

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

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	9
2.4 適用基準	12
3. 耐震評価	13
3.1 評価対象	13
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	22
3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定	24
3.3 荷重及び荷重の組合せ	26
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	26
3.3.2 荷重	26
3.3.3 荷重の組合せ	27
3.4 入力地震動	28
3.5 解析モデル及び諸元	58
3.5.1 解析モデル	58
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	64
3.5.3 地盤の物性値	66
3.5.4 地下水位	66
3.6 評価対象部位	67
3.6.1 施設の健全性評価	67
3.6.2 施設の変形性評価	67
3.6.3 基礎地盤の支持性能評価	67
3.7 許容限界	68
3.7.1 鋼板	68
3.7.2 鋼製支柱	68
3.7.3 固定ボルト	69
3.7.4 フーチング	69
3.7.5 鋼管杭	70

3.7.6	止水ジョイント部材	71
3.7.7	基礎地盤	71
3.8	評価方法	72
3.8.1	鋼板	72
3.8.2	鋼製支柱	74
3.8.3	固定ボルト	75
3.8.4	フーチング	76
3.8.5	鋼管杭	77
3.8.6	止水ジョイント部材	78
3.8.7	基礎地盤	78
4.	耐震評価結果	79
4.1	鋼板	79
4.2	鋼製支柱	85
4.3	固定ボルト	95
4.4	フーチング	95
4.4.1	フーチング (本体)	95
4.4.2	フーチング (ペDESTAL部)	131
4.5	鋼管杭	132
4.5.1	曲げ軸力照査	132
4.5.2	せん断力照査	138
4.5.3	杭頭部照査	144
4.6	止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果	146
4.7	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	152

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（鋼板）（以下「鋼製遮水壁（鋼板）」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機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。

鋼製遮水壁（鋼板）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（鋼板）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（鋼板）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（鋼板）の耐震計算結果を示す。

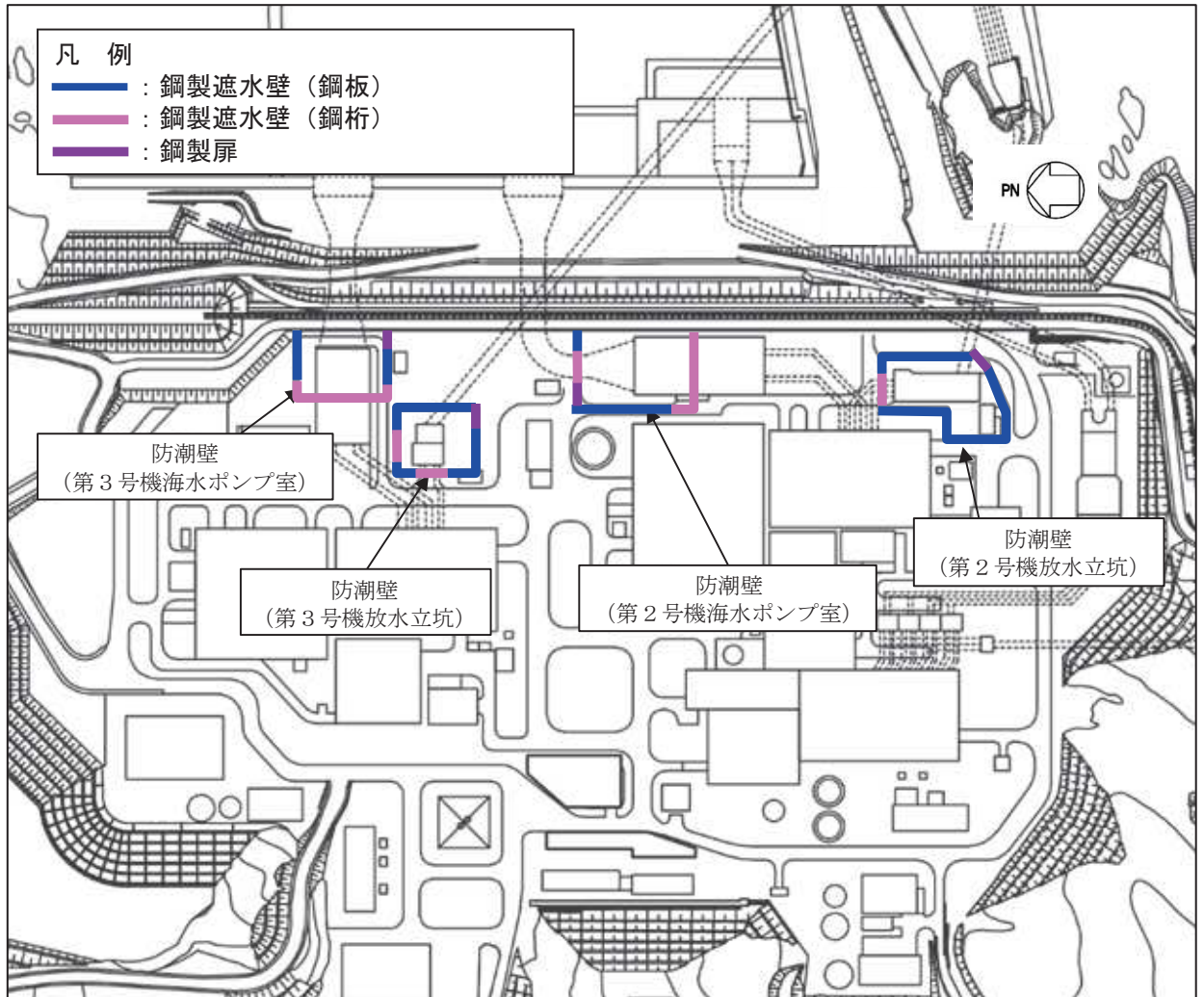


図 2-1 鋼製遮水壁（鋼板）の位置図

2.2 構造概要

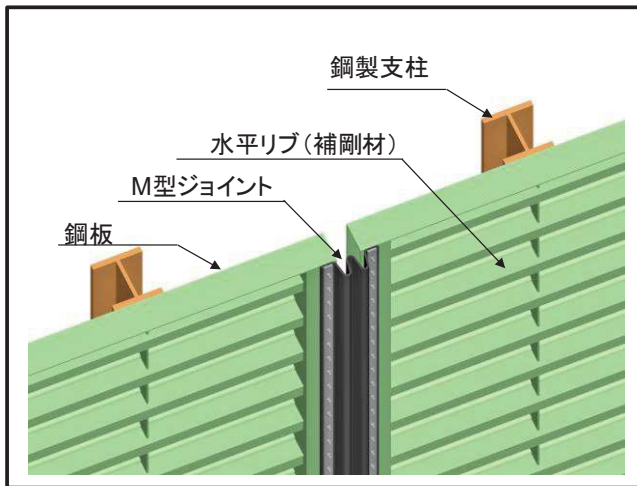
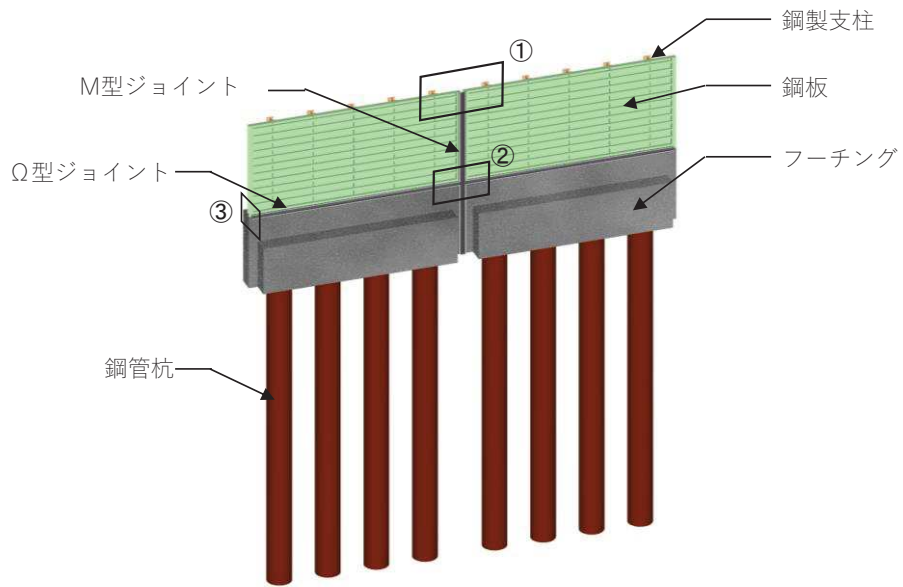
鋼製遮水壁（鋼板）は，入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さと同端高さを表 2-1 に示す。

鋼製遮水壁（鋼板）は，鋼板，固定ボルト及び鋼製支柱（H 形鋼）による上部構造と，鋼管杭，フーチング及び鋼矢板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， Ω 型ジョイント）を設置する。また，鋼製遮水壁（鋼板）は，防潮壁の天端高さ，鋼管杭の杭径及び板厚，鋼板の板厚の違いにより，I 区間～IV区間に大別される。

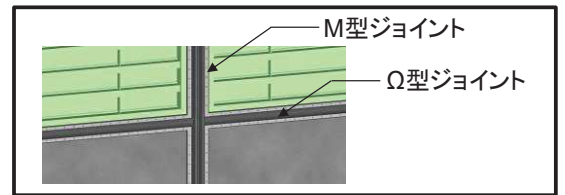
鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要図を図 2-2 に示す。また，区間配置図を図 2-3 に，区間ごとの構造を表 2-2 に，区間ごとの構造図を図 2-4～図 2-7 に，止水ジョイントの構造図を図 2-8 に示す。

表 2-1 入力津波による浸水高さと同端壁の天端高さ

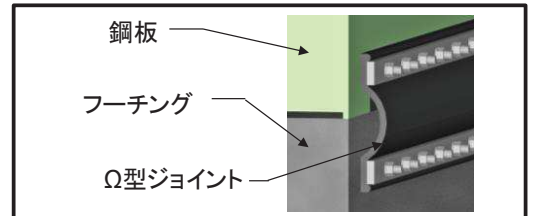
設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	防潮壁の 天端高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18. 1	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17. 4	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19. 0	O. P. +20. 0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17. 5	O. P. +19. 0



①部 詳細
(鋼板詳細、鋼板-鋼製支柱接合部、M型ジョイント取付部)



②部 詳細
(M型ジョイント-Ω型ジョイント取付部)



③部 詳細
(Ω型ジョイント部)

図 2-2 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造概要

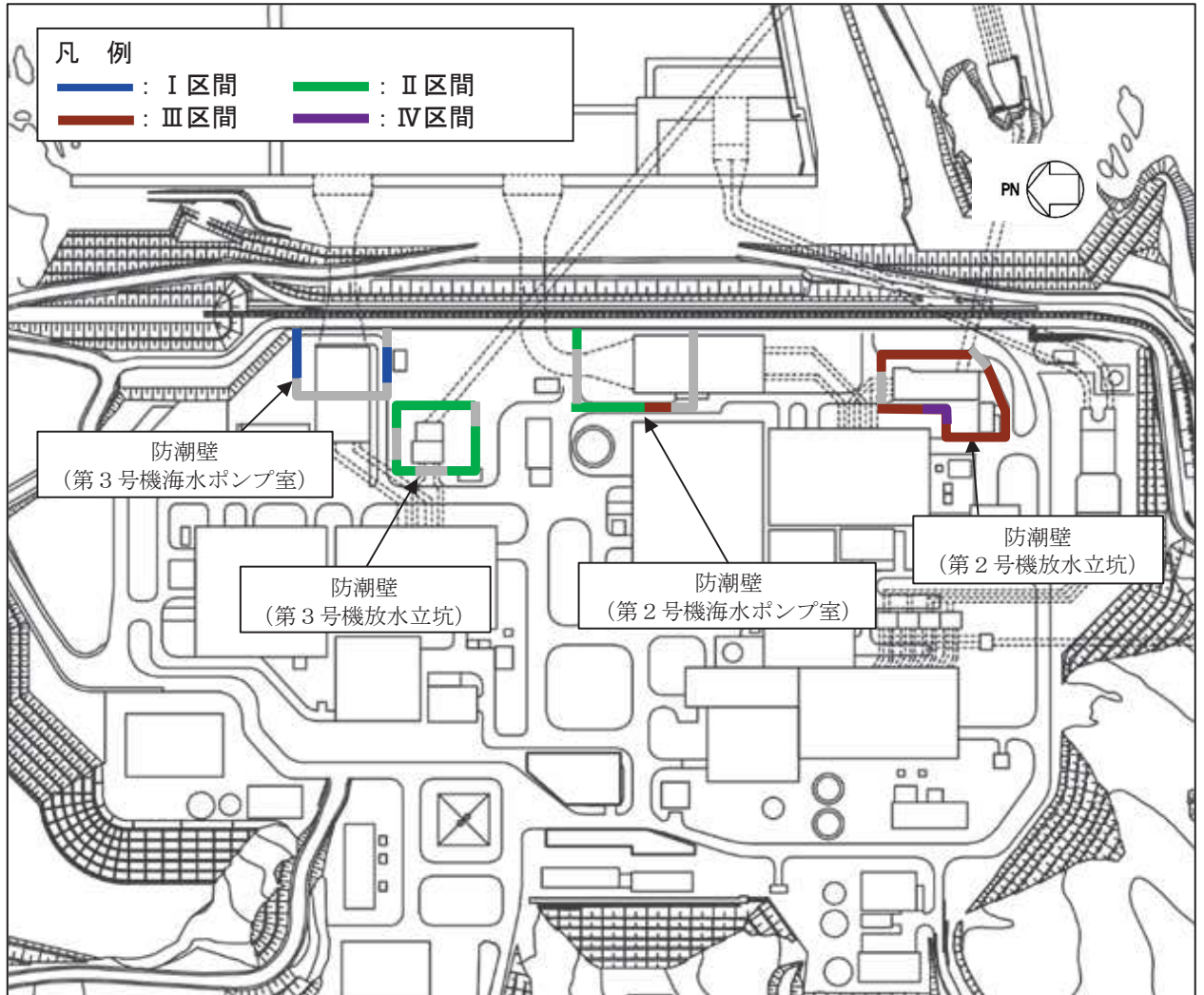


図 2-3 鋼製遮水壁（鋼板）の区間配置図

表 2-2 区間ごとの構造

区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)
		杭径 (mm)	板厚 (mm)	板厚 (mm)
I 区間	O. P. +20. 0	φ 1500	23, 30, 37	16
II 区間	O. P. +19. 0	φ 1500	30	16
III 区間	O. P. +19. 0	φ 1500	25	20
IV 区間	O. P. +19. 0	φ 1200	20	16

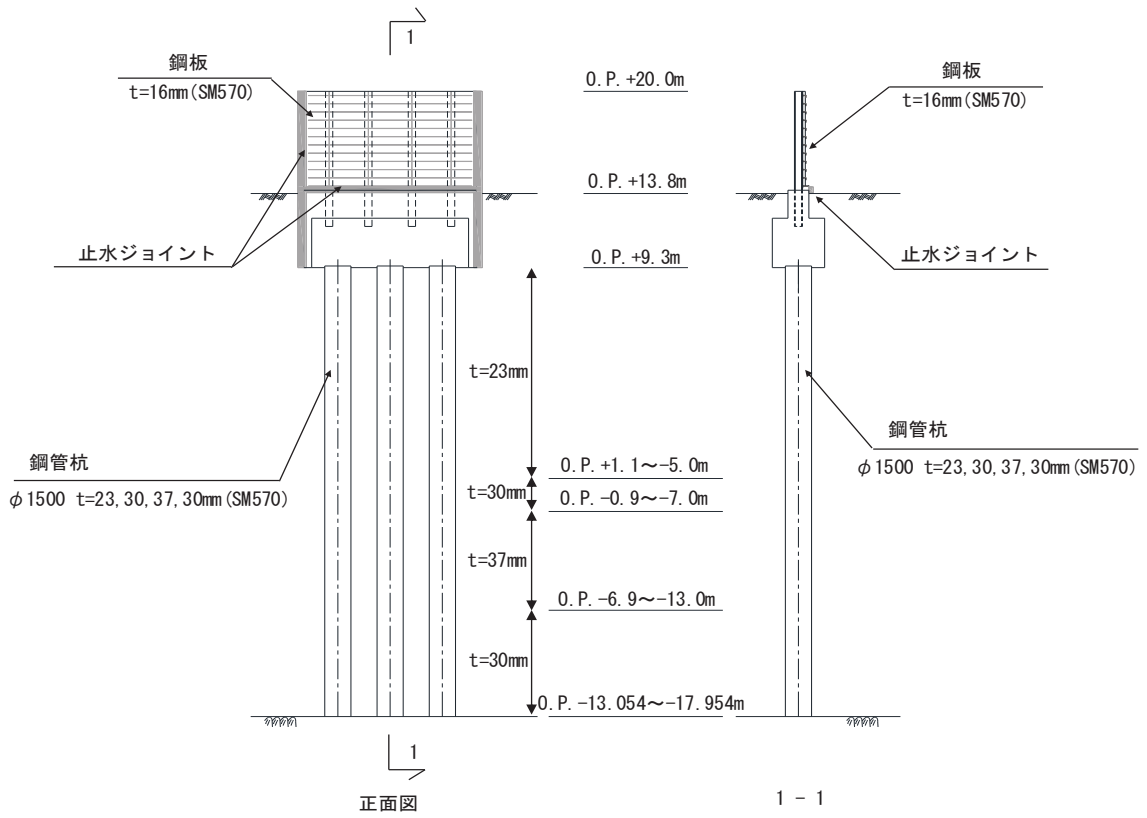


図 2-4 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：I 区間）

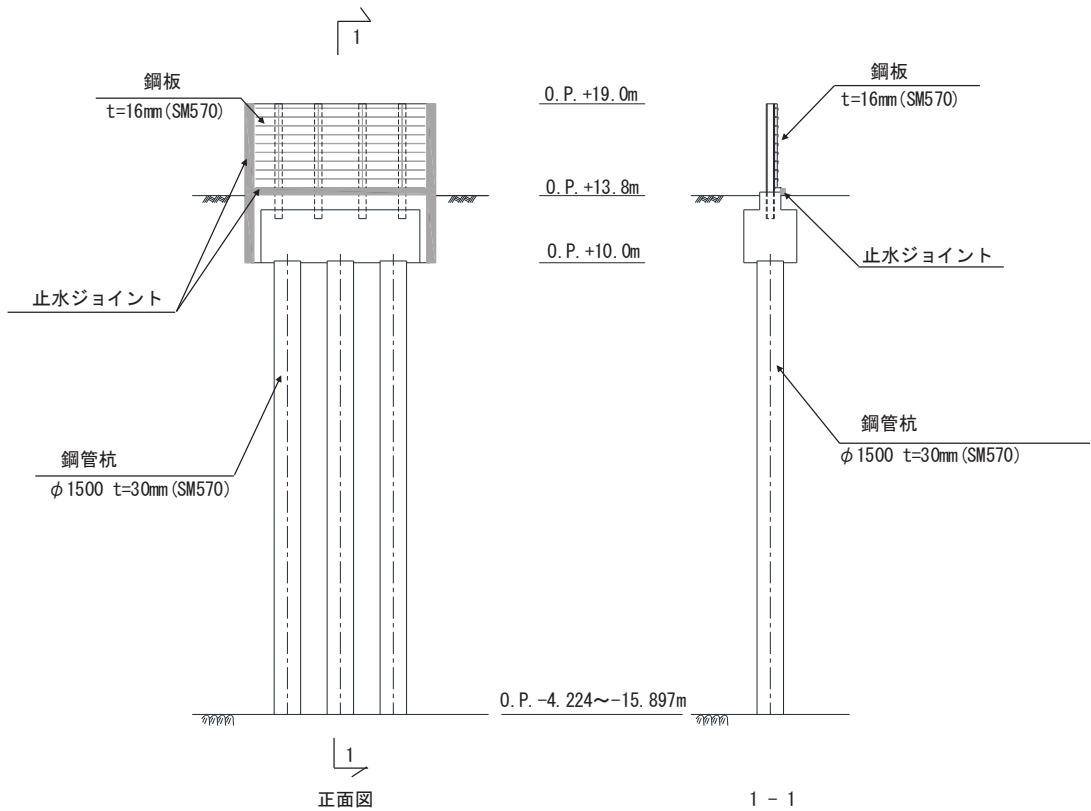
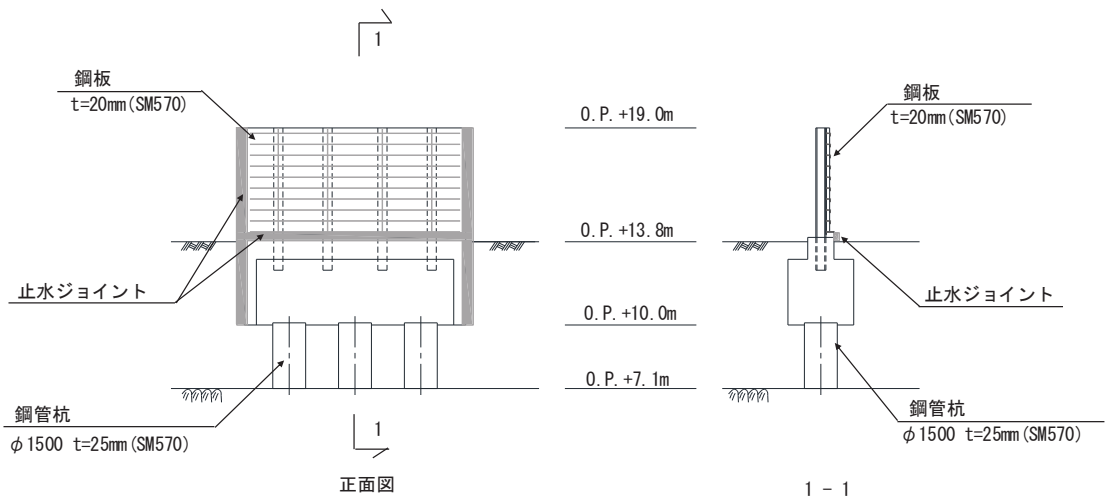
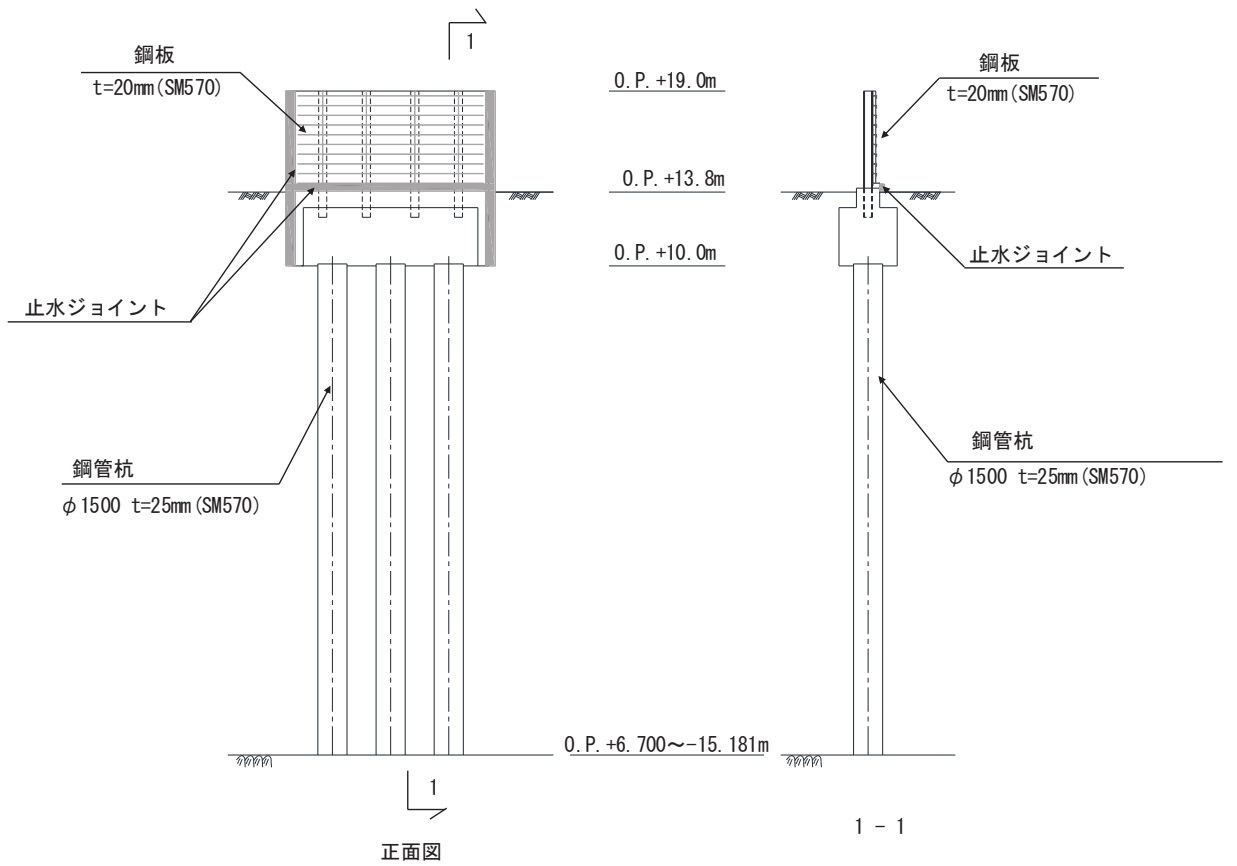


図 2-5 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：II 区間）



(岩盤露頭部)



(全深度地盤改良部)

図 2-6 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造図 (正面図及び断面図: III 区間)

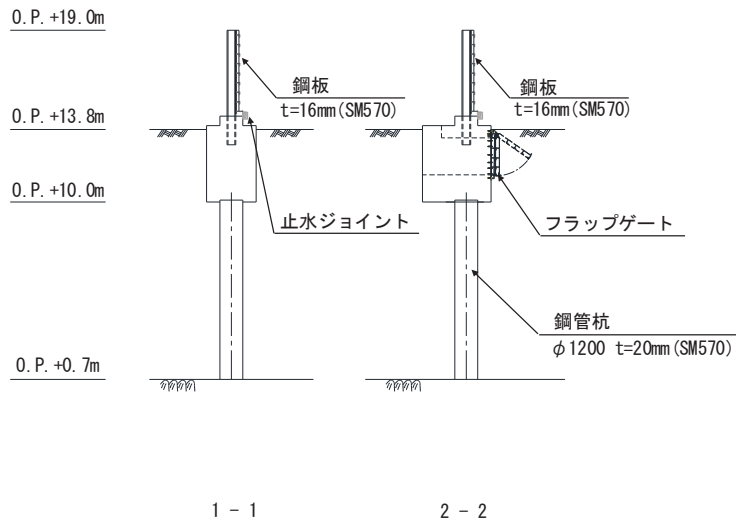
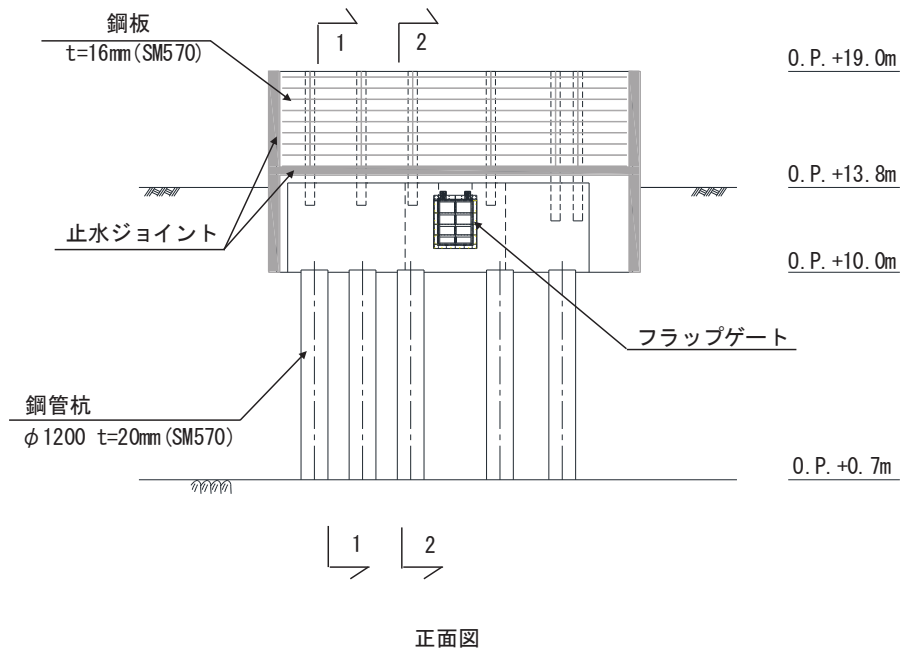


図 2-7 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：IV区間）

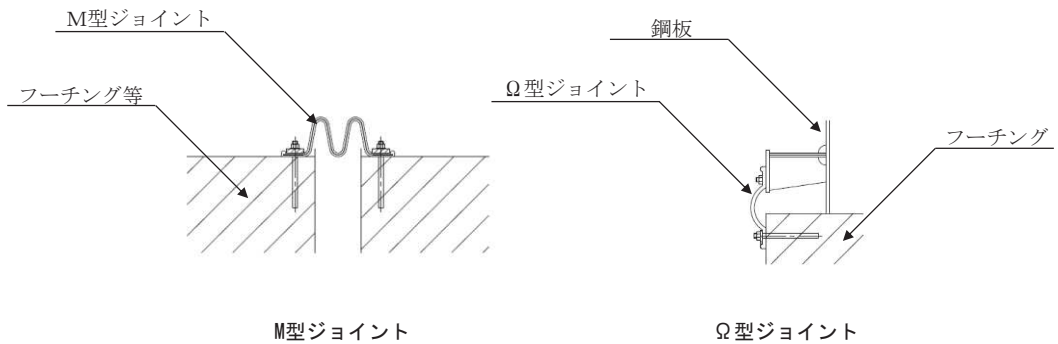


図 2-8 鋼製遮水壁（鋼板）の止水ジョイントの構造図

2.3 評価方針

鋼製遮水壁（鋼板）等から構成される防潮壁（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（鋼板）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（鋼板）の耐震評価フローを図2-9に示す。

表 2-3 鋼製遮水壁（鋼板）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 機能を有 すること	施設の 健全性	鋼板	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
		鋼製支柱	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
		固定ボルト	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
		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	鋼板	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
		鋼製支柱	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
		固定ボルト	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
		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 変形性	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。

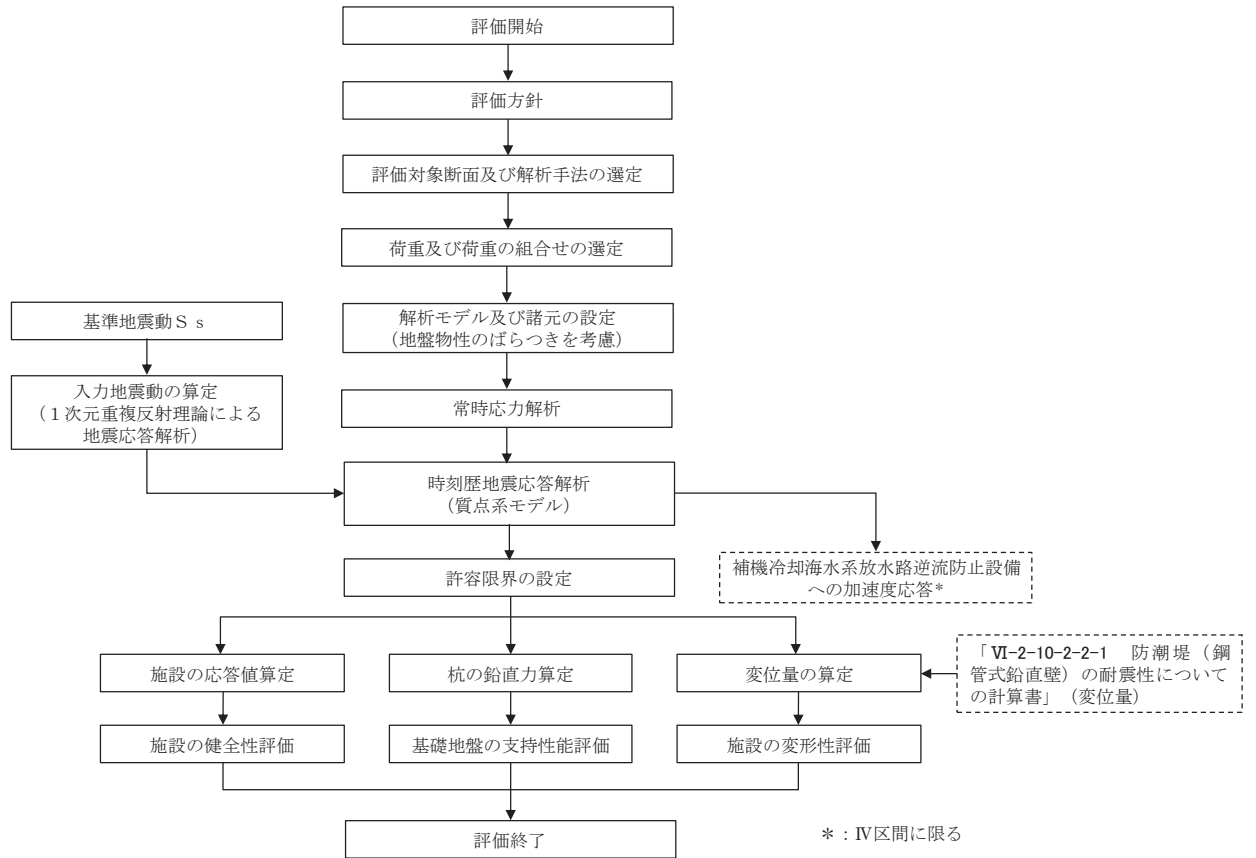


図 2-9 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震評価フロー

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）
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- ・道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）
- ・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

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 に示す断面位置とし、線状構造物であり、相対的に断面係数が大きい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。

鋼製遮水壁（鋼板）の縦断面図を図 3-2 に、評価対象位置の地層構成図を図 3-3 に、評価対象断面の選定理由を下記に示す。

なお、鋼製遮水壁（鋼板）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に地盤改良高さの 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。

（Ⅰ区間）

断面①：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P. +20.0m となる区間の中で、岩盤上面が最も浅く、また改良地盤上面が最も浅い断面のため、より地震動が減衰しにくく、上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。

断面②：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P. +20.0m となる区間の中で、改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、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断面。

（Ⅱ区間）

断面③：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが低く防潮壁天端高さが O.P. +19.0m となる区間の中で、杭長が最も長い断面のため、杭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断面。

（Ⅲ区間）

断面④：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間の中で、入力津波水位が最も高い断面のため、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。

断面⑤：全断面の中で、同一基礎内の杭長差が最も大きい断面のため、下部工の応答差による上部工へのねじれ等の影響が大きくなることが想定される断面。

断面⑥：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間の中で、第 3 速度層上面が最も深い断面のため上部工に作用する慣性力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。

（Ⅳ区間）

断面⑦：補機冷却海水系放水路逆流防止設備を間接支持する区間の中で、慣性力が大きく上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。

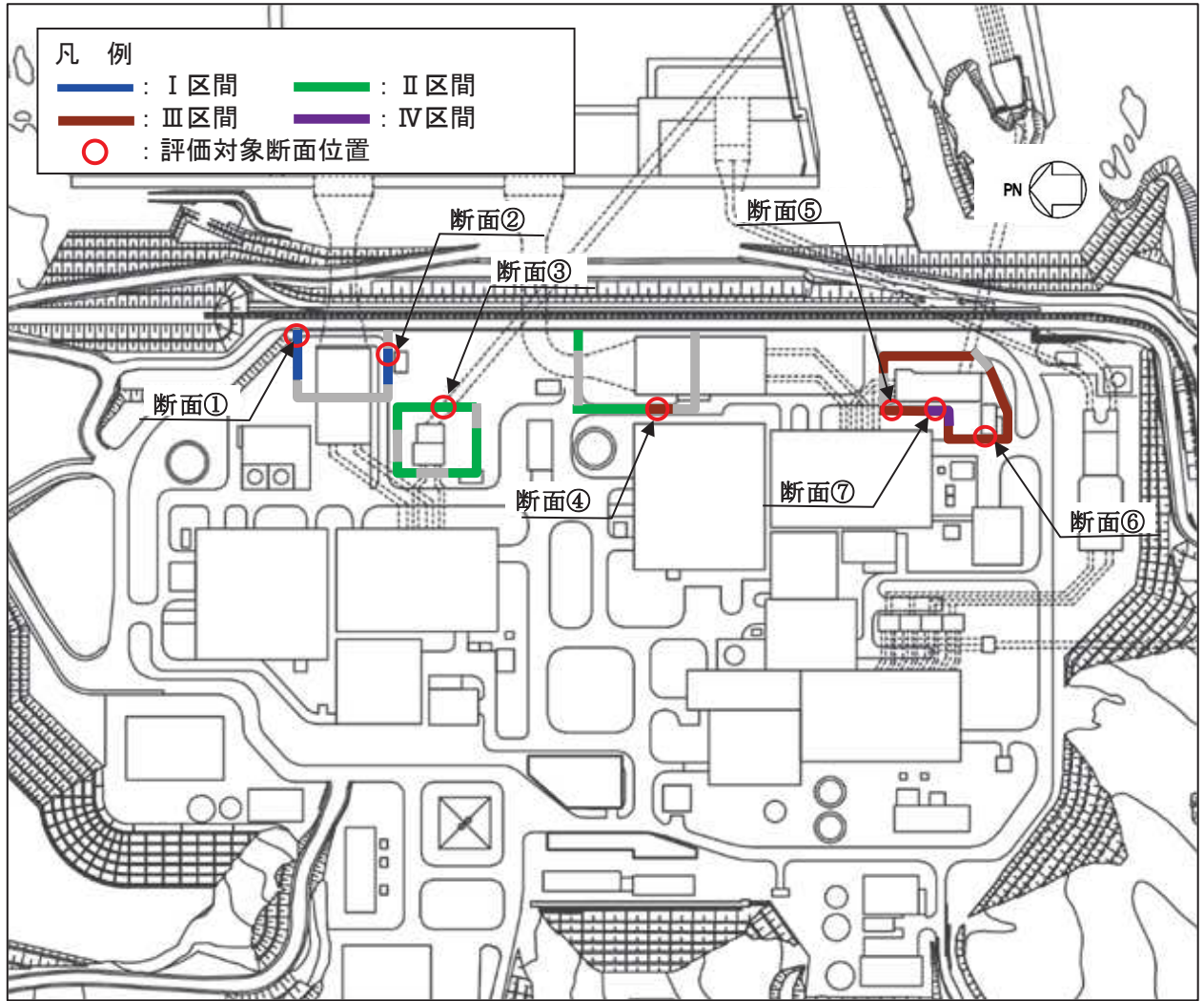
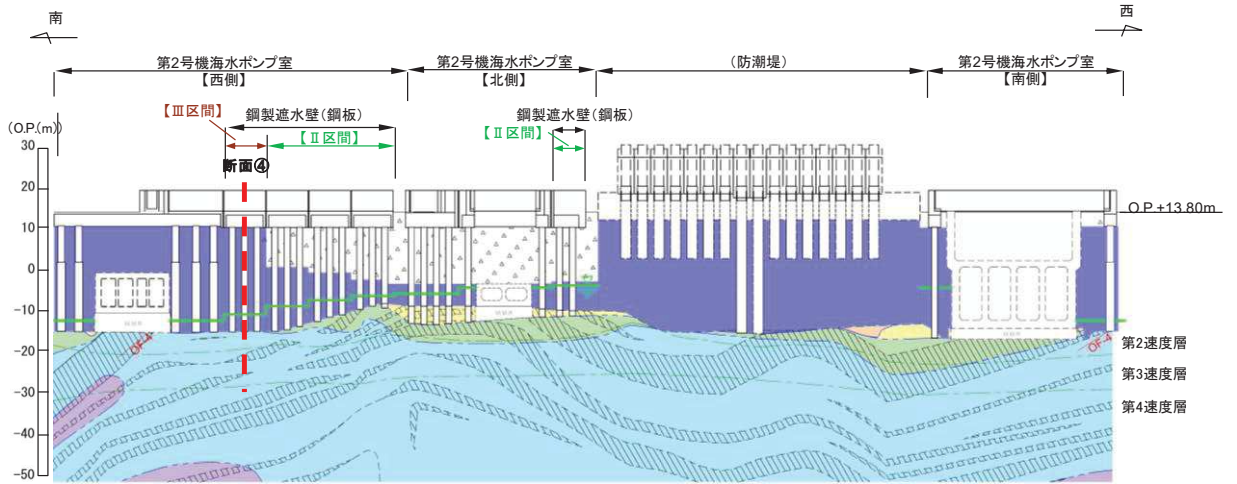
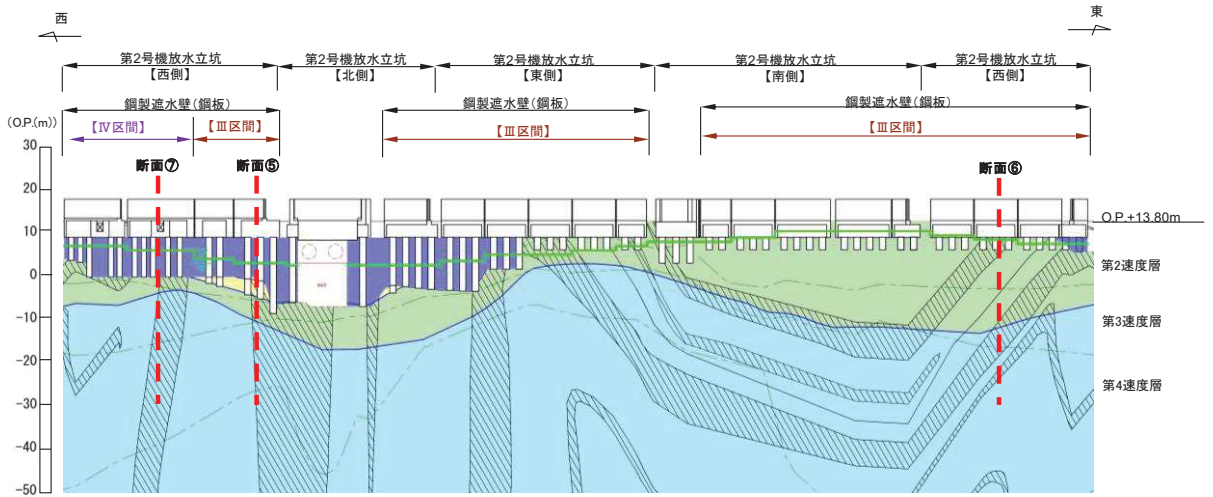


図 3-1 鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象断面位置図



(2号機海水ポンプ室)

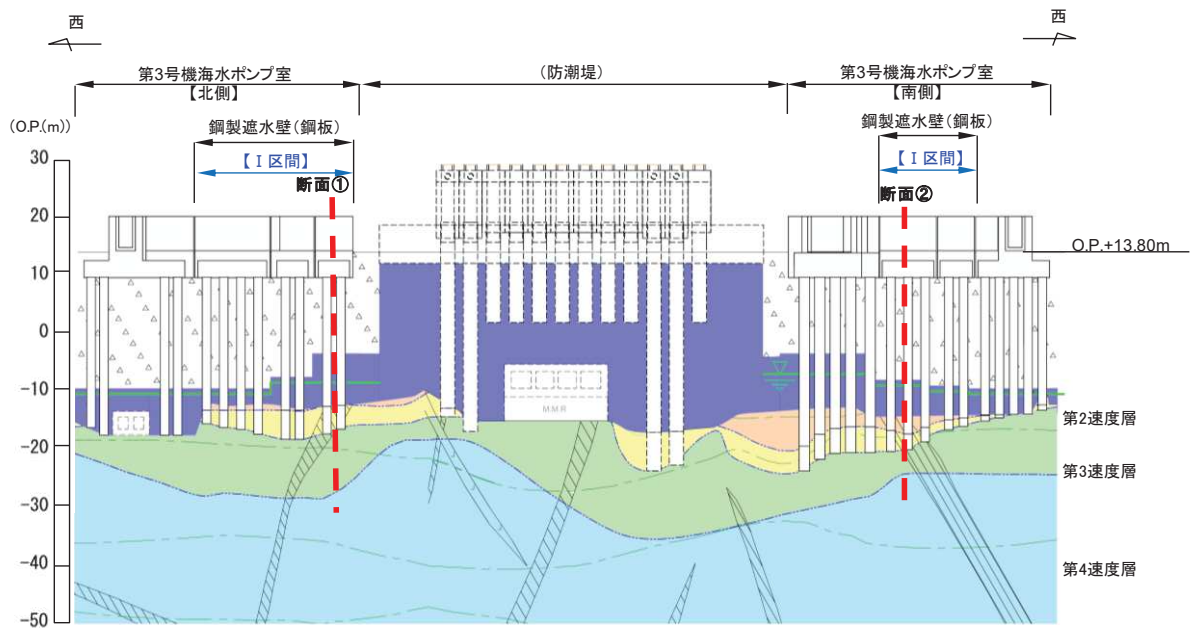


(2号機放水立坑)

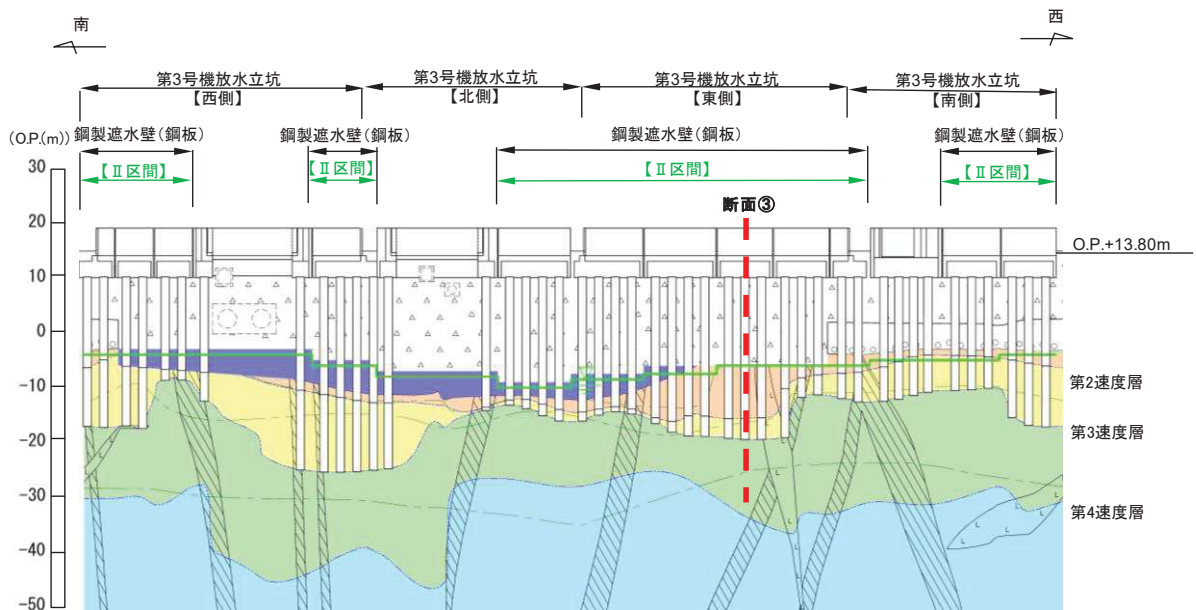
凡 例			
	B 級		盛 土
	C _H 級		旧 表 土
	C _M 級		砂 岩
	C _L 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

図 3-2(1) 鋼製遮水壁 (鋼板) 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 _H 級		旧 表 土
	C _M 級		砂 岩
	C _L 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_L 級岩盤部は MMR により置換

図 3-2(2) 鋼製遮水壁(鋼板) 評価対象断面
(3号機海水ポンプ室, 3号機放水立坑)

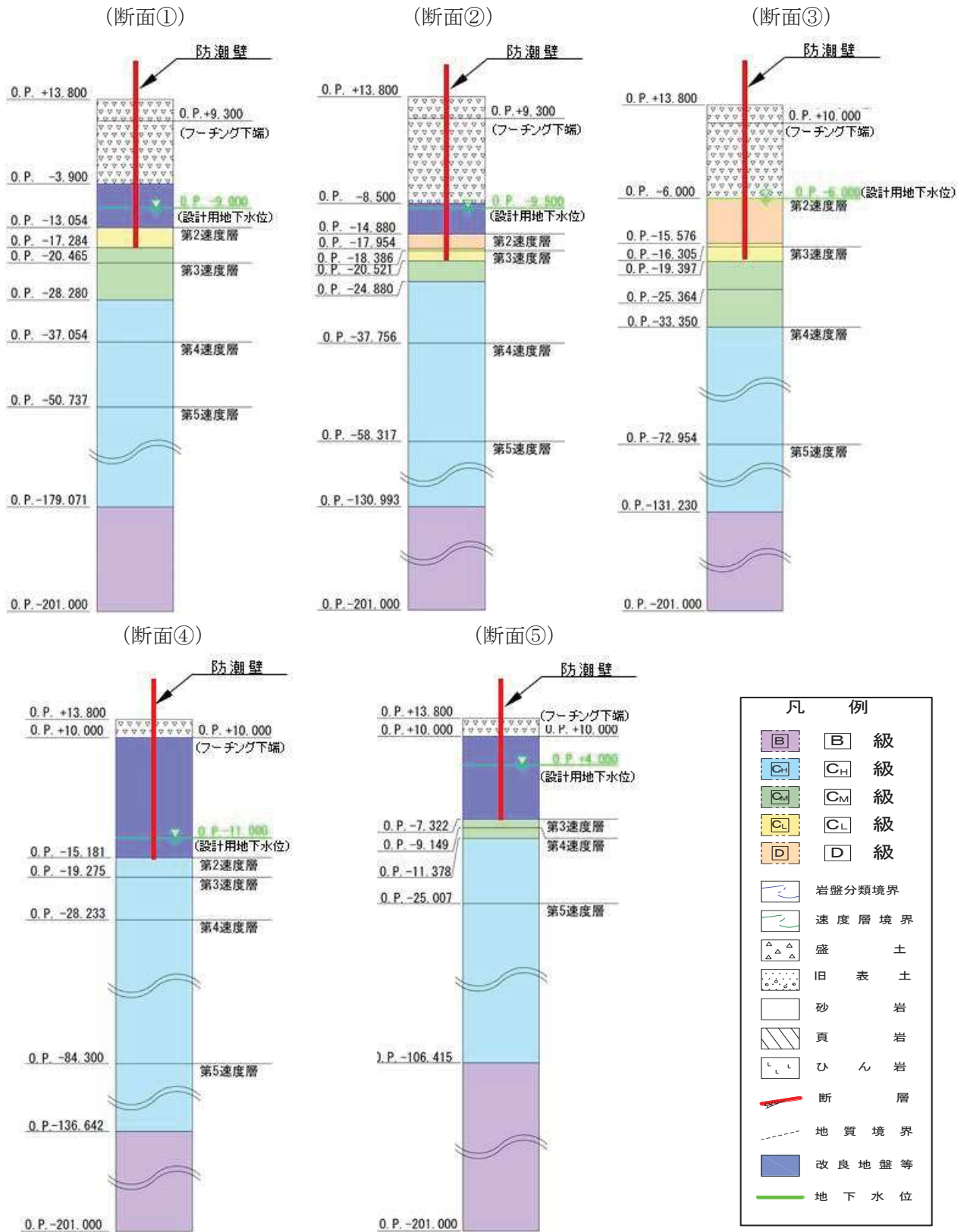


図 3-3(1) 評価対象断面の地層構成図 (断面①~⑤)

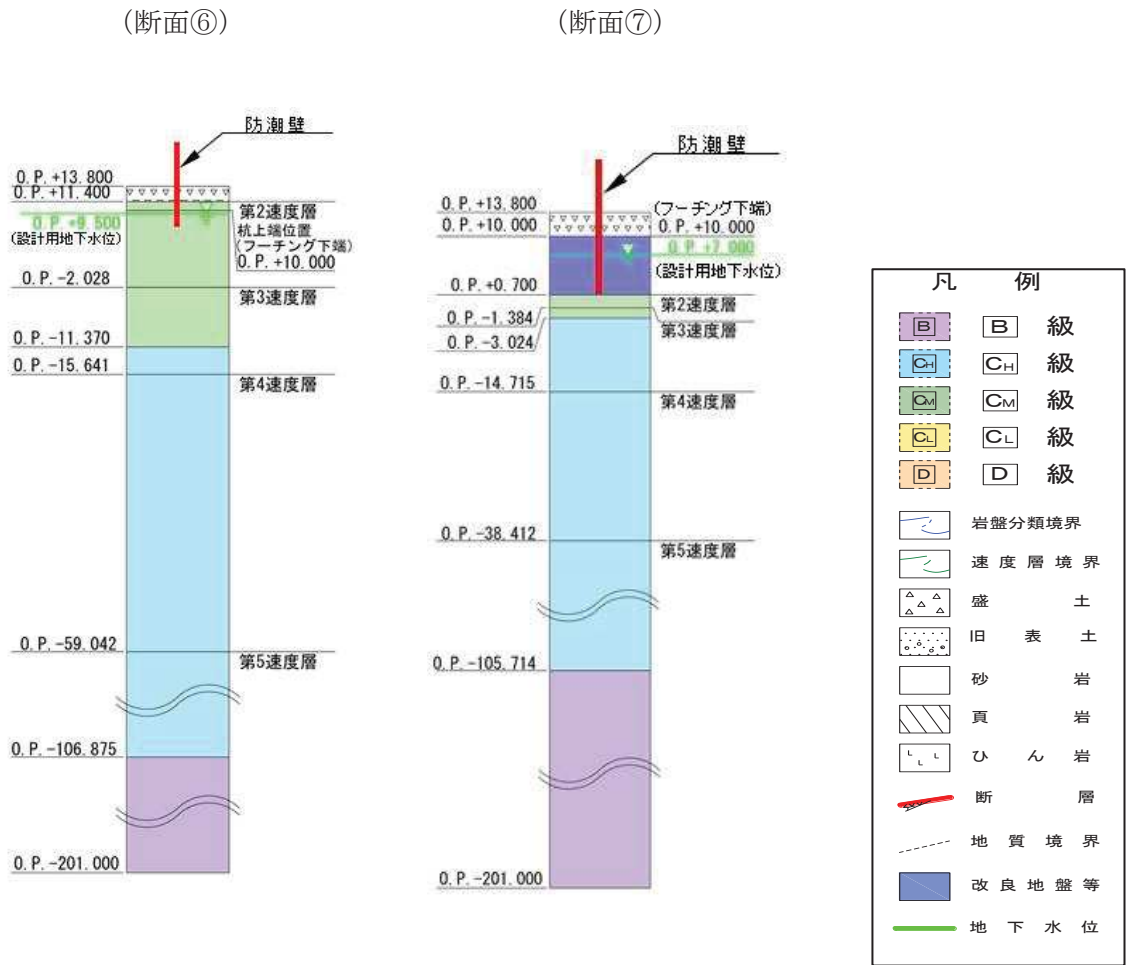


図 3-3(2) 評価対象断面の地層構成図 (断面⑥・⑦)

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。

(断面①～⑤, ⑦)

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、屋外重要土木構造物の耐震裕度向上や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。

(断面⑥)

岩盤露頭部である断面⑥においては、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とする。

地震応答解析については「TDAPⅢ 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

鋼管杭及びフーチング並びに上部工（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

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-1～表 3-3 に示す解析ケースを設定する。

図 3-2～図 3-3 に示すとおり、鋼製遮水壁（鋼板）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断面①～⑤・⑦と、 C_L 級岩盤、 C_M 級岩盤、 C_H 級岩盤及び B 級岩盤が分布している断面⑥があることから、それぞれ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 σ 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。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、鋼製遮水壁（鋼板）は、新設構造物であり十分に裕度を確保した設計としていることから材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、断面⑦における補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出においては、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

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（断面①～⑤）

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 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値-1 σ	平均値

表 3-2 解析ケース（断面⑥）

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	平均値+1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値-1 σ

表 3-3 解析ケース (断面⑦)

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 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値-1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

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 α 、 β 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 3-4 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 α 、 β を表 3-5 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

α 、 β : 係数

表 3-4 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 3-5(1) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=2%)

	α	β
断面①	0.607~0.644	0.0005
断面②	0.198~0.633	0.0005~0.0015
断面③	0.693~0.930	0.0001~0.0004
断面④	2.036~2.038	0.0002
断面⑤	1.604~1.657	0.0002
断面⑥	2.038	0.0002
断面⑦	1.866~1.867	0.0002

表 3-5(2) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=3%)

	α	β
断面①	0.910~0.966	0.0007
断面②	0.296~0.949	0.0007~0.0022
断面③	1.040~1.395	0.0001~0.0008
断面④	3.053~3.056	0.0003
断面⑤	2.406~2.485	0.0004
断面⑥	3.058	0.0003
断面⑦	2.800~2.801	0.0003

表 3-5(3) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=5%)

	α	β
断面①	1.516~1.609	0.0012
断面②	0.493~1.582	0.0012~0.0036
断面③	1.732~2.325	0.0002~0.0010
断面④	5.089~5.093	0.0004
断面⑤	4.011~4.142	0.0006
断面⑥	5.096	0.0004
断面⑦	4.666~4.668	0.0005

3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

(1) 耐震評価における解析ケース

耐震評価においては、すべての基準地震動 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 3-6 に示す解析ケース②及び③を実施する。

表 3-6 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 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ
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)	$S_s - D 1$	++*	○	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。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 2$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 3$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - F 1$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 2$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 3$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - N 1$	++*	○		
		-+*	○		

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。

- (2) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出のための解析ケース
 補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として解析ケース①に加え、表 3-7 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 3-7 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S s - D 1	++	○	○	○	○
	S s - D 2	++	○	○	○	○
	S s - D 3	++	○	○	○	○
	S s - F 1	++	○	○	○	○
	S s - F 2	++	○	○	○	○
	S s - F 3	++	○	○	○	○
	S s - N 1	++	○	○	○	○

注記* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

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（鋼板）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

防潮壁（鋼製遮水壁（鋼板））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 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し、 0.98kN/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 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 3-8 に示す。

表 3-8 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（断面④～⑦）は図 3-5 に、3 号機側（断面①～③）は図 3-6 に示す。なお、岩盤露頭部である断面⑥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を用いることから、図 3-5 に示す 2E 波に対して、図 3-4(2) に示すとおり E 波として入力する。

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

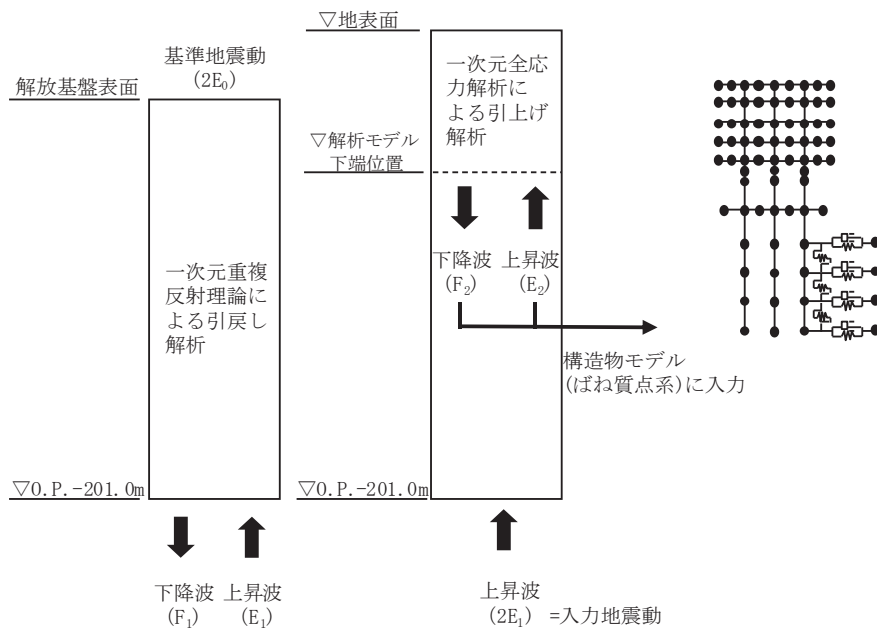


図 3-4(1) 入力地震動算定の概念図
(岩盤露頭部以外：断面①～⑤，⑦)

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

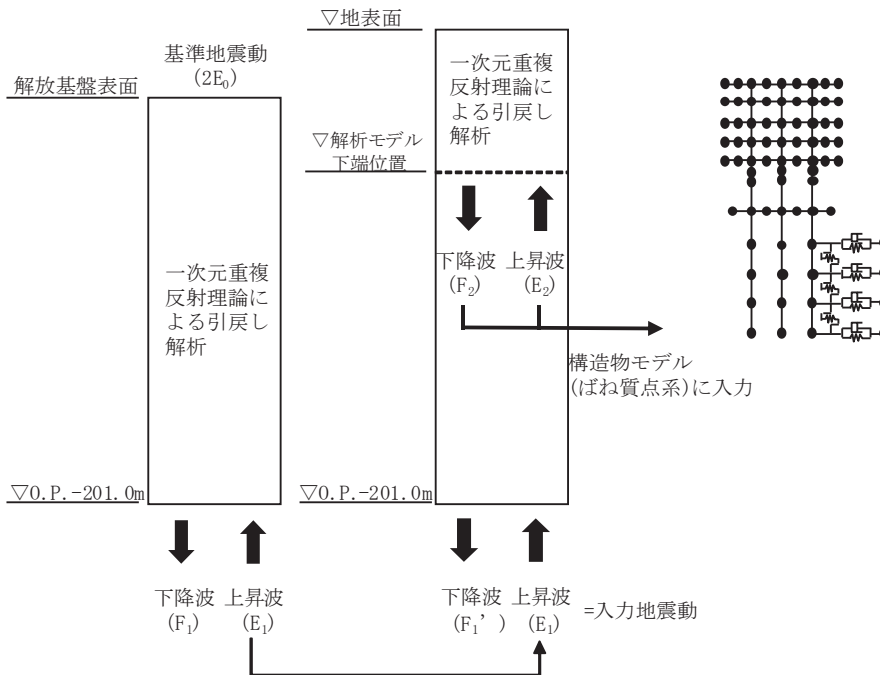
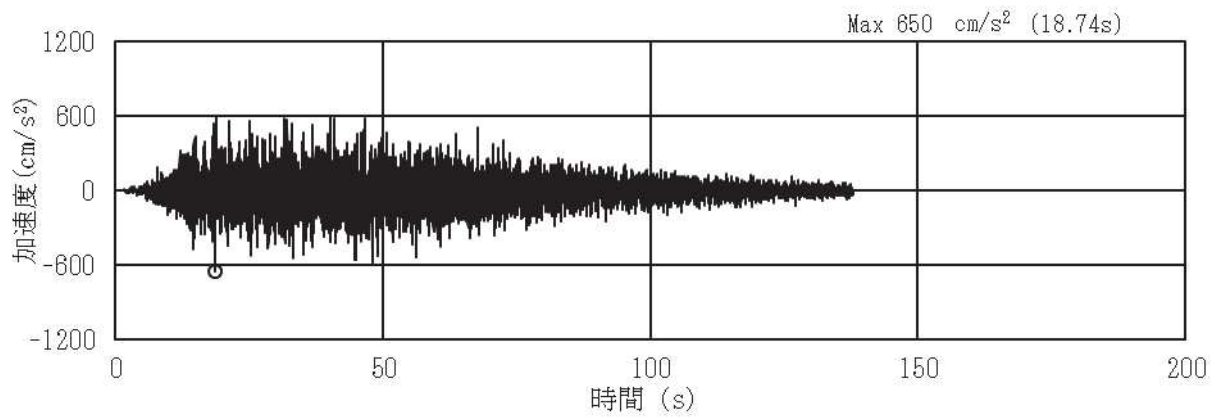
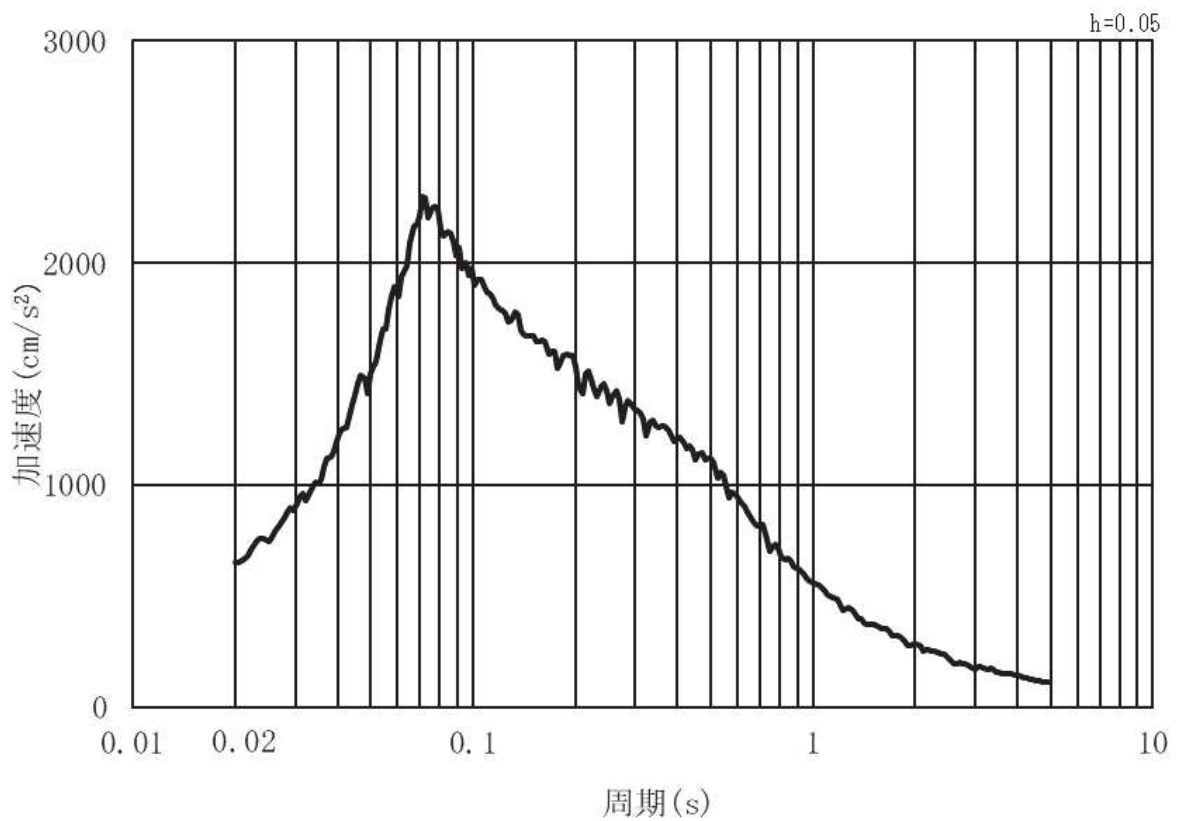


図 3-4(2) 入力地震動算定の概念図
(岩盤露頭部：断面⑥)

(1) 断面④・⑤・⑥・⑦ (第2号機側)

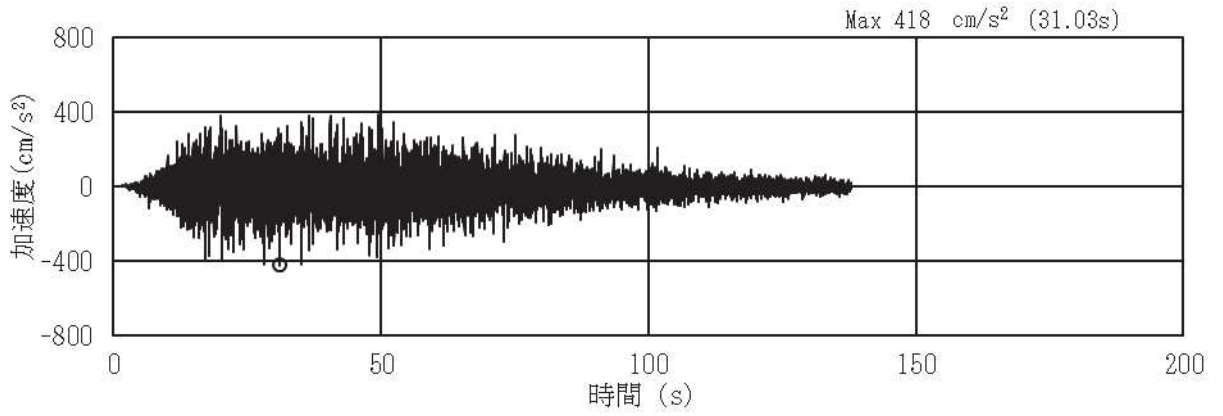


(a) 加速度時刻歴波形

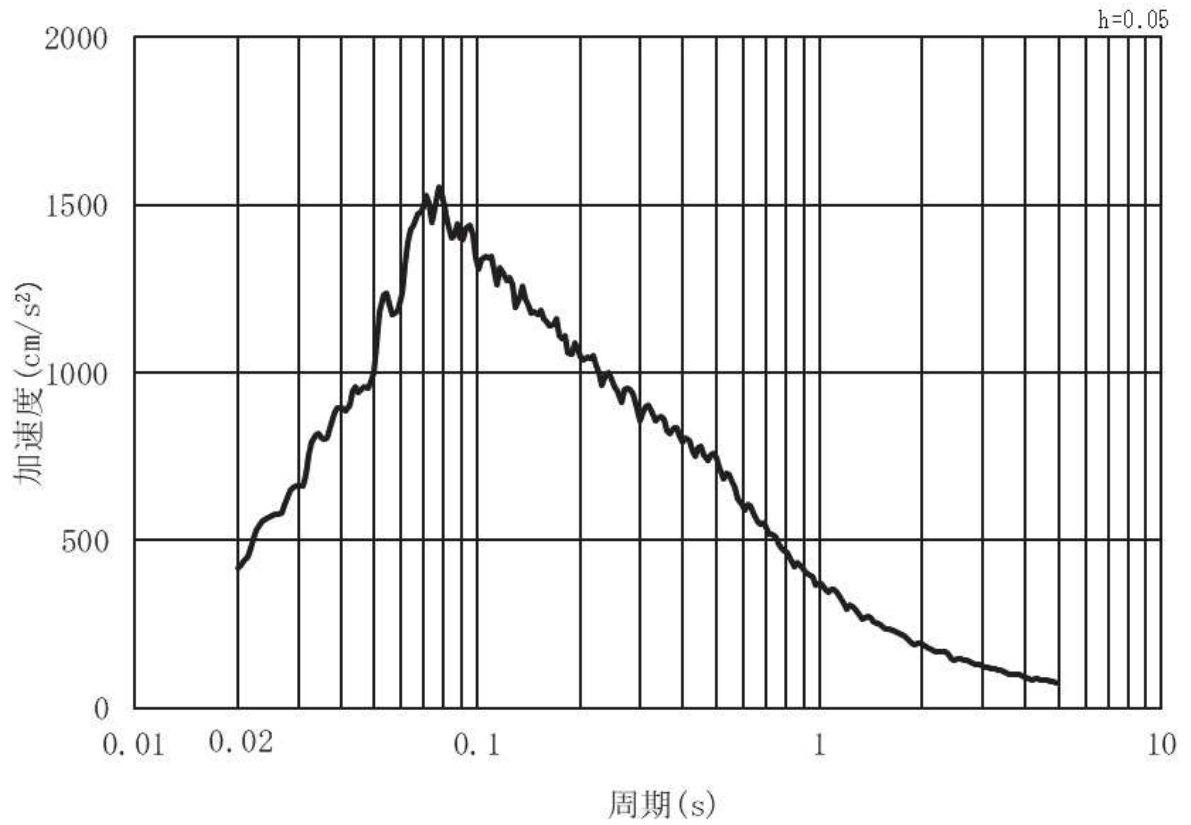


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 (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

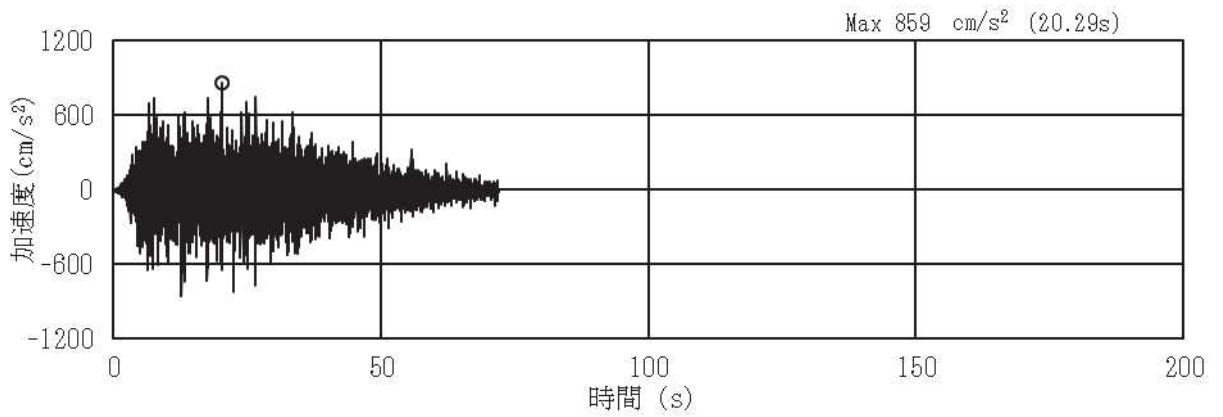


(a) 加速度時刻歴波形

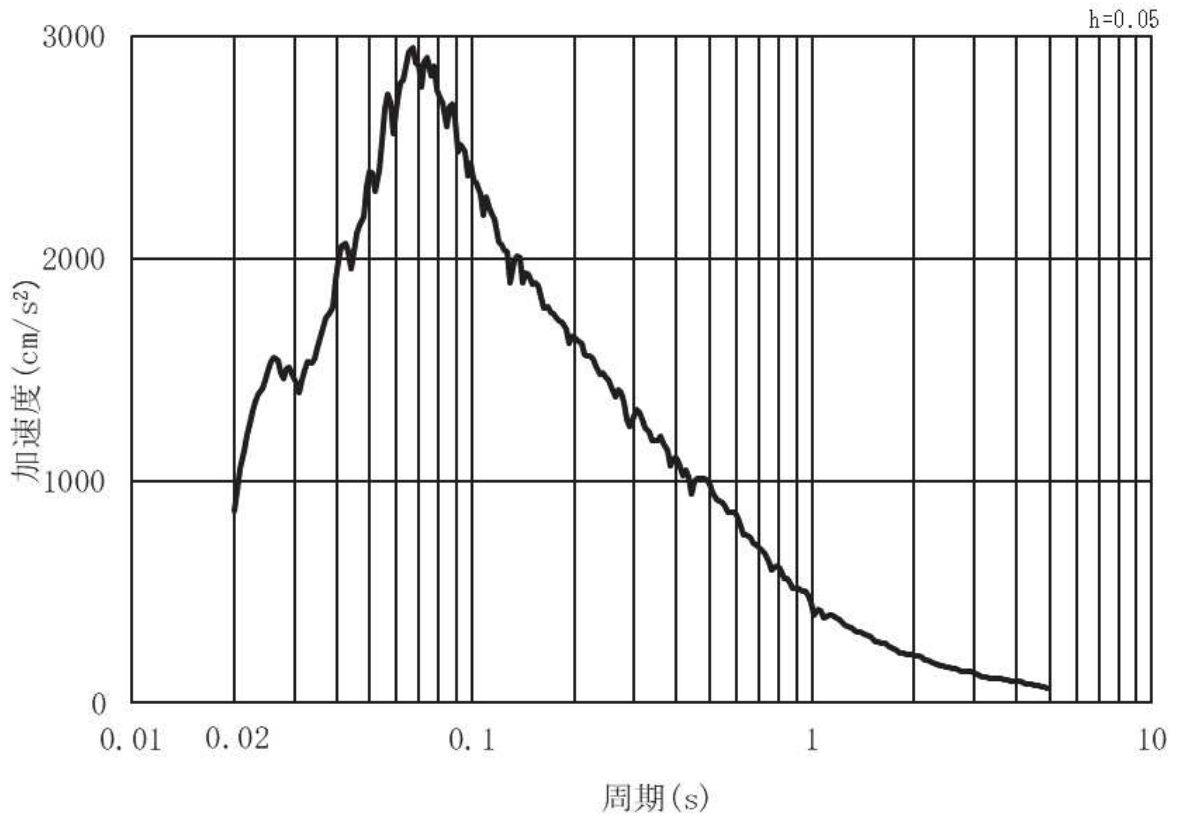


(b) 加速度応答スペクトル

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

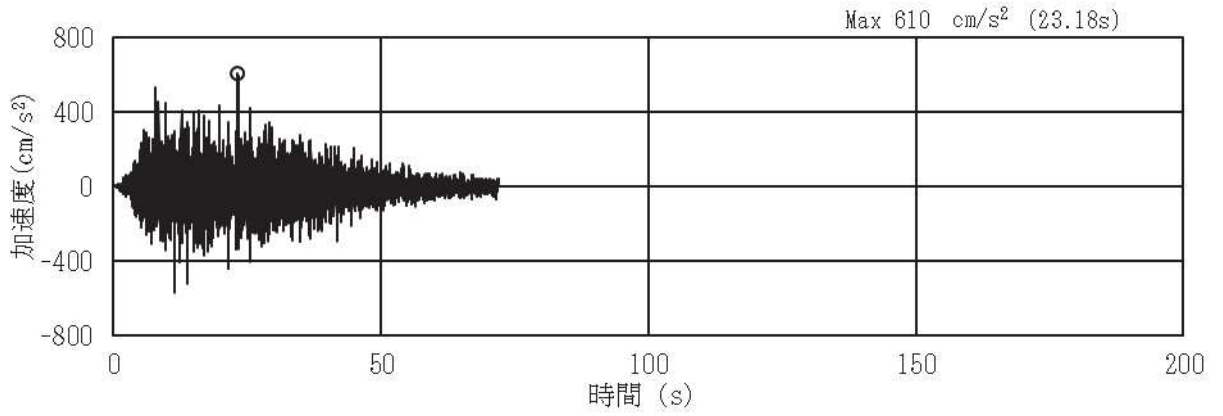


(a) 加速度時刻歴波形

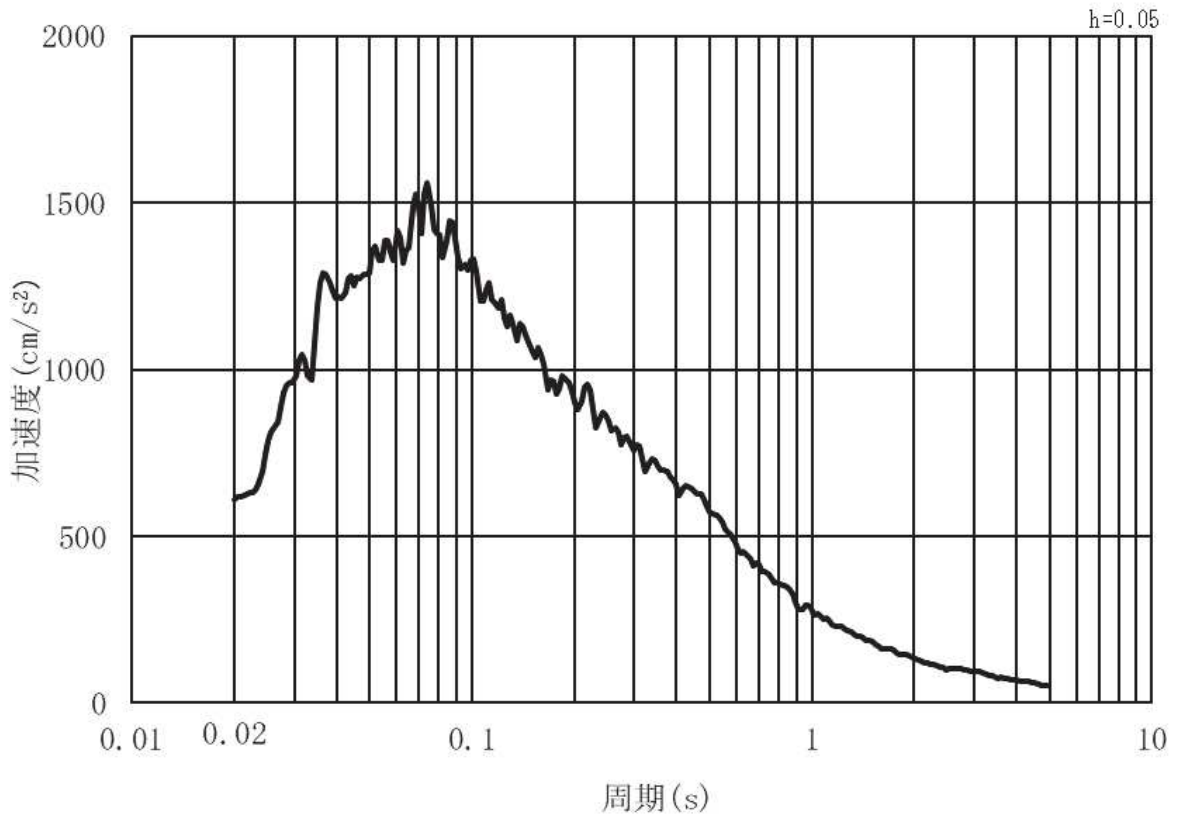


(b) 加速度応答スペクトル

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

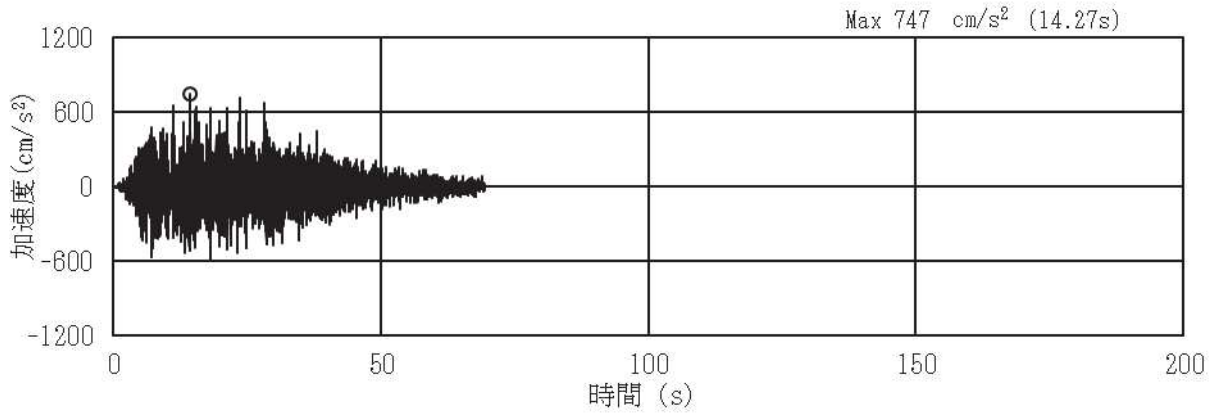


(a) 加速度時刻歴波形

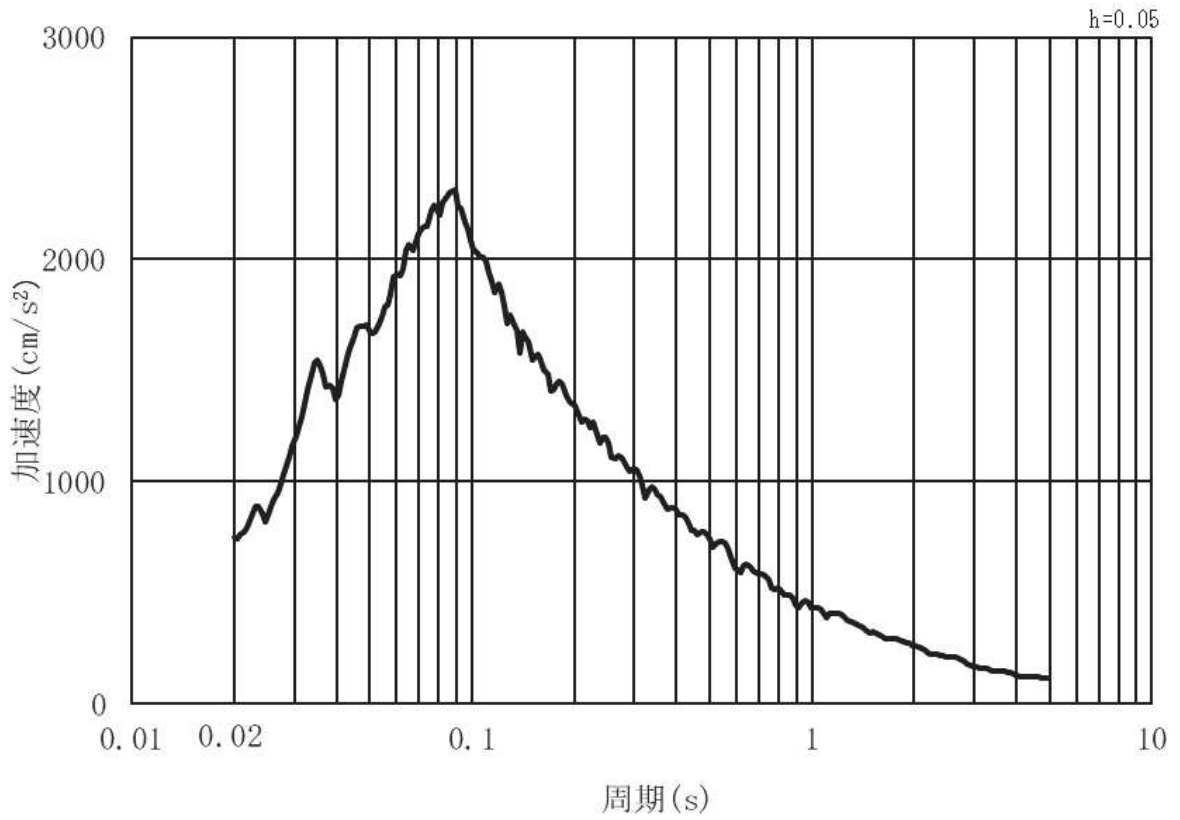


(b) 加速度応答スペクトル

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

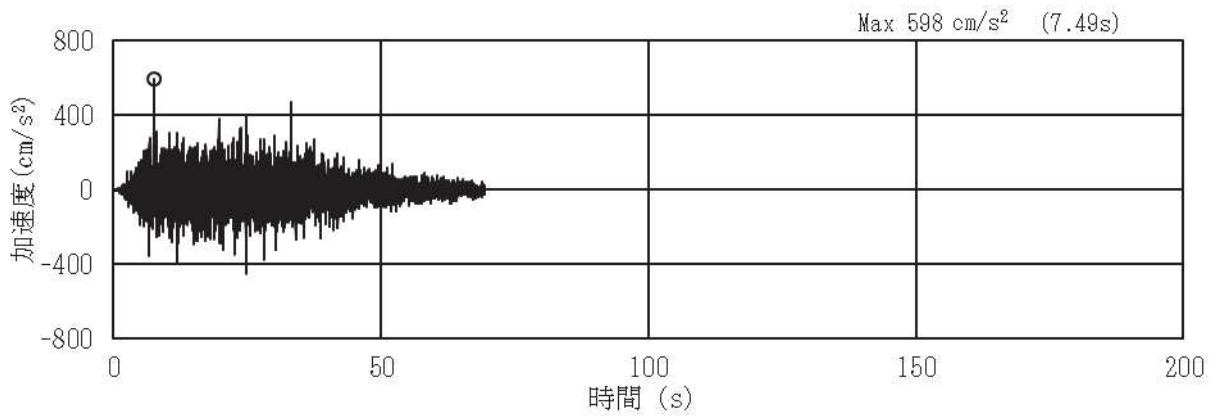


(a) 加速度時刻歴波形

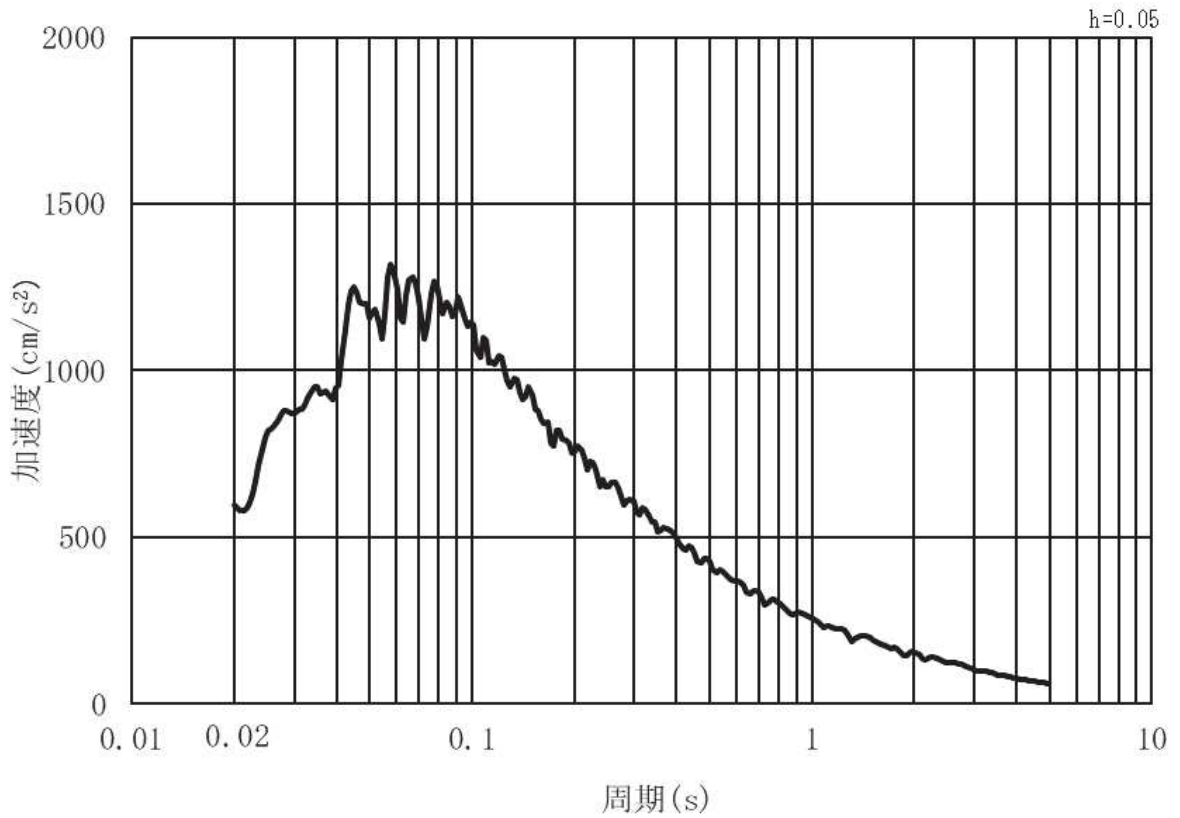


(b) 加速度応答スペクトル

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

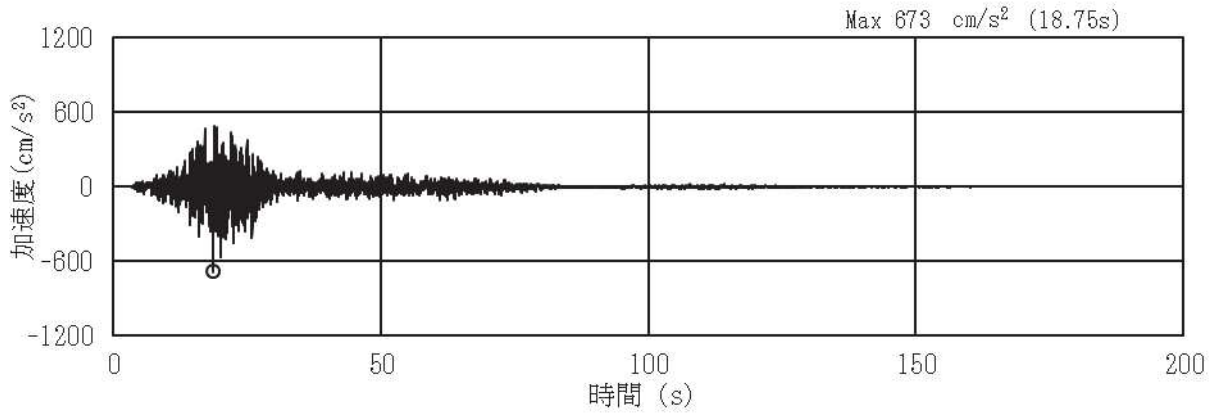


(a) 加速度時刻歴波形

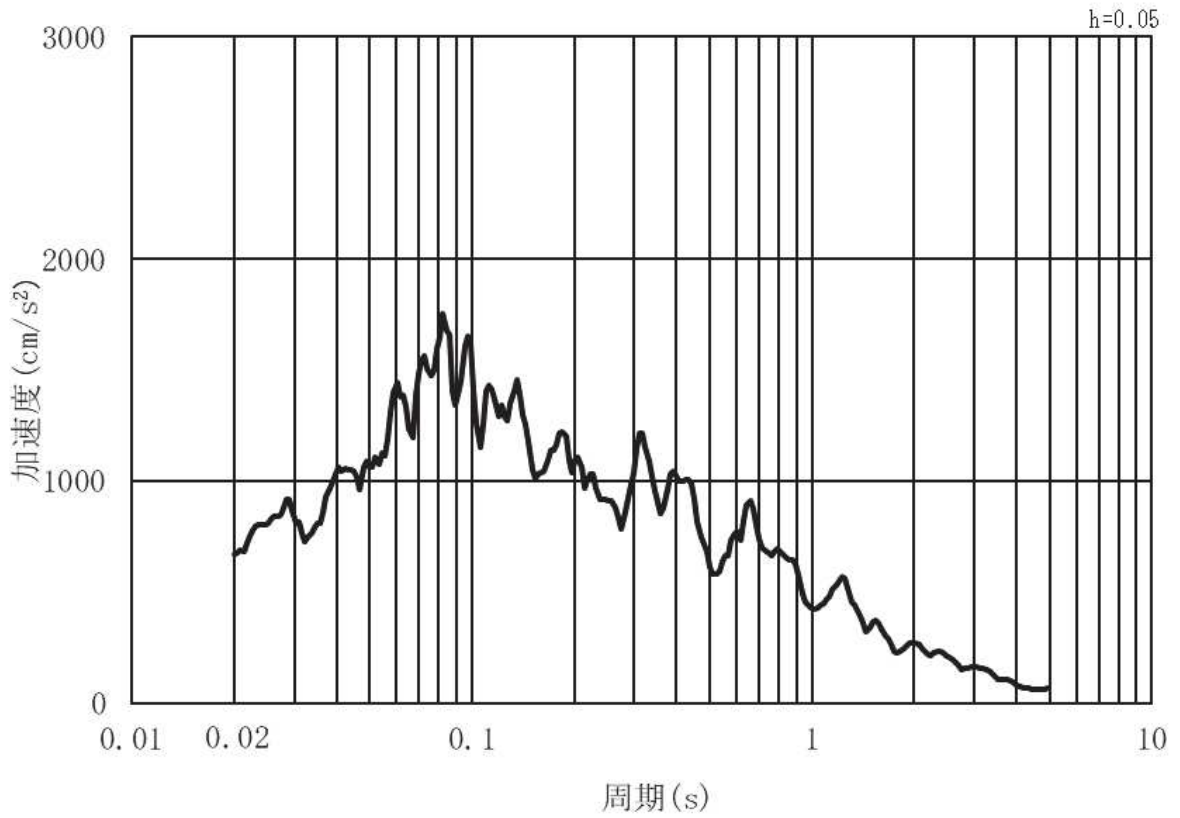


(b) 加速度応答スペクトル

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

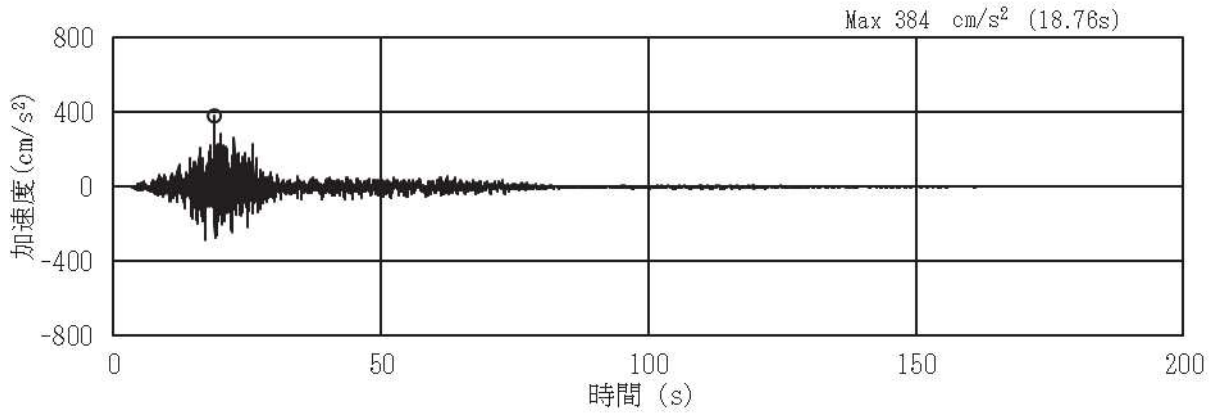


(a) 加速度時刻歴波形

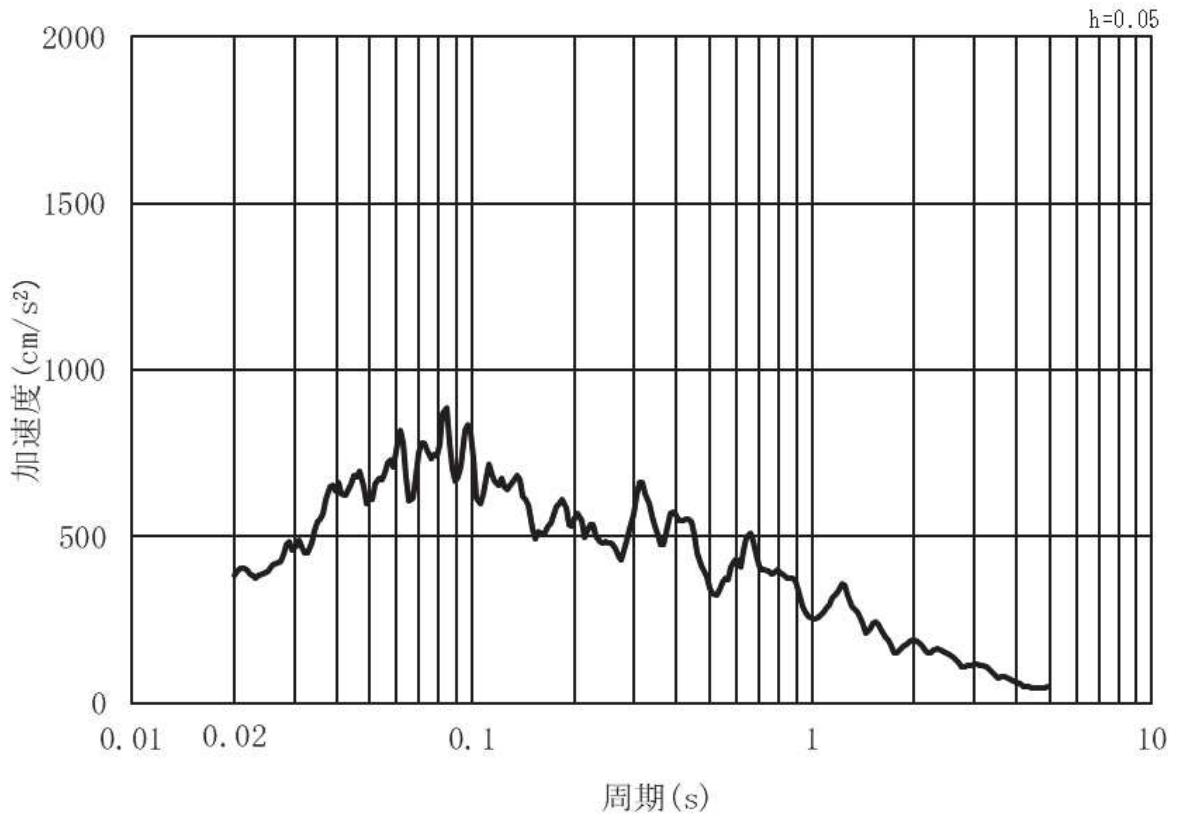


(b) 加速度応答スペクトル

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

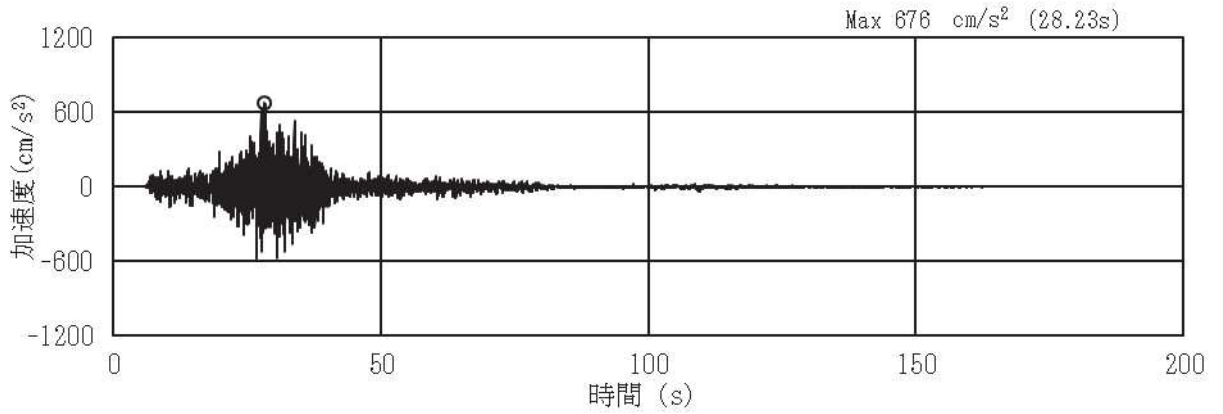


(a) 加速度時刻歴波形

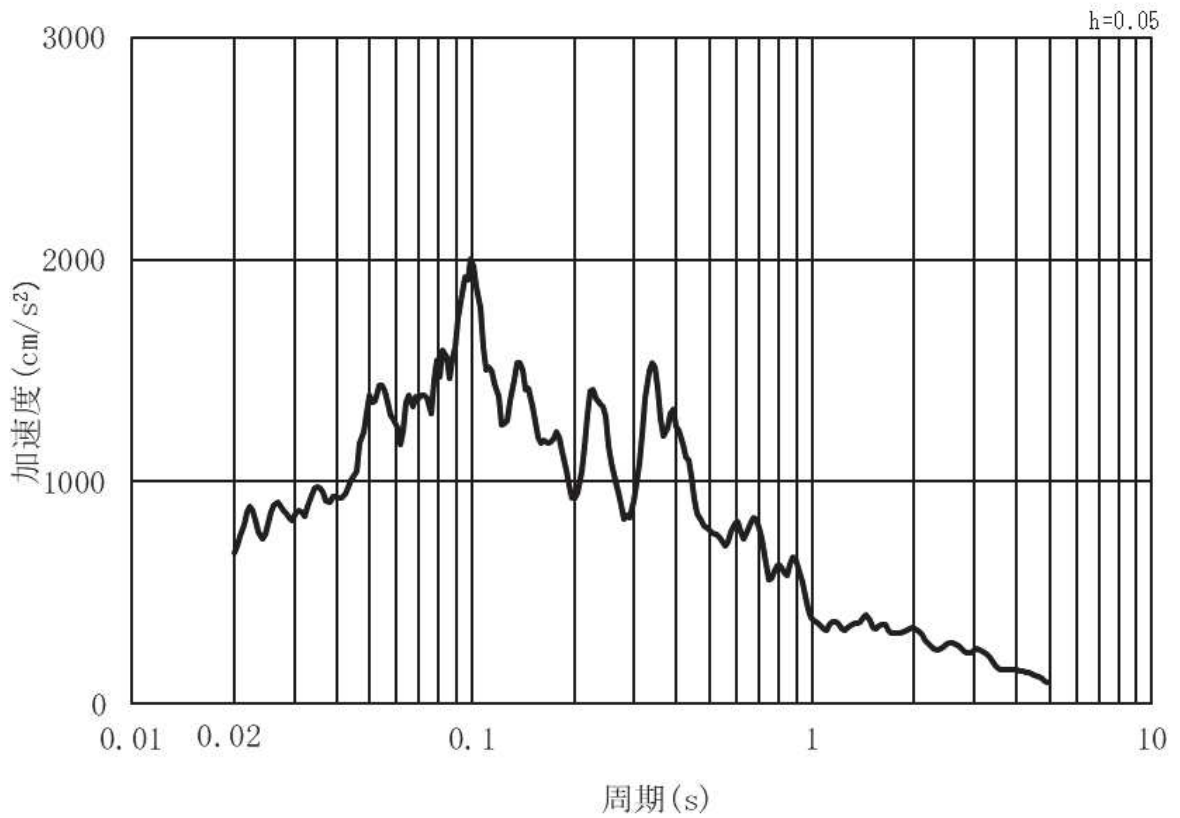


(b) 加速度応答スペクトル

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

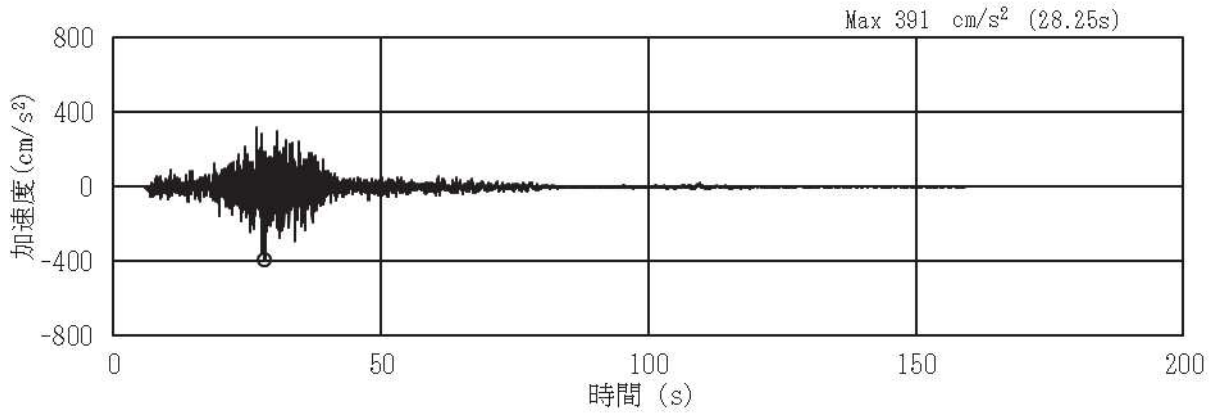


(a) 加速度時刻歴波形

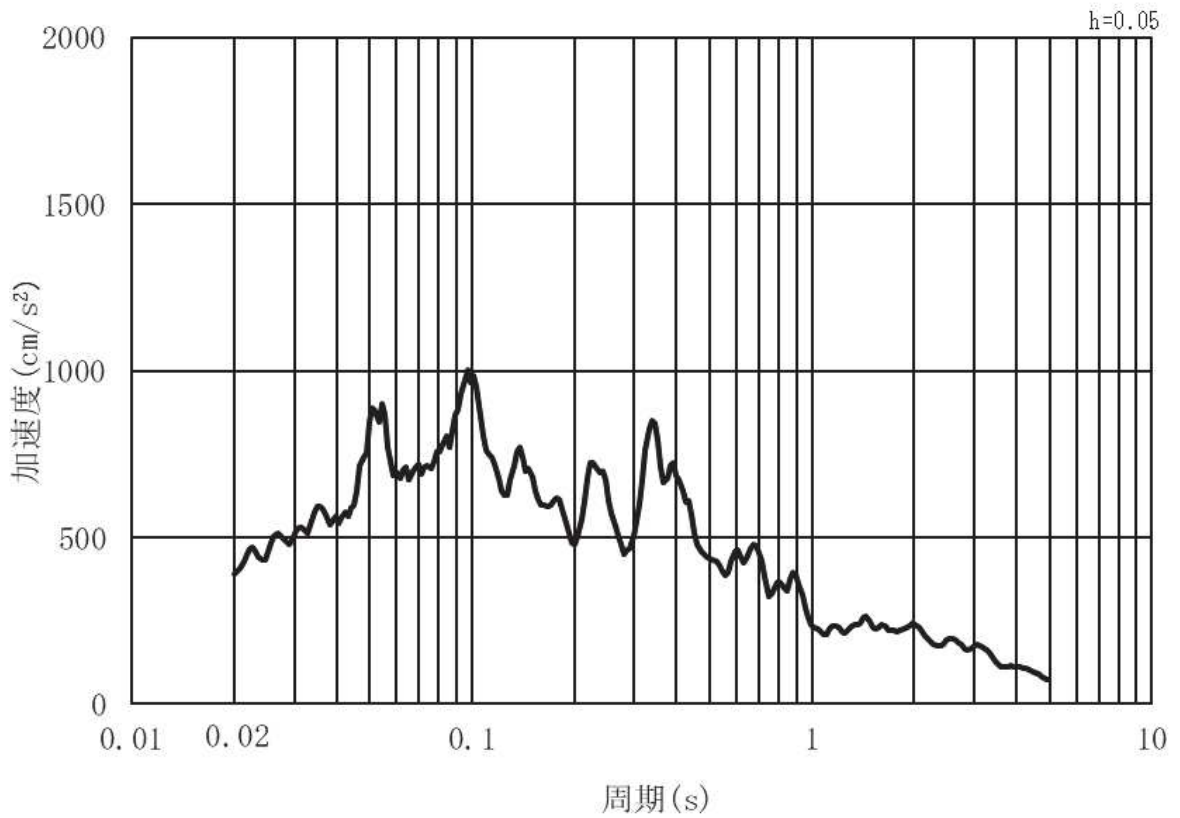


(b) 加速度応答スペクトル

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

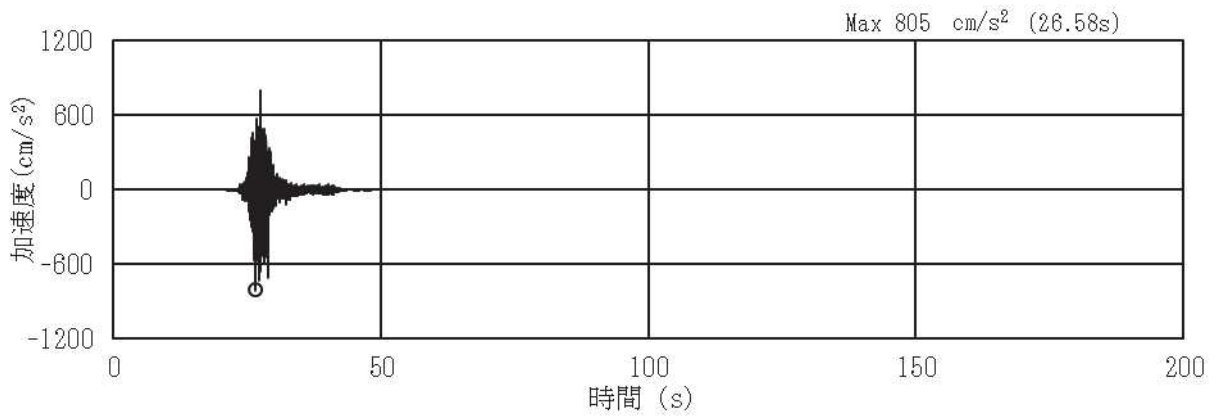


(a) 加速度時刻歴波形

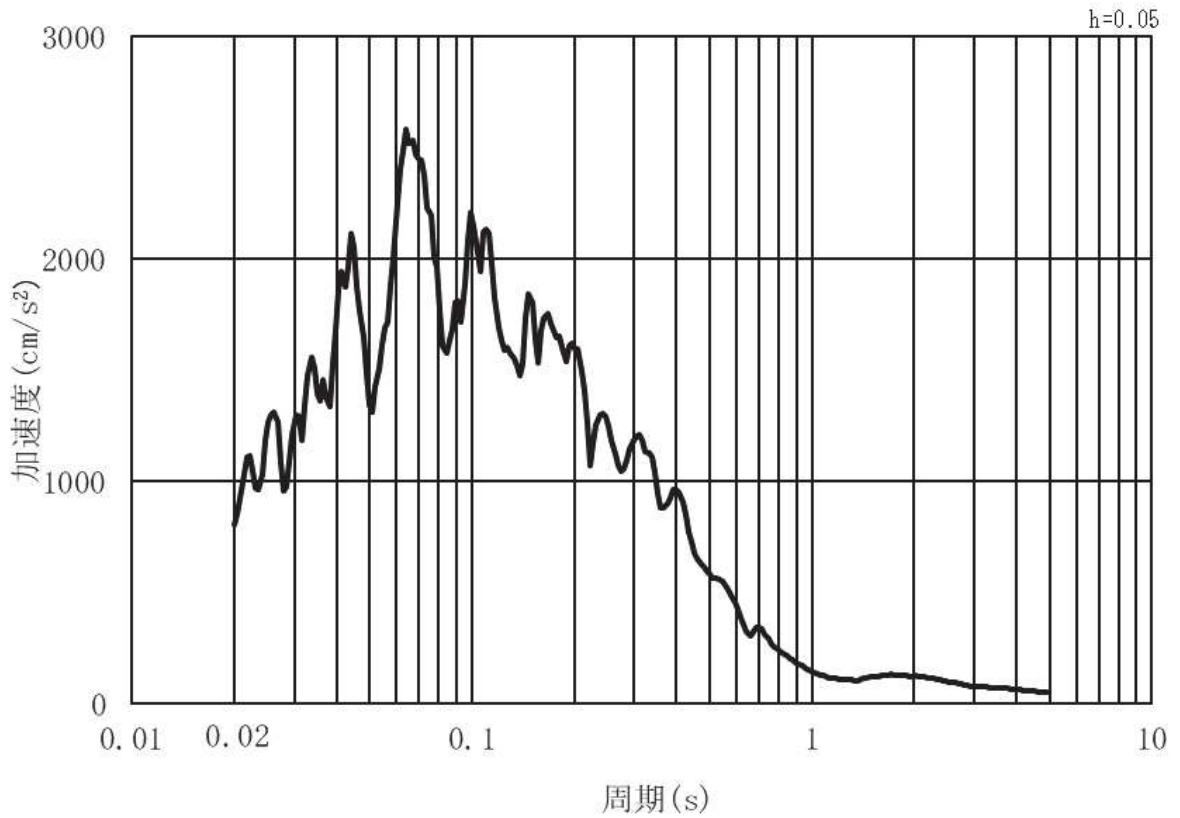


(b) 加速度応答スペクトル

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

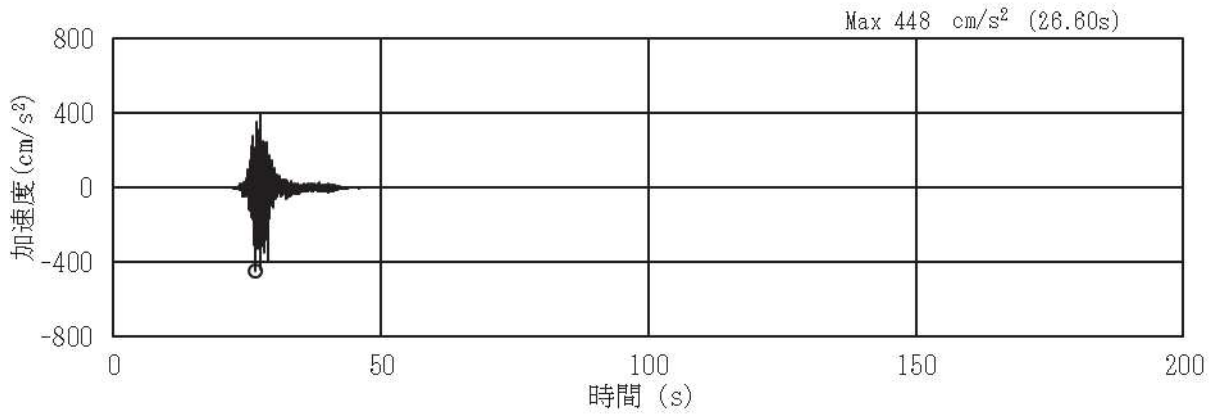


(a) 加速度時刻歴波形

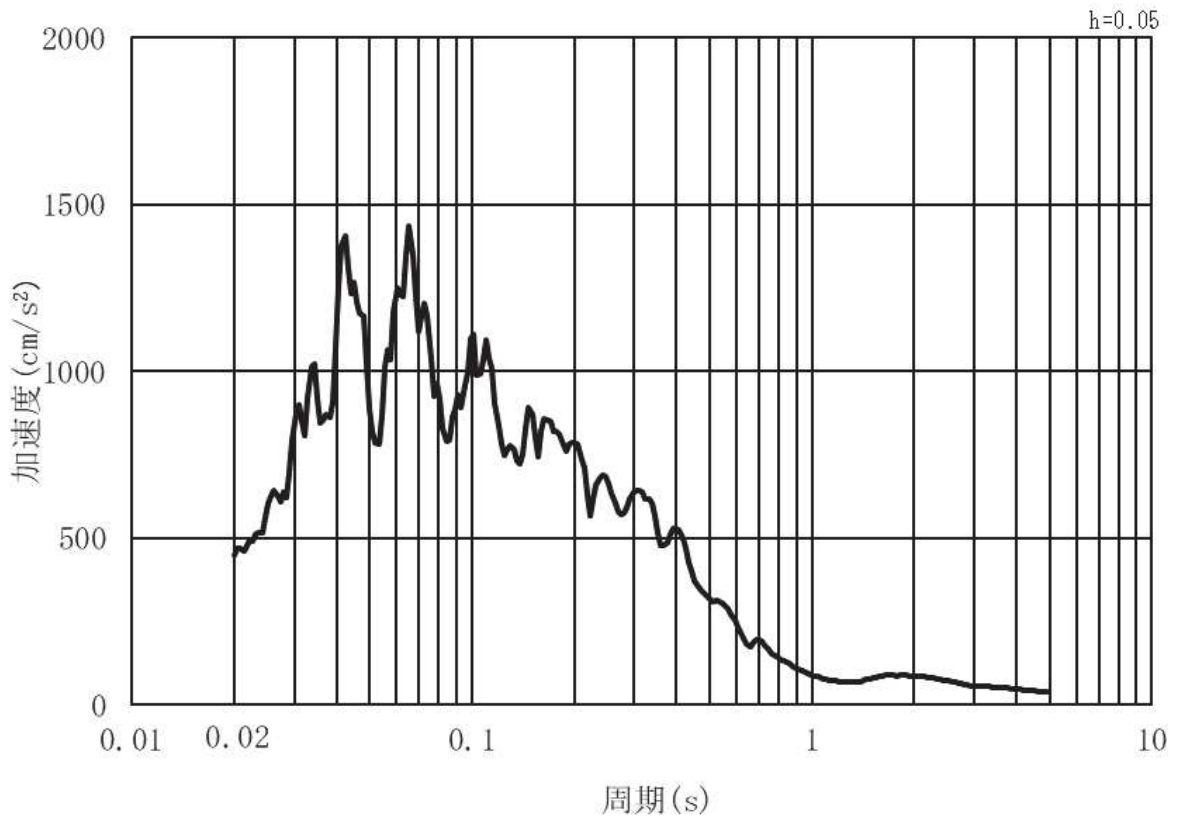


(b) 加速度応答スペクトル

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

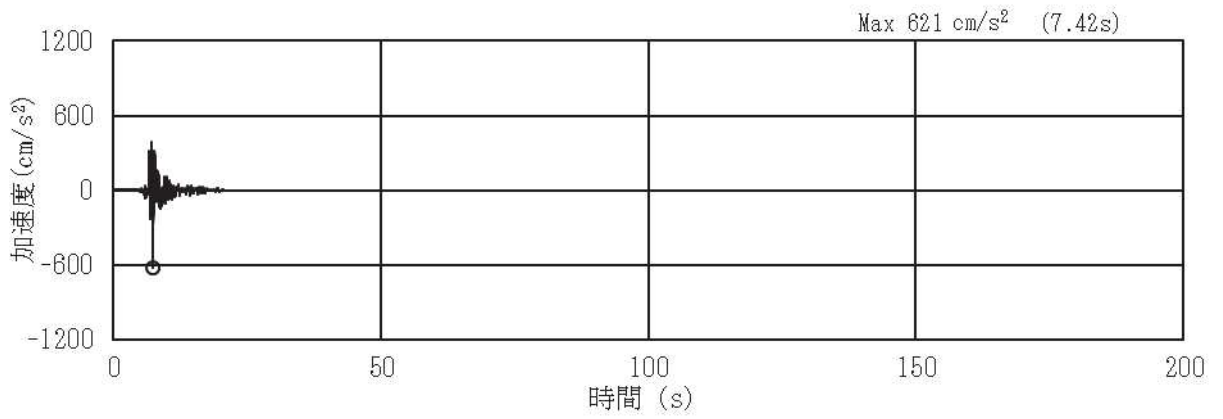


(a) 加速度時刻歴波形

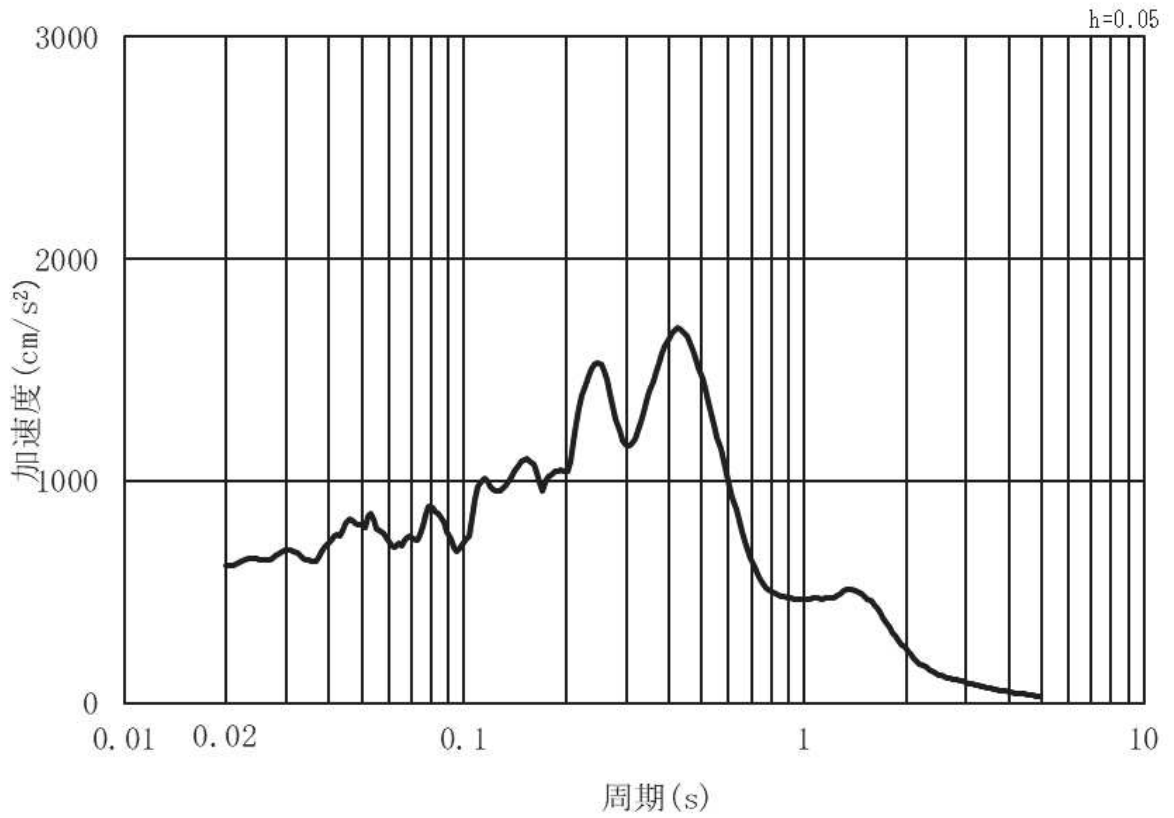


(b) 加速度応答スペクトル

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

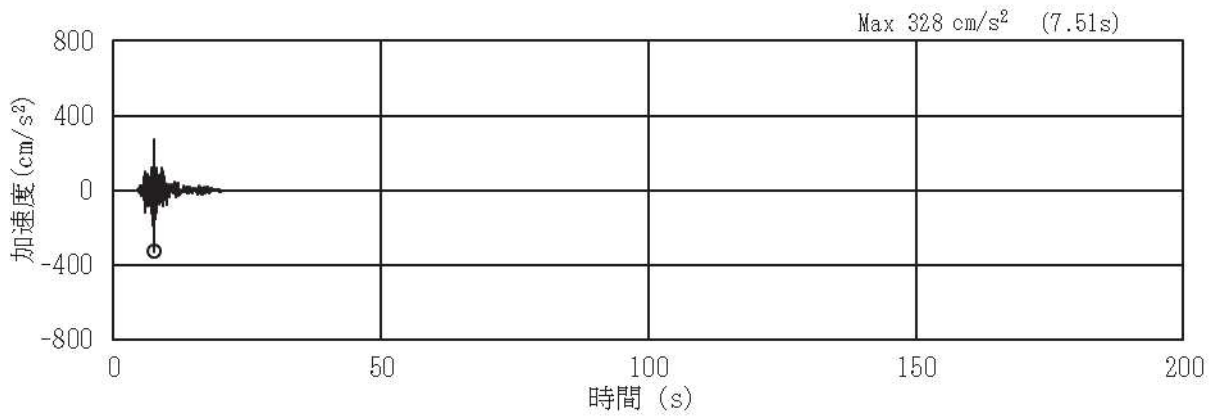


(a) 加速度時刻歴波形

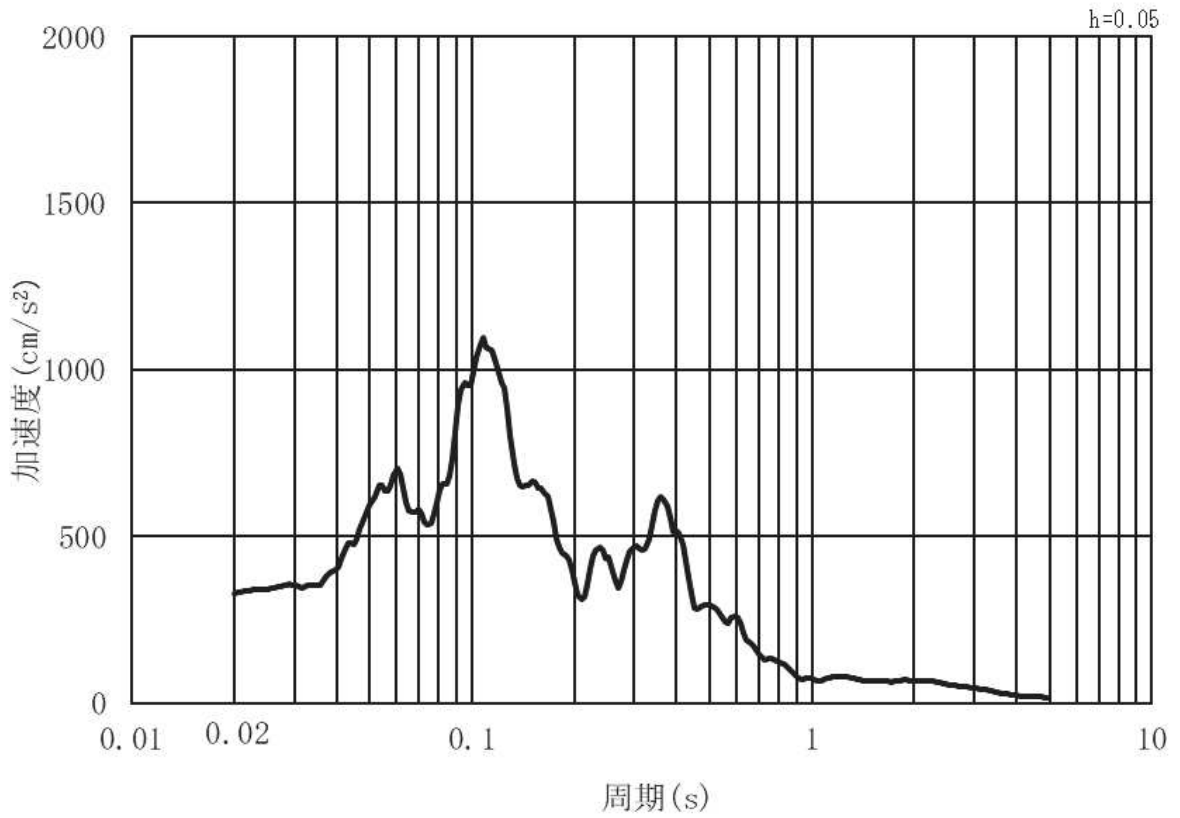


(b) 加速度応答スペクトル

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



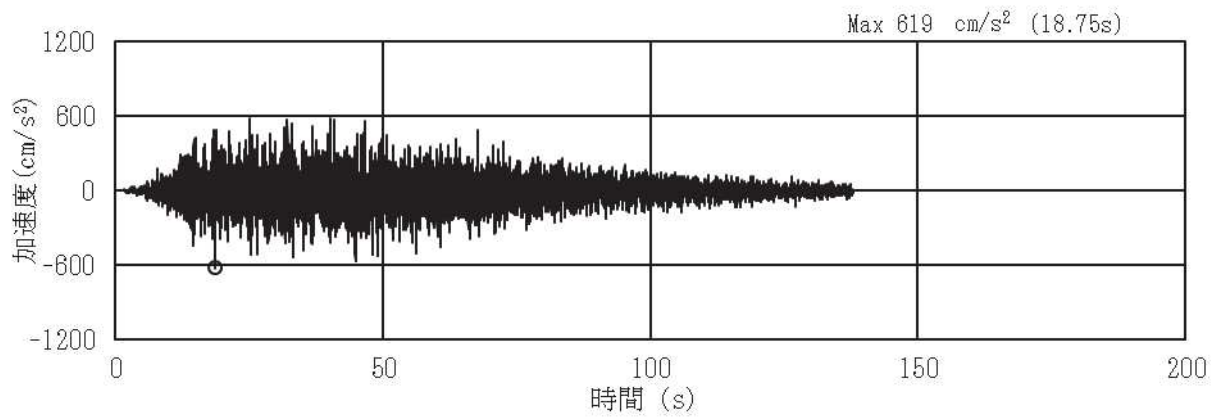
(a) 加速度時刻歴波形



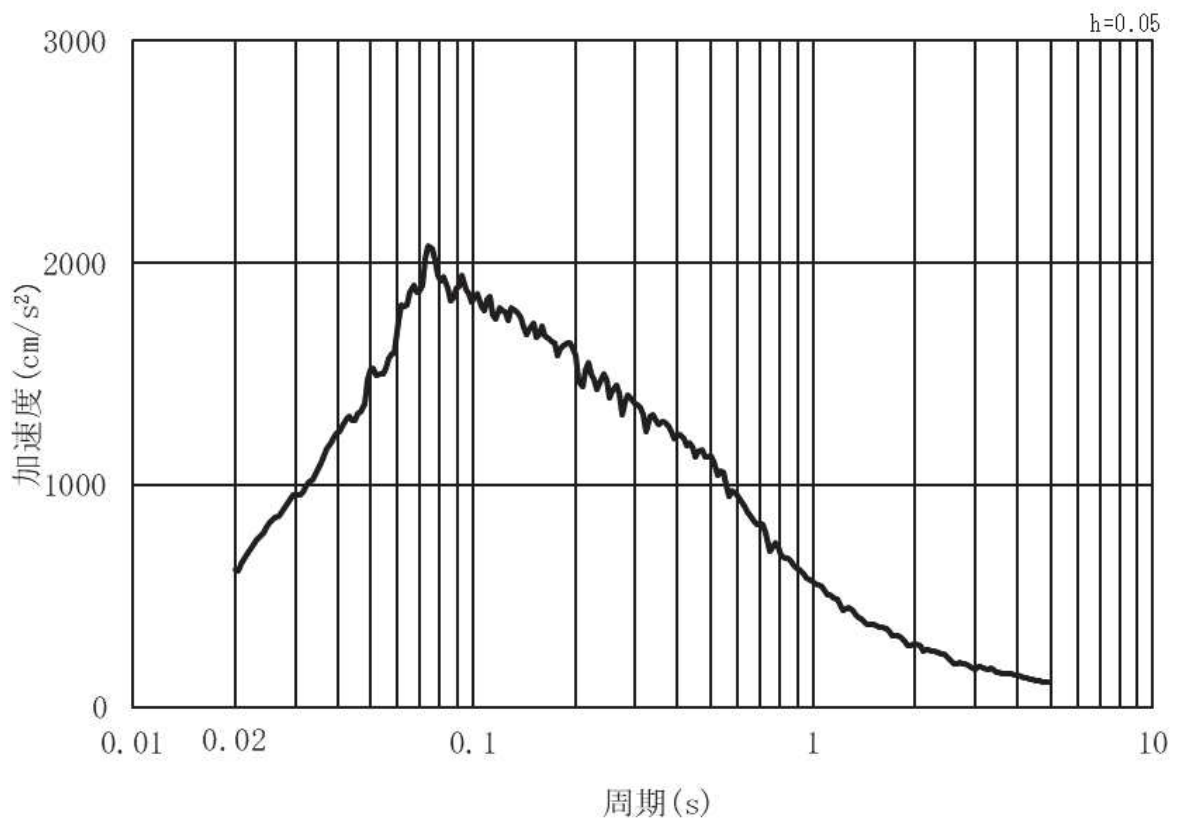
(b) 加速度応答スペクトル

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) 断面①・②・③ (第3号機側)

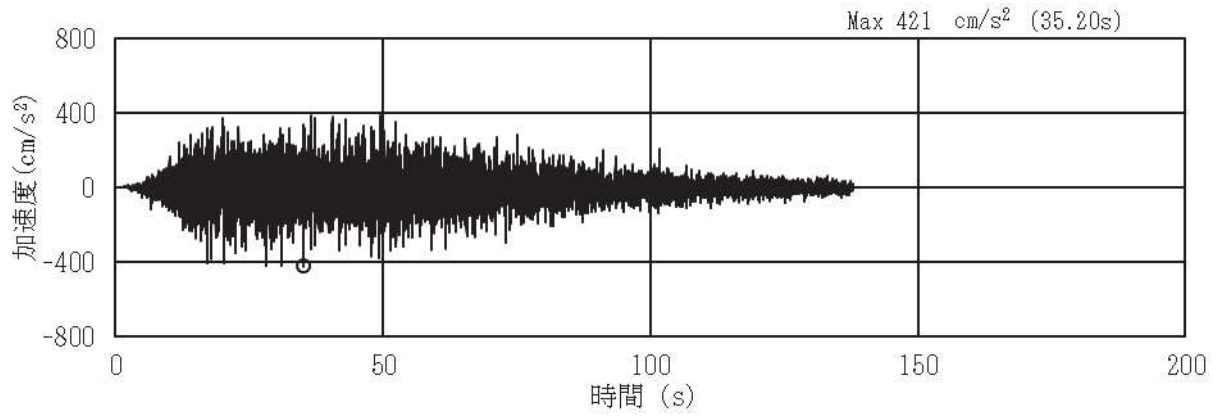


(a) 加速度時刻歴波形

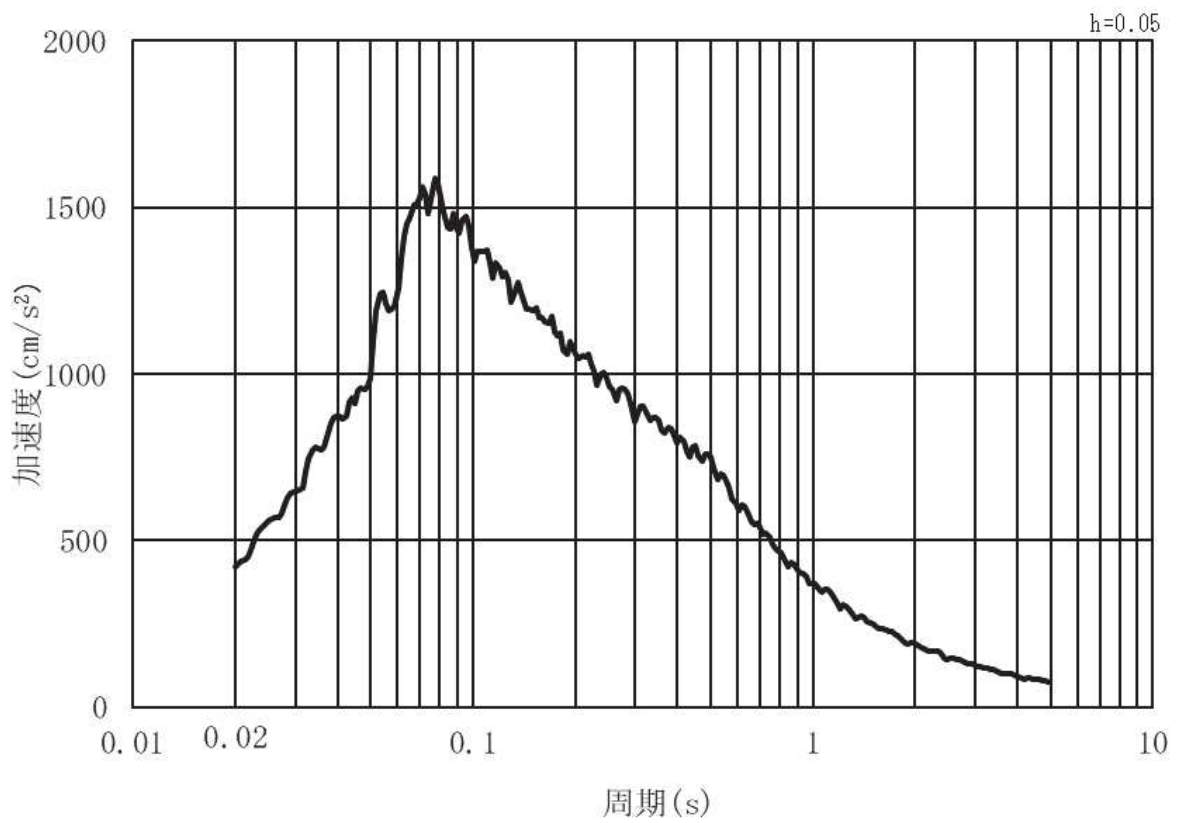


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (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

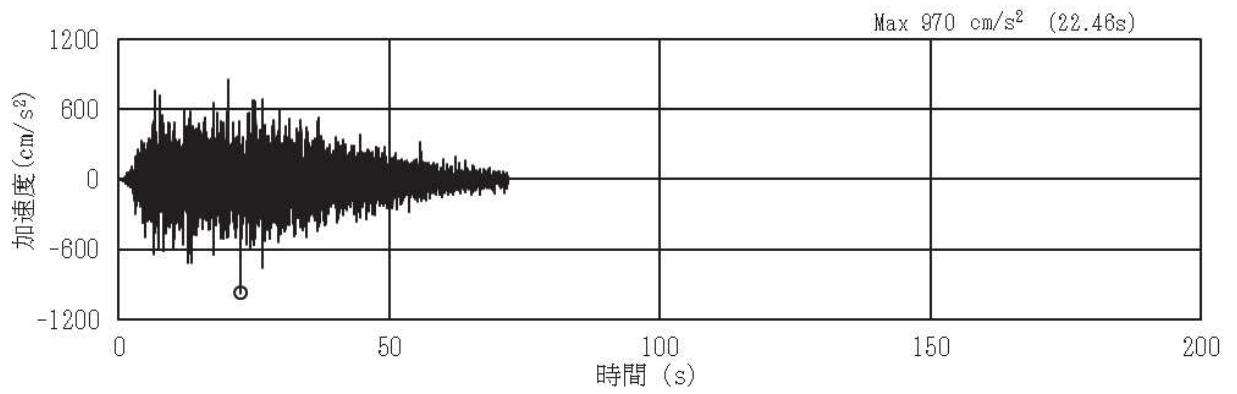


(a) 加速度時刻歴波形

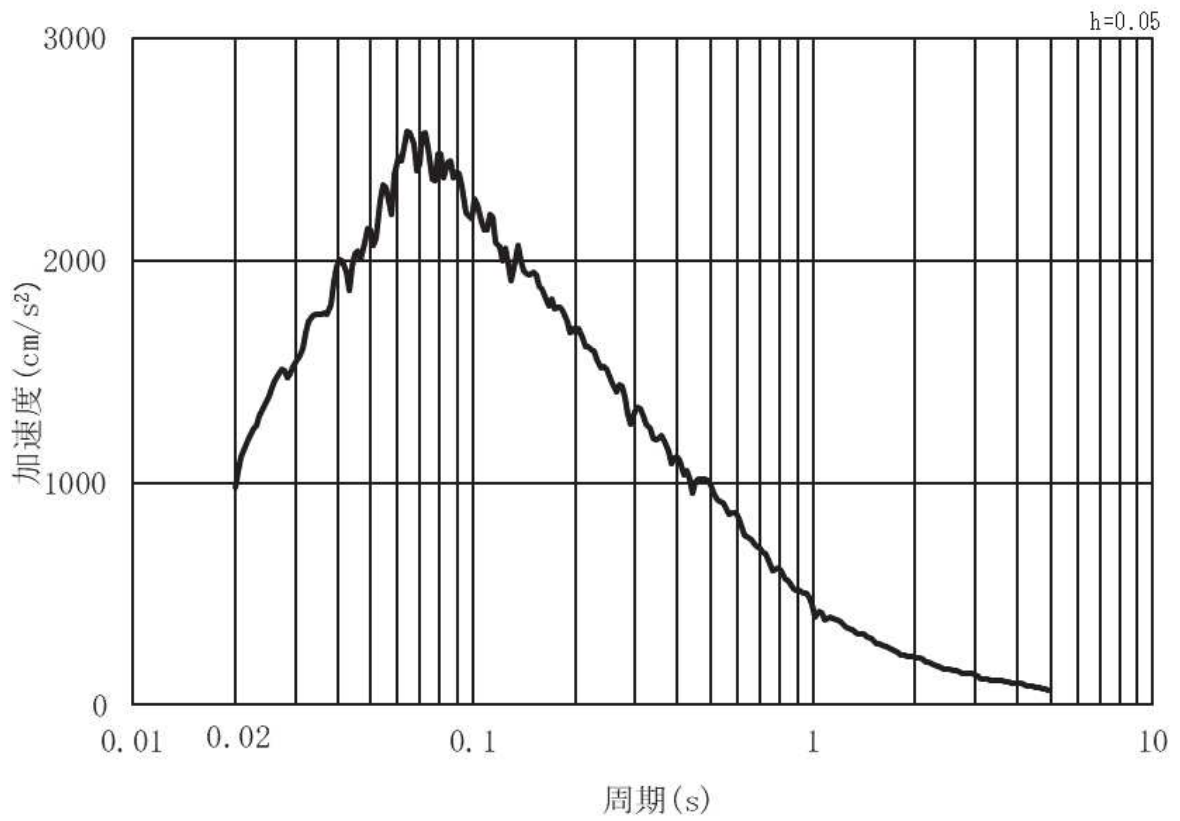


(b) 加速度応答スペクトル

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

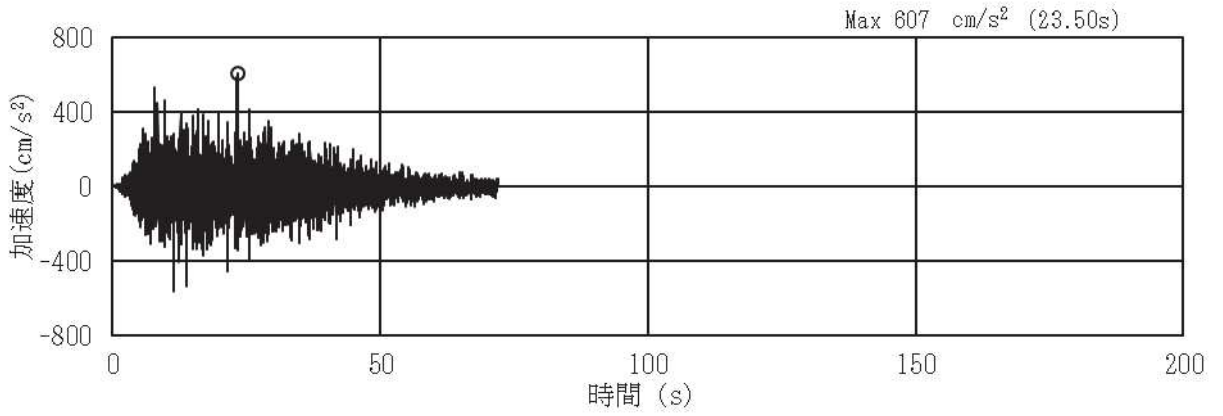


(a) 加速度時刻歴波形

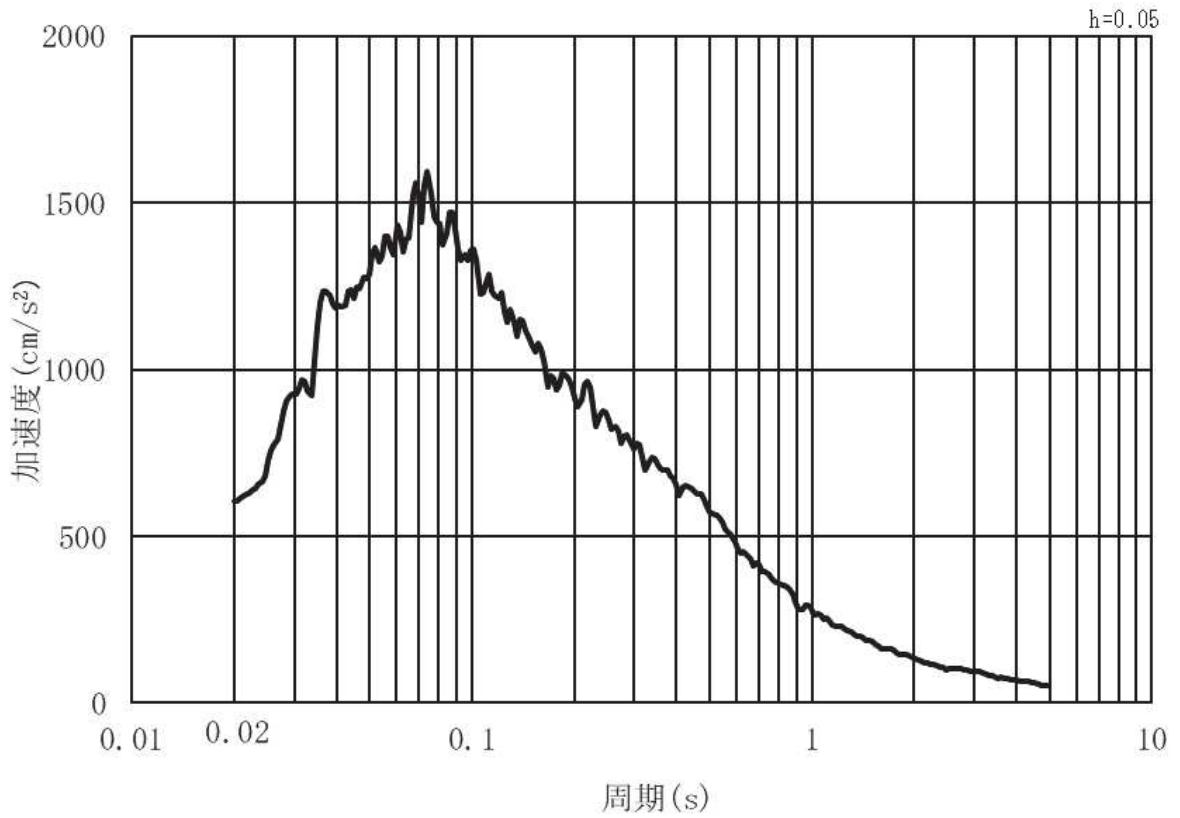


(b) 加速度応答スペクトル

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

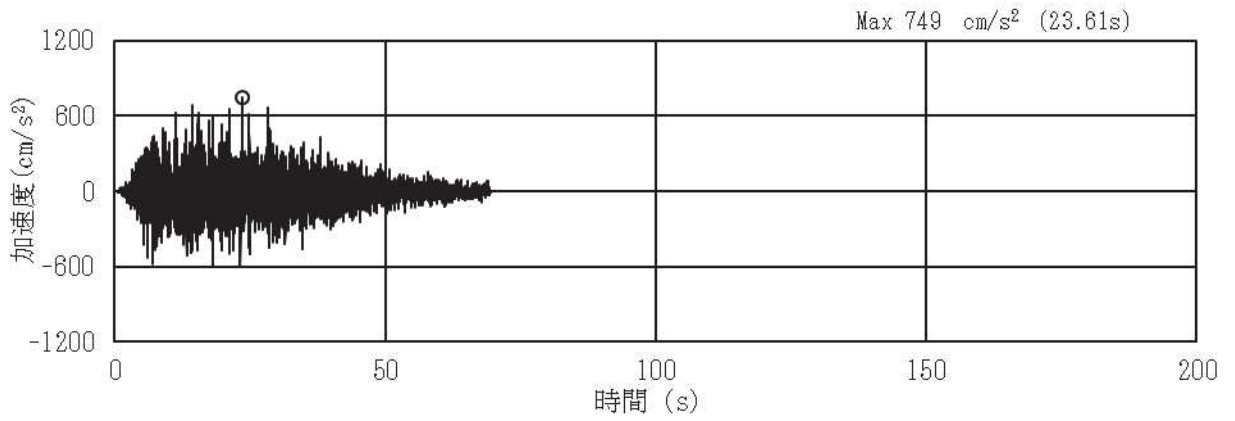


(a) 加速度時刻歴波形

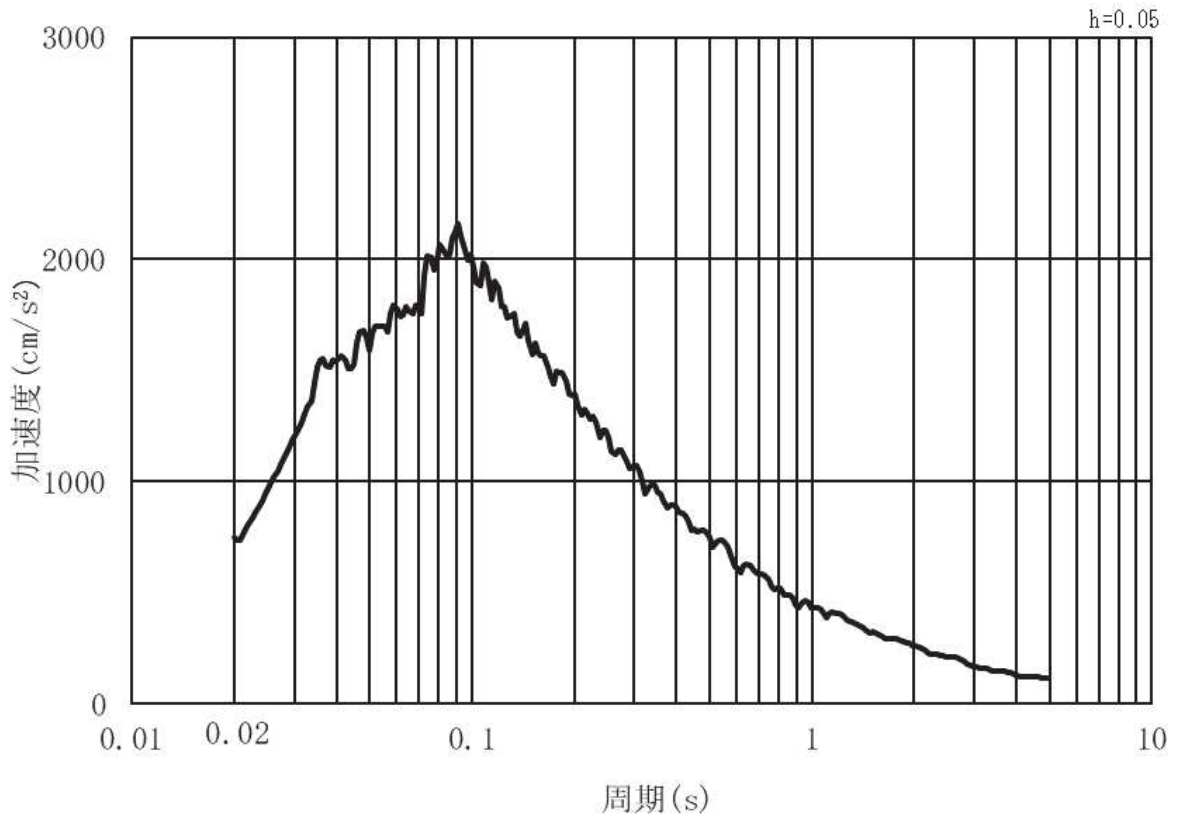


(b) 加速度応答スペクトル

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

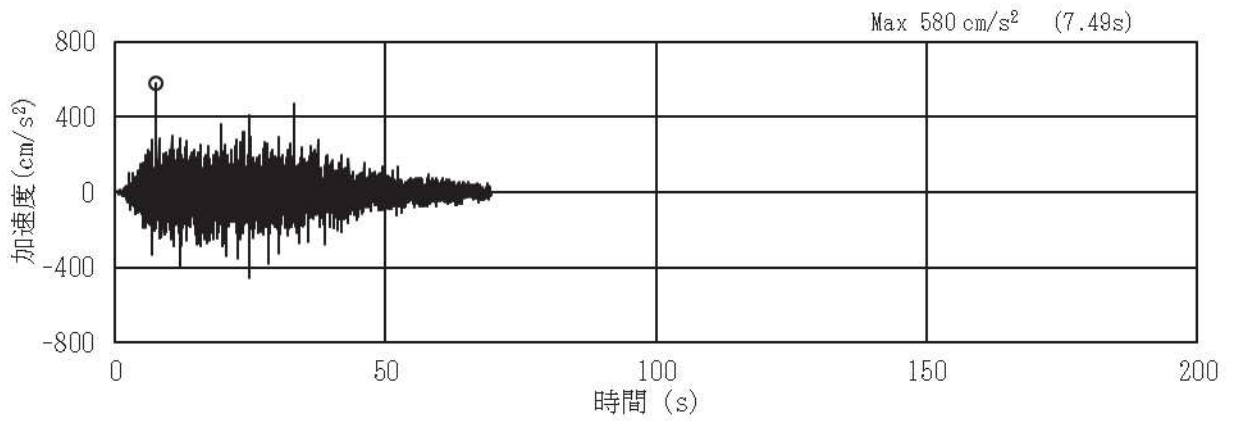


(a) 加速度時刻歴波形

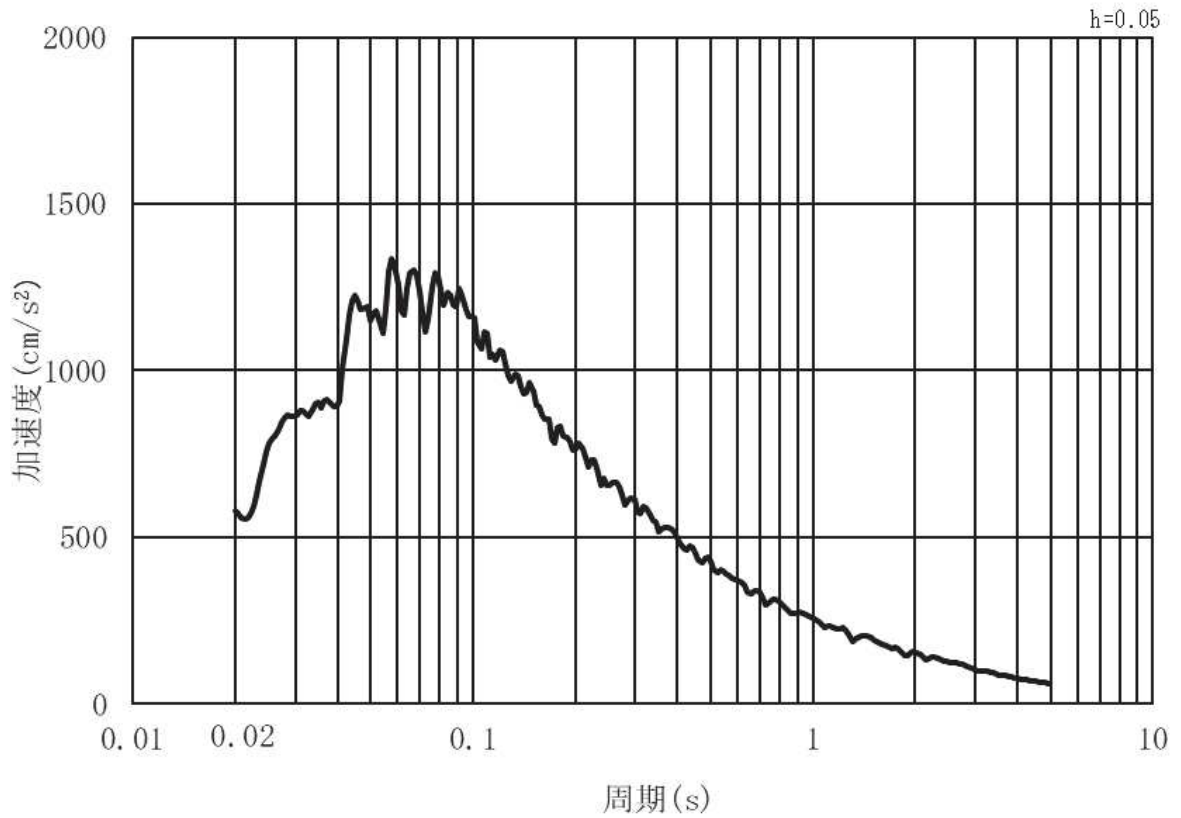


(b) 加速度応答スペクトル

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

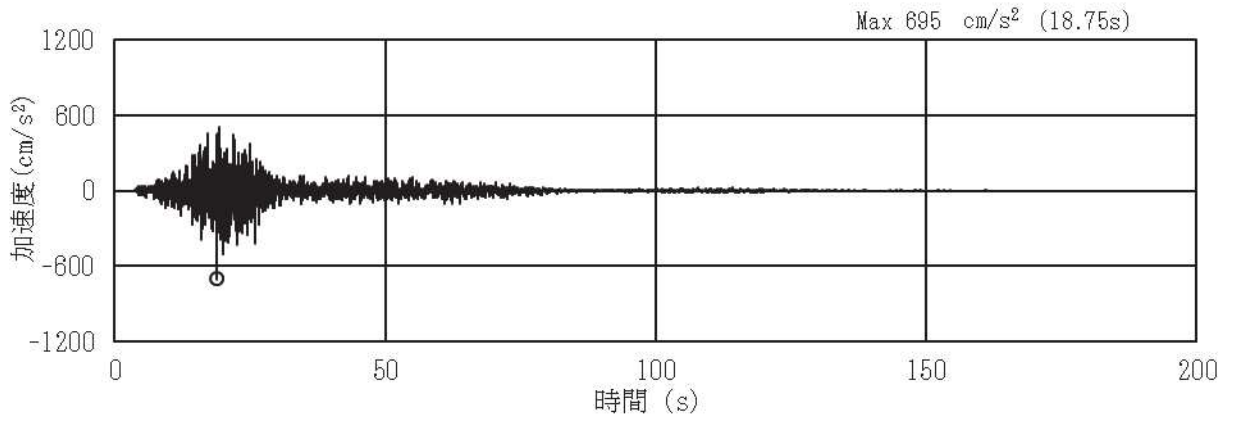


(a) 加速度時刻歴波形

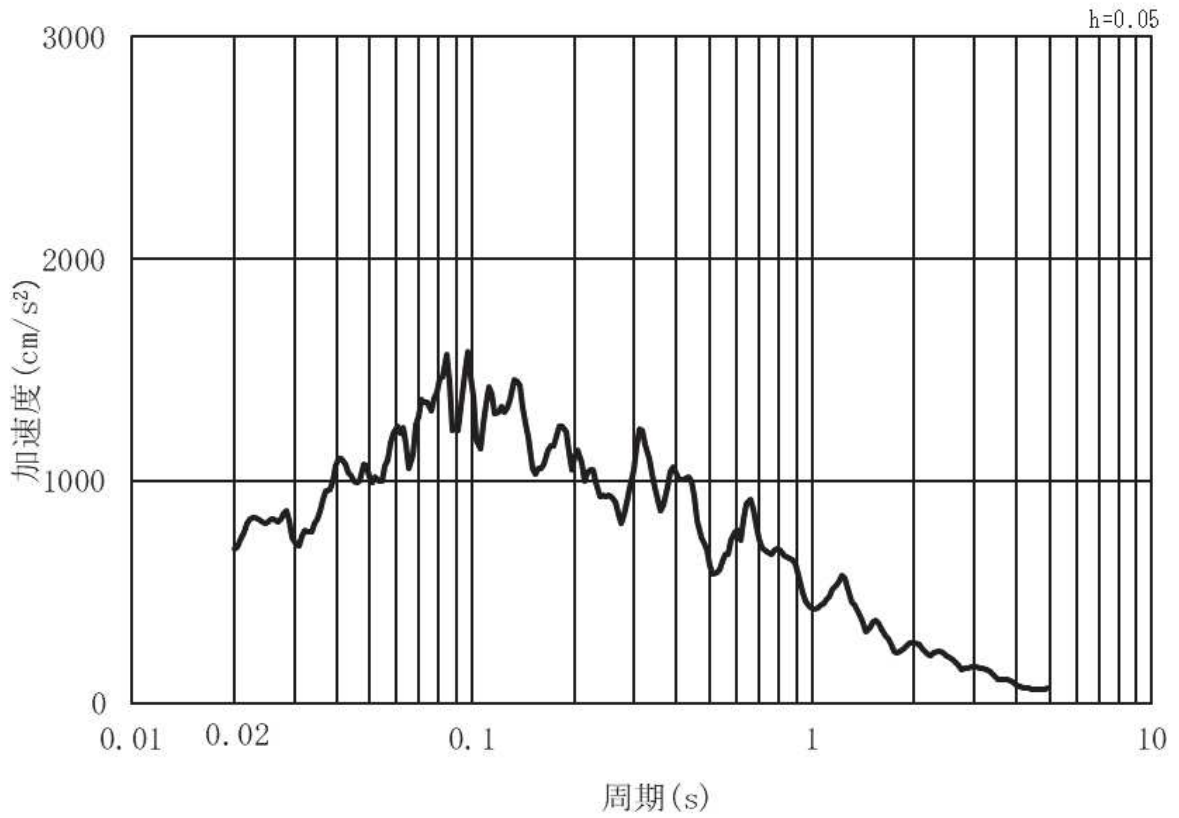


(b) 加速度応答スペクトル

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

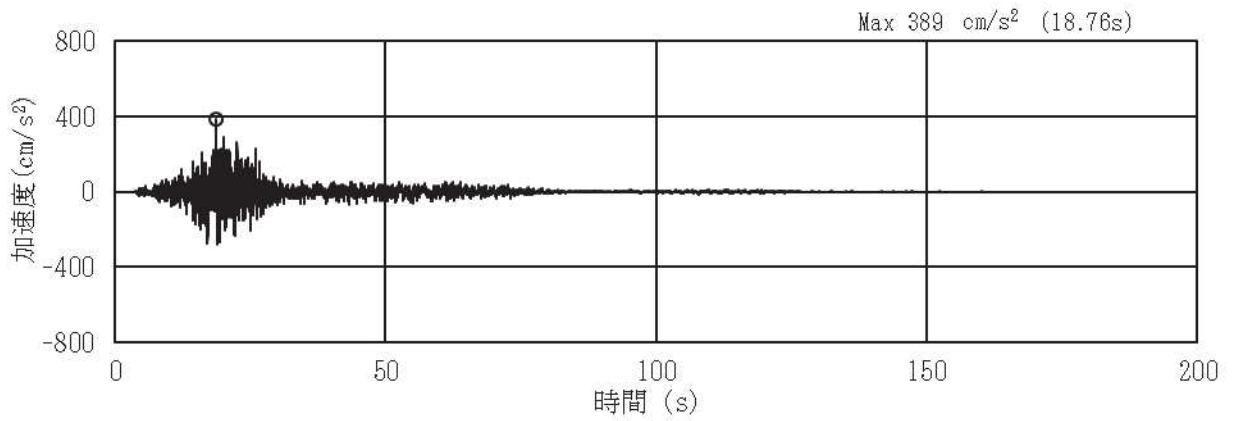


(a) 加速度時刻歴波形

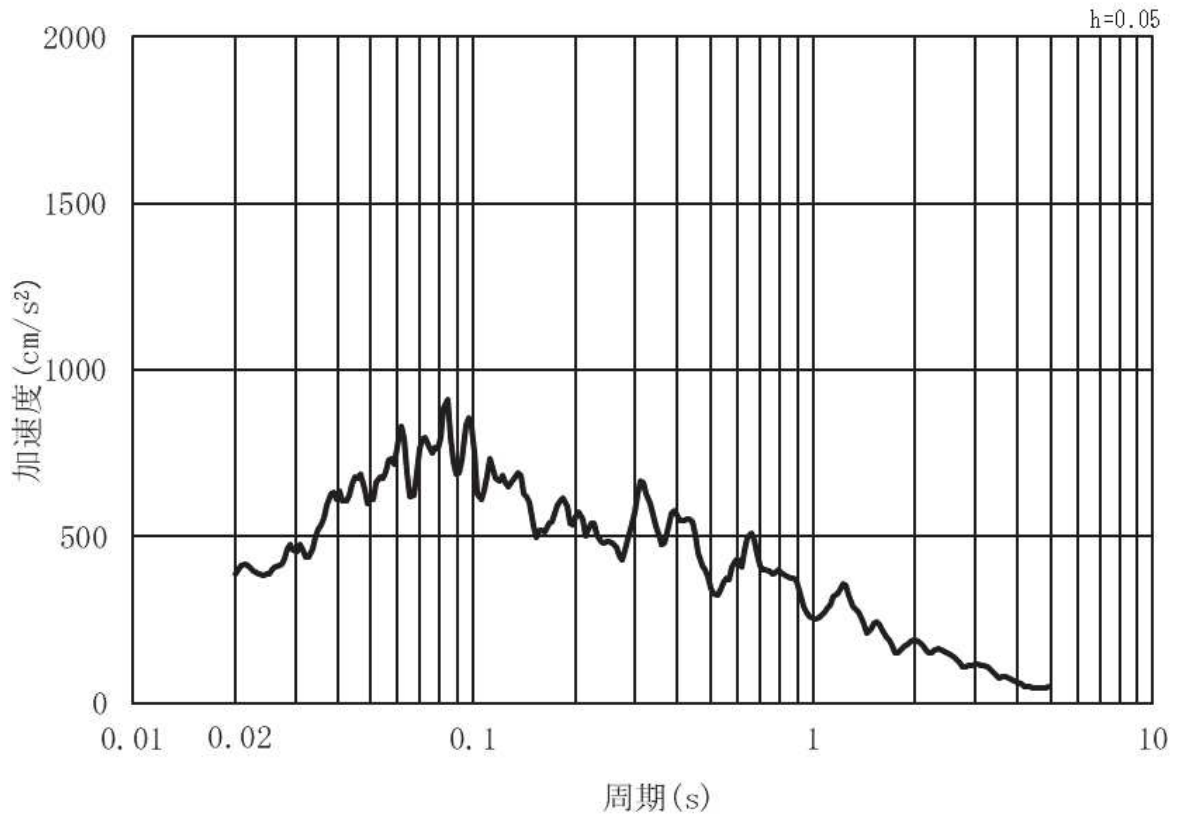


(b) 加速度応答スペクトル

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

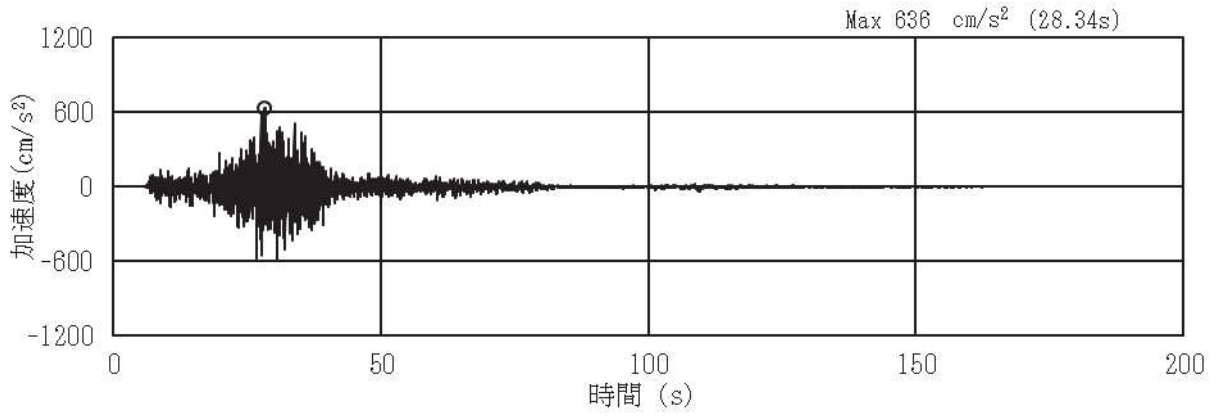


(a) 加速度時刻歴波形

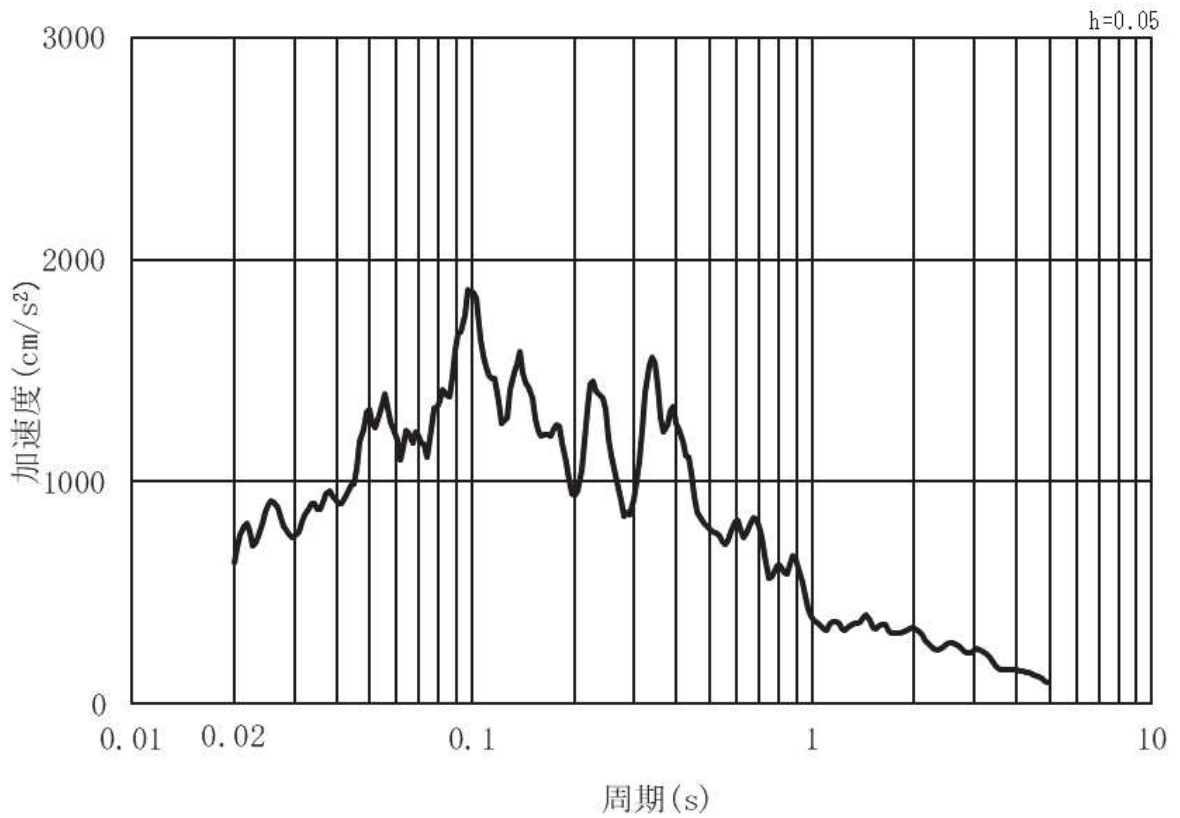


(b) 加速度応答スペクトル

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

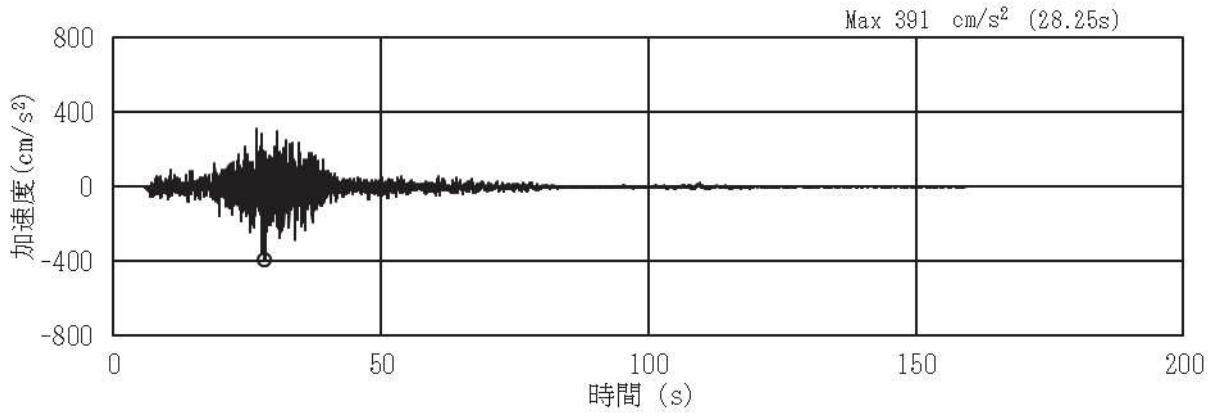


(a) 加速度時刻歴波形

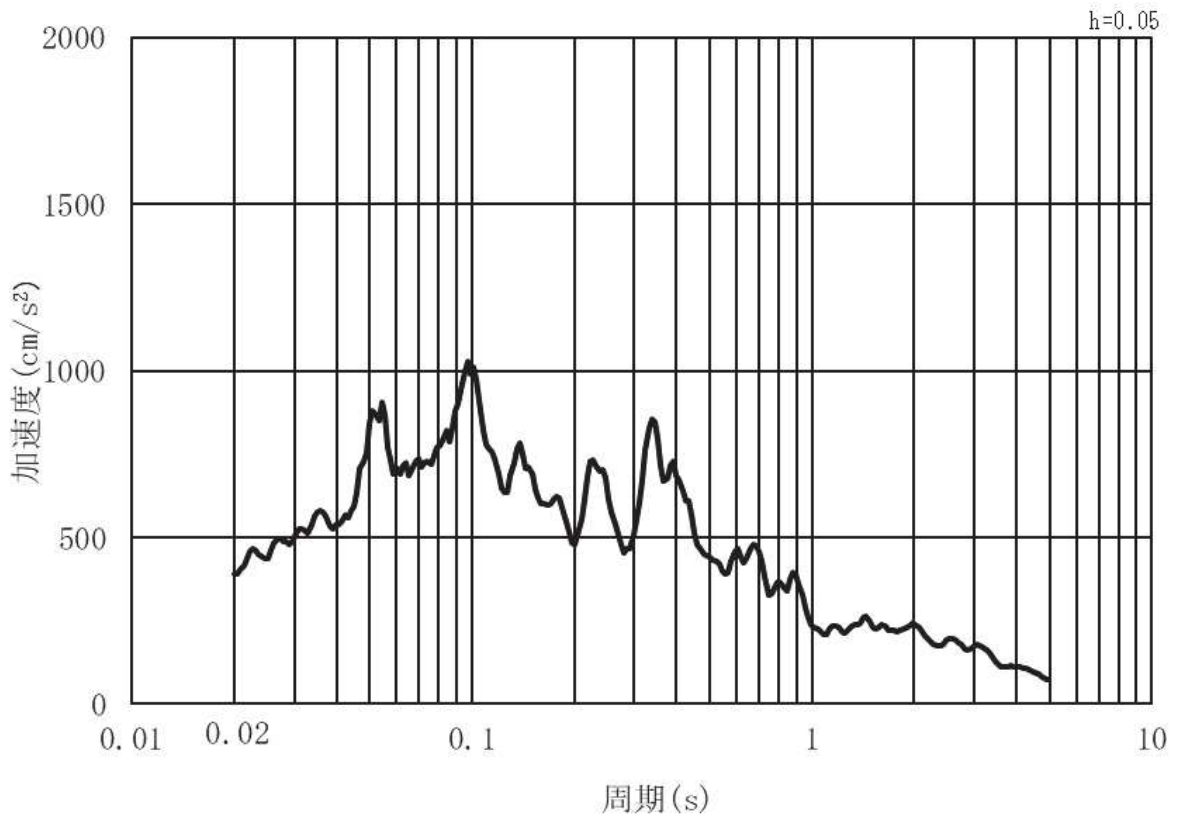


(b) 加速度応答スペクトル

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

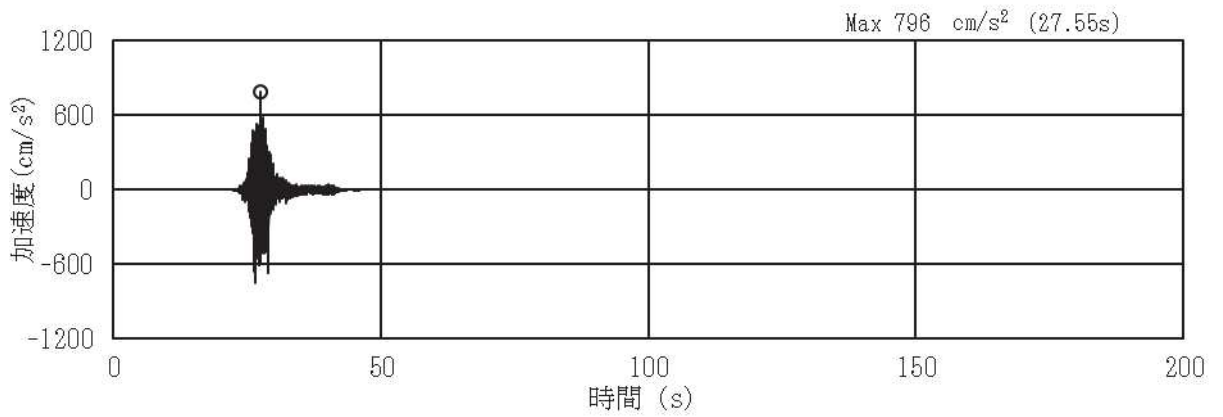


(a) 加速度時刻歴波形

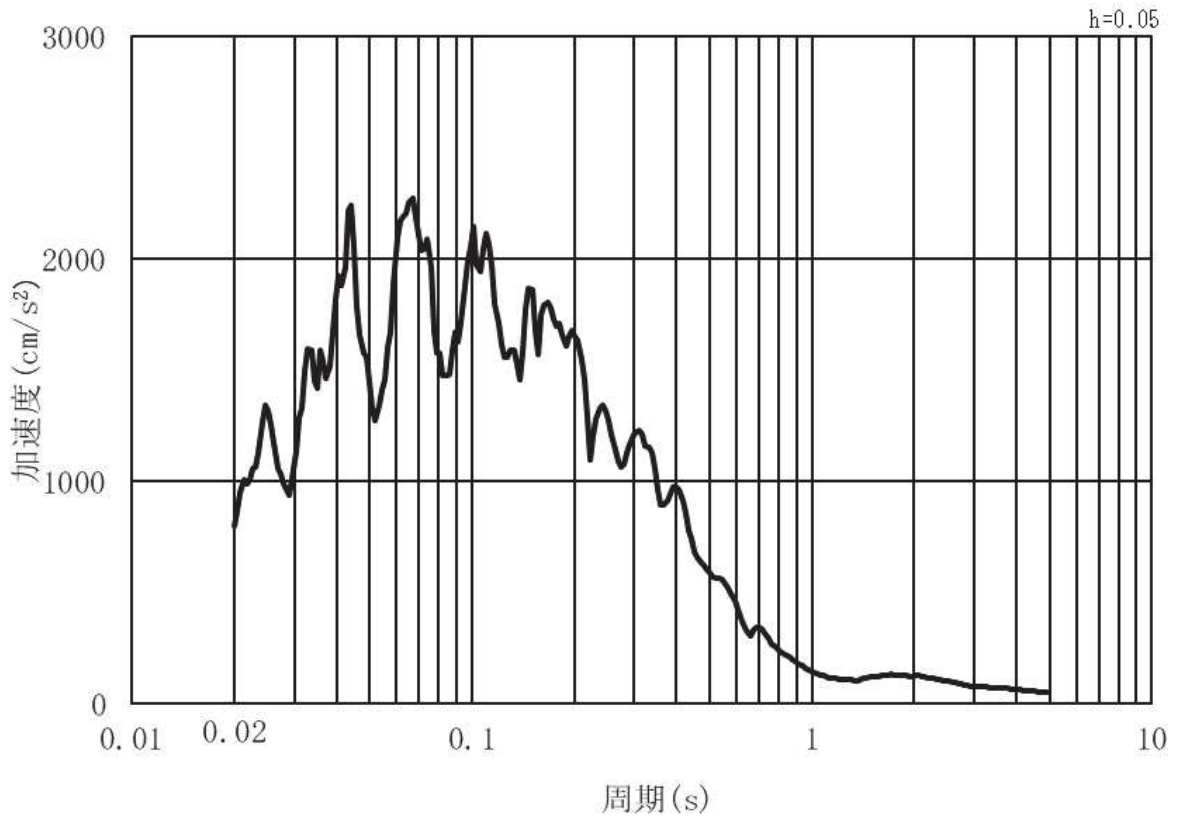


(b) 加速度応答スペクトル

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

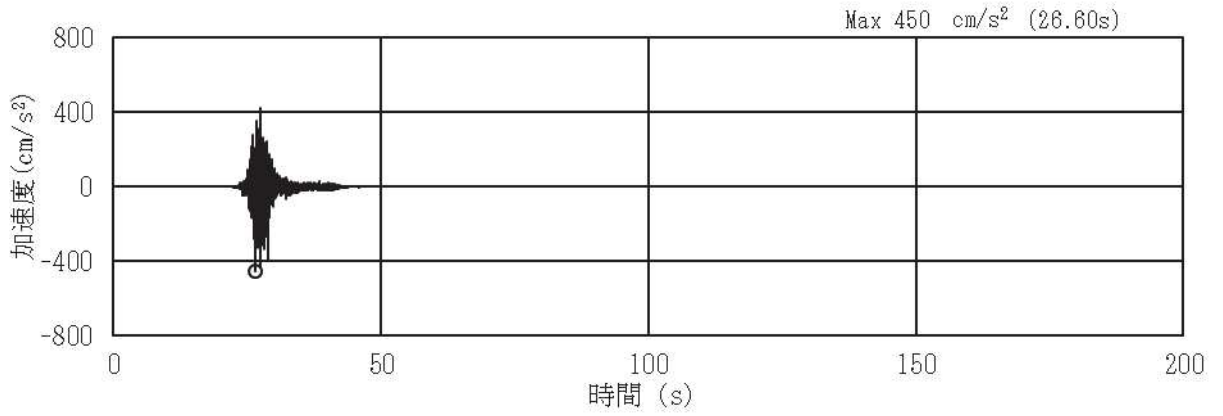


(a) 加速度時刻歴波形

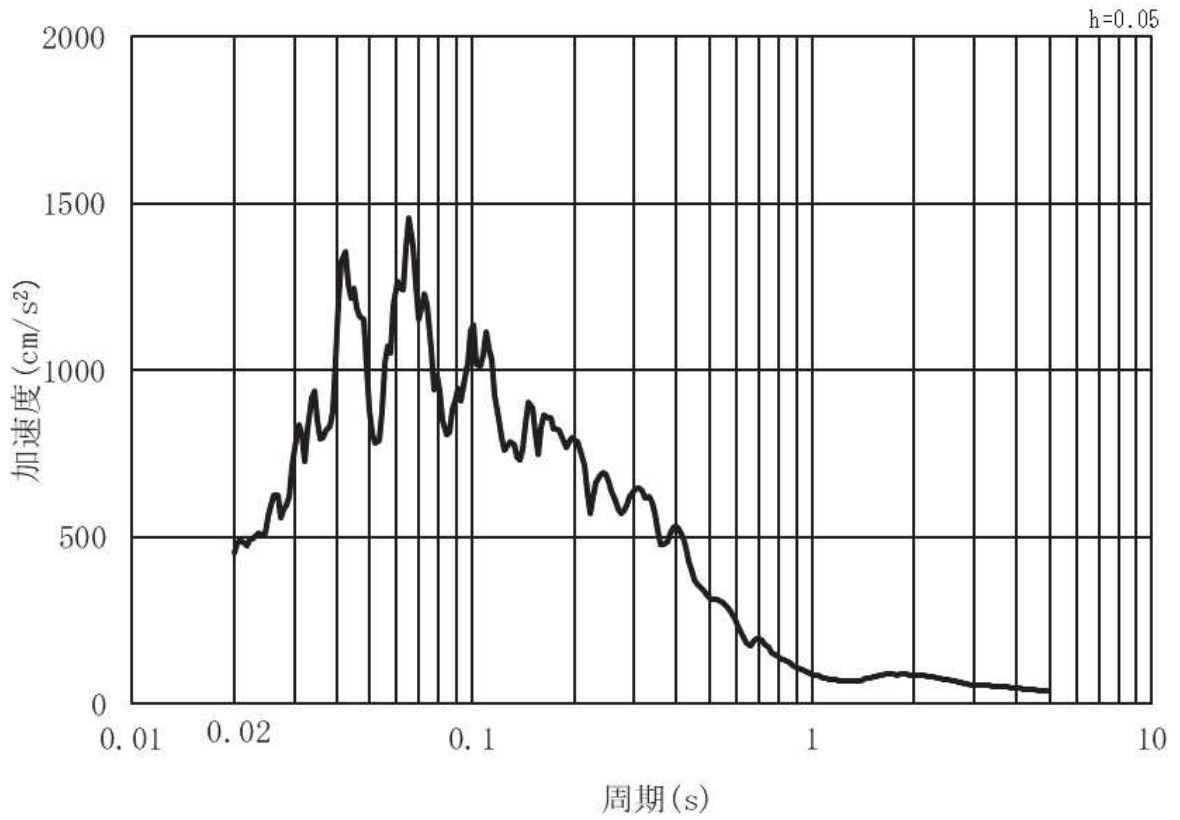


(b) 加速度応答スペクトル

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

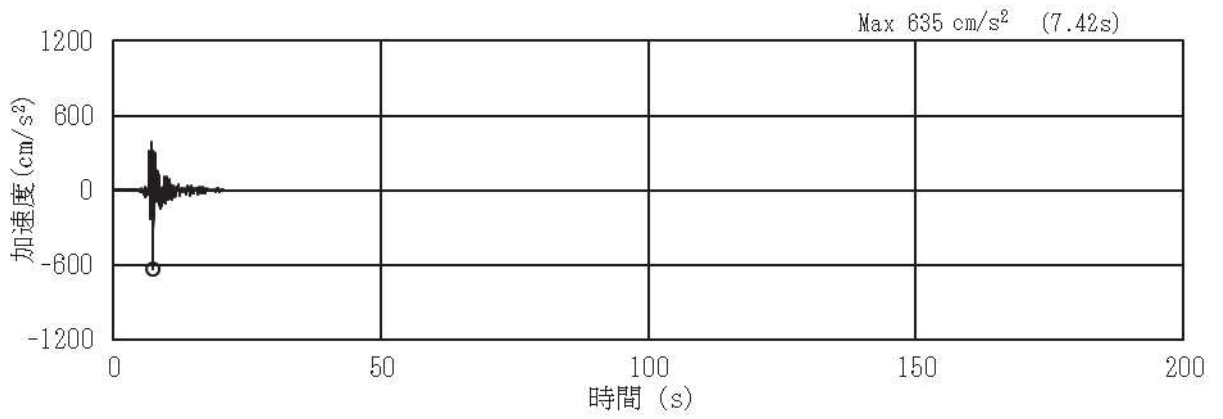


(a) 加速度時刻歴波形

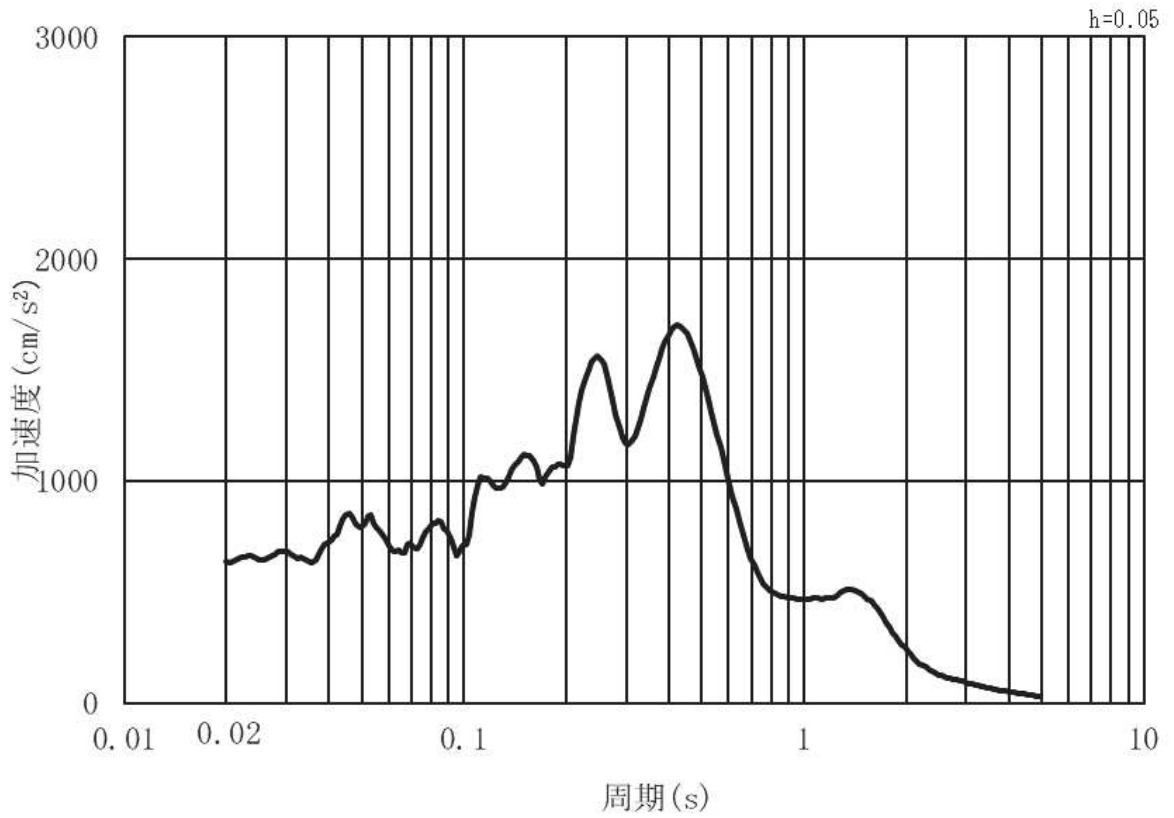


(b) 加速度応答スペクトル

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

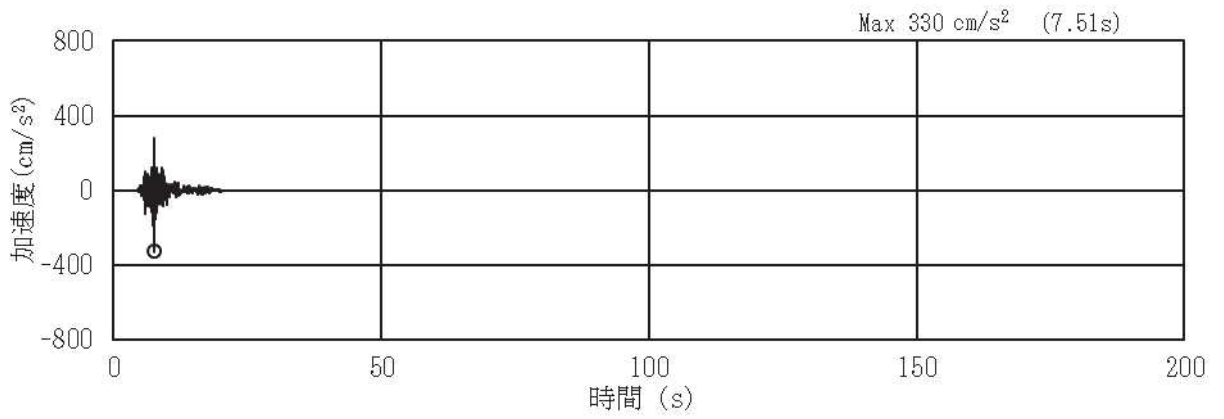


(a) 加速度時刻歴波形

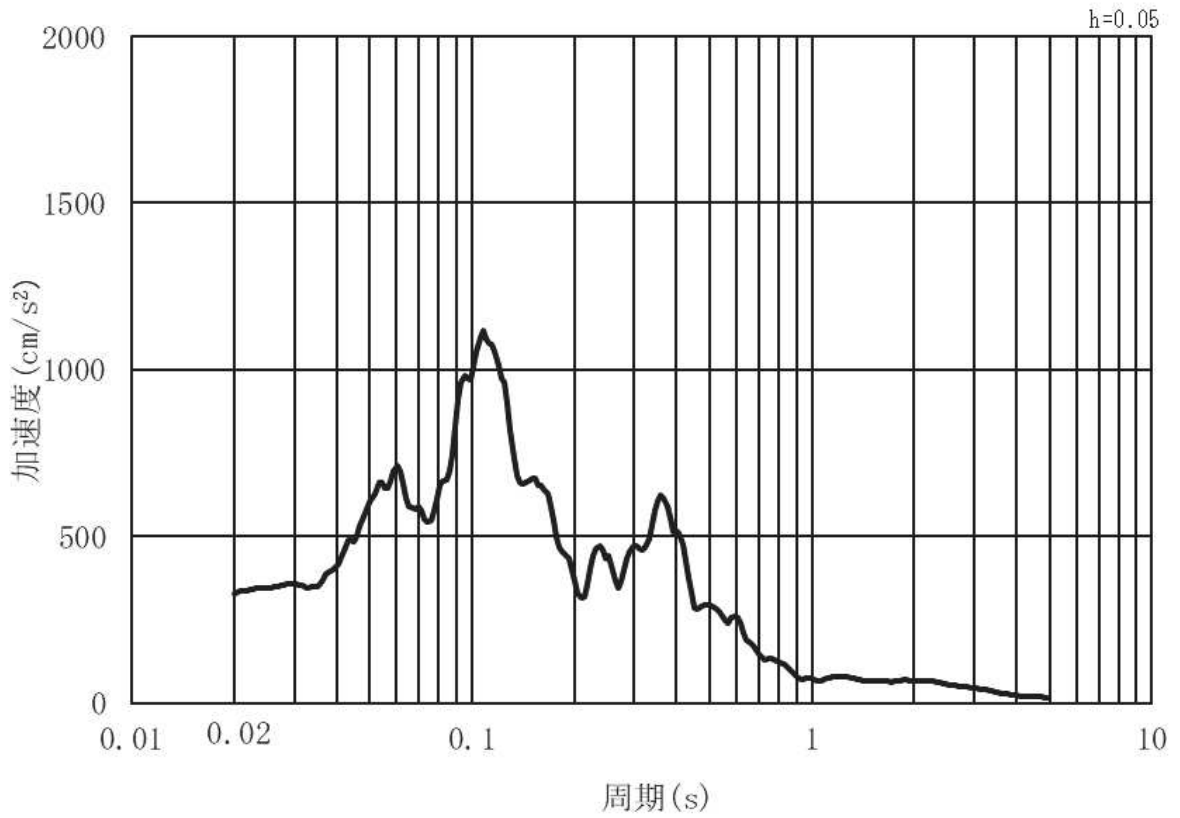


(b) 加速度応答スペクトル

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

鋼製遮水壁（鋼板）の地震応答解析モデルを図 3-7～図 3-13 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。岩盤露頭部である断面⑥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。地盤ばねのモデル化イメージを図 3-14 に示す。

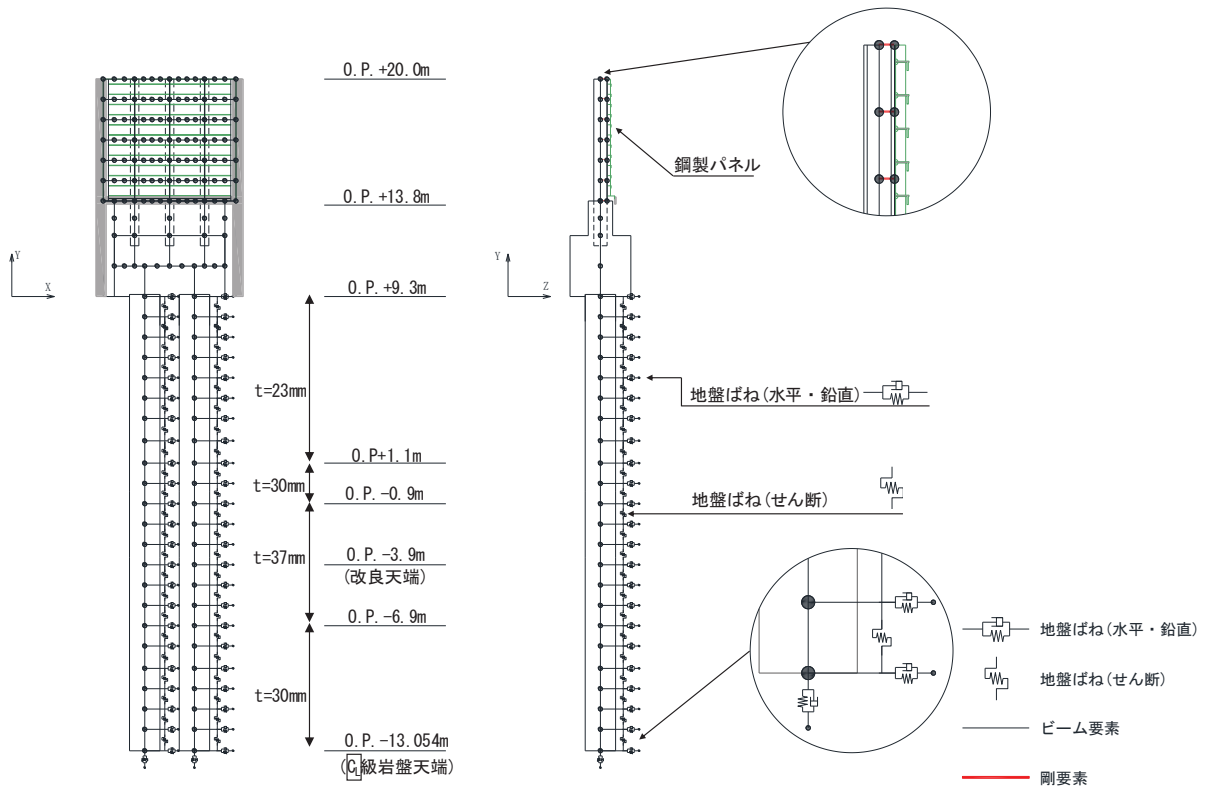


図 3-7 解析モデル (断面①)

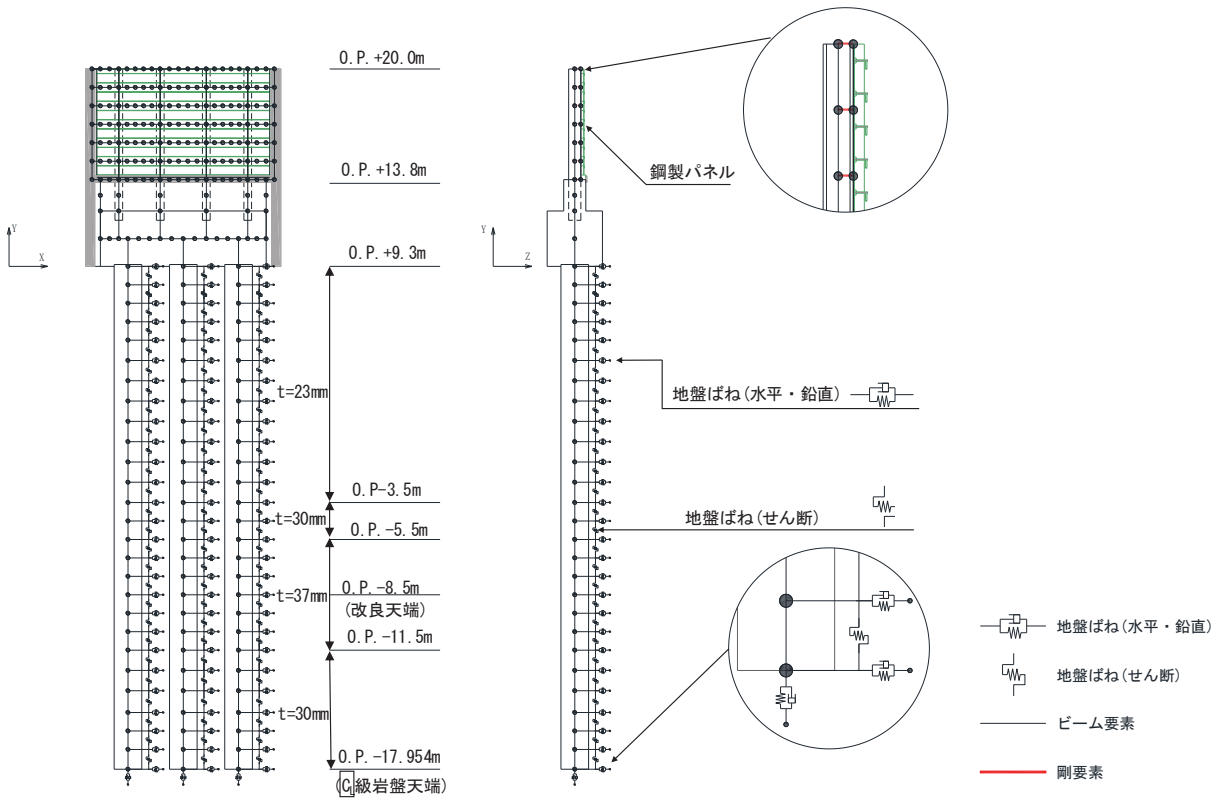


図 3-8 解析モデル (断面②)

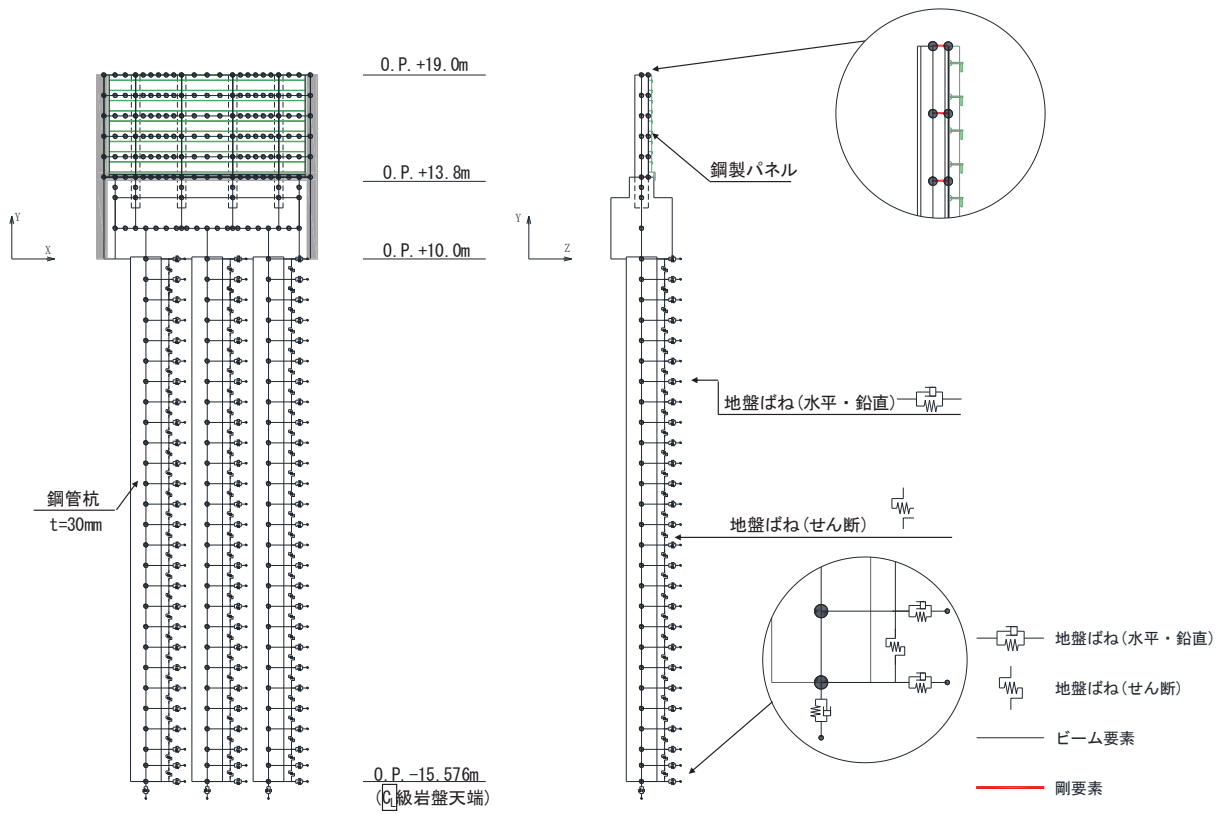


図 3-9 解析モデル (断面③)

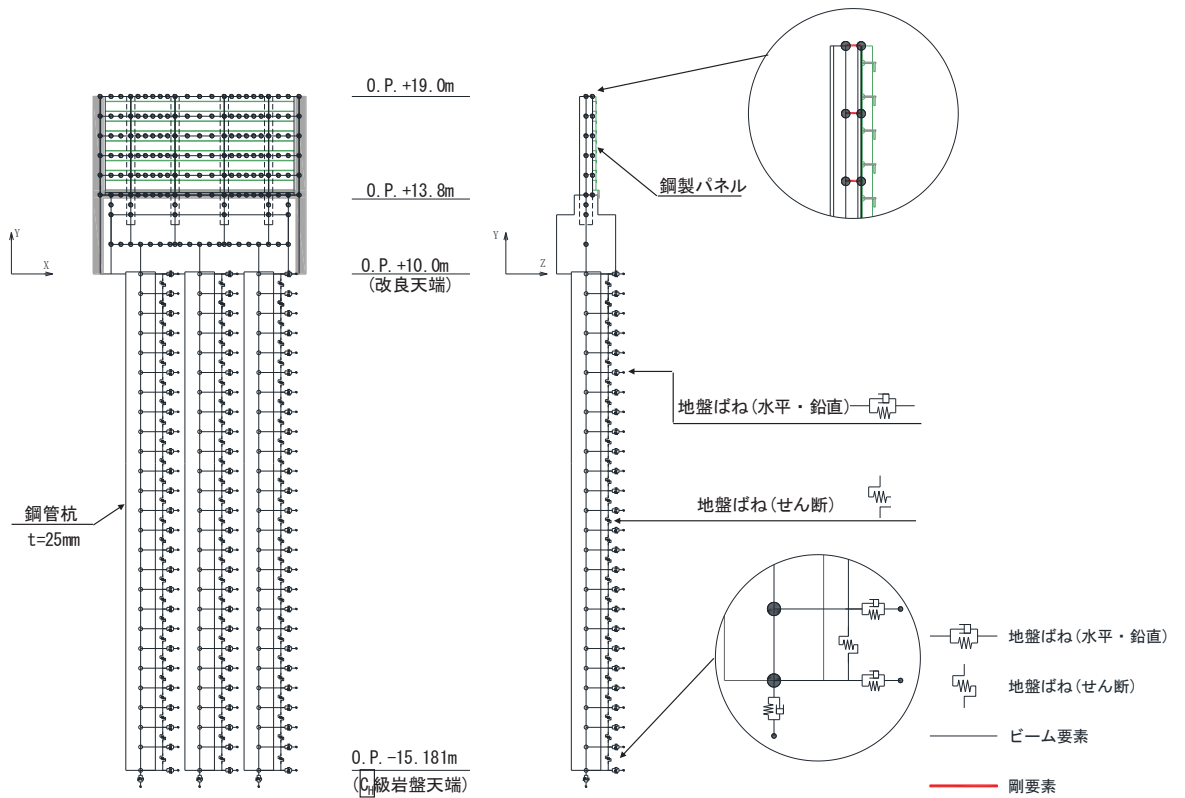


図 3-10 解析モデル (断面④)

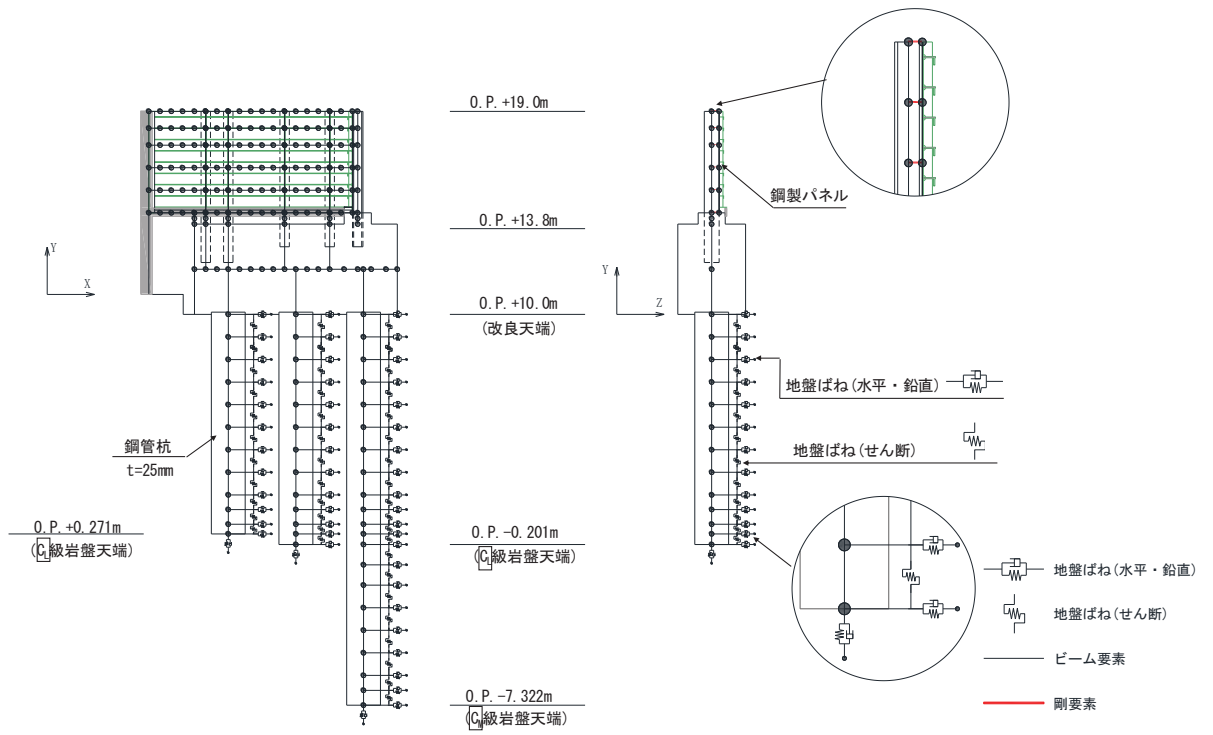


図 3-11 解析モデル (断面⑤)

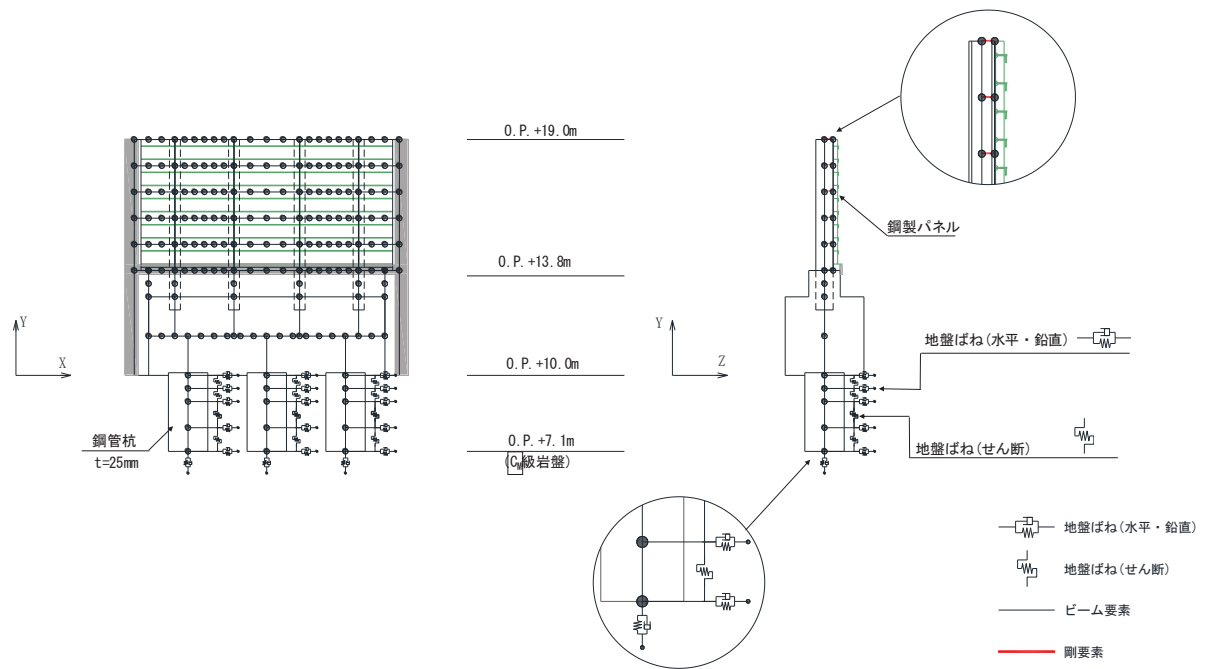


図 3-12 解析モデル (断面⑥)

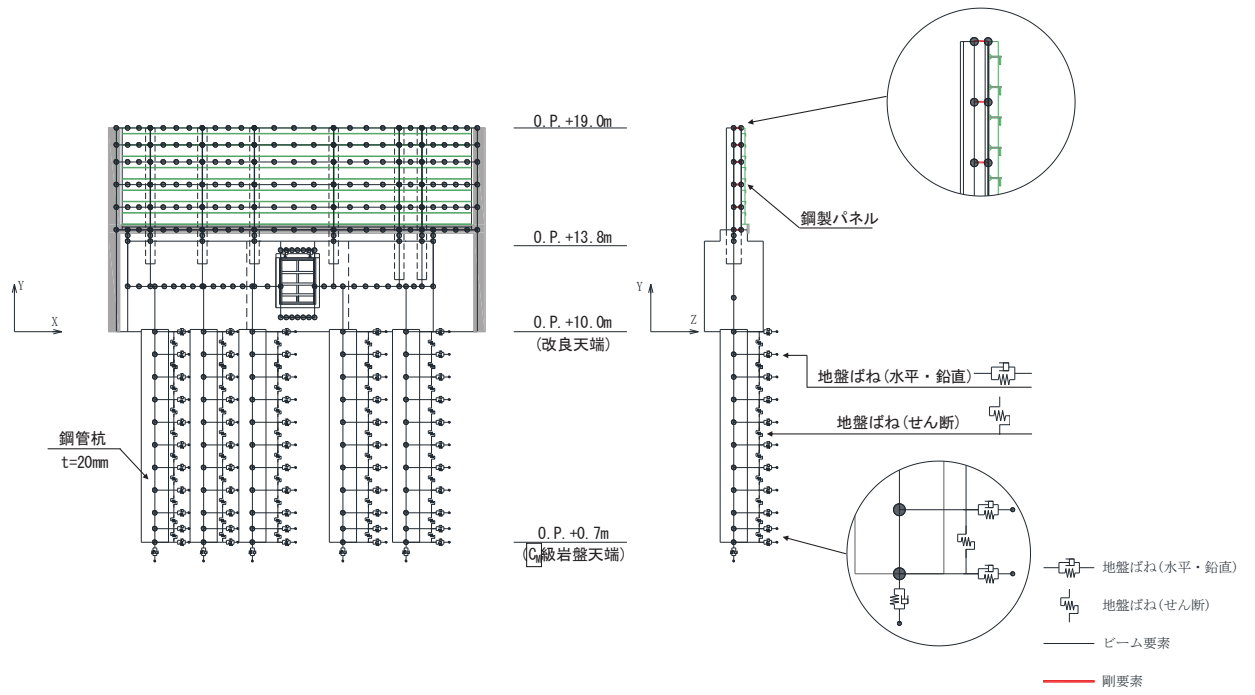


図 3-13 解析モデル (断面⑦)

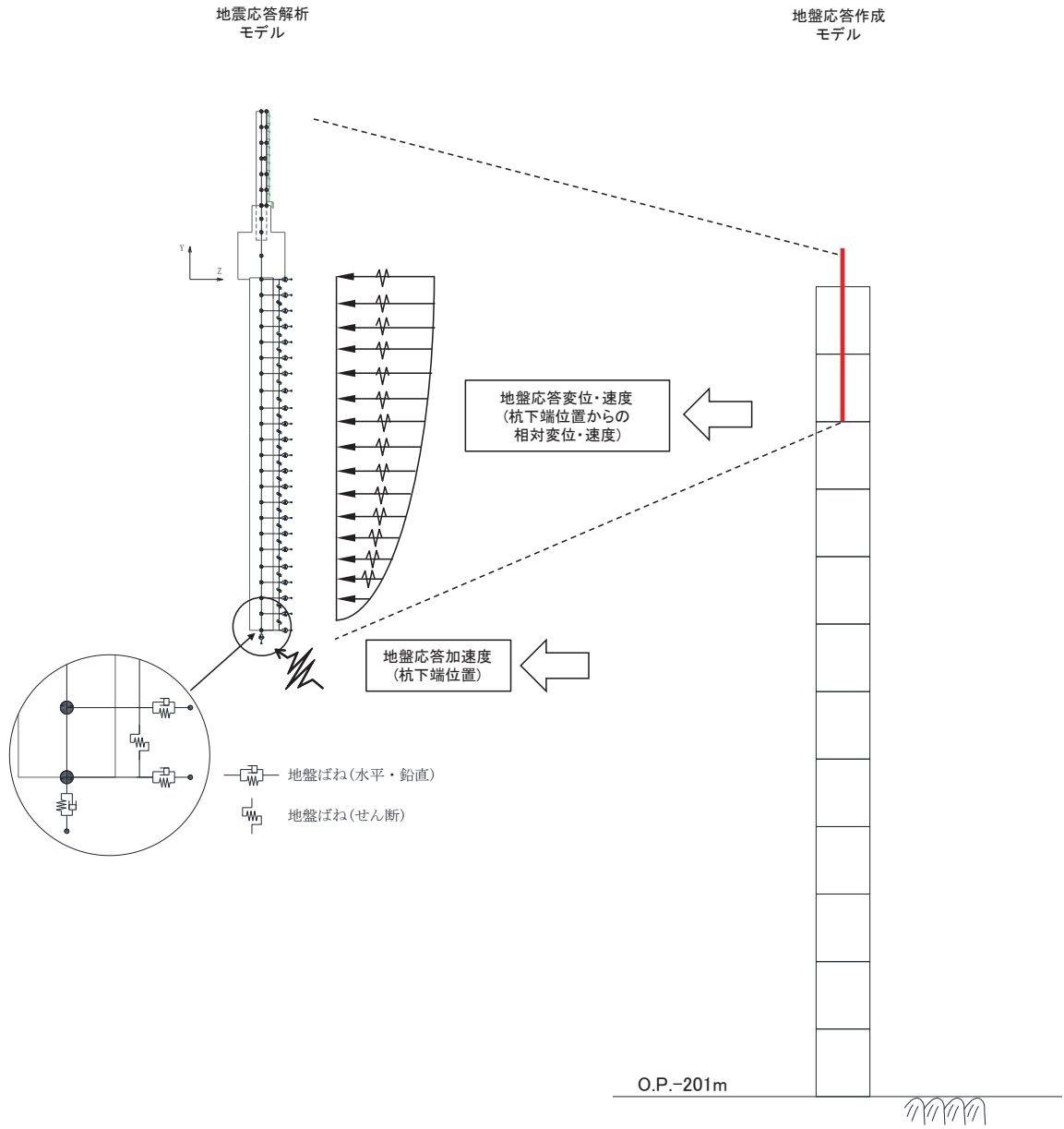


図 3-14 地盤のモデル化

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-9 に、材料の物性値を表 3-10 に示す。

表 3-9(1) 使用材料 (断面①・②)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM490
	鋼板固定ボルト	M22 (強度区分 8.8 ^{*2})
	鋼管杭 ^{*1}	φ 1500, SM570, t = 23mm, 30mm, 37mm

