

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-工-B-13-0001_改1
提出年月日	2021年4月7日

VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書

2021年4月

東北電力株式会社

## 目 次

- VI-2-10-2-3-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書
- VI-2-10-2-3-2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書
- VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書
- VI-2-10-2-3-4 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の耐震性についての計算書

: 本日の説明範囲

VI-2-10-2-3-2 杭基礎構造防潮壁（鋼製遮水壁（鋼桁））  
の耐震性についての計算書

## 目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	16
2.4	適用基準	19
3.	耐震評価	20
3.1	評価対象断面	20
3.2	解析方法	26
3.2.1	施設	26
3.2.2	材料物性及び地盤物性のばらつき	26
3.2.3	減衰定数	27
3.2.4	地震応答解析の解析ケースの選定	29
3.3	荷重及び荷重の組合せ	31
3.3.1	耐震評価上考慮する状態	31
3.3.2	荷重	31
3.3.3	荷重の組合せ	32
3.4	入力地震動	33
3.5	解析モデル及び諸元	62
3.5.1	解析モデル	62
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	70
3.5.3	地盤の物性値	74
3.5.4	地下水位	74
3.6	評価対象部位	75
3.6.1	施設の健全性評価	75
3.6.2	施設の変形性評価	75
3.6.3	基礎地盤の支持性能評価	75
3.7	許容限界	76
3.7.1	鋼桁	76
3.7.2	RC支柱	76
3.7.3	水平支承・鉛直支承	77
3.7.4	フーチング	78
3.7.5	鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭	78
3.7.6	止水ジョイント部材	79
3.7.7	基礎地盤	79
3.8	評価方法	81

3.8.1	鋼桁	81
3.8.2	RC 支柱	85
3.8.3	水平支承・鉛直支承	86
3.8.4	フーチング	87
3.8.5	鋼管杭及び場所打ち杭	87
3.8.6	止水ジョイント部材	90
3.8.7	基礎地盤	90
4.	耐震評価結果	91
4.1	鋼桁	91
4.2	RC 支柱	96
4.3	水平支承・鉛直支承	110
4.4	フーチング	112
4.5	鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭	142
4.5.1	鋼桁 1	142
4.5.2	鋼桁 2	149
4.5.3	鋼桁 3	154
4.5.4	鋼桁 4	159
4.5.5	鋼桁 5	166
4.5.6	鋼桁 6	171
4.9	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	176

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、杭基礎構造防潮壁（鋼製遮水壁（鋼桁））（以下「鋼製遮水壁（鋼桁）」という。）が基準地震動 $S_s$ に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

鋼製遮水壁（鋼桁）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく施設の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価により行う。

なお、鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

鋼製遮水壁（鋼桁）の位置図を図 2-1 に示す。なお、杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室），防潮壁（第 2 号機放水立坑），防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第 3 号機放水立坑）の 4 箇所を設置され、それぞれ鋼製遮水壁（鋼板），鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の 3 種類の構造形式で構成されている。本書では鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震計算結果を示す。

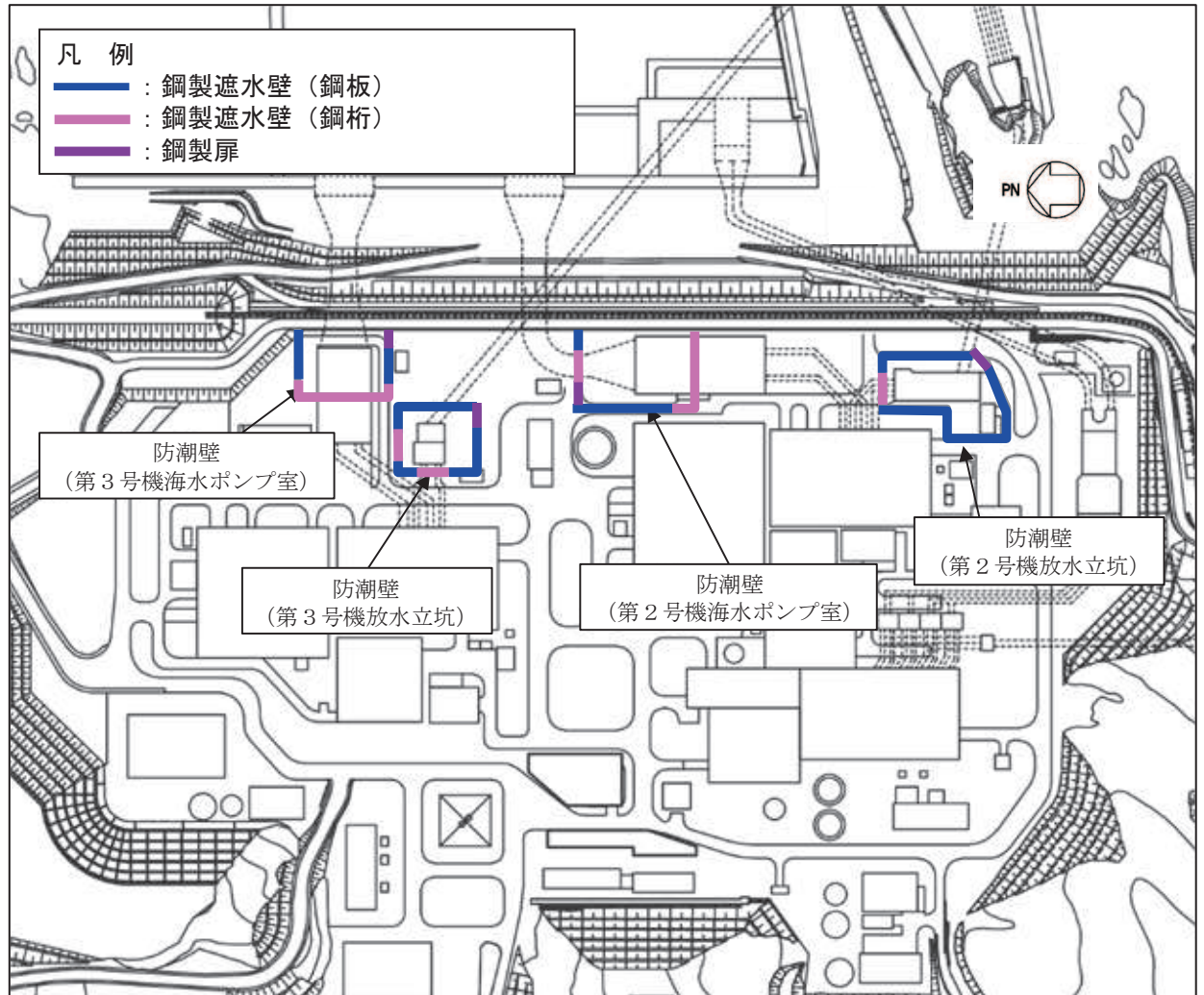


図 2-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の位置図

## 2.2 構造概要

鋼製遮水壁（鋼桁）は，入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さと同端高さを表 2-1 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）は，鋼桁，支承（鉛直支承・水平支承）及び RC 支柱による上部構造と，鋼管杭及びフーチングによる下部構造から構成され，構造境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置する。また，鋼製遮水壁（鋼桁）は，防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第 3 号機放水立坑）に各 2 箇所，防潮壁（第 2 号機放水立坑）及び防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）に各 1 箇所，合計 6 箇所に設置する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の配置図を図 2-2 に，構造的特徴を表 2-2 に示す。また，鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要図を図 2-3 に，構造図を図 2-4～図 2-11 に，止水ジョイントの構造図を図 2-12 に示す。

表 2-1 入力津波による浸水高さと同端高さ

設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	防潮壁の 天端高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18. 1	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17. 4	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19. 0	O. P. +20. 0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17. 5	O. P. +19. 0



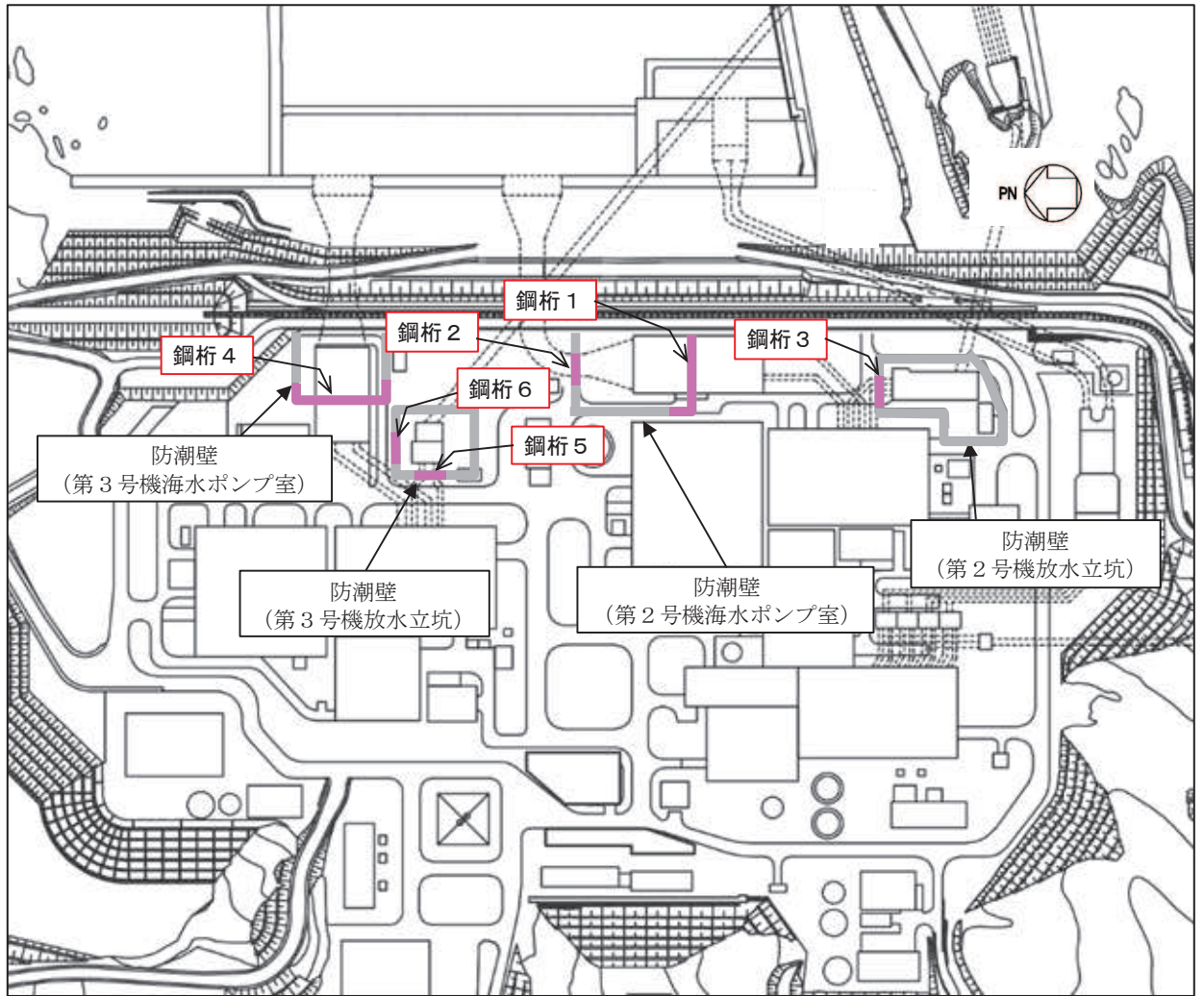
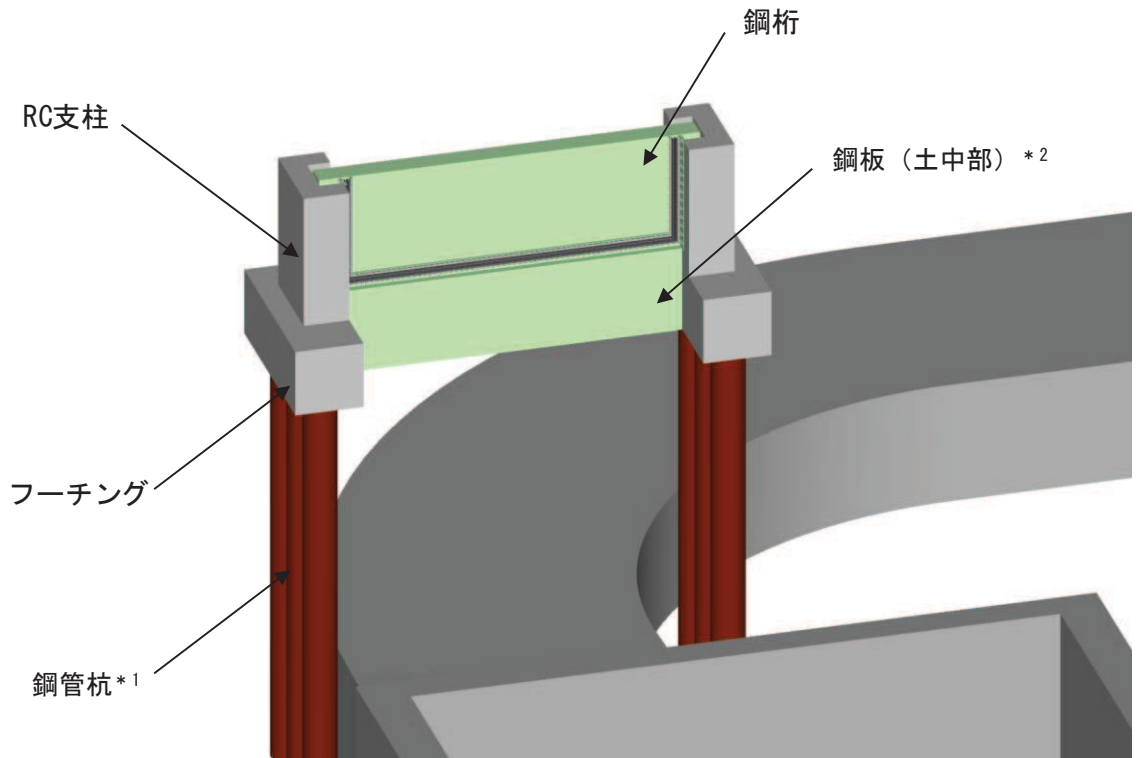


図 2-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の配置図

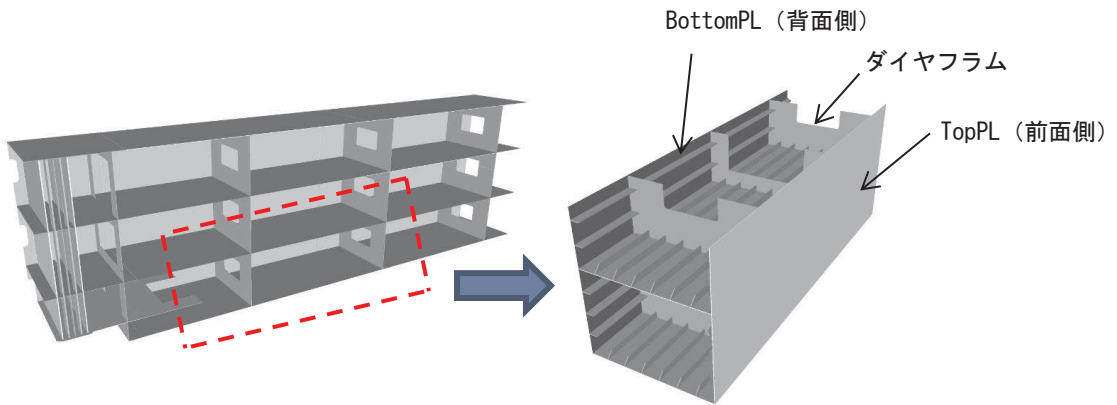
表 2-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要

断面	天端高さ (m)	鋼桁		
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)
鋼桁 1	0. P. +19. 0	2. 4	5. 0	41. 85
鋼桁 2	0. P. +19. 0	1. 0	5. 0	16. 7
鋼桁 3	0. P. +19. 0	1. 0	5. 0	15. 7
鋼桁 4	0. P. +20. 0	2. 4	6. 0	47. 1
鋼桁 5	0. P. +19. 0	1. 0	5. 0	16. 3
鋼桁 6	0. P. +19. 0	1. 0	5. 0	16. 3



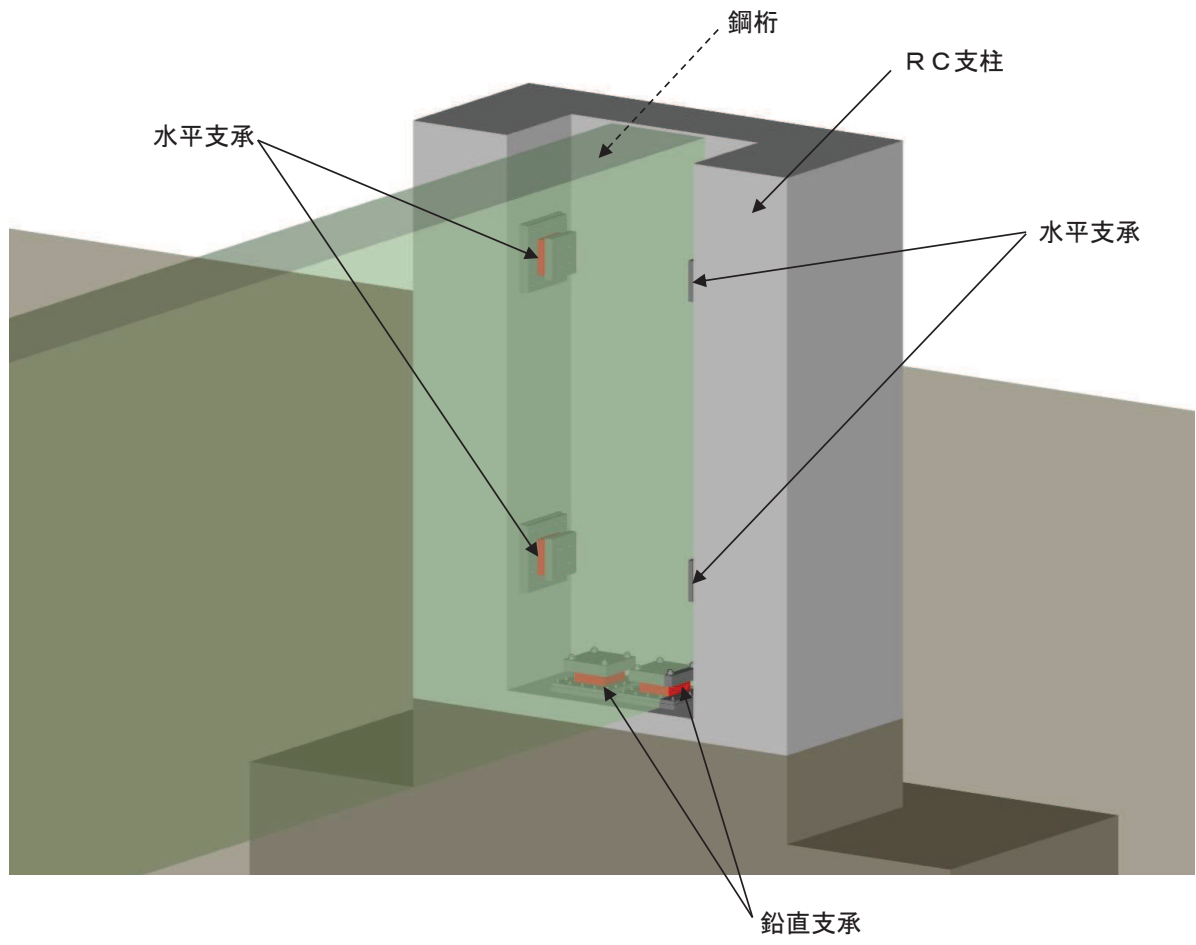
注記\*1：一部、場所打ちコンクリート杭（鋼桁1-基礎2のみ）  
\*2：ボイリング対策（鋼桁2, 3, 5, 6のみ）

(全体図)



(鋼桁詳細図)

図2-3(1) 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要



(支承部の詳細図)

図 2-3(2) 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要

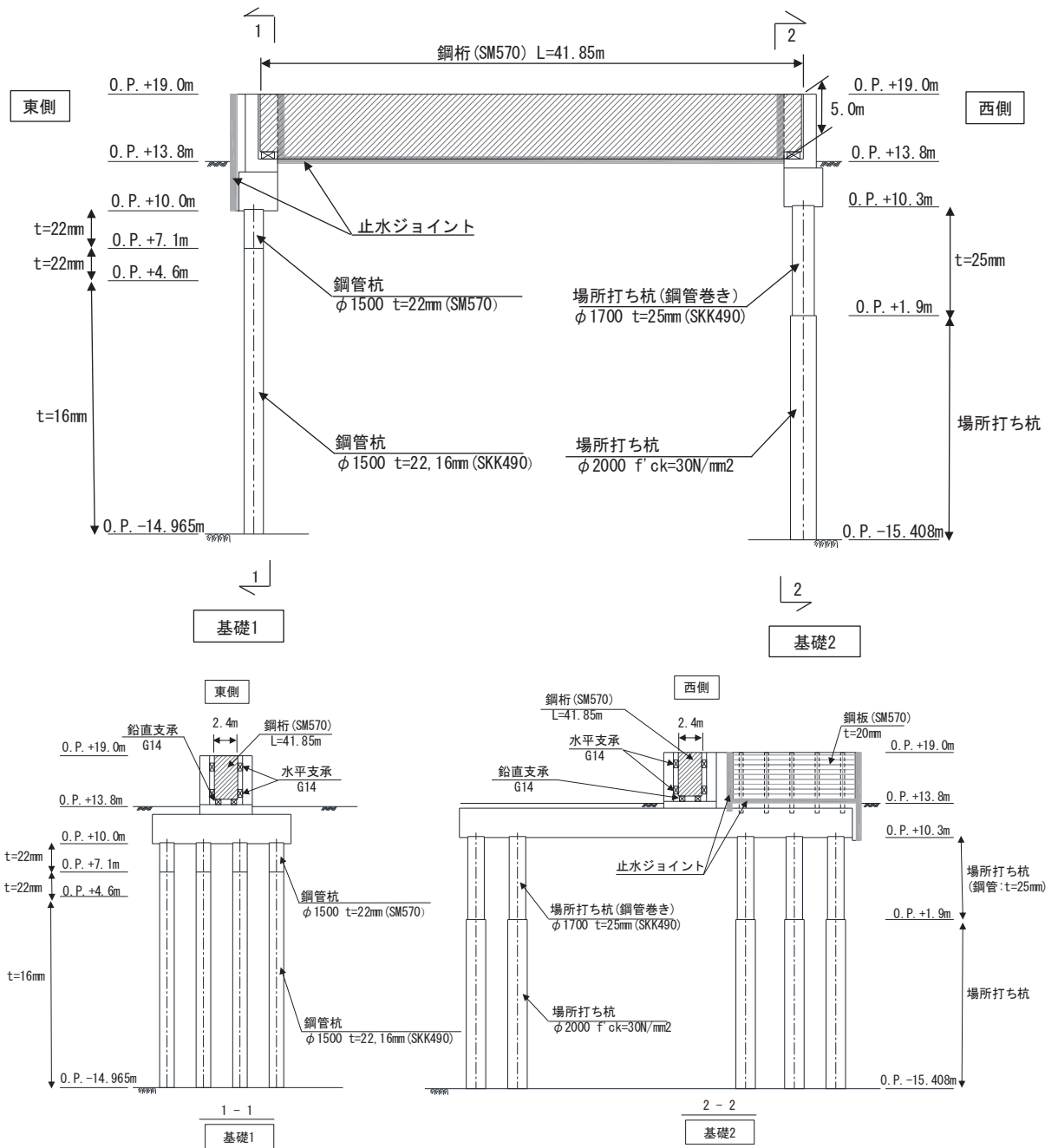


図 2-4 鋼製遮水壁 (鋼桁 1) 正面図及び断面図

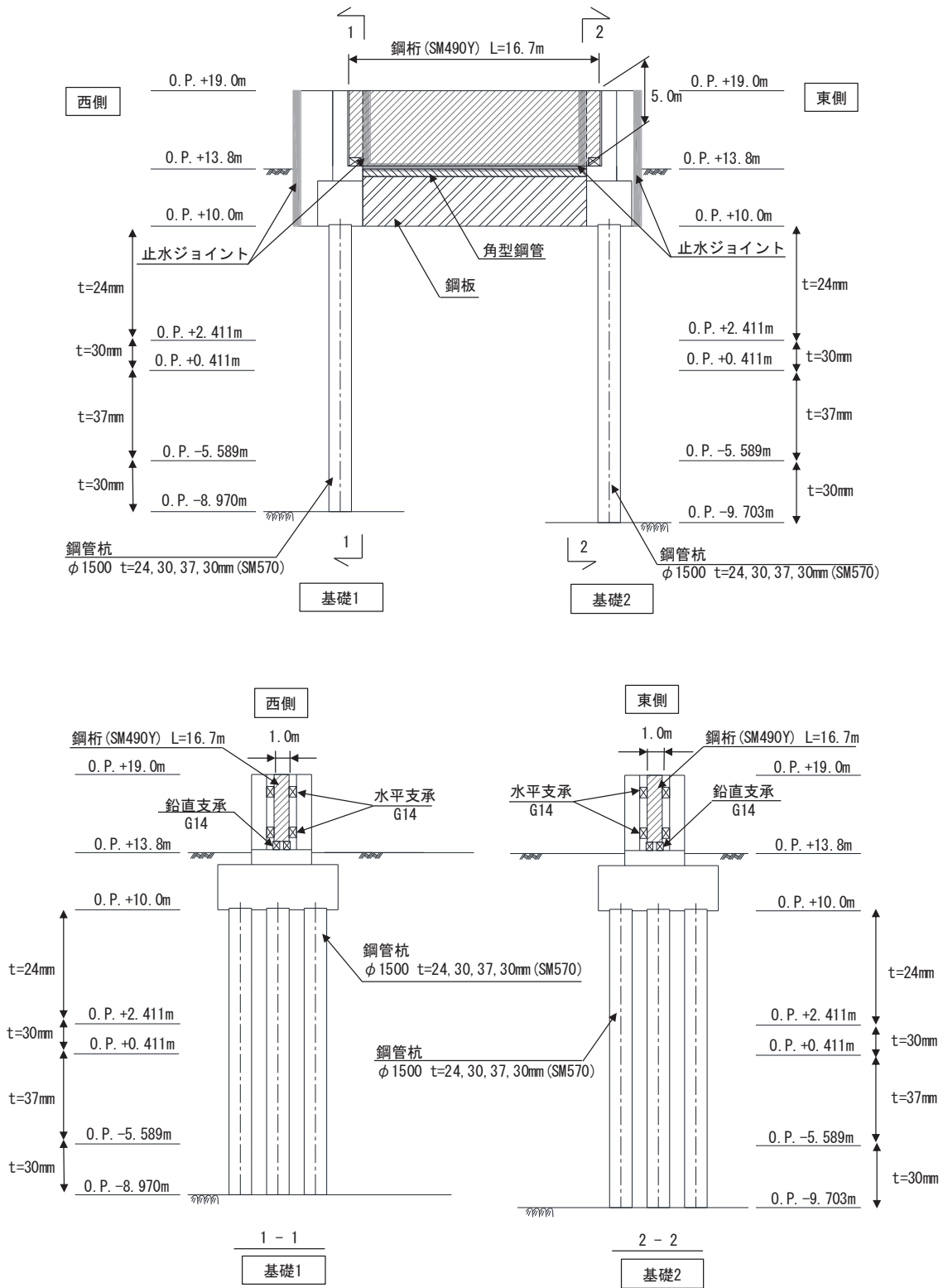


図 2-5 鋼製遮水壁 (鋼桁 2) 正面図及び断面図

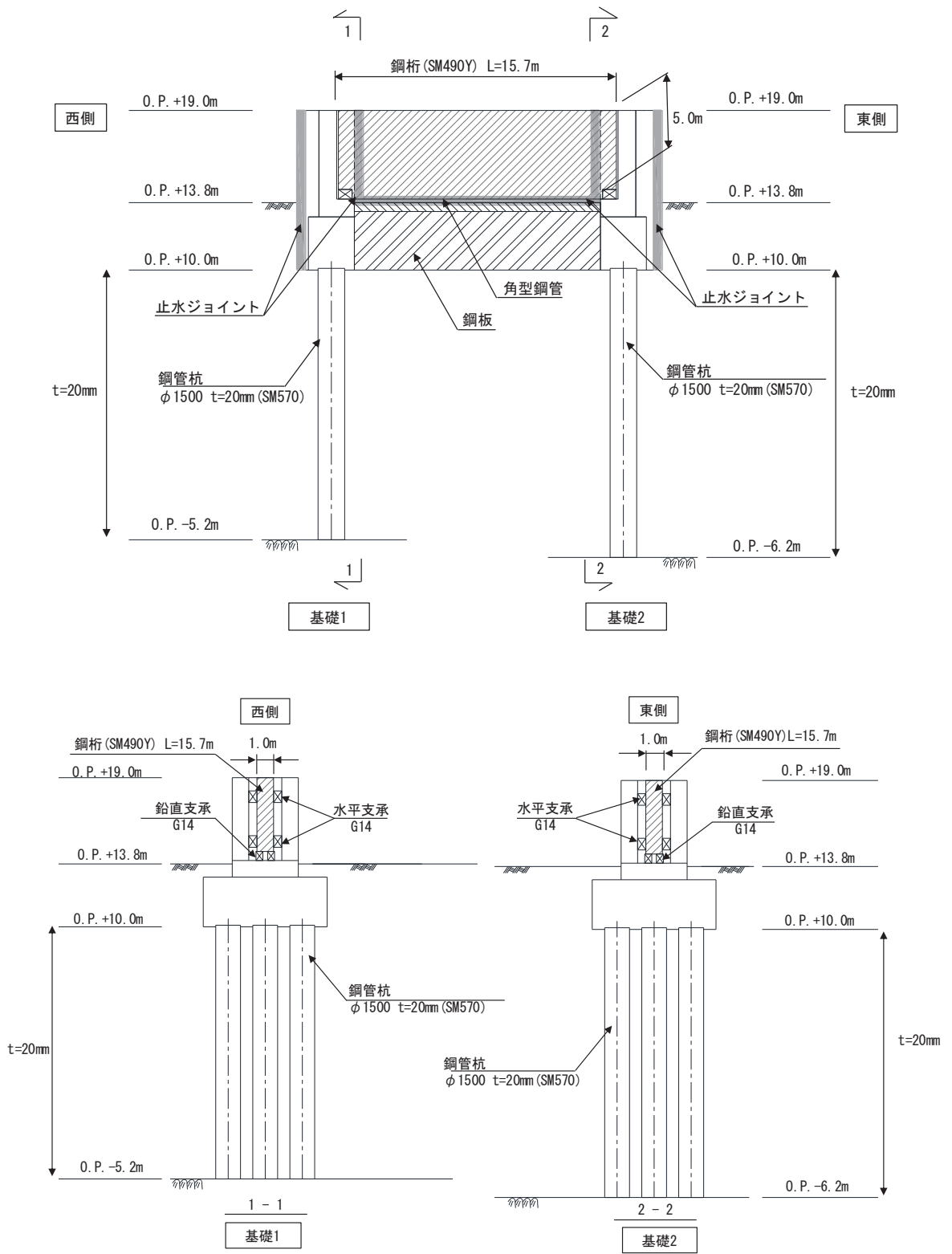


図 2-6 鋼製遮水壁 (鋼桁 3) 正面図及び断面図

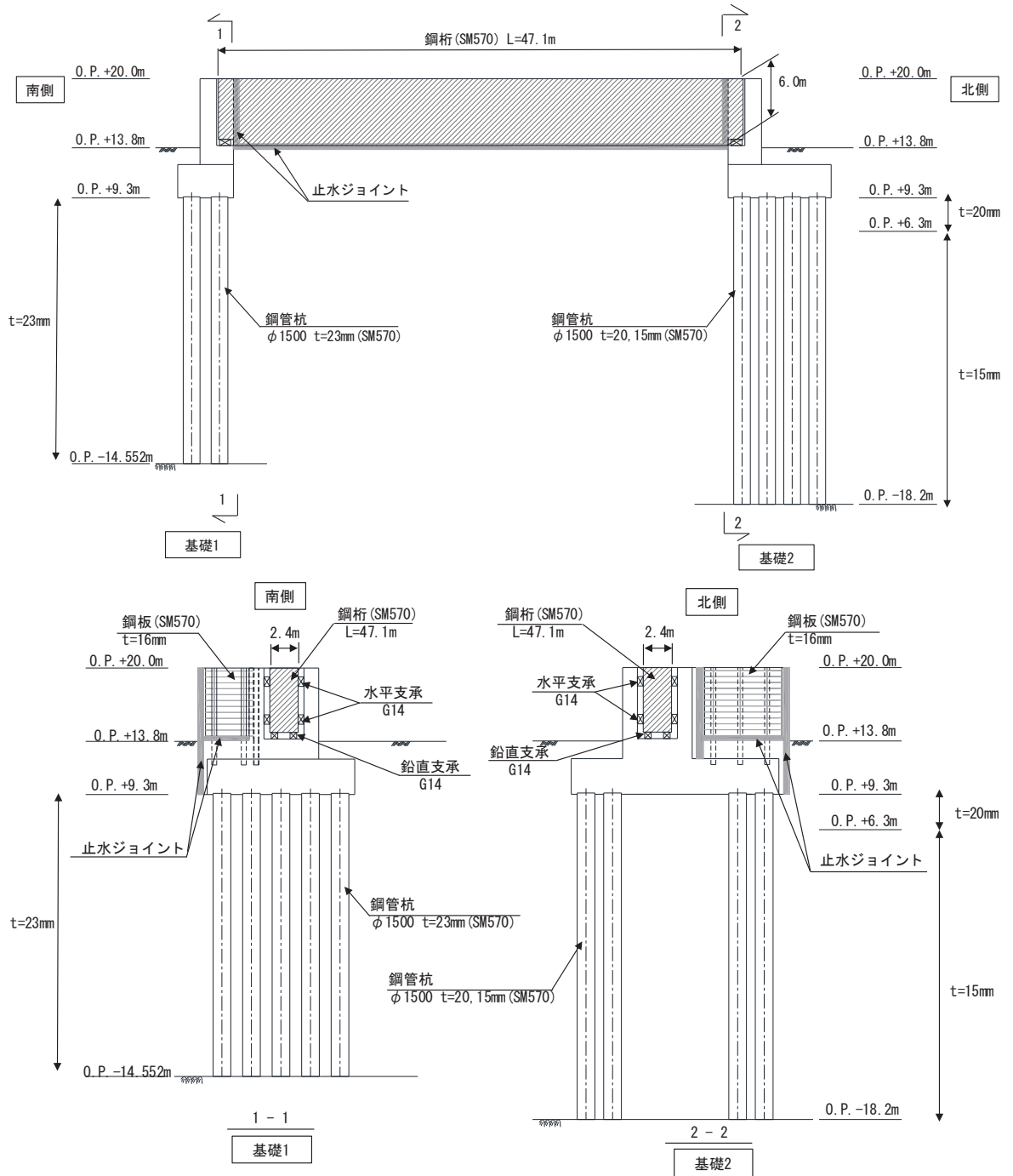


図 2-7 鋼製遮水壁 (鋼桁 4) 正面図及び断面図

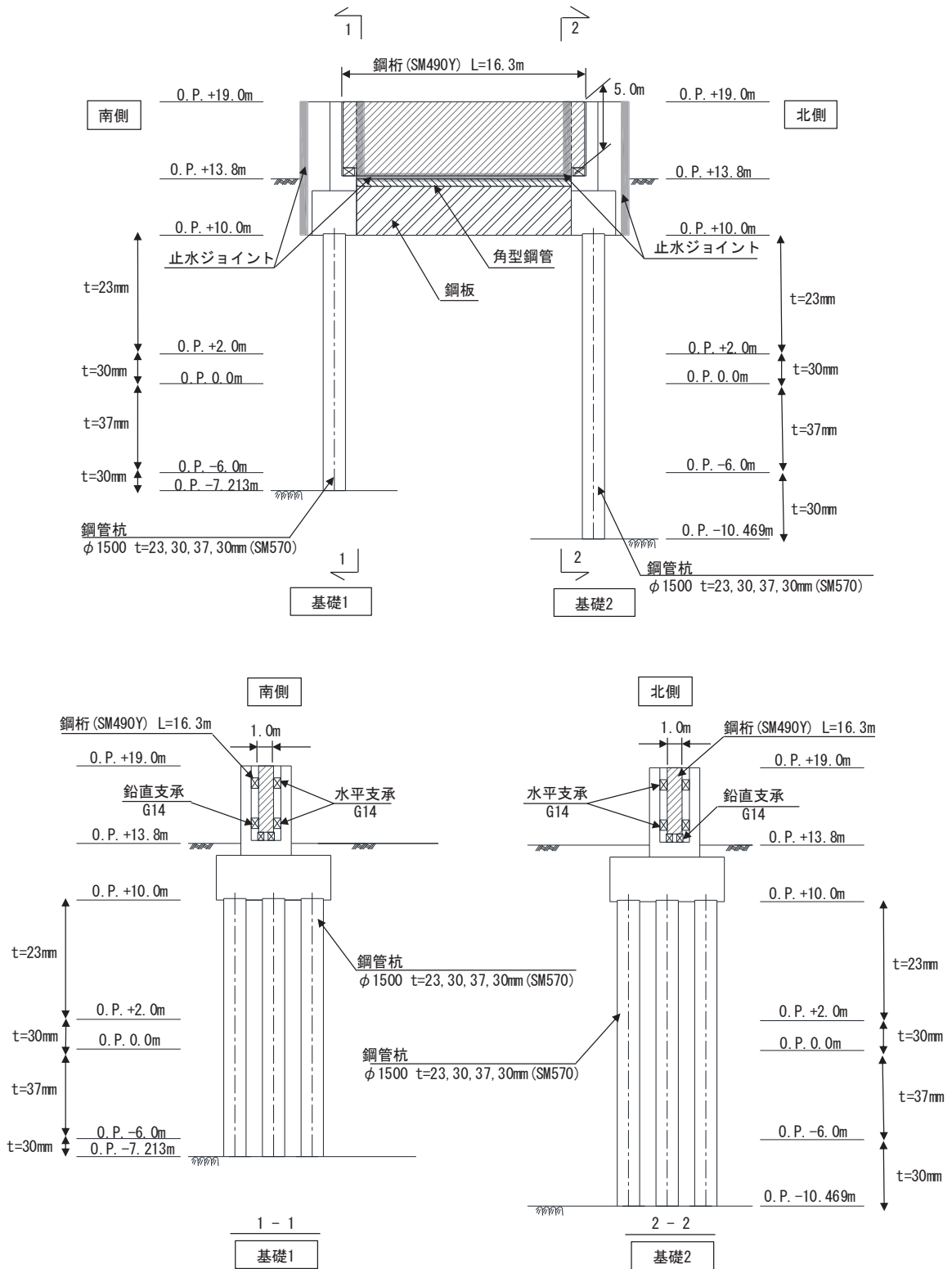


図 2-8 鋼製遮水壁（鋼桁 5） 正面図及び断面図



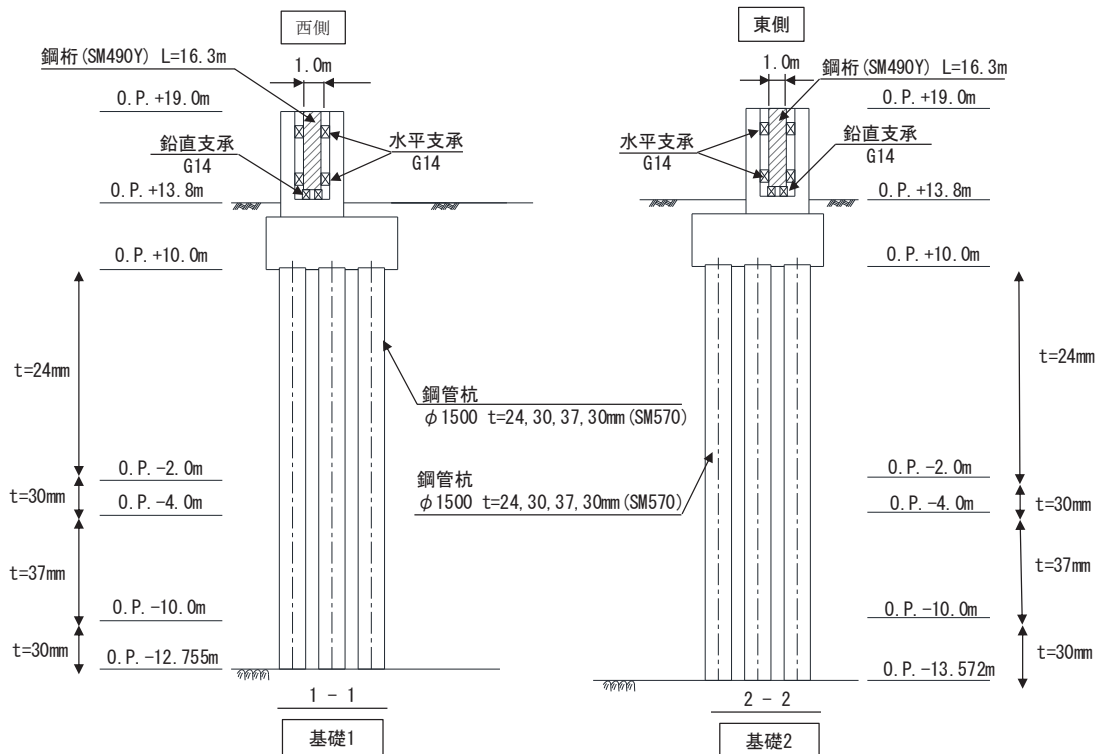
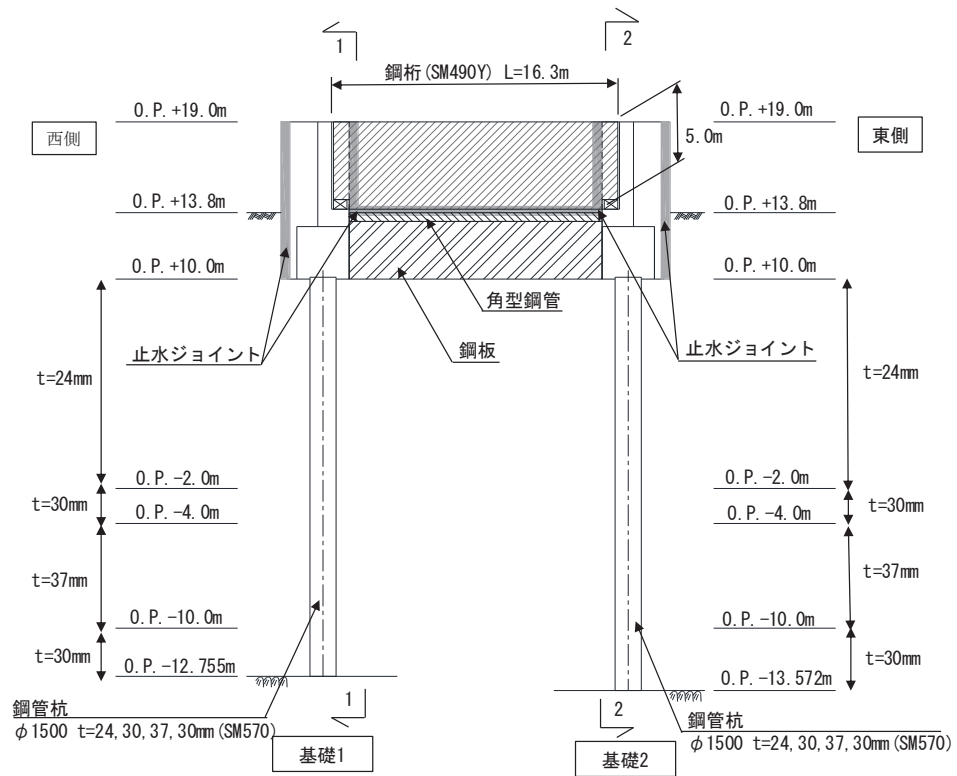
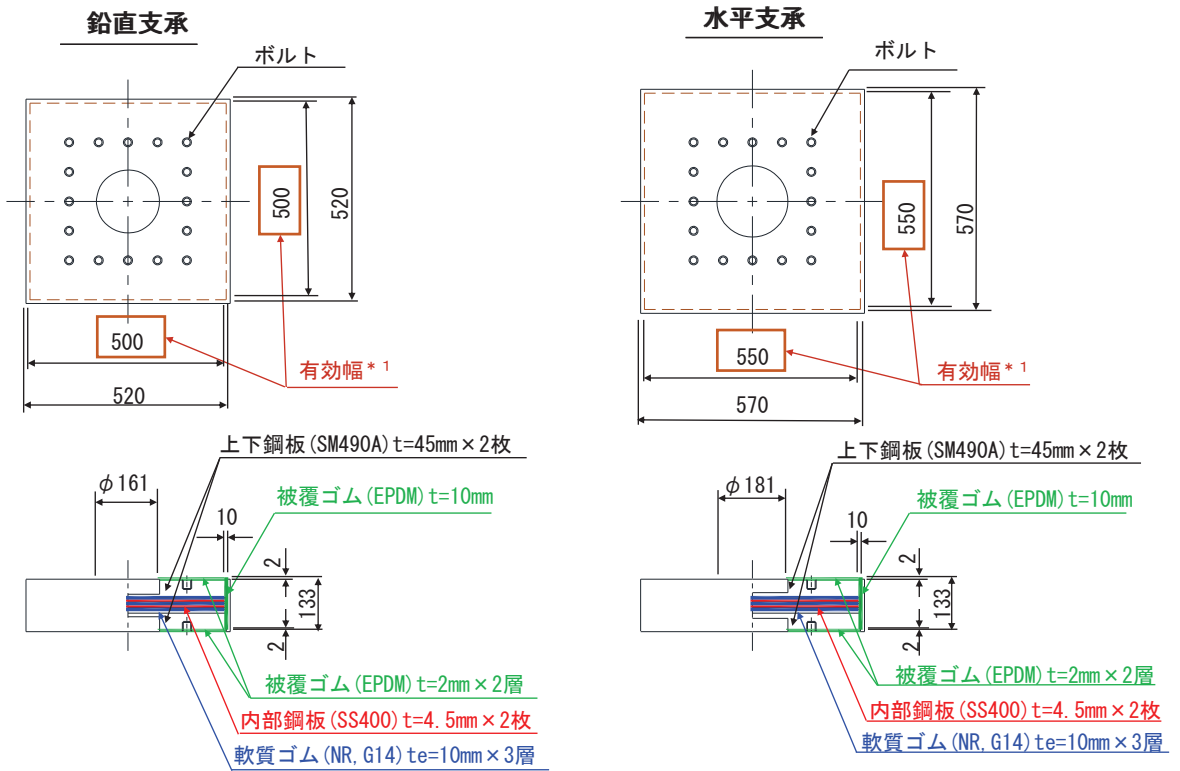
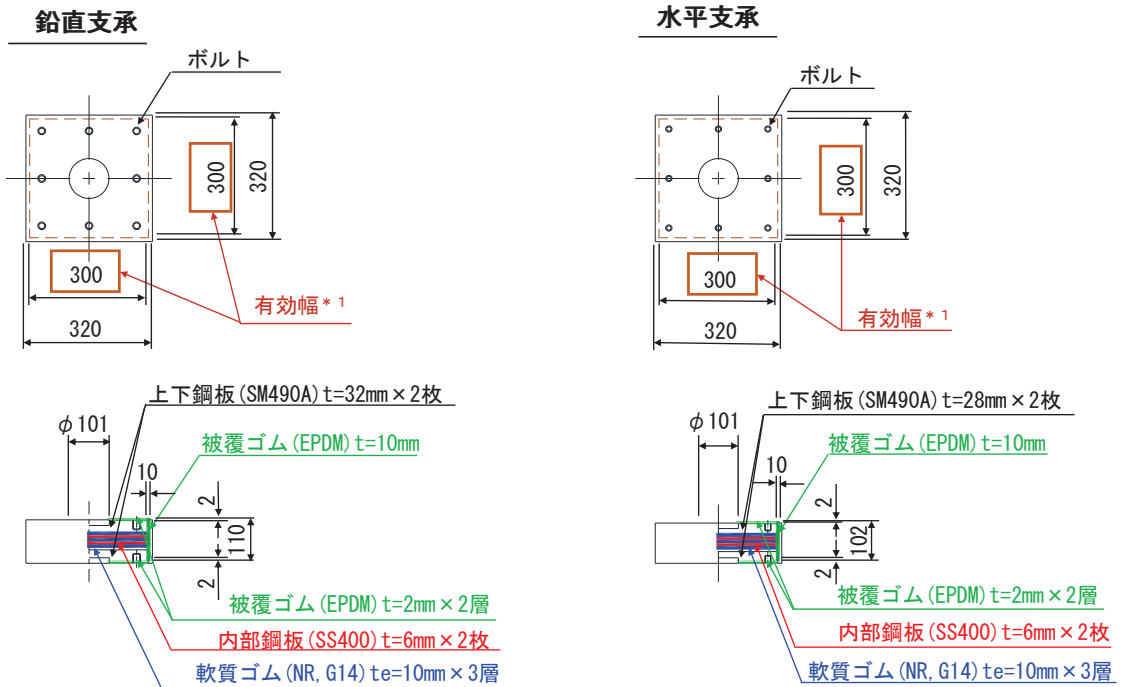


図 2-9 鋼製遮水壁 (鋼桁 6) 正面図及び断面図



注記\*1: 被覆ゴム分を控除した支承本体の幅)

(鋼桁 1, 4)



注記\*1: 被覆ゴム分を控除した支承本体の幅)

(鋼桁 2, 3, 5, 6)

図 2-10 鋼製遮水壁 (鋼桁) の支承詳細図

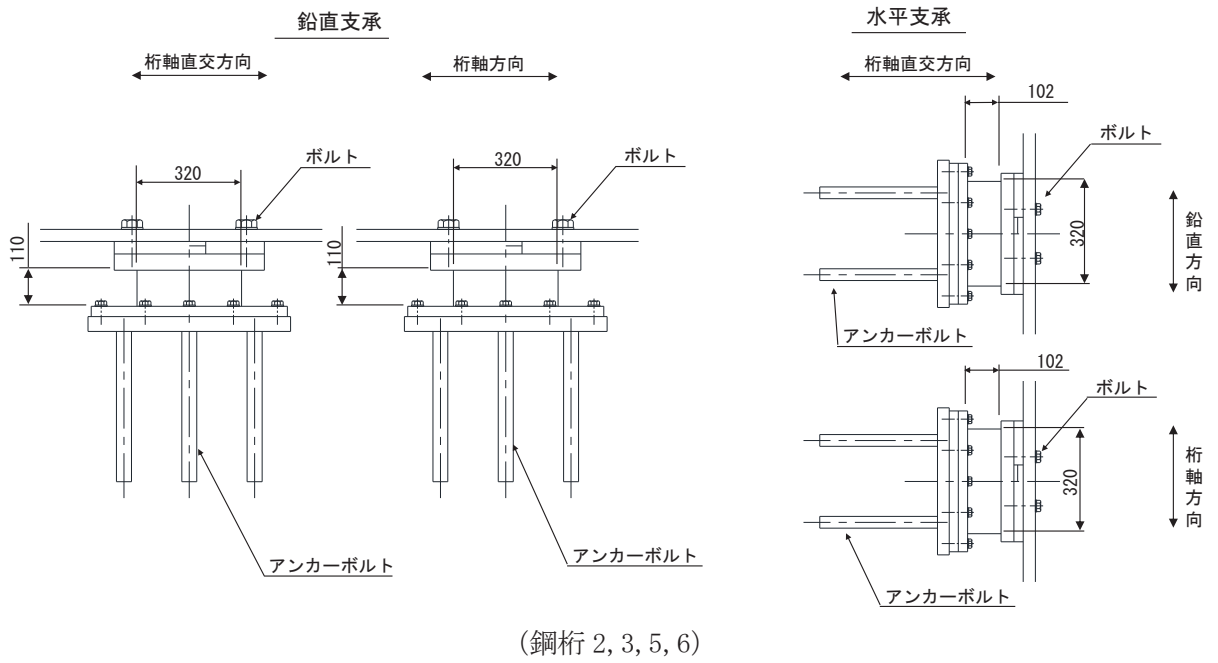
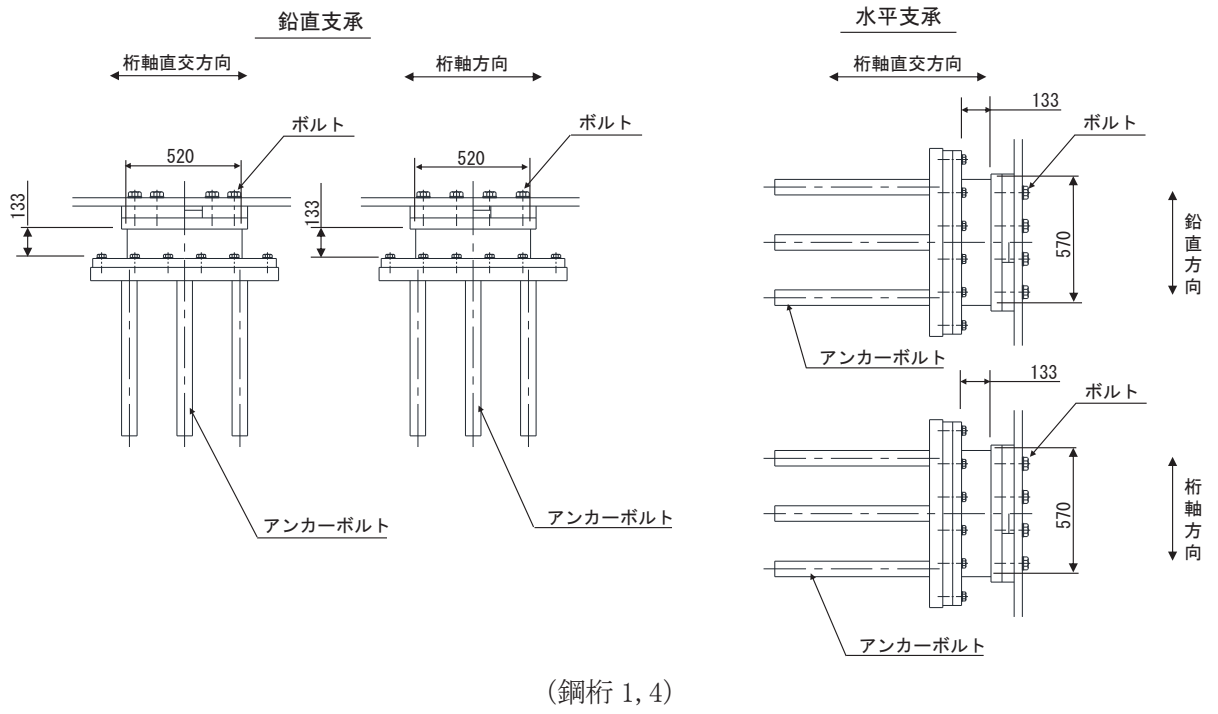


図 2-11 鋼製遮水壁（鋼桁）の支承取付部概要図

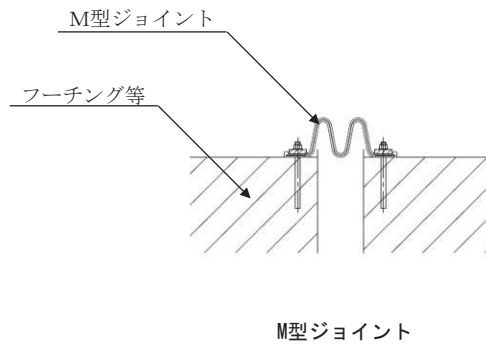


図 2-12 鋼製遮水壁（鋼桁）の止水ジョイントの構造図

### 2.3 評価方針

鋼製遮水壁（鋼桁）等より構成される防潮壁（第2号機海水ポンプ室），防潮壁（第2号機放水立坑），防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は，Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震評価は，地震応答解析の結果に基づき，設計基準対象施設として，表2-3に示すとおり，構造部材の健全性評価，変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価，変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで，構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については，施設ごとに定める照査項目（発生応力等）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については，杭頭に発生する鉛直力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

構造部材の変形性評価については，止水ジョイント部材の変形量を算定し，有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した許容限界以下であることを確認する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震評価フローを図2-13に示す。

表 2-3 鋼製遮水壁（鋼桁）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度及び支持性能を有すること	施設の健全性	鋼桁	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		RC 支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断強度*
		鉛直支承，水平支承	発生する応力（圧縮，せん断力）が許容限界以下であることを確認	許容圧縮応力度及び許容せん断ひずみ
		フーチング	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断強度*
		鋼管杭・場所打ちコンクリート杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設の健全性	鋼桁	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		RC 支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断強度*
		鉛直支承，水平支承	発生する応力（圧縮，せん断力）が許容限界以下であることを確認	許容圧縮応力度及び許容せん断ひずみ*
		フーチング	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断強度*
		鋼管杭・場所打ちコンクリート杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	施設の变形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した変形量

注記\*： 妥当な安全余裕を考慮する。

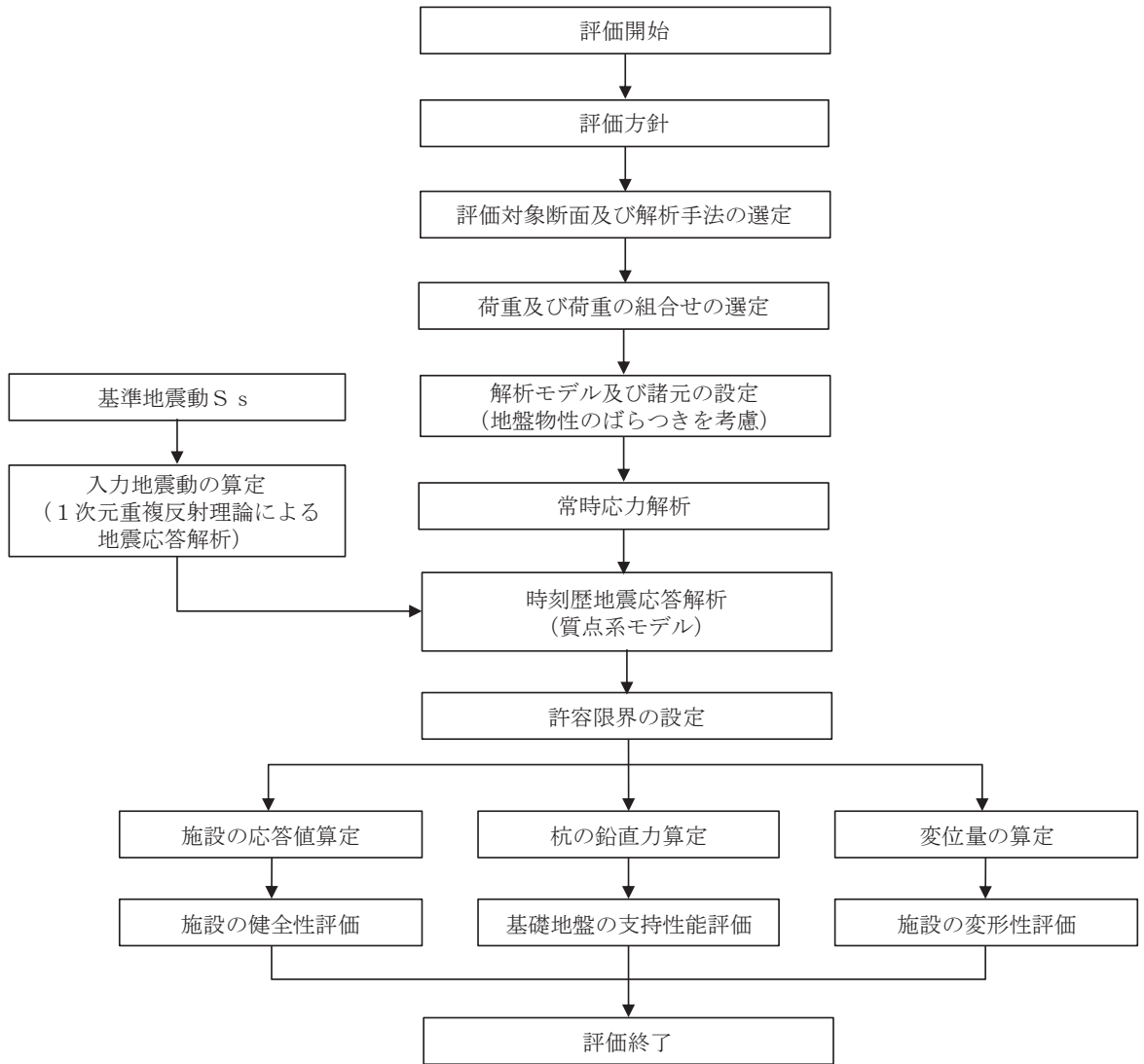


図 2-13 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・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）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋支承便覧（日本道路協会，平成16年4月）
- ・道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- ・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 原子力土木委員会，2005年6月）
- ・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）
- ・乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（4616-2009）



### 3. 耐震評価

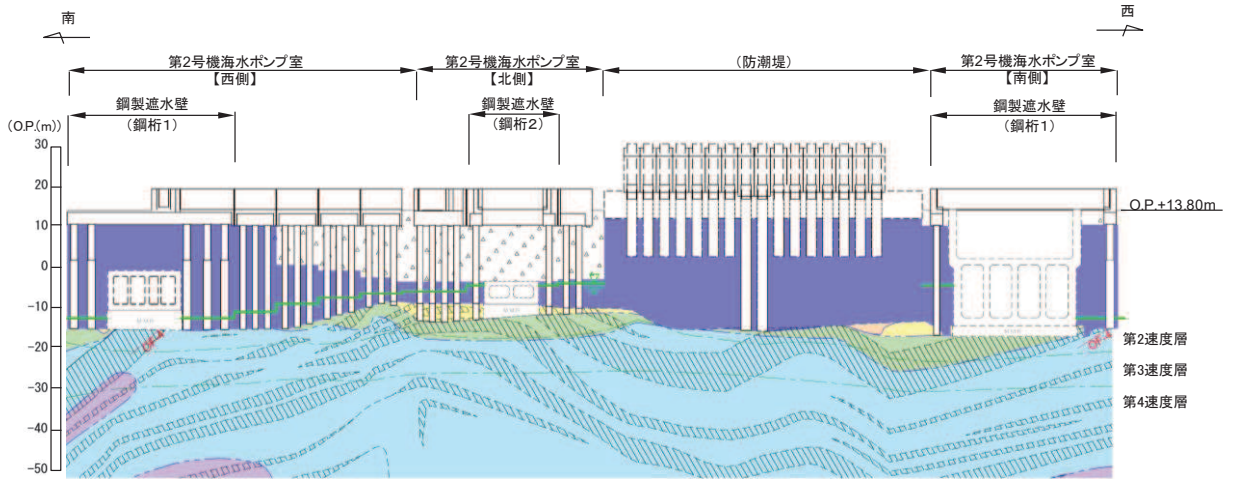
#### 3.1 評価対象断面

鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室や地中構造物を横断する箇所に設置しており、横断する構造物の大きさ等に応じて、鋼桁の幅が異なる等、構造的特徴が一律ではない。また、入力津波水位や周辺地質状況等についても設置位置毎に異なることから、評価断面の代表性は明確ではない。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）は、すべての構造を評価対象断面とする。

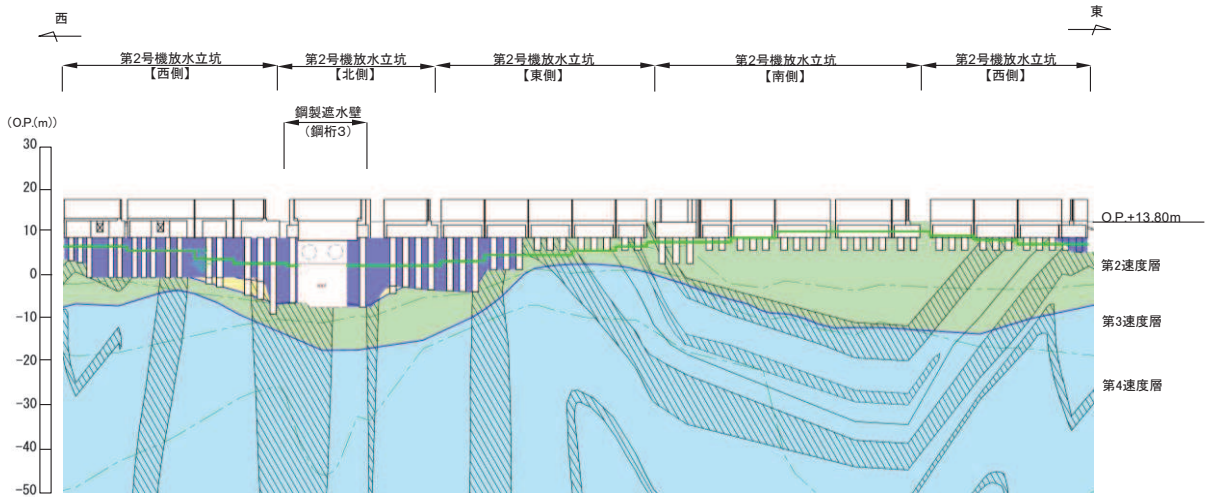
また、鋼製遮水壁（鋼桁）は、上部工について、相対的に断面係数が大きい桁軸方向が強軸断面方向となる一方、下部工は上部工の桁軸直角方向加振時に鋼管杭基礎及び場所打ちコンクリート杭が連続的に配置されていることから、桁軸直角方向が強軸方向となる。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）においては上部工、下部工それぞれの観点から桁軸方向及び桁軸直角方向それぞれの方向に加振した場合の影響を評価する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の縦断面図を図 3-1 に、評価対象位置の地層構成図を図 3-2 に示す。

なお、鋼製遮水壁（鋼桁）周辺の旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、液状化による地盤変形抑制のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないよう地盤改良高さの 2 倍としている。地下水位が高くフーチング下面に近い第 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、第 2 号機海水ポンプ室及び第 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。



(2号機海水ポンプ室)

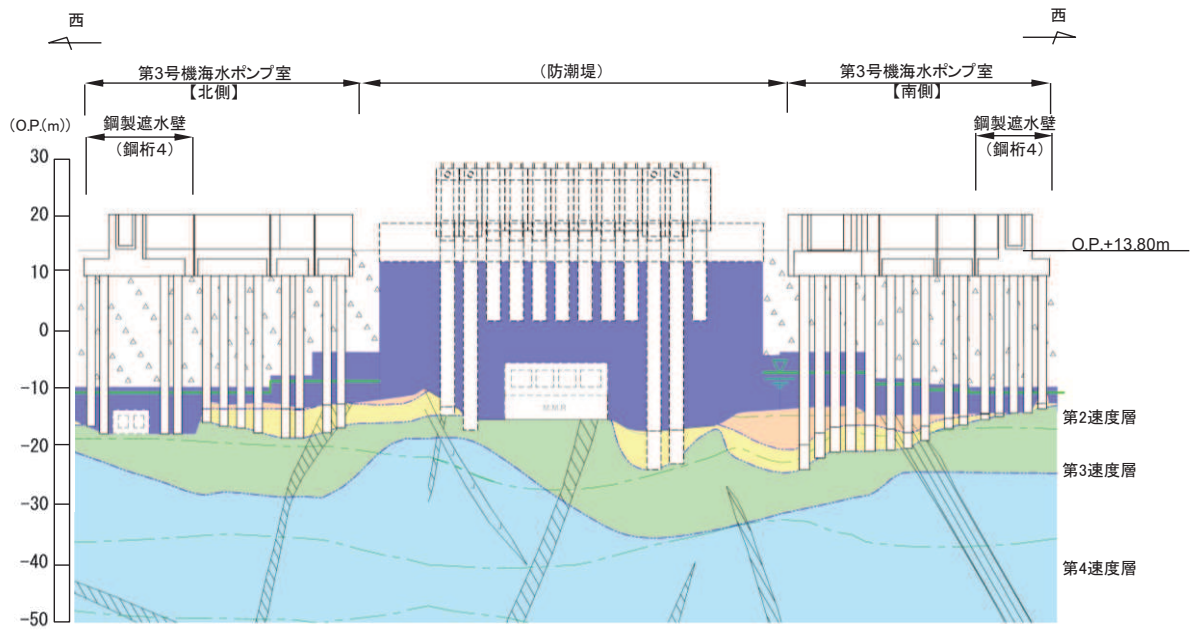


(2号機放水立坑)

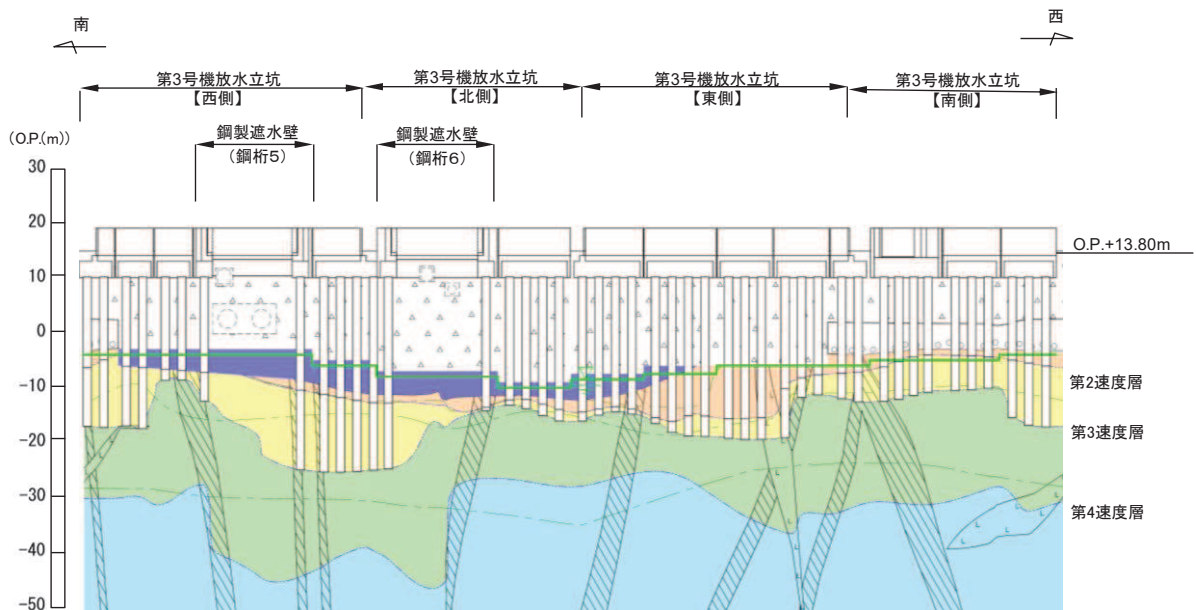
凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>H</sub> 級		旧 表 土
	C <sub>M</sub> 級		砂 岩
	C <sub>L</sub> 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 界 界
	改良地盤等		地下水位

\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 3-1(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の縦断面図  
(2号機海水ポンプ室, 2号機放水立坑)



(3号機海水ポンプ室)



(3号機放水立坑)

凡 例			
	B 級		盛 土
	Cn 級		旧 表 土
	Cm 級		砂 岩
	Cl 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		
	地下水位		

\* : 鋼管杭下方の **Cl** 級岩盤部は MMR により置換

図 3-1(2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の縦断面図  
(3号機海水ポンプ室, 3号機放水立坑)

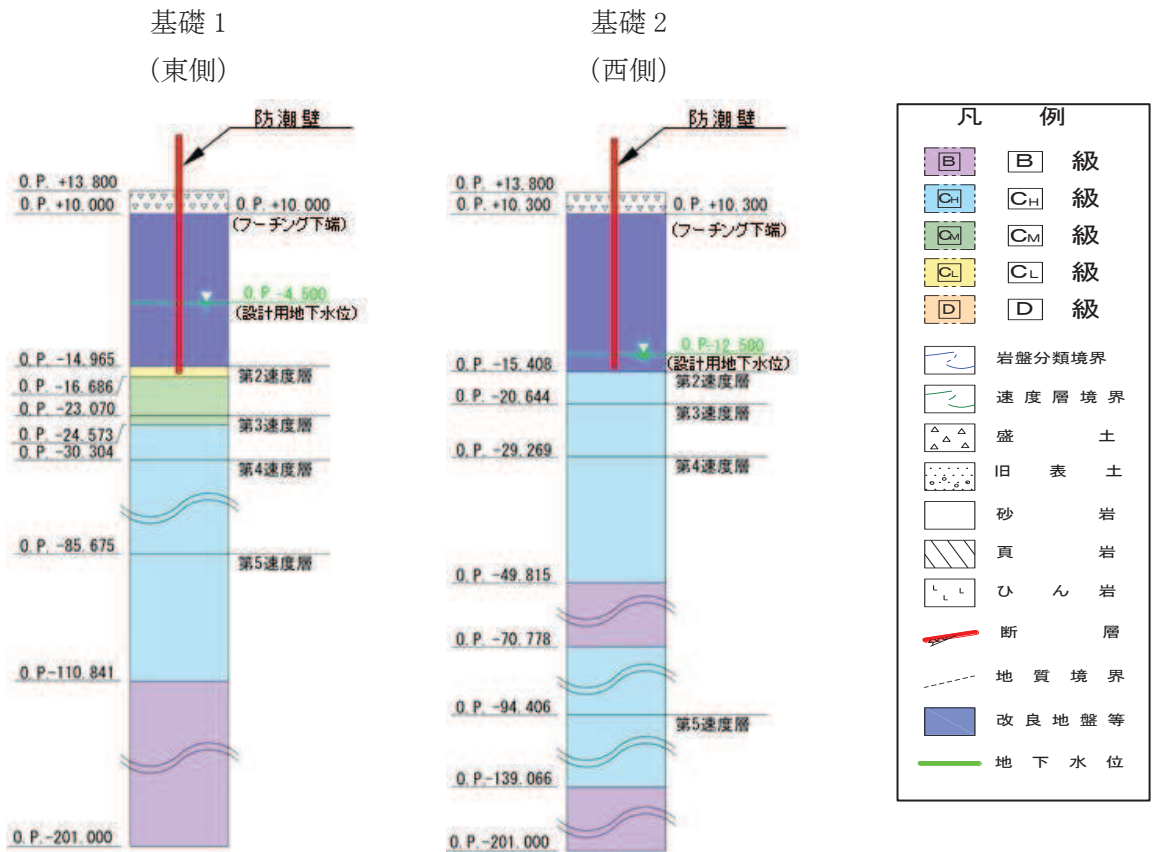


図 3-2(1) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 1)

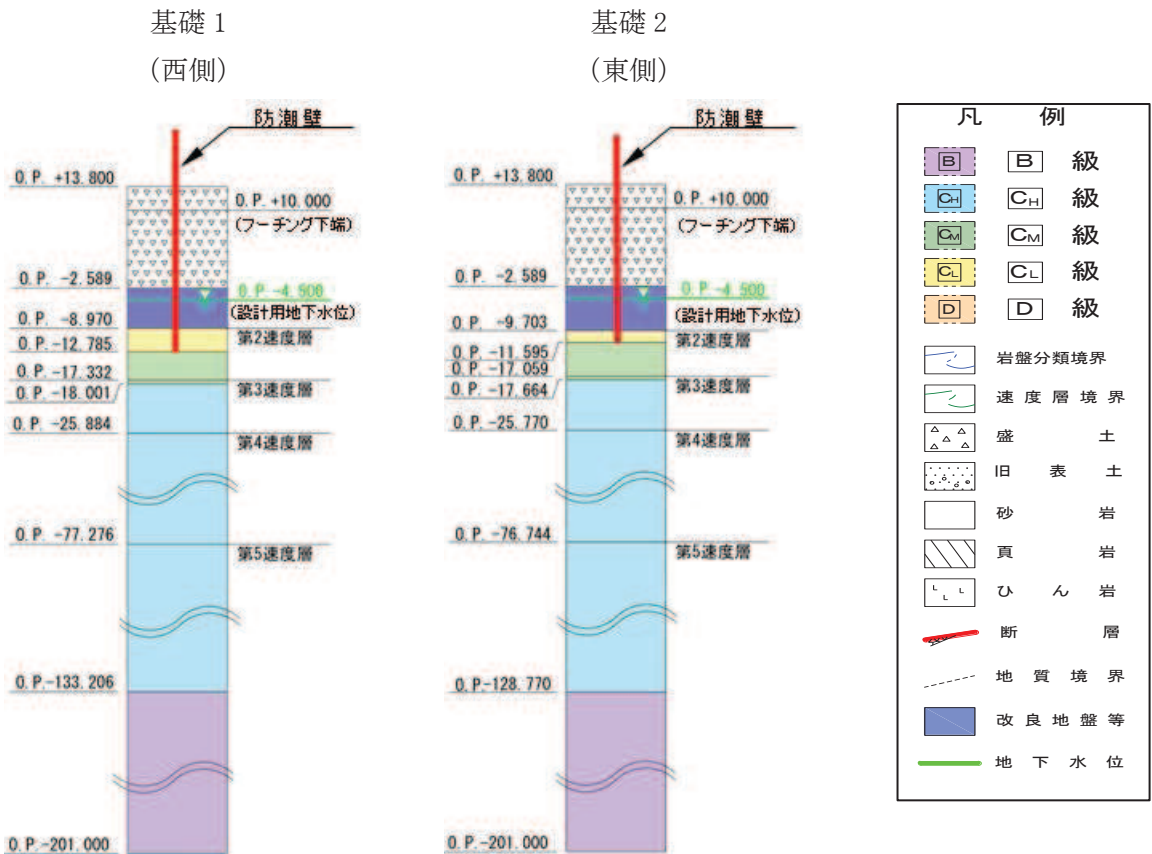


図 3-2(2) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 2)

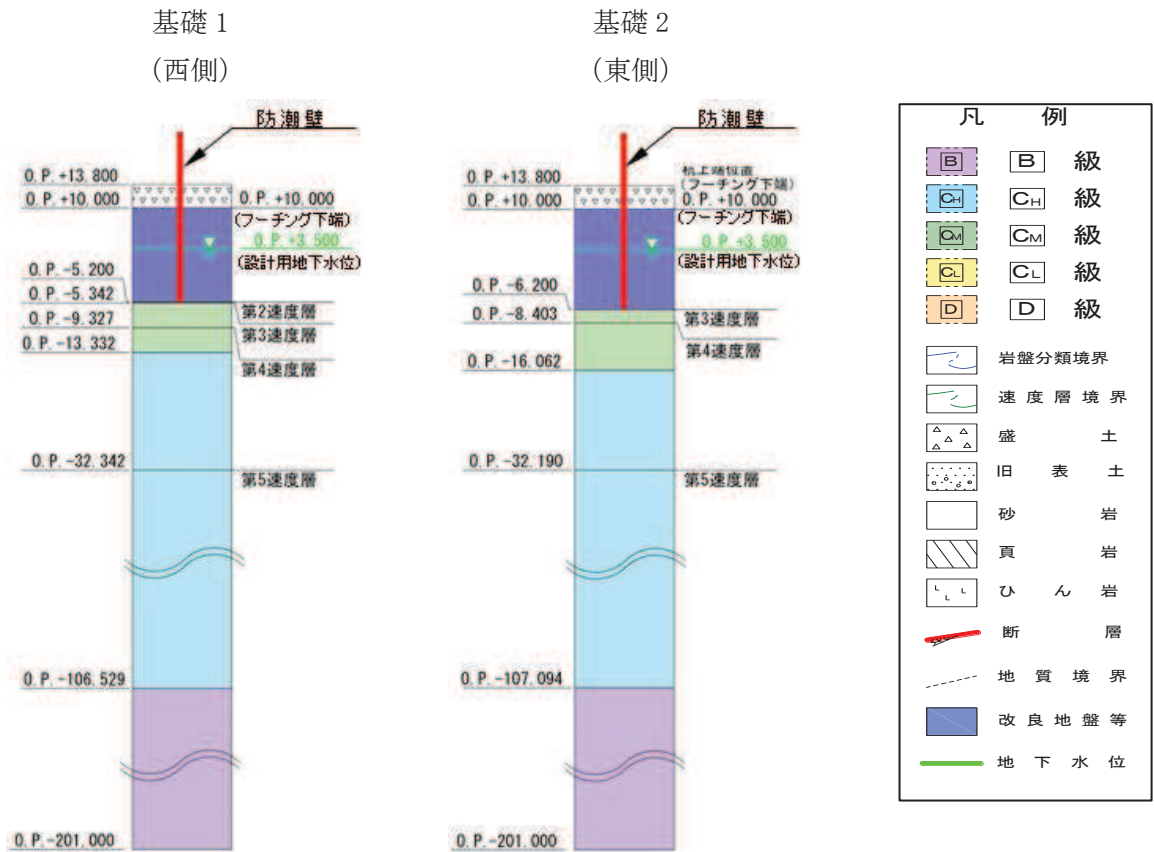


図 3-2(3) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 3)

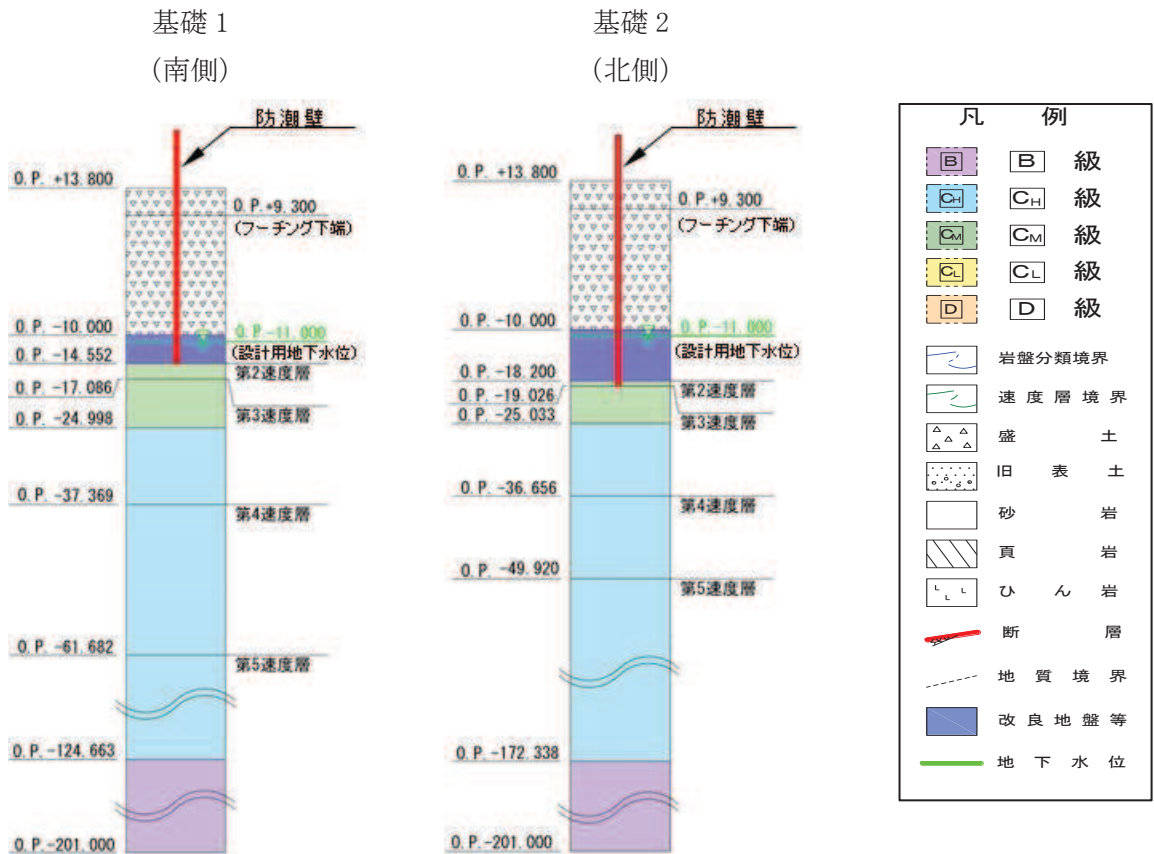
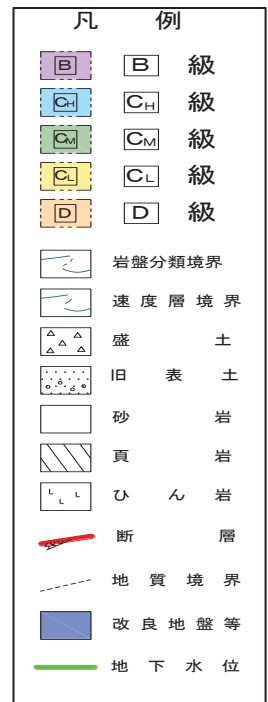
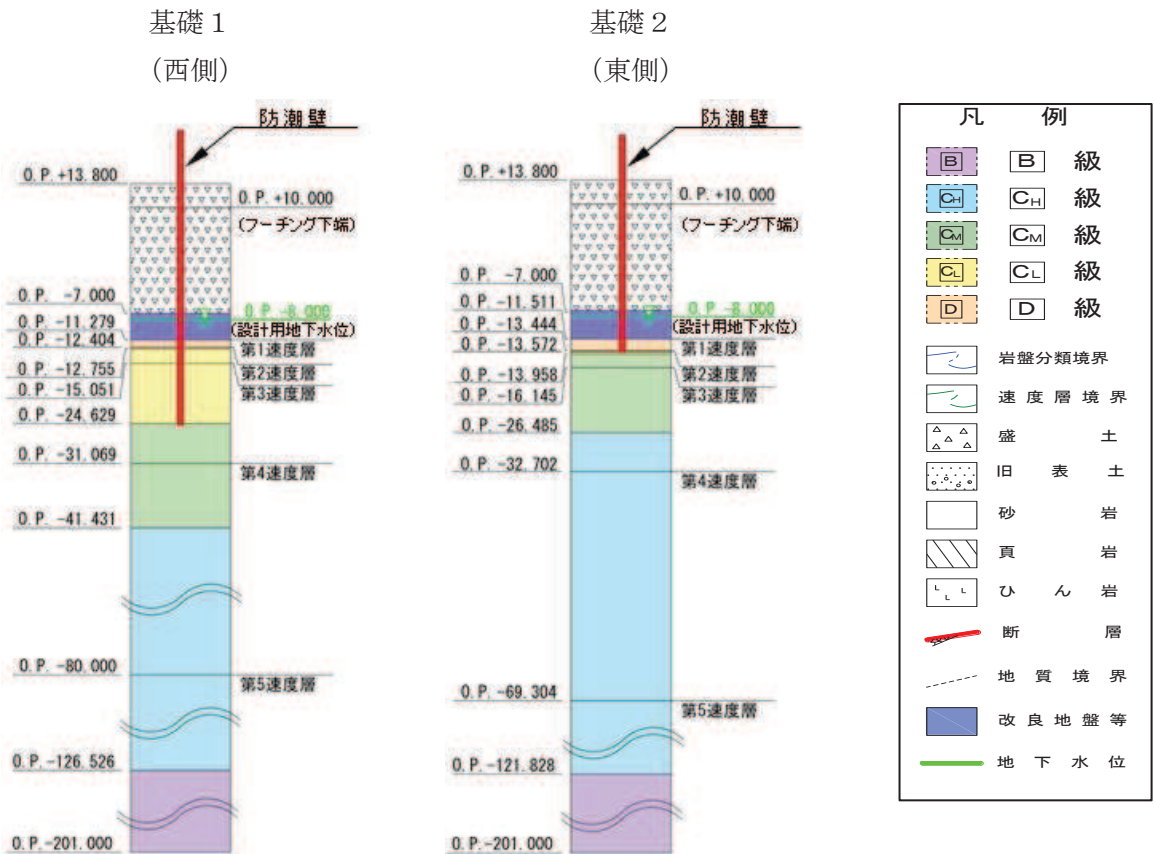
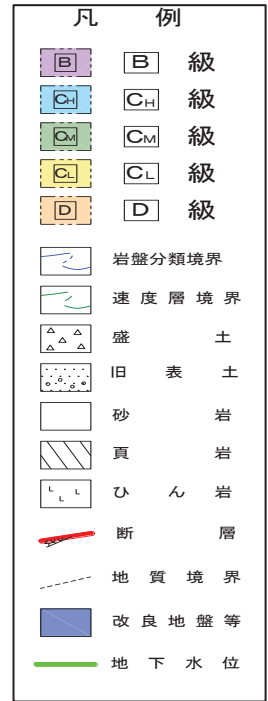
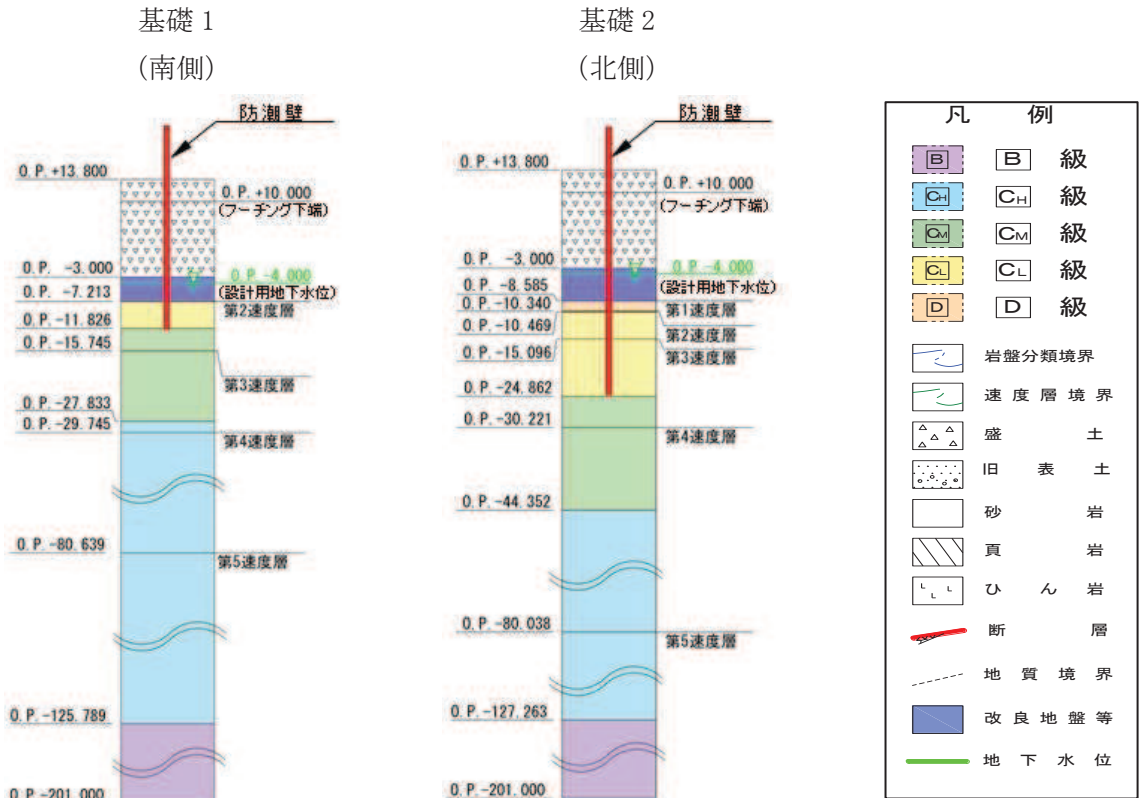


図 3-2(4) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 4)



### 3.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素及び地盤ばねを用いた上部工 - 下部工 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。

地震応答解析モデルに入力する地盤応答は、以下のとおり作成する。

基準地震動  $S_s$  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一次元時刻歴応答解析により作成する。

なお、前述のとおり、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、屋外重要土木構造物の耐震裕度向上や防潮壁の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、全応力非線形解析とする。

地震応答解析については「TDAP III Ver3.10.01」を使用し、地盤応答の作成については「Soilplus Ver.2015Build3」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 3.2.1 施設

上部工及び下部工は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、鋼桁と RC 支柱及びフーチングの接合部はゴム支承を線形ばね要素でモデル化する。

#### 3.2.2 材料物性及び地盤物性のばらつき

鋼桁の地震時の応答は、周辺地盤との相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を評価する。表 3-1 に解析ケースを示す。

図 3-1～図 3-2 に示すとおり、鋼製遮水壁（鋼桁）の周辺には、主として旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布していることから、これらの地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数の標準偏差  $\sigma$  を用いて設定した解析ケース②及び③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。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, $D$ 級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	$C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤, $C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値-1 $\sigma$	平均値

### 3.2.3 減衰定数

地震応答解析における減衰は、粘性減衰と履歴減衰とで考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の  $\alpha$ 、 $\beta$  を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき、表 3-2 に示す減衰定数を用いる。

固有値解析結果に基づき設定した  $\alpha$ 、 $\beta$  を表 3-3 に示す。

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

$\alpha$ 、 $\beta$  : 係数

表 3-2 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%
ゴム支承	5.5%	—



表 3-3(1) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h = 2%)

	鋼桁軸直交方向		鋼桁軸方向	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
鋼桁 1	3.108~3.114	0.0001	0.689	0.0005
鋼桁 2	0.535~0.575	0.0007	0.568~0.605	0.0003
鋼桁 3	3.705~3.711	0.0001	1.300~1.301	0.0003
鋼桁 4	0.499~0.570	0.0007~0.0008	0.437~0.463	0.0008~0.0009
鋼桁 5	0.605~0.943	0.0003~0.0007	0.608~0.647	0.0003
鋼桁 6	0.815~0.968	0.0001~0.0003	0.590~0.631	0.0003

表 3-3(2) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h = 3%)

	鋼桁軸直交方向		鋼桁軸方向	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
鋼桁 1	4.662~4.670	0.0002	1.034	0.0008
鋼桁 2	0.802~0.863	0.0010~0.0011	0.852~0.907	0.0005
鋼桁 3	5.558~5.566	0.0001	1.950~1.952	0.0005
鋼桁 4	0.749~0.854	0.0010~0.0012	0.655~0.694	0.0012~0.0013
鋼桁 5	0.907~1.414	0.0004~0.0010	0.913~0.970	0.0005
鋼桁 6	1.222~1.452	0.0002~0.0005	0.884~0.946	0.0005

表 3-3(3) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h = 5%)

	鋼桁軸直交方向		鋼桁軸方向	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
鋼桁 1	7.769~7.784	0.0003	1.723	0.0013
鋼桁 2	1.337~1.438	0.0017~0.0019	1.421~1.512	0.0008~0.0009
鋼桁 3	9.263~9.278	0.0002	3.250~3.253	0.0008
鋼桁 4	1.248~1.424	0.0017~0.0020	1.091~1.157	0.0021~0.0022
鋼桁 5	1.512~2.357	0.0007~0.0017	1.521~1.617	0.0008
鋼桁 6	2.037~2.421	0.0003~0.0008	1.474~1.577	0.0008

表 3-3(4) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 ( $h = 5.5\%$ )

	鋼桁軸直交方向		鋼桁軸方向	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
鋼桁 1	8.546~8.562	0.0004	1.895	0.0015
鋼桁 2	1.471~1.582	0.0019~0.0021	1.563~1.663	0.0009
鋼桁 3	10.189~10.205	0.0002	3.575~3.578	0.0008
鋼桁 4	1.373~1.566	0.0019~0.0022	1.201~1.272	0.0023~0.0024
鋼桁 5	1.663~2.593	0.0008~0.0018	1.673~1.778	0.0009
鋼桁 6	2.240~2.663	0.0003~0.0009	1.621~1.734	0.0009

### 3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価においては、全ての基準地震動  $S_s$  に対し、ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動  $S_s$  に対して実施したケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3-4 に示すケース②~③を実施する。

表 3-4 解析ケース

解析ケース			ケース① (軸方向)	ケース① (軸直角方向)	ケース②	ケース③
			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
			鋼桁 軸方向加振	鋼桁 軸直角方向加振		
地盤物性			平均値	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ
地震動 (位相)	S <sub>s</sub> -D 1	++*	○	○	基準地震動 S <sub>s</sub> (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。	
		-+*	○	○		
		+ -*	○	○		
		--*	○	○		
	S <sub>s</sub> -D 2	++*	○	○		
		-+*	○	○		
		+ -*	○	○		
		--*	○	○		
	S <sub>s</sub> -D 3	++*	○	○		
		-+*	○	○		
		+ -*	○	○		
		--*	○	○		
	S <sub>s</sub> -F 1	++*	○	○		
		-+*	○	○		
	S <sub>s</sub> -F 2	++*	○	○		
		-+*	○	○		
	S <sub>s</sub> -F 3	++*	○	○		
		-+*	○	○		
	S <sub>s</sub> -N 1	++*	○	○		
		-+*	○	○		

注記\* : 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.3.1 耐震評価上考慮する状態

鋼製遮水壁（鋼桁）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

##### (1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (3) 設計用自然条件

積雪及び風の影響を考慮する。

##### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

#### 3.3.2 荷重

鋼製遮水壁（鋼桁）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

##### (1) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 地震荷重(S<sub>s</sub>)

基準地震動S<sub>s</sub>による荷重を考慮する。

##### (3) 積雪荷重(P<sub>s</sub>)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量1cmごとに20N/m<sup>2</sup>の積雪荷重が作用することを考慮し、0.98kN/m<sup>2</sup>を考慮する。

##### (4) 風荷重(P<sub>k</sub>)

風荷重については、設計基準風速を30m/sとし、建築基準法に基づき算定する。

### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-5 に示す。

表 3-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

$S_s$  : 地震荷重

### 3.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置 (O.P. -201m) で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定概念図を図 3-3 に示す。地震応答解析時に用いる入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第 2 号機側 (鋼桁 1~3) は図 3-4 に、3 号機側 (鋼桁 4~6) は図 3-5 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

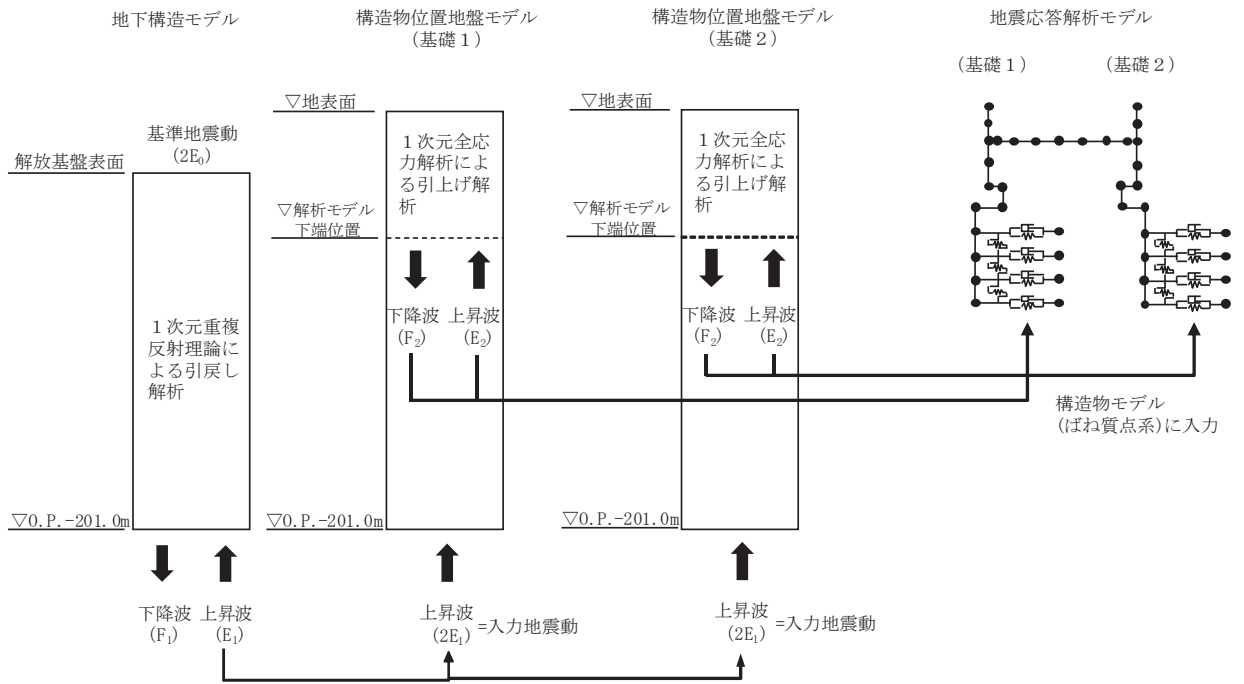
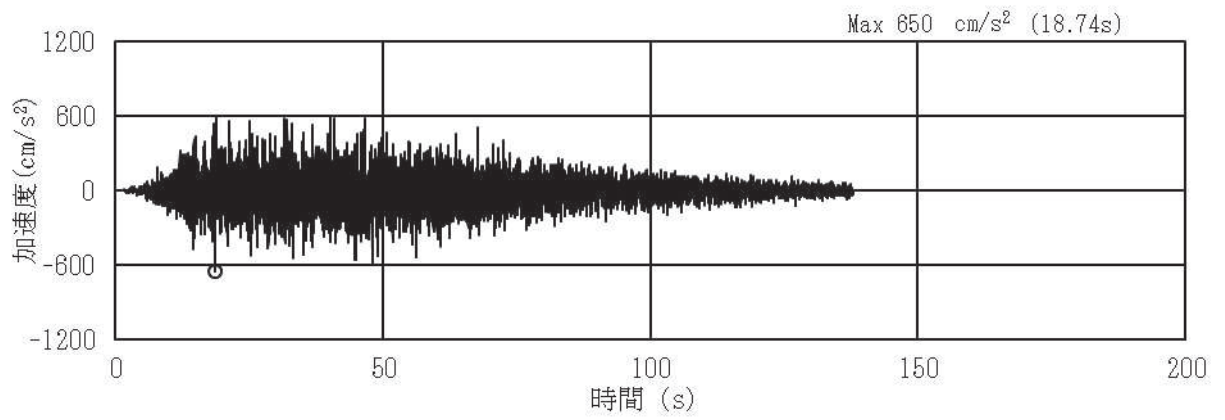
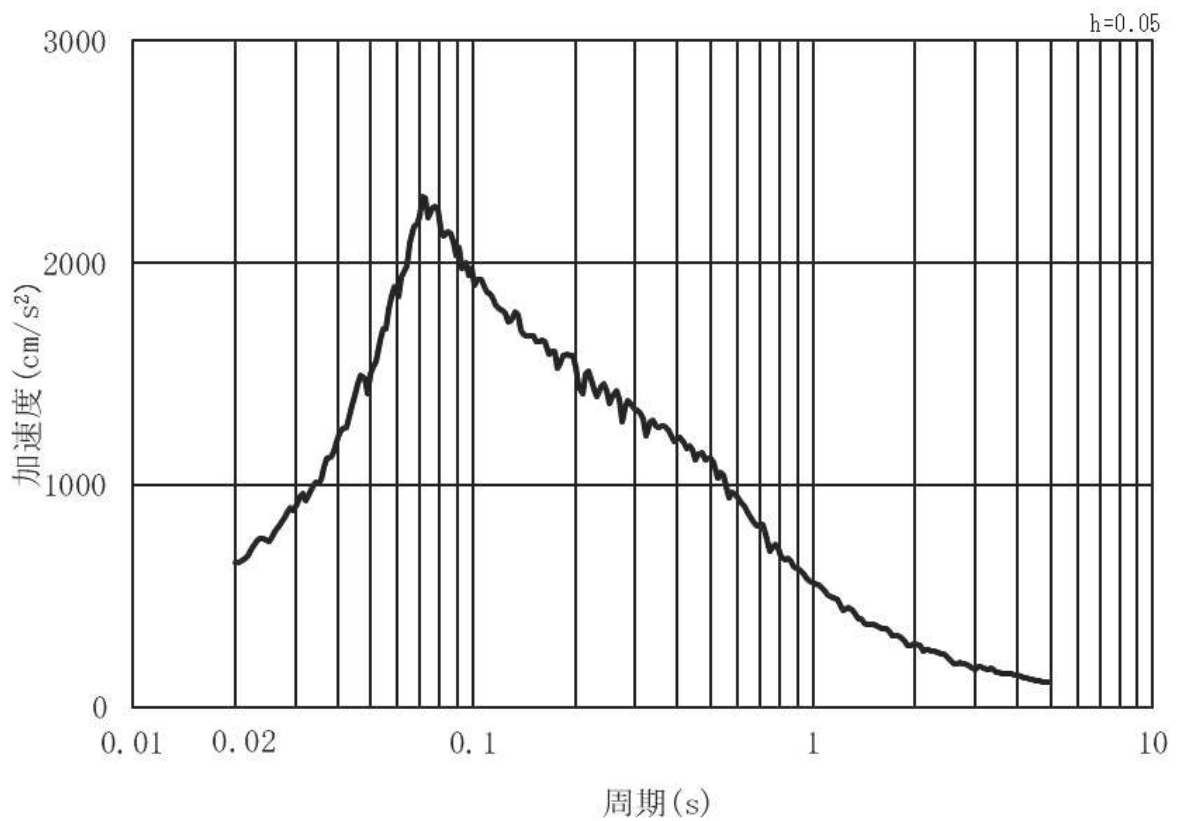


図 3-3 入力地震動算定の概念図

(1) 鋼桁 1・2・3

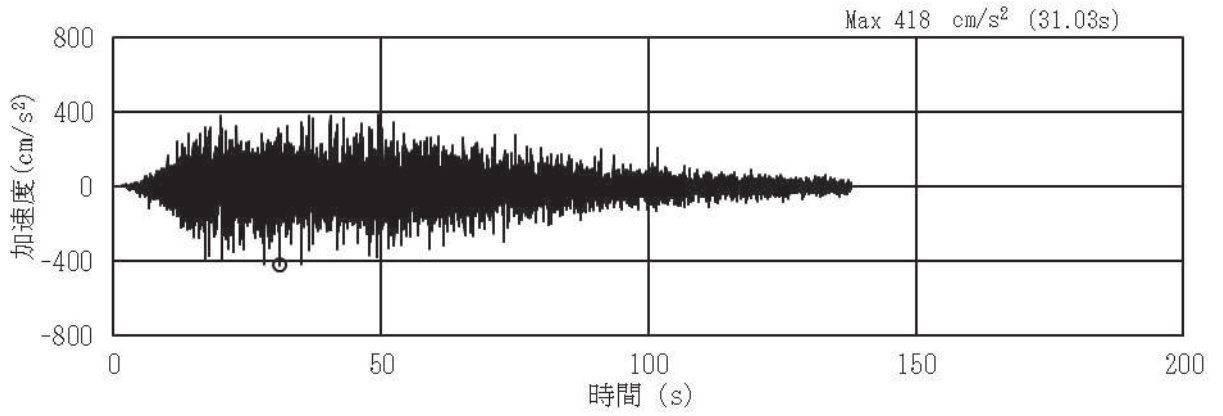


(a) 加速度時刻歴波形

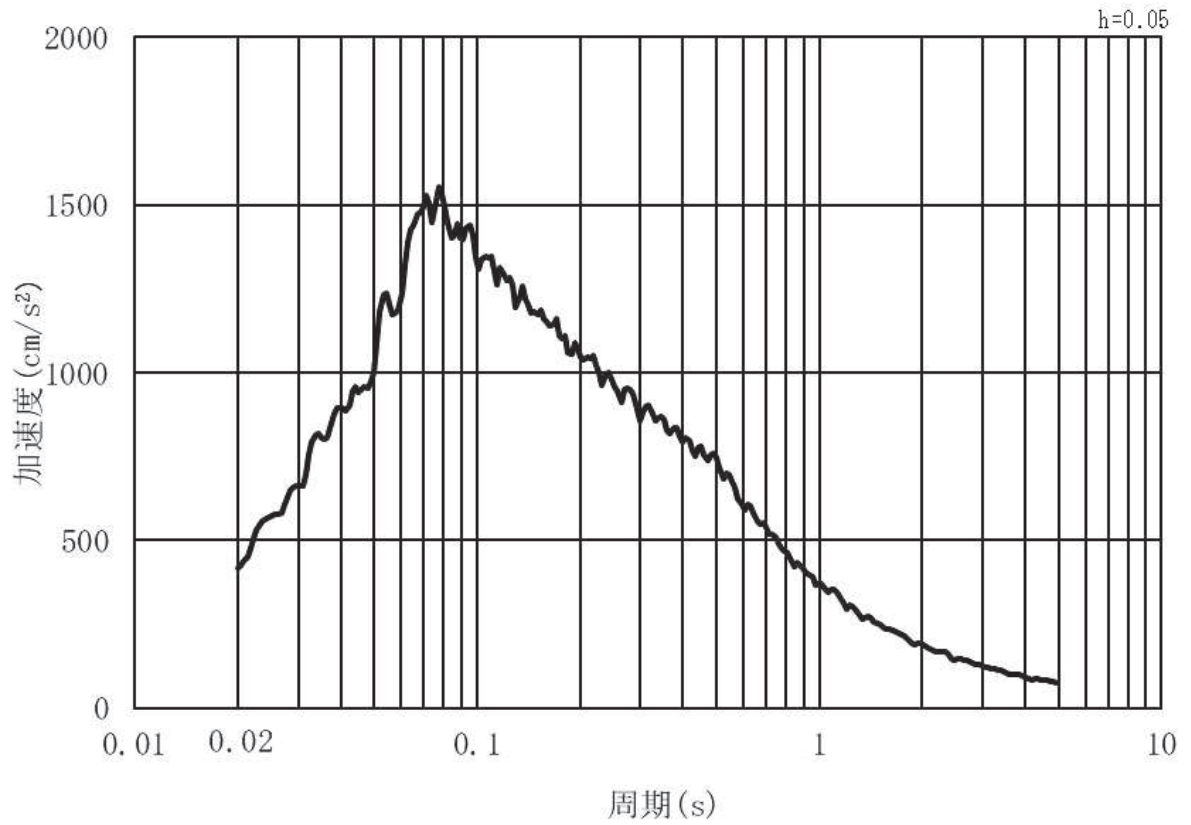


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 1) , 第 2 号機側



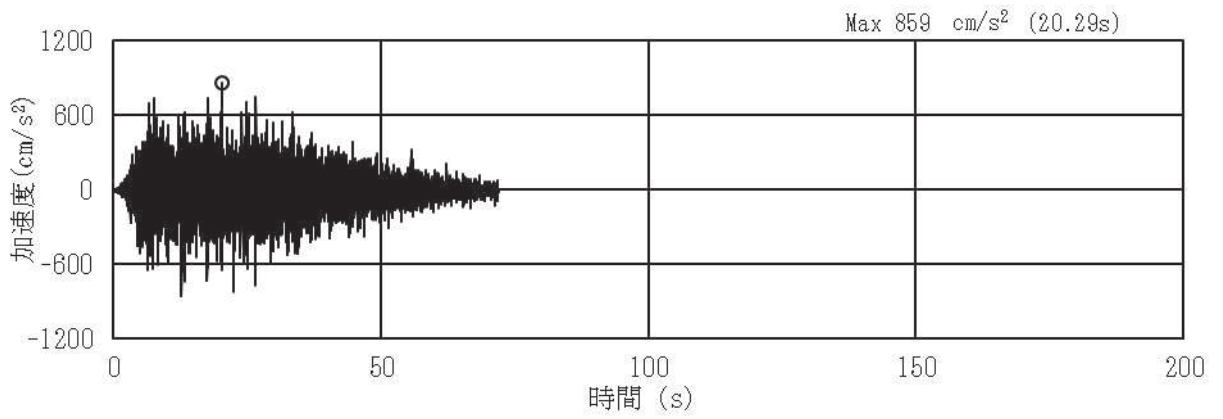
(a) 加速度時刻歴波形



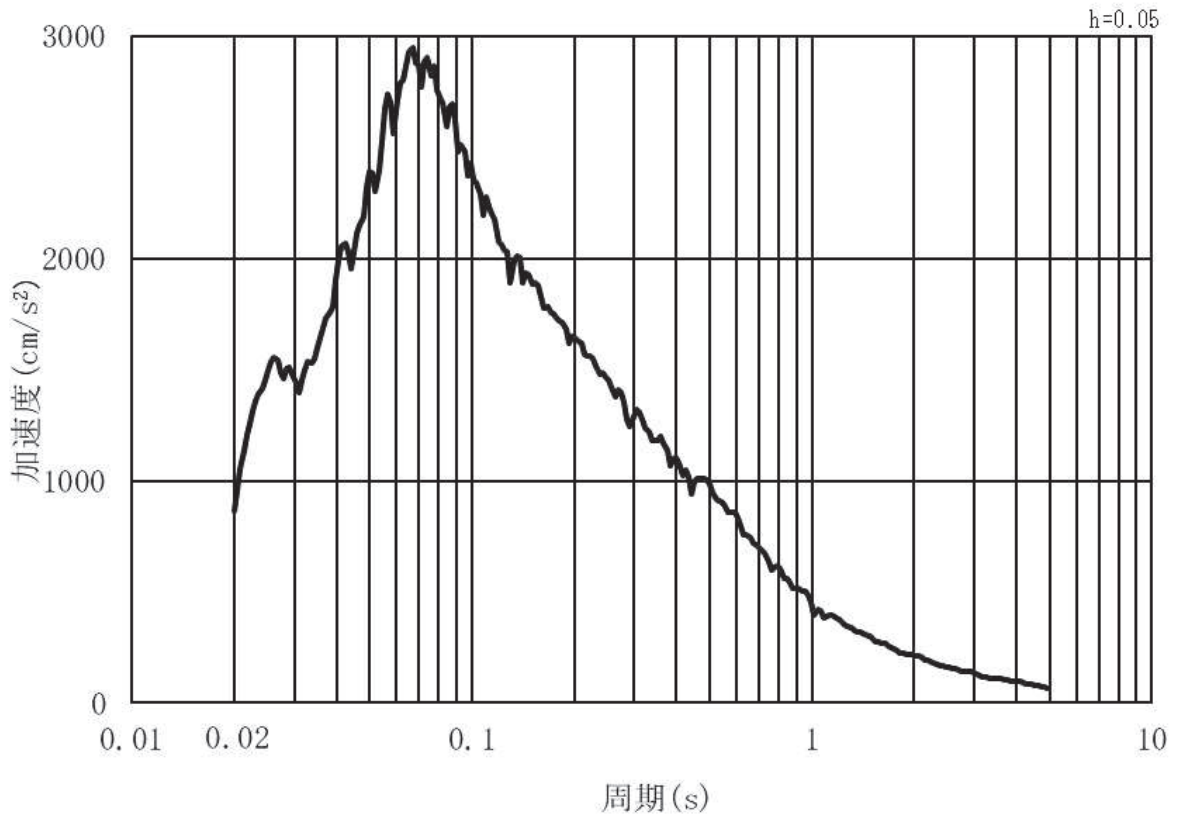
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 1) , 第 2 号機側



