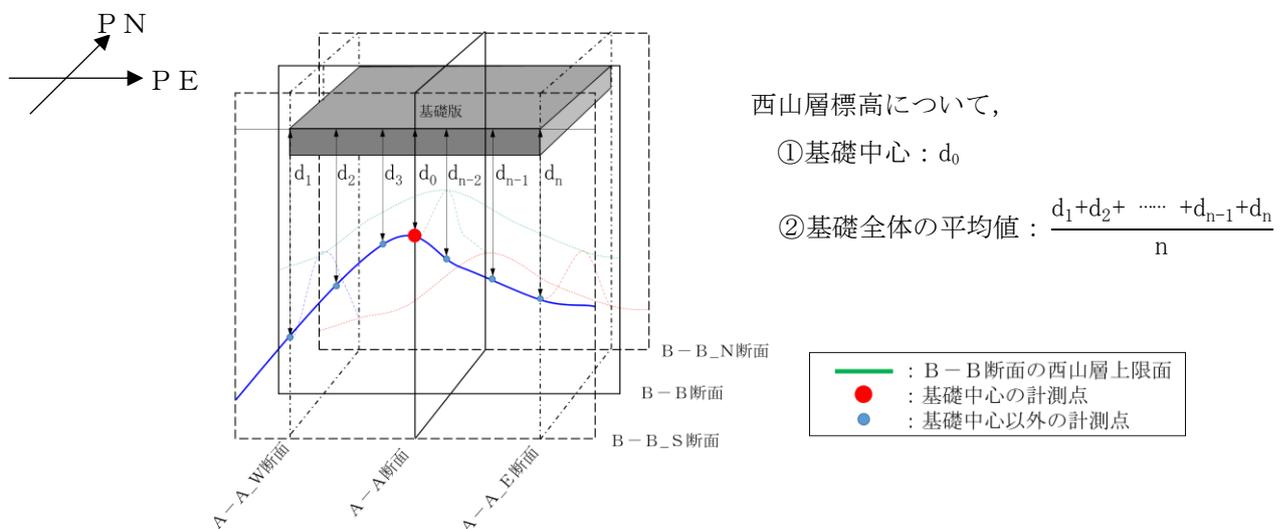


図 3-1 西山層の平均的な標高の算出方法概念図

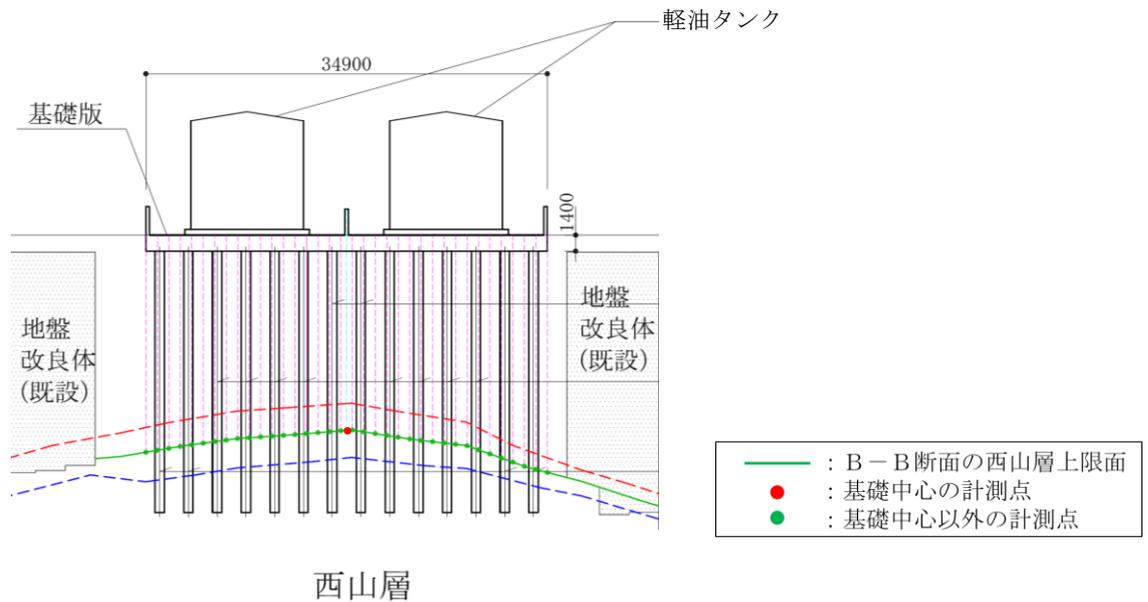


図 3-2 B-B断面（基礎版中心）における計測点

表 3-1 西山層の平均的な標高及び基礎中心での西山層標高との比較

位置	西山層の標高		
	①基礎中心	②基礎全体の平均値	差異
基礎版北端 (B-B_N)	T. M. S. L. -2.75m	T. M. S. L. -4.11m	-1.36m
基礎版中心 (B-B)	T. M. S. L. -5.09m	T. M. S. L. -6.25m	-1.16m
基礎版南端 (B-B_S)	T. M. S. L. -7.51m	T. M. S. L. -8.53m	-1.02m
平均値	T. M. S. L. -5.12m	T. M. S. L. -6.30m	-1.18m

表 3-1 に示すとおり、①基礎中心と②基礎全体の平均値の差異が、平均-1.18m となることから、追加検討ケースの解析モデルは、基本ケースの西山層上限面を一律 1.18m 下方へ移動させたモデルとする。解析モデル領域は基本ケースと同一とする。西山層以浅の地盤については、基本ケースにおける各地層の層厚の割合を保持した上で、地層境界を下方へ移動させる。また、鋼管杭及び地盤改良体についても西山層上限面の移動量に応じて要素高さを調整するが、西山層に対する鋼管杭の根入れ長さは、拘束状態の違いによって応答の差異が生じないように、基本ケースと同一とする。

解析結果の比較項目は、西山層標高の差異による影響が大きいと想定される鋼管杭の曲げ軸力評価及びせん断力評価とし、解析ケース及び地震動は、基本ケースの鋼管杭の全照査項目のうち照査値が最大となる「解析ケース①、地震動 Ss-3-+ (せん断力照査)」とする。