注記*1 : 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。

*2 : 前半の「8」は引張りが強さが 800N/mm², 後半の「8」は引張りが強さの 80%である 640N/mm²が降伏点であることを示している。(以下同様)

表 3-9(2) 使用材料 (断面③)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM490
	基礎ボルト	M22 (強度区分 8.8)
	鋼管杭 [*]	φ 1500, SM570, t = 30mm

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 3-9(3) 使用材料 (断面④・⑤・⑥)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	フーチング (ペデスタル部)	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 20mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM570
	基礎ボルト	M22 (強度区分 8.8)
	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 による断面性能の低減を考慮する。

表 3-9(4) 使用材料 (断面⑦)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	フーチング (ペデスタル部)	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (リブ : t = 20mm)
	鋼製支柱	SM570
	基礎ボルト	M22 (強度区分 8.8)
	鋼管杭*	φ 1200, SM570, t = 20mm

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 3-10 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	
コンクリート	f' _{ck} = 30N/mm ²	24.0	2.8 × 10 ⁴	0.2
	f' _{ck} = 50N/mm ²	24.0	3.3 × 10 ⁴	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	2.00 × 10 ⁵	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 3-11 に示す。

表 3-11 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（鋼板）	断面①	O. P. -9.00m
	断面②	O. P. -9.50m
	断面③	O. P. -6.00m
	断面④	O. P. -11.00m
	断面⑤	O. P. +4.00m
	断面⑥	O. P. +9.50m
	断面⑦	O. P. +7.00m

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼板）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、鋼板、鋼製支柱、固定ボルト、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 鋼板

鋼板の許容限界は、「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3-12に示す短期許容応力度とする。

表3-12 鋼板の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	230
許容せん断応力度 τ_{sa}		145	217

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。

3.7.2 鋼製支柱

鋼板の許容限界は、「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3-13に示す短期許容応力度とする。

表3-13 鋼製支柱の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SM490	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	185
許容せん断応力度 τ_{sa}		105	157
SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	255	382
	許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217

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。

3.7.3 固定ボルト

固定ボルトの許容限界は、「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3-14に示す短期許容応力度とする。

表3-14 固定ボルトの許容限界

強度区分	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容引張応力度 σ_{sa}	360	
8.8	許容引張応力度 σ_{sa}	360	540

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。

3.7.4 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，「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）」及び「道路土工学カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）」に基づき，表3-15(1)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。また，ペDESTAL部の許容限界は，「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，表3-15(2)に示す支圧強度及び押し抜きせん断耐力とする。

表3-15(1) フーチング（本体）の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	16	
コンクリート ($f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	16	24
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294

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。

表 3-15(2) フーチング（ペデスタル部）の許容限界

種別		支圧強度 (N/mm ²)	押し抜きせん断耐力 (kN)
コンクリート ($f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$)	断面①	38.4	2357
	断面②	38.4	2357
	断面③	38.4	1495
	断面④	38.4	3912
	断面⑤	38.4	2794, 3912*
	断面⑥	38.4	3912
	断面⑦	38.4	2794, 3912*

注記 *：鋼製支柱の根入れ長が異なるため許容限界をそれぞれ設定している

3.7.5 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 3-16(1)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(2)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 3-16(1) 鋼管杭（杭体）の許容限界

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

表 3-16(2) 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm ²)
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 3-17 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

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 ²)	引き抜き (kN)
極限支持力	断面① (牧の浜部層)	11.4	10112
	断面② (牧の浜部層)	11.4	13259
	断面③ (牧の浜部層)	11.4	11797
	断面④ (狐崎部層)	13.7	12061
	断面⑤ (狐崎部層)	13.7	7817
	断面⑥ (狐崎部層)	13.7	5448
	断面⑦ (狐崎部層)	13.7	3548

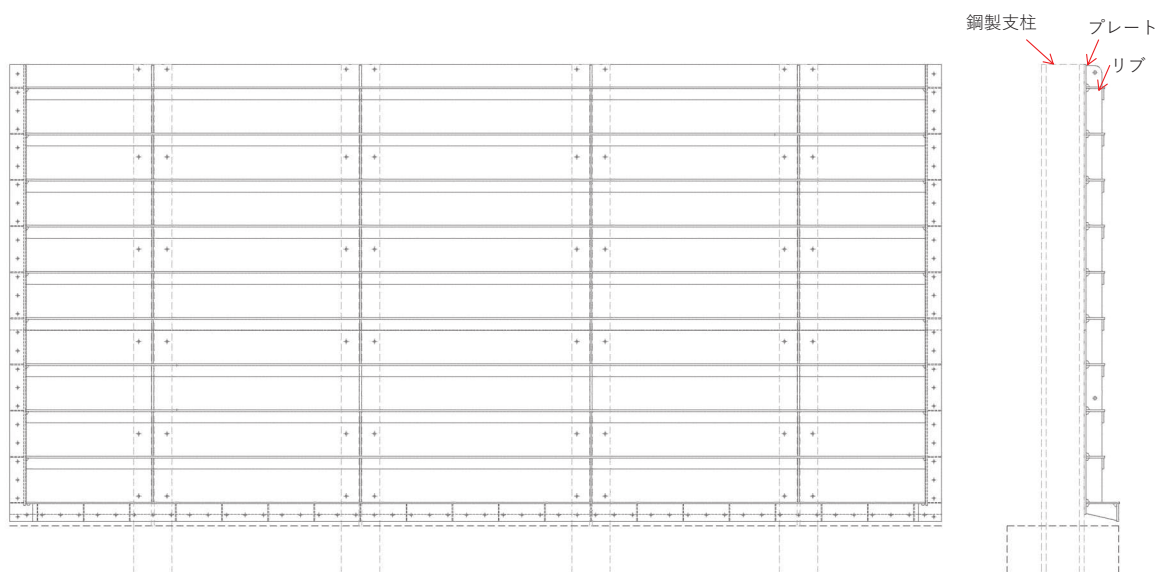
3.8 評価方法

防潮壁（鋼製遮水壁（鋼板））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 鋼板

鋼板は，スキンプレートと横リブで構成されている。鋼板の構造図を図3-15に示す。

鋼板の評価は，これらの各部材について，地震応答解析モデルに格子状にはり要素でモデル化し，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が許容限界以下であることを確認する。



(正面図)

(断面図)

図3-15 鋼板の構造図（正面図，断面図）

(1) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて、図 3-16 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。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

- σ_1 : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m²)
- N_1 : 鋼製パネルの軸力 (kN)
- A_1 : 鋼製パネルの有効断面積 (m²)
- M_{Y1} : 鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- Z_{Y1} : 鋼製パネルの Y 軸周りの有効断面係数 (m³)
- M_{Z1} : 鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- Z_{Z1} : 鋼製パネルの Z 軸周りの有効断面係数 (m³)

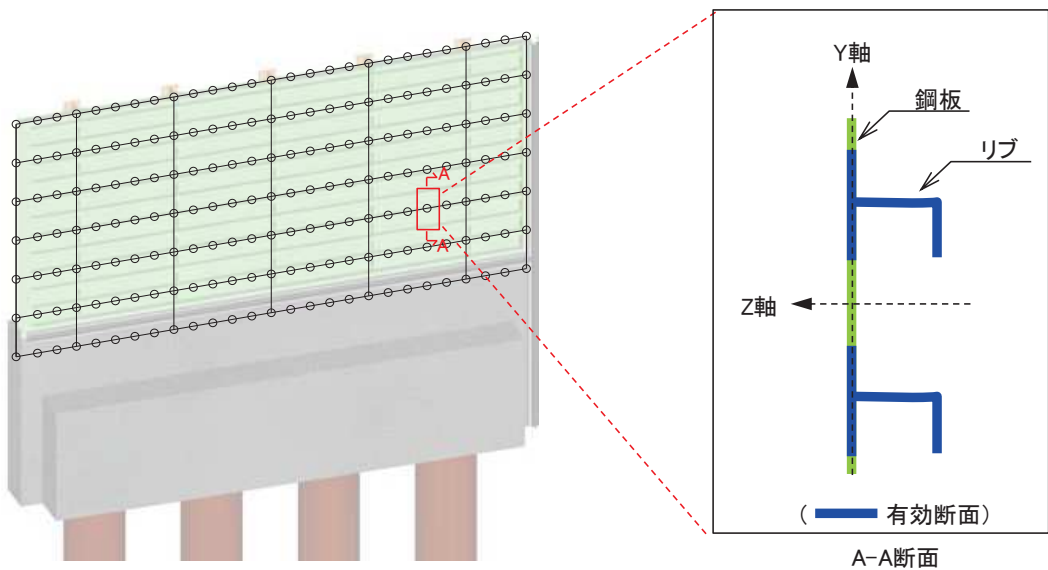


図 3-16 鋼製パネル断面形状

(2) せん断力照査

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。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

- τ_1 : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S_{Z1} : 鋼製パネルに発生するせん断力 (N)
- A_1 : 鋼製パネル (図 3-16 に示すリブ腹板) の断面積 (mm²)

(3) 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、

- σ_1 : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- τ_1 : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)
- 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 鋼製支柱

鋼製支柱の評価は、断面力が最大となる鋼製支柱基部の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応力が許容限界以下であることを確認する。

(1) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用い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。

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{A_2} \pm \frac{M_2}{Z_2} \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

- σ_2 : 鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m²)
- M_2 : 鋼製支柱に発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_2 : 鋼製支柱の断面係数 (m³)
- N_2 : 鋼製支柱の軸力 (kN)
- A_2 : 鋼製支柱の断面積 (m²)

(2) せん断力照査

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。

$$\tau_2 = \frac{S_2}{A_2} \dots \dots \dots (3.5)$$

ここで、

τ_2 : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_2 : 鋼製支柱に発生するせん断力 (N)

A_2 : 鋼製支柱 (ウェブ) の断面積 (mm²)

(3) 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。

$$\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_2}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq k \dots \dots \dots (3.6)$$

ここで、

σ_2 : 鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

τ_2 : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

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)

3.8.3 固定ボルト

固定ボルトの評価は、固定ボルトに作用する引張応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_3 = \frac{N_3}{A_3} \dots \dots \dots (3.7)$$

ここで、

σ_3 : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力 (kN/m²)

N_3 : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力 (kN)

A_3 : 固定ボルトの断面積 (m²)

3.8.4 フーチング

(1) フーチング（本体）

フーチング（本体）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，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。

(2) フーチング（ペDESTAL部）

ペDESTAL部（鋼製支柱巻き立て部）については，鋼板及び鋼製支柱の反力が作用した際に作用する支圧応力及び押し抜きせん断力が，許容限界以下であることを確認する。

フーチング（ペDESTAL部）に作用する荷重概念図を図3-17に示す。

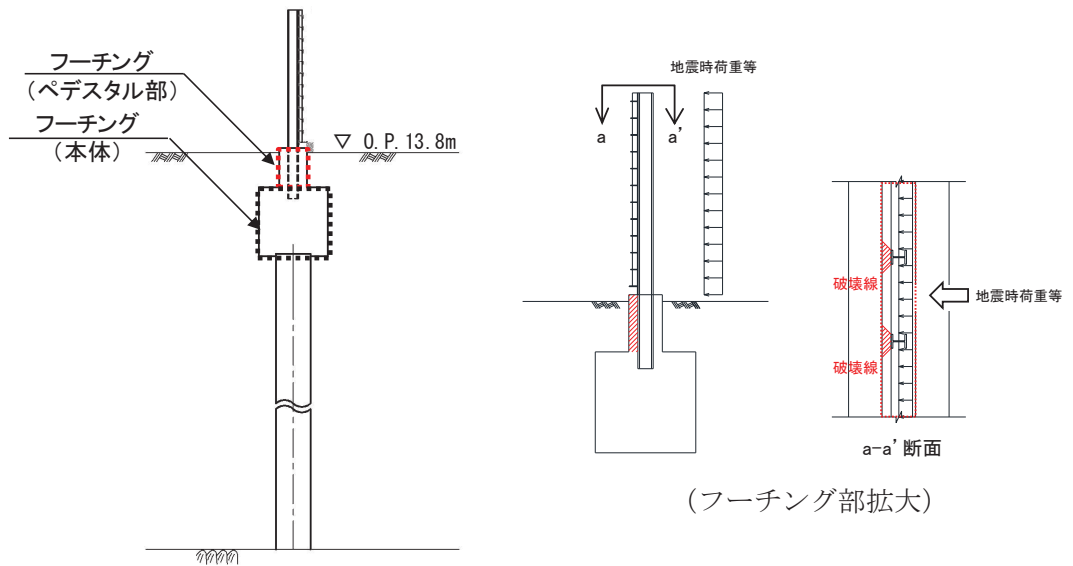


図3-17 ペDESTAL部に作用する荷重概念図

3.8.5 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。

$$M_y = \left(\sigma_y - \frac{|N_4|}{A_4} \right) \cdot Z_4 \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

ここで、

M_y : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

σ_y : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm²)

N_4 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A_4 : 鋼管杭の断面積 (m²)

Z_4 : 鋼管杭の断面係数 (m³)

(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。

$$\tau_4 = \kappa_1 \frac{S_4}{A_4} \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

ここで、

τ_4 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_4 : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)

A_4 : 鋼管杭の断面積 (mm²)

κ_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3-18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。

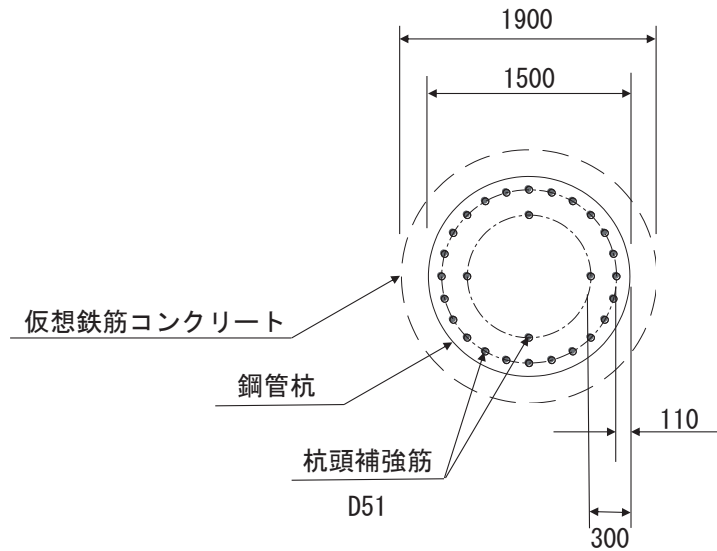


図 3-18 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

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、鋼板部間の境界部に加え、鋼板部以外の構造形式（鋼桁部及び鋼製扉部）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、本資料に、添付書類「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」及び添付書類「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」における相対変位量に対する評価結果も含めた照査結果をまとめて示す。

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 鋼板

鋼板における曲げ・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 4-7 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(1) 鋼板の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面① (SM570)	S s - D 1 (--)	①	曲げ応力度 (N/mm ²)	25	345	0.08
	S s - D 1 (--)	①	せん断応力度 (N/mm ²)	6	217	0.03
	S s - D 1 (--)	①	合成応力度 (-)	0.01	1.20	0.01
断面② (SM570)	S s - N 1 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm ²)	28	345	0.09
	S s - N 1 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm ²)	7	217	0.04
	S s - N 1 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.03	1.20	0.03
断面③ (SM570)	S s - N 1 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm ²)	20	345	0.06
	S s - N 1 (++)	①	せん断応力度 (N/mm ²)	4	217	0.02
	S s - N 1 (++)	①	合成応力度 (-)	0.01	1.20	0.01
断面④ (SM570)	S s - D 2 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm ²)	91	345	0.27
	S s - D 2 (++)	①	せん断応力度 (N/mm ²)	13	217	0.06
	S s - D 2 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.07	1.20	0.06

表 4-1(2) 鋼板の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面⑤ (SM570)	S s - D 2 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm ²)	264	345	0.77
	S s - D 2 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm ²)	67	217	0.31
	S s - D 2 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.63	1.20	0.53
断面⑥ (SM570)	S s - D 2 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm ²)	131	345	0.38
	S s - D 2 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm ²)	25	217	0.12
	S s - D 2 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.16	1.20	0.14
断面⑦ (SM570)	S s - D 2 (+-)	①	曲げ応力度 (N/mm ²)	178	345	0.52
	S s - D 2 (+-)	①	せん断応力度 (N/mm ²)	61	217	0.29
	S s - D 2 (+-)	①	合成応力度 (-)	0.28	1.20	0.24

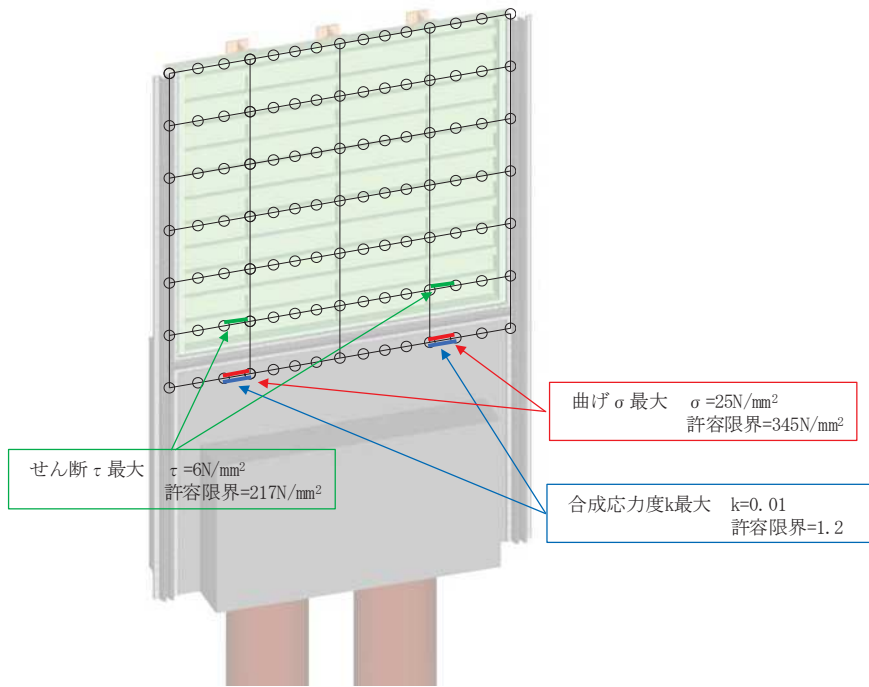


図 4-1 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生箇所 (断面①)

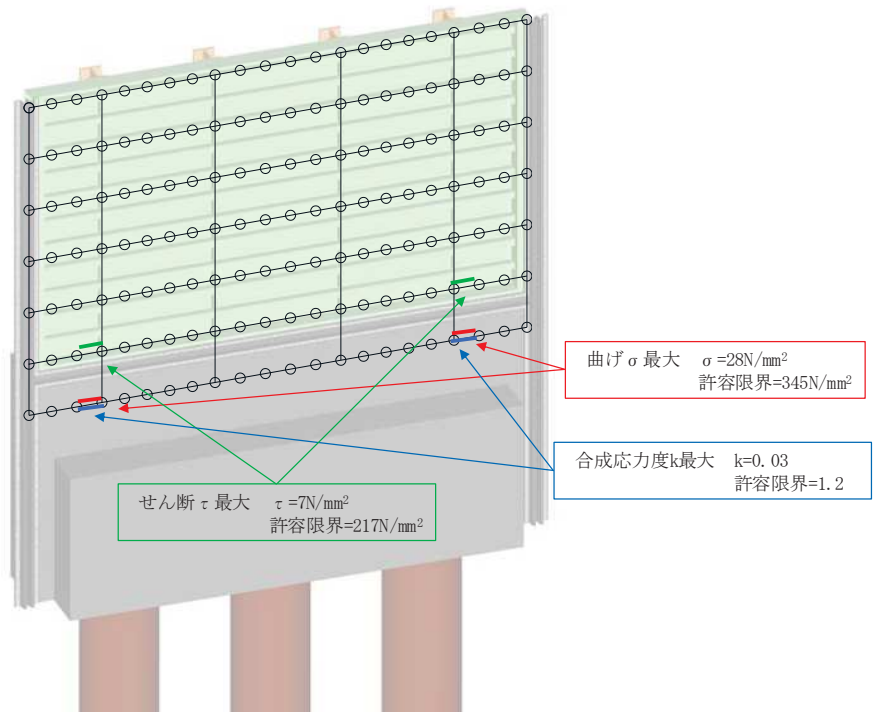


図 4-2 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生箇所 (断面②)

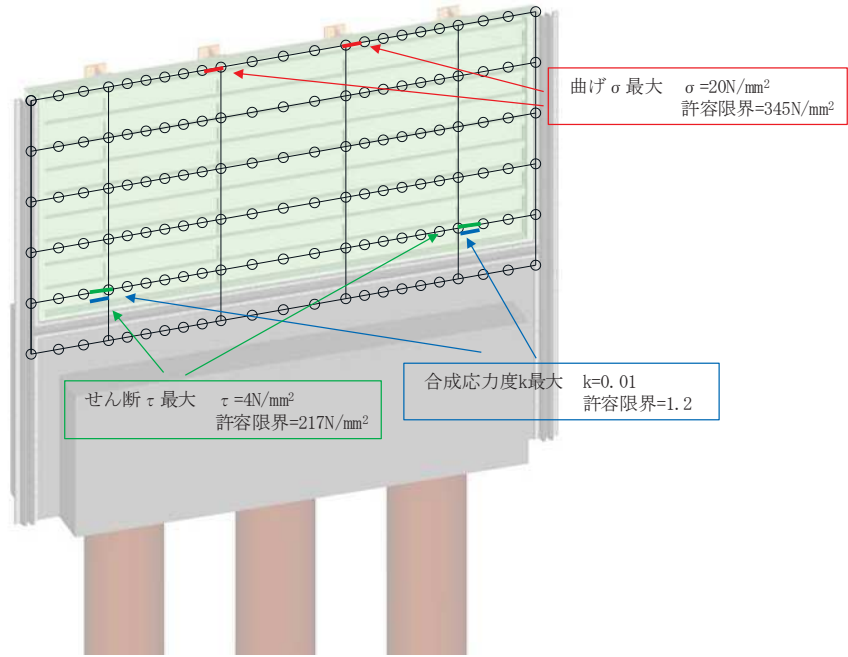


図 4-3 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生箇所（断面③）

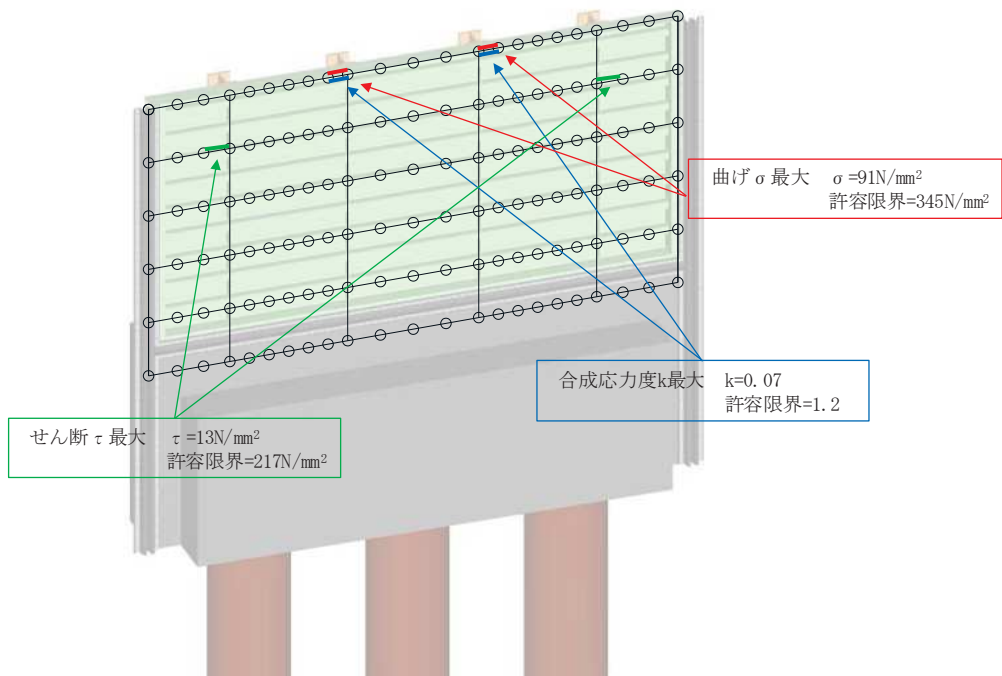


図 4-4 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生箇所（断面④）

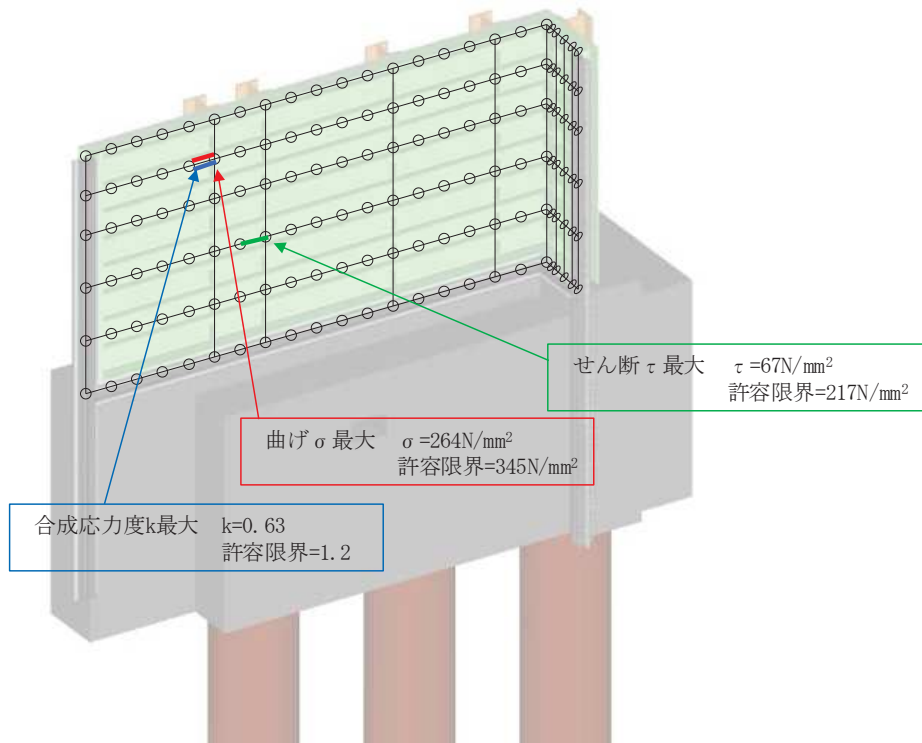


図 4-5 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生箇所 (断面⑤)

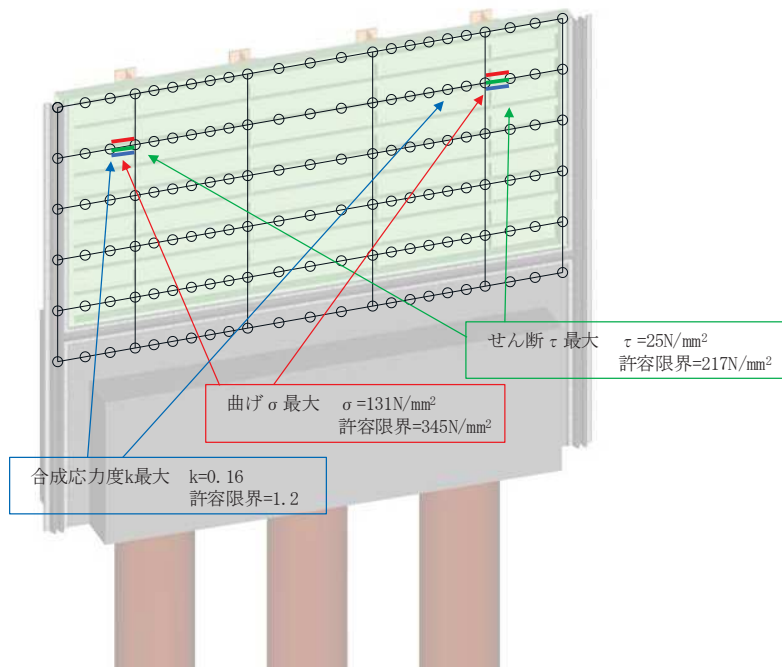


図 4-6 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生箇所 (断面⑥)

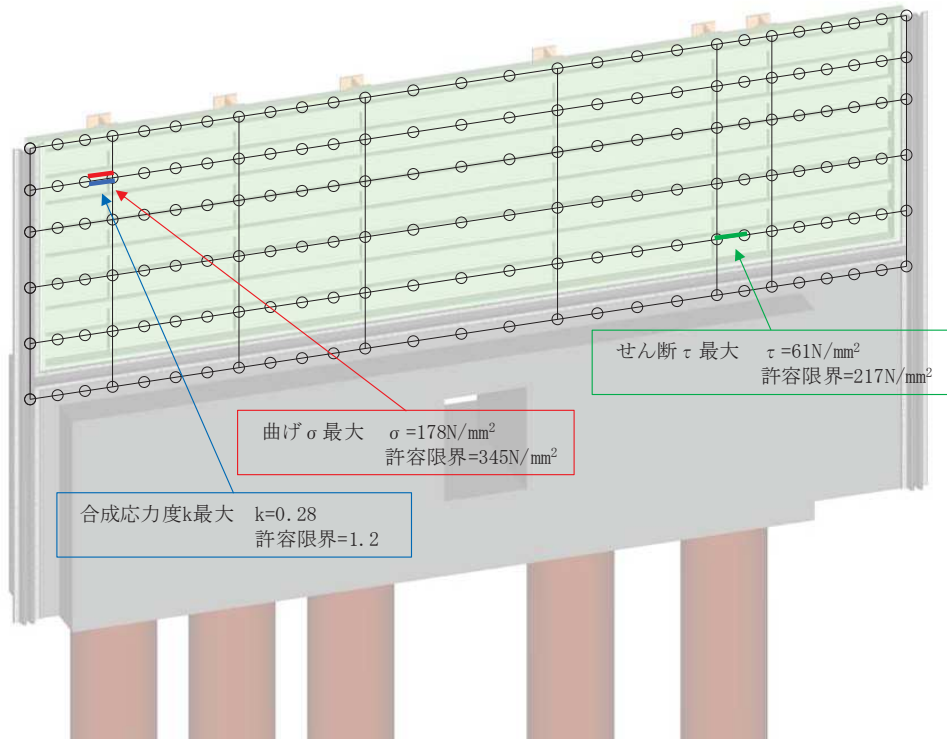


図4-7 鋼板の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（断面⑦）

4.2 鋼製支柱

鋼製支柱の照査時刻における断面力図を図 4-8～図 4-14 に、照査結果を表 4-2 に示す。この結果から、鋼製支柱の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

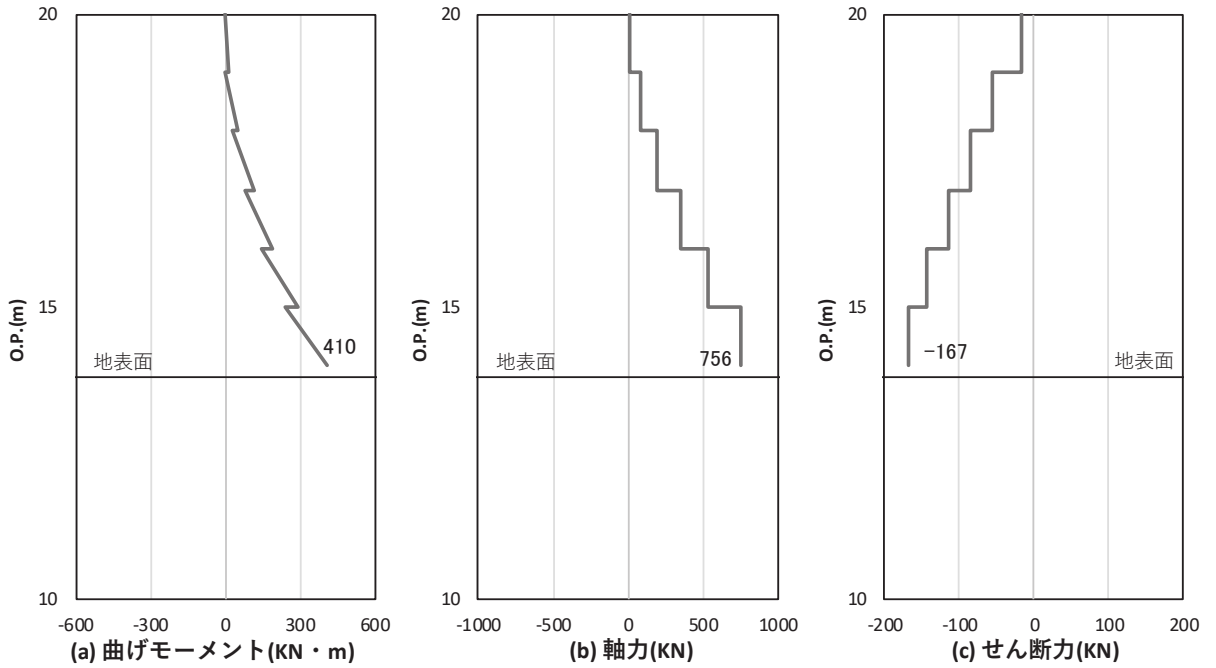


図 4-8(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(断面①, S s - N 1 (-+), t = 7.55s)

解析ケース①：基本ケース

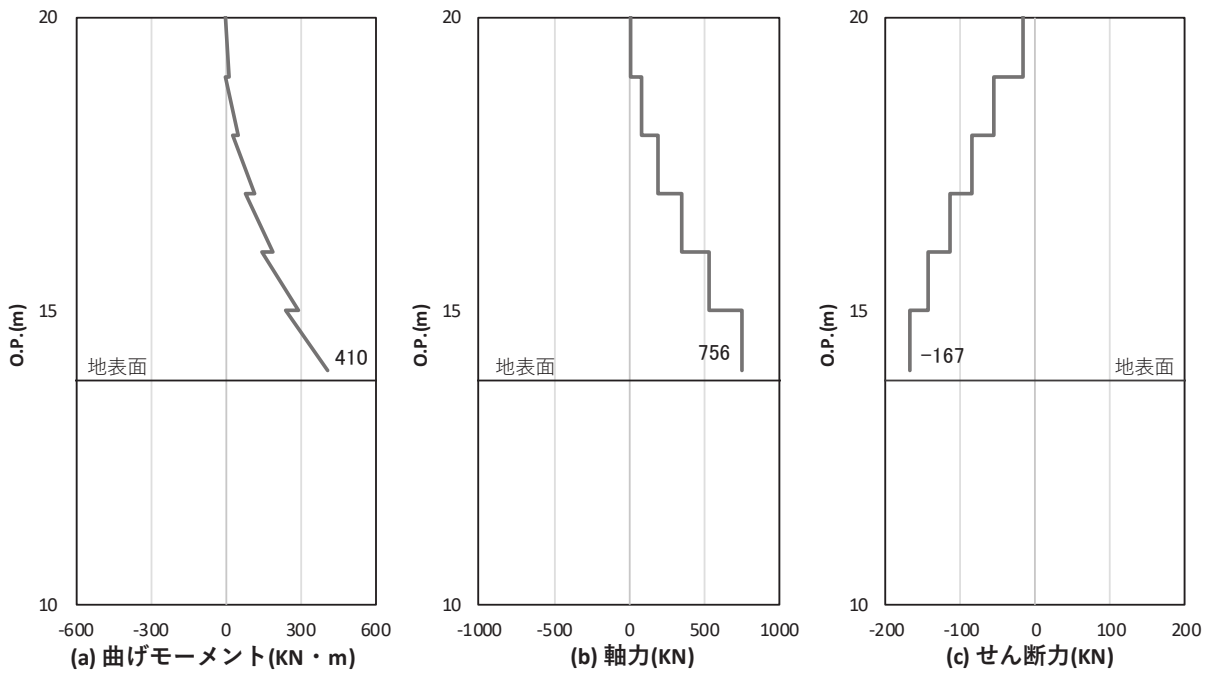


図 4-8(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(断面①, S s - N 1 (-+), t = 7.55s)

解析ケース①：基本ケース

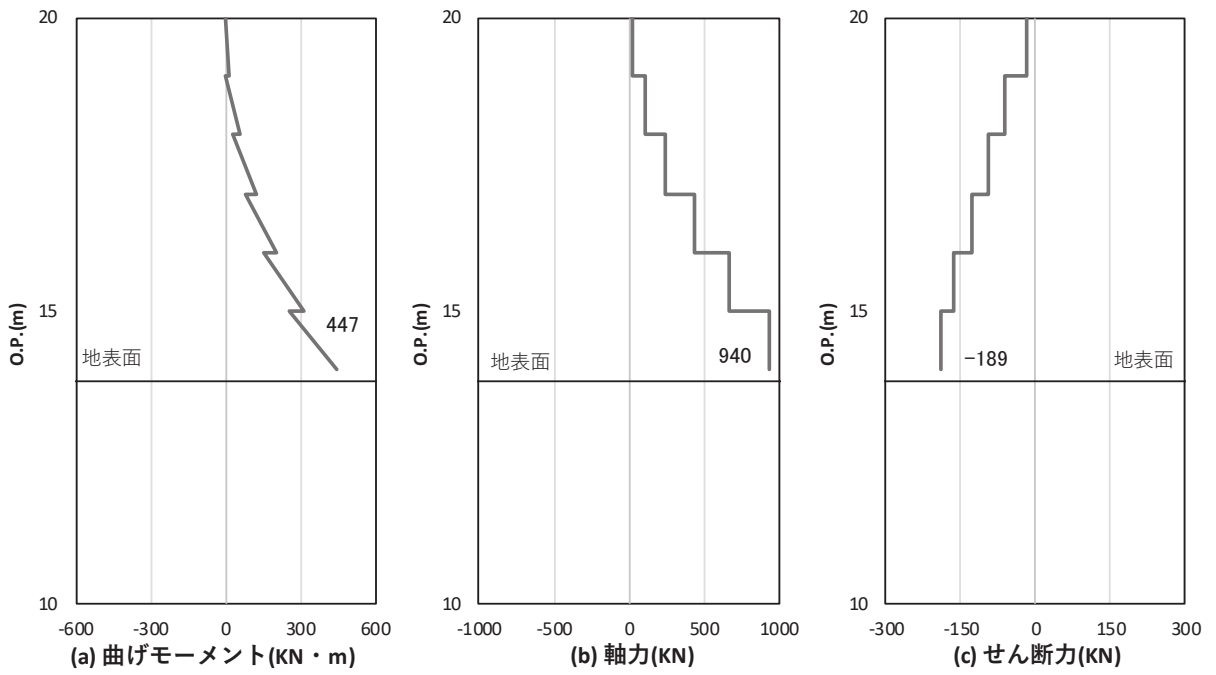


図 4-9(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面②, S s - N 1 (++) , t = 7.61s)
 解析ケース①: 基本ケース

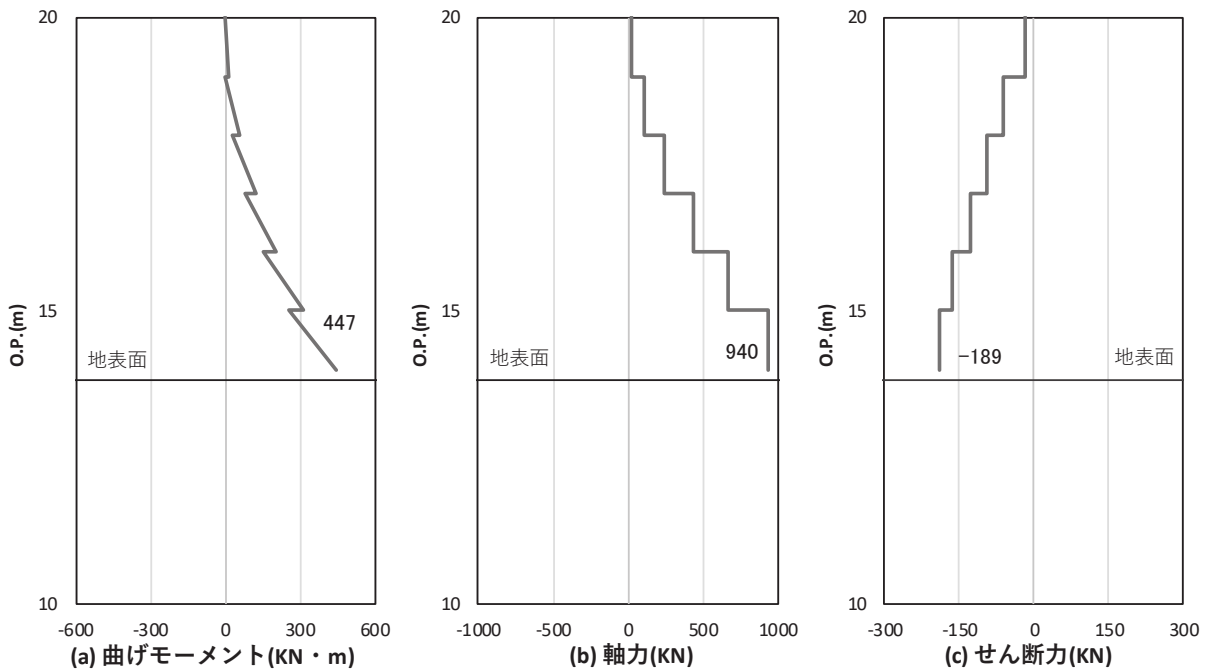


図 4-9(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面②, S s - N 1 (++) , t = 7.61s)
 解析ケース①: 基本ケース

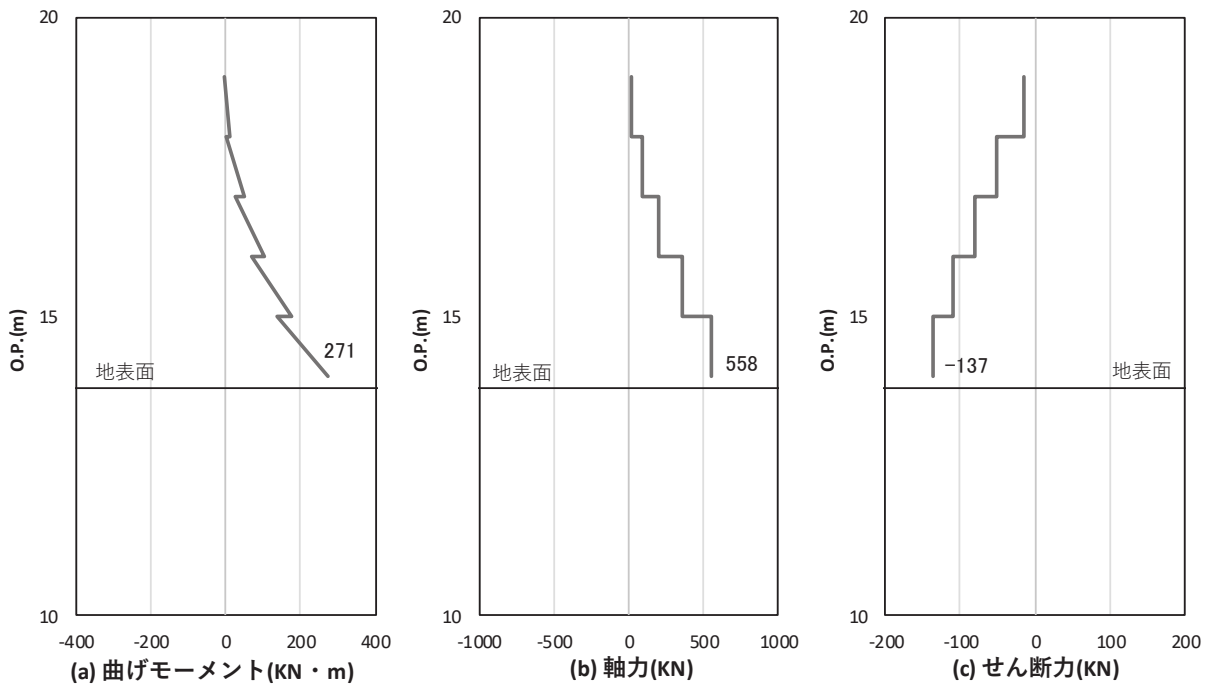


図 4-10(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面③, S s - N 1 (-+), t = 7.60s)
 解析ケース①: 基本ケース

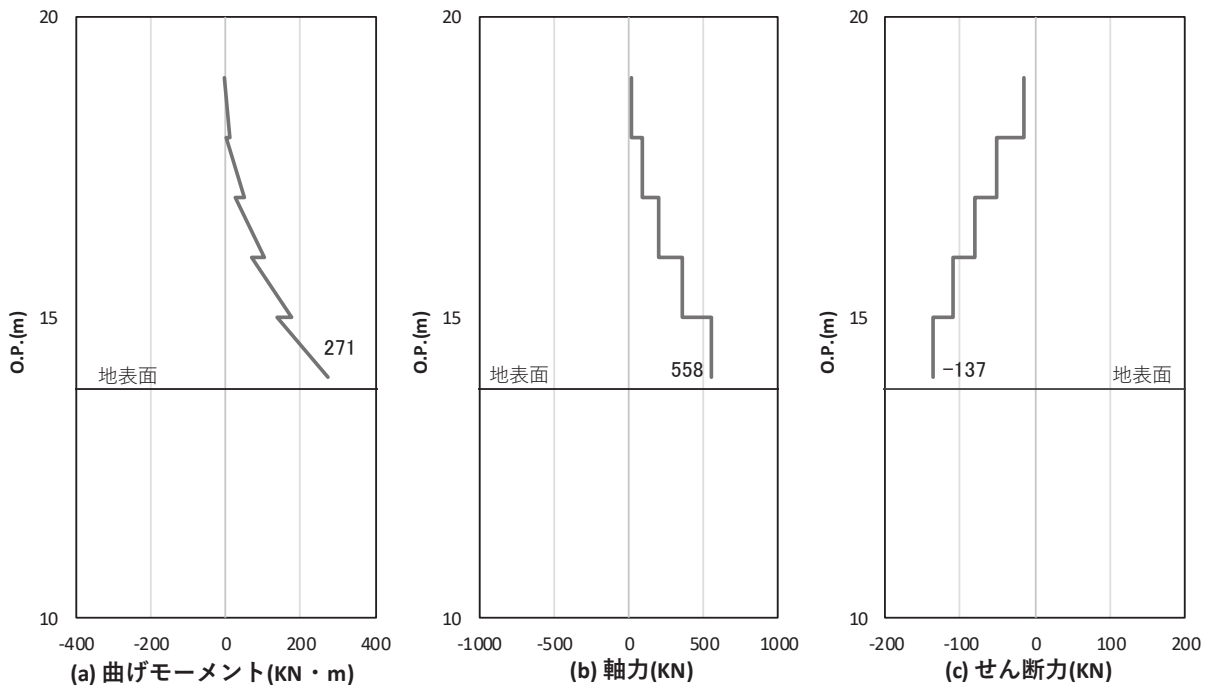


図 4-10(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面③, S s - N 1 (-+), t = 7.60s)
 解析ケース①: 基本ケース

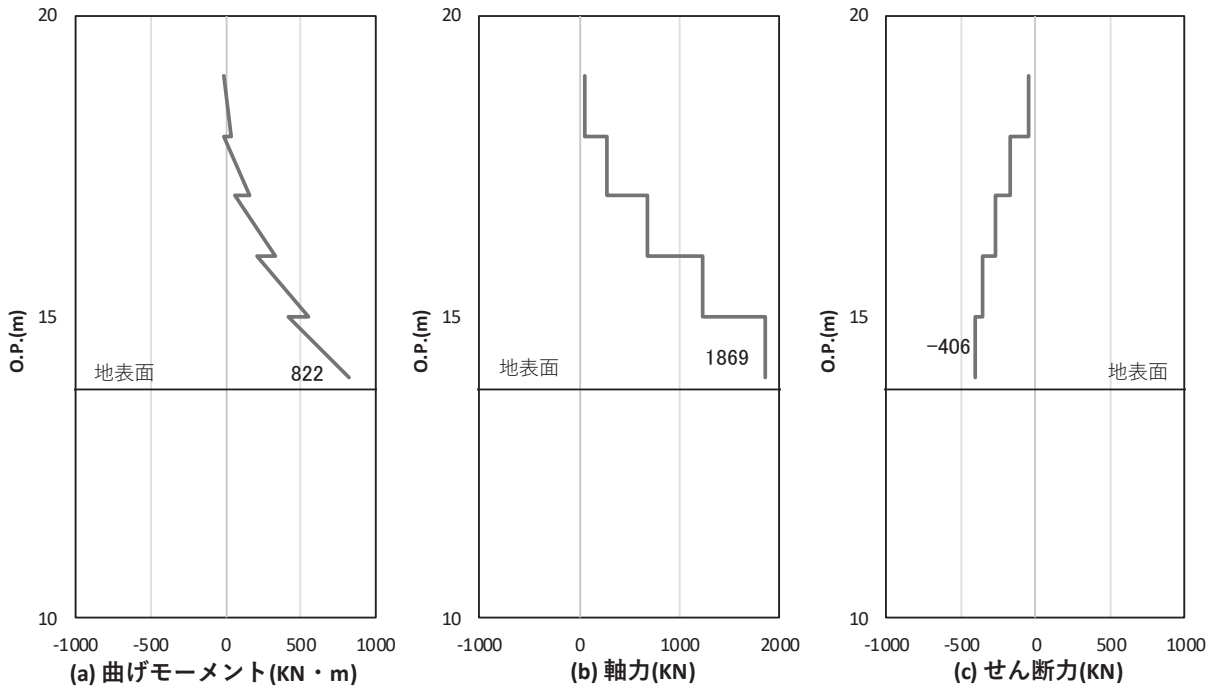


図 4-11 (1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面④, $S_s - D 2 (+ -)$, $t = 26.82s$)
 解析ケース①: 基本ケース

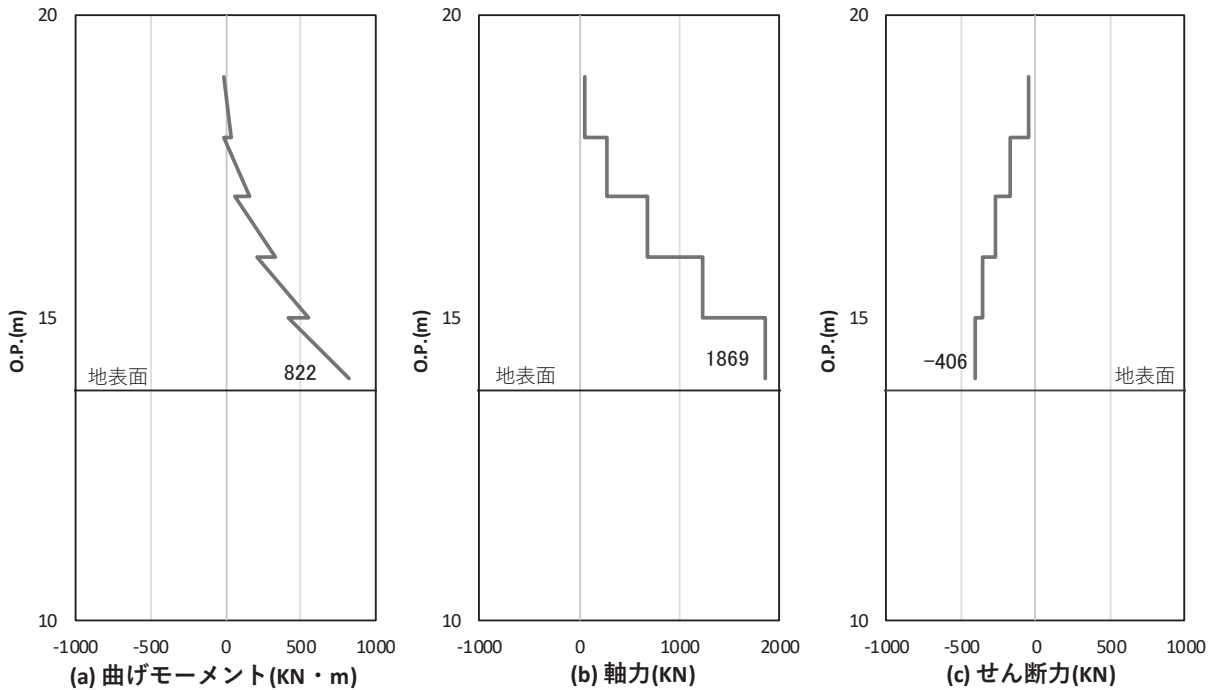


図 4-11 (2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面④, $S_s - D 2 (+ -)$, $t = 26.82s$)
 解析ケース①: 基本ケース

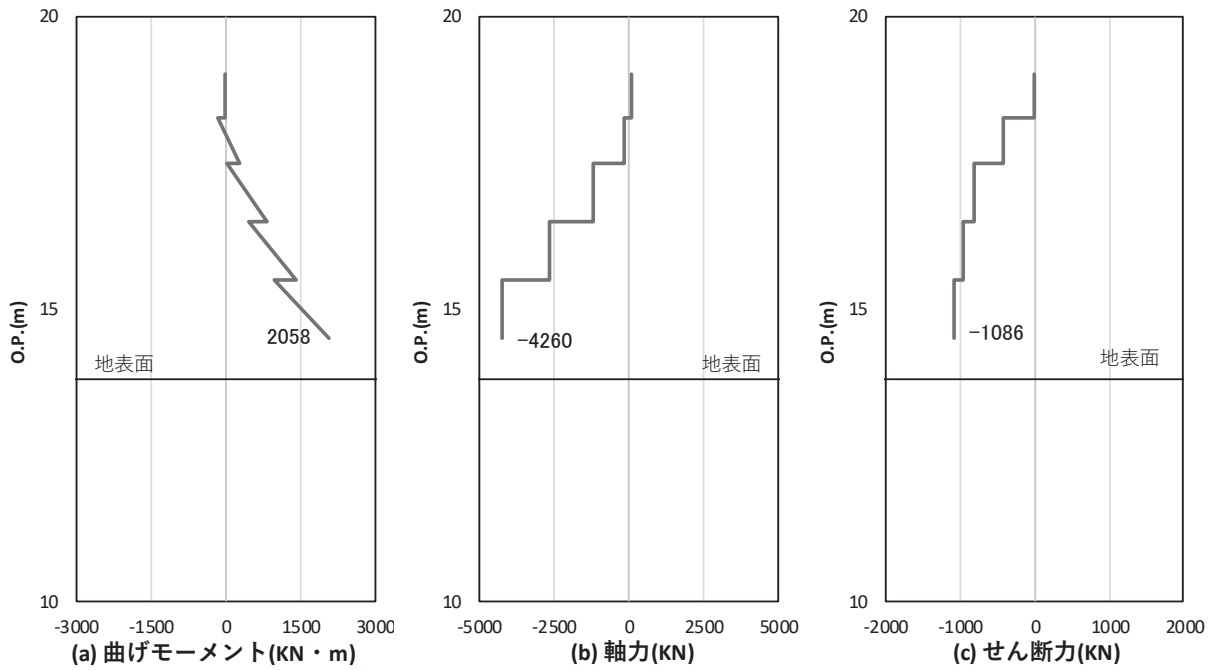


図 4-12(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面⑤, $S_s - D 2$ (—), $t = 26.87s$)

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

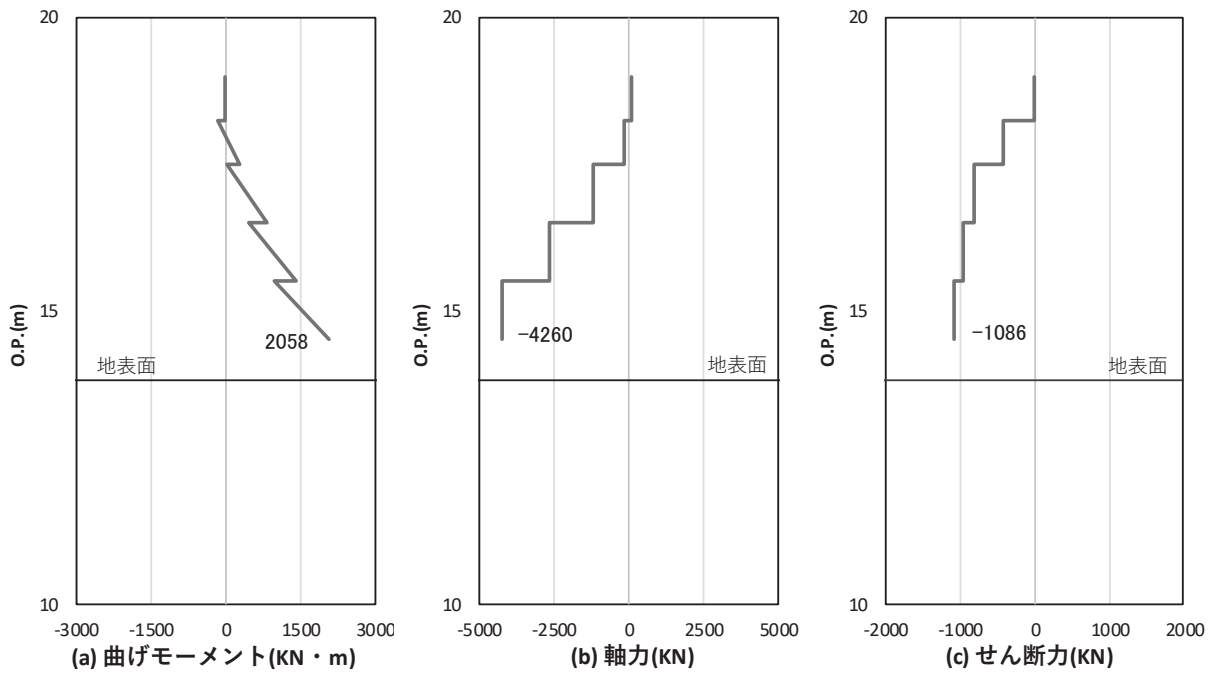


図 4-12(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面⑤, $S_s - D 2$ (—), $t = 26.87s$)

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

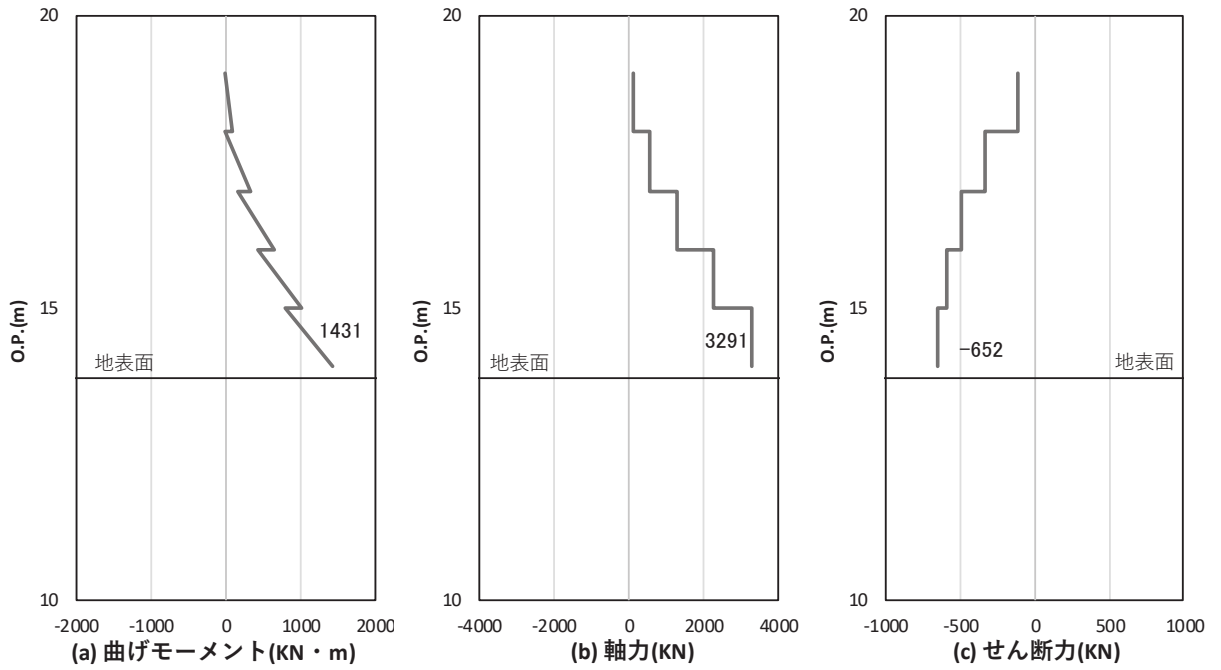


図 4-13(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面⑥, $S_s - D 2$ (++) , $t = 26.98s$)
 解析ケース①：基本ケース

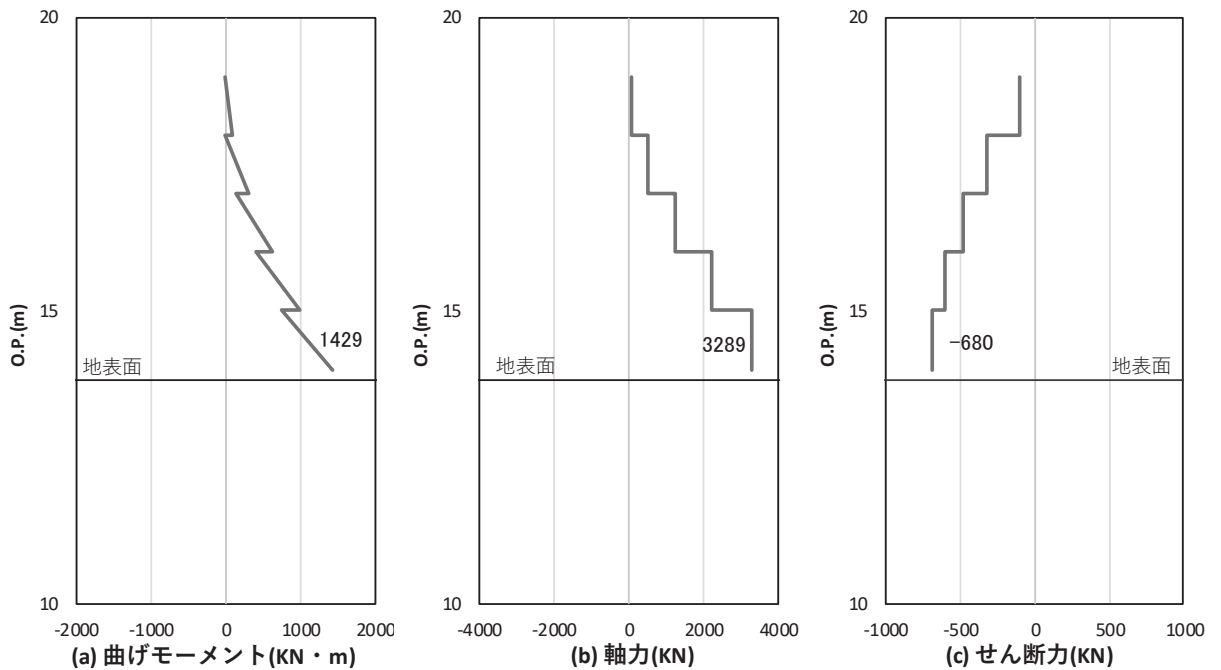


図 4-13(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面⑥, $S_s - D 2$ (--) , $t = 27.02s$)
 解析ケース①：基本ケース

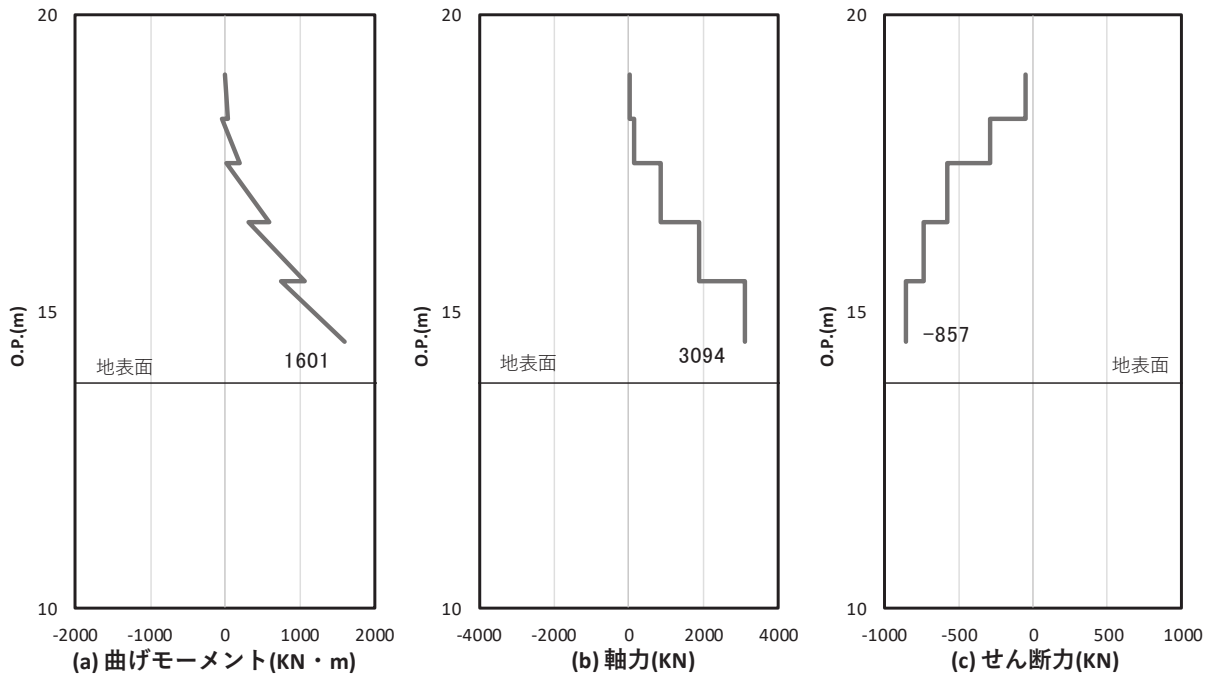


図 4-14(1) 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面⑦, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 26.81s$)
 解析ケース①: 基本ケース

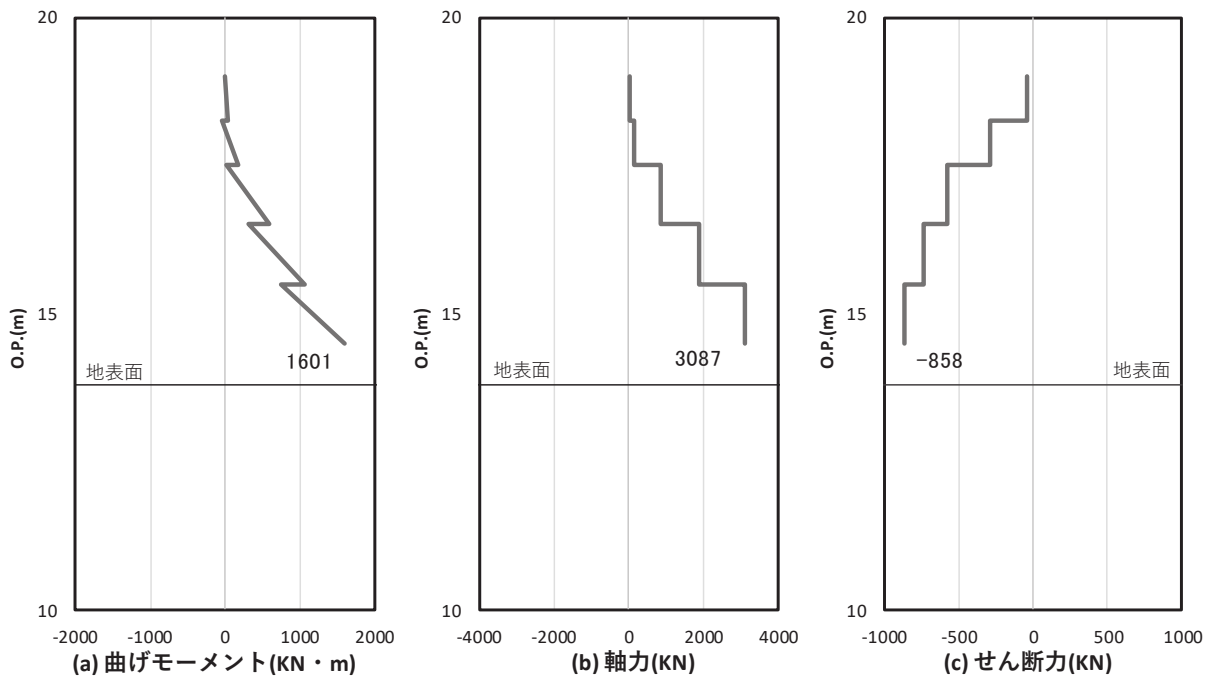


図 4-14(2) 鋼製支柱のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面⑦, $S_s - D 2 (+ -)$, $t = 26.81s$)
 解析ケース①: 基本ケース

表 4-2 (1) 鋼製支柱の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面① (SM490)	S s - N 1 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm ²)	65	277	0.24
	S s - N 1 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm ²)	16	157	0.11
	S s - N 1 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.07	1.20	0.06
断面② (SM490)	S s - N 1 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm ²)	73	277	0.27
	S s - N 1 (++)	①	せん断応力度 (N/mm ²)	18	157	0.12
	S s - N 1 (++)	①	合成応力度 (-)	0.09	1.20	0.08
断面③ (SM490)	S s - N 1 (-+)	①	曲げ応力度 (N/mm ²)	44	277	0.16
	S s - N 1 (-+)	①	せん断応力度 (N/mm ²)	13	157	0.09
	S s - N 1 (-+)	①	合成応力度 (-)	0.04	1.20	0.04
断面④ (SM570)	S s - D 2 (+-)	①	曲げ応力度 (N/mm ²)	136	382	0.36
	S s - D 2 (+-)	①	せん断応力度 (N/mm ²)	38	217	0.18
	S s - D 2 (+-)	①	合成応力度 (-)	0.16	1.20	0.14
断面⑤ (SM570)	S s - D 2 (--)	③	曲げ応力度 (N/mm ²)	333	382	0.88
	S s - D 2 (--)	③	せん断応力度 (N/mm ²)	102	217	0.48
	S s - D 2 (--)	③	合成応力度 (-)	0.98	1.20	0.82

表 4-2 (2) 鋼製支柱の照査結果

部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
断面⑥ (SM570)	S s - D 2 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm ²)	238	382	0.63
	S s - D 2 (--)	①	せん断応力度 (N/mm ²)	64	217	0.30
	S s - D 2 (--)	①	合成応力度 (-)	0.48	1.20	0.40
断面⑦ (SM570)	S s - D 2 (++)	①	曲げ応力度 (N/mm ²)	255	382	0.67
	S s - D 2 (+-)	①	せん断応力度 (N/mm ²)	80	217	0.37
	S s - D 2 (++)	①	合成応力度 (-)	0.58	1.20	0.49

4.3 固定ボルト

固定ボルトの照査結果を表 4-3 に示す。この結果から、固定ボルトの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-3 固定ボルトの照査結果

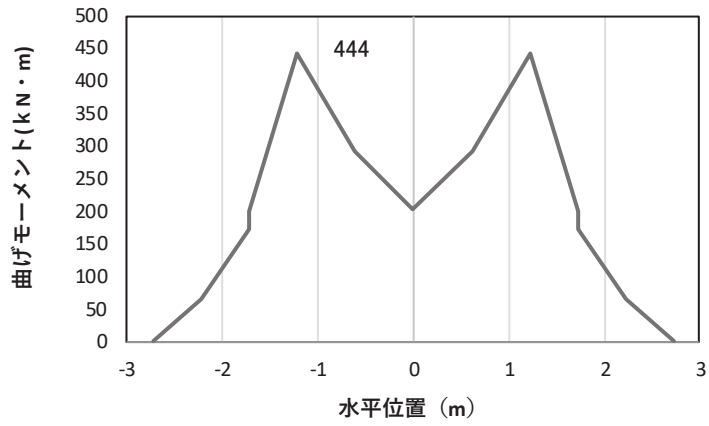
部位	地震動	解析ケース	応力成分	応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
断面① (区分 8.8)	S s - N 1 (++)	①	引張応力度	26	540	0.05
断面② (区分 8.8)	S s - N 1 (++)	①	引張応力度	29	540	0.06
断面③ (区分 8.8)	S s - N 1 (-+)	①	引張応力度	23	540	0.05
断面④ (区分 8.8)	S s - D 2 (++)	①	引張応力度	148	540	0.28
断面⑤ (区分 8.8)	S s - D 2 (-+)	①	引張応力度	433	540	0.81
断面⑥ (区分 8.8)	S s - D 2 (++)	①	引張応力度	286	540	0.53
断面⑦ (区分 8.8)	S s - D 2 (-+)	①	引張応力度	339	540	0.63

4.4 フーチング

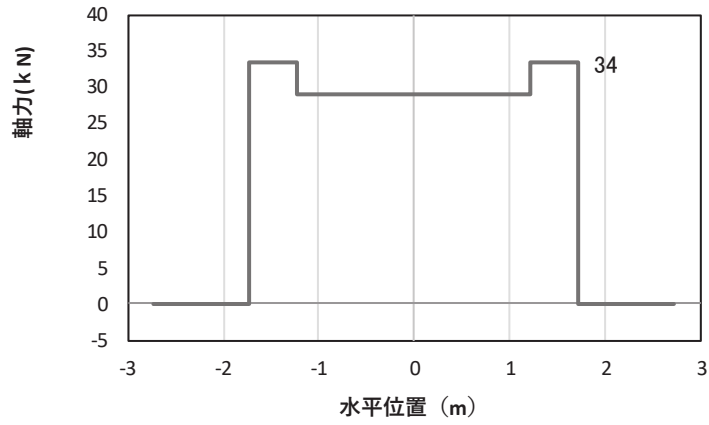
4.4.1 フーチング (本体)

フーチングの照査時刻における断面力図を図 4-15～図 4-21 に、照査結果を表 4-4～表 4-6 に示す。また、配筋概要図を図 4-22 に示す。なお、曲げモーメントの M_y は図 4-22 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。

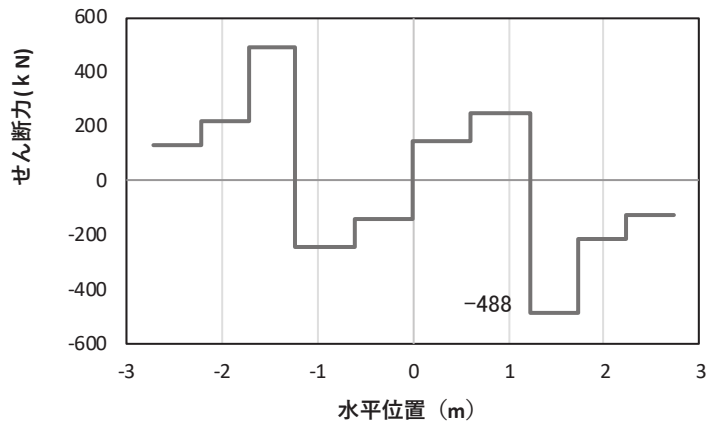
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメント γ



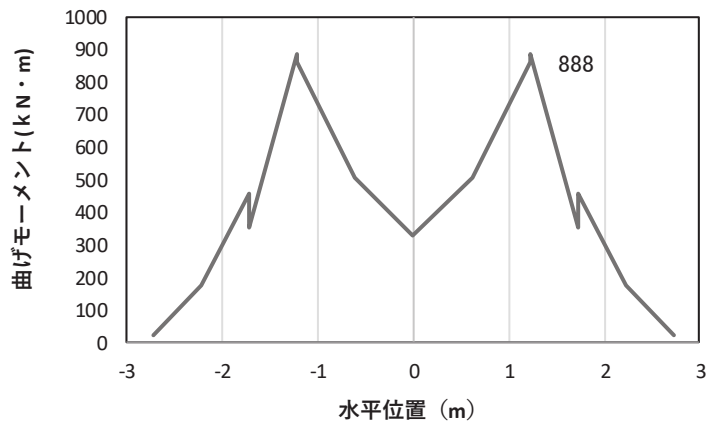
(b) 軸力



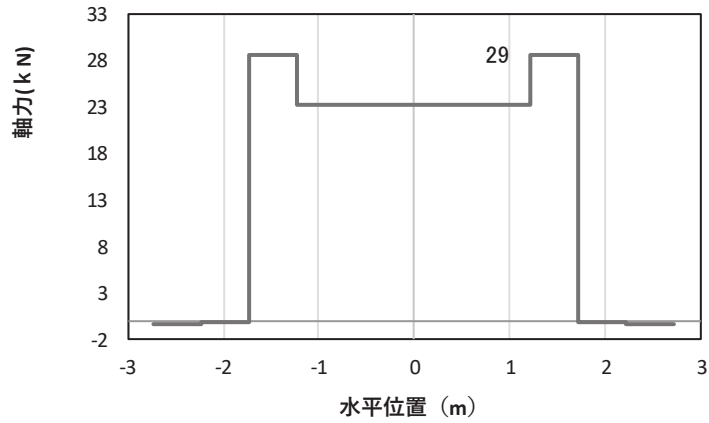
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

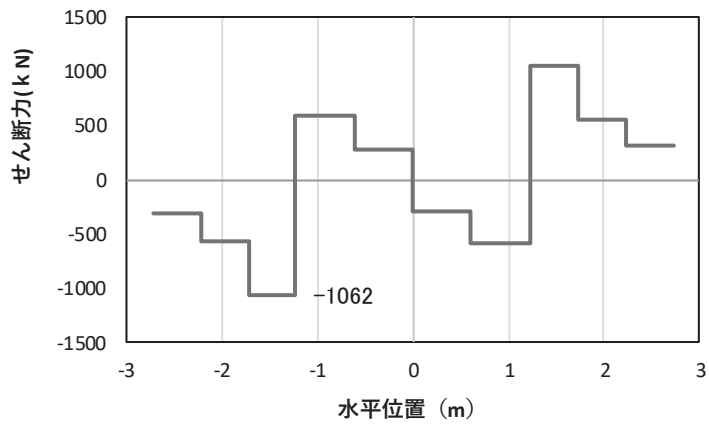
図 4-15(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面①, S s - D 2 (-+), t = 25.49s, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



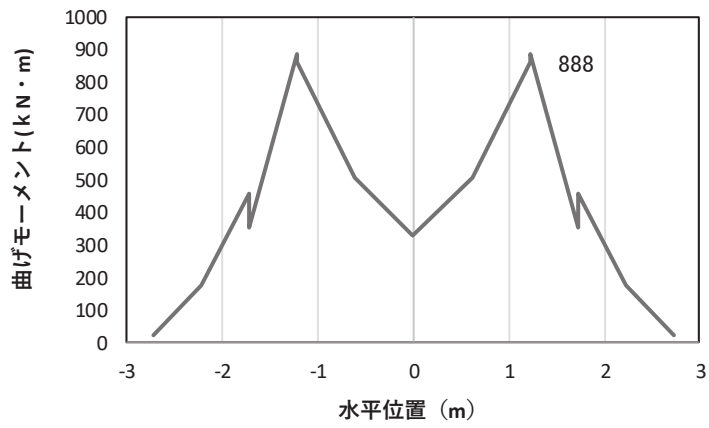
(b) 軸力



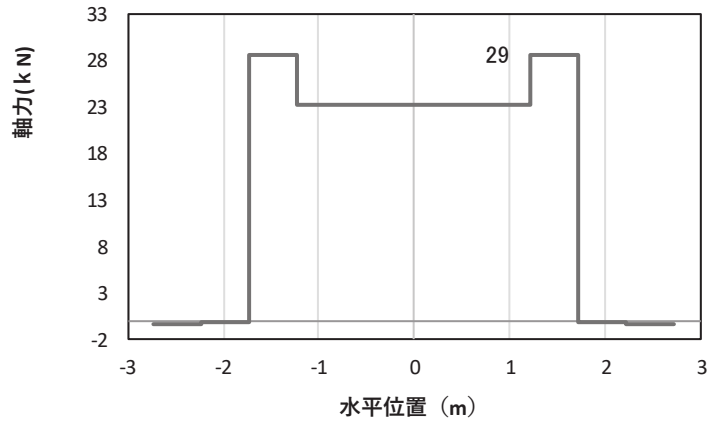
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

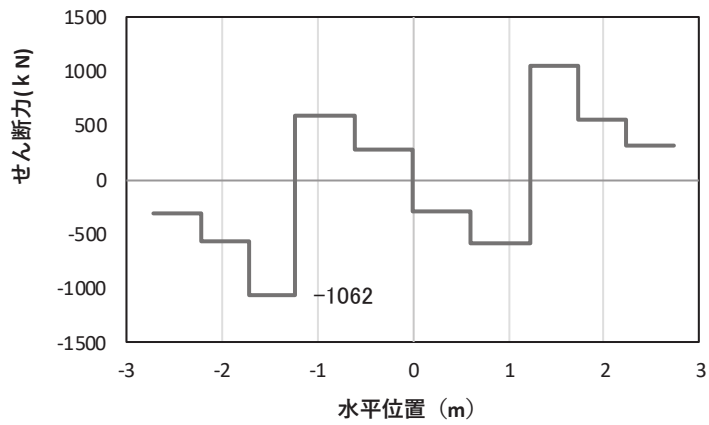
図 4-15(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面①, S s - D 2 (-+), t = 23.55s, Mz 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

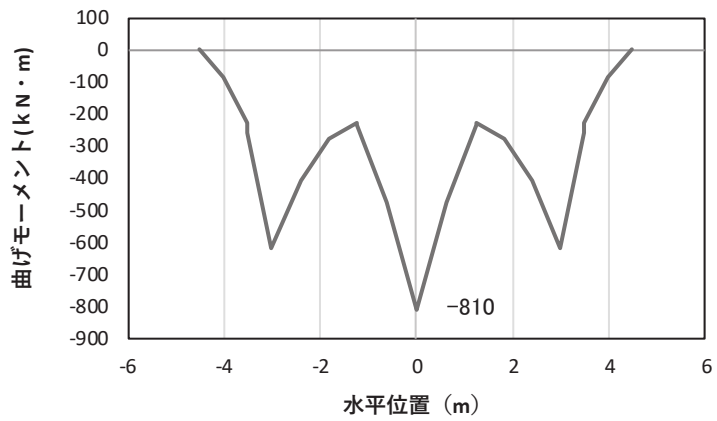


(c) せん断力

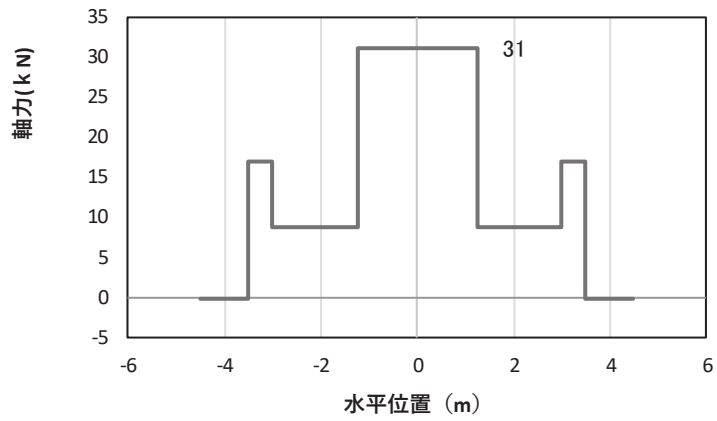
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-15(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
(断面①, S s - D 2 (-+), t = 23.55s)

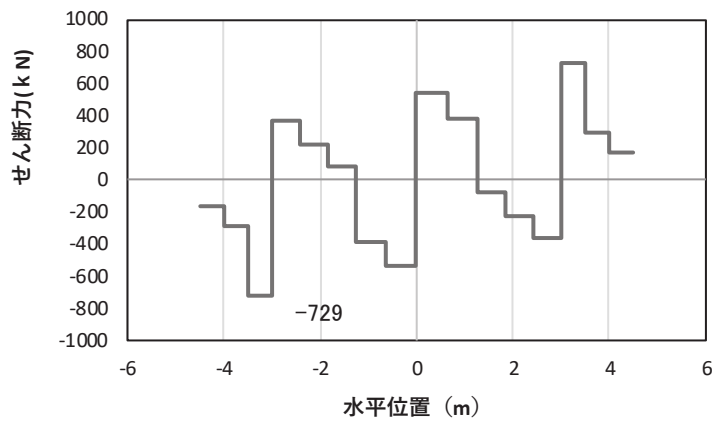
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



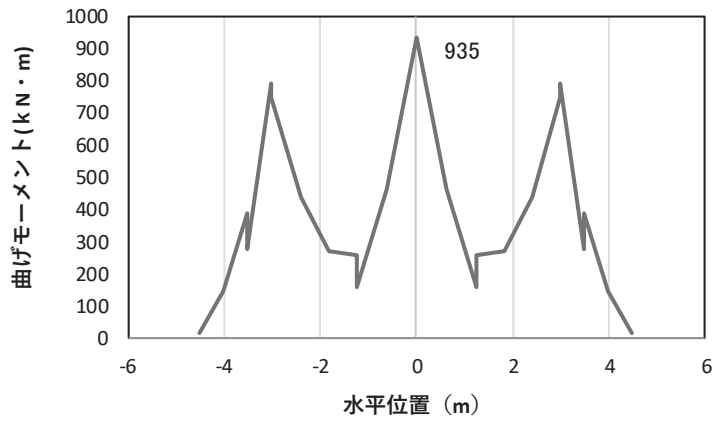
(b) 軸力



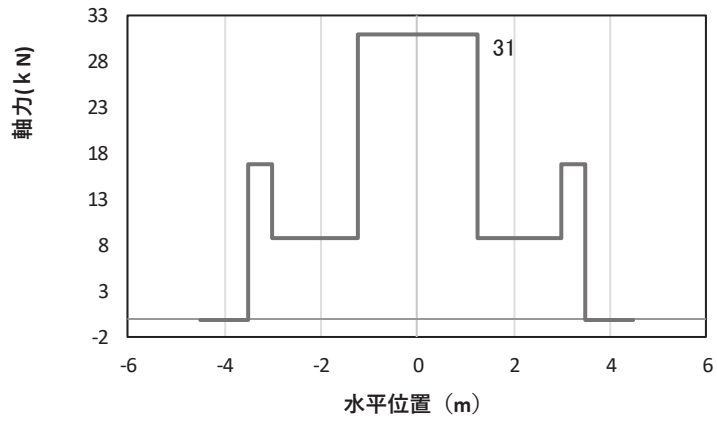
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

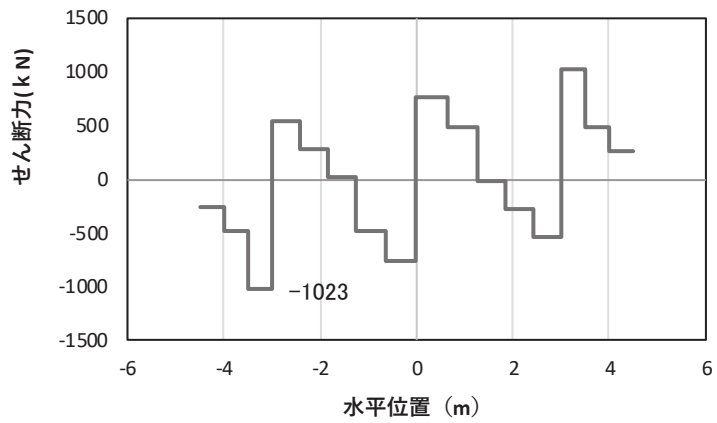
図 4-16(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面②, $S_s - N_1$ (++) , $t = 7.61s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



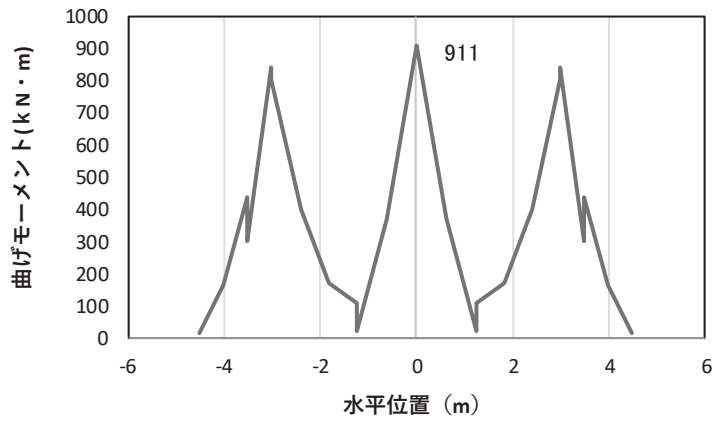
(b) 軸力



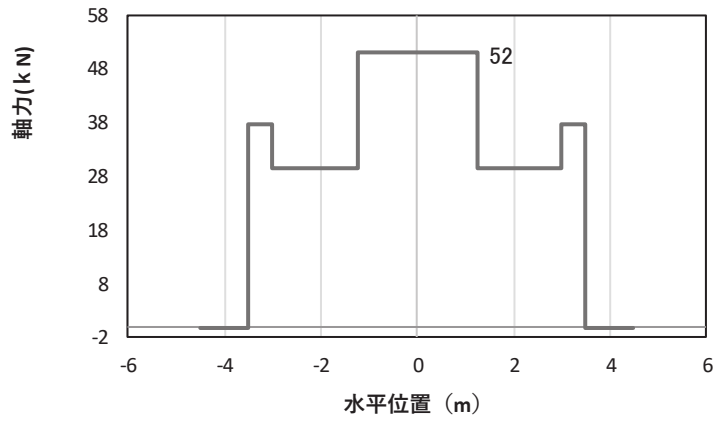
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

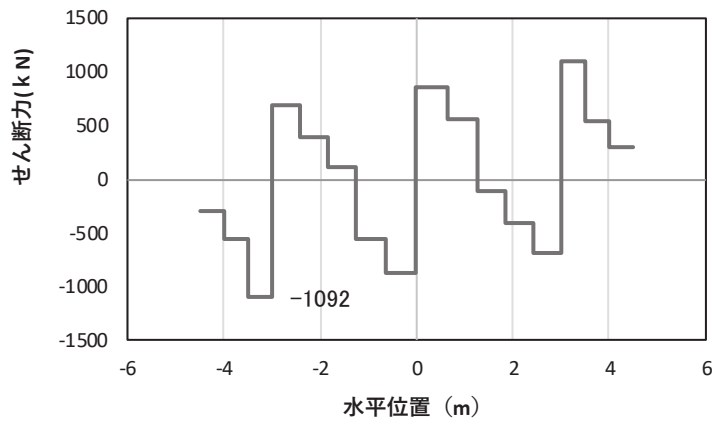
図 4-16(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面②, S s - N 1 (++) , t = 7.61s, Mz 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

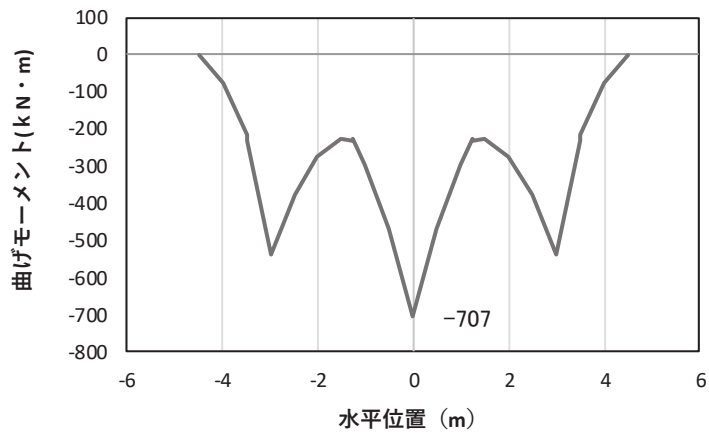


(c) せん断力

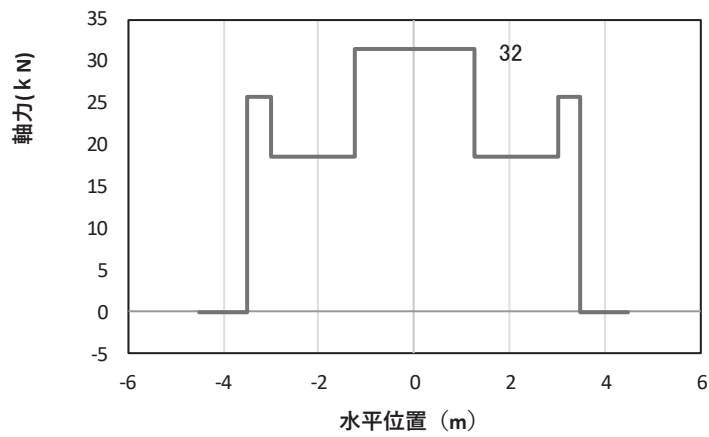
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-16(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
(断面②, $S_s - D2$ (-+), $t = 23.56s$)

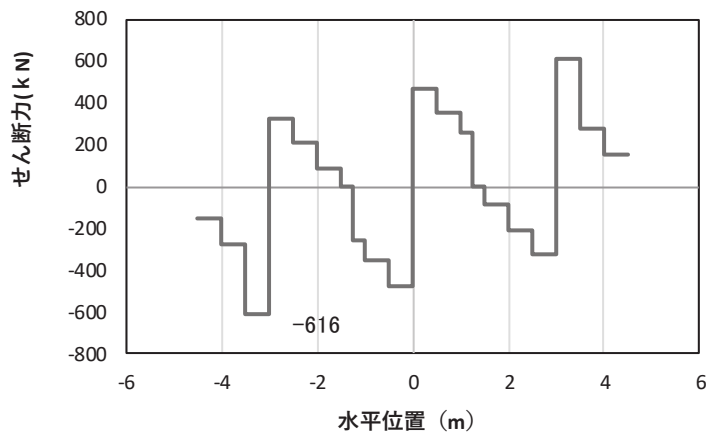
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



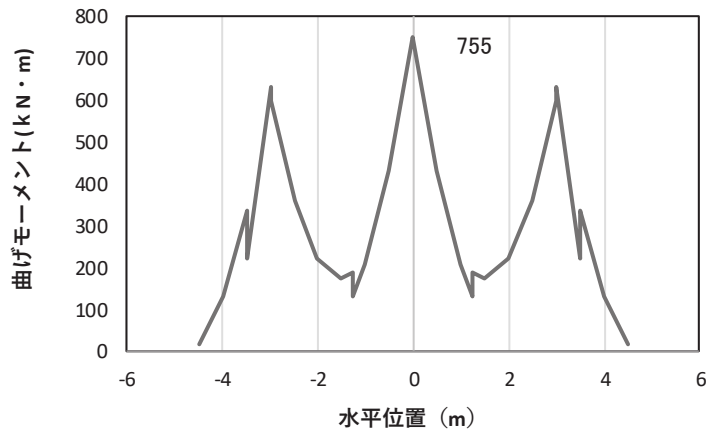
(b) 軸力



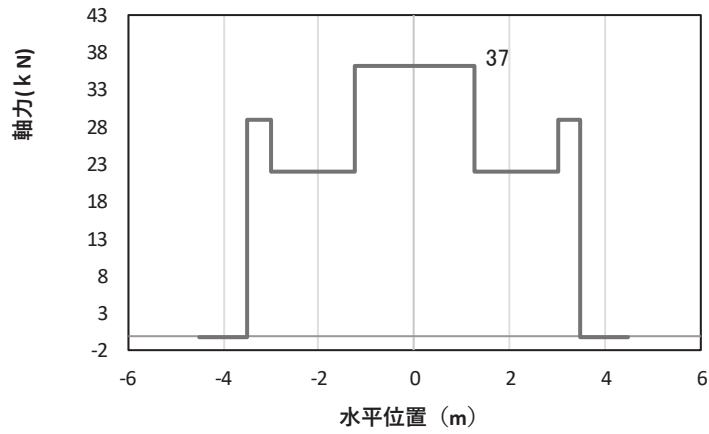
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

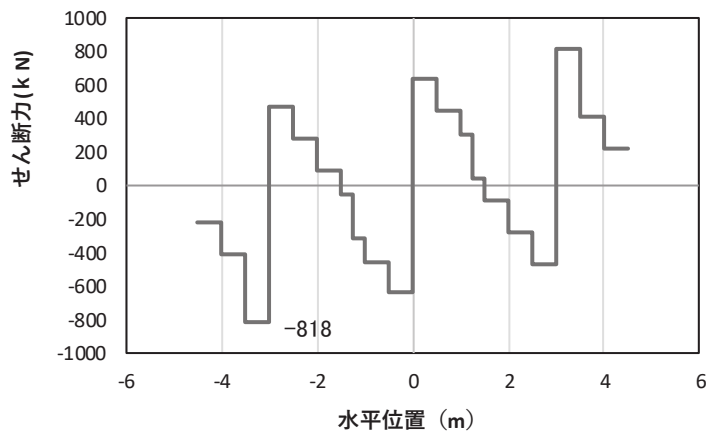
図 4-17(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面③, $S_s - N_1 (-+)$, $t = 7.60s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント z



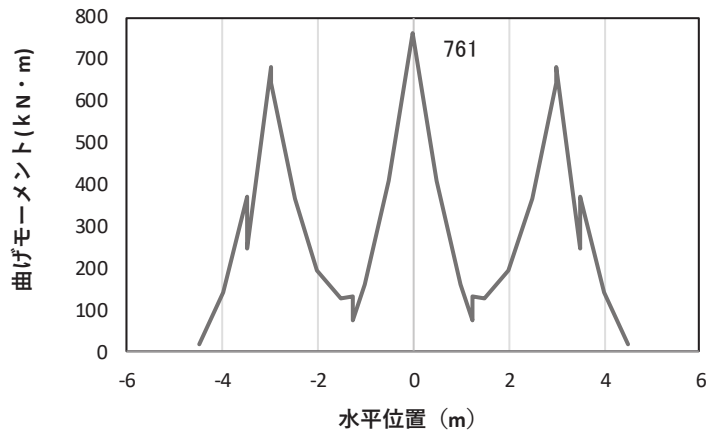
(b) 軸力



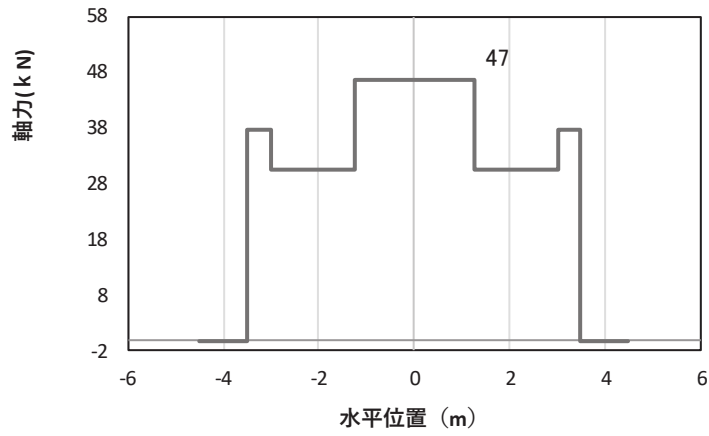
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

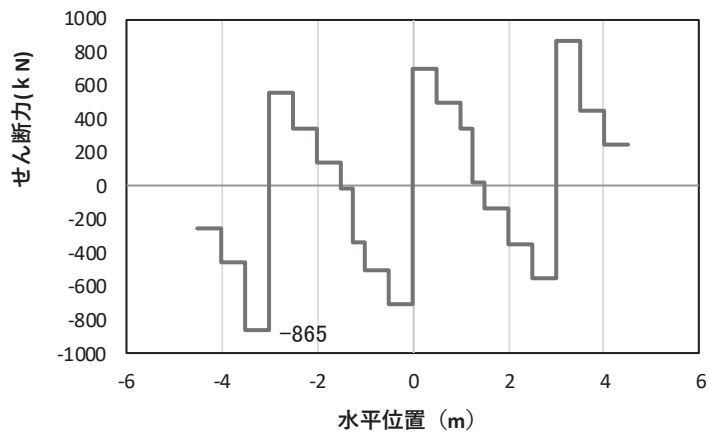
図 4-17(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面③, $S_s - N_1$ (-+), $t = 7.61s$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力

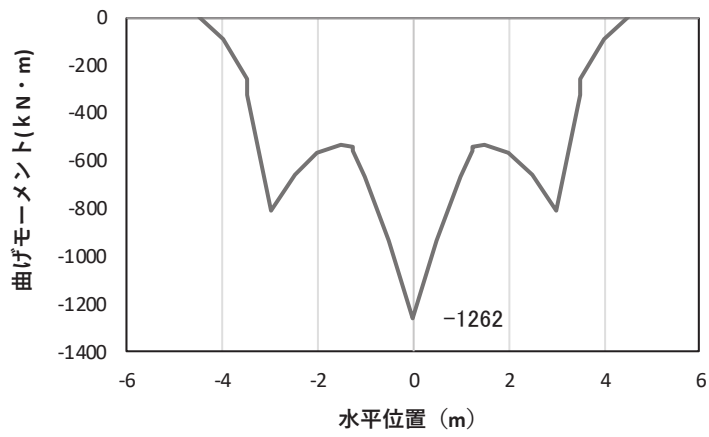


(c) せん断力

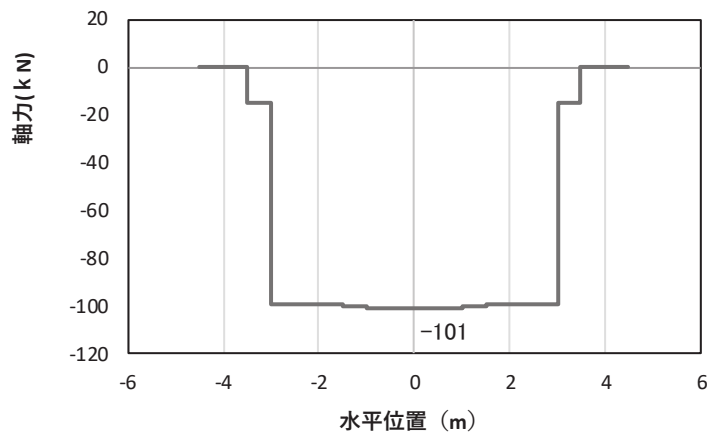
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

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
(断面③, S s - D 2 (+ -), t = 11.44s)

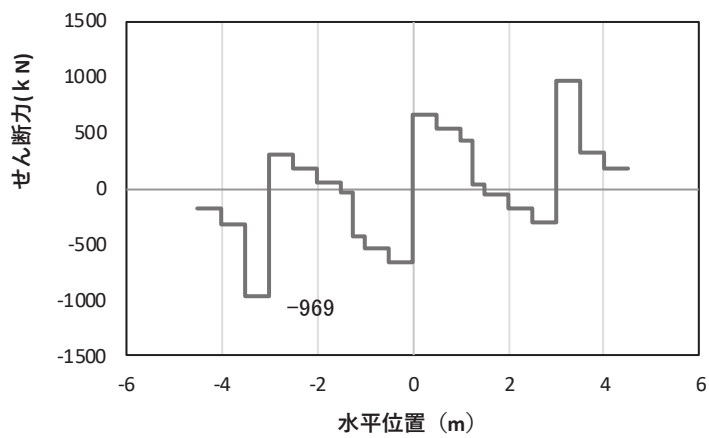
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



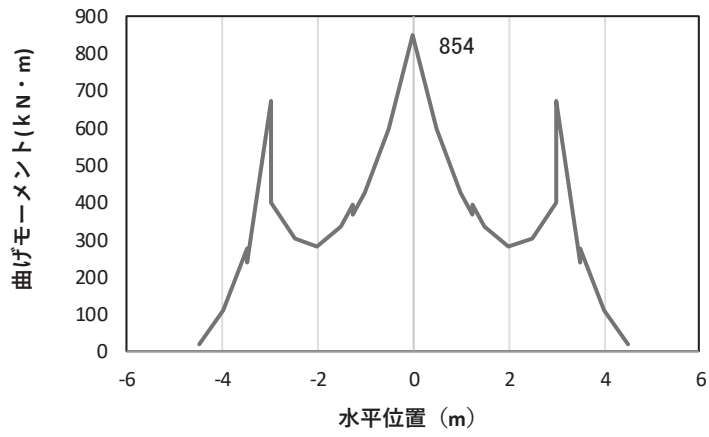
(b) 軸力



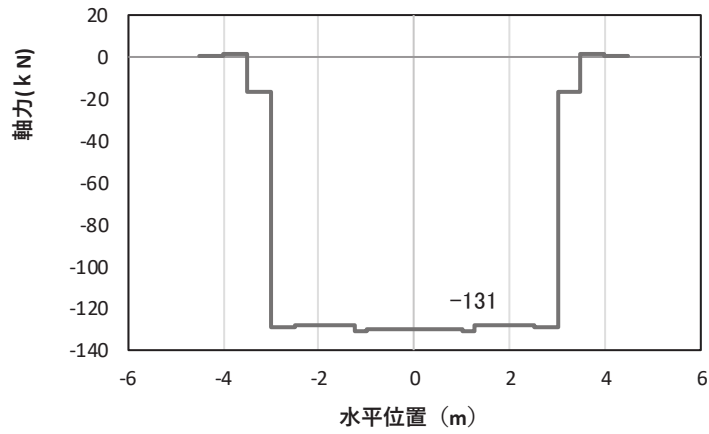
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

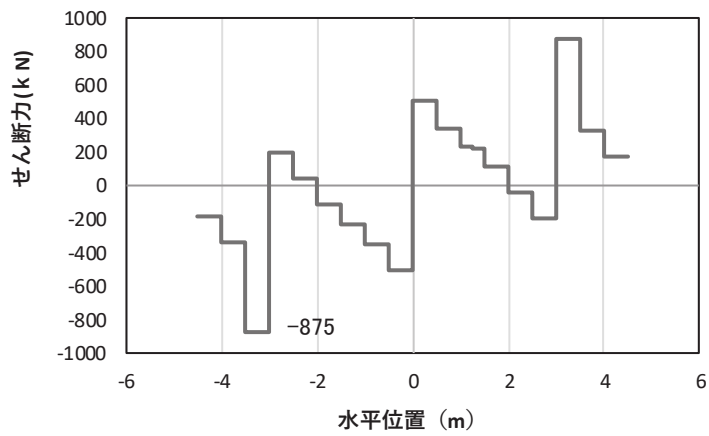
図 4-18(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面④, S s - D 2 (++) , t = 13.41s, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



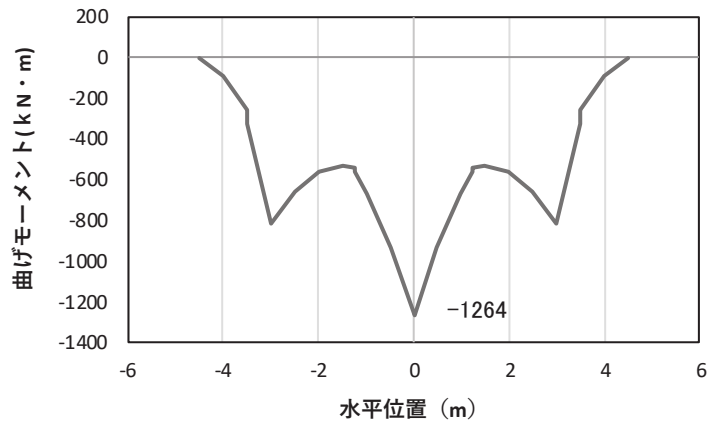
(b) 軸力



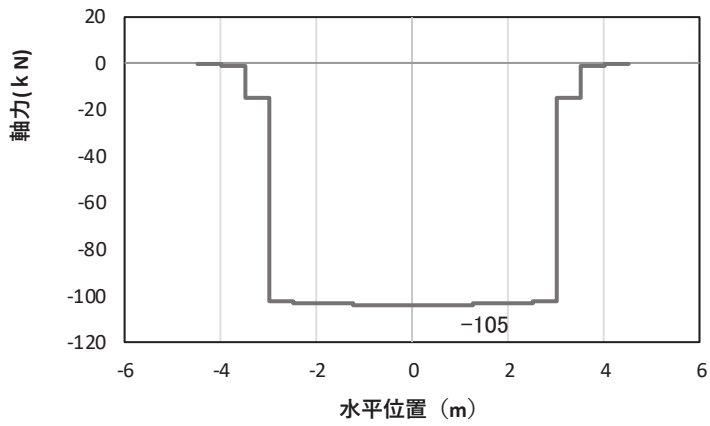
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

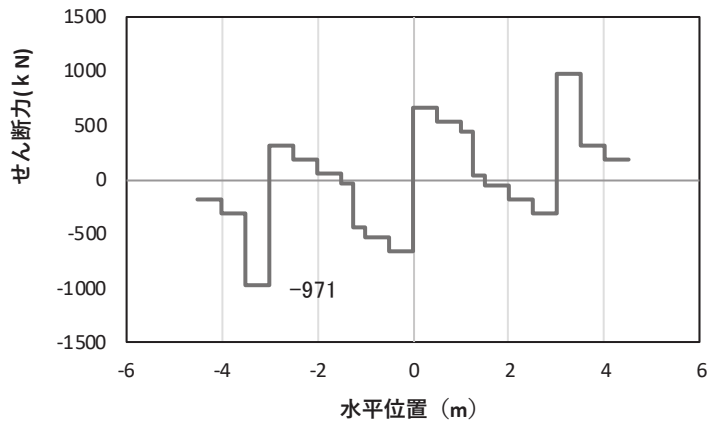
図 4-18(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面④, S s - D 2 (++) , t = 10.43s, M z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



(b) 軸力

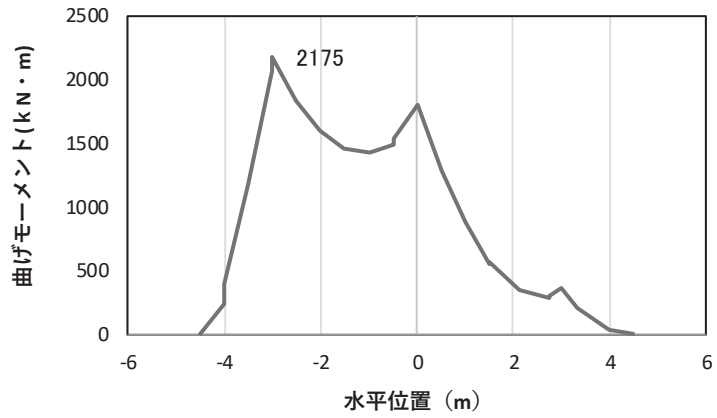


(c) せん断力

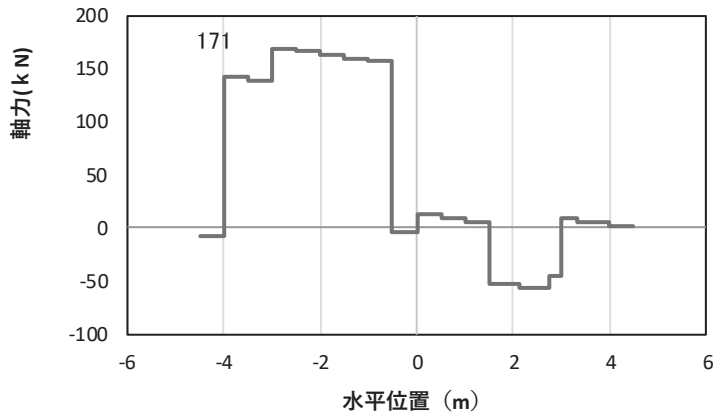
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

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
(断面④, $S_s - D2 (+)$, $t = 13.41s$)

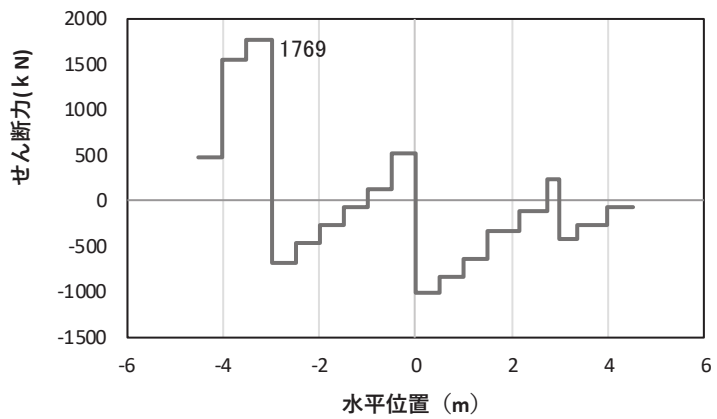
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



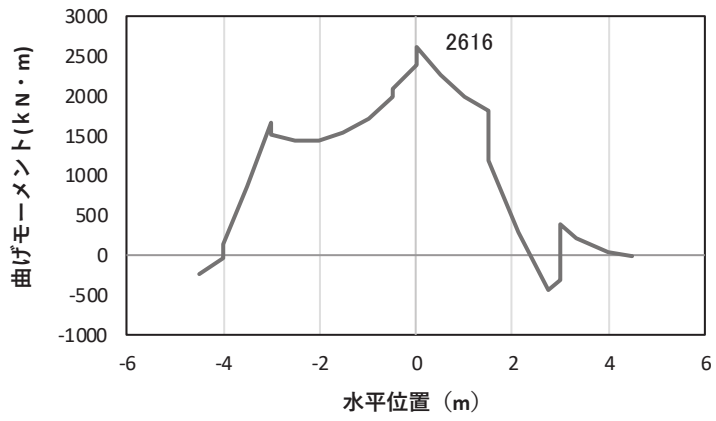
(b) 軸力



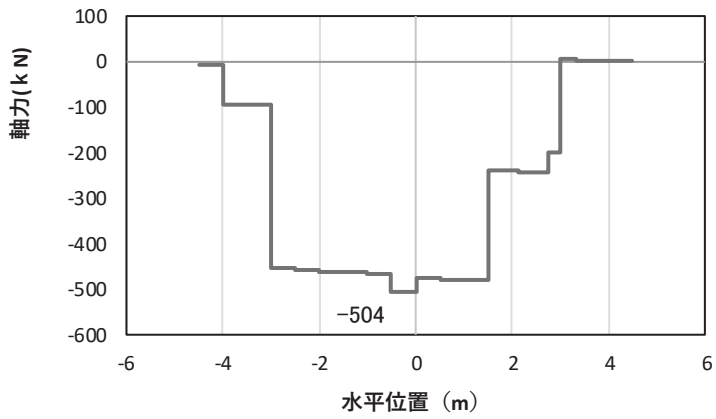
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

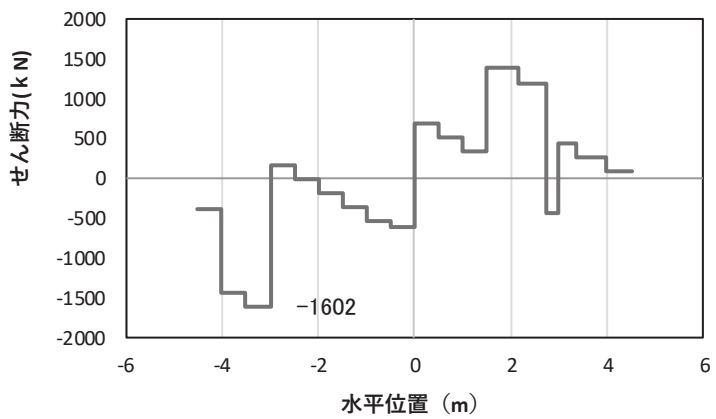
図4-19(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑤, S s - D 2 (+ -), t = 13.39s, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



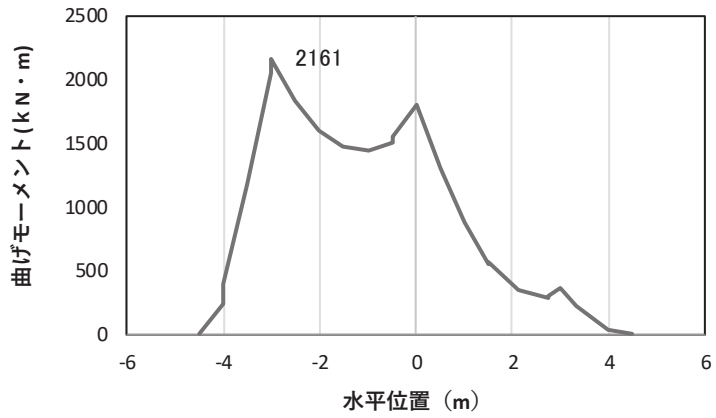
(b) 軸力



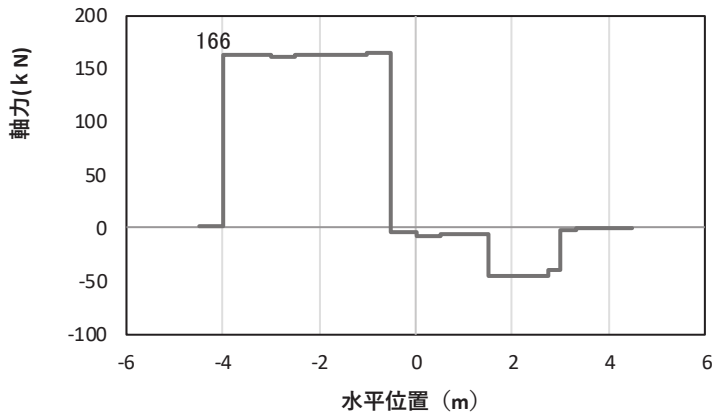
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

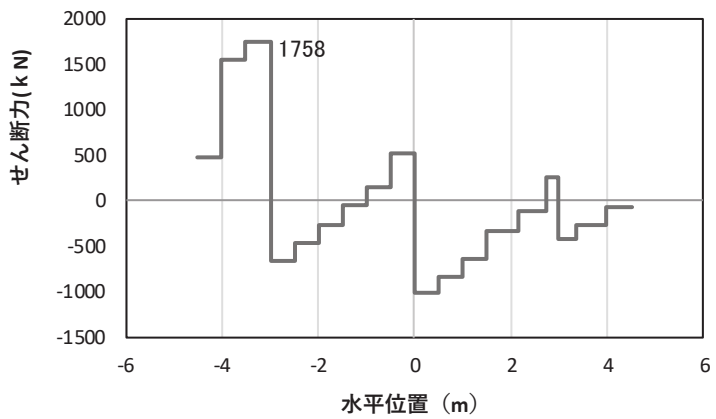
図4-19(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑤, S s-D 2 (+-), t = 17.79s, Mz 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



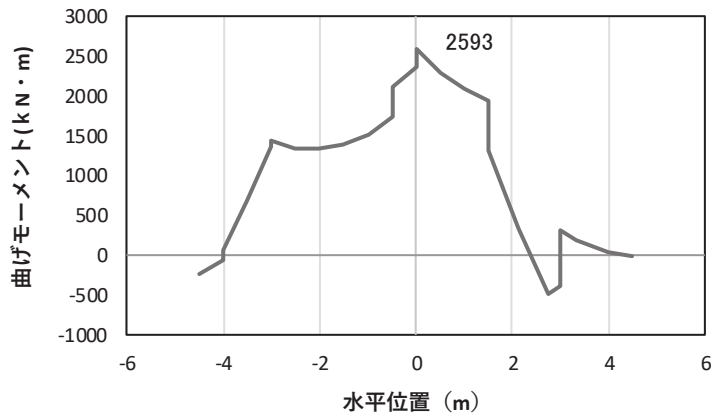
(b) 軸力



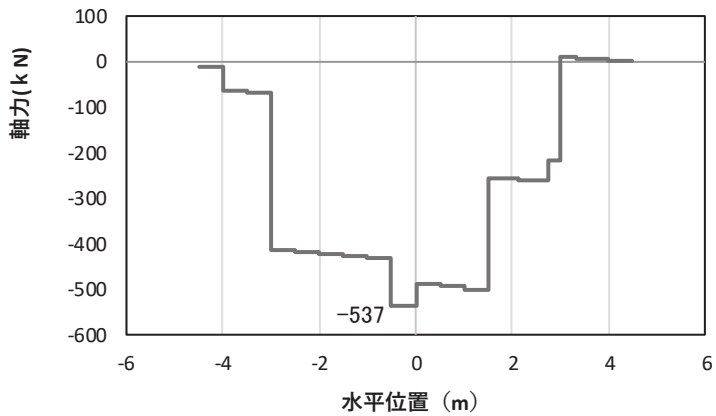
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

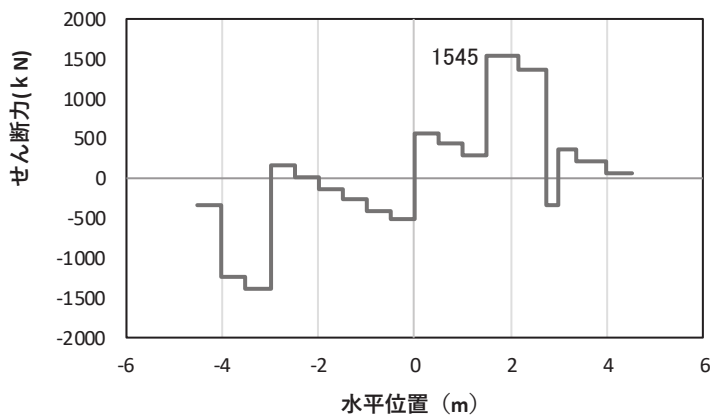
図 4-19(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑤, S s - D 2 (++) , t = 13.39s, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



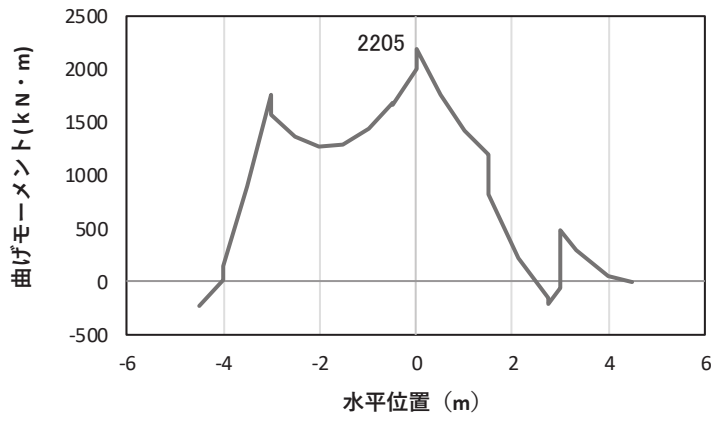
(b) 軸力



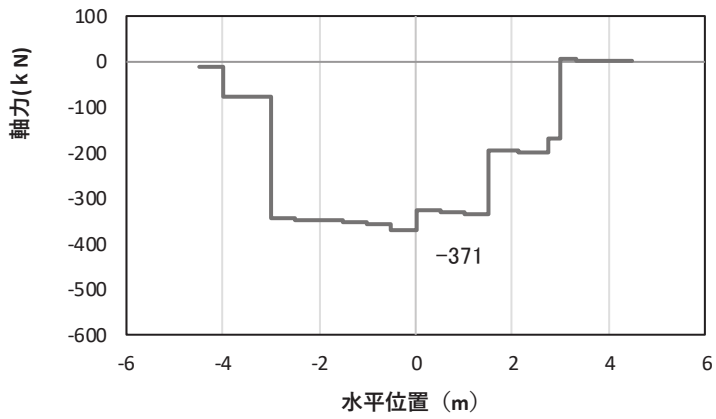
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

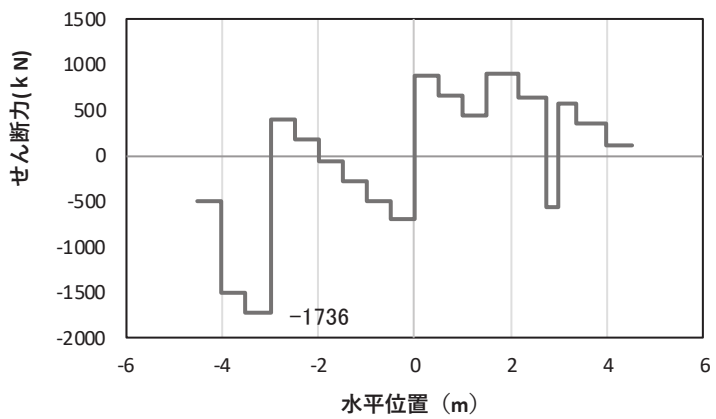
図 4-19(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑤, S s - D 2 (++) , t = 20.40s, Mz 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力

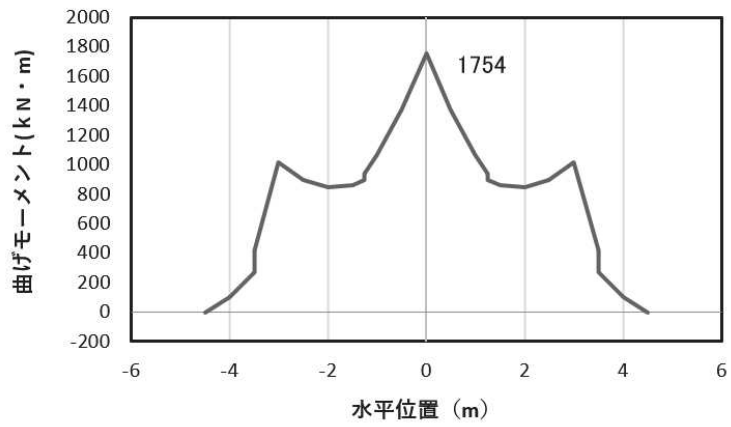


(c) せん断力

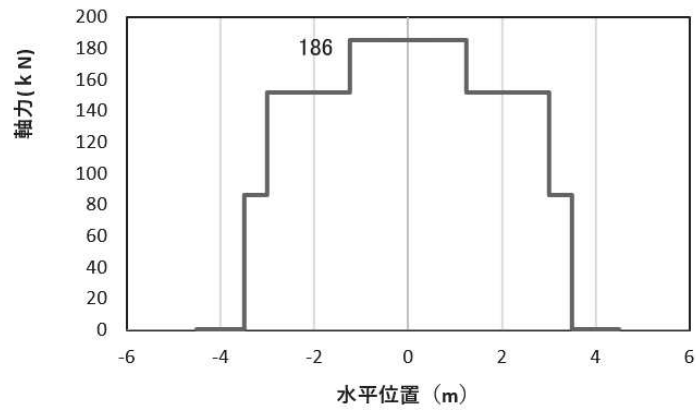
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-19(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
(断面⑤, $S_s - F_3$ (++) , $t = 27.61\text{s}$)

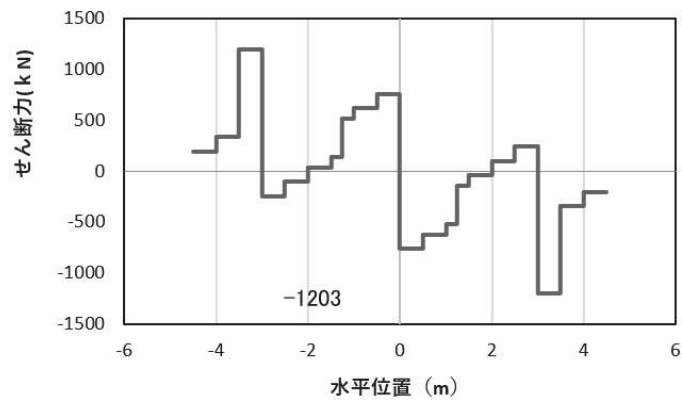
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



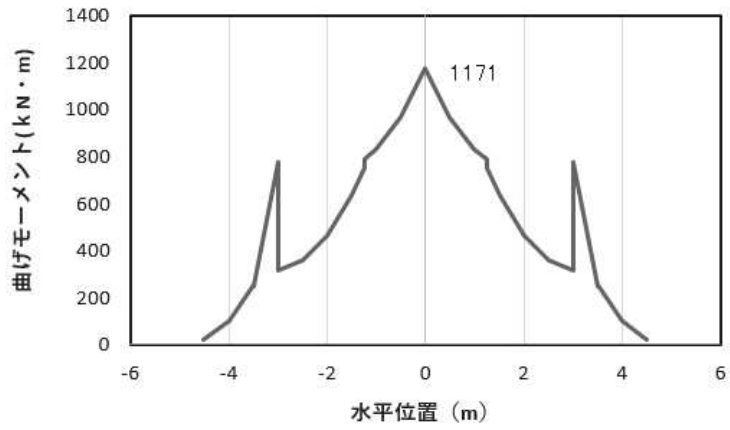
(b) 軸力



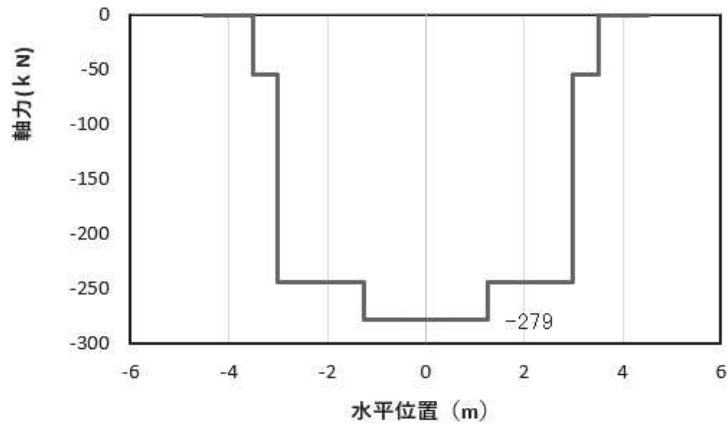
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

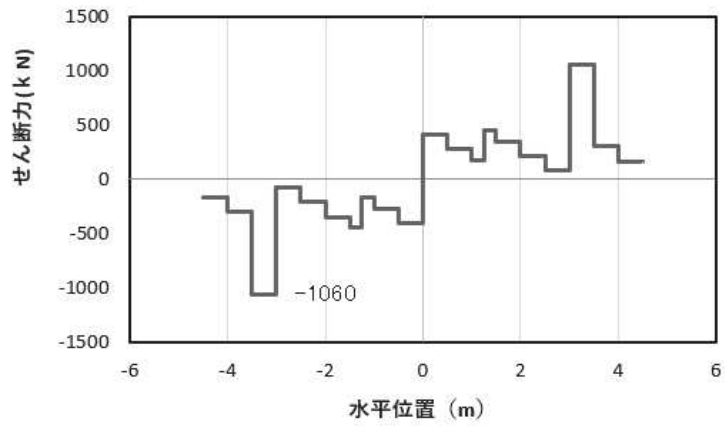
図4-20(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑥, S s - D 2 (++) , t = 24.97s, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



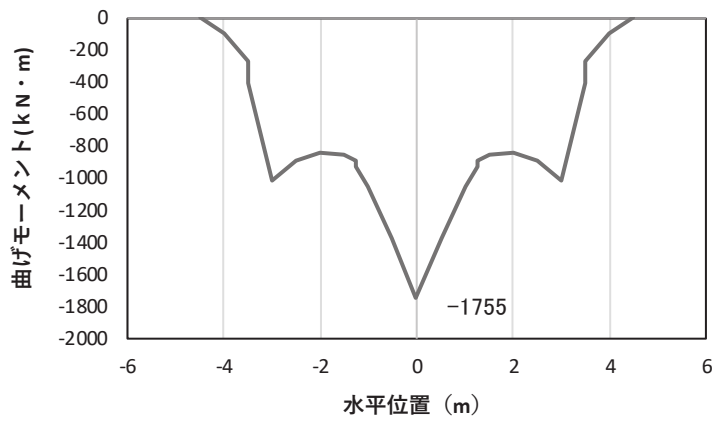
(b) 軸力



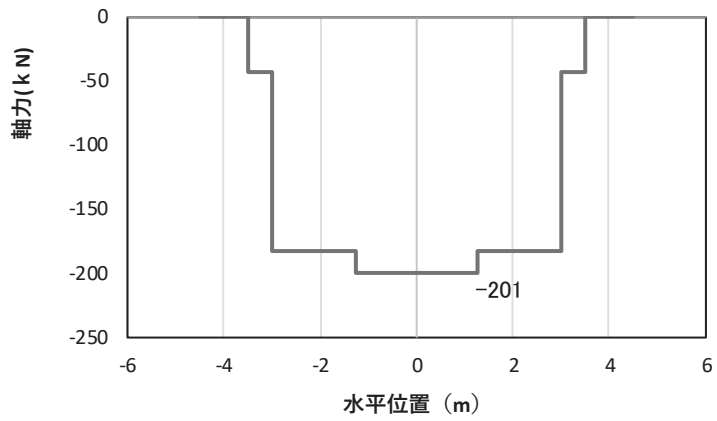
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

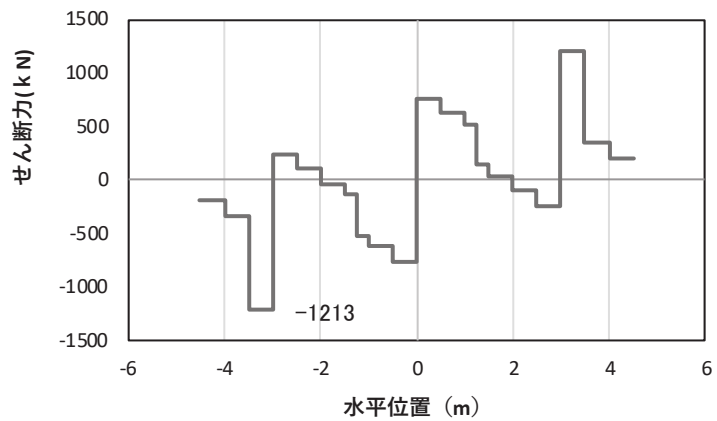
図 4-20(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑥, S s - D 2 (++) , t = 17.82s, Mz 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



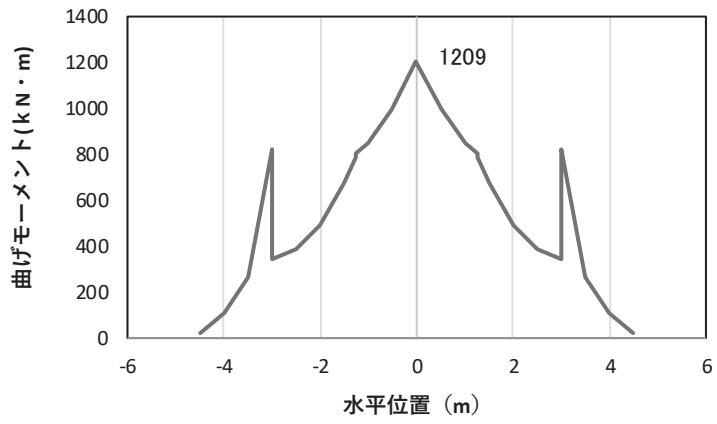
(b) 軸力



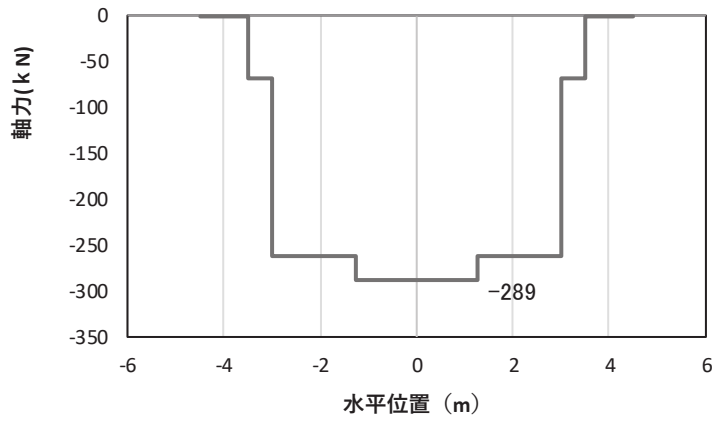
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

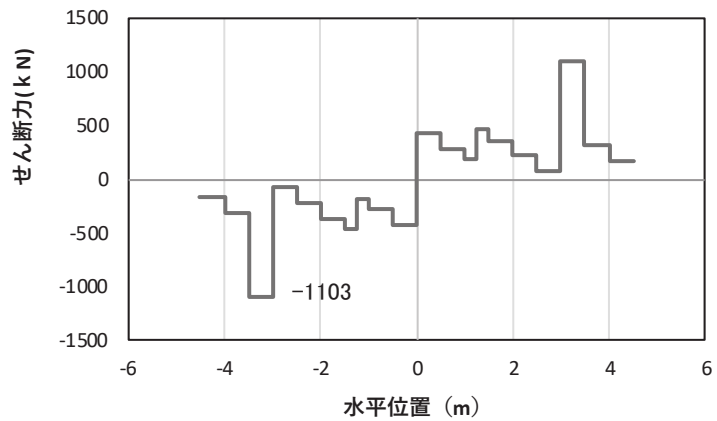
図 4-20(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑥, S s - D 2 (-+), $t = 24.97s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



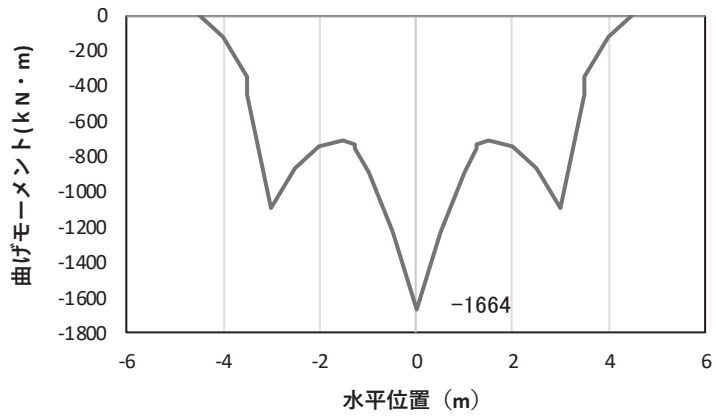
(b) 軸力



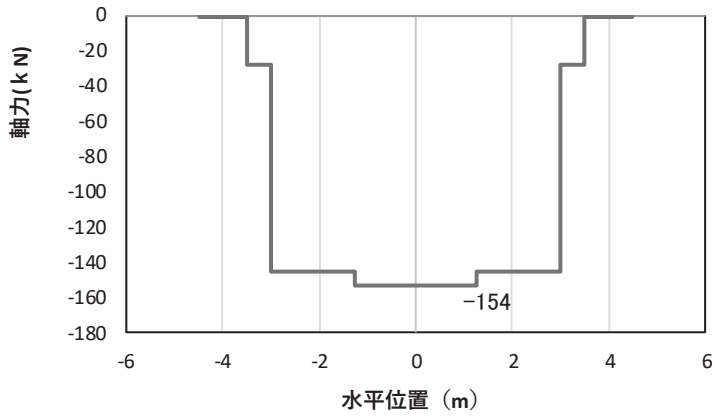
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

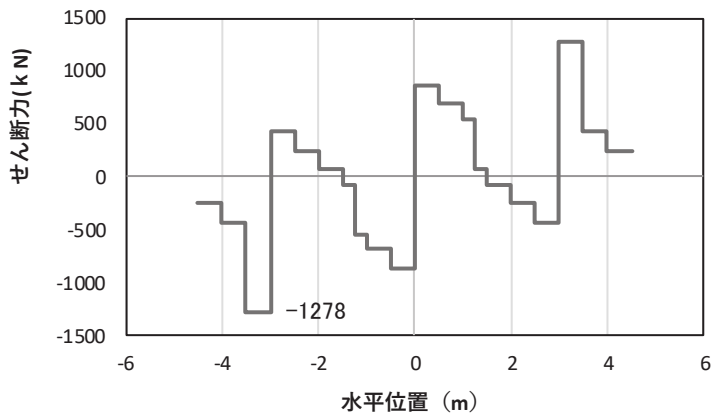
図 4-20(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑥, S s - D 2 (-+), t = 27.02s, Mz 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



(b) 軸力



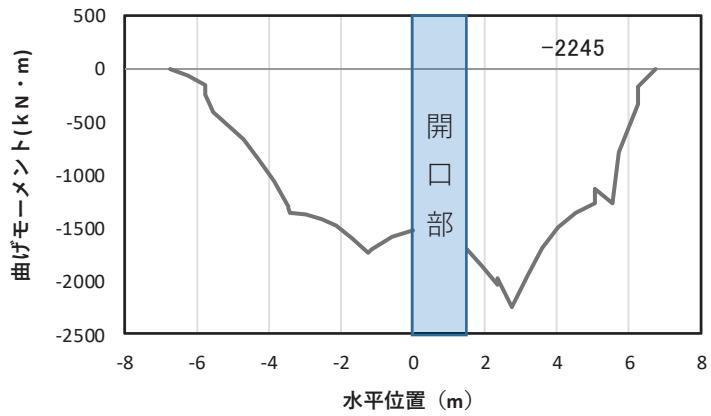
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

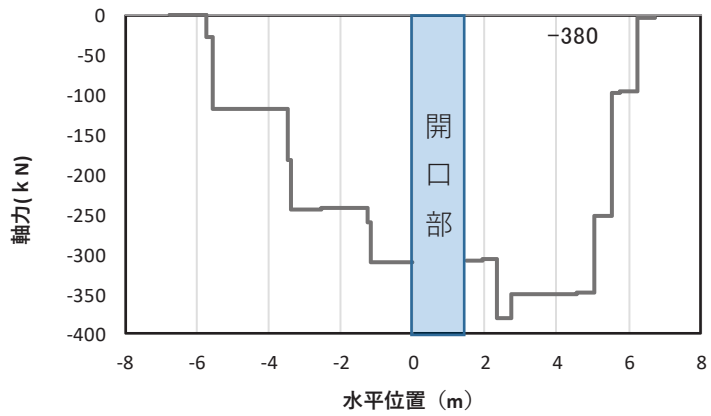
図 4-20(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(断面⑥, S s-D 3 (-+), t=7.53s)

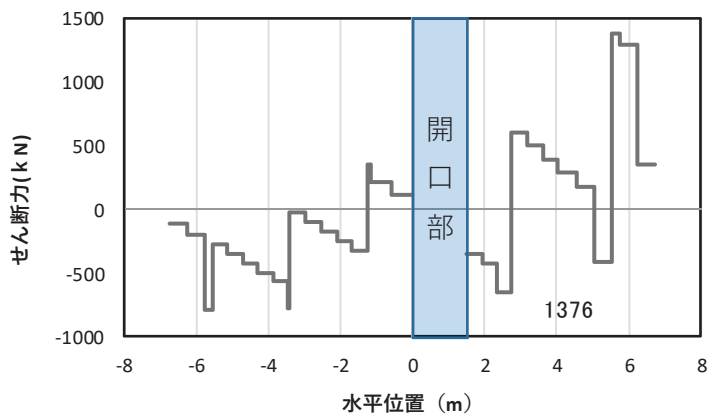
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



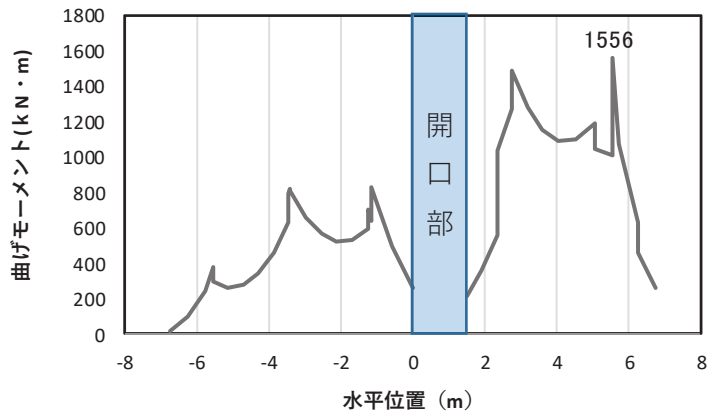
(b) 軸力



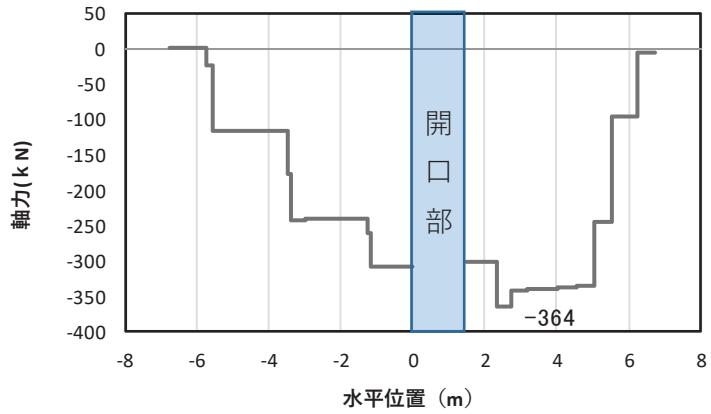
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

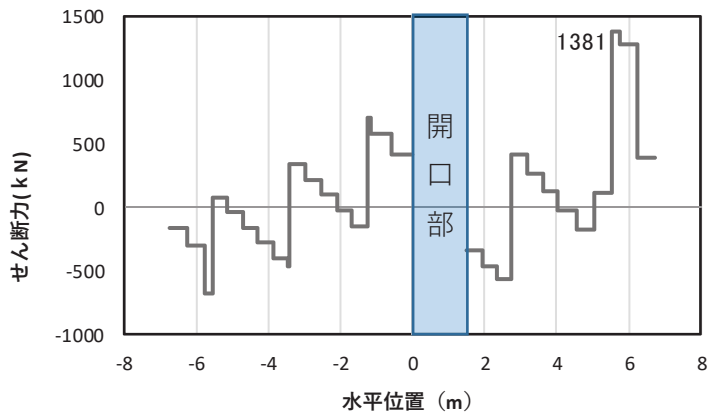
図 4-21(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑦一般部, S s - D 2 (++) , t = 26.81s, My 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



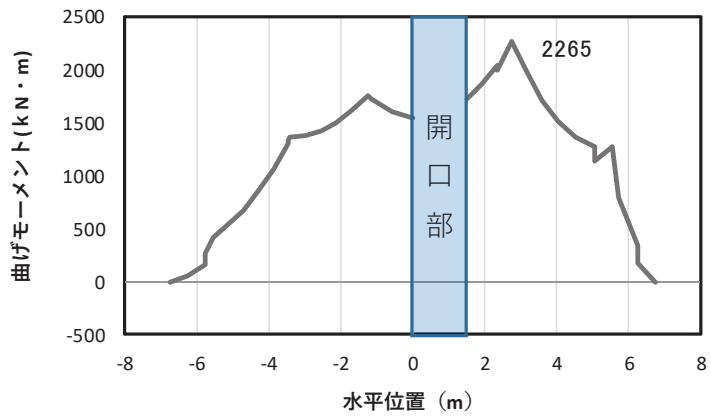
(b) 軸力



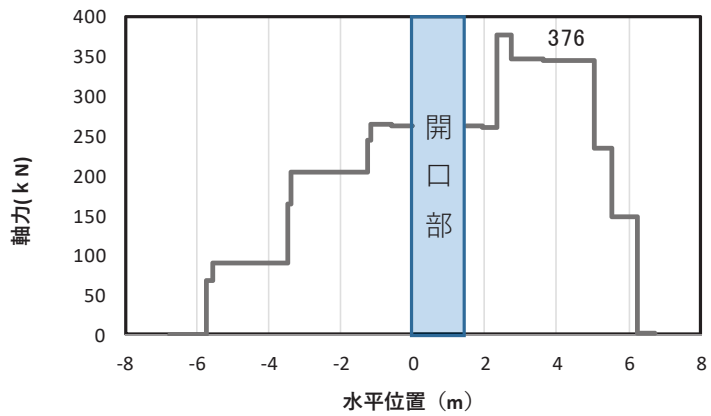
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

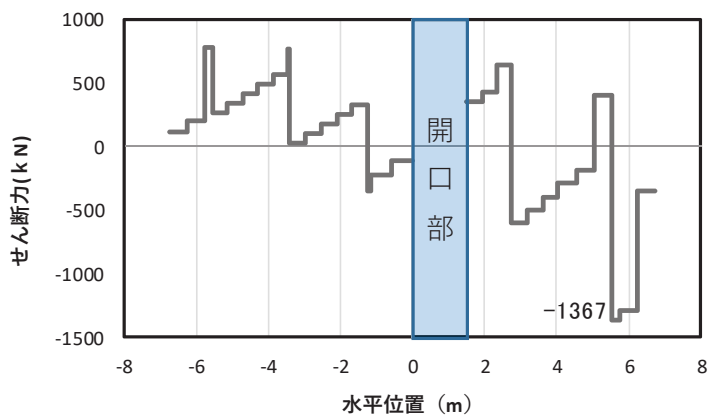
図 4-21(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑦一般部, S s - D 2 (++) , t = 17.82s, M z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



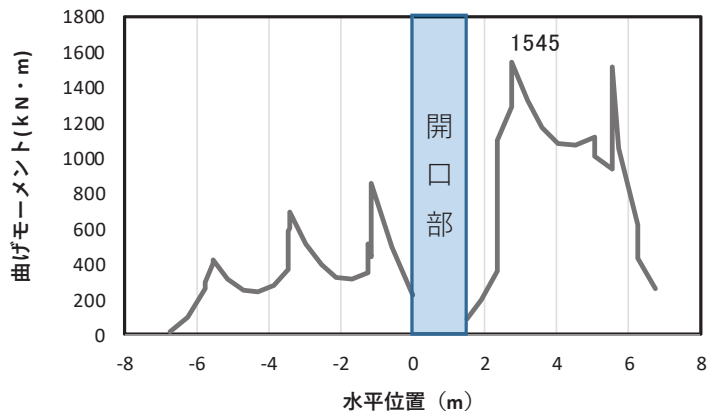
(b) 軸力



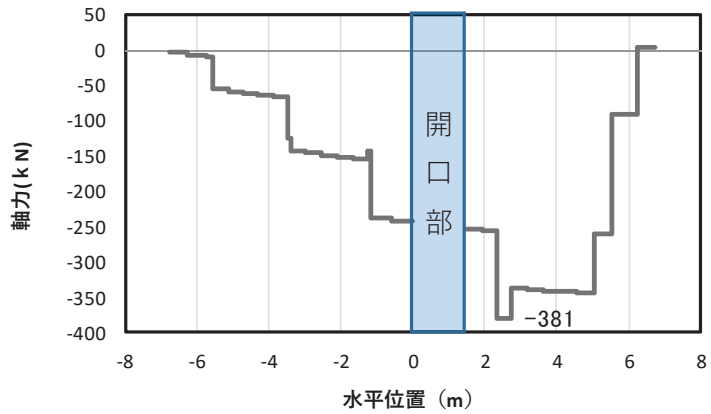
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

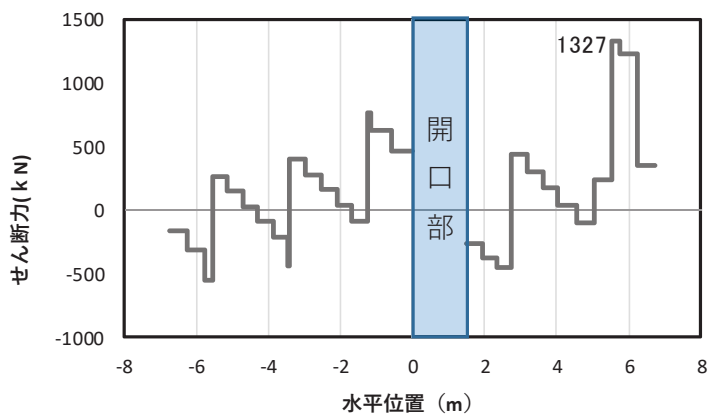
図 4-21(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑦一般部, S s - D 2 (---), $t = 26.81s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



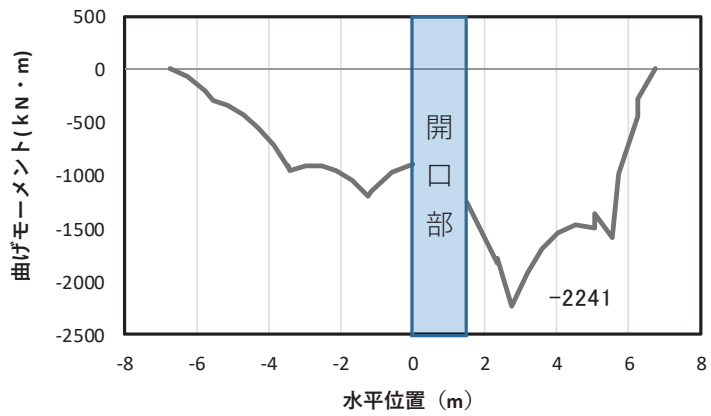
(b) 軸力



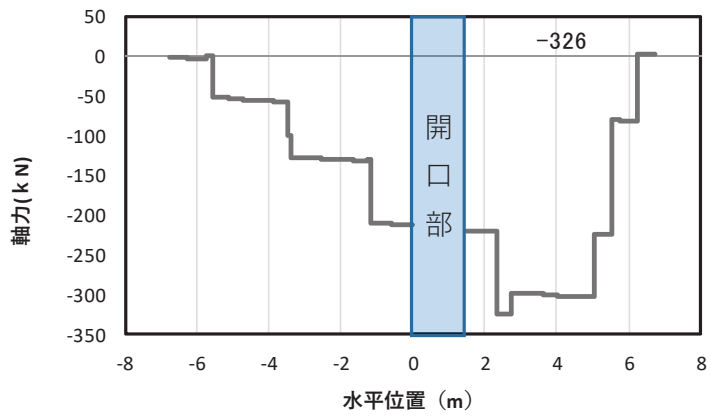
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

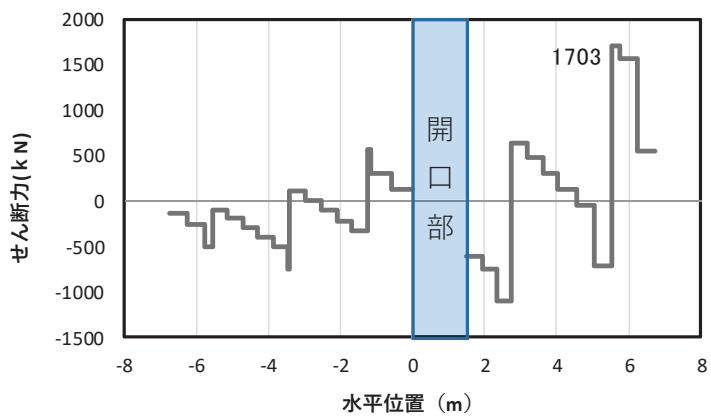
図4-21(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑦一般部, S s - D 2 (---), t = 17.86s, M z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントY



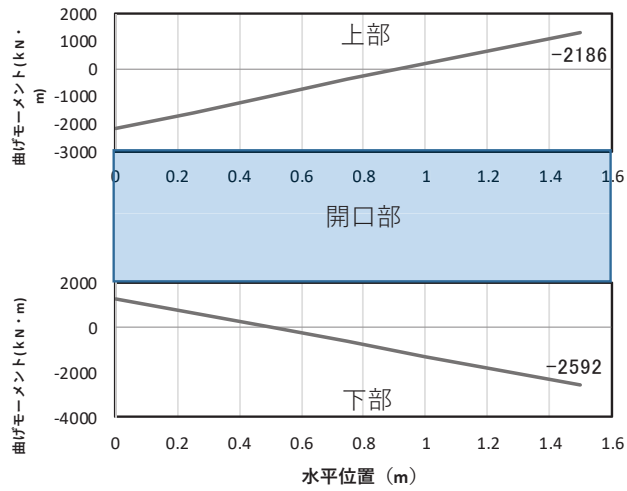
(b) 軸力



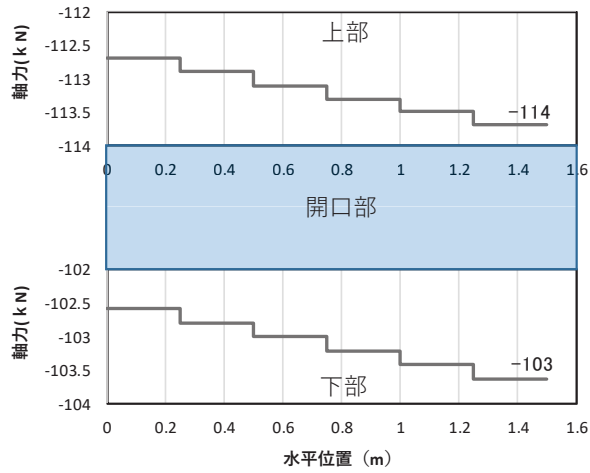
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

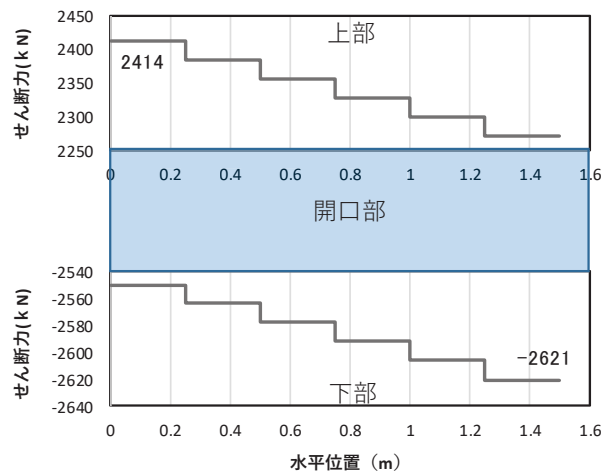
図 4-21 (5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面⑦一般部, S s - D 3 (-+), t = 25.05s)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント Y



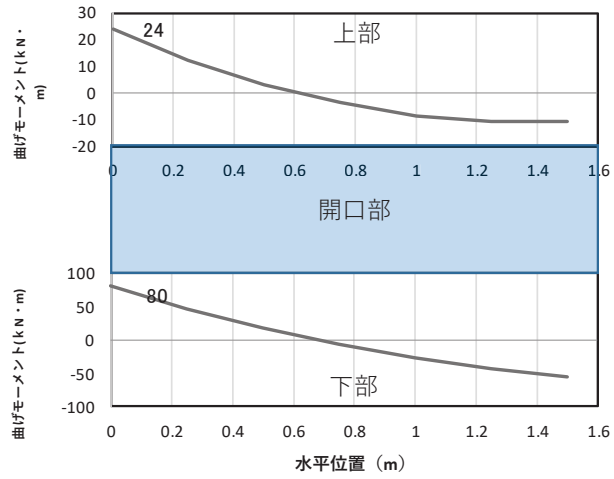
(b) 軸力



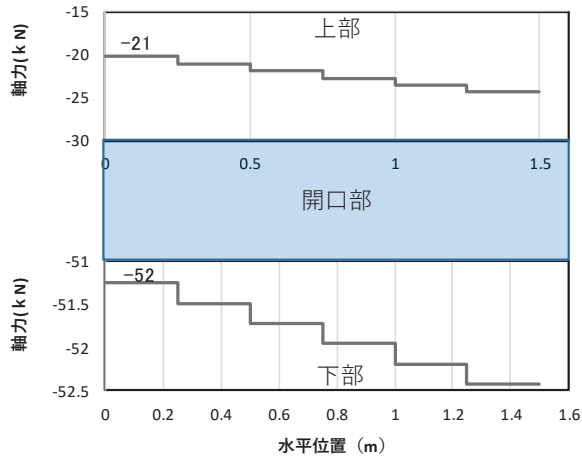
(c) せん断力

(水平位置の 0 は開口部左端を示す)

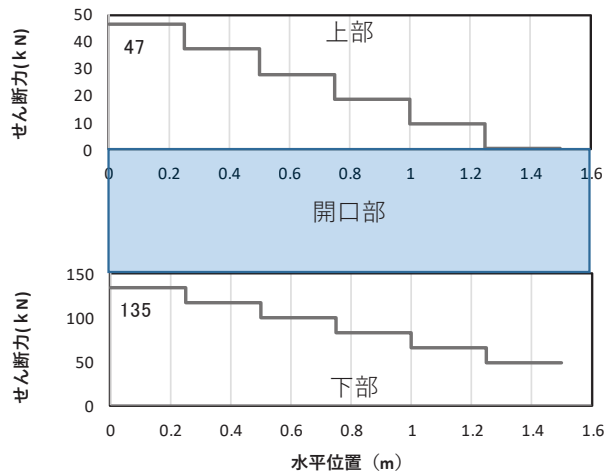
図 4-21(6) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑦開口部, $S_s - D 3$ (一十), $t = 25.05s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



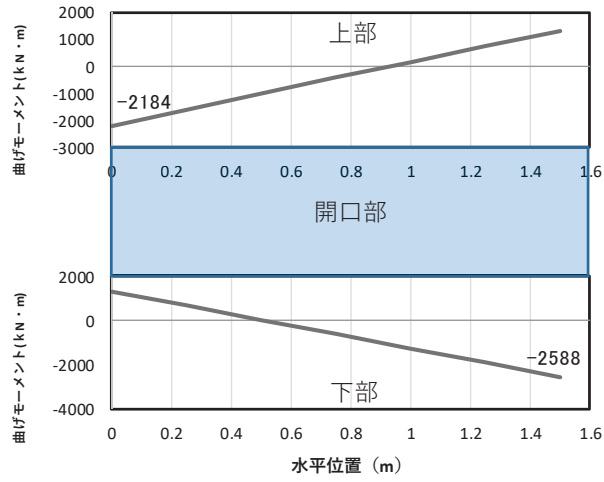
(b) 軸力



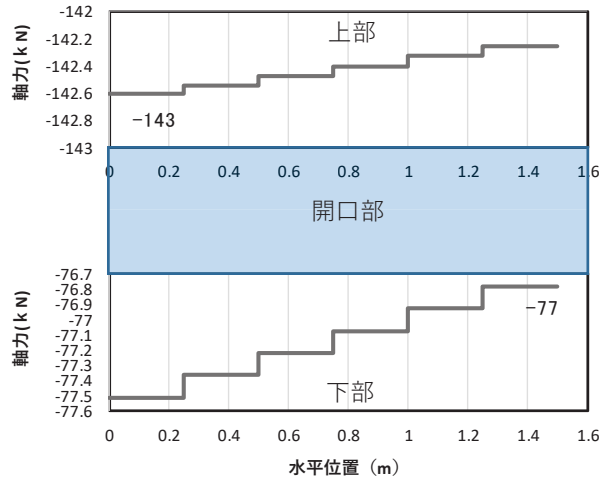
(c) せん断力

(水平位置の0は開口部左端を示す)

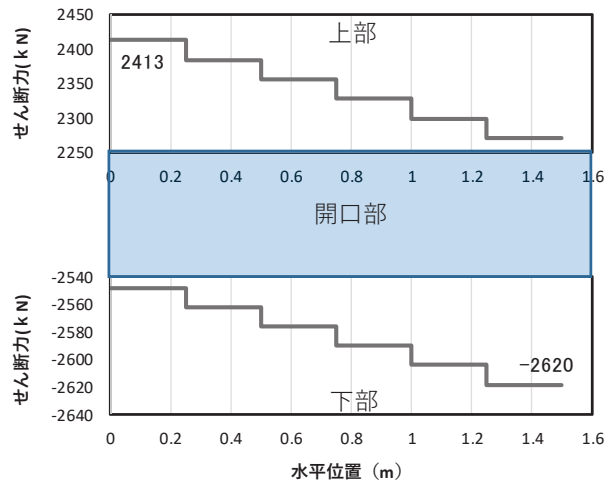
図 4-21(7) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑦開口部, $S_s - D 3$ (一+), $t = 17.82s$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



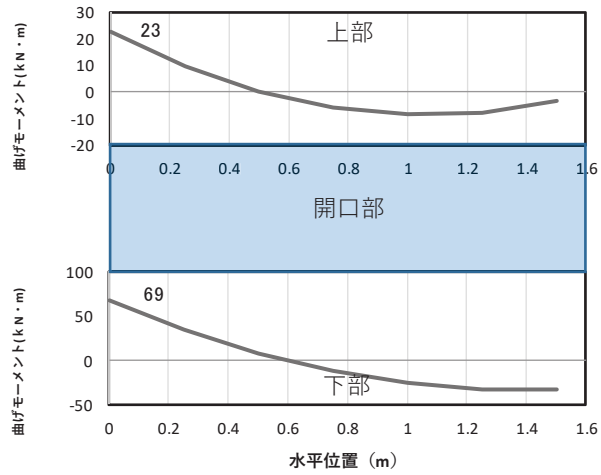
(b) 軸力



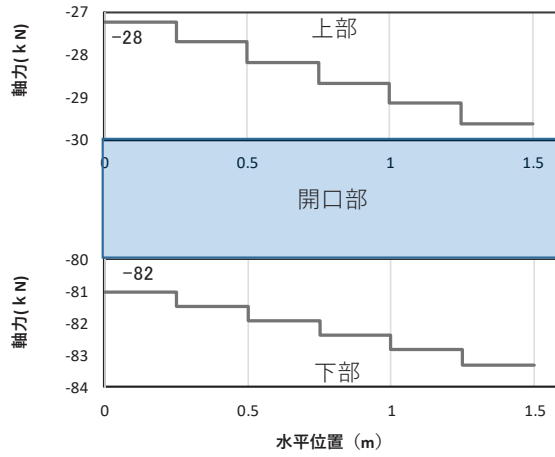
(c) せん断力

(水平位置の 0 は開口部左端を示す)

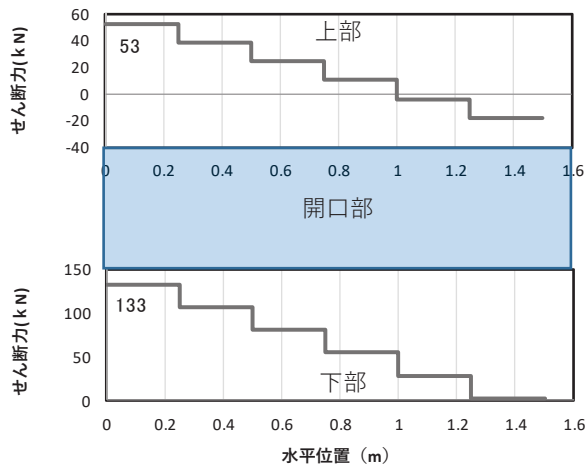
図 4-21(8) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑦開口部, $S_s - D 3$ (—), $t = 25.05s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント z



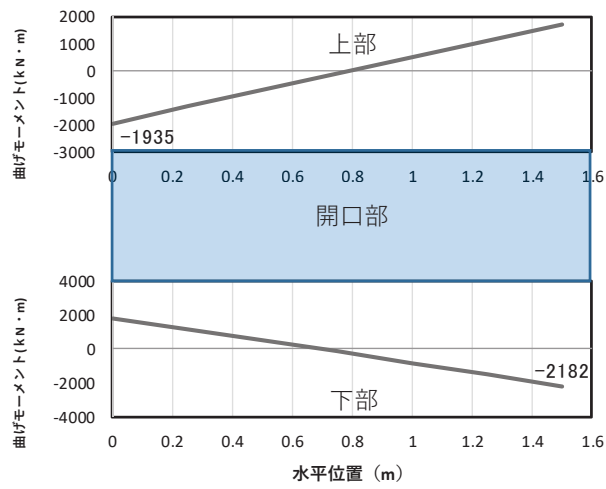
(b) 軸力



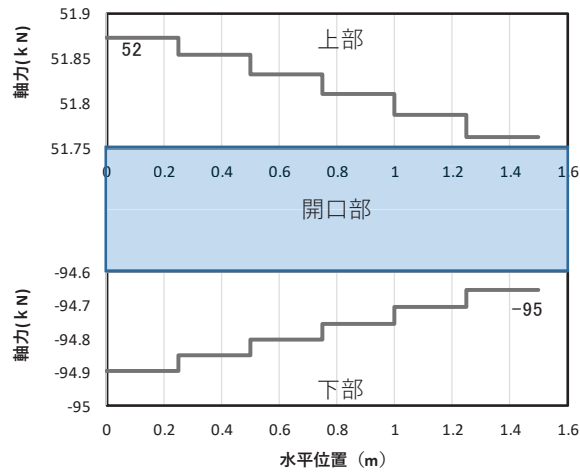
(c) せん断力

(水平位置の 0 は開口部左端を示す)

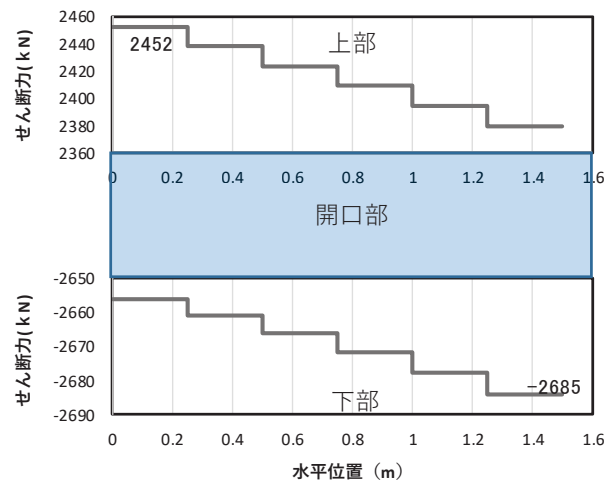
図 4-21(9) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (断面⑦開口部, $S_s - D 3$ (—), $t = 25.13s$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の 0 は開口部左端を示す)

図 4-21(10) 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
(断面⑦開口部, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 7.85s$)

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

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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
断面①	S s - D 2 (-+)	①	M _y : 444 M _z : -888	39	0.6	24	0.03
断面②	S s - N 1 (++)	①	M _y : 810 M _z : -935	37	0.9	24	0.04
断面③	S s - N 1 (-+)	①	M _y : 707 M _z : -755	38	0.8	24	0.04
断面④	S s - D 2 (++)	①	M _y : 1262 M _z : -854	131	1.0	24	0.05
断面⑤	S s - D 2 (+-)	①	M _y : 2175 M _z : -2616	458	1.5	24	0.07
断面⑥	S s - D 2 (++)	①	M _y : 1754 M _z : -1171	275	1.4	24	0.06
断面⑦ 一般部	S s - D 2 (++)	①	M _y : 2245 M _z : -1556	378	1.8	24	0.08
断面⑦ 開口部	S s - D 3 (-+)	①	M _y : 2186 M _z : -24	239	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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
断面①	S s - D 2 (-+)	①	D38 @300, 200	M _y : 444 M _z : -888	-9	25	294	0.09
断面②	S s - N 1 (++)	①	D38 @300, 200	M _y : 810 M _z : -935	-8	31	294	0.11
断面③	S s - N 1 (-+)	①	D35 @300, 200	M _y : 707 M _z : -755	-1	30	294	0.11
断面④	S s - D 2 (++)	①	D38 @300, 200	M _y : 1262 M _z : -854	-141	39	294	0.14
断面⑤	S s - D 2 (++)	①	D38 @300, 200	M _y : 2161 M _z : -2593	-537	64	294	0.22
断面⑥	S s - D 2 (-+)	①	D38 @300, 200	M _y : 1755 M _z : -1209	-289	59	294	0.21
断面⑦ 一般部	S s - D 2 (--)	①	D38 @300, 200	M _y : 2265 M _z : -1545	-381	98	294	0.34
断面⑦ 開口部	S s - D 3 (--)	①	D38 @300, 200	M _y : 2184 M _z : -23	-143	206	294	0.71

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)	(kN) (a)		
断面①	S s - D 2 (-+)	①	D32@300	1062	1116	20754	0.06
断面②	S s - D 2 (-+)	①	D32@300	1092	1147	18298	0.07
断面③	S s - D 2 (+-)	①	D32@300	865	909	16884	0.06
断面④	S s - D 2 (+-)	①	D32@300	971	1020	18084	0.06
断面⑤	S s - F 3 (++)	①	D32@300	1736	1823	24540	0.08
断面⑥	S s - D 3 (-+)	①	D32@300	1278	1342	18084	0.08
断面⑦ 一般部	S s - D 3 (-+)	①	D32@300	1703	1789	17708	0.11
断面⑦ 開口部	S s - D 2 (++)	③	D32@300	2452	2575	5144	0.51

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

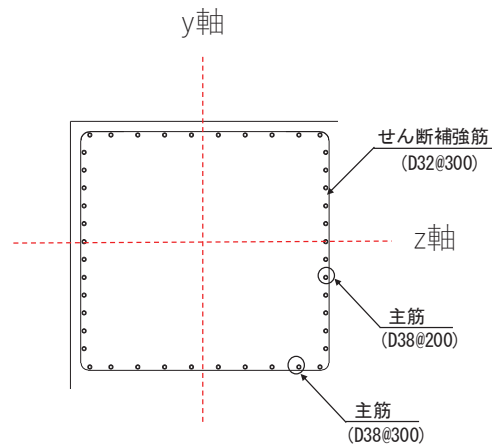


図 4-22 フーチング配筋概要図 (断面①の例)

4.4.2 フーチング（ペデスタル部）

ペデスタル部（鋼製支柱巻き立て部）の照査値を表 4-7～表 4-8 に示す。また、配筋概要図を図 4-23 に示す。この結果から、ペデスタル部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4-7 支圧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		支圧 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)			
断面①	S _s -N1 (-+)	①	410	167	2.1	38.4	0.06
断面②	S _s -N1 (++)	①	447	188	2.3	38.4	0.06
断面③	S _s -N1 (-+)	①	271	137	3.0	38.4	0.08
断面④	S _s -D2 (++)	①	822	406	8.9	38.4	0.24
断面⑤	S _s -D2 (++)	①	1986	1048	11.0	38.4	0.29
断面⑥	S _s -D2 (++)	①	1431	672	15.4	38.4	0.41
断面⑦	S _s -D2 (++)	①	1412	690	15.3	38.4	0.40

表 4-8 押し抜き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	水平押し 抜きせん 断力(kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
断面①	S _s -N 1 (-+)	①	D22@150	167	471	2357	0.20
断面②	S _s -N 1 (++)	①	D22@150	188	514	2357	0.22
断面③	S _s -N 1 (-+)	①	D19@120	137	436	1495	0.30
断面④	S _s -D 2 (++)	①	D29@100	406	1289	3912	0.33
断面⑤	S _s -D 2 (--)	①	D29@100	1056	2451	2794	0.88
断面⑥	S _s -D 2 (++)	①	D29@100	672	2217	3912	0.57
断面⑦	S _s -D 3 (+-)	①	D29@100	858	1991	2794	0.72

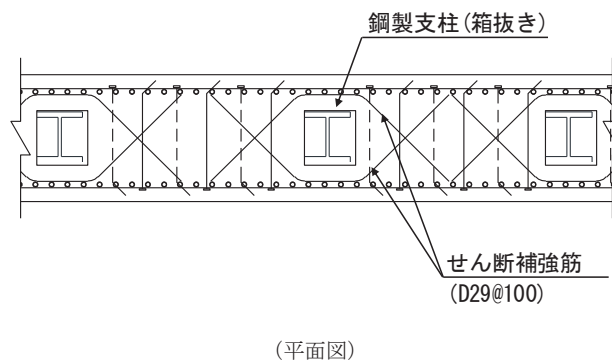


図 4-23 ペDESTAL配筋概要図 (断面④の例)

4.5 鋼管杭

4.5.1 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4-9 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 4-24~図 4-30 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4-10 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 4-9 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
断面①	φ 1500	SM570 (t = 23mm)	(上杭) O. P. +9. 3m~ O. P. +1. 1m	22	1. 020×10 ⁵	0. 371×10 ⁸
		SM570 (t = 30mm)	(中杭①) O. P. +1. 1m~ O. P. -0. 9m	29	1. 338×10 ⁵	0. 482×10 ⁸
		SM570 (t = 37mm)	(中杭②) O. P. -0. 9m~ O. P. -6. 9m	36	1. 653×10 ⁵	0. 590×10 ⁸
		SM570 (t = 30mm)	(下杭) O. P. -6. 9m~ O. P. -13. 054m	29	1. 338×10 ⁵	0. 482×10 ⁸
断面②	φ 1500	SM570 (t = 23mm)	(上杭) O. P. +9. 3m~ O. P. -3. 5m	22	1. 020×10 ⁵	0. 371×10 ⁸
		SM570 (t = 30mm)	(中杭①) O. P. -3. 5~ O. P. -5. 5m	29	1. 338×10 ⁵	0. 482×10 ⁸
		SM570 (t = 37mm)	(中杭②) O. P. -5. 5~ O. P. -11. 5m	36	1. 653×10 ⁵	0. 590×10 ⁸
		SM570 (t = 30mm)	(下杭) O. P. -11. 5~ O. P. -17. 954m	29	1. 338×10 ⁵	0. 482×10 ⁸
断面③	φ 1500	SM570 (t = 30mm)	—	29	1. 338×10 ⁵	0. 482×10 ⁸
断面④ 断面⑤ 断面⑥	φ 1500	SM570 (t = 25mm)	—	24	1. 111×10 ⁵	0. 403×10 ⁸
断面⑦	φ 1200	SM570 (t = 20mm)	—	19	0. 704×10 ⁵	0. 204×10 ⁸

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。

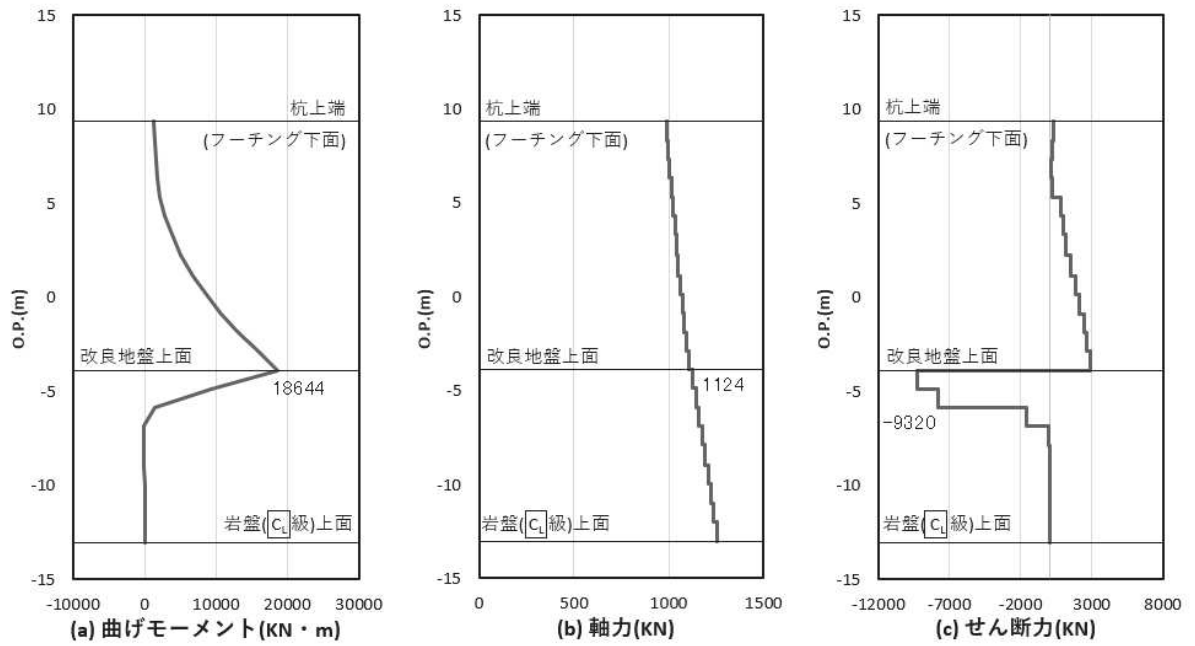


図 4-24 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(断面①, S s - N 1 (-+), t = 7.82s)

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

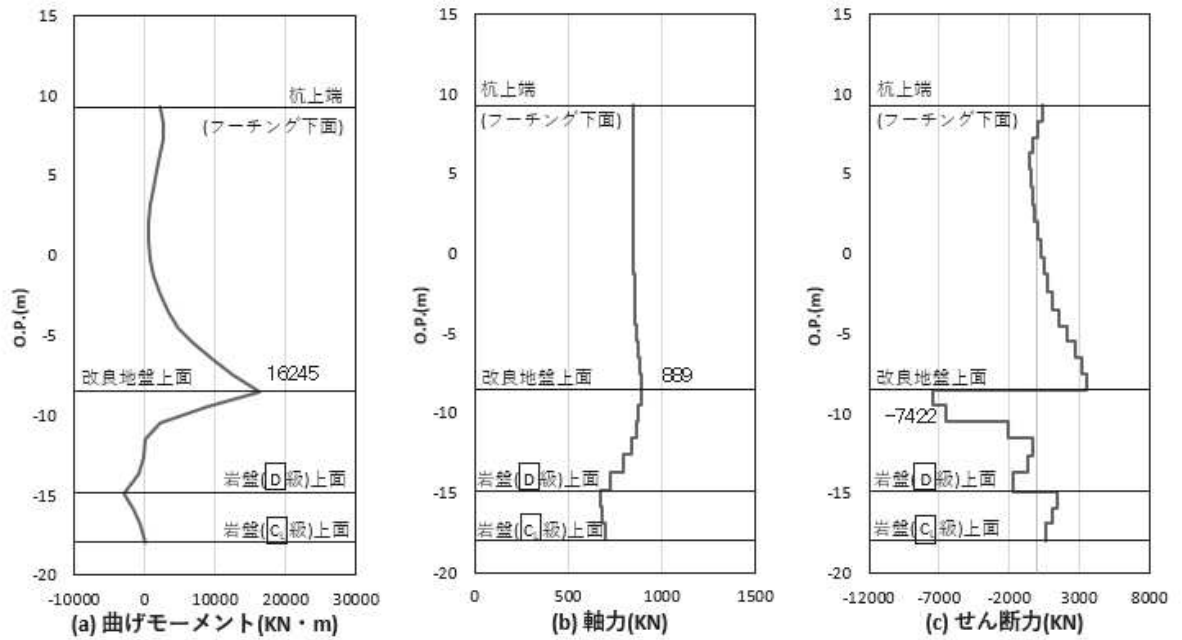


図 4-25 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(断面②, S s - N 1 (++) , t = 7.77s)

解析ケース①: 基本ケース

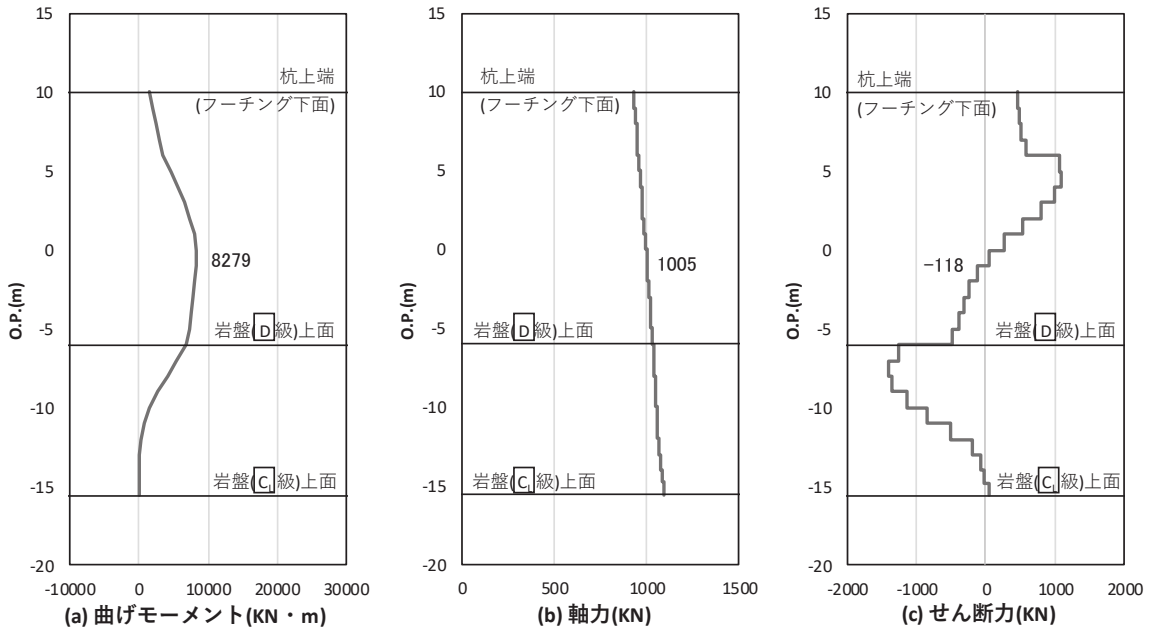


図 4-26 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面③, S s - N 1 (- +) , t = 7.92s)
 解析ケース①：基本ケース

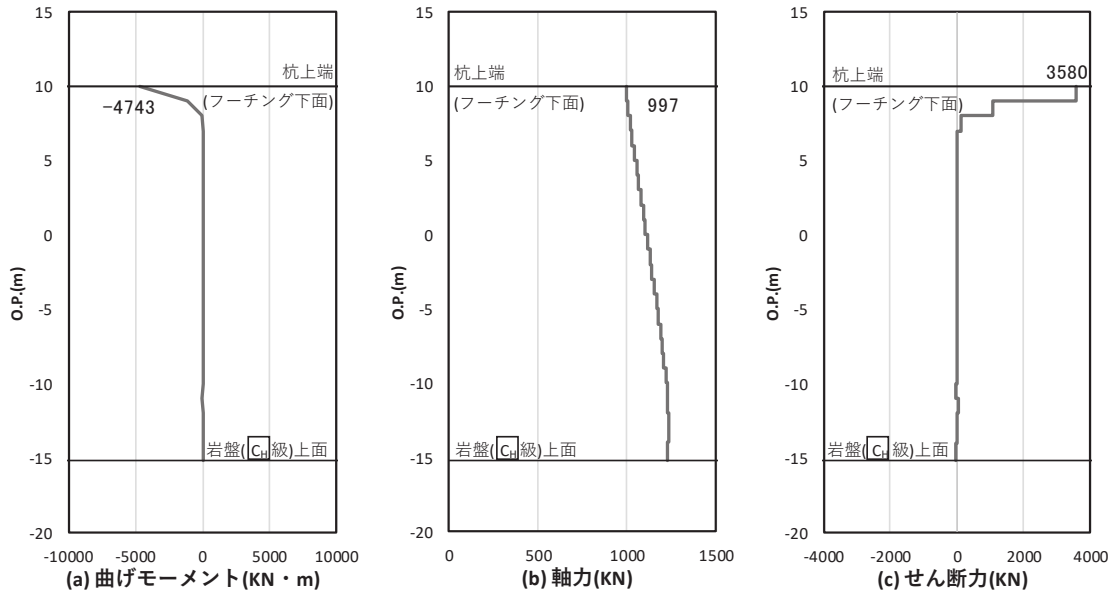


図 4-27 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面④, S s - D 2 (+ -) , t = 13.41s)
 解析ケース①：基本ケース

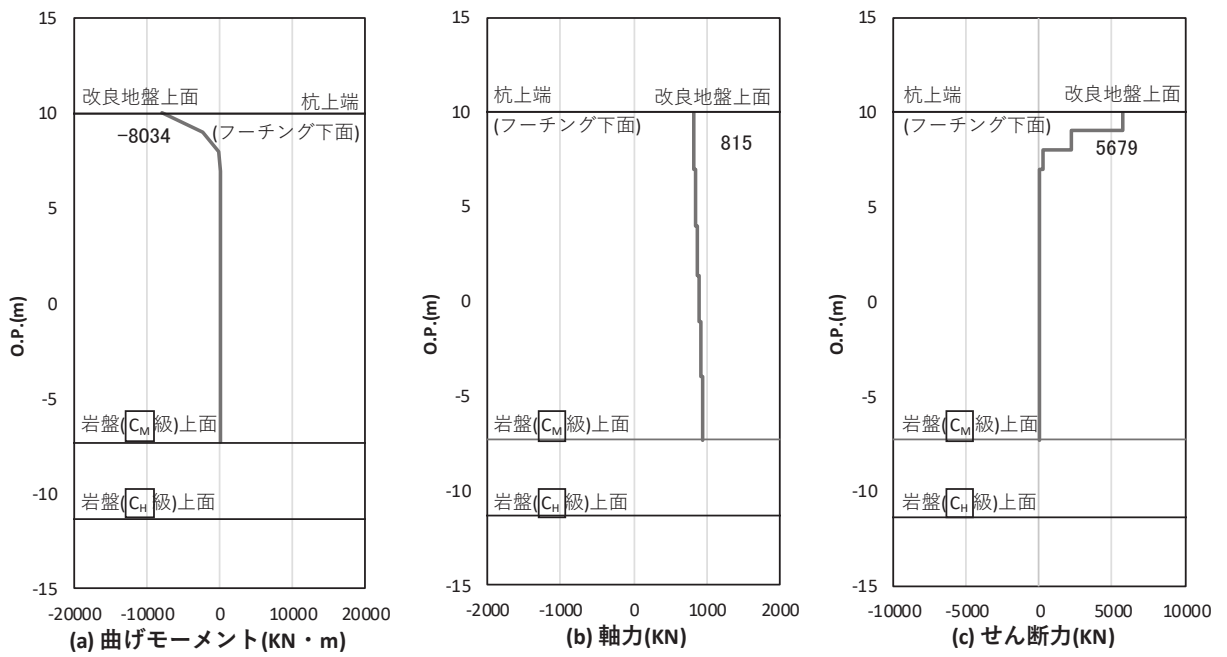


図 4-28 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面⑤, S_s-D3(++) , t=7.23s)
 解析ケース①: 基本ケース

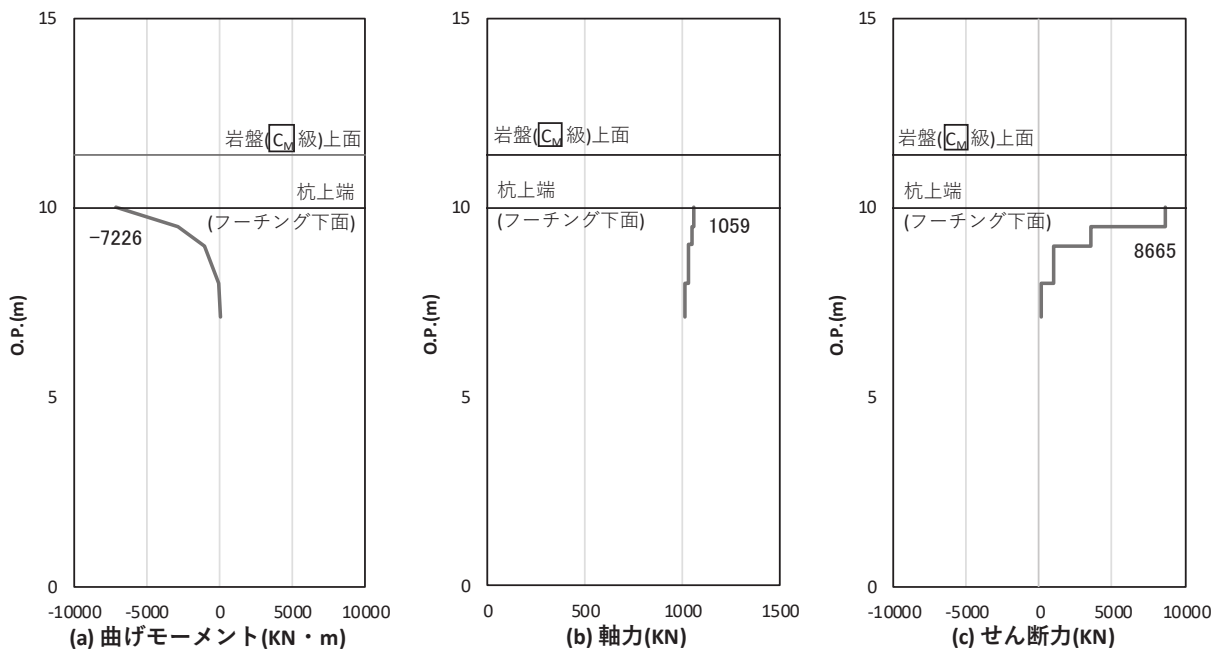


図 4-29 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面⑥, S_s-D2(++) , t=13.39s)
 解析ケース①: 基本ケース

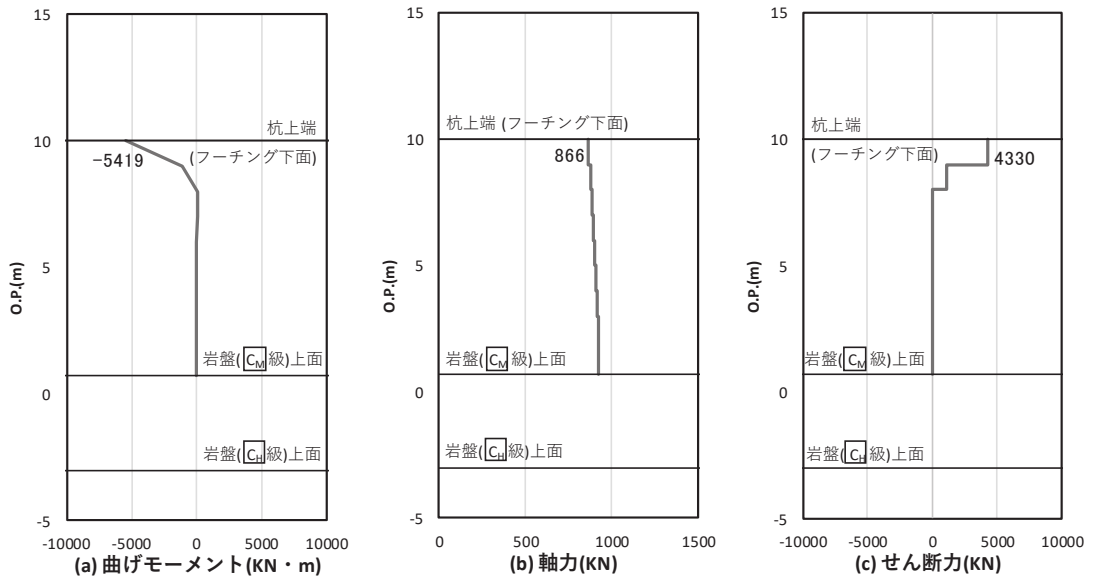


図 4-30 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面⑦, S_s-D 2 (+-), t = 13.40s)
 解析ケース①: 基本ケース

表 4-10 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)		
断面① (中杭②)	S _s -N 1 (-+)	②	18644	1124	26154	0.72
断面② (中杭②)	S _s -N 1 (++)	①	16245	889	26238	0.62
断面③	S _s -N 1 (-+)	①	8279	1005	21339	0.39
断面④	S _s -D 2 (+-)	①	4743	997	17776	0.27
断面⑤	S _s -D 3 (++)	①	8034	815	17842	0.46
断面⑥	S _s -D 2 (++)	①	7226	1059	17754	0.41
断面⑦	S _s -D 2 (+-)	①	5419	866	8936	0.61

4.5.2 せん断力照査

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 4-31～図 4-37 に、せん断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。

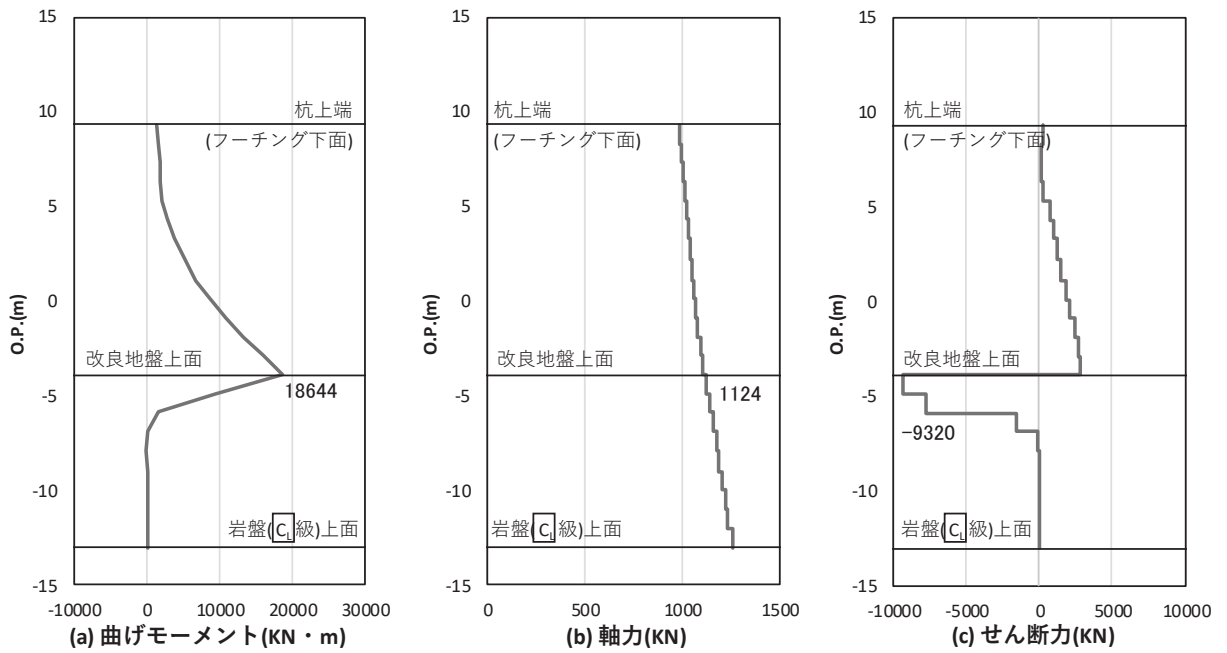


図 4-31 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(断面①, S_s-N1 (-+), t=7.82s)

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

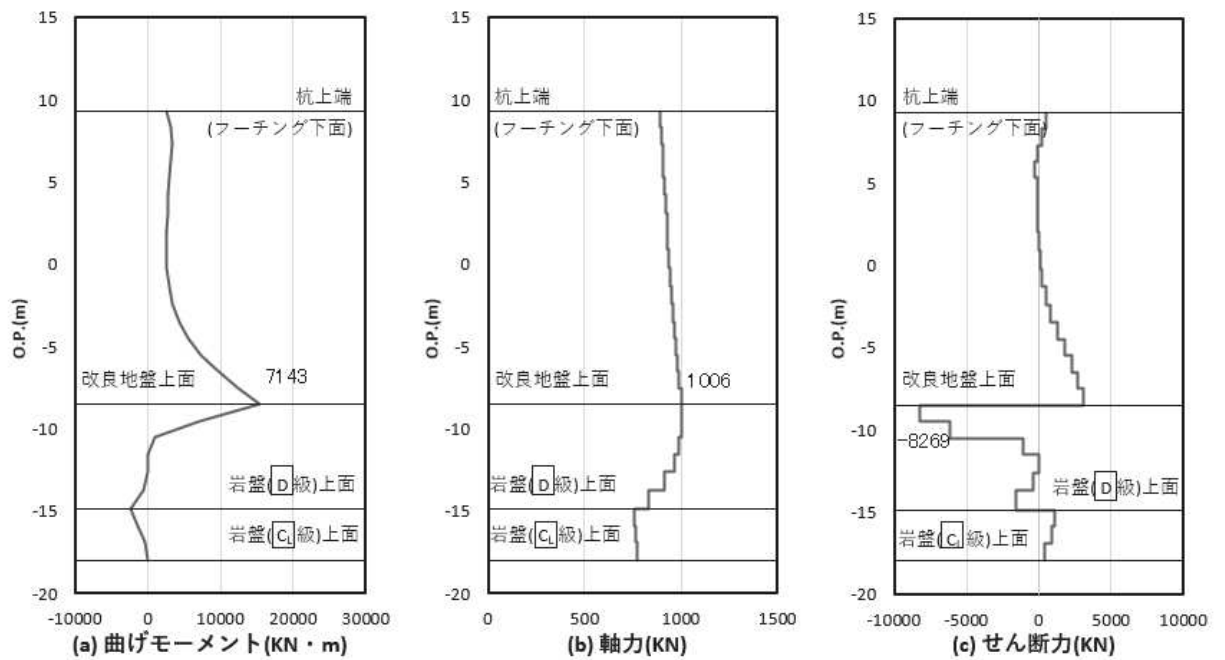


図 4-32 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(断面②, S_s-N1 (++), t=7.79s)

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

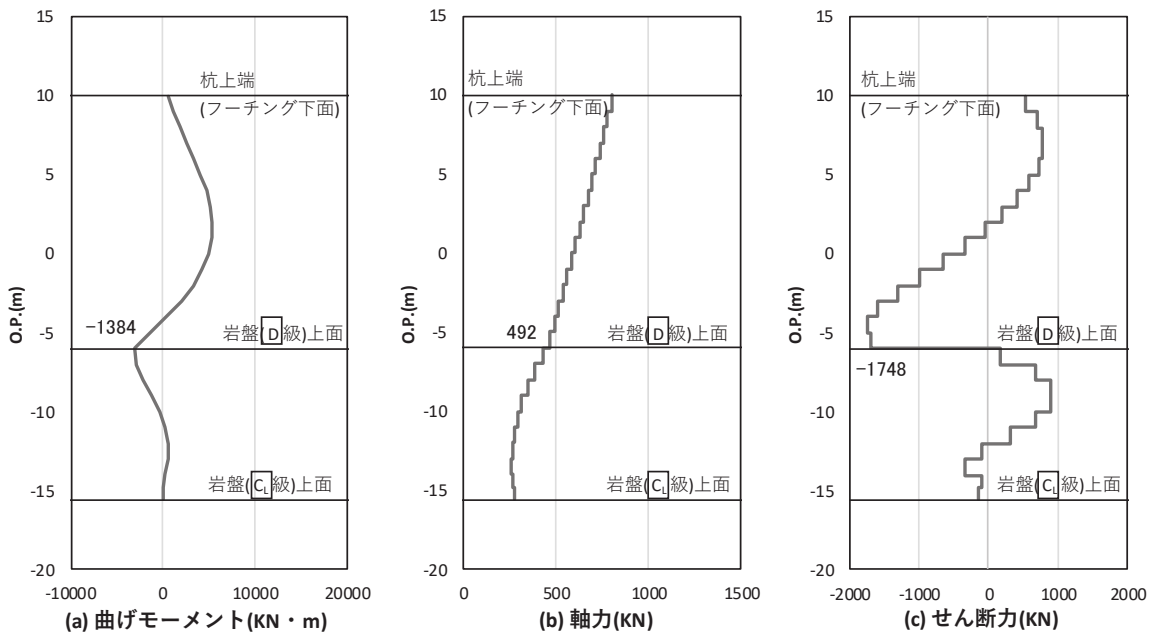


図 4-33 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面③, $S_s - N1 (+ +)$, $t = 7.67s$)
 解析ケース①：基本ケース

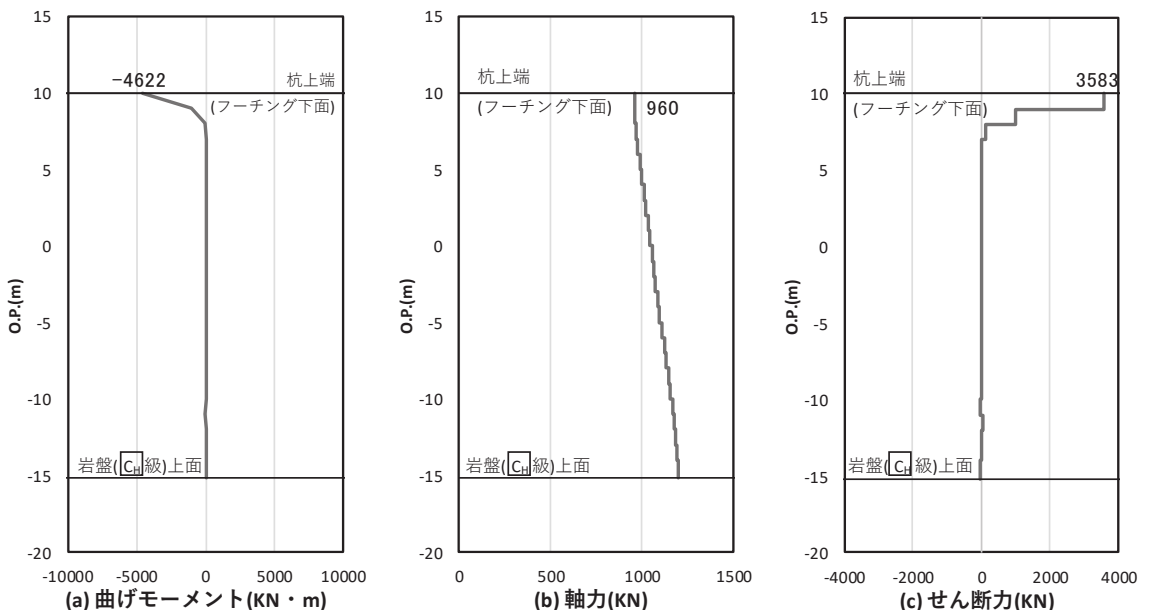


図 4-34 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面④, $S_s - D3 (+ -)$, $t = 7.24s$)
 解析ケース①：基本ケース

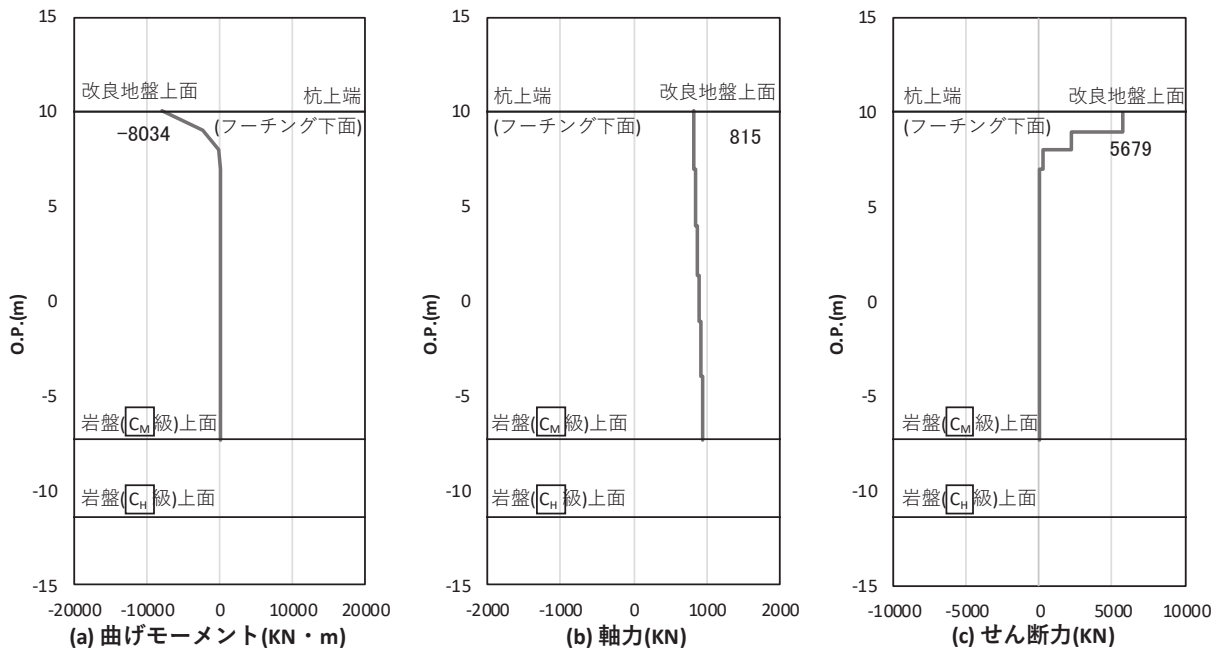


図 4-35 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面⑤, $S_s - D 3 (+ +)$, $t = 7.23s$)
 解析ケース①: 基本ケース

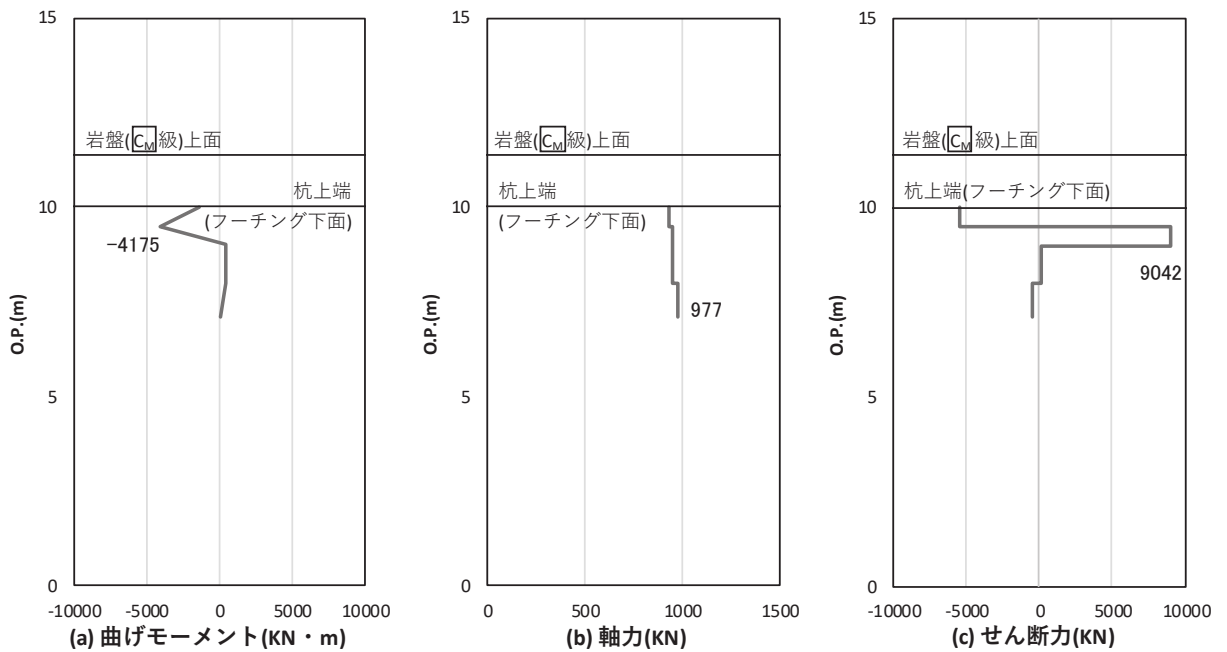


図 4-36 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面⑥, $S_s - D 1 (- +)$, $t = 19.80s$)
 解析ケース①: 基本ケース

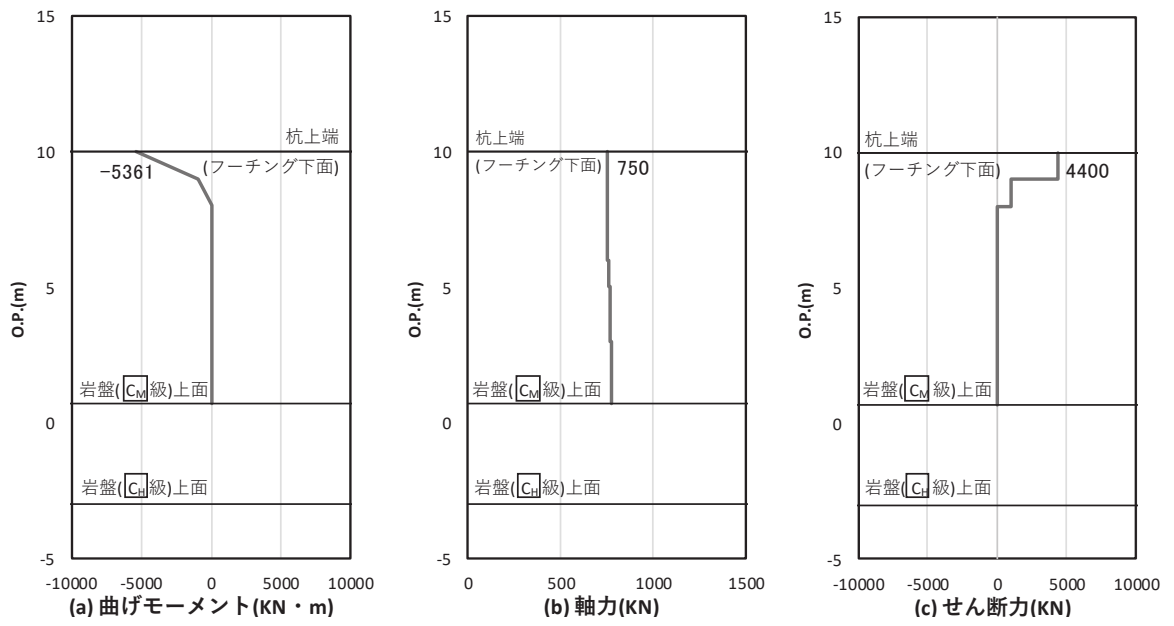


図 4-37 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (断面⑦, $S_s - D 2 (+)$, $t = 13.40s$)
 解析ケース①: 基本ケース

表 4-11 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	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
断面①	S s - N 1 (- +)	②	9320	113	260	0.44
断面②	S s - N 1 (+ +)	②	8269	101	260	0.39
断面③	S s - N 1 (+ +)	①	1748	27	260	0.11
断面④	S s - D 3 (+ -)	①	3583	65	260	0.25
断面⑤	S s - D 3 (+ +)	①	5679	103	260	0.40
断面⑥	S s - D 1 (- +)	①	9042	163	260	0.63
断面⑦	S s - D 2 (+ -)	①	4400	126	260	0.49

表 4-13 鋼管杭（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	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)		
断面①	S s - N 1 (-+)	①	3676	11661	0.32
断面②	S s - N 1 (++)	①	3933	11661	0.34
断面③	S s - N 1 (-+)	①	2728	11661	0.24
断面④	S s - D 2 (+-)	②	4956	12928	0.39
断面⑤	S s - D 3 (+-)	①	8036	12928	0.63
断面⑥	S s - D 2 (+-)	①	7231	12928	0.56
断面⑦	S s - D 2 (+-)	①	5419	7891	0.69

4.6 止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果

止水ジョイント部材が設置される境界部は、防潮壁の同一構造形式間（鋼板-鋼板間）及び異種構造形式間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）並びに防潮壁と異種構造物（2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室，防潮堤）間に区分される。

止水ジョイント部材の照査については、これらの区分毎に、地盤条件や構造規模等の違いにより相対変位量が大きくなると考えられる境界部に対して相対変位量を算出する。相対変位量の算出は時刻歴相対変位として算出する。

ただし、防潮壁と異種構造物（2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室，防潮堤）間については、構造の違いや評価手法の違い等を踏まえ、最大変位の足し合わせにより算定する。なお、構造規模や地盤条件の違いが相対的に大きい、防潮壁と防潮堤間の相対変位量を代表として示す。防潮堤の変位量は「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に基づき算定する。

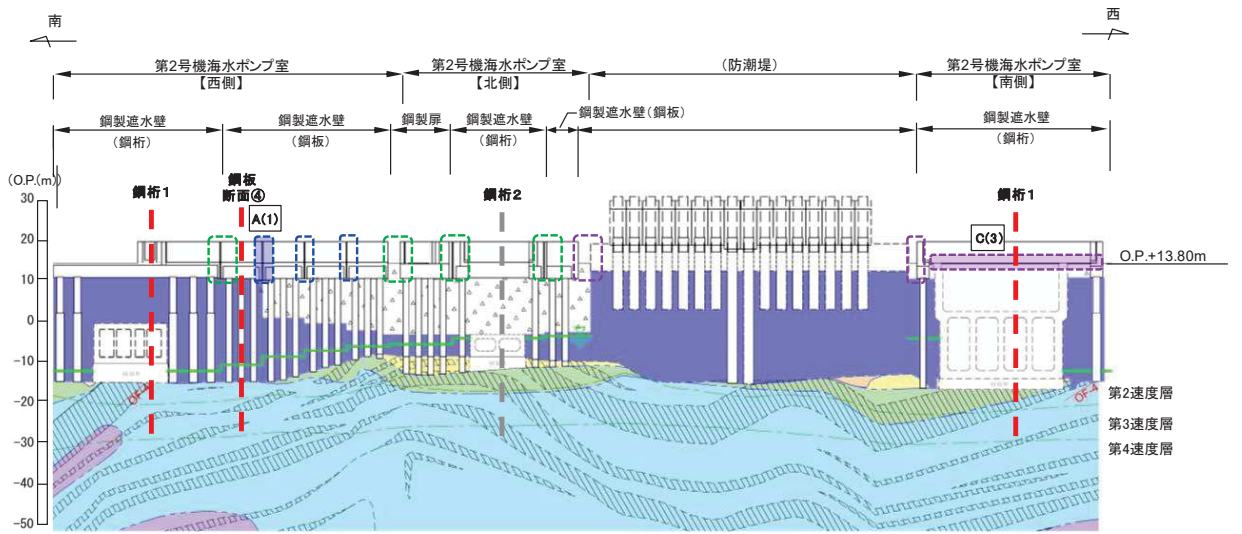
相対変位量の算定位置を表 4-14 及び図 4-39 に示す。

これらの境界部に対して、地震時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査結果を表 4-15 に示す。

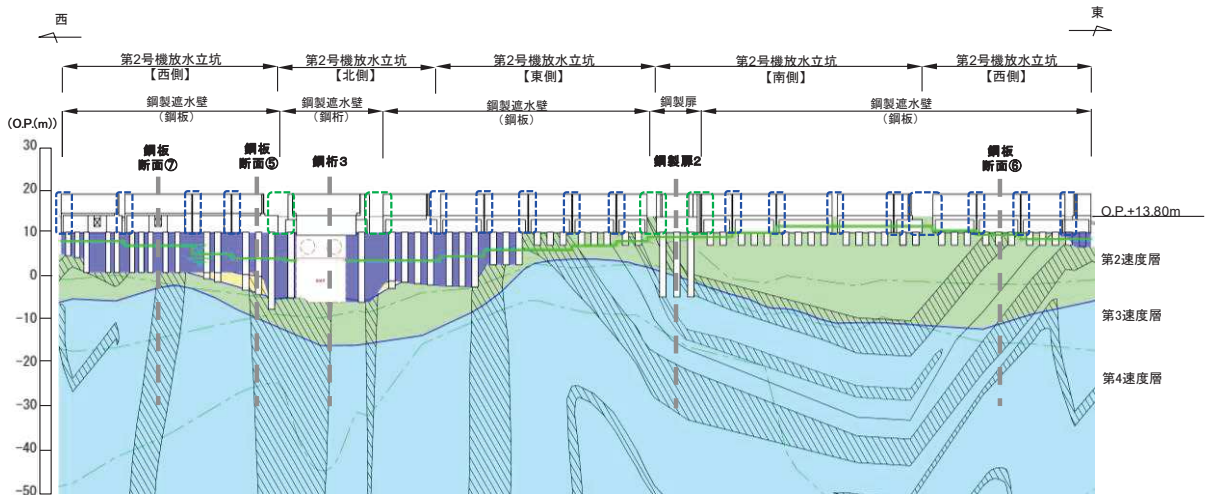
地震時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4-14 相対変位量の算定位置