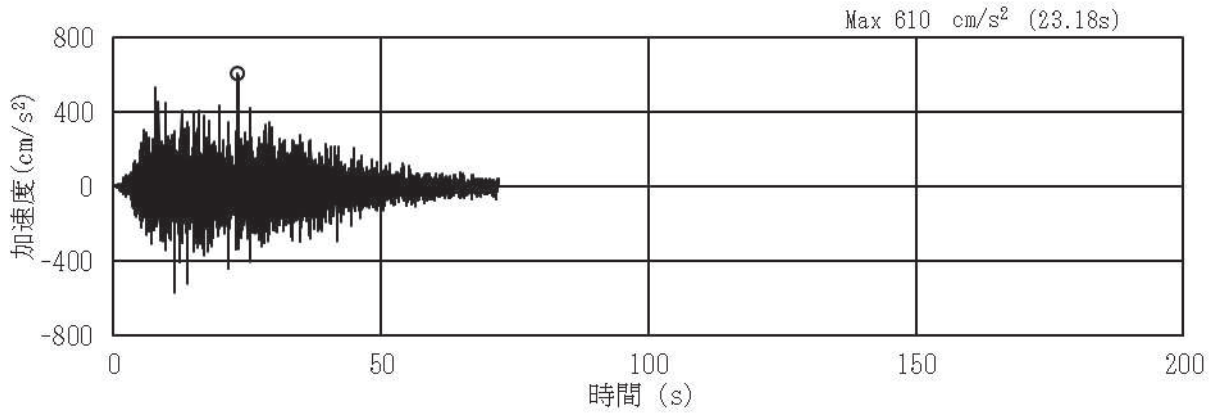


(a) 加速度時刻歴波形

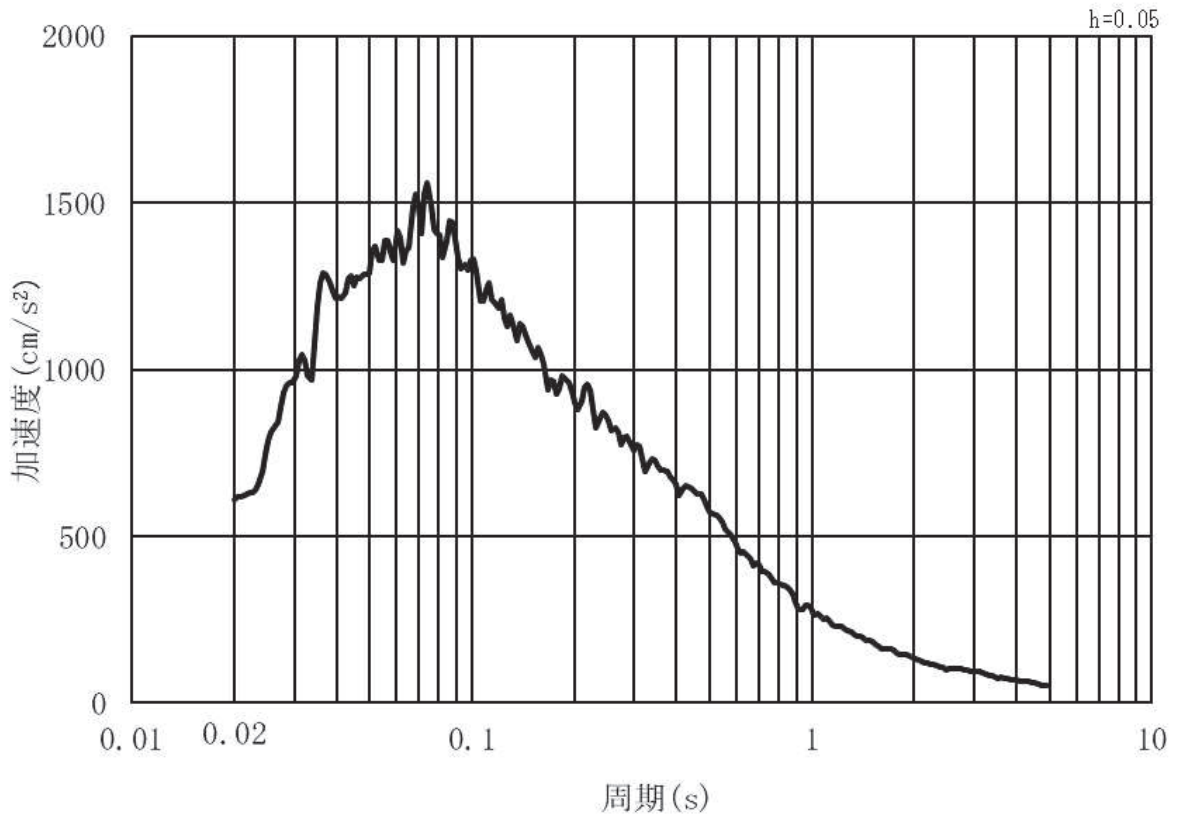


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 2) , 第 2 号機側

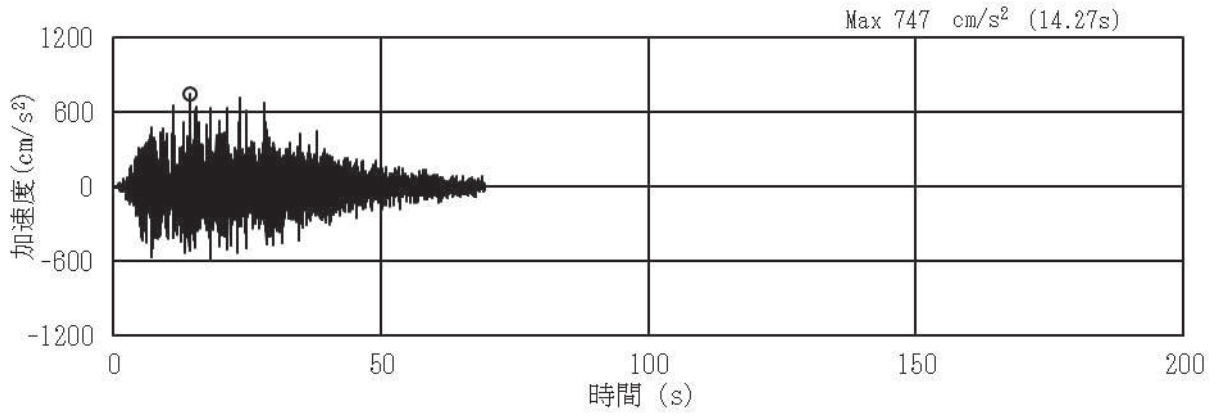


(a) 加速度時刻歴波形

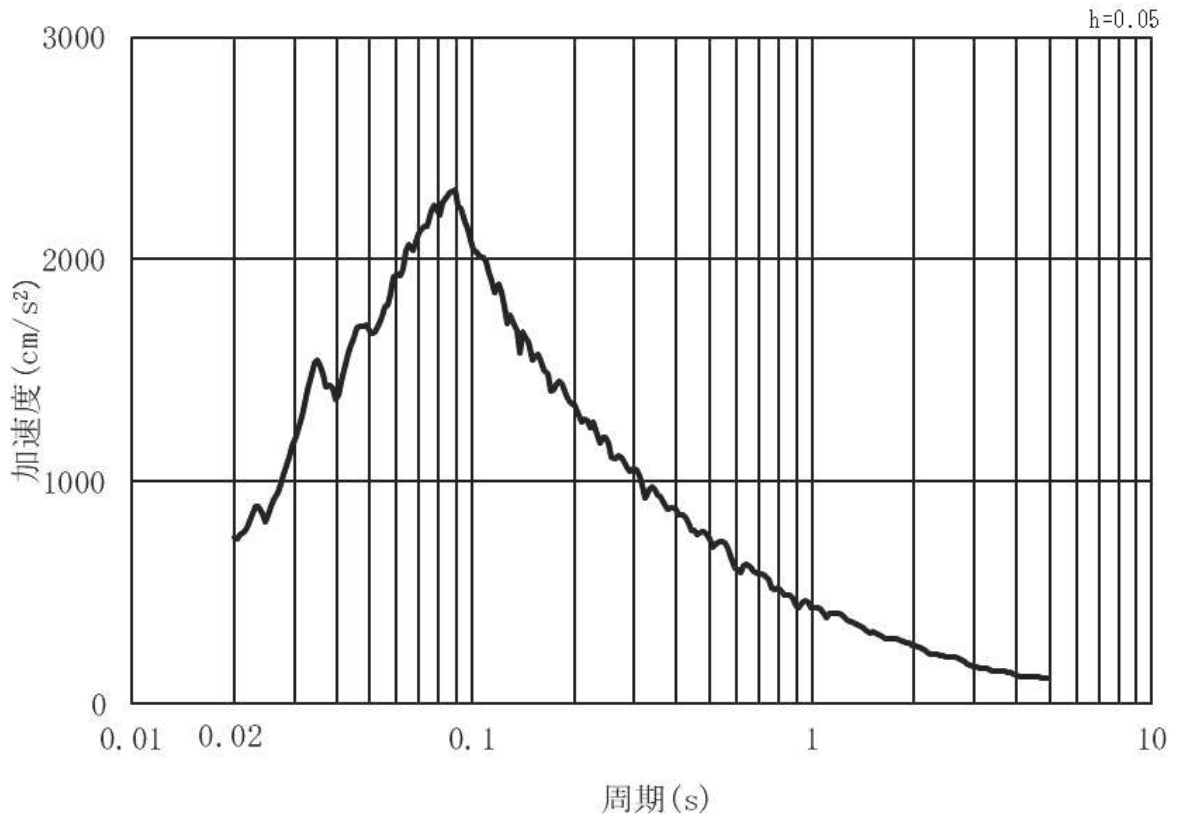


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 2) ， 第 2 号機側

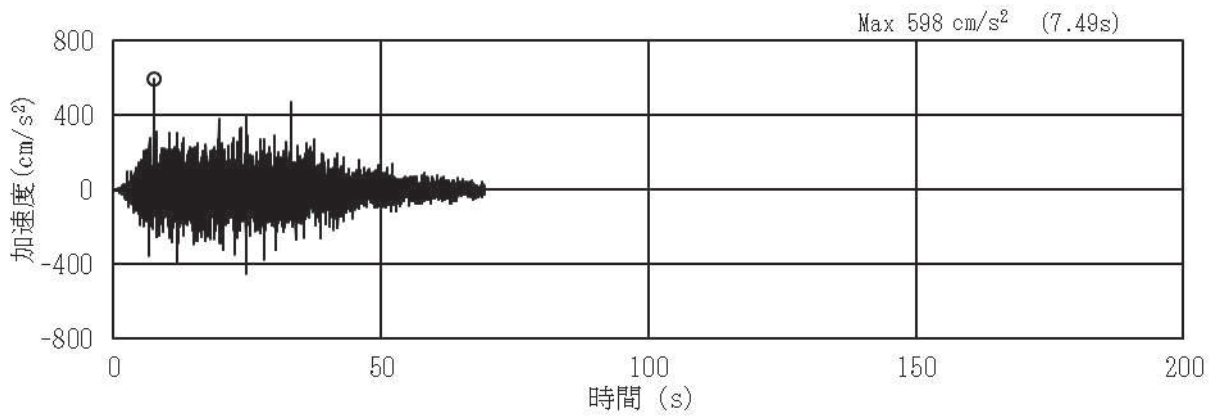


(a) 加速度時刻歴波形

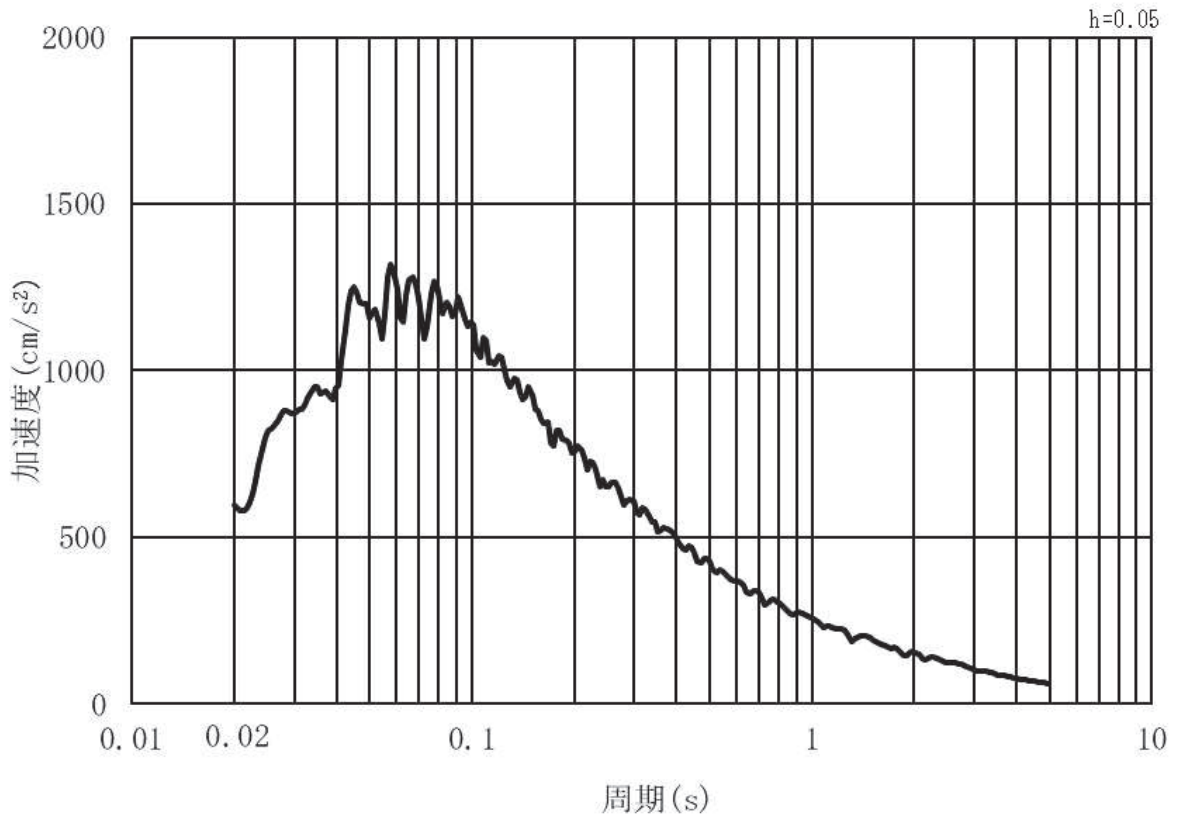


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 3) , 第 2 号機側

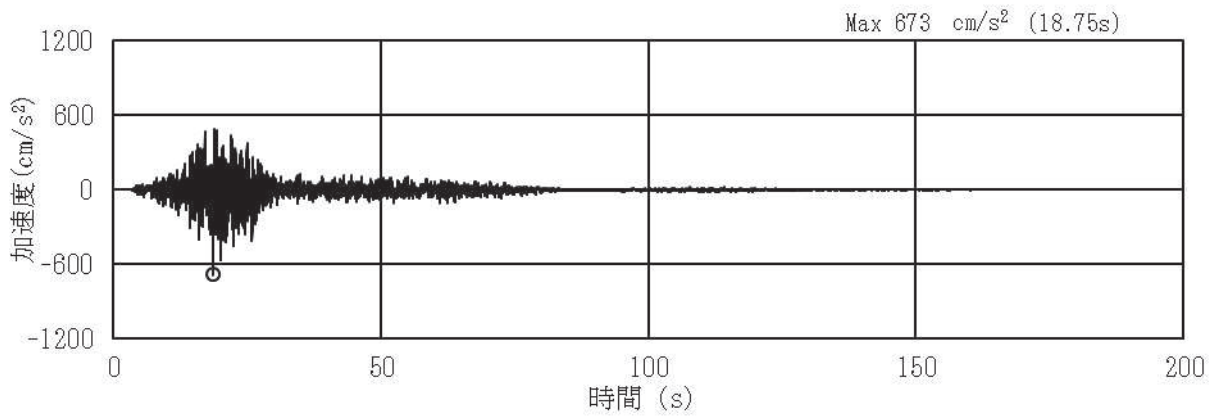


(a) 加速度時刻歴波形

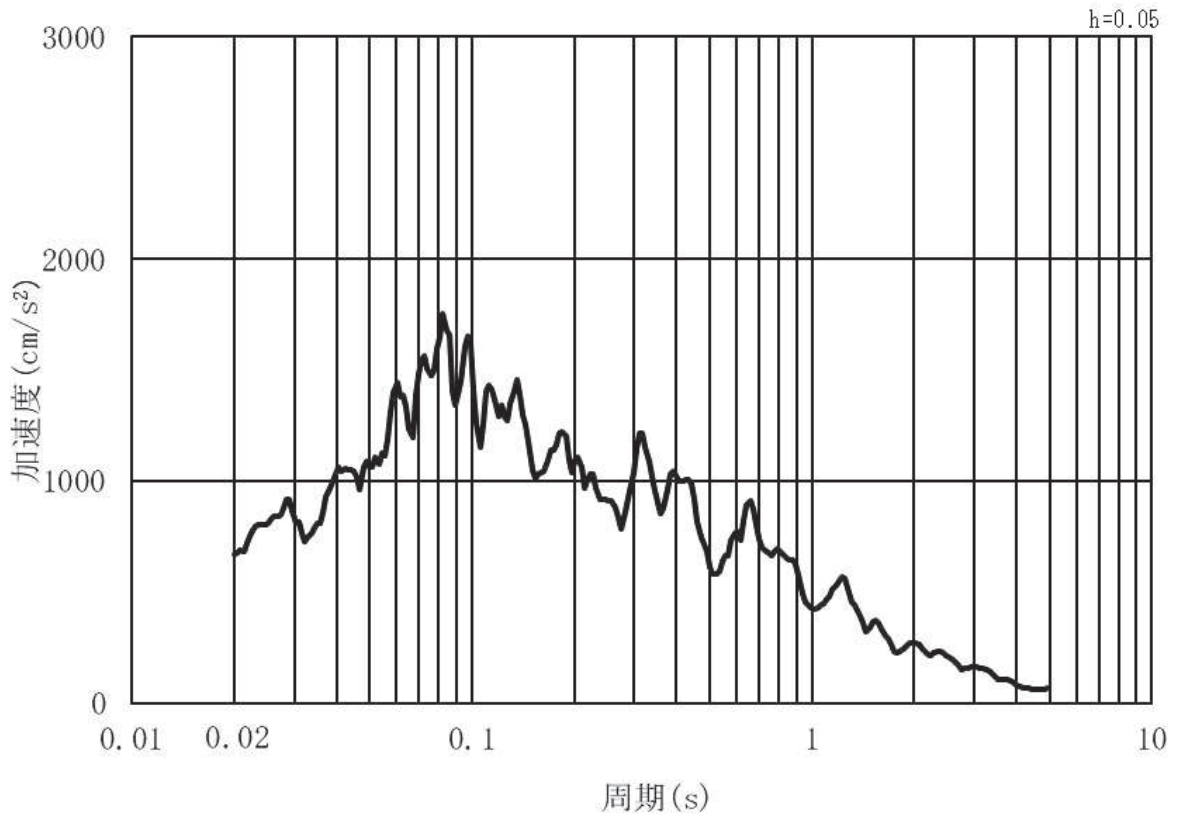


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 3) ， 第 2 号機側

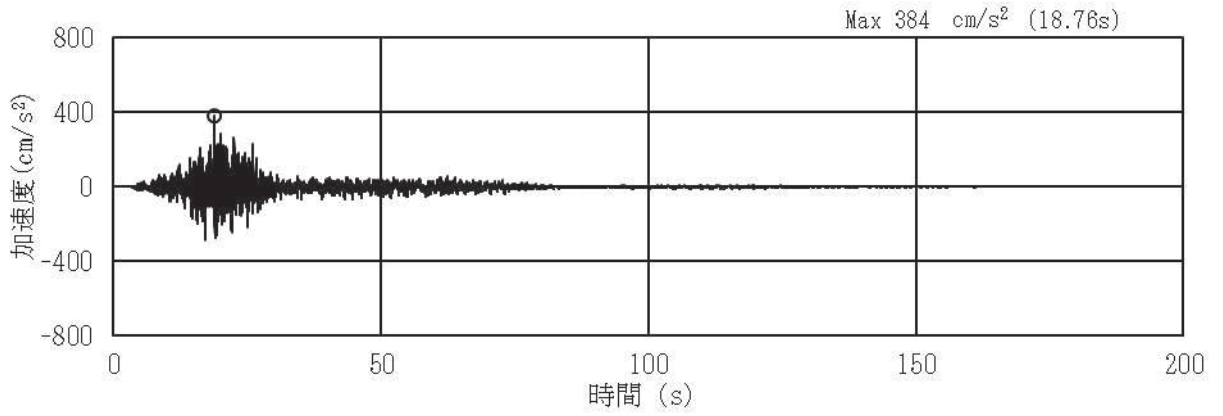


(a) 加速度時刻歴波形

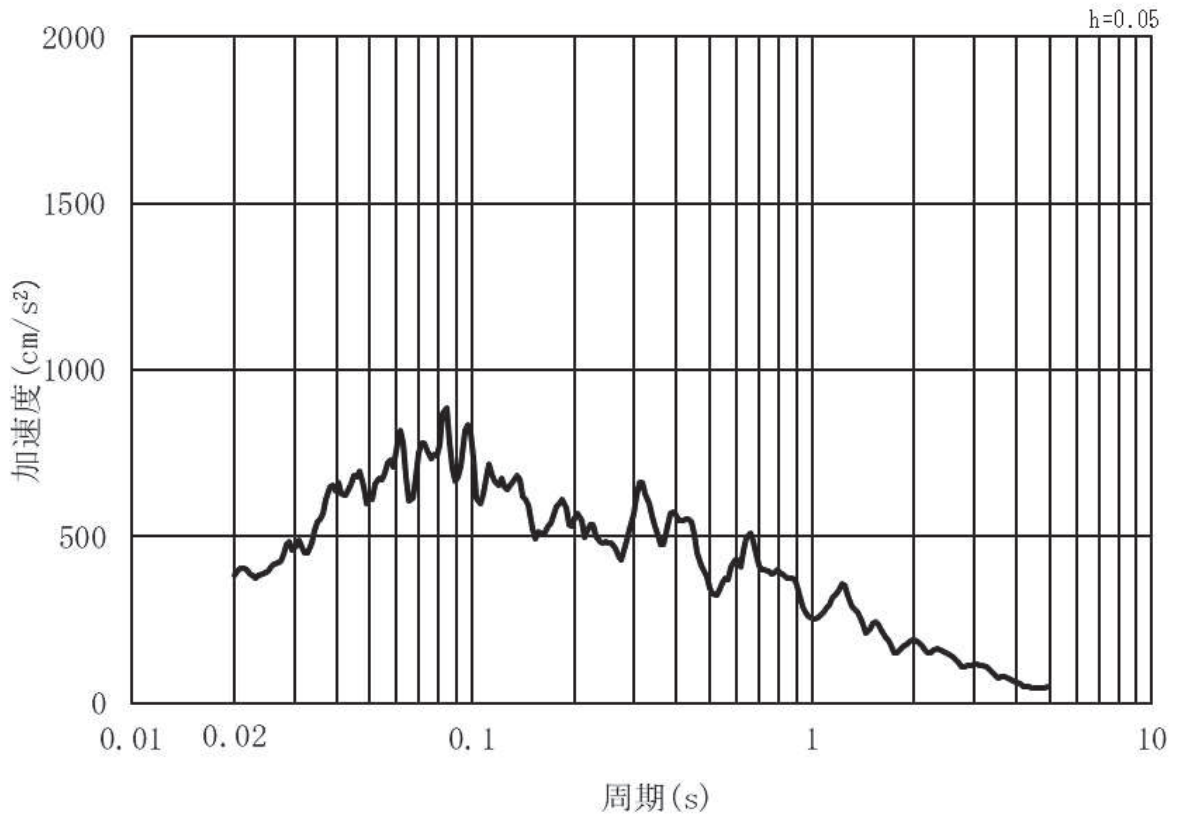


(b) 加速度応答スペクトル

図3-4 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 1) , 第2号機側

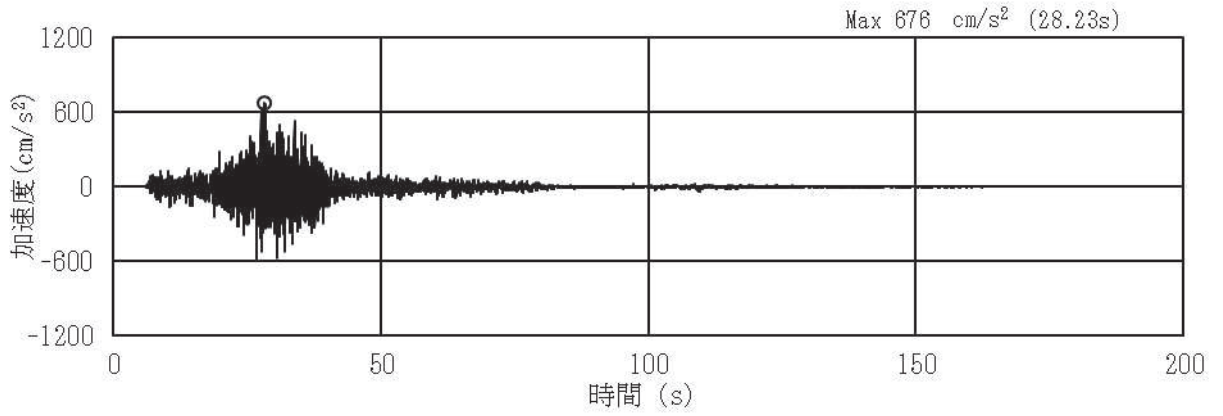


(a) 加速度時刻歴波形

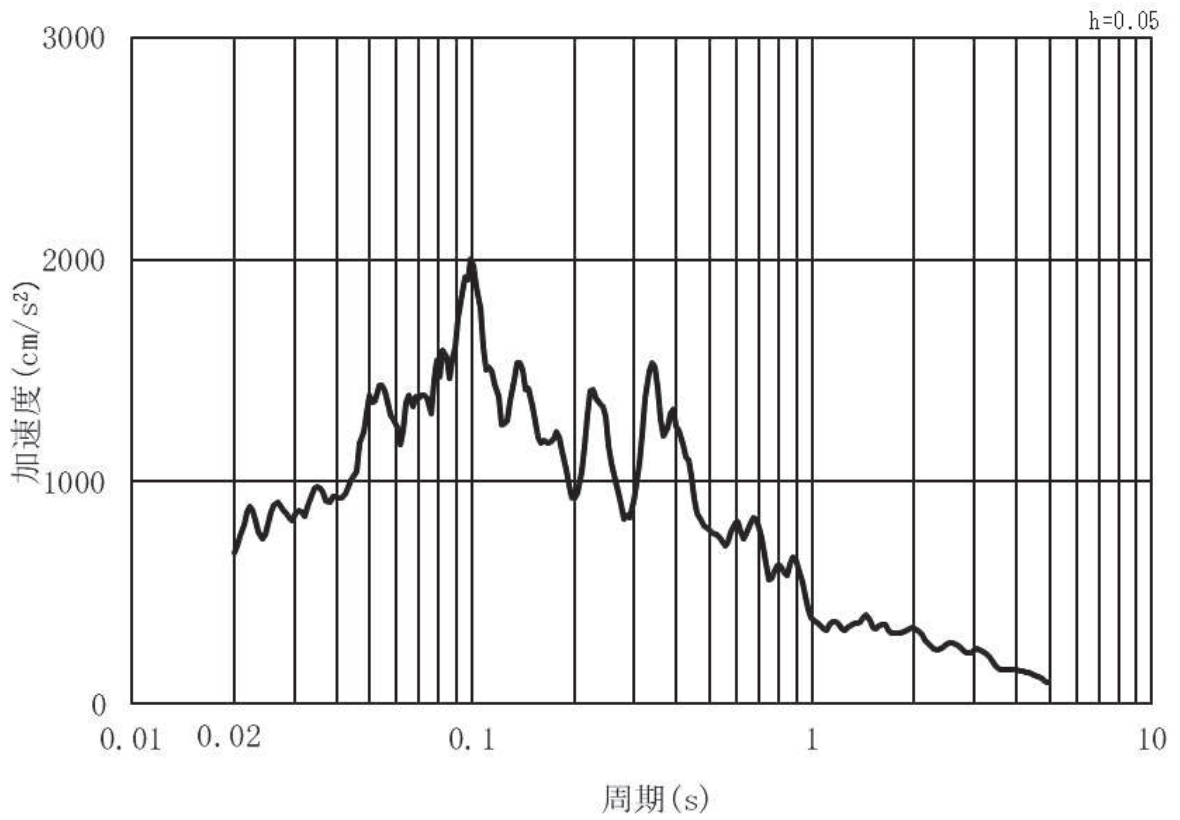


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 1) , 第 2 号機側

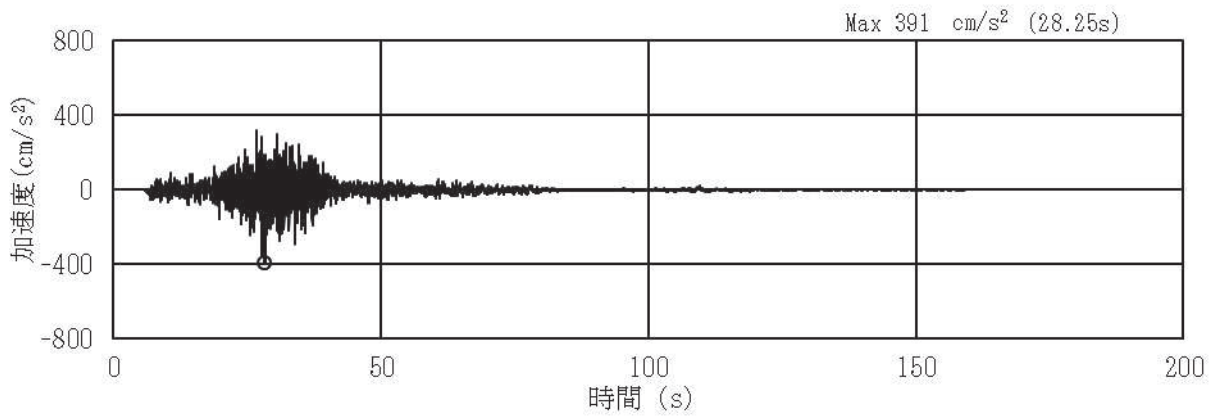


(a) 加速度時刻歴波形

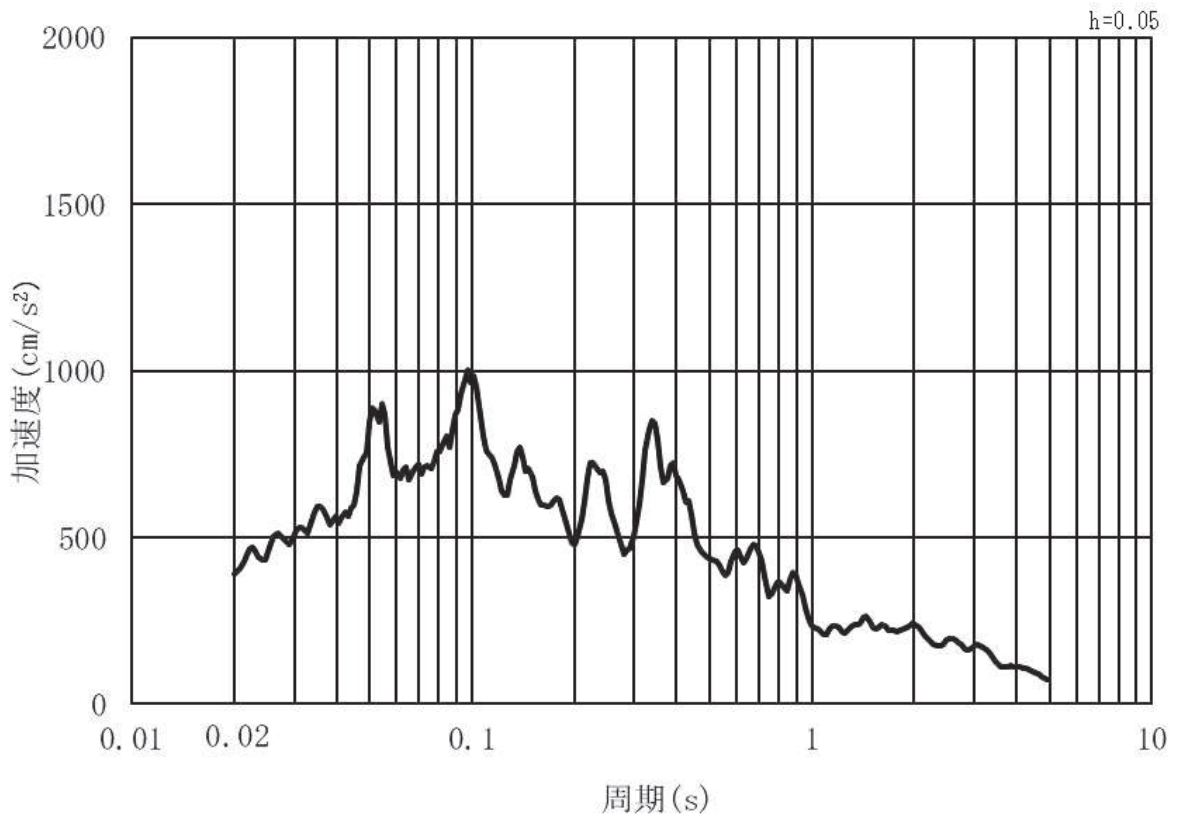


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 2) , 第 2 号機側



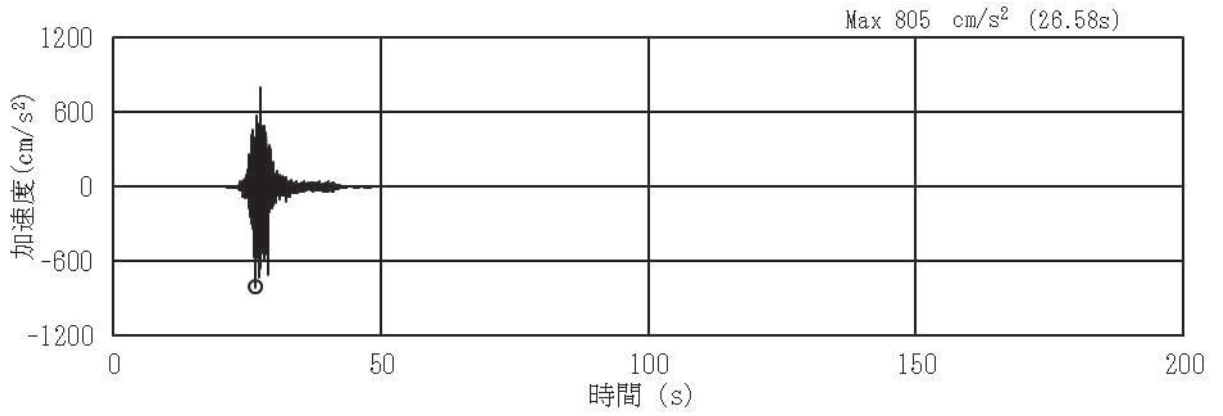
(a) 加速度時刻歴波形



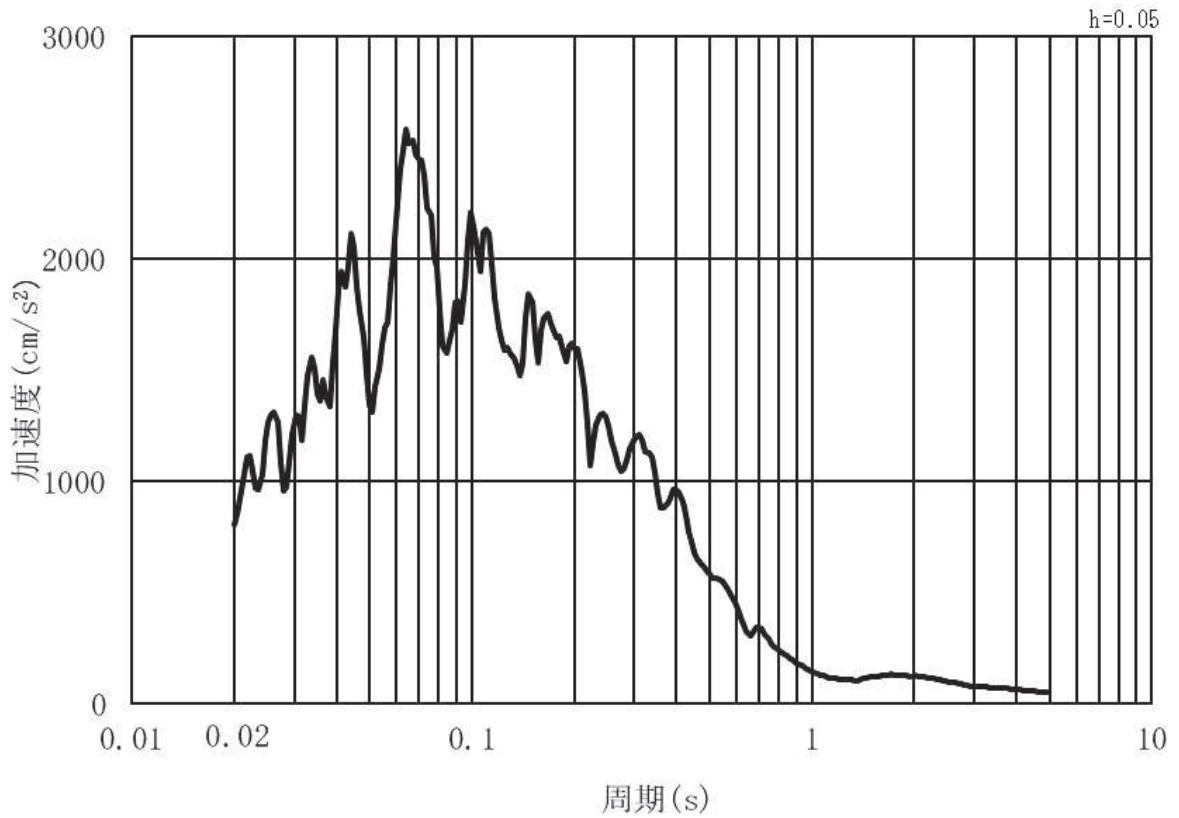
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 2) , 第 2 号機側



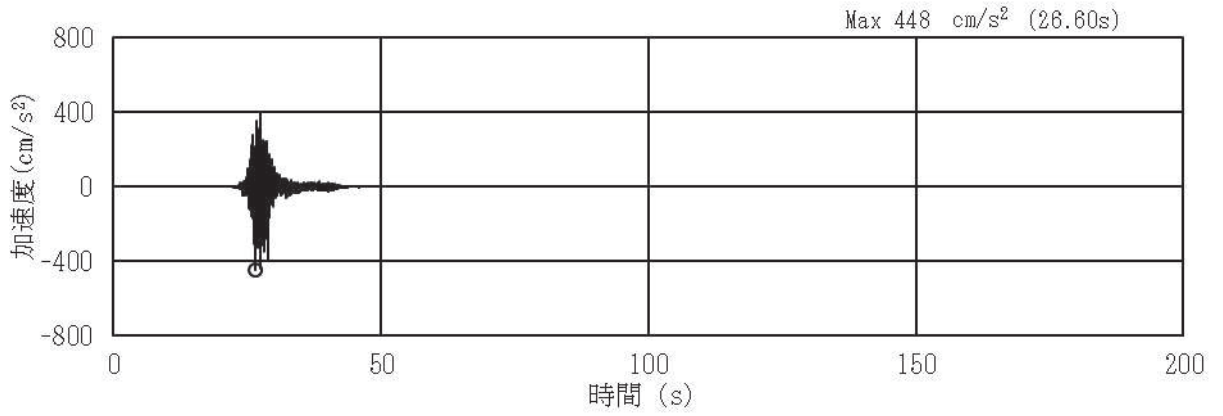


(a) 加速度時刻歴波形

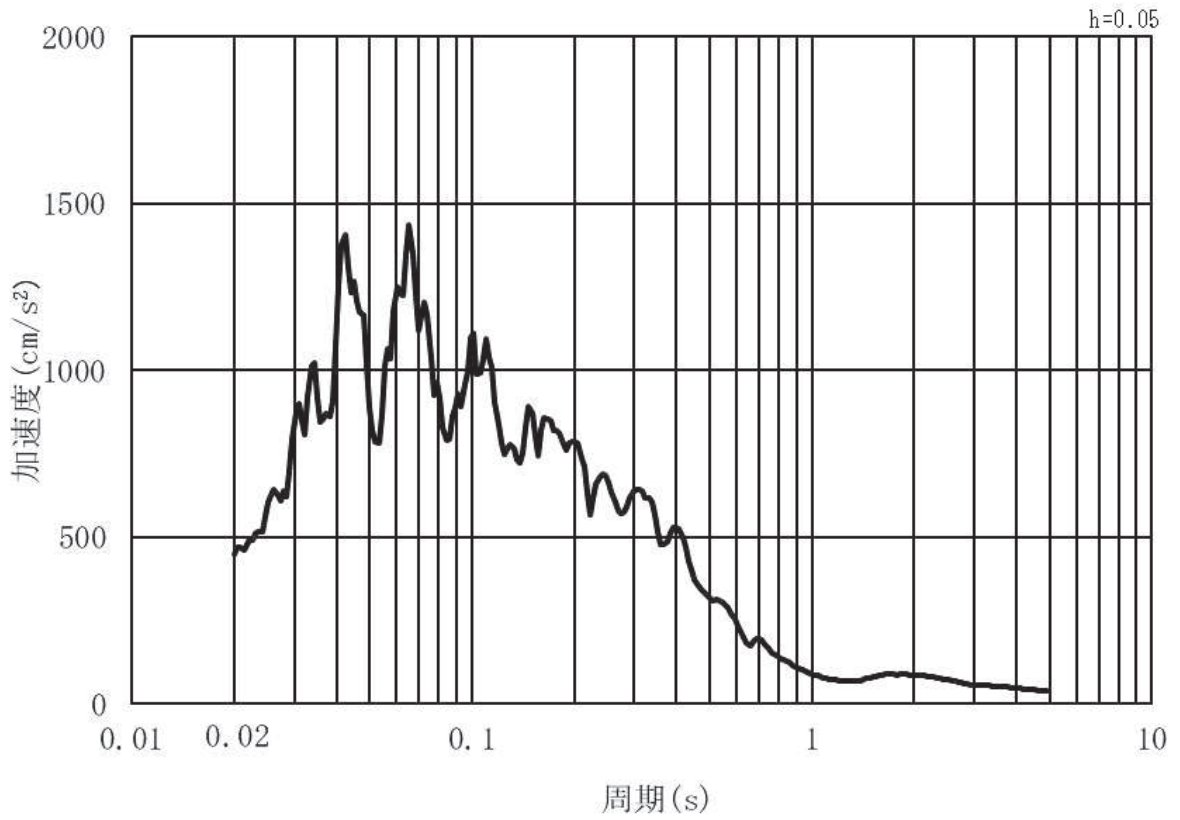


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 3) , 第 2 号機側

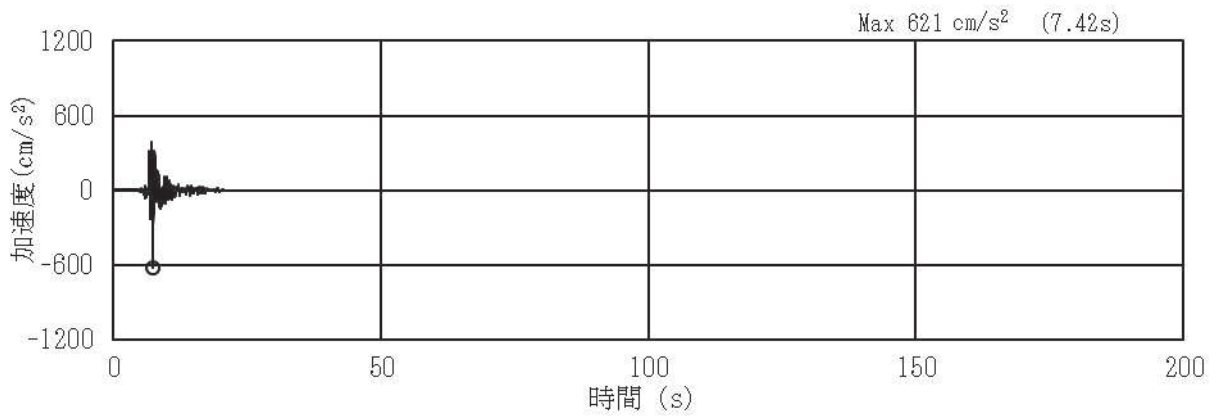


(a) 加速度時刻歴波形

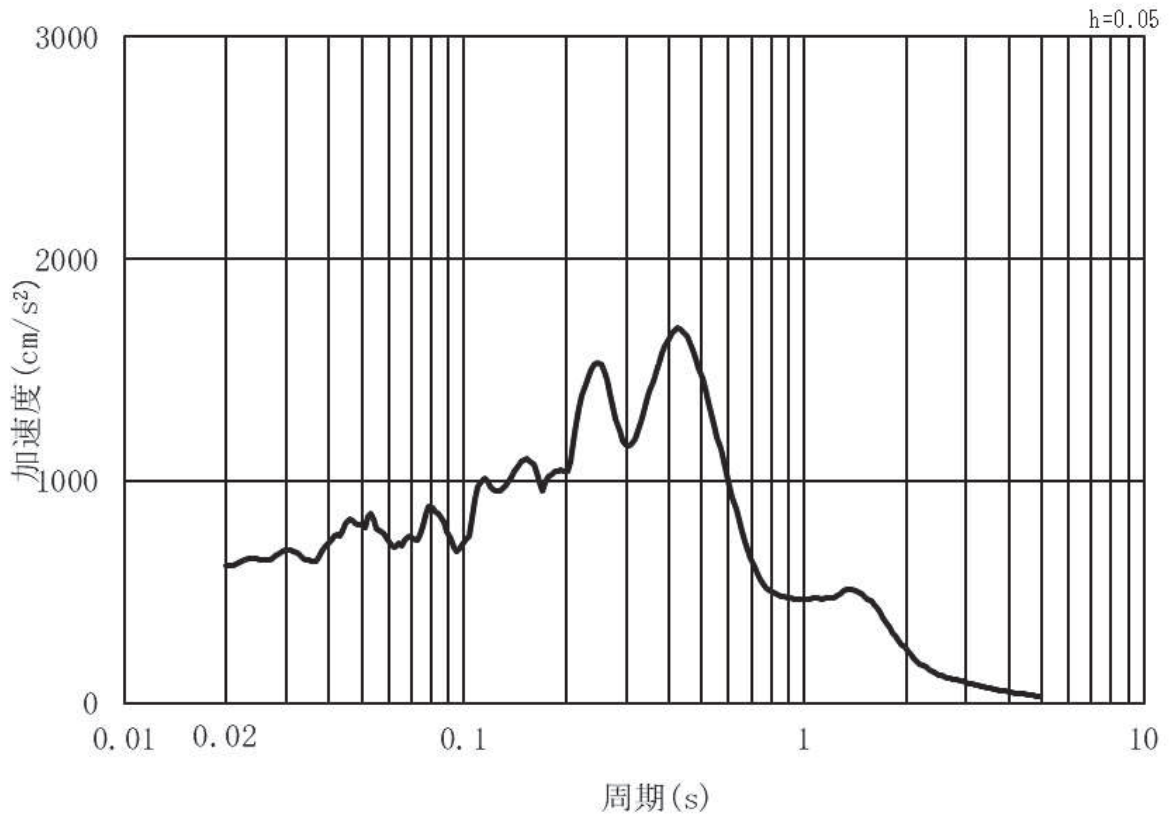


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 3) , 第 2 号機側

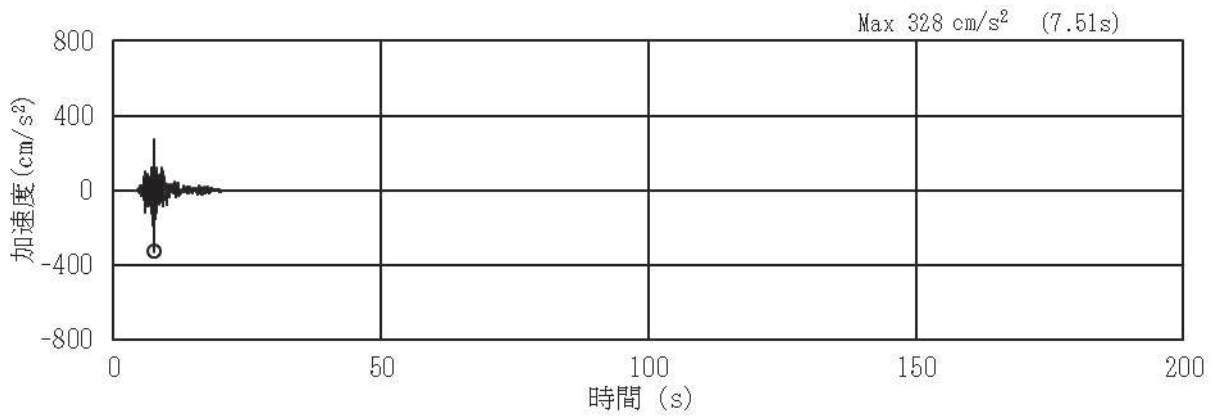


(a) 加速度時刻歴波形

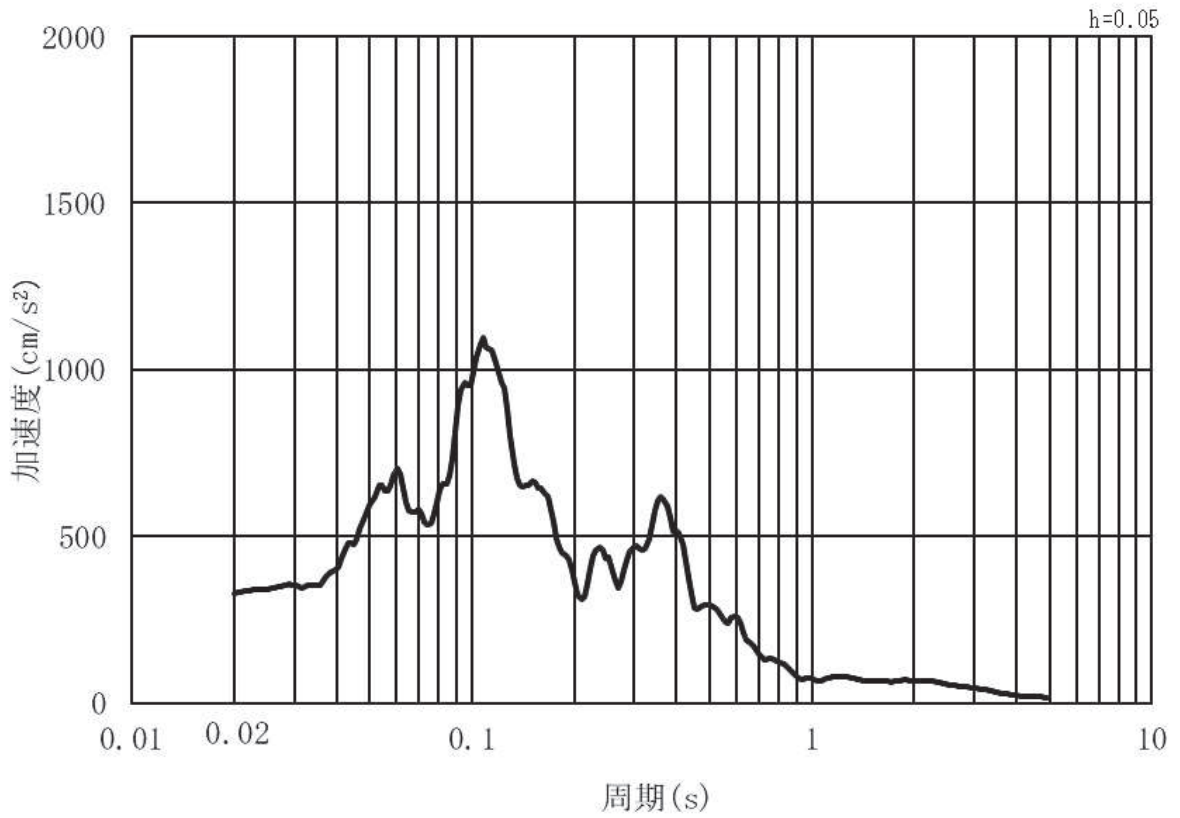


(b) 加速度応答スペクトル

図3-4 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - N 1) , 第2号機側



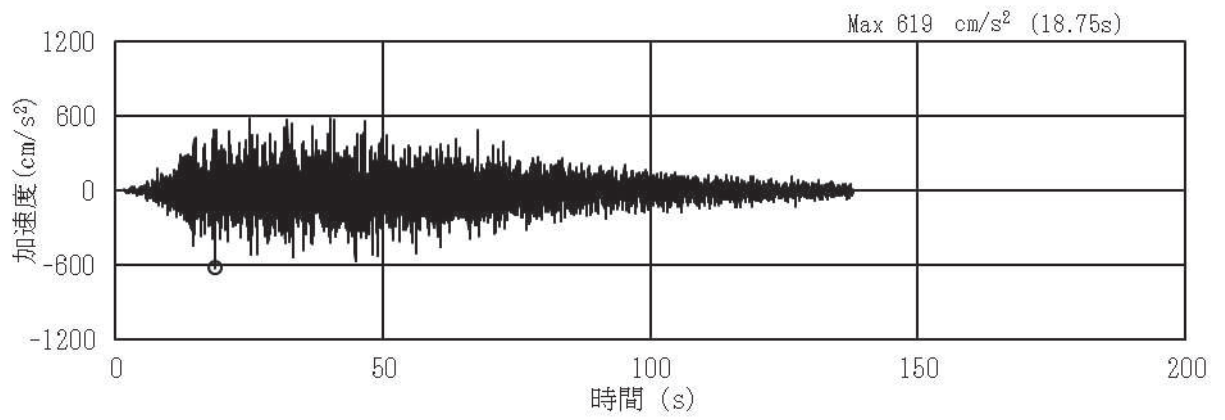
(a) 加速度時刻歴波形



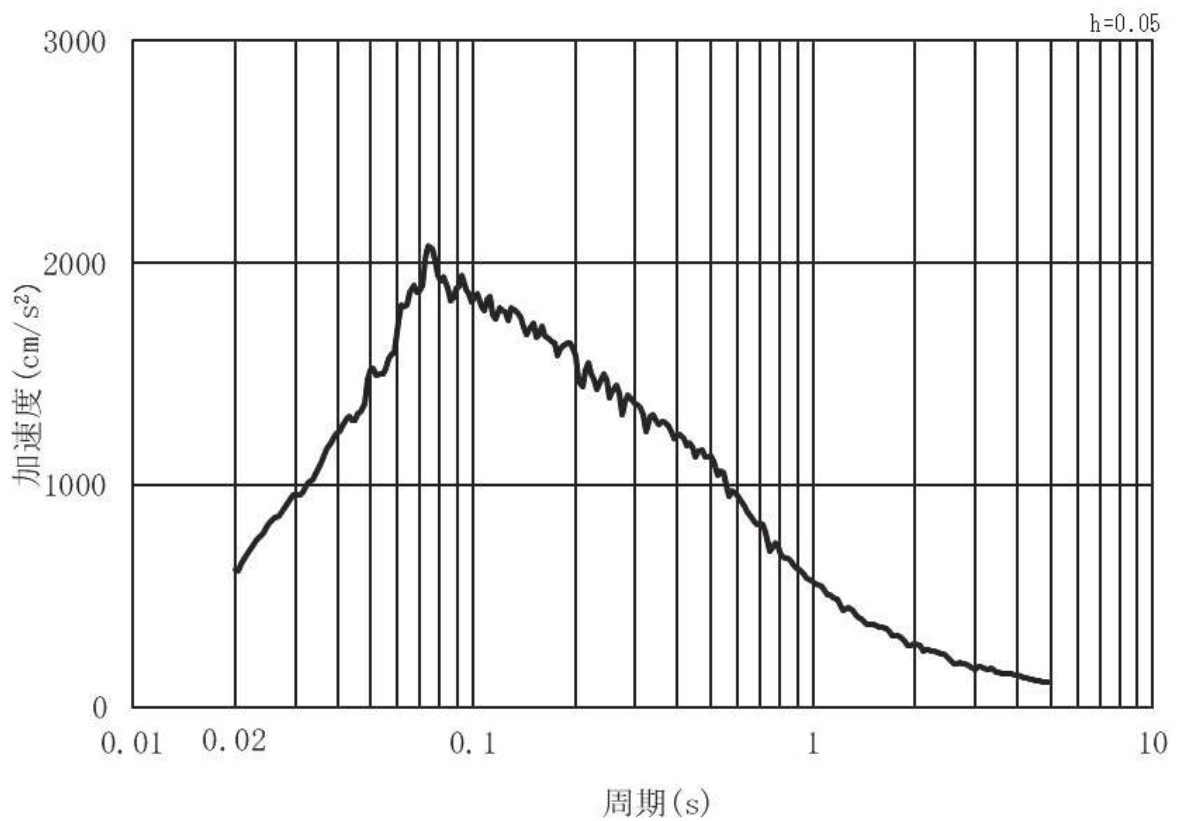
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - N 1) , 第 2 号機側

(2) 鋼桁 4・5・6

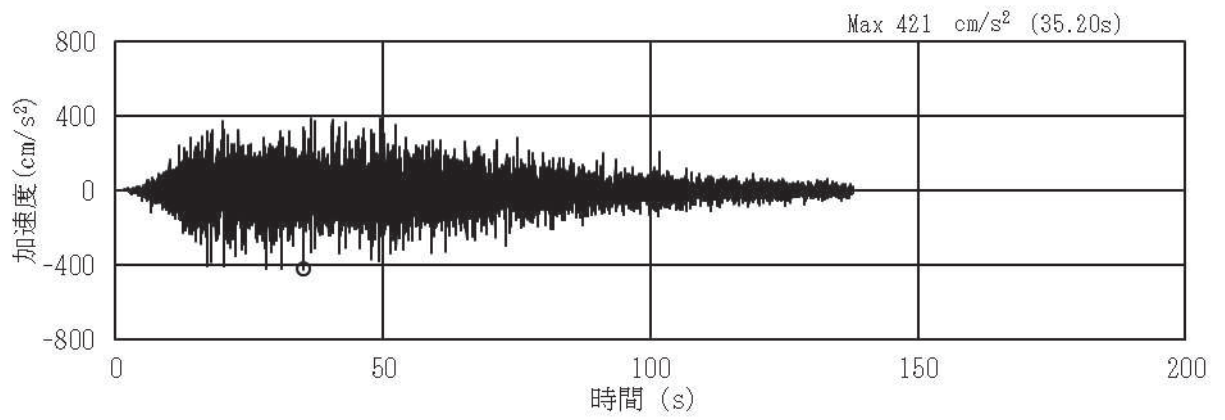


(a) 加速度時刻歴波形

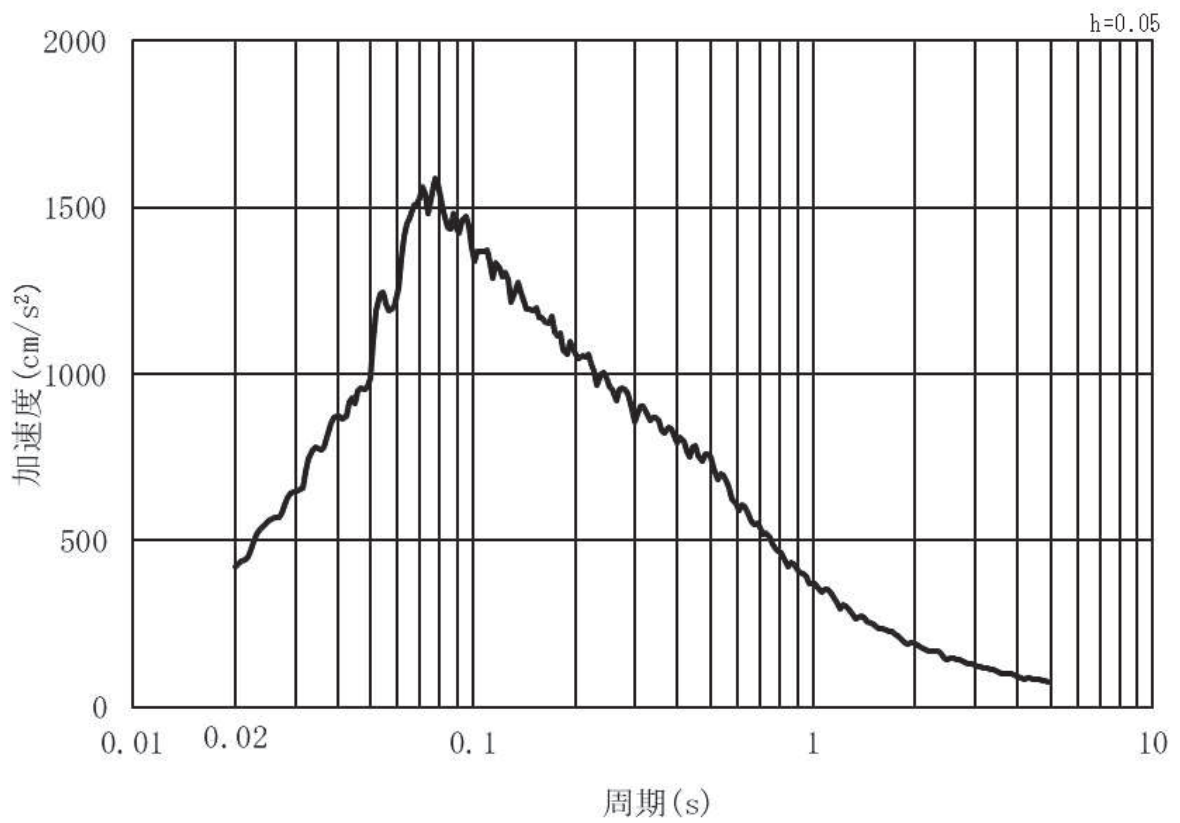


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 1) , 第 3 号機側

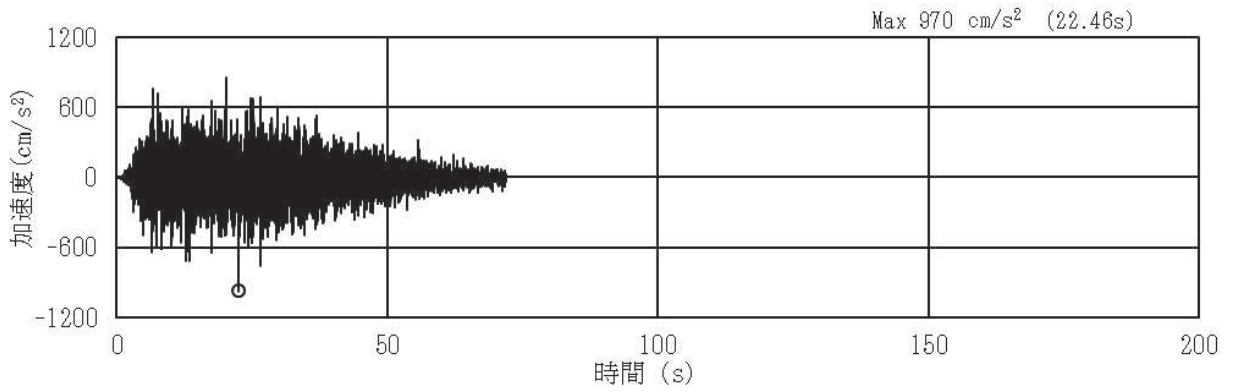


(a) 加速度時刻歴波形

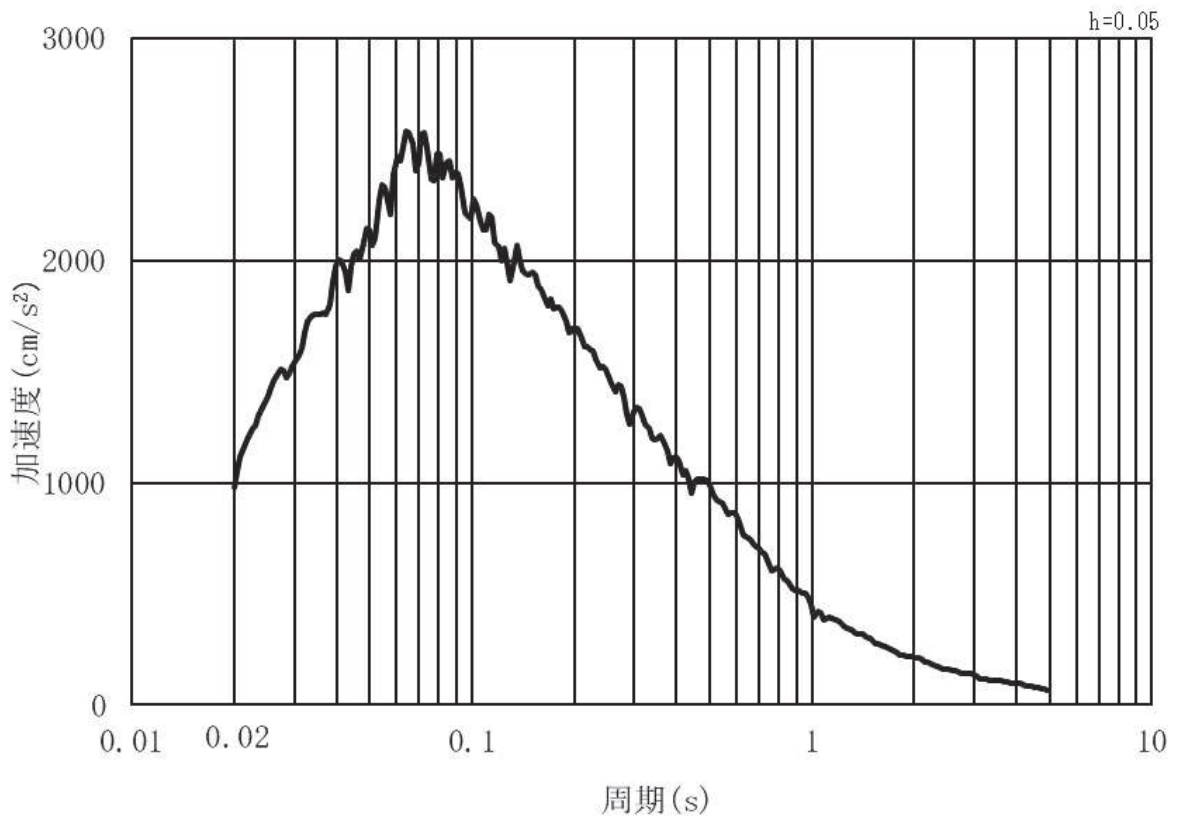


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(鉛直方向：S s - D 1) , 第 3 号機側

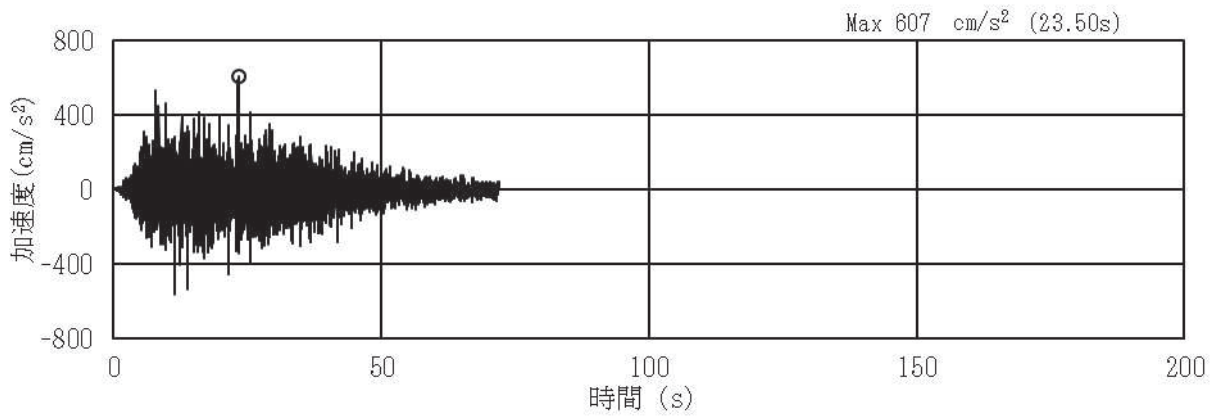


(a) 加速度時刻歴波形

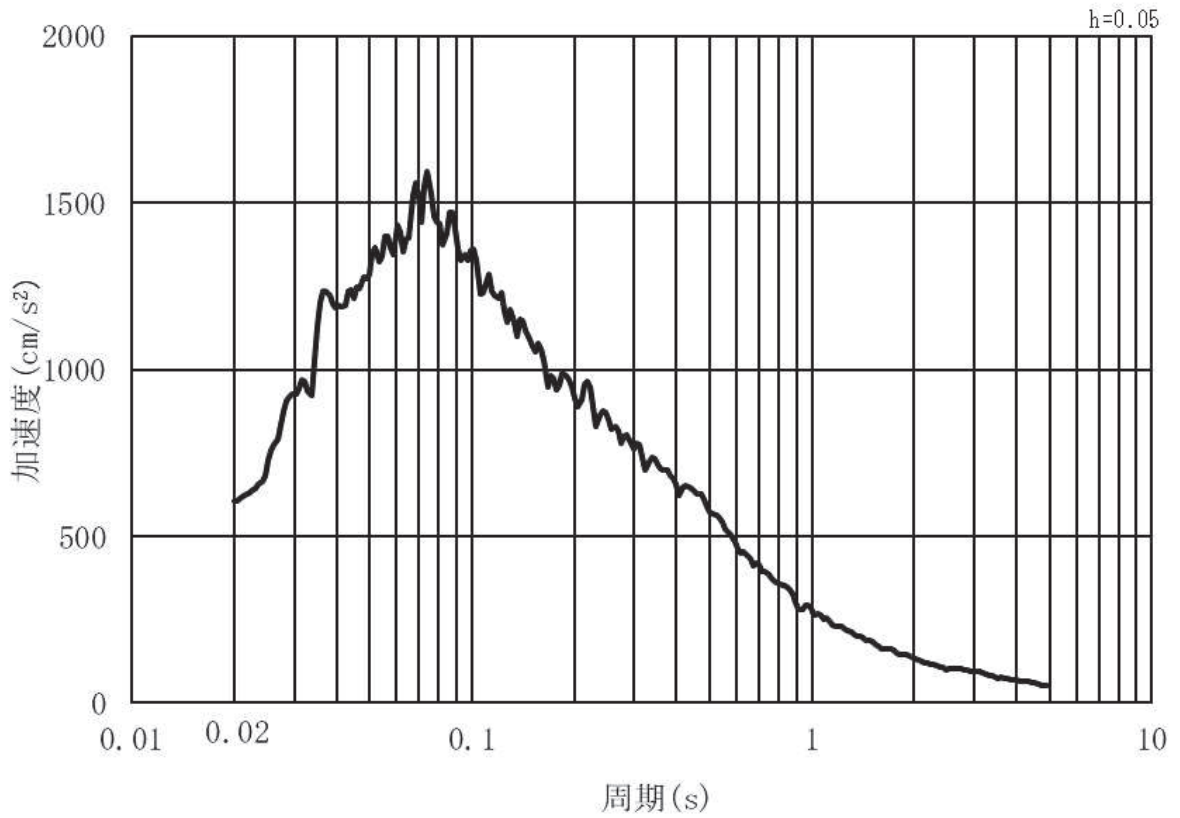


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(水平方向：S s - D 2) , 第 3 号機側



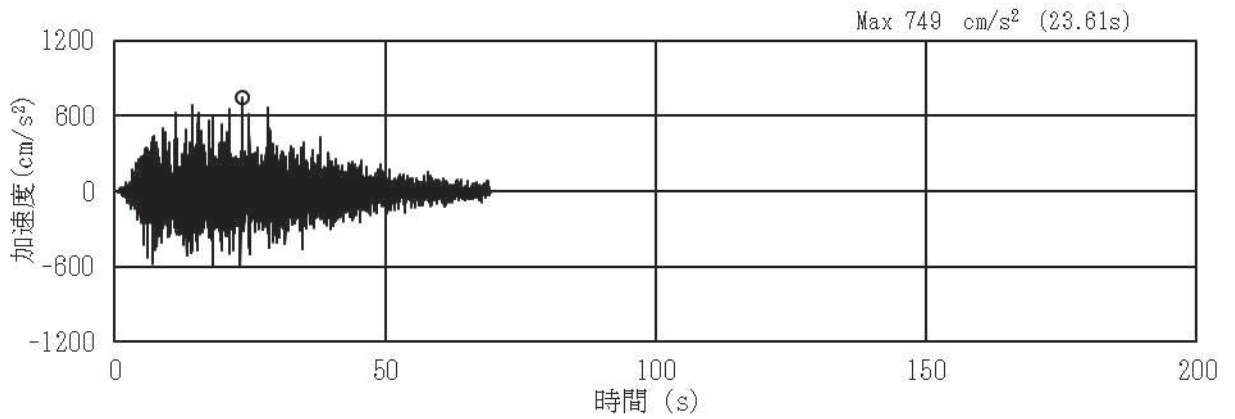
(a) 加速度時刻歴波形



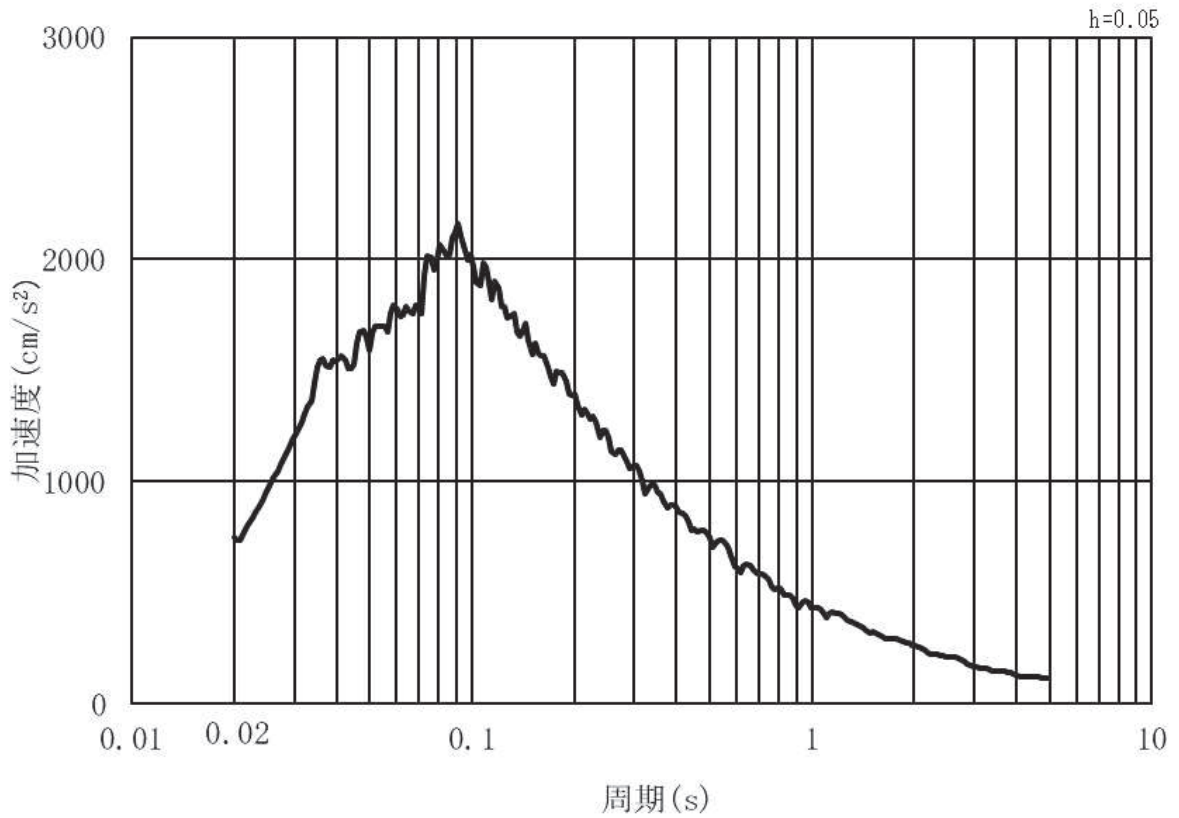
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(鉛直方向：S s - D 2) ， 第 3 号機側



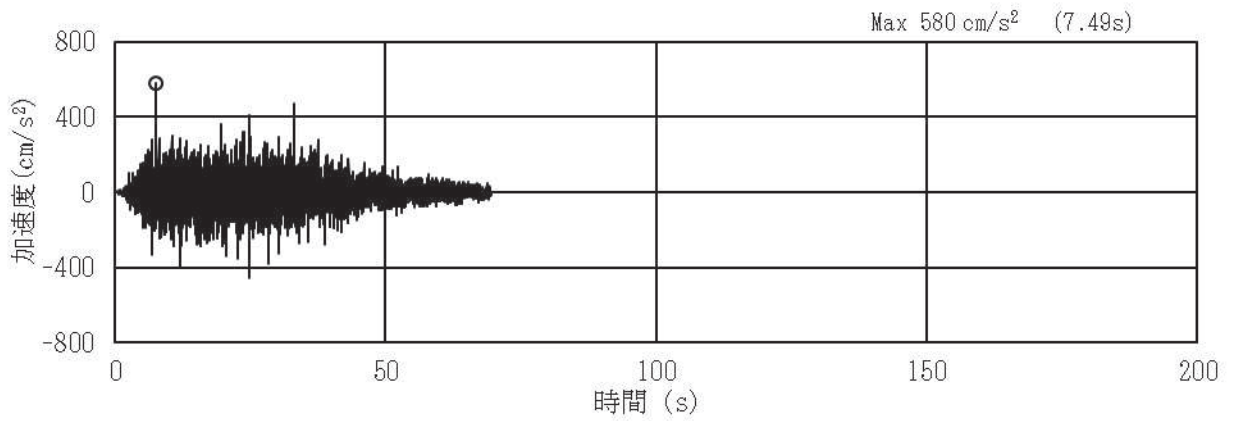


(a) 加速度時刻歴波形

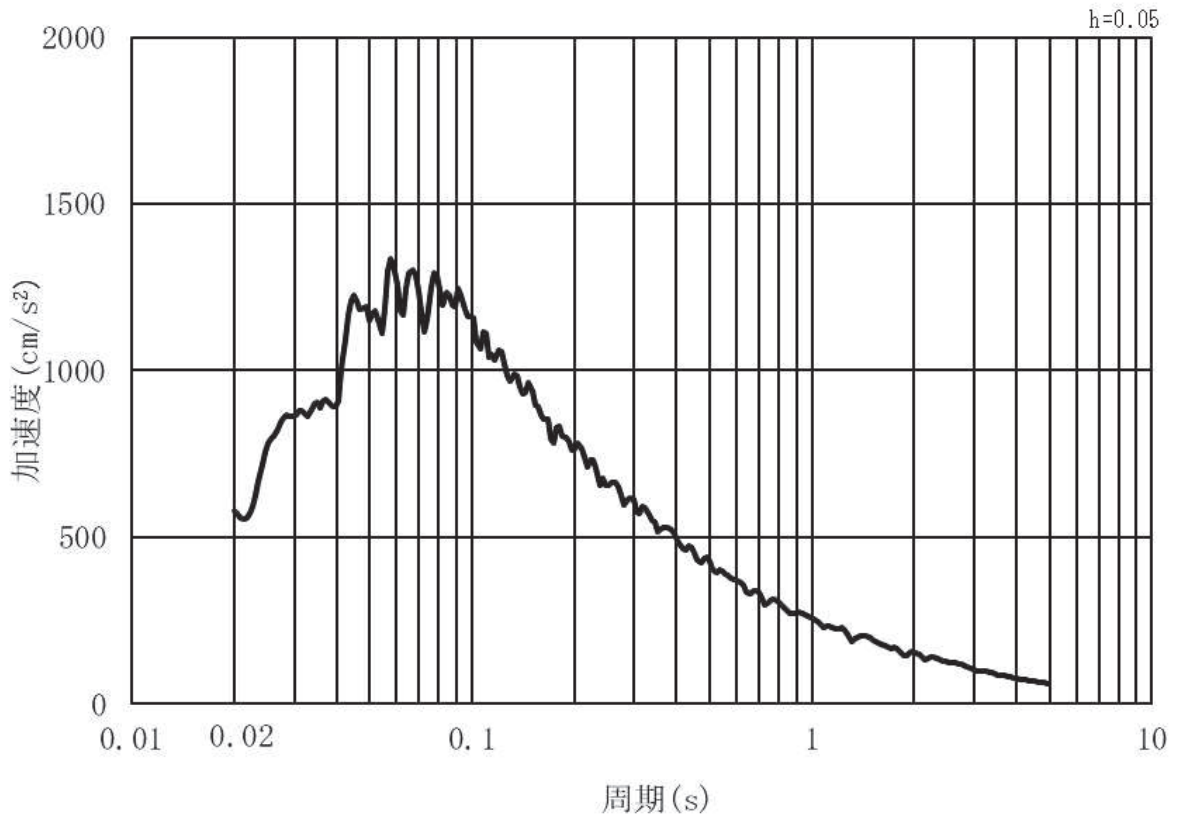


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(水平方向：S s - D 3) ， 第 3 号機側

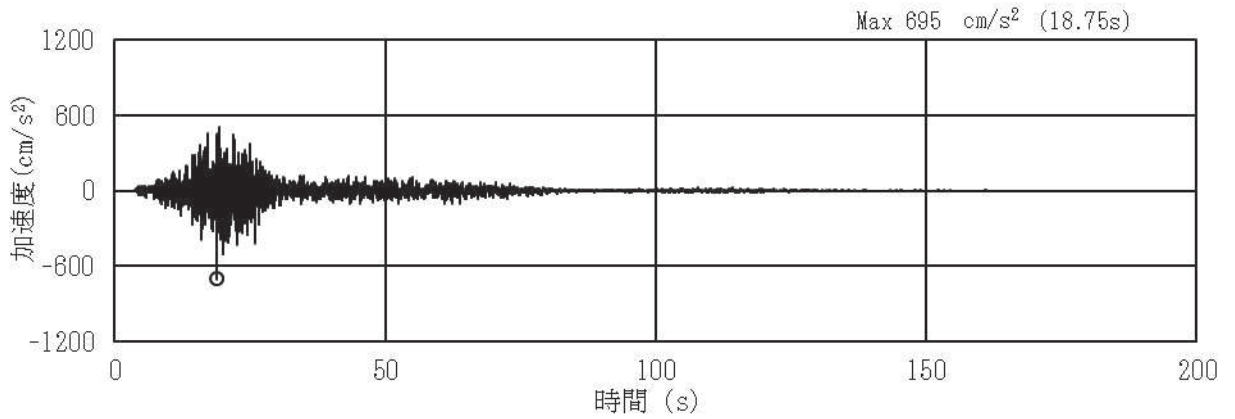


(a) 加速度時刻歴波形

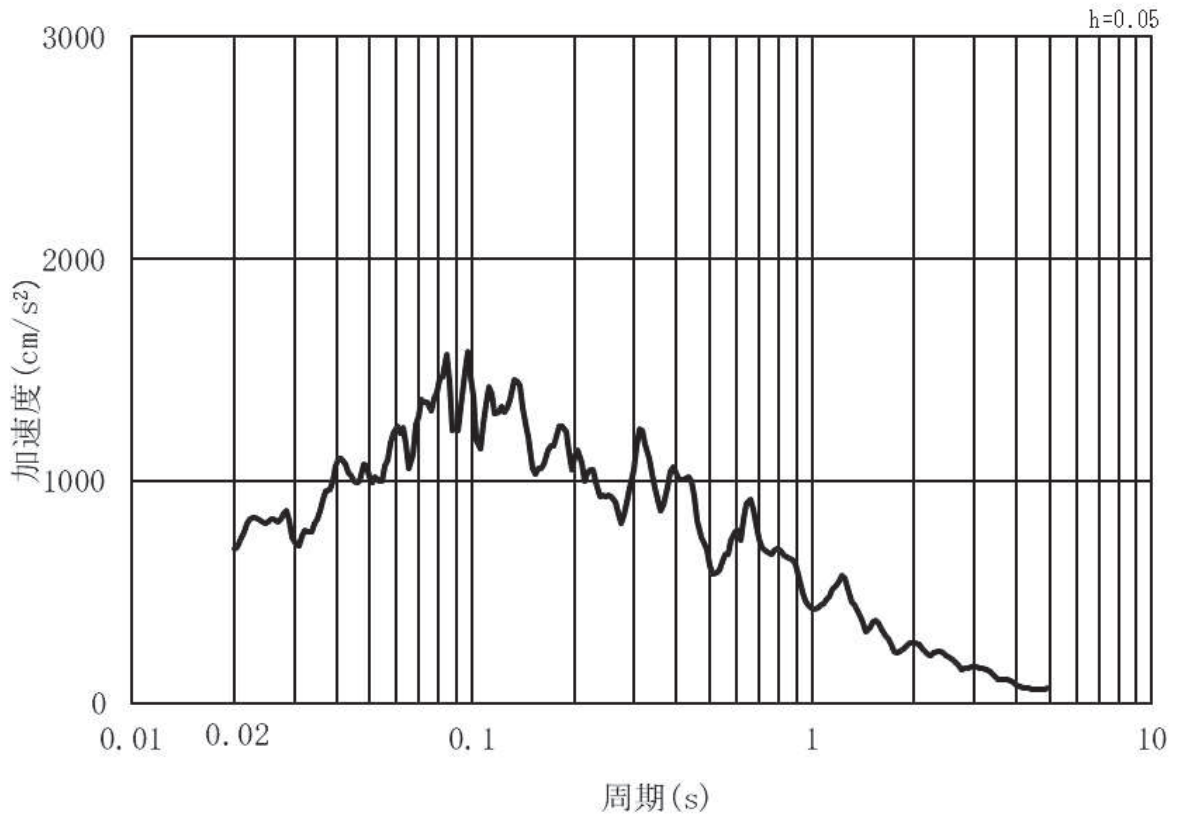


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(鉛直方向：S s - D 3) , 第 3 号機側

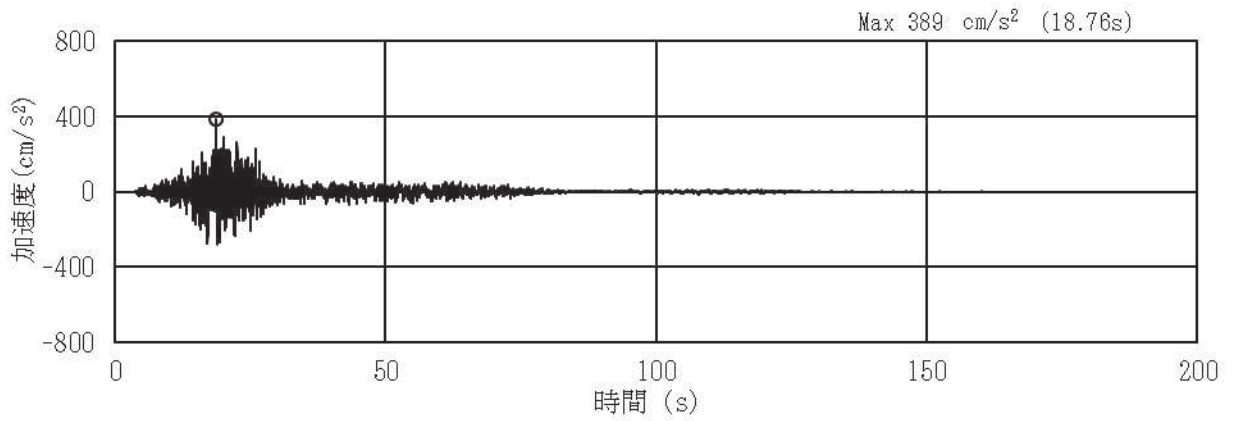


(a) 加速度時刻歴波形

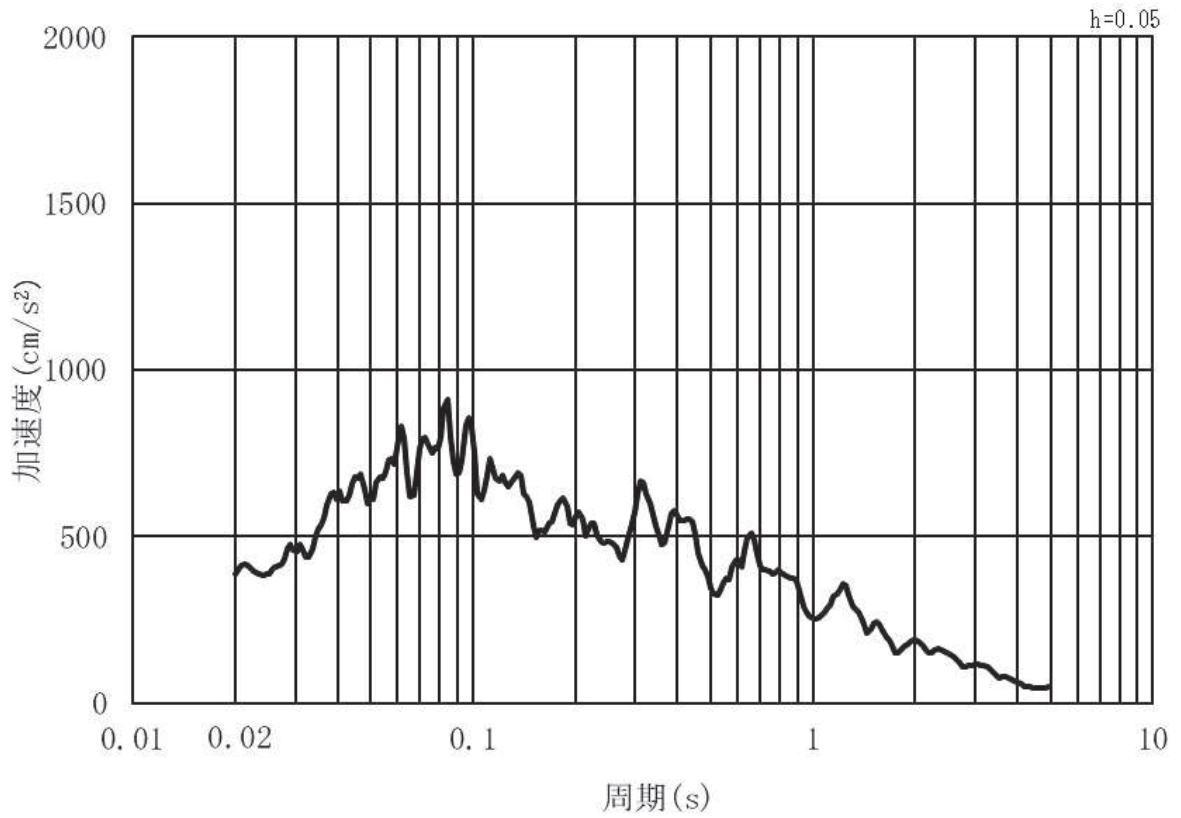


(b) 加速度応答スペクトル

図3-5 (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  
(水平方向：S s - F 1) , 第3号機側

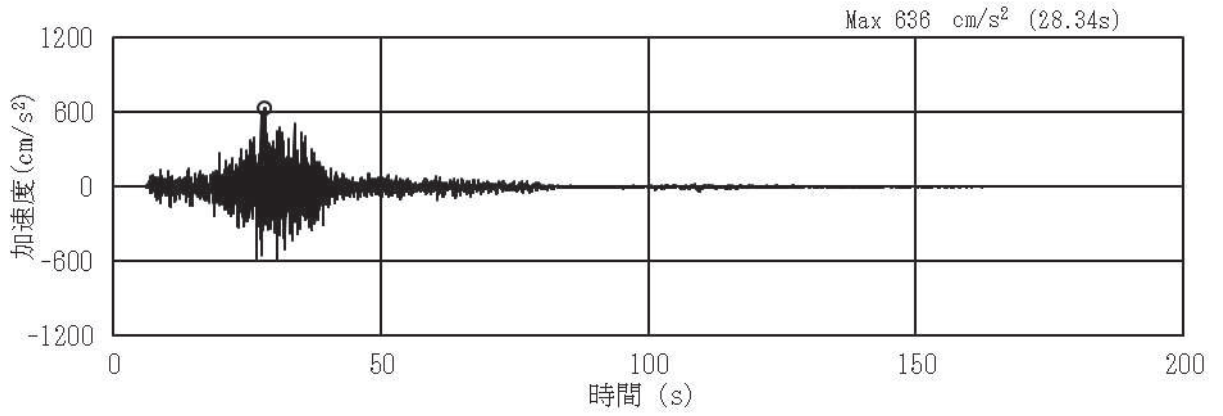


(a) 加速度時刻歴波形

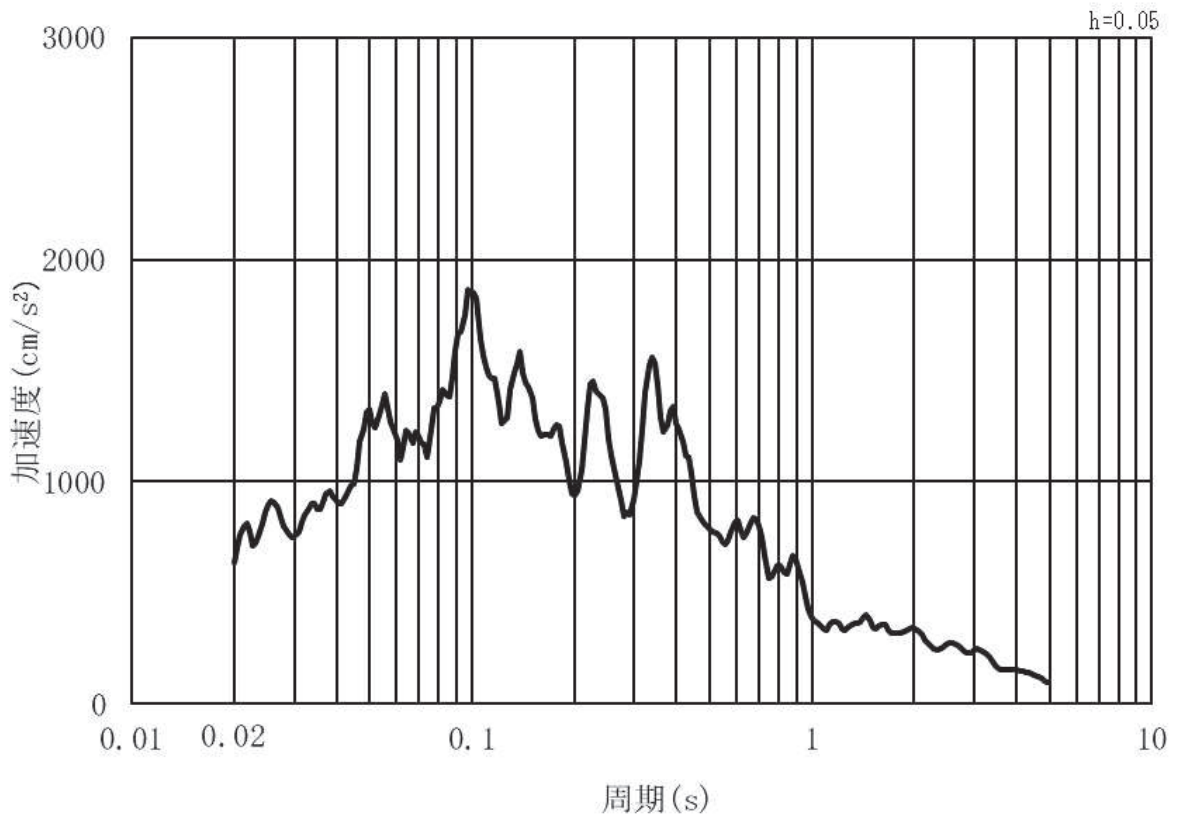


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(鉛直方向：S s - F 1) , 第 3 号機側

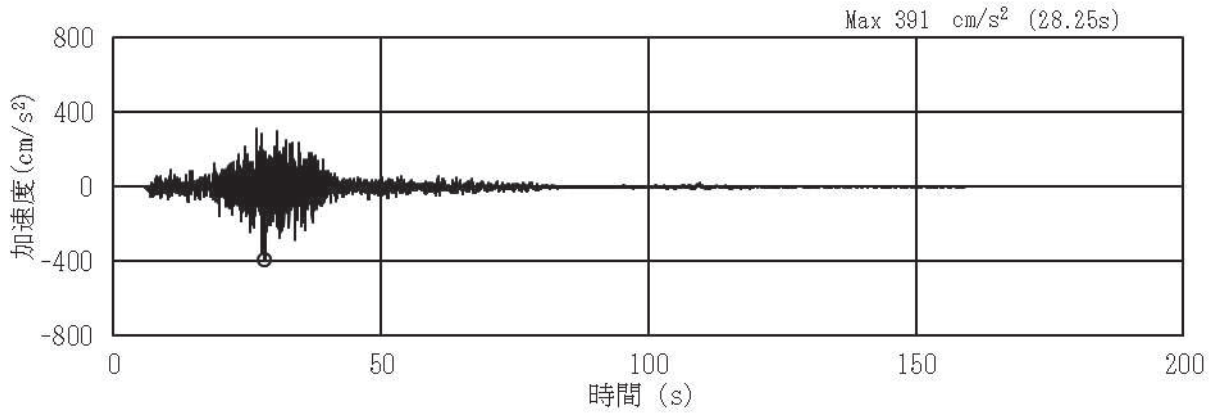


(a) 加速度時刻歴波形

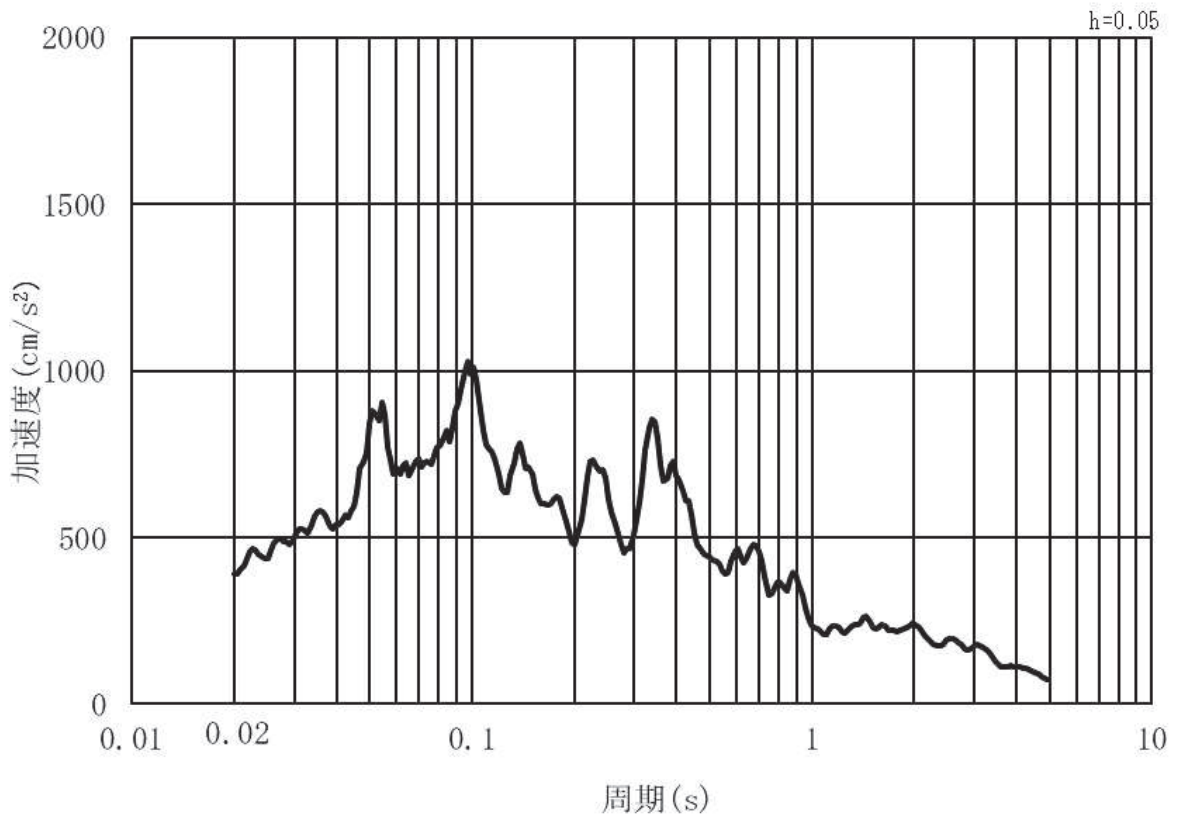


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(水平方向：S s - F 2) , 第 3 号機側

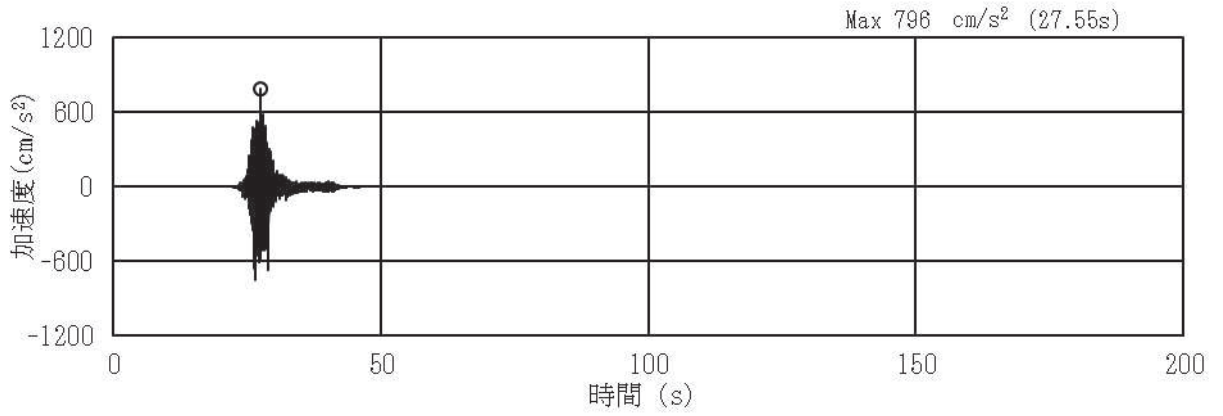


(a) 加速度時刻歴波形

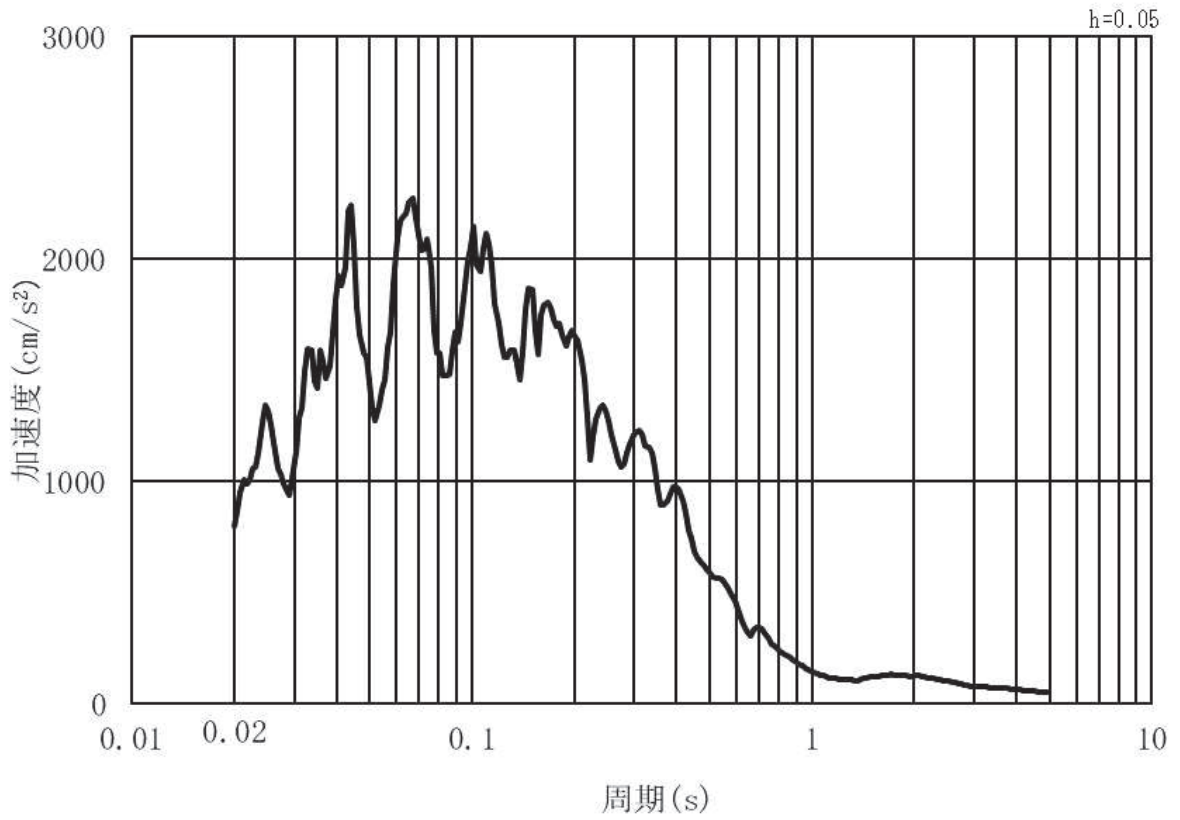


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(鉛直方向：S s - F 2) , 第 3 号機側

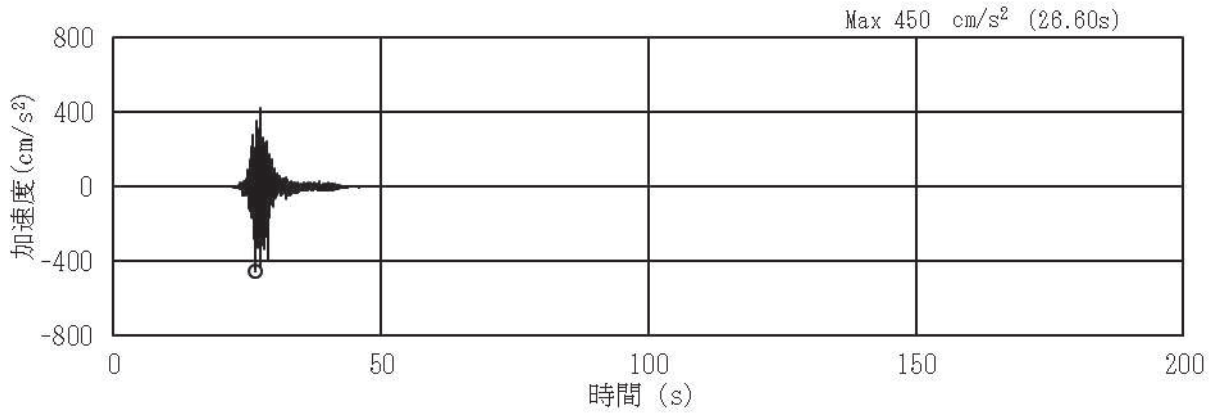


(a) 加速度時刻歴波形

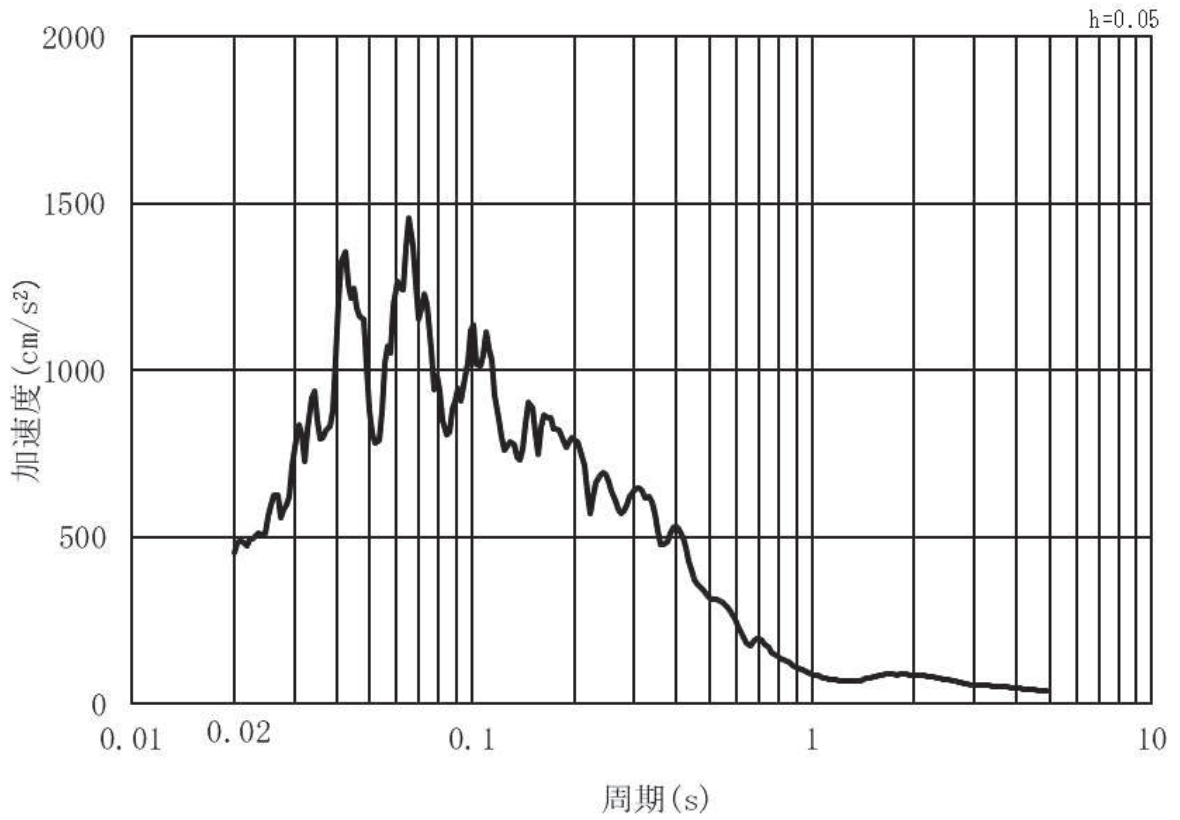


(b) 加速度応答スペクトル

図3-5 (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  
(水平方向: S s - F 3), 第3号機側