基本ケースと追加検討ケースの解析断面の比較を図 3-3 に、解析メッシュ図の比較を図 3-4 に示す。

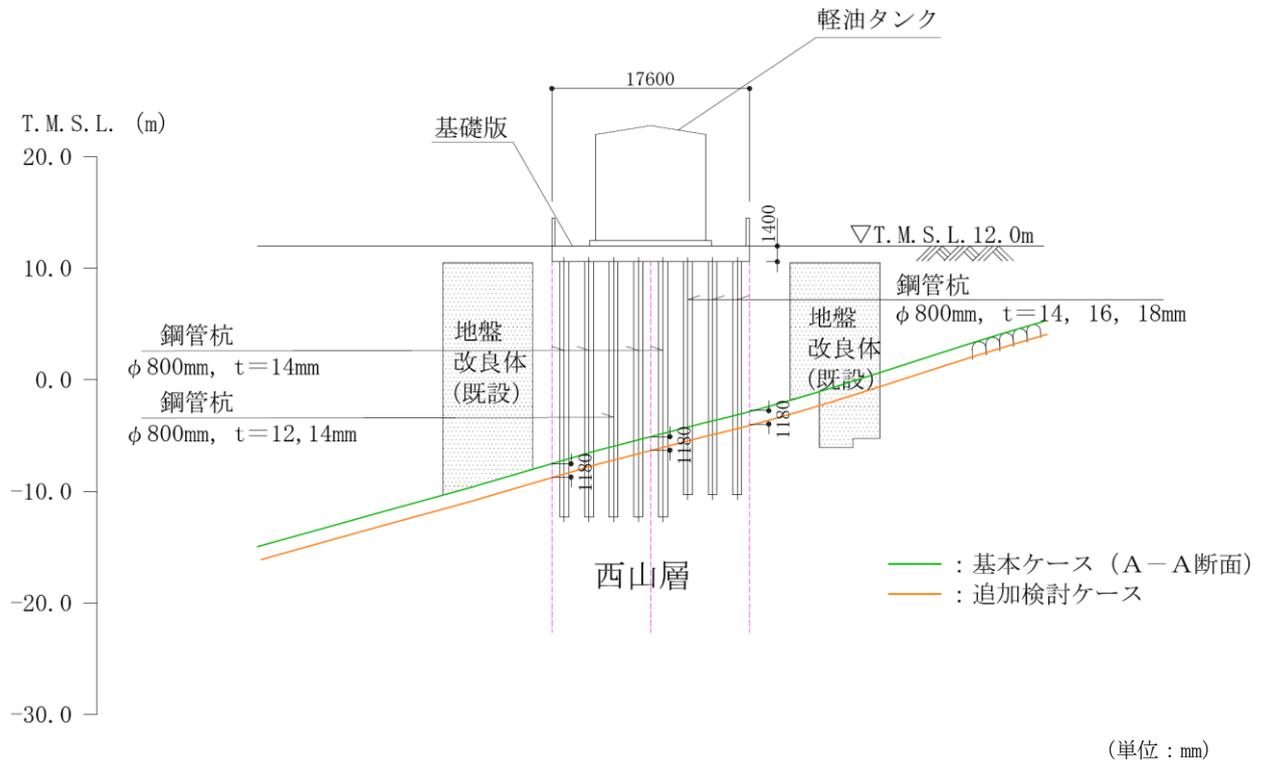


図 3-3 基本ケースと追加検討ケースの解析断面の比較

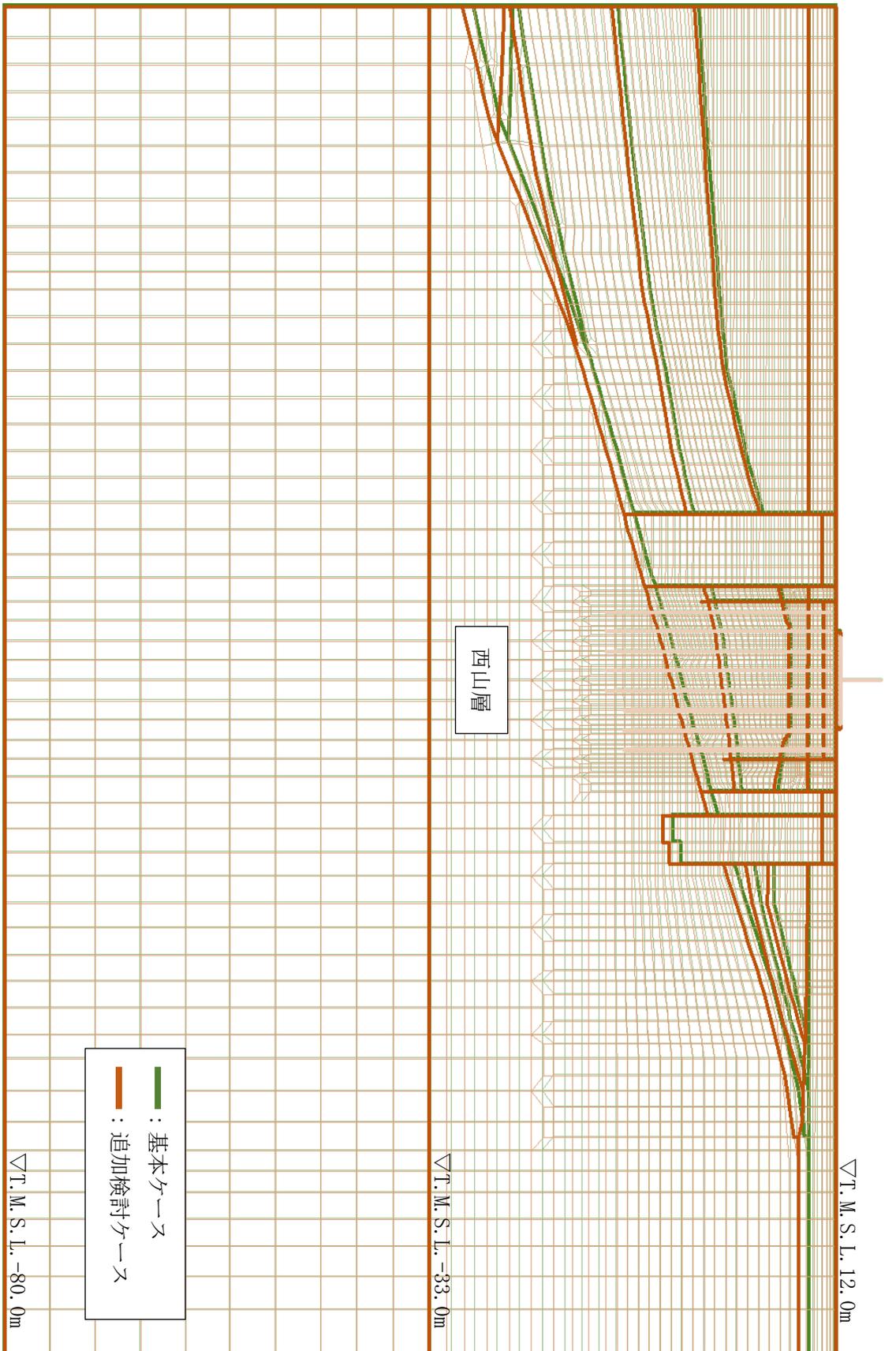


図 3-4 基本ケースと追加検討ケースの解析メッシュ図の比較

4. 解析結果の比較

鋼管杭の曲げ軸力照査結果の比較を表 4-1 に、せん断力照査結果の比較を表 4-2 に示す。曲げ軸力照査では、追加検討ケースの照査用曲率が基本ケースを若干下回り、せん断力照査では、追加検討ケースの照査用せん断力が基本ケースを若干上回る結果となったが、いずれの照査値についても有意な差は無いことを確認した。

表 4-1 鋼管杭の曲げ軸力照査結果

