

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2
提出年月日	2020年4月15日

資料2 軽油タンク基礎の耐震安全性評価

2020年4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	37
3.3 減衰定数	39
3.4 荷重の組合せ	39
3.4.1 機器・配管荷重	40
3.4.2 外水圧	44
3.4.3 雪荷重	44
3.5 地震応答解析の解析ケース	45
3.5.1 耐震評価における解析ケース	45
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	48
4. 基礎版の解析	49
4.1 解析手法	49
4.2 解析モデルの設定	49

4.2.1	基礎版のモデル化	49
4.2.2	材料の非線形特性	51
4.2.3	杭頭ばね要素の設定	55
4.3	照査時刻の選定	57
4.4	入力荷重	58
4.4.1	軽油タンクによる荷重	60
4.4.2	張出しダクト及び張出し基礎による荷重	64
4.4.3	油分離槽の慣性力	67
4.4.4	防油堤の慣性力	68
4.4.5	基礎版の慣性力	69
4.4.6	リングコンクリート及び乾燥砂の慣性力	70
4.4.7	積雪の慣性力	71
4.4.8	土圧及び水圧	72
5.	評価内容	73
5.1	入力地震動の設定	73
5.2	許容限界の設定	126
5.2.1	曲げに対する許容限界	126
5.2.2	せん断に対する許容限界	128
5.2.3	鋼管杭	133
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	134
6.	評価結果	138
6.1	地震応答解析結果	138
6.1.1	解析ケースと照査値	139
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）	145
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）	147
6.1.4	曲率分布（鋼管杭の曲げ軸力照査）	150
6.1.5	せん断力分布（鋼管杭のせん断力照査）	154
6.1.6	最大せん断ひずみ分布	158
6.1.7	過剰間隙水圧比分布	166
6.2	鉄筋コンクリート部材の耐震評価	174
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	174
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	175
6.3	鋼管杭の耐震評価	176
6.3.1	鋼管杭の曲げ軸力に対する評価結果	176
6.3.2	鋼管杭のせん断力に対する評価結果	179
6.4	基礎地盤の支持性能に対する支持力評価	182

6.4.1 基礎地盤の押込みに対する支持性能評価	182
6.4.2 基礎地盤の引抜きに対する支持性能評価	185
7. まとめ	188

参考資料

(参考資料 1) 付帯設備の耐震評価	参考 1-1
(参考資料 2) 杭頭部の健全性評価	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) 版解析に対する地下水位設定の影響について	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

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。

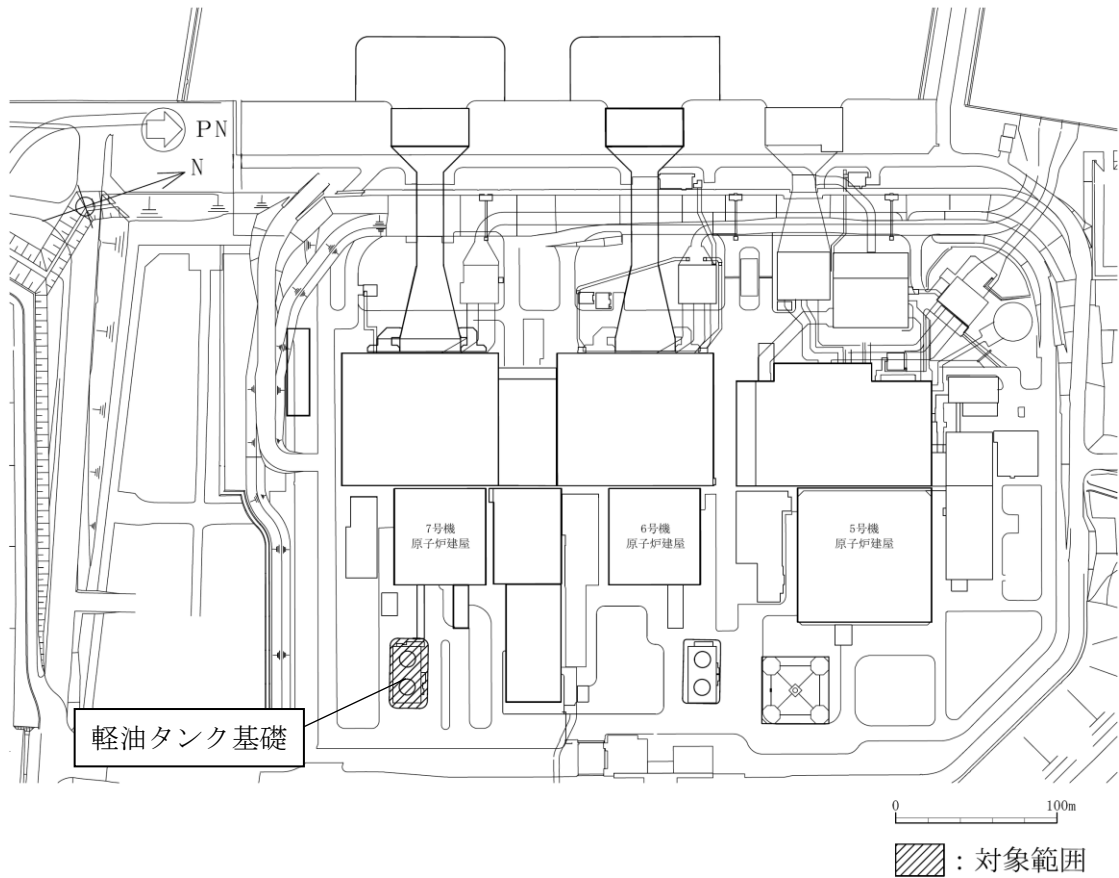
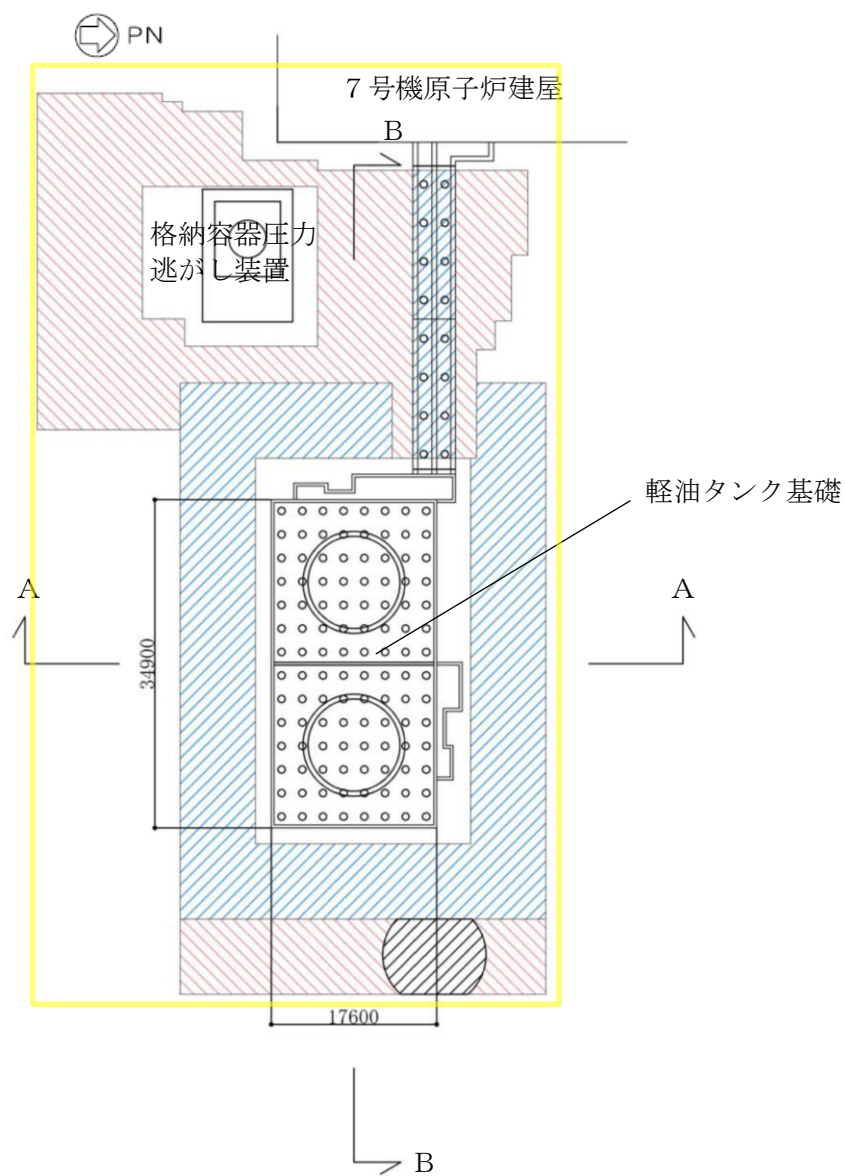


図 2-1 軽油タンク基礎の位置図



(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

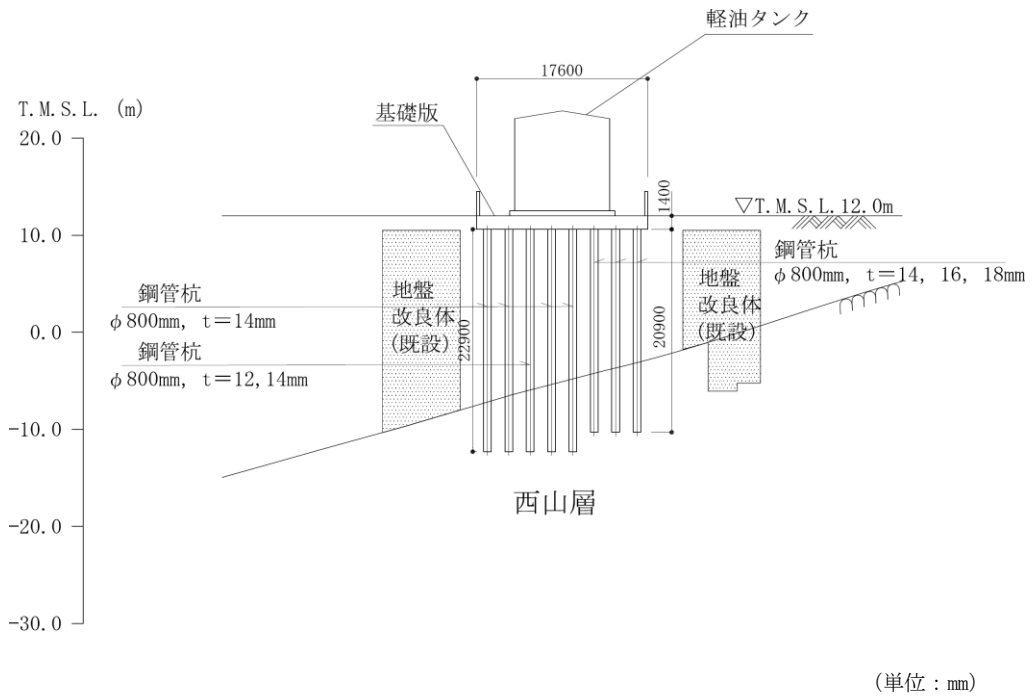


図 2-3 軽油タンク基礎断面図 (A-A 断面)

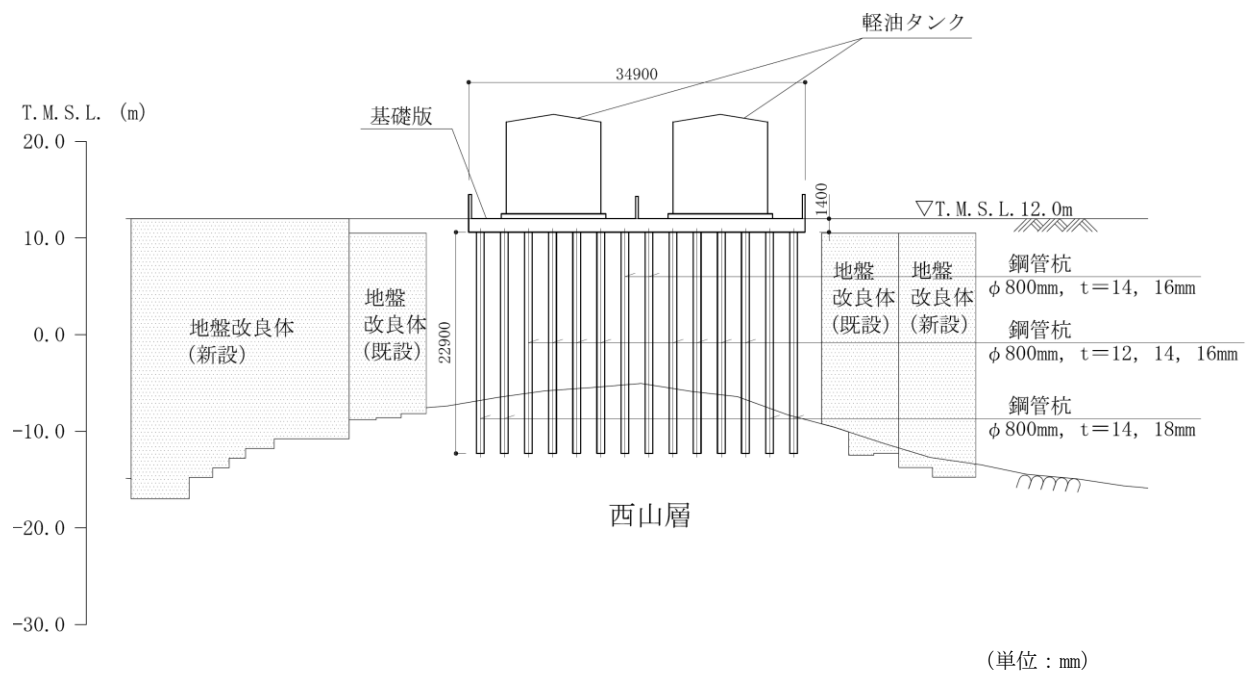


図 2-4 軽油タンク基礎断面図 (B-B 断面)

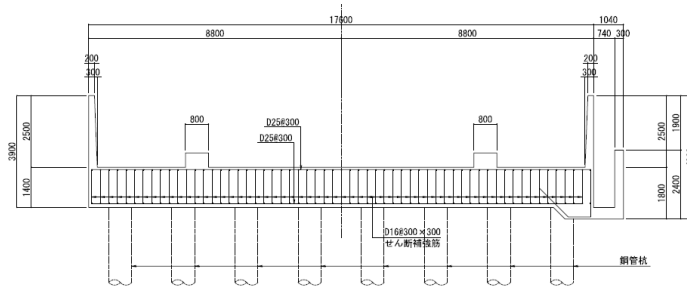


図 2-5 (1) 軽油タンク基礎の概略配筋図 (A-A断面)

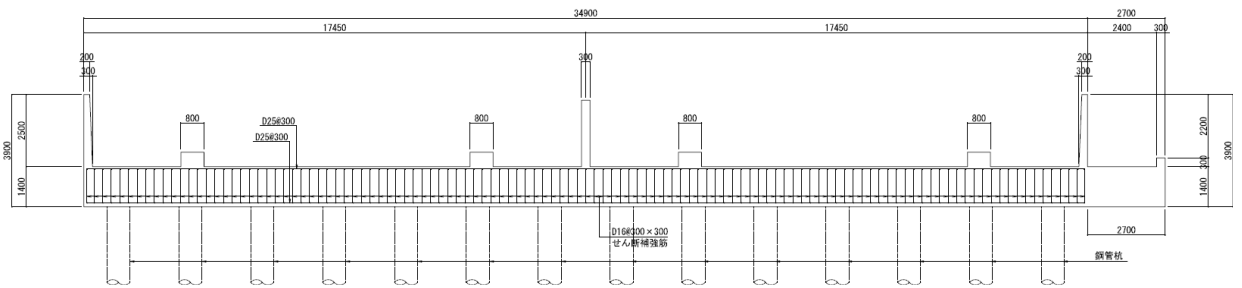
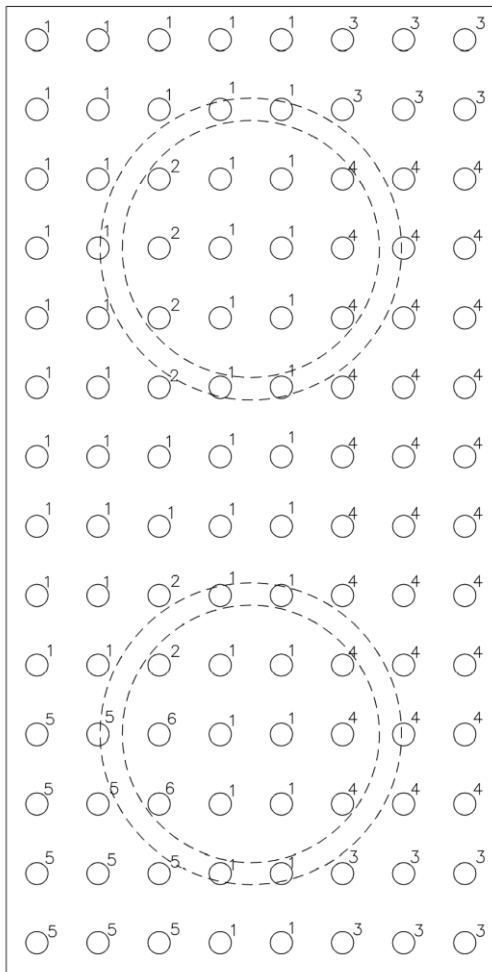


図 2-5 (2) 軽油タンク基礎の概略配筋図 (B-B断面)



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。

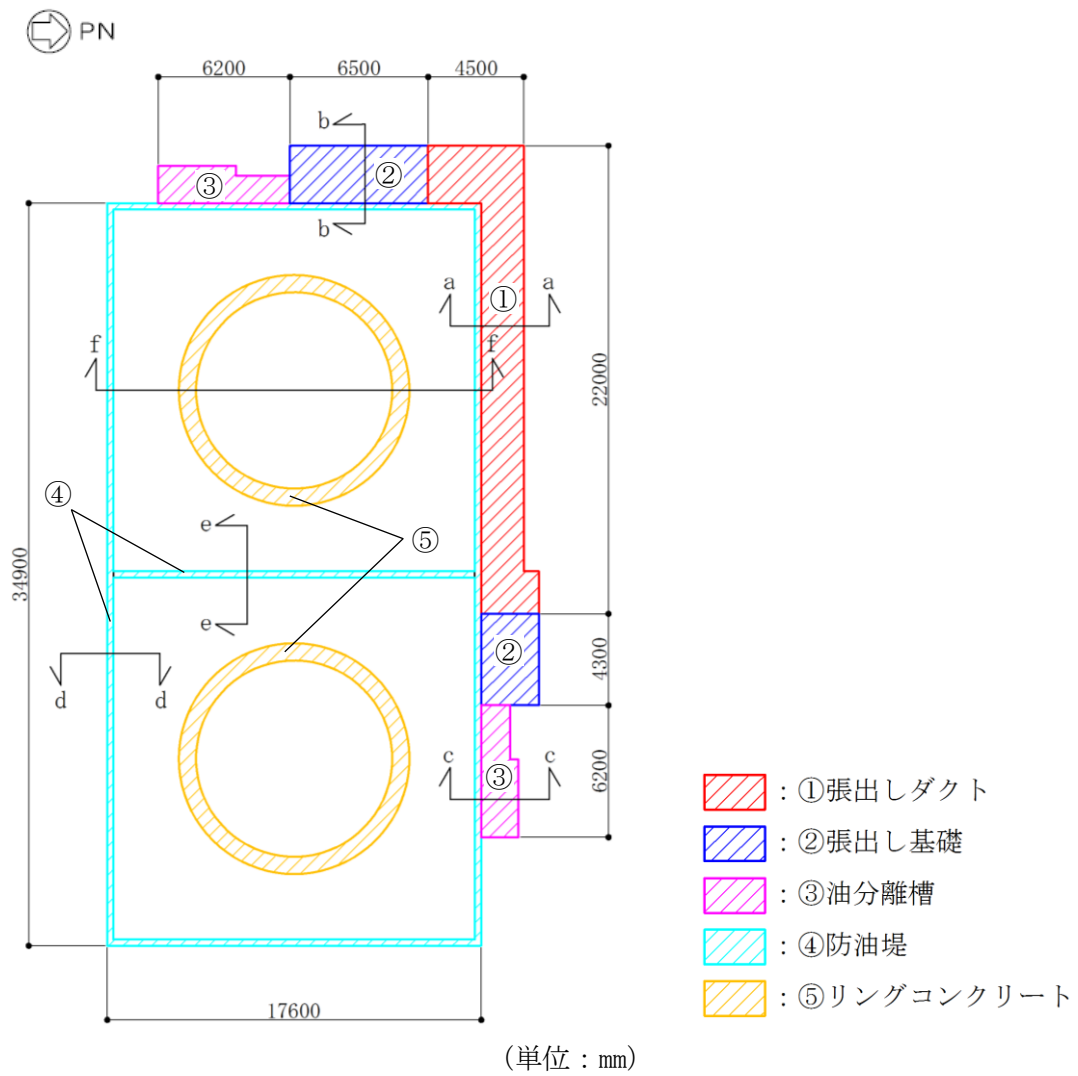


図 2-7 付帯設備の配置図

表 2-1 付帯設備の概要 (1/2)

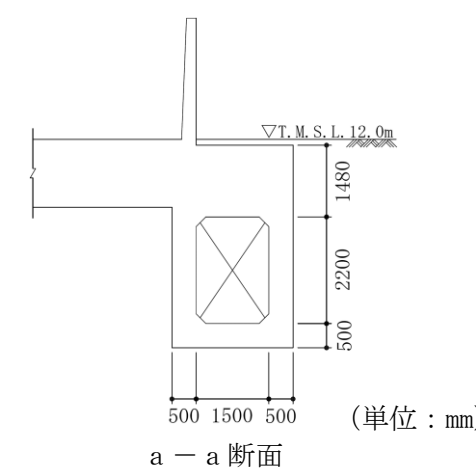
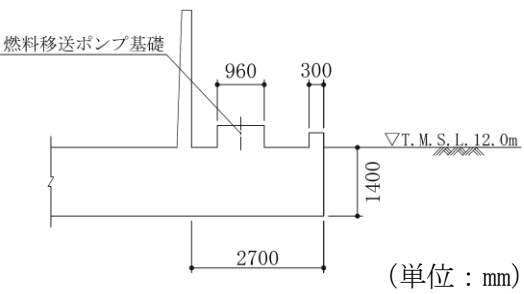
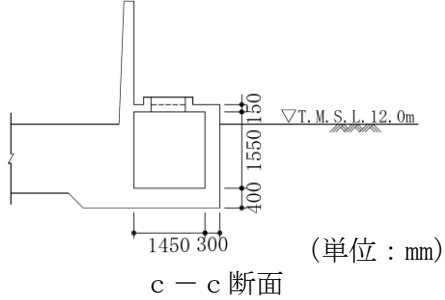
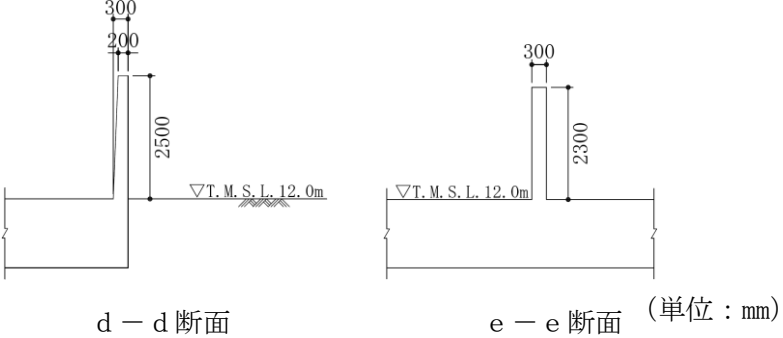
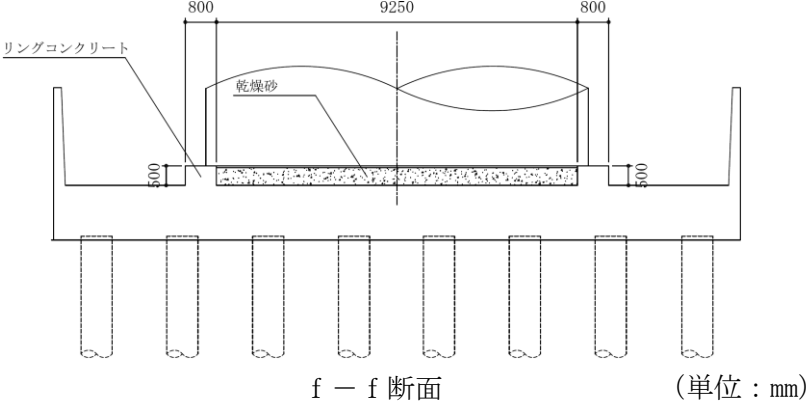
設備名称	概要
①張出しダクト	<ul style="list-style-type: none"> ・ Sクラス施設である燃料移送系配管を間接支持する構造物である。 ・ 張出しダクト頂版は軽油タンク基礎と剛結されている。  <p style="text-align: center;">(単位：mm) a - a 断面</p>
②張出し基礎	<ul style="list-style-type: none"> ・ Sクラス施設である燃料移送ポンプを間接支持する構造物である。 ・ 軽油タンク基礎と剛結されている。 ・ 非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護版が設置されている。  <p style="text-align: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

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。 
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>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。 

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。

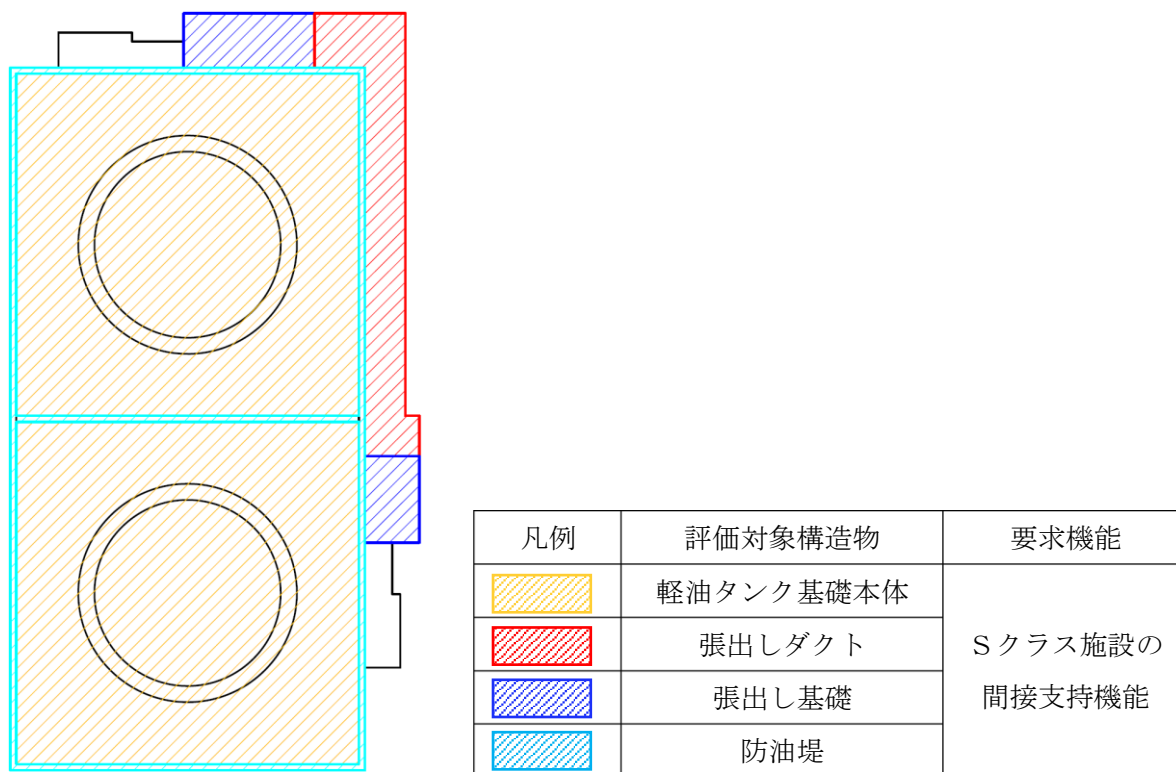


図 2-8 評価対象構造物

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 σ_{ms}' (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

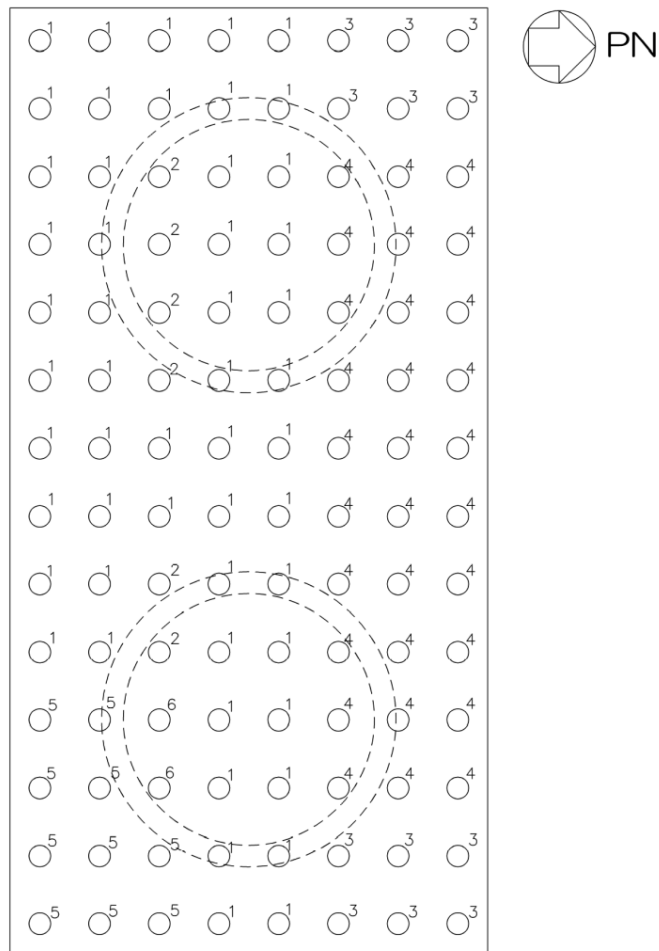


図 2-9 鋼管杭配置図

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に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。

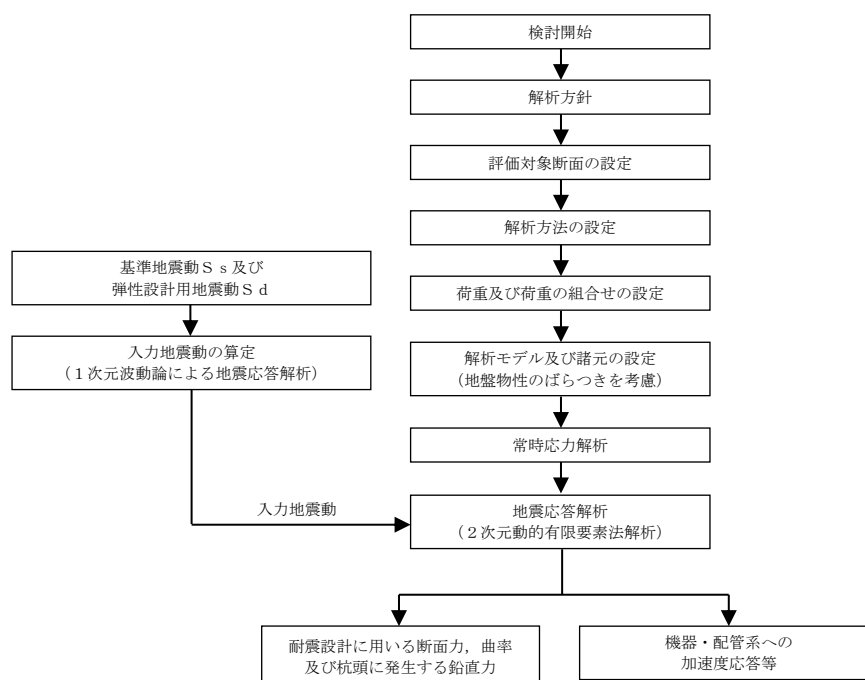


図 2-10 軽油タンク基礎の地震応答解析フロー

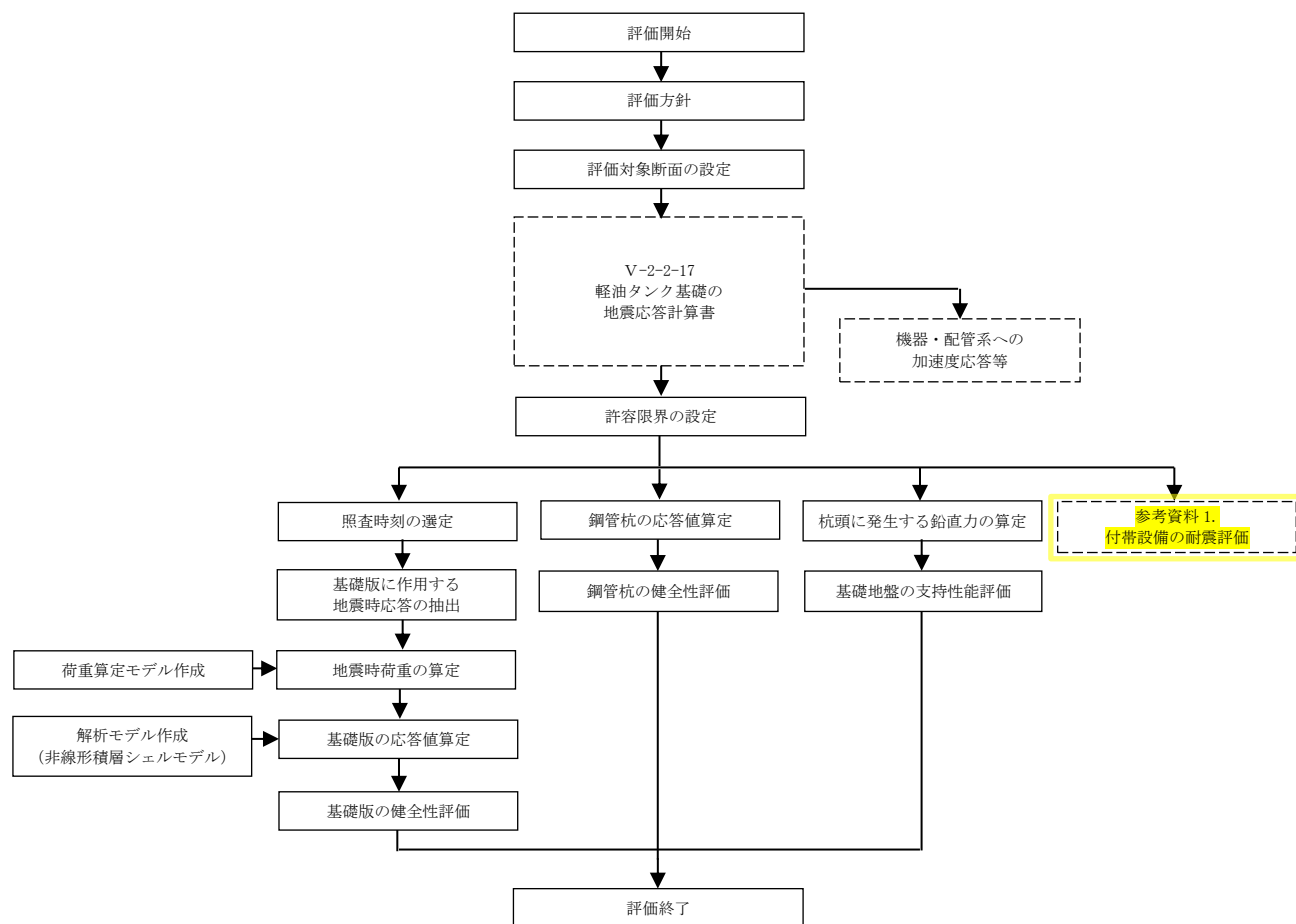


図 2-11 軽油タンク基礎の耐震評価フロー

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。

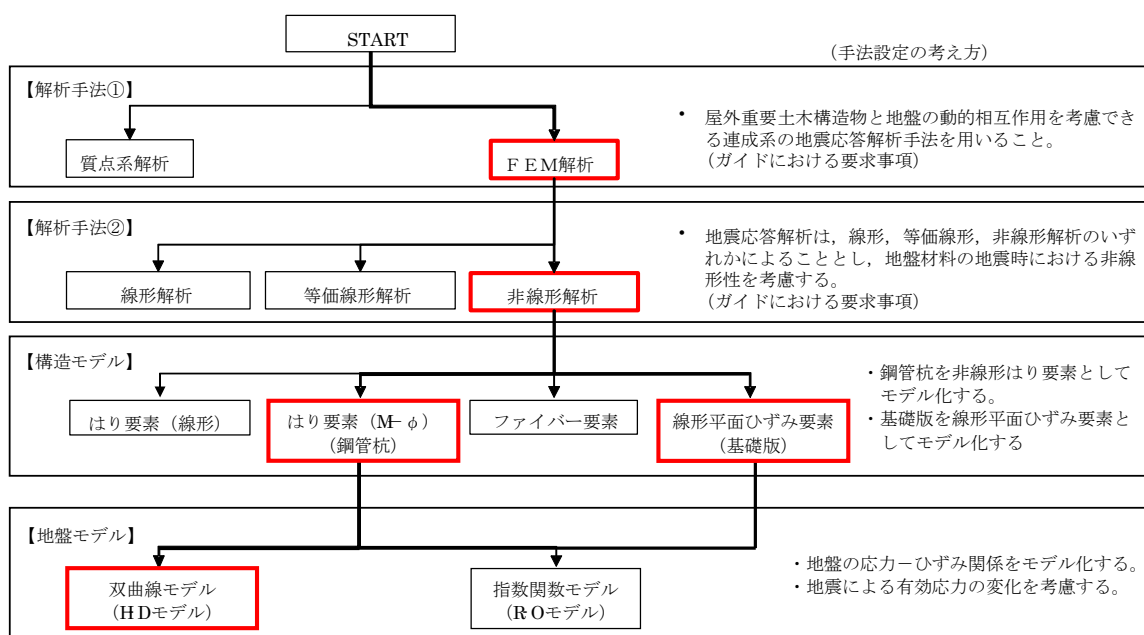


図 3-1 地震応答解析手法の選定フロー

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。

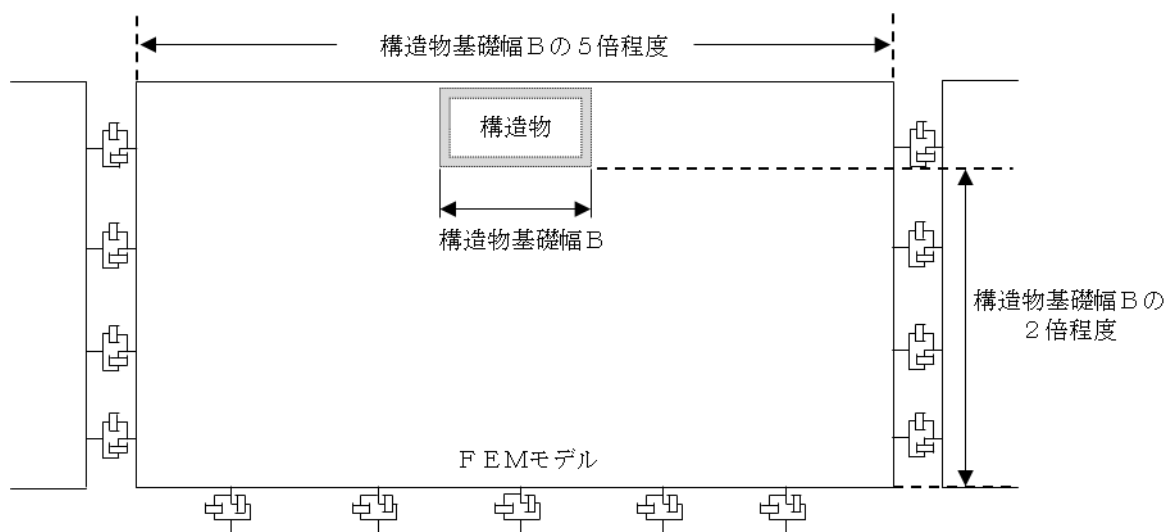


図 3-2 モデル範囲の考え方

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。

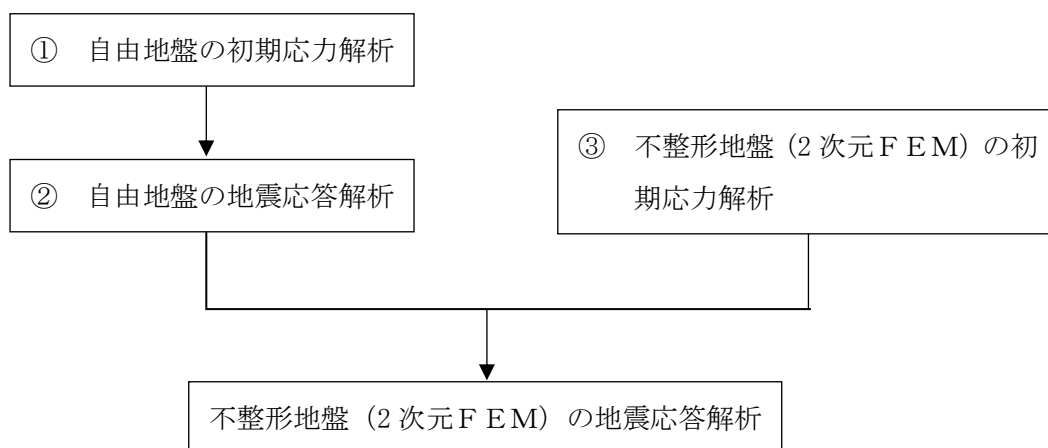
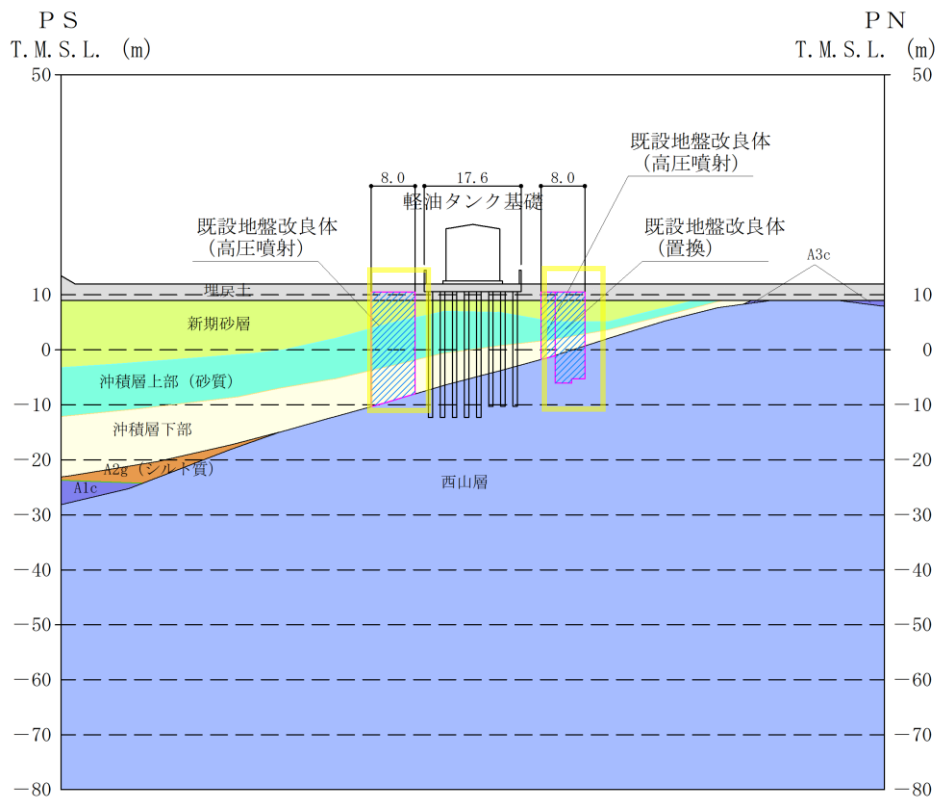


図 3-3 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤 (2次元FEM) の地震応答解析までのフロー

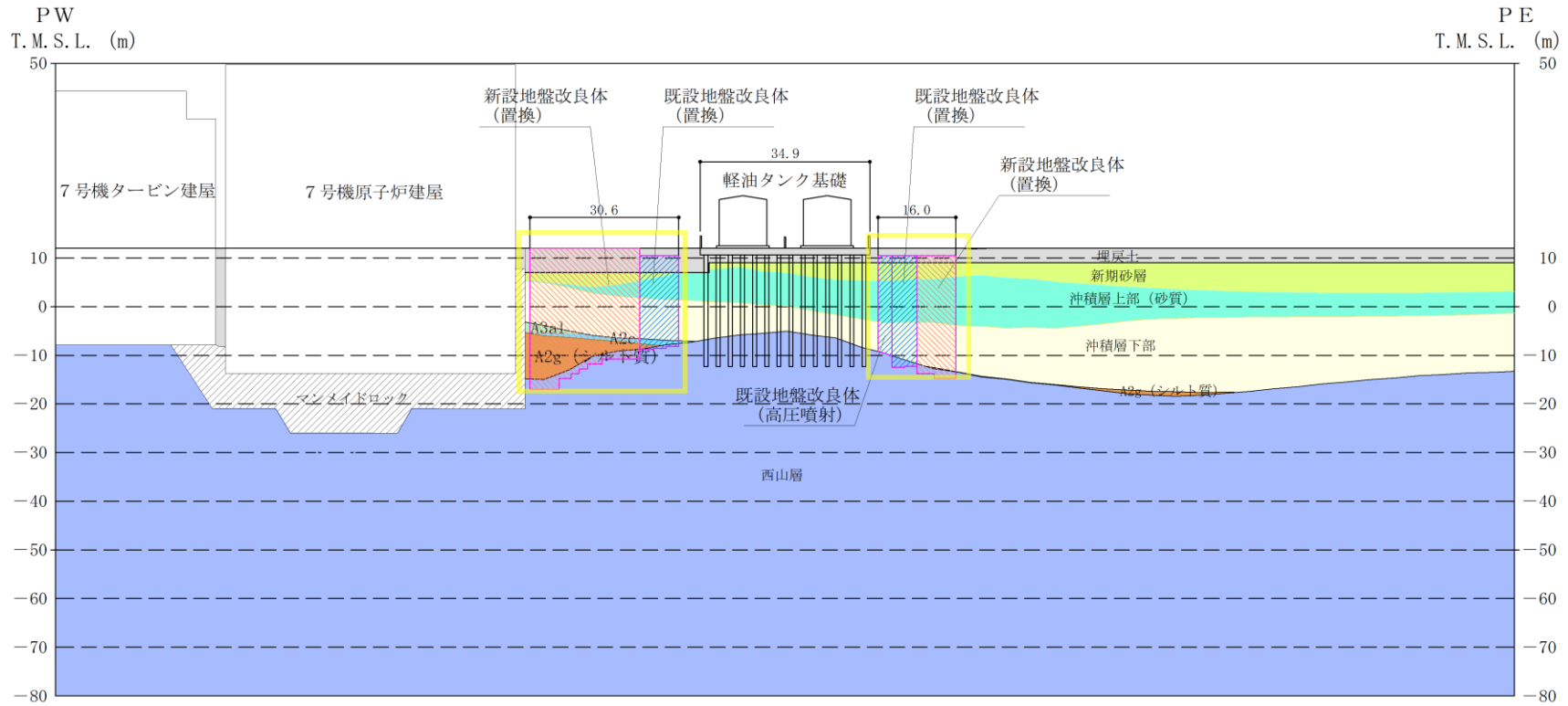


(単位：m)

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。

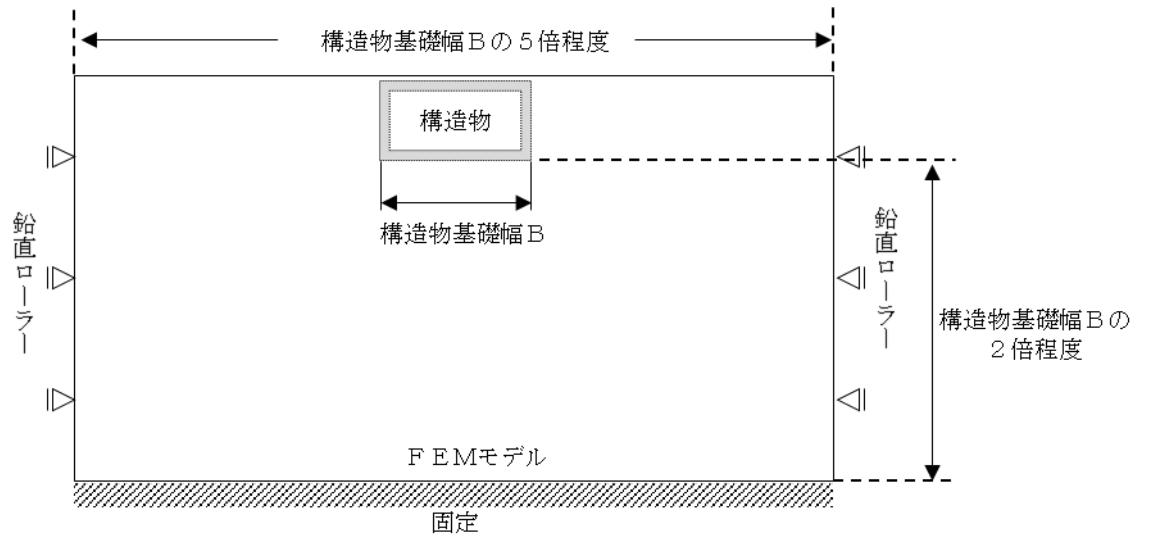


図 3-6 初期応力解析における境界条件の概念図

(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。

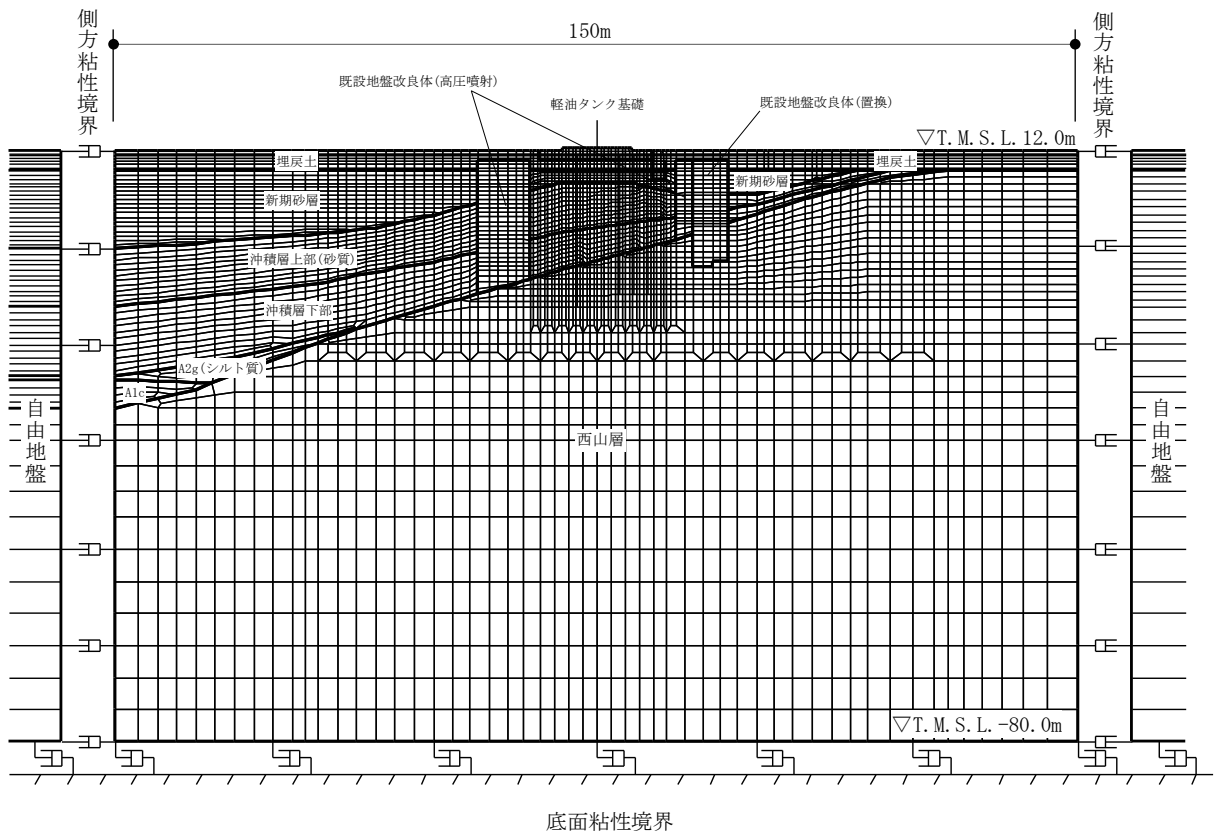


図 3-7 軽油タンク基礎の地震応答解析モデル (A-A断面)

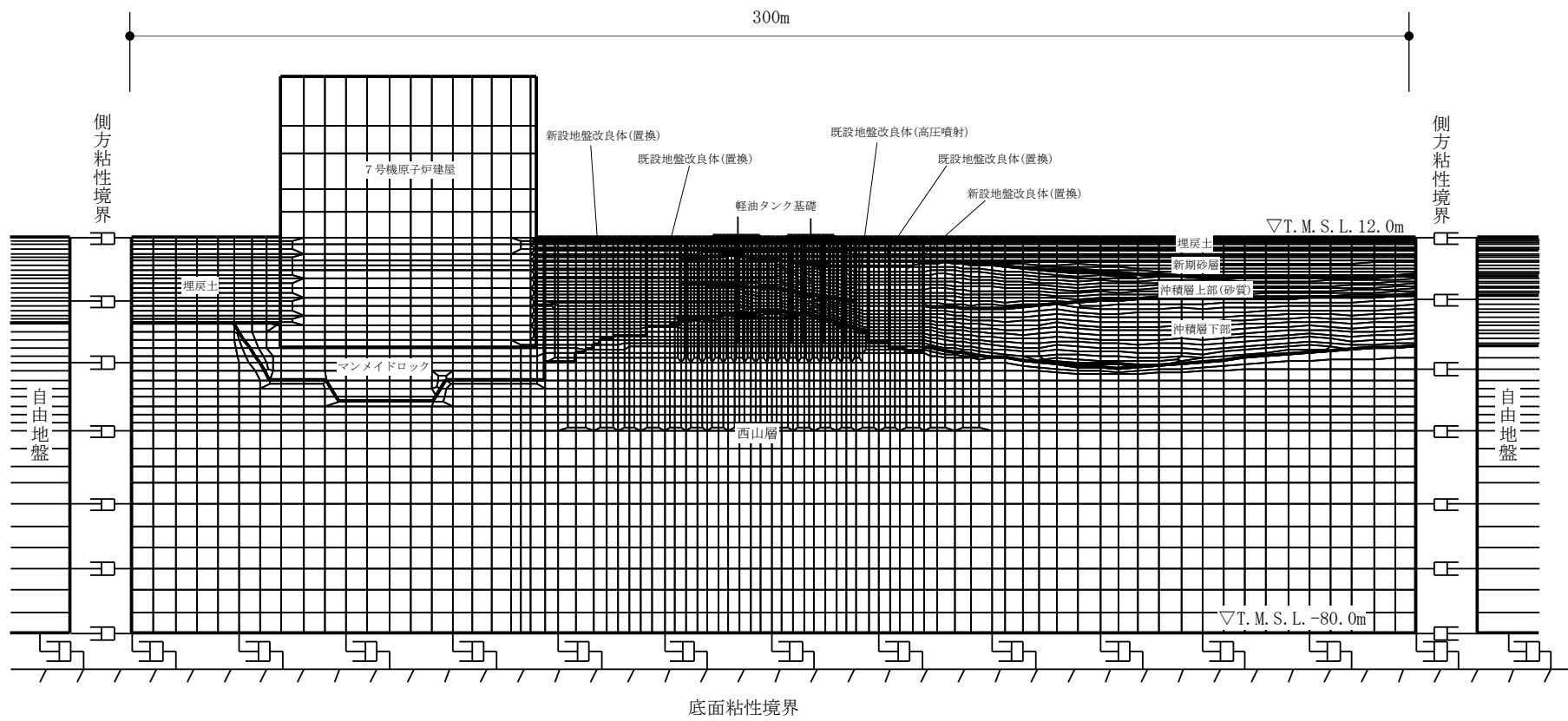


図 3-8 軽油タンク基礎の地震応答解析モデル (B-B断面)

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。

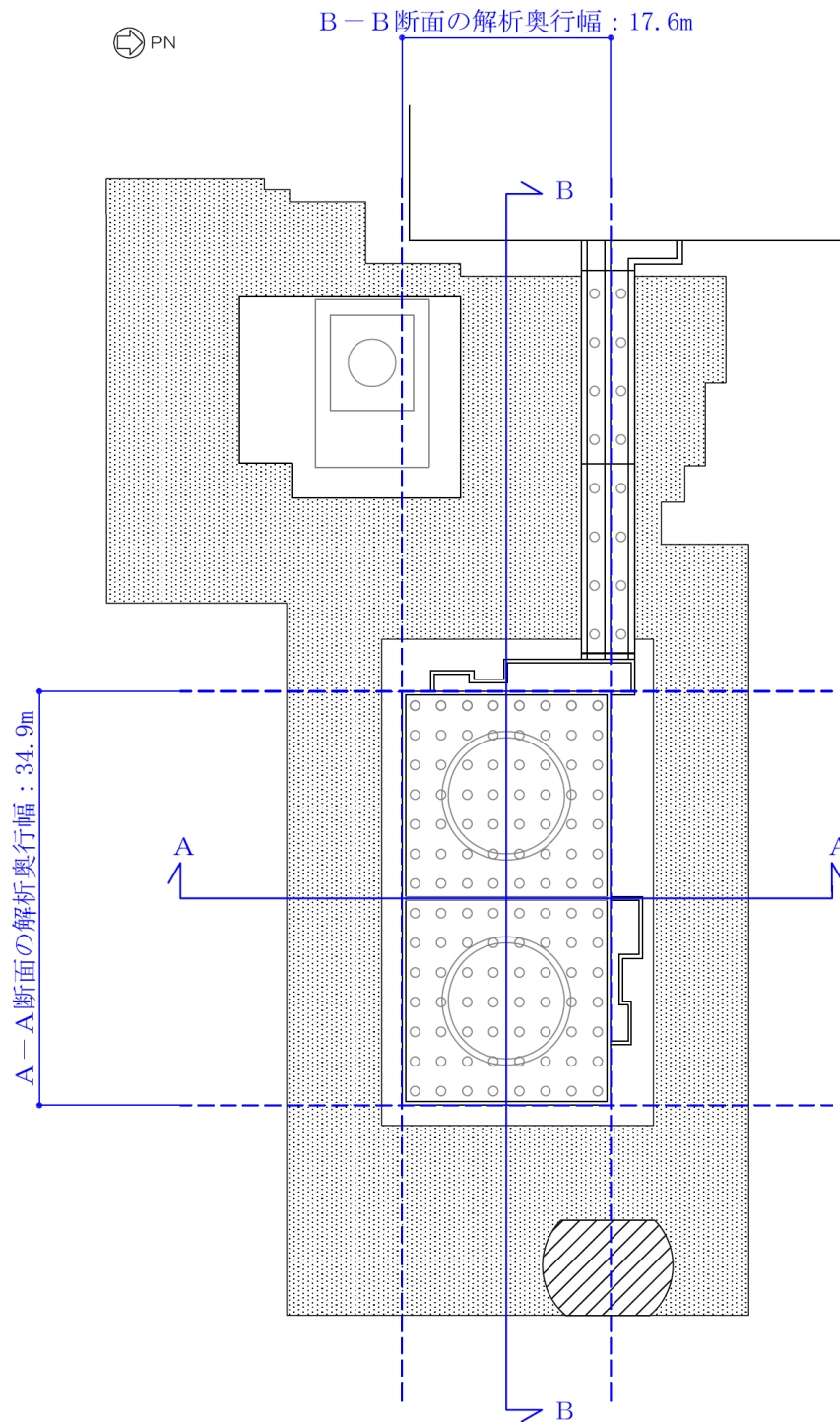


図 3-9 各断面の解析奥行幅の考え方

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。

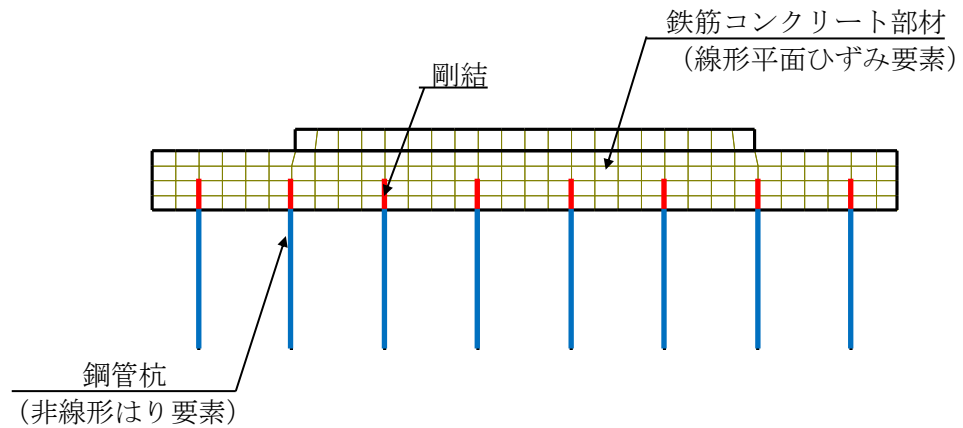


図 3-10 構造物の解析モデル（A-A断面，構造物部分拡大部）

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

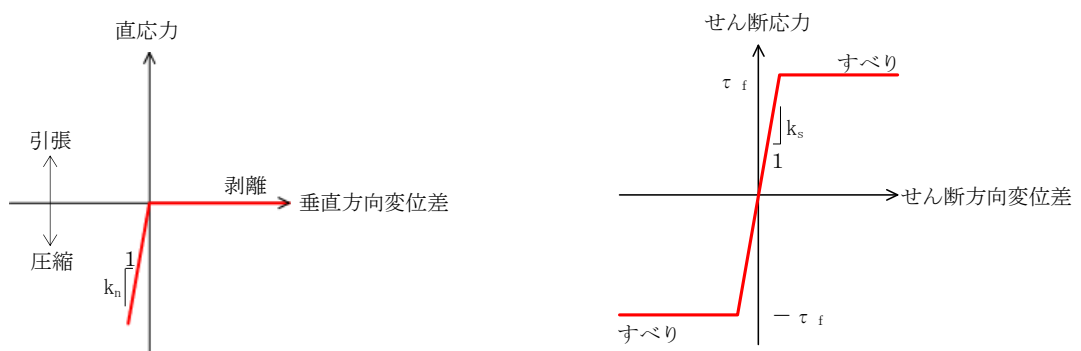
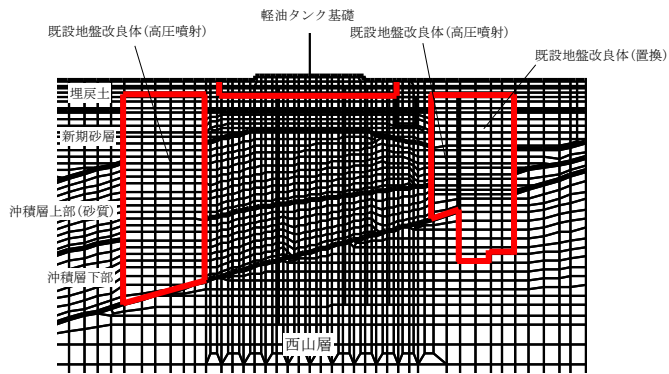
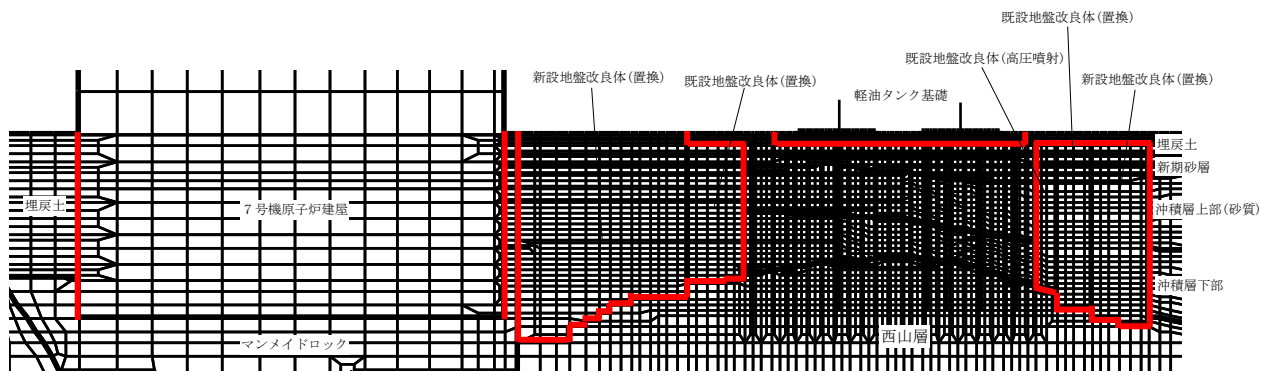


図 3-11 ジョイント要素の力学特性



(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 15~20° 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

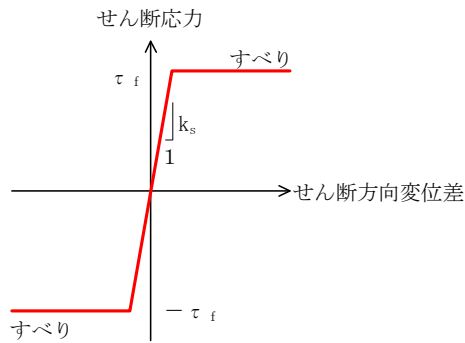


図 3-13 杭-地盤相互作用ばねの力学特性

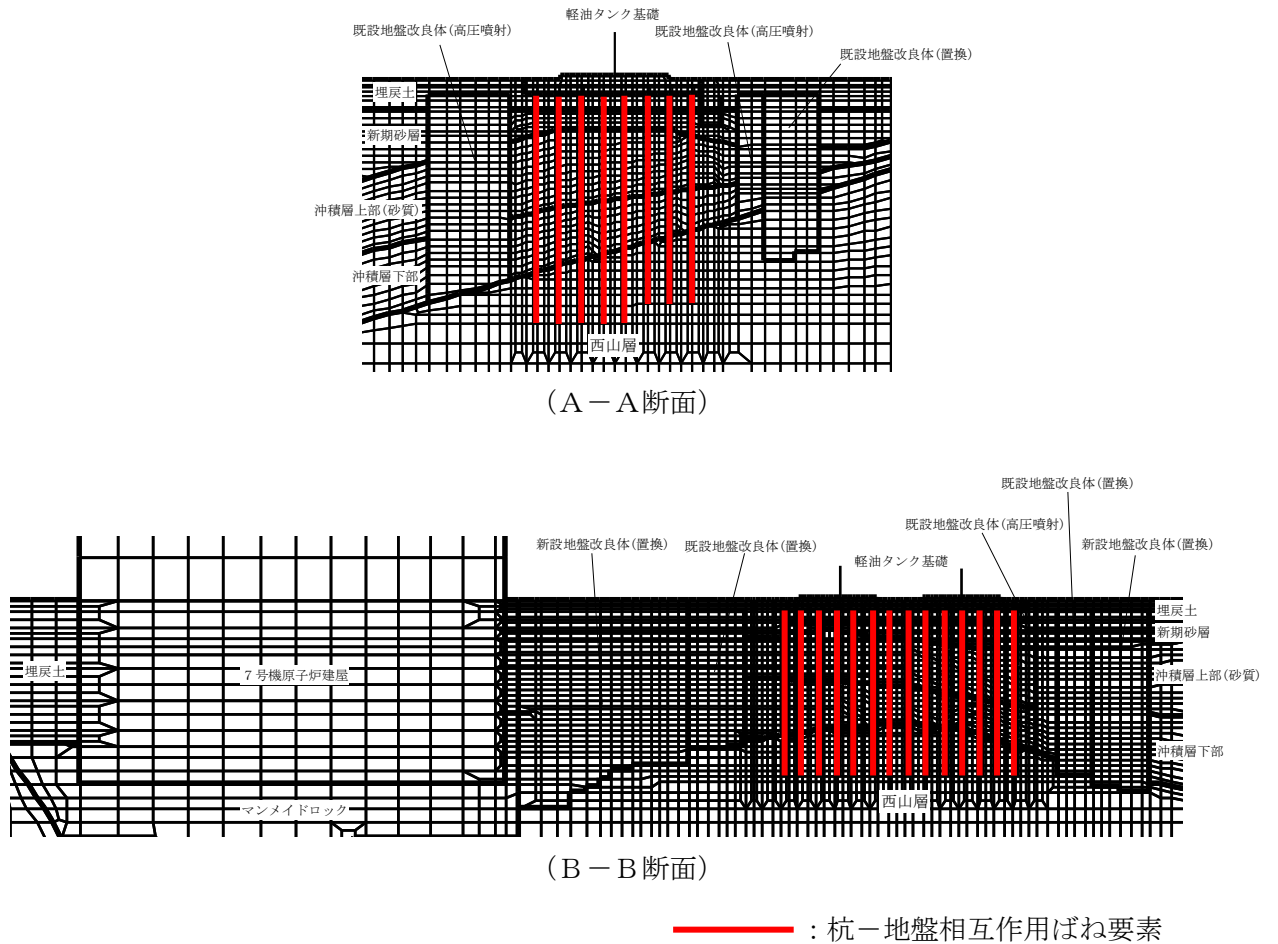


図 3-14 杭-地盤相互作用ばねの配置

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 3-15に示す双曲線型の式で設定される。

Hirayama(1990)における再現解析では、杭の先端支持力を適切に考慮する方法として、硬質な地盤に対する再現解析を実施し、当杭先端ばねの適用性を検証している。よって、西山層を支持層とする軽油タンク基礎の杭に対しても当杭先端ばねは適用可能である。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。

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

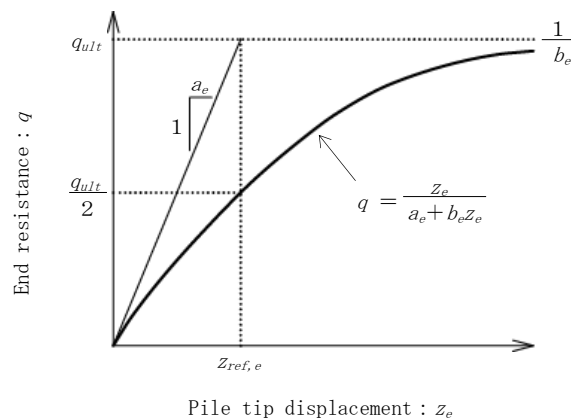
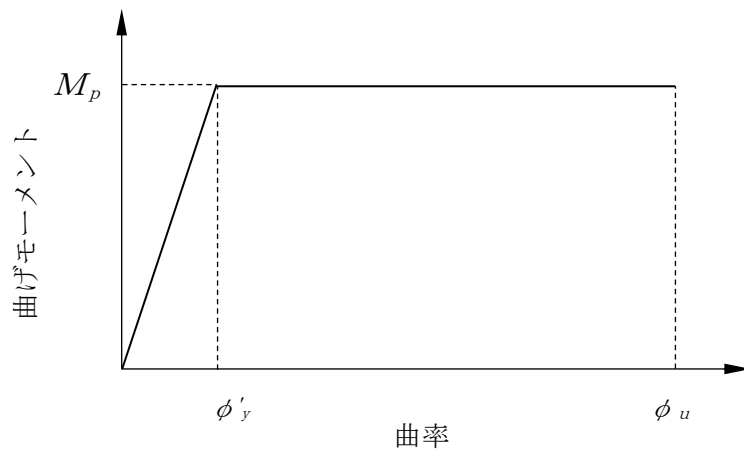


図 3-15 杭先端ばねの杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係 (Hirayama(1990))

3.2.9 材料特性の設定

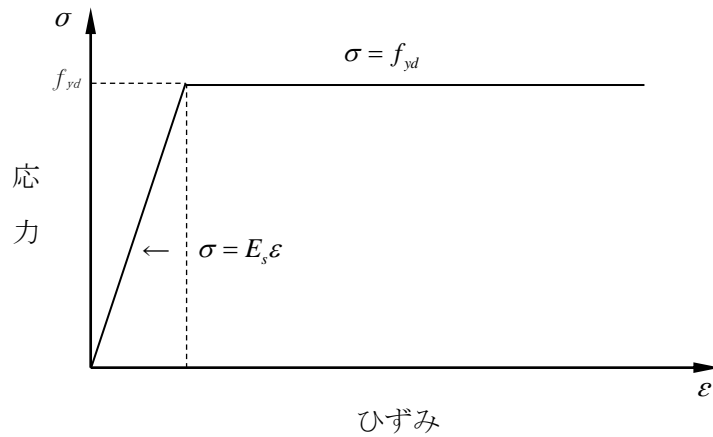
鉄筋コンクリート部材は、線形平面ひずみ要素を用いてモデル化する。鋼管杭は、非線形はり要素でモデル化し、非線形性を考慮する。材料の非線形特性は、コンクリート標準示方書に基づき設定する。

図 3-16 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 3-17 に示す。



- 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 3-16 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 3-17 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 3-18 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。

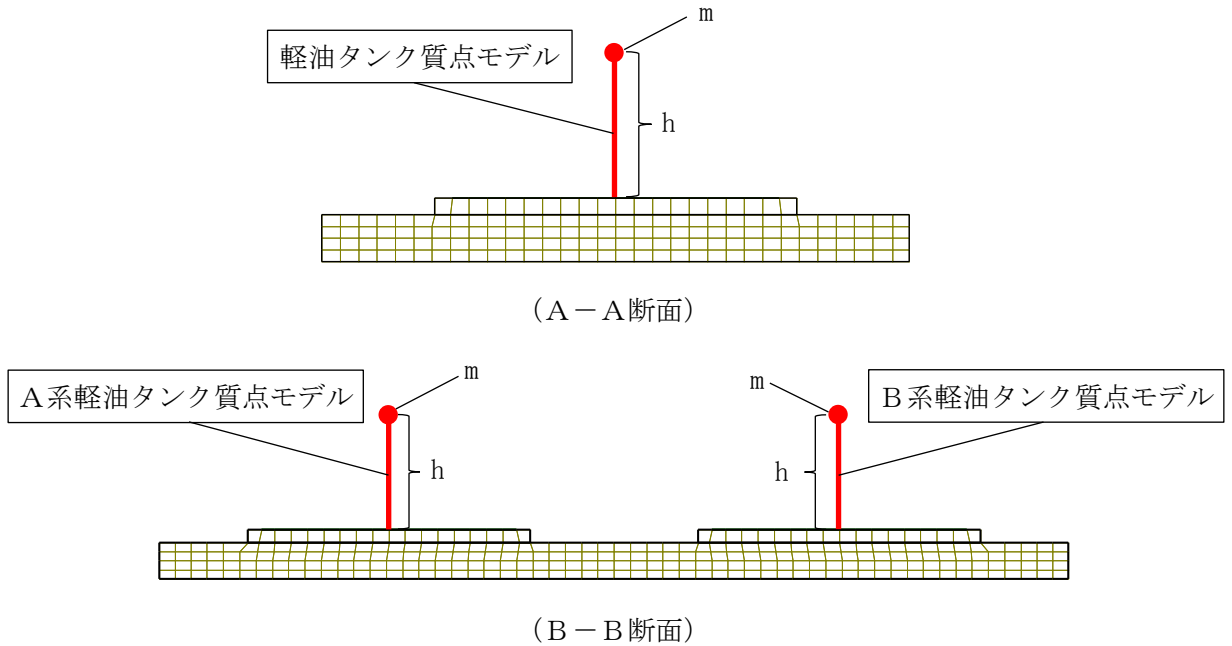


図 3-18 軽油タンク質点モデル

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 3-19 及び表 3-8 に示す。各付帯設備の荷重は図 3-20 に示すとおり、地震応答解析モデルへ入力する。

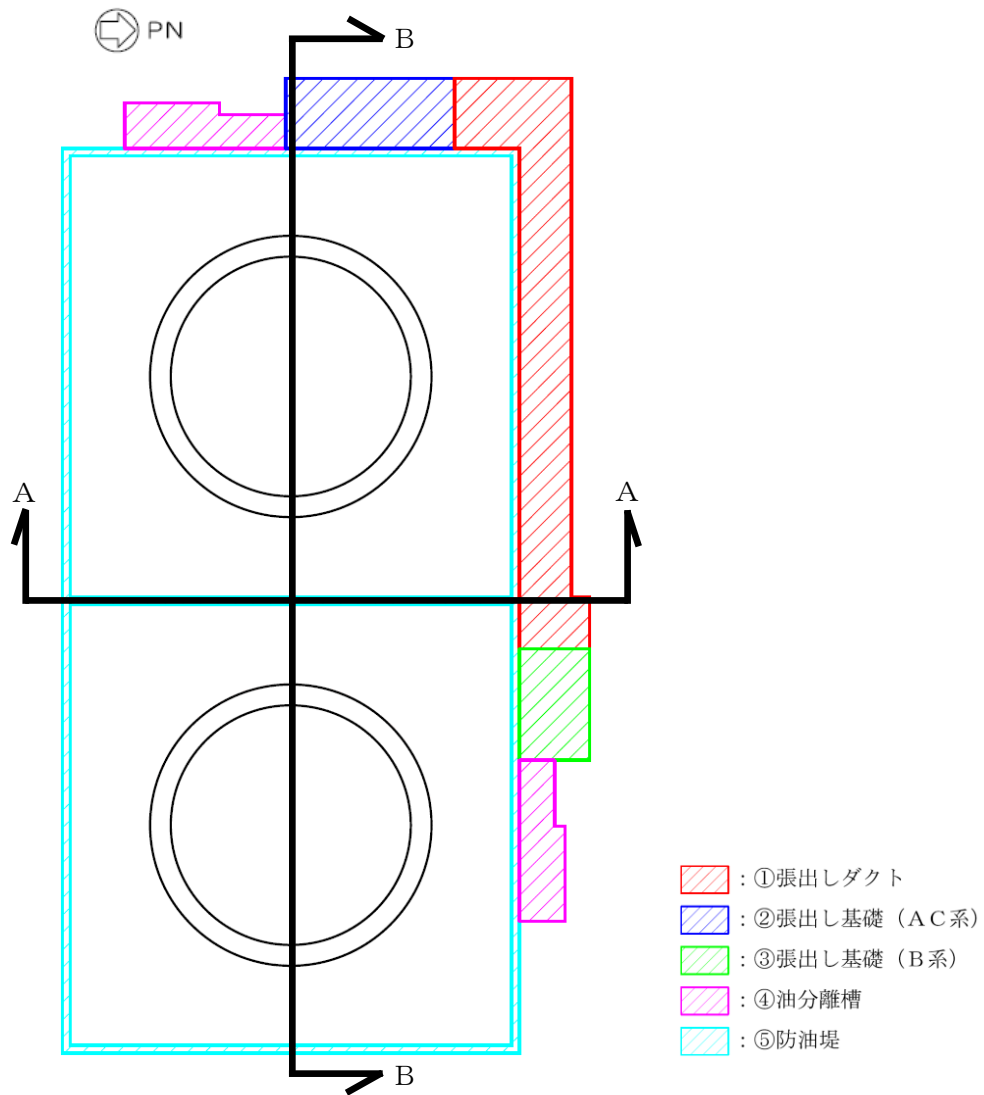


図 3-19 荷重を考慮する付帯設備

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

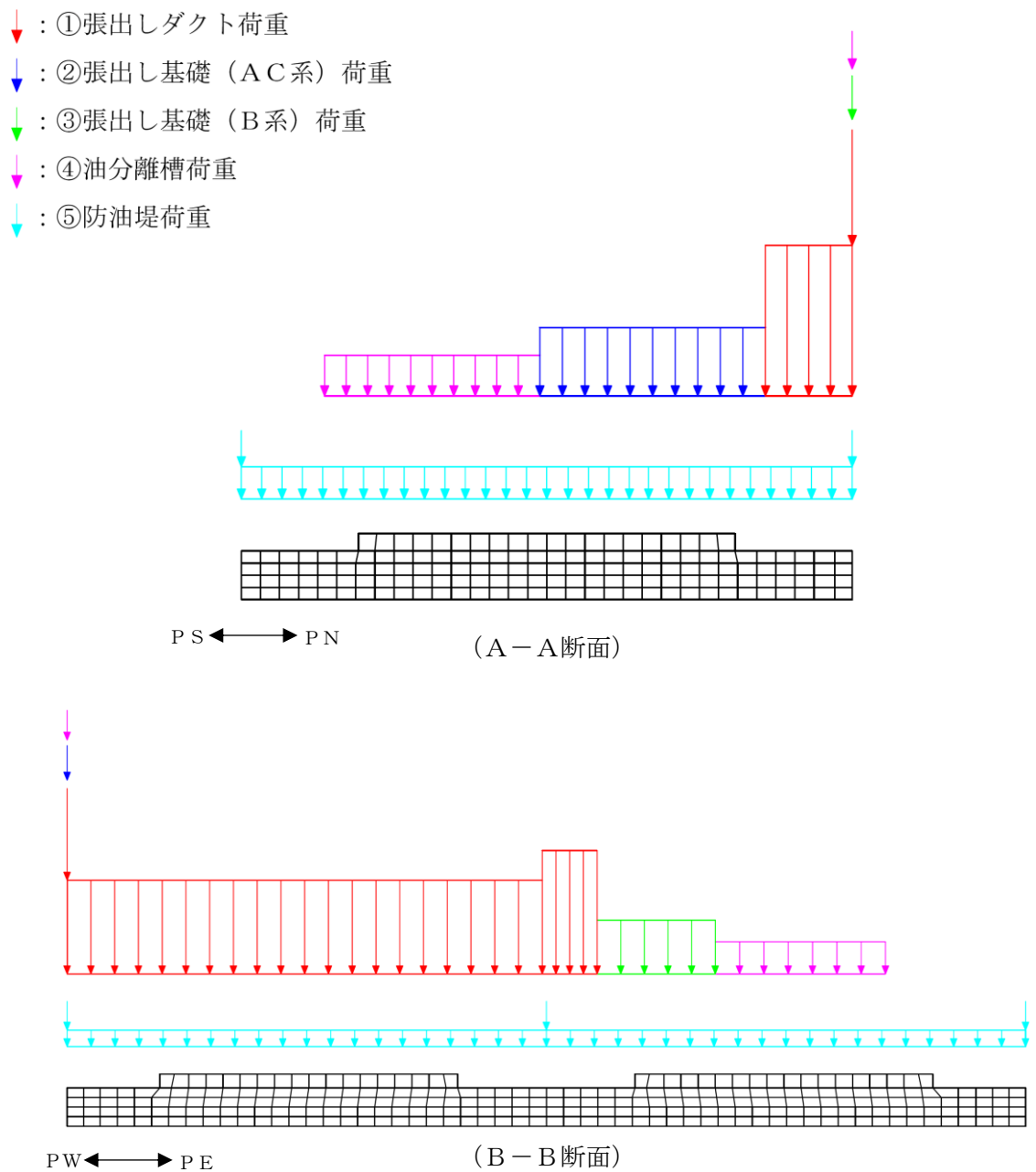


図 3-20 地震応答解析における付帯設備荷重 (鉛直方向*)

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り、支配的な損傷モードは地震時の地盤のせん断変形に伴い生じる構造部材の曲げ、せん断となる。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。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、せん断破壊が脆性的な破壊形態を示すため、確実に回避しなければならない破壊形態であることから、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 3-21 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。