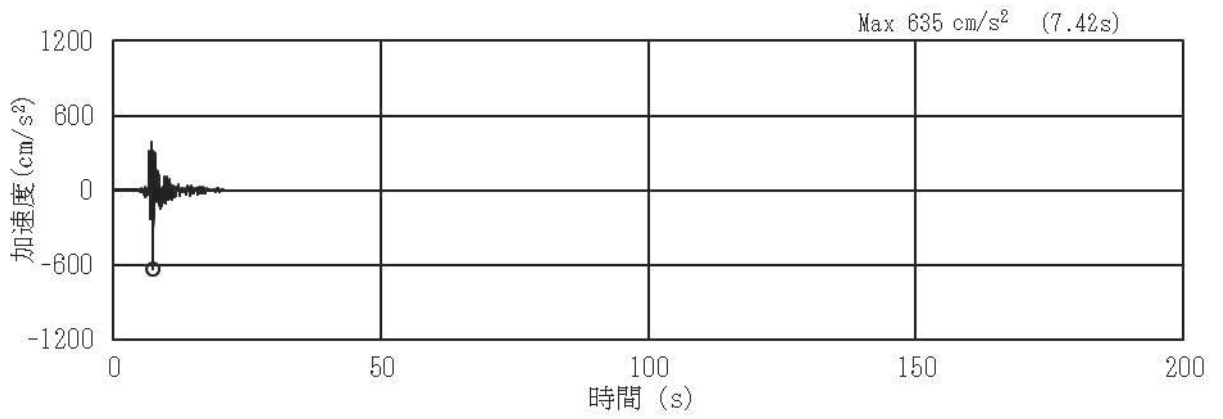
(a) 加速度時刻歴波形



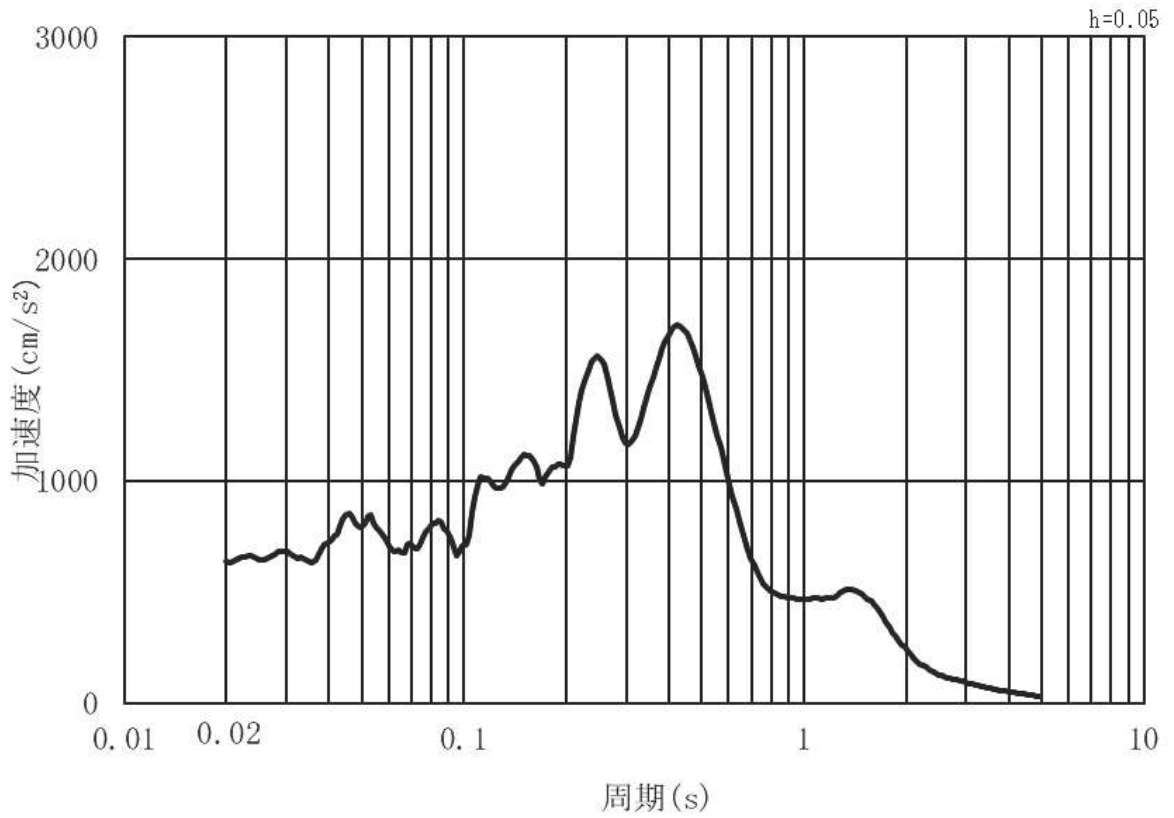
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(鉛直方向：S s - F 3) , 第 3 号機側



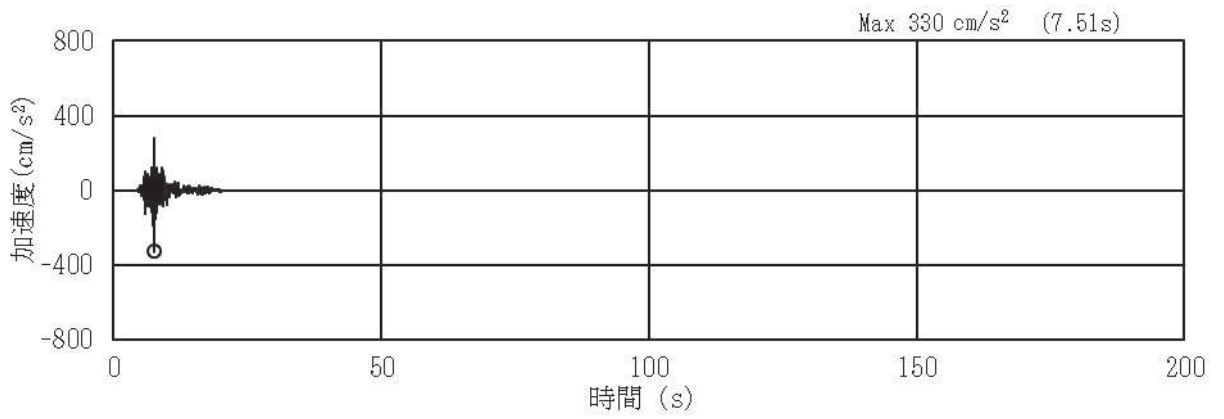


(a) 加速度時刻歴波形

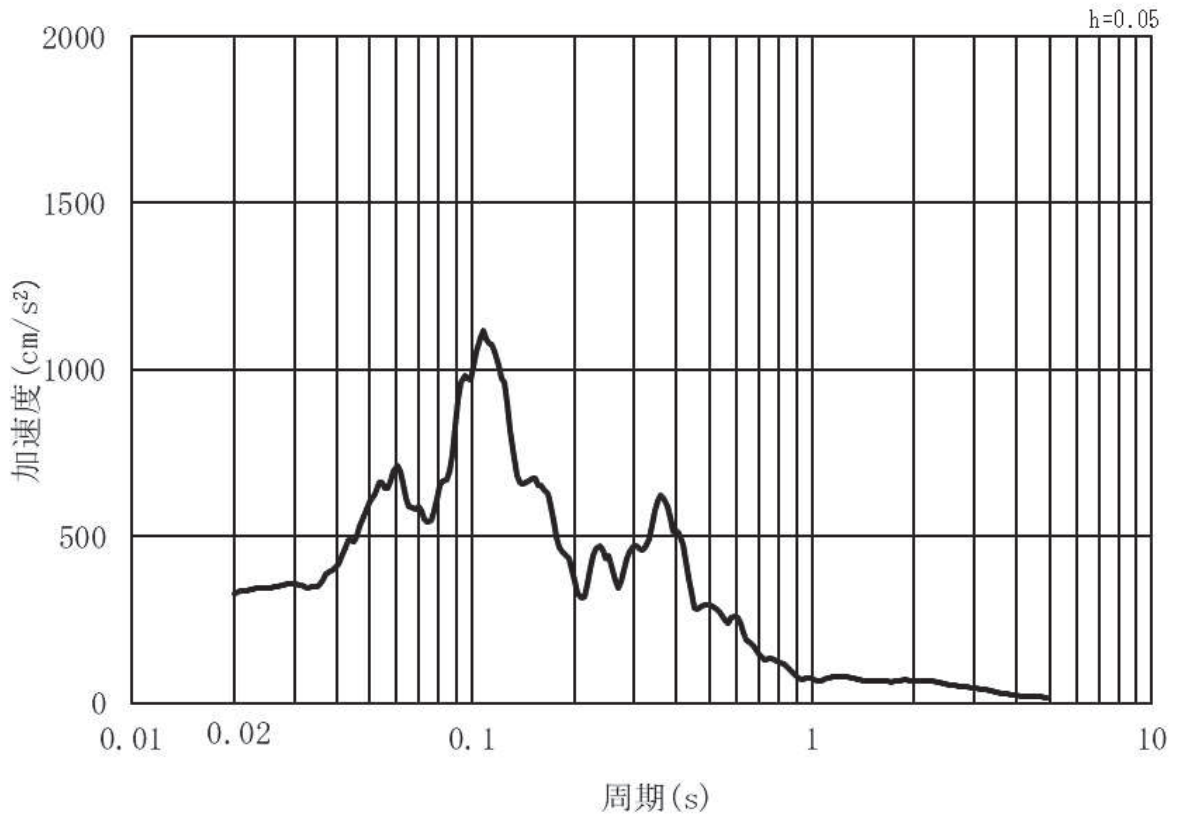


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(水平方向：S s - N 1) ， 第 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(鉛直方向：S s - N 1) , 第 3 号機側

### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 解析モデル

鋼製遮水壁（鋼桁）の地震応答解析モデルを図 3-6～図 3-11 に示す。

上部工及び下部工は，線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し，鋼桁と RC 支柱及びフーチングの接合部はゴム支承を線形ばね要素でモデル化する。

また，周辺地盤を地盤ばね及びダッシュポットでモデル化し，地盤と杭の相互作用を考慮する。地盤ばね及びダッシュポットを介して入力する地盤応答作成モデルは，地盤を平面ひずみ要素でモデル化し，D<sub>1</sub>級岩盤，改良地盤及び盛土・旧表土は，修正 GHE モデルにより地盤の非線形性を考慮する。D<sub>2</sub>級を除く岩盤は線形モデルとする。地盤ばねのモデル化イメージを図 3-12 に示す。

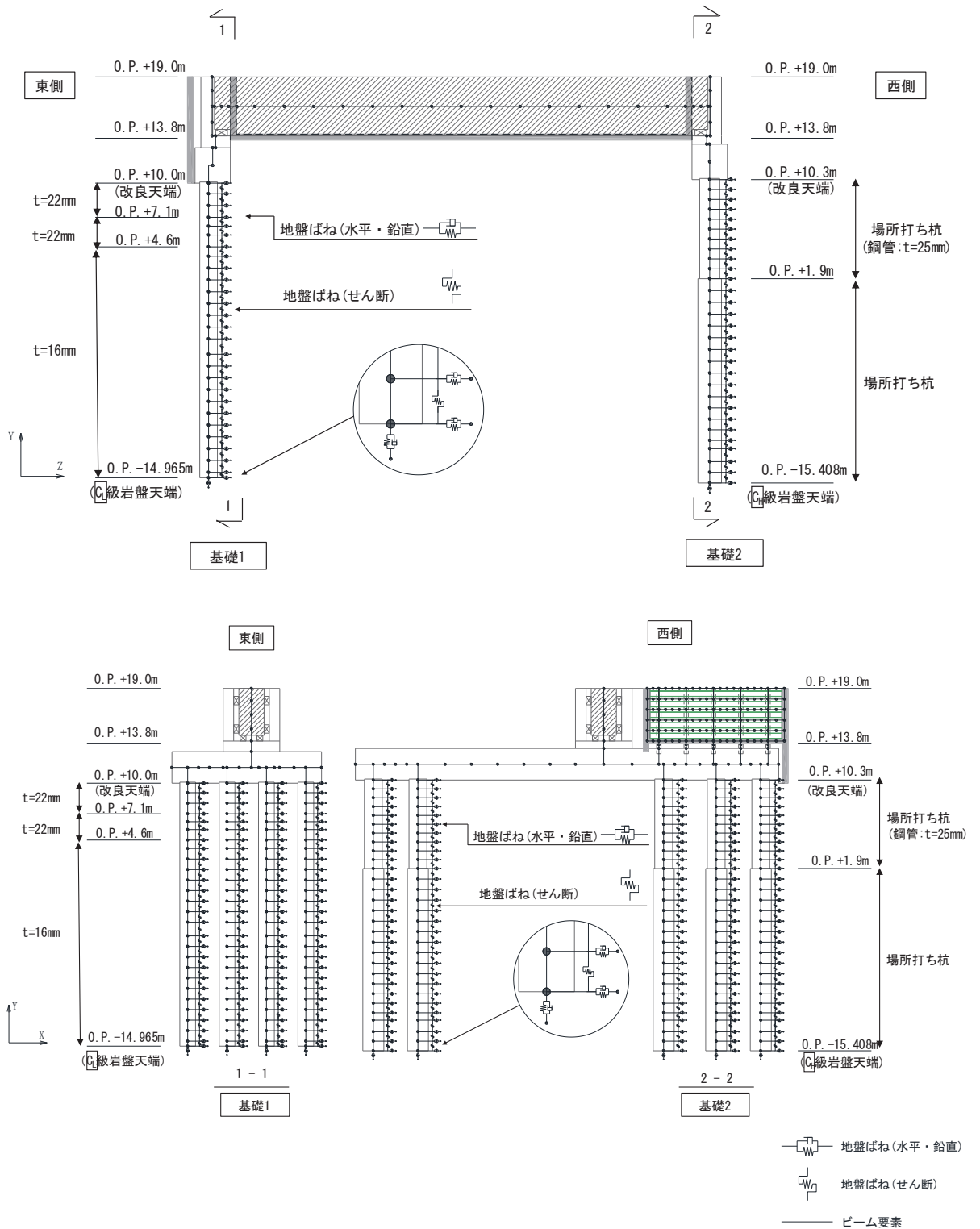


図 3-6 解析モデル (鋼桁 1)

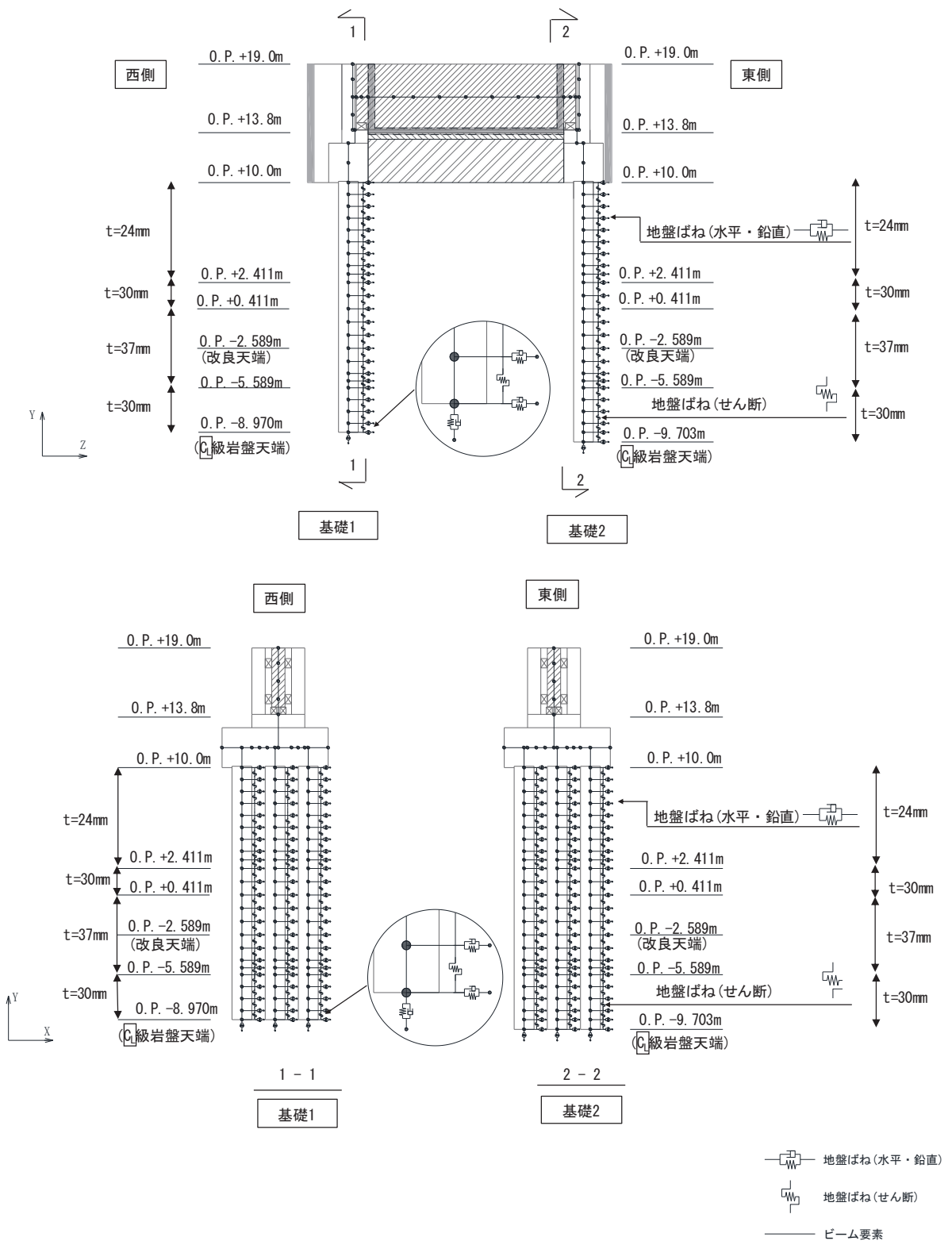


図 3-7 解析モデル (鋼桁 2)

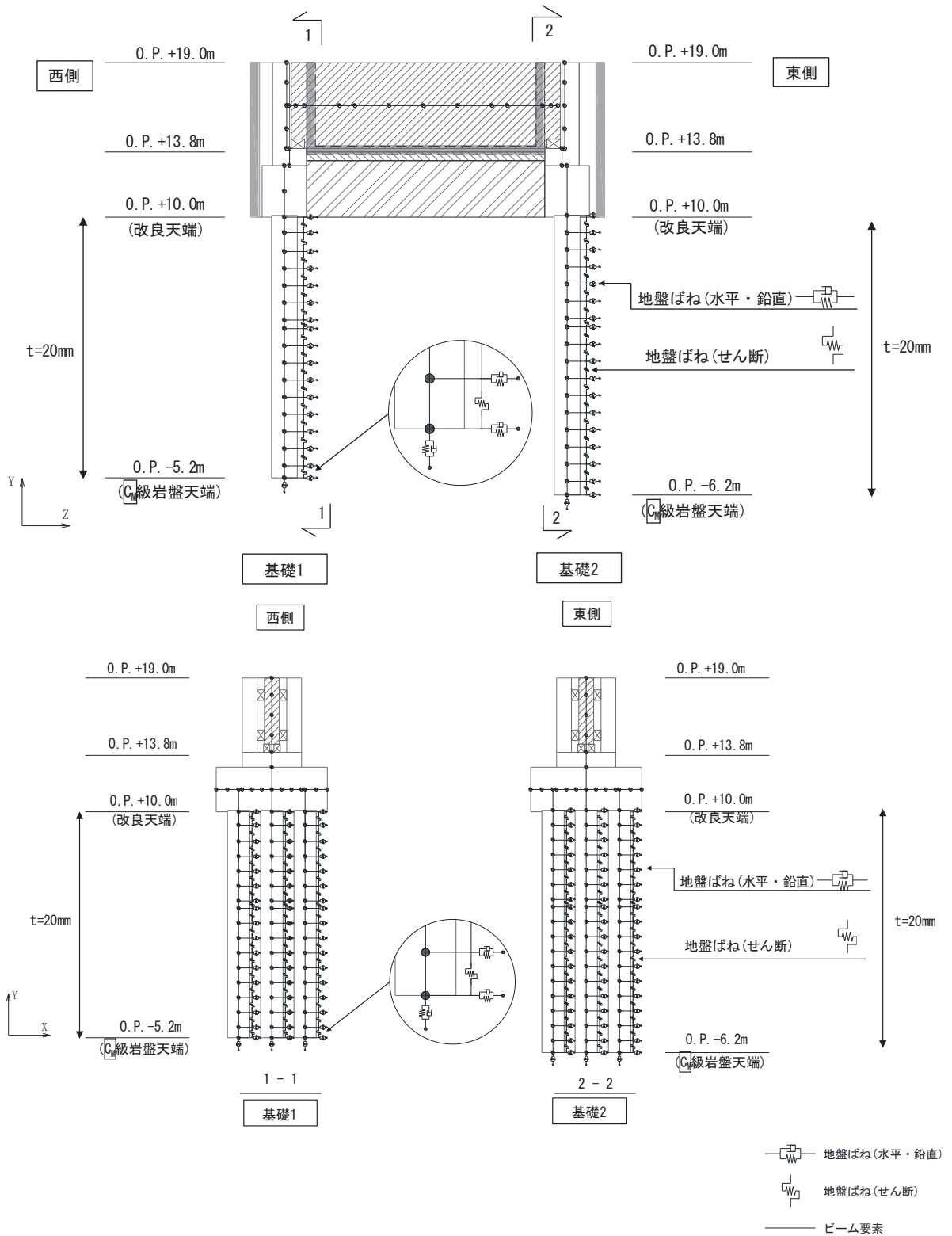


図 3-8 解析モデル (鋼桁 3)

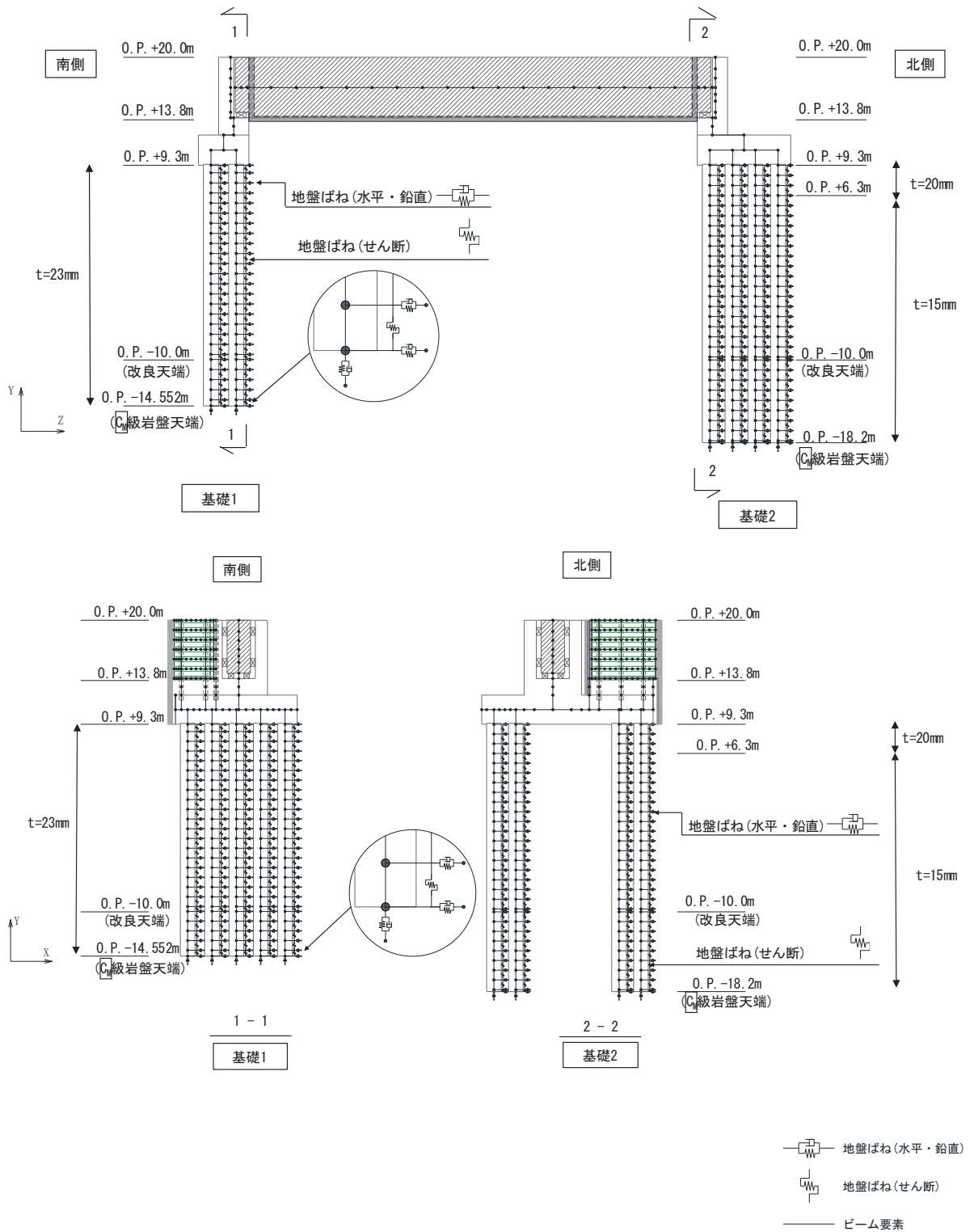


図 3-9 解析モデル (鋼桁 4)

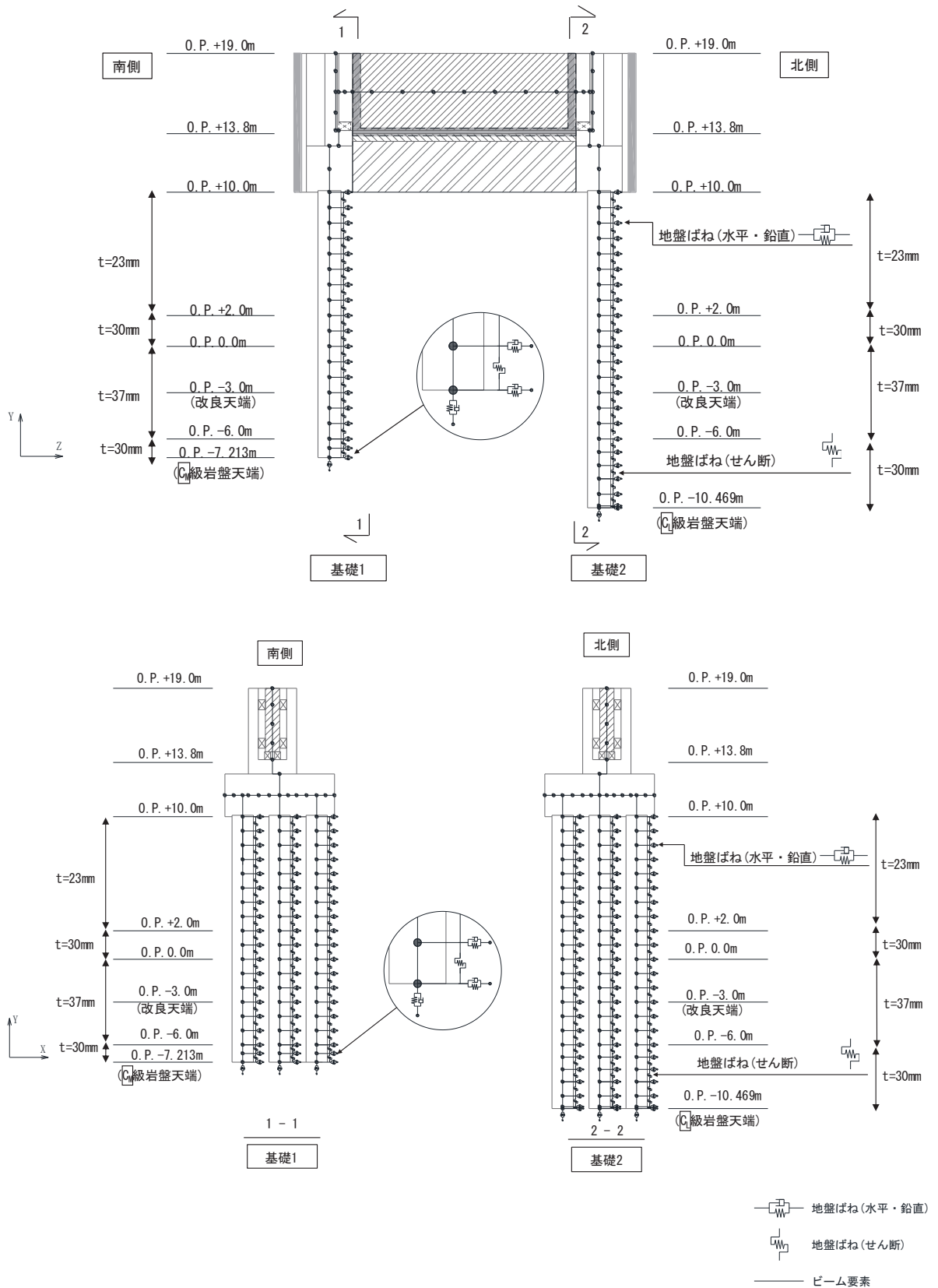


図 3-10 解析モデル (鋼桁 5)



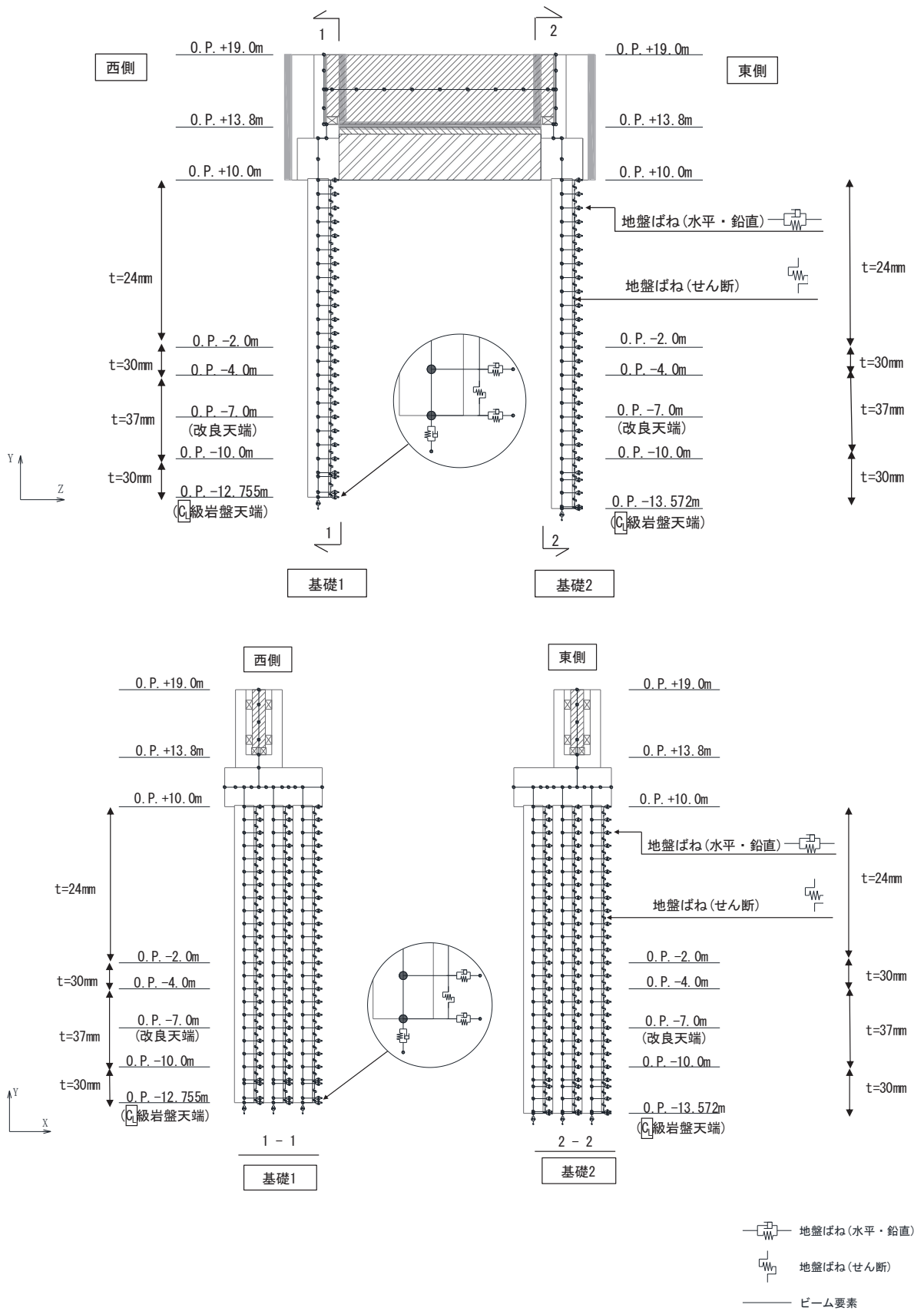


図 3-11 解析モデル (鋼桁 6)

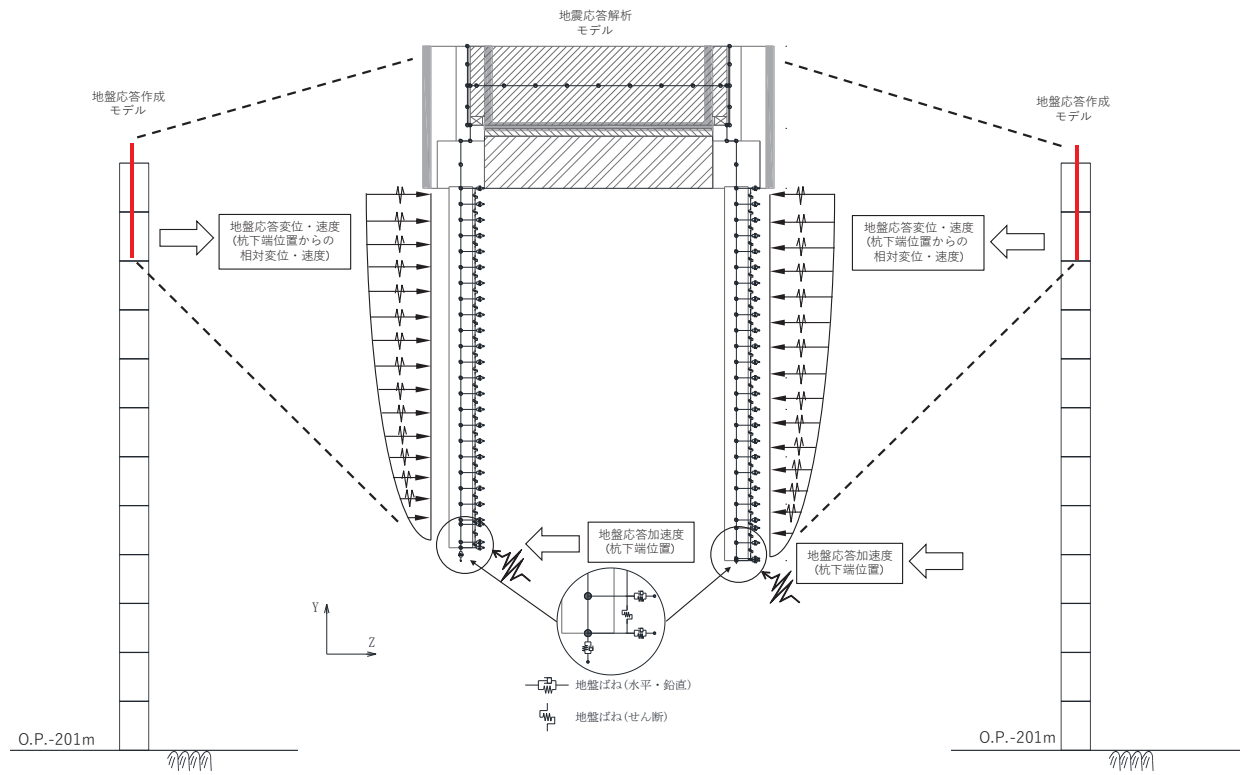


図 3-12 地盤のモデル化

### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-6 に、材料の物性値を表 3-7 に示す。

表 3-6(1) 使用材料 (鋼桁 1)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM570, t = 19mm, 22mm
	鋼管杭*	φ 1500, SKK490, SM570 t = 16mm, 22mm
		φ 1700, SKK490, t = 25mm
場所打ちコンクリート杭		φ 2000, SD345, SD490 設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記\* : 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 ) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-6(2) 使用材料 (鋼桁 2)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 24mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記\* : 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 ) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-6(3) 使用材料 (鋼桁 3)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t = 20mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記\* : 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) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-6(4) 使用材料 (鋼桁 4)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM570, t = 20mm, 27mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 15mm, 20mm, 23mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記\* : 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) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-6(5) 使用材料 (鋼桁 5)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 23mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記\* : 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) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-6(6) 使用材料 (鋼桁 6)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 24mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記\* : 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) に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1 mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-7(1) 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	f' <sub>ck</sub> =30N/mm <sup>2</sup>	24.0	2.8×10 <sup>4</sup>	0.2
	f' <sub>ck</sub> =50N/mm <sup>2</sup>	24.0	3.3×10 <sup>4</sup>	0.2
鋼材	SM570, SM490Y	77.0	2.00×10 <sup>5</sup>	0.3

表 3-7(2) 材料の物性値

材料		水平剛性 (kN/mm) *	
		水平支承	鉛直支承
ゴム支承	鋼桁 1, 4	14.117	11.667
	鋼桁 2, 3, 5, 6	4.200	4.200

\* : 支承 1 基当たりの剛性

### 3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-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。

### 3.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位の一覧を表 3-8 に示す。

表 3-8 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
鋼製遮水壁（鋼桁）	鋼桁 1	O. P. -4. 50m（基礎 1） O. P. -12. 50m（基礎 2）
	鋼桁 2	O. P. -4. 50m
	鋼桁 3	O. P. +3. 50m
	鋼桁 4	O. P. -11. 00m
	鋼桁 5	O. P. -4. 00m
	鋼桁 6	O. P. -8. 00m

### 3.6 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼桁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### 3.6.1 施設の健全性評価

施設の健全性に係る評価対象部位は、鋼桁、RC 支柱、鉛直支承、水平支承、フーチング、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭とする。

#### 3.6.2 施設の変形性評価

施設の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイントとする。

#### 3.6.3 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭を支持する基礎地盤とする。



### 3.7 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.7.1 鋼桁

鋼桁の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表3-9に示す短期許容応力度とする。

表3-9 鋼桁の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	SM490Y (鋼桁 2, 3, 5, 6)	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}^{*1}$	98~210
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		120	180
SM570 (鋼桁 1)	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}^{*1}$	215~255	322~382
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217
SM570 (鋼桁 4)	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}^{*1}$	177~255	265~382
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記\*1：部材ごとに板厚に応じて局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

\*2：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

#### 3.7.2 RC 支柱

RC 支柱の許容限界は、曲げ・圧縮については「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会、2002年制定）」に基づき、曲げ・引張については、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会、2002年制定）」に基づき、表3-10に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「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 原子力土木委員会、2005年6月）」に基づくせん断耐力とする。

表 3-10 RC 支柱の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	11	16.5
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294
鉄筋(SD490)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	290	435

注記\*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

### 3.7.3 水平支承・鉛直支承

水平支承・鉛直支承の許容限界は、「道路橋支承便覧（日本道路協会，平成16年4月）」に基づき，表 3-11 に示す許容圧縮応力度及び許容せん断ひずみとする。

表 3-11 水平支承・鉛直支承の許容限界

種別	許容圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断ひずみ (%)
G14 (鋼桁 2, 3, 5, 6) 水平・鉛直支承	70	250
G14 (鋼桁 1, 4) 水平支承	235	
G14 (鋼桁 1, 4) 鉛直支承	194	

### 3.7.4 フーチング

フーチングの許容限界は、曲げ・圧縮については「カルバート工指針（平成 21 年度版）」に基づき、曲げ・引張については「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 24 年 3 月）」及び「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）」に基づき、表 3-12 に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「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 原子力土木委員会，2005 年 6 月）」に基づくせん断耐力とする。

表 3-12 フーチングの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	16
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294
鉄筋(SD490)		290	435

注記\*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

### 3.7.5 鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭

鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき、鋼管杭については、表 3-13 に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。場所打ちコンクリート杭については、表 3-14 に示す鉄筋の降伏応力度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。

杭頭部については、「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき、表 3-15 に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い、本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表 3-13 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭体)	SKK490 ( $t < 40\text{mm}$ )	315	160
	SM570 ( $t < 40\text{mm}$ )	450	260

表 3-14 場所打ちコンクリート杭の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
場所打ち コンクリート杭	軸方向鉄筋(SD490)	490
	帯鉄筋(SD345)	345

表 3-15 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

### 3.7.6 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3-16 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-16 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
	ゴムジョイント	変形量

### 3.7.7 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、押し込みについては支持力試験とし、引き抜きにおいては道路橋示方書（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）の杭基礎（中掘り杭工法）により設定する極限支持力とする。表 3-17 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3-17 基礎地盤の支持力に対する許容限界

杭種		押し込み (N/mm <sup>2</sup> )	引き抜き (kN)	
極限支持力	鋼桁 1 (狐崎部層)	基礎 1	13.7	10996
		基礎 2	13.7	12109
	鋼桁 2 (狐崎部層)	基礎 1	13.7	7963
		基礎 2	13.7	7970
	鋼桁 3 (狐崎部層)	基礎 1	13.7	7254
		基礎 2	13.7	7730
	鋼桁 4 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4	11943
		基礎 2	11.4	13617
	鋼桁 5 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4	7384
		基礎 2	11.4	8947
	鋼桁 6 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4	10623
		基礎 2	11.4	11015

### 3.8 評価方法

鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震評価は，地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

#### 3.8.1 鋼桁

鋼桁は，スキンプレートとリブ，フランジで構成されている。鋼桁の構造図を図 3-13 に示す。

鋼桁の評価は，これらの各部材について，格子状にはり要素でモデル化した構造解析モデルにて，地震応答解析モデルにより算定した応答震度を用いた静的解析を行い，各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力を算定し，許容限界以下であることを確認する。

鋼桁の応力度算定は，解析コード「APOLLO Analyzer Ver. 2.81.0.0」及び「APOLLO SuperDesigner Section Ver. 10.39.0.1」を使用する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

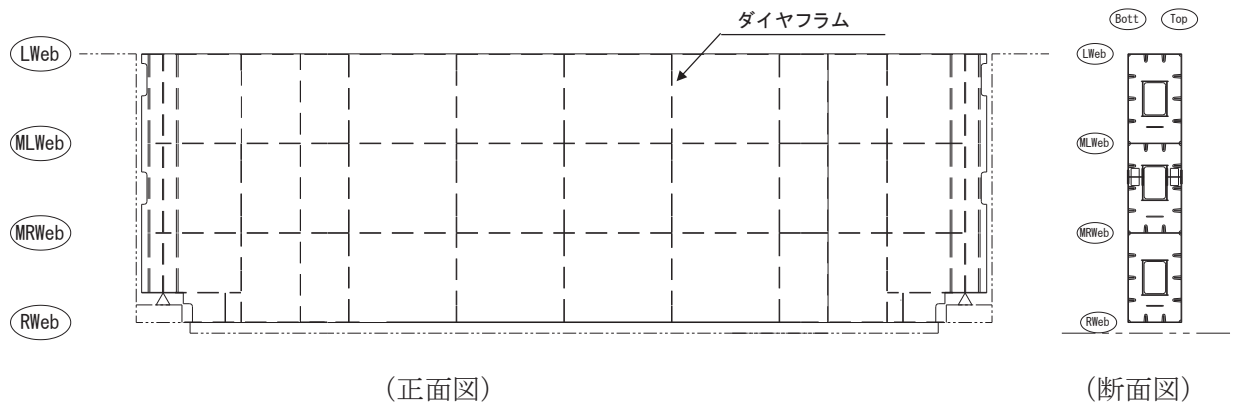


図 3-13 鋼桁の構造図（正面図，断面図）

(1) 鋼桁のモデル化

水平（X方向）隔壁及び鉛直（Z方向）隔壁の交差位置並びに添接板継手位置を節点とし、それらを結合したはり要素で構成される格子モデルとする。モデル化の概念を図3-14に示す。

- a. 主桁部材（水平方向）は、外壁鋼板をフランジ、水平（X方向）隔壁をウェブとみなしたI断面とする（赤色表示部分）。
- b. 横桁部材（鉛直方向）は、外壁鋼板をフランジ、鉛直（Z方向）隔壁をウェブとみなしたI断面とする（青色表示部分）。
- c. ねじれ剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算定したねじれ剛性を両部材に考慮する。

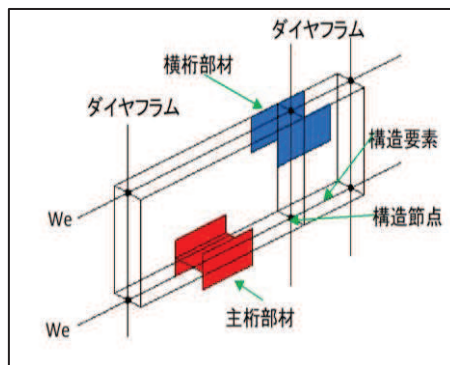
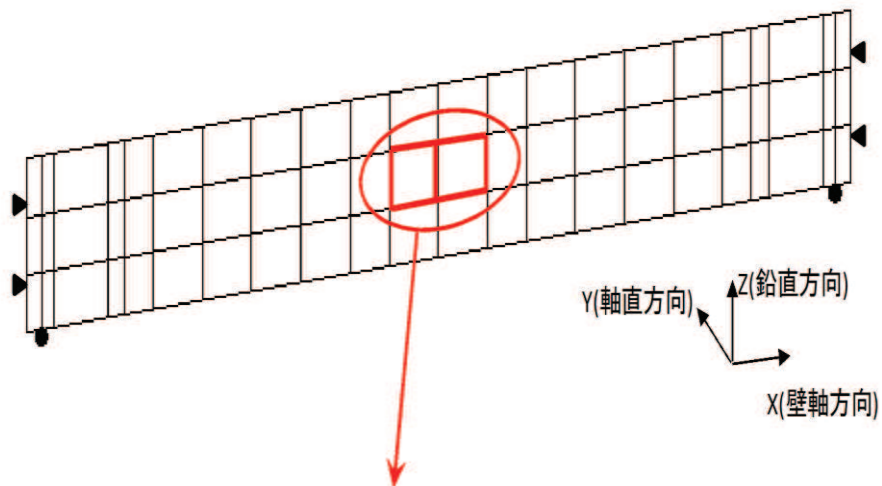


図3-14(1) 鋼桁評価モデルの概念図

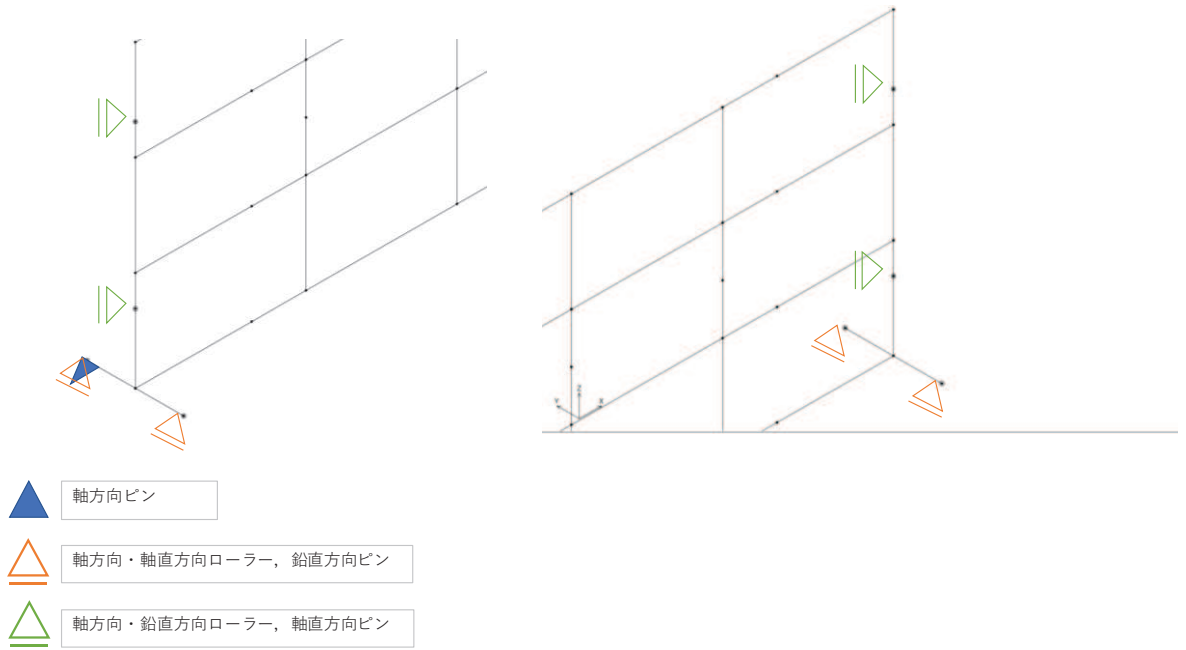


図 3-14(2) 鋼桁評価モデルの概念図 (支承部)

(2) 荷重条件

フレーム解析モデルに入力する荷重として、地震応答解析モデルから、水平方向（桁軸直角方向）、鉛直方向の最大加速度応答を抽出し、慣性力として作用させる。荷重の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法（1.0 : 0.4）により評価する。

荷重の組合せケースを表 3-18 に、荷重算定に用いる設計震度を表 3-19 に示す。



表 3-18 荷重の組合せ

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + P_k + 1.0S_{SH} + 0.4S_{SV}$
2	$G + P_s + P_k + 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$
3	$G + P_s + P_k - 1.0S_{SH} + 0.4S_{SV}$
4	$G + P_s + P_k - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$
5	$G + P_s + P_k + 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$
6	$G + P_s + P_k - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$
7	$G + P_s + P_k + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$
8	$G + P_s + P_k - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$

G : 固定荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

$S_{SH}$  : 水平方向地震荷重 (自重× $K_H$ )

$S_{SV}$  : 水平方向地震荷重 (自重× $K_V$ )

表 3-19 鋼桁の照査に用いる設計震度

	地震による設計震度	
	桁軸直交方向 $K_H$	鉛直方向 $K_V$
鋼桁 1	2.8 ( $S_s - D 2$ (++) )	2.0 ( $S_s - D 2$ (--) )
鋼桁 2	1.6 ( $S_s - F 3$ (-+) )	1.1 ( $S_s - D 2$ (+-) )
鋼桁 3	10.2 ( $S_s - D 2$ (++) )	1.4 ( $S_s - D 2$ (-+) )
鋼桁 4	1.8 ( $S_s - F 2$ (-+) )	2.3 ( $S_s - D 2$ (++) )
鋼桁 5	2.5 ( $S_s - D 2$ (+-) )	1.1 ( $S_s - D 2$ (++) )
鋼桁 6	1.8 ( $S_s - F 3$ (++) )	1.1 ( $S_s - D 2$ (-+) )

### 3.8.2 RC 支柱

RC 支柱は、地震応答解析に基づき算定した断面力によるコンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

RC 支柱の応力度算定は、地震応答解析に基づき算定した断面力を用いて解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

### 3.8.3 水平支承・鉛直支承

水平支承・鉛直支承の評価は、水平支承・鉛直支承に作用する圧縮応力及びせん断ひずみが許容限界以下であることを確認する。

圧縮応力の荷重算定に用いる鋼桁の下向き反力は、3.8.1 鋼桁の静的解析より求まる支承部の反力を用いる。せん断ひずみの荷重算定に用いる設計震度を表 3-20 に示す。

#### (1) 圧縮応力度

圧縮力が作用したとき支承ゴム本体の座屈に対して安全でなければならない。座屈安定性は地震時のせん断変形時における圧縮に有効な面積より算出した圧縮応力により評価する。次式により座屈に対する安全性を確認する。

$$\sigma_{ce} = R_L / A_{ce} \leq \sigma_{cra}$$

ここに、

$\sigma_{ce}$  : 地震時の圧縮応力 (N/mm<sup>2</sup>)

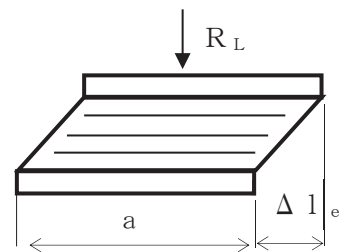
$R_L$  : 下向きの反力 (N)

$A_{ce}$  : 地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積 (mm<sup>2</sup>)

$$A_{ce} = b \cdot (a - \Delta l_e)$$

$b$ : 有効幅(桁軸直交),  $a$ : 有効幅(桁軸),  $\Delta l_e$ : 地震時の支承変位量(mm)

$\sigma_{cra}$  : 道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値 (N/mm<sup>2</sup>)



#### (2) せん断ひずみ

水平力支持機能は、発生するせん断ひずみが許容せん断ひずみを超えないことを確認する。次式によって、水平変位量を総ゴム厚で除して求めたゴムのせん断ひずみを評価する。

$$\gamma_{se} = \Delta l_e / \Sigma t_e \leq \gamma_{ea}$$

ここに、

$\gamma_{se}$  : 地震時のせん断ひずみ (%)

$\Delta l_e$  : 地震時の水平変位量 (mm)

$\Sigma t_e$  : 総ゴム厚 (=ゴム1層厚  $t_e$  × 層数  $n$ ) (mm)

$\gamma_{ea}$  : 地震時のせん断ひずみの許容値 (%)

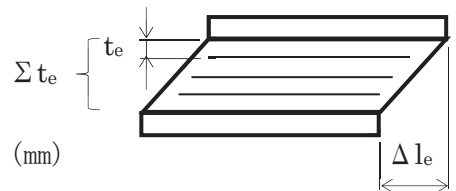


表 3-20 ゴム支承（せん断ひずみ）の照査に用いる設計震度

	地震による設計震度
	桁軸方向 $K_H$
鋼桁 1	3.1 ( $S_s - D 2 (-+)$ )
鋼桁 2	1.4 ( $S_s - N 1 (++)$ )
鋼桁 3	2.4 ( $S_s - D 2 (-+)$ )
鋼桁 4	1.4 ( $S_s - D 1 (-+)$ )
鋼桁 5	1.5 ( $S_s - N 1 (-+)$ )
鋼桁 6	1.8 ( $S_s - N 1 (-+)$ )

## 3.8.4 フーチング

フーチングは、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチングの応力度算定は、地震応答解析に基づき算定した断面力を用いて解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

## 3.8.5 鋼管杭及び場所打ち杭

鋼管杭及び場所打ち杭の評価は、杭体と杭頭について行う。杭体については、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。杭頭については、鋼管杭（杭頭）の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

(1) 曲げ軸力照査（鋼管杭-杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left( \sigma_y - \frac{|N_1|}{A_1} \right) \cdot Z_1 \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで，

- $M_y$  : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)
- $\sigma_y$  : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $N_1$  : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)
- $A_1$  : 鋼管杭の有効断面積 (m<sup>2</sup>)
- $Z_1$  : 鋼管杭の有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

(2) せん断力照査（鋼管杭-杭体）

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \kappa_1 \frac{S_1}{A_1} \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

ここで，

- $\tau_1$  : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_1$  : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)
- $A_1$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\kappa_1$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

(3) 曲げ軸力照査（場所打ちコンクリート杭-杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は，解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード) の概要」に示す。

(4) せん断力照査（場所打ちコンクリート杭-杭体）

せん断力が許容限界以下であることを確認する。

許容限界であるせん断耐力は，「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づく次式により算定される。

$$P_s = S_c + S_s + S_p \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

ここで，

$P_s$  : 場所打ちコンクリート杭のせん断耐力 (N)

$S_c$  : コンクリートの負担するせん断耐力 (N)

$S_s$  : 帯鉄筋の負担するせん断耐力 (N)

$S_p$  : 鋼管の負担するせん断耐力 (N)

(5) 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は，「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，図 3-15 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許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は，解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

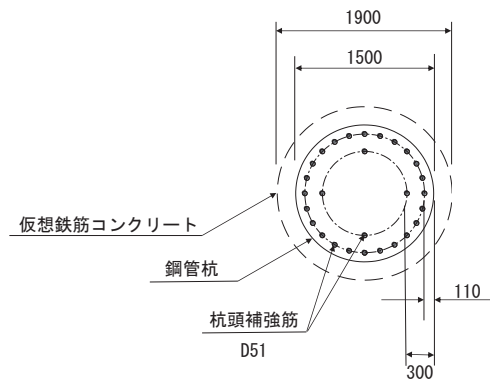


図 3-15 仮想鉄筋コンクリート断面

### 3.8.6 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の地震時の評価について、壁軸直角方向及び壁軸方向ともに、地震荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

なお、止水ジョイント部材の相対変位量の照査は、鋼桁部以外の構造形式（鋼板部及び鋼製扉部）や異種構造物（防潮堤、海水ポンプ室）との境界部も含めた照査が必要のため、止水ジョイント部材の評価結果については、添付書類「VI-2-10-2-3-1 杭基礎構造防潮壁鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書」にまとめて示す。

### 3.8.7 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

#### 4. 耐震評価結果

##### 4.1 鋼桁

鋼桁における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する主部材の照査結果を表 4-1 に、最大照査値が生じた部位を図 4-1～図 4-6 に示す。この結果から、鋼桁の発生応力が許容限界以下であることを確認した。



表 4-1 鋼桁の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁 1 (SM570)	6 ( $G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	155	382	0.41
	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	87	217	0.41
	5 ( $G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.27	1.20	0.23
鋼桁 2 (SM490Y)	6 ( $G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	123	315	0.40
	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	44	180	0.25
	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.18	1.20	0.15
鋼桁 3 (SM490Y)	3 ( $G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	129	147	0.88
	3 ( $G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	83	180	0.47
	3 ( $G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.77	1.20	0.65
鋼桁 4 (SM570)	5 ( $G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	162	382	0.43
	5 ( $G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	100	217	0.47
	5 ( $G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.27	1.20	0.23
鋼桁 5 (SM490Y)	3 ( $G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	47	147	0.32
	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	36	180	0.20
	3 ( $G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.11	1.20	0.10
鋼桁 6 (SM490Y)	6 ( $G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	186	315	0.60
	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	69	180	0.39
	1 ( $G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.44	1.20	0.37

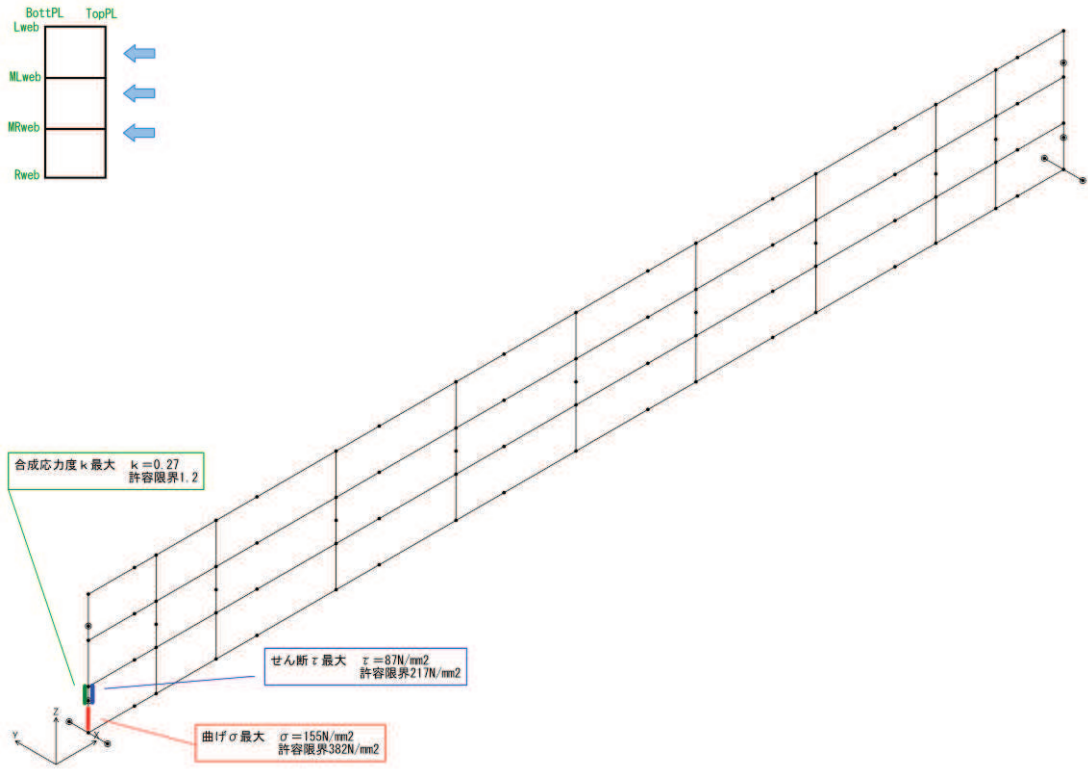


図 4-1 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所（鋼桁 1）

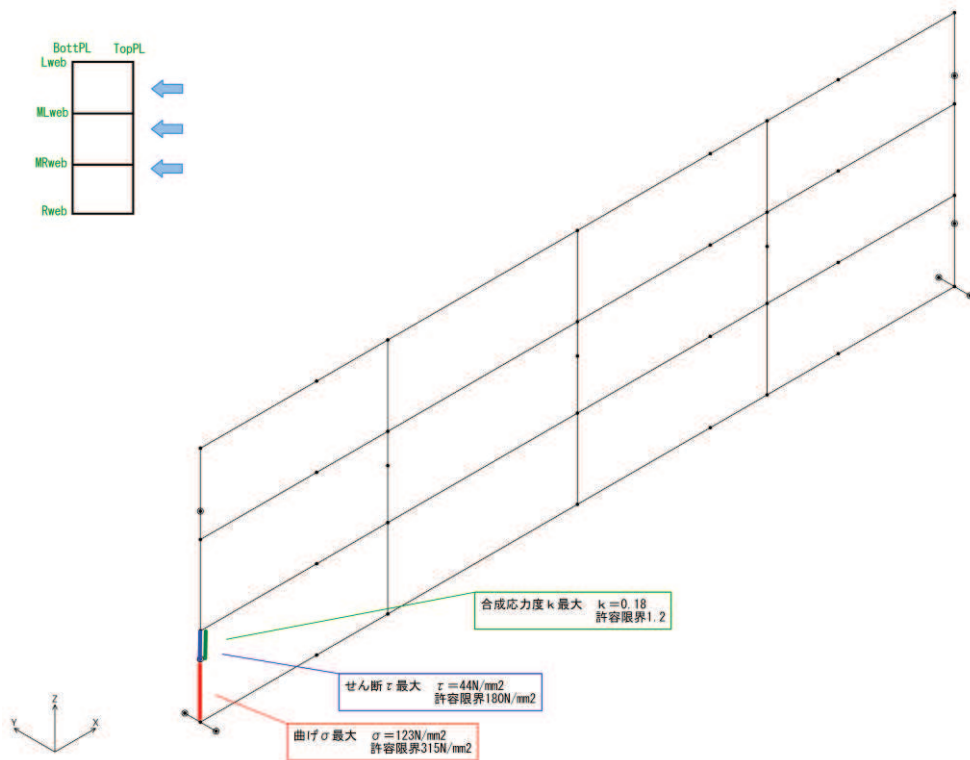


図 4-2 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所（鋼桁 2）

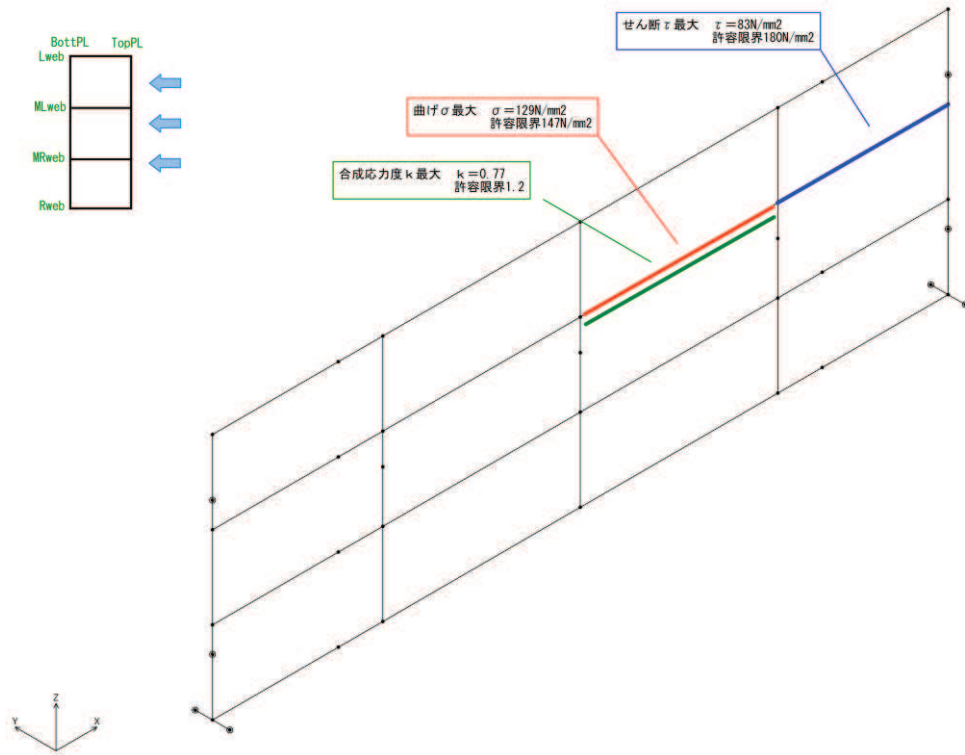


図 4-3 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所 (鋼桁 3)

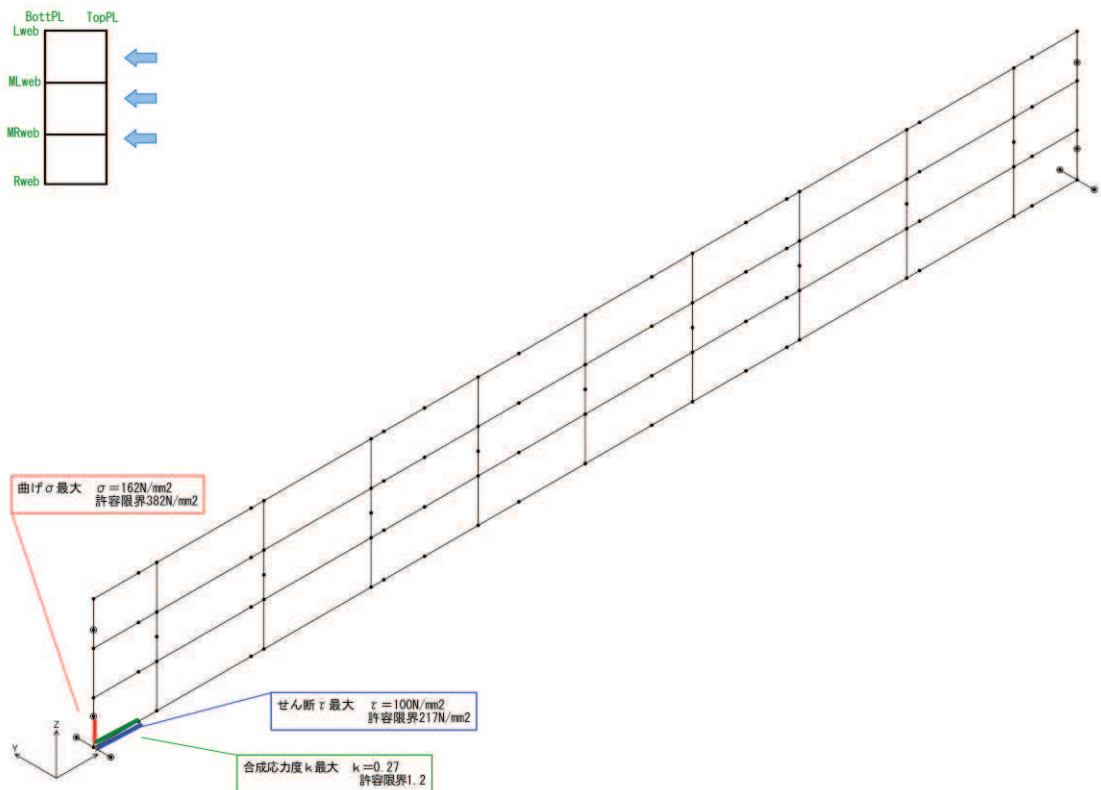


図 4-4 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所 (鋼桁 4)

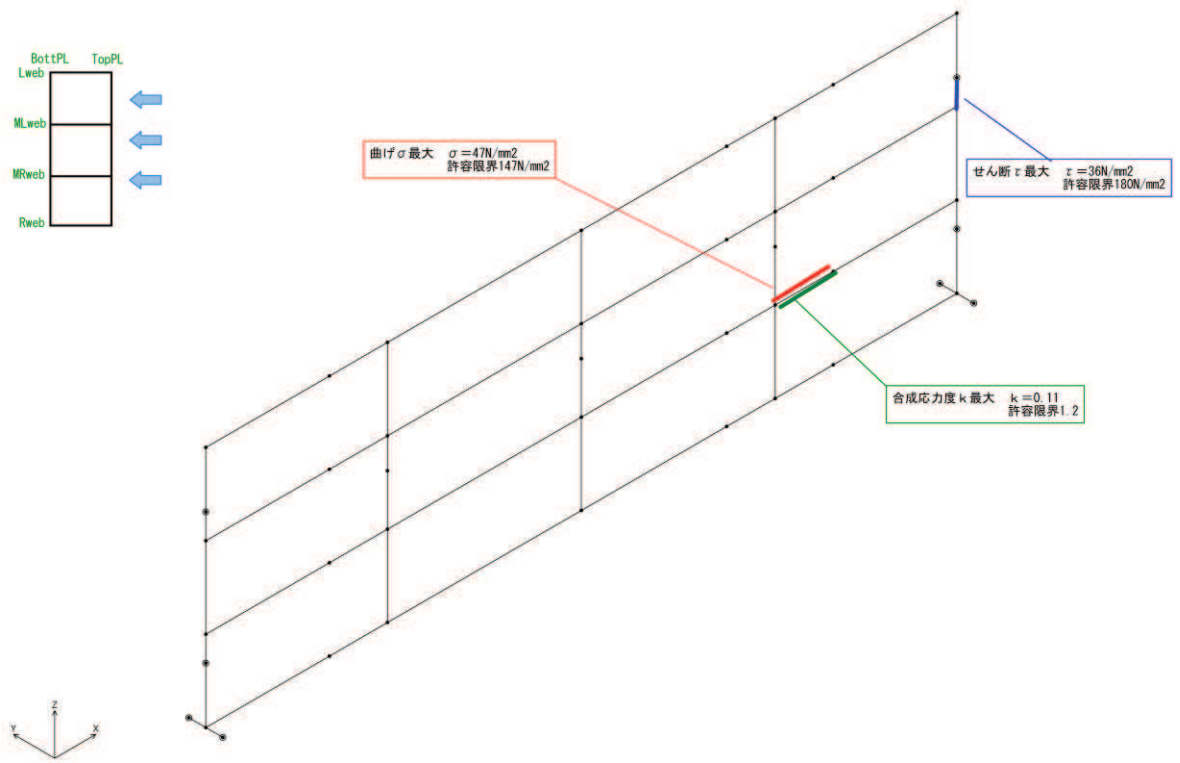


図 4-5 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生個所 (鋼桁 5)

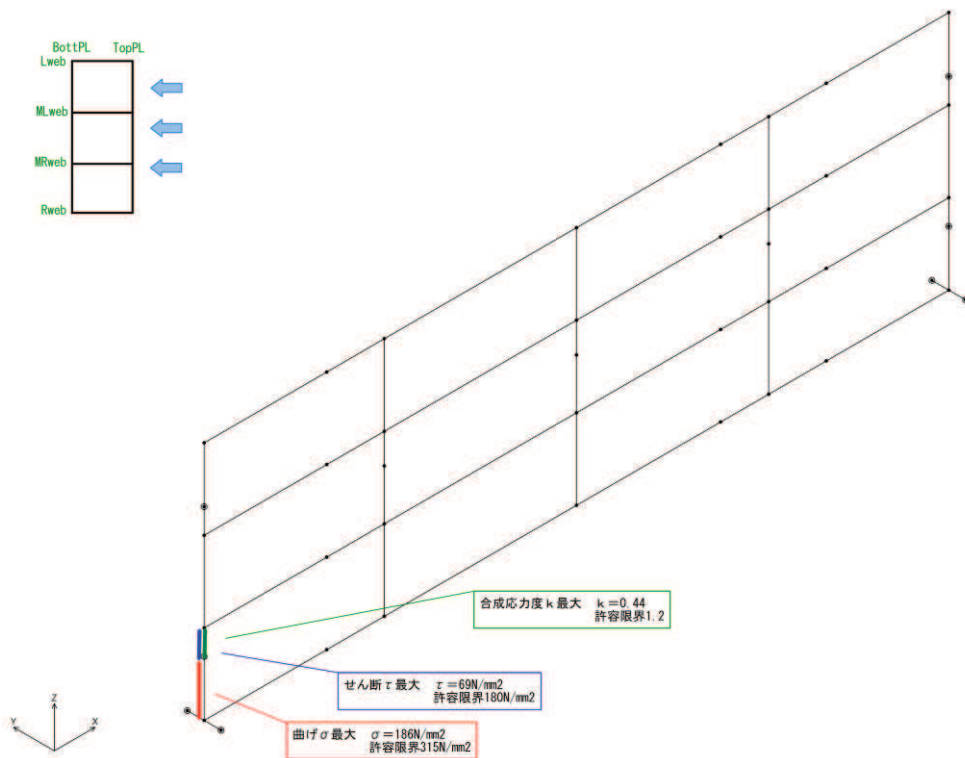


図 4-6 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生個所 (鋼桁 6)

## 4.2 RC 支柱

RC 支柱の照査時刻における断面力図を図 4-7～図 4-12 に、照査結果を表 4-2～表 4-4 に示す。また、配筋概要図を図 4-13 に示す。なお、曲げモーメントの  $M_y$  は図 4-13 に示す  $y$  軸周りのモーメントを、 $M_z$  は  $z$  軸周りのモーメントを示す。

この結果から、RC 支柱の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

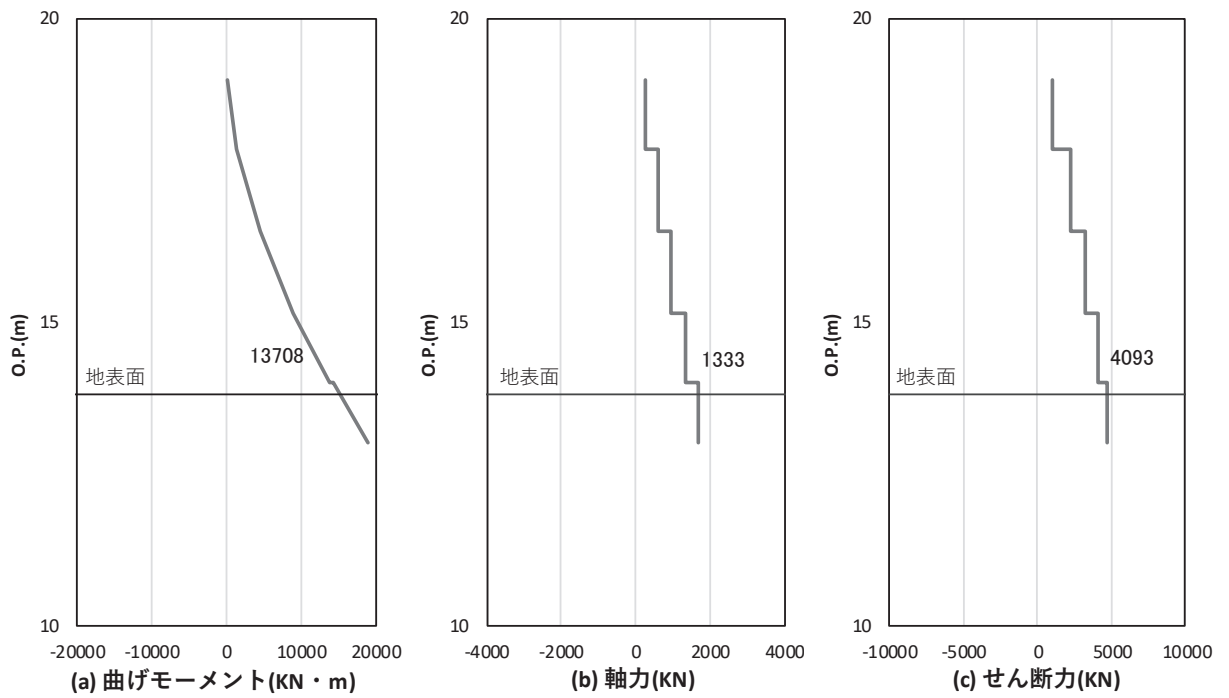


図 4-7(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 1 : 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 6.62s)  
 解析ケース① : 基本ケース

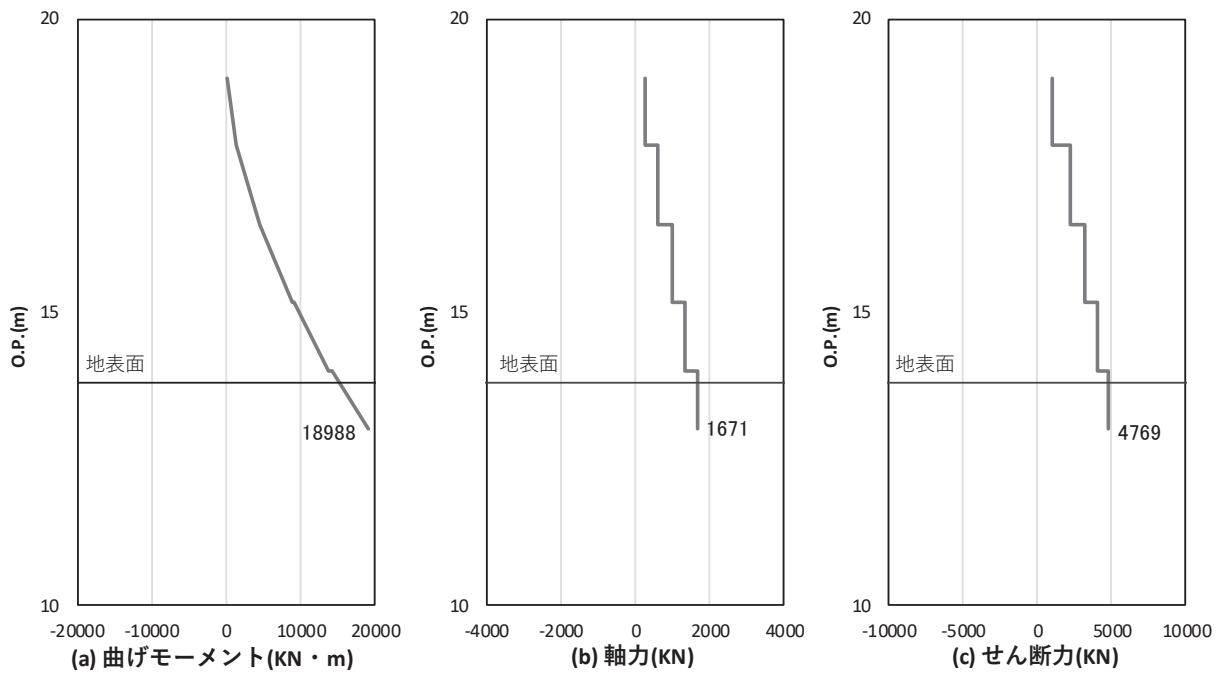


図 4-7(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 1 : 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 6.62s)  
 解析ケース① : 基本ケース

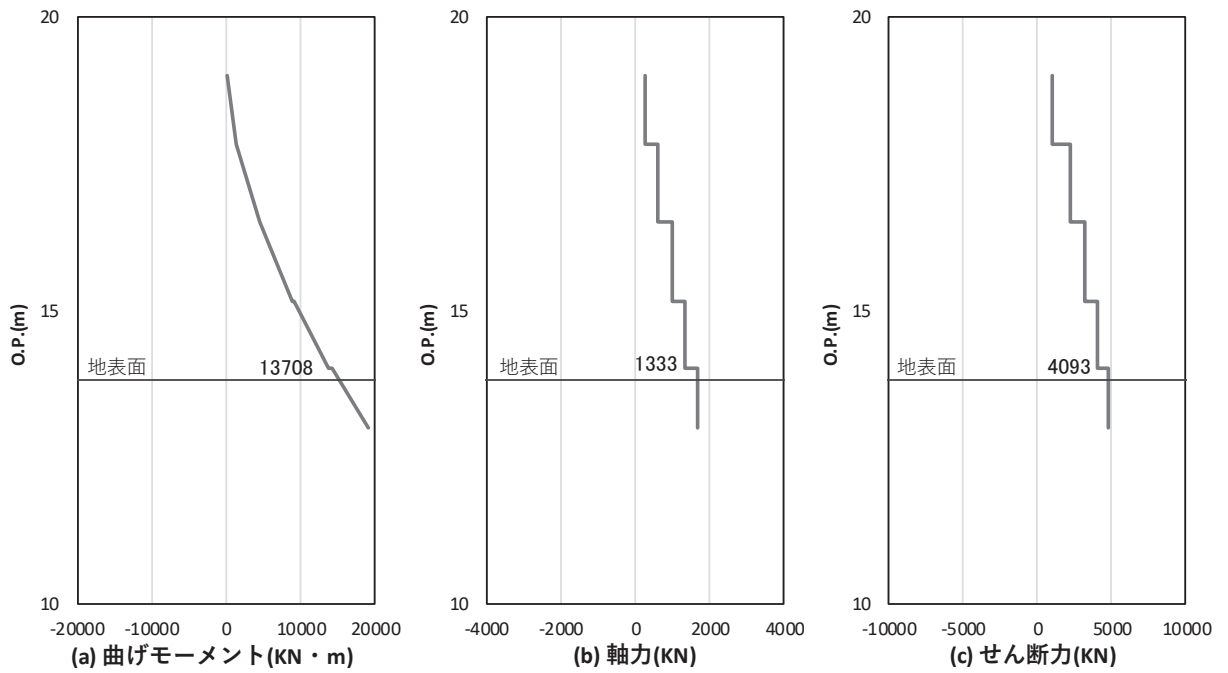


図 4-7(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 1 : 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時,  $t = 6.62s$ )  
 解析ケース① : 基本ケース

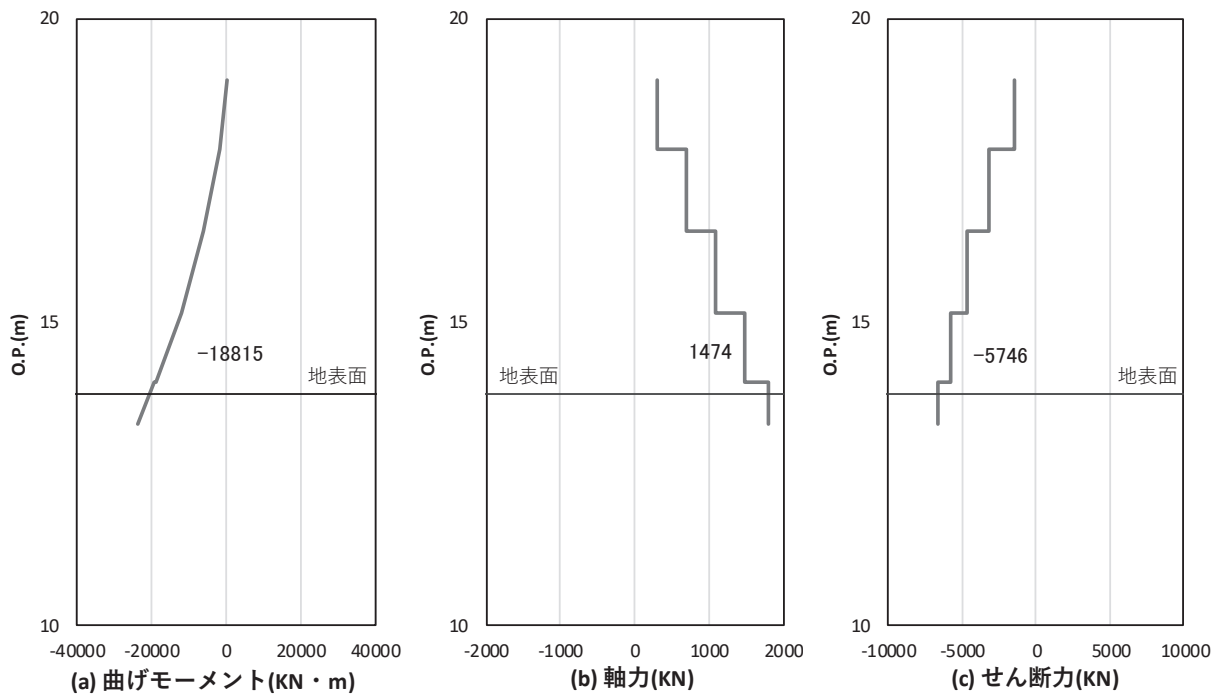


図 4-7(4) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時,  $t = 6.87s$ )  
 解析ケース① : 基本ケース

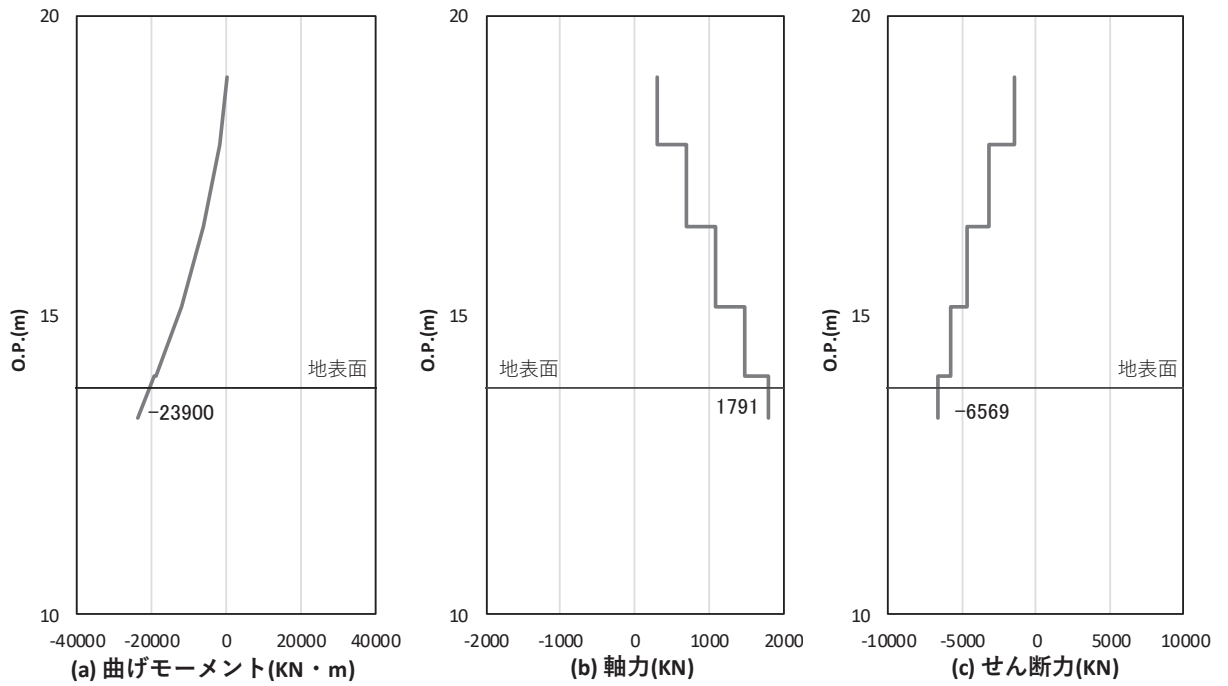


図 4-7(5) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 6.87s)  
 解析ケース① : 基本ケース

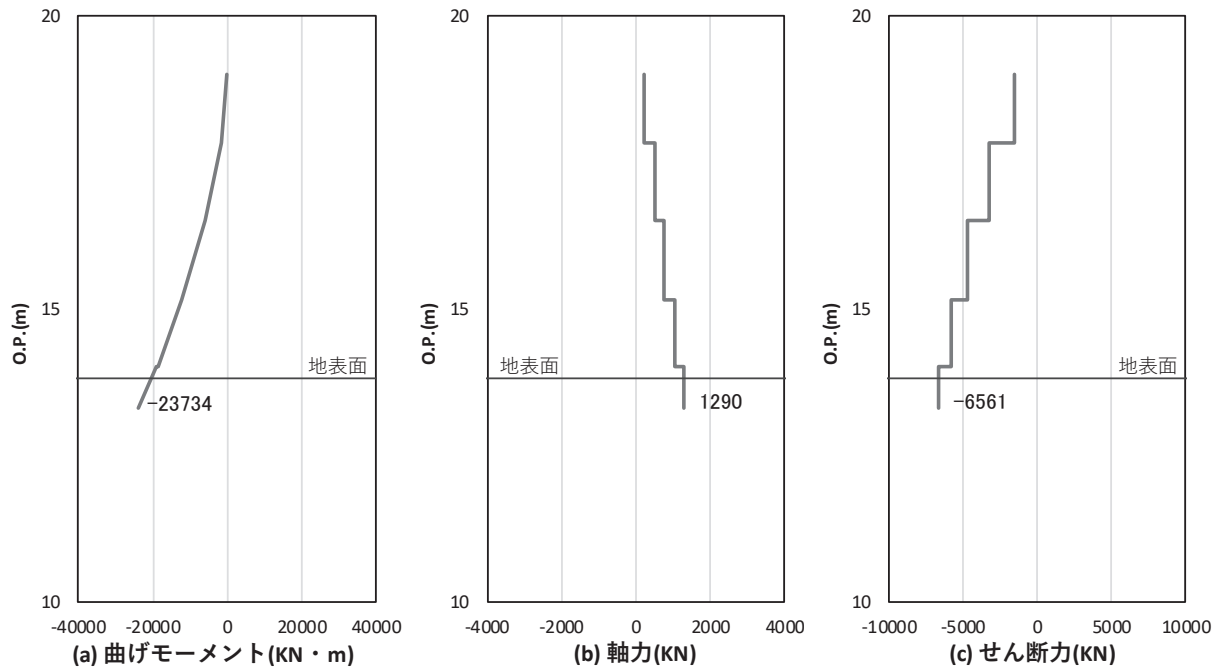


図 4-7(6) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 (+-) , 桁軸方向加振時, t = 6.87s)  
 解析ケース① : 基本ケース



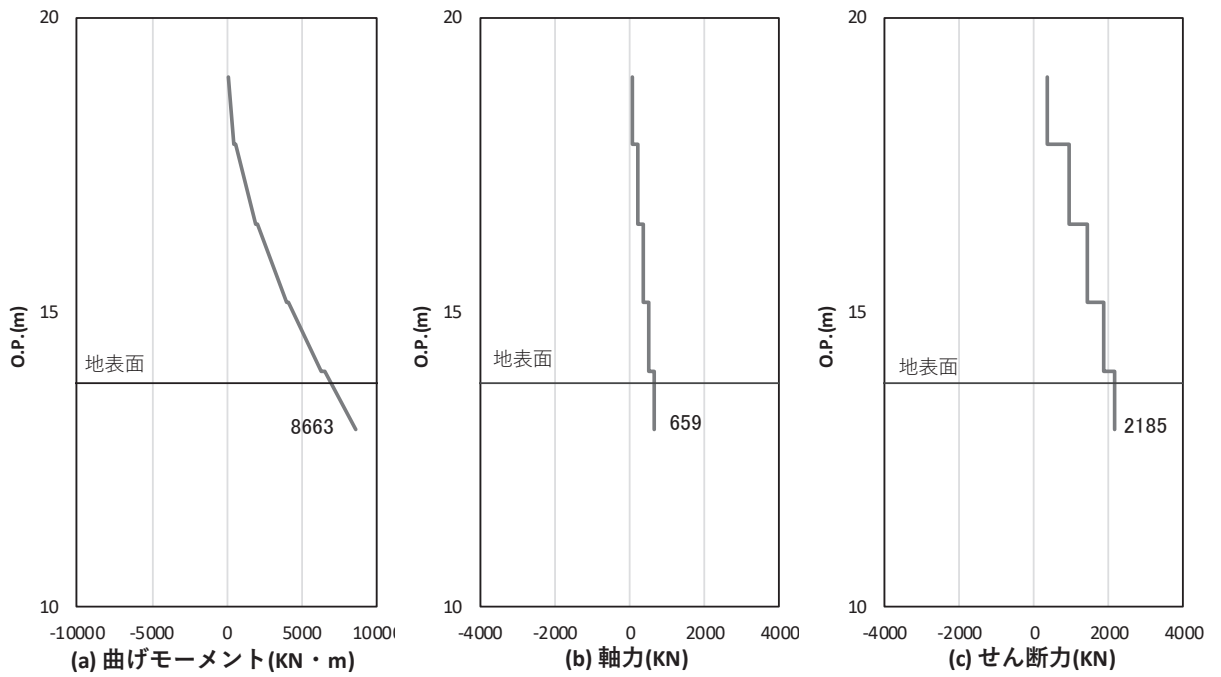


図 4-8(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.56s)

解析ケース① : 基本ケース

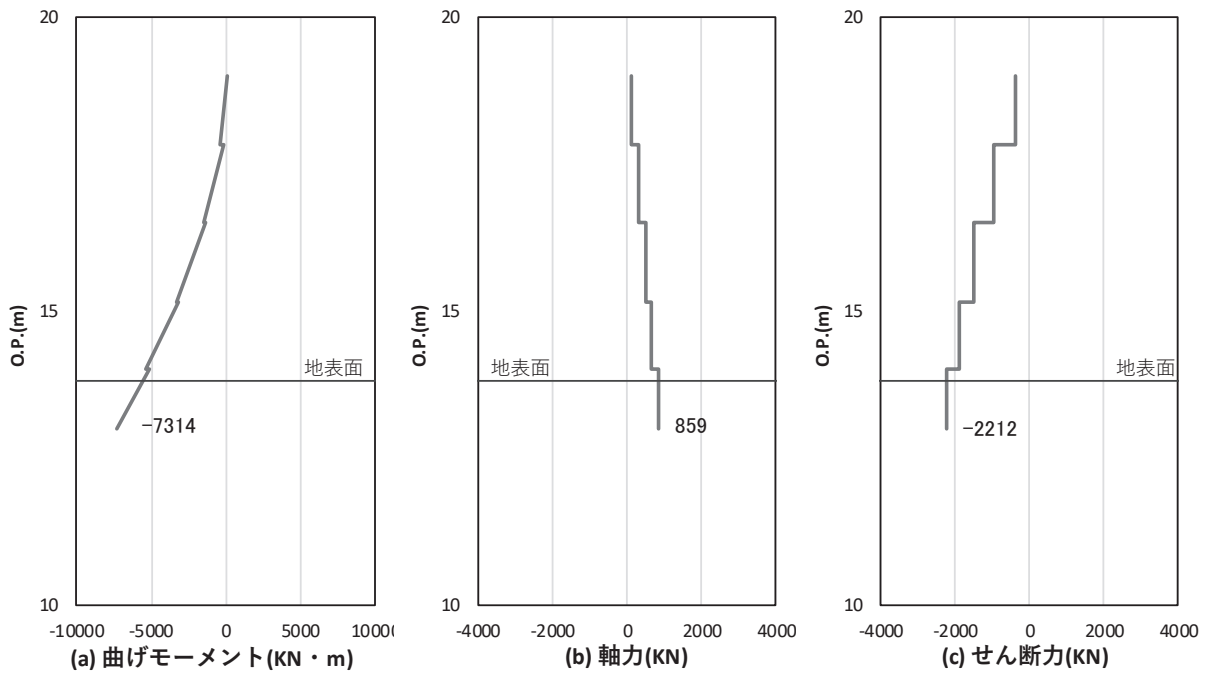


図 4-8(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 (-+) , 桁軸方向加振時, t = 7.56s)

解析ケース① : 基本ケース

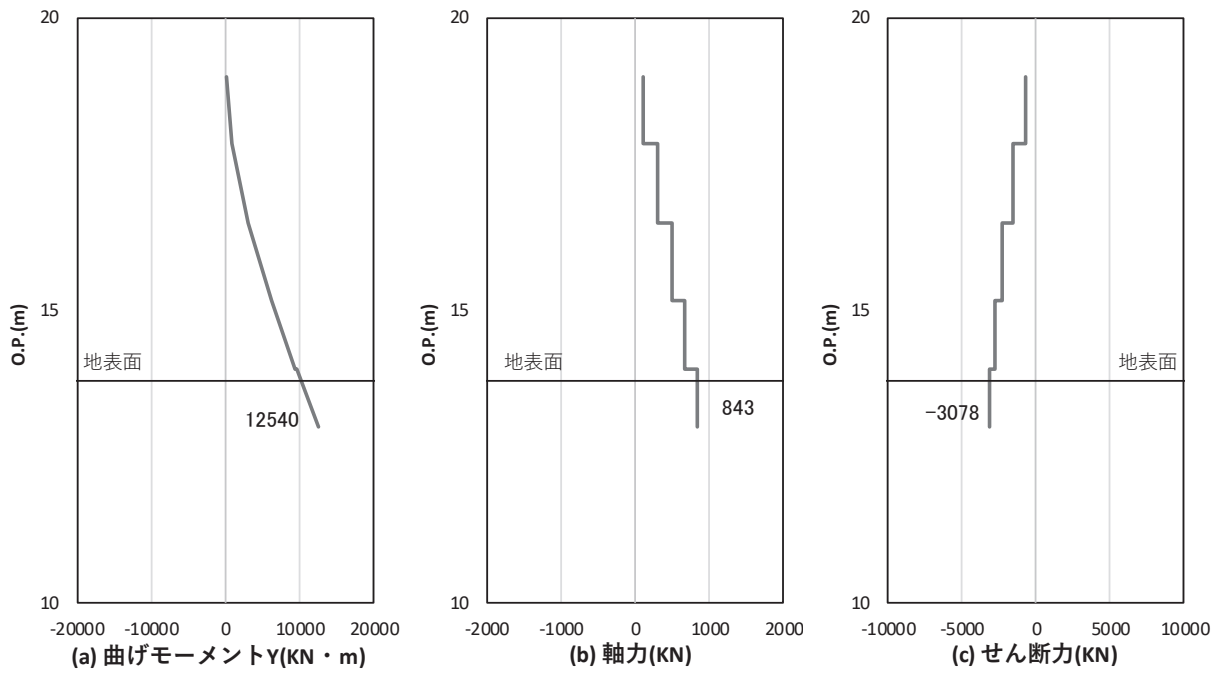


図 4-9(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 ( - + ), 桁軸方向加振時, t = 6.94s)

解析ケース① : 基本ケース

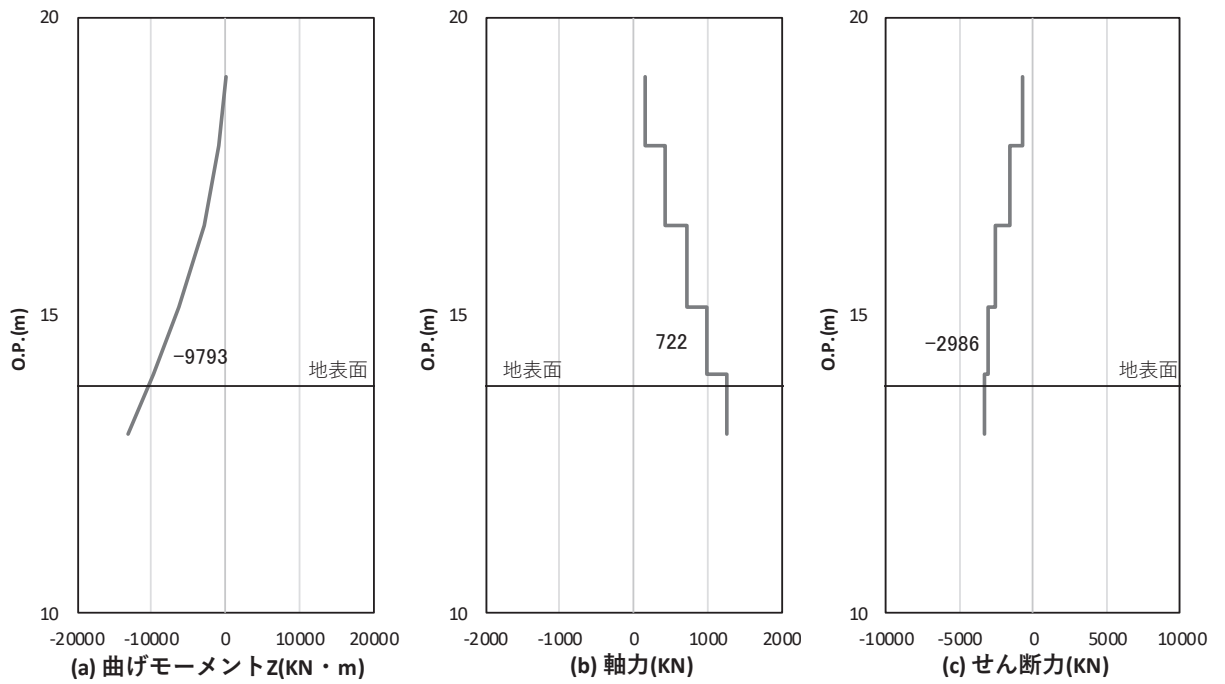


図 4-9(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 ( + + ), 桁軸直交方向加振時, t = 17.75s)

解析ケース① : 基本ケース

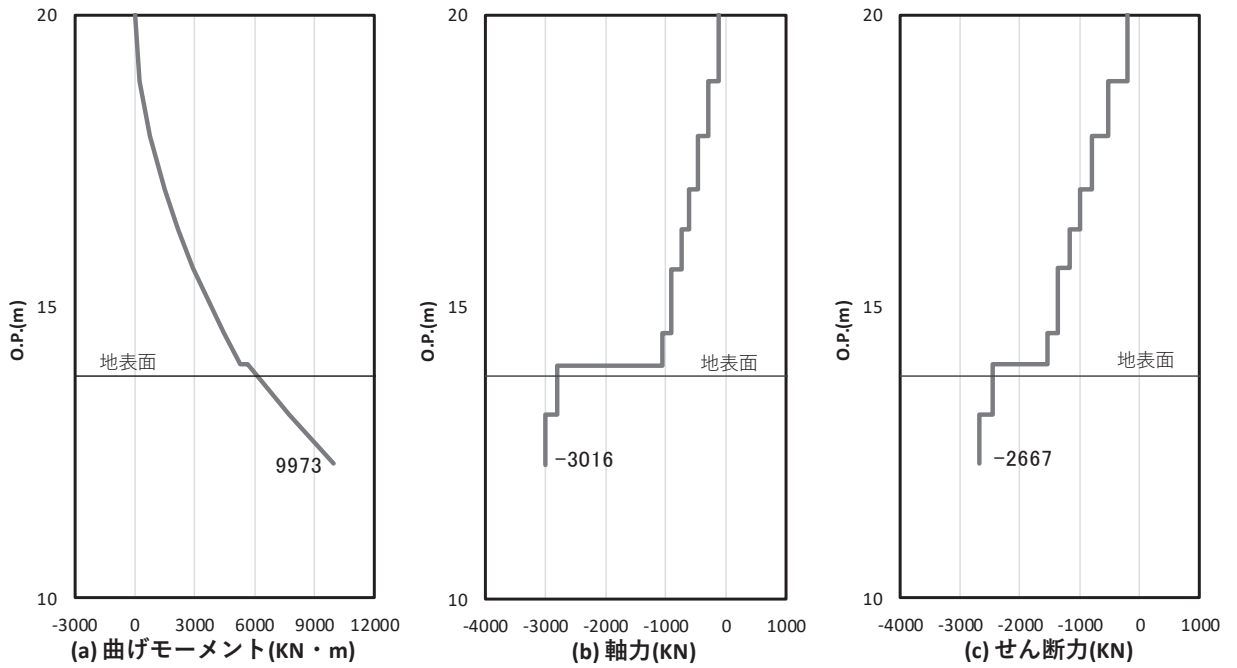


図 4-10(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.57s)  
 解析ケース① : 基本ケース

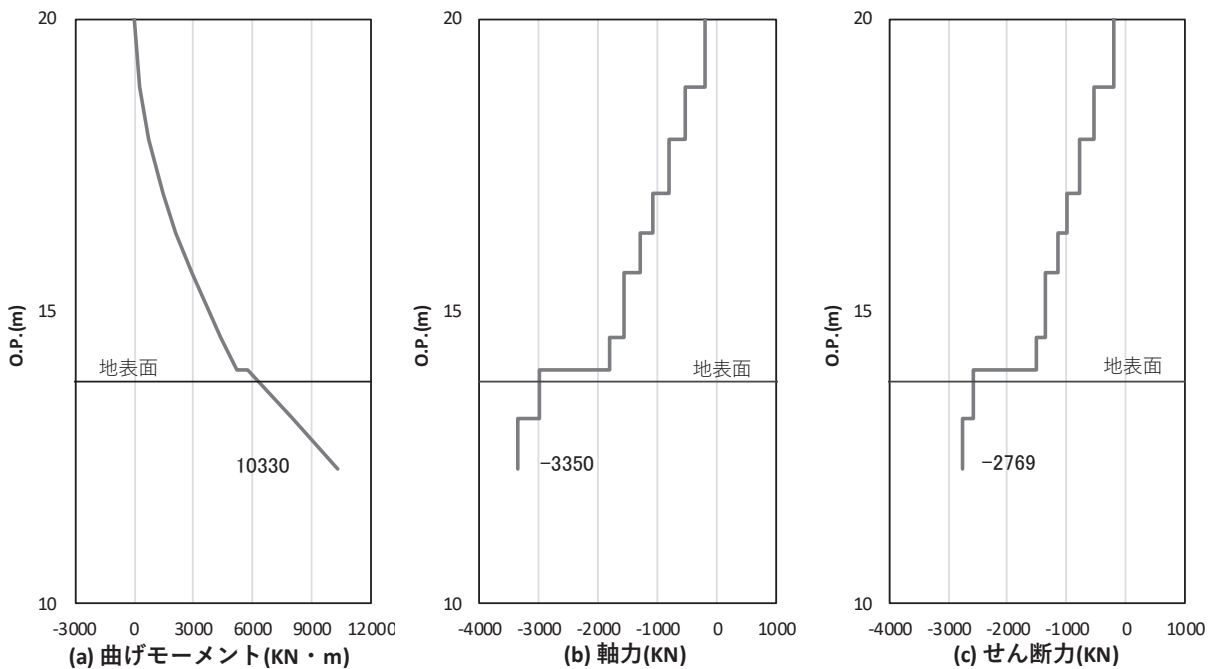


図 4-10(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - D 1 (+-) , 桁軸方向加振時, t = 47.02s)  
 解析ケース① : 基本ケース

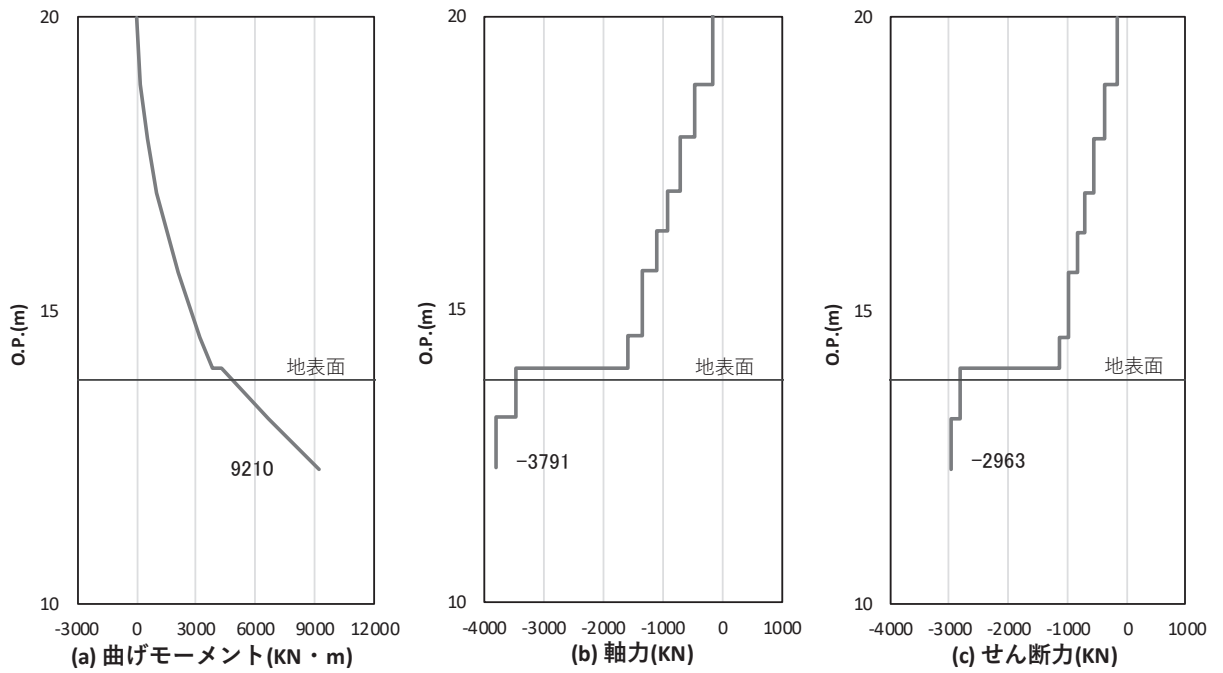


図 4-10(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4: 基礎 1, S s - D 1 (++) , 桁軸方向加振時,  $t = 32.51s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース

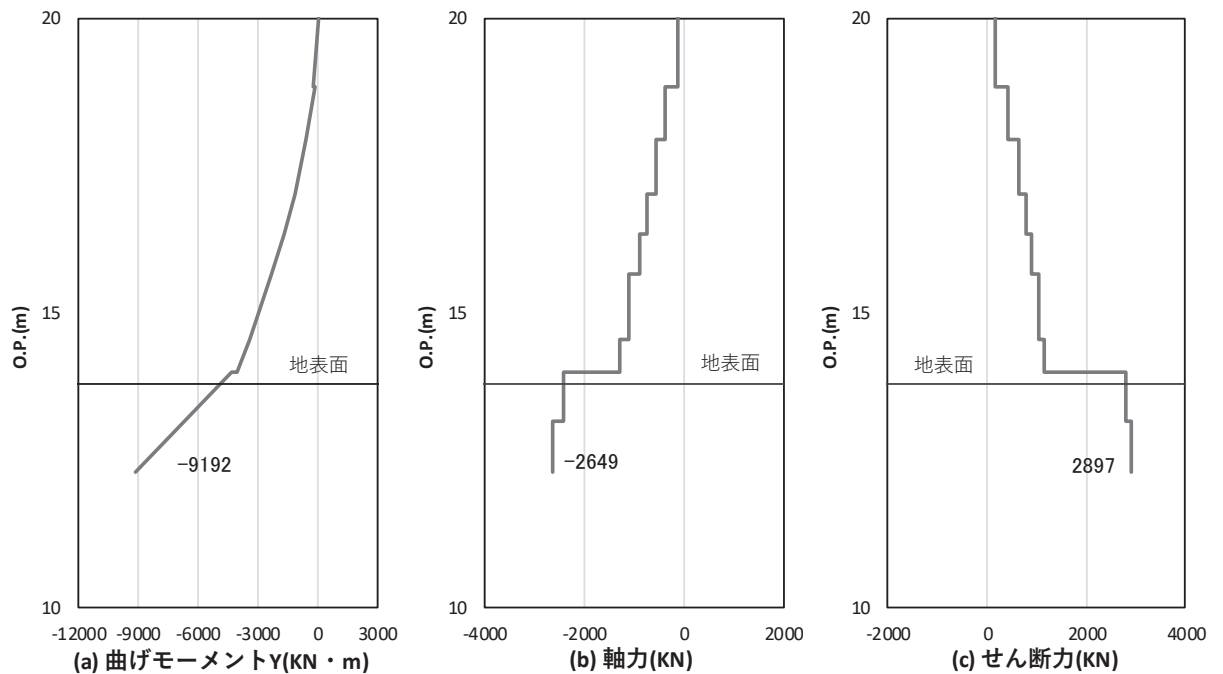


図 4-10(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 4: 基礎 2, S s - D 2 (+-) , 桁軸方向加振時,  $t = 25.53s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース