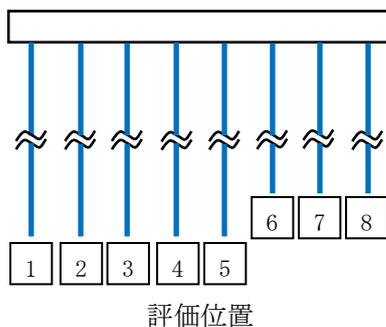
検討ケース	評価位置	照査用曲率* ϕ_d (1/m)	終局曲率 ϕ_u (1/m)	照査値 ϕ_d / ϕ_u
①基本ケース	8 (肉厚 14mm [杭頭部 16mm] の杭)	2.60×10^{-3}	1.27×10^{-2}	0.21
②追加検討ケース	8 (肉厚 14mm [杭頭部 16mm] の杭)	2.53×10^{-3}	1.25×10^{-2}	0.21

注記* : 照査用曲率 $\phi_d = \text{発生曲率} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

表 4-2 鋼管杭のせん断力照査結果

検討ケース	評価位置	照査用 せん断力* Q_d (kN)	終局 せん断耐力 Q_u (kN)	照査値 Q_d / Q_u
①基本ケース	1 (肉厚 14mm の杭)	889	1977	0.45
②追加検討ケース	1 (肉厚 14mm の杭)	905	1977	0.46

注記* : 照査用せん断力 $Q_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$



5. まとめ

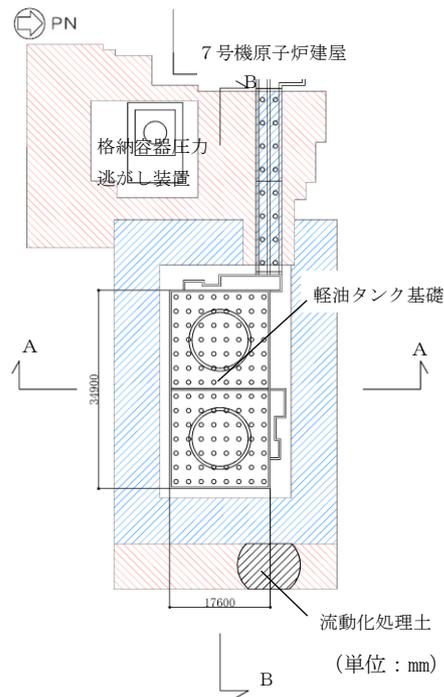
軽油タンク基礎の耐震評価において、基礎中心位置（A－A断面及びB－B断面）を通る地質断面図に基づき実施している現状の解析に対し、A－A断面については、西山層上限面を解析奥行幅全体の平均値に基づき設定した断面での解析を行い、西山層の不陸が鋼管杭の耐震評価に与える影響を確認した。その結果、曲げ軸力照査及びせん断力照査のいずれにおいても基本ケースと追加検討ケースの照査値に有意な差は無いことから、西山層上限面標高の差異による耐震評価への影響は軽微であると判断した。