位置		概要	備考
A(1)	防潮壁 同一構造形 式間（鋼板- 鋼板間）	鋼板-鋼板間の境界部の中で、全深 度地盤改良断面と盛土が分布する 断面との境界部	照査においては、保守的に、実際 の境界部よりも改良地盤の高低差 が大きく相対変位量が大きくなる と考えられる鋼板断面④と鋼板断 面①、断面②及び断面③の相対変 位量を算定する。
A(2)		鋼板-鋼板間の境界部の中で、改良 地盤上方の盛土が厚く分布し、改 良地盤の高低差が大きい境界部	照査においては、構造区間が同一 で、地盤条件が概ね同様な地盤条 件である鋼板断面①と断面②の相 対変位量を算定する。
B(1)	防潮壁 異種構造形 式間	異種構造物形式間（鋼板-鋼桁間） の中で、盛土が厚く分布し、壁高 が高く、フーチングや上部工の規 模も最も大きい鋼桁 4 と鋼板の境 界部	照査においては、保守的に、実際 の境界部よりも改良地盤の高低差 が大きく相対変位量が大きくなる と考えられる鋼板断面①と鋼桁 4 の相対変位量を算定する。
B(2)		異種構造物形式間（鋼板-鋼製扉 間）の中で、盛土が厚く分布し、 改良地盤の高低差が大きく、壁高 も高い鋼製扉 3 と鋼板の境界部	照査においては、鋼板断面②と鋼 製扉 3 の相対変位量を算定する。
C(1)	異種構造物 間	防潮壁（鋼板）と防潮堤の境界部 の中で、防潮堤側との改良地盤の 高低差が大きい境界部	照査においては、防潮壁（鋼板） 側で地盤条件に有意な差が無いた め、壁高が高く相対的に変位量が 大きくなる鋼板断面①と防潮堤間 の相対変位量を算定する。
C(2)		防潮壁（鋼桁及び鋼製扉）と防潮 堤の境界部の中で、防潮堤側との 改良地盤の高低差が大きい境界部	照査においては、鋼製扉 3 と防潮 堤間の相対変位量を算定する。
C(3)		防潮壁（鋼桁 1）と 2 号機海水ポン プ室（隔壁）間	構造規模や地盤条件の違いが相対 的に大きい、防潮壁と防潮堤間の 相対変位量（C(1)及びC(2)）の結 果を代表に算定する
C(4)		防潮壁（鋼桁 4）と 3 号機海水ポン プ室（隔壁）間	



(2号機海水ポンプ室)



(2号機放水立坑)

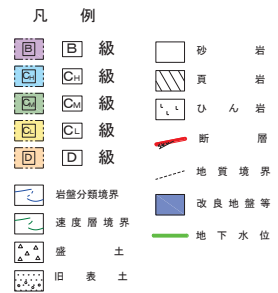
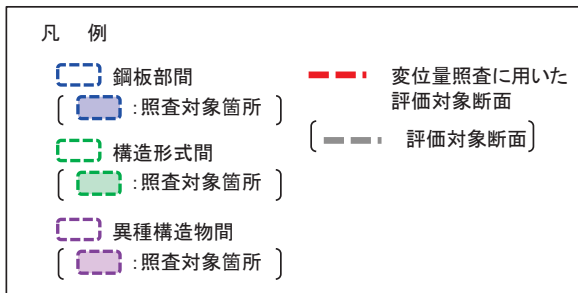
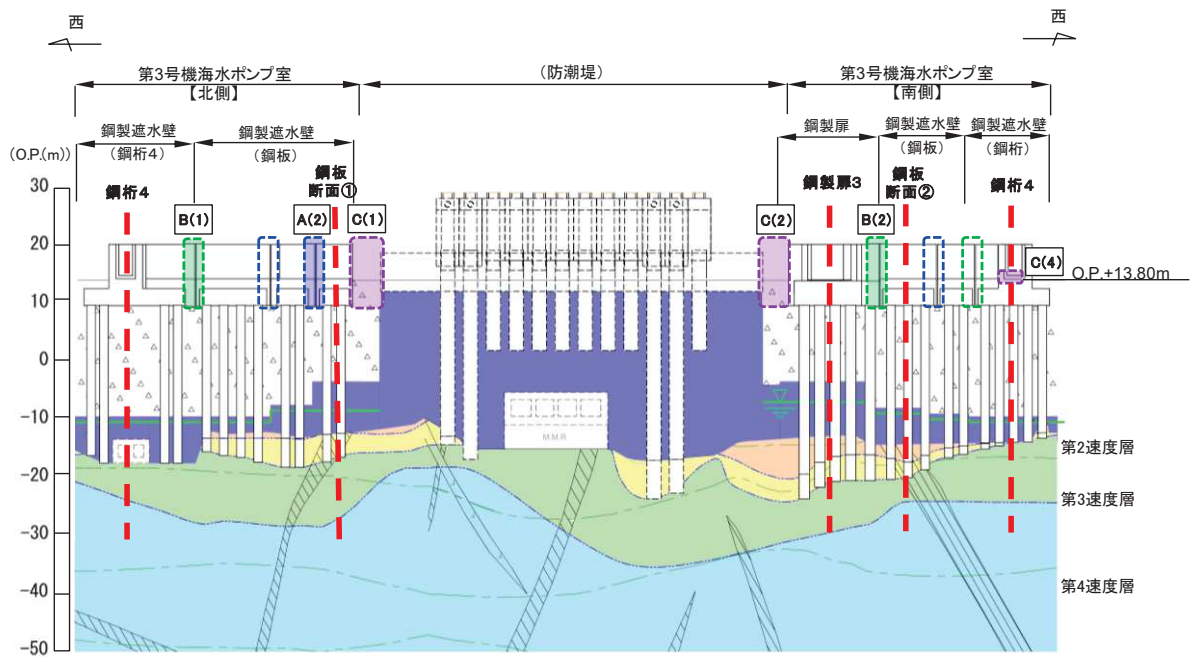
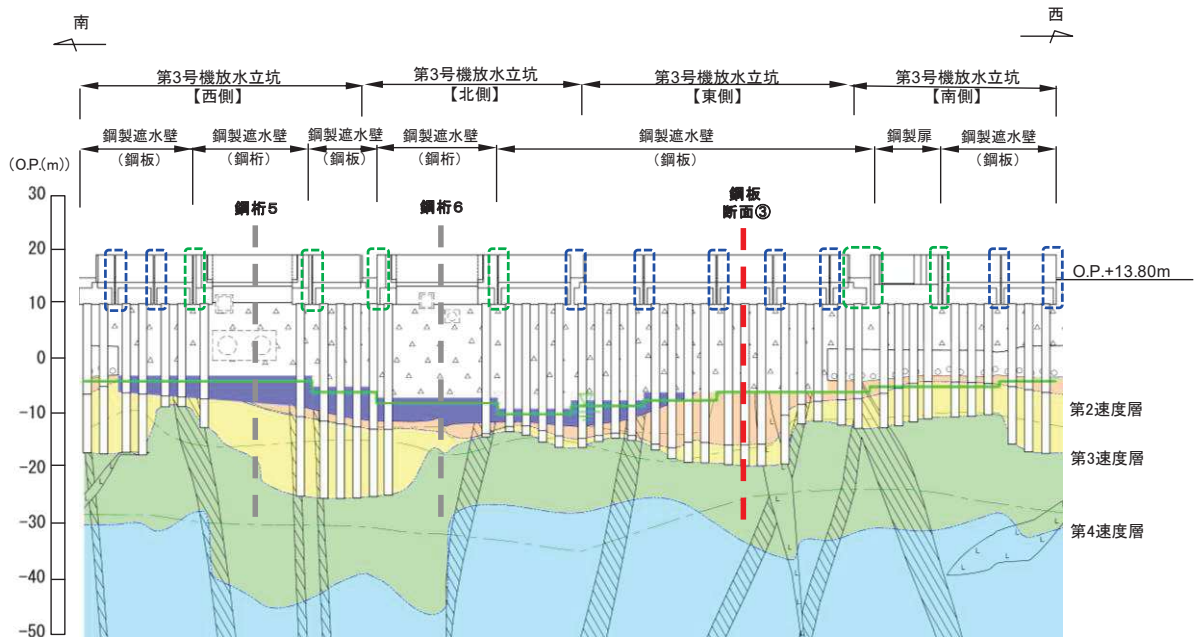


図 4-39(1) 止水ジョイント部材の相対変位量評価に用いた評価対象断面



(3号機海水ポンプ室)



(3号機放水立坑)

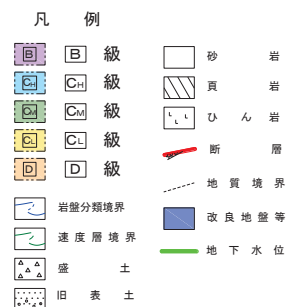
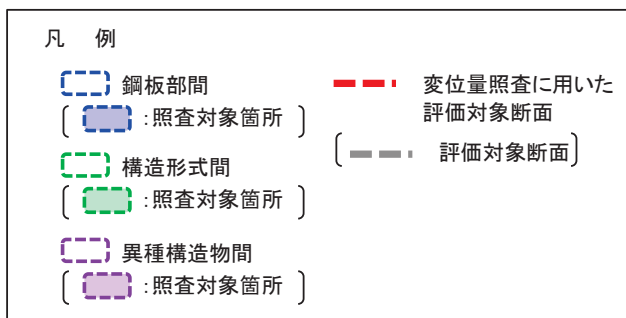


図 4-39(2) 止水ジョイント部材の相対変位量評価に用いた評価対象断面

表 4-15 (1) 止水ジョイント部材設置箇所の地震時相対変位量
(同一構造形式間)

区分		地震動	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)	備考
A(1) (CASE1)	壁軸直角方向 の変位	S s -N1	294	550	鋼板断面④- 鋼板断面①
	壁軸方向 の変位	S s -N1	155	550	
A(1) (CASE2)	壁軸直角方向 の変位	S s -N1	385	550	鋼板断面④- 鋼板断面②
	壁軸方向 の変位	S s -N1	169	550	
A(1) (CASE3)	壁軸直角方向 の変位	S s -N1	341	550	鋼板断面④- 鋼板断面③
	壁軸方向 の変位	S s -N1	172	550	
A(2)	壁軸直角方向 の変位	S s -N1	153	550	鋼板断面①- 鋼板断面②
	壁軸方向 の変位	S s -N1	78	550	

表 4-15 (2) 止水ジョイント部材設置箇所の地震時相対変位量
(異種構造形式間)

区分		地震動	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)	備考
B(1)	壁軸直角方向 の変位	S s -F2	160	550	鋼板断面① -鋼桁 4
	壁軸方向の変位	S s -N1	63	550	
B(2)	壁軸直角方向 の変位	S s -N1	161	550	鋼板断面② -鋼製扉 3
	壁軸方向の変位	S s -N1	67	550	

表 4-15 (3) 止水ジョイント部材設置箇所地震時相対変位量
(異種構造物間 (防潮壁-防潮堤間))

区分		地震動	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)	備考
C(1)	壁軸直角方向 の変位	S s -N1	293	550	鋼板断面① -防潮堤
	壁軸方向 の変位	S s -N1	195	550	
C(2)	壁軸直角方向 の変位	S s -N1	478	550	鋼製扉 3 -防潮堤
	壁軸方向 の変位	S s -N1	166	550	

4.7 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を図 4-40～図 4-46 に、支持性能評価結果を表 4-16 に示す。

鋼製遮水壁（鋼板）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。なお、引き抜きに対しては上向きの鉛直力が生じていないことを確認した。

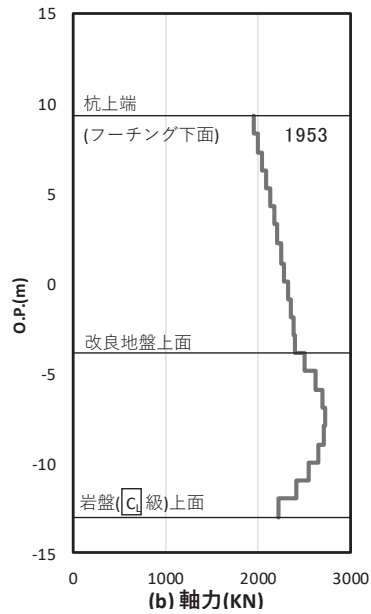


図 4-40 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）
（断面①， $S_s - D 2$ （++）， $t = 23.56s$ ）

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

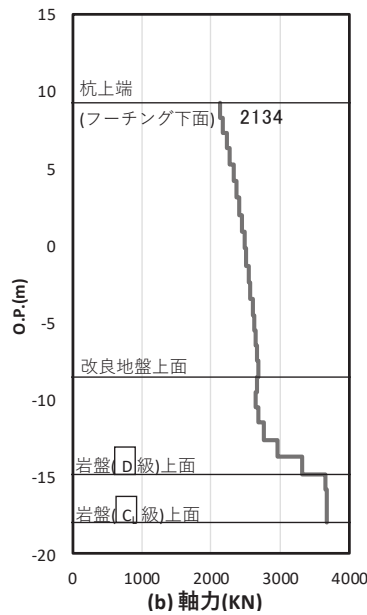


図 4-41 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）
（断面②， $S_s - D 2$ （++）， $t = 23.56s$ ）

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

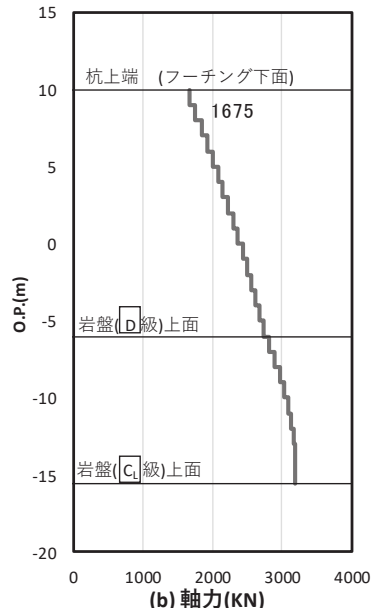


図 4-42 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）
 (断面③, S s - D 2 (++) , t = 23.56s)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

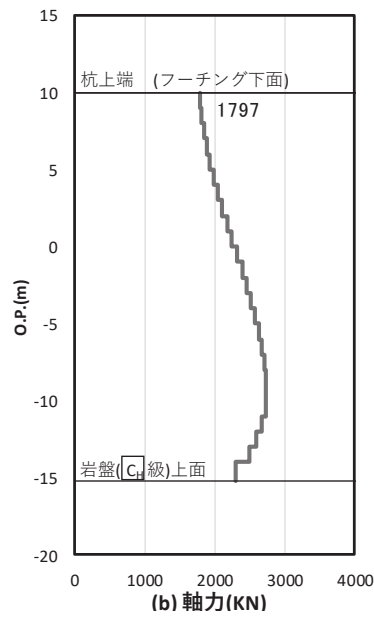


図 4-43 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）
 (断面④, S s - D 1 (--) , t = 20.40s)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

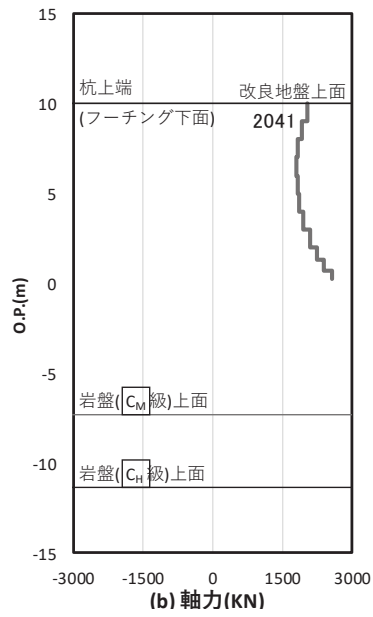


図 4-44 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）
 (断面⑤, S s - F 3 (- +) , t = 27. 61s)
 解析ケース①：基本ケース

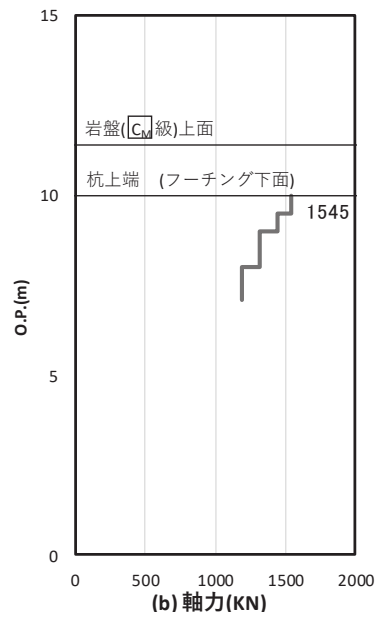


図 4-45 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）
 (断面⑥, S s - D 2 (- -) , t = 11. 43s)
 解析ケース①：基本ケース

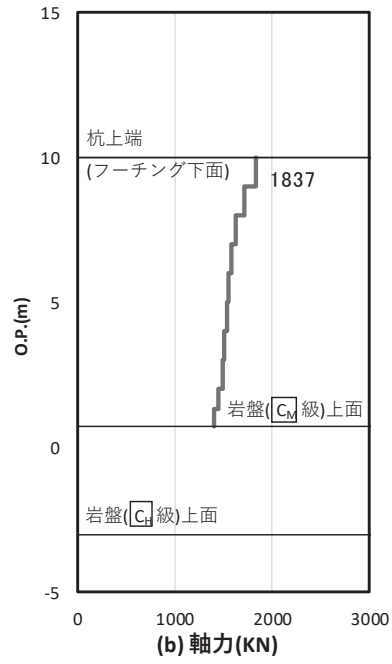


図 4-46 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み時）
 （断面⑦， $S_s - D 2 (+ -)$ ， $t = 11.43s$)
 解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

表 4-16 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	許容限界	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)	R_a (N/mm ²) (a)	R_{ua} (N/mm ²) (b)	
断面①	S s - D 2 (++)	③	1953	1.2	11.4	0.11
断面②	S s - D 2 (++)	②	2134	1.3	11.4	0.12
断面③	S s - D 2 (++)	②	1675	1.0	11.4	0.09
断面④	S s - D 1 (--)	③	1797	1.1	13.7	0.09
断面⑤	S s - F 3 (-+)	①	2041	1.2	13.7	0.09
断面⑥	S s - D 2 (--)	①	1545	0.9	13.7	0.07
断面⑦	S s - D 2 (+-)	③	1837	1.7	13.7	0.13

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。

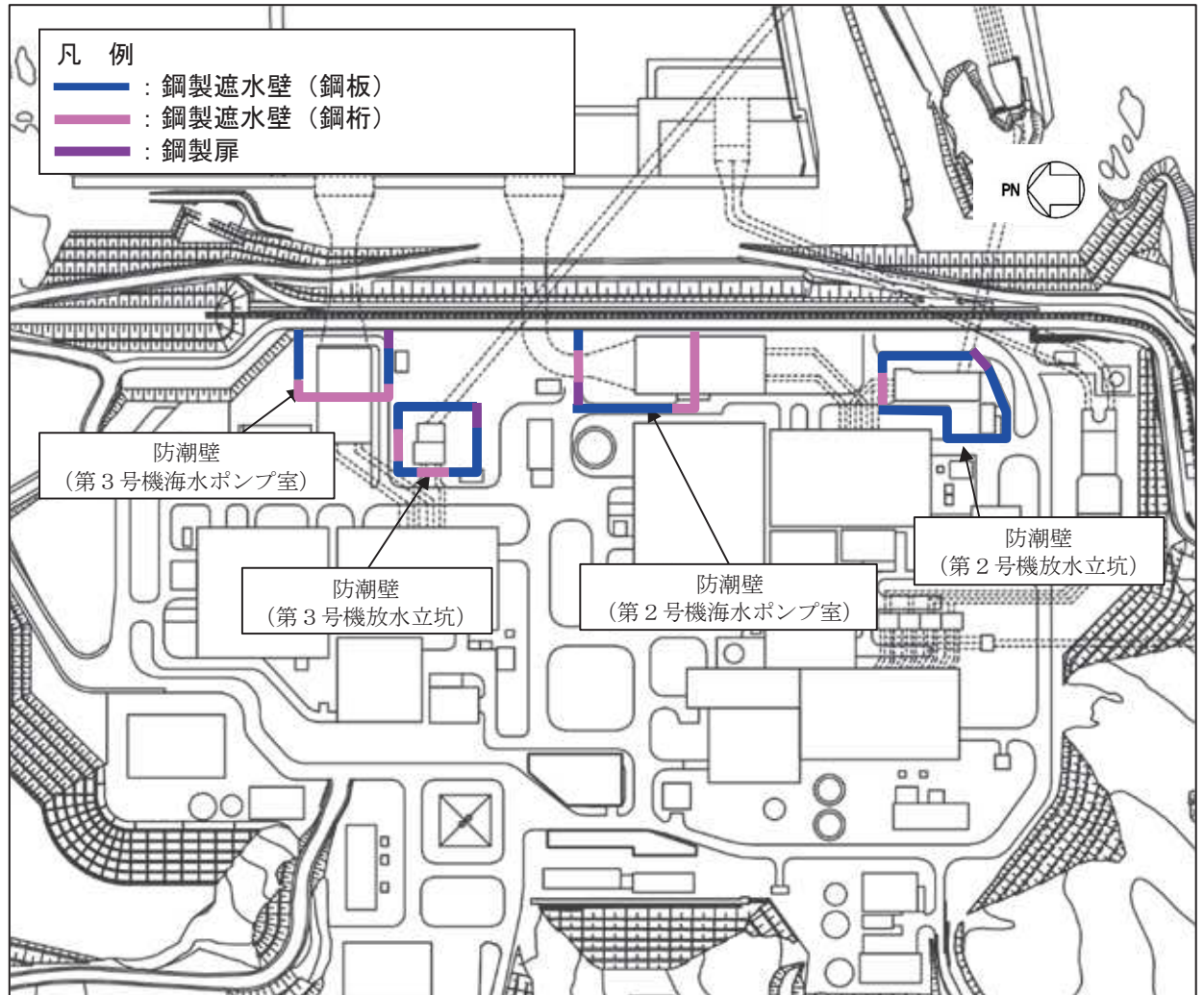


図 2-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の位置図

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

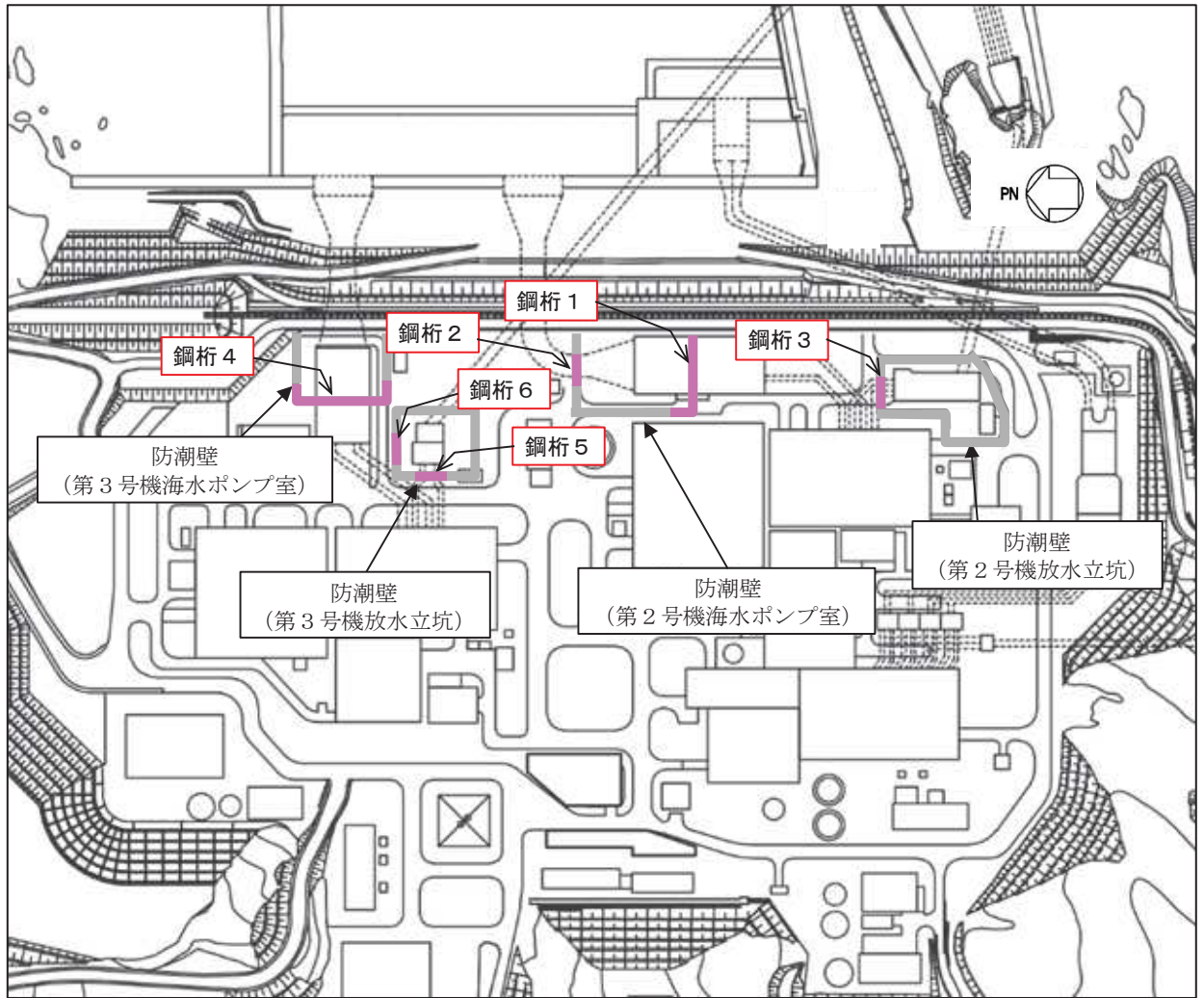
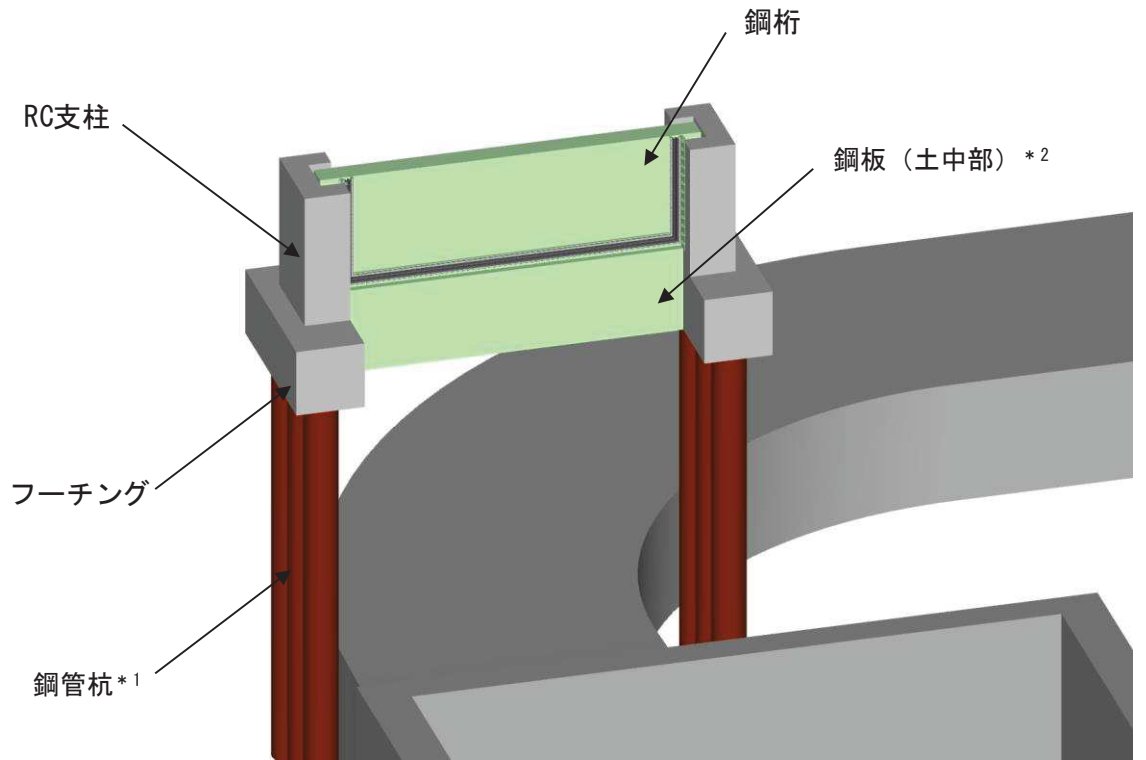


図 2-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の配置図

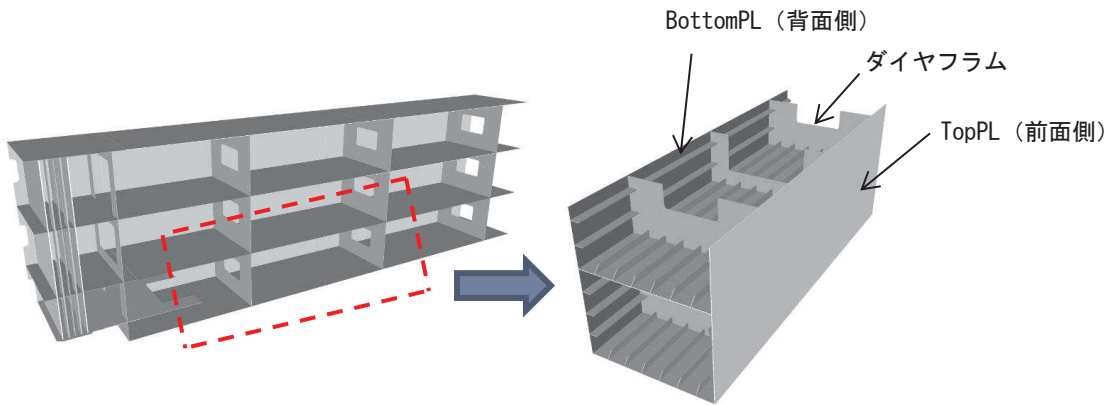
表 2-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要

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



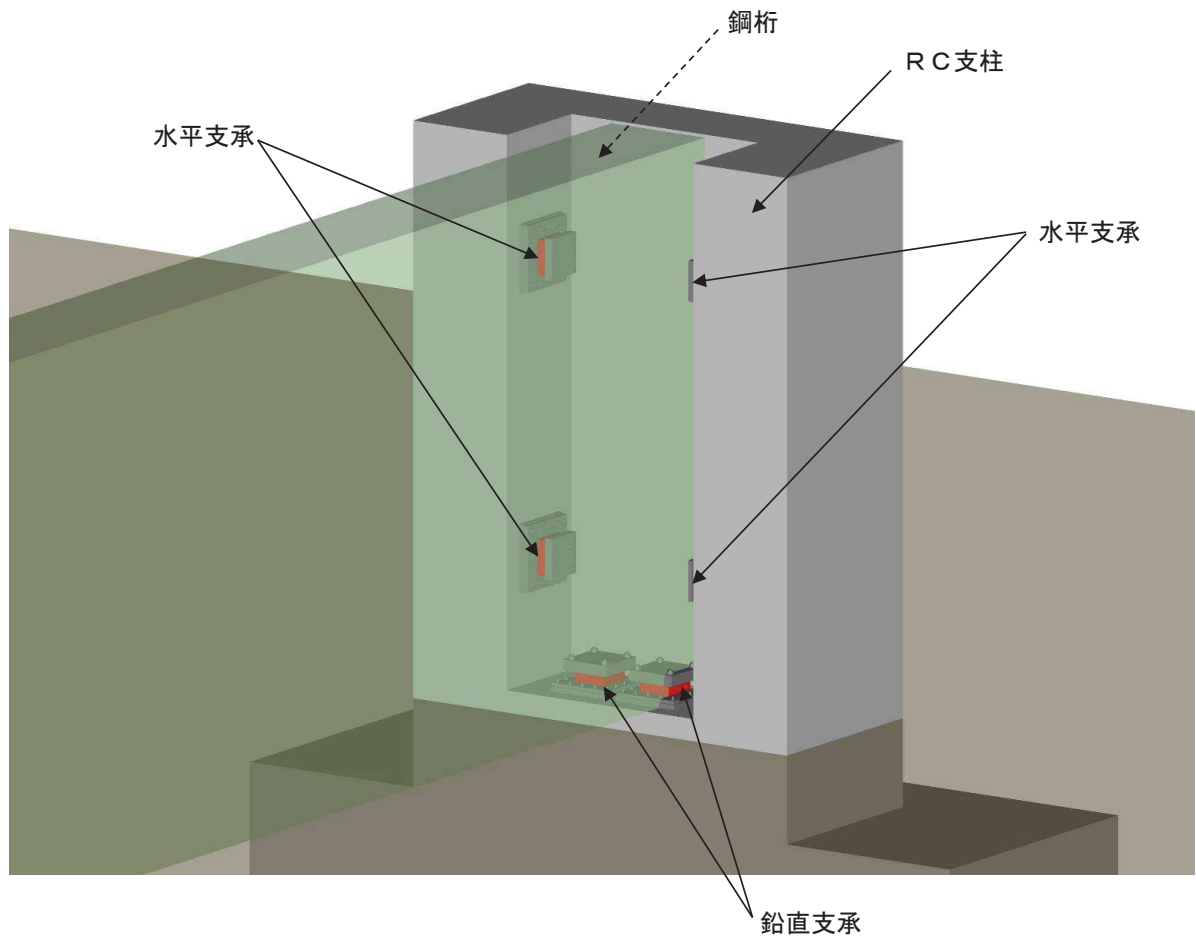
注記*1：一部、場所打ちコンクリート杭（鋼桁1-基礎2のみ）
*2：ボイリング対策（鋼桁2, 3, 5, 6のみ）

(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

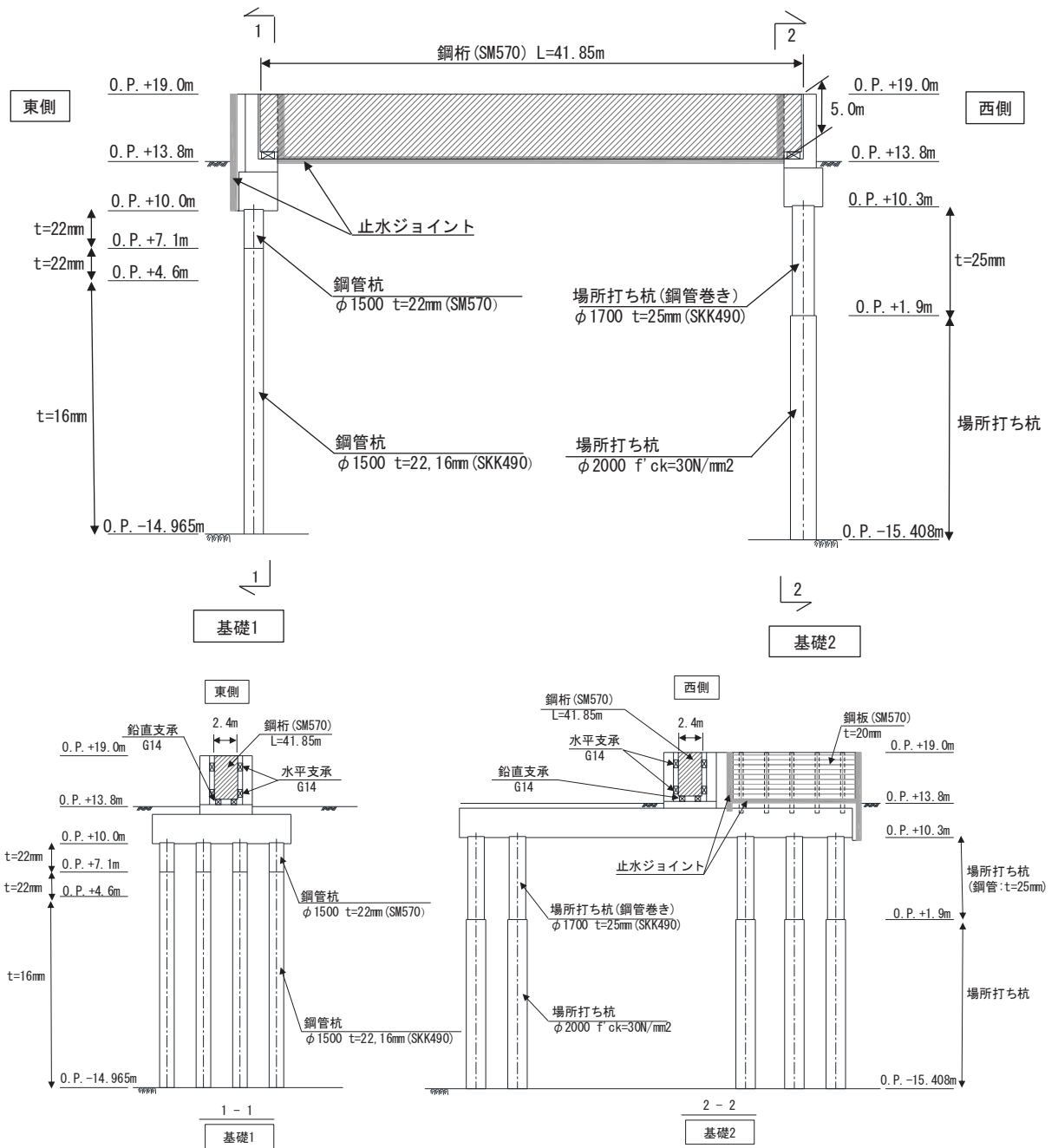


図 2-4 鋼製遮水壁 (鋼桁 1) 正面図及び断面図

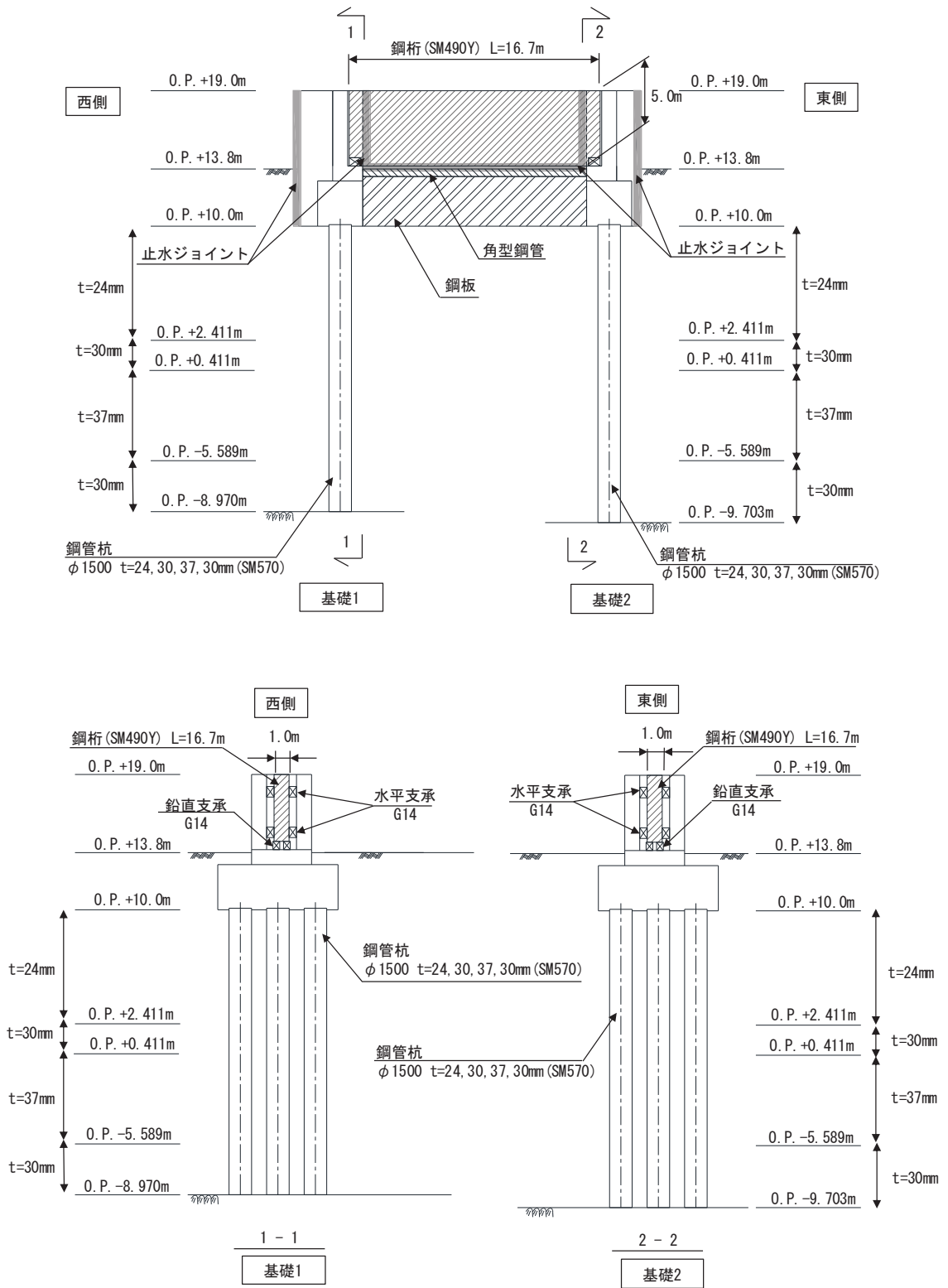


図 2-5 鋼製遮水壁 (鋼桁 2) 正面図及び断面図

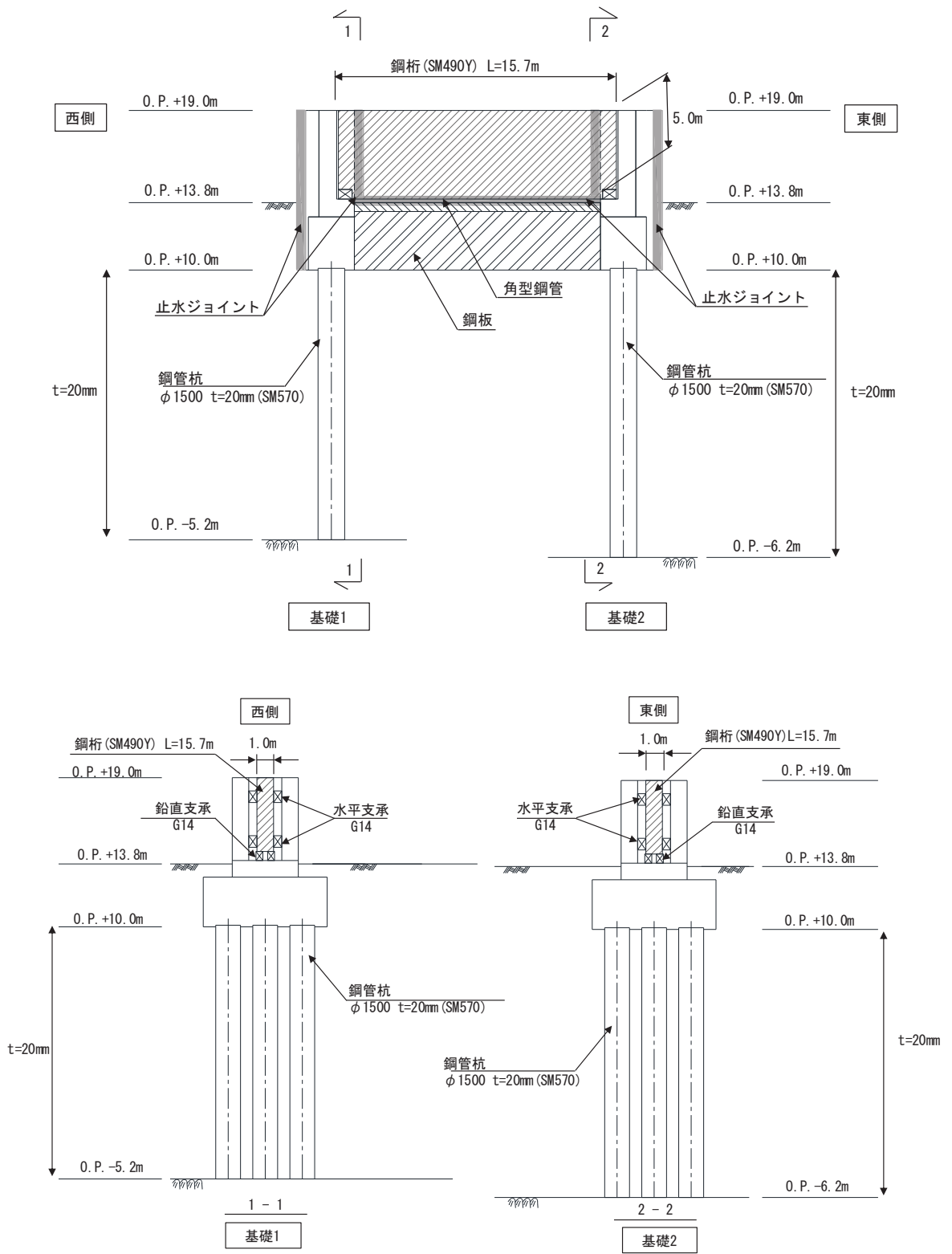


図 2-6 鋼製遮水壁 (鋼桁 3) 正面図及び断面図

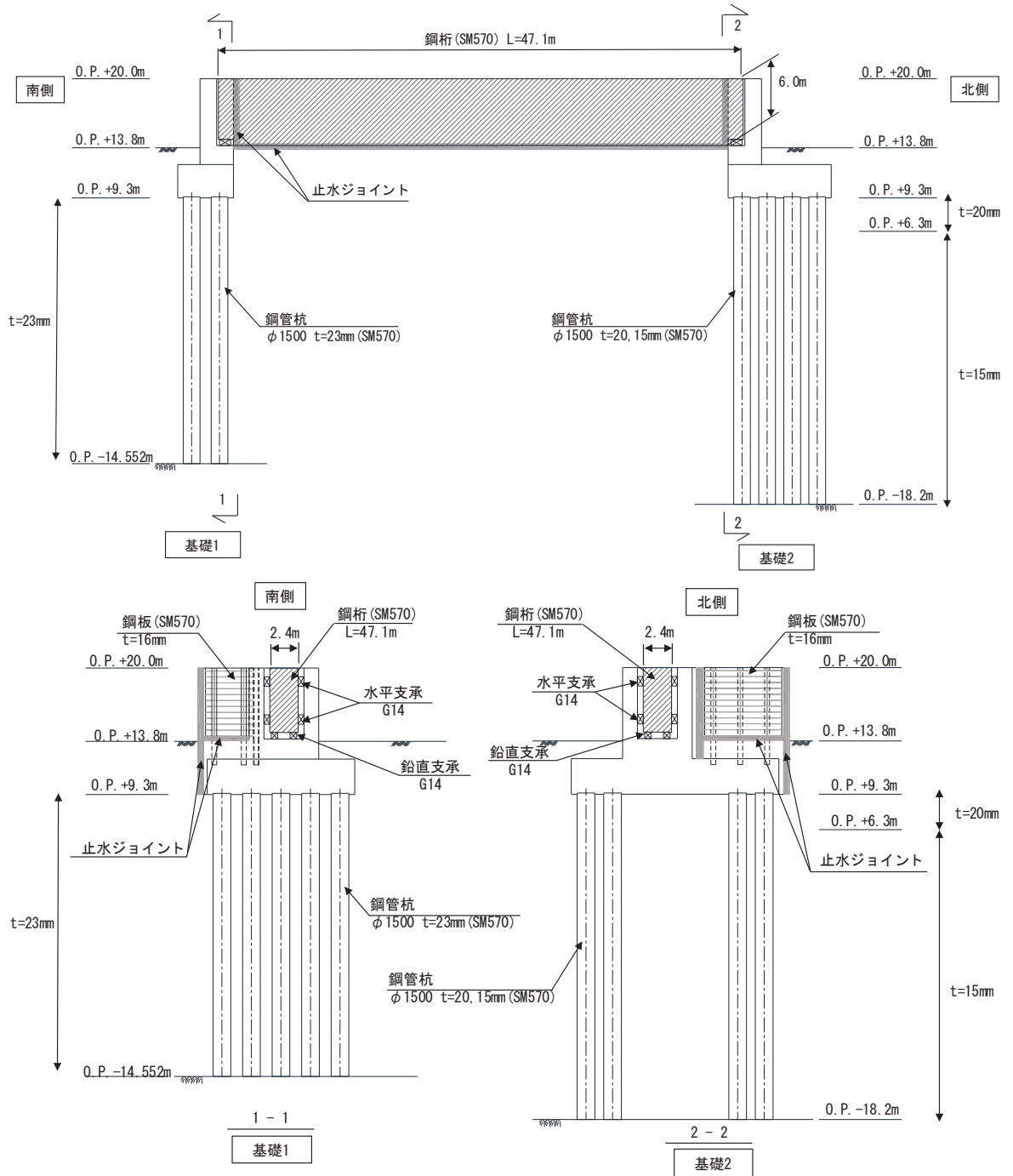


図 2-7 鋼製遮水壁 (鋼桁 4) 正面図及び断面図

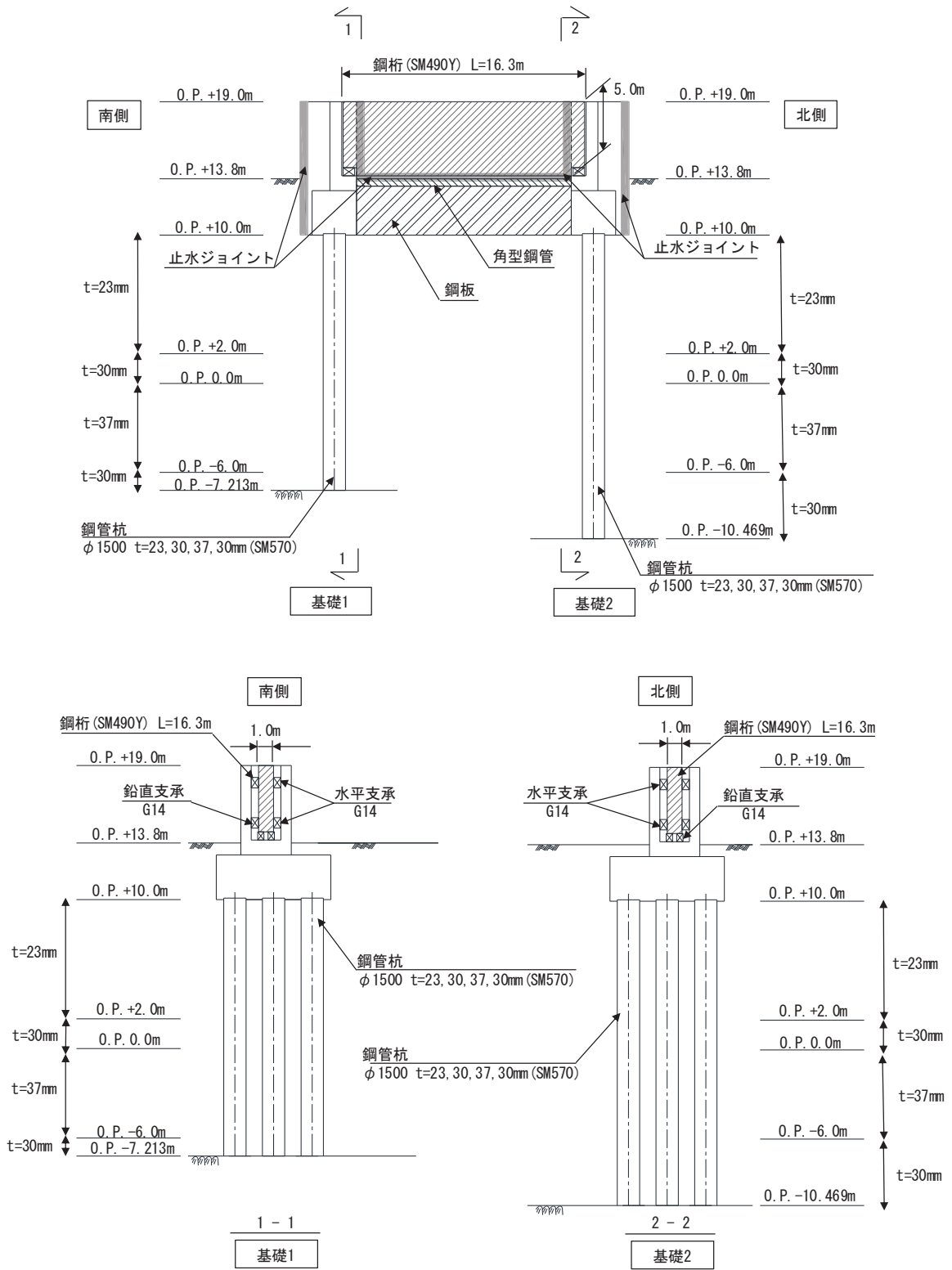


図 2-8 鋼製遮水壁（鋼桁 5） 正面図及び断面図

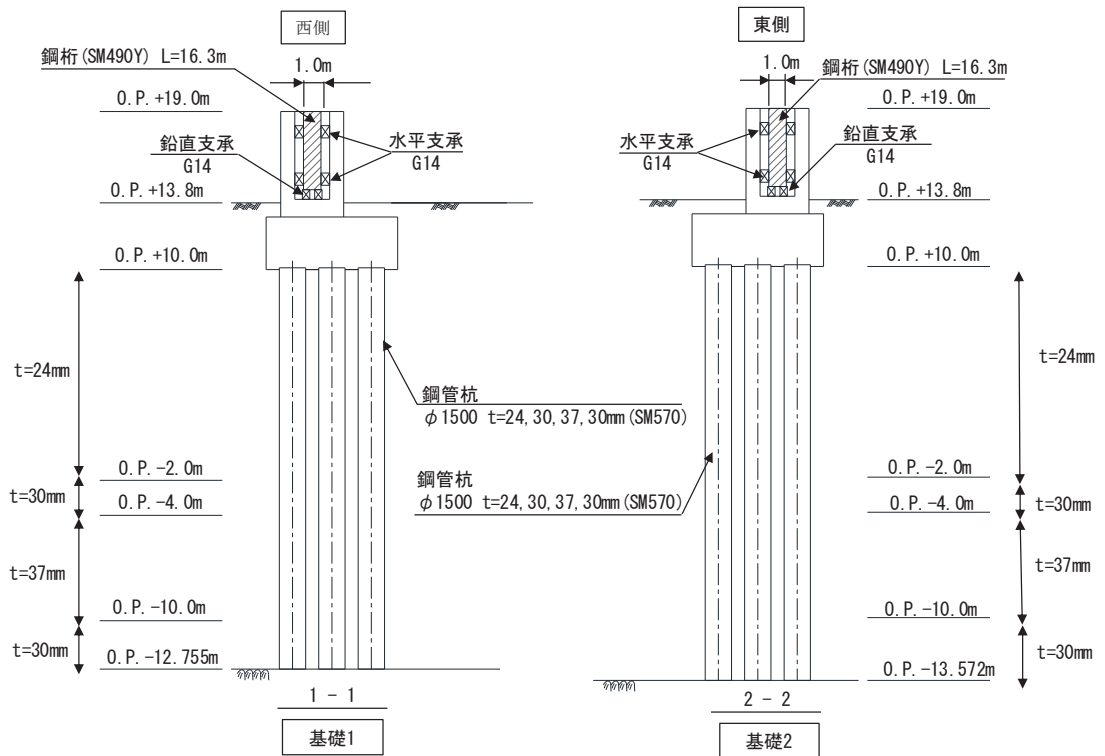
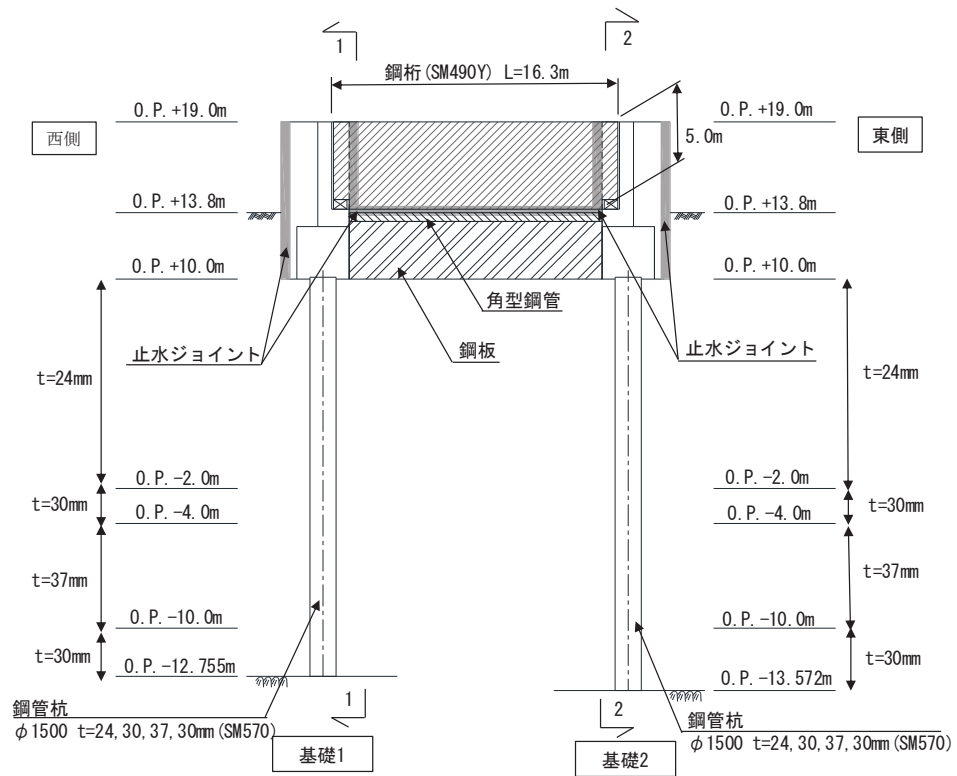
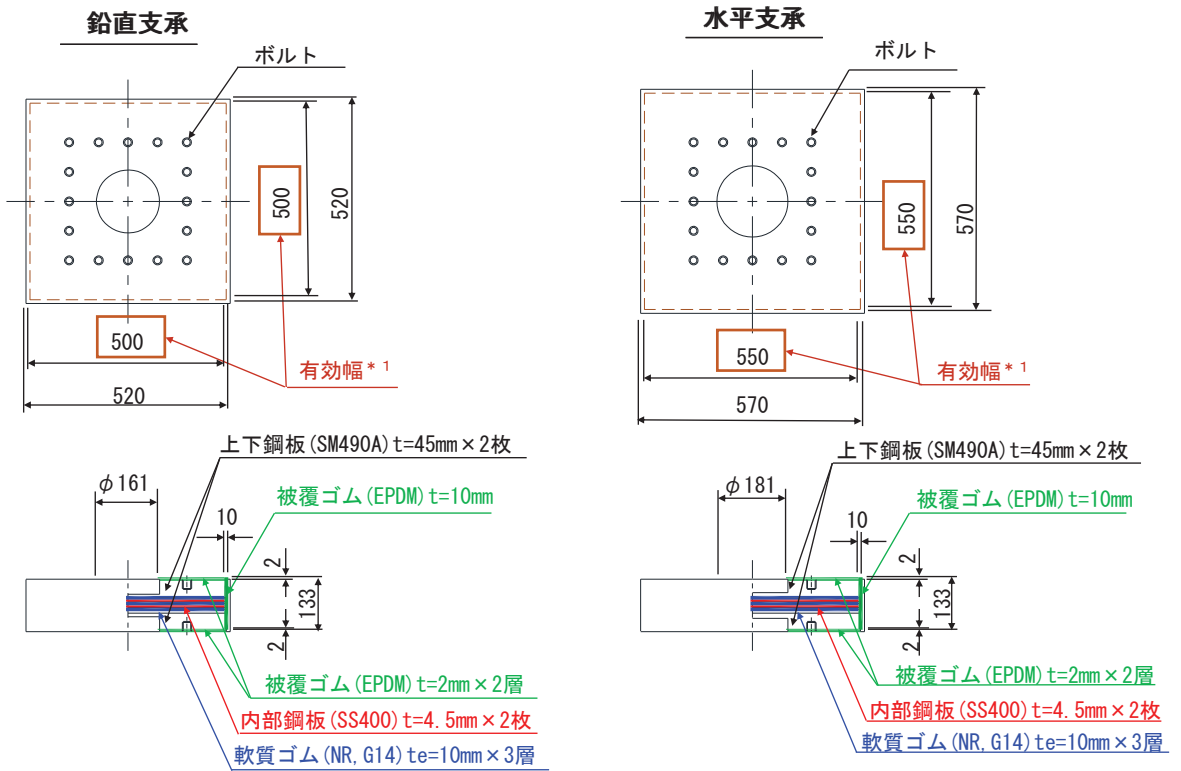
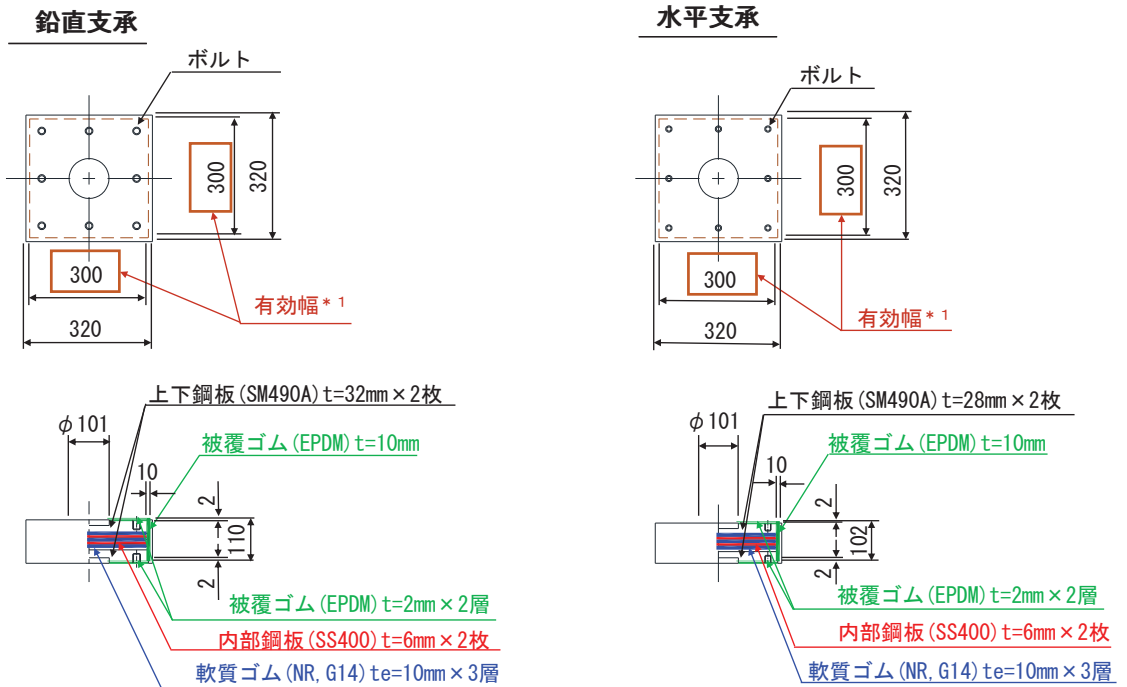


図 2-9 鋼製遮水壁 (鋼桁 6) 正面図及び断面図



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

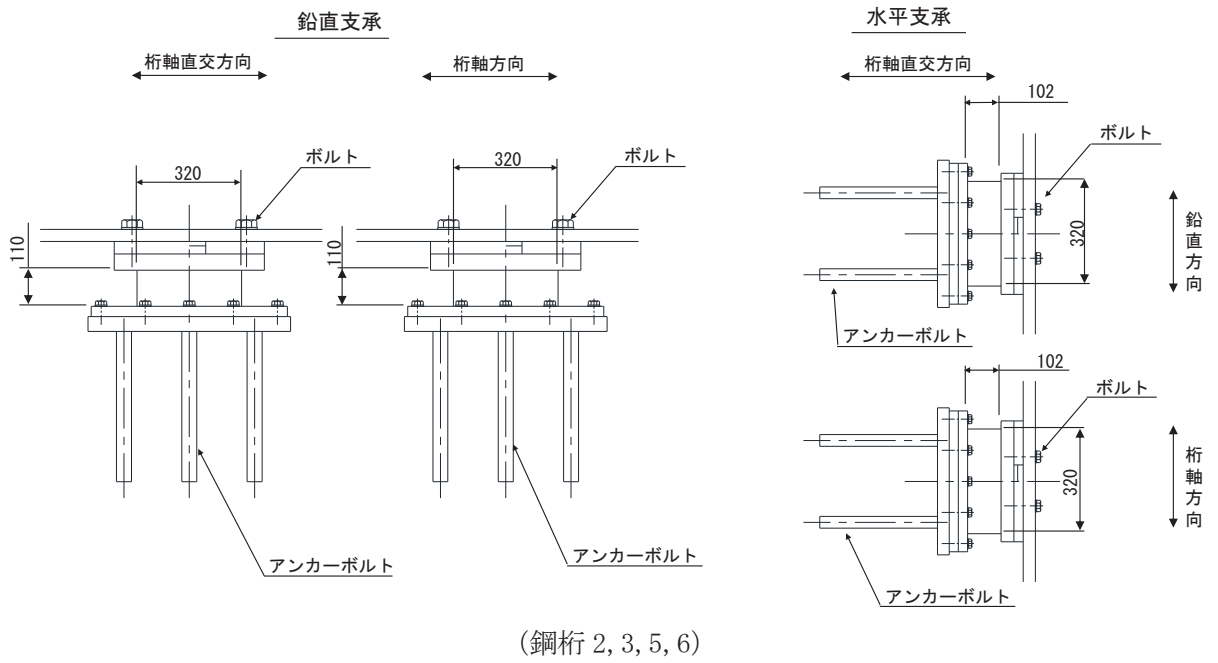
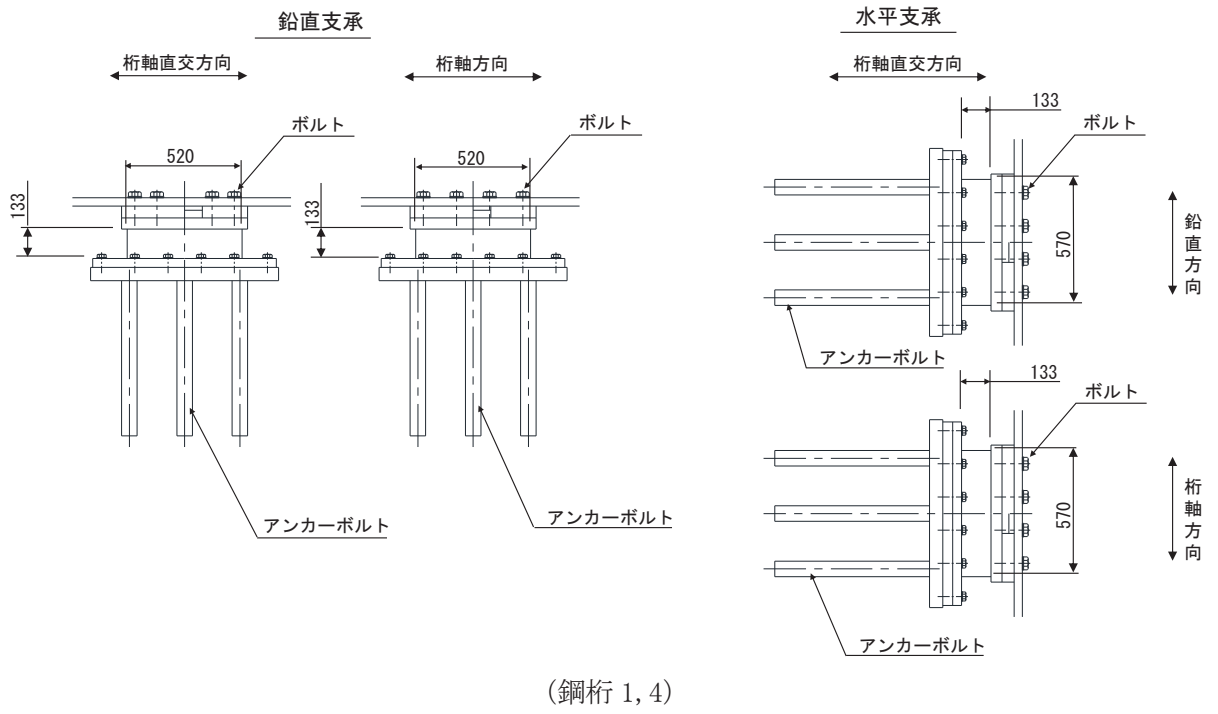


図 2-11 鋼製遮水壁（鋼桁）の支取付部概要図

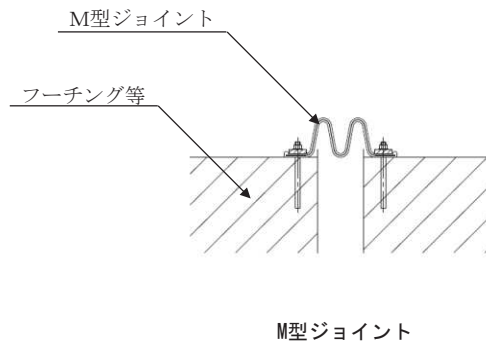


図 2-12 鋼製遮水壁（鋼桁）の止水ジョイントの構造図

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。

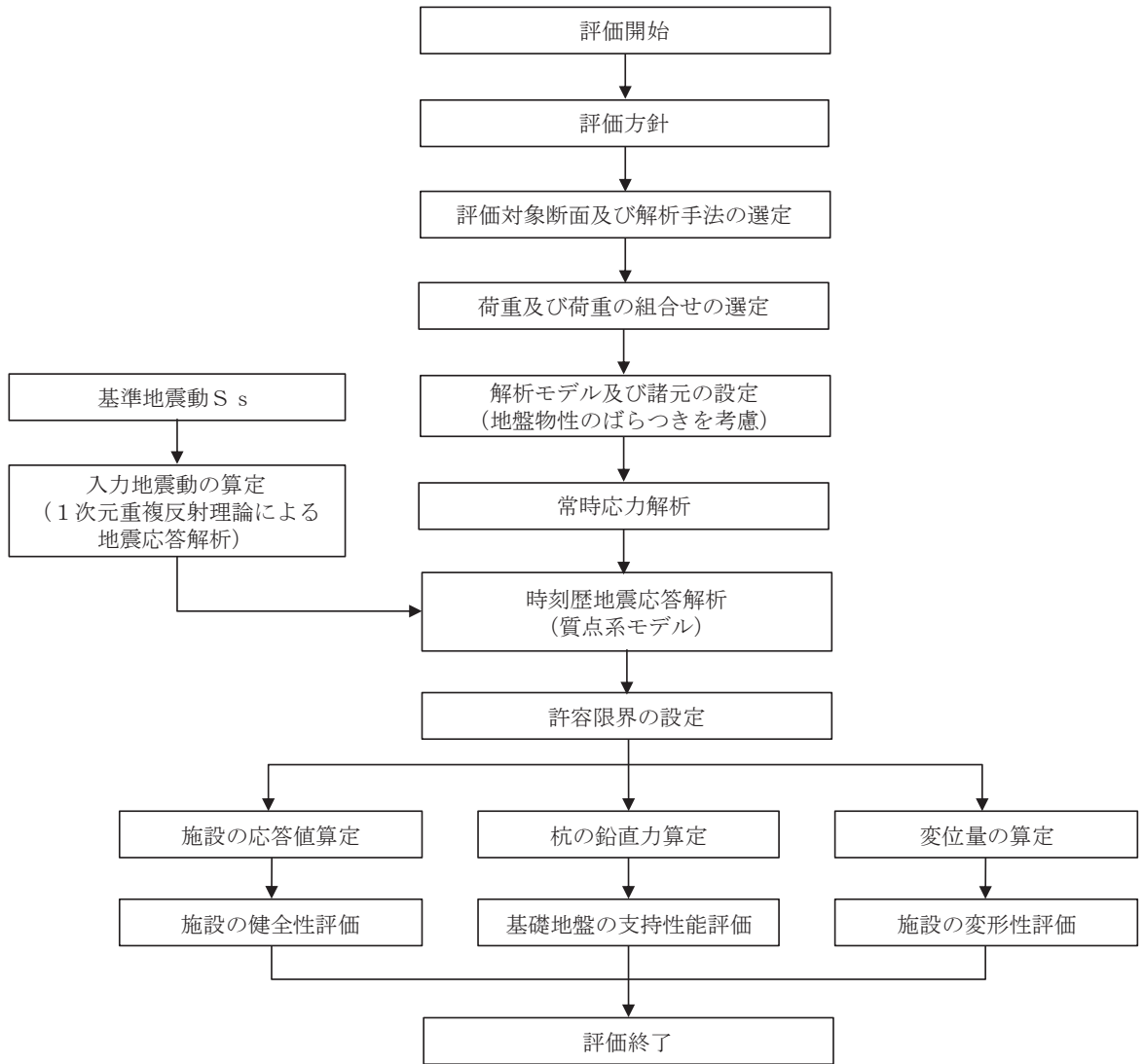


図 2-13 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震評価フロー

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

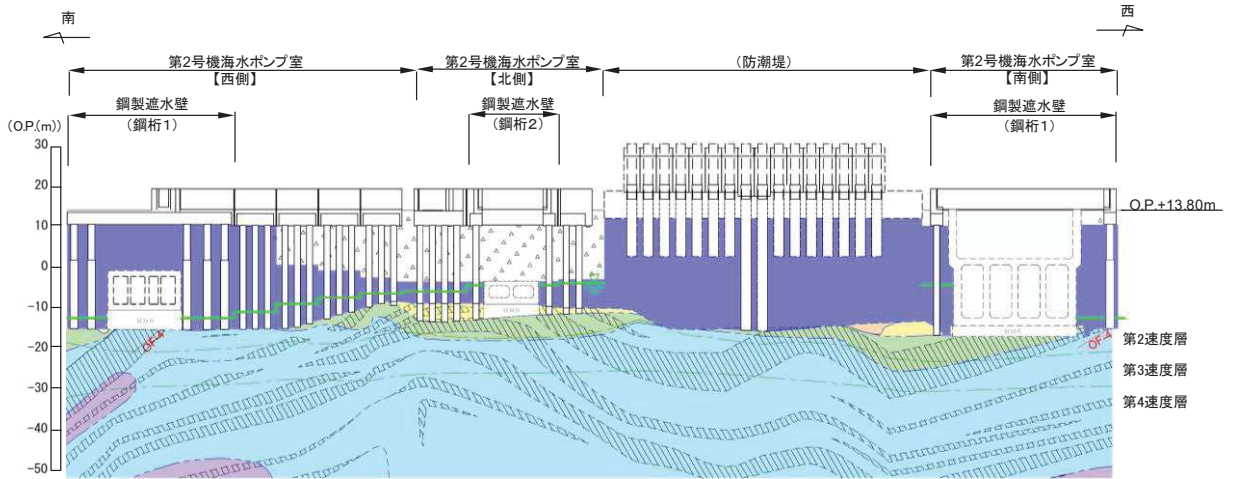
3.1 評価対象断面

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。

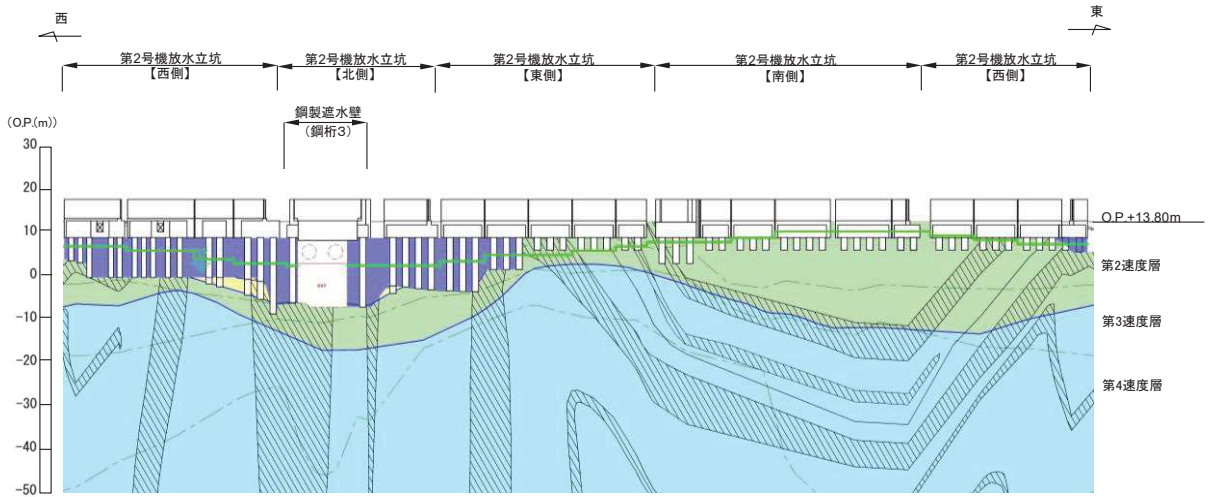
また、鋼製遮水壁（鋼桁）は、上部工について、相対的に断面係数が大きい桁軸方向が強軸断面方向となる一方、下部工は上部工の桁軸直角方向加振時に鋼管杭基礎及び場所打ちコンクリート杭が連続的に配置されていることから、桁軸直角方向が強軸方向となる。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）においては上部工、下部工それぞれの観点から桁軸方向及び桁軸直角方向それぞれの方向に加振した場合の影響を評価する。

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。

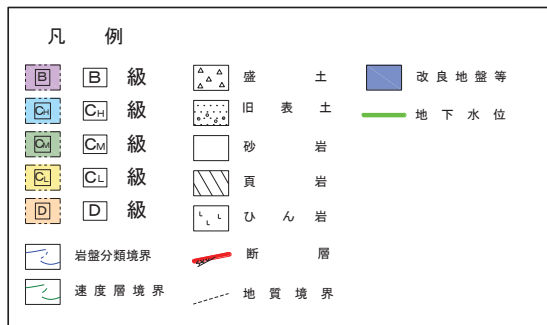
なお、鋼製遮水壁（鋼桁）周辺の旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、液状化による地盤変形抑制のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないよう地盤改良高さの 2 倍としている。地下水位が高くフーチング下面に近い第 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、第 2 号機海水ポンプ室及び第 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。



(2号機海水ポンプ室)

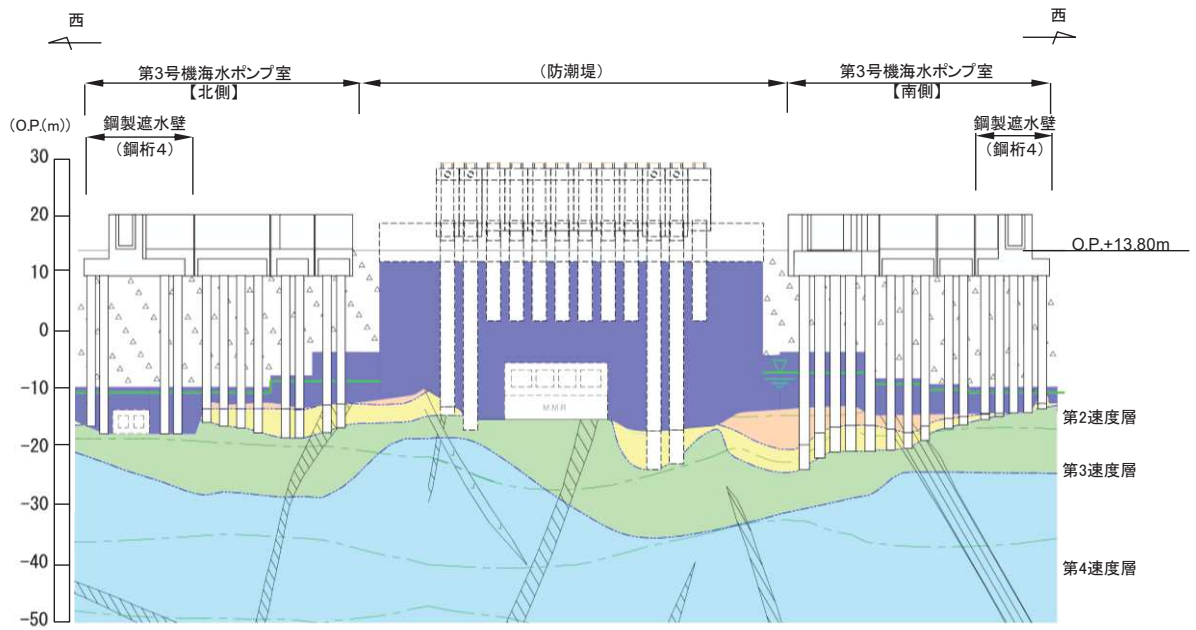


(2号機放水立坑)

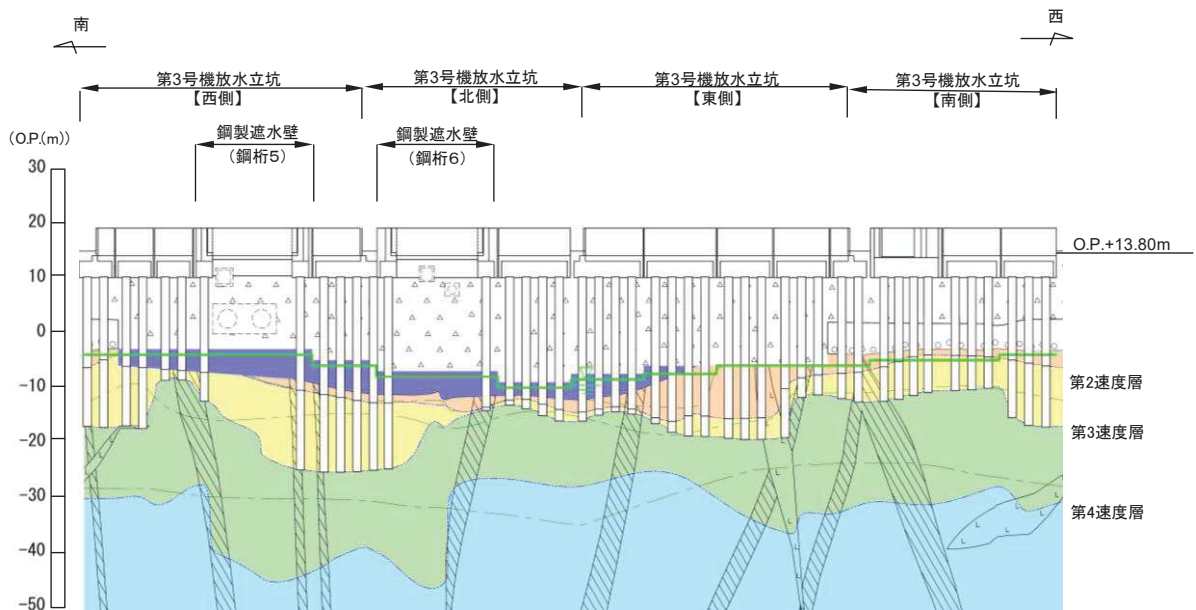


* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

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
	C _H 級		旧 表 土
	C _M 級		砂 岩
	C _L 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_L 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)

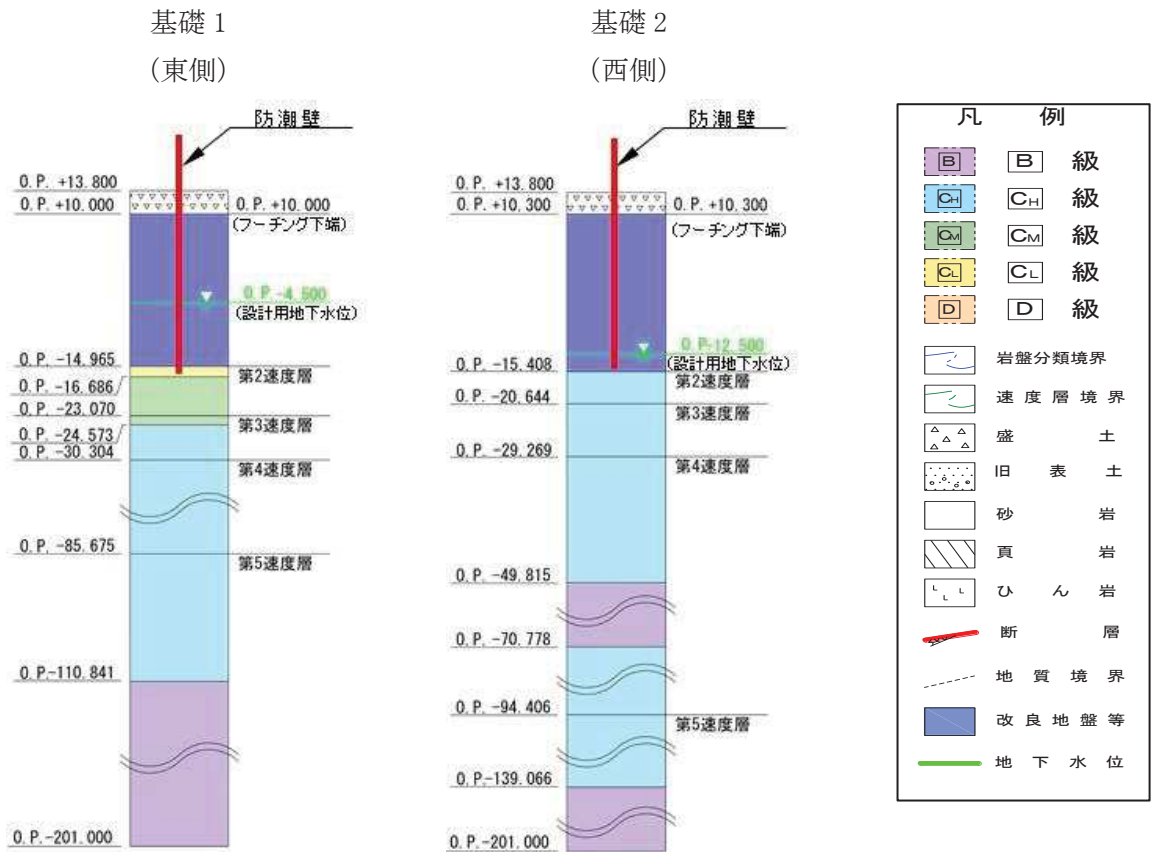


図 3-2(1) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 1)

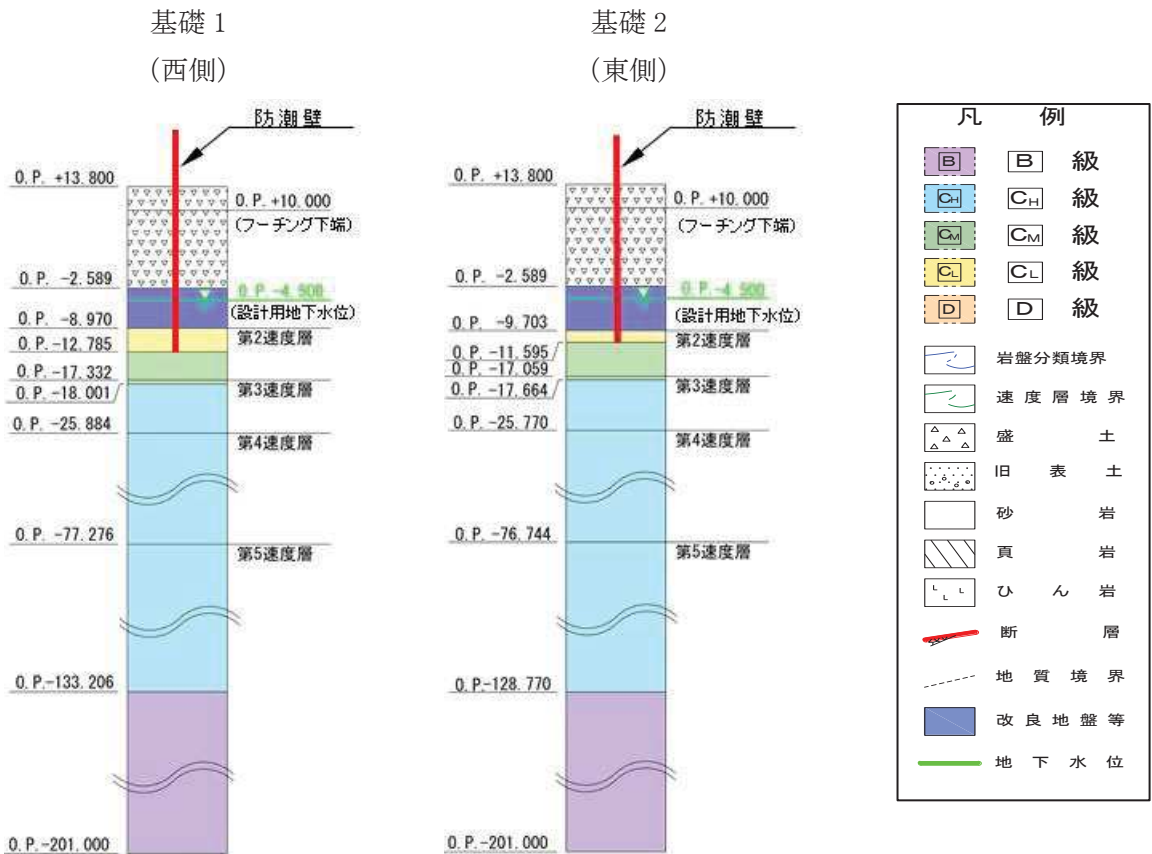


図 3-2(2) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 2)

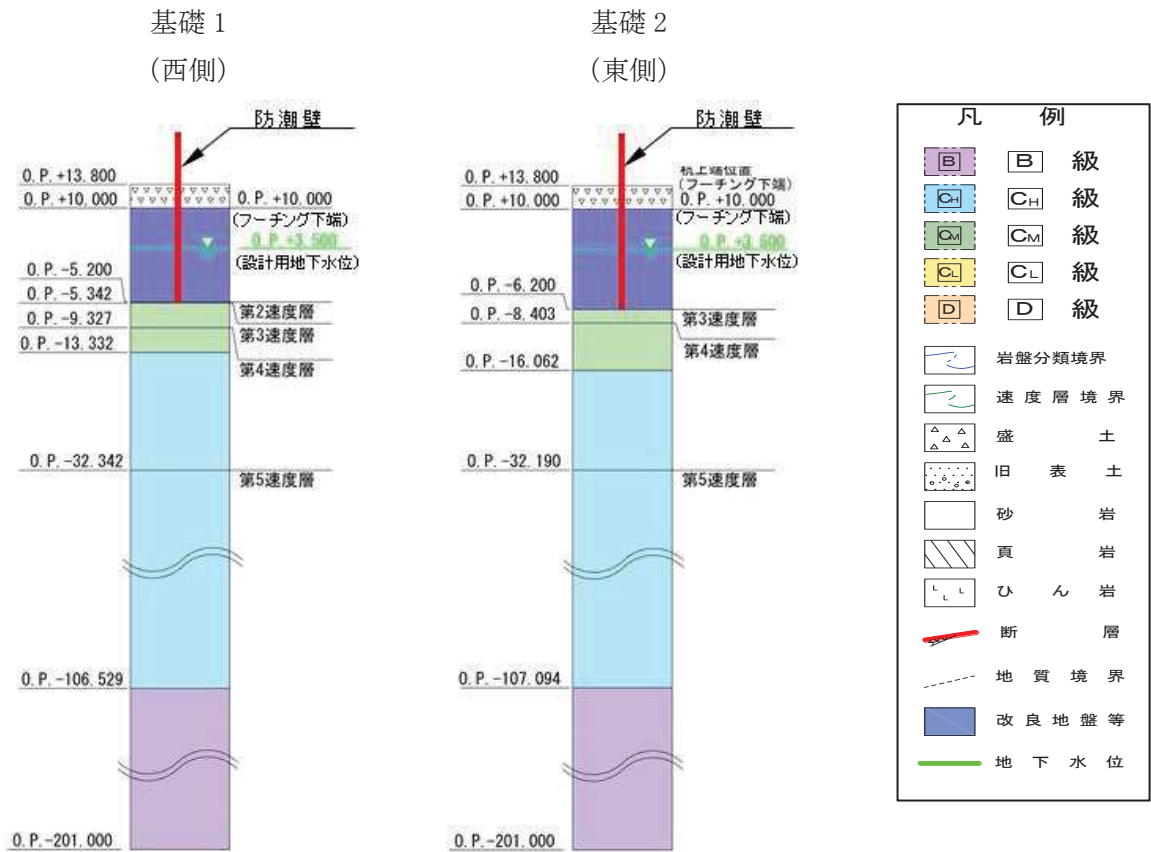


図 3-2(3) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 3)

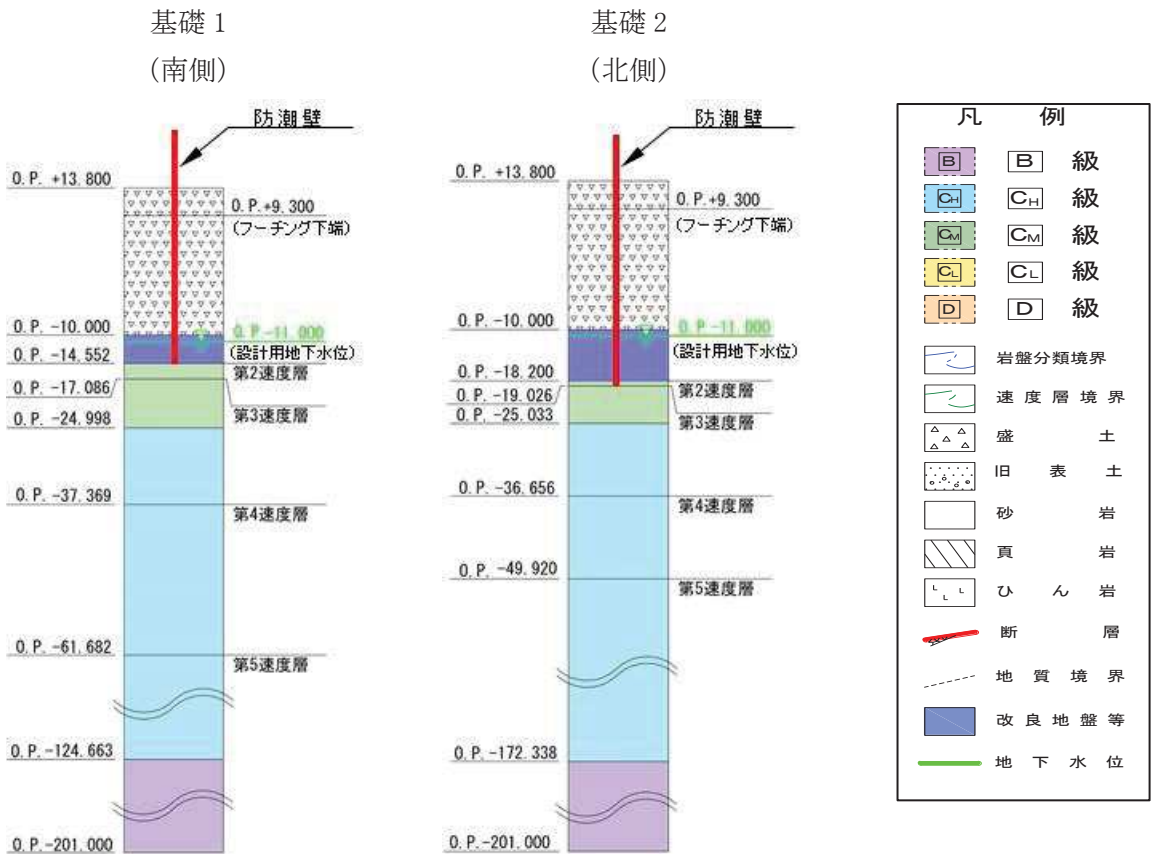


図 3-2(4) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 4)

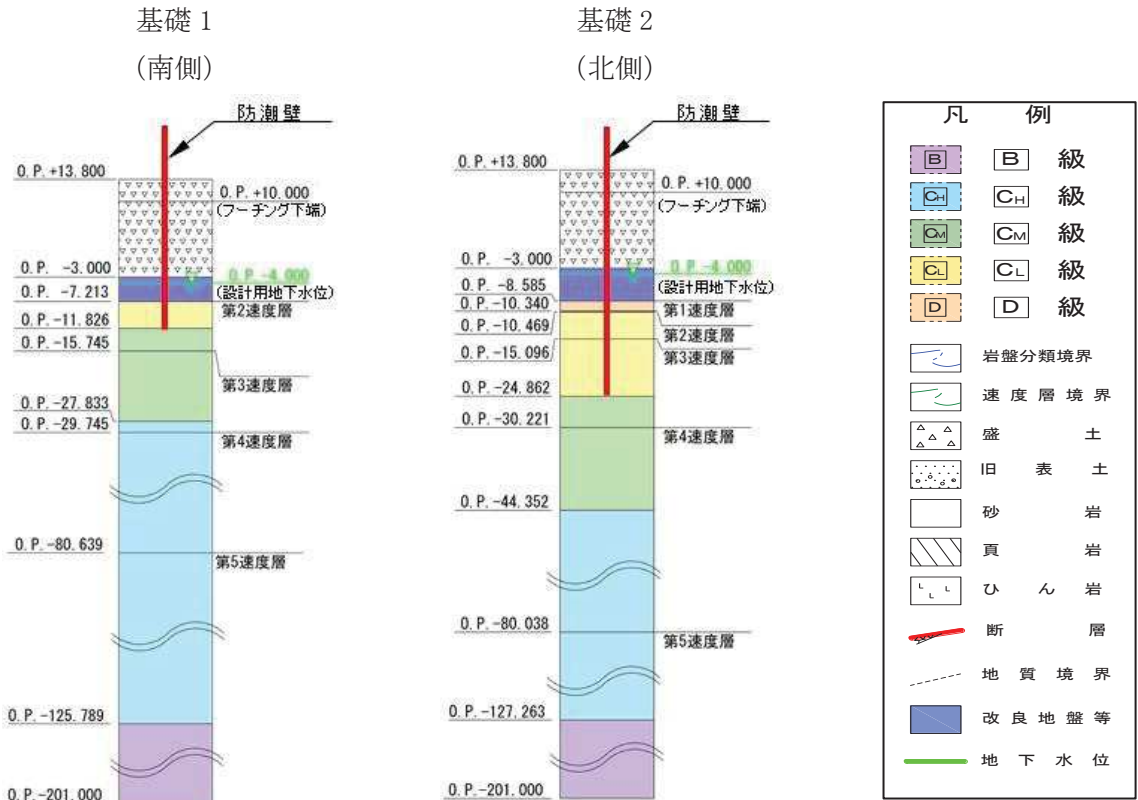


図 3-2(5) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 5)

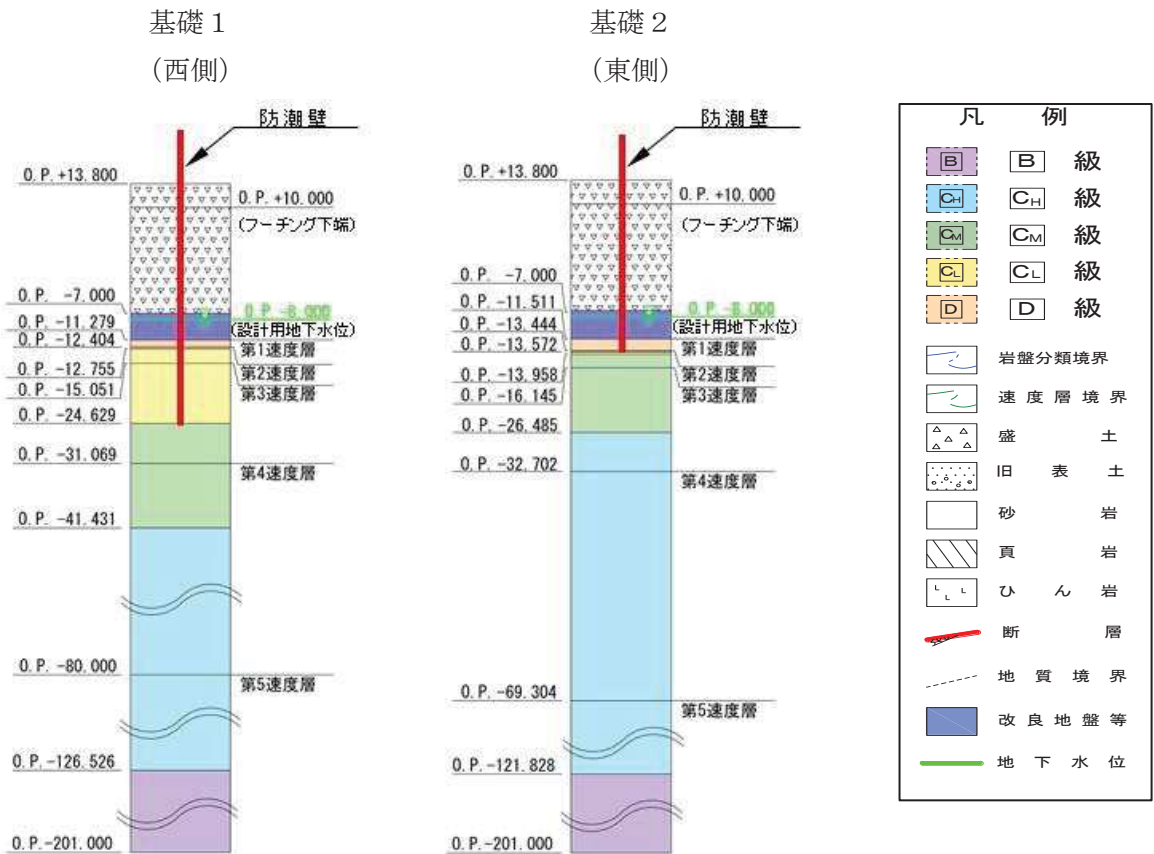


図 3-2(6) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 6)

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 σ 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 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値-1 σ	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 α 、 β 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 α 、 β 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

α 、 β : 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 α , β の設定結果 (h = 2%)

	鋼桁軸直交方向		鋼桁軸方向	
	α	β	α	β
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 α , β の設定結果 (h = 3%)

	鋼桁軸直交方向		鋼桁軸方向	
	α	β	α	β
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 α , β の設定結果 (h = 5%)

	鋼桁軸直交方向		鋼桁軸方向	
	α	β	α	β
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 α , β の設定結果 ($h = 5.5\%$)

	鋼桁軸直交方向		鋼桁軸方向	
	α	β	α	β
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 _s -D 1	++*	○	○	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 _s -D 2	++*	○	○		
		-+*	○	○		
		+ - *	○	○		
		--*	○	○		
	S _s -D 3	++*	○	○		
		-+*	○	○		
		+ - *	○	○		
		--*	○	○		
	S _s -F 1	++*	○	○		
		-+*	○	○		
	S _s -F 2	++*	○	○		
		-+*	○	○		
	S _s -F 3	++*	○	○		
		-+*	○	○		
	S _s -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_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20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し、0.98kN/m²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。

入力地震動算定の概念図を図 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。

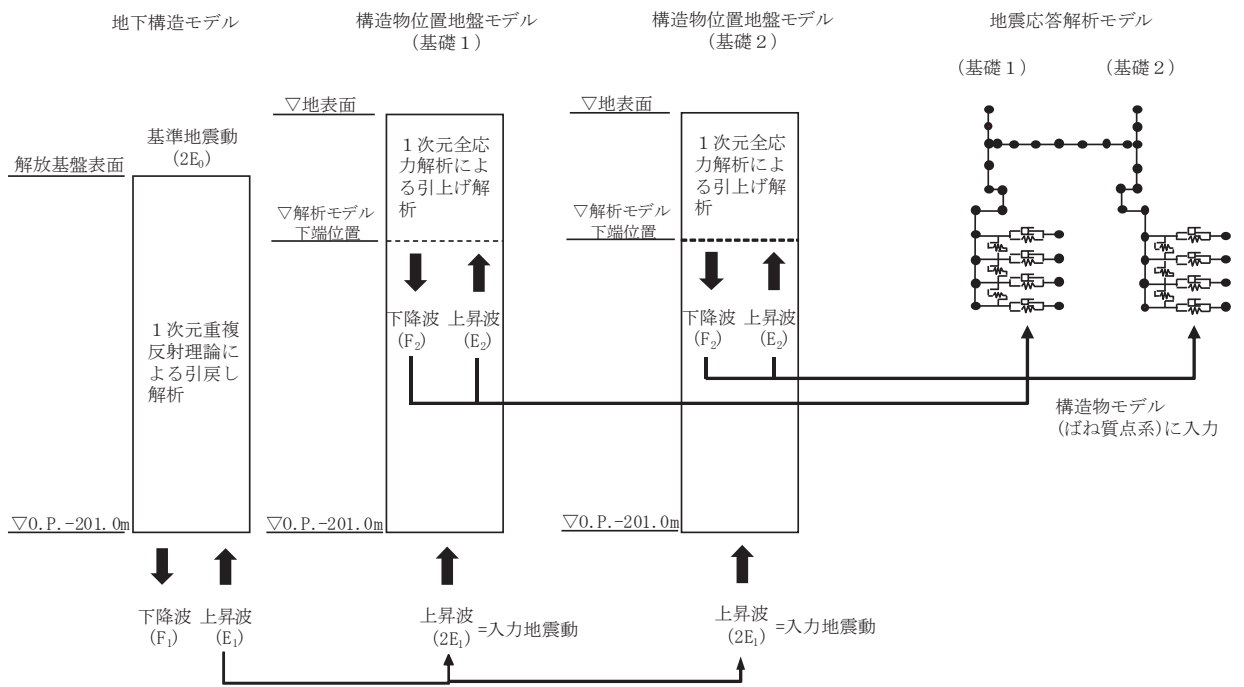
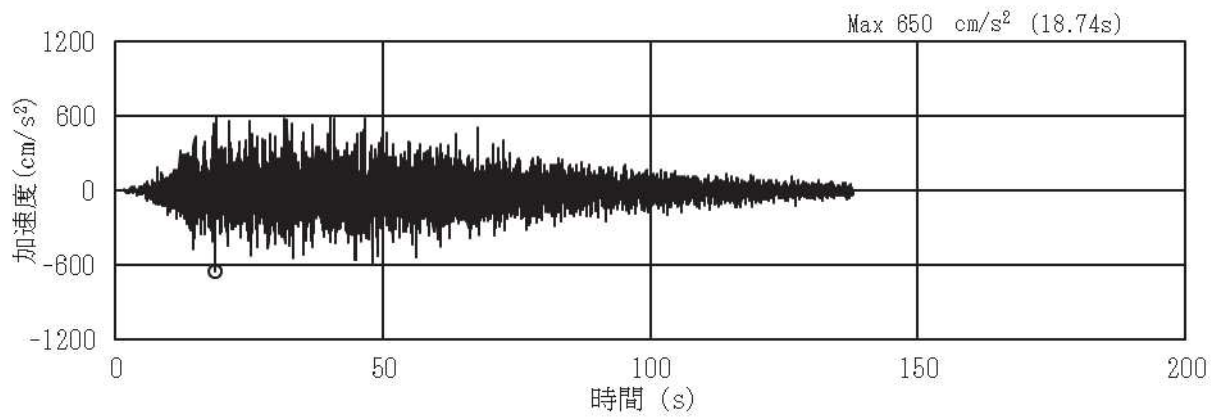
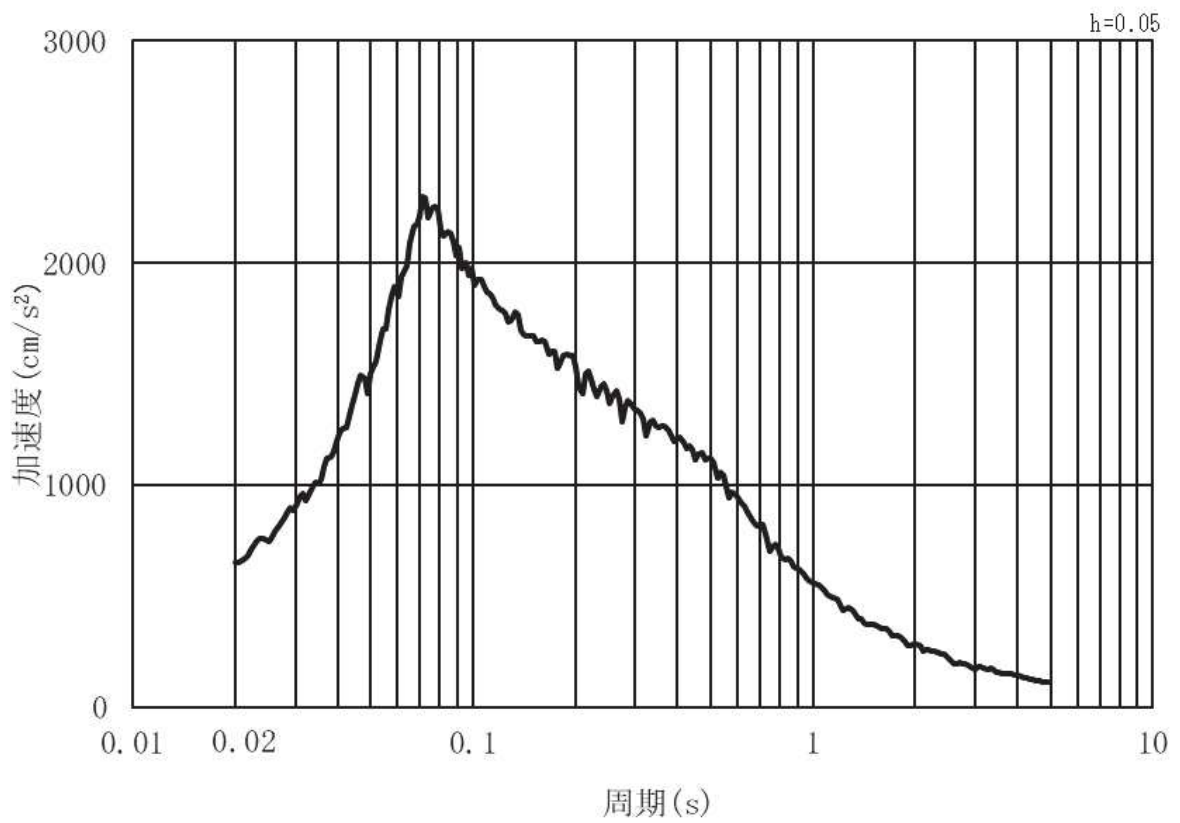


図 3-3 入力地震動算定の概念図

(1) 鋼桁 1・2・3

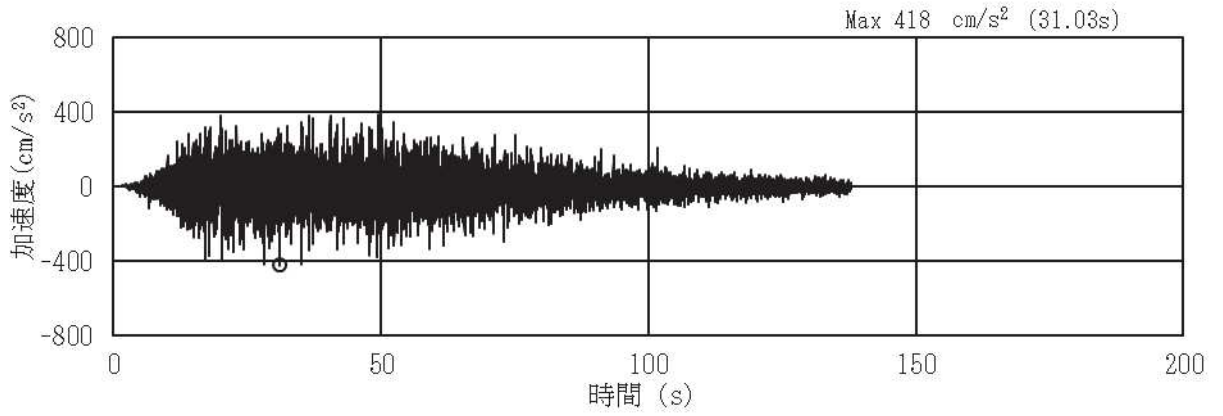


(a) 加速度時刻歴波形

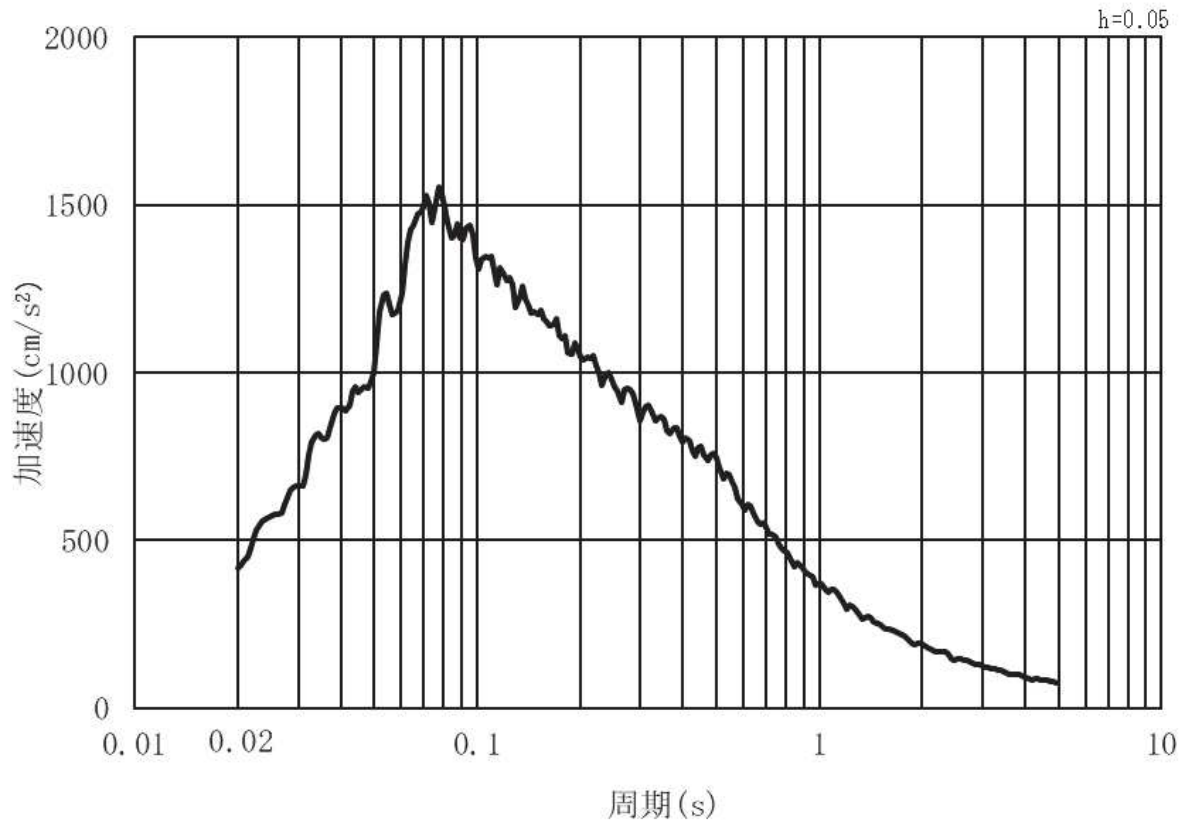


(b) 加速度応答スペクトル

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

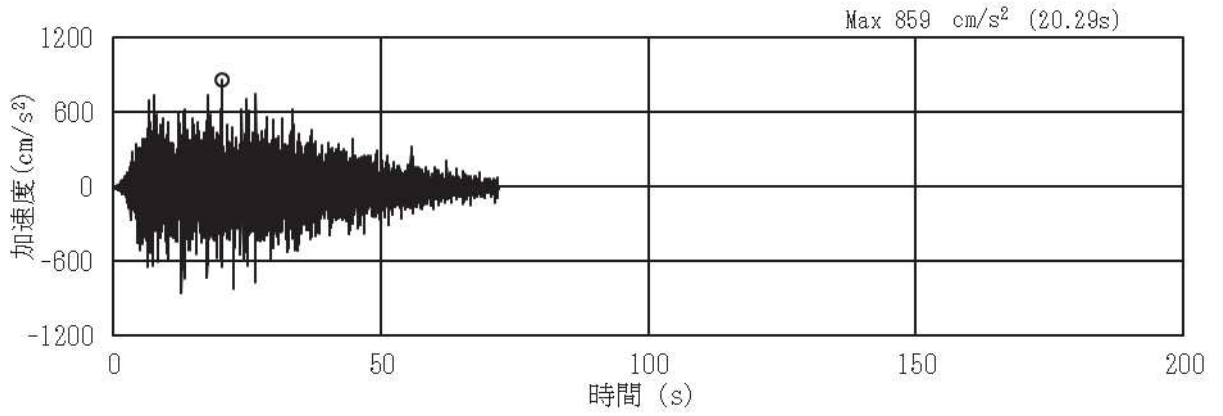


(a) 加速度時刻歴波形

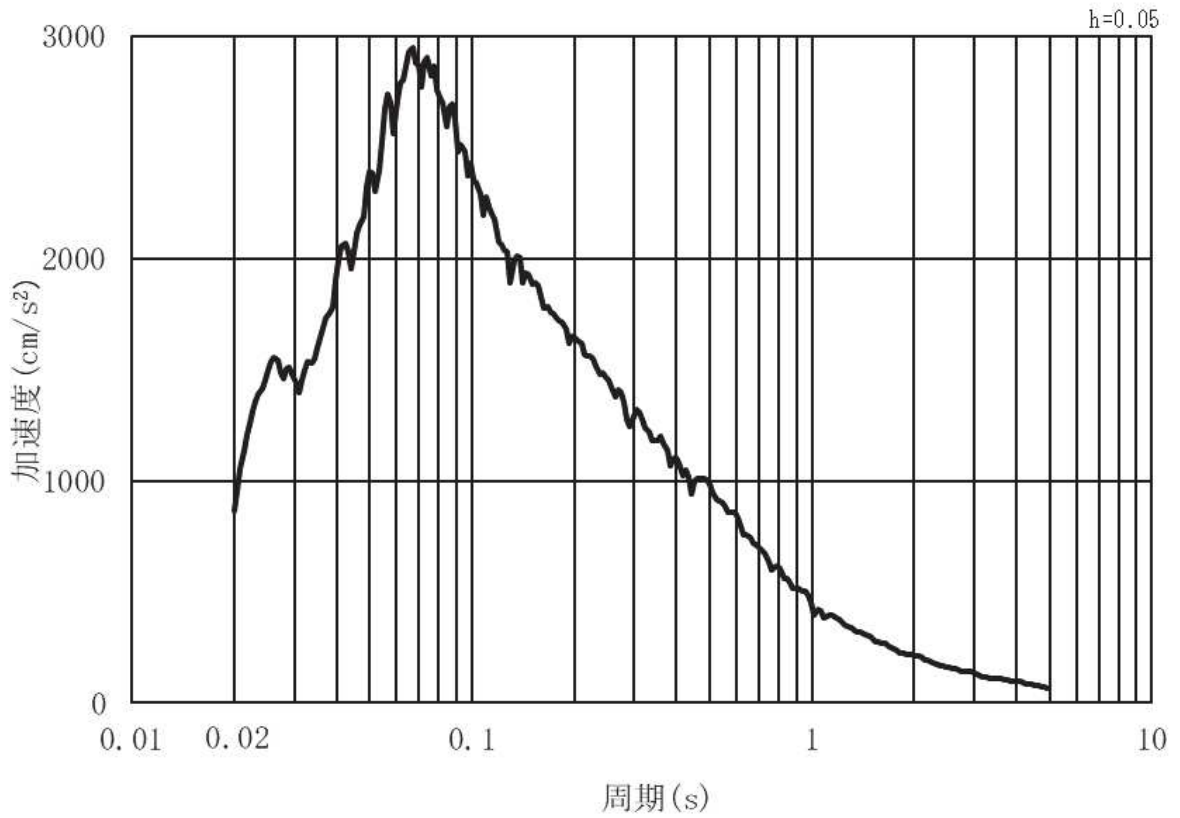


(b) 加速度応答スペクトル

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

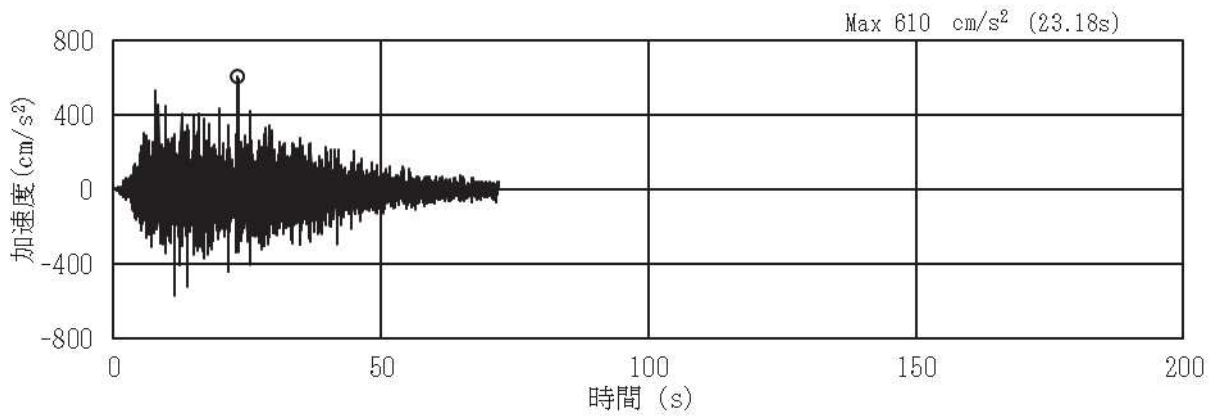


(a) 加速度時刻歴波形

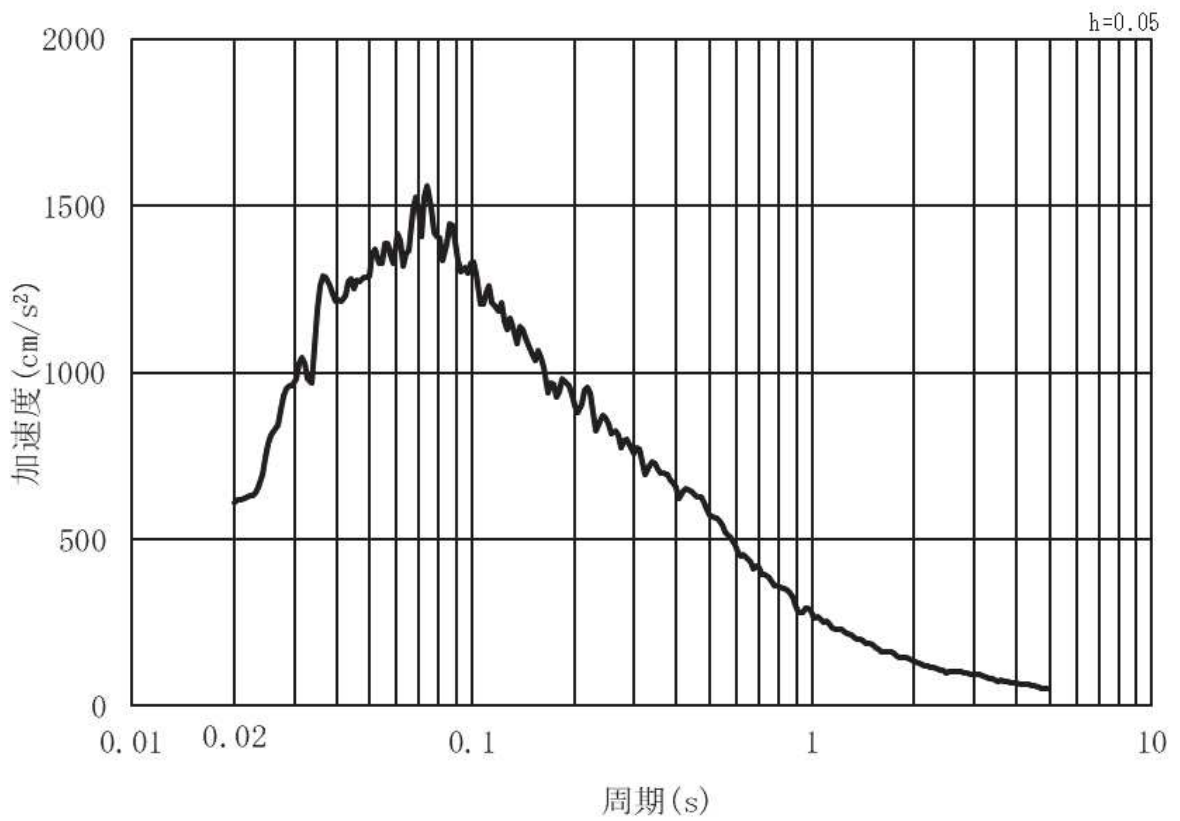


(b) 加速度応答スペクトル

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

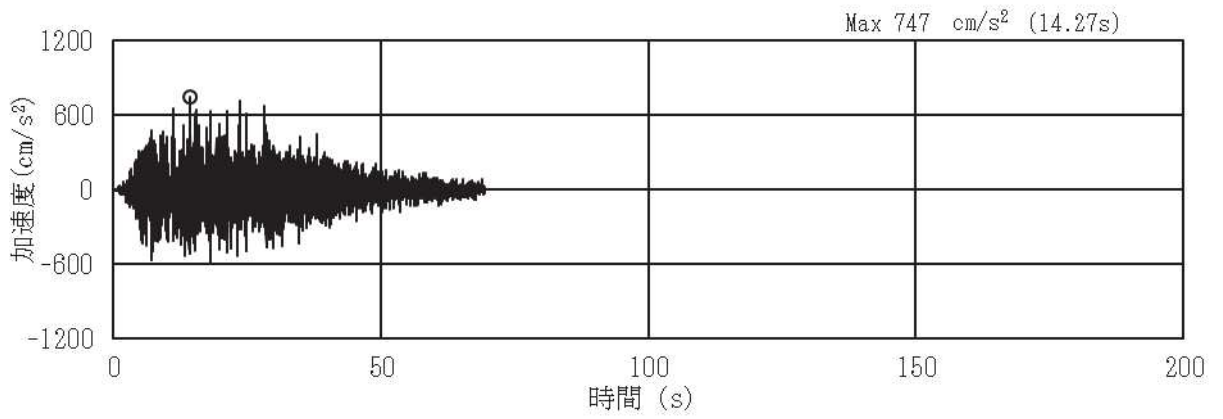


(a) 加速度時刻歴波形

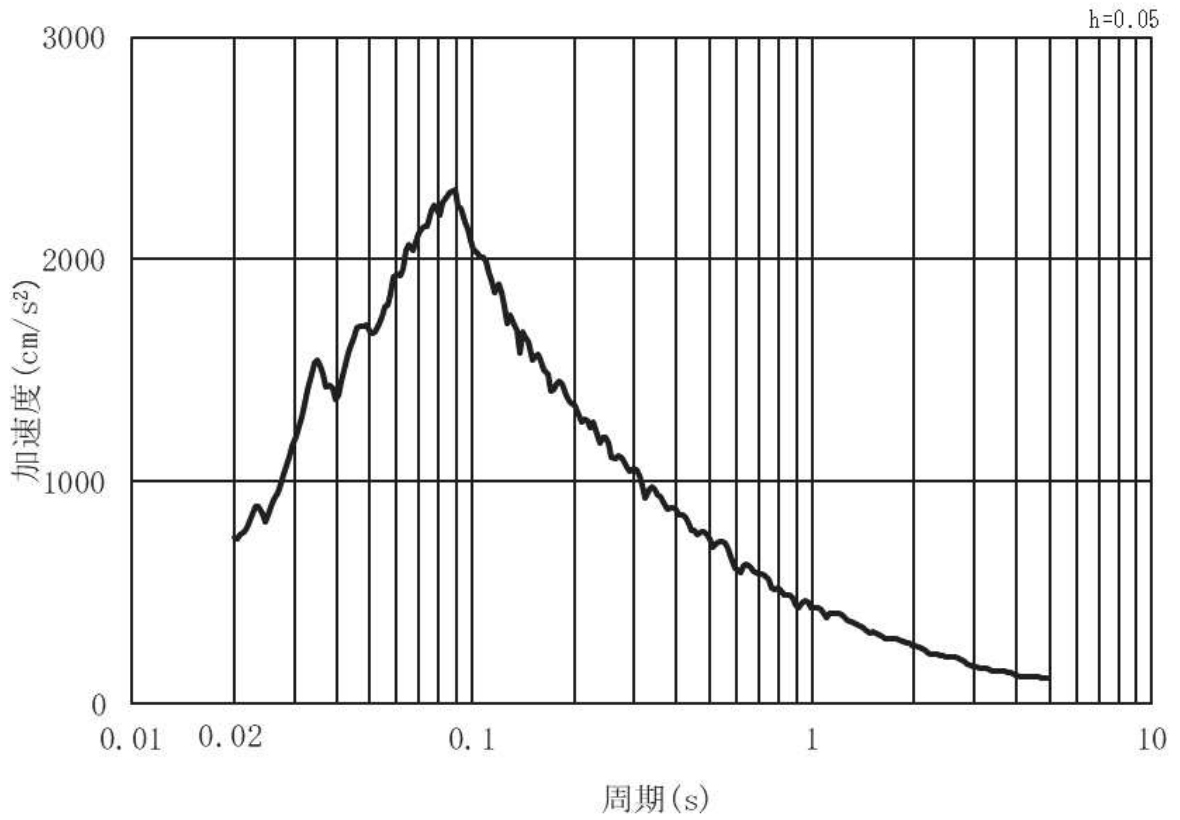


(b) 加速度応答スペクトル

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

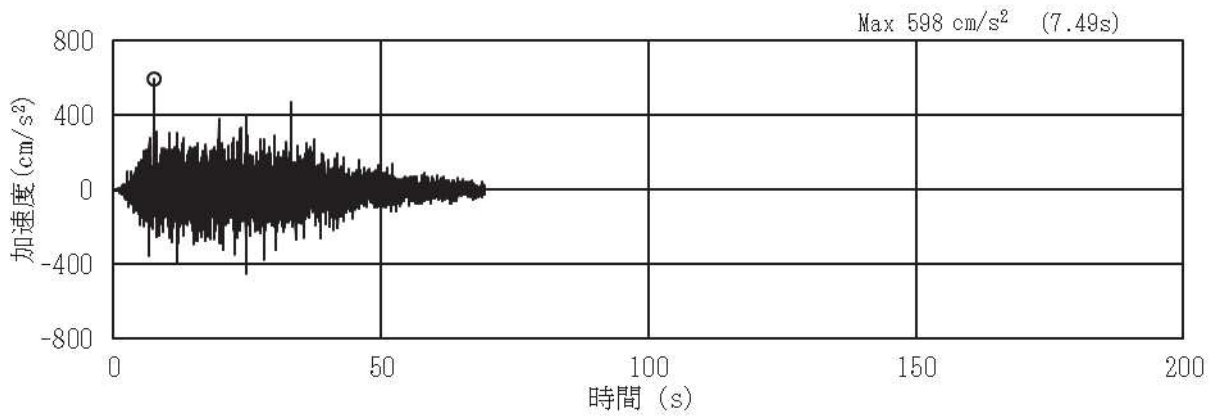


(a) 加速度時刻歴波形

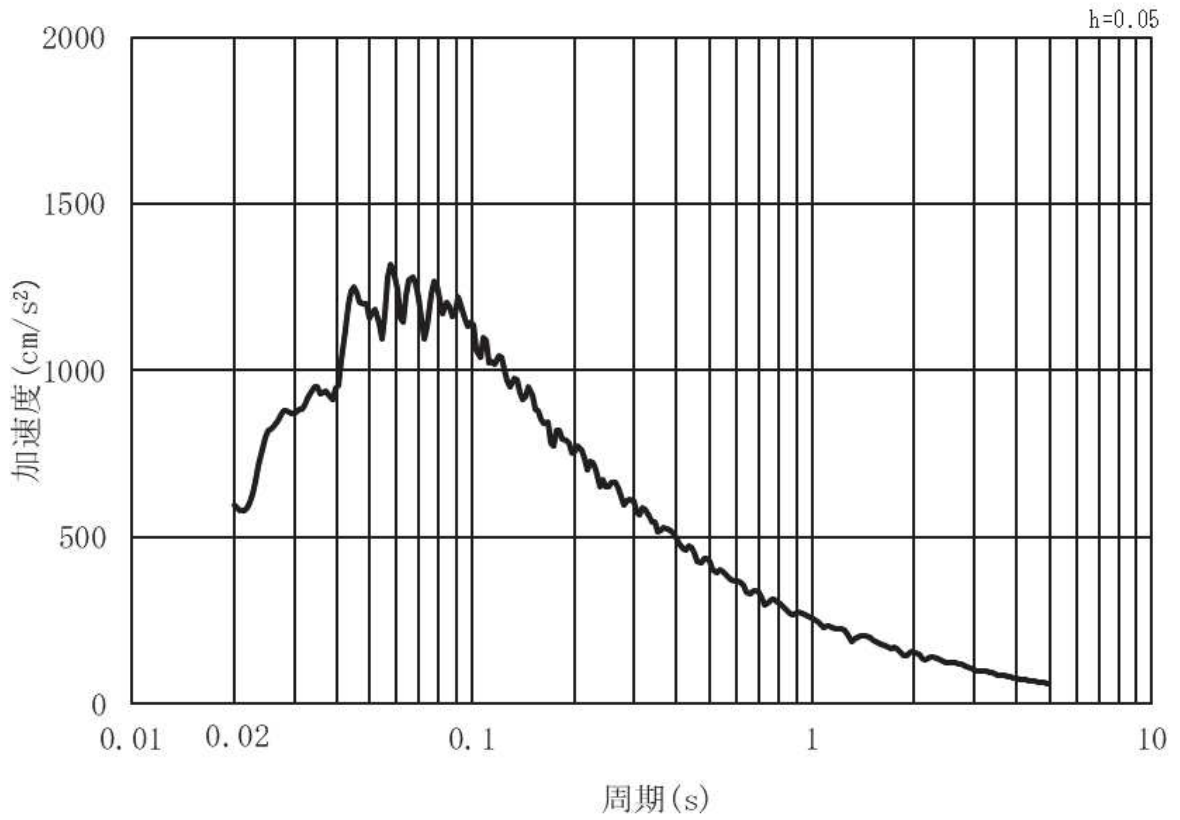


(b) 加速度応答スペクトル

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

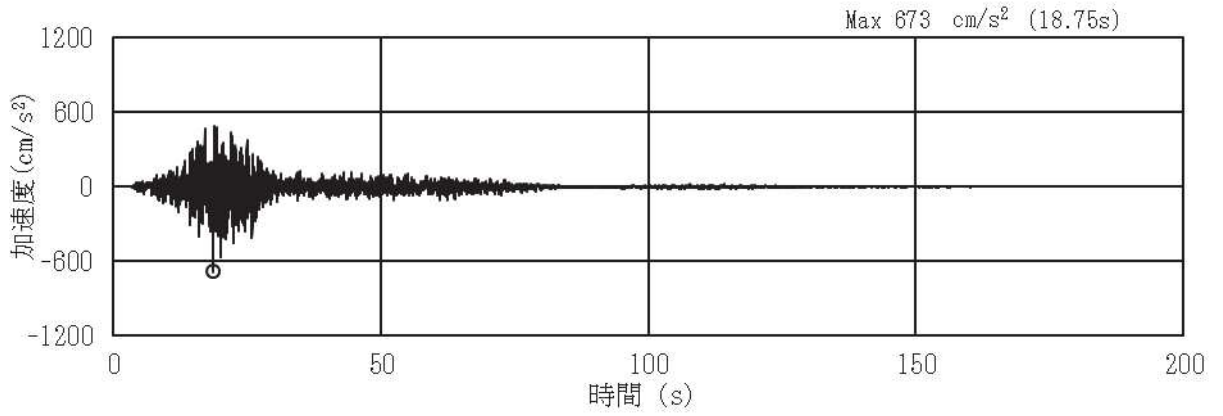


(a) 加速度時刻歴波形

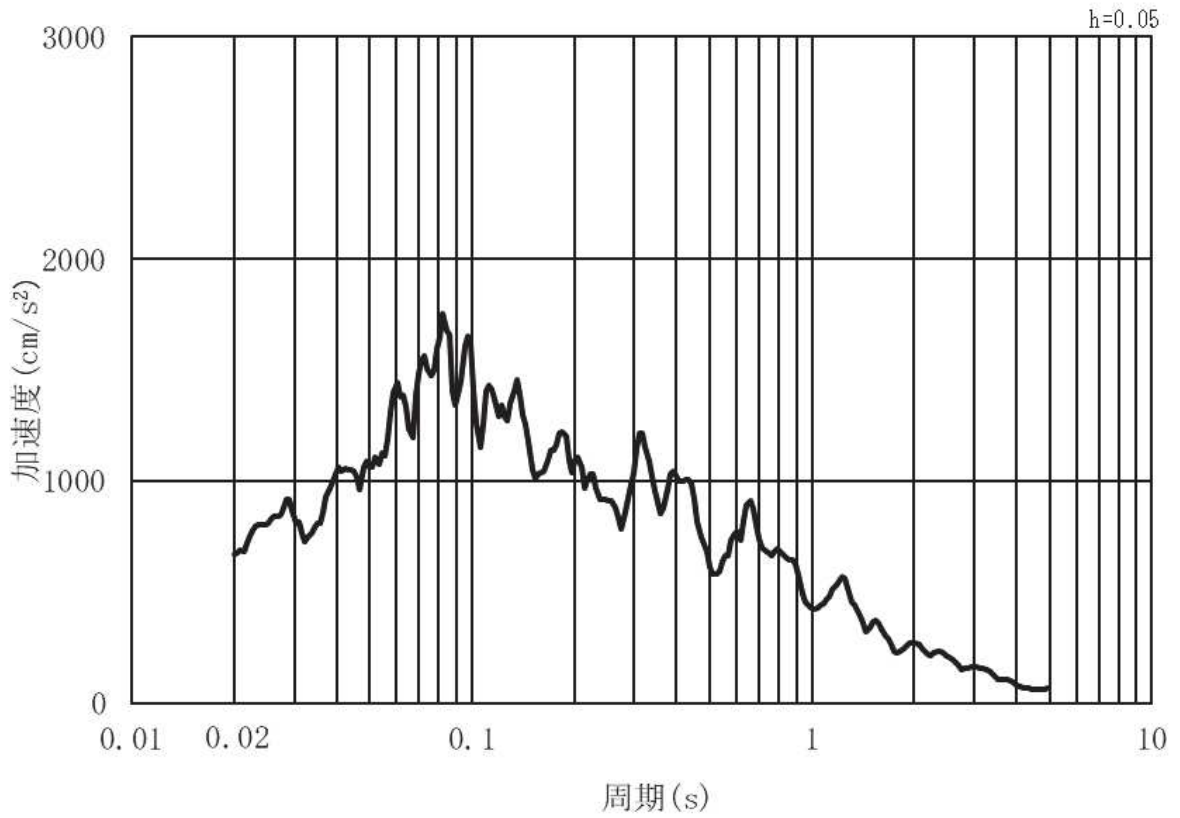


(b) 加速度応答スペクトル

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

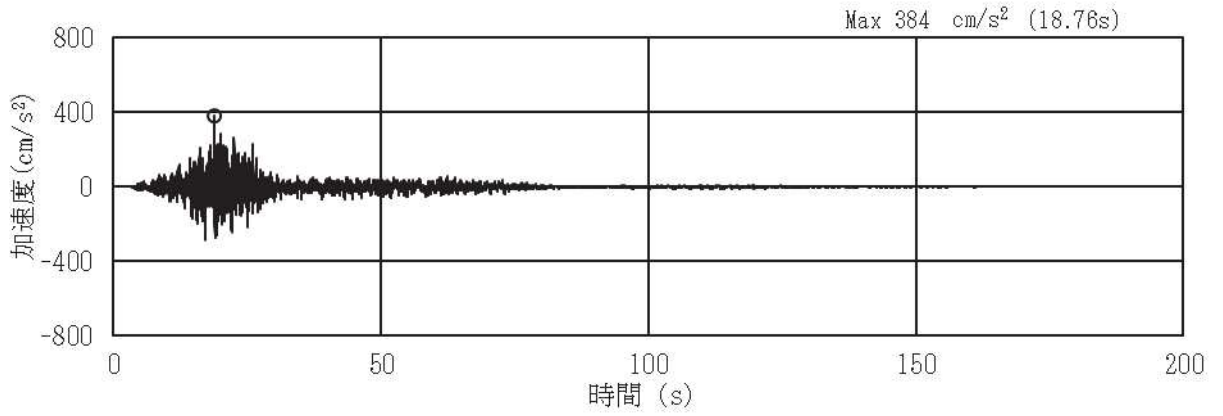


(a) 加速度時刻歴波形

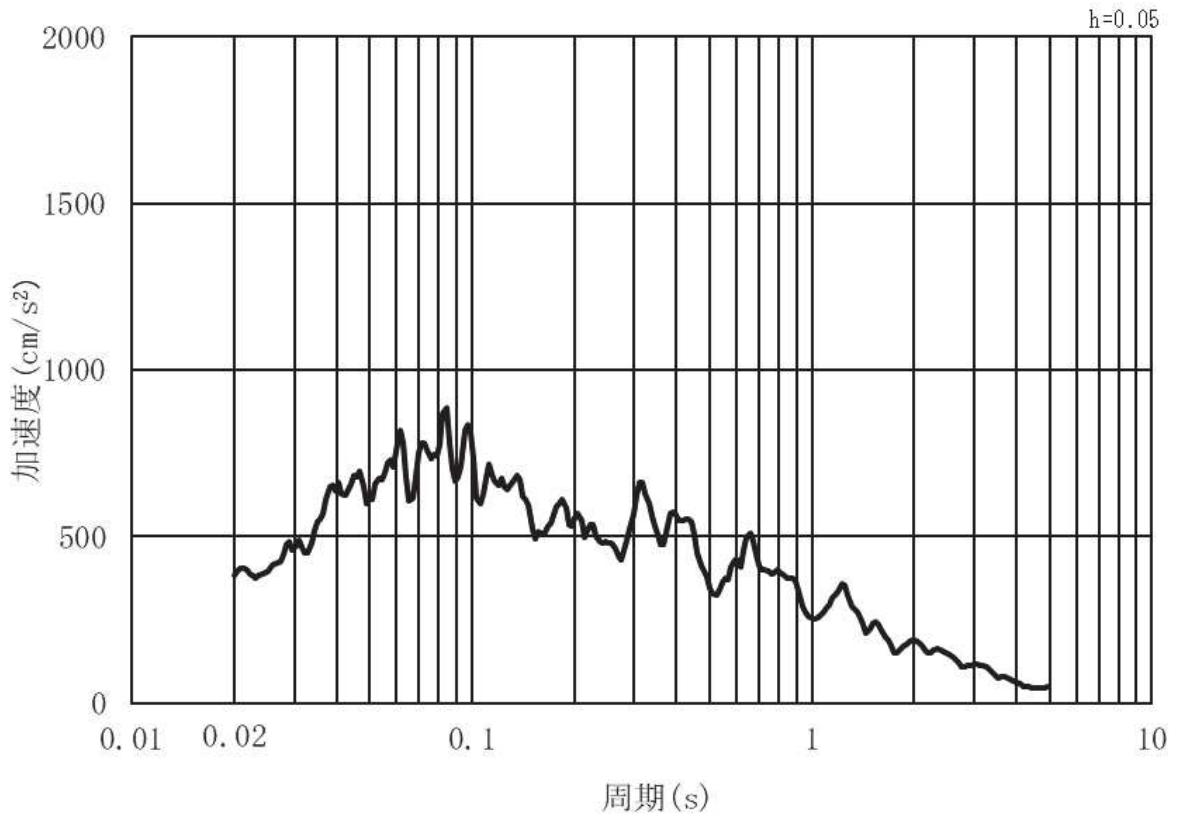


(b) 加速度応答スペクトル

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

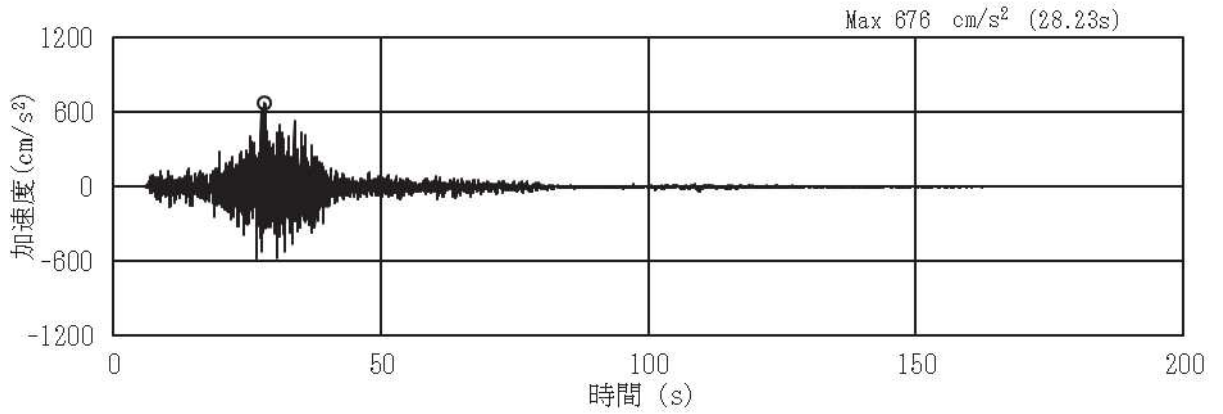


(a) 加速度時刻歴波形

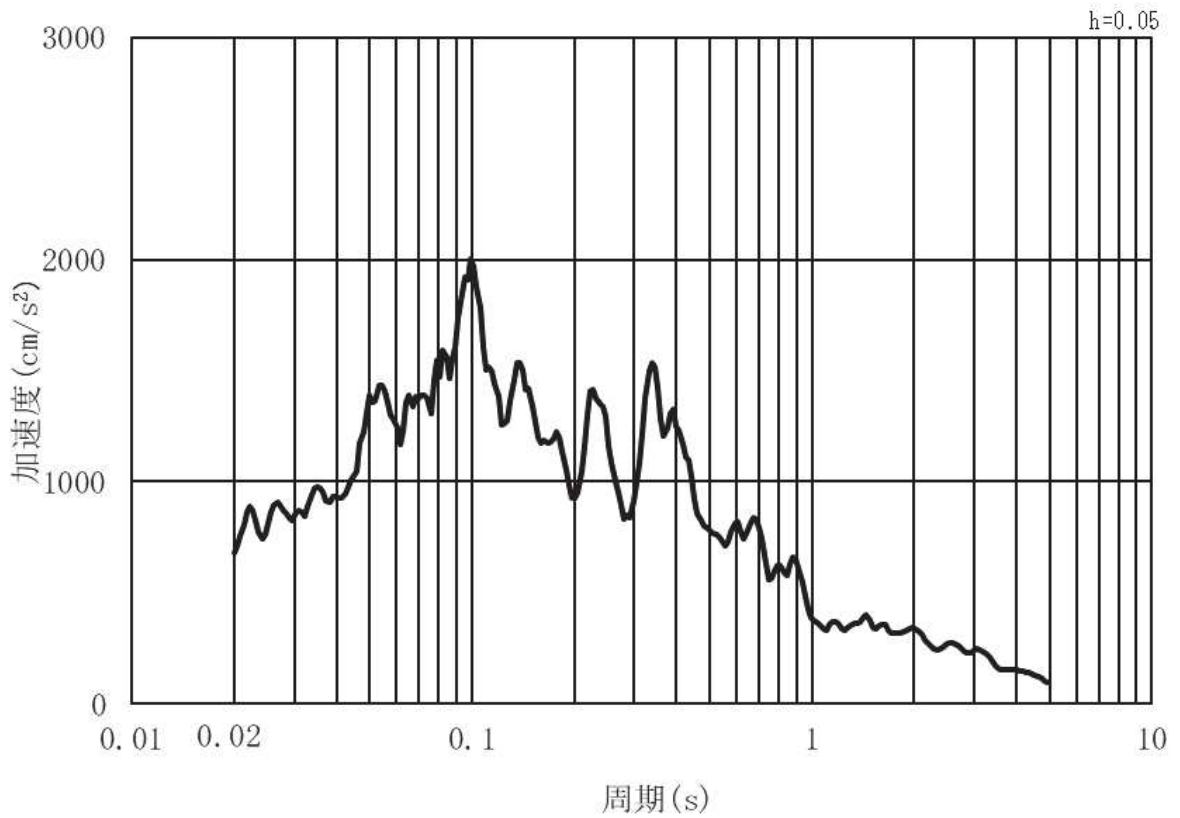


(b) 加速度応答スペクトル

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

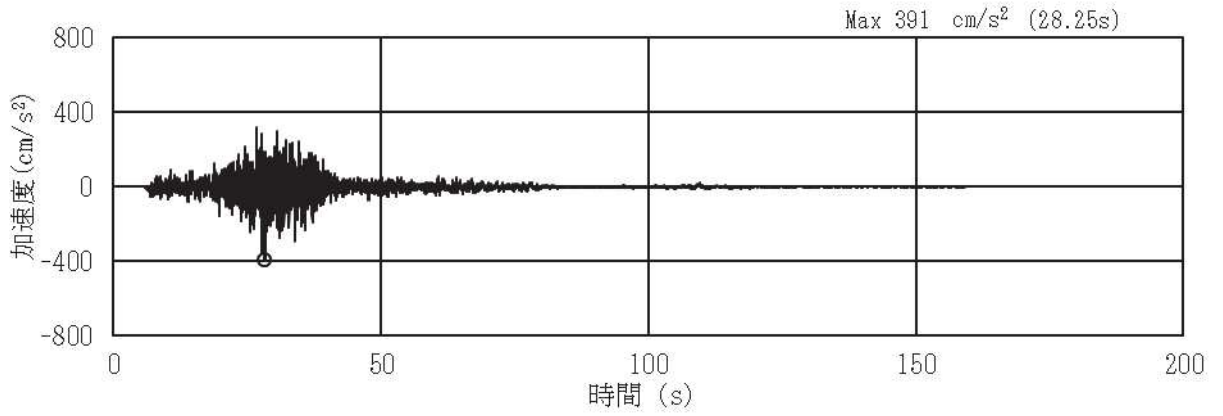


(a) 加速度時刻歴波形

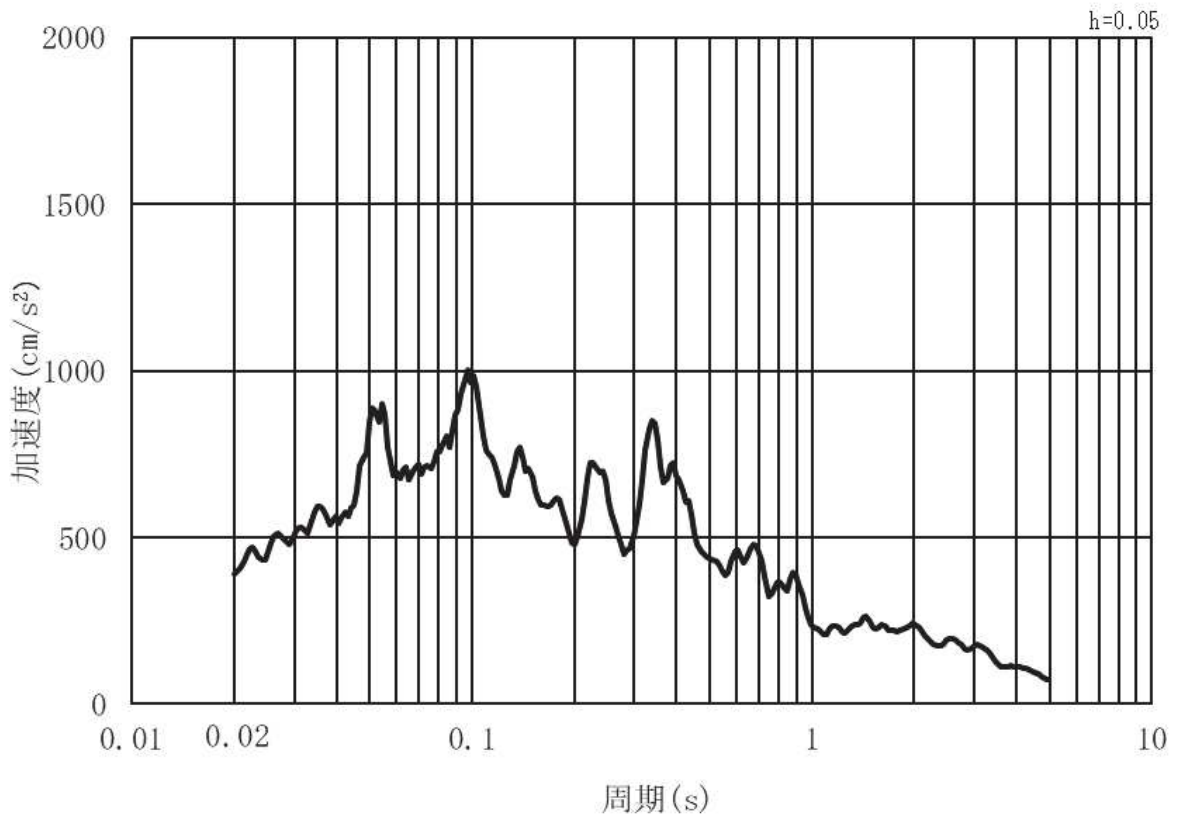


(b) 加速度応答スペクトル

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

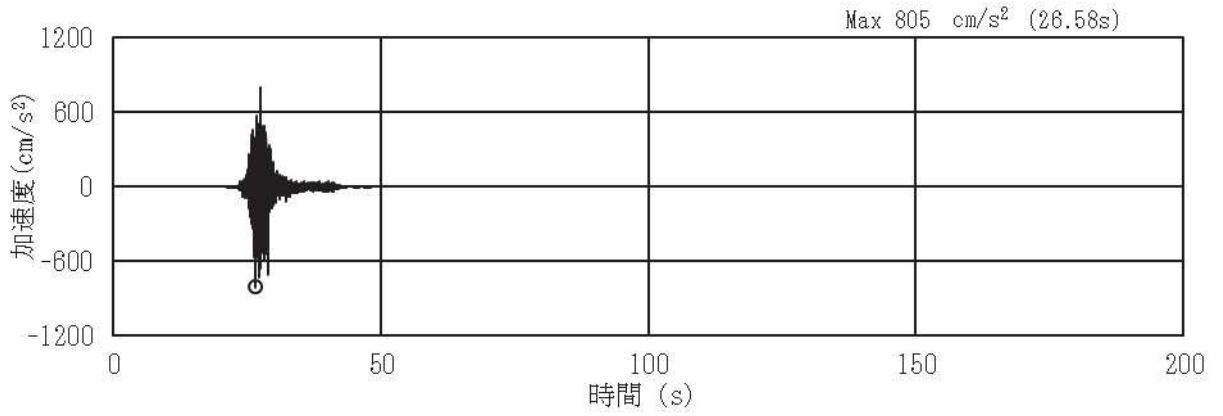


(a) 加速度時刻歴波形

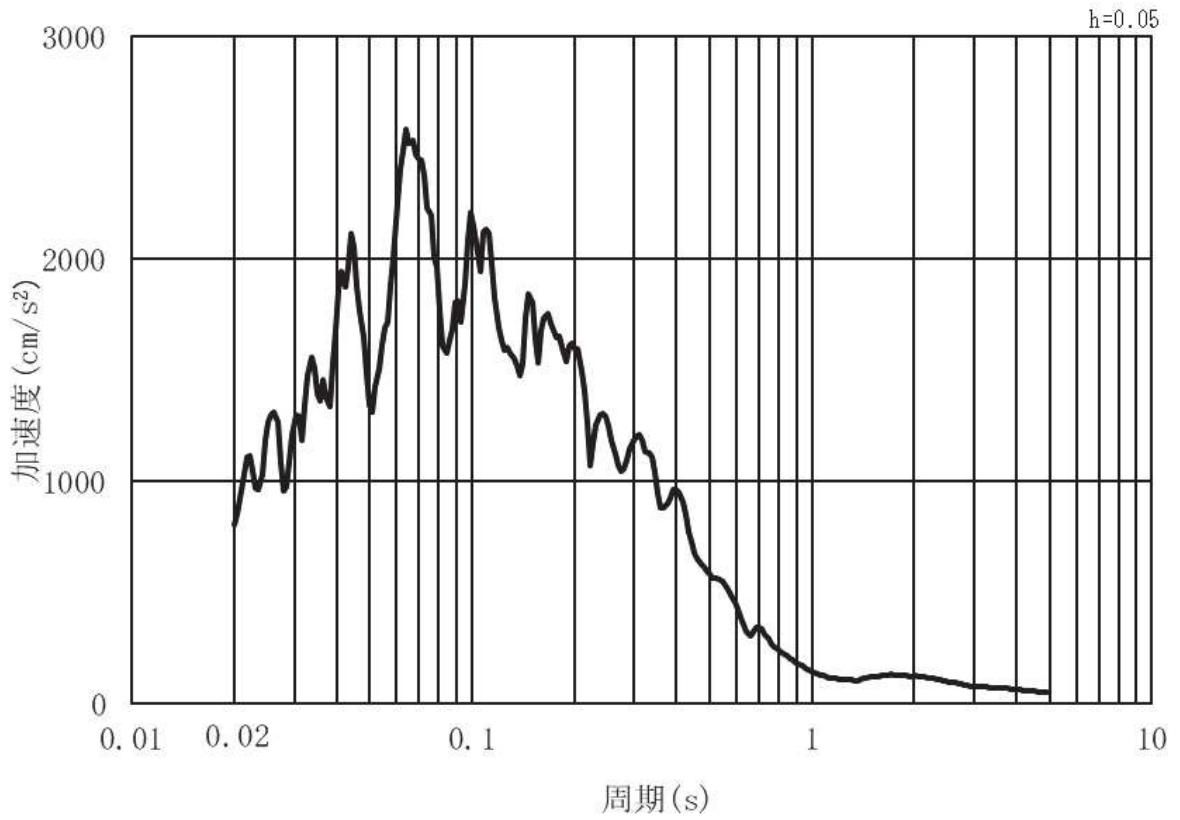


(b) 加速度応答スペクトル

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

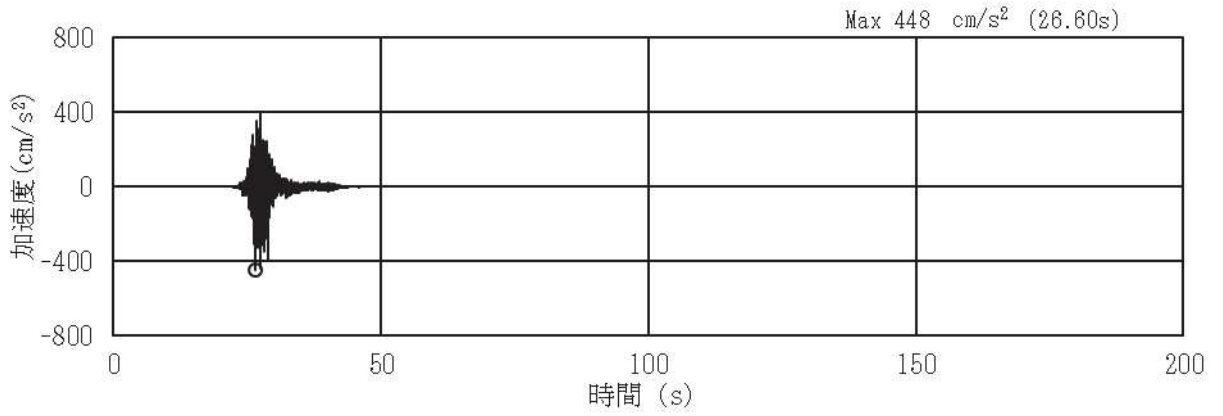


(a) 加速度時刻歴波形

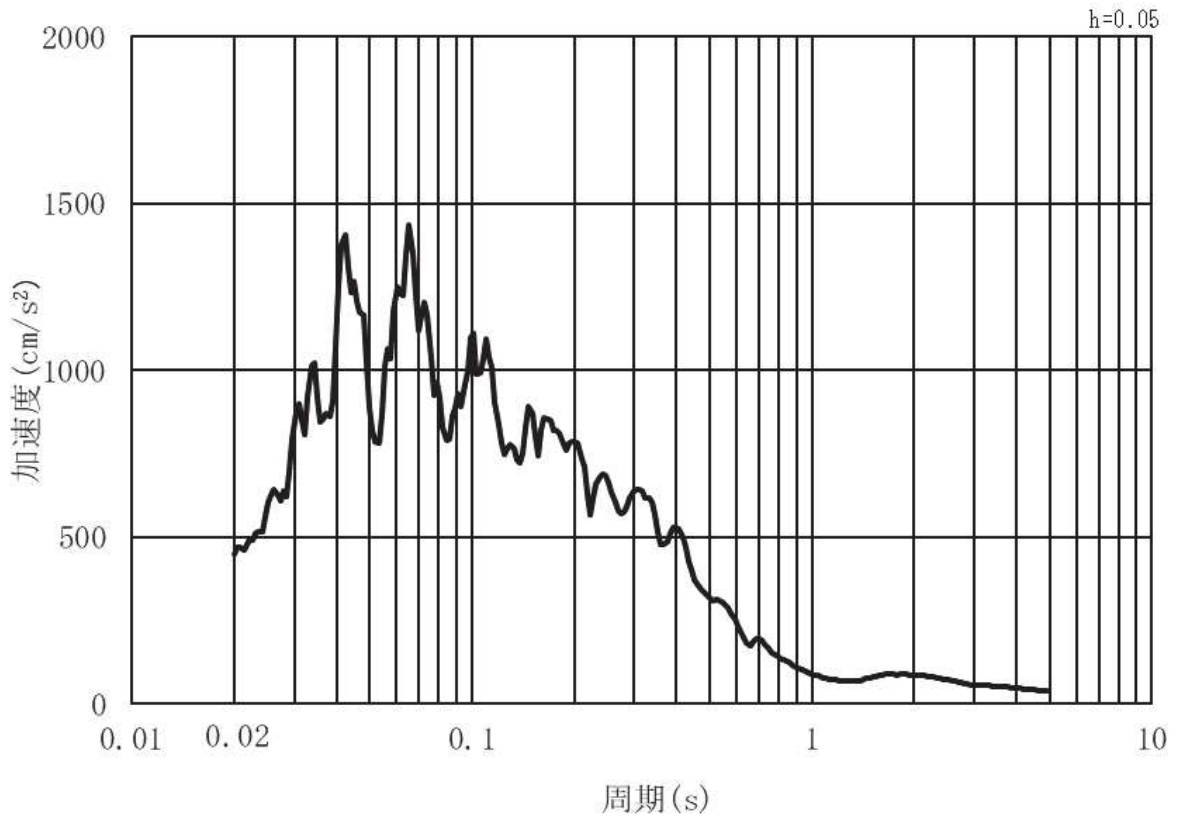


(b) 加速度応答スペクトル

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

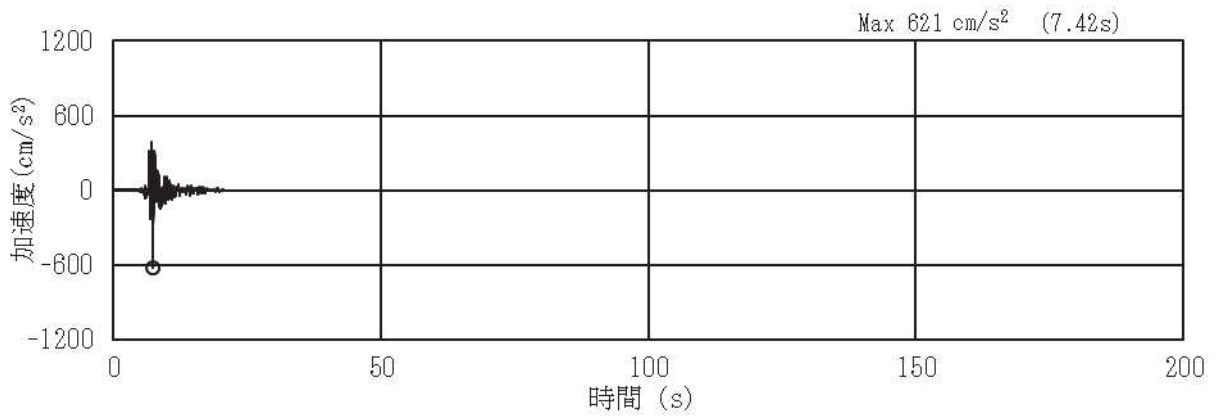


(a) 加速度時刻歴波形

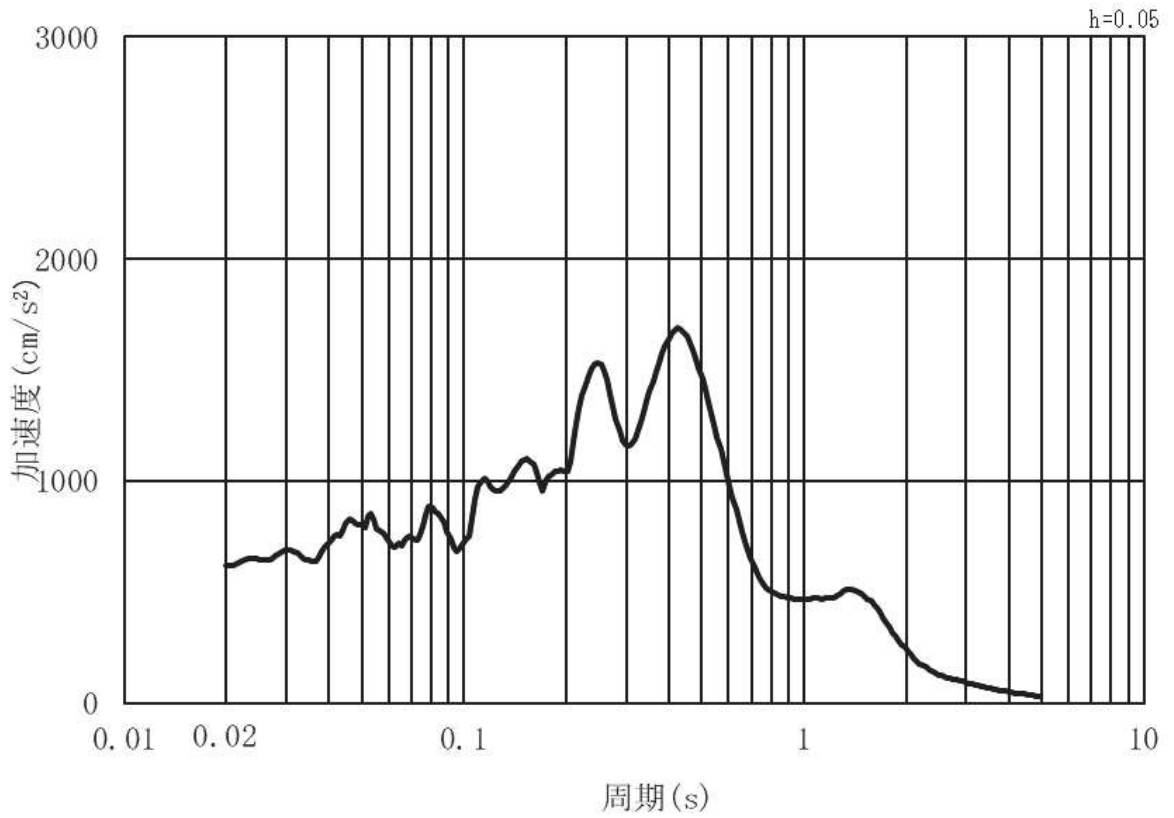


(b) 加速度応答スペクトル

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

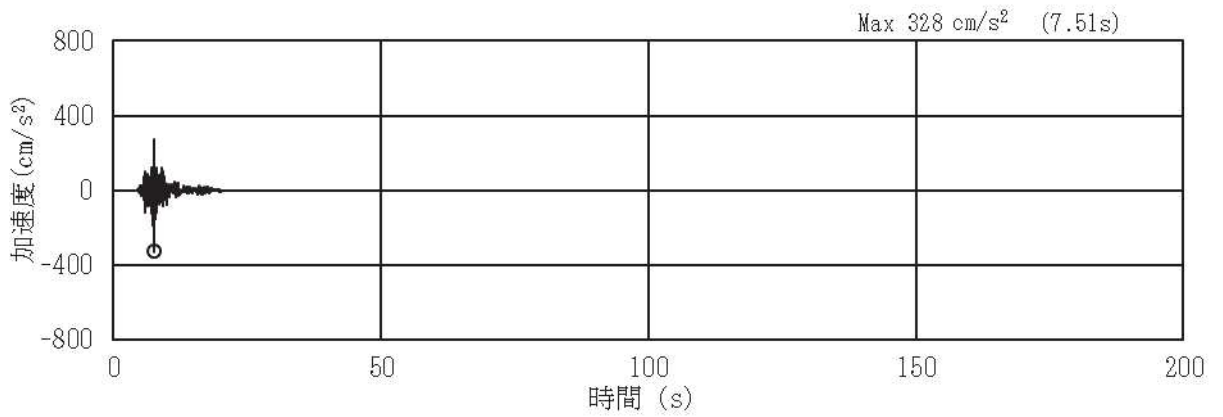


(a) 加速度時刻歴波形

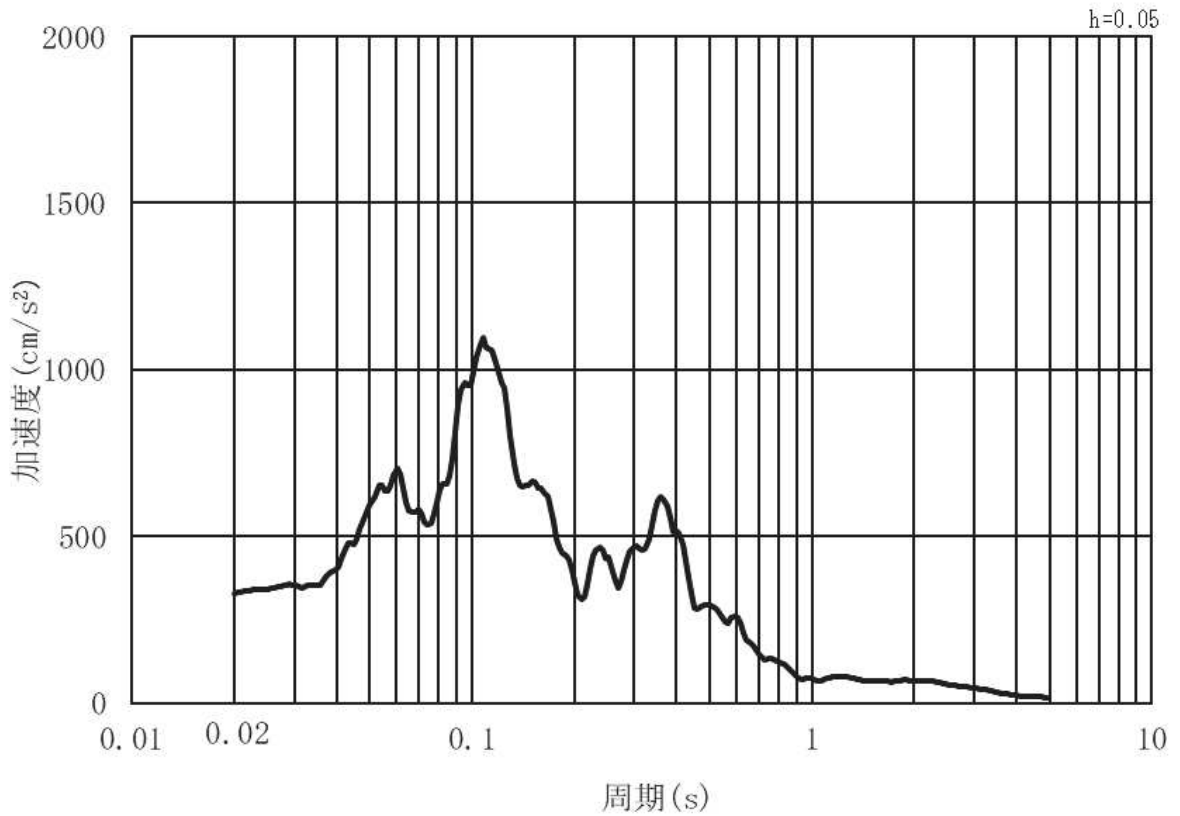


(b) 加速度応答スペクトル

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



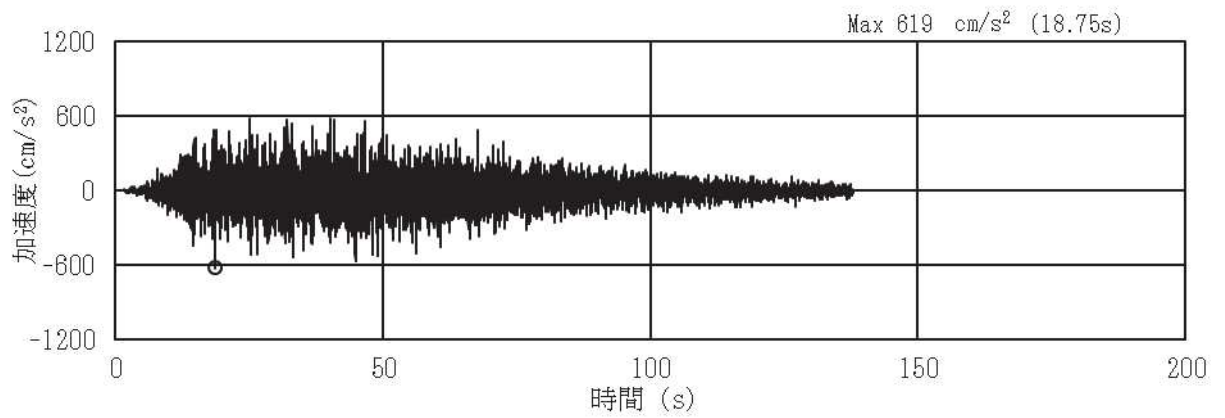
(a) 加速度時刻歴波形



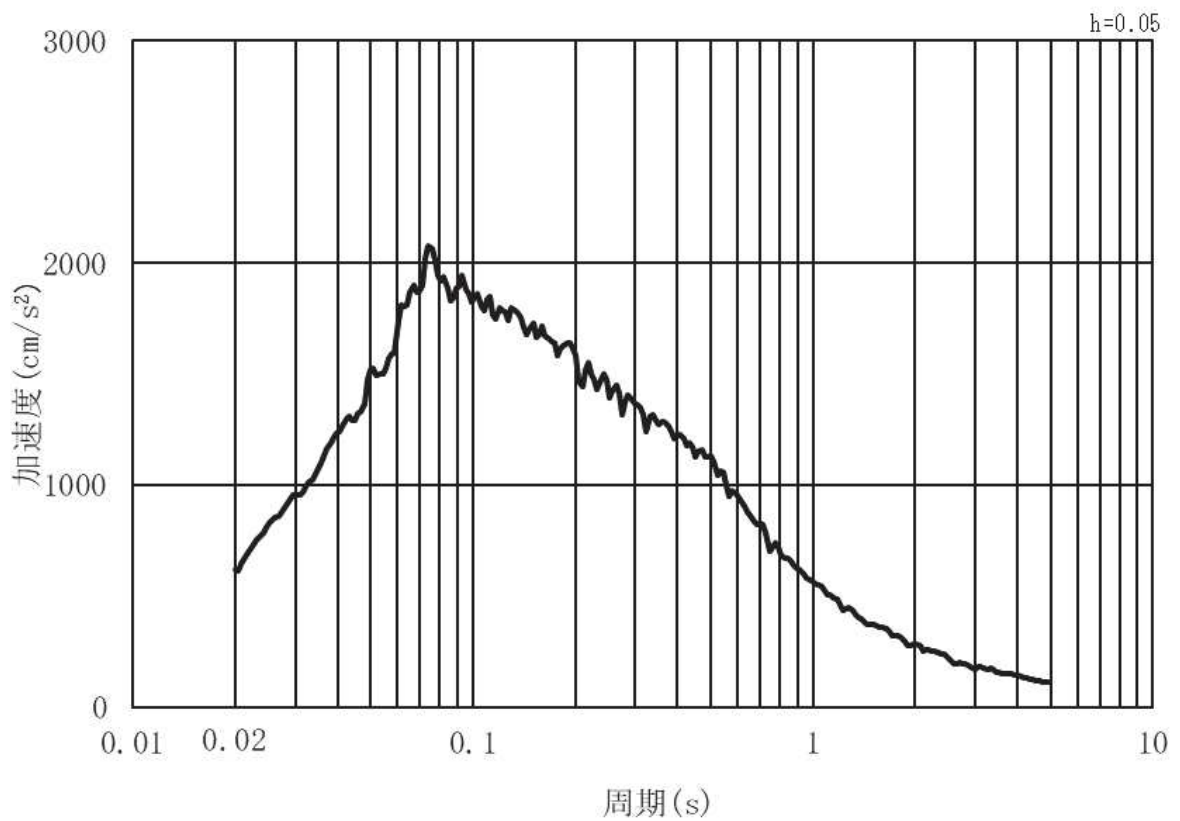
(b) 加速度応答スペクトル

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

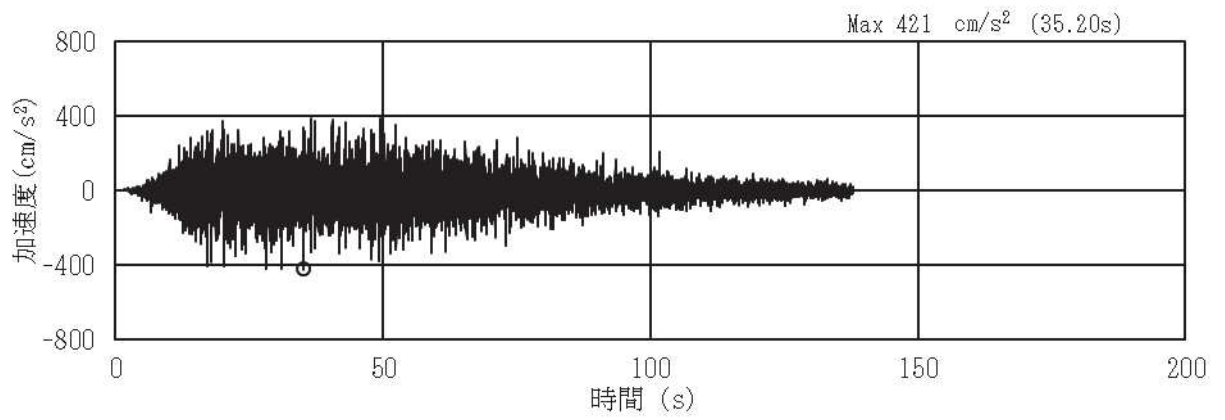


(a) 加速度時刻歴波形

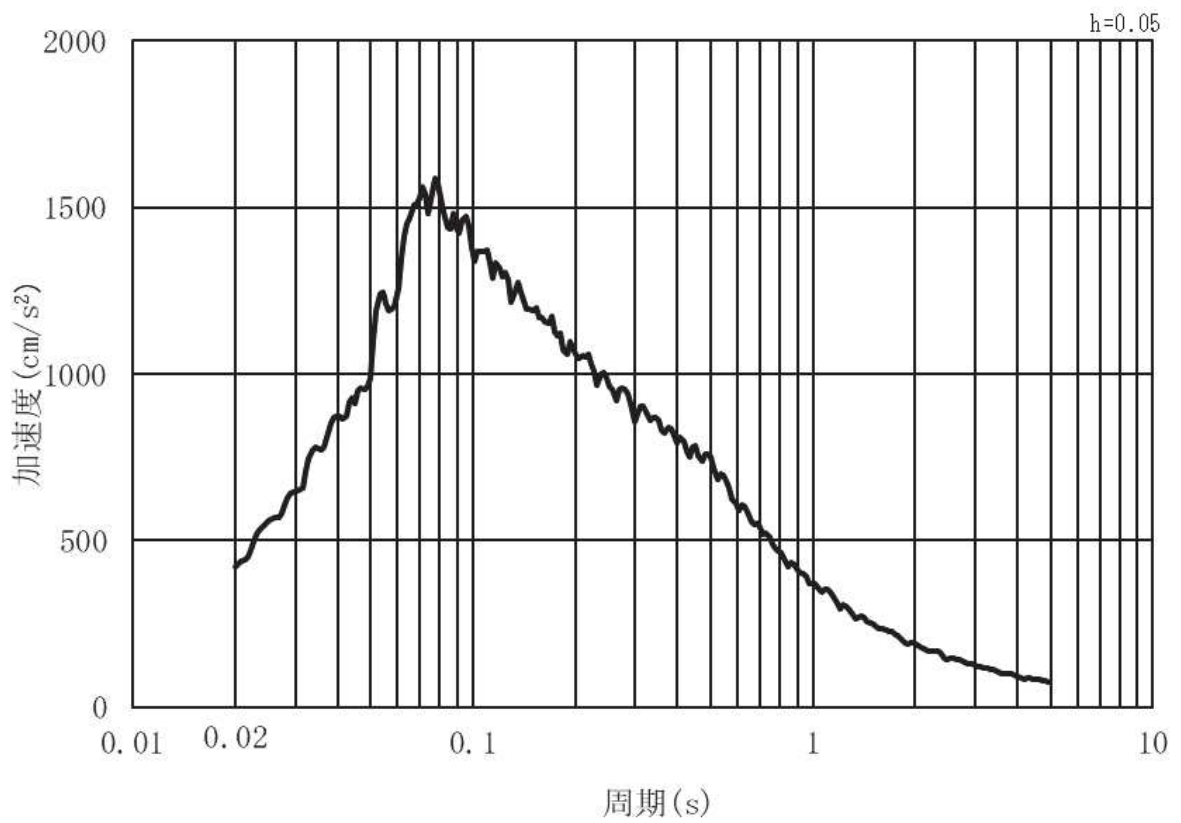


(b) 加速度応答スペクトル

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

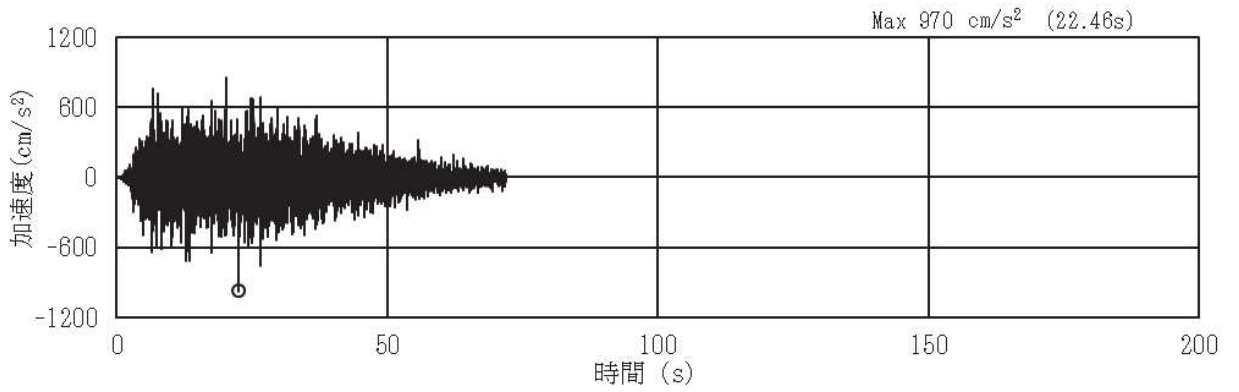


(a) 加速度時刻歴波形

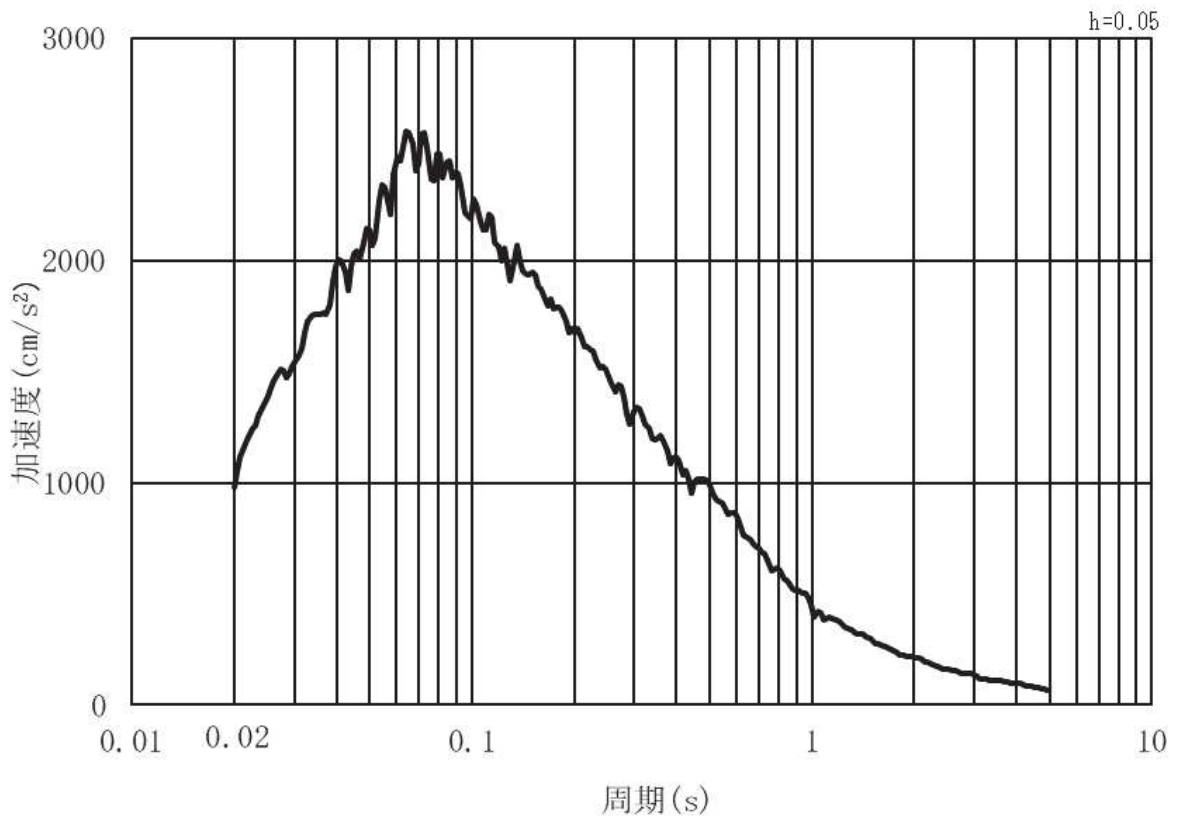


(b) 加速度応答スペクトル

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

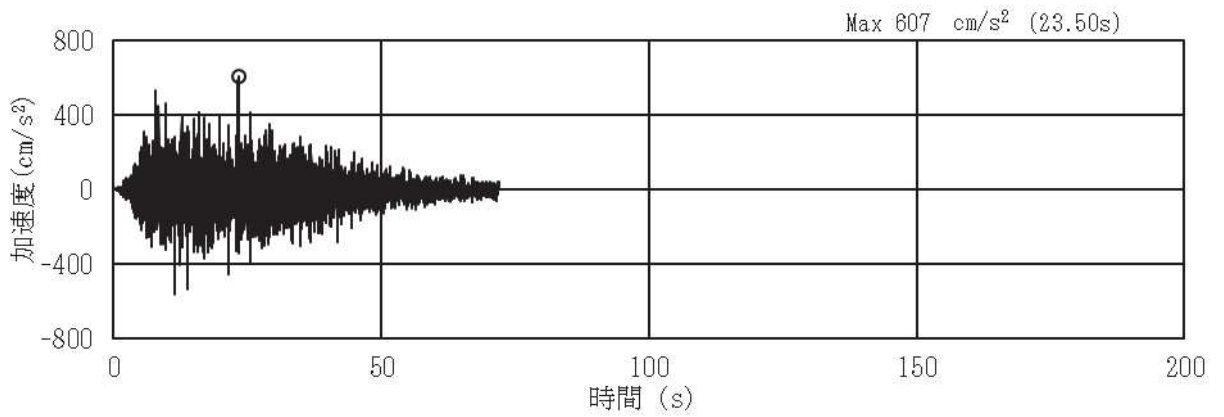


(a) 加速度時刻歴波形

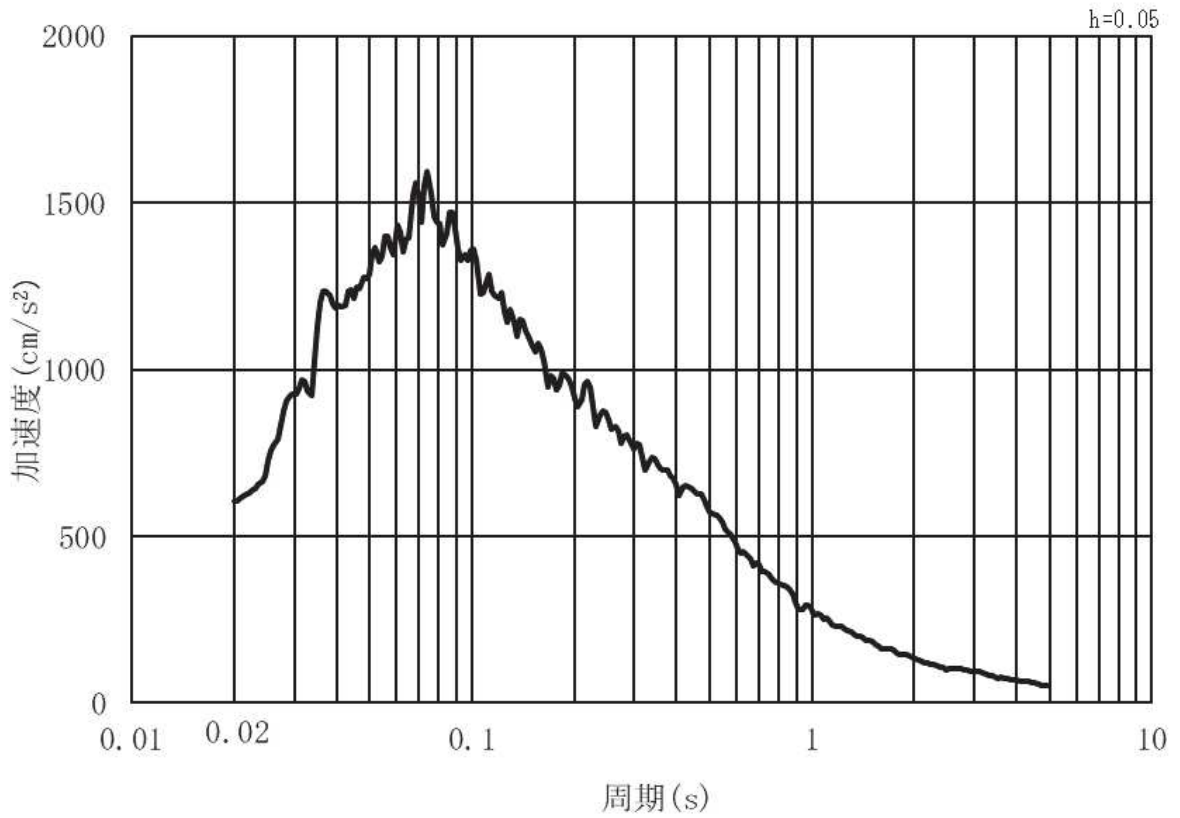


(b) 加速度応答スペクトル

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

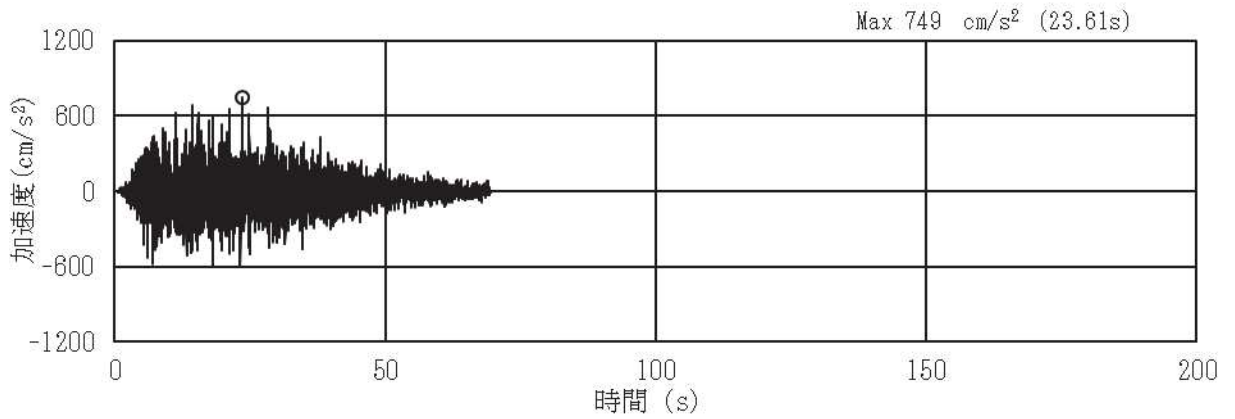


(a) 加速度時刻歴波形

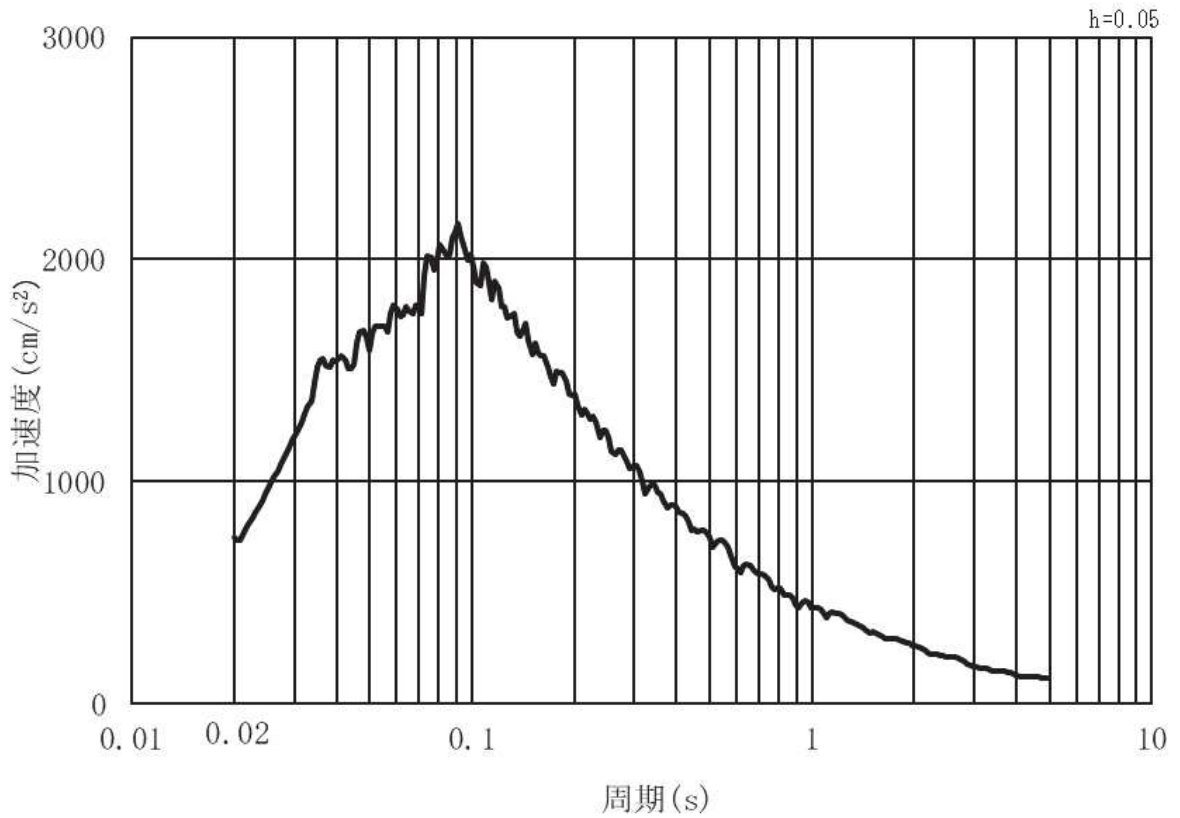


(b) 加速度応答スペクトル

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

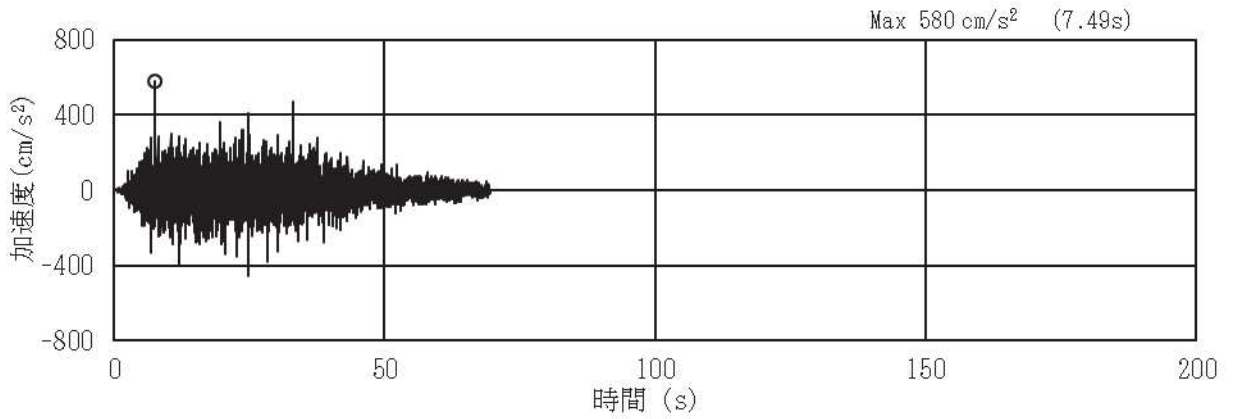


(a) 加速度時刻歴波形

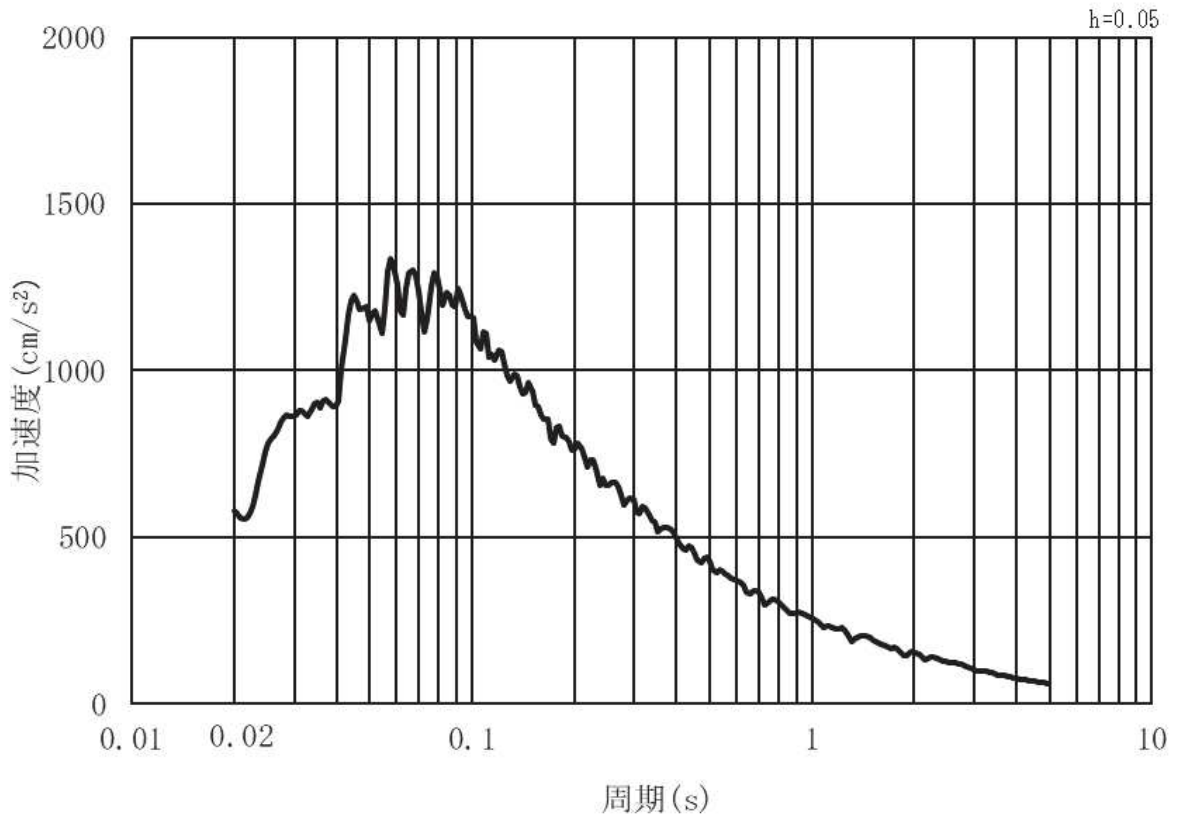


(b) 加速度応答スペクトル

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

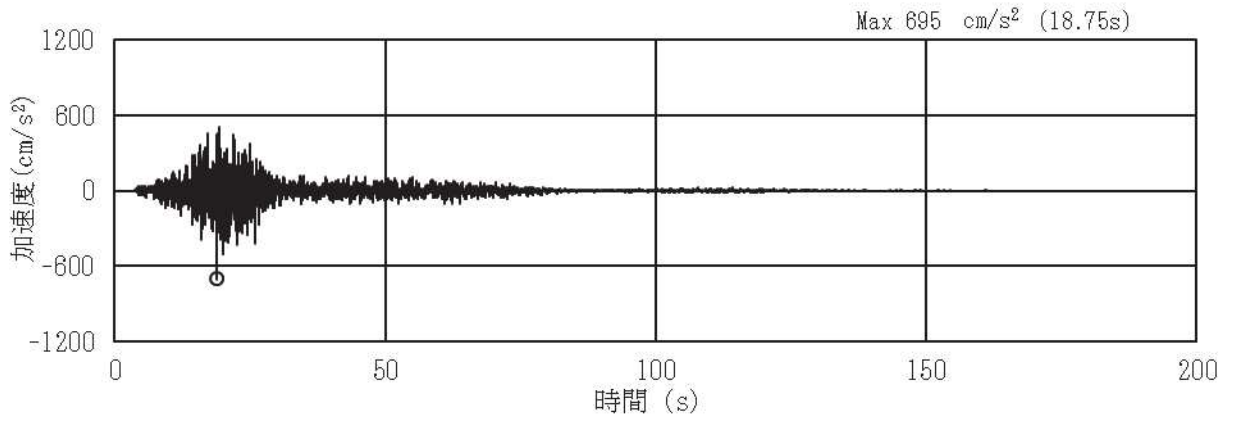


(a) 加速度時刻歴波形

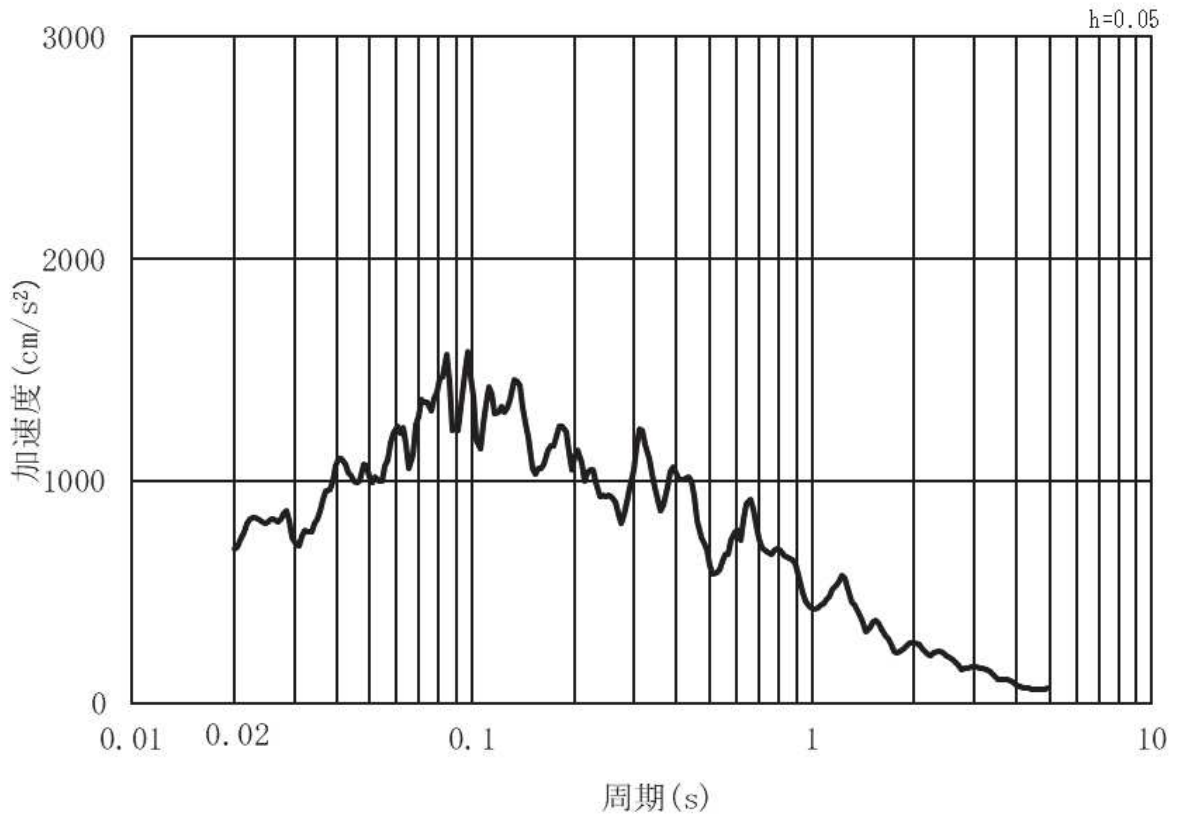


(b) 加速度応答スペクトル

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

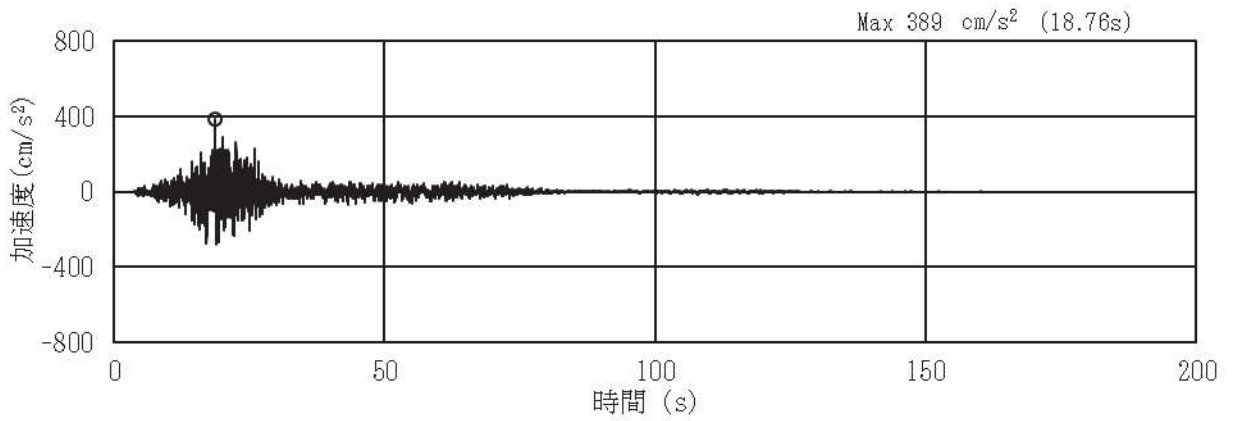


(a) 加速度時刻歴波形

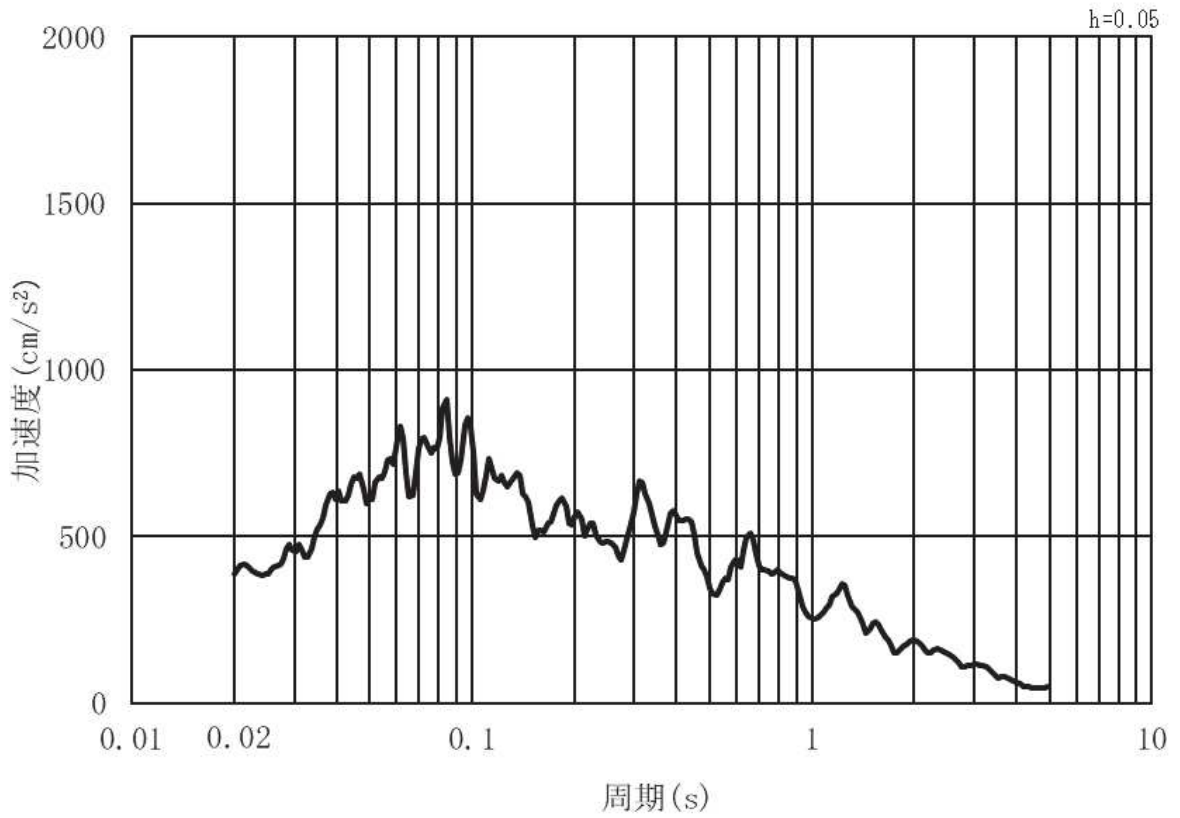


(b) 加速度応答スペクトル

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

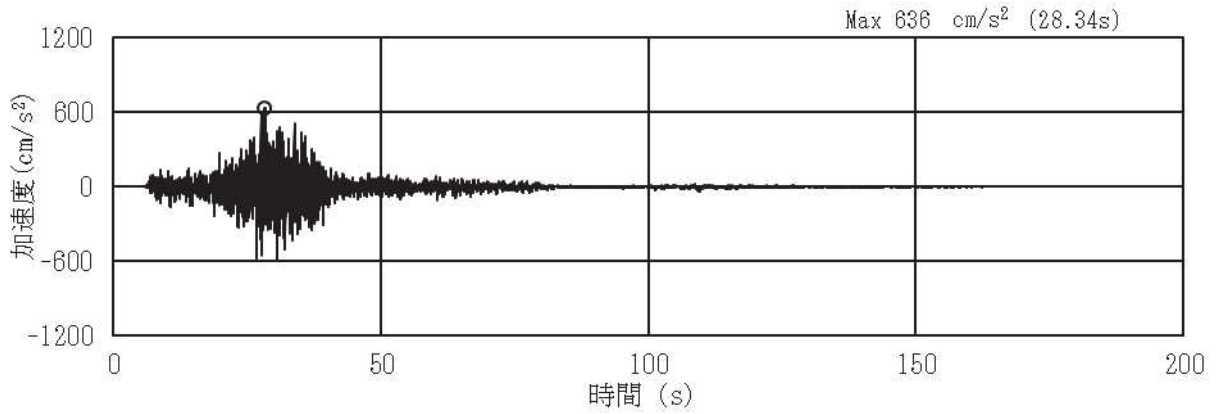


(a) 加速度時刻歴波形

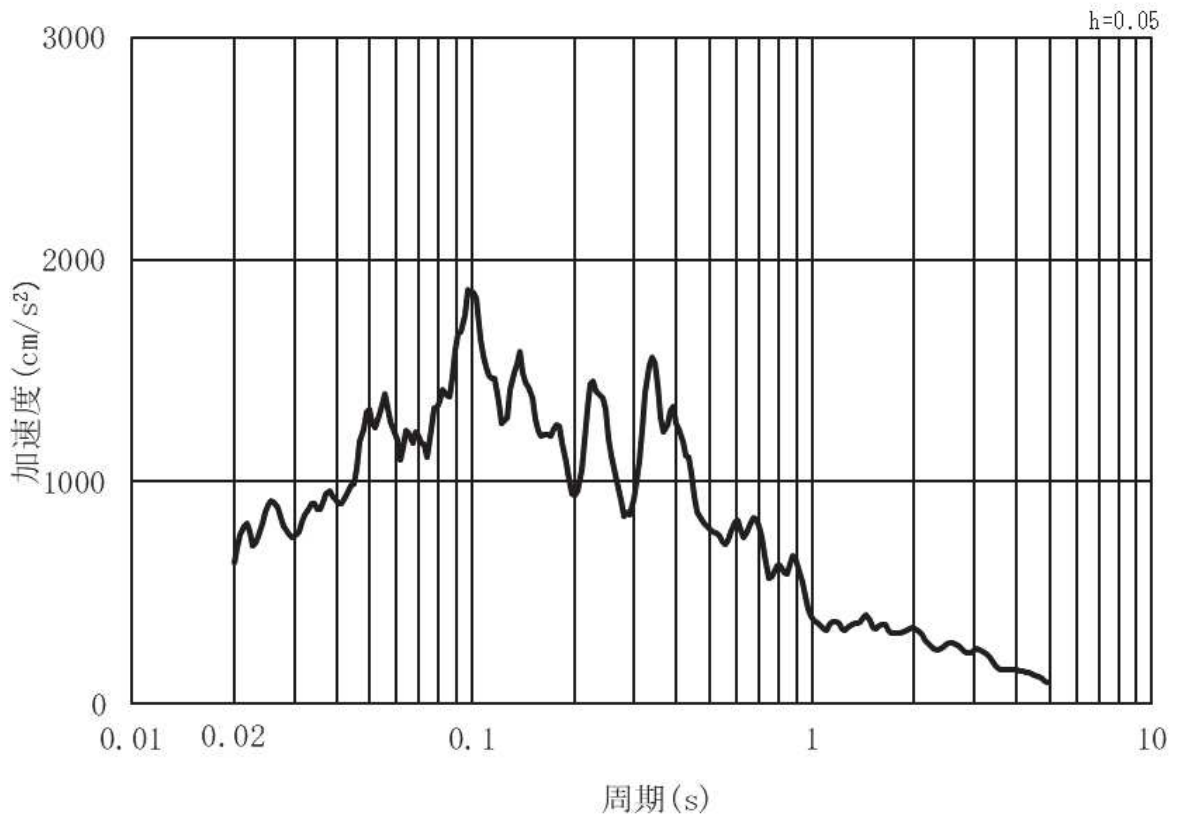


(b) 加速度応答スペクトル

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

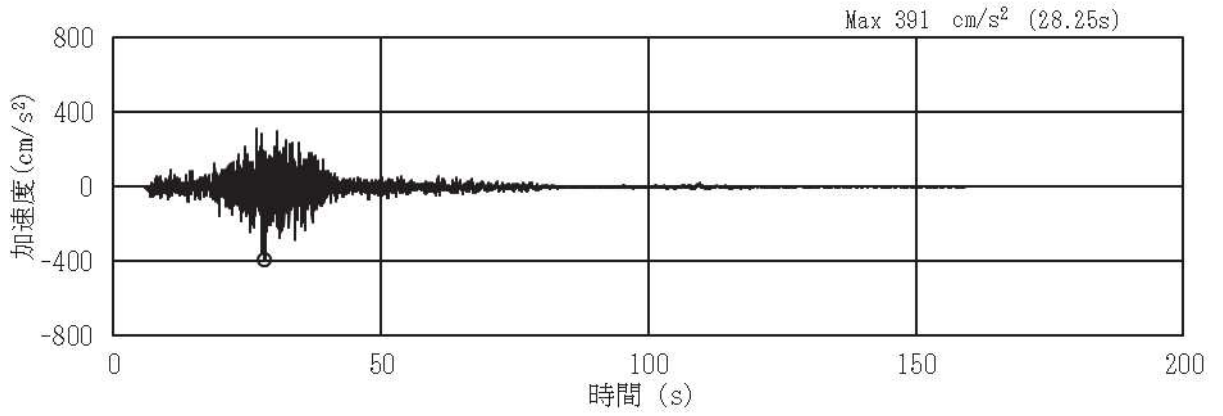


(a) 加速度時刻歴波形

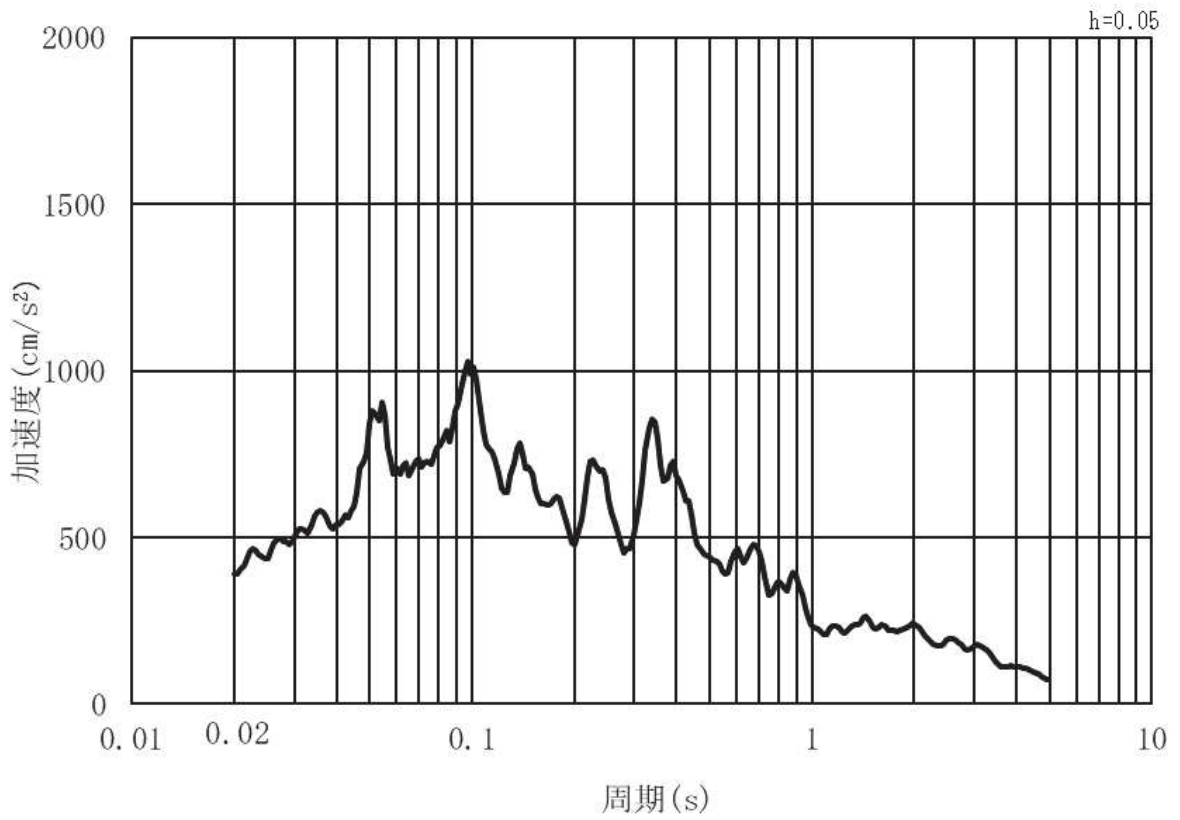


(b) 加速度応答スペクトル

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

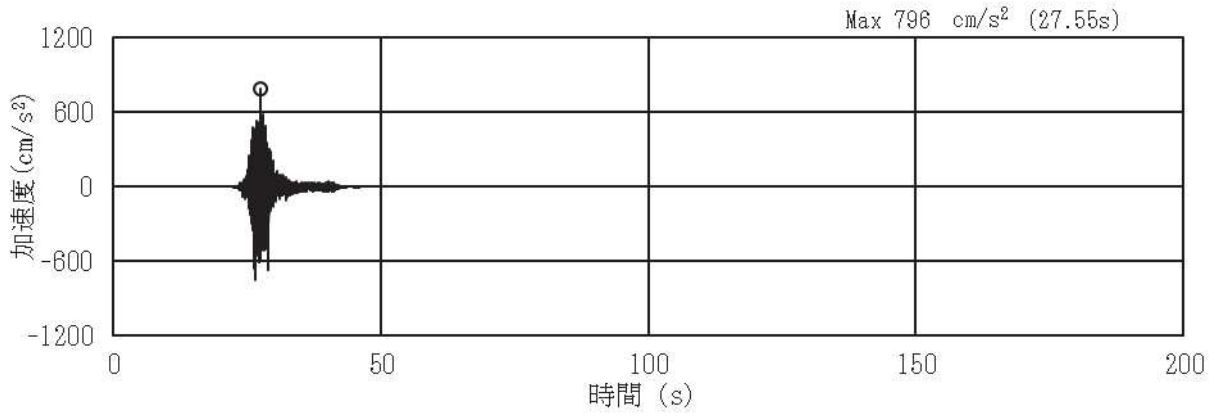


(a) 加速度時刻歴波形

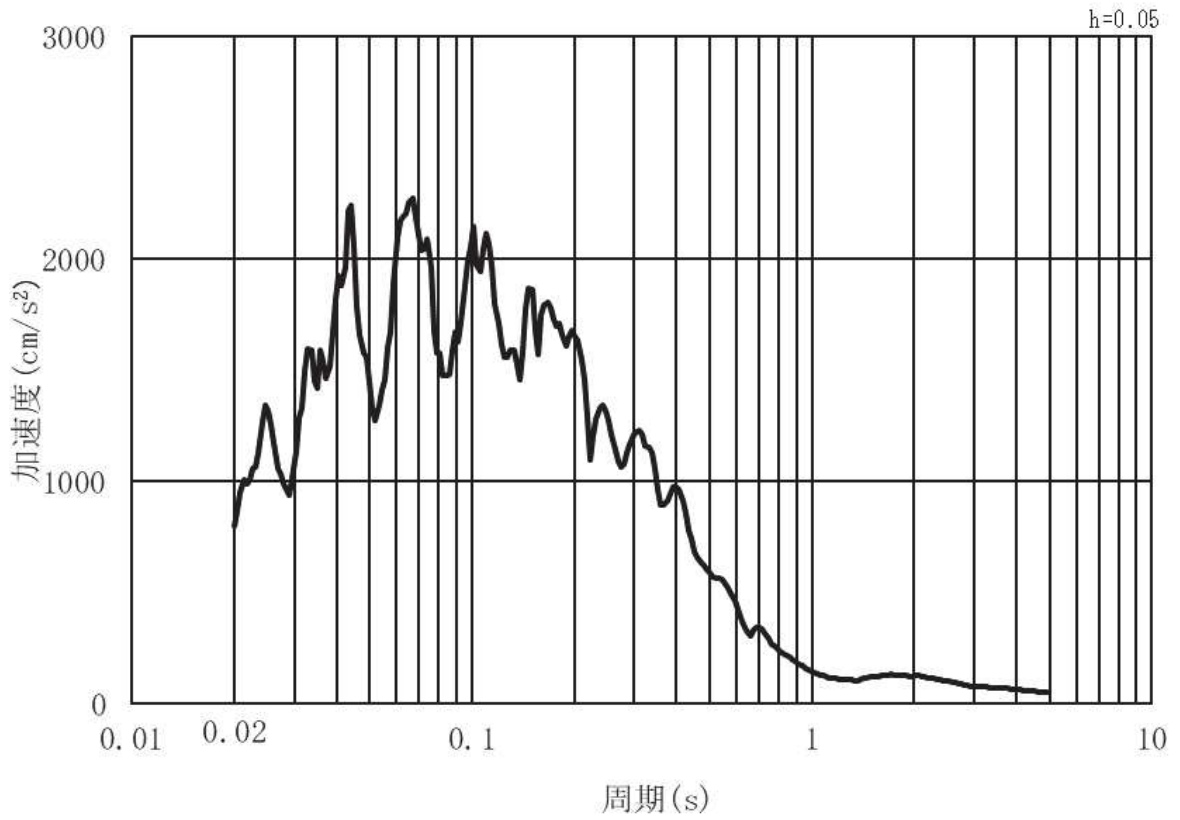


(b) 加速度応答スペクトル

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

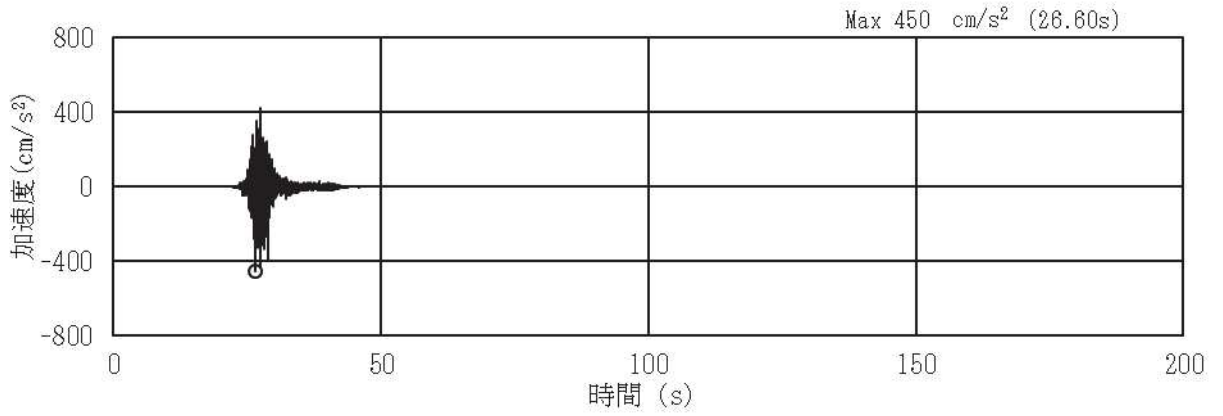


(a) 加速度時刻歴波形

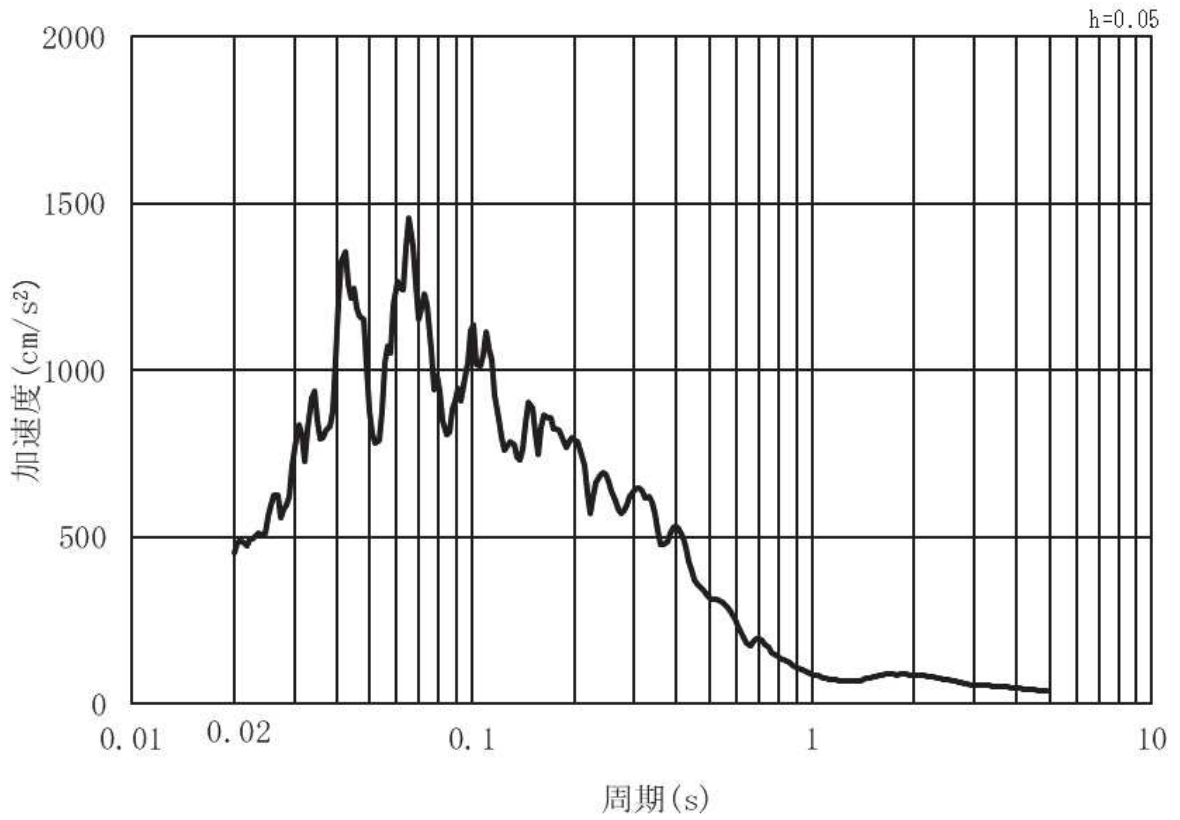


(b) 加速度応答スペクトル

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

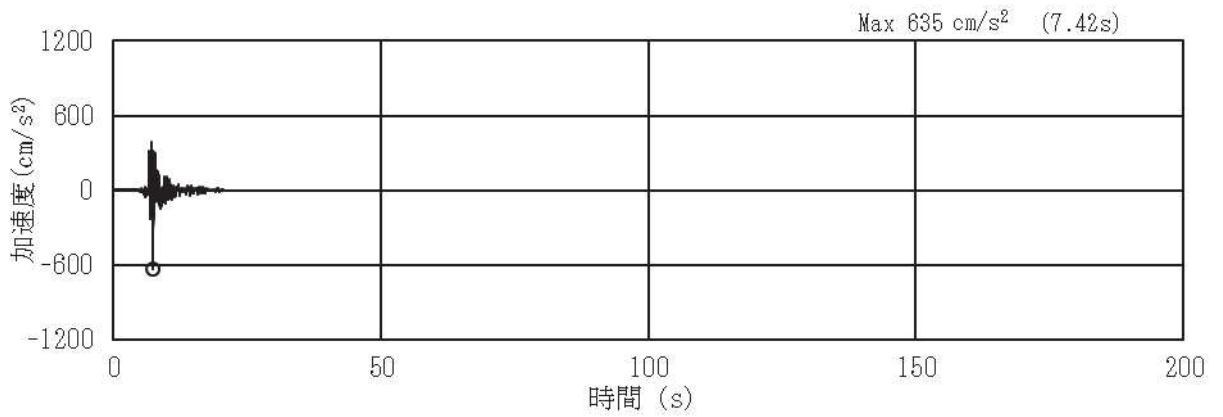


(a) 加速度時刻歴波形

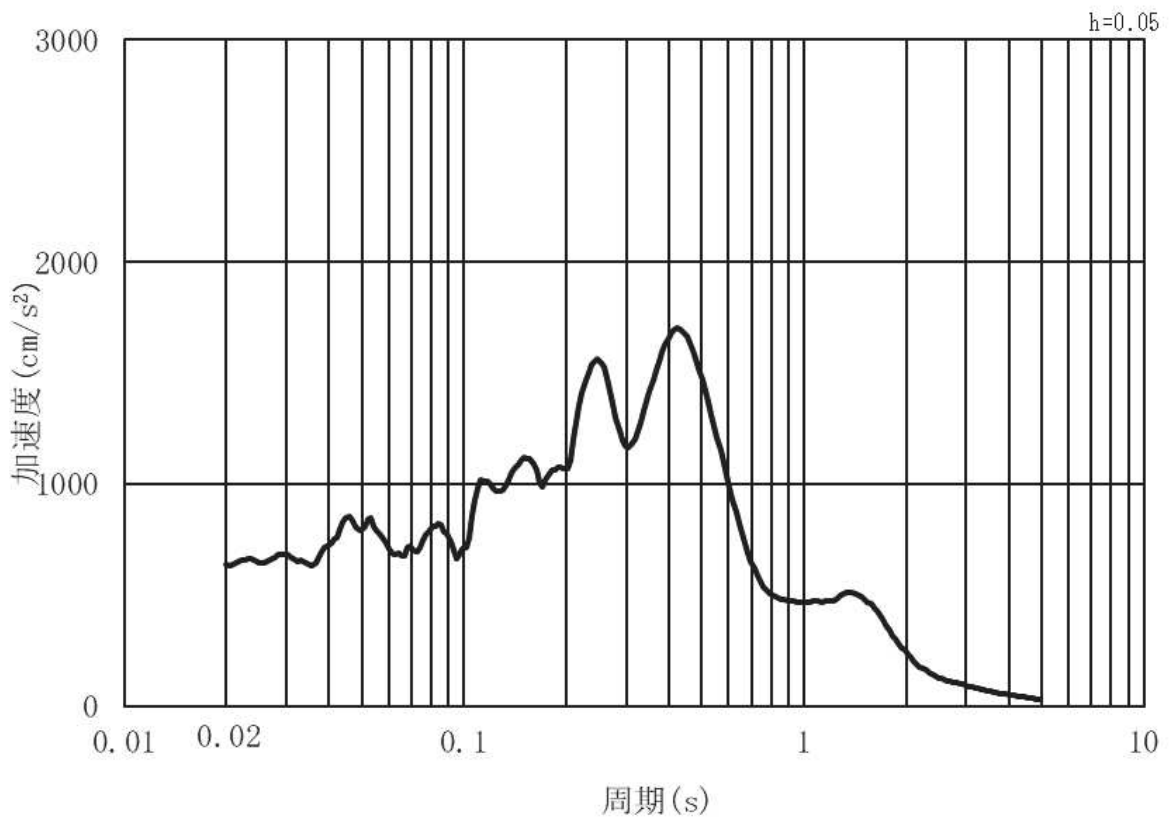


(b) 加速度応答スペクトル

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

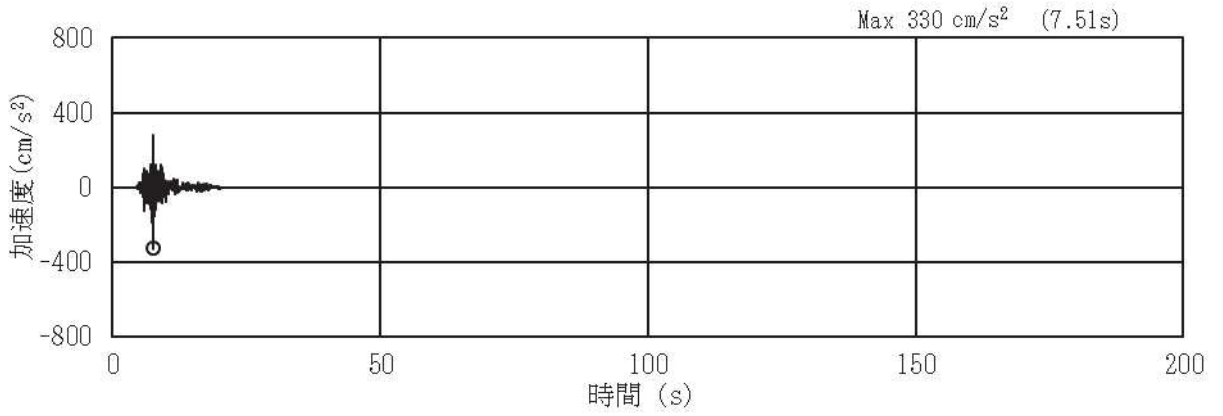


(a) 加速度時刻歴波形

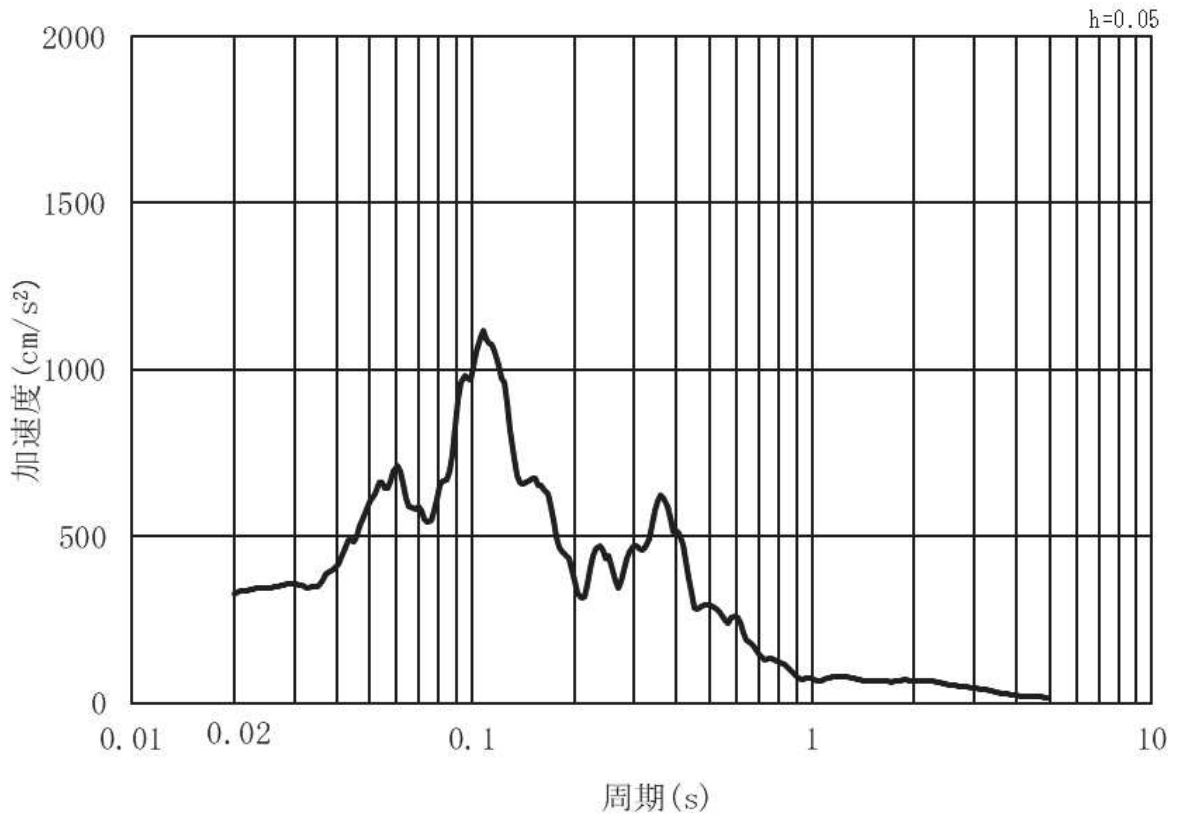


(b) 加速度応答スペクトル

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，D₁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。D₂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。