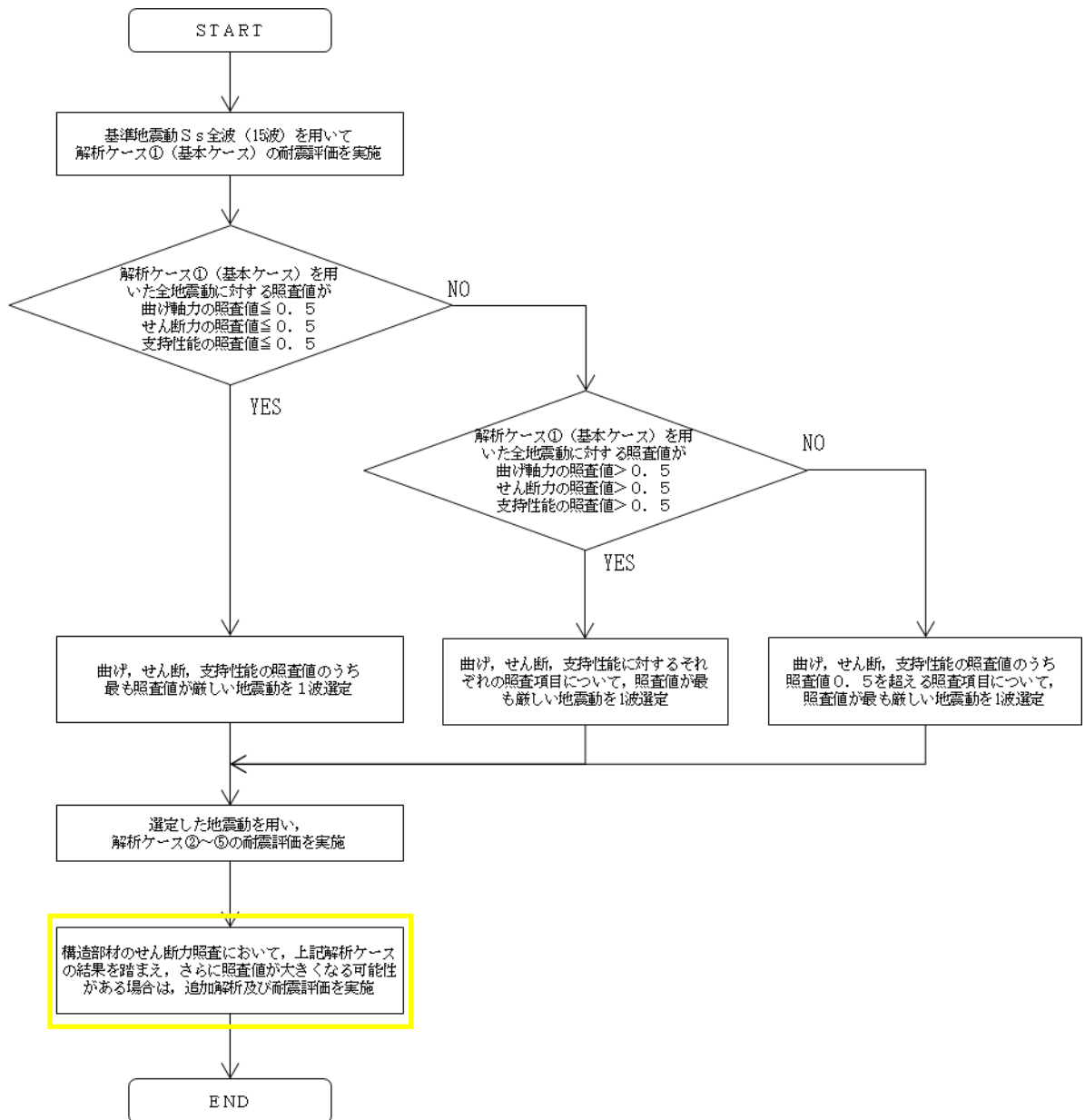


図 3-21 追加解析ケースを実施する地震動の選定フロー

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 ($+1\sigma$) 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 ($+1\sigma$)	
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)	Ss-1 Sd-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
	Ss-2 Sd-2		実施	実施	実施
	Ss-3 Sd-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
	Ss-4 Sd-4		実施	実施	実施
	Ss-5 Sd-5		実施	実施	実施
	Ss-6 Sd-6		実施	実施	実施
	Ss-7 Sd-7		実施	実施	実施
	Ss-8 Sd-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。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。

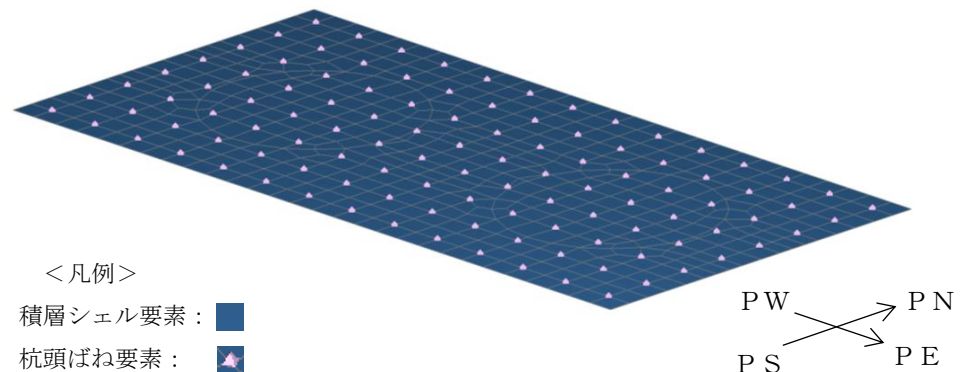
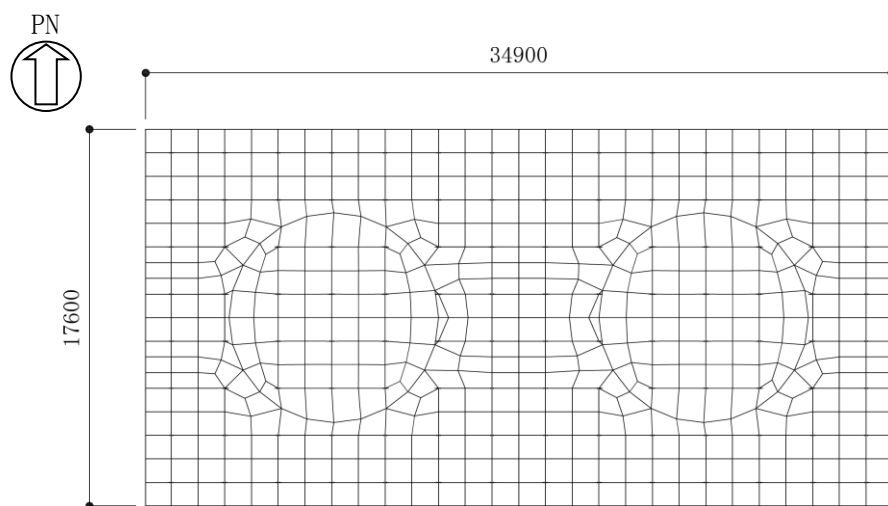


図 4-1 モデル概念図



(单位：mm)

图 4-2 要素分割图

4.2.2 材料の非線形特性

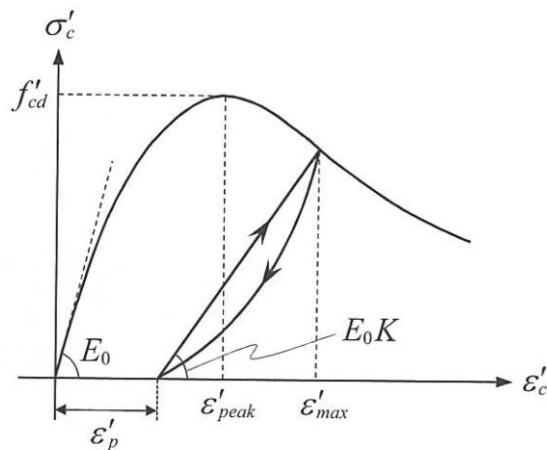
(1) コンクリート

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)

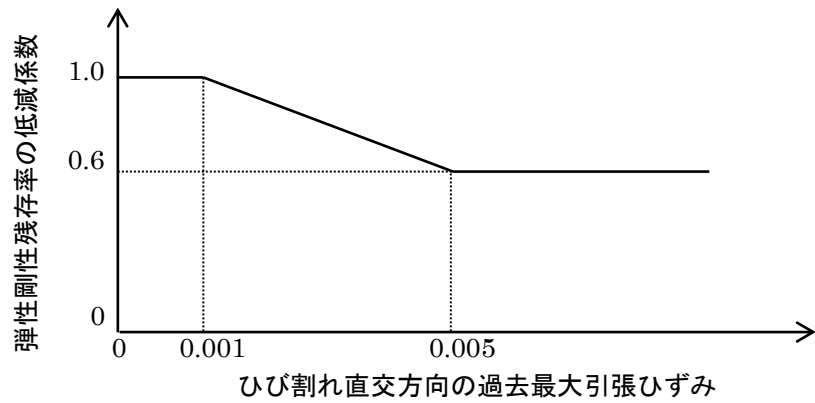


図 4-4 弾性剛性残存率の低減係数

(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。

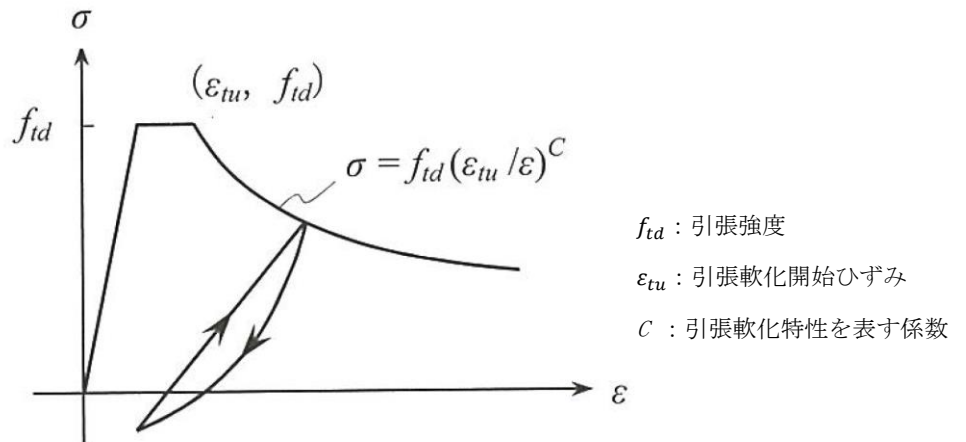


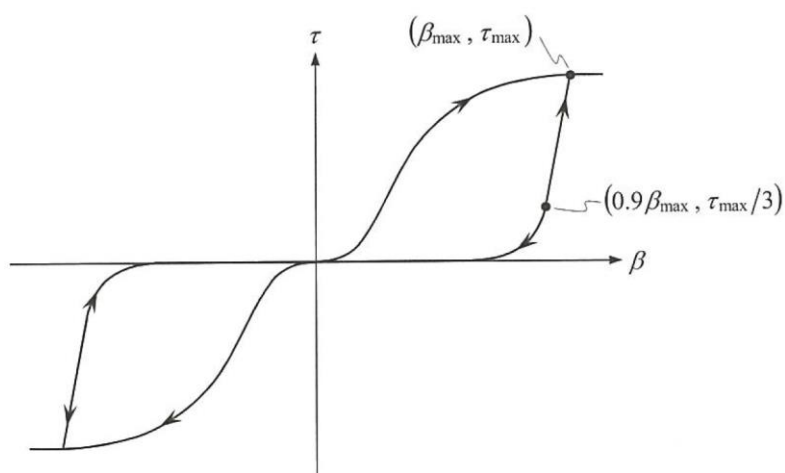
図 4-5 引張応力下における応力-ひずみ関係

(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。

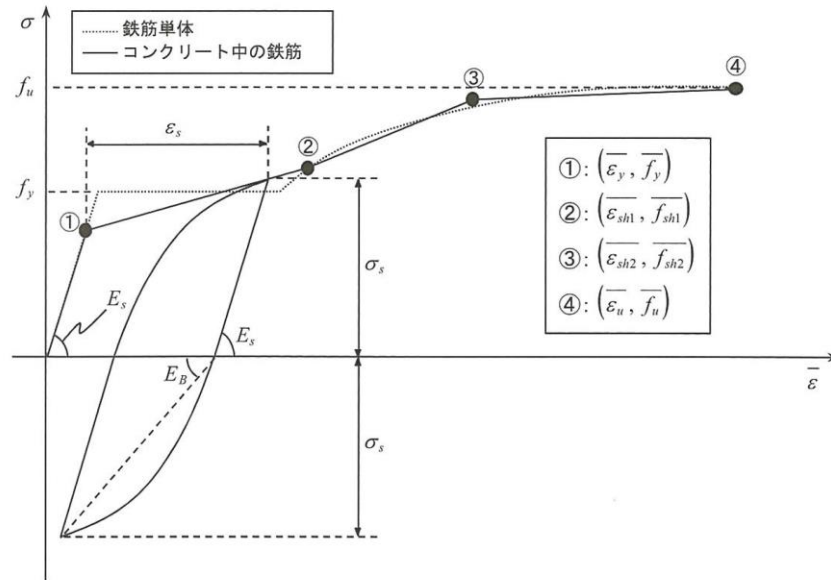


図 4-7 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会, 2012 年) より引用)

(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

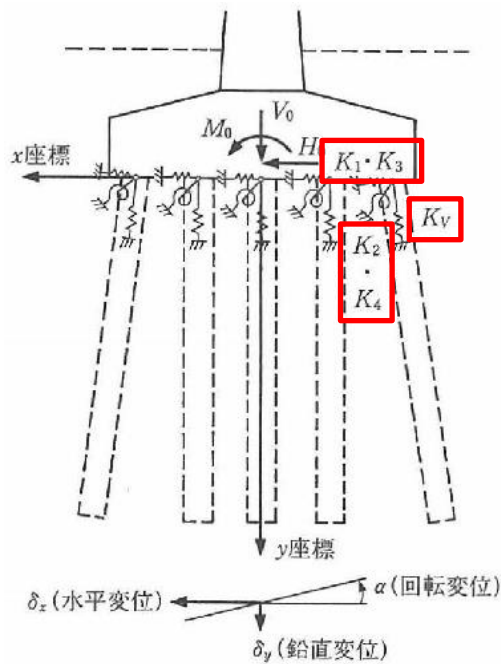


図 4-8 杭頭ばね要素の概念図

(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 $\beta = \sqrt[4]{\frac{\kappa_H D}{4E I}} \quad (\text{m}^{-1})$

$$\lambda : h + \frac{1}{\beta}$$

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	載荷位置
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

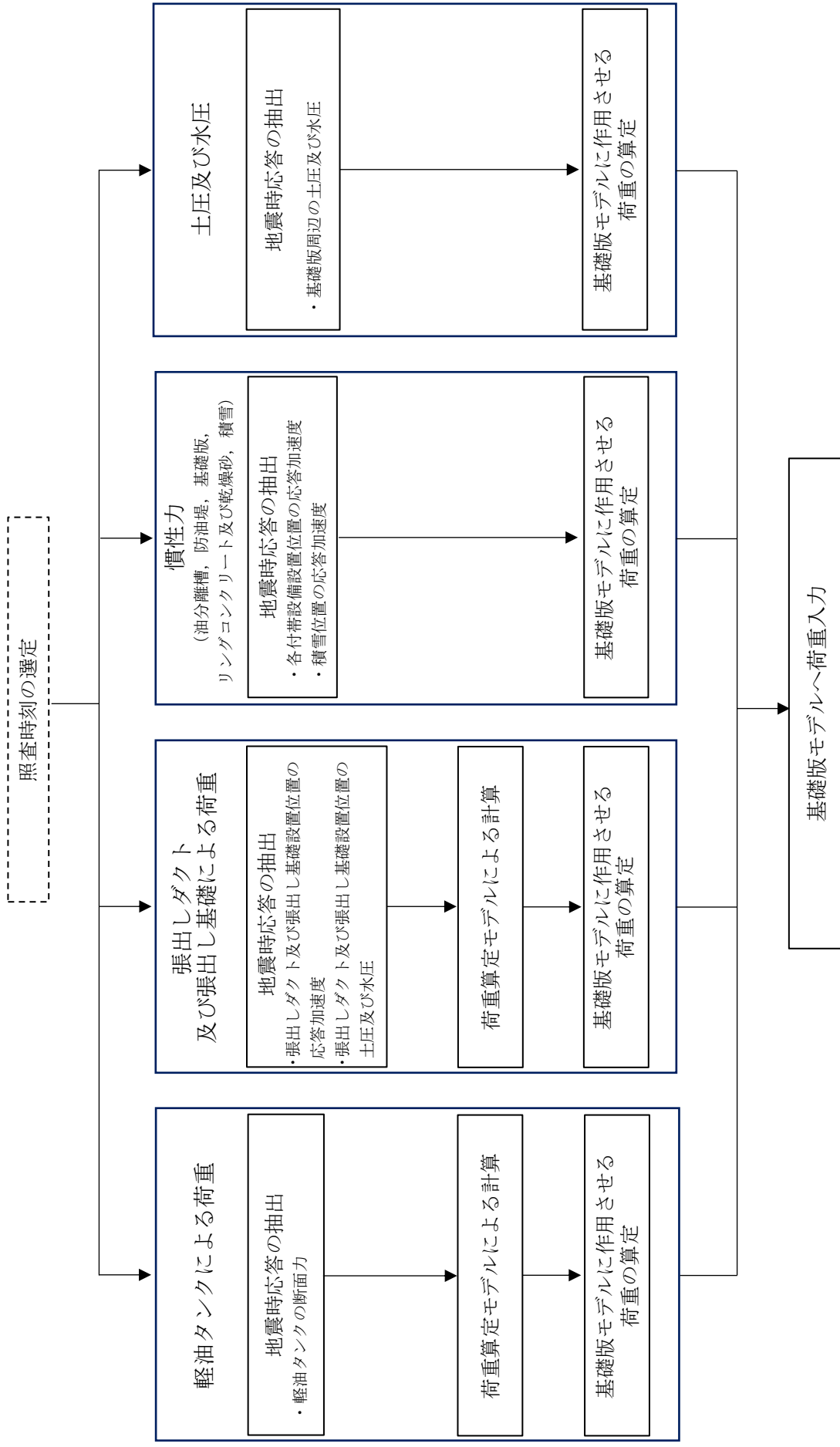


図 4-9 各入力荷重の算定フロー

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。

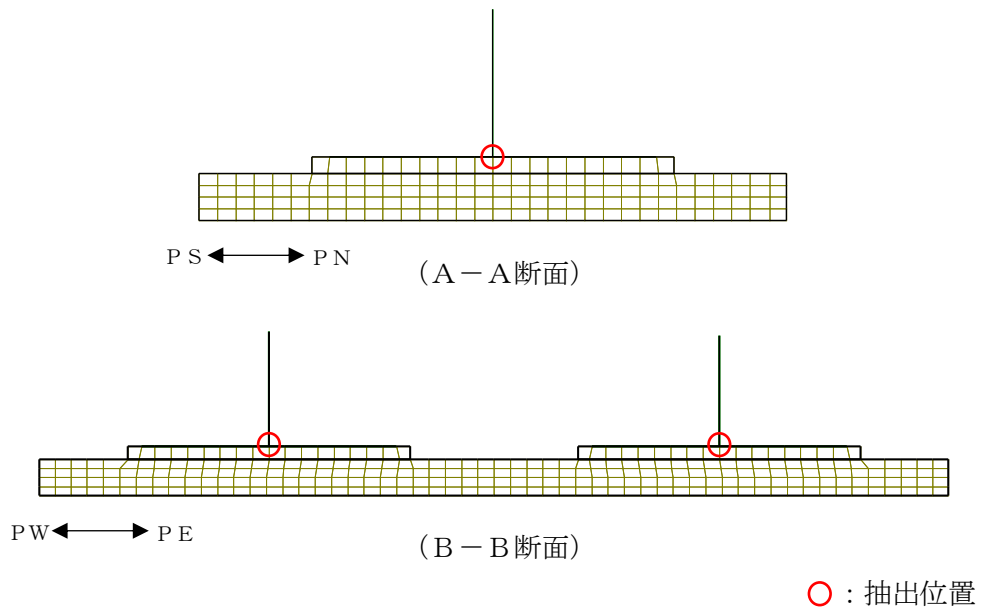


図 4-10 軽油タンクの地震時応答抽出位置

(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。

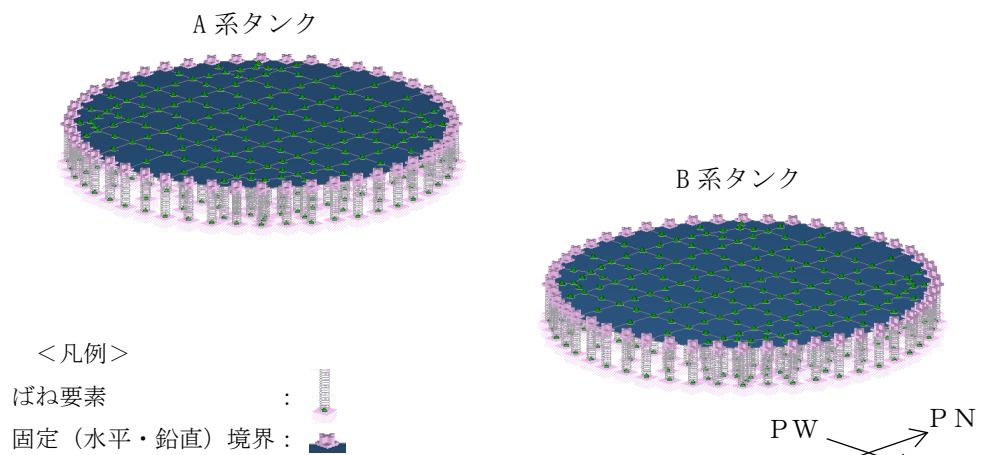
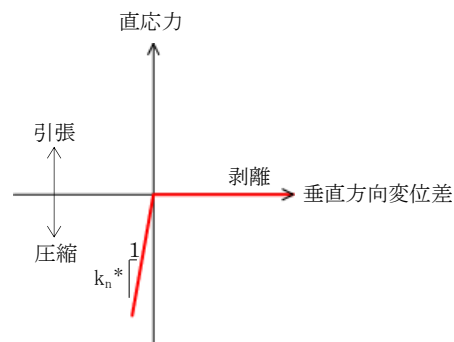


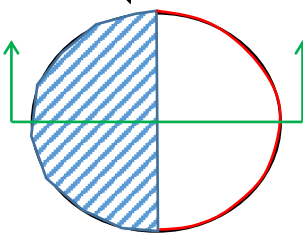
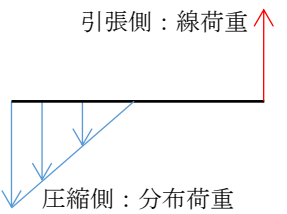
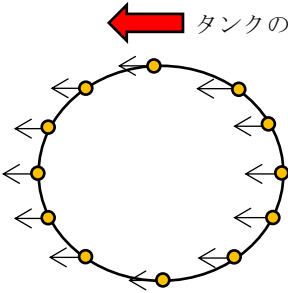
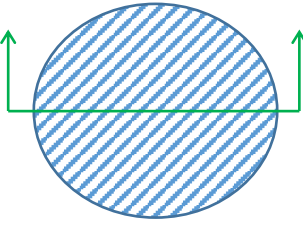
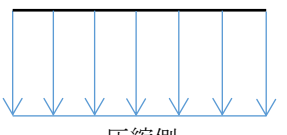
図 4-11 軽油タンク荷重算定モデル



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	<p>曲げ</p>	<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 style="text-align: center;">← タンクのモーメントの向き</p>  <p style="text-align: center;">タンクモデルの概念図</p>  <p style="text-align: center;">モデル底面の断面力図</p>
	<p>せん断</p>	<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 style="text-align: center;">← タンクのせん断力の向き</p>  <p style="text-align: center;">タンクモデルの概念図</p>
<p>鉛直</p>	<p>軸力*</p>	<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 style="text-align: center;">タンクモデルの概念図</p>  <p style="text-align: center;">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。

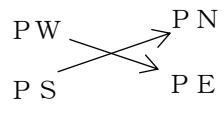
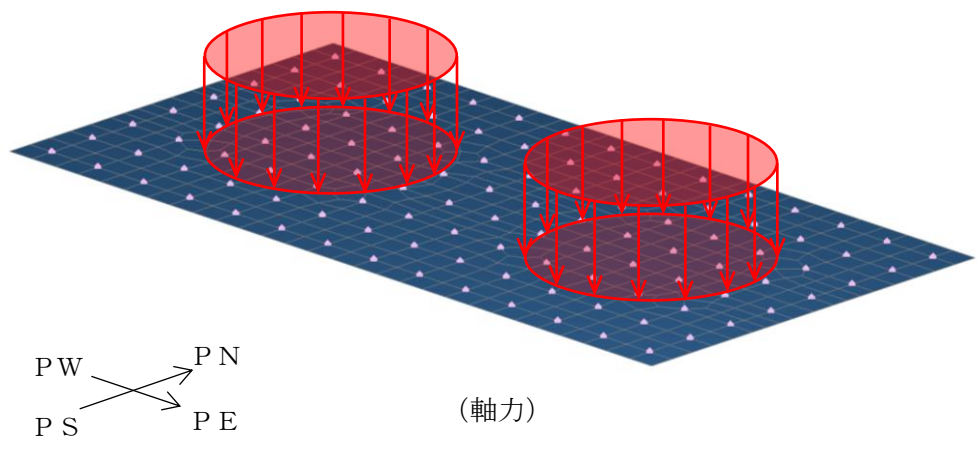
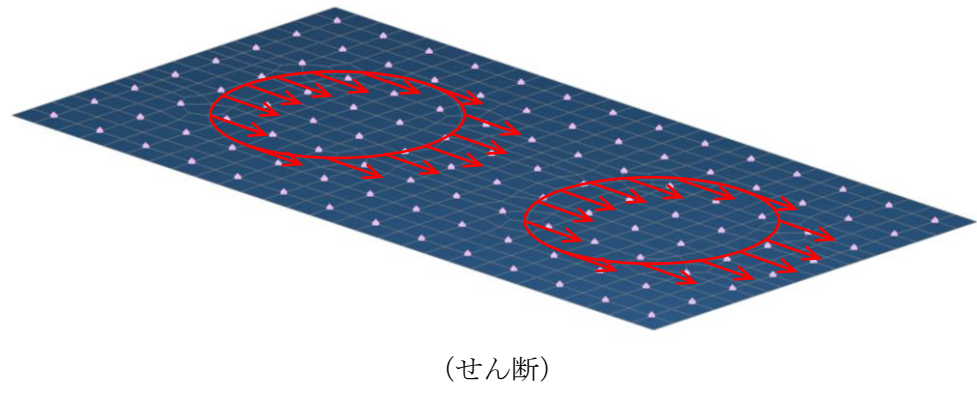
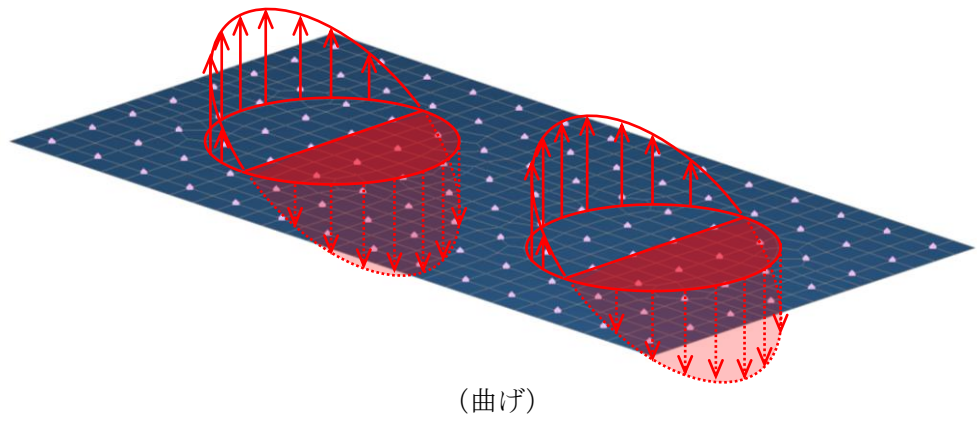


図 4-13 軽油タンクによる荷重の概略図

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。

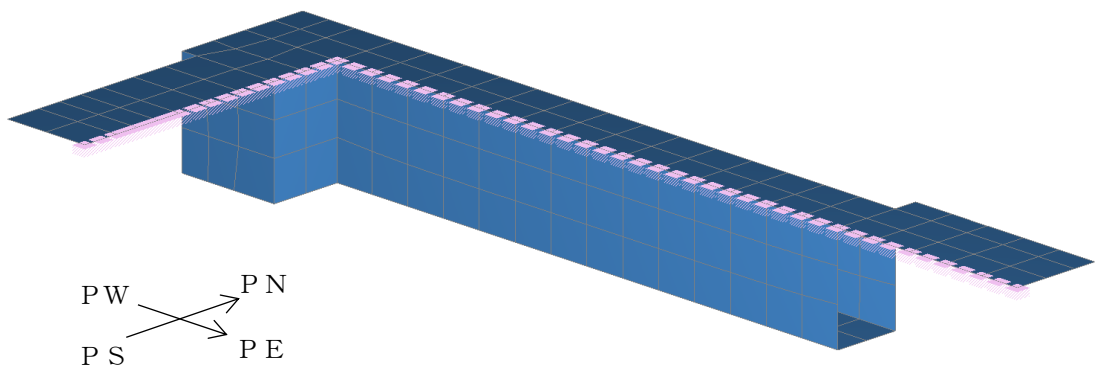


図 4-14 張出しダクト及び張出し基礎の荷重算定モデル

(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。

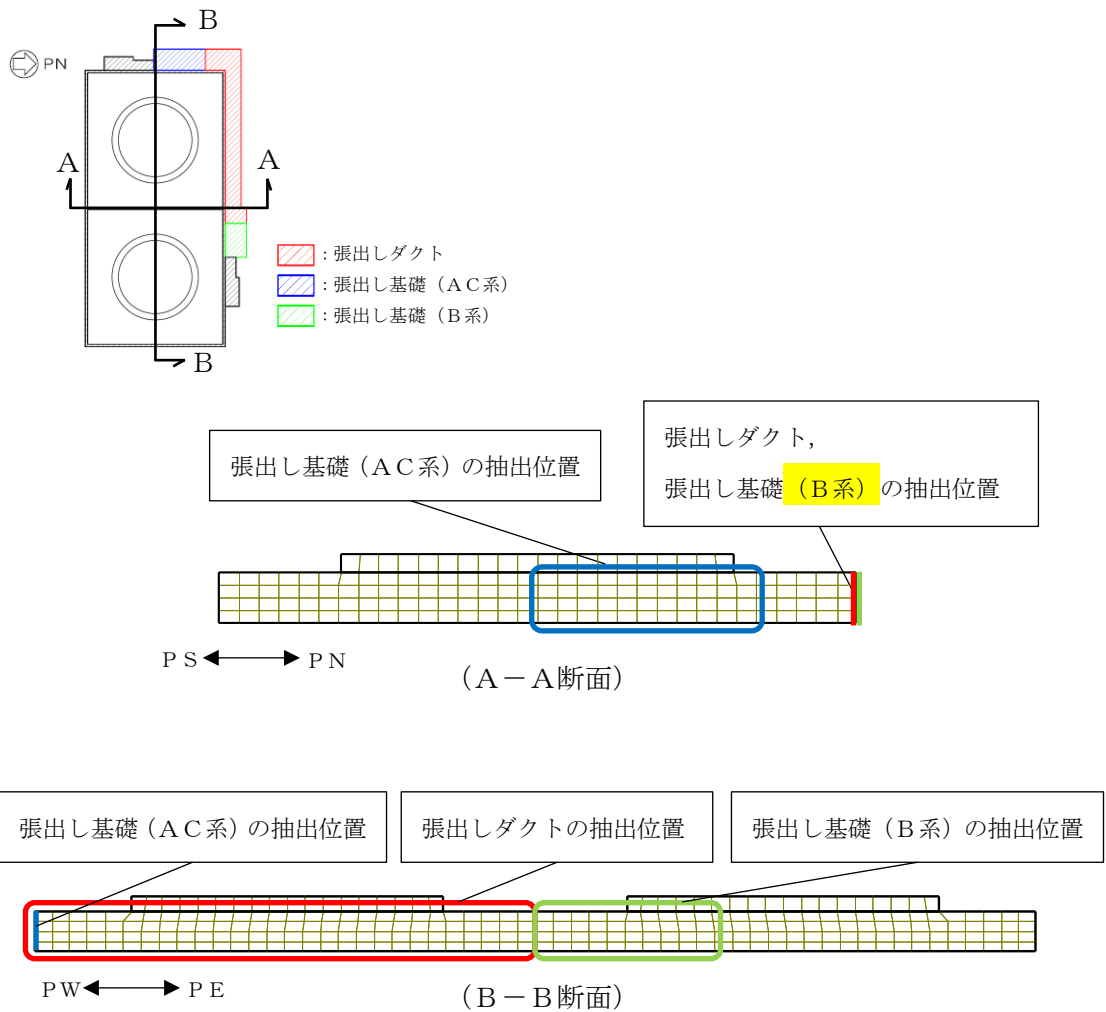


図 4-15 張出しダクト及び張出し基礎の地震時応答抽出位置

(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。

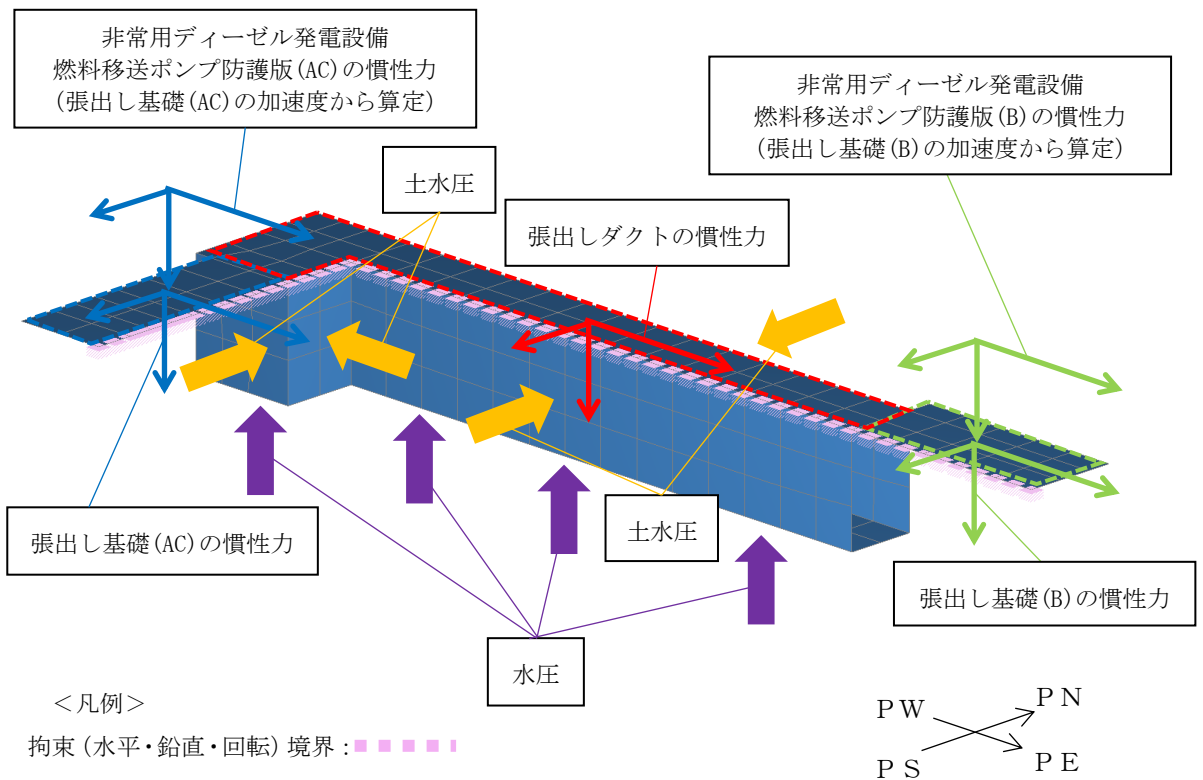


図 4-16 基礎版モデルに作用させる荷重算定の概要図

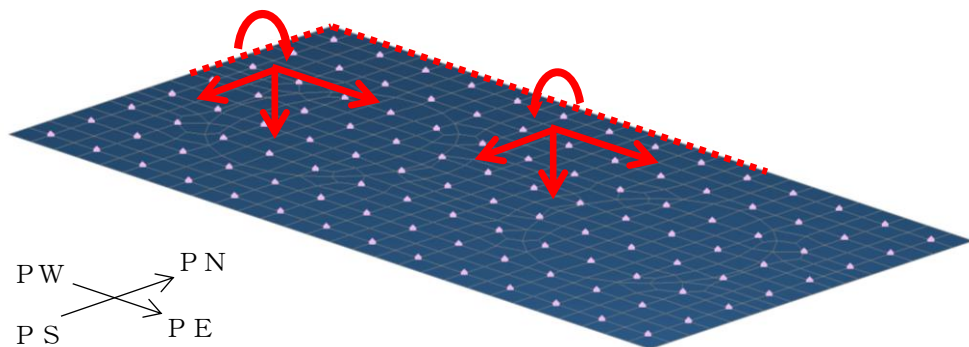


図 4-17 張出しダクト及び張出し基礎による荷重の概略図

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。

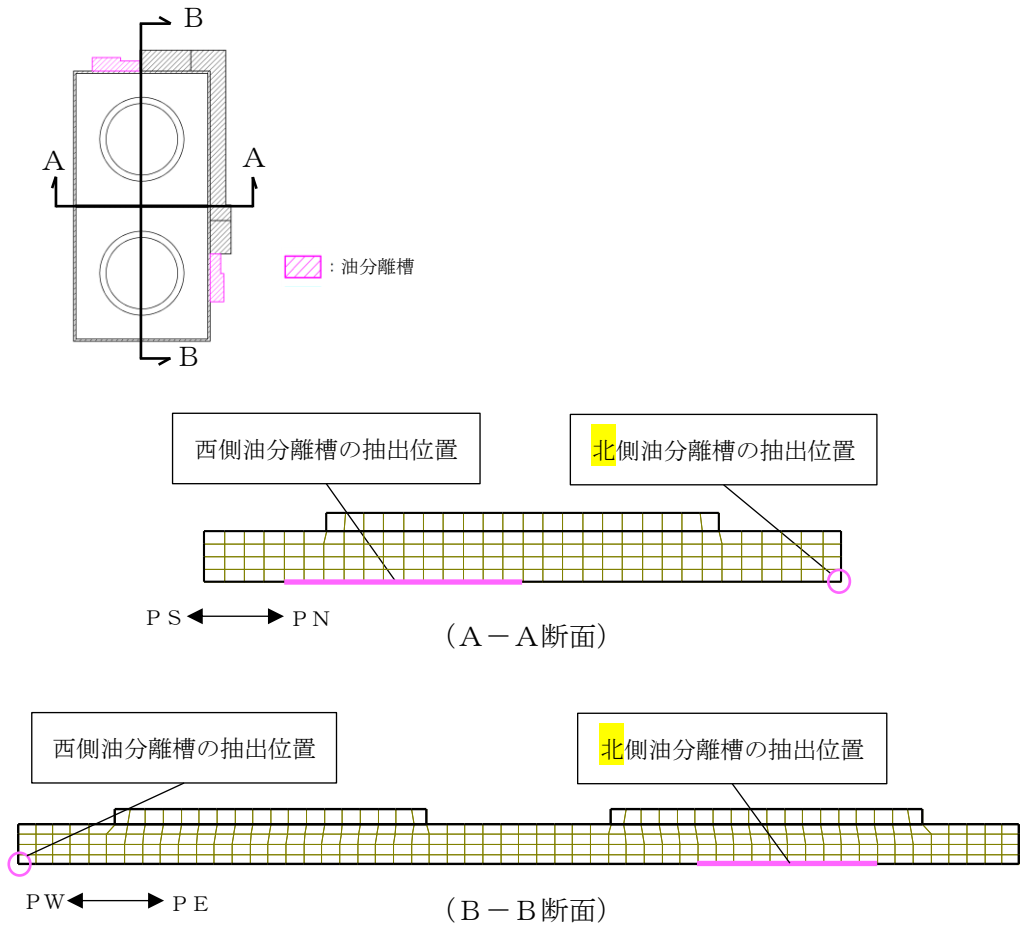


図 4-18 油分離槽の応答加速度抽出位置

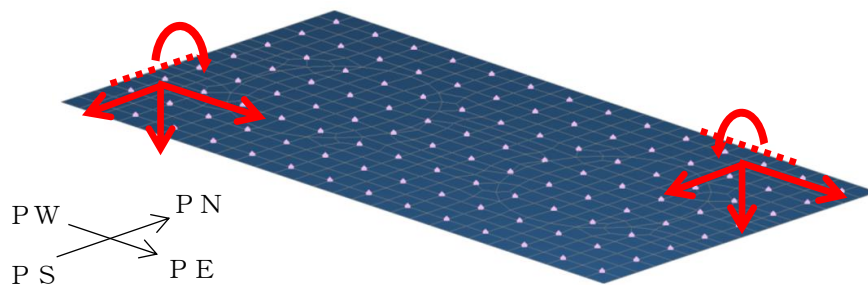


図 4-19 油分離槽の慣性力の概略図

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。

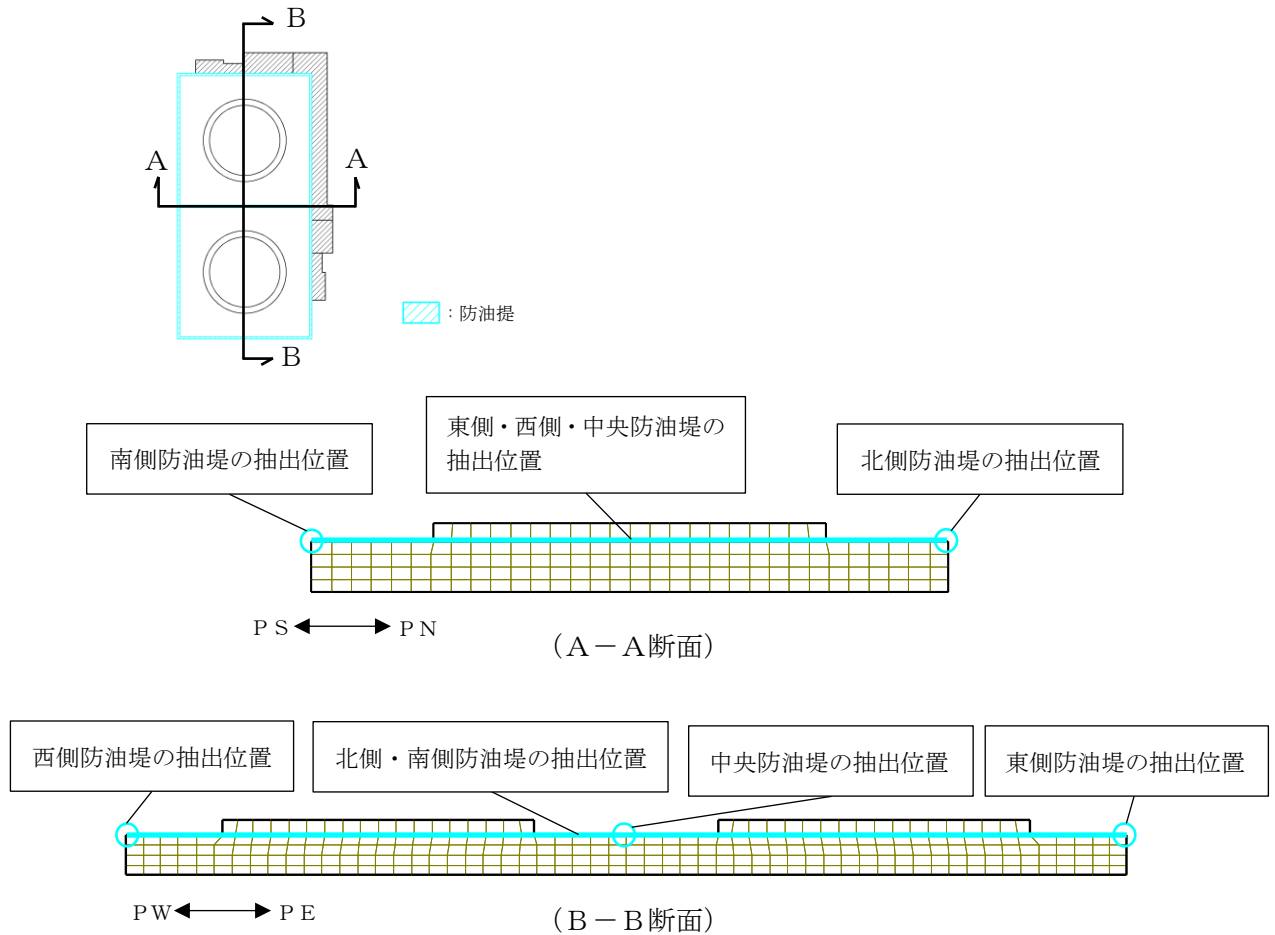


図 4-20 防油堤の応答加速度抽出位置

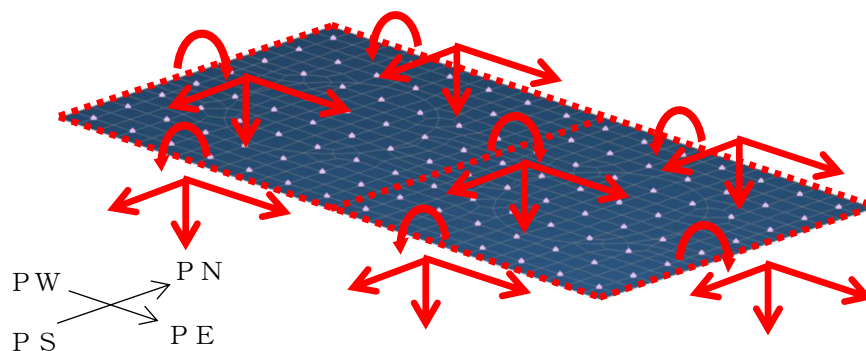


図 4-21 防油堤の慣性力の概略図

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。

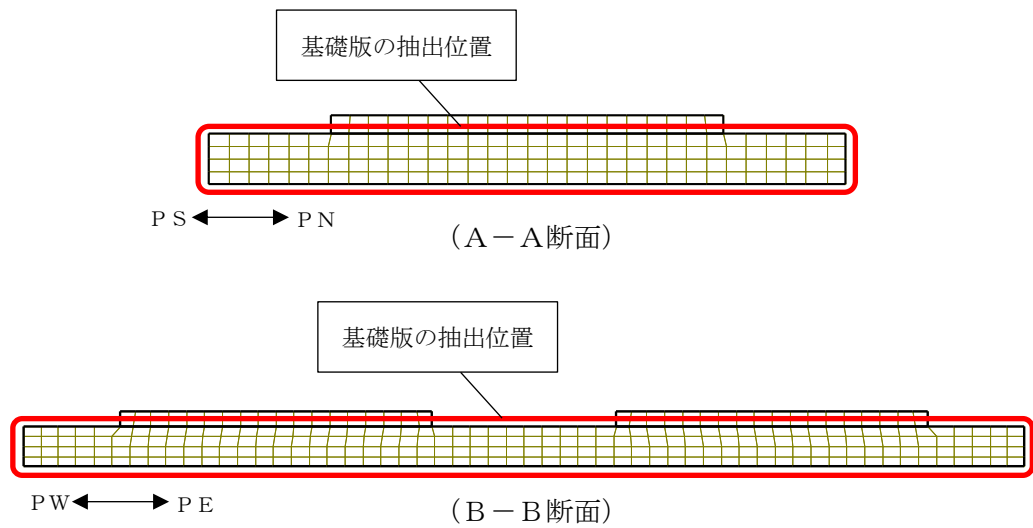


図 4-22 基礎版の応答加速度抽出位置

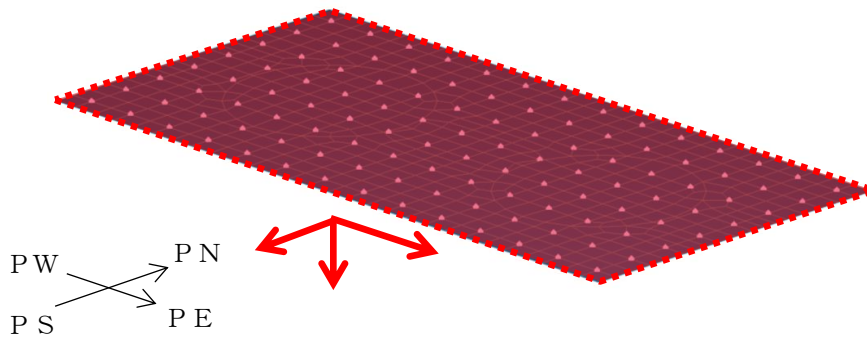


図 4-23 基礎版の慣性力の概略図

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。

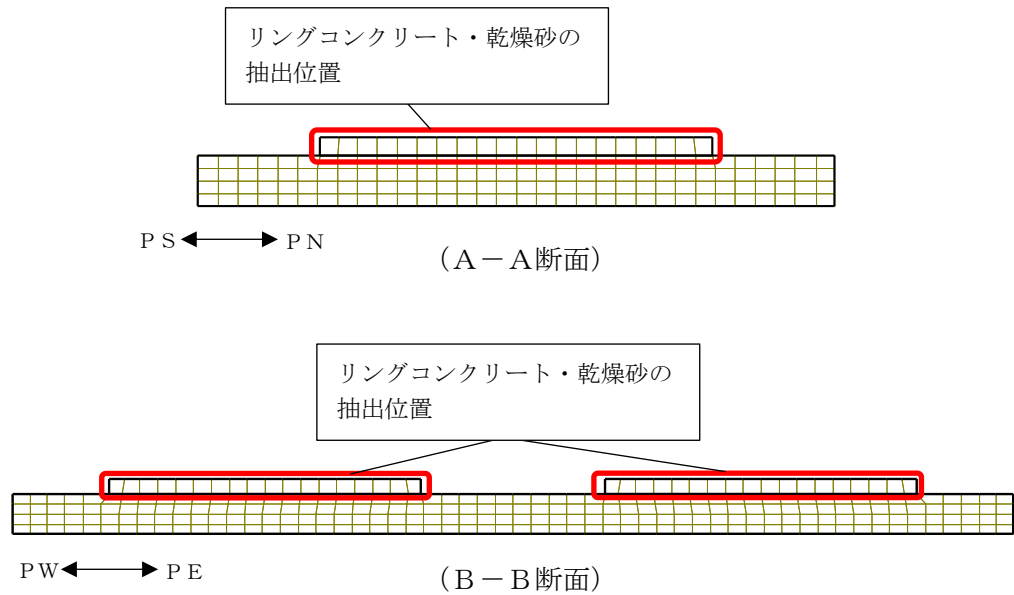


図 4-24 リングコンクリート及び乾燥砂の応答加速度抽出位置

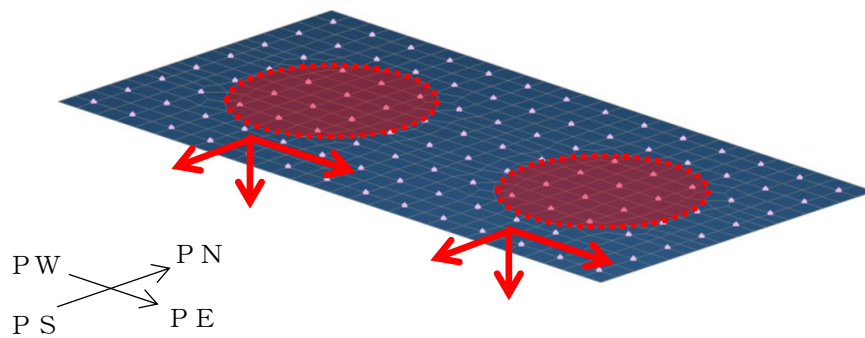


図 4-25 リングコンクリート及び乾燥砂の慣性力の概略図

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。

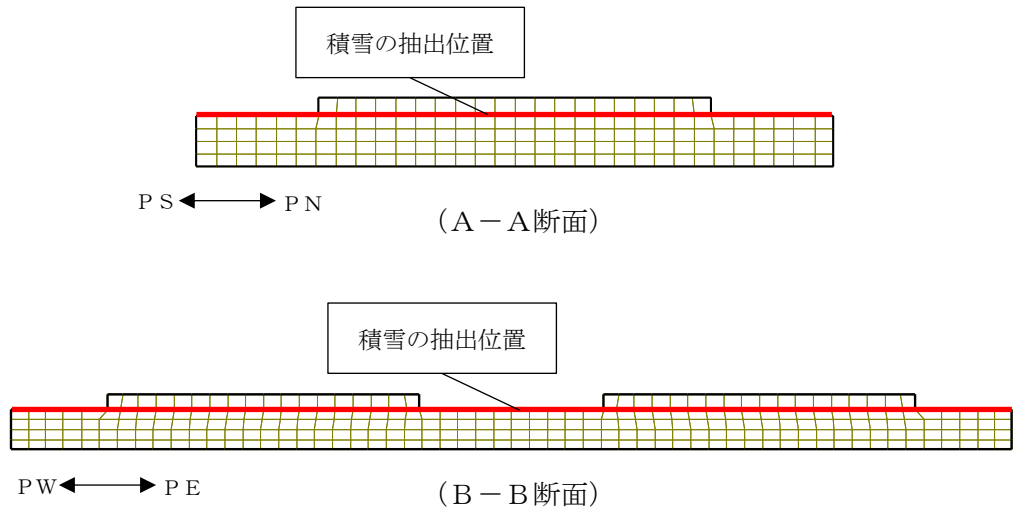


図 4-26 積雪の応答加速度抽出位置

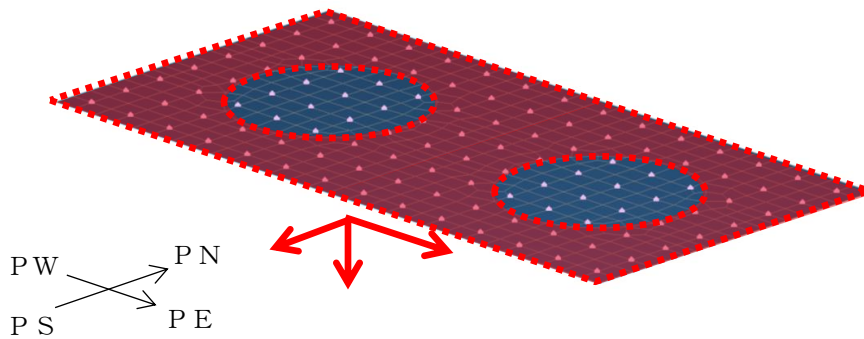


図 4-27 積雪の慣性力の概略図

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。

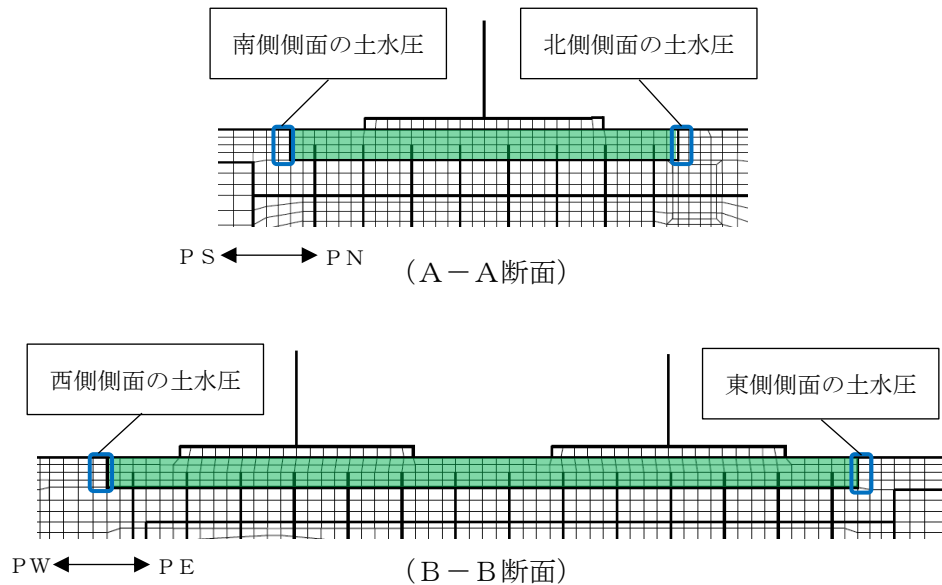


図 4-28 基礎版側面の土圧及び水圧の抽出位置

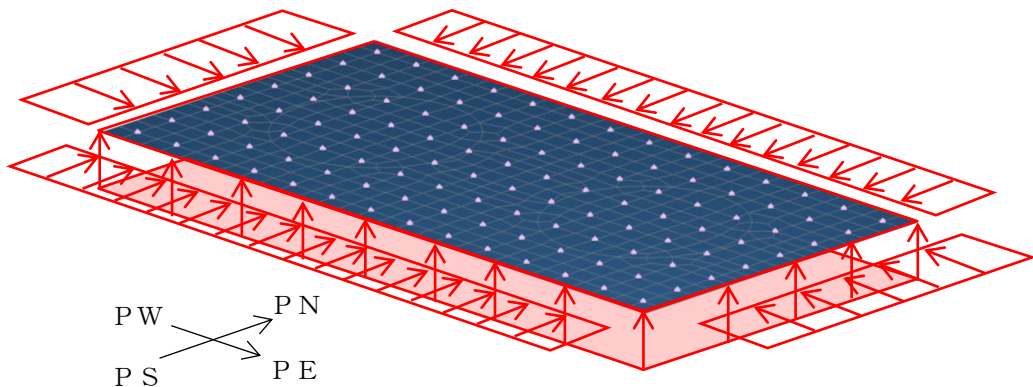


図 4-29 基礎版の土圧及び水圧の概略図

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。

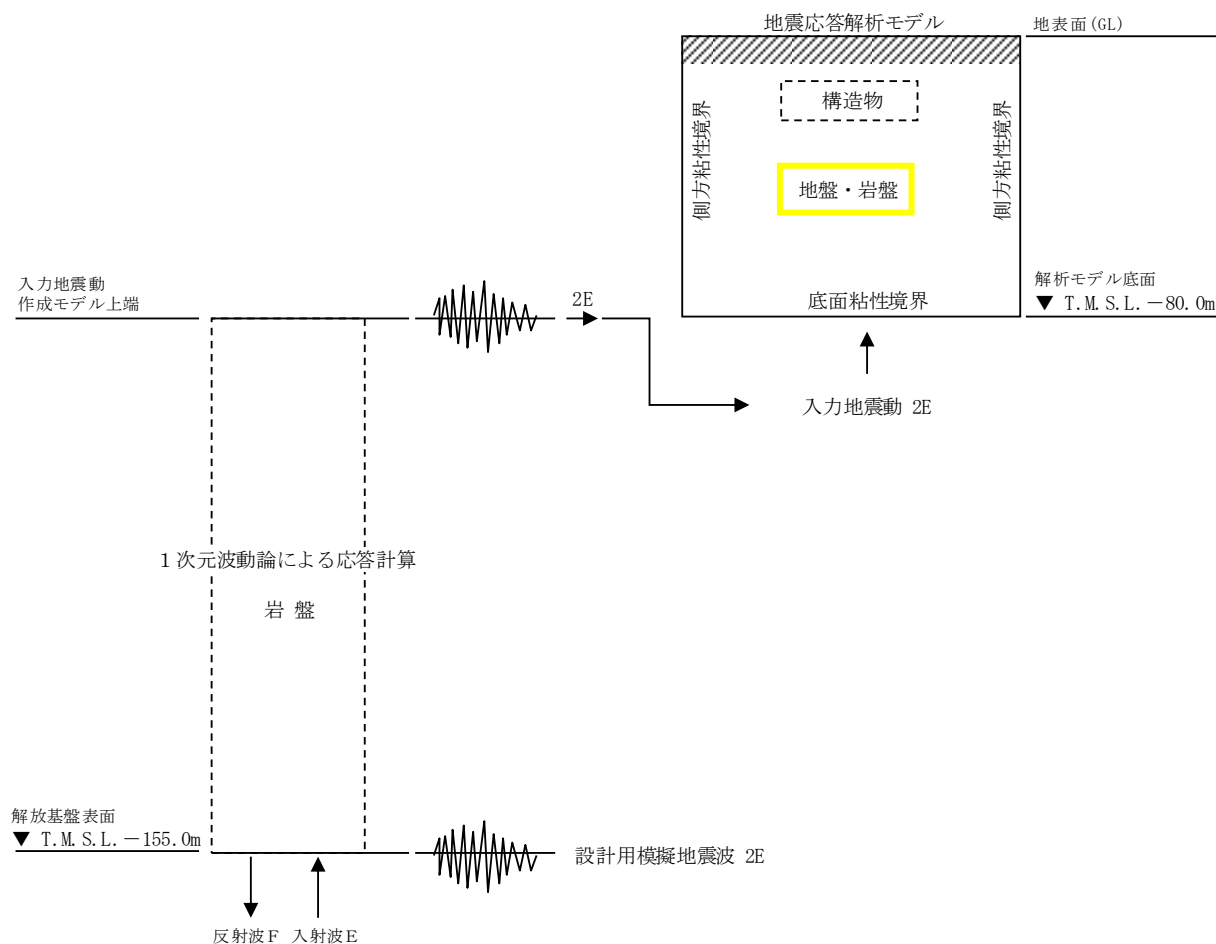
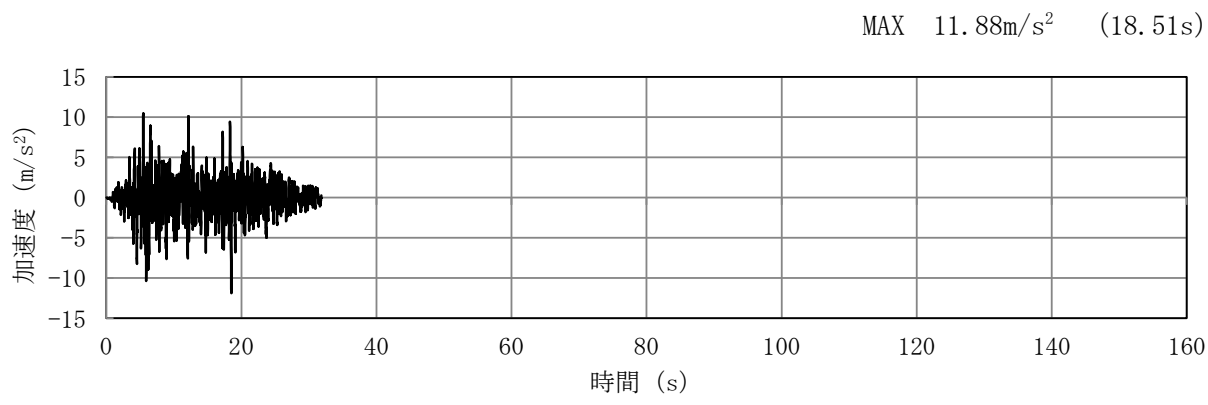
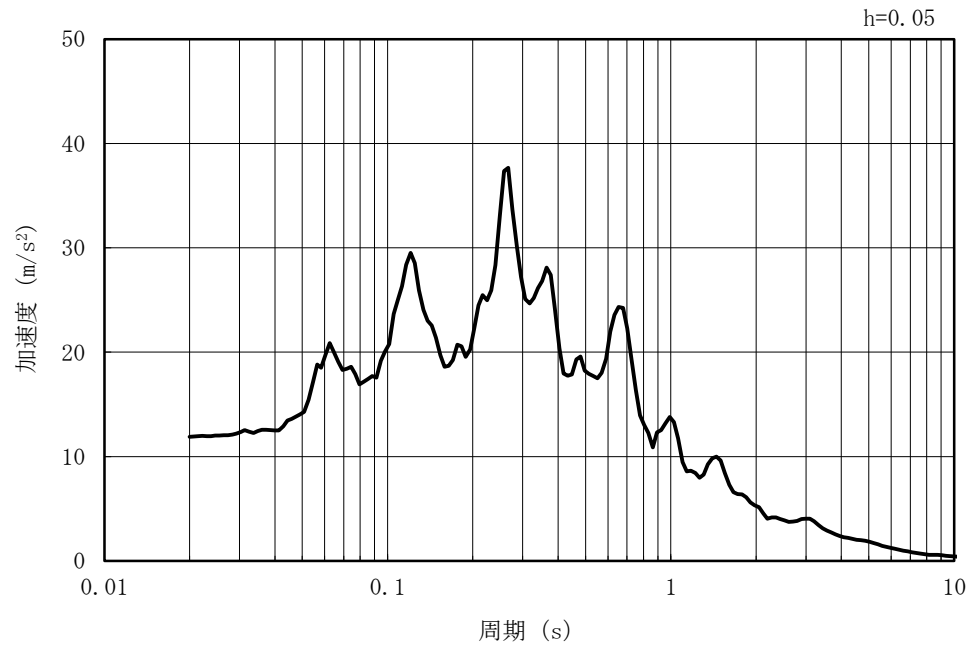


図 5-1 入力地震動算定の概念図

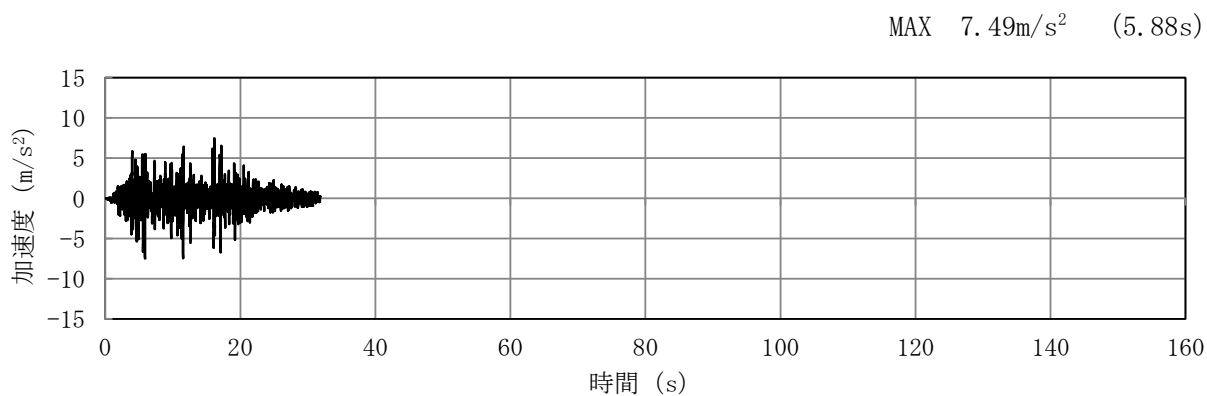


(a) 加速度時刻歴波形

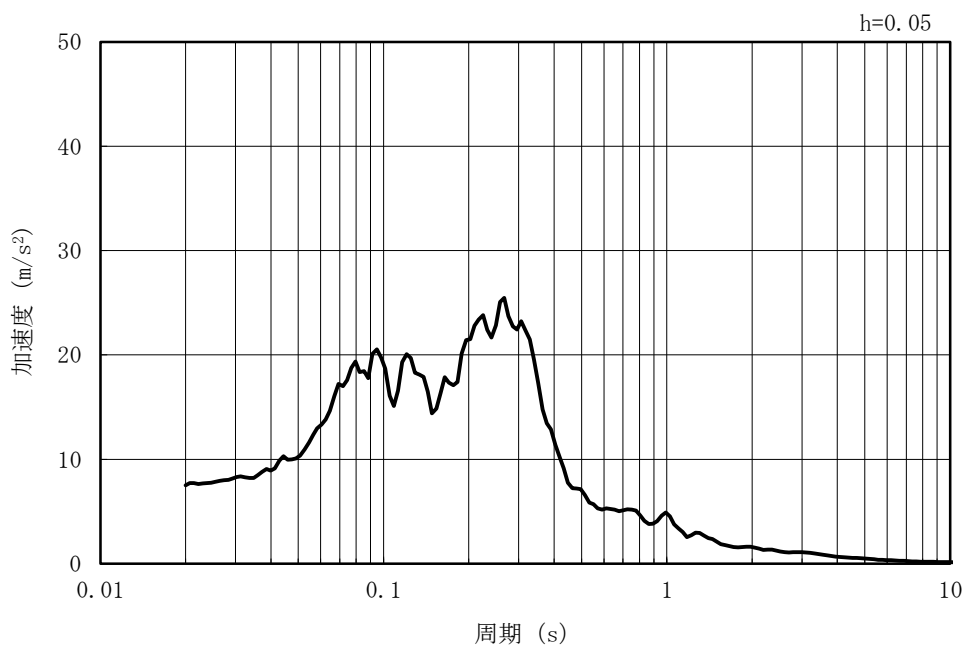


(b) 加速度応答スペクトル

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)

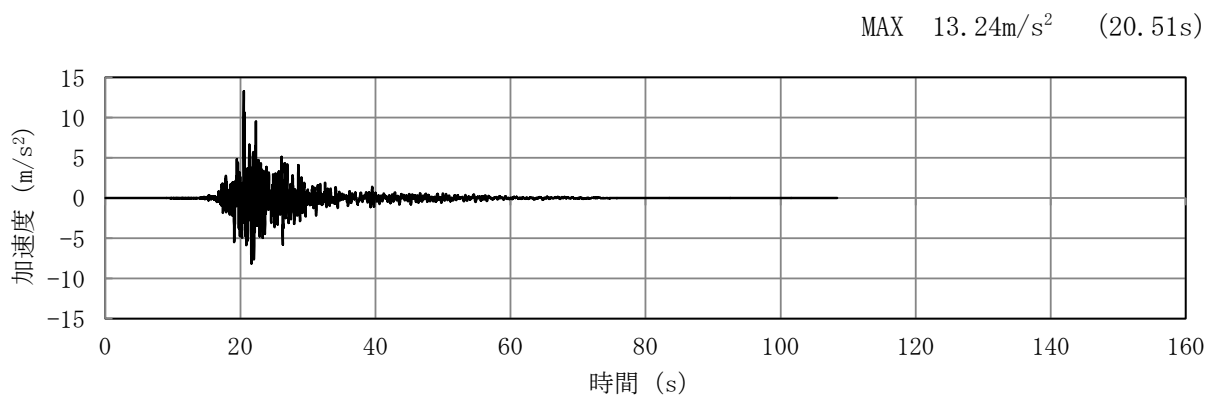


(a) 加速度時刻歴波形

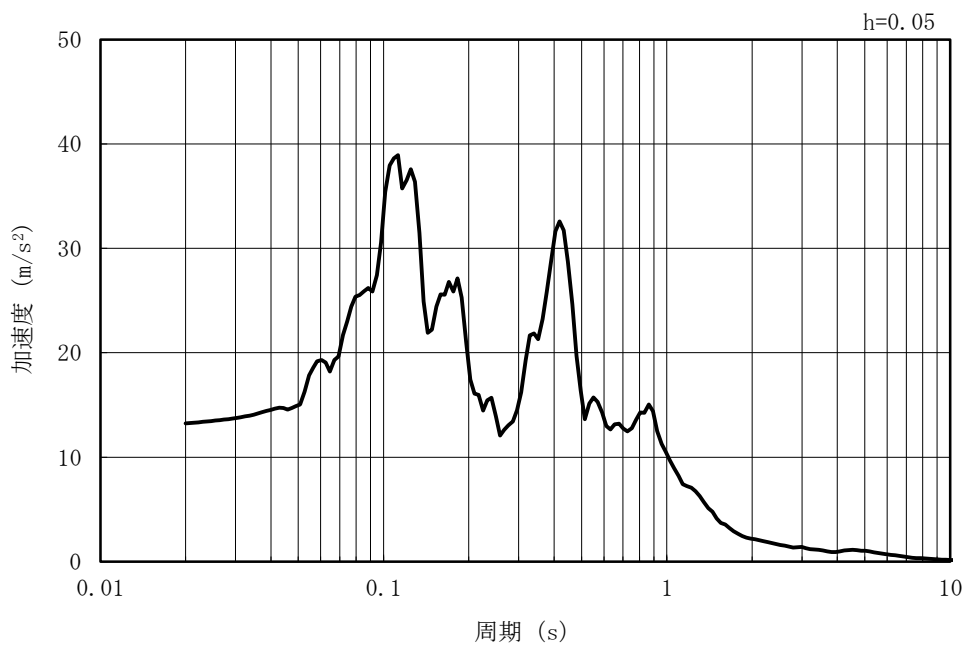


(b) 加速度応答スペクトル

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)

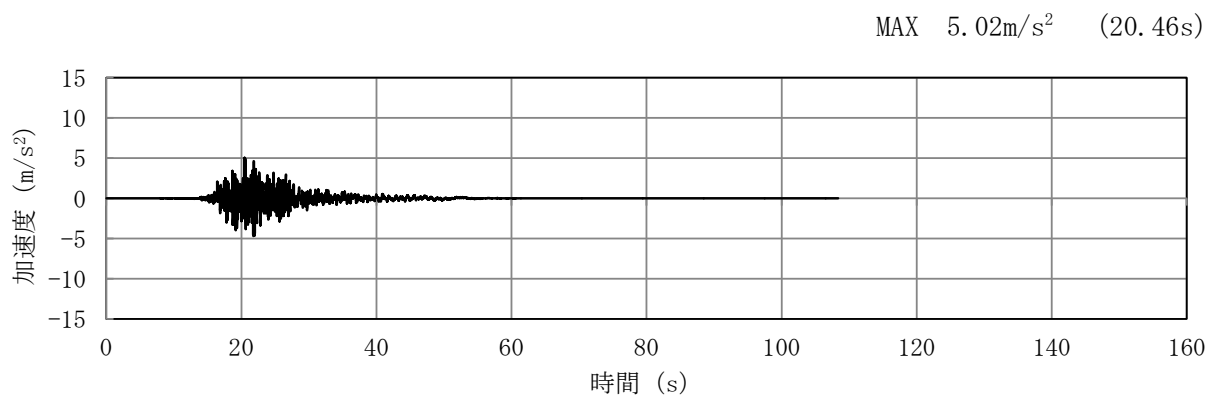


(a) 加速度時刻歴波形

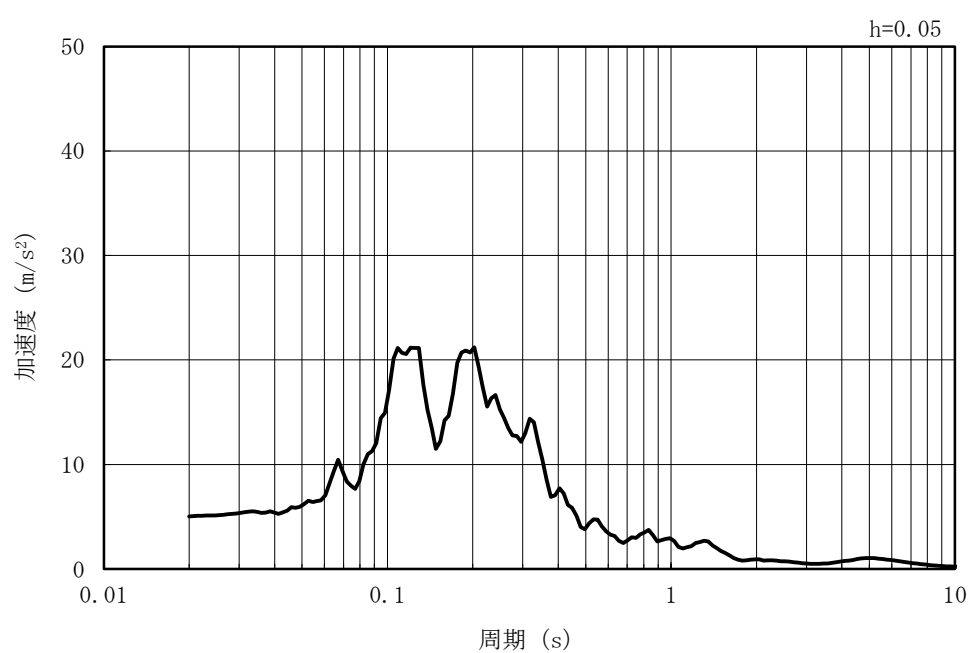


(b) 加速度応答スペクトル

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)

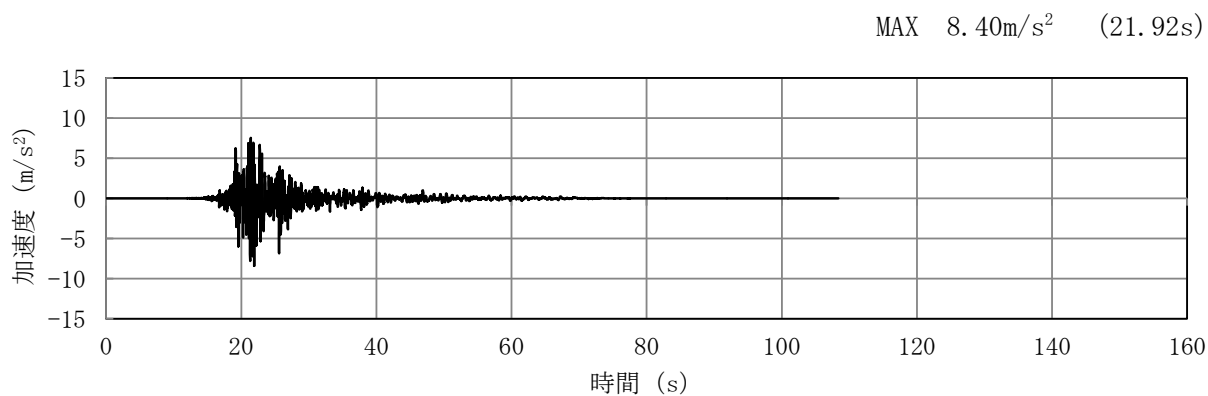


(a) 加速度時刻歴波形

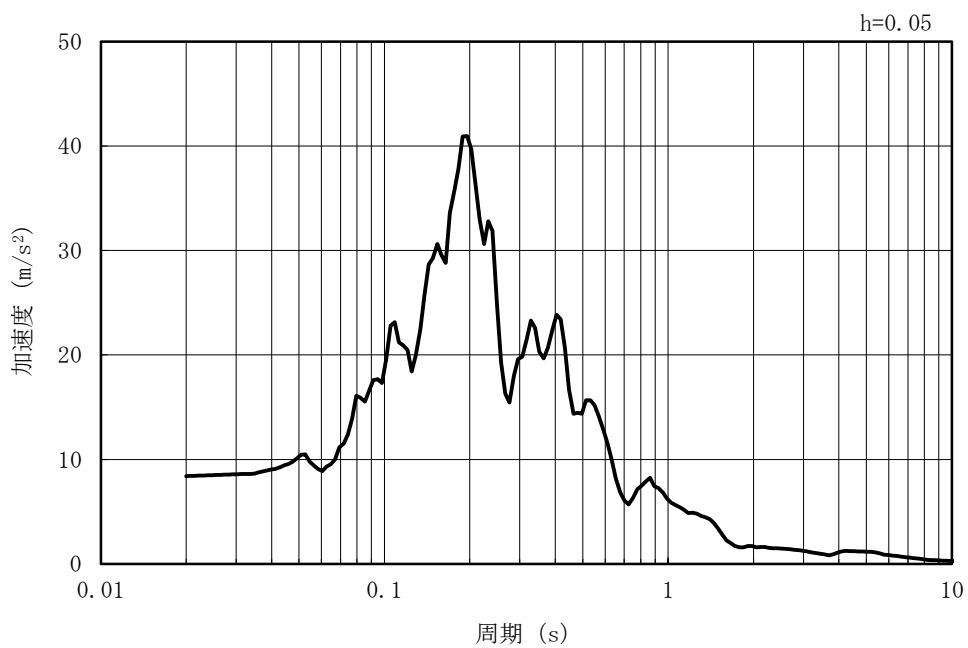


(b) 加速度応答スペクトル

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)

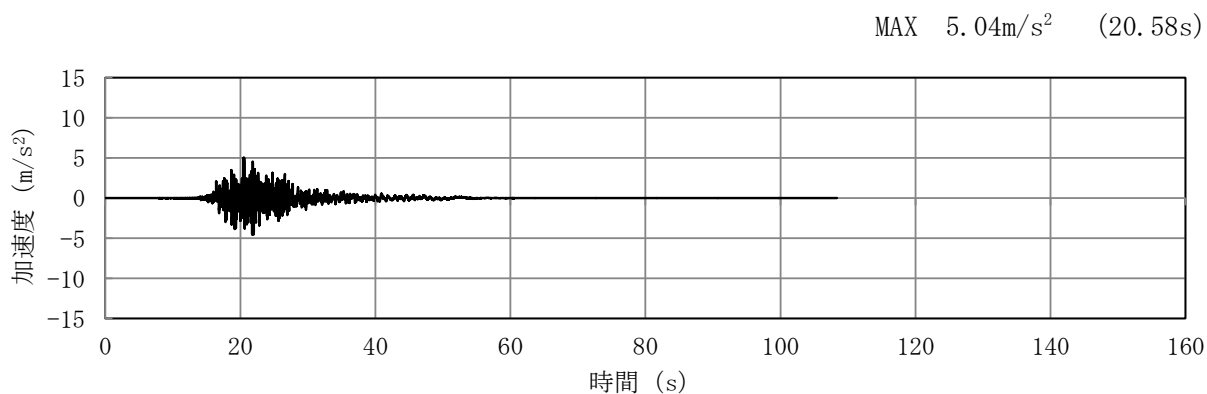


(a) 加速度時刻歴波形

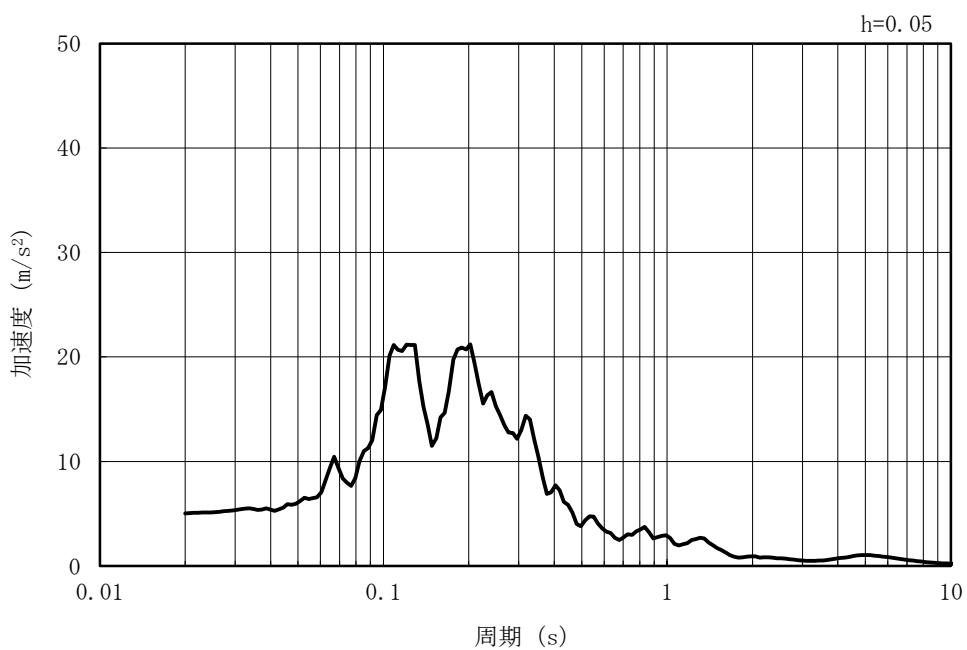


(b) 加速度応答スペクトル

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)



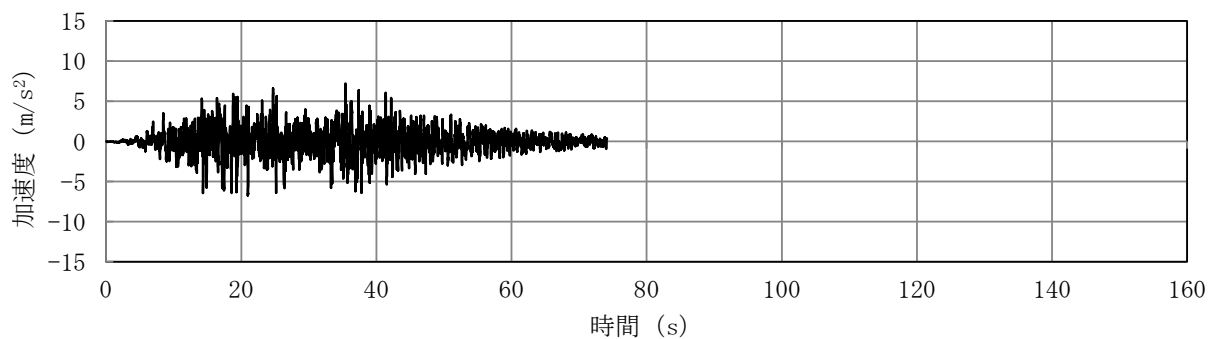
(a) 加速度時刻歴波形



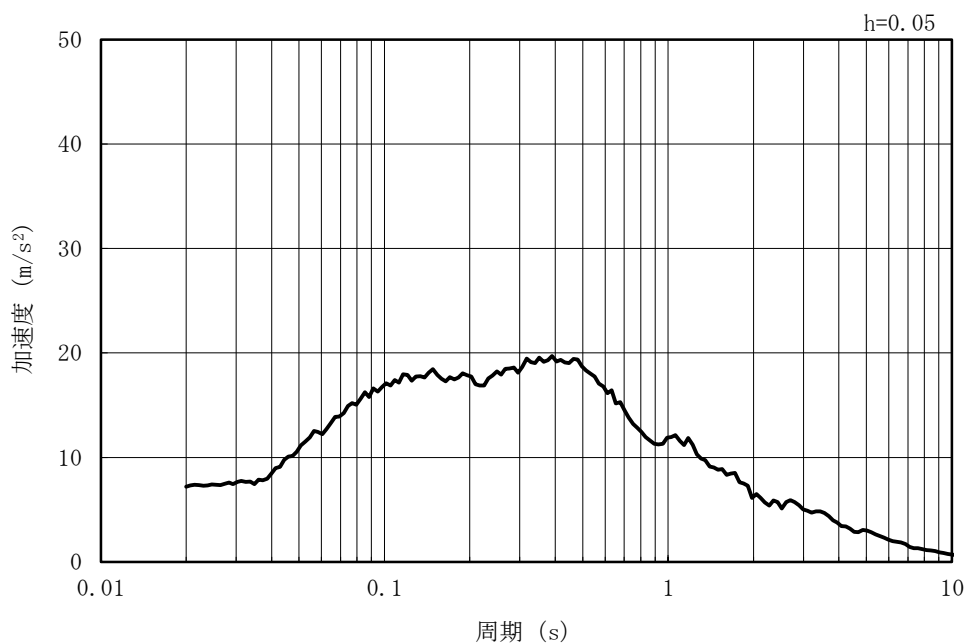
(b) 加速度応答スペクトル

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)