(参考資料 7) 地盤改良体の安定性について

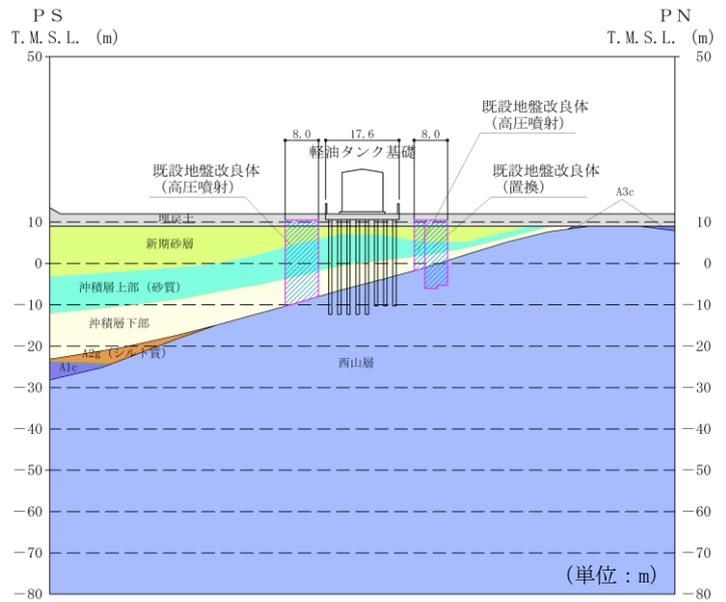
1. 概要

軽油タンク基礎の地盤改良体の配置図を図 1-1 に示す。軽油タンク基礎の周囲には、変形抑制対策として地盤改良を実施しており、支持層である西山層が南北方向に傾斜しているとともに、西山層以浅の原地盤において液状化が発生していることから、側方流動に伴う地盤改良体の滑動や転倒により安定性が損なわれる可能性が考えられる。

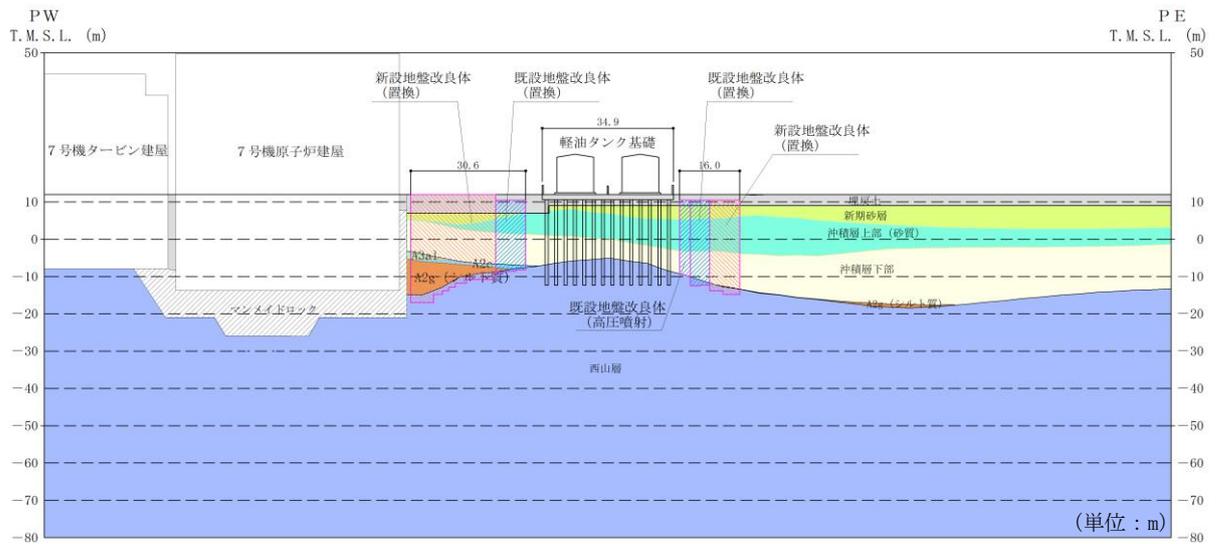
一方、基礎周辺の地盤改良体は、基礎を取り囲むようにして配置されることから、実際の3次元的な形状を考慮すると、滑動及び転倒により安定性を損なう可能性は低いと考えられが、本項では念の為、地盤改良体の地震時における安定性について検討を実施する。



(a) 平面図



(b) A-A断面図



(c) B-B断面図

既設/新設	凡例	地盤改良工法
既設地盤改良体		置換(CD掘削)
新設地盤改良体		置換(CD掘削)