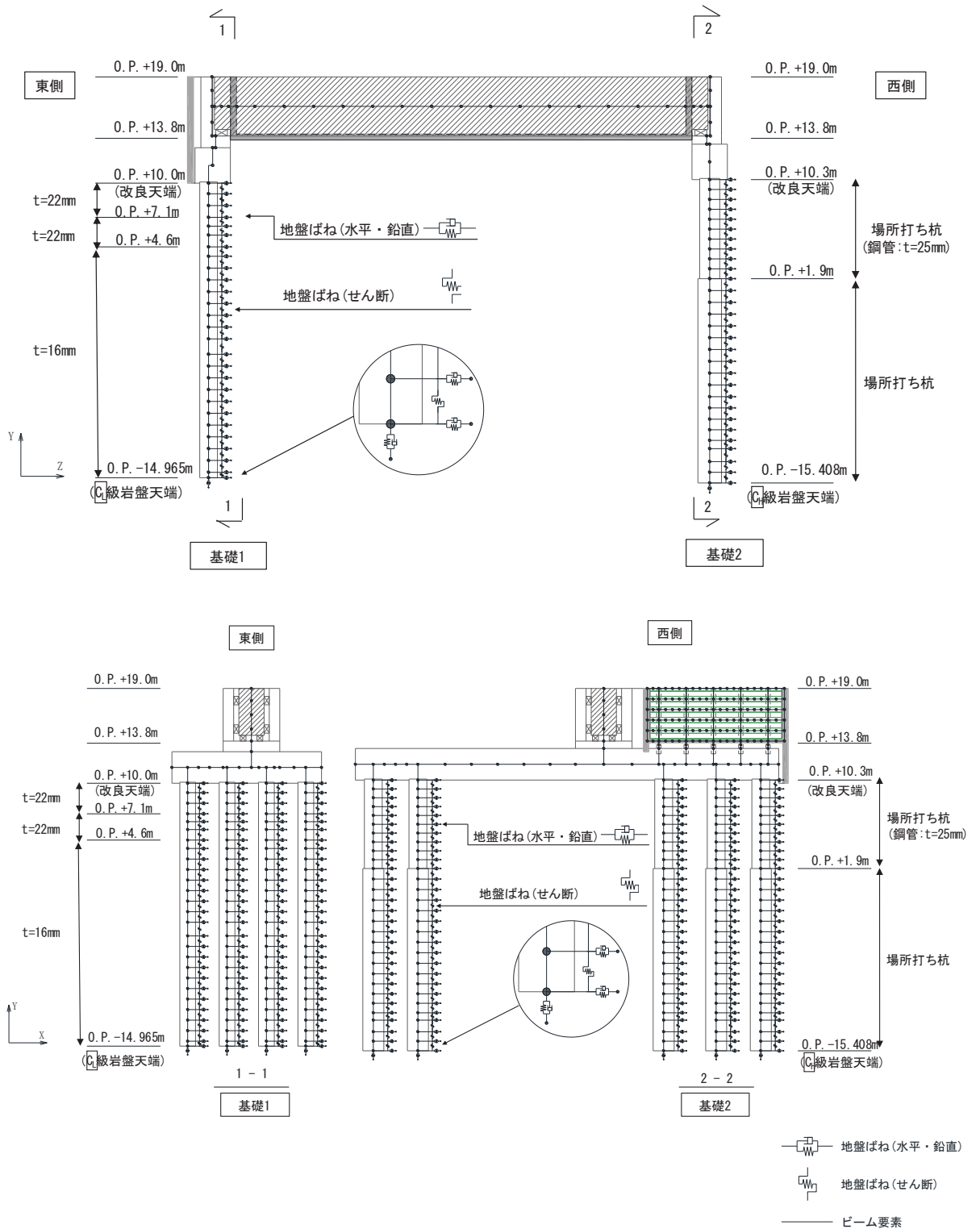


図 3-6 解析モデル (鋼桁 1)

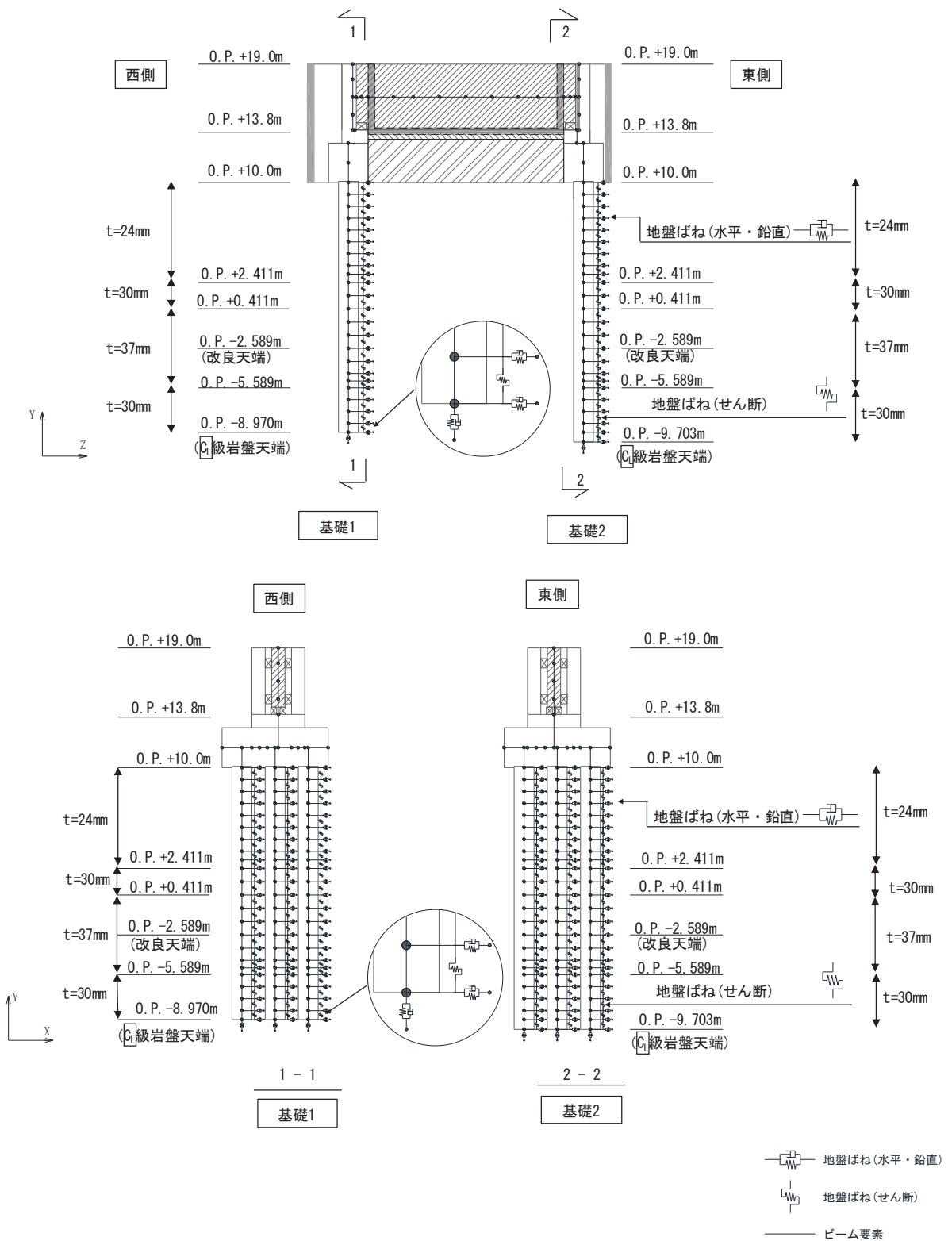


図 3-7 解析モデル (鋼桁 2)

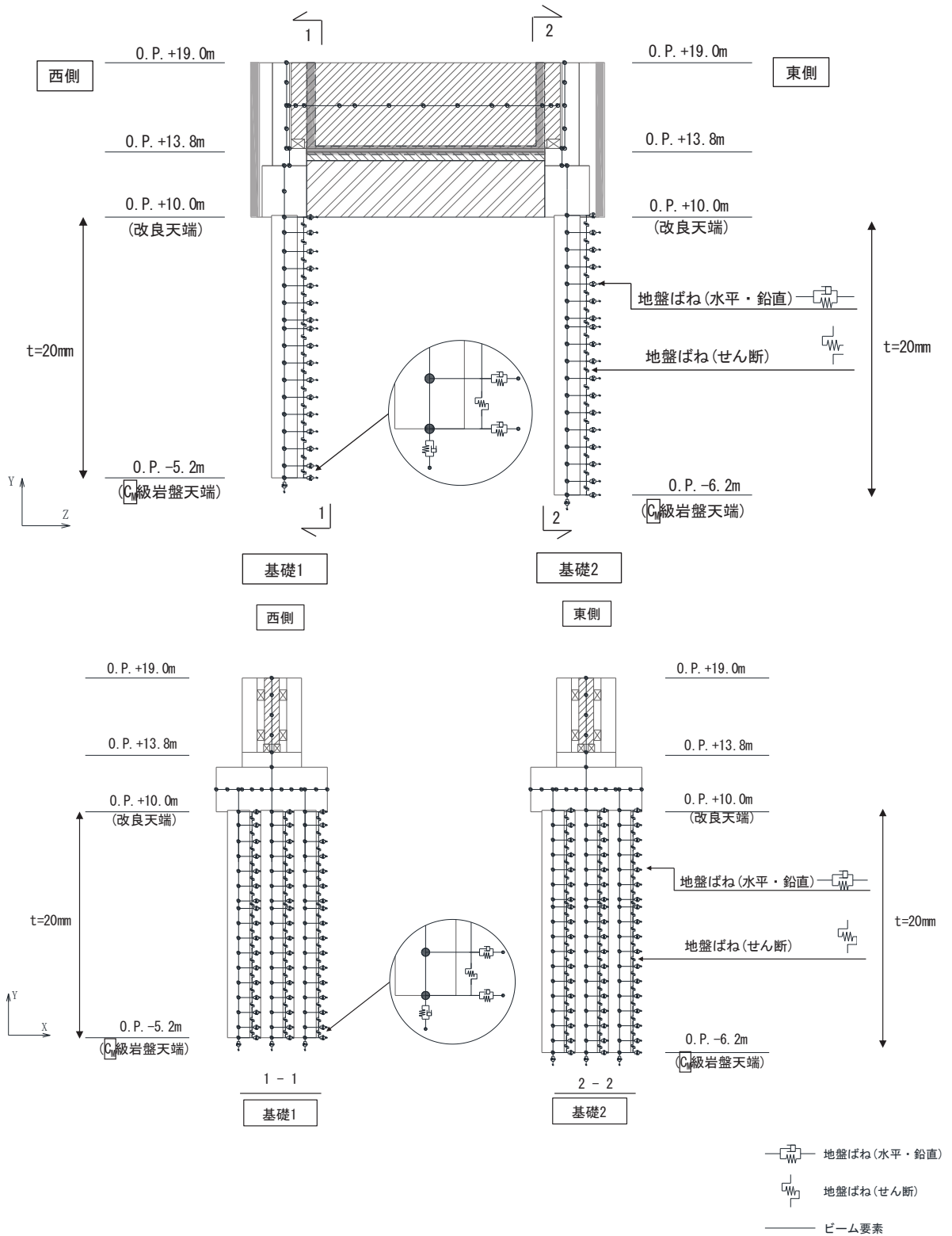


図 3-8 解析モデル (鋼桁 3)

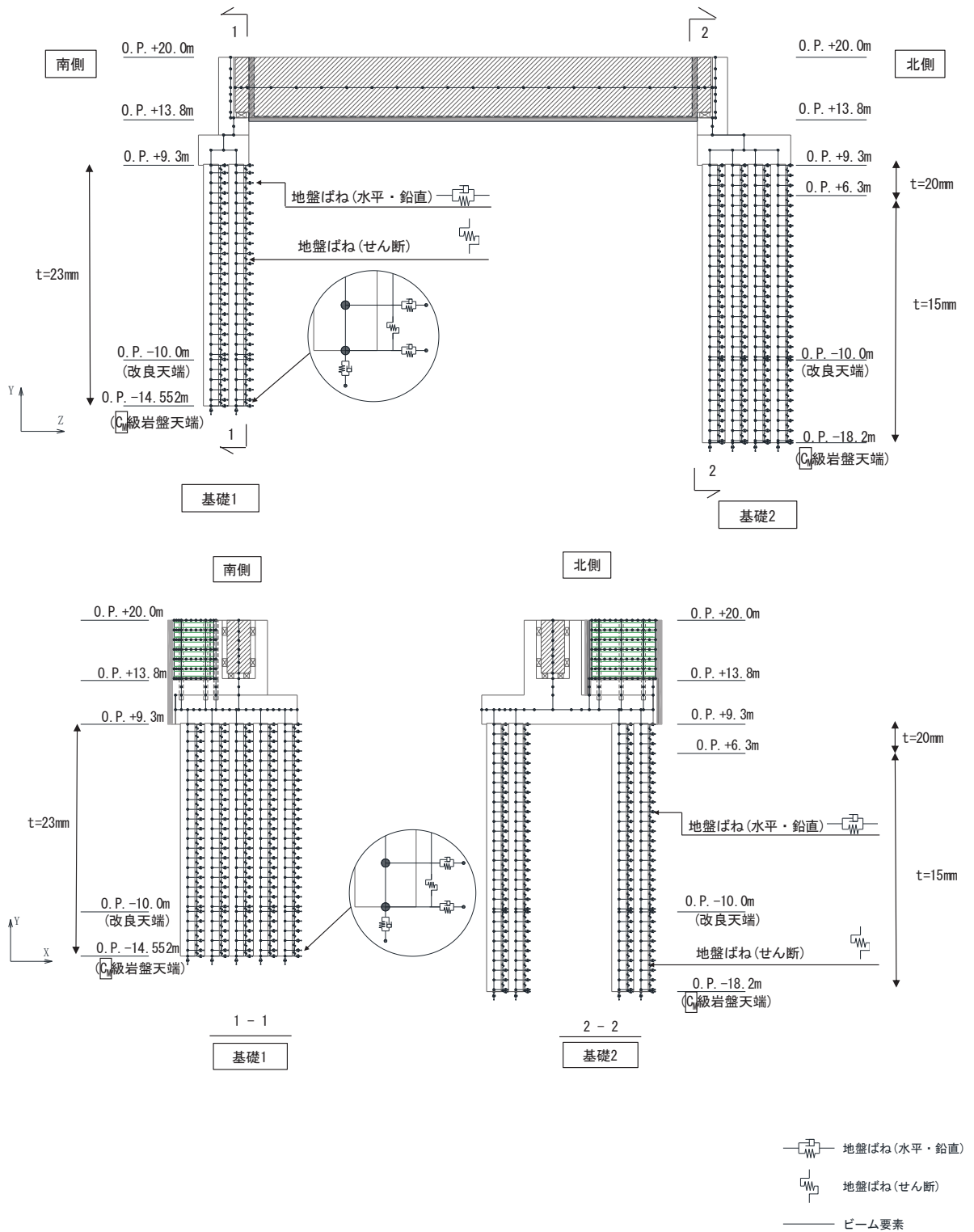


図 3-9 解析モデル (鋼桁 4)

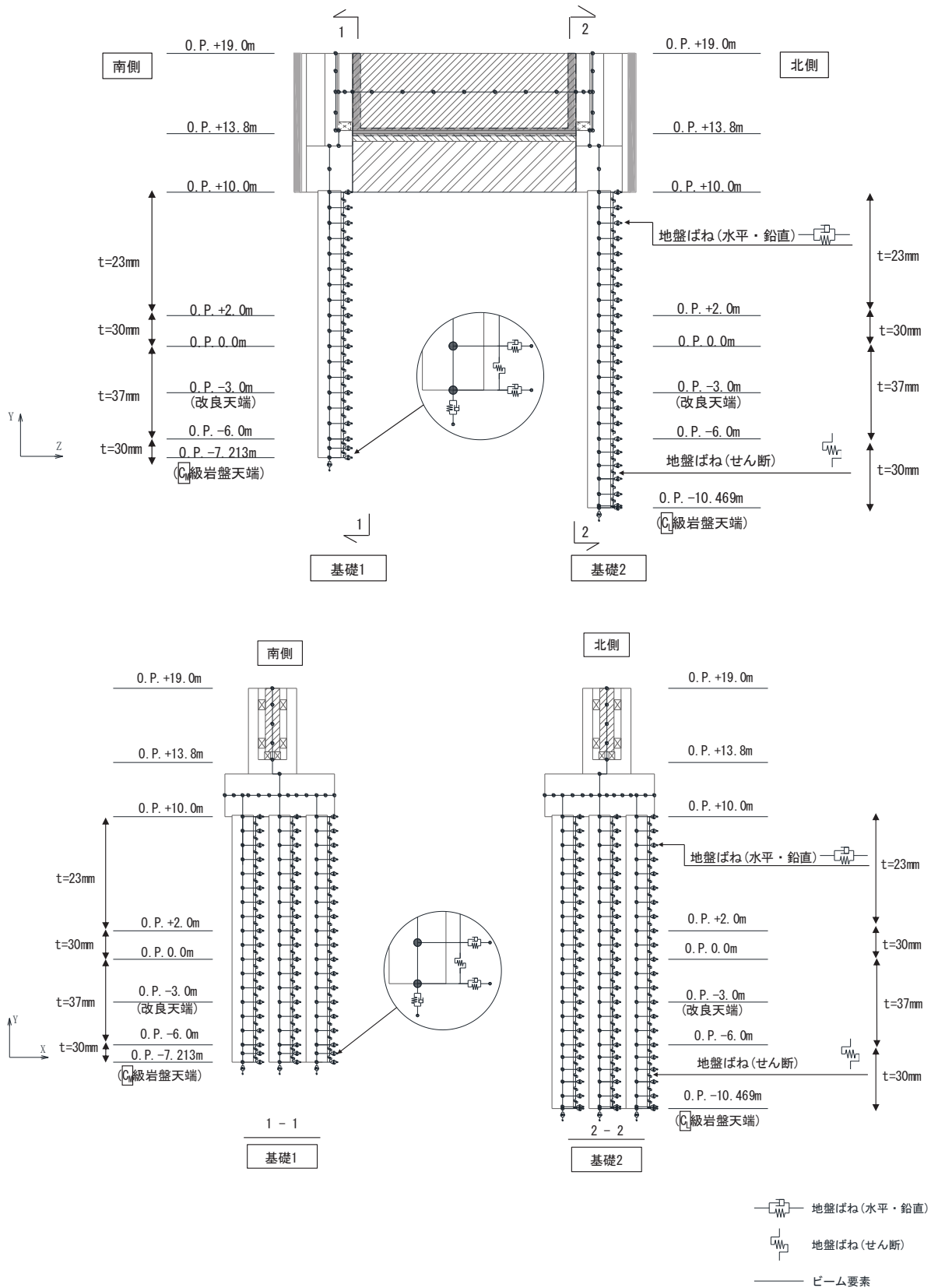


図 3-10 解析モデル (鋼桁 5)

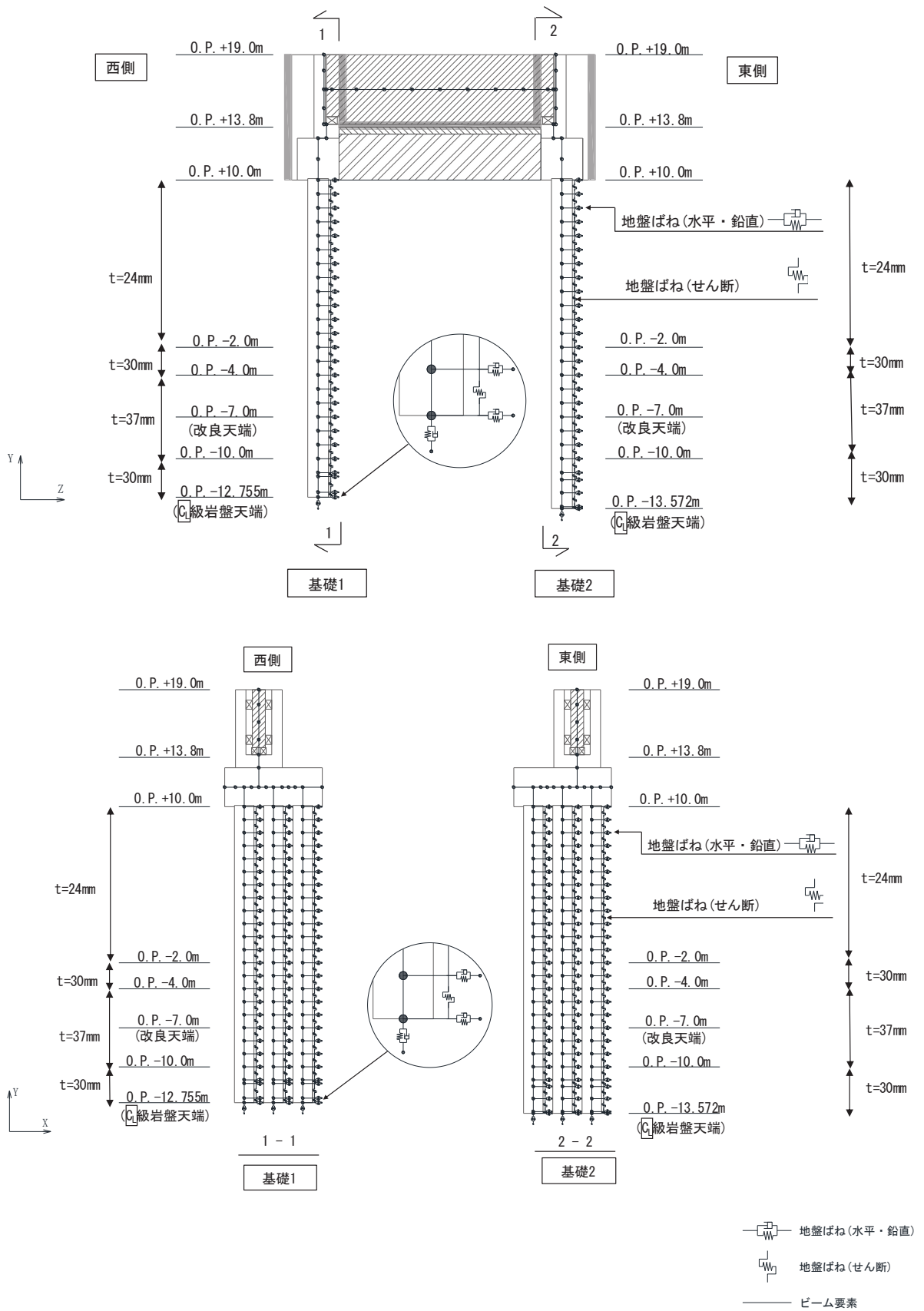


図 3-11 解析モデル (鋼桁 6)

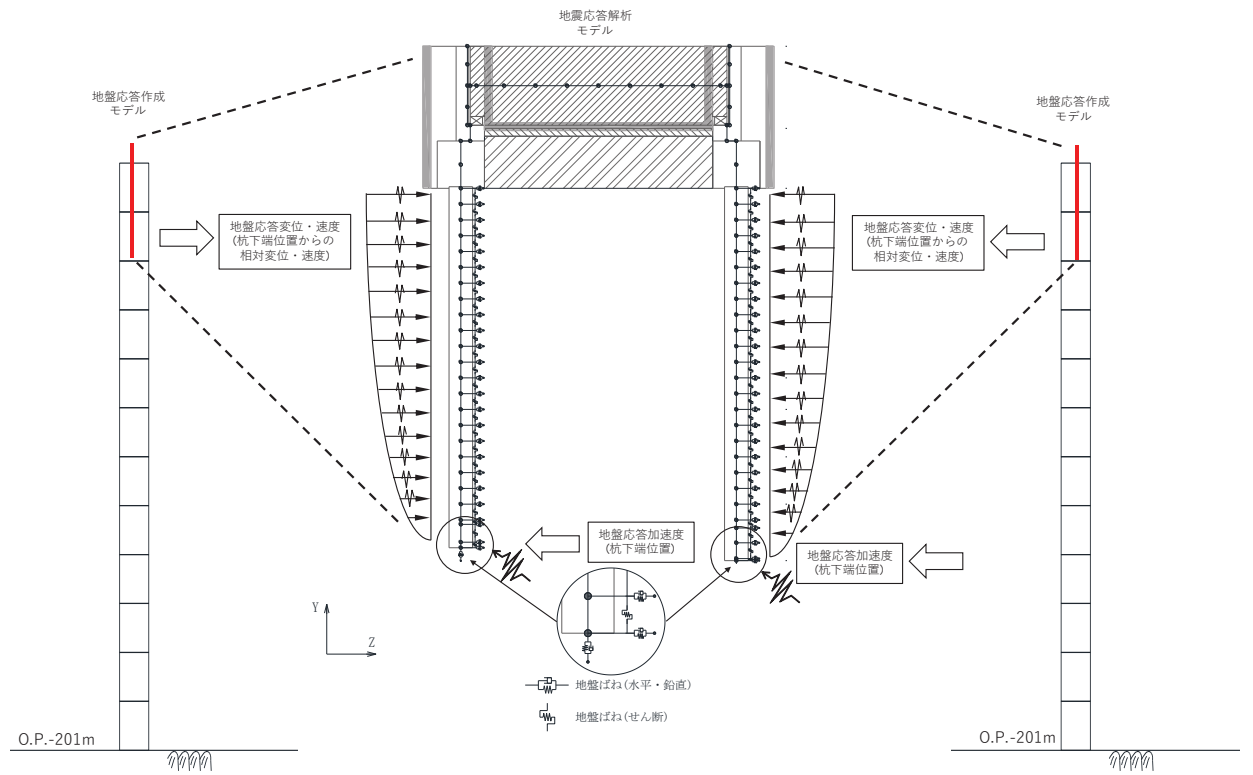


図 3-12 地盤のモデル化

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 ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
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 ²
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 ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
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 ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
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 ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
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 ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
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 ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
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 ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	f' _{ck} =30N/mm ²	24.0	2.8×10 ⁴	0.2
	f' _{ck} =50N/mm ²	24.0	3.3×10 ⁴	0.2
鋼材	SM570, SM490Y	77.0	2.00×10 ⁵	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 ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
	SM490Y (鋼桁 2, 3, 5, 6)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	98~210
許容せん断応力度 τ_{sa}		120	180
SM570 (鋼桁 1)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	215~255	322~382
	許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
SM570 (鋼桁 4)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	177~255	265~382
	許容せん断応力度 τ_{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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	11	16.5
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
鉄筋(SD490)	許容曲げ引張応力度 σ_{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 ²)	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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	16
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{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 ²)	せん断強度 (N/mm ²)
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 ²)
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 ²)
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 ²)	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。

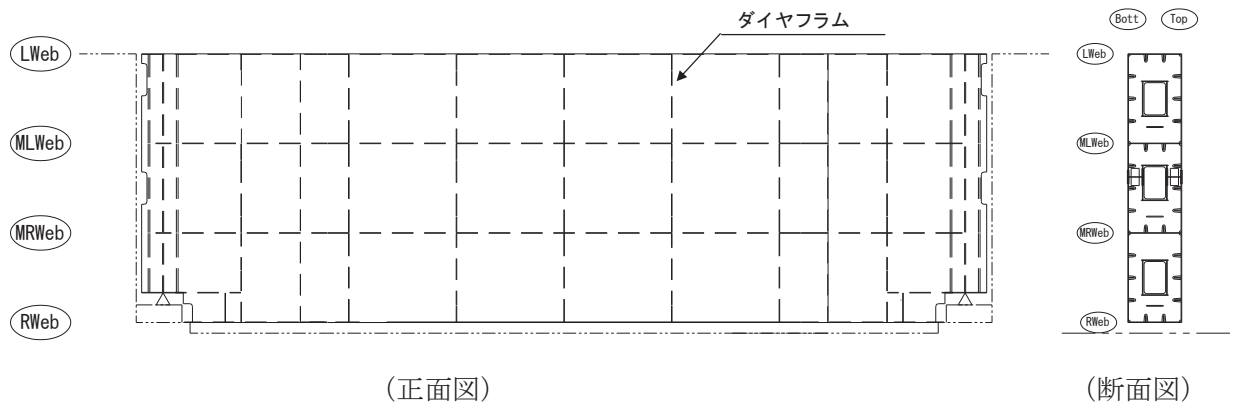


図 3-13 鋼桁の構造図（正面図，断面図）

(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。

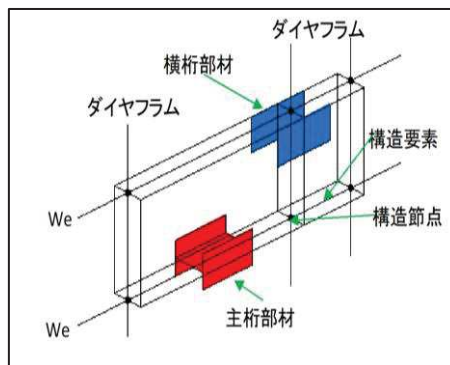
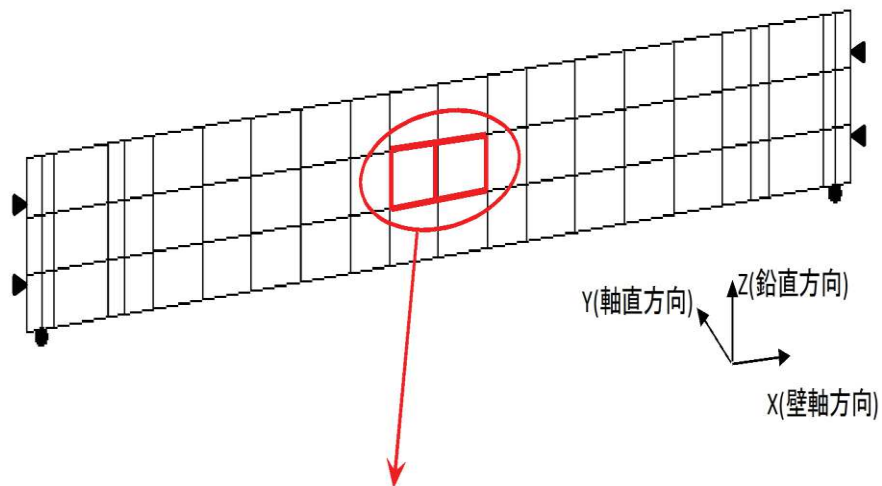


図3-14(1) 鋼桁評価モデルの概念図

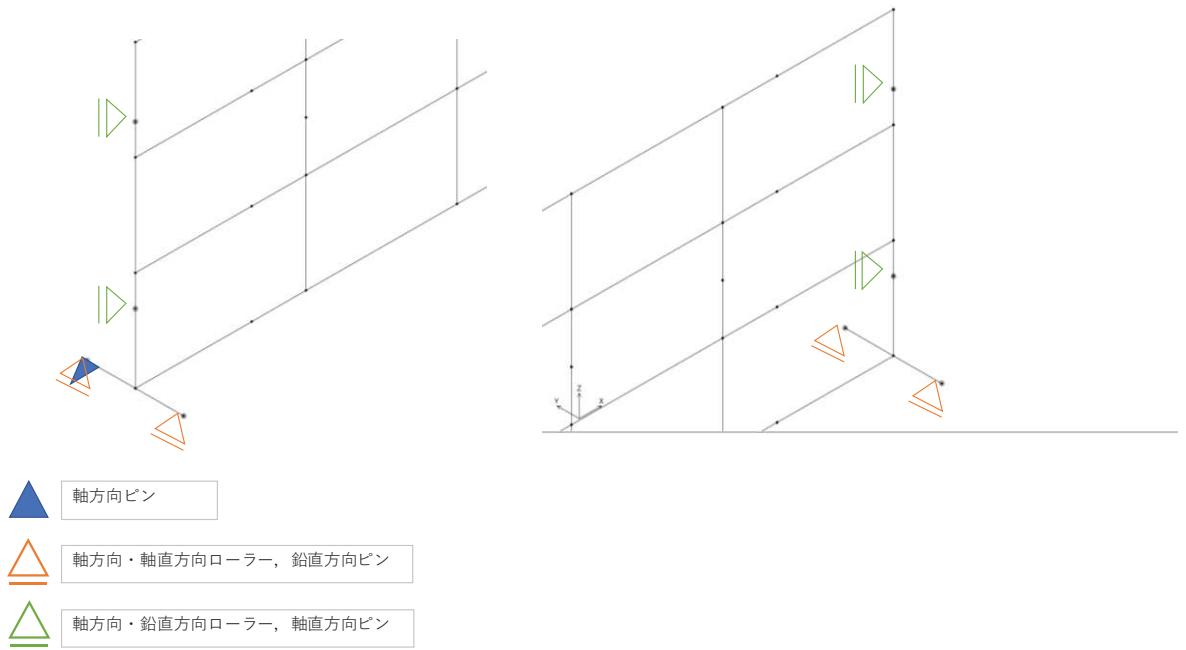


図 3-14(2) 鋼桁評価モデルの概念図 (支承部)

(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 $\times K_H$)

S_{SV} : 水平方向地震荷重 (自重 $\times K_V$)

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、

σ_{ce} : 地震時の圧縮応力 (N/mm²)

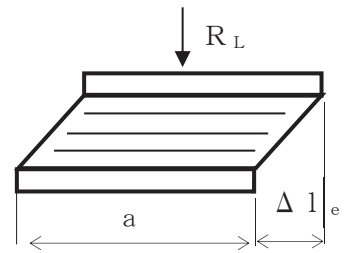
R_L : 下向きの反力 (N)

A_{ce} : 地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積 (mm²)

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

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

σ_{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/mm²)



(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、

γ_{se} : 地震時のせん断ひずみ (%)

Δl_e : 地震時の水平変位量 (mm)

Σt_e : 総ゴム厚 (=ゴム1層厚 t_e × 層数 n) (mm)

γ_{ea} : 地震時のせん断ひずみの許容値 (%)

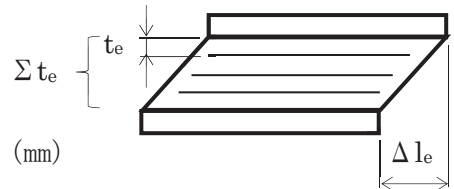


表 3-20 ゴム支承（せん断ひずみ）の照査に用いる設計震度

	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)
- σ_y : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm²)
- N_1 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)
- A_1 : 鋼管杭の有効断面積 (m²)
- Z_1 : 鋼管杭の有効断面係数 (m³)

(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，

- τ_1 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S_1 : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)
- A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²)
- κ_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。

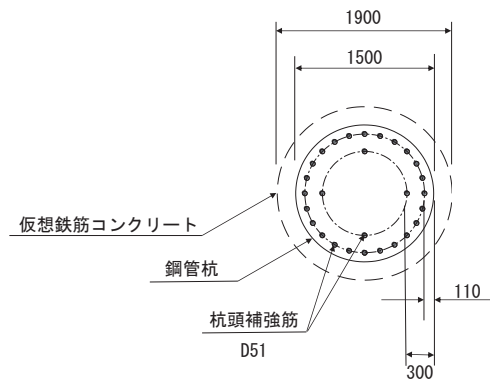


図 3-15 仮想鉄筋コンクリート断面

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

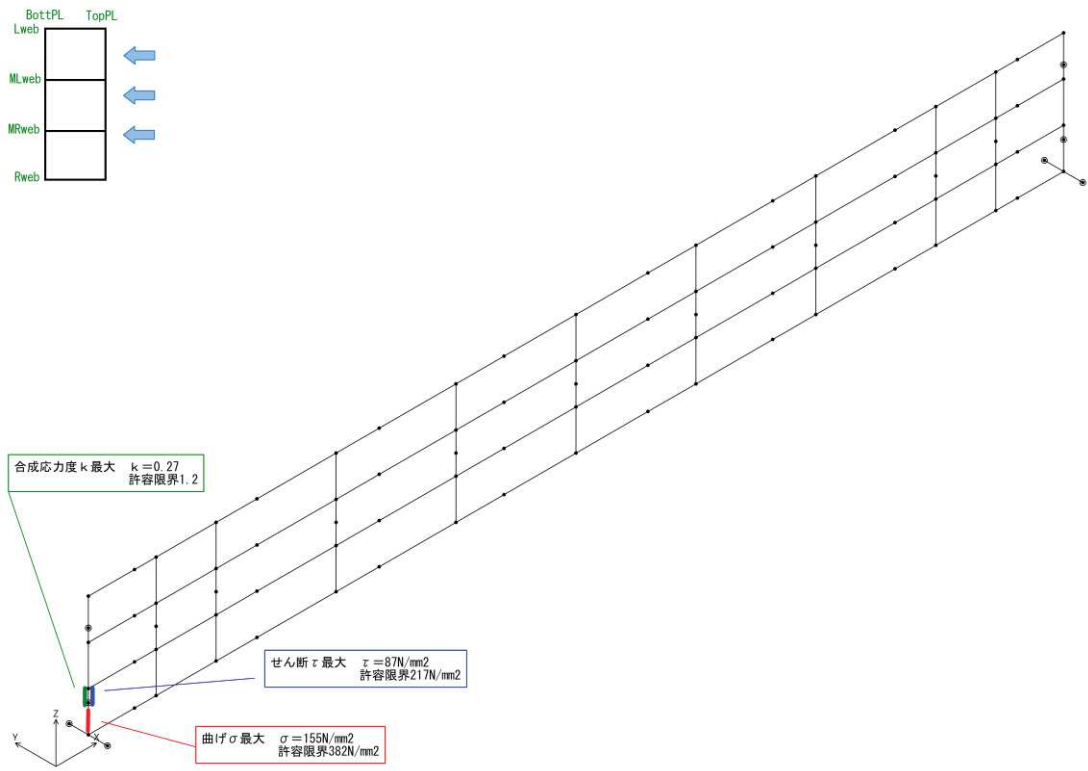


図 4-1 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生個所（鋼桁 1）

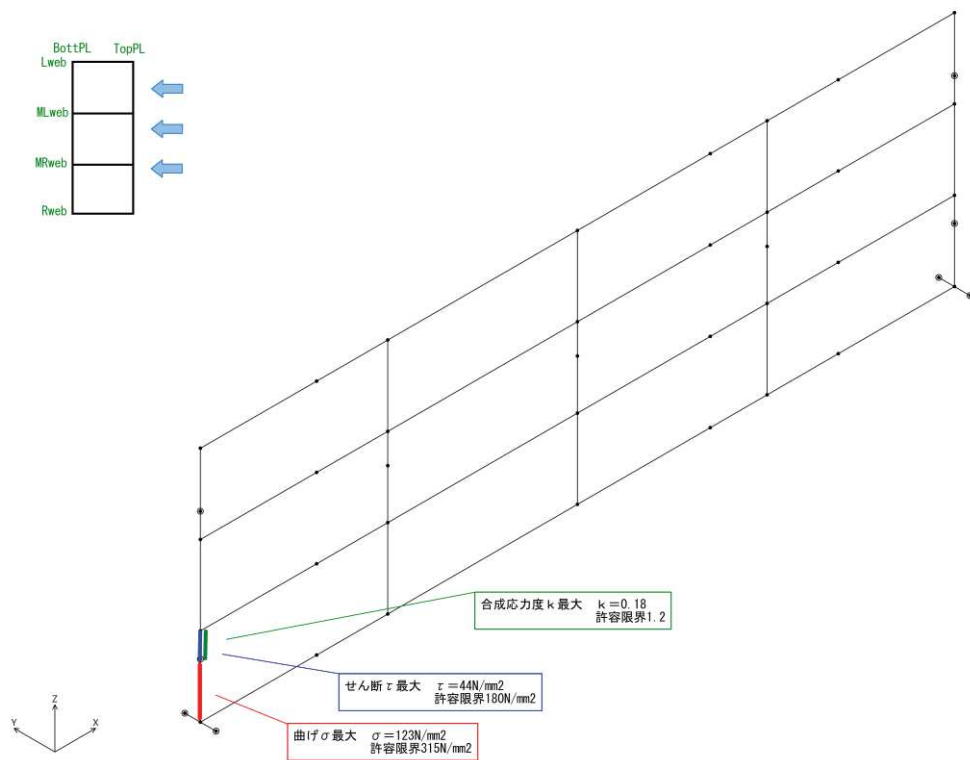


図 4-2 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生個所（鋼桁 2）

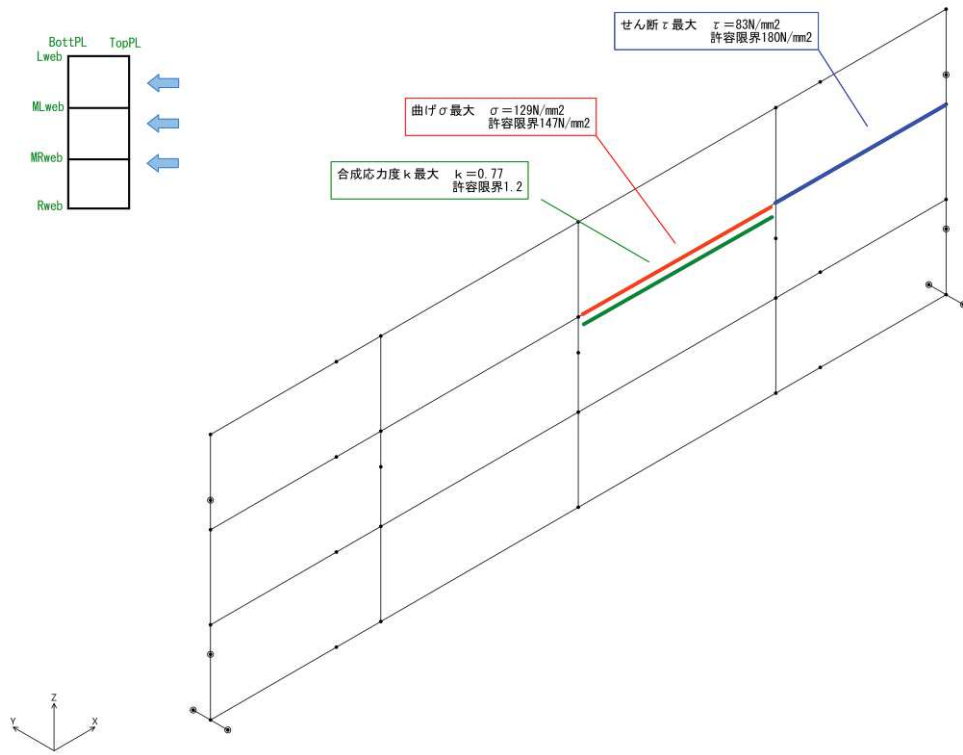


図 4-3 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所（鋼桁 3）

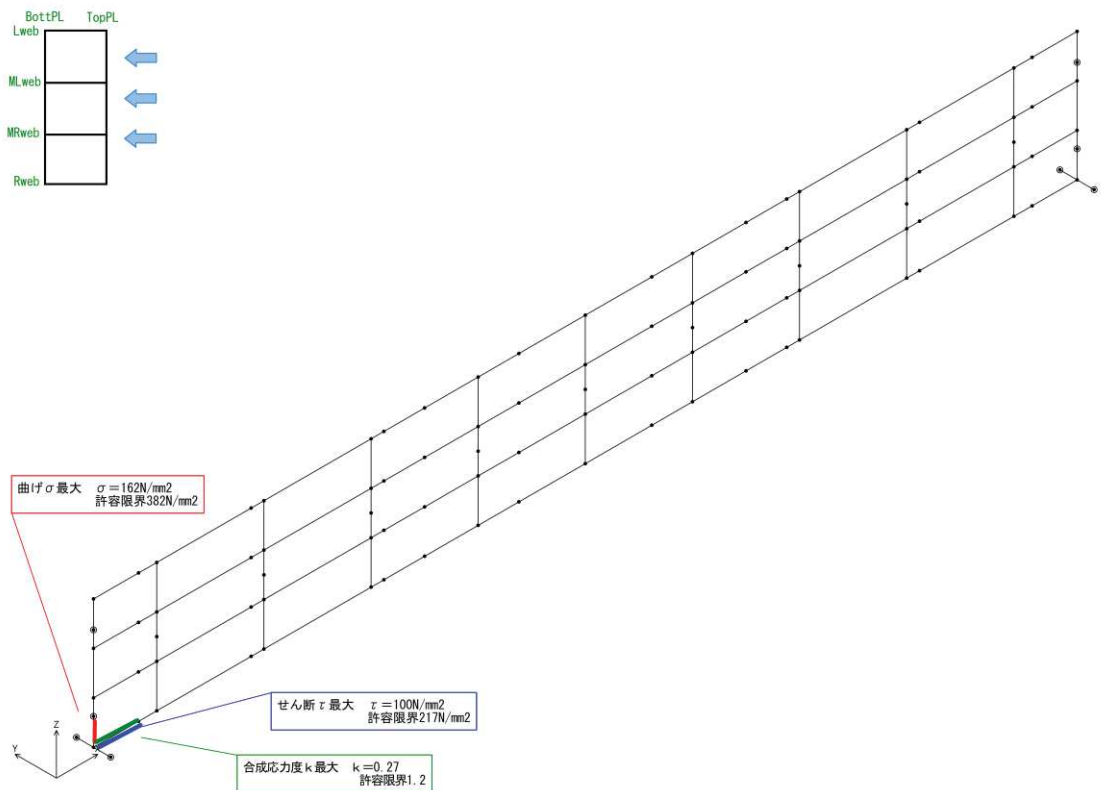


図 4-4 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所（鋼桁 4）

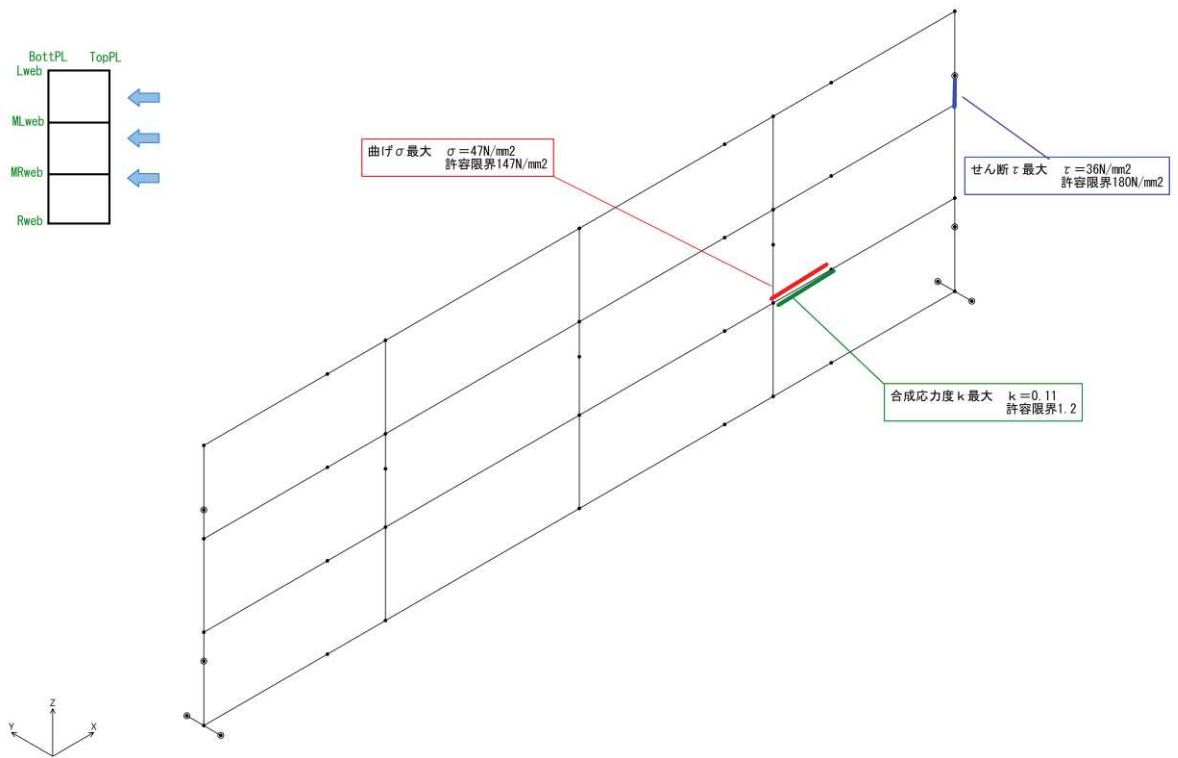


図 4-5 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生個所（鋼桁 5）

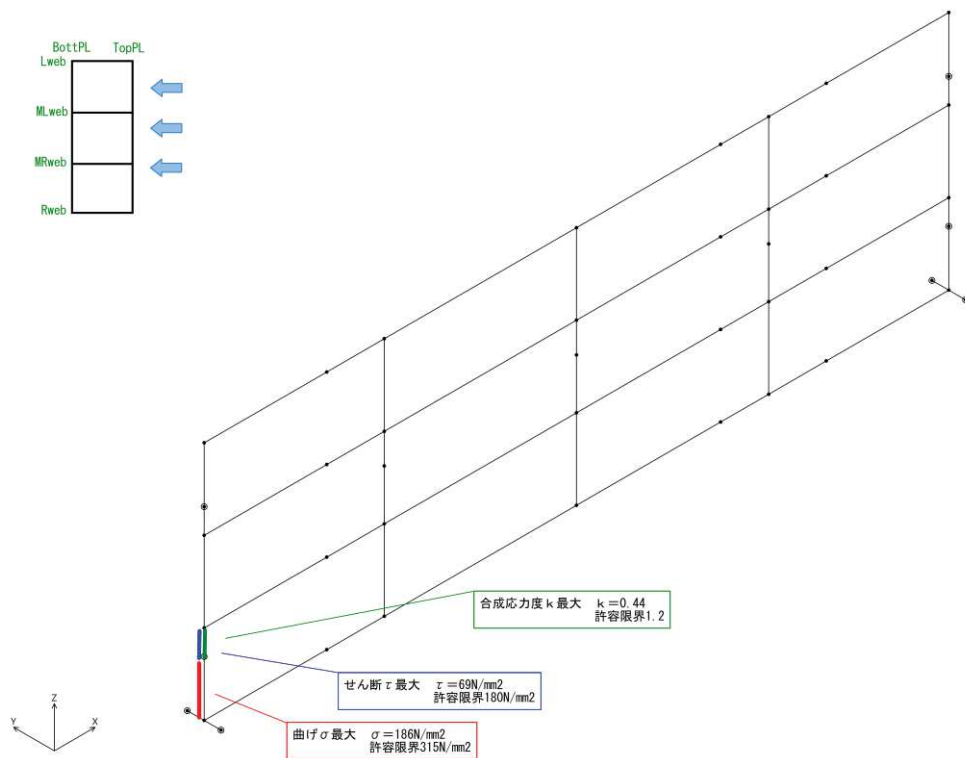


図 4-6 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生個所（鋼桁 6）

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。

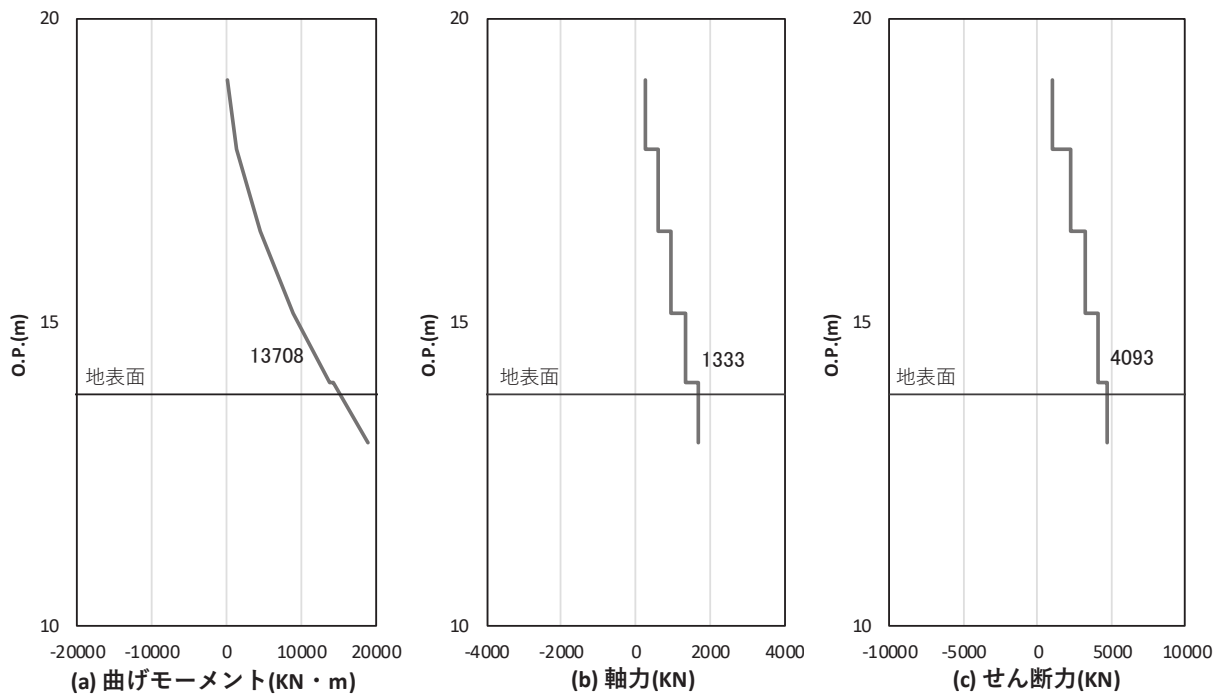


図 4-7(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 6.62s)
 解析ケース① : 基本ケース

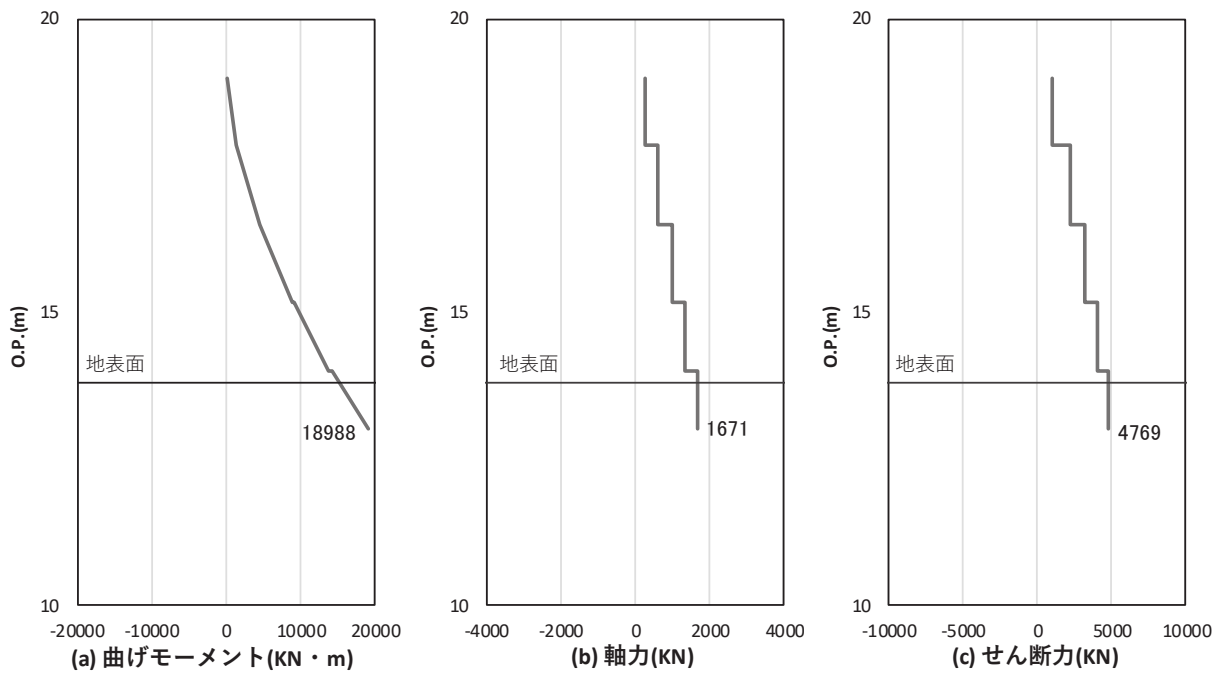


図 4-7(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 6.62s)
 解析ケース① : 基本ケース

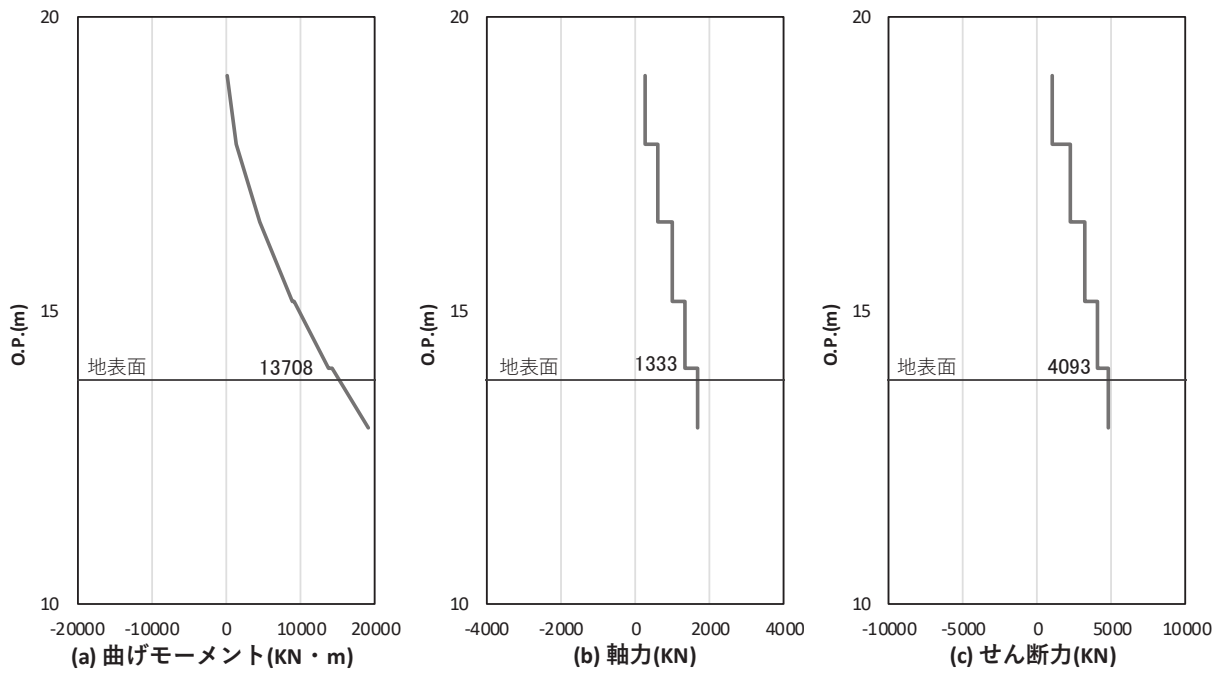


図 4-7(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 6.62s$)
 解析ケース① : 基本ケース

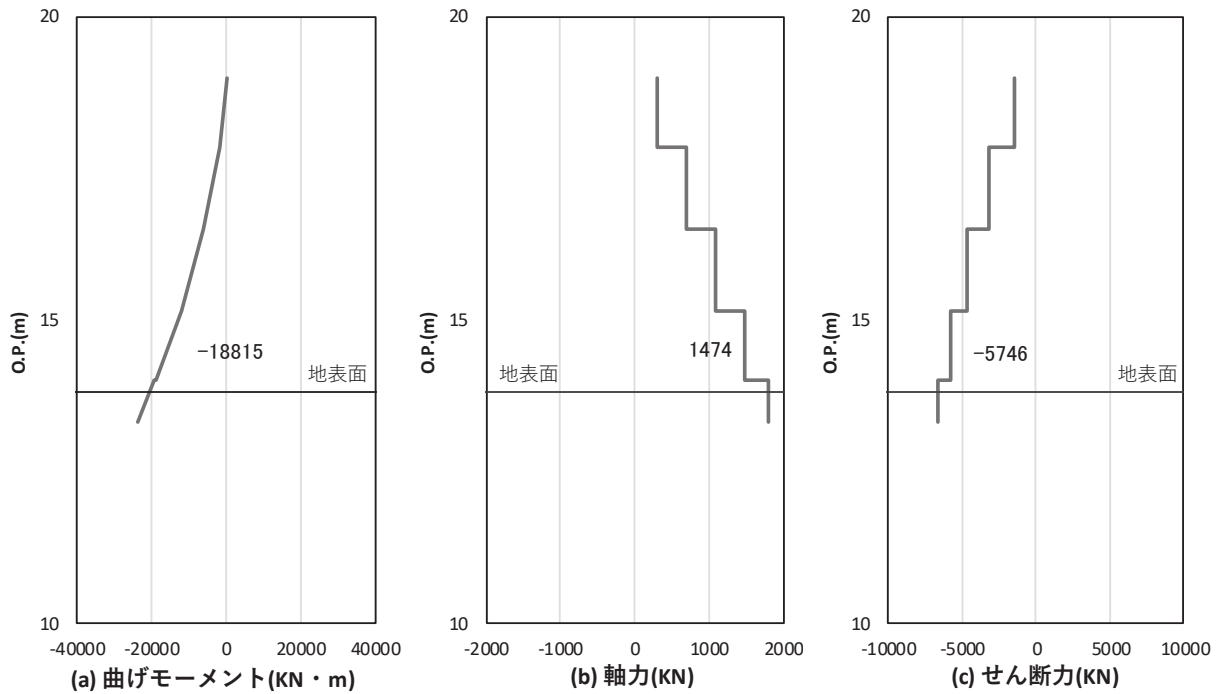


図 4-7(4) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 6.87s$)
 解析ケース① : 基本ケース

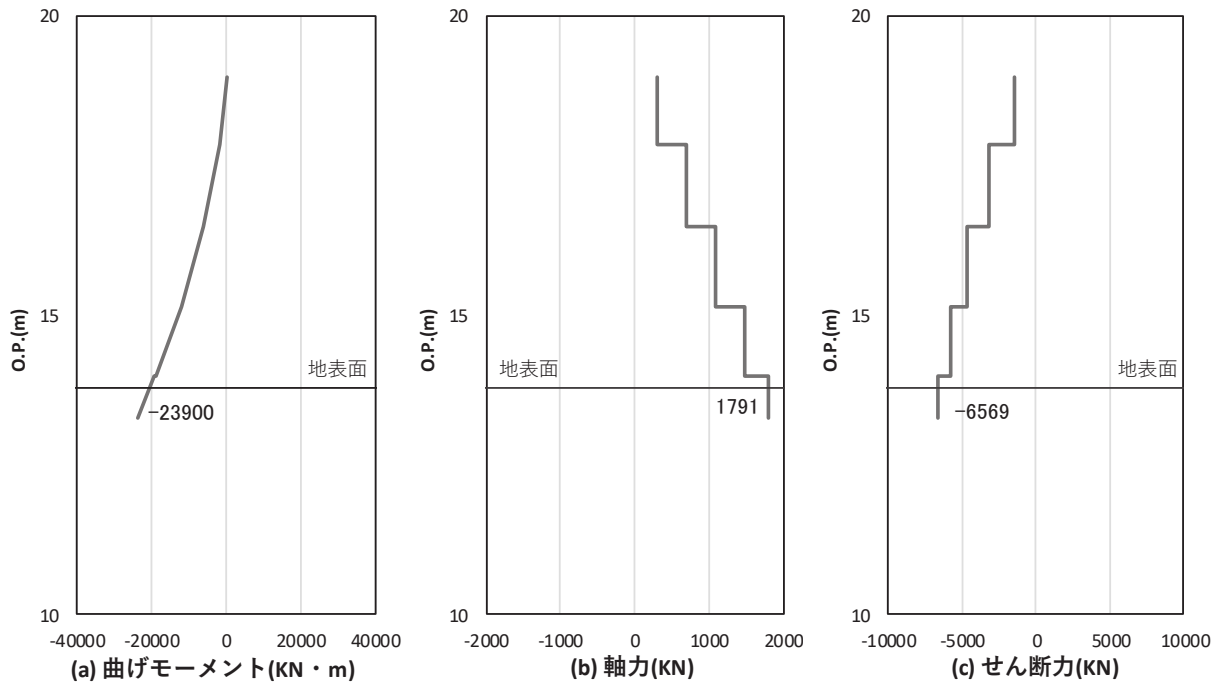


図 4-7(5) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 6.87s)
 解析ケース① : 基本ケース

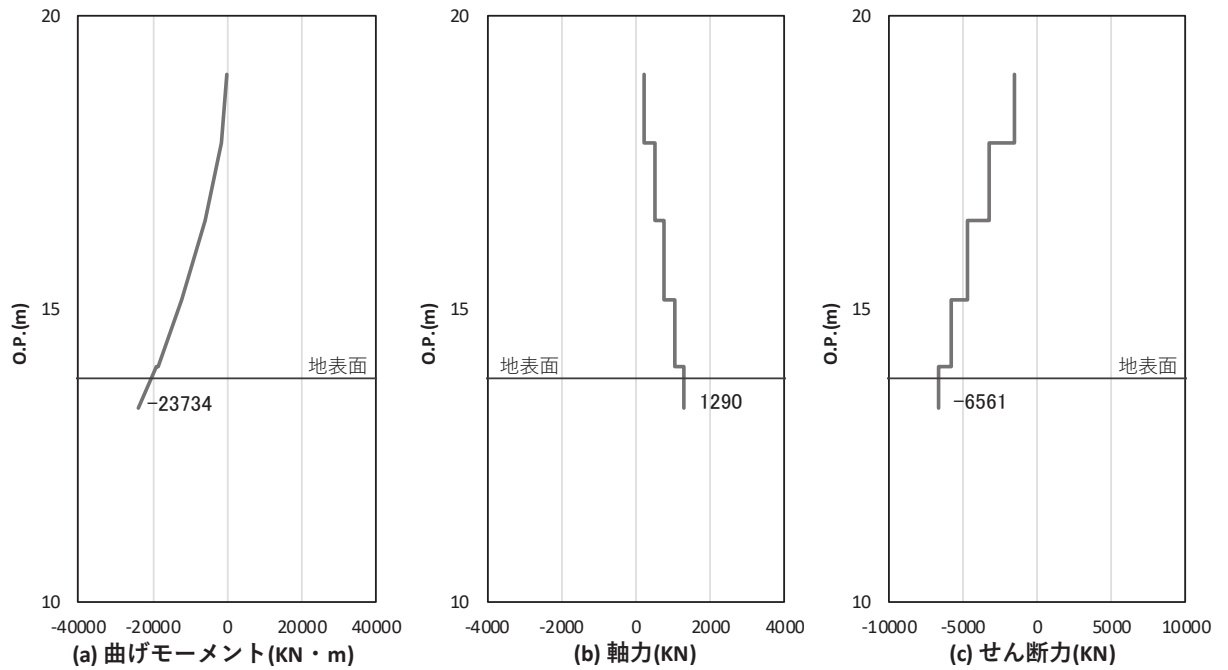


図 4-7(6) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 (+-) , 桁軸方向加振時, t = 6.87s)
 解析ケース① : 基本ケース

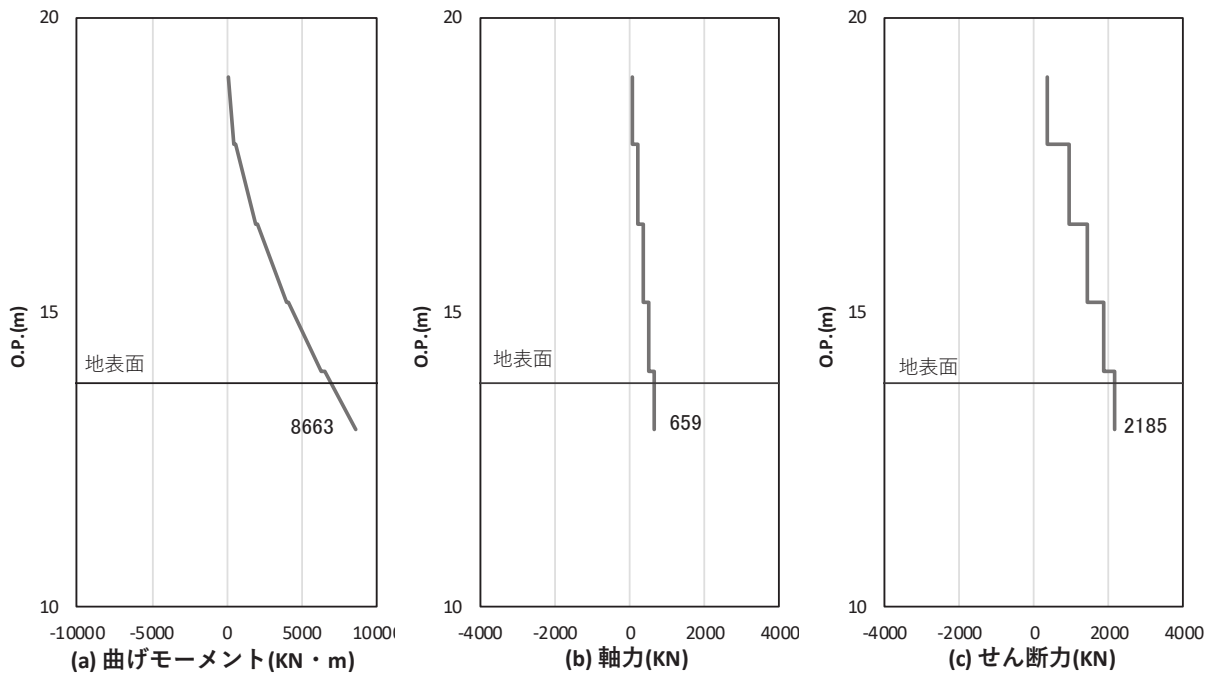


図 4-8(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(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

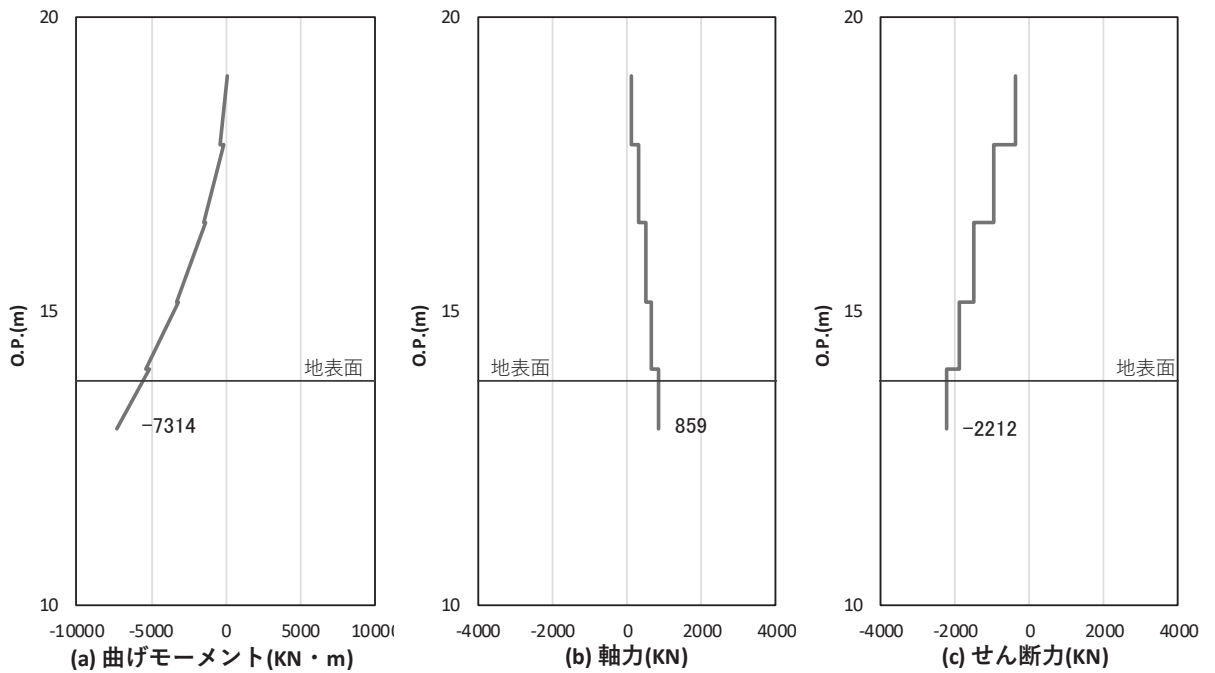


図 4-8(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(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

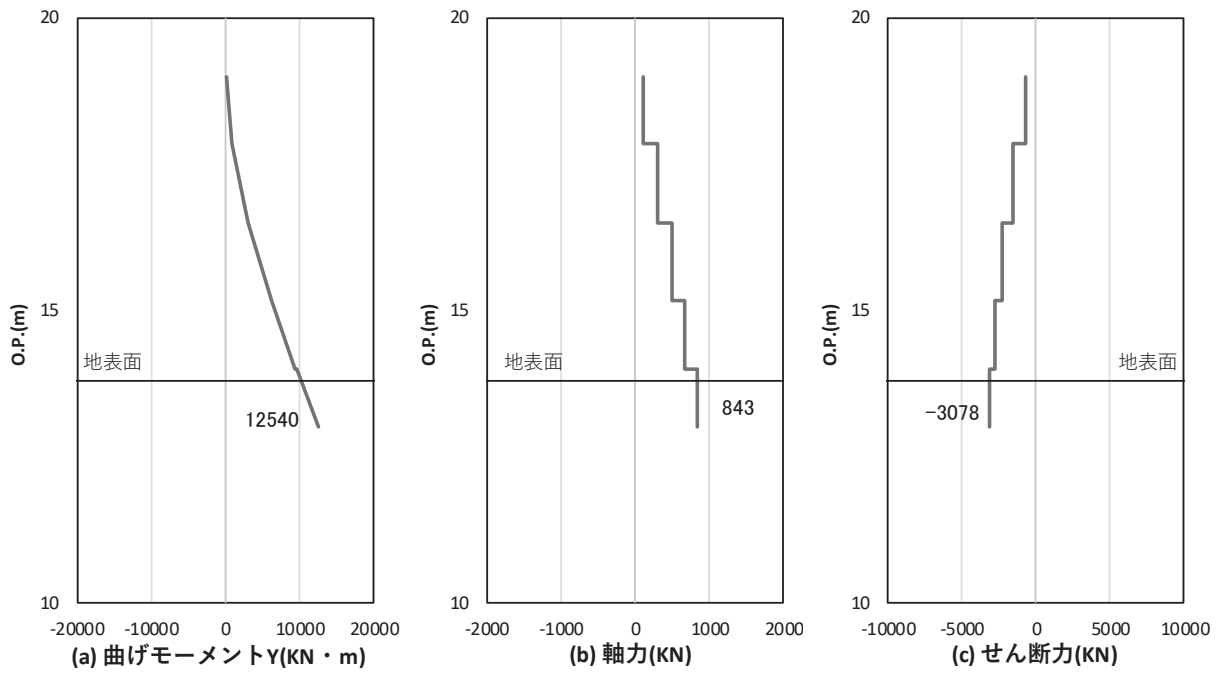


図 4-9(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(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

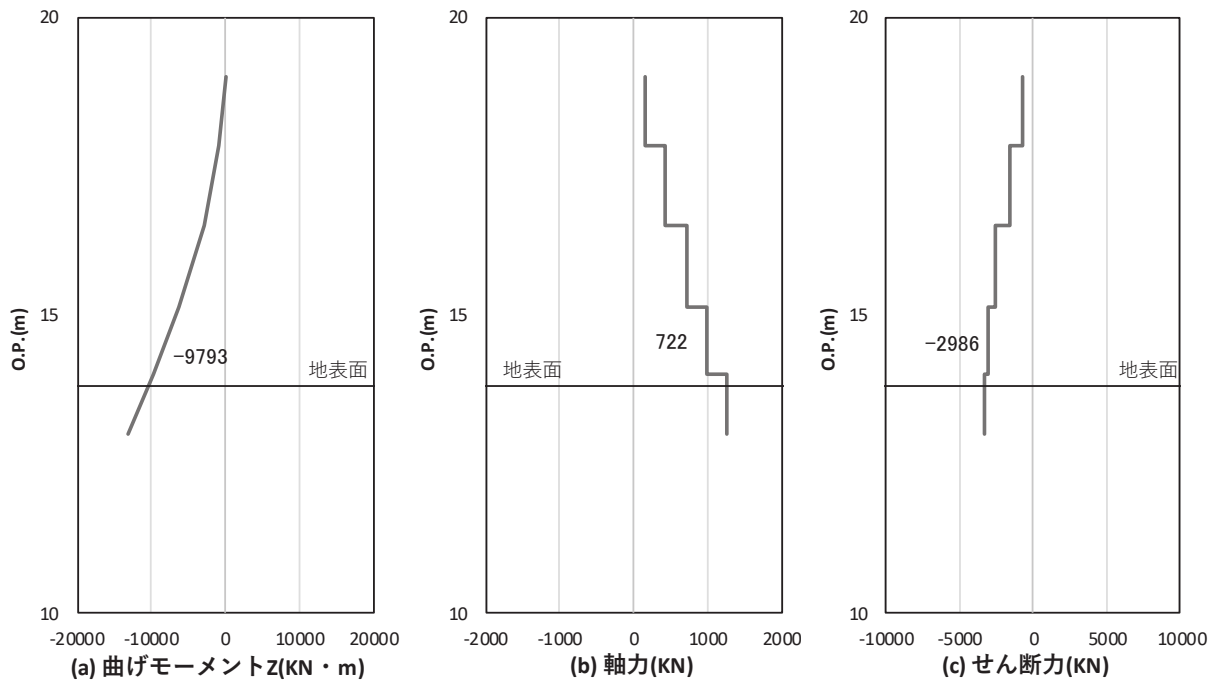


図 4-9(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(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

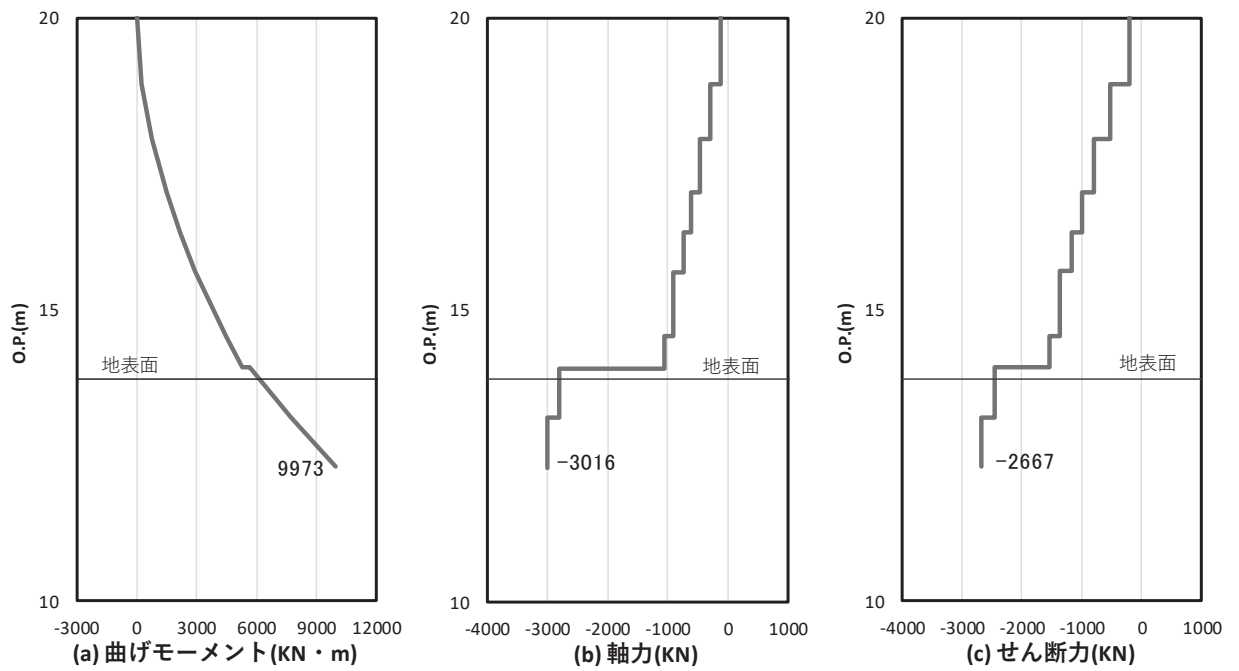


図 4-10(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.57s)
 解析ケース① : 基本ケース

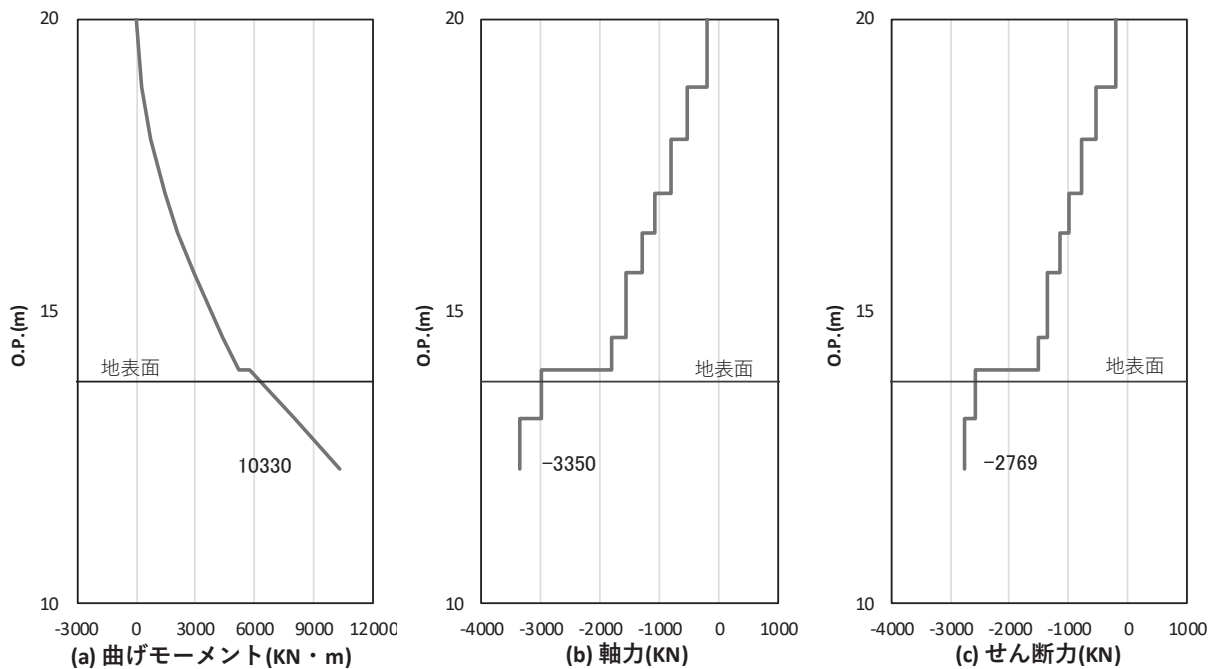


図 4-10(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - D 1 (+-) , 桁軸方向加振時, t = 47.02s)
 解析ケース① : 基本ケース

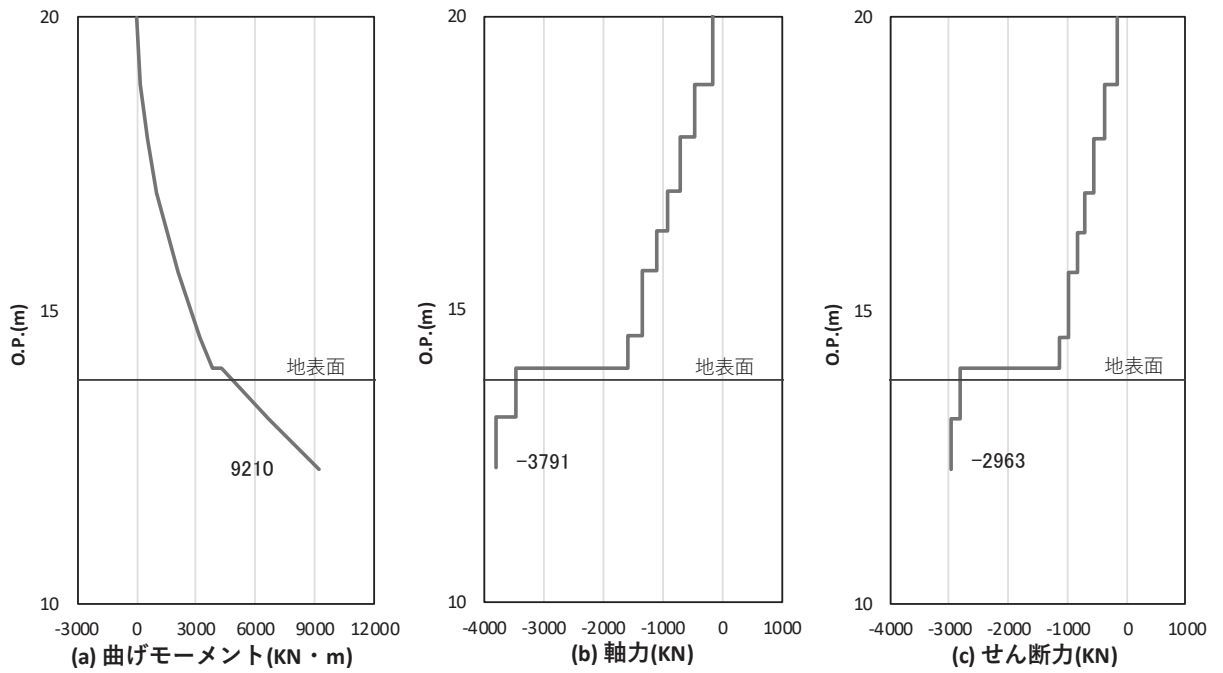


図 4-10(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4: 基礎 1, $S_s - D 1$ (++) , 桁軸方向加振時, $t = 32.51s$)
 解析ケース①: 基本ケース

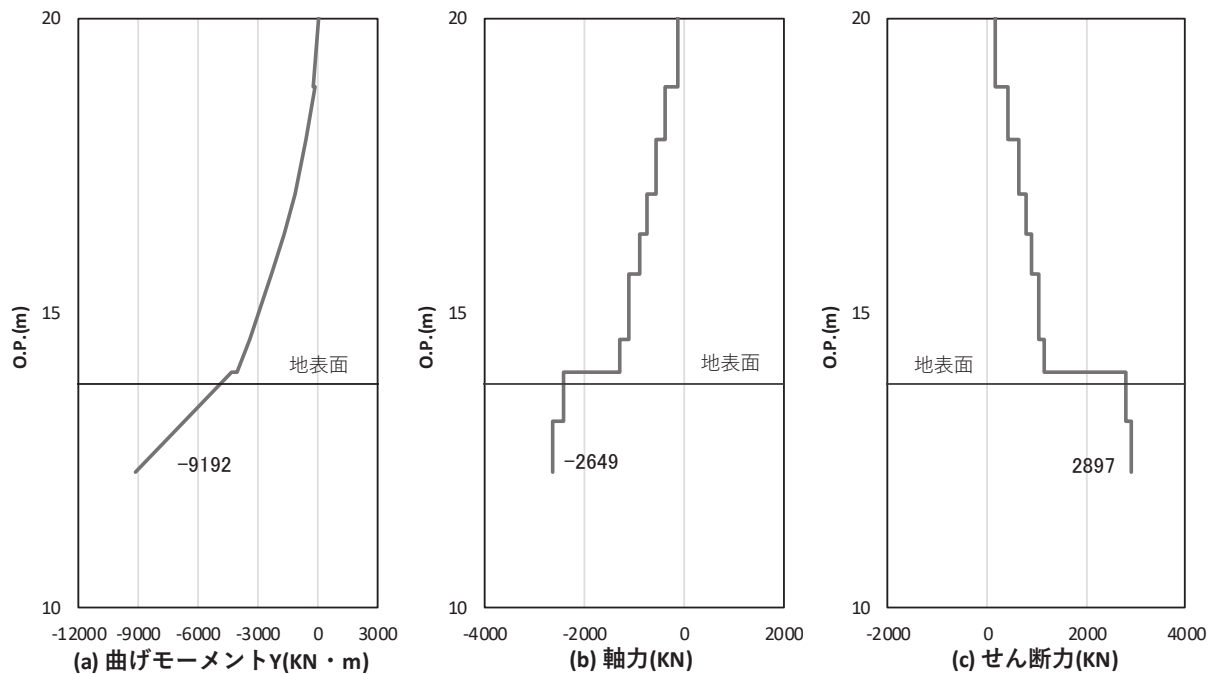


図 4-10(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4: 基礎 2, $S_s - D 2$ (+-) , 桁軸方向加振時, $t = 25.53s$)
 解析ケース①: 基本ケース

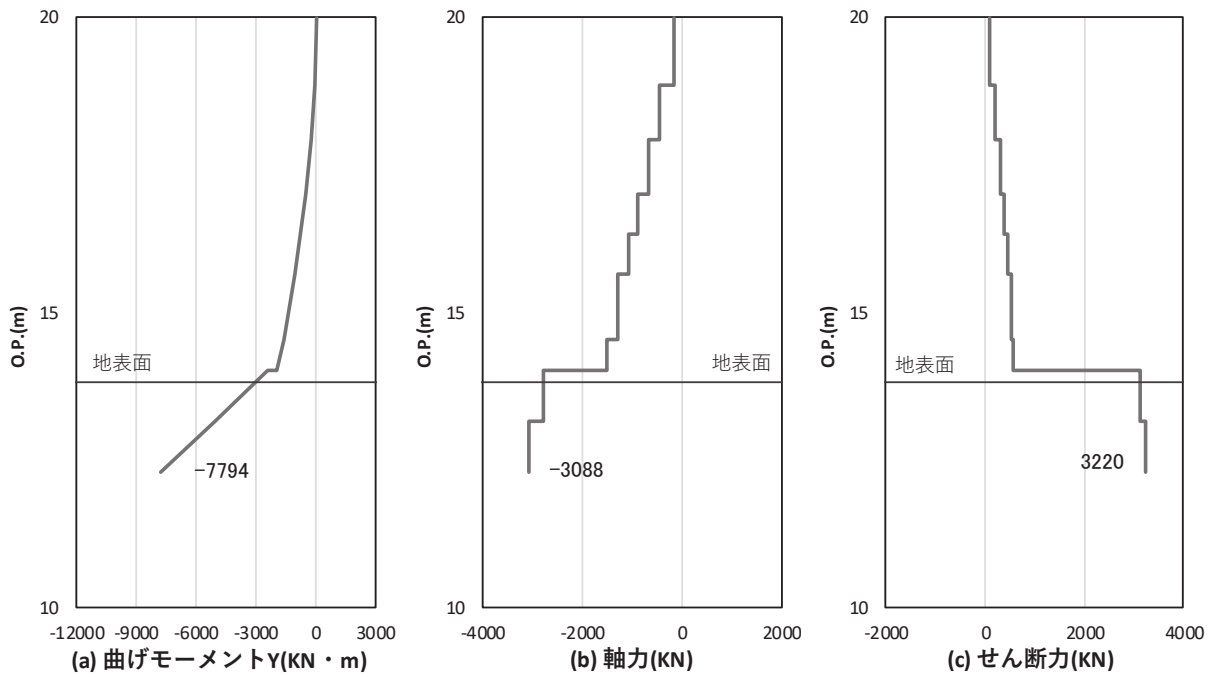


図 4-10(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - D 1 (—), 桁軸方向加振時, t = 32.51s)

解析ケース① : 基本ケース

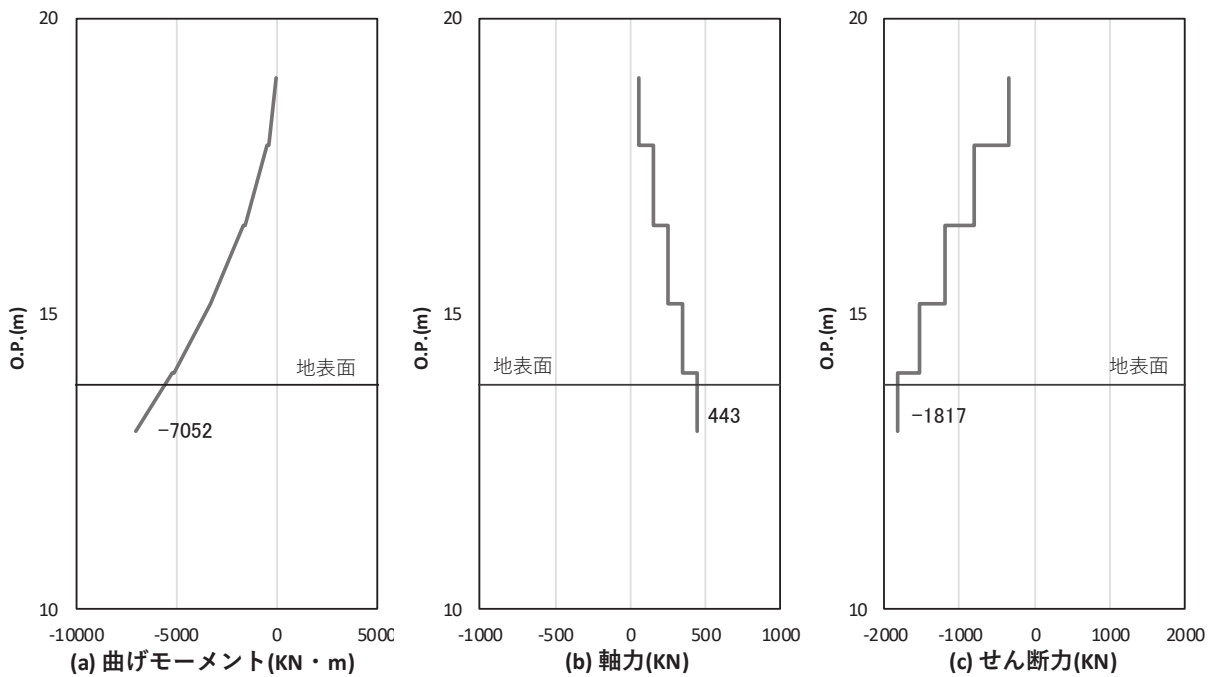


図 4-11(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力

(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

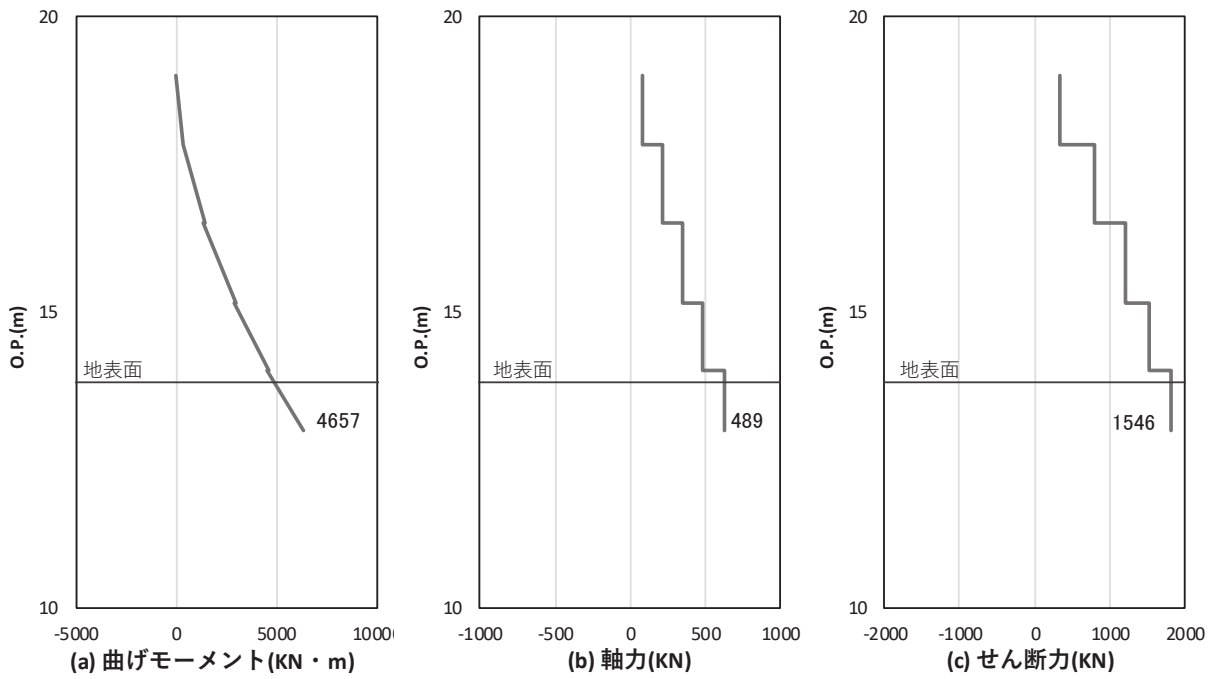


図 4-11(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 7.57s$)
 解析ケース① : 基本ケース

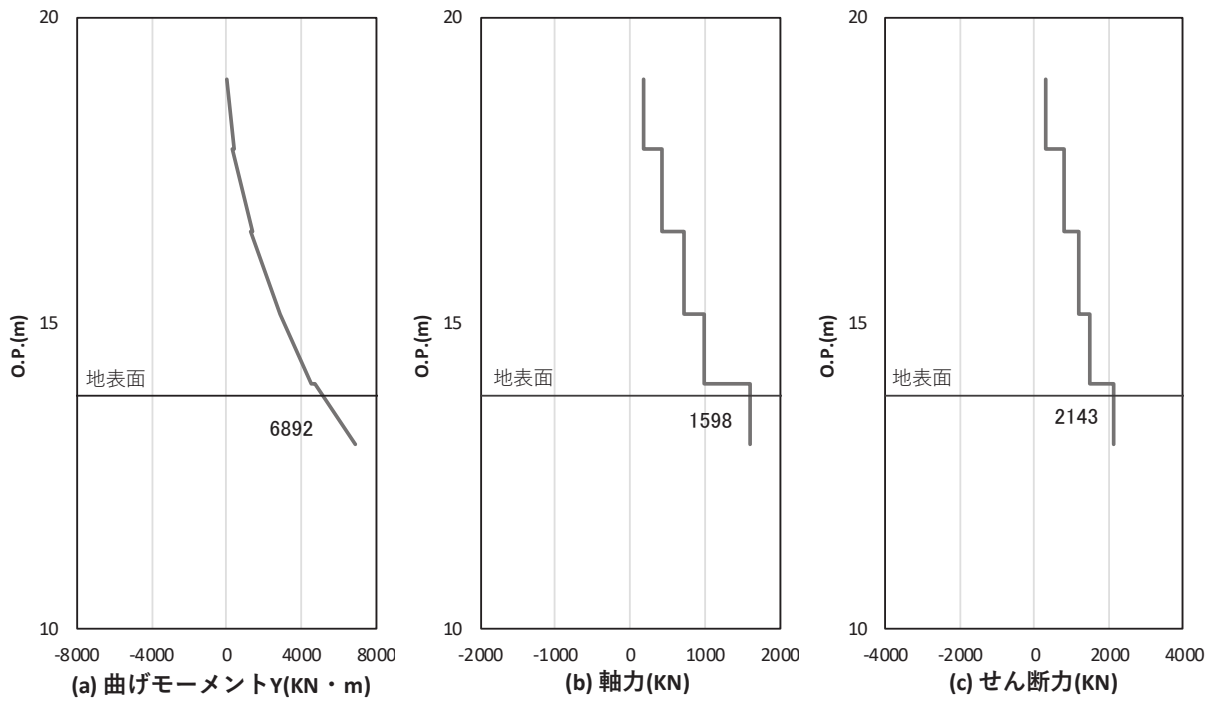


図 4-12(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 7.60s$)
 解析ケース① : 基本ケース

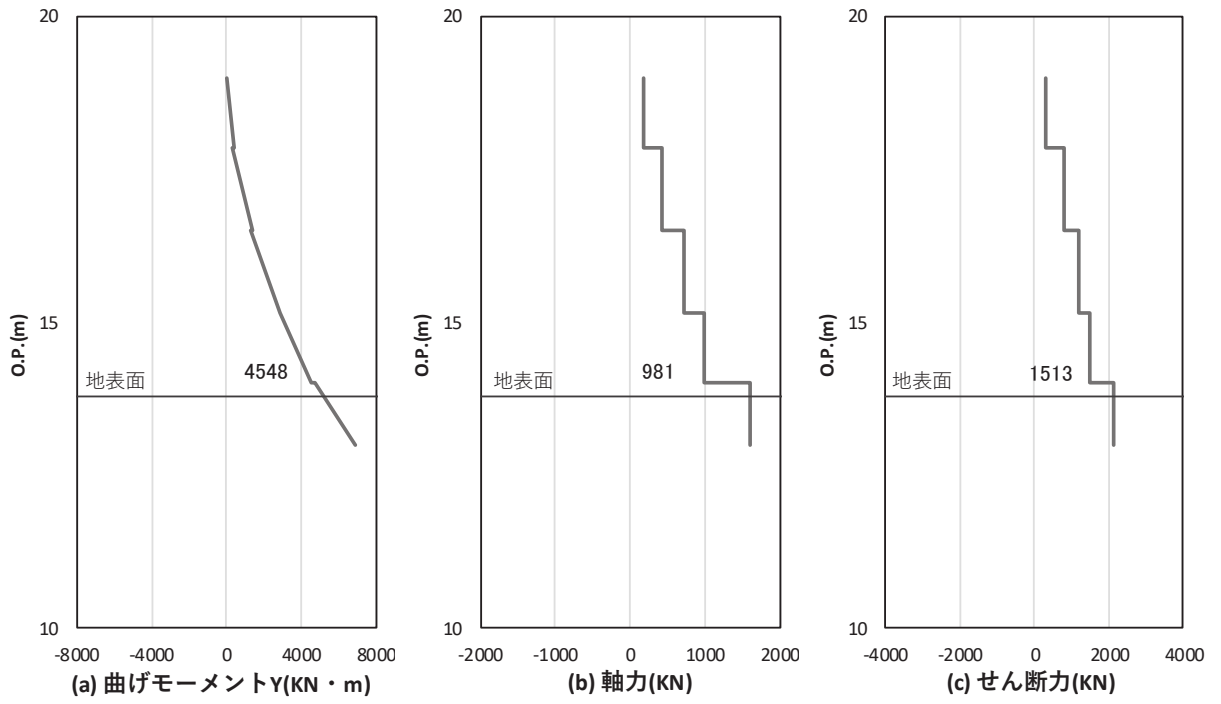


図 4-12(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 7.60s$)
 解析ケース① : 基本ケース

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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (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 _y : 13708	2302	5.7	16.5	0.35
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	M _y : 18815	3320	7.8	16.5	0.48
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	M _y : -8663	1736	5.5	16.5	0.34
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	桁軸	①	M _y : -12540	1693	6.4	16.5	0.39
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	M _y : -9973	4688	2.0	16.5	0.13
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	桁軸	①	M _y : 9192	6915	1.7	16.5	0.11
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	M _y : -7052	1225	5.8	16.5	0.36
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	M _y : -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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (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 _y : -18988	194	248	435	0.58
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	D41 @150	M _y : -23900	-886	325	435	0.75
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D32 @300	M _y : -8663	659	214	294	0.73
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	桁軸	①	D51 @150	M _y : -12540	362	231	294	0.79
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - D 1 (+-)	桁軸	①	D35 @150	M _y : 10330	-1554	126	294	0.43
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - D 2 (+-)	桁軸	①	D35 @150	M _y : 9192	-1341	112	294	0.39
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	D51 @150	M _y : -7052	415	225	294	0.77
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	D32 @150	M _y : -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 γ_a (1.05)

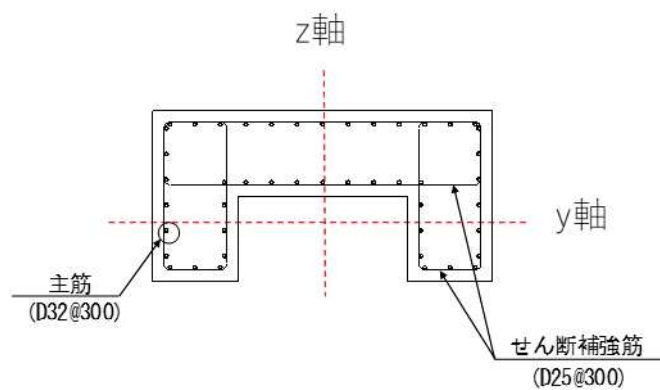


図 4-13 RC 支柱配筋概要図 (鋼桁 2 の例)

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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (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

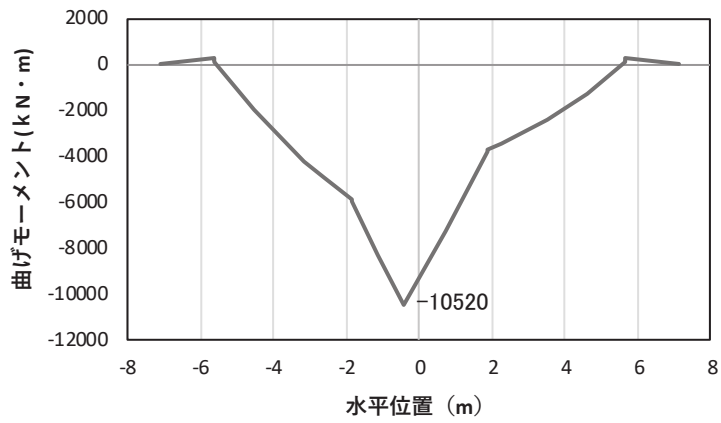
表 4-6 水平支承・鉛直支承のせん断ひずみに対する照査結果

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

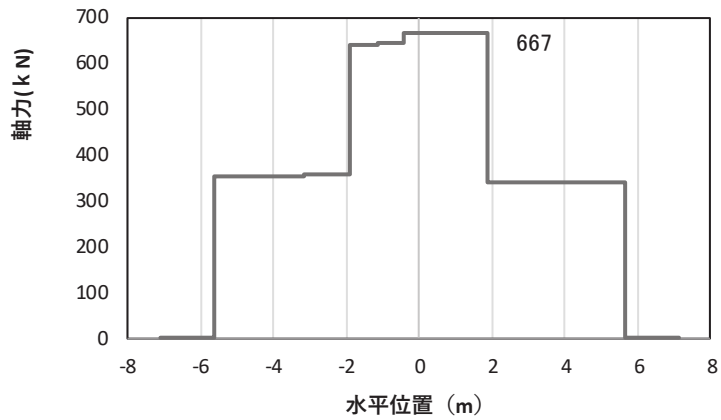
4.4 フーチング

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。

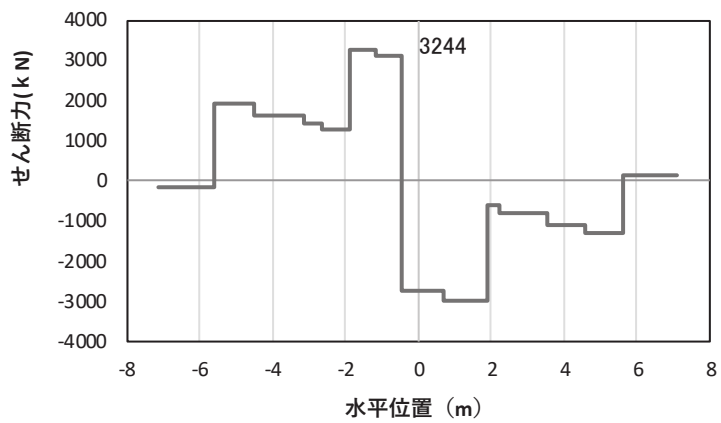
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメント γ



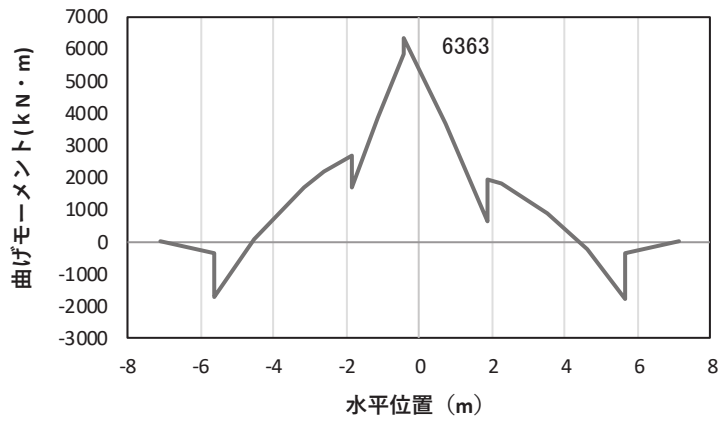
(b) 軸力



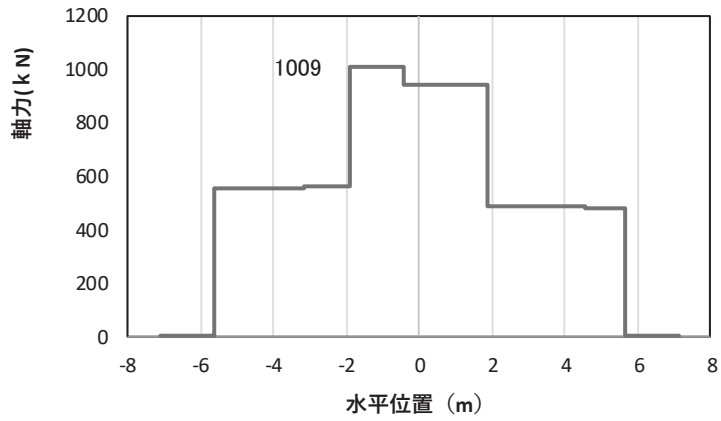
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

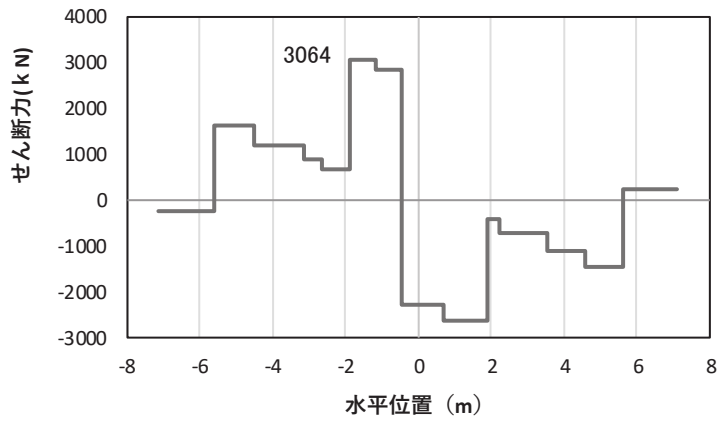
図 4-14(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 1, S_s-D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t=24.00s, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



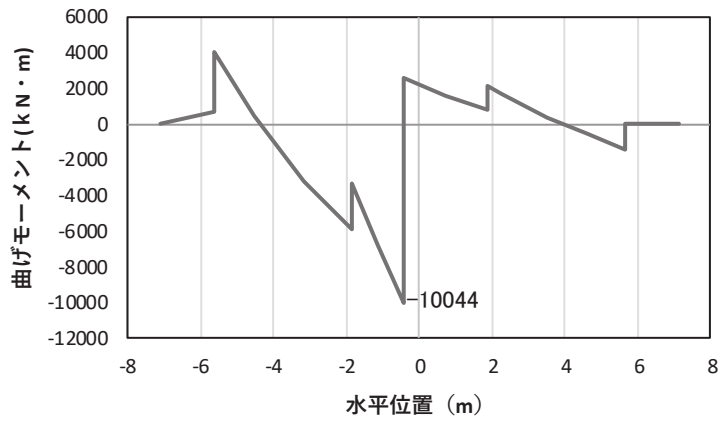
(b) 軸力



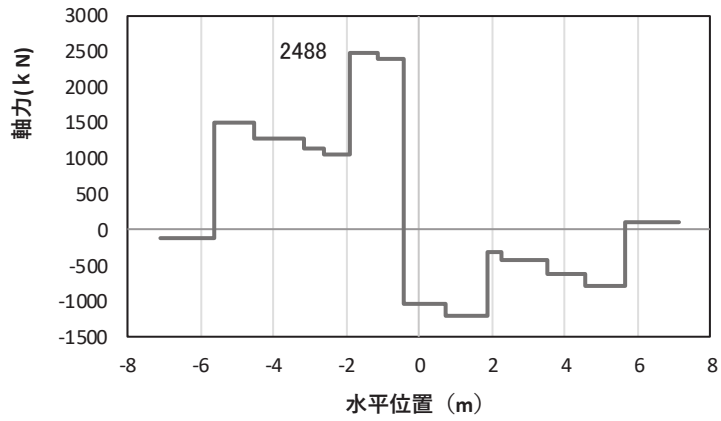
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

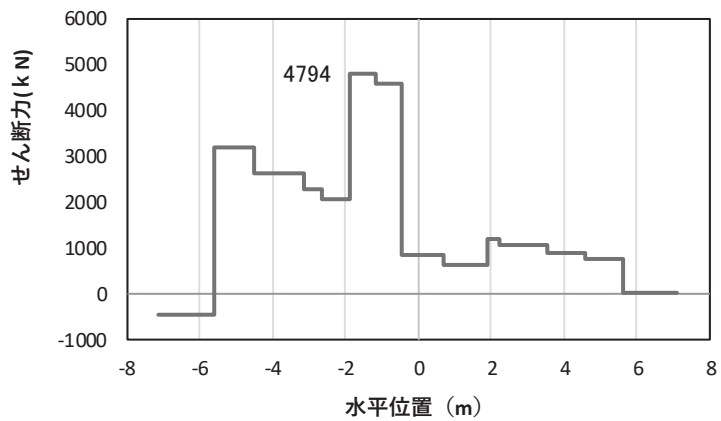
図 4-14(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 19.88\text{s}$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



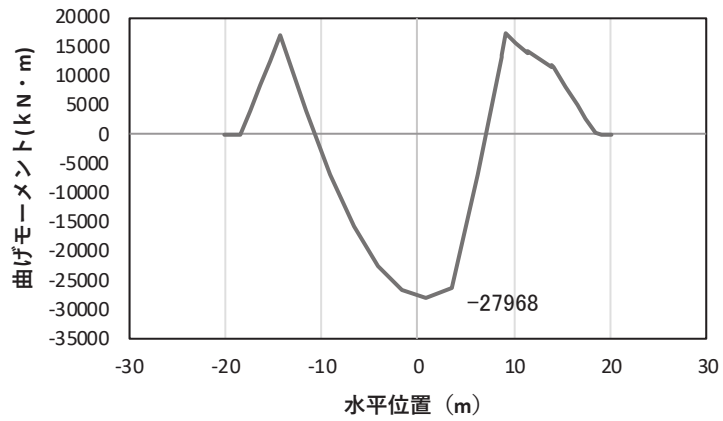
(b) 軸力



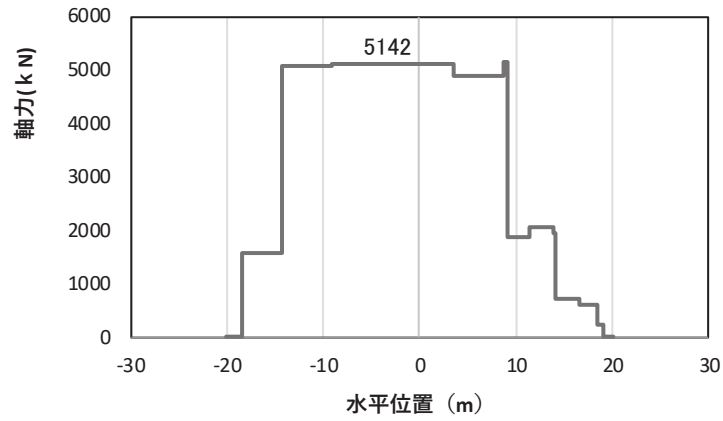
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

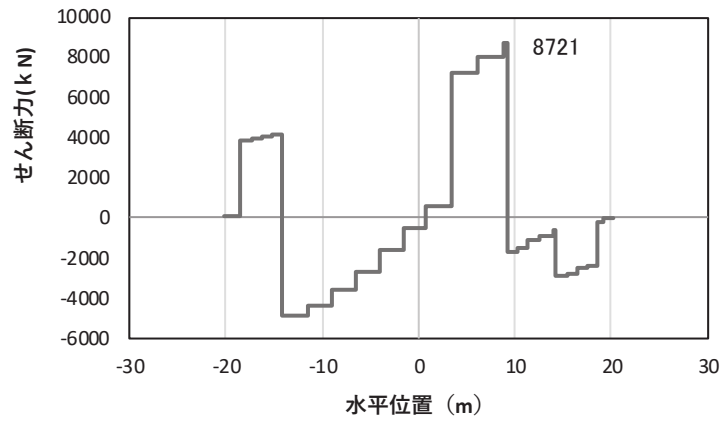
図 4-14(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁1, 基礎1, S_s-D2 (-+), 桁軸直交方向加振時, t=17.70s)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



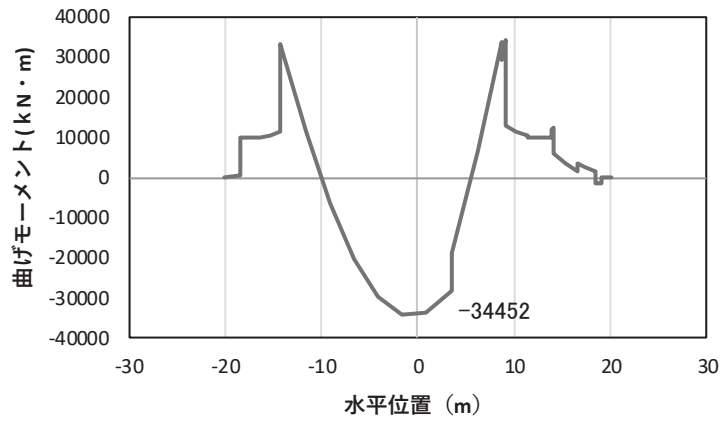
(b) 軸力



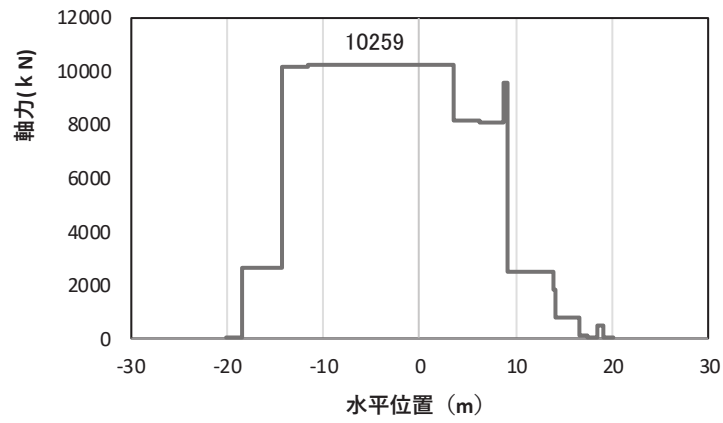
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

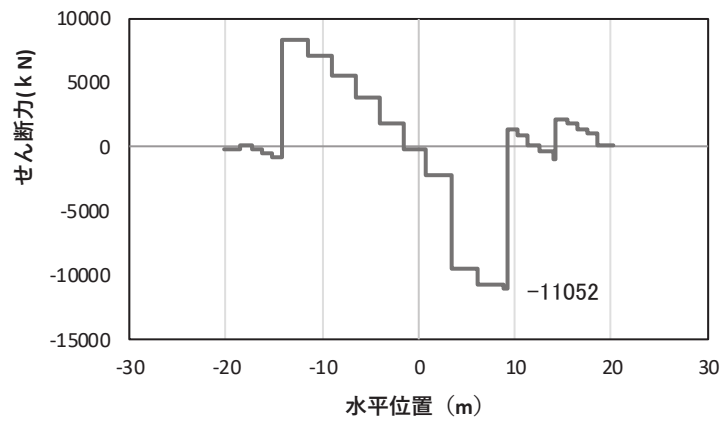
図 4-14(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 2, S_s-D 2 (-+), 桁軸方向加振時, t = 30.00s, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



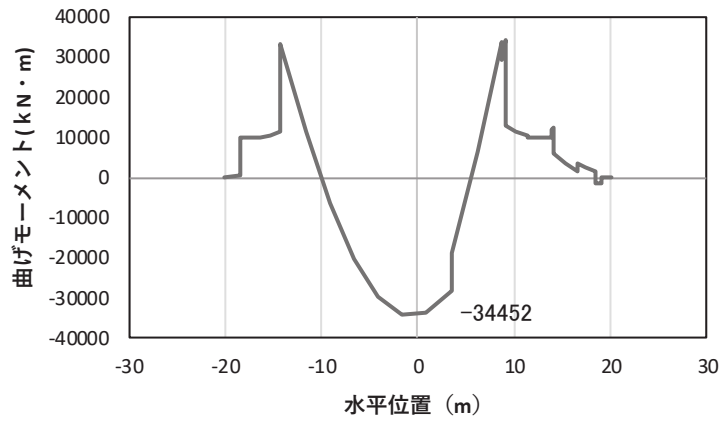
(b) 軸力



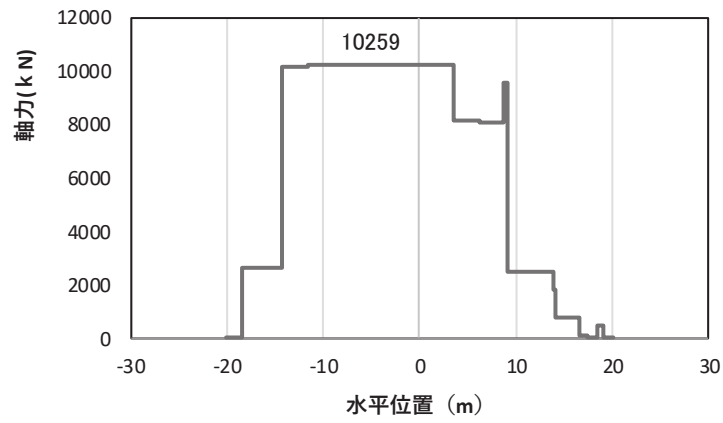
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

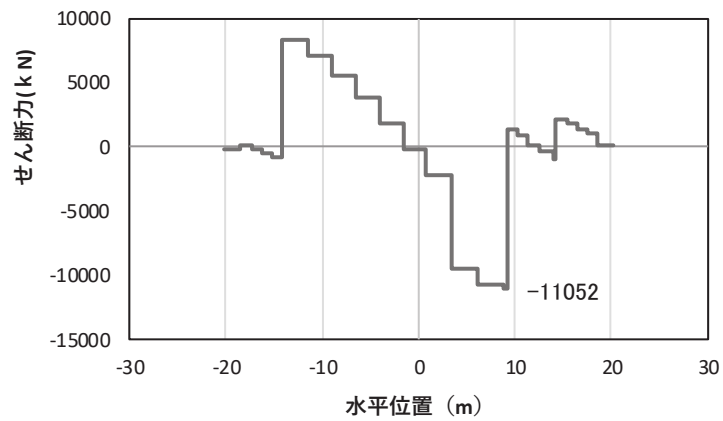
図 4-14(5) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 1, 基礎 2, S s - D 2 (-+), 桁軸方向加振時, t = 23.66s, Mz 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力

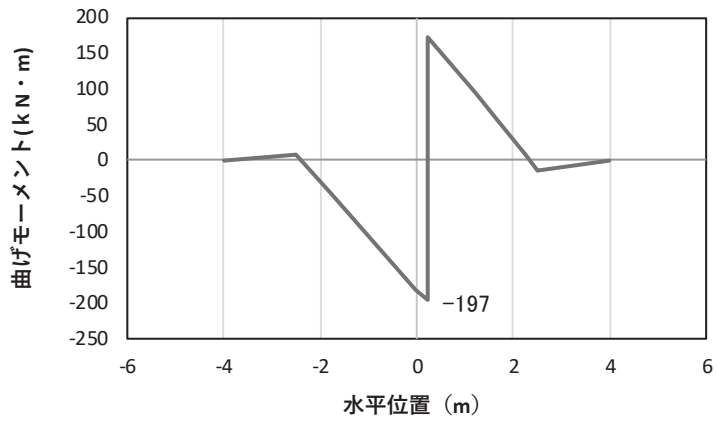


(c) せん断力

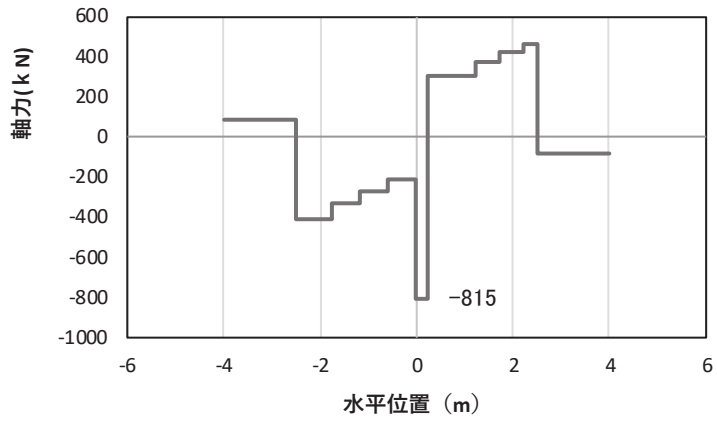
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

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_s-D 2 (-+), 桁軸方向加振時, t = 23.66s)

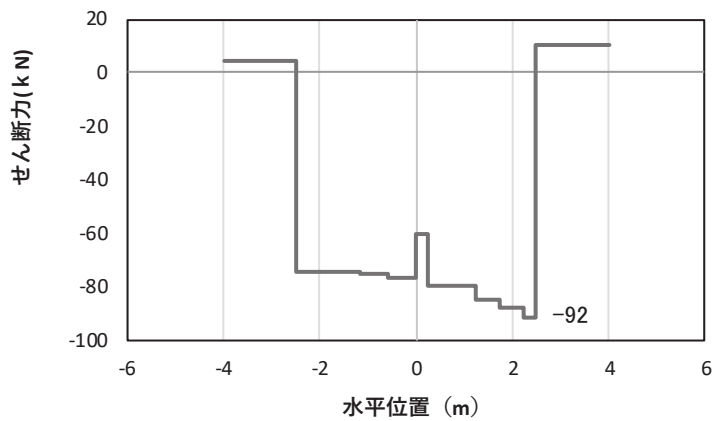
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



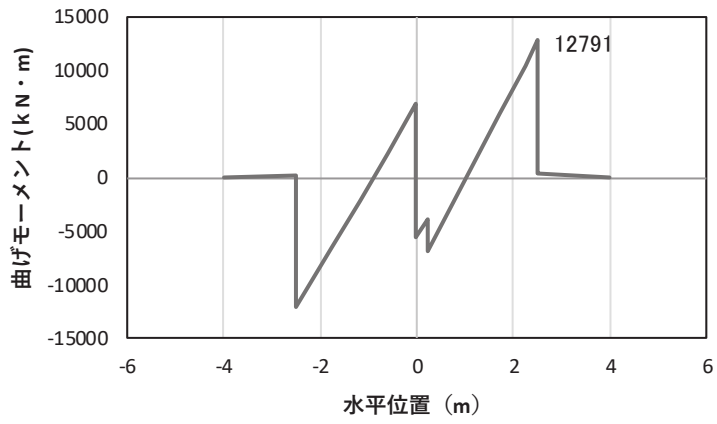
(b) 軸力



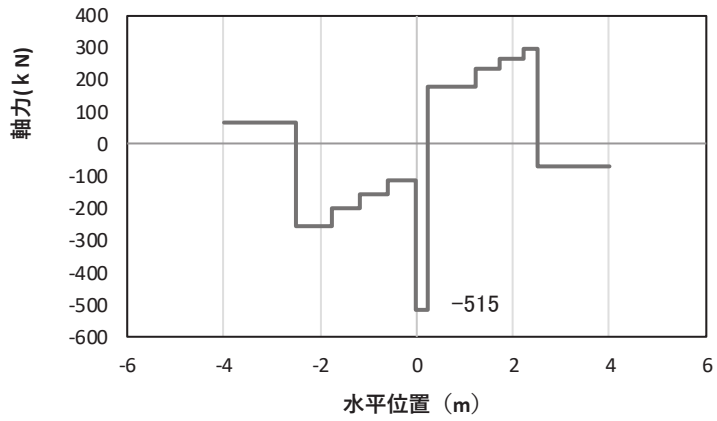
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

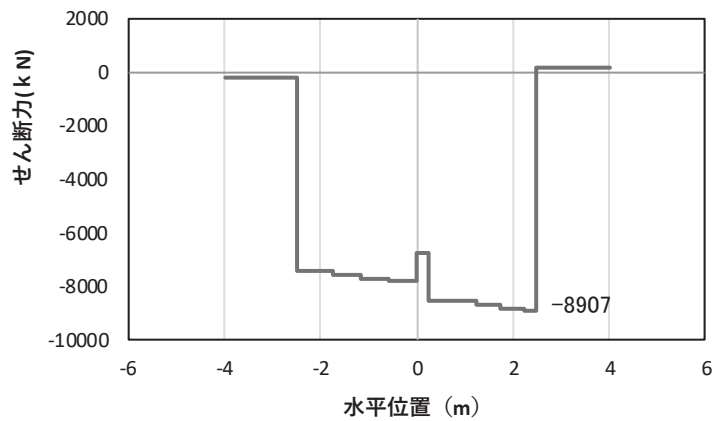
図4-15(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁2, 基礎1, $S_s - N1$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.61\text{s}$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



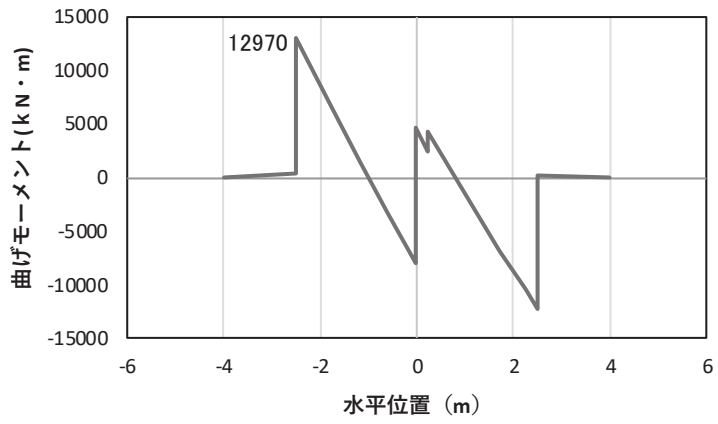
(b) 軸力



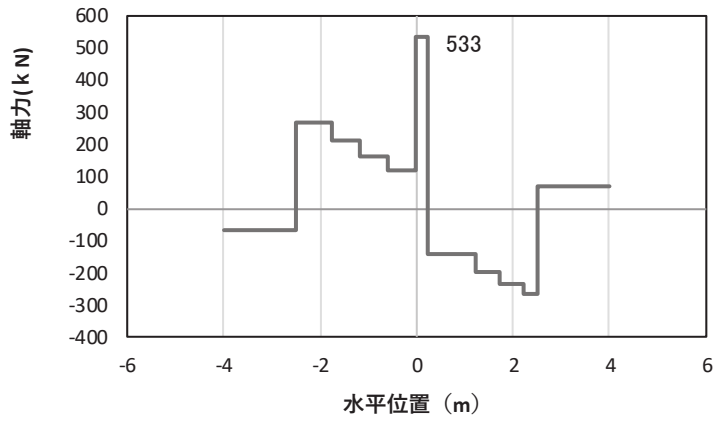
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

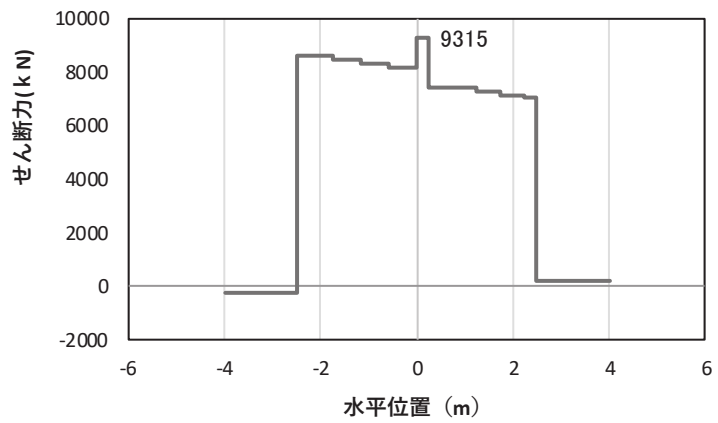
図4-15(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁2, 基礎1, $S_s - N1$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.83\text{s}$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

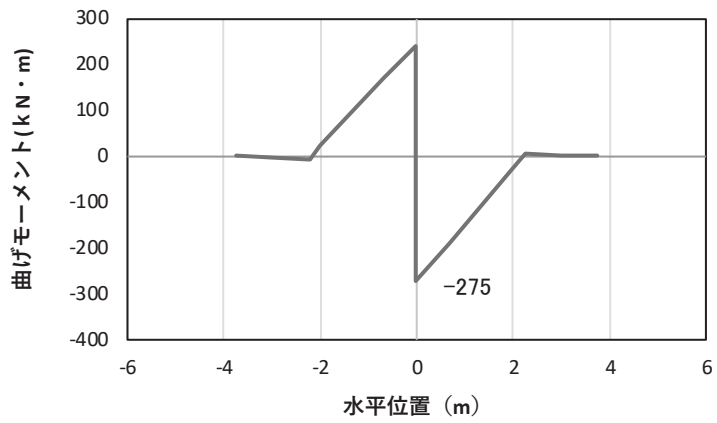


(c) せん断力

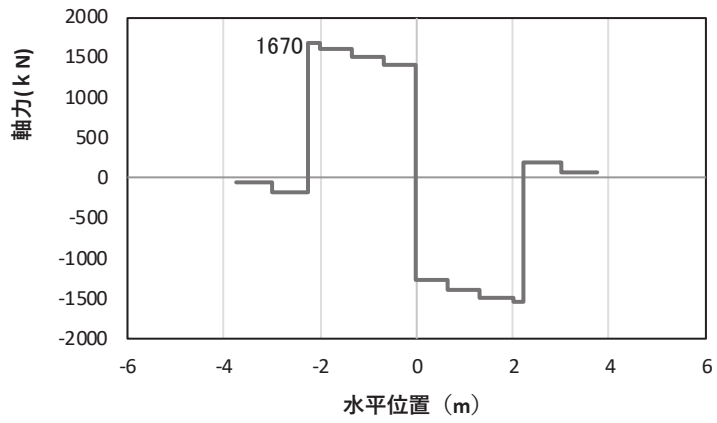
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 4-15(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)

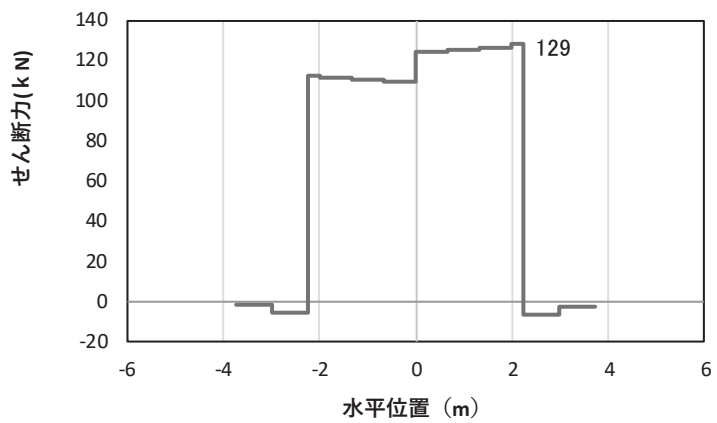
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



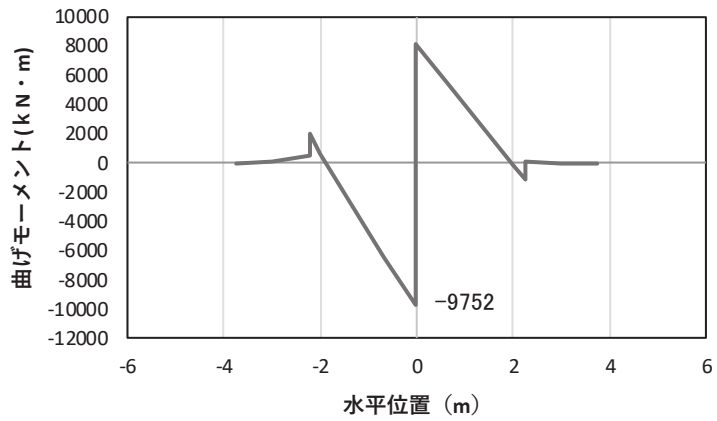
(b) 軸力



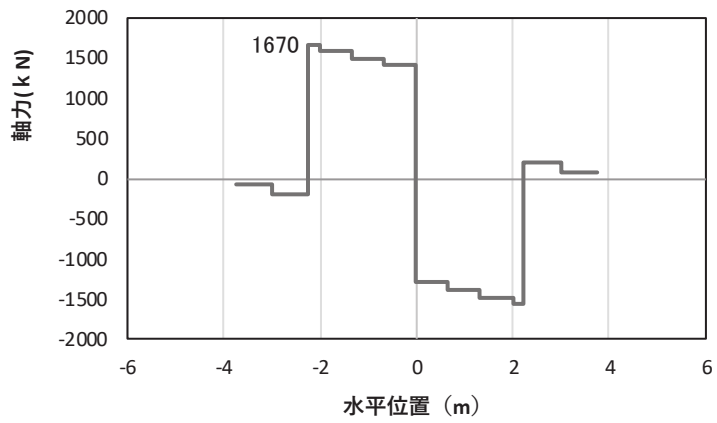
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

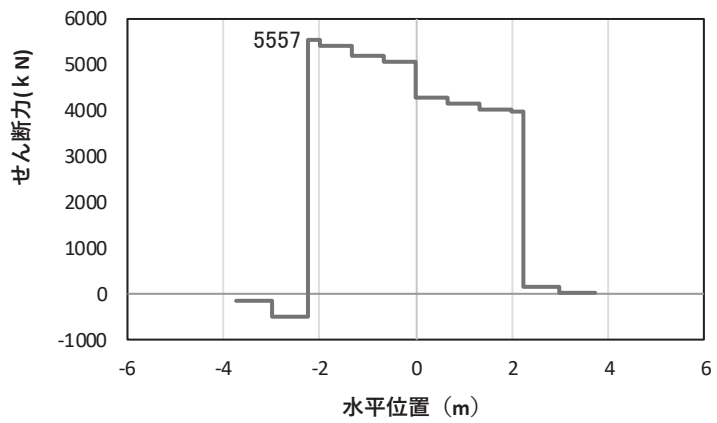
図4-16(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁3, 基礎2, S_s-D2 (++) , 桁軸直交方向加振時, $t=17.75s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



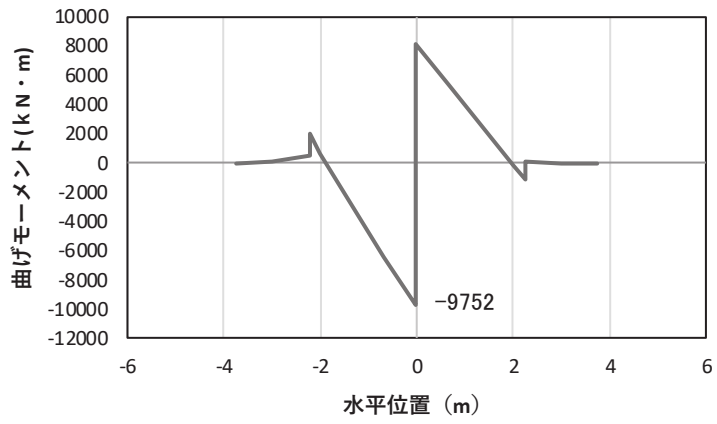
(b) 軸力



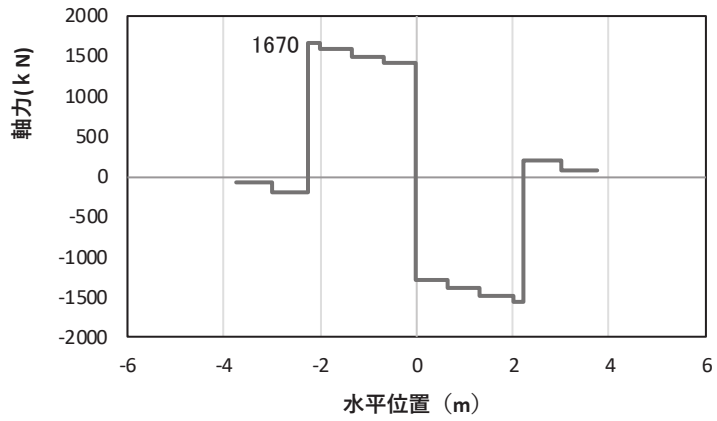
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

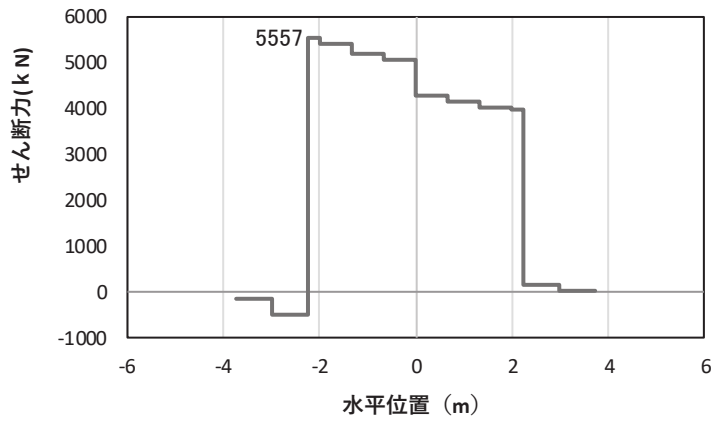
図4-16(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁3, 基礎2, S s -D 2 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 17.75s, M z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

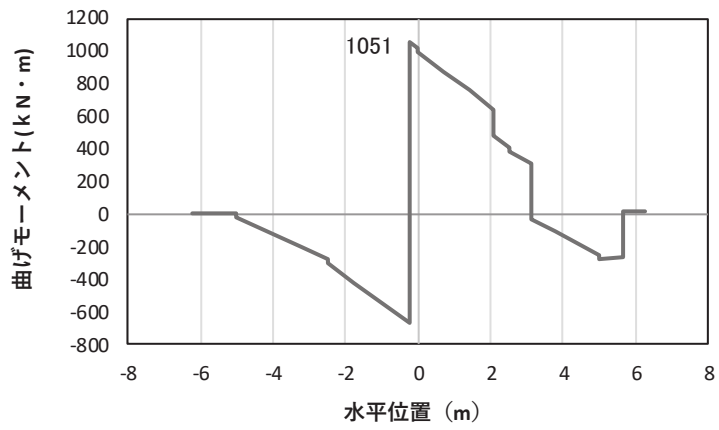


(c) せん断力

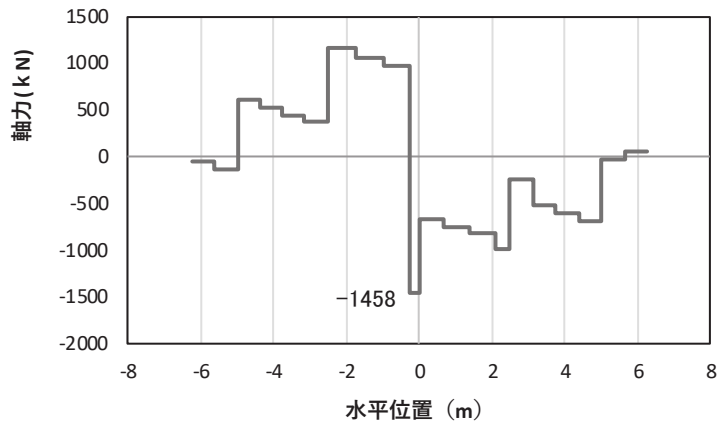
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

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, $S_s - D 2 (+ +)$, 桁軸方向加振時, $t = 17.75s$)

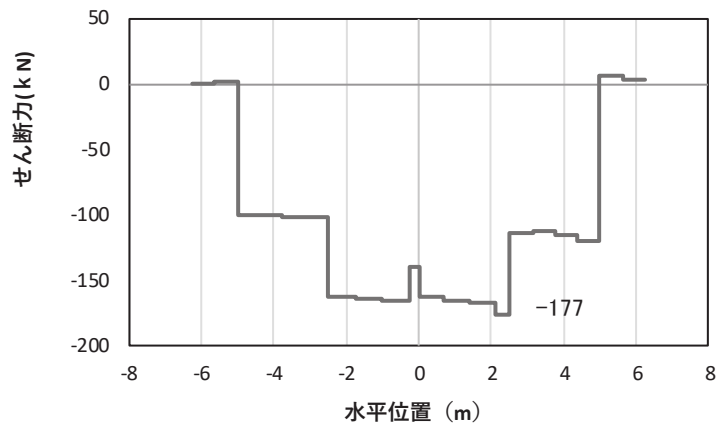
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



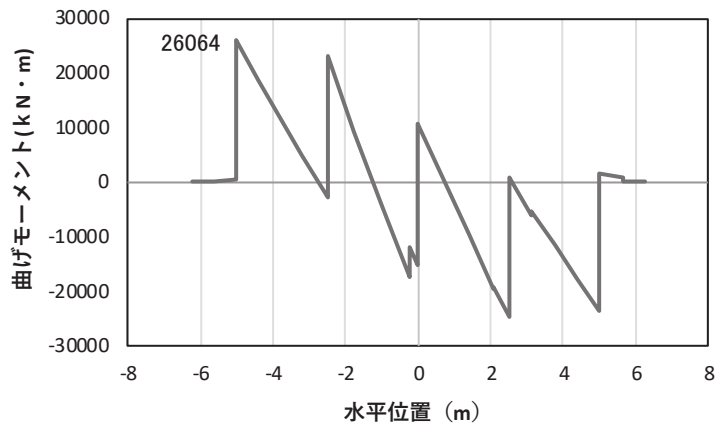
(b) 軸力



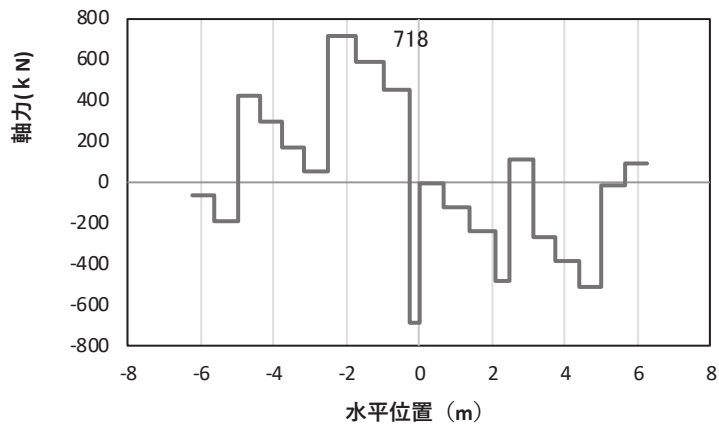
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

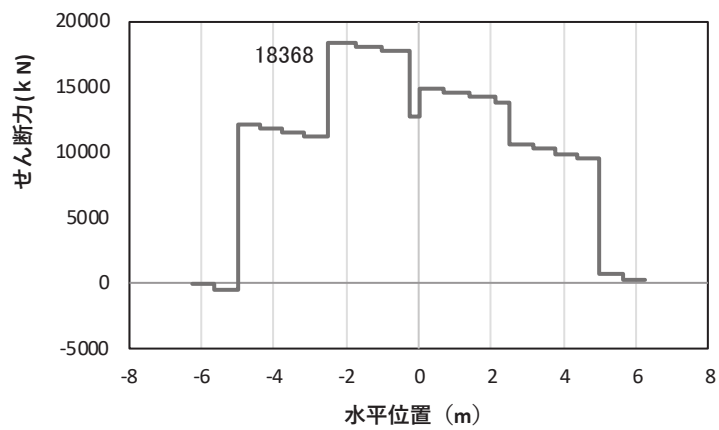
図4-17(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁4, 基礎1, S_s-N1 (一+), 桁軸直交方向加振時, $t=7.78\text{s}$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



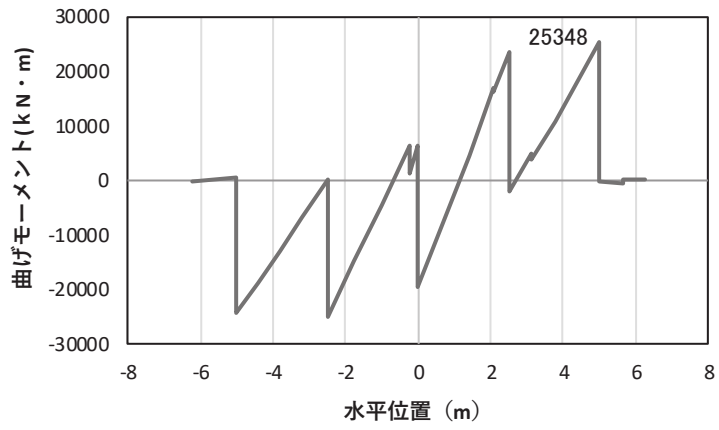
(b) 軸力



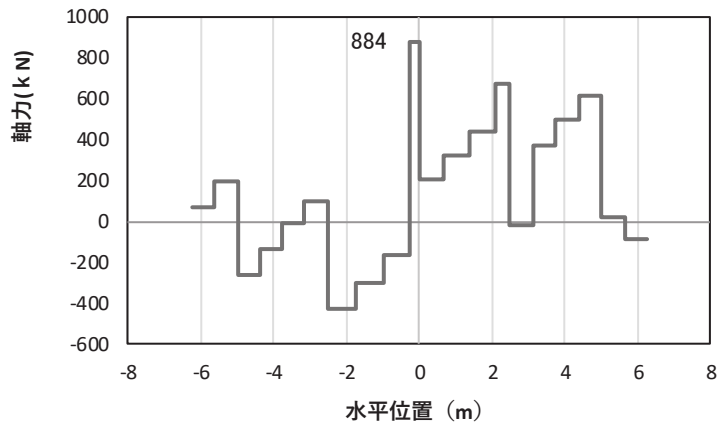
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

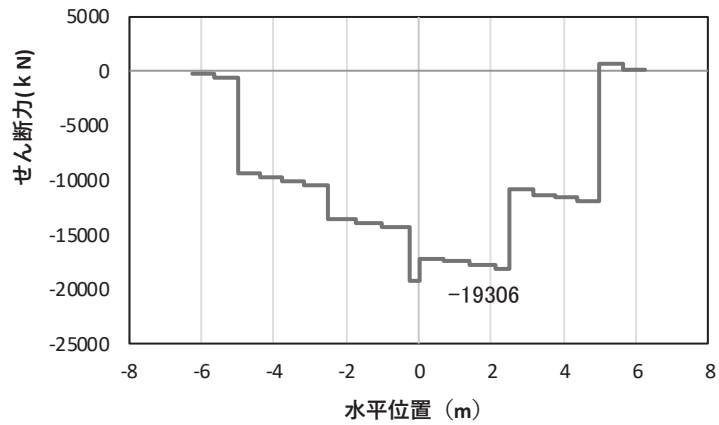
図 4-17(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 1, $S_s - N 1$ (ー+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.87\text{s}$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



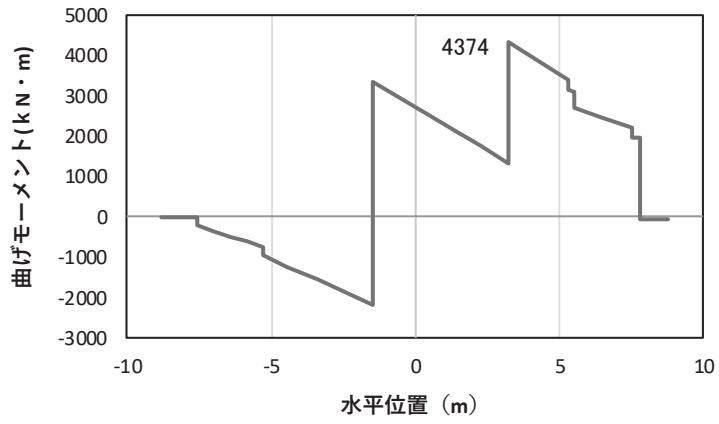
(b) 軸力



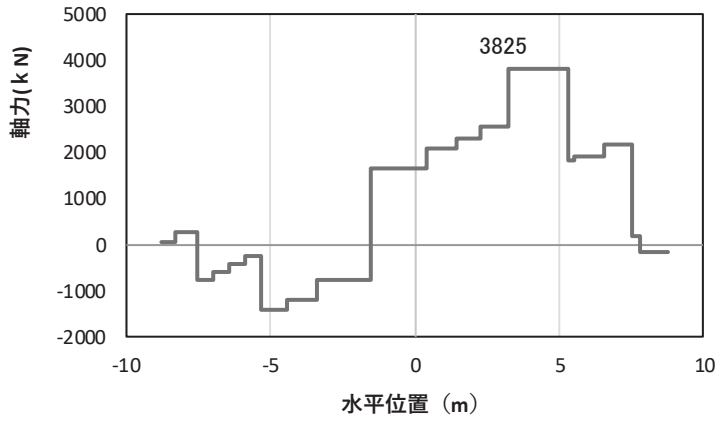
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

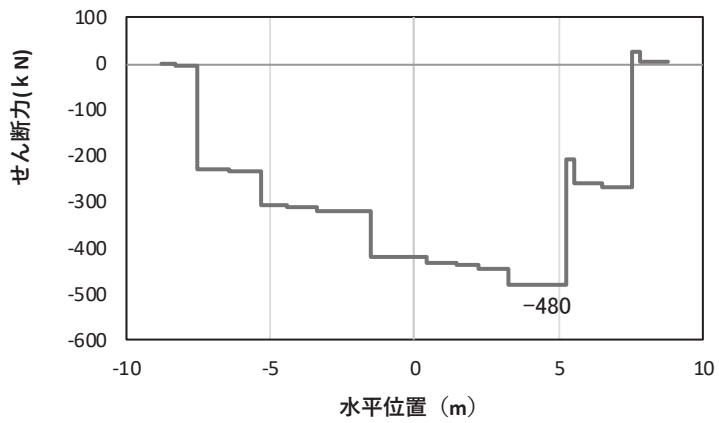
図 4-17(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁4, 基礎1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.87\text{s}$)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント Y



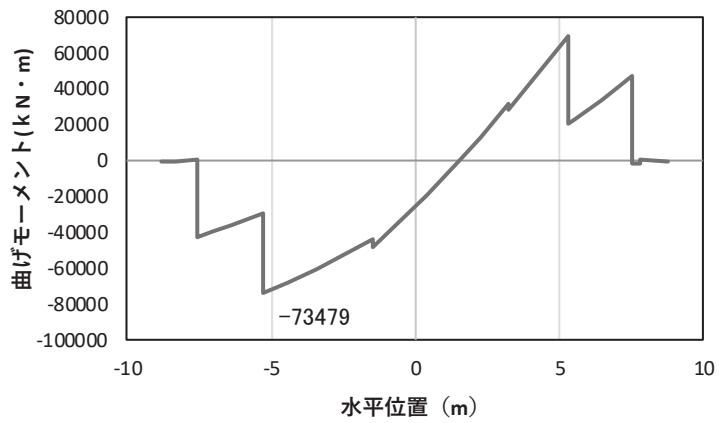
(b) 軸力



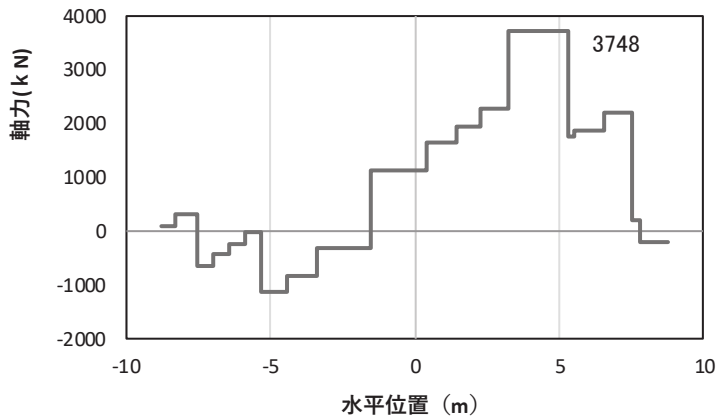
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

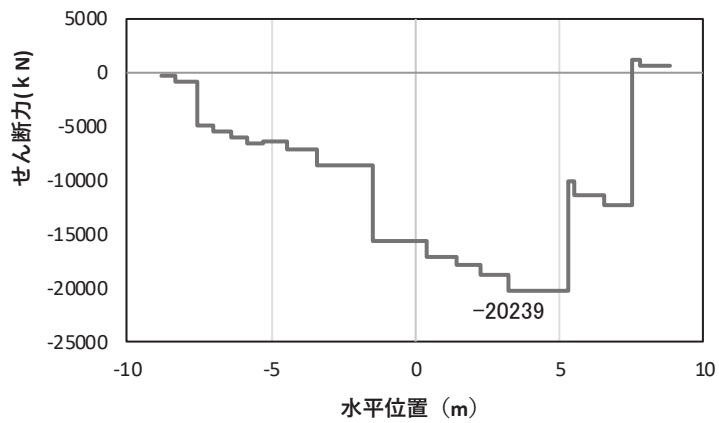
図 4-17(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 2, $S_s - N_1$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.81\text{s}$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



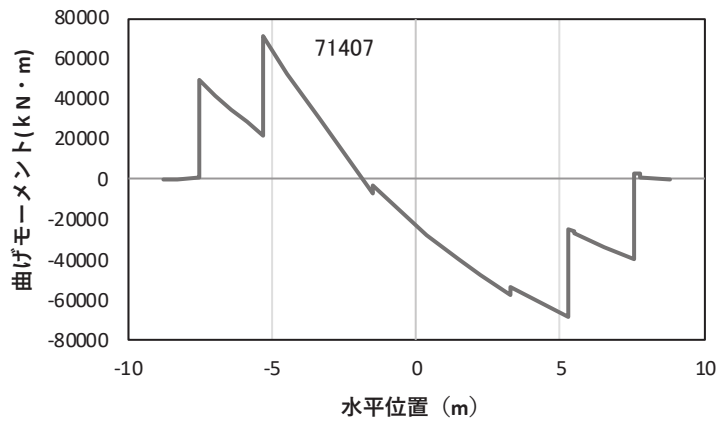
(b) 軸力



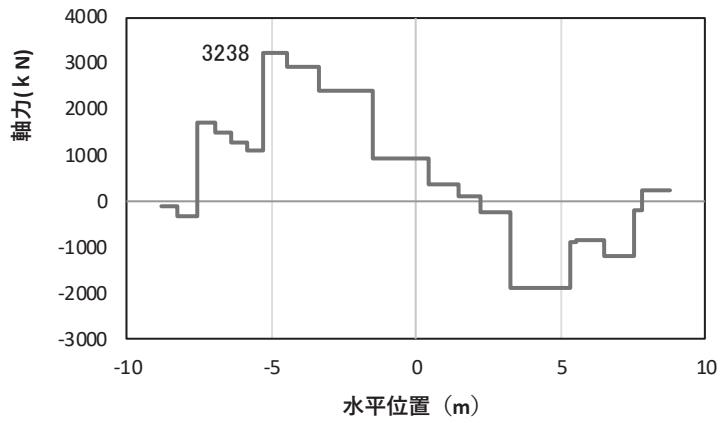
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

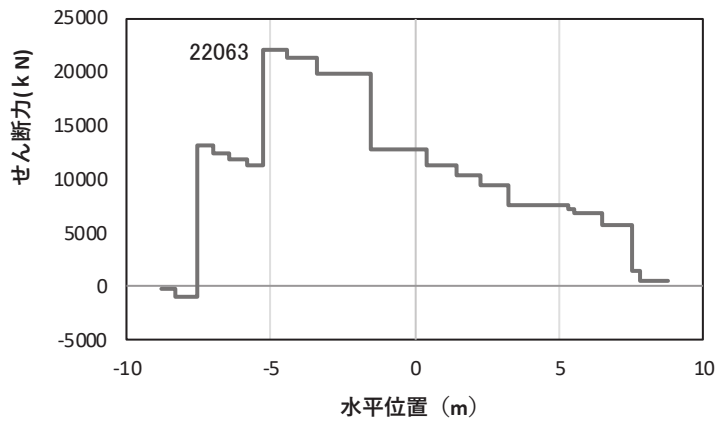
図 4-17(5) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 4, 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s, M z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

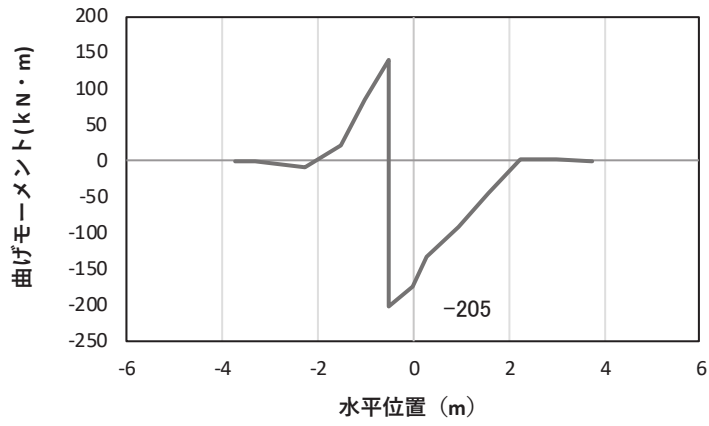


(c) せん断力

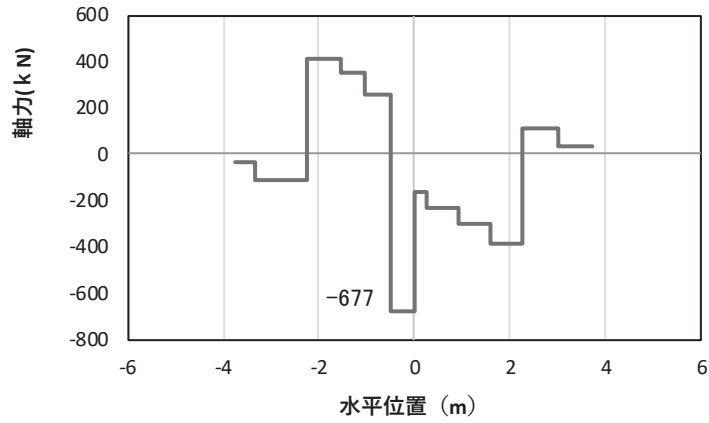
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

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)

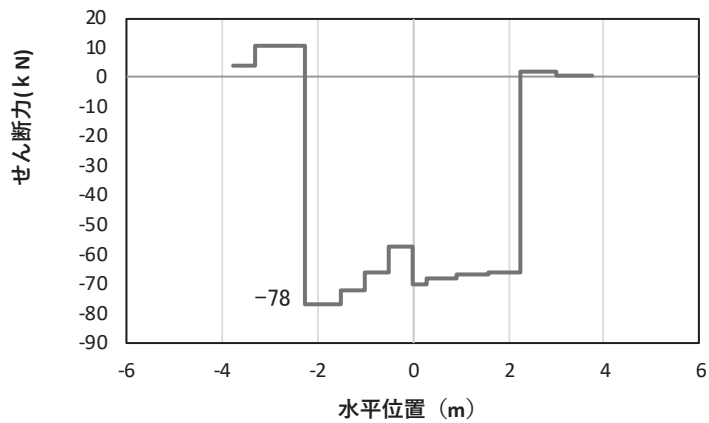
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



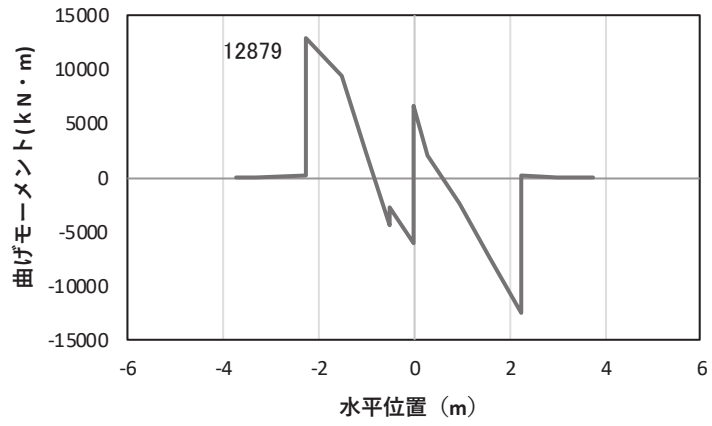
(b) 軸力



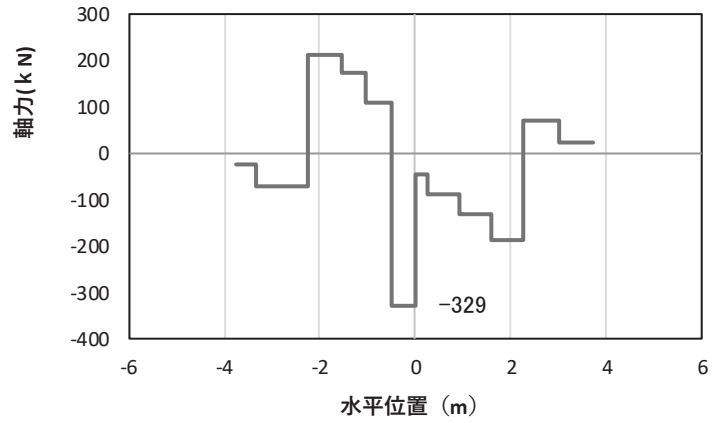
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

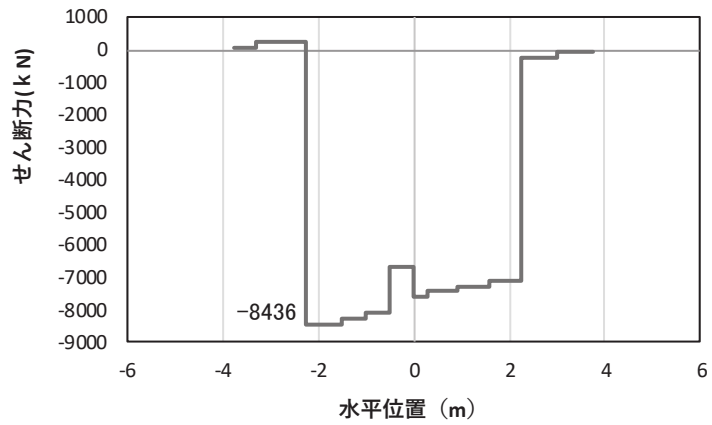
図4-18(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁5, 基礎2, S_s-N1 (+), 桁軸直交方向加振時, t=7.62s, M_y最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



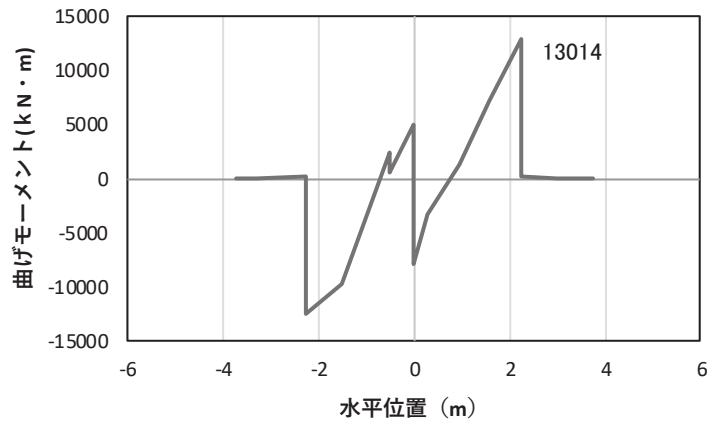
(b) 軸力



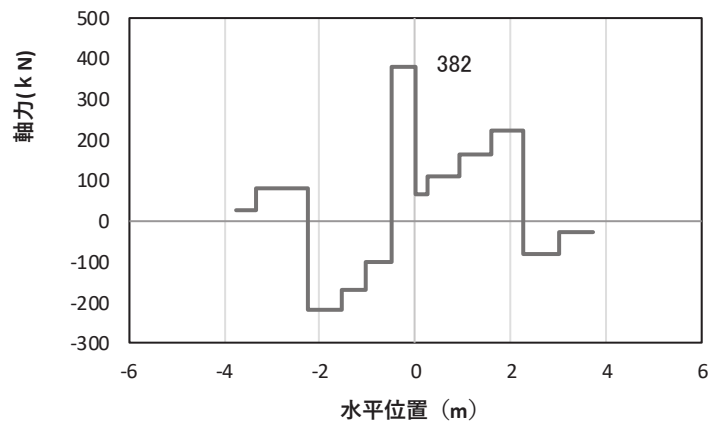
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

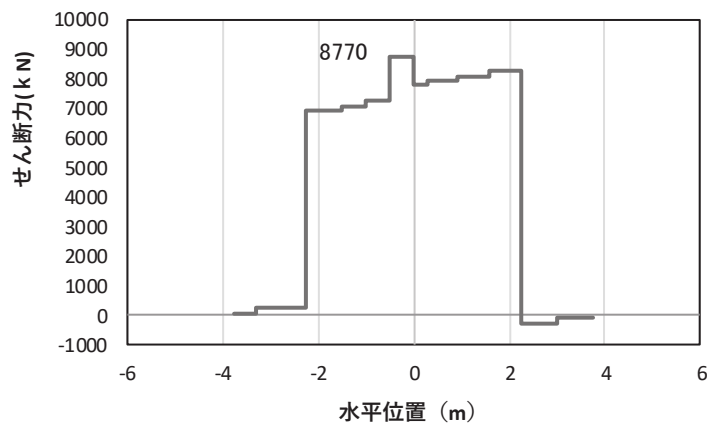
図4-18(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁5, 基礎2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.84\text{s}$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



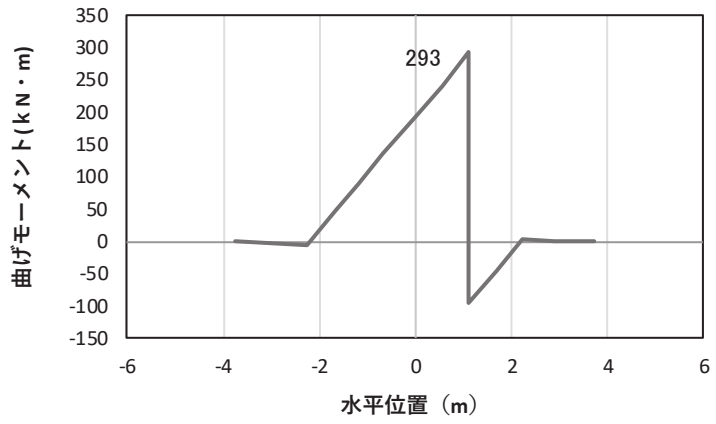
(b) 軸力



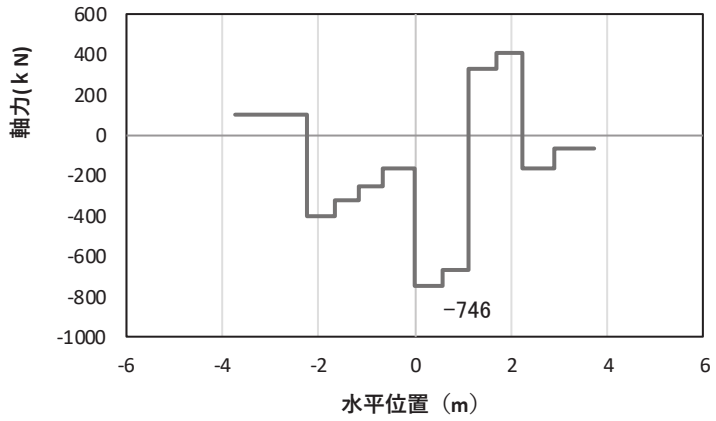
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

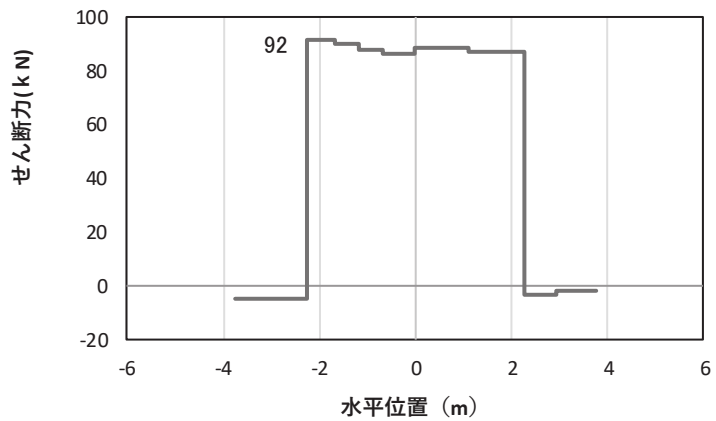
図 4-18(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 5, 基礎 2, S s - N 1 (-+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.85\text{s}$)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



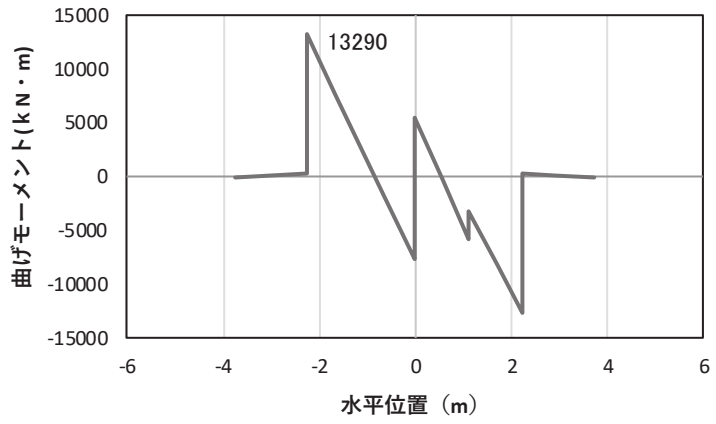
(b) 軸力



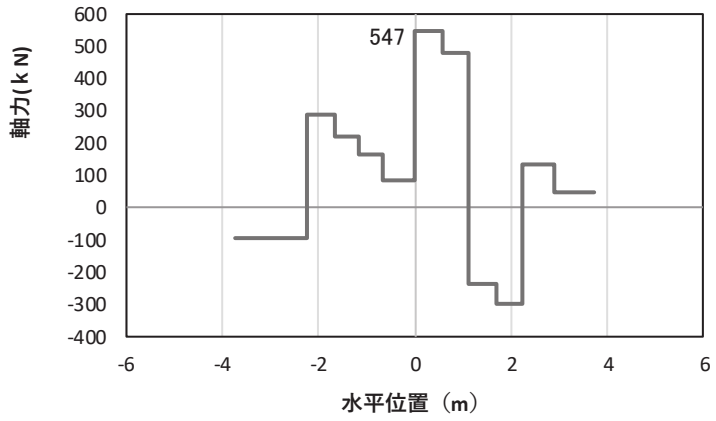
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

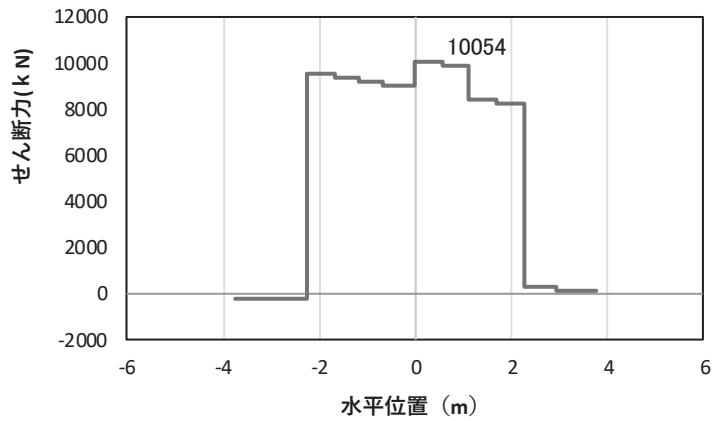
図 4-19(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 6, 基礎 1, S s - N 1 (一+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.53s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



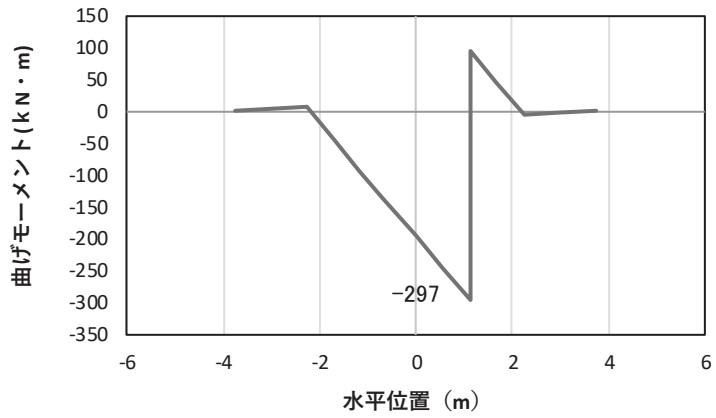
(b) 軸力



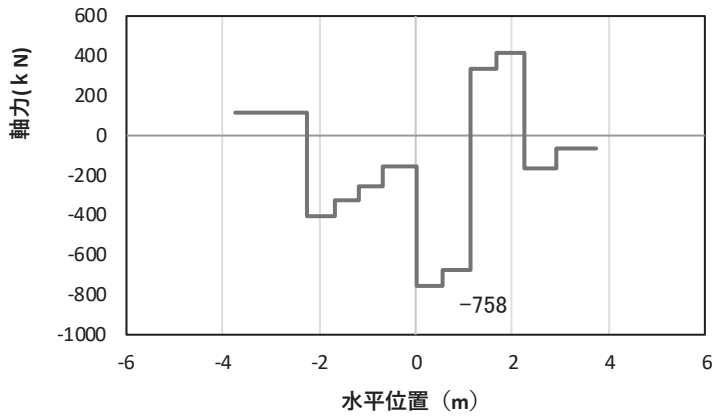
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

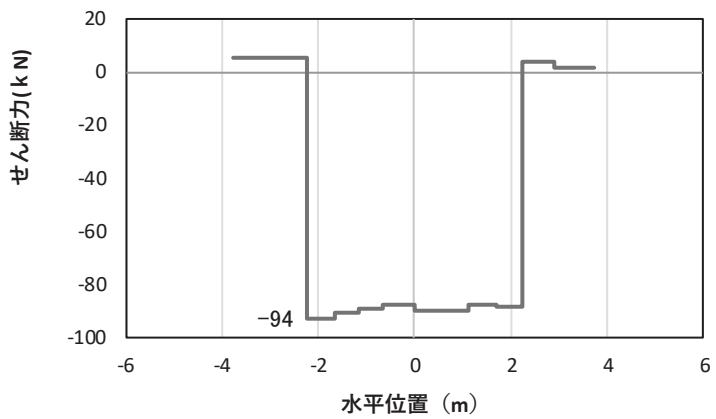
図 4-19(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 6, 基礎 1, S s - N 1 (- +), 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s, M z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



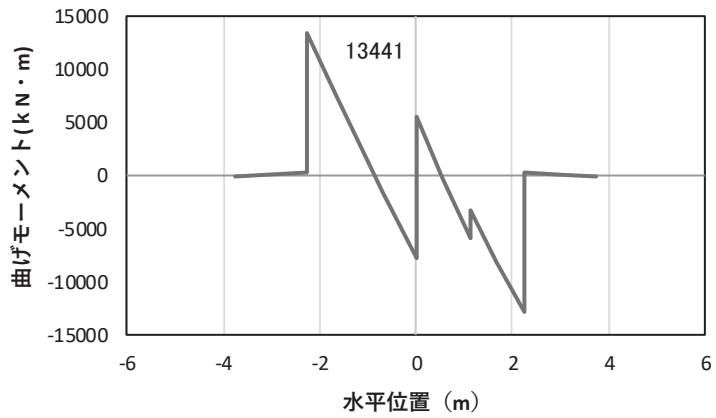
(b) 軸力



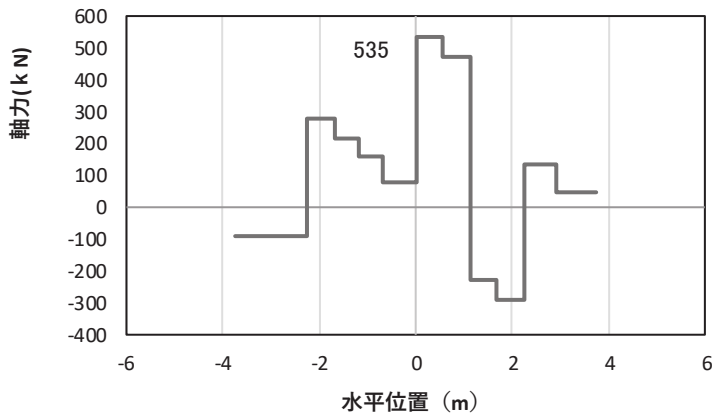
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

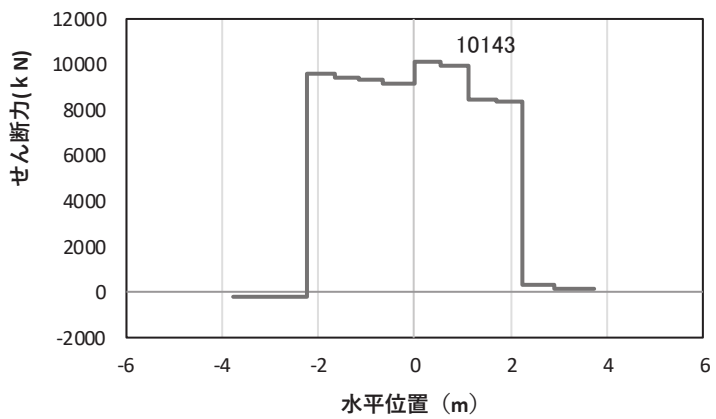
図 4-19(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 6, 基礎 2, $S_s - N 1$ (一十), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.53s$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



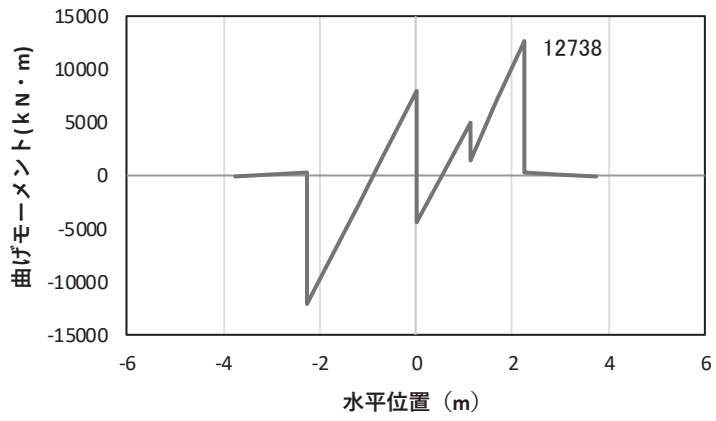
(b) 軸力



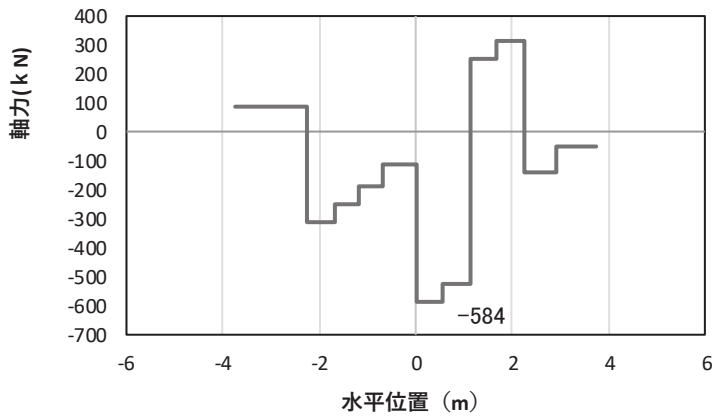
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

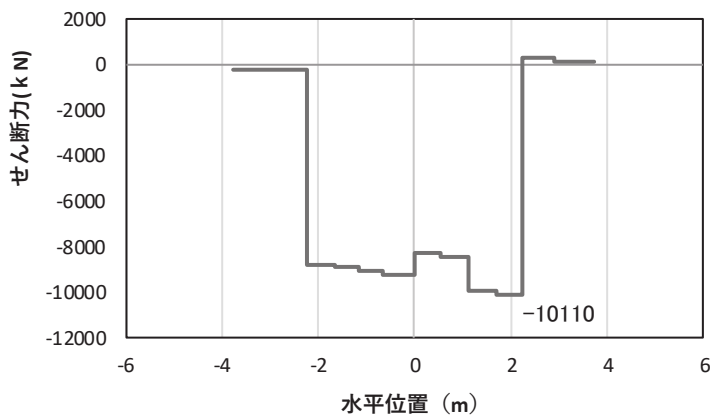
図 4-19(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼桁 6, 基礎 2, S_s-N 1 (一十), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.88\text{s}$, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (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 _y : -10520 M _z : 6363	1235	5.6	24	0.24
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	桁軸	①	M _y : 27968 M _z : -34452	10259	13.5	24	0.57
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	M _y : 197 M _z : 12791	598	4.6	24	0.20
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	M _y : 275 M _z : 9752	1670	3.8	24	0.16
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	M _y : 1051 M _z : 26064	1317	4.9	24	0.21
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	M _y : 4374 M _z : 73479	3890	6.2	24	0.26
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	M _y : 205 M _z : 12879	579	4.2	24	0.18
鋼桁 6 (基礎 1)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	M _y : 293 M _z : 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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (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 _y : -10520 M _z : 6363	-6	154	435	0.36
鋼桁 1 (基礎 2)	S s - D 2 (-+)	桁軸	①	D51@150 2 段	M _y : 27968 M _z : -34452	-206	280	435	0.65
鋼桁 2 (基礎 1)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D38@150	M _y : 197 M _z : 12791	-816	203	435	0.47
鋼桁 3 (基礎 2)	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	D38@150	M _y : 275 M _z : 9752	-1555	166	435	0.39
鋼桁 4 (基礎 1)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D41@150	M _y : 1051 M _z : 26064	-1458	212	435	0.49
鋼桁 4 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D51@150	M _y : 4374 M _z : 73479	-1991	234	435	0.54
鋼桁 5 (基礎 2)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	D38@150	M _y : 205 M _z : 12879	-677	174	435	0.40
鋼桁 6 (基礎 2)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	D38@150	M _y : 297 M _z : 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 γ_a (1.05)

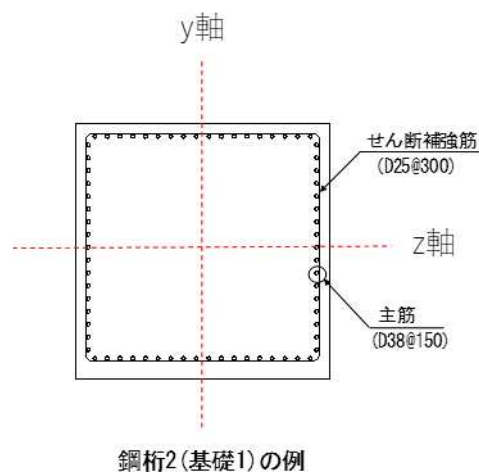


図 4-20 フーチング配筋概要図 (鋼桁 2 の例)

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 ²)	断面係数 (mm ³)
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 ⁵	0. 355×10 ⁸
		SKK490 (t = 22mm)	(中杭) O. P. +7. 1m～ O. P. +4. 6m	22	0. 974×10 ⁵	0. 355×10 ⁸
		SKK490 (t = 16mm)	(下杭) O. P. +4. 6m～ O. P. -14. 965m	16	0. 699×10 ⁵	0. 256×10 ⁸
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 ⁵	0. 521×10 ⁸
	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 ⁶	9. 251×10 ⁸

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 ²)	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

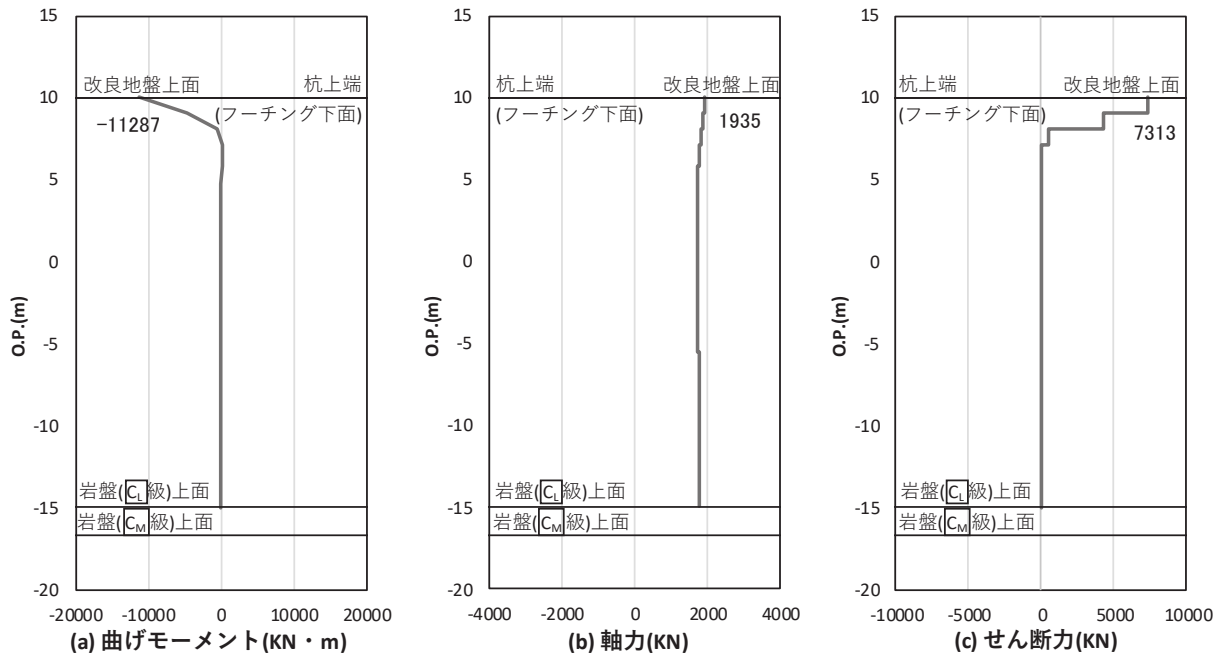


図 4-21(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1: 基礎 1, S_s-D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 24.00s)
 解析ケース①: 基本ケース

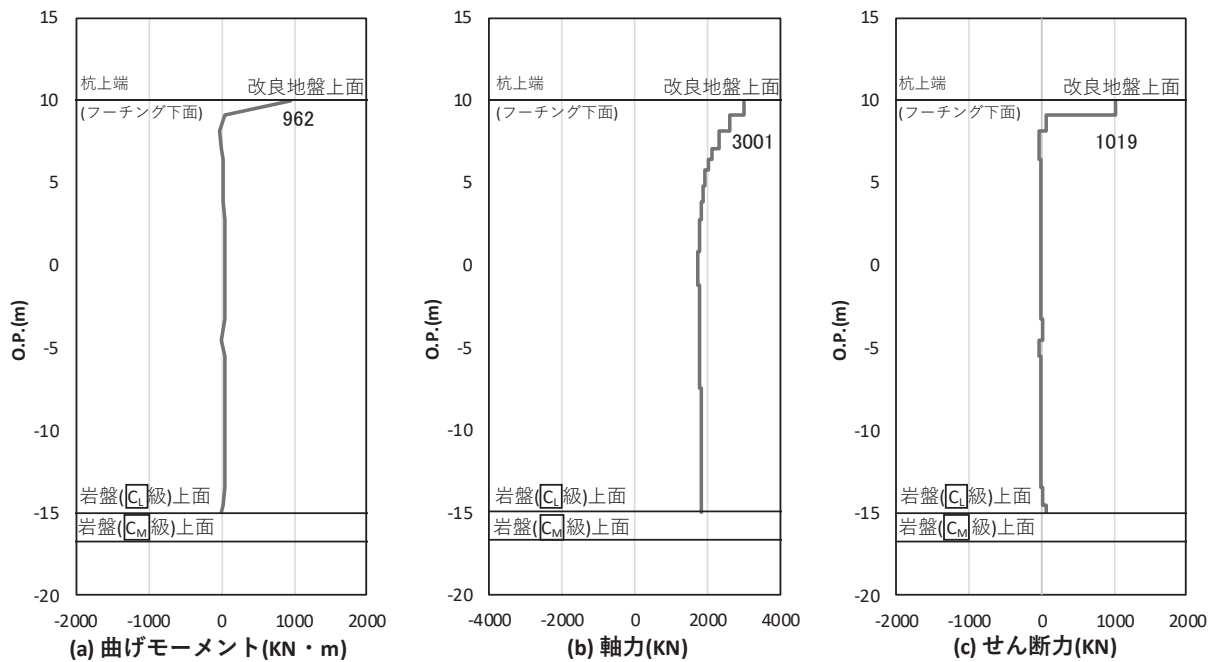


図 4-21(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1: 基礎 1, S_s-N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.50s)
 解析ケース①: 基本ケース

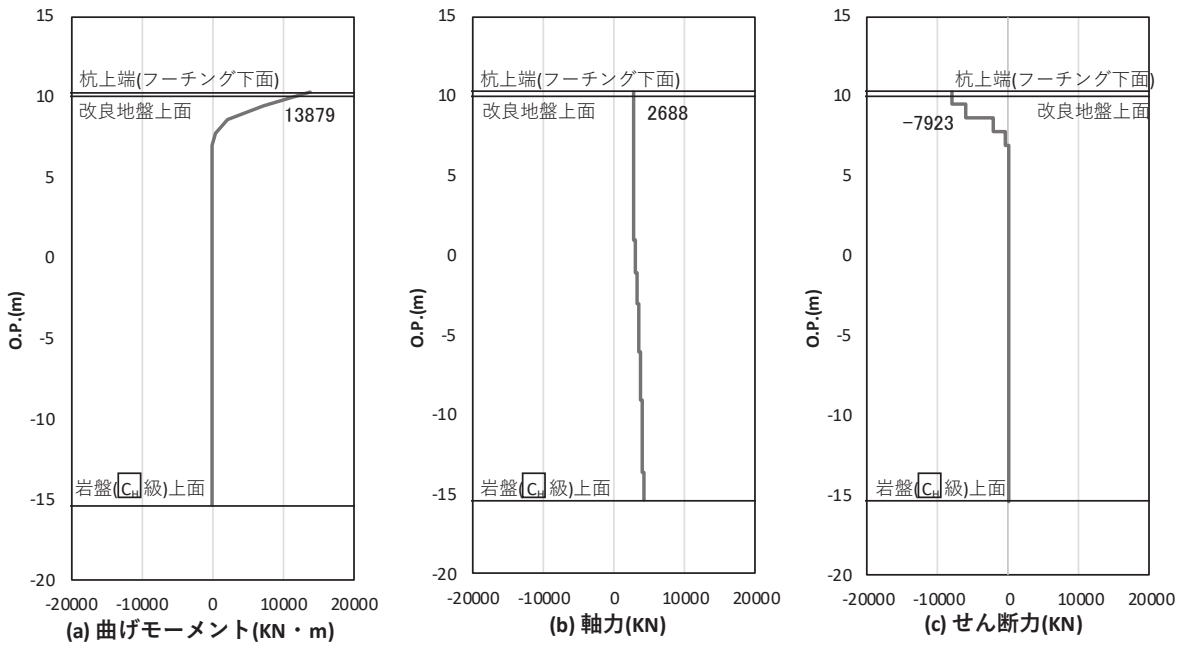


図 4-21(3) 場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 (—), 桁軸方向加振時, t = 29.99s)
 解析ケース① : 基本ケース

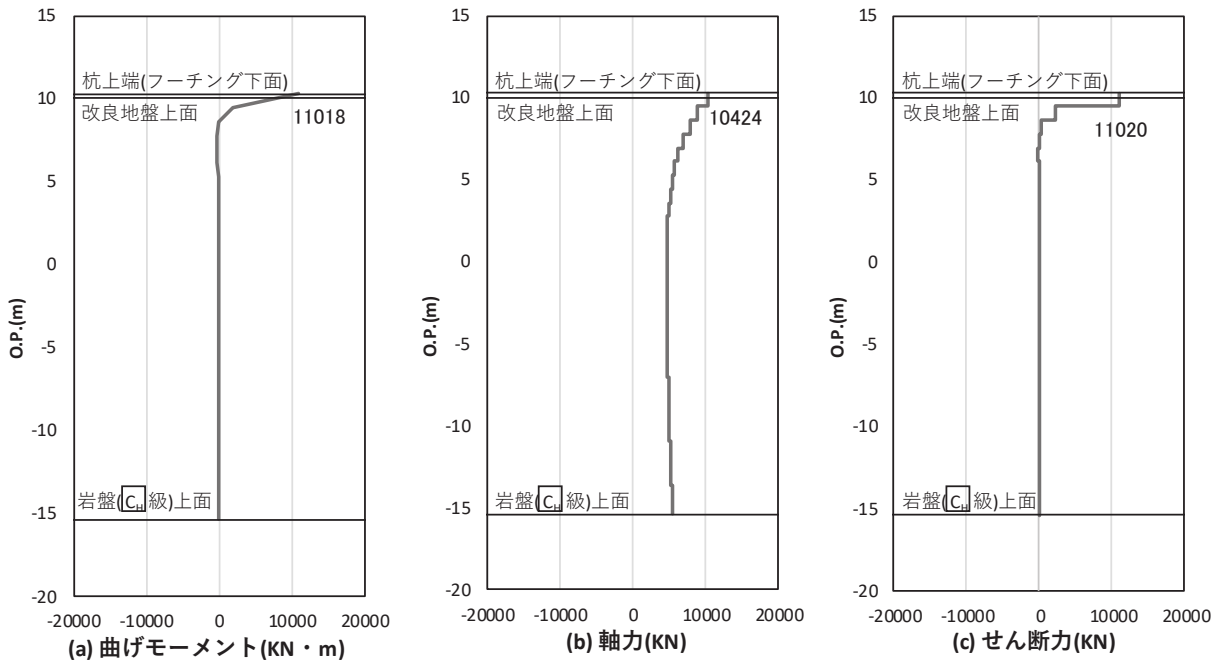


図 4-21(4) 場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 1 (+), 桁軸直交方向加振時, t = 35.28s)
 解析ケース① : 基本ケース