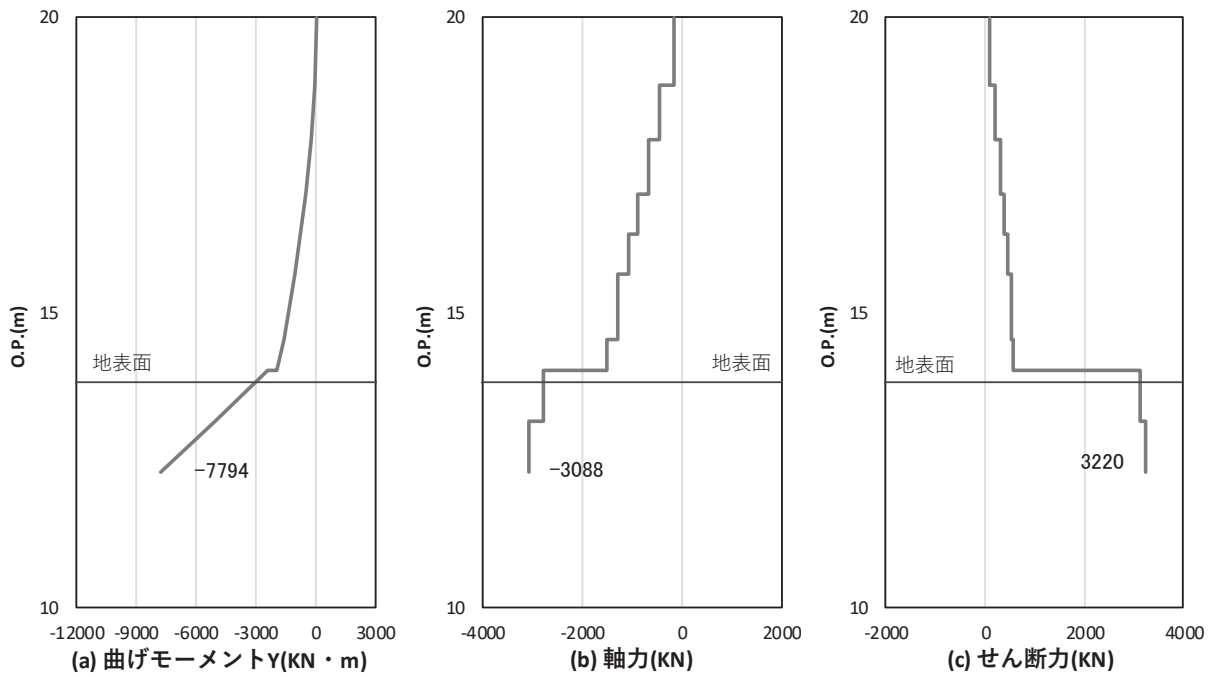


図 4-10(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 2,  $S_s - D 1$  (—), 桁軸方向加振時,  $t = 32.51s$ )

解析ケース①：基本ケース

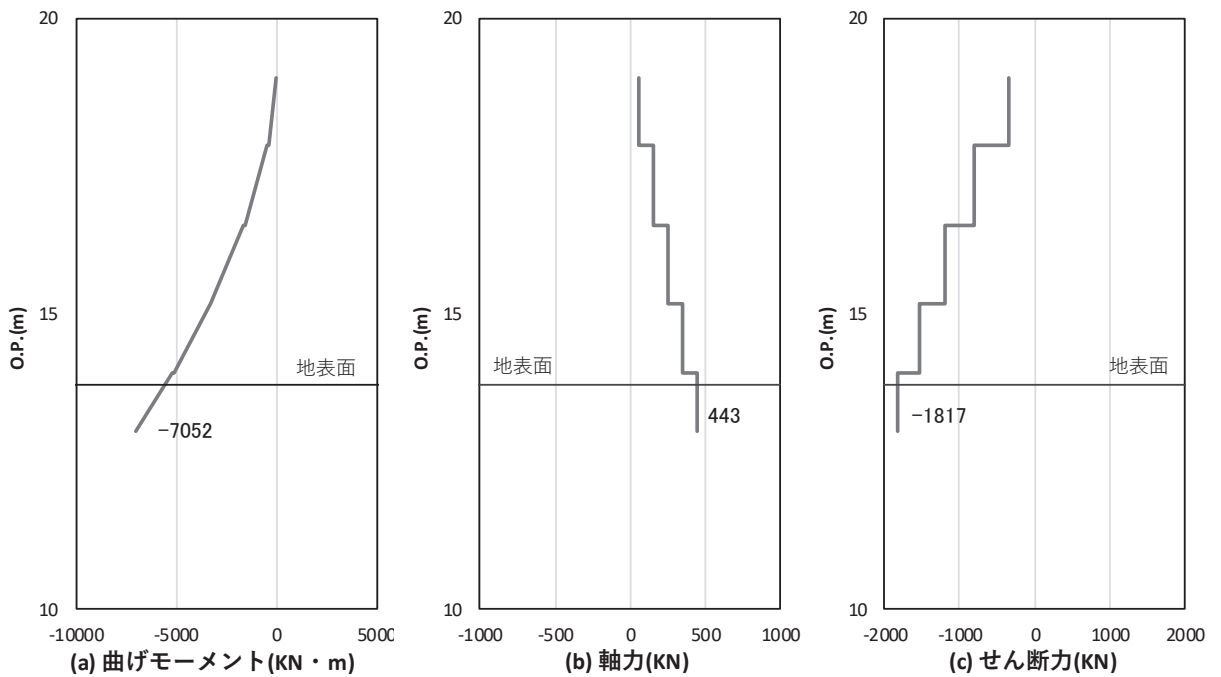


図 4-11(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 5 : 基礎 2,  $S_s - N 1$  (-+), 桁軸方向加振時,  $t = 7.57s$ )

解析ケース①：基本ケース

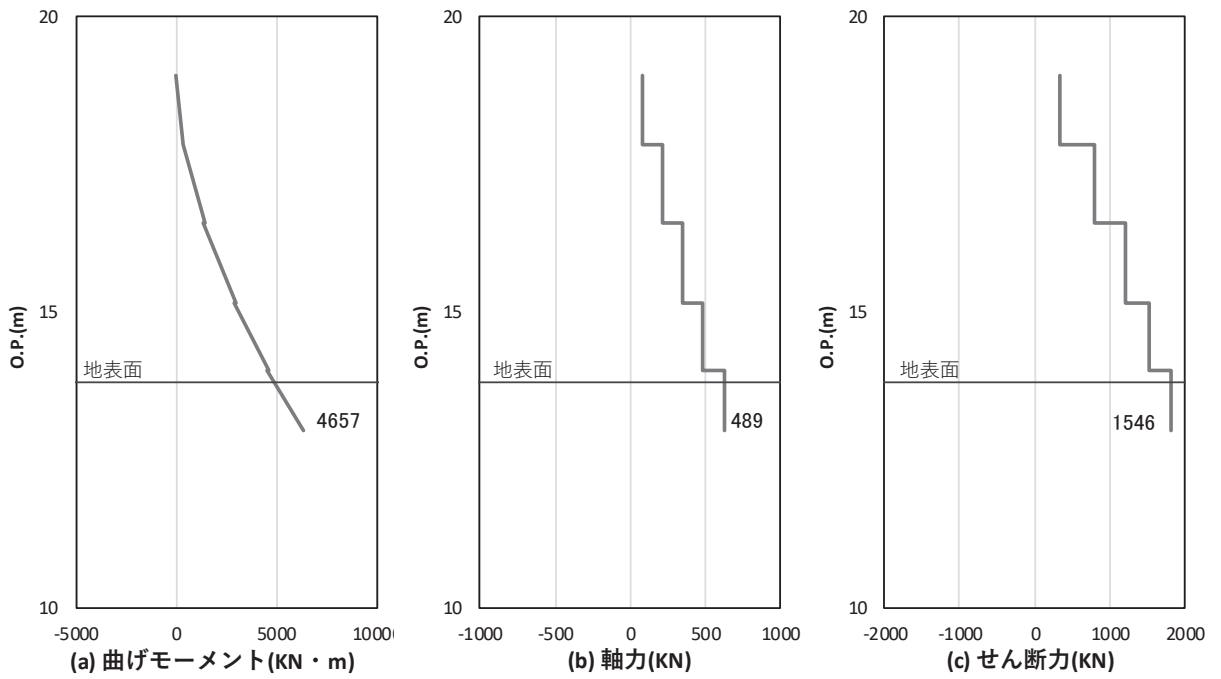


図 4-11(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時,  $t = 7.57s$ )  
 解析ケース① : 基本ケース

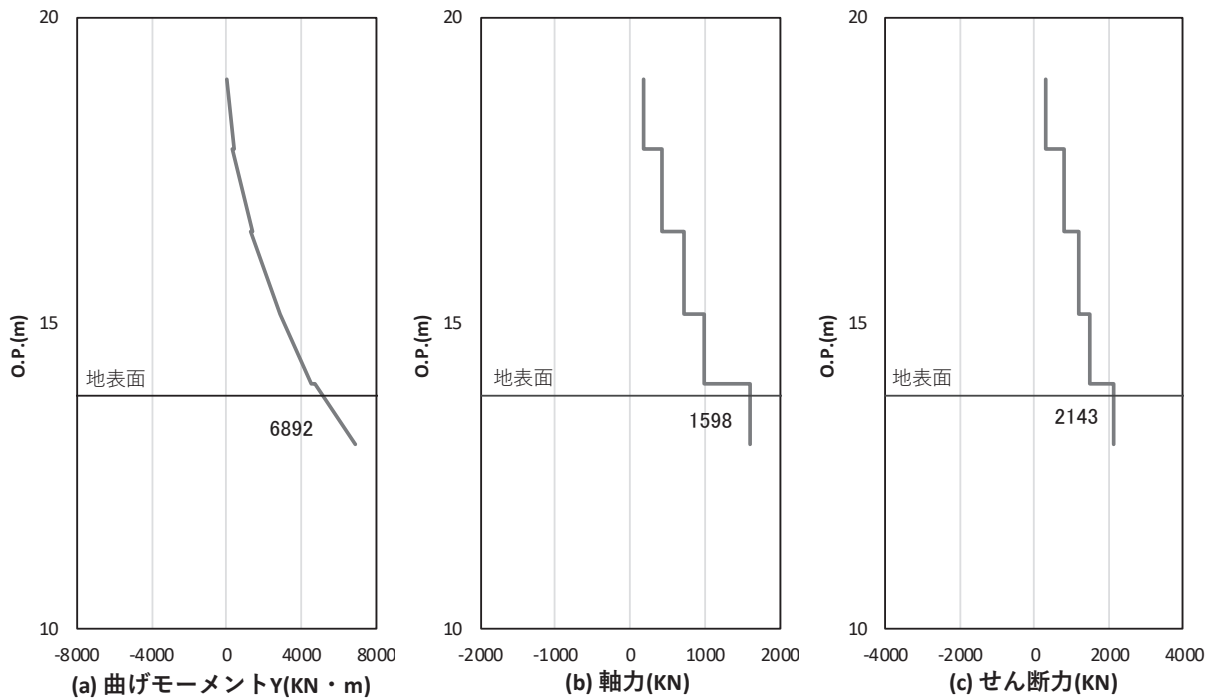


図 4-12(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時,  $t = 7.60s$ )  
 解析ケース① : 基本ケース

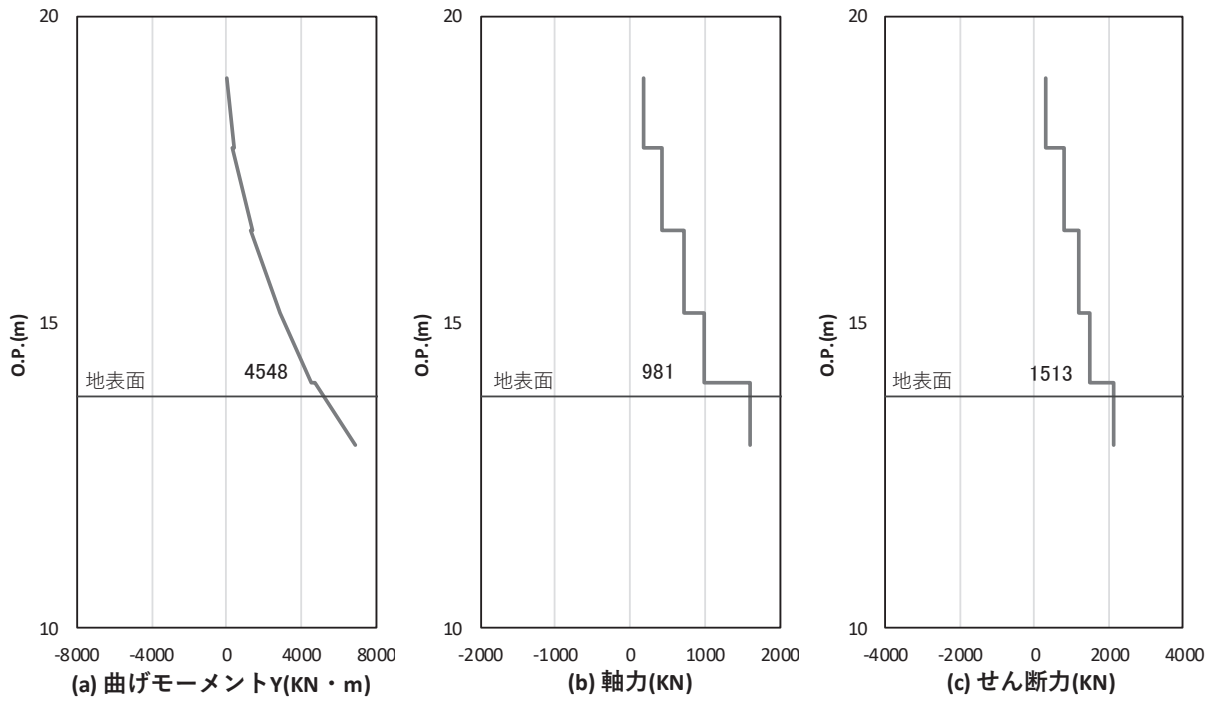


図 4-12(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時,  $t = 7.60s$ )  
 解析ケース① : 基本ケース

表 4-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（コンクリート）

部材	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	M <sub>y</sub> : 13708	2302	5.7	16.5	0.35
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	M <sub>y</sub> : 18815	3320	7.8	16.5	0.48
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	M <sub>y</sub> : -8663	1736	5.5	16.5	0.34
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	桁軸	①	M <sub>y</sub> : -12540	1693	6.4	16.5	0.39
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	M <sub>y</sub> : -9973	4688	2.0	16.5	0.13
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	桁軸	①	M <sub>y</sub> : 9192	6915	1.7	16.5	0.11
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	M <sub>y</sub> : -7052	1225	5.8	16.5	0.36
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	M <sub>y</sub> : -6892	1678	5.7	16.5	0.35

注記\*：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最大値を抽出した上で、曲げモーメントは保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。



表 4-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鉄筋）

部材	地震動	加振方向	解析ケース	配筋	発生断面力*		引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
					曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	D41 @150	M <sub>y</sub> : -18988	194	248	435	0.58
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	D41 @150	M <sub>y</sub> : -23900	-886	325	435	0.75
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D32 @300	M <sub>y</sub> : -8663	659	214	294	0.73
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	桁軸	①	D51 @150	M <sub>y</sub> : -12540	362	231	294	0.79
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - D 1 (+-)	桁軸	①	D35 @150	M <sub>y</sub> : 10330	-1554	126	294	0.43
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	桁軸	①	D35 @150	M <sub>y</sub> : 9192	-1341	112	294	0.39
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	D51 @150	M <sub>y</sub> : -7052	415	225	294	0.77
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D32 @150	M <sub>y</sub> : -6892	578	228	294	0.78

注記\*：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントは保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 4-4 せん断破壊に対する照査値

部材	地震動	加振方向	解析ケース	せん断補強筋	発生断面力	照査用せん断力* (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
					せん断力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	D19, D32 @150	4093	4298	17693	0.25
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	桁軸	①	D19, D32 @150	6561	6890	17151	0.41
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	D25 @300	2212	2323	5457	0.43
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D25 @300	2986	3136	9473	0.34
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - D 1 (++)	桁軸	①	D29 @300	2963	3112	13943	0.23
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - D 1 (--)	桁軸	①	D29 @300	3220	3381	13901	0.25
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D25 @300	1546	1624	5457	0.30
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D25 @300	1513	1589	6522	0.25

注記\* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

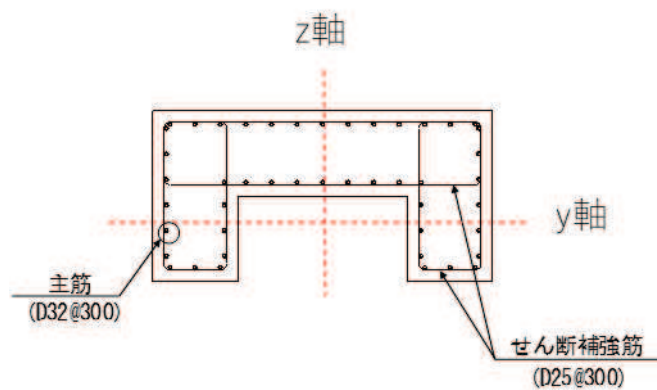


図 4-13 RC 支柱配筋概要図 (鋼桁 2 の例)

#### 4.3 水平支承・鉛直支承

水平支承・鉛直支承の照査結果を表 4-5～表 4-6 に示す。この結果から、水平支承・鉛直支承の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-5 水平支承・鉛直支承の圧縮応力に対する照査結果

部位	地震動	発生断面力	応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
		地震時鉛直力 (kN)			
鋼桁 1 (鉛直支承)	S s - D 2 (--)	5091	23	194	0.12
鋼桁 2 (鉛直支承)	S s - D 2 (+-)	2625	31	70	0.45
鋼桁 3 (水平支承)	S s - D 2 (++)	1219	15	70	0.22
鋼桁 4 (鉛直支承)	S s - D 2 (++)	7186	31	194	0.16
鋼桁 5 (鉛直支承)	S s - D 2 (++)	1533	18	70	0.26
鋼桁 6 (鉛直支承)	S s - D 2 (-+)	3886	46	70	0.66

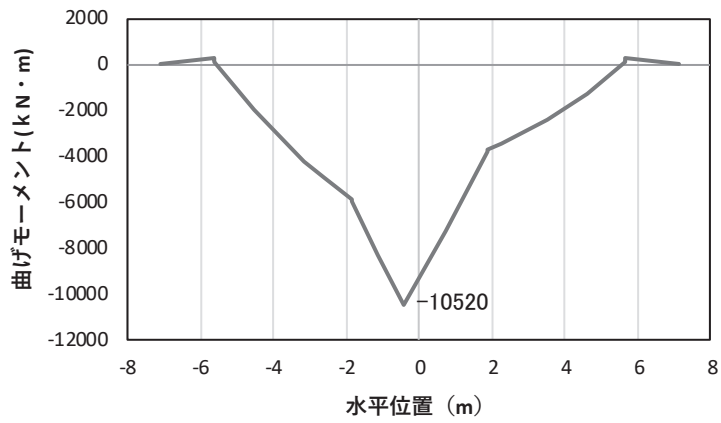
表 4-6 水平支承・鉛直支承のせん断ひずみに対する照査結果

部位	地震動	発生せん断 ひずみ (%) (a)	許容限界 (%) (b)	照査値 (a/b)
鋼桁 1	S s - D 2 (-+)	137	250	0.55
鋼桁 2	S s - N 1 (++)	38	250	0.16
鋼桁 3	S s - D 2 (-+)	60	250	0.24
鋼桁 4	S s - D 1 (-+)	87	250	0.35
鋼桁 5	S s - N 1 (-+)	40	250	0.16
鋼桁 6	S s - N 1 (-+)	48	250	0.20

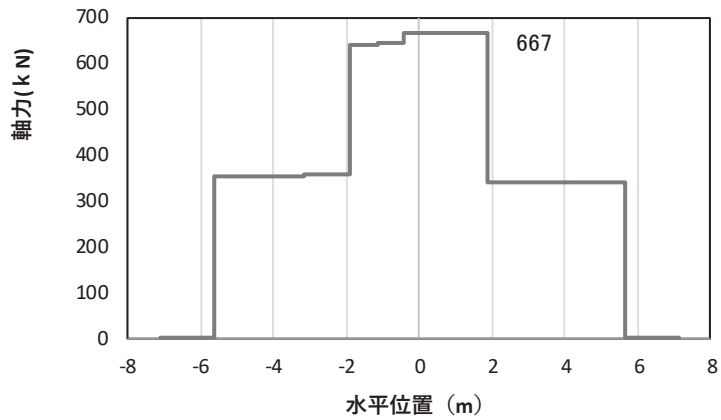
#### 4.4 フーチング

フーチングの照査時刻における断面力図を図 4-14～図 4-19 に、照査結果を表 4-7～表 4-9 に示す。また、配筋概要図を図 4-20 に示す。なお、曲げモーメントの $M_y$ は図 4-20 に示す y 軸周りのモーメントを、 $M_z$  は z 軸周りのモーメントを示す。

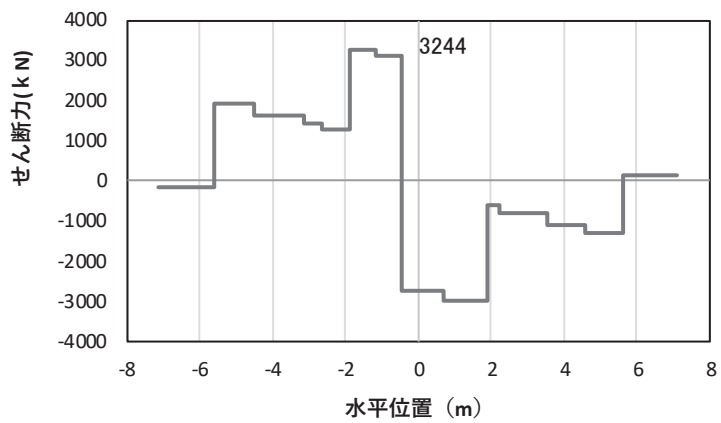
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメント $\gamma$



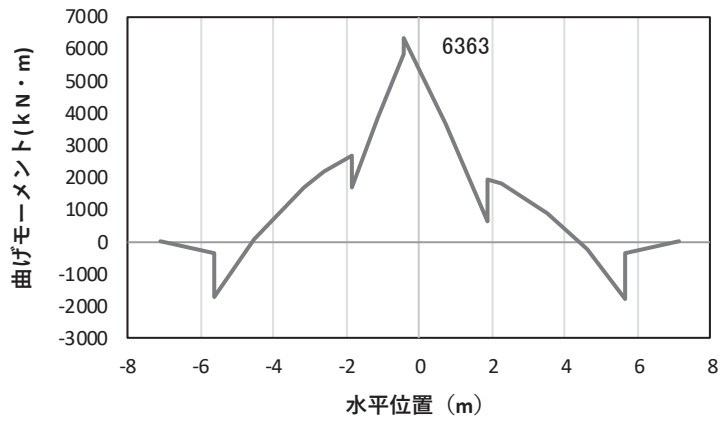
(b) 軸力



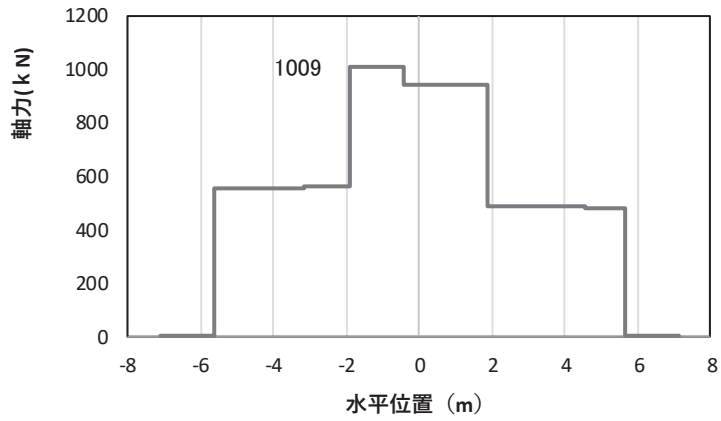
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

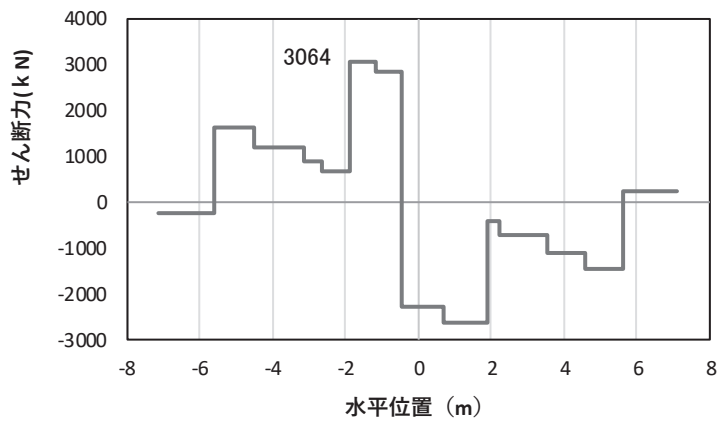
図4-14(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁1, 基礎1, S<sub>s</sub>-D2(++) , 桁軸方向加振時, t=24.00s, M<sub>y</sub>最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



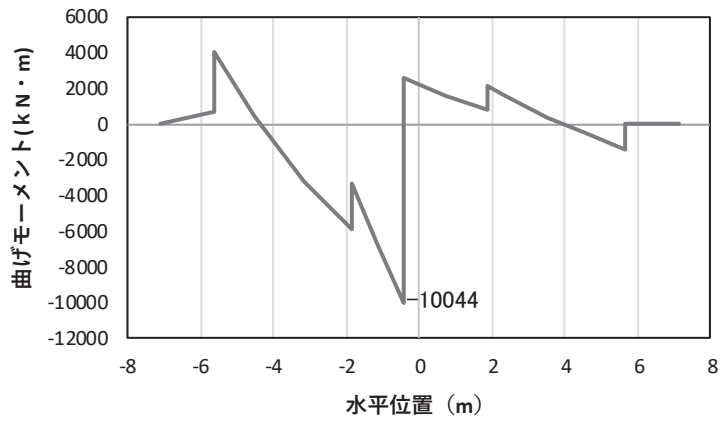
(b) 軸力



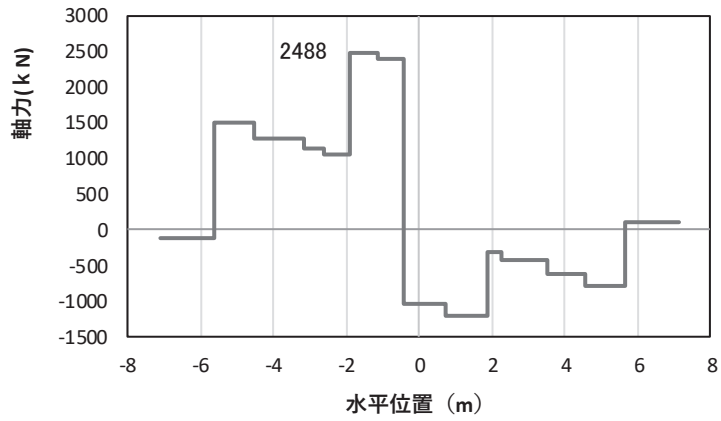
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

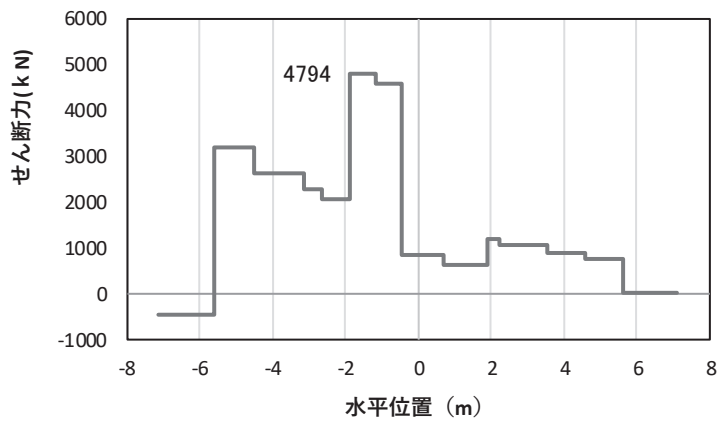
図 4-14(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 1, 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時,  $t = 19.88\text{s}$ ,  $M_z$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力

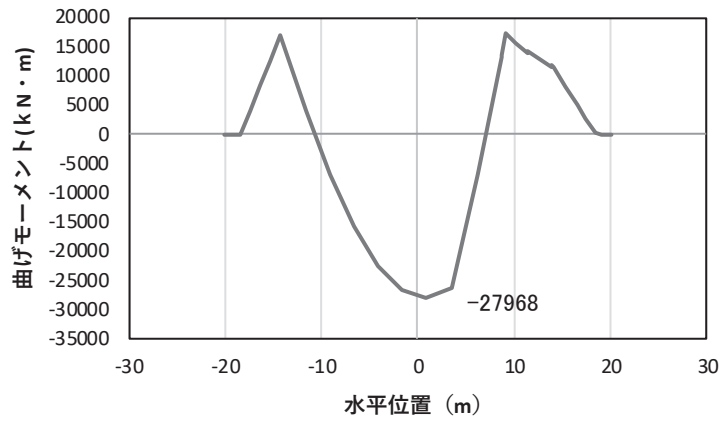


(c) せん断力

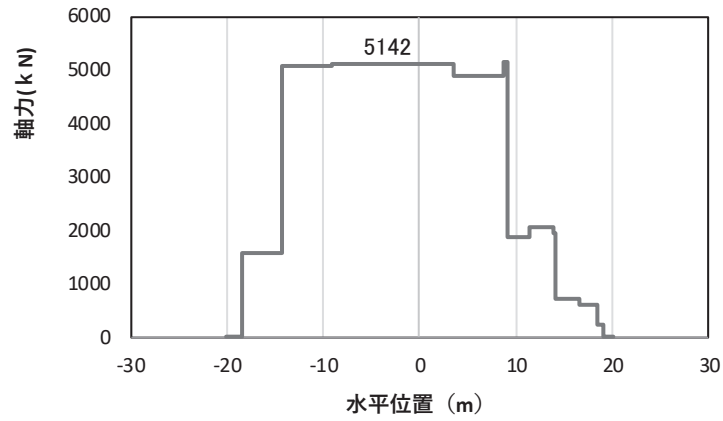
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-14(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁1, 基礎1, S<sub>s</sub>-D2 (-+), 桁軸直交方向加振時, t=17.70s)  
 解析ケース①: 基本ケース

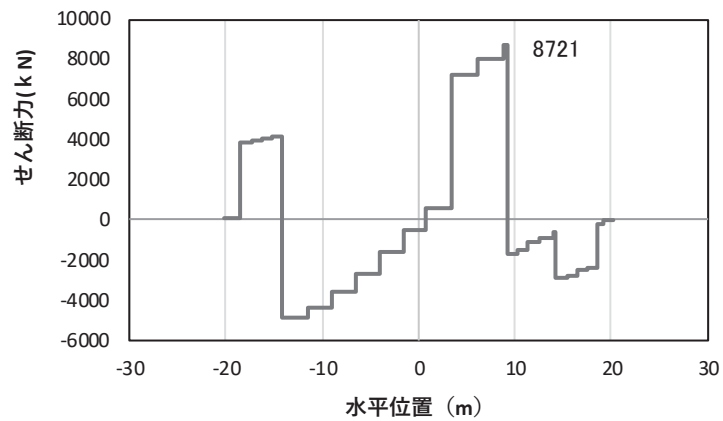




(a) 曲げモーメント $\gamma$



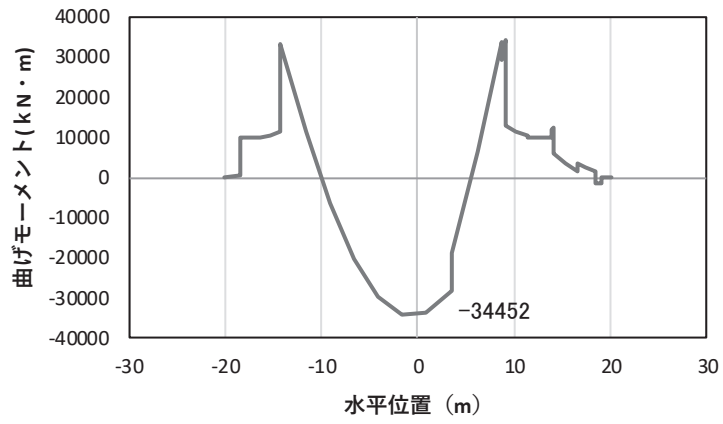
(b) 軸力



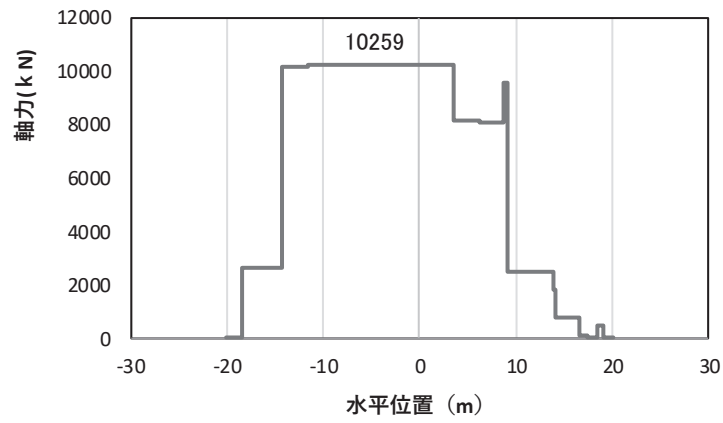
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

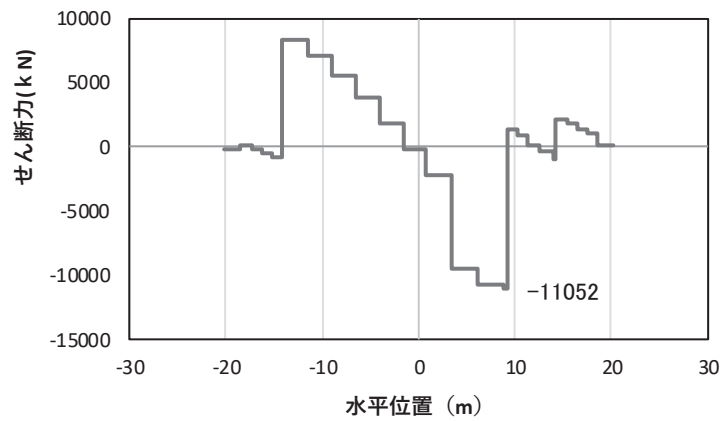
図 4-14(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 1, 基礎 2, S<sub>s</sub>-D 2 (-+), 桁軸方向加振時, t = 30.00s, M<sub>y</sub> 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



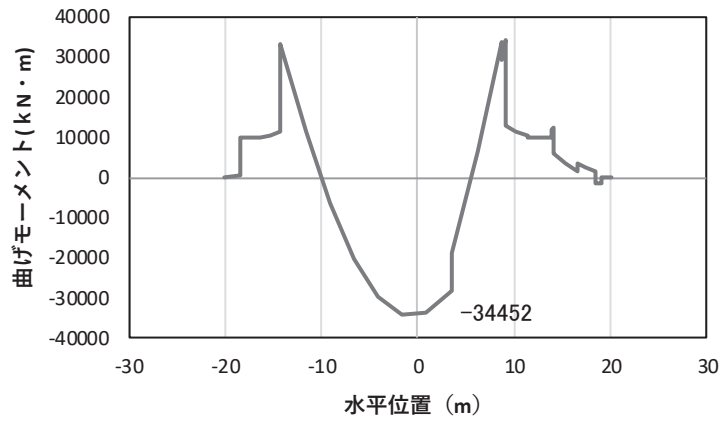
(b) 軸力



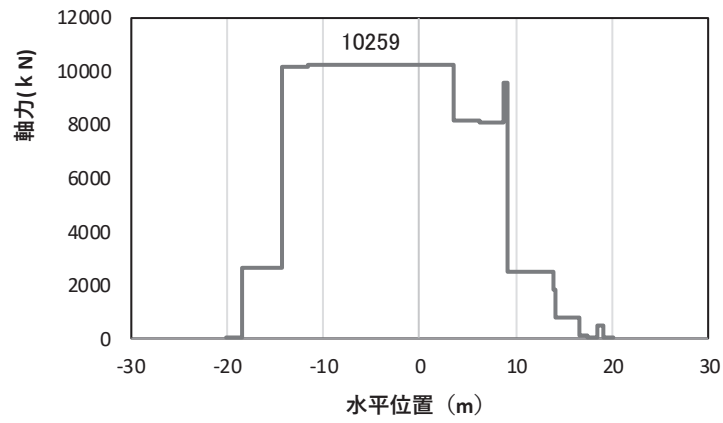
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

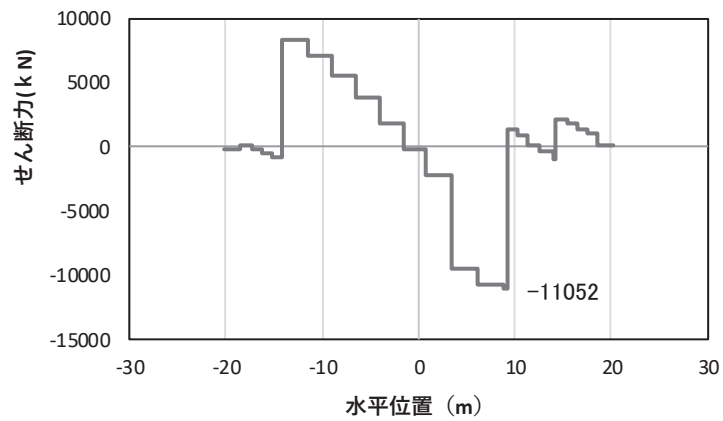
図 4-14(5) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 1, 基礎 2, S s - D 2 (-+), 桁軸方向加振時, t = 23.66s, Mz 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力

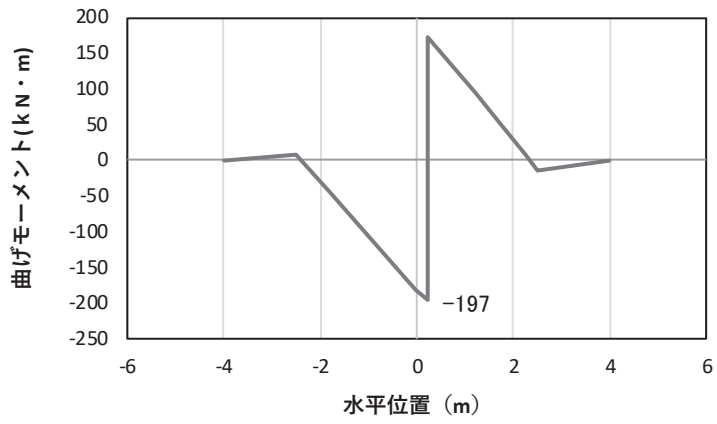


(c) せん断力

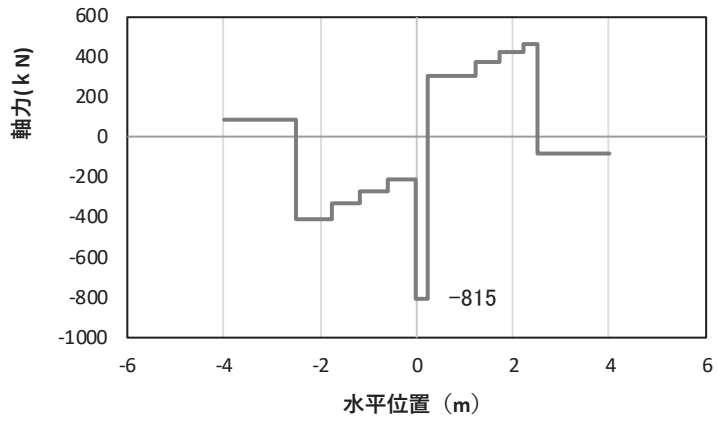
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-14(6) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼桁 1, 基礎 2, S<sub>s</sub>-D 2 (-+), 桁軸方向加振時, t = 23.66s)

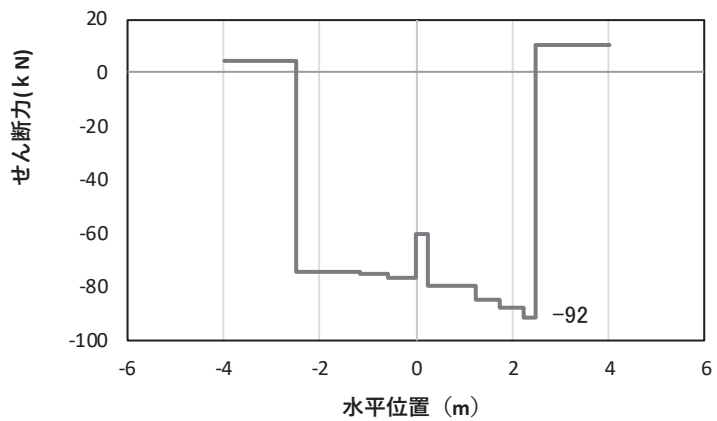
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



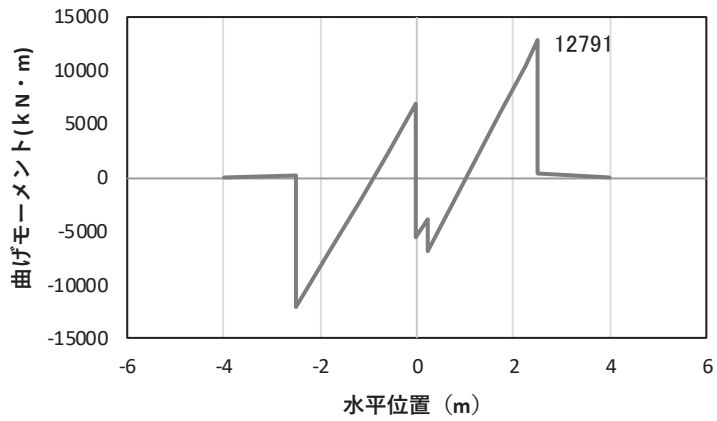
(b) 軸力



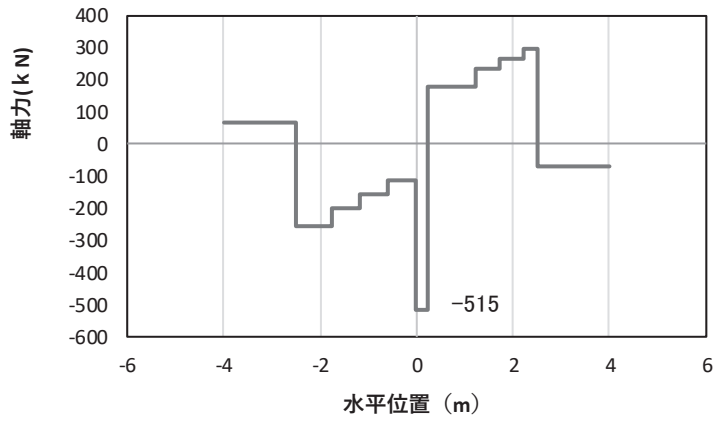
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

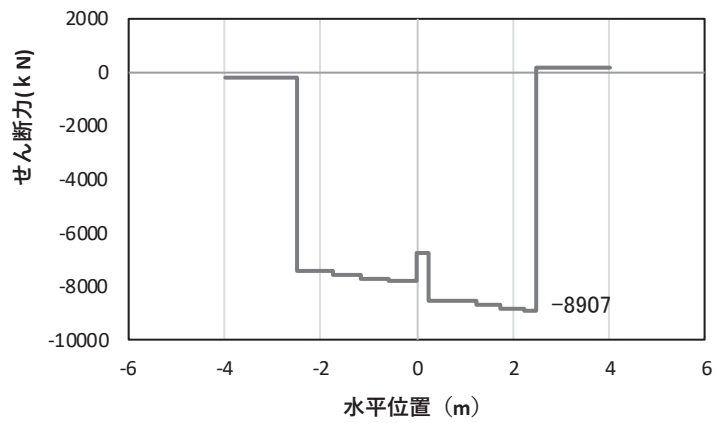
図4-15(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁2, 基礎1, S<sub>s</sub>-N1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t=7.61s, M<sub>y</sub>最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



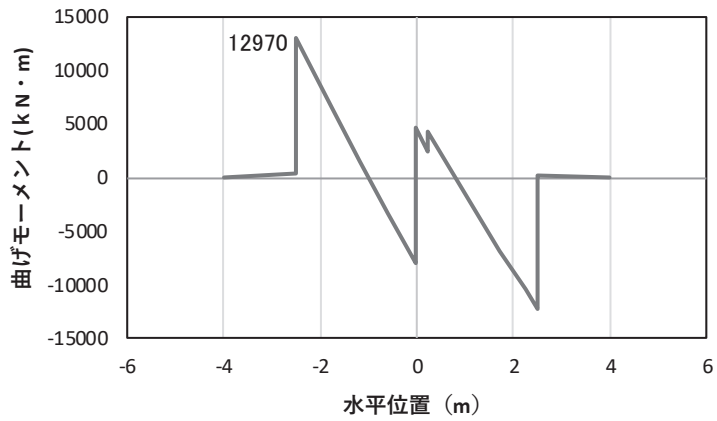
(b) 軸力



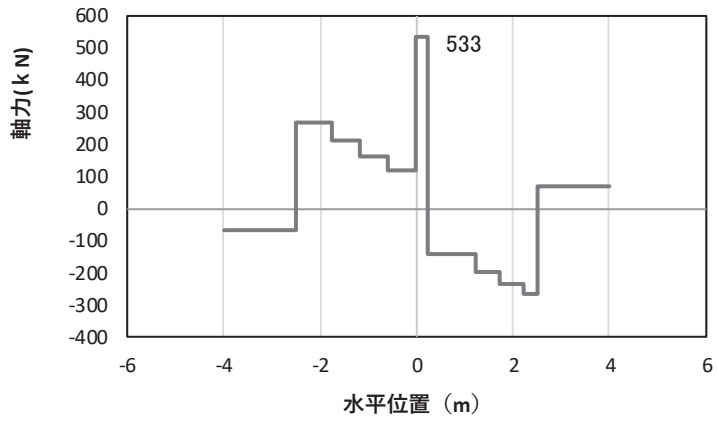
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

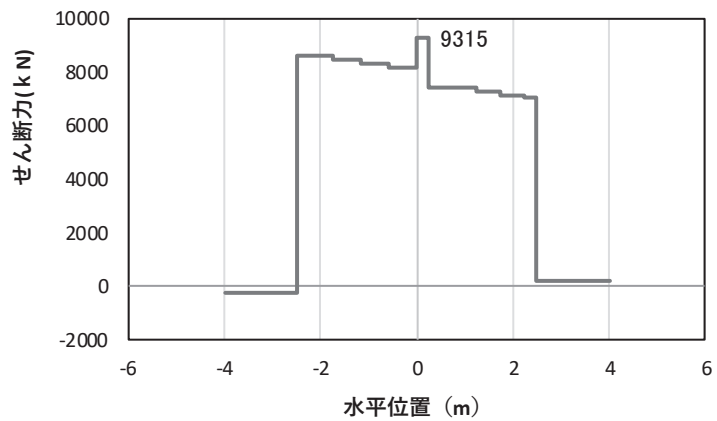
図4-15(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁2, 基礎1, S<sub>s</sub>-N1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t=7.83s, M<sub>z</sub>最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

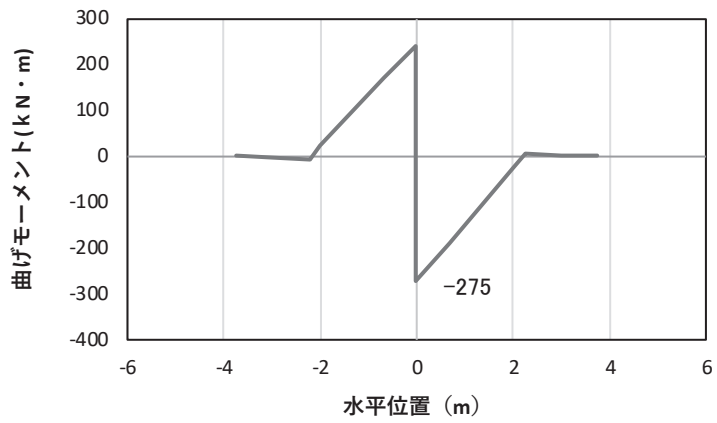


(c) せん断力

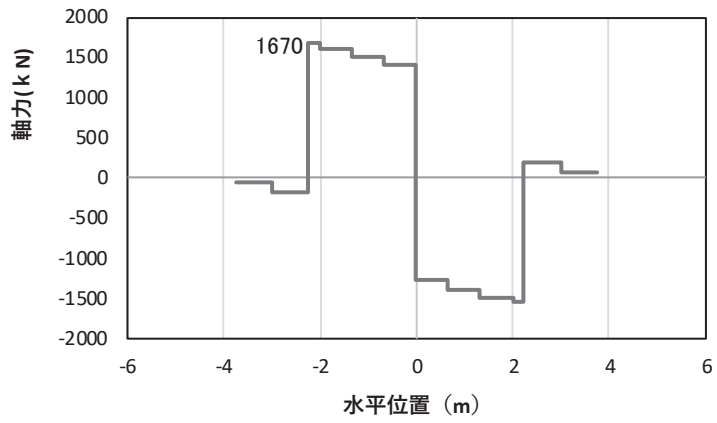
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-15(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼桁 2, 基礎 1, S s - N 1 (一+), 桁軸直交方向加振時, t = 7.84s)

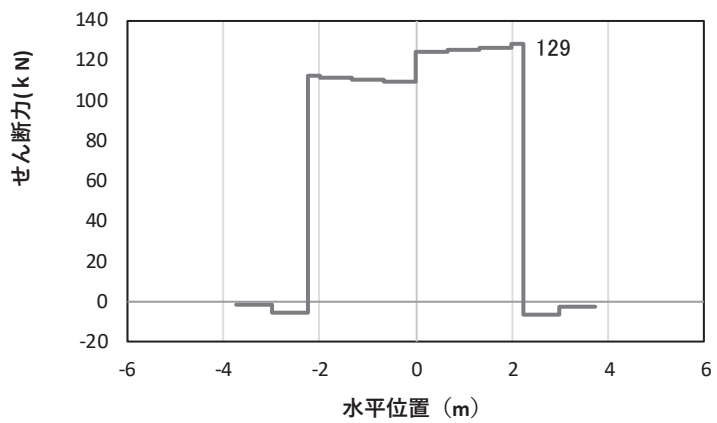
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



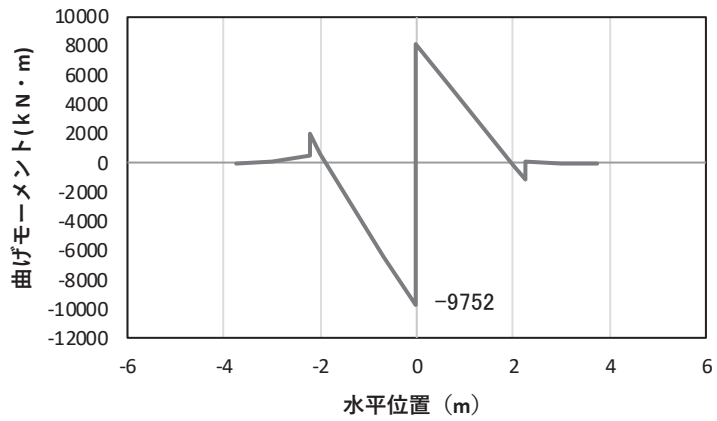
(b) 軸力



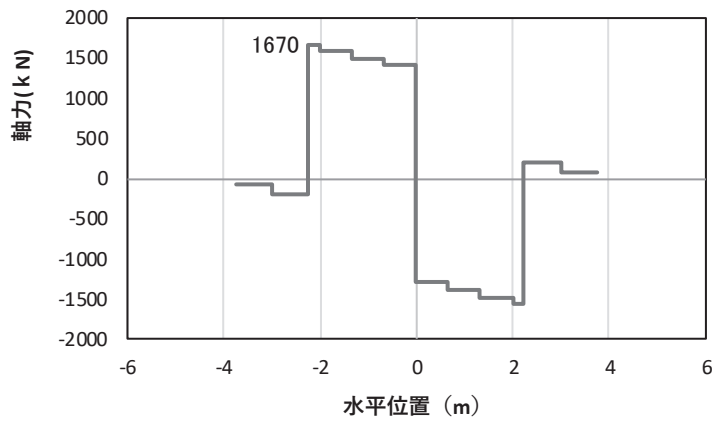
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

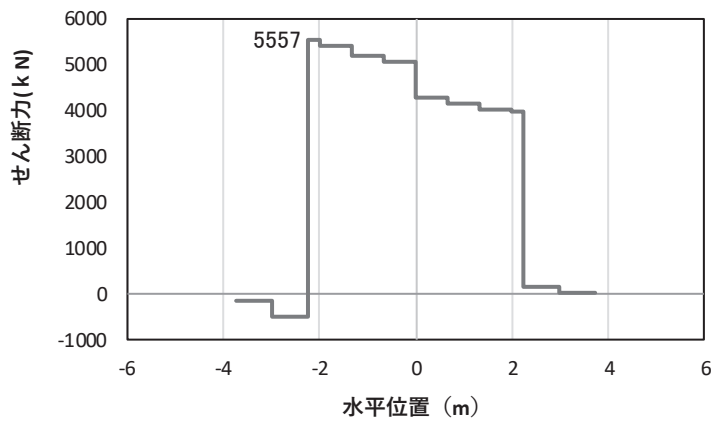
図4-16(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁3, 基礎2,  $S_s-D2$  (++) , 桁軸直交方向加振時,  $t=17.75s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力

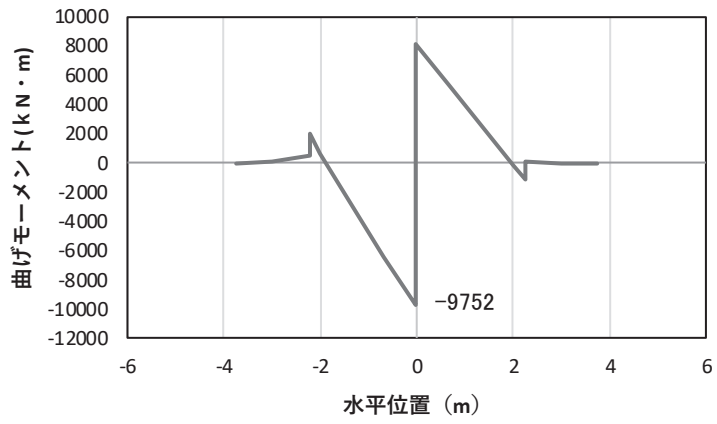


(c) せん断力

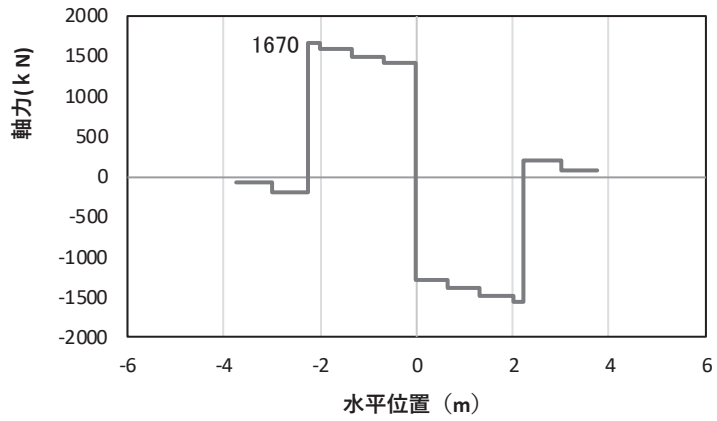
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図4-16(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁3, 基礎2, S s -D 2 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 17.75s, M z 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース

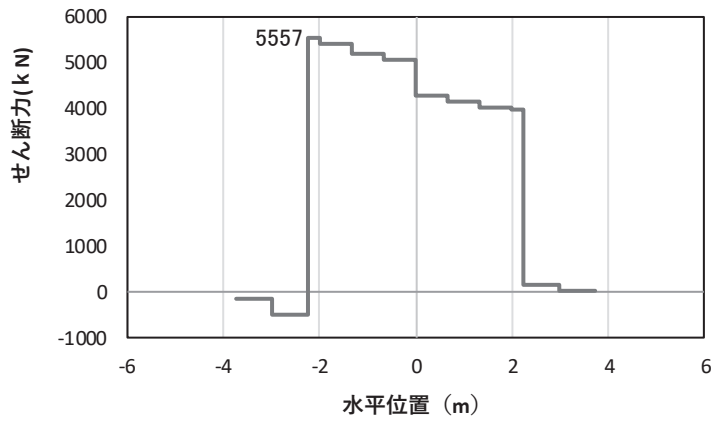




(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

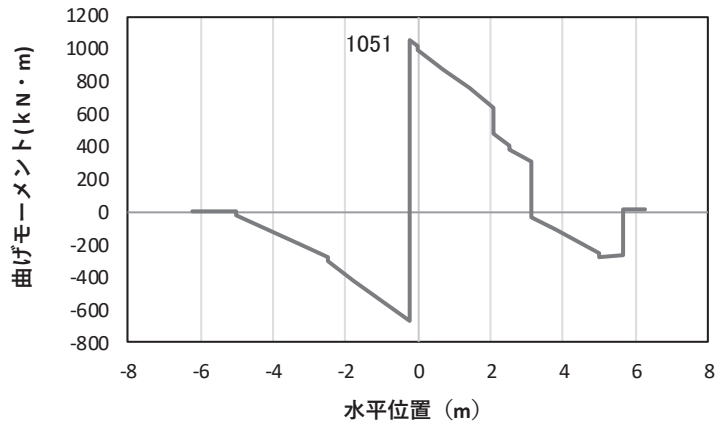


(c) せん断力

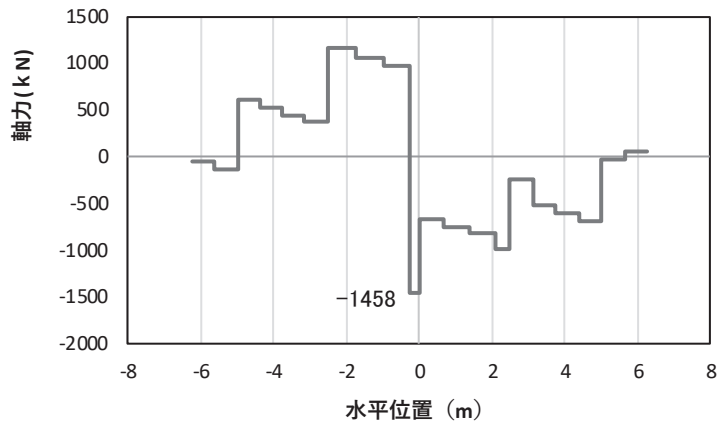
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-16(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼桁 3, 基礎 2, S<sub>s</sub>-D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 17.75s)

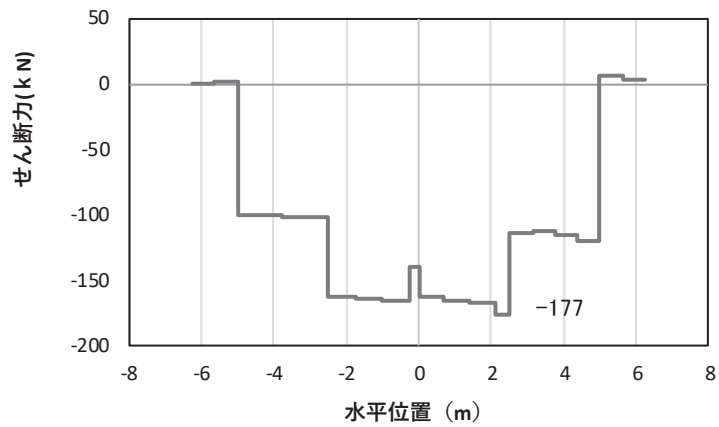
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



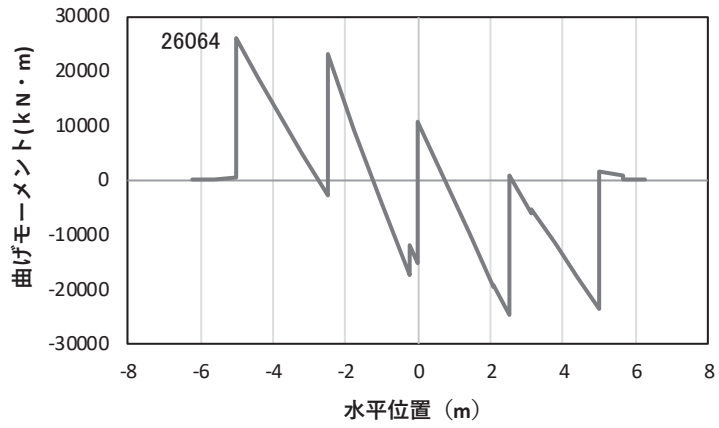
(b) 軸力



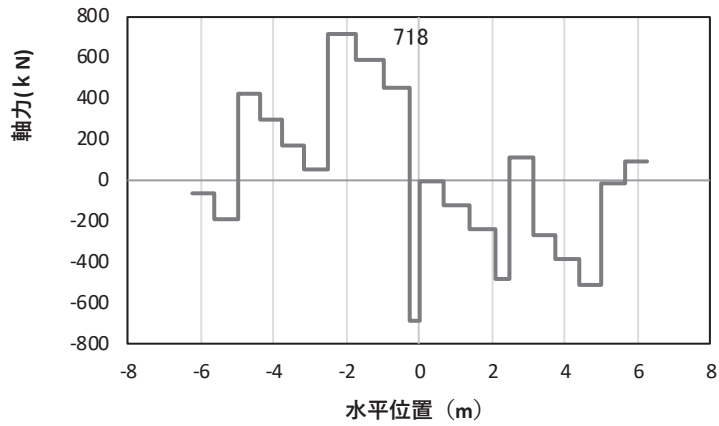
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

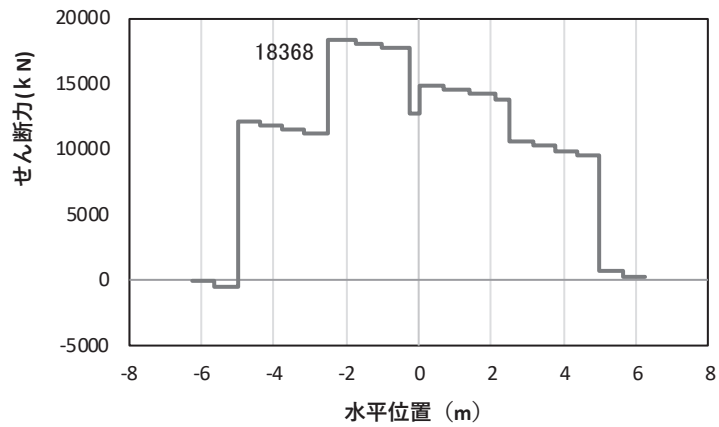
図4-17(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁4, 基礎1,  $S_s-N1$  (一+), 桁軸直交方向加振時,  $t=7.78s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



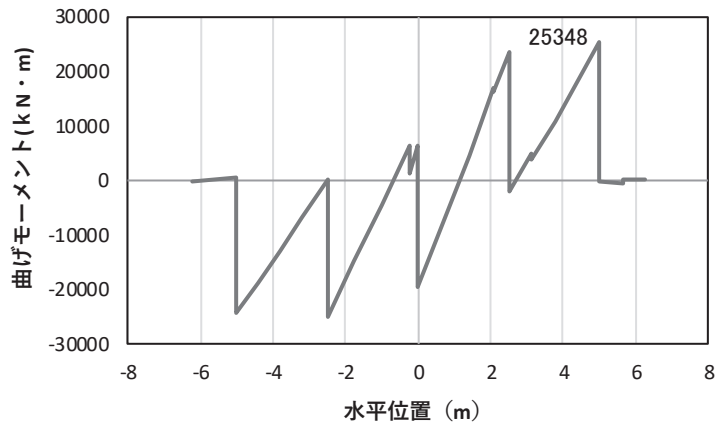
(b) 軸力



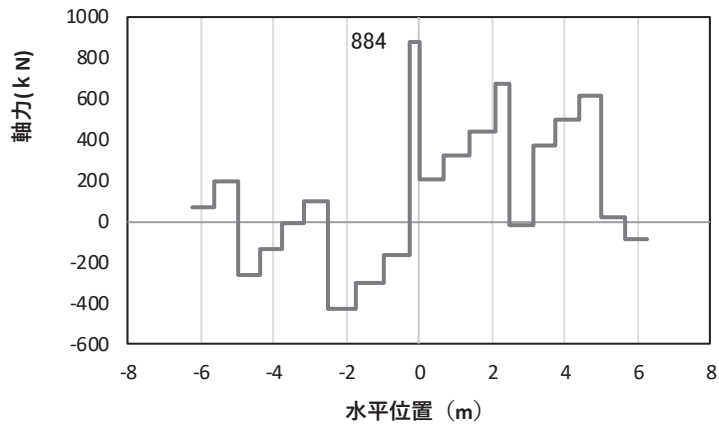
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

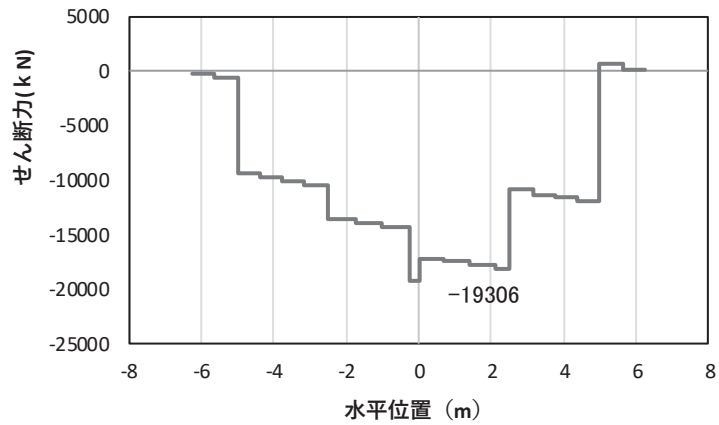
図 4-17(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 4, 基礎 1, S s - N 1 ( - + ), 桁軸直交方向加振時,  $t = 7.87\text{s}$ ,  $M_z$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



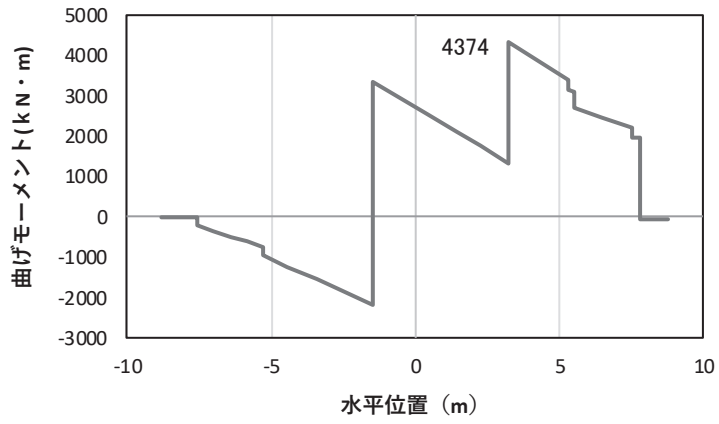
(b) 軸力



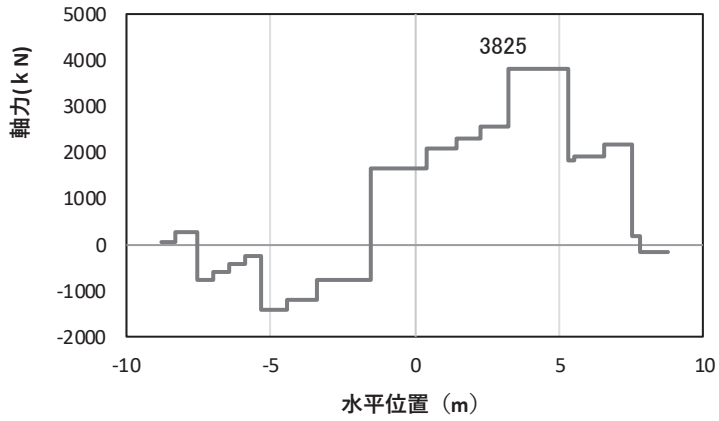
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

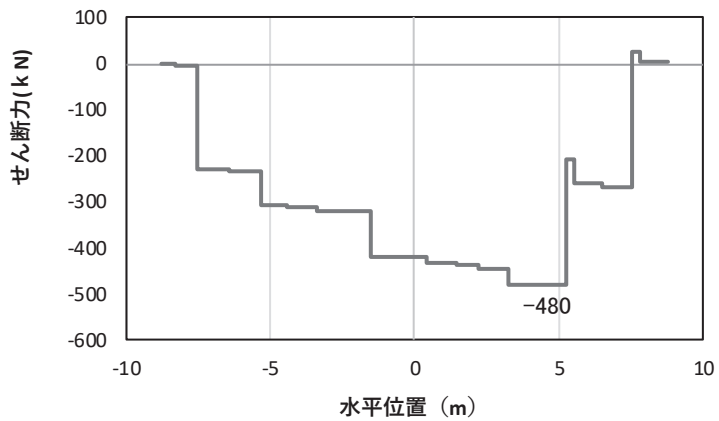
図 4-17(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4, 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時,  $t = 7.87\text{s}$ )  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $Y$



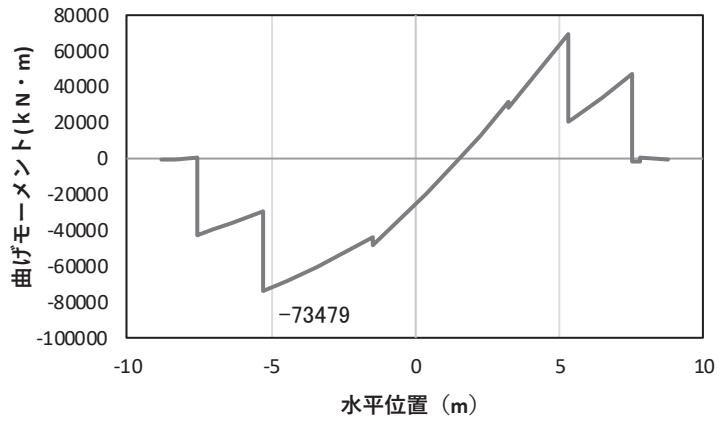
(b) 軸力



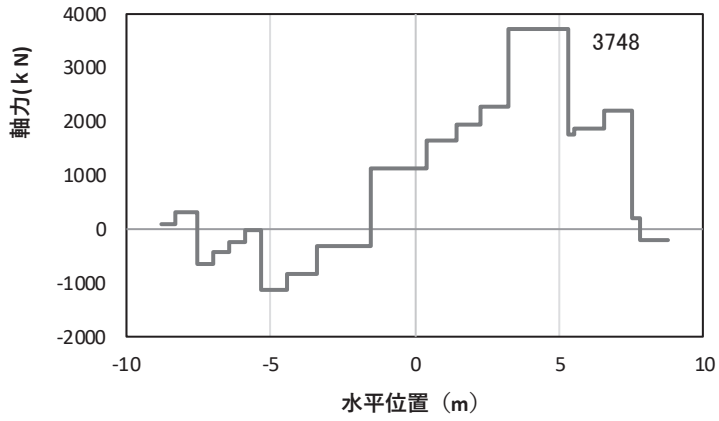
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

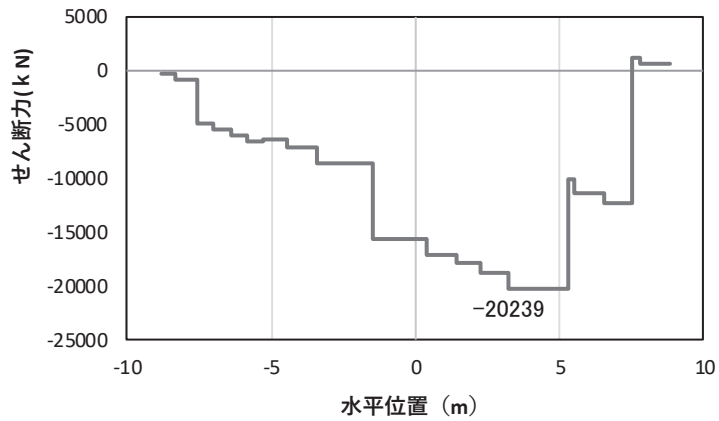
図 4-17(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 4, 基礎 2,  $S_s - N_1$  (++) , 桁軸直交方向加振時,  $t = 7.81\text{s}$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



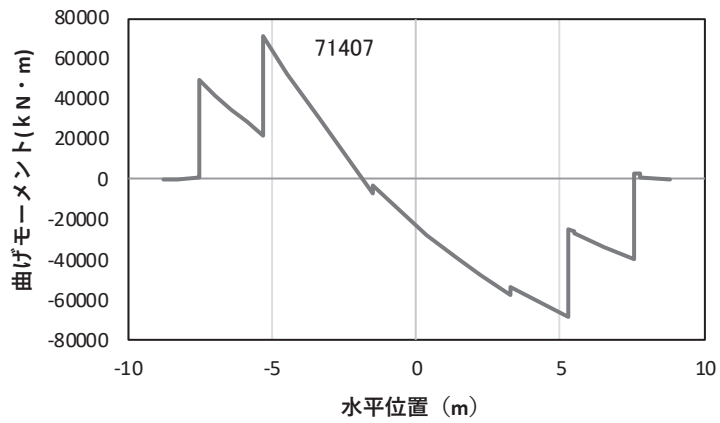
(b) 軸力



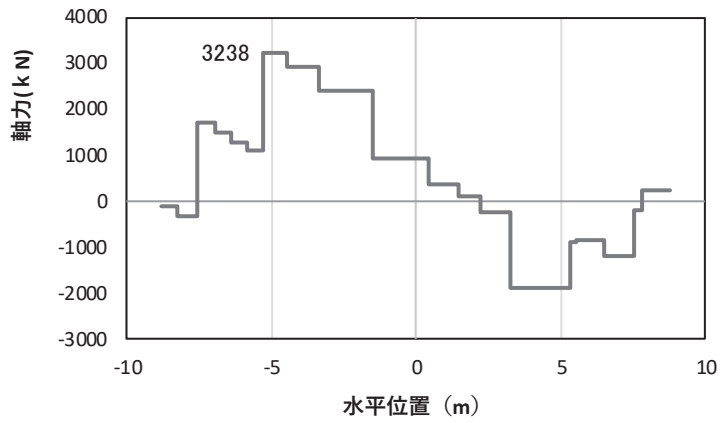
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

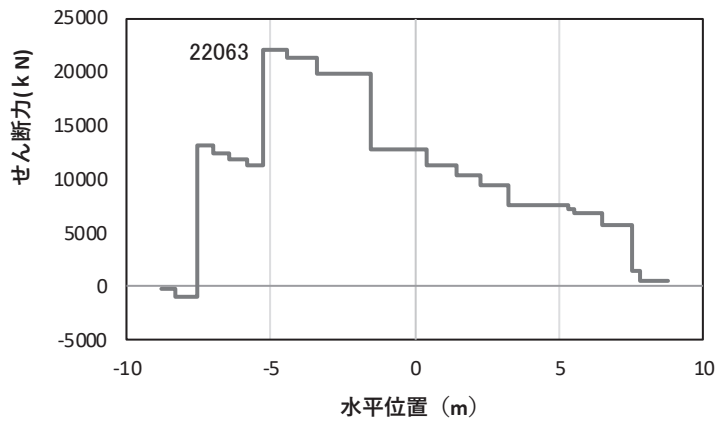
図 4-17(5) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 4, 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s, M z 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

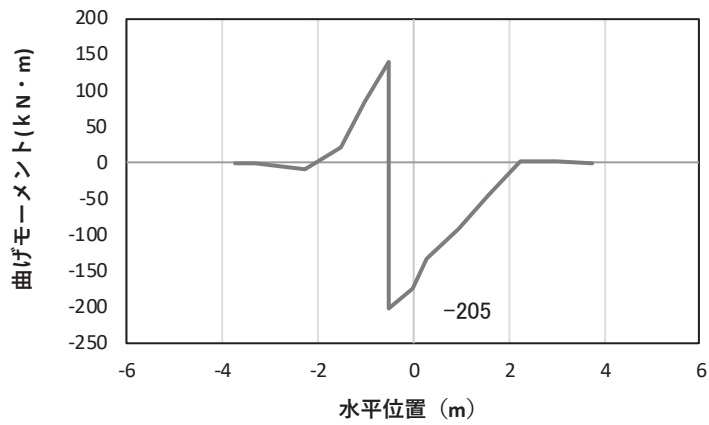


(c) せん断力

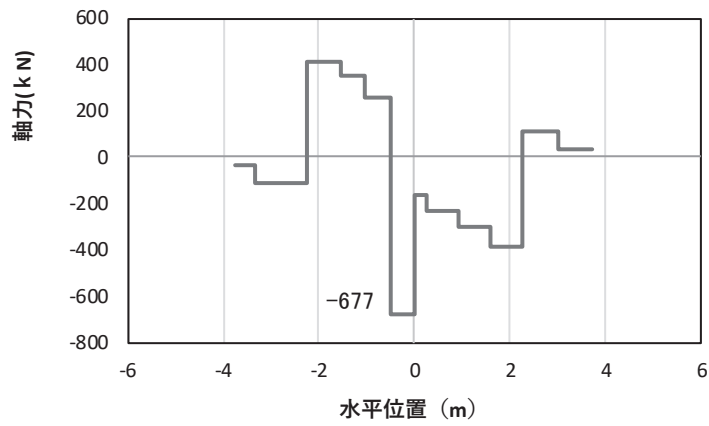
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-17(6) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼桁 4, 基礎 2, S s - N 1 (一+), 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s)

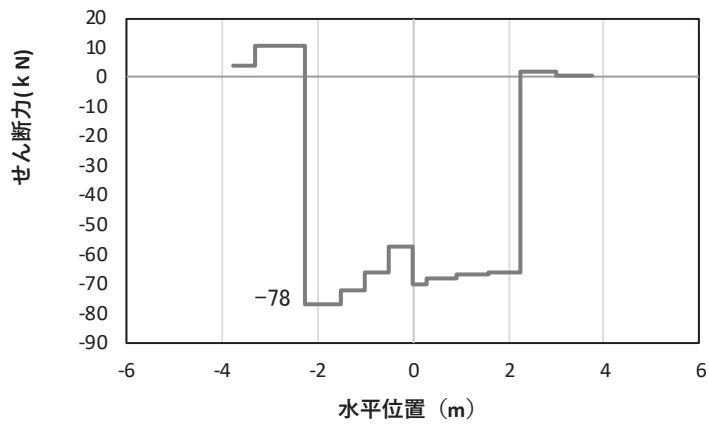
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



(b) 軸力

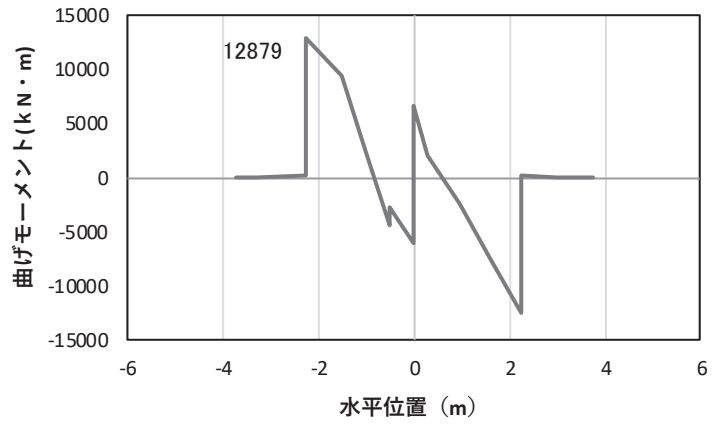


(c) せん断力

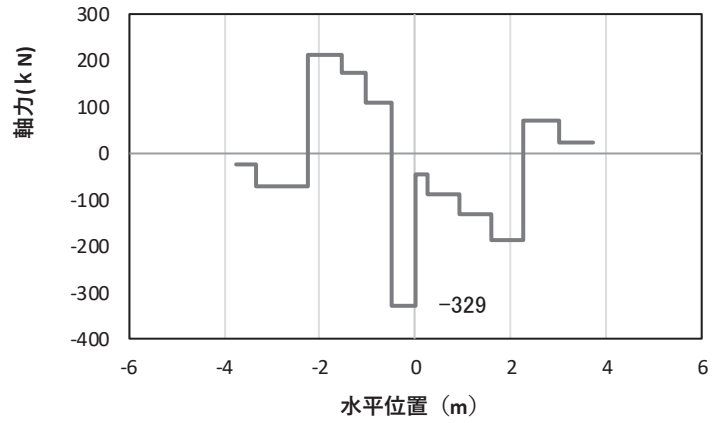
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図4-18(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁5, 基礎2,  $S_s - N1$  (++) , 桁軸直交方向加振時,  $t = 7.62s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース

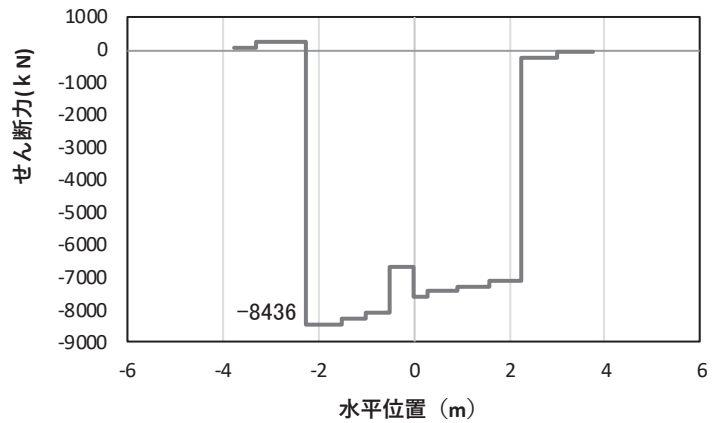




(a) 曲げモーメントZ



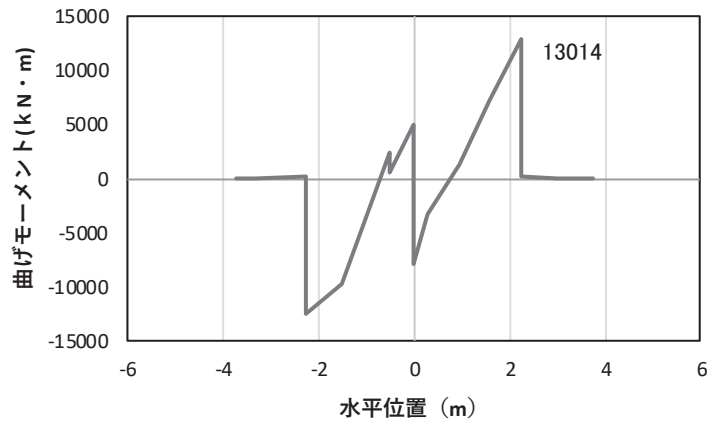
(b) 軸力



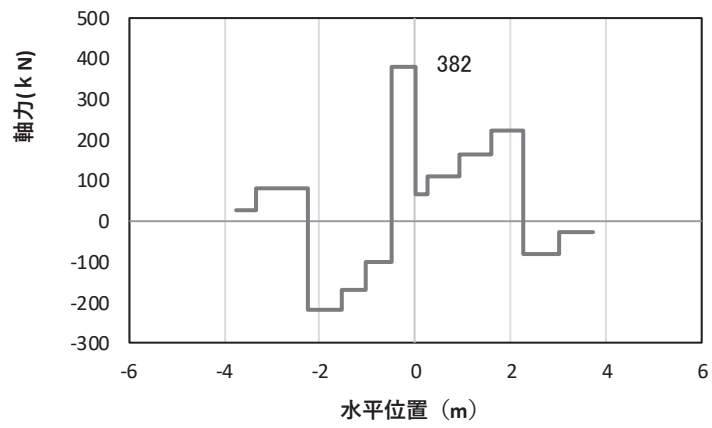
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

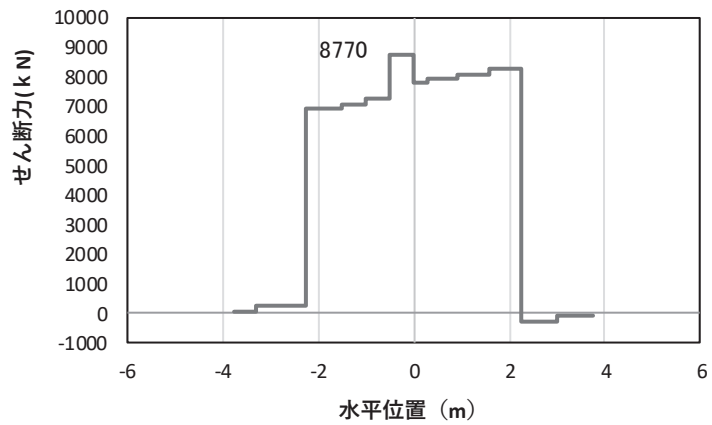
図 4-18(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 5, 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時,  $t = 7.84\text{s}$ ,  $M_z$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



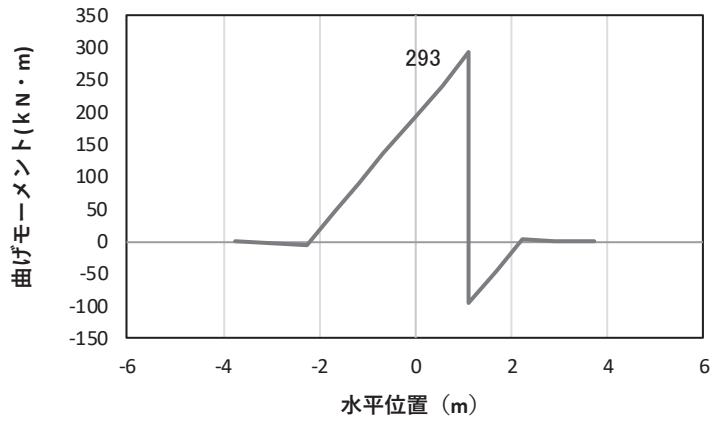
(b) 軸力



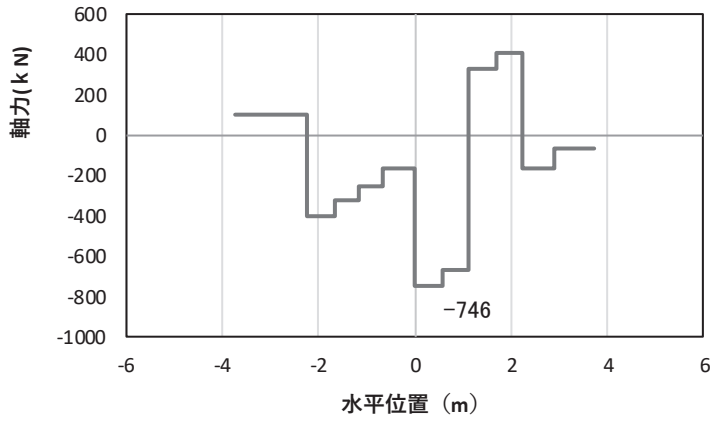
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

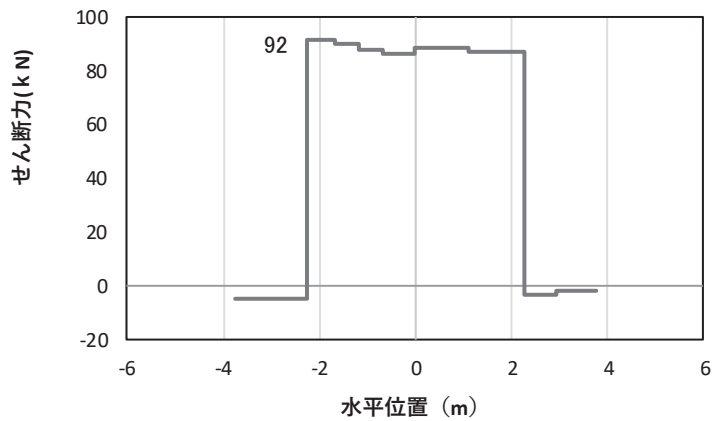
図 4-18(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 5, 基礎 2, S s - N 1 (-+), 桁軸直交方向加振時,  $t = 7.85s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



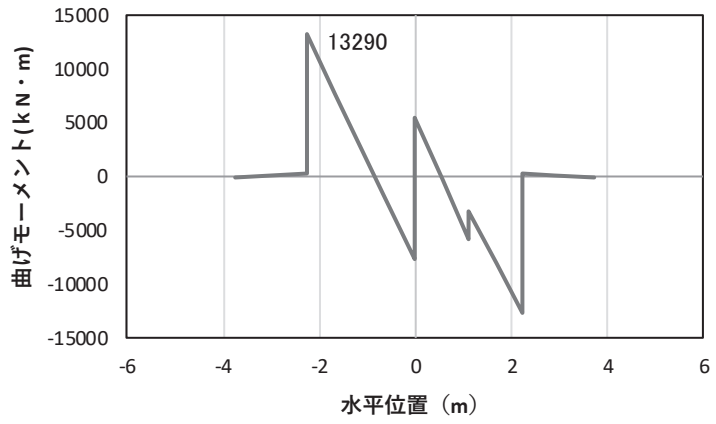
(b) 軸力



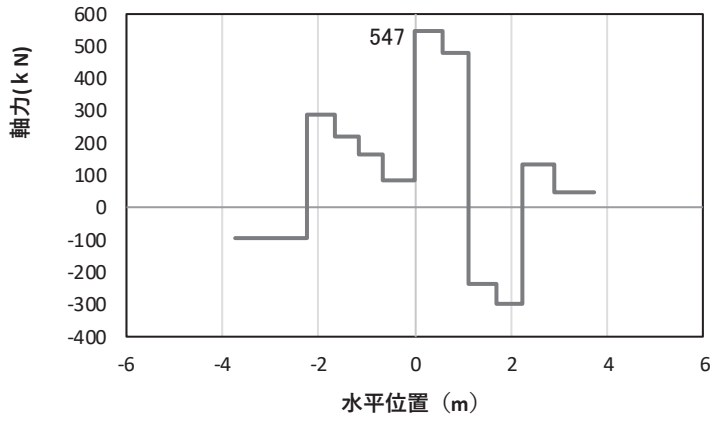
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

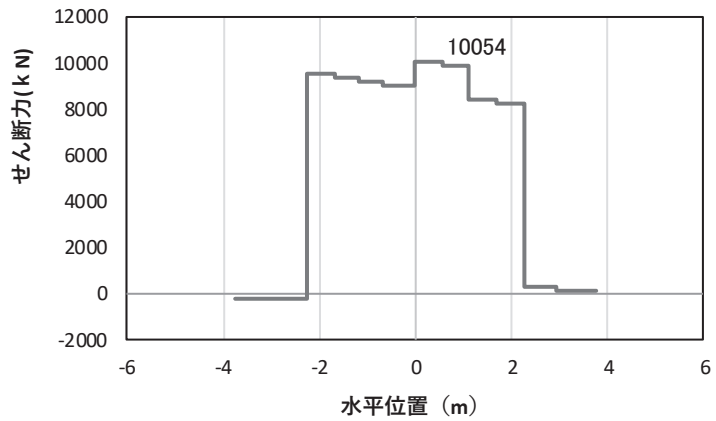
図 4-19(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 6, 基礎 1, S s - N 1 (一+), 桁軸直交方向加振時,  $t = 7.53s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



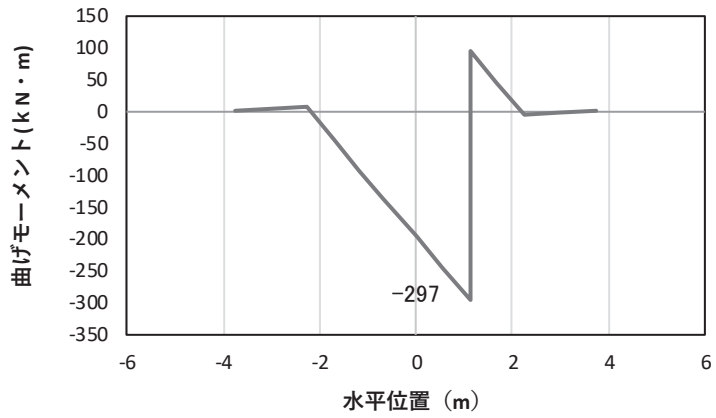
(b) 軸力



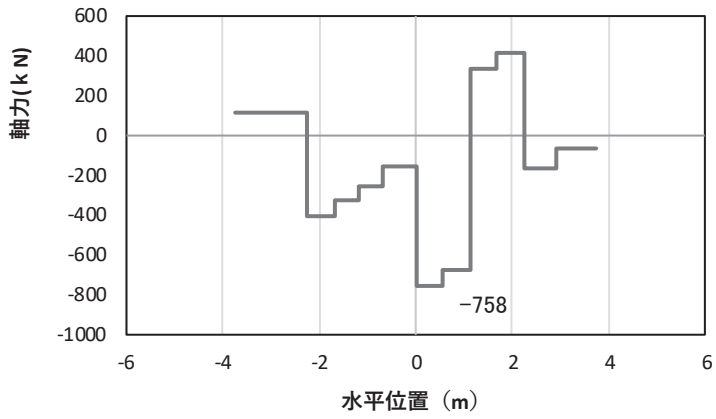
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

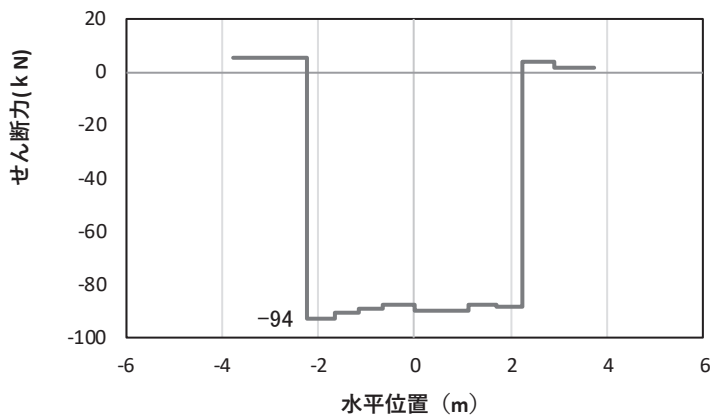
図 4-19(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 6, 基礎 1, S s - N 1 ( - + ) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s, M z 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $\gamma$



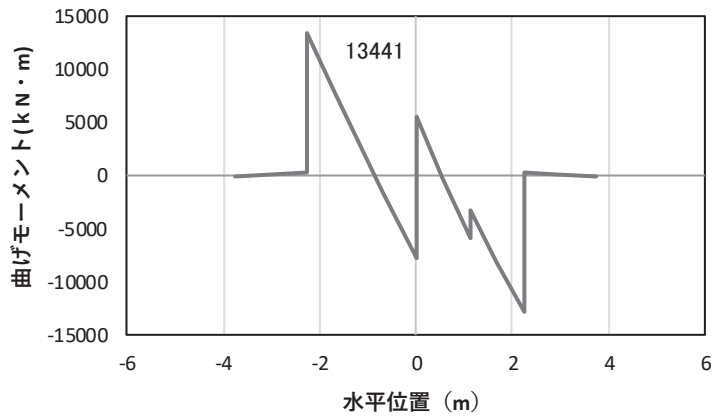
(b) 軸力



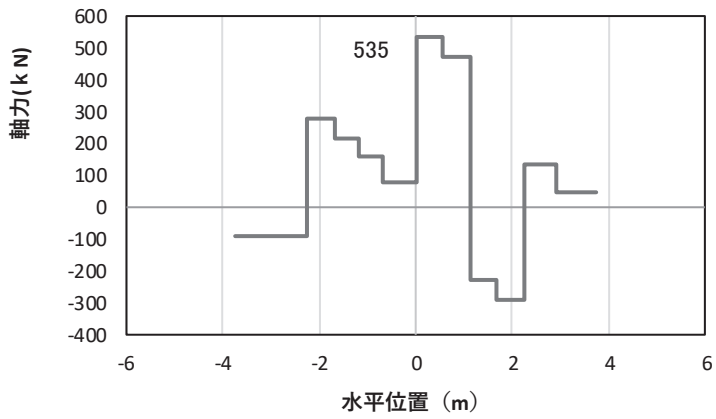
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

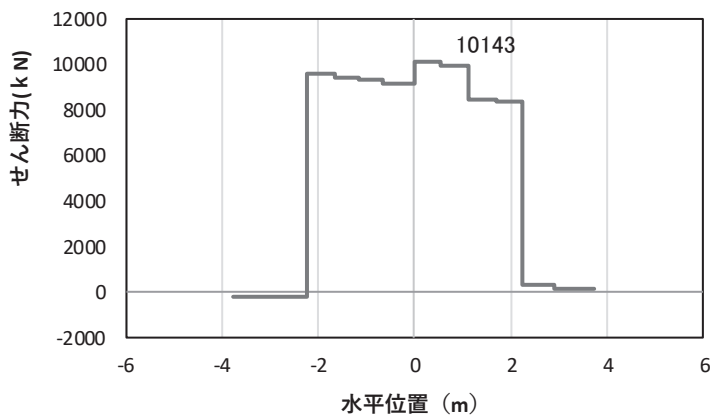
図 4-19(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 6, 基礎 2,  $S_s - N 1$  (一十), 桁軸直交方向加振時,  $t = 7.53s$ ,  $M_y$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



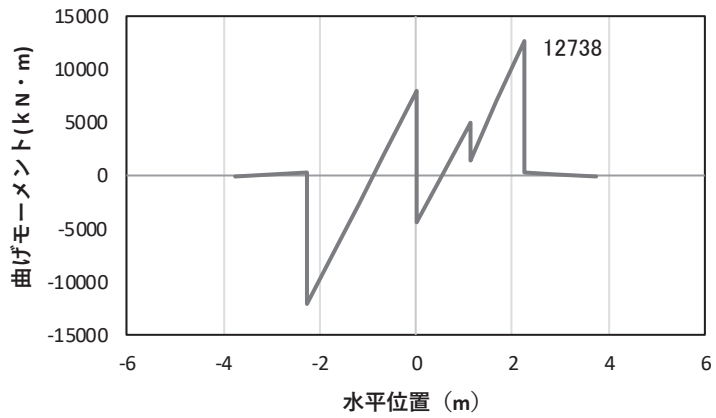
(b) 軸力



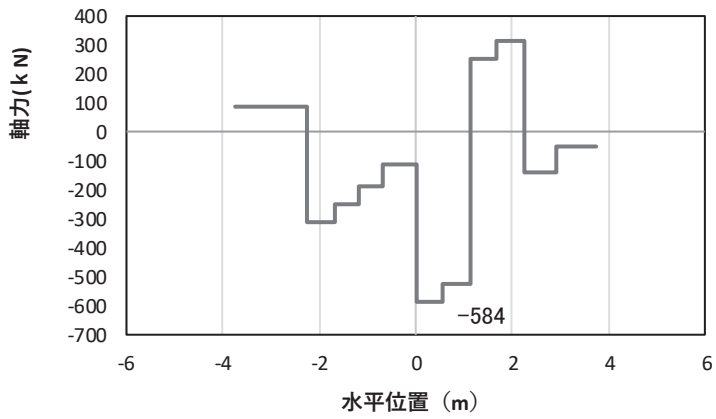
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

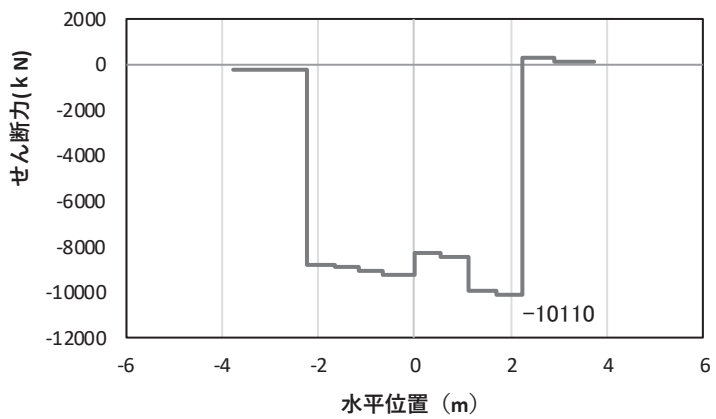
図 4-19(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼桁 6, 基礎 2, S<sub>s</sub>-N 1 (一十), 桁軸直交方向加振時,  $t = 7.88\text{s}$ ,  $M_z$  最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-19(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼桁6, 基礎1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s)

解析ケース①: 基本ケース

表 4-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（コンクリート）

部材	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	M <sub>y</sub> : -10520 M <sub>z</sub> : 6363	1235	5.6	24	0.24
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	桁軸	①	M <sub>y</sub> : 27968 M <sub>z</sub> : -34452	10259	13.5	24	0.57
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	M <sub>y</sub> : 197 M <sub>z</sub> : 12791	598	4.6	24	0.20
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	M <sub>y</sub> : 275 M <sub>z</sub> : 9752	1670	3.8	24	0.16
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	M <sub>y</sub> : 1051 M <sub>z</sub> : 26064	1317	4.9	24	0.21
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	M <sub>y</sub> : 4374 M <sub>z</sub> : 73479	3890	6.2	24	0.26
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	M <sub>y</sub> : 205 M <sub>z</sub> : 12879	579	4.2	24	0.18
鋼桁 6 (基礎 1)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	M <sub>y</sub> : 293 M <sub>z</sub> : 13290	593	4.4	24	0.19

注記\*：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最大値を抽出した上で、曲げモーメントは保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。



表 4-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鉄筋）

部材	地震動	加振方向	解析ケース	配筋	発生断面力*		引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
					曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	D41@150	M <sub>y</sub> : -10520 M <sub>z</sub> : 6363	-6	154	435	0.36
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	桁軸	①	D51@150 2 段	M <sub>y</sub> : 27968 M <sub>z</sub> : -34452	-206	280	435	0.65
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D38@150	M <sub>y</sub> : 197 M <sub>z</sub> : 12791	-816	203	435	0.47
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D38@150	M <sub>y</sub> : 275 M <sub>z</sub> : 9752	-1555	166	435	0.39
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D41@150	M <sub>y</sub> : 1051 M <sub>z</sub> : 26064	-1458	212	435	0.49
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D51@150	M <sub>y</sub> : 4374 M <sub>z</sub> : 73479	-1991	234	435	0.54
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D38@150	M <sub>y</sub> : 205 M <sub>z</sub> : 12879	-677	174	435	0.40
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D38@150	M <sub>y</sub> : 297 M <sub>z</sub> : 13441	-758	183	435	0.43

注記\*：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントは保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 4-9 せん断破壊に対する照査値

部材	地震動	加振方向	解析ケース	せん断補強筋	発生断面力	照査用せん断力* (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
					せん断力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S s - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	D29@300	4794	5034	16998	0.30
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	桁軸	①	D29@300	11052	11605	18023	0.65
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D25@300	9315	9781	19739	0.50
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D32@300	5557	5835	17678	0.34
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D19@300	19306	20272	33039	0.62
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D19@300	22063	23167	71574	0.33
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D32@300	8770	9209	18504	0.50
鋼桁 6 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D32@300	10110	10616	23700	0.45

注記\* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

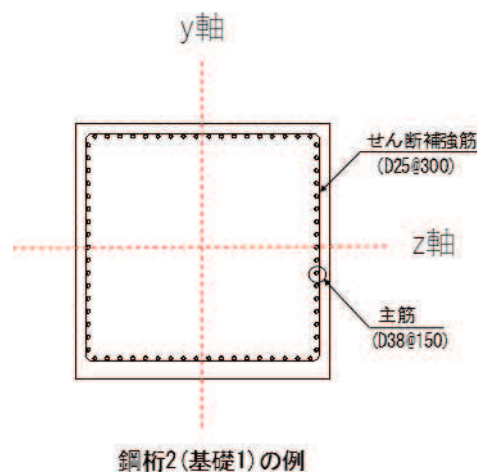


図 4-20 フーチング配筋概要図 (鋼桁 2 の例)

#### 4.5 鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭

##### 4.5.1 鋼桁 1

断面計算に用いた断面諸元を表 4-10 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 4-21 に、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 4-11～表 4-15 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 4-22 に示す。

この結果から、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-10(1) 鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼桁 1 (基礎 1)	φ 1500	SM570 (t = 22mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. +7. 1m	22	0. 974×10 <sup>5</sup>	0. 355×10 <sup>8</sup>
		SKK490 (t = 22mm)	(中杭) O. P. +7. 1m～ O. P. +4. 6m	22	0. 974×10 <sup>5</sup>	0. 355×10 <sup>8</sup>
		SKK490 (t = 16mm)	(下杭) O. P. +4. 6m～ O. P. -14. 965m	16	0. 699×10 <sup>5</sup>	0. 256×10 <sup>8</sup>
鋼桁 1 (基礎 2)	φ 1700	場所打ち コンクリート杭 (鋼管杭巻立)	(上杭) O. P. +10. 3m～ O. P. +1. 9m	25 (鋼管杭)	1. 264×10 <sup>5</sup>	0. 521×10 <sup>8</sup>
	φ 2000	場所打ち コンクリート杭	(下杭) O. P. +1. 9m～ O. P. -15. 408m	-	3. 142×10 <sup>6</sup>	9. 251×10 <sup>8</sup>

注記\*：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）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 4-10(2) 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 1 (基礎 1)	1500	1900	50	SD490	D51	28 (24-4)	640, 440
鋼桁 1 (基礎 2)	1700	2100	50	SD490	D51	38 (24-14)	740, 470

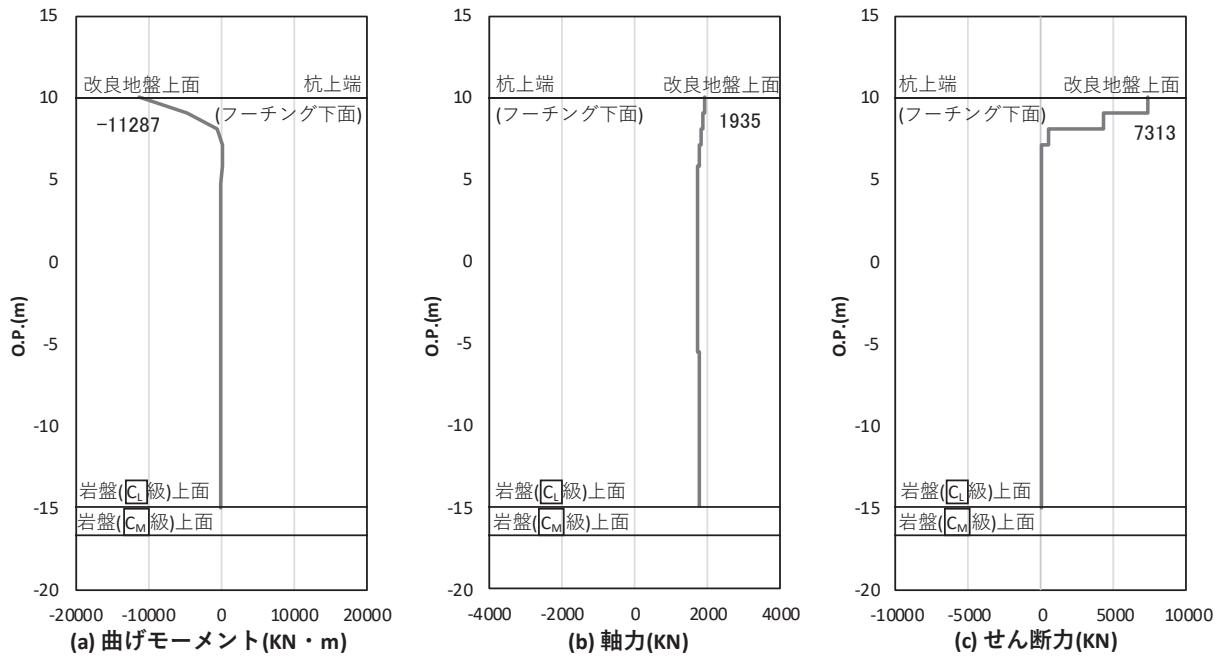


図 4-21(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 1: 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 24.00s)  
 解析ケース①: 基本ケース

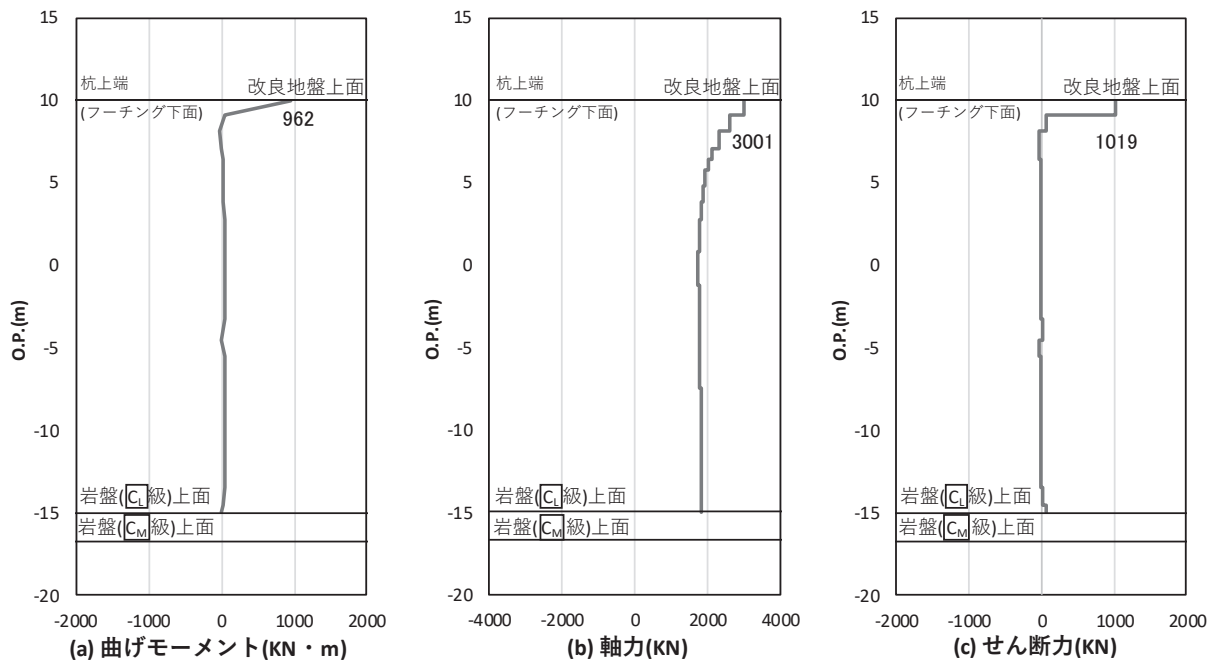


図 4-21(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 1: 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.50s)  
 解析ケース①: 基本ケース

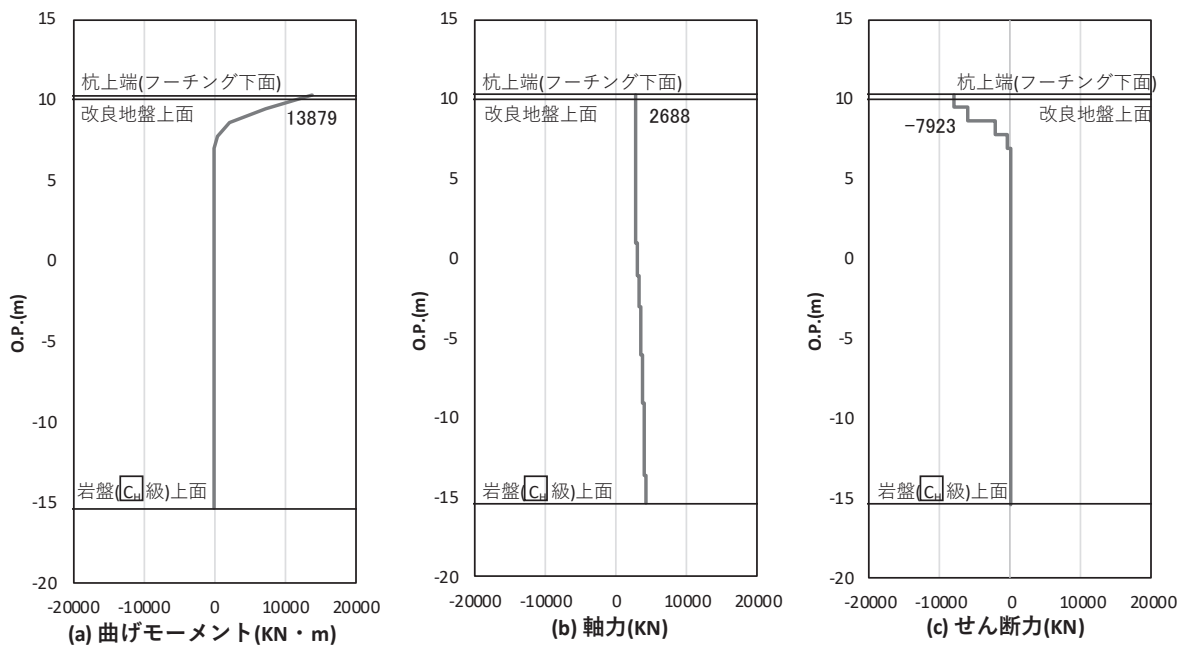


図 4-21(3) 場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 (—), 桁軸方向加振時, t = 29.99s)  
 解析ケース① : 基本ケース