注：置換工法(CD掘削)の施工範囲の内、地上構造物及び埋設構造物がある箇所では、高圧噴射または置換(開削)を適用

図 1-1 軽油タンク基礎の地盤改良体の配置図

2. 地震応答解析における変形図による安定性の評価

軽油タンク基礎の地震応答解析に用いる 2 次元動的有限要素法解析モデルでは、図 2-1 に示すとおり、地盤改良体と地盤の間にジョイント要素を配置することで、地震時における地盤改良体の滑動や剛体回転等の挙動を考慮している。また、地震応答解析においては、地盤の剛性低下及び地質の不整形に起因する地盤ひずみも考慮されていることから、当該モデルの地震応答解析における変形状態を確認することで、地盤改良体の安定性を判断する。

変形状態は、地盤改良体の滑動、転倒等の水平方向の挙動に着目する観点から、西山層に対する基礎版の水平相対変位が最大となるケース、時刻で確認する。

図 2-2 に各断面の変形図を示す。変形図より、地盤改良体の滑動、転倒等は確認されず、地震時においても改良体は安定した挙動を示していると判断できる。

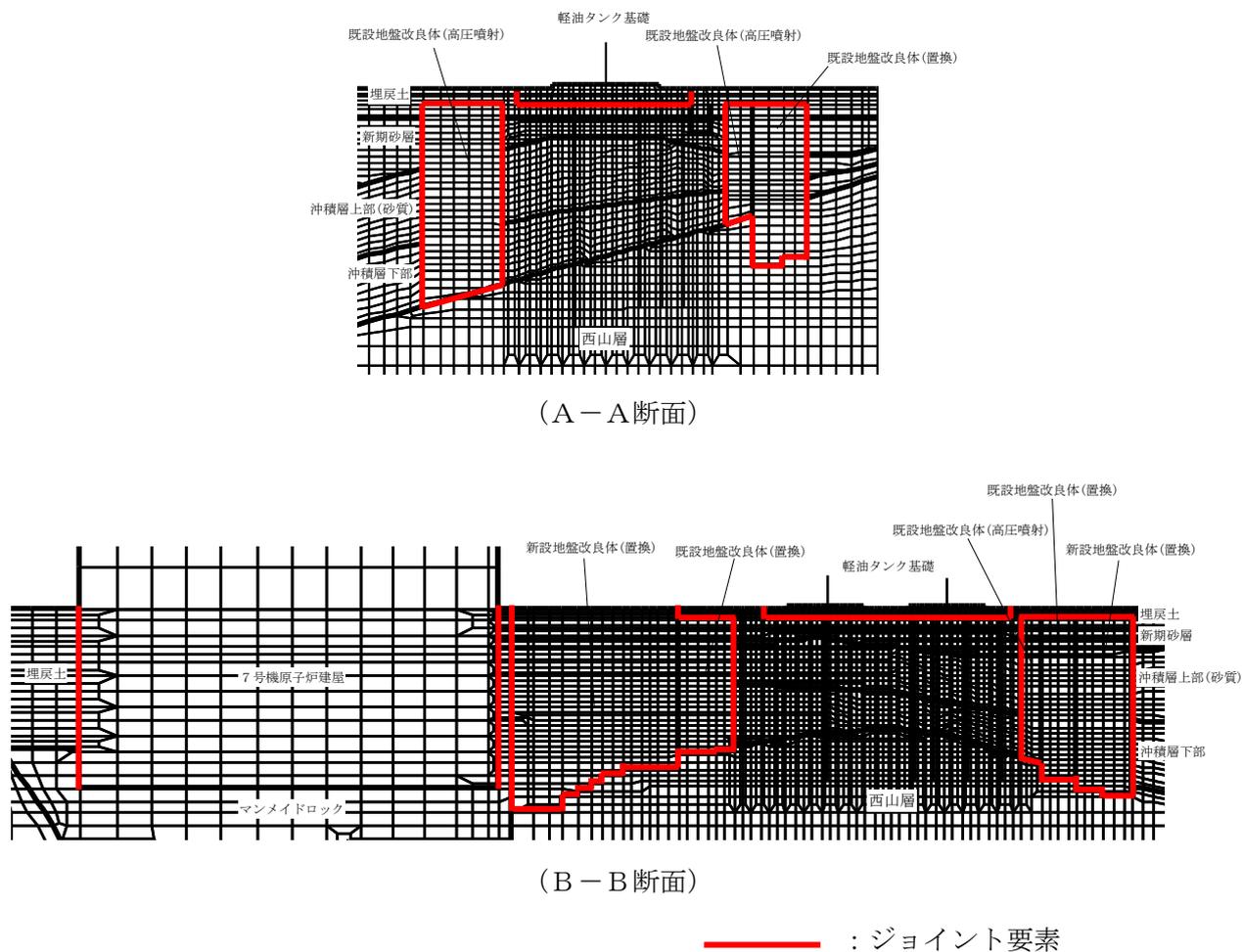
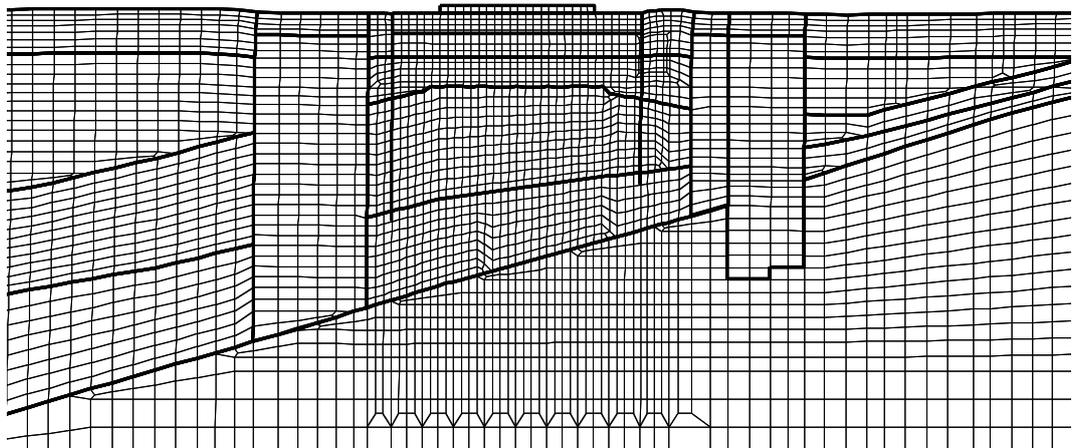