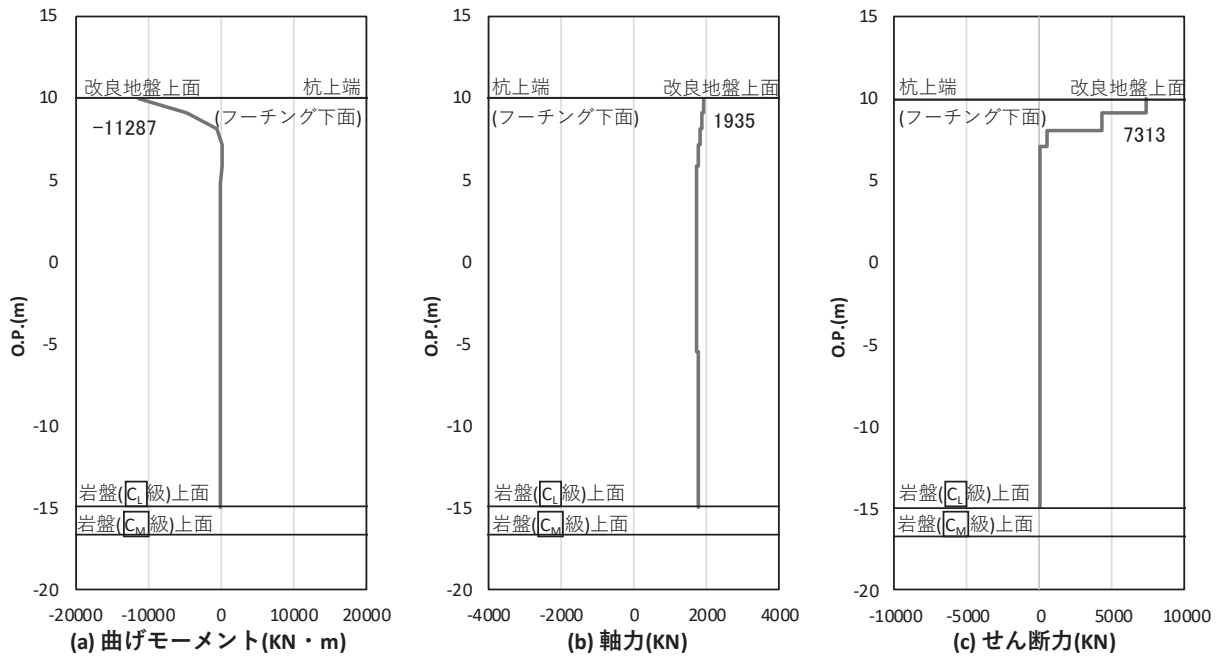


図 4-21(5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1: 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 24.00s)
 解析ケース①: 基本ケース

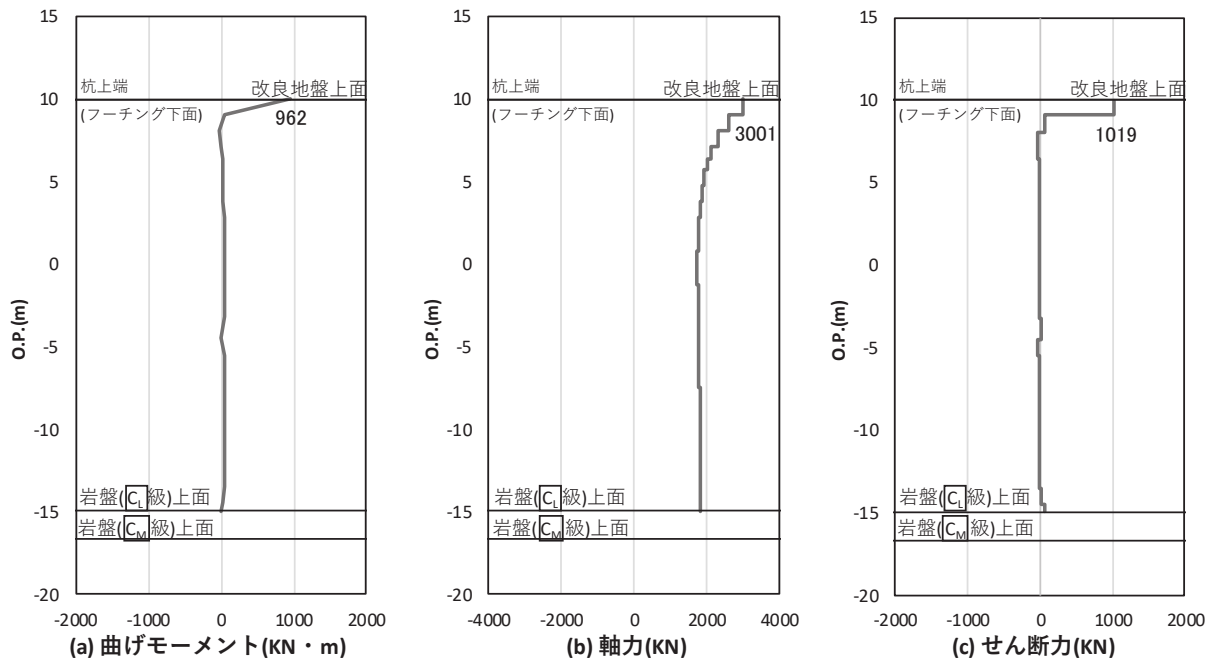


図 4-21(6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1: 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直角方向加振時, t = 7.50s)
 解析ケース①: 基本ケース

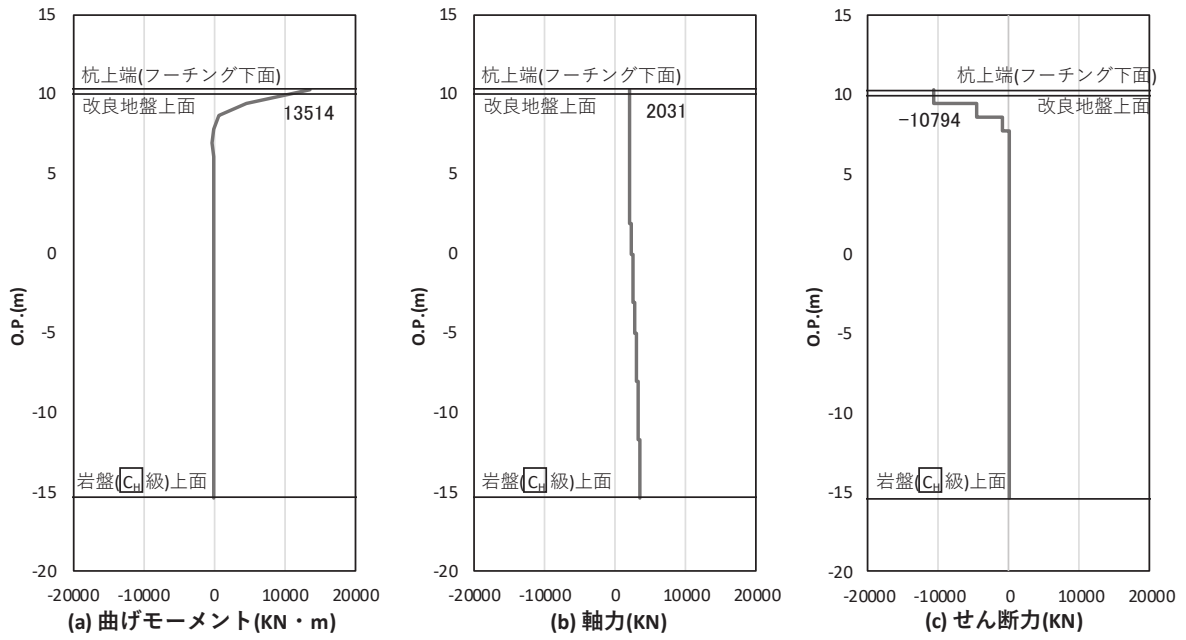


図 4-21(7) 場所打ちコンクリート杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 (- -) , 桁軸方向加振時, t = 29.99s)
 解析ケース① : 基本ケース

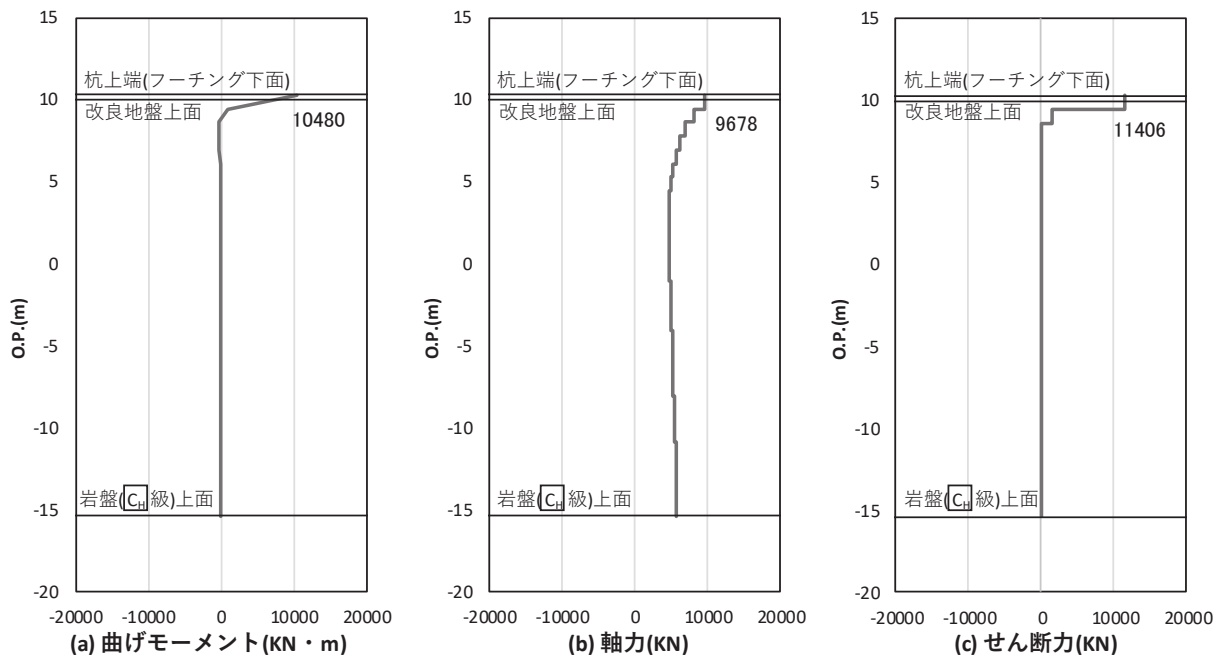


図 4-21(8) 場所打ちコンクリート杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 1 (+ -) , 桁軸直交方向加振時, t = 35.27s)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

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）

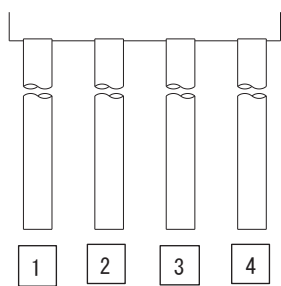
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
				せん断力 (kN)			
基礎 1-2 (上杭)	S s - D 2 (++)	桁軸	①	7313	151	260	0.59
基礎 1-4 (上杭)	S s - N 1 (++)	桁軸 直交	①	1019	21	260	0.09

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)

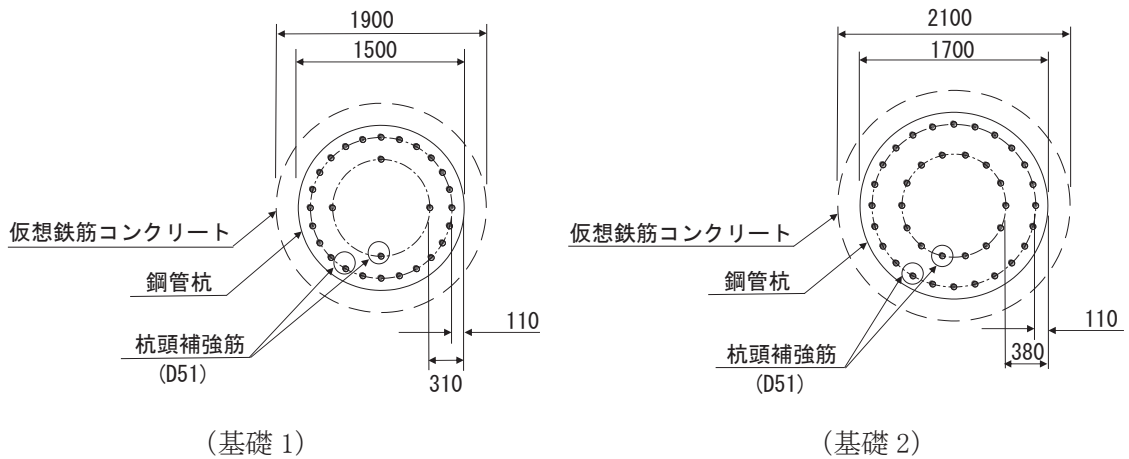


図 4-22 杭頭配筋概要図（鋼桁 1）

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

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 ²)	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

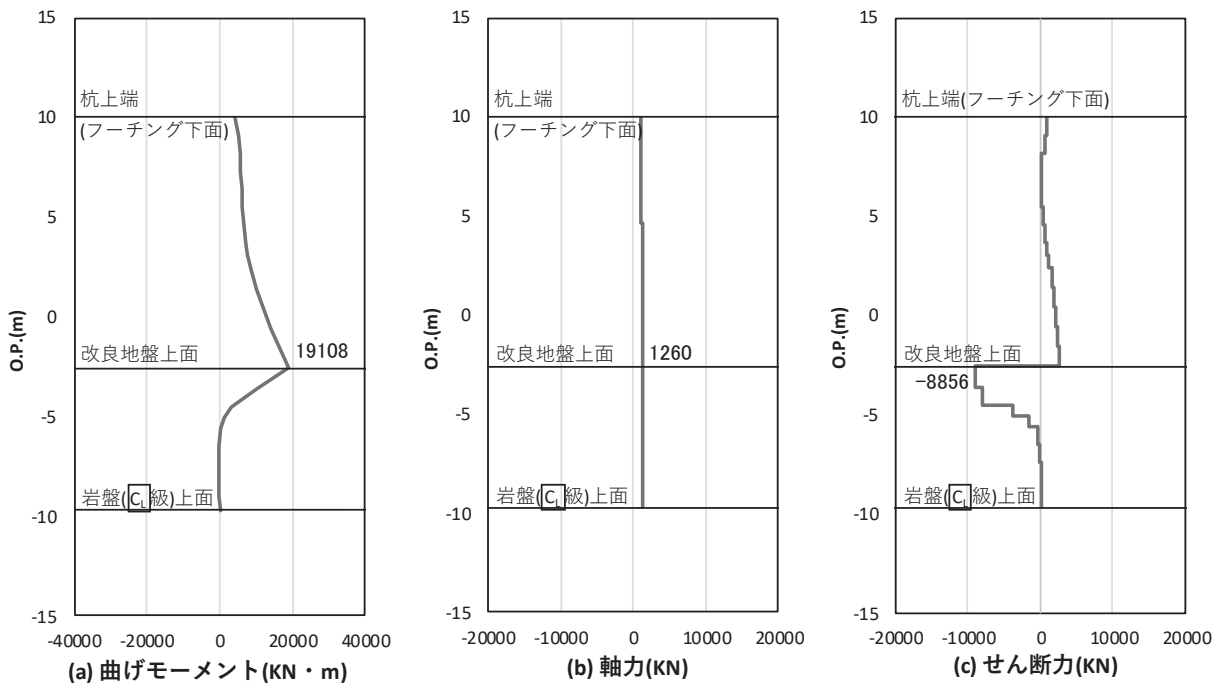


図 4-23(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 2 : 基礎 2, S s - N 1 (- +) , 桁軸方向加振時, t = 7.82s)
解析ケース① : 基本ケース

O 2 ③ VI-2-10-2-3-2 R 0

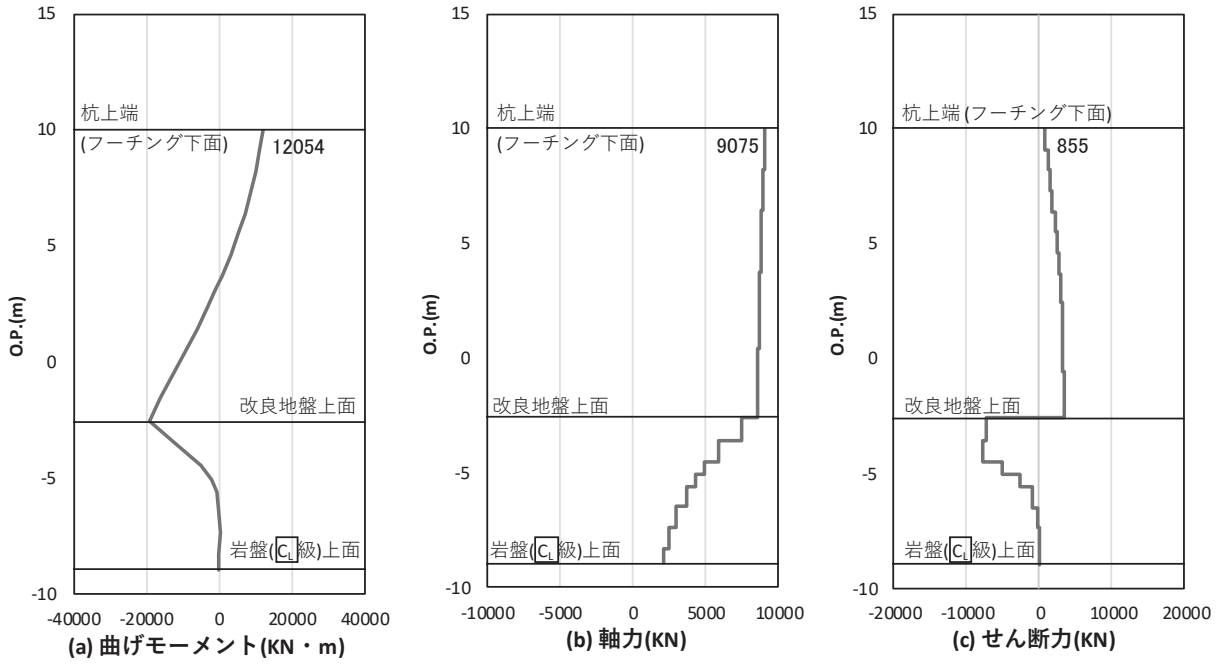


図 4-23(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 (- +), 桁軸直交方向加振時, t = 7. 83s)
 解析ケース① : 基本ケース

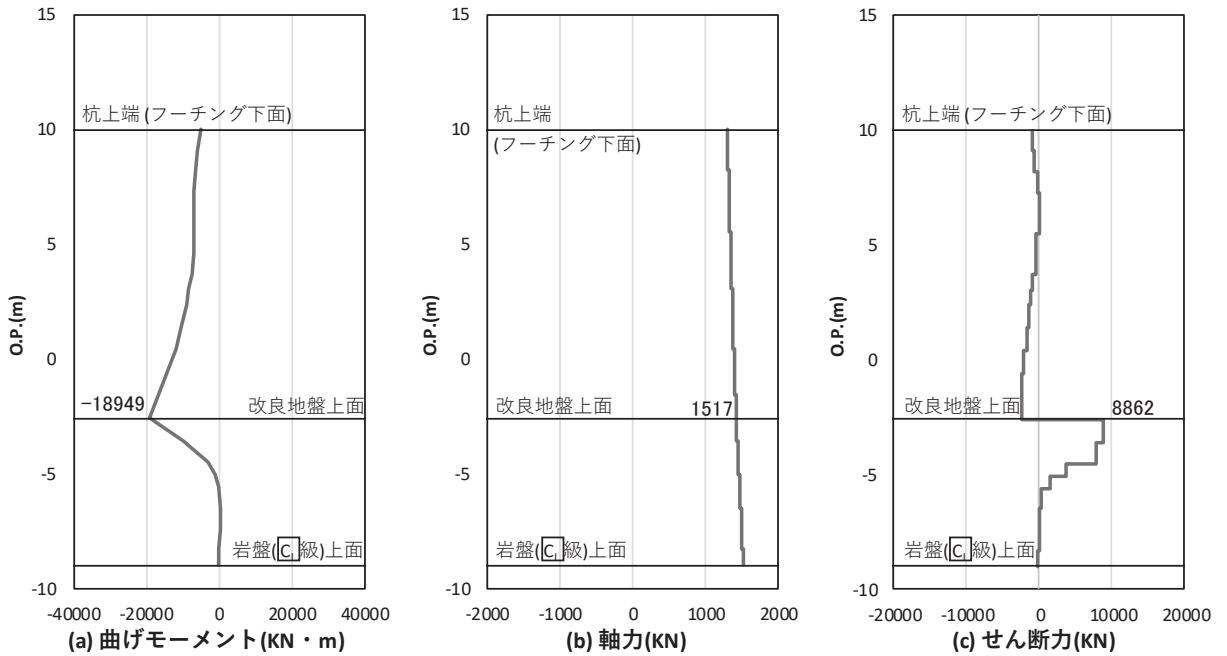


図 4-23(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 (+ +), 桁軸方向加振時 t = 7. 82s)
 解析ケース① : 基本ケース

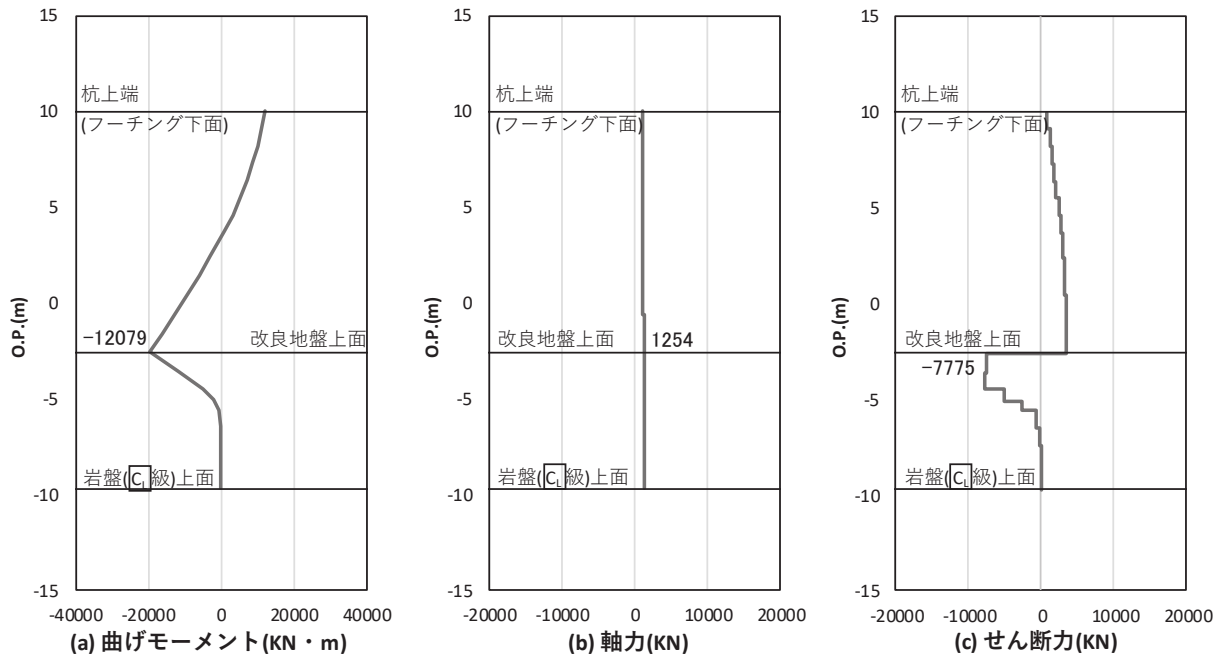


図 4-23(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 2 : 基礎 2, S s - N 1 (-+), 桁軸直交方向加振時, t=7.82s)
 解析ケース① : 基本ケース

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)

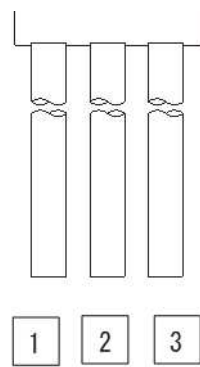
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
基礎 2-3 (中杭②)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	19108	1260	26105	0.74
基礎 1-1 (上杭)	S s - N 1 (-+)	桁軸直交	①	12054	9075	14121	0.86

表 4-18 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値 (鋼桁 2)

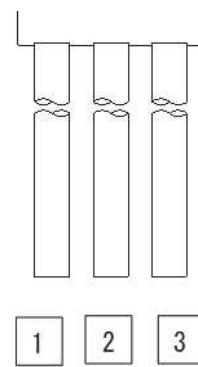
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
				せん断力 (kN)			
基礎 1-3 (中杭②)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	8862	108	260	0.42
基礎 2-2 (中杭②)	S s - N 1 (-+)	桁軸直交	①	7775	95	260	0.37

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)

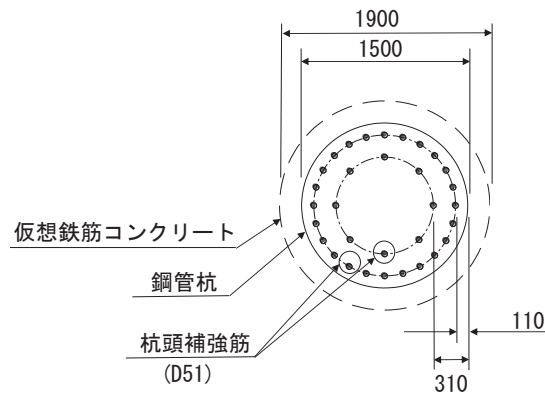


図 4-24 杭頭配筋概要図 (鋼桁 2)

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 ²)	断面係数 (mm ³)
鋼桁 3	φ 1500	SM570	O. P. 10.0m～ O. P. -6.2m	19	0.883×10 ⁵	0.322×10 ⁸

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 ²)	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

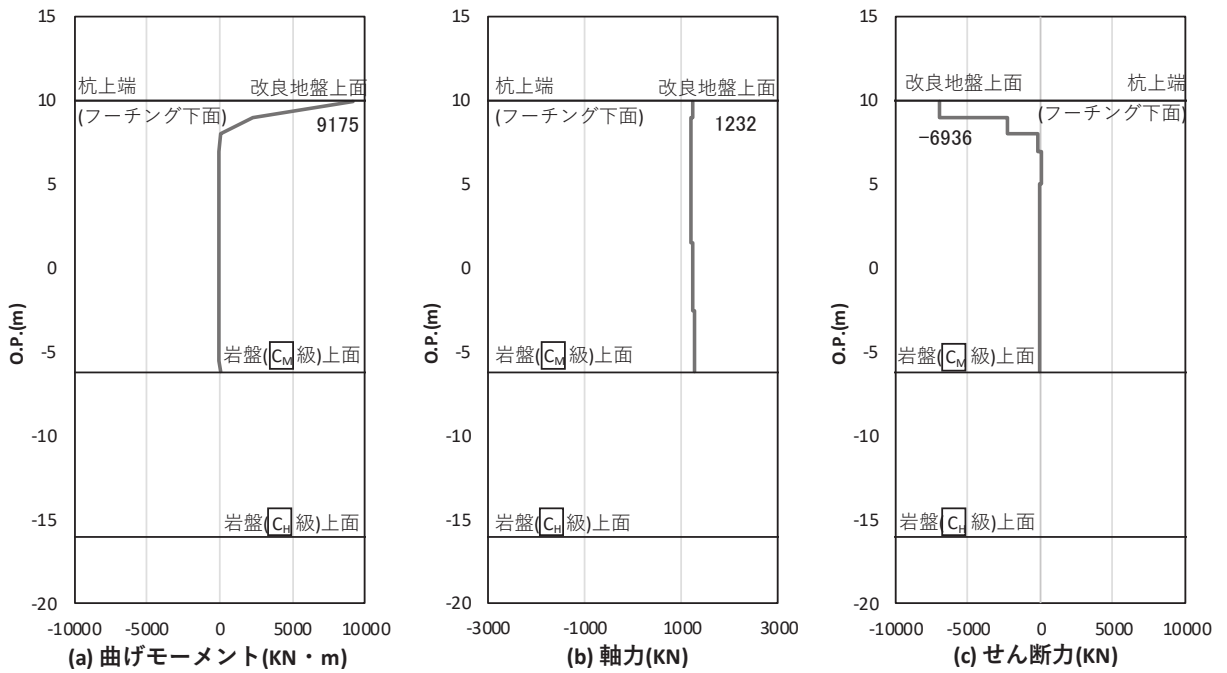


図 4-25(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 23.96s)
 解析ケース① : 基本ケース

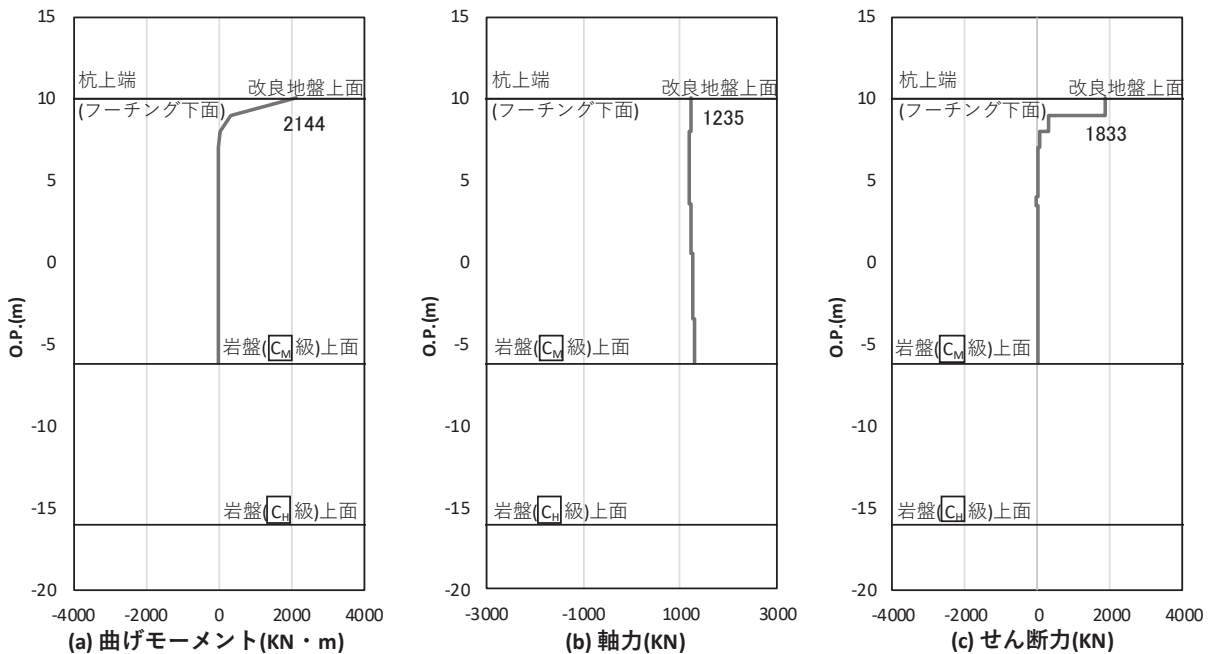


図 4-25(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 17.75s)
 解析ケース① : 基本ケース

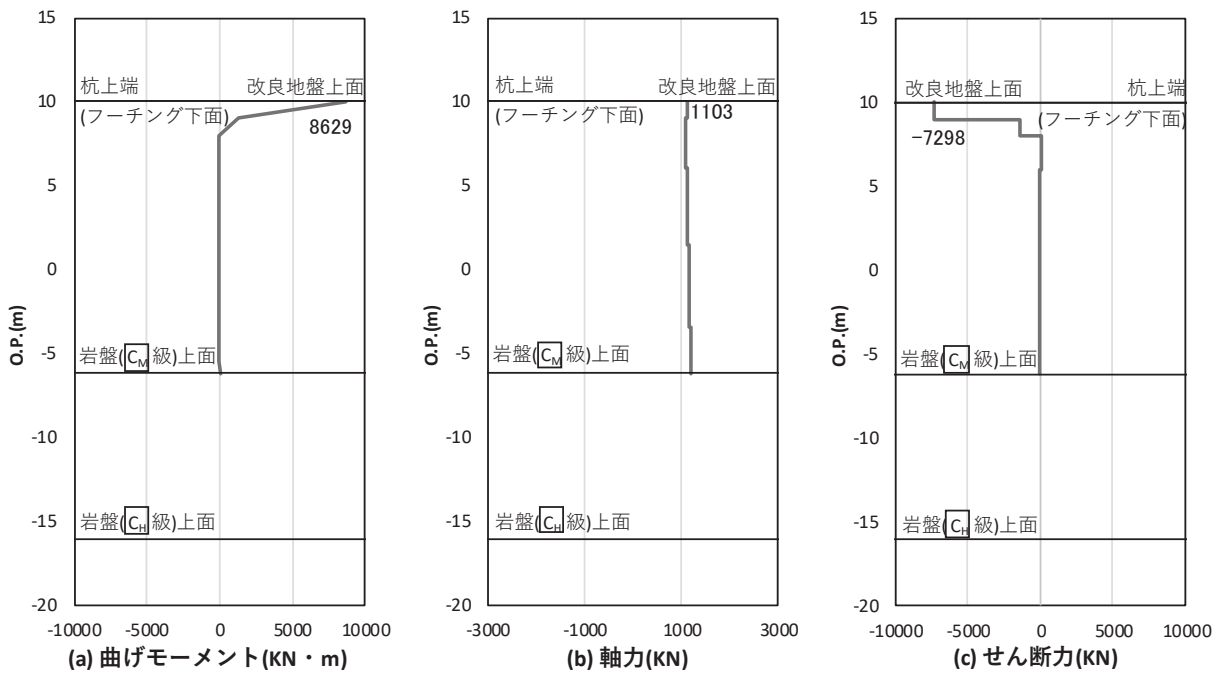


図 4-25 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 (+), 桁軸方向加振時, $t = 13.40s$)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

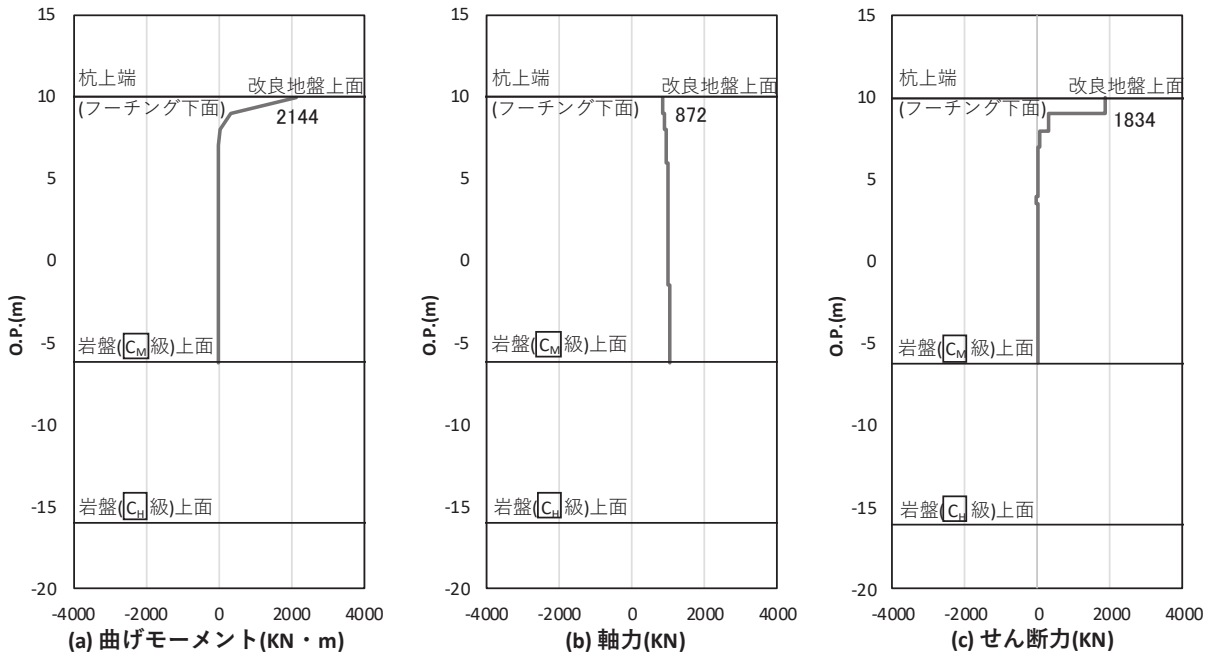


図 4-25 (4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 (+), 桁軸直交方向加振時, $t = 17.75s$)
 解析ケース① : 基本ケース

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）

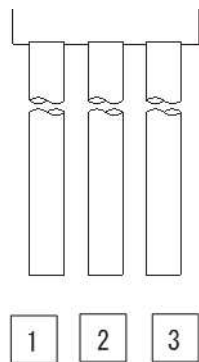
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
基礎 2-2	S s - D 2 (++)	桁軸	①	9175	1232	14053	0.66
基礎 2-2	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	2144	1235	14052	0.16

表 4-22 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 3）

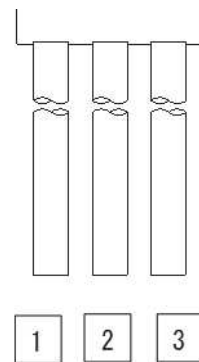
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
				せん断力 (kN)			
基礎 2-2	S s - D 2 (+-)	桁軸	②	7298	166	260	0.64
基礎 2-2	S s - D 2 (+-)	桁軸 直交	①	1834	42	260	0.17

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)

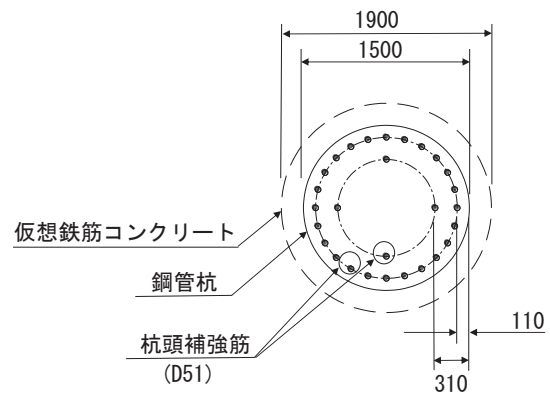


図 4-26 杭頭配筋概要図 (鋼桁 3)

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

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 ²)	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

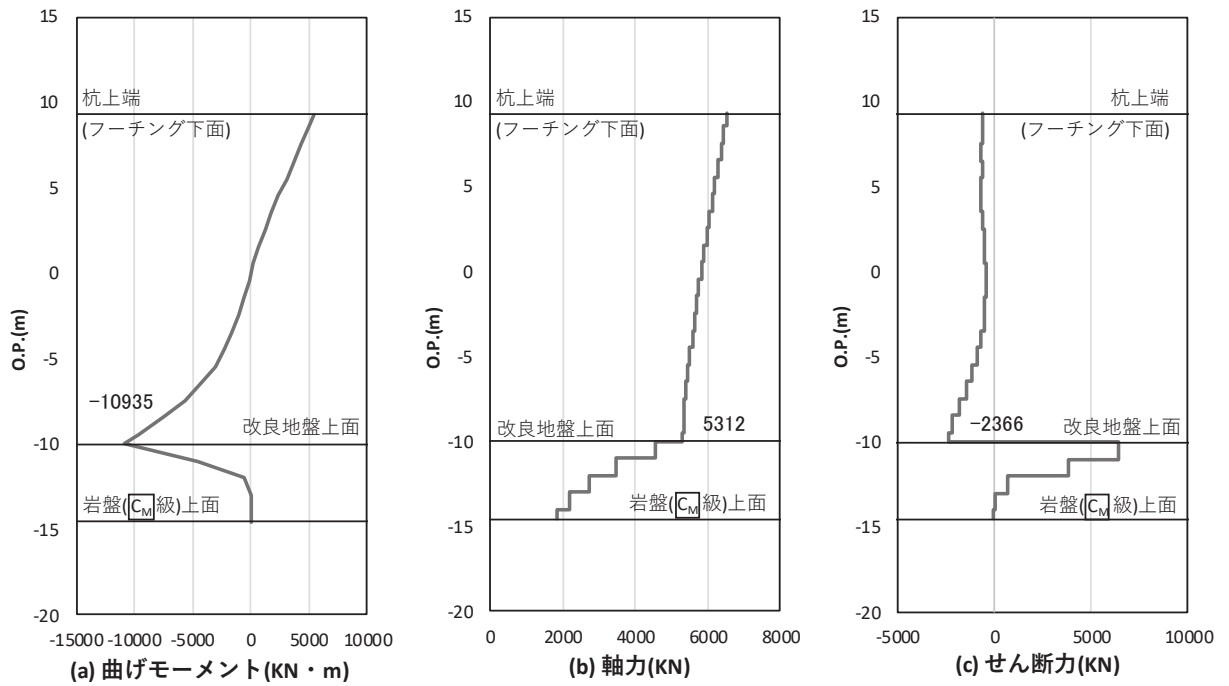


図 4-27(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 7.77s$)
 解析ケース① : 基本ケース

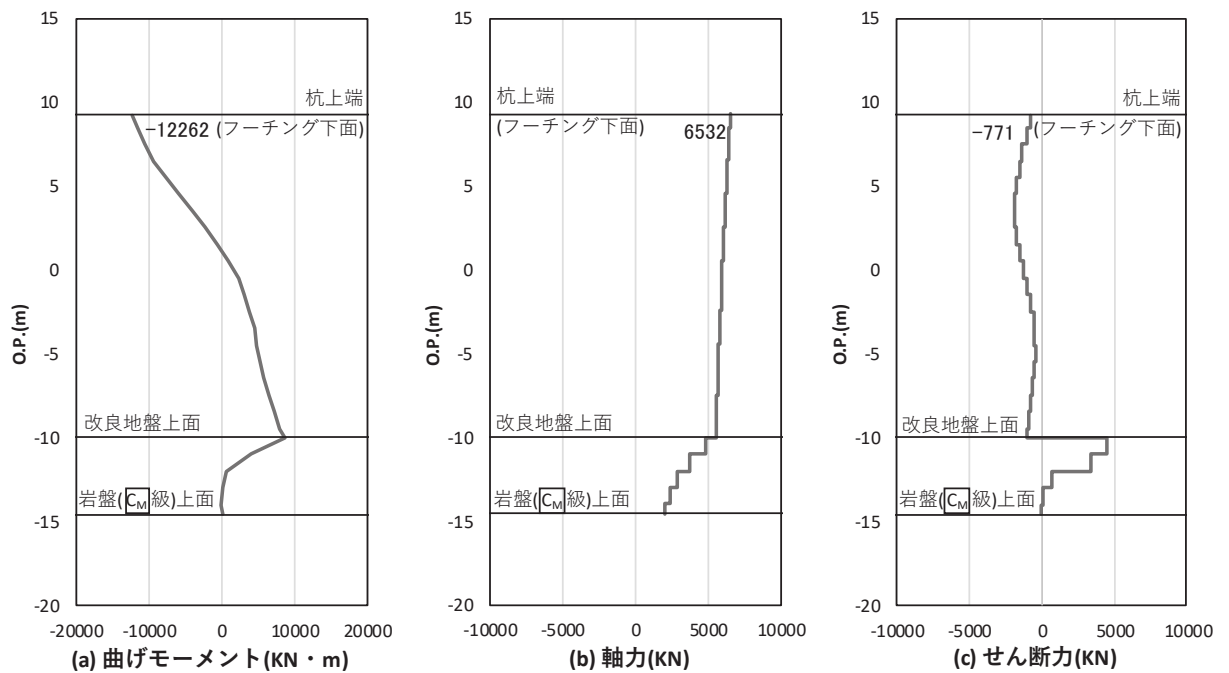


図 4-27(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (-+) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.87s$)
 解析ケース① : 基本ケース

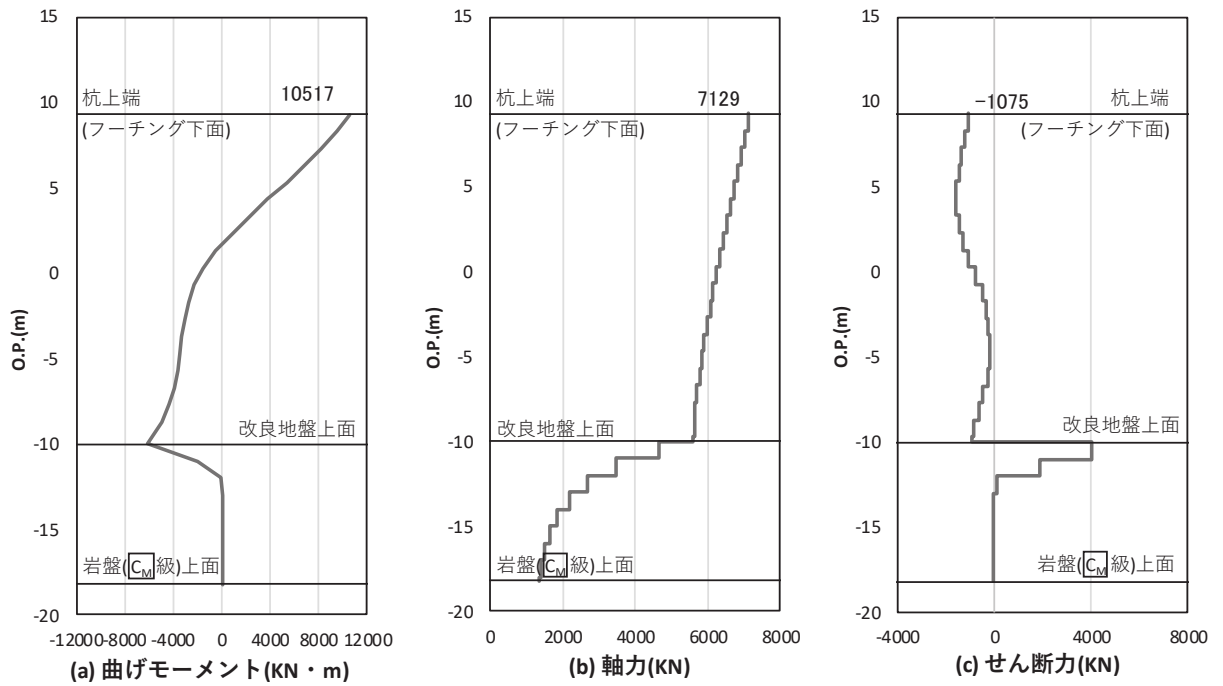


図 4-27(3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.88s)
 解析ケース① : 基本ケース

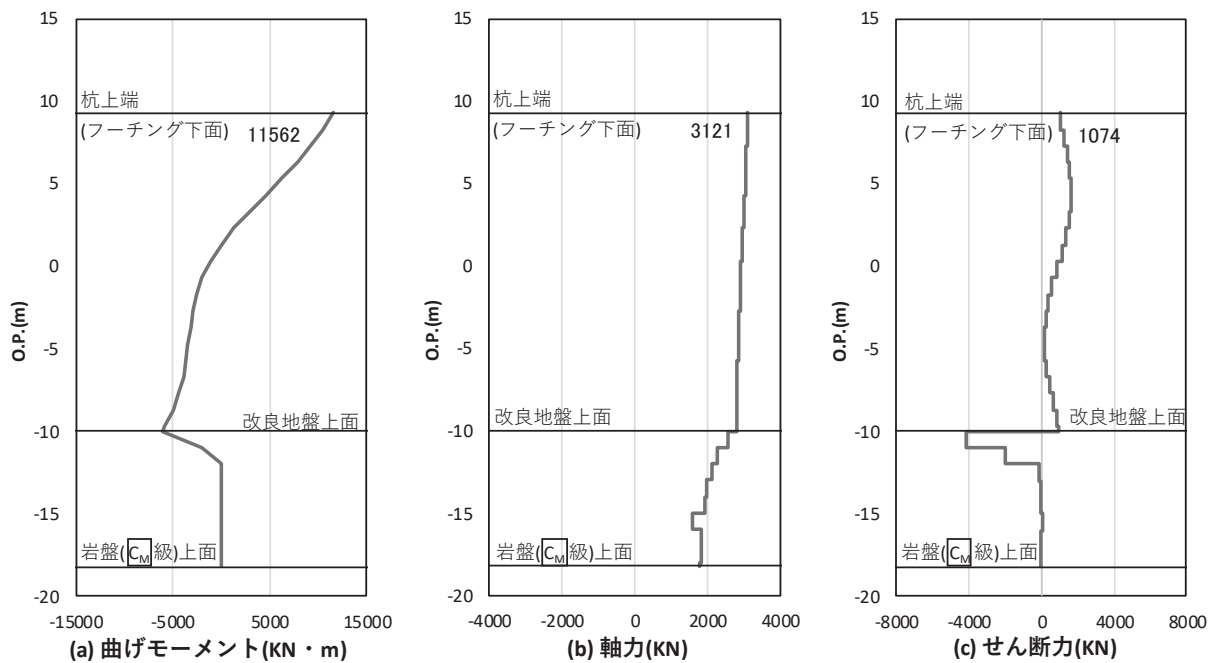


図 4-27(4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s)
 解析ケース① : 基本ケース

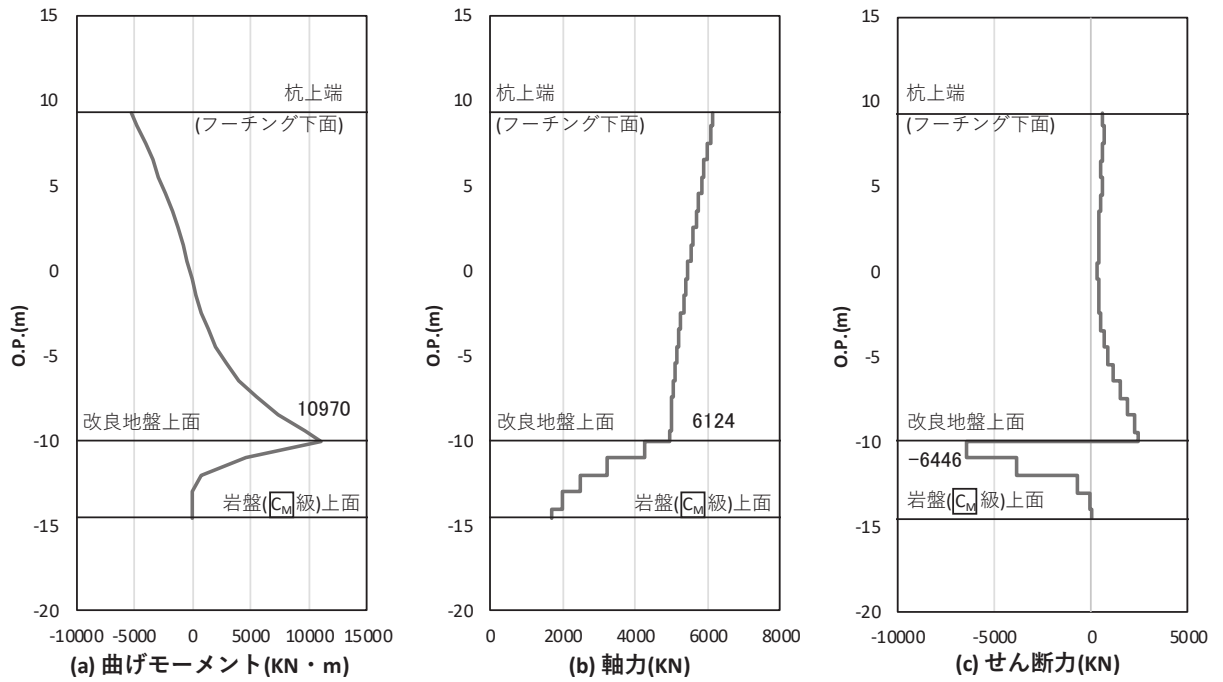


図 4-27 (5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (- +), 桁軸方向加振時, t = 7.76s)

解析ケース① : 基本ケース

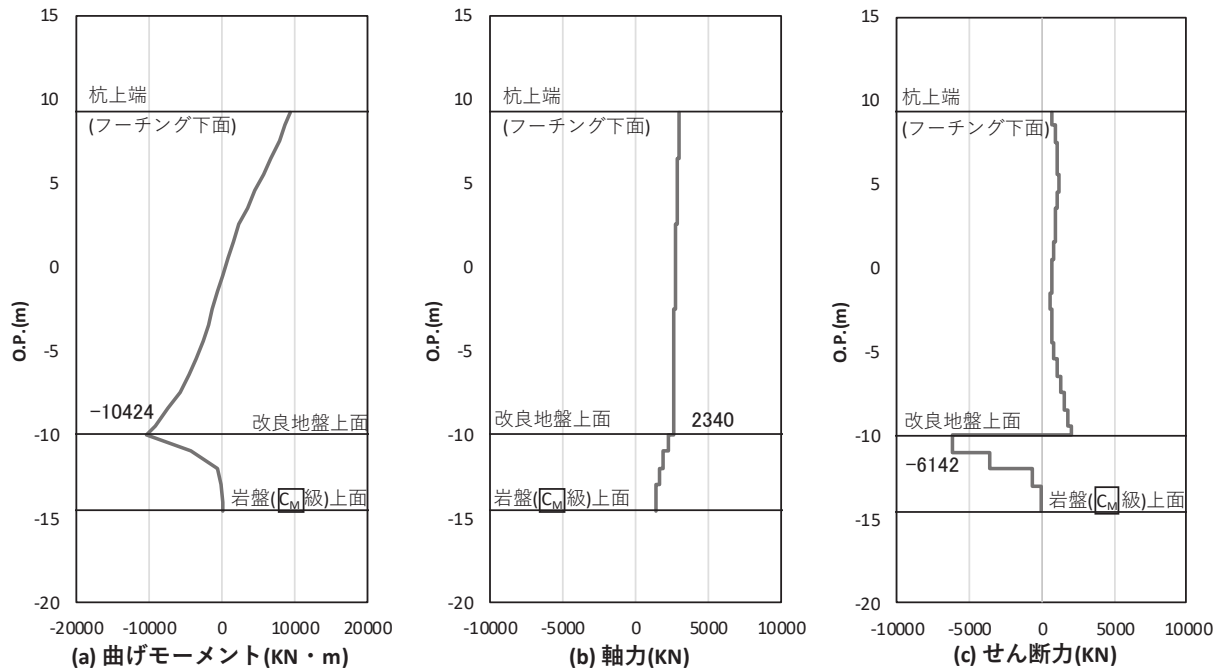


図 4-27 (6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (+ +), 桁軸直交方向加振時, t = 7.77s)

解析ケース① : 基本ケース

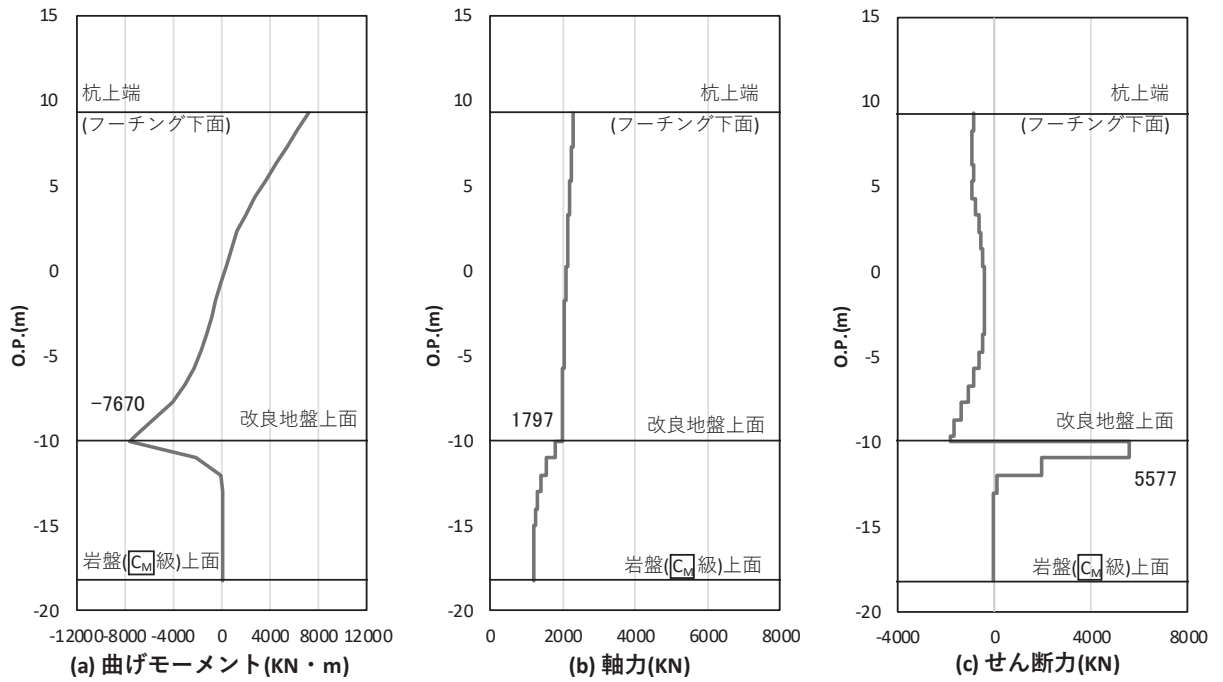


図 4-27 (7) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, $t = 7.76s$)

解析ケース① : 基本ケース

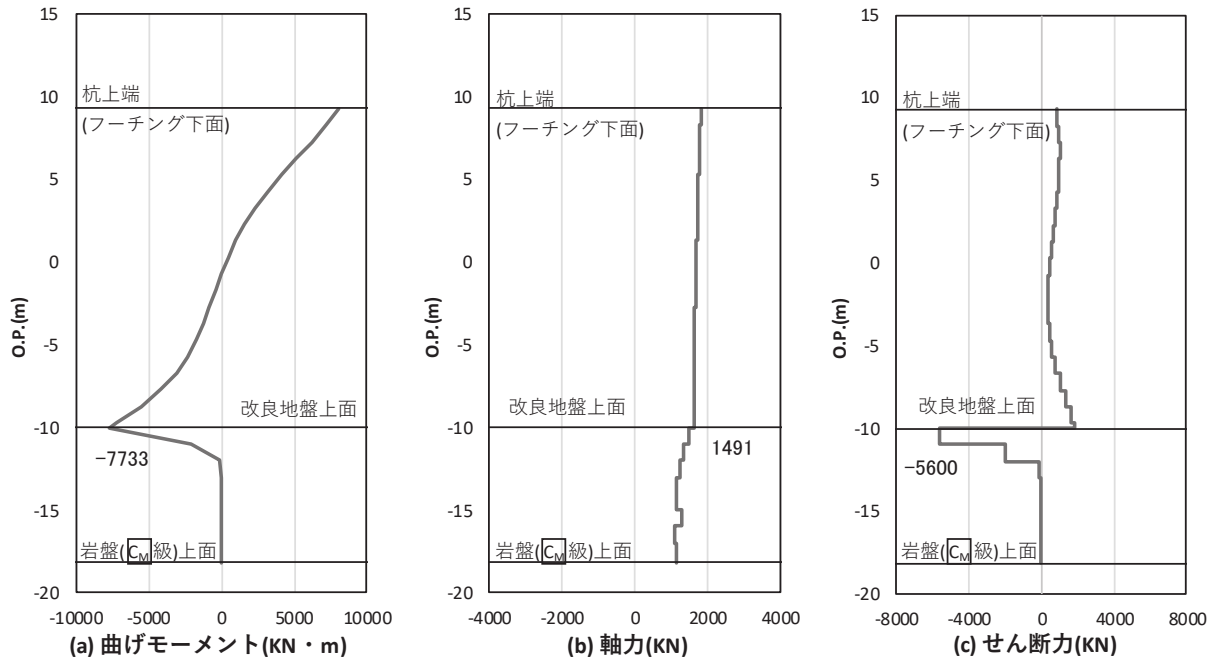


図 4-27 (8) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.76s$)

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 ²)	許容限界 (N/mm ²)	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

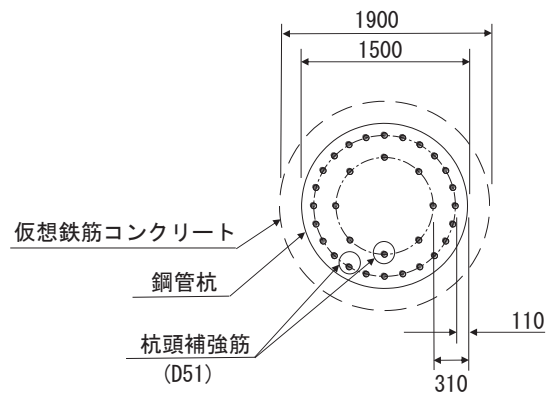
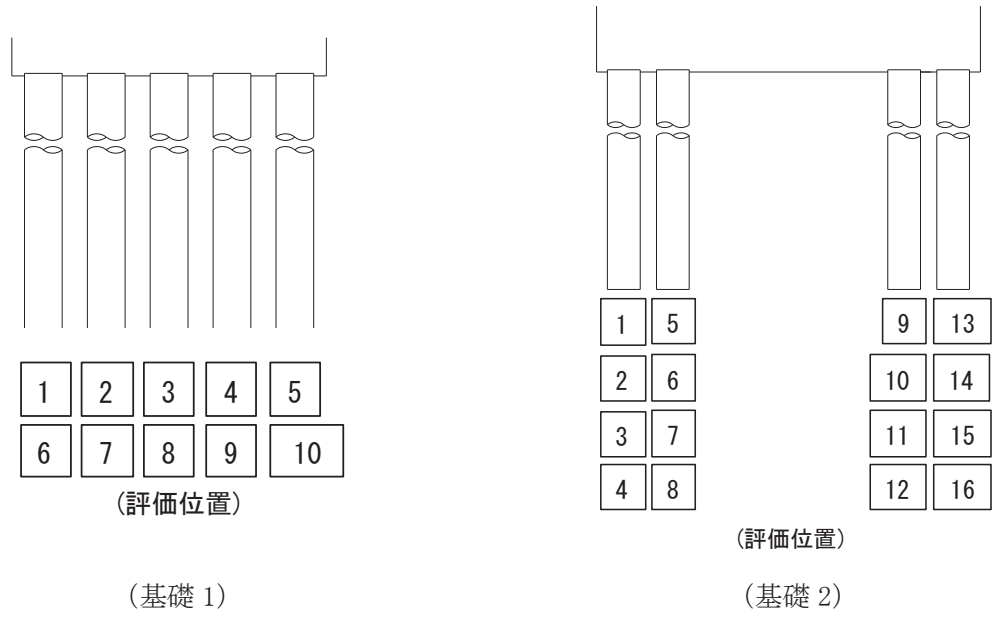


図 4-28 杭頭配筋概要図 (鋼桁 4)

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

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 ²)	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

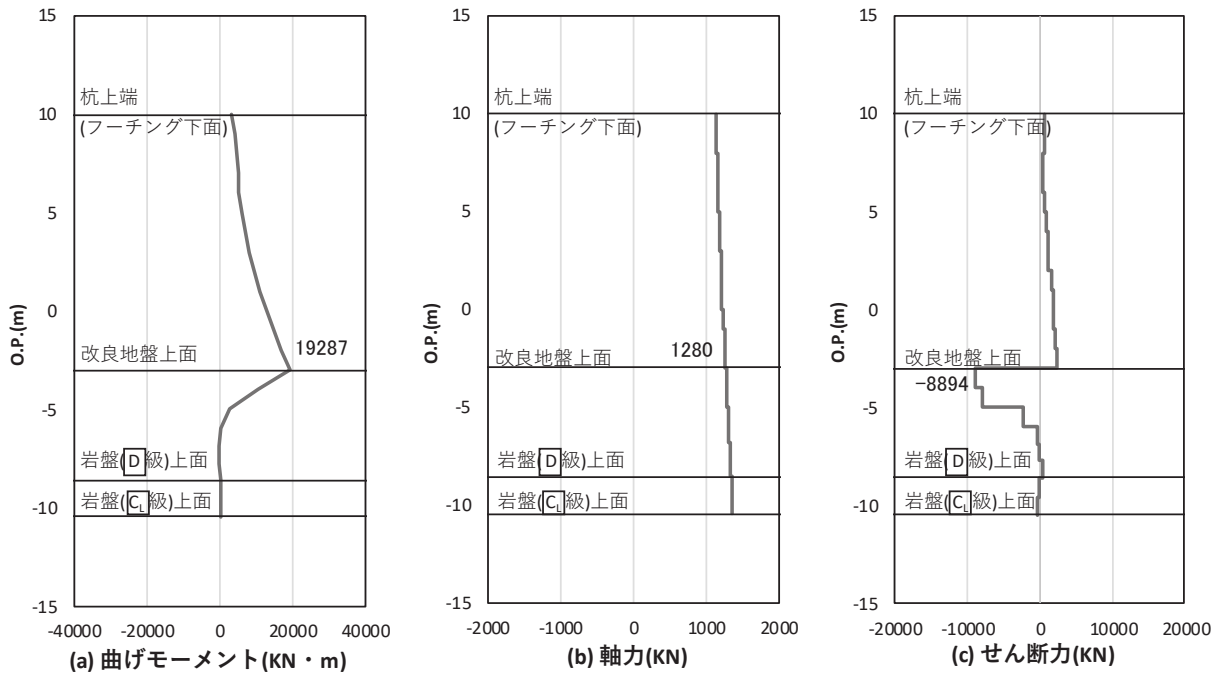


図 4-29(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (- +), 桁軸方向加振時, t = 7.84s)
 解析ケース① : 基本ケース

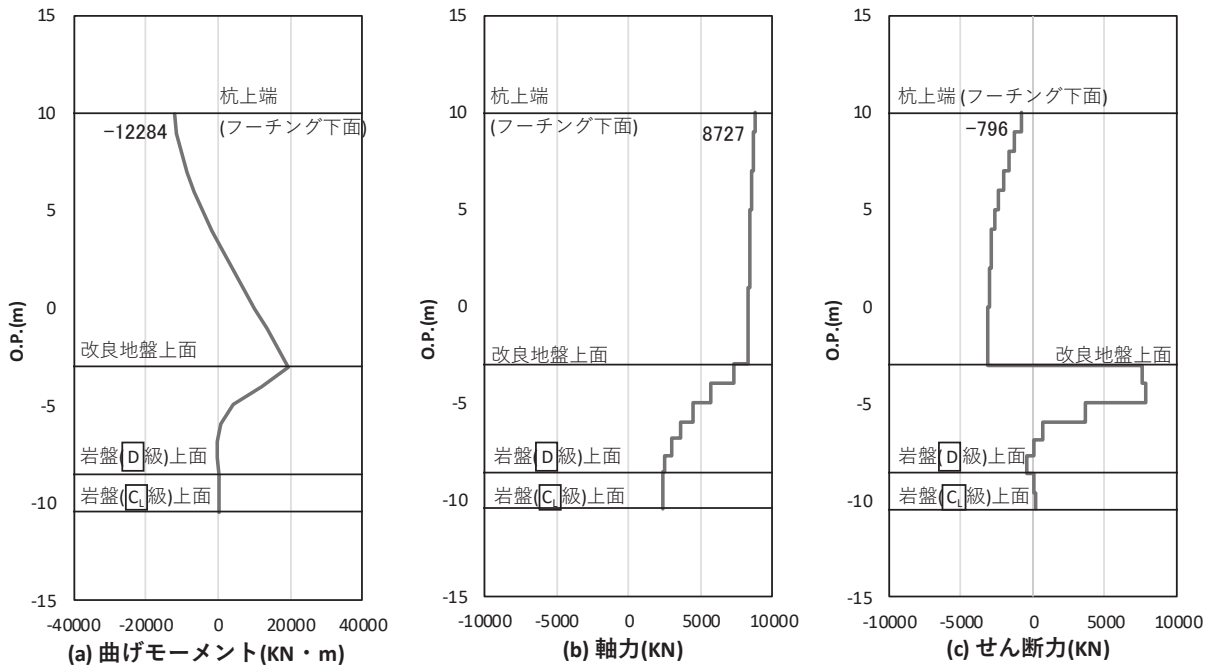


図 4-29(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (- +), 桁軸直交方向加振時, t = 7.84s)
 解析ケース① : 基本ケース

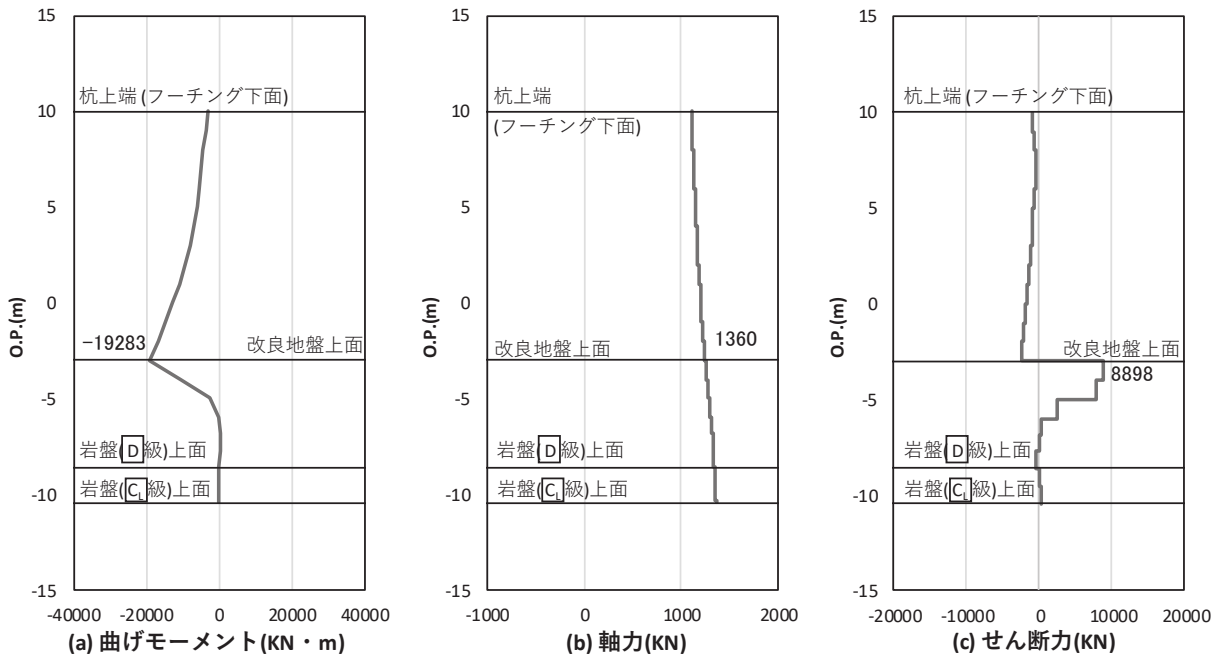


図 4-29(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.84s)
 解析ケース① : 基本ケース

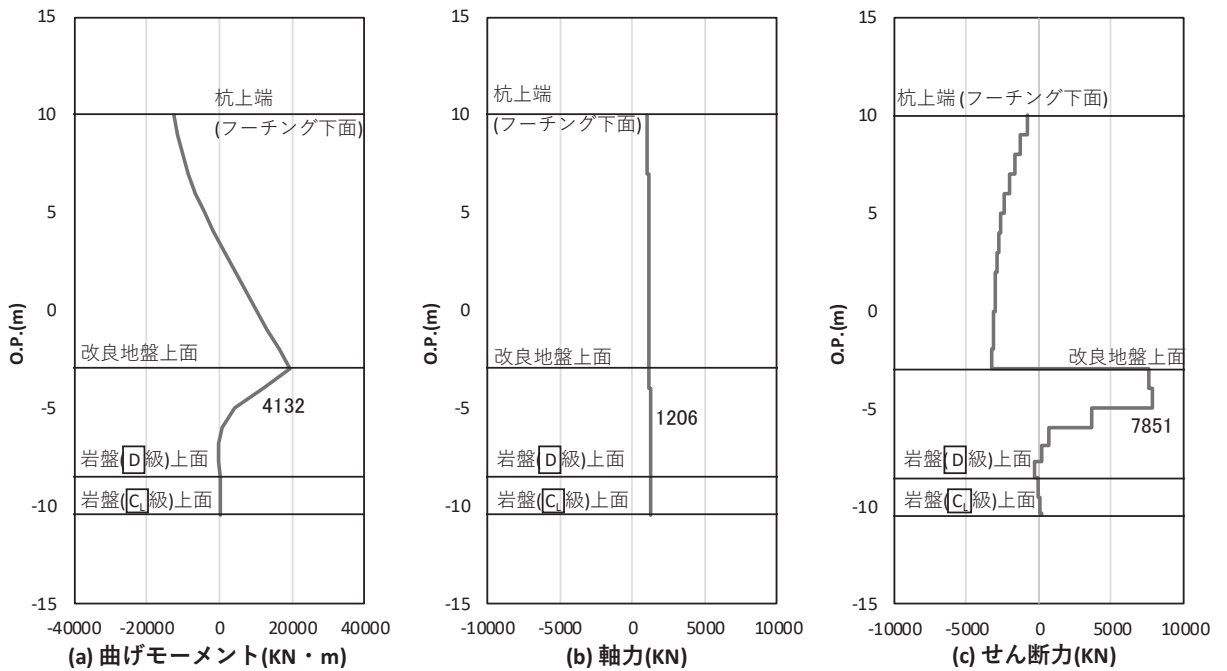


図 4-29(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (-+) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.83s)
 解析ケース① : 基本ケース

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）

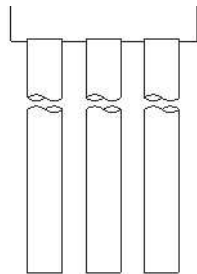
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
基礎 2-3 (中杭②)	S s - N 1 (-+)	桁軸	①	19287	1280	26098	0.74
基礎 2-1 (上杭)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12284	8727	13522	0.91

表 4-30 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 5）

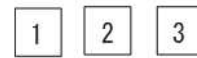
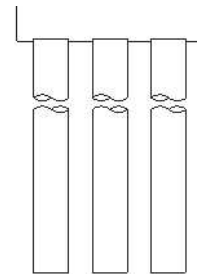
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
				せん断力 (kN)			
基礎 2-3 (中杭②)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	8898	108	260	0.42
基礎 2-2 (中杭②)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	7851	95	260	0.37

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)

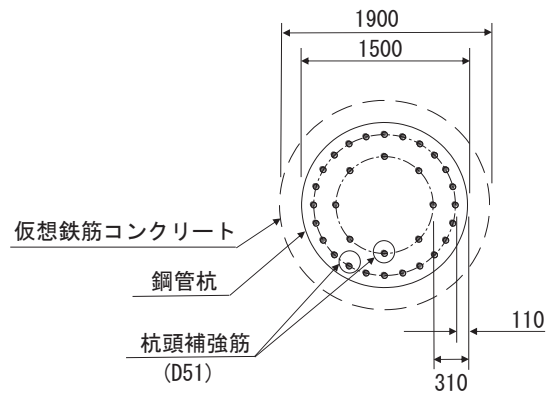


図4-30 杭頭配筋概要図(鋼桁5)

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

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 ²)	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

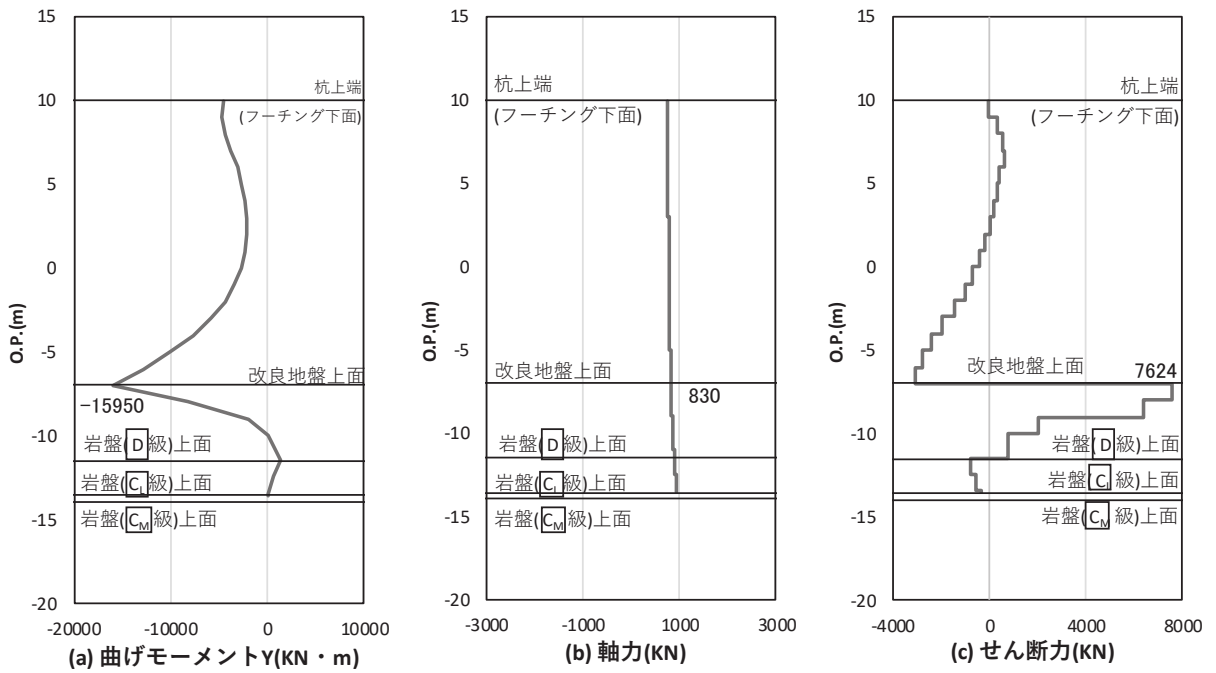


図 4-31(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.78s)

解析ケース① : 基本ケース

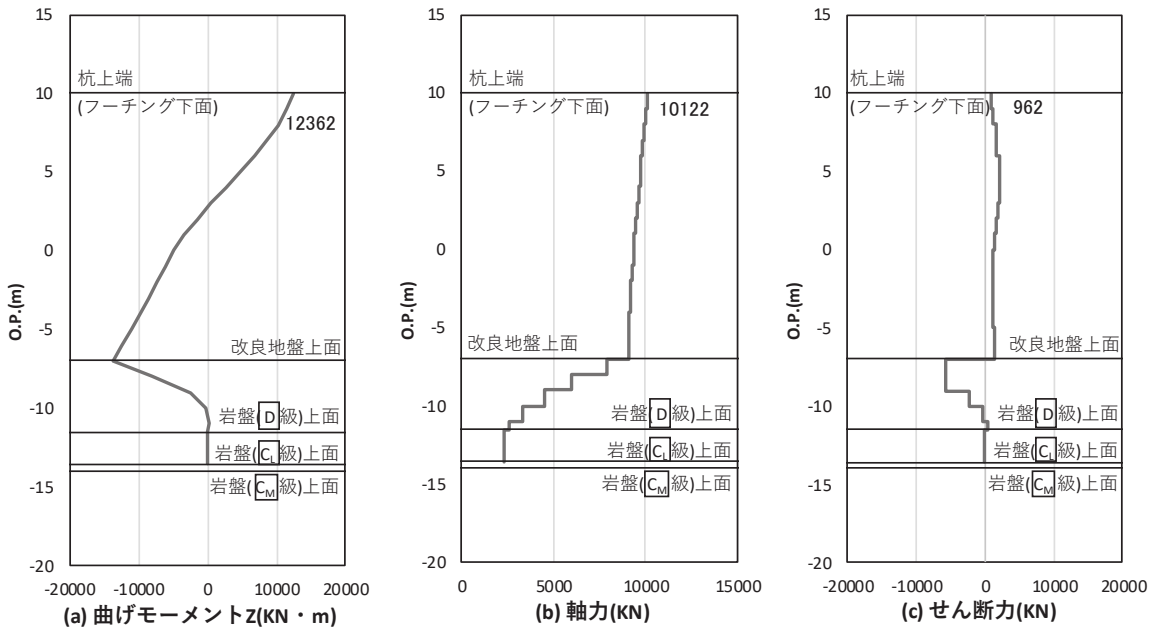


図 4-31(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (-+) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s)

解析ケース① : 基本ケース

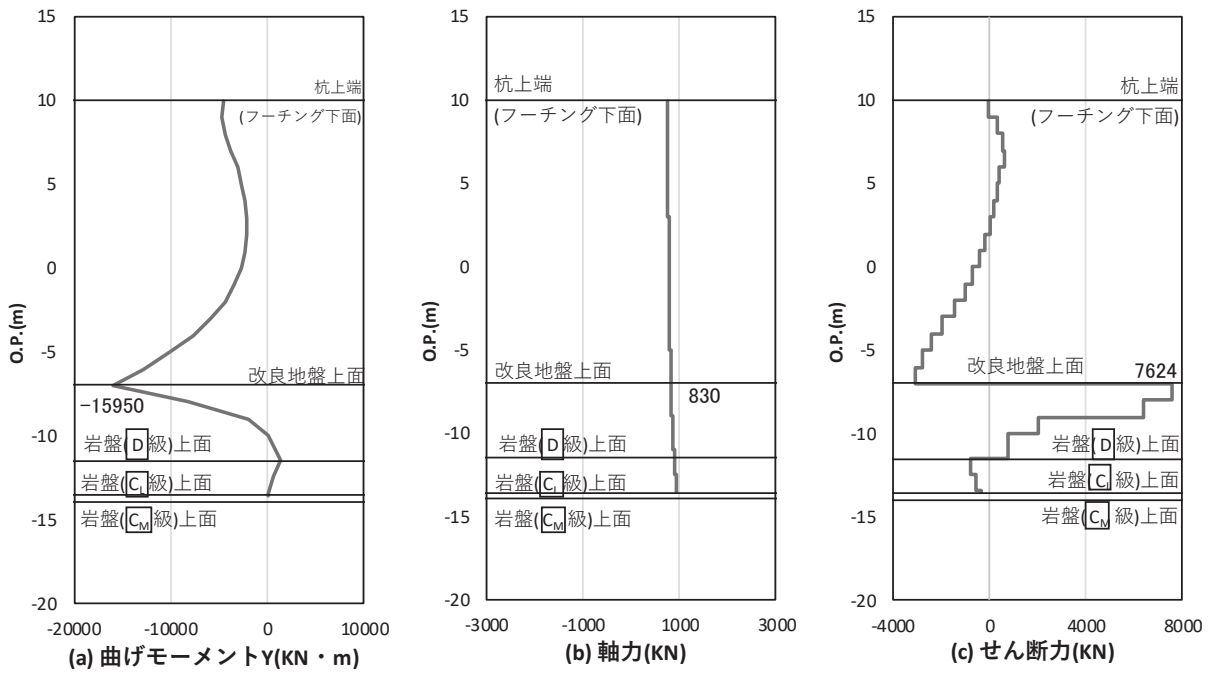


図 4-31(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.78s)

解析ケース① : 基本ケース

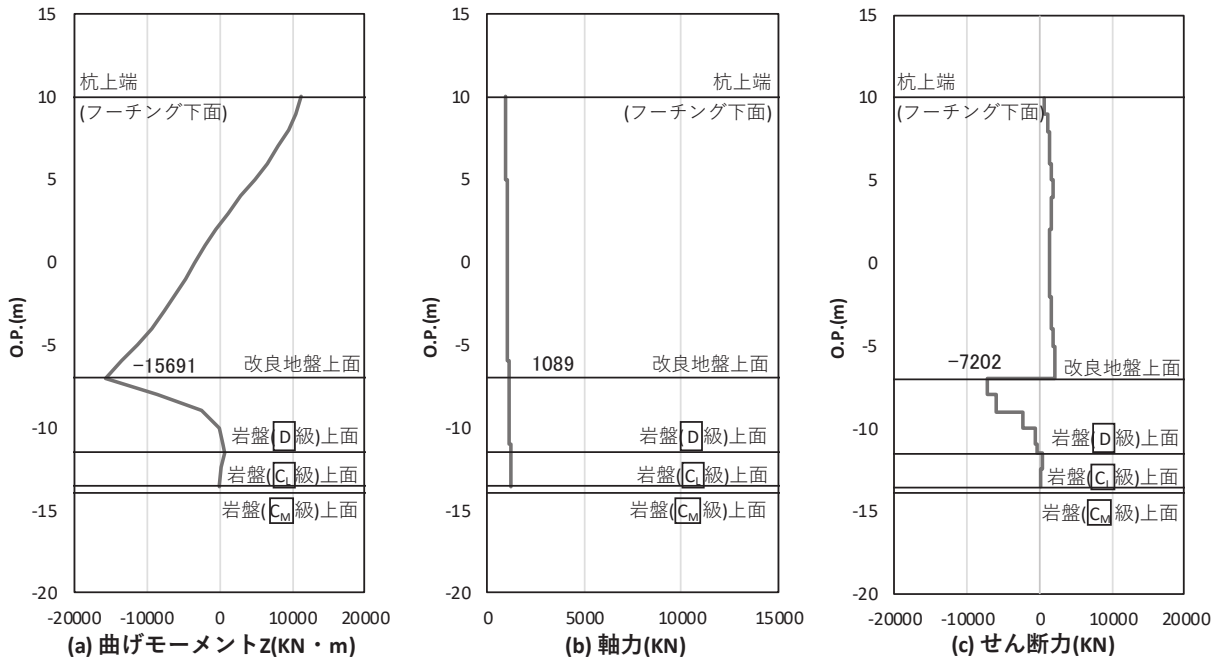


図 4-31(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, S s - N 1 (-+) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.81s)

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）

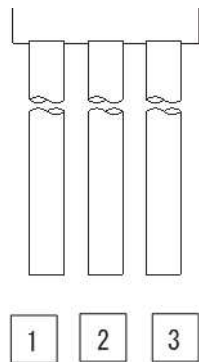
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
基礎 2-1 (中杭②)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	15950	830	26259	0.61
基礎 2-1 (上杭)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	12362	10122	13741	0.90

表 4-34 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 6）

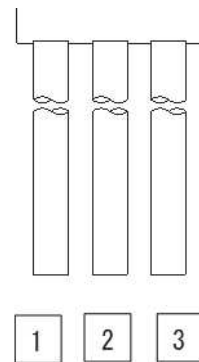
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
				せん断力 (kN)			
基礎 2-1 (中杭②)	S s - N 1 (++)	桁軸	①	7624	93	260	0.36
基礎 2-2 (中杭②)	S s - N 1 (-+)	桁軸 直交	①	7202	88	260	0.34

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)

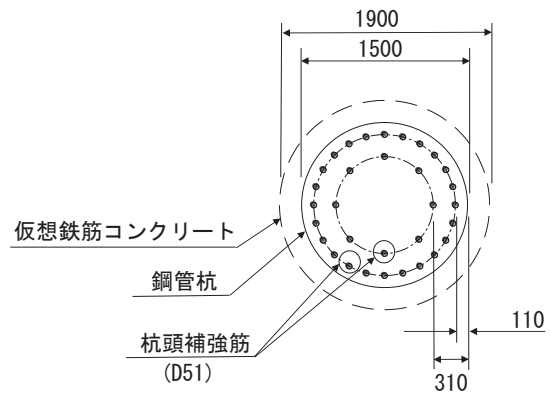


図 4-32 杭頭配筋概要図 (鋼桁 6)

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。

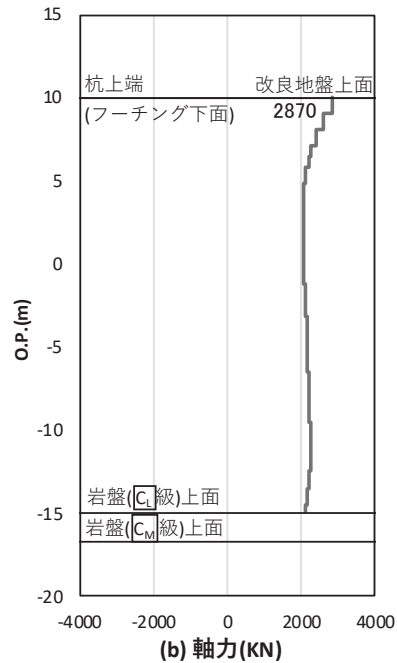


図4-33(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁1：基礎1，S_s-D1（+-），桁軸方向加振時，t = 37.44s）

解析ケース①：基本ケース

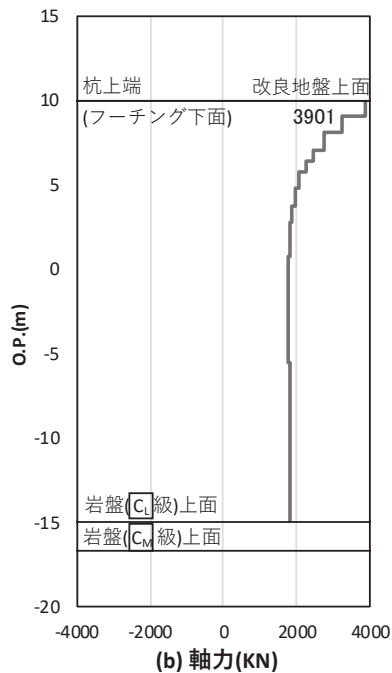


図4-33(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁1：基礎1，S_s-D2（-+），桁軸直交方向加振時，t = 17.70s）

解析ケース①：基本ケース

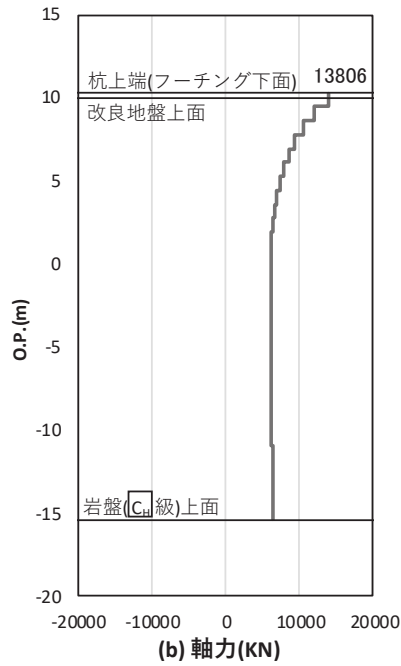


図 4-33(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み)
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 1 (- +) , 桁軸方向加振時, t = 18.09s)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

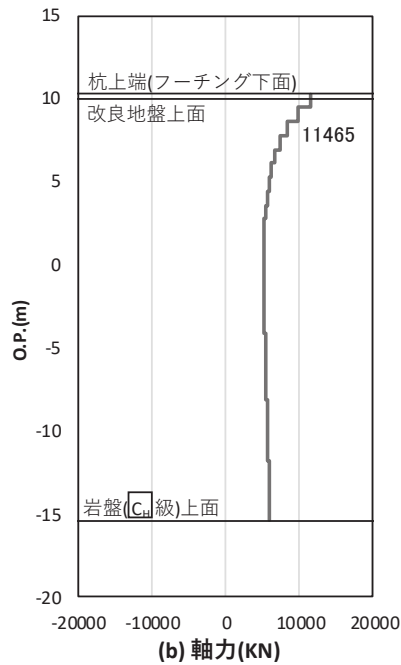


図 4-33(4) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み)
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S s - D 2 (- +) , 桁軸直交方向加振時, t = 23.57s)
 解析ケース① : 基本ケース

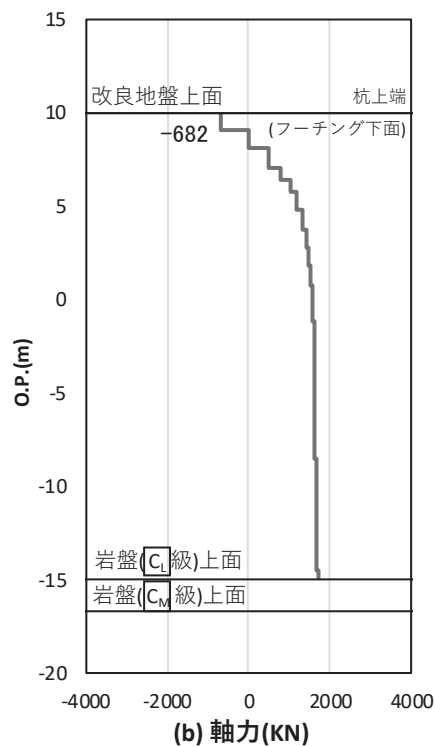


図 4-33(5) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 1：基礎 1, S s - D 2 (+-), 桁軸直交方向加振時, t = 17.70s)
 解析ケース①：基本ケース

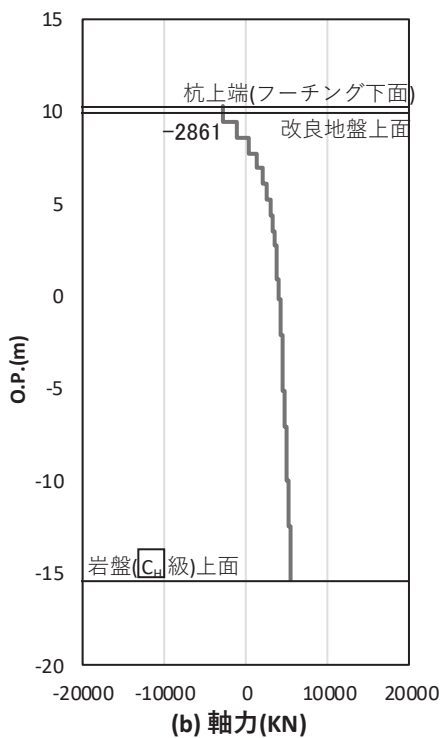


図 4-33(6) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 1：基礎 2, S s - D 2 (+-), 桁軸直交方向加振時, t = 23.57s)
 解析ケース①：基本ケース

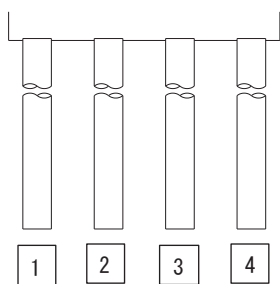
表 4-36 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 1）

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 ²) (a)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²) (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)

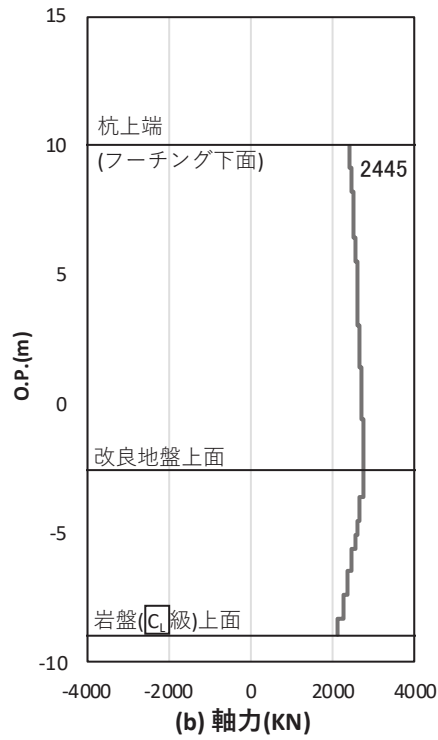


図 4-34(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - D 1 (+ -), 桁軸方向加振時, t = 20.39s)
 解析ケース① : 基本ケース

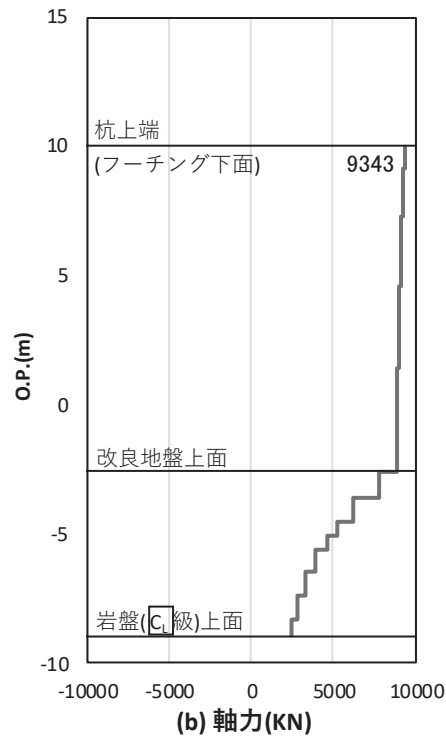


図 4-34(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 (+ +), 桁軸直交方向加振時, t = 7.84s)
 解析ケース① : 基本ケース

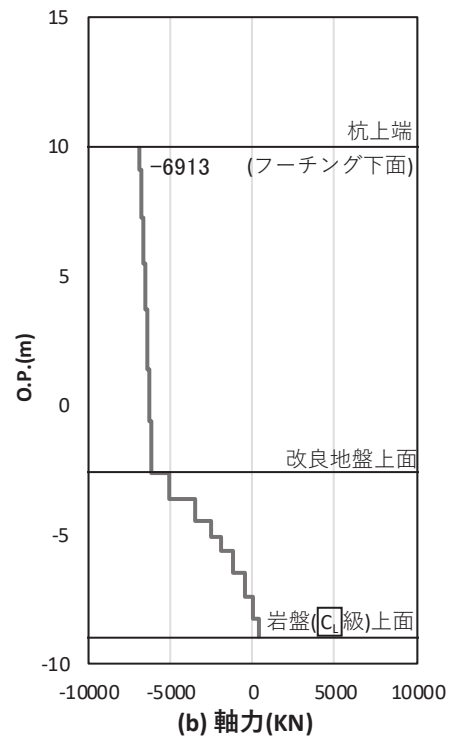


図 4-34(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.82s)
 解析ケース① : 基本ケース

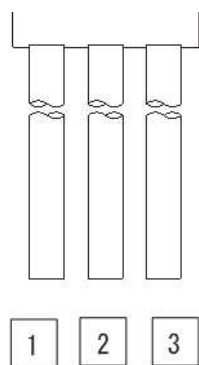
表 4-38 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 2）

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 ²) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm ²) (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

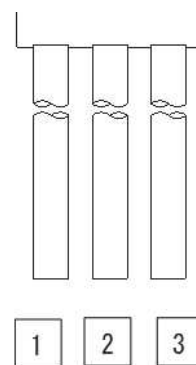
表 4-39 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 2）

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)

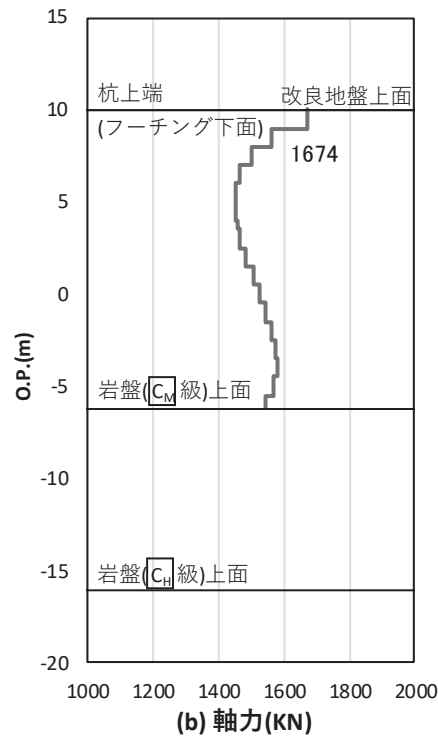


図 4-35(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み)
 (鋼桁 3 : 基礎 2, $S_s - D_2 (+ -)$, 桁軸方向加振時, $t = 11.43s$)
 解析ケース① : 基本ケース

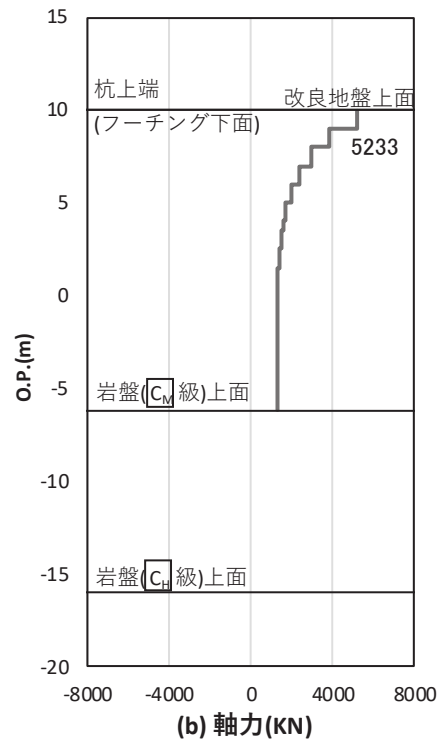


図 4-35(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み)
 (鋼桁 3 : 基礎 2, $S_s - D_2 (+ +)$, 桁軸直交方向加振時, $t = 17.75s$)
 解析ケース① : 基本ケース

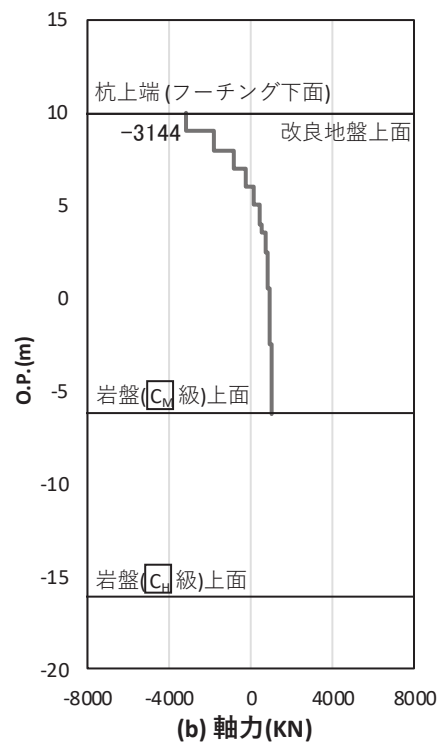


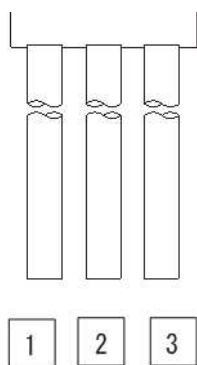
図 4-35(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S s - D 2 (+ -), 桁軸直交方向加振時, t = 17.75s)
 解析ケース① : 基本ケース

表 4-40 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 3）

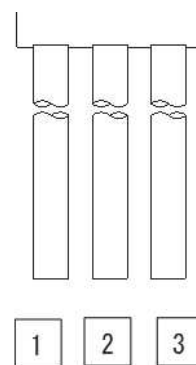
評価位置	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm ²) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
基礎 2-2	S s - D 2 (+-)	桁軸	①	1674	1.0	13.7	0.08
基礎 2-1	S s - D 2 (++)	桁軸 直交	①	5233	3.0	13.7	0.22

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)

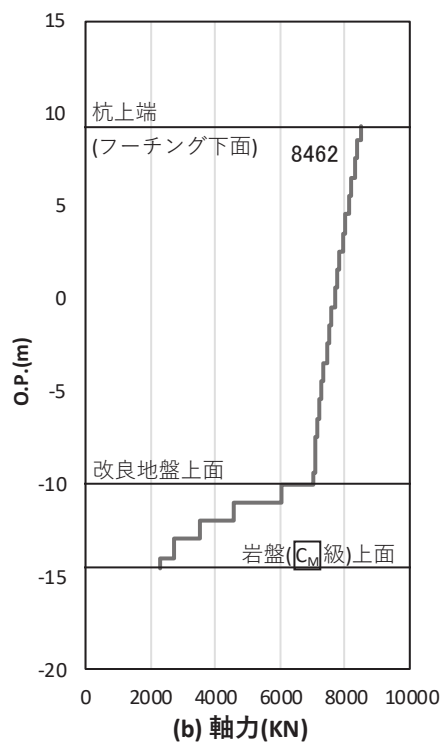


図 4-36(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.89s)
 解析ケース① : 基本ケース

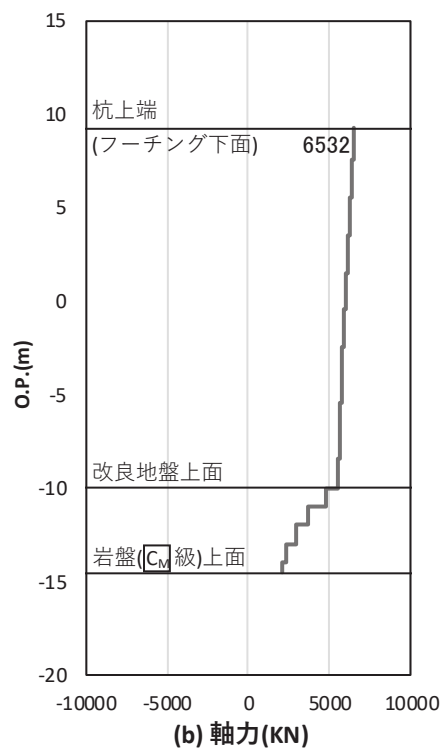


図 4-36(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (-+) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.87s)
 解析ケース① : 基本ケース

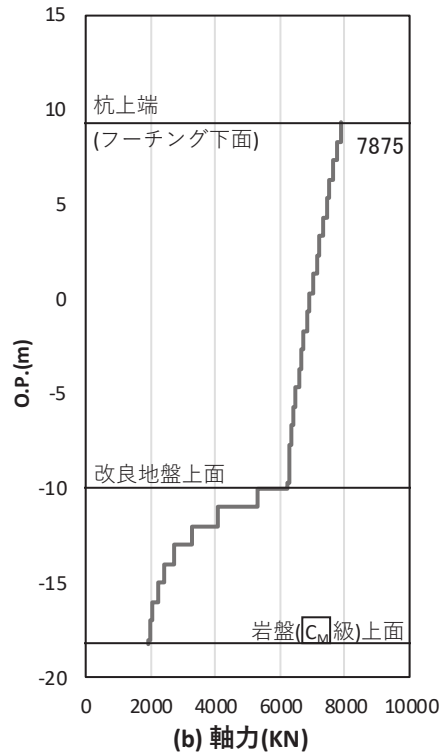


図 4-36(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (- +) , 桁軸方向加振時, t = 7.88s)
 解析ケース① : 基本ケース

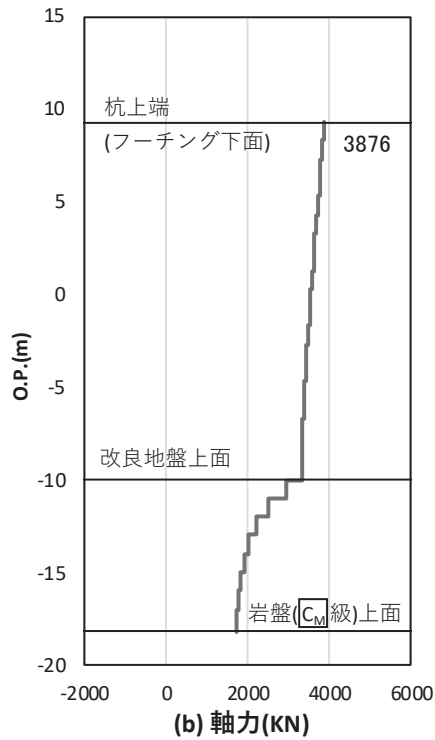


図 4-36(4) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (- +) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.88s)
 解析ケース① : 基本ケース

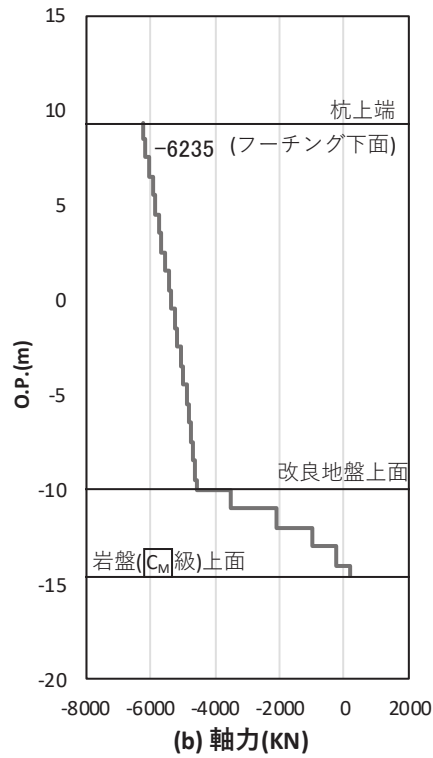


図 4-36(5) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸方向加振時, t = 7.90s)
 解析ケース① : 基本ケース

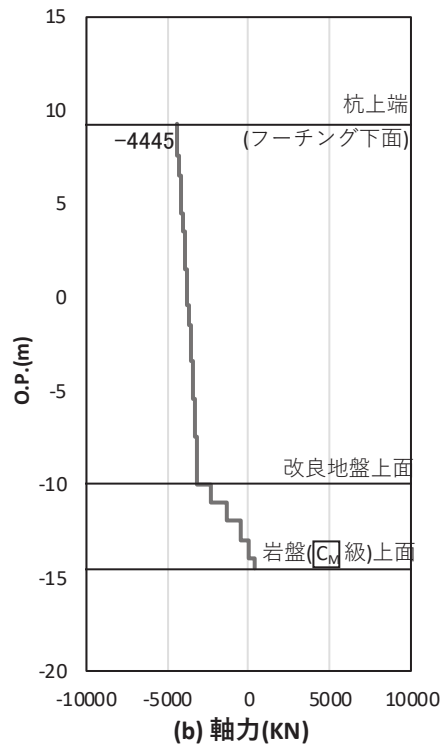


図 4-36(6) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.83s)
 解析ケース① : 基本ケース

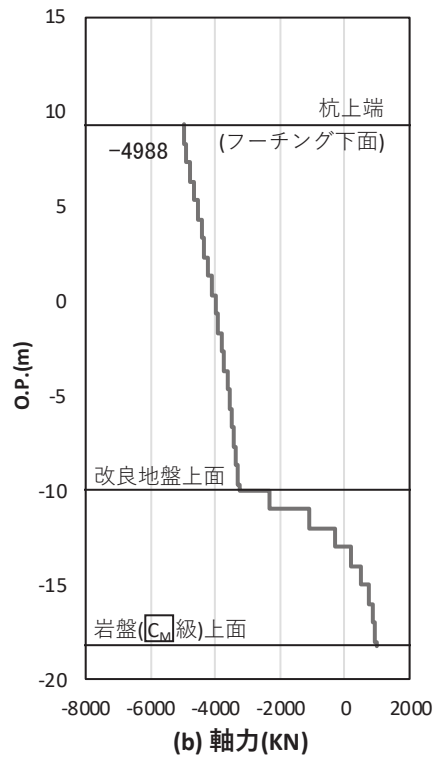


図 4-36(7) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (- +) , 桁軸方向加振時, t = 7.90 s)
 解析ケース① : 基本ケース

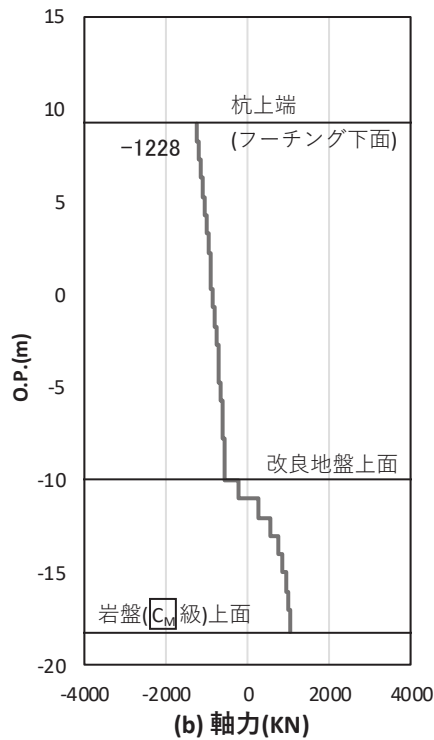


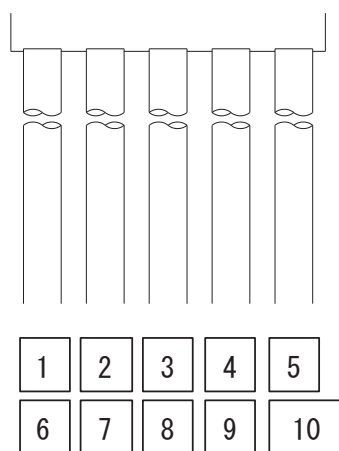
図 4-36(8) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S s - N 1 (- +) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.90 s)
 解析ケース① : 基本ケース

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 ²) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm ²) (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

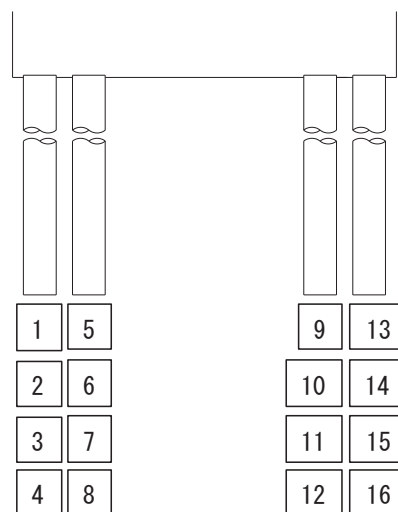
表 4-43 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 4）

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)

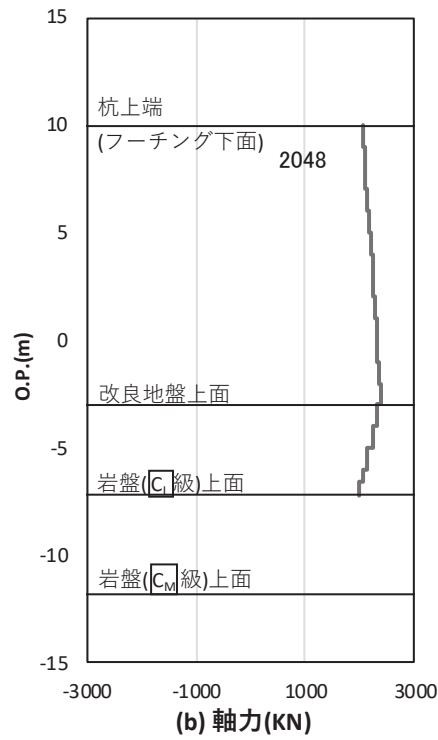


図 4-36(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 5 : 基礎 1, S s - D 2 (++) , 桁軸方向加振時, t = 23.55s)
 解析ケース① : 基本ケース

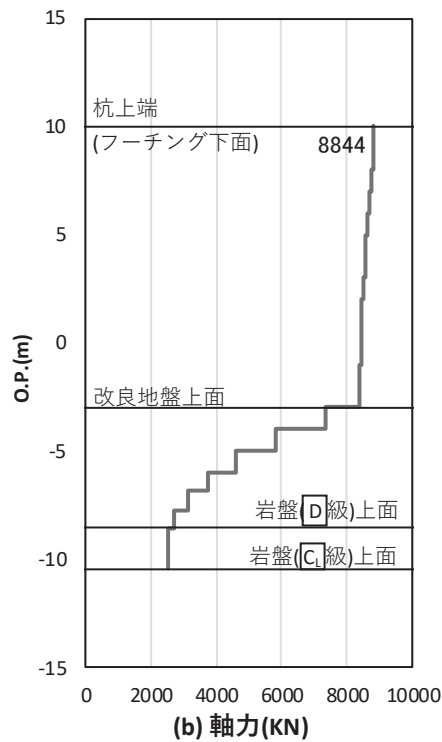


図 4-36(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.85s)
 解析ケース① : 基本ケース

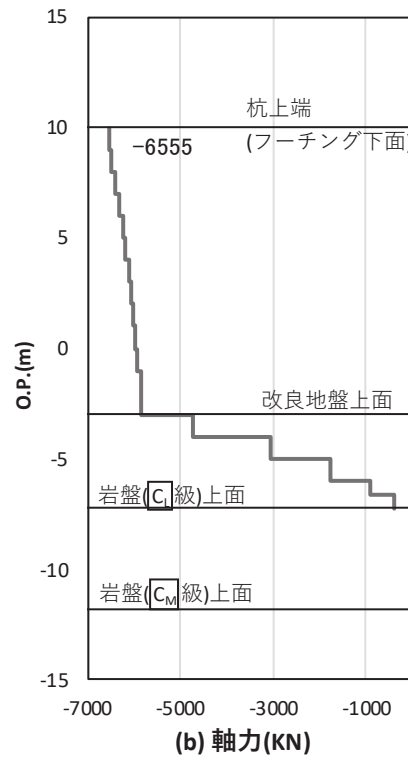


図 4-36(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 5 : 基礎 1, S s - N 1 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 7.82s)
 解析ケース① : 基本ケース

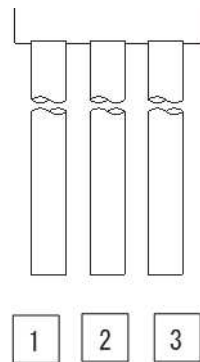
表 4-44 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 5）

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 ²) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm ²) (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

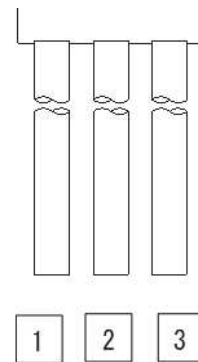
表 4-45 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 5）

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)

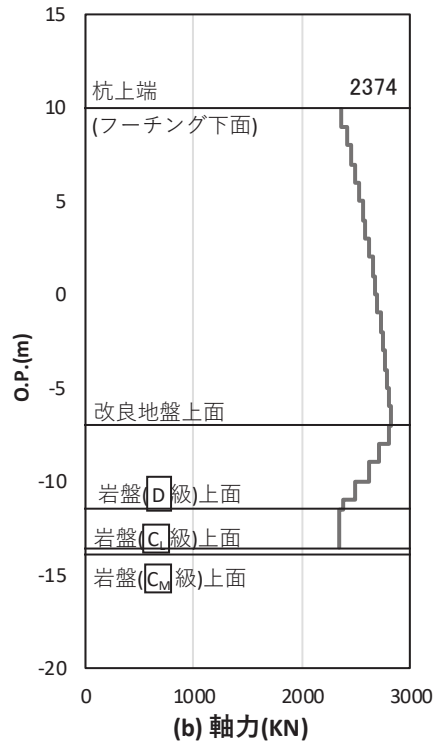


図 4-37(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 6：基礎 2， $S_s - D 2$ (—+)，桁軸方向加振時， $t = 23.56s$)
 解析ケース①：基本ケース

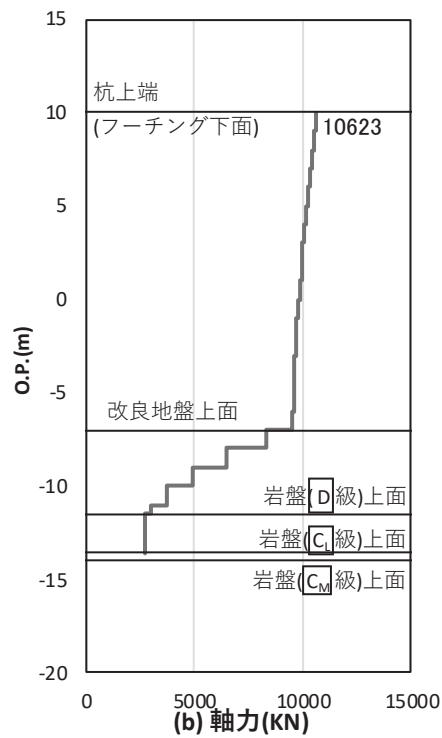


図 4-37(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 6：基礎 2， $S_s - N 1$ (++)，桁軸直交方向加振時， $t = 7.88s$)
 解析ケース①：基本ケース

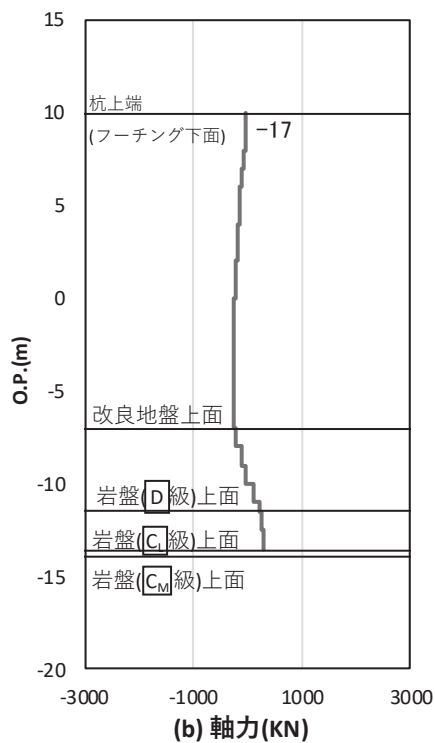


図 4-37(3) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 6：基礎 2， $S_s - D 2$ (—)，桁軸方向加振時， $t = 23.56s$)
 解析ケース①：基本ケース

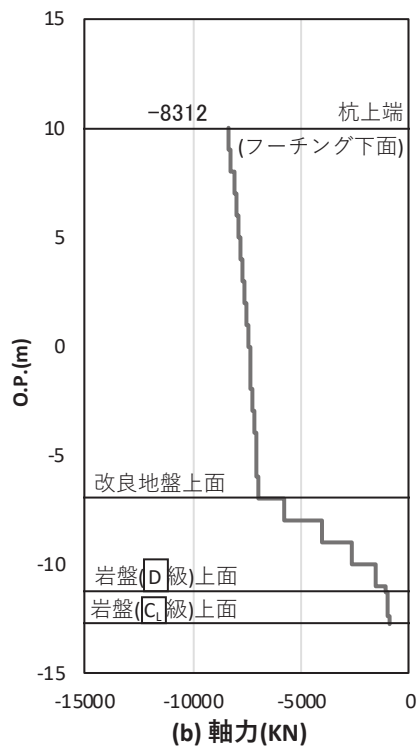


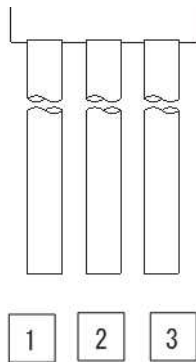
図 4-37(4) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き）
 (鋼桁 6：基礎 1， $S_s - N 1$ (++)，桁軸直交方向加振時， $t = 7.89s$)
 解析ケース①：基本ケース

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 ²) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm ²) (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

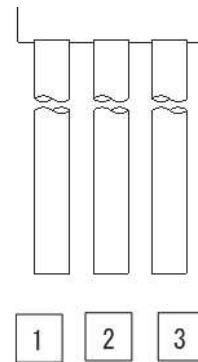
表 4-47 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 6）

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。

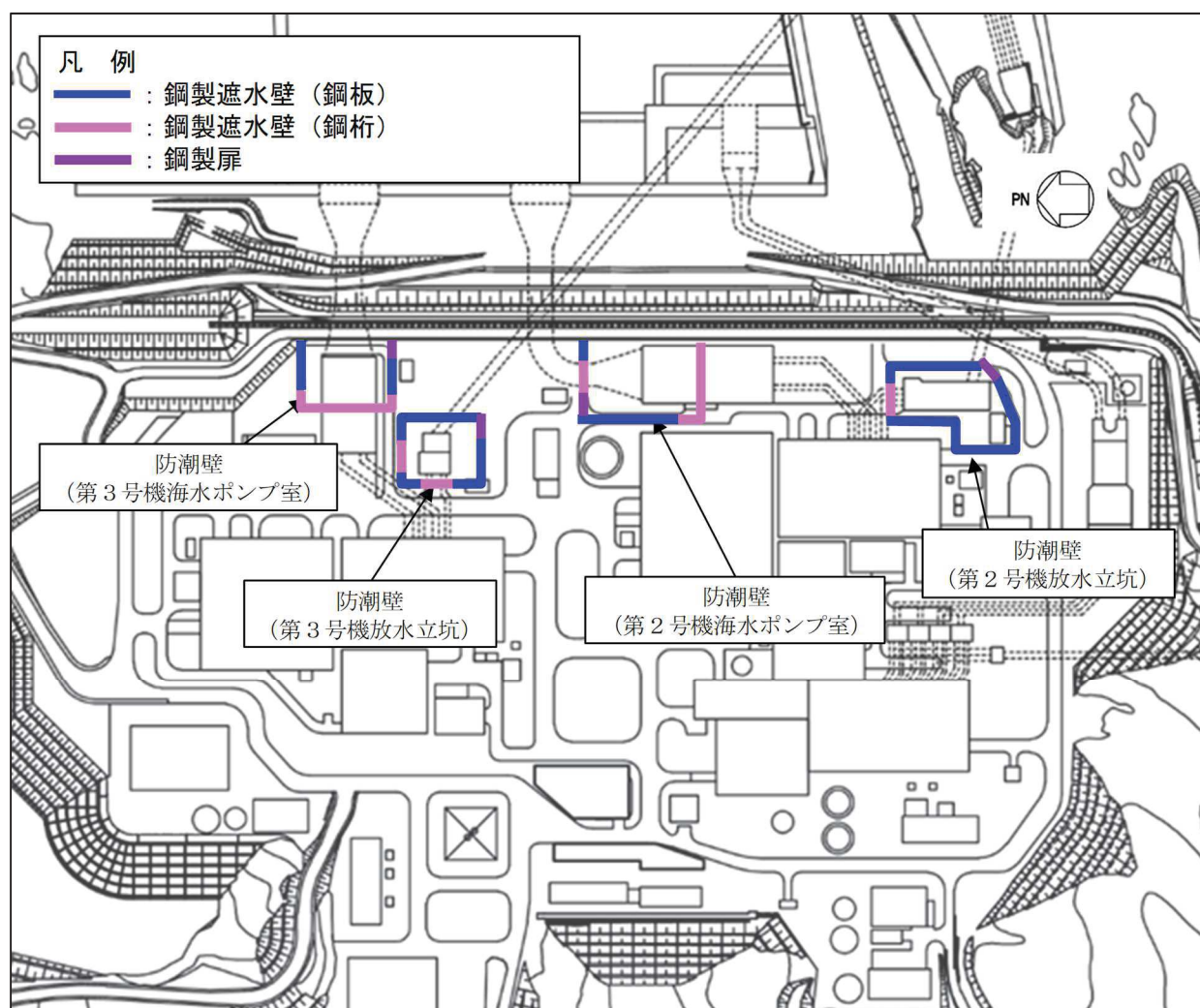


図 2-1 鋼製扉の位置

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

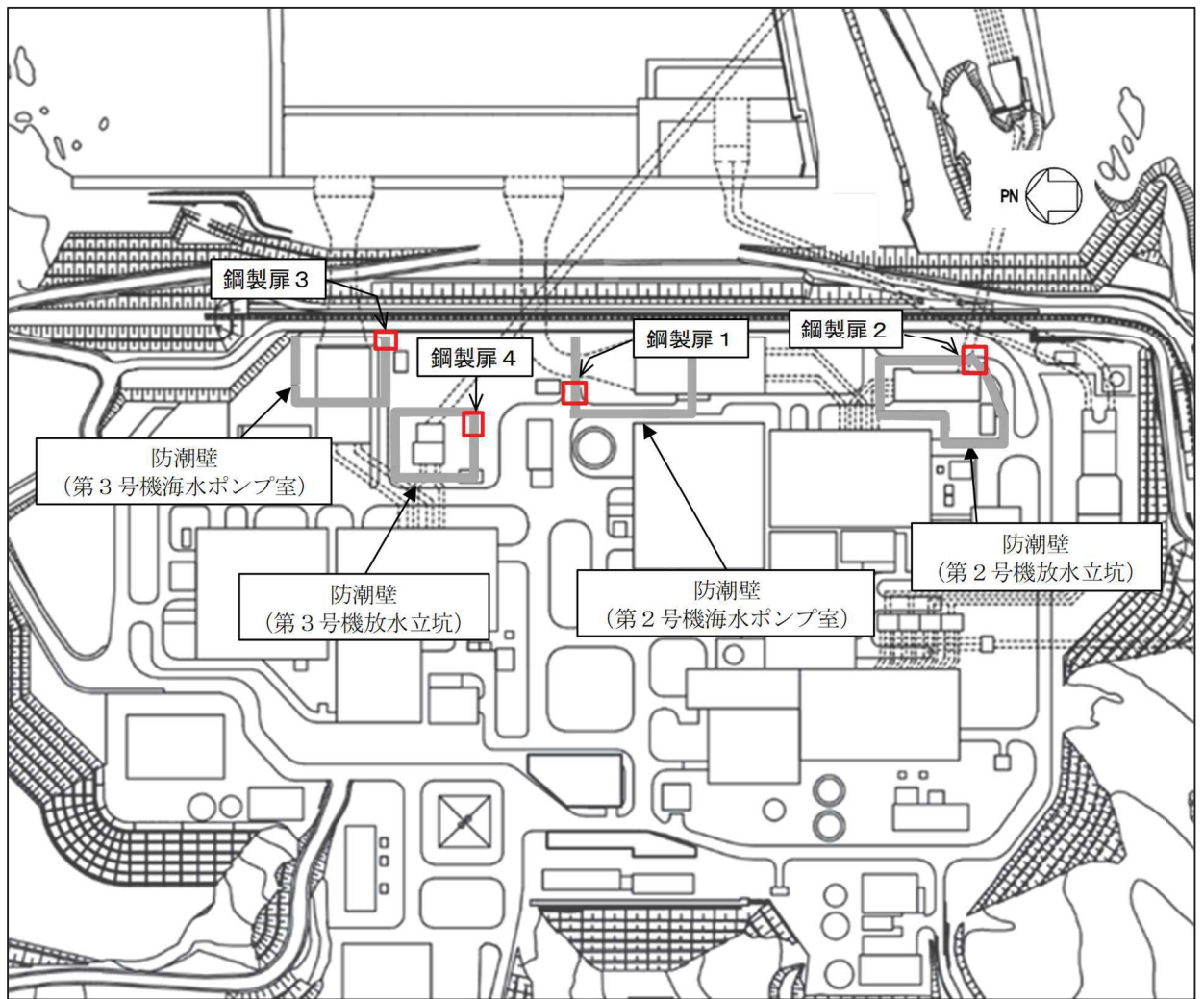


図 2-2 鋼製扉の区間配置図

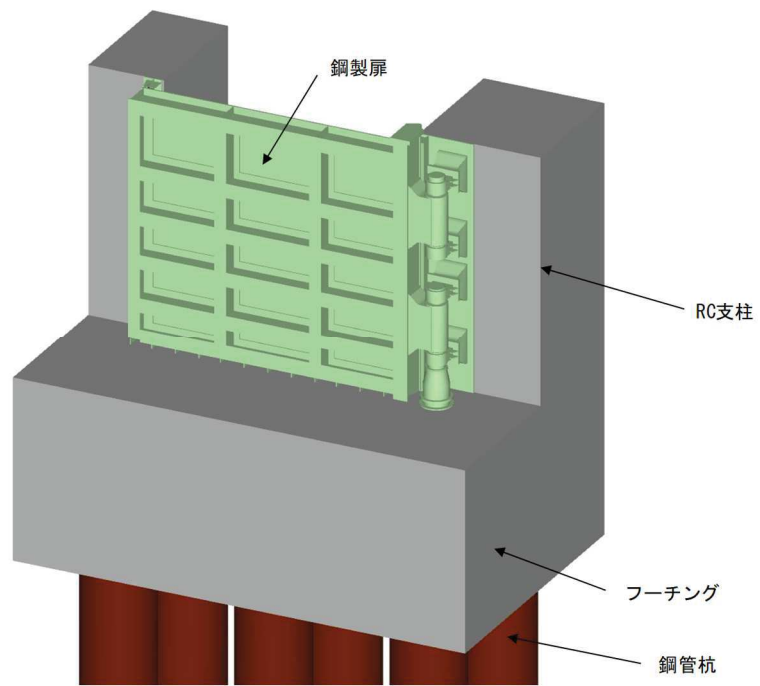


図 2-3(1) 鋼製扉 2 の構造概要

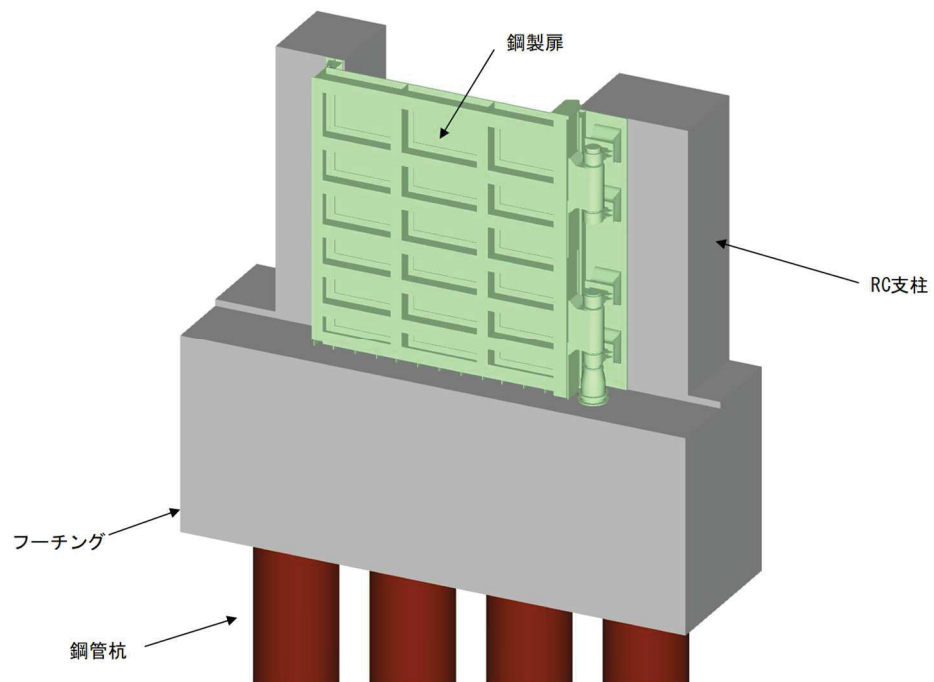


図 2-3(2) 鋼製扉 1, 3, 4 の構造概要

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	φ 1800	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	φ 1500	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	φ 1800	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	φ 1800	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。

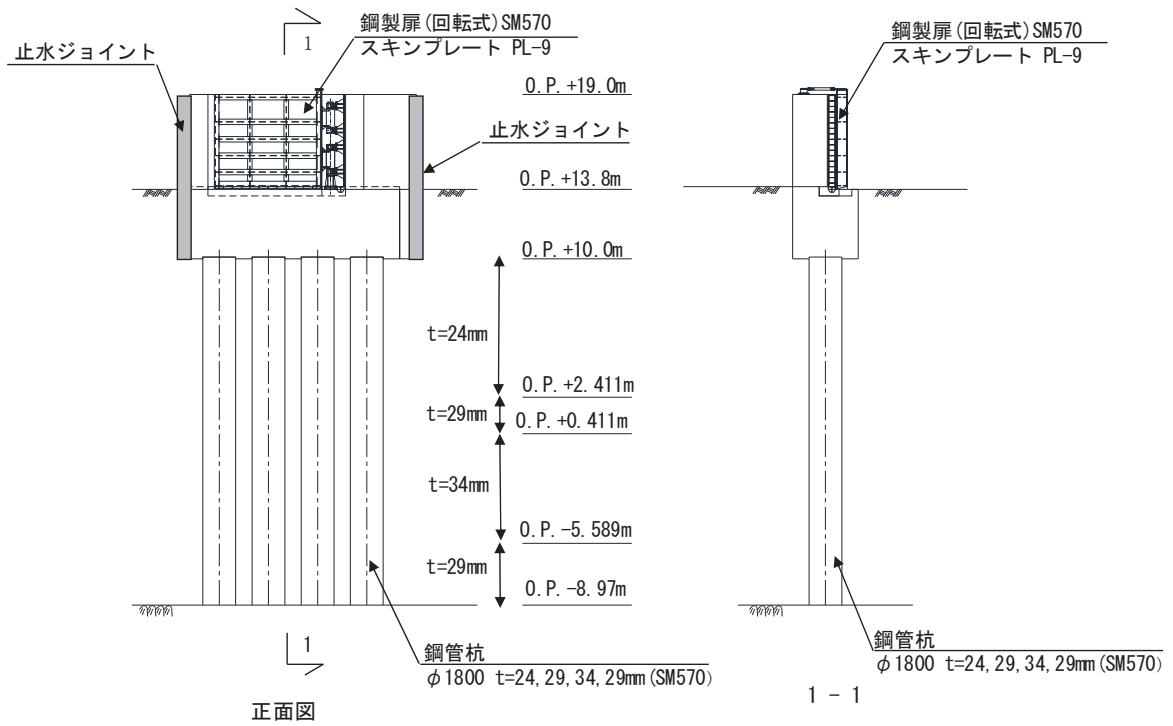


図 2-4 鋼製扉 1 の構造図

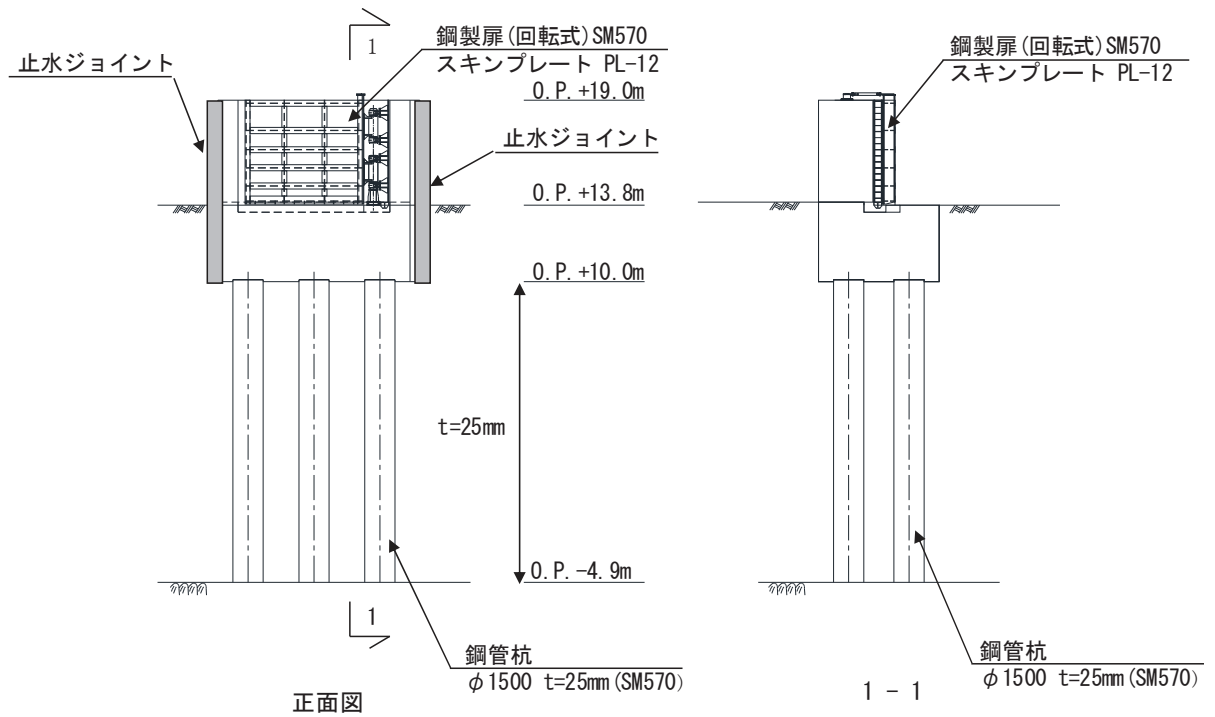


図 2-5 鋼製扉 2 の構造図

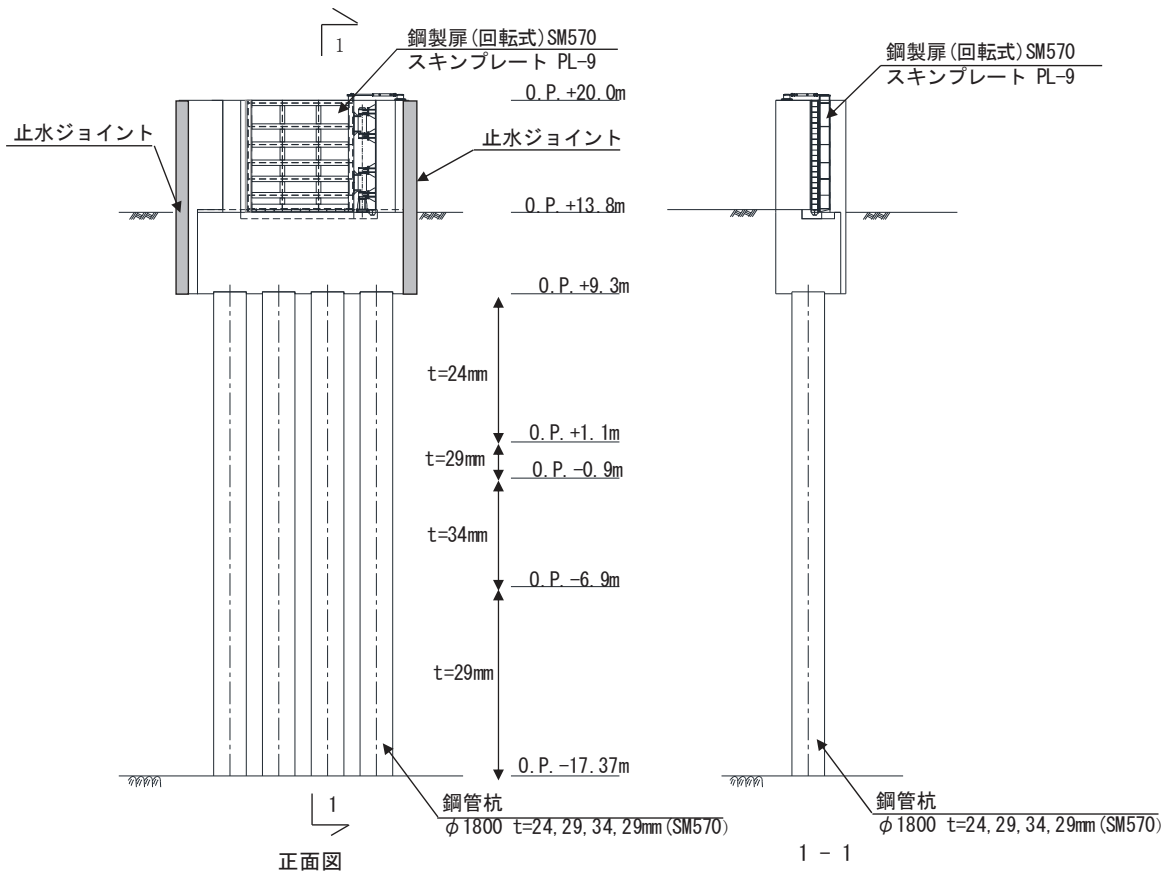


図 2-6 鋼製扉 3 の構造図

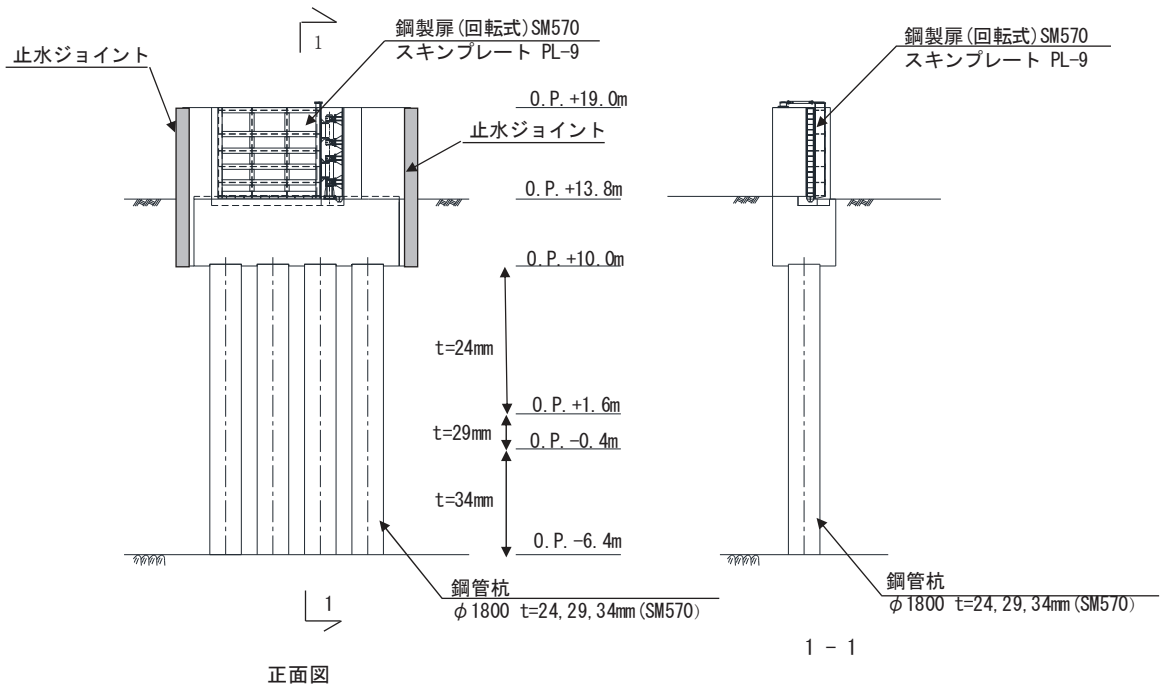


図 2-7 鋼製扉 4 の構造図

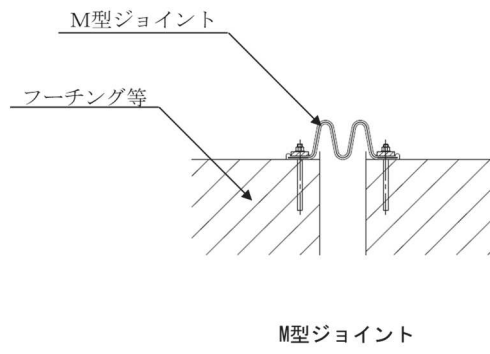


図 2-8 鋼製扉の止水ジョイントの構造図

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。

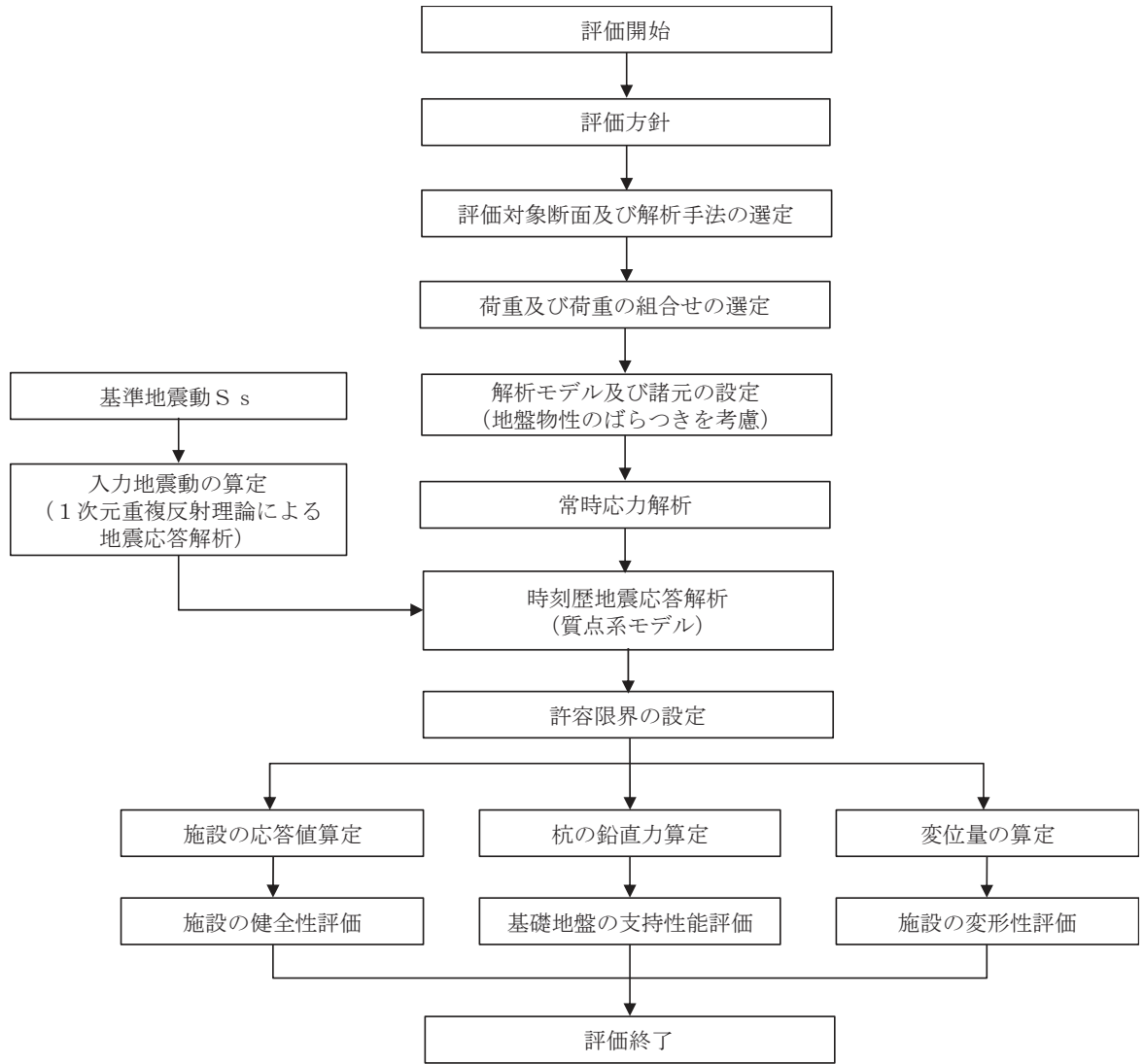


図 2-9 鋼製扉の耐震評価フロー

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。

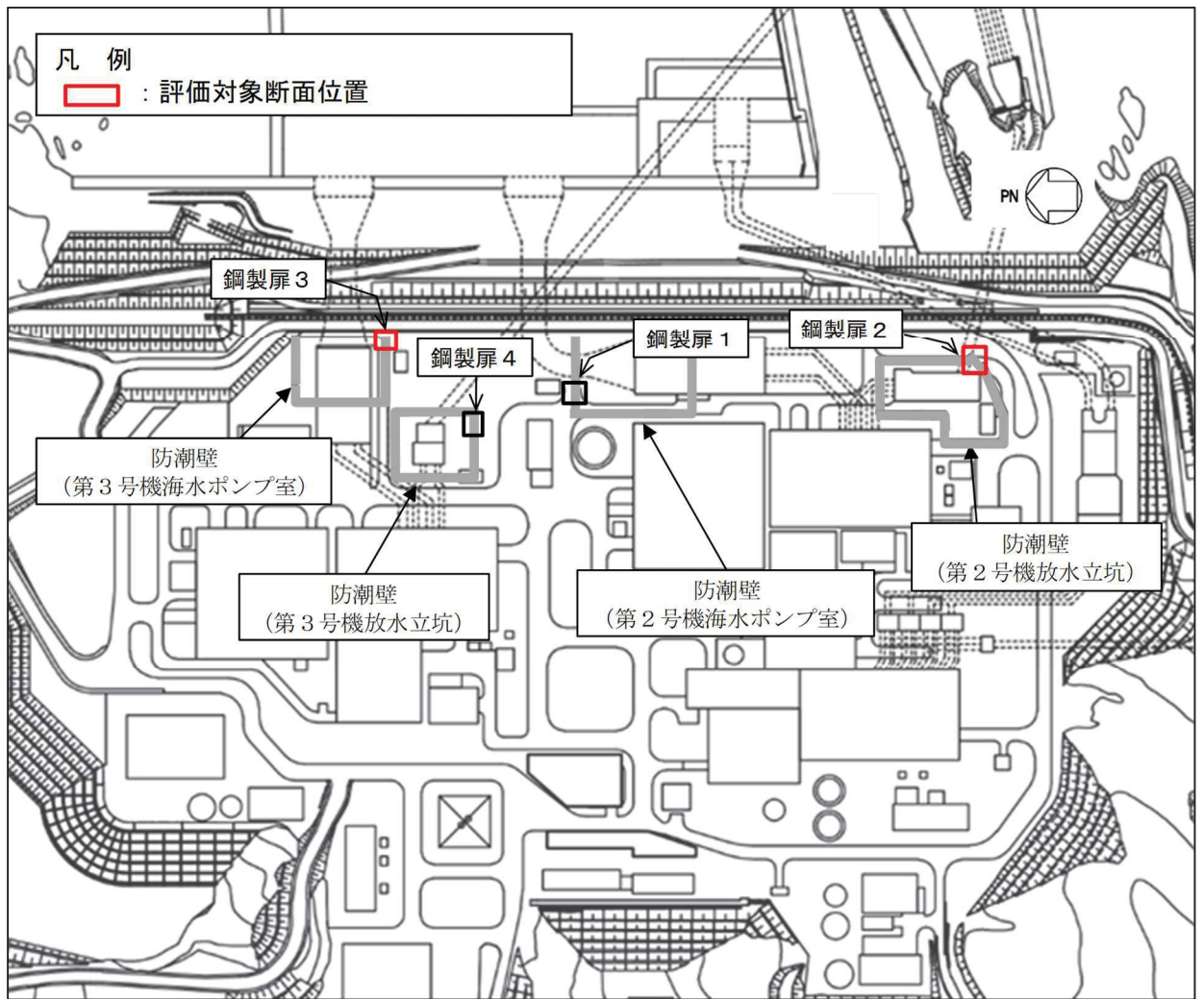
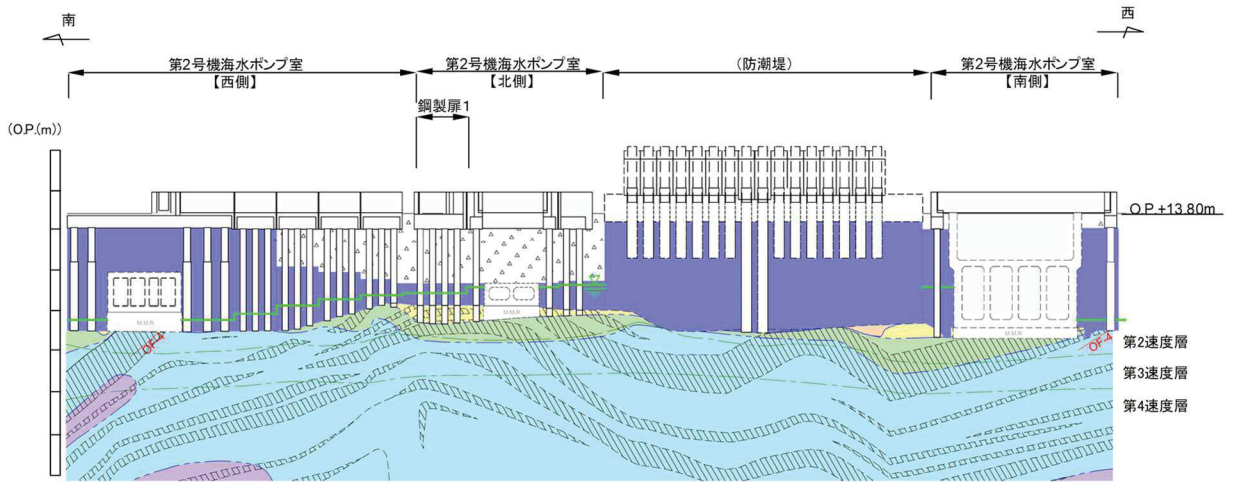
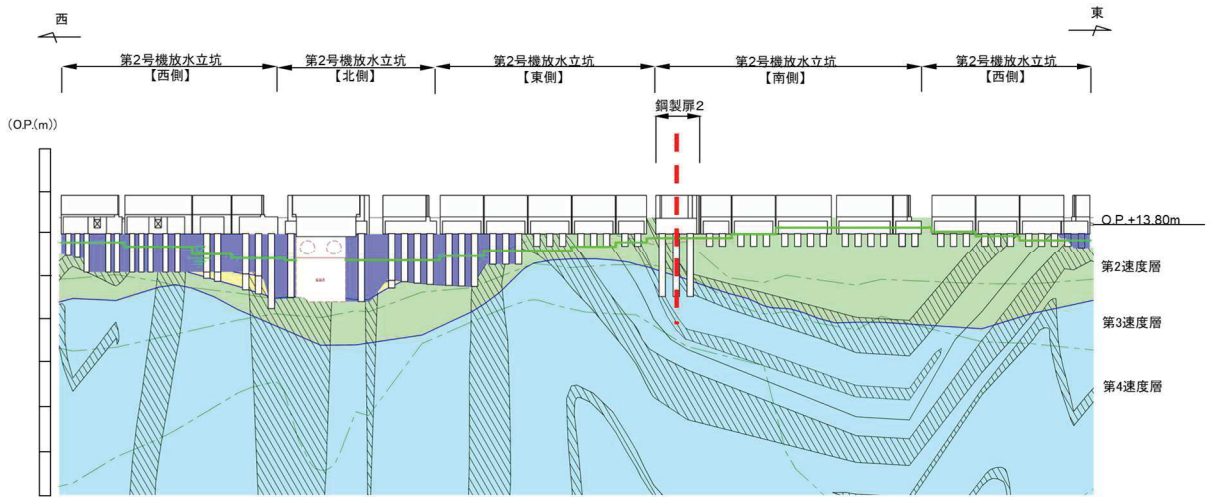


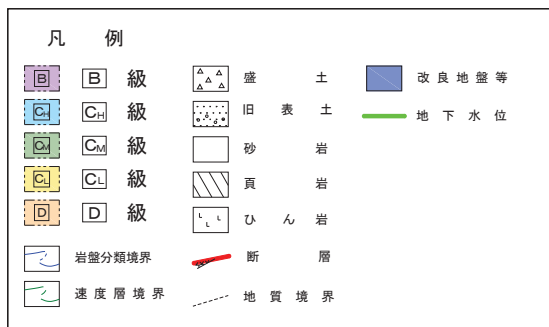
図3-1 鋼製扉の評価対象断面位置図



(2号機海水ポンプ室)

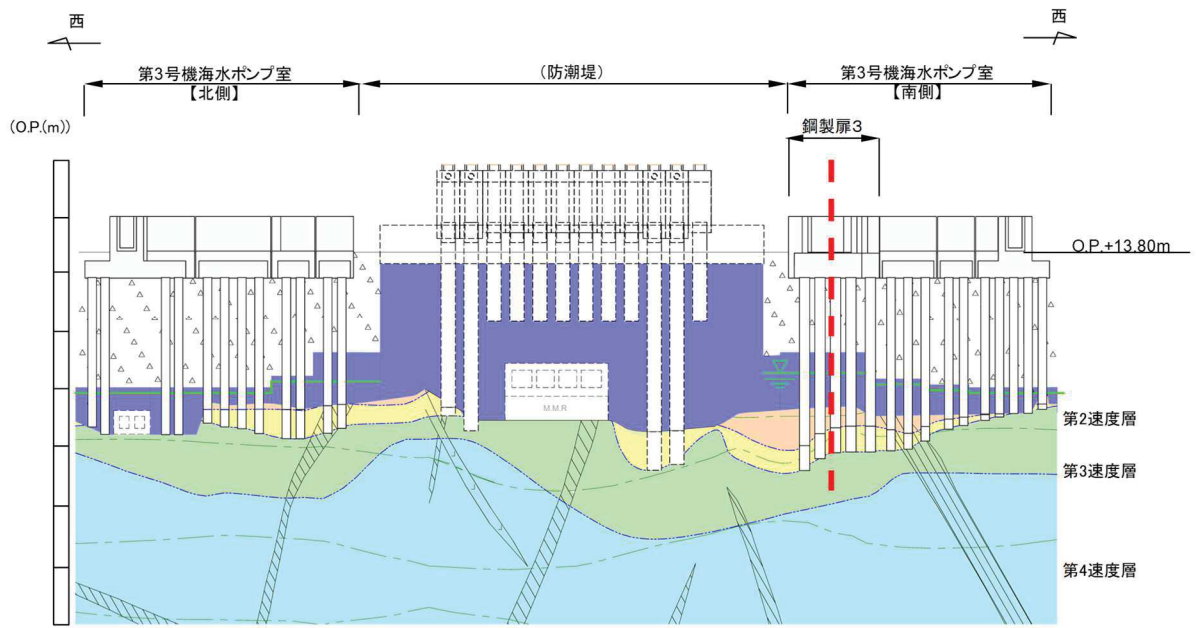


(2号機放水立坑)

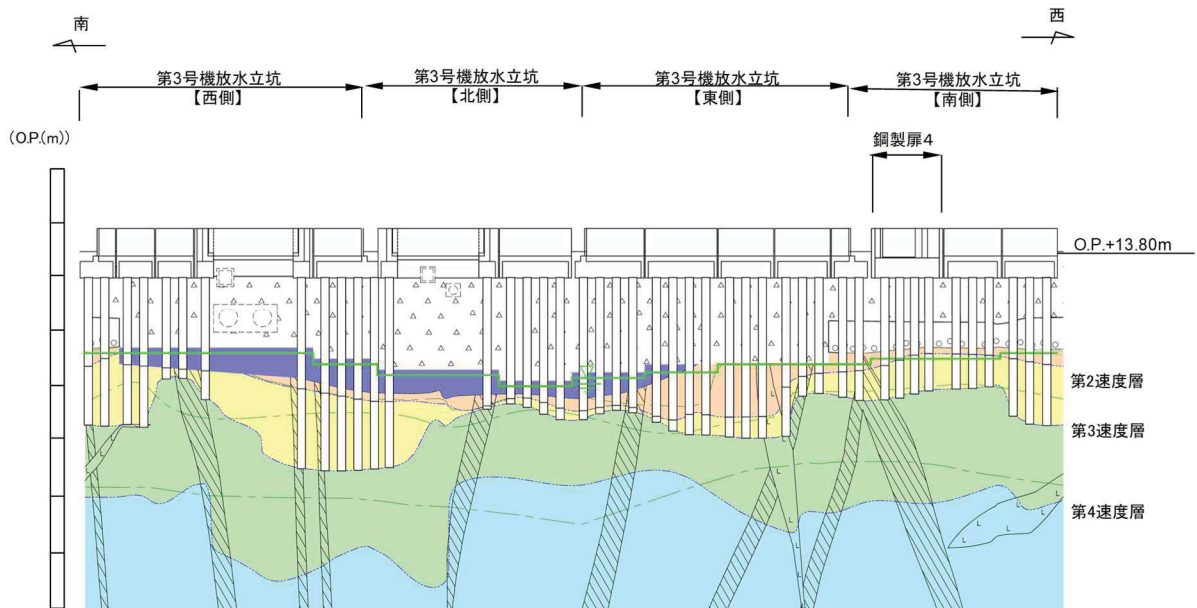


* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

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 _H 級		旧 表 土
	C _M 級		砂 岩
	C _L 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_L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)

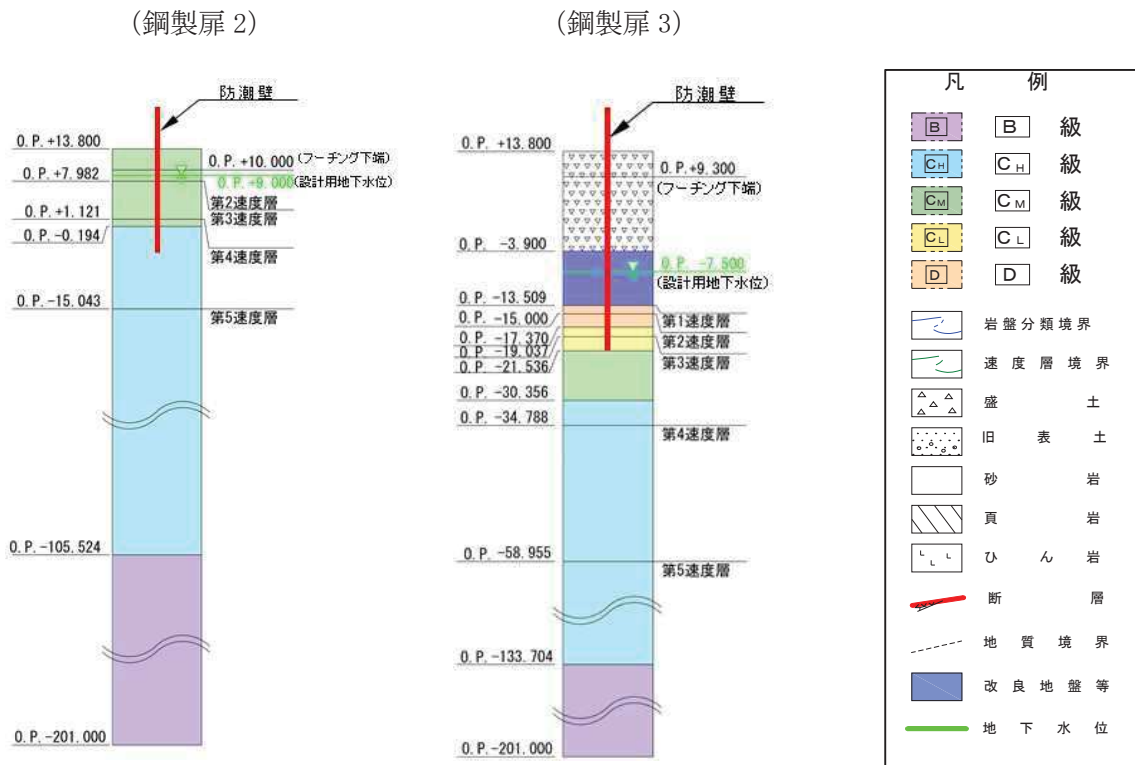


図 3-3 評価対象断面の地層構成図

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 σ 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 _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	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ

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 _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 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	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 α 、 β 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 α 、 β 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

α 、 β : 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 α 、 β の設定結果 (h=2%)

	α	β
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 α 、 β の設定結果 (h=3%)

	α	β
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 α 、 β の設定結果 (h=5%)

	α	β
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 σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1 σ)を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
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 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し、 0.98kN/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 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 3-6 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

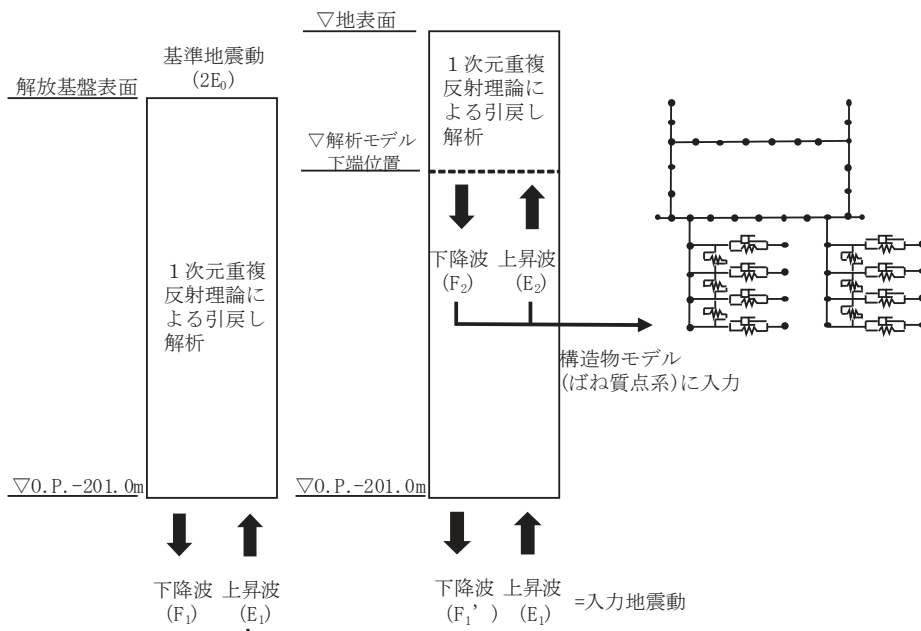


図 3-4(1) 入力地震動算定の概念図 (鋼製扉 2)

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

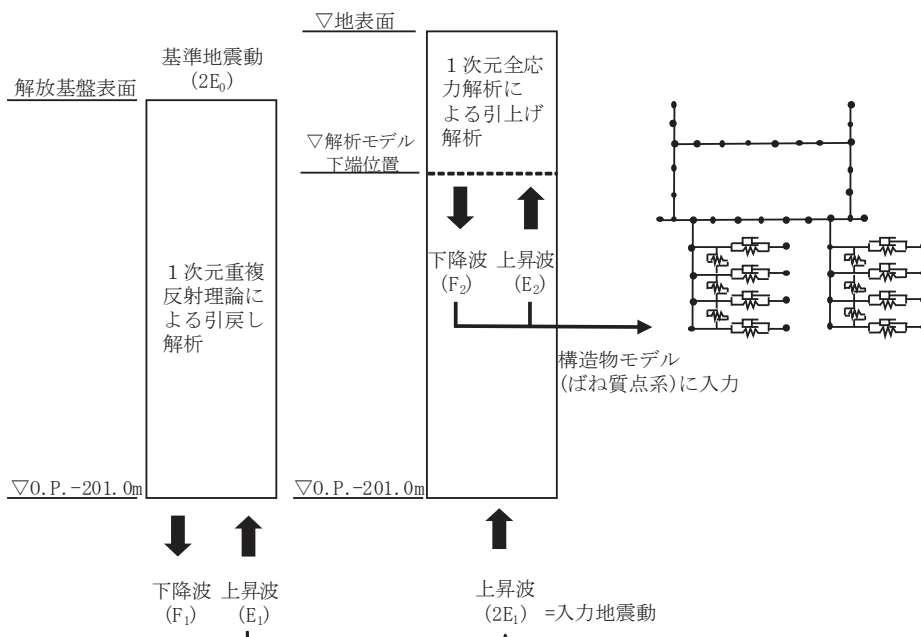
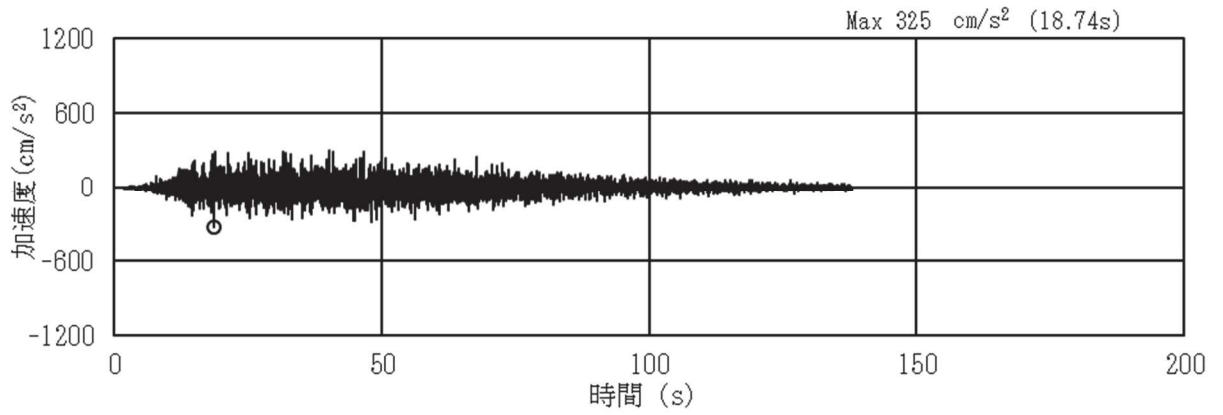
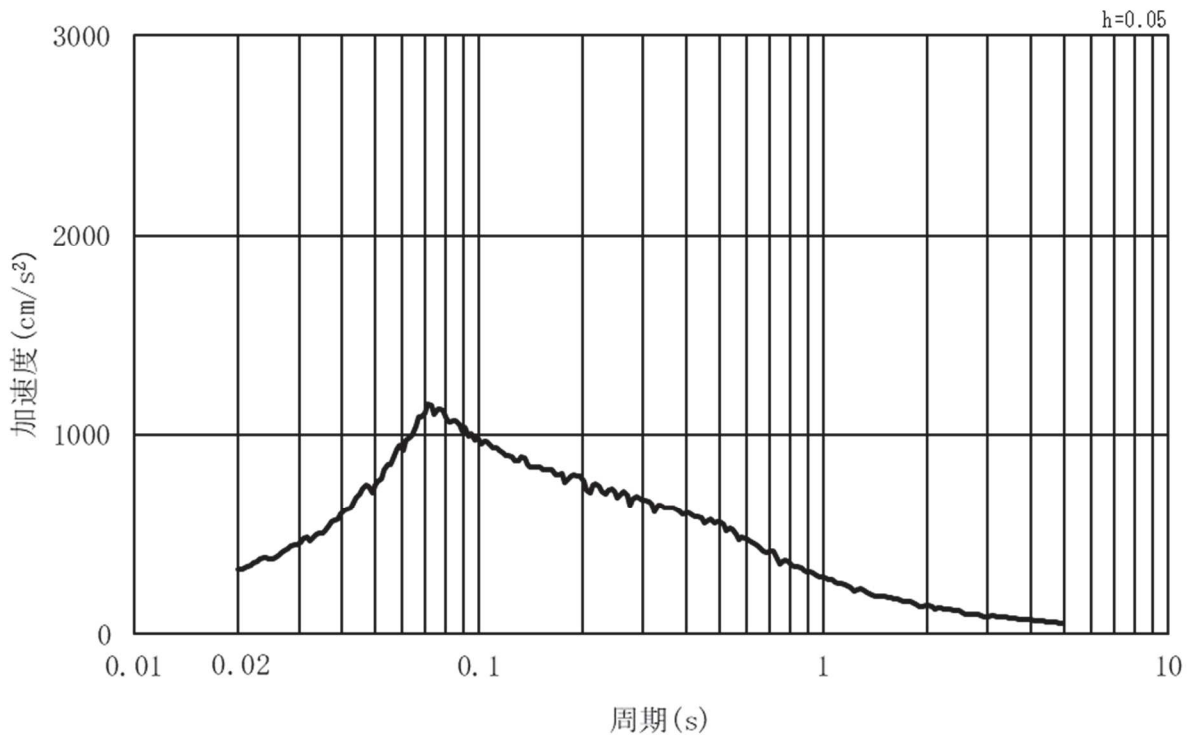


図 3-4(2) 入力地震動算定の概念図 (鋼製扉 3)