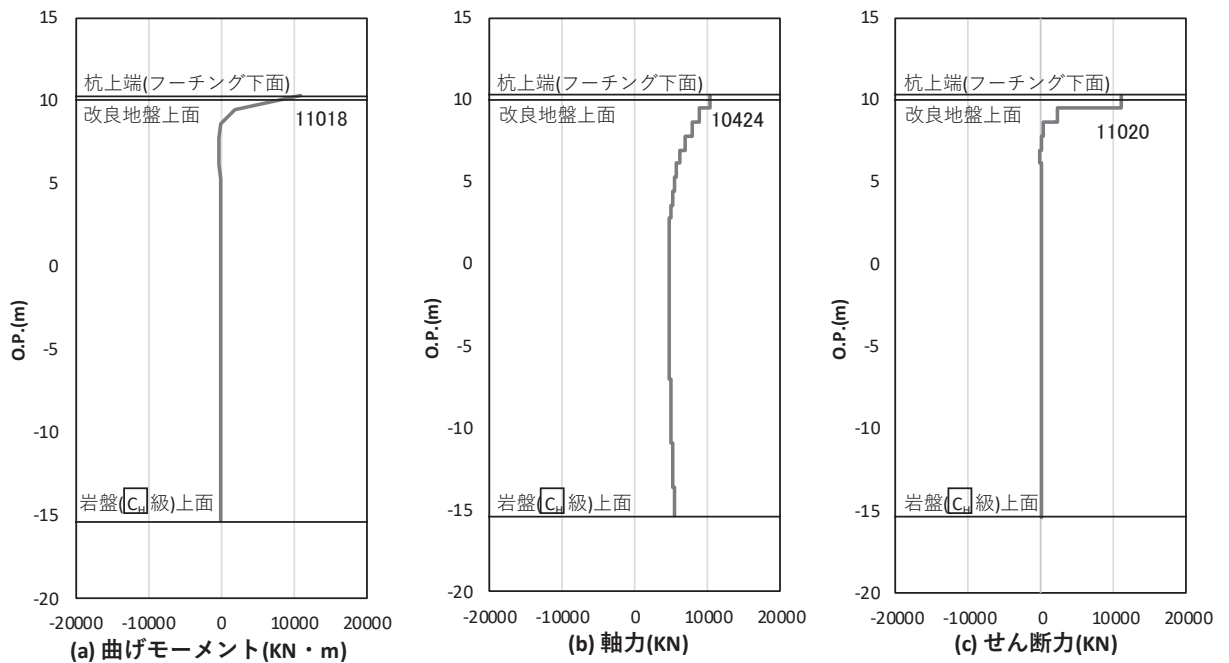


図 4-21(4) 場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力  
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 1 (+), 桁軸直交方向加振時, t = 35.28s)  
 解析ケース① : 基本ケース

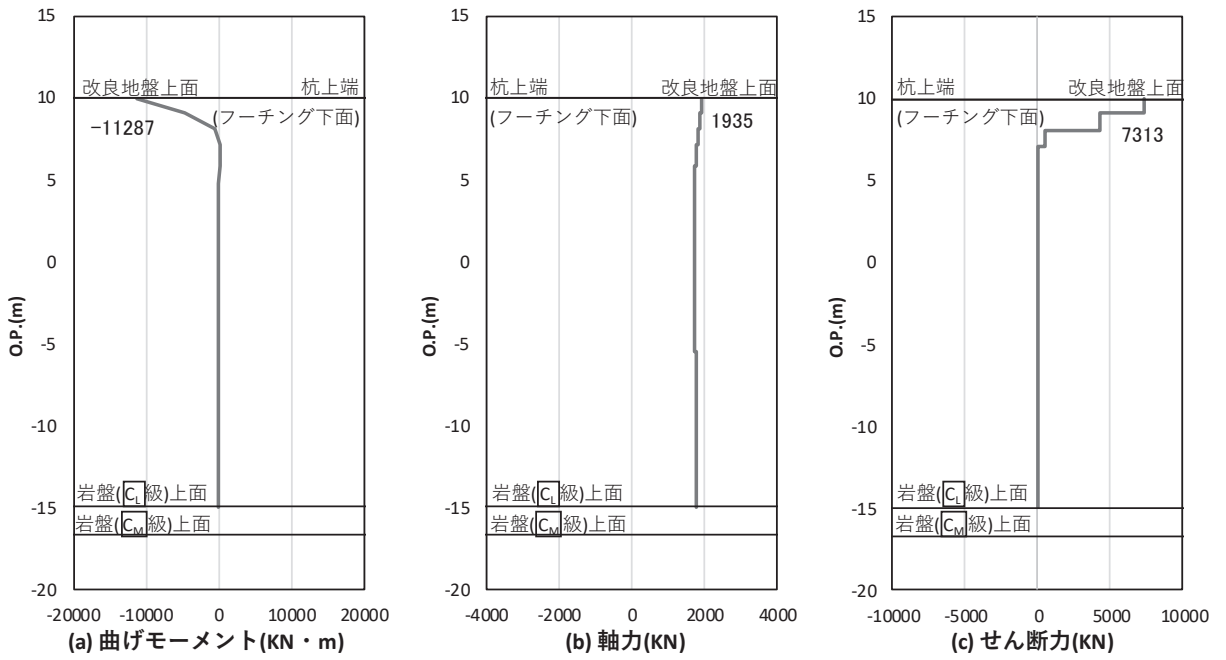


図 4-21(5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 1: 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 24.00s)  
 解析ケース①: 基本ケース

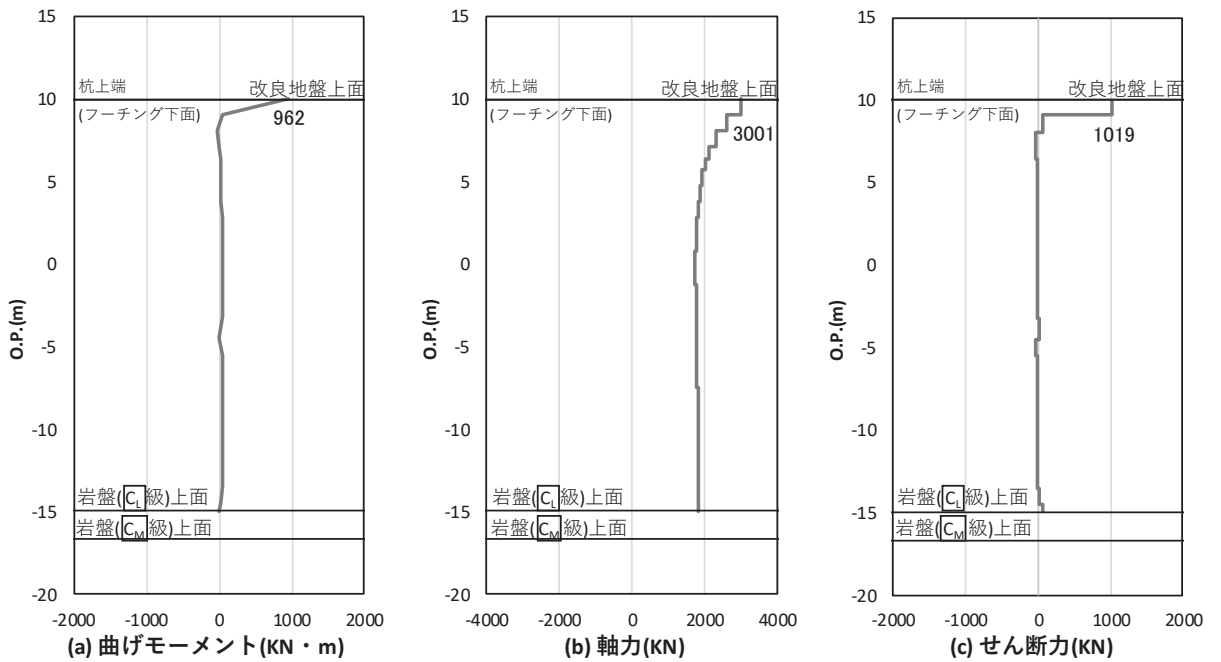


図 4-21(6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 1: 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.50s)  
 解析ケース①: 基本ケース

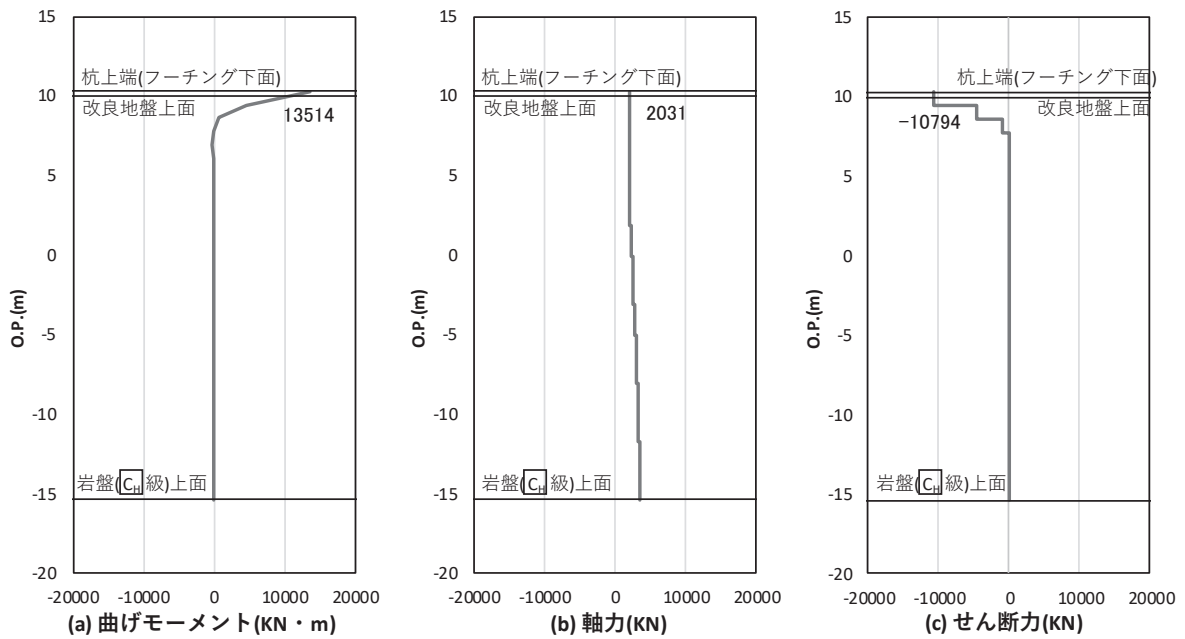


図 4-21(7) 場所打ちコンクリート杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 1: 基礎 2, S s - D 2 (—), 桁軸方向加振時,  $t = 29.99s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース

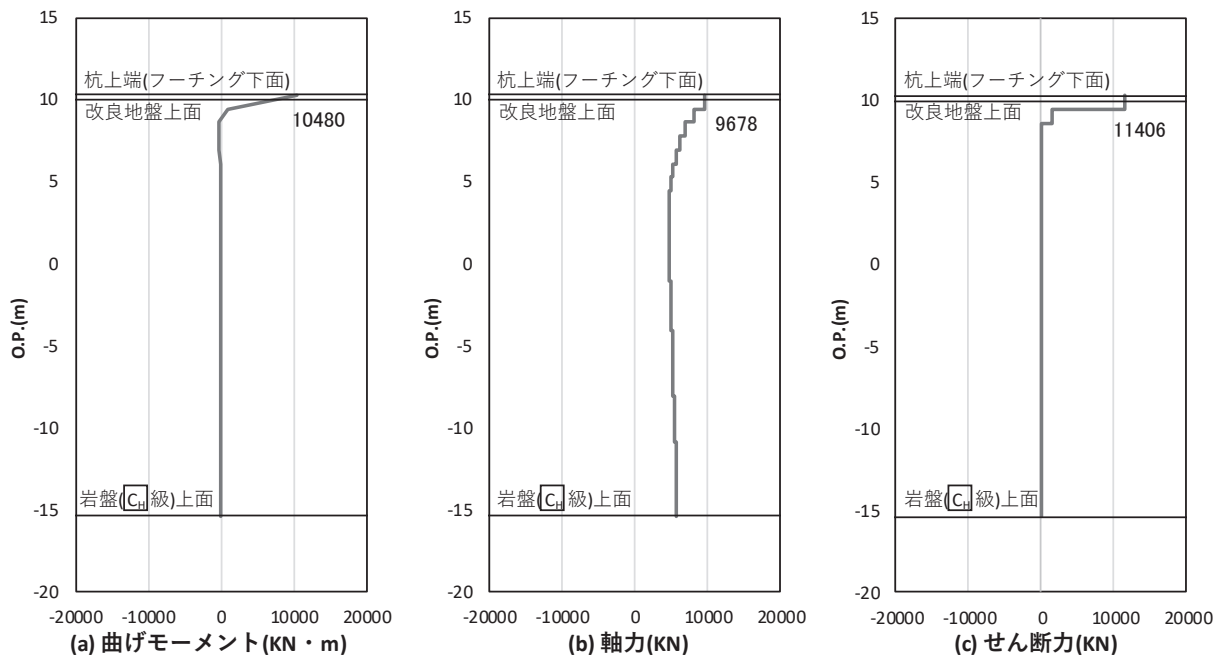


図 4-21(8) 場所打ちコンクリート杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 1: 基礎 2, S s - D 1 (+-), 桁軸直交方向加振時,  $t = 35.27s$ )  
 解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース

表 4-11 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
基礎 1-2 (上杭)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	11287	1935	15264	0.74
基礎 1-4 (上杭)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	962	3001	14876	0.07

表 4-12 場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
基礎 2-4 (上杭)	S s - D 2 (--)	桁軸	①	13879	-2791	26148	0.54
基礎 2-3 (上杭)	S s - D 1 (+-)	桁軸 直交	①	11018	-2356	26316	0.42

注記\*：曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントは保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 4-13 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				せん断力 (kN)			
基礎 1-2 (上杭)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	7313	151	260	0.59
基礎 1-4 (上杭)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	1019	21	260	0.09

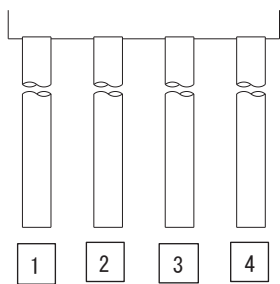


表 4-14 場所打ちコンクリート杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断耐力 (kN)	照査値
				せん断力 (kN)		
基礎 2-1 (上杭)	S s - D 2 (--)	桁軸	①	10794	17125	0.64
基礎 2-3 (上杭)	S s - D 1 (+-)	桁軸 直交	②	11406	17125	0.67

表 4-15 杭頭部の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 1）

断面	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)		
基礎 1-2	S s - D 2 (++)	桁軸	②	11290	12928	0.88
基礎 1-4	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	962	12928	0.08
基礎 2-4	S s - D 2 (--)	桁軸	①	13879	18037	0.77
基礎 2-3	S s - D 1 (+-)	桁軸 直交	①	11018	18037	0.62



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

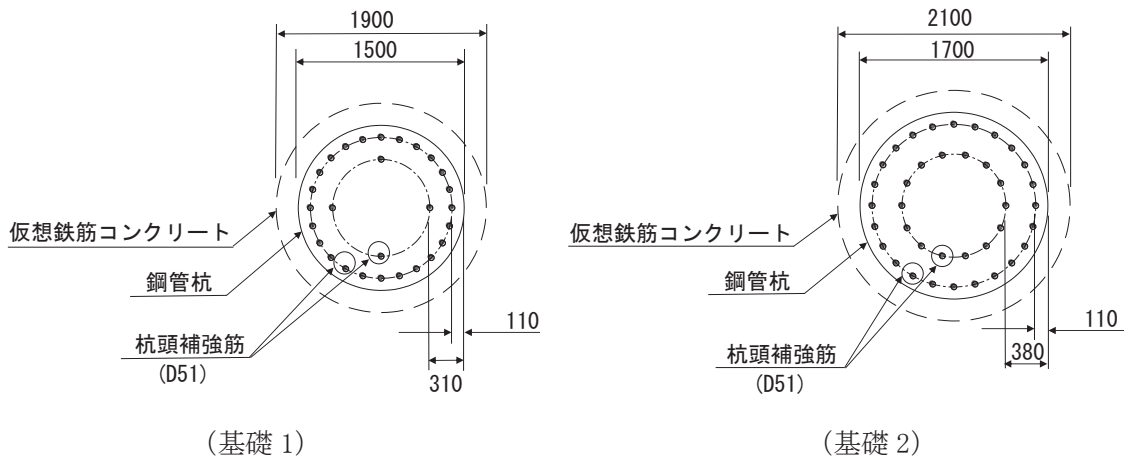


図 4-22 杭頭配筋概要図 (鋼桁 1)

#### 4.5.2 鋼桁 2

断面計算に用いた断面諸元を表 4-16 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 4-23 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 4-17～表 4-19 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 4-24 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-16(1) 鋼管杭断面諸元

断面	杭種	設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )	
鋼桁 2	φ 1500	SM570 ( t = 24mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. +2. 411m	23	1. 066×10 <sup>5</sup>	0. 387×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t = 30mm)	(中杭①) O. P. +2. 411m～ O. P. +0. 411m	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	4. 822×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t = 37mm)	(中杭②) O. P. +0. 411m～ O. P. -5. 589m	36	1. 654×10 <sup>5</sup>	5. 901×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t = 30mm)	(下杭) O. P. -5. 589m～ O. P. -9. 703m	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	4. 822×10 <sup>8</sup>

注記\*：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）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 4-16(2) 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	杭頭補強筋				
			コンクリート 設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 2	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640, 440

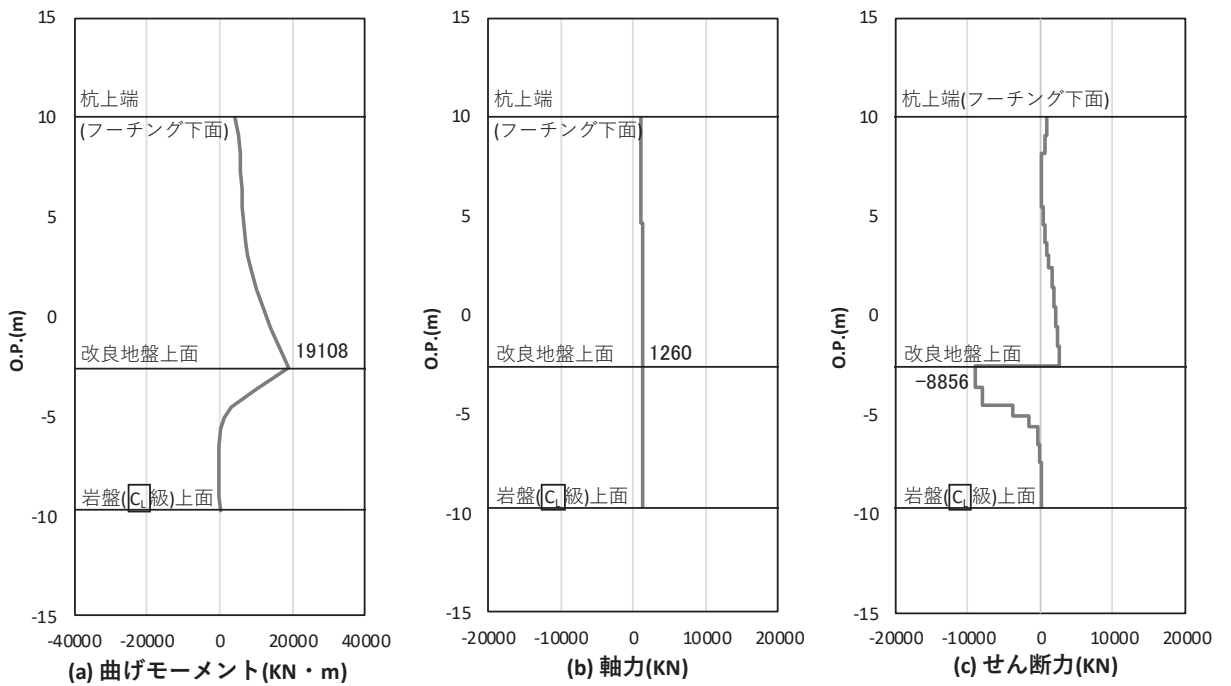


図 4-23(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼桁 2 : 基礎 2, S s - N 1 ( - + ) , 桁軸方向加振時, t = 7.82s)  
解析ケース① : 基本ケース

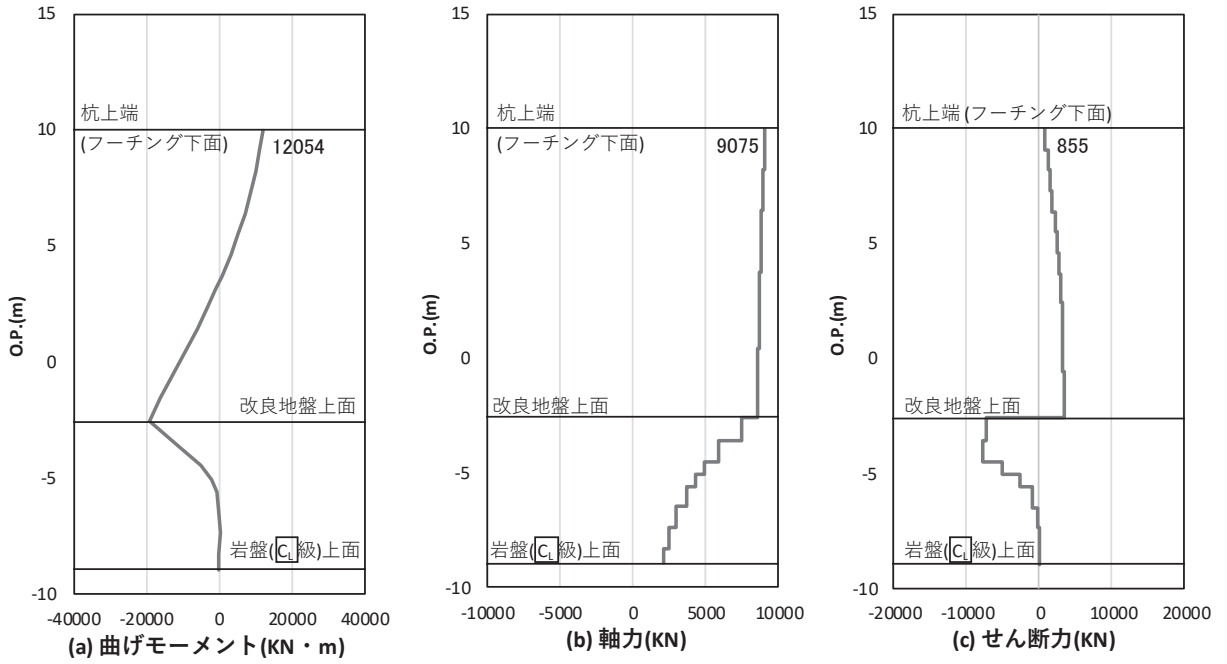


図 4-23(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 ( - + ), 桁軸直交方向加振時, t = 7. 83s)  
 解析ケース① : 基本ケース

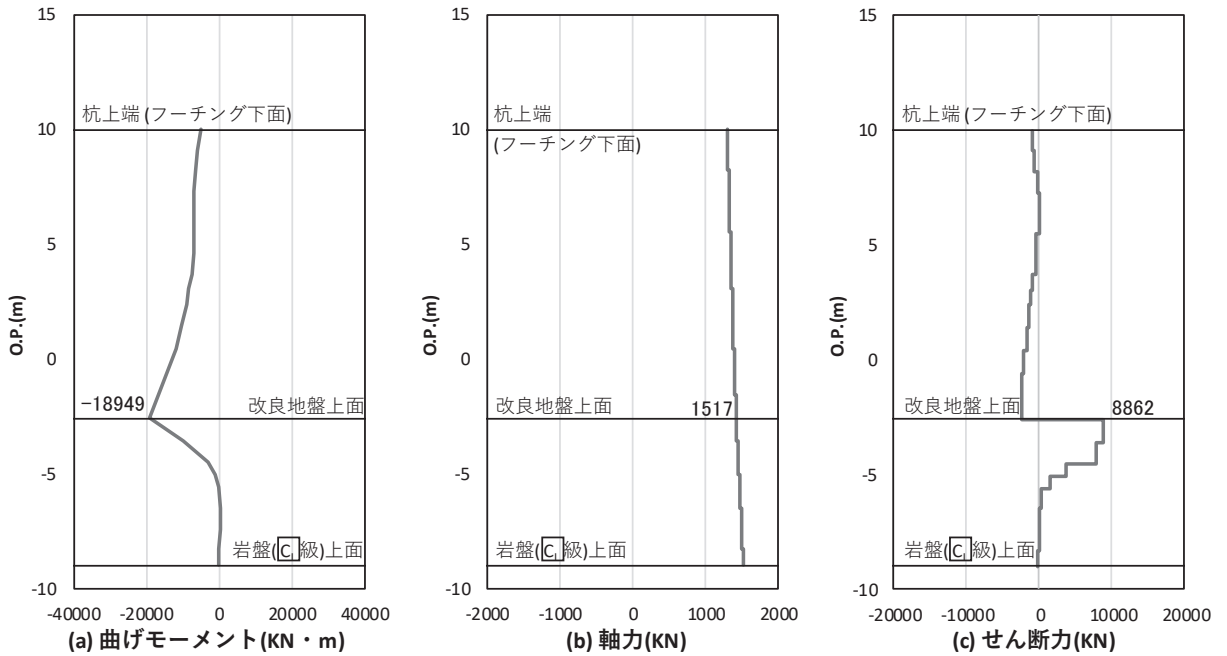


図 4-23(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 ( + + ), 桁軸方向加振時 t = 7. 82s)  
 解析ケース① : 基本ケース

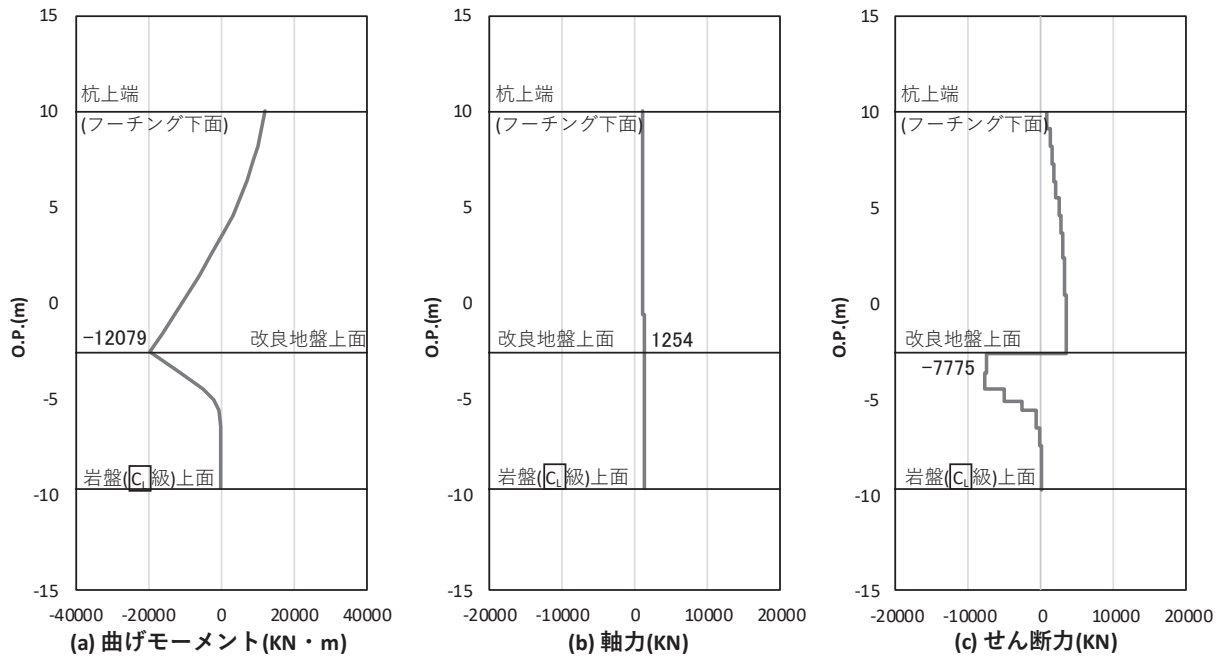


図 4-23(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 2 : 基礎 2, S s - N 1 (-+), 桁軸直交方向加振時, t=7.82s)  
 解析ケース① : 基本ケース

表 4-17 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値 (鋼桁 2)

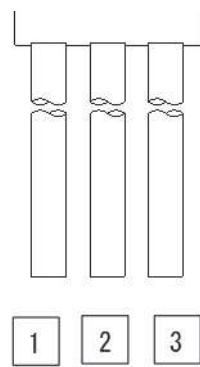
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
基礎 2-3 (中杭②)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	19108	1260	26105	0.74
基礎 1-1 (上杭)	S s - N 1 (-+)	桁軸直交	①	12054	9075	14121	0.86

表 4-18 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値 (鋼桁 2)

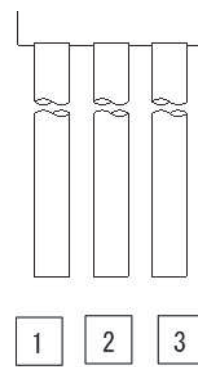
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				せん断力 (kN)			
基礎 1-3 (中杭②)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	8862	108	260	0.42
基礎 2-2 (中杭②)	S s - N 1 (-+)	桁軸直交	①	7775	95	260	0.37

表 4-19 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値 (鋼桁 2)

断面	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)		
基礎 1-1	S s - N 1 (++)	桁軸	①	6400	14137	0.46
基礎 1-2	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12118	14137	0.86



(評価位置)  
(基礎 1)



(評価位置)  
(基礎 2)

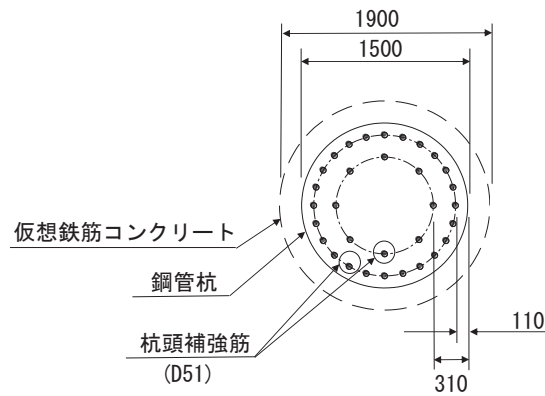


図 4-24 杭頭配筋概要図 (鋼桁 2)

### 4.5.3 鋼桁 3

断面計算に用いた断面諸元を表 4-20 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 4-25 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 4-21～表 4-23 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 4-26 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-20(1) 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼桁 3	φ 1500	SM570	O. P. 10.0m～ O. P. -6.2m	19	0.883×10 <sup>5</sup>	0.322×10 <sup>8</sup>

注記\*：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）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 4-20(2) 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 3	1500	1900	50	SD490	D51	28 (24-4)	640, 440

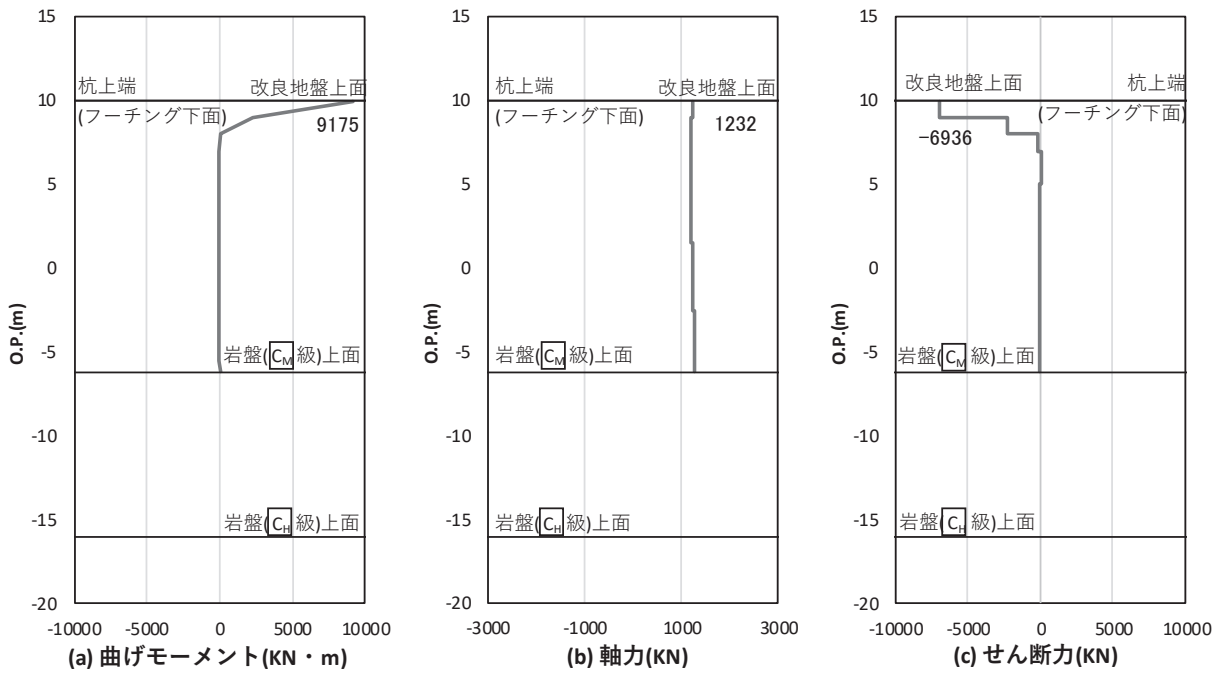


図 4-25(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 23.96s)  
 解析ケース① : 基本ケース

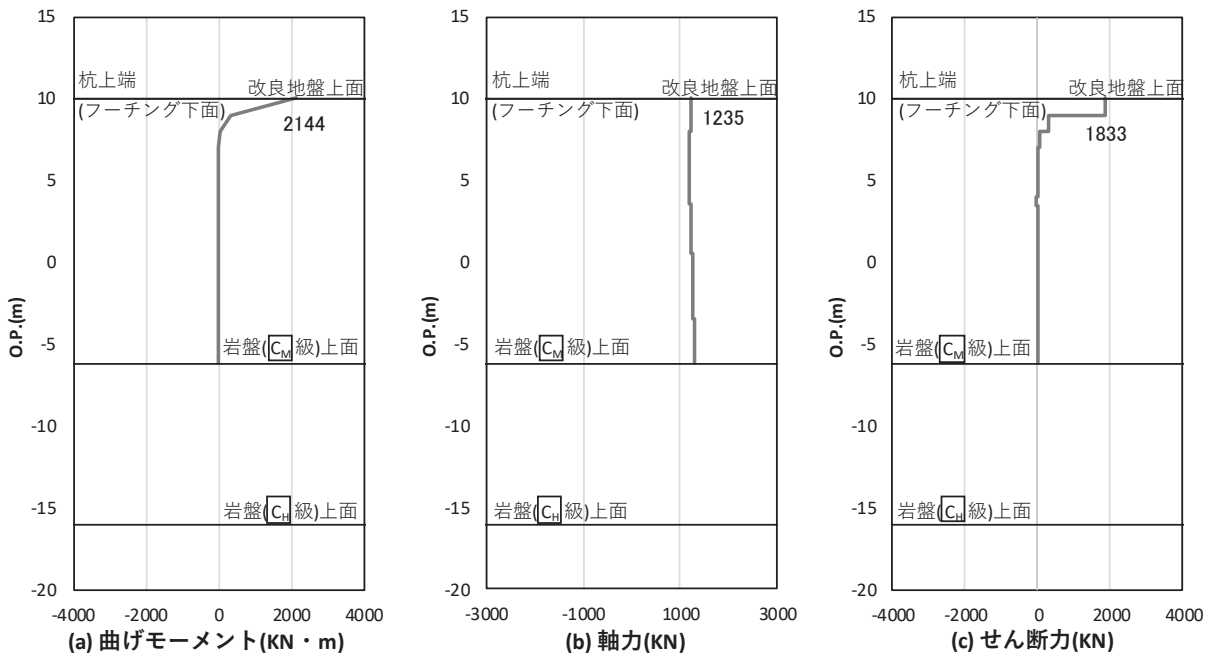


図 4-25(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 17.75s)  
 解析ケース① : 基本ケース



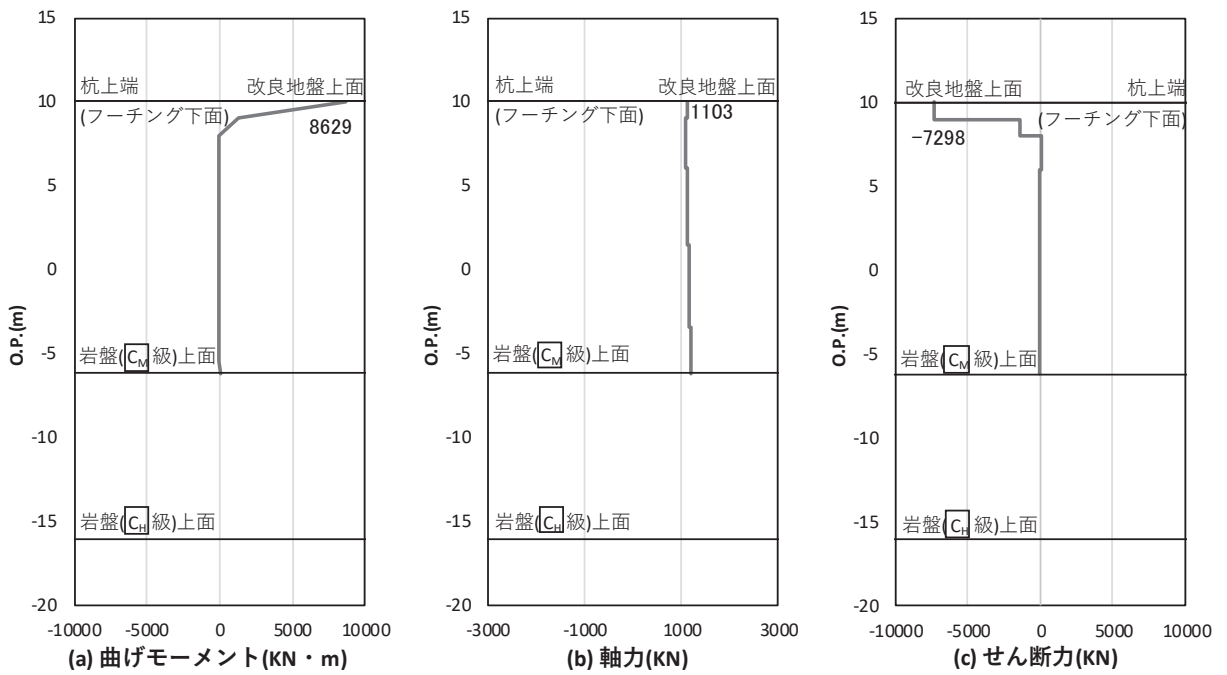


図 4-25 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 (+), 桁軸方向加振時,  $t = 13.40s$ )  
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース

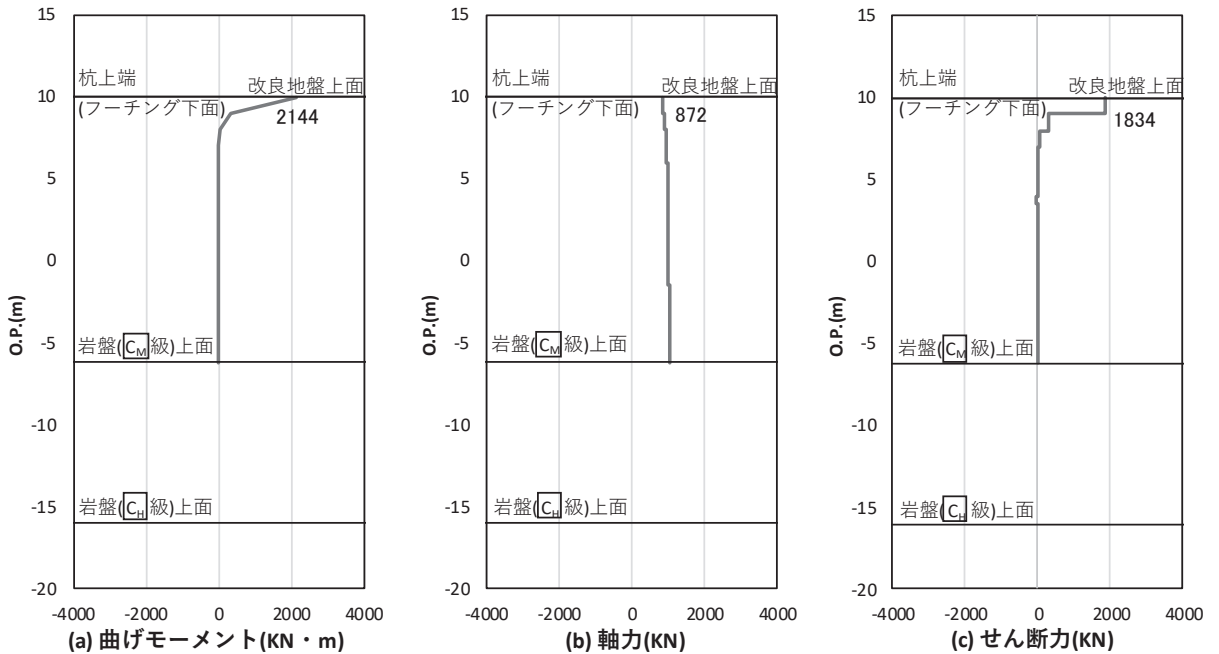


図 4-25 (4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 (+), 桁軸直交方向加振時,  $t = 17.75s$ )  
 解析ケース① : 基本ケース

表 4-21 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 3）

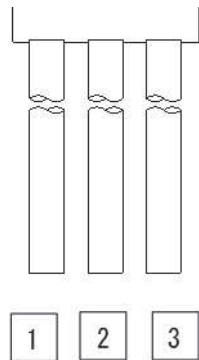
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
基礎 2-2	S s - D 2 (++)	桁軸	①	9175	1232	14053	0.66
基礎 2-2	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	2144	1235	14052	0.16

表 4-22 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 3）

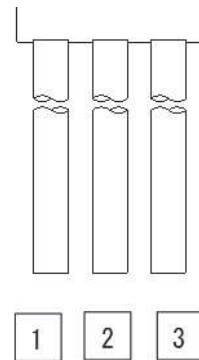
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				せん断力 (kN)			
基礎 2-2	S s - D 2 (+-)	桁軸	②	7298	166	260	0.64
基礎 2-2	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	①	1834	42	260	0.17

表 4-23 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 3）

断面	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)		
基礎 2-2	S s - D 2 (+-)	桁軸	③	11288	12928	0.88
基礎 2-2	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	①	2144	12928	0.17



(評価位置)  
(基礎 1)



(評価位置)  
(基礎 2)

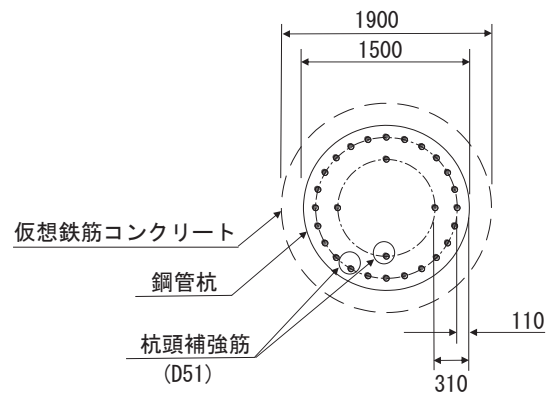


図 4-26 杭頭配筋概要図 (鋼桁 3)

#### 4.5.4 鋼桁 4

断面計算に用いた断面諸元を表 4-24 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 4-27 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 4-25～表 4-27 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 4-28 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-24(1) 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼桁 4 (南側)	φ 1500	SM570	O. P. +9. 3m～ O. P. -14. 552m	22	1. 020×10 <sup>5</sup>	0. 371×10 <sup>8</sup>
鋼桁 4 (北側)	φ 1500	SM570 ( t =20mm)	(上杭) O. P. 9. 3m～ O. P. +6. 3m	19	0. 883×10 <sup>5</sup>	0. 322×10 <sup>8</sup>
		SM570 ( t =15mm)	(下杭) O. P. +6. 3m～ O. P. -18. 2m	14	0. 653×10 <sup>5</sup>	0. 240×10 <sup>8</sup>

注記\*：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）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 4-24(2) 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 4	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640, 440

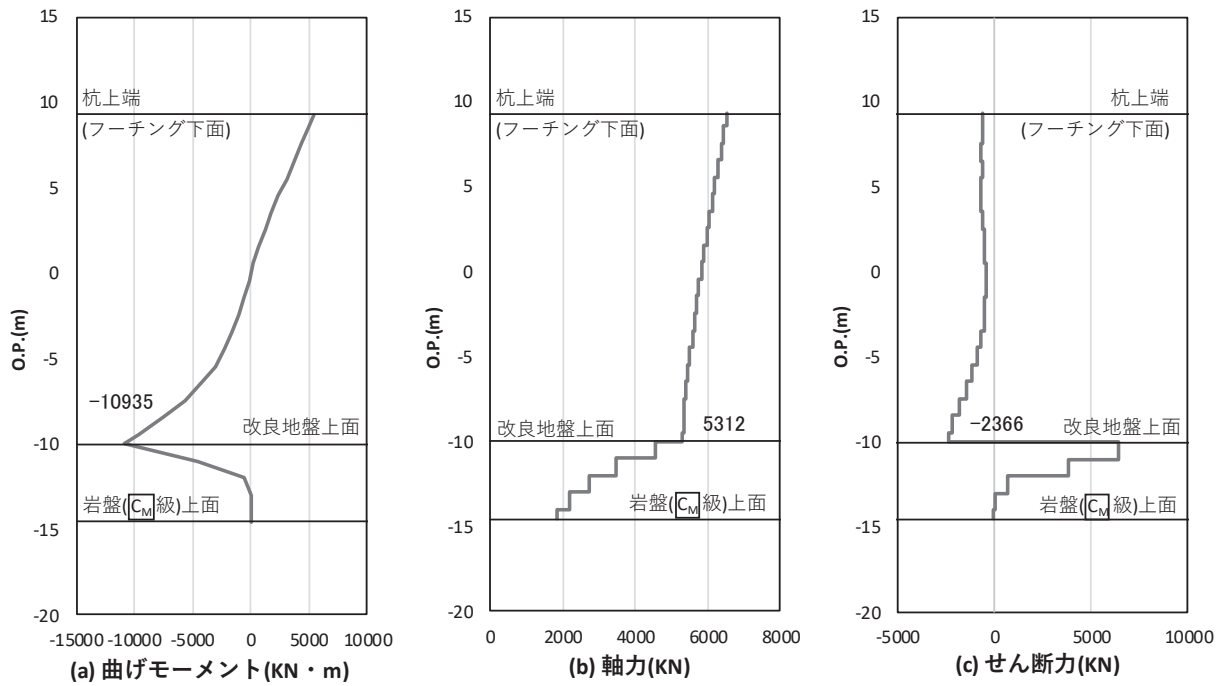


図 4-27(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時,  $t = 7.77s$ )  
 解析ケース① : 基本ケース

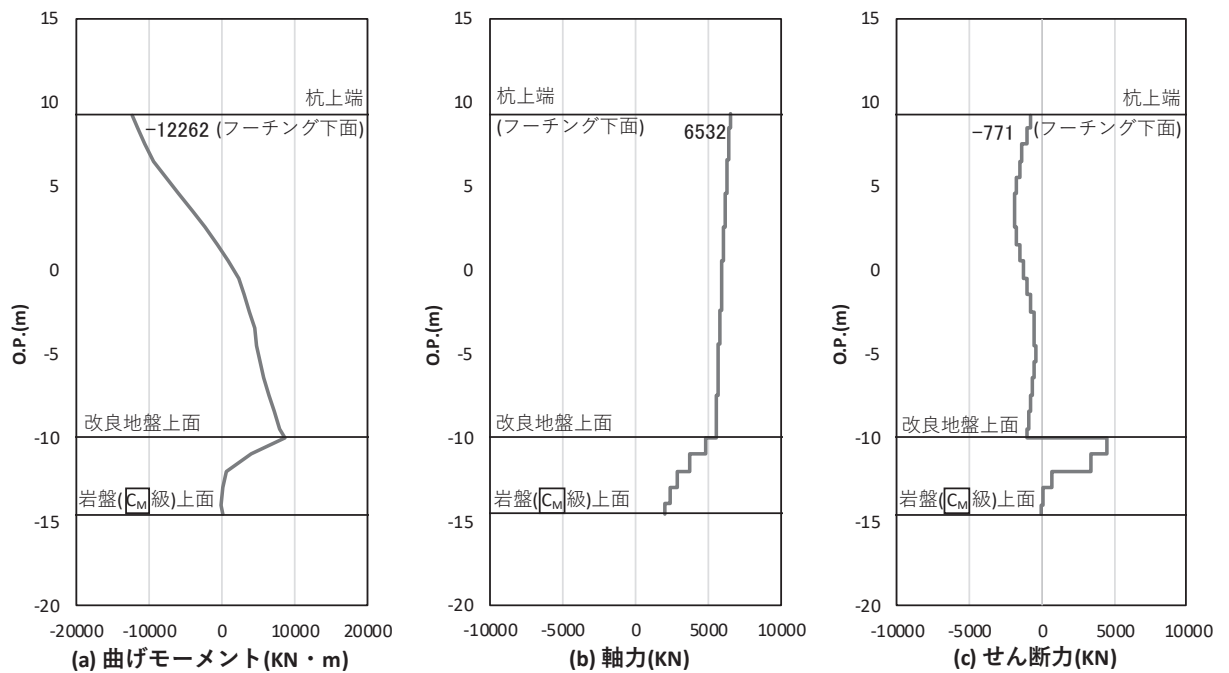


図 4-27(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (-+) , 桁軸直交方向加振時,  $t = 7.87s$ )  
 解析ケース① : 基本ケース

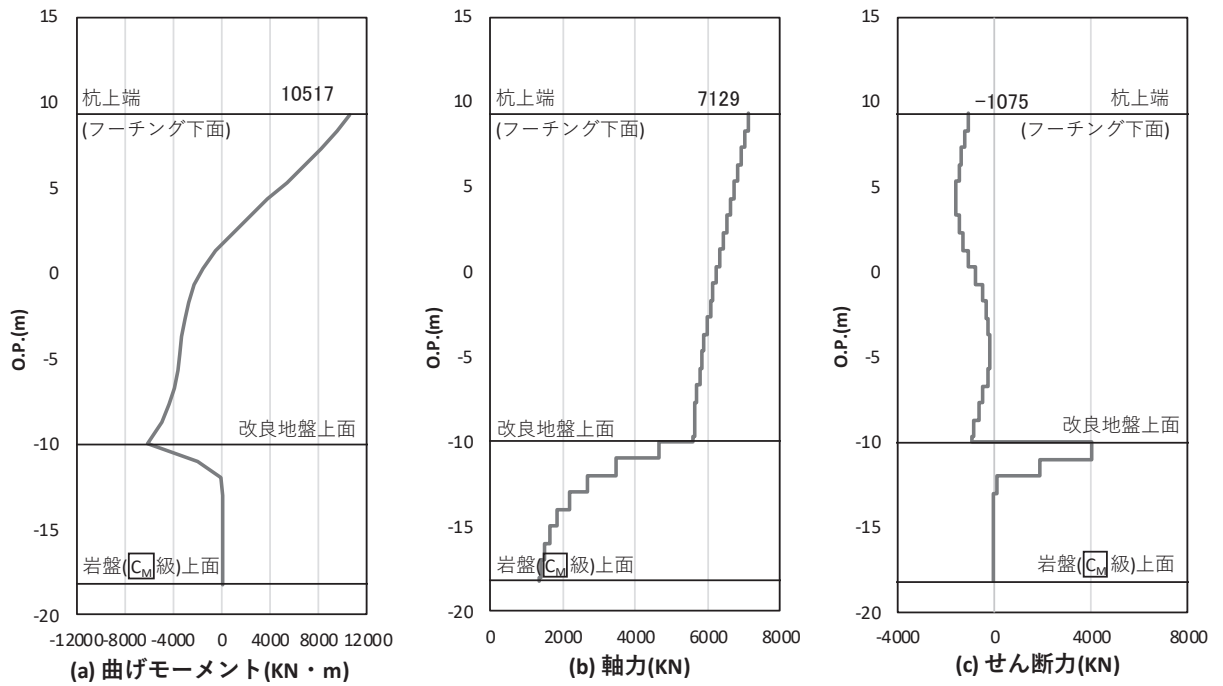


図 4-27(3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.88s)  
 解析ケース① : 基本ケース

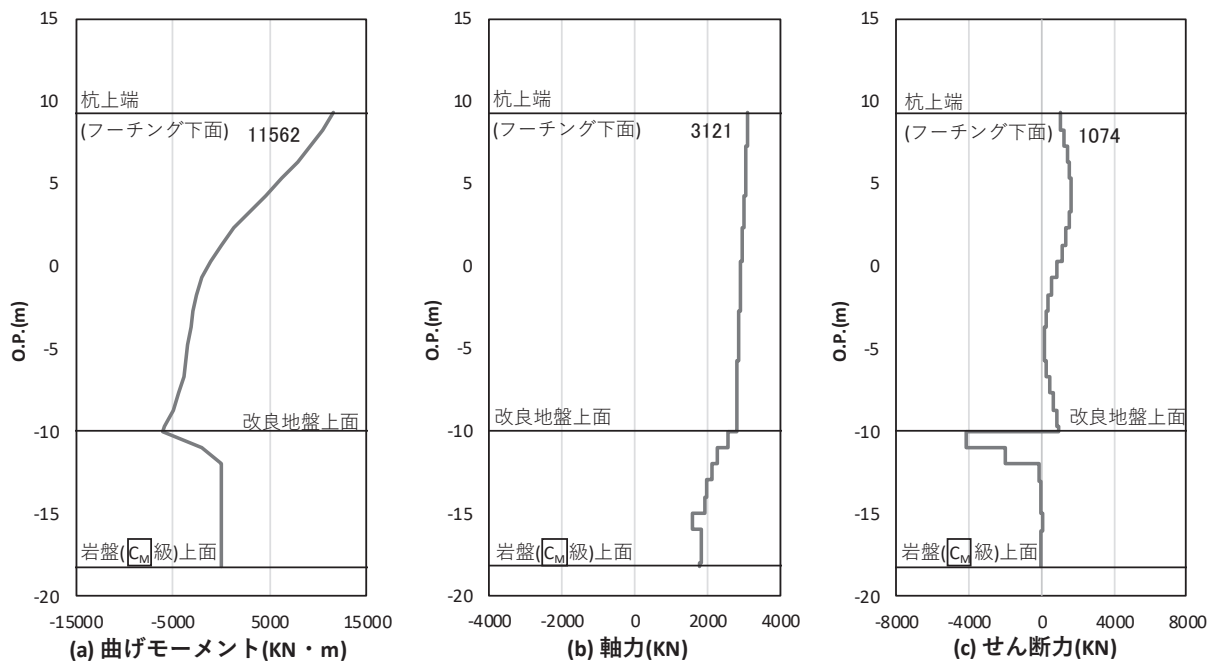


図 4-27(4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s)  
 解析ケース① : 基本ケース

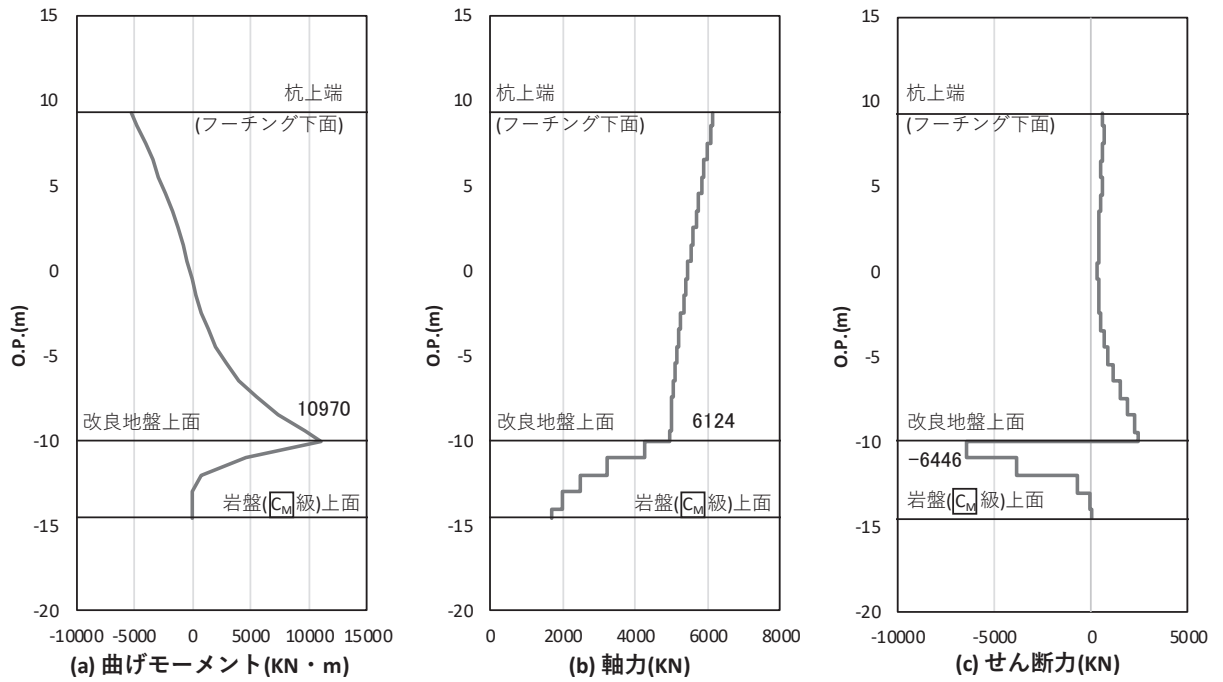


図 4-27 (5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 ( - + ) , 桁軸方向加振時, t = 7.76s)  
 解析ケース① : 基本ケース

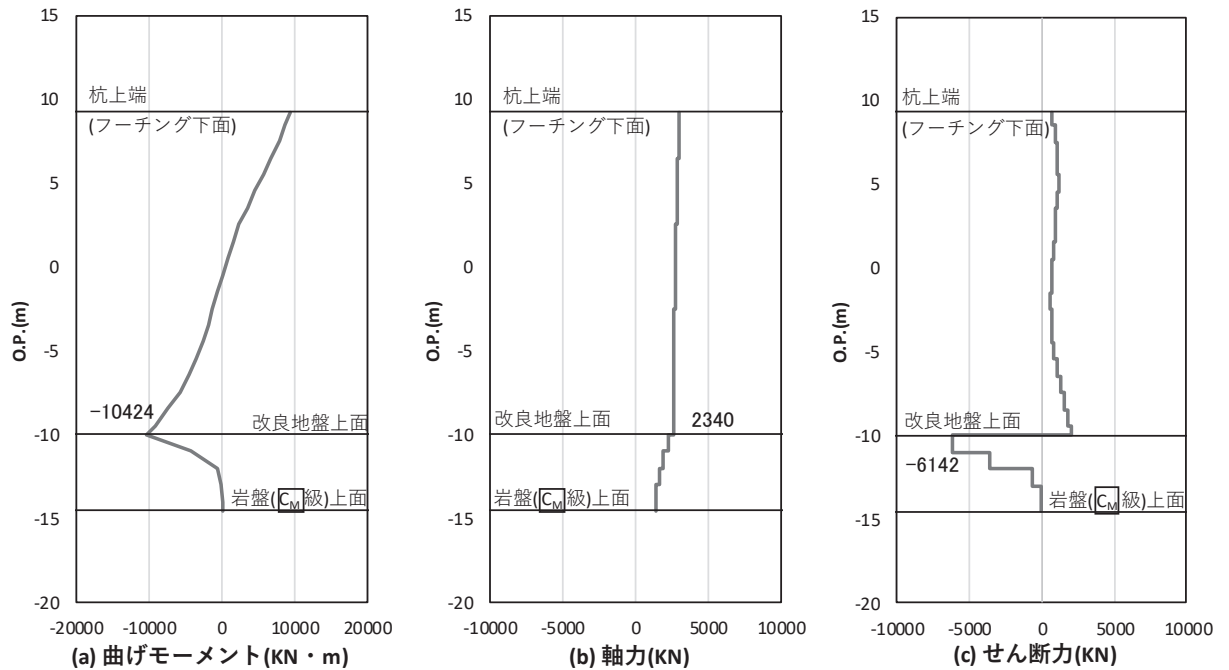


図 4-27 (6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 ( + + ) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.77s)  
 解析ケース① : 基本ケース

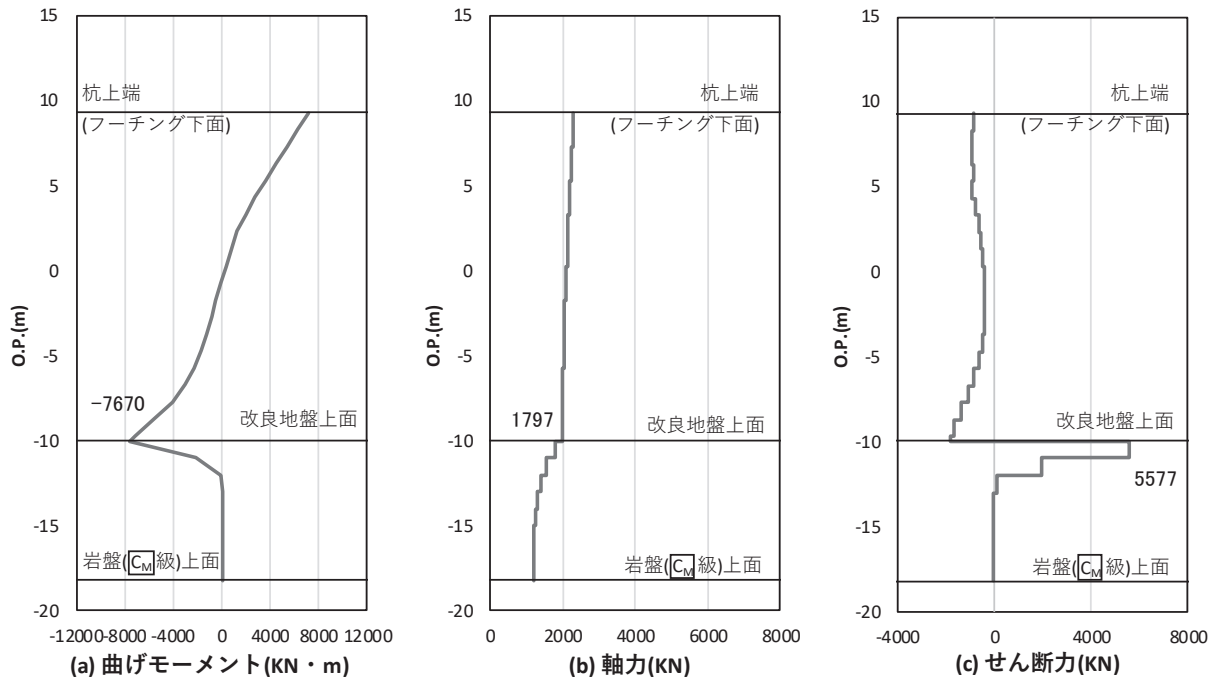


図 4-27(7) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時,  $t = 7.76s$ )

解析ケース① : 基本ケース

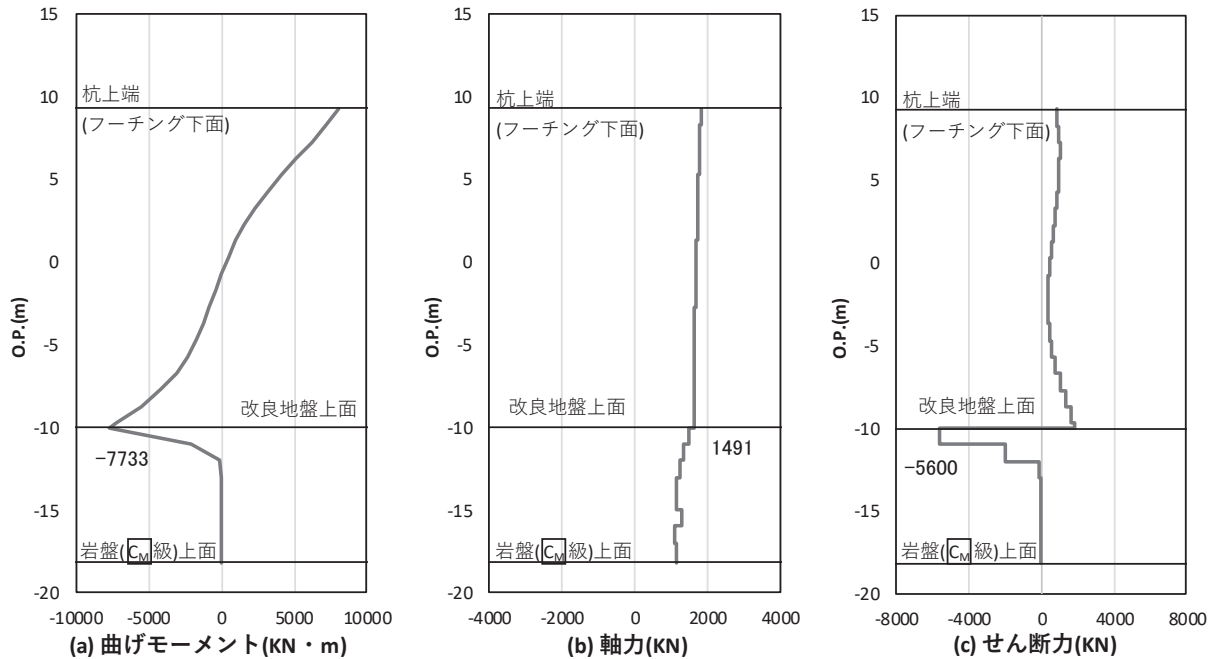


図 4-27(8) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時,  $t = 7.76s$ )

解析ケース① : 基本ケース



表 4-25 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 4）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
基礎 1-3 (下杭)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	10935	5312	14764	0.75
基礎 1-1 (上杭)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12262	6532	14320	0.86
基礎 2-5 (上杭)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	10517	7129	11900	0.89
基礎 2-12 (上杭)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	11562	3121	13364	0.87

表 4-26 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 4）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				せん断力 (kN)			
基礎 1-10 (下杭)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	6446	127	260	0.49
基礎 1-4 (下杭)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	6142	121	260	0.47
基礎 2-14 (下杭)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	5577	171	260	0.66
基礎 2-12 (下杭)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	②	5895	181	260	0.70

表 4-27 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 4）

断面	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)		
基礎 1-10	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	8559	14137	0.61
基礎 1-2	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12430	14137	0.88
基礎 2-6	S s - N 1 (++)	桁軸	①	10540	14137	0.75
基礎 2-12	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	11572	14137	0.82

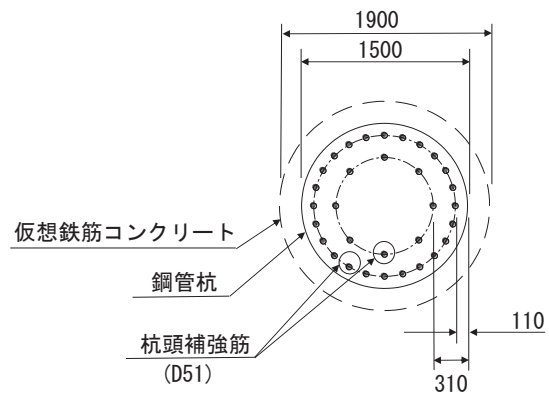
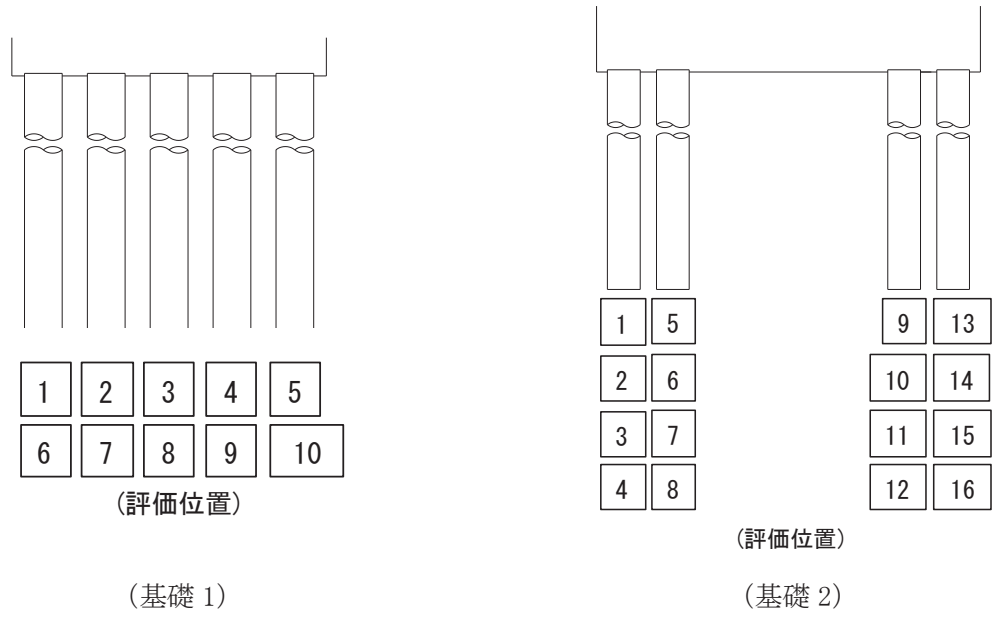


図 4-28 杭頭配筋概要図 (鋼桁 4)

#### 4.5.5 鋼桁 5

断面計算に用いた断面諸元を表 4-28 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 4-29 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 4-29～表 4-31 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 4-30 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-28(1) 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼桁 5	φ 1500	SM570 (t = 23mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. +2. 0m	22	1. 020×10 <sup>5</sup>	0. 371×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 30mm)	(中杭①) O. P. +2. 0m～ O. P. +0. 0m	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	4. 822×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 37mm)	(中杭②) O. P. +0. 0m～ O. P. -6. 0m	36	1. 654×10 <sup>5</sup>	5. 901×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 30mm)	(下杭) O. P. -6. 0m～ O. P. -10. 469m	29	1. 338×10 <sup>5</sup>	4. 822×10 <sup>8</sup>

注記\*：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）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 4-28(2) 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 5	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640, 440

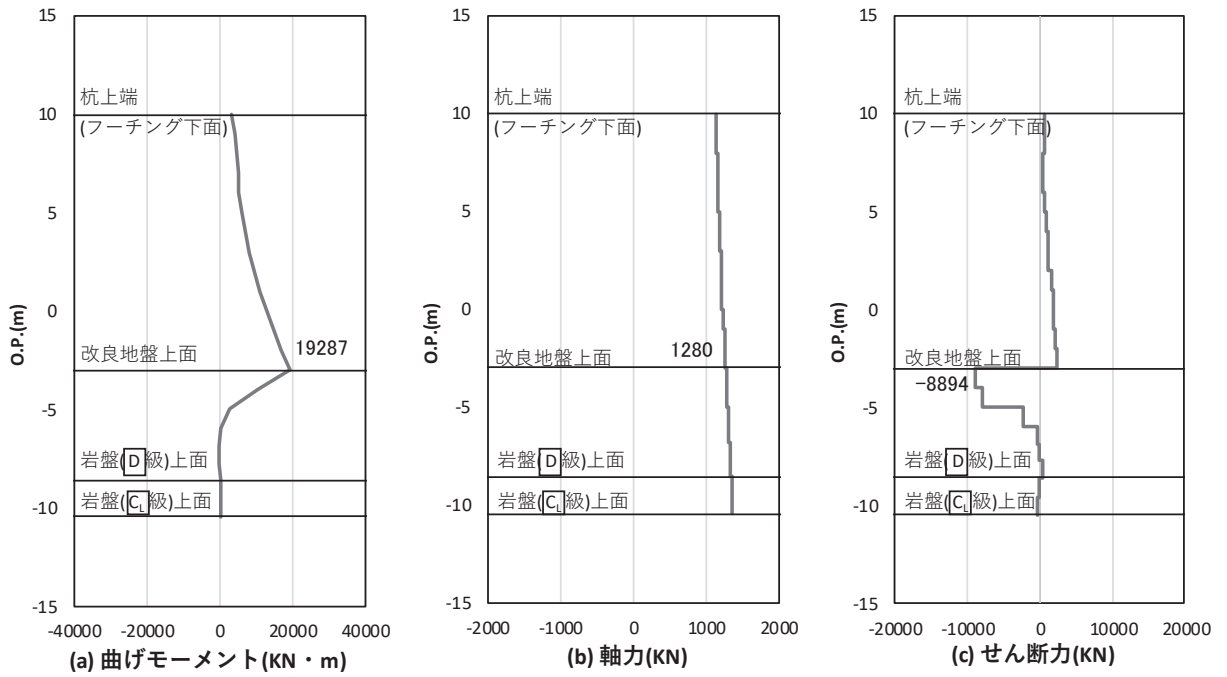


図 4-29(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 ( - + ), 桁軸方向加振時, t = 7.84s)  
 解析ケース① : 基本ケース

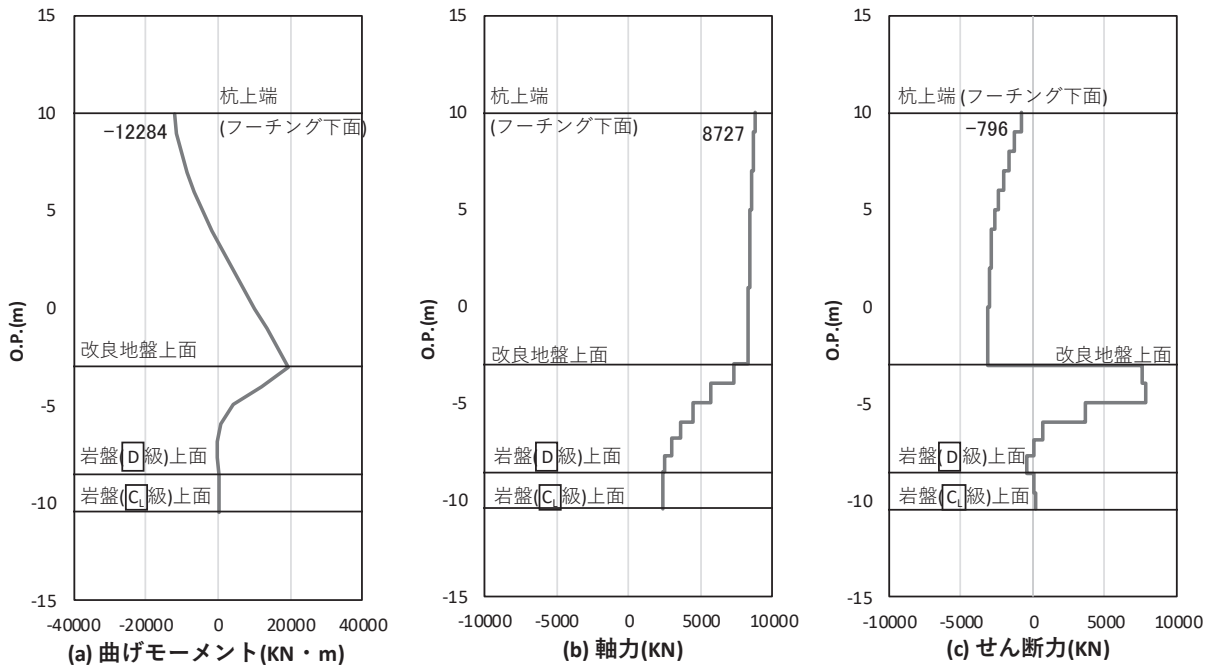


図 4-29(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 ( - + ), 桁軸直交方向加振時, t = 7.84s)  
 解析ケース① : 基本ケース

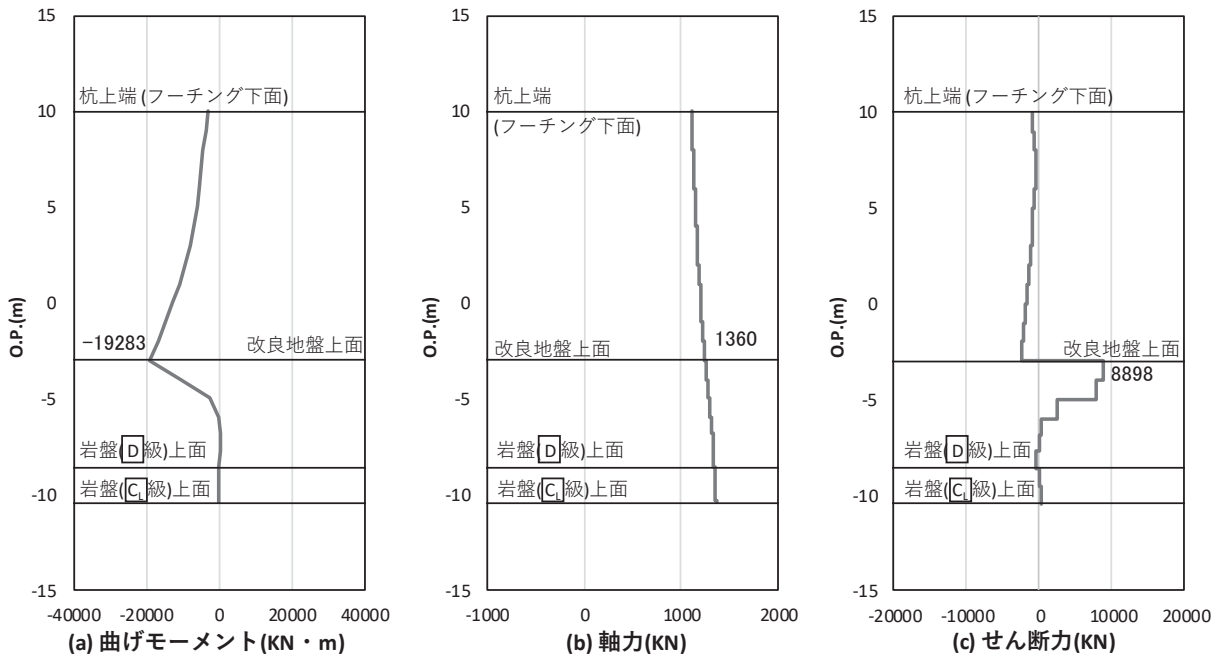


図 4-29(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.84s)  
 解析ケース① : 基本ケース

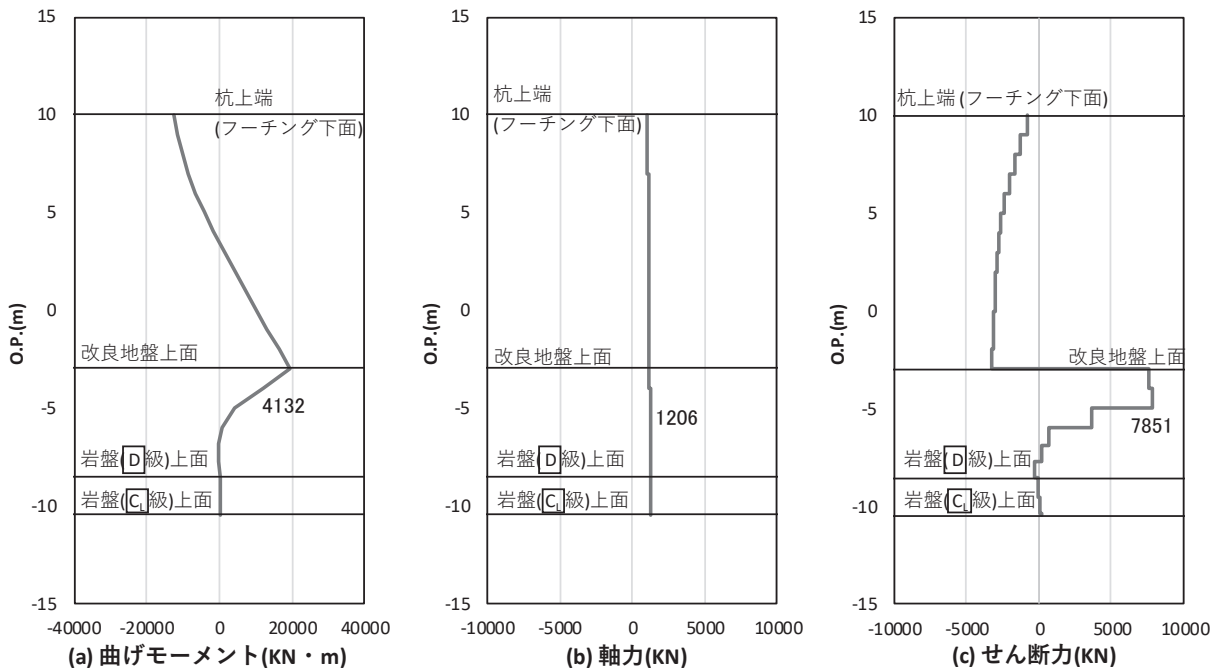


図 4-29(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (-+) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.83s)  
 解析ケース① : 基本ケース

表 4-29 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 5）

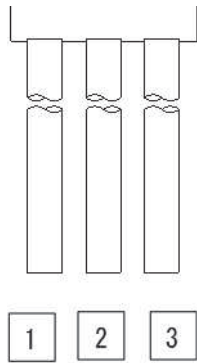
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
基礎 2-3 (中杭②)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	19287	1280	26098	0.74
基礎 2-1 (上杭)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12284	8727	13522	0.91

表 4-30 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 5）

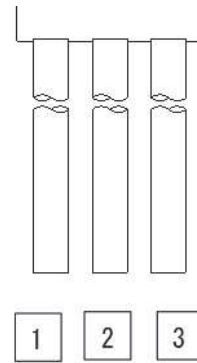
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				せん断力 (kN)			
基礎 2-3 (中杭②)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	8898	108	260	0.42
基礎 2-2 (中杭②)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	7851	95	260	0.37

表 4-31 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 5）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)		
基礎 2-1	S s - N 1 (++)	桁軸	①	6016	14137	0.43
基礎 2-2	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12347	14137	0.88



(評価位置)  
(基礎 1)



(評価位置)  
(基礎 2)

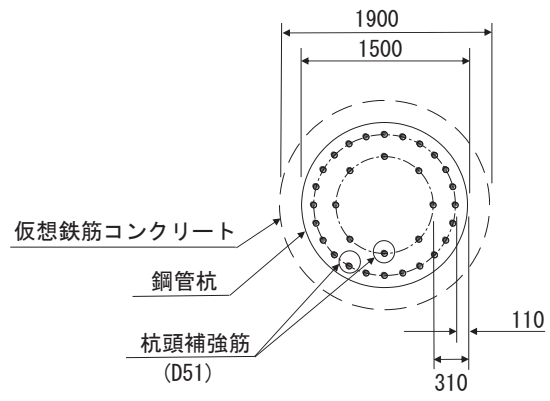


図4-30 杭頭配筋概要図（鋼桁5）

#### 4.5.6 鋼桁 6

断面計算に用いた断面諸元を表 4-32 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 4-31 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 4-33～表 4-35 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 4-32 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-32(1) 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼桁 6	φ 1500	SM570 (t = 24mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. -2. 0m	23	1. 066 × 10 <sup>5</sup>	0. 387 × 10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 30mm)	(中杭①) O. P. -2. 0m～ O. P. -4. 0m	29	1. 338 × 10 <sup>5</sup>	4. 822 × 10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 37mm)	(中杭②) O. P. -4. 0m～ O. P. -10. 0m	36	1. 654 × 10 <sup>5</sup>	5. 901 × 10 <sup>8</sup>
		SM570 (t = 30mm)	(下杭) O. P. -10. 0m～ O. P. -13. 572m	29	1. 338 × 10 <sup>5</sup>	4. 822 × 10 <sup>8</sup>

注記\*：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）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 4-32(2) 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 6	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640, 440



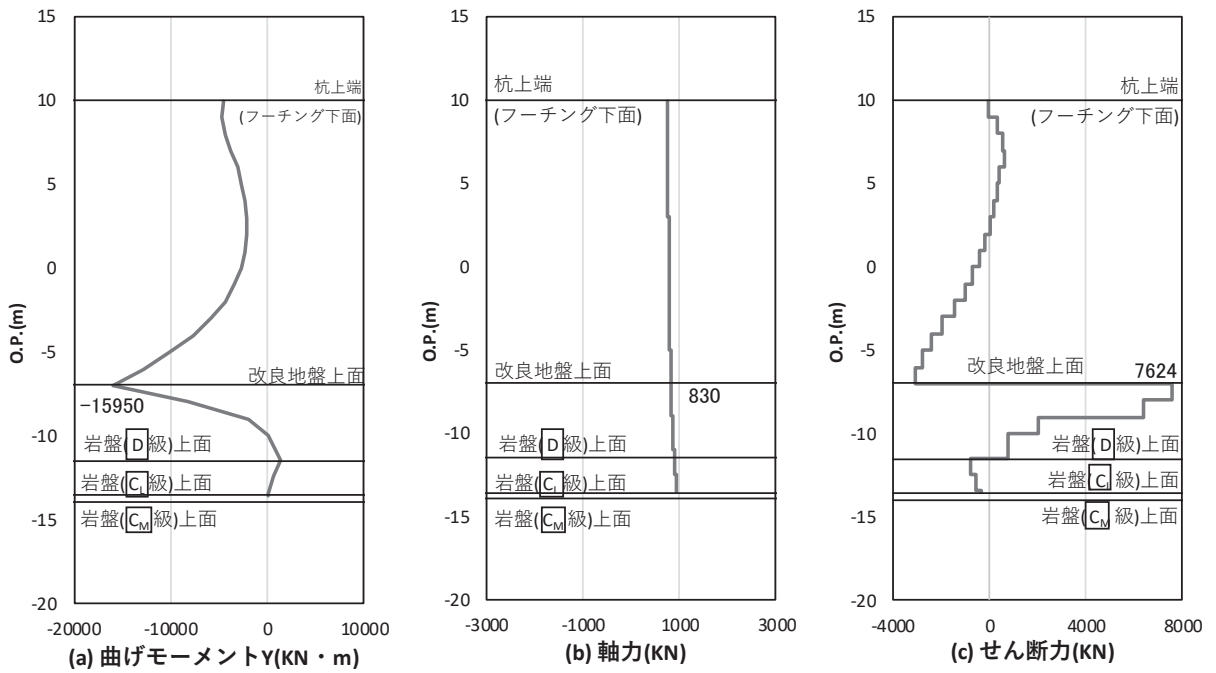


図 4-31(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.78s)

解析ケース① : 基本ケース

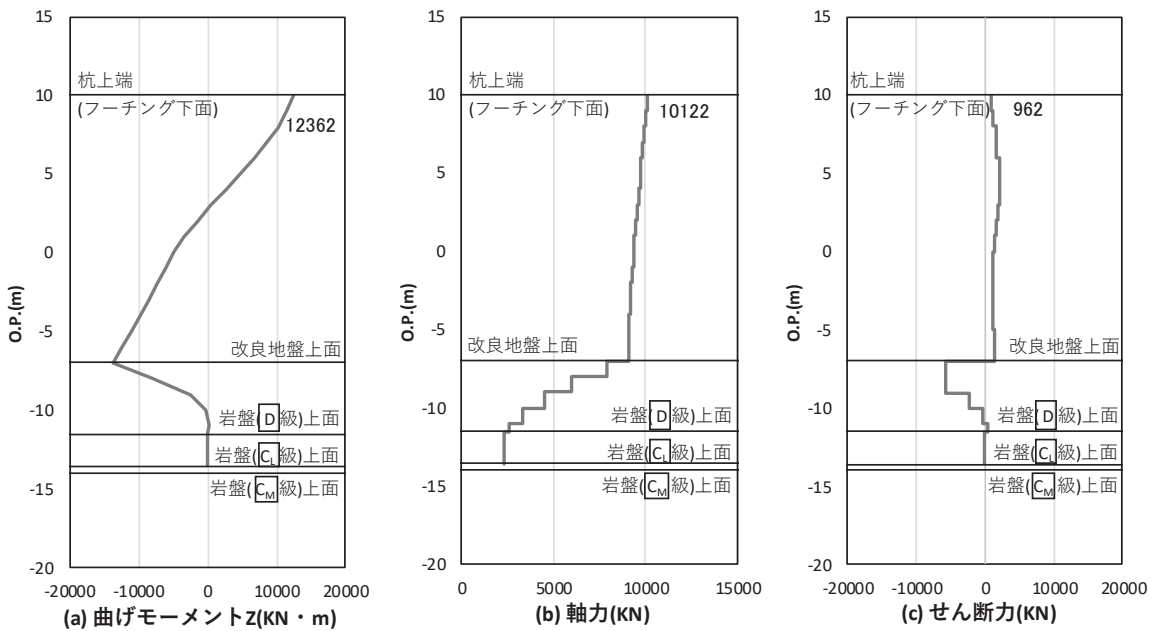


図 4-31(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (-+) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s)

解析ケース① : 基本ケース

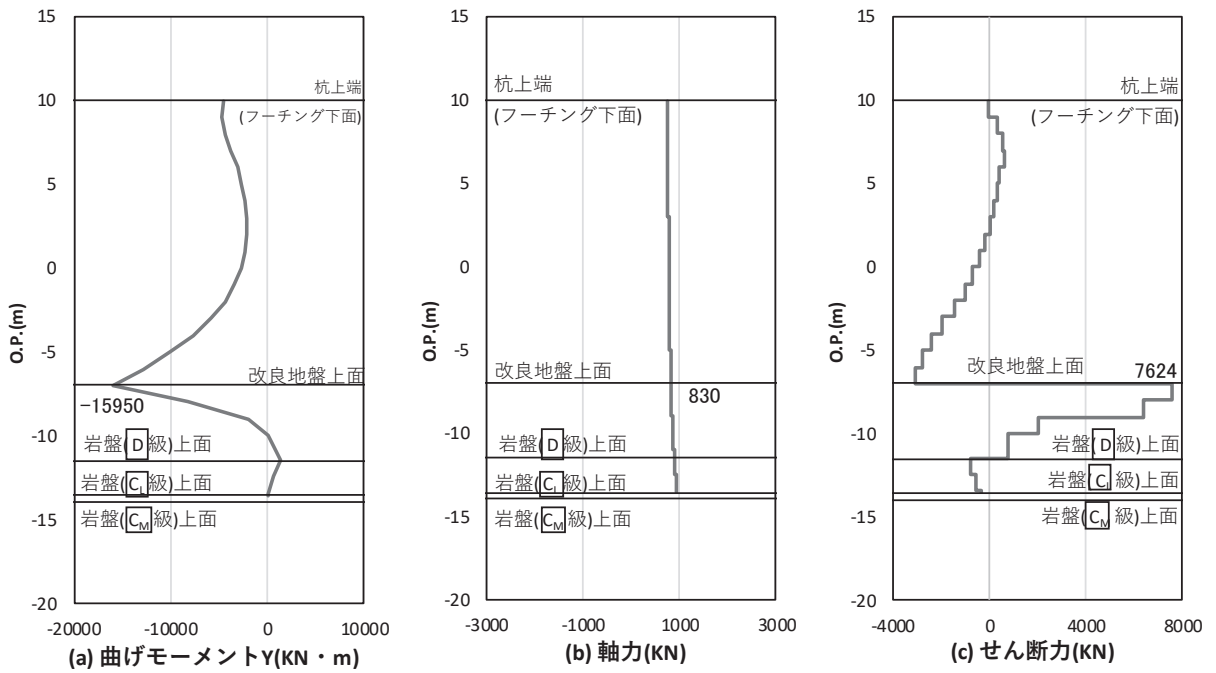


図 4-31(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.78s)

解析ケース① : 基本ケース

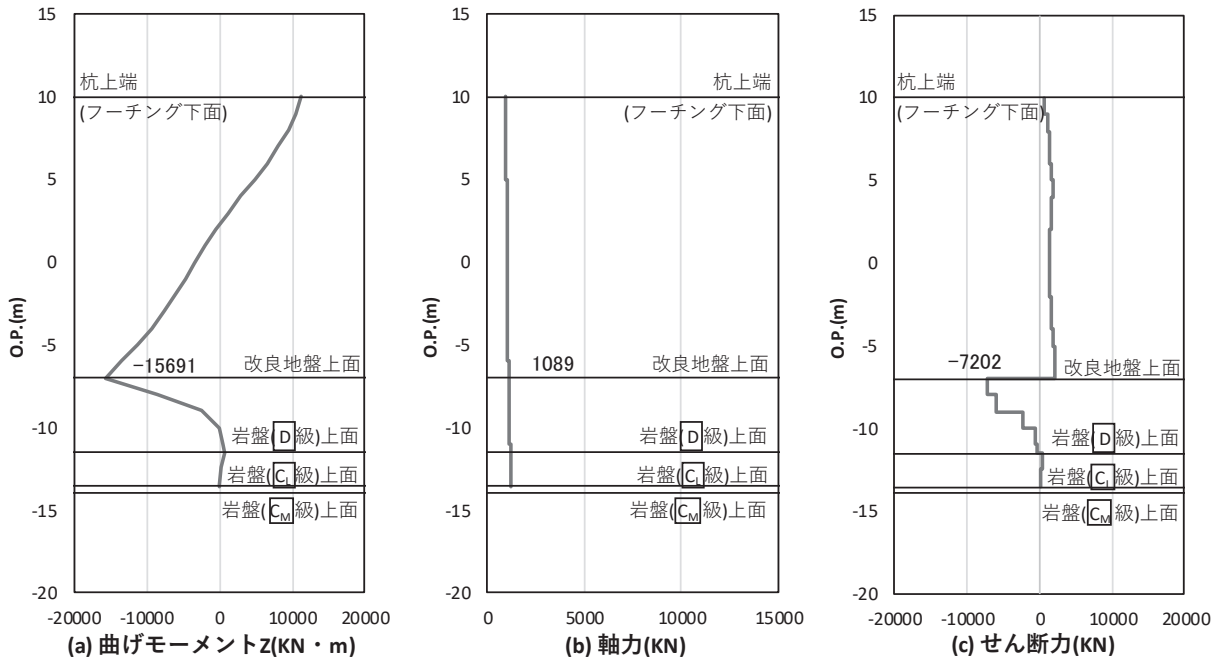


図 4-31(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (-+) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.81s)

解析ケース① : 基本ケース

表 4-33 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 6）

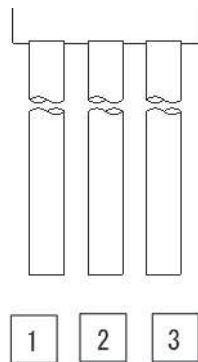
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
基礎 2-1 (中杭②)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	15950	830	26259	0.61
基礎 2-1 (上杭)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12362	10122	13741	0.90

表 4-34 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 6）

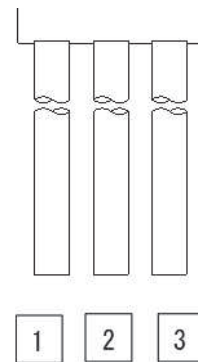
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				せん断力 (kN)			
基礎 2-1 (中杭②)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	7624	93	260	0.36
基礎 2-2 (中杭②)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	7202	88	260	0.34

表 4-35 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 6）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)		
基礎 2-1	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	7302	14137	0.52
基礎 2-2	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12442	14137	0.89



(評価位置)  
(基礎 1)



(評価位置)  
(基礎 2)

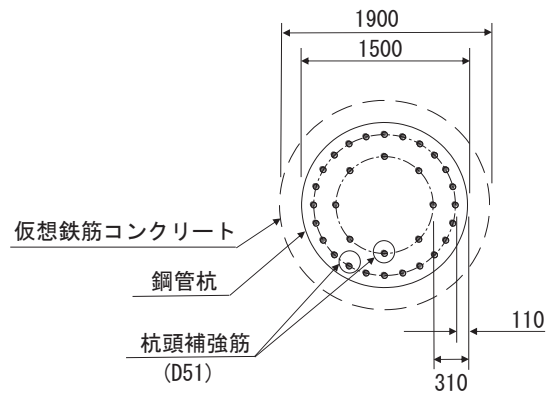


図 4-32 杭頭配筋概要図 (鋼桁 6)

#### 4.9 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力結果を図4-33～図4-37に、支持性能評価結果を表4-36～表4-47に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）の杭頭に生じる鉛直力が極限支持力度以下であることを確認した。

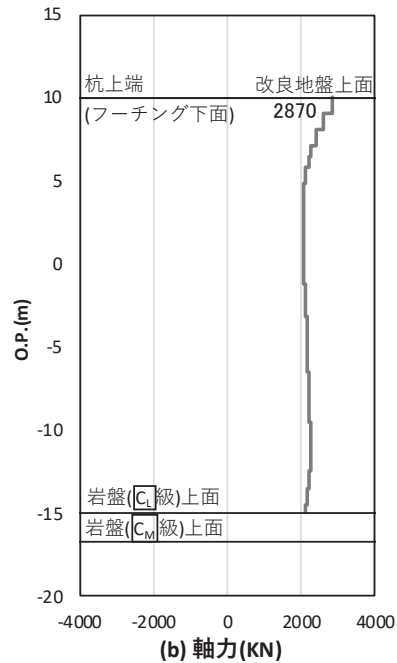


図4-33(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）  
 （鋼桁1：基礎1，S<sub>s</sub>-D1（+-），桁軸方向加振時，t = 37.44s）

解析ケース①：基本ケース

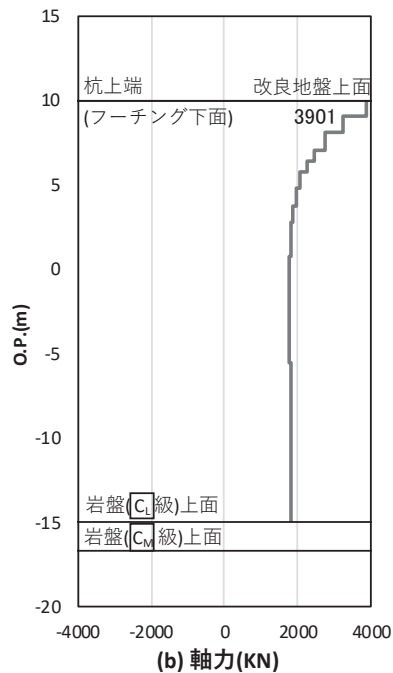


図4-33(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）  
 （鋼桁1：基礎1，S<sub>s</sub>-D2（-+），桁軸直交方向加振時，t = 17.70s）

解析ケース①：基本ケース

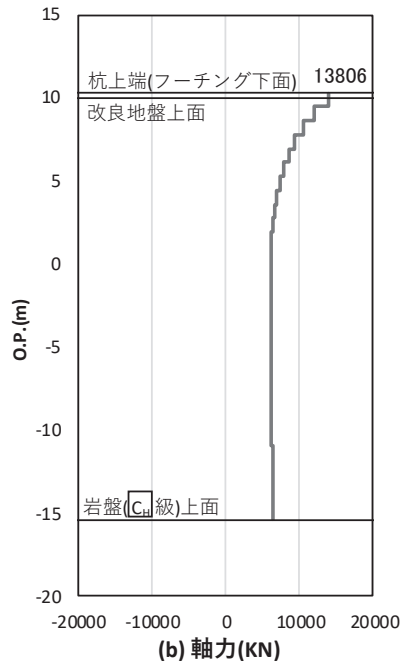


図 4-33(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み)  
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 1 ( - + ) , 桁軸方向加振時, t = 18.09s)  
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

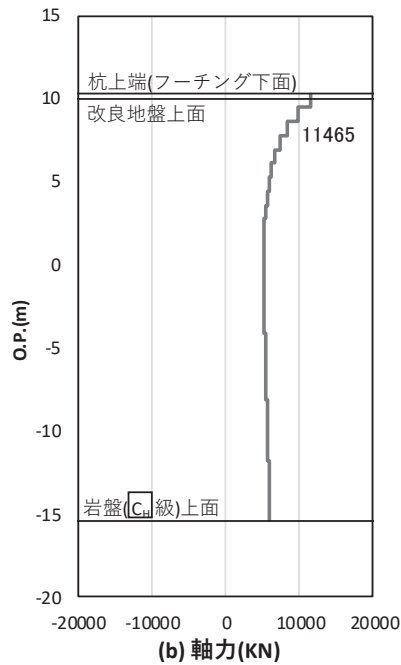


図 4-33(4) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み)  
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 ( - + ) , 桁軸直交方向加振時, t = 23.57s)  
 解析ケース① : 基本ケース

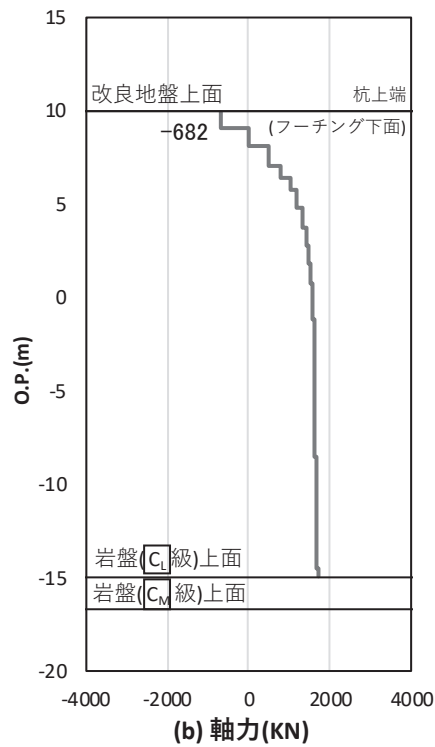


図 4-33(5) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）  
 (鋼桁 1：基礎 1, S s - D 2 (+-), 桁軸直交方向加振時, t = 17.70s)  
 解析ケース①：基本ケース

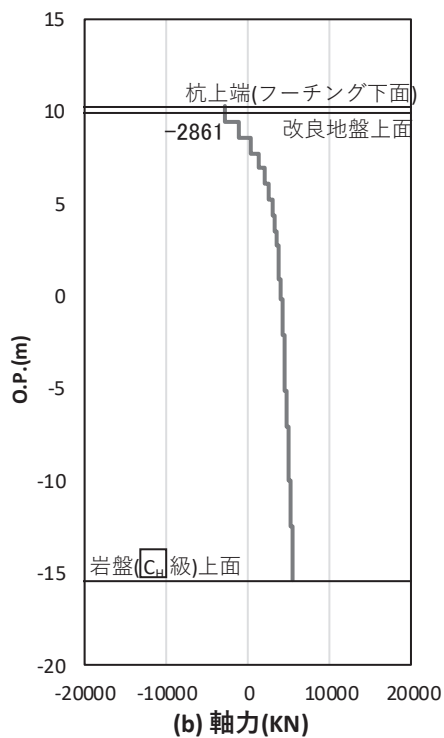


図 4-33(6) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）  
 (鋼桁 1：基礎 2, S s - D 2 (+-), 桁軸直交方向加振時, t = 23.57s)  
 解析ケース①：基本ケース

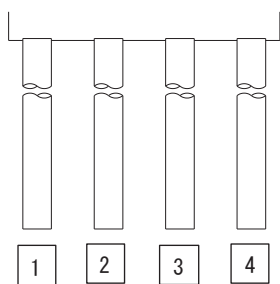
表 4-36 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 1）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	応力度 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 $R_a/R_{ua}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-2	S s - D 1 (+-)	桁軸	①	2870	1.7	13.7	0.13
基礎 1-1	S s - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	3901	2.4	13.7	0.18
基礎 2-3	S s - D 1 (-+)	桁軸	③	13806	6.1	13.7	0.45
基礎 2-3	S s - D 2 (-+)	桁軸 直交	①	11465	5.1	13.7	0.38

表 4-37 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 1）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	許容限界 $R_{ua}$ (kN) (b)	照査値 $R_a/R_{ua}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN) (a)		
基礎 1-2	- *	桁軸	- *	- *	10996	- *
基礎 1-1	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	①	-682	10996	0.07
基礎 2-3	- *	桁軸	- *	- *	12109	- *
基礎 2-3	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	①	-2861	12109	0.24

注記\*：鉛直上向きの鉛直力が生じていない



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)



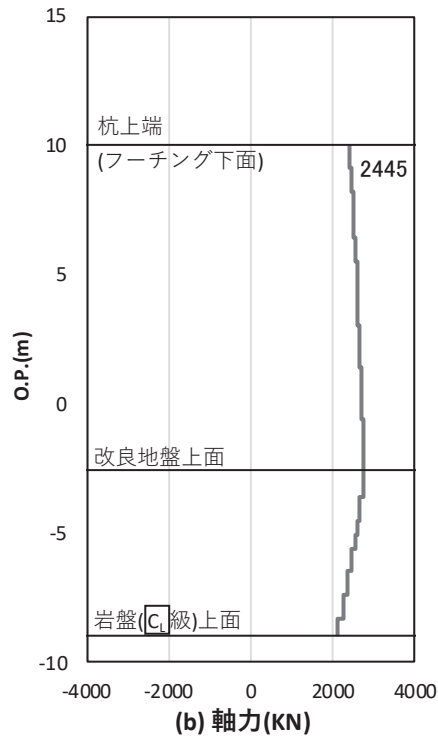


図 4-34(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）  
 (鋼桁 2：基礎 1, S s - D 1 (+ -), 桁軸方向加振時, t = 20.39s)  
 解析ケース①：基本ケース

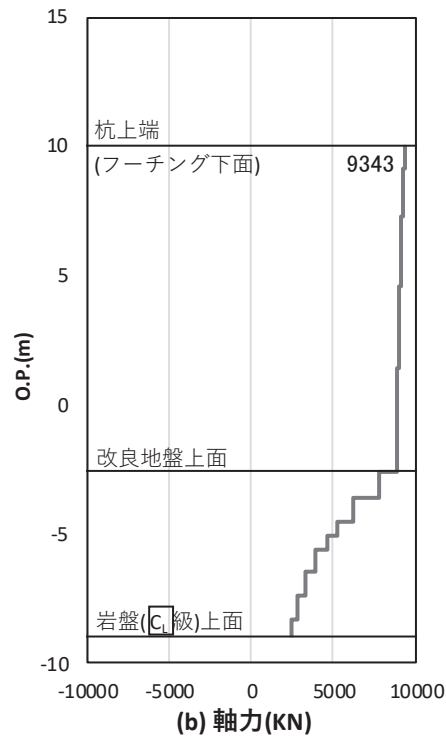


図 4-34(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）  
 (鋼桁 2：基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.84s)  
 解析ケース①：基本ケース

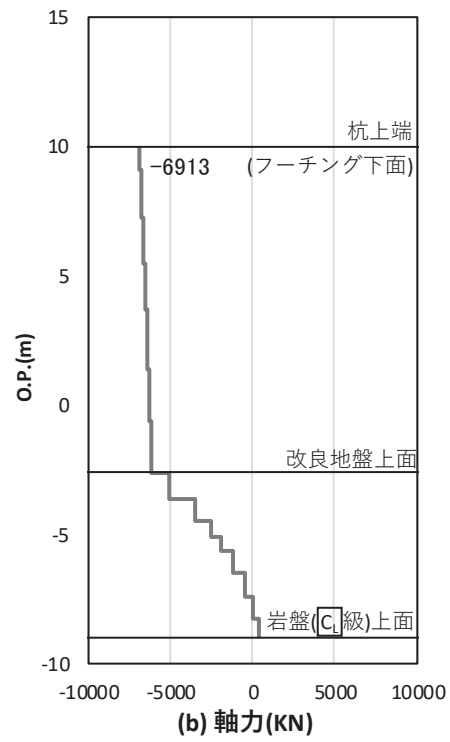


図 4-34(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）  
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.82s)  
 解析ケース① : 基本ケース

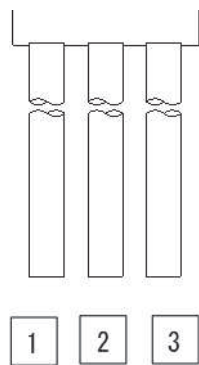
表 4-38 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 2）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	応力度 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-3	S s - D 1 (+-)	桁軸	①	2445	1.4	13.7	0.11
基礎 1-3	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	9343	5.3	13.7	0.39

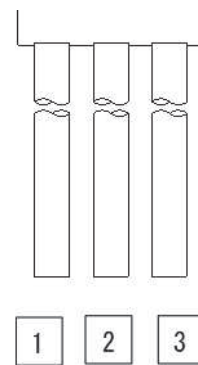
表 4-39 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 2）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	許容限界 $R_{u a}$ (kN) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN) (a)		
-*	-*	桁軸	-*	-*	7963	-*
基礎 1-1	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	-6913	7963	0.87

注記\*：鉛直上向き鉛直力が生じていない



(評価位置)  
(基礎 1)



(評価位置)  
(基礎 2)

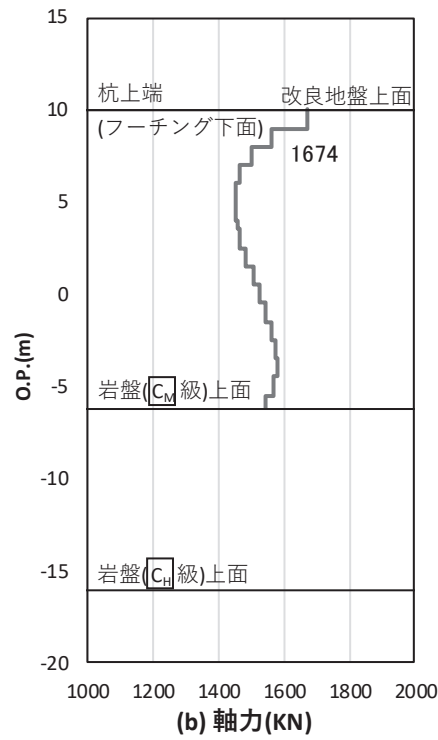


図 4-35(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み)  
 (鋼桁 3 : 基礎 2,  $S_s - D 2 (+ -)$ , 桁軸方向加振時,  $t = 11.43s$ )  
 解析ケース① : 基本ケース

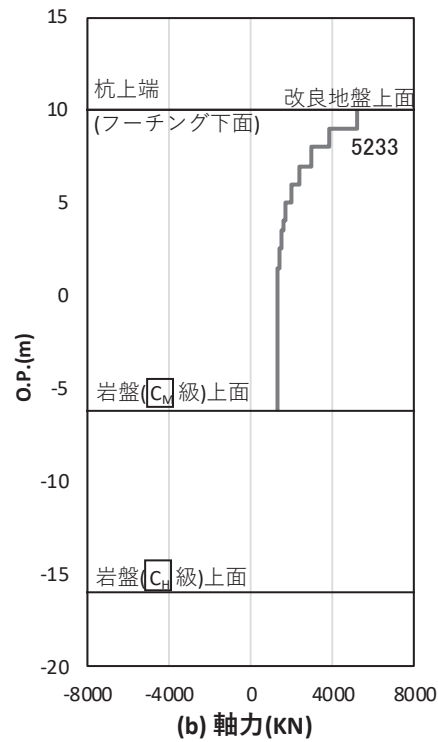


図 4-35(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み)  
 (鋼桁 3 : 基礎 2,  $S_s - D 2 (+ +)$ , 桁軸直交方向加振時,  $t = 17.75s$ )  
 解析ケース① : 基本ケース

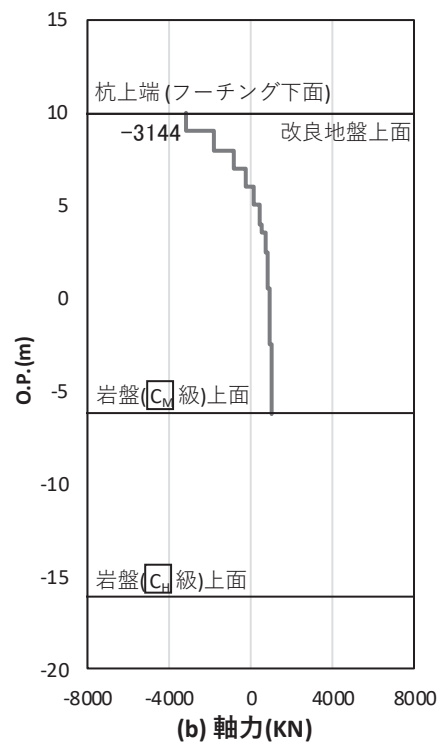


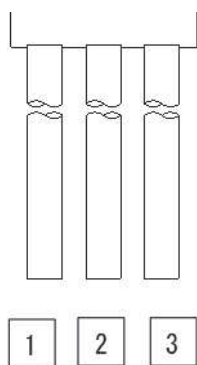
図 4-35(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）  
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 (+ -), 桁軸直交方向加振時, t = 17.75s)  
 解析ケース① : 基本ケース

表 4-40 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 3）

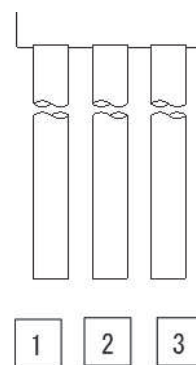
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	応力度 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
基礎 2-2	S s - D 2 (+-)	桁軸	①	1674	1.0	13.7	0.08
基礎 2-1	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	5233	3.0	13.7	0.22