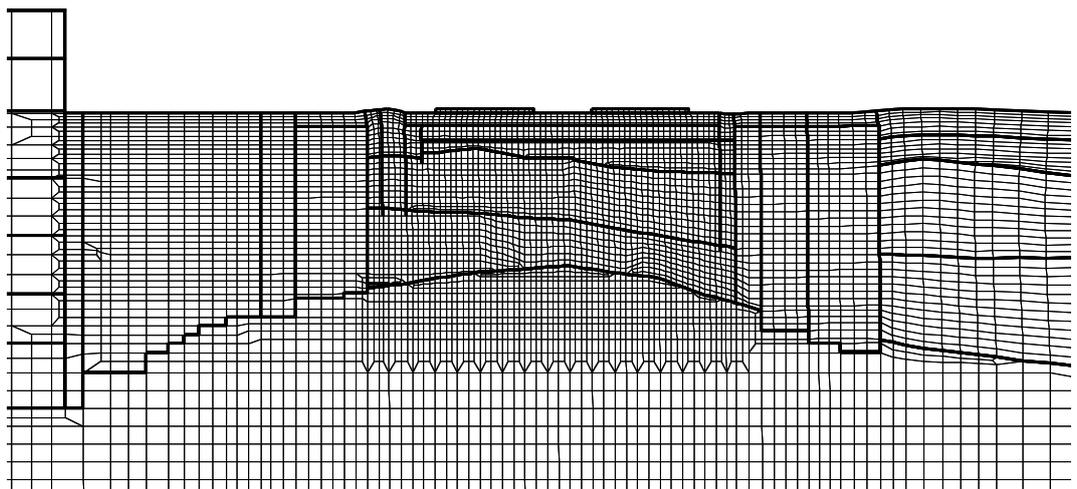
図 2-1 ジョイント要素の配置



10.0m

A-A断面

(解析ケース③, 地震動 Ss-3-+, t=36.70s)



10.0m

B-B断面

(解析ケース③, 地震動 Ss-7, t=58.04s)