(1) 鋼製扉 2

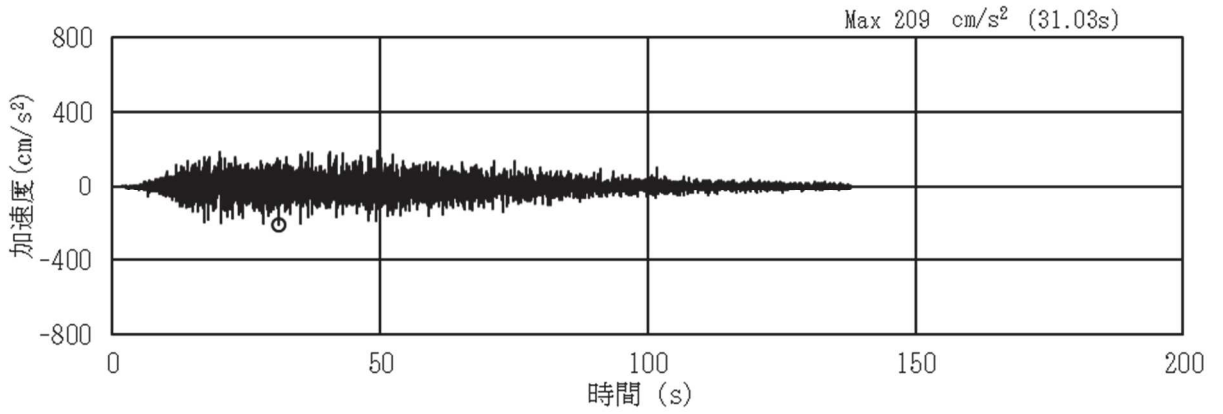


(a) 加速度時刻歴波形

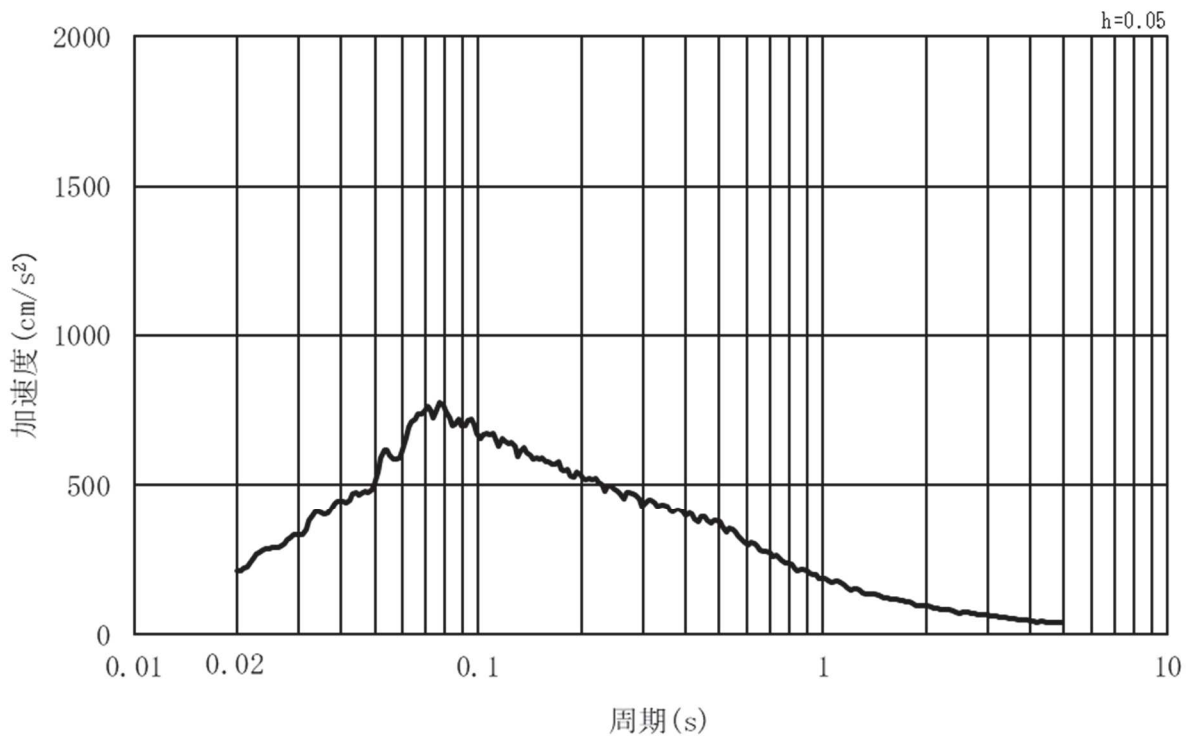


(b) 加速度応答スペクトル

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

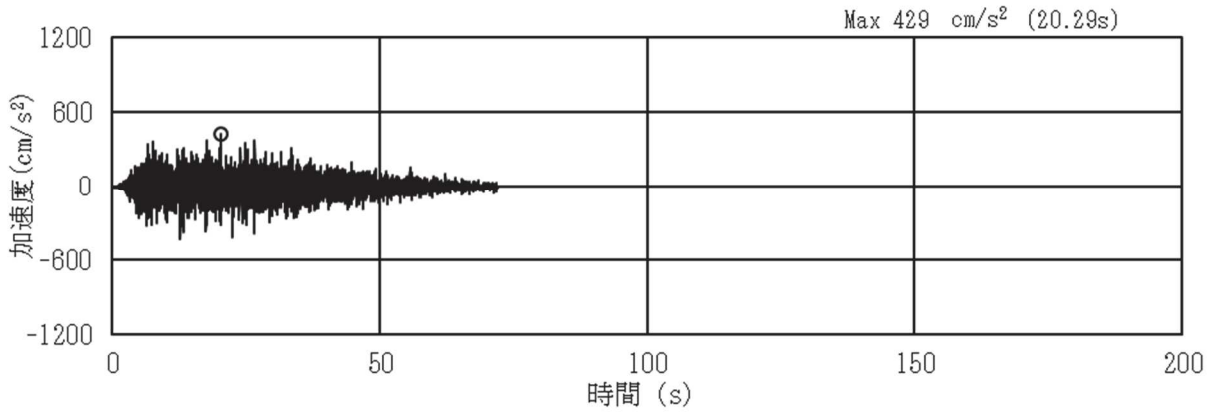


(a) 加速度時刻歴波形

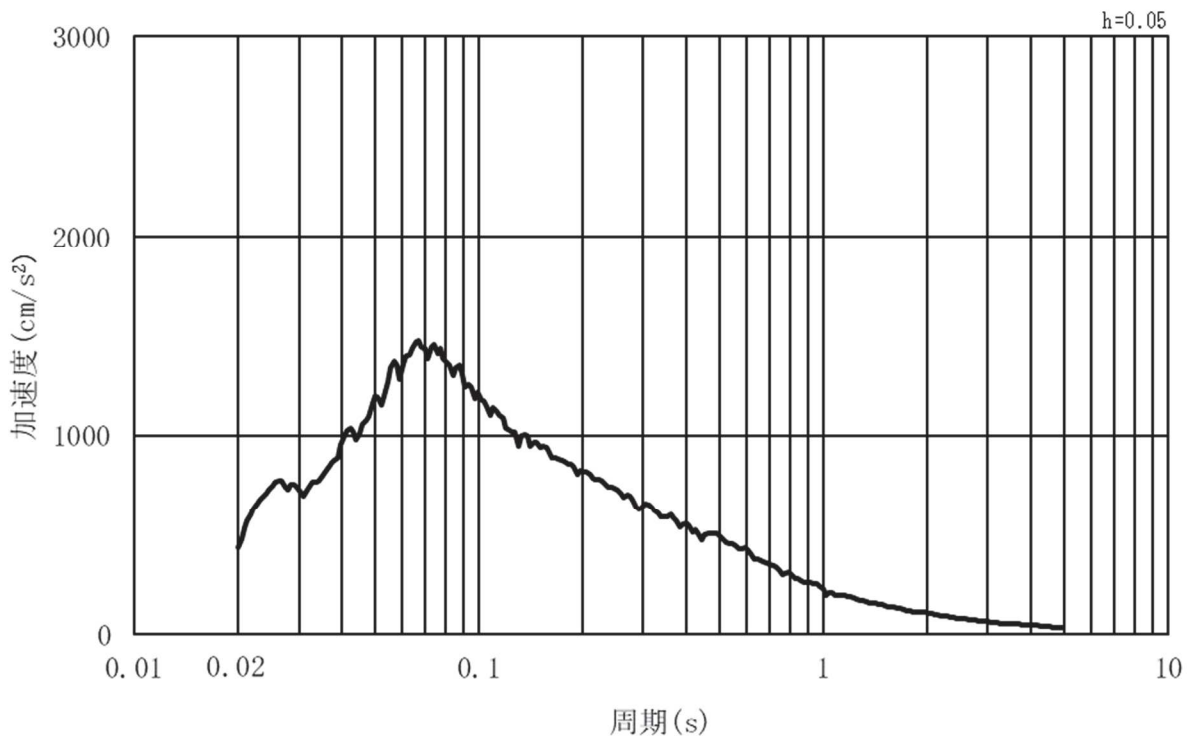


(b) 加速度応答スペクトル

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

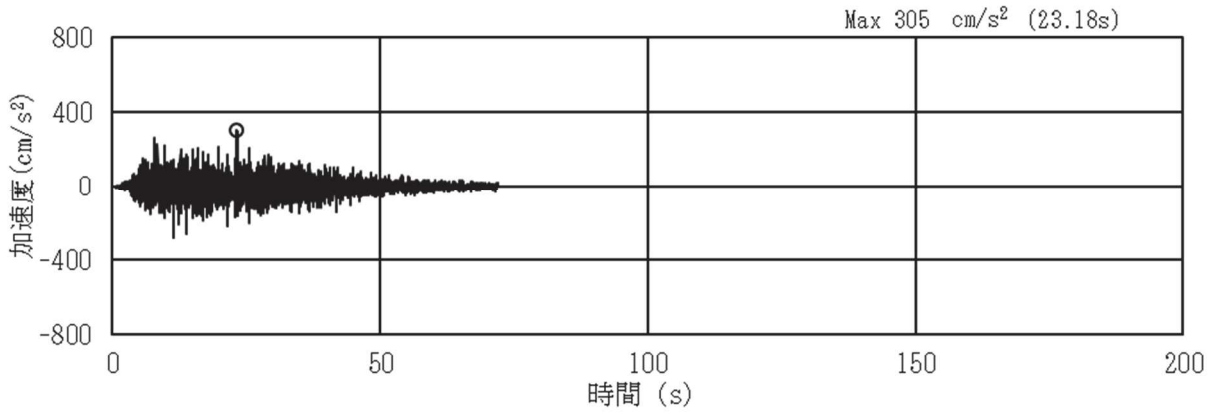


(a) 加速度時刻歴波形

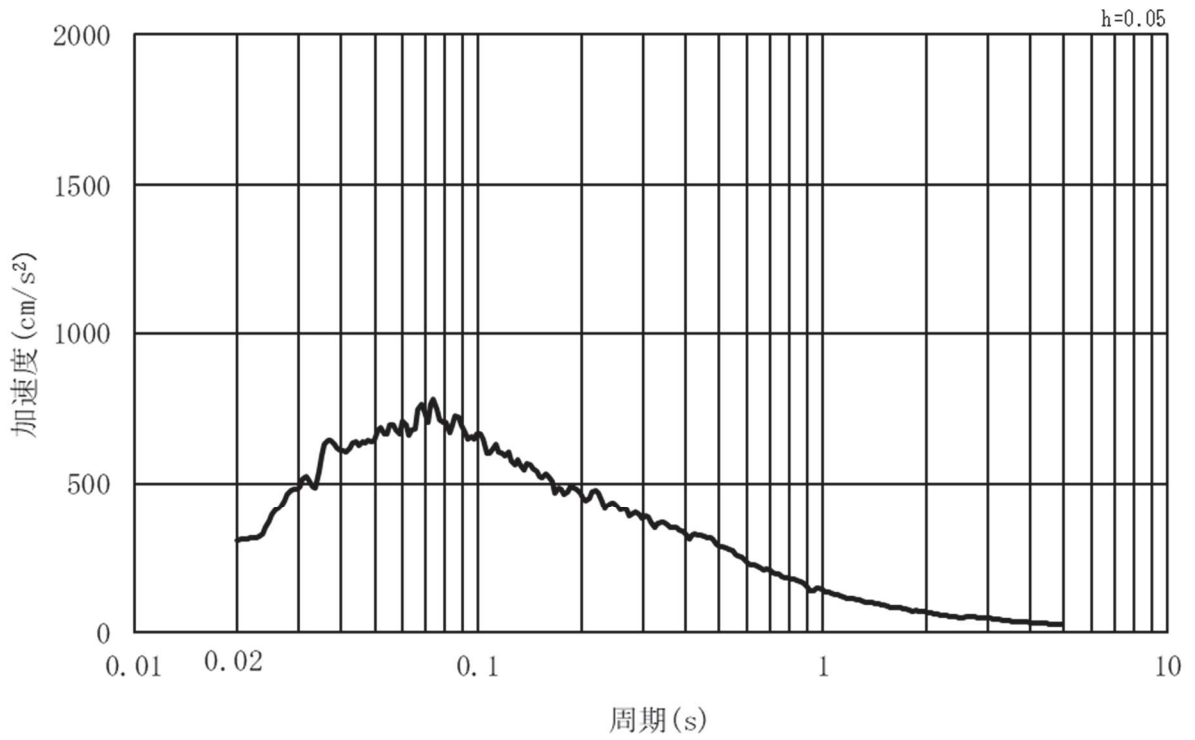


(b) 加速度応答スペクトル

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

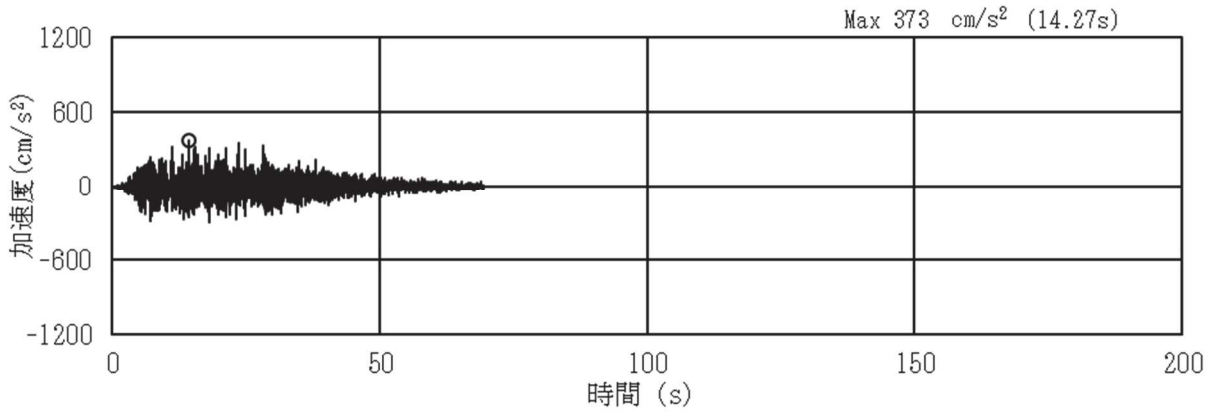


(a) 加速度時刻歴波形

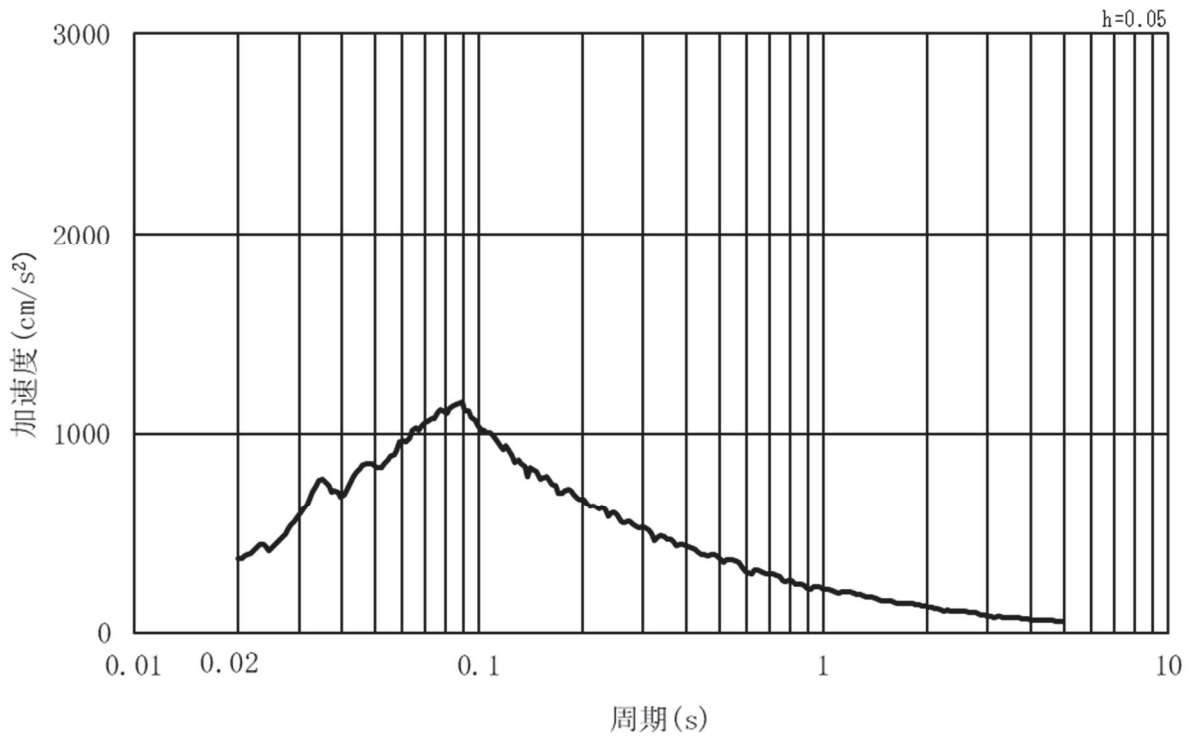


(b) 加速度応答スペクトル

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

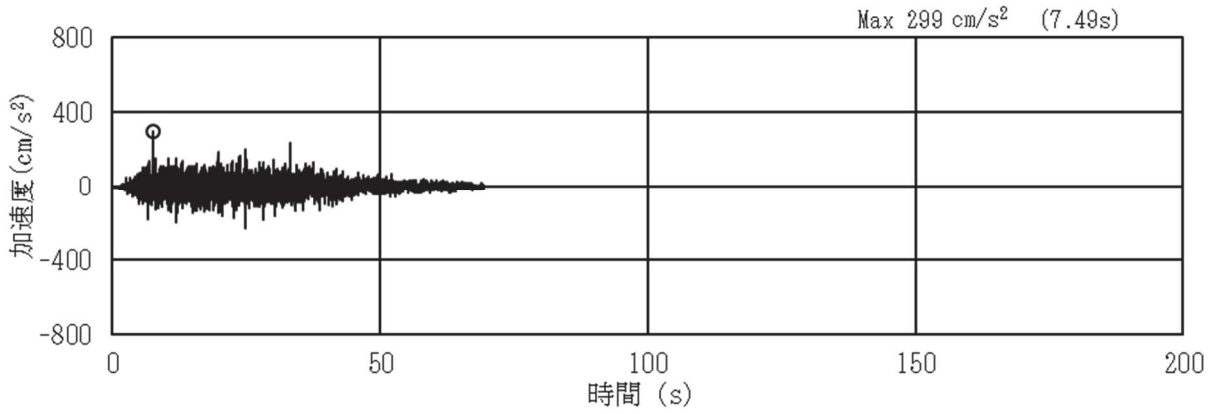


(a) 加速度時刻歴波形

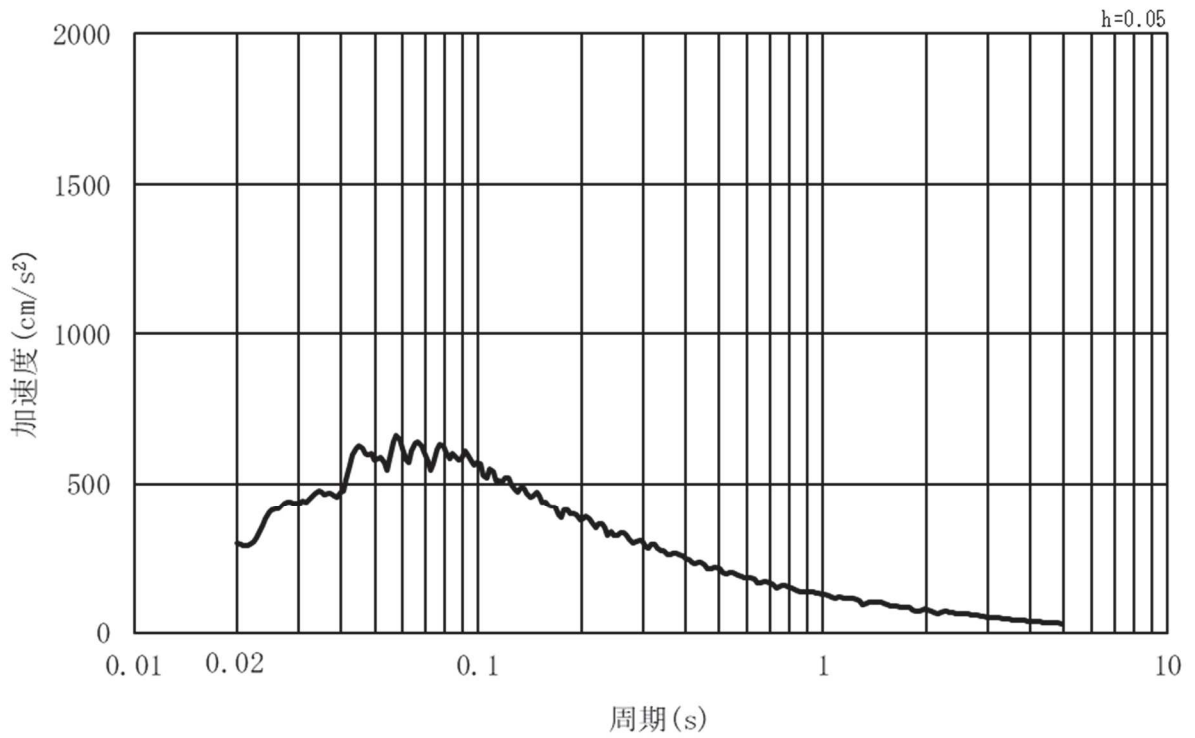


(b) 加速度応答スペクトル

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

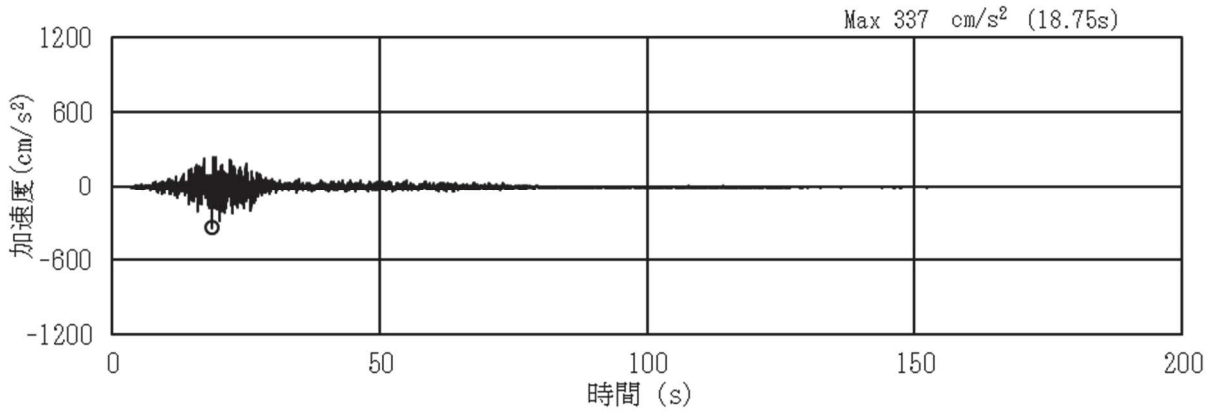


(a) 加速度時刻歴波形

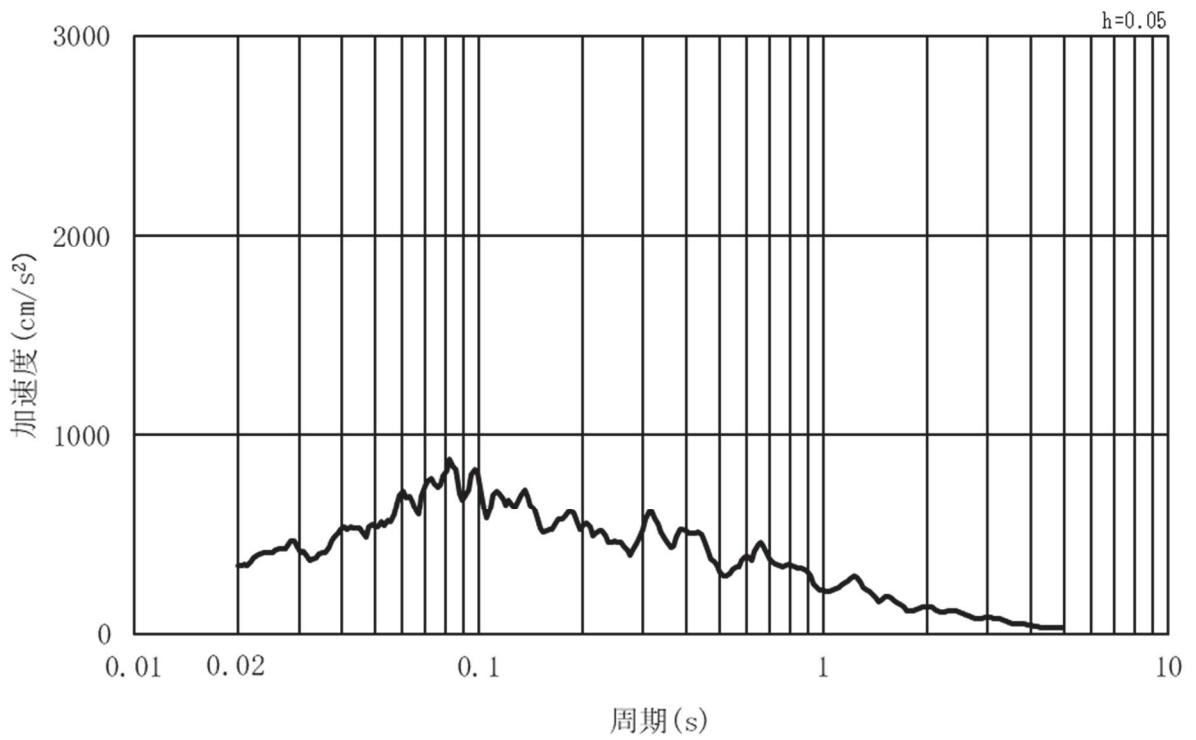


(b) 加速度応答スペクトル

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

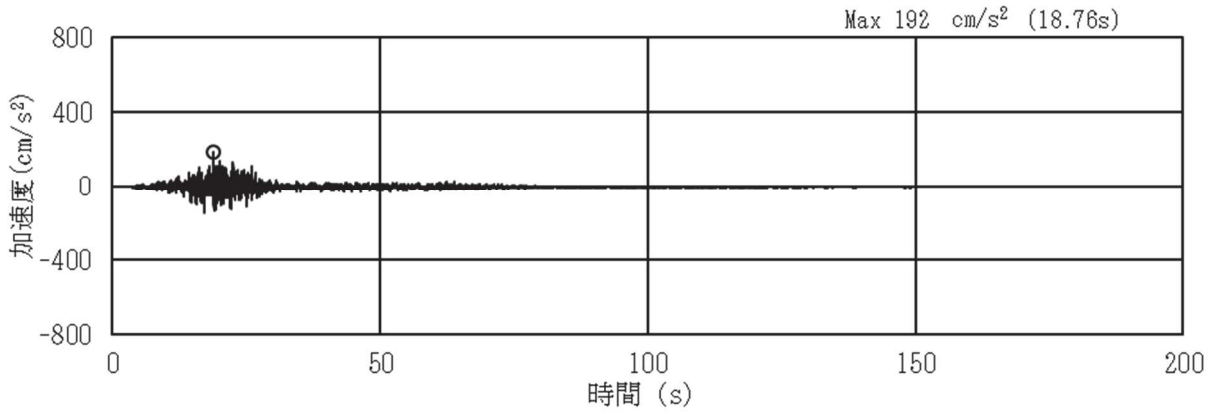


(a) 加速度時刻歴波形

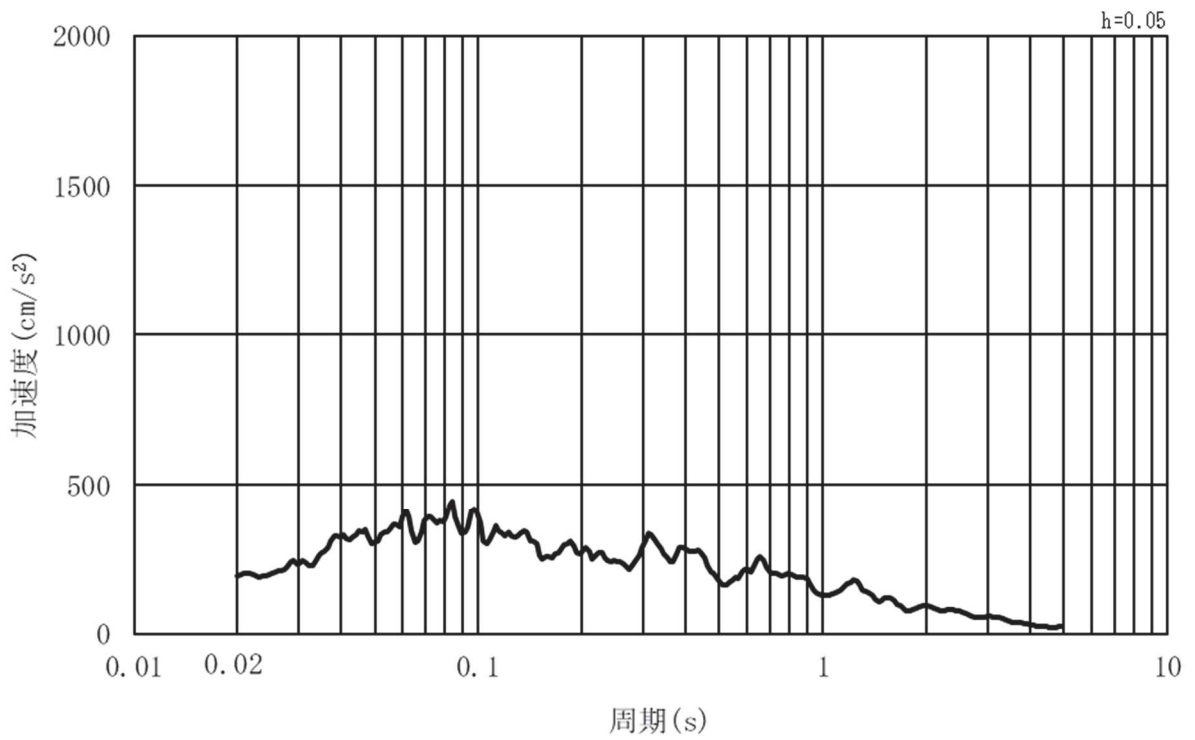


(b) 加速度応答スペクトル

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

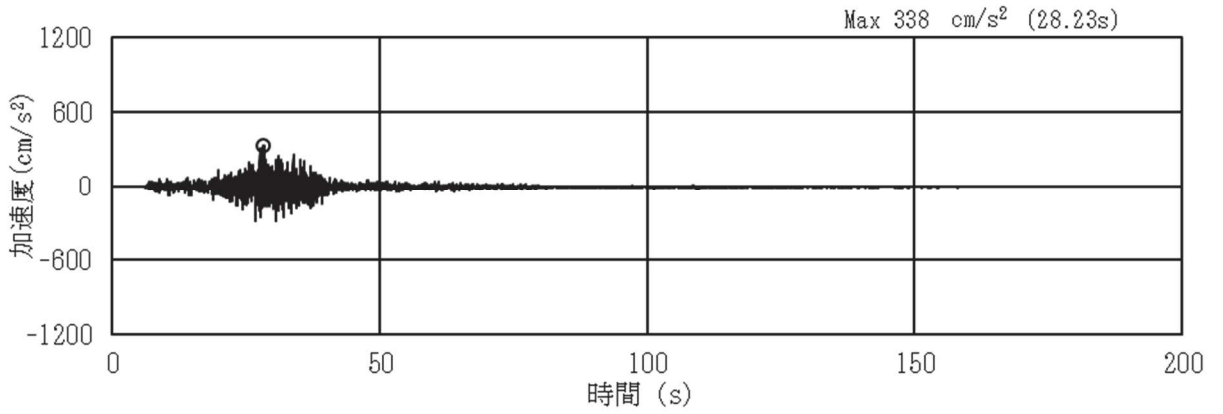


(a) 加速度時刻歴波形

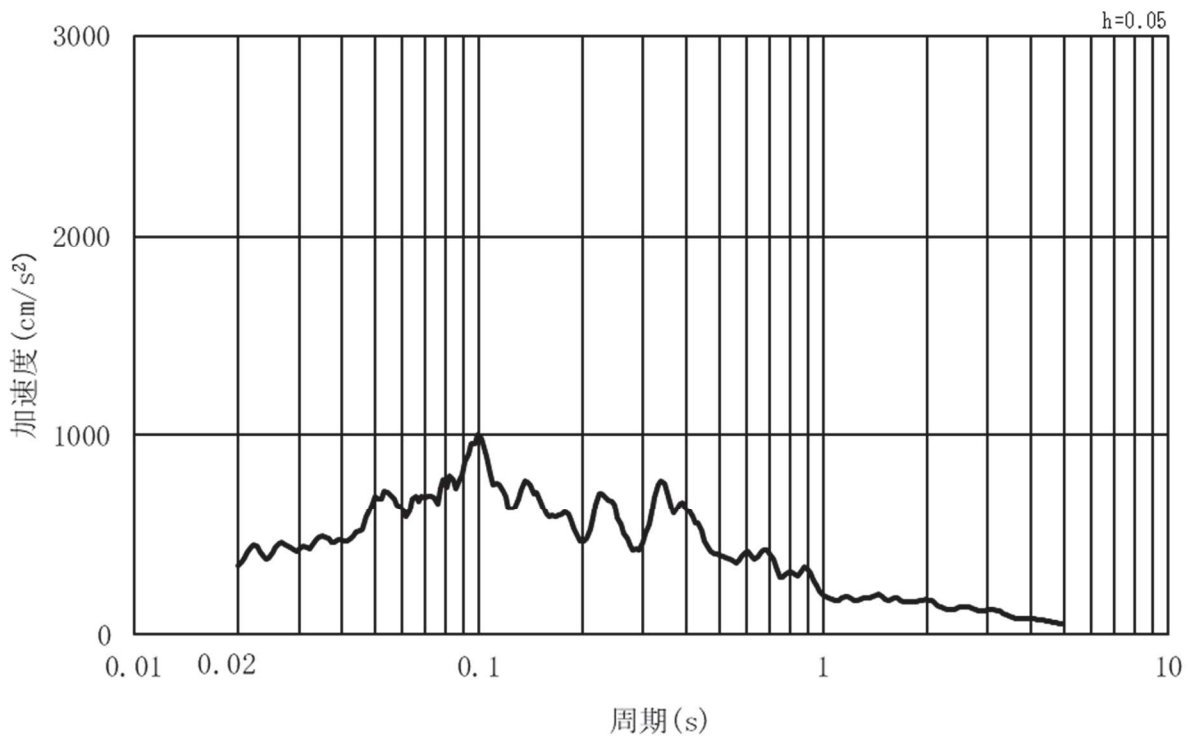


(b) 加速度応答スペクトル

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

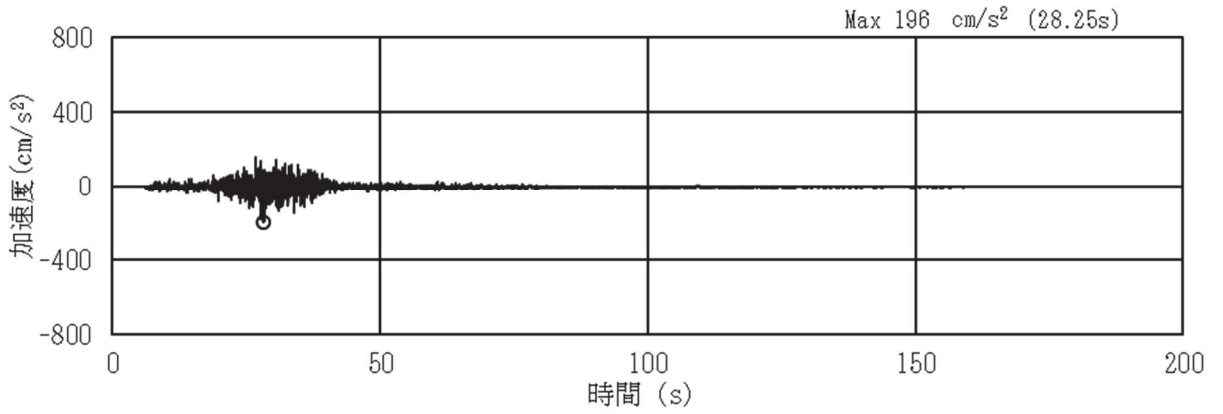


(a) 加速度時刻歴波形

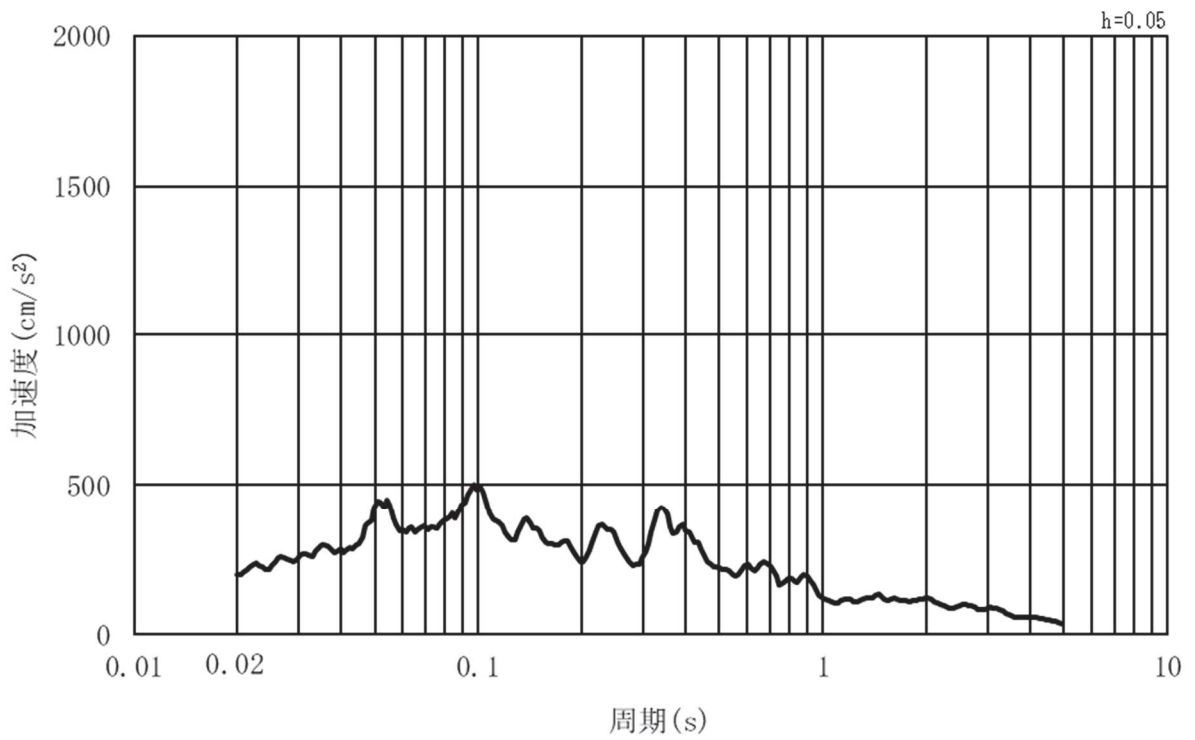


(b) 加速度応答スペクトル

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

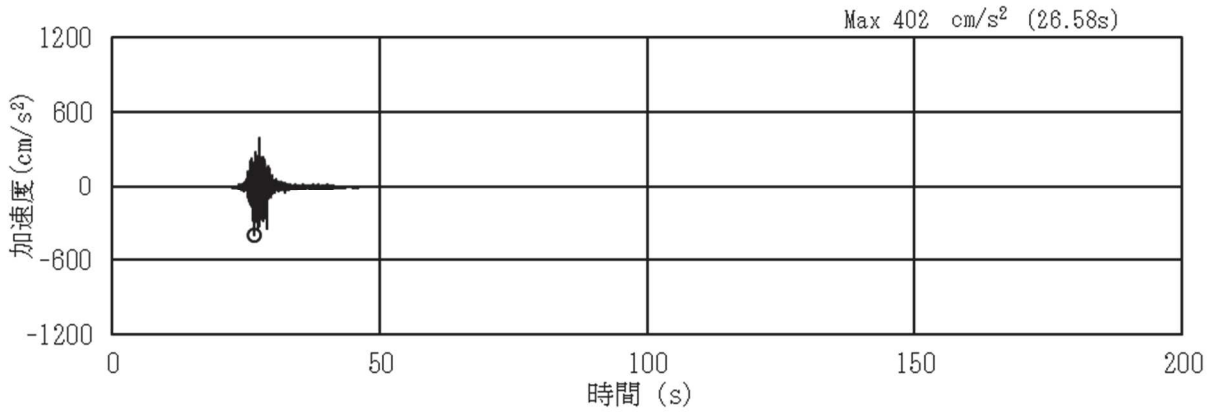


(a) 加速度時刻歴波形

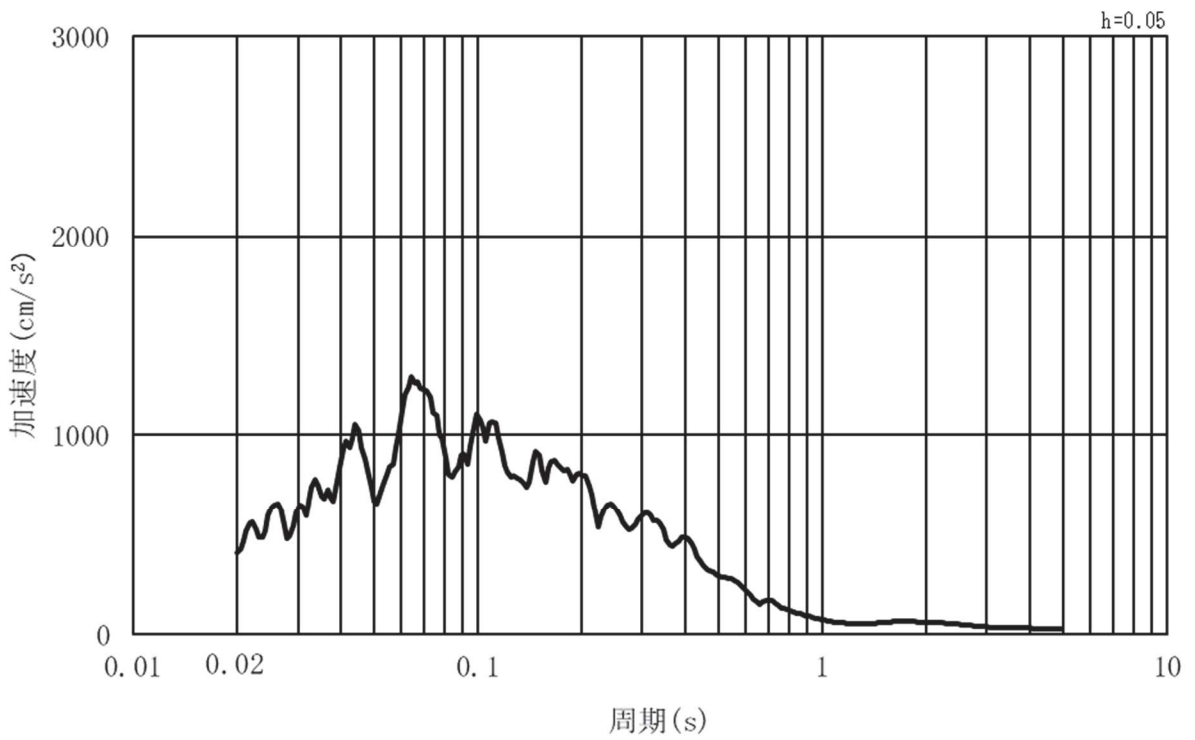


(b) 加速度応答スペクトル

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

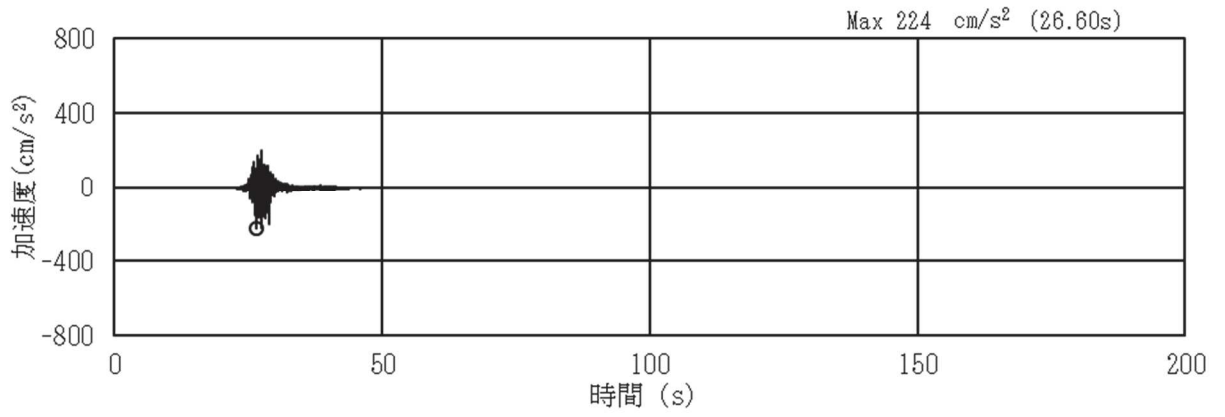


(a) 加速度時刻歴波形

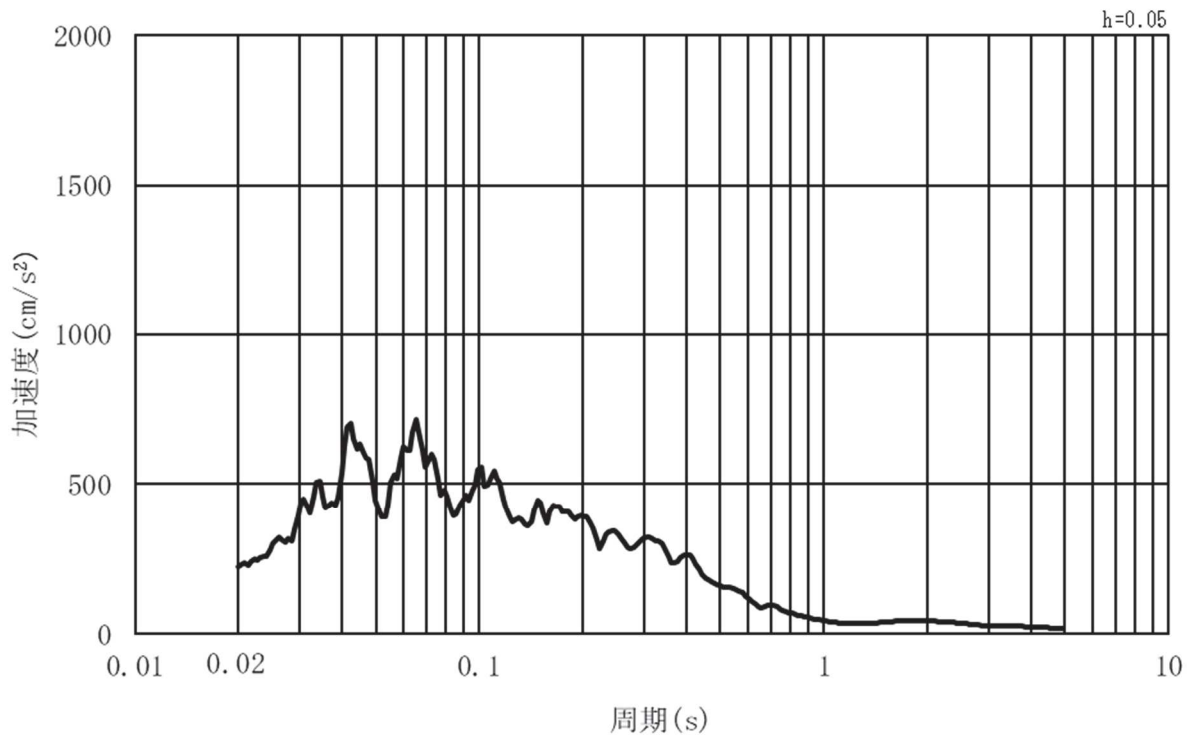


(b) 加速度応答スペクトル

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

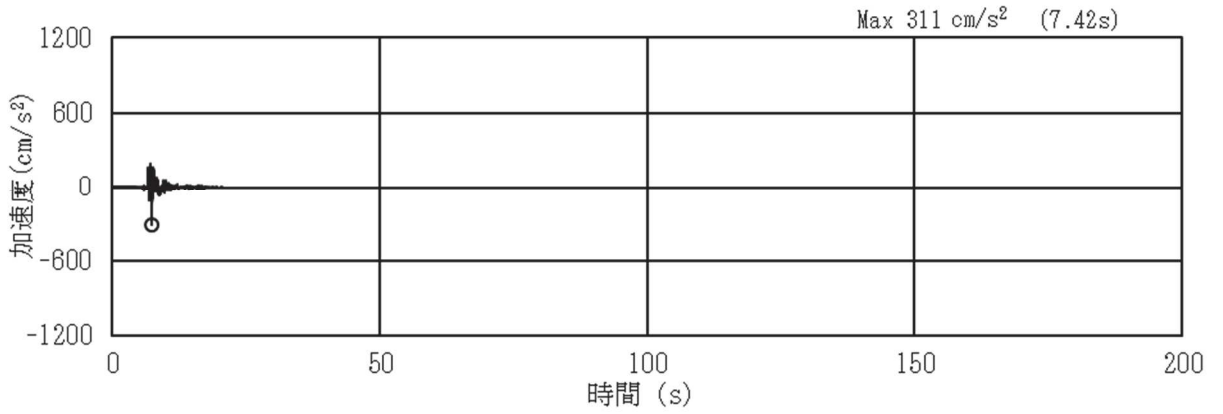


(a) 加速度時刻歴波形

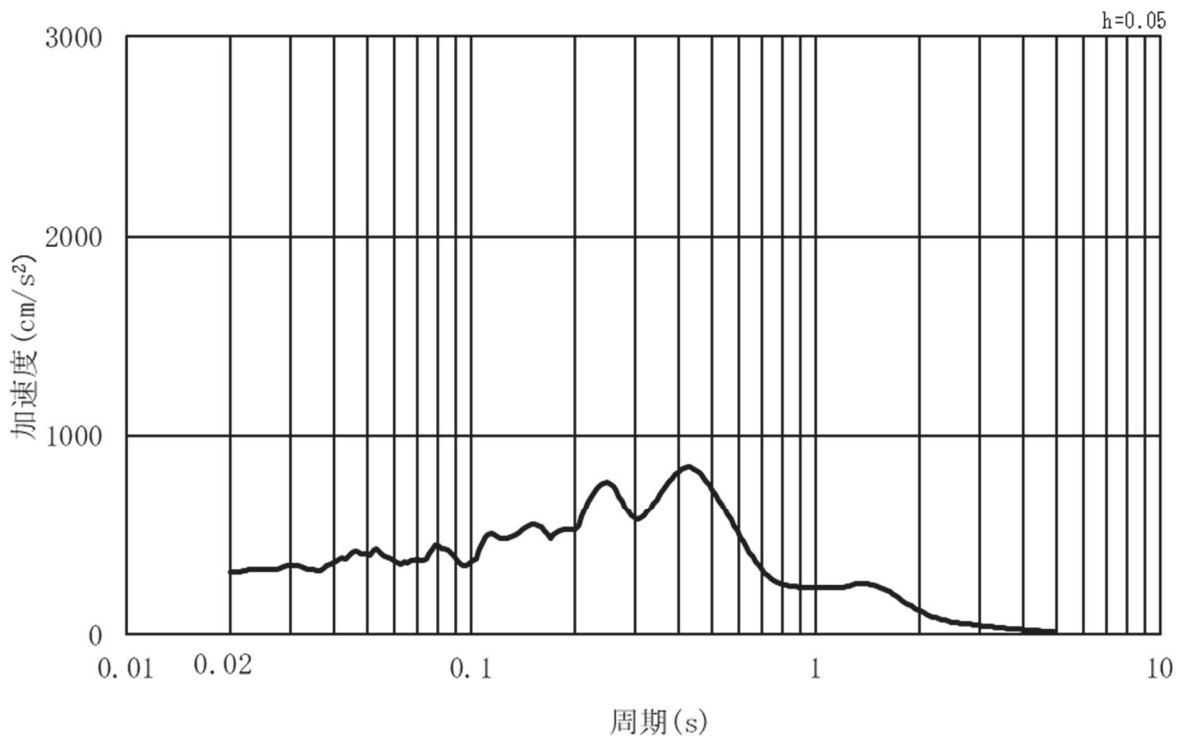


(b) 加速度応答スペクトル

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

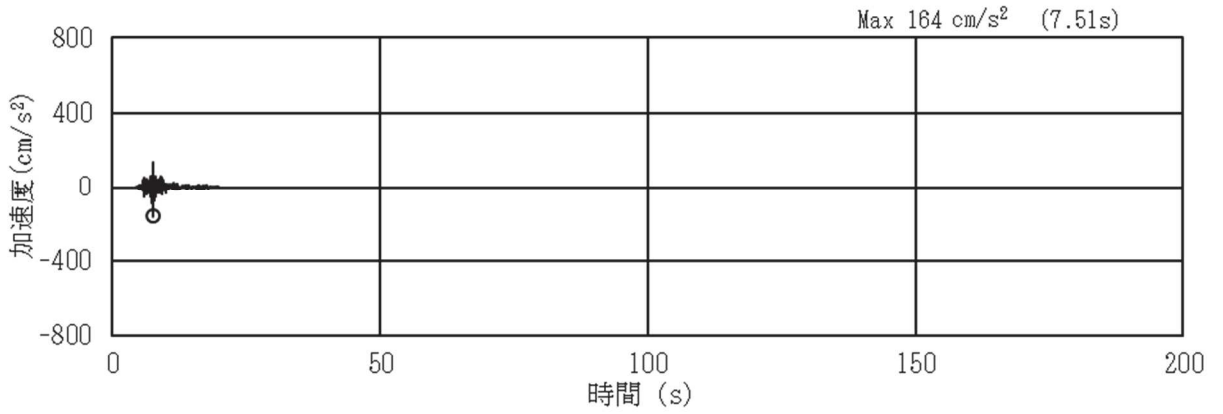


(a) 加速度時刻歴波形

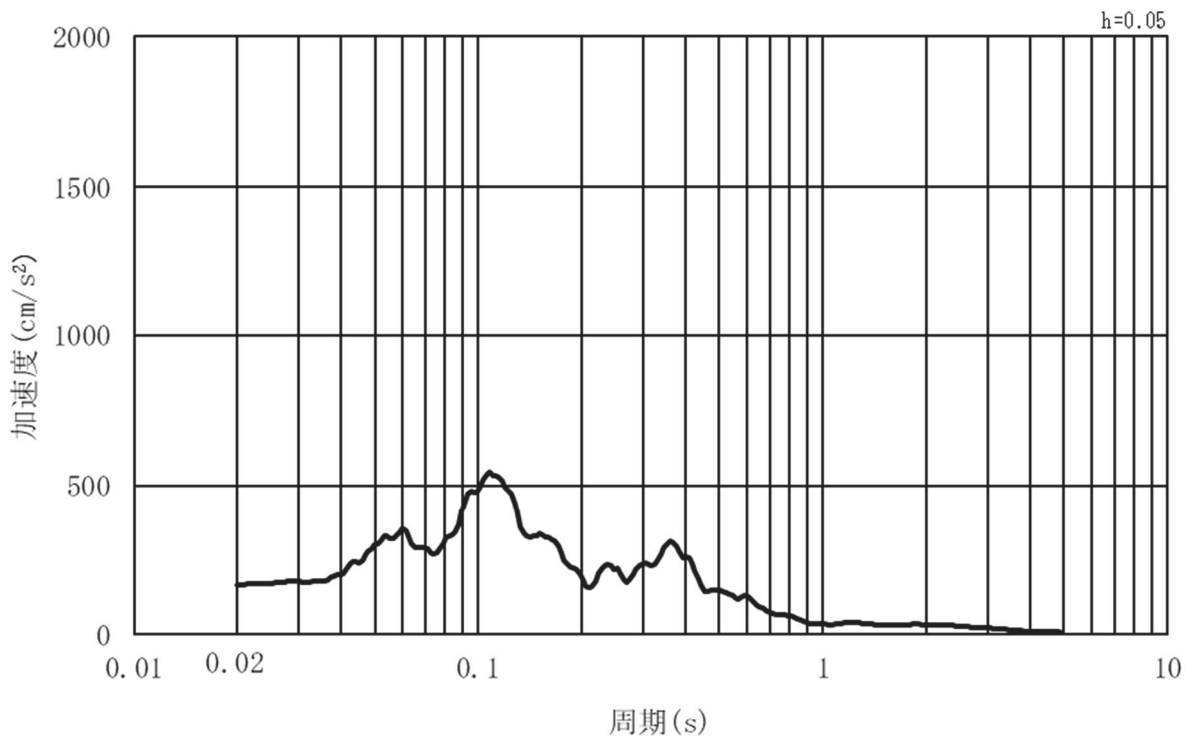


(b) 加速度応答スペクトル

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



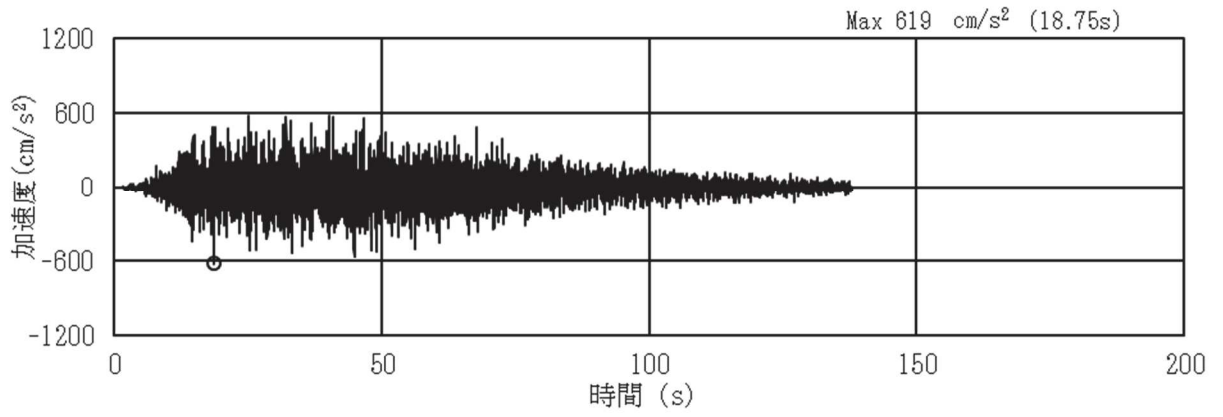
(a) 加速度時刻歴波形



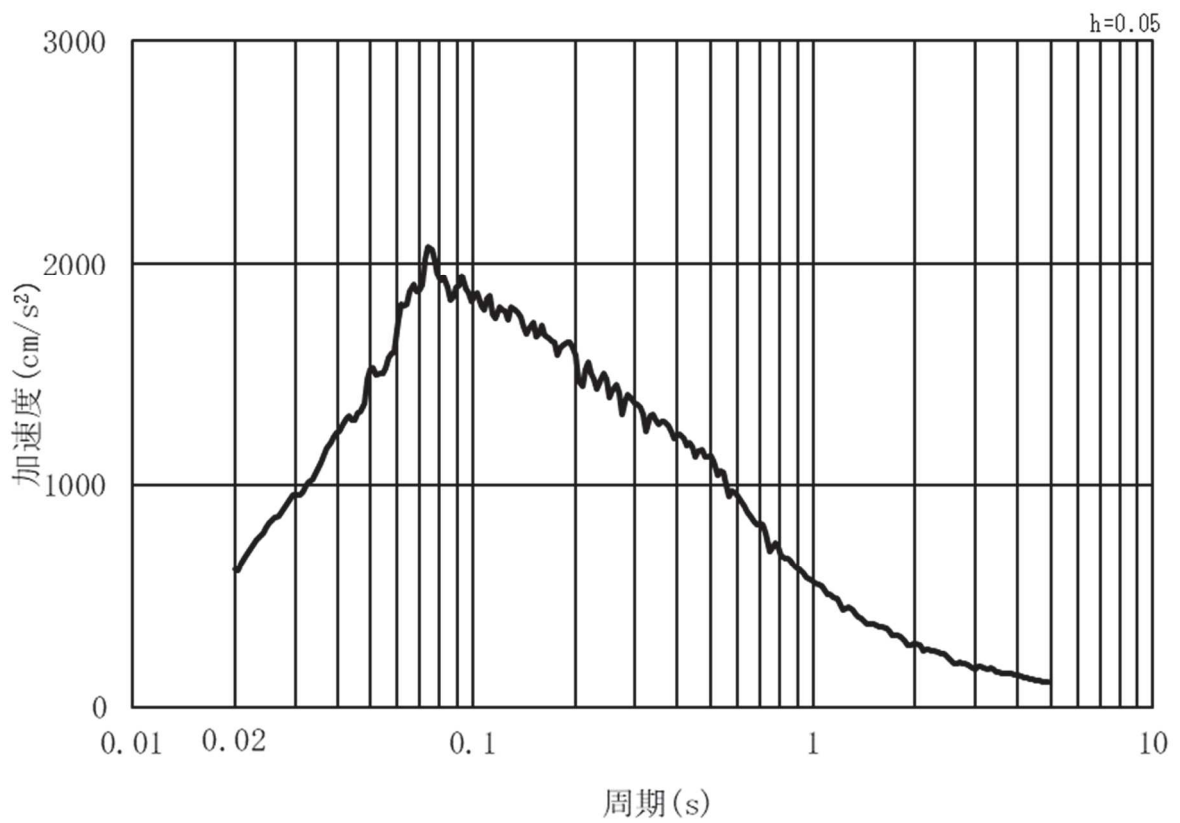
(b) 加速度応答スペクトル

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

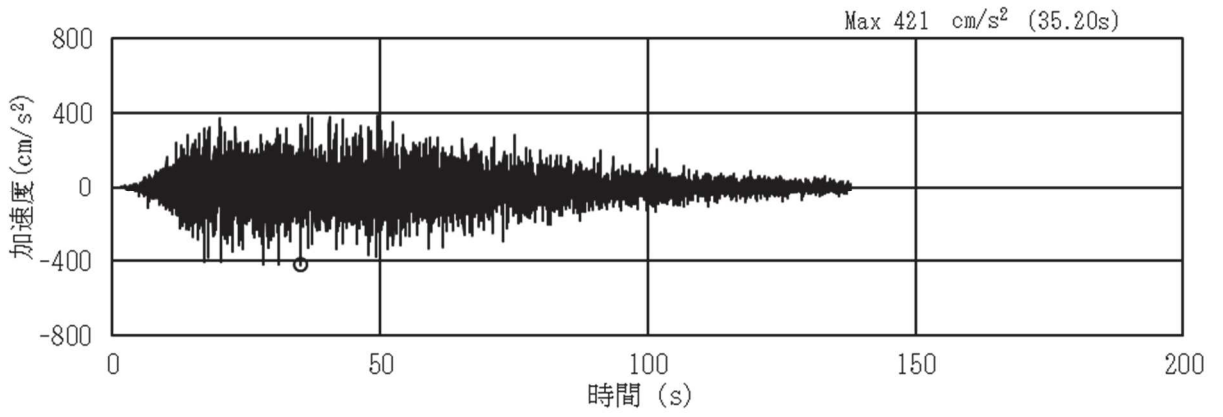


(a) 加速度時刻歴波形

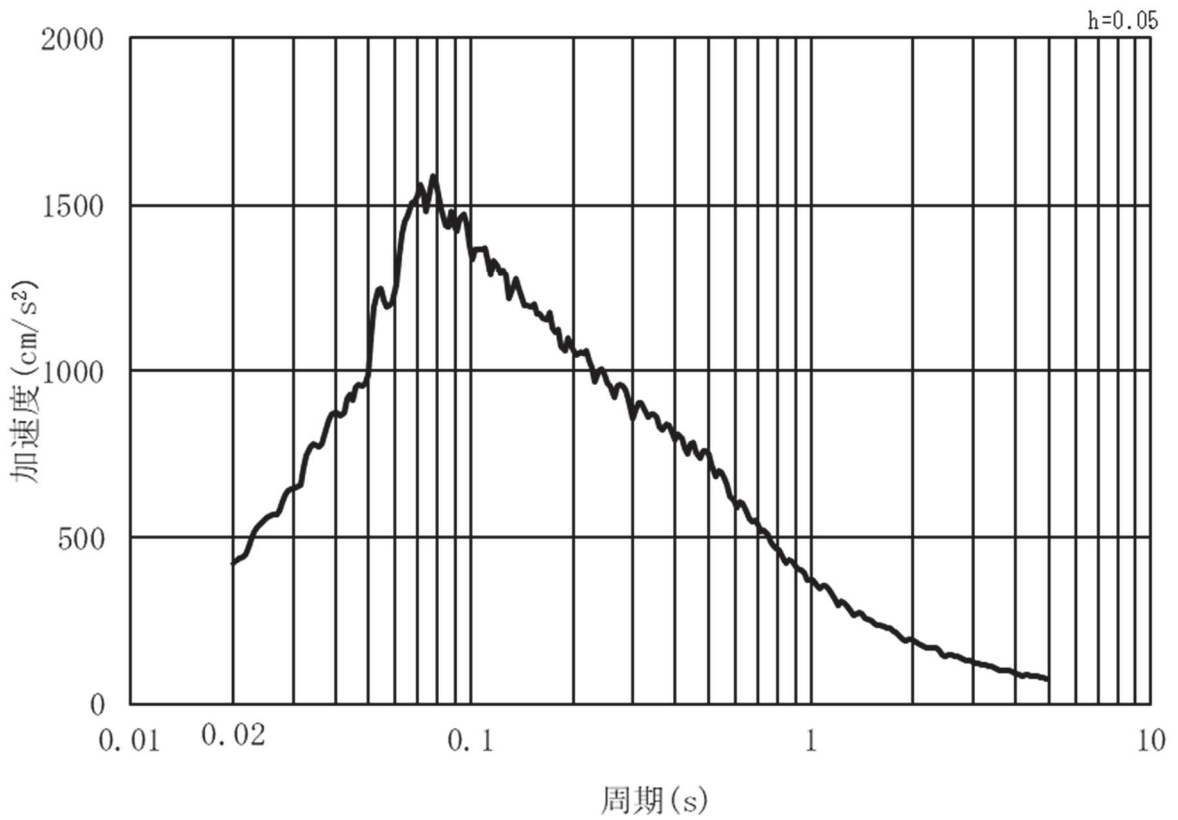


(b) 加速度応答スペクトル

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

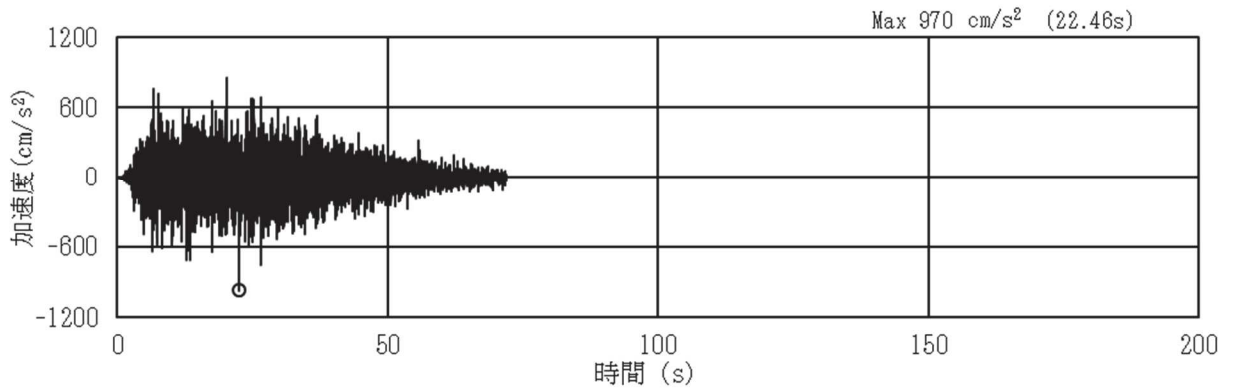


(a) 加速度時刻歴波形

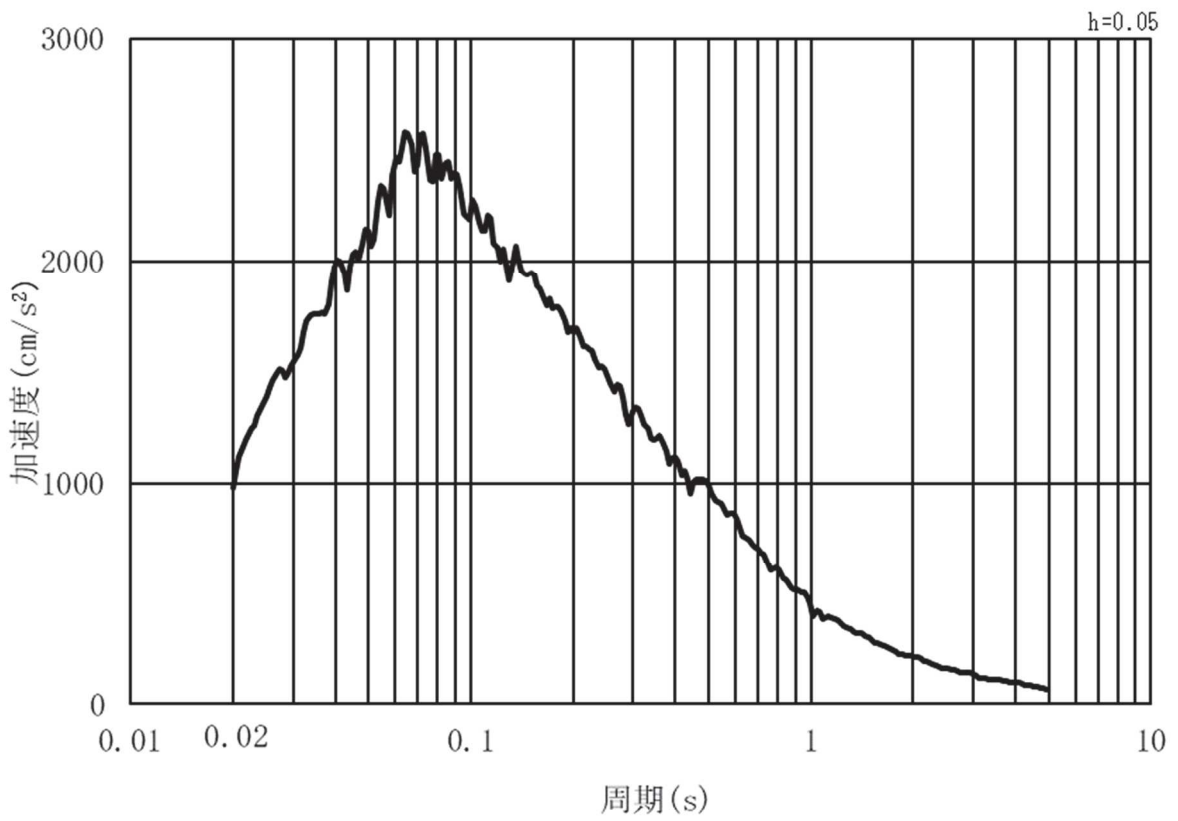


(b) 加速度応答スペクトル

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

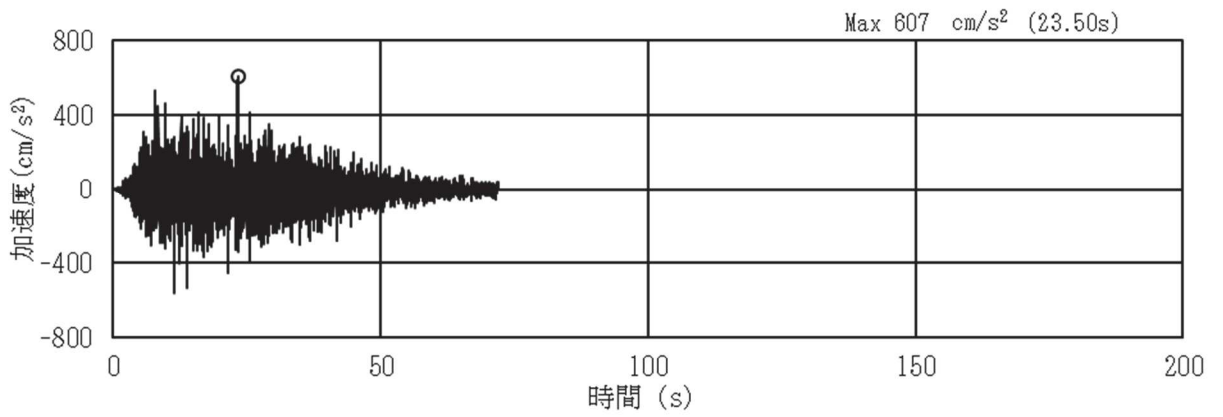


(a) 加速度時刻歴波形

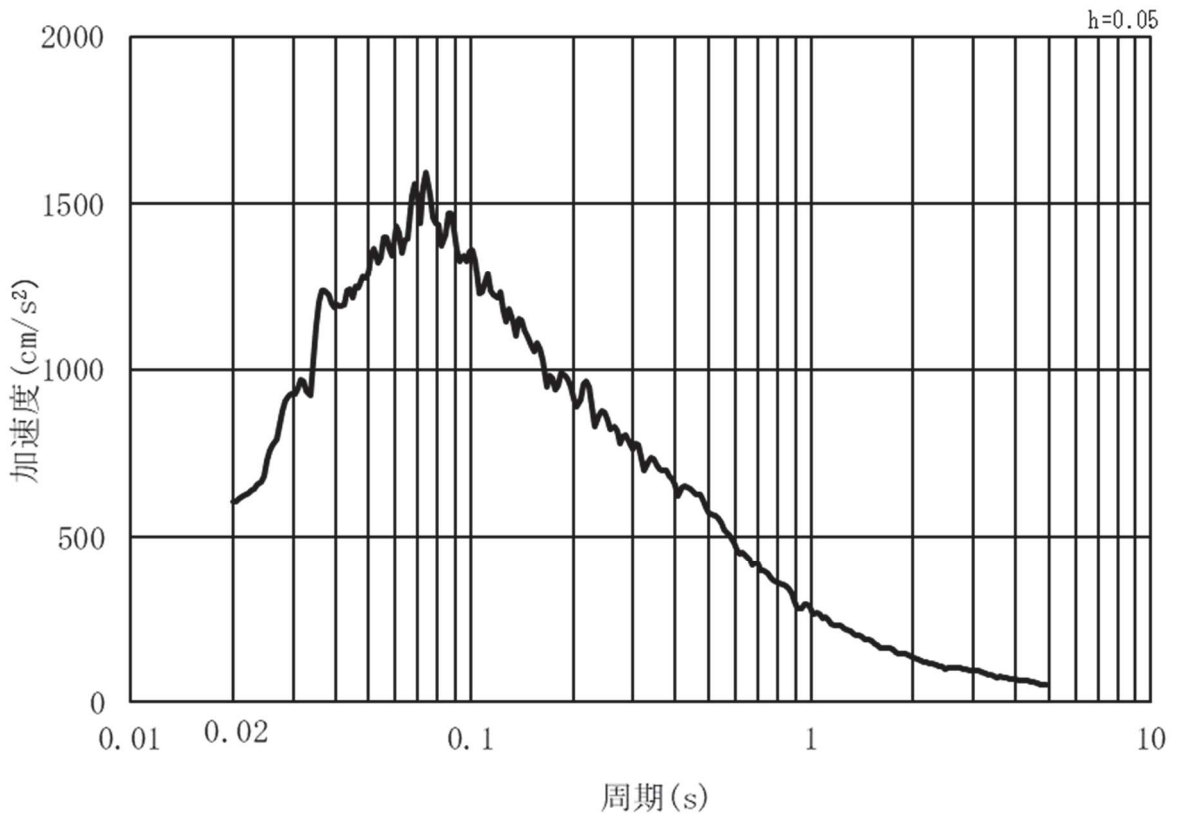


(b) 加速度応答スペクトル

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

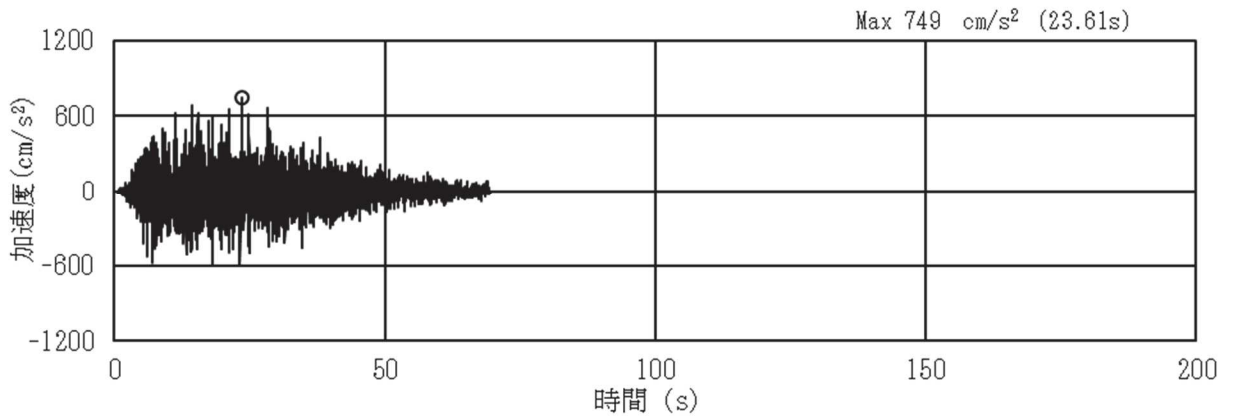


(a) 加速度時刻歴波形

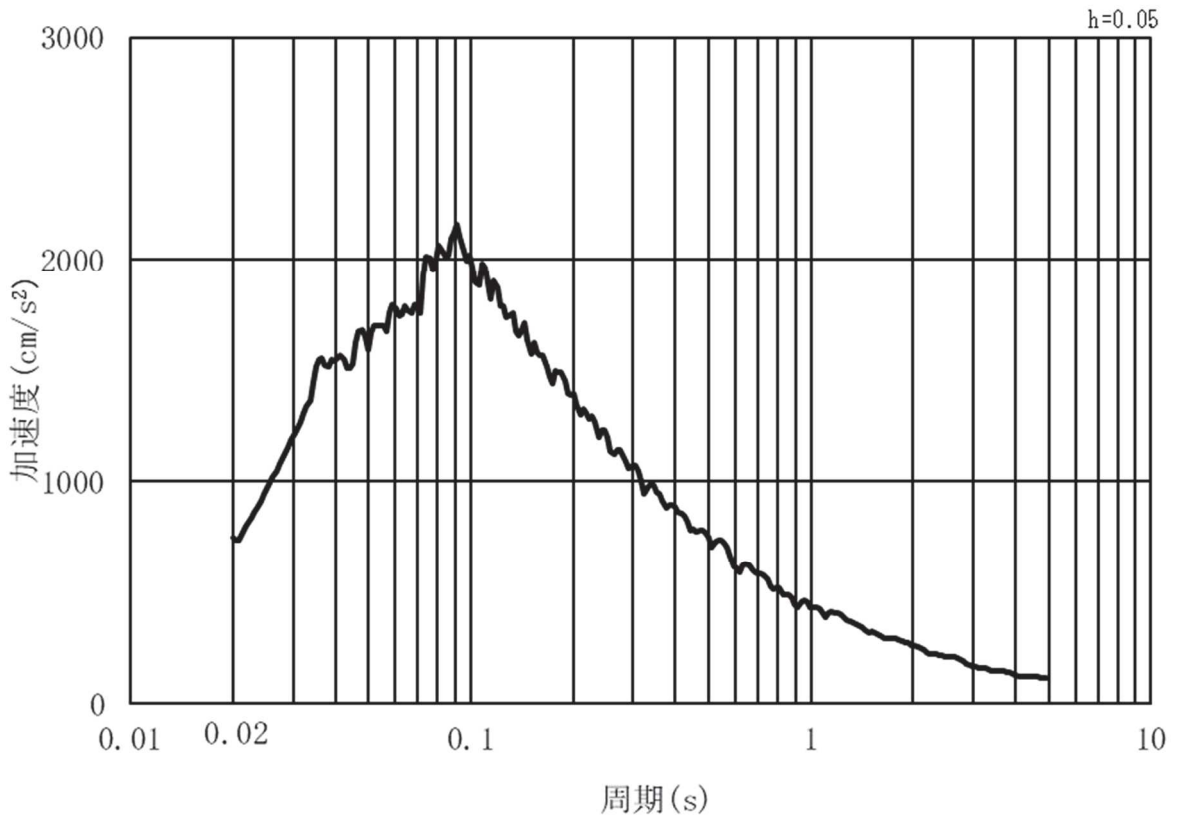


(b) 加速度応答スペクトル

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

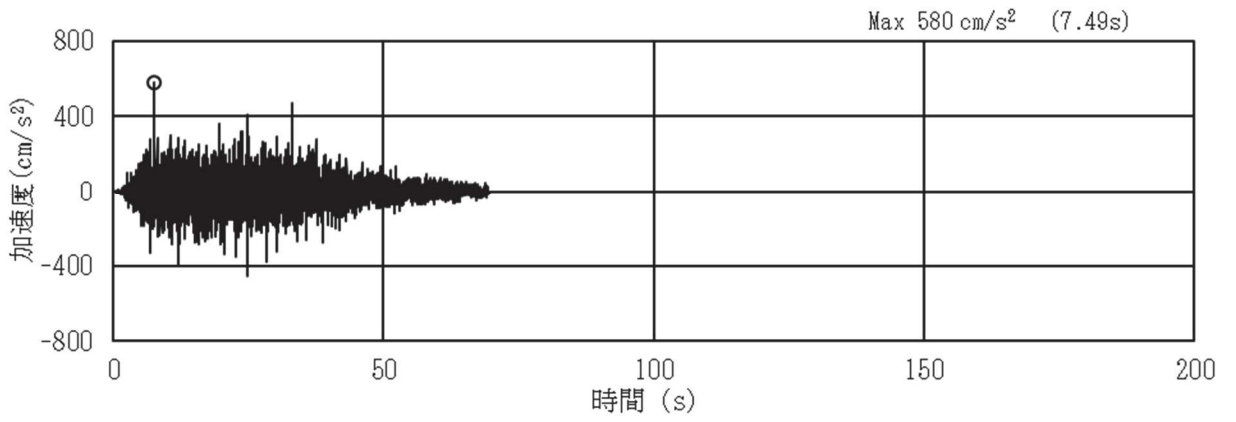


(a) 加速度時刻歴波形

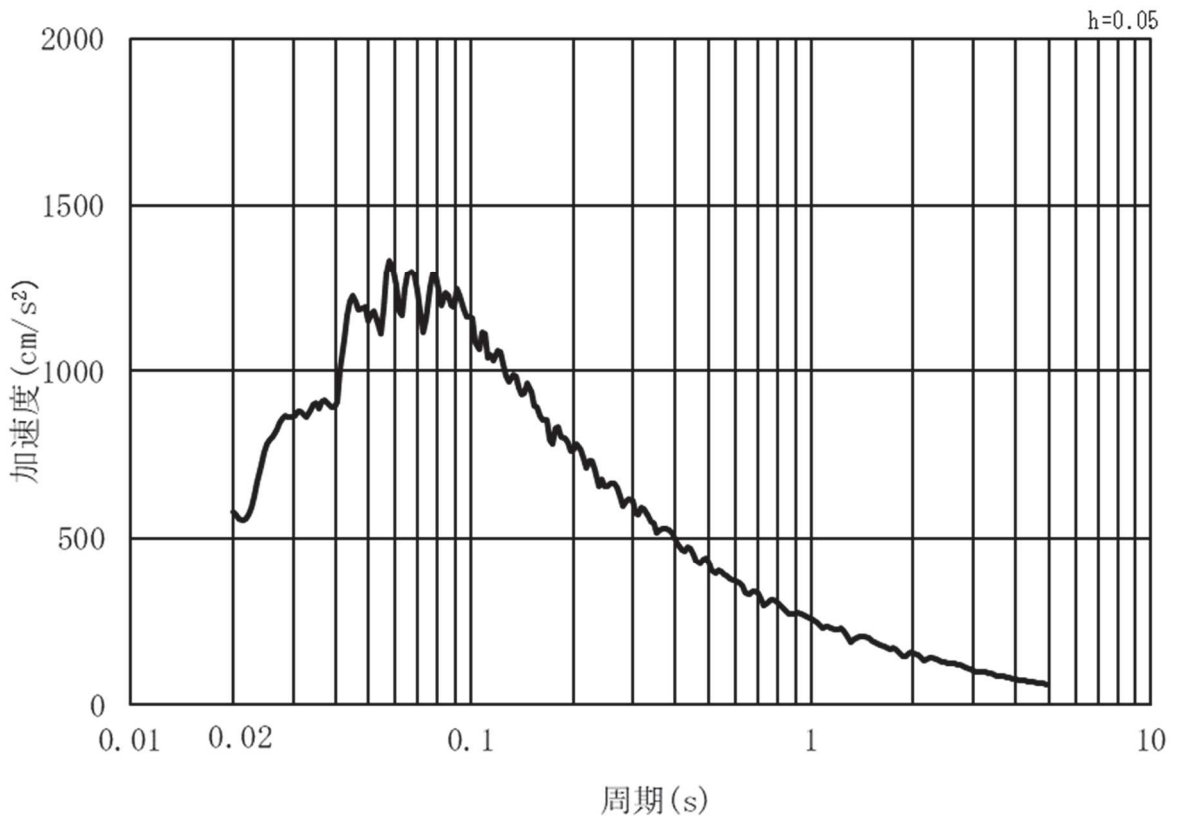


(b) 加速度応答スペクトル

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

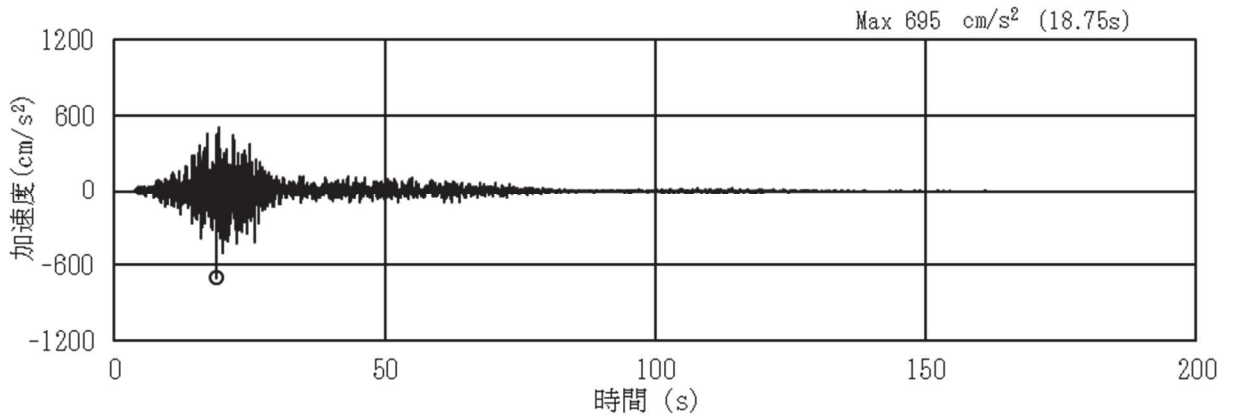


(a) 加速度時刻歴波形

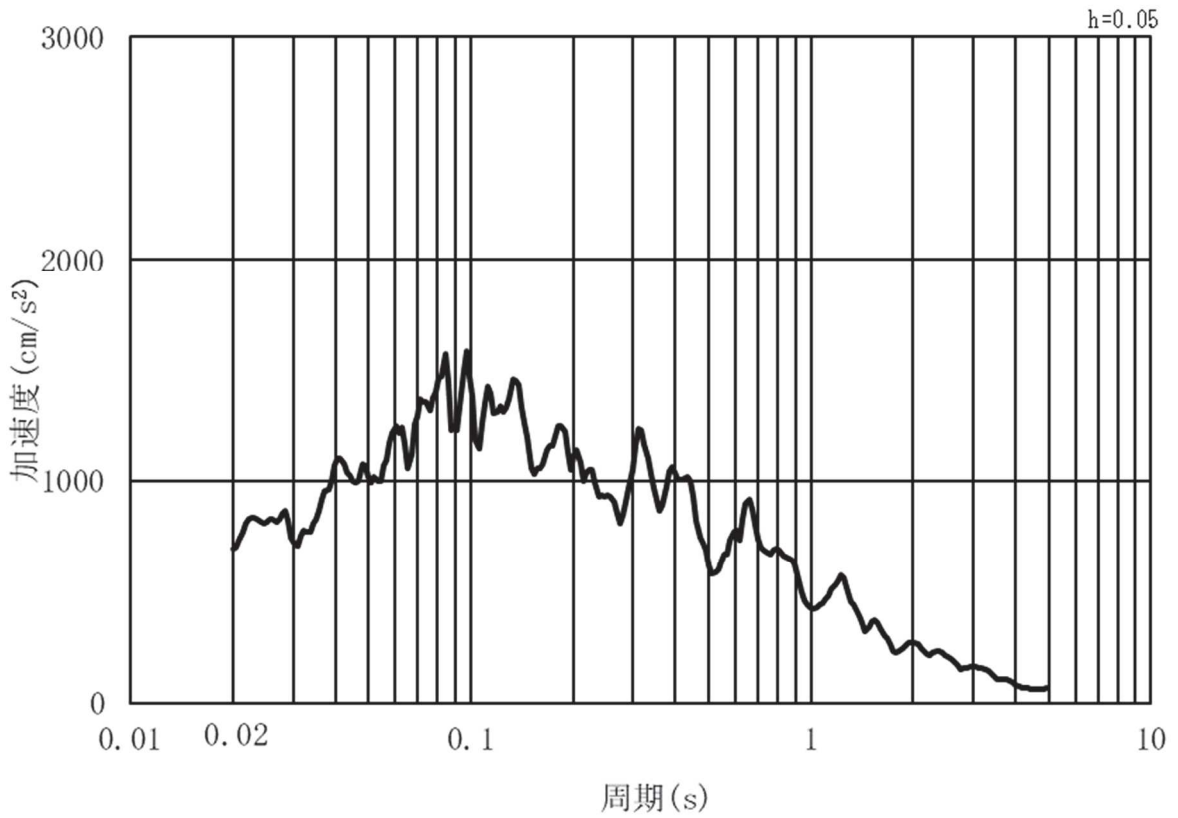


(b) 加速度応答スペクトル

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

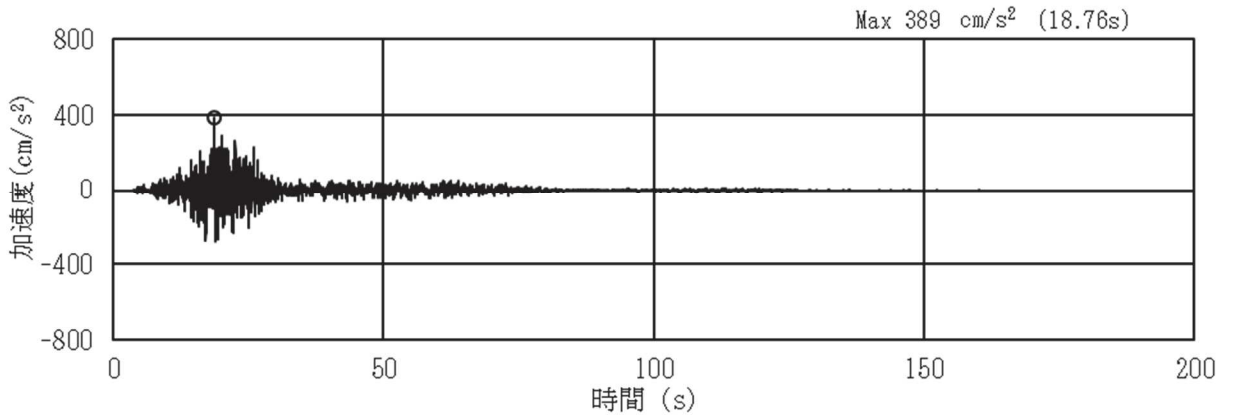


(a) 加速度時刻歴波形

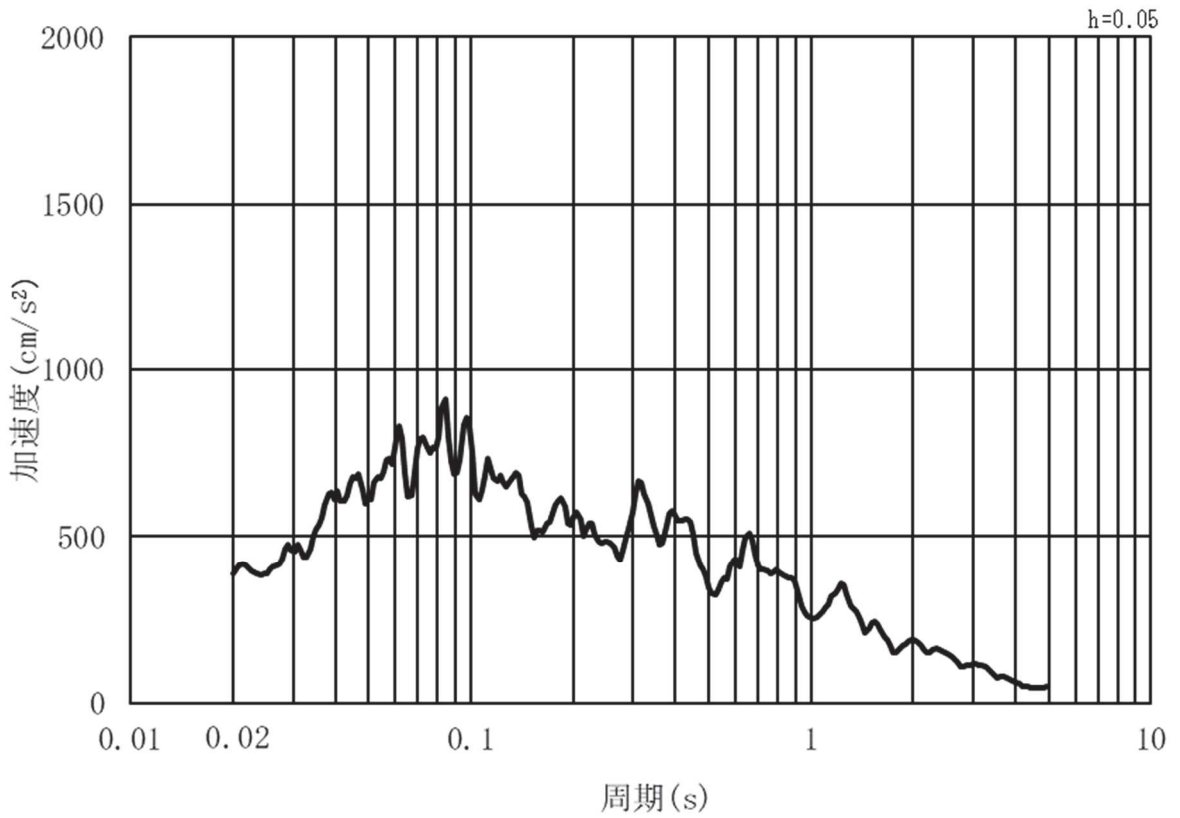


(b) 加速度応答スペクトル

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

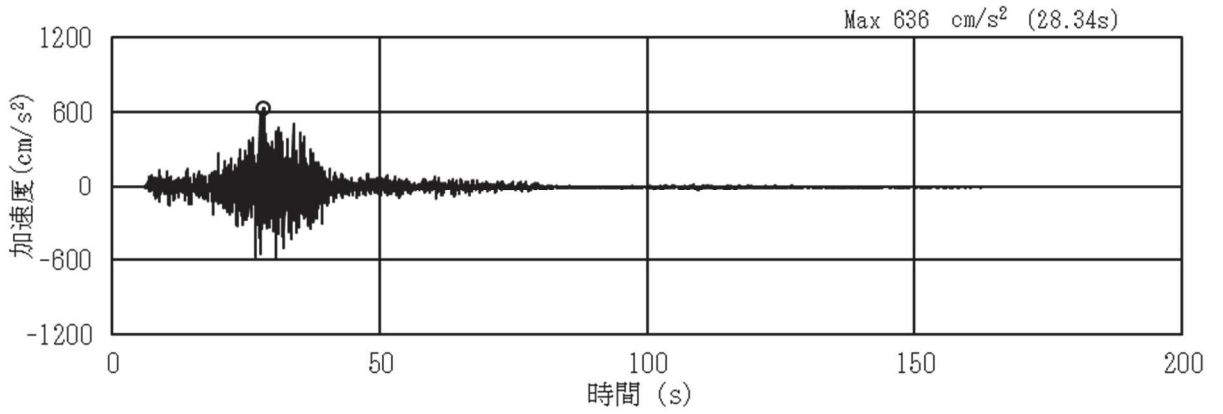


(a) 加速度時刻歴波形

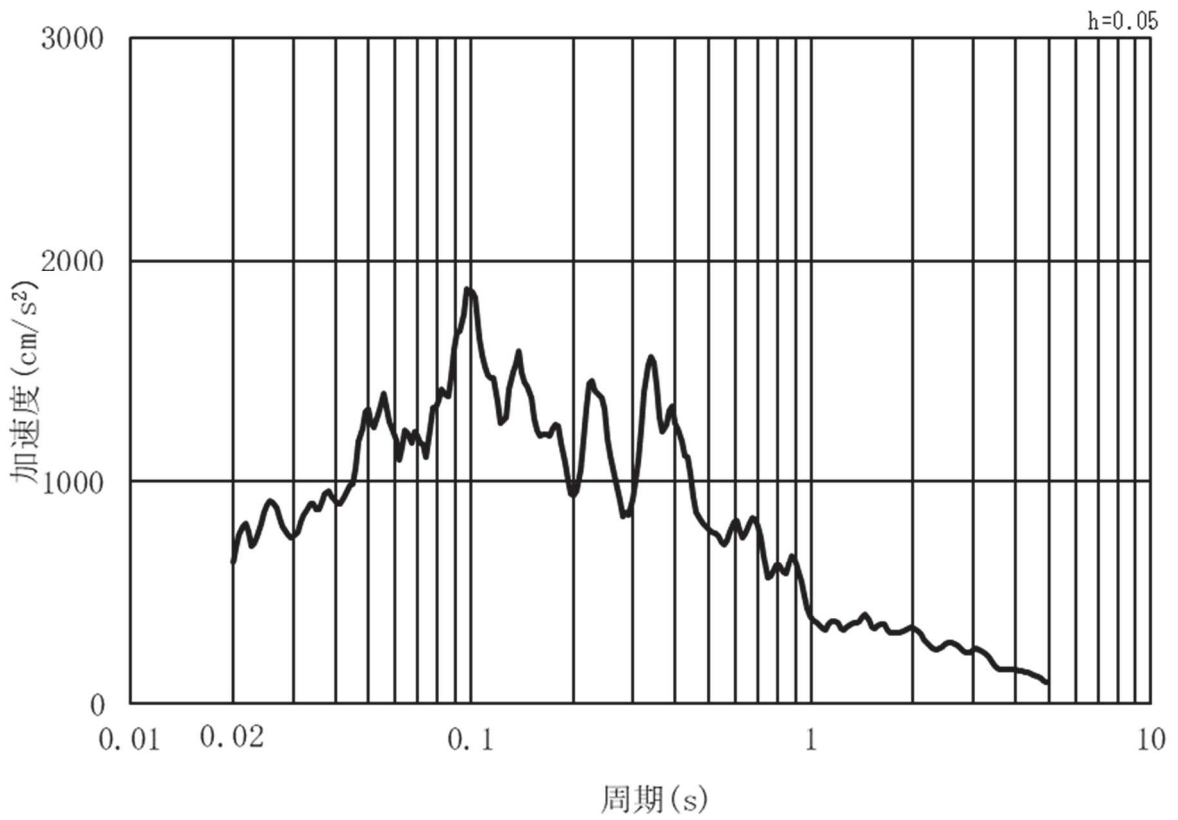


(b) 加速度応答スペクトル

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

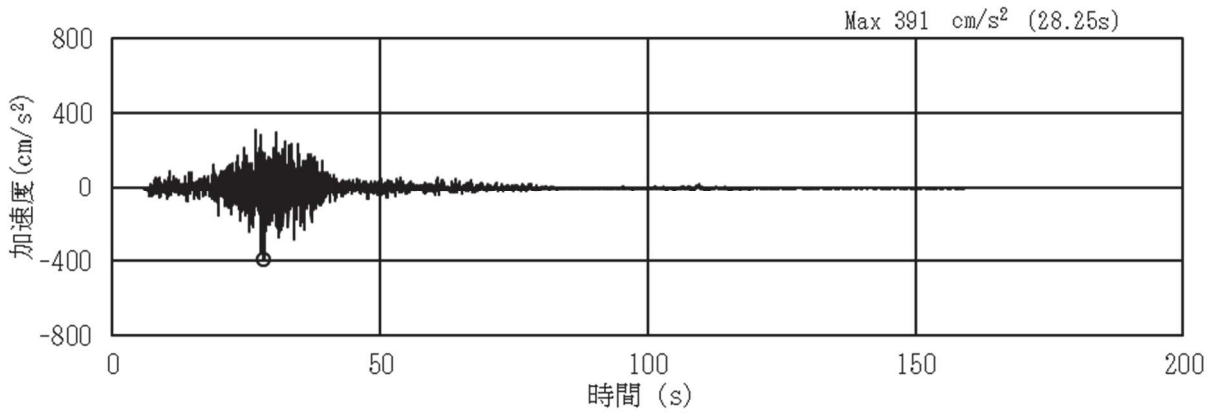


(a) 加速度時刻歴波形

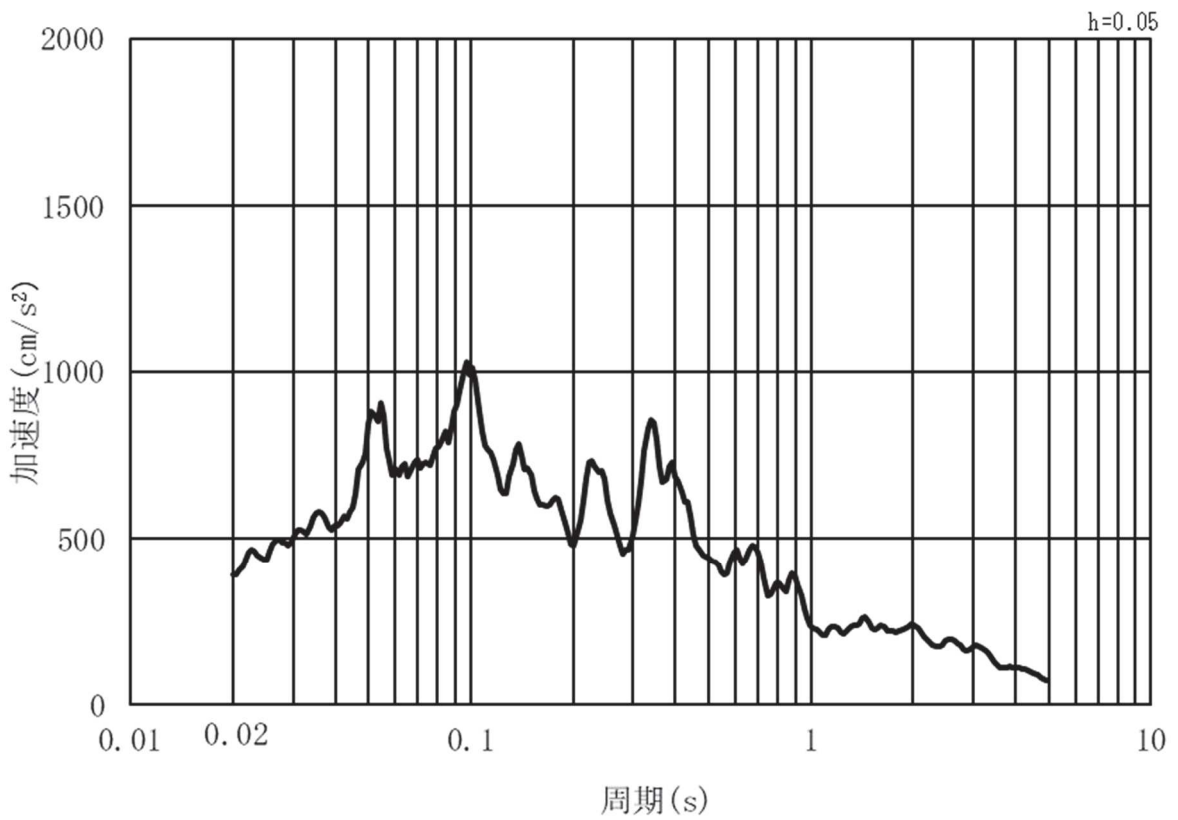


(b) 加速度応答スペクトル

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

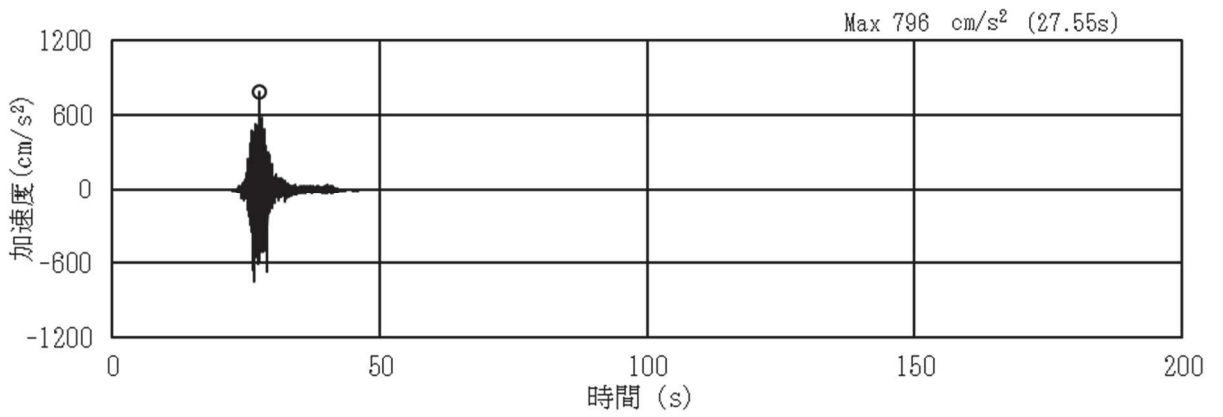


(a) 加速度時刻歴波形

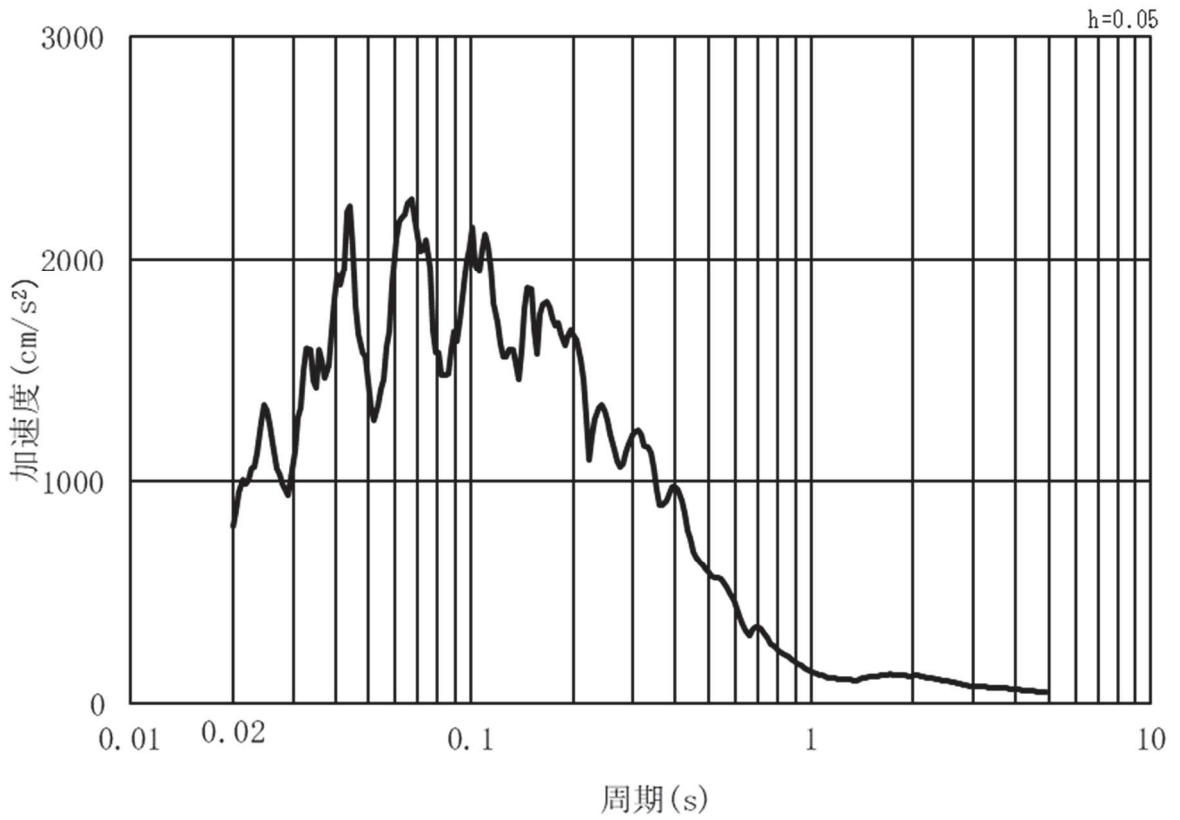


(b) 加速度応答スペクトル

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

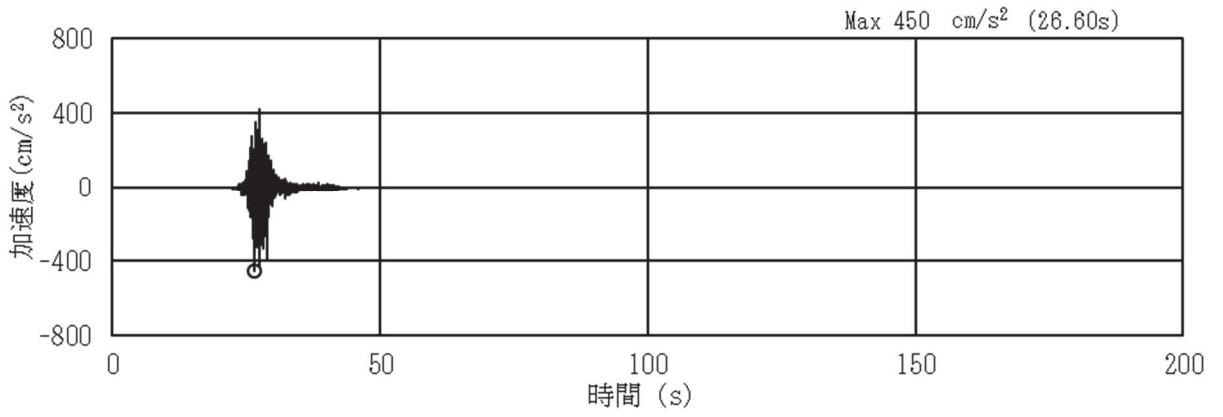


(a) 加速度時刻歴波形

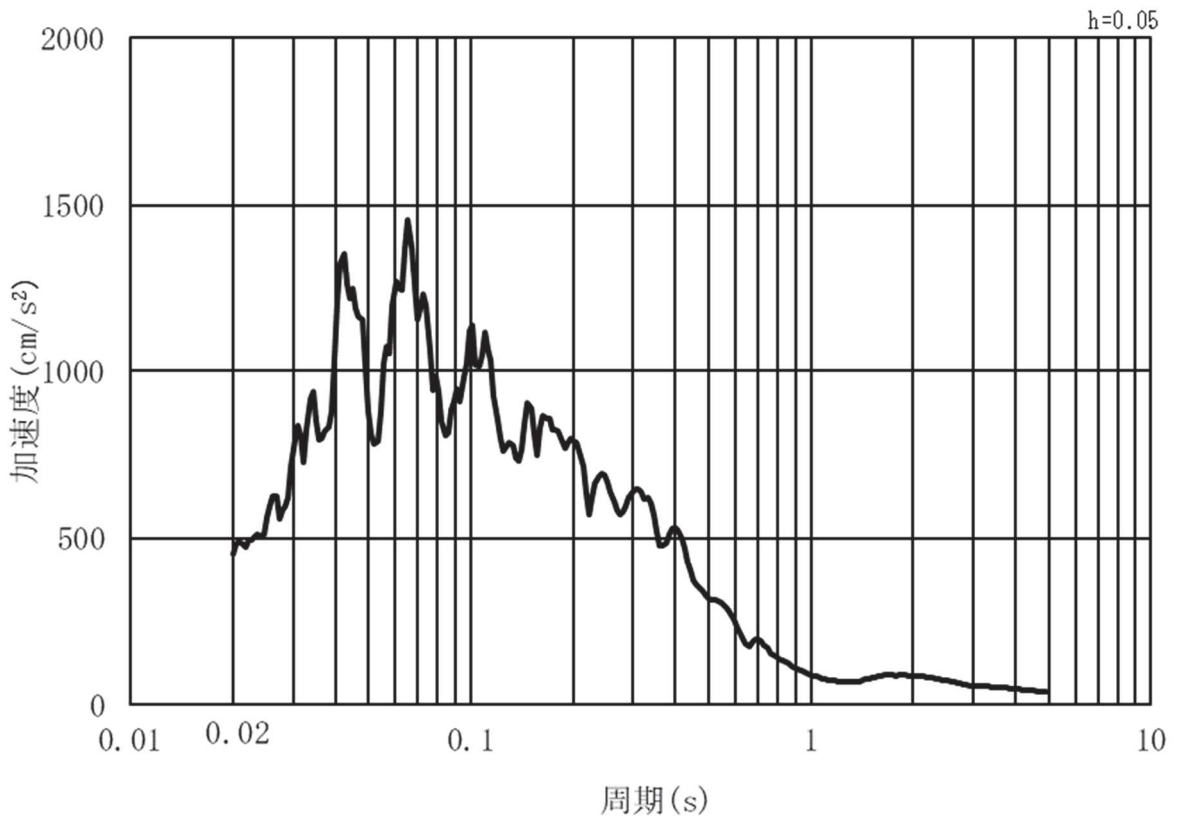


(b) 加速度応答スペクトル

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

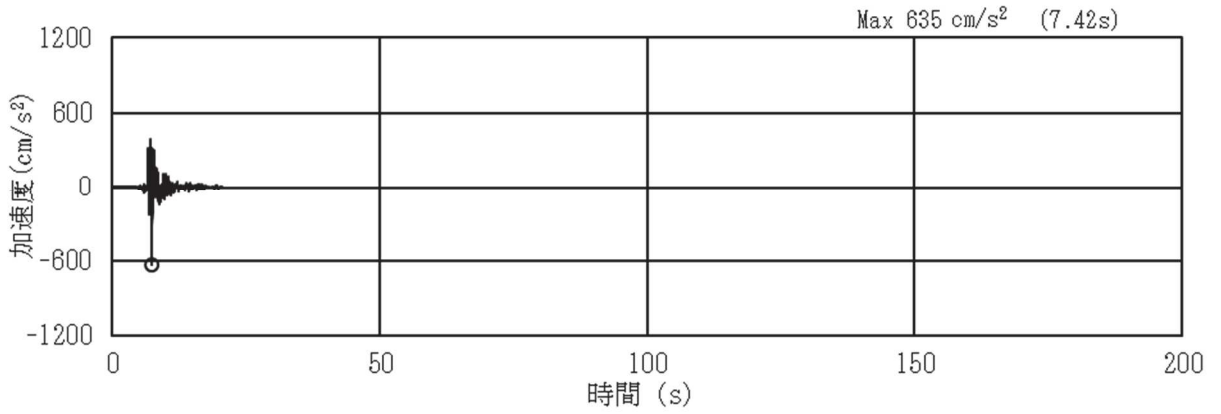


(a) 加速度時刻歴波形

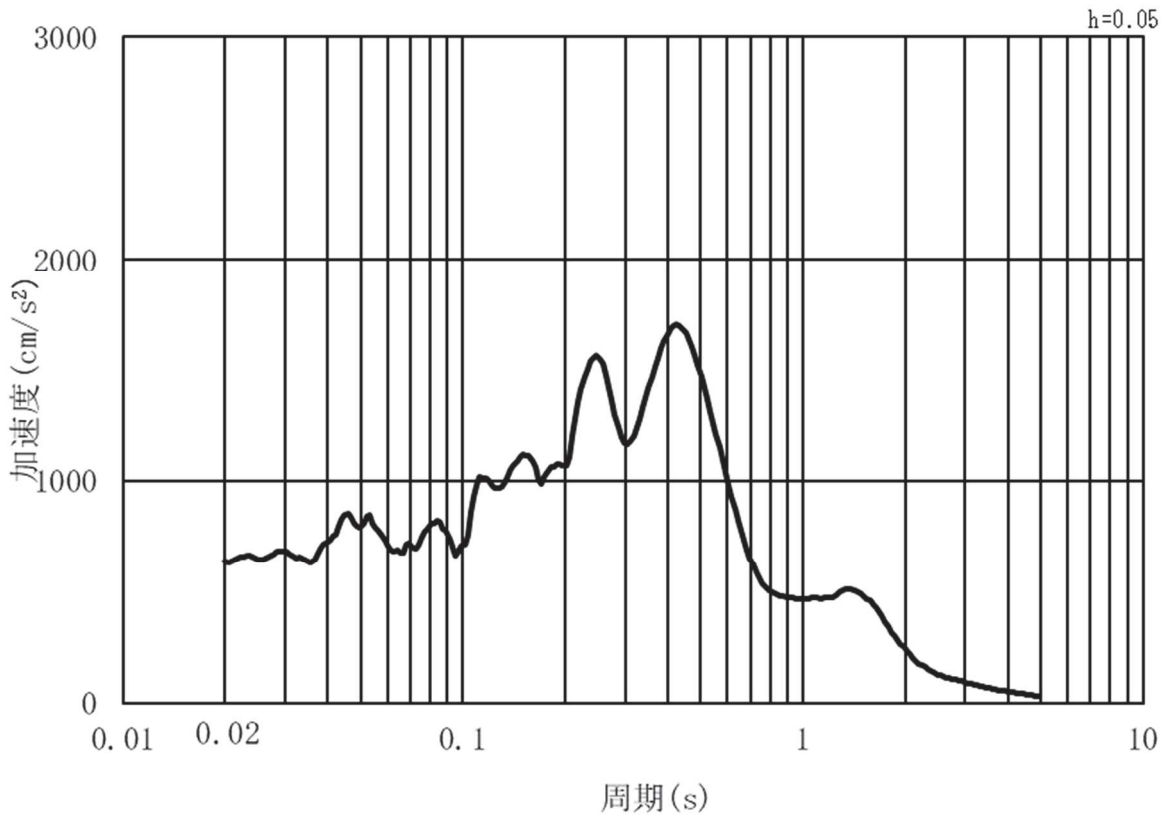


(b) 加速度応答スペクトル

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

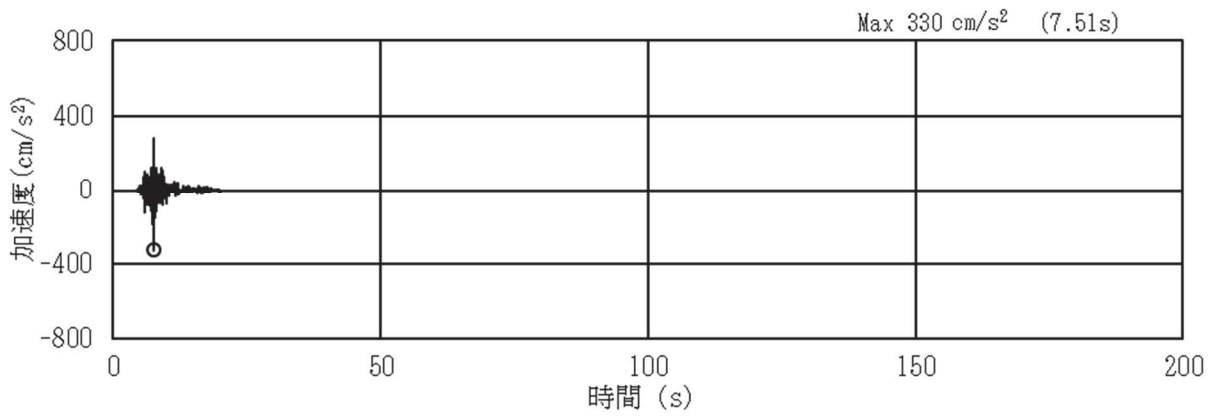


(a) 加速度時刻歴波形

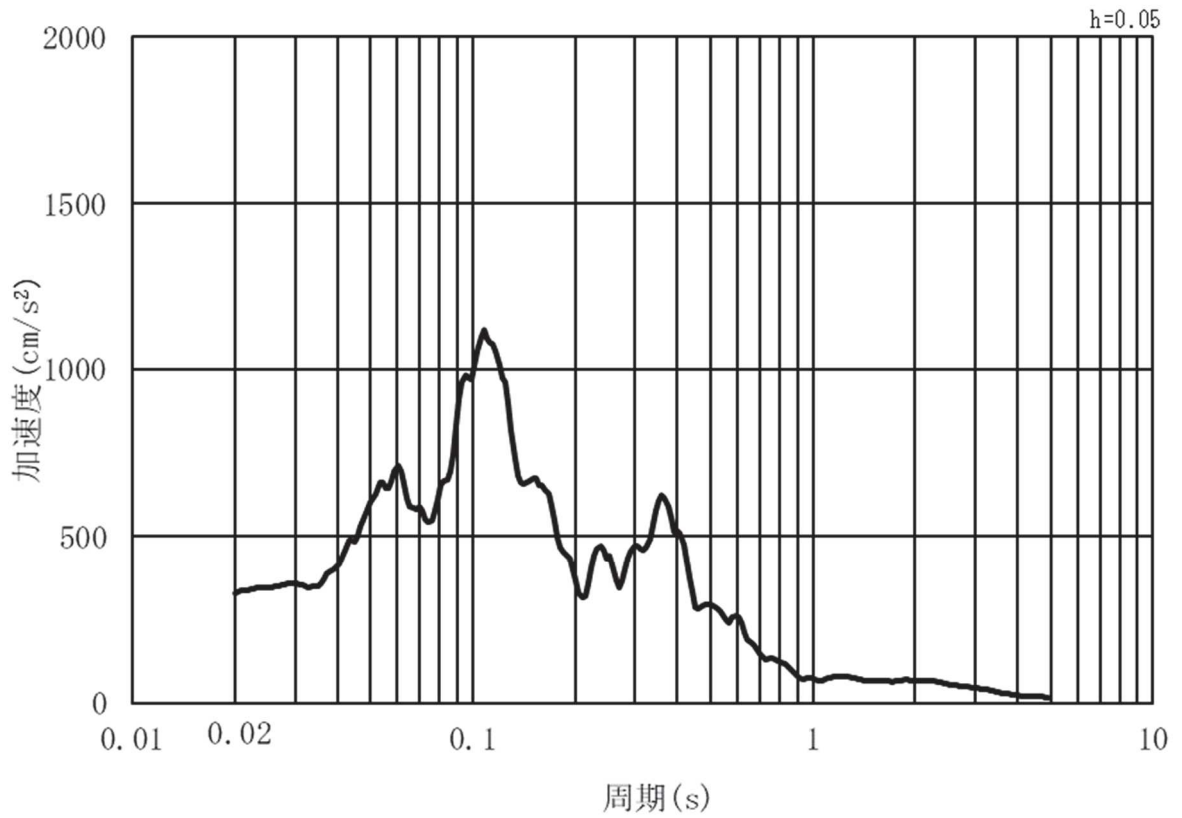


(b) 加速度応答スペクトル

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。

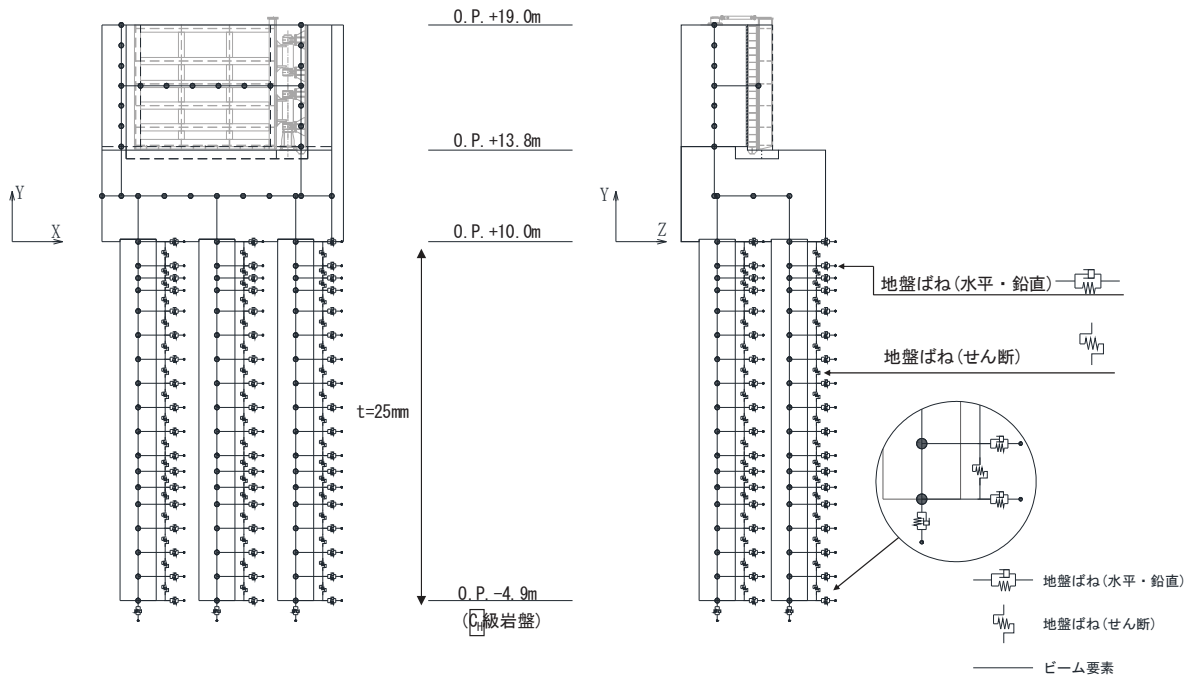


図 3-7 解析モデル (鋼製扉 2)

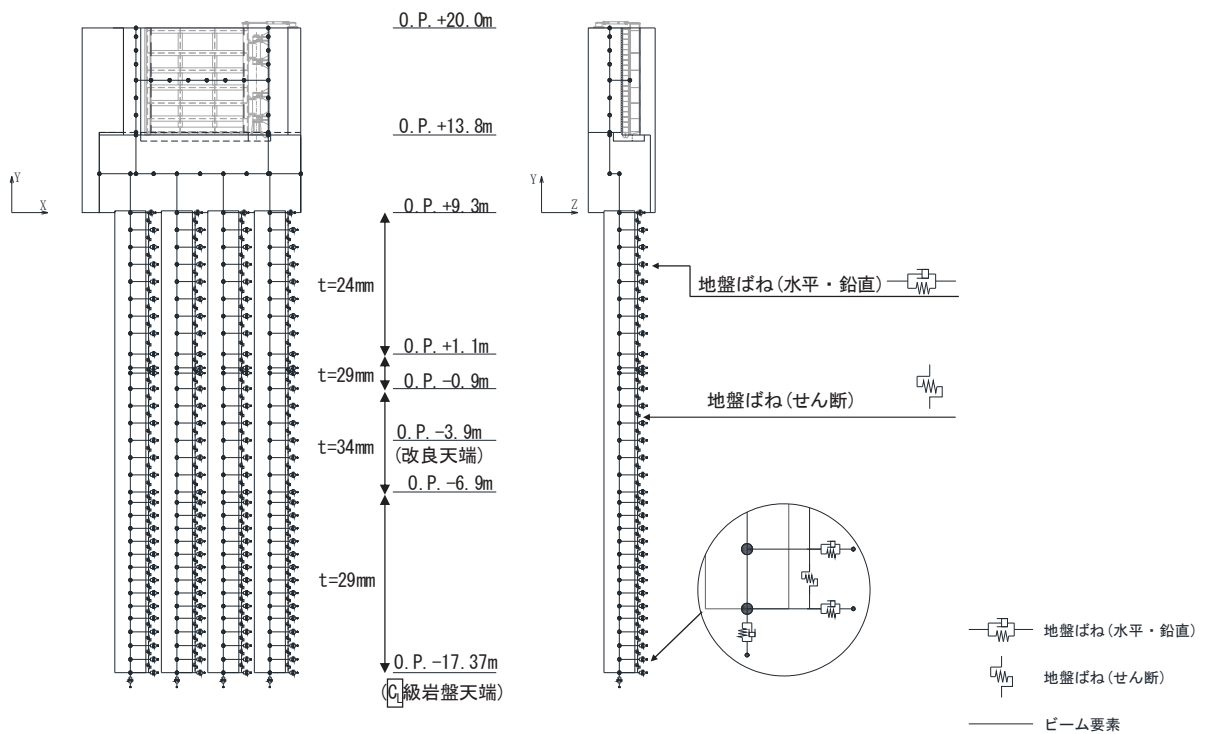


図 3-8 解析モデル (鋼製扉 3)

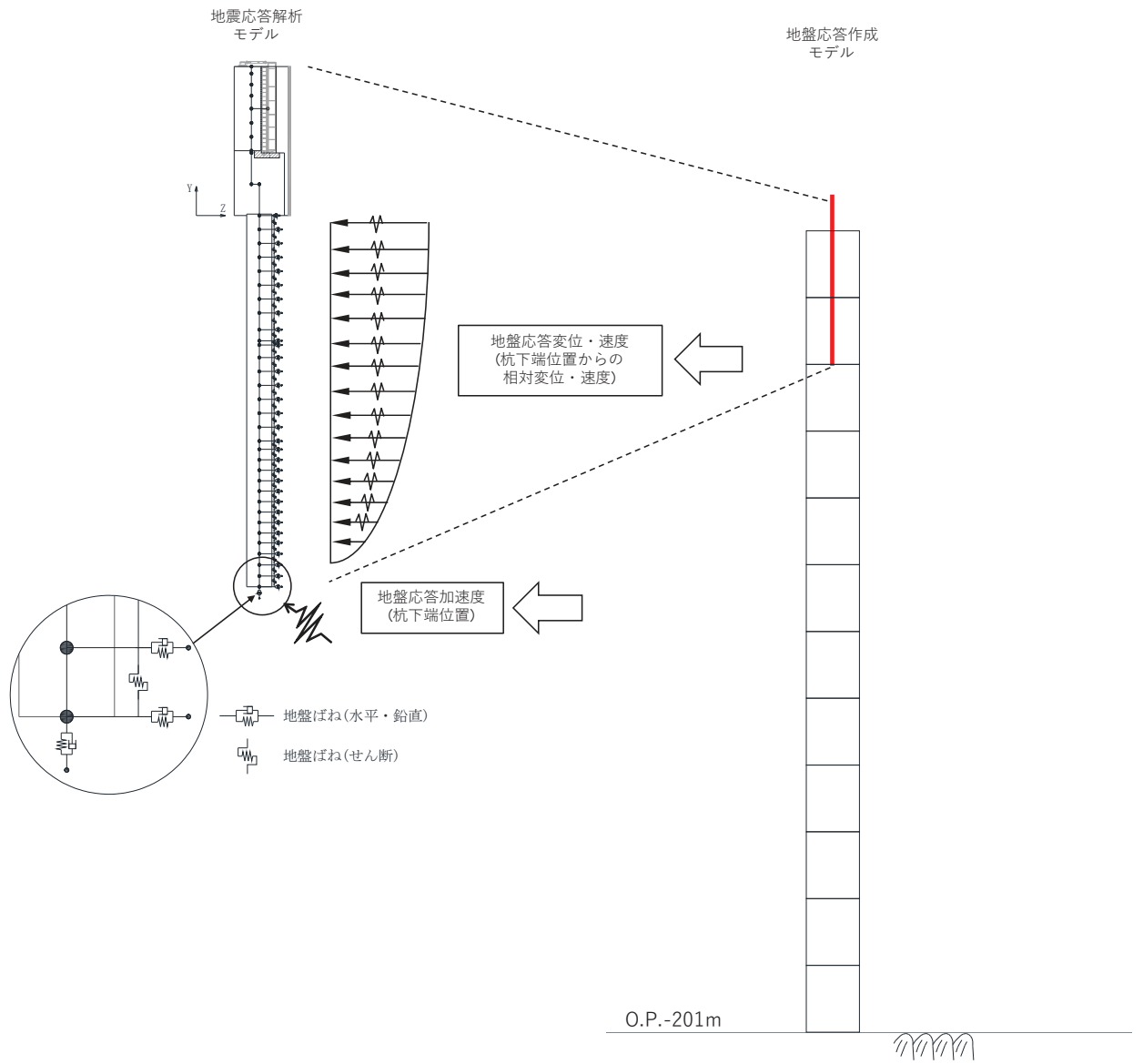


図 3-9 地盤のモデル化

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 ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30 N/mm ²
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 ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30 N/mm ²
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 ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	f' _{ck} =30N/mm ²	24.0	2.8×10 ⁴	0.2
	f' _{ck} =50N/mm ²	24.0	3.3×10 ⁴	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	2.00×10 ⁵	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 ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
	SM570 (主桁)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	186~244
許容せん断応力度 τ_{sa}		145	217
SM570 (鉛直桁) ($t \leq 40$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	252~255	378~382
	許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
SM570 (鉛直桁) ($40 < t$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	239	358
	許容せん断応力度 τ_{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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_{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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
SM490 (t ≤ 40)	許容軸引張応力度 σ_{sa}	158	237
	許容せん断応力度 τ_{sa}	91	136
SM490 (40 < t)	許容軸引張応力度 σ_{sa}	148	222
	許容せん断応力度 τ_{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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	11	16.5
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	16
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{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 ²)	せん断強度 (N/mm ²)
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 ²)
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 ²)	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。

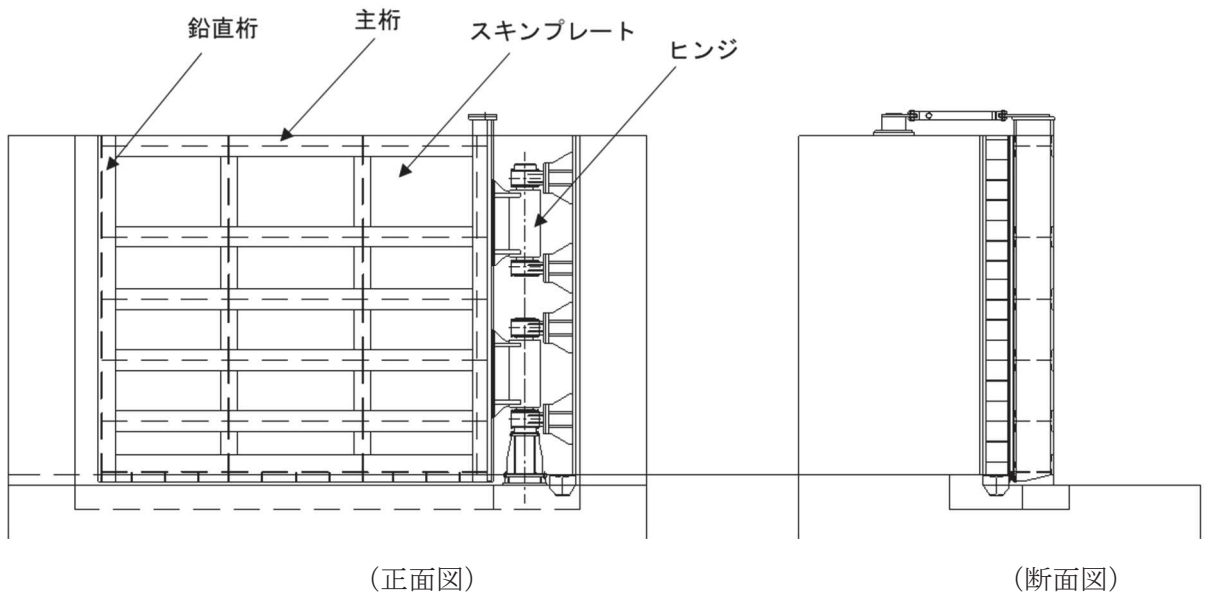


図 3-10 扉体の構造図 (正面図, 断面図)

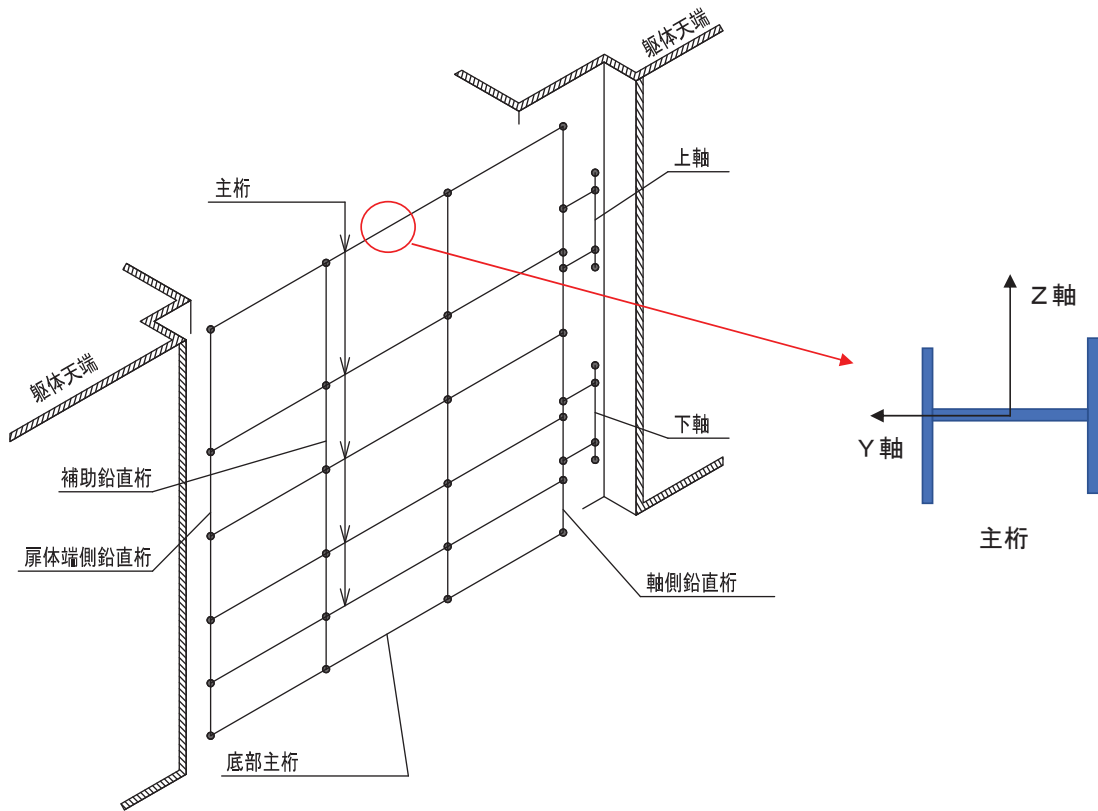


図 3-11 扉体モデル形状

(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，

- σ_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/m²)
- N_{X1} : 扉体の軸力 (kN)
- A_1 : 扉体の有効断面積 (m²)
- 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 (m³)
- 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 (m³)

(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，

- τ_1 : 扉体のせん断力より算定される応力 (kN/m²)
- 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 (mm³)
- 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 (m²)
- 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 (m²)

(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、

σ_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/mm²)

τ_1 : 扉体のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

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)
- σ_y : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm²)
- N_4 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)
- A_4 : 鋼管杭の有効断面積 (m²)
- Z_4 : 鋼管杭の有効断面係数 (m³)

(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,

- τ_4 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S_4 : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)
- A_4 : 鋼管杭の断面積 (mm²)
- κ_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。

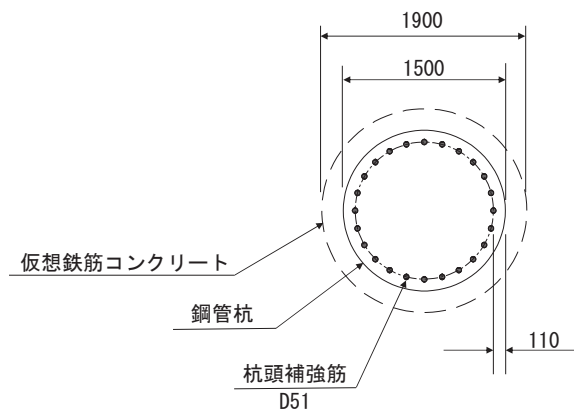


図 3-12 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

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 _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	62	222	0.28
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	18	136	0.14
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.08	1.2	0.07
鋼製扉 3 (SM570)	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	49	222	0.23
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	14	136	0.11
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.05	1.2	0.05

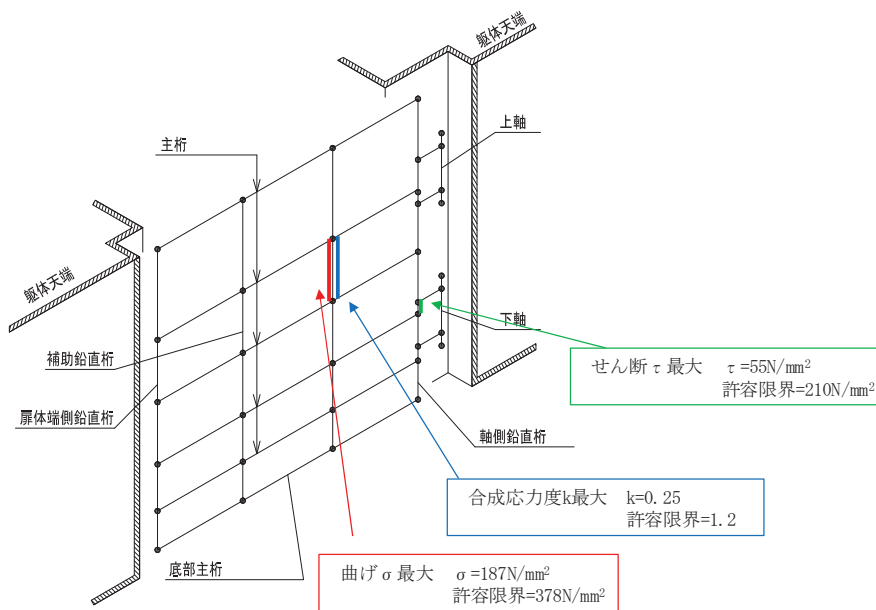


図 4-1(1) 扉体（主桁、鉛直桁）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 2）

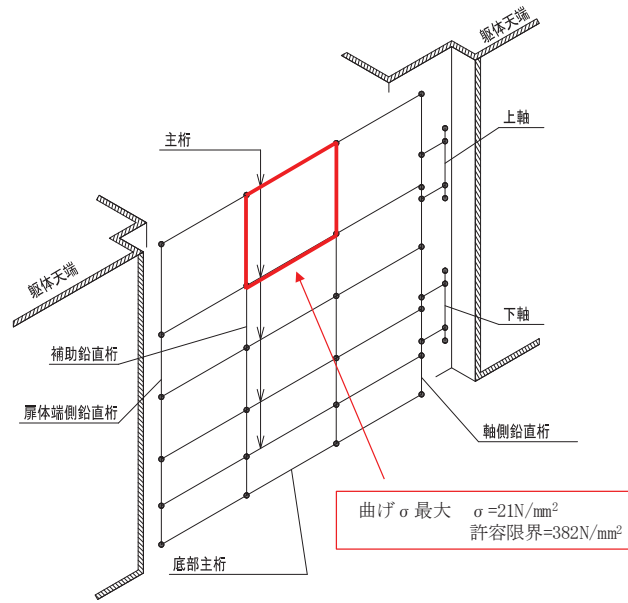


図 4-1(2) 扉体（スキンプレート）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所（鋼製扉 2）

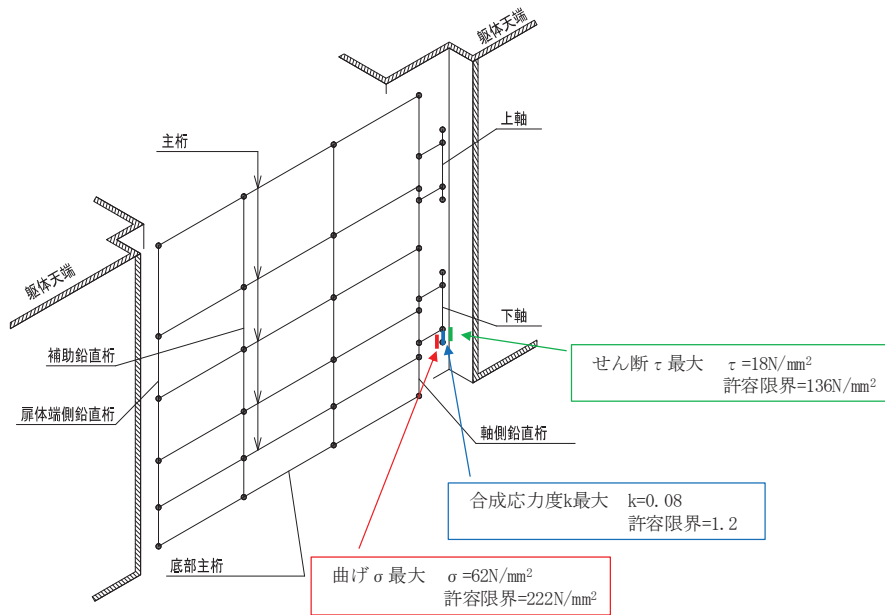


図 4-1(3) ヒンジの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生個所（鋼製扉 2）

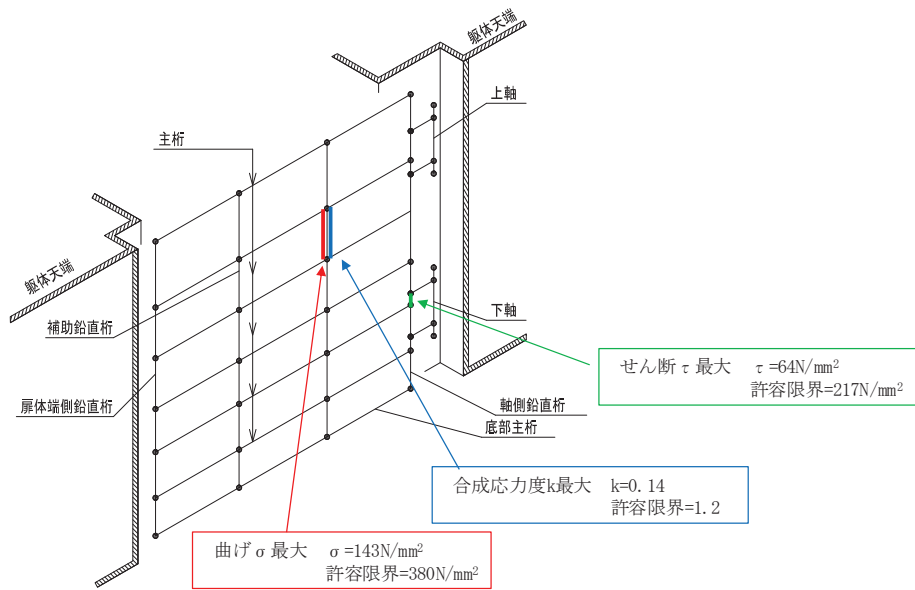


図 4-2(1) 扉体（主桁，鉛直桁）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

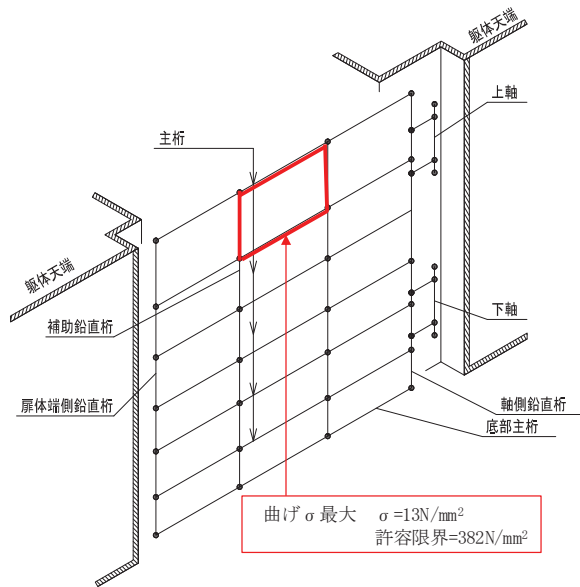


図 4-2(2) 扉体（スキンプレート）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

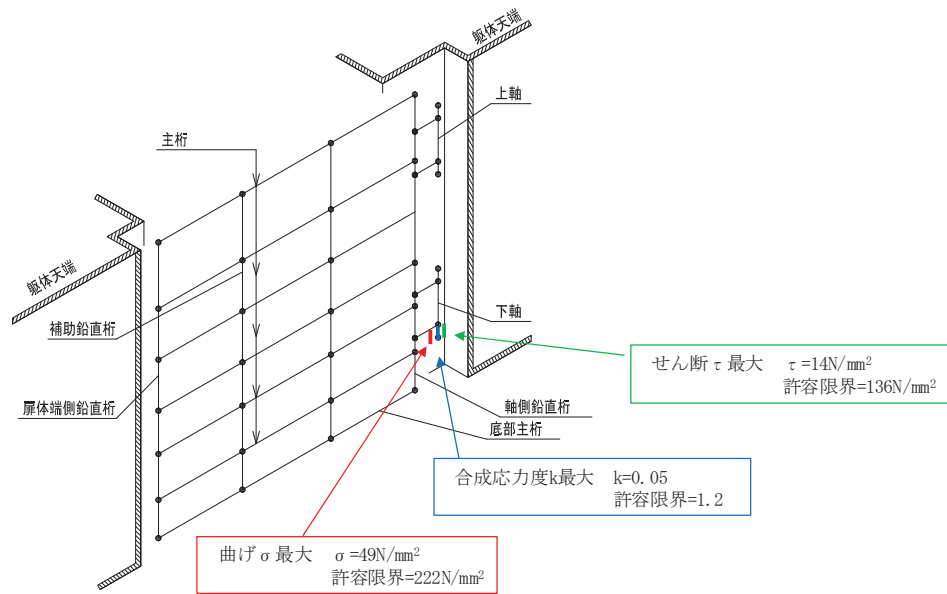


図 4-2(3) ヒンジの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生個所（鋼製扉 3）

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。

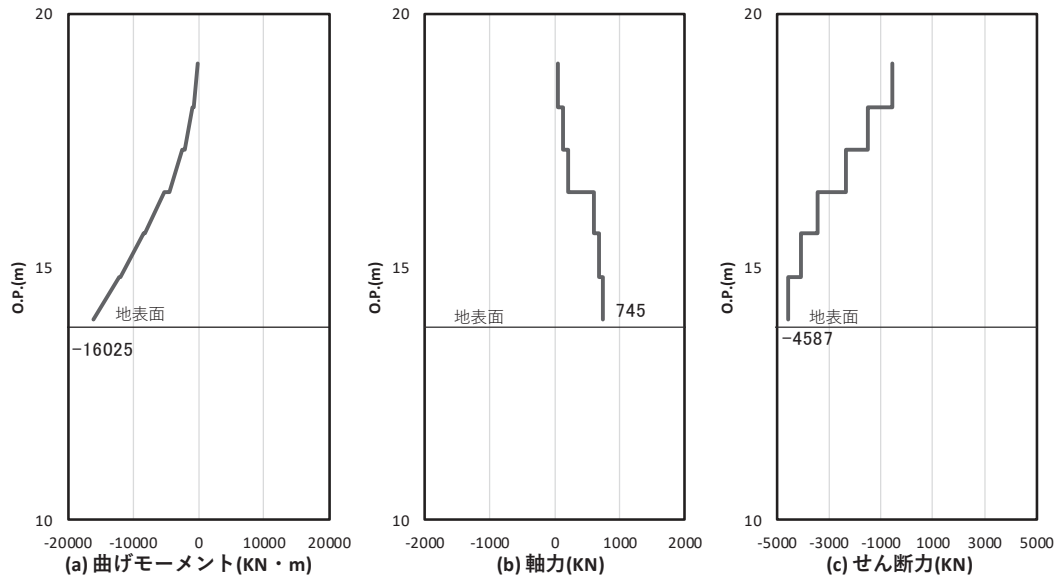


図 4-3(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (++) , t=10.42s)
 解析ケース①：基本ケース

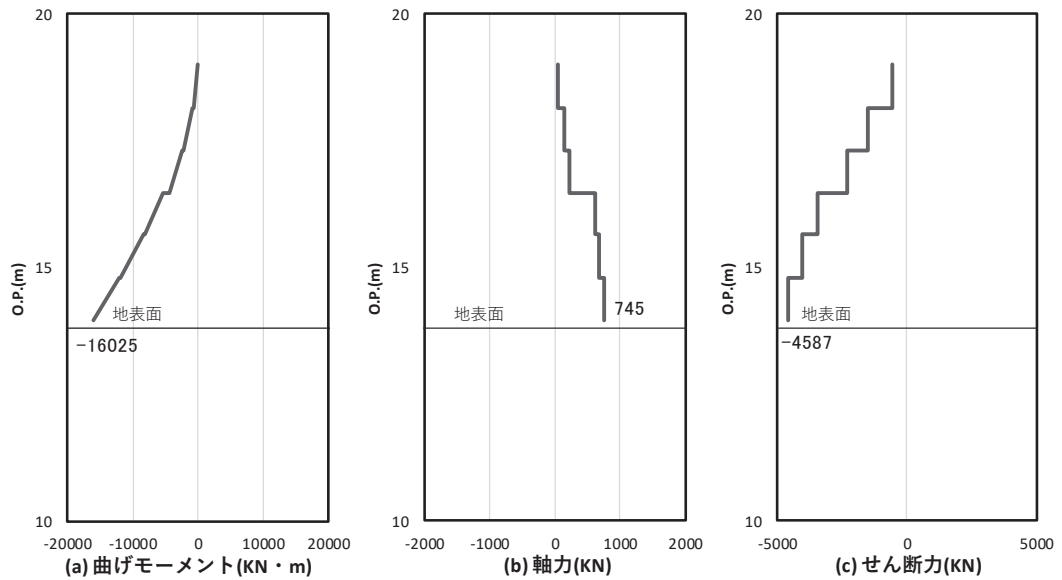


図 4-3(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (++) , t=10.42s)
 解析ケース①：基本ケース

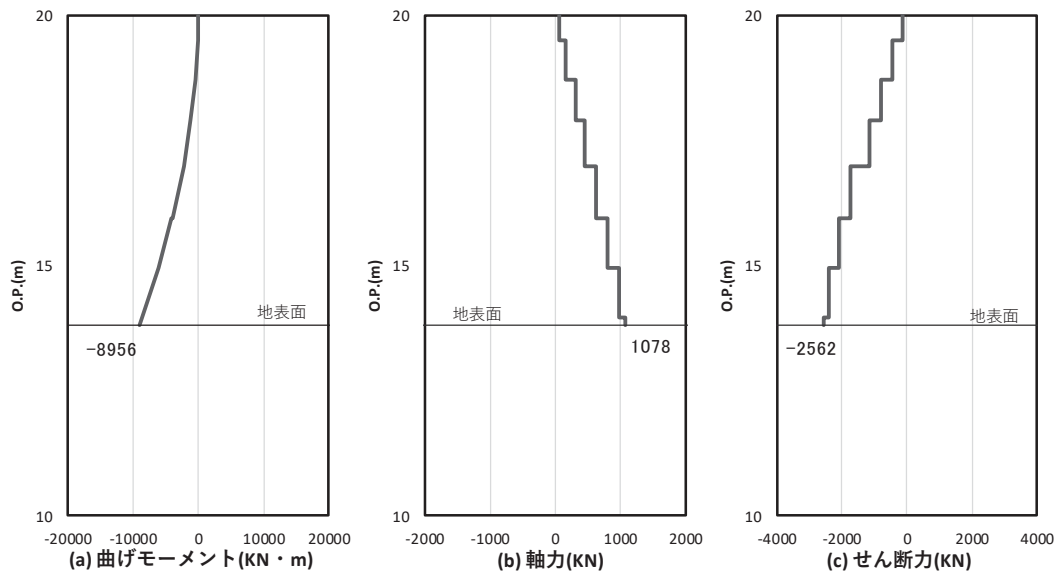


図 4-4(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S s - N 1 (-+), t=7.92s)
 解析ケース①: 基本ケース

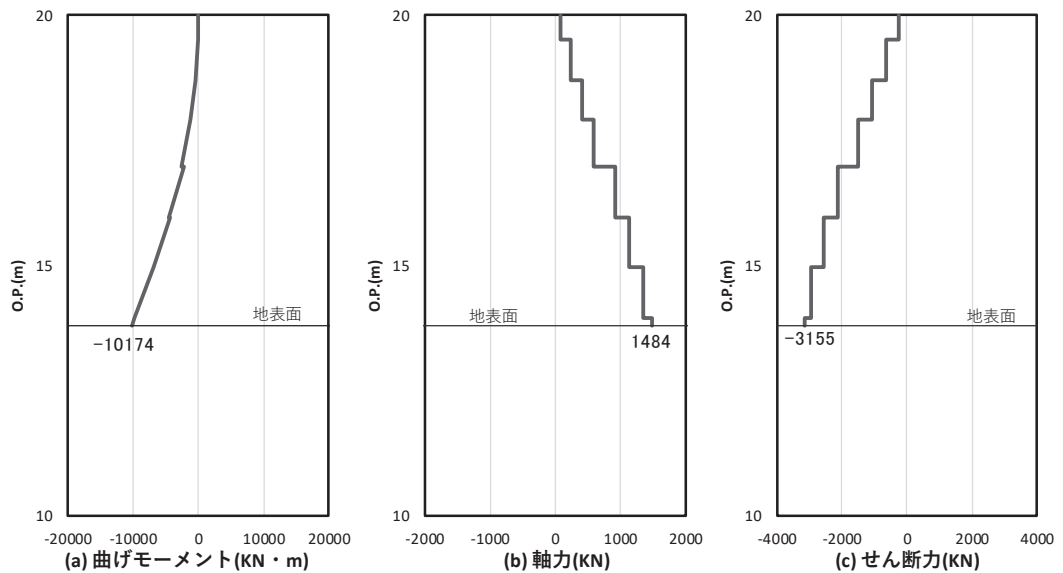


図 4-4(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S s - N 1 (-+), t=7.93s)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (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 _s -D 2 (++)	①	D22@150	4587	4817	5880	0.82
鋼製扉 3	S _s -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 γ_a

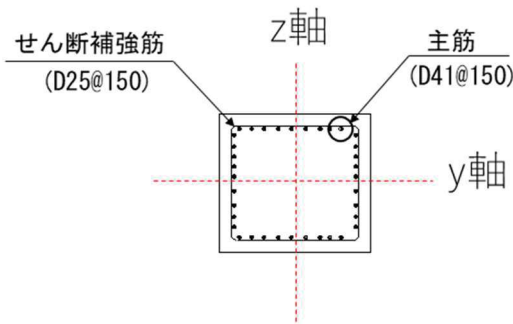
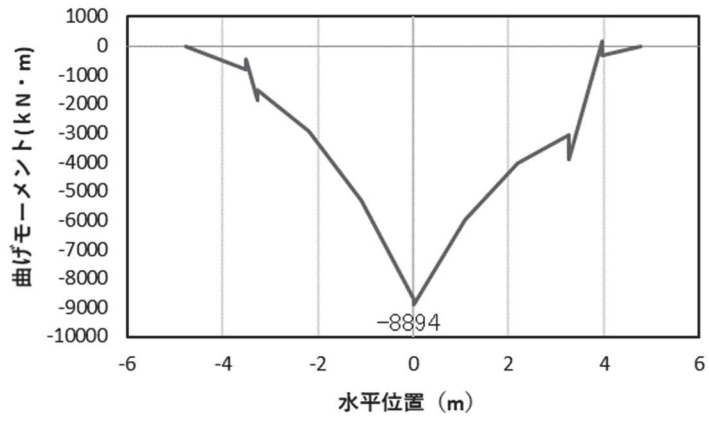


図 4-5 RC 支柱の配筋概要図 (鋼製扉 3 の例)

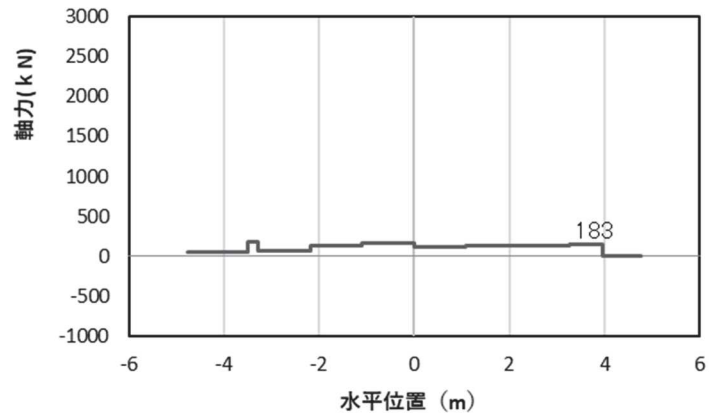
4.3 フーチング

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。

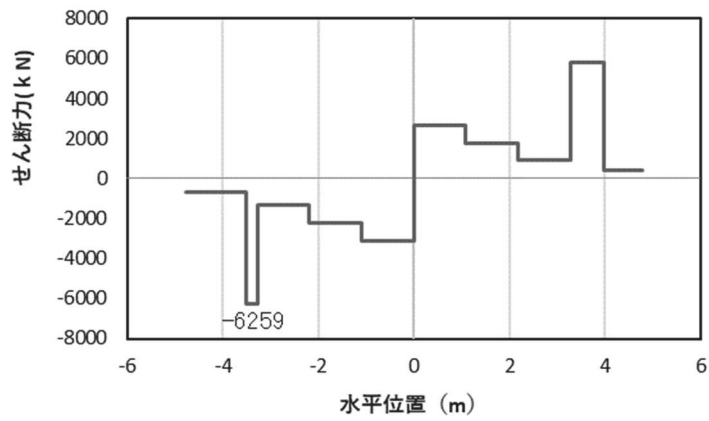
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメントY



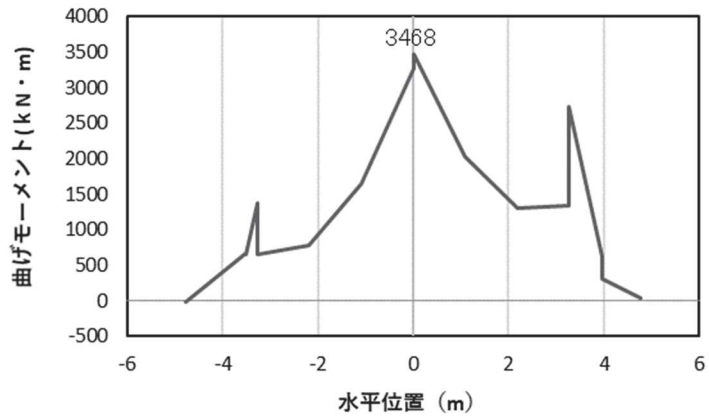
(b) 軸力



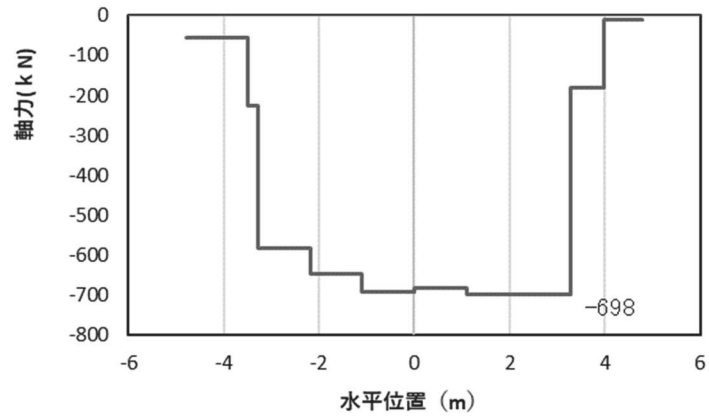
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

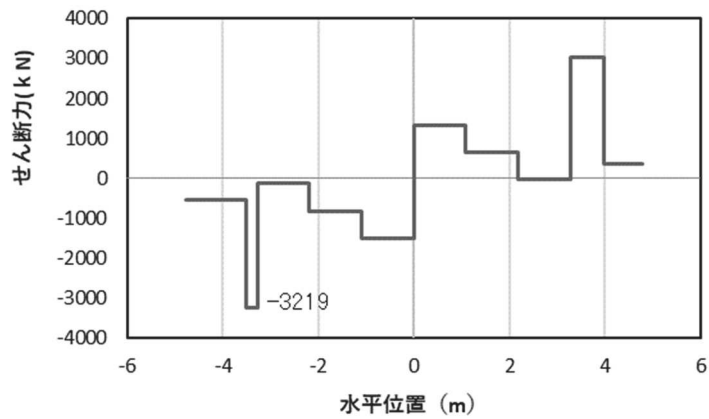
図4-6(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼製扉2, S s - D 2 (++) , t=10.42s, M_Y最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



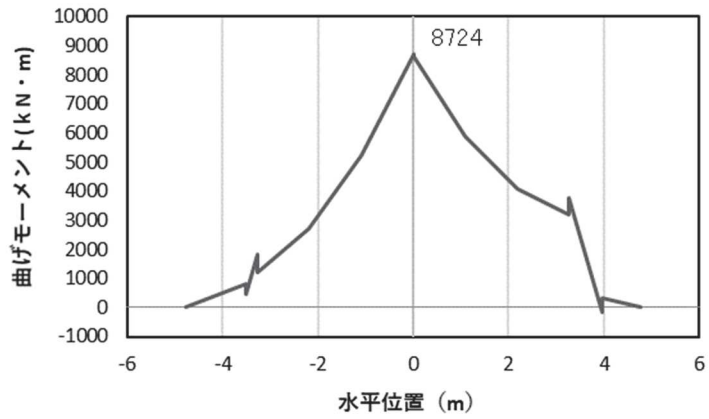
(b) 軸力



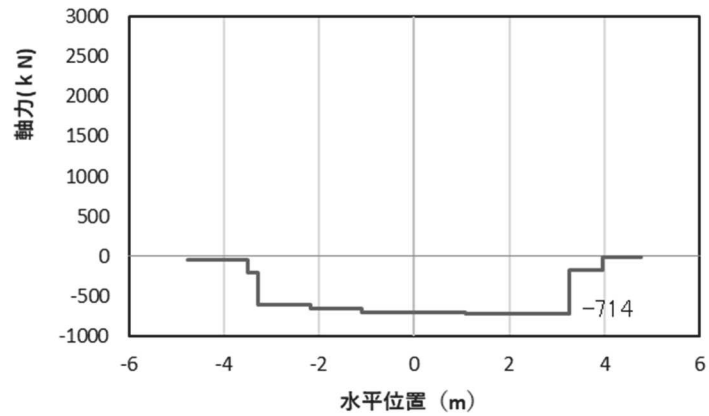
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

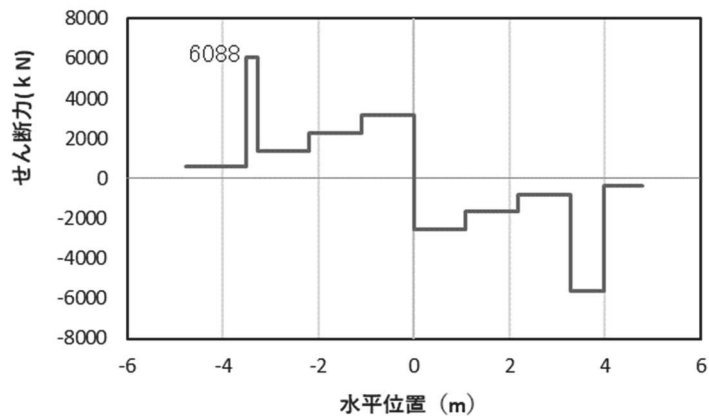
図4-6(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼製扉2, S s - D 2 (++) , t=10.39s, M_Z最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントY



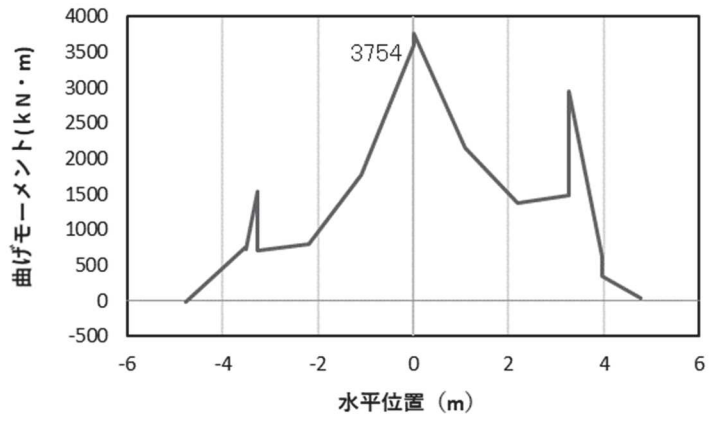
(b) 軸力



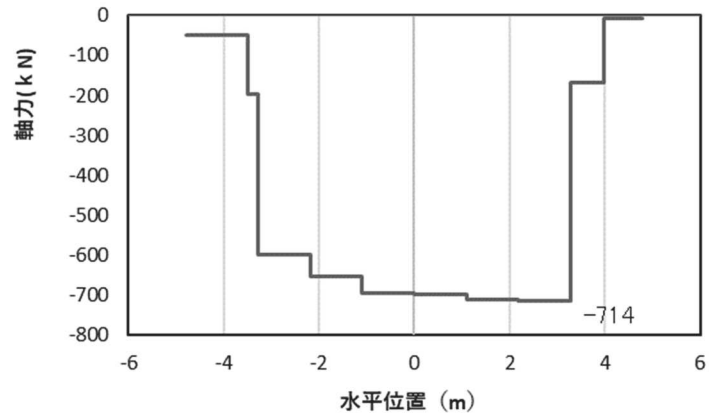
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

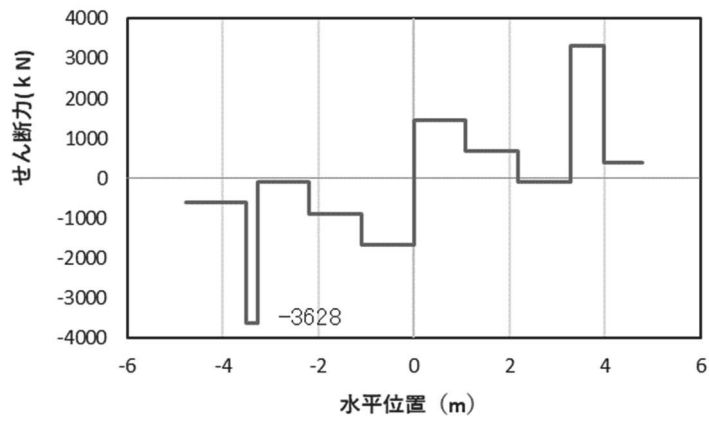
図4-6(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼製扉2, S s-D 2 (-+), t=10.42s, M_Y最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



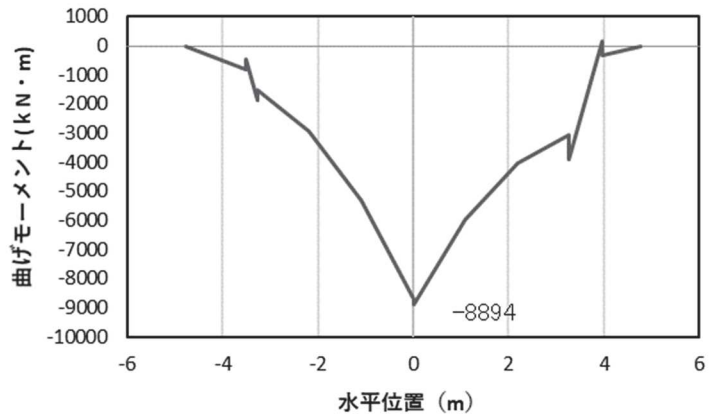
(b) 軸力



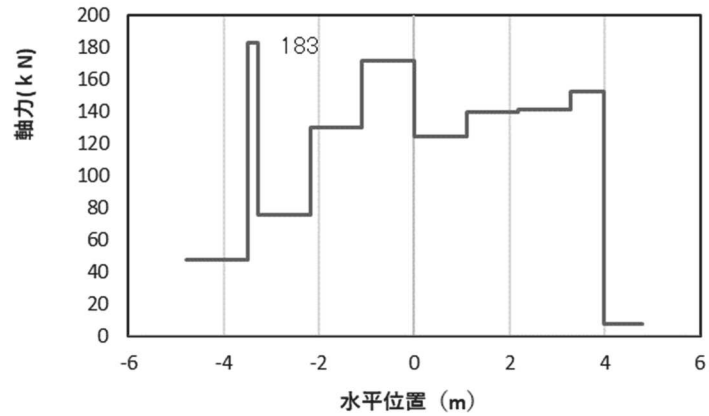
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

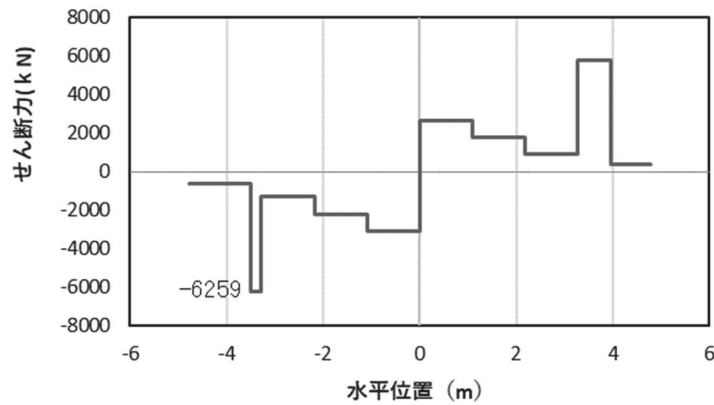
図 4-6(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼製扉2, S s - D 2 (-+), t=10.42s, M_Z最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントY



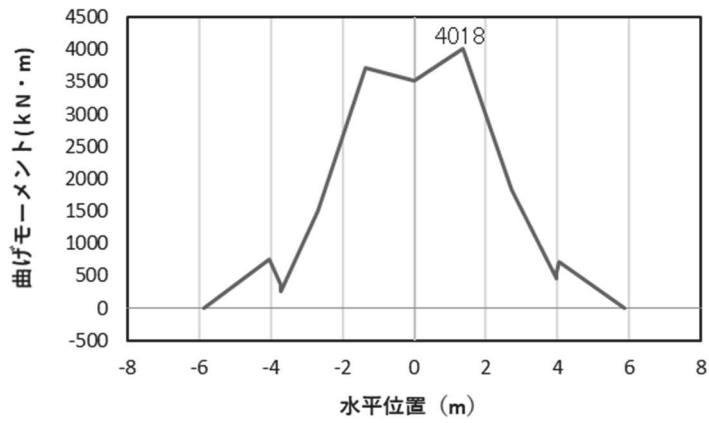
(b) 軸力



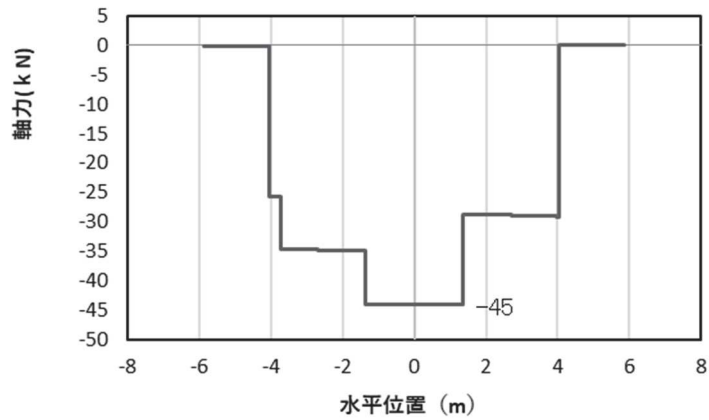
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

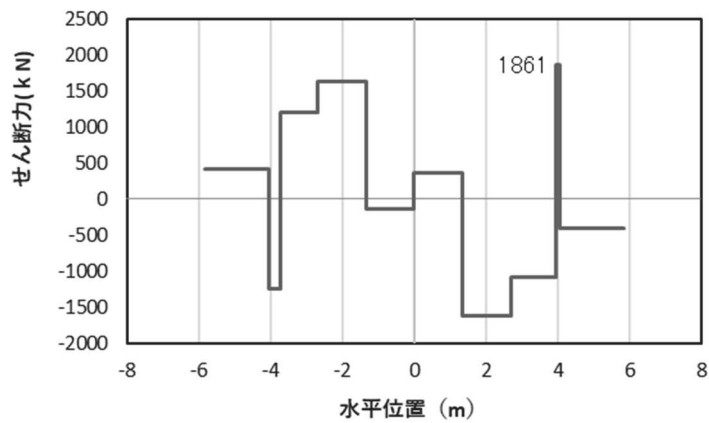
図 4-6(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (++) , t=10.42s)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント Y



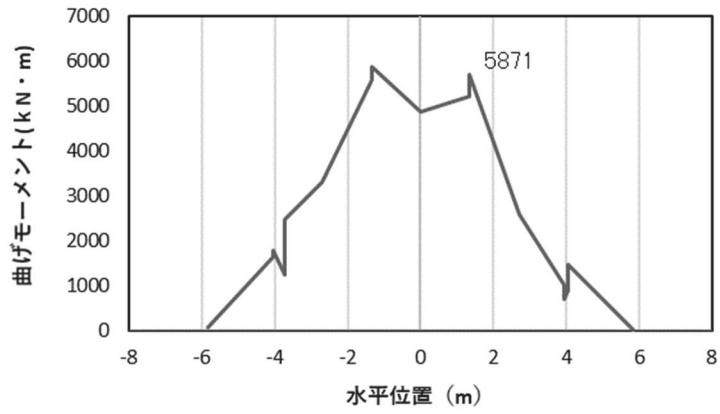
(b) 軸力



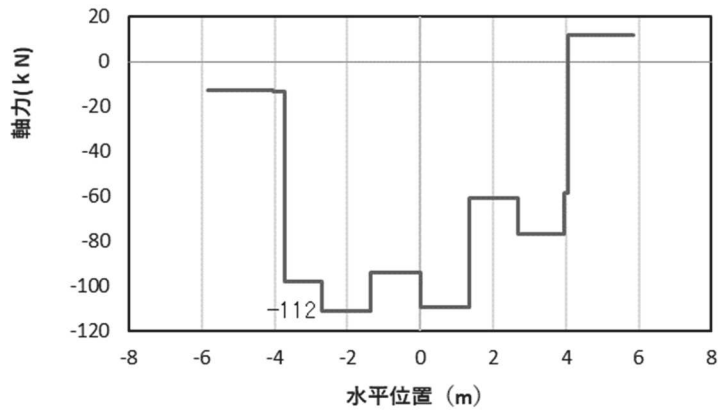
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

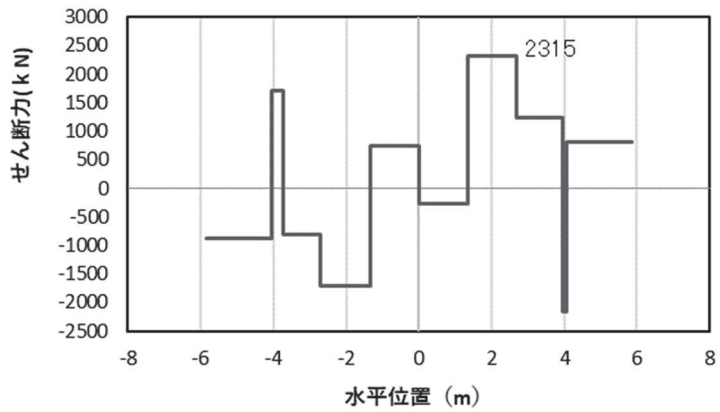
図4-7(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼製扉3, S s - D 1 (-+), t=25.57s, M_Y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



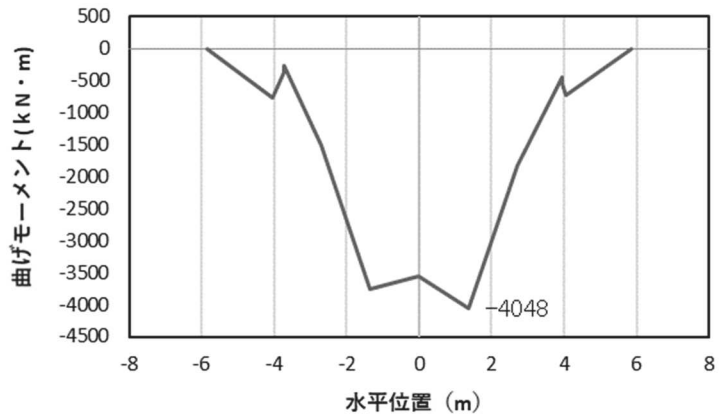
(b) 軸力



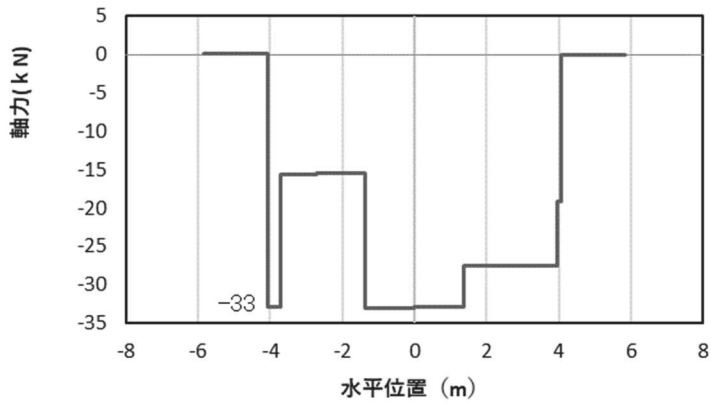
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

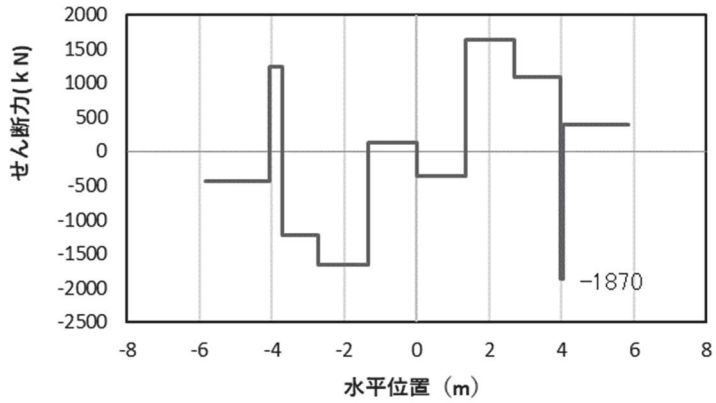
図 4-7(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S s - D 1 (-+), t=18.08s, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントY



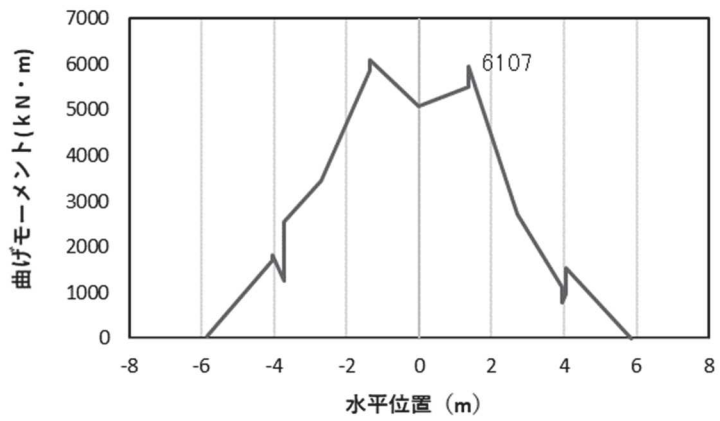
(b) 軸力



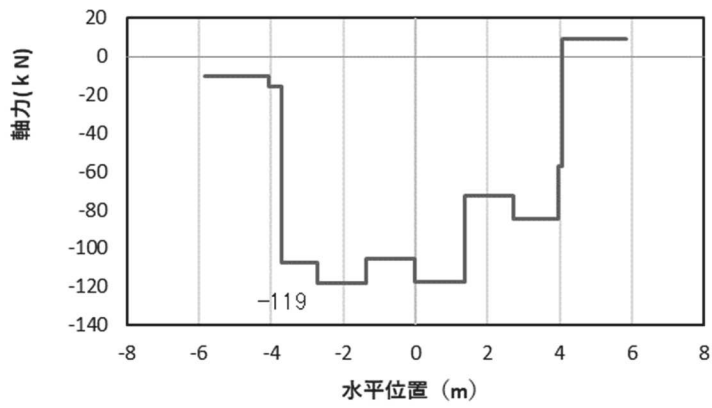
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

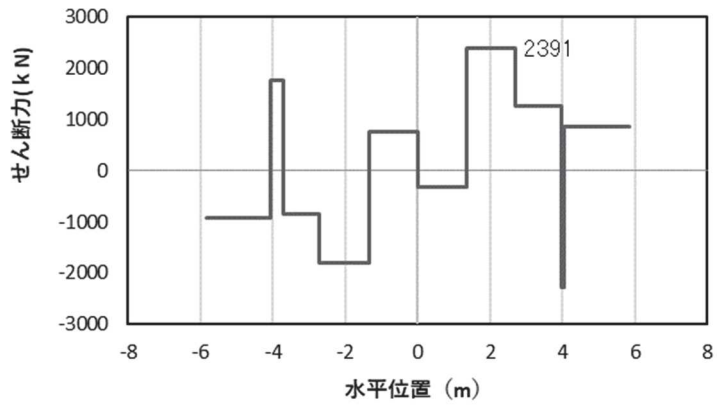
図 4-7(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S s - D 1 (+ -), t=25.57s, M_Y最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



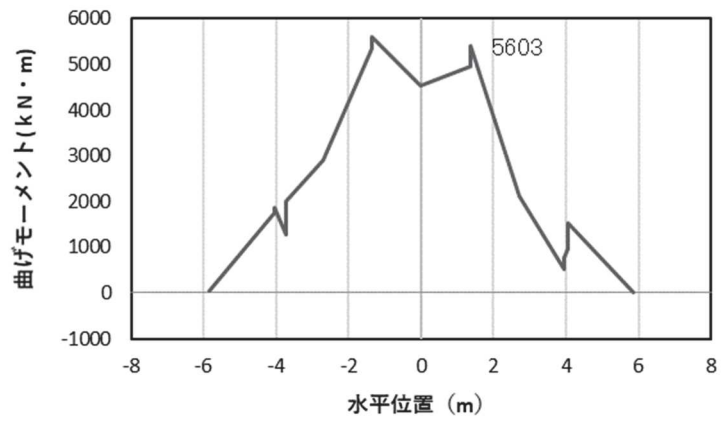
(b) 軸力



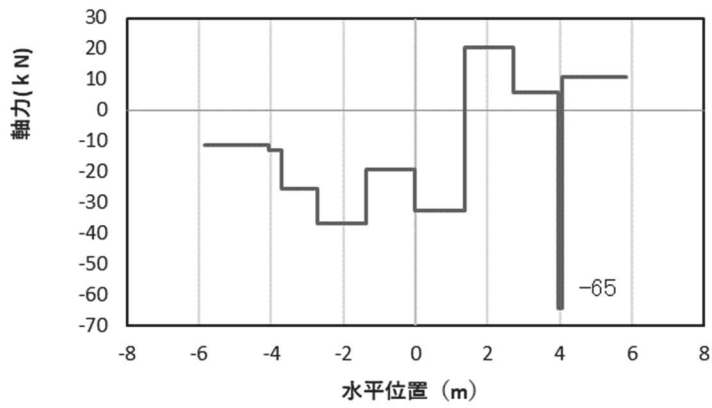
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

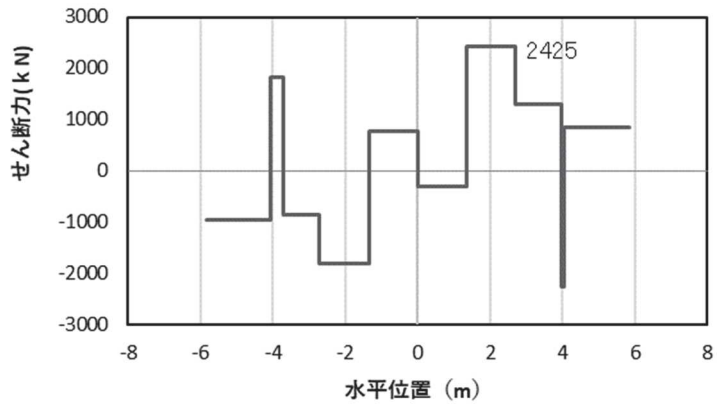
図 4-7(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S s - D 1 (+ -), t=20.41s, M_Z最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (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 _Y : 8894 M _Z : 3468	247	1.2	24	0.05
鋼製扉 3	S s - D 1 (-+)	①	M _Y : 4018 M _Z : 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 ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (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 _Y : 8724 M _Z : 3754	-714	48	294	0.17
鋼製扉 3	S s - D 1 (+-)	①	D38 @300, 200	M _Y : 4048 M _Z : 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 _s -D 2 (++)	①	D32@300	6259	6572	38529	0.18
鋼製扉 3	S _s -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 γ_a

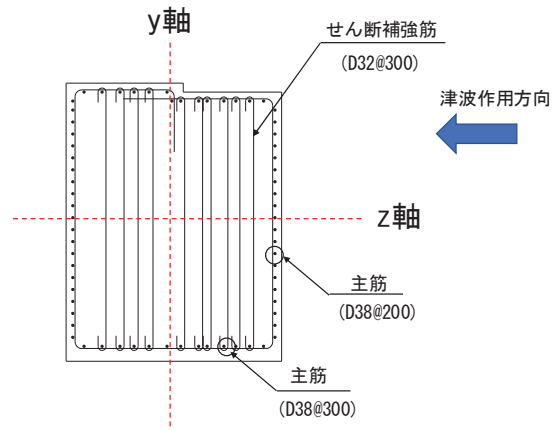


図 4-8 フーチング配筋概要図 (鋼製扉 3 の例)

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

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。

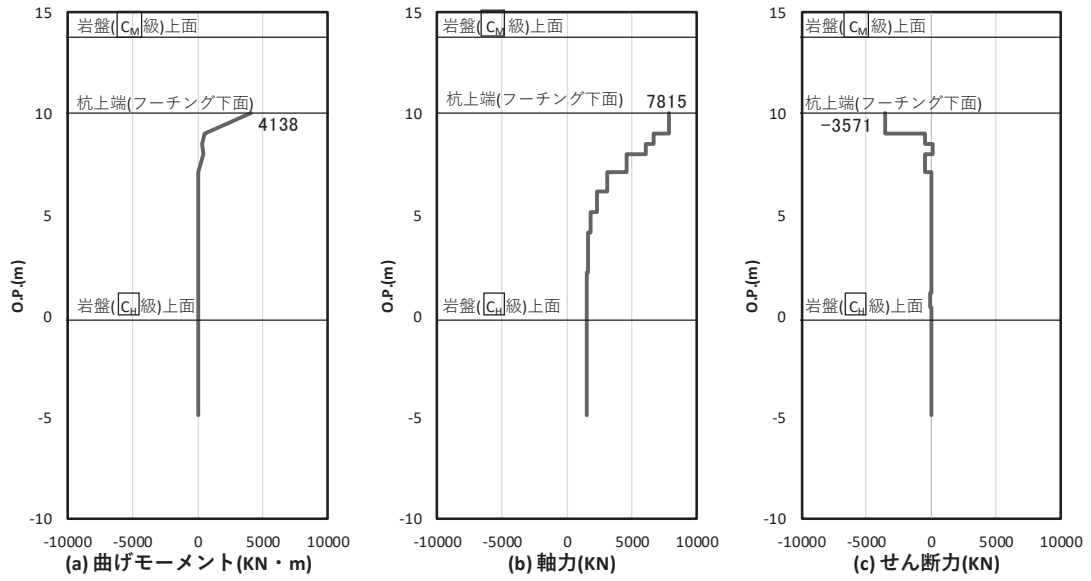


図 4-9 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (- +) , t=10.42s)
 解析ケース①：基本ケース

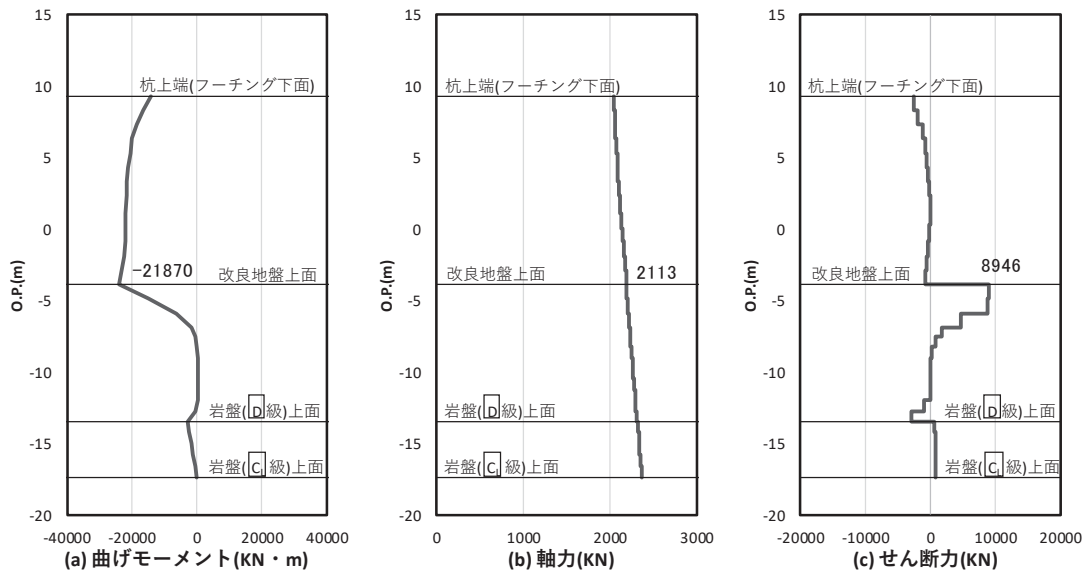


図 4-10 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S s - N 1 (- +) , t=7.93s)
 解析ケース③：地盤物性のばらつき (- 1 σ) を考慮した解析ケース

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。

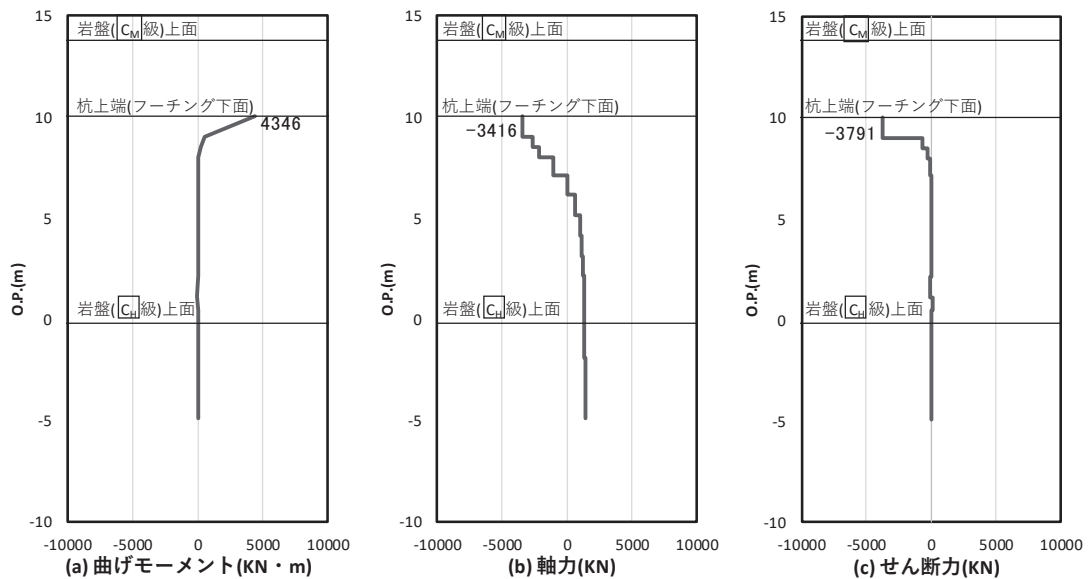


図 4-11 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力

(鋼製扉 2, S s - D 2 (-+), t=20.42s)

解析ケース①：基本ケース

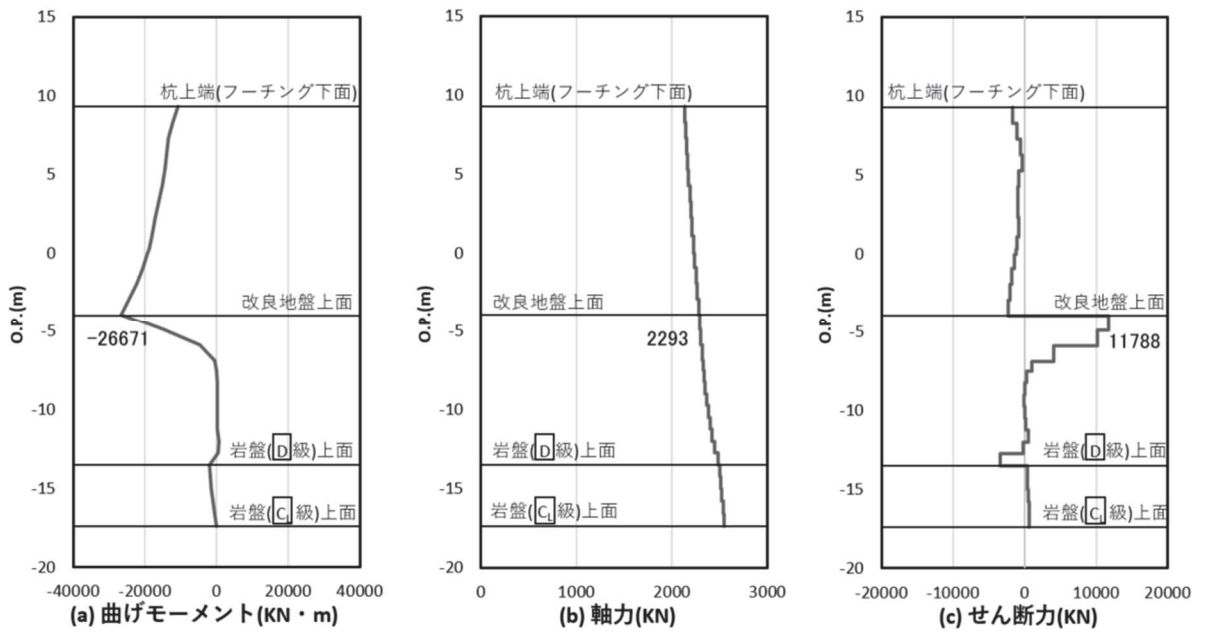


図 4-12 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S s - N 1 (-+), t=7.85s)
 解析ケース①：基本ケース

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 ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm ²) (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 ²)	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

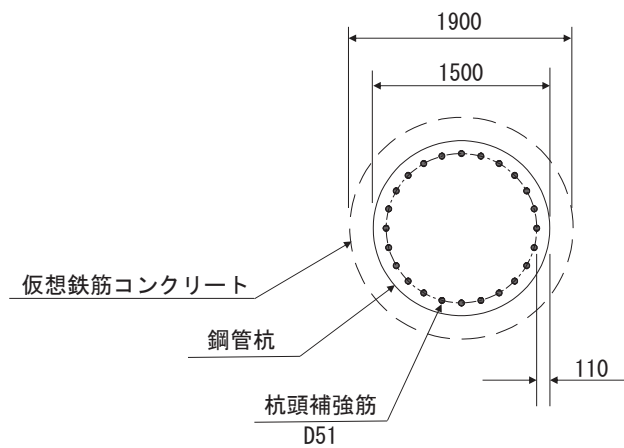


図 4-13 杭頭配筋概要図 (鋼製扉 2 の例)

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。

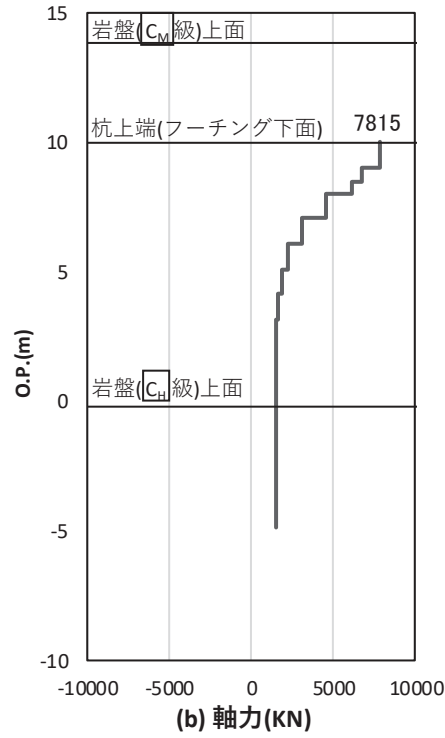


図 4-14 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力(押し込み)
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (- +) , t=10.42s)
 解析ケース①：基本ケース

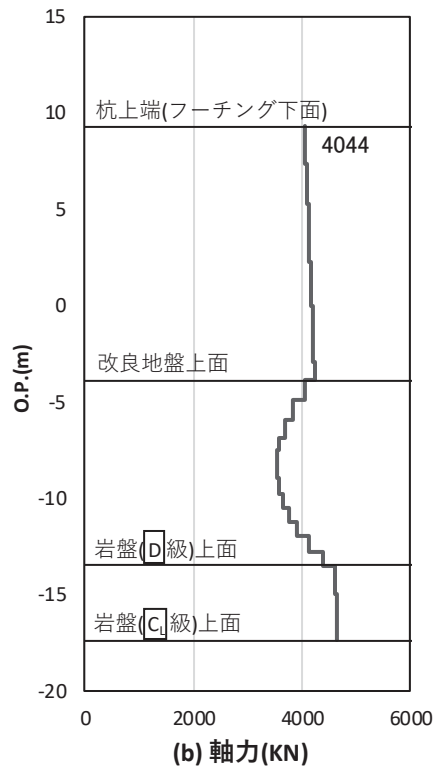


図 4-15 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力(押し込み)
 (鋼製扉 3, S s - D 2 (++) , t=23.56s)
 解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

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 ²) (a)	許容限界 R _{u a} (N/mm ²) (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

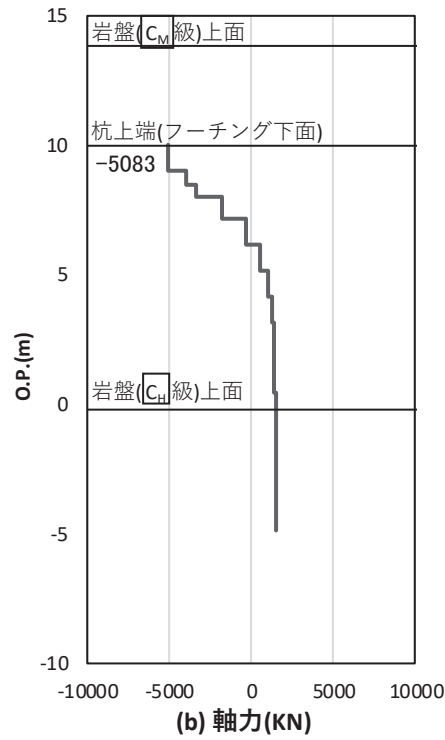


図 4-16 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力(引き抜き)
 (鋼製扉 2, S s - D 2 (- -) , t=10.42s)
 解析ケース①：基本ケース

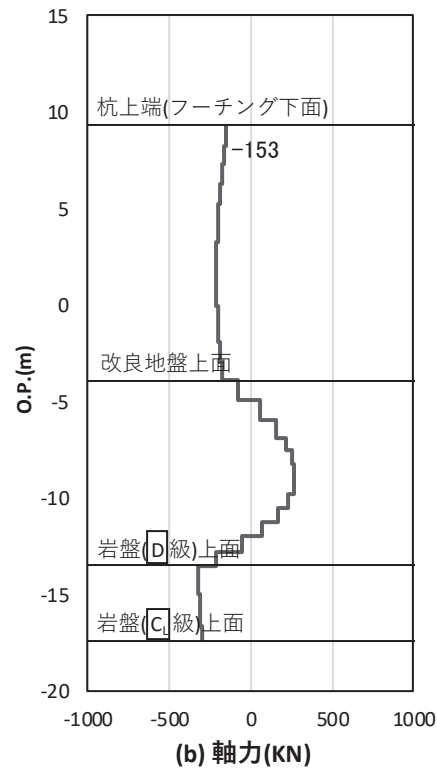


図 4-17 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力(引き抜き)
 (鋼製扉 3, S s - D 2 (- -) , t=23.56s)
 解析ケース①：基本ケース

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-2-10-2-6 逆流防止設備の耐震性についての計算書

目 次

- VI-2-10-2-6-1 屋外排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書
- VI-2-10-2-6-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の耐震性についての計算書

VI-2-10-2-6-1 屋外排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書

目 次

VI-2-10-2-6-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書

VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書

VI-2-10-2-6-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）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	適用基準	5
2.5	記号の説明	6
3.	評価部位	8
4.	固有周期	9
4.1	固有周期の計算方法	9
4.2	固有周期の計算条件	9
4.3	固有周期の計算結果	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
5.2.1	荷重の設定	11
5.2.2	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	計算方法	14
5.6	計算条件	25
6.	評価結果	27
7.	出口側集水ピットの強度評価	28
7.1	出口側集水ピットの構造概要	28
7.2	評価方針	31
7.3	適用基準	33
8.	地震応答解析	34
8.1	地震時荷重算出断面	34
8.2	解析方法	35
8.3	荷重及び荷重の組合せ	38
8.3.1	耐震評価上考慮する状態	38
8.3.2	荷重	38
8.3.3	荷重の組合せ	39
8.4	入力地震動	40
8.5	解析モデル及び諸元	55
8.6	地震応答解析結果	58

9.	三次元構造解析	75
9.1	評価対象部材	75
9.2	解析方法	75
9.3	解析モデル及び諸元	76
9.4	照査時刻及び入力荷重	78
9.5	三次元構造解析結果	82
10.	耐震評価	90
10.1	許容限界	90
10.1.1	構造部材の健全性に対する許容限界	90
10.1.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	91
10.2	評価方法	91
11.	評価結果	92
11.1	構造部材の健全性に対する評価結果	92
11.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	95

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に基づき、浸水防護施設のうち屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）(No. 1), (No. 2), (No. 3) (以下「屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）」という。) が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類Sクラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、基準地震動 S_s に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、地震応答解析に基づく構造部材健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価においては、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

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置を図 2-1 に示す。

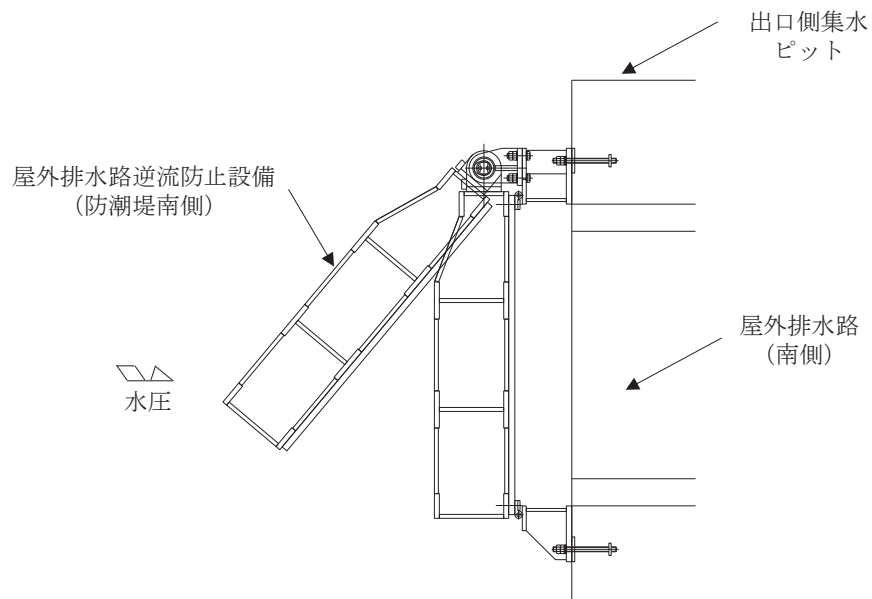
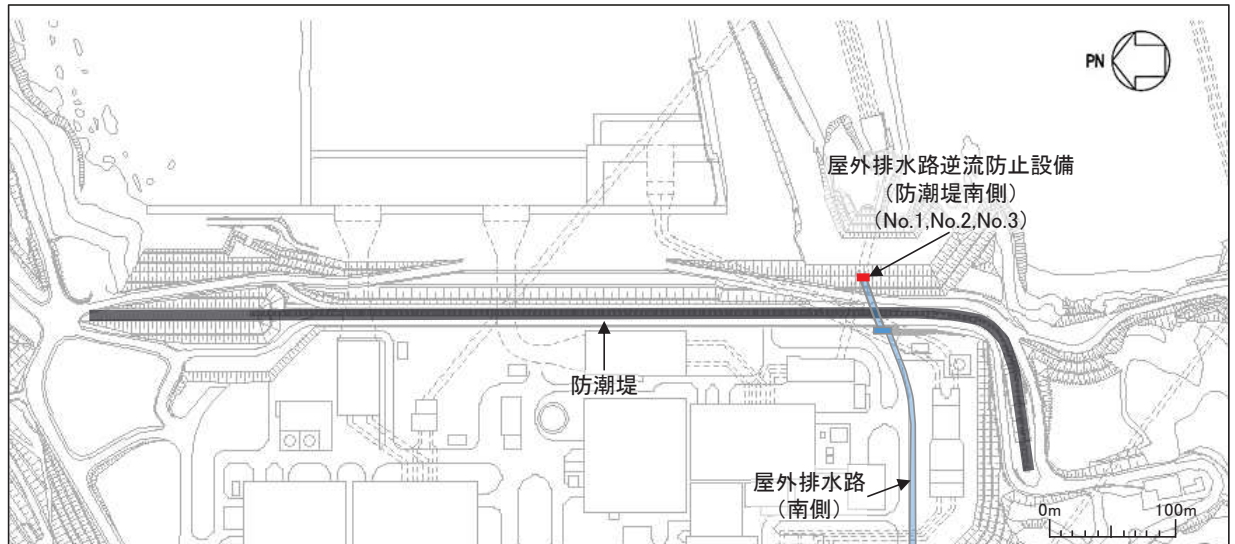


図 2-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置

2.2 構造計画

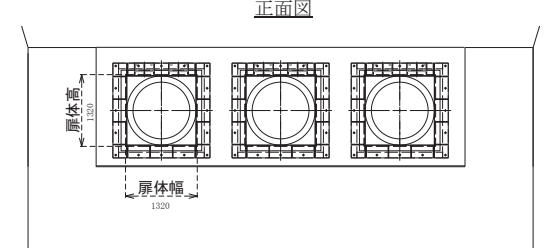
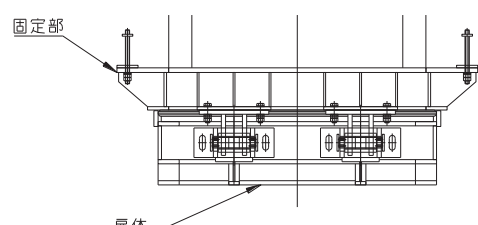
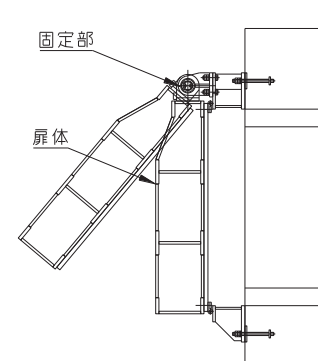
防潮堤の南側に位置する3本の屋外排水路に対して、それぞれ屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。各屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

なお、出口側集水ピットは地中に設置することから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）及び出口側集水ピットには漂流物は衝突しない。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造概要を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。</p>	<p>鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）により構成する。</p>	<p style="text-align: center;">正面図</p>  <p style="text-align: center;">平面図</p>  <p style="text-align: center;">断面図</p> 

2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している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」に示す屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する評価部位において、設計用地震力による応力が許容限界以下であることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価フローを図 2-2 に示す。

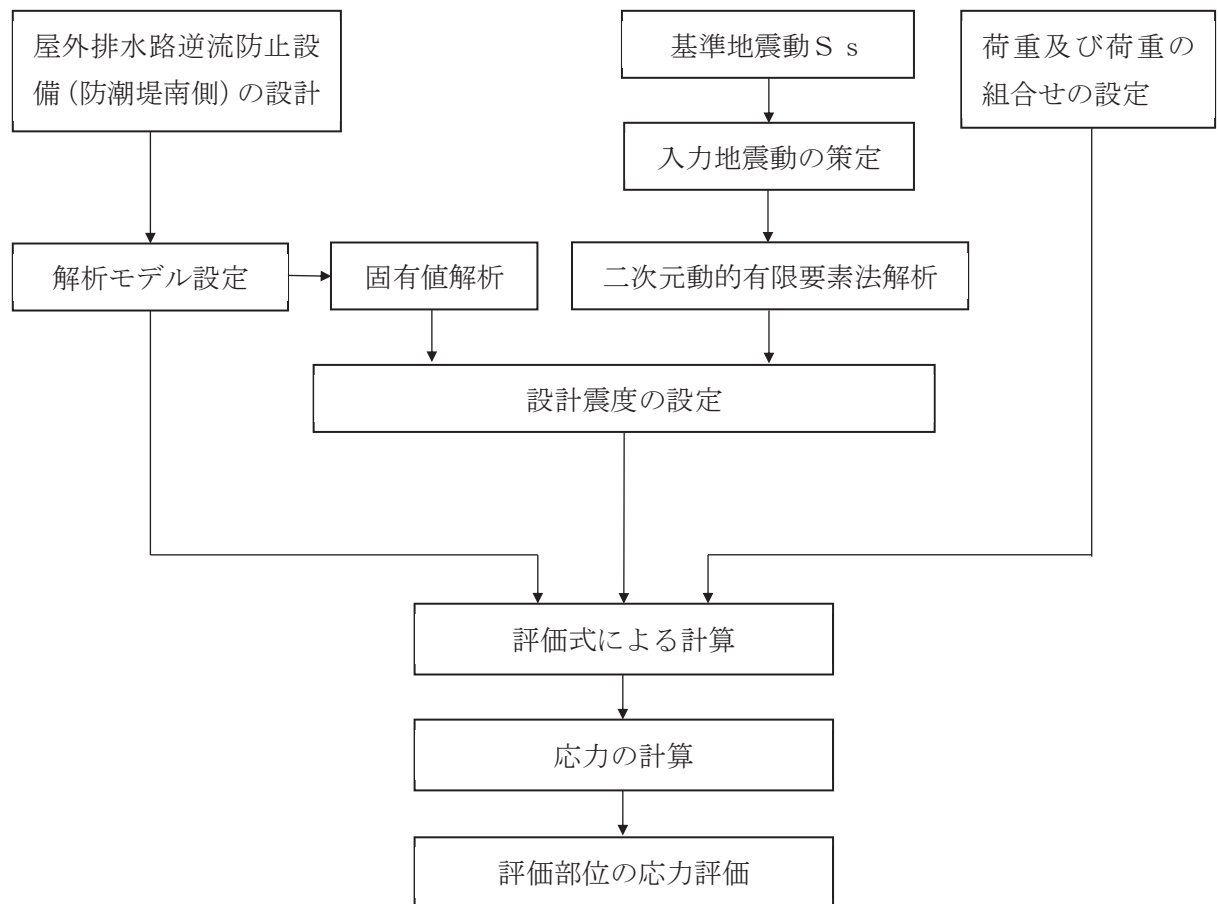


図 2-2 耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 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 ・ 補一
1984 (日本電気協会)
- (2) 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)
- (3) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 - 2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・設備計画マニュアル編)(ダム・堰施設技術
協会 平成 28 年 3 月)
- (5) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社)水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (6) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社)日本建築学会, 平成 22 年)
- (7) 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)
- (8) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	mm ⁴
m	扉体の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2-3(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号（1/2）

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
K _H	基準地震動 S _s による水平方向の設計震度	—
K _V	基準地震動 S _s による鉛直方向の設計震度	—
A ₁	扉体面積	mm ²
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数	—
a ₁	スキンプレートの短辺	mm
b ₁	スキンプレートの長辺	mm
P ₁	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm ²
t ₁	スキンプレートの板厚	mm
W	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
L ₂	主桁支間長	mm
Z ₂	各主桁の断面係数	mm ³
A _{w2}	各主桁のせん断抵抗断面積	mm ²
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm ²
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z ₃	補助縦桁の断面係数	mm ³
A _{w3}	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm ²

表 2-3(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号（2/2）

記号	定義	単位
L_4	ヒンジ（吊りピン）支間長	mm
B_4	ヒンジ（吊りピン）受圧幅	mm
P_4	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	N
Z_4	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	mm ³
A_4	ヒンジ（吊りピン）の断面積	mm ²
P_5	ヒンジ（プレート）に作用する荷重	N
A_{h5}	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	mm ²
A_{b6}	取付けボルトの断面積	mm ²
P_{w6}	ヒンジ1箇所あたりが負担する自重荷重	N
P_{v6}	鉛直地震力	N
P_{H6}	水平地震力	N
P_7	戸当りへ作用する荷重	N/mm ²
L_s	扉体幅	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	mm
q	地震荷重	N/mm ²
L_x	戸当り横幅	mm
L_y	戸当り縦幅	mm
l_x	支圧板中心横幅	mm
l_y	支圧板中心縦幅	mm
b_{wx}	支圧横幅	mm
b_{wy}	支圧縦幅	mm
S	戸当り幅	mm

3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

耐震評価においては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）、ヒンジ取付けボルト及び戸当りを評価部位として選定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位を図 3-1 に示す。

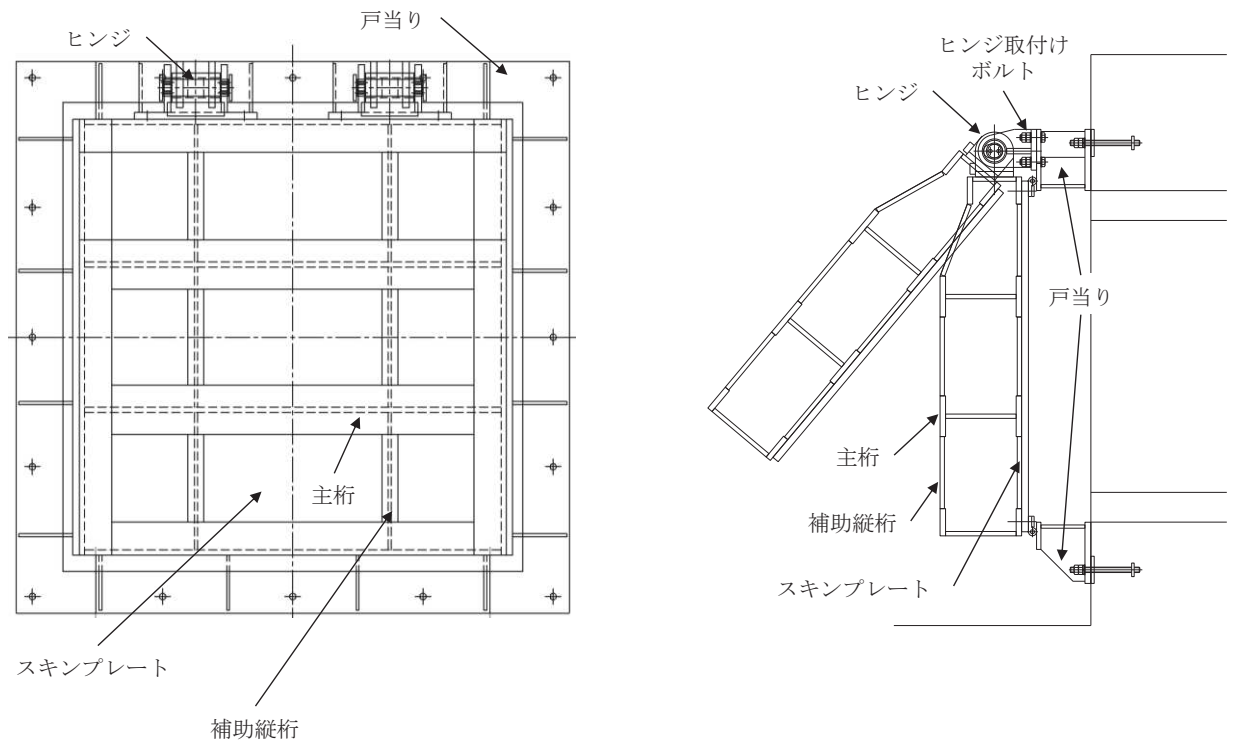


図 3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は扉体及び固定部で構成されており、扉体に地震力が作用する状態は、扉体と戸当りが密着した状態であることから、戸当り部を支点とする単純梁でモデル化する。なお、横断方向（水平方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、出口側集水ピットと一体の剛体として評価する。

固有周期の計算を以下で実施する。

(1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の主桁を単純梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988年）」より、単純梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

4.2 固有周期の計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に必要な諸元を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	4.3883×10^8	mm ⁴
m	扉体の単位長さ当たり質量	1.13636	kg/mm
L	主桁の長さ	1320	mm

4.3 固有周期の計算結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体の固有周期の計算結果を表 4-2 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
245	0.0041

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）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. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「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 荷重の設定

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。
その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

また、屋外排水路から流下する排水による水圧作用方向は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

(2) 地震荷重（S_s）

地震荷重として、基準地震動S_sによる地震力を考慮する。

5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計に考慮する荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	G + S _s

G : 固定荷重

S_s : 地震荷重

5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界を表 5-2 に示す。

なお、地震後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2			
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{as} *1	曲げ	引張	せん断	支圧
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—
主桁	1桁	103	103	59	—	151*3	154	88	—
	2,3桁					154			
	4桁					151*3			
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	144*3	154	88	—
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5
ヒンジ(吊りピン)	SUS304	103	103	59	—	154	154	88	—
ヒンジ(プレート)	SUS304	—	—	59	—	—	—	88	—
ヒンジ取付けボルト	SUS304	—	103	59	—	—	154	88	—

注記 *1 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3 : 主桁, 補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

5.4 設計用地震力

地震時における屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は剛構造として考慮し，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計震度は，「8. 地震応答解析」の結果に基づき，表 5-3 に示すとおりとする。

表 5-3 設計用地震力

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	地震による 設計震度	
				水平方向 K_H	鉛直方向 K_V
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	S s - F 3 (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +8.38m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K_H	0.8
	S s - D 2 (++)	解析ケース①		鉛直方向 K_V	0.5

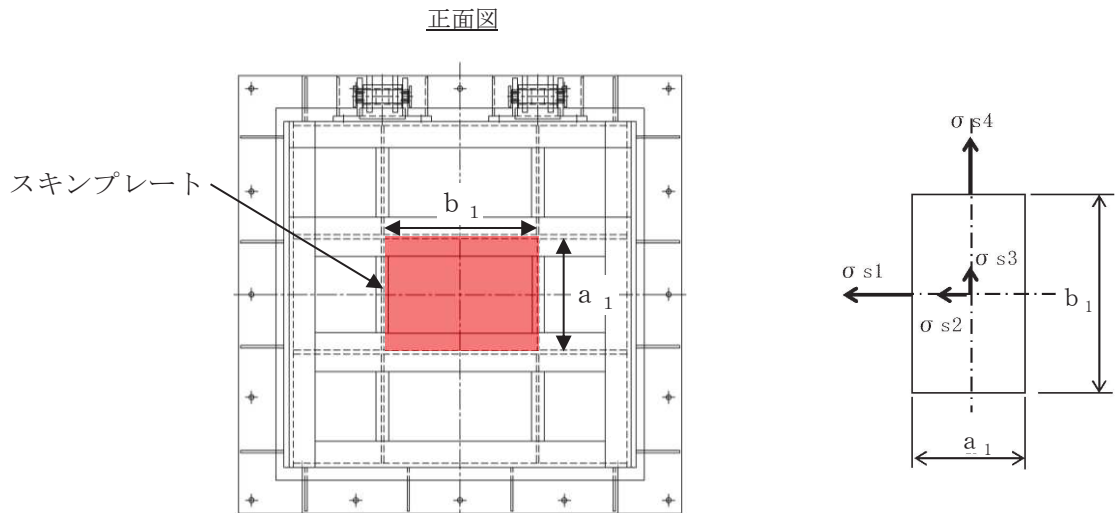
5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

(1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメント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。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5-1 に示す。



$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

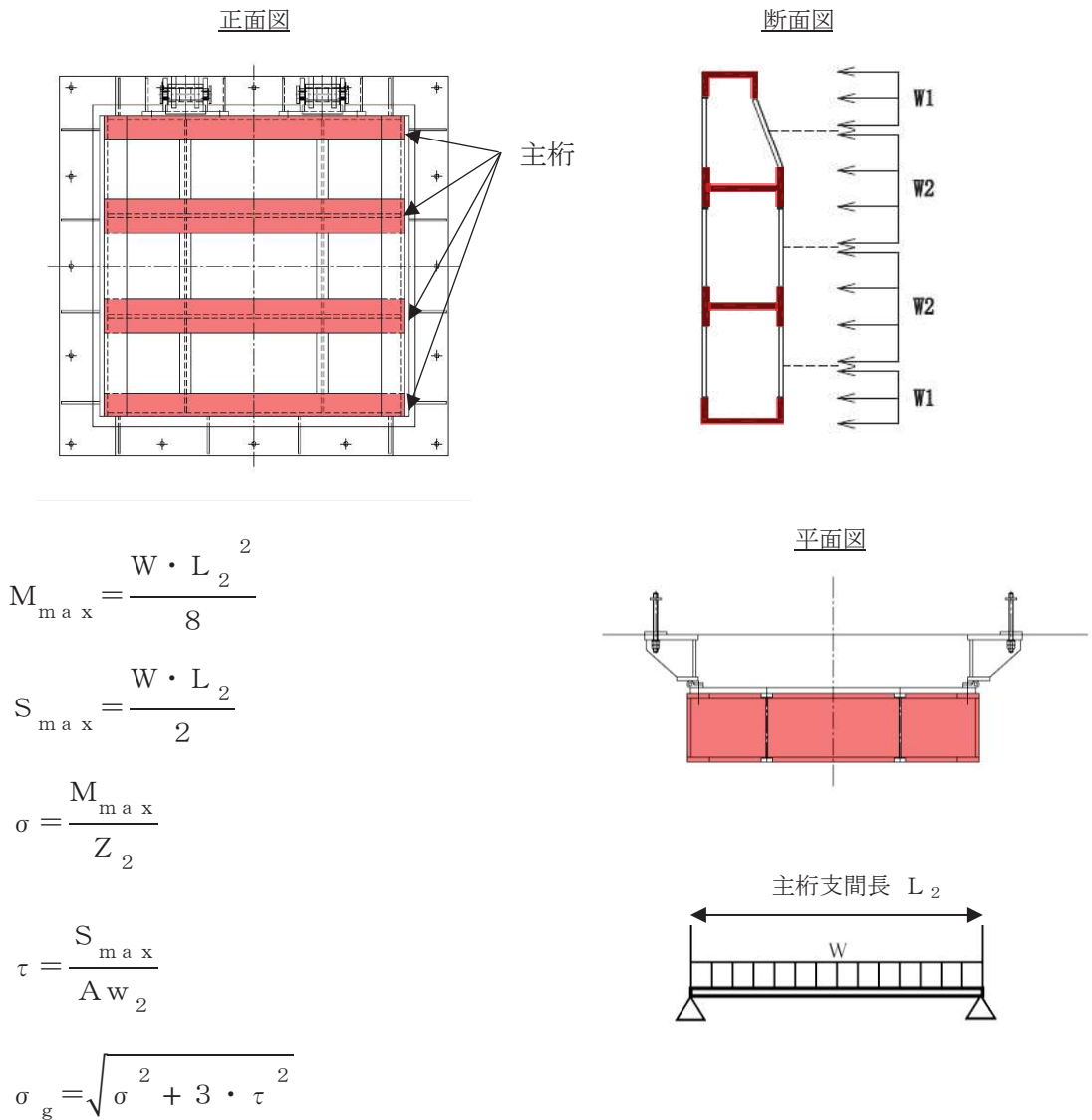
t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、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。

主桁のモデル図及び応力算定式を図 5-2 に示す。



- | | | | |
|------------------|-----------------------------------|------------|-------------------------------|
| W | : 各主桁に作用する荷重 (N/mm) | σ | : 曲げ応力度 (N/mm ²) |
| L ₂ | : 主桁支間長 (mm) | τ | : せん断応力度 (N/mm ²) |
| Z ₂ | : 各主桁の断面係数 (mm ³) | σ_g | : 合成応力度 (N/mm ²) |
| A w ₂ | : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm ²) | | |
| M _{max} | : 最大曲げモーメント (N・mm) | | |
| S _{max} | : 最大せん断力 (N) | | |

図 5-2 主桁のモデル図及び応力算定式

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，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。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5-3 及び図 5-4 に示す。

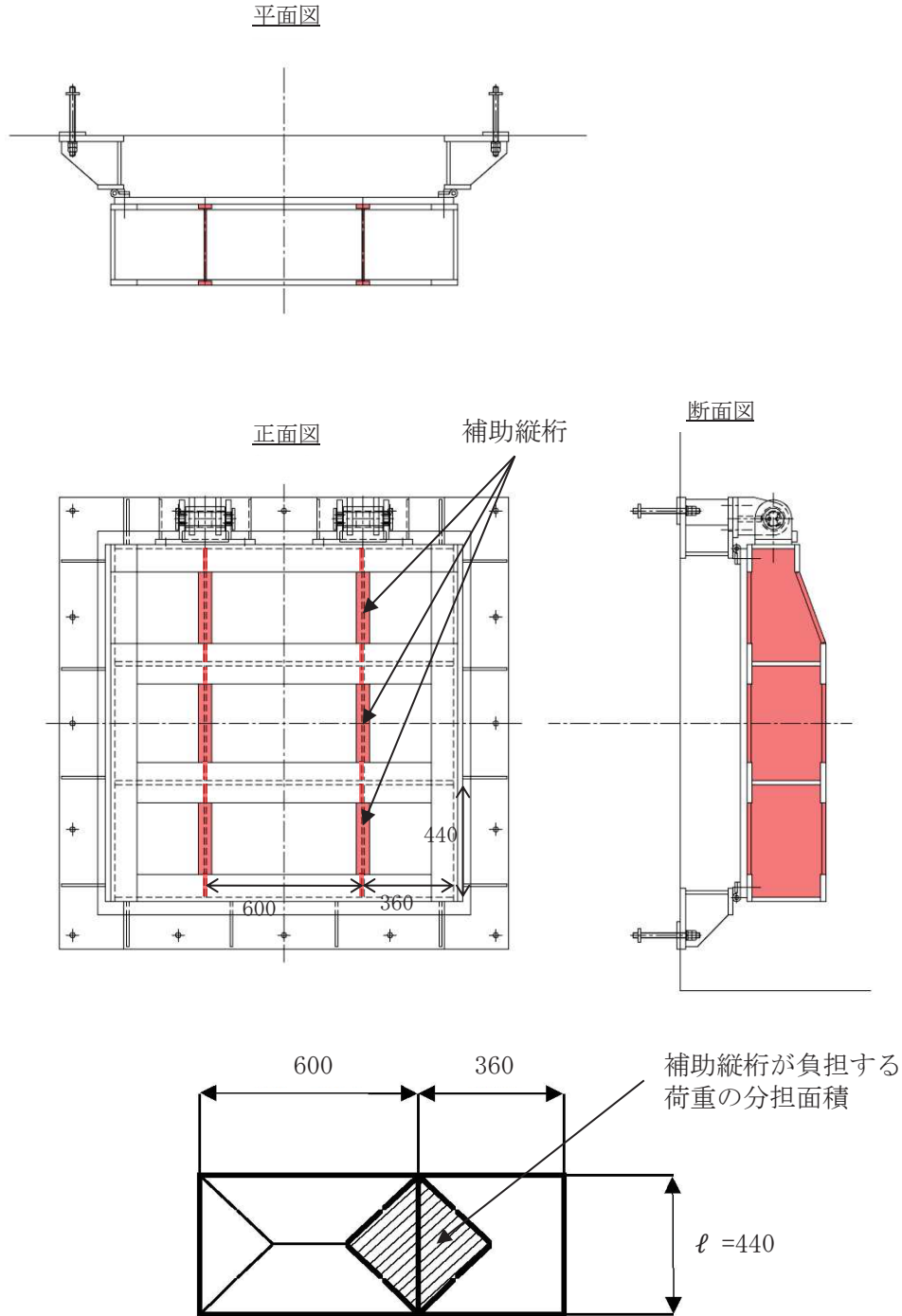


図 5-3 補助縦桁の構造図及びモデル図

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

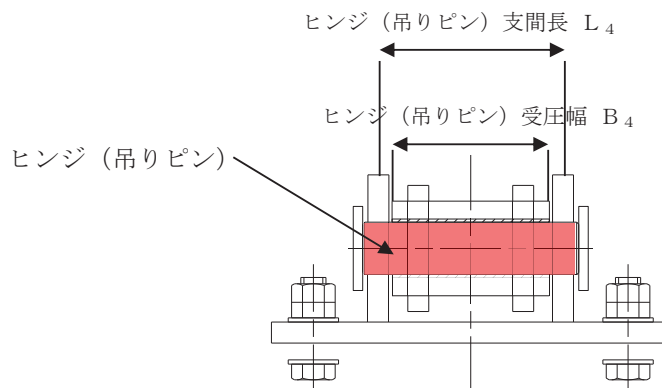
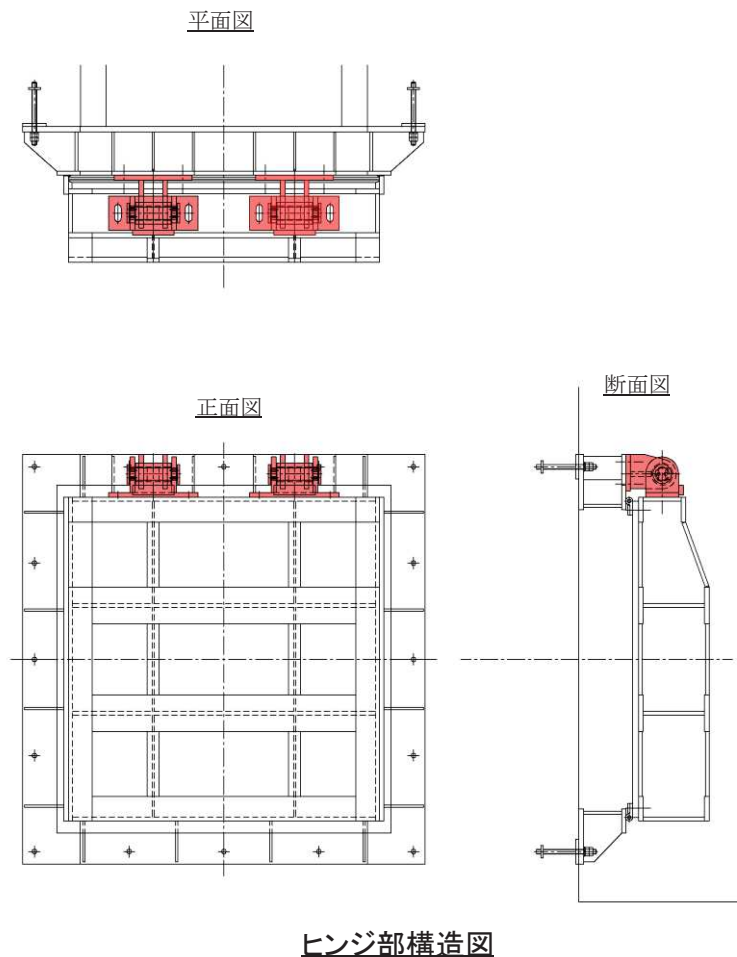
p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)
 ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)
 Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)
 A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
 M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
 S_{\max} : 最大せん断力 (N)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)
 σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5-4 補助縦桁の応力算定式

(4) ヒンジ (吊りピン)

ヒンジ (吊りピン) は, ヒンジ (吊りピン) に発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また, 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。

ヒンジ (吊りピン) の構造図, モデル図及び応力算定式を図 5-5 及び図 5-6 に示す。



ヒンジ(吊りピン)構造図

図 5-5 ヒンジ (吊りピン) の構造図

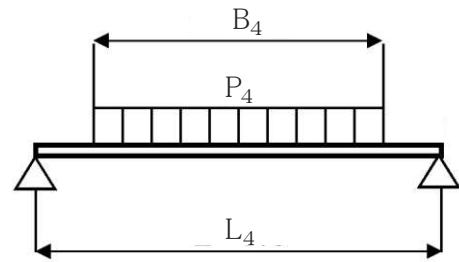
$$M_{\text{max}} = \frac{P_4 \cdot (2 \cdot L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{P_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_4}$$

$$\sigma_s = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$



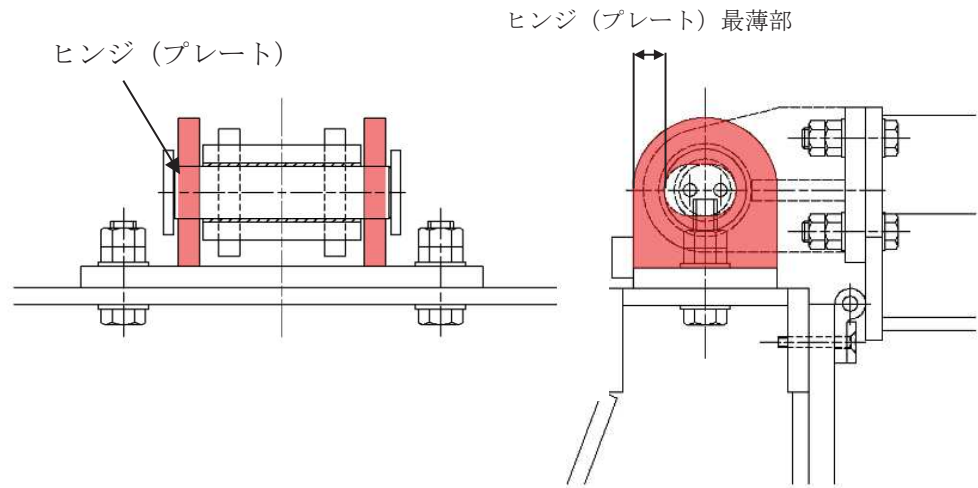
- L_4 : ヒンジ (吊りピン) 支間長 (mm)
- B_4 : ヒンジ (吊りピン) 受圧幅 (mm)
- P_4 : ヒンジ (吊りピン) に作用する荷重 (N)
- Z_4 : ヒンジ (吊りピン) の断面係数 (mm³)
- A_4 : ヒンジ (吊りピン) の断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

図 5-6 ヒンジ (吊りピン) のモデル図及び応力算定式

(5) ヒンジ (プレート)

ヒンジ (プレート) は、扉体部及び固定部の最薄部に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、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。

ヒンジ (プレート) の構造図及び応力算定式を図 5-7 に示す。



$$\tau = \frac{P_5}{A h_5}$$

P_5 : ヒンジ (プレート) に作用する荷重 (N)

$A h_5$: ヒンジ (プレート) の最薄部の断面積 (mm^2)

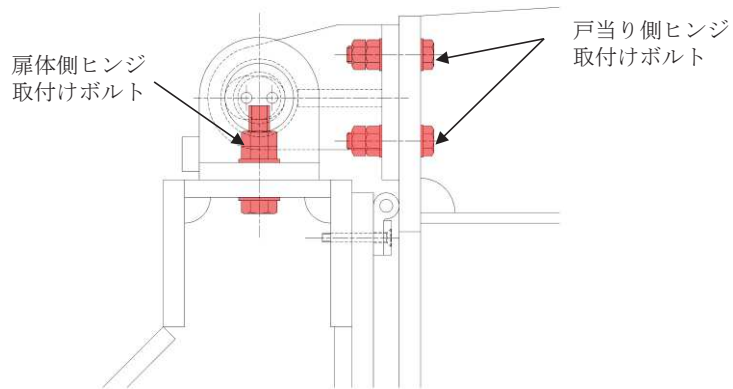
τ : せん断応力度 (N/mm^2)

図 5-7 ヒンジ (プレート) の構造図及び応力算定式

(6) ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ取付けボルトに発生する引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、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。

ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式を図5-8に示す。

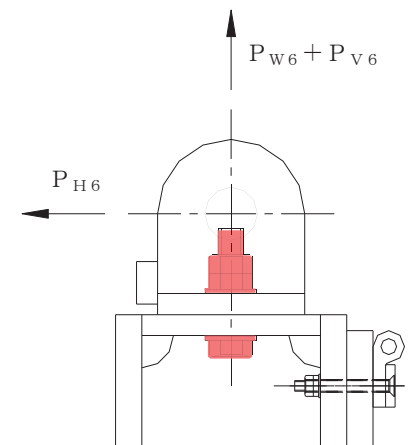
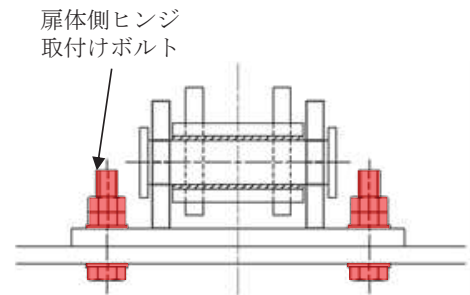


【扉側】

$$\sigma = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 2}$$

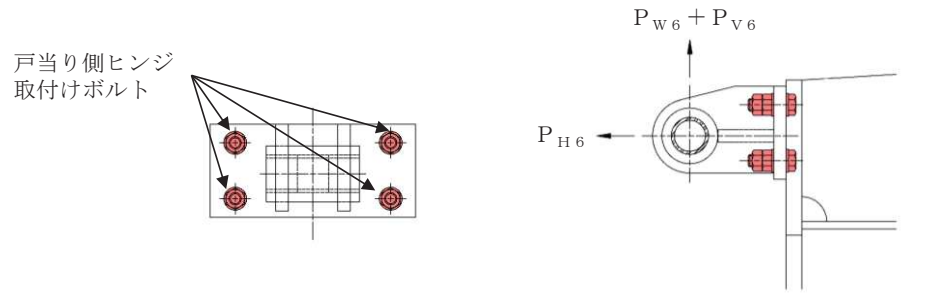
$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$



- $A b_6$: 取付けボルトの断面積 (mm²)
- P_{W6} : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)
- P_{V6} : 鉛直地震力 (N)
- P_{H6} : 水平地震力 (N)
- σ : 引張応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5-8(1) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b_6$: 取付けボルトの断面積 (mm²)

P_{W6} : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)

P_{V6} : 鉛直地震力 (N)

P_{H6} : 水平地震力 (N)

σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

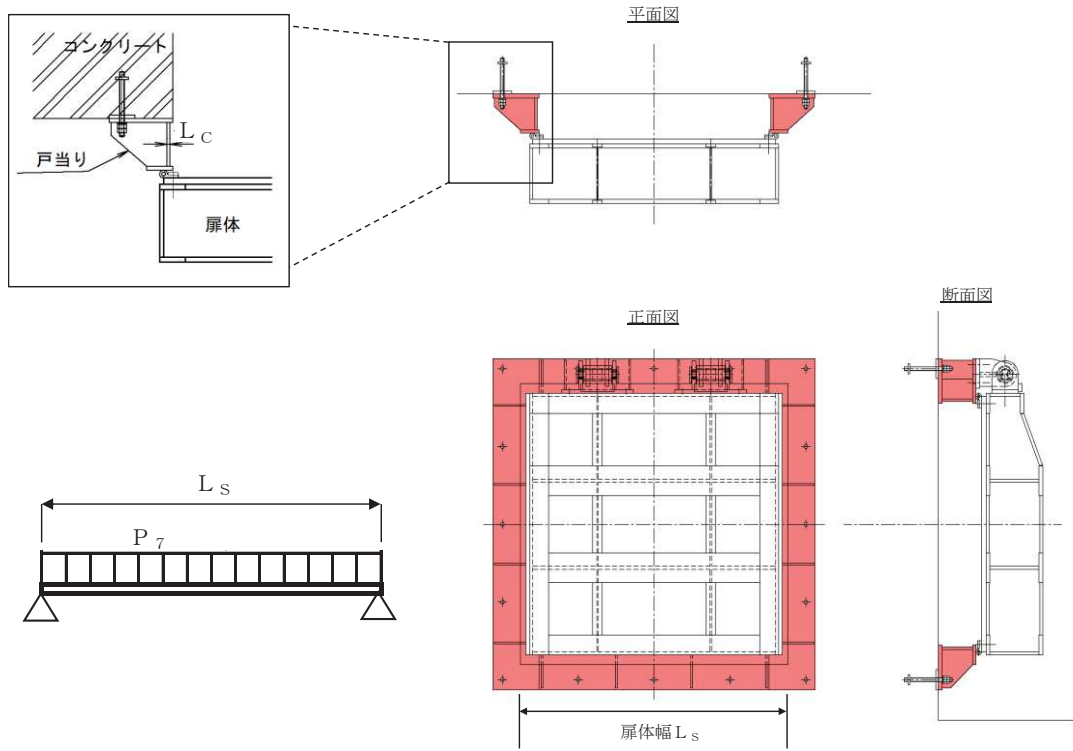
σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5-8(2) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

(7) 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図，モデル図及び応力算定式を図 5-9 に示す。



$$\sigma = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

P_7 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

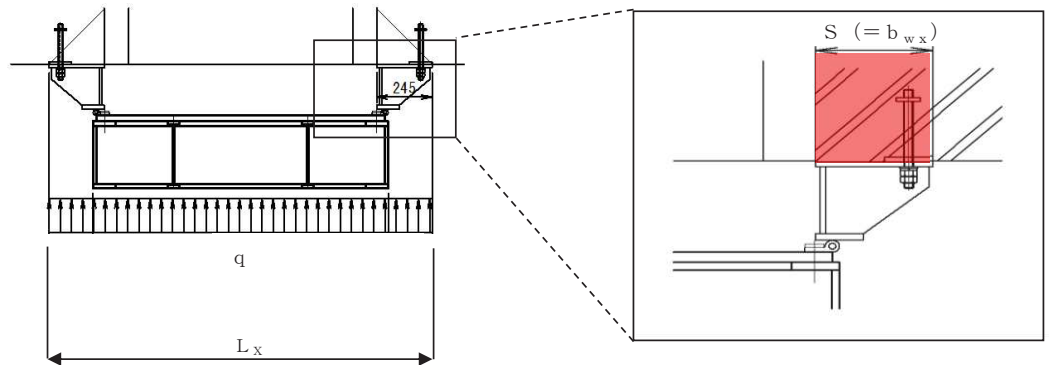
σ : 支圧応力度 (N/mm²)

図 5-9 戸当りの構造図，モデル図及び応力算定式

(8) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5-10 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

- q : 地震荷重 (N/mm²)
- L_x : 戸当り横幅 (mm)
- L_y : 戸当り縦幅 (mm)
- ℓ_x : 支圧板中心横幅 (mm)
- ℓ_y : 支圧板中心縦幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b_{wx} : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b_{wy} : 支圧縦幅 (mm)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

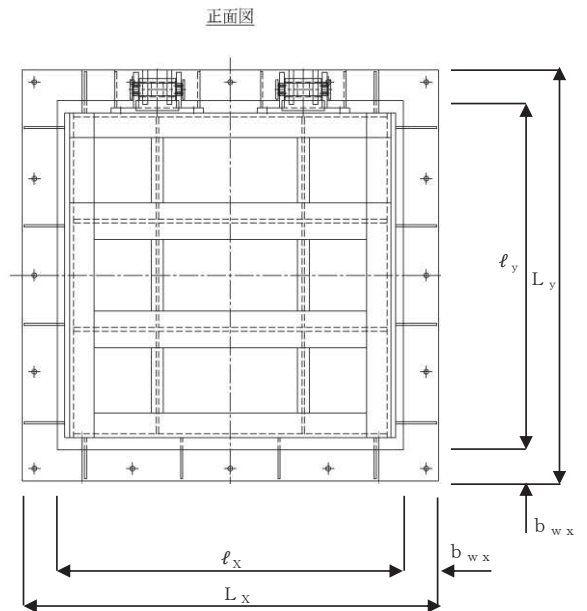


図 5-10 戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式

5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる計算条件を表5-4 に示す。

表 5-4 応力評価に用いる計算条件 (1/2)

固定荷重 (1門あたりの扉体の自重) G (N)	1門あたりの 扉体面積 A ₁ (mm ²)	水の単位体積重量 W ₀ (N/mm ³)
1.4709975×10 ⁴	1.7424×10 ⁶	1.01×10 ⁻⁵

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数 k	短辺 a ₁ (mm)	長辺 b ₁ (mm)	板厚 t ₁ (mm)	単位面積当たりの 荷重 P ₁ (N/mm ²)
1~2桁	41.96	440	600	25	0.006754
2~3桁	41.96	440	600	25	0.006754
3~4桁	41.96	440	600	25	0.006754

区画	主桁へ作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L ₂ (mm)	主桁の 断面係数 Z ₂ (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 A _{w2} (mm ²)
1桁	1.4859	1320	3.799467×10 ⁵	2.56×10 ³
2, 3桁	2.9717	1320	9.415644×10 ⁵	4.16×10 ³
4桁	1.4859	1320	6.797867×10 ⁵	4.16×10 ³

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z ₃ (mm ³)	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A _{w3} (mm ²)
0.006754	440	1.713276×10 ⁵	1.512×10 ³

ヒンジ (吊りピン)					ヒンジ (プレート)	
支間長 L ₄ (mm)	受圧幅 B ₄ (mm)	作用する荷重 P ₄ (N)	断面係数 Z ₄ (mm ³)	断面積 A ₄ (mm ²)	最薄部の断面積 A _{h5} (mm ²)	作用する荷重 P ₅ (N)
176	150	12503	1.2272×10 ⁴	1.963×10 ³	1200	12503

取付けボルトの 断面積 A _{b6} (mm ²)	ヒンジ1箇所あたりが 負担する自重荷重 P _{w6} (N)	鉛直地震力 P _{v6} (N)	水平地震力 P _{H6} (N)
234.89880	7355.0	3677.5	5884.0

表 5-4 応力評価に用いる計算条件 (2/2)

戸当りへ作用する 水平地震力 P_7 (N/mm ²)	扉体幅 L_s (mm)	戸当り支圧部の 板厚 L_c (mm)	戸当り幅 S (mm)	支圧幅 b_{wx} (mm)	支圧幅 b_{wy} (mm)
0.0101	1320	12	245	245	225

地震荷重 q (N/mm ²)	戸当り横幅 L_x (mm)	戸当り縦幅 L_y (mm)	支圧板中心横幅 l_x (mm)	支圧板中心縦幅 l_y (mm)
0.0101	1710	1670	1465	1445

6. 評価結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位の応力評価結果を表6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

評価部位		評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)	
扉体	スキンプレート		曲げ応力度 (N/mm ²)	0.88	154	0.01
	主桁	1桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.86	151	0.01
		2,3桁		0.69	154	0.01
		4桁		0.48	151	0.01
		1桁	せん断応力度 (N/mm ²)	0.39	88	0.01
		2,3桁		0.48	88	0.01
		4桁		0.24	88	0.01
		1桁	合成応力度 (N/mm ²) *	1.10	154	0.01
		2,3桁		1.09	154	0.01
	4桁	0.64		154	0.01	
	補助縦桁	曲げ応力度 (N/mm ²)		0.29	144	0.01
		せん断応力度 (N/mm ²)		0.22	88	0.01
		合成応力度 (N/mm ²) *		0.48	154	0.01
	ヒンジ (プレート)		せん断応力度 (N/mm ²)	10.42	88	0.12
	ヒンジ (ピン)	曲げ応力度 (N/mm ²)		25.73	154	0.17
		せん断応力度 (N/mm ²)		4.25	88	0.05
		合成応力度 (N/mm ²) *		26.77	154	0.18
	ヒンジ取付けボルト	引張応力度 (N/mm ²)		23.49	154	0.16
		せん断応力度 (N/mm ²)		12.53	88	0.15
		合成応力度 (N/mm ²) *		31.99	154	0.21
固定部	ヒンジ取付けボルト	引張応力度 (N/mm ²)		6.27	154	0.05
		せん断応力度 (N/mm ²)		11.75	88	0.14
		合成応力度 (N/mm ²) *		21.30	154	0.14
	戸当り		支圧応力度 (N/mm ²)	0.56	231	0.01
	戸当り部コンクリート	支圧応力度 (N/mm ²)		0.03	13.5	0.01
せん断応力度 (N/mm ²)		0.02	1.5	0.02		

注記 * : 同じ荷重条件の曲げ応力度 (又は引張応力度) 及びせん断応力度から算出する。

7. 出口側集水ピットの強度評価

7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤南側）と接続する箇所に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図7-1に、構造図を図7-2に、概略配筋図を図7-3に示す。

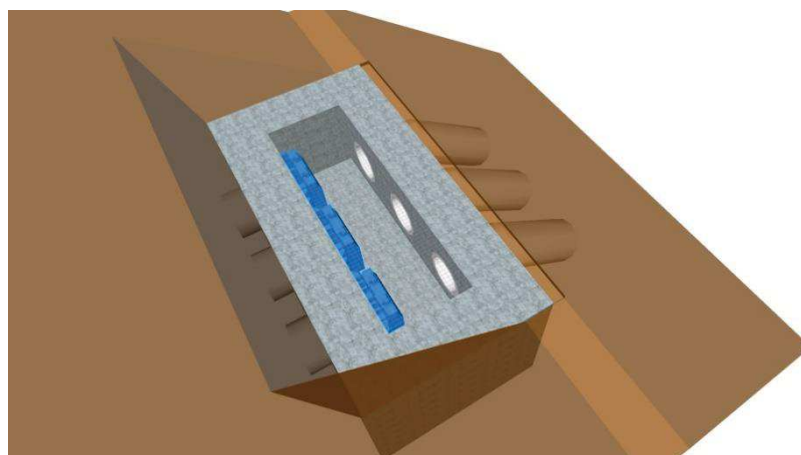
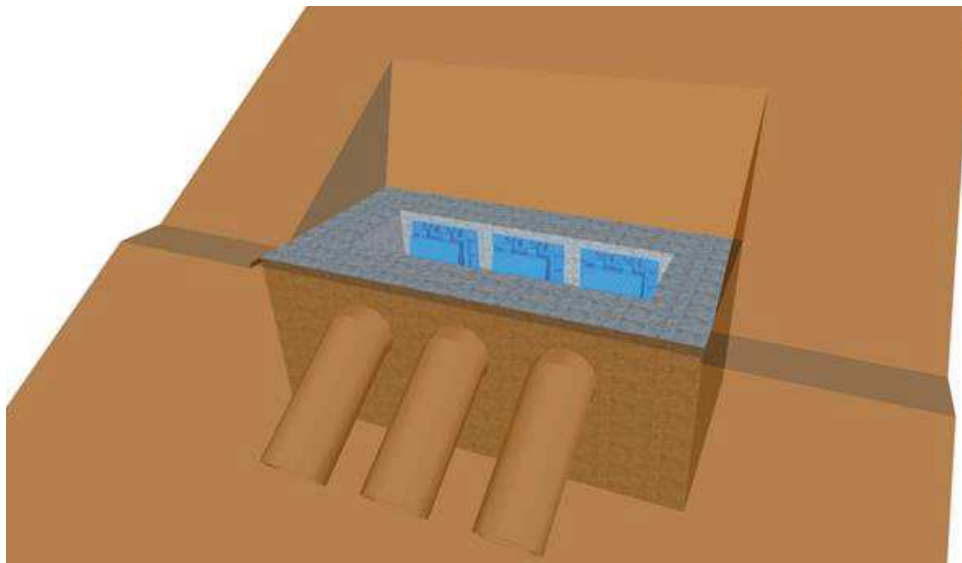
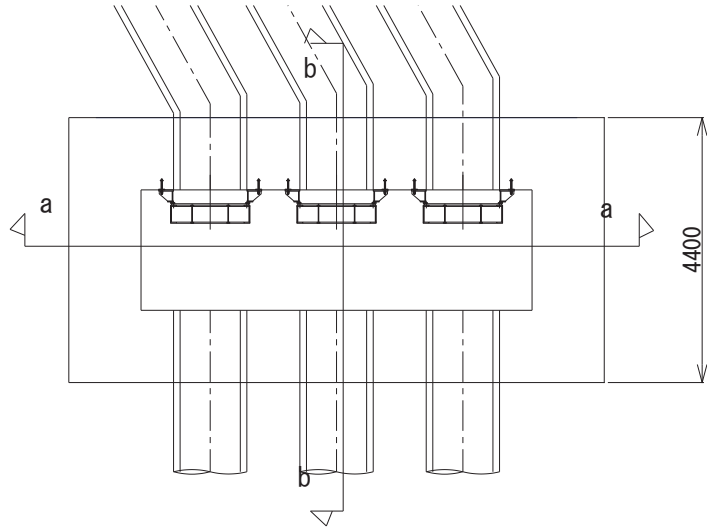
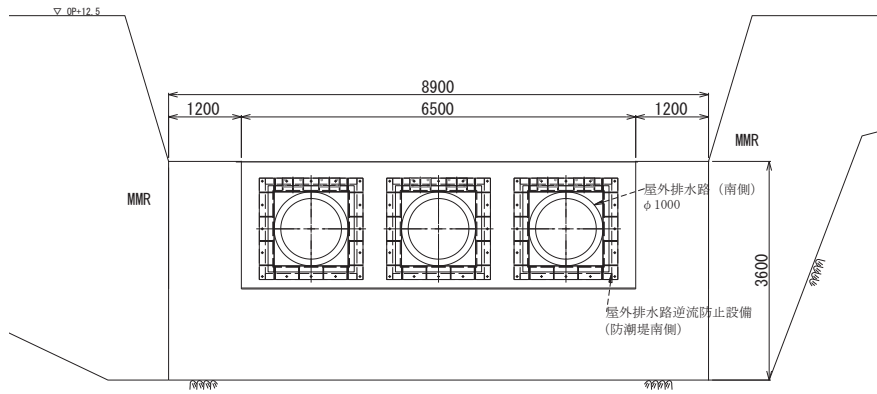


図7-1 出口側集水ピットの概念図



a-a正面図



b-b断面図

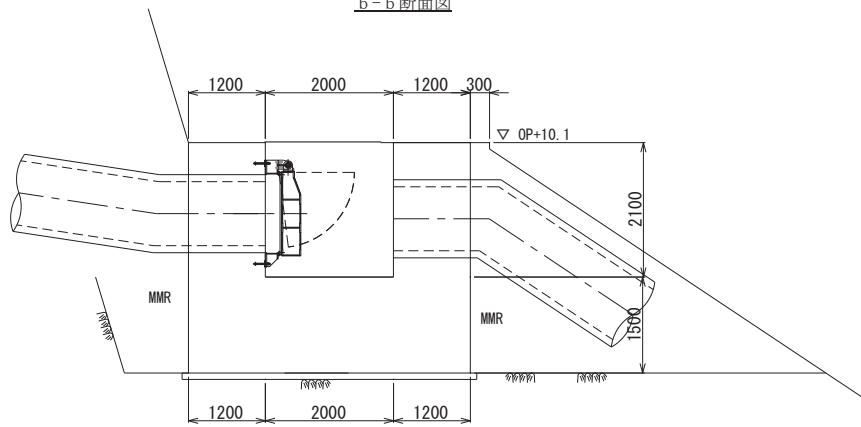
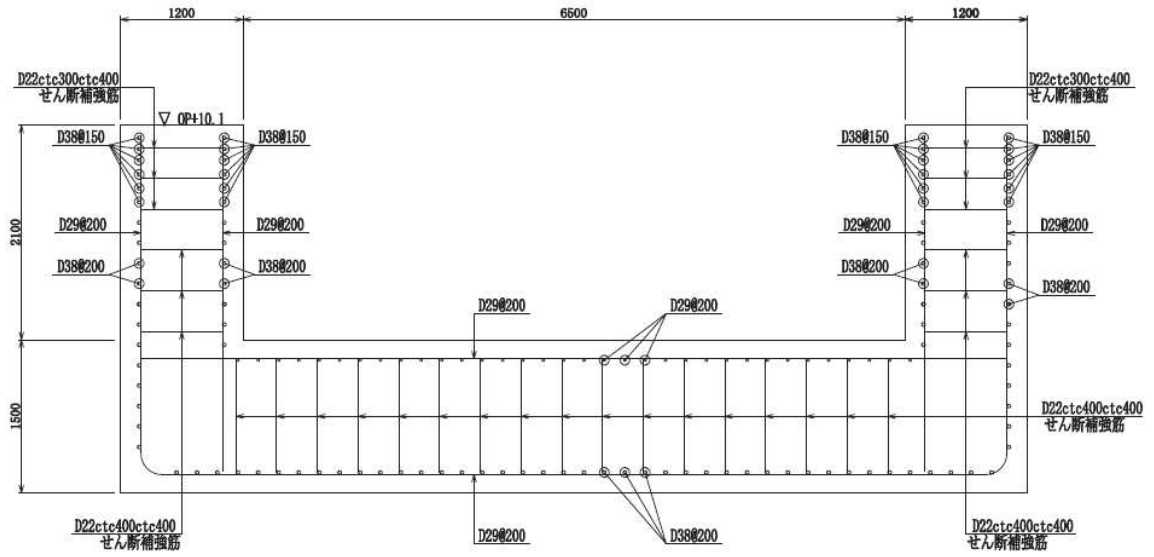


図 7-2 出口側集水ピット構造図

a-a 断面



b-b 断面

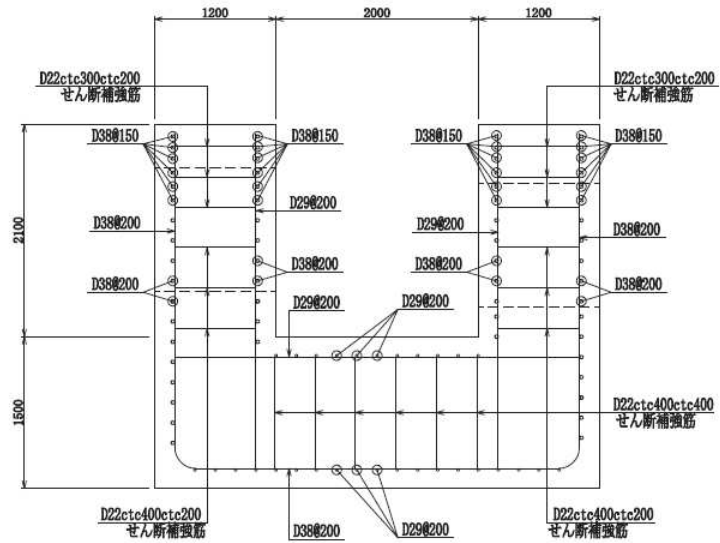


図 7-3 出口側集水ピットの配筋概要図

7.2 評価方針

出口側集水ピットの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき、基準地震動 S_s に対して実施する地震応答解析の結果を用いて、表 7-1 に示すとおり、構造部材の健全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及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能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、地震応答解析から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に生じ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。

図7-4に出口側集水ピットの耐震評価フローを示す。

表 7-1 出口側集水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
				曲げ・軸力	せん断力
構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	短期許容応力度	短期許容せん断力
	構造部材の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	極限支持力*	