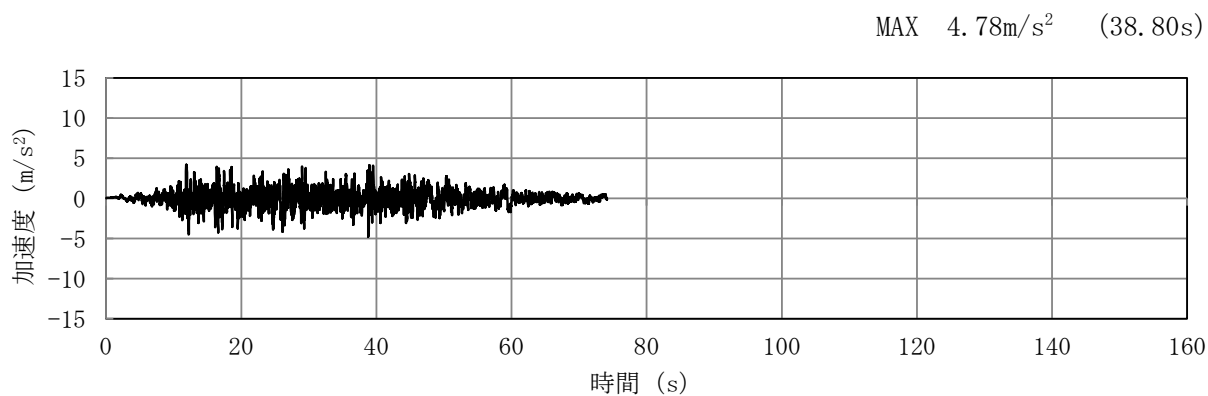


(a) 加速度時刻歴波形

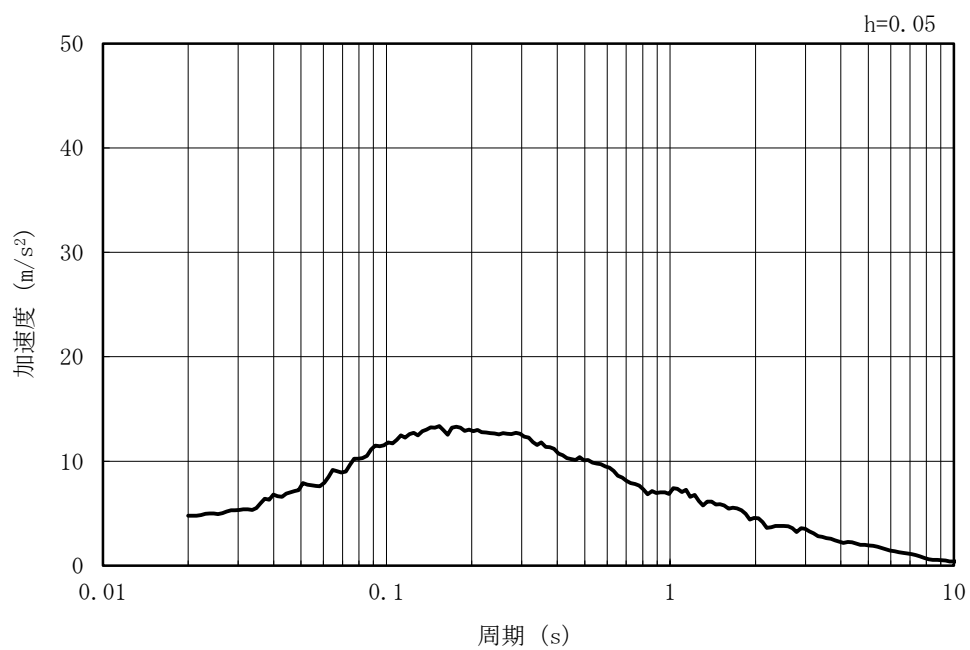


(b) 加速度応答スペクトル

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)

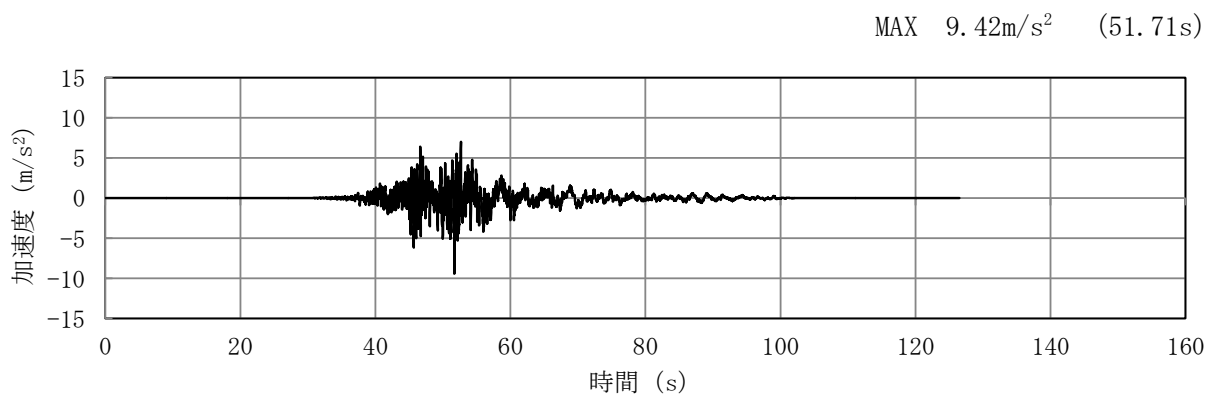


(a) 加速度時刻歴波形

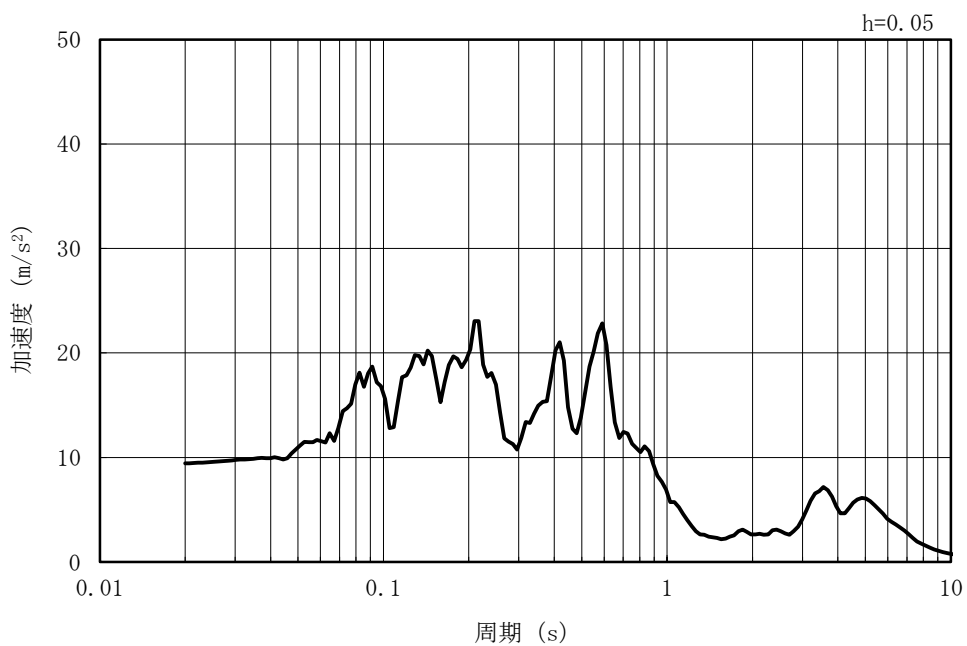


(b) 加速度応答スペクトル

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)

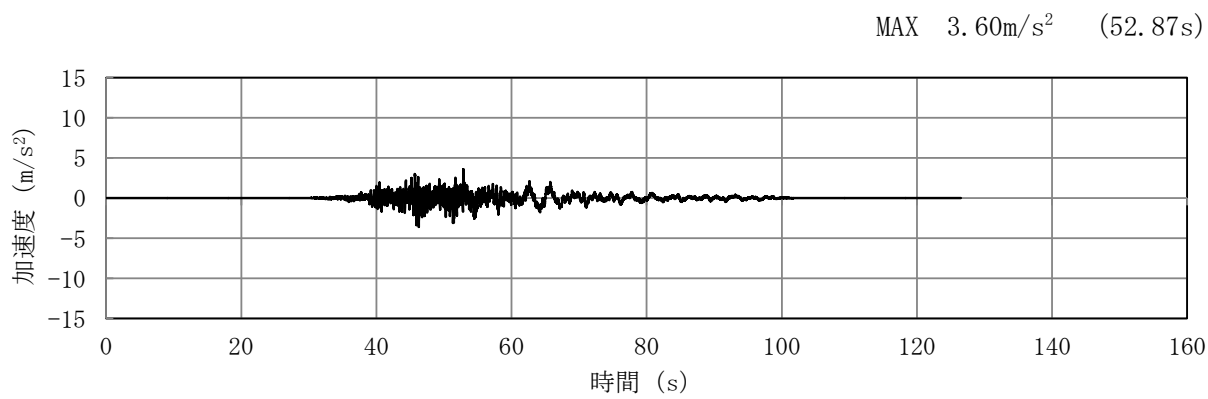


(a) 加速度時刻歴波形

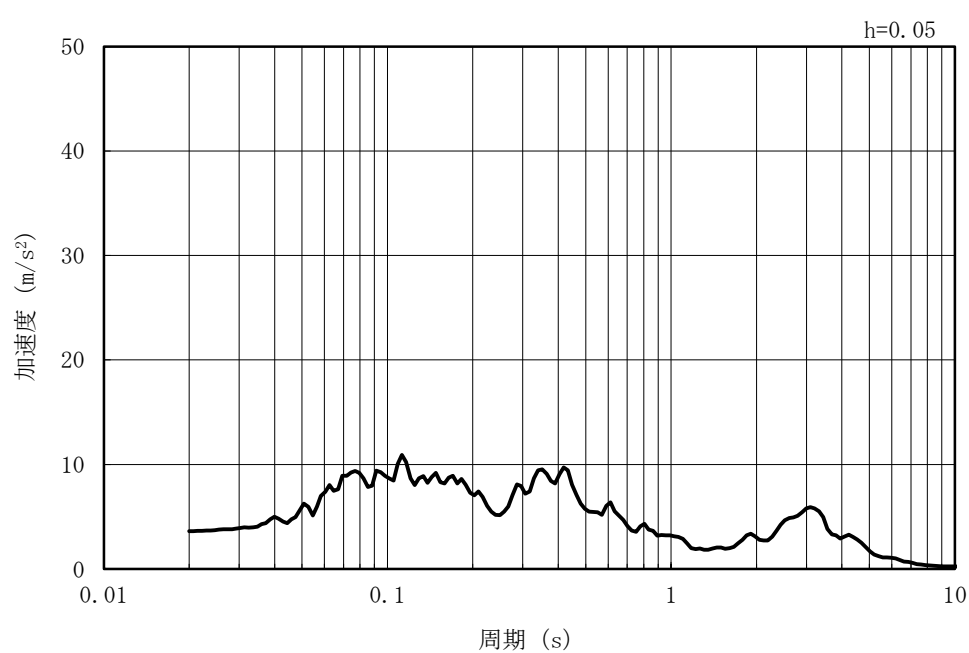


(b) 加速度応答スペクトル

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)

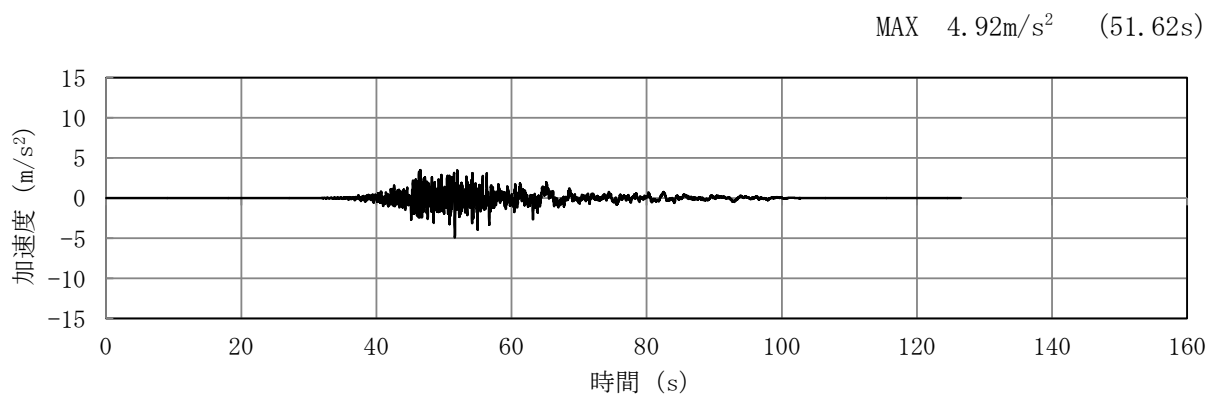


(a) 加速度時刻歴波形

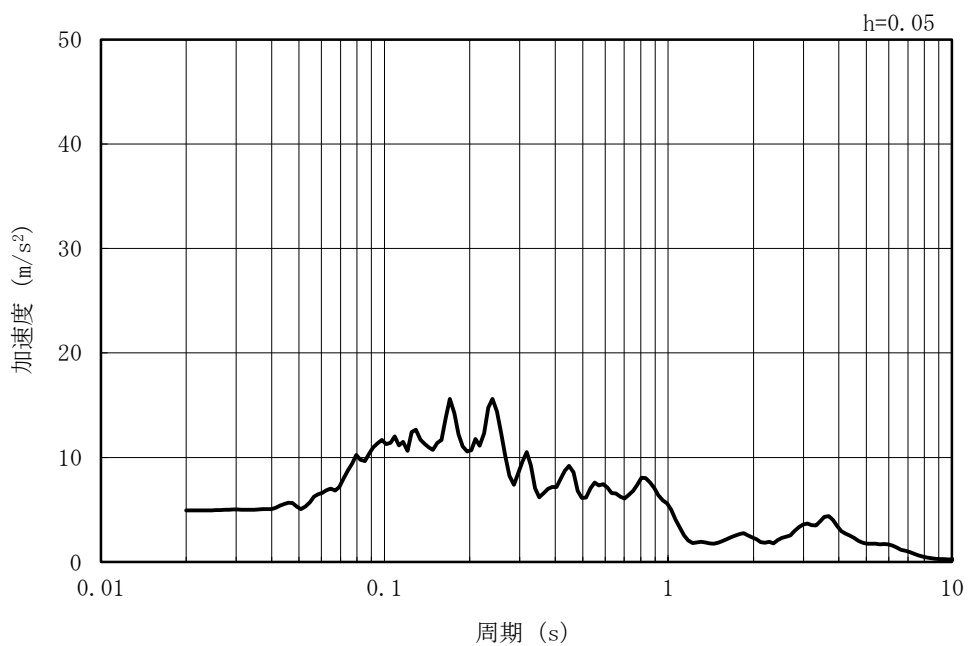


(b) 加速度応答スペクトル

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)

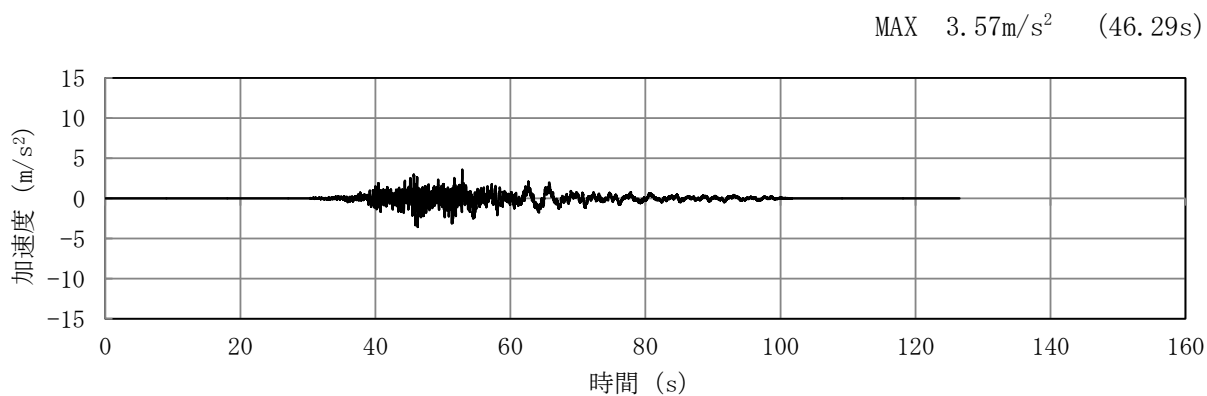


(a) 加速度時刻歴波形

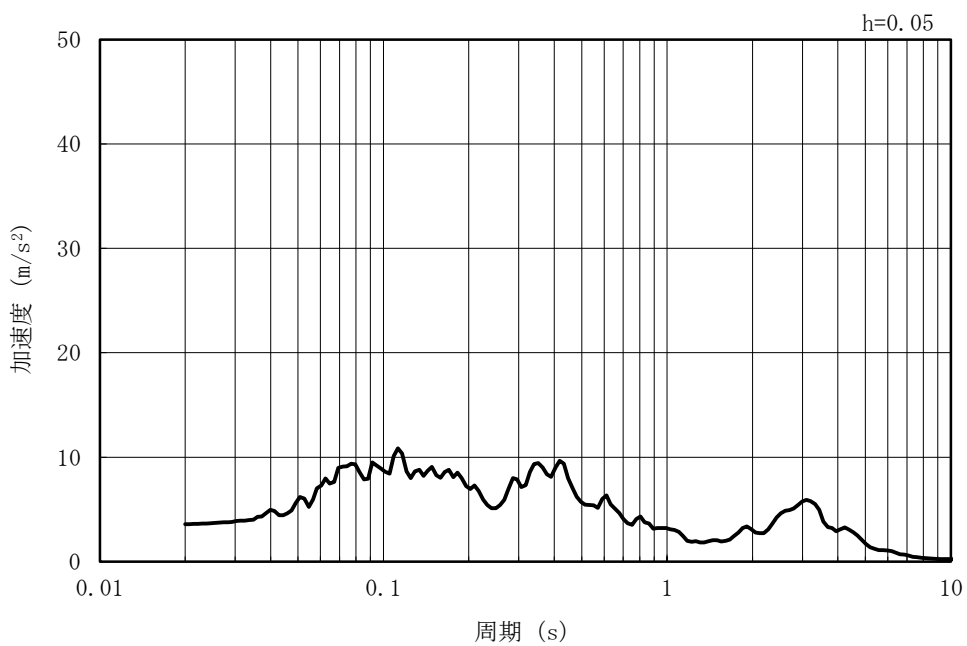


(b) 加速度応答スペクトル

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)

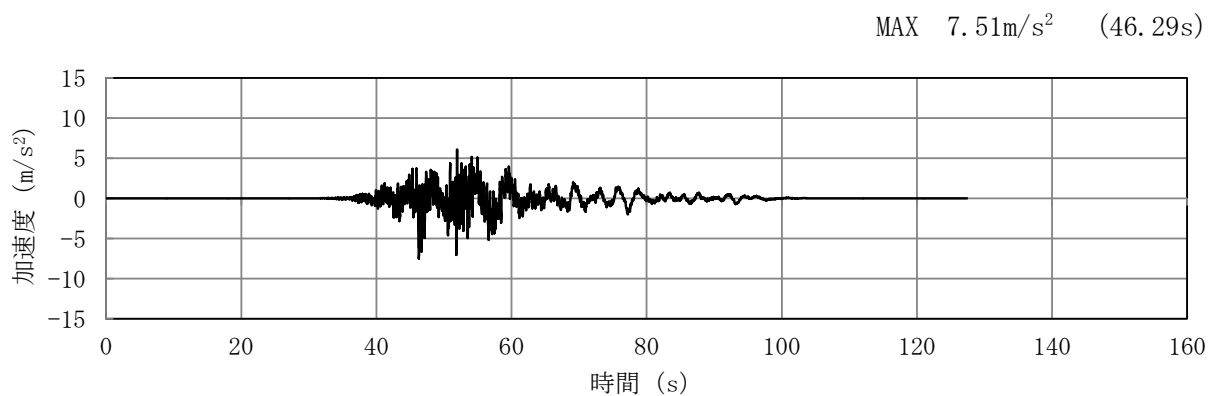


(a) 加速度時刻歴波形

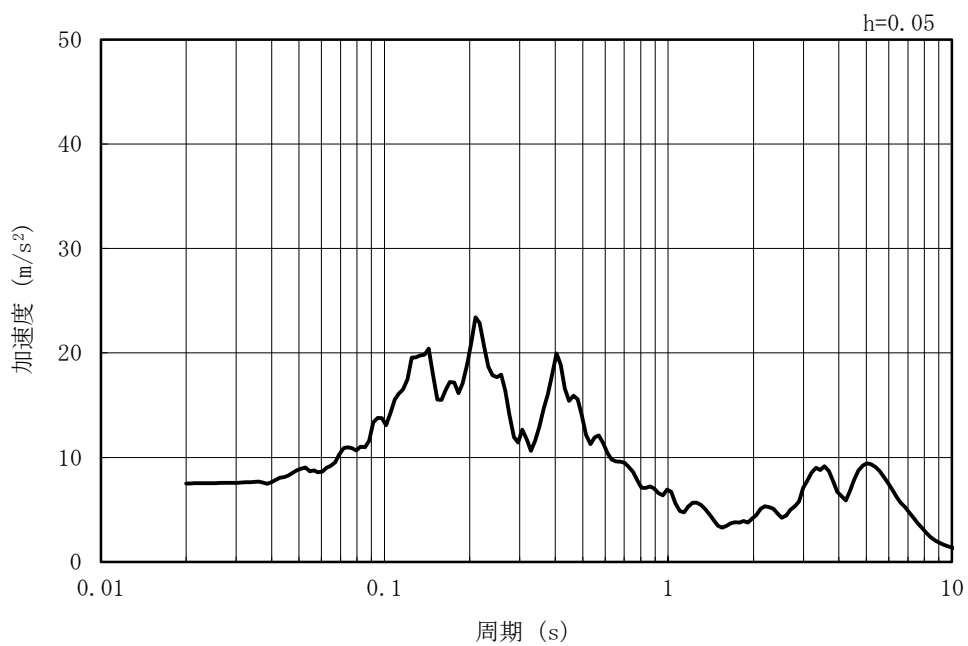


(b) 加速度応答スペクトル

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)

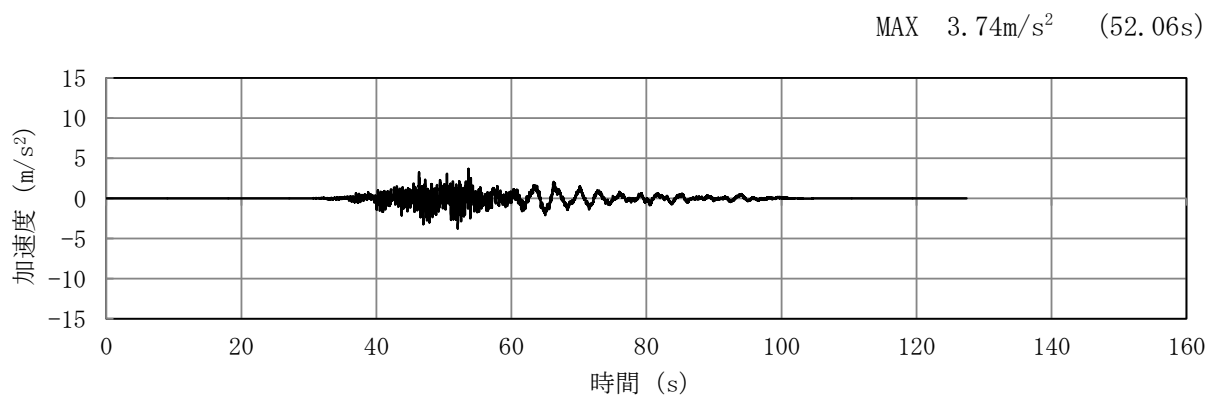


(a) 加速度時刻歴波形

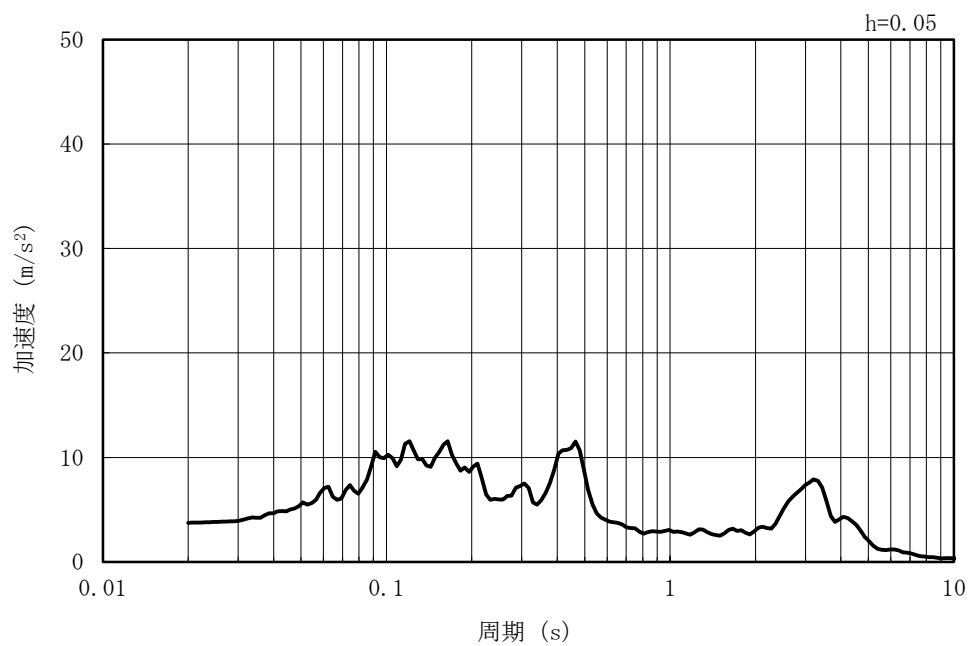


(b) 加速度応答スペクトル

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)

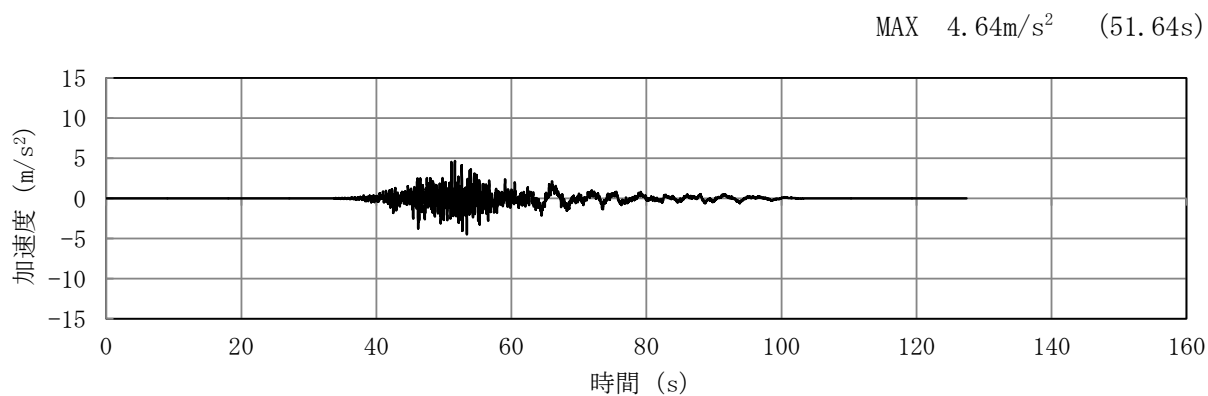


(a) 加速度時刻歴波形

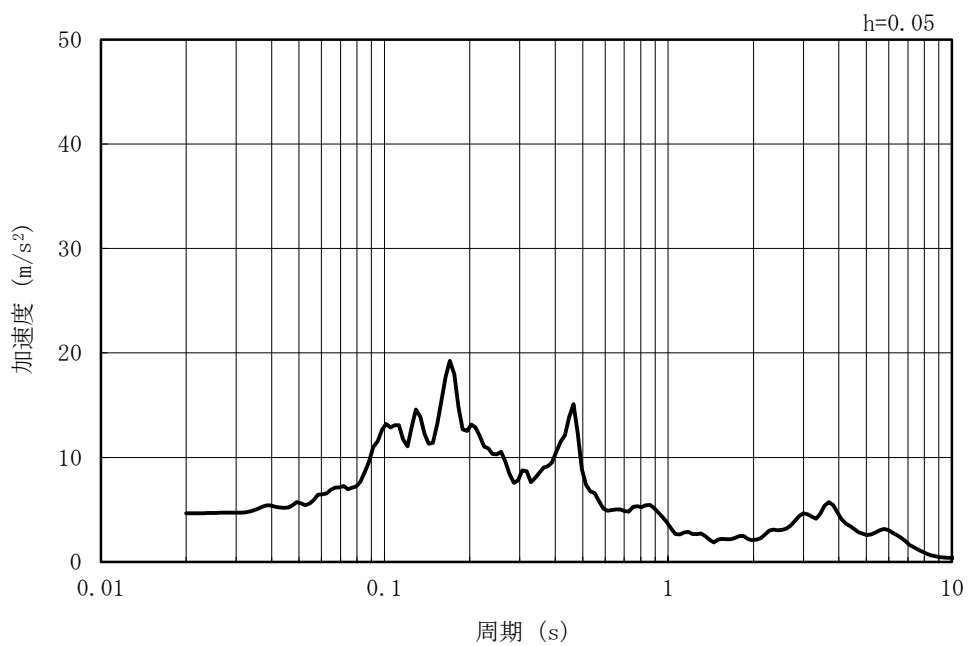


(b) 加速度応答スペクトル

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)

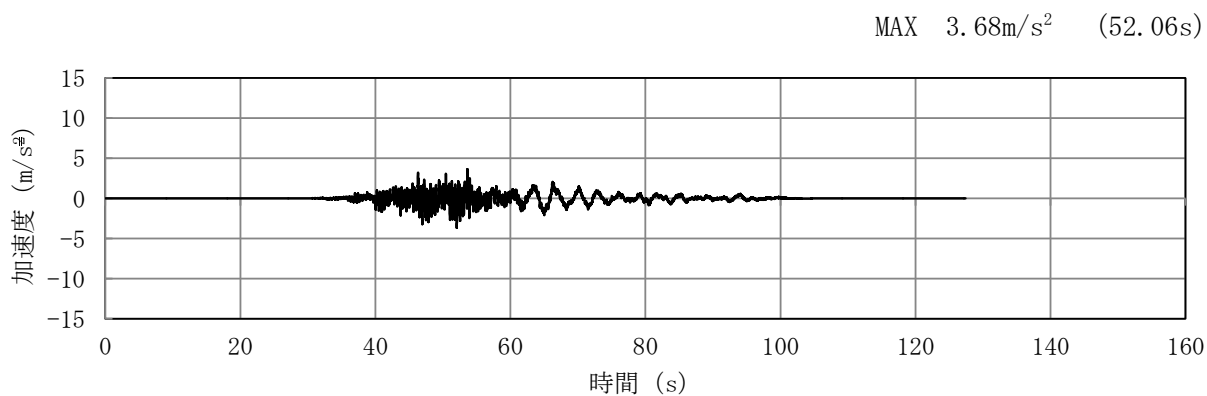


(a) 加速度時刻歴波形

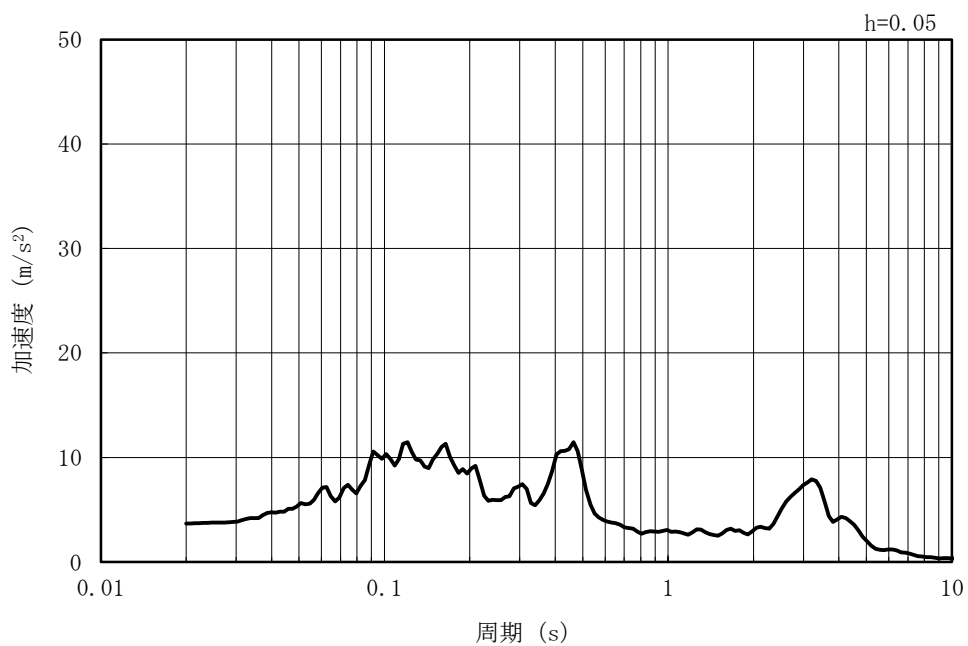


(b) 加速度応答スペクトル

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)

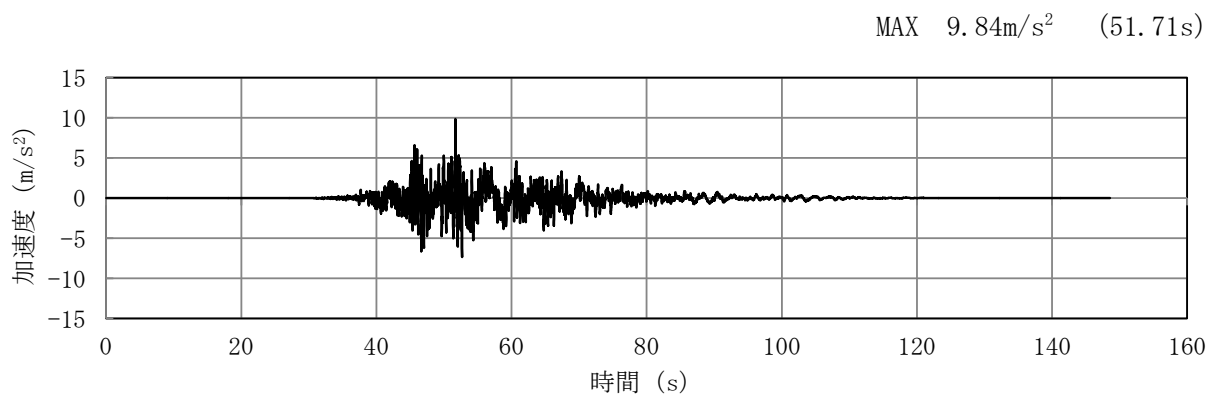


(a) 加速度時刻歴波形

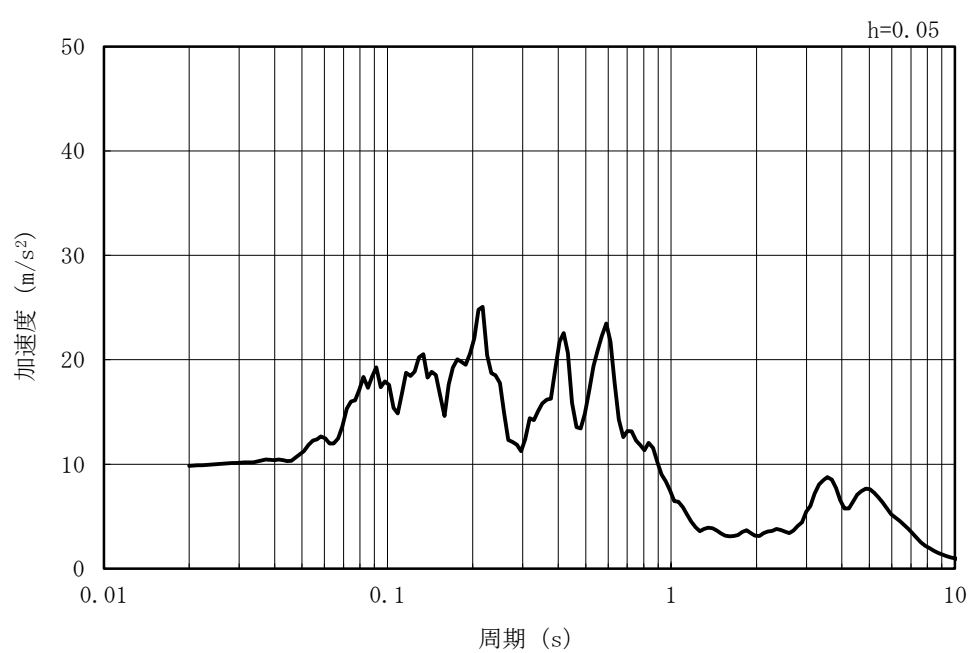


(b) 加速度応答スペクトル

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)

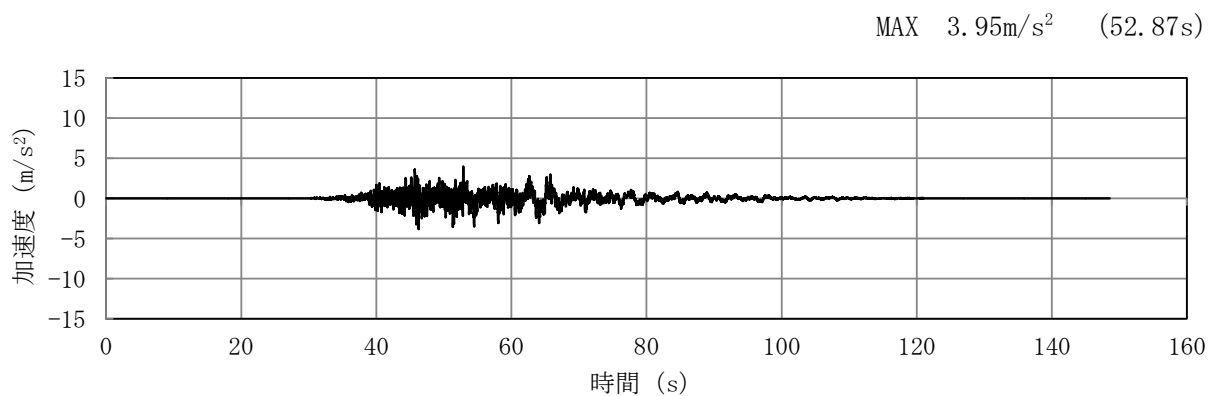


(a) 加速度時刻歴波形

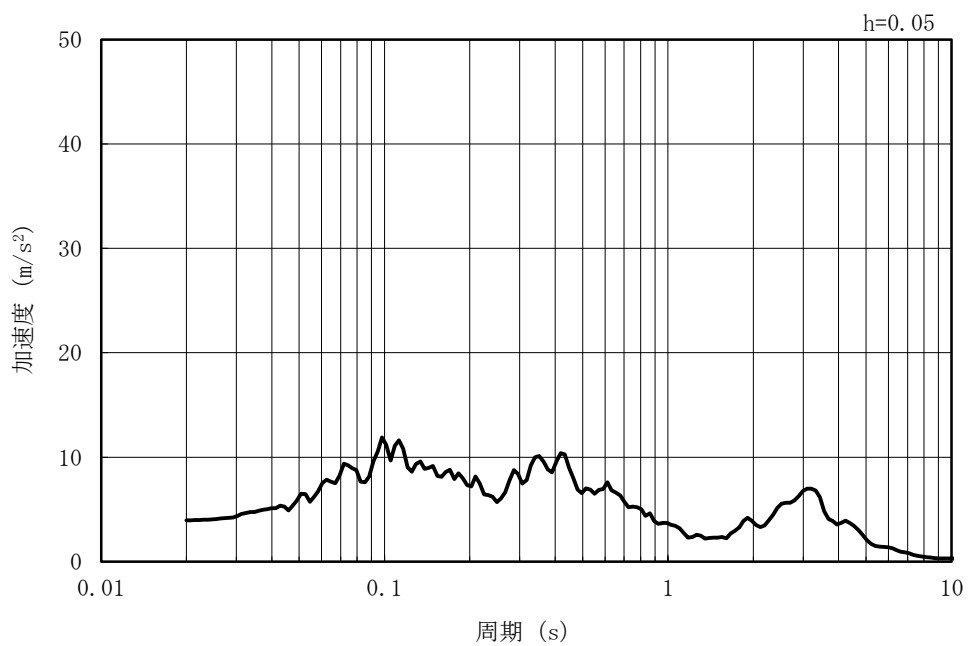


(b) 加速度応答スペクトル

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)

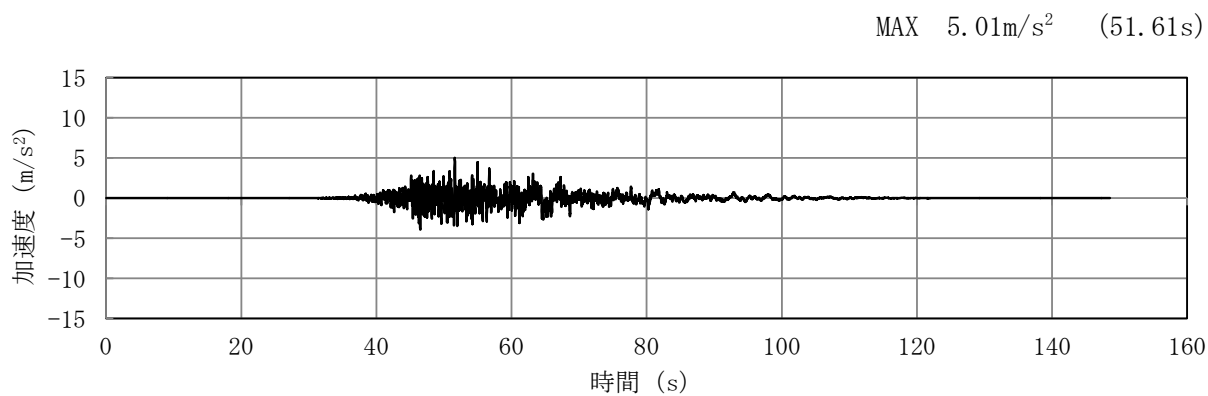


(a) 加速度時刻歴波形

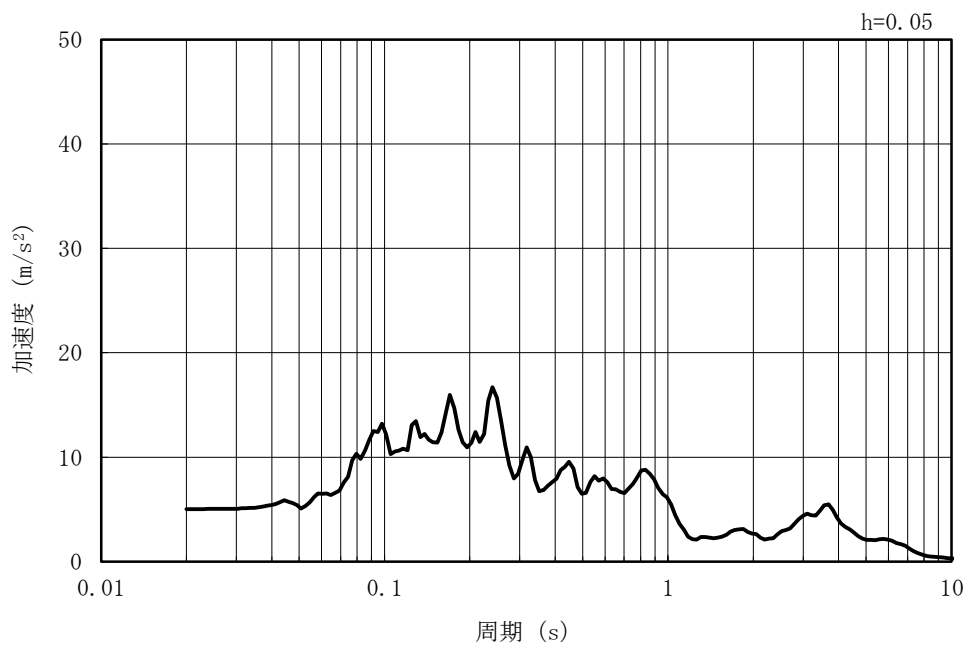


(b) 加速度応答スペクトル

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)

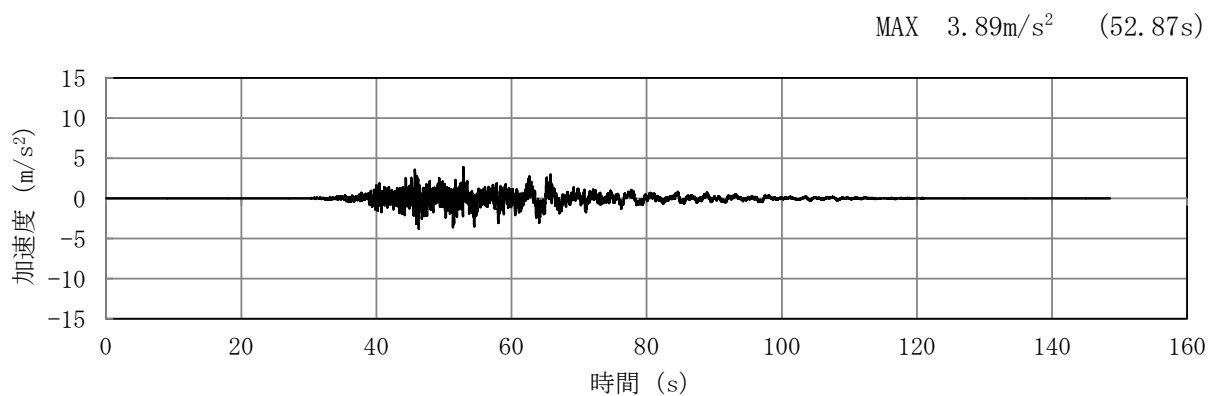


(a) 加速度時刻歴波形

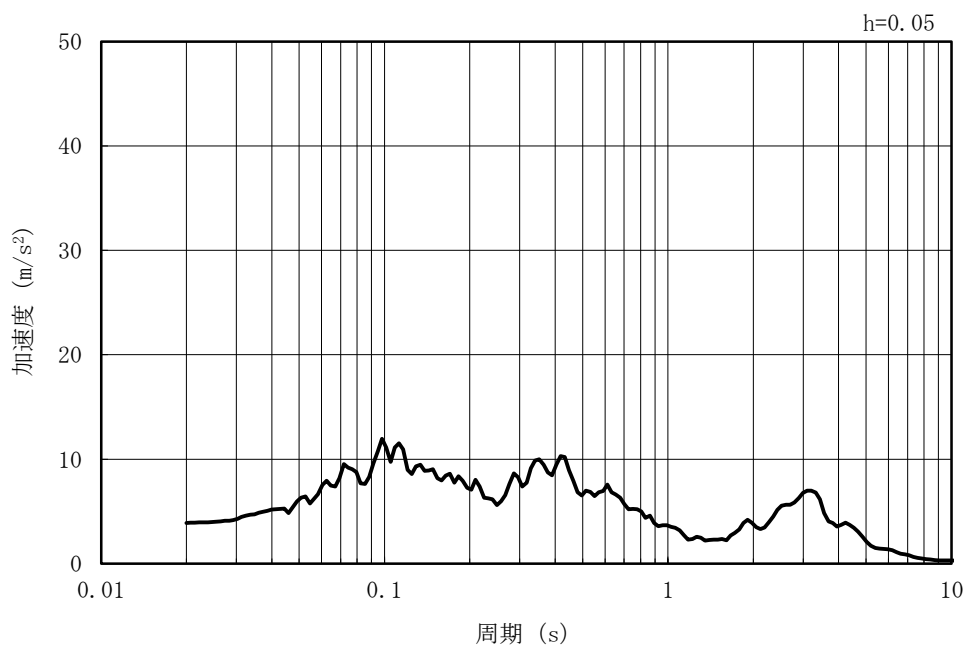


(b) 加速度応答スペクトル

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)

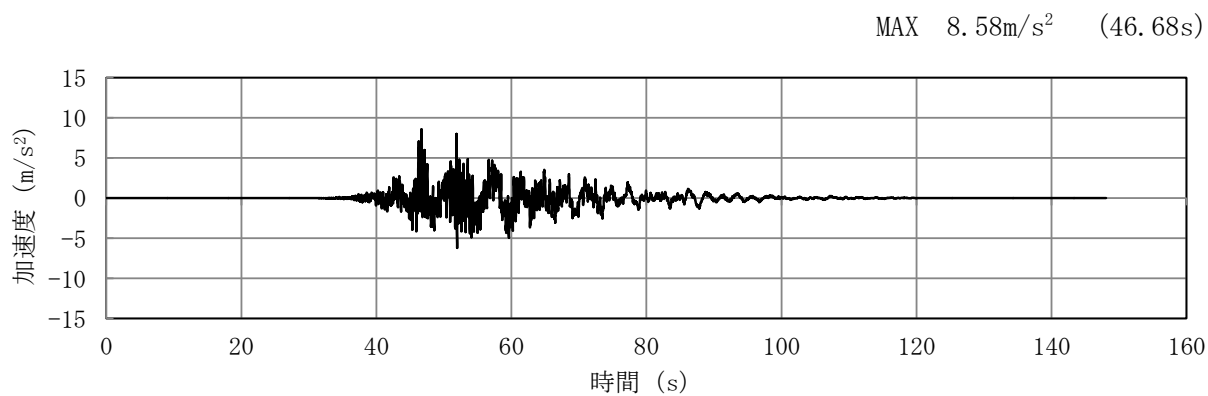


(a) 加速度時刻歴波形

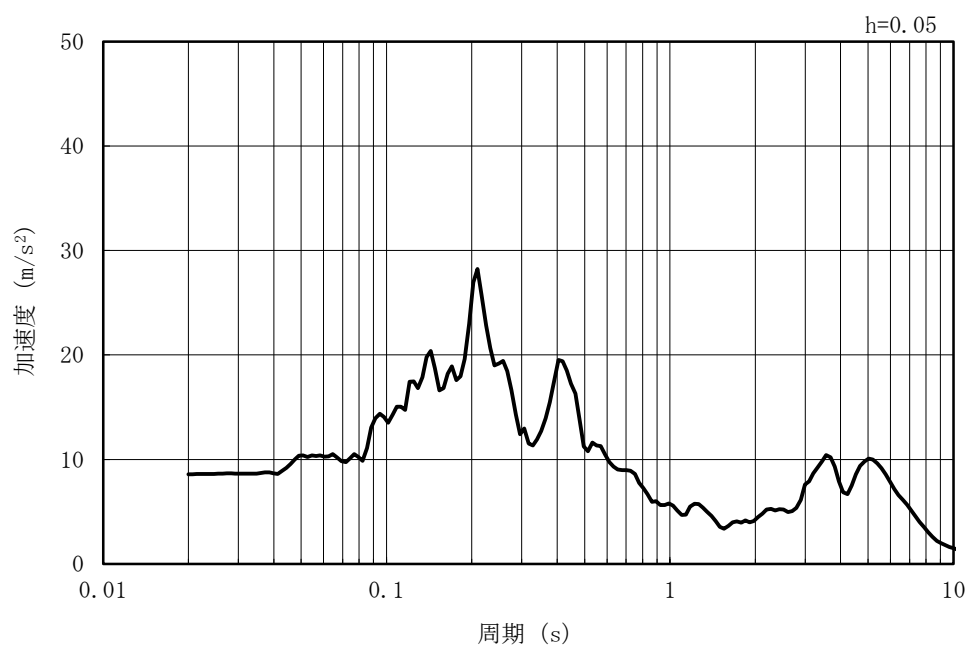


(b) 加速度応答スペクトル

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)

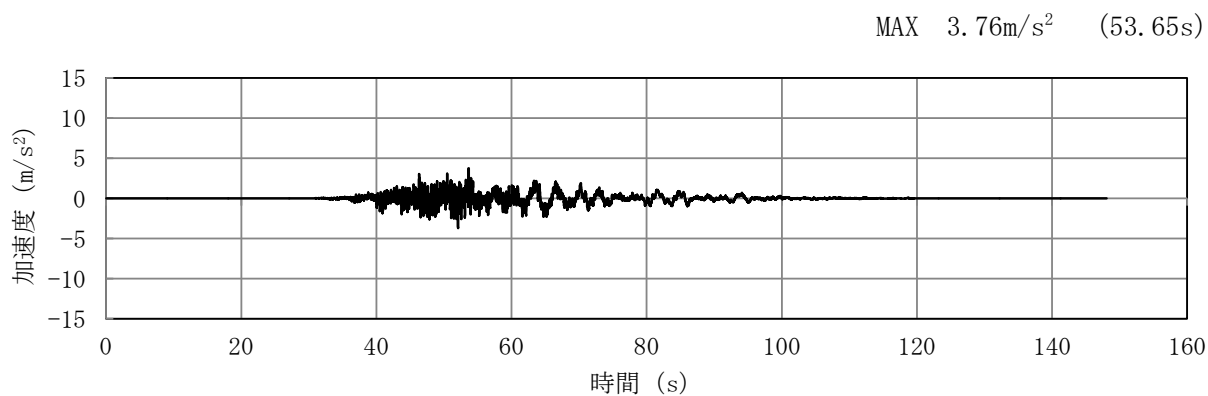


(a) 加速度時刻歴波形

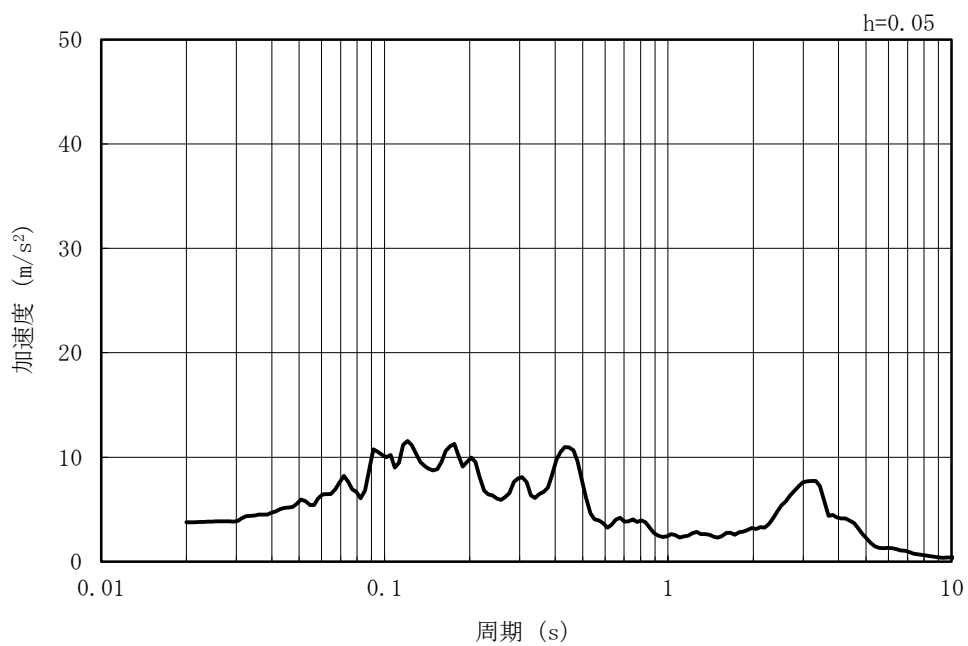


(b) 加速度応答スペクトル

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)

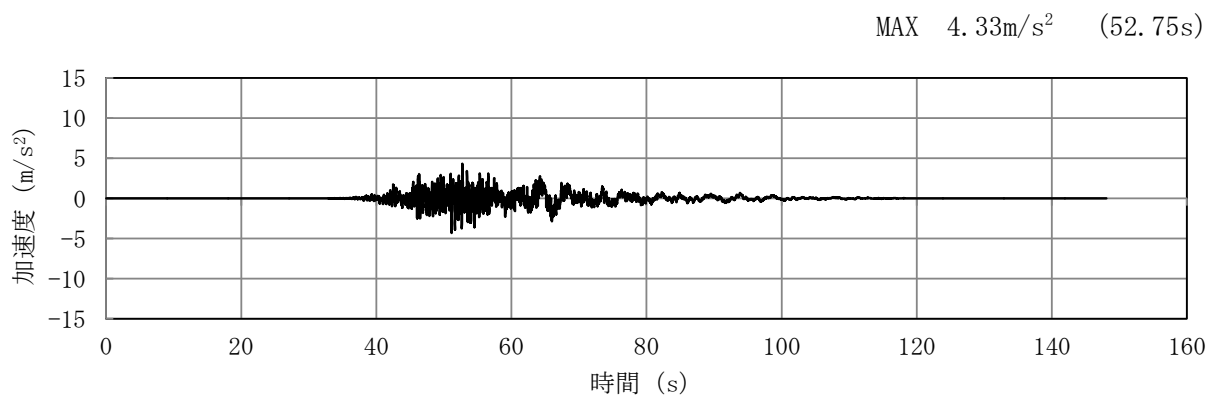


(a) 加速度時刻歴波形

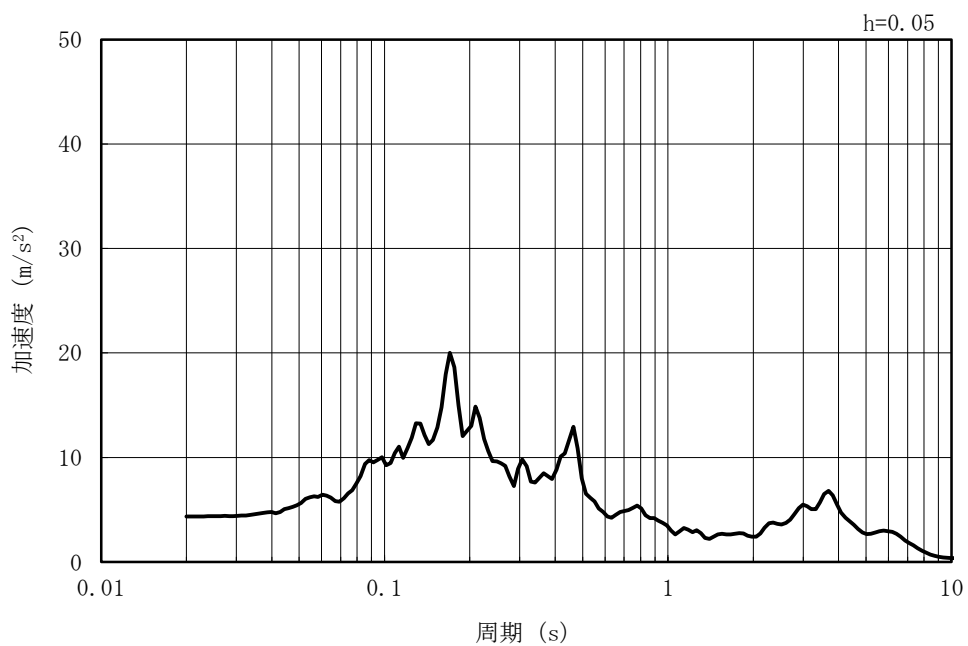


(b) 加速度応答スペクトル

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)

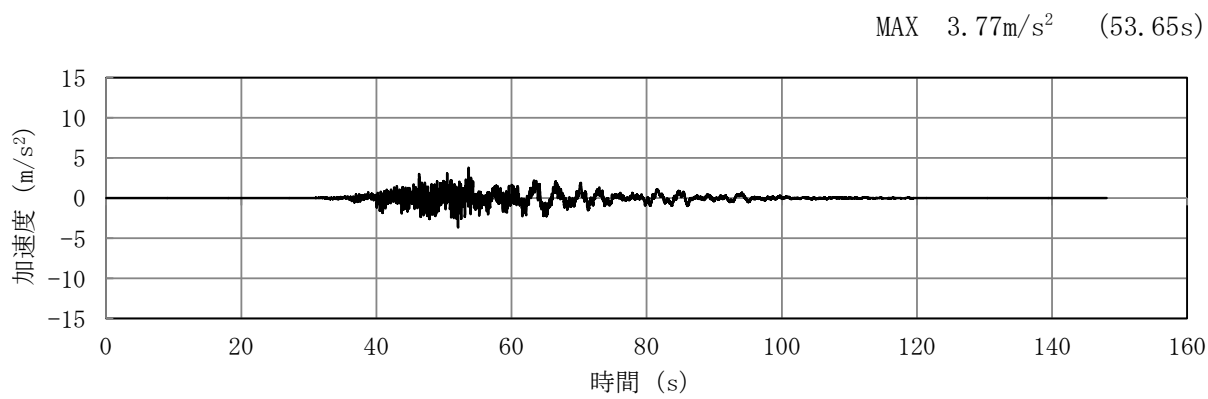


(a) 加速度時刻歴波形

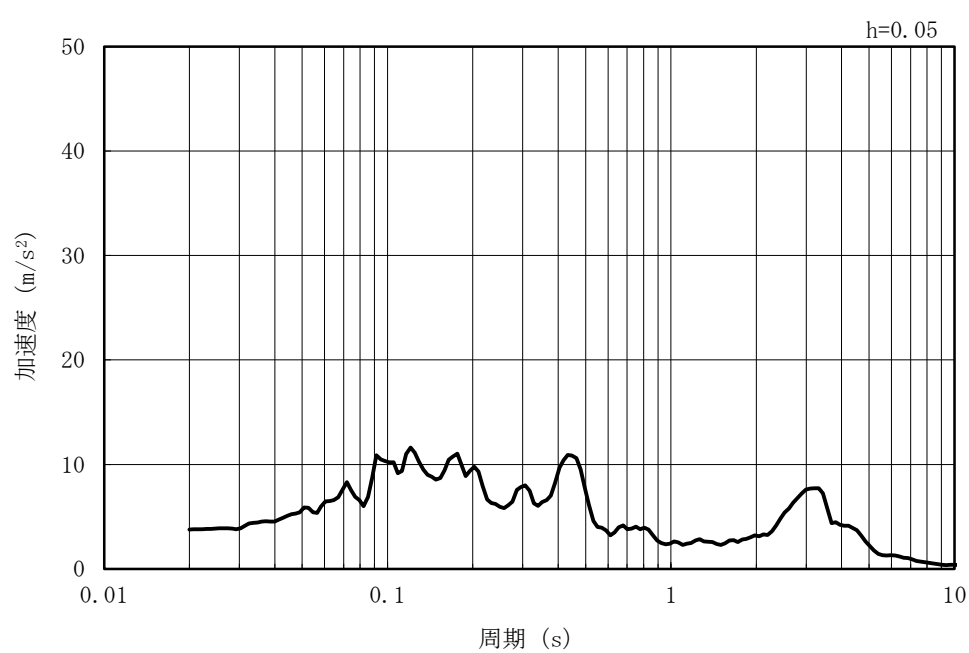


(b) 加速度応答スペクトル

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)

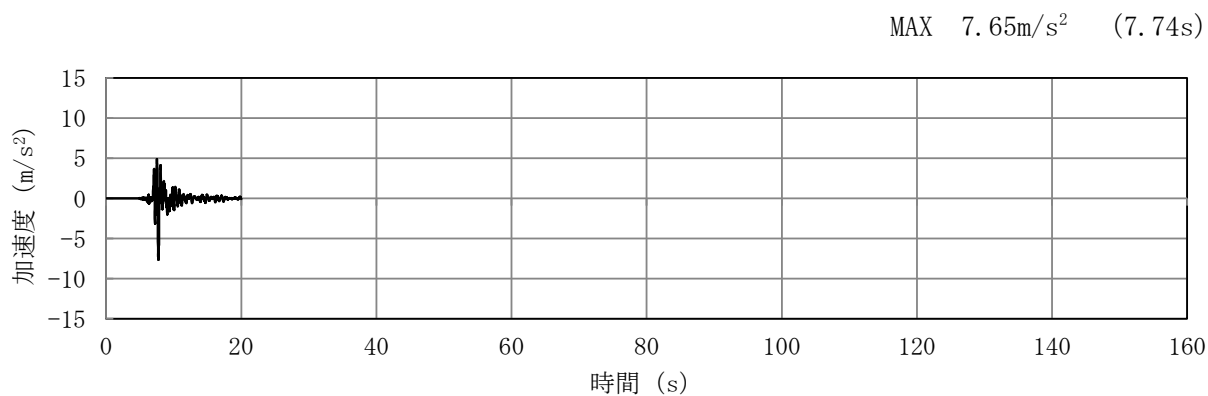


(a) 加速度時刻歴波形

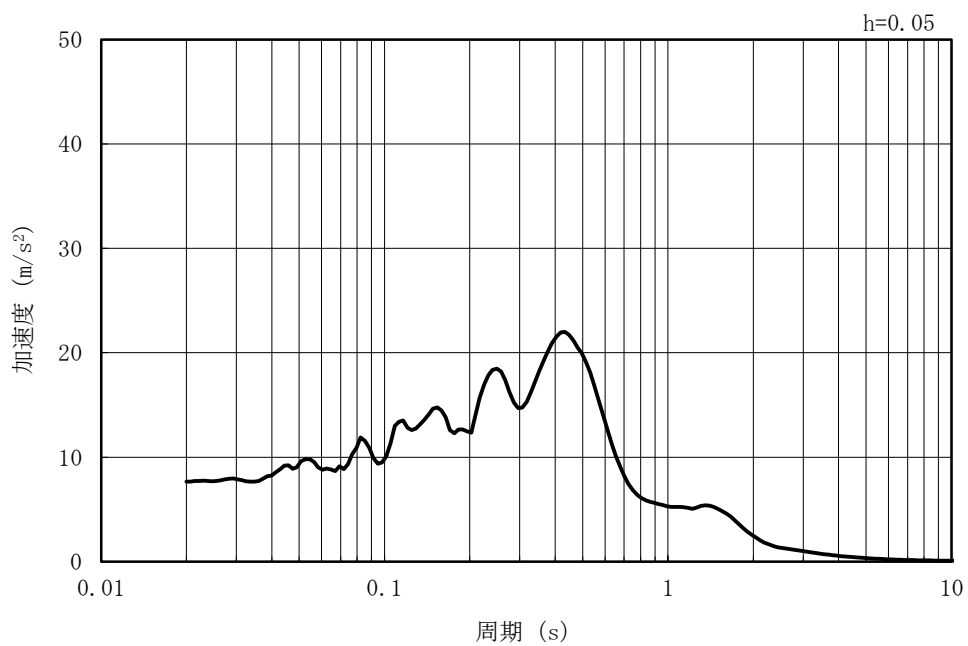


(b) 加速度応答スペクトル

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)

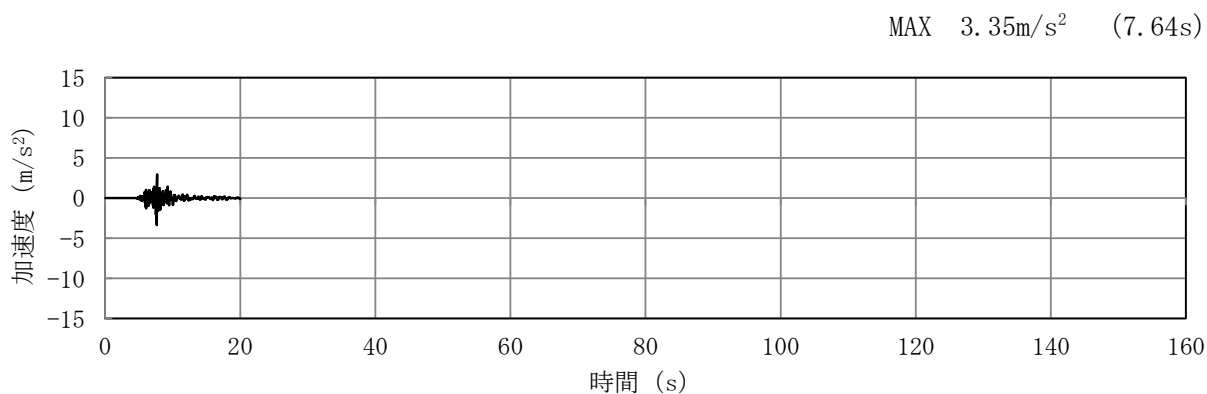


(a) 加速度時刻歴波形

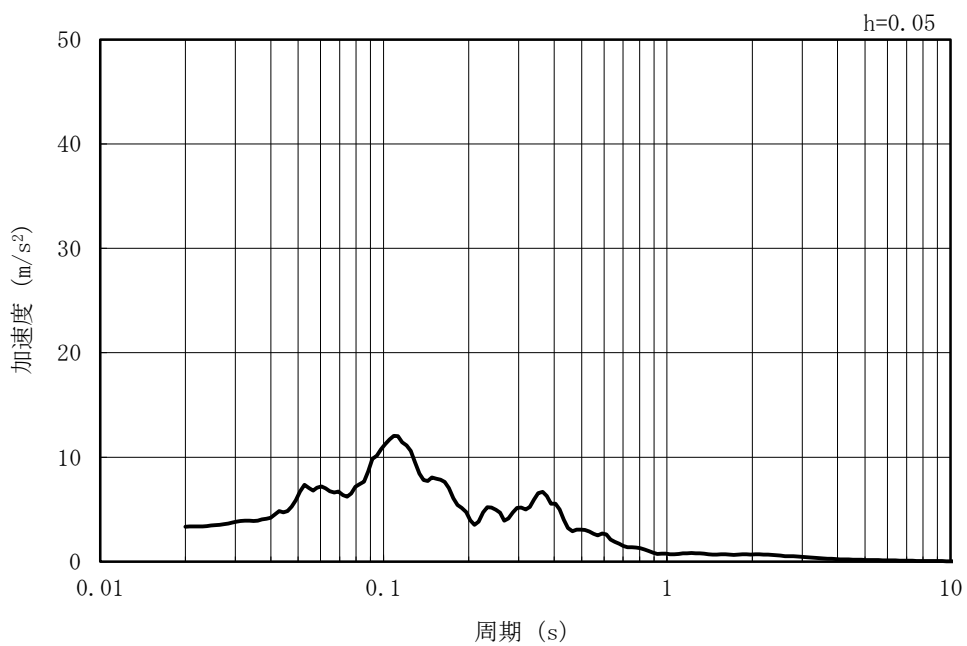


(b) 加速度応答スペクトル

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)

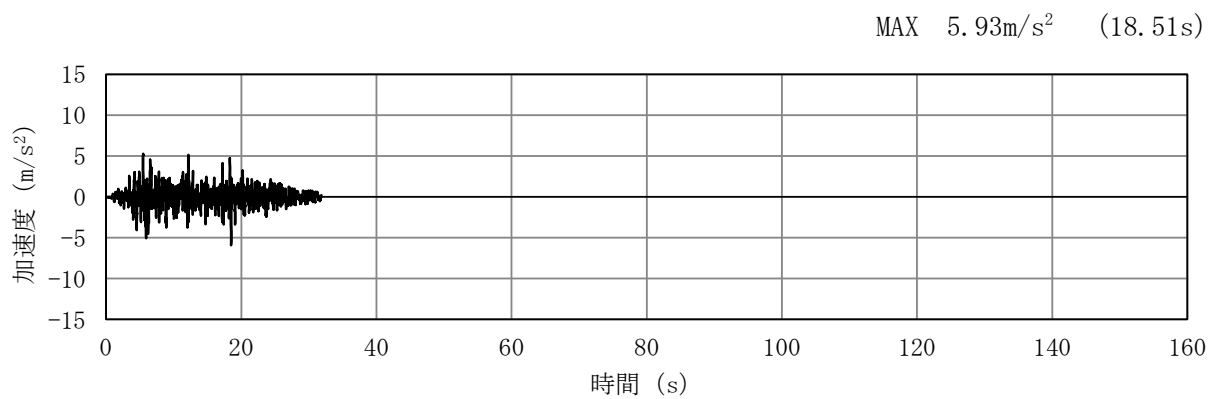


(a) 加速度時刻歴波形

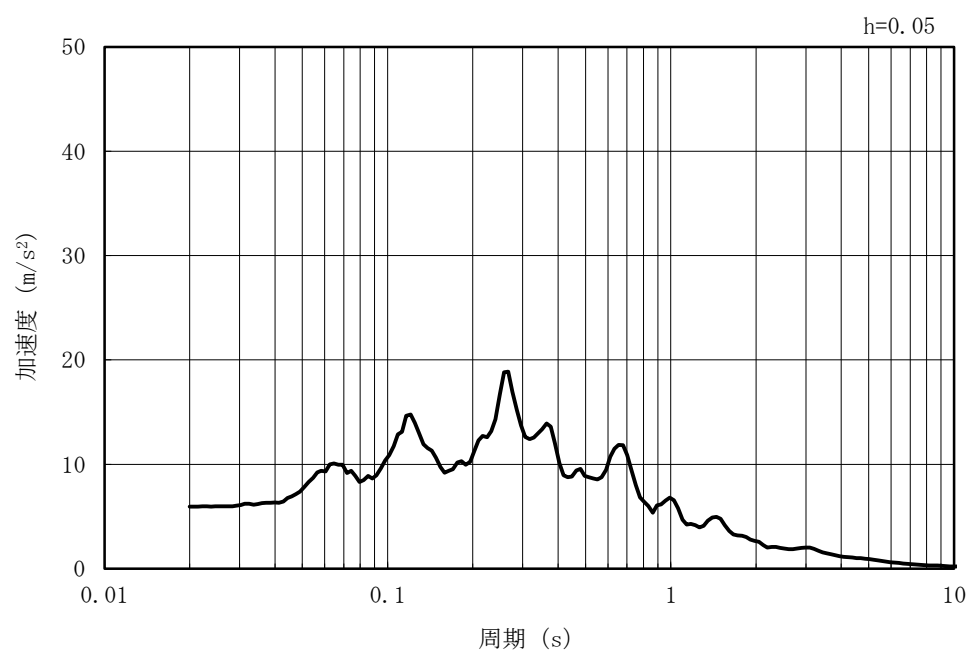


(b) 加速度応答スペクトル

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)

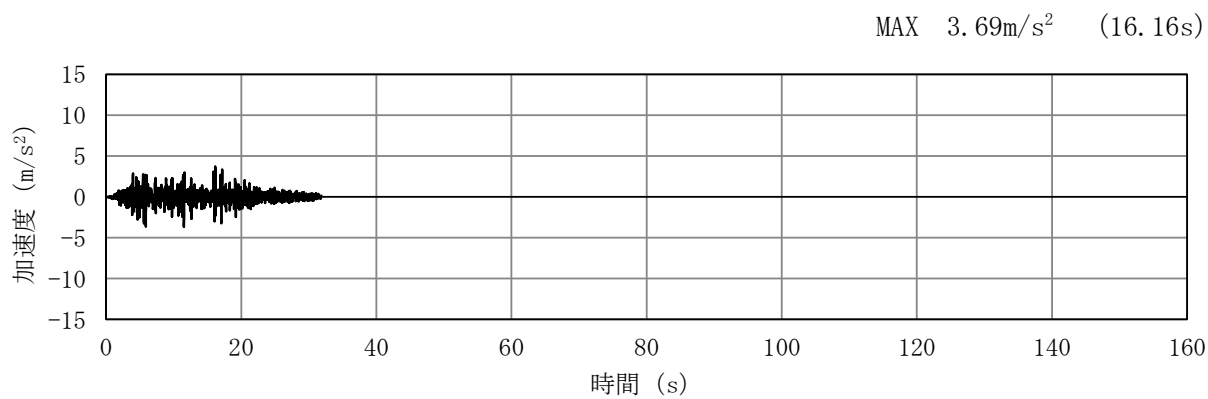


(a) 加速度時刻歴波形

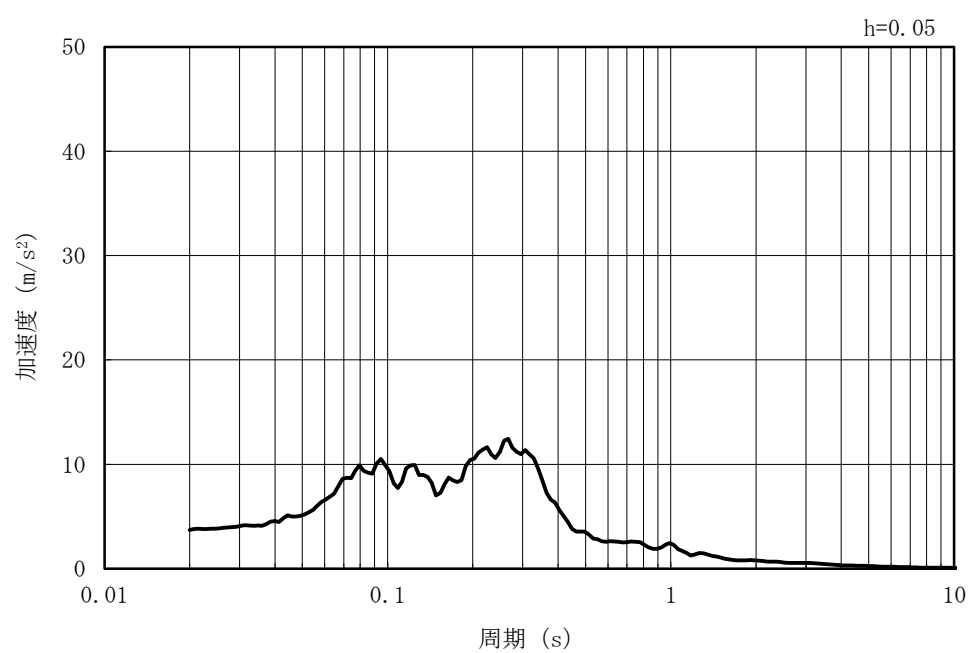


(b) 加速度応答スペクトル

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)

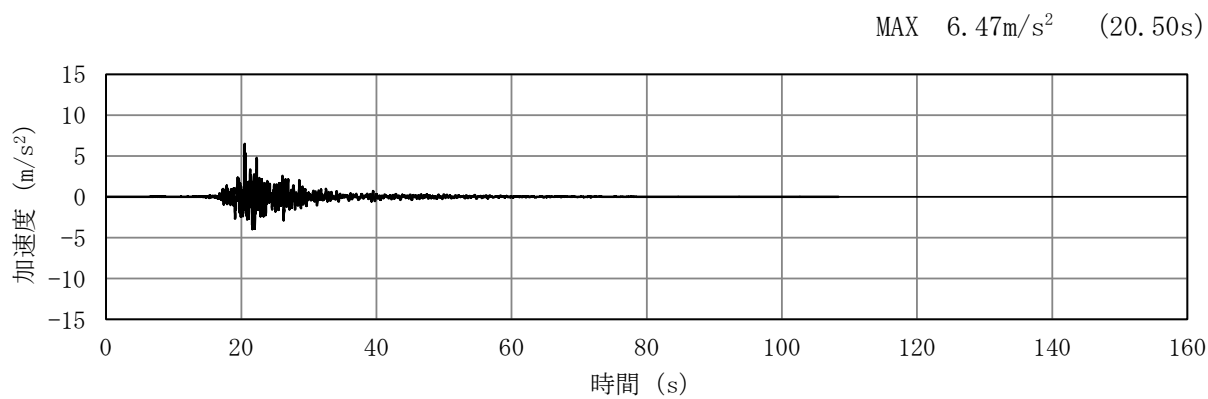


(a) 加速度時刻歴波形

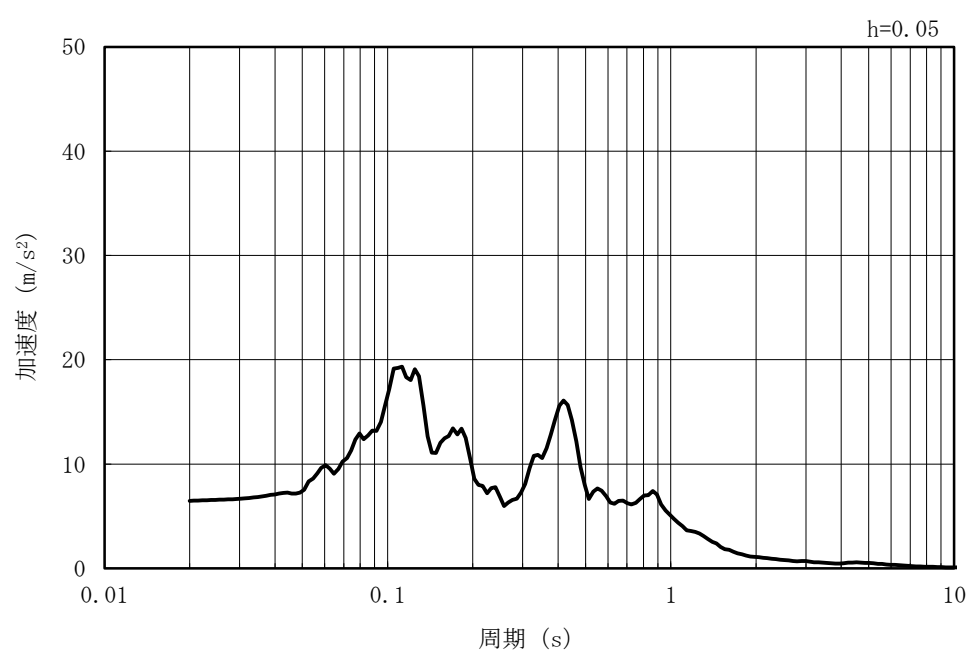


(b) 加速度応答スペクトル

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)

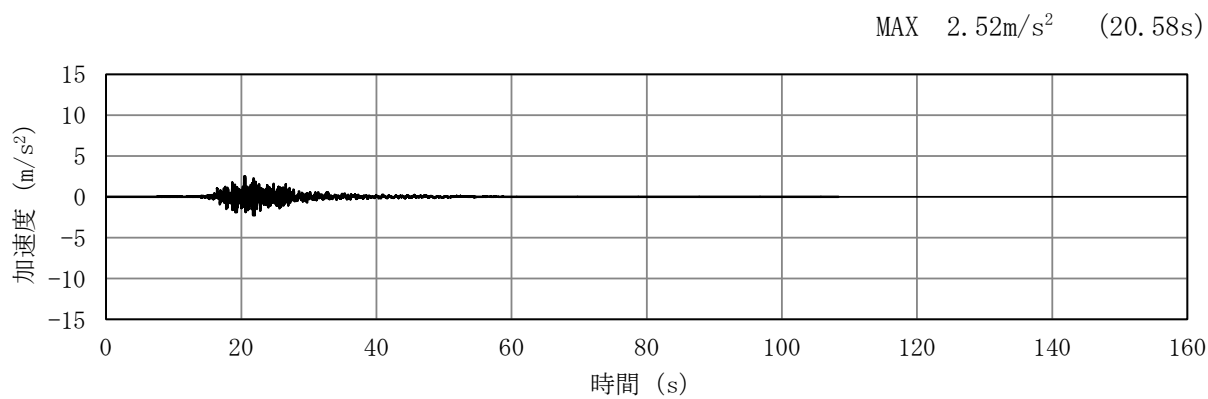


(a) 加速度時刻歴波形

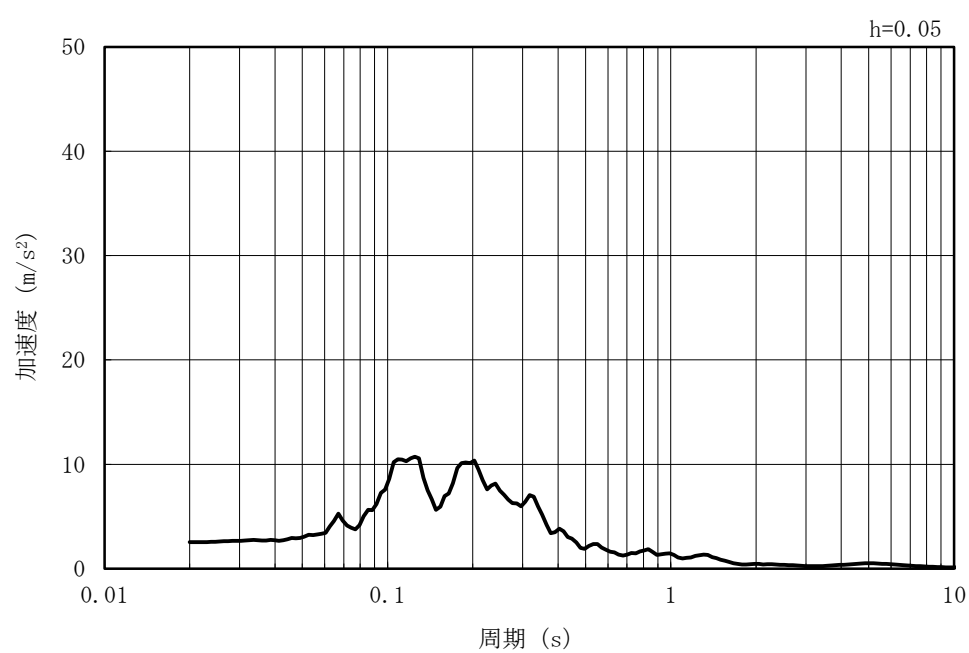


(b) 加速度応答スペクトル

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)