図 2-2 変形図

注：変形スケールは構造スケールと同様

3. 転倒モーメントによる照査

地盤改良体の安定性を定量的に評価するため、道路橋示方書における直接基礎の転倒モーメントに対する安定性の照査方法を参考に、転倒モーメントによる照査を実施する。地盤改良体に作用する合力の作用位置は、地盤改良体の重心位置と見なし、図 2-2 の変形図を確認した解析ケースの全時刻歴における地盤改良体の回転角の最大値と、改良体高さから合力の作用位置を算定する。合力の作用位置が底面の中心から底面幅の 1/3 以内であれば、照査を満足すると判定する。地盤改良体の合力の作用位置の概念図を図 3-1 に示す。

照査結果を表 3-1 に示す。各地盤改良体について、転倒モーメントによる照査を満足し、許容限界に対して十分な裕度があることから、転倒は生じないと判断できる。

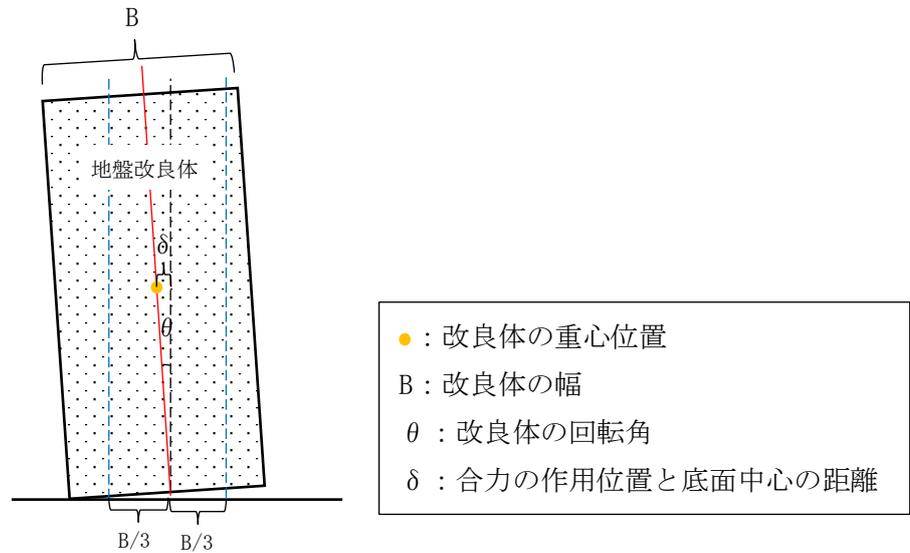


図 3-1 地盤改良体の合力の作用位置の概念図

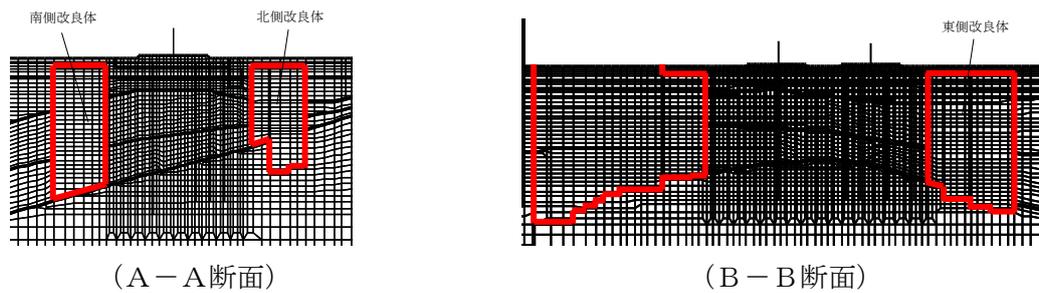


図 3-2 地盤改良体の名称

表 3-1 照査結果

改良体名称	回転角 θ (rad)	合力の作用位置と 底面中心の距離 δ^* (mm)	底面幅の 1/3 B/3 (mm)	照査値 $\delta / (B/3)$
南側改良体	8.18×10^{-3}	96	2667	0.04
北側改良体	5.06×10^{-3}	51	2667	0.02
東側改良体	6.08×10^{-3}	89	5333	0.02

注記* : 構造解析係数 1.2 を考慮

4. まとめ

軽油タンク基礎周囲の地盤改良体の安定性について、変形図による評価、転倒モーメントによる照査、及び形状による評価を実施したところ、地震時に滑動及び転倒により安定性を失うことは無いと判断した。

以上より、軽油タンク基礎の地盤改良体は、地震時においても安定性を保ち、変形抑制としての機能を維持できることを確認した。