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

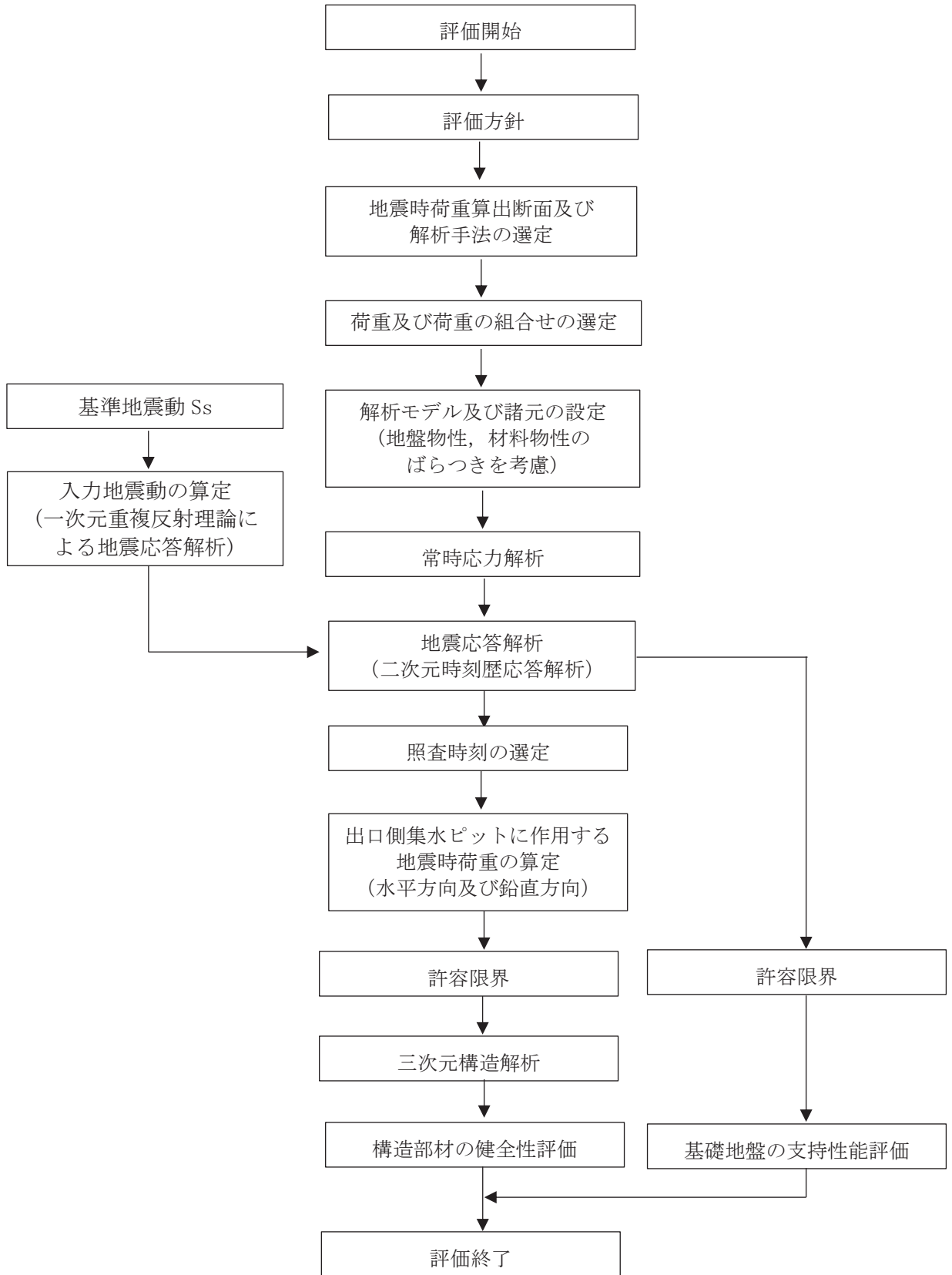


図 7-4 出口側集水ピットの耐震評価フロー

7.3 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- (2) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- (3) 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）
- (4) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- (5) 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）
- (6) 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）

8. 地震応答解析

8.1 地震時荷重算出断面

出口側集水ピットの地震時荷重算出断面位置を図 8-1 に示す。地震時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの評価対象断面図を図 8-2 に示す。

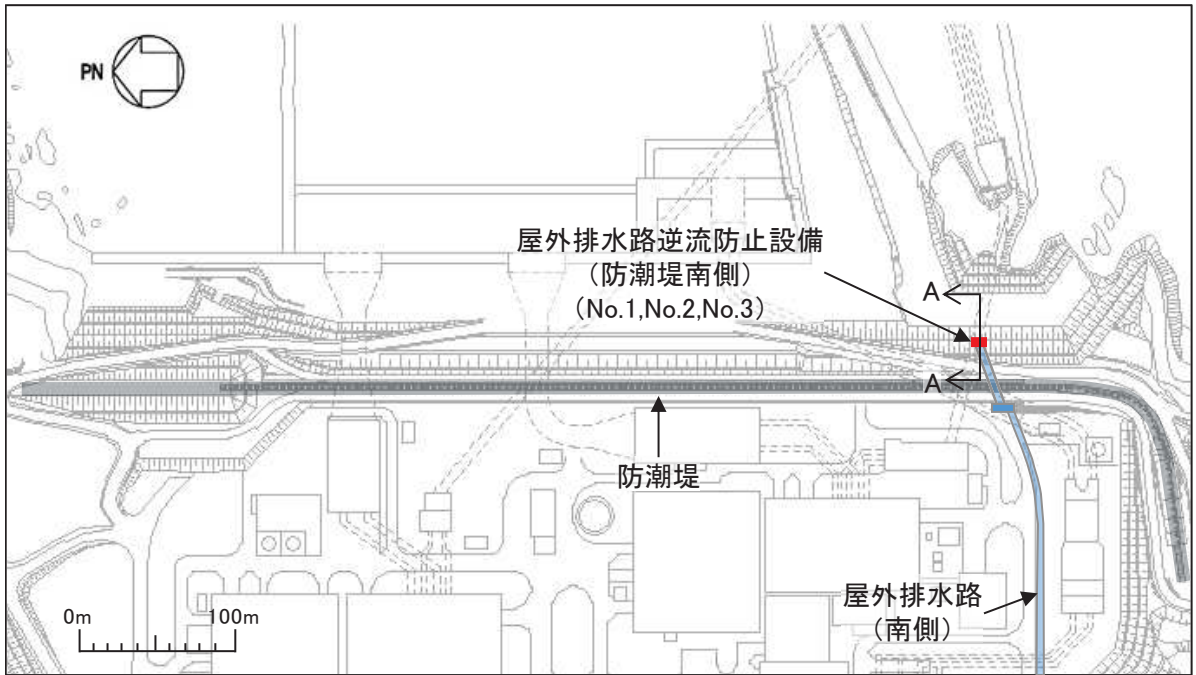


図 8-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

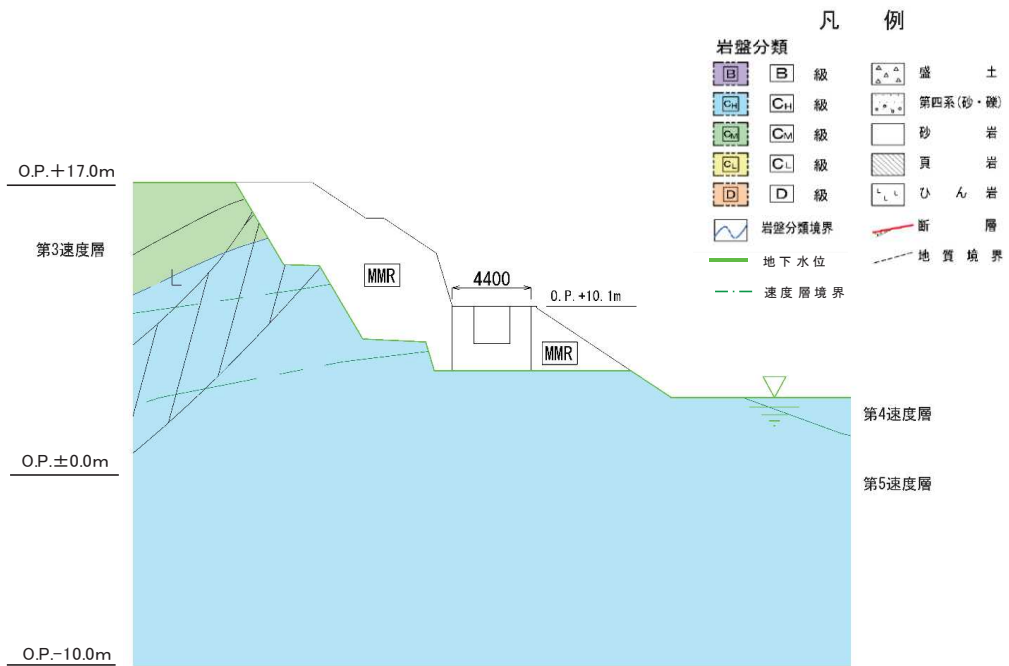


図 8-2 出口側集水ピットの評価対象断面図 (A-A 断面)

8.2 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、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元動的有限要素法により、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時刻歴応答解析を行うこととし、出口側集水ピットが岩盤内に設置され、液状化検討対象外の施設であることから、全応力解析手法を用いる。

全応力解析には、解析コード「TDAPⅢ Ver3.11」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、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。

(1) 構造部材

出口側集水ピットは、東西壁及び底版を線形はり要素（ビーム要素）、南北壁を平面応力要素でモデル化する。

(2) 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として C_n 級岩盤及び C_M 級岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に出口側集水ピットの応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ 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。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8-1 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, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C ₁ 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	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

(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 減衰を解析モデル全体に与える。固有値解析結果に基づき設定した係数 α , β を表 8-2 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

α , β : 係数

表 8-2 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
A-A 断面	1.743	3.873×10^{-4}

(4) 地震応答解析の検討ケースの選定

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の照査項目ごとに照査値が 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 8-1 に示す解析ケース②及び③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 8-3 に示す。

また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8-3 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	
地盤物性		平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ	平均値	
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*1	○	基準地震動 S_s (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 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。 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。		
		-+*1	○			
	$S_s - D 2$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - D 3$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - F 1$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - F 2$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - F 3$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - N 1$	++*1	○			
		-+*1	○			

注記 *1：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。

*2：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

8.3 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。

8.3.1 耐震評価上考慮する状態

出口側集水ピット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

発電用原子炉施設が運転状態にあり、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

積雪の影響を考慮する。埋設構造物であるため風の影響は考慮しない。

(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。

8.3.2 荷重

出口側集水ピット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) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重を考慮する。また、積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2 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 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

8.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8-4 に示す。

表 8-4 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 _s

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_sを含めて 4.9kN/m²)

S_s : 地震荷重

8.4 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」に示す地下構造モデルを用いる。

図 8-3 に入力地震動算定の概念図を、図 8-4 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「microSHAKE ver. 2.3.3」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。

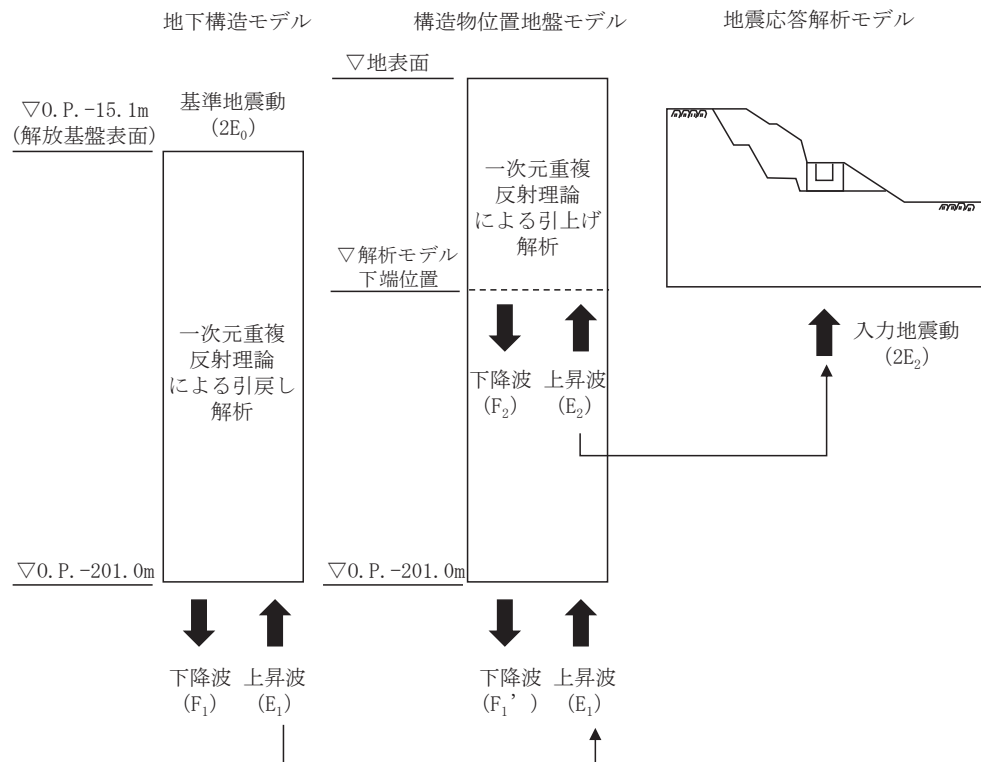
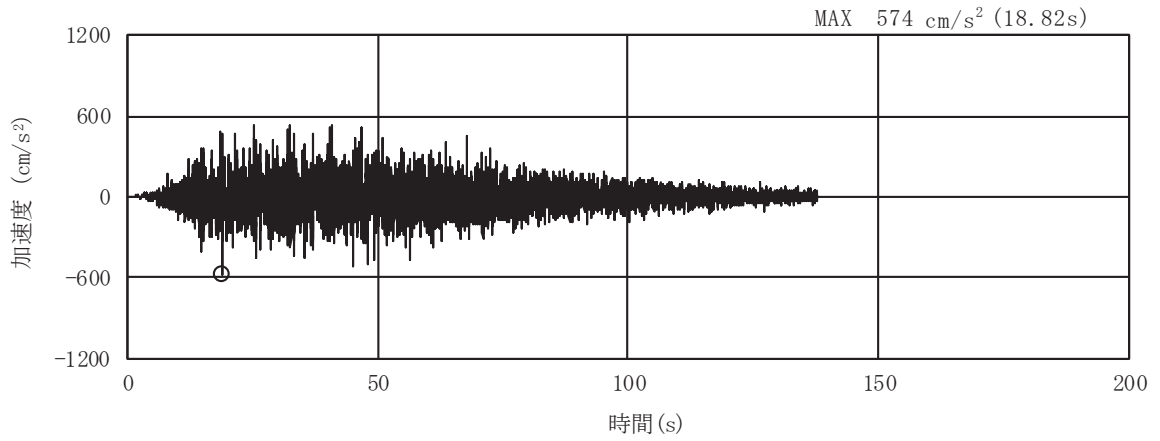
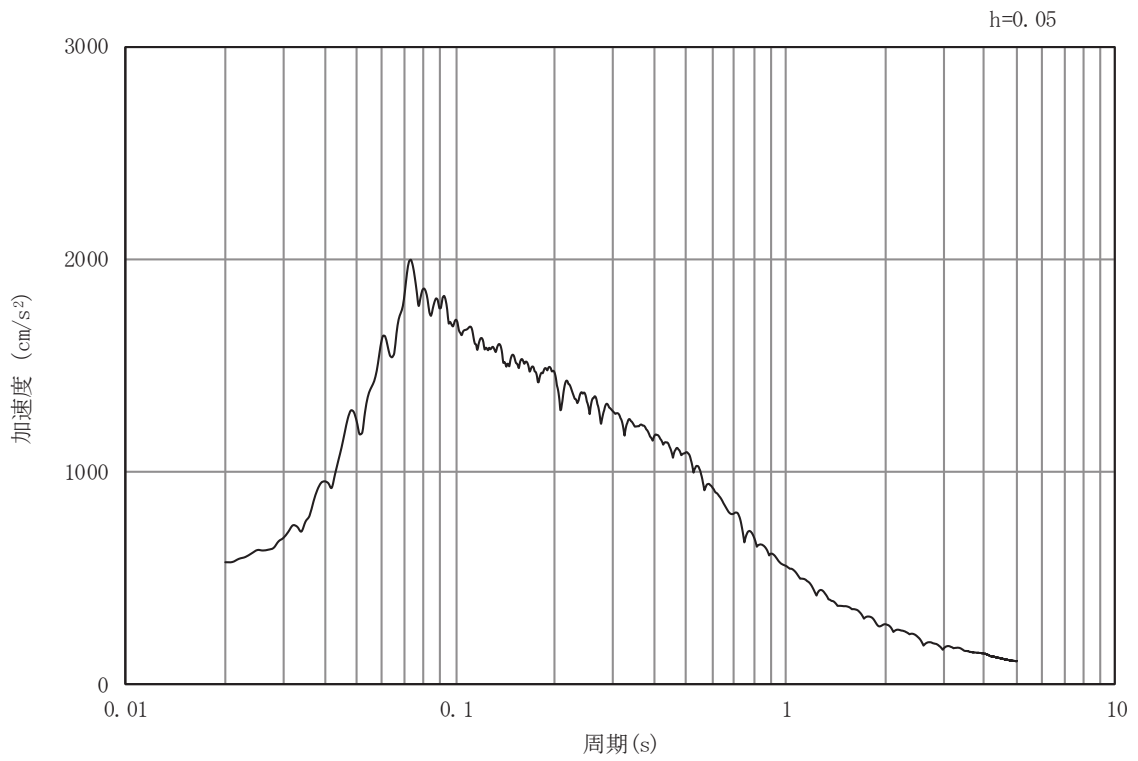


図 8-3 入力地震動算定の概念図

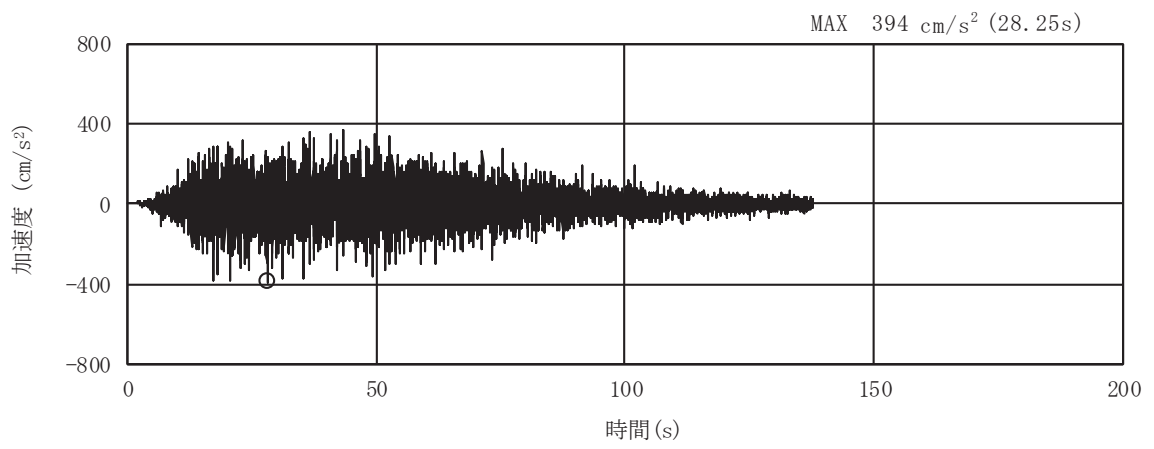


(a) 加速度時刻歴波形

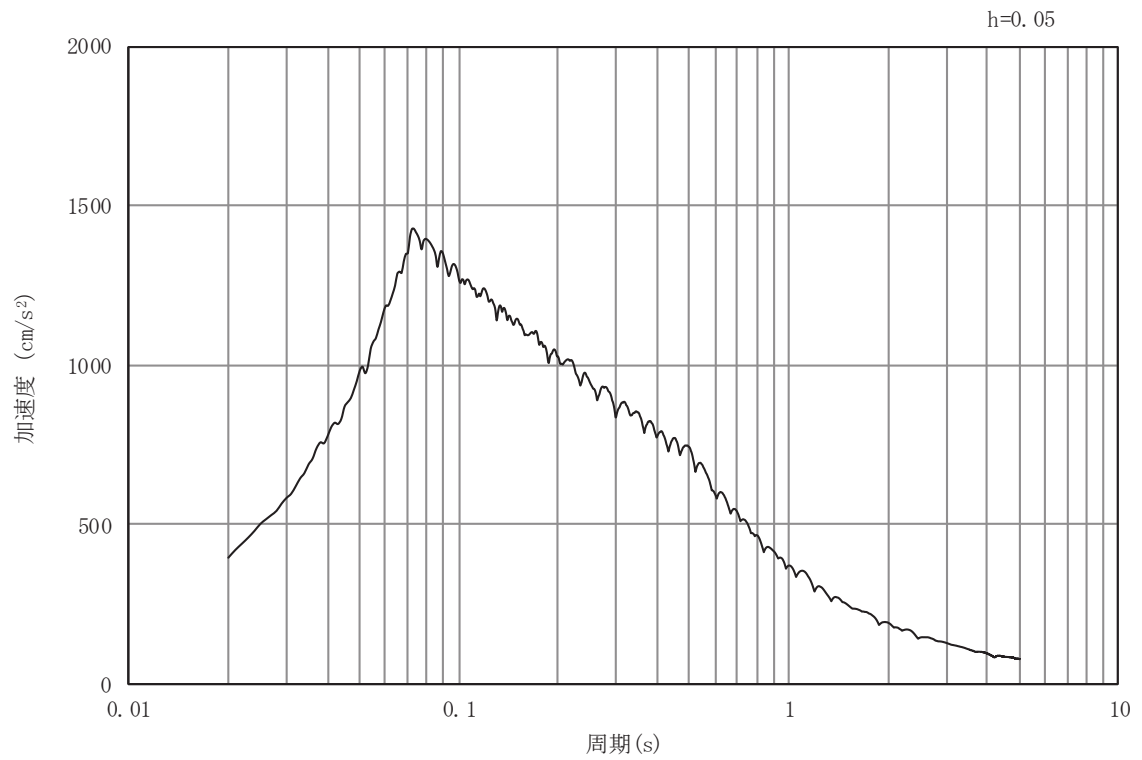


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

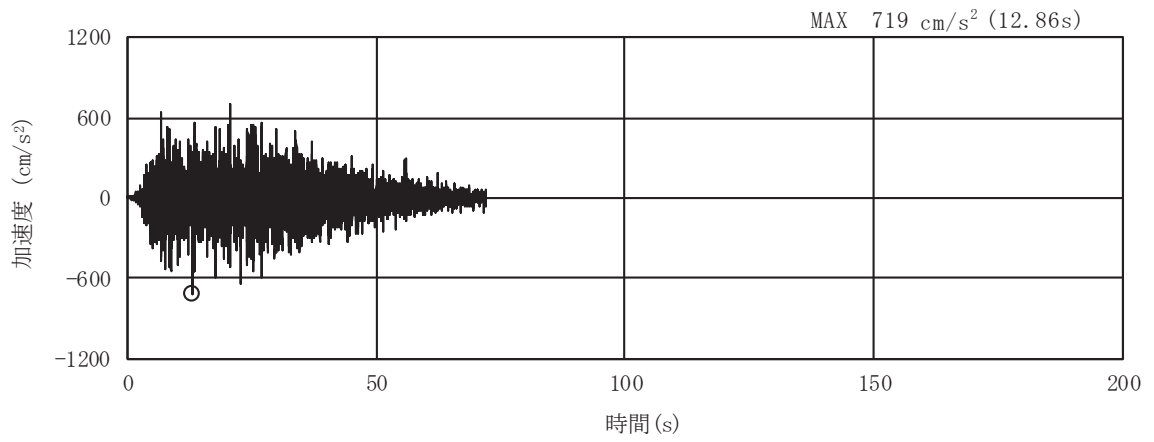


(a) 加速度時刻歴波形

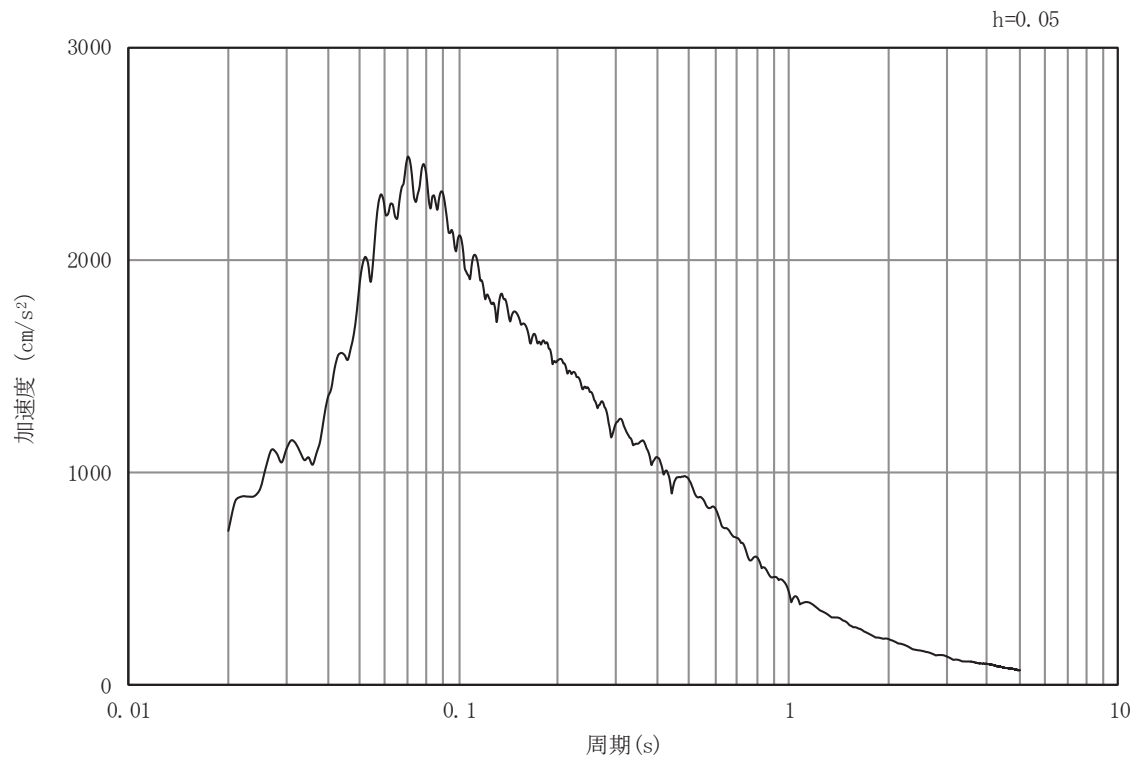


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

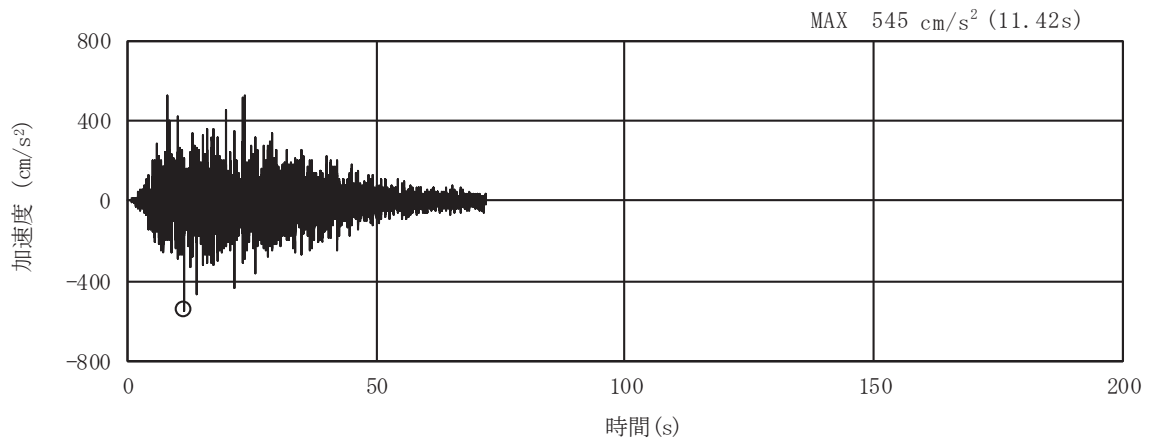


(a) 加速度時刻歴波形

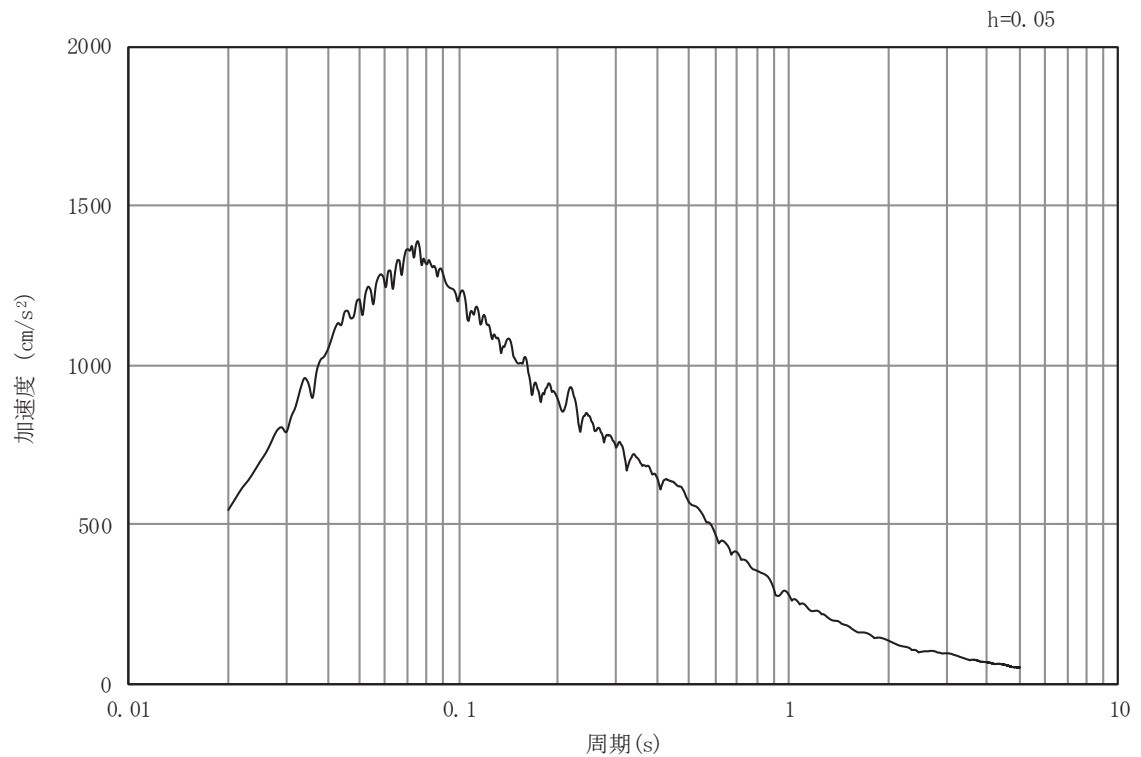


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

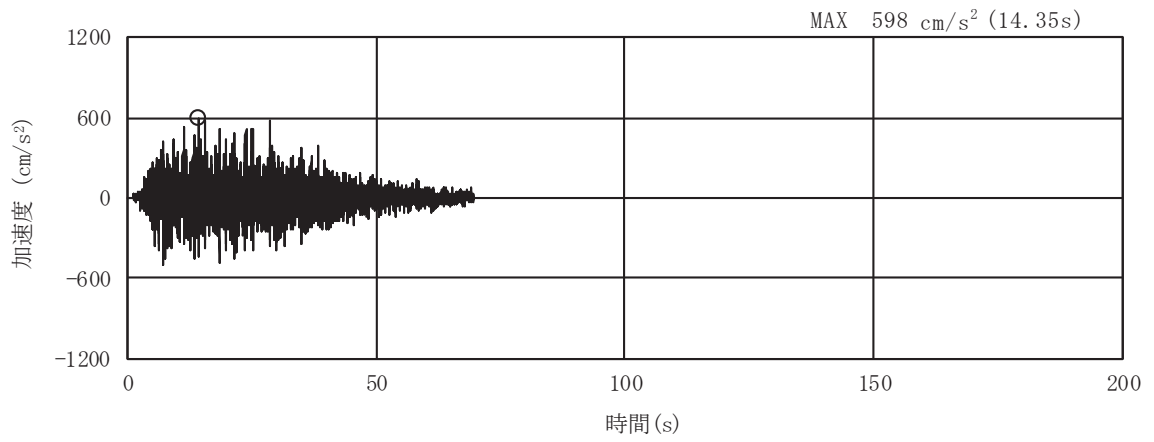


(a) 加速度時刻歴波形

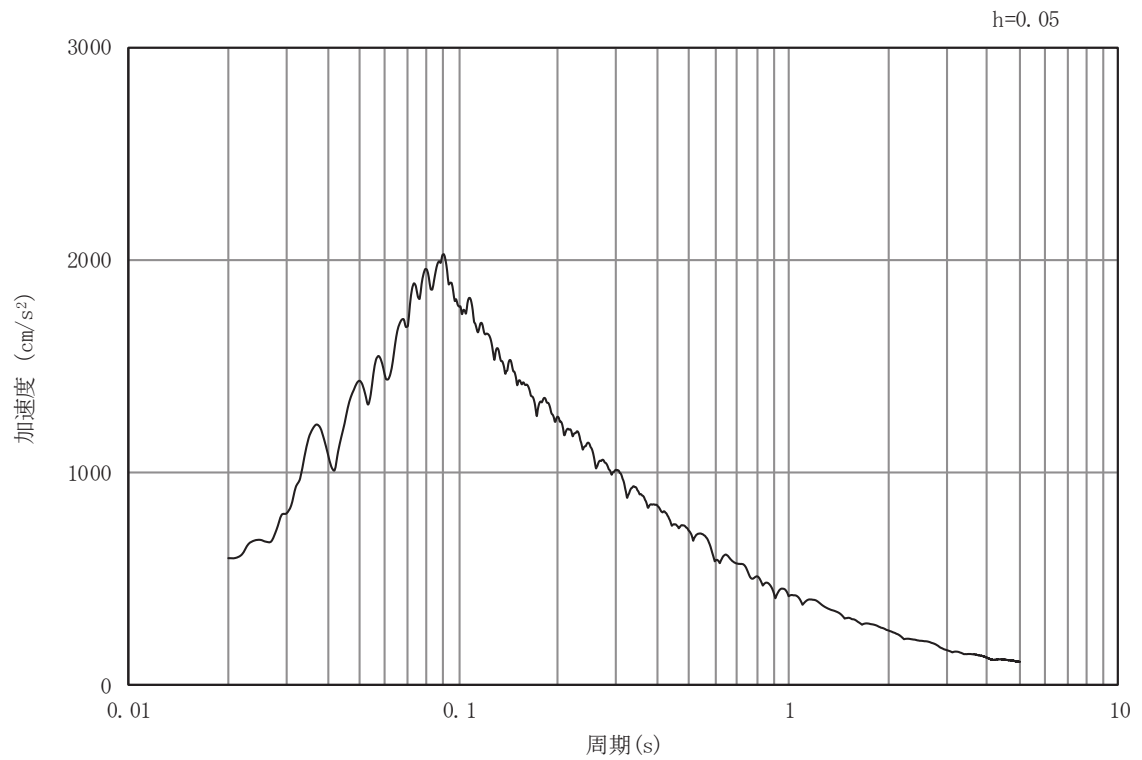


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

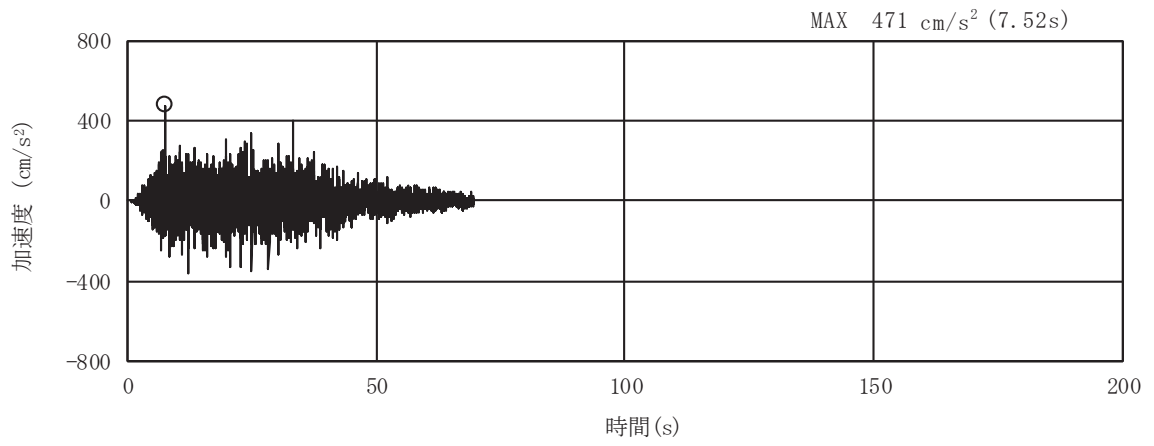


(a) 加速度時刻歴波形

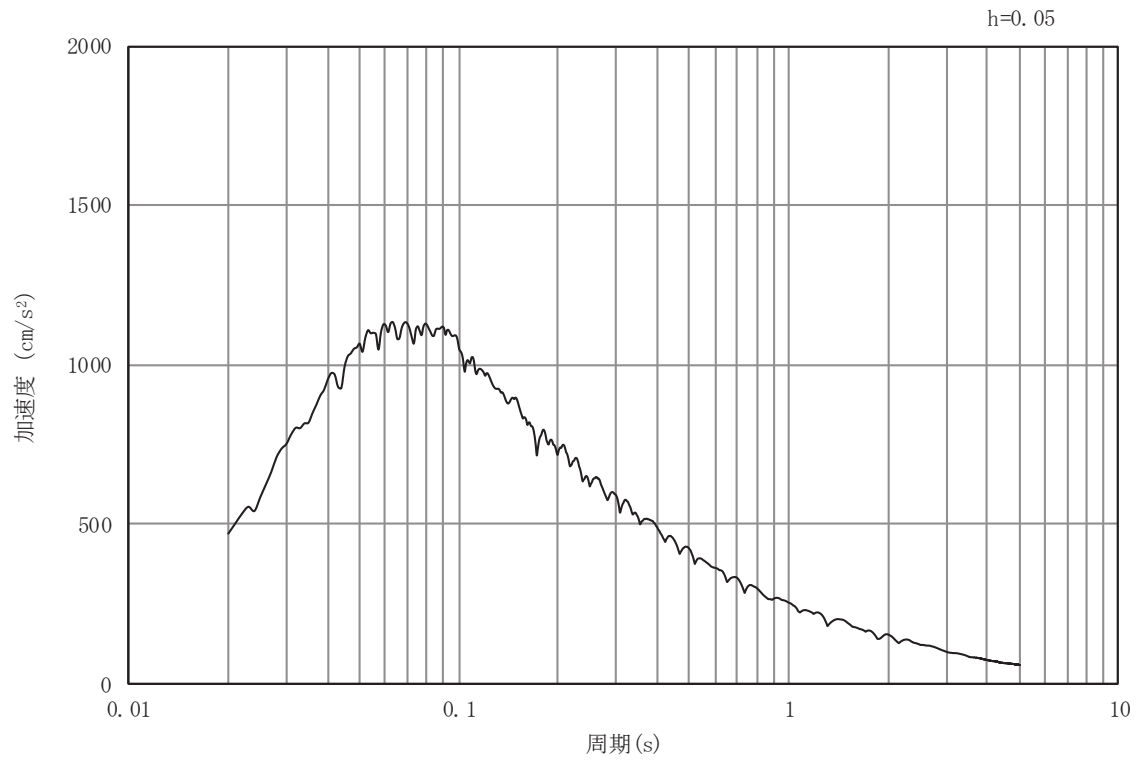


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

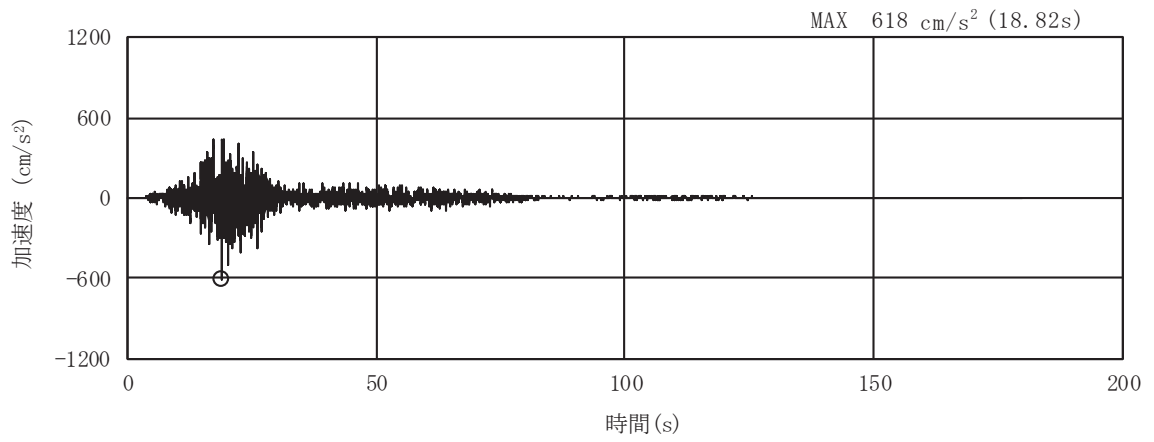


(a) 加速度時刻歴波形

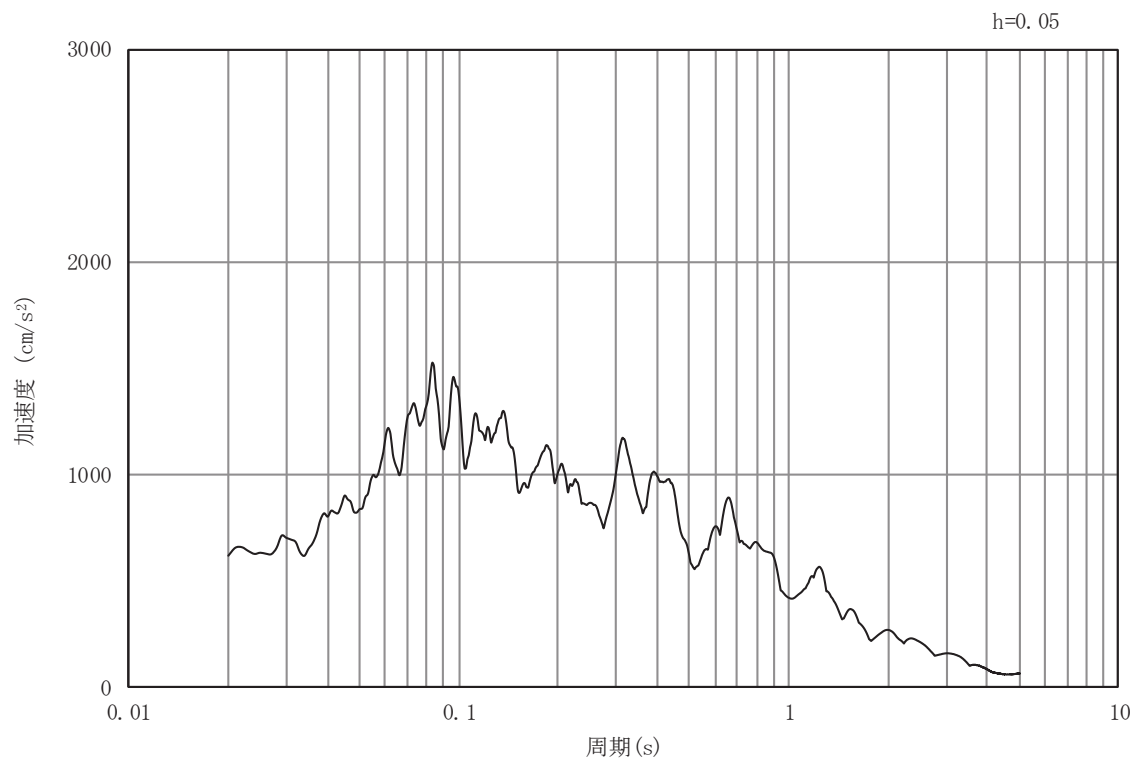


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

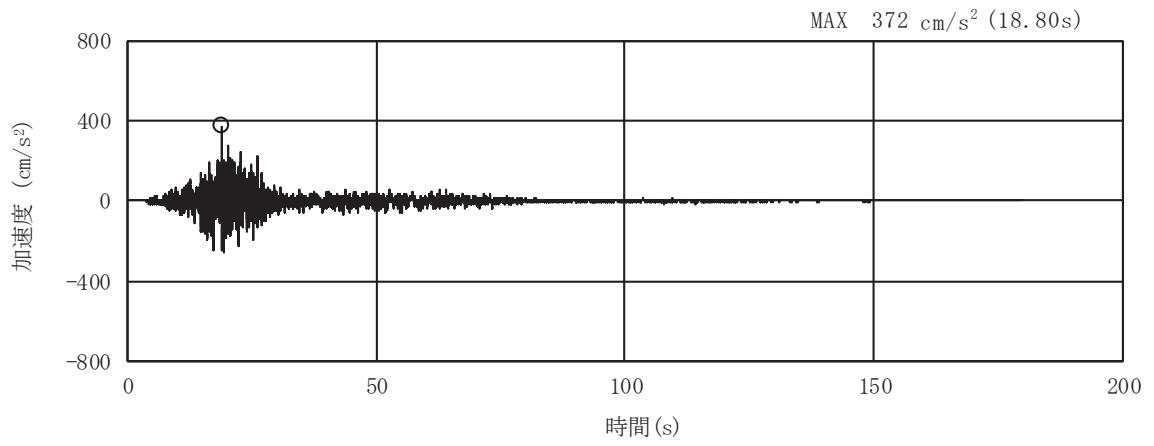


(a) 加速度時刻歴波形

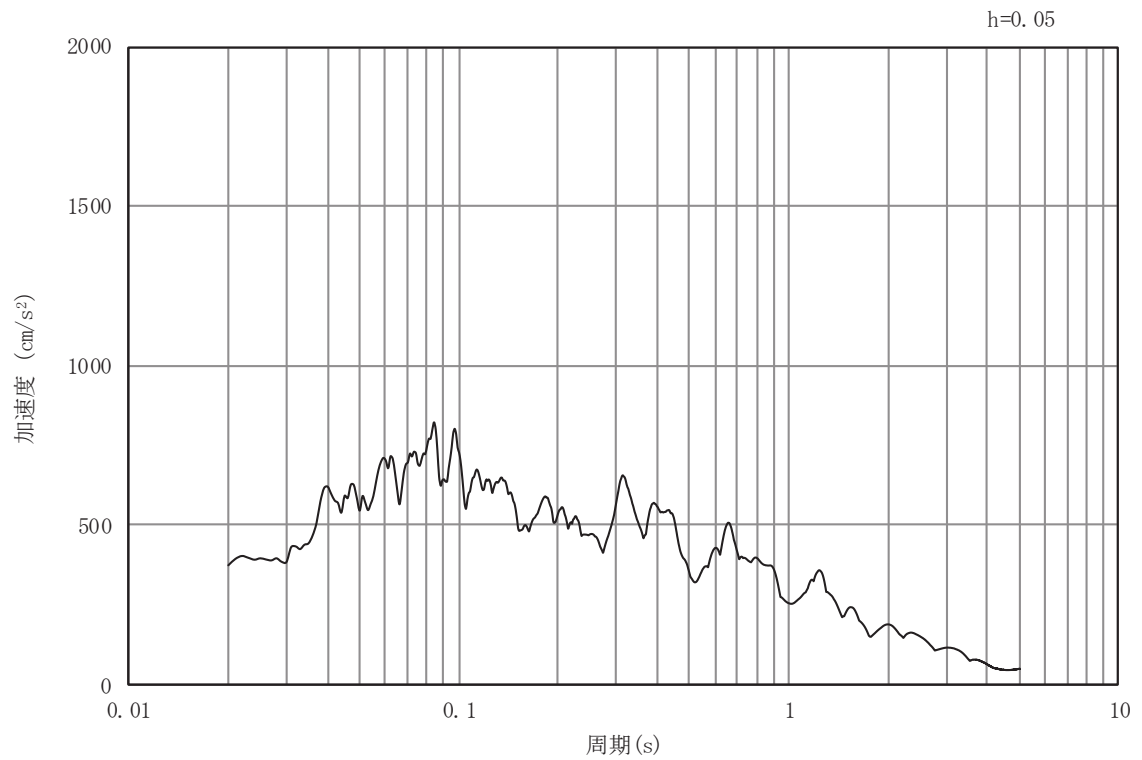


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

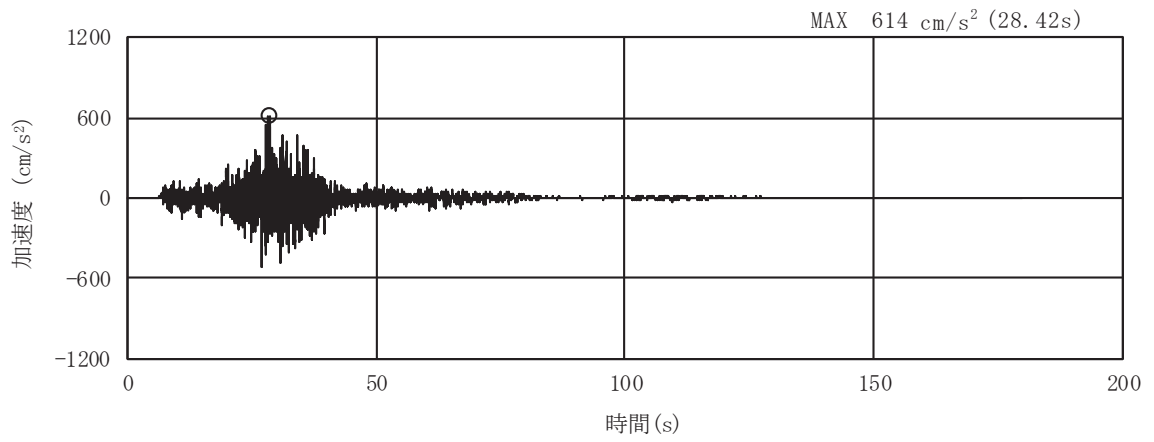


(a) 加速度時刻歴波形

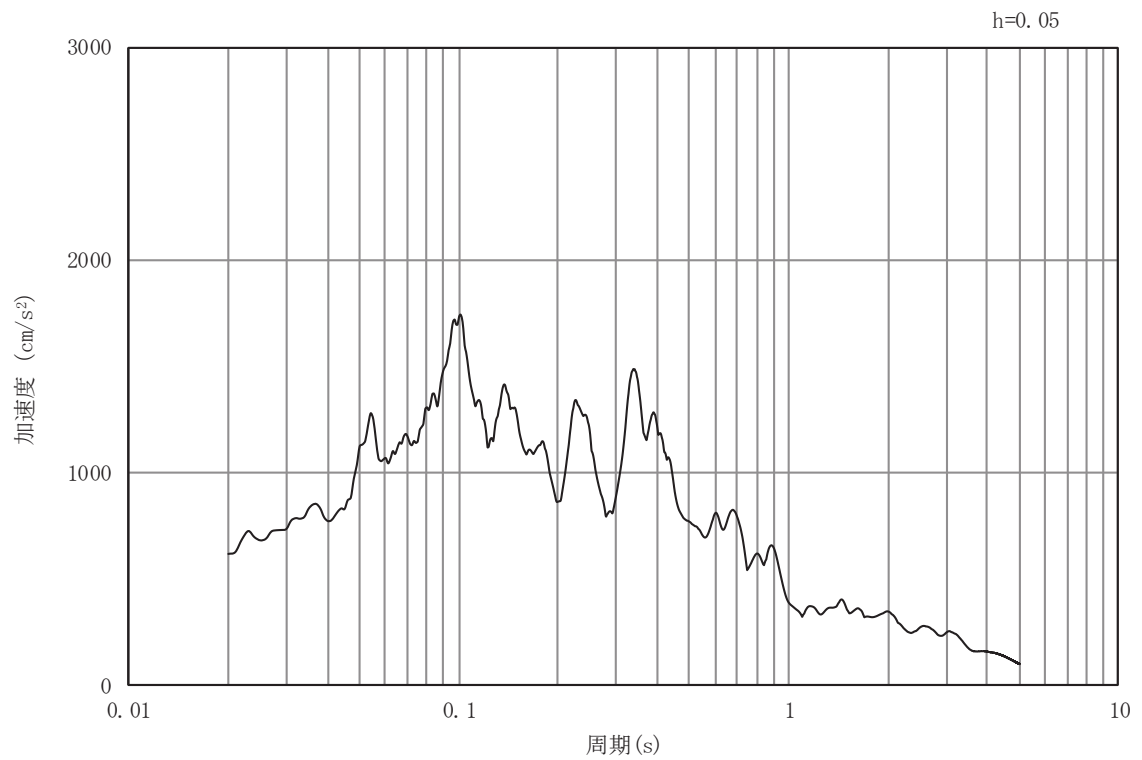


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

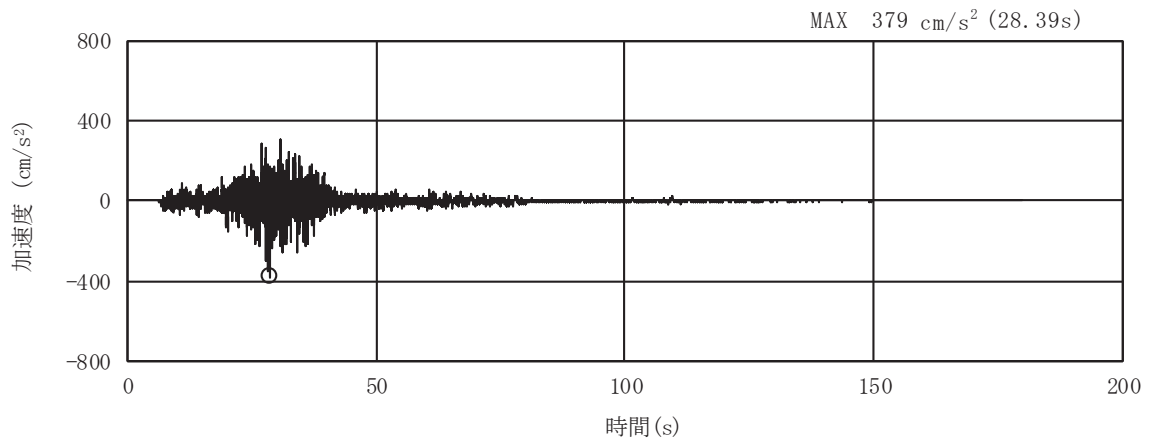


(a) 加速度時刻歴波形

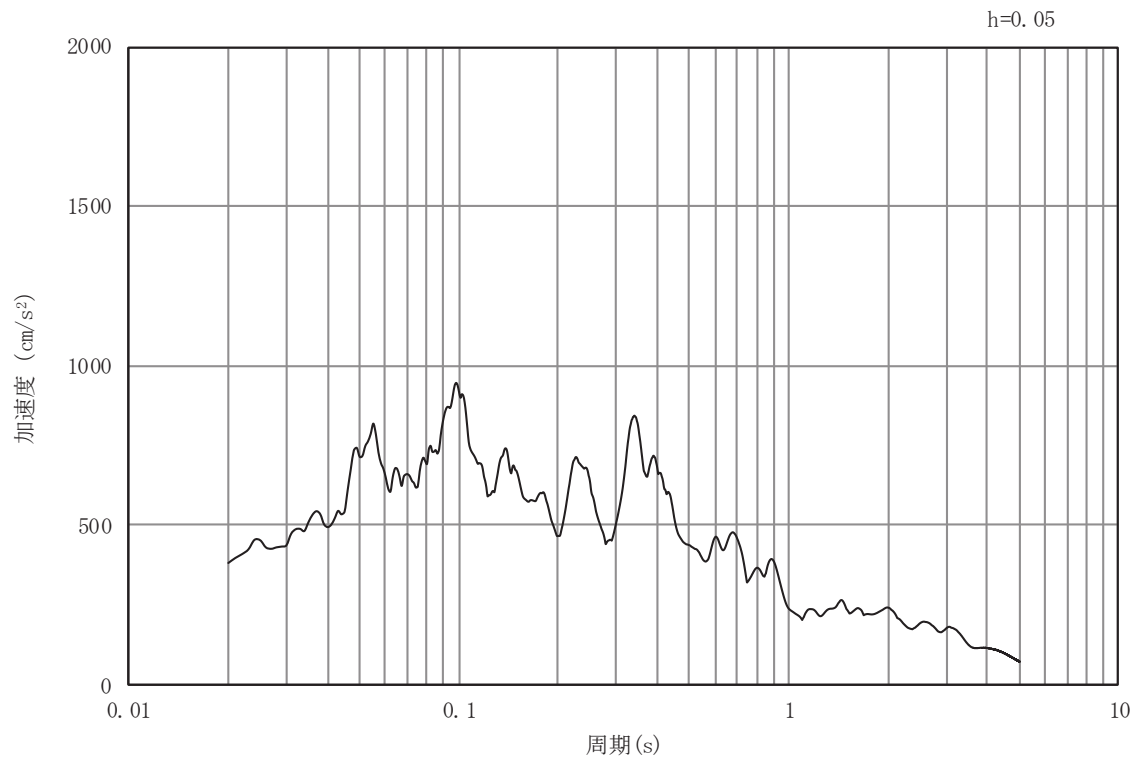


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

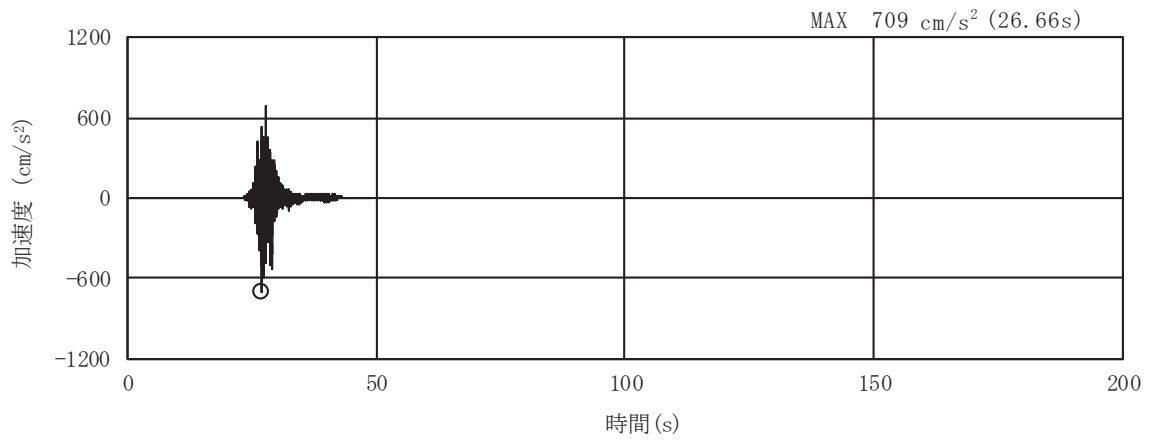


(a) 加速度時刻歴波形

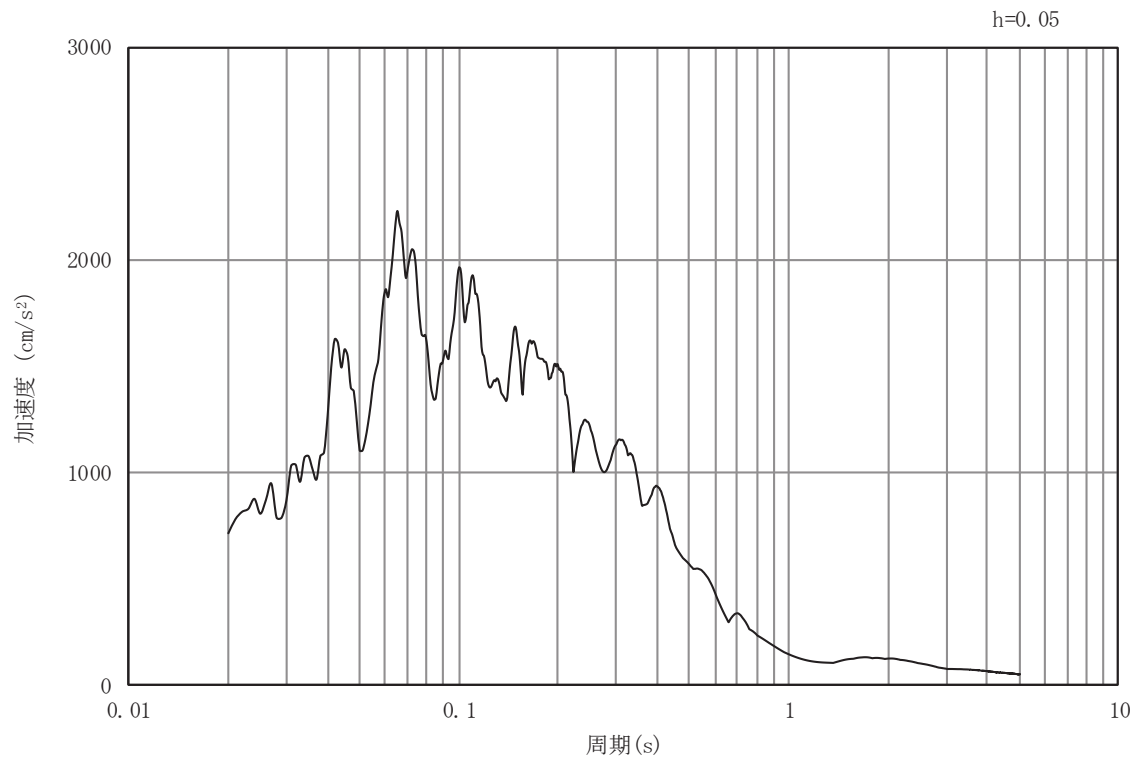


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

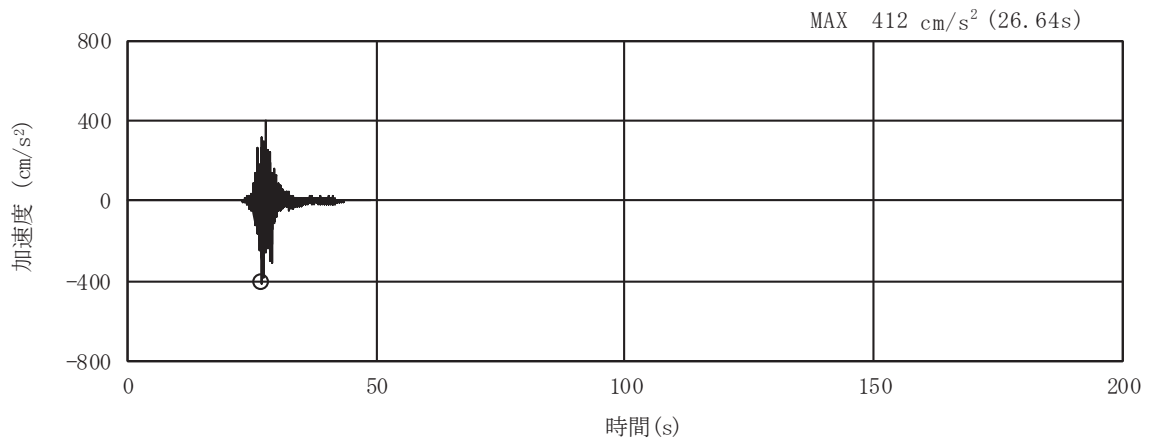


(a) 加速度時刻歴波形

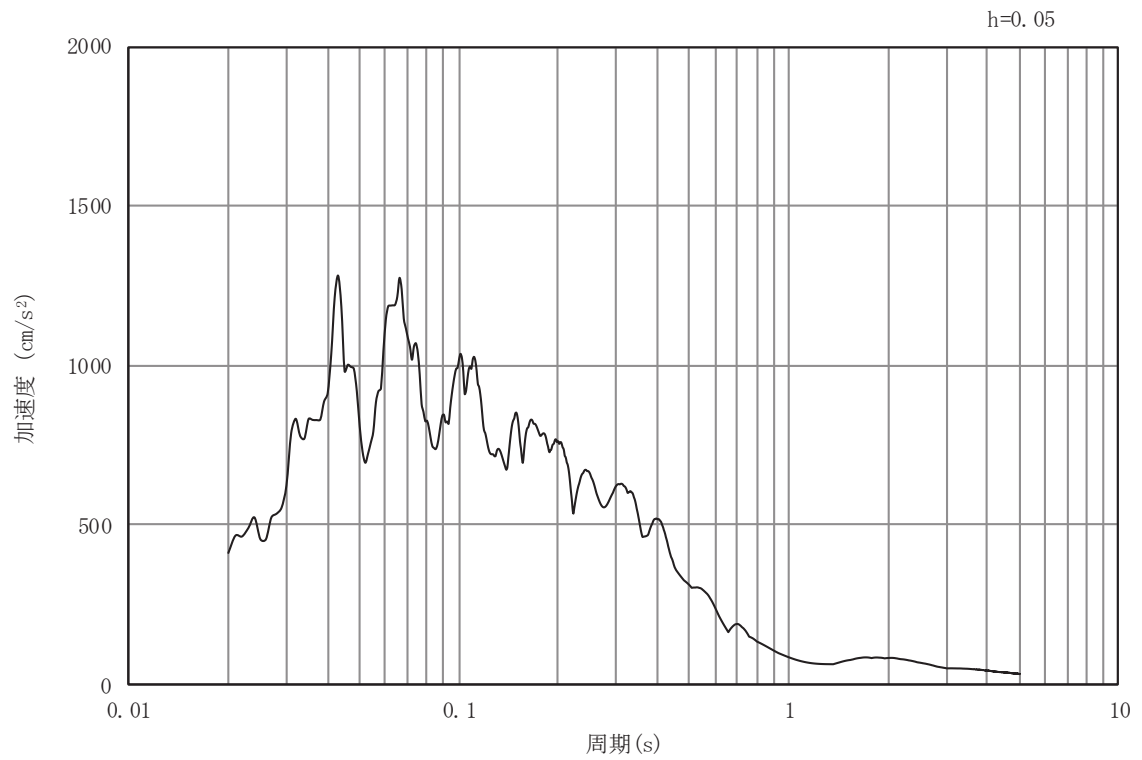


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

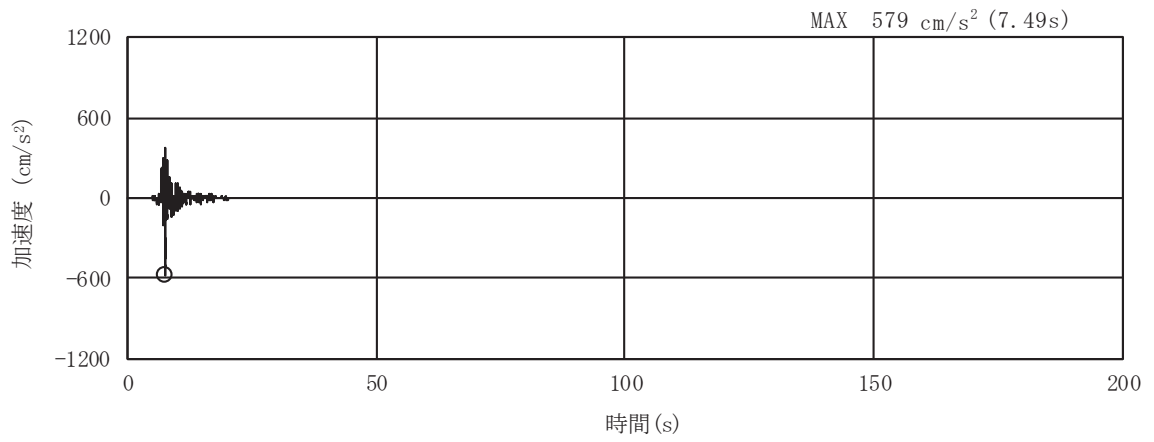


(a) 加速度時刻歴波形

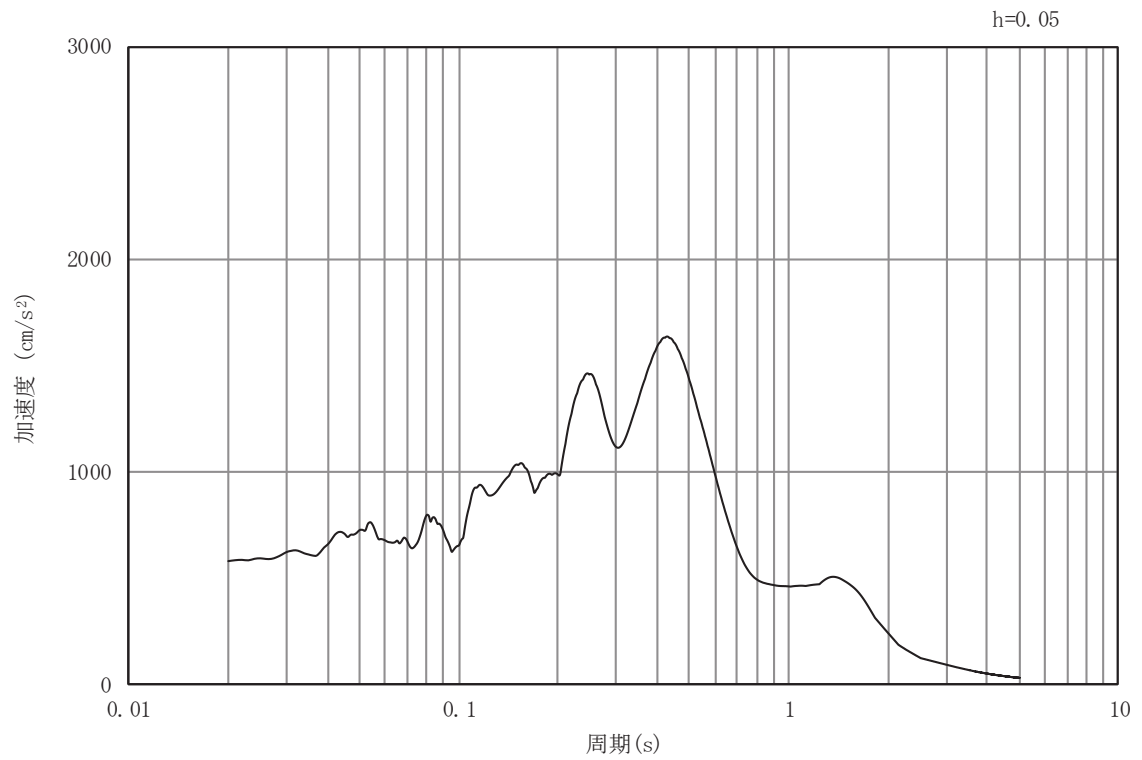


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

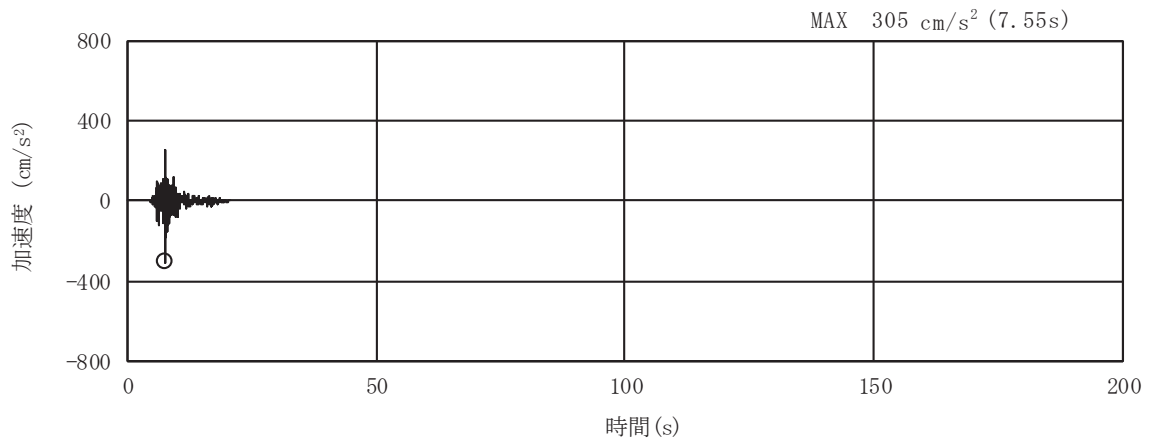


(a) 加速度時刻歴波形

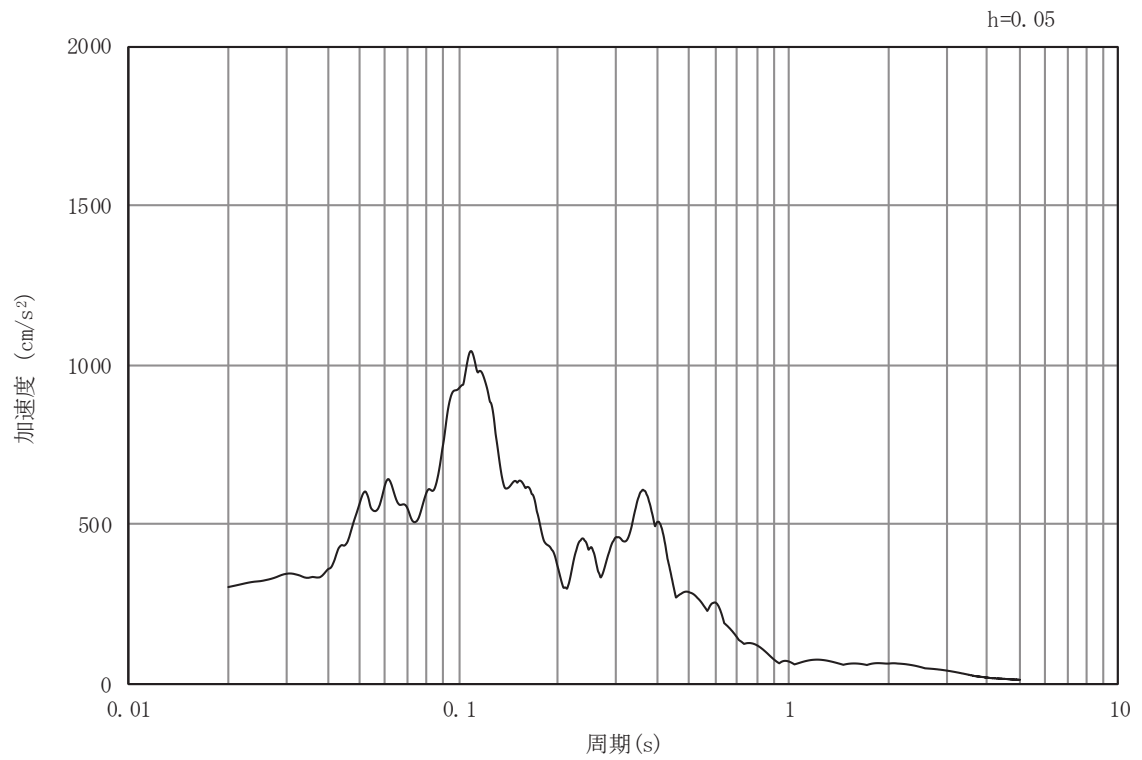


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

8.5 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8-5 に示す。

a. 解析領域

解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。

b. 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

c. 構造物のモデル化

出口側集水ピットは、線形はり要素（ビーム要素）及び平面応力要素でモデル化する。

d. 地盤のモデル化

C_H 級岩盤及び C_M 級岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

e. ジョイントのモデル化

「構造物とマンメイドロック」、「構造物と岩盤」及び「マンメイドロックと岩盤」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

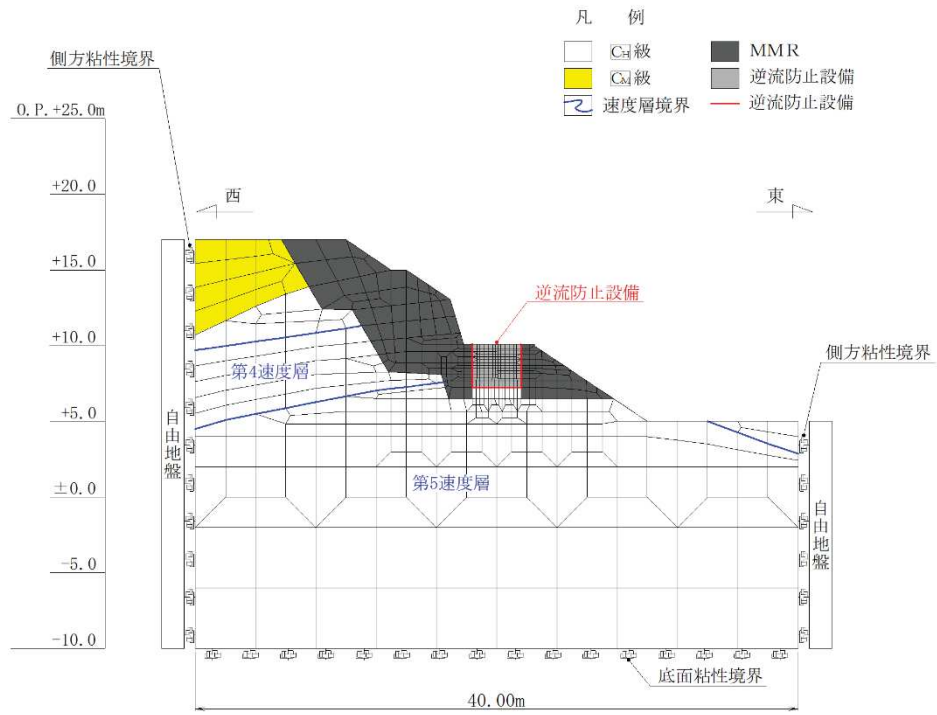


図 8-5 出口側集水ピットの解析モデル (A-A 断面)

(2) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8-5 に、材料の物性値を表 8-6 に示す。

表 8-5 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm ²

表 8-6 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0	2.80×10^4	0.2

(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。

(4) 地下水位

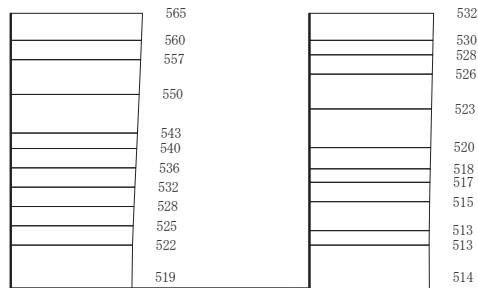
地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8-2 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 8-7 に示す。

表 8-7 設計用地下水位の一覧

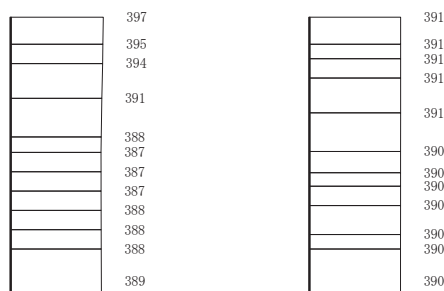
施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。

8.6 地震応答解析結果

地震応答解析で得られた各ケースの最大加速度分布を図 8-6 に示す。



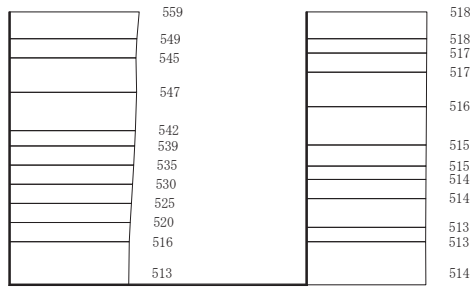
(a) S s - D 1 (++) 水平



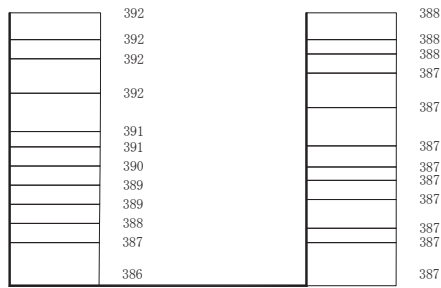
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8-6(1) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



(a) S s - D 1 (- +) 水平

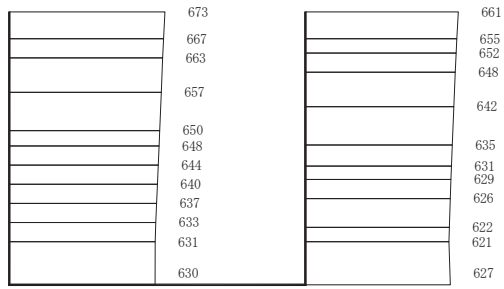


(b) S s - D 1 (- +) 鉛直

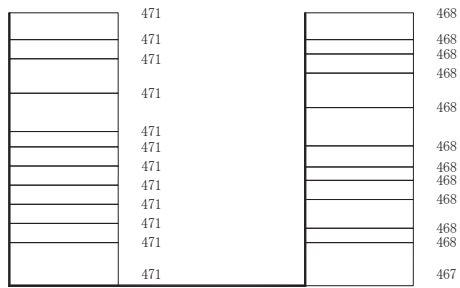


図 8-6(2) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



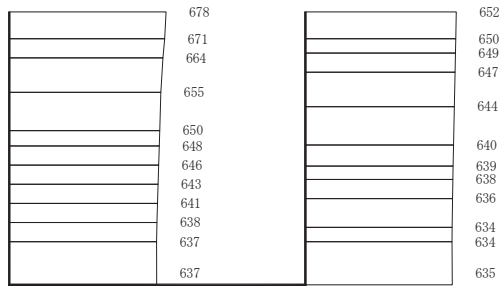
(a) $S_s - D 2$ (++) 水平



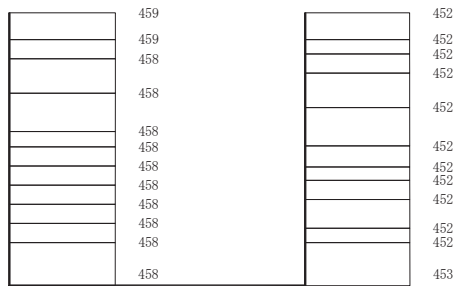
(b) $S_s - D 2$ (++) 鉛直



図 8-6(3) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



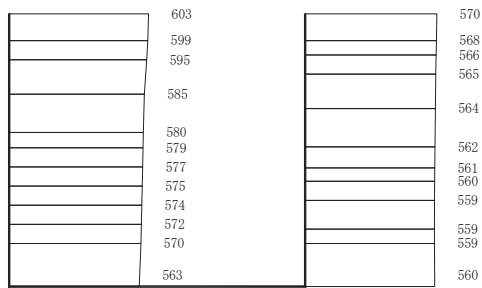
(a) $S_s - D 2$ (- +) 水平



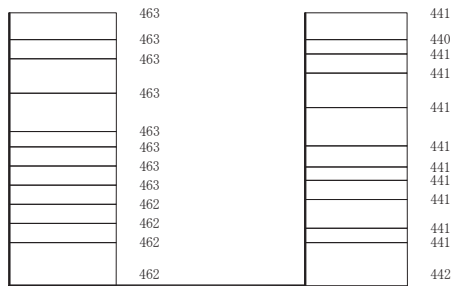
(b) $S_s - D 2$ (- +) 鉛直



図 8-6(4) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



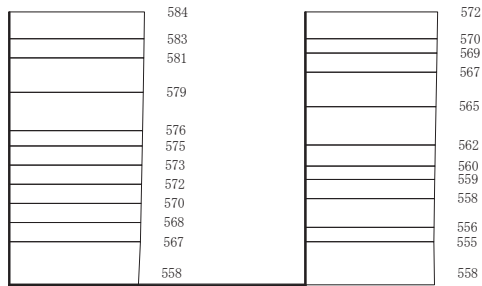
(a) $S_s - D 3$ (++) 水平



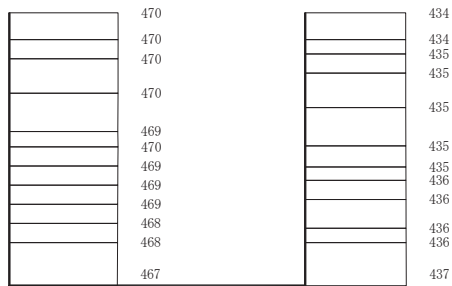
(b) $S_s - D 3$ (++) 鉛直



図 8-6(5) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



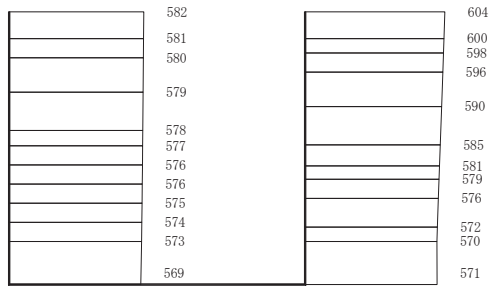
(a) $S_s - D 3$ (- +) 水平



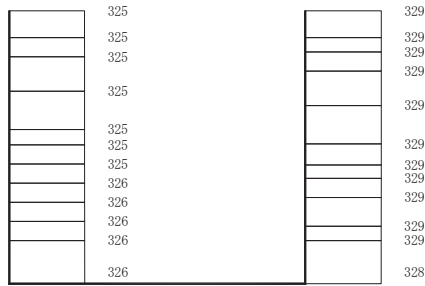
(b) $S_s - D 3$ (- +) 鉛直



図 8-6(6) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



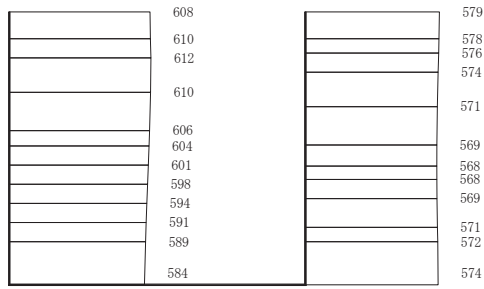
(a) S s - F 1 (++) 水平



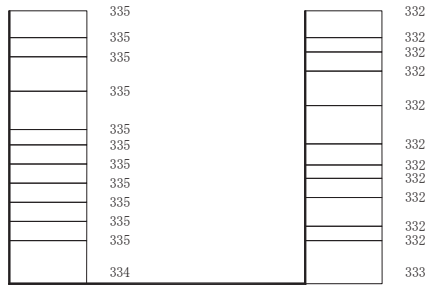
(b) S s - F 1 (++) 鉛直



図 8-6(7) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



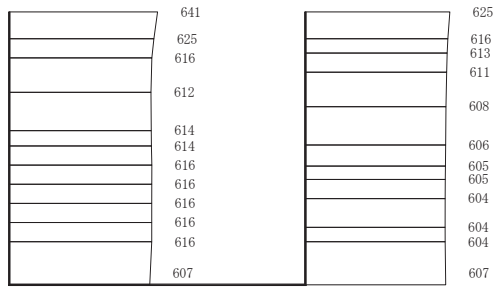
(a) $S_s - F 1$ (- +) 水平



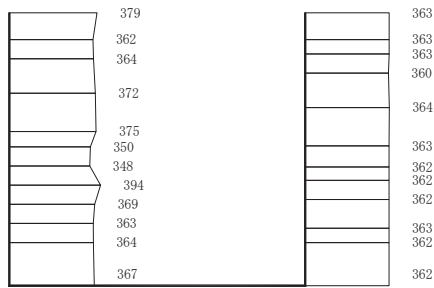
(b) $S_s - F 1$ (- +) 鉛直



図 8-6(8) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



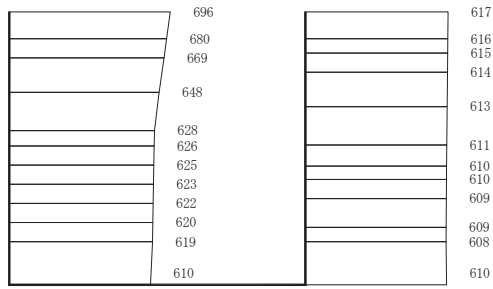
(a) $S_s - F 2$ (++) 水平



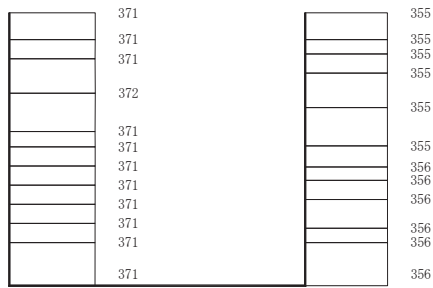
(b) $S_s - F 2$ (++) 鉛直



図 8-6(9) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



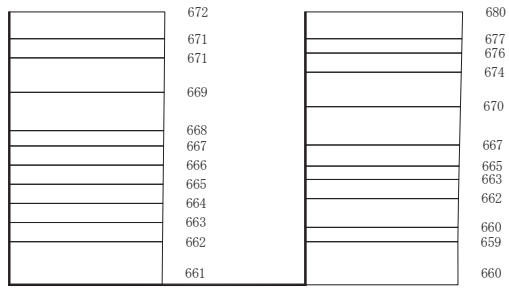
(a) $S_s - F 2 (-+)$ 水平



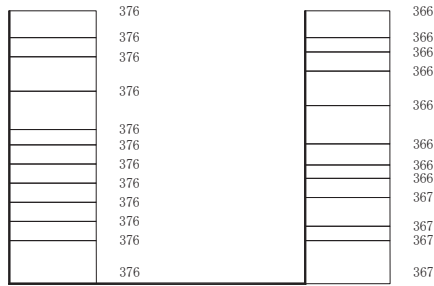
(b) $S_s - F 2 (-+)$ 鉛直



図 8-6(10) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



(a) $S_s - F 3$ (++) 水平

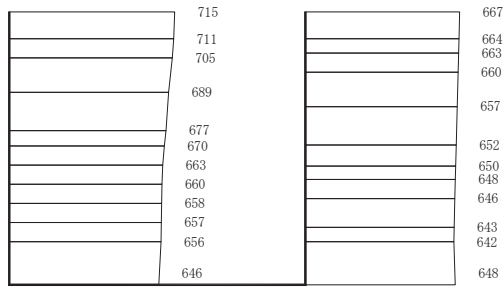


(b) $S_s - F 3$ (++) 鉛直

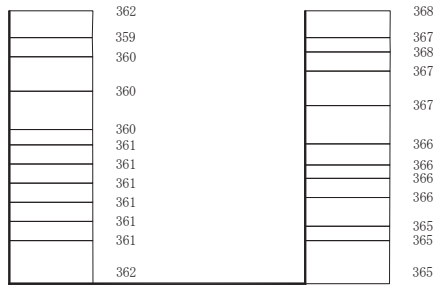


図 8-6(11) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



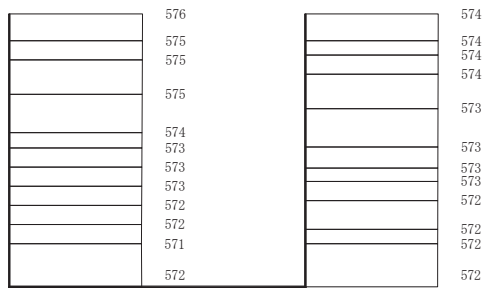
(a) $S_s - F 3 (-+)$ 水平



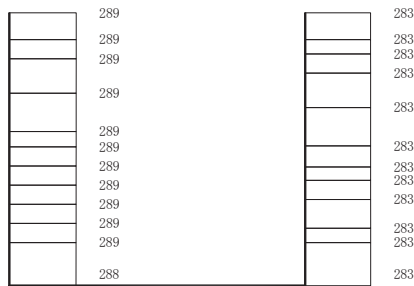
(b) $S_s - F 3 (-+)$ 鉛直



図 8-6(12) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



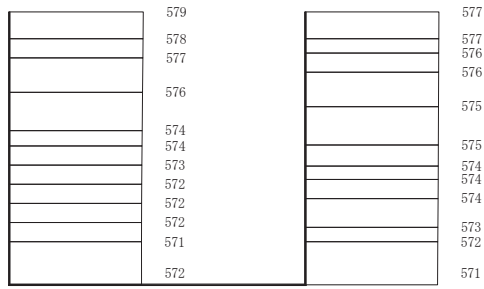
(a) $S_s - N 1$ (++) 水平



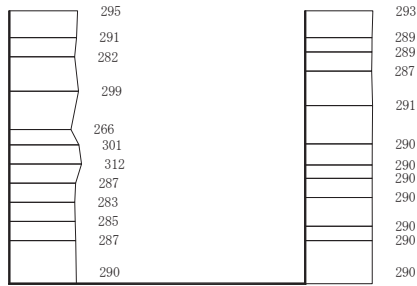
(b) $S_s - N 1$ (++) 鉛直



図 8-6(13) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



(a) S s - N 1 (- +) 水平

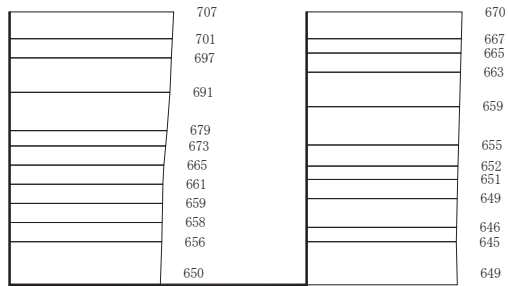


(b) S s - N 1 (- +) 鉛直

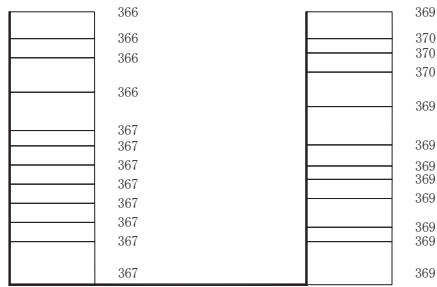


図 8-6(14) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



(a) S s - F 3 (- +) 水平

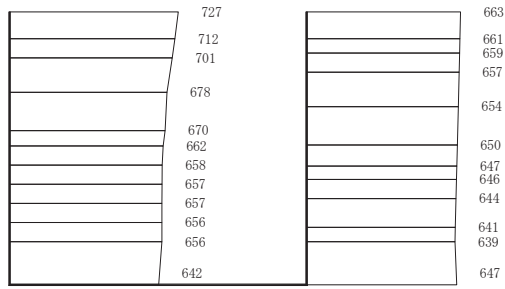


(b) S s - F 3 (- +) 鉛直

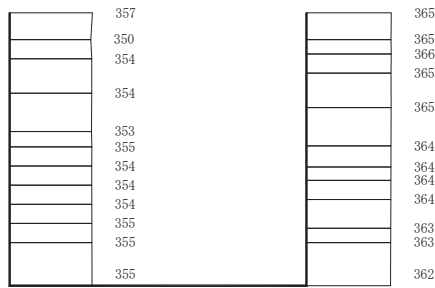


図 8-6(15) 最大加速度分布図

(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)



(a) $S_s - F 3 (-+)$ 水平

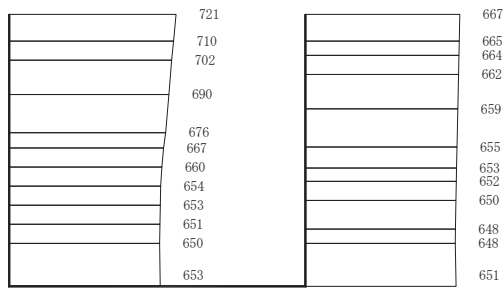


(b) $S_s - F 3 (-+)$ 鉛直

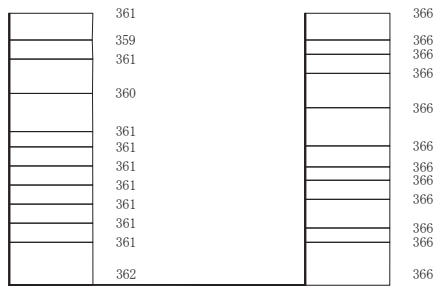


図 8-6(16) 最大加速度分布図

(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)



(a) S_s-F 3 (-+) 水平



(b) S_s-F 3 (-+) 鉛直

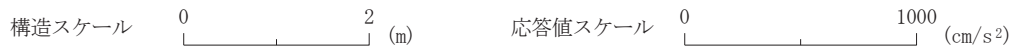


図 8-6(17) 最大加速度分布図

(解析ケース④ 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース)

9. 三次元構造解析

9.1 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁（北壁，東壁，南壁及び西壁）及び底版とする。

図 9-1 に評価対象部材を示す。

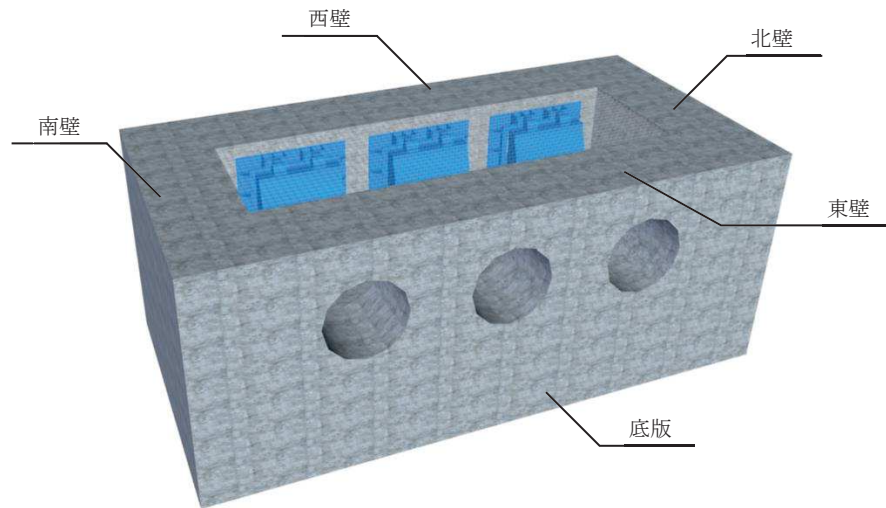


図 9-1 三次元構造解析の評価対象部材

9.2 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8. 地震応答解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。なお、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 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

9.3 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 9-2 に、要素分割図を図 9-3 に示す。

a. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

b. 境界条件

構造物と周辺地盤には、境界条件としての地盤ばねを配置する。地盤ばねは節点ばねとする。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」に基づき設定する。

地震時解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき設定する。

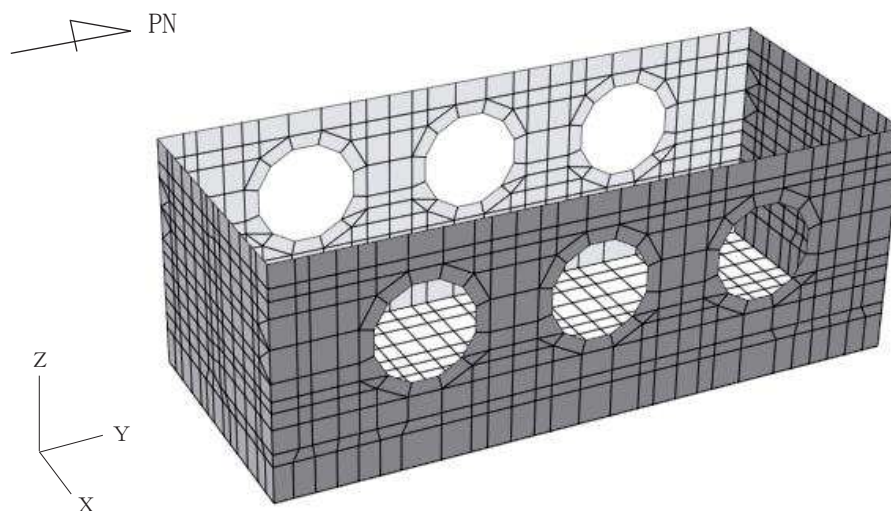


図 9-2 出口側集水ピットの解析モデル

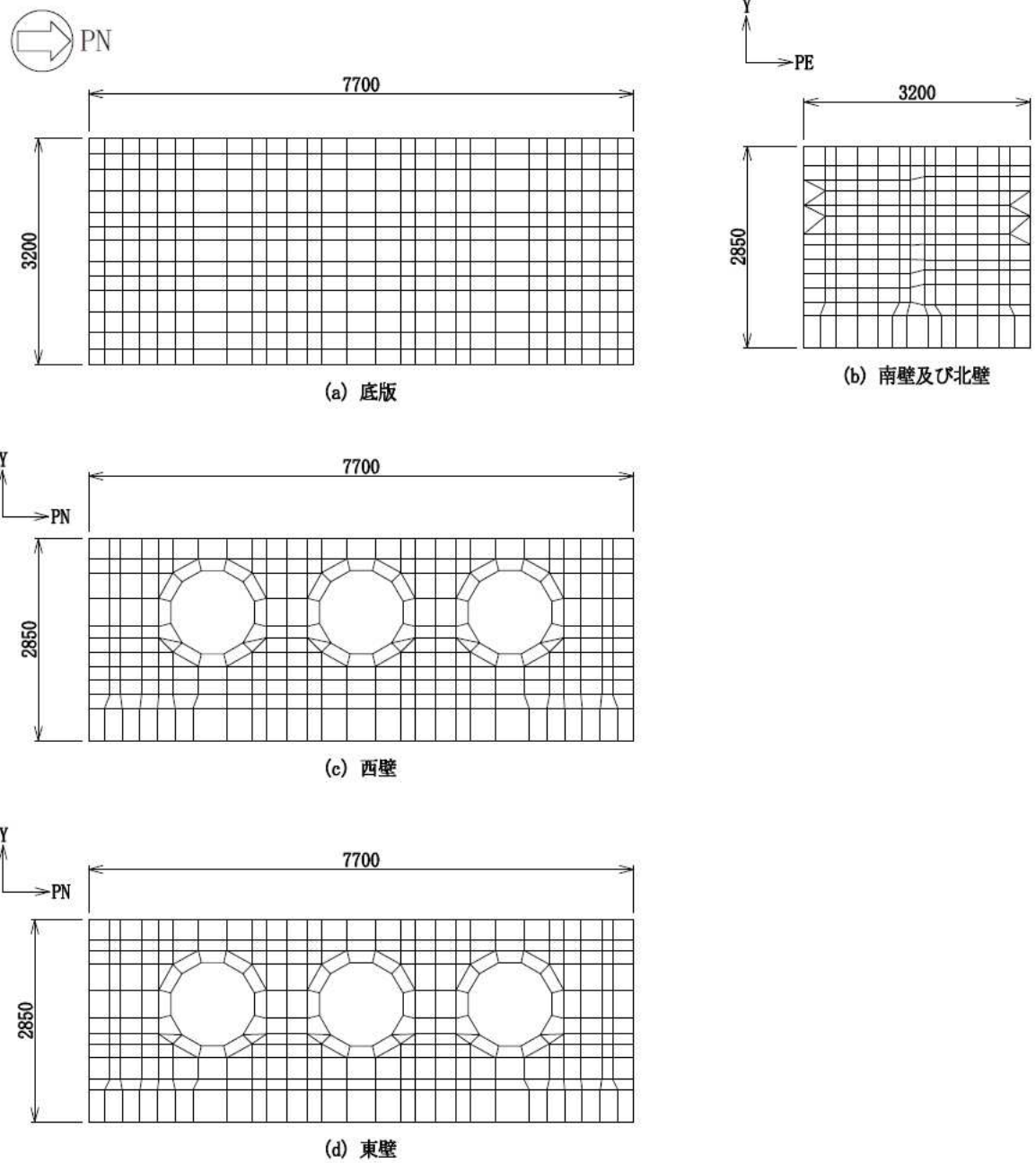


図 9-3 要素分割図

(2) 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5(2) 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

9.4 照査時刻及び入力荷重


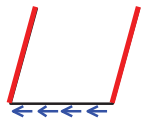
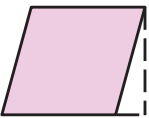
(1) 照査時刻

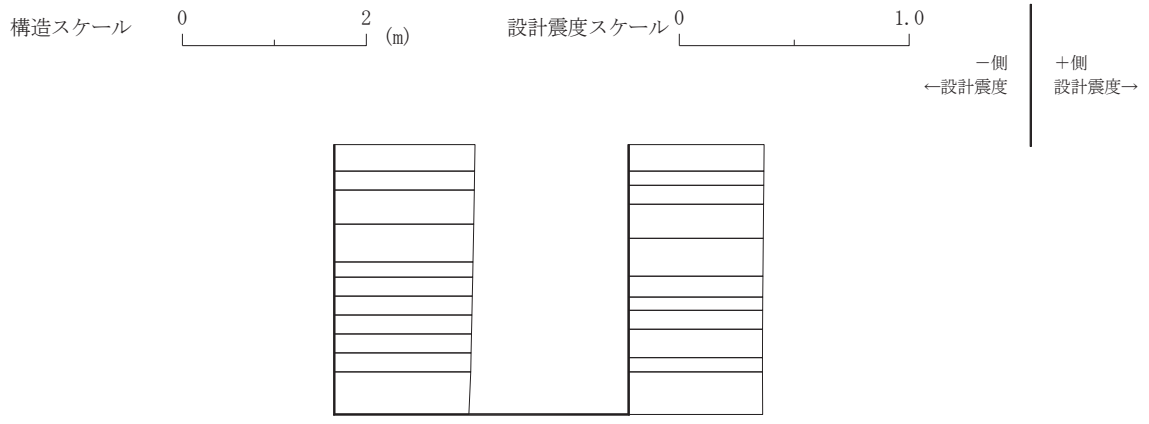
構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モード毎及び部材毎に評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。

表 9-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。

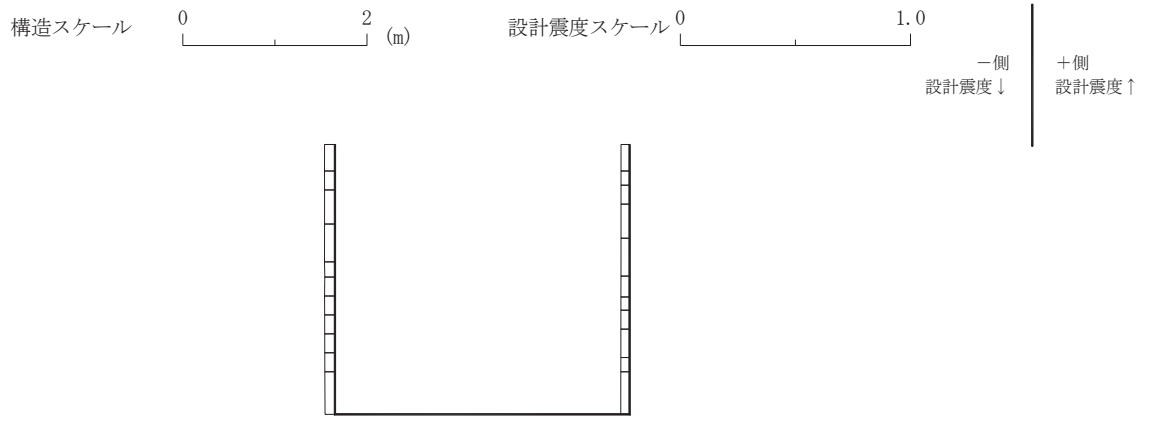
照査値が最大となる曲げ・軸力系の破壊に対する照査の地震動及び解析ケースにおける作用荷重分布図を図 9-4, 図 9-5 に示す。

表9-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		構造物上端と下端の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3	せん断破壊	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻



設計水平震度



設計鉛直震度

図 9-5 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(解析ケース③, S s - F 2 (-+))

(2) 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく「9.4(1) 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 9-2 に示す。

表9-2 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時 荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
地震時 荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体側面に作用する地震時水圧

9.5 三次元構造解析結果

シェル要素における応答断面力は図 9-6 に示す 8 成分を算出する。なお、プログラム上、断面力の出力が下記と異なる場合は、下記の断面力の向きに変換して取り扱う。

三次元構造解析に基づく構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 9-7～図 9-11 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 9-12、図 9-13 に示す。

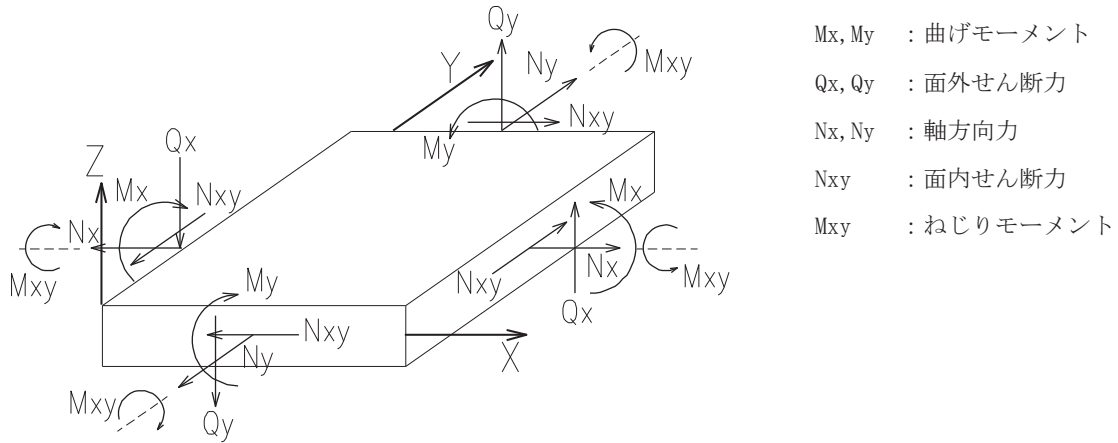


図 9-6 シェル要素における応答断面力

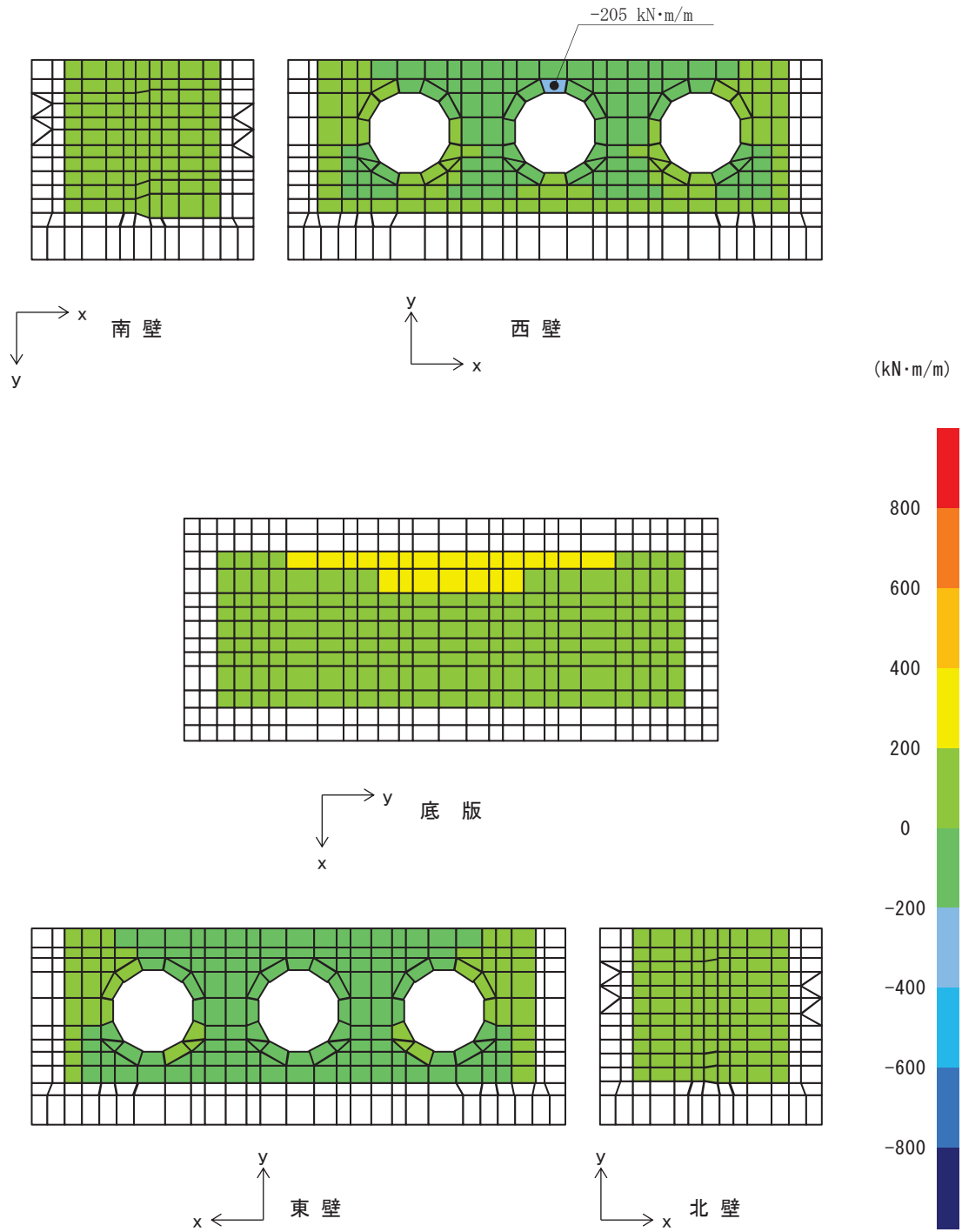


図 9-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント(kN・m/m) : M_x)
 (西壁, 解析ケース③, $S_s - F 2 (-+)$)

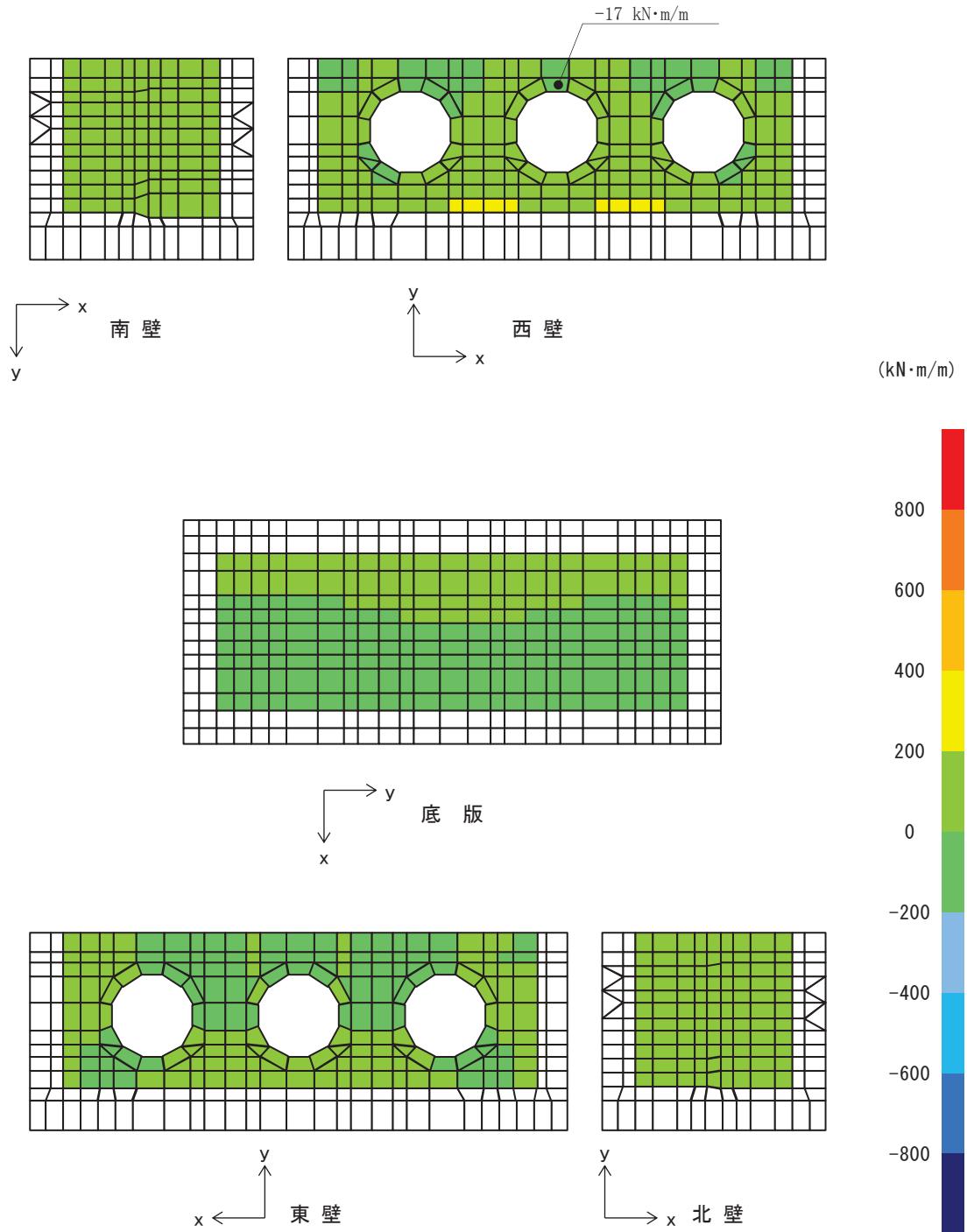


図 9-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) : M_y)
 (西壁, 解析ケース③, $S_s - F 2 (-+)$)

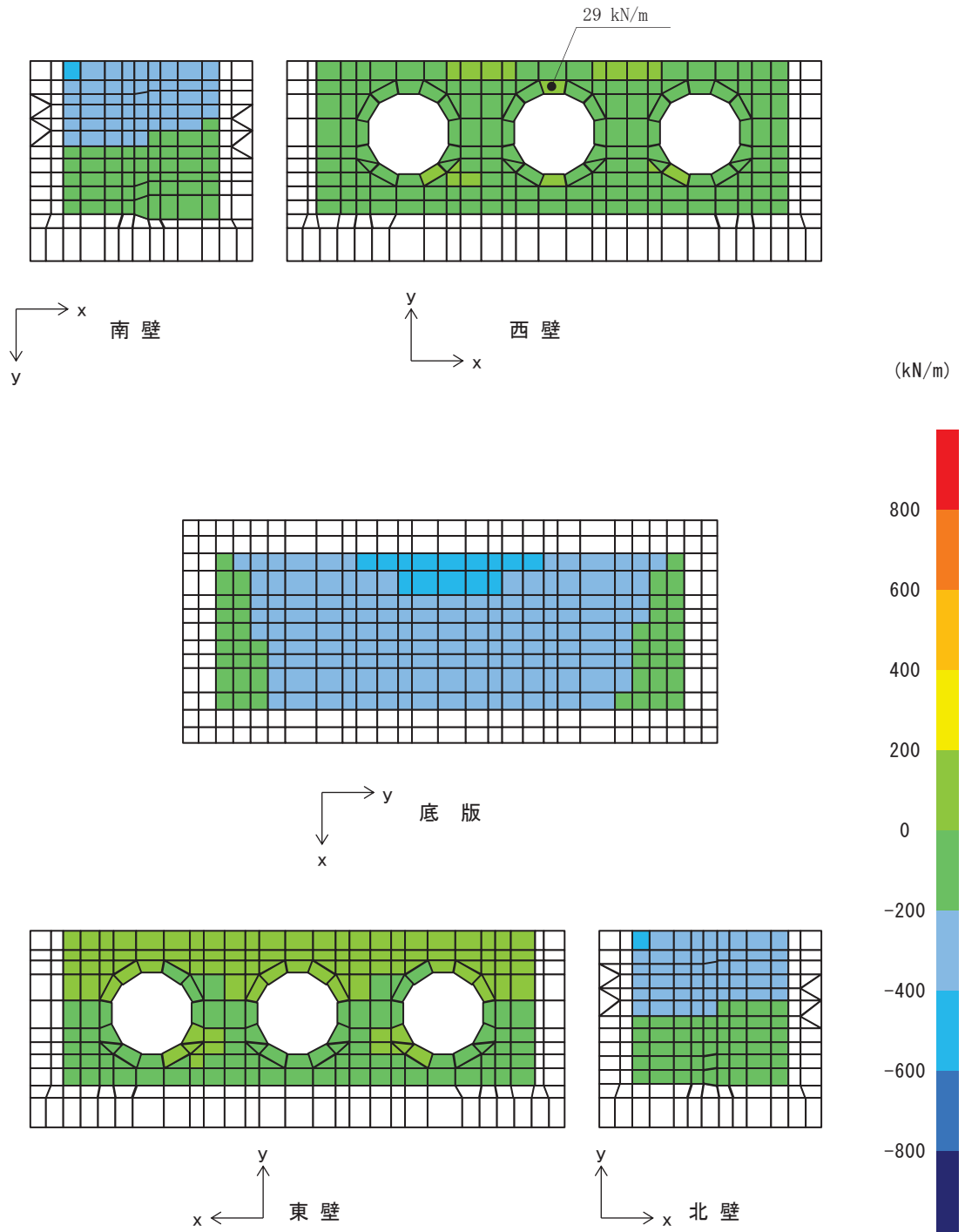


図 9-9 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力(kN/m) : N_x)
 (西壁, 解析ケース③, $S_s - F_2 (-+)$)

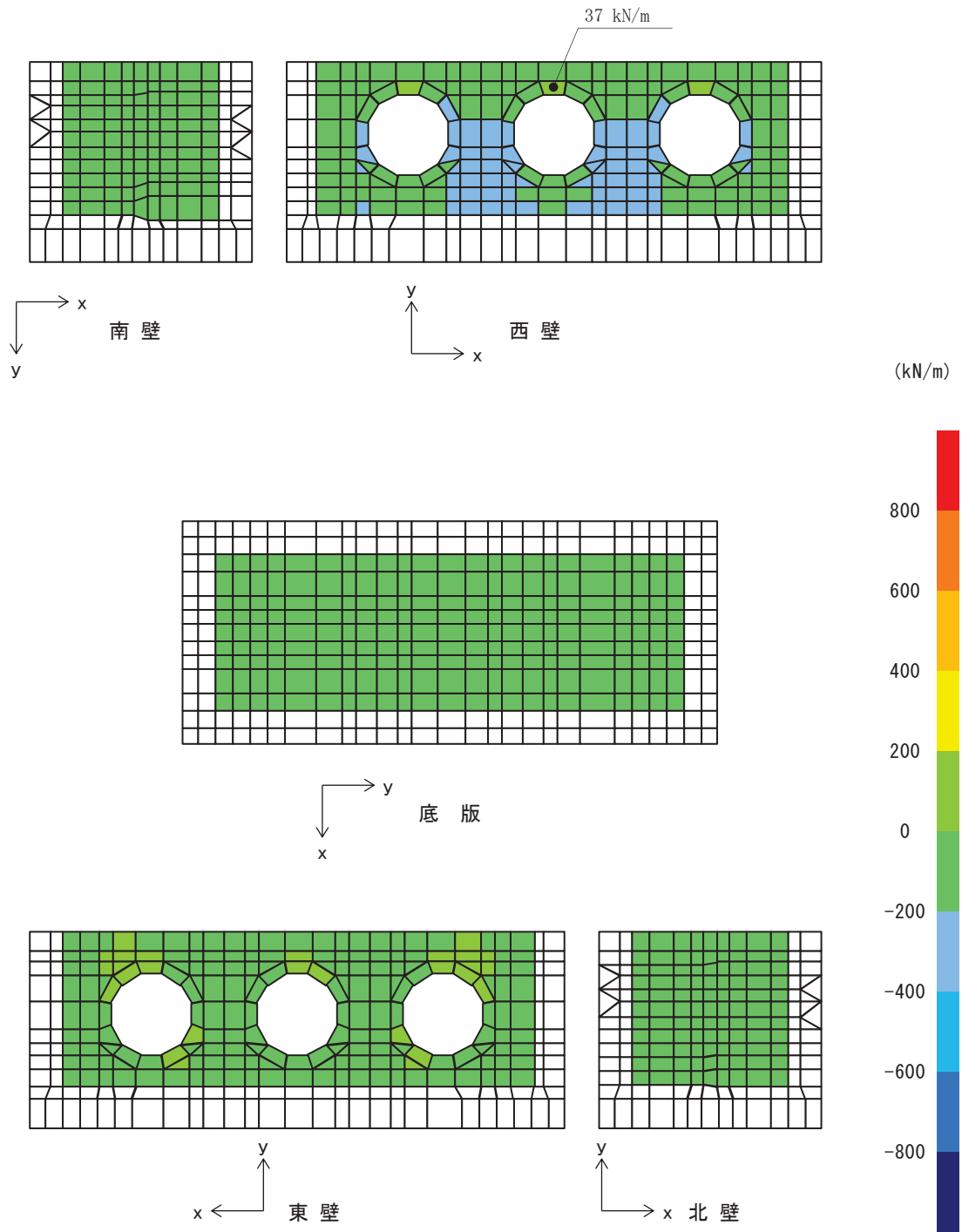


図 9-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力(kN/m) : N_y)

(西壁, 解析ケース③, $S_s - F_2 (-+)$)

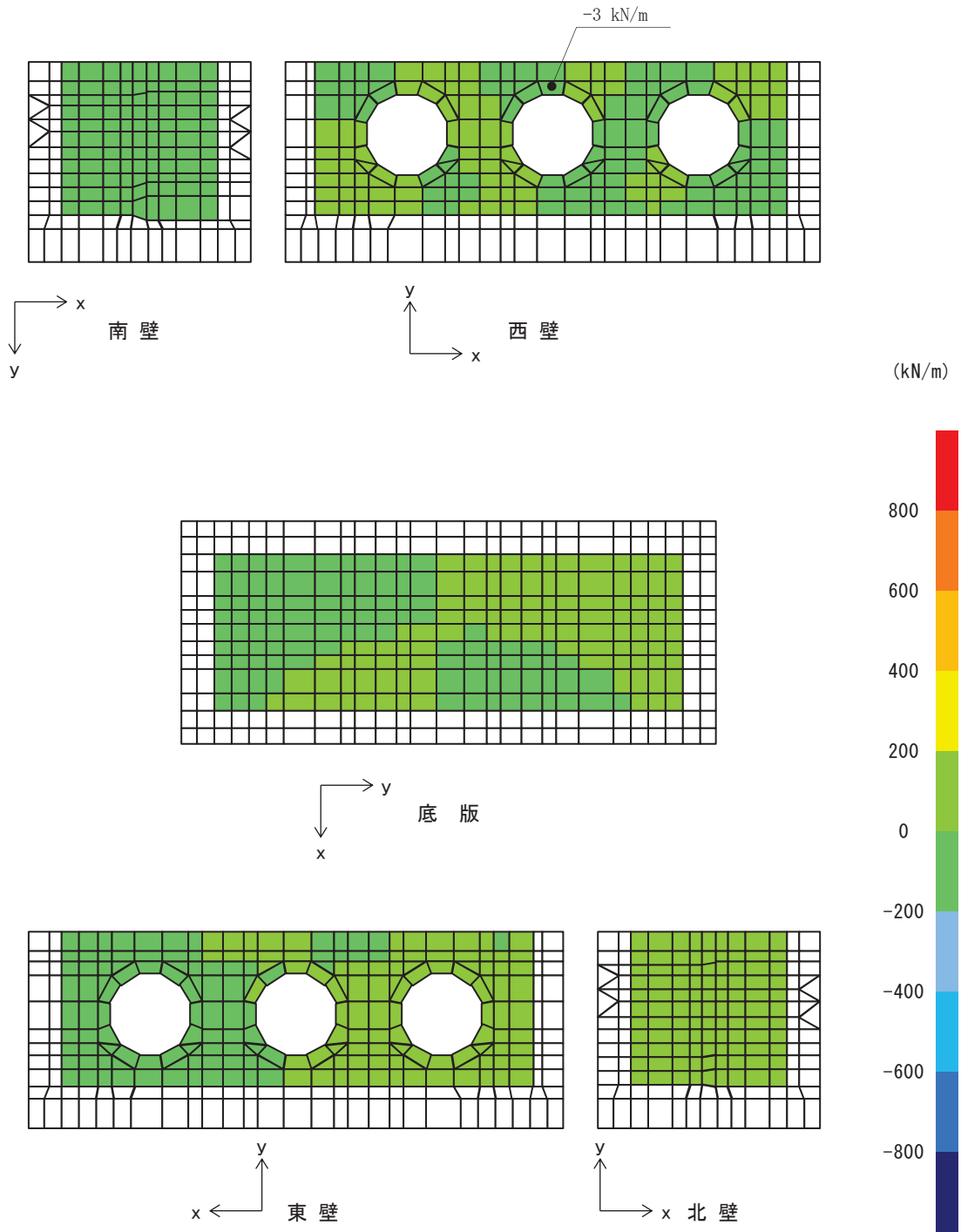


図 9-11 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (面内せん断力(kN/m) : N_{xy})
 (西壁, 解析ケース③, $S_s - F_2 (-+)$)

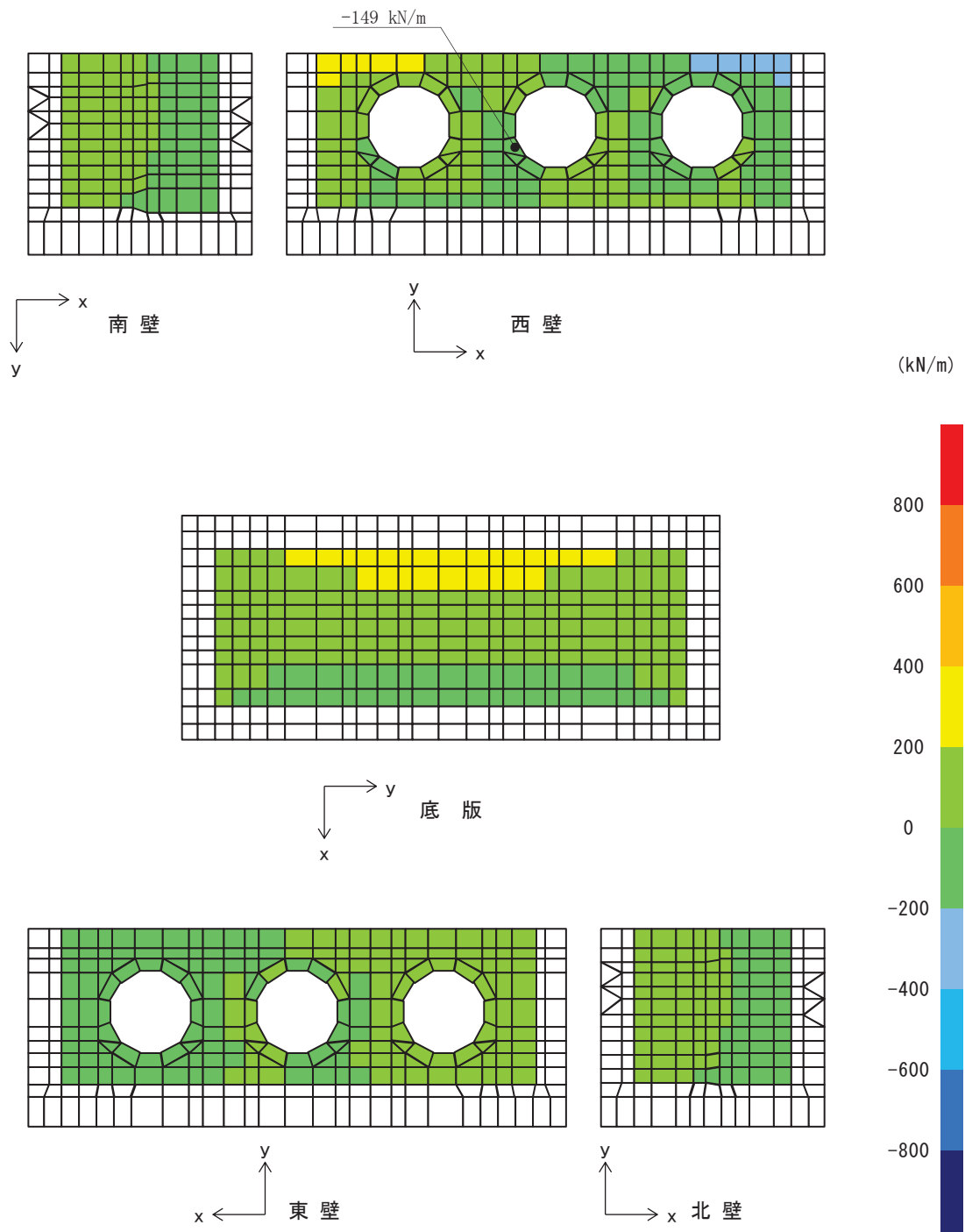


図 9-12 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_x)

(西壁, 解析ケース③, $S_s - F 2 (-+)$)

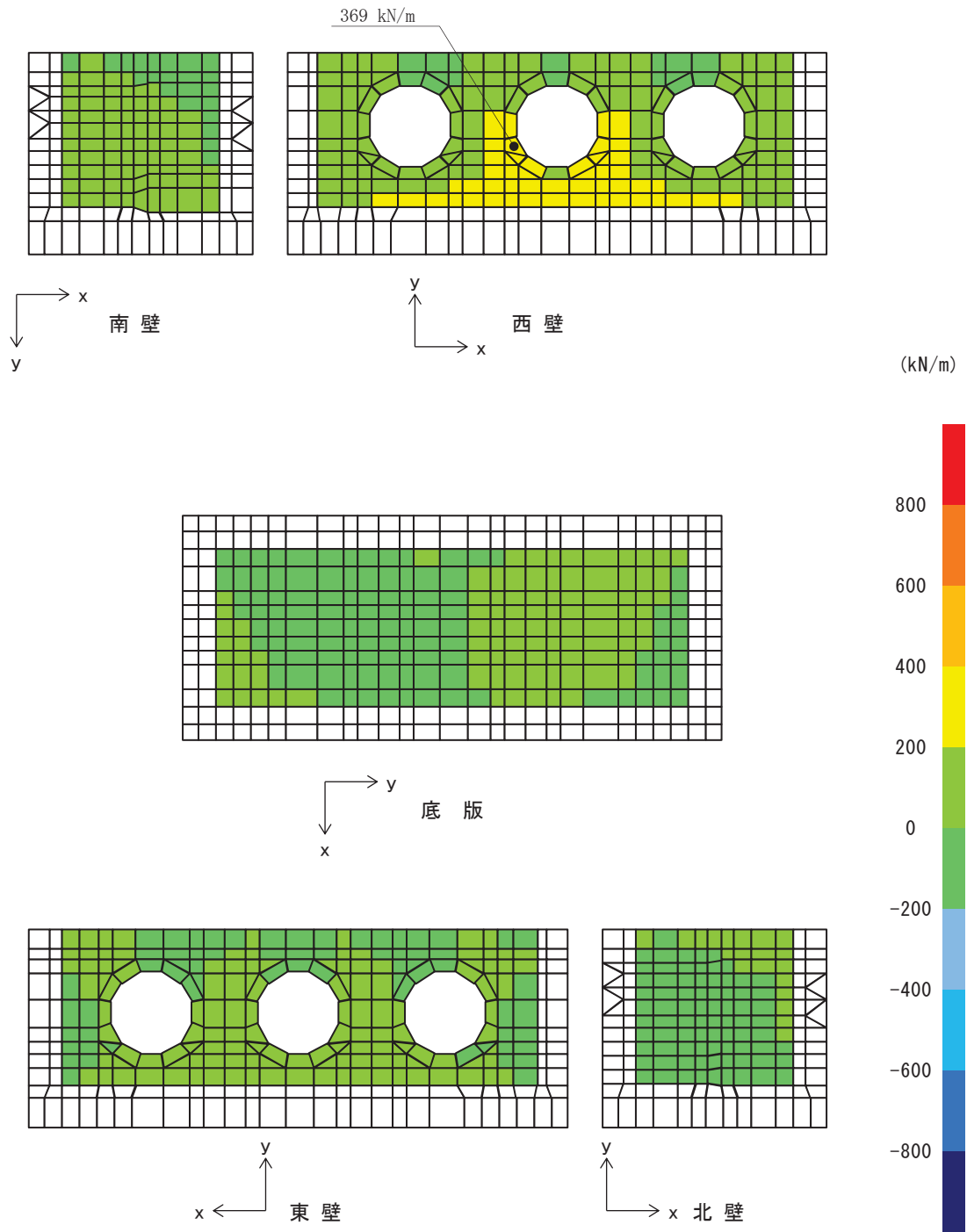


図 9-13 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_y)

(西壁, 解析ケース③, $S_s - F_2 (-+)$)

10. 耐震評価

10.1 許容限界

10.1.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 10-1 及び表 10-2 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 10-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	f' ck=30.0(N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	11.0
許容せん断応力度 τ_{al}		0.5	0.75

注記*：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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 10-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196

注記*：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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

(2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 10-1 及び表 10-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

10.1.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、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、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 10-3 に示す。

表 10-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層	13.7

10.2 評価方法

出口側集水ピットの耐震評価は、地震応答解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「10.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能については、地震応答解析から算定した最大接地圧が、「10.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

11. 評価結果

11.1 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 11-1 に示す。

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 11-2 及び表 11-3 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 11-4 に示す。また、出口側集水ピットの評価位置を図 11-1 に示す。

出口側集水ピットの構造部材の発生応力度及び発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 11-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW方向・水平方向)		Y方向 (NS方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	1500	D29@200(上側) D38@200(下側)	200	D29@200(上側) D29@200(下側)	200
南北壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D29@200	200
東西壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D38@200(外側) D29@200(内側)	200

注記 *1：特記のない場合，上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

*2：実配筋は，格子鉄筋となるため，2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが，保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する

表 11-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）

評価位置		解析 ケース	地震動	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c/σ'_{ca}
底版	1	③	S _s -F 2 (-+)	284	-436	1.2	16.5	0.08
西壁	2	③	S _s -F 2 (-+)	217	-287	1.5	16.5	0.10
東壁	3	③	S _s -F 2 (-+)	-121	163	0.6	16.5	0.04
南北壁	4	③	S _s -F 2 (-+)	157	-470	1.0	16.5	0.07

表 11-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）

評価位置		解析 ケース	地震動	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
底版	1	③	S _s -F 2 (-+)	284	-443	13.2	294	0.05
西壁	2	③	S _s -F 2 (-+)	-205	32	33.3	294	0.12
東壁	3	③	S _s -F 2 (-+)	-121	168	29.8	294	0.11
南北壁	4	①	S _s -F 3 (-+)	15	81	18.5	294	0.07

表 11-4 せん断破壊に対する照査

評価位置		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
底版	1	①	S _s -F 3 (-+)	215	1227	0.18
西壁	2	③	S _s -F 2 (-+)	370	1563	0.24
東壁	3	③	S _s -F 2 (-+)	120	1563	0.08
南北壁	4	③	S _s -F 2 (-+)	65	944	0.07

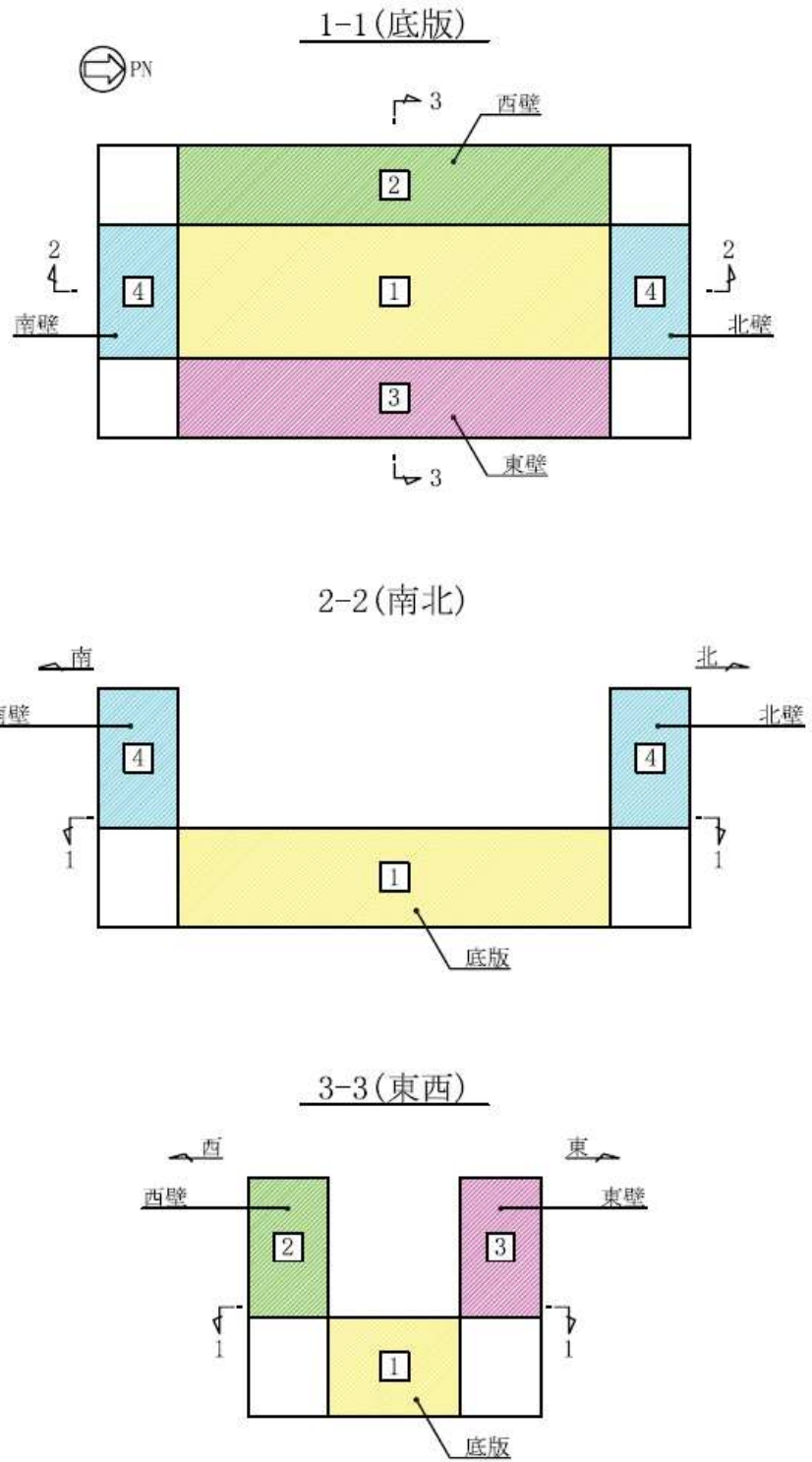


図 11-1 評価位置図

11.2 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結果を表 11-5 に示す。最大接地圧分布図を図 11-2 に示す。
 出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 11-5 基礎地盤の支持性能照査結果

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S _s -F3 (-+)	0.3	13.7	0.03

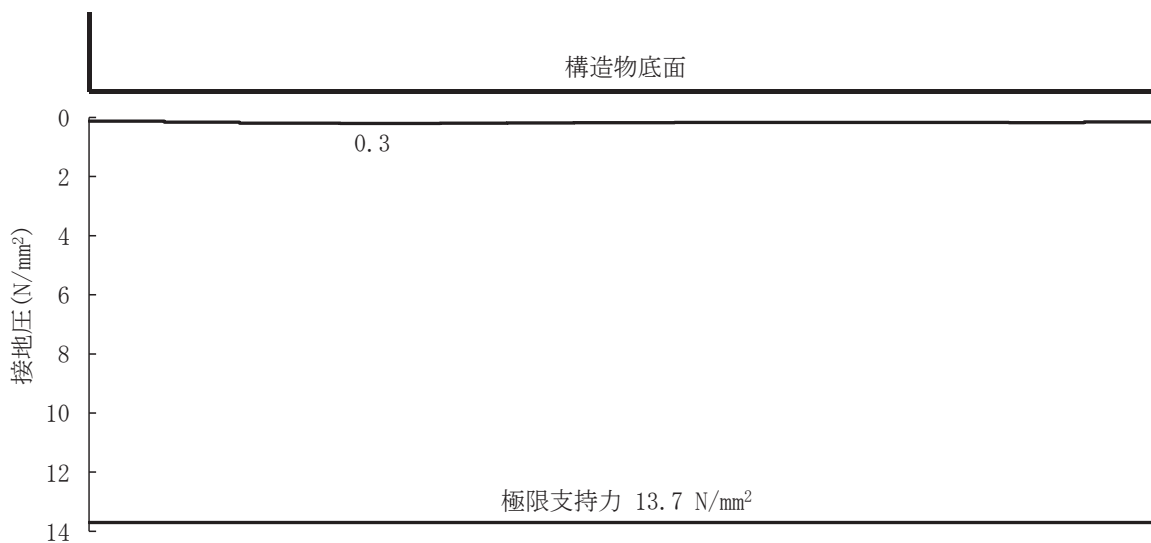


図 11-2 出口側集水ピットの基礎地盤の最大接地圧分布図
 (解析ケース①, S_s-F3 (-+))

VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）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	適用基準	5
2.5	記号の説明	6
3.	評価部位	9
4.	固有周期	10
4.1	固有周期の計算方法	10
4.2	固有周期の計算条件	10
4.3	固有周期の計算結果	11
5.	構造強度評価	12
5.1	構造強度評価方法	12
5.2	荷重及び荷重の組合せ	12
5.2.1	荷重の設定	12
5.2.2	荷重の組合せ	12
5.3	許容限界	13
5.4	設計用地震力	15
5.5	計算方法	16
5.6	計算条件	38
6.	評価結果	41
7.	出口側集水ピットの強度評価	43
7.1	出口側集水ピットの構造概要	43
7.2	評価方針	46
7.3	適用基準	48
8.	地震応答解析	49
8.1	地震時荷重算出断面	49
8.2	解析方法	50
8.3	荷重及び荷重の組合せ	54
8.3.1	耐震評価上考慮する状態	54
8.3.2	荷重	54
8.3.3	荷重の組合せ	55
8.4	入力地震動	56
8.5	解析モデル及び諸元	71
8.6	地震応答解析結果	74

9.	三次元構造解析	91
9.1	評価対象部材	91
9.2	解析方法	91
9.3	解析モデル及び諸元	92
9.4	照査時刻及び入力荷重	94
9.5	三次元構造解析結果	98
10.	耐震評価	106
10.1	許容限界	106
10.1.1	構造部材の健全性に対する許容限界	106
10.2	評価方法	107
11.	評価結果	108
11.1	構造部材の健全性に対する評価結果	108

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に基づき、浸水防護施設のうち屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類Sクラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、基準地震動 S_s に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、地震応答解析に基づく構造部材健全性評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価においては、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

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設置位置を図 2-1 に示す。

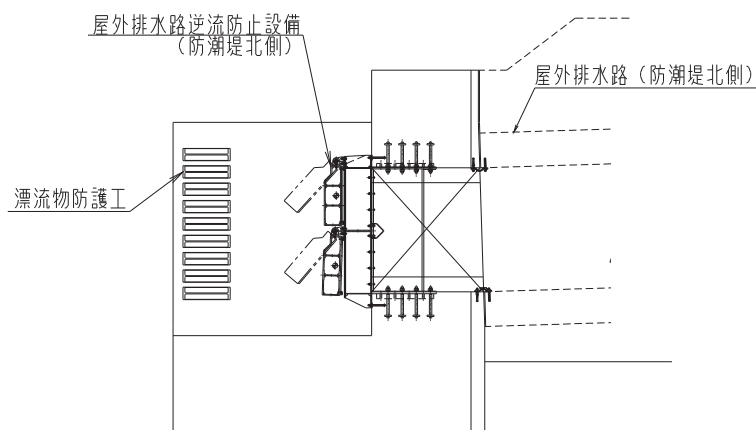
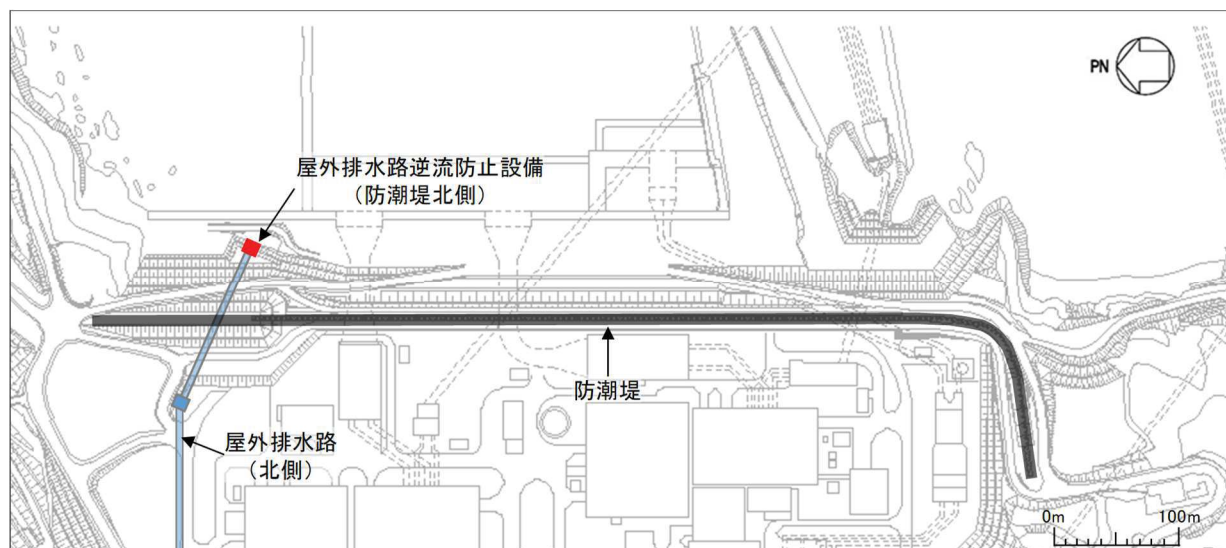


図 2-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設置位置

2.2 構造計画

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、4門の鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工で構成され、漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

扉体、固定部及び漂流物防護工で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、防潮堤（盛土堤防）に設置された出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経由した津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造概要を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。</p>	<p>4門の鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工により構成する。</p>	

2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している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」に示す屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する評価部位において、設計用地震力による応力等が許容限界以下であることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震評価フローを図 2-2 に示す。

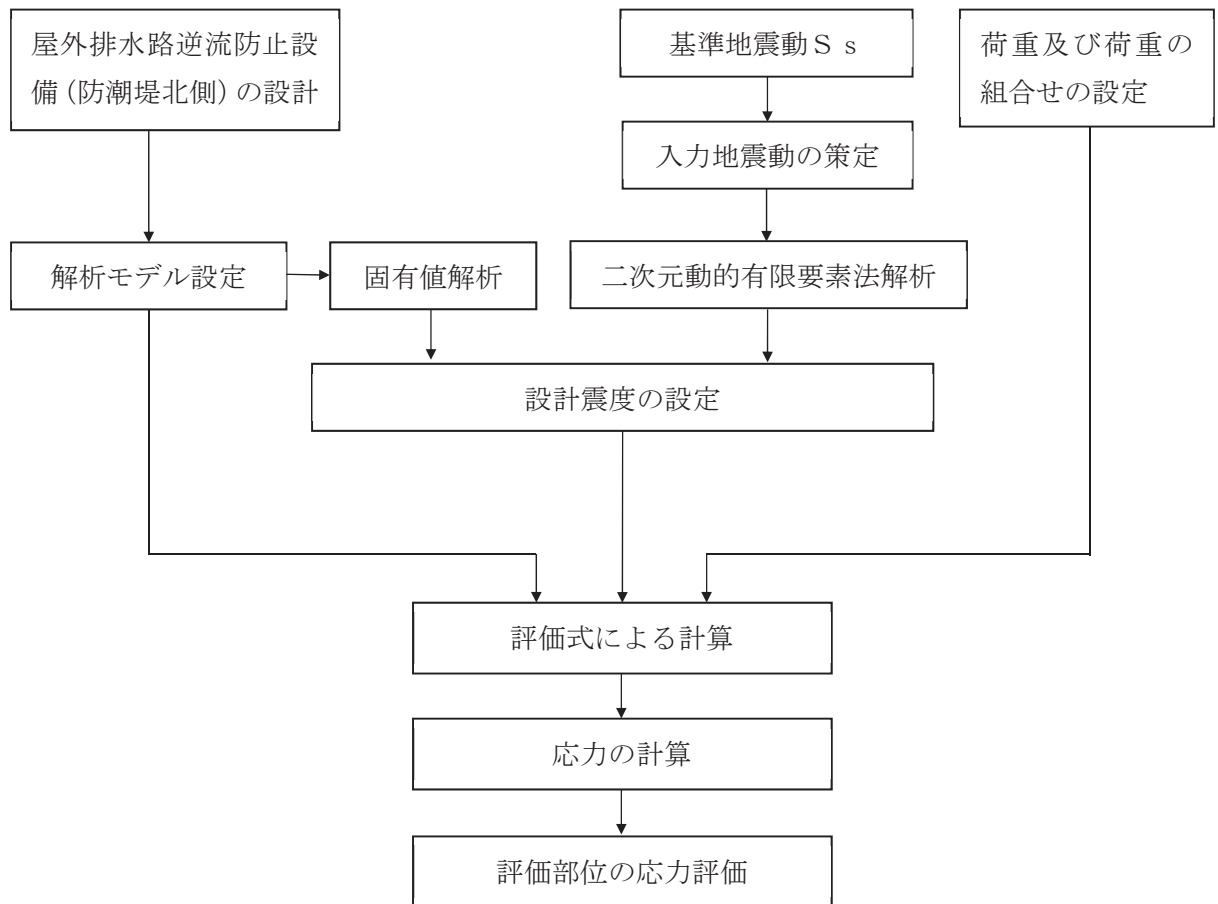


図 2-2 耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 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 1
1984 (日本電気協会)
- (2) 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)
- (3) 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 (日本電気協会)
- (4) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (5) ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月)
- (6) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (7) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)
- (8) 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)
- (9) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の断面二次モーメント	mm ⁴
m	扉体の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2-3(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号（1/3）

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
K _H	基準地震動 S _s による水平方向の設計震度	—
K _V	基準地震動 S _s による鉛直方向の設計震度	—
A ₁	扉体面積	mm ²
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (b/a) による係数	—
a ₁	スキンプレートの短辺	mm
b ₁	スキンプレートの長辺	mm
P ₁	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm ²
t ₁	スキンプレートの板厚	mm
W	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
L	主桁支間長	mm
Z ₂	各主桁の断面係数	mm ³
A _{w2}	各主桁のせん断抵抗断面積	mm ²
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm ²
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z ₃	補助縦桁の断面係数	mm ³
A _{w3}	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm ²

表 2-3(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号（2/3）

記号	定義	単位
W_4	中央支柱に作用する荷重	N/mm
L_4	中央支柱固定高	mm
Z_4	中央支柱の断面係数	mm ³
A_{w4}	中央支柱のせん断抵抗断面積	mm ²
W_5	中央横桁に作用する荷重	N
L_5	中央横桁の支間長	mm
Z_5	中央横桁の断面係数	mm ³
A_{w5}	中央横桁のせん断抵抗断面積	mm ²
L_6	ヒンジ（吊りピン）支間長	mm
B_6	ヒンジ（吊りピン）受圧幅	mm
P	ヒンジに作用する荷重	N
Z_6	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	mm ³
A_6	ヒンジ（吊りピン）の断面積	mm ²
P_7	ヒンジ（プレート）に作用する荷重	N
A_h	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	mm ²
A_b	取付けボルトの断面積	mm ²
P_{w8}	自重荷重	N
P_{v8}	鉛直地震力	N
P_{H8}	水平地震力	N
P_9	戸当りへ作用する荷重	N/mm ²
L_s	戸当りから中央支柱中心までの距離	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	mm
q	戸当りへ作用する水平地震力	N/mm ²
L_x	戸当り横幅	mm
L_y	戸当り縦幅	mm
b_{w1}	上部戸当り支圧幅	mm
b_{w2}	側部戸当り支圧幅	mm
b_{w3}	下部戸当り支圧幅	mm
b_{w4}	中央支柱部の戸当り支圧幅	mm
S	戸当り幅	mm

表 2-3(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号（3/3）

記号	定義	単位
P_{bh1}	防護梁に作用する水平荷重	N/mm
L_{b1}	防護梁のスパン長	mm
Z_{bh1}	防護梁の水平（強軸）方向の断面係数	mm ³
A_{wbh1}	防護梁の水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	mm ²
P_{bv1}	防護梁に作用する鉛直荷重	N/mm
Z_{bv1}	防護梁の鉛直（弱軸）方向の断面係数	mm ³
A_{wbv1}	防護梁の鉛直（弱軸）方向のせん断抵抗断面積	mm ²
P_{b2}	ブラケットに作用する水平力	N
l_{b2}	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ	mm
Z_{b2}	ブラケットの断面係数	mm ³
A_{wb2}	ブラケットのせん断抵抗断面積	mm ²
T	受け台に作用する引張力	N
a	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ	mm
Z_c	受け台プレートの断面係数	mm ³
P_{b3}	つなぎ材プレートに作用する水平力	N
l_{b3}	エンドプレートからボルト中心までの長さ	mm
Z_{b3}	つなぎ材プレートの断面係数	mm ³
A_{b3}	つなぎ材プレートの断面積	mm ²
P_d	つなぎ材ボルトに作用する引張力	N
A_d	つなぎ材ボルトの有効断面積	mm ²
P_{b4}	アンカーボルト 1 本の引張力	N
q_{b4}	アンカーボルト 1 本のせん断力	N
Z_{b4}	アンカーボルト群 1 列の断面係数	mm ³
n	アンカーボルト群 1 列の本数	本

3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む））及びヒンジ取付けボルト、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工で構成され、漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

耐震評価においては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及び漂流物防護工を、評価部位として選定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位を図 3-1 に示す。

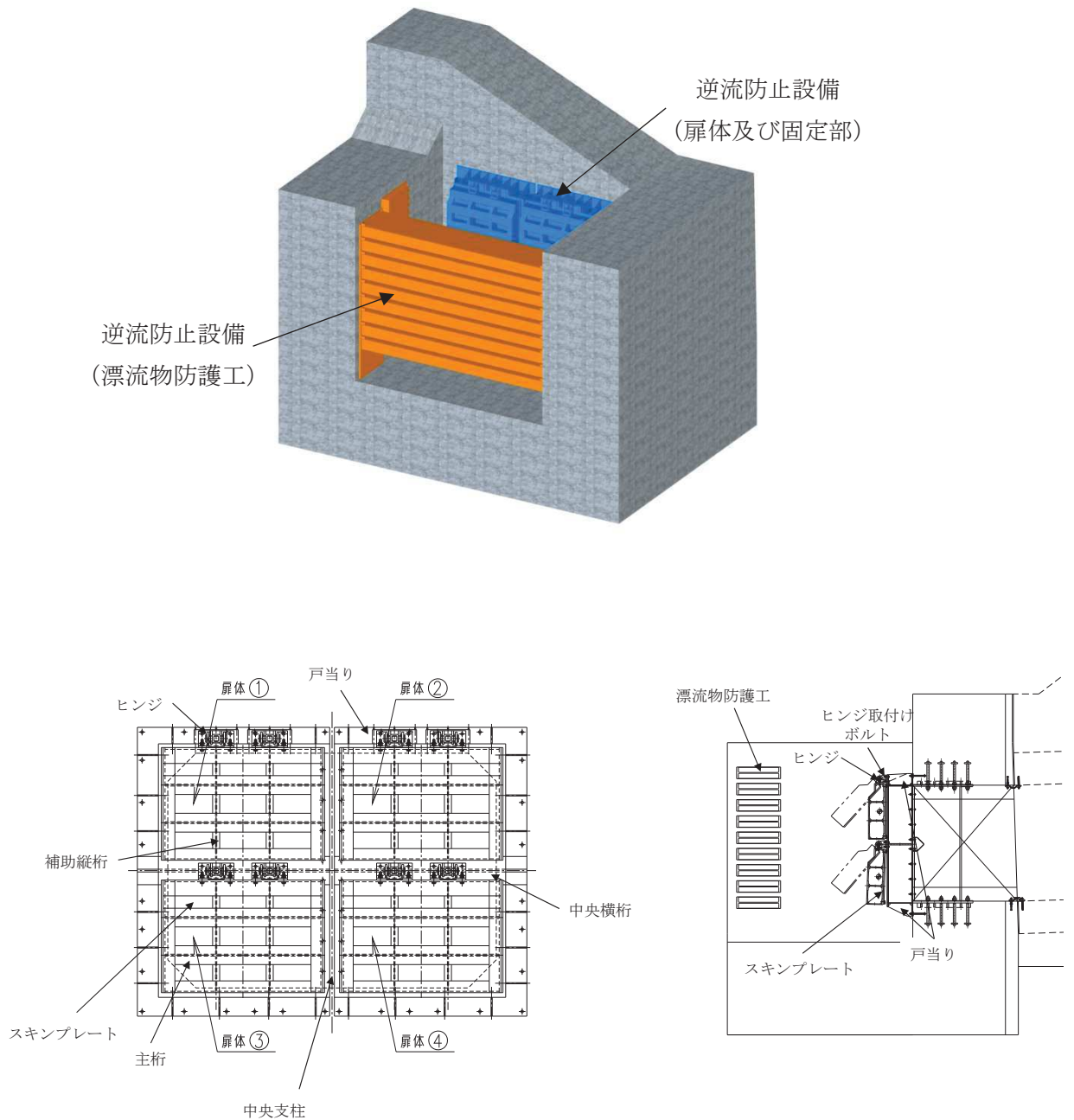


図 3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は扉体及び固定部で構成されており、扉体に地震力が作用する状態は、扉体と戸当りが密着した状態であることから、戸当り部を支点とする単純梁でモデル化する。なお、横断方向（水平方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、出口側集水ピットと一体の剛体として評価する。

固有周期の計算を以下で実施する。

(1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体を単純梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988年）」より、単純梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

4.2 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の断面二次モーメント	9.47×10^8	mm ⁴
m	扉体の単位長さ当たり質量	0.88235	kg/mm
L	主桁の長さ	1700	mm

4.3 固有周期の計算結果

固有周期の計算結果を表 4-2 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
247	0.0040

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）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. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「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 荷重の設定

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。
 なお、屋外排水路から流下する排水による水圧作用方向は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の自重を考慮する。

(2) 地震荷重（S_s）

地震荷重として、基準地震動S_sによる地震力を考慮する。

5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計に考慮する荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	G + S _s

G : 固定荷重

S_s : 地震荷重

5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界を表 5-2 に示す。

なお、地震後の再使用性を想定し、当該構造物全体の变形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5-2(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2			
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{as} *1	曲げ	引張	せん断	支圧
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—
主桁	1桁	103	103	59	—	154	154	88	—
	2,3桁								
	4桁								
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	153*3	154	88	—
中央支柱	SUS304	103	103	59	—	143*3	154	88	—
中央横桁	SUS304	103	103	59	—	153*3	154	88	—
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5
ヒンジ（吊りピン）	SUS304	103	103	59	—	154	154	88	—
ヒンジ（プレート）	SUS304	—	—	59	—	—	—	88	—
ヒンジ取付けボルト	SUS304	—	103	59	—	—	154	88	—

注記 *1 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3 : 補助縦桁、中央支柱及び中央横桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

表 5-2(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2			
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{as} *1	曲げ	引張	せん断	支圧
漂流物防護工 (ブラケット)	SS400	140	—	80	—	210	—	120	—
漂流物防護工 (防護梁)	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—
漂流物防護工 (つなぎ材(M20))	強度区分 4.6	—	140	—	—	—	210	—	—
漂流物防護工 (つなぎ材プレート)	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—

注記 *1 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3 : 補助縦桁、中央支柱及び中央横桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

表 5-2(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容限界 (kN)	
		引張*	せん断*
漂流物防護工 (アンカーボルト)	SD345	105	85

注記 * : 漂流物防護工 (アンカーボルト) に対する許容引張力及び許容せん断力の許容値は、「各種合成構造設計指針同解説 ((社) 日本建築学会 平成 22 年)」に基づき算出する。

5.4 設計用地震力

地震時における屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は剛構造として考慮し，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計震度は，「8. 地震応答解析」の結果に基づき，表 5-3 に示すとおりとする。

表 5-3(1) 設計用地震力（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち扉体及び固定部）

地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	地震による 設計震度	
S s - D 1 (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +6. 483m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K_H	1. 3
			鉛直方向 K_V	

表 5-3(2) 設計用地震力（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工）

地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	地震による 設計震度	
S s - D 1 (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +5. 6m (出口側集水ピット底面高さ)	水平方向 K_H	1. 3
			鉛直方向 K_V	

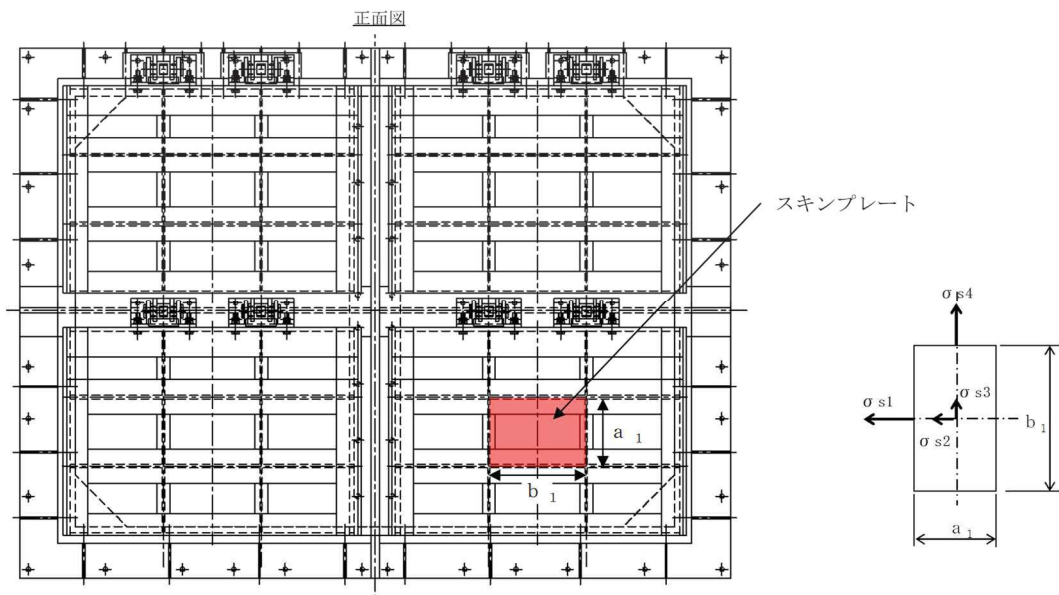
5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

(1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメント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。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5-1 に示す。



$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、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。

主桁の構造及びモデル図を図 5-2 に、応力算定式を図 5-3 に示す。

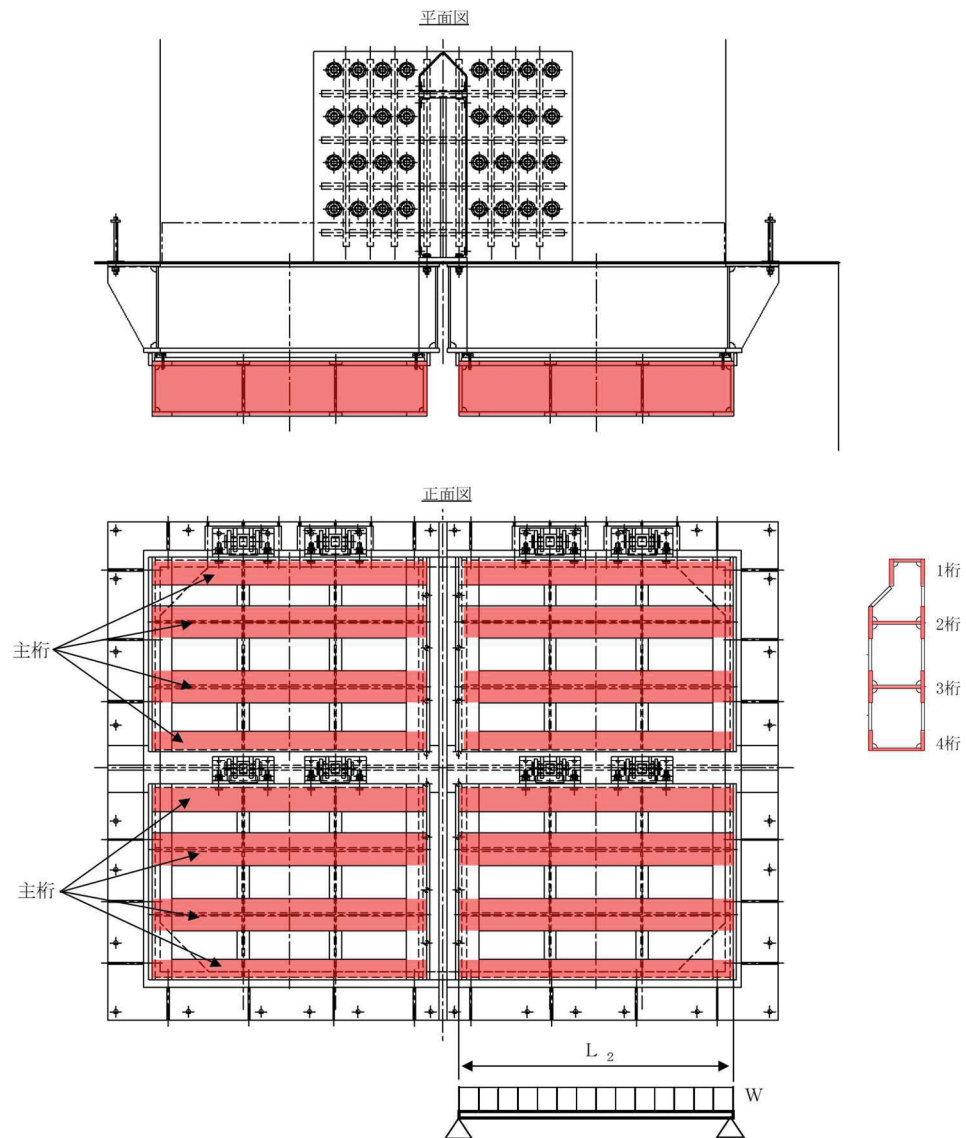


図 5-2 主桁の構造及びモデル図

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w2}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

W : 各主桁に作用する等分布荷重 (N/mm)

L : 主桁支間長 (mm)

Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)

A_{w2} : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5-3 主桁の応力算定式

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，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。

補助縦桁の構造及びモデル図を図 5-4 に，応力算定式を図 5-5 に示す。

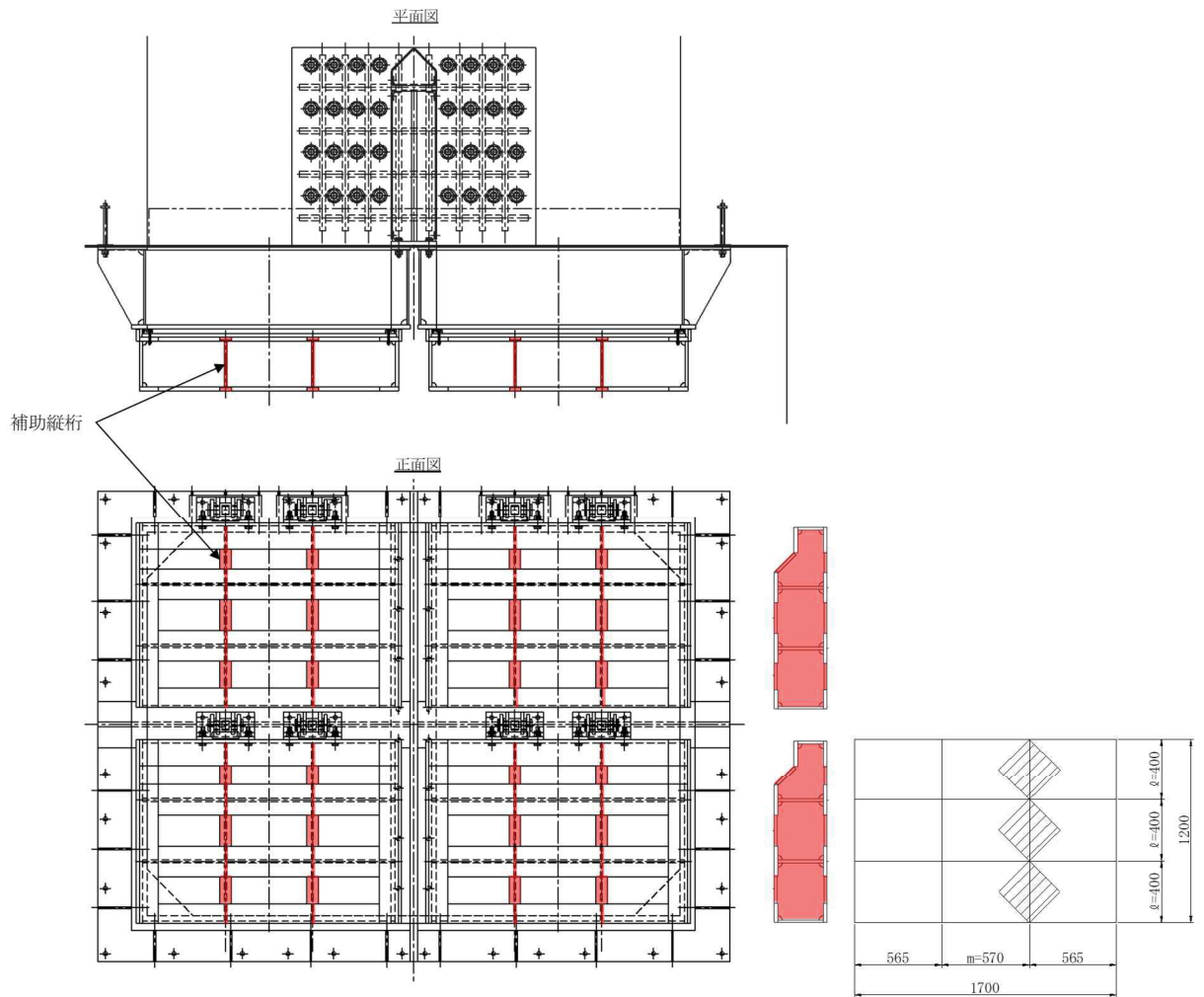


図 5-4 補助縦桁の構造図及びモデル図

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

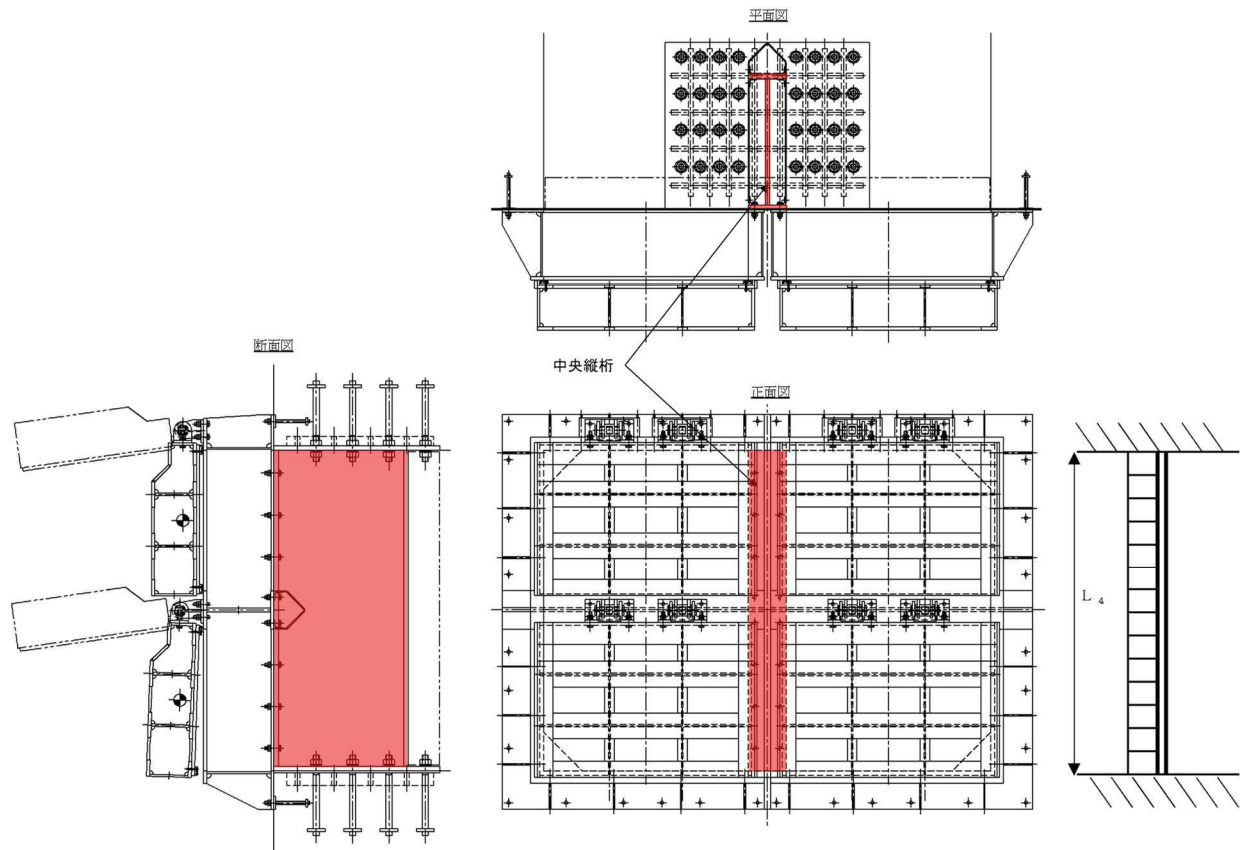
σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5-5 補助縦桁の応力算定式

(4) 中央支柱

中央支柱は、等分布荷重が作用する両端固定梁でモデル化し、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。また、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。

中央支柱のモデル図及び応力算定式を図 5-6 に示す。



$$M_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

w_4 : 中央支柱に作用する荷重 (N/mm)

L_4 : 中央支柱固定高 (mm)

Z_4 : 中央支柱の断面係数 (mm³)

$A w_4$: 中央支柱のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

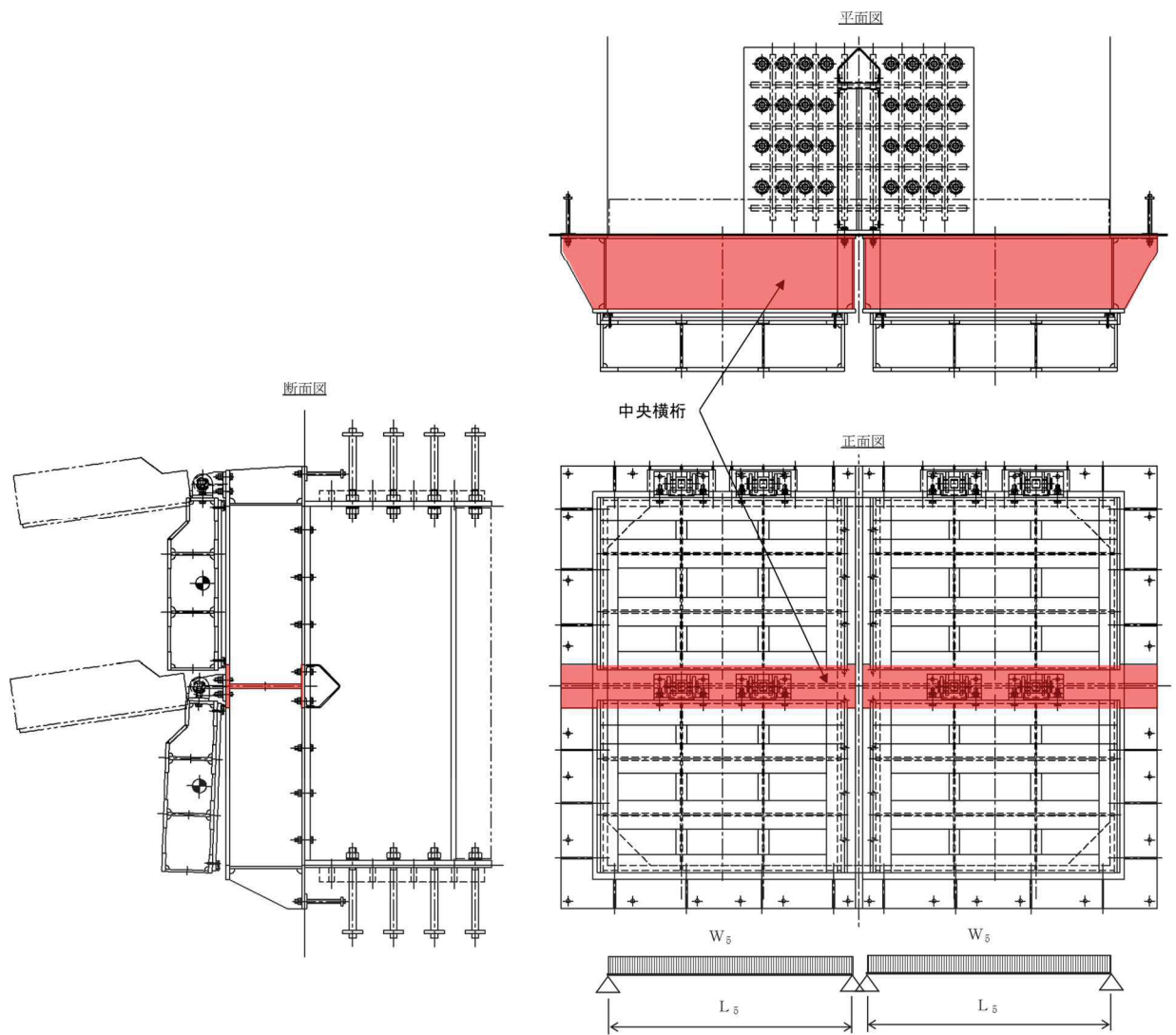
σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5-6 中央支柱のモデル図及び応力算定式

(5) 中央横桁

中央横桁は、等分布荷重（地震荷重）が作用する単純支持梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、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。

中央横桁のモデル図及び応力算定式を図 5-7 に示す。



$$M_{\max} = \frac{w_5 \cdot L_5^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{w_5 \cdot L_5}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_5}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

w_5 : 中央横桁に作用する荷重 (N/mm²)

L_5 : 中央横桁の支間長 (mm)

Z_5 : 中央横桁の断面係数 (mm³)

$A w_5$: 中央横桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

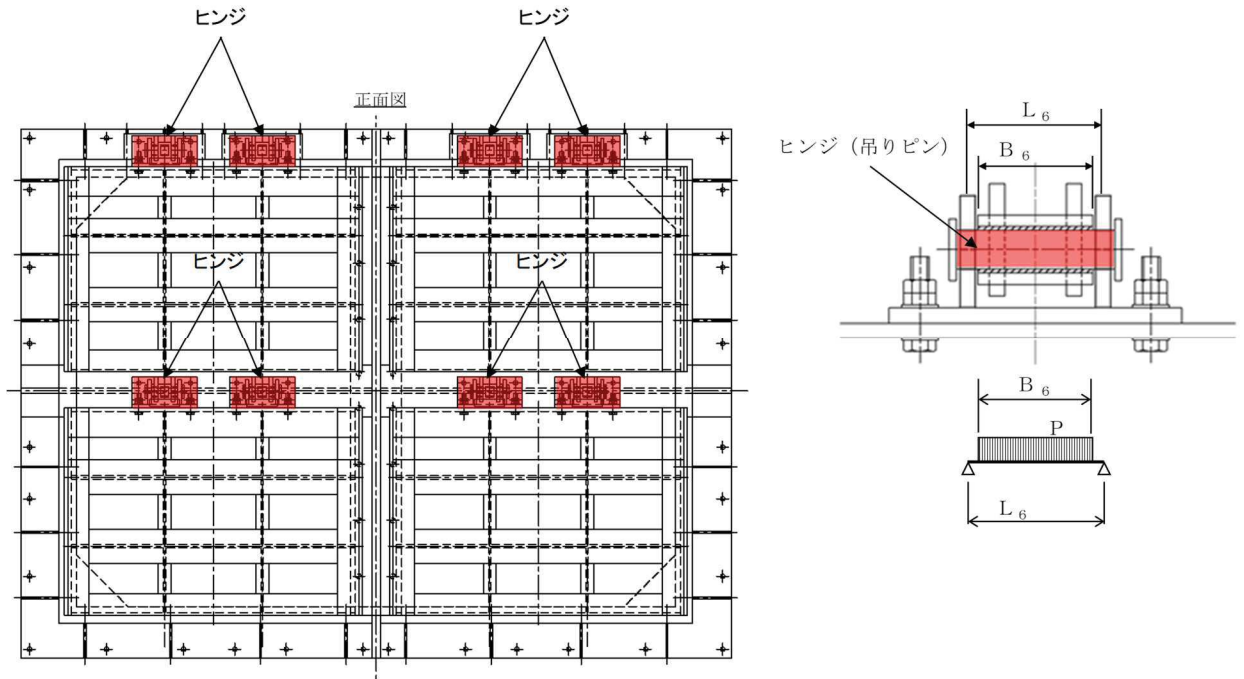
σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5-7 中央横桁のモデル図及び応力算定式

(6) ヒンジ (吊りピン)

ヒンジ (吊りピン) は, ヒンジ (吊りピン) に発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また, 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。

ヒンジ (吊りピン) のモデル図及び応力算定式を図 5-8 に示す。



$$M_{\max} = \frac{P \cdot (2 \cdot L_6 - B_6)}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_6}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\max}}{3 \cdot A_6}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

L_6 : ヒンジ (吊りピン) 支間長 (mm)

B_6 : ヒンジ (吊りピン) 受圧幅 (mm)

P : ヒンジに作用する荷重 (N)

Z_6 : ヒンジ (吊りピン) の断面係数 (mm^3)

A_6 : ヒンジ (吊りピン) の断面積 (mm^2)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/ mm^2)

τ : せん断応力度 (N/ mm^2)

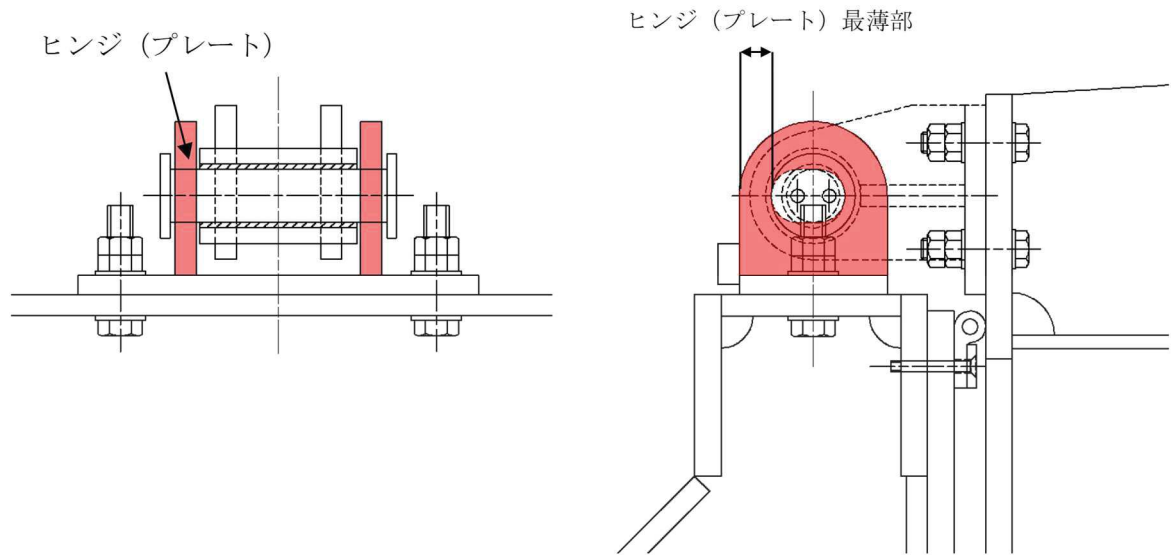
σ_g : 合成応力度 (N/ mm^2)

図 5-8 ヒンジ (吊りピン) のモデル図及び応力算定式

(7) ヒンジ (プレート)

ヒンジ (プレート) は、扉体部及び固定部の最薄部に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ (プレート) の構造及び応力算定式を図 5-9 に示す。



$$\tau = \frac{P}{A h}$$

P : ヒンジに作用する荷重 (N)

A h : ヒンジ (プレート) の最薄部の断面積 (mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

図 5-9 ヒンジ (プレート) の構造及び応力算定式

(8) ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ取付けボルトに発生する引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ取付けボルトの構造図を図5-10に、応力算定式を図5-11に示す。

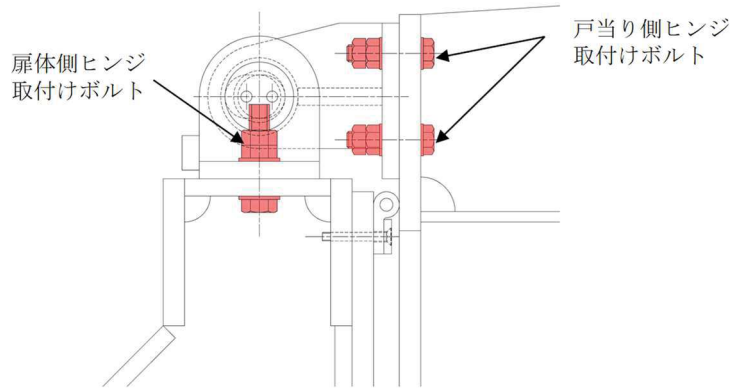
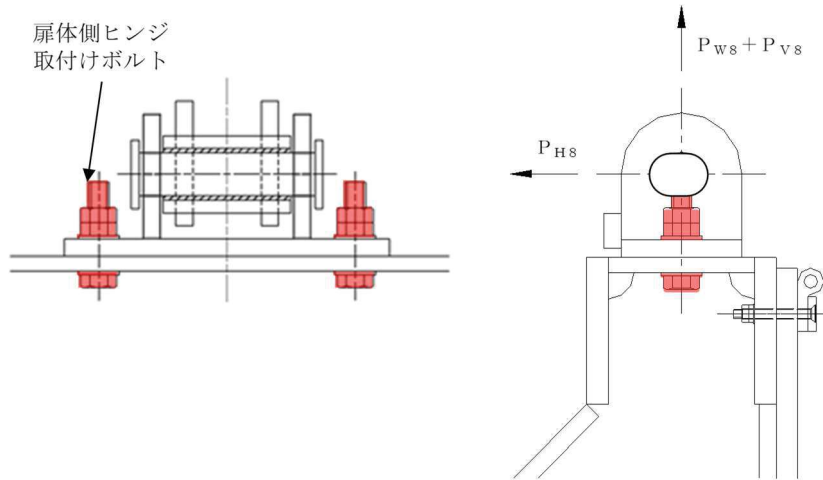


図 5-10 ヒンジ取付けボルトの構造図

【扉体側】



$$\sigma = \frac{P_{w8} + P_{v8}}{A b \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b$: 取付けボルトの断面積 (mm²)

P_{w8} : ヒンジ 1 箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)

P_{v8} : 鉛直地震力 (N)

P_{H8} : 水平地震力 (N)

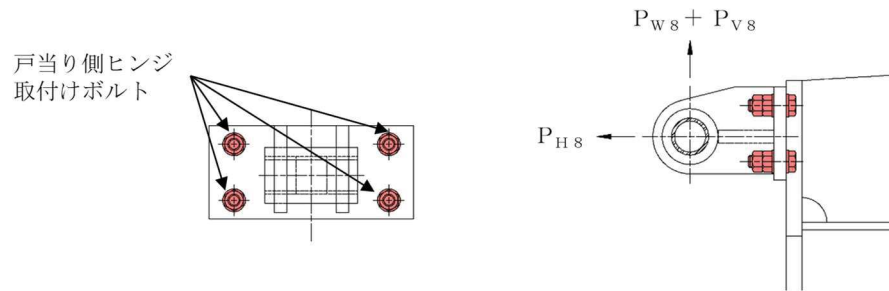
σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5-11(1) ヒンジ取付けボルト (扉体側) の応力算定式

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

A b : 取付けボルトの断面積 (mm²)

P_{W8} : 扉体の自重 (N)

P_{V8} : 鉛直地震力 (N)

P_{H8} : 水平地震力 (N)

σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

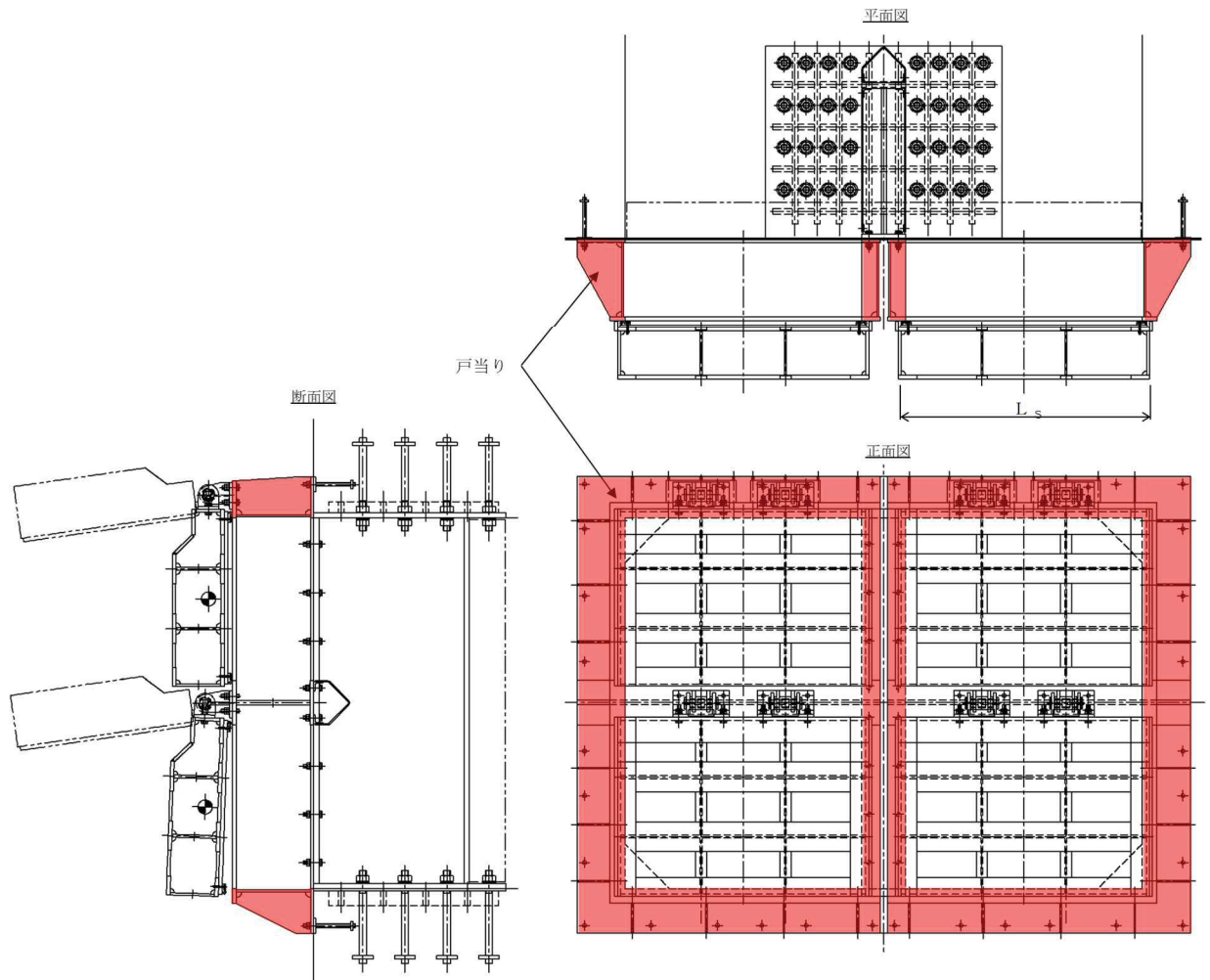
σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5-11(2) ヒンジ取付けボルト (戸当り側) の応力算定式

(9) 戸当り

戸当りは、等分布荷重（地震荷重）を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図5-12に示す。



$$\sigma = \frac{P_9 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

P_9 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_s : 戸当りから中央支柱中心までの距離 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

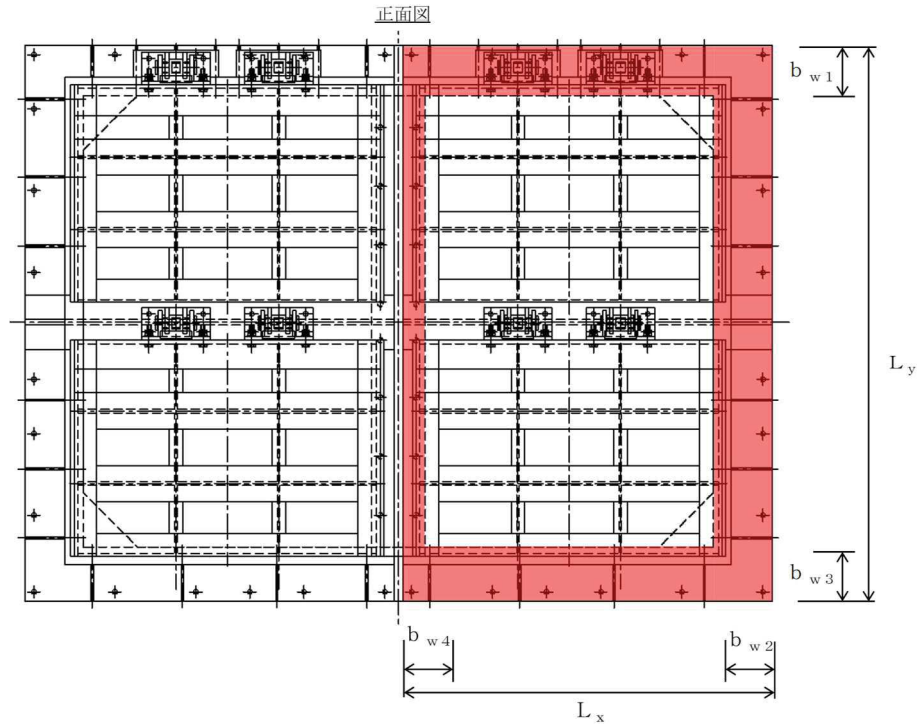
σ : 支圧応力度 (N/mm²)

図 5-12 戸当りのモデル図及び応力算定式

(10) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5-13 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3}) (b_{w2} + b_{w4})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_w}{2 \cdot S}$$

- q : 戸当りへ作用する水平地震力 (N/mm²)
- L_x : 戸当り横幅 (mm)
- L_y : 戸当り縦幅 (mm)
- b_{w1} : 上部戸当り支圧幅 (mm)
- b_{w2} : 側部戸当り支圧幅 (mm)
- b_{w3} : 下部戸当り支圧幅 (mm)
- b_{w4} : 中央支柱部の戸当り支圧幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm) (上部及び下部戸当りの最小支圧幅)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

図5-13 戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式

(11) 漂流物防護工（防護梁）

防護梁は、両端のエンドプレートを通じてブラケットに支持される構成のため、単純梁としてモデル化する。なお、評価においては防護梁の上下に設置するスキンプレートは考慮せず、防護梁本体の腐食代を 1mm 考慮する。

照査は、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

防護梁の構造及びモデル図を図 5-14 に、応力算定式を図 5-15 に示す。

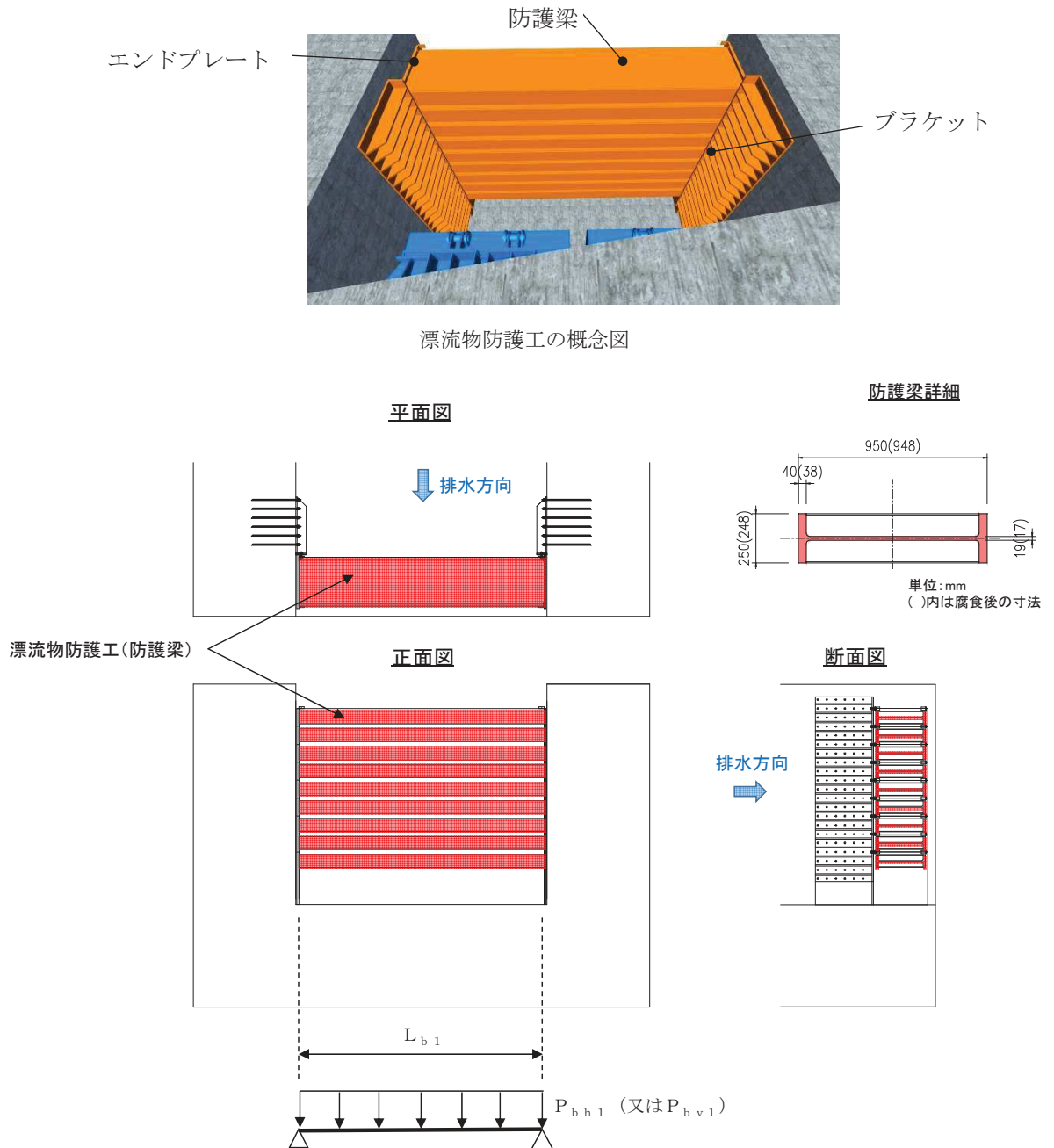


図 5-14 防護梁の構造及びモデル図

【水平方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{Aw_{bh1}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

P_{bh1} : 防護梁に作用する水平荷重 (N/mm)

L_{b1} : 防護梁のスパン長 (mm)

Z_{bh1} : 防護梁の水平 (強軸) 方向の断面係数 (mm³)

Aw_{bh1} : 防護梁の水平 (強軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_a : 短期許容曲げ応力度 (N/mm²)

τ_a : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

【鉛直方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{bv1}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{Aw_{bv1}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

P_{bv1} : 防護梁に作用する鉛直荷重 (N/mm)

L_{b1} : 防護梁のスパン長 (mm)

Z_{bv1} : 防護梁の鉛直 (弱軸) 方向の断面係数 (mm³)

Aw_{bv1} : 防護梁の鉛直 (弱軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_a : 短期許容曲げ応力度 (N/mm²)

τ_a : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

図 5-15 防護梁の応力算定式

(12) 漂流物防護工 (ブラケット)

ブラケットは、側壁（北壁及び南壁）にアンカーボルトで固定された片持ち梁としてモデル化する。地震時においては、山側への荷重に対しては防護梁のエンドプレートを紹介して荷重が作用し、海側への荷重に対してはエンドプレートに溶接されたつなぎ材を紹介して荷重が作用するが、照査値が最大となる海側への荷重を考慮する。

照査は、曲げ応力度，せん断応力度について行うとともに，曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

なお，この荷重に対してブラケットは幅 350mm の π 形の断面で抵抗し，腐食代を 1mm 考慮する。

ブラケットの構造及びモデル図を図 5-16 に，応力算定式を図 5-17 に示す。

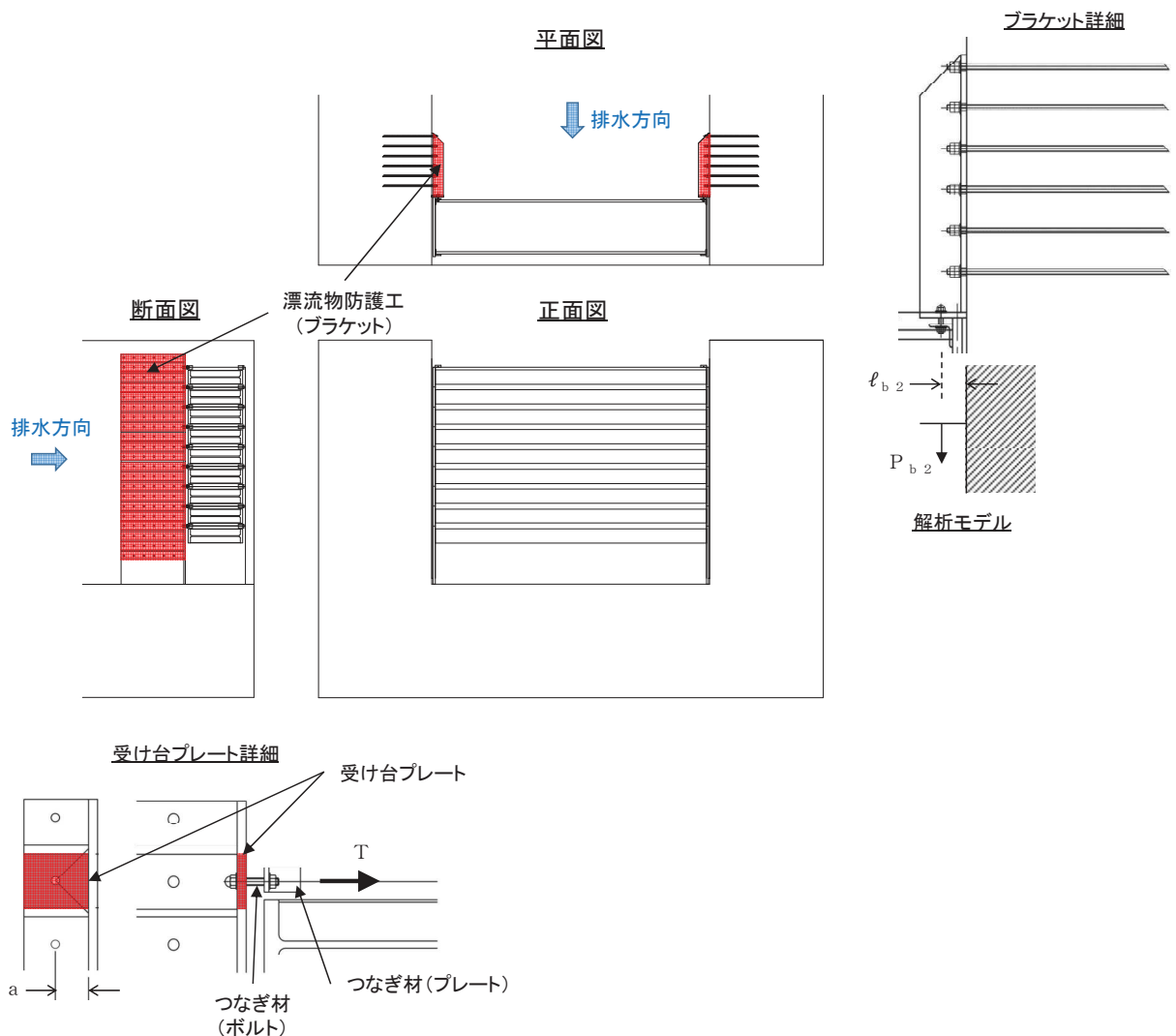


図 5-16 ブラケットの構造及びモデル図

【ブラケット本体】

$$M_{max} = P_{b2} \cdot \ell_{b2}$$

$$S_{max} = P_{b2}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb2}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

P_{b2} : ブラケットに作用する水平力 (N)
(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

ℓ_{b2} : 側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ (mm)

Z_{b2} : ブラケットの断面係数 (mm³)

A_{wb2} : ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_a : 短期許容曲げ応力度 (N/mm²)

τ_a : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$M_{max} = T \cdot a$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_c}$$

T : 受け台に作用する引張力 (N)

(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

a : 側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ (mm)

Z_c : 受け台プレートの断面係数 (mm³)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

図 5-17 ブラケットの応力算定式

(13) 漂流物防護工 (つなぎ材)

つなぎ材は、エンドプレートに溶接されたプレートとブラケットをつなぎボルト (M20) からなる。

プレートについては、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。ボルトについては、曲げ応力度の照査を行う。

なお、つなぎ材の照査にあたっては腐食代を 1mm 考慮する。

つなぎ材の構造図を図 5-18 に、応力算定式を図 5-19 に示す。

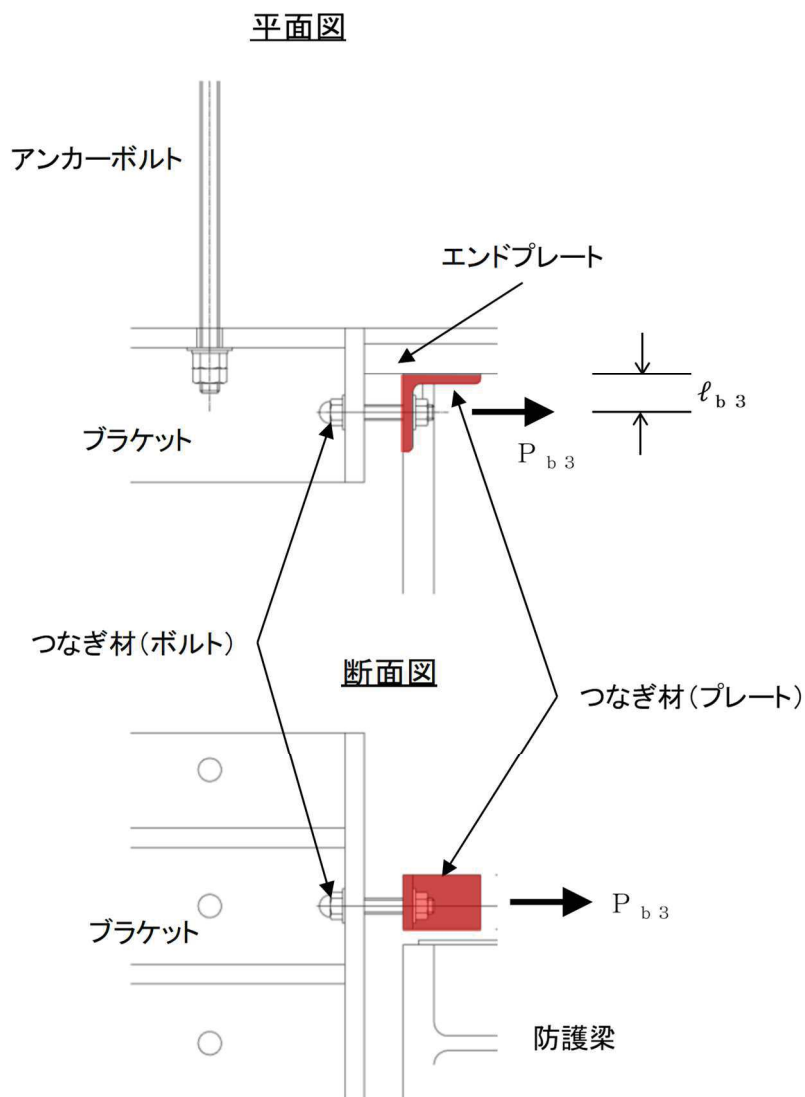


図 5-18 つなぎ材の構造図

【プレート】

$$M_{\max} = P_{b3} \cdot \ell_{b3}$$

$$S_{\max} = P_{b3}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b3}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{b3}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

P_{b3} : つなぎ材プレートに作用する水平力 (N)

(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

ℓ_{b3} : エンドプレートからボルト中心までの長さ (mm)

Z_{b3} : つなぎ材プレートの断面係数 (mm³)

A_{b3} : つなぎ材プレートの断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_a : 短期許容曲げ応力度 (N/mm²)

τ_a : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

【ボルト】

$$\sigma = \frac{P_d}{A_d}$$

P_d : つなぎ材ボルトに作用する引張力 (N)

(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

A_d : つなぎ材ボルトの有効断面積 (mm²)

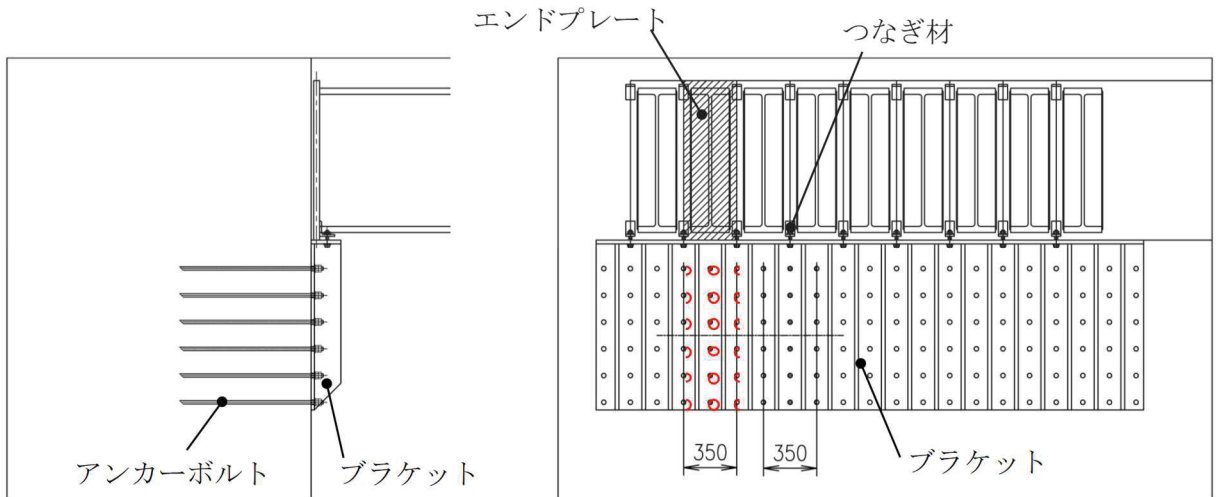
σ : 引張応力度 (N/mm²)

図 5-19 つなぎ材の応力算定式

(14) 漂流物防護工（アンカーボルト）

ブラケットに発生したモーメントとせん断力は，埋め込まれたアンカーボルト群により側壁に荷重伝達される。

防護梁 1 本に作用する荷重に対して，図 5-20 に示すように，エンドプレート幅 350mm の範囲にある 6 本 2 列，計 12 本のアンカーボルトで抵抗する。



$$P_{b4} = \frac{(M_{b4}/2)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = \frac{(Q_{b4}/2)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

- P_{b4} : アンカーボルト 1 本の引張力 (N)
- q_{b4} : アンカーボルト 1 本のせん断力 (N)
- M_{b4} : ブラケットに生じる曲げモーメント (N・mm)
- Q_{b4} : ブラケットに生じるせん断力 (N)
- Z_{b4} : アンカーボルト群 1 列の断面係数 (mm³)
- n : アンカーボルト群 1 列の本数 (本)
- P_a : アンカーボルトの許容引張力 (N)
- q_a : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 5-20 アンカーボルトの構造及び応力算定式

5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる計算条件を表5-4に示す。

表 5-4(1) 応力評価に用いる計算条件 (1/3)

固定荷重 (1門あたりの扉体の自重) G (N)	1門あたりの 扉体面積 A ₁ (mm ²)	水の単位体積重量 W ₀ (N/mm ³)
14.70998×10 ³	2.04×10 ⁶	1.01×10 ⁻⁵

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数k	短辺 a ₁ (mm)	長辺 b ₁ (mm)	板厚 t ₁ (mm)	単位面積当たりの 荷重 P ₁ (N/mm ²)
1~2桁	43.94	400	570	25	0.0094
2~3桁	43.94	400	570	25	0.0094
3~4桁	43.94	400	570	25	0.0094

区画	主桁へ作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L (mm)	主桁の 断面係数 Z ₂ (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 A _{w2} (mm ²)
1桁	1.87	1700	8.130379×10 ⁵	3.40×10 ³
2, 3桁	3.75	1700	1.769048×10 ⁶	6.00×10 ³
4桁	1.87	1700	1.137798×10 ⁶	4.50×10 ³

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z ₃ (mm ³)	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A _{w3} (mm ²)
9.4×10 ⁻³	400	3.266545×10 ⁵	2.16×10 ³

中央支柱に作用する 荷重 w ₄ (N/mm)	中央支柱固定高 L ₄ (mm)	中央支柱の断面係数 Z ₄ (mm ³)	中央支柱の せん断抵抗断面積 A _{w4} (mm ²)
71.82	2500	1.5535178×10 ⁷	3.43×10 ⁴

中央横桁に作用する 荷重 w ₅ (N/mm)	中央横桁の 支間長 L ₅ (mm)	中央横桁の断面係数 Z ₅ (mm ³)	中央横桁の せん断抵抗断面積 A _{w5} (mm ²)
52.07	1600	4.897727×10 ⁶	1.50×10 ⁴

表 5-4(2) 応力評価に用いる計算条件 (2/3)

ヒンジ (吊りピン)					ヒンジ (プレート)
支間長 L_6 (mm)	受圧幅 B_6 (mm)	ヒンジに 作用する荷重 P (N)	断面係数 Z_6 (mm ³)	断面積 A_6 (mm ²)	最薄部の断面積 A_h (mm ²)
176	150	18165	1.2272×10^4	1.963×10^3	1.2×10^3

取付けボルトの 断面積 A_b (mm ²)	ヒンジ 1箇所あたりが 負担する扉体の自重 P_{w8} (N/mm ²)	鉛直地震力 P_{v8} (N)	水平地震力 P_{H8} (N)
234.89880	7354.9875	8090.4863	9561.4838

戸当りへ作用する 荷重 P_g (N/mm ²)	戸当りから 中央支柱中心まで の距離 L_s (mm)	戸当り支圧部 の板厚 L_c (mm)	戸当り横幅 L_x (mm)	戸当り縦幅 L_y (mm)
0.0225	1700	12	2075	3075

支圧幅 b_{w1} (mm)	支圧幅 b_{w2} (mm)	支圧幅 b_{w3} (mm)	支圧幅 b_{w4} (mm)
275	325	300	125

戸当りへ作用する水平地震力 q (N/mm ²)	戸当り幅 S (mm)
0.0620	275

防護梁			
作用する水平荷重 P_{bh1} (N/mm)	スパン長 L_{b1} (mm)	水平 (強軸) 方向の 断面係数 Z_{bh1} (mm ³)	水平 (強軸) 方向の せん断抵抗断面積 A_{wbh1} (mm ²)
6.743	4820	10.22×10^6	14.82×10^3

防護梁		
作用する鉛直荷重 P_{bv1} (N/mm)	鉛直 (弱軸) 方向の 断面係数 Z_{bv1} (mm ³)	鉛直 (弱軸) 方向の せん断抵抗断面積 A_{wbv1} (mm ²)
10.892	0.7819×10^6	18.85×10^3

表 5-4(3) 応力評価に用いる計算条件 (3/3)

ブラケットに作用する水平力 P_{b2} (N)	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ l_{b2} (mm)	ブラケットの断面係数 Z_{b2} (mm ³)	ブラケットのせん断抵抗断面積 A_{wb2} : (mm ²)
16.3×10^3	110	14.67×10^6	50.6×10^3

受け台に作用する引張力 T (N)	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ a (mm)	受け台プレートの断面係数 Z_c (mm ³)
16.3×10^3	90	13.225×10^3

つなぎ材プレートに作用する水平力 P_{b3} (N)	エンドプレートからボルト中心までの長さ l_{b3} (mm)	つなぎ材プレートの断面係数 Z_{b3} (mm ³)	つなぎ材プレートの断面積 A_{b3} (mm ²)
16.3×10^3	43	5.995×10^3	1.564×10^3

つなぎ材ボルトに作用する引張力 P_d (N)	つなぎ材ボルトの有効断面積 A_d (mm ²)	アンカーボルト群 1 列の断面係数 Z_{b4} (mm)	アンカーボルト群 1 列の本数 n (本)
16.3×10^3	245	1225	6