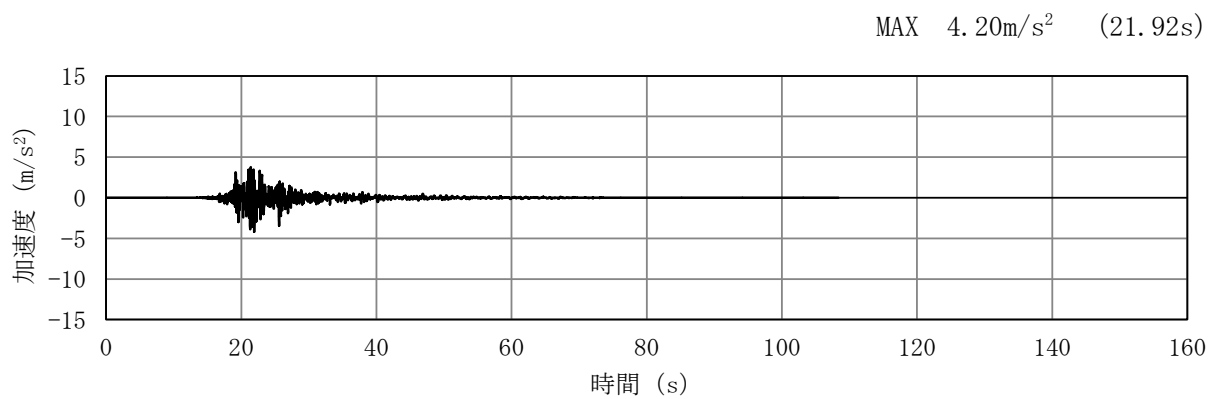


(a) 加速度時刻歴波形

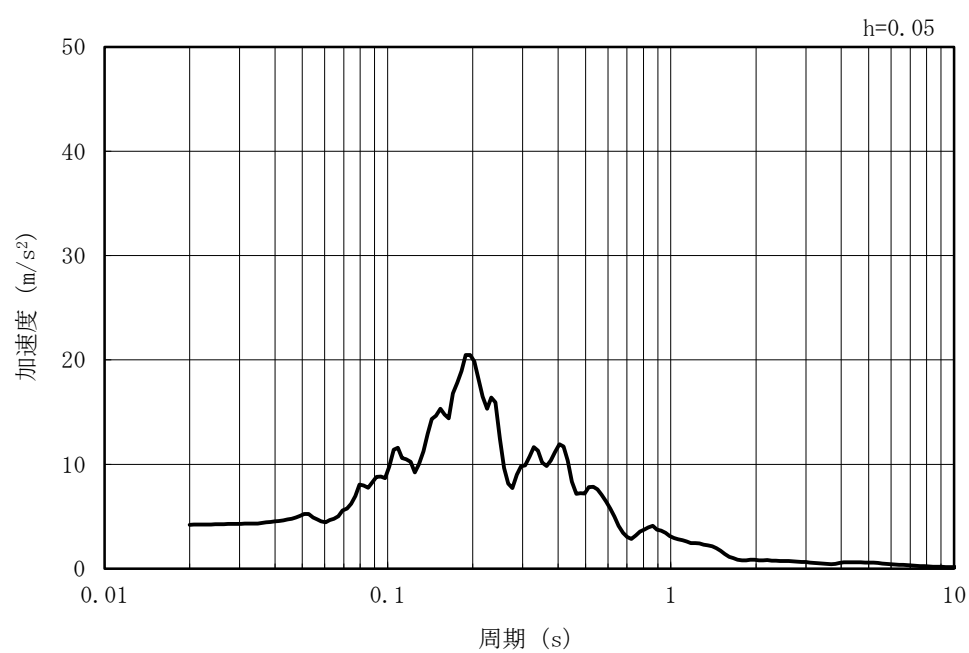


(b) 加速度応答スペクトル

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)

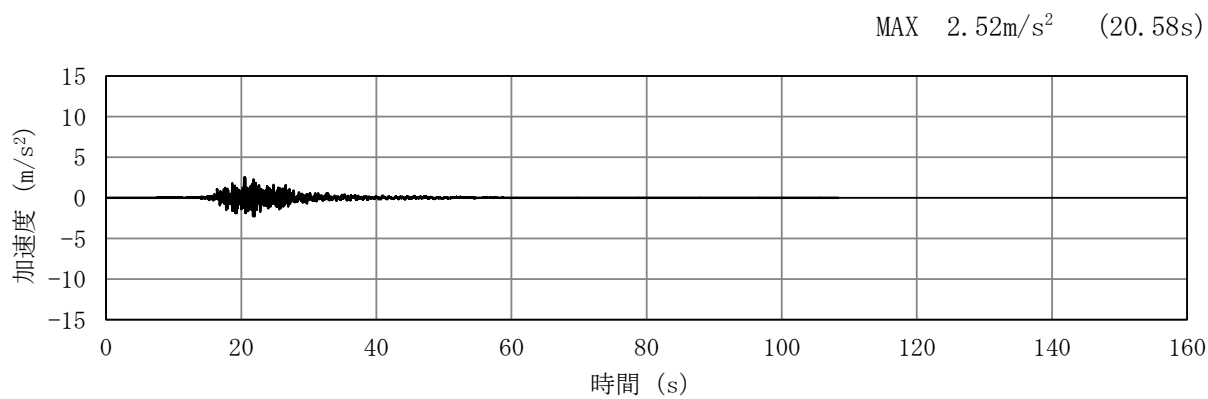


(a) 加速度時刻歴波形

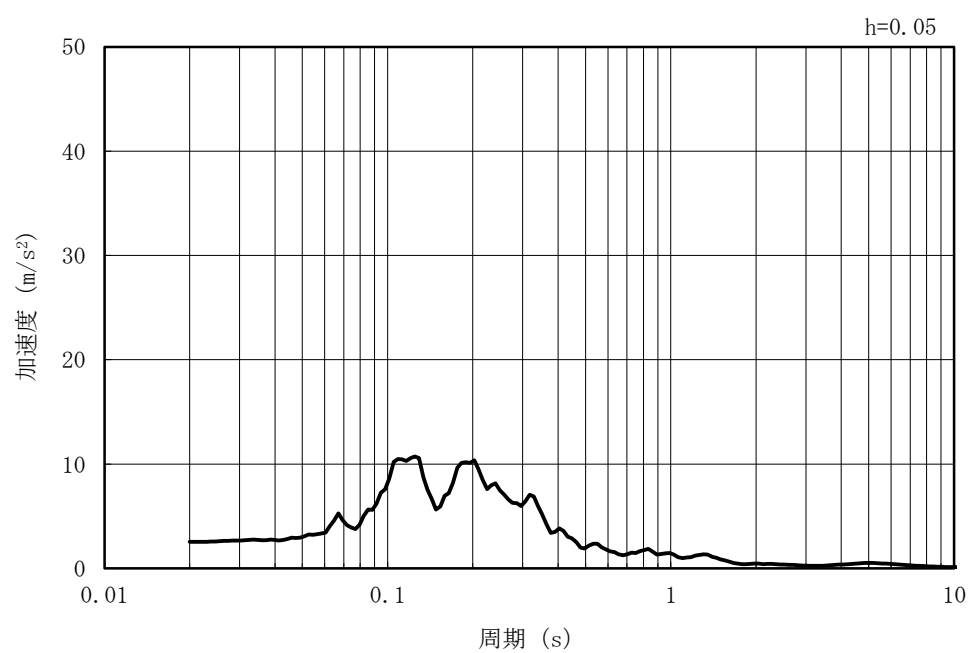


(b) 加速度応答スペクトル

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)

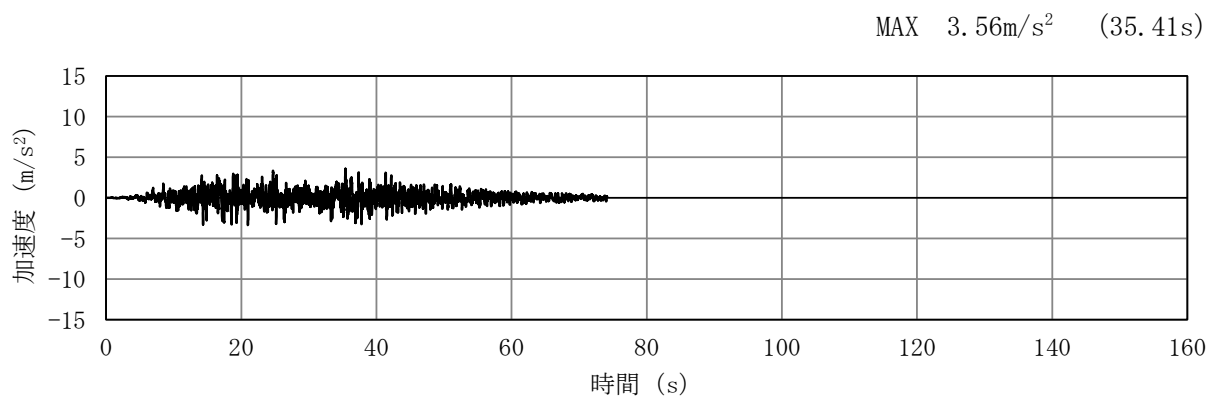


(a) 加速度時刻歴波形

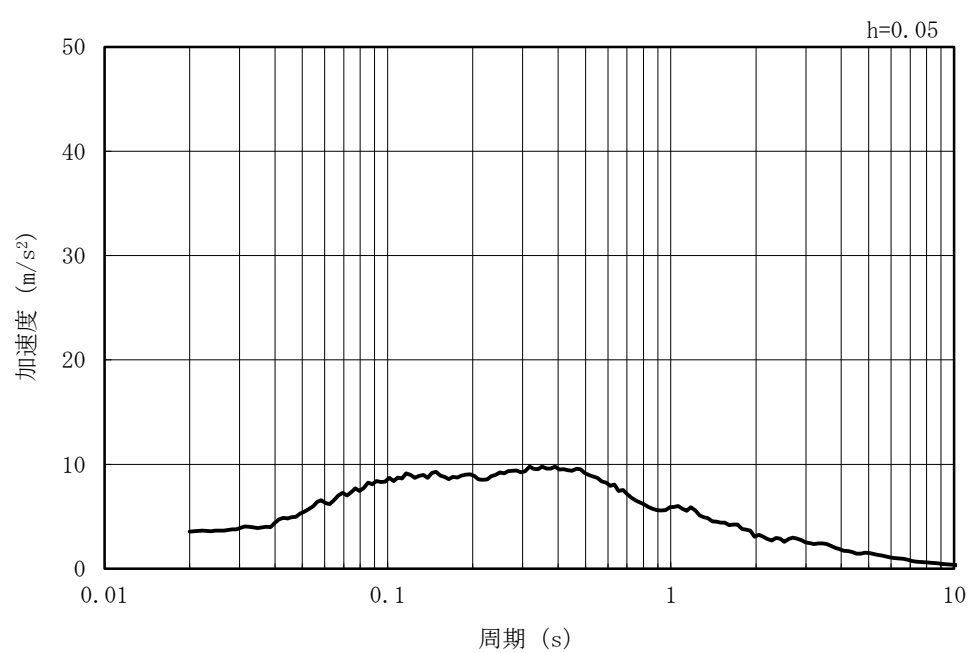


(b) 加速度応答スペクトル

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)

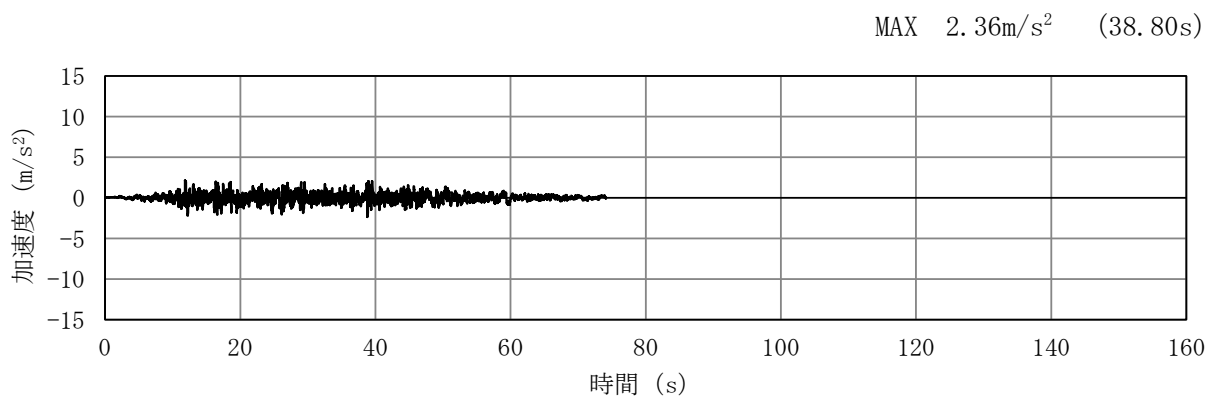


(a) 加速度時刻歴波形

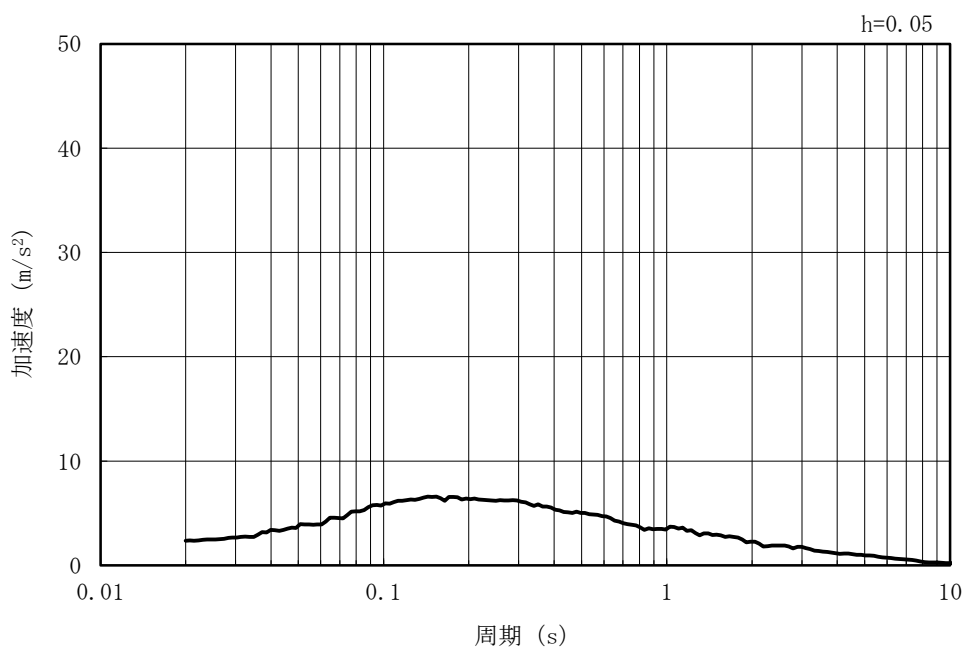


(b) 加速度応答スペクトル

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)

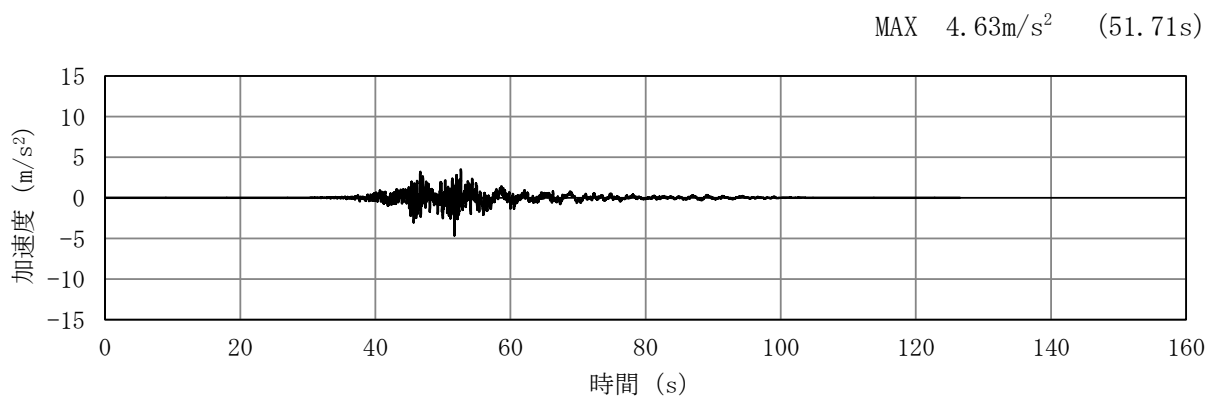


(a) 加速度時刻歴波形

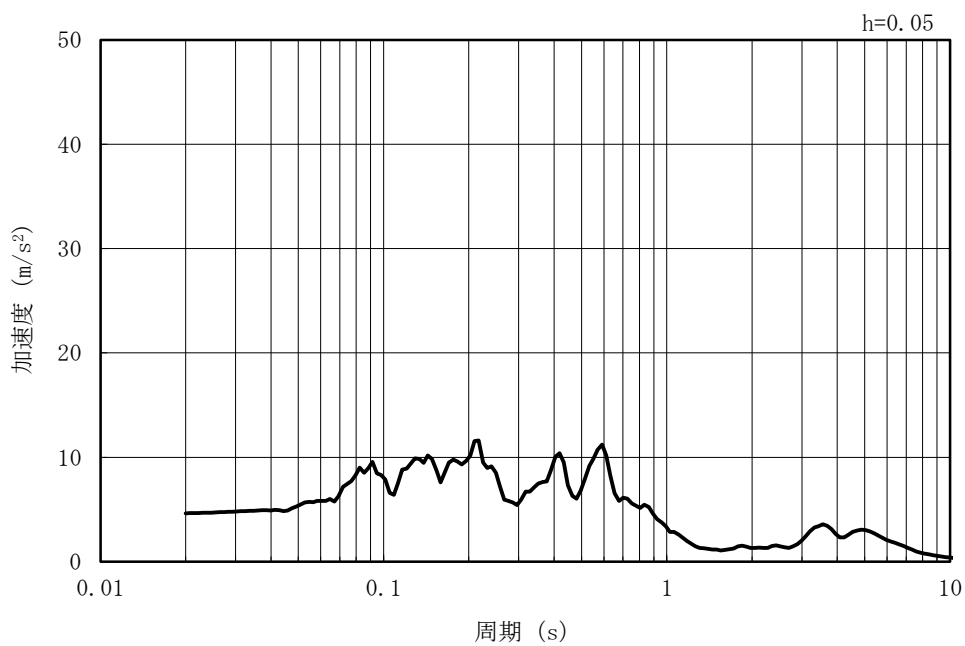


(b) 加速度応答スペクトル

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)

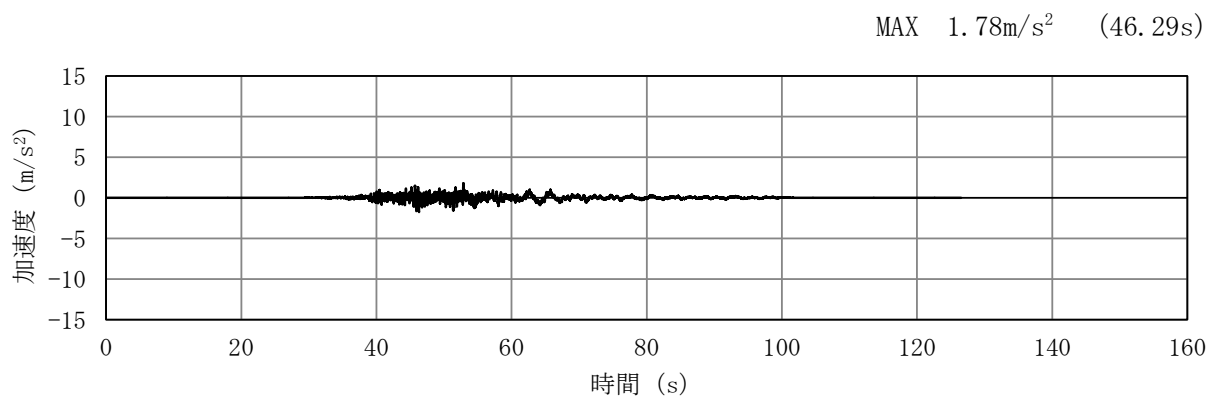


(a) 加速度時刻歴波形

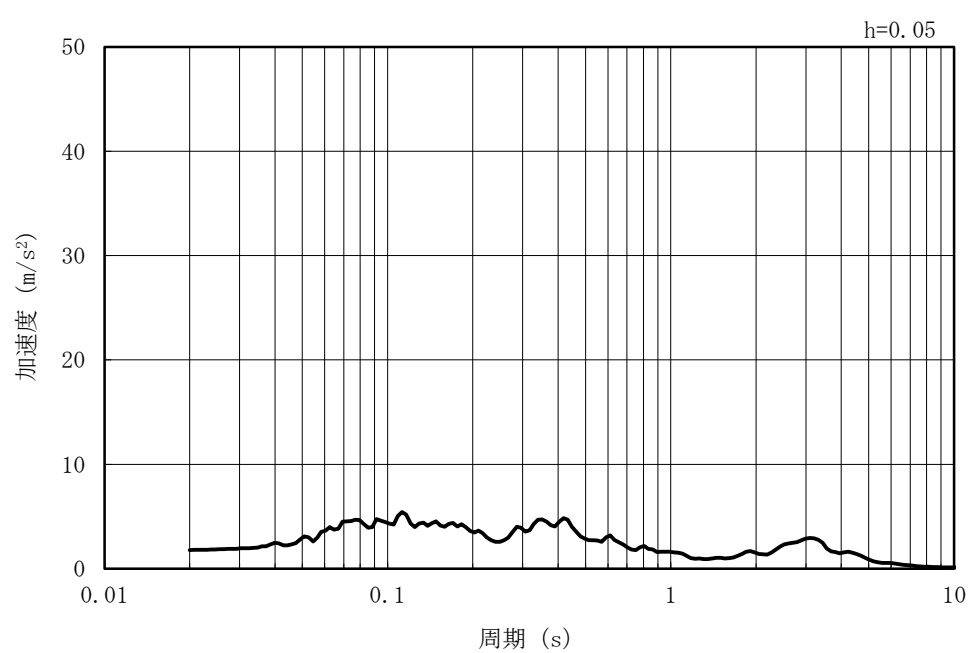


(b) 加速度応答スペクトル

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)

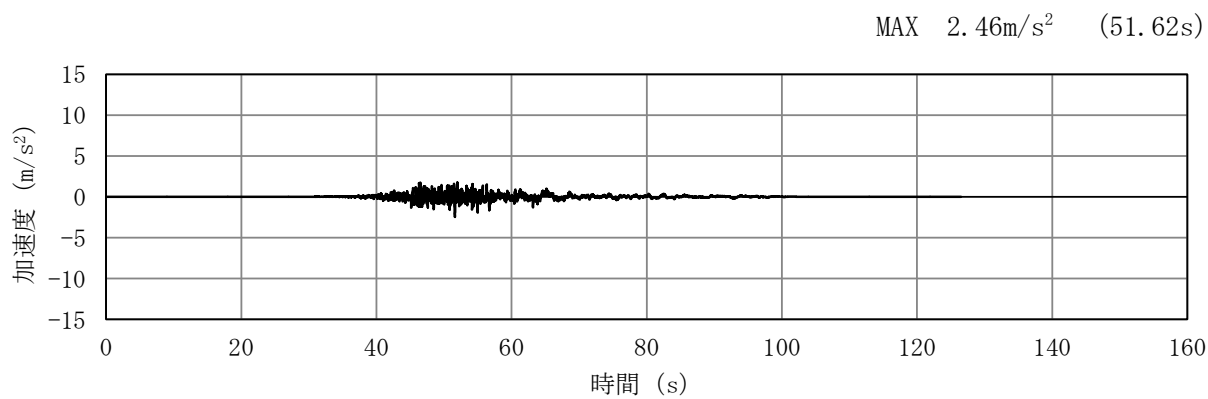


(a) 加速度時刻歴波形

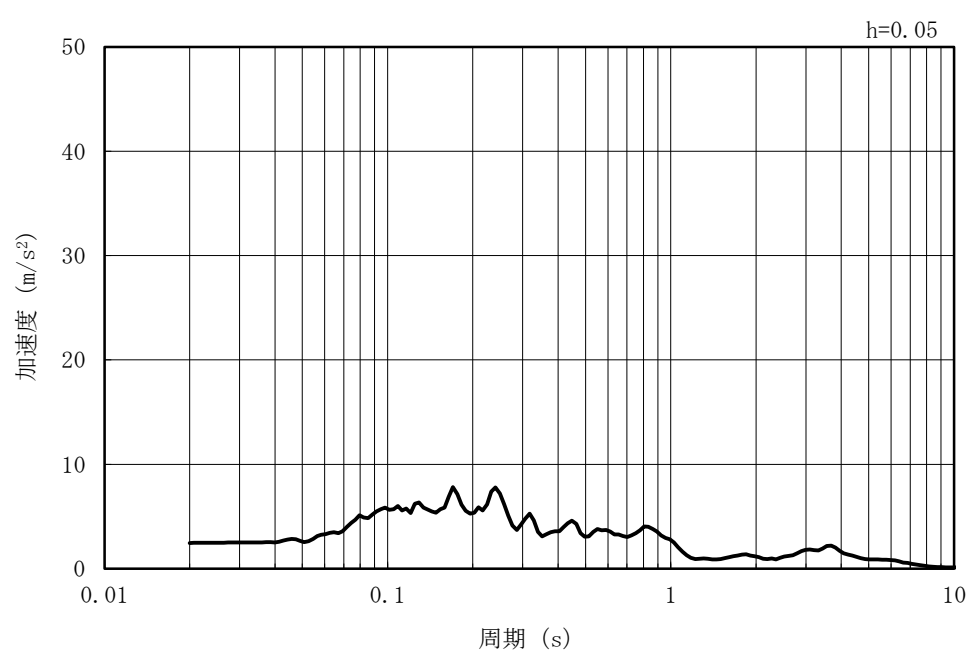


(b) 加速度応答スペクトル

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)

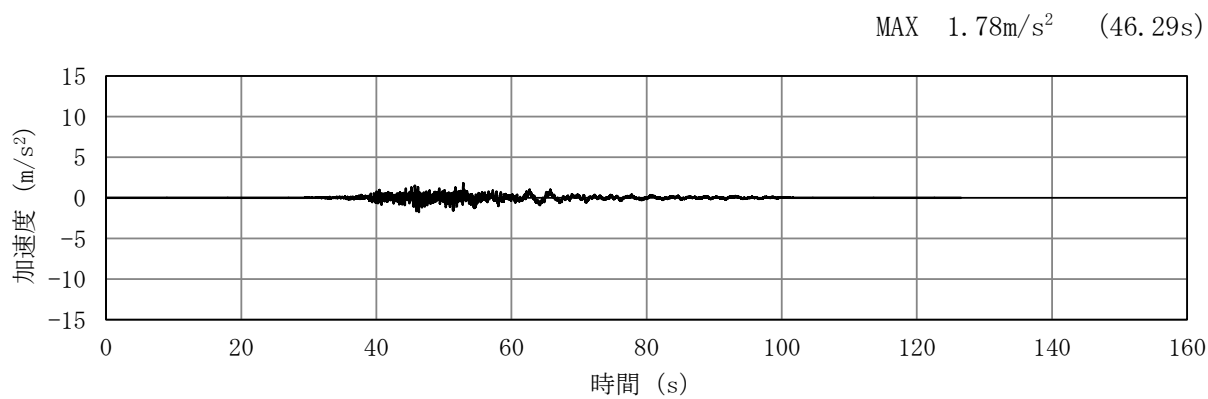


(a) 加速度時刻歴波形

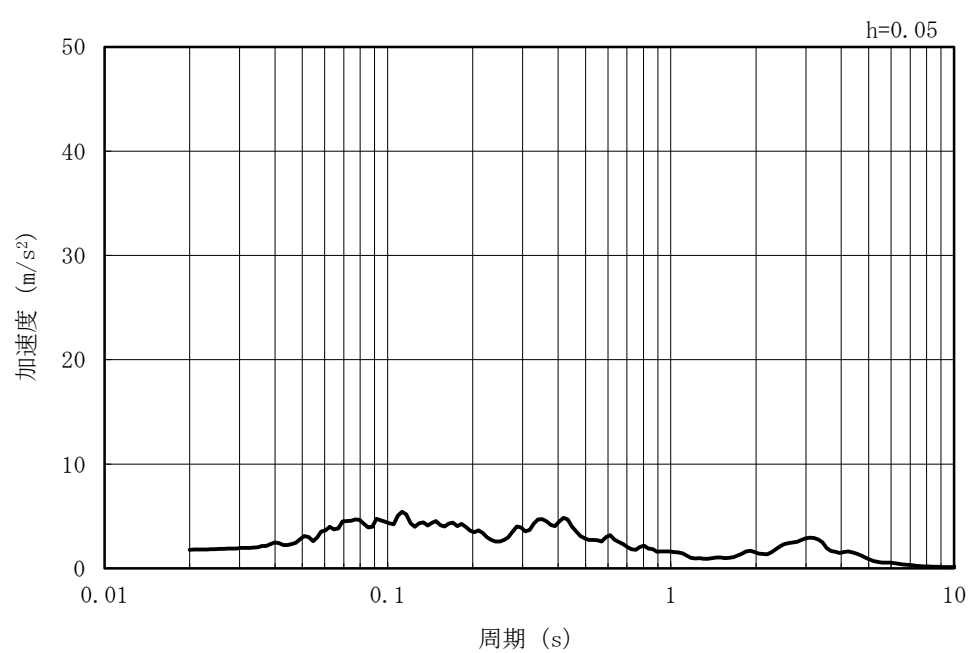


(b) 加速度応答スペクトル

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)

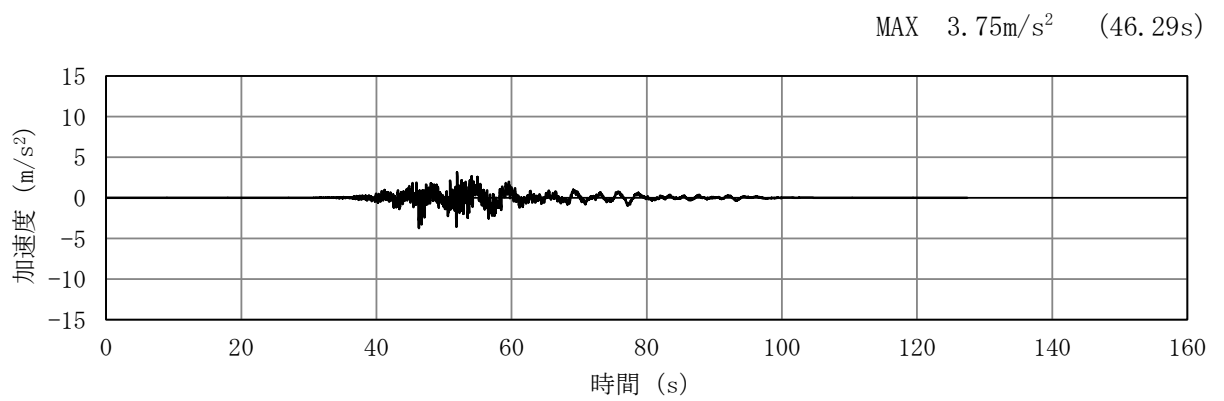


(a) 加速度時刻歴波形

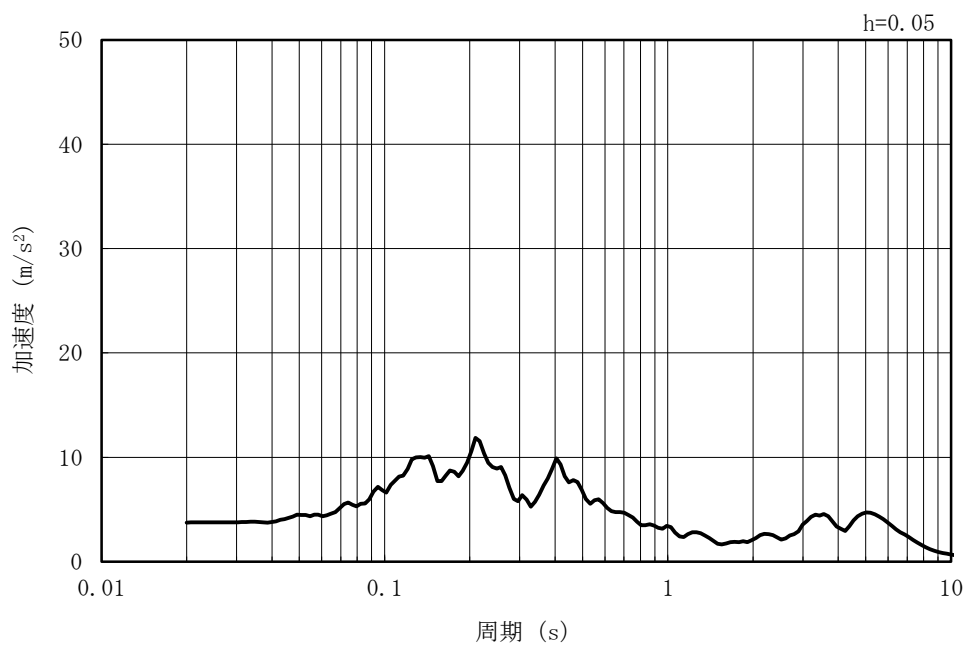


(b) 加速度応答スペクトル

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)

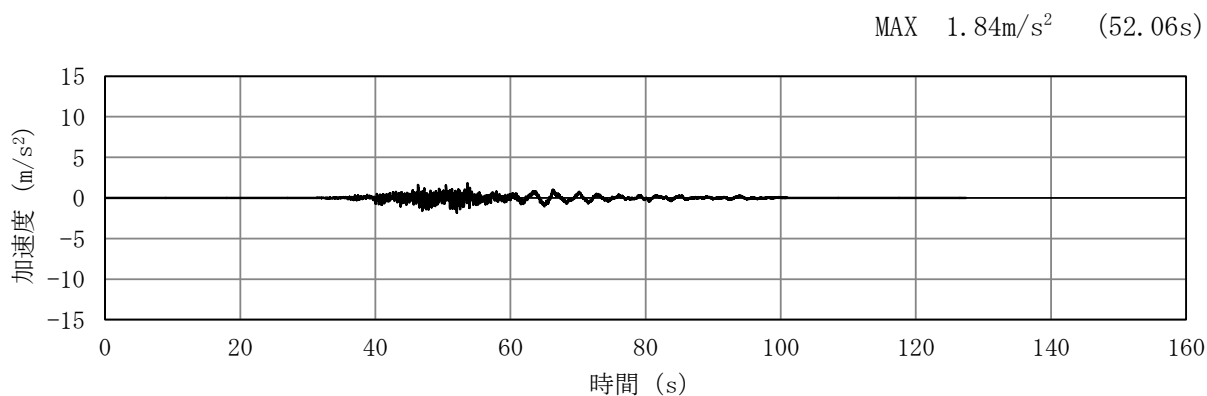


(a) 加速度時刻歴波形

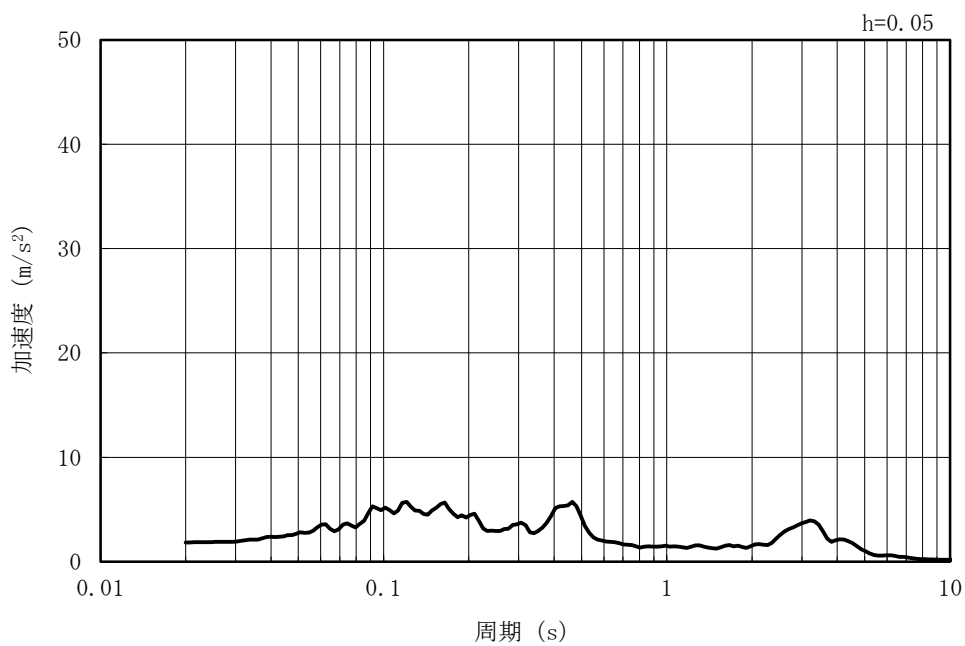


(b) 加速度応答スペクトル

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)

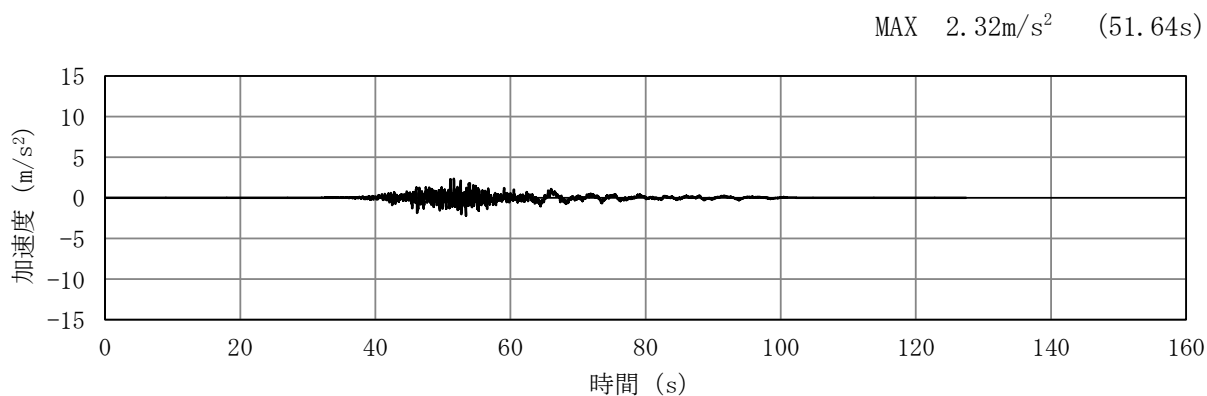


(a) 加速度時刻歴波形

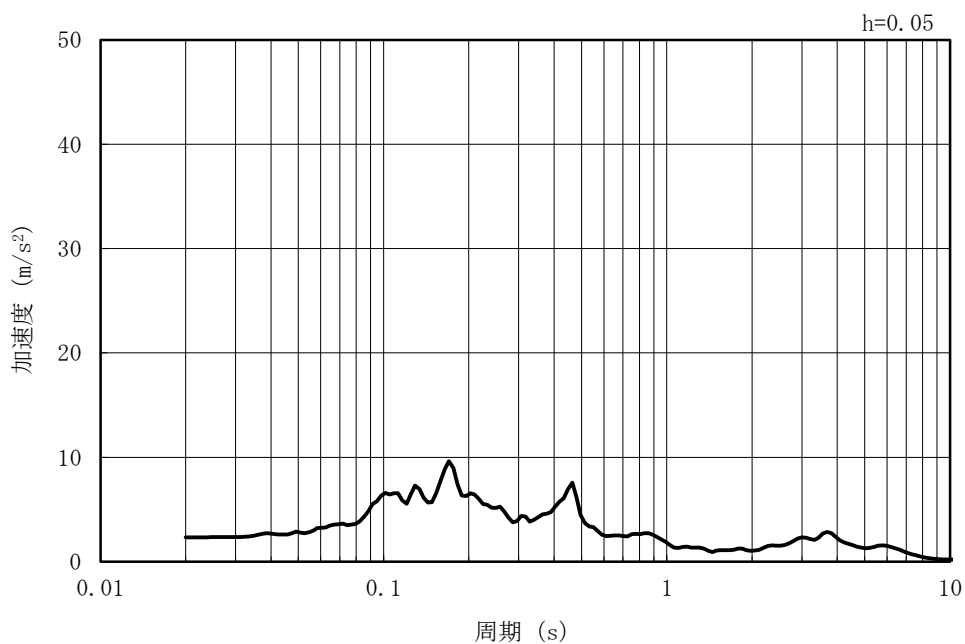


(b) 加速度応答スペクトル

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)

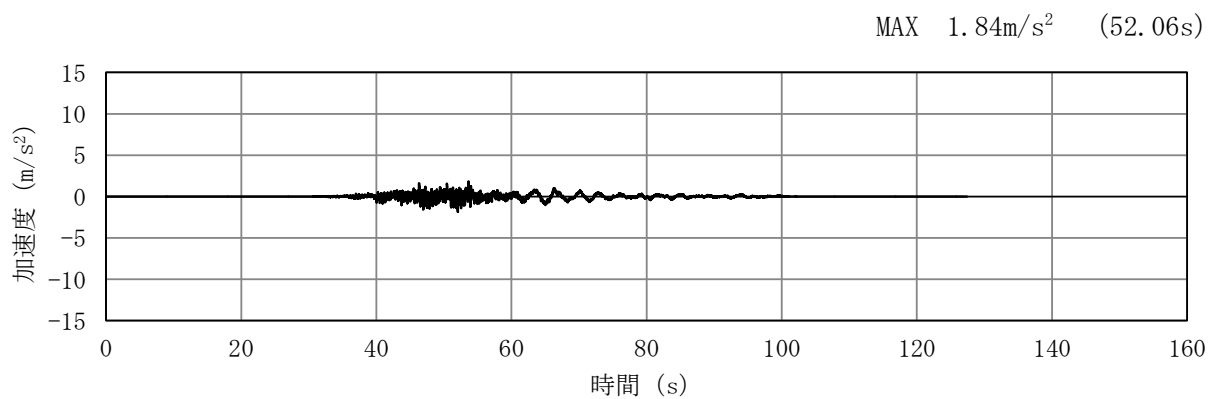


(a) 加速度時刻歴波形

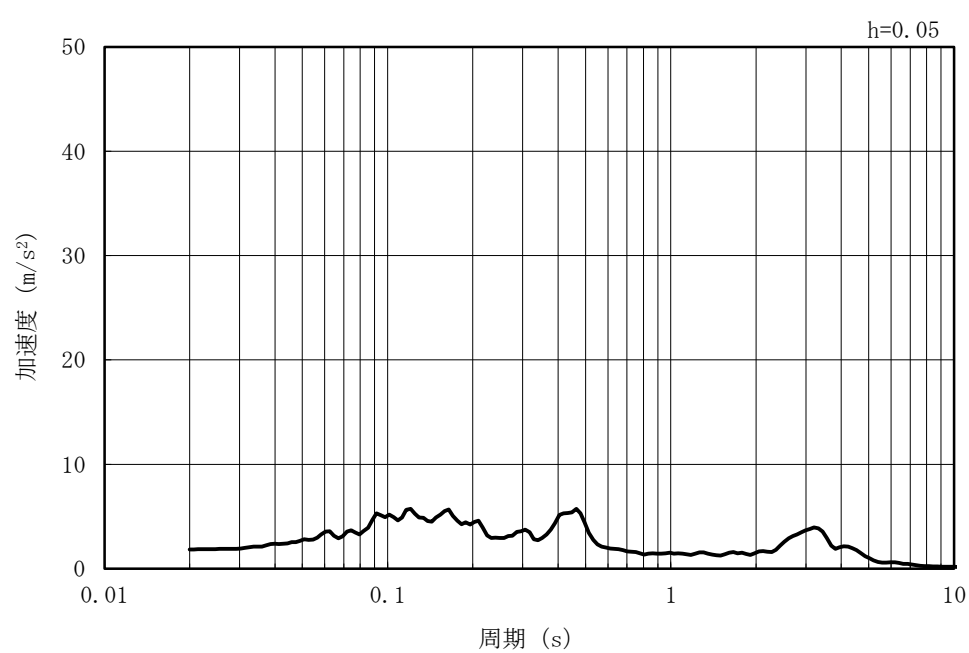


(b) 加速度応答スペクトル

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)

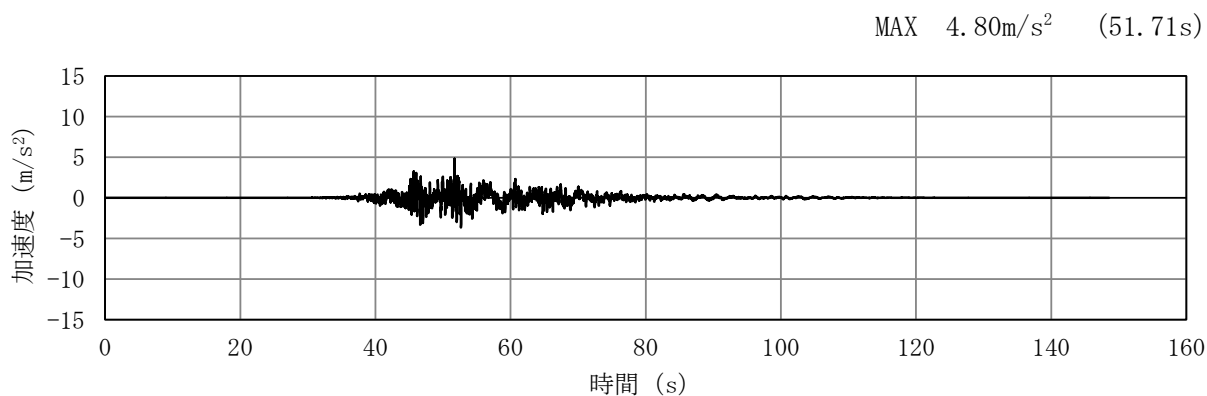


(a) 加速度時刻歴波形

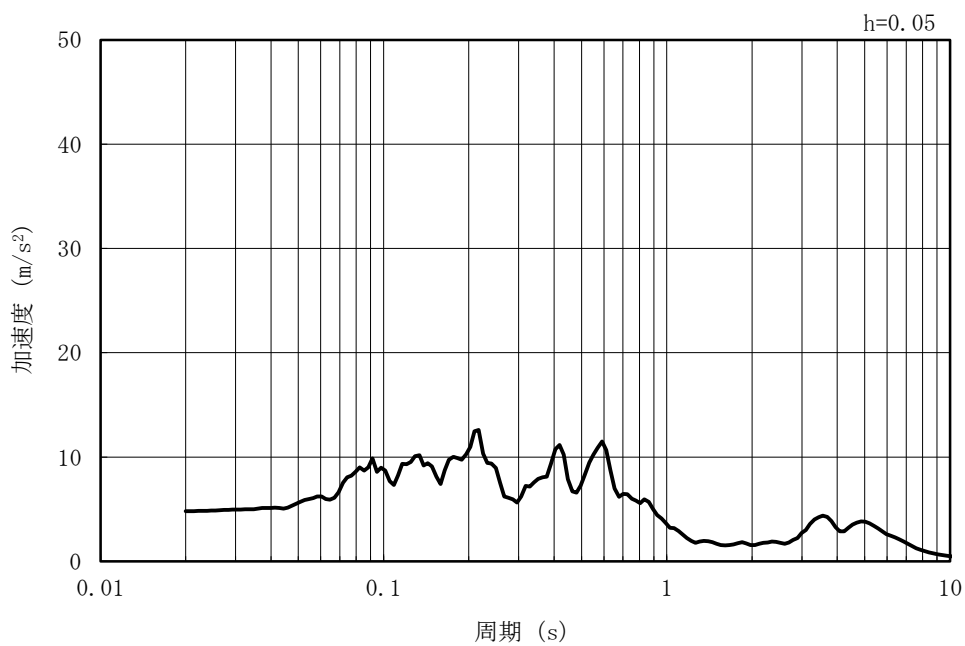


(b) 加速度応答スペクトル

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)

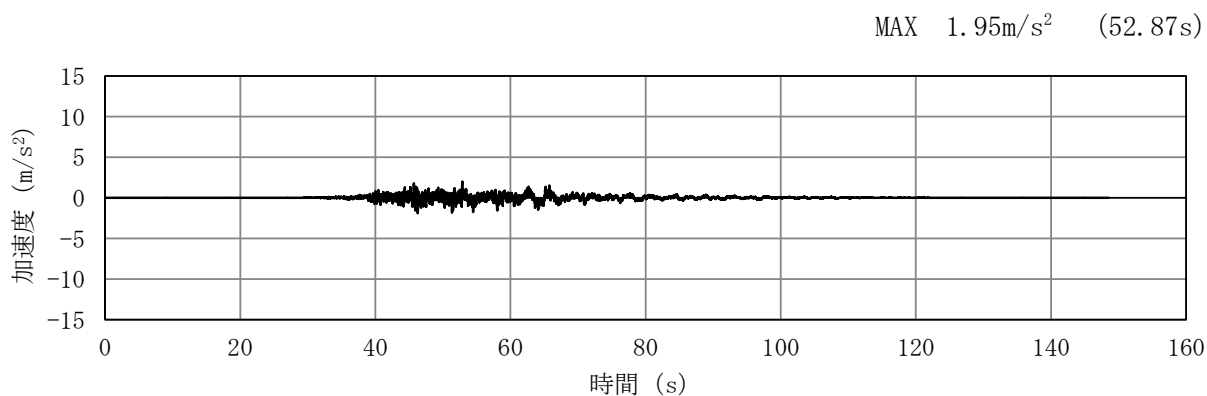


(a) 加速度時刻歴波形

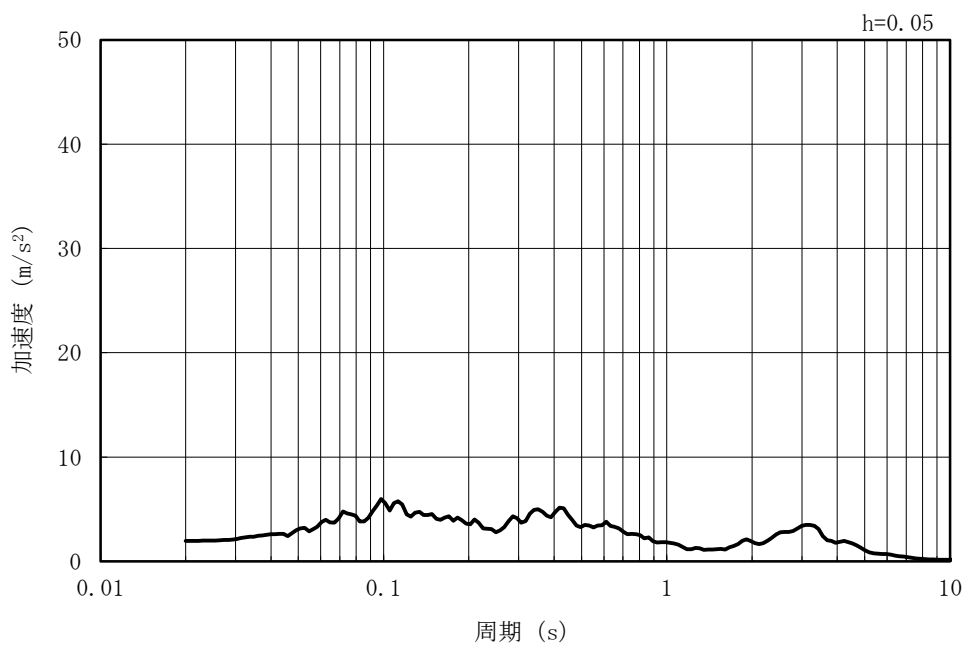


(b) 加速度応答スペクトル

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)

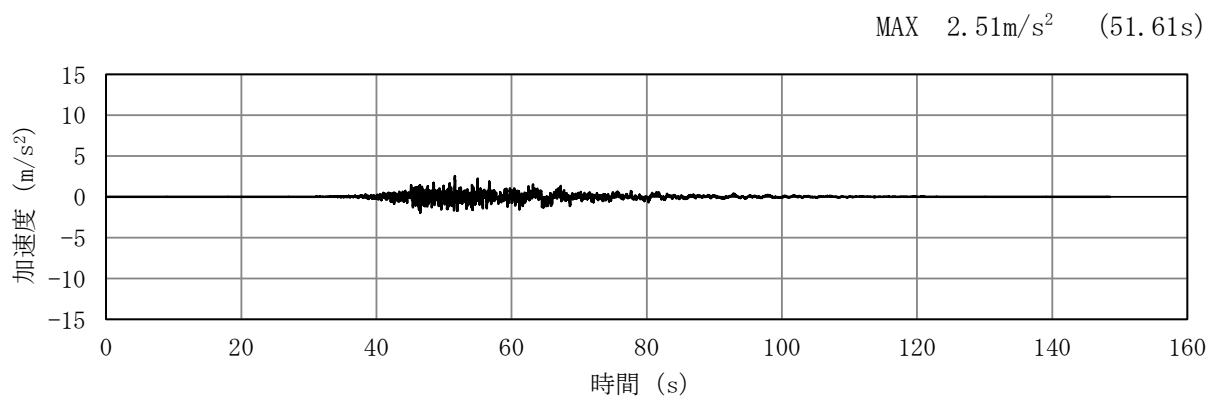


(a) 加速度時刻歴波形

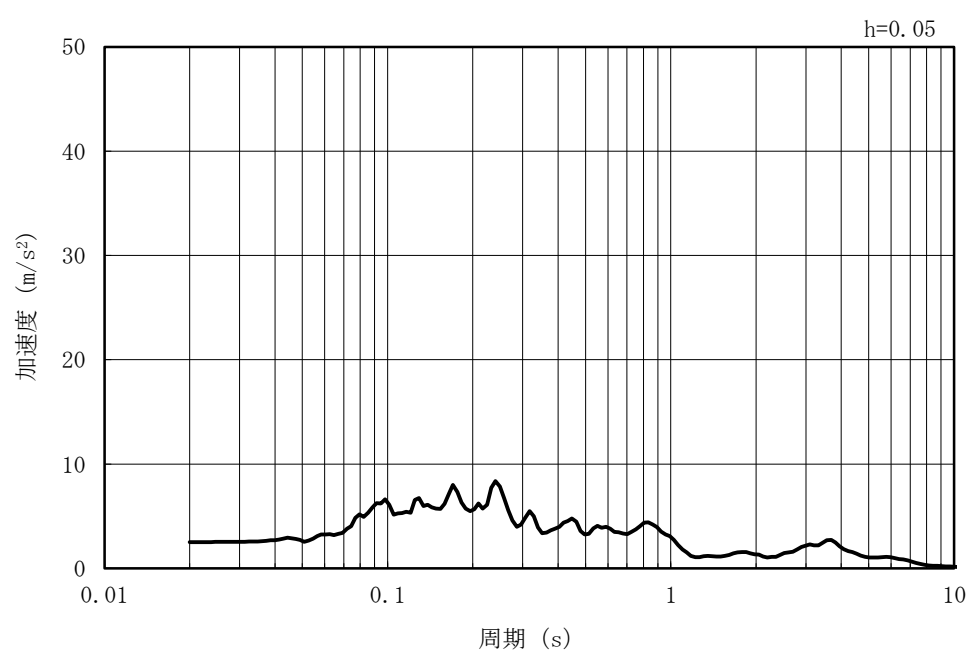


(b) 加速度応答スペクトル

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)

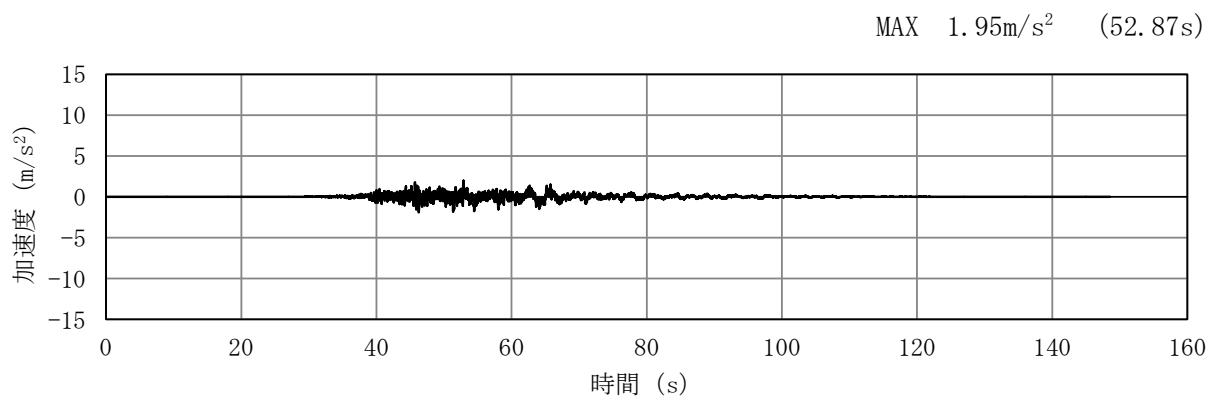


(a) 加速度時刻歴波形

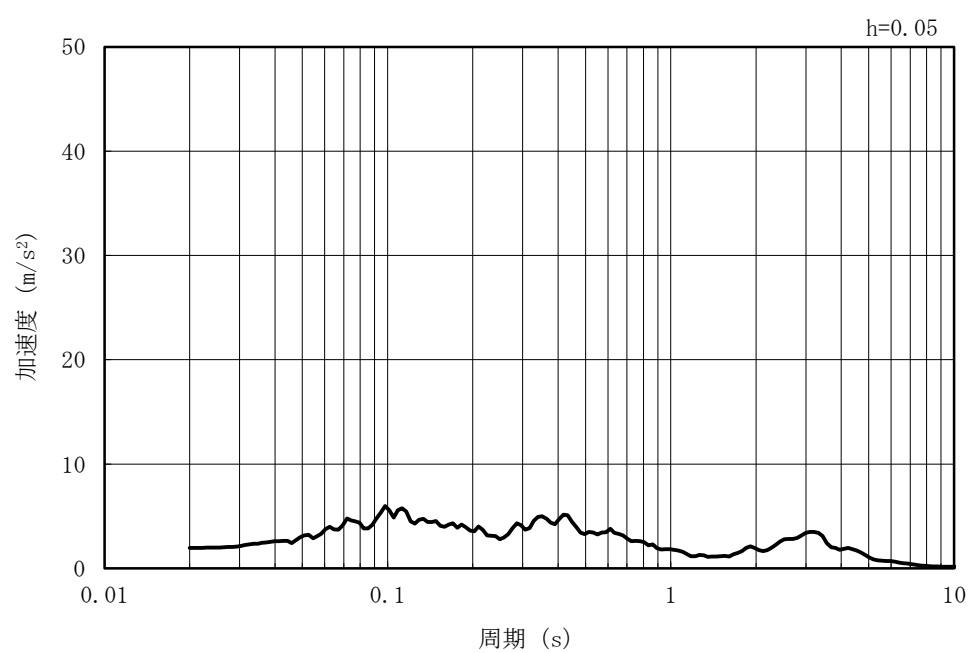


(b) 加速度応答スペクトル

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)

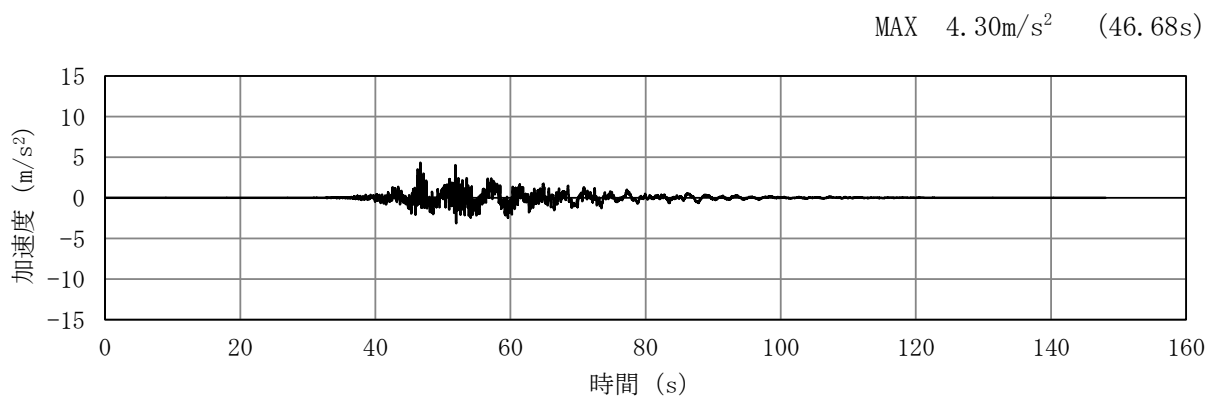


(a) 加速度時刻歴波形

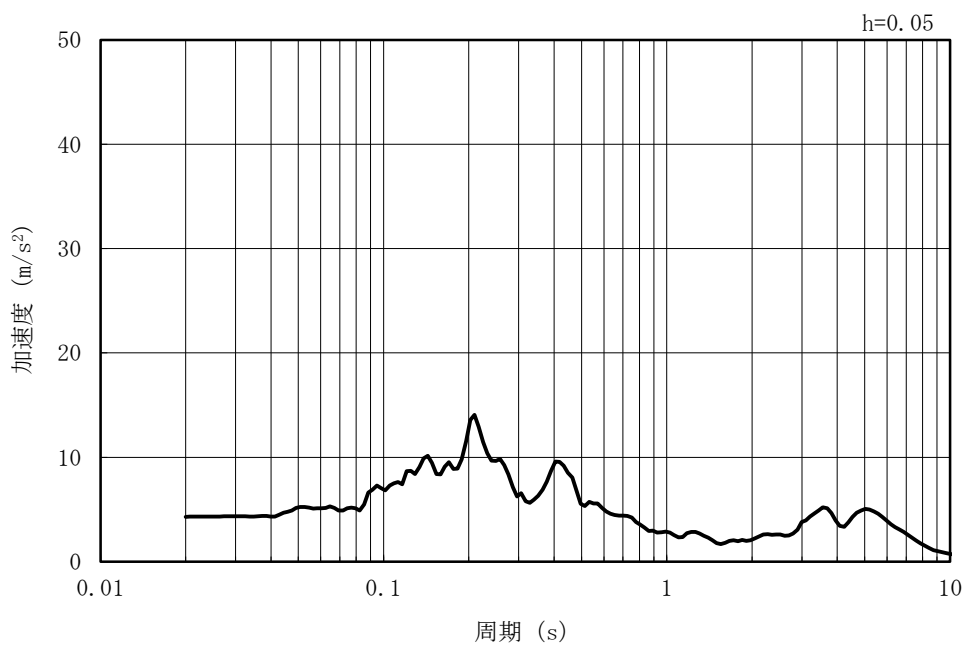


(b) 加速度応答スペクトル

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)

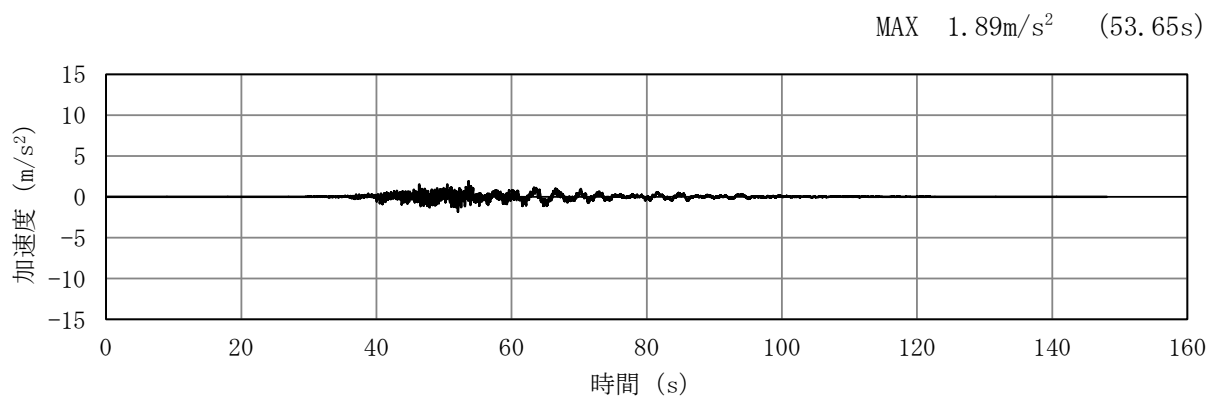


(a) 加速度時刻歴波形

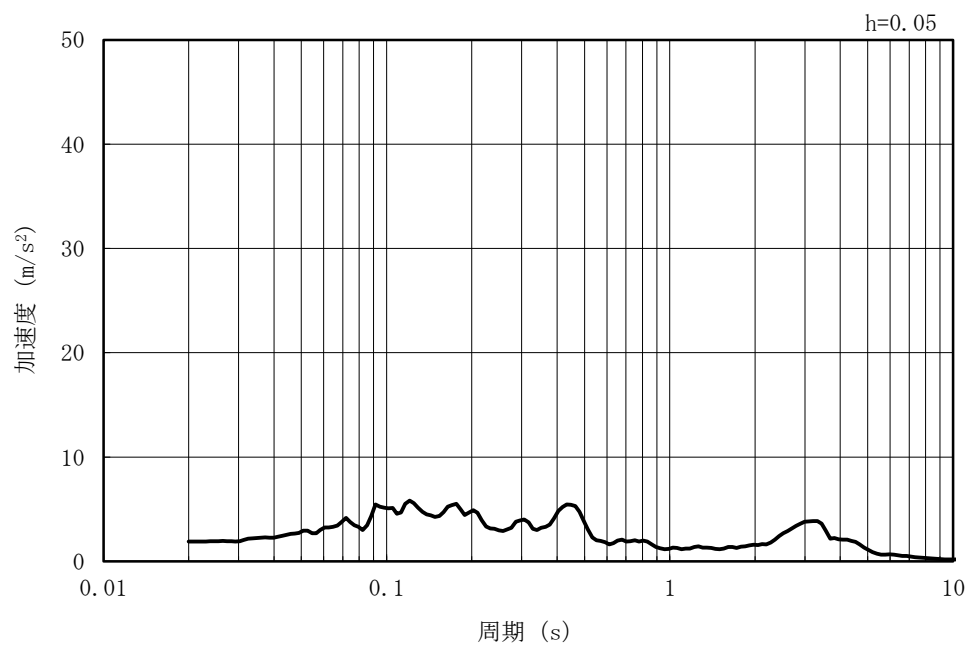


(b) 加速度応答スペクトル

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)

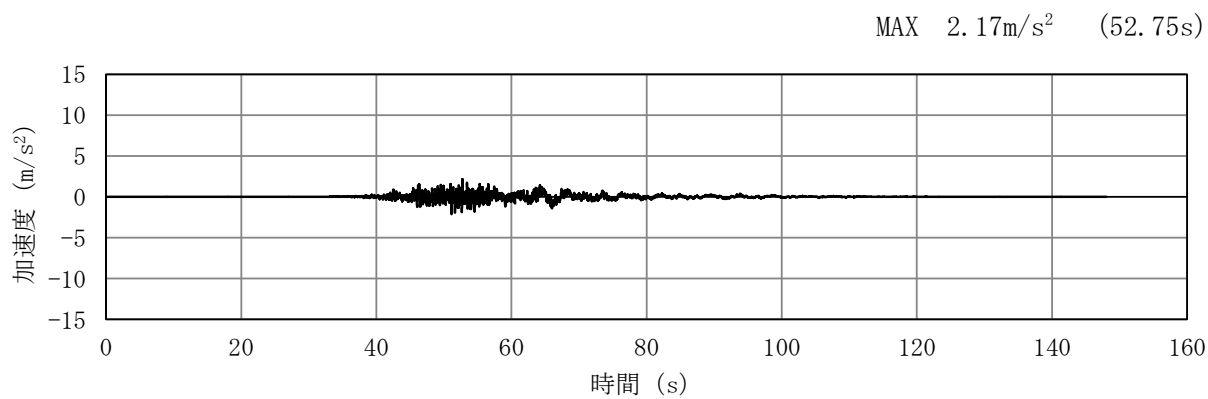


(a) 加速度時刻歴波形

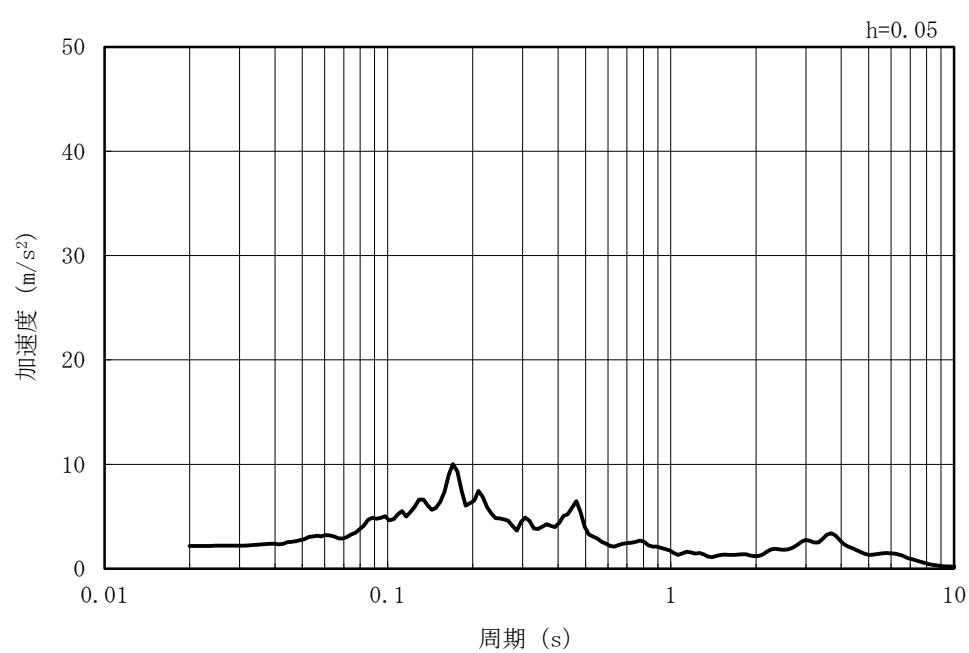


(b) 加速度応答スペクトル

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)

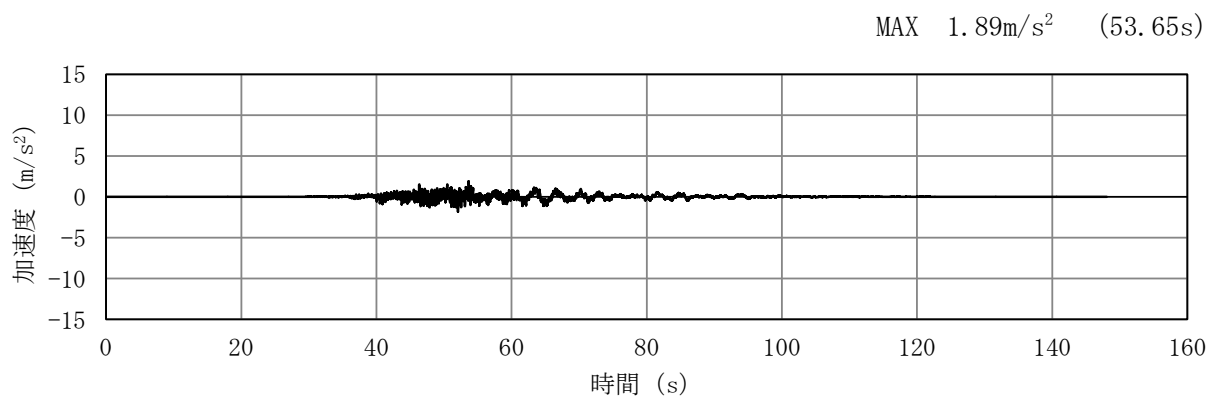


(a) 加速度時刻歴波形

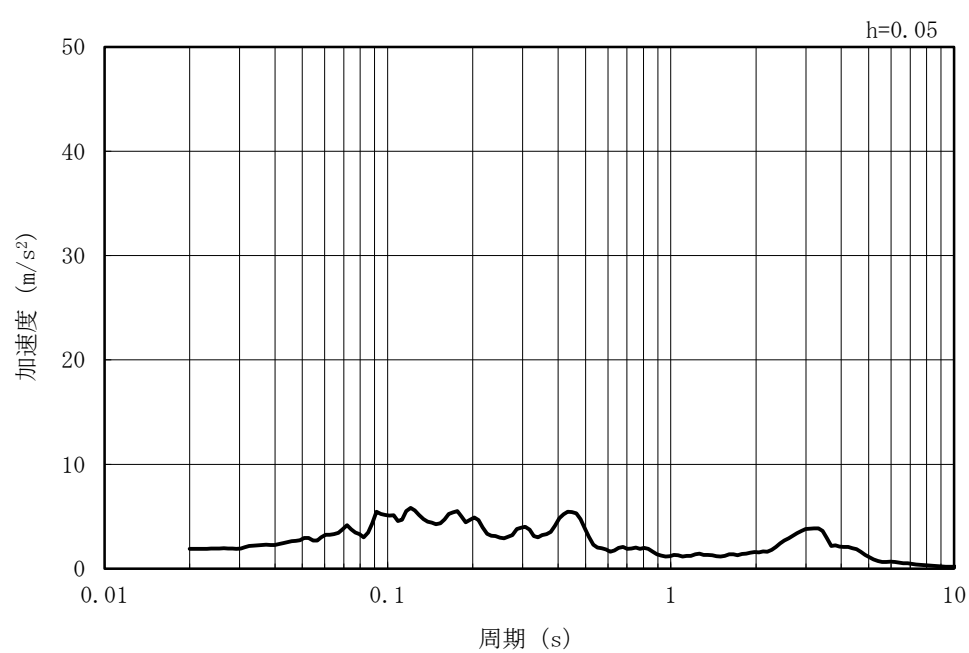


(b) 加速度応答スペクトル

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)

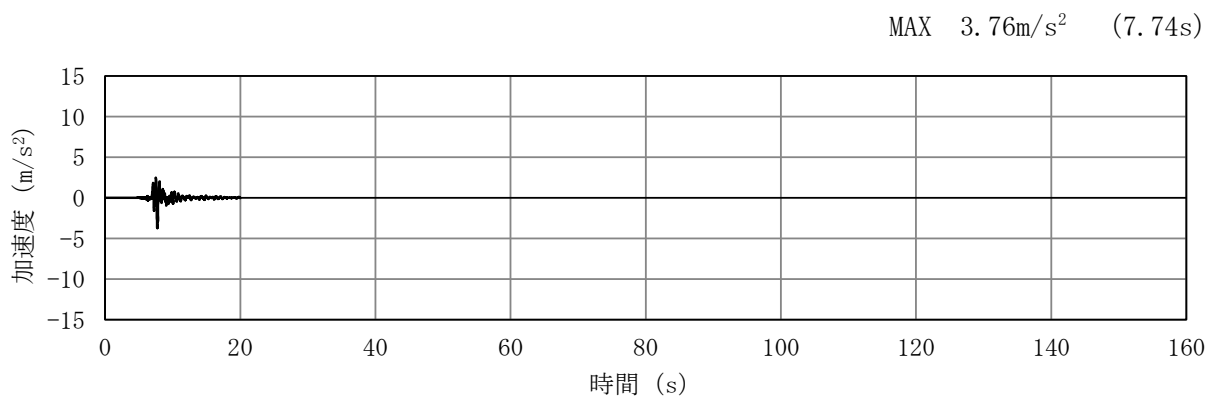


(a) 加速度時刻歴波形

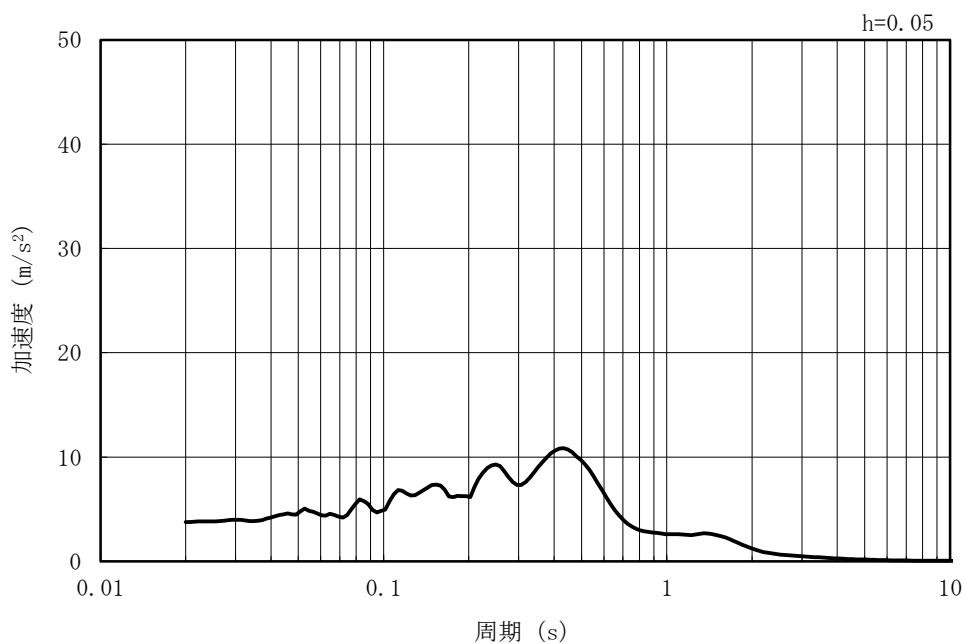


(b) 加速度応答スペクトル

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)

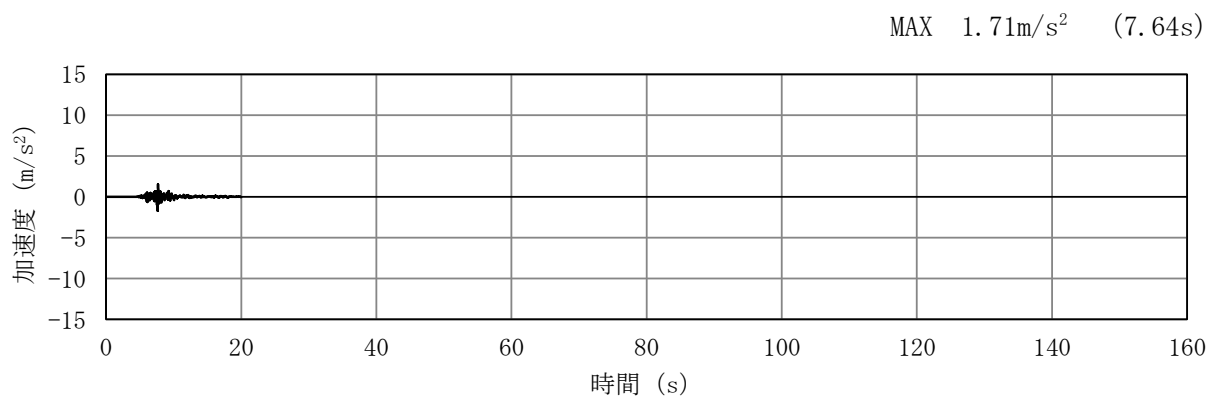


(a) 加速度時刻歴波形

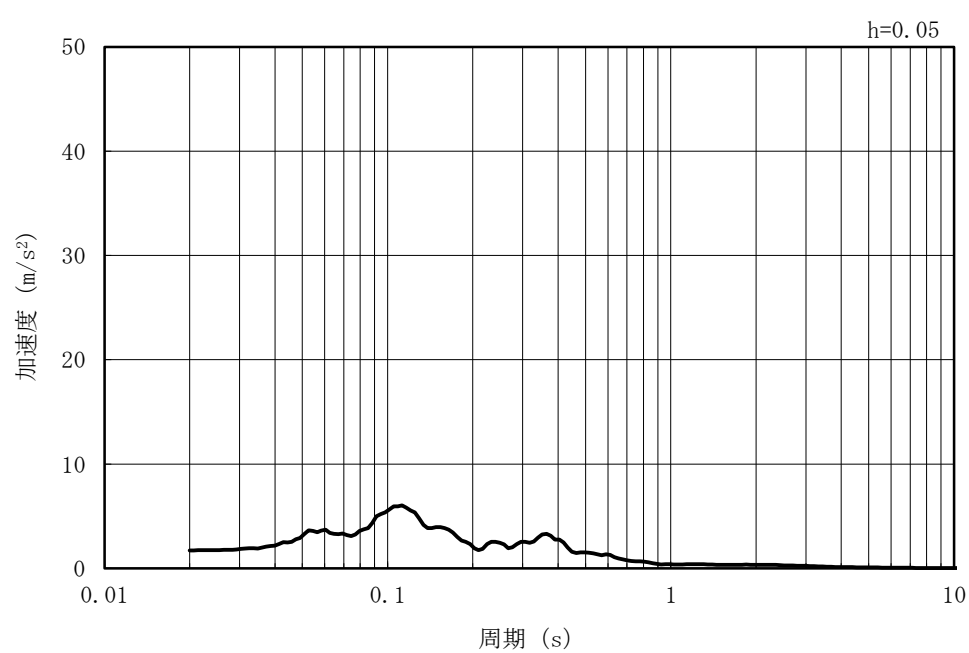


(b) 加速度応答スペクトル

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	1.05	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 $\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$ とされており、 γ_{b2} はコンクリート標準示方書を参考とし、 $\gamma_{b2} = 1.2$ とする。 $\gamma_{bc} = 1.3 \times 1.2 = 1.56$ 、 $\gamma_{bs} = 1.1 \times 1.2 = 1.32$ 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) 基礎地盤の押し込みに対する支持性能評価

基礎地盤の押し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)

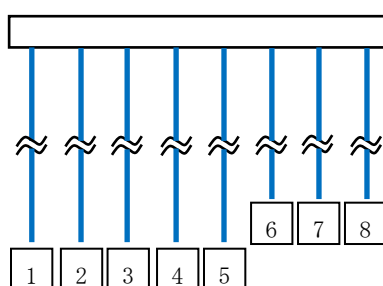
L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

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)

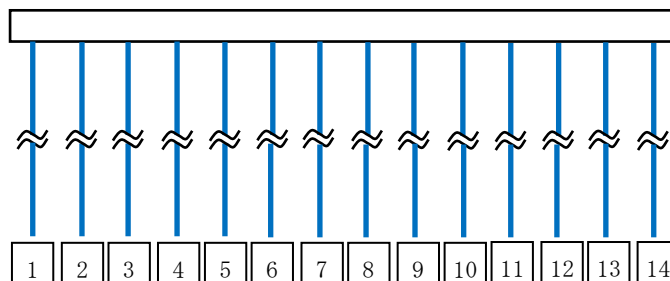
項目	算定結果						
	1	2	3	4	5	6	7
$q_d A$ (kN)	5001	5001	5001	5001	5001	5001	5001
杭先端の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000
杭先端面積 A (m ²) *	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
杭の周長 U (m) *	2.507	2.507	2.507	2.507	2.507	2.507	2.507

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，せん断破壊が脆性的な破壊形態を示すため，確実に回避しなければならない破壊形態であることから，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		解析ケース				
		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		解析ケース		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		解析ケース		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		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。

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

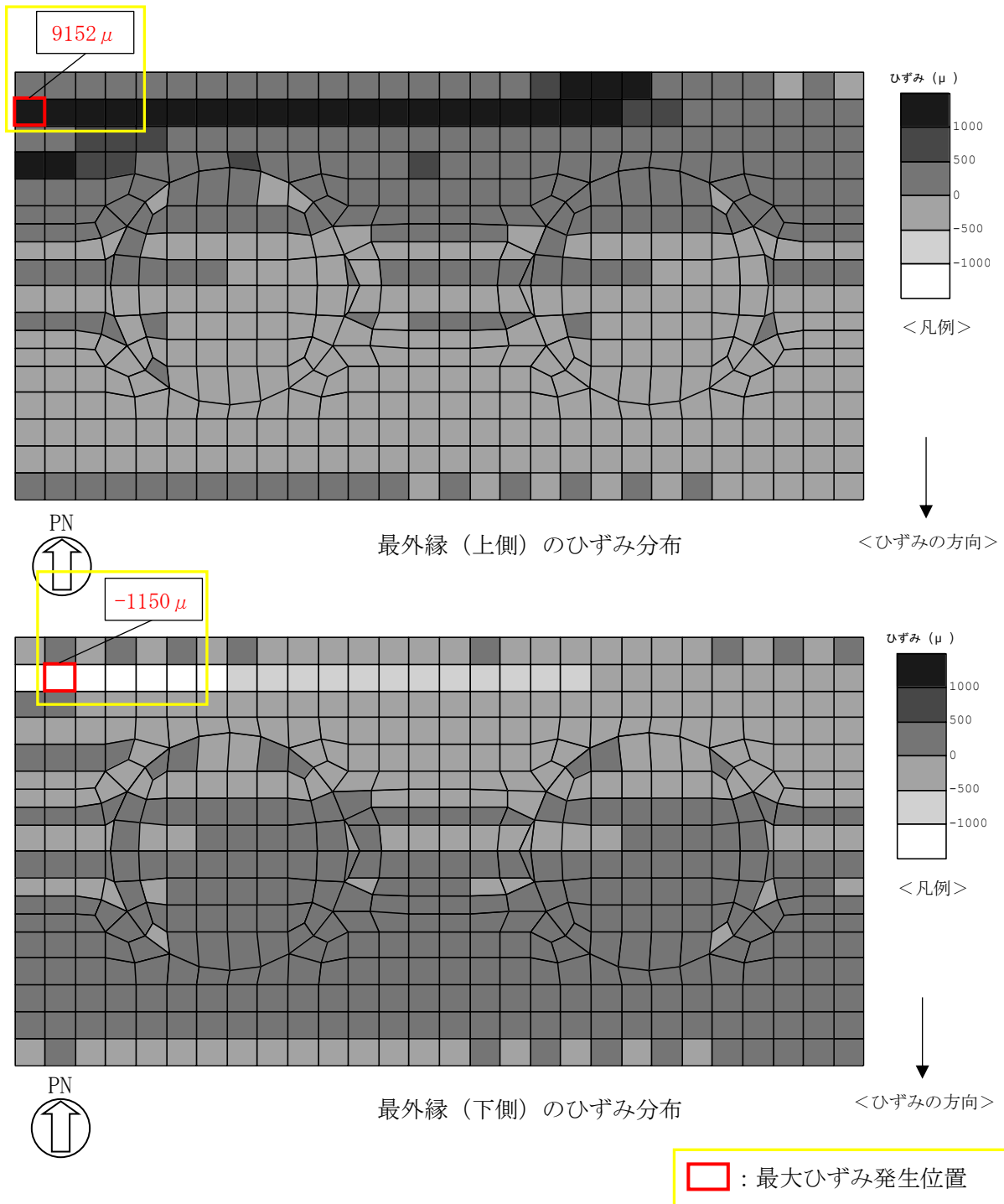


図 6-1 鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力照査が最も厳しくなるケースでのひずみ分布図
(解析ケース①, 地震動 Ss-1-+, t=5.83s)