表 4-41 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 3）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	許容限界 $R_{u a}$ (kN) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN) (a)		
-*	-*	桁軸	-*	-*	7730	-*
基礎 2-3	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	①	-3144	7730	0.41



(評価位置)  
(基礎 1)



(評価位置)  
(基礎 2)

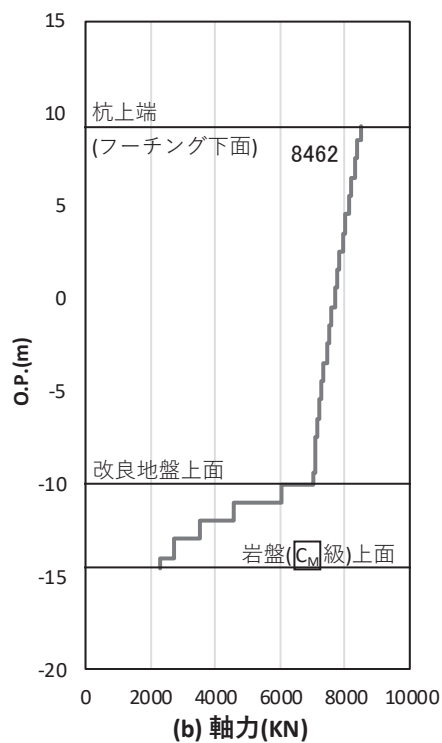


図 4-36(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）  
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.89s)  
 解析ケース① : 基本ケース

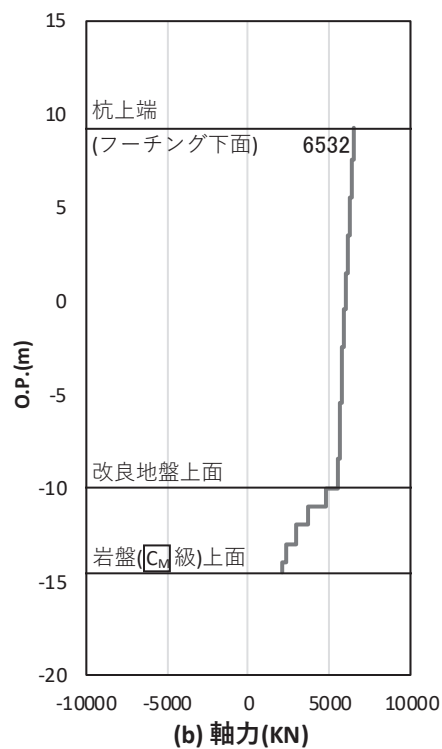


図 4-36(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）  
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (-+) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.87s)  
 解析ケース① : 基本ケース

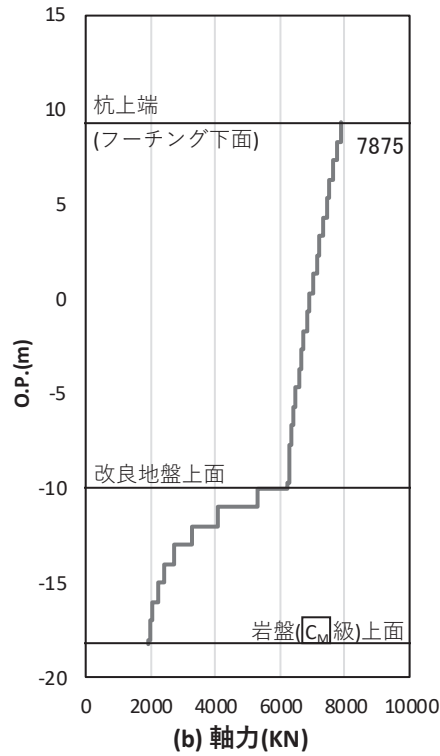


図 4-36(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）  
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 ( - + ) , 桁軸方向加振時, t = 7.88s)  
 解析ケース① : 基本ケース

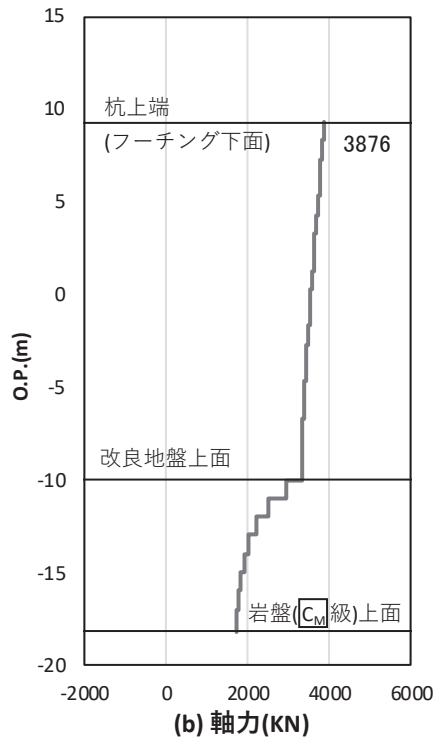


図 4-36(4) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）  
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 ( - + ) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s)  
 解析ケース① : 基本ケース



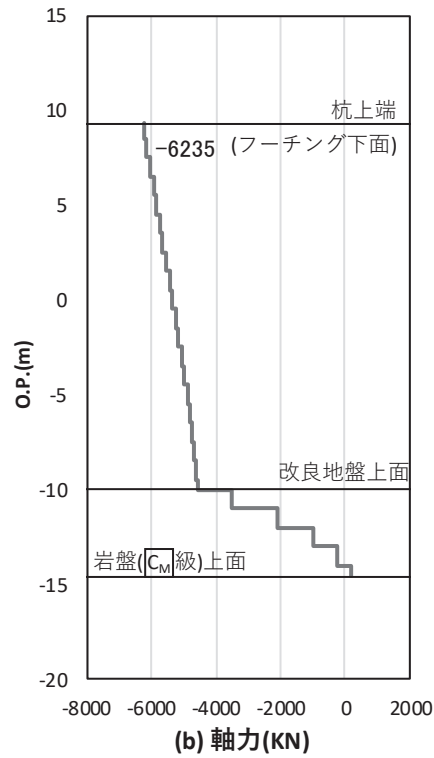


図 4-36(5) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）  
 (鋼桁 4 : 基礎 1,  $S_s - N 1$  (++) , 桁軸方向加振時,  $t = 7.90s$ )  
 解析ケース① : 基本ケース

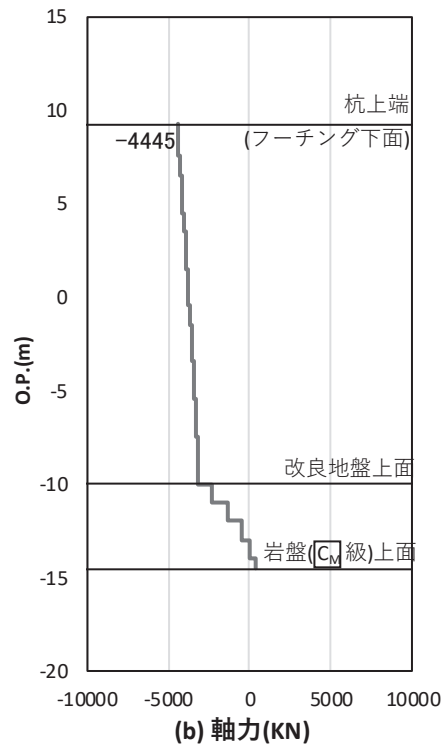


図 4-36(6) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）  
 (鋼桁 4 : 基礎 1,  $S_s - N 1$  (++) , 桁軸直交方向加振時,  $t = 7.83s$ )  
 解析ケース① : 基本ケース

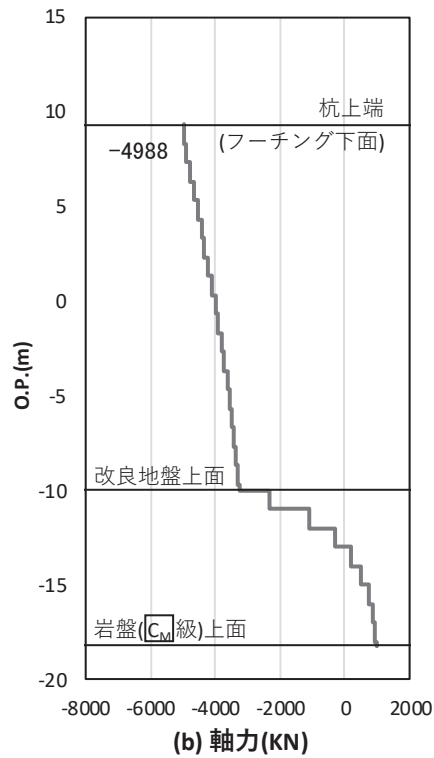


図 4-36(7) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）  
 (鋼桁 4：基礎 2, S s - N 1 (-+), 桁軸方向加振時, t = 7.90 s)  
 解析ケース①：基本ケース

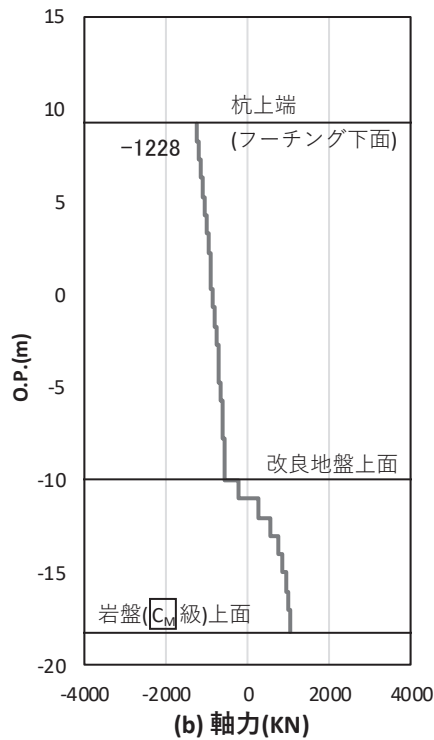


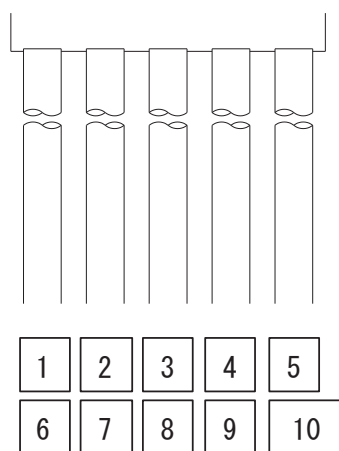
図 4-36(8) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）  
 (鋼桁 4：基礎 2, S s - N 1 (-+), 桁軸直交方向加振時, t = 7.90 s)  
 解析ケース①：基本ケース

表 4-42 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 4）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	応力度 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-3	S s - N 1 (++)	桁軸	①	8462	4.8	11.4	0.43
基礎 1-1	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	6532	3.7	11.4	0.33
基礎 2-8	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	7875	4.5	11.4	0.40
基礎 2-4	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	3876	2.2	11.4	0.20

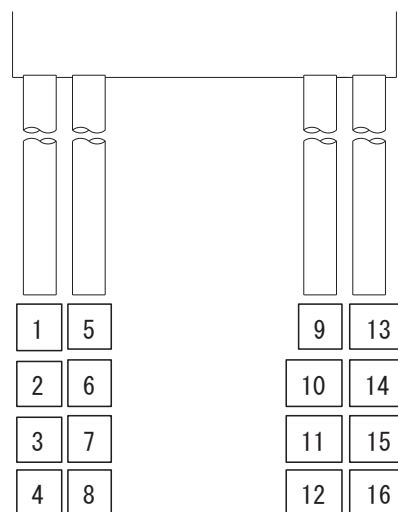
表 4-43 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 4）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	許容限界 $R_{u a}$ (kN) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN) (a)		
基礎 1-10	S s - N 1 (++)	桁軸	①	-6235	11943	0.53
基礎 1-6	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	-4445	11943	0.38
基礎 2-13	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	-4988	13617	0.37
基礎 2-13	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	-1228	13617	0.10



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

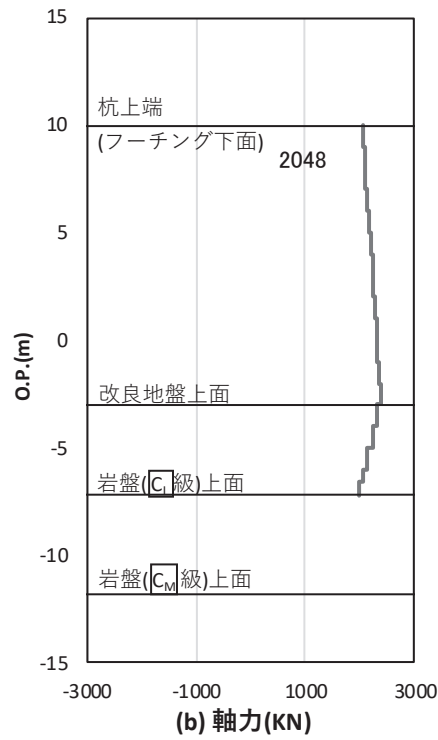


図 4-36(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）  
 (鋼桁 5 : 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 23.55s)  
 解析ケース① : 基本ケース

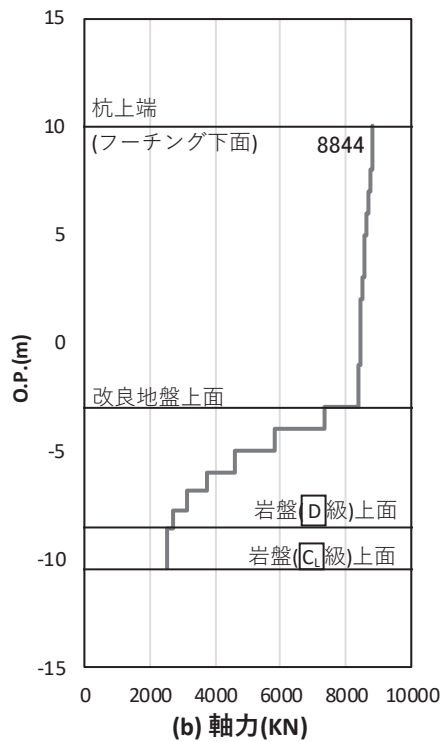


図 4-36(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）  
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.85s)  
 解析ケース① : 基本ケース

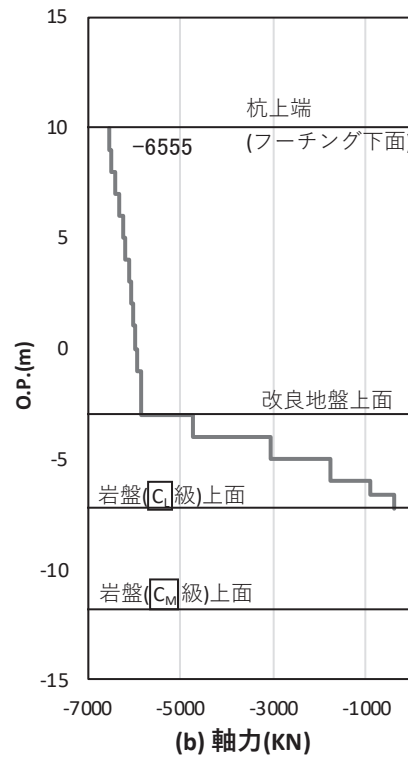


図 4-36(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）  
 (鋼桁 5 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.82s)  
 解析ケース① : 基本ケース

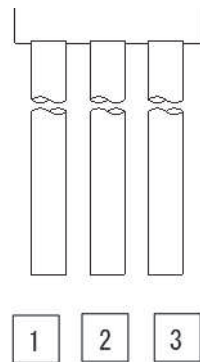
表 4-44 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 5）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	応力度 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-3	S s - D 2 (++)	桁軸	①	2048	1.2	11.4	0.11
基礎 2-3	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	8844	5.0	11.4	0.44

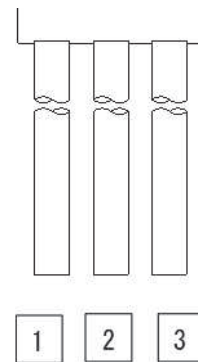
表 4-45 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 5）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	許容限界 $R_{u a}$ (kN) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN) (a)		
-*	-*	桁軸	-*	-*	7384	-*
基礎 1-1	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	-6555	7384	0.89

注記\*：鉛直上向き鉛直力が生じていない



(評価位置)  
(基礎 1)



(評価位置)  
(基礎 2)

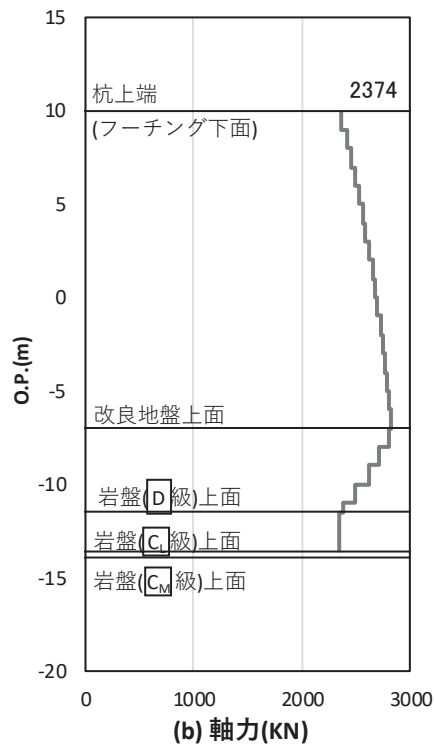


図 4-37(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）  
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - D 2 ( - + ) , 桁軸方向加振時, t = 23.56s)  
 解析ケース① : 基本ケース

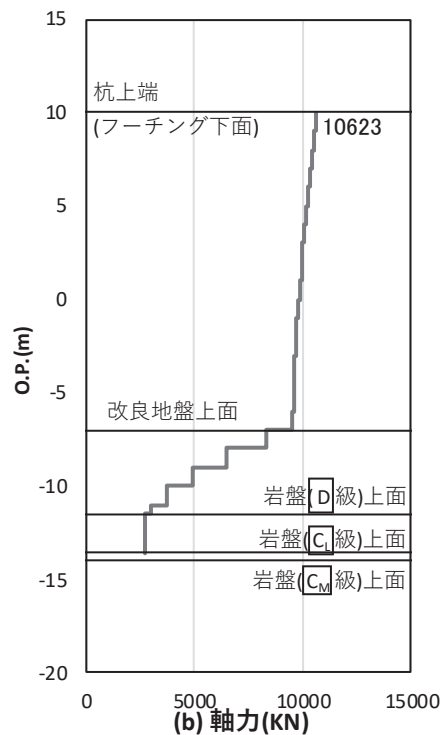


図 4-37(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）  
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 ( + + ) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s)  
 解析ケース① : 基本ケース

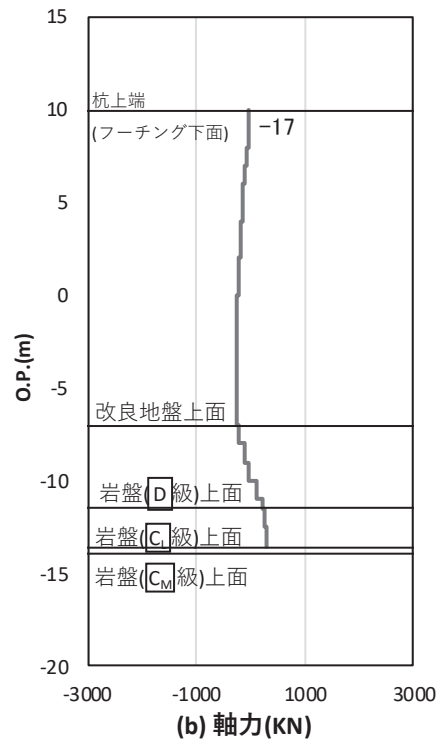


図 4-37(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）  
 (鋼桁 6：基礎 2， $S_s - D 2$  (—)，桁軸方向加振時， $t = 23.56s$ )  
 解析ケース①：基本ケース

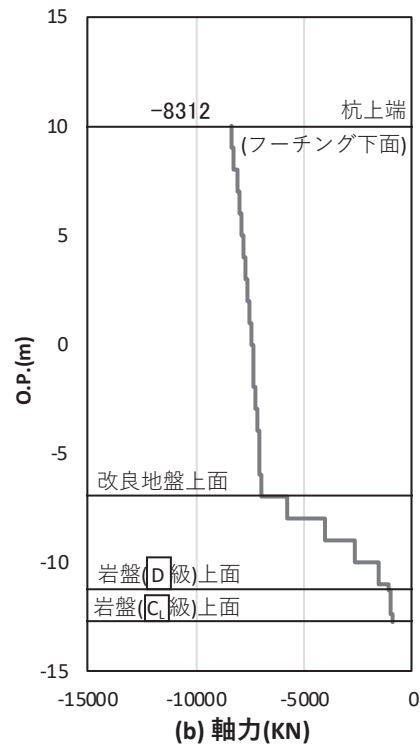


図 4-37(4) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）  
 (鋼桁 6：基礎 1， $S_s - N 1$  (++)，桁軸直交方向加振時， $t = 7.89s$ )  
 解析ケース①：基本ケース

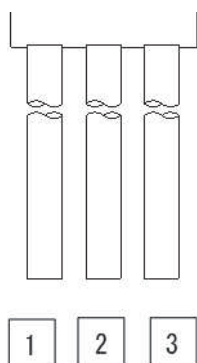


表 4-46 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 6）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	応力度 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
基礎 2-3	S s - D 2 (-+)	桁軸	①	2374	1.4	11.4	0.13
基礎 2-3	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	10623	6.1	11.4	0.54

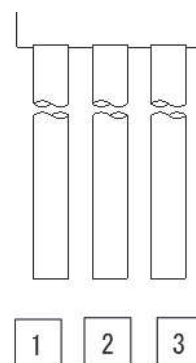
表 4-47 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 6）

評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	許容限界 $R_{u a}$ (kN) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN) (a)		
基礎 2-1	S s - D 2 (--)	桁軸	①	-17	11015	0.01
基礎 1-1	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	-8312	10623	0.79



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉  
の耐震性についての計算書

## 目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	10
2.4	適用基準	13
3.	耐震評価	14
3.1	評価対象断面	14
3.2	解析方法	19
3.2.1	施設	19
3.2.2	材料物性及び地盤物性のばらつき	19
3.2.3	減衰定数	21
3.2.4	地震応答解析の解析ケースの選定	22
3.3	荷重及び荷重の組合せ	23
3.3.1	耐震評価上考慮する状態	23
3.3.2	荷重	23
3.3.3	荷重の組合せ	24
3.4	入力地震動	25
3.5	解析モデル及び諸元	55
3.5.1	解析モデル	55
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	58
3.5.3	地盤の物性値	60
3.5.4	地下水位	60
3.6	評価対象部位	61
3.6.1	施設の健全性評価	61
3.6.2	施設の変形性評価	61
3.6.3	基礎地盤の支持性能評価	61
3.7	許容限界	62
3.7.1	扉体	62
3.7.2	RC 支柱	63
3.7.3	フーチング	64
3.7.4	鋼管杭	64
3.7.5	止水ジョイント部材	65
3.7.6	基礎地盤	65

3.8	評価方法	65
3.8.1	扉体	65
3.8.2	RC支柱	69
3.8.3	フーチング	69
3.8.4	鋼管杭	69
3.8.5	止水ジョイント部材	71
3.8.6	基礎地盤	71
4.	耐震評価結果	72
4.1	扉体	72
4.2	RC支柱	76
4.3	フーチング	80
4.4	鋼管杭	93
4.4.1	曲げ軸力照査	93
4.4.2	せん断力照査	95
4.4.3	杭頭部照査	97
4.5	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	98

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、杭基礎構造防潮壁 鋼製扉（以下「鋼製扉」という。）が基準地震動  $S_s$  に対して十分な構造強度及び支持性能並びに止水機能を有していることを確認するものである。

鋼製扉に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく施設・地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価により行う。

なお、鋼製扉の耐震評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

鋼製扉の位置図を図2-1に示す。なお、杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第2号機海水ポンプ室），防潮壁（第2号機放水立坑），防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）の4箇所に設置され，それぞれ鋼製扉，鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の3種類の構造形式で構成されている。本書では鋼製扉の耐震計算結果を示す。

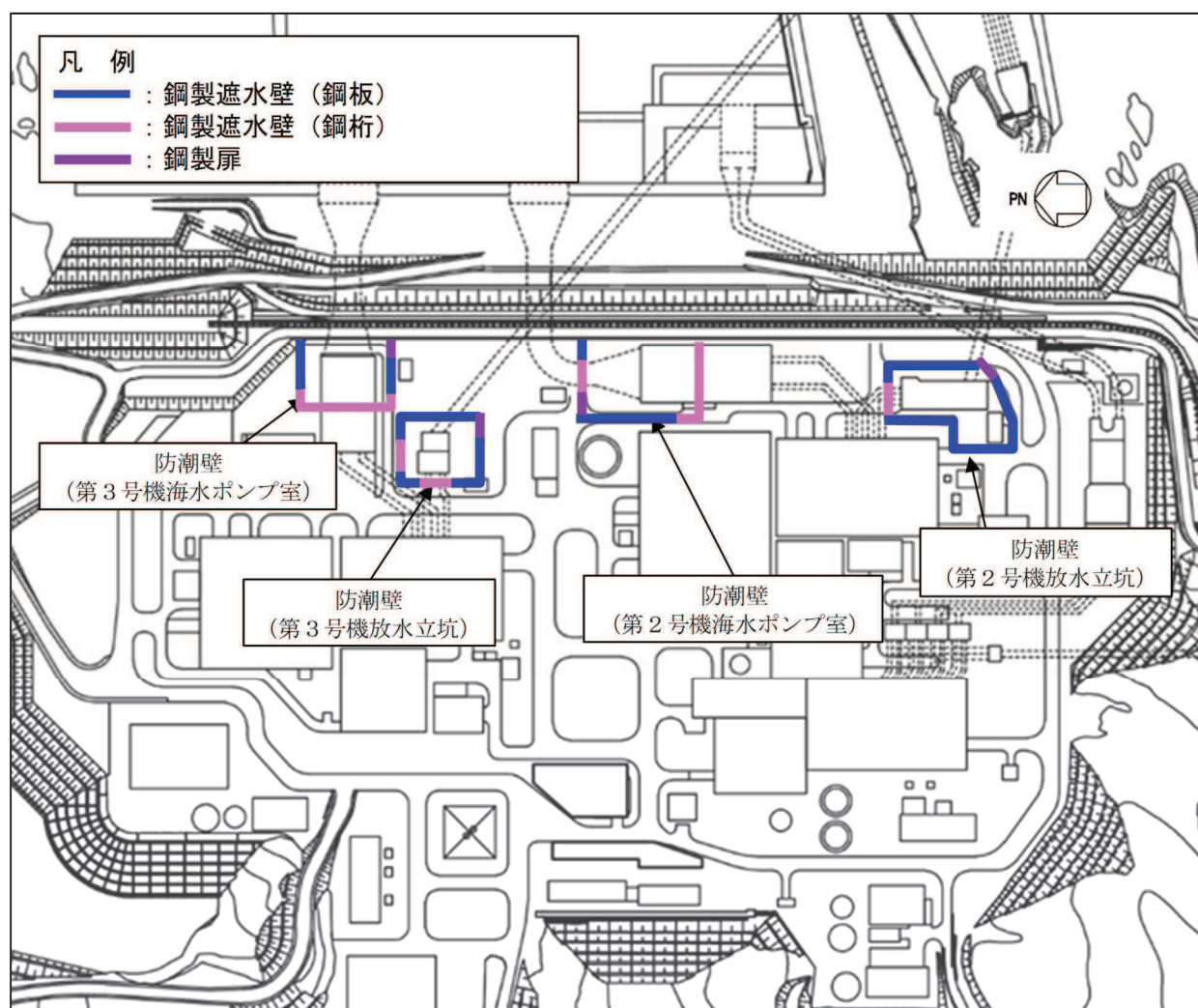


図2-1 鋼製扉の位置

## 2.2 構造概要

鋼製扉は、入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さと同端高さを表 2-1 に示す。

鋼製扉は、扉体及び RC 支柱による上部構造と、鋼管杭、フーチングによる下部構造から構成され、構造境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置する。扉体は、車両が進入するため、扉取付部（ヒンジ）により接合した片開き式の構造で、人力で 15 分以内に開閉可能かつ閉止する際に特別な設備（クレーン等）を必要としない構造とし、原則閉止運用とする。

鋼製扉の区間配置図を図 2-2、構造概要図を図 2-3 に示す。また、区間ごとの構造的特徴を表 2-2 に、区間ごとの構造図を図 2-4～図 2-7 に、止水ジョイントの構造図を図 2-8 に示す。

表 2-1 入力津波による浸水高さと同端高さ

設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	防潮壁の 天端高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18.1	O. P. +19.0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17.4	O. P. +19.0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19.0	O. P. +20.0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17.5	O. P. +19.0

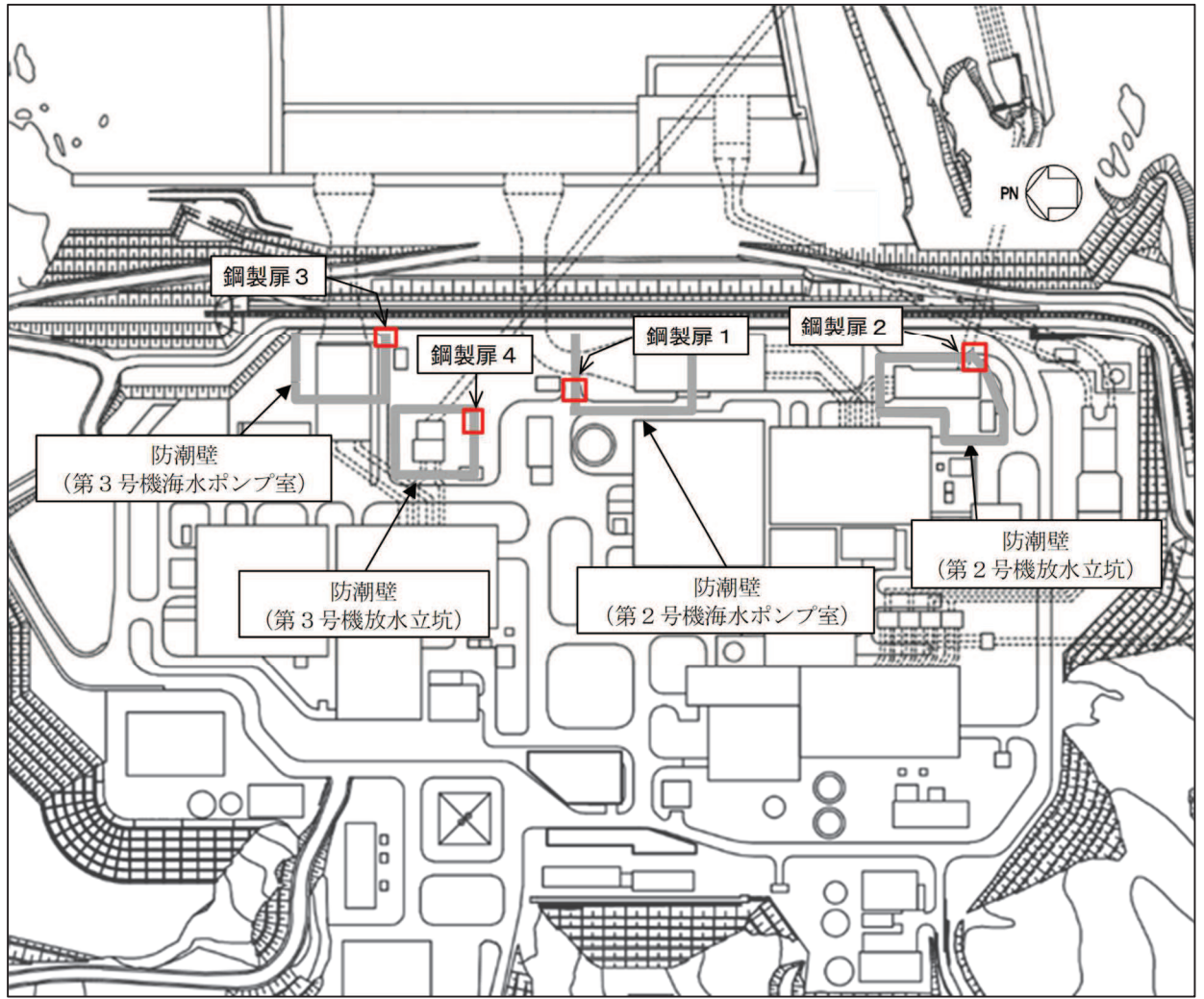


図 2-2 鋼製扉の区間配置図



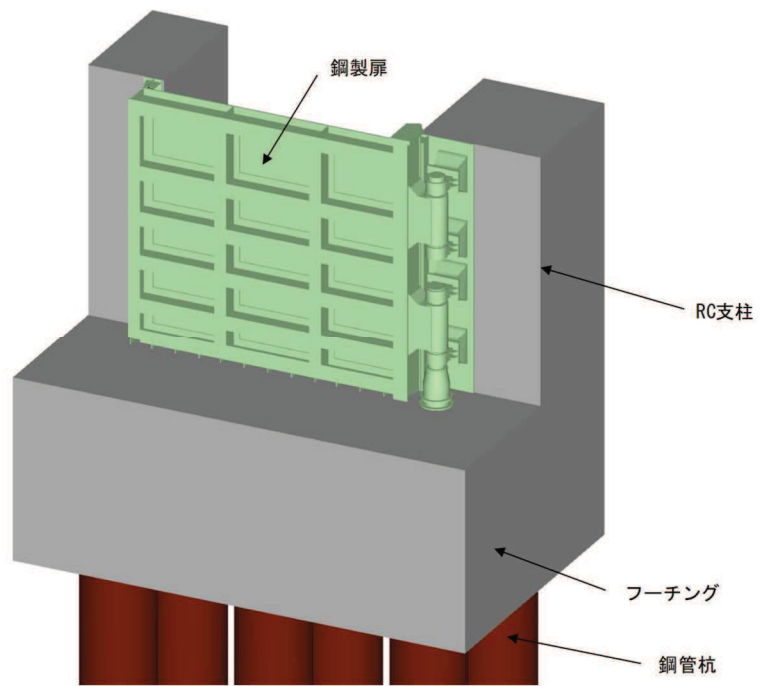


図 2-3(1) 鋼製扉 2 の構造概要

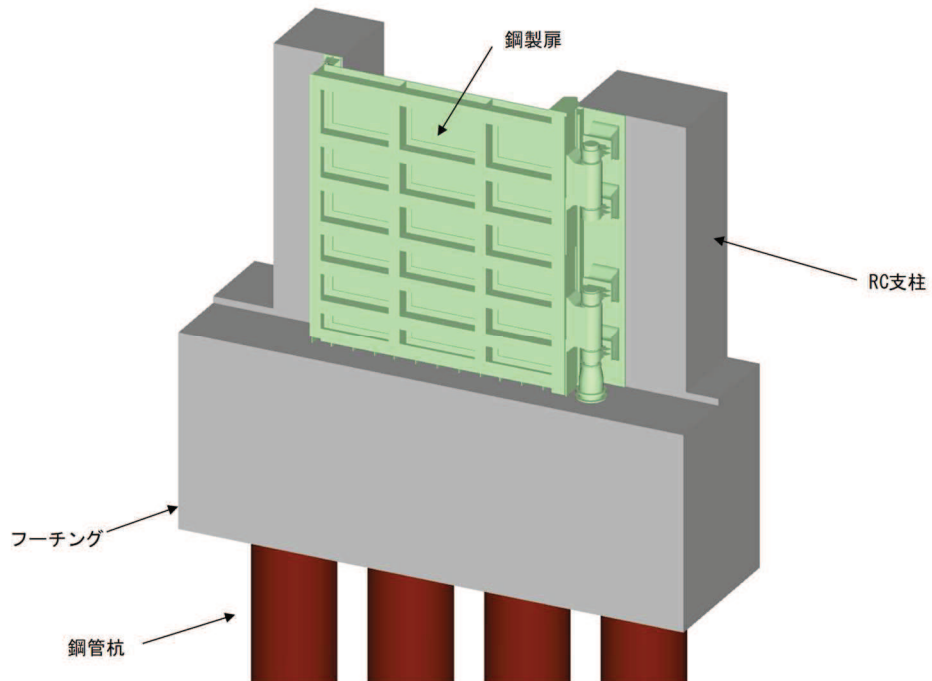


図 2-3(2) 鋼製扉 1, 3, 4 の構造概要

表 2-2 区間ごとの構造的特徴

断面	天端高さ (m)	鋼管杭		扉体			入力津波高さ (m)	周辺地質
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	幅 (m)	縦 (m)	横 (m)		
鋼製扉 1	0.P.+19.0	φ1800	24, 29, 34	0.6	5.15	5.9	0.P.+18.1 (第 2 号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼製扉 2	0.P.+19.0	φ1500	25	0.6	5.15	5.9	0.P.+17.4 (第 2 号機放水立坑)	盛土・旧表土が分布せず、岩盤上面が露頭している。
鋼製扉 3	0.P.+20.0	φ1800	24, 29, 34	0.6	6.15	5.9	0.P.+19.0 (第 3 号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼製扉 4	0.P.+19.0	φ1800	24, 29, 34	0.6	5.15	5.9	0.P.+17.5 (第 3 号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。

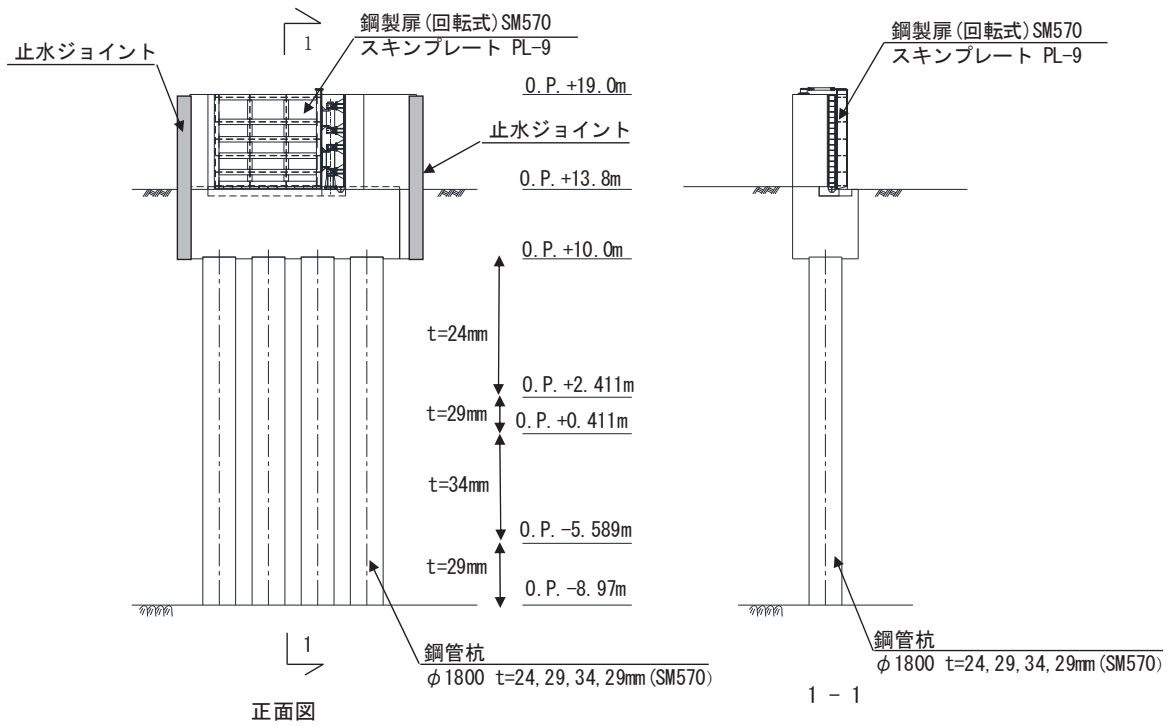


図 2-4 鋼製扉 1 の構造図

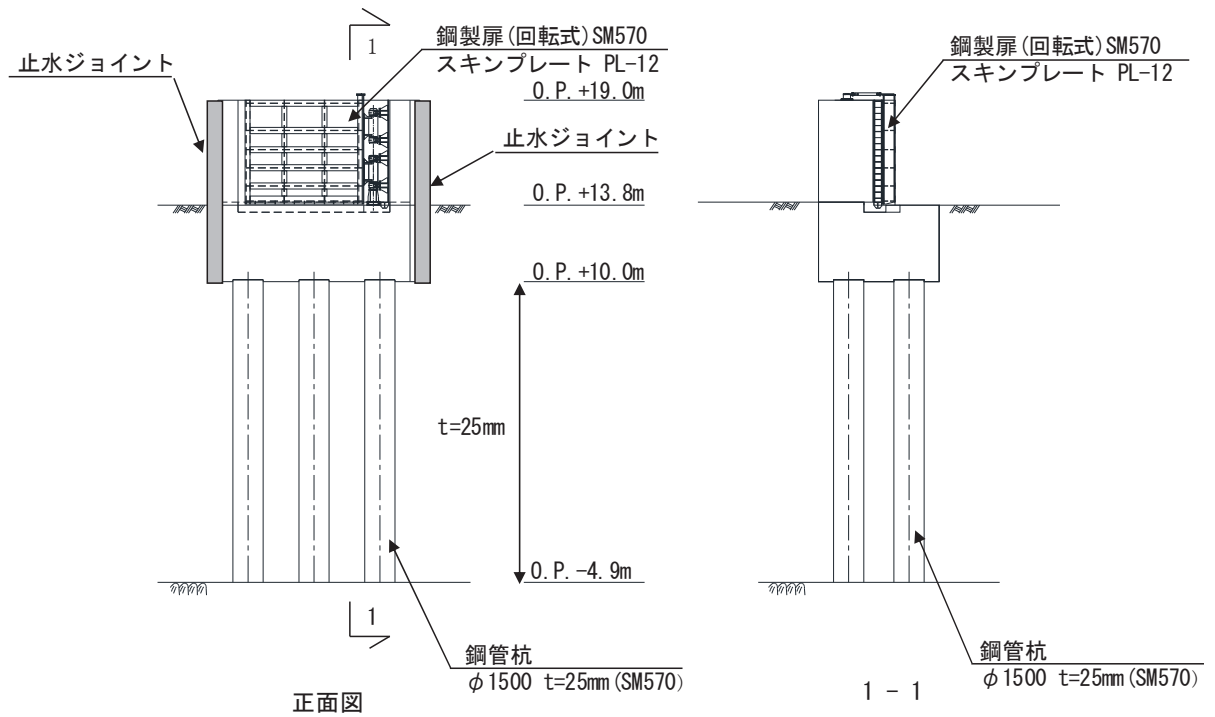


図 2-5 鋼製扉 2 の構造図

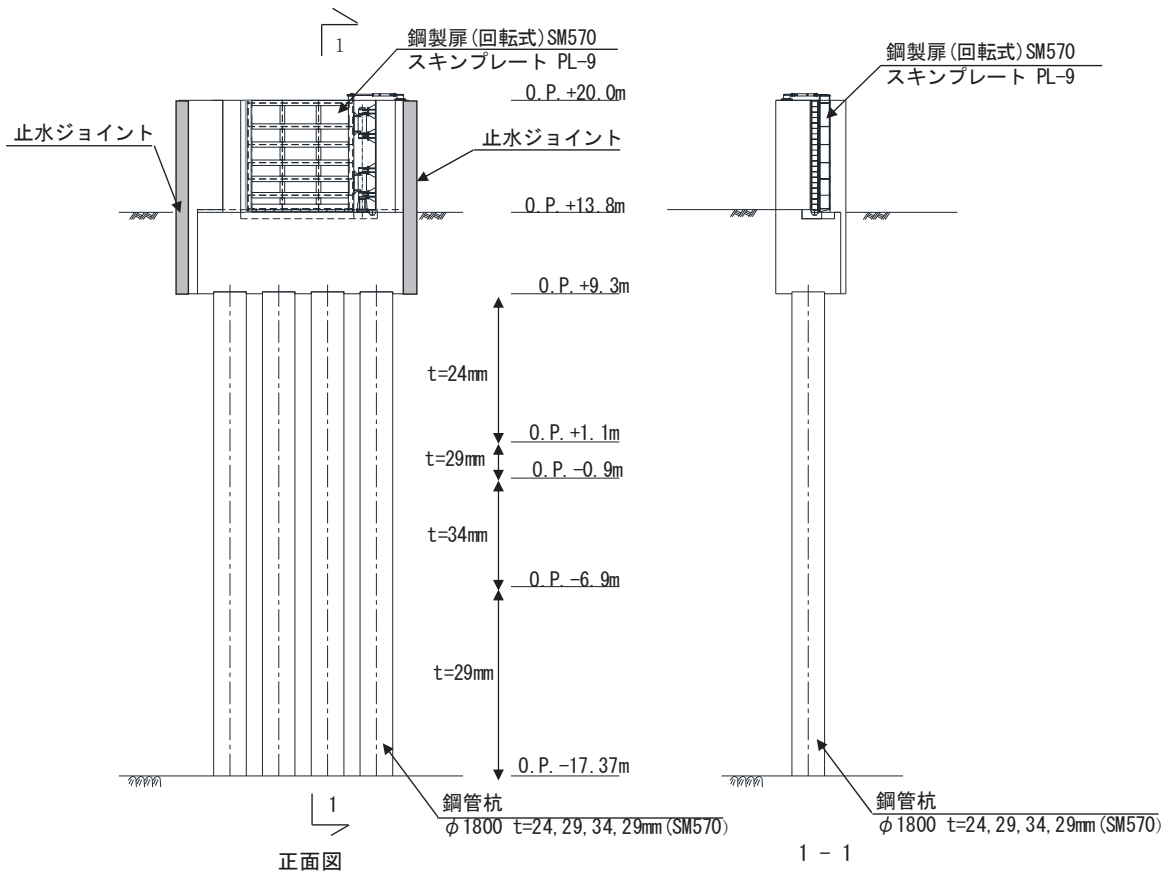


図 2-6 鋼製扉 3 の構造図

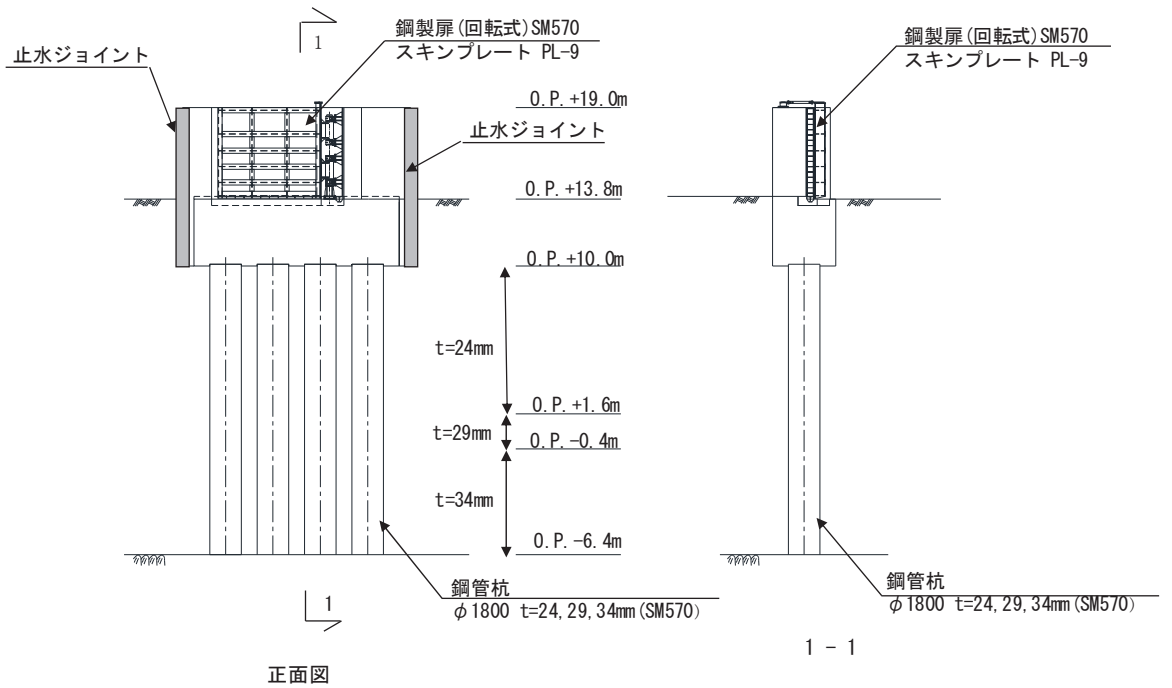


図 2-7 鋼製扉 4 の構造図

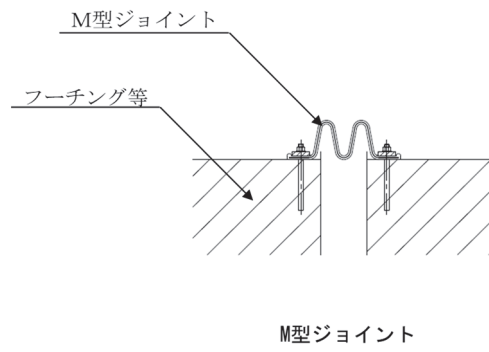


図 2-8 鋼製扉の止水ジョイントの構造図

### 2.3 評価方針

鋼製扉等より構成される防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製扉の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表2-3に示すとおり、構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については、施設ごとに定める照査項目（発生応力等）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、杭頭に発生する鉛直力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

構造部材の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した許容限界以下であることを確認する。

鋼製扉の耐震評価フローを図2-9に示す。

表 2-3 鋼製扉の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設の健全性	扉体	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		RC 支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断強度*
		フーチング	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断強度*
		鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設の健全性	扉体	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		RC 支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断強度*
		フーチング	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断強度*
		鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	施設の变形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した変形量

注記\*：妥当な安全余裕を考慮する。

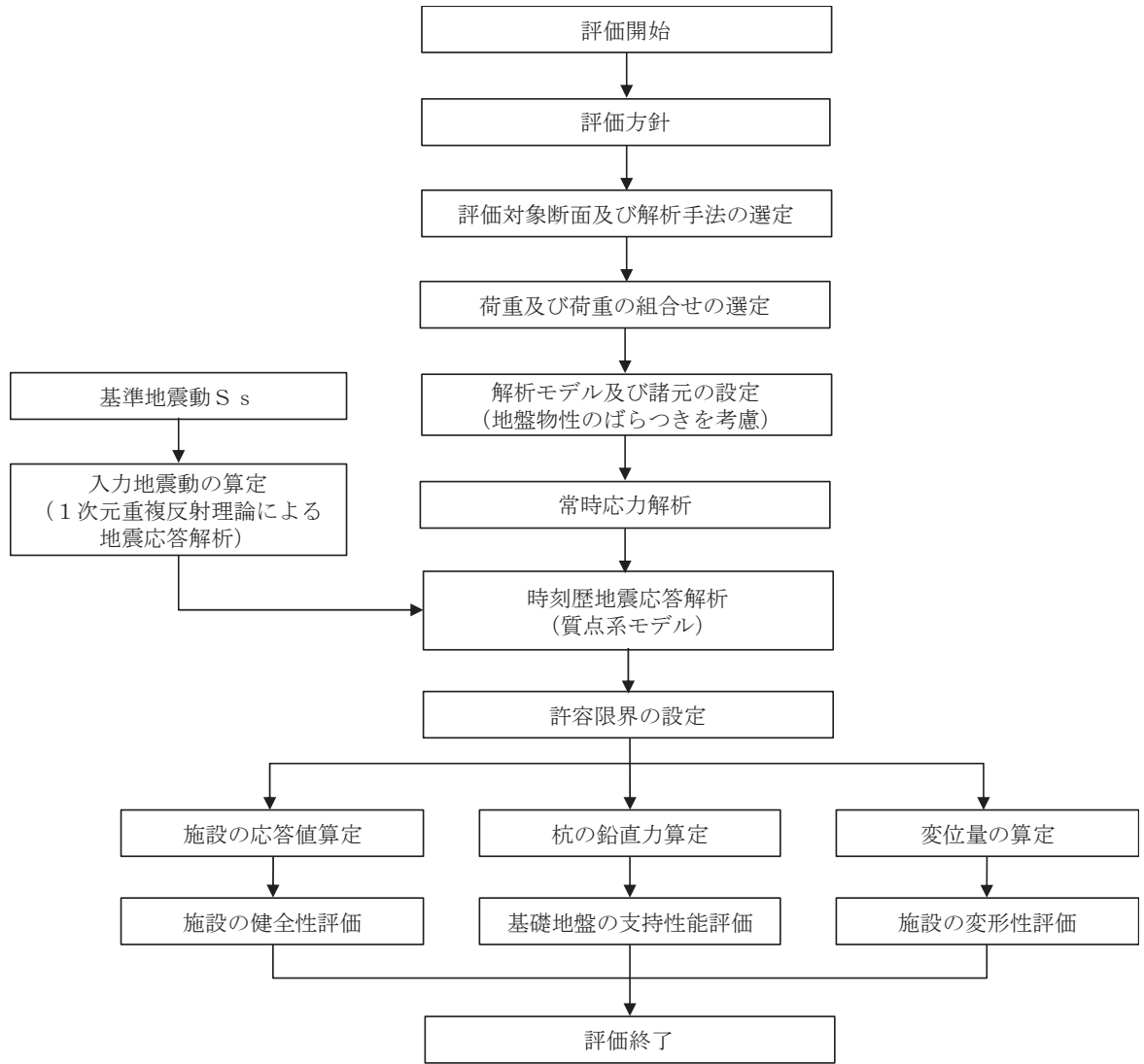


図 2-9 鋼製扉の耐震評価フロー



## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・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）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）
- ・水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成31年3月）
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- ・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 原子力土木委員会，2005年6月）
- ・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）
- ・乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（4616-2009）

### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象断面

評価対象断面は、鋼製遮水壁（鋼板）の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3-1 に示す図 3-1 に示す鋼製扉 2 及び鋼製扉 3 とし、相対的に断面係数が大きい壁軸方向が強軸断面方向となるため、横断方向に加振した場合の影響を評価する。

鋼製扉の縦断面図を図 3-2 に、評価対象位置の地層構成図を図 3-2 に、評価対象の選定理由を下記に示す。

なお、鋼製扉周辺に旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、液状化による地盤変形抑制のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないよう地盤改良高さの 2 倍としている。地下水位が高くフーチング下面に近い 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、2 号機海水ポンプ室及び 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。

鋼製扉 2：鋼管杭の杭径、板厚等の下部工仕様が他の鋼製扉と異なる。また、扉体の高さ、幅等の上部工仕様が同一である鋼製扉 1, 4 に対して、岩盤が露頭し盛土・旧表土が分布しない地点に設置されるため、上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることで、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

鋼製扉 3：鋼管杭の杭径、板厚等の下部工仕様が同一である鋼製扉 1, 4 に対して、岩盤上面が浅く、杭及び地盤の変位量が大きくなることで、下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される。また、扉体の高さが鋼製扉 1 及び鋼製扉 4 に対して高いことから、上部工に作用する断面力が大きくなることが想定される断面。

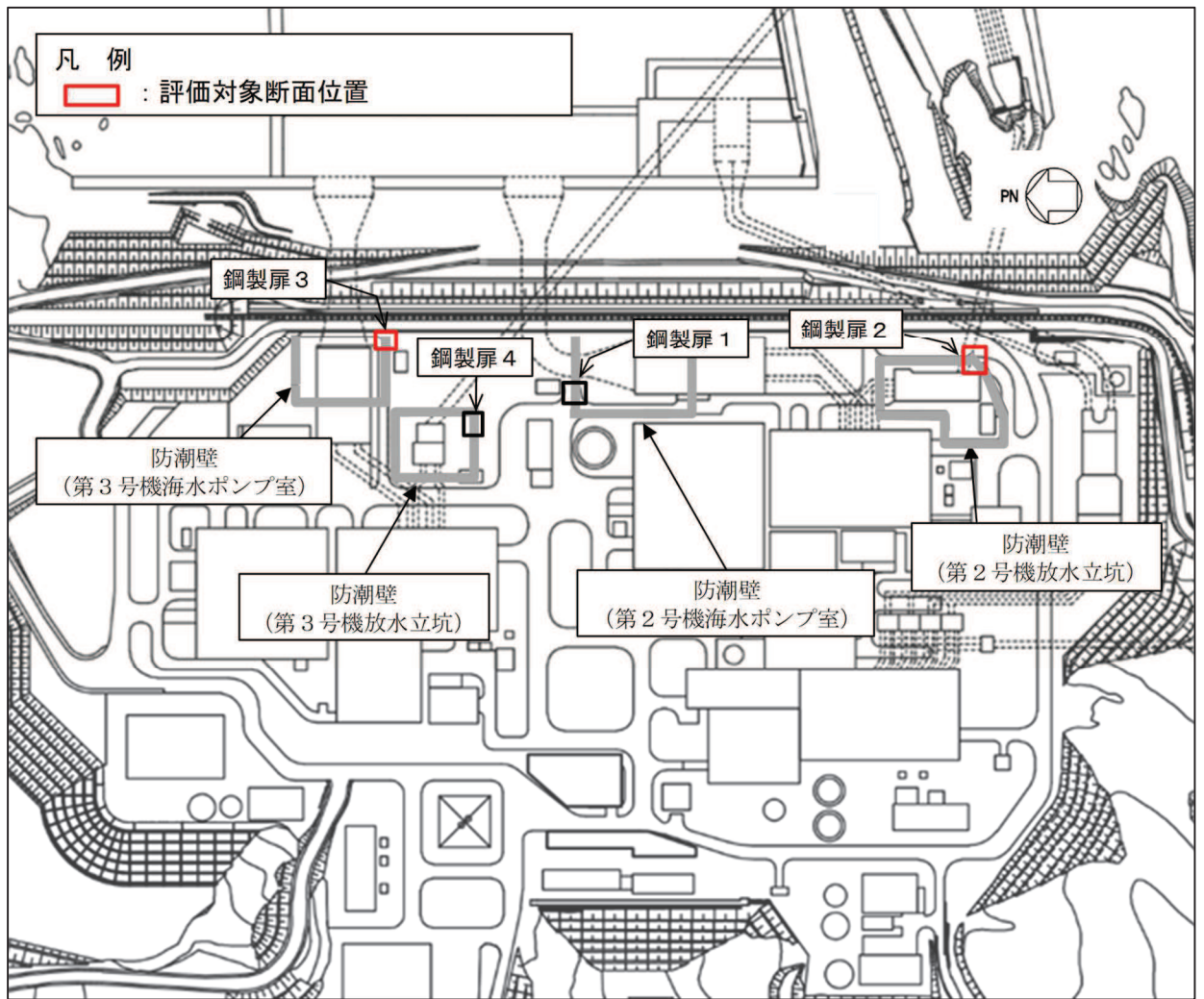
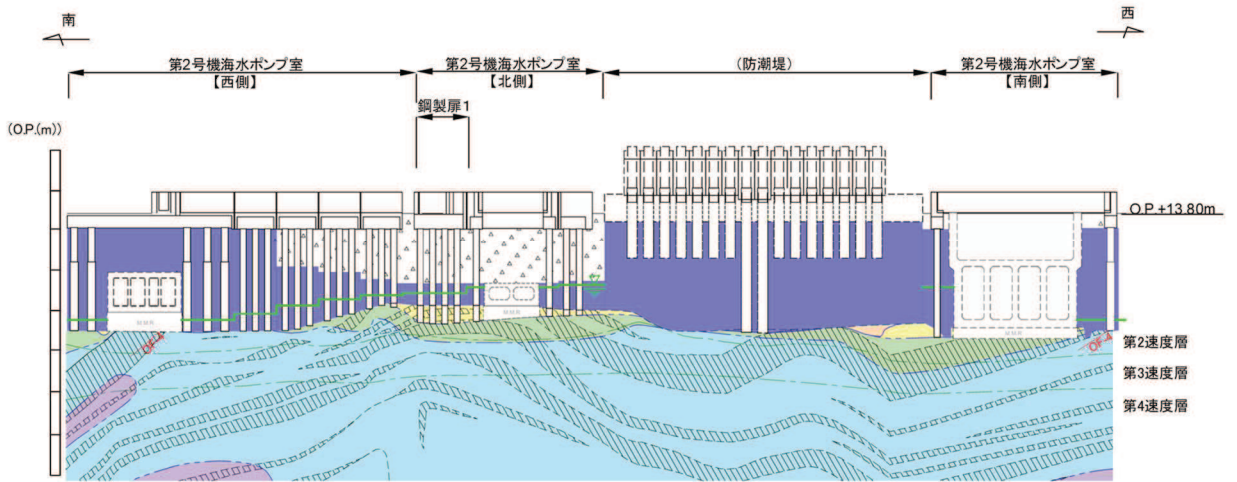
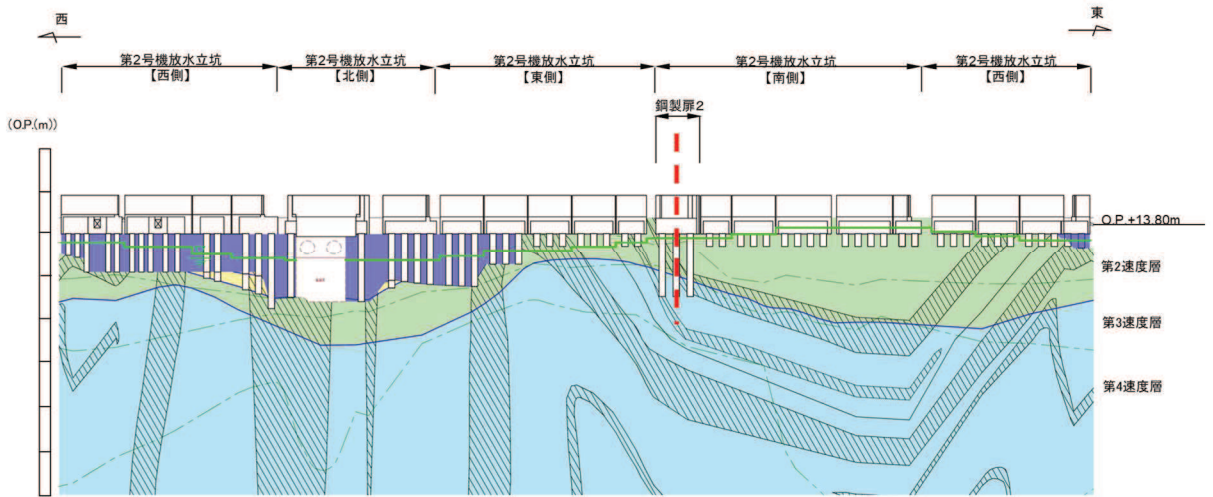


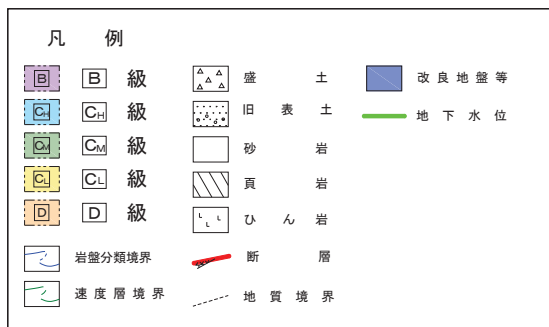
図 3-1 鋼製扉の評価対象断面位置図



(2号機海水ポンプ室)

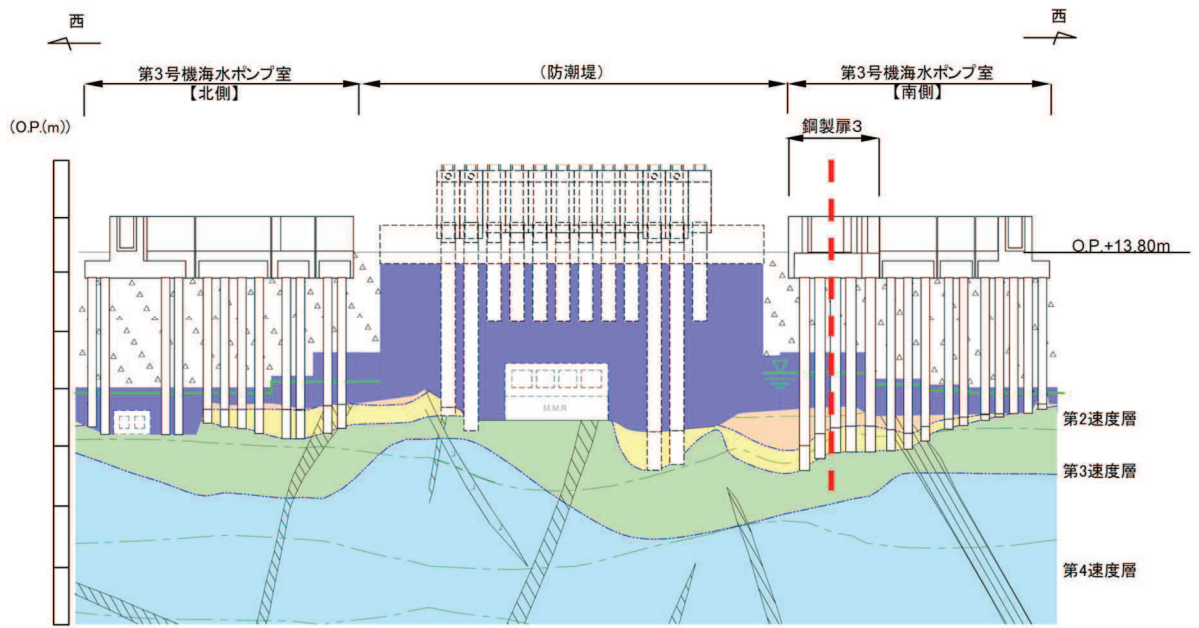


(2号機放水立坑)

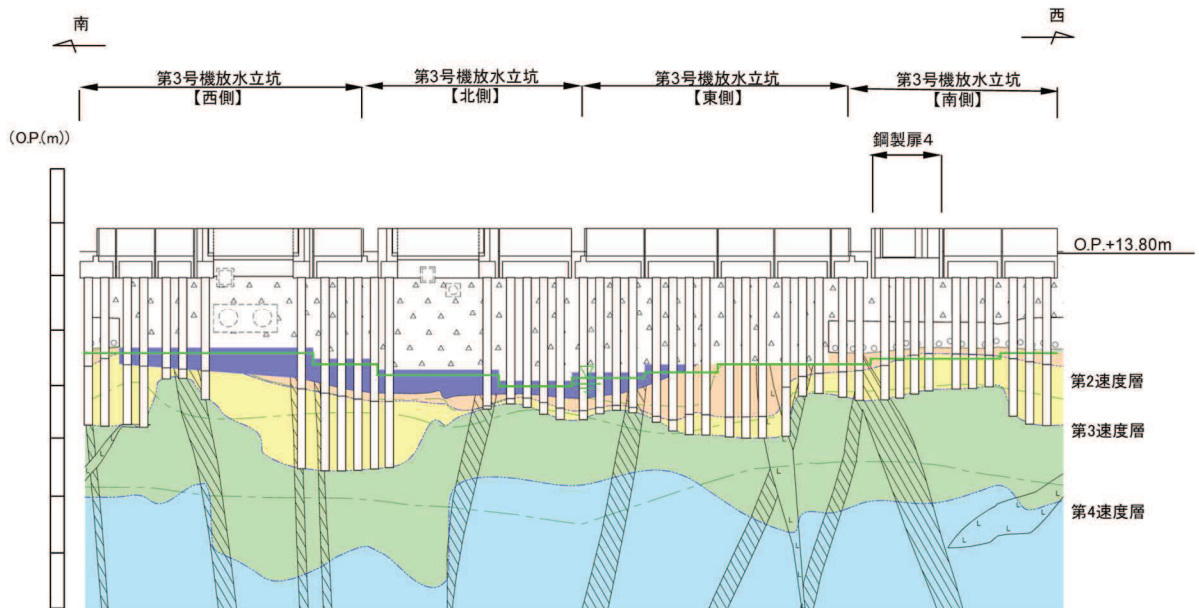


\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 3-2(1) 鋼製扉の縦断面図  
(2号機海水ポンプ室, 2号機放水立坑)



(3号機海水ポンプ室)



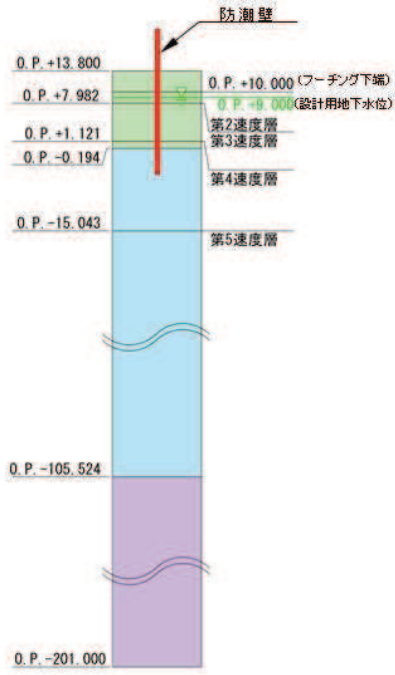
(3号機放水立坑)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>H</sub> 級		旧 表 土
	C <sub>M</sub> 級		砂 岩
	C <sub>L</sub> 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地 下 水 位

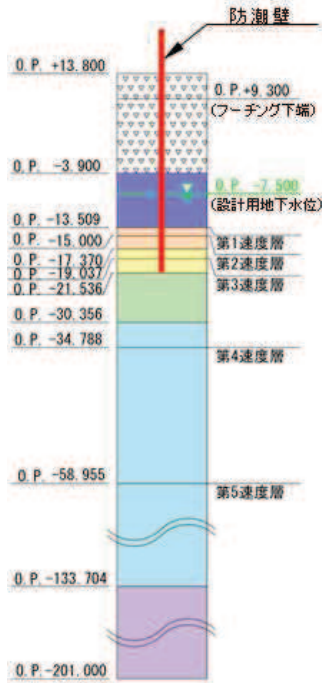
\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 3-2(2) 鋼製扉の縦断面図  
(3号機海水ポンプ室, 3号機放水立坑)

(鋼製扉 2)



(鋼製扉 3)



凡 例	
	B 級
	C <sub>H</sub> 級
	C <sub>M</sub> 級
	C <sub>L</sub> 級
	D 級
	岩盤分類境界
	速度層境界
	盛 土
	旧 表 土
	砂 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩
	断 層
	地 質 境 界
	改良地盤等
	地 下 水 位

図 3-3 評価対象断面の地層構成図

### 3.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、防潮壁が上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素及び地盤ばねを用いた上部工 - 下部工 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。

地震応答解析モデルに入力する地盤応答は、以下のとおり作成する。

#### (鋼製扉 2)

岩盤露頭部であり地盤が線形材料のみで構成されるため、一次元重複反射理論に基づく地震応答解析を用いる。

#### (鋼製扉 3)

基準地震動  $S_s$  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一次元時刻歴応答解析により作成する。

なお、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、杭周辺地盤の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、全応力非線形解析とする。

地震応答解析については「TDAP III Ver3.10.01」を使用し、地盤応答の作成については「Soilplus Ver.2015Build3」及び「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 3.2.1 施設

鋼管杭、フーチング及び上部工（鋼製）を質点及び線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

#### 3.2.2 材料物性及び地盤物性のばらつき

鋼製扉の地震時の応答は、周辺地盤との相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を評価する。表 3-1～表 3-2 に解析ケースを示す。

図 3-2～図 3-3 に示すとおり、鋼製扉 2 の周辺には  $C_L$  級岩盤、 $C_M$  級岩盤、 $C_H$  級岩盤及び  $B$  級岩盤が分布し、鋼製扉 3 の周辺には、主として旧表土、盛土、 $D$  級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布していることから、それぞれの断面毎に、周辺に分布する地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数及び動せん断弾性係数の標準偏差  $\sigma$  を用いて設定した解析ケース②及び③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。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3-1 解析ケース (鋼製扉 2)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 $\sigma$

表 3-2 解析ケース (鋼製扉 3)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値



### 3.2.3 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の  $\alpha$ 、 $\beta$  を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき，表 3-3 に示す減衰定数を用いる。

固有値解析結果に基づき設定した  $\alpha$ 、 $\beta$  を表 3-4 に示す。

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

$\alpha$ 、 $\beta$  : 係数

表 3-3 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%

表 3-4(1) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定結果 (h=2%)

	$\alpha$	$\beta$
鋼製扉 2	2.7403	0.0001
鋼製扉 3	0.4636~0.5070	0.0004

表 3-4(2) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定結果 (h=3%)

	$\alpha$	$\beta$
鋼製扉 2	4.1104	0.0002
鋼製扉 3	0.6954~0.7606	0.0006

表 3-4(3) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定結果 (h=5%)

	$\alpha$	$\beta$
鋼製扉 2	6.8507	0.0003
鋼製扉 3	1.1590~1.2676	0.0010

### 3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価においては、全ての基準地震動 $S_s$ に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査において照査値が0.5以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、表3-5に示す解析ケース②及び③を実施する。

表3-5 解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき(+1 $\sigma$ )を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1 $\sigma$ )を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度
地震動 (位相)	$S_s-D1$	++*	○	基準地震動 $S_s$ (7波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13波) を加えた全20波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5以上となるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも0.5未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。
		-+*	○	
		+ -*	○	
		---*	○	
	$S_s-D2$	++*	○	
		-+*	○	
		+ -*	○	
		---*	○	
	$S_s-D3$	++*	○	
		-+*	○	
		+ -*	○	
		---*	○	
	$S_s-F1$	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s-F2$	++*	○	
		-+*	○	
$S_s-F3$	++*	○		
	-+*	○		
$S_s-N1$	++*	○		
	-+*	○		

注記 \* : 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.3.1 耐震評価上考慮する状態

鋼製扉の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

##### (1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (3) 設計用自然条件

積雪及び風の影響を考慮する。

##### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

#### 3.3.2 荷重

鋼製扉の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

##### (1) 固定荷重( $G$ )

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 地震荷重( $S_s$ )

基準地震動 $S_s$ による荷重を考慮する。

##### (3) 積雪荷重( $P_s$ )

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量1cmごとに $20\text{N/m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し、 $0.98\text{kN/m}^2$ を考慮する。

##### (4) 風荷重( $P_k$ )

風荷重については、設計基準風速を $30\text{m/s}$ とし、建築基準法に基づき算定する。

### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-6 に示す。

表 3-6 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

$S_s$  : 地震荷重

### 3.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 $S_s$ を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置（O.P.-201m）で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3-4 に示す。地震応答解析時に用いる入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第 2 号機側（鋼製扉 2）は図 3-5 に、3 号機側（鋼製扉 3）は図 3-6 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

地下構造モデル

構造物位置地盤モデル

地震応答解析モデル

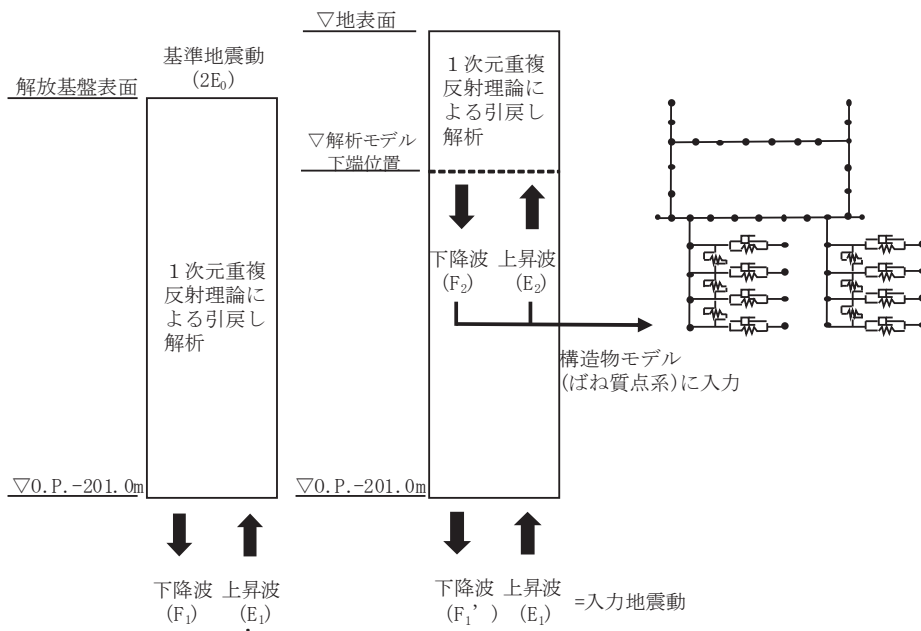


図 3-4(1) 入力地震動算定の概念図 (鋼製扉 2)

地下構造モデル

構造物位置地盤モデル

地震応答解析モデル

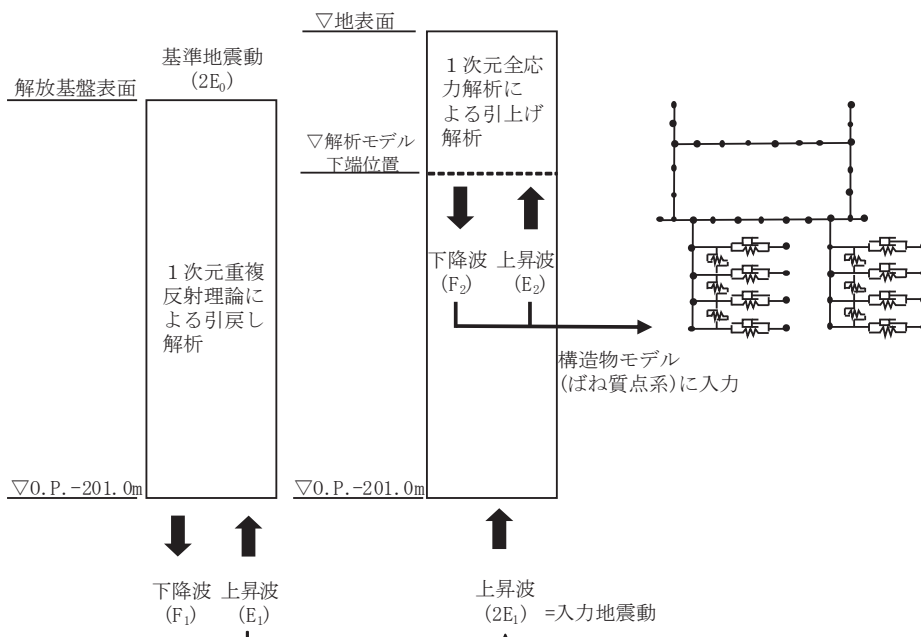
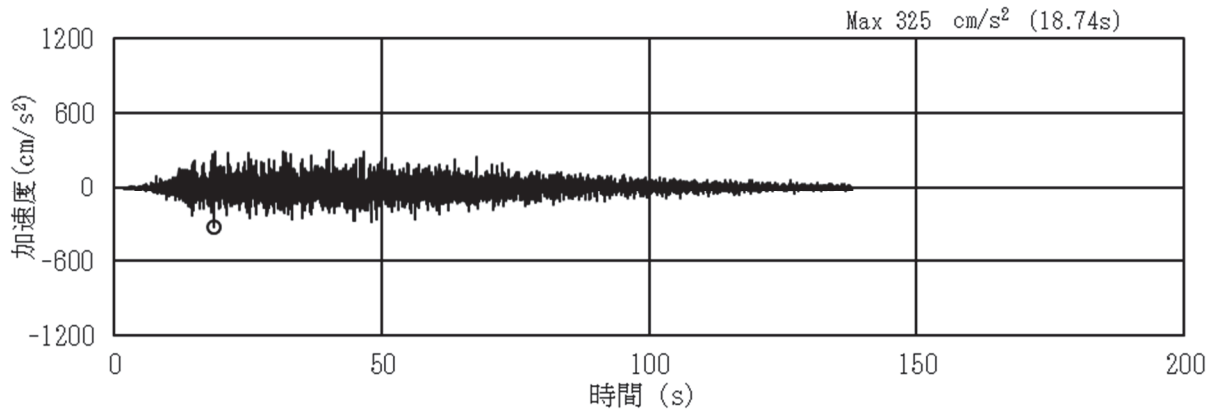
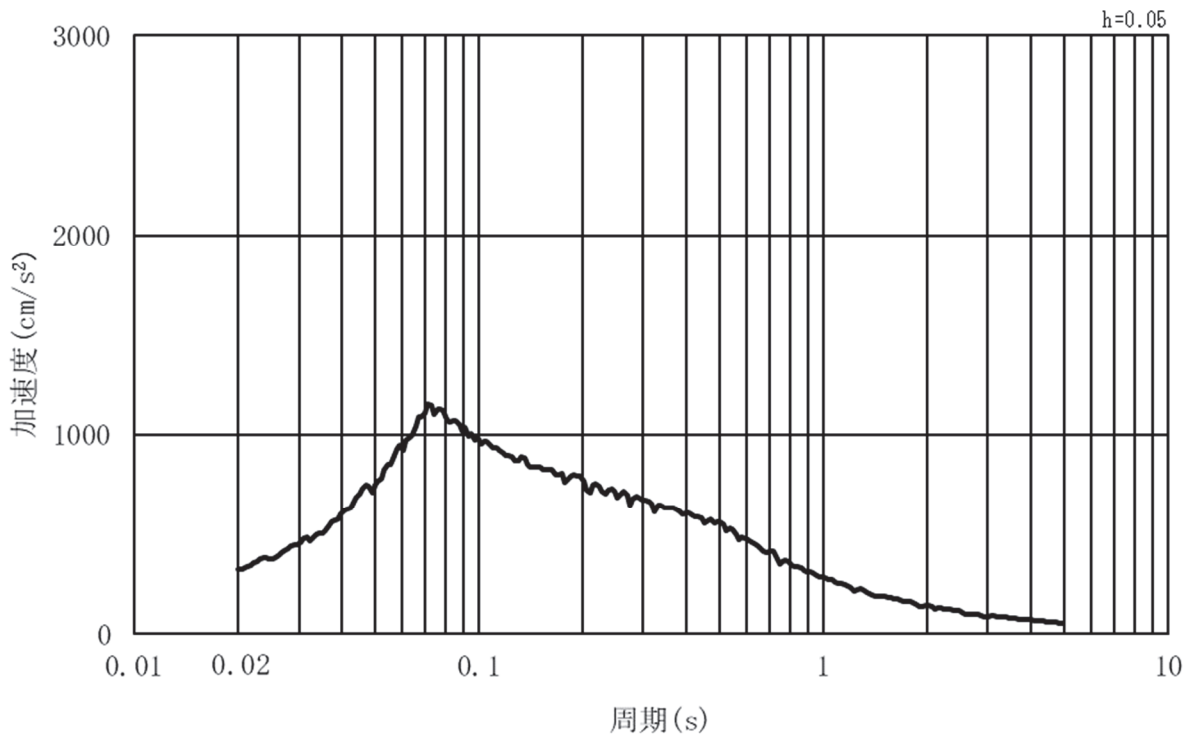


図 3-4(2) 入力地震動算定の概念図 (鋼製扉 3)

(1) 鋼製扉 2

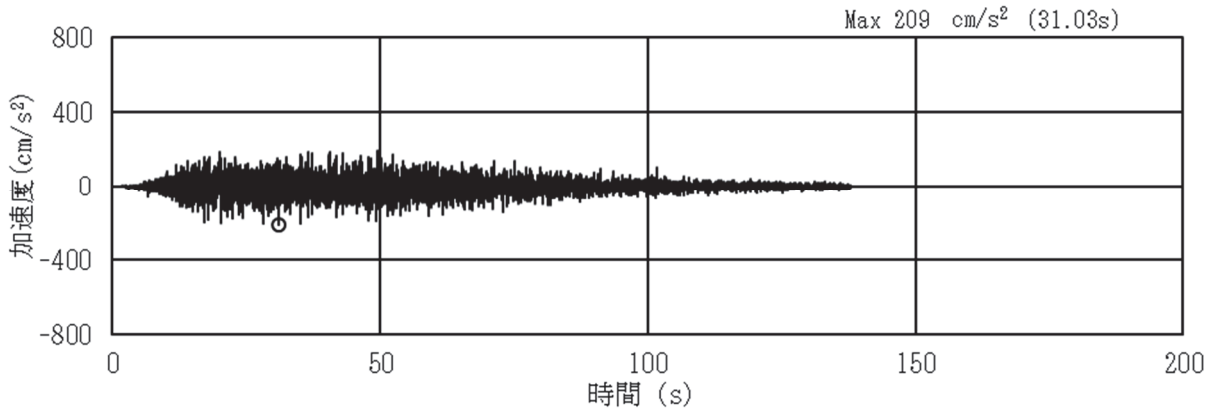


(a) 加速度時刻歴波形

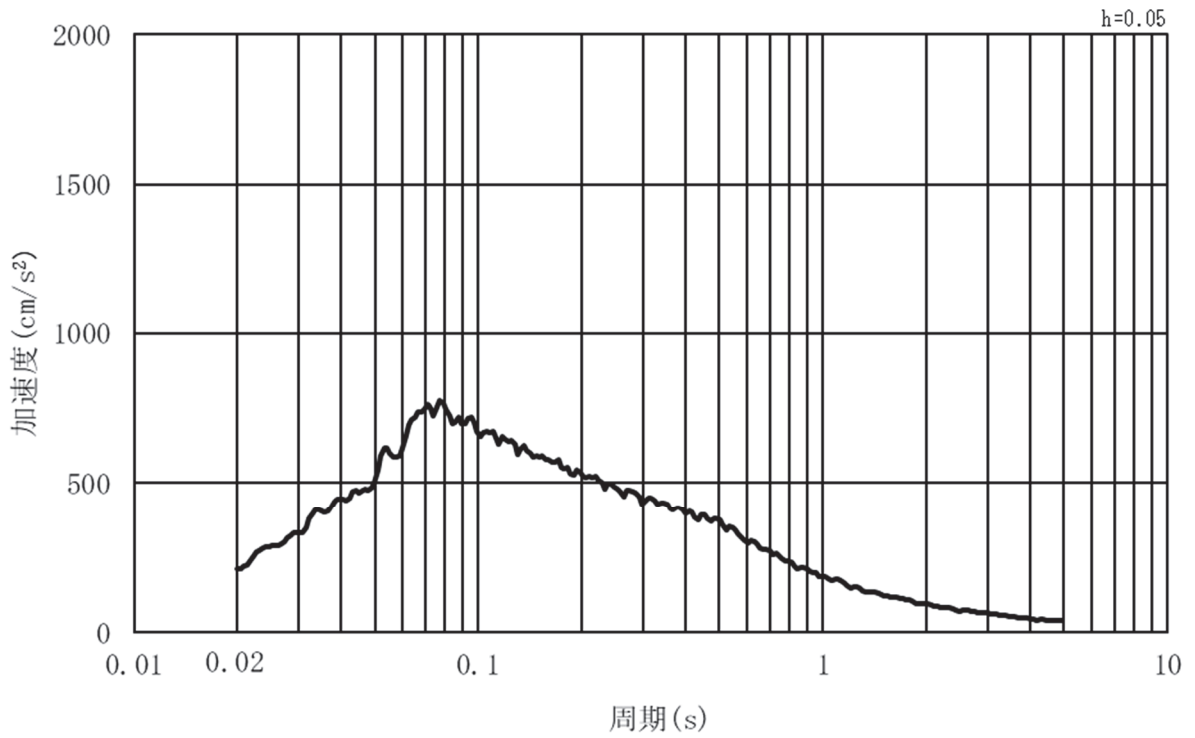


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S s - D 1), 第 2 号機側



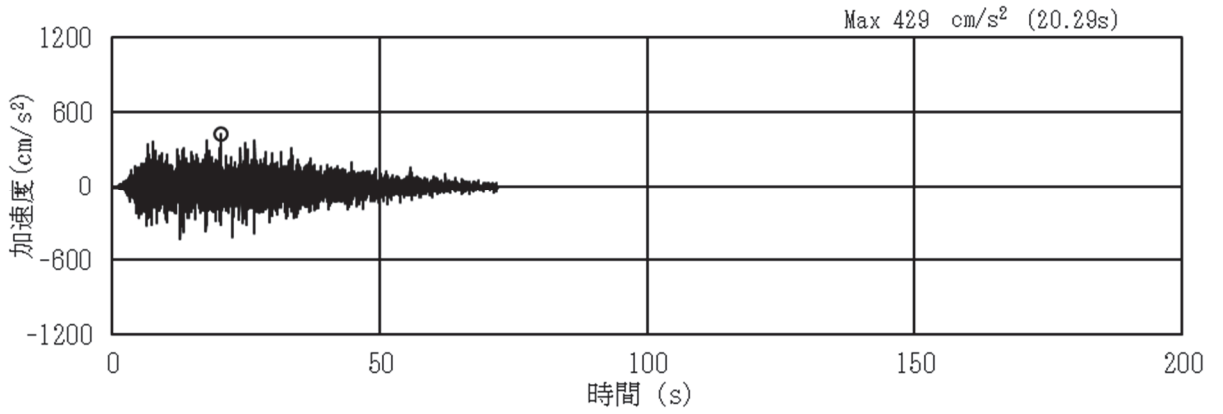
(a) 加速度時刻歴波形



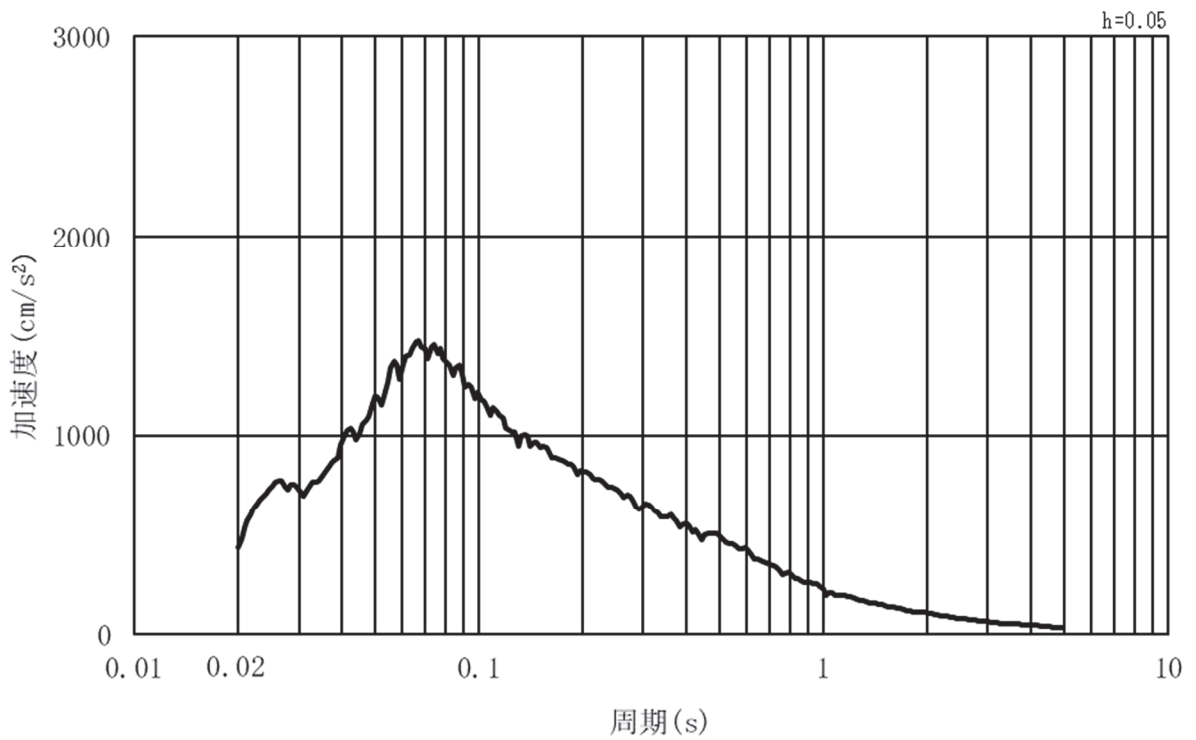
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(鉛直方向：S s - D 1) , 第 2 号機側



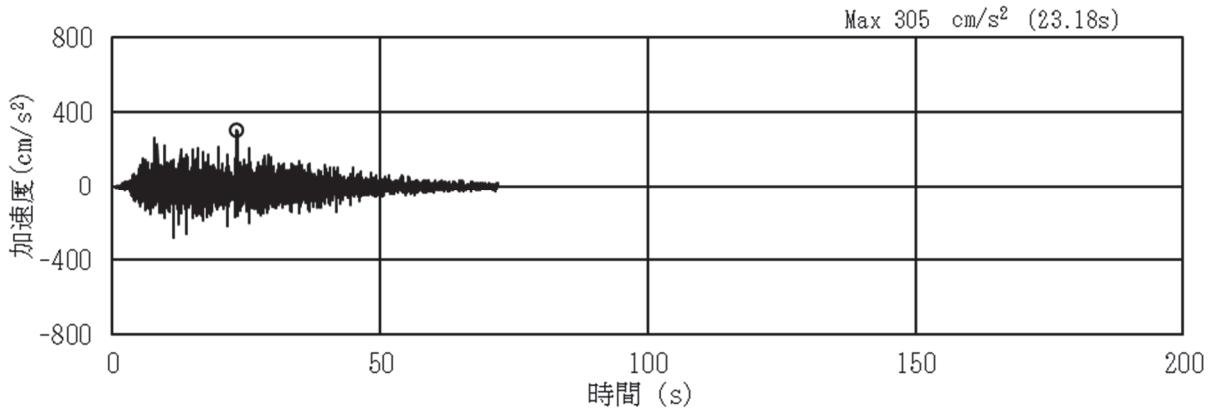


(a) 加速度時刻歴波形

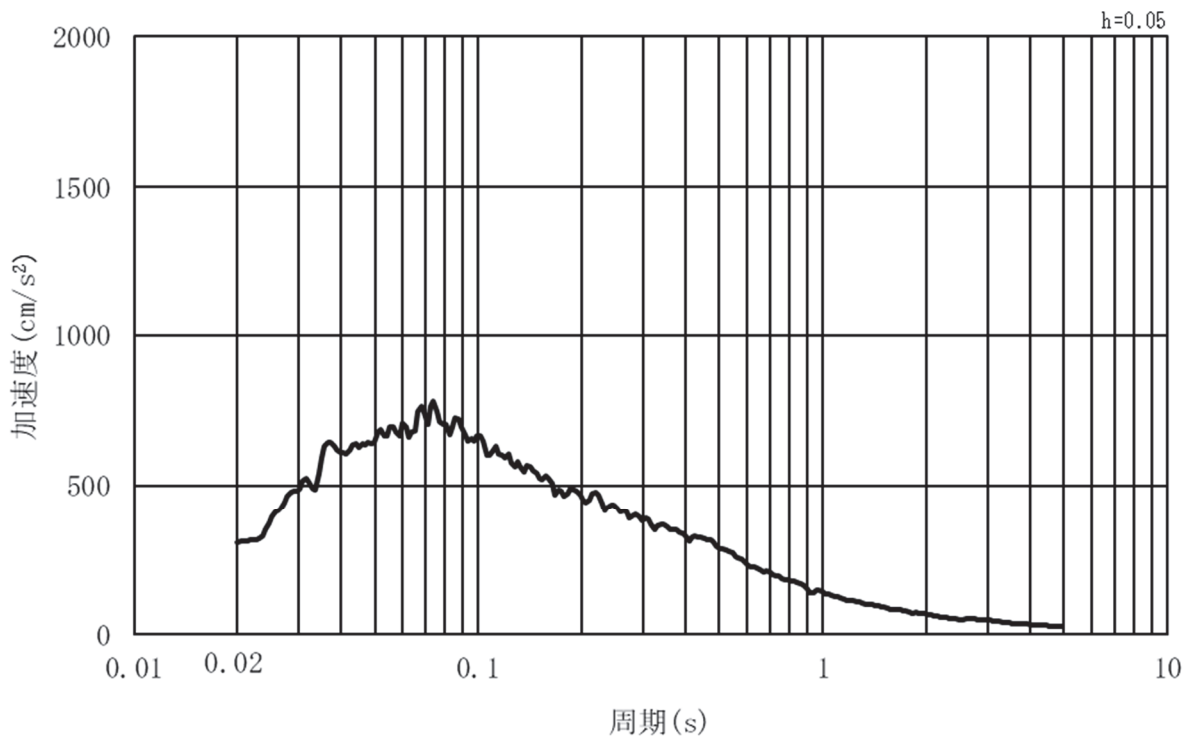


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(水平方向：S s - D 2) , 第 2 号機側

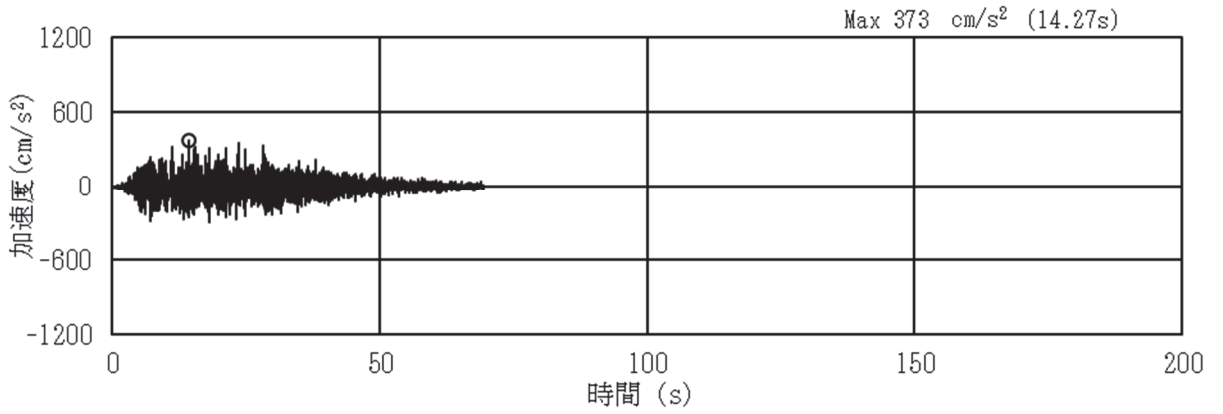


(a) 加速度時刻歴波形

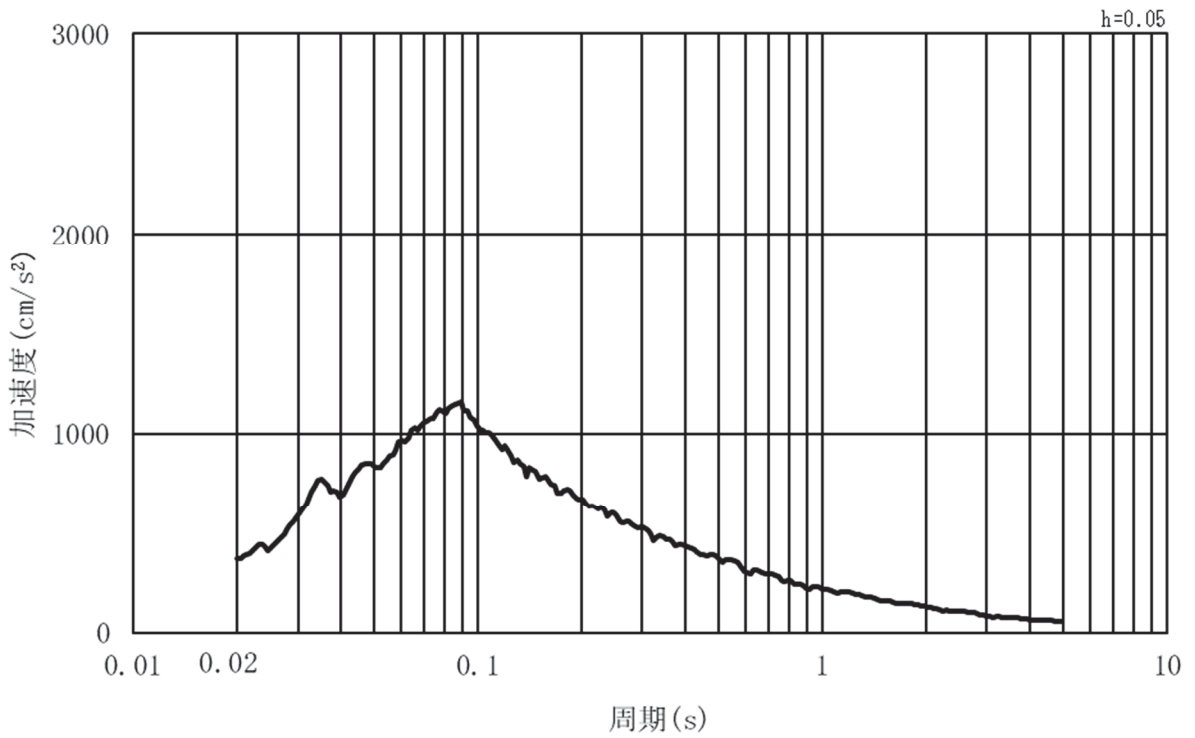


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(鉛直方向：S s - D 2) , 第 2 号機側

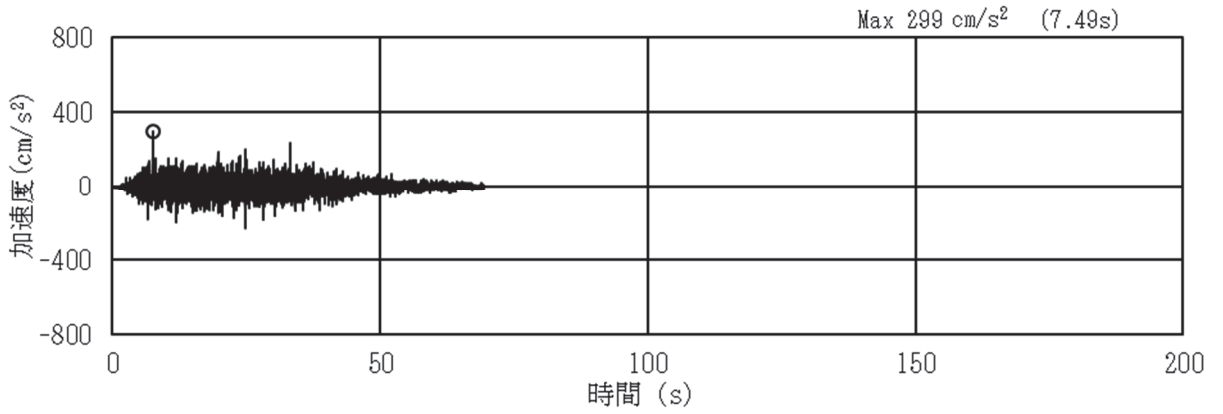


(a) 加速度時刻歴波形

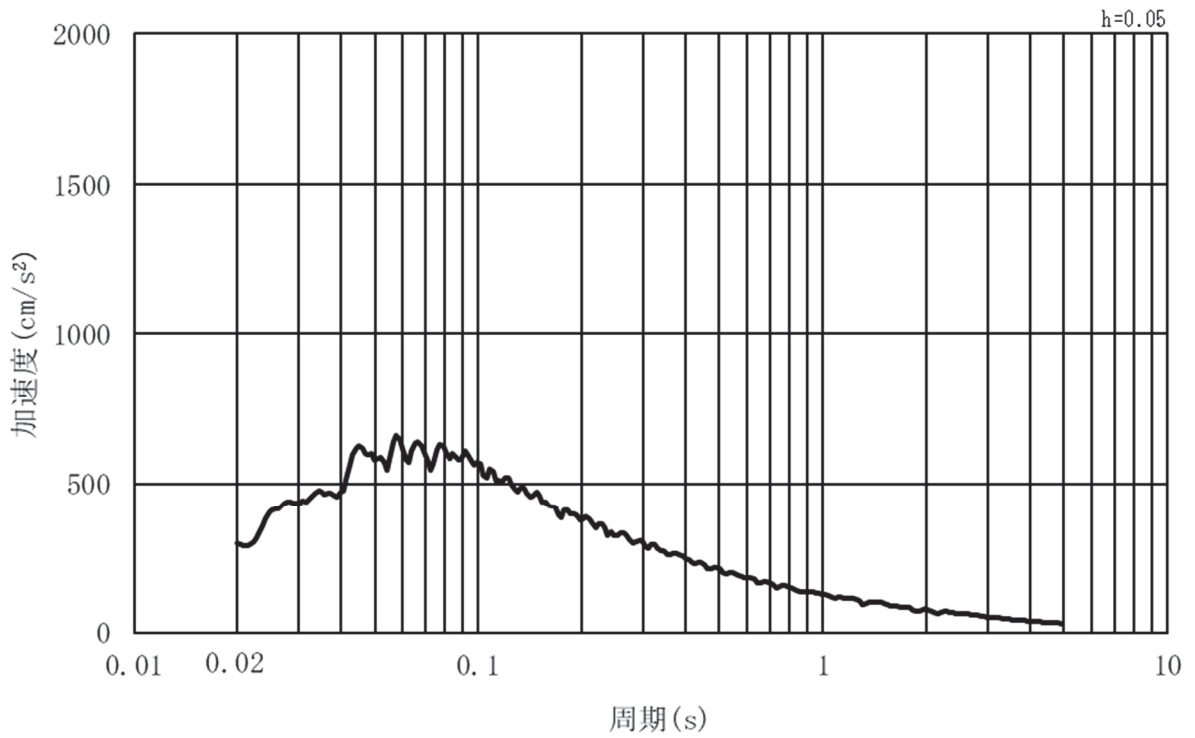


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(水平方向：S s - D 3) , 第 2 号機側

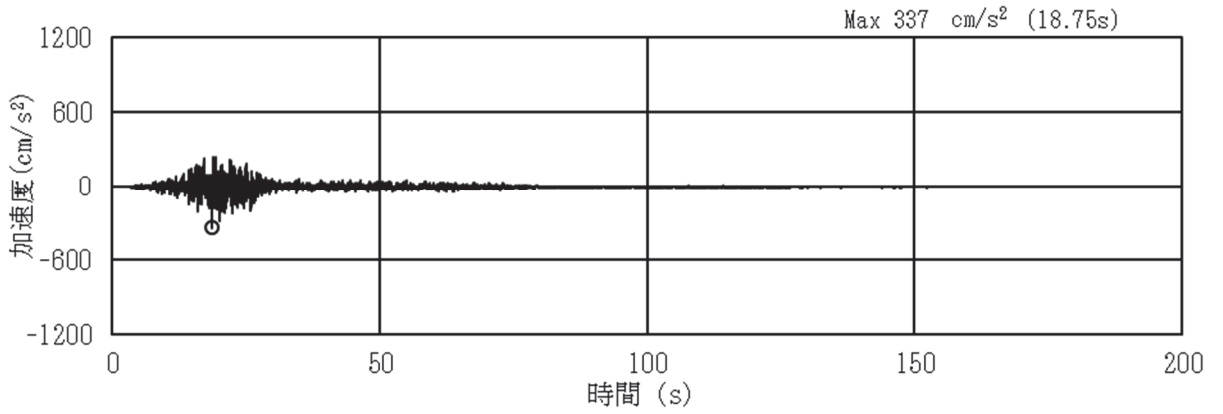


(a) 加速度時刻歴波形

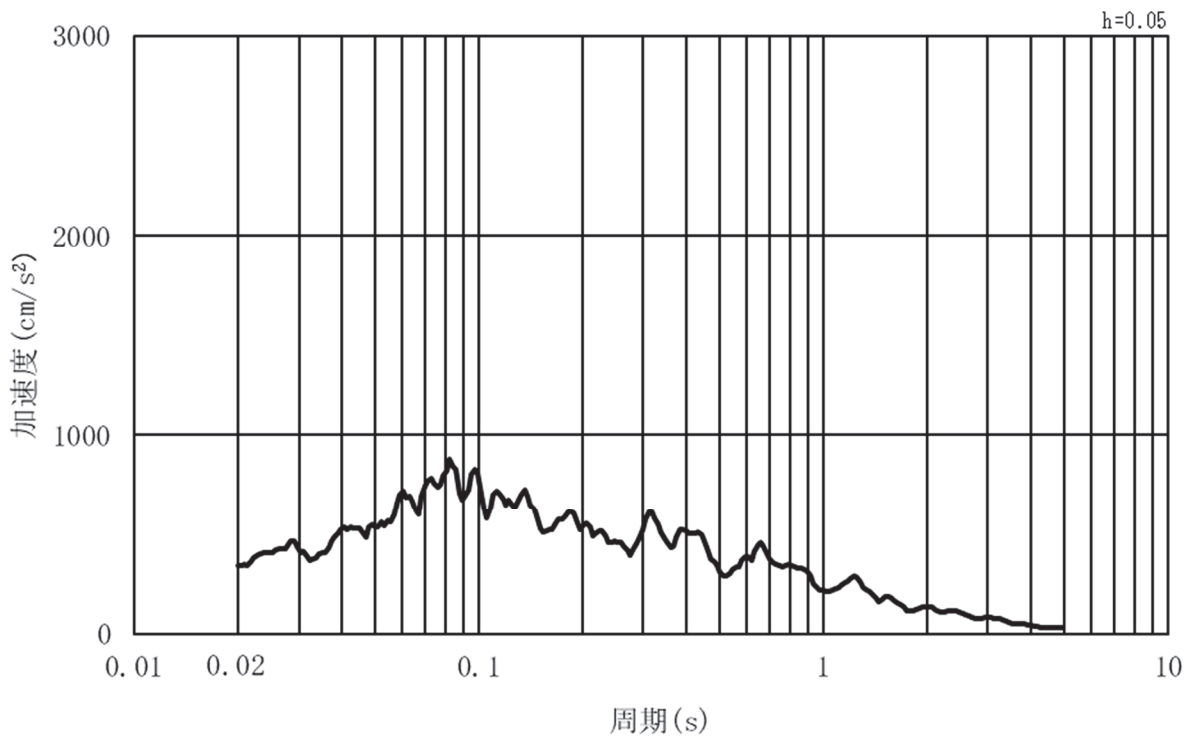


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(鉛直方向：S s - D 3) , 第 2 号機側

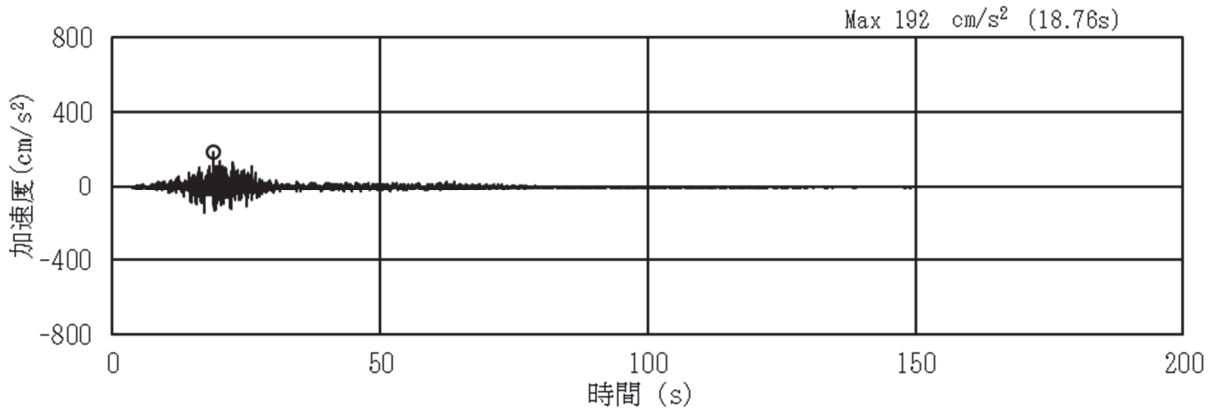


(a) 加速度時刻歴波形

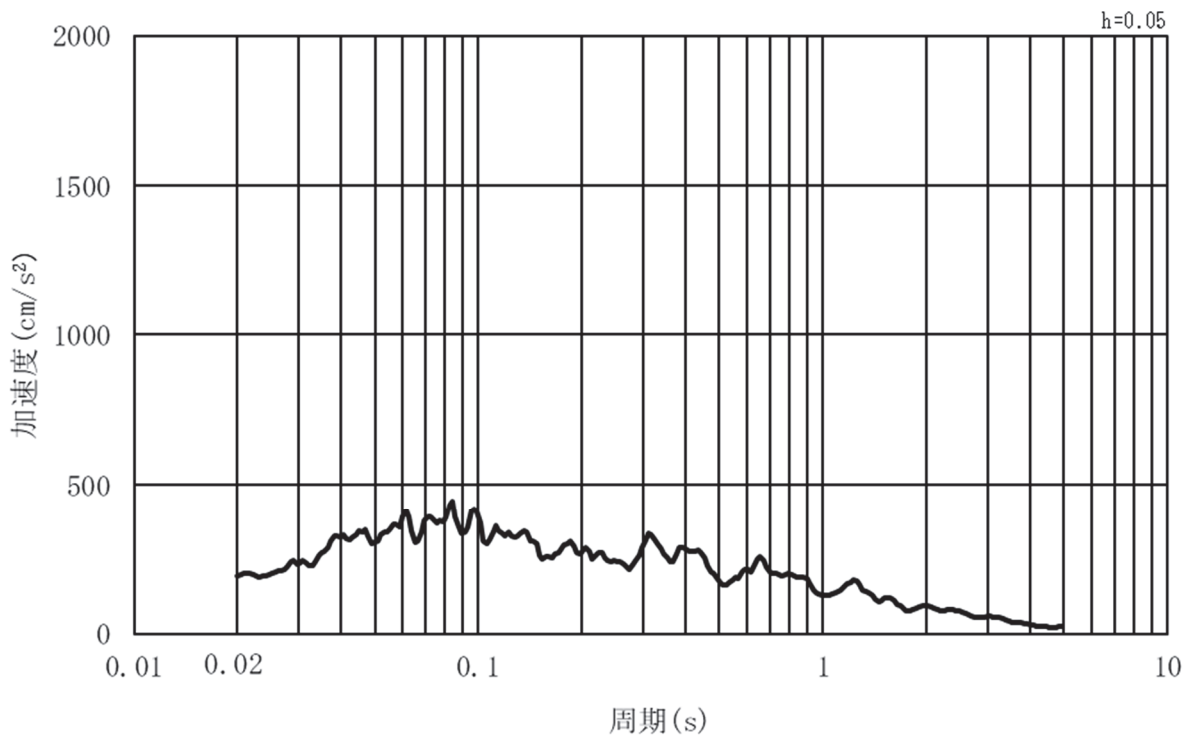


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(水平方向：S s - F 1) , 第 2 号機側

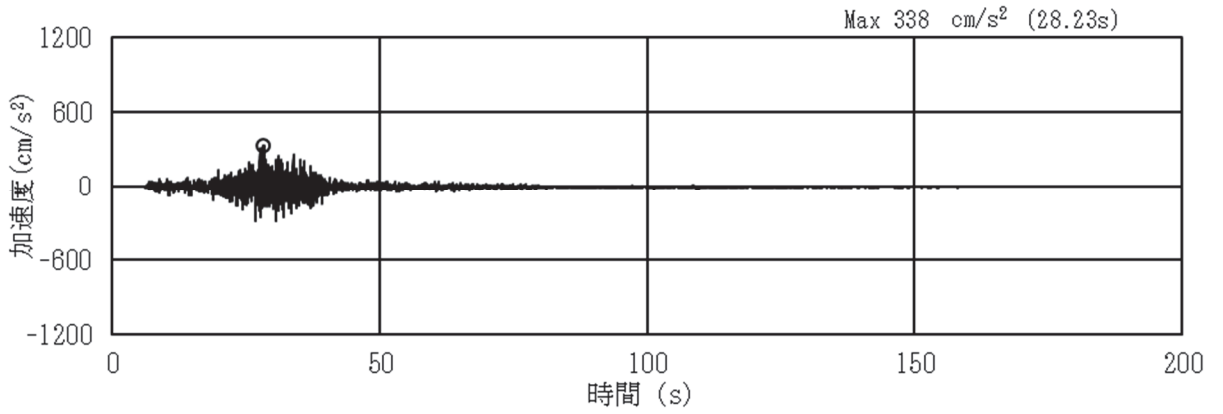


(a) 加速度時刻歴波形

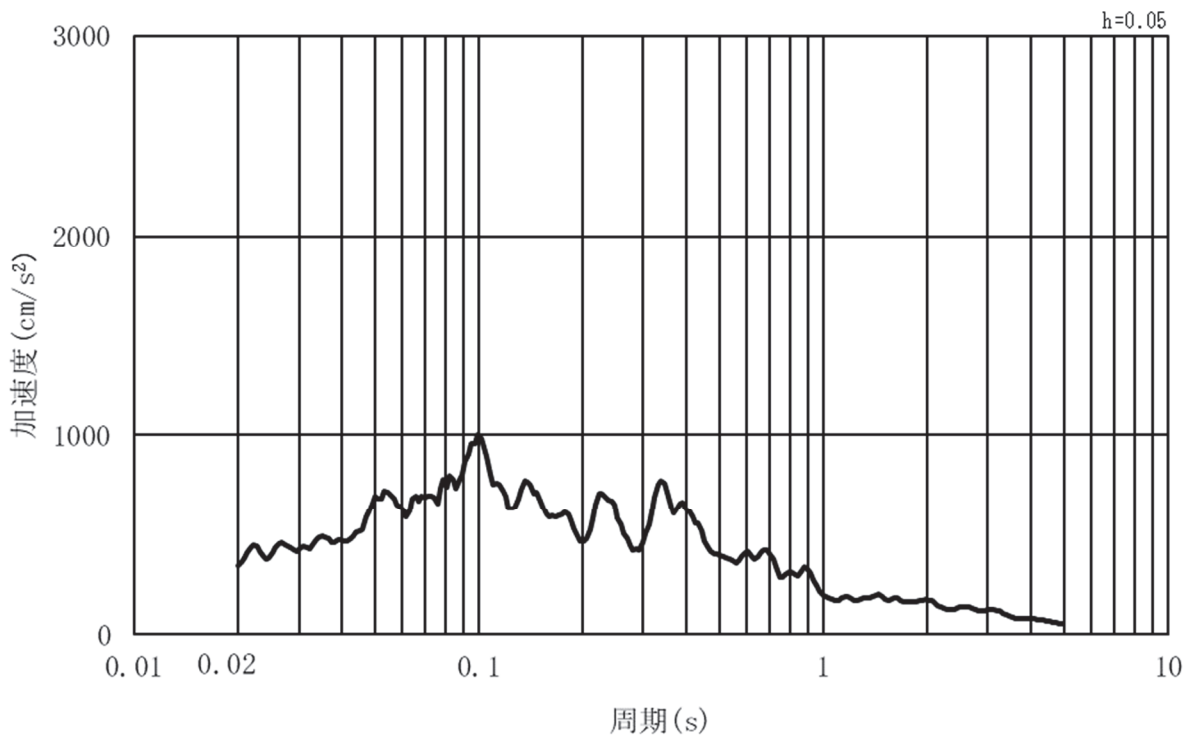


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(鉛直方向：S s - F 1) , 第 2 号機側

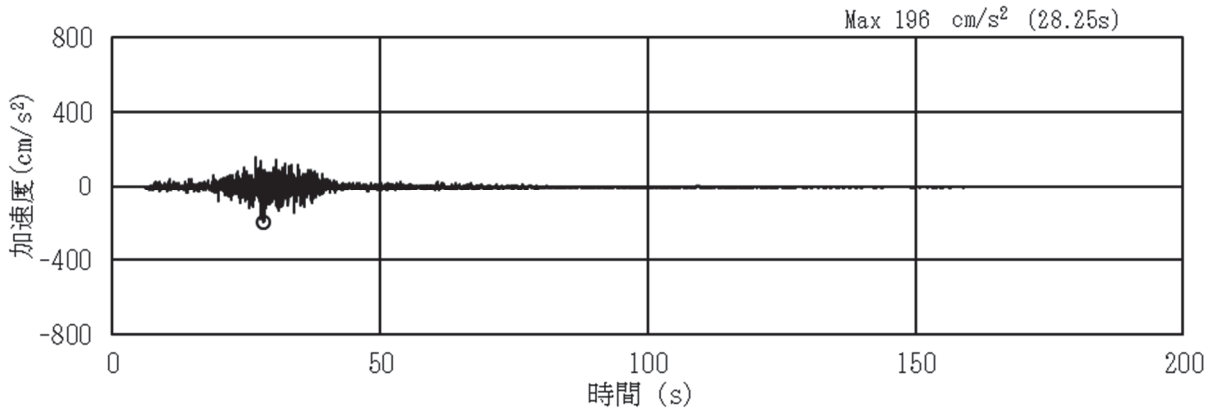


(a) 加速度時刻歴波形

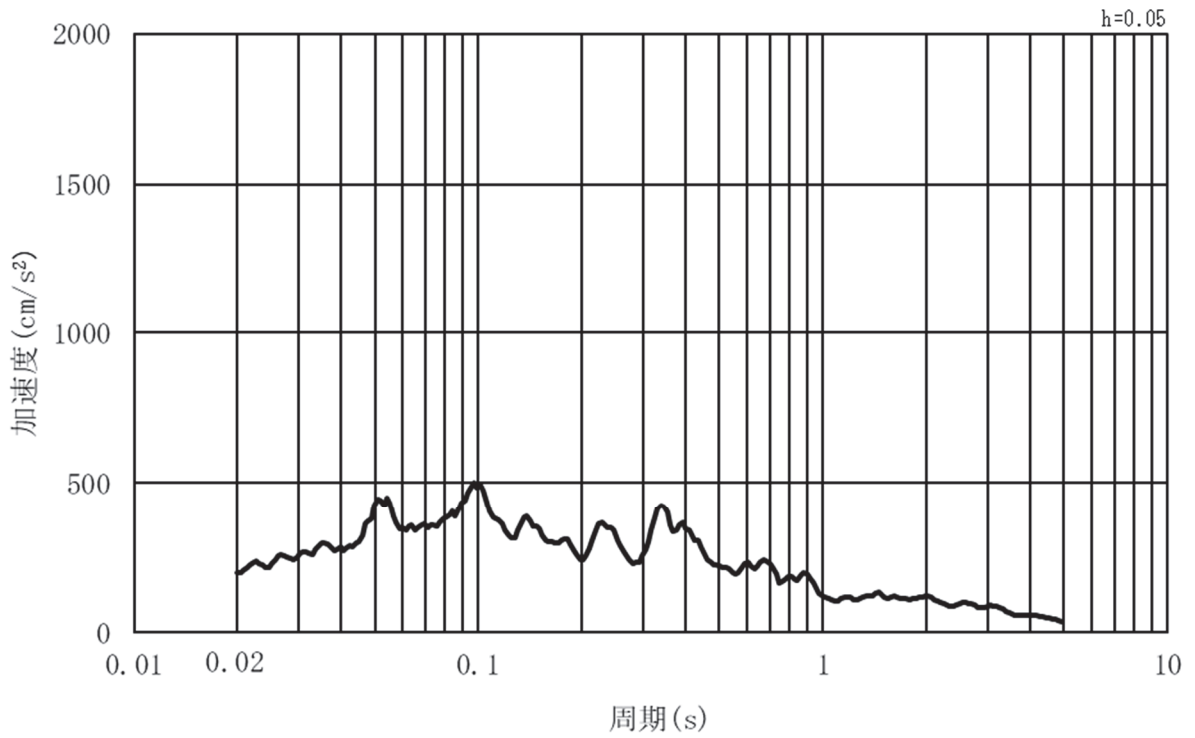


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(水平方向 : S s - F 2) , 第 2 号機側