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。

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

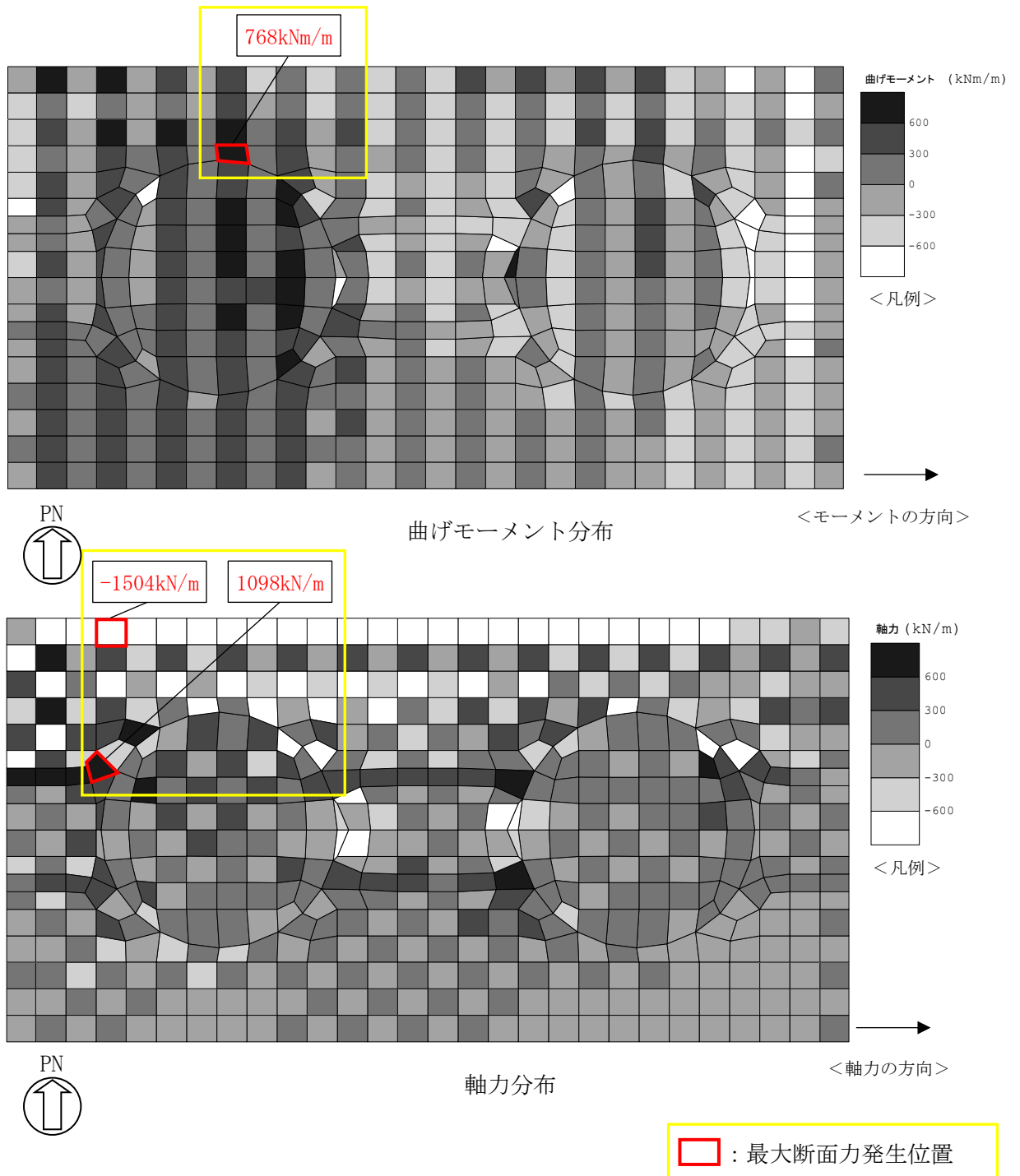


図 6-2 (1) 鉄筋コンクリート部材のせん断力照査が最も厳しくなるケースでの断面力分布図
(解析ケース③, 地震動 Ss-8++, t=8.12s)

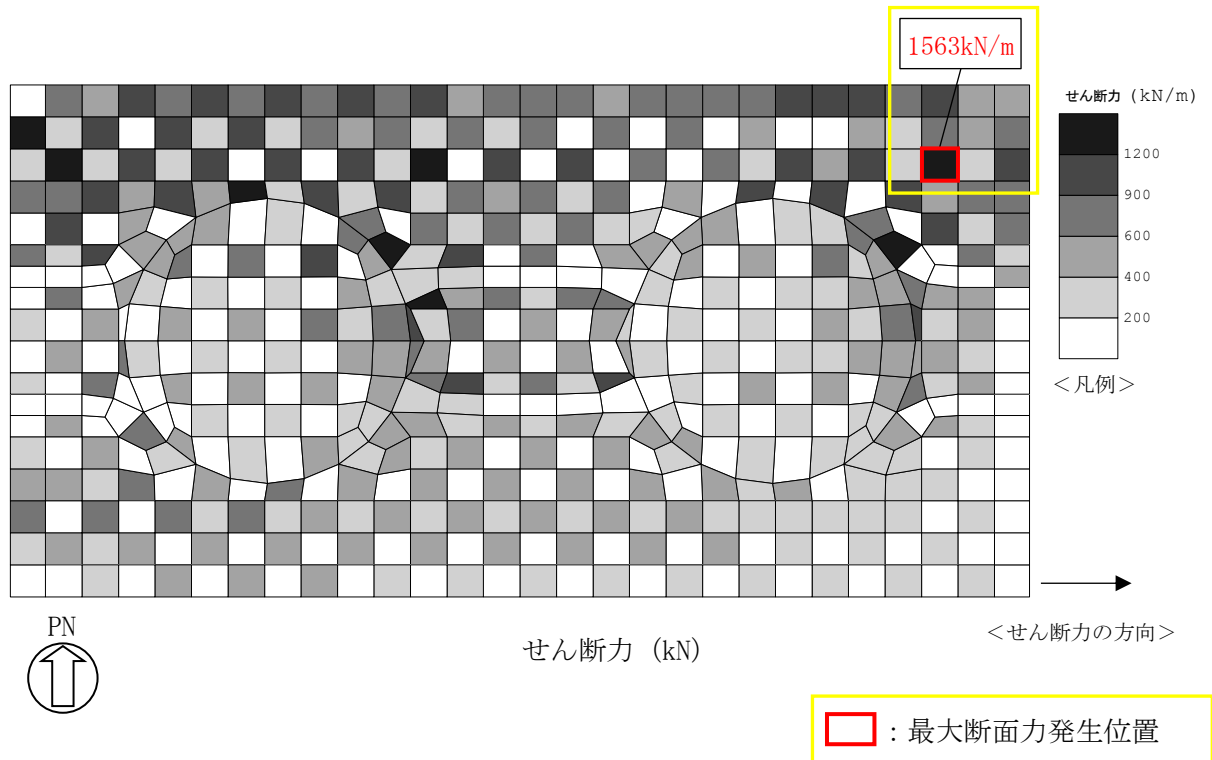


図 6-2 (2) 鉄筋コンクリート部材のせん断力照査が最も厳しくなるケースでの断面力分布図
(解析ケース③, 地震動 Ss-8++, t=8.12s)

6.1.4 曲率分布（鋼管杭の曲げ軸力照査）

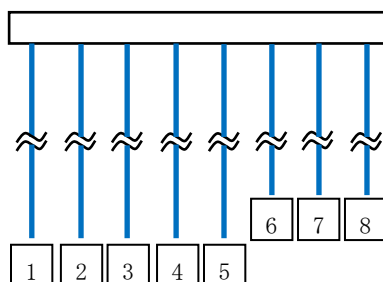
鋼管杭の曲げ軸力照査について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる解析ケースを表 6-9 及び表 6-10 に示す。また、該当する解析ケースにおいて最も厳しい照査値となる時刻における曲率分布図を図 6-3 及び図 6-4 に示す。

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 $\phi_d = \text{発生曲率} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$



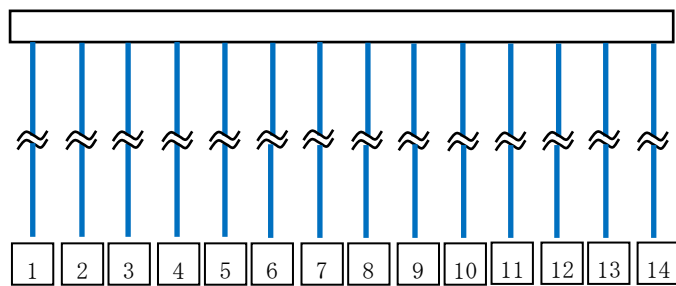
評価位置

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)

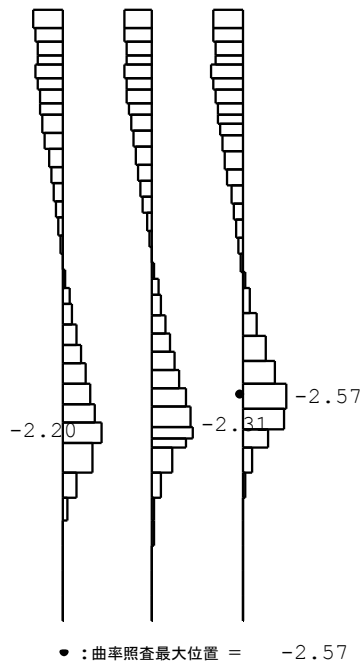
評価位置*1	解析ケース	地震動	照査用曲率*2 ϕ_d (1/m)	終局曲率 ϕ_u (1/m)	照査値 ϕ_d / ϕ_u
12 (肉厚 12mm の杭)	③	Ss-7EW	3.37×10^{-3}	1.16×10^{-2}	0.30

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

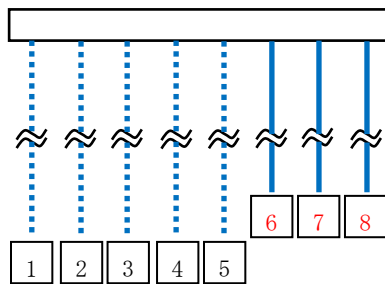


評価位置



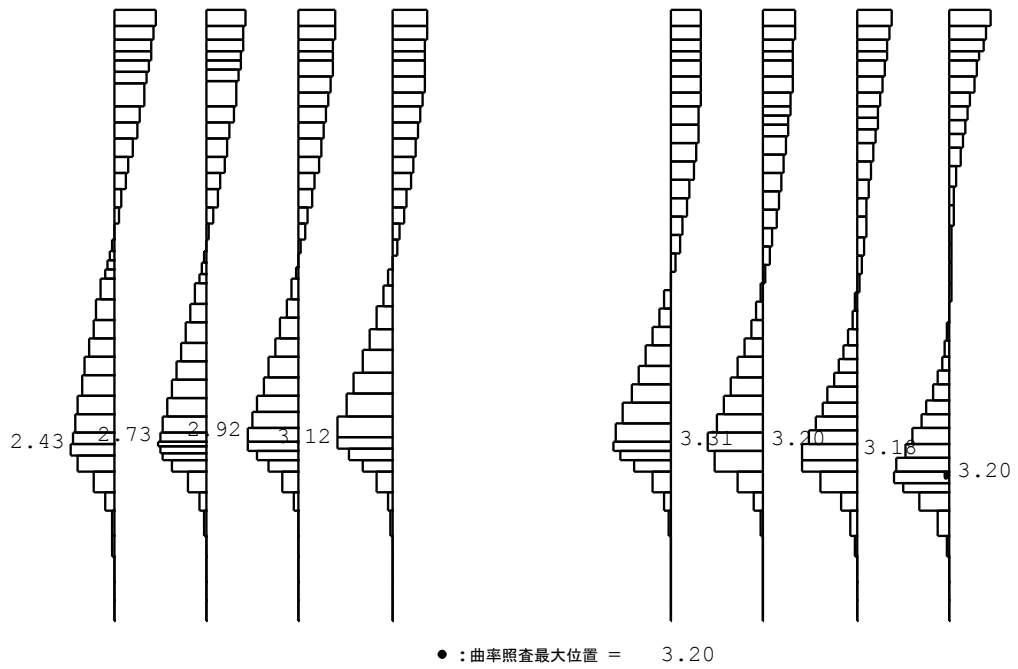
曲率 ($\times 10^{-3}$ 1/m)

照査値が最大となる肉厚 14mm (杭頭部 16mm) の杭



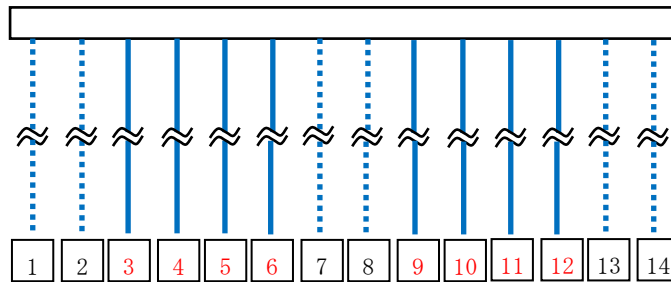
評価位置 (赤字：評価対象)

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



評価位置 (赤字 : 評価対象)

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 $Q_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

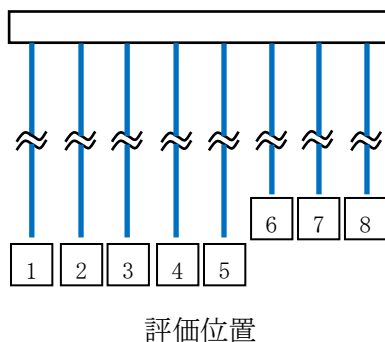
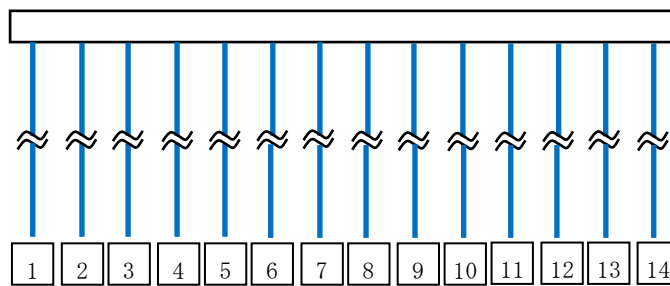


表 6-12 鋼管杭のせん断力照査結果 (B-B断面)
 (各部材において最も厳しい照査値とその地震動)

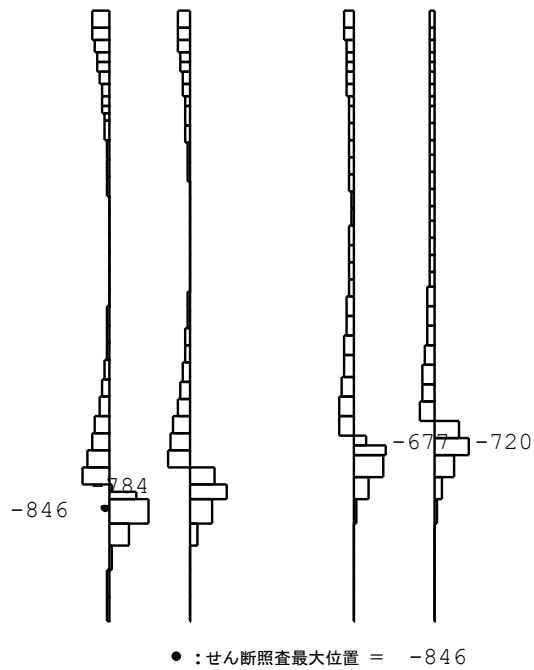
評価位置*1	解析ケース	地震動	照査用せん断力*2 Q_d (kN)	終局せん断耐力 Q_u (kN)	照査値 Q_d/Q_u
8 (肉厚 14mm の杭)	③	Ss-7EW	1257	1977	0.64

注記*1 : 評価位置は下図に示す。

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

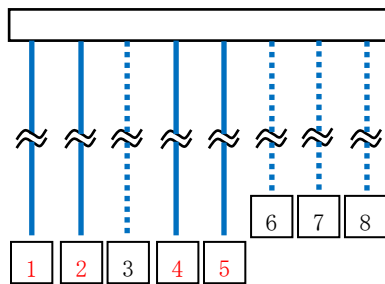


評価位置



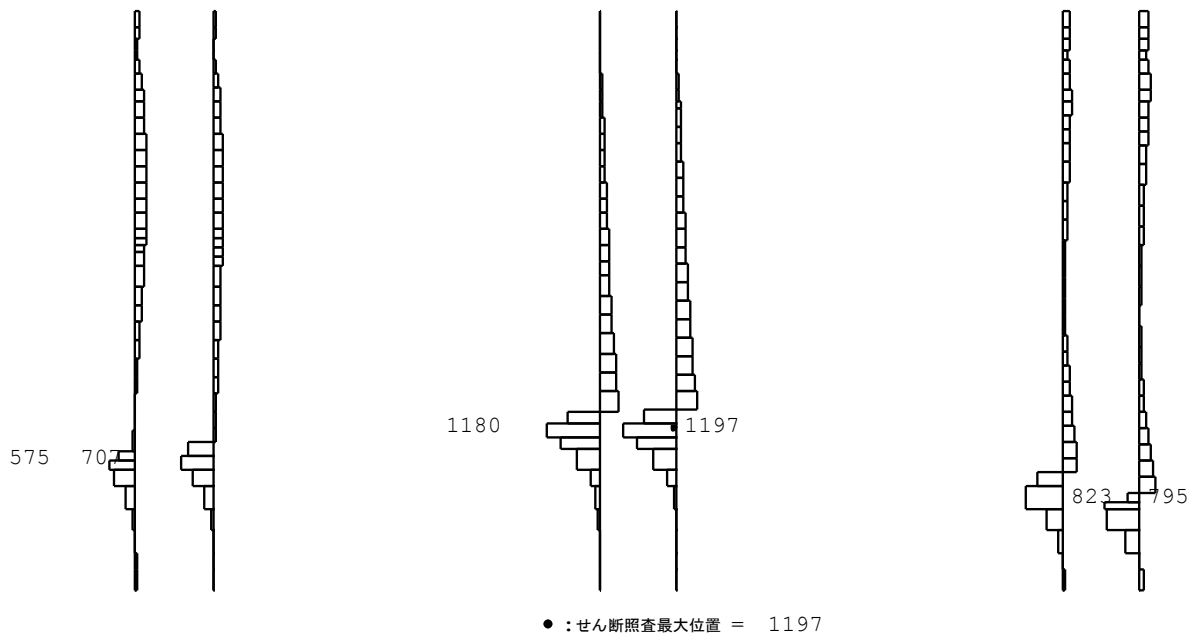
せん断力 (kN)

照査値が最大となる肉厚 14mm の杭



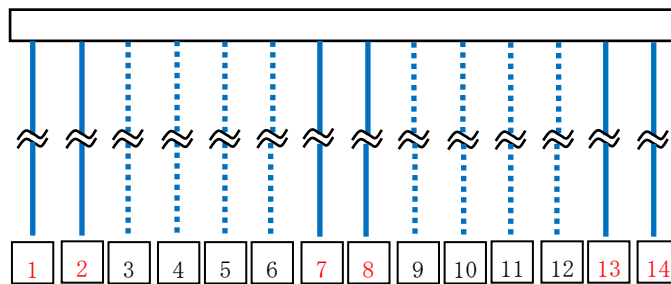
評価位置 (赤字 : 評価対象)

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

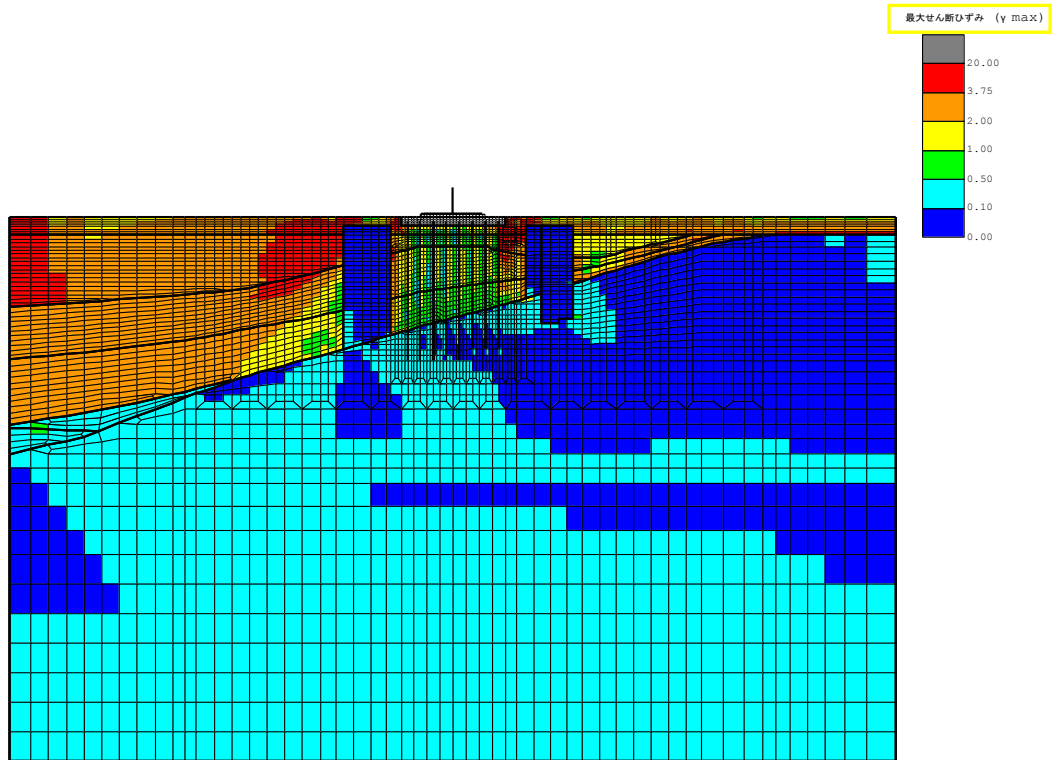
地盤に発生した最大せん断ひずみを確認するため、曲げ軸力照査及びせん断力照査において最大照査値を示した地震動について、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみの分布を示す。表 6-13 に最大照査値を示す解析ケース一覧を示す。A-A断面における最大せん断ひずみ分布を図 6-7～図 6-10 に、B-B断面における最大せん断ひずみ分布を図 6-11～図 6-13 に示す。

表 6-13 最大照査値を示す解析ケース一覧

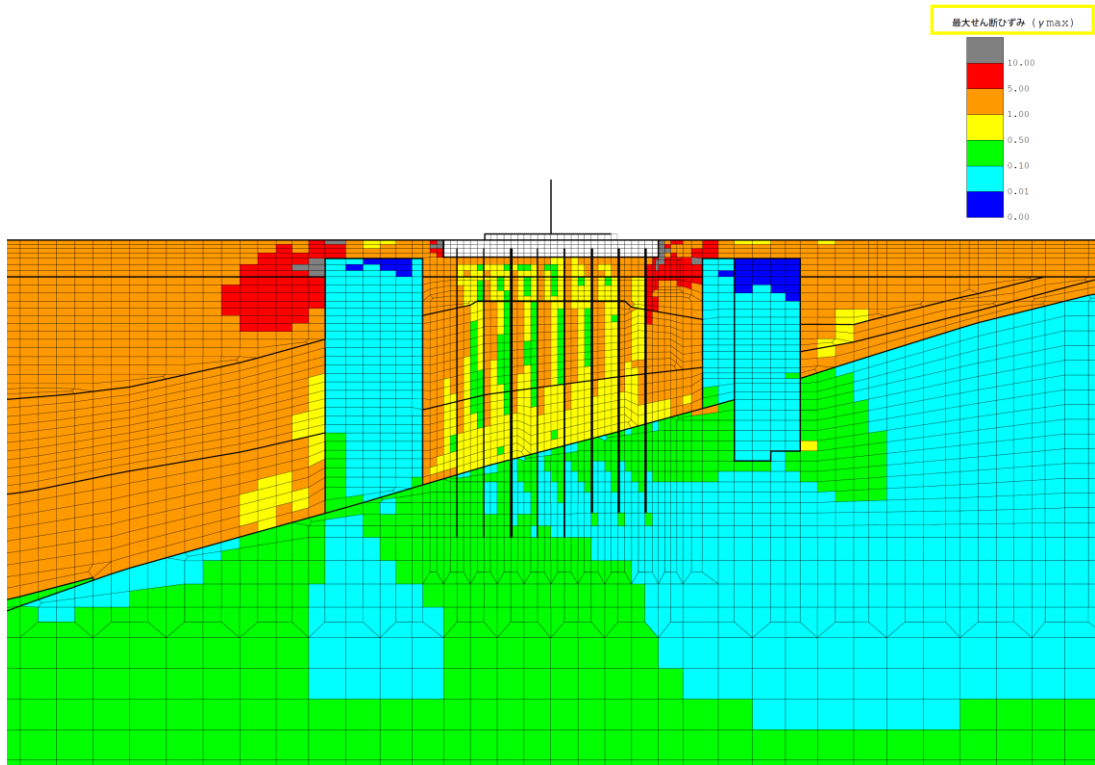
評価部位	断面	評価項目	
		曲げ軸力照査	せん断力照査
鉄筋コンクリート部材	—	Ss-1-+ (解析ケース①)	Ss-8++ (解析ケース③)
鋼管杭	A-A断面	Ss-3+- (解析ケース①)	Ss-3-+ (解析ケース①)
	B-B断面	Ss-7EW (解析ケース③)	Ss-7EW (解析ケース③)

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



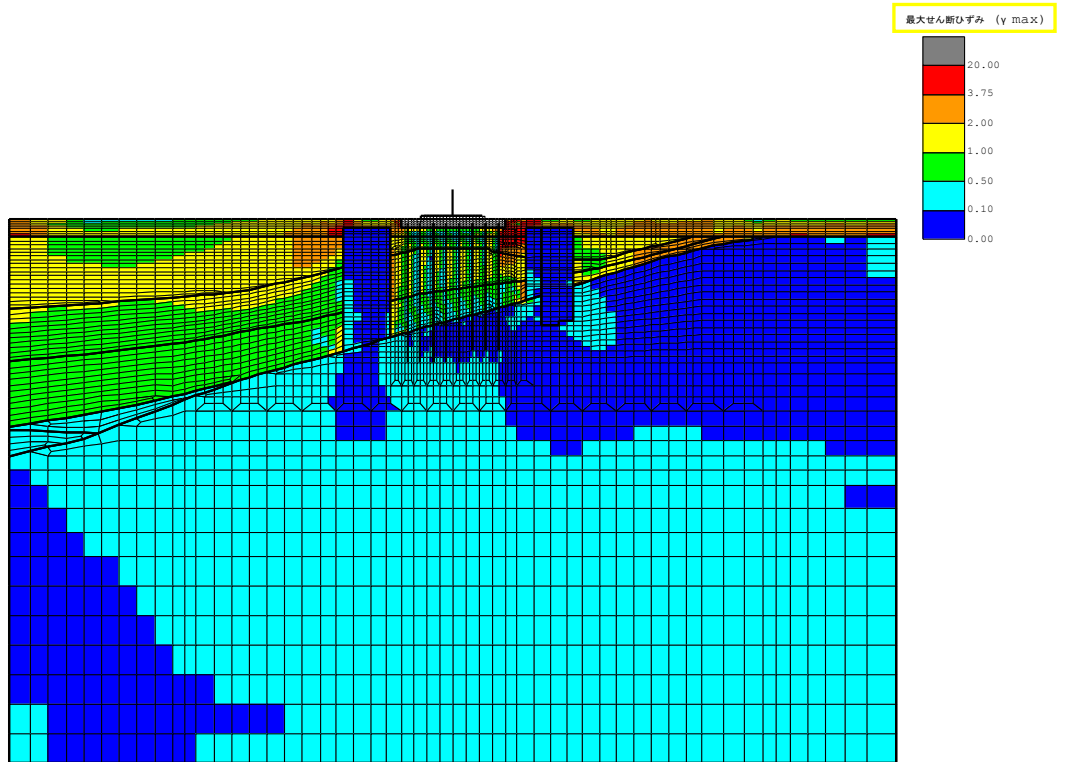
全体図



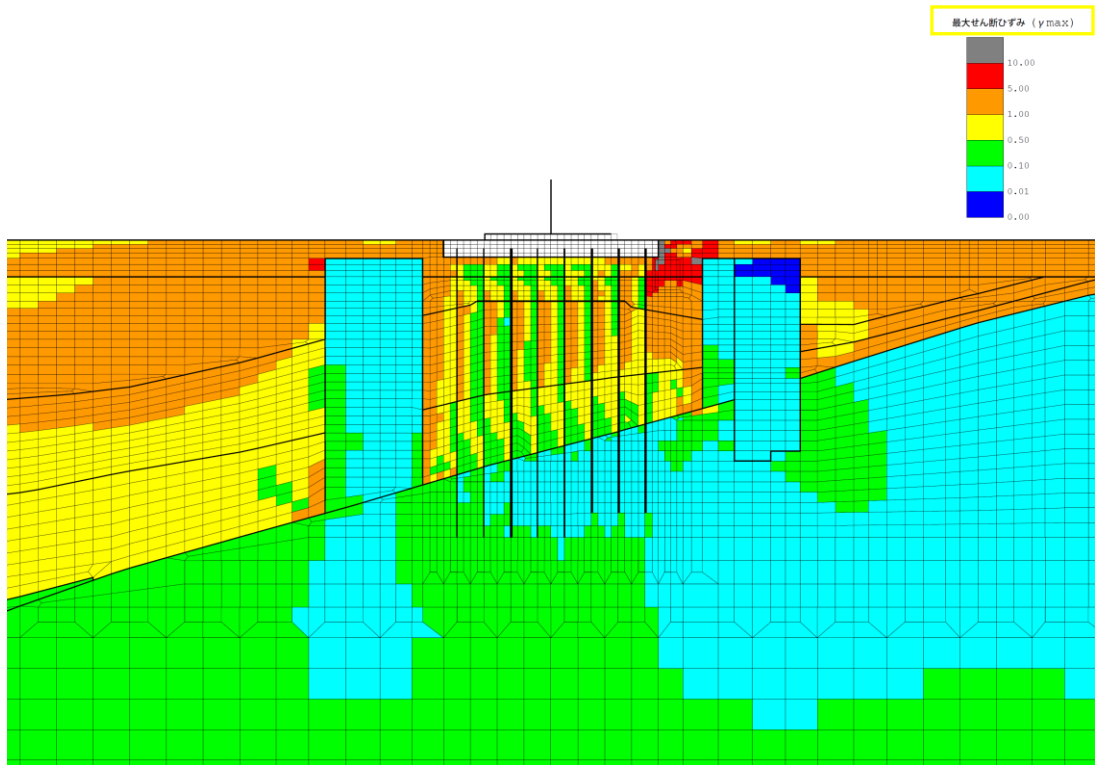
構造物周辺拡大図

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



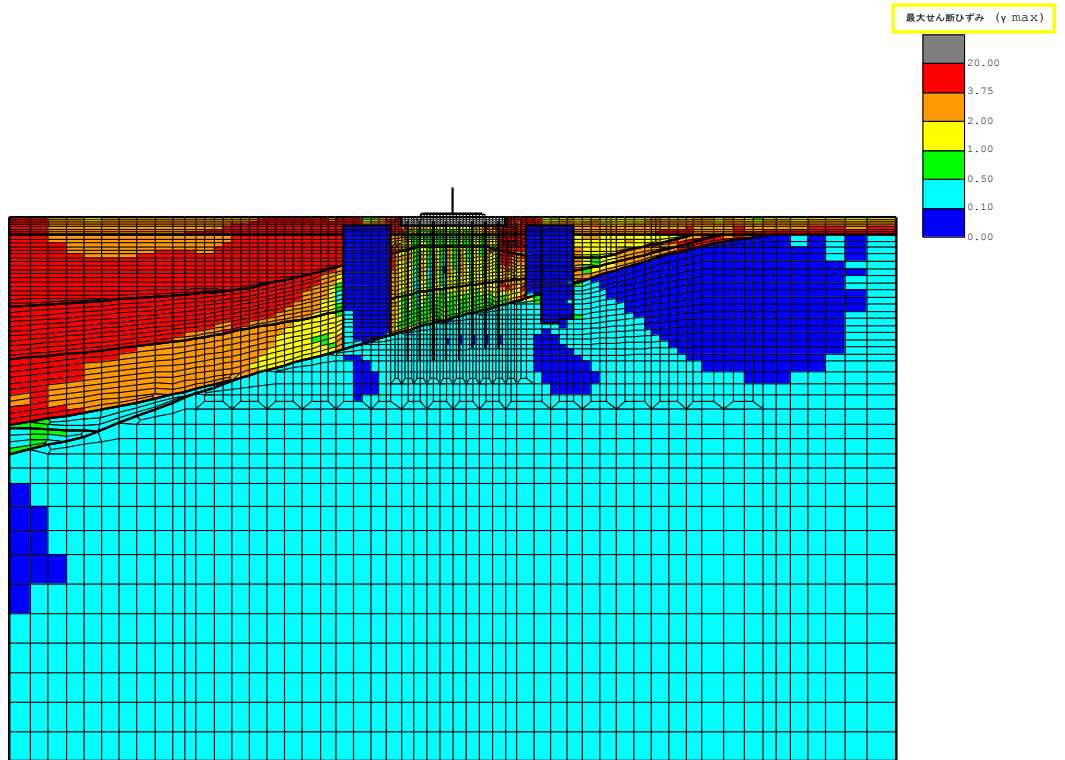
全体図



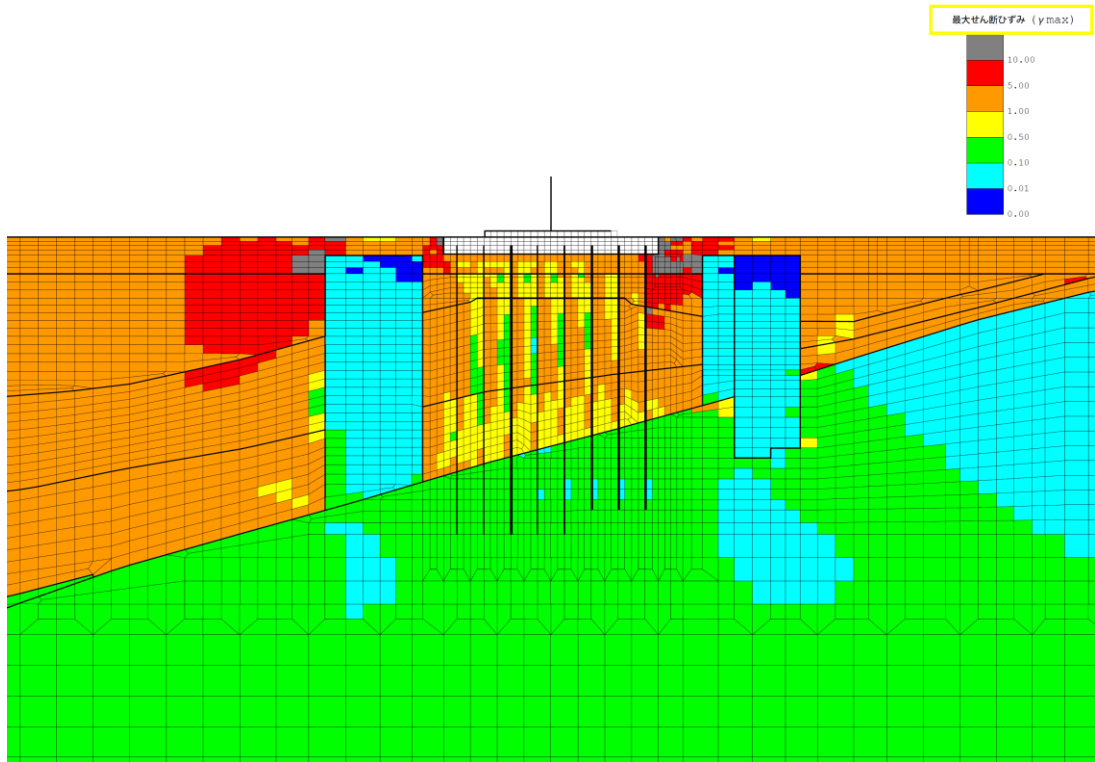
構造物周辺拡大図

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



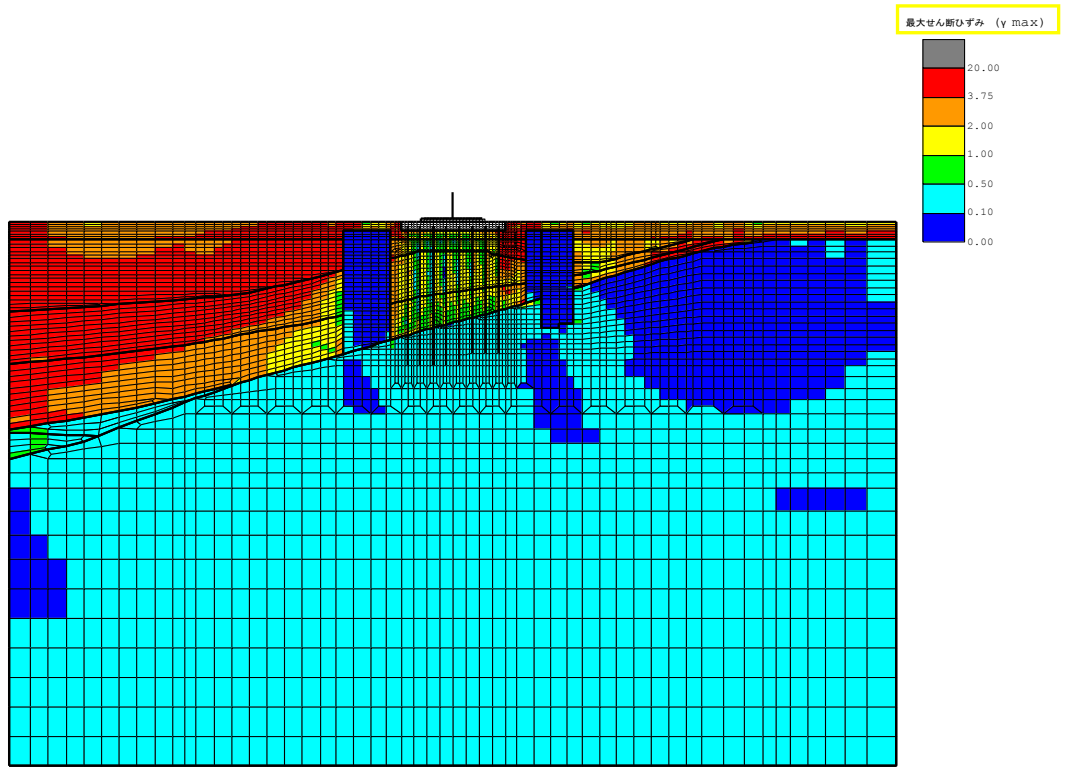
全体図



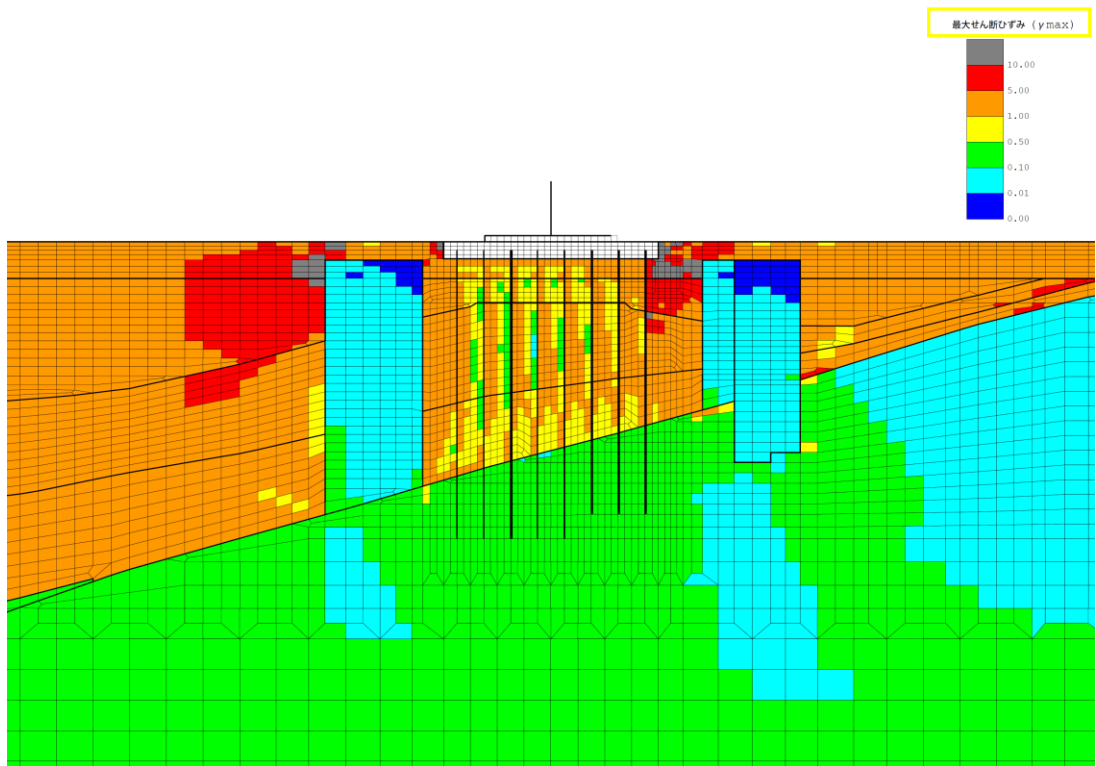
構造物周辺拡大図

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



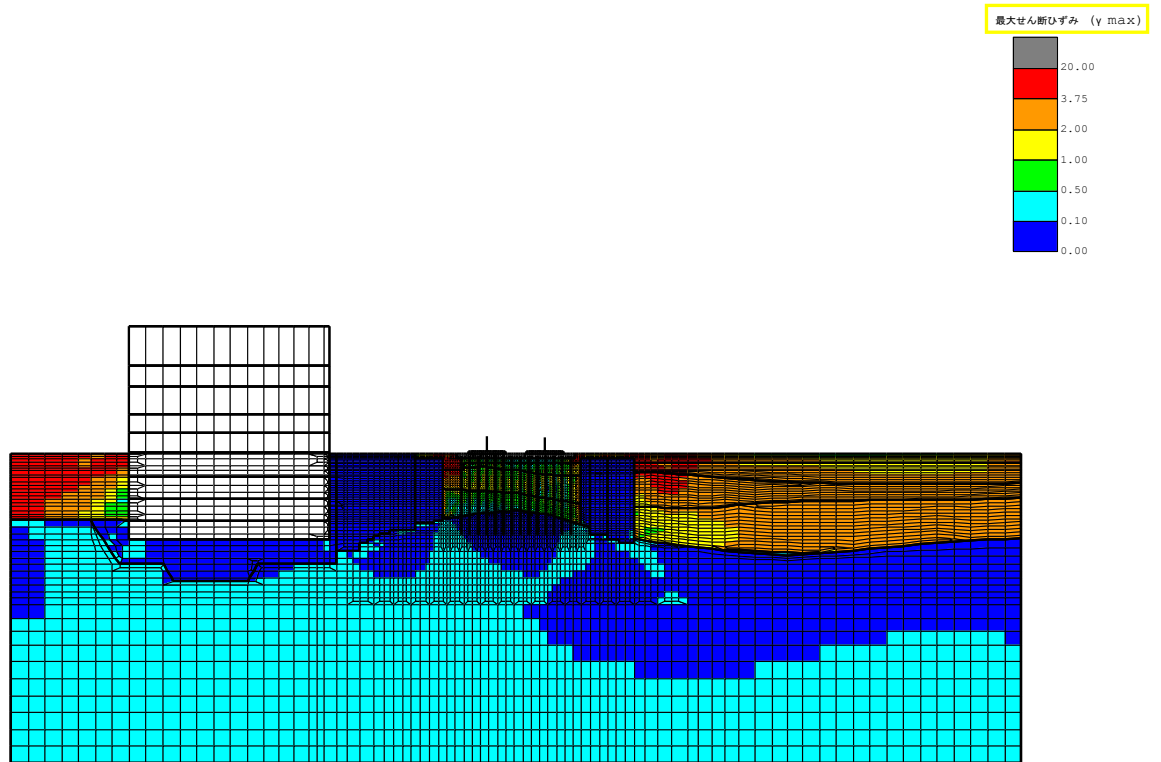
全体図



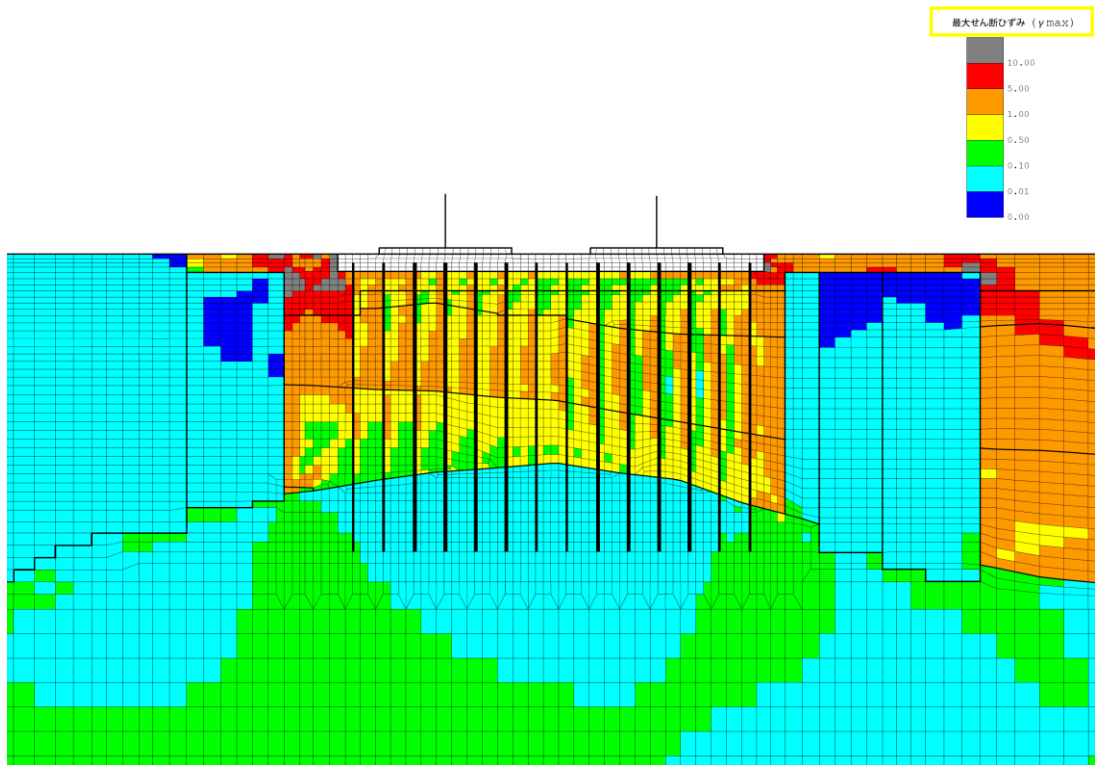
構造物周辺拡大図

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



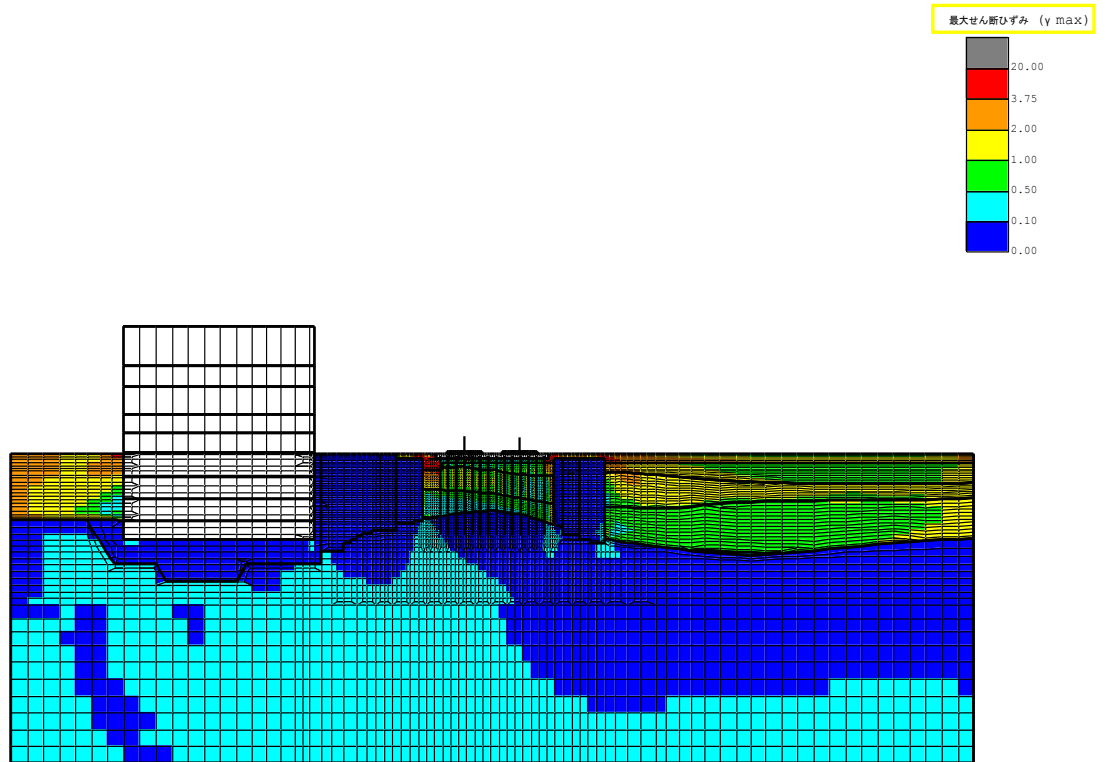
全体図



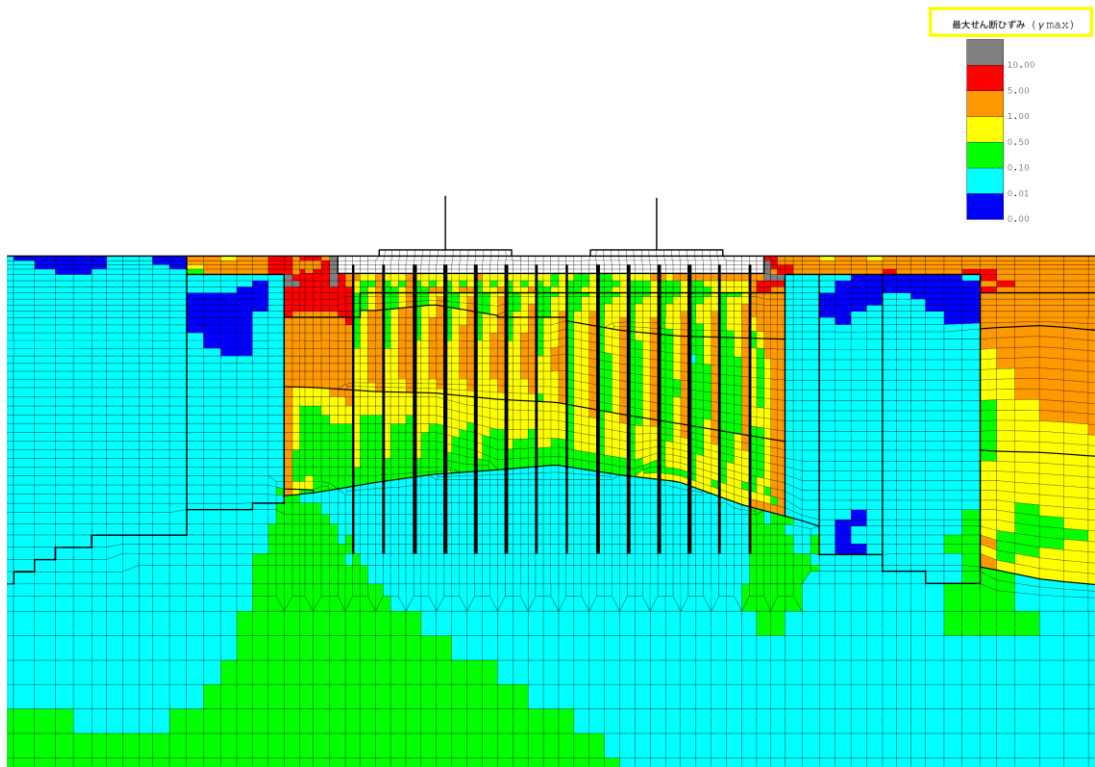
構造物周辺拡大図

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



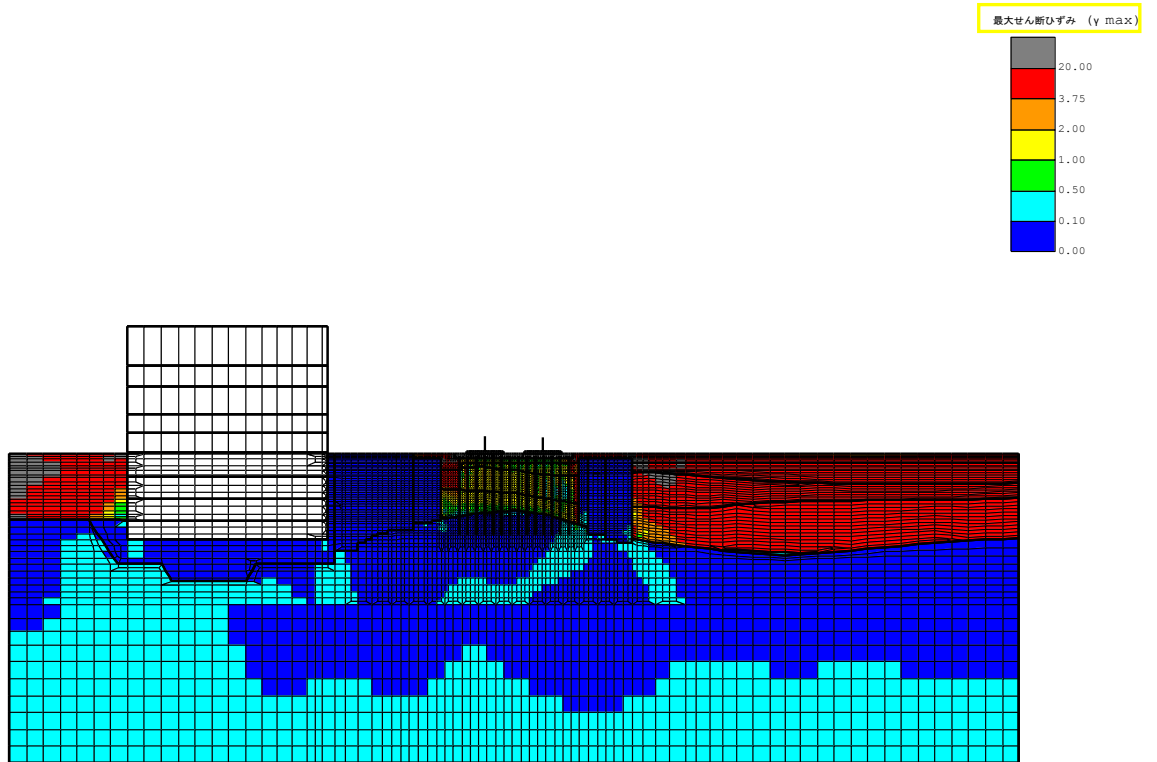
全体図



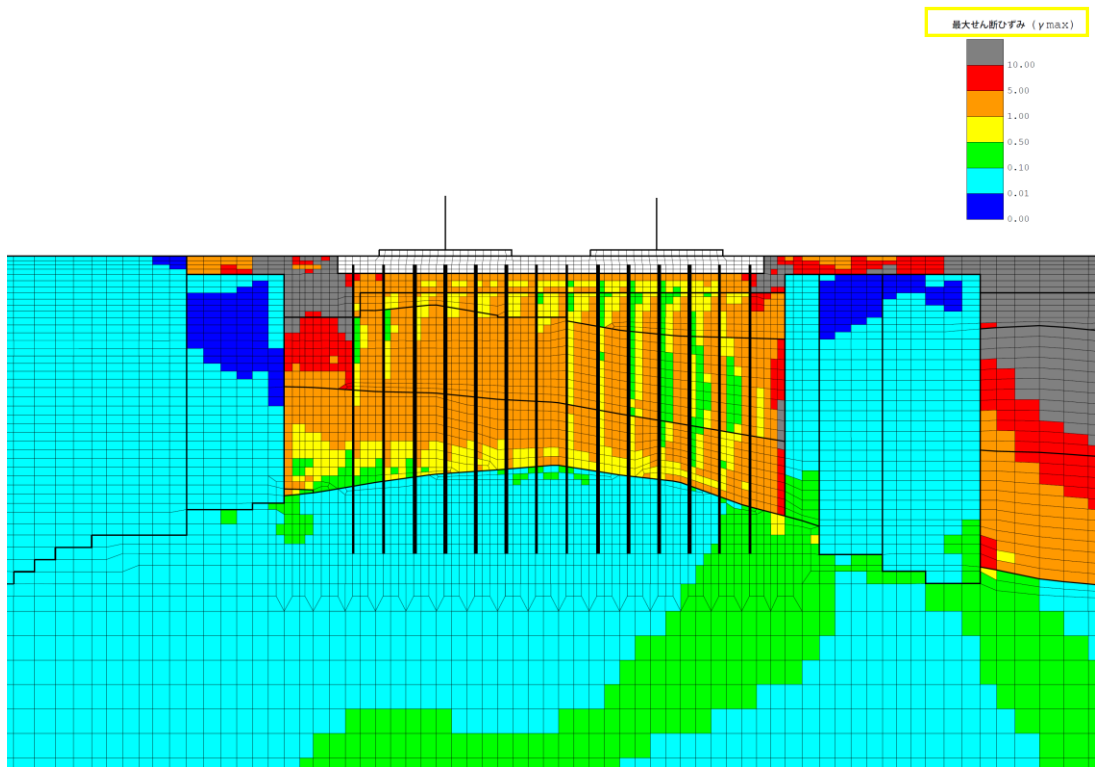
構造物周辺拡大図

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

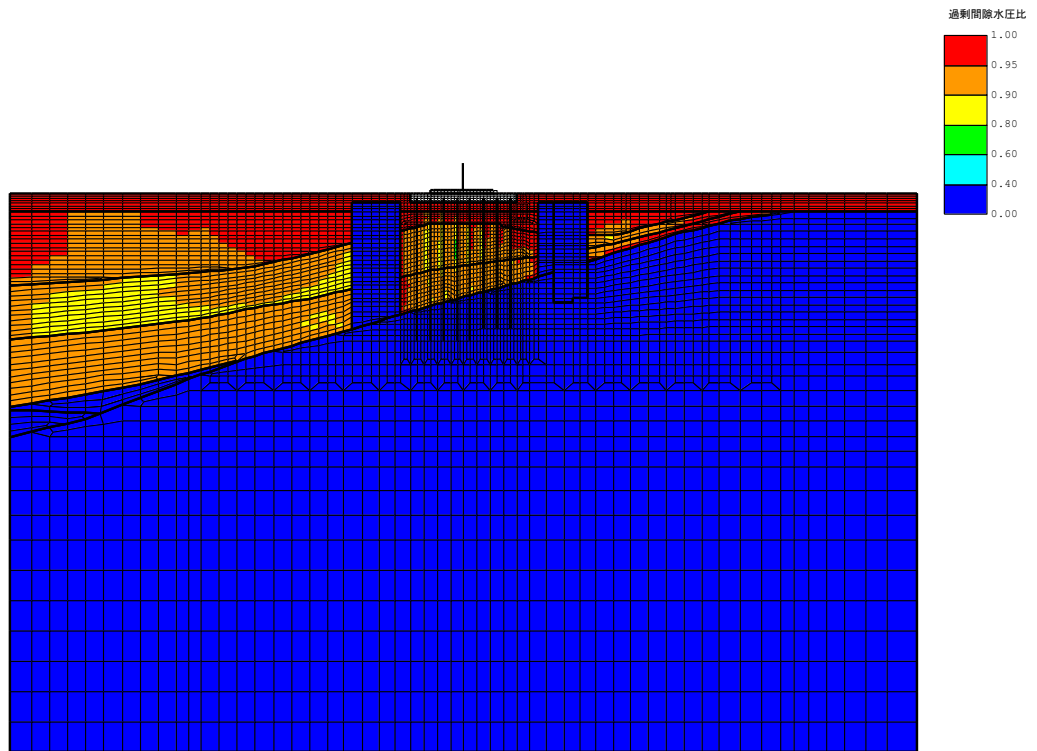
地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、曲げ軸力照査及びせん断力照査において最大照査値を示した地震動について、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。表 6-14 に最大照査値を示す解析ケース一覧を示す。A-A断面における過剰間隙水圧比分布を図 6-14～図 6-17 に、B-B断面における過剰間隙水圧比分布を図 6-18～図 6-20 に示す。

表 6-14 最大照査値を示す解析ケース一覧

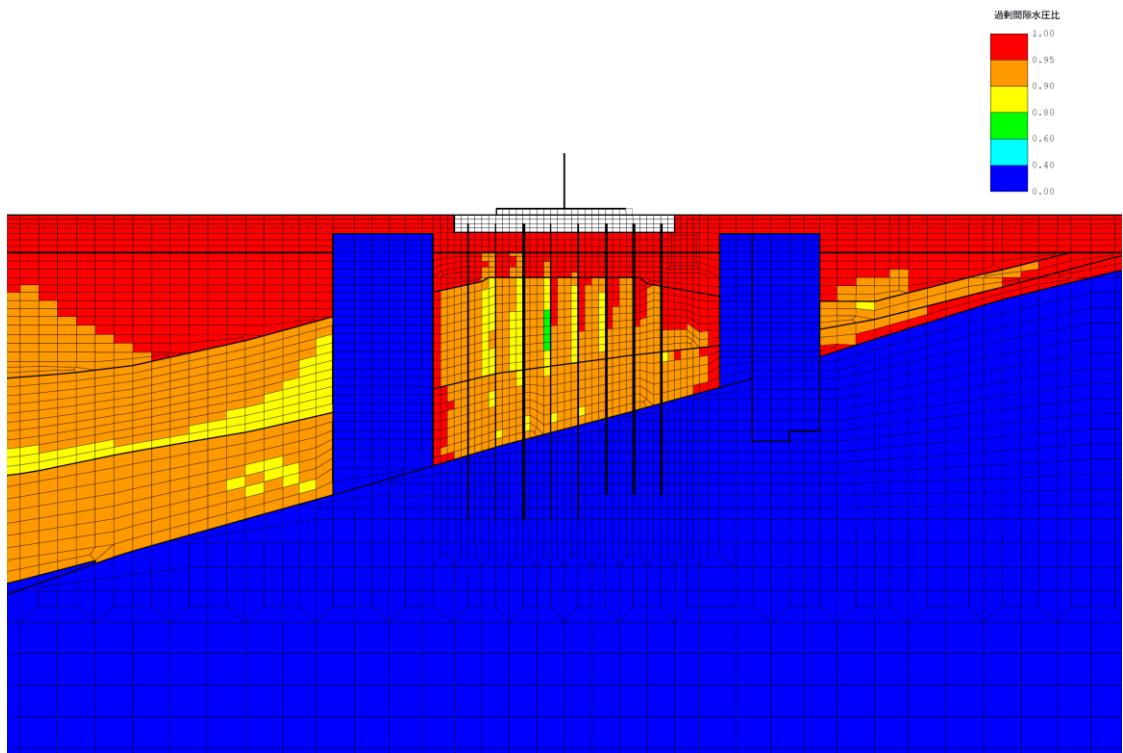
評価部位	断面	評価項目	
		曲げ軸力照査	せん断力照査
鉄筋コンクリート部材	—	Ss-1-+ (解析ケース①)	Ss-8++ (解析ケース③)
鋼管杭	A-A断面	Ss-3+- (解析ケース①)	Ss-3-+ (解析ケース①)
	B-B断面	Ss-7EW (解析ケース③)	Ss-7EW (解析ケース③)

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(+1 σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1 σ)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(+1 σ)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(+1 σ)	地盤剛性(-1 σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1 σ)
液状化強度特性の設定	液状化強度特性(-1 σ)	液状化強度特性(-1 σ)	液状化強度特性(-1 σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用



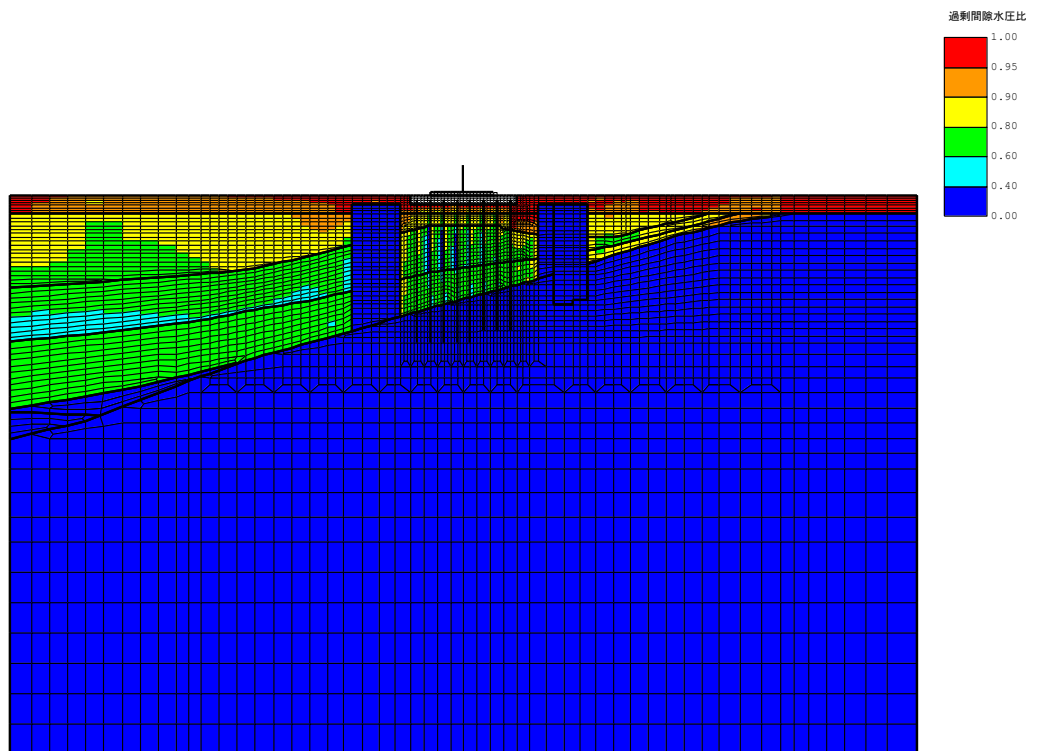
全体図



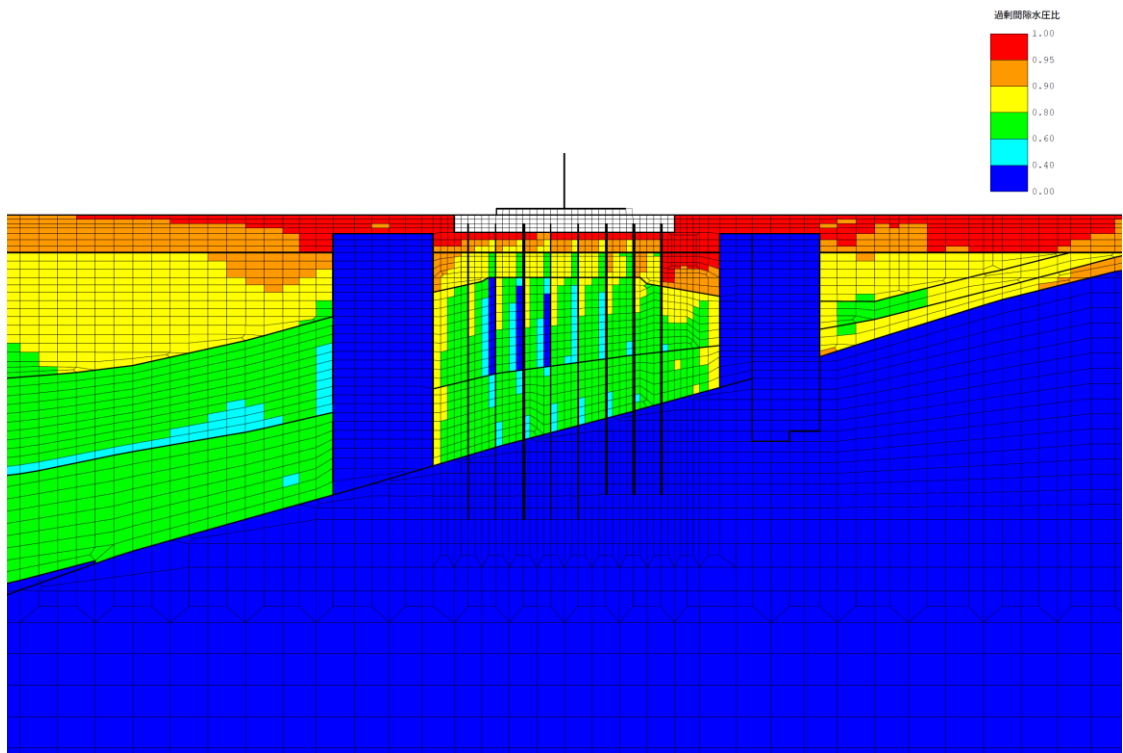
構造物周辺拡大図

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



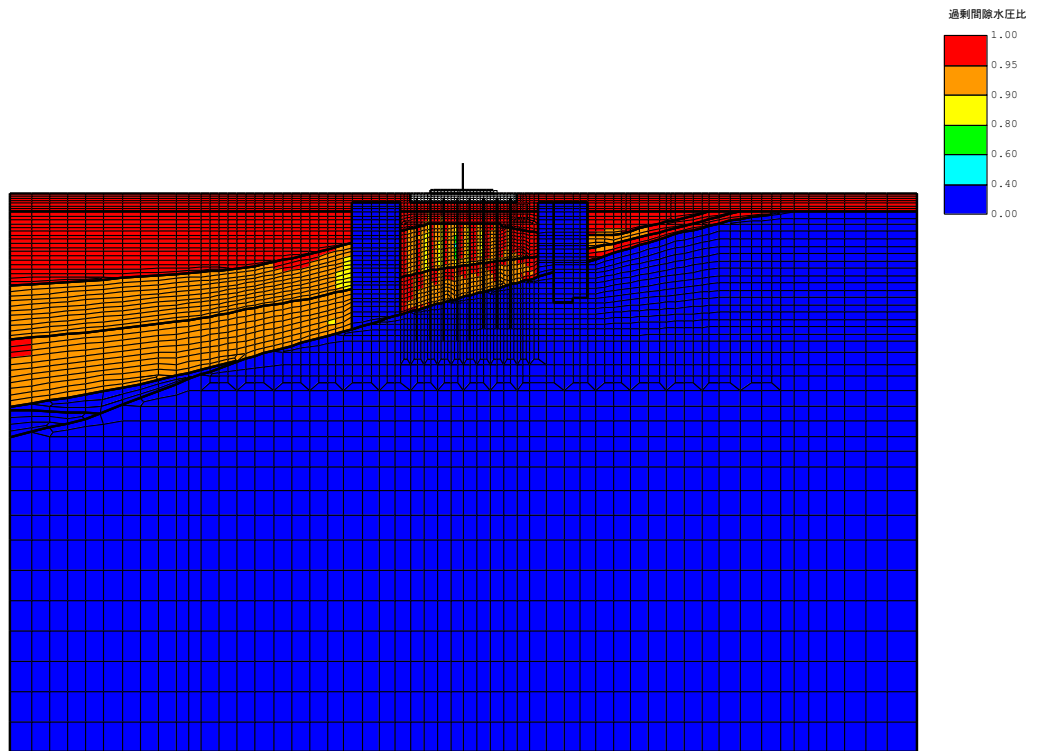
全体図



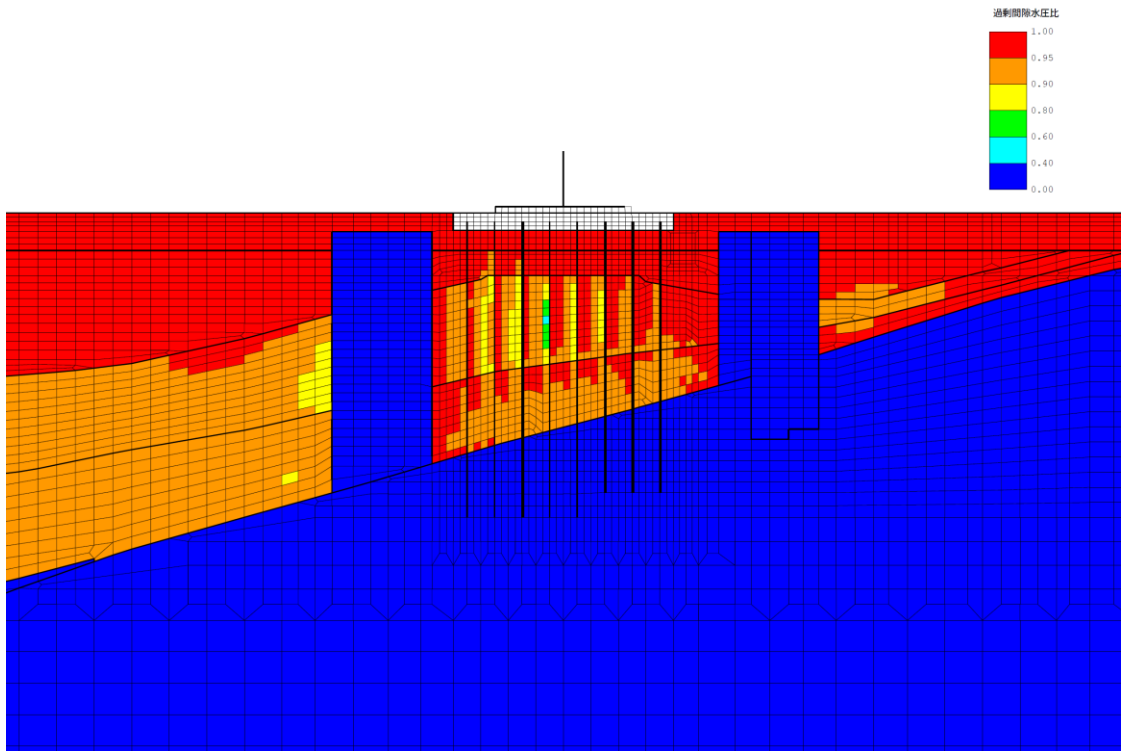
構造物周辺拡大図

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



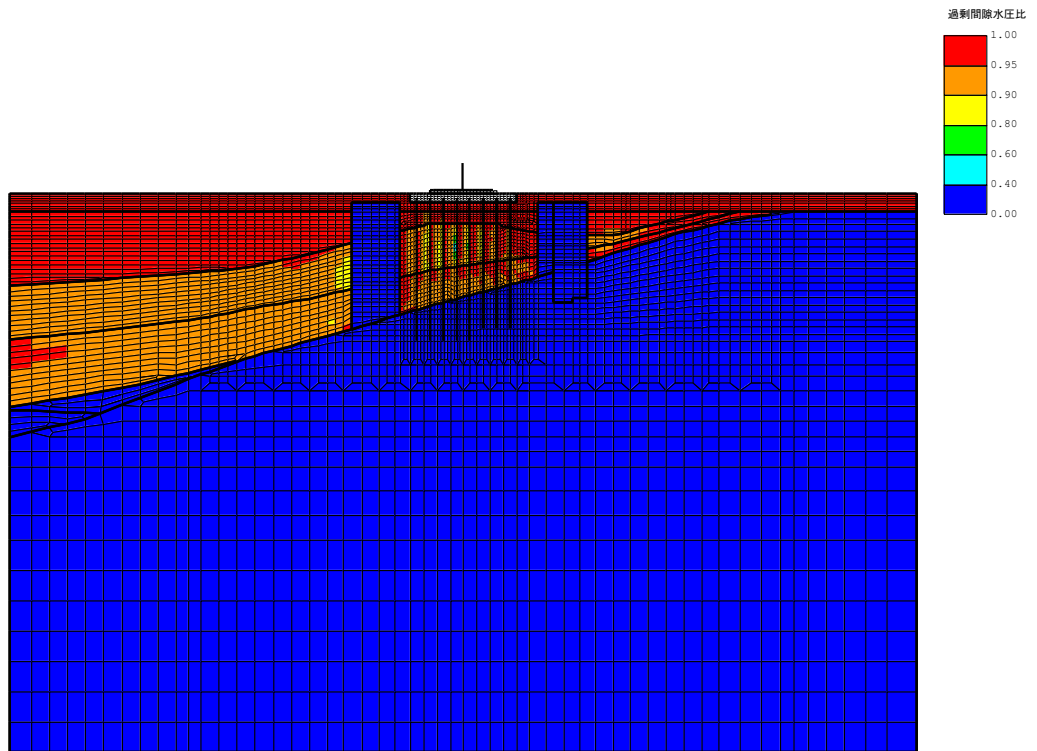
全体図



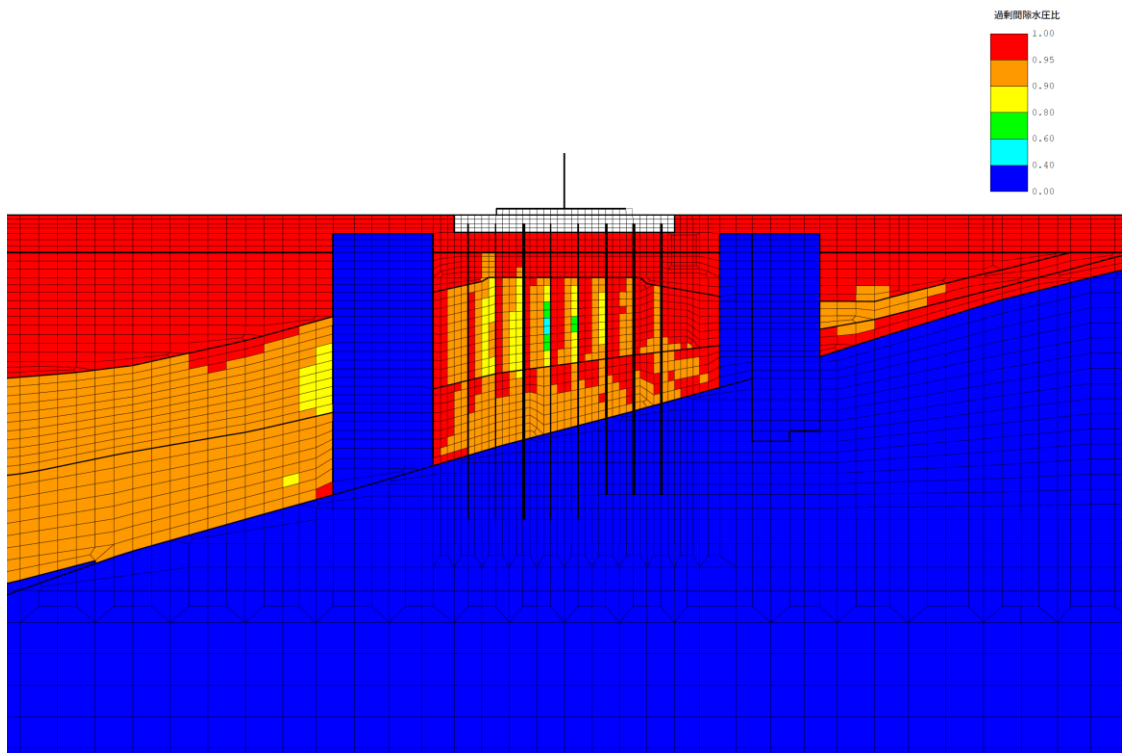
構造物周辺拡大図

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



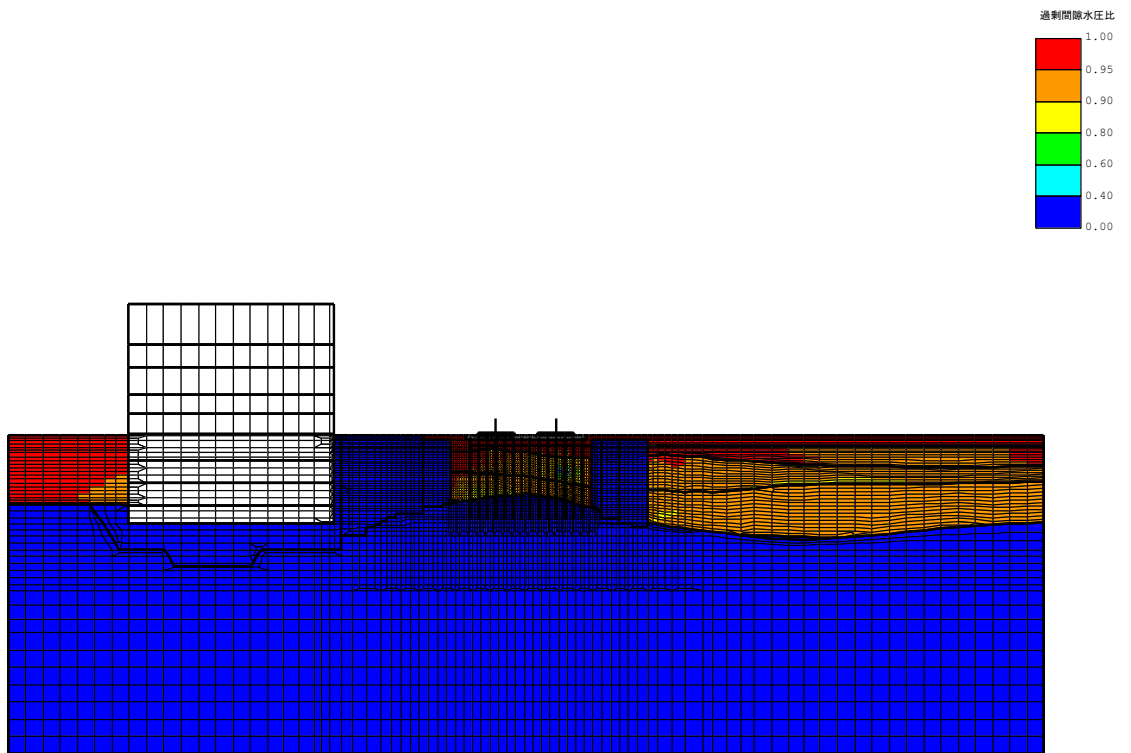
全体図



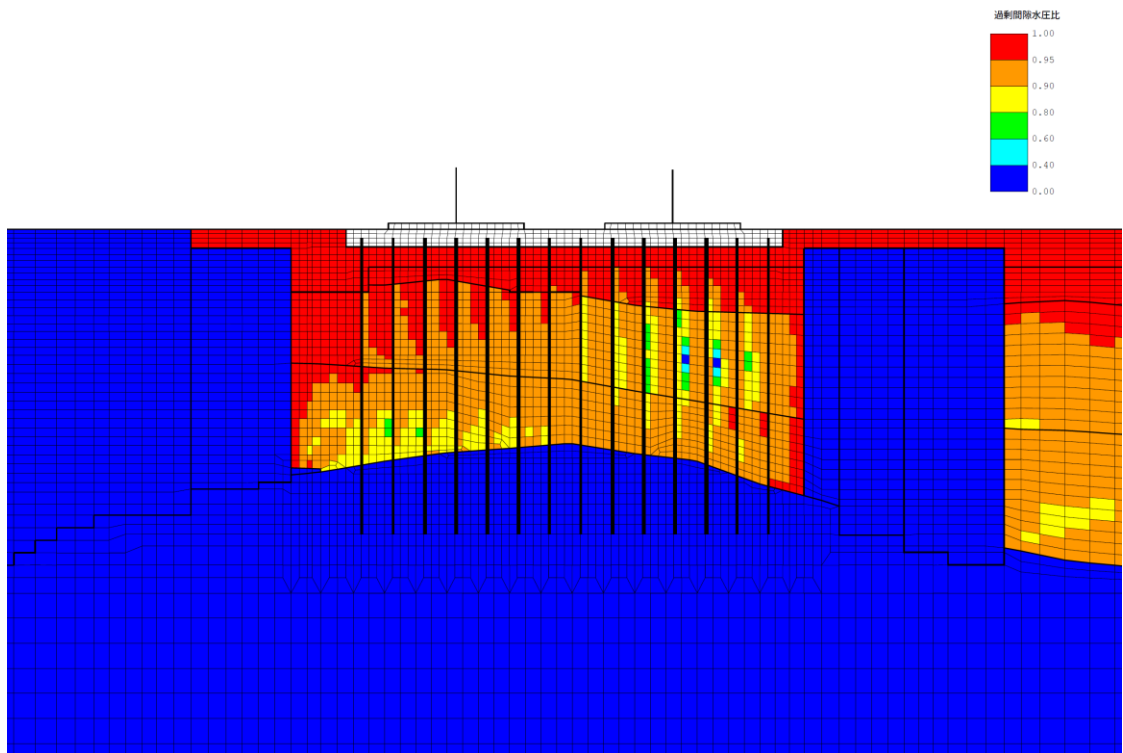
構造物周辺拡大図

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



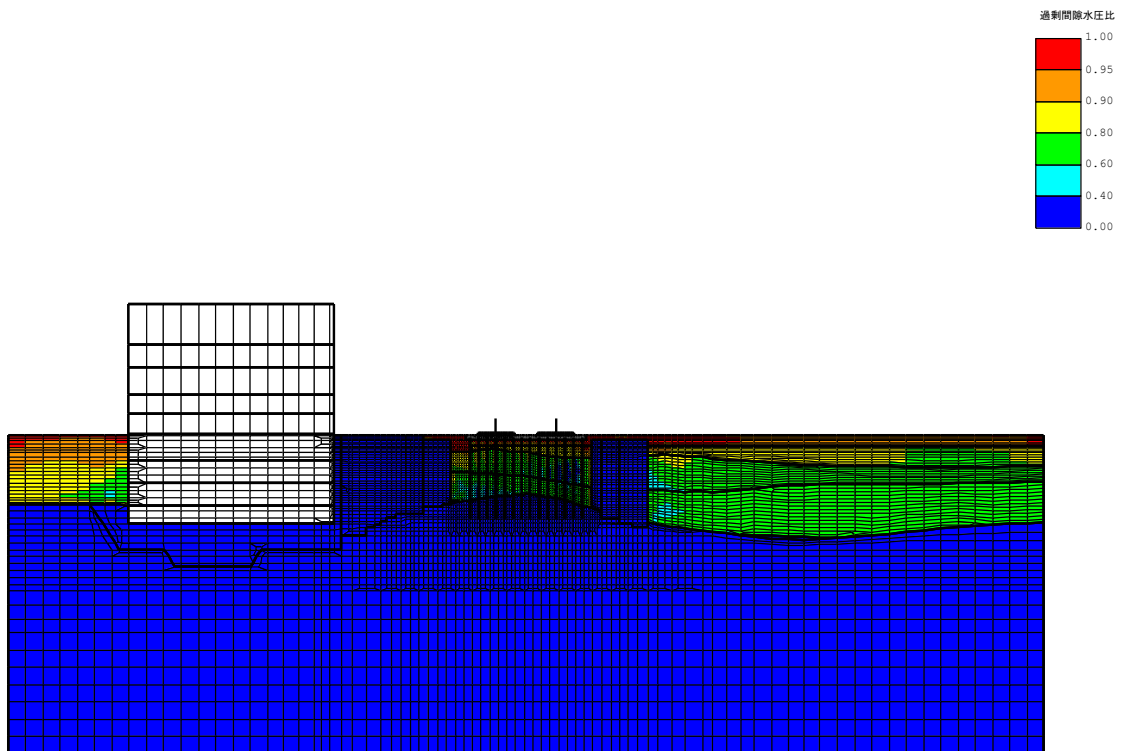
全体図



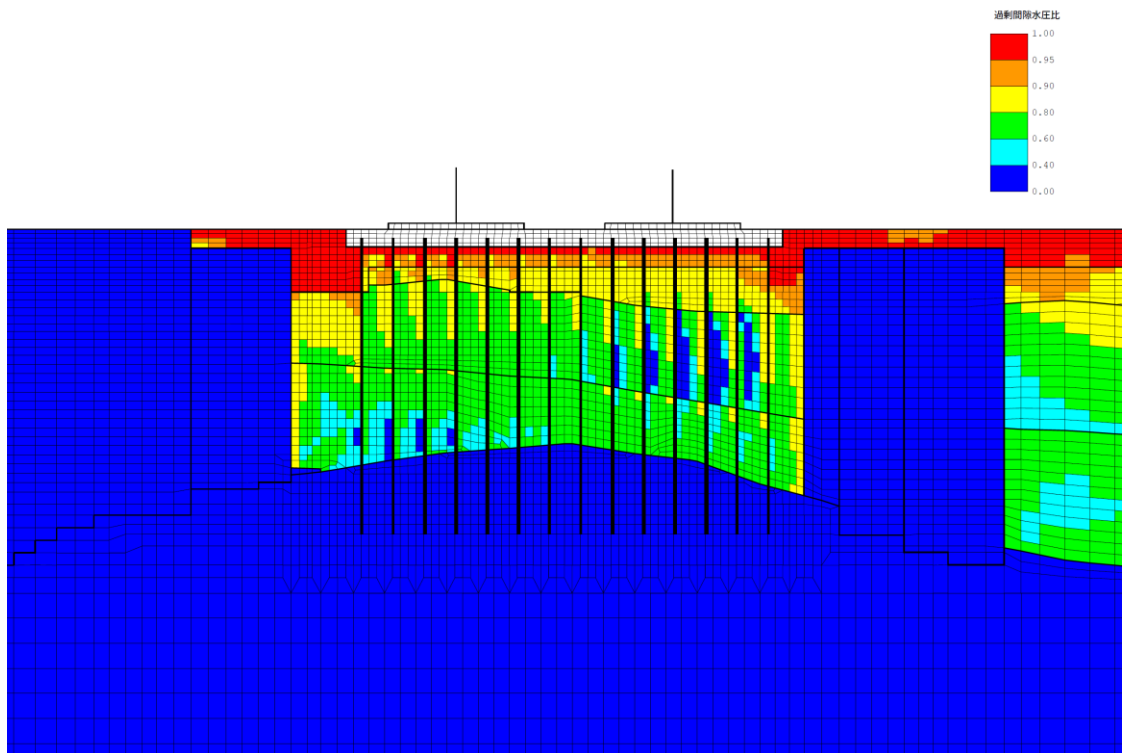
構造物周辺拡大図

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

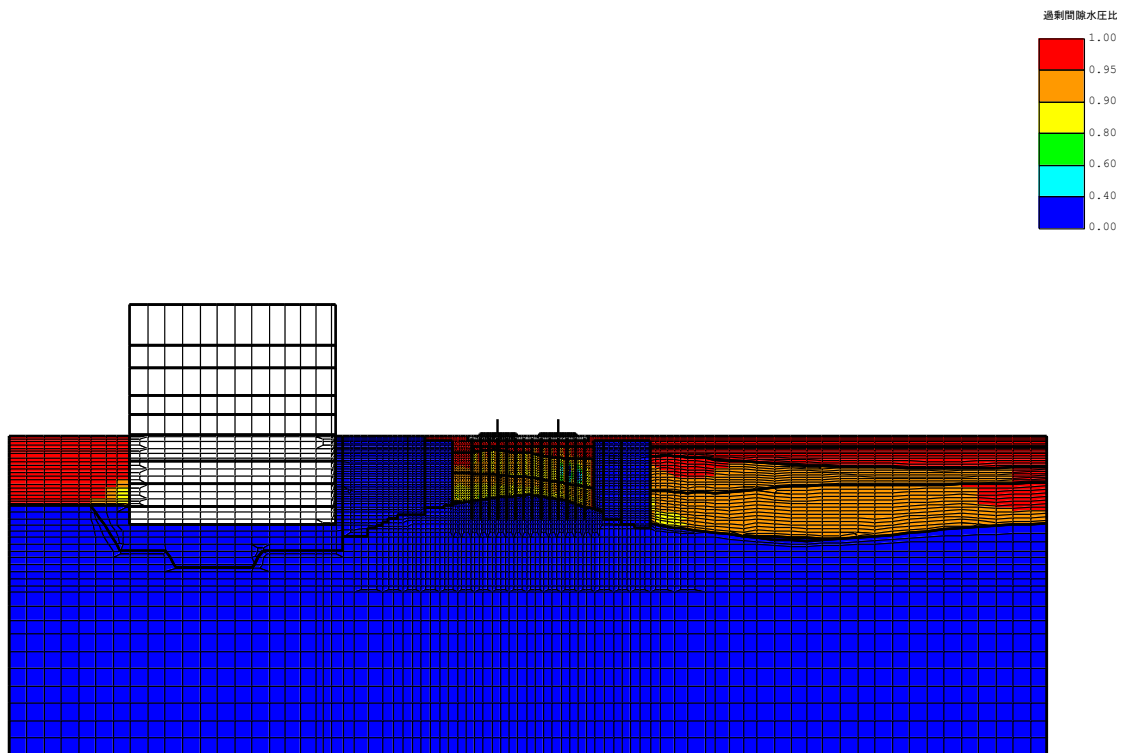


構造物周辺拡大図

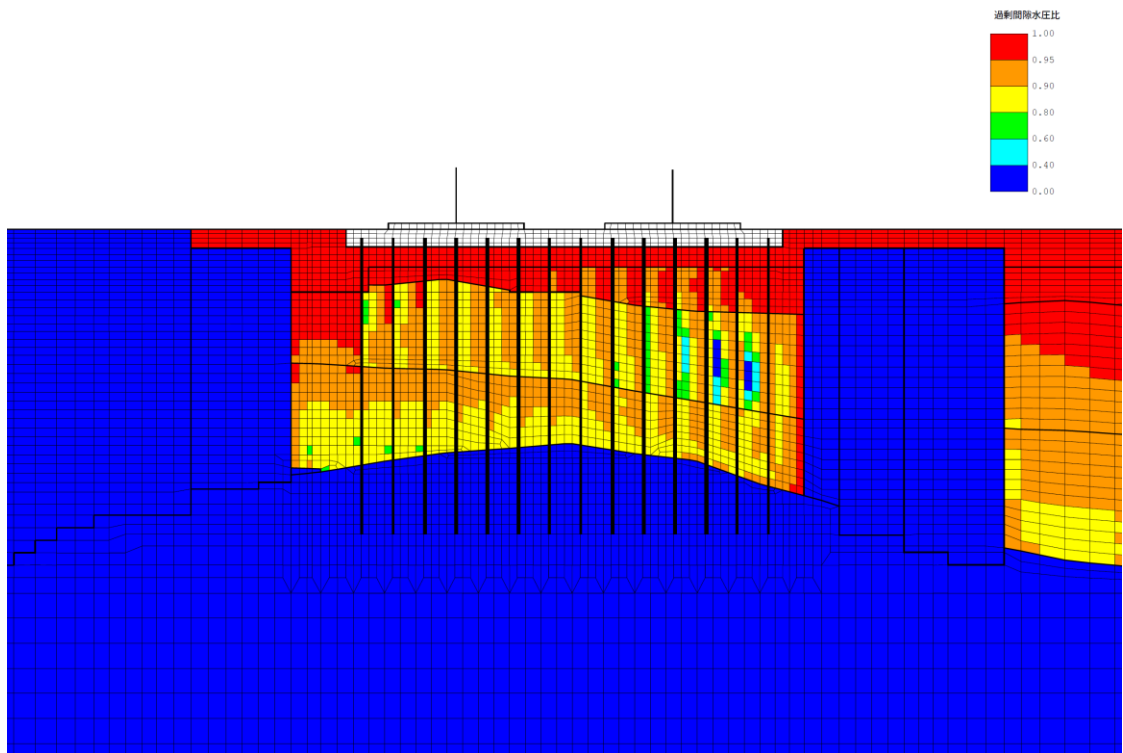
図 6-19 B-B断面の過剰間隙水圧比最大値分布

(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。

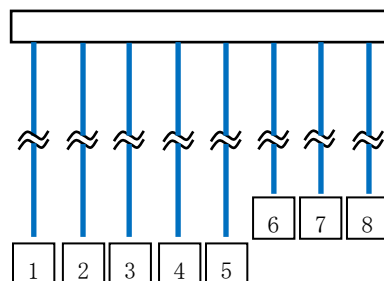
照査結果より，照査用曲率が終局曲率を下回ることを確認した。

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



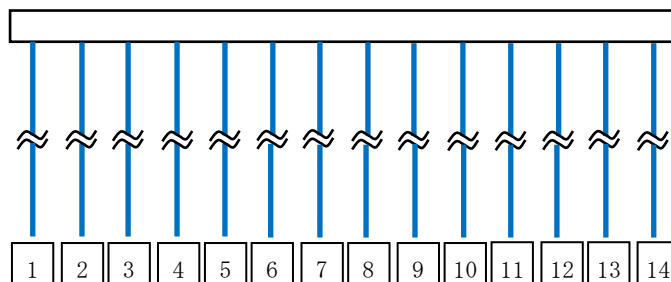
評価位置

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 ϕ_d = 発生曲率 × 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。

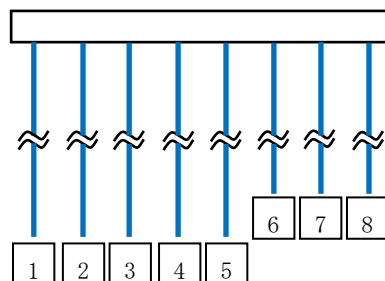
照査結果より，照査用せん断力が終局せん断耐力を下回ることを確認した。

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 $Q_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$



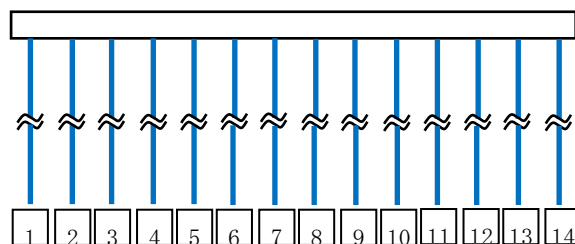
評価位置

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
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。

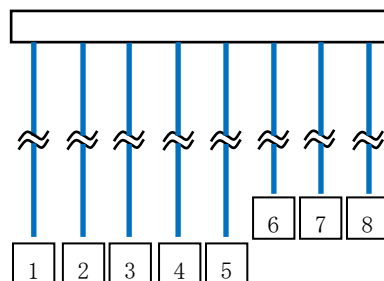
照査結果より、全時刻歴において発生した杭頭の鉛直力が終局鉛直支持力を下回ることを確認した。

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



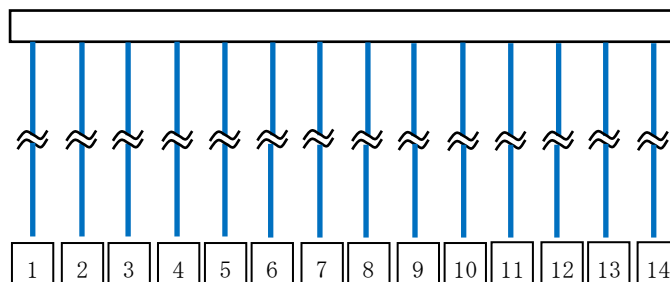
評価位置

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_{ua} (kN)	照査値 R_a / R_{ua}
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_{ua} ＝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。

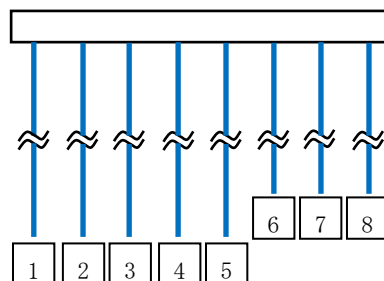
照査結果より、全時刻歴において発生した引抜き力が終局引抜き力を下回ることを確認した。

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 $P_{ua} = \text{極限引抜き力 } P_u \div \text{安全率}$



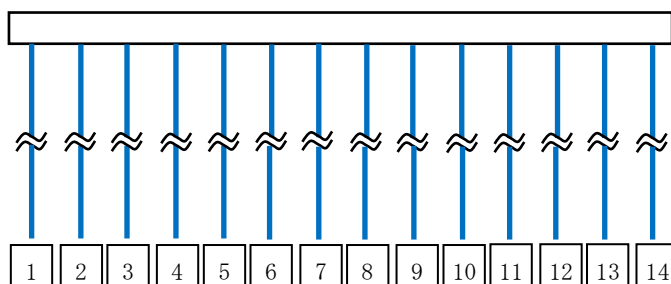
評価位置

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

(参考資料 1) 付帯設備の耐震評価	参考 1-1
(参考資料 2) 杭頭部の健全性評価	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) 版解析に対する地下水位設定の影響について	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 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。

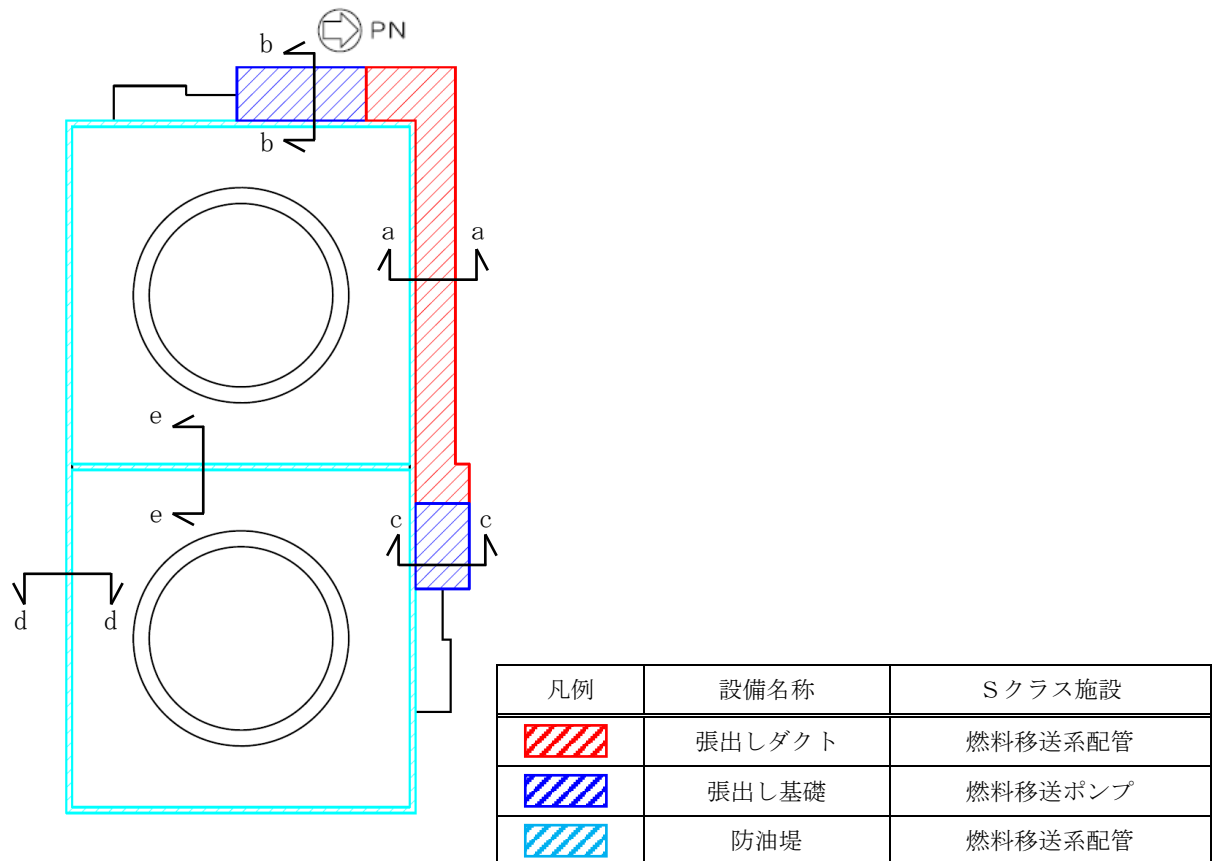


図 1-1 評価対象とする付帯設備

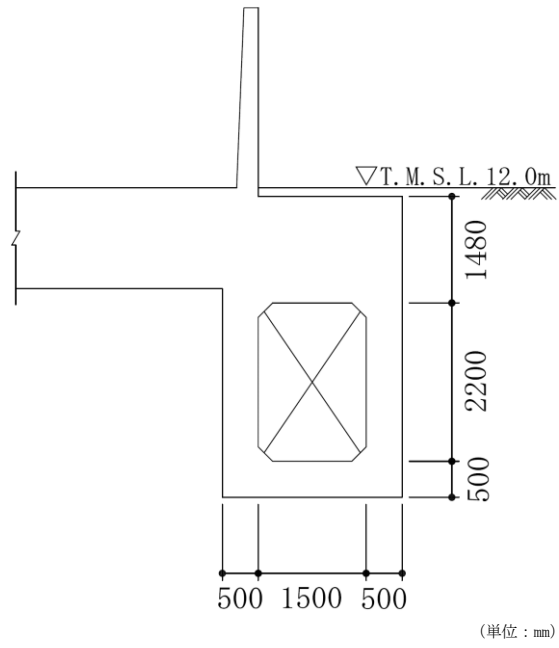


図 1-2 張出しダクト断面図 (a-a 断面)

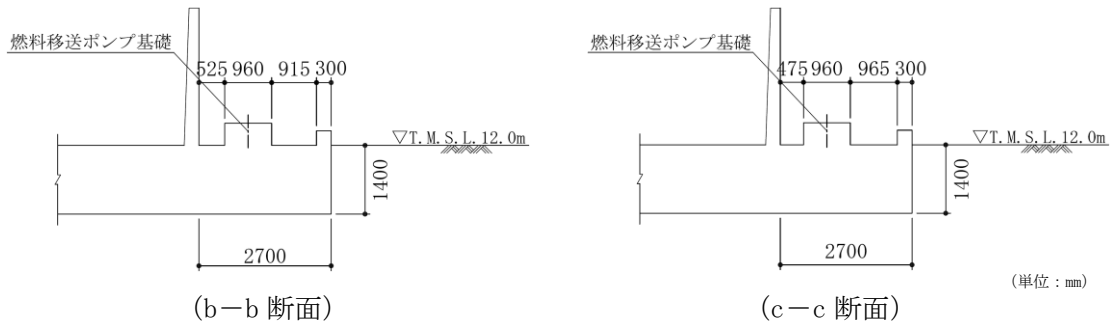


図 1-3 張出し基礎断面図

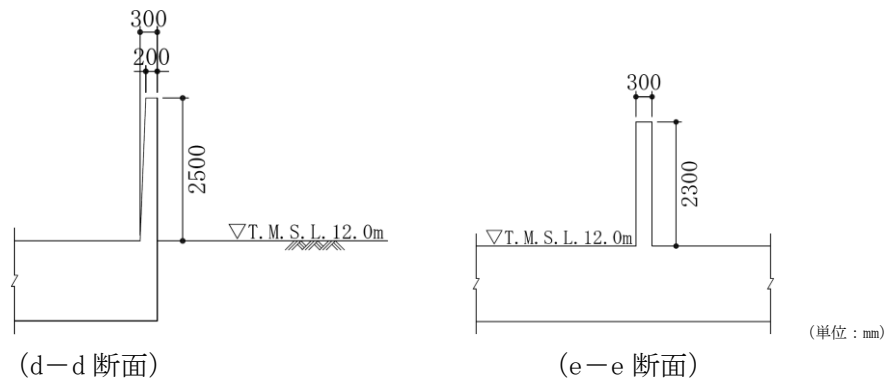


図 1-4 防油堤断面図

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。

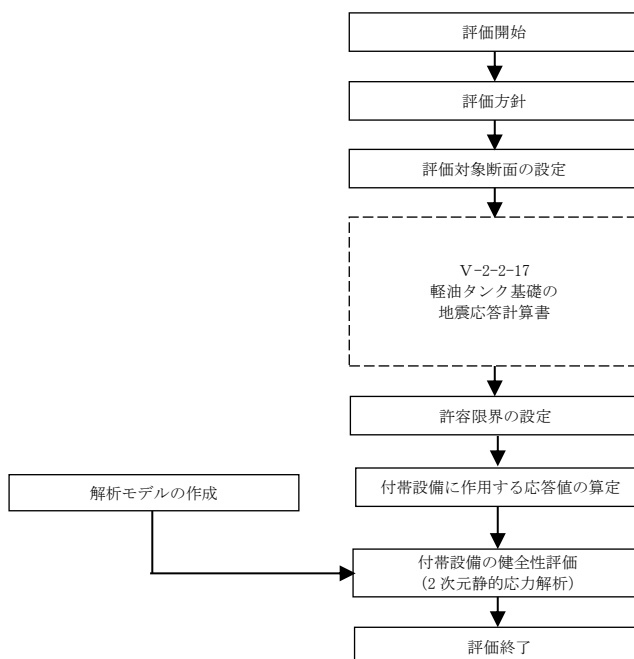


図 2-1 耐震評価フロー

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。

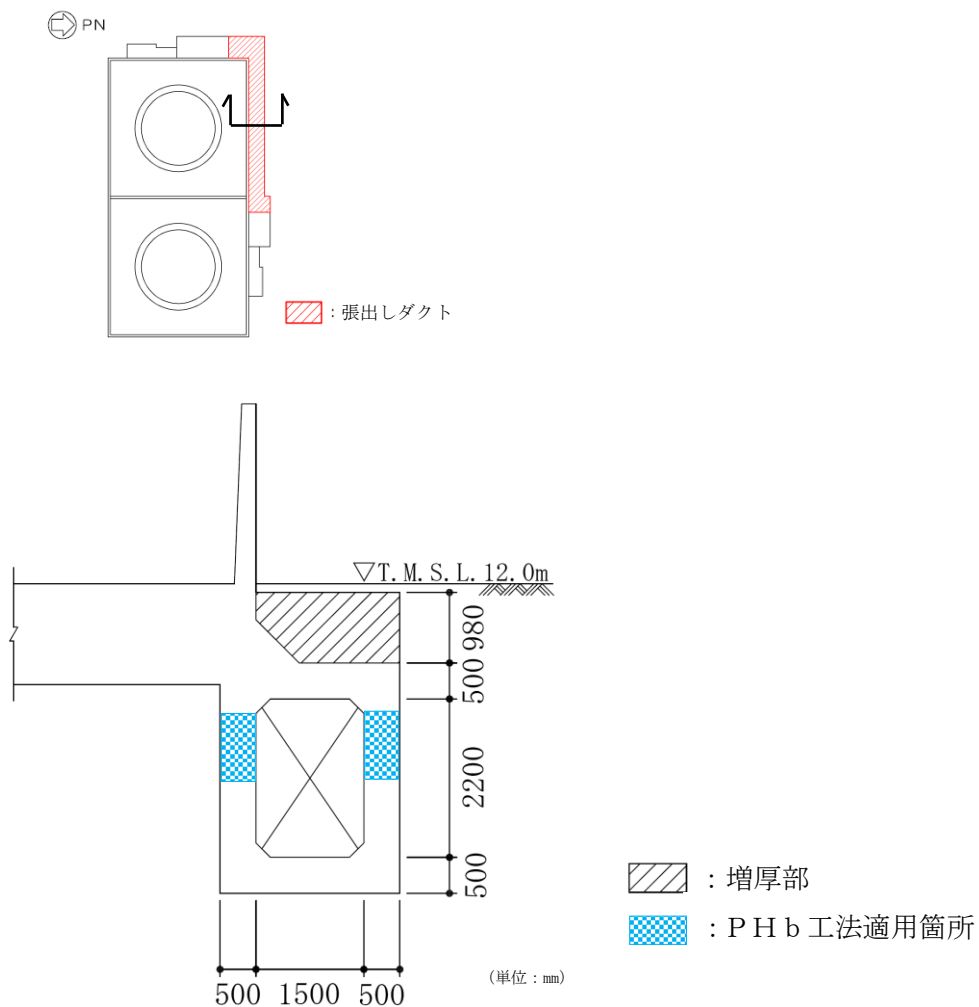


図 3-1 張出しダクトの構造図

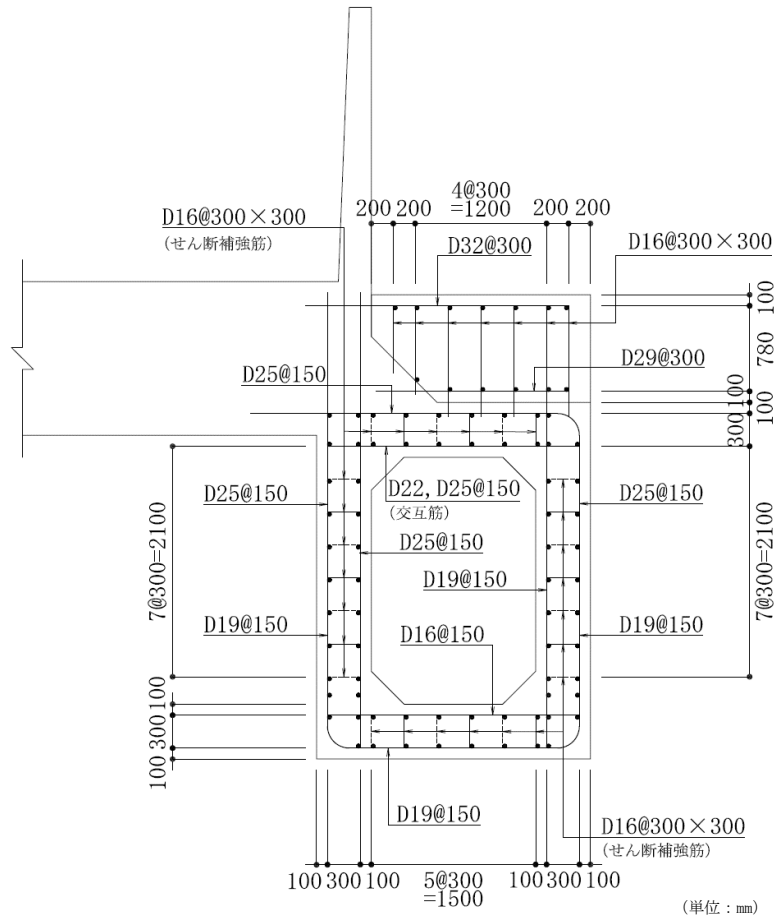


図 3-2 張出しダクトの概略配筋図

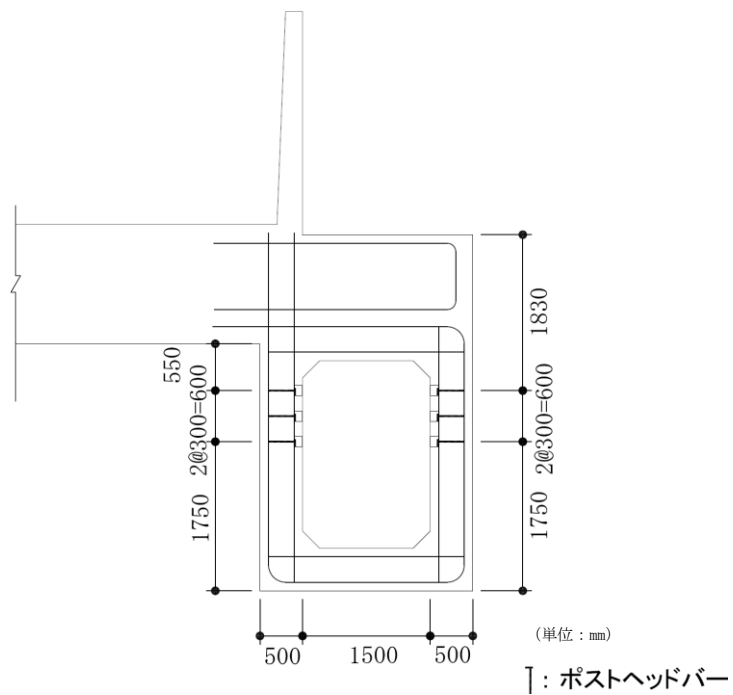


図 3-3 張出しダクトのPHb工法による補強仕様

3.1.3 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。

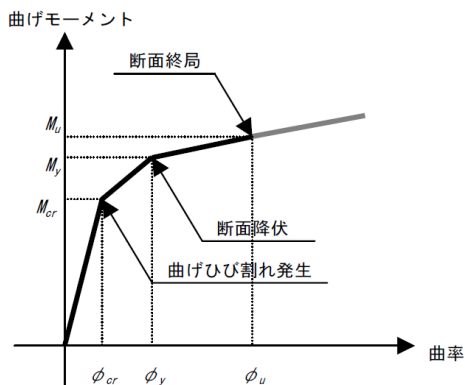


図 3-5 鉄筋コンクリート部材のM-φ関係

(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)

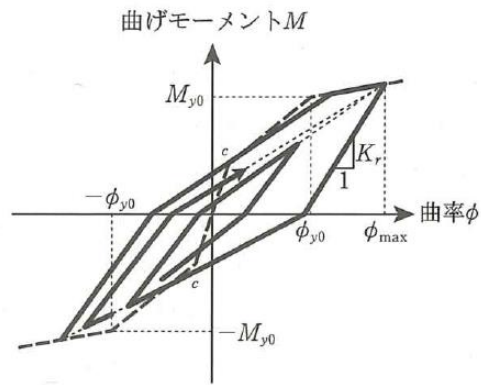
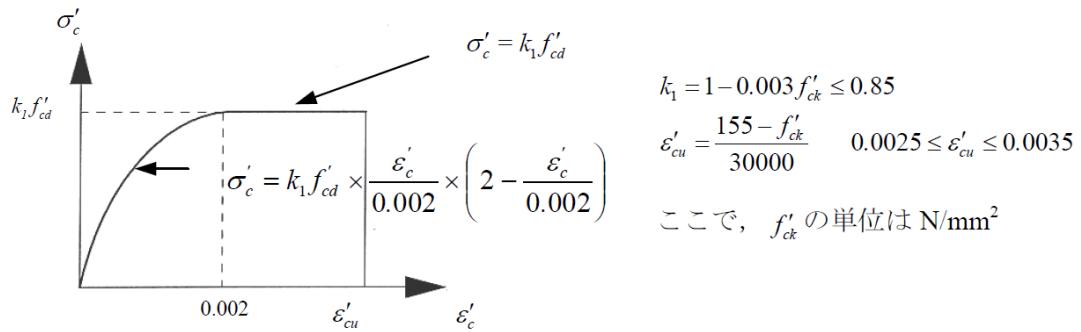
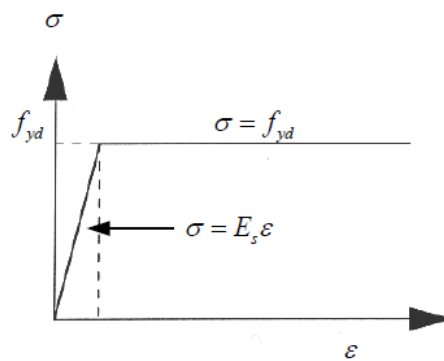


図 3-6 鉄筋コンクリート部材の履歴特性

(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。

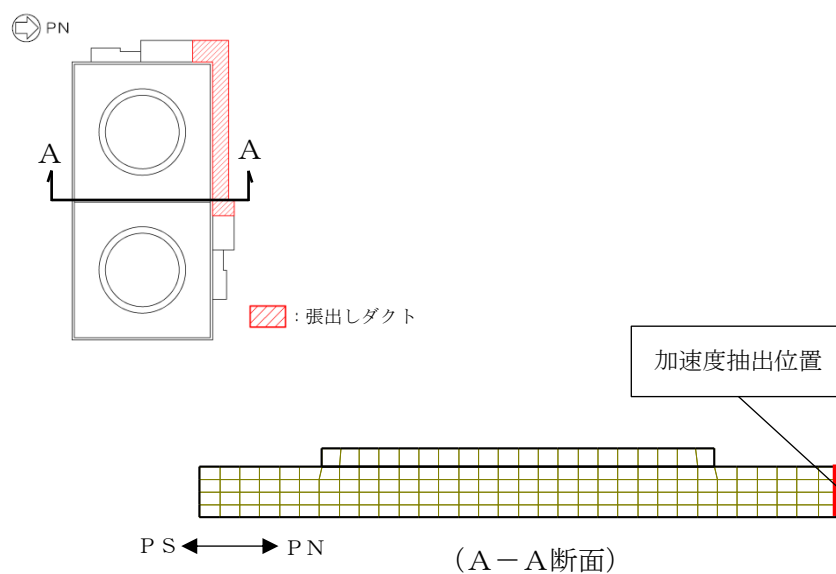


図 3-8 照査用震度を設定するための加速度抽出位置

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。

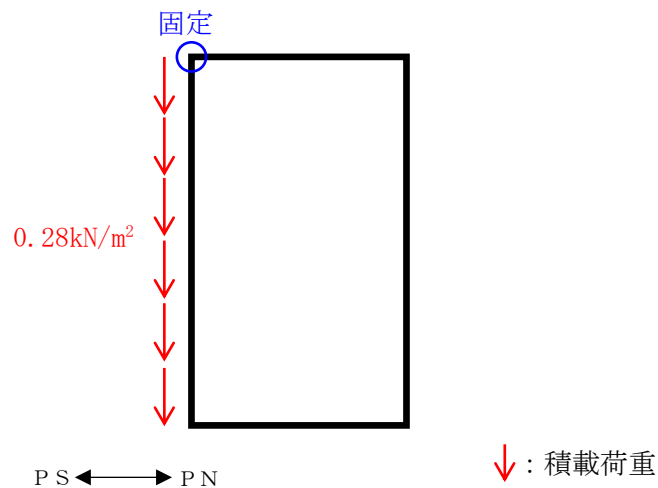


図 3-9 積載荷重の作用位置

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 載荷方向」に示すとおり作用させる。

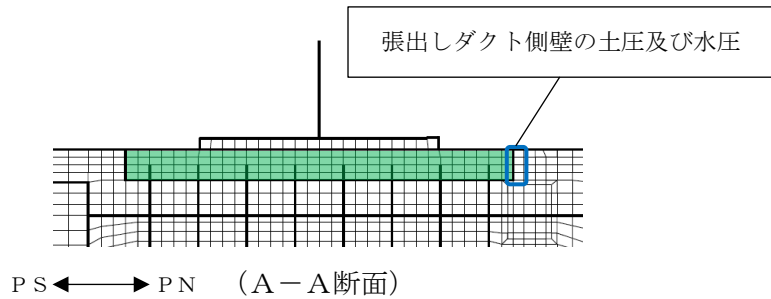


図 3-10 張出しダクト側壁に作用する土圧及び水圧の抽出位置

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

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3-11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)

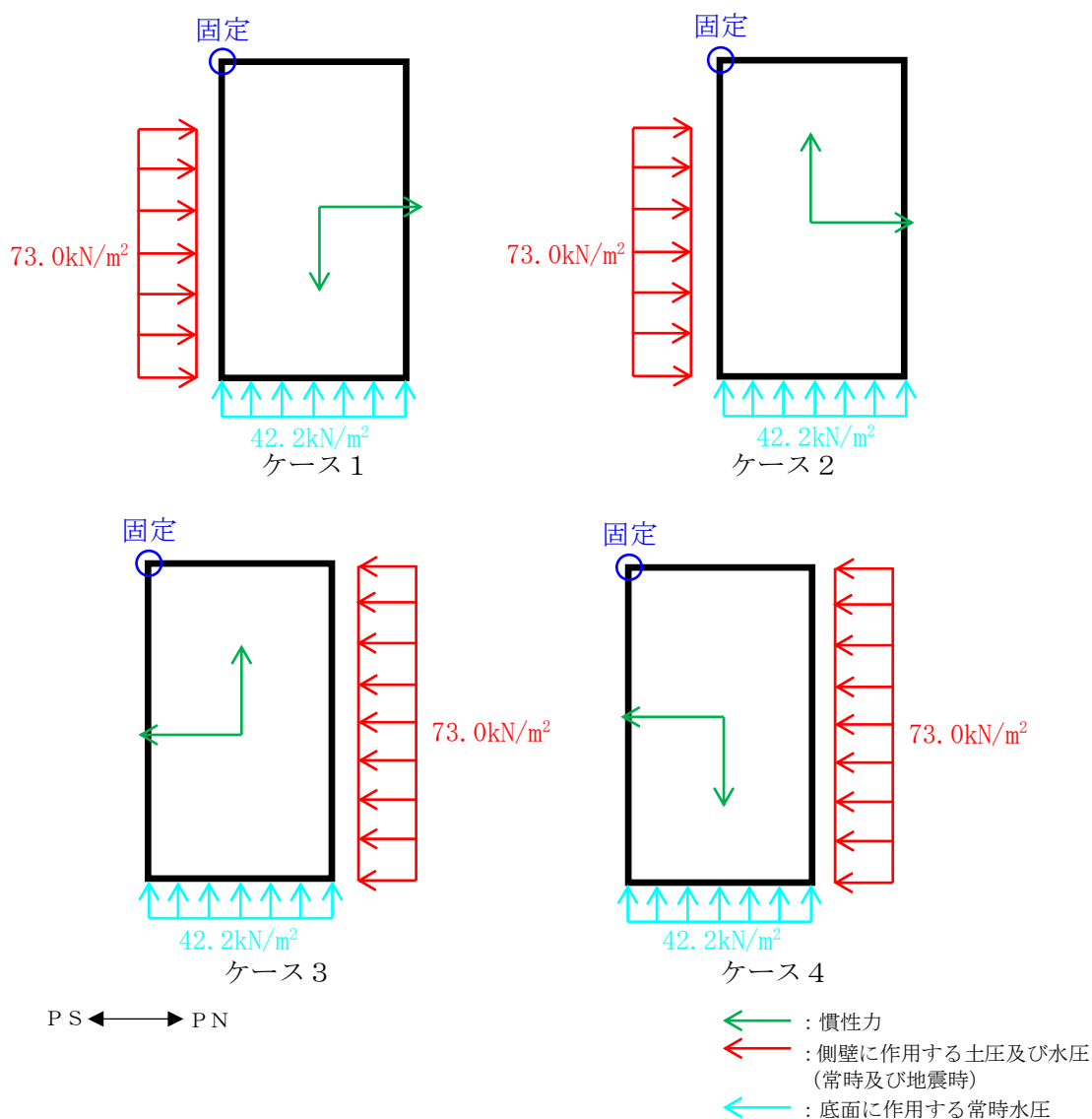


図3-11 各荷ケースの概念図

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 $R_d =$ 最大層間変形角 $R \times$ 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 3-12 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 $V_d =$ 発生せん断力 \times 構造解析係数 γ_a

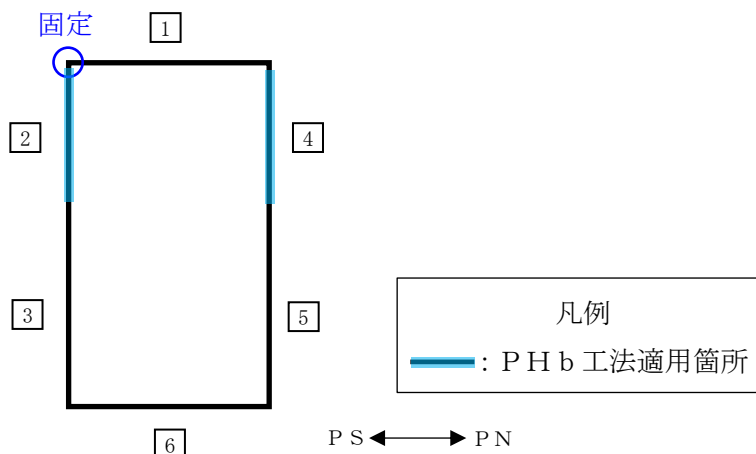


図 3-12 評価位置

(参考) 1-15

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 3-13、概略配筋図を図 3-14 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。

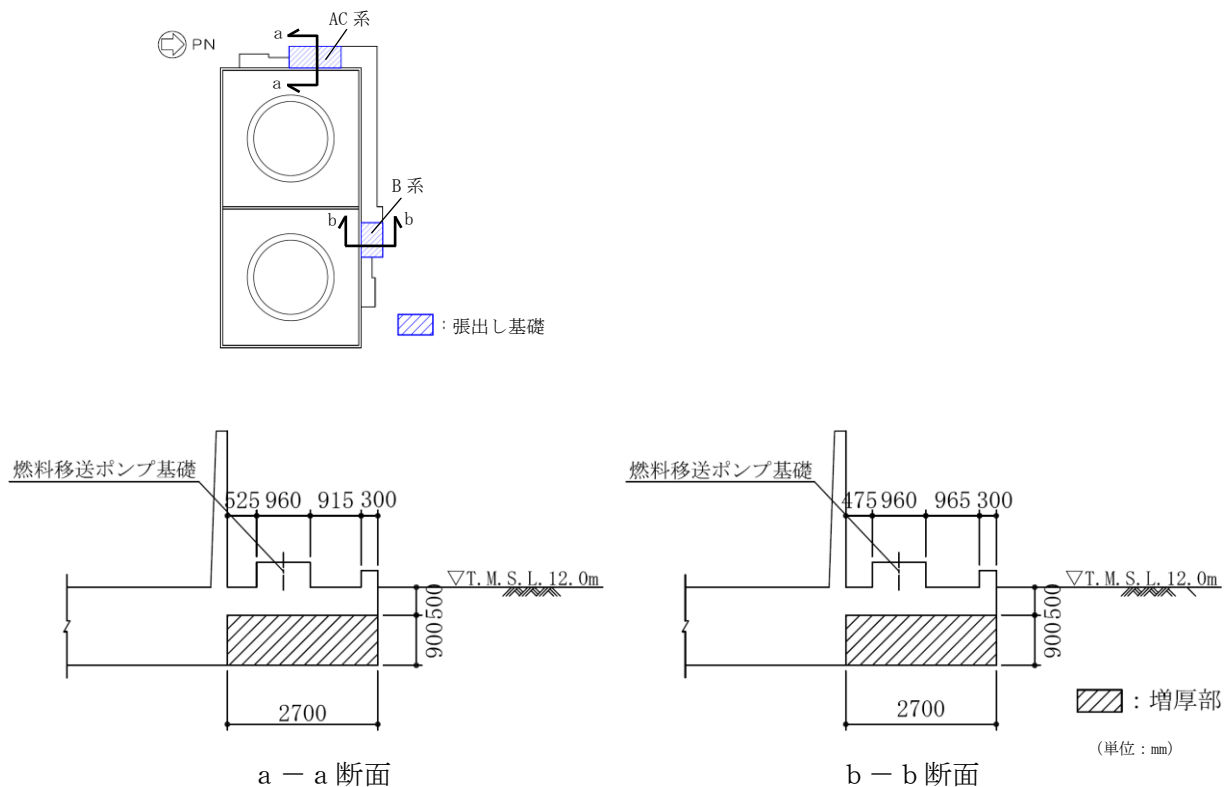


図 3-13 張出し基礎の構造図

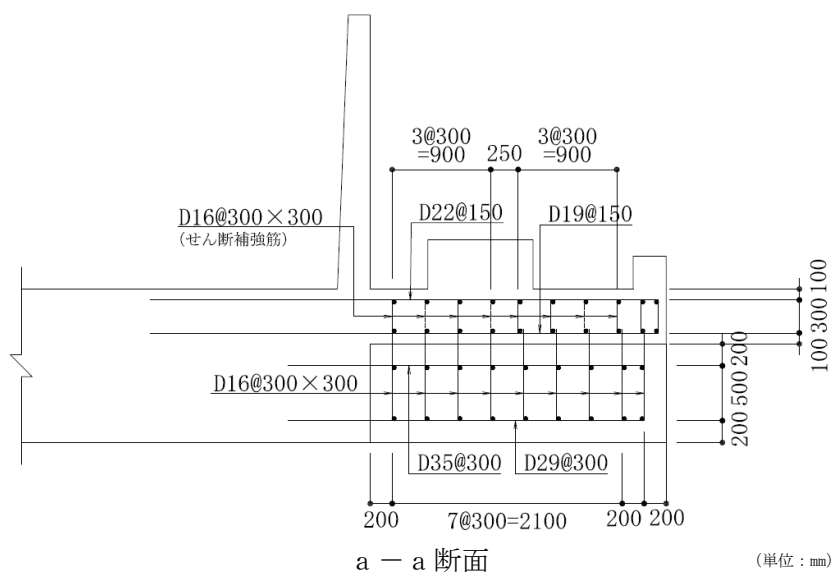


図 3-14 張出し基礎の概略配筋図*

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 3-15 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。

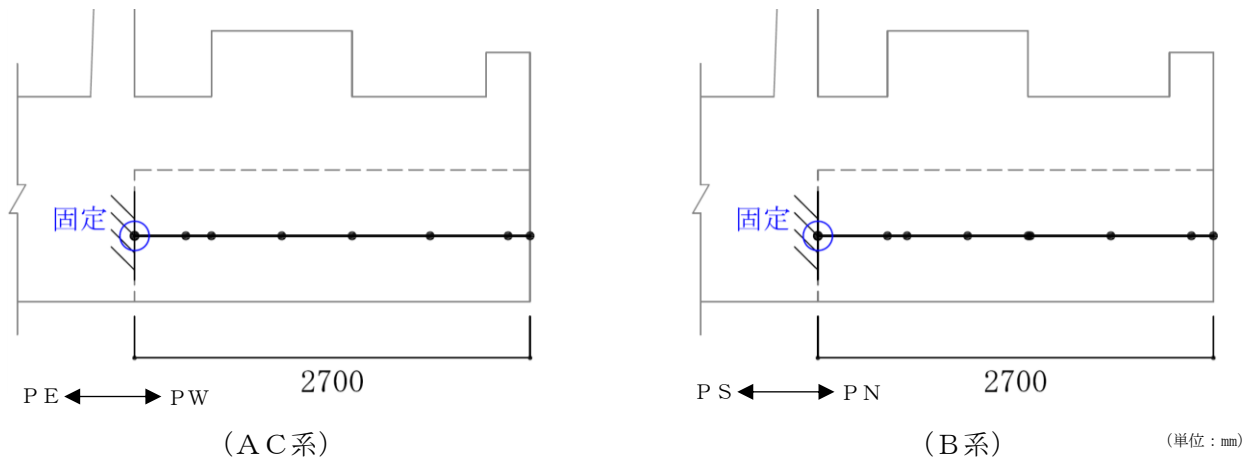


図 3-15 張出し基礎の解析モデル

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 3-16～図 3-18 に示す非線形特性及び履歴特性を考慮する。

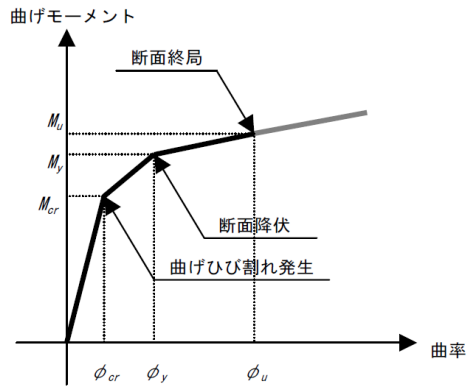


図 3-16 張出し基礎のM- ϕ 関係

(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)

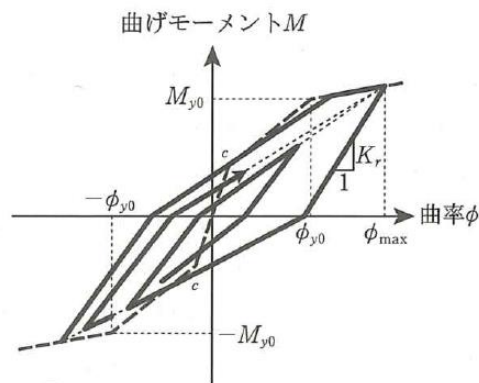
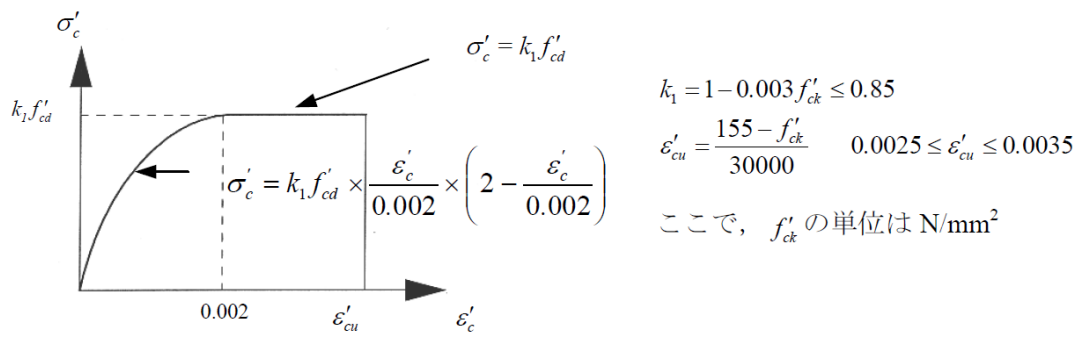
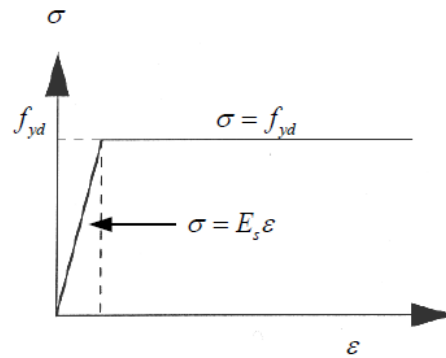


図 3-17 鉄筋コンクリート部材の履歴特性

(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 3-18 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 3-19 に示す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とする。

当該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、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 3-11 に示す。

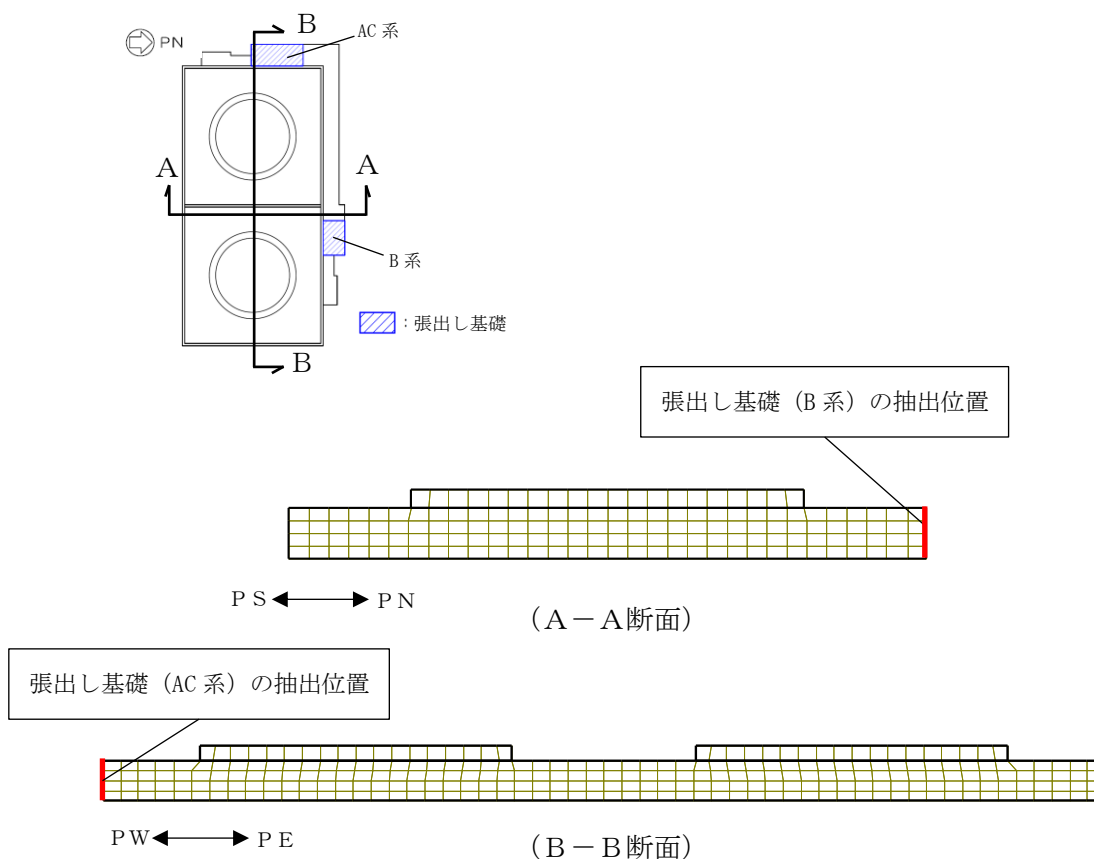


図 3-19 照査用震度を設定するための加速度抽出位置

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

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 3-21 に示す。

要素応力を抽出するための解析ケースは，「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，全時刻歴における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 3-13 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 3-22 に示すとおり作用させる。

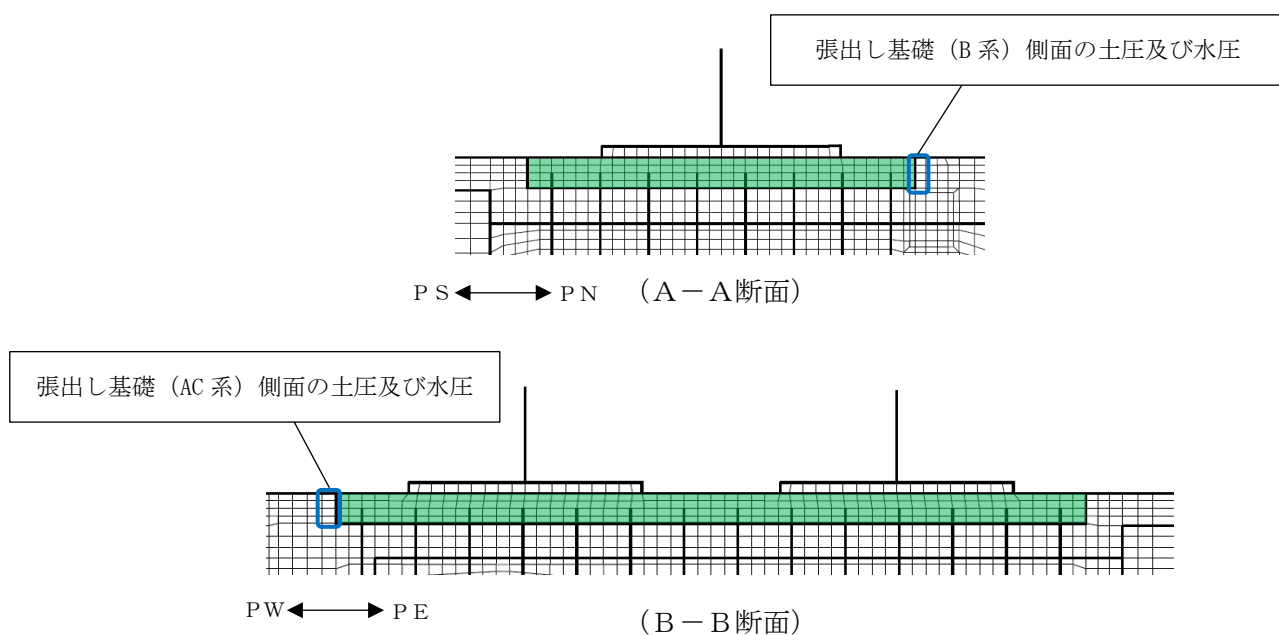


図 3-21 基礎版側面の土圧及び水圧の抽出位置

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)
AC系	⑤	Ss-8++	6.9	25.6	32.5
B系	⑤	Ss-8++	28.6	44.4	102.2

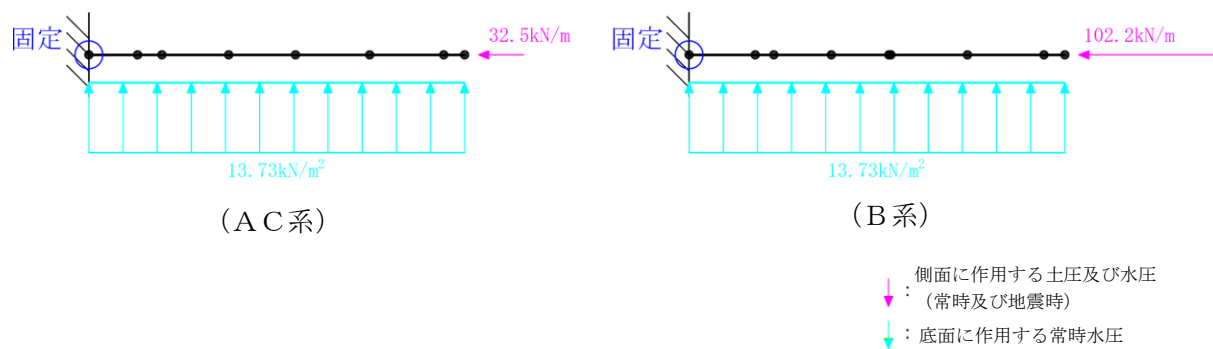


図 3-22 土圧及び水圧の作用位置

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 荷重方向

荷重方向については，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。荷重ケース一覧を表 3-14 に示す。

表 3-14 荷重ケース一覧

荷重ケース	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

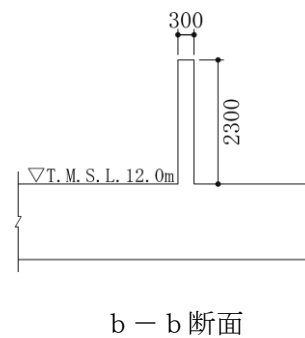
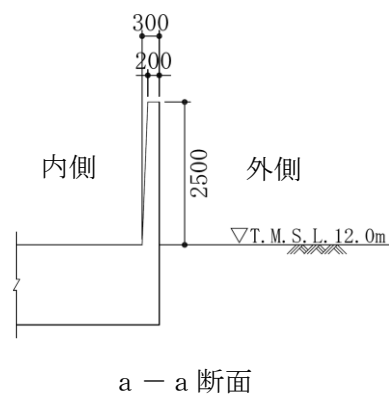
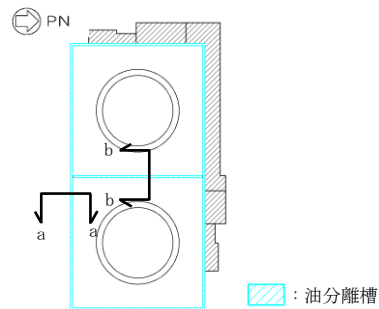
位置	载荷ケース	照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
AC系	ケース1	176	646	0.28
B系	ケース1	165	662	0.25

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

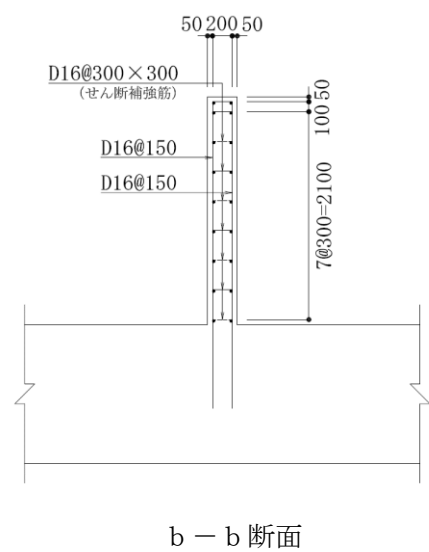
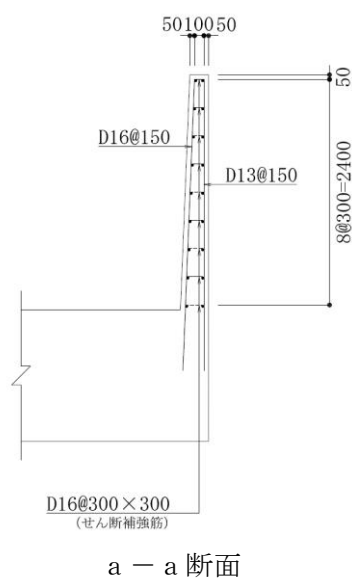
3.3.1 構造概要

防油堤の構造図を図 3-23、概略配筋図を図 3-24 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 3-23 防油堤の構造図



(単位 : mm)

図 3-24 防油堤の概略配筋図

3.3.2 解析モデル

図 3-23 に示す構造図に基づき、防油堤の解析モデルを

図 3-25 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。

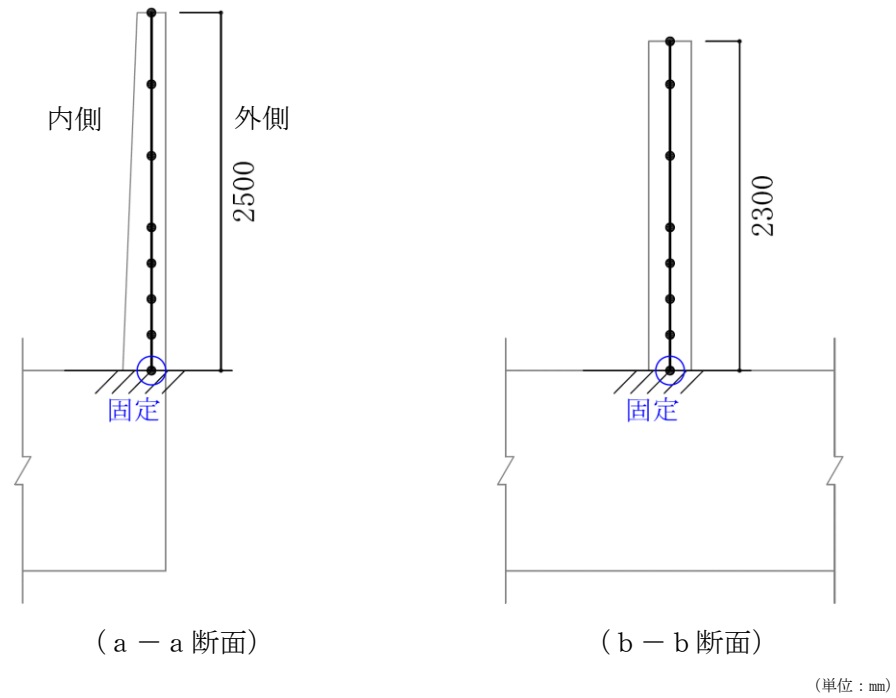


図 3-25 防油堤の解析モデル

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 3-26～図 3-28 に示す非線形特性及び履歴特性を考慮する。

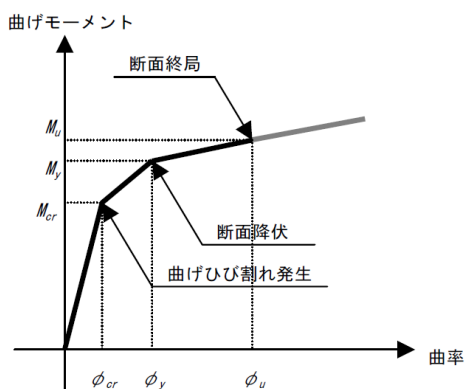


図 3-26 防油堤のM-φ関係

(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)

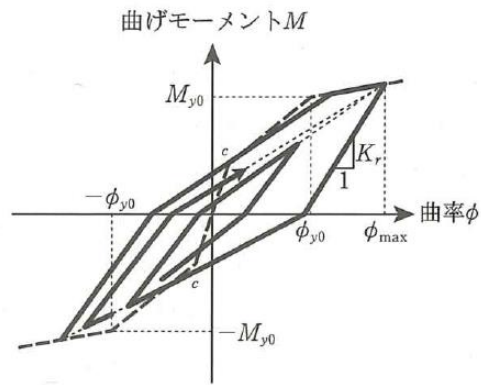
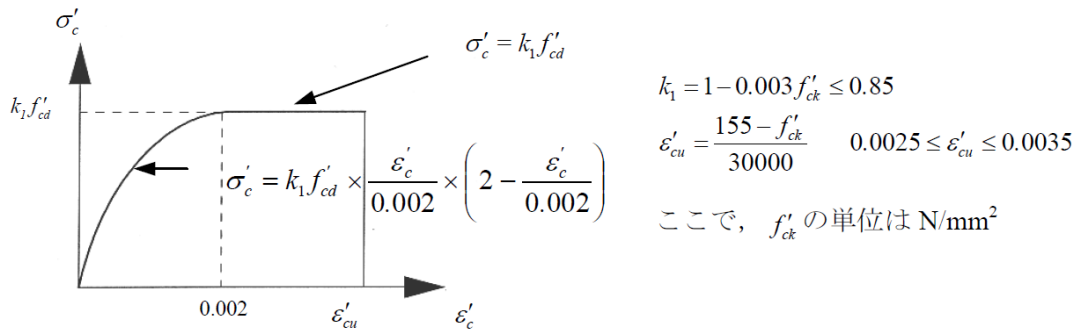
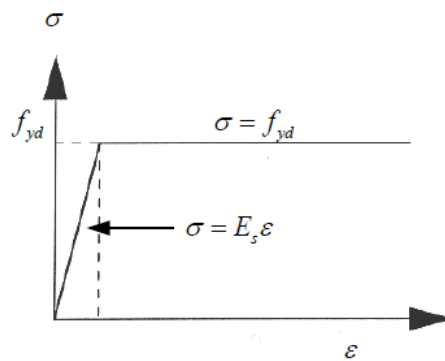


図 3-27 鉄筋コンクリート部材の履歴特性

(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 3-28 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 3-29 に示す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、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とする。

当該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、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 3-19 に示す。

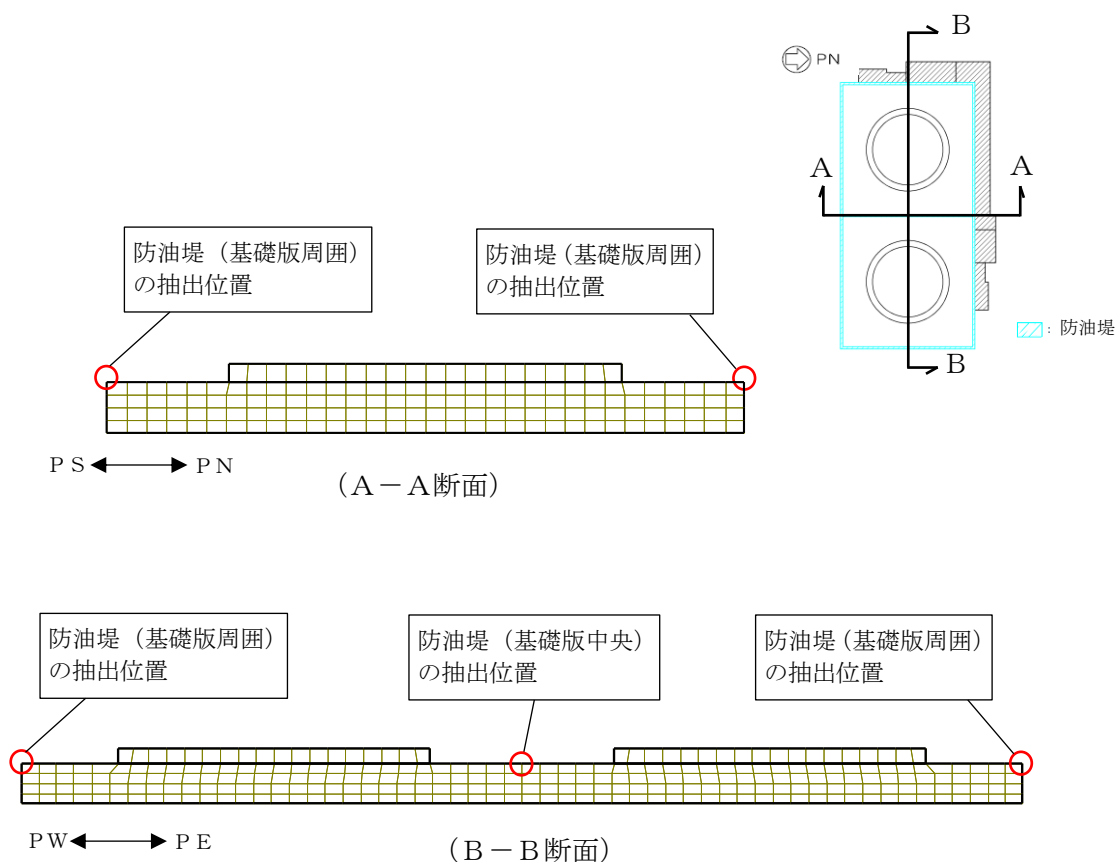


図 3-29 照査用震度を設定するための加速度抽出位置

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。

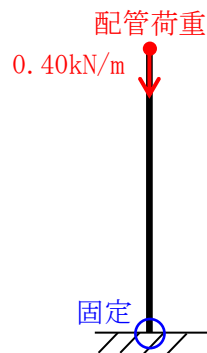


図 3-30 積載荷重の作用箇所

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 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 荷ケース一覧 (基礎版周囲)

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。

(参考資料 1 添付資料) 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋工法の適用性について

1. 概要

軽油タンク基礎の付帯設備である張出しダクトについては、後施工プレート定着型せん断補強鉄筋 (Post-Head-bar) (以下「PHb」という。) 工法によるせん断補強を実施している。

本項では、張出しダクトに対して、PHb工法の適用性を確認する。

2. PHb工法について

2.1 PHb工法の適用範囲

張出しダクトのPHb工法の適用範囲を図 2-1 に示す。図 2-1 に示す通り、張出しダクト側壁上部の範囲でPHb工法によるせん断補強を実施している。

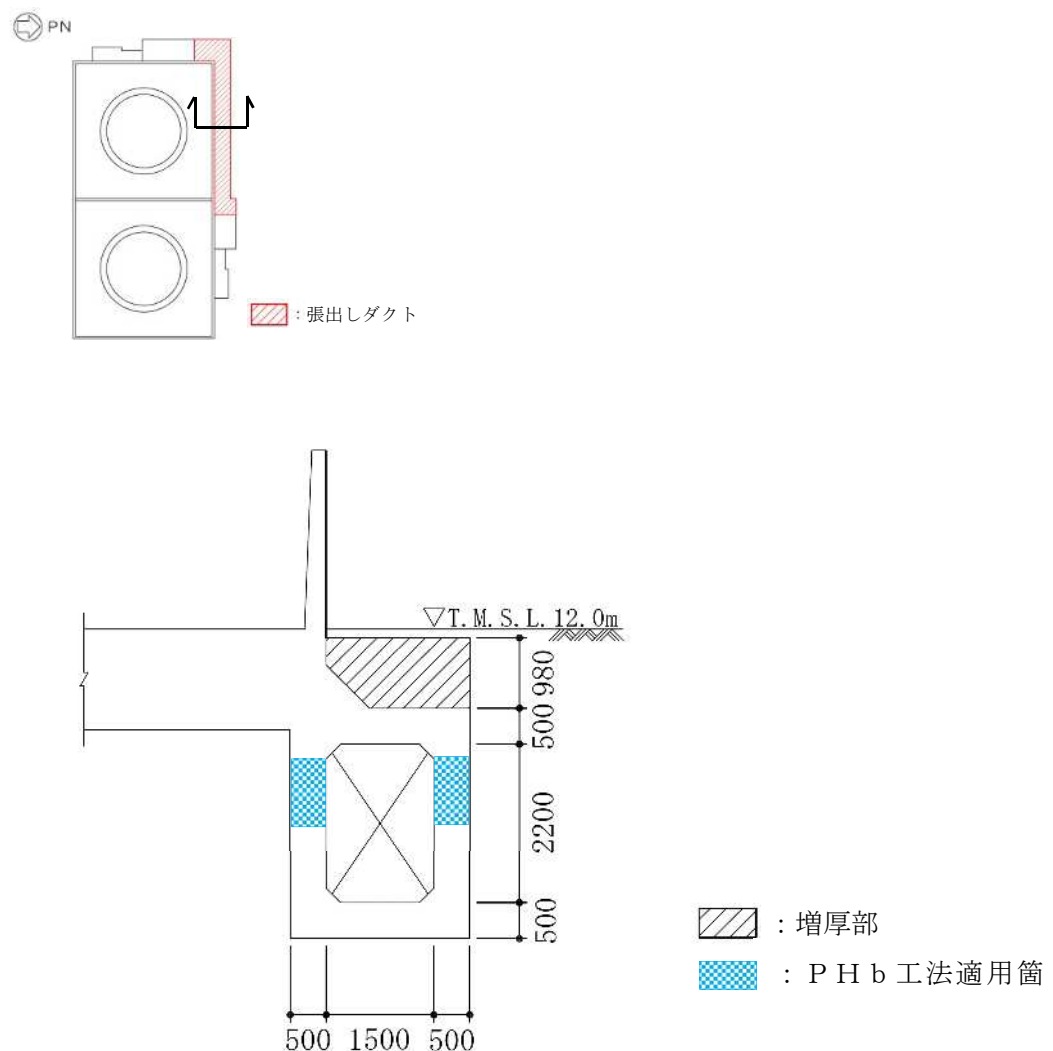


図 2-1 張出しダクトにおけるPHb工法の適用範囲

2.2 PHb工法の概要

1980年以前の土木学会コンクリート標準示方書に従って設計した構造物は、せん断補強鉄筋量が相当に少なく設計されていることから、現在の耐震設計法において部材のせん断耐力が不足することが想定される。そのような共用中の鉄筋コンクリート構造物にせん断補強を行うための工法が後施工タイプのプレート定着型せん断補強鉄筋（PHb）工法である。PHb工法は、既設構造物の表面からドリルで削孔を行い、その孔内にプレート定着型せん断補強鉄筋を差込み、充てん材で固定することにより、構造躯体と一体化をはかり、部材のせん断耐力を向上させる工法である（図2-2参照）。

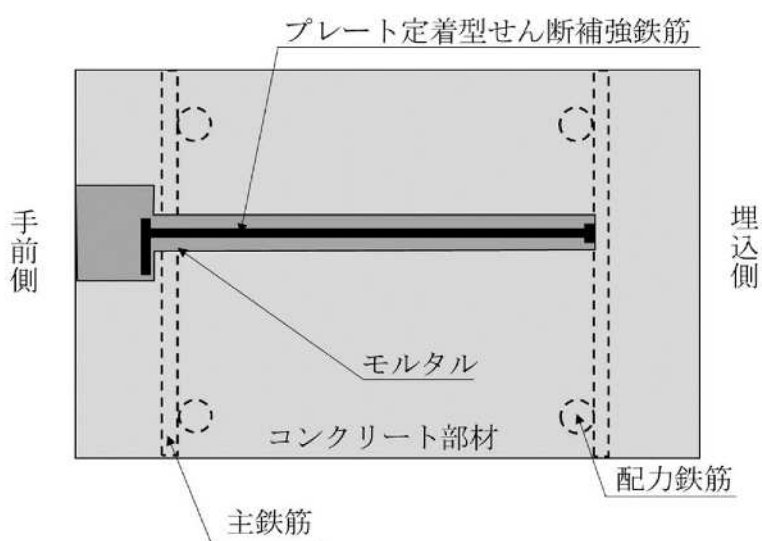


図 2-2 PHb工法の模式図

3. 建設技術審査証明報告書の概要

3.1 PHb工法の建設技術審査証明報告書の位置付け

PHb工法については、「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」」（以下「建設技術審査証明報告書」という。）に適用範囲及び設計方法が示されている。

本工法は、添付資料「建設技術審査証明書」のとおり、高度な技術を有する第三者機関である一般財団法人土木研究センター（以下「PWR C*」という。）により審査証明を受けており、試験データを用いて、PHbが受け持つせん断耐力の算定方法において、PHbの規格降伏強度を使用して求めた値に対し、適用部材の軸方向鉄筋間隔及びPHbの埋込側の必要定着長から評価される有効係数を乗じたものとして評価できることが確認されている。ただし、有効係数の上限値は0.9としている。なお、建設技術審査証明報告書では、片側からしか補強施工できない部材について、PHbを設置する手順を設定し、この工事に必要な施工要素（補強設計に基づくPHbの配置、PHb配置位置での削孔方法、削孔内へのPHbの固定方法、PHb設置後の仕上げ等施工性）を確認しており、それぞれの要素に対して施工上の考慮を示すなど施工性に関しても審査対象となっている。

また、建設技術審査証明報告書では、「設計・施工マニュアル」が添付され、材料及び施工に関する事項が示されている。

注記 *：PWR Cは、国土交通大臣認可の公益法人として国土建設技術の発展向上に寄与することを目的に設立された公益法人組織であり、土木に関して、河川、道路、土質・地盤、施工、橋梁等、幅広い分野にまたがる研究開発と調査研究の受託、さらに開発された技術の普及及び技術支援に取り組んでいる。PWR Cでは、建設技術審査証明事業を行っており、当該審査証明技術について学識経験者及び当センターの専門技術者による「審査証明委員会」を設け、開発の趣旨、開発目標および技術内容、既存の技術との対比、実績等について審査を行っており、高度な技術を有し、十分な信頼性を有した第三者機関である。

3.2 建設技術審査証明報告書におけるPHb工法の適用範囲

本工法は、地震時の変形量が限定される地中構造物等、背面に地盤などがあり片側からしか施工できない制限を有する既設コンクリート構造物に対して、後施工によるせん断補強の目的で用いる。PHbが受け持つせん断耐力は鉄筋の材質（SD295, SD345, SD390）、径（D13～D32）毎に定め、その値は、先施工のせん断補強鉄筋の最大0.9倍で評価可能である。

堰、水門、橋台や橋脚等の既設の半地下及び地上構造物に適用する場合には、地中構造物の場合と同様にせん断補強の目的で用いるものとし、現状で曲げ破壊モードにある構造物の変形性能の更なる改善を目的とする補強に用いてはならない。その適用に際しては変形の応答値を評価して使用する必要がある。

3.3 建設技術審査証明報告書におけるPHb工法の設計方法

3.3.1 後施工によるせん断耐力

本工法では実験により性能を確かめることで、設計方法等を設定している。張出しダクトに適用されている片端矩形プレート型のせん断補強効果の確認に関するもので、仕様等が比較的類似している実験について、概要を次にまとめた。

(1) 実験方法

本工法を用いた設計でPHbのせん断耐力への寄与分を確認するために、はり試験体の正負交番繰返し静的加力試験（せん断破壊モード試験体）を実施することによりPHbを用いて補強することによるせん断耐力の向上の確認が行われている。

試験に用いられた試験体の諸元一覧を表 3-1 に示す。

シリーズ1の実験では、せん断補強筋のないはり試験体（CASE1）及び異なる量のPHbによりせん断補強を行ったはり試験体（CASE2, 3）に対して正負交番繰返し加力試験を行った。

シリーズ2の実験では、シリーズ1のCASE2と同じ補強条件の試験体（CASE4）、CASE4のPHb先端の埋込み深さを埋込側の主鉄筋前面から5mm手前に留めた試験体（CASE5）、CASE5のPHbの鉄筋量を1.5倍（3列補強）とした試験体（CASE6）に対して、各々交番繰返し加力試験を行った。

シリーズ3の実験では、PHbを配置しないはり試験体1体（CASE3-1）、太径（D29・SD345）のPHbを設置したはり試験体2体（CASE3-2, CASE3-3）、せん断スパン比が小さいはり試験体1体（CASE3-4）、及びPHbを千鳥配置した試験体（CASE3-5）に対して正負交番繰返し加力試験を行った。

シリーズ4の実験では、高強度（D25・SD390）のPHbを設置したはり試験体（CASE4-1）に対して、正負交番繰返し加力試験を行った。シリーズ3と4では、PHbの径及び強度以外の配筋条件は同じである。

試験体及び補強方法を図 3-1 に、載荷要領を図 3-2 に示す。

表 3-1 各ケースの試験体の諸元
(建設技術審査証明報告書より引用)