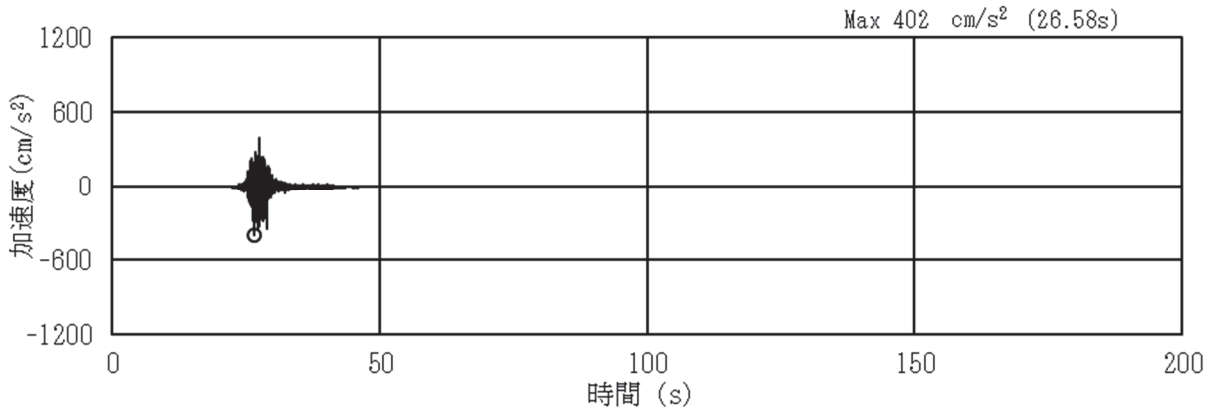
(a) 加速度時刻歴波形



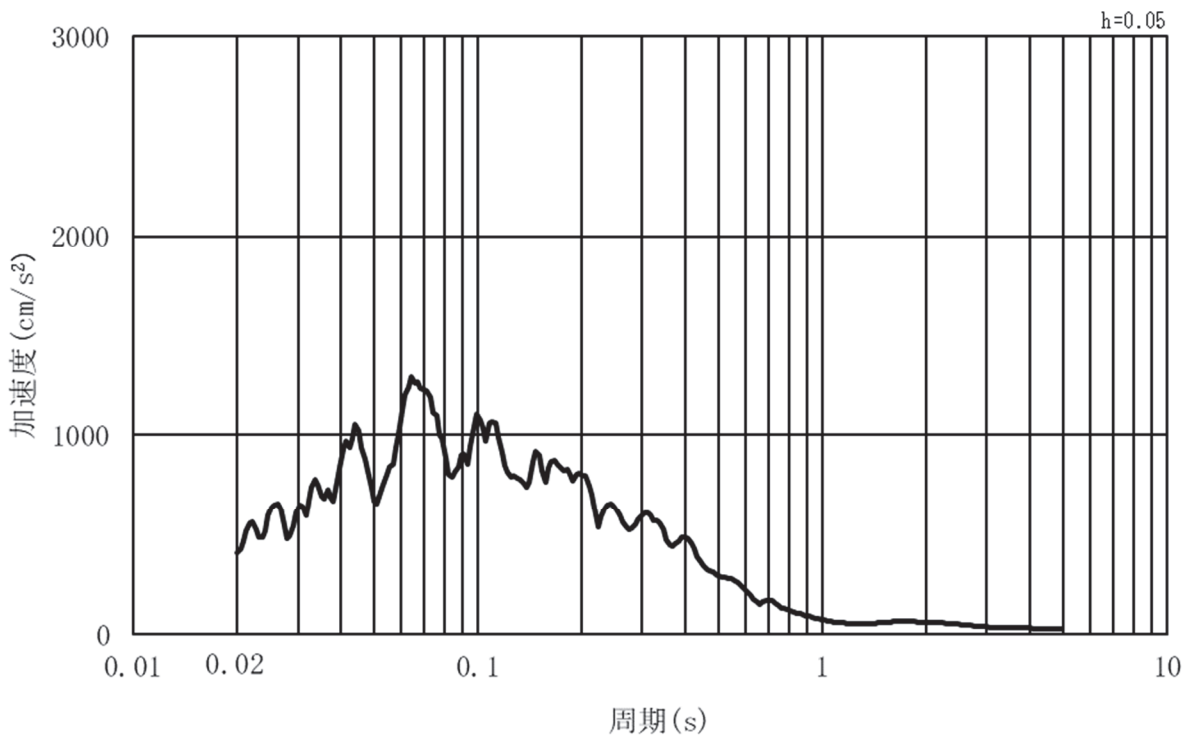
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(鉛直方向：S s - F 2) , 第 2 号機側



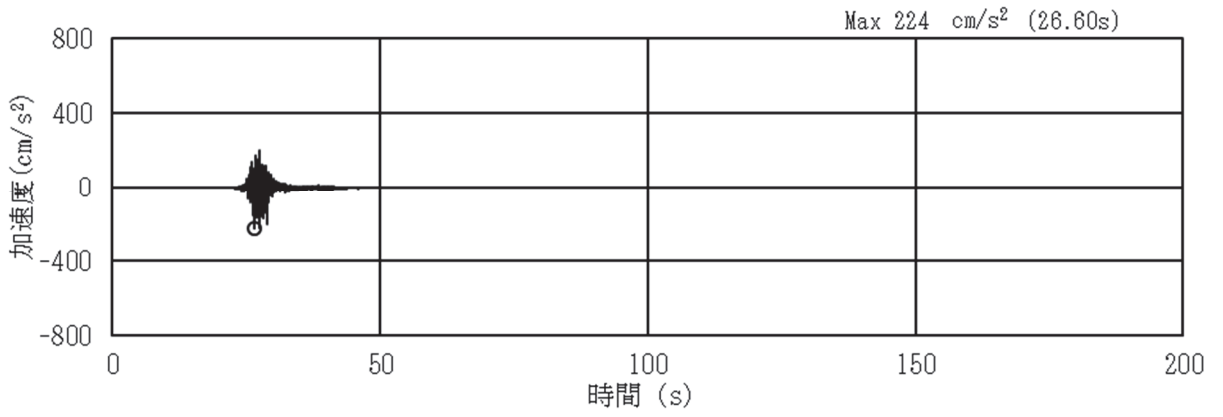


(a) 加速度時刻歴波形

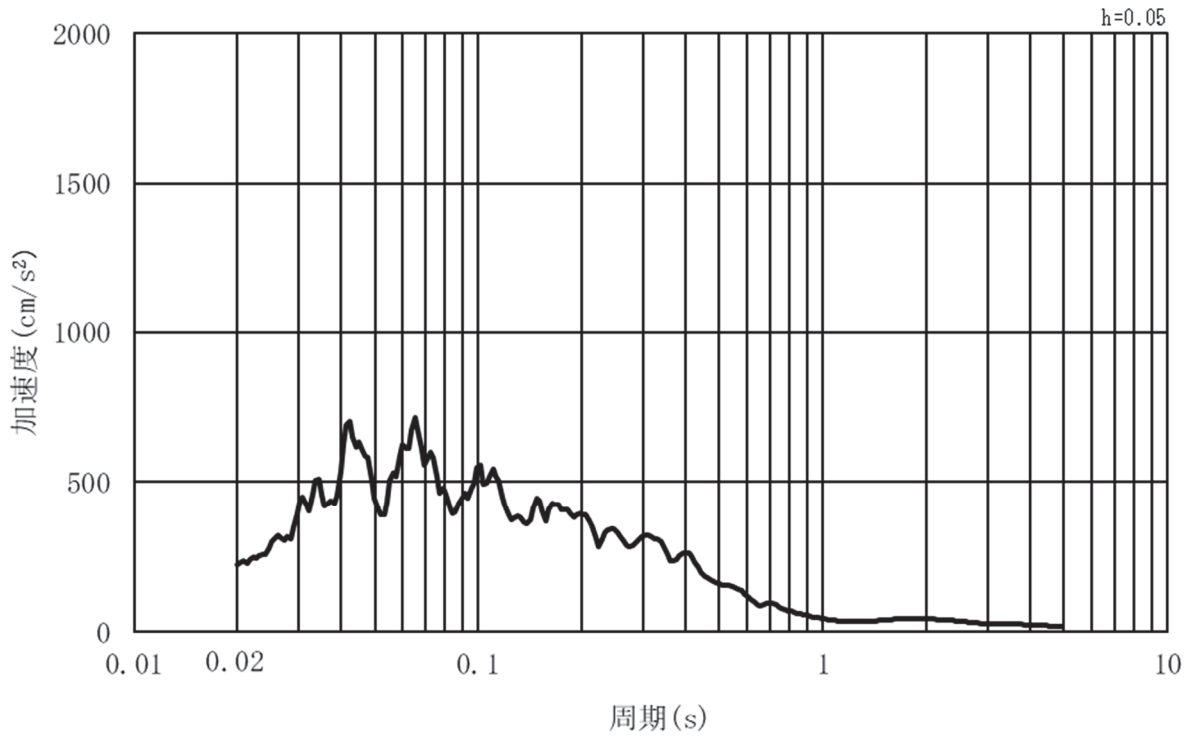


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(水平方向：S s - F 3) , 第 2 号機側

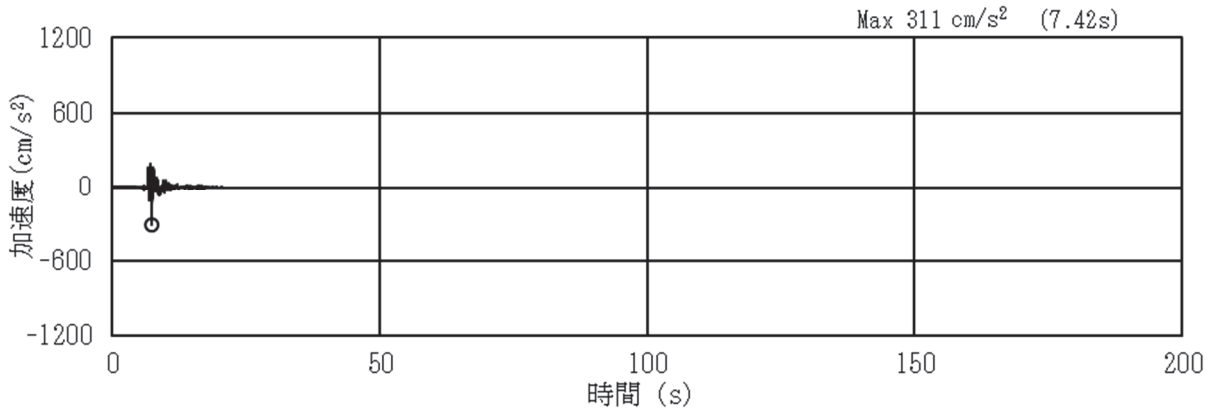


(a) 加速度時刻歴波形

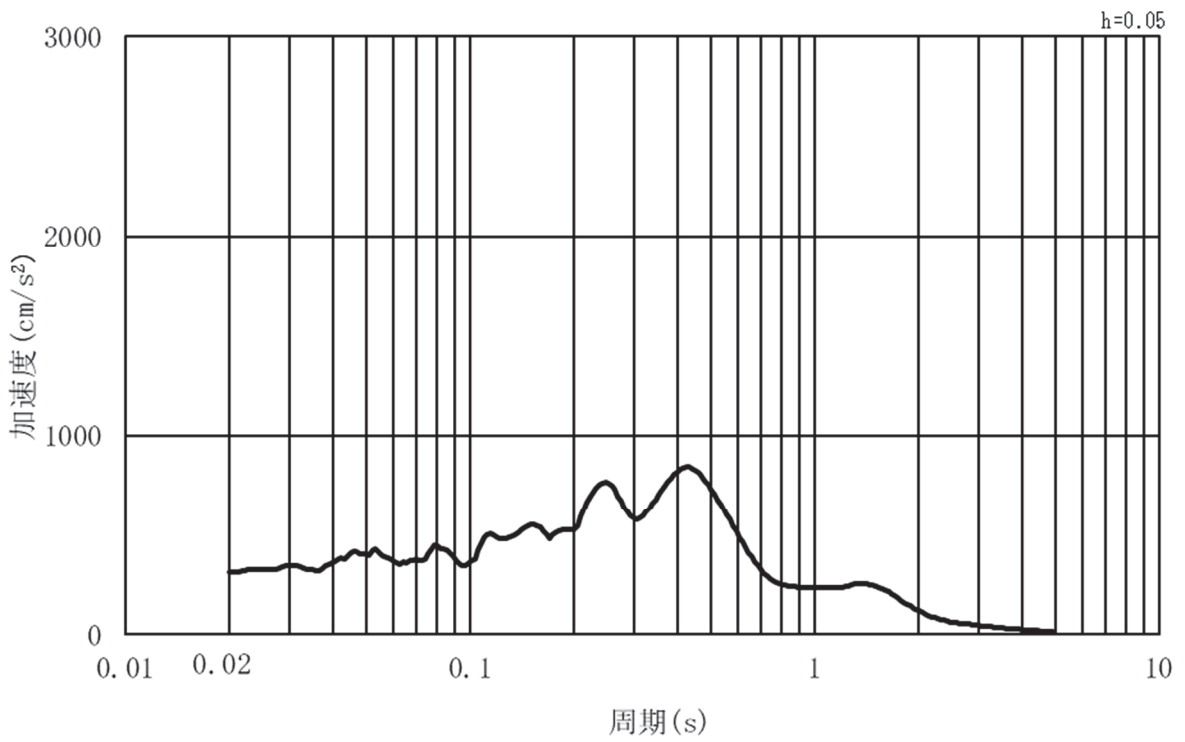


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(鉛直方向：S s - F 3) , 第 2 号機側

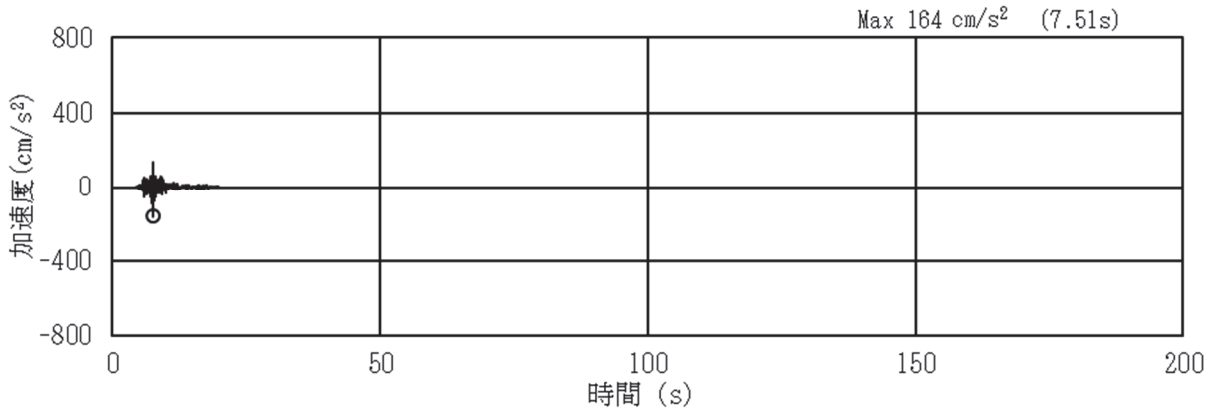


(a) 加速度時刻歴波形

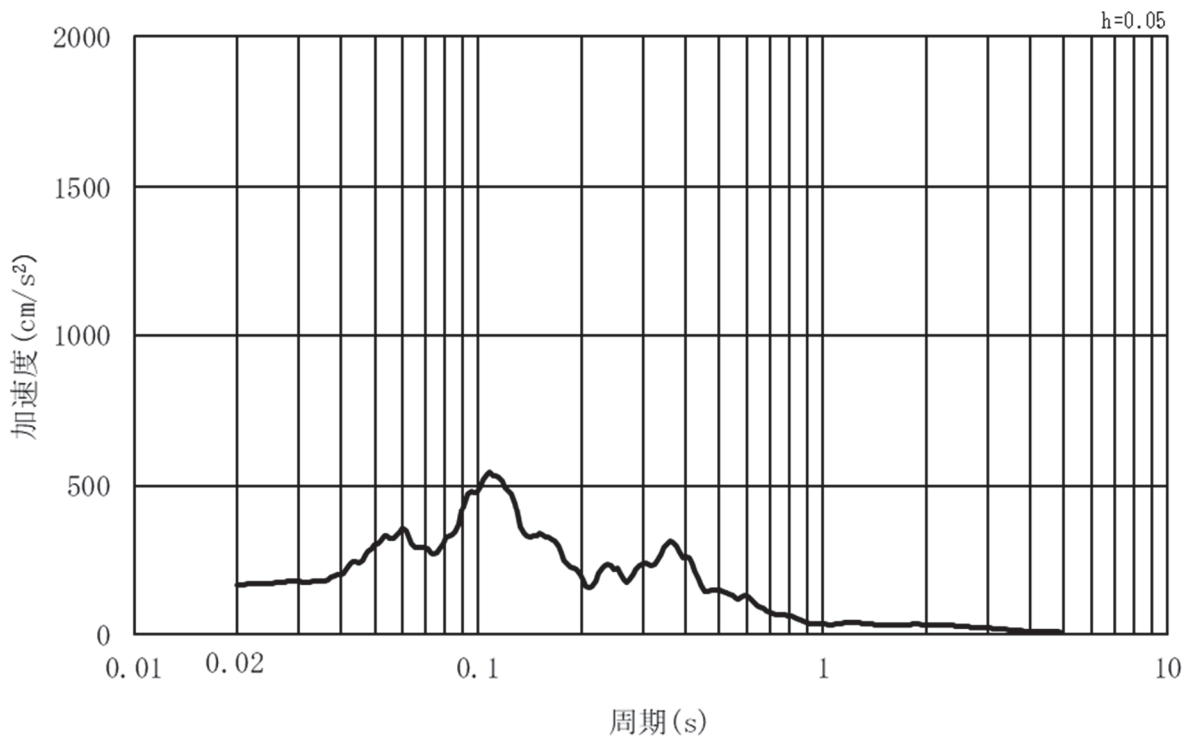


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(水平方向：S s - N 1) , 第 2 号機側



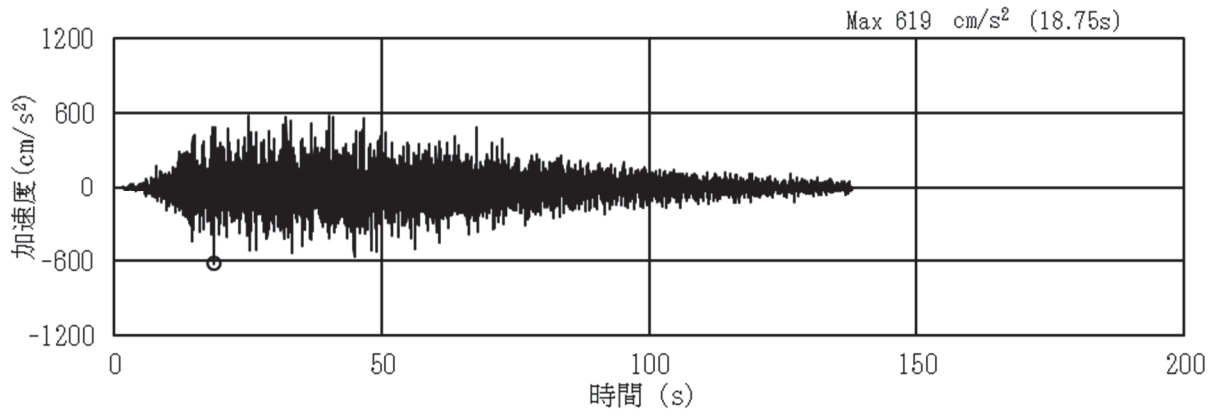
(a) 加速度時刻歴波形



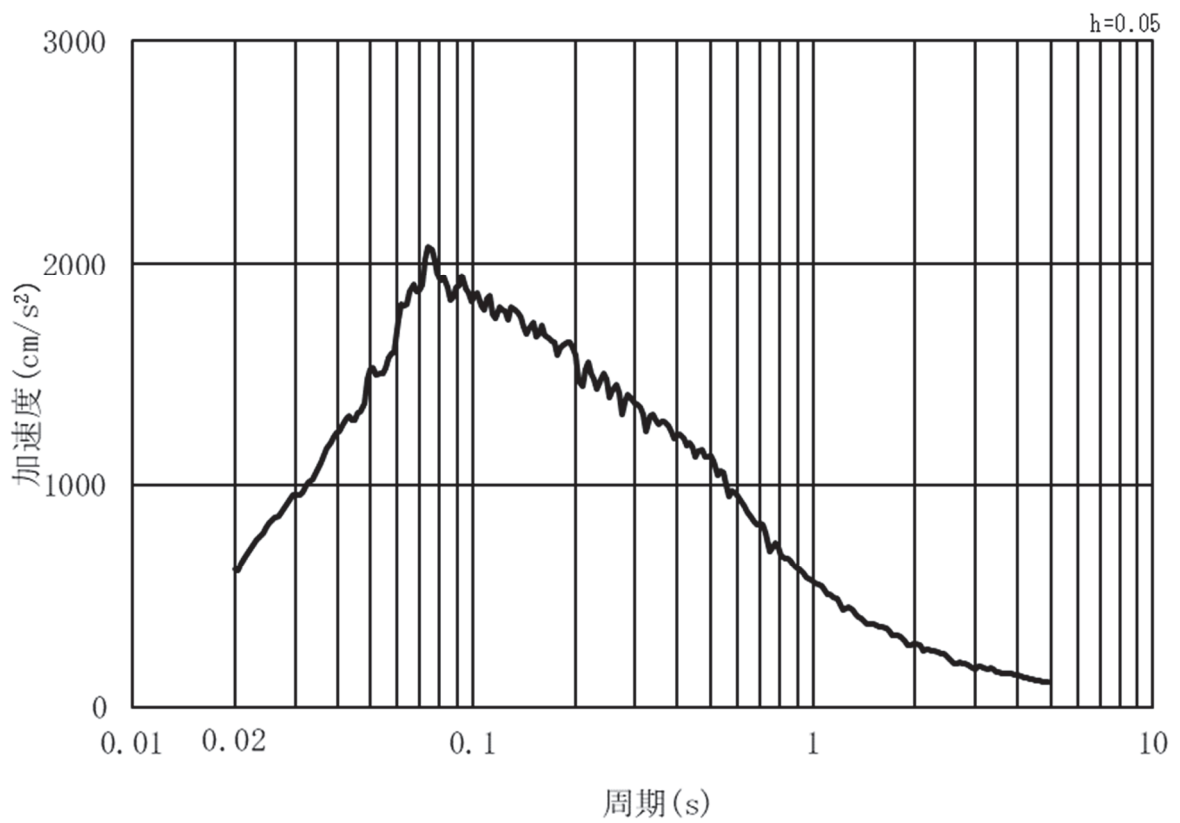
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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  
(鉛直方向：S s - N 1) , 第 2 号機側

(2) 鋼製扉 3

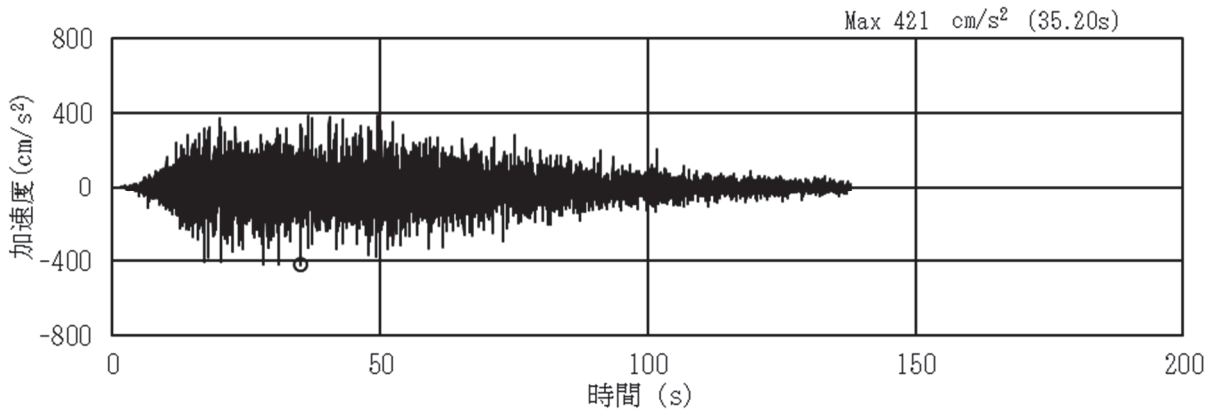


(a) 加速度時刻歴波形

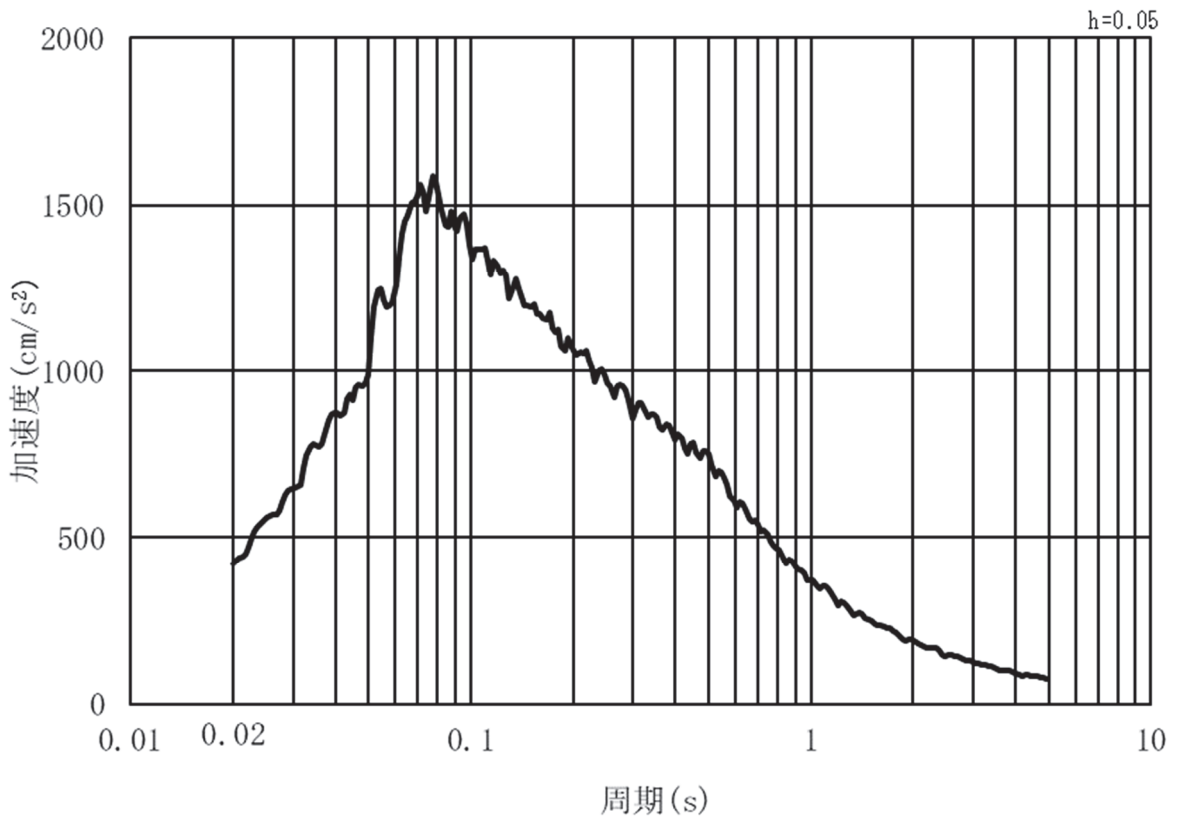


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S s - D 1), 第 3 号機側

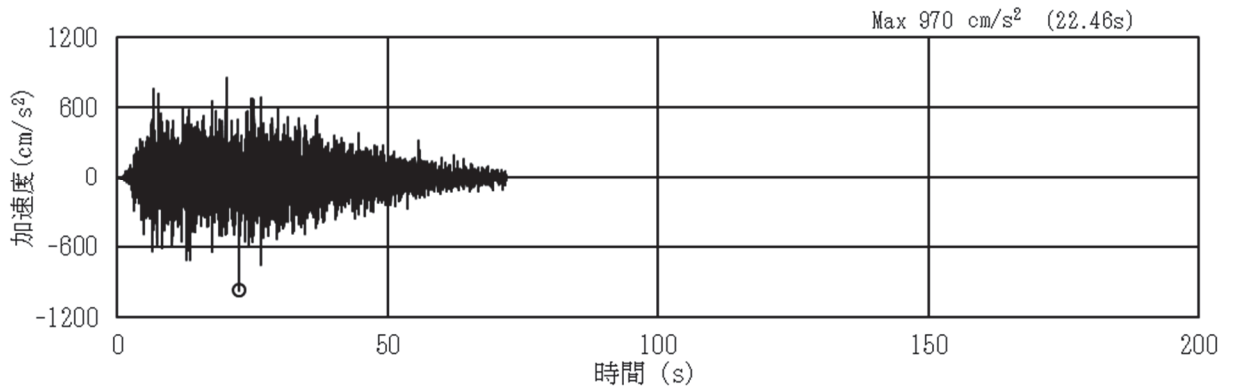


(a) 加速度時刻歴波形

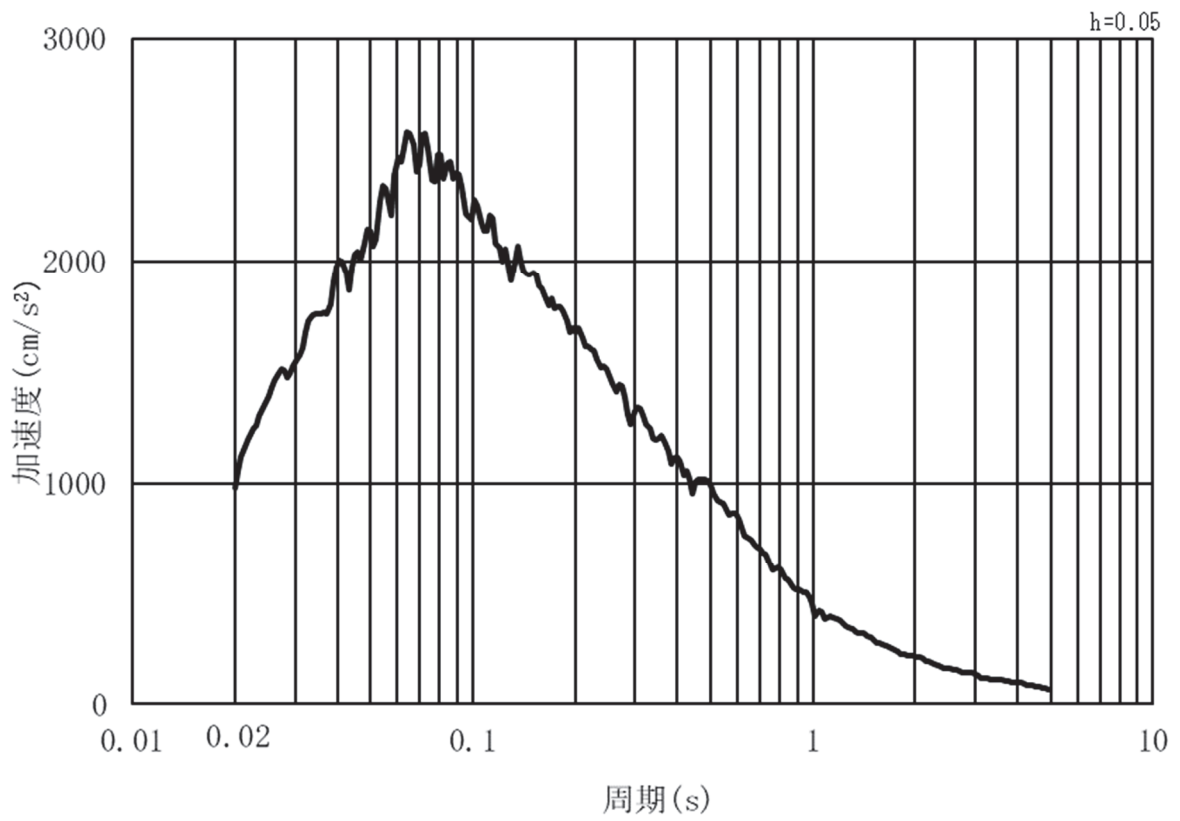


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 1) , 第 3 号機側

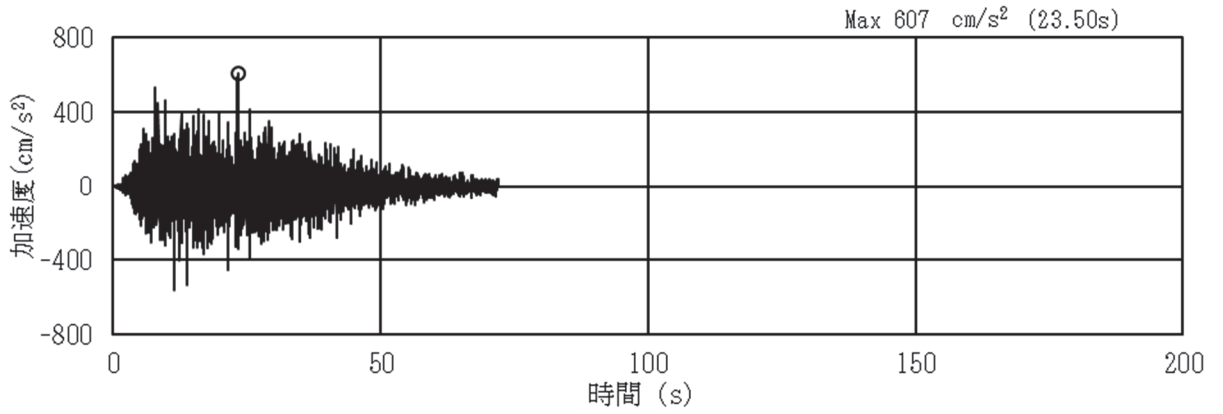


(a) 加速度時刻歴波形

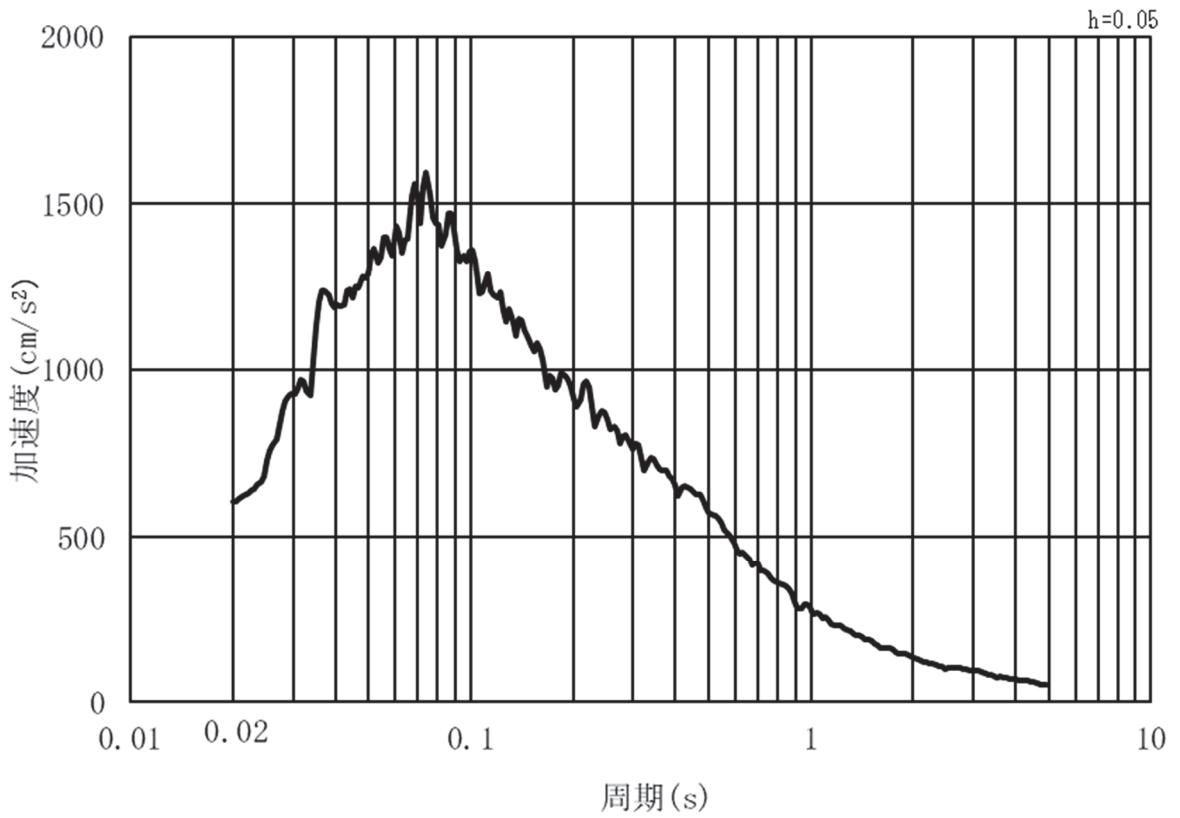


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 2) , 第 3 号機側



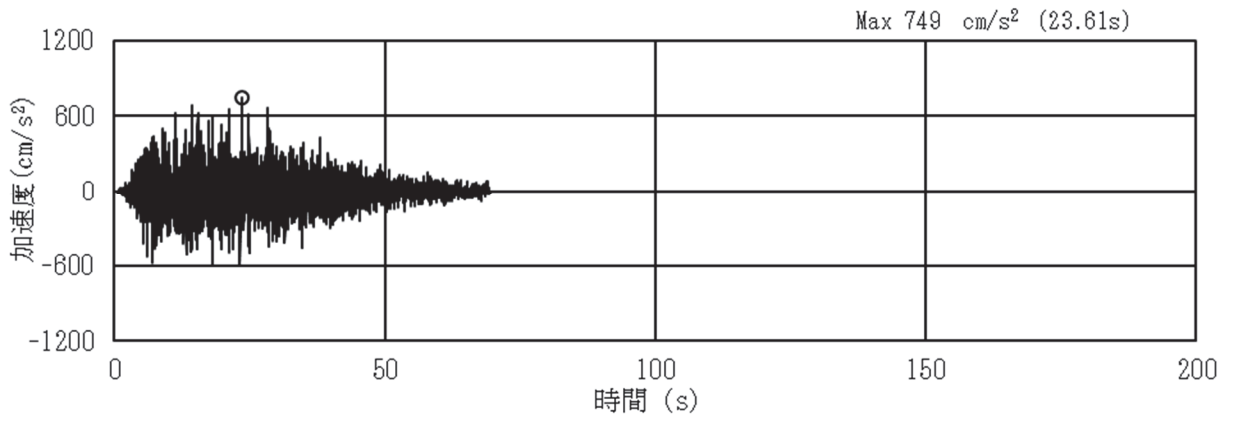
(a) 加速度時刻歴波形



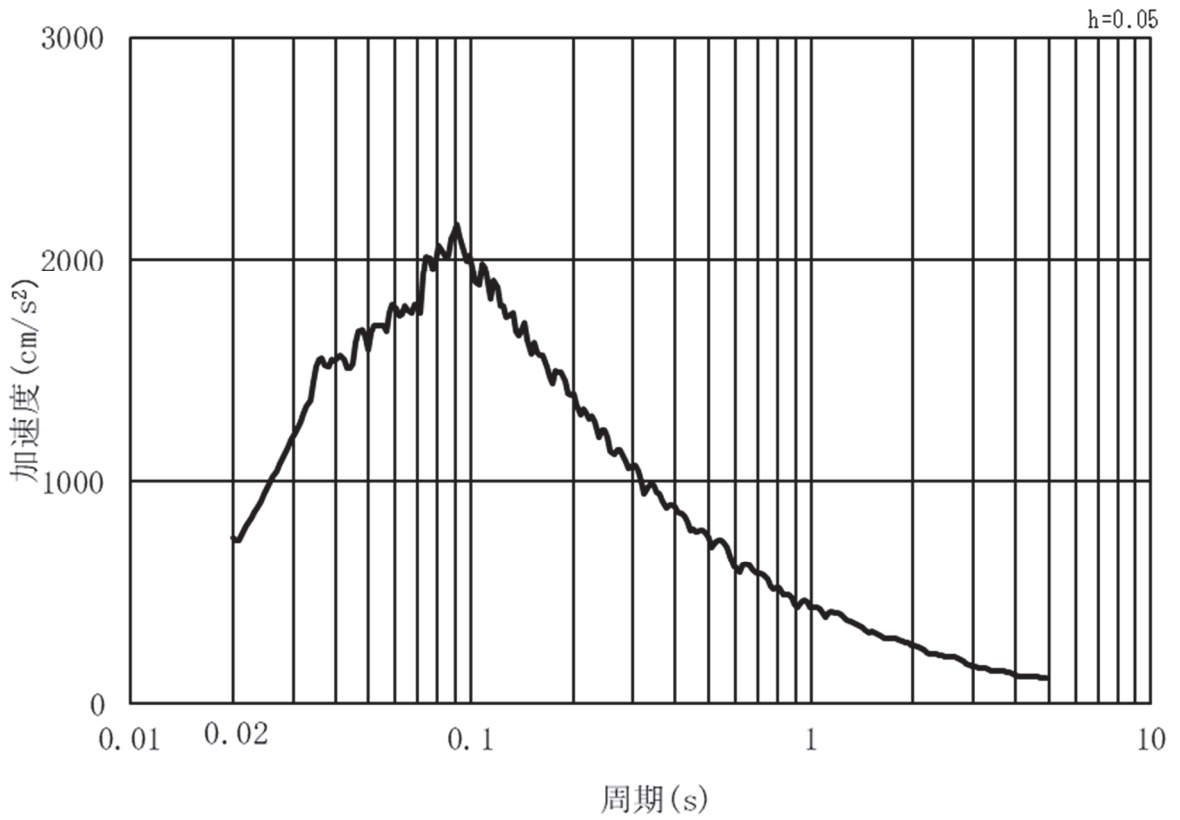
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 2) , 第 3 号機側



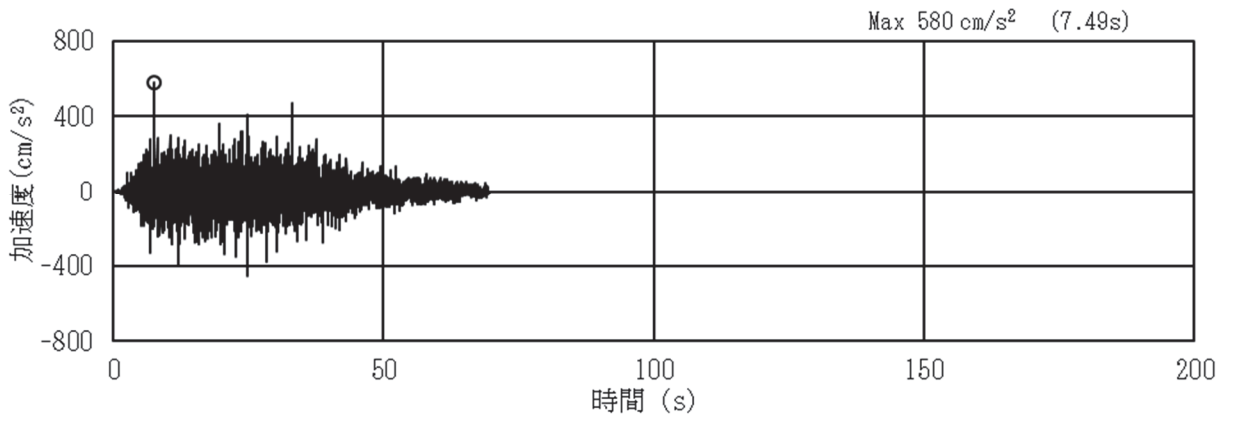


(a) 加速度時刻歴波形

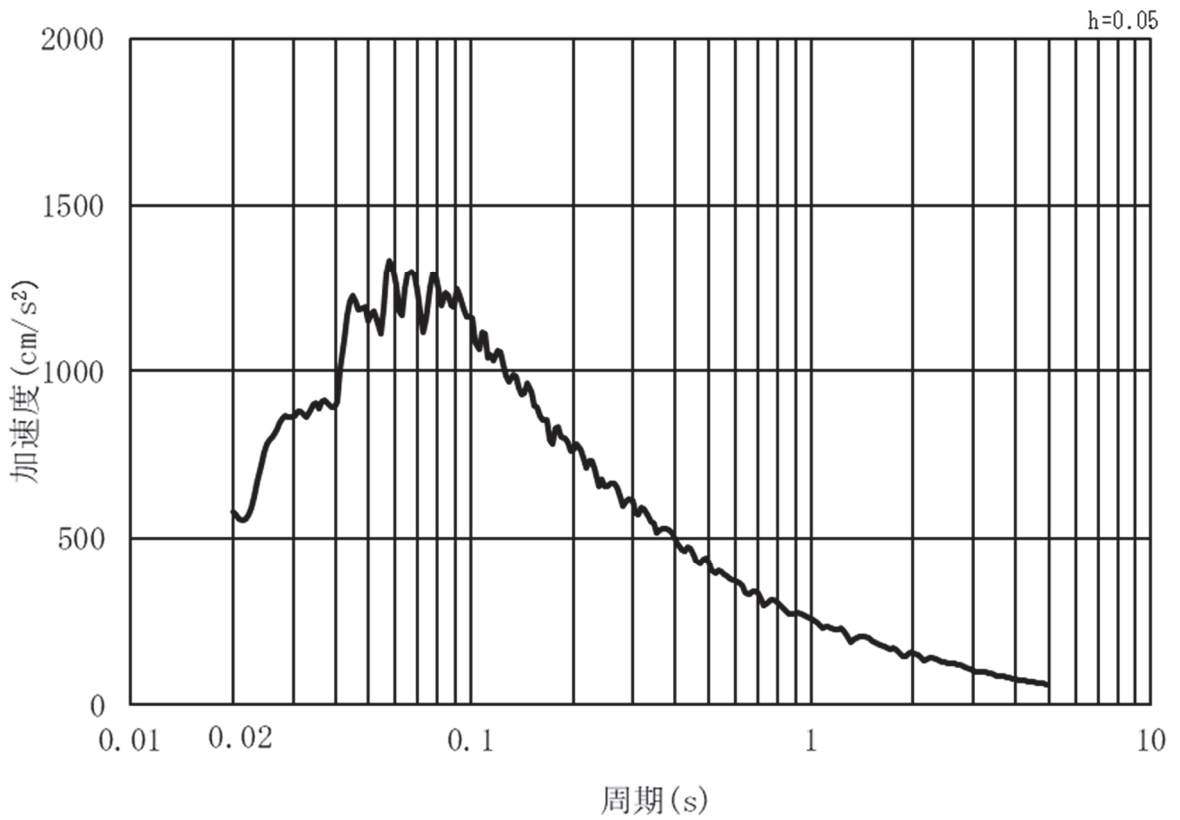


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 3) , 第 3 号機側

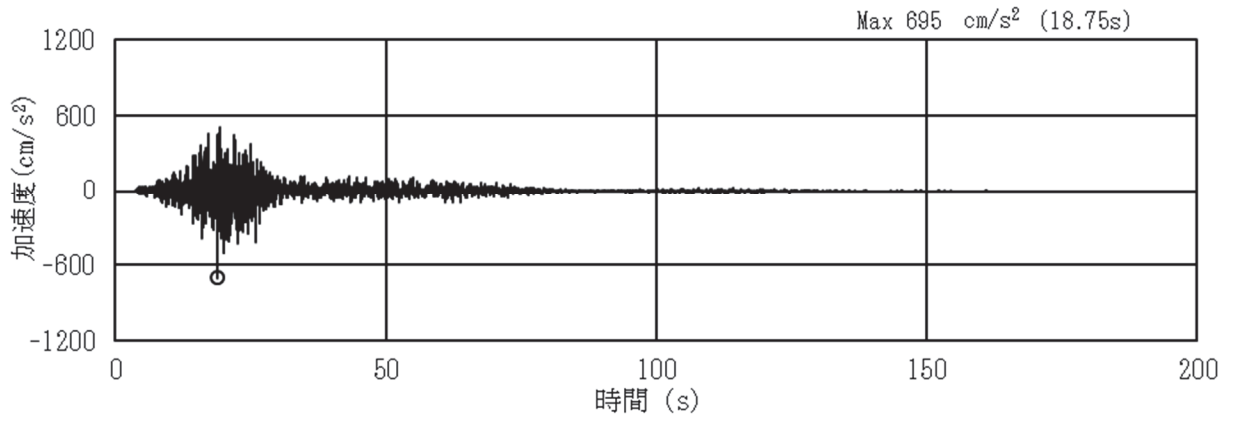


(a) 加速度時刻歴波形

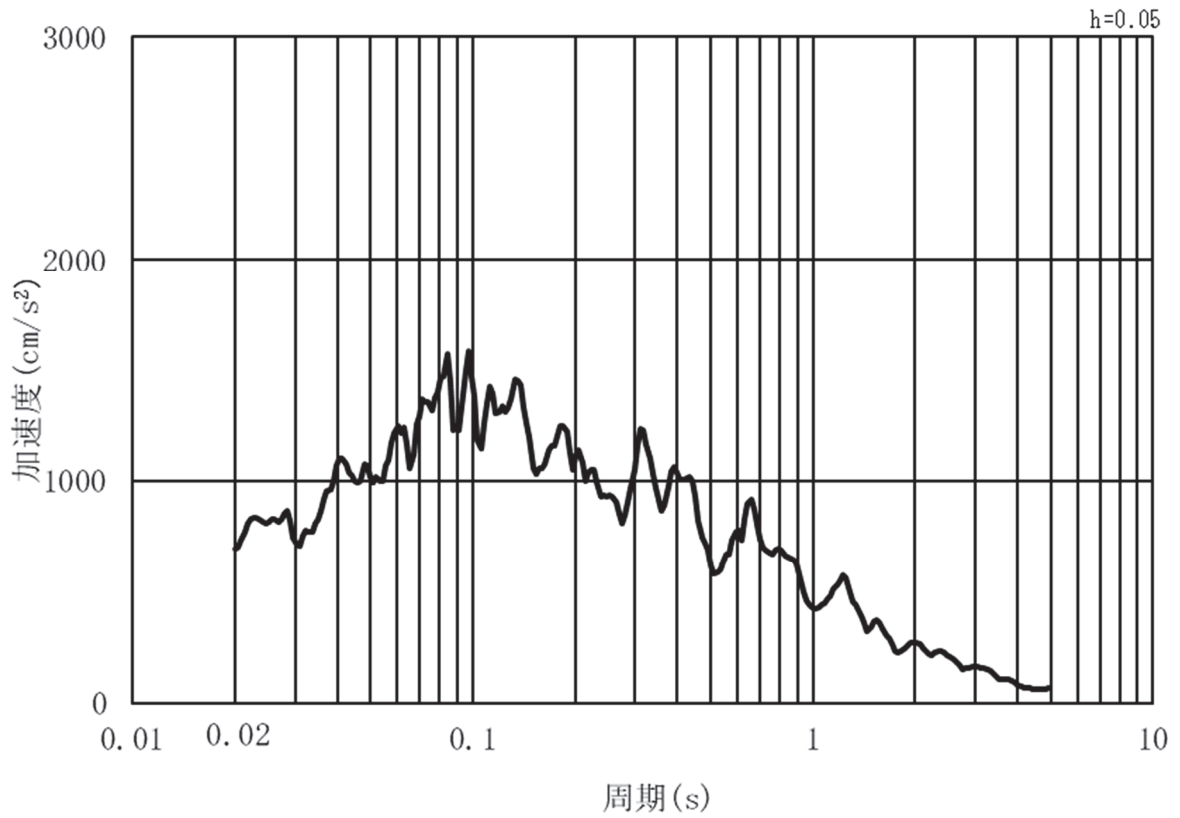


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 3) ， 第 3 号機側

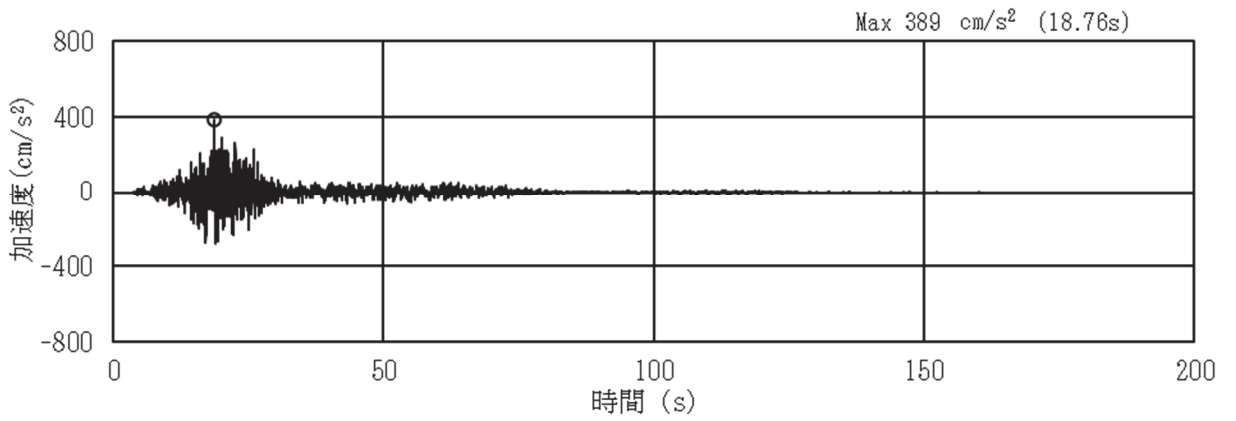


(a) 加速度時刻歴波形

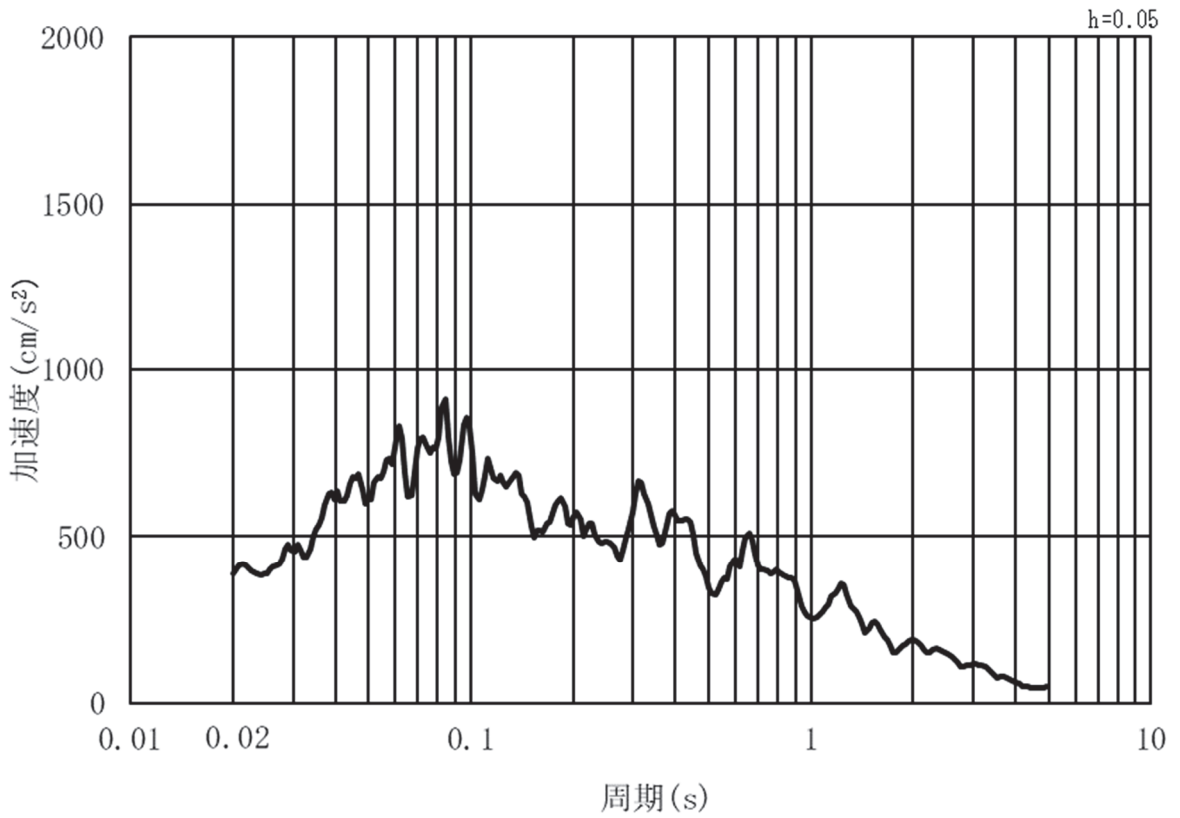


(b) 加速度応答スペクトル

図3-6 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 1) , 第3号機側

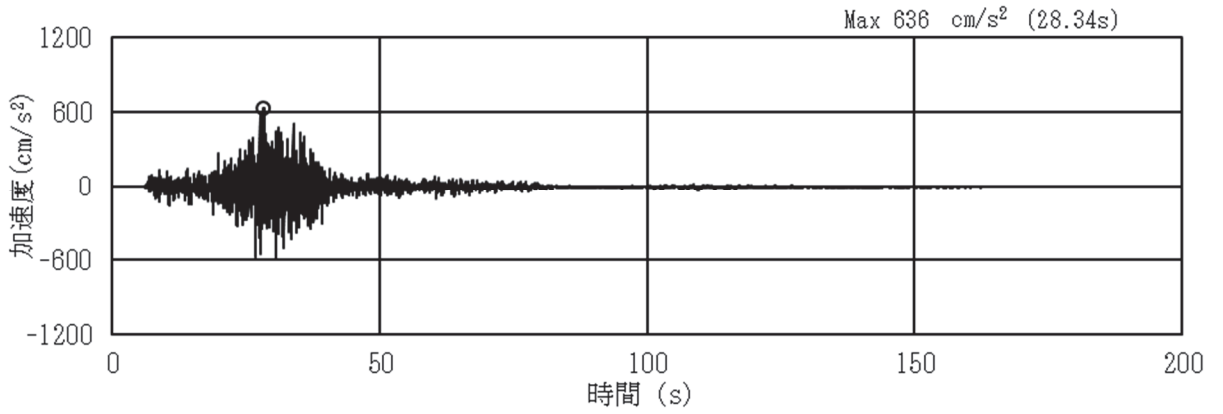


(a) 加速度時刻歴波形

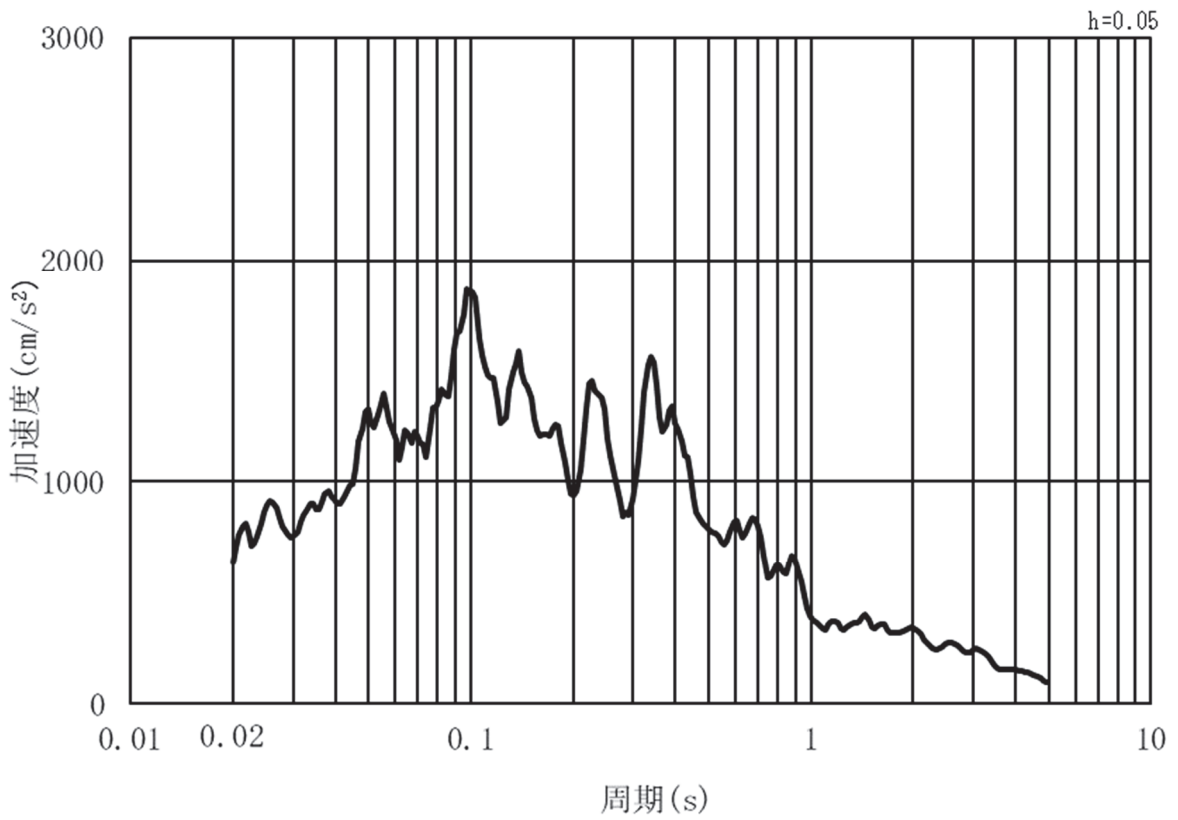


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 1) , 第 3 号機側

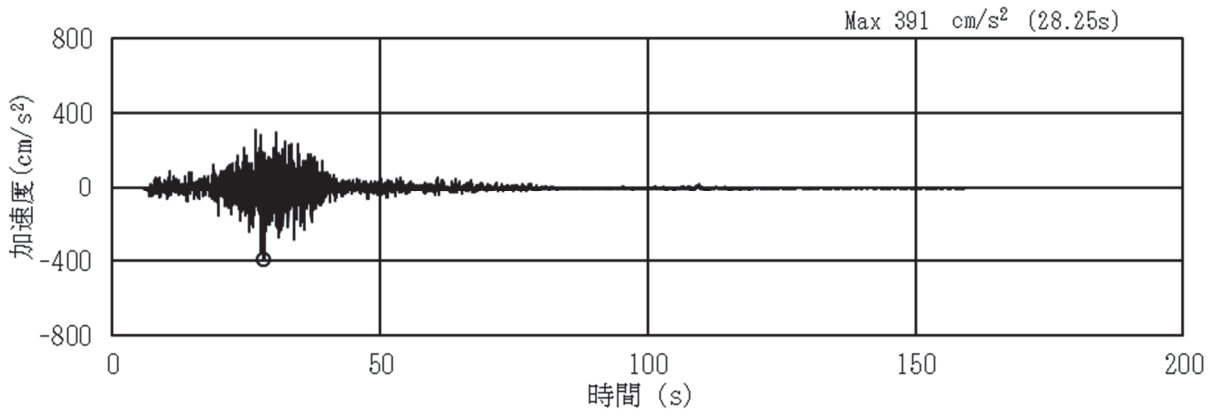


(a) 加速度時刻歴波形

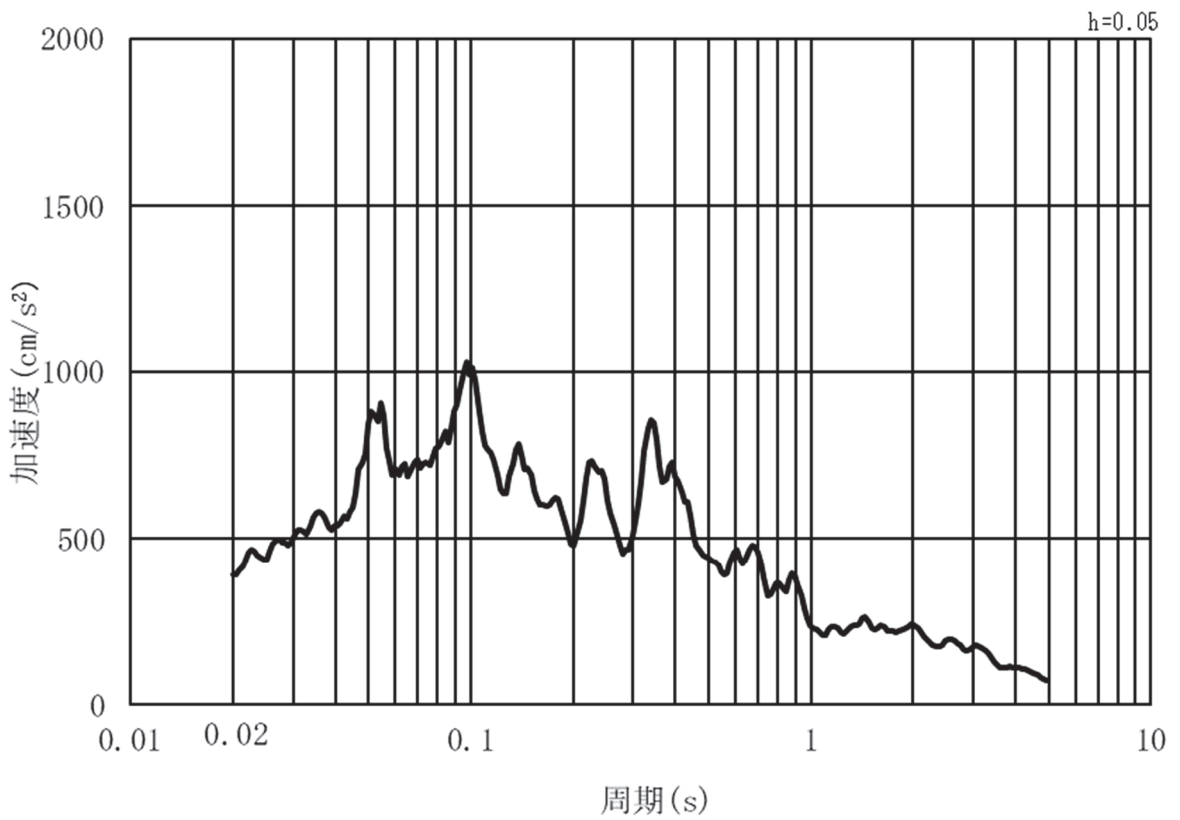


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 2) , 第 3 号機側

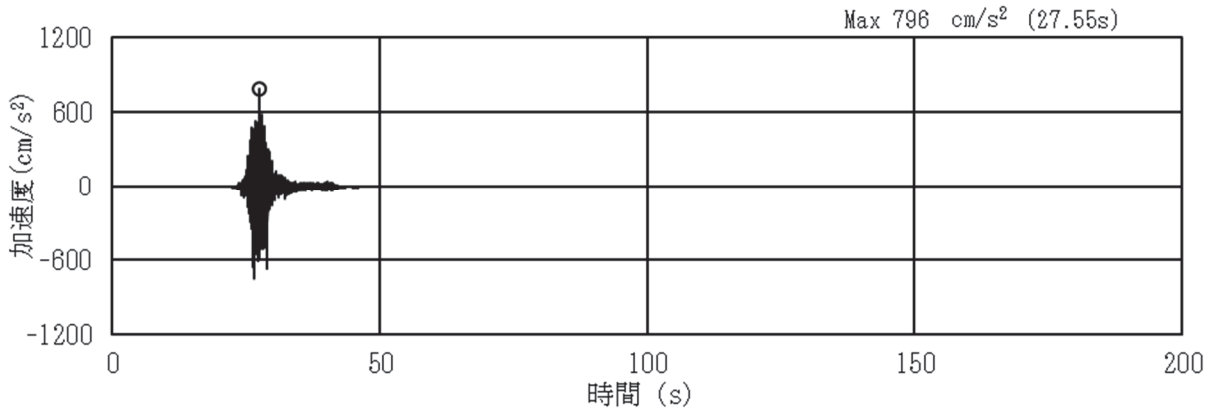


(a) 加速度時刻歴波形

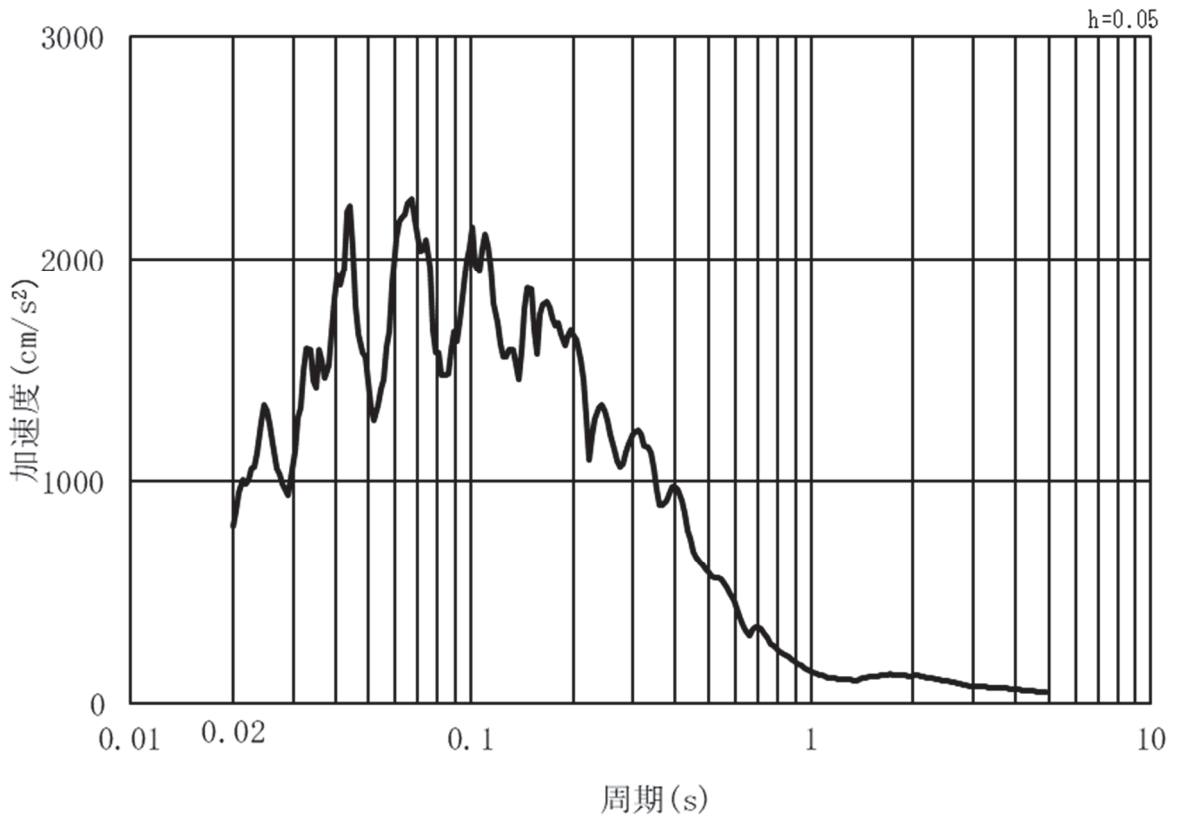


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 2) , 第 3 号機側

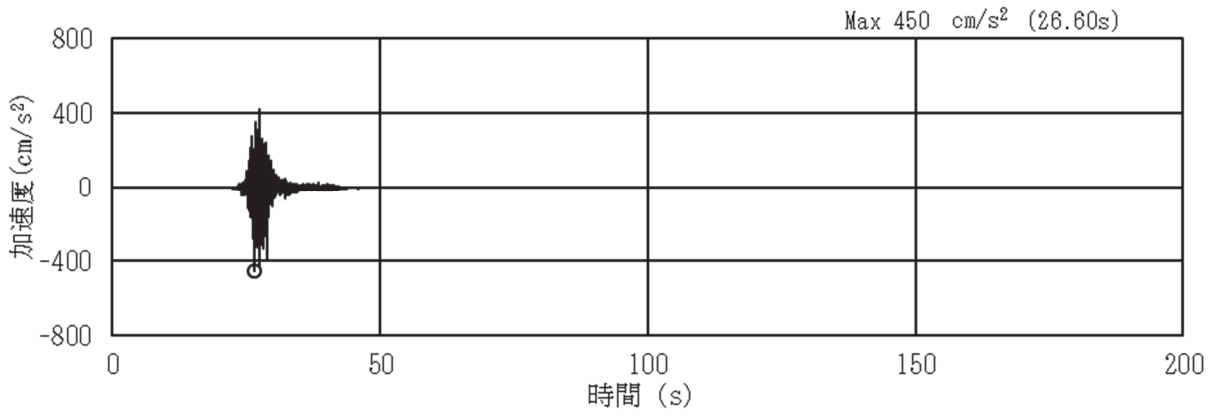


(a) 加速度時刻歴波形

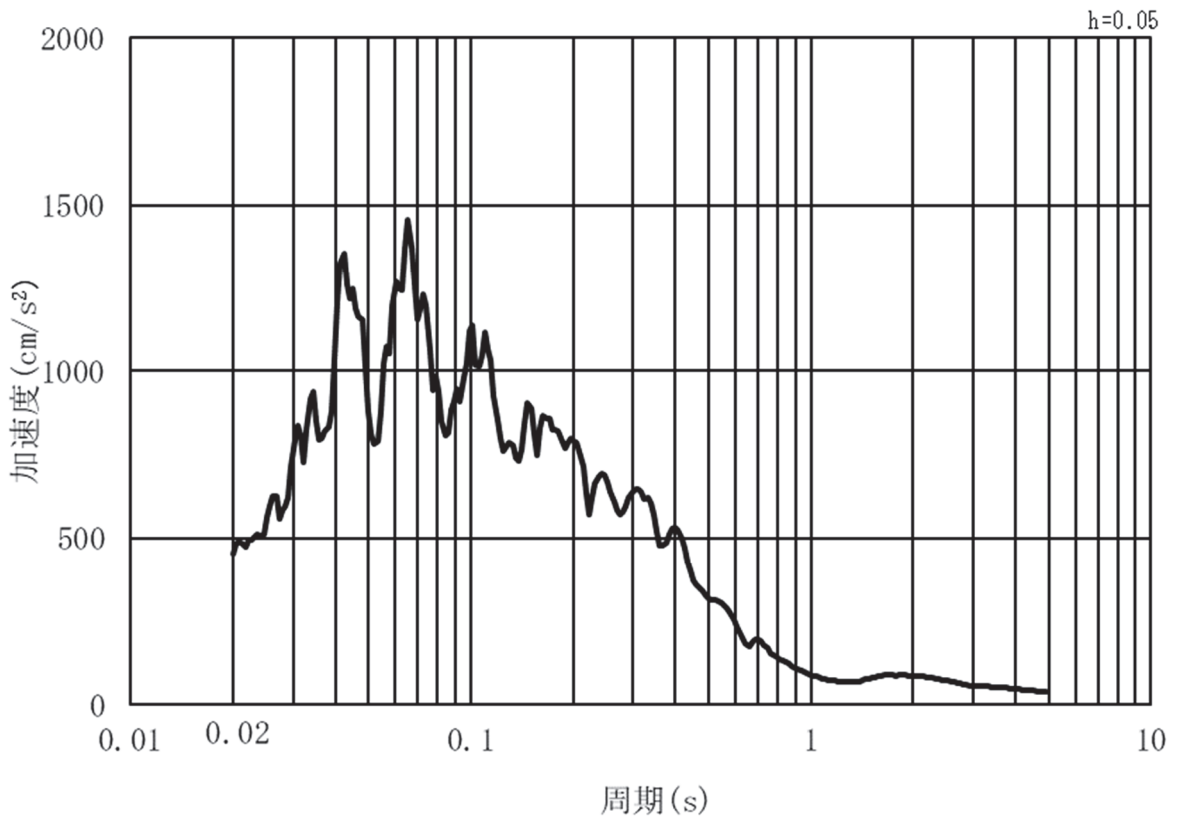


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S s - F 3), 第 3 号機側



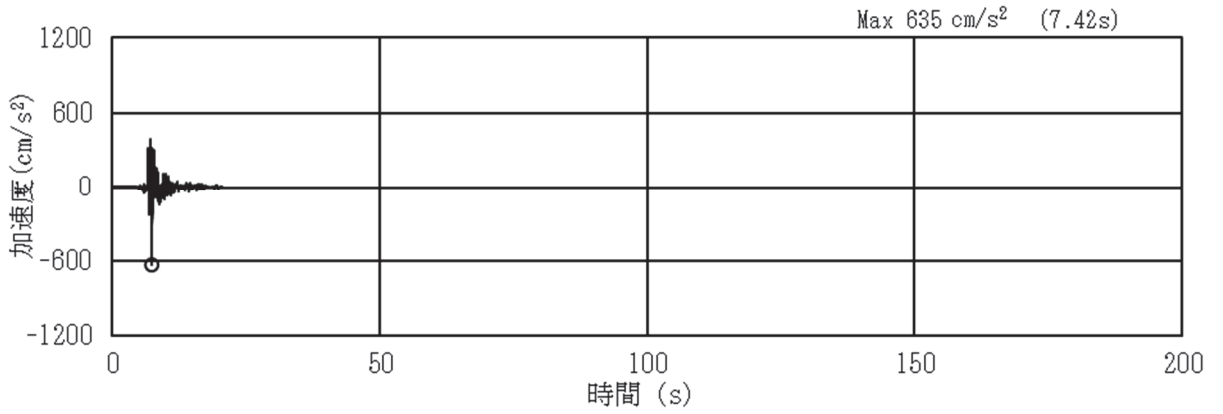
(a) 加速度時刻歴波形



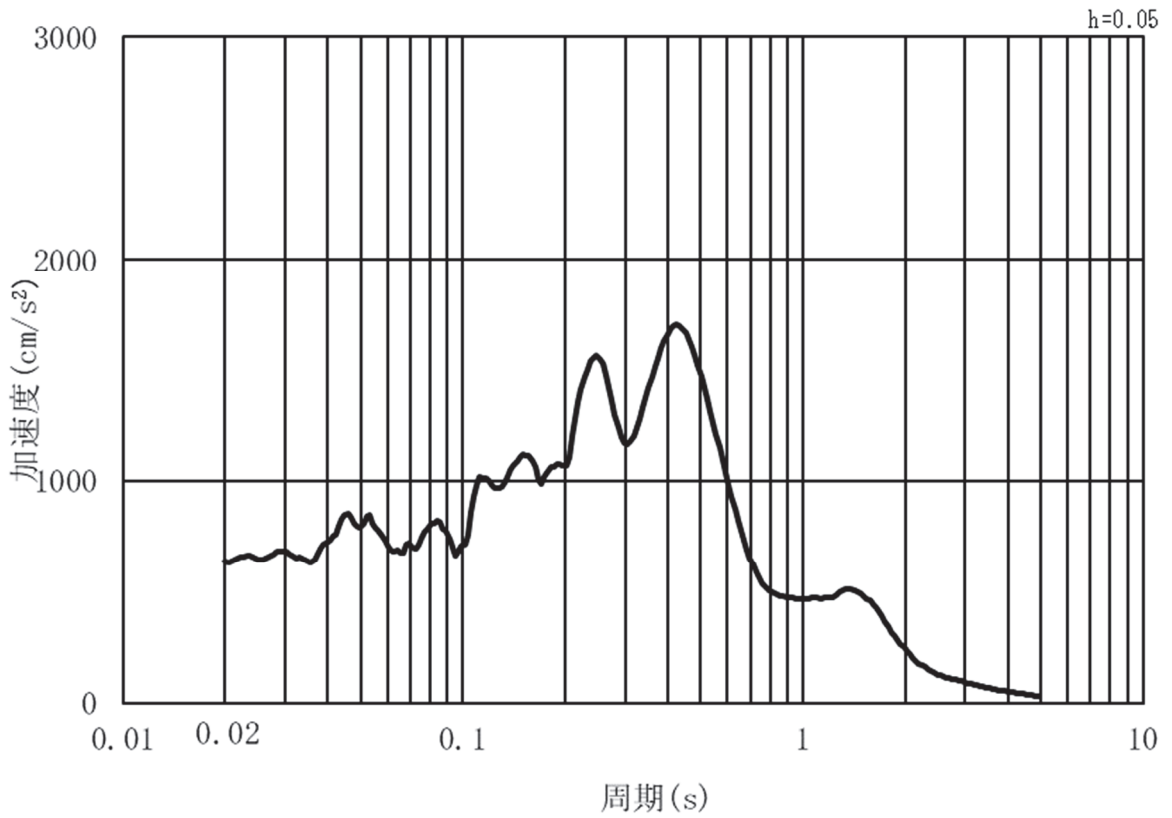
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 3) , 第 3 号機側



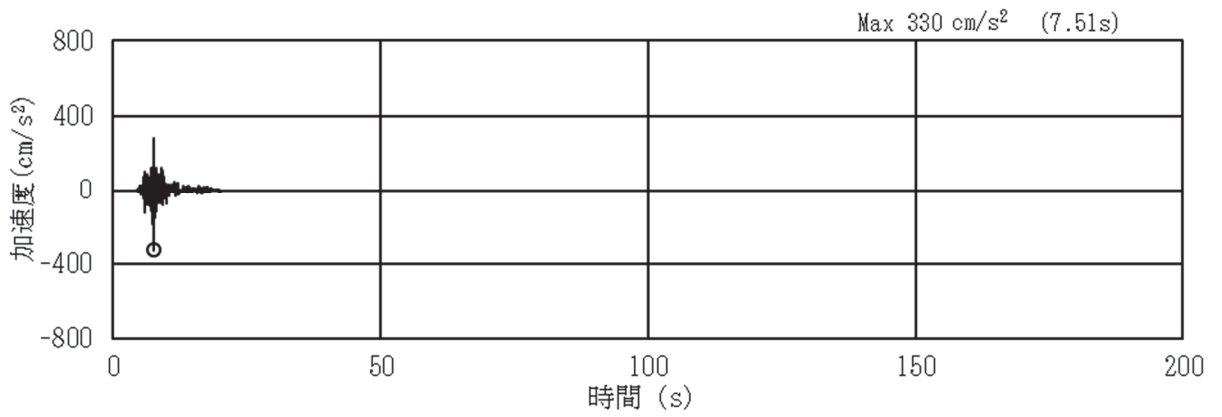


(a) 加速度時刻歴波形

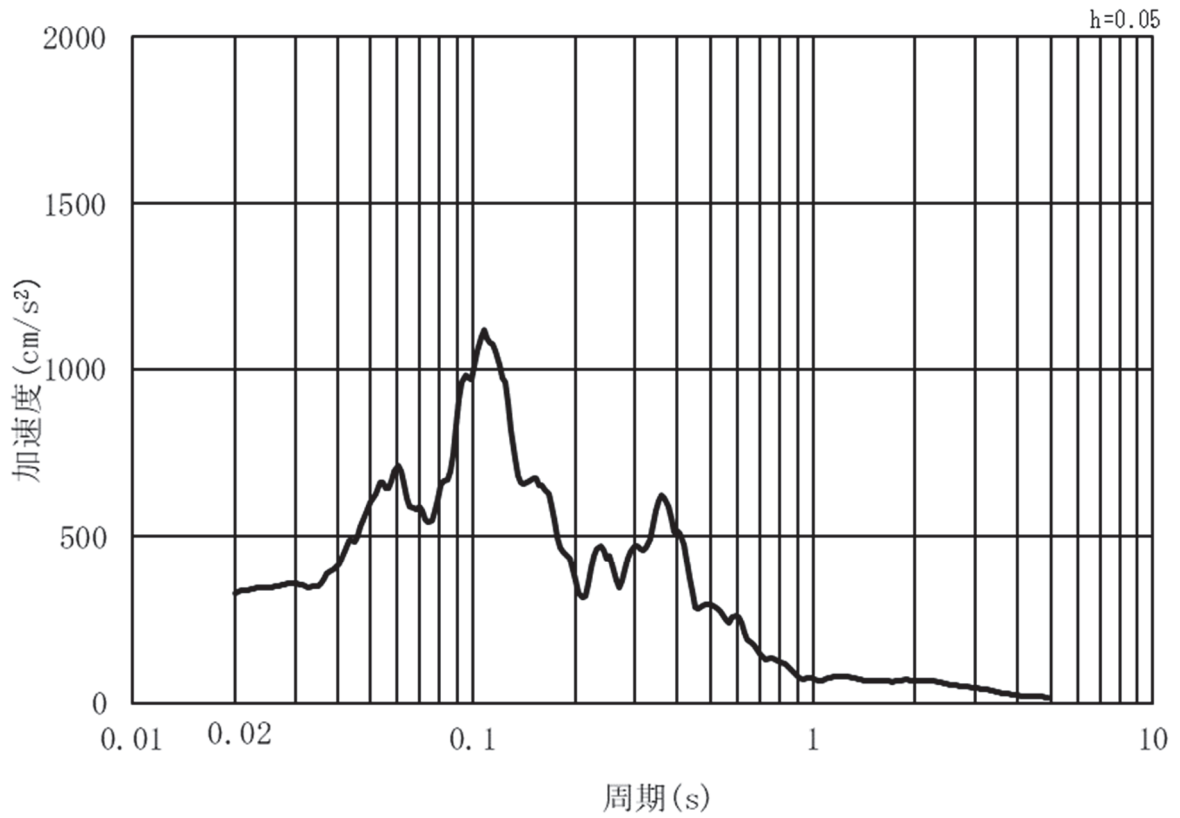


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - N 1) , 第 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向: S s - N 1), 第 3 号機側

### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 解析モデル

鋼製扉の地震応答解析モデルを図3-7～図3-8に示す。

上部工及び下部工は，線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。また，周辺地盤を地盤ばね及びダッシュポットでモデル化し，地盤と杭の相互作用を考慮する。地盤ばね及びダッシュポットを介して入力する地盤応答作成モデルは，地盤を平面ひずみ要素でモデル化し，D級岩盤，改良地盤及び盛土・旧表土は，修正GHEモデルにより地盤の非線形性を考慮する。D級を除く岩盤は線形モデルとする。地盤ばねのモデル化イメージを図3-9に示す。岩盤露頭部である鋼製扉2においては，地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析モデルを用いる。

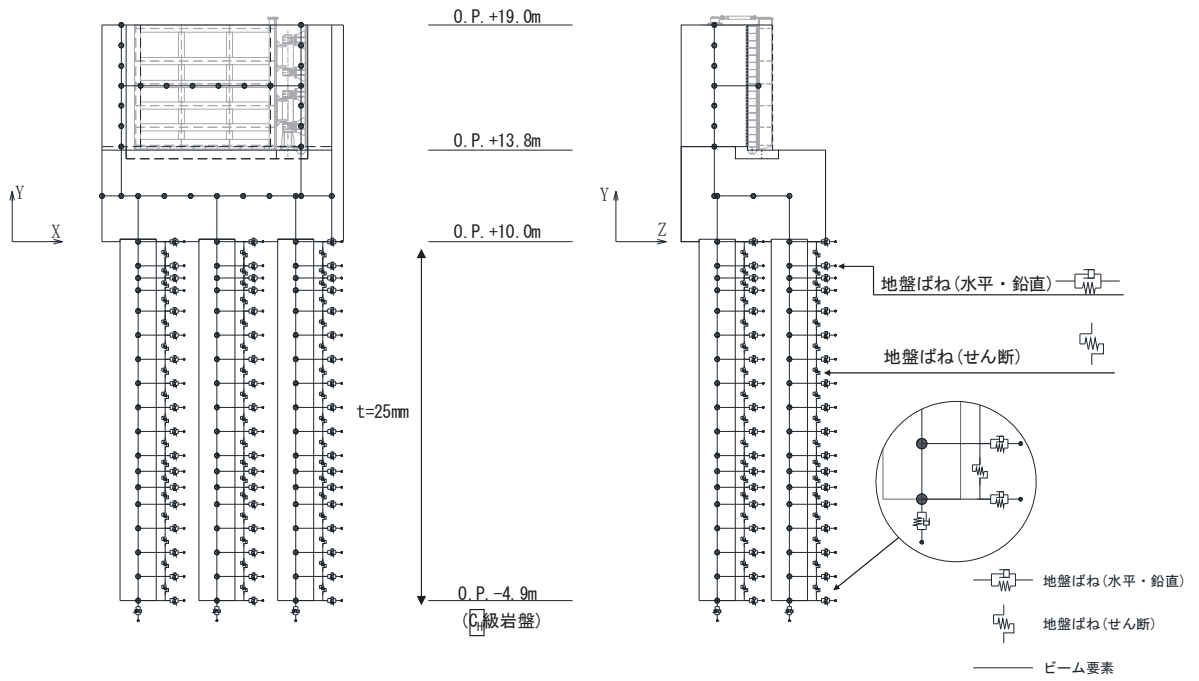


図 3-7 解析モデル (鋼製扉 2)

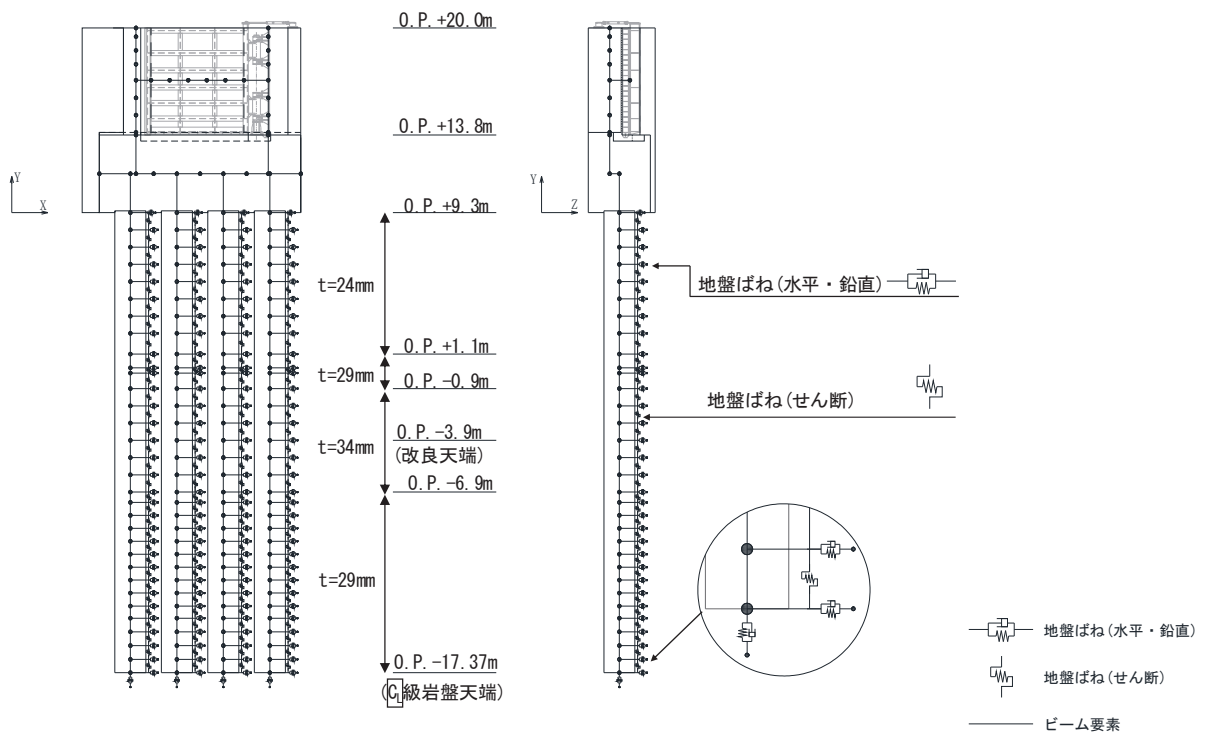


図 3-8 解析モデル (鋼製扉 3)

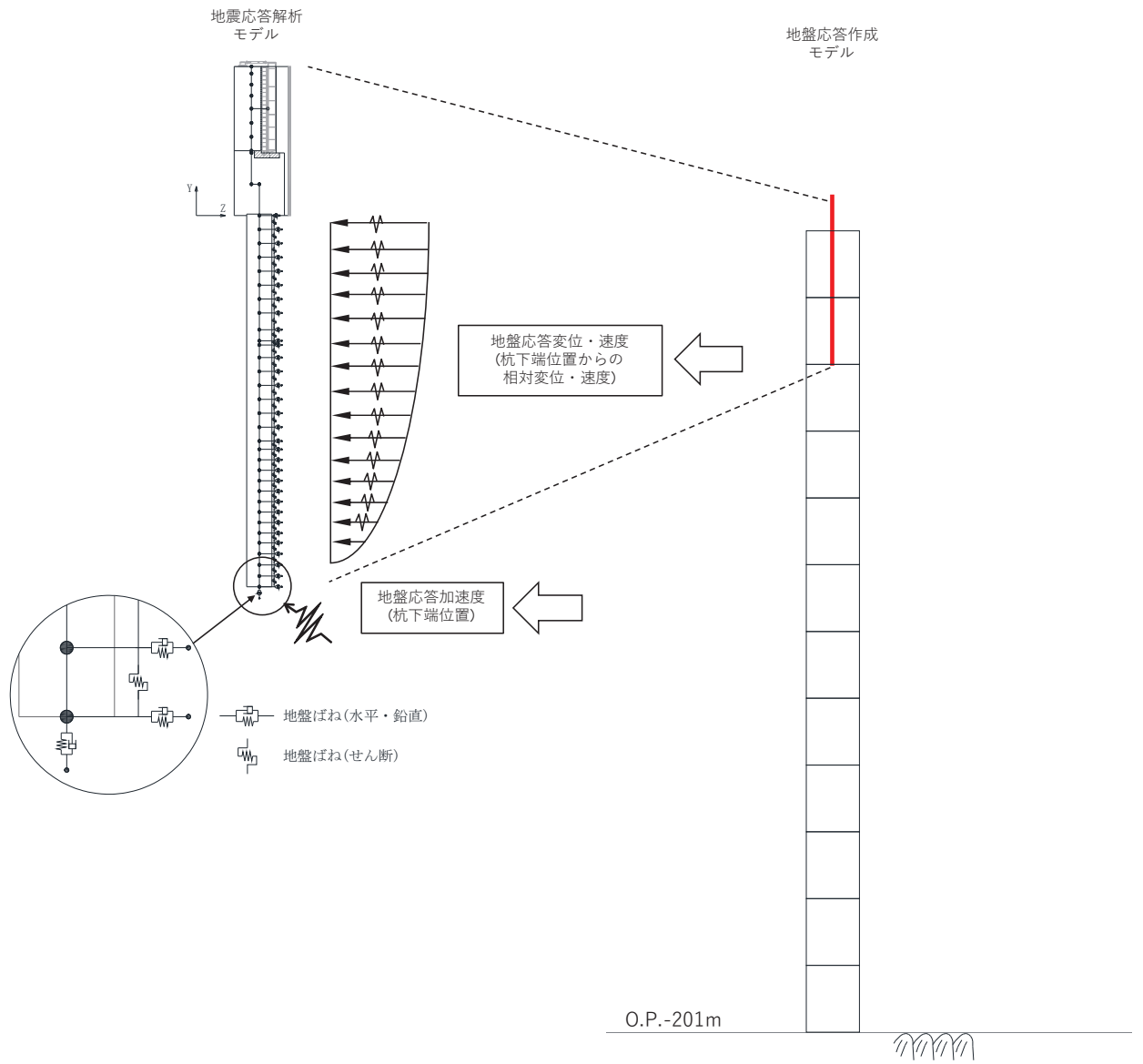


図 3-9 地盤のモデル化

### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-7 に、材料の物性値を表 3-8 に示す。

表 3-7(1) 使用材料 (鋼製扉 2)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50 N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	扉体	SM570, t=12mm
	主桁, 鉛直桁	SM570 主桁 : BH 588×300×12×22 鉛直桁 : BCH 588×300×60×36 BCH 588×250×12×22 BT 588×250×12×22
	ヒンジ	SM490 ヒンジリブ : BT 480×460×60×60 回転軸 : PIPE φ 457.2, t=19mm RB φ 180~250
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t=25mm

注記 \* : 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 ) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 3-7(2) 使用材料 (鋼製扉 3)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50 N/mm <sup>2</sup>
	RC 支柱	設計基準強度 : 30 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	扉体	SM570, t=9mm
	主桁, 鉛直桁	SM570 主桁 : BH 588×300×12/22 鉛直桁 : BCH 588×300×22/36 BCH 588×250×12/22 BT 588×250×12/22
	ヒンジ	SM490 ヒンジリブ : BT 480×460×60/60 回転軸 : PIPE φ 457.2 t=19 RB φ 180~250
	鋼管杭*	φ 1800, SM570, t=24mm, 29mm, 34mm

注記 \* : 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) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 3-8 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	f' <sub>ck</sub> =30N/mm <sup>2</sup>	24.0	2.8×10 <sup>4</sup>	0.2
	f' <sub>ck</sub> =50N/mm <sup>2</sup>	24.0	3.3×10 <sup>4</sup>	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	2.00×10 <sup>5</sup>	0.3

### 3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-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。

### 3.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位の一覧を表3-9に示す。

表3-9 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮壁 (鋼製扉)	鋼製扉2	O.P. +9.00m
	鋼製扉3	O.P. -7.50m



### 3.6 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製扉の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### 3.6.1 施設の健全性評価

施設の健全性に係る評価対象部位は、扉体、RC支柱、フーチング、鋼管杭とする。

#### 3.6.2 施設の変形性評価

施設の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイントとする。

#### 3.6.3 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼管杭を支持する基礎地盤とする。

### 3.7 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.7.1 扉体

##### (1) 主桁、鉛直桁

主桁、鉛直桁の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表3-10に示す短期許容応力度とする。

表3-10 主桁、鉛直桁の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	SM570 (主桁)	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	186~244
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		145	217
SM570 (鉛直桁) ( $t \leq 40$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	252~255	378~382
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217
SM570 (鉛直桁) ( $40 < t$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	239	358
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	140	210

注記 \*1：局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

\*2：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

##### (2) スキンプレート

スキンプレートの許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表3-11に示す短期許容応力度とする。

表3-11 スキンプレートの許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255

注記 \*：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(3) 扉取付部（ヒンジ）

扉取付部（ヒンジ）の許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成31年3月）」に基づき，表3-12に示す短期許容応力度とする。

表3-12 扉取付部（ヒンジ）の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容軸引張応力度 $\sigma_{sa}$	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	
SM490 ( $t \leq 40$ )	許容軸引張応力度 $\sigma_{sa}$	158	237
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	91	136
SM490 ( $40 < t$ )	許容軸引張応力度 $\sigma_{sa}$	148	222
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	85	127

注記 \*：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

3.7.2 RC 支柱

RC 支柱の許容限界は，曲げ・圧縮については，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づき，曲げ・引張については「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24年3月）」及び「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づき，表3-13に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は，「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 原子力土木委員会，2005年6月）」に基づくせん断耐力とする。

表3-13 RC 支柱の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	11	16.5
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294
鉄筋(SD490)		290	435

注記 \*：短期許容応力度は，許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

### 3.7.3 フーチング

フーチングの許容限界は、曲げ・圧縮については、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」及び「道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）」に基づき、曲げ・引張については「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24年3月）」及び「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づき、表3-14に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「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 原子力土木委員会，2005年6月）」に基づくせん断耐力とする。

表3-14 フーチングの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	16
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294
鉄筋(SD490)		290	435

注記 \*：短期許容応力度は、許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

### 3.7.4 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「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24年3月）」に基づき、杭体部については、表3-15に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。杭頭部については、表3-16に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い、本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表3-15 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭体)	SM570 ( $t<40\text{mm}$ )	450	260

表3-16 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

### 3.7.5 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3-17 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-17 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
ゴムジョイント	変形量	開き方向 550 せん断方向 550

### 3.7.6 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、押し込みについては岩盤の支持力試験とし、引き抜きにおいては道路橋示方書（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）の杭基礎（中掘り杭工法）により設定する極限支持力とする。表 3-18 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3-18 基礎地盤の支持力に対する許容限界

杭種		押し込み (N/mm <sup>2</sup> )	引き抜き (kN)
極限支持力	鋼製扉 2 (狐崎部層)	13.7	6653
	鋼製扉 3 (牧の浜部層)	11.4	11999

## 3.8 評価方法

扉体の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

### 3.8.1 扉体

扉体は、主桁、鉛直桁とスキンプレート、ヒンジで構成されている。扉体の構造図を図 3-10 に示す。

扉体の評価は、これらの各部材について、図 3-11 に示すように、格子状にはり要素でモデル化した構造解析モデルにて、地震応答解析モデルにより算定した応答震度を用いた静的解析を行い、各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力を算定し、許容限界以下であることを確認する。

扉体の応力度算定は、解析コード「FRAME マネージャ Ver. 6.0.1」を使用する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

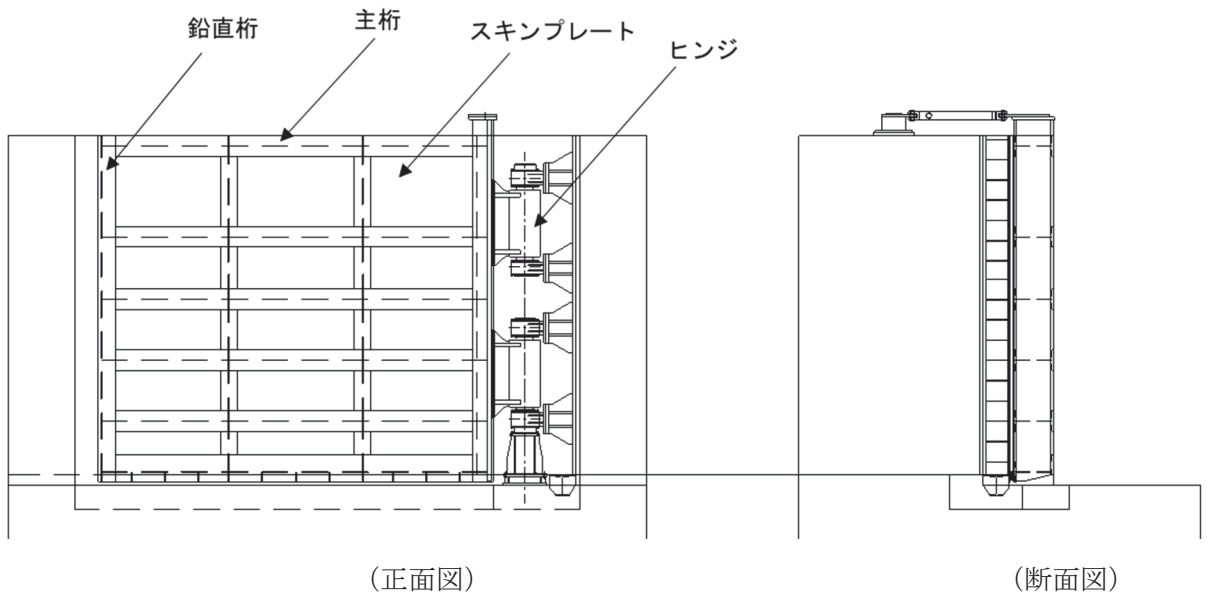


図 3-10 扉体の構造図 (正面図, 断面図)