--



図 3-1 セン断耐力向上性能試験の試験体の種類と補強方法（抜粋）
（建設技術審査証明報告書より引用）

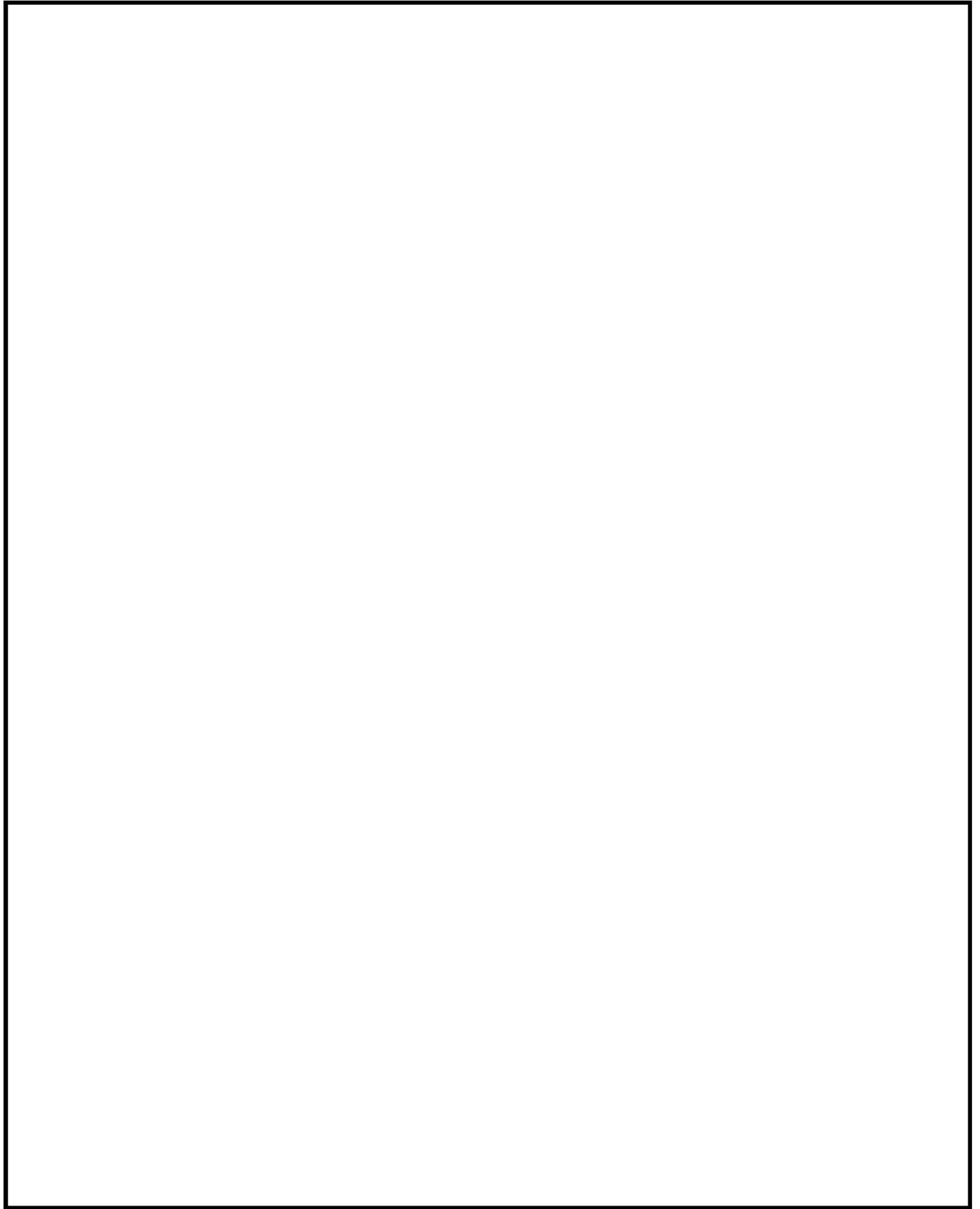


図 3-2 せん断耐力向上性能試験の荷重要領
(建設技術審査証明報告書より引用)

(2) 実験結果

(1)の実験結果を図 3-3 に示す。PHbの有効係数は、PHbを通常のせん断補強鉄筋とみなして求められるせん断耐力(V_s)に対してPHbが分担できるせん断耐力の比率である。有効係数の算定において、コンクリートが分担するせん断力(V_c)はコンクリート標準示方書(安全係数 1.0)に基づく場合と、実験での斜めひび割れ発生時のせん断力を用いた場合について算定した。CASE2 については、载荷装置の制御が不十分で大変位時に偏荷重が作用した実験条件上の理由により、検討ケースから除外した。これは、本来は2点の载荷点に均等に荷重がかかることで実験せん断耐力を(左右の合計荷重)/2より算出していたが、CASE2 については、左右で作用荷重が異なっていたため、他の実験データと比較することが不適切と判断したことによる。

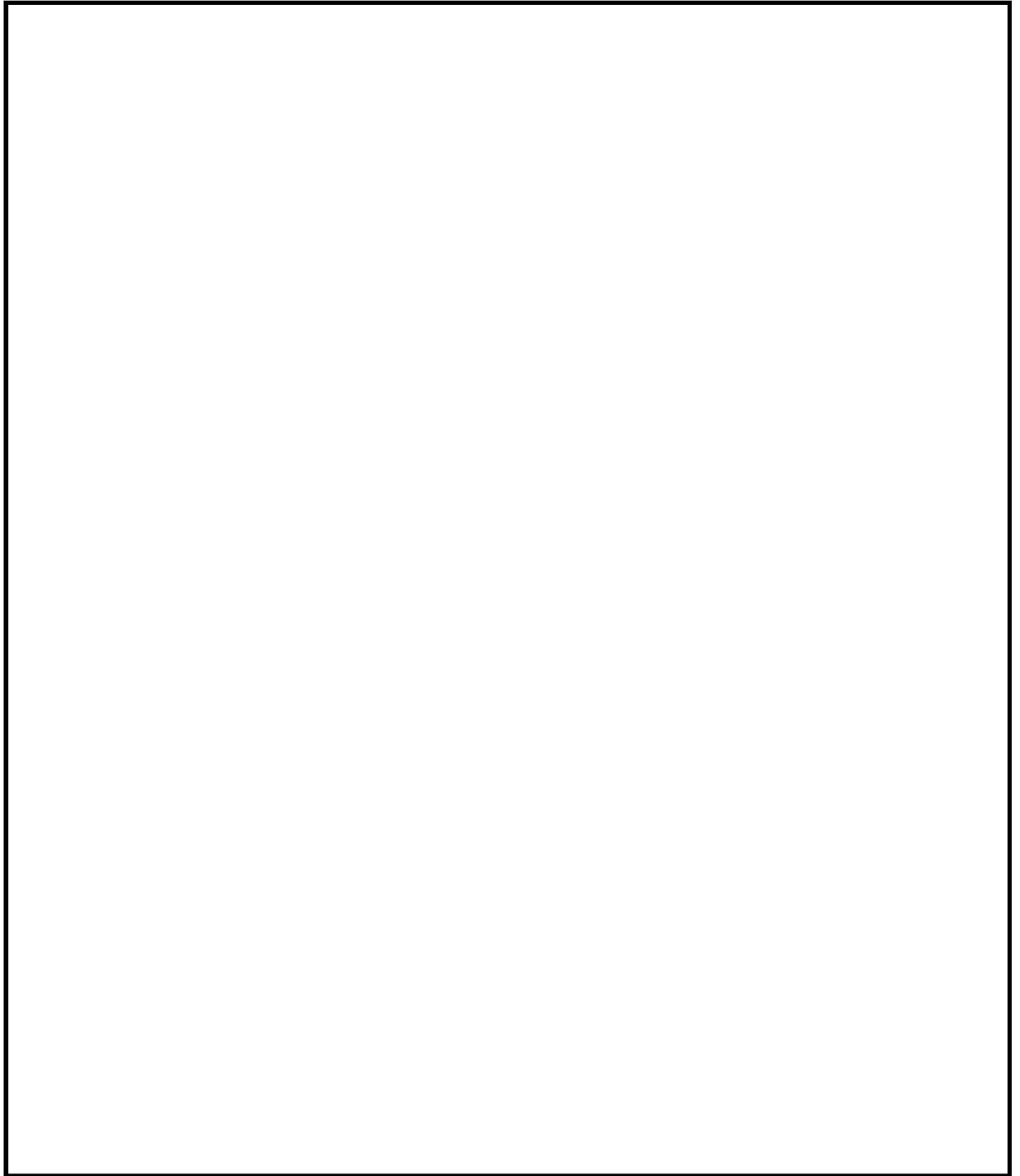


図 3-3 実験結果一覧
(建設技術審査証明報告書より引用)

(3) PHbのせん断補強の考え方

せん断補強鉄筋の降伏時におけるせん断抵抗力 V_s は、トラス理論(斜めひび割れの発生角度 $\theta=45^\circ$)によると式(1)で与えられる。

$$V_s = A_w \cdot f_{wy} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot z / s \quad \dots \dots \dots (1)$$

- ここに、 A_w : 1組のせん断補強鉄筋の断面積
- f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏強度
- α : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度
- z : 曲げモーメントによって生じるコンクリート圧縮応力の合力作用位置から引張鋼材図心までの距離(一般に $z=d/1.15$ としてよい)
- d : 有効高さ
- s : せん断補強鉄筋間隔

ただし、PHbは通常の方法とは異なり、既設構造物を後からせん断補強するため、主鉄筋を取り囲んだ定着が不十分であり、コンクリート標準示方書のせん断耐力式におけるせん断補強鉄筋が負担するせん断力 V_s を全て見込むことは困難であると考えられる。そこで、PHbの主鉄筋に対する定着の不十分性を、通常のせん断補強筋が主鉄筋位置で破断したものと仮定し、アルカリ骨材反応を受けて破断したせん断補強鉄筋のせん断耐力評価に用いるのと同じ方法(参考文献:土木学会アルカリ骨材反応対策小委員会報告書, 2005.9)により検討する。

せん断補強鉄筋が破断した場合は、定着不良が生じ斜めひび割れに交差する鉄筋がすべりなどの影響で定着区間において全強度を発揮できないために、せん断補強効果が低下すると考えられる。この効果を以下のように考慮し、定着不良が生じた場合のせん断耐力をトラス理論により評価する。

斜めひび割れに交差するせん断補強鉄筋を考えたとき、斜めひび割れが破断位置にある場合は、そのせん断補強鉄筋はせん断力を負担することができず、一方、破断位置から定着長さ l_y 以上離れた位置に斜めひび割れがあるせん断補強鉄筋では、付着作用により十分な定着性能が確保されていると判断され、降伏強度相当のせん断力を負担できると仮定した。また、破断位置から定着長さ l_y 以下の範囲に斜めひび割れがあるせん断補強鉄筋は、ある程度のせん断力は負担できるが定着性能が低下しているため、一部のせん断力のみが負担できると仮定した。

このとき、斜めひび割れからのせん断補強鉄筋の定着長さに従って伝達できる応力を線形で仮定したのが、図3-4に示す概念図である。縦軸はせん断補強鉄筋の降伏応力に対する伝達応力の比率を示し、横軸は主鉄筋間隔距離(斜めひび割れの発生角度が 45° のとき $c=d-d'$)に対する斜めひび割れに交差するせん断補強鉄筋までの距離(x)の比率を示す。斜めひび割れに交差するせん断補強鉄筋の平均化した負担応力($\beta_{aw} \cdot f_{wy}$)は伝達応力分布の面積として求められ、応力低下率を β_{aw} として式(2)で表すことができる。

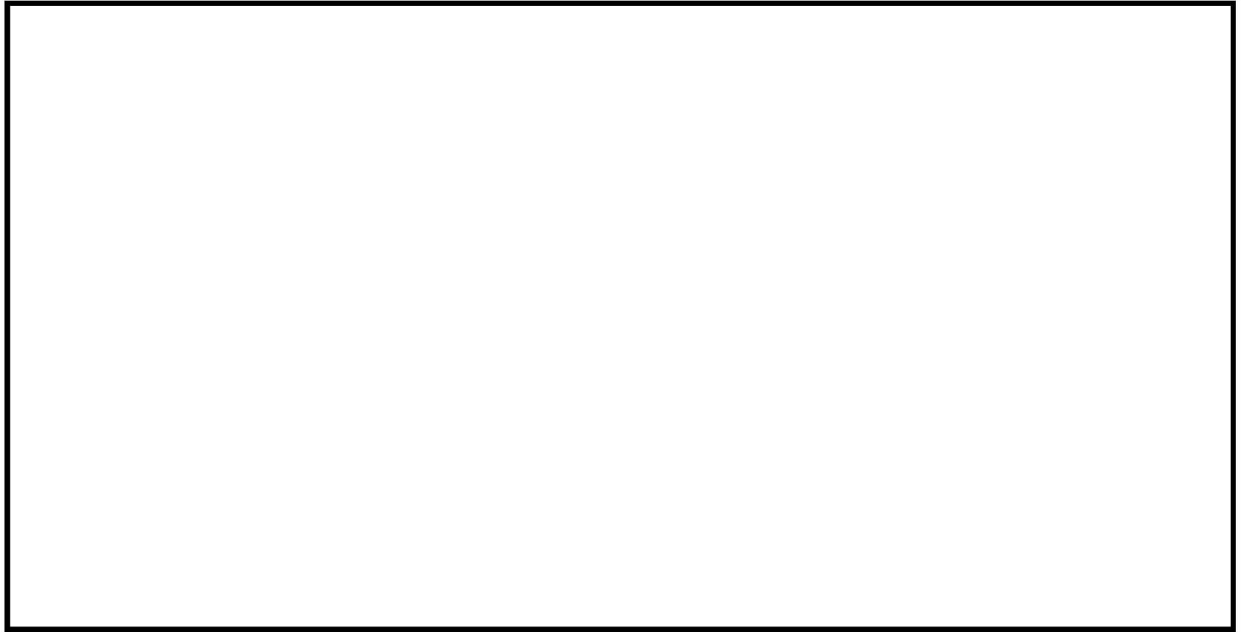


図 3-4 斜めひび割れ内の破断したせん断補強鉄筋応力
(建設技術審査証明報告書より引用)

この考え方をPHbに適用し、PHbが分担できるせん断力の有効係数を算定する。PHbの矩形プレート側においては、矩形プレートによりせん断補強鉄筋材端まで定着が確保されており、PHbの円形プレート側では、斜めひび割れからせん断補強鉄筋材端までの長さ l_y と所定の定着長 l_d の関係により伝達可能な応力が変化するため、PHbが伝達できる応力分布は図 3-5 に示すような分布となる。よって、圧縮鉄筋と引張鉄筋間距離 $(d - d')$ が定着長さ l_y より大きいとき、有効係数 β_{aw} は図 3-5 に示す伝達応力分布の面積として、式 (2) により算出することができる。なお、圧縮鉄筋と引張鉄筋の距離 $(d - d')$ がPHbの定着長さ l_y 以下となるとき、せん断補強鉄筋の伝達応力分布は図 3-5 と異なるため式 (2) は適用できないが、そのような部材厚への適用は除外し、ここでの定式化は省略する。図 3-4 及び図 3-5 を比較した図を図 3-6 に示す。

$$\beta_{aw} = 1 - \frac{l_y}{2(d-d')} \quad \text{ただし、} (d-d') > l_y \quad \dots \dots \dots (2)$$

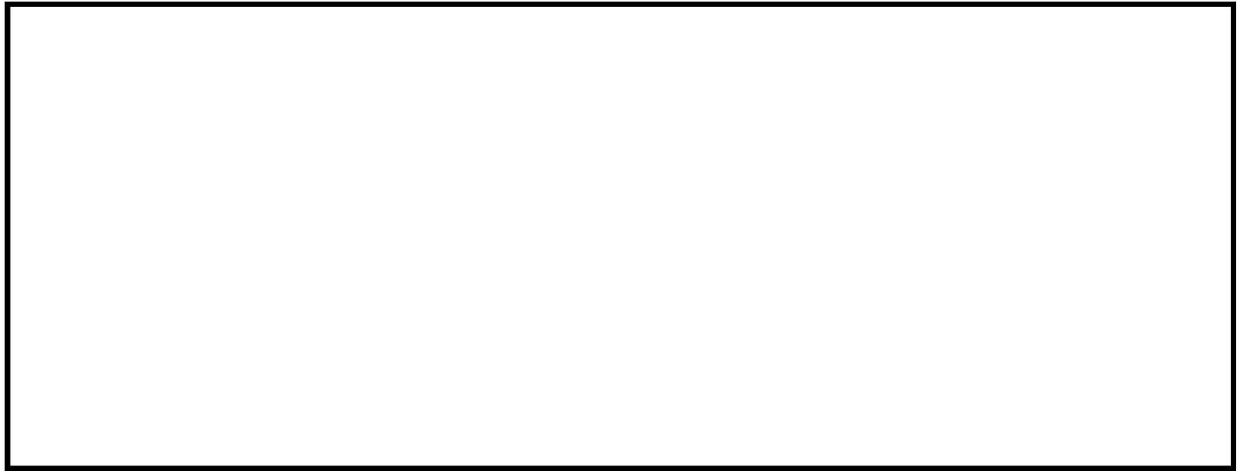


図 3-5 斜めひび割れ内の後施工せん断補強鉄筋応力（片端矩形プレートの場合）
（建設技術審査証明報告書より引用）

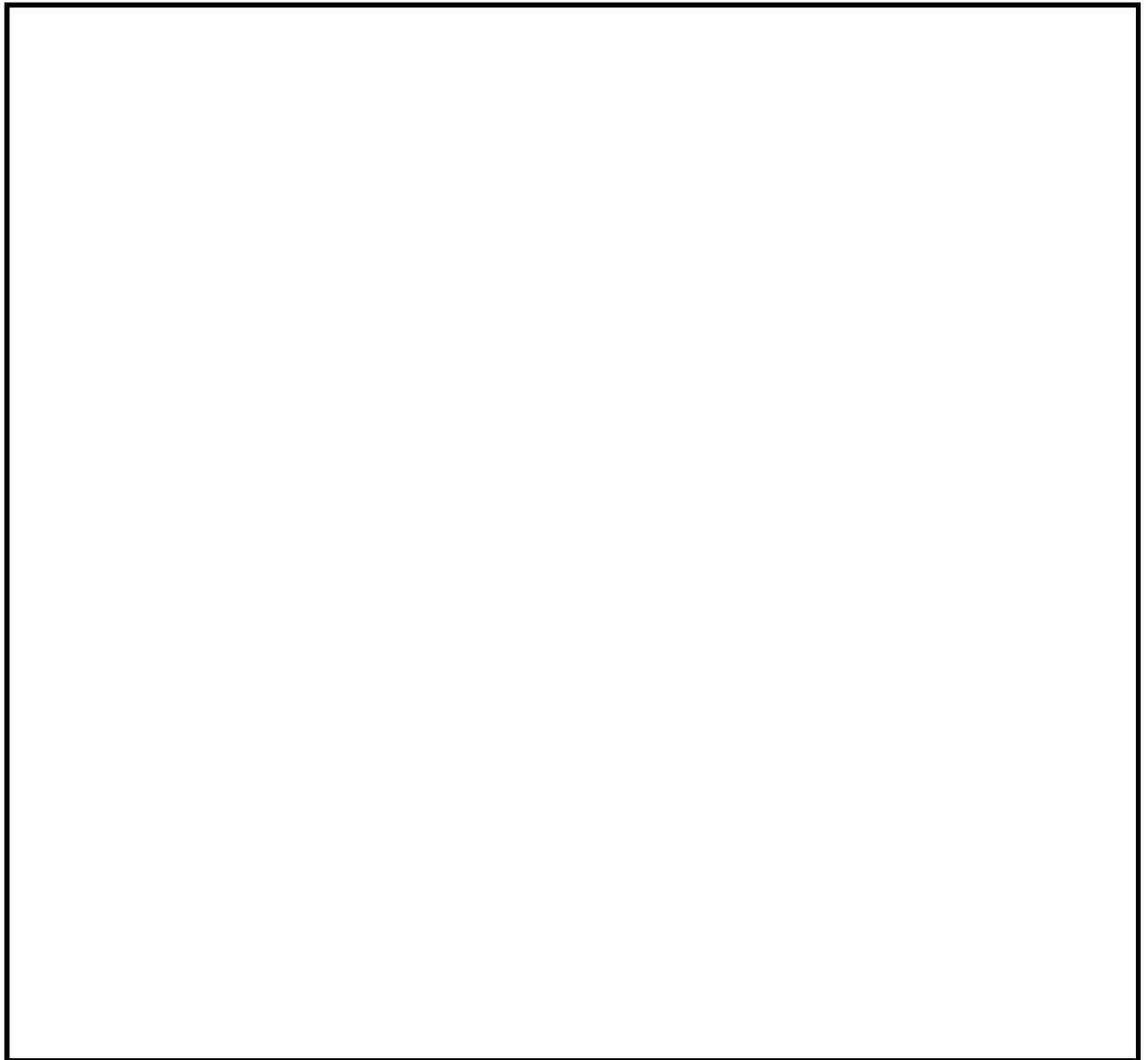


図 3-6 PHb と寸切り鉄筋の有効係数の比較

(4) 実験結果に基づくPHbによるせん断補強効果の評価

前述までの考え方及び適用範囲を検討するため、PHbによるせん断耐力の有効係数 β_{aw} を実験結果に基づいて評価する。

式(2)にPHb埋込側の必要定着長及び補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔を代入して得られるせん断補強鉄筋の有効係数 β_{aw} と、はり試験体による正負交番載荷試験の実験結果に基づき算出したせん断補強鉄筋の有効係数 β_{exp} を図3-7に比較して示す。ここで、太径鉄筋(SD345・D29)のPHbを並行配置したCASE3-2, 3-3については、試験体仕様及び載荷条件が同一であることから平均した有効係数を示している。

これより、載荷装置の制御が不十分だったCASE2を除き、実験より得られた有効係数 β_{exp} は、いずれのケースも式(2)により算定される有効係数 β_{aw} の値と同等以上である。補強設計におけるせん断耐力の算定においては、コンクリート標準示方書に準じてコンクリート及びせん断補強鉄筋に関する部材係数 γ_b をそれぞれ1.3, 1.1とすることから、PHbにより後施工された部材のせん断耐力をPHbの円形プレート側の定着長から算出される有効係数を用いて安全側に評価することができる。

図3-8には式(2)より得られる圧縮鉄筋と引張鉄筋との間隔と有効係数 β_{aw} の関係を示す。この図を用いることで、既設構造物の配筋に基づきPHbの有効係数を求めることができる。ただし、この算定方法では壁厚が大きくなるにつれて有効係数が1.0に近づいていくが、今回の実験では大きな壁厚部材に関して確認ができていないことから、有効係数の上限値は0.9とする。



図3-7 PHbの有効係数の比較_CASE2~CASE4-1のみ
(建設技術審査証明報告書より引用)

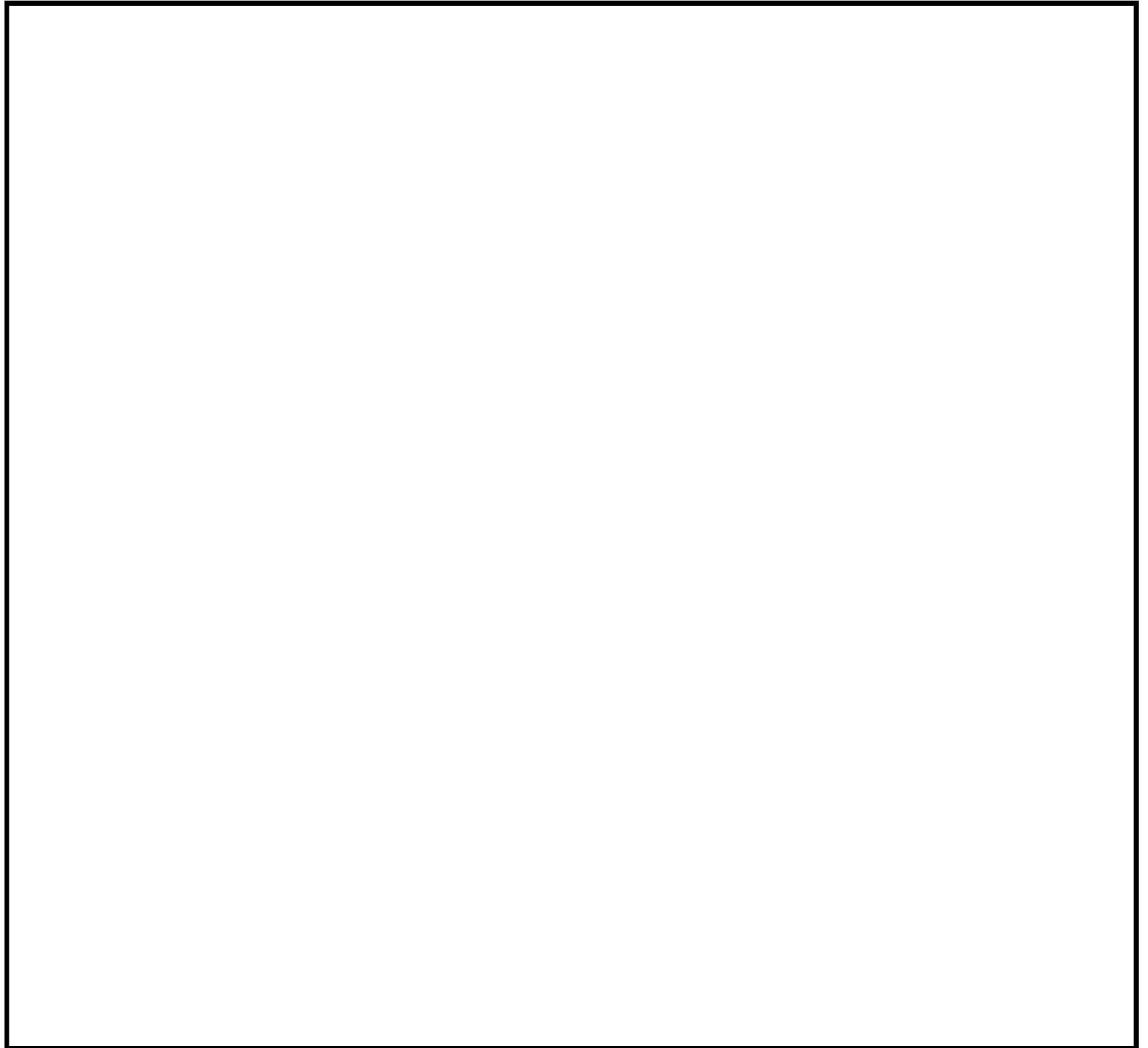


図 3-8 圧縮鉄筋と引張鉄筋との間隔と有効係数の関係（片端矩形プレートの場合）
（建設技術審査証明報告書より引用）

3.3.2 使用材料・許容応力度・強度

実験を元にした本設計法では、図 3-9 に示すとおり使用材料を定めている。今回の設計でも、これらに適合する使用材料・許容応力度・強度を用いて設計する。



図 3-9 (1) 使用材料・許容応力度・強度
(建設技術審査証明報告書より引用) (1/3)

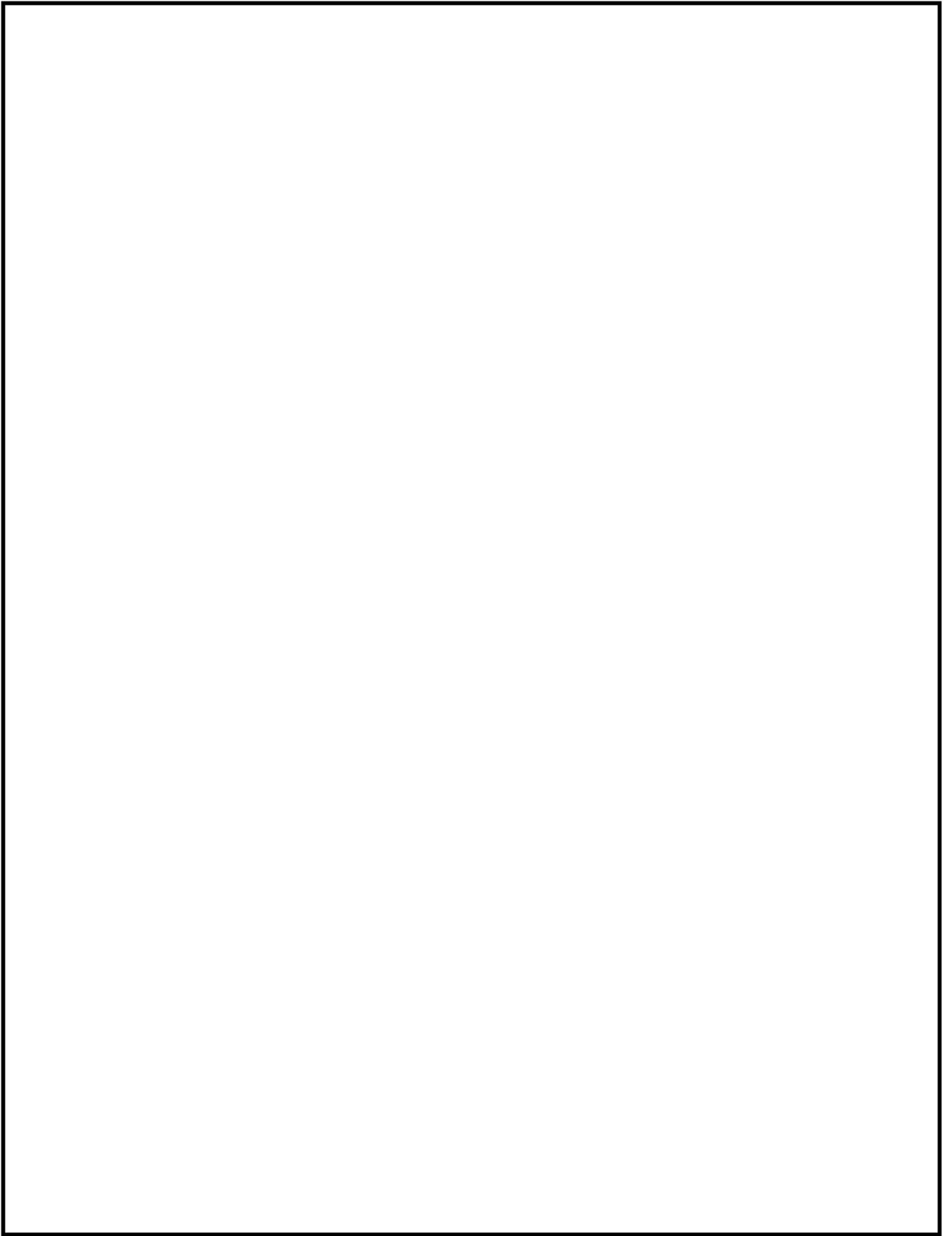


図 3-9 (2) 使用材料・許容応力度・強度【片側矩形プレート型】
(建設技術審査証明報告書より引用) (2/3)



図 3-9 (3) 使用材料・許容応力度・強度
(建設技術審査証明報告書より引用) (3/3)

3.3.3 構造部材の評価

3.3.1 で示した基本的考え方に基づき、図 3-10 で示すコンクリート標準示方書の考え方を準用した設計式を用いてせん断耐力を定めている。

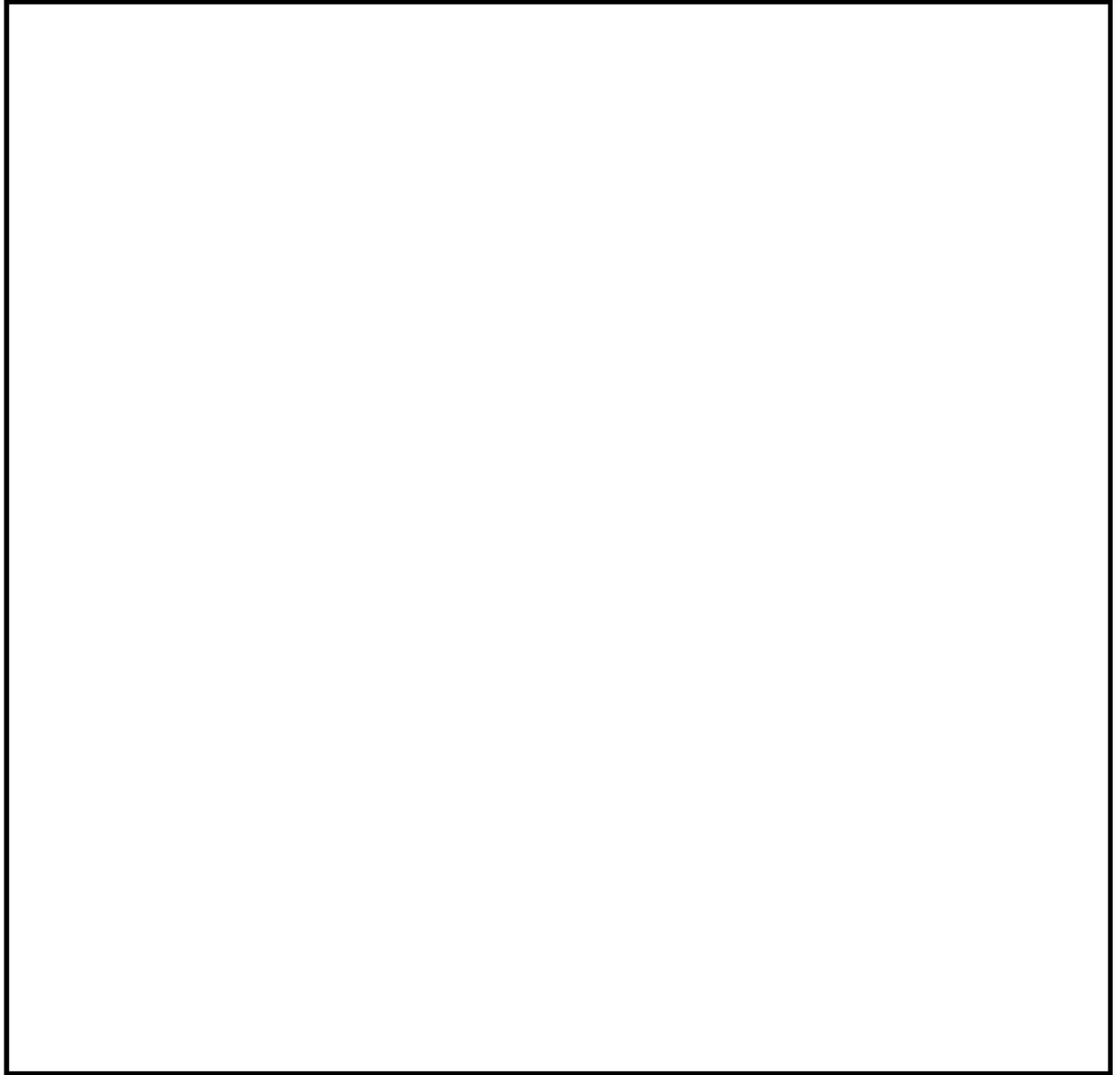


図 3-10 補強された RC 部材のせん断耐力算定式（棒部材式が適用される部材）
(建設技術審査証明報告書より引用)

3.3.4 構造細目

本設計方法では、想定外の破壊形式をとらない様に、図 3-11 で示す構造細目を定めている。

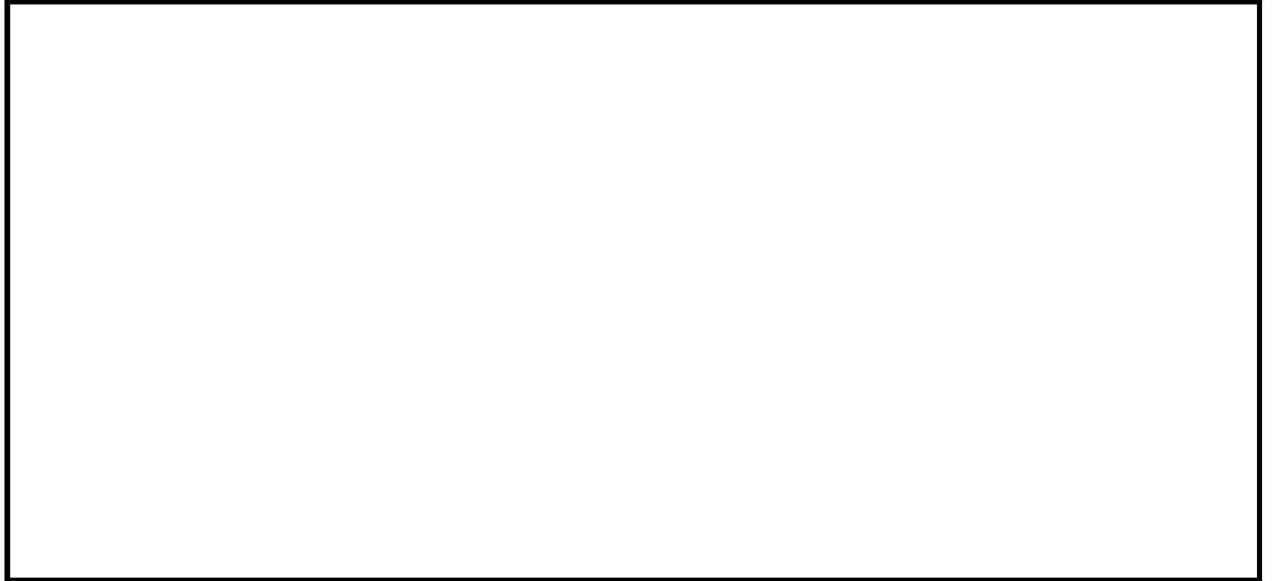


図 3-11 構造細目（建設技術審査証明報告書より引用）

3.4 建設技術審査証明報告書における施工性の確認

建設技術審査証明報告書では、施工性に関して、片側からしか補強施工できない部材に対してもせん断補強できることを、試験施工等に基づき確認している。確認にあたっては、図 3-12 に示すとおり PHb を設置する手順を設定し、この工事に必要な施工要素に対して施工性を確認している。各施工要素に対する施工性の確認内容について、概要を下記に示す。

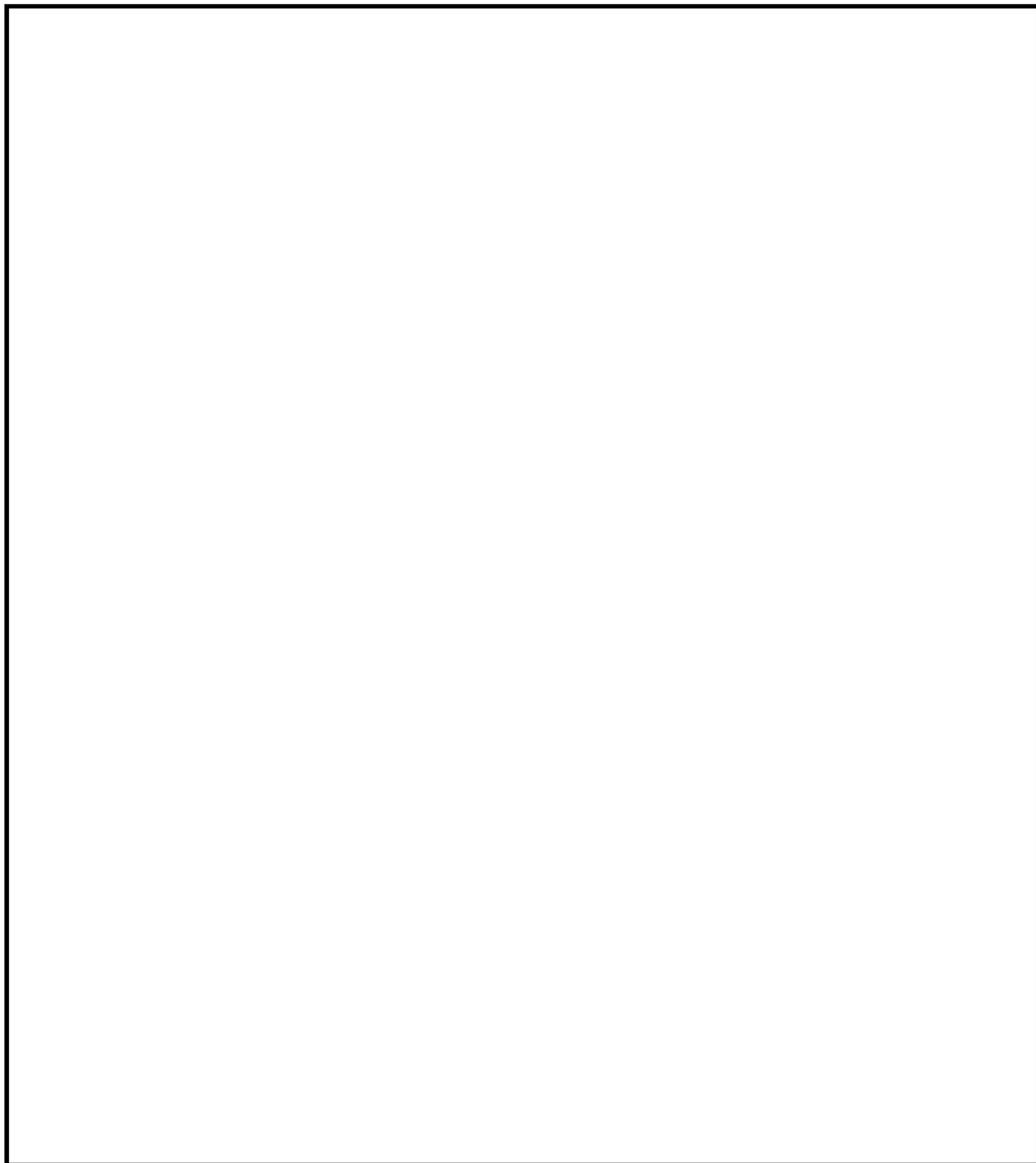


図 3-12 PHb の施工手順（建設技術審査証明報告書より引用）

3.4.1 補強設計に基づくPHbの配置

PHbを挿入するためには、補強対象部材の手前側に設置されている主鉄筋・配力鉄筋を避けた場所に削孔位置を定める必要がある。例えば、電磁波レーダ法を使用すれば、部材手前側の配筋の探査は容易であるので、当該主鉄筋、配力鉄筋を避けての削孔位置の決定が可能である。

3.4.2 PHb配置位置での削孔方法

削孔はPHbドリルなどにより行う。PHbドリルによる削孔は、以下のような特徴がある。

- ・切削ではないので、鉄筋を切断することがない（鉄筋に当たった時点で停止可能）。
- ・ロッドの向きと貫入深さが作業中に分かるので、削孔方向と削孔深さの精度が確保できる。
- ・削孔内部が凸凹のある仕上がりとなる。高圧空気で清掃すれば異物の付着もない。
- ・コンプレッサによる空気圧で駆動するので、削孔部・制御部が軽量小型であり、人力による取り扱いが容易（1人で運搬、運転が可能で、かつ削孔位置の移動が容易）。駆動源であるコンプレッサは比較的大きいが、100m程度以上離れた位置に設置できる。
- ・ロッド長を短くすれば、さらに狭い空間で施工可能である。
- ・掘削速度が比較的速い。
- ・掘削に水を使用しない。
- ・削孔径および拡幅削孔径に対応した削孔ビットにより削孔が容易である。
- ・掘削屑を回収することができる。
- ・掘削反力が小さい（水平50kgf）ので、架台などの支保が軽微。

したがって、駆動源が入らない狭い空間で、水が流せないような環境においても、最小の作業員数で、比較的軽微な仮設により（あるいは仮設なしでも）効率の良い削孔が可能である。そして、既設の鉄筋を切断することなく精度の良い位置・方向に、所定の深さに削孔が可能で、かつ削孔内を凸凹で清浄に仕上げられる。すなわち、施工性とPHbを定着固定する性能の双方の観点からPHbドリル削孔は適した方法であると確認された。

3.4.3 削孔内へのPHbの固定方法

先充てん後挿入の場合、削孔内に先に充てん材を充てんした後にPHbを差し込むだけで、PHbの固定を完了する。削孔内面は、モルタル充てん直前に湿潤状態にするかあるいはドライアウト防止剤を散布し、充てん材が吸湿されないようにする。先充てん後挿入用の充てん材は、PHbモルタルを標準とするが、下向きの場合にはPHbグラウトを使用してもよい。

PHbモルタルの可塑性によって、削孔内からモルタルが垂れないので、この方法によって容易にPHbの削孔内への固定が可能であることを確認した。

充てん材がPHbモルタルであれば、削孔内に設置したPHbの先端定着部までグラウトが密実に充てんされ、PHbとコンクリート躯体が、一体となっていることを確認した。

PHbモルタルはプレミックス材料であり、施工現場では、所定量の水を混ぜてハンドミキサーで混合するだけで所定の性質のものが使用できる。所要のモルタル量も少量で、手押しのポンプで充てん可能であるので、最小限の設備と人員でのPHbの設置が可能である。

3.4.4 PHb設置後の仕上げ等施工性

先充てん後挿入については、充てん材をパッカー等で抑えて養生した後に、断面修復によって削孔部分の充てん復旧を行う。

また、先挿入後充てんにおいては、グラウト栓を取り除いた後に、断面修復材によって、削孔部分の充てん復旧を行う。

断面修復材もプレミックス品であり、施工現場において必要な量を即時に練り混ぜて作ることができる。施工も左官仕上げによるので容易である。断面修復の専用材料であるので、品質の信頼性は高い。なお、上向き施工においては落防止を考慮することが必要な場合には、材料の選定や補助工法について検討する。

4. 張出しダクトにおけるPHbの適用性確認

4.1 方針

PHb工法は建設技術審査証明報告書により後施工せん断補強方法としての有効性が証明されており、また、これまでに数多くの施工実績がある。PHb工法を張出しダクトに適用するにあたり、建築技術審査証明報告書、施工実績及び研究事例等から適用範囲を整理し、同施設の構造形式・諸元、地盤条件、使用環境、補強内容等が適用範囲に該当することを確認する。確認フローを図4-1に示す。

① 適用性確認項目の抽出

後施工によるせん断補強において、せん断補強効果に影響を与えられとされる項目を抽出する。その際、建設技術審査証明報告書に記載されている審査証明の範囲及び各種実験等から適用性確認項目を抽出する。

② 建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認

張出しダクトに採用する補強仕様がPHb工法の建設技術審査証明報告書において規定されている適用範囲に収まっているかを確認する。

③ ②以外の項目に対するせん断補強効果の確認

①で挙げた適用性確認項目のうち②で確認できていない項目について、適用性の確認を実施する。適用性確認の際は、せん断補強効果が期待できるかという点について検討する。

④ 施工実績・研究事例の確認

後施工せん断補強筋に関する施工実績・研究事例について、目的、試験体諸元等を整理し、張出しダクトに対する施工への反映事項を確認する。

⑤ PHbの施工精度に影響を与える項目の確認

PHb工法の施工をする際に、施工精度の観点から考慮すべき項目がないか確認を行う。考慮すべき項目がある場合は、施工上または設計上どのように考慮するかを決定した上で考慮方法によっては再設計を実施するか適宜判断を行う。

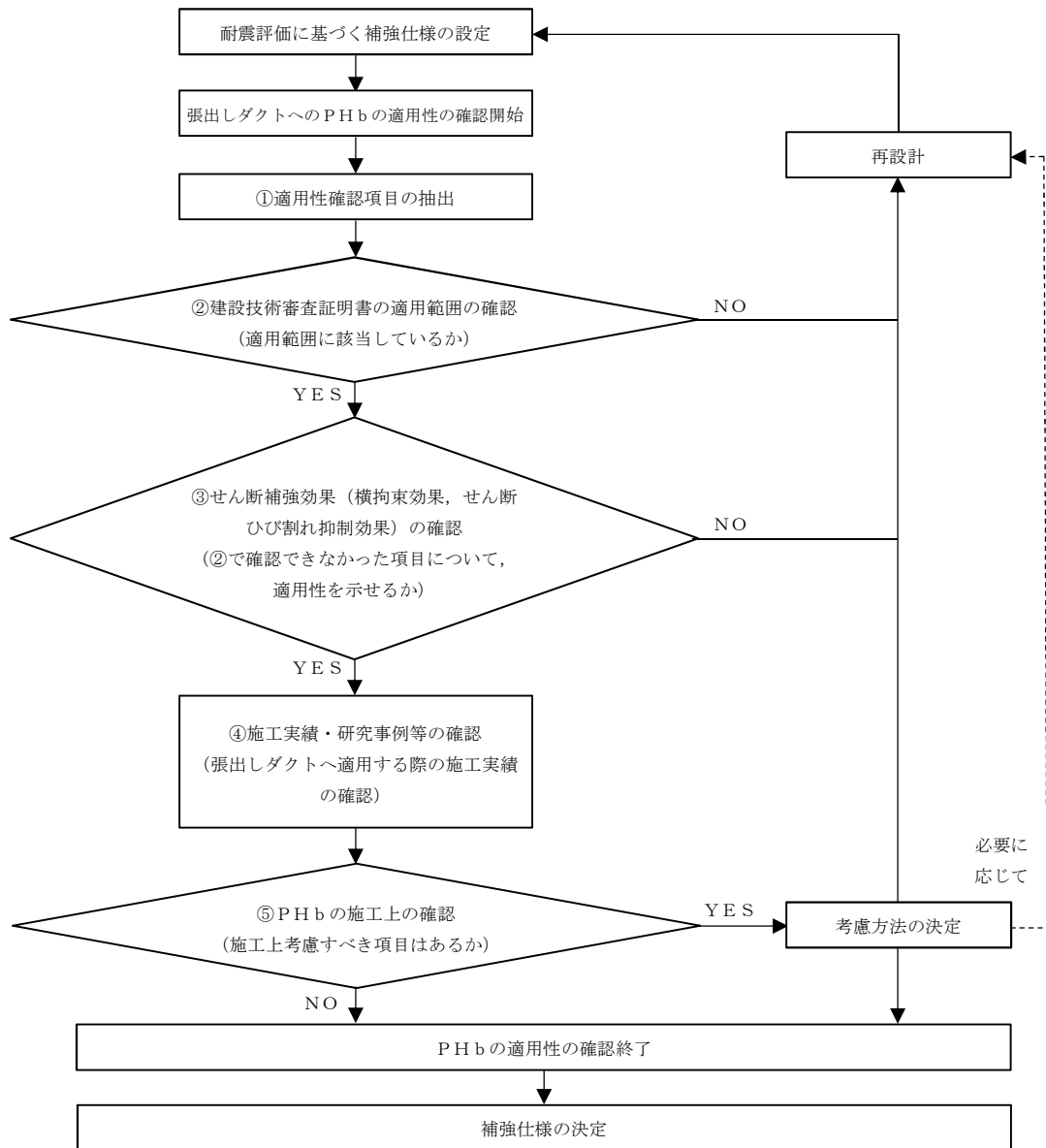


図 4-1 確認フロー図

4.2 耐震評価に基づく補強仕様の設定

耐震評価を実施し、各部材において不足するせん断耐力を満足するように設定した補強仕様を図 4-2 に示す。

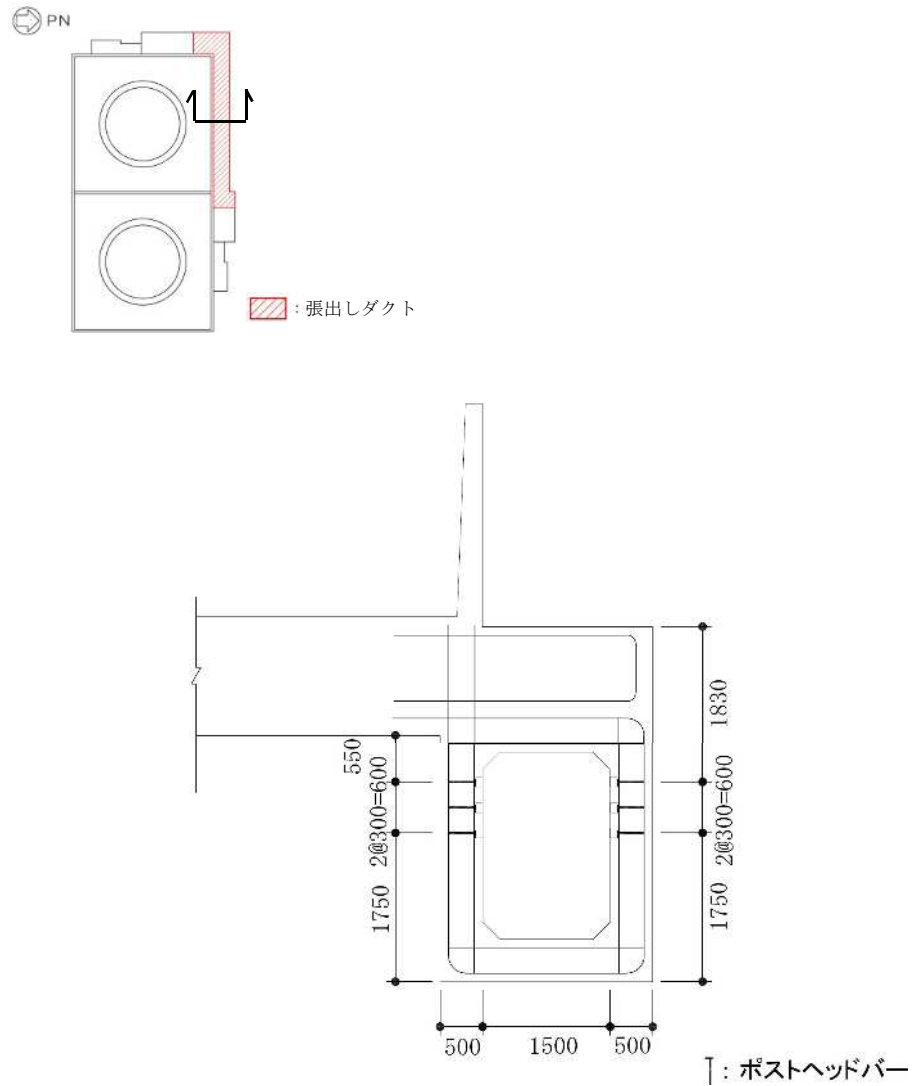


図 4-2 張出しダクトのPHbによる補強仕様

4.3 ①適用性確認項目の抽出

P H b 工法の特徴及び張出しダクト固有の条件等の観点から、適用性を確認するために必要な検討項目を抽出する。以下に確認項目を挙げる。

I. 使用目的

建設技術審査証明報告書に明記されている使用目的に該当しているか。

II. 構造形式

建設技術審査証明報告書で想定している構造形式に該当しているか。

III. 構造細目

建設技術審査証明報告書において規定している構造細目に該当しているか。

IV. 部材諸元

建設技術審査証明報告書の適用性確認実験で適用性が確認された部材、あるいは実績のある部材厚であるか。

せん断スパン比、主鉄筋比、コンクリート設計基準強度について、建設技術審査証明報告書の適用性確認実験で適用性が確認された範囲内であるか、または、範囲内でなくともせん断補強効果が期待できるか。

V. 載荷方法

建設技術審査証明報告書の適用性確認実験で適用性が確認された範囲内であるか、または、範囲内でなくともせん断補強効果が期待できるか。

VI. 使用材料（せん断補強鉄筋）

建設技術審査証明報告書で規定されている材料か。

VII. 使用材料（プレート）

建設技術審査証明報告書で規定されている材料か。

VIII. 使用材料（充てん材）

建設技術審査証明報告書で規定されている材料か。

IX. 使用材料（断面修復材）

建設技術審査証明報告書で規定されている材料か。

X. せん断補強筋の定着長

建設技術審査証明報告書において設定している定着長を考慮して設計しているか。

X I. せん断ひび割れ抑制効果の確認

建設技術審査証明報告書の適用性確認実験にて確認していない緒元において、せん断ひび割れ抑制効果が確認できるか。

X II. 構造部材の曲げモーメントと曲率の関係

P H b は端部の定着プレートが有効に機能する必要があるが、そのために構造物がおおむね弾性範囲内に納まっているか。

X III. 変形量

変形に伴うかぶりコンクリートの剥落によってP H b 定着部の定着機能を阻害する恐れがあることから、建設技術審査証明報告書の適用性確認実験の変形量を超えていないか。

X IV. 使用環境

建設技術審査証明報告書で想定している使用環境下であるか。

4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認

PHb工法を適用するにあたり、「4.3 ①適用性確認項目の抽出」で抽出した項目について建設技術審査証明報告書から適用範囲を確認する。確認結果を以下に示す。

I. 使用目的

張出しダクトは地中構造物であり、既設コンクリート部材に対して後施工によるせん断補強の目的でPHb工法を適用していることから、建設技術審査証明報告書に合致している（表 4-1 参照）。

表 4-1 PHb工法の適用範囲と使用状況

--

建設技術審査証明報告書の適用範囲	使用箇所及び状況
	地中構造物であり、片側からしか施工できない制限を有する既設コンクリート構造物に対して、後施工によるせん断補強の目的で用いる。
	地中構造物に適用し、せん断補強の目的で用いる。 (曲げ破壊モードにある構造物の変形性能の更なる改善を目的としていない。)

II. 構造形式

建設技術審査証明報告書に、使用目的として「地震時の変形量が限定される地中構造物など」という記載があり、張出しダクトのような地中に埋設されたボックスカルバート構造を想定していると考えられるため、適用可能である。

III. 構造細目

建設技術審査証明報告書に、以下のとおり構造細目として記載されている。

- 1) PHbによって補強された壁部材においては、補強前に配置されていたスターラップとPHbを加えたせん断補強鉄筋の断面積比*が0.15%以上になるように、PHbを配置する。
- 2) PHbを配置するせん断スパン方向の最大間隔は、補強対象部材の有効高さの1/2以下で、かつ300mm以下としなければならない。また、計算上PHbによる補強を必要とする区間の外側の有効高さに等しい区間にも、これと同量のPHbを配置するものとする。
- 3) PHbの配置は図4-3に示す標準配置によるものとする。ただし、定着するPHbがかぶりを確保できない場合には、かぶりを侵す部分のPHbの手前側プレートあるいは鉄筋に防食塗装を行うものとする。
- 4) PHbの埋込先端は、軸方向鉄筋の位置まで配置することを原則とする。ただし、埋込先端のかぶりは、必要なかぶりを確保しかつ50mm以上とする。

注記* : せん断補強筋の断面積比は以下の式により算定する。

$$\frac{\text{せん断補強筋の断面積 (1本分)}}{\text{せん断スパン方向ピッチ} \times \text{せん断スパン直角方向ピッチ}}$$

各項目の張出しダクトにおける適用性は、表4-2に示すとおり、建設技術審査証明報告書と合致している。

なお、2)においては、収縮ひび割れに対する用心鉄筋としての配慮であることがコンクリート標準示方書に記述されているので、収縮が収束していると考えられる部材の補強ではこの規定（せん断スパン方向の最大間隔300mm以下）を外すことができる。

表 4-2 構造細目に関する適用性確認結果

	Ⅲ. 構造細目			
	せん断補強筋の 断面積比	せん断スパン方向 の最大間隔	P H b の配置	P H b の埋込先端
建設技術審査証明報告書で 規定されている適用範囲				
				以上とする。
P H b 適用部材 (張出しダクト側壁上部)	0.65%*	150mm* (計算上 P H b が必 要な区間の外側の有 効高さに等しい区間 にも、これと同量の P H b を配置する)	図 4-3 のとおり配 置し、かぶりも確 保する。	軸方向鉄筋の位置 まで配置し、埋込 先端のかぶりは 113 mm とする。

注記* : 補強前に配置されていたせん断補強筋と P H b による補強筋の両方を考慮

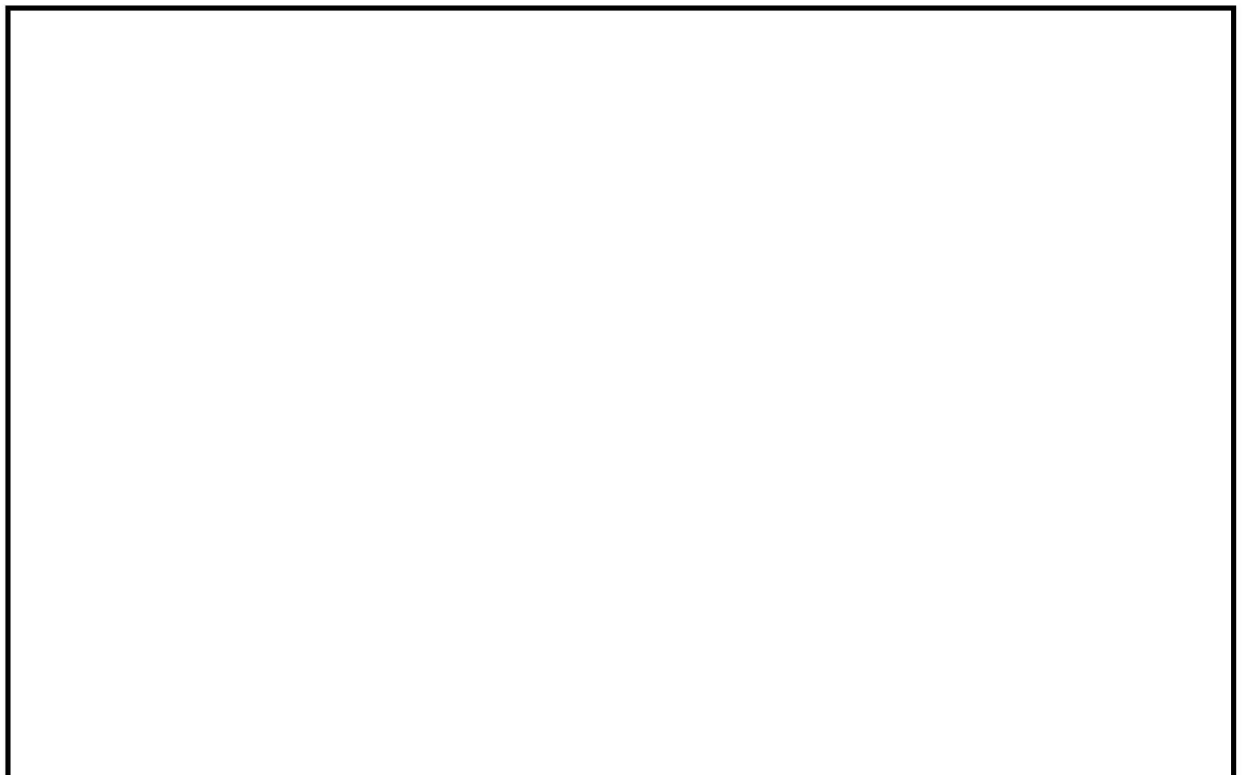


図 4-3 P H b の標準配置*

(建設技術審査証明報告書より引用)

注記* : 片側矩形プレート型の標準的な配置図を示す。張出しダクトにおいても、図のとおり配置する。

IV. 部材諸元, V. 載荷方法

構造細目, 部材諸元及び載荷方法について, 張出しダクトへの適用範囲及び整理結果を表 4-3 に示す。

PHbによる補強効果については, 建設技術審査証明報告書の各種実験にて検証している。部材諸元に関して, 部材厚, せん断スパン比, PHbの鉄筋径, 鉄筋種別についてはPHb適用部材と実験モデルが同程度である。主鉄筋比及びコンクリート強度については, 先行の審査実績において, 張出しダクトと同程度の部材に対する適用性が実証されている。以上より, 部材諸元については適用範囲内であると考えられる。

載荷方法についても, 先行の審査実績において, 分布荷重が作用する側壁に対する適用性が実証されていること, 適用部材のせん断スパン比が実験の範囲内であることから, 適用範囲内であると考えられる。

表 4-3 適用範囲の整理結果

	IV. 部材諸元						V. 載荷方法
	部材厚 (mm)	せん断 スパン比	PHbの 鉄筋径 (mm)	PHbの 鉄筋種別	主鉄筋比	コンクリート 強度(N/mm ²)	荷重形態
建設技術審査証明報告書で 規定されている適用範囲*1							
建設技術審査証明報告書の 実験から確認した範囲*1							
先行原子力発電所における 審査実績*2							
PHb適用部材 (張出しダクト側壁上部)	500	2.55*3	D22	SD345	0.48% (D19@150) 0.84% (D25@150)	23.5	分布荷重

注記*1 : 片端矩形プレート型のせん断補強効果の確認に関する実験について整理した結果を示す。

*2 :

*3 : 「(参考資料3) 付帯設備の耐震評価」における張出しダクトの評価におけるせん断照査で, 照査値最大となるケースの曲げモーメント分布から得られるせん断スパンと, 部材の有効高さから算定した。

VI～IX 使用材料，Xせん断補強筋の定着長

建設技術審査証明報告書に記載されている使用材料と合致している（図 4-4 参照）。



	建設技術審査証明報告書の材料範囲等	実使用材料
せん断補強筋		左記範囲内の材料を使用する。 (D22, SD345)
プレート		材質は, SM490 相当を用い, 品質証明書でその品質を確認する。
充てん材* ¹		躯体コンクリート以上の強度
断面修復材* ²		躯体コンクリート以上の強度
定着長		左記に基づき定着長を 111mm と設定

注記 *1: 充てん材はPHbモルタル(可塑性グラウト)を標準とする。

*2: 断面修復材はポリマーセメントモルタルとする。

図 4-4 張出しダクトのPHbの使用材料

X I. せん断ひび割れ抑制効果の確認

張出しダクトのPHb適用部材のせん断力に対する照査のうち、最も厳しい照査値は0.25となっている。終局限界（せん断耐力）に対して十分な余裕があることから、特異なせん断ひび割れが発生するような状態ではないと判断した。

X II. 構造部材の曲げモーメントと曲率の関係

部材の応力状態について、鉄筋コンクリートが健全であることをM-φ曲線により確認する。図4-5は、PHbの適用部位のうち、曲げモーメントが最も大きくなる部材のM-φ曲線を示すものである。最大応答は、M-φ曲線の第2折点（鉄筋の降伏）以下であり、弾性範囲内にあることから、PHbの定着プレートの機能に影響はないと判断した。

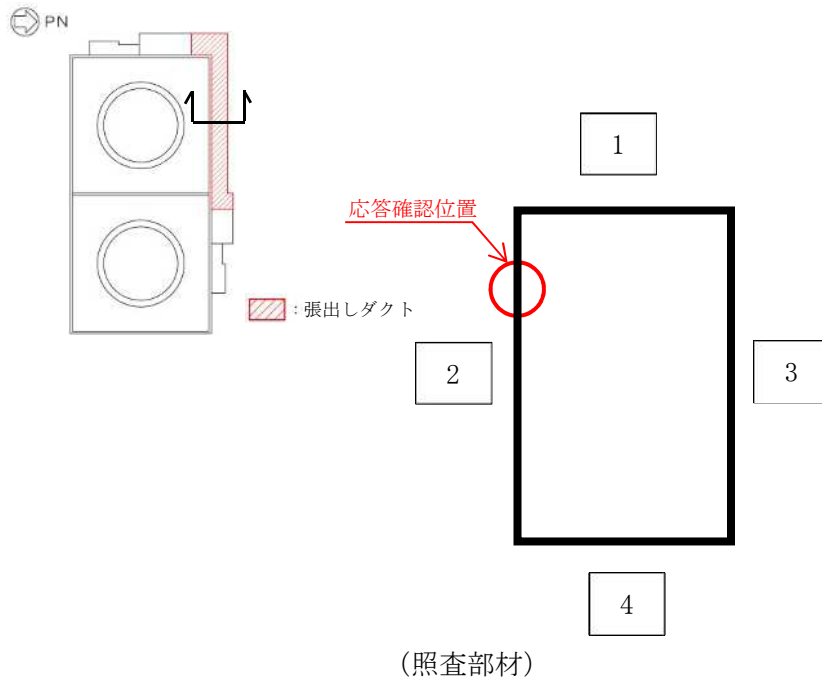
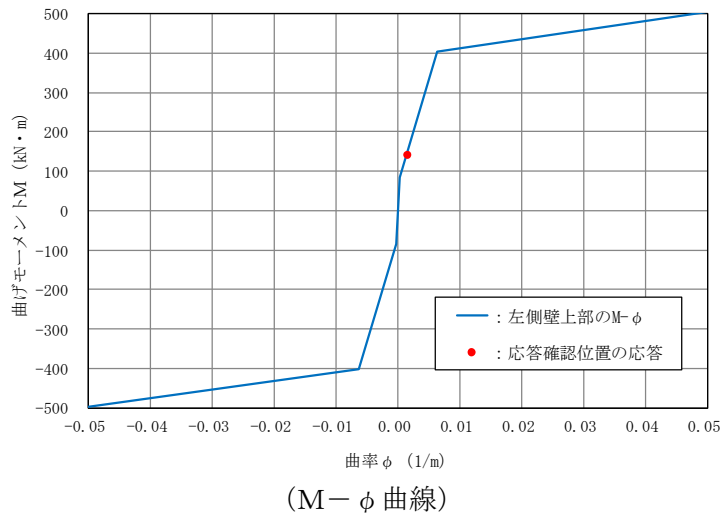


図 4-5 張出しダクトのPHb適用部材のM-φ曲線

XIII. 変形量

変形量が適用確認実験の変形量と同程度以下であることを確認する。適用確認実験における層間変形角が0.4%程度以上であるが、張出しダクトにおいては最大で層間変形角0.03%であり、適用確認実験の変形量以下であることを確認した。なお、適用実験における層間変形角は、実験において発生している変位量及びせん断スパン比から算出した。

XIV. 使用環境

張出しダクトにおけるPHb工法による耐震補強では、地中の部材に対してPHb工法を適用する。PHbそのものはすべて構造物内に埋設され、かぶり部分にて腐食に対する抵抗性が確保される。また、「4.6 ④施工実績・研究事例等の確認」に記載のとおり、地中構造物で数多くの施工実績があることが確認できている。

4.5 ③せん断補強効果の確認

「4.3 ①適用性確認項目の抽出」で抽出した適用性確認項目に対し、「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認」で、張出しダクトのPHbは全項目において、適用範囲内であることを確認した。よって張出しダクトのPHbは、建設技術審査証明報告書に記載のとおり、せん断補強効果が期待できると判断する。

4.6 ④施工実績・研究事例等の確認

4.6.1 施工実績の整理

PHbの施工実績としては、2019年4月1までに、道路、浄化センター、ポンプ場、鉄道、浄水場、水門、配水路、発電所・プラントなど施工中案件を含めて766件の工事に適用され、127.9万本以上が施工されている。(表4-4参照)

表4-4 PHbの施工実績



PHbの施工実績を部材厚、鉄筋径毎に整理する。部材厚毎に整理した結果を表4-5に、鉄筋径毎に整理した結果を表4-6に、使用環境毎に整理した表を表4-7に示す。なお、カウントする際は、1件の工事のうち複数にまたがって該当する場合には、各項目でそれぞれカウントしている(例 同一工事内でD13～D22の鉄筋を用いている場合はD13、D16、D19、D22の全てにカウント)。表中のハッチングは、張出しダクトの適用箇所の概要項目であり、十分な実績があることが確認できる。

また、張出しダクトの建設以前に施工された構造物に対しての施工実績があることも確認している。先にも述べた通り、後施工せん断補強鉄筋工法は、1980年以前の土木学会コンクリート標準示方書に従って設計された構造物に対してせん断補強を行うことを想定した工法である。

表 4-5 PHbの施工実績（部材厚）

--

表 4-6 PHbの施工実績（鉄筋の種類）

--

表 4-7 PHbの施工実績（使用環境）

--

4.6.2 過去の地震の経験事例

PHb施工実績のうち、東北地方太平洋沖地震及び熊本地震において、震度5強以上が観測された地域にある、地震発生前に施工された実績を抽出した。

東北地方太平洋沖地震及び熊本地震においてK-NE TまたはK I K-NE Tで観測された加速度及びPHbを施工した箇所的位置関係を図4-6及び図4-7に示す。東北地方太平洋沖地震においては、最大震度6強、熊本地震においては、最大震度6弱の地震を受けた事例があることを確認した。PHb工法研究会に確認したところ、いずれの地点においても、現時点では、被害・不具合が発生したという報告はない。

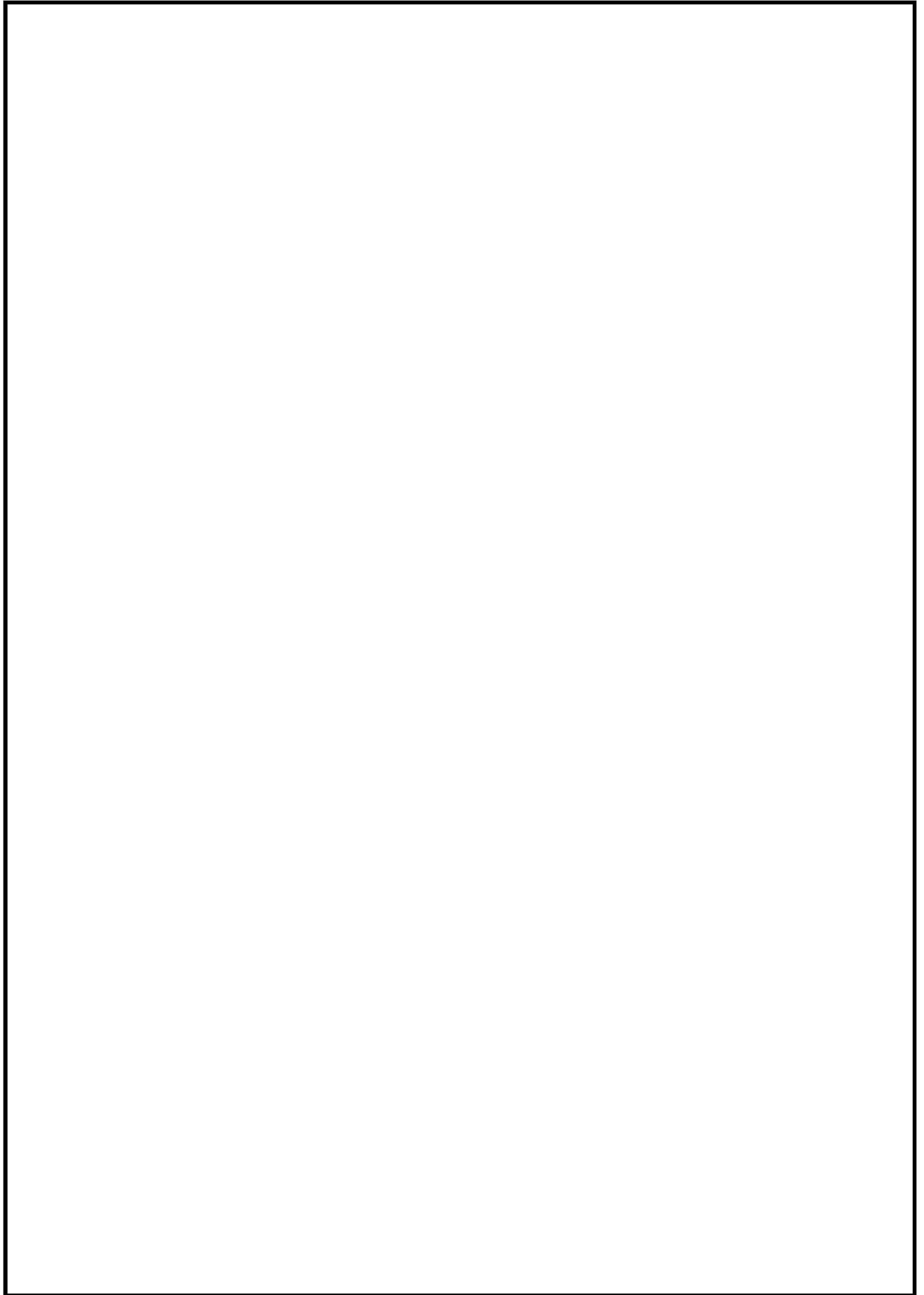


図 4-6 東北地方太平洋沖地震の強震域にある施工実績

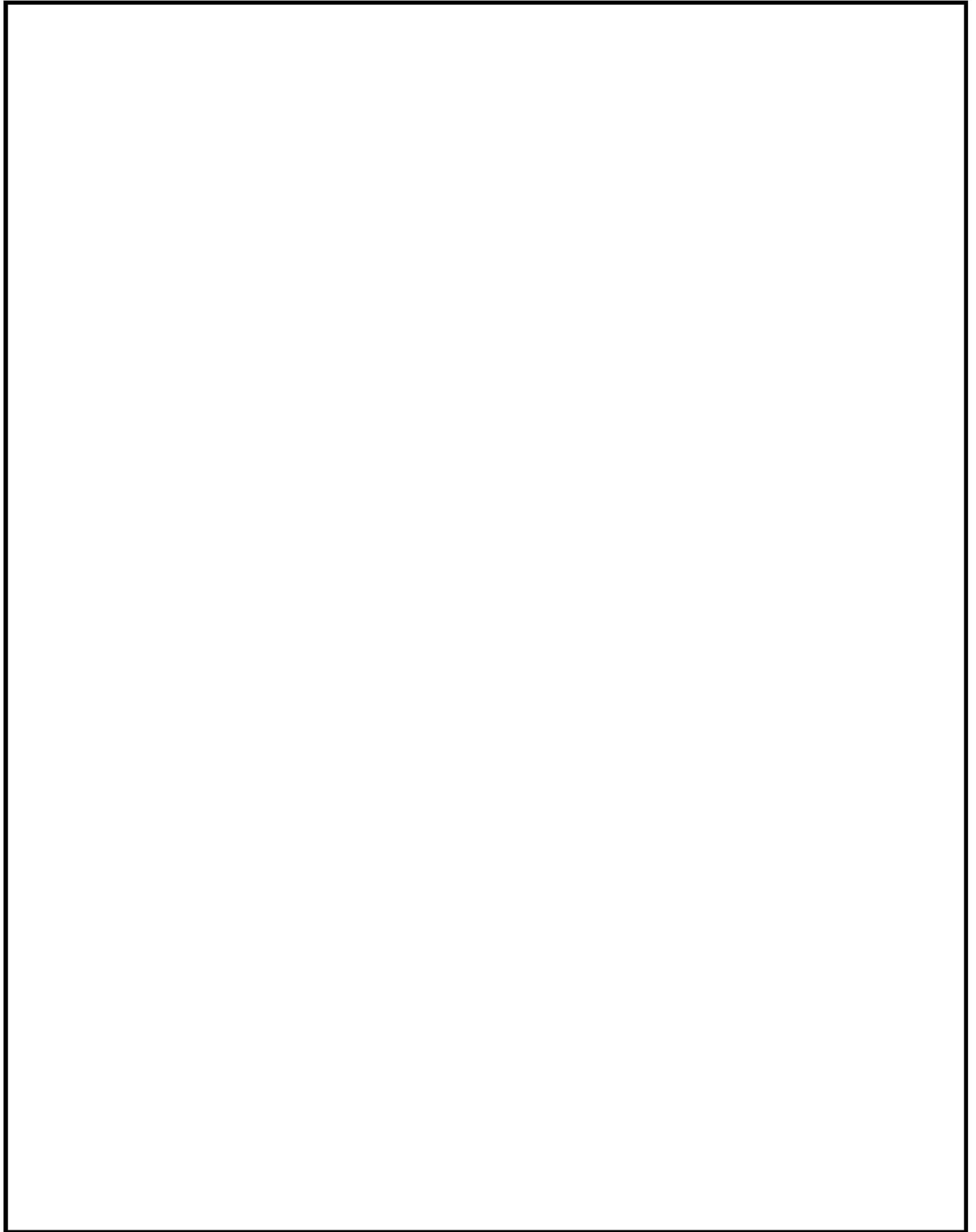


図 4-7 熊本地震の強震域にある施工実績

4.6.3 レベル2地震動を対象とした設計事例

広島空港直下を通る用倉トンネルにおいて、レベル2地震動を対象として耐震補強に鉄筋差込工法（後施工せん断補強鉄筋工法 RMA工法）を適用したせん断補強事例が報告されている*。本事例においては、広島空港が大都市拠点空港として空港輸送上重要な空港に位置づけられたため、耐震性能照査を行った結果、せん断耐力が不足していることが判明したものである。用倉トンネルは現場打ちのアーチカルバートの上に20m弱の盛土をおこなった構造物である。構造形式等の詳細については、「4.6.5 後施工せん断補強鉄筋に関する研究事例」に記載する。

注記 *：岡崎大宜 後施工型せん断補強工法を活用した広島空港地下トンネル耐震補強工事について

4.6.4 後施工せん断補強鉄筋工法の比較

PHb工法以外にも土木研究センターにおいては、類似する後施工せん断補強鉄筋工法の建設技術審査証明が実施されている。後施工せん断補強鉄筋工法の比較結果を表4-8及び表4-9に示す。工法に差異はあるものの、コンクリート部分に付着を期待してせん断耐力の向上を期待する点は共通している。また、せん断耐力の算出方法については、工法により多少の差異は存在するものの概ねトラス理論を基にせん断耐力の算出を行っている。

表 4-8 後施工せん断補強鉄筋工法の比較 (1/2)

--

注記 * : 土木研究センター 建設技術審査証明関係資料に基づき作成

表 4-9 後施工せん断補強鉄筋工法の比較 (2/2)

--

注記 * : 土木研究センター 建設技術審査証明関係資料に基づき作成

4.6.5 後施工せん断補強鉄筋に関する研究事例

後施工せん断補強鉄筋に関する施工実績・研究事例について、目的、試験体諸元等を整理し、張出しダクトへの適用において考慮・反映すべき事項を検討する。

①コンクリート構造物の後施工せん断補強技術（大田孝二，2012年）

・目的

挿入された鉄筋やグラウトが既存のコンクリートと一体化し、挿入鉄筋の定着長を考慮したせん断鉄筋の補強効果により、所要の地下壁構造のせん断耐力が得られることを確認する。

・試験体諸元

部材厚：685 mm

せん断補強鉄筋径：D22

荷重条件：正負交番載荷

・特記事項

実験により得られたせん断耐力は、有効係数を用いて算出される設計せん断耐力以上であることはもちろん、標準フック筋での補強に比べ、そんな色のないせん断補強効果が得られていることを示している。

・影響確認

張出しダクトでは試験例として記載されているPHb工法を採用している。

②耐震補強等に用いるあと施工型せん断補強技術：RMA工法（竹本幸弘，佐竹辰州，羽馬徹，2012年）

・目的

RMA工法の概要及び性能確認実験，設計方法を示す。

・試験体諸元

部材厚：600 mm（せん断スパン比 a/D = 約 2.25）

せん断補強鉄筋径：D19（SD345）

荷重条件：正負交番載荷

・特記事項

定着性能試験の結果，定着長が 4D 以上で SD345 の規格降伏強度相当の定着力を確保できる。宮城県沿岸地域で採用されたRMA工法による補強構造物は，東北地方太平洋沖地震においても損傷がなかった。

・影響確認

PHbも同様の定着性能試験を実施し，定着長を設定している。

③論文 異形鉄筋の埋込みによる後施工せん断補強効果に関するはりの載荷実験（小林靖典，小林亨，清宮理，2002年）

・目的

既設構造物であるボックスカルバートやU型擁壁などの連続壁に対して，異形鉄筋を埋込むことでせん断補強部材とする方法を提案し，補強方法の有効性を確認することを目的として，はり供試体を用いたせん断実験を行った。

・試験体諸元

部材厚：460 mm（せん断スパン比 a/D = 約 2.25）

せん断補強鉄筋径：D10（SD295）

荷重条件：単調載荷

・特記事項

実験結果より後施工は先施工と同等のせん断耐力を有することを確認した。

・影響確認

張出しダクトの側壁上部のせん断補強においては，建設技術審査証明報告書にて規定されている有効係数（上限値 0.9）を用いて低減したせん断耐力を算出し，保守的な設計をしている。

④後施工型のせん断補強工法を活用した広島空港地下トンネル耐震補強工事について（岡崎大宜，2011年）

・目的，概要

広島空港の基本施設直下を通る地下構造物（用倉トンネル）において，レベル2地震動に対してせん断耐力が不足していた。用倉トンネルはアーチカルバートの上に20 m弱の盛土を行った構造物であるため，この盛土部分とアーチカルバートを対象に耐震対策が必要な範囲と耐震補強工法の選定・検討を行い，RMA工法で現地施工を行った。

・構造体諸元

構造形式：アーチカルバート

補強対象部位：側壁

部材厚：1,600 mm

・特記事項

重要施設に対して後施工型せん断補強工法（RMA法）による耐震補強を実施した。

・影響確認

レベル2地震動を対象とした重要構造物に対しての施工実績があることを確認した。

⑤地下駅舎RC壁のせん断力評価と耐震補強対策（三ツ屋薫，清宮理，山村賢輔，2004年）

・目的，概要

地中構造物の側壁隅角部を対象に載荷試験を行い，せん断スパンが正載荷・負載荷で異なることを考慮したせん断耐力算定方法を提案した。また，前施工補強と後施工補強との耐力比較，ならびに後施工せん断補強鉄筋の埋込長の違いによる耐力比較を行った。

・試験体諸元

部材厚：側壁 460 mm，底版 800 mm

（せん断スパン比 正側 $a/D = \text{約} 2.25$ ，負側 $a/D = \text{約} 3.25$ ）

せん断補強鉄筋径：D10（SD295）

荷重条件：正負交番載荷

・特記事項

後施工によるせん断補強の場合，設計耐力に対して最低でも 80%程度のせん断耐力が実験で得られた。

・影響確認

実験で用いた補強鉄筋は端部を 45° にカットした直鉄筋であり，端部に定着プレートを有する PHb よりもせん断耐力が小さくなる。PHb では，実験により低減係数に相当する有効係数を設定し，せん断耐力を算定している。

⑥地下道における PHb（ポストヘッドバー）工法の採用と積雪寒冷地の施工について（加藤幸輝，佐々木卓哉，佐藤明彦，2010年）

・目的，概要

既設地下道を耐震補強する目的で採用した PHb 工法の実施内容及び積雪寒冷地での施工方法について報告する。充填材の温度と強度の関係を把握するための試験施工を実施した。

・試験体諸元

350 mm×350 mm×650 mm

・特記事項

充填材料が 0°C 以下の履歴を受けた場合では，強度発現が低下することが確認された。

・影響確認

充填材料が 0°C 以下とならないように，施工上の管理基準（ 5°C 以上）を設けて適切に施工する。

⑦せん断補強鉄筋埋込工法（後施工）による東京湾第二航路海底トンネルの側壁補強（奥平幸男，岩下正美，小林亨，清宮理，2003年）

・目的，概要

東京都港湾局が同工法における補強効果を確認するために行った室内せん断実験の概要と結果，設計条件と施工基準設定の考え方および適用工事に関する施工結果について考察。

・試験体諸元

部材厚：460 mm（せん断スパン比 $a/D=2.25$ ）

・特記事項

施工上予想される不具合を設計上考慮し，せん断耐力に対して低減係数 0.75 を乗じる。

・影響確認

低減係数 0.75 は 2002 年の「③論文 異形鉄筋の埋込みによるあと施工せん断補強効果に関するはりの載荷実験」でも提案されているが，その後 PHb 工法等の後施工せん断補強工法について第三者機関による審査証明が行われており，その中では施工性についても審査対象となっていたことから，本研究事例の低減係数をそのまま設計に適用する必要はないと考えられる。

後施工せん断補強筋に関する各研究事例を踏まえて，張出しダクトへの反映事項を下記に示す。

- ・建設技術審査証明報告書にて規定されている有効係数（上限値 0.9）を用いて，PHb のせん断耐力を算定する。
- ・充填材の施工管理基準（5℃以上）を設ける。
- ・施工上予測される不具合の考慮については，施工精度の向上方策を講じるとともに，設計上の配慮についても検討する。

4.7 ⑤PHbの施工上の確認

PHb工法によるせん断補強にあたっては、既設鉄筋配置のずれ等施工のばらつきにより計画通り施工できなかった場合、期待するせん断補強効果に影響を及ぼす可能性がある。そこで施工上せん断補強効果に影響を及ぼす可能性がある施工のばらつきに関する項目を抽出し、適切な施工管理によりばらつきを生じさせない、もしくはせん断補強効果に大きな影響を及ぼさないことを確認する。

4.7.1 削孔角度

PHb挿入計画位置をドリルにより削孔するが、削孔角度に誤差が生じた場合、PHbのせん断補強効果に影響が及ぶ可能性がある。そこで施工用架台にドリルを設置し、ドリルの鉛直方向、水平方向が削孔面に対して垂直となるようスランートルール、金尺等で確認し削孔する。図4-8に削孔状況を示す。以上より、削孔時に施工用架台を使用することで削孔角度のばらつきは生じない。

また、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工型せん断補強用無機系モルタルカプセルおよびせん断補強筋「RMA」（建技審証 第1203号）」では、コンクリートコアドリル長尺削孔精度確認試験を実施している（図4-9）。コンクリートコアドリル長尺削孔精度確認試験では、幅1,200 mm×高さ600 mm×長さ1,200 mmのコンクリートブロック4体を削孔し、削孔位置のずれを確認した。コンクリートコアドリル長尺削孔精度の計測結果を表4-10に示す。削孔角度誤差は最大でも約0.9°程度となり、十分な精度があることが示されている。

さらに、論文「⑦せん断補強鉄筋埋込工法（後施工）による東京湾第二航路海底トンネルの側壁補強」において、削孔角度誤差について記載されているが、そこではドリルによる削孔時に2方向より定規を添えて初期削孔を行い、途中2～3回確認することで施工用架台を使用せず誤差2°以内を確保している。今回は、施工用架台を使用し、より精度良く削孔することが可能である。

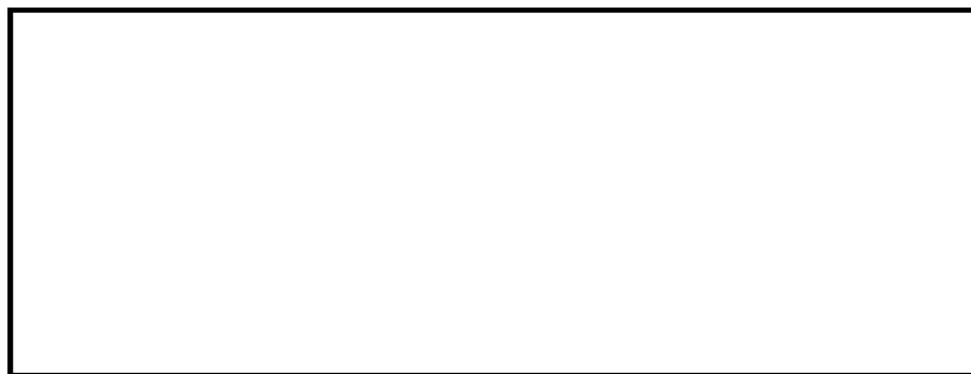


図4-8 削孔状況



図 4-9 試験概要図

(建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工型せん断補強用無機系モルタルカプセルおよびせん断補強筋「R
MA」より引用)

表 4-10 コンクリートコアドリル長尺削孔精度の計測結果

(建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工型せん断補強用無機系モルタルカプセルおよびせん断補強筋「R
MA」より引用)

4.7.2 削孔位置

PHb挿入計画位置をドリルにより削孔するが、部材内部に障害物があり計画位置で削孔できずPHbを計画通り配置できない可能性がある。その場合は、付近を再削孔しPHbを挿入することで設計上必要な補強鉄筋量を確保する。ただし、再削孔しPHbを配置する際は「4.4 ②建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認」に示す建設技術審査証明報告書に記載の構造細目を満足するものとする。

なお、図 4-10 に示すせん断補強筋正面配置図及び部材断面配置図のとおり、再削孔する際は削孔計画位置（赤丸）から位置をずらし、せん断補強効果に影響のない位置に削孔することが可能である。なお、孔と鉄筋の干渉を避けて再削孔を行う際、削岩機ベースのPHbドリルでは孔をラップさせることができないため再削孔位置の選定が制限され、再削孔しても新たに別の鉄筋に干渉してしまう可能性がある。そこで、孔のラップが可能なPHb工法指定の特殊コアドリルを必要に応じて併用することとし、再削孔時の精度向上を図る。

以上より、削孔位置にばらつきが生じても必要鉄筋量を確保するためせん断補強効果に影響を及ぼさない。

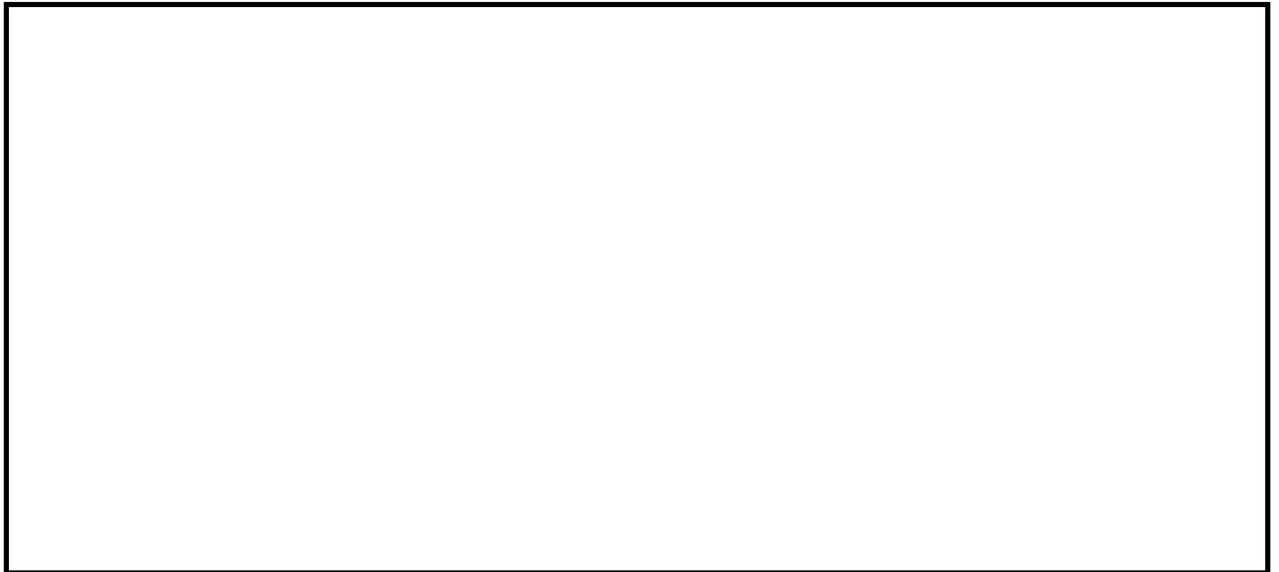


図 4-10 張出しダクト（側壁）のせん断補強筋正面配置図及び部材断面配置図

4.7.3 定着効果

充填材の定着効果については、建設技術審査証明報告書にて充填確認試験を実施しており、削孔内に設置したPHbの先端定着部までグラウトが密実に充填され、PHbとコンクリート躯体が一体となっていることを確認している。

4.7.1～4.7.3に示したとおり、施工上の配慮により、せん断補強効果に大きな影響を及ぼすような施工のばらつきは生じないと考えられる。しかし、現時点では後施工による施工のばらつきに対して施工実績に基づく十分な統計がとれていないため、施工のばらつきによる影響が生じる可能性を完全に否定することはできない。

しかし、張出しダクトのPHb適用部材のうち、せん断力照査で最も厳しい照査値は0.25であり、十分な余裕があることから、安全上問題ないことを確認している。

5. PHbの適用性確認結果

「4.1 方針」に沿って、「4.2 耐震評価に基づく補強仕様の設定」で設定したPHbによる補強仕様が、張出しダクトの耐震補強に適用できることを検討した結果、建設技術審査証明報告書のとおりせん断補強効果を期待できることを確認した。



建設技術審査証明書

建技審査第0522号

技術名称 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋
「Post-Head-bar」

(開発の趣旨)
 せん断補強を構造物の内側からしか行うことができない供用中の既設構造物に対して、部材の片側からのみの施工が可能で、かつ、せん断耐力の劣化を向上して、せん断余裕度を向上させ、せん断破壊モードから曲げ破壊モードに移行させることができる後施工せん断補強鉄筋を提供する。

(開発目標)

- (1) 力学性能
 - ①後施工せん断補強鉄筋の定着性能
後施工せん断補強鉄筋の突降伏荷重を發揮するために必要な埋込側の定着長が、鉄筋種類および鉄筋径に応じて設定できること。
 - ②施工後のせん断耐力
「Post-Head-bar」のせん断耐力への寄与分は、新設構造物に一般に用いられている半円形フックタイプのせん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力の算定方法において「Post-Head-bar」の規格降伏強度を使用して求めた値に対し、適用部材の軸方向鉄筋間隔および「Post-Head-bar」埋込側の必要定着長から評価される有効係数を乗じたものとして評価できること。
 - ③施工後の変形性能
新設構造物で一般に用いられる半円形フックタイプのせん断補強鉄筋を用いた部材の軸方向鉄筋の座屈が生じるまでの変形レベルと同等のじん性率が確保されること。
補強後の部材の骨格曲線は、変形性能に寄与する補強後の合計せん断補強鉄筋量に上限値を加味して設定した量のせん断補強鉄筋が配置された部材として算定できること。
- (2) 施工性
 - ①適用部材
背面に地盤・機器などの障害物などがあることで片側からしか施工できないRC部材に対しても、せん断補強できること。
 - ②施工の容易性と迅速性の評価
狭い空間や複雑な部位において、大型機械によらずに短時間に施工できる作業の容易さがあること。

一般財団法人土木研究センターの建設技術審査証明事業実施要領に基づき、依頼のあった標記の技術について下記のとおり証明する。

平成17年12月21日
 平成22年12月21日 内容変更・更新 (依頼者変更)
 平成23年3月22日 内容変更
 平成27年12月21日 更新

建設技術審査証明事業実施機構

一般財団法人 土木研究センター

理事長 **西川和廣**

記

1. 審査証明の結果
 「Post-Head-bar」は以下の性能を有することが確認された。

- (1) 力学性能
 - ①後施工せん断補強鉄筋の定着性能
後施工せん断補強鉄筋の突降伏荷重を發揮するために必要な埋込側の定着長が、鉄筋種類および鉄筋径に応じて審査証明報告書に示す値で設定できることが確認された。
 - ②施工後のせん断耐力
「Post-Head-bar」のせん断耐力への寄与分は、新設構造物に一般に用いられている半円形フックタイプのせん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力の算定方法において「Post-Head-bar」の規格降伏強度を使用して求めた値に対し、適用部材の軸方向鉄筋間隔および「Post-Head-bar」埋込側の必要定着長から評価される有効係数を乗じたものとして評価できることが確認された。
 - ③施工後の変形性能
新設構造物で一般に用いられる半円形フックタイプのせん断補強鉄筋を用いた部材の軸方向鉄筋の座屈が生じるまでの変形レベルと同等のじん性率が確保されることが確認された。
補強後の部材の骨格曲線は、補強前のせん断補強鉄筋と「Post-Head-bar」を合わせた実配置に対し、変形性能に寄与する補強後のせん断補強鉄筋量の設定値に上限を設けた部材として算定できることが確認された。
- (2) 施工性
 - ①適用部材
背面に地盤・機器などの障害物などがあることで片側からしか施工できないRC部材に対しても、せん断補強できることが確認された。
 - ②施工の容易性と迅速性の評価
狭い空間や複雑な部位において、大型機械によらずに短時間に施工できる作業の容易さがあることが確認された。

2. 審査証明の前提

- (1) 本審査証明は、依頼者からの試験データ等の資料を基に審査し、確認したものである。
- (2) 「Post-Head-bar」は、所定の材料を用いて、適正な品質管理のもとで製造されるものとする。
- (3) 「Post-Head-bar」は、適正な材料検査によって評価されるものとする。
- (4) 「Post-Head-bar」は、適正な施工方法および施工手順によって設置されるものとする。
- (5) 「Post-Head-bar」は、適正な管理のもとで施工されるものとする。

3. 審査証明の範囲

- (1) 地震時の変形量が規定される地中構造物など、背面に地盤などがあり片側からしか施工できない制限を有する既設コンクリート構造物に対して、後施工によるせん断補強の目的で用いる。
- (2) 柱、水門、護岸や堤防等の既設の半地下および地上構造物に適用する場合には、地中構造物の場合と同様にせん断補強の目的で用いるものとし、曲げ破壊モードにある構造物の変形性能の改善を目的とする補強に用いてはならない。さらに、変形の応答は変形性能に寄与する補強後のせん断補強鉄筋量に上限を「Post-Head-bar」の手前側で0.30%、埋込側で0.15%として求めた部材の骨格曲線の範囲内であること。

4. 審査証明の許諾 建設技術審査証明報告書
5. 審査証明の有効期限 平成28年12月20日
6. 審査証明の依頼者

大成建設株式会社
 所在地：東京都新宿区西新宿1-25-1
成和リニューアルワークス株式会社
 所在地：東京都港区六本木1-6-1

(参考資料 2) 杭頭部の健全性評価

1. 概要

軽油タンク基礎の杭と鉄筋コンクリートの基礎版との結合部は、「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」という。）に示される方法 B の結合方法により，杭頭剛結合として設計している。そのため，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。

本項では杭頭部に対して，表 1-1 に示す健全性評価を実施するとともに，杭頭部の健全性評価の結果が，軽油タンク基礎の地震応答解析及び耐震評価に対する影響について検討する。

表 1-1 杭頭部の評価項目

評価項目	
押込み力	基礎版の押抜きせん断抵抗
曲げ軸力	仮想鉄筋コンクリート断面の曲げ抵抗

2. 押し込み力に対する評価

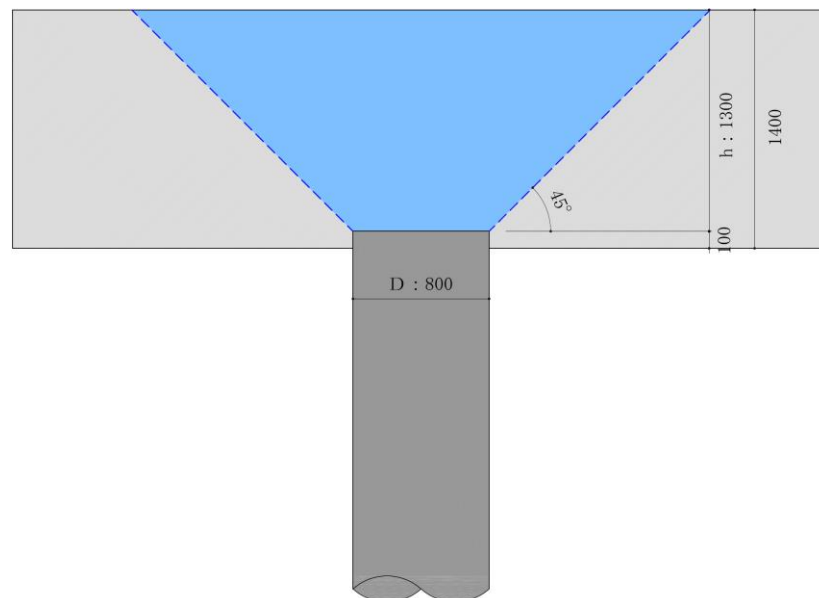
2.1 照査方法

押し込み力に対する照査は、「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，基礎版に生じる押し抜きせん断応力度が，許容押し抜きせん断応力度以下であることを確認する。杭頭部の概略図を図2-1に示す。基礎版に生じる押し抜きせん断応力度は，「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき下式により算定し，許容押し抜きせん断応力度以下となることを確認する。

$$\tau_p = \frac{P}{\pi(D+h)h} \leq \tau_a$$

ここで，

- τ_p : 押し抜きせん断応力度 (N/mm²)
- P : 荷重 (N)
- D : 杭径 (mm)
- h : 基礎版の有効高さ (mm)
- τ_a : 許容押し抜きせん断応力度 (N/mm²)



(単位：mm)

図 2-1 杭頭部概略図

2.2 照査結果

押し込み力に対する照査結果を表 2-1 及び表 2-2 に示す。各解析ケースにおいて基礎版に生じる押し抜きせん断応力度が、許容押し抜きせん断応力度以下であることを確認した。

表 2-1 押し込み力に対する照査結果 (A-A断面)

解析ケース	地震動	照査位置	圧縮軸力 (kN)	押し抜きせん断応力度* (N/mm ²)	許容押し抜きせん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	Ss-1++	8	1500	0.19	0.89	0.22
	Ss-1-+	8	1303	0.16	0.89	0.18
	Ss-1+-	8	1389	0.18	0.89	0.21
	Ss-1--	8	1330	0.17	0.89	0.20
	Ss-2	8	997	0.13	0.89	0.15
	Ss-3++	8	1290	0.16	0.89	0.18
	Ss-3-+	7	1400	0.18	0.89	0.21
	Ss-3+-	8	1290	0.16	0.89	0.18
	Ss-3--	8	1493	0.19	0.89	0.22
	Ss-4	8	715	0.09	0.89	0.11
	Ss-5	8	806	0.10	0.89	0.12
	Ss-6	8	937	0.12	0.89	0.14
	Ss-7	8	791	0.10	0.89	0.12
	Ss-8++	8	950	0.12	0.89	0.14
	Ss-8-+	7	1153	0.15	0.89	0.17
②	Ss-1++	8	1426	0.18	0.89	0.21
③	Ss-1++	8	1607	0.20	0.89	0.23
④	Ss-1++	8	1181	0.15	0.89	0.17
⑤	Ss-1++	8	1116	0.14	0.89	0.16

注記* : 押し抜きせん断応力度 = 発生押し抜きせん断応力度 × 構造解析係数 γ_a

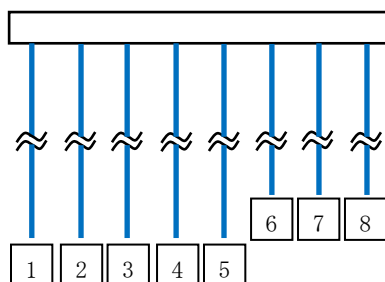


図 2-2 照査位置

表 2-2 押し込み力に対する照査結果 (B-B断面)

解析 ケース	地震動	照査位置	圧縮 軸力 (kN)	押し抜き せん断応力度* (N/mm ²)	許容 押し抜きせん断 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	Ss-1++	1	1905	0.24	0.89	0.27
	Ss-1-+	2	1762	0.22	0.89	0.25
	Ss-1+-	1	1698	0.21	0.89	0.24
	Ss-1--	2	1711	0.21	0.89	0.24
	Ss-2	1	1995	0.25	0.89	0.29
	Ss-3++	2	1792	0.22	0.89	0.25
	Ss-3-+	2	1706	0.21	0.89	0.24
	Ss-3+-	1	1782	0.22	0.89	0.25
	Ss-3--	2	1806	0.23	0.89	0.26
	Ss-4	1	1548	0.19	0.89	0.22
	Ss-5	2	1341	0.17	0.89	0.20
	Ss-6	1	1825	0.23	0.89	0.26
	Ss-7	2	1336	0.17	0.89	0.20
	Ss-8++	2	1516	0.19	0.89	0.22
	Ss-8-+	1	1480	0.19	0.89	0.22
②	Ss-2	1	1986	0.25	0.89	0.29
③	Ss-2	1	1983	0.25	0.89	0.29
④	Ss-2	2	1584	0.20	0.89	0.23
⑤	Ss-2	2	1535	0.19	0.89	0.22

注記* : 押し抜きせん断応力度 = 発生押し抜きせん断応力度 × 構造解析係数 γ_a

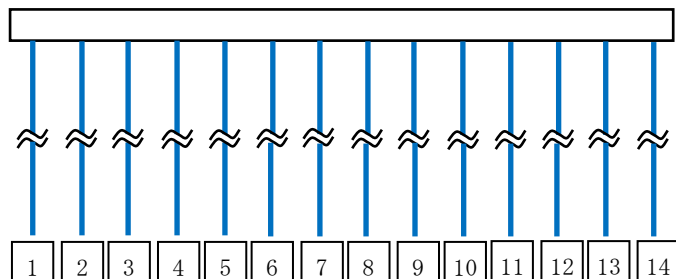


図 2-3 照査位置

3. 曲げ軸力に対する評価

3.1 曲げ耐力による照査

3.1.1 照査方法

曲げ軸力に対する照査は「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）」に基づき、表 3-1 及び図 3-1 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 3-1 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

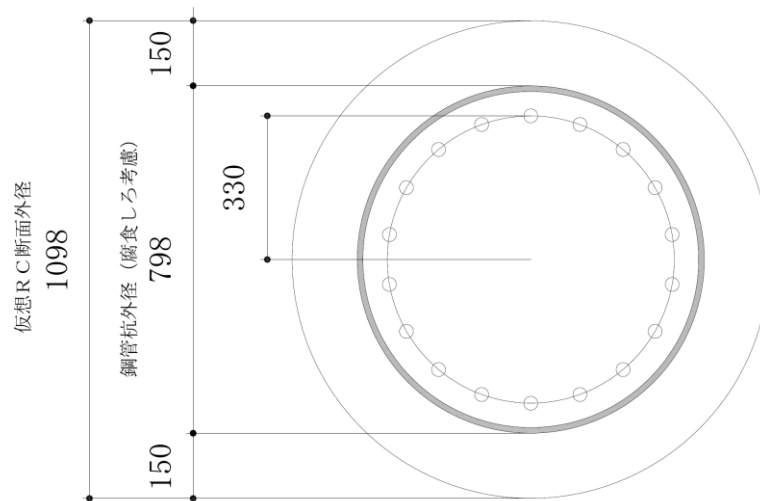


図 3-1 概略補強配筋図（杭頭補強鉄筋）*

注記* : 「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）」に基づき設定

3.1.2 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 3-2 及び表 3-3 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 3-4 に示す。表 3-2、表 3-3 及び図 3-4 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 3-2 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

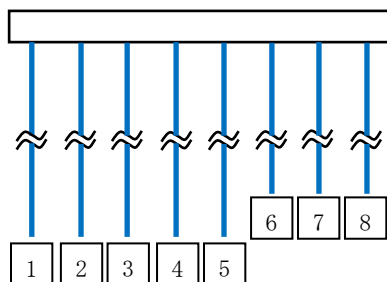


図 3-2 照査位置

表 3-3 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

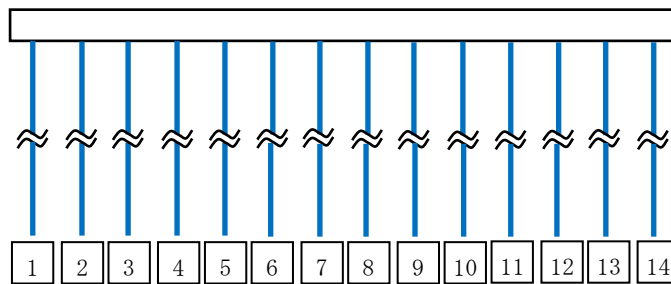
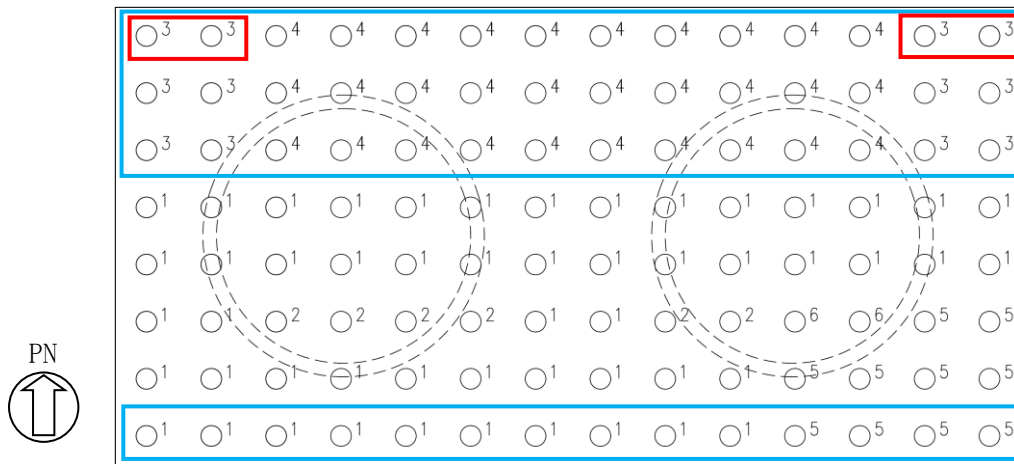
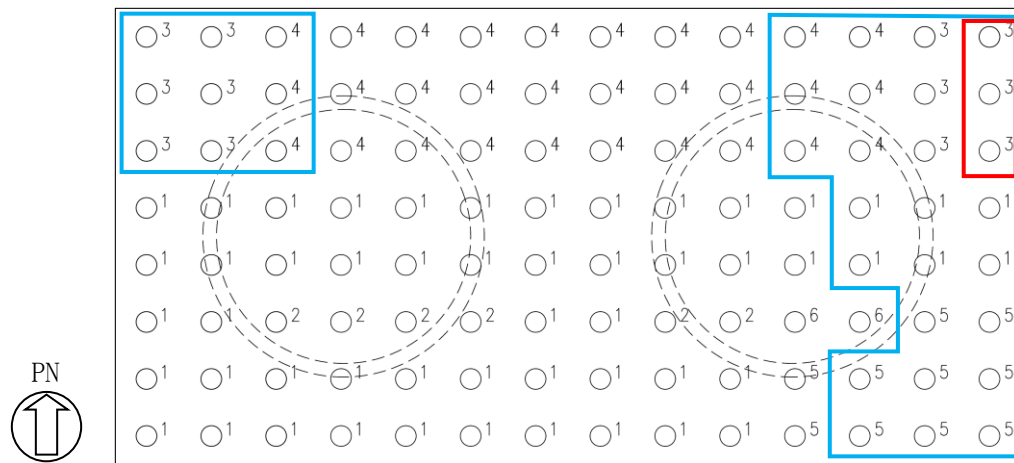


図 3-3 照査位置



(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 3-4 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

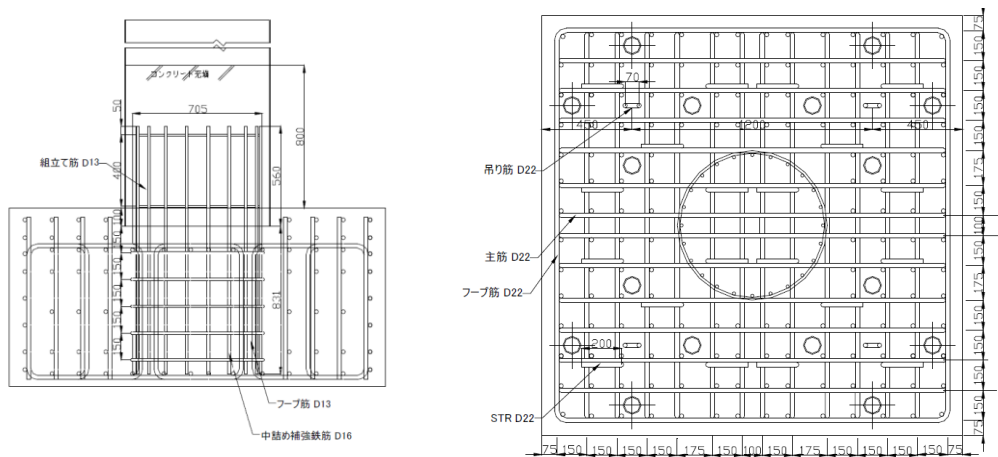
3.1.3 杭頭部の健全性について

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。

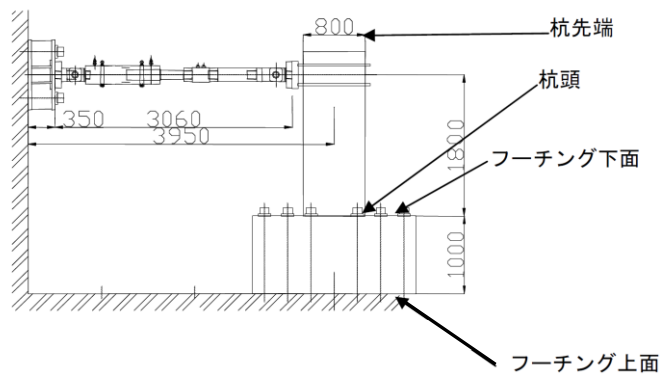
杭基礎の支持力特性に関する既往の研究*では、図 3-5 に示すとおり、杭頭結合部の破壊形態を確認することを目的とした、繰り返し水平載荷試験を実施している。当研究結果によると、図 3-5 (c) 荷重-変位関係に示すとおり、鉄筋降伏時の変位 $1d_y$ に対して 20 倍の変位 $20d_y$ においても急激な荷重低下は見られず、安定した挙動を示している。

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。

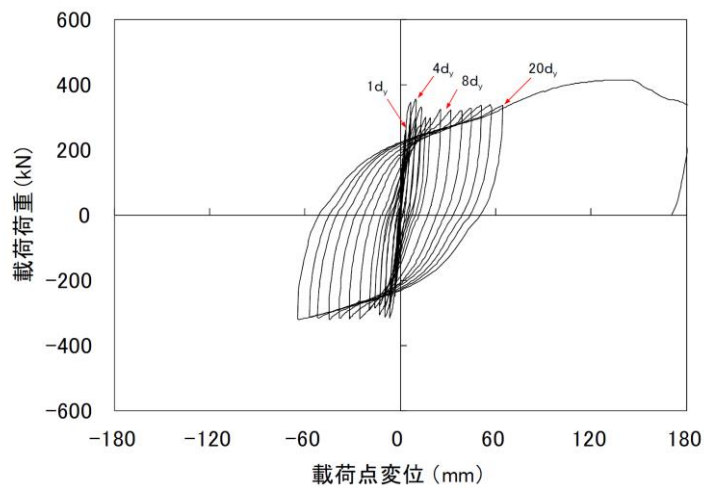
注記* : 杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する共同研究報告書 (杭頭結合部に関する研究)
(2012 年独立行政法人 土木研究所, 一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協力会社)



(a) 配筋図



(b) 試験装置概要



(c) 荷重－変位関係

図 3-5 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 3-4 及び表 3-5 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 3-4 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 3-5 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。

3.2 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。

3.2.1 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 3-1 及び図 3-1 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 3-6 に示す。

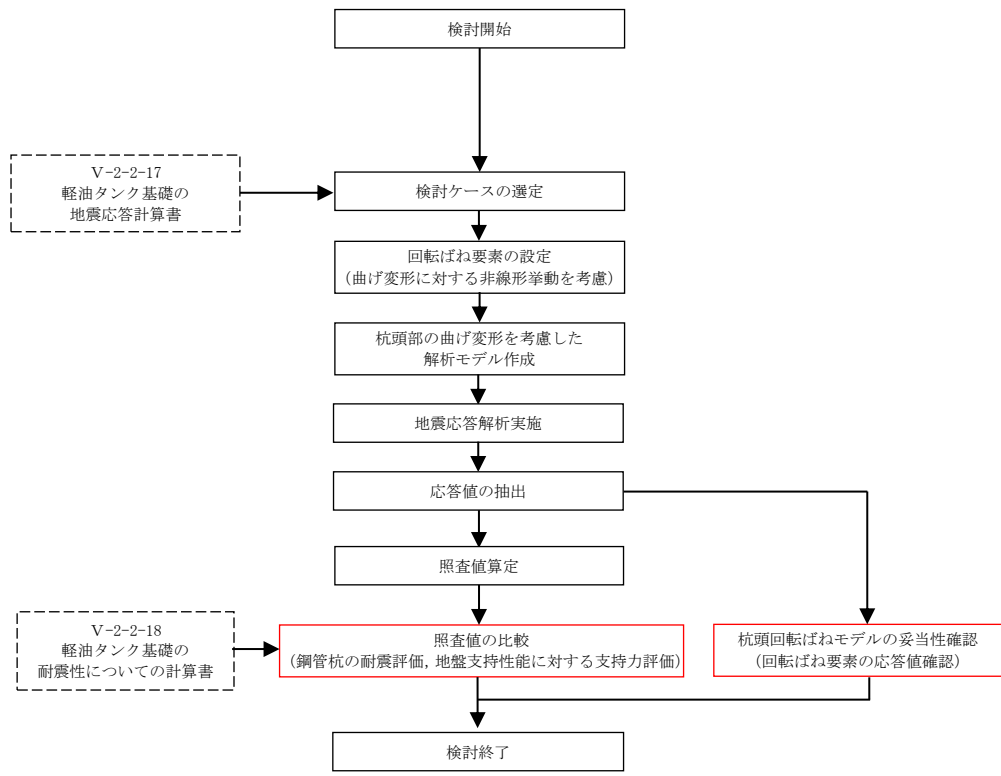


図 3-6 検討フロー

3.2.2 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 3-6 及び表 3-7 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 3-6 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 3-7 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				

3.2.3 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 3-7 に、回転ばね要素のM- θ 特性を図 3-8 に、回転ばね要素のばね定数を表 3-8 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。

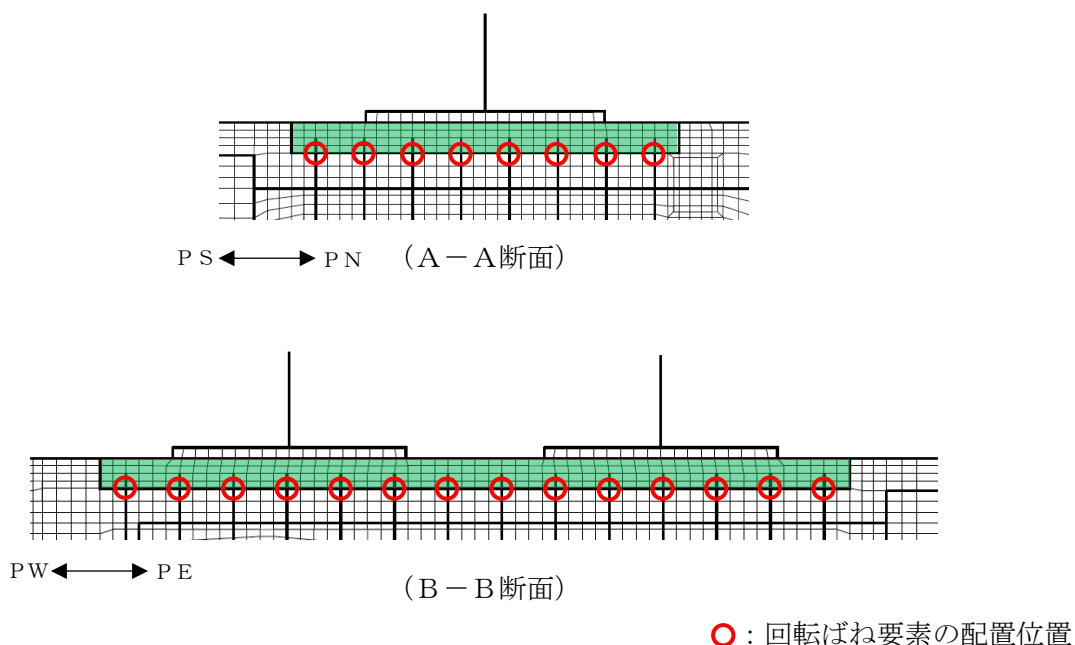


図 3-7 回転ばね要素の配置位置

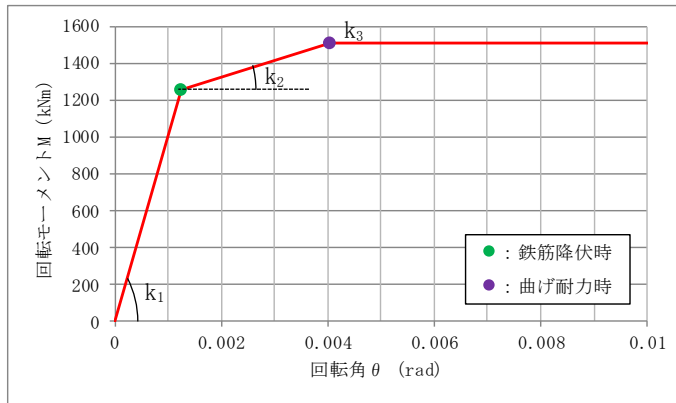


図 3-8 回転ばね要素のM- θ 特性*

注記* : 杭一本あたりの特性を示す。

表 3-8 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。

3.2.4 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 3-9～表 3-16 に示す。表 3-9～表 3-16 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 3-9 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 3-10 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 3-11 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 3-12 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 3-13 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 3-14 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 3-15 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 3-16 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 $P_{ua} = \text{極限引抜き力} P_u \div \text{安全率}$

3.2.5 回転ばね要素の応答値確認

杭頭回転ばねモデルにおける回転ばね要素の回転角が、仮想鉄筋コンクリート断面の鉄筋破断時の回転角以下であ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。鉄筋破断時の回転角は、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 3-17 及び表 3-18 に回転ばね要素の回転角の確認結果を示す。表 3-17 及び表 3-18 より、発生回転角は仮想鉄筋コンクリート断面の鉄筋破断時の回転角を下回るため、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 3-17 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)	鉄筋破断回転角 (rad)	発生回転角 鉄筋破断回転角
①	Ss-1++	8	6.20×10^{-4}	2.40×10^{-2}	0.03
	Ss-1-+	1	7.80×10^{-4}		0.04
	Ss-1+-	1	5.70×10^{-4}		0.03
	Ss-1--	1	6.20×10^{-4}		0.03
	Ss-2	1	3.20×10^{-4}		0.02
	Ss-3++	1	1.11×10^{-3}		0.05
	Ss-3-+	8	1.21×10^{-3}		0.06
	Ss-3+-	1	1.22×10^{-3}		0.06
	Ss-3--	8	1.19×10^{-3}		0.05
	Ss-4	1	2.70×10^{-4}		0.02
	Ss-5	1	3.40×10^{-4}		0.02
	Ss-6	2	3.10×10^{-4}		0.02
	Ss-7	2	3.70×10^{-4}		0.02
	Ss-8++	1	6.00×10^{-4}		0.03
	Ss-8-+	1	5.70×10^{-4}		0.03
②	Ss-3+-	1	5.80×10^{-4}	0.03	
③	Ss-3+-	1	2.46×10^{-3}	0.11	
④	Ss-3+-	1	5.10×10^{-4}	0.03	
⑤	Ss-3+-	1	4.20×10^{-4}	0.02	

注記* : 構造解析係数 γ_a を考慮する。

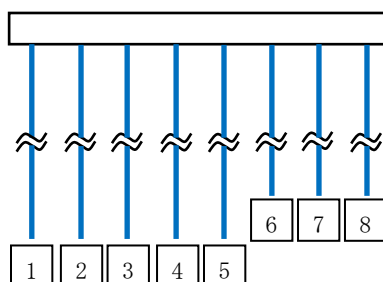


図 3-9 照査位置

表 3-18 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)	鉄筋破断回転角 (rad)	発生回転角 鉄筋破断回転角
①	Ss-1++	14	3.16×10^{-3}	2.40×10^{-2}	0.14
	Ss-1-+	14	3.14×10^{-3}		0.14
	Ss-1+-	14	2.90×10^{-3}		0.13
	Ss-1--	14	2.84×10^{-3}		0.12
	Ss-2	14	2.28×10^{-3}		0.10
	Ss-3++	14	4.21×10^{-3}		0.18
	Ss-3-+	14	3.76×10^{-3}		0.16
	Ss-3+-	14	4.25×10^{-3}		0.18
	Ss-3--	14	3.89×10^{-3}		0.17
	Ss-4	14	1.67×10^{-3}		0.07
	Ss-5	14	1.92×10^{-3}		0.08
	Ss-6	14	2.60×10^{-3}		0.11
	Ss-7	14	2.27×10^{-3}		0.10
	Ss-8++	14	2.43×10^{-3}		0.11
	Ss-8-+	14	2.46×10^{-3}		0.11
②	Ss-3+-	14	2.57×10^{-3}	0.11	
③	Ss-3+-	14	6.14×10^{-3}	0.26	
④	Ss-3+-	14	1.97×10^{-3}	0.09	
⑤	Ss-3+-	14	8.20×10^{-4}	0.04	

注記* : 構造解析係数 γ_a を考慮する。

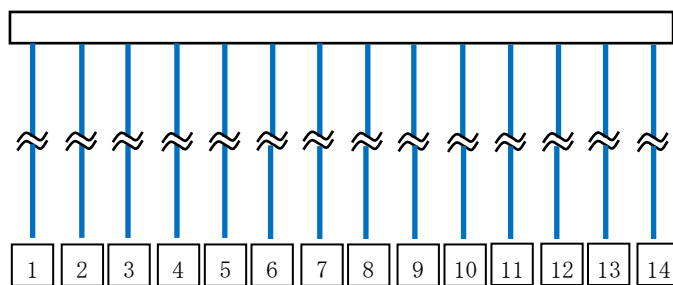


図 3-10 照査位置

4. 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3) 版解析における照査時刻の選定について

1. 概要

基礎版の耐震評価では、基礎版の評価に支配的な荷重が発生する時刻として、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を照査時刻として選定している。表 1-1 に基礎版の耐震評価における照査時刻の一覧を示す。

本項では、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を基礎版の照査時刻とすることの妥当性を確認する。

表 1-1 基礎版の照査時刻

軽油タンク	加振方向	着目事象
A系	NS	モーメント最大時（北）
		モーメント最大時（南）
		圧縮軸力最大時
	EW	モーメント最大時（東）
		モーメント最大時（西）
		圧縮軸力最大時
B系	NS	モーメント最大時（北）
		モーメント最大時（南）
		圧縮軸力最大時
	EW	モーメント最大時（東）
		モーメント最大時（西）
		圧縮軸力最大時

2. 外力として作用する設備の比較

軽油タンク基礎が支持する設備には、軽油タンク、張出しダクト、張出し基礎等の設備があり、地震時にはこれらの設備の荷重が基礎版へ作用する。

表 2-1 に各設備の質量を示す。これらの設備の中で、軽油タンクは質量が最も大きく、地上部に突出した設備であることから、基礎版の耐震評価における支配的な荷重は軽油タンクからの荷重であると考えられる。

表 2-1 各設備の質量

設備名称		質量
軽油タンク (A)		648t
軽油タンク (B)		633t
張出しダクト		457t
張出し基礎 (A C)		96t
張出し基礎 (B)		52t
油分離槽		36t
防油堤	基礎端部	1.50t/m (1.54t/m)*
	南北方向中央	1.66t/m

注記* : 燃料移送系配管を含めた質量

3. 耐震評価による検証

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を基礎版の照査時刻とすることに対する妥当性確認として、上記の照査時刻以外で基礎版に対して大きな外力が生じると想定される事象を抽出し、各事象の発生時刻における基礎版の照査値を比較する。抽出した事象一覧を表 3-1 に示す。

なお、検討を行う解析ケースは基礎版の照査値が最大（せん断力照査値：0.75）となる解析ケース（解析ケース③，Ss-8++）とする。

表 3-1 抽出する事象一覧

	抽出事象	卓越すると想定される荷重
採用事象	軽油タンクの断面力最大時 (モーメント, 圧縮軸力)	・軽油タンクからの荷重
検証用 抽出事象	軽油タンクの断面力最大時 (引張軸力)	・軽油タンクからの荷重
	基礎端部（北西端）の加速度最大時	・張出しダクト及び張出し基礎からの荷重
	基礎版全体の平均的な加速度最大時	・基礎版の慣性力
	側方の土水圧最大時	・土水圧
	杭頭部の断面力最大時	・杭の反力
	基礎版中央の変位最大時	・基礎版の慣性力

各抽出事象の時刻に対する照査結果一覧を表 3-2 に示す。曲げ軸力照査及びせん断力照査とともに、A-A断面の軽油タンク(A系)のモーメントが最大となる時刻で、照査値が最大となることを確認した。

表 3-2 照査結果一覧*

	抽出事象	解析断面	事象	照査時刻 (s)	曲げ照査値	せん断力照査値		
採用事象	軽油タンクの断面力最大時 (モーメント, 圧縮軸力)	A-A断面	A系タンクの圧縮軸力最大時	7.75	0.01	0.24		
			B系タンクの圧縮軸力最大時	7.75	0.01	0.24		
			A系タンクのモーメント北向き最大時	8.12	0.14	0.75		
			A系タンクのモーメント南向き最大時	7.86	0.02	0.43		
			B系タンクのモーメント北向き最大時	8.13	0.14	0.74		
			B系タンクのモーメント南向き最大時	7.86	0.02	0.43		
		B-B断面	A系タンクの圧縮軸力最大時	7.76	0.02	0.28		
			B系タンクの圧縮軸力最大時	7.76	0.01	0.11		
			A系タンクのモーメント東向き最大時	8.11	0.14	0.73		
			A系タンクのモーメント西向き最大時	7.86	0.02	0.43		
			B系タンクのモーメント東向き最大時	8.13	0.14	0.74		
			B系タンクのモーメント西向き最大時	7.84	0.02	0.40		
検証用抽出事象	軽油タンクの断面力最大時 (引張軸力)	A-A断面	A系タンクの引張軸力最大時	7.93	0.01	0.16		
			B系タンクの引張軸力最大時	7.93	0.01	0.16		
		B-B断面	A系タンクの引張軸力最大時	7.94	0.01	0.11		
			B系タンクの引張軸力最大時	7.95	0.01	0.11		
	基礎版端部 (北西端) の加速度最大時	A-A断面	基礎版北端の加速度上向き最大時	7.75	0.01	0.24		
			基礎版北端の加速度下向き最大時	7.93	0.01	0.16		
		B-B断面	基礎版西端の加速度上向き最大時	7.77	0.02	0.32		
			基礎版西端の加速度下向き最大時	7.95	0.01	0.11		
			基礎版全体の平均的な加速度最大時	A-A断面	鉛直加速度上向き最大時	7.75	0.01	0.24
					鉛直加速度下向き最大時	7.93	0.01	0.16
		水平加速度北向き最大時			7.86	0.02	0.43	
		水平加速度南向き最大時			8.11	0.14	0.73	
	B-B断面	鉛直加速度上向き最大時		7.76	0.02	0.28		
		鉛直加速度下向き最大時		7.95	0.01	0.11		
	側方の土水圧最大時	A-A断面	北側の土水圧の合力最大時	8.06	0.09	0.60		
			南側の土水圧の合力最大時	8.35	0.01	0.26		
		B-B断面	東側の土水圧の合力最大時	8.08	0.12	0.66		
			西側の土水圧の合力最大時	7.81	0.02	0.37		
	杭頭部の断面力最大時	A-A断面	せん断力最大時	8.14	0.13	0.74		
			引張軸力最大時	8.11	0.14	0.73		
			圧縮軸力最大時	7.79	0.02	0.36		
		B-B断面	せん断力最大時	8.13	0.14	0.74		
			引張軸力最大時	8.32	0.01	0.18		
			圧縮軸力最大時	8.06	0.09	0.60		
	基礎版中央の変位最大時	A-A断面	相対変位上向き最大時	8.20	0.03	0.57		
			相対変位下向き最大時	7.80	0.02	0.37		
			相対変位北向き最大時	8.17	0.08	0.69		
			相対変位南向き最大時	7.85	0.02	0.42		
B-B断面		相対変位上向き最大時	8.45	0.02	0.31			
		相対変位下向き最大時	8.12	0.14	0.75			
		相対変位東向き最大時	8.19	0.03	0.62			
		相対変位西向き最大時	7.86	0.02	0.43			

注記* : 灰色で着色したケースは「軽油タンクの断面力最大時」の時刻に包絡された重複するケースを示す。

4. まとめ

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を基礎版の照査時刻とすることに対する妥当性の確認として、基礎版に対して大きな外力が生じると想定される事象を抽出し、各事象の発生時刻における基礎版の照査値の比較を行った。その結果、表 3-2 に示すとおり、基礎版の照査値が最大となる時刻は軽油タンクのモーメント最大時であることを確認した。また、検証用に抽出した各事象で選定された照査時刻は、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に包絡されているものが多く、軽油タンクの圧縮軸力及びモーメントが、版解析において支配的な荷重であることを確認した。

以上の結果より、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を基礎版の照査時刻とすることは妥当である。

(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。

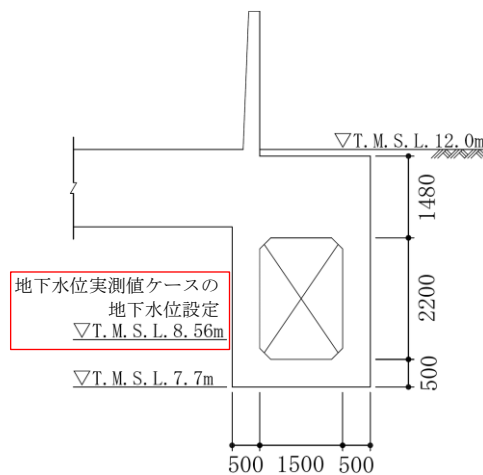


図 3-1 地下水位実測値と張出しダクト下端標高の比較

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。

(参考資料 5) 静的地震力に対する耐震評価

軽油タンク基礎については、既工認において、Cクラス施設に求められる静的地震力 ($kh=0.16$) を上回る、Asクラス用設計地震 (最大水平加速度 450cm/s^2) による地震力に対して、許容応力度法による耐震評価を実施していることから、今回工認では、静的地震力による評価は省略する。

計算機プログラム（解析コード）の概要

別紙23 Engineer's Studio

1. 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
V-2-2-18	軽油タンク基礎の耐震性についての計算書	Ver. 8.0.1
V-2-2-22	常設代替交流電源設備基礎の耐震性についての計算書	Ver. 8.0.1
V-2-2-24	軽油タンク基礎（6号機設備）についての計算書	Ver. 8.0.1
V-2-10-3-1-8	補機冷却用海水取水路の耐震性についての計算書	Ver. 8.0.1

2. 解析コードの概要

項目 \ コード名	Engineer's Studio
使用目的	3次元有限要素法による静的解析
開発機関	株式会社フォーラムエイト
開発時期	2009年
使用したバージョン	Ver. 8.0.1
コードの概要	<p>Engineer's Studioは、株式会社フォーラムエイトによって開発された3次元有限要素法解析を行う解析コードである。主な特徴は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・土木・建築構造物の部材を、1本の棒に見立てたはり要素や平面的に連続した平板要素でモデル化して構造物の応答解析を行い、断面力及びひずみの算出を行う。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】</p> <p>本解析コードの検証内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードによる非線形平板要素を用いた解析結果と実験結果が概ね一致することを確認している。 ・本解析コードによる杭頭ばね要素を用いた解析結果と理論解が概ね一致することを確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】</p> <p>本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・日本原子力発電株式会社の「東海第二発電所」において、屋外重要土木構造物等の耐震評価に本解析コード (Ver. 6.00.04) が使用された実績があり、線形のはり要素及び平板要素を用いた解析に適用性があることが既に検証されている。 ・バージョン更新により機能の追加が図られたが、本工事計画認可申請において使用するバージョン (Ver. 8.0.1) と他プラントの既工事計画認可申請で使用されたバージョン (Ver. 6.00.04) で使用している機能は同じである。 ・本工事計画認可申請において使用する非線形平板要素及び杭

	<p>頭ばね要素を用いた解析の適用性を検証している。</p> <ul style="list-style-type: none">• 本工事計画認可申請における3次元有限要素法による静的解析の使用目的に対し、使用用途及び使用方法に関する適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。
--	--

3. Engineer's Studioの解析手法について

3.1 一般事項

Engineer's Studioは土木・建築構造物の部位を一本の棒に見立てたはり要素や平面的に連続した平板要素でモデル化して、構造物の非線形挙動を解析できる3次元有限要素法(FEM)解析プログラムである。Engineer's Studioは、軽油タンク基礎、常設代替交流電源設備基礎、補機冷却用海水取水路、及び軽油タンク基礎(6号機設備)の3次元有限要素法による静的解析に使用している。

3.2 解析コードの特徴

Engineer's Studioの特徴を以下に示す。

- ・構造物の鉄筋コンクリート部材を平面的に連続した非線形平板要素でモデル化して、応答計算により、断面力及びひずみの算出が可能である。
- ・地盤や杭頭部からの反力は、ばね要素でモデル化することにより考慮することが可能である。

3.3 解析手法

3.3.1 非線形平板要素

Engineer's Studioで用いられているMindlin平板要素は有限要素法(FEM)について記載されている一般的な参考書を参照している。以降は主要な点だけを述べるが、理論の詳細は下記文献に基づいている。

参考文献(1)

Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L. The Finite Element Method. Fifth Edition. 2000. Vol. 1 The Basis. ISBN 0 7506 5049 4.

参考文献(2)

The Finite Element Method. Fifth Edition. 2000. Vol. 2 Solid Mechanics. ISBN 0 7506 5055 9.

面内については、一般的な2次元平面応力モデルが適用される。(詳細は、参考文献(1)の4章「平面応力と平面ひずみ」を参照)

面外方向については、曲げ及びせん断成分両方を考慮する。面外の曲げは、平板要素の厚みから得られる面内層のひずみを積分したもので、面外せん断モデルは線形弾性であり、その値は要素の厚さを通して全ての層で積分することで得られる。

なお、非線形平板要素には、下記文献に基づく材料の非線形特性が考慮される。

参考文献(3)

Koichi MAEKAWA, Amorn PIMANMAS and Hajime OKAMURA, Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete. 2003. ISBN 0 4152 7126 6.

3.3.2 ばね要素

ばね要素は要素の長さがゼロあるいは無視できる要素に対して適用する。ばね要素両端に接続された2節点の変位から計算される要素両端の相対変位を要素変形と定義する。

図3-1には要素変形を明確にするため、並進変形と回転変形を分離して示している。

並進変形及び回転変形の成分を求めるために必要となる変位後の要素座標系は、次のように決定する。節点変位と共に回転する要素端*i*に設定された要素端座標系が、変位後の他端*j*要素端座標系に一致する回転を求める。この回転の半回転を*i*端座標系に与えた回転後の座標系を要素座標系と定義する。並進変形の各成分は2節点を結ぶベクトルの要素座標軸成分であり、回転変形は*i*端座標系が*j*端座標系に一致する回転ベクトルを要素座標軸成分として求めたものになる。

したがって、これら要素変形と仕事の対を成す要素端力は、図3-2に示すように、要素座標軸に平行であり要素両端で逆向きとなる3つの対をなす並進力と、要素座標軸周り両端逆向きの3対の端モーメントである。要素端に作用するそれぞれ6個の力の内、これら3並進力と3端モーメントの6つの力が独立である。要素端に作用する12の力のうち、これら独立な端力を除く6つの力は3対の並進力に釣り合うべき端モーメントであることは明白であるが、これらの従属する力が要素両端にどのように作用するかは明確ではない。しかし、定義された要素座標系から厳密な適合条件により導かれる要素変形を節点変位により展開することによって、線形の適合条件が導かれるとともに、平衡条件式も同様に得ることができる。結果として、3並進力に釣り合うべき3つのモーメントを両端に均等に配分することにより生じる6つのモーメント（回転変形と対を成すモーメントとは異なるモーメント）が、従属な要素端力となる。

この要素座標系の大きな特徴は、ばね要素が接続される2節点の均等性が保証されることと、ばね要素長がゼロであっても幾何剛性が算出できる点にある。線要素に単純ばり要素座標系を採用した場合、軸力をその要素長で割る幾何剛性が存在し、これ故に要素長ゼロが発生する要素に対しては単純ばり要素座標系が適用できない。一方、片持ちばり要素座標系では幾何剛性にゼロ割は生じないものの、固定端側に接続される節点と自由端側に接続される節点では、要素内の幾何学的非線形を完全に取り入れない限り節点間の不均等性が現れ、片持ちばり要素座標系の与え方次第で解は異なることになる。ここで定義した要素座標系はこれらの問題点を解消できるものである。しかしながら、ゴム支承などのせん断変形が卓越し、要素長が確実に保証できる部材にこの要素座標系を適用した場合、せん断変形により見かけ上軸方向の圧縮変形が生じ、本来存在しない圧縮力を生み出すこととなり、実現象に対する精度の悪化は否めない。要素長ゼロの可能性が無い要素であれば、曲げ変形に加えてせん断変形を行う線要素として単純ばり要素座標系を使用することが望ましい。本解析で使用するばね要素においては、要素端力は仕事の対として対応する要素変形によってばね定数から独立に決定されるものとし、他の要素変形との連成は無いものとする。要素変形と要素端力の関係は非弾性も可能とし、ばねの復元力特性として、バイリニアあるいは一方向のみ復元力がバイリニアとなる非弾性性状を与えることができるも

のとする。

図 3-3 に示す 2 重節点（要素両端の変位が 1 つ以上の自由度について一致する節点）は、このバネ要素で設定するものとする。非線形解析においては、変位が一致する方向は節点変位と共に変化するため、厳密な適合条件から求めた変位後の要素座標系を使用して、2 重節点における変位が一致する方向を確定する必要がある。

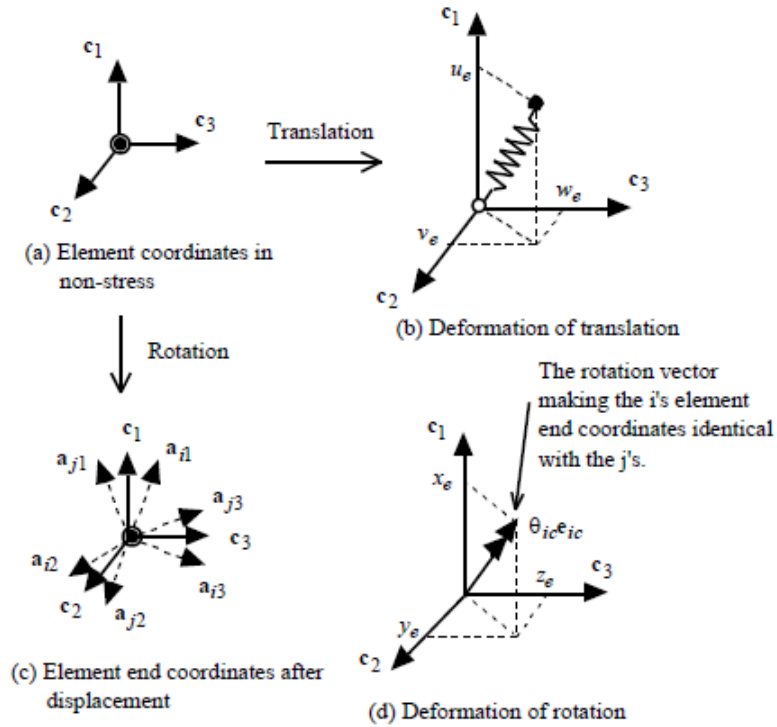


図 3-1 バネ要素の要素変形と要素座標系

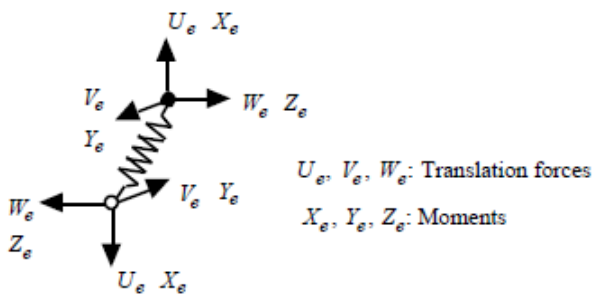


図 3-2 バネ要素の要素端力

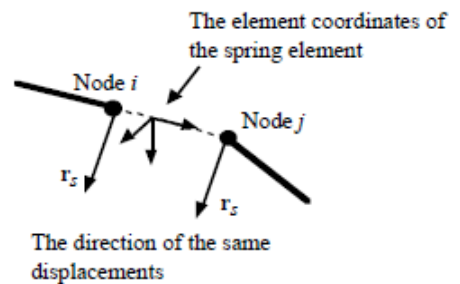


図 3-3 2 重節点

3.4 解析フローチャート

解析フローチャートを図 3-4 に示す。

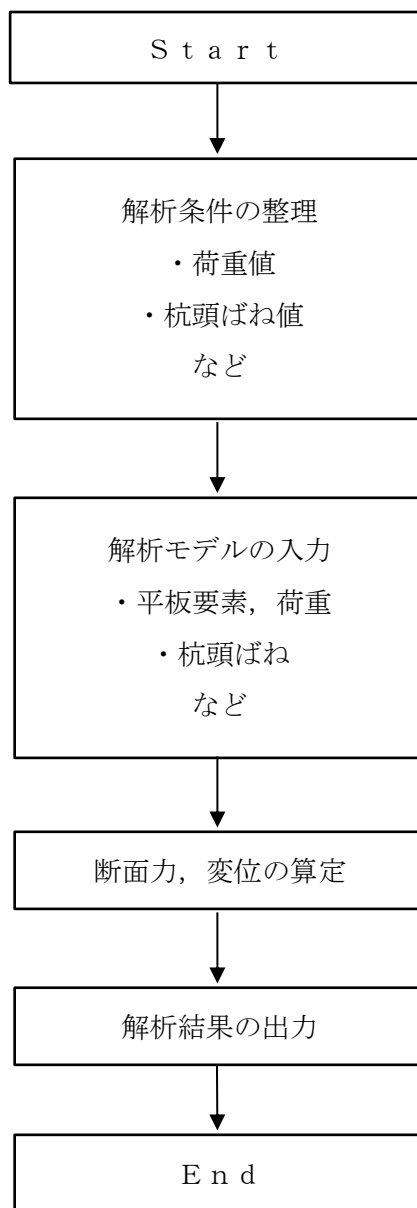


図 3-4 解析フローチャート

3.5 検証 (Verification) と妥当性 (Validation)

3.5.1 非線形平板要素の適用性の検証

非線形平板要素は、コンクリート及び鉄筋の非線形特性を考慮し、鉄筋コンクリート部材を積層モデルでモデル化する要素である。非線形平板要素を用いた解析の適用性は、単純ばりモデルの荷重-変位関係について、本解析コードによる解析結果と実験結果を比較することで検証する。

(1) 検討条件

a. 実験概要

比較対象とする実験の概念図を図 3-5 に示す。実験では鉄筋コンクリートはりの試験体に対し、試験体天端 2 点に荷重し、試験体中央位置での鉛直変位に関する荷重-変位関係を確認する。

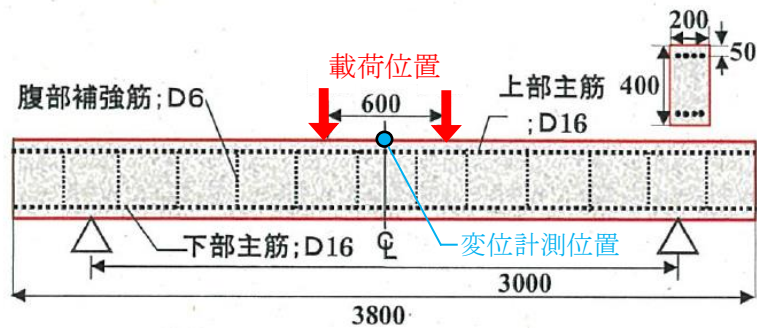


図 3-5 実験概念図

(原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針 (技術資料) (2005 年) より引用)

b. 解析モデル

解析モデルは図 3-5 に基づき、積層シェル要素でモデル化する。積層シェル要素は 8 層とし、上端 2 層及び下端 2 層は鉄筋コンクリート要素で、中央 4 層は無筋コンクリート要素でモデル化する。

解析モデル図を図 3-6 に示す。

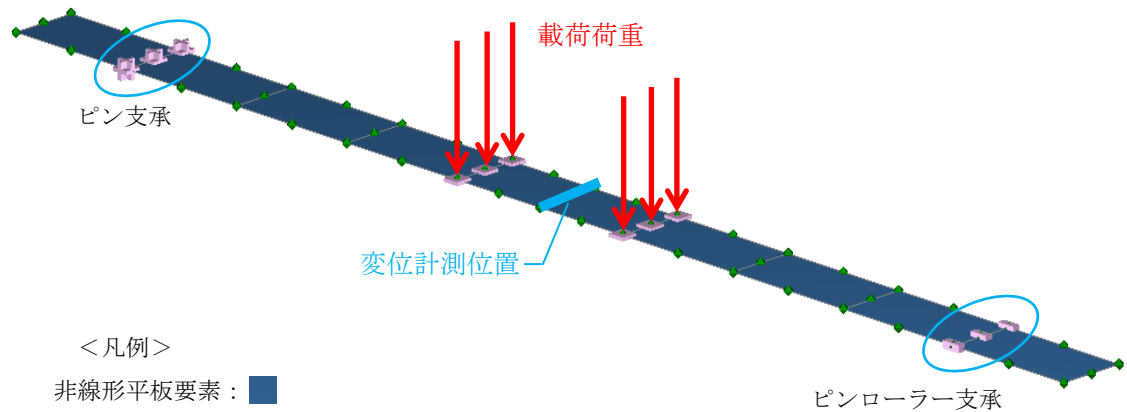


図 3-6 解析モデル図

c. 解析用物性値

解析用物性値を表 3-1 に示す。

表 3-1 解析用物性

コンクリート	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	45.3
	引張強度 f_t (N/mm ²)	3.7
	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	3.06×10^4
鉄筋	降伏強度 f_y (N/mm ²)	344
	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	1.94×10^5

(原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針 (技術資料) (2005 年) より引用)

d. 解析条件

図 3-5 の載荷位置と同様に、図 3-6 に示す載荷位置に載荷し、モデル中央位置における荷重-変位関係を算出する。

(2) 結果の検証

実験結果と解析結果の荷重－変位関係の比較を図 3-7 に示す。

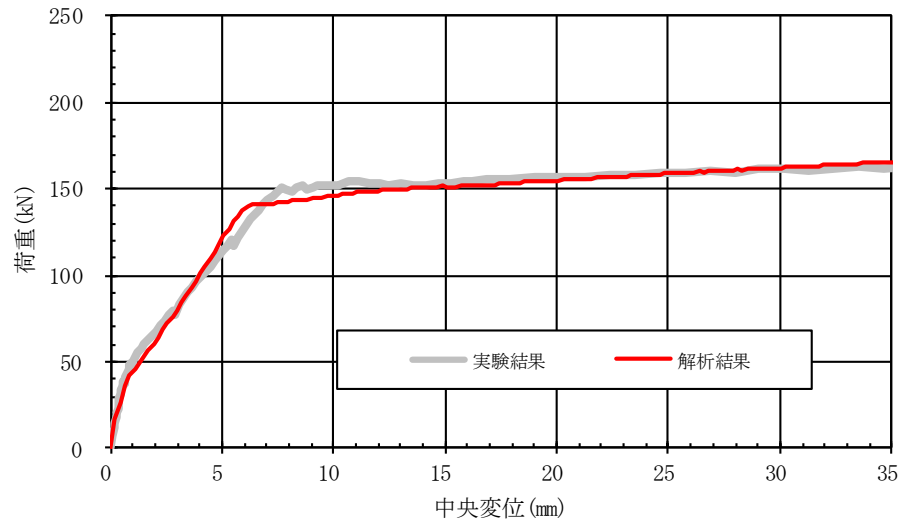


図 3-7 荷重－変位関係の比較

解析結果と実験結果の荷重－変位関係は概ね一致しており、鉄筋降伏時の荷重も概ね同等である。以上より、非線形平板要素を用いた解析の適用性を確認した。

3.5.2 杭頭ばね要素の適用性の検証

杭頭ばね要素は杭軸方向のばね、杭軸法線方向のばね及び回転ばねを設定することで、杭頭反力をモデル化する要素である。

杭頭ばね要素を用いた解析の適用性は、杭基礎構造物の杭頭反力及び変位について、本解析コードによる解析結果と変位法による理論解を比較することで検証する。

(1) 検討条件

a. 検討モデル

検討モデルは、図 3-8 に示すとおり、杭基礎形式の逆 T 型擁壁とし、フーチングは剛体とする。

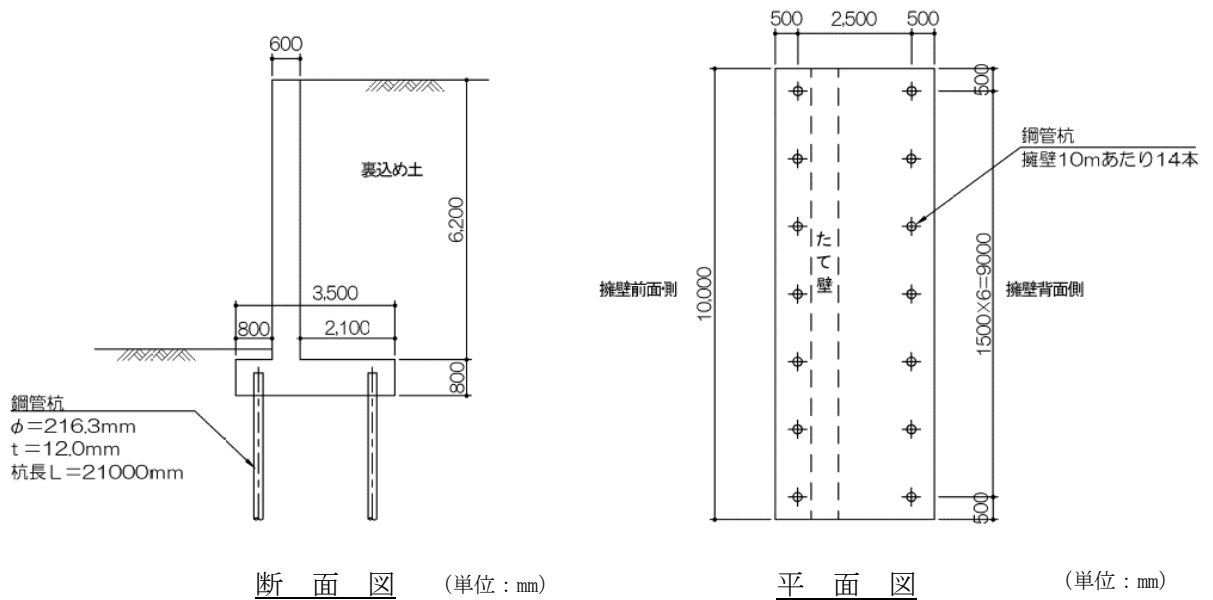


図 3-8 検討モデル

b. 杭頭ばね定数

杭頭ばね定数は、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）に基づき算定し，表 3-2 のとおりとする。

表 3-2 杭頭ばね定数

名称	区分	単位	ばね定数
軸方向ばね	K_v ：杭軸方向のばね	kN/m	131567
軸直角方向ばね	K_1 ：杭の法線方向ばね	kN/m	27550
	K_2 ：杭の回転ばね	kN/rad	14032
	K_3 ：杭の法線方向ばね (モーメント)	kNm/m	14032
	K_4 ：杭の回転ばね (モーメント)	kNm/rad	14294

c. 荷重条件

荷重条件は、図 3-9 に示すフーチングの中心線に、表 3-3 に示す荷重を分布荷重で作用させるものとする。

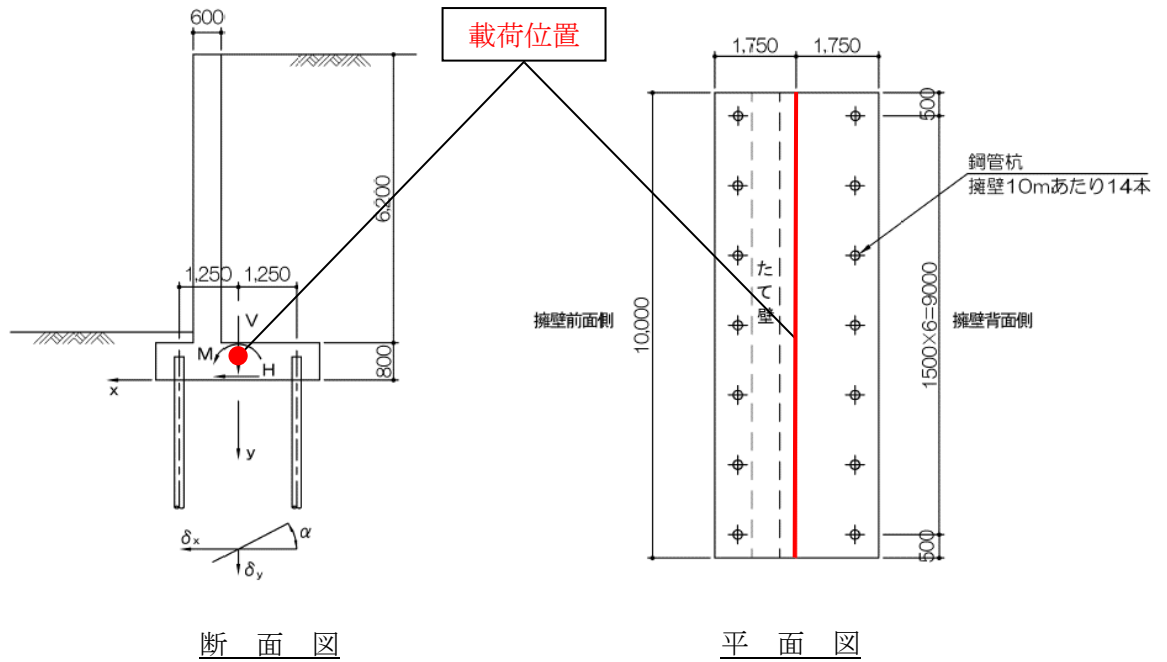


図 3-9 载荷点の位置

表 3-3 荷重値

鉛直荷重 V	水平荷重 H	モーメント M
420 (kN/m)	196 (kN/m)	397 (kNm/m)

(2) 解析結果の算出

本解析コードによる解析モデルを図 3-10 に示す。フーチングを剛板で、杭を杭頭ばね要素でモデル化する。

解析モデルに対して「(1)c. 荷重条件」で設定した荷重を作用させた際の杭頭ばね要素の反力図を図 3-11 に示す。解析で得られた各杭頭ばね要素の反力を表 3-4 及び表 3-5 に示す。また、フーチング軸線の変位を表 3-6 に示す。

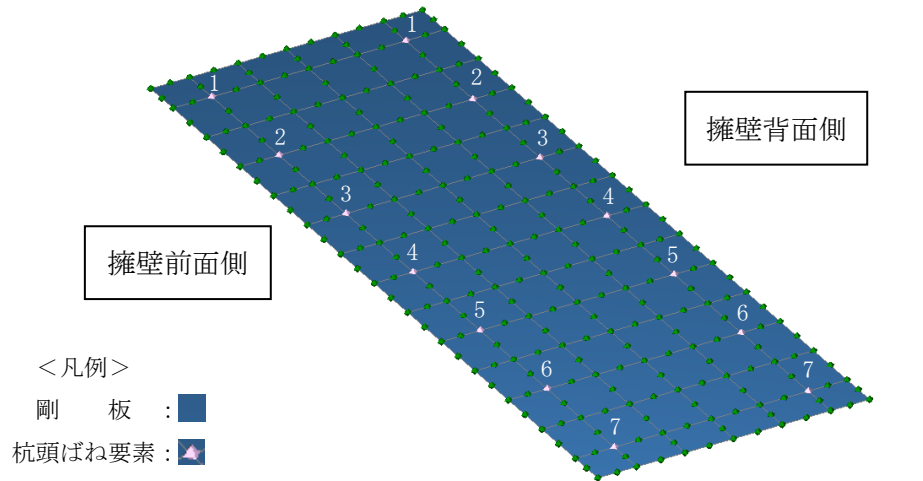


図 3-10 解析モデル図

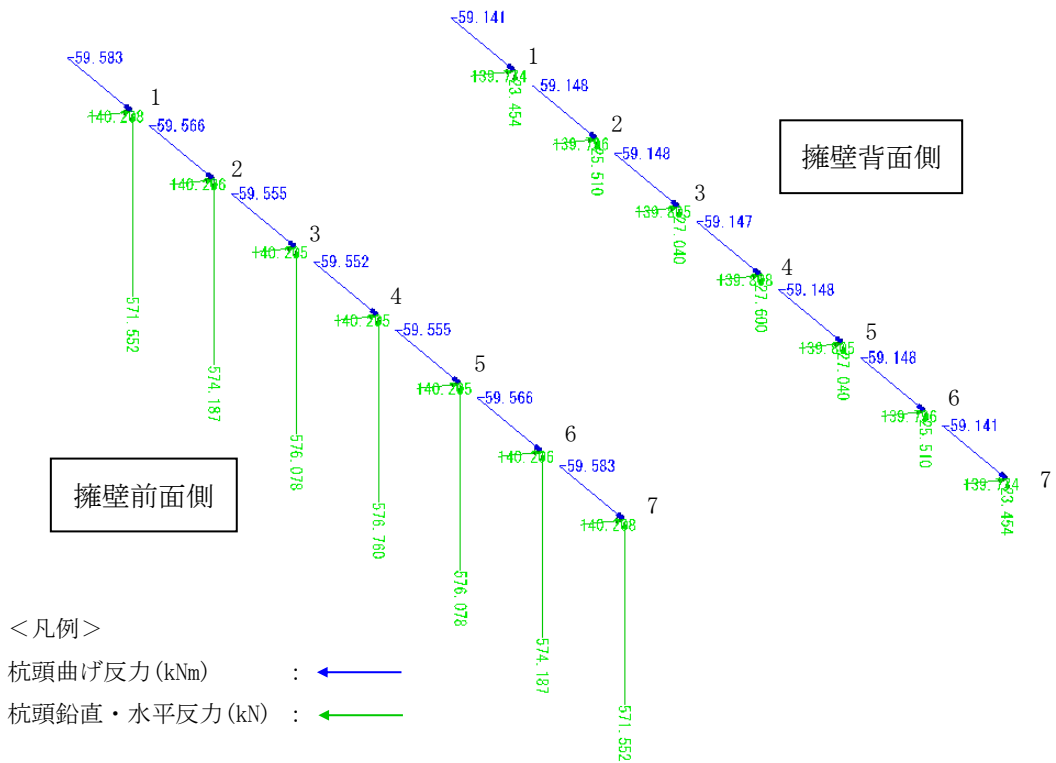


図 3-11 解析結果 杭頭ばね要素の反力図

表 3-4 擁壁前面側の杭頭部の反力

杭頭位置	1	2	3	4	5	6	7	平均値
杭頭曲げ反力M(kNm/本)	59.6	59.6	59.6	59.6	59.6	59.6	59.6	59.6
杭頭鉛直反力 P_v (kN/本)	571.6	574.2	576.1	576.8	576.1	574.2	571.6	574.3
杭頭水平反力 P_H (kN/本)	140.2	140.2	140.2	140.2	140.2	140.2	140.2	140.2

表 3-5 擁壁背面側の杭頭部の反力

杭頭位置	1	2	3	4	5	6	7	平均値
杭頭曲げ反力M(kNm/本)	59.1	59.1	59.1	59.1	59.1	59.1	59.1	59.1
杭頭鉛直反力 P_v (kN/本)	23.5	25.5	27.0	27.6	27.0	25.5	23.5	25.7
杭頭水平反力 P_H (kN/本)	139.8	139.8	139.8	139.8	139.8	139.8	139.8	139.8

表 3-6 フーチング軸線の変位

算定位置	軸線 (平均値)
水平変位 δ_x (mm)	5.93
鉛直変位 δ_y (mm)	2.30
回転角 α (rad)	0.001679

(3) 理論解の算出

変位法によって理論解を算出する。図 3-12 に示すようにフーチングの中心を原点 O とし、外力 V_o 、 H_o 、 M_o を作用させたときの応答値を算定する。

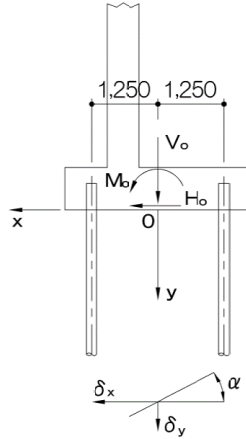


図 3-12 変位法による計算座標

このときフーチング原点の変位は、次の三元連立方程式を解いて求められる。

$$A_{xx} \delta_x + A_{xy} \delta_y + A_{x\alpha} \alpha = H_o$$

$$A_{yx} \delta_x + A_{yy} \delta_y + A_{y\alpha} \alpha = V_o$$

$$A_{\alpha x} \delta_x + A_{\alpha y} \delta_y + A_{\alpha\alpha} \alpha = M_o$$

フーチングの底面が水平なため、各係数は次式で求められる。

$$A_{xx} = \sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$$

$$A_{xy} = A_{yx} = \sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$$

$$A_{x\alpha} = A_{\alpha x} = \sum \{ (K_v - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i \}$$

$$A_{yy} = \sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$$

$$A_{y\alpha} = A_{\alpha y} = \sum \{ (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i + K_2 \sin \theta_i \}$$

$$A_{\alpha\alpha} = \sum \{ (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \sin \theta_i + K_4 \}$$

ここに、

H_o : フーチング底面より上に作用する水平荷重 (kN)

V_o : フーチング底面より上に作用する鉛直荷重 (kN)

M_o : 原点 O まわりの外力のモーメント (kNm)

δ_x : 原点 O の水平変位 (m)

δ_y : 原点 O の鉛直変位 (m)

α : フーチングの回転角 (rad)

x_i : i 番目の杭の杭頭の x 座標 (m)

θ_i : i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (度)

以上の計算から、求められたフーチング原点の変位 ($\delta_x, \delta_y, \alpha$) により、各杭頭に作用する杭軸方向力 P_{Ni} 、杭軸直角方向力 P_{Hi} 、およびモーメント M_{ti} は次式で求まる。

$$\begin{aligned} P_{Ni} &= K_v \delta_{yi}' \\ P_{Hi} &= K_1 \delta_{xi}' - K_2 \alpha \\ M_{ti} &= -K_3 \delta_{xi}' + K_4 \alpha \\ \delta_{xi}' &= \delta_x \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha x_i) \sin \theta_i \\ \delta_{yi}' &= \delta_x \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha x_i) \cos \theta_i \end{aligned}$$

ここに、

δ_{xi}' : i 番目の杭の杭頭の軸直角方向変位 (m)

δ_{yi}' : i 番目の杭の杭頭の軸方向変位 (m)

K_v : 杭頭に単位量の軸方向変位を生じさせる杭軸方向力 (杭の軸方向ばね定数)
(kN/m)

K_1, K_2, K_3, K_4 : 杭の軸直角方向ばね定数

x_i : i 番目の杭の杭頭の x 座標 (m)

θ_i : i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (度)

P_{Ni} : i 番目の杭の杭軸方向力 (kN)

P_{Hi} : i 番目の杭の杭軸直角方向力 (kN)

M_{ti} : i 番目の杭の杭頭に作用する外力としてのモーメント (kNm)

以上の計算式による計算結果を表 3-7～表 3-9 に示す。

表 3-7 各係数の計算結果

係数	単位	算定値
A_{xx}	kN/m	385697
A_{xy}, A_{yx}	kN/m	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	kN/rad	-196450
A_{yy}	kN/m	1841942
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	kN/rad	0
$A_{\alpha\alpha}$	kNm/rad	3078153

表 3-8 各杭頭反力の計算結果

算定位置	擁壁前面杭頭	擁壁背面杭頭
杭頭曲げ反力M(kNm/本)	59	59
杭頭鉛直反力 P_v (kN/本)	574	26
杭頭水平反力 P_H (kN/本)	140	140

表 3-9 フーチングの原点Oの変位

算定位置	原点O
水平変位 δ_x (mm)	5.93
鉛直変位 δ_y (mm)	2.28
回転角 α (rad)	0.001668

(4) 結果の検証

本解析コードによる解析結果と理論解の比較結果を表 3-10 及び表 3-11 に示す。

表 3-10 及び表 3-11 より, 杭頭反力及びフーチングの変位が解析解と理論解で概ね一致していることから, 杭頭ばね要素を用いた解析の適用性を確認した。

表 3-10 本解析コードによる解析結果と理論解の比較 杭頭反力

算定位置	擁壁前面側杭頭			擁壁背面側杭頭		
	解析結果 (平均値)	理論解	理論解に対する比率	解析結果 (平均値)	理論解	理論解に対する比率
杭頭曲げ反力M(kNm/本)	59.6	59	101.0%	59.1	59	100.2%
杭頭鉛直反力P _v (kN/本)	574.3	574	100.1%	25.7	26	98.8%
杭頭水平反力P _H (kN/本)	140.2	140	100.1%	139.8	140	99.9%

表 3-11 本解析コードによる解析結果と理論解の比較 フーチング変位

算定位置	中心線(原点O)		
	解析結果 (平均値)	理論解	理論解に対する比率
水平変位 δ_x (mm)	5.93	5.93	100.0%
鉛直変位 δ_y (mm)	2.30	2.28	100.9%
回転角 α (rad)	0.001679	0.001668	100.7%

3.5.3 使用目的に対する妥当性

本解析コードは, 非線形平板要素及び杭頭ばね要素を用いた3次元有限要素法による静的解析に使用されている。非線形はり要素を用いた解析の適用性は, 3.5.1「非線形平板要素の適用性の検討」において検討している。また, 杭頭ばね要素を用いた解析の適用性は, 3.5.2「杭頭ばね要素の適用性の検証」において検証している。

以上より, 本工事計画認可申請における3次元有限要素法による静的解析の使用目的に対し, 本解析コードを用いることは妥当である。