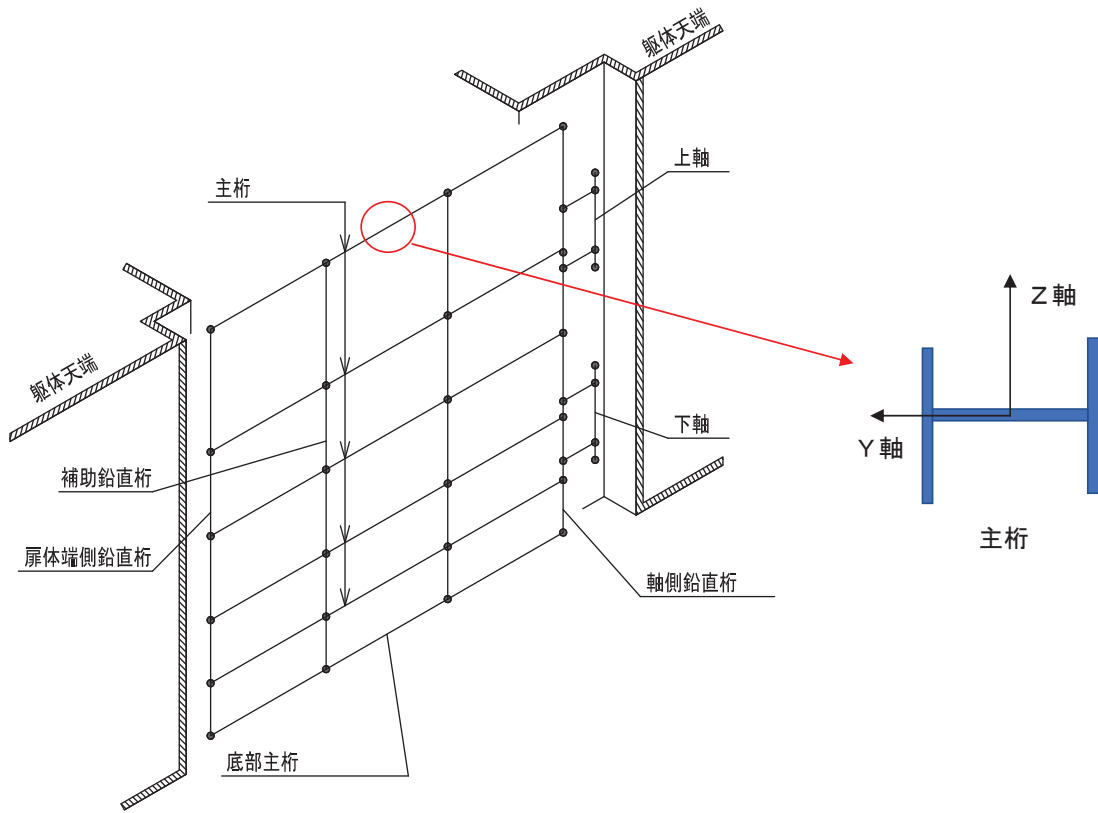


図 3-11 扉体モデル形状

(1) 荷重条件

フレーム解析モデルに入力する荷重として、地震応答解析モデルから、水平方向（桁軸直角方向）、鉛直方向の最大加速度応答を抽出し、慣性力として作用させる。荷重の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法（1.0：0.4）により評価する。

荷重の組合せケースを表 3-19 に、荷重算定に用いる設計震度を表 3-20 に示す。

表 3-19 荷重の組合せ

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + P_k + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$
2	$G + P_s + P_k + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$
3	$G + P_s + P_k - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$
4	$G + P_s + P_k - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$
5	$G + P_s + P_k + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$
6	$G + P_s + P_k - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$
7	$G + P_s + P_k + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$
8	$G + P_s + P_k - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$

G：固定荷重

$P_s$ ：積雪荷重

$P_k$ ：風荷重

$S_{SH}$ ：水平方向地震荷重（自重× $K_H$ ）

$S_{SV}$ ：鉛直方向地震荷重（自重× $K_V$ ）

表 3-20 設計震度

断面	地震による設計震度	
	水平方向 $K_H$	鉛直方向 $K_V$
鋼製扉 2	5.0 ( $S_s - D 2$ (--) )	3.2 ( $S_s - D 2$ (--) )
鋼製扉 3	2.4 ( $S_s - N 1$ (++) )	1.2 ( $S_s - D 2$ (+-) )

(2) 曲げ軸力照査

扉体（主桁，鉛直桁，ヒンジ）の曲げモーメント及び軸力を用いて，図3-11に示す断面形状にて，次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。応力度は二軸合成応力度として算出する。

扉体（スキンプレート）に作用する応力度は，4辺を支持された板の曲げ応力度の計算式により照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_{X1}}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで，

- $\sigma_1$  : 扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $N_{X1}$  : 扉体の軸力 (kN)
- $A_1$  : 扉体の有効断面積 (m<sup>2</sup>)
- $M_{Y1}$  : 扉体に発生するY軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Y1}$  : 扉体のY軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)
- $M_{Z1}$  : 扉体に発生するZ軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Z1}$  : 扉体のZ軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

(3) せん断力照査

扉体（主桁，鉛直桁，ヒンジ）のせん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \frac{T_{X1}}{Z_1} \pm \frac{S_{Y1}}{A_{Y1}} \pm \frac{S_{Z1}}{A_{Z1}} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで，

- $\tau_1$  : 扉体のせん断力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $T_{X1}$  : 扉体のねじりモーメント (kN・m)
- $Z_1$  : 扉体の極断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $S_{Y1}$  : 扉体に発生するY軸方向のせん断力 (kN)
- $A_{Y1}$  : 扉体のせん断抵抗断面積 (m<sup>2</sup>)
- $S_{Z1}$  : 扉体に発生するZ軸方向のせん断力 (kN)
- $A_{Z1}$  : 扉体のせん断抵抗断面積 (m<sup>2</sup>)



(4) 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで、

$\sigma_1$  : 扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_1$  : 扉体のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

k : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

3.8.2 RC 支柱

RC 支柱は、地震応答解析に基づき算定した断面力によるコンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

RC 支柱の応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

3.8.3 フーチング

フーチングは、地震応答解析に基づき算定した断面力によるコンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチングの応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」を使用する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

フーチングのせん断力照査は次式により算出されるせん断力が許容限界以下であることを確認する。

3.8.4 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体と杭頭について行う。杭体については、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。杭頭については、鋼管杭 (杭頭) の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

(1) 曲げ軸力照査 (杭体)

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left( \sigma_y - \frac{|N_4|}{A_4} \right) \cdot Z_4 \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで,

- $M_y$  : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)
- $\sigma_y$  : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $N_4$  : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)
- $A_4$  : 鋼管杭の有効断面積 (m<sup>2</sup>)
- $Z_4$  : 鋼管杭の有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

(2) せん断力照査 (杭体)

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_4 = \kappa_1 \frac{S_4}{A_4} \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

ここで,

- $\tau_4$  : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_4$  : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)
- $A_4$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\kappa_1$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

(3) 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の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（日本道路協会，平成 24 年 3 月）に基づき，図 3-12 に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し，曲げモーメントが仮想鉄筋コンクリート断面に生じる降伏曲げモーメント以下であることを確認する。

許容限界である降伏曲げモーメント算定は，解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

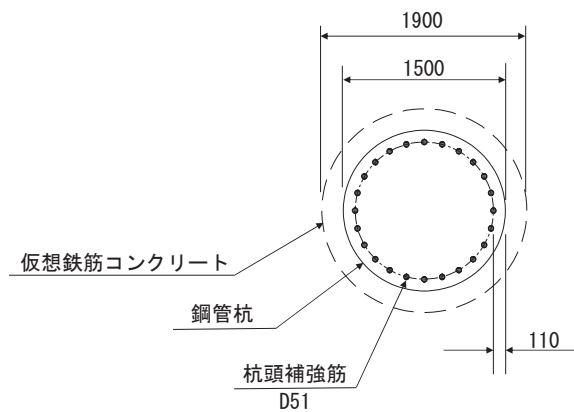


図 3-12 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

3.8.5 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の地震時の評価について，壁軸直角方向及び壁軸方向ともに，地震荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

なお，止水ジョイント部材の相対変位量の照査は，鋼製扉以外の構造形式（鋼桁部及び鋼板部）や異種構造物（防潮堤，海水ポンプ室）との境界部も含めた照査が必要のため，止水ジョイント部材の評価結果については，添付書類「VI-2-10-2-3-1 杭基礎構造防潮壁（鋼製遮水壁（鋼板））の耐震性についての計算書」にまとめて示す。

3.8.6 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては，杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

#### 4. 耐震評価結果

##### 4.1 扉体

扉体における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する主部材の照査結果を表 4-1～表 4-3 に、最大照査値が生じた部位を図 4-1～図 4-2 に示す。この結果から、鋼板の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-1 扉体（主桁・鉛直桁）の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉 2 (SM570)	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	187	378	0.50
	4 ( $G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	55	210	0.27
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.25	1.2	0.21
鋼製扉 3 (SM570)	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	143	380	0.38
	4 ( $G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	64	217	0.30
	8 ( $G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$ )	合成応力度 (-)	0.14	1.2	0.12

表 4-2 扉体（スキンプレート）の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉 2 (SM570)	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	21	382	0.06
鋼製扉 3 (SM570)	2 ( $G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$ )	曲げ応力度 ( $N/mm^2$ )	13	382	0.04

表 4-3 ヒンジの照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉 2 (SM570)	8 (G-0.4S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	62	222	0.28
	8 (G-0.4S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	18	136	0.14
	8 (G-0.4S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	合成応力度 (-)	0.08	1.2	0.07
鋼製扉 3 (SM570)	8 (G-0.4S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	49	222	0.23
	8 (G-0.4S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	136	0.11
	8 (G-0.4S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	合成応力度 (-)	0.05	1.2	0.05

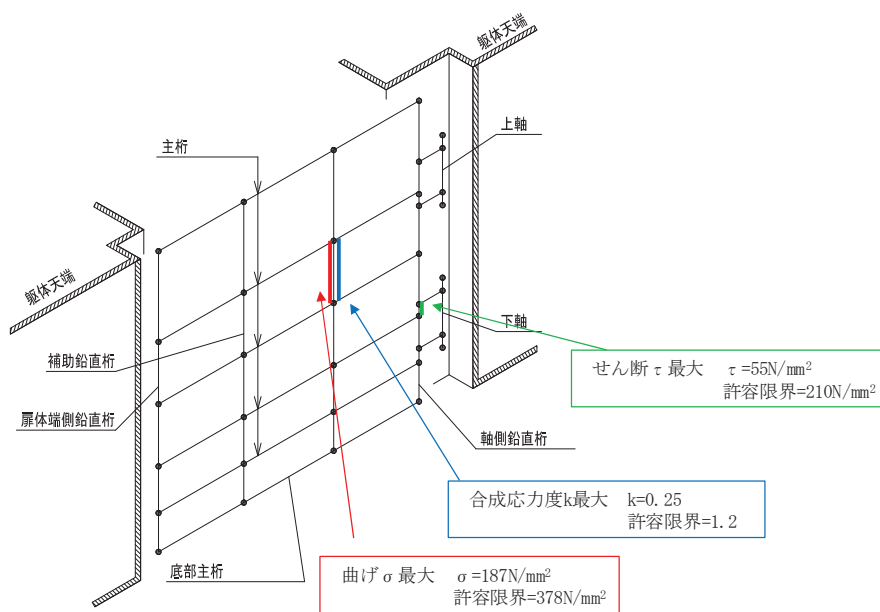


図 4-1(1) 扉体（主桁、鉛直桁）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 2）

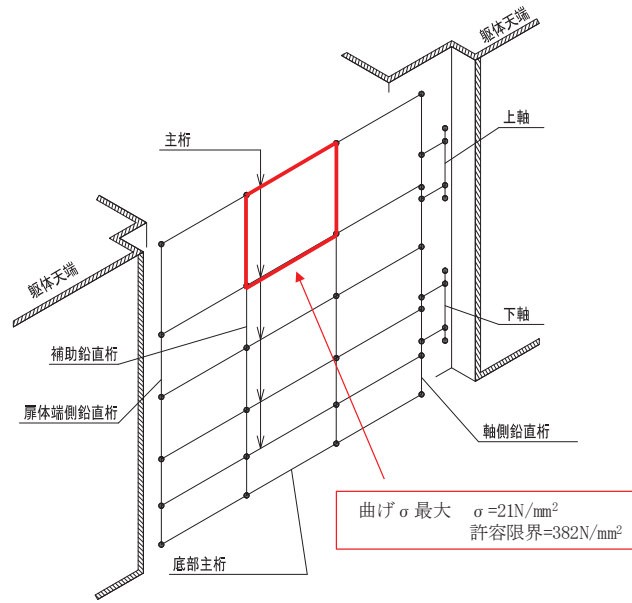


図 4-1(2) 扉体（スキンプレート）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所（鋼製扉 2）

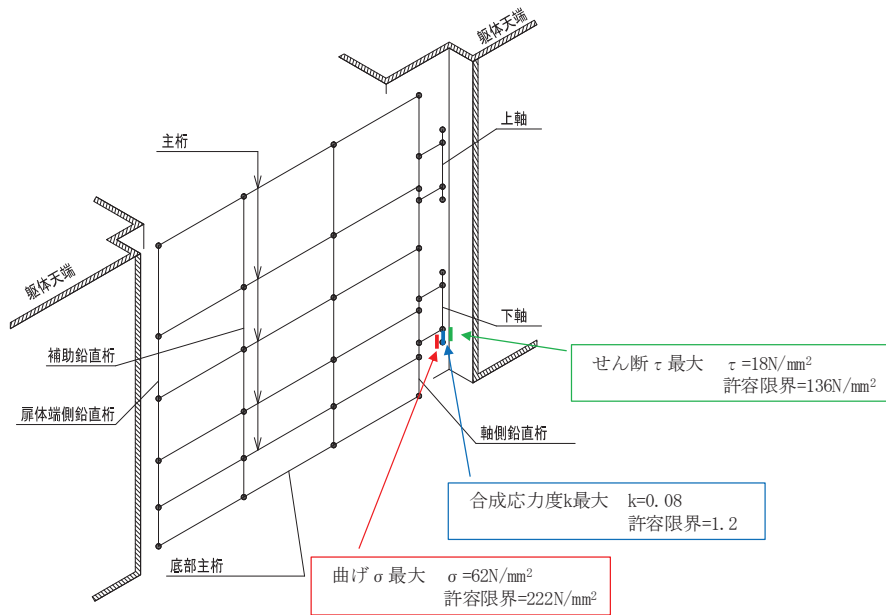


図 4-1(3) ヒンジの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所（鋼製扉 2）

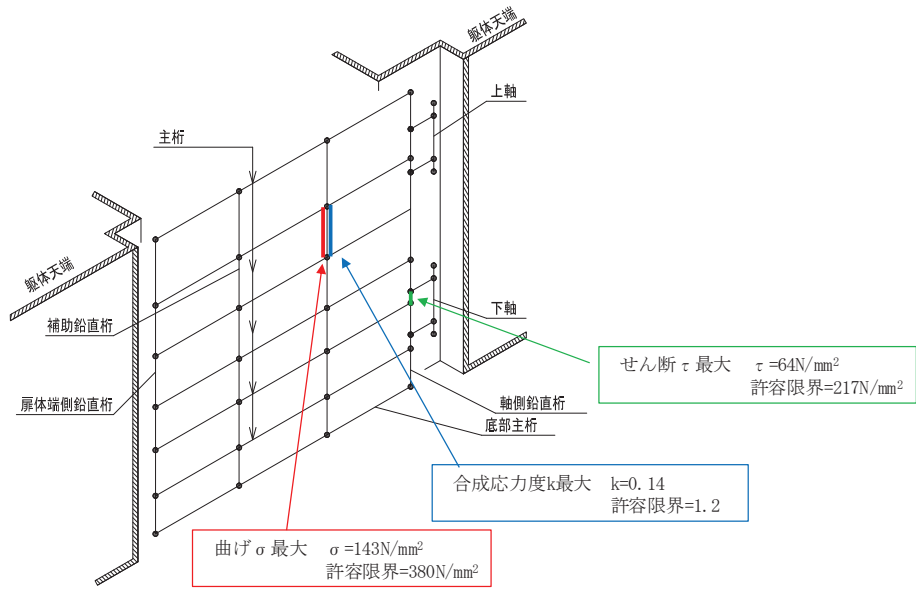


図 4-2(1) 扉体（主桁，鉛直桁）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

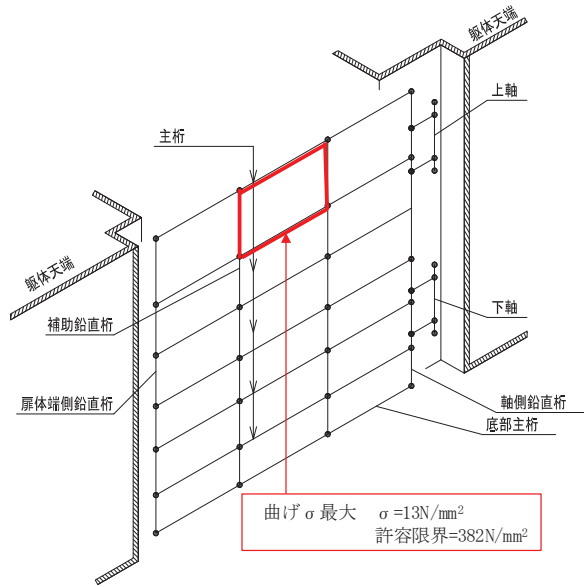


図 4-2(2) 扉体（スキンプレート）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

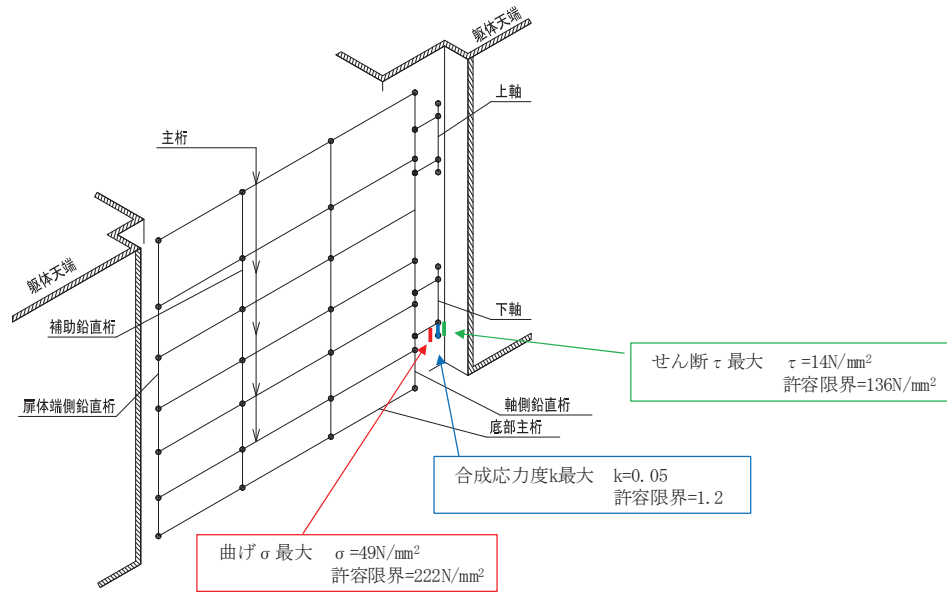


図 4-2(3) ヒンジの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する  
最大照査値発生個所（鋼製扉 3）

#### 4.2 RC 支柱

RC 支柱の照査時刻における断面力図を図 4-3～図 4-4 に、照査結果を表 4-4～表 4-6 に示す。また、配筋概要図を図 4-5 に示す。

この結果から、RC 支柱の発生応力が許容限界以下であることを確認した。



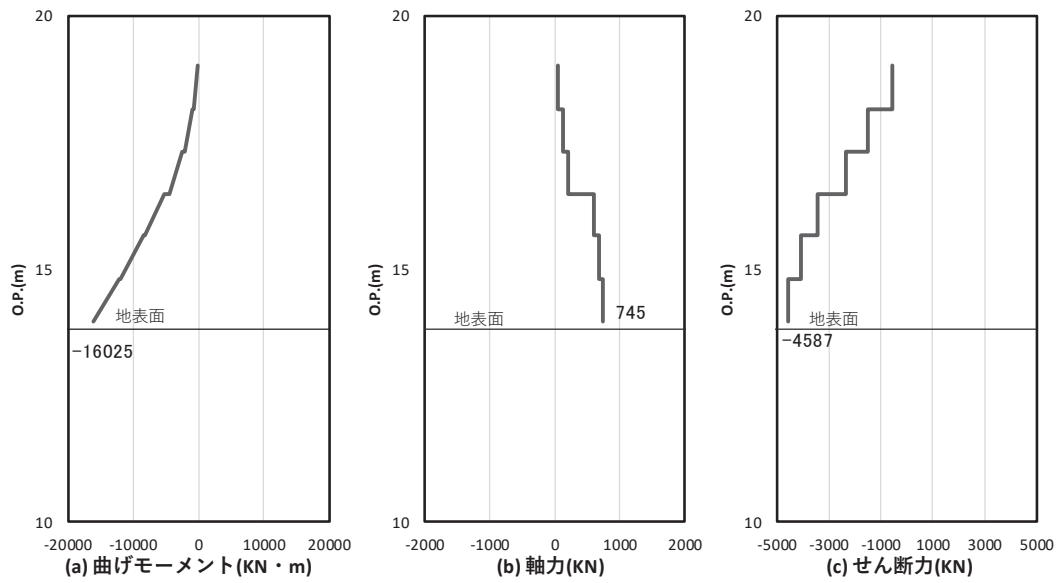


図 4-3(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (++) , t=10.42s)  
 解析ケース①：基本ケース

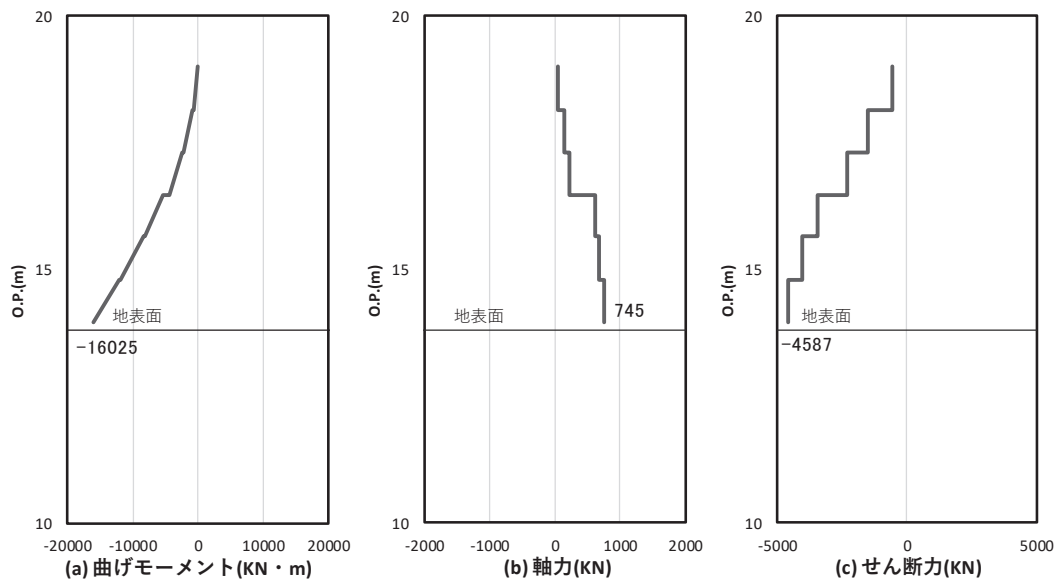


図 4-3(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (++) , t=10.42s)  
 解析ケース①：基本ケース

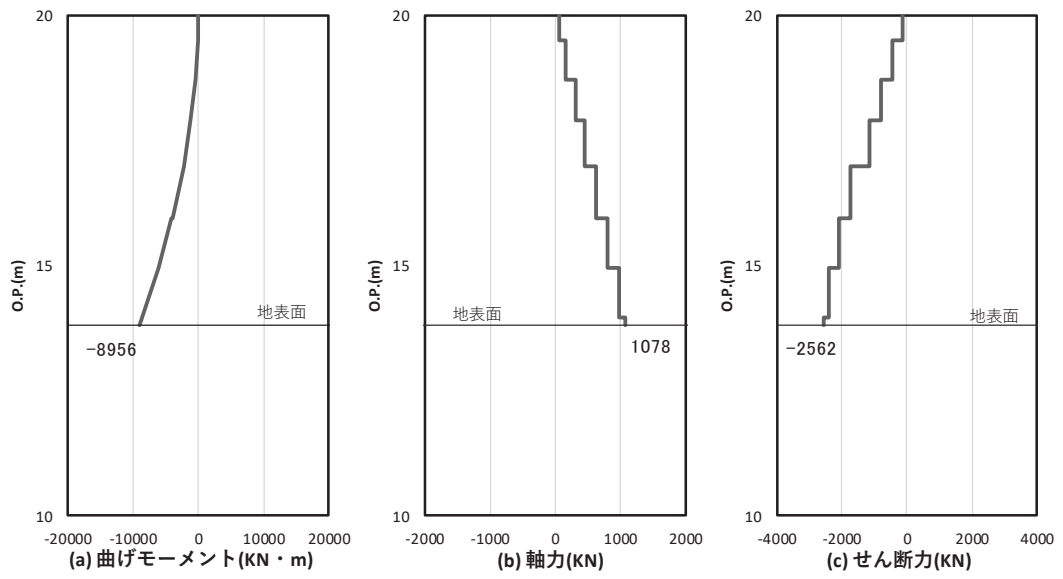


図 4-4(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼製扉 3, S s - N 1 ( - + ) , t=7.92s)  
 解析ケース①：基本ケース

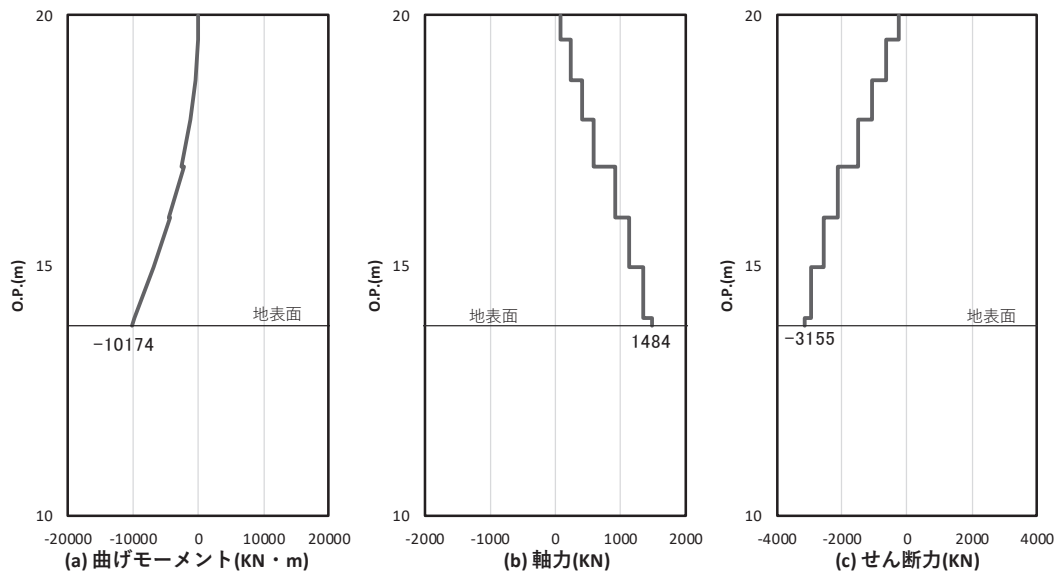


図 4-4(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼製扉 3, S s - N 1 ( - + ) , t=7.93s)  
 解析ケース③：地盤物性のばらつき ( - 1  $\sigma$  ) を考慮した解析ケース

表 4-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S s - D 2 (++)	①	-16025	1973	11.6	16.5	0.71
鋼製扉 3	S s - N 1 (-+)	①	-8956	1676	9.9	16.5	0.60

注記 \*：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最大値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 4-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鉄筋）

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力*		引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S s - D 2 (++)	①	D38 @150 2段	-16025	17	343	435	0.79
鋼製扉 3	S s - N 1 (-+)	①	D41 @150	-8956	23	289	435	0.67

注記 \*：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 4-6 せん断破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力*	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)	せん断力* (kN) (a)		
鋼製扉 2	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	①	D22@150	4587	4817	5880	0.82
鋼製扉 3	S <sub>s</sub> -N 1 (-+)	③	D25@150	3155	3313	5130	0.65

注記 \* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数  $\gamma_a$

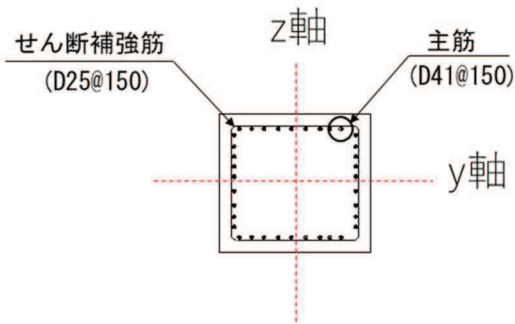
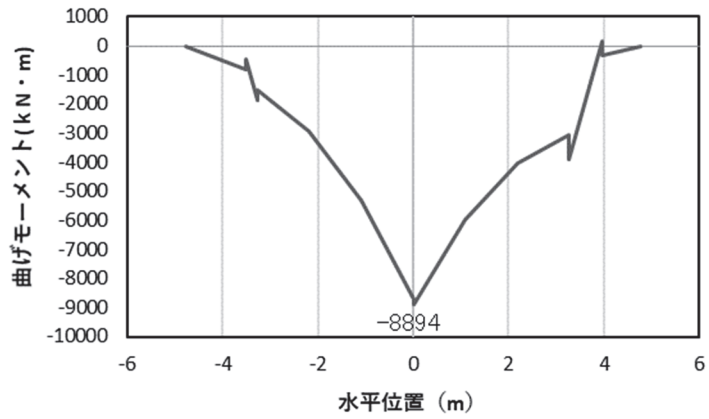


図 4-5 RC 支柱の配筋概要図 (鋼製扉 3 の例)

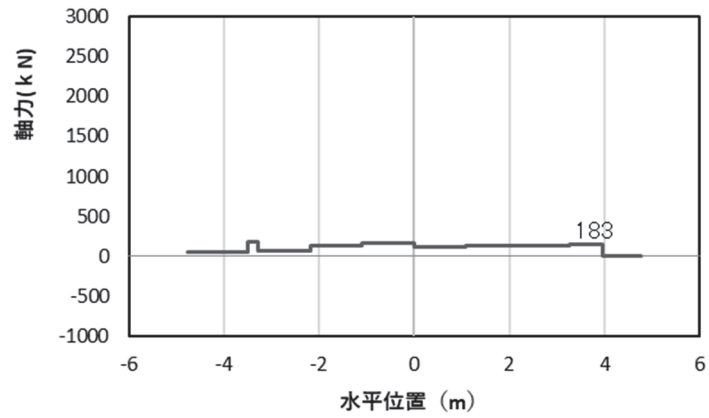
#### 4.3 フーチング

フーチングの照査時刻における断面力図を図 4-6～図 4-7 に、照査結果を表 4-7～表 4-9 に示す。また、配筋概要図を図 4-8 に示す。なお、曲げモーメントの  $M_y$  は図 4-8 に示す y 軸周りのモーメントを、 $M_z$  は z 軸周りのモーメントを示す。

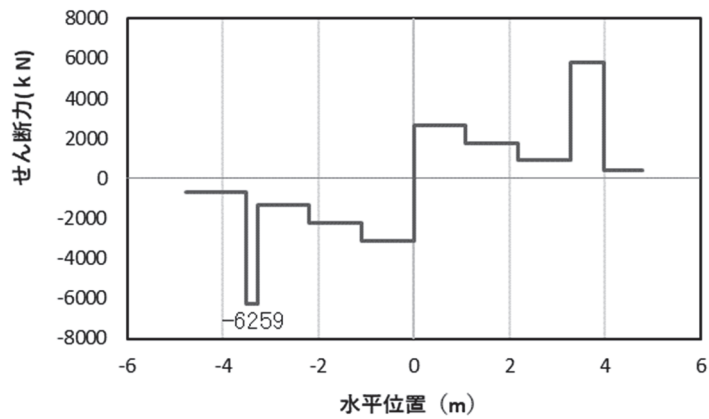
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメントY



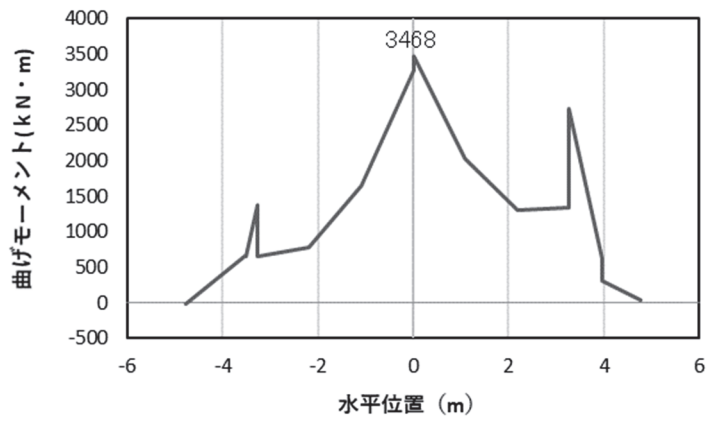
(b) 軸力



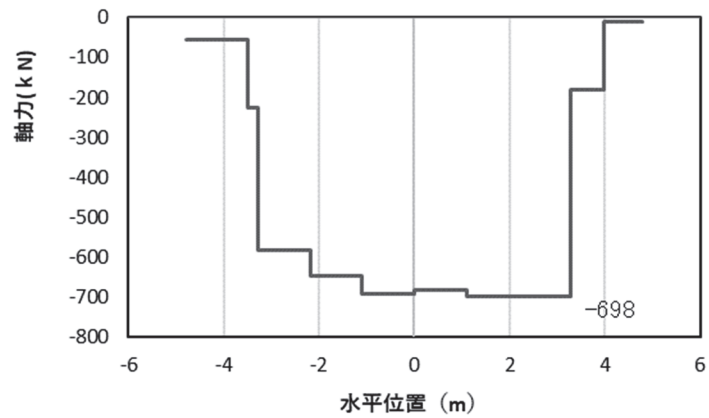
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

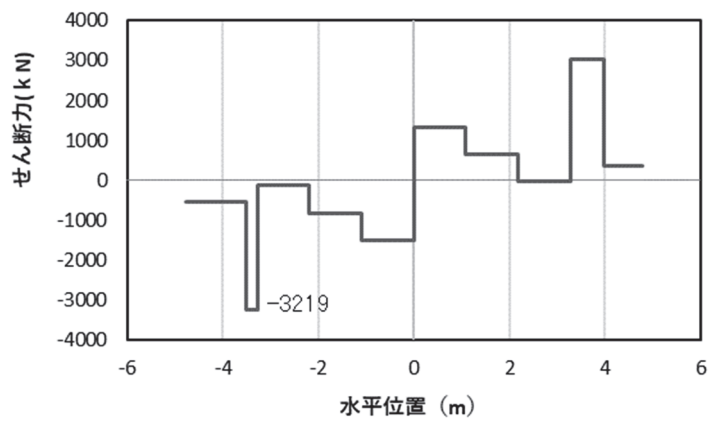
図4-6(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼製扉2, S s - D 2 (++) , t=10.42s, M<sub>Y</sub>最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



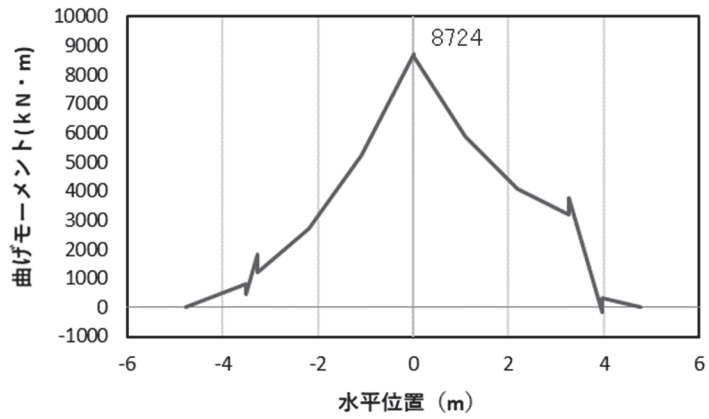
(b) 軸力



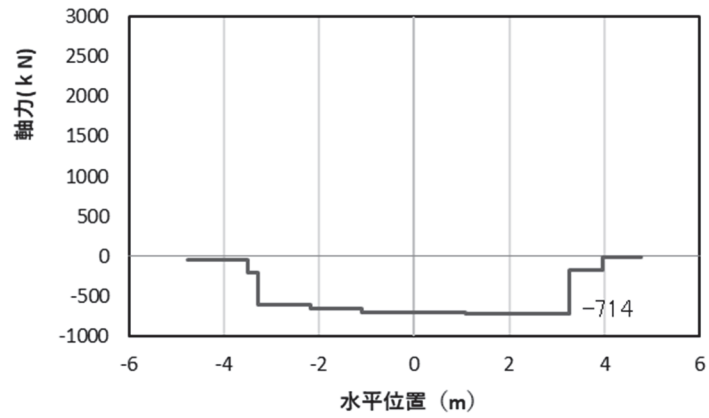
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

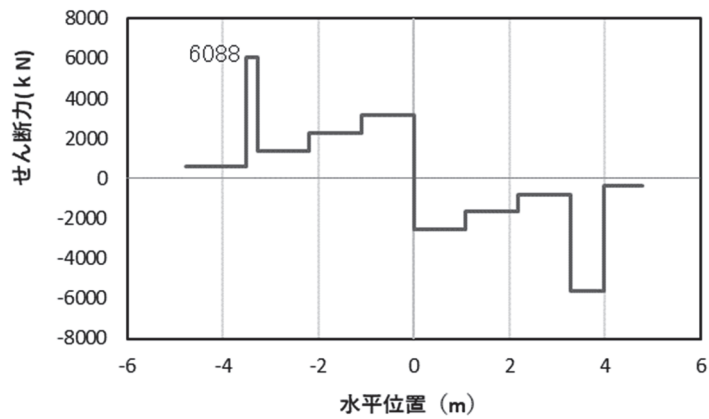
図4-6(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼製扉2, S s-D 2 (++) , t=10.39s, M<sub>Z</sub>最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントY



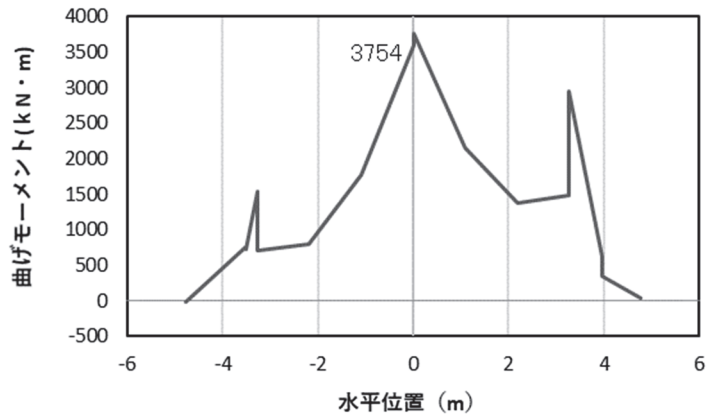
(b) 軸力



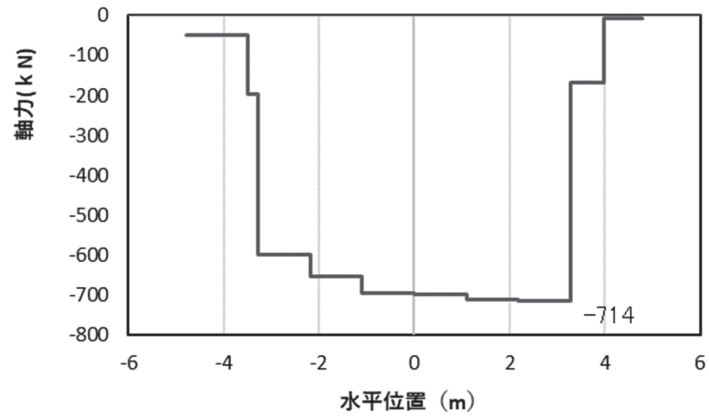
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

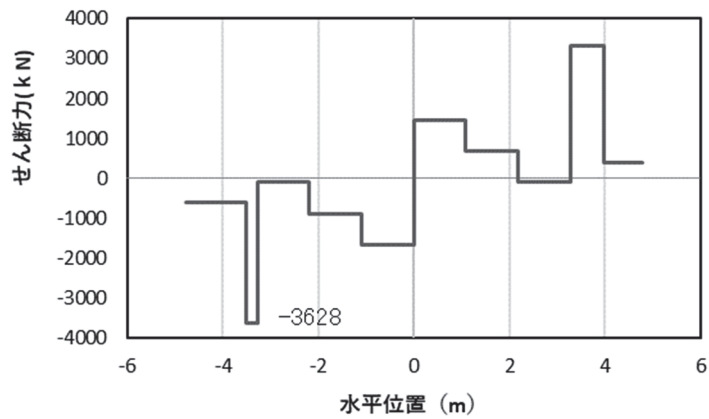
図4-6(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼製扉2, S s - D 2 (-+), t=10.42s, M<sub>Y</sub>最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

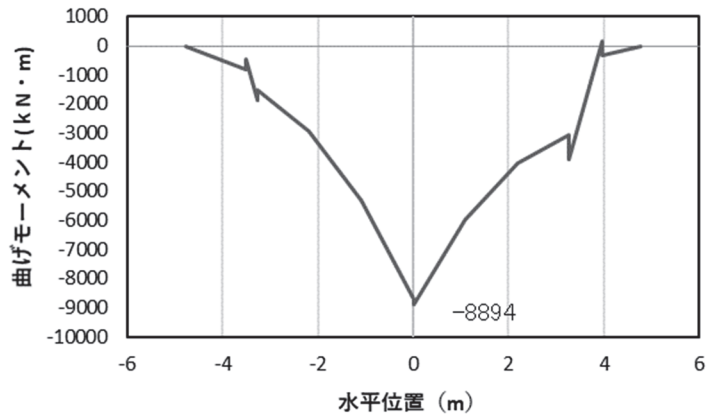


(c) せん断力

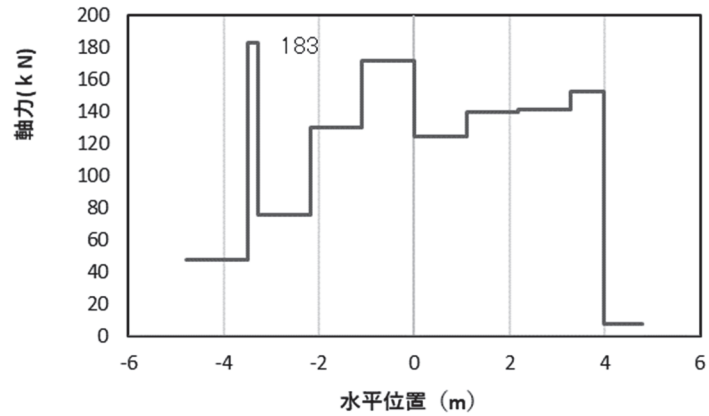
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-6(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (-+), t=10.42s, M<sub>Z</sub>最大)  
 解析ケース①: 基本ケース

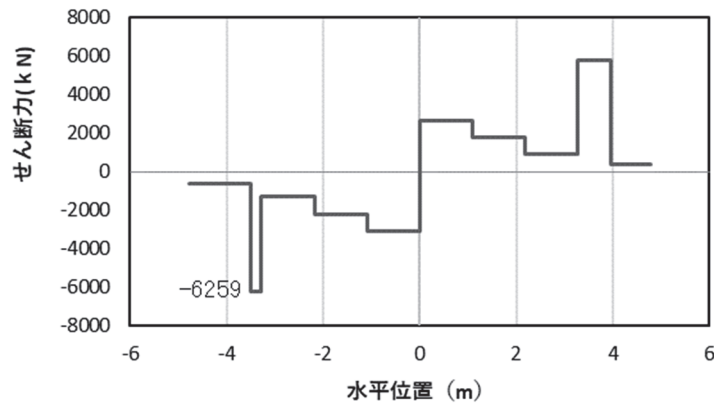




(a) 曲げモーメントY



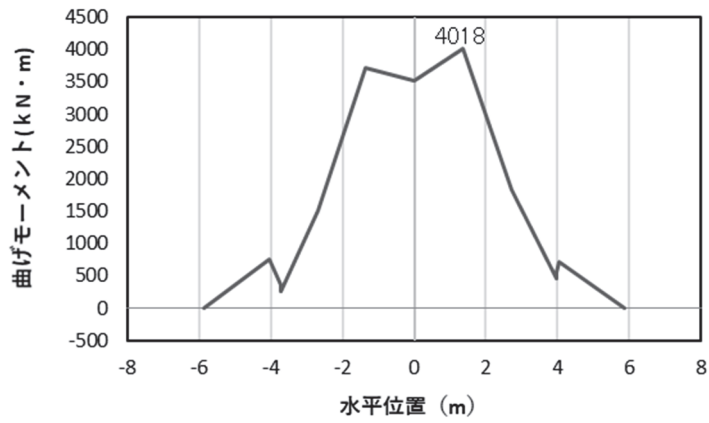
(b) 軸力



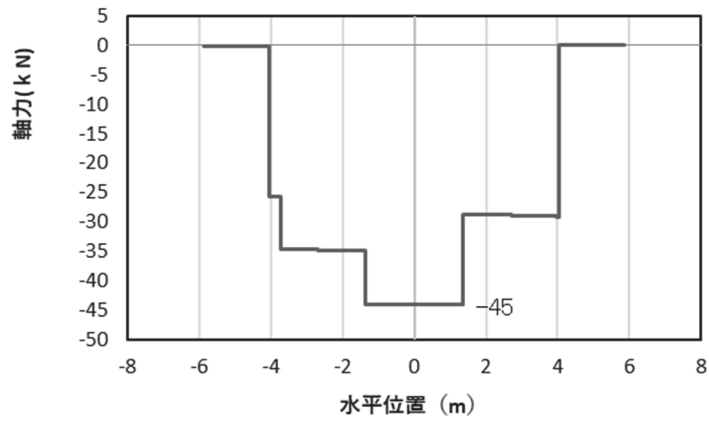
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

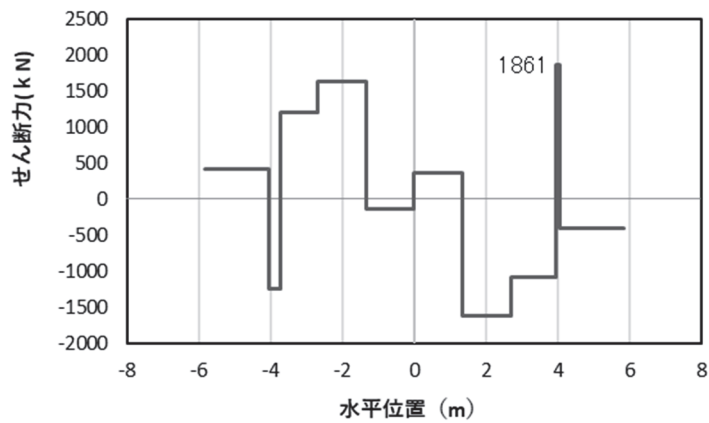
図 4-6(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (++) , t=10.42s)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント $Y$



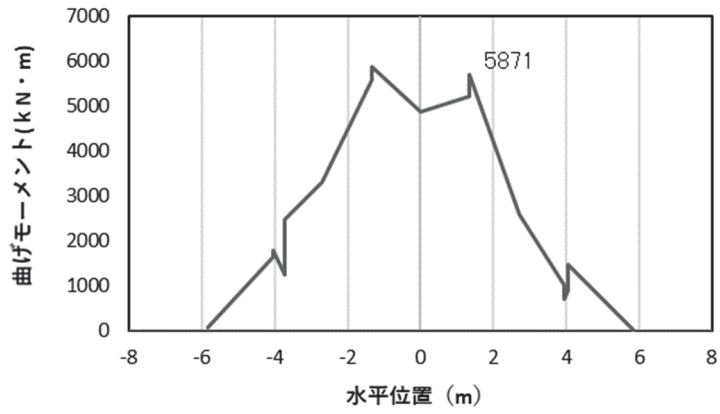
(b) 軸力



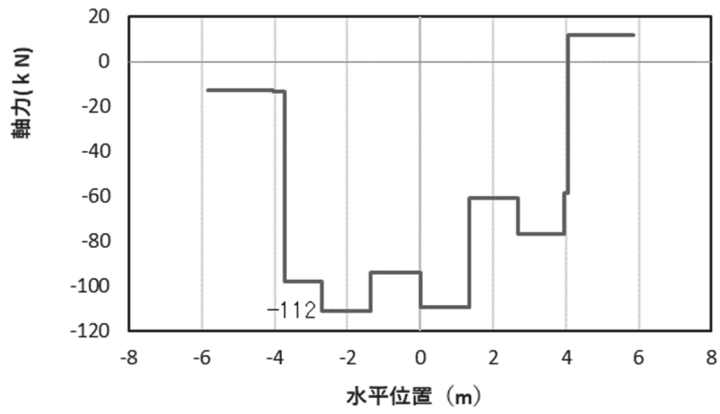
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

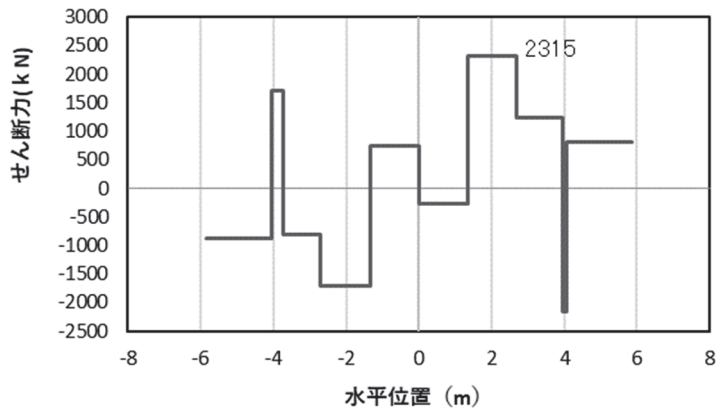
図4-7(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼製扉3, S s - D 1 (-+), t=25.57s,  $M_Y$ 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



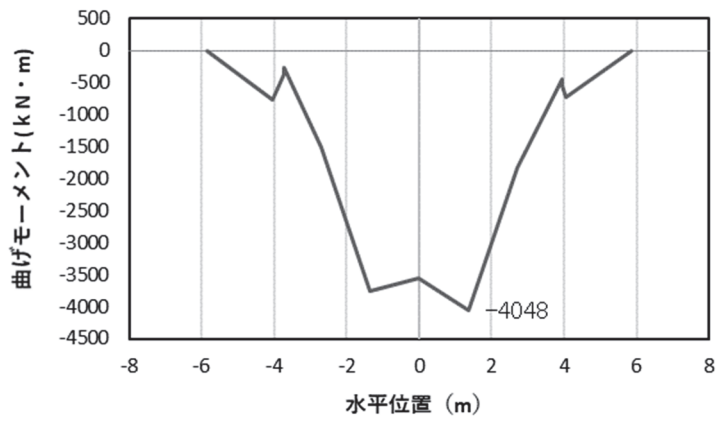
(b) 軸力



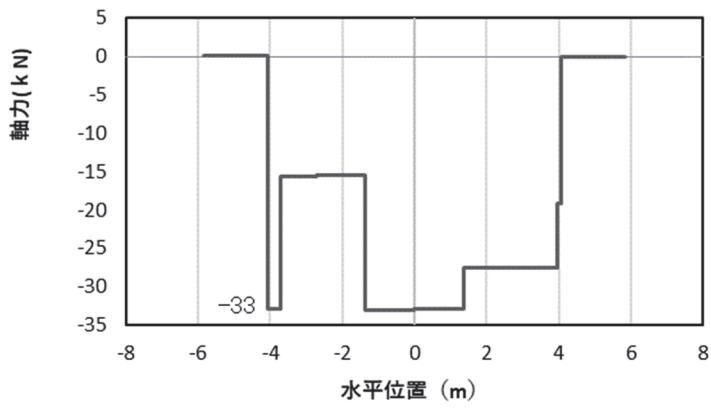
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

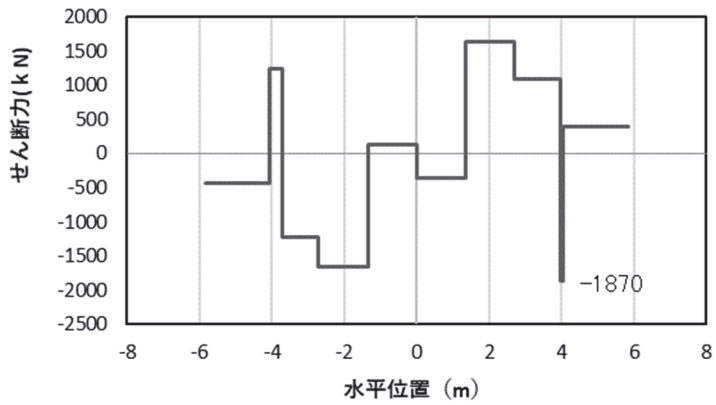
図4-7(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼製扉3, S s - D 1 (-+), t=18.08s, M<sub>Z</sub>最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントY



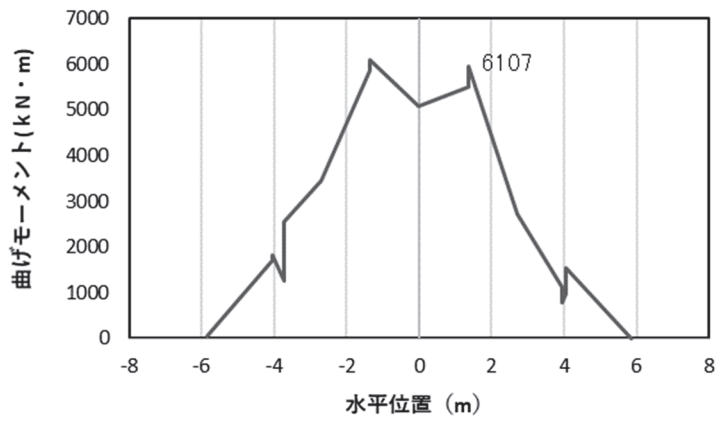
(b) 軸力



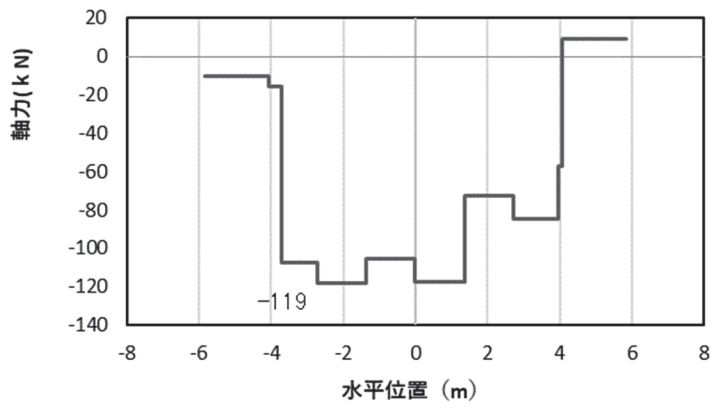
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

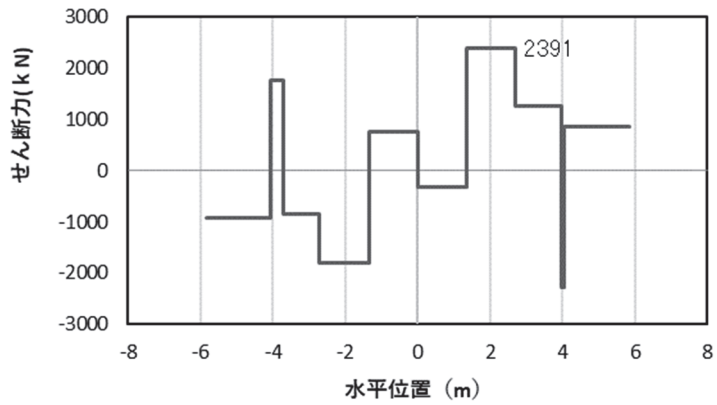
図4-7(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼製扉3, S<sub>s</sub>-D1 (+-), t=25.57s, M<sub>Y</sub>最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



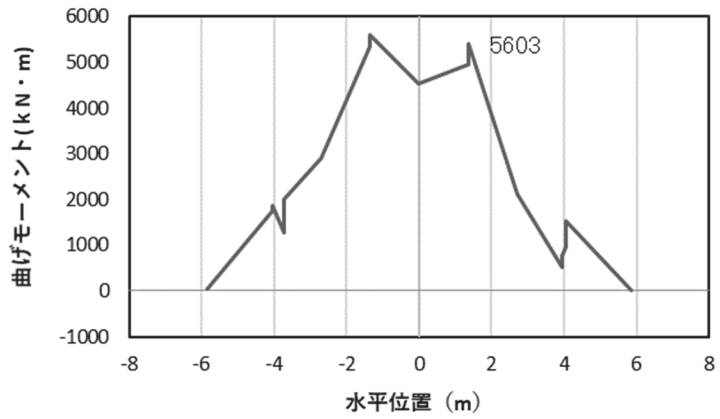
(b) 軸力



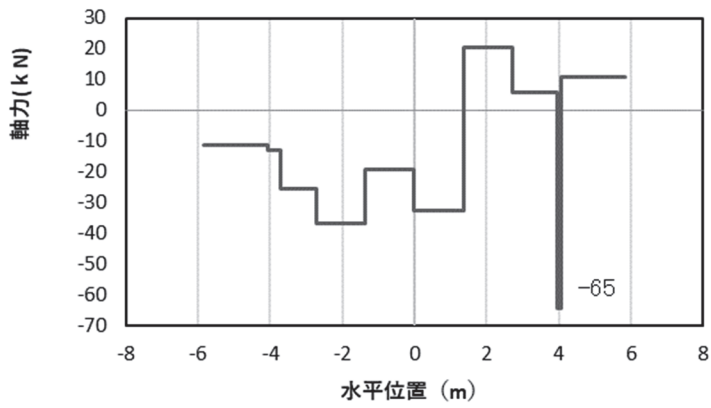
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

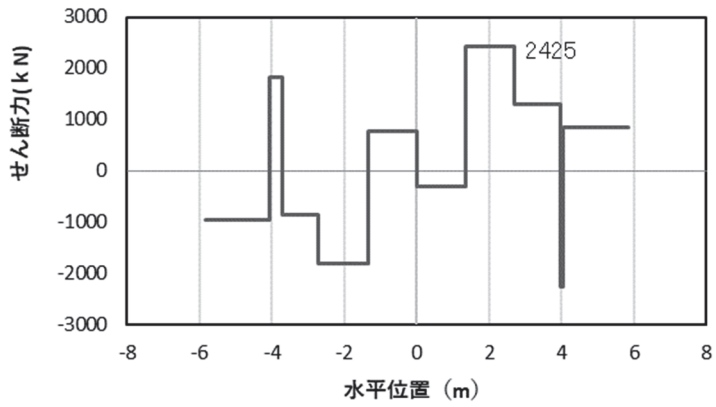
図 4-7(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 曲げモーメント最大時刻での断面力  
 (鋼製扉 3, S s - D 1 (+ -),  $t=20.41\text{s}$ ,  $M_z$ 最大)  
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-7(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼製扉 3, S s - D 2 (++) , t=23.56s)

解析ケース①：基本ケース

表 4-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S s - D 2 (++)	①	M <sub>Y</sub> : 8894 M <sub>Z</sub> : 3468	247	1.2	24	0.05
鋼製扉 3	S s - D 1 (-+)	①	M <sub>Y</sub> : 4018 M <sub>Z</sub> : 5871	100	2.2	24	0.10

注記 \* : 軸力は、正 : 圧縮、負 : 引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最大値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 4-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鉄筋）

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力*		引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S s - D 2 (-+)	①	D38 @300, 200	M <sub>Y</sub> : 8724 M <sub>Z</sub> : 3754	-714	48	294	0.17
鋼製扉 3	S s - D 1 (+-)	①	D38 @300, 200	M <sub>Y</sub> : 4048 M <sub>Z</sub> : 6107	-150	86	294	0.30

注記 \* : 軸力は、正 : 圧縮、負 : 引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 4-9 せん断破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力*	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)	(kN) (a)		
鋼製扉 2	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	①	D32@300	6259	6572	38529	0.18
鋼製扉 3	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	①	D32@300	2425	2547	25417	0.11

注記 \* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数  $\gamma$  a

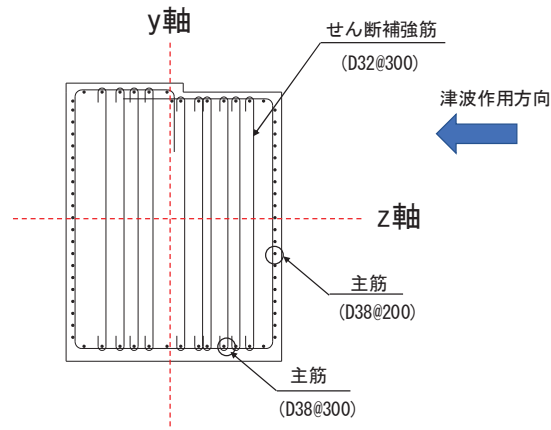


図 4-8 フーチング配筋概要図 (鋼製扉 3 の例)



#### 4.4 鋼管杭

##### 4.4.1 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4-10 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 4-9～図 4-10 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4-11 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-10 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼製扉 2	φ 1500	SM570 (t=25mm)	(上杭) O. P. +10.0m～ O. P. -4.9m	24	1.111×10 <sup>5</sup>	0.403×10 <sup>8</sup>
鋼製扉 3	φ 1800	SM570 (t=24mm)	(上杭) O. P. +9.3m～ O. P. +1.1m	23	1.283×10 <sup>5</sup>	0.562×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t=29mm)	(中杭①) O. P. +1.1m～ O. P. -0.9m	28	1.557×10 <sup>5</sup>	0.678×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t=34mm)	(中杭②) O. P. -0.9m～ O. P. -6.9m	33	1.830×10 <sup>5</sup>	0.793×10 <sup>8</sup>
		SM570 (t=29mm)	(下杭) O. P. -6.9m～ O. P. -17.370m	28	1.557×10 <sup>5</sup>	0.678×10 <sup>8</sup>

注記 \*：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）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

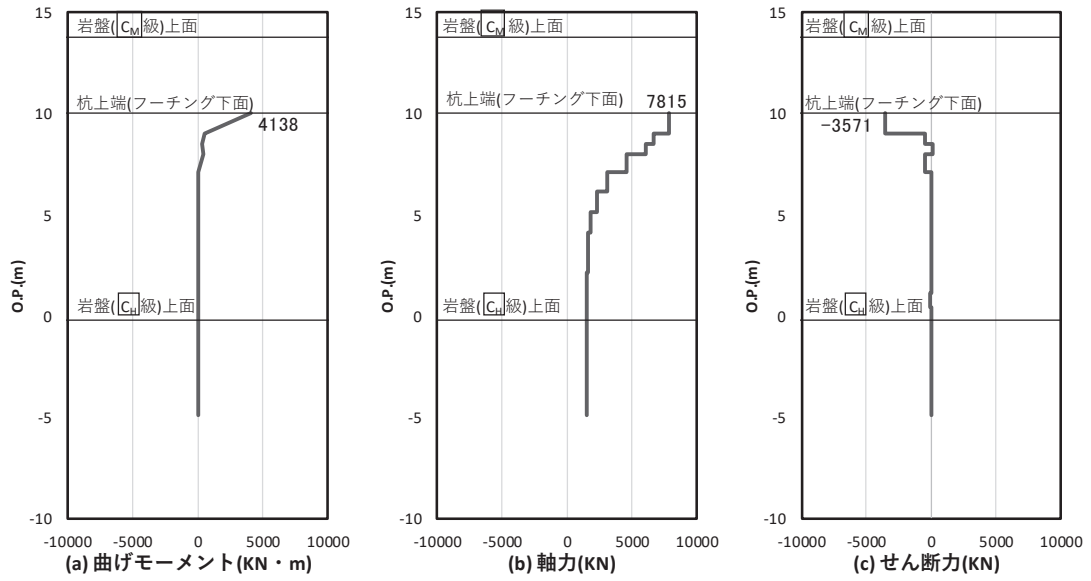


図 4-9 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼製扉 2, S s - D 2 ( - + ) , t=10.42s)  
 解析ケース①：基本ケース

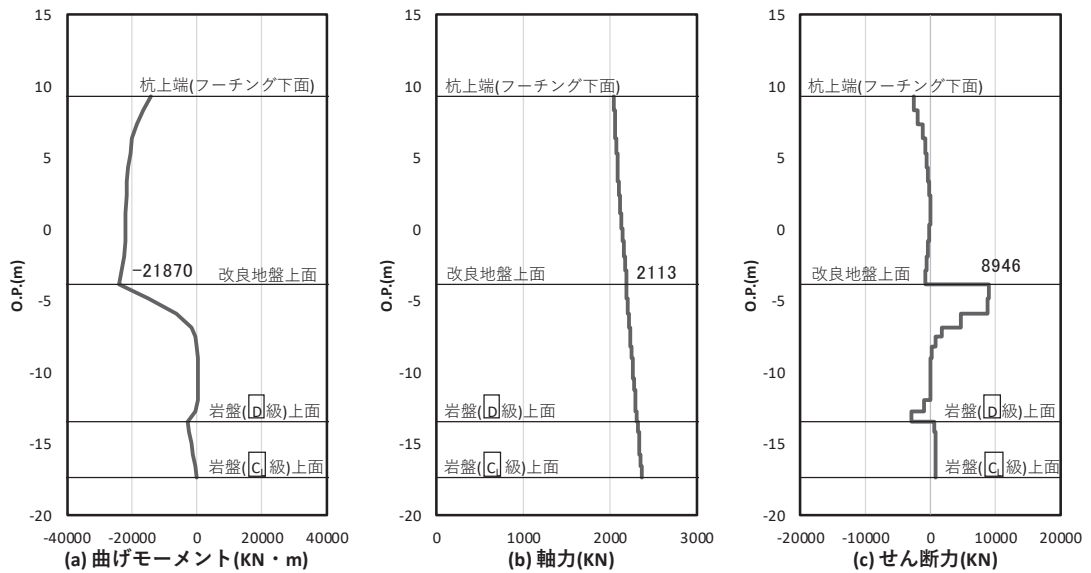


図 4-10 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼製扉 3, S s - N 1 ( - + ) , t=7.93s)  
 解析ケース③：地盤物性のばらつき ( - 1  $\sigma$  ) を考慮した解析ケース

表 4-11 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
鋼製扉 2	S s - D 2 (-+)	①	4138	7815	15303	0.28
鋼製扉 3 (上杭)	S s - N 1 (-+)	③	21870	2113	24362	0.90

4.4.2 セン断力照査

鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力図を図 4-11～図 4-12 に、せん断破壊に対する照査値を表 4-12 に示す。この結果から鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

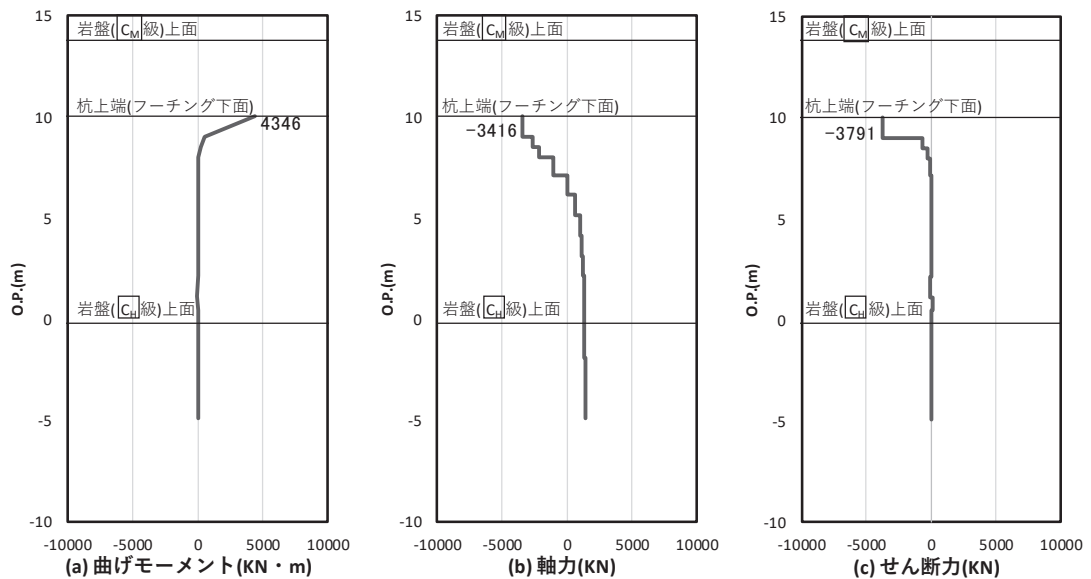


図 4-11 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(鋼製扉 2, S s - D 2 (-+), t=20.42s)  
解析ケース①: 基本ケース

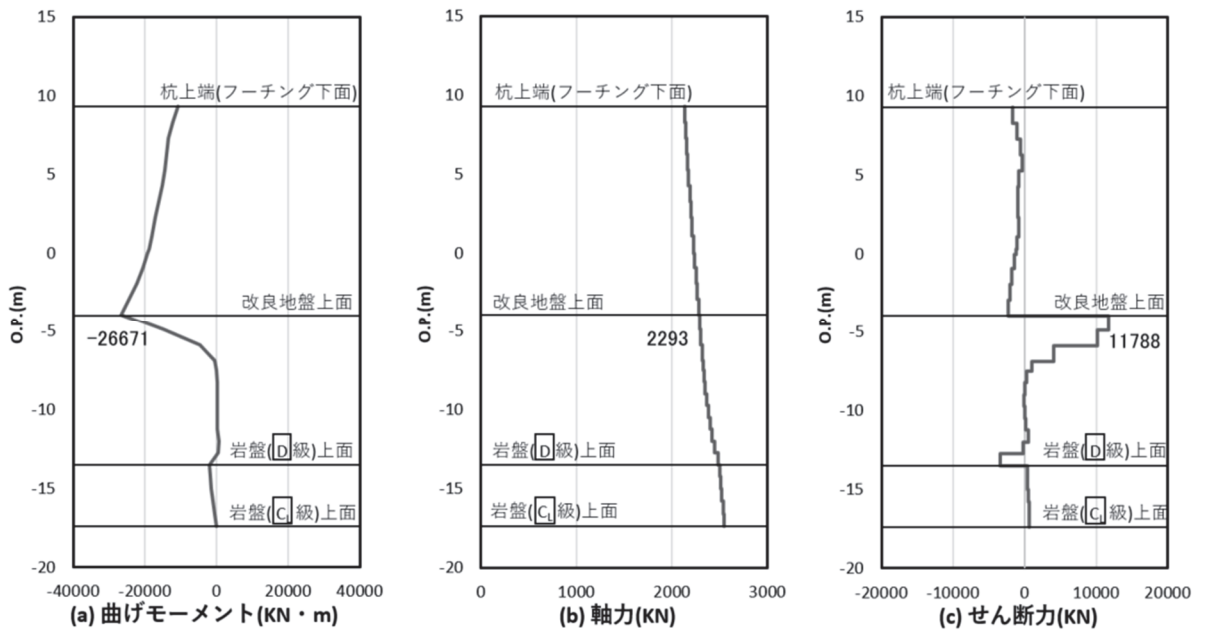


図 4-12 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
 (鋼製扉 3, S s - N 1 (-+), t=7.85s)  
 解析ケース①：基本ケース

表 4-12 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)		
鋼製扉 2	S s - D 2 (-+)	①	3791	69	260	0.27
鋼製扉 3 (中杭②)	S s - N 1 (-+)	①	11788	129	260	0.50

#### 4.4.3 杭頭部照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4-13 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4-14 に示す。また、配筋概要図を図 4-13 に示す。

この結果から、杭頭部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-13 鋼管杭断面諸元 (杭頭部)

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼製扉 2	1500	1900	50	SD490	D51	24	640
鋼製扉 3	1800	2200	50	SD490	D51	36 (28-8)	790, 610

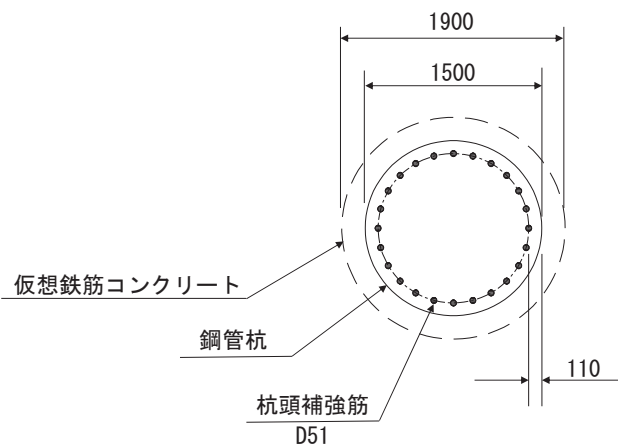


図 4-13 杭頭配筋概要図 (鋼製扉 2 の例)

表 4-14 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
鋼製扉 2	S s - D 2 (-+)	①	4346	11661	0.38
鋼製扉 3	S s - N 1 (-+)	①	16249	19490	0.84

4.5 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査における照査時刻での断面力図を図 4-14～図 4-17 に照査結果を表 4-15, 表 4-16 に示す。

鋼製扉の杭頭に生じる鉛直力が極限支持力以下であることを確認した。

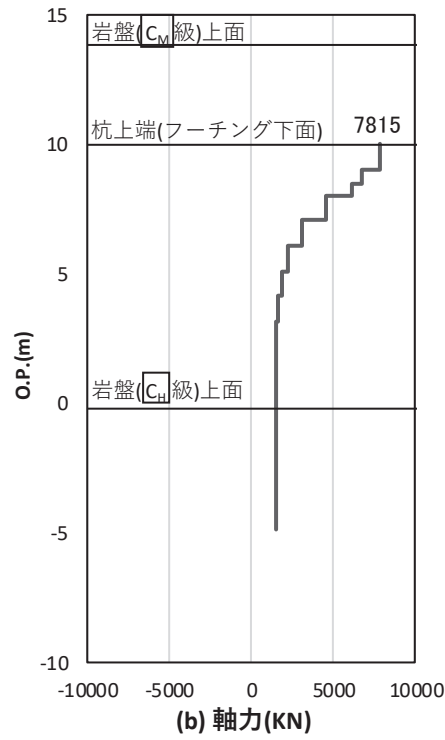


図 4-14 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力(押し込み)  
 (鋼製扉 2, S s - D 2 ( - + ) , t=10.42s)  
 解析ケース①：基本ケース

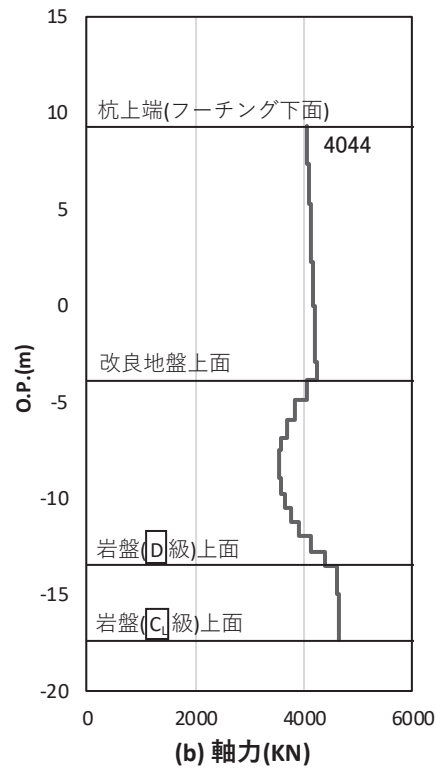


図 4-15 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力(押し込み)  
 (鋼製扉 3, S s - D 2 (++) , t=23.56s)  
 解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 4-15 基礎地盤の支持性能評価結果 (押し込み)

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S s - D 2 (-+)	①	7815	4.5	13.7	0.33
鋼製扉 3	S s - D 2 (++)	②	4044	1.6	11.4	0.15

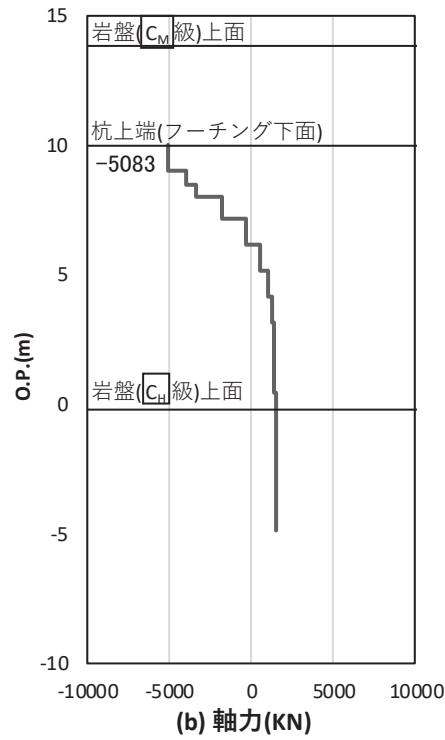


図 4-16 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力(引き抜き)  
 (鋼製扉 2, S s - D 2 ( - - ) , t=10.42s)  
 解析ケース①：基本ケース

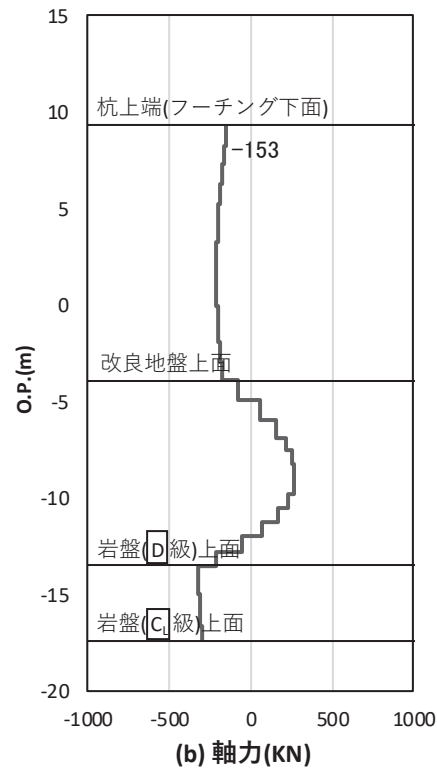


図 4-17 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力(引き抜き)  
 (鋼製扉 3, S s - D 2 ( - - ) , t=23.56s)  
 解析ケース①：基本ケース



表 4-16 基礎地盤の支持性能評価結果 (引き抜き)

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 $R_u$ (kN) (b)	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 $R_d$ (kN) (a)		
鋼製扉 2	S s - D 2 (--)	①	-5083	6653	0.77
鋼製扉 3	S s - D 2 (--)	①	-153	11999	0.02

VI-2-10-2-3-4 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の  
耐震性についての計算書

## 目 次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用規格・基準等	5
2.5	記号の説明	6
3.	評価対象部位	8
4.	固有値解析	9
4.1	固有振動数の計算方法	9
4.2	固有振動数の計算条件	10
4.3	固有振動数の計算結果	10
5.	構造強度評価	11
5.1	構造強度評価方法	11
5.2	荷重及び荷重の組合せ	11
5.3	許容限界	12
5.4	設計用地震力	13
5.5	解析モデル及び諸元	14
5.6	評価方法	17
6.	評価結果	22

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）（以下、「防潮壁」という。）が設計用地震力に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防潮壁に要求される機能の維持を確認するに当たっては、固有値解析及び応力評価により行う。

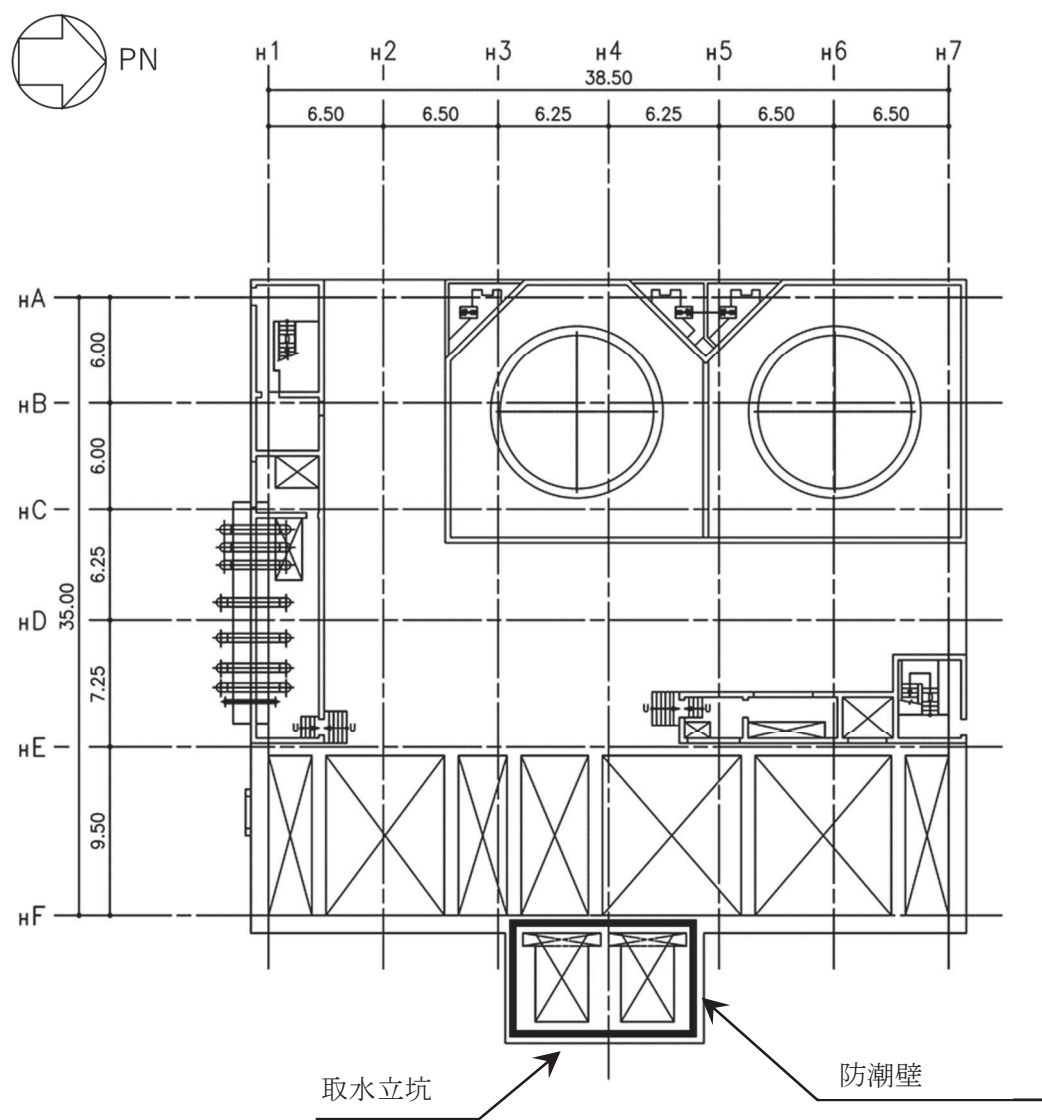
なお、防潮壁の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に設置する。

防潮壁の設置位置図を図2-1に示す。



第3号機海水熱交換器建屋 O.P. 14.00

図2-1 防潮壁の設置位置図 (単位:m)

## 2.2 構造計画

防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に上部工をアンカーボルトにより設置する。

上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースで構成する。防潮壁の構造計画を表2-1に示す。

また、設計津波水位及び防潮壁の天端高さを表2-2に示す。

表2-1 防潮壁の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に上部工をアンカーボルトにより設置する。	上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースで構成する。	

表2-2 設計津波水位及び防潮壁の天端高さ

設置場所 (m)	設計津波水位 (入力津波水位) (m)	防潮壁の天端高さ (m)
0. P. 14.00	0. P. 19.50 (0. P. 19.00)	0. P. 20.00

### 2.3 評価方針

防潮壁の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す防潮壁の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「4. 固有値解析」で算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

耐震評価フローを図 2-2 に示す。

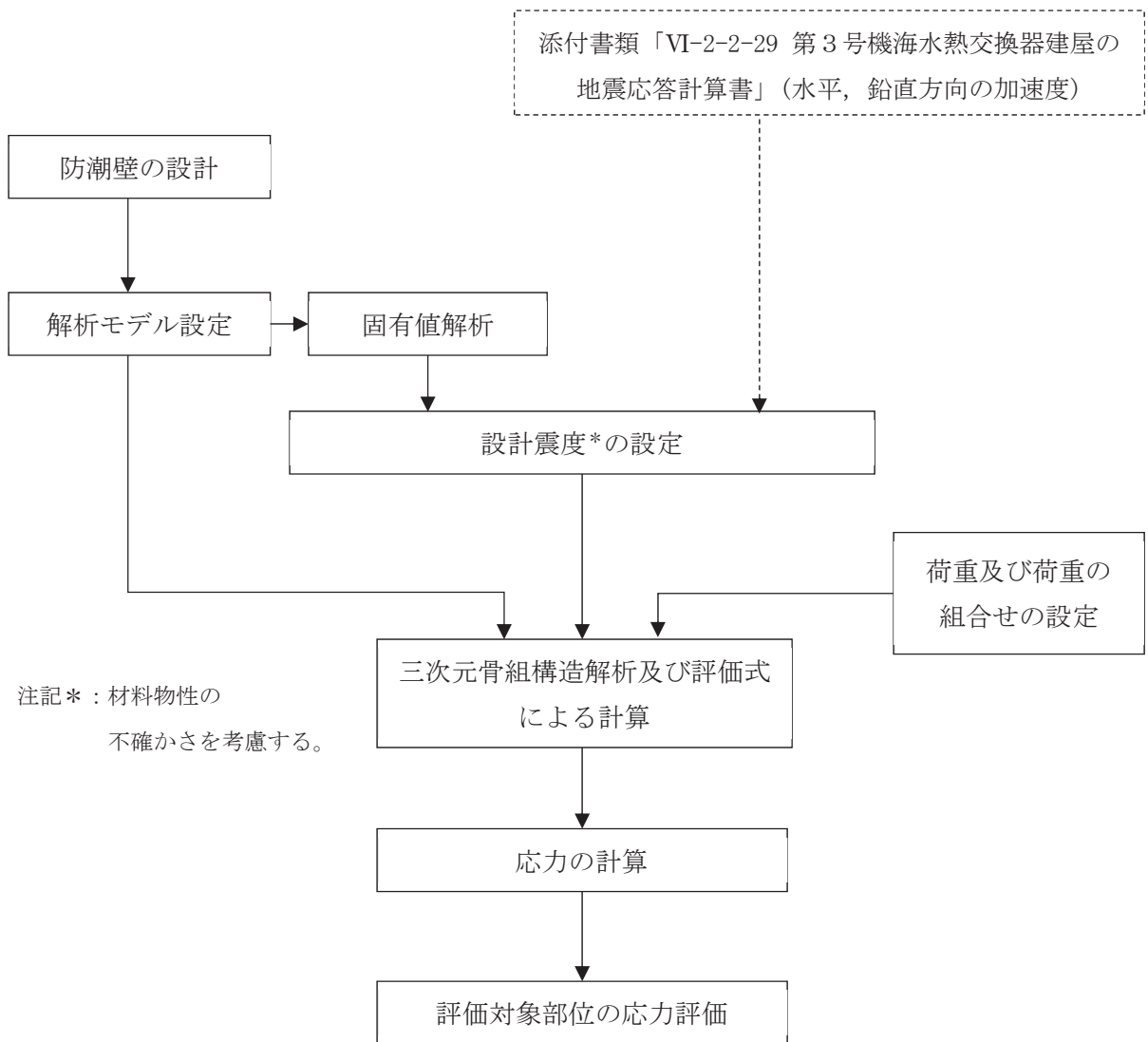


図 2-2 耐震評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補-1984）
- 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1991 追補版）
- 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- 日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-
- 日本機械学会 2005 年 機械工学便覧



## 2.5 記号の説明

防潮壁の耐震評価に用いる記号を表 2-3 に示す。

表 2-3 耐震評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
$S_s$	kN	基準地震動 $S_s$ による地震荷重
$G$	kN	固定荷重
$P_s$	kN	積雪荷重
$P_k$	kN	風荷重
$P_w$	N/mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ当りに作用する水平荷重
$A$	mm <sup>2</sup>	全断面積
$A_N$	mm <sup>2</sup>	有効断面積
$A_s$	mm <sup>2</sup>	せん断断面積
$A_{s_y}$	mm <sup>2</sup>	y 軸方向のせん断断面積
$A_{s_z}$	mm <sup>2</sup>	z 軸方向のせん断断面積
$E$	N/mm <sup>2</sup>	縦弾性係数
$\nu$	—	ポアソン比
$K_{NS}$	—	基準地震動 $S_s$ の NS 方向設計震度
$K_{EW}$	—	基準地震動 $S_s$ の EW 方向設計震度
$K_H$	—	基準地震動 $S_s$ の水平方向設計震度
$K_V$	—	基準地震動 $S_s$ の UD 方向設計震度
$f_c$	N/mm <sup>2</sup>	許容圧縮応力度
$f_t$	N/mm <sup>2</sup>	許容引張応力度
$f_b$	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
$\rho_w$	kg/mm <sup>3</sup>	鋼製遮水壁（鋼板）の密度
$g$	m/s <sup>2</sup>	重力加速度 (=9.80665)
$t$	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の板厚
$L$	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ
$b$	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ
$M$	N·mm	曲げモーメント
$Q$	N	せん断応力
$T$	N	引張応力
$I_y$	mm <sup>4</sup>	y 軸まわりの断面二次モーメント
$I_z$	mm <sup>4</sup>	z 軸まわりの断面二次モーメント
$Z_y$	mm <sup>3</sup>	y 軸まわりの断面係数
$Z_z$	mm <sup>3</sup>	z 軸まわりの断面係数
$Z$	mm <sup>3</sup>	断面係数

表 2-3 耐震評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	引張応力度
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	圧縮応力度
$\sigma_b$	N/mm <sup>2</sup>	曲げ応力度
$\sigma_{bX}$	N/mm <sup>2</sup>	X軸まわりの曲げ応力度
$\sigma_{bY}$	N/mm <sup>2</sup>	Y軸まわりの曲げ応力度
${}_c\sigma_b$	N/mm <sup>2</sup>	圧縮側曲げ応力度
${}_t\sigma_b$	N/mm <sup>2</sup>	引張側曲げ応力度
$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	せん断応力度
$f_{bX}$	N/mm <sup>2</sup>	X軸まわりの許容曲げ応力度
$f_{bY}$	N/mm <sup>2</sup>	Y軸まわりの許容曲げ応力度
N	N	圧縮応力
$T_d$	kN	アンカーボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	アンカーボルト 1 本当りに作用するせん断力
$T_a$	kN	アンカーボルトの短期許容引張荷重
$q_a$	kN	アンカーボルトの短期許容せん断荷重
$\ell$	m	防潮壁高さ
k	N/m	防潮壁の剛性
m	kg	防潮壁の質量
f	Hz	固有振動数

### 3. 評価対象部位

評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、地震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

評価対象部位は、地震に伴う慣性力が防潮壁の鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製梁、鋼製柱及び鋼製ブレースに伝わり、上部工を固定するアンカーボルトを介して躯体に伝達されることから、評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製梁、鋼製柱、鋼製ブレース及びアンカーボルトとする。評価対象部位を図3-1に示す。

なお、鋼製梁、鋼製柱、鋼製ブレース及びアンカーボルトについては、水平2方向及び鉛直方向地震力を組合せ係数法により組合せて評価を実施する。

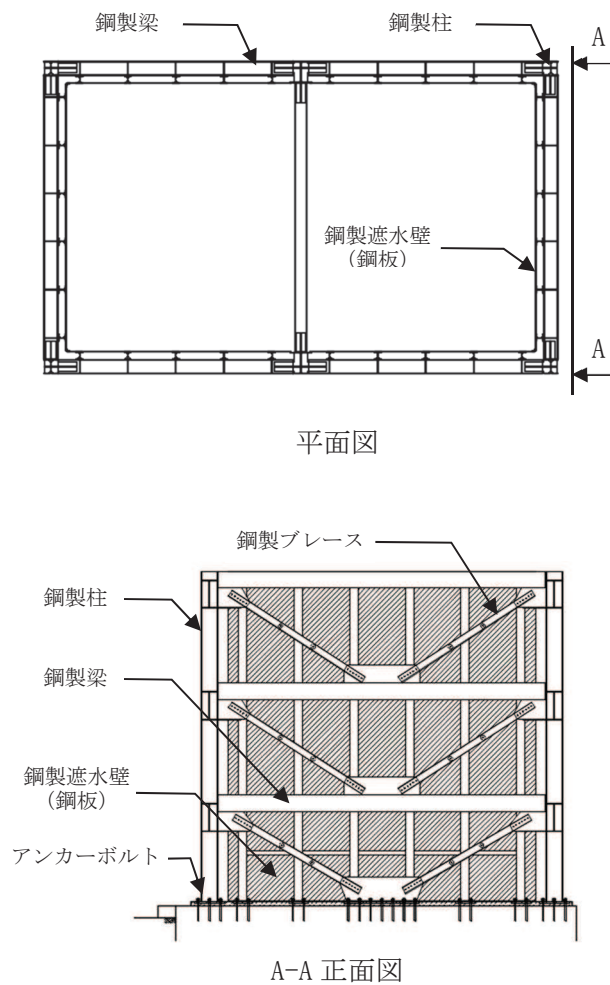


図3-1 評価対象部位

#### 4. 固有値解析

##### 4.1 固有振動数の計算方法

防潮壁の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を求める。

##### 4.1.1 解析モデルの設定

各部位の寸法や形状を踏まえ片持ち梁に単純化したモデルとする。防潮壁の評価モデル図を図4-1に示す。

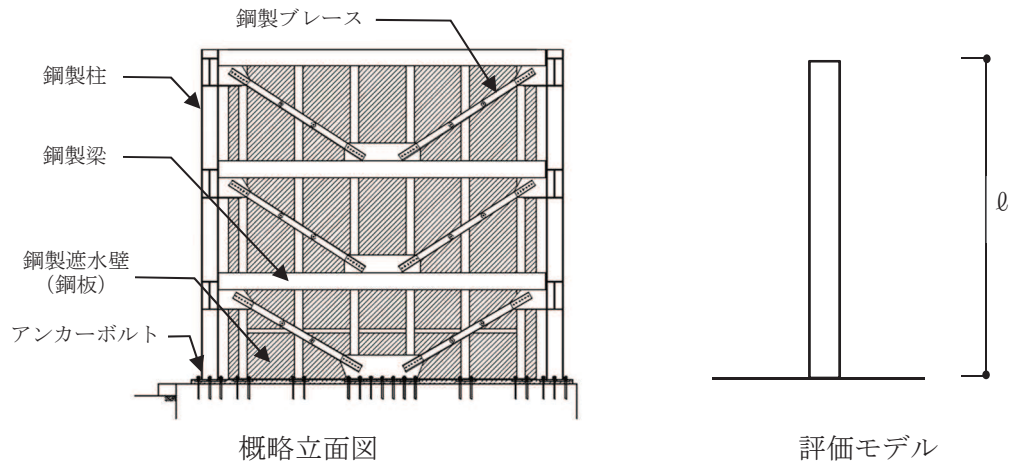


図4-1 防潮壁の評価モデル図

##### 4.1.2 記号の説明

固有振動数算出に用いる記号を表4-1に示す。

表4-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	固有振動数
ℓ	m	防潮壁高さ
m	kg	防潮壁の質量
k	N/m	防潮壁の剛性

##### 4.1.3 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「日本機械学会 2005年 機械工学便覧」に基づき以下の式より算出する。

$$f = \frac{1}{4} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

#### 4.2 固有振動数の計算条件

固有振動数の計算条件を表 4-2 に示す。剛性は、原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1991 追補版）に示される K 型ブレースの復元力特性の初期剛性を設定する。

表 4-2 固有振動数の計算条件

防潮壁高さ $l$ (m)	剛性 $k$ (N/m)	質量 $m$ (kg)
6.0	$2.20 \times 10^6$	$5.09 \times 10^4$

#### 4.3 固有振動数の計算結果

固有振動数の計算結果を表 4-3 に示す。計算結果より、剛であることを確認した。

表 4-3 固有振動数の計算結果

固有振動数 $f$ (Hz)
52.02

## 5. 構造強度評価

### 5.1 構造強度評価方法

耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に生じる応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

### 5.2 荷重及び荷重の組合せ

#### 5.2.1 荷重

防潮壁の耐震評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、自重を考慮する。

(2) 地震荷重(S<sub>s</sub>)

基準地震動S<sub>s</sub>による荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重(P<sub>s</sub>)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量1cmごとに20N/m<sup>2</sup>の積雪荷重が作用することを考慮し、0.301kN/m<sup>2</sup>を考慮する。

(4) 風荷重(P<sub>k</sub>)

風荷重については、設計基準風速を30m/sとし、建築基準法に基づき算定する。

#### 5.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表5-1に示す。

表5-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S <sub>s</sub> )	G + P <sub>s</sub> + P <sub>k</sub> + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

P<sub>s</sub> : 積雪荷重

P<sub>k</sub> : 風荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重

### 5.3 許容限界

許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに機能損傷モードを考慮し、短期許容応力度又は短期許容荷重とする。

#### 5.3.1 鋼板及び鉄骨材

「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づき算定した鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度を表 5-2 に示す。

表 5-2 鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度

材料	短期許容応力度		
	曲げ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 (N/mm <sup>2</sup> )	組合せ* (N/mm <sup>2</sup> )
SS400 SM400A	235	135	235
SM490A	325	187	325

注記\*：短期許容引張応力度の値を示す。

#### 5.3.2 アンカーボルト

「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算出したアンカーボルトの短期許容荷重を表 5-3 に示す。

なお、引張力を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により決まる許容荷重及び定着したコンクリート躯体の付着力により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、せん断力を受ける場合においては、アンカーボルト母材のせん断強度により決まる許容荷重、定着したコンクリート躯体の支圧強度及びコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。

表 5-3 アンカーボルトの短期許容荷重

材料	短期許容荷重 (kN/本)	
	引張	せん断
SS400	57.8	44.8

#### 5.4 設計用地震力

「4.3 固有振動数の計算結果」に示したとおり固有振動数が20Hz以上であることを確認したため、耐震評価に用いる設計震度は材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。評価で用いる設計震度を表5-4に示す。

表5-4 設計震度

設置場所 (m)	基準地震動 $S_s$		
	NS 方向 設計震度	EW 方向 設計震度	UD 方向 設計震度
0. P. 14. 00	$K_{NS}=2.46$	$K_{EW}=2.07$	$K_V=1.27$



## 5.5 解析モデル及び諸元

### 5.5.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルおよび諸元

鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルを図5-1に示す。

- (1) 解析モデルの諸元及び部材の断面性能を表5-5及び表5-6に示す。
- (2) 解析モデルは、各部材を表5-7に示す要素を用いてモデル化する。なお、アンカーボルトを固定する脚部はピン支持とし、モデル化は基本部材の軸心で行うものとする。
- (3) 解析コードは「KANSAS2」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5-64 計算機プログラム（解析コード）の概要・KANSAS2」に示す。

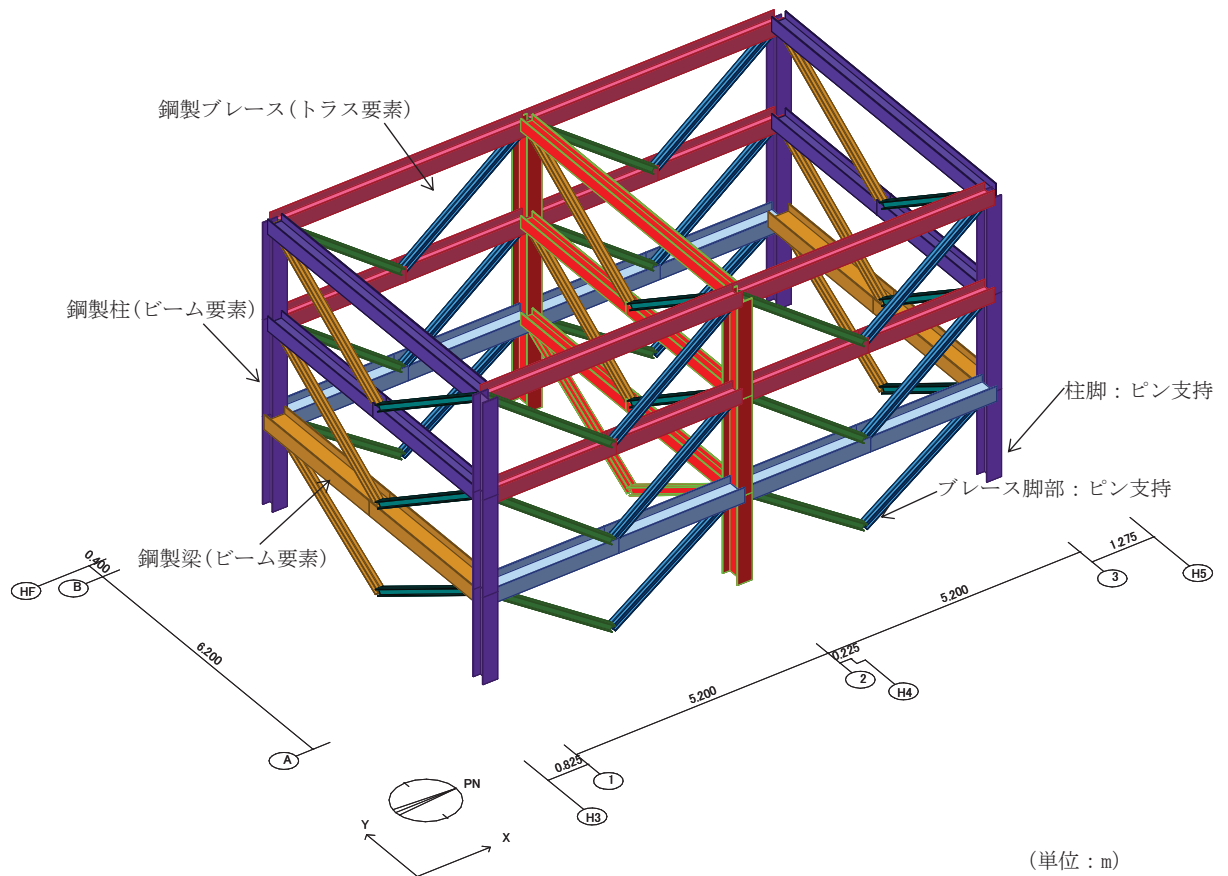


図5-1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデル

表 5-5 解析モデルの諸元

項目	記号	単位	入力値
材質	—	—	SS400 SM400A SM490A
縦弾性係数	E	N/mm <sup>2</sup>	205000
ポアソン比	$\nu$	—	0.3

表 5-6 断面性能

部材	断面積 A [mm <sup>2</sup> ]	せん断断面積		断面二次モーメント		断面係数	
		A <sub>sy</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>sz</sub> [mm <sup>2</sup> ]	I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	Z <sub>y</sub> [mm <sup>3</sup> ]	Z <sub>z</sub> [mm <sup>3</sup> ]
鋼製柱	14620	9600	5016	52500×10 <sup>4</sup>	7210×10 <sup>4</sup>	2010×10 <sup>3</sup>	480×10 <sup>3</sup>
鋼製梁 ①	21150	6000	15000	11300×10 <sup>4</sup>	117000×10 <sup>4</sup>	750×10 <sup>3</sup>	3760×10 <sup>3</sup>
鋼製梁 ②	15390	4444	10800	8110×10 <sup>4</sup>	54700×10 <sup>4</sup>	540×10 <sup>3</sup>	2190×10 <sup>3</sup>
鋼製梁 ③	11850	2700	9000	6750×10 <sup>4</sup>	20200×10 <sup>4</sup>	450×10 <sup>3</sup>	1220×10 <sup>3</sup>
鋼製梁 ④	9143	1998	7000	3650×10 <sup>4</sup>	10700×10 <sup>4</sup>	292×10 <sup>3</sup>	781×10 <sup>3</sup>
鋼製ブレース ①	6118	—	—	—	—	—	—
鋼製ブレース ②	4742	—	—	—	—	—	—
鋼製ブレース ③	3422	—	—	—	—	—	—

表 5-7 使用要素

部材	使用要素	使用材料	使用断面
鋼製柱	ビーム要素	SM400A	BH-450×300×12×16
鋼製梁	ビーム要素	SM490A	① H-550×300×12×25 ② H-440×300×11×18 ③ H-300×300×10×15 ④ H-250×250×9×14
鋼製ブレース	トラス要素	SS400	① 2[-150×75×9×12.5 ② 2[-150×75×6.5×10 ③ 2[-125×65×6×8

5.5.2 鋼製遮水壁（鋼板）の諸元

鋼製遮水壁（鋼板）の諸元を表 5-8 に示す。

表 5-8 鋼製遮水壁（鋼板）の諸元

部材	使用材料	使用断面
鋼製遮水壁 （鋼板）	SM490A	P L-16 P L-12 P L-9

## 5.6 評価方法

「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づき、鉄骨及び鋼板の断面に生じる軸力及び曲げモーメント並びにせん断応力が短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認する。

また、アンカーボルトに生じる引張力及びせん断力が短期許容荷重を超えないことを確認する。

### 5.6.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの評価方法

#### (1) 圧縮応力に対する断面の評価方法

圧縮応力が生じる部材は、座屈を考慮し、部材に生じる圧縮応力度が許容圧縮応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで、

$\sigma_c$  : 圧縮応力度 (=  $N/A$ ) ( $N/mm^2$ )

$N$  : 圧縮応力 (N)

$A$  : 全断面積 ( $mm^2$ )

$f_c$  : 許容圧縮応力度 ( $N/mm^2$ )

#### (2) 引張応力に対する断面の評価方法

引張応力が生じる部材は、部材に生じる引張応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$$

ここで、

$\sigma_t$  : 引張応力度 (=  $T/A_N$ ) ( $N/mm^2$ )

$T$  : 引張応力 (N)

$A_N$  : 有効断面積 ( $mm^2$ )

$f_t$  : 許容引張応力度 ( $N/mm^2$ )

(3) 曲げモーメントに対する断面の評価方法

曲げモーメントが生じる部材は，座屈長を考慮し，部材に生じる最大曲げ応力度が許容曲げ応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は，面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sigma_{bX}}{f_{bX}} + \frac{\sigma_{bY}}{f_{bY}} \leq 1$$

ここで，

$\sigma_{bX}$ ,  $\sigma_{bY}$  : X軸まわり及びY軸まわりの曲げ応力度(=M/Z) (N/mm<sup>2</sup>)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$f_{bX}$ ,  $f_{bY}$  : X軸まわり及びY軸まわりの許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(4) 曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は，部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで，

$\sigma_b$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度(=Q/A<sub>s</sub>) (N/mm<sup>2</sup>)

Q : せん断応力 (N)

A<sub>s</sub> : せん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

(5) 引張応力，曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

引張応力，曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は，座屈長を考慮し，部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は，面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_t + \sigma_{bX} + \sigma_{bY})^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

(6) 圧縮応力及び曲げモーメントの組合せ評価方法

圧縮応力及び曲げモーメントが生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる組合せ応力度を下式により考慮する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{c \sigma_b}{f_b} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t \sigma_b - \sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで、

$c \sigma_b, t \sigma_b$  : 圧縮側及び引張側の曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_b$  : 許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

## 5.6.2 アンカーボルトの評価方法

### (1) 引張力に対する評価方法

アンカーボルトに作用する引張力を算出し、アンカーボルトの短期許容引張荷重を下回ることを確認する。

$$T_d / T_a \leq 1$$

ここで、

$T_d$  : アンカーボルト 1 本当りに作用する引張力 (kN)

$T_a$  : アンカーボルトの短期許容引張荷重 (kN)

### (2) せん断力に対する評価方法

アンカーボルトに作用するせん断力を算出し、アンカーボルトの短期許容せん断荷重を下回ることを確認する。

$$q / q_a \leq 1$$

ここで、

$q$  : アンカーボルト 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

$q_a$  : アンカーボルトの短期許容せん断荷重 (kN)

### (3) 組合せ評価方法

組合せによる評価を「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づく次式により算出し、1 以下であることを確認する。

$$(T_d / T_a)^2 + (q / q_a)^2 \leq 1$$

### 5.6.3 鋼製遮水壁（鋼板）の評価方法

#### (1) 鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデル

鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデルを図5-2に示す。

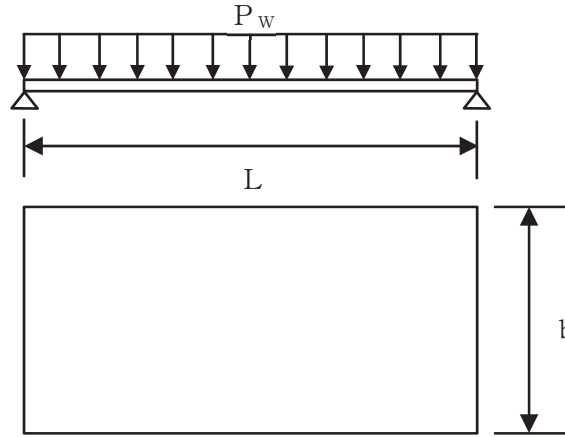


図5-2 鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデル図

鋼製遮水壁（鋼板）に作用する荷重は、次式より算出する。

$$P_w = K_H \cdot \rho_w \cdot t \cdot g \cdot b$$

ここで、

$P_w$ ：鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ当りに作用する水平荷重（N/mm）

$K_H$ ：基準地震動  $S_s$  の水平方向設計震度（ $K_{NS}$ または $K_{EW}$ ）

$\rho_w$ ：鋼製遮水壁（鋼板）の密度（kg/mm<sup>3</sup>）

$t$ ：鋼製遮水壁（鋼板）の板厚（mm）

$g$ ：重力加速度（m/s<sup>2</sup>）

$b$ ：鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ（mm）

鋼製遮水壁（鋼板）に発生する応力は、次式より算出する。

$$M = P_w \cdot L^2 / 8$$

$$Q = P_w \cdot L / 2$$

ここで、

$M$ ：曲げモーメント（N・mm）

$Q$ ：せん断力（N）

$L$ ：鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ（mm）



6. 評価結果

防潮壁の耐震評価結果を表 6-1 に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力度又は荷重が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 防潮壁の耐震評価結果

評価対象部位		発生値		許容限界		検定値
		(発生応力度又は荷重)				
鋼製遮水壁 (鋼板)	曲げ	16	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.05 < 1
	せん断	1	N/mm <sup>2</sup>	187	N/mm <sup>2</sup>	0.01 < 1
	組合せ	17	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.06 < 1
鋼製柱	曲げ	7	N/mm <sup>2</sup>	235	N/mm <sup>2</sup>	0.03 < 1
	せん断	3	N/mm <sup>2</sup>	135	N/mm <sup>2</sup>	0.03 < 1
	組合せ	27	N/mm <sup>2</sup>	235	N/mm <sup>2</sup>	0.12 < 1
鋼製梁	曲げ	57	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.18 < 1
	せん断	9	N/mm <sup>2</sup>	187	N/mm <sup>2</sup>	0.05 < 1
	組合せ	69	N/mm <sup>2</sup>	325	N/mm <sup>2</sup>	0.22 < 1
鋼製 ブレース	圧縮	42	N/mm <sup>2</sup>	132	N/mm <sup>2</sup>	0.32 < 1
	引張	44	N/mm <sup>2</sup>	235	N/mm <sup>2</sup>	0.19 < 1
アンカー ボルト	引張	21.0	kN	57.8	kN	0.37 < 1
	せん断	14.8	kN	44.8	kN	0.34 < 1
	組合せ	—		—		0.14 < 1