6. 評価結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位の応力評価結果を表6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1(1) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち扉体）

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b			
扉体	スキンプレート	曲げ応力度	1.06	154	0.01			
	主桁	1桁	曲げ応力度	0.84	154	0.01		
				2,3桁	0.77	154	0.01	
				4桁	0.60	154	0.01	
		2,3桁		せん断応力度	0.47	88	0.01	
					0.54	88	0.01	
					0.36	88	0.01	
		4桁			合成応力度	1.17	154	0.01
						1.22	154	0.01
	0.87		154			0.01		
	補助縦桁	曲げ応力度	0.16			153	0.01	
		せん断応力度	0.18			88	0.01	
		合成応力度	0.36	154		0.01		
	中央支柱	曲げ応力度	2.41	143		0.02		
		せん断応力度	2.62	88		0.03		
		合成応力度	5.14	154	0.04			
	中央横桁	曲げ応力度	3.41	153	0.03			
		せん断応力度	2.78	88	0.04			
		合成応力度	5.91	154	0.04			
	ヒンジ（プレート）	せん断応力度	15.14	88	0.18			
	ヒンジ（ピン）	曲げ応力度	37.38	154	0.25			
		せん断応力度	6.17	88	0.08			
		合成応力度	38.88	154	0.26			
	ヒンジ取付けボルト	引張応力度	32.88	154	0.22			
		せん断応力度	20.36	88	0.24			
		合成応力度	48.22	154	0.32			

表 6-1(2) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち固定部）

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
固定部	ヒンジ取付けボルト	引張応力度	10.18	154	0.07
		せん断応力度	16.44	88	0.19
		合成応力度	30.24	154	0.20
	戸当り	支圧応力度	1.60	231	0.01
	戸当り部コンクリート	支圧応力度	0.07	13.5	0.01
		せん断応力度	0.04	1.5	0.03

表 6-1(3) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工）

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
漂流物 防護工	防護梁	曲げ応力度	41	382	0.11
		せん断応力度	2	217	0.01
		合成応力度	0.02	1.2	0.02
	ブラケット	曲げ応力度	1	210	0.01
		せん断応力度	1	120	0.01
		合成応力度	0.01	1.2	0.01
	つなぎ材 (M20)	引張応力度	67	210	0.32
	つなぎ材 (プレート)	曲げ応力度	117	382	0.31
		せん断応力度	11	217	0.06
		合成応力度	0.10	1.2	0.09
	アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
		引張	1	105	0.01
		せん断	2	85	0.03
		合成	0.01	1.2	0.01

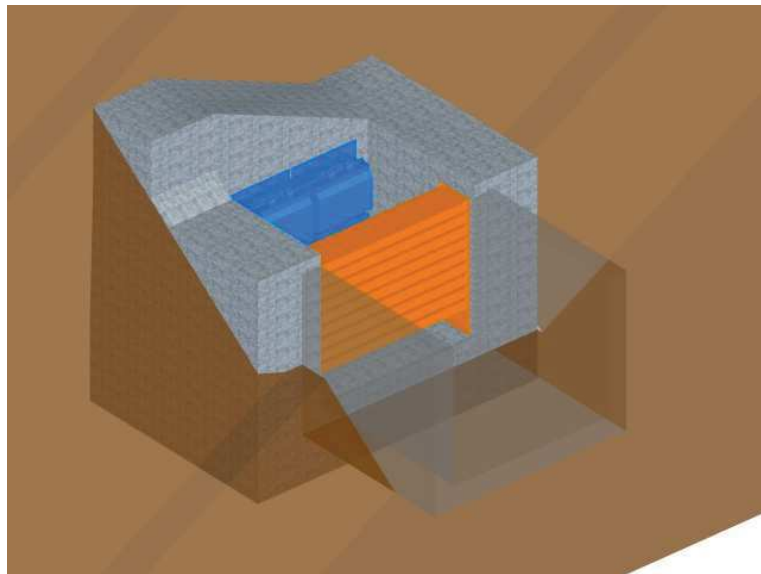
7. 出口側集水ピットの強度評価

7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と3面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、防潮堤（盛土堤防）に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤北側）と接続する箇所には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図7-1に、構造図を図7-2に、概略配筋図を図7-3に示す。



**構造概略図
(正面)**

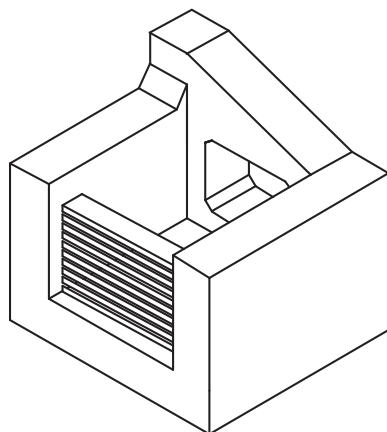


図7-1 出口側集水ピットの概念図

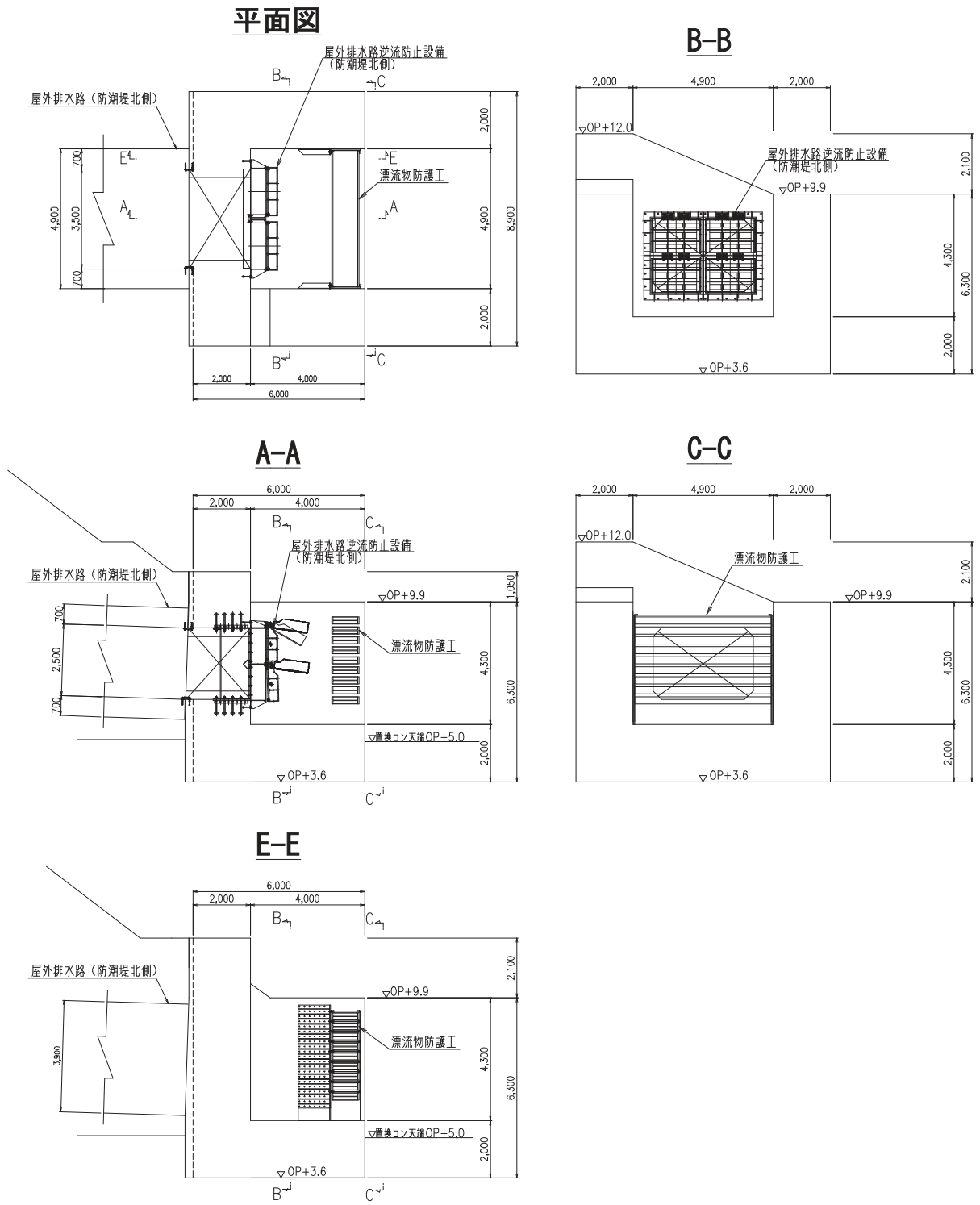
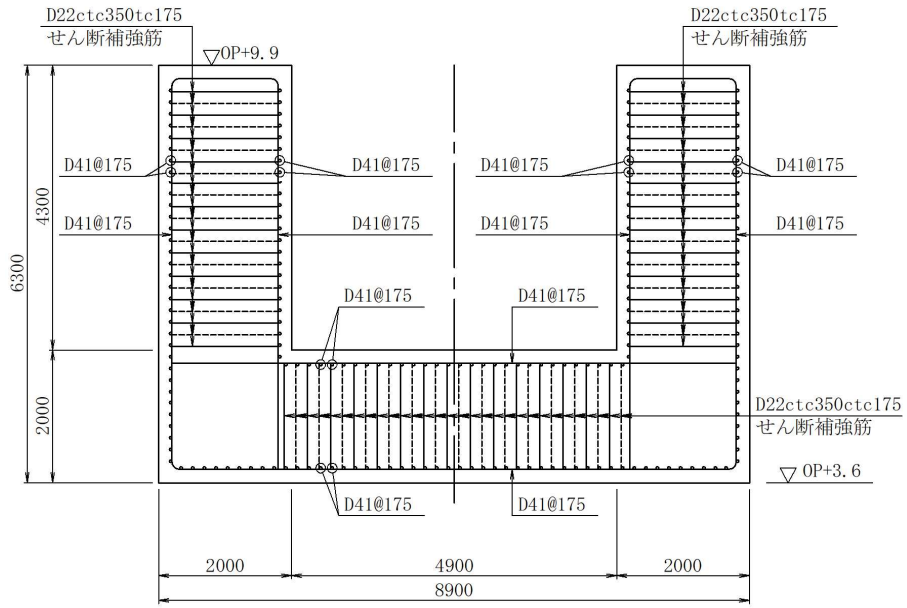


図 7-2 出口側集水ピット構造図

B-B 断面



E-E 断面

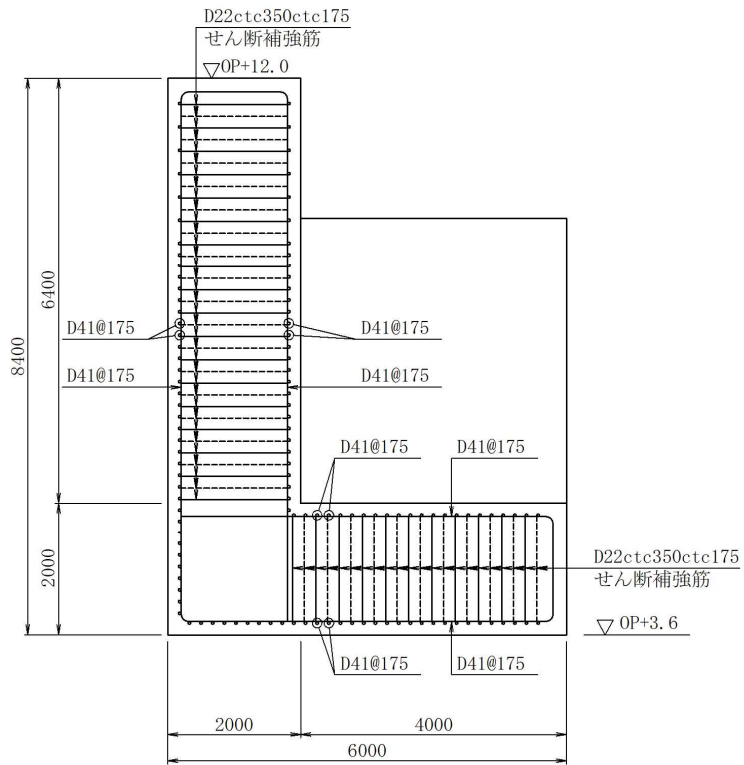


図 7-3 出口側集水ピット概略配筋図 (単位 : mm)

7.2 評価方針

出口側集水ピットの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき、基準地震動 S_s に対して実施する地震応答解析の結果に基づき、表 7-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

構造部材の健全性評価を実施することにより、構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能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、地震応答解析から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

図7-4に出口側集水ピットの耐震評価フローを示す。

表 7-1 出口側集水ピットの評価項目

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及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力

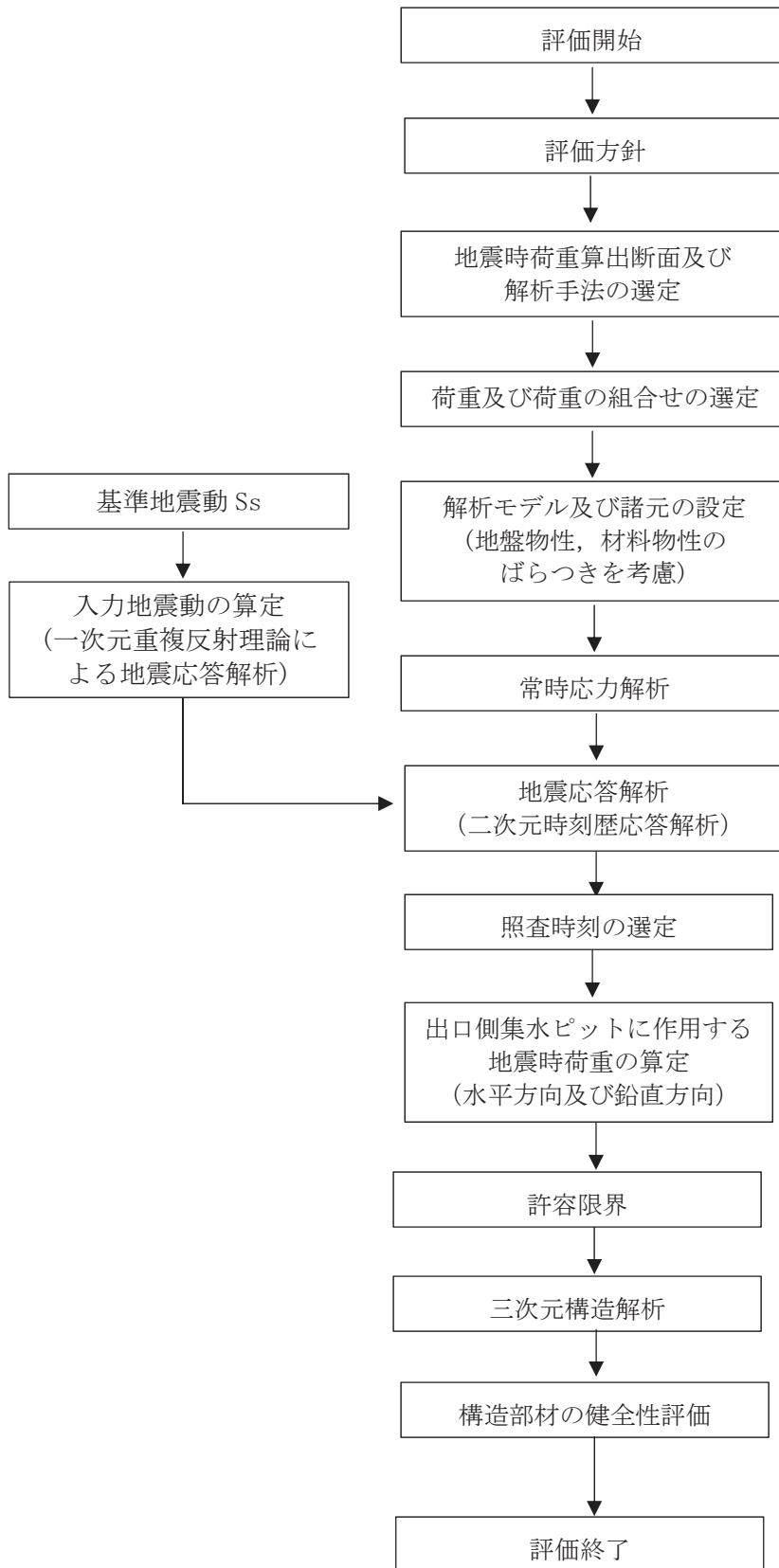


図 7-4 出口側集水ピットの耐震評価フロー

7.3 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- (2) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- (3) 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）
- (4) 道路土工 カルバート工指針（平成21年度版）（日本道路協会，平成22年3月）
- (5) 新しい高性能鋼材の利用技術照査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）～（土木学会，平成21年11月）
- (6) 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）

8. 地震応答解析

8.1 地震時荷重算出断面

出口側集水ピットの地震時荷重算出断面位置を図 8-1 に示す。地震時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの評価対象断面図を図 8-2 に示す。

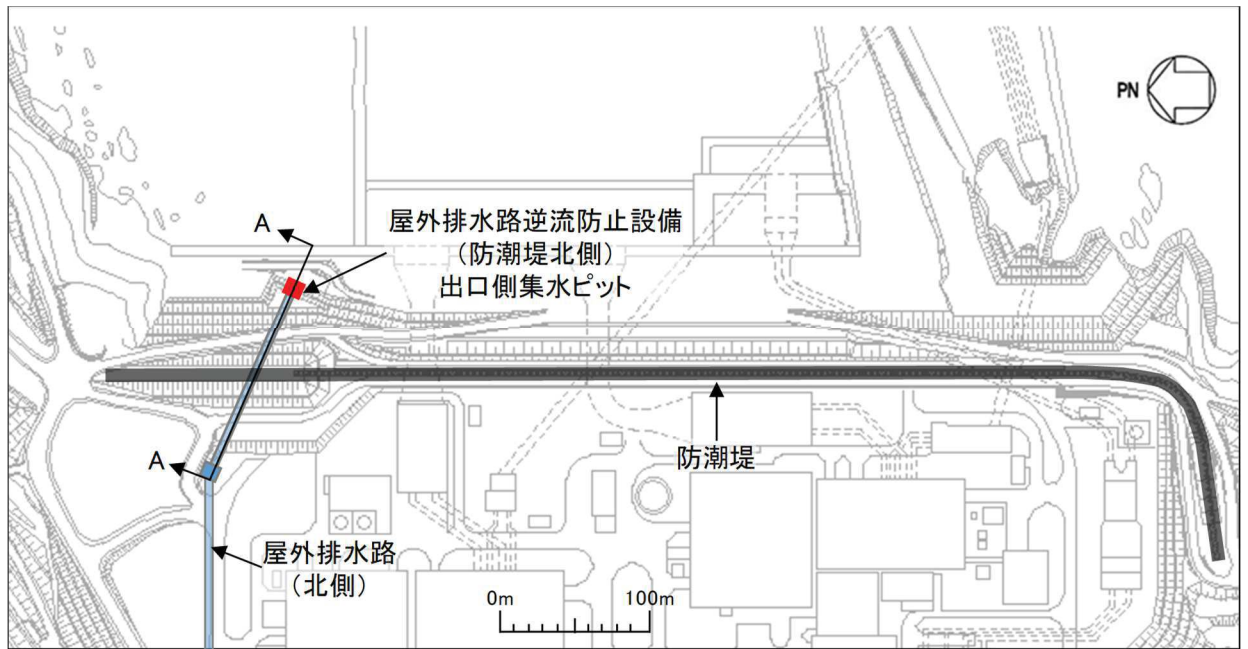


図 8-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

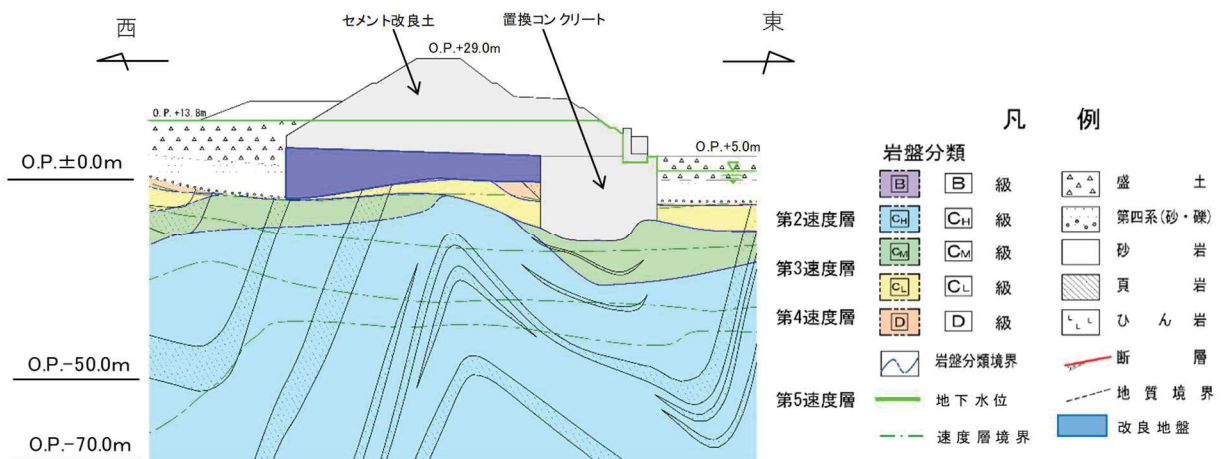


図 8-2 出口側集水ピットの評価対象断面図

8.2 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、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元動的有限要素法により、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時刻歴応答解析を行うこととし、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手法を用いる。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、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。

(1) 構造部材

出口側集水ピットは、西壁及び底版は線形はり要素（ビーム要素）、南北壁は平面応力要素でモデル化する。

なお、防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土は、非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(2) 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として旧表土、盛土、D 級岩盤、セメント改良土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おり、これらの地盤のせん断変形が地震時に出口側集水ピットの応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ 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。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8-1 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, セメント改良土, 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 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

(3) 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし, 剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) とする。

(4) 地震応答解析の検討ケースの選定

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の照査項目ごとに照査値が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8-1に示す解析ケース②及び③を実施する。耐震評価における解析ケースを表8-2に示す。

また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8-2 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地盤物性		平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ	平均値
地震動 位相	S _s -D 1	++*1	○	基準地震動 S _s (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 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・軸力系の破壊及びせん断破壊の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。 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。	
		-+*1	○		
	S _s -D 2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -D 3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F 1	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F 2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F 3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -N 1	++*1	○		
		-+*1	○		

注記 *1: 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。

*2: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

8.3 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。

8.3.1 耐震評価上考慮する状態

出口側集水ピット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

発電用原子炉施設が運転状態にあり、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。

8.3.2 荷重

出口側集水ピット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) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重を考慮する。また、積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2 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 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 風荷重 (P_k)

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

(5) 地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

8.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8-3 に示す。

表 8-3 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

8.4 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」に示す地下構造モデルを用いる。

図 8-3 に入力地震動算定の概念図を、図 8-4 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「Shake ver. 1.63」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。

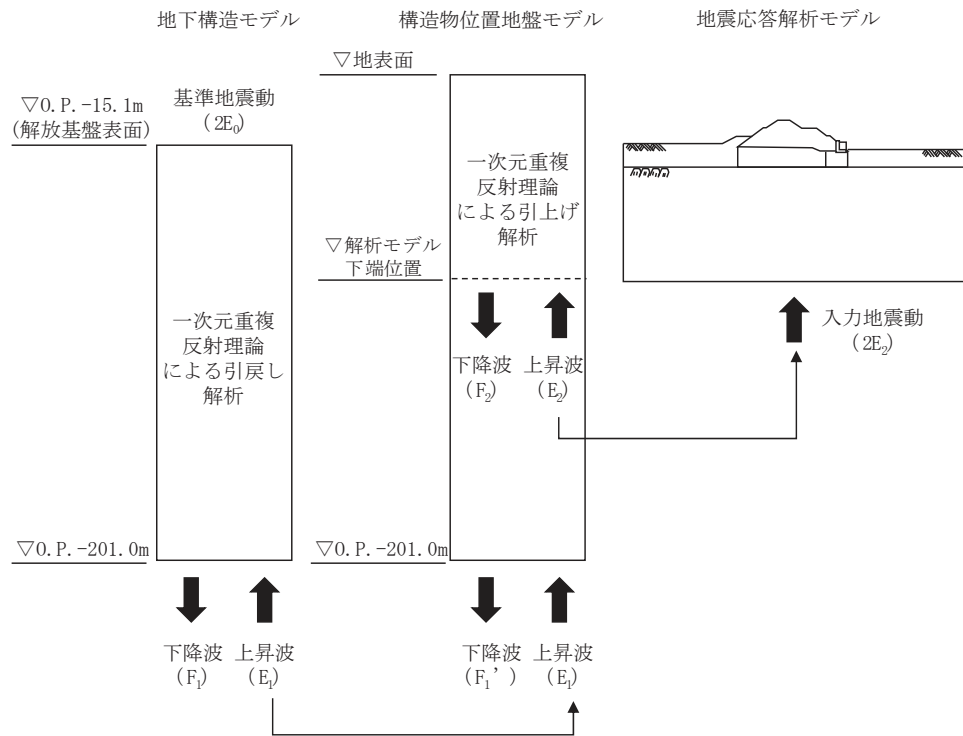
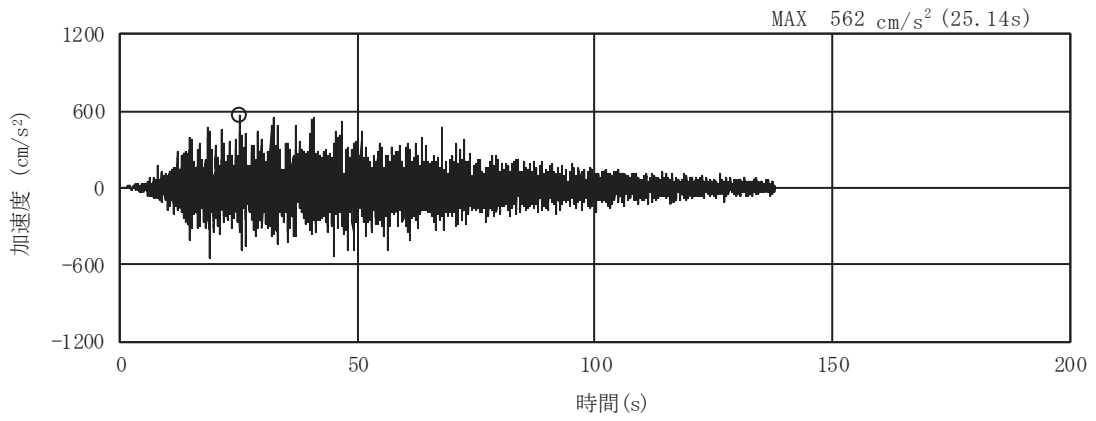
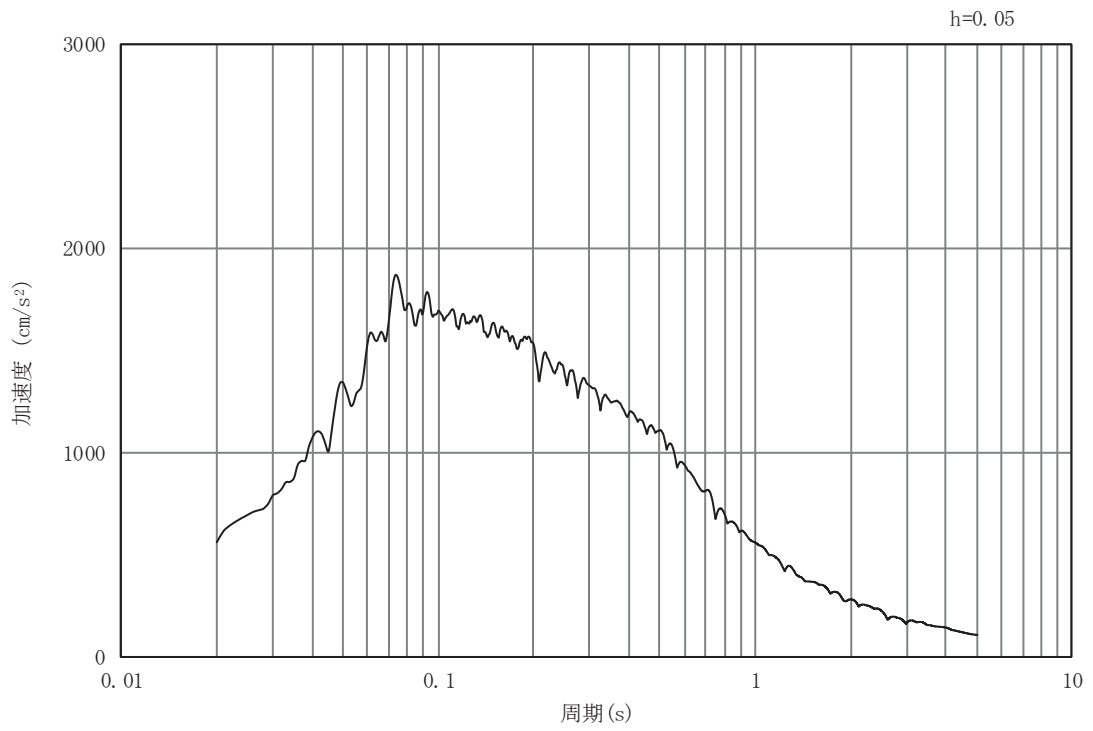


図 8-3 入力地震動算定の概念図

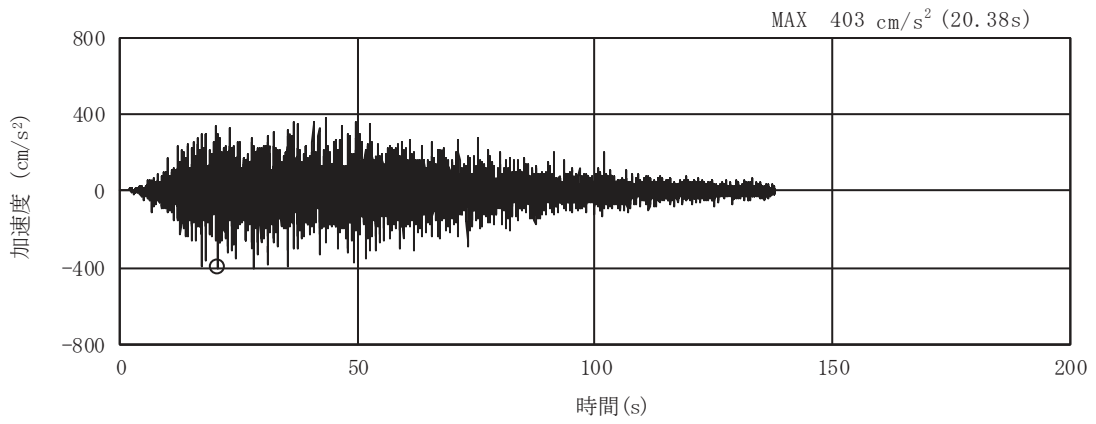


(a) 加速度時刻歴波形

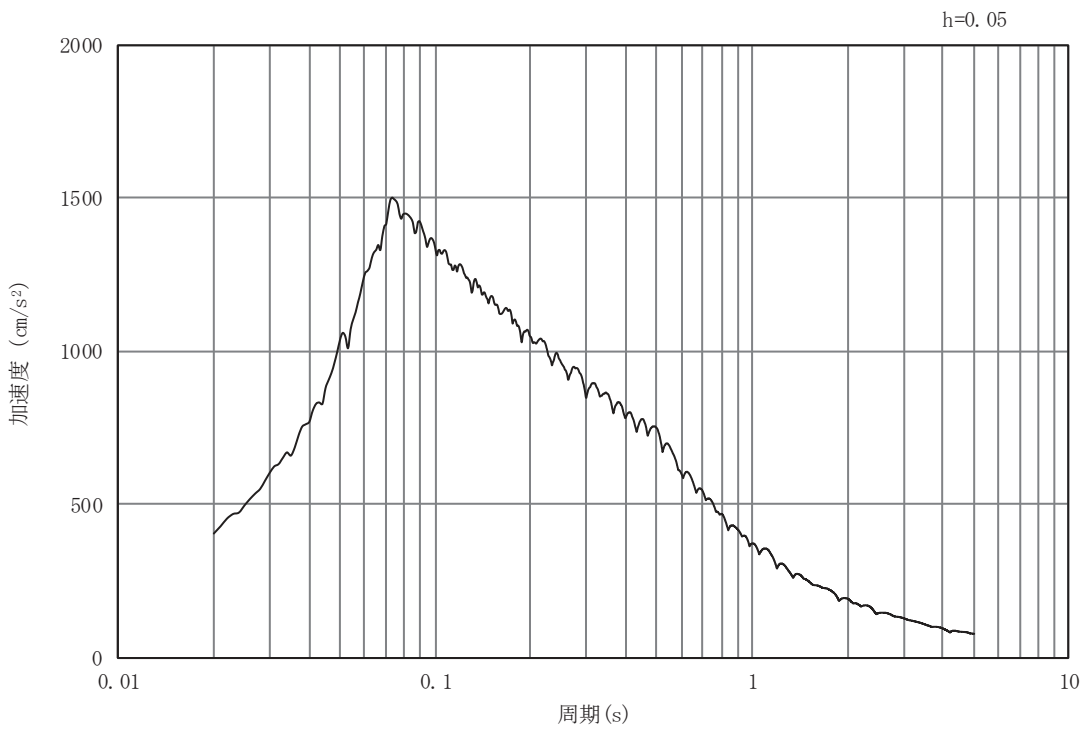


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

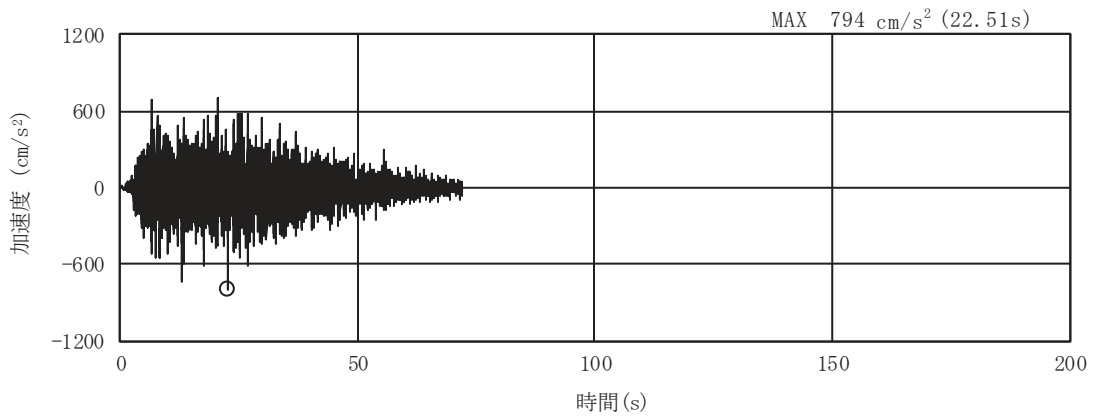


(a) 加速度時刻歴波形

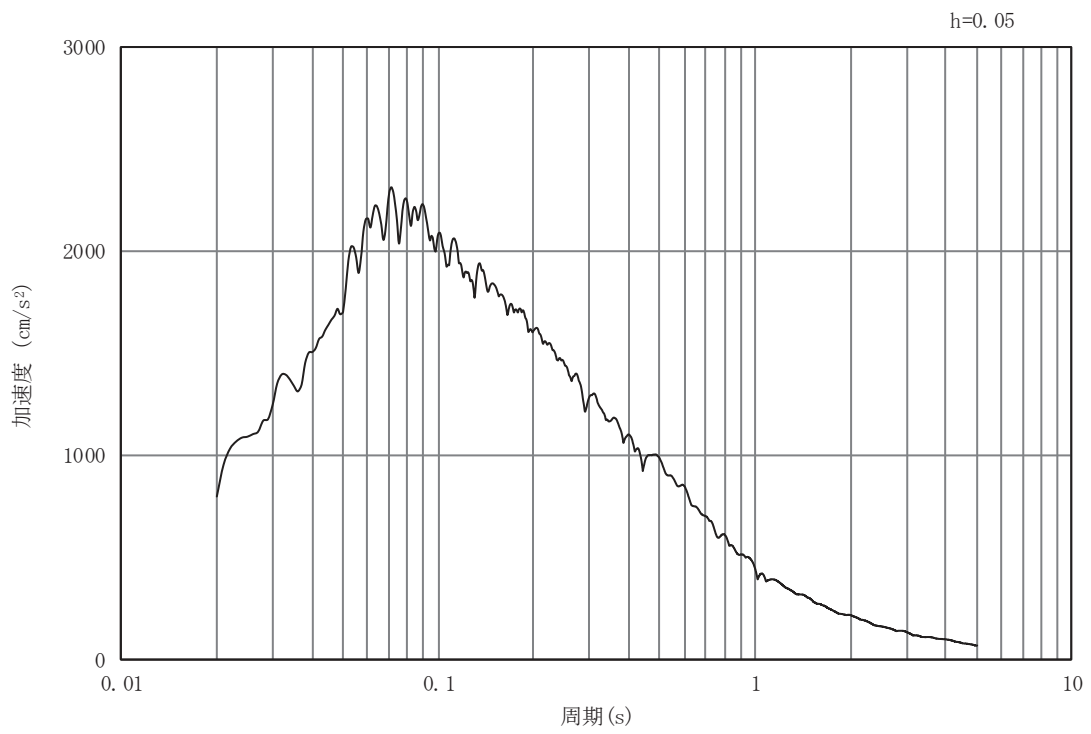


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

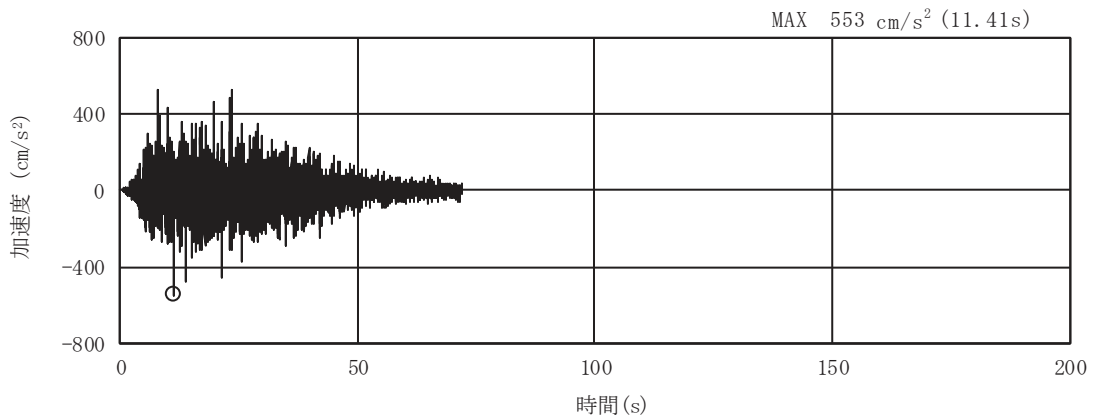


(a) 加速度時刻歴波形

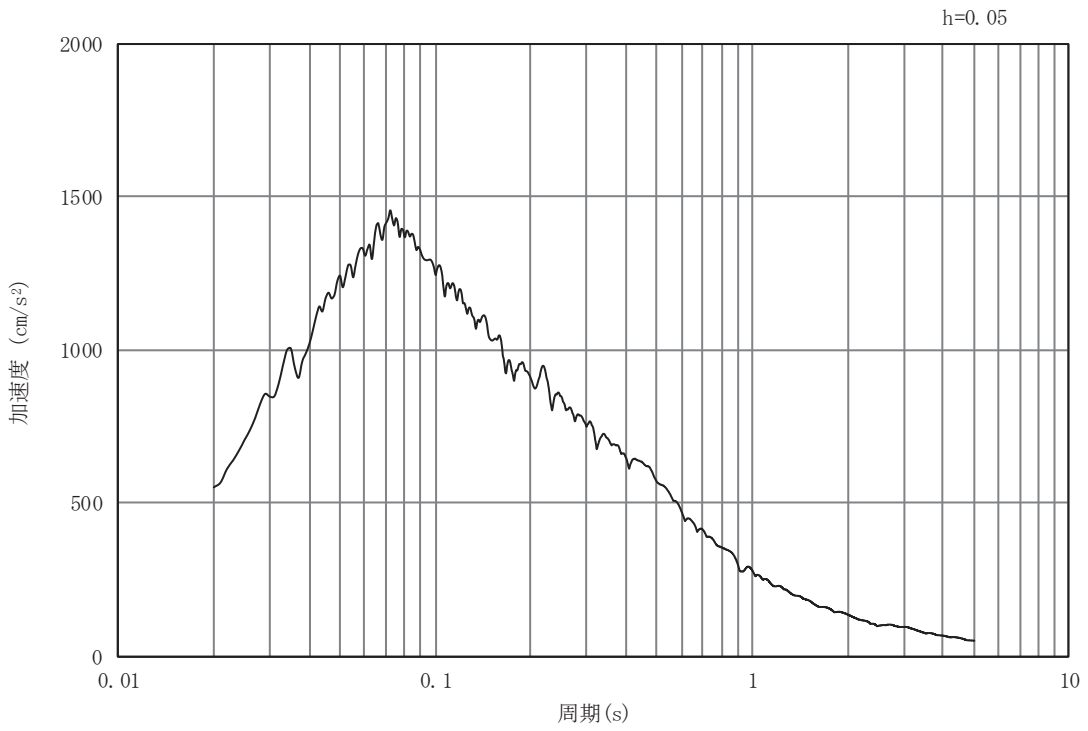


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

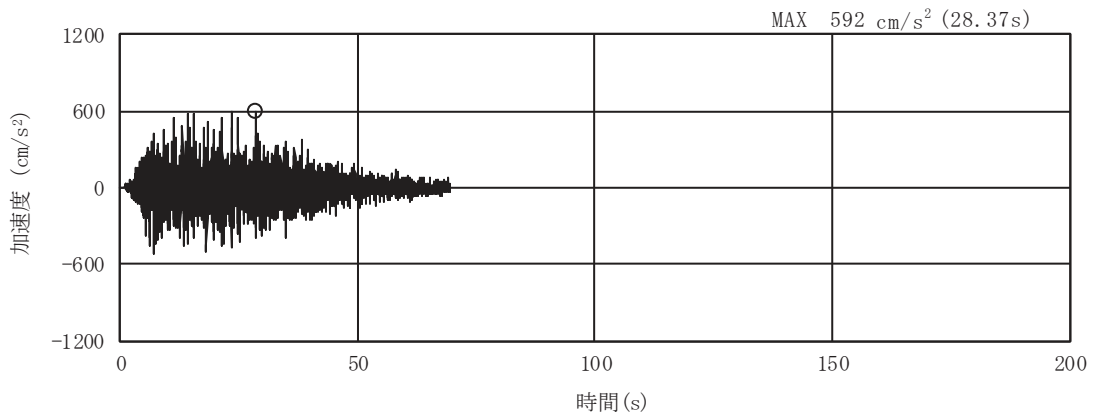


(a) 加速度時刻歴波形

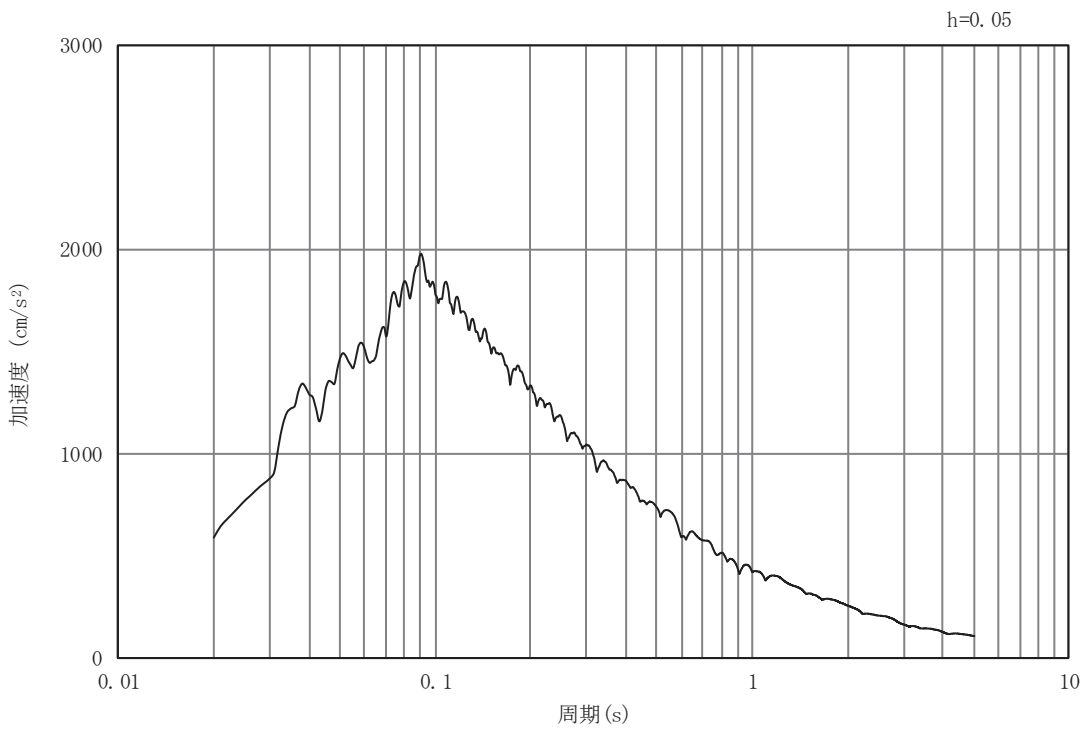


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

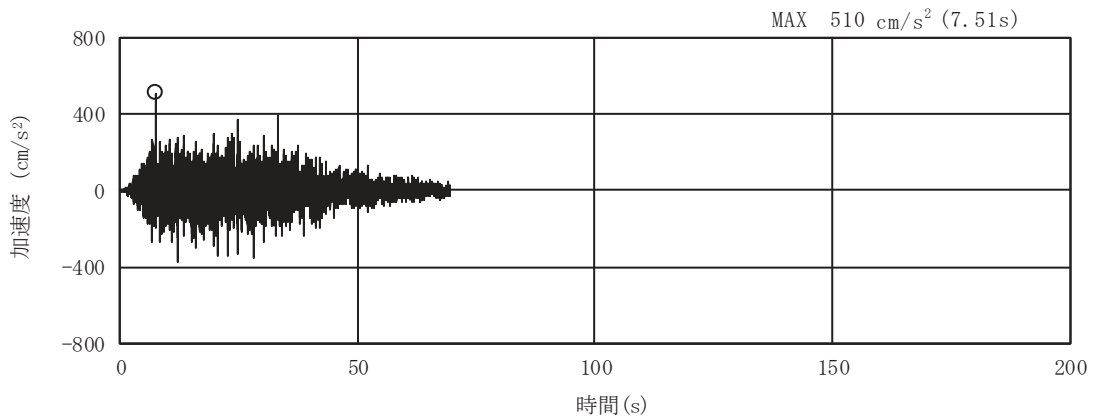


(a) 加速度時刻歴波形

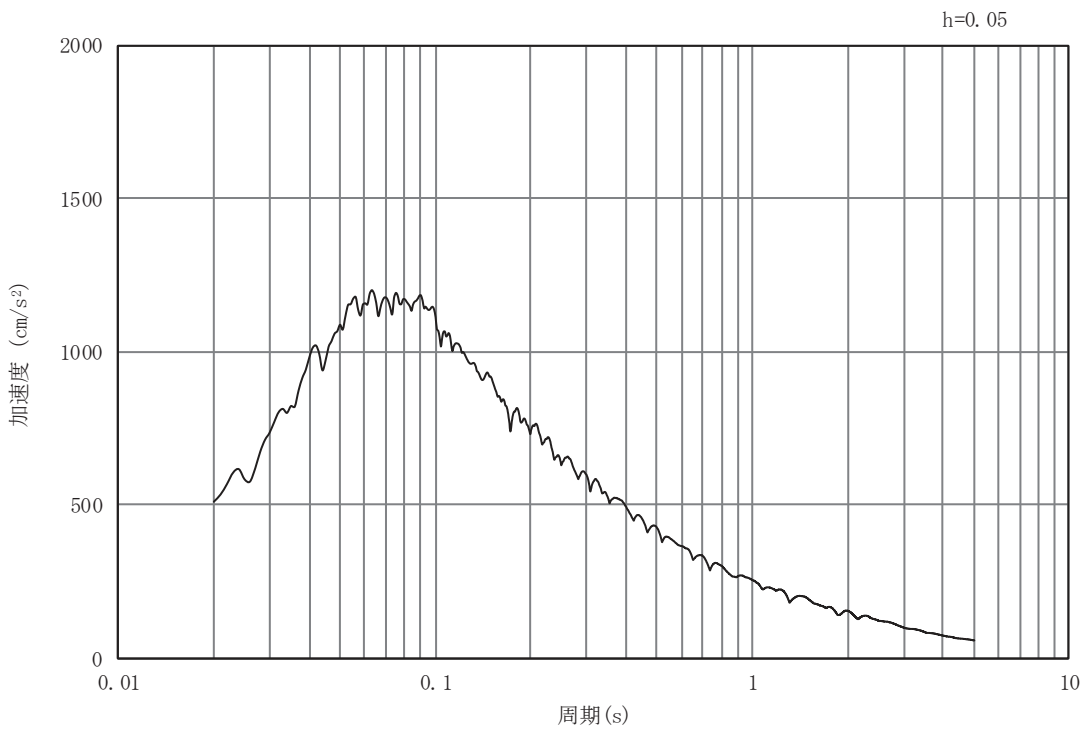


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

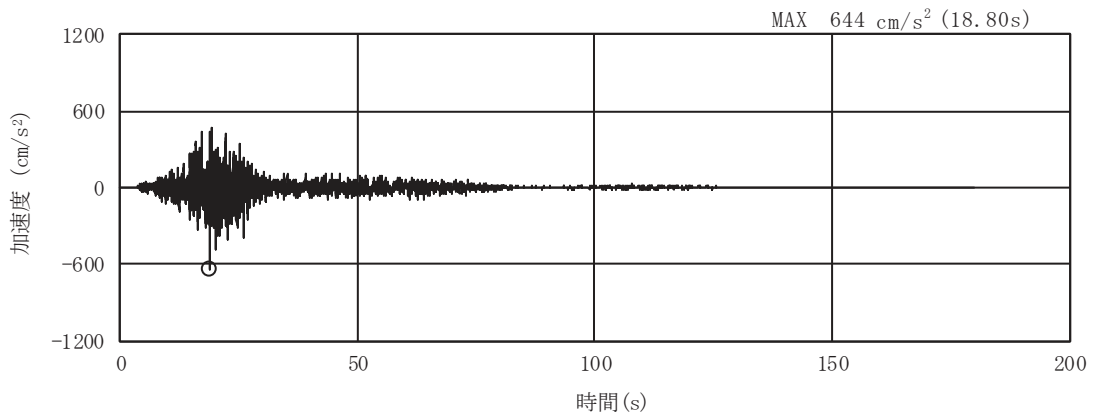


(a) 加速度時刻歴波形

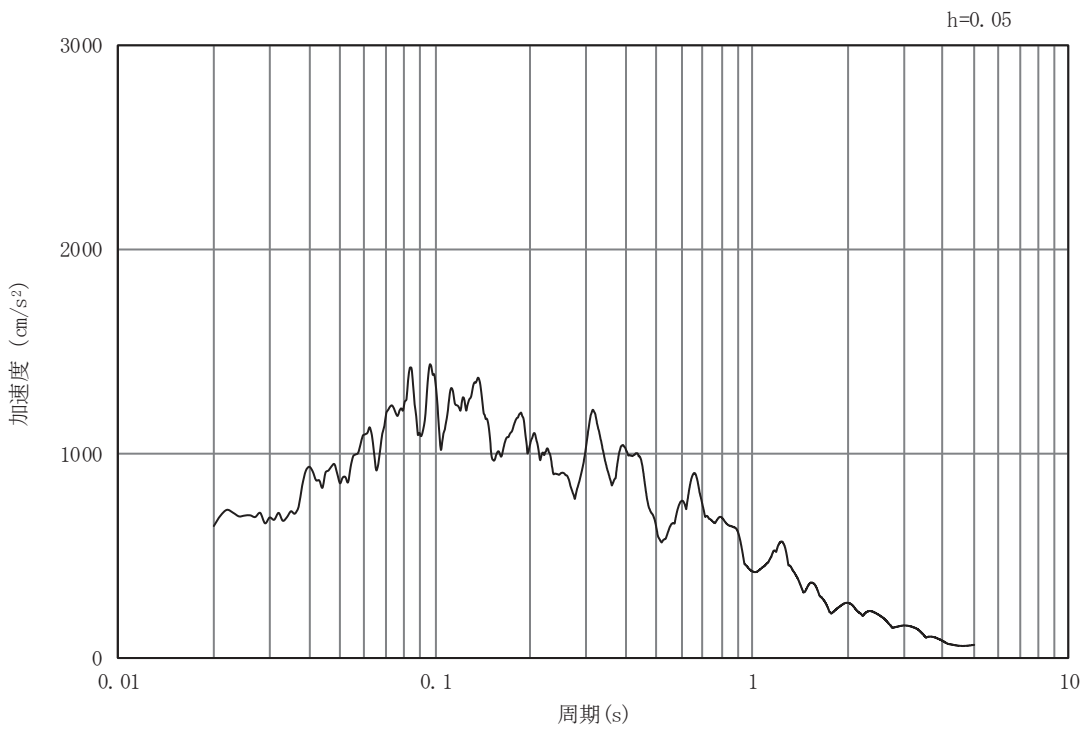


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

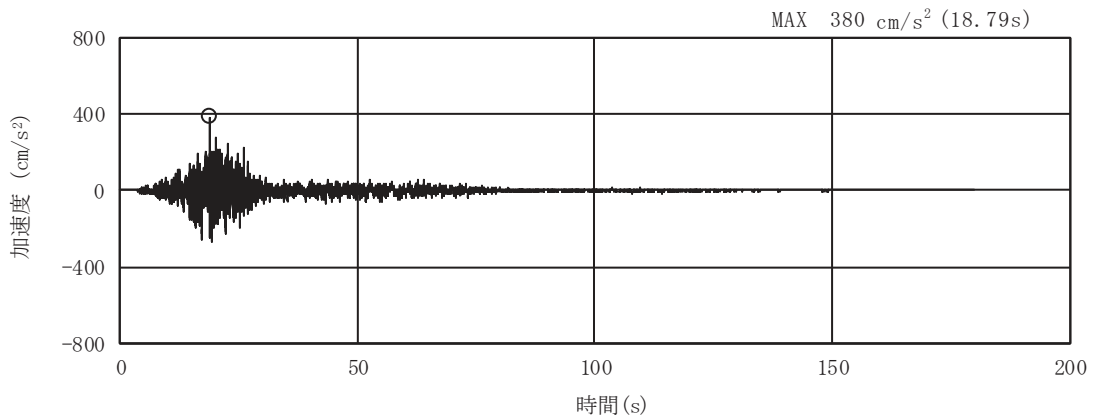


(a) 加速度時刻歴波形

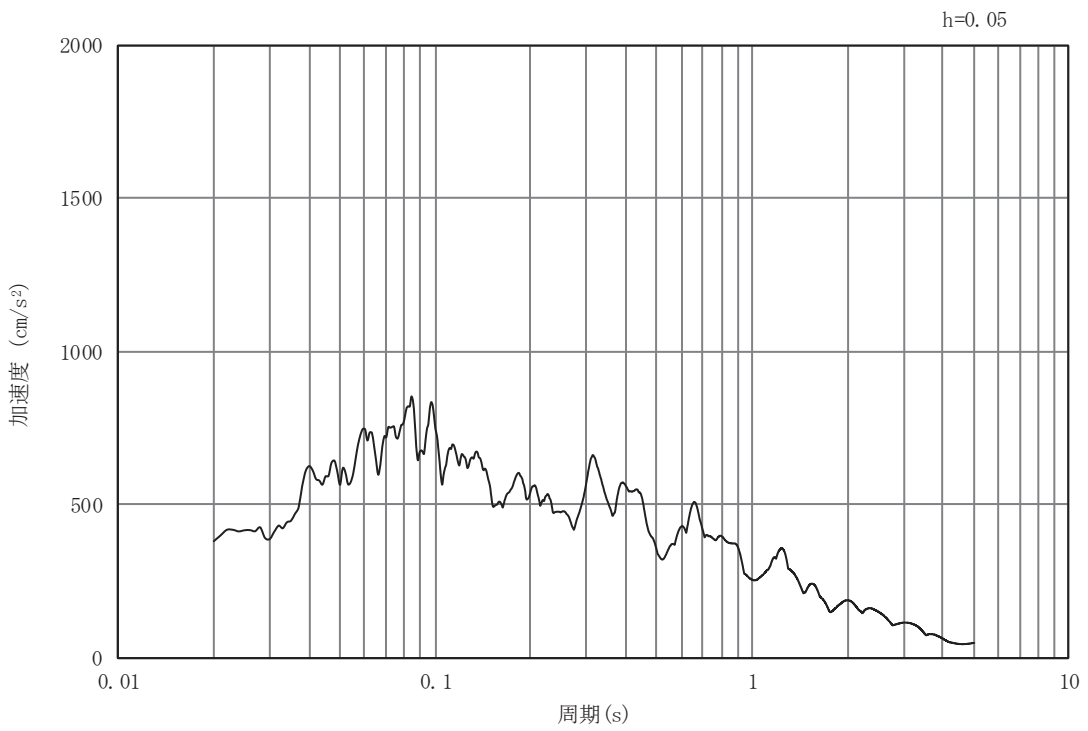


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

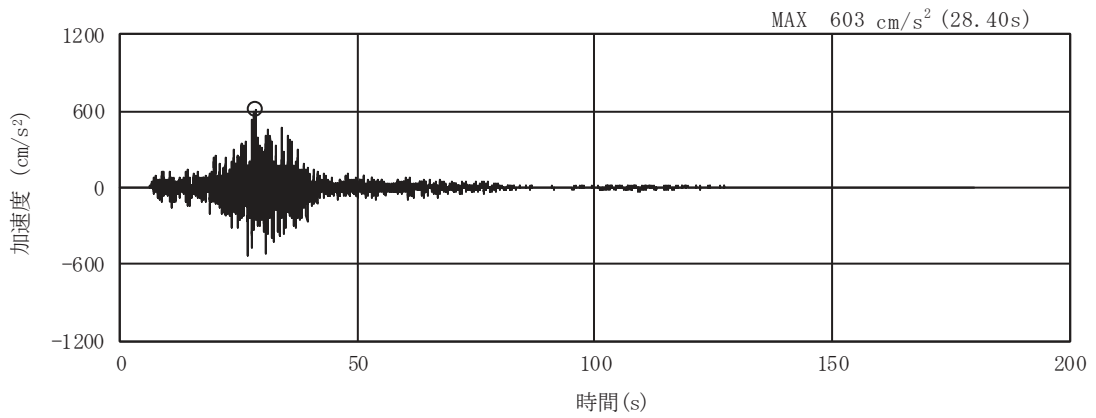


(a) 加速度時刻歴波形

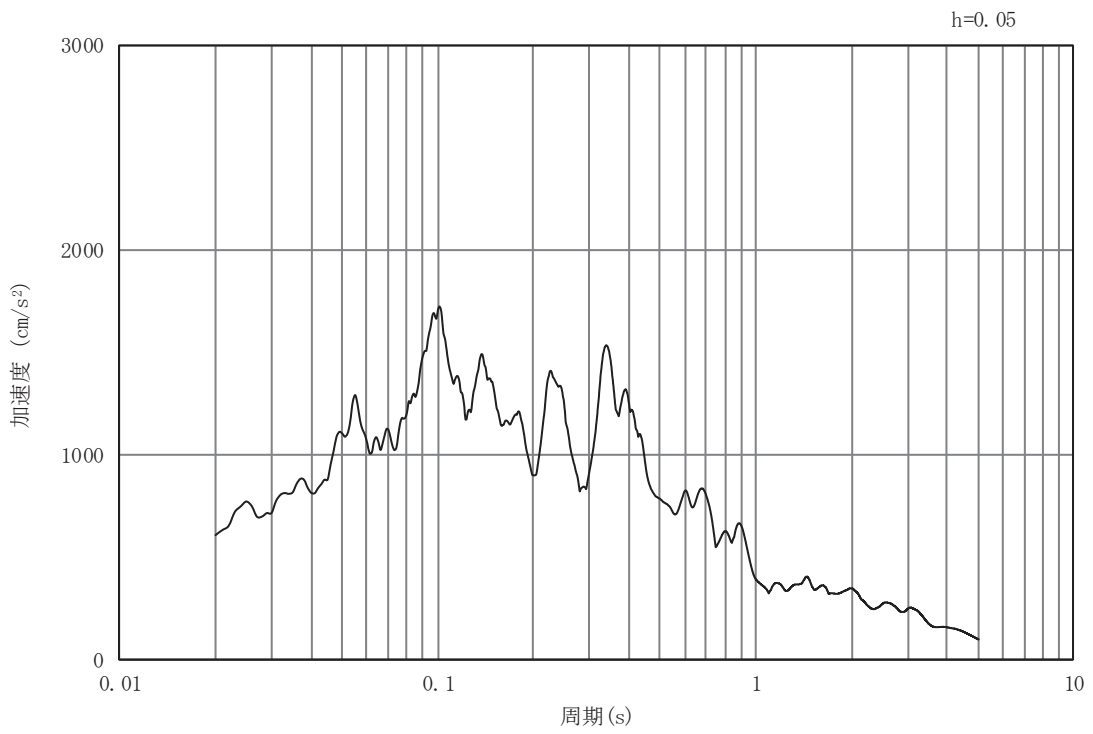


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

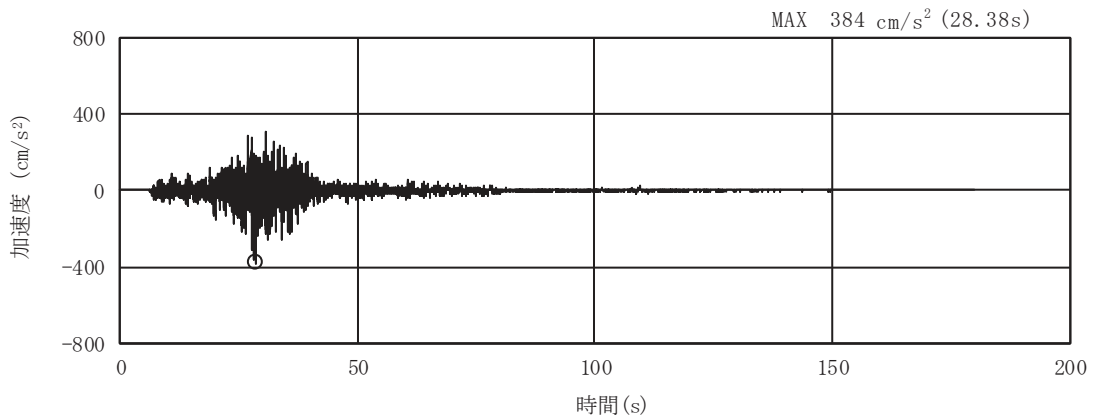


(a) 加速度時刻歴波形

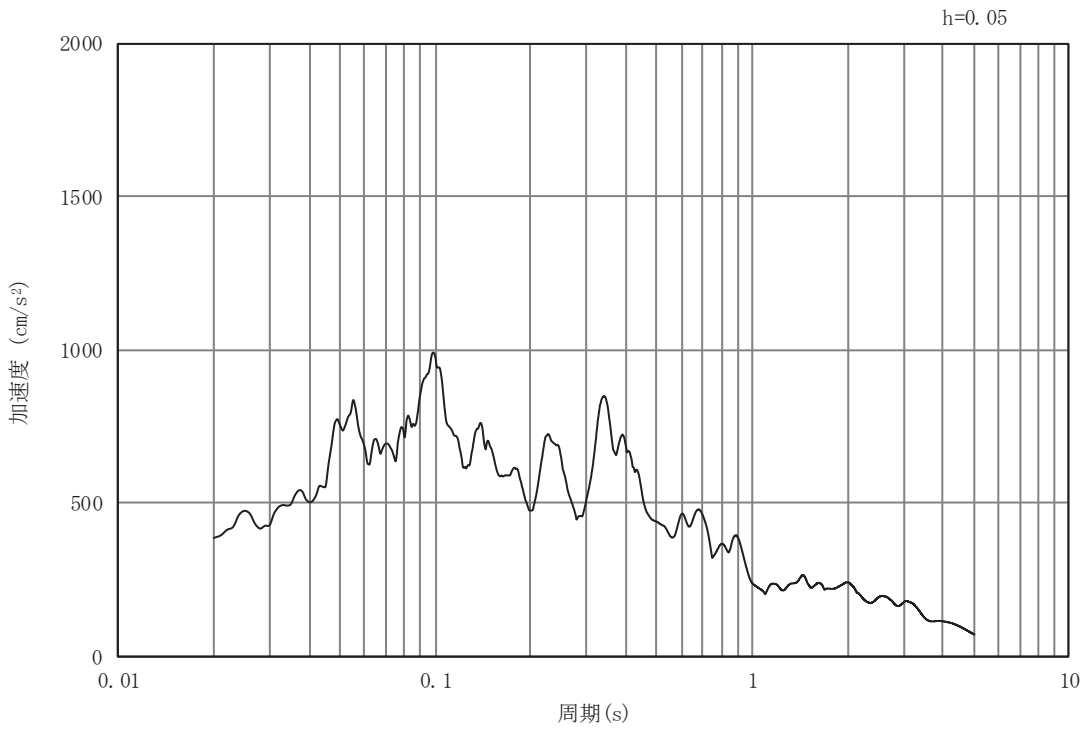


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

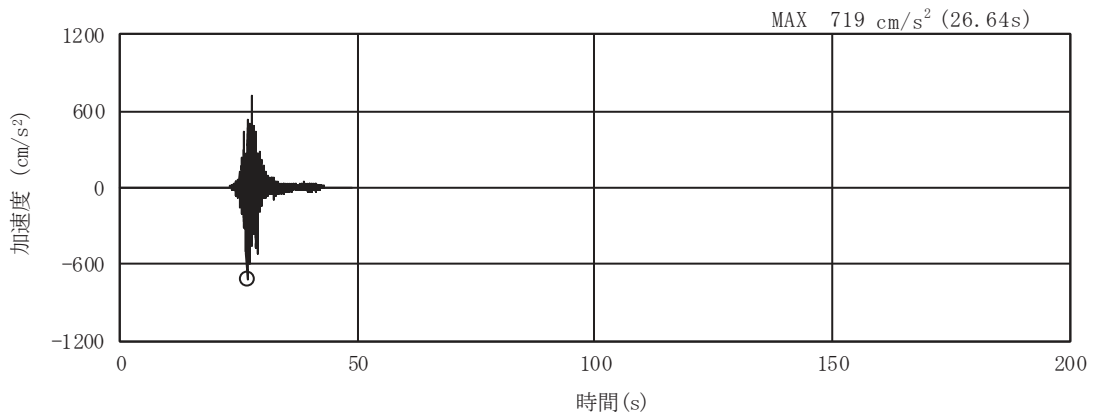


(a) 加速度時刻歴波形

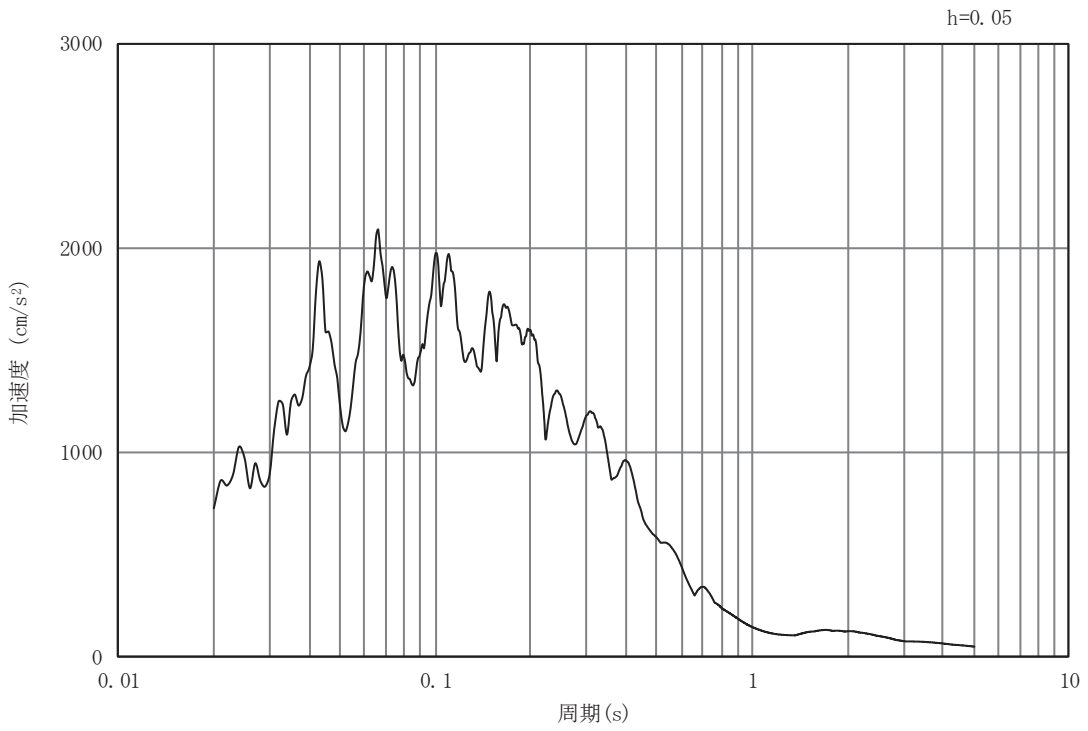


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

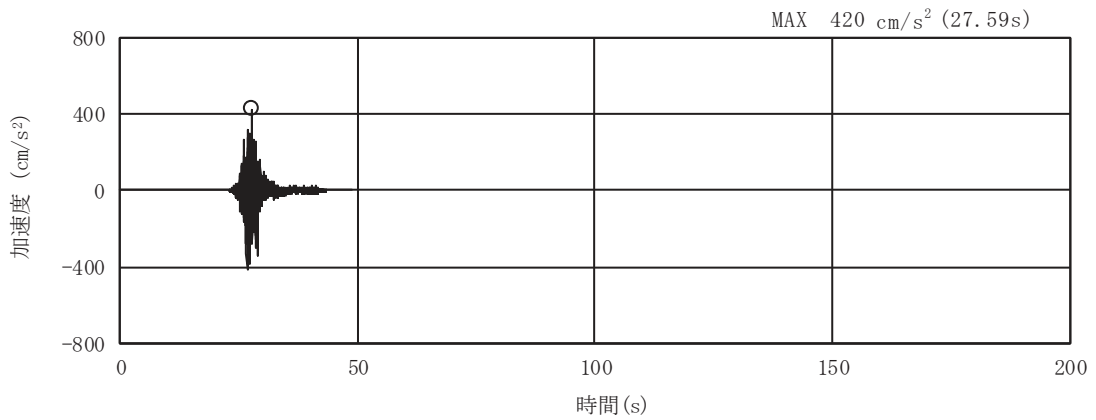


(a) 加速度時刻歴波形

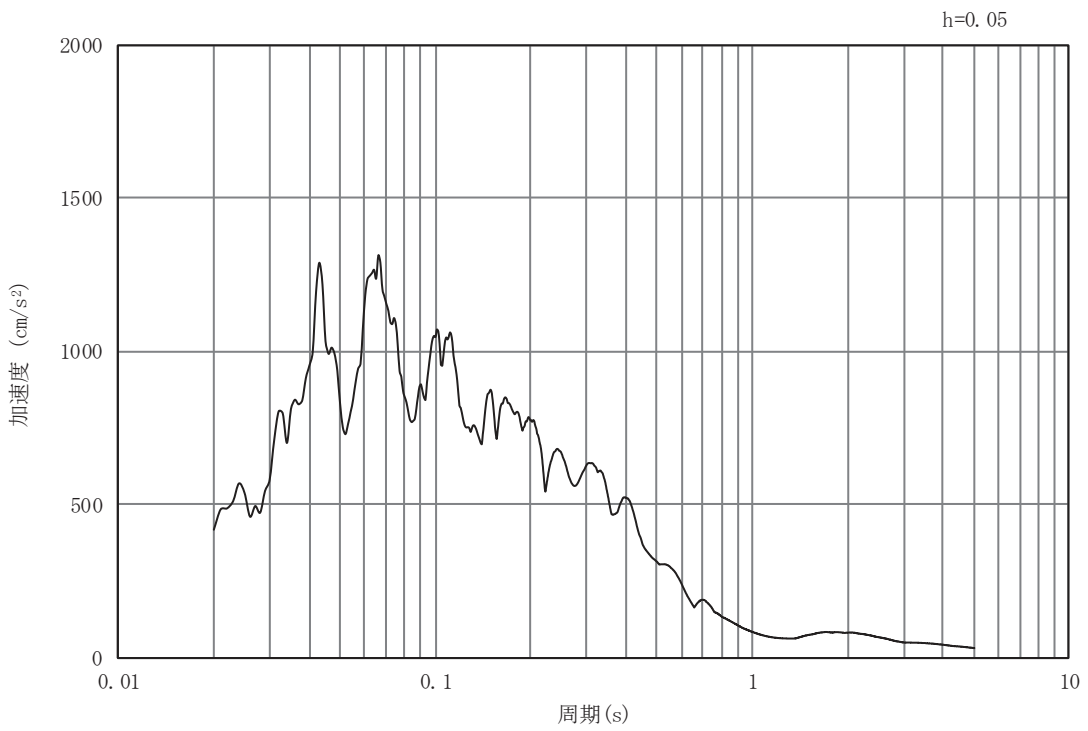


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

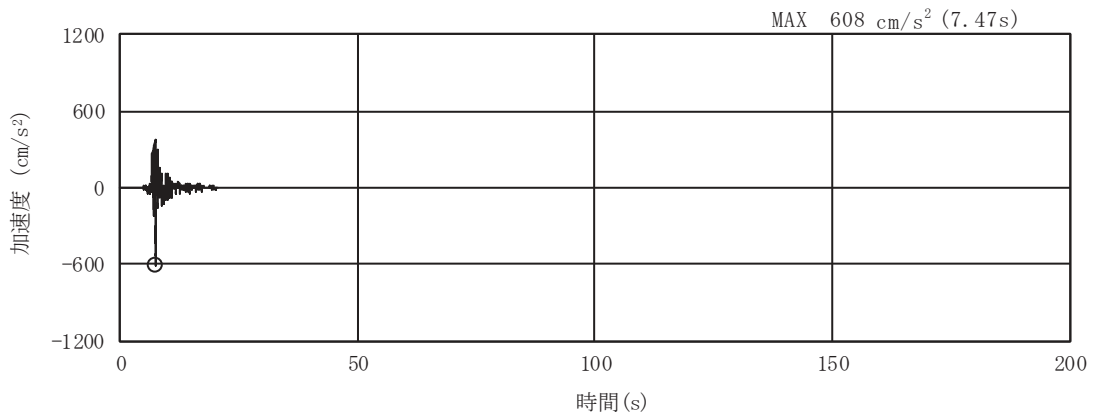


(a) 加速度時刻歴波形

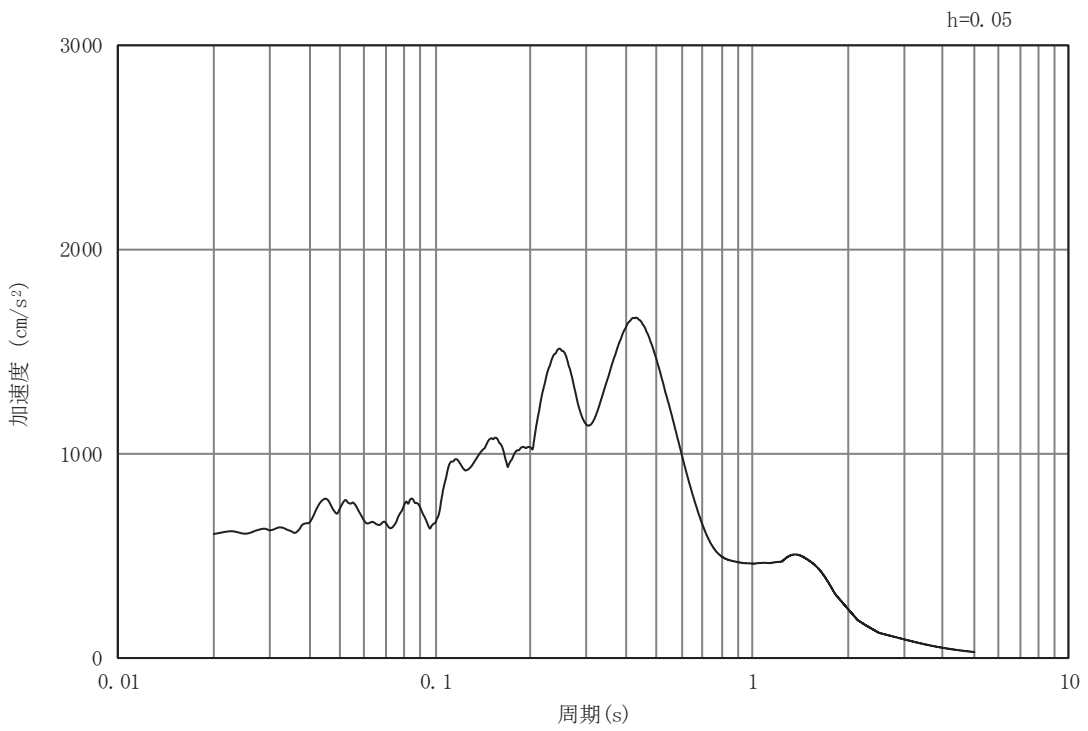


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

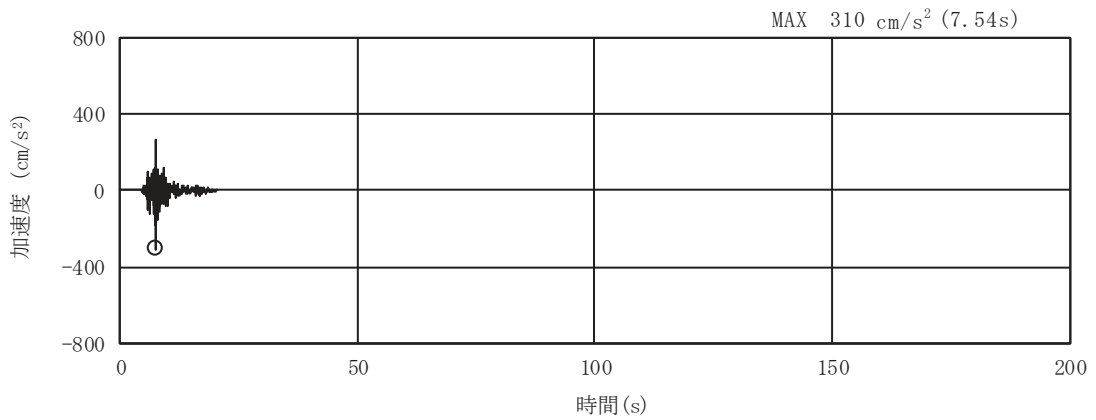


(a) 加速度時刻歴波形

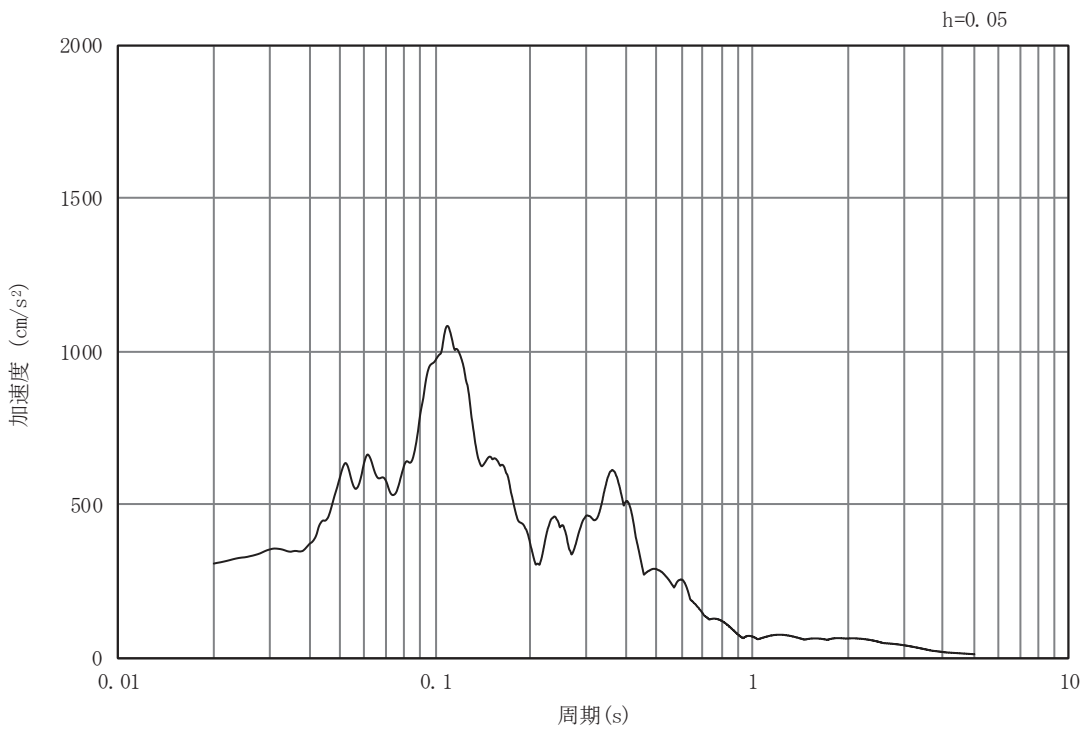


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 8-4(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)

8.5 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8-5 に示す。

a. 解析領域

解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。

b. 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

c. 構造物のモデル化

出口側集水ピットは、線形はり要素（ビーム要素）及び平面応力要素でモデル化する。

なお、防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土及び置換コンクリートは、非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）及び線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

d. 地盤のモデル化

D₁級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。また、一般部に分布するD₂級岩盤、改良地盤及び盛土・旧表土は地盤の非線形性を考慮するため、マルチスプリング要素でモデル化する。

e. ジョイントのモデル化

「セメント改良土・改良地盤と盛土・旧表土」、「改良地盤と岩盤」、「置換コンクリートと岩盤」、「置換コンクリートと盛土・旧表土」、「セメント改良土と改良地盤」、「改良地盤と置換コンクリート」、「出口側集水ピットとセメント改良土」及び「出口側集水ピットと置換コンクリート」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

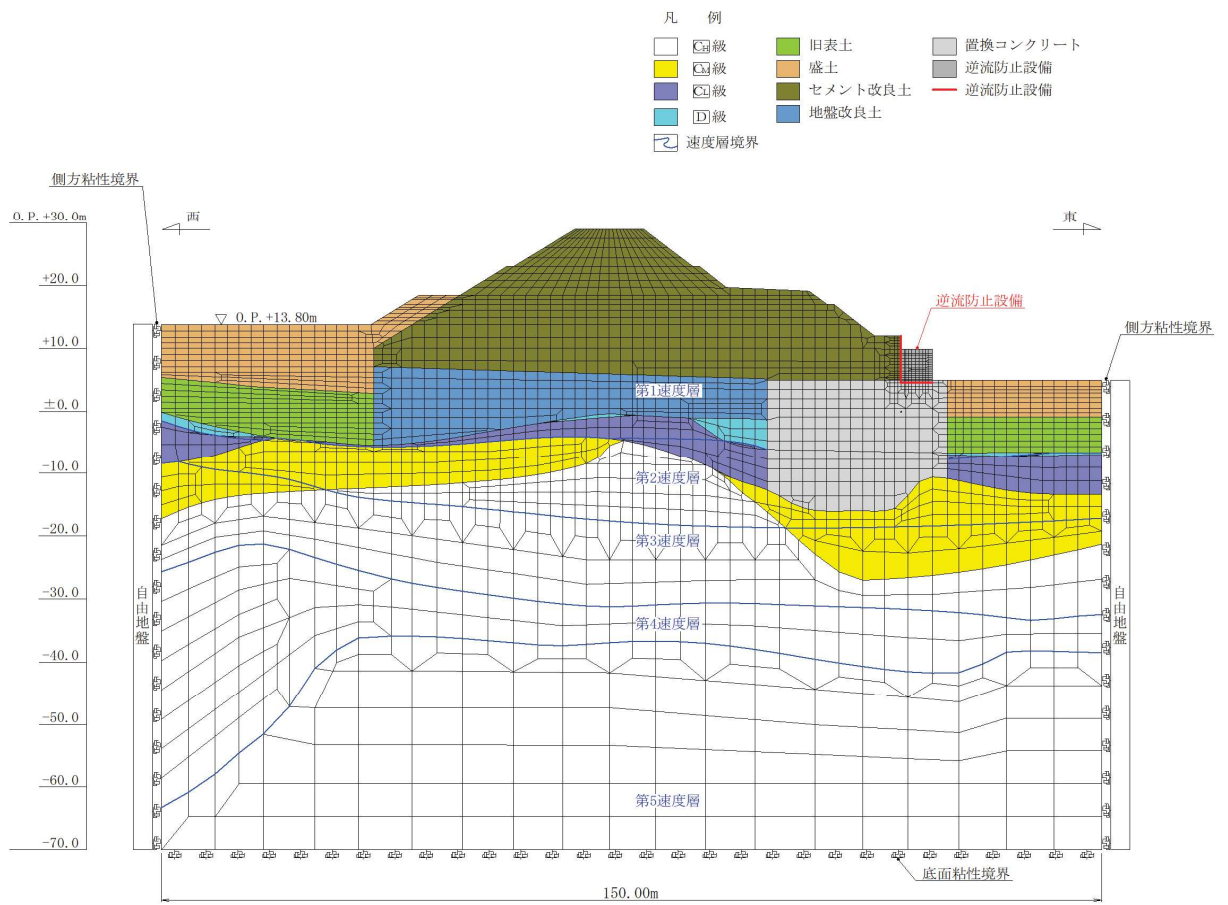


図 8-5 出口側集水ピットの解析モデル (A-A断面)

(2) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8-4 に、材料の物性値を表 8-5 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、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。

表 8-4 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm ²
防潮堤（盛土堤防）	置換コンクリート	設計基準強度 30 N/mm ²

表 8-5 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート（出口側集水ピット）	24.0	2.80×10 ⁴	0.2
コンクリート (防潮堤（盛土堤防）：置換コンクリート)	22.5	2.80×10 ⁴	0.2

(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。

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

(4) 地下水位

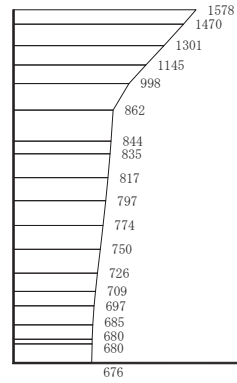
地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8-2 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 8-6 に示す。

表 8-6 設計用地下水位の一覧

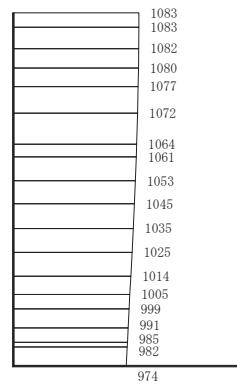
施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。

8.6 地震応答解析結果

地震応答解析で得られた各ケースの東西方向の最大加速度分布を図 8-6 に示す。



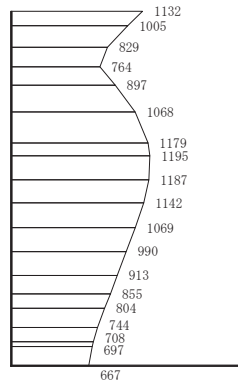
(a) S s - D 1 (++) 水平



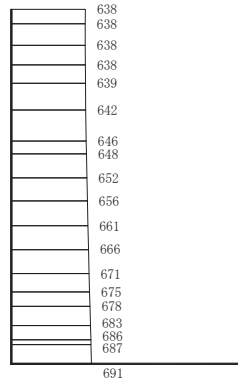
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S s - D 1 (++) 鉛直

図 8-6(1) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



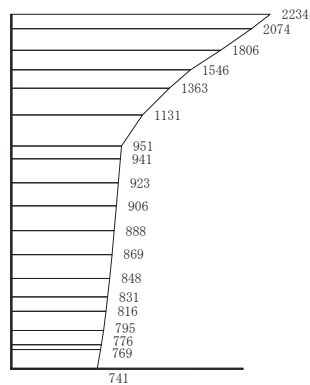
(a) S s - D 1 (- +) 水平



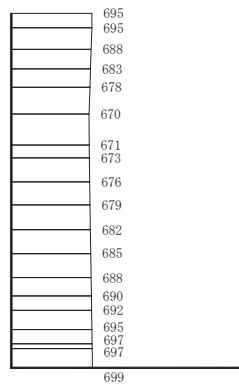
(b) S s - D 1 (- +) 鉛直

構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s²)

図 8-6(2) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



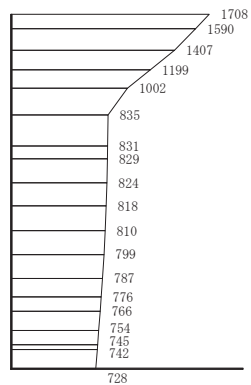
(a) S s - D 2 (++) 水平



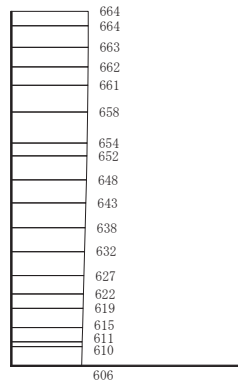
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s²)

(b) S s - D 2 (++) 鉛直

図 8-6(3) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



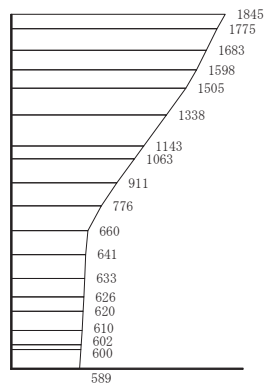
(a) $S_s - D 2$ (ー+) 水平



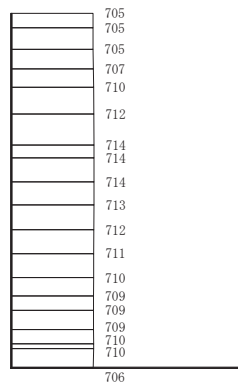
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s²)

(b) $S_s - D 2$ (ー+) 鉛直

図 8-6(4) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



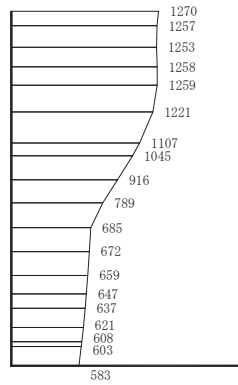
(a) S s - D 3 (++) 水平



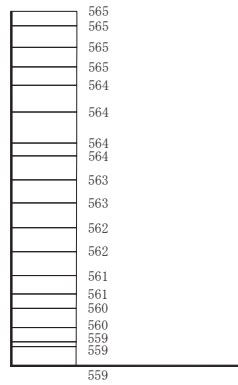
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s²)

(b) S s - D 3 (++) 鉛直

図 8-6(5) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



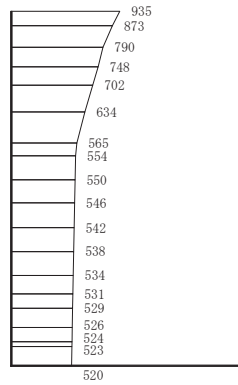
(a) S s - D 3 (- +) 水平



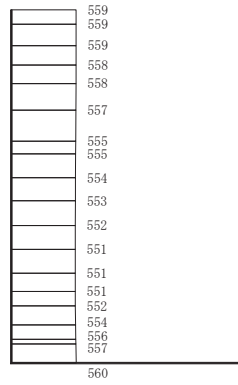
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s²)

(b) S s - D 3 (- +) 鉛直

図 8-6(6) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



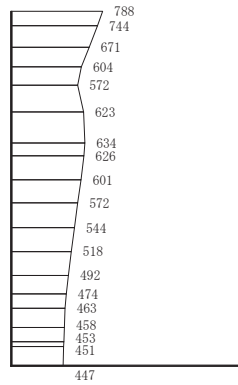
(a) $S_s - F 1$ (++) 水平



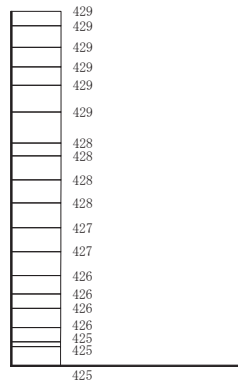
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s^2)

(b) $S_s - F 1$ (++) 鉛直

図 8-6(7) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



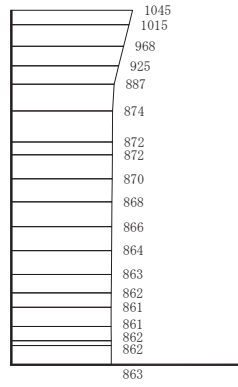
(a) $S_s - F 1$ (- +) 水平



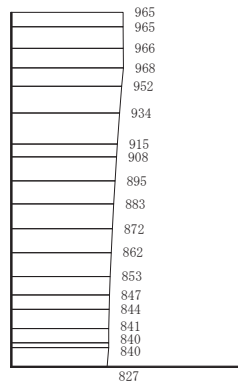
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s²)

(b) $S_s - F 1$ (- +) 鉛直

図 8-6(8) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



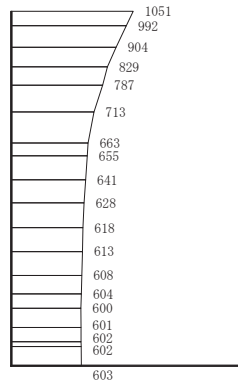
(a) $S_s - F_2$ (++) 水平



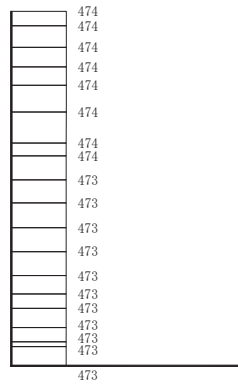
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s^2)

(b) $S_s - F_2$ (++) 鉛直

図 8-6(9) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



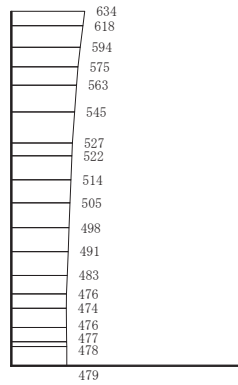
(a) $S_s - F 2 (-+)$ 水平



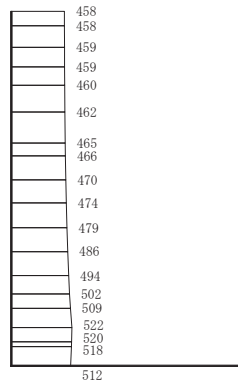
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s²)

(b) $S_s - F 2 (-+)$ 鉛直

図 8-6(10) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



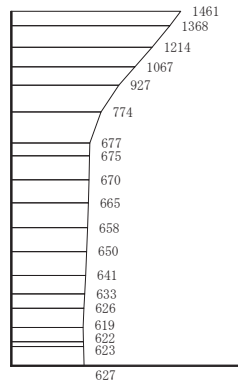
(a) $S_s - F 3$ (++) 水平



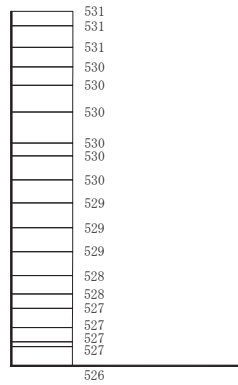
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s^2)

(b) $S_s - F 3$ (++) 鉛直

図 8-6(11) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



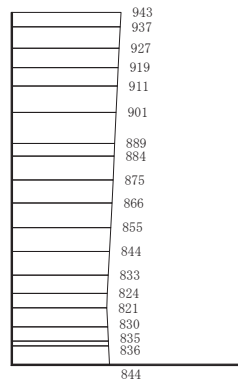
(a) S s - F 3 (-+) 水平



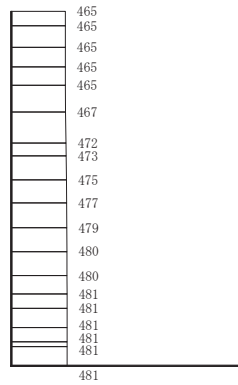
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S s - F 3 (-+) 鉛直

図 8-6(12) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



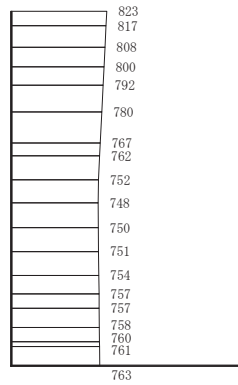
(a) S s - N 1 (++) 水平



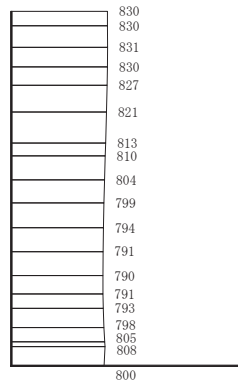
構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s²)

(b) S s - N 1 (++) 鉛直

図 8-6(13) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



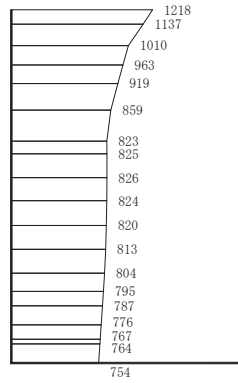
(a) $S_s - N 1$ (- +) 水平



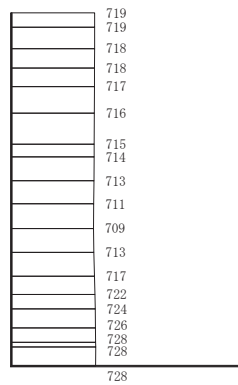
(b) $S_s - N 1$ (- +) 鉛直

構造スケール $0 \quad \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad \quad 1000$ (cm/s^2)

図 8-6(14) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



(a) S s - D 2 (- +) 水平

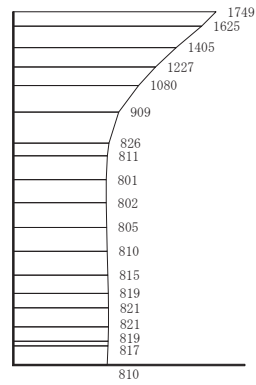


構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

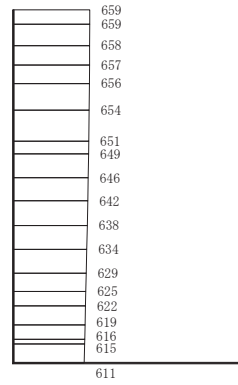
(b) S s - D 2 (- +) 鉛直

図 8-6(15) 最大加速度分布図

(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)



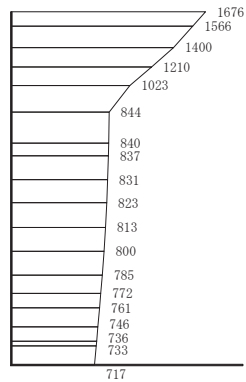
(a) S s - D 2 (- +) 水平



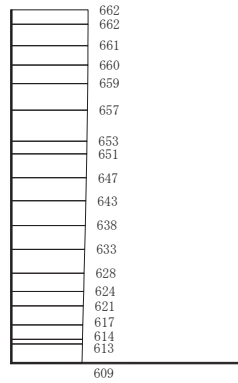
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S s - D 2 (- +) 鉛直

図 8-6(16) 最大加速度分布図
 (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)



(a) S s - D 2 (- +) 水平



構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S s - D 2 (- +) 鉛直

図 8-6(17) 最大加速度分布図

(解析ケース④：材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース)

9. 三次元構造解析

9.1 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁（北壁、南壁及び西壁）及び底版とする。

図 9-1 に評価対象部材を示す。

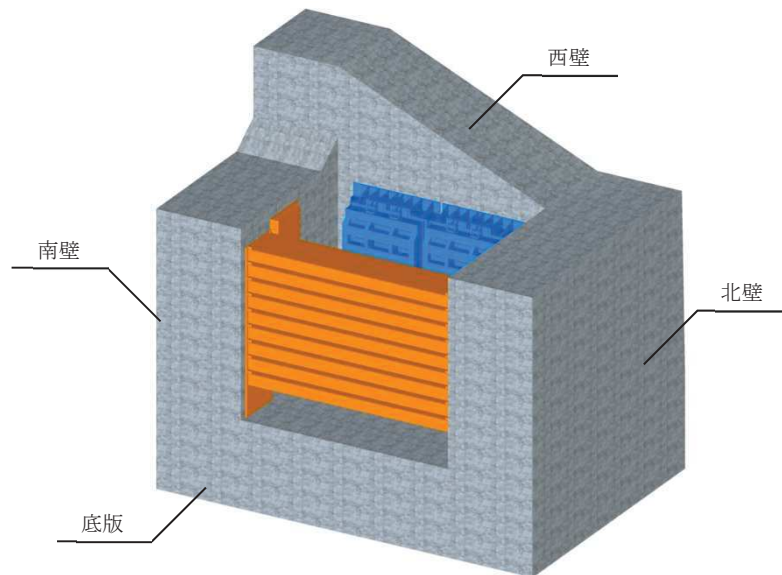


図 9-1 三次元構造解析の評価対象部材

9.2 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8. 地震応答解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。なお、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 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

9.3 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 9-2 に、要素分割図を図 9-3 に示す。

a. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

b. 境界条件

構造物と周辺地盤には、境界条件としての地盤ばねを配置する。地盤ばねは節点ばねとする。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」に基づき設定する。

地震時解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき設定する。

支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。また、側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき設定する。

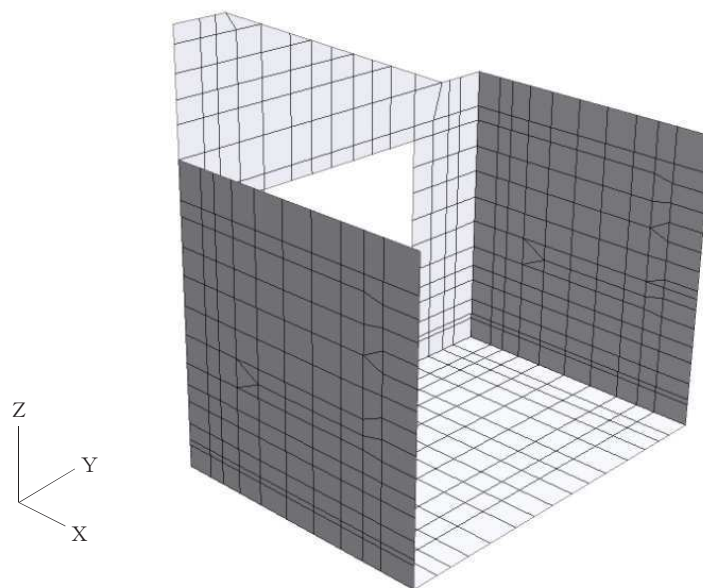
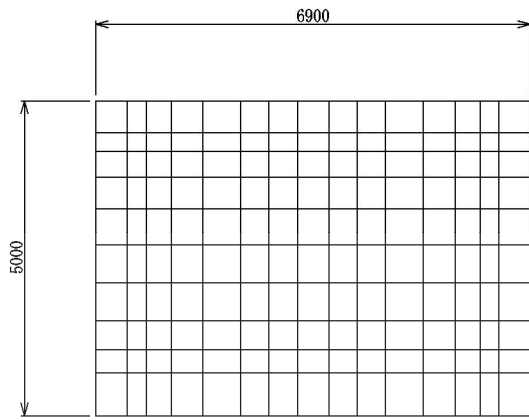
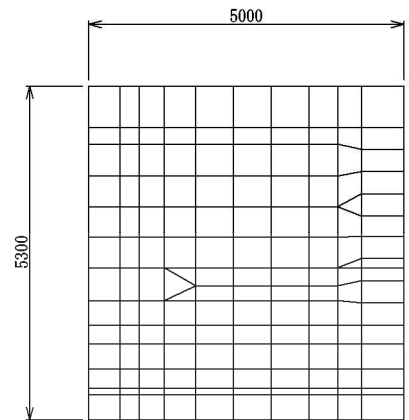


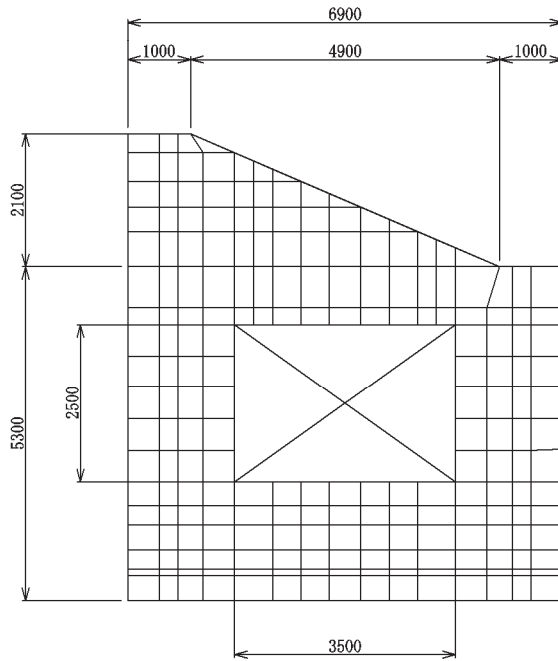
図 9-2 出口側集水ピットの解析モデル



(a) 底版



(b) 南壁及び北壁



(c) 西壁

図 9-3 要素分割図

(2) 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5(2) 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

9.4 照査時刻及び入力荷重

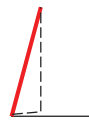

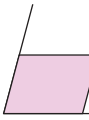
(1) 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モード毎及び部材毎に評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。

表 9-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。

照査値が最大となる曲げ・軸力系の破壊に対する照査の地震動及び解析ケースにおける作用荷重分布図を図 9-4、照査値最大時刻震度分布図を図 9-5 に示す。

表 9-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		構造物の上面と下面の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

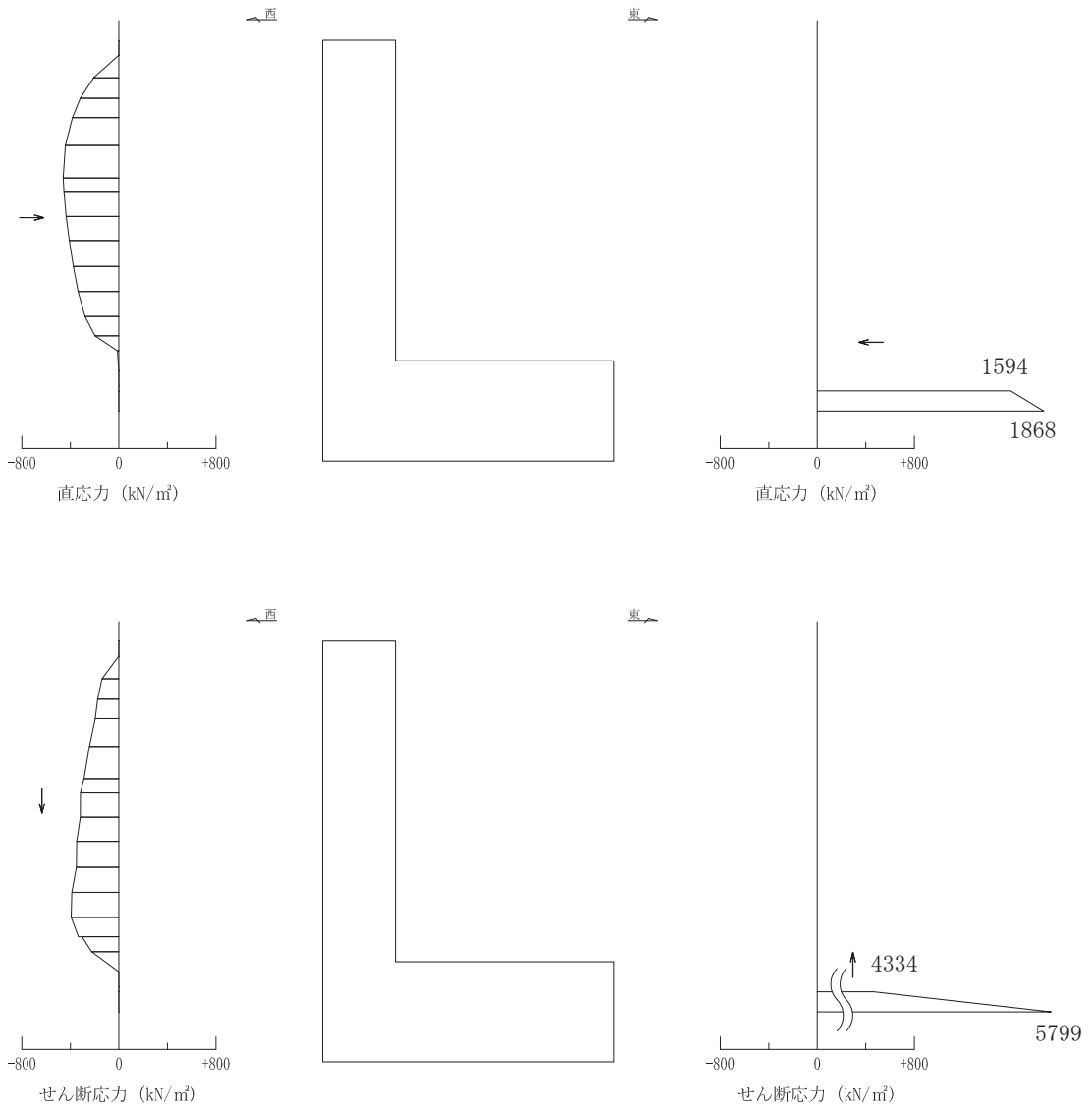
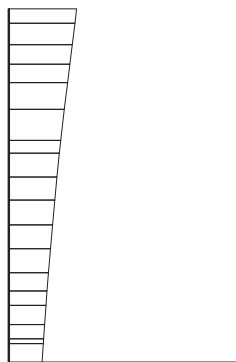


図 9-4 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(解析ケース③, S s - D 2 (-+))

構造スケール 0 2 (m)

設計震度スケール 0 1.0

← 設計震度 ← 設計震度 →
一側 | 一側

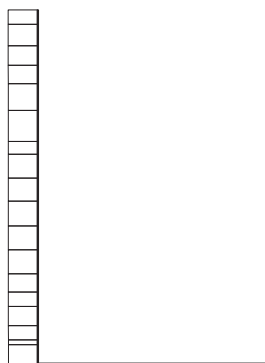


設計水平震度

構造スケール 0 2 (m)

設計震度スケール 0 1.0

← 設計震度 ↓ 設計震度 ↑
一側 | 一側



設計鉛直震度

図 9-5 照査値最大時刻震度分布図
(解析ケース③, $S_s - D2 (-+)$)

02 ③ VI-2-10-2-6-1-2 R0

(2) 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく「9.4(1) 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 9-2 に示す。

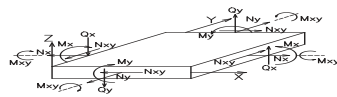
表9-2 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時 荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
地震時 荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体側面に作用する地震時水圧

9.5 三次元構造解析結果

シェル要素における応答断面力は図 9-6 に示す 8 成分を算出する。なお、プログラム上、断面力の出力が下記と異なる場合は、下記の断面力の向きに変換して取り扱う。

三次元構造解析に基づく構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 9-7～図 9-11 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 9-12、図 9-13 に示す。



- M_x, M_y : 曲げモーメント
- Q_x, Q_y : 面外せん断力
- N_x, N_y : 軸方向力
- N_{xy} : 面内せん断力
- M_{xy} : ねじりモーメント

図 9-6 シェル要素における応答断面力

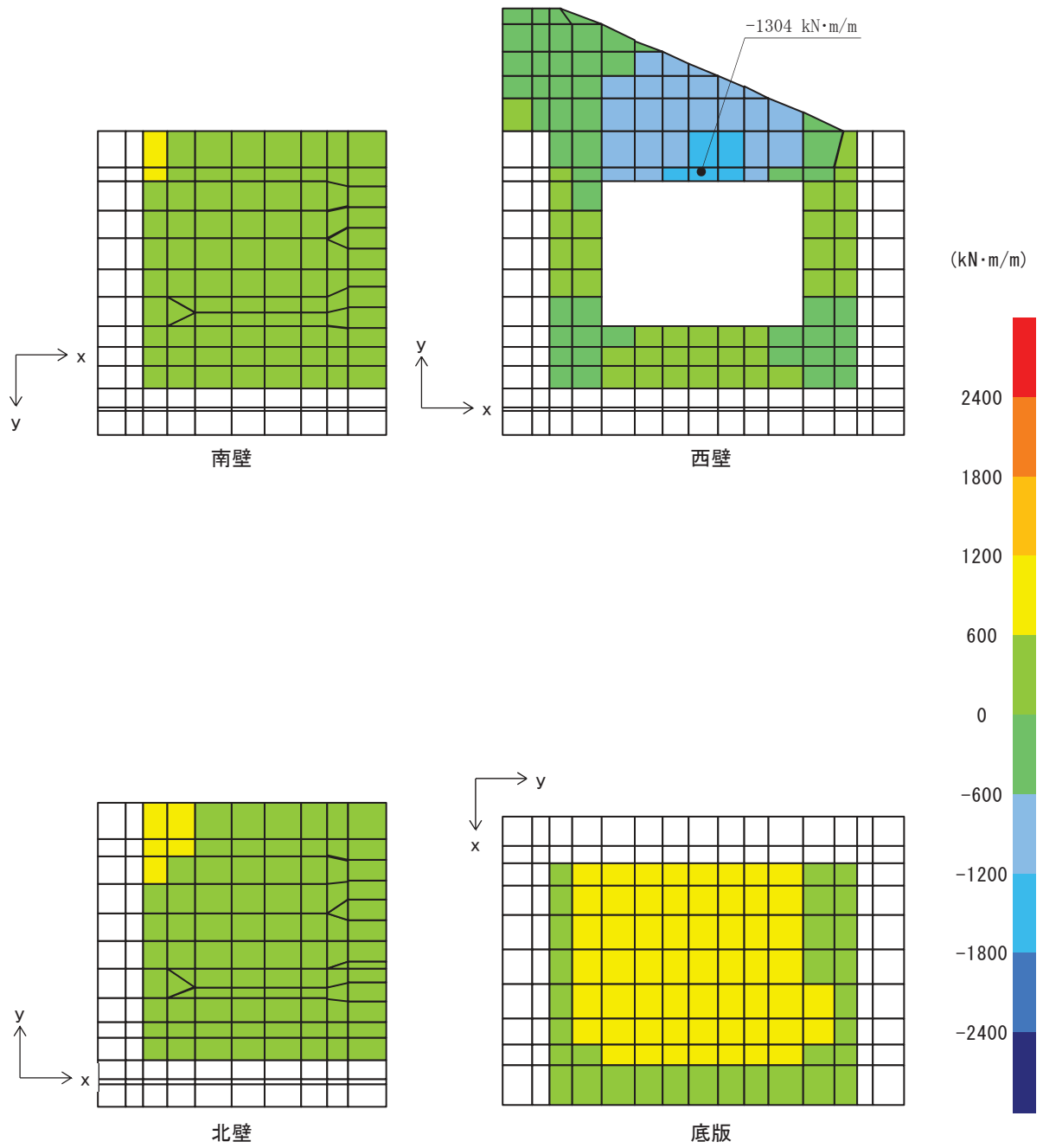


図 9-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) : M_x)
 (西壁, 解析ケース③, $S_s - D2$ (-+))

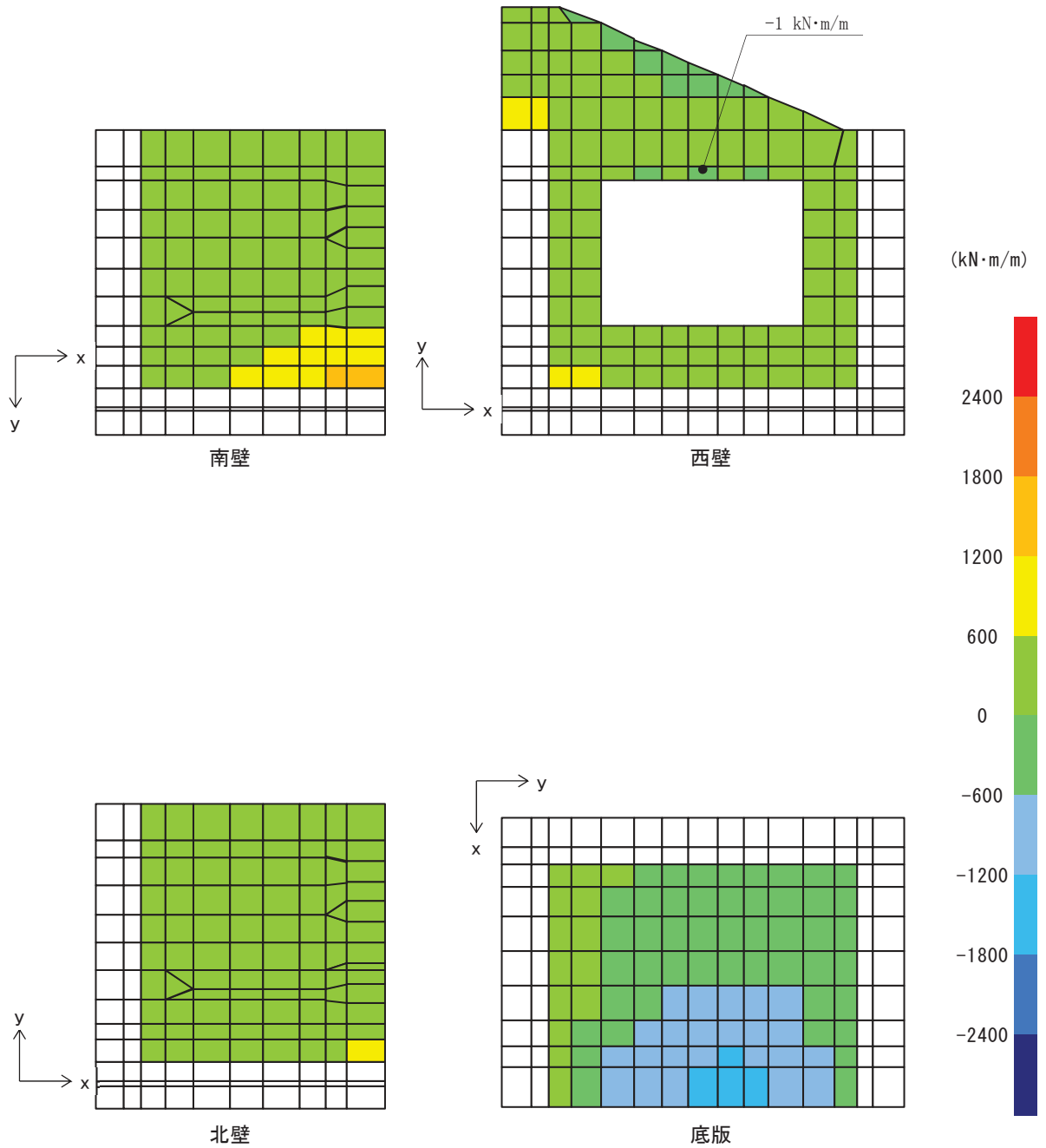


図 9-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) : M_y)

(西壁, 解析ケース③, $S_s - D2$ (-+))

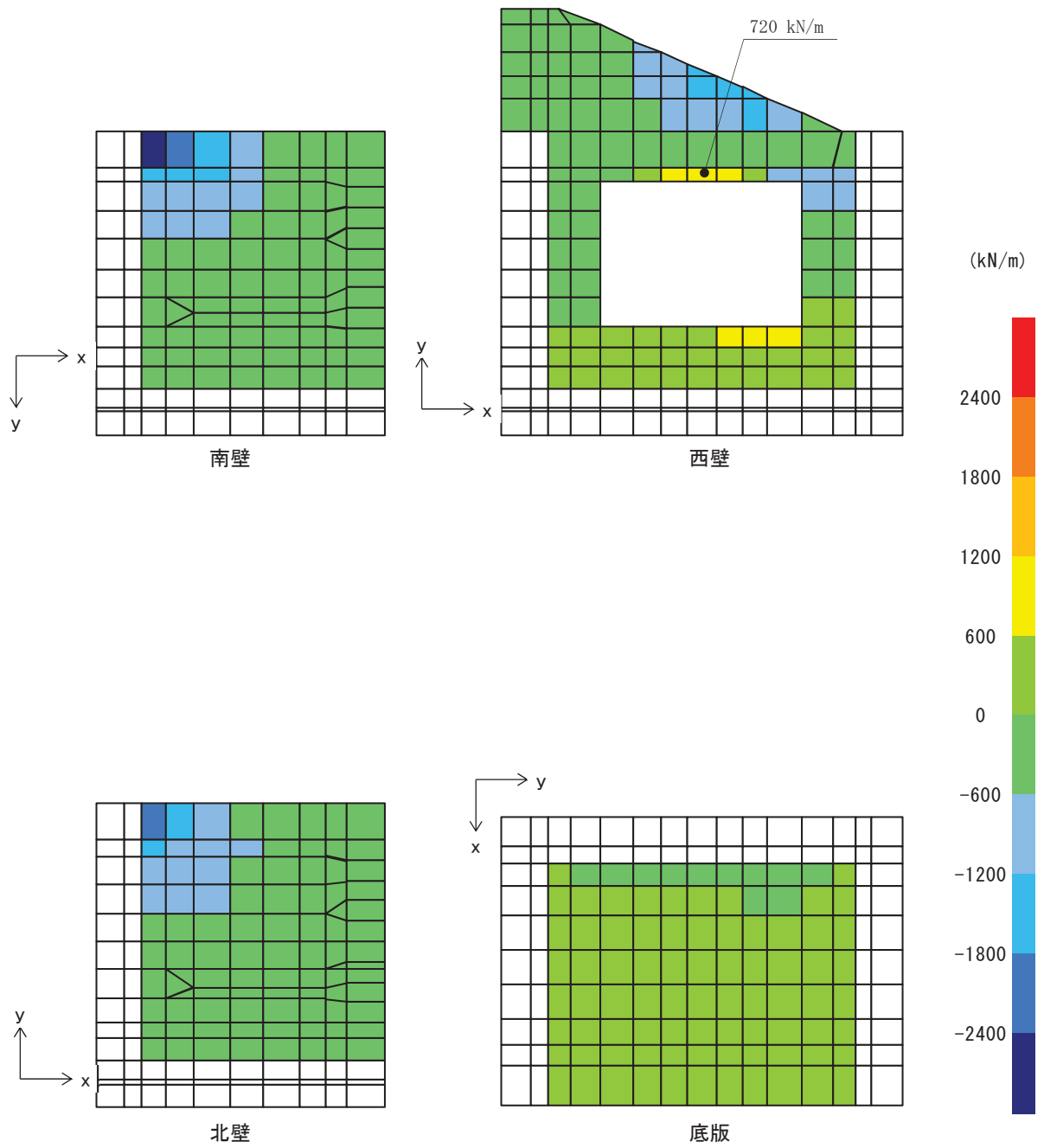


図 9-9 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_x)

(西壁, 解析ケース③, $S_s - D 2 (-+)$)

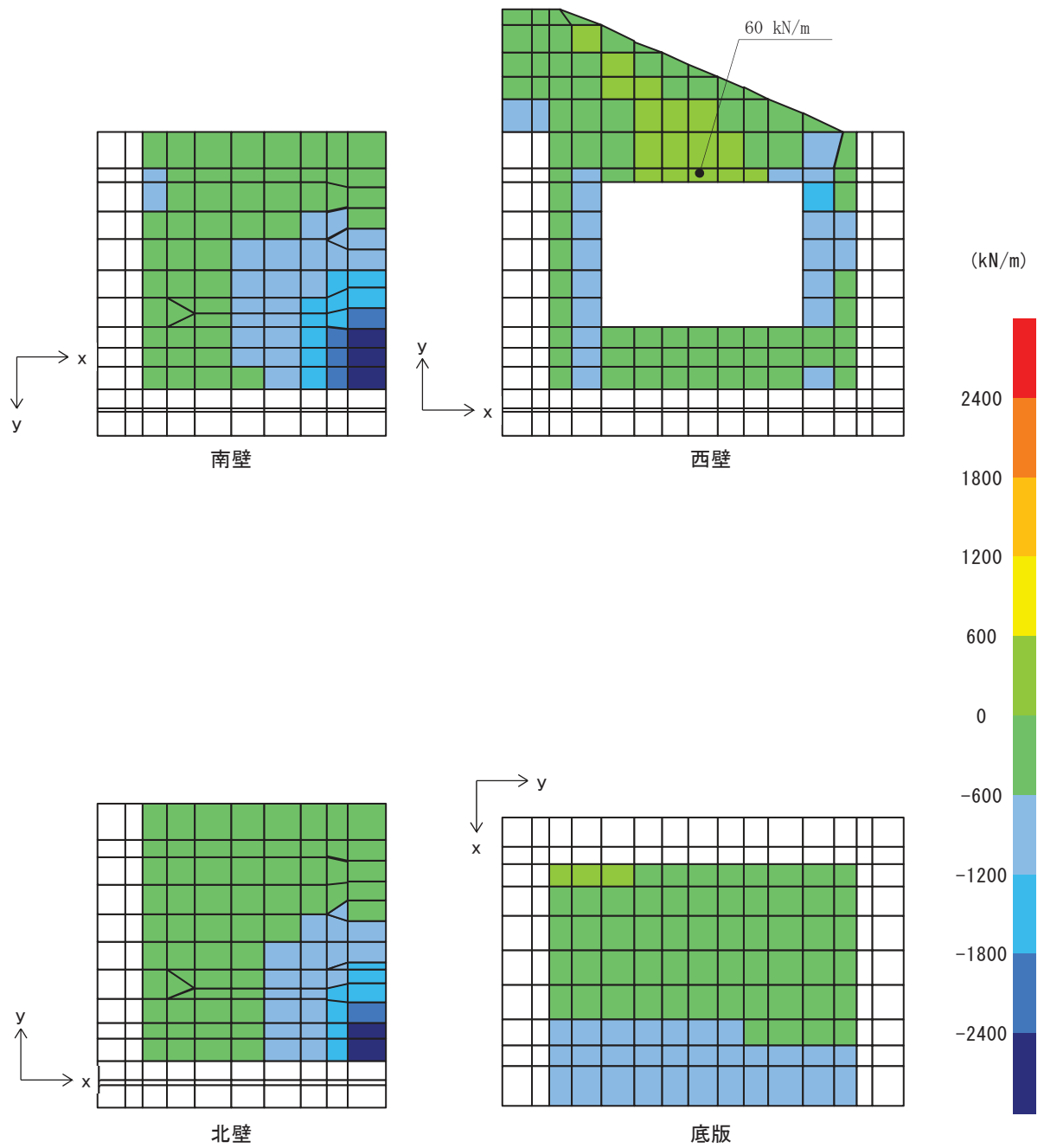


図 9-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_y)

(西壁, 解析ケース③, $S_s - D 2$ (-+))

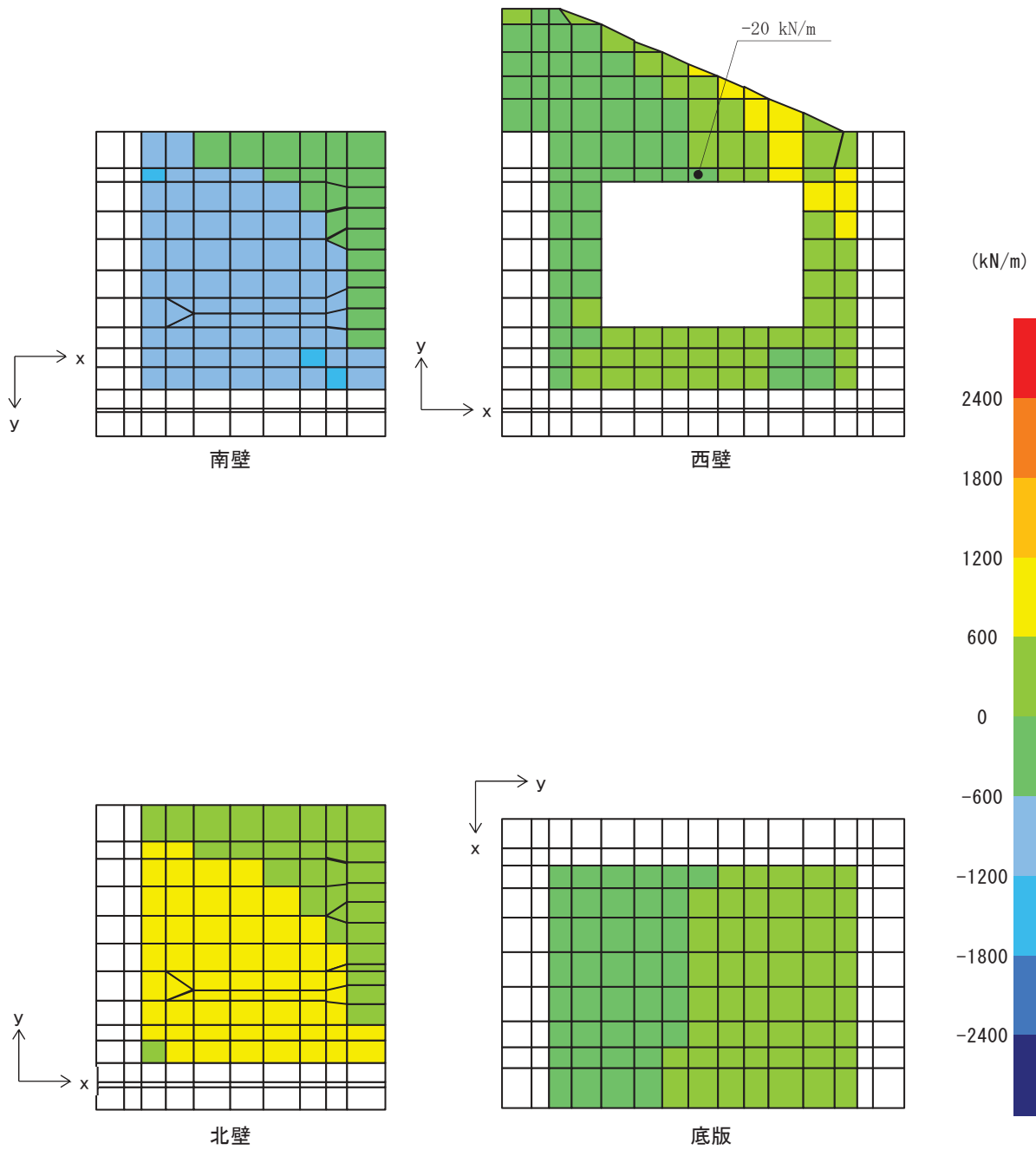


図 9-11 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(面内せん断力 $(\text{kN/m}) : N_{xy}$)

(西壁, 解析ケース③, $S_s - D 2 (-+)$)

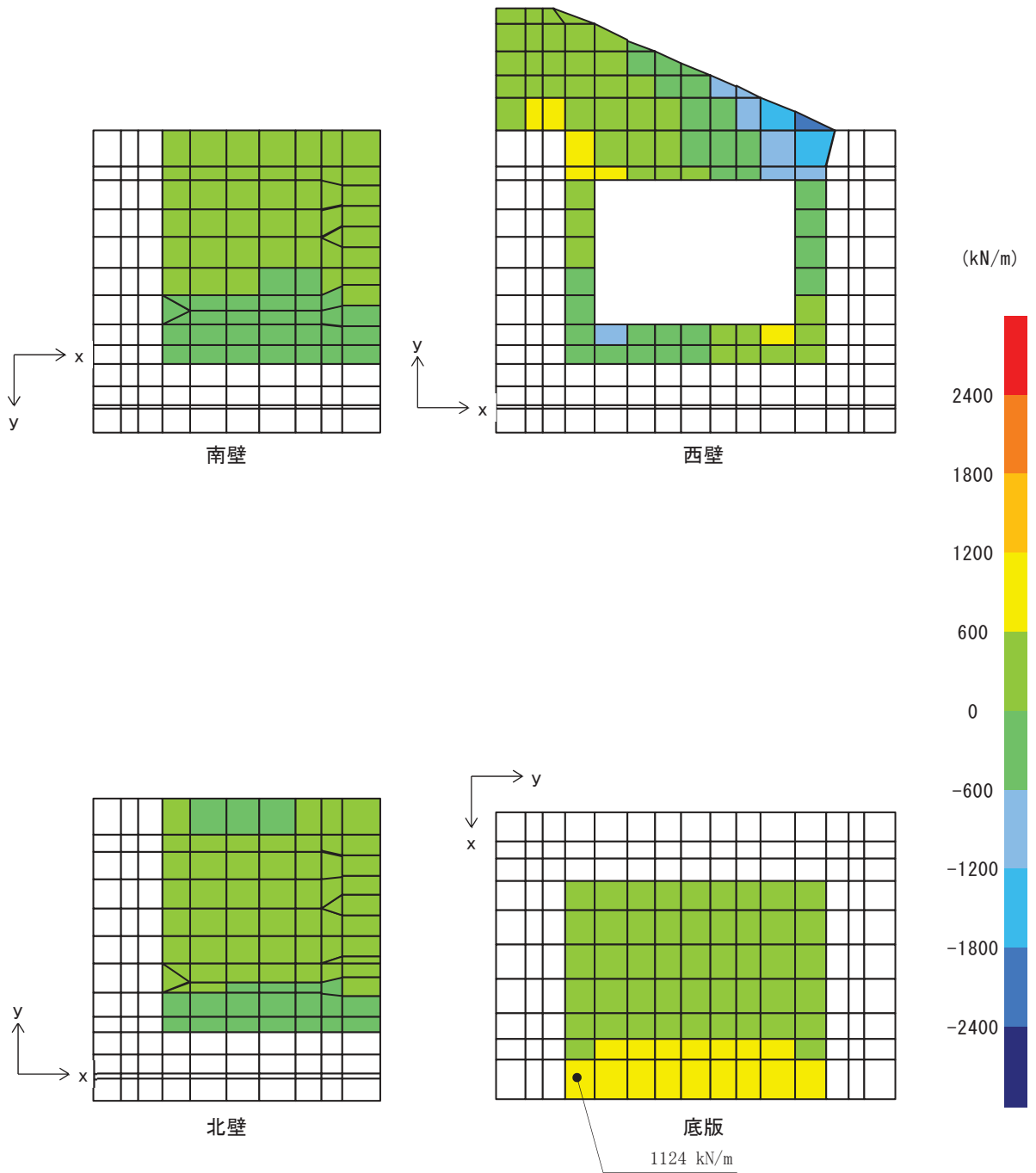


図 9-12 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_x)

(底版, 解析ケース③, $S_s - D 2$ (-+))

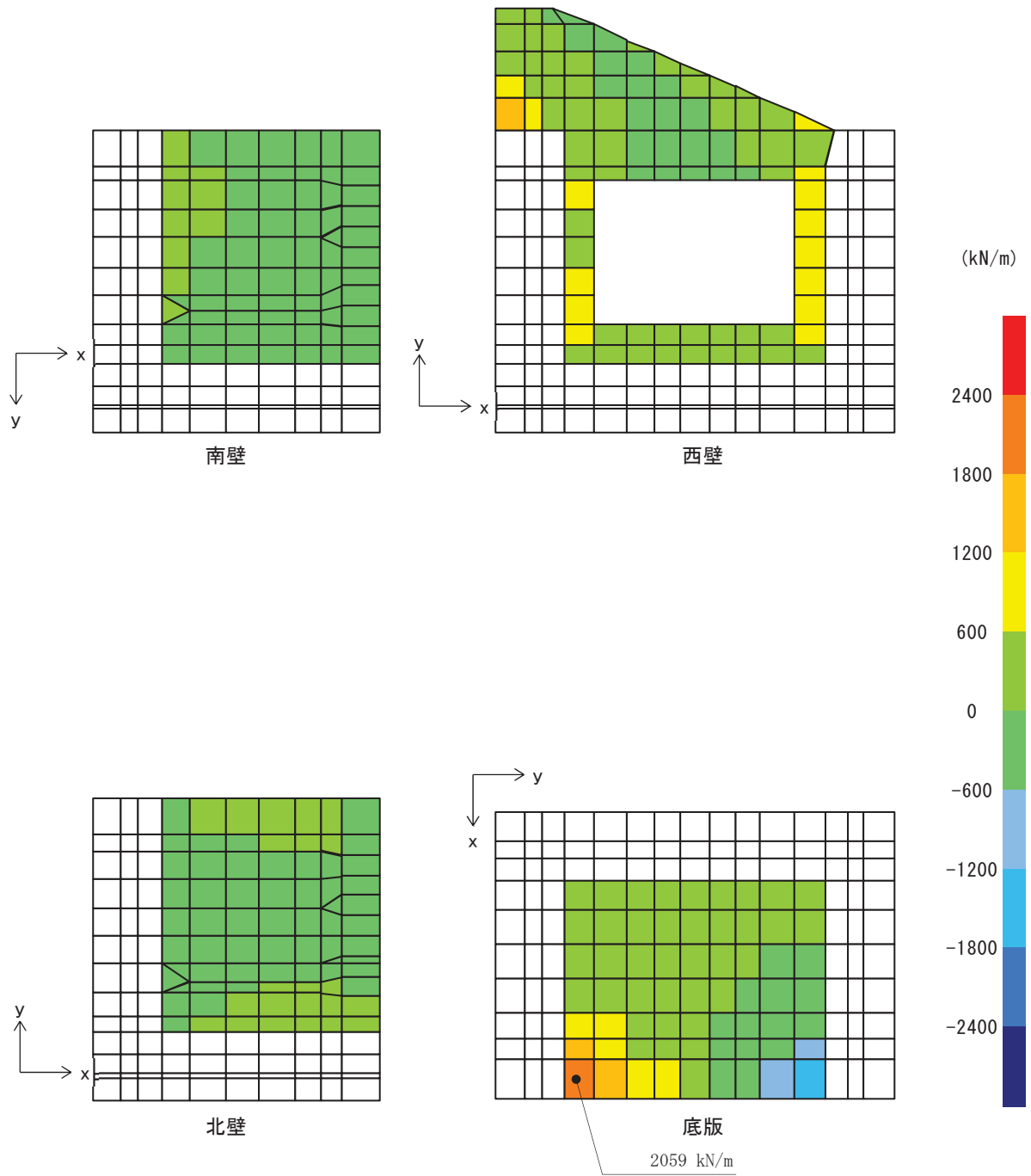


図 9-13 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_y)

(底版, 解析ケース③, $S_s - D 2$ (-+))

10. 耐震評価

10.1 許容限界

10.1.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 10-1 及び表 10-2 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 10-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	f' ck=30.0(N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	11.0
許容せん断応力度 τ_{al}		0.5	0.75

注記*：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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 10-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196

注記*：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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

(2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 10-1 及び表 10-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

10.2 評価方法

出口側集水ピットの耐震評価は，地震応答解析により得られた応答値から，三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については，三次元構造解析により算定した照査用応答値が，「10.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

11. 評価結果

11.1 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 11-1 に示す。

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 11-2 及び表 11-3 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 11-4 に示す。また、出口側集水ピットの評価位置を図 11-1 に示す。

出口側集水ピットの構造部材の発生応力度及び発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 11-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW 方向・水平方向)		Y方向 (NS 方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	2000	D41@175 (上側) D41@175 (下側)	200	D41@175 (上側) D41@175 (下側)	200
南北壁	2000	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200
西壁	2000	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200

注記 *1：特記のない場合、上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

*2：実配筋は、格子鉄筋となるため、2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが、保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する

表 11-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）

評価位置		解析 ケース	地震動	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
底版	1	③	S s - D 2 (-+)	-1283	-1051	2.7	16.5	0.17
南壁	2	③	S s - D 2 (-+)	1366	-4646	3.8	16.5	0.24
西壁	3	③	S s - D 2 (-+)	-1206	-363	2.5	16.5	0.16
北壁	4	③	S s - D 2 (-+)	667	-4029	2.7	16.5	0.17

表 11-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）

評価位置		解析 ケース	地震動	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
底版	1	③	S s - D 2 (-+)	594	824	102.2	294	0.35
南壁	2	③	S s - D 2 (-+)	624	420	77.2	294	0.27
西壁	3	③	S s - D 2 (-+)	-1304	740	152.2	294	0.52
北壁	4	①	S s - N 1 (++)	102	803	60.8	294	0.21

表 11-4 せん断破壊に対する照査

評価位置		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V / V _a
底版	1	③	S s - D 2 (-+)	2060	3495	0.59
南壁	2	③	S s - D 2 (-+)	570	3495	0.17
西壁	3	③	S s - D 2 (-+)	1807	3495	0.52
北壁	4	③	S s - D 2 (-+)	251	3495	0.08

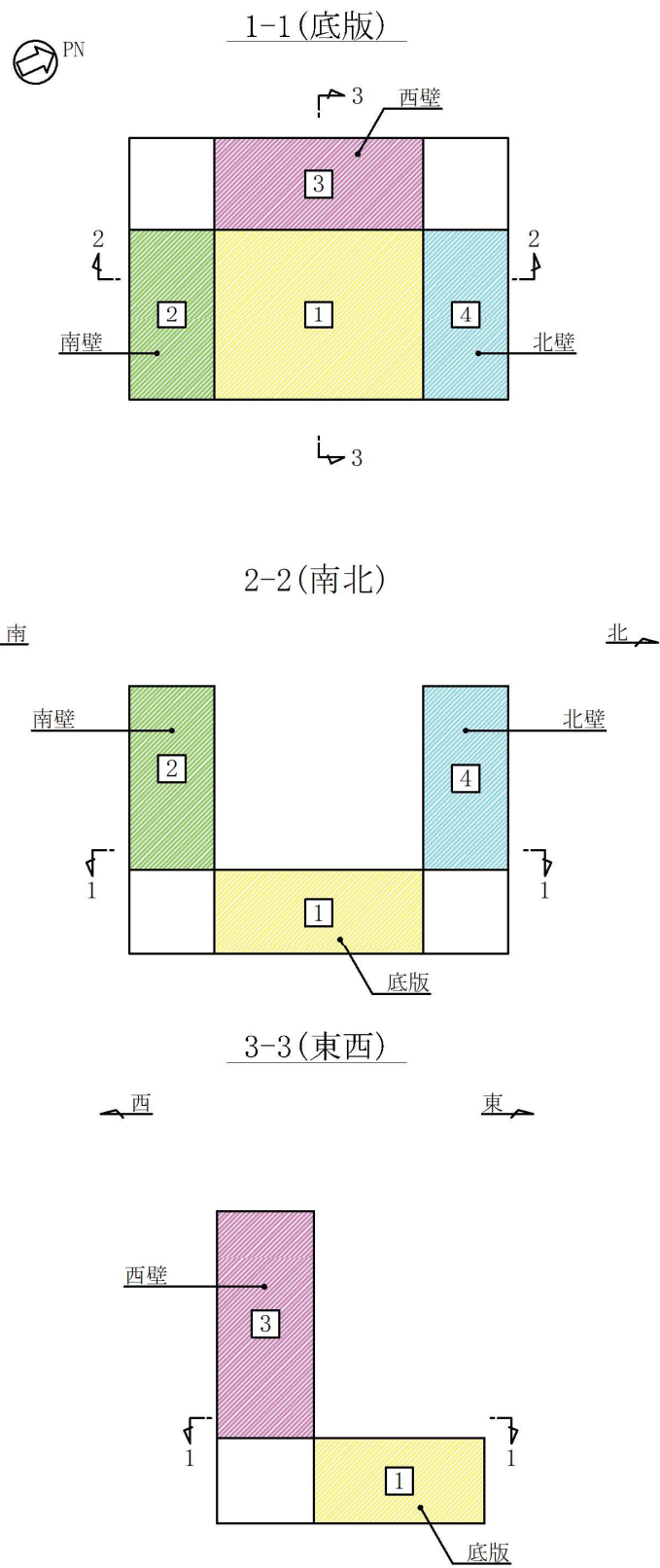


图 11-1 評価位置図

VI-2-10-2-6-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の
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	適用基準	5
2.5	記号の説明	6
3.	評価部位	8
4.	固有周期	9
4.1	固有周期の計算方法	9
4.1.1	解析モデル	9
4.1.2	固有周期の計算	9
4.2	固有周期の計算条件	10
4.3	固有周期の計算結果	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
5.2.1	荷重の設定	11
5.2.2	荷重の組合せ	11
5.3	許容限界	13
5.3.1	使用材料	13
5.3.2	許容限界	13
5.4	設計用地震力	18
5.5	計算方法	19
5.5.1	スキンプレート	19
5.5.2	主桁	20
5.5.3	補助縦桁	22
5.5.4	ヒンジ部	23
5.5.5	戸当りコンクリート	28
5.5.6	戸当り	29
5.6	計算条件	30
6.	評価結果	33

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に基づき、浸水防護施設のうち補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）は、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。

なお、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）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

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の設置位置を図 2-1 に示す。

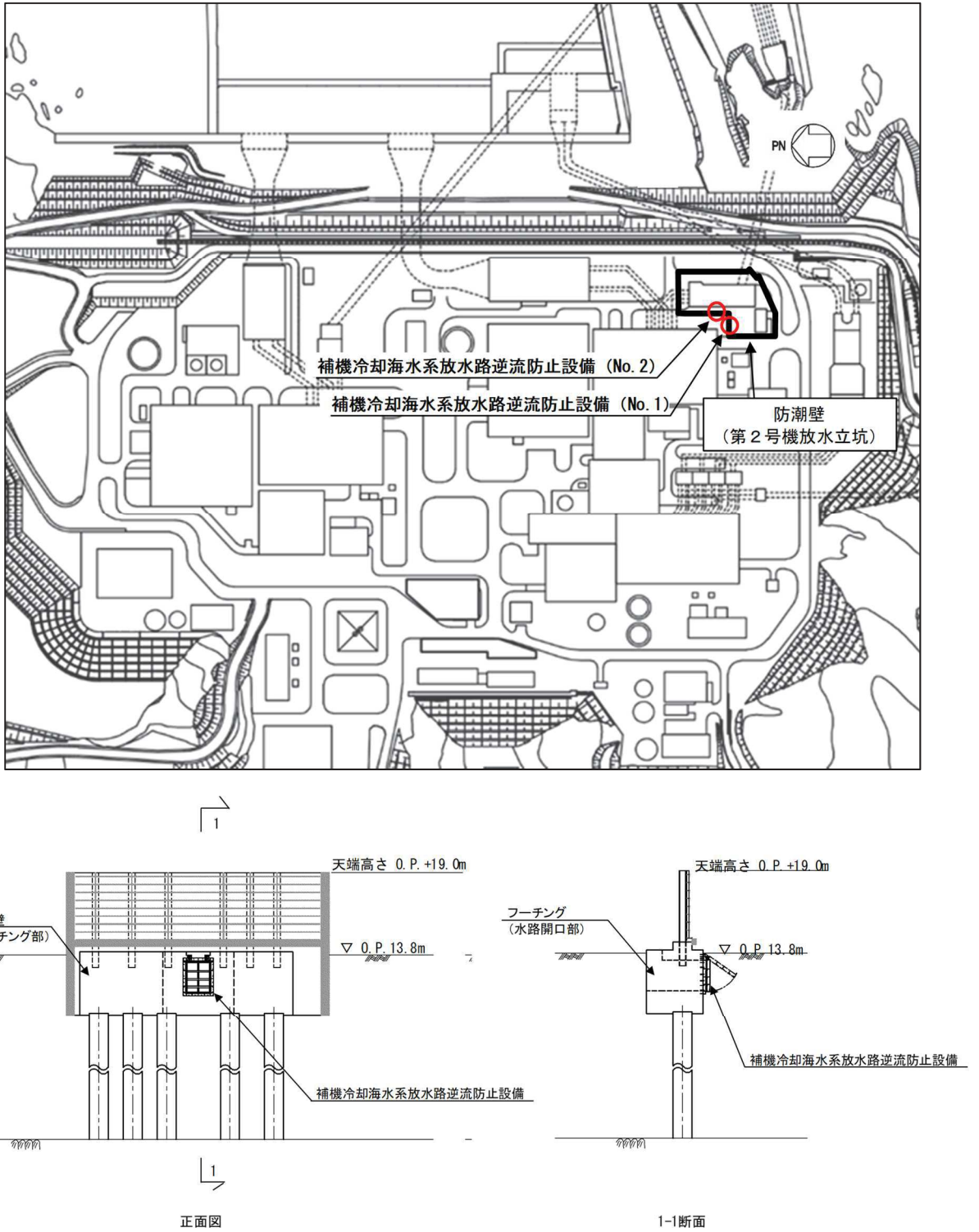


図 2-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の概要

2.2 構造計画

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造は、鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルト) を主体構造とし、第 2 号機放水立坑を経由した津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して防潮壁のフーチング部に伝達する構造とする。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画 (補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2))

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
十分な支持機能を有する構造物に設置する。	鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部、ヒンジ部アンカーボルト) 並びに戸当り	<p>(正面図)</p> <p>(側面図)</p>

2.3 評価方針

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の耐震評価は, 添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している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」に示す補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造を踏まえ, 「3. 評価部位」にて設定する評価部位において, 「4. 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを, 「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の耐震評価フローを図 2-2 に示す。

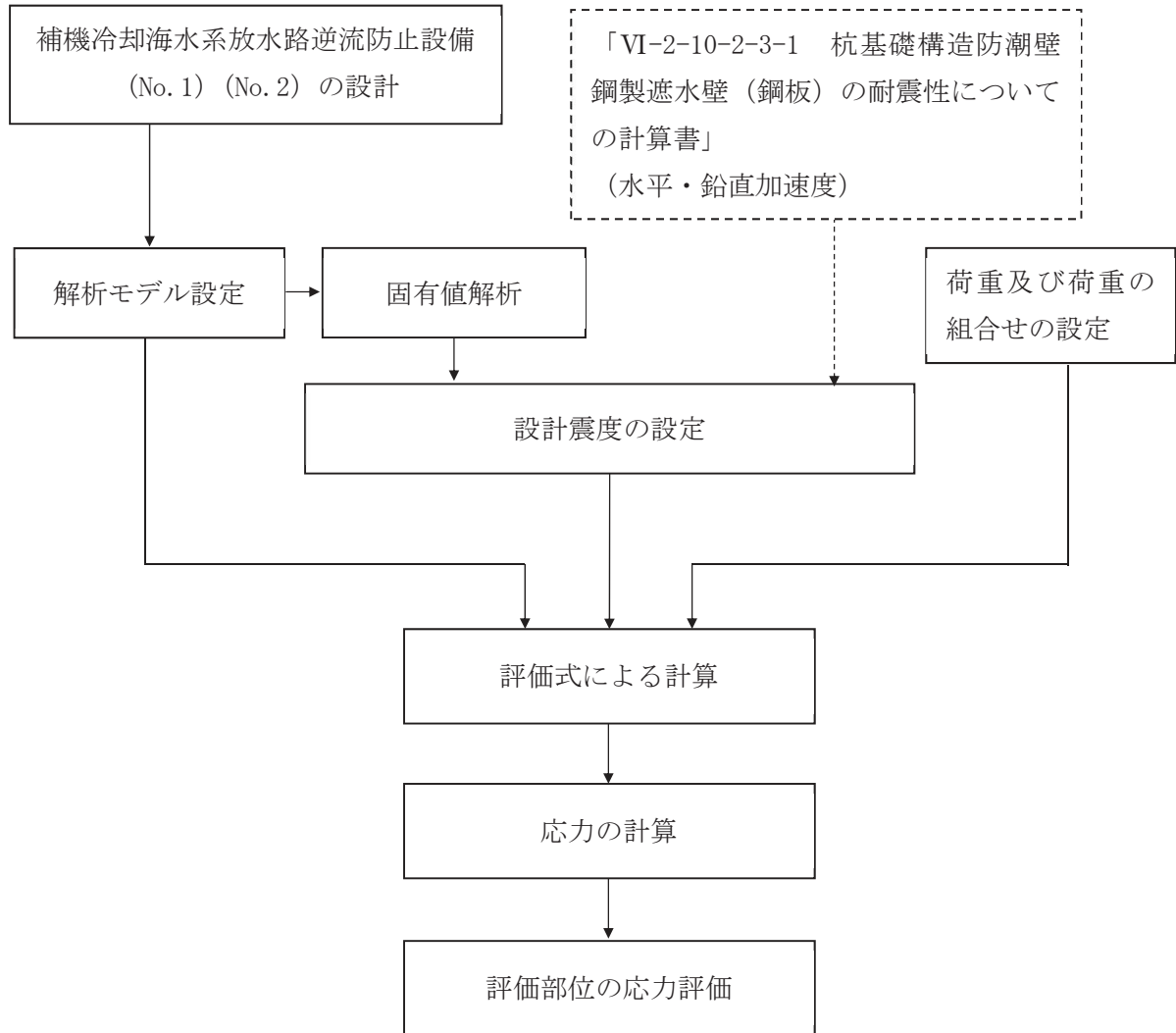


図 2-2 耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 水門鉄管技術基準水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)
- ・ 水門・樋門ゲート設計要領 (案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月)
- ・ ダム・堰施設技術基準 (案) (基準 解説編・設備計画マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月)
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会 平成 26 年)

2.5 記号の説明

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	主桁の断面二次モーメント	mm ⁴
m	扉体部の単位長さ当たり質量	kg/mm
L ₁	主桁の長さ	mm

表 2-3 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる記号 (1/2)

記号	定義	単位
G	固定荷重 (扉体の自重)	N
K _H	基準地震動 S _s による水平方向の設計震度	—
K _V	基準地震動 S _s による鉛直方向の設計震度	—
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数	—
a ₁	スキンプレートの短辺	mm
b ₁	スキンプレートの長辺	mm
P	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm ²
t ₁	スキンプレートの板厚	mm
W	主桁に加わる地震による荷重	N
b _{s1}	主桁 1 と主桁 2 の間隔	mm
b _{s2}	主桁 2 と主桁 3 の間隔	mm
b _{s3}	主桁 3 と主桁 4 の間隔	mm
b _{s4}	主桁 4 と主桁 5 の間隔	mm
L _{s1}	主桁圧縮フランジの固定間隔	mm
Z ₂	主桁の断面係数	mm ³
A _{w2}	主桁のウェブ断面積	mm ²
B	扉体の水密幅	mm

表 2-3 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる記号 (2/2)

記号	定義	単位
q_{s1}	主桁 1 での発生圧力	N/mm^2
q_{s2}	主桁 2 での発生圧力	N/mm^2
q_{s3}	主桁 3 での発生圧力	N/mm^2
q_{s4}	主桁 4 での発生圧力	N/mm^2
q_{s5}	主桁 5 での発生圧力	N/mm^2
p_3	補助縦桁に加わる各区分の平均荷重	N/mm^2
a_3	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z_3	補助縦桁の断面係数	mm^3
A_{w3}	補助縦桁のウェブ断面積	mm^2
q_b	地震動により扉体に加わる最大分布荷重	N/mm^2
D	コンクリート面より戸当り底面までの深さ	mm
S	戸当り幅	mm
t_w	戸当り腹板の板厚	mm
I_{HSs}	基準地震動 S_s による水平方向地震荷重	N
I_{VSs}	基準地震動 S_s による鉛直方向地震荷重	N
P_{HS}	基準地震動 S_s によるヒンジ 1 箇所の水平方向地震荷重	N
P_{VS}	基準地震動 S_s によるヒンジ 1 箇所の鉛直方向地震荷重と固定荷重の和	N
Z_4	ピンの断面係数	mm^3
A_4	ピンの断面積	mm^2
L_4	ピンの支点間長さ	mm
B_4	ピンの分布荷重載荷長	mm
t_5	ヒンジ (連結部) の板厚	mm
L_5	ヒンジ (連結部) の端抜けせん断長さ	mm
L_6	アンカーボルト基部からピン穴中心の水平方向長さ	mm
H_6	鉛直方向アンカーボルト間距離	mm
a_6	アンカーボルトからピン穴中心までの鉛直方向長さ	mm
l_e	アンカーボルトのコンクリート内への有効埋め込み長さ	mm
D_A	頭付きアンカーボルト頭部の直径	mm
a_p	近接する 2 本のアンカーボルトの距離	mm
c	アンカーボルトのへりあき寸法	mm

3. 評価部位

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) は、鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルト) で構成されている。耐震評価においては、扉体部の評価部位として、主要部材であるスキンプレート、主桁及び補助縦桁を、固定部の評価部位としてヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルトを選定するとともに、戸当り部についても評価する。側部縦桁については、「地震時」の荷重が扉体に作用する状態において、扉体が戸当りと密着した状態であることから、側部縦桁には有意な変形等が生じないため評価を省略する。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価部位を図 3-1 に示す。

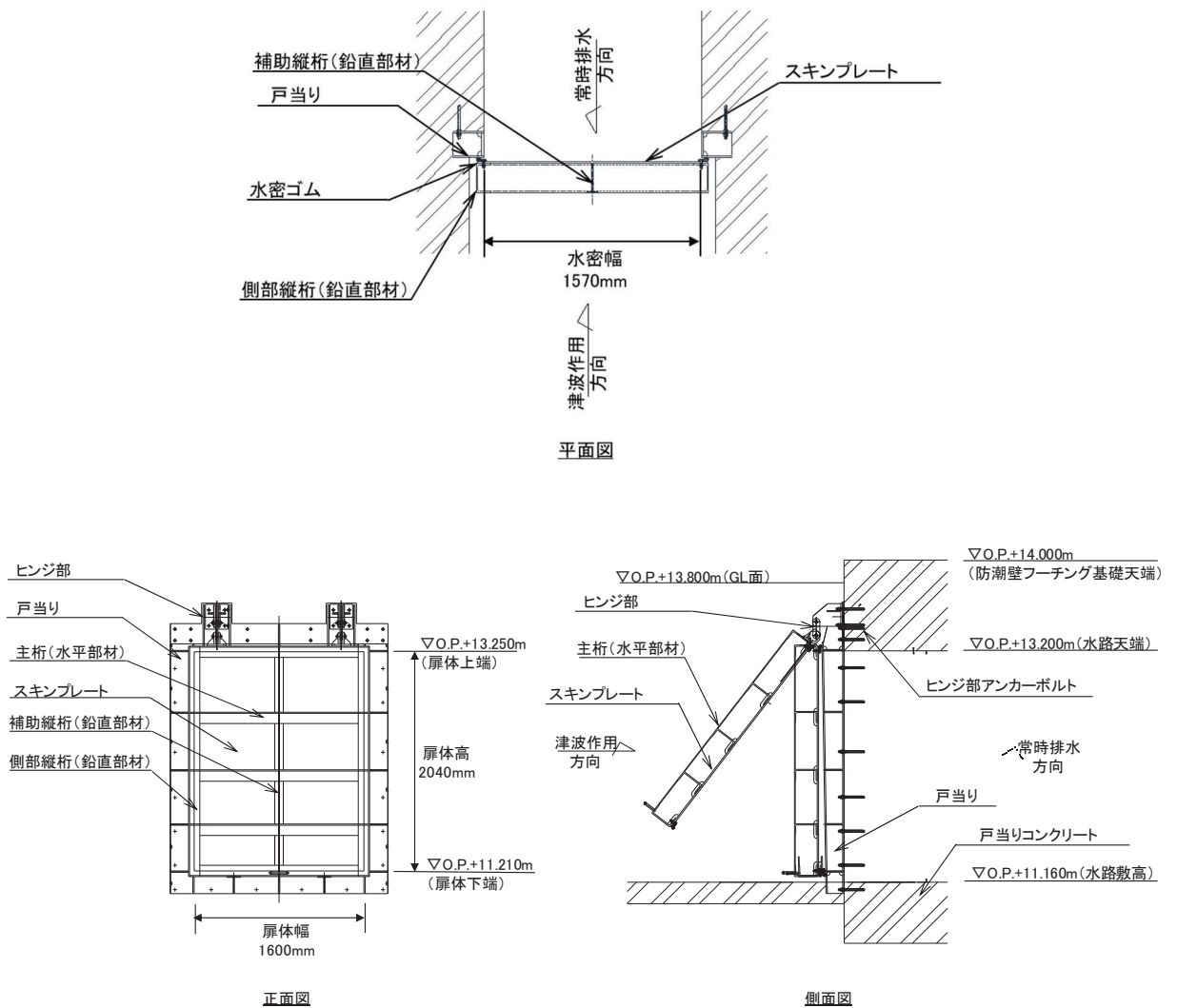


図 3-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

補機冷却海水系放水路逆流防止設備は扉体及び固定部で構成されており、扉体に地震力が作用する状態は、扉体と戸当りが密着した状態であることから、戸当り部を支点とする両端固定梁でモデル化する。なお、横断方向（水平方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、防潮壁と一体の剛体として評価する。

固有周期の計算を以下で実施する。

4.1.1 解析モデル

解析モデルを図4-1に示す。主要な構造部材である主桁を単純支持梁としてモデル化し、スキンプレート及び補助縦桁等は保守的に考慮しないものとする。

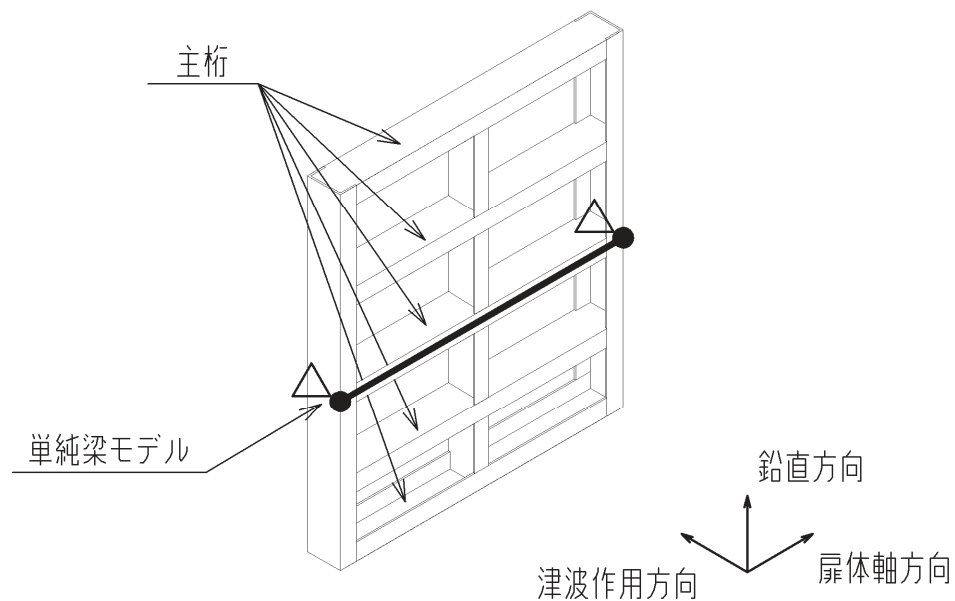


図4-1 両端単純支持梁によるモデル化

4.1.2 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988年）」より、両端支持梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L_I^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

4.2 固有周期の計算条件

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に必要な諸元を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
I	主桁の断面二次モーメント	1.155×10^8	mm ⁴
m	扉体部の単位長さ当たり質量	0.46875	kg/mm
L ₁	主桁の長さ	1600	mm

4.3 固有周期の計算結果

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算結果を表 4-2 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
133	0.0075

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) 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. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「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 荷重の設定

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) は, 防潮壁 (鋼製遮水壁 (鋼板)) の補機冷却海水系放水路の開口部に設置されるため, その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。また, 補機冷却海水系放水路を常時流下する放水の水圧は, 地震による扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しない。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として, 扉体自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (S_s)

地震荷重として, 基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

5.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5-1 に, 扉体に作用する荷重の概念図を図 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	G + S _s

G : 固定荷重

S_s : 地震荷重

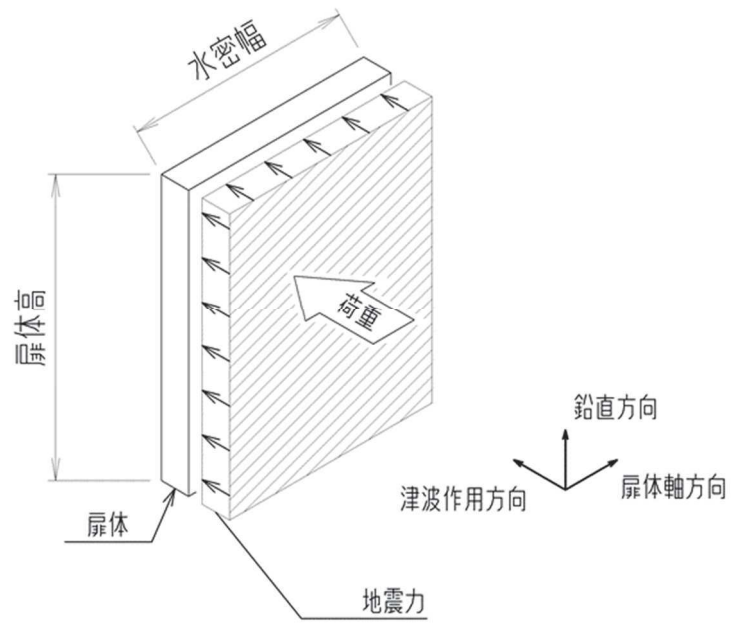


図 5-1 扉体に作用する荷重の概念図

5.3 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。

5.3.1 使用材料

補機冷却海水系放水路逆流防止設備を構成するスキンプレート、主桁、補助縦桁、固定ボルトの使用材料を表 5-2 に示す。

表 5-2 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SUS316L	PL12mm
主桁	SUS316L	CH200×100×10×10
補助縦桁	SUS316L	BT 200×75×6×6 (溶接構造)
ヒンジ	SUS316L	PL20mm×1 枚(連結部) PL16mm×2 枚(扉体部) PL16mm×2 枚(固定部)
戸当り	SUS316L	PL12mm (腹板) $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ (コンクリート)
アンカーボルト	SUS316L	頭付きアンカーボルト (M20)

5.3.2 許容限界

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に規定される許容応力度を用いる。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界を表 5-3 に、補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力評価条件を表 5-4 に、補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力算出結果を表 5-5 にそれぞれ示す。

表 5-3 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界

許容応力状態	許容限界*1			
	一次応力			
	曲げ	引張	せん断	支圧
短期許容応力度	$1.5 \sigma_{ab}^{*2}$	$1.5 \sigma_{at}^{*2}$	$1.5 \tau_a^{*2}$	$1.5 \sigma_{as}^{*2}$

注記 *1: 地震後, 津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し, 当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう, 設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

*2: 扉体の許容限界は, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき, 短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 5-4 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力評価条件 (1/2)

評価部位	材料	$\sigma_{ab}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{at}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2,3}$ (N/mm ²)	$\sigma_{as}^{*1,3}$ (N/mm ²)
スキンプレート	SUS316L	88	—	—	—
主桁	SUS316L	88	—	51	—
補助縦桁	SUS316L	88	—	51	—
ヒンジ	SUS316L	88	88	51	—
吊りピン	SUS316L	88	—	51	—
戸当り	SUS316L	—	88	—	—
戸当りコンクリート	コンクリート	—	—	0.40	5.9

注記 *1: σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2: 鋼材の各許容応力度の値は, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づく。

*3: コンクリートの許容応力度の値は, 「ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月)」に基づく。

表 5-4 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力評価条件 (2/2)

評価部位	材料	$\sigma_Y^{*1,2}$ (N/mm ²)
アンカーボルト	SUS316L	175

*1: σ_Y : 耐力を示す。

*2: アンカーボルトの耐力の値は, 「J I S G 4304 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」に基づく。

表 5-5 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力算出結果(1/2)

許容応力 状態	評価部位	許容限界				
		一次応力				
		曲げ (N/mm ²)	引張/圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	支圧 (N/mm ²)	合成応力 (-)
短期許容 応力度	スキンプレート	132	-	-	-	-
	主桁	125* ¹	-	76	-	1.1
	補助縦桁	125* ¹	-	76	-	1.1
	ヒンジ	132	132	76	-	-
	吊りピン	132	-	76	-	1.1
	戸当り	-	132* ²	-	-	-
	戸当り コンクリート	-	-	0.6	8.8	-

注記 *1: 主桁, 補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき, 許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し, 以下の計算式により算出する。各圧縮フランジの固定間隔のモデル図について図 5-2 に示す。

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : \sigma_{ab} = 88 \times 1.5 = 132 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{L}{b} > \frac{10}{K} : \sigma_{ab} = \left(88 - 0.7 \left(K \frac{L}{b} - 10 \right) \right) \times 1.5 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2 \cdot A_c}}$$

ただし $\frac{A_w}{A_c} < 2$ の場合 $K = 2$

ここに, L : 圧縮フランジの固定間隔 (mm)

b : 圧縮フランジ幅 (mm)

A_w : 腹板の総断面積 (mm²)

A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm²)

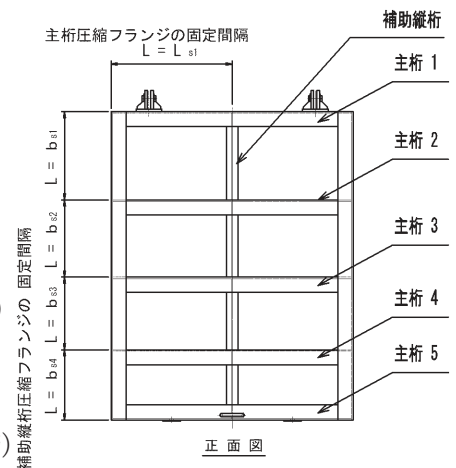


図 5-2 圧縮フランジの固定間隔のモデル図及び許容曲げ圧縮応力度算定式

*2: 戸当りの照査に用いる腹板の許容軸方向圧縮応力度は, 構造上躯体に固定されており座屈に対する許容応力度の低減検討が必要ないことから, 許容軸方向引張応力度の数値を使用する。

表 5-5 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力算出結果 (2/2)

許容応力 状態	評価部位	許容限界		
		一次応力		
		引張*1, 2 (N)	せん断*1, 2 (N)	合成応力*1 (-)
短期許容 荷重	アンカーボルト	4.28×10^4	3.00×10^4	1.0
	コンクリートの コーン状破壊	1.89×10^5	1.19×10^5	—

注記 *1: アンカーボルトに対する許容引張力, 許容せん断力及び合成応力の許容値は, 「各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会 平成 26 年)」に基づき算出する。

*2: アンカーボルトの埋め込まれるコンクリートのコーン状破壊に対する許容引張力及び許容せん断力は, 「各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会 平成 26 年)」に基づき以下の式により算出する。コーン状破壊面の概要及び有効投影面積の計算モデルについて図 5-3 に示す。

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c \quad (\text{N})$$

$$c \sigma_t = 0.31 \sqrt{f'_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$A_c = \Sigma A_c \div 2 \quad (\text{mm}^2)$$

$$\Sigma A_c = \left(2\pi - \frac{\theta}{180} \pi + \sin \theta \right) \left(l_e + \frac{D_A}{2} \right)^2 - \frac{1}{2} \pi D_A^2 \quad (\text{mm}^2)$$

$$\theta = 2 \cos^{-1} \frac{a}{2 l_e + D_A} \quad ^\circ$$

$$Q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t^A \cdot A_{qc} \quad (\text{N})$$

$$A_{qc} = 0.5 \pi c^2 \quad (\text{mm}^2)$$

ここに, P_{a2} : アンカーボルト 1 本当りのコーン状破壊に対する許容引張力 (N)

ϕ_2 : 低減係数 (短期荷重時)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²)

f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

A_c : アンカーボルト 1 本のコーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm²)

ΣA_c : 2 本のボルトのコーン状破壊面の合計有効水平投影面積 (mm²)

θ : 近接して設けたアンカーボルトの有効水平投影面積が互いに重なるとき, その円の中心と 2 つの円周の交点がもたらす角度 (°)

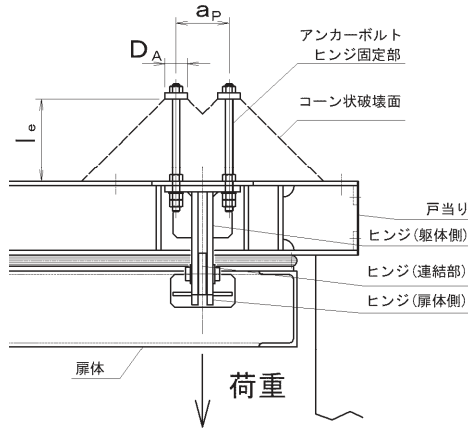
l_e : アンカーボルトのコンクリート内への有効埋め込み長さ (mm)

D_A : 頭付きアンカーボルト頭部の直径 (mm)

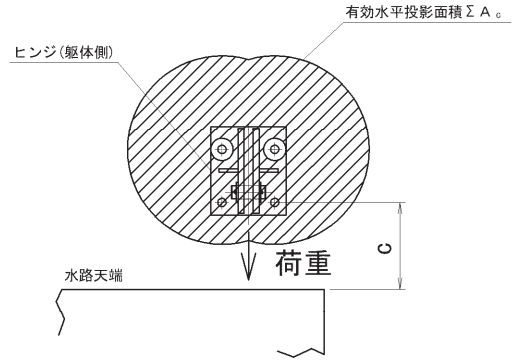
a_p : 近接する 2 本のアンカーボルトの距離 (mm)

Q_{a2} : アンカーボルト 1 本当りのコーン状破壊に対する許容せん断力 (N)

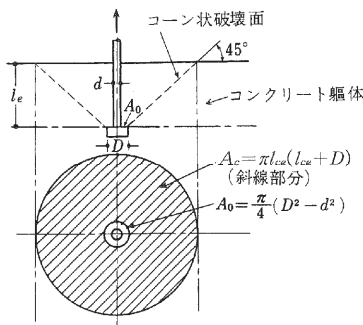
A_{qc} : せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)
 c : へりあき寸法 (mm)



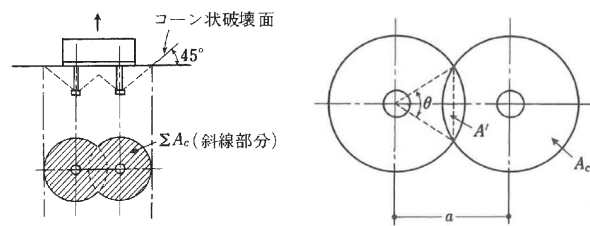
アンカーボルト部平面図



アンカーボルト部正面図

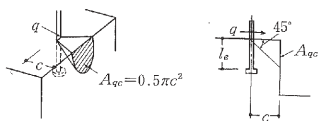


引張力に対するコーン状破壊面
 (1) 1本の場合



(2) 複数本の場合

アンカーボルトが近接する場合の有効水平投影面積の算定方法概要



せん断力に対するコーン状破壊面

図 5-3 コンクリートのコーン状破壊のモデル図及び耐力算定式

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり，補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No.1），（No.2）の固有周期が0.05s以下であることを確認したため，設計震度は，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」に示す鋼製遮水壁（鋼板）断面⑦における，ゲート固定部の最大応答加速度に基づき設定する。補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No.1），（No.2）の設計震度は，表5-6に示すとおりとする。

表 5-6 設計震度

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び床面高さ (m)	地震による設計震度*	
補機冷却海水系放水路逆流防止設備	S s - F 3 (++)	基本ケース	防潮壁 (第2号機放水立坑)	水平方向 K_H	2.6
	S s - D 2 (++)	地盤ばらつき -1σ	O. P. +11.160m (水路敷高)	鉛直方向 K_V	0.7

注記 * : 「4. 固有周期」より，補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No.1），（No.2）の固有周期が0.05s以下であることを確認したため，設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度を設定した。

5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

5.5.1 スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げ応力は、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成31年）」に基づき、4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図5-4に示す。

$$\sigma = \frac{k \cdot a_1^2 \cdot P}{100 \cdot t_1^2}$$

σ : 板に生じる最大応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

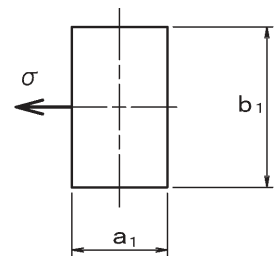
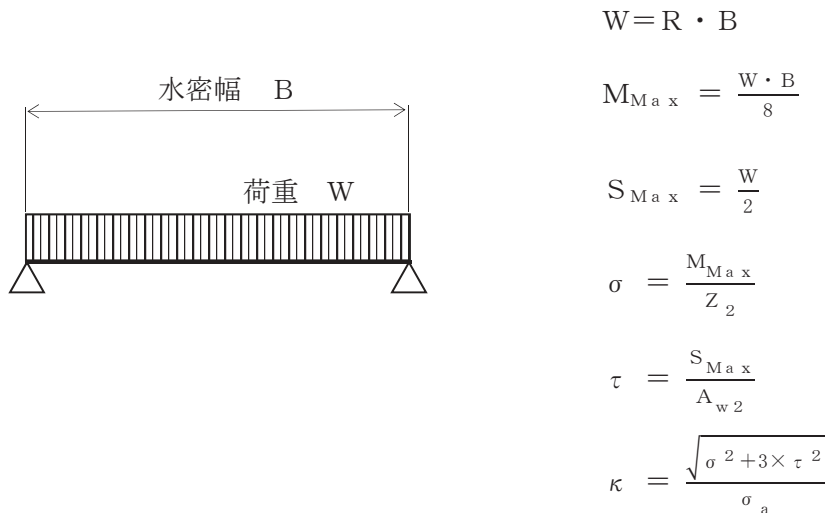


図5-4 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

5.5.2 主桁

主桁に発生する断面力は、側部水密ゴムの位置を支点とする両端ピン支点の単純梁によりモデル化し、算定する。主桁のモデル図を図5-5に示す。

なお、各主桁が分担する荷重は「水門・樋門ゲート設計要領（案）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成13年12月）」に基づき、図5-6に示す方法により算出する。



- W : 主桁に加わる地震による荷重 (N)
- R : 主桁に加わる地震による線荷重 (N/mm)
- M_{Max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{Max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力 (N/mm²)
- τ : せん断応力 (N/mm²)
- κ : 合成応力度
- σ_a : 許容曲げ応力度 (N/mm²)
- B : 水密幅 (mm)
- Z_2 : 主桁の断面係数 (mm³)
- A_{w2} : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

図5-5 主桁のモデル図及び応力算定式

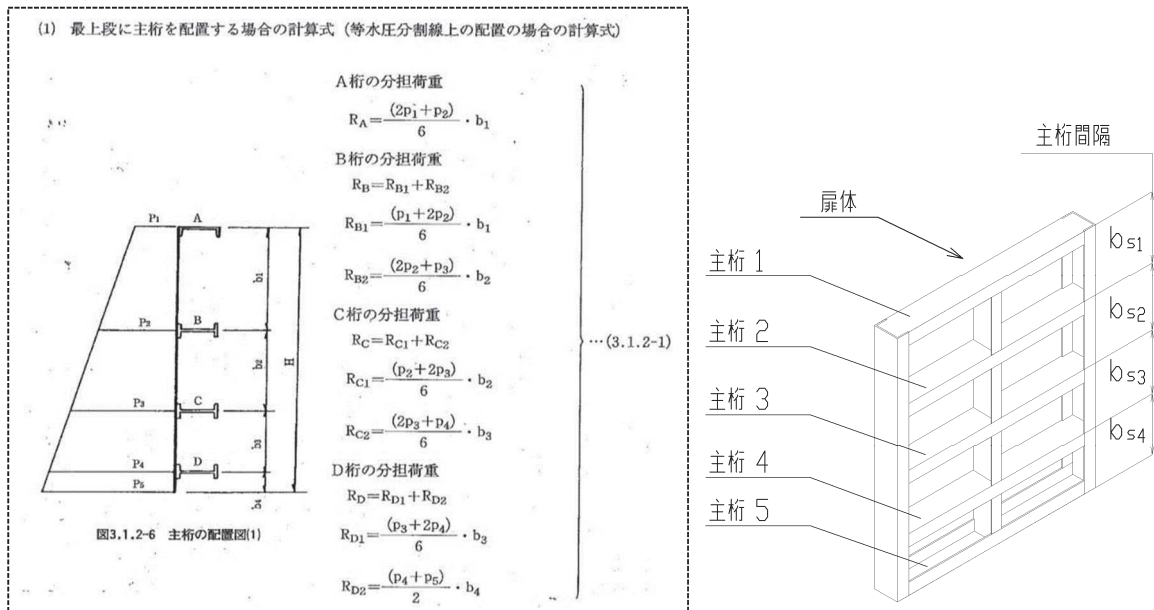


図5-6 主桁に作用する荷重の算定式及び本ゲートの主桁間隔概要図

「水門・樋門ゲート設計要領 (案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月)」より引用

上記算定式を本ゲートの構造に照らし合わせて主桁 1~5 がそれぞれ分担する線荷重 $R_1 \sim R_5$ を求める式を得る。

$$\text{主桁 1 : } R_1 = \frac{2 \times q_{s1} + q_{s2}}{6} b_{s1}$$

$$\text{主桁 2 : } R_2 = \frac{q_{s1} + 2 \times q_{s2}}{6} b_{s1} + \frac{2 \times q_{s2} + q_{s3}}{6} b_{s2}$$

$$\text{主桁 3 : } R_3 = \frac{q_{s2} + 2 \times q_{s3}}{6} b_{s2} + \frac{2 \times q_{s3} + q_{s4}}{6} b_{s3}$$

$$\text{主桁 4 : } R_4 = \frac{q_{s3} + 2 \times q_{s4}}{6} b_{s3} + \frac{2 \times q_{s4} + q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$$\text{主桁 5 : } R_5 = \frac{q_{s4} + 2 \times q_{s5}}{6} b_{s4}$$

b_{s1} : 主桁 1, 主桁 2 の桁間隔 (mm)

b_{s2} : 主桁 2, 主桁 3 の桁間隔 (mm)

b_{s3} : 主桁 3, 主桁 4 の桁間隔 (mm)

b_{s4} : 主桁 4, 主桁 5 の桁間隔 (mm)

q_{s1} : 主桁 1 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s2} : 主桁 2 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s3} : 主桁 3 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s4} : 主桁 4 での発生圧力 (N/mm²)

q_{s5} : 主桁 5 での発生圧力 (N/mm²)

5.5.3 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき曲げ応力及びせん断応力を算定する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5-7 に示す。

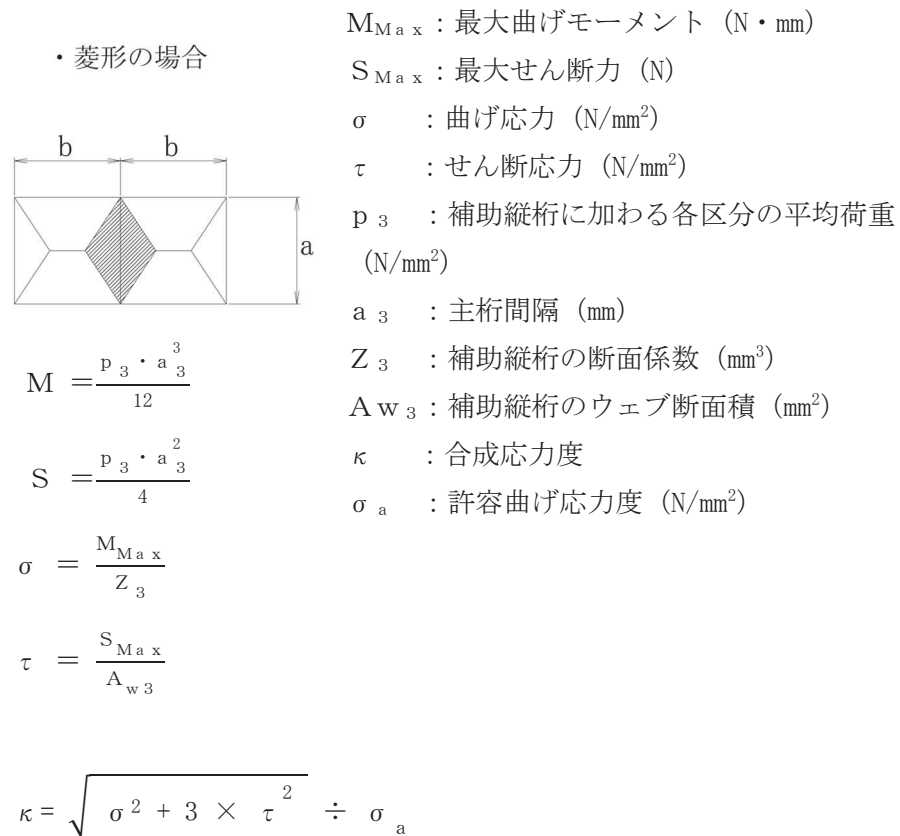


図 5-7 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

5.5.4 ヒンジ部

ヒンジ部の構造概要を図5-8に、ヒンジに作用する荷重の計算モデルを図5-9に示す。ヒンジ部の評価は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成28年3月）」のピン接合として、ヒンジピン、ヒンジ及びアンカーボルトについて評価を行う。

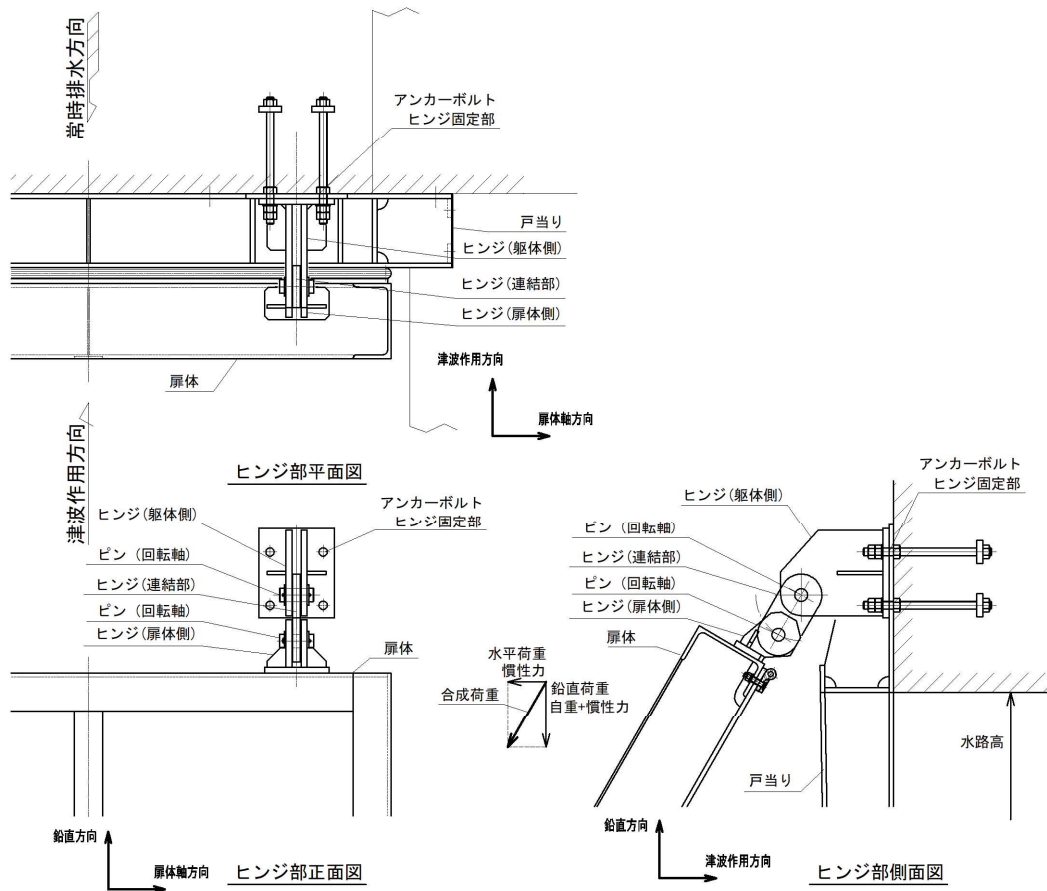
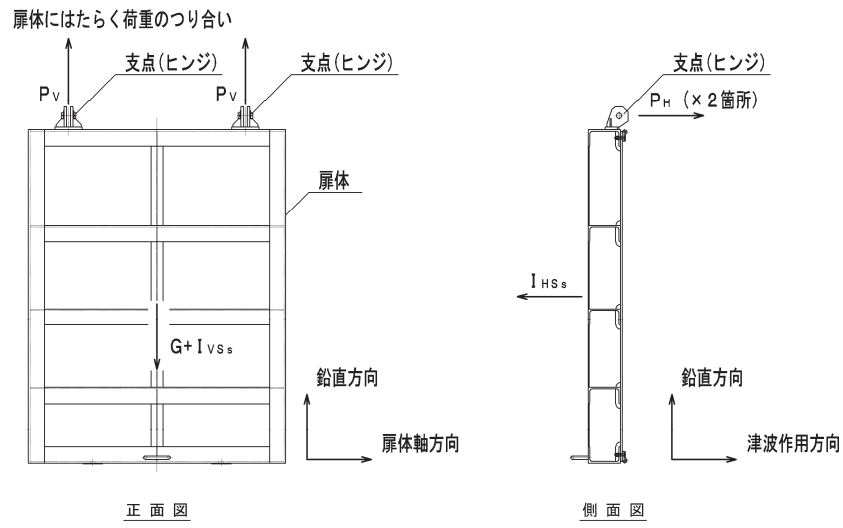


図5-8 ヒンジ部の構造概要

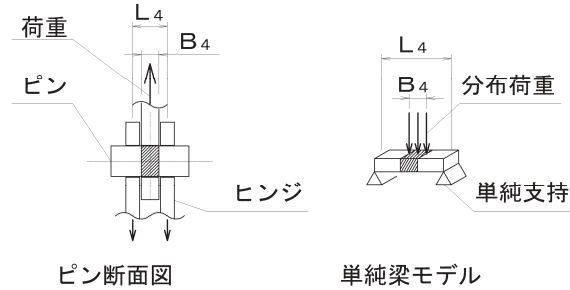


$P_H = I_{HS_s} \div 2$	ここに,
$P_V = (G + I_{VS_s}) \div 2$	P_H : ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重 (N)
$I_{HS_s} = G \times K_H$	P_V : ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重 (N)
$I_{VS_s} = G \times K_V$	I_{HS_s} : 水平方向地震荷重 (N)
	G : 扉体自重 (N)
	I_{VS_s} : 鉛直方向地震荷重 (N)
	K_H : 基準地震動 S_s による水平方向設計震度
	K_V : 基準地震動 S_s による鉛直方向設計震度

図 5-9 ヒンジ部に作用する荷重の計算モデル

(1) 吊りピン

吊りピンに発生する曲げ応力度，せん断応力度，合成応力度が，許容限界以下となることを確認する。ピンのモデル図及び応力算定式を図5-10に示す。



$M_H = \frac{P_H \times (2 \times L_4 - B_4)}{8}$ $M_V = \frac{P_V \times (2 \times L_4 - B_4)}{8}$ $S_H = \frac{P_H}{2}$ $S_V = \frac{P_V}{2}$ $\sigma_H = \frac{M_Z}{Z_4}$ $\sigma_V = \frac{M_V}{Z_4}$ $\tau_H = \frac{S_Z}{A_4}$ $\tau_V = \frac{S_V}{A_4}$	<p>ここに，</p> <p>P_H : ヒンジ1箇所への水平方向荷重 (N)</p> <p>P_V : ヒンジ1箇所への鉛直方向荷重 (N)</p> <p>Z_4 : ピンの断面係数 (mm³)</p> <p>A_4 : ピンの断面積 (mm²)</p> <p>L_4 : ヒンジの板厚中心間距離 (mm)</p> <p>B_4 : 荷重の載荷長さ (mm)</p> <p>M_H : 水平方向荷重による曲げモーメント (N・mm)</p> <p>M_V : 鉛直方向荷重による曲げモーメント (N・mm)</p> <p>S_H : 水平方向荷重によるせん断力 (N)</p> <p>S_V : 鉛直方向荷重によるせん断力 (N)</p> <p>σ_H : 水平方向荷重による曲げ応力度 (N/mm²)</p> <p>σ_V : 鉛直方向荷重による曲げ応力度 (N/mm²)</p> <p>τ_H : 水平方向荷重によるせん断応力度 (N/mm²)</p> <p>τ_V : 鉛直方向荷重によるせん断応力度 (N/mm²)</p> <p>$\Sigma \sigma$: 曲げ応力度の合計値 (N/mm²)</p> <p>$\Sigma \tau$: せん断応力度の合計値 (N/mm²)</p> <p>κ : 合成応力度</p> <p>σ_a : 許容曲げ応力度 (N/mm²)</p>
---	--

$$\Sigma |\sigma| = |\sigma_H| + |\sigma_V|$$

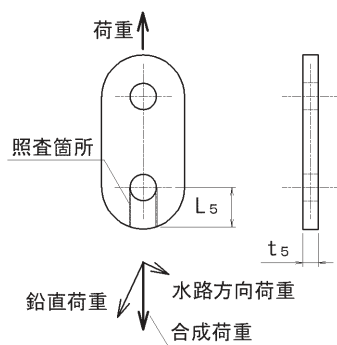
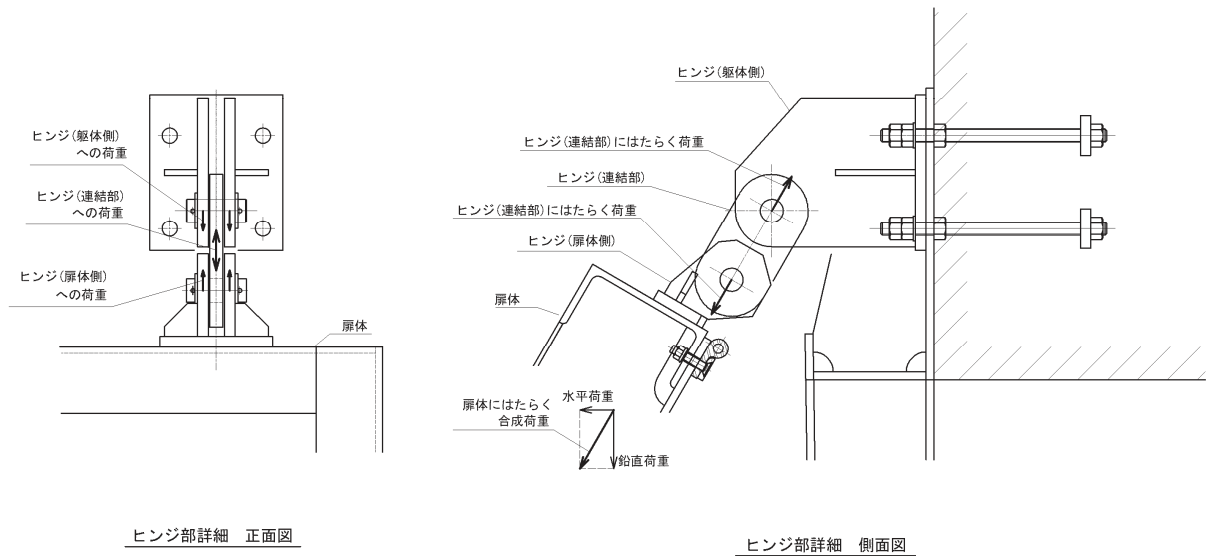
$$\Sigma |\tau| = |\tau_H| + |\tau_V|$$

$$\kappa = \sqrt{\Sigma |\sigma|^2 + 3 \times \Sigma |\tau|^2} \div \sigma_a$$

図5-10 吊りピンの構造概要及び応力算定式

(2) ヒンジ

ヒンジの扉体部側及び固定部側とその連結部のうち、作用荷重が最も大きくなる連結部のピン穴周りのせん断応力度が、許容限界以下となることを確認する。連結部のピン穴周りのせん断応力度のモデル図及び応力算定式を図 5-11 に示す。



$$\tau = \frac{\sqrt{P_H^2 + P_V^2}}{2 \times L_5 \times t_5}$$

ここに、

P_H : ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重 (N)

P_V : ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重 (N)

t_5 : ヒンジ (連結部) の板厚 (mm)

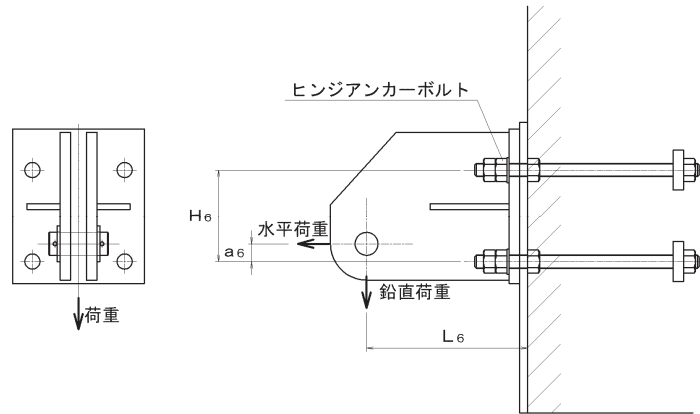
L_5 : ピン穴周りの端抜けせん断長さ (mm)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

図 5-11 ヒンジ (連結部) の構造概要及びせん断応力算定式

(3) アンカーボルト

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力、せん断力及びコンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図5-12に示す。



$$P_6 = |P_H| \times \frac{a_6}{H_6} \div 2 + |P_V| \times \frac{L_6}{H_6} \div 2$$

$$Q_6 = |P_V| \div 4$$

$$\kappa = \left(\frac{P_6}{P_a} \right)^2 + \left(\frac{Q_6}{Q_a} \right)^2$$

ここに、

P_H : ヒンジ1箇所への水平方向荷重 (N)

P_V : ヒンジ1箇所への鉛直方向荷重 (N)

P_6 : アンカーボルト1本にはたらく引張力 (N)

Q_6 : アンカーボルト1本にはたらくせん断力 (N)

L_6 : アンカーボルト基部からピン穴中心の水平方向長さ (mm)

H_6 : 鉛直方向アンカーボルト間距離 (mm)

a_6 : アンカーボルトからピン穴中心までの鉛直方向長さ (mm)

κ : アンカーボルトの合成応力

P_a : アンカーボルトの許容引張力 (N)

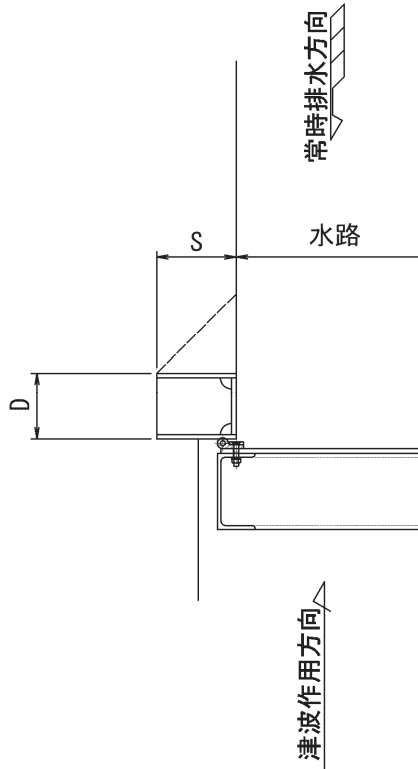
Q_a : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図5-12 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式

5.5.5 戸当りコンクリート

戸当りコンクリートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（社）水門鉄管協会 平成 31 年」に基づき、扉体の下端からコンクリートに加わる圧力を戸当り全幅で支持するものとして、支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5-13 に示す。



コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{q_b \cdot B}{2 \cdot S}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{q_b \cdot B}{2 \cdot (D + 2 \cdot S)}$$

q_b : 扉体への地震による最大分布荷重 (N/mm²)

D : コンクリート面より戸当り底面までの深さ (mm)

B : 扉体水密幅 (mm)

S : 戸当り幅 (mm)

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

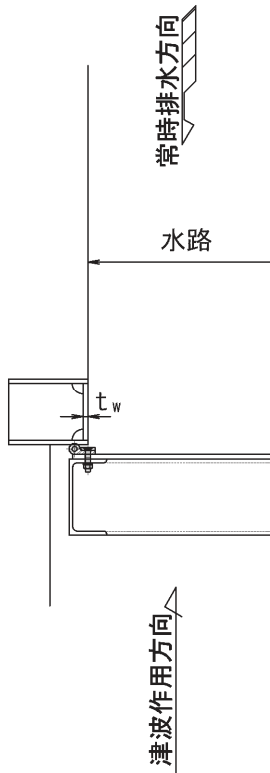
τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

図 5-13 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式

5.5.6 戸当り

戸当りの腹板は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき、扉体からコンクリートに加わる最大圧力を戸当りで負担するものとして、戸当り腹板の圧縮応力を評価する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図 5-14 に示す。



戸当り腹板の圧縮応力度

$$\sigma_{bw} = \frac{q_b \cdot B}{2 \cdot t_w}$$

q_b : 扉体への地震による最大分布荷重 (N/mm²)

B : 水密幅 (mm)

t_w : 戸当り腹板の板厚 (mm)

σ_{bw} : 戸当り腹板の圧縮応力度 (N/mm²)

図 5-14 戸当りのモデル図及び応力算定式

5.6 計算条件

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる計算条件を表5-7に示す。

表 5-7 応力評価に用いる計算条件 (1/3)

スキンプレート, 主桁, 補助縦桁, ヒンジ及び吊りピンの材質	固定荷重 (扉体の自重) G (N)	扉体高 H _p (mm)	水の単位体積重量 W ₀ (N/mm ³)
SUS316L	7.355×10^3	2.040×10^3	1.01×10^{-5}
スキンプレートの辺長比 (b_1/a_1) による係数 k	スキンプレートの短辺 a ₁ (mm)	スキンプレートの長辺 b ₁ (mm)	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 P (N/mm ²)
42.74	585	800	2.44×10^{-3}
スキンプレートの板厚 t ₁ (mm)	主桁に加わる扉体自重による荷重 W (N)	水密幅 B (mm)	主桁の断面係数 Z ₂ (mm ³)
12	5.13×10^3	1.570×10^3	2.3100×10^5
主桁のウェブ断面積 A _{w2} (mm ²)	主桁 1, 主桁 2 の桁間隔 b _{s1} (mm)	主桁 2, 主桁 3 の桁間隔 b _{s2} (mm)	主桁 3, 主桁 4 の桁間隔 b _{s3} (mm)
1.8000×10^3	585	510	480

表 5-7 応力評価に用いる計算条件 (2/3)

主桁 4, 主桁 5 の 桁間隔 b_{s4} (mm)	主桁圧縮フランジの 固定間隔 L_{s1} (mm)	主桁 1 での発生圧力 q_{s1} (N/mm ²)	主桁 2 での発生圧力 q_{s2} (N/mm ²)
465	800	5.97×10^{-3}	5.97×10^{-3}

主桁 3 での発生圧力 q_{s3} (N/mm ²)	主桁 4 での発生圧力 q_{s4} (N/mm ²)	主桁 5 での発生圧力 q_{s5} (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 a_3 (mm)
5.97×10^{-3}	5.97×10^{-3}	5.97×10^{-3}	585

補助縦桁の断面係数 Z_3 (mm ³)	補助縦桁の ウェブ断面積 A_{w3} (mm ²)	補助縦桁に加わる 各区分の平均荷重 p_3 (N/mm ²)	扉体への地震による 最大分布荷重 q_b (N/mm ²)
5.5232×10^4	1.1640×10^3	5.97×10^{-3}	5.97×10^{-3}

コンクリート面より 戸当り底面までの 深さ D (mm)	戸当り幅 S (mm)	戸当り腹板の板厚 t_w (mm)	ピンの断面係数 Z_4 (mm ³)
159	210	12	4.2092×10^3

ピンの断面積 A_4 (mm ²)	ピンの支点間長さ L_4 (mm)	ピンの分布荷重 載荷長 B_4 (mm)	ヒンジ (連結部) の 板厚 t_5 (mm)
9.6211×10^2	40	20	20

表 5-7 応力評価に用いる計算条件 (3/3)

ヒンジ (連結部) の 端抜けせん断長さ L_5 (mm)	アンカーボルト基部 からピン穴中心の 水平方向長さ L_6 (mm)	鉛直方向アンカー ボルト間距離 H_6 (mm)	アンカーボルトから ピン穴中心までの 鉛直方向長さ a_6 (mm)
52.057	244	140	27

アンカーボルトの コンクリートへの 有効埋め込み長さ l_e (mm)	頭付きアンカー ボルト頭部の直径 D_A (mm)	水平方向アンカー ボルト間距離 a_p (mm)	アンカーボルトの へりあき寸法 c (mm)
220	60	140	228

6. 評価結果

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の扉体部及び固定部の評価結果を表6-1に、評価部位の最大照査値発生位置を図6-1～図6-3に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 耐震評価結果 (補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2)) (1/2)

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
スキンプレート	最大応力度 (N/mm ²)	2.5	132	0.02
主桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	4.4	125	0.04
	せん断応力度 (N/mm ²)	1.5	76	0.02
	合成応力度	0.05	1.1	0.05
補助縦桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	1.9	125	0.02
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.5	76	0.01
	合成応力度	0.02	1.1	0.02
ピン	曲げ応力度 (N/mm ²)	28.2	132	0.22
	せん断応力度 (N/mm ²)	8.3	76	0.11
	合成応力度	0.24	1.1	0.22
ヒンジ (連結部)	せん断応力度 (N/mm ²)	5.5	76	0.08
戸当り コンクリート	支圧応力度 (N/mm ²)	0.03	8.8	0.01
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.01	0.6	0.02
戸当り	圧縮応力度 (N/mm ²)	0.4	132	0.01

表 6-1 耐震評価結果（補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1），（No. 2））（2/2）

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
アンカーボルト	引張力 (N)	6.37×10^3	4.28×10^4	0.15
	せん断力 (N)	1.57×10^3	3.00×10^4	0.06
	合成力	0.03	1.0	0.03
コンクリートの コーン状破壊	引張力 (N)	6.37×10^3	1.89×10^5	0.04
	せん断力 (N)	1.57×10^3	1.19×10^5	0.02

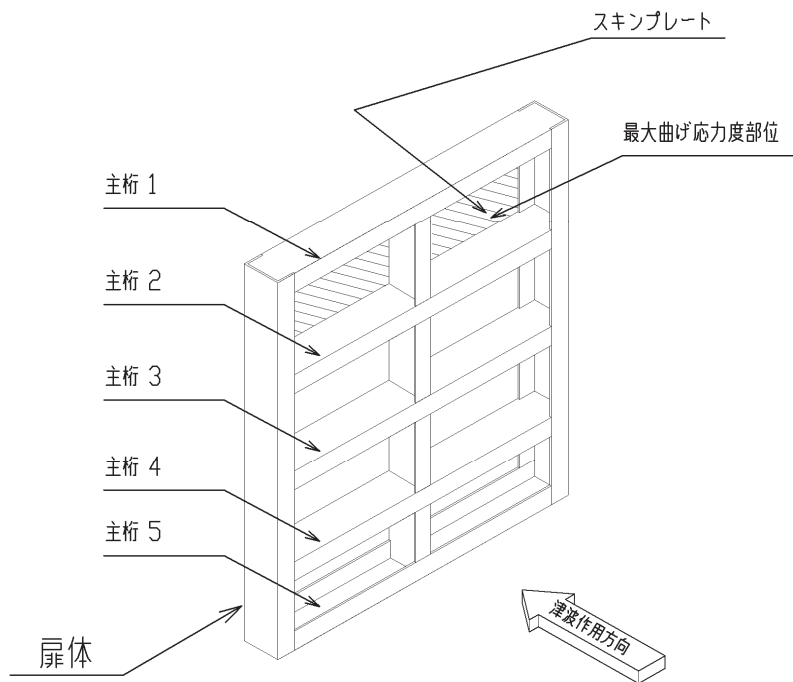


図 6-1 スキンプレート最大照査値発生位置

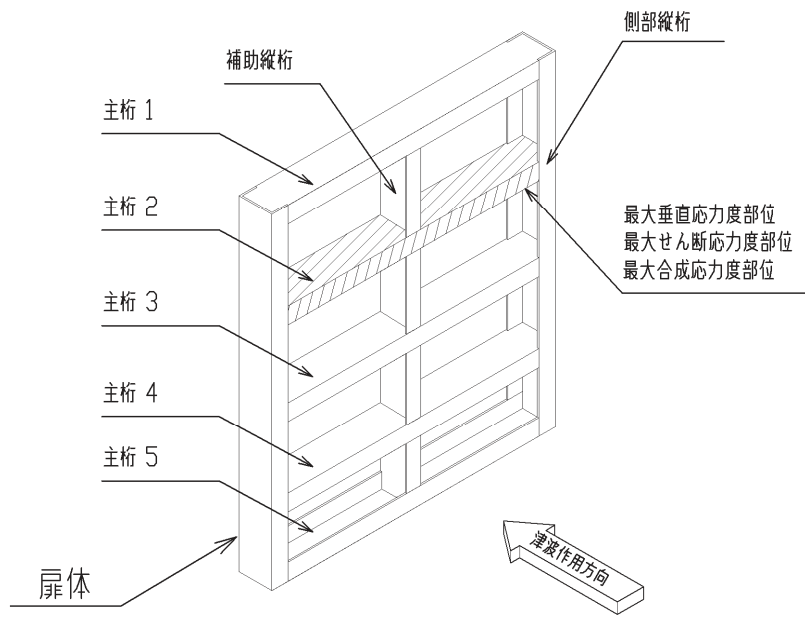


図 6-2 主桁最大照査値発生位置

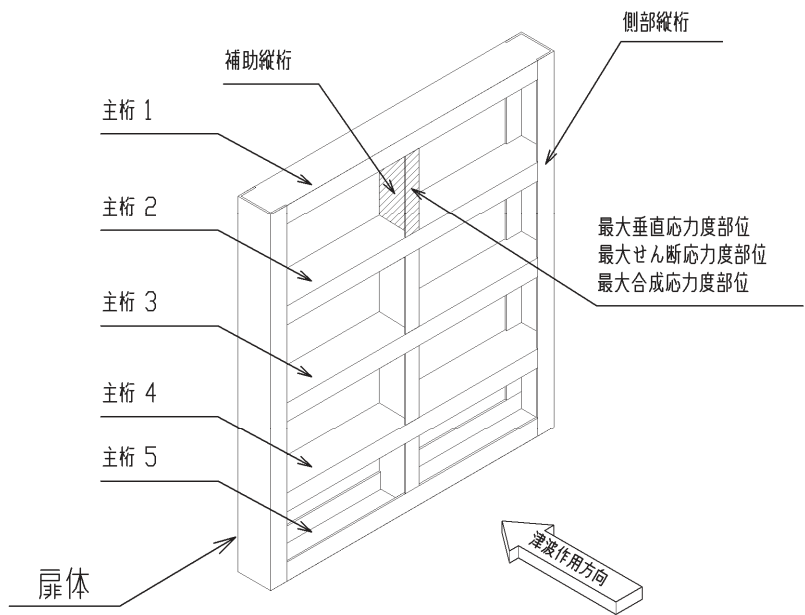


図 6-3 補助縦桁最大照査値発生位置

VI-2-10-2-8 浸水防止蓋の耐震性についての計算書

目 次

- VI-2-10-2-8-1 浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）の耐震性についての計算書
- VI-2-10-2-8-2 浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の耐震性についての計算書
- VI-2-10-2-8-3 浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の耐震性についての計算書
- VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書
- VI-2-10-2-8-5 浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋）の耐震性についての計算書
- VI-2-10-2-8-6 浸水防止蓋（第2号機軽油タンクエリア）の耐震性についての計算書

VI-2-10-2-8-1 浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）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	7
4.	固有値解析	8
4.1	固有振動数の計算方法	8
4.2	固有振動数の計算条件	9
4.3	固有振動数の計算結果	9
5.	構造強度評価	10
5.1	構造強度評価方法	10
5.2	荷重及び荷重の組合せ	10
5.3	許容限界	11
5.4	設計用地震力	12
5.5	評価方法	13
5.6	評価条件	21
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に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）（以下、「浸水防止蓋」という。）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。その耐震評価は浸水防止蓋の固有値解析及び応力評価により行う。

浸水防止蓋は、浸水防止設備としてSクラスの施設に分類される。以下、浸水防止設備としての構造強度評価を示す。

なお、浸水防止蓋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する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

浸水防止蓋は，原子炉機器冷却海水配管ダクト上部に設置する。

浸水防止蓋の設置位置図を図 2-1 に示す。

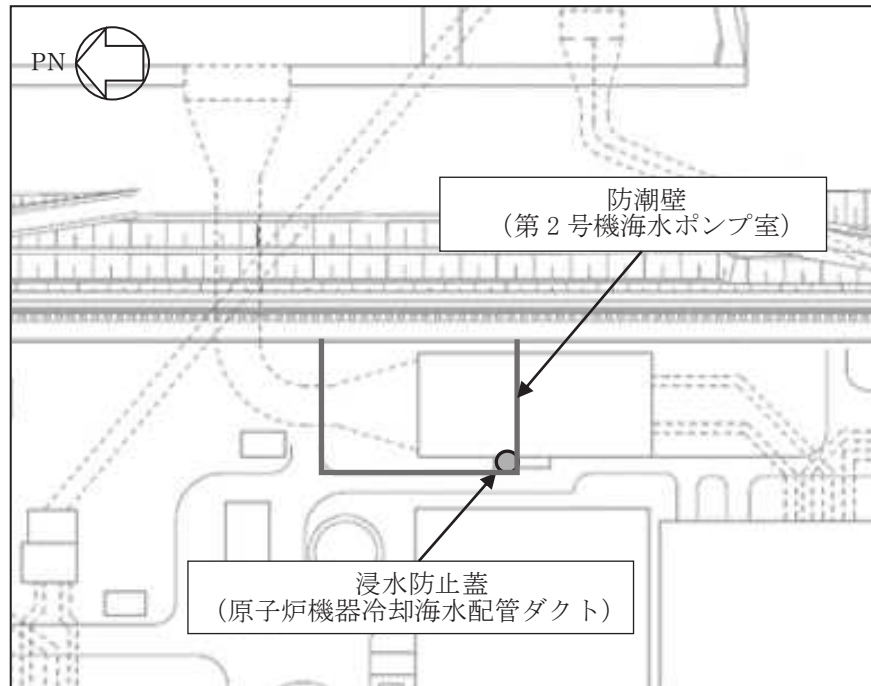


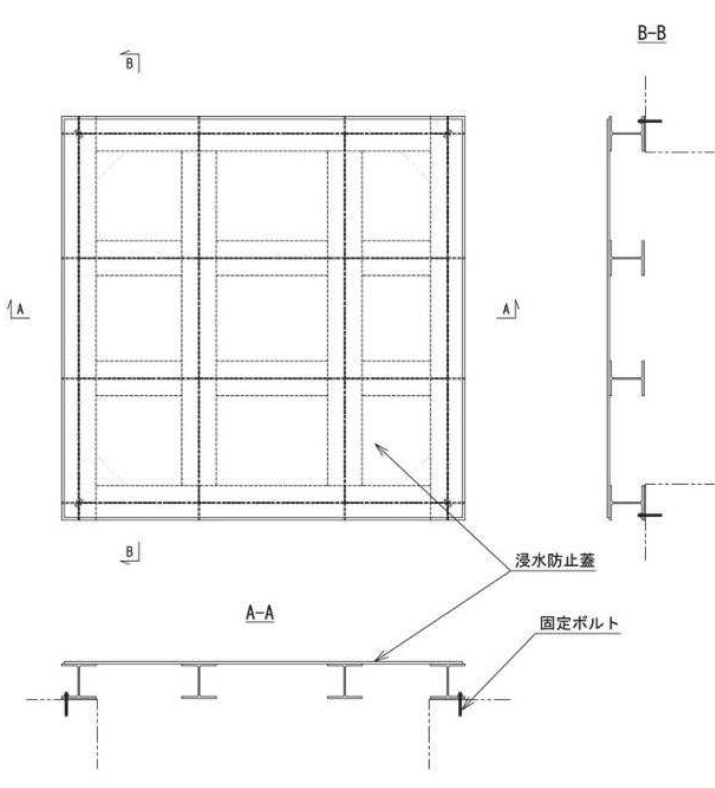
図 2-1 浸水防止蓋の設置位置図

2.2 構造計画

浸水防止蓋の構造は、長方形のスキンプレートに主桁（H型鋼）を組合せた構造とする。

浸水防止蓋は、原子炉機器冷却海水配管ダクト上部に固定ボルトにて固定する。浸水防止蓋の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
原子炉機器冷却海水配管ダクト上部に固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	

2.3 評価方針

浸水防止蓋の耐震評価は、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」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「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。

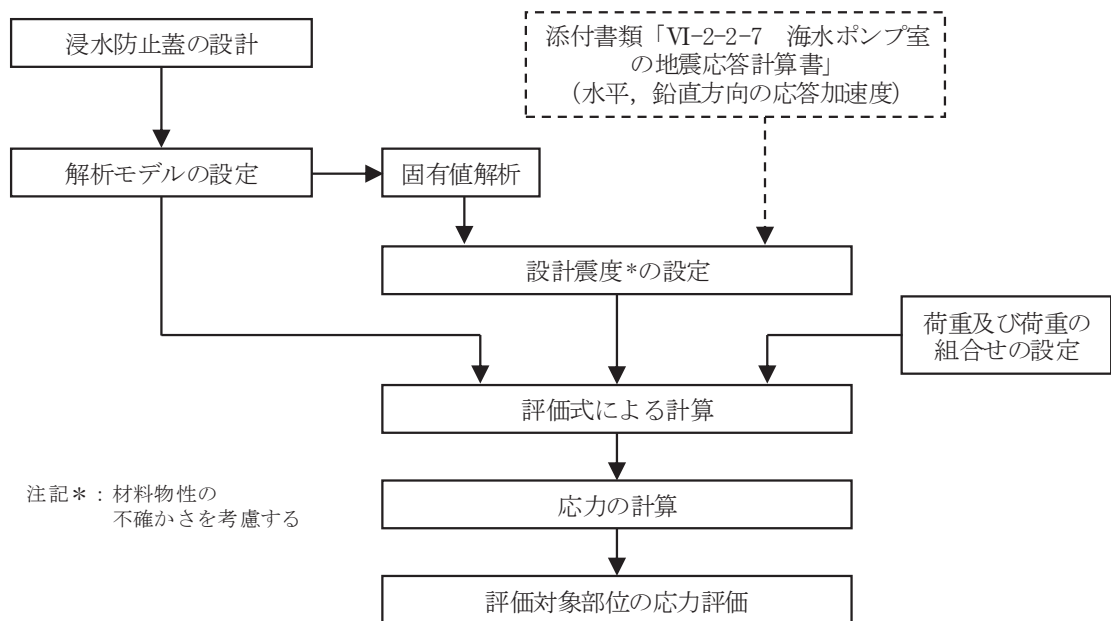


図 2-2 耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（日本建築学会，2005 改定）
- (2) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (3) 機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）

2.5 記号の説明

浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号

記号	単位	定義
S_s	kN	基準地震動 S_s による地震荷重
k_H	—	基準地震動 S_s の水平方向の設計震度
k_V	—	基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度
G	kN	固定荷重
P_s	kN	積雪荷重
W_s	N/m ²	1 cm 当りの積雪荷重
d_s	cm	積雪高さ
A	m ²	浸水防止蓋の面積
$W_{s s}$	kN/m ²	単位面積当りの等分布荷重
$W_{s s}'$	kN/m	単位長さ当りの等分布荷重
τ	N/mm ²	最大せん断応力度
σ	N/mm ²	最大曲げ応力度
Q	kN	最大せん断力
M	kN・m	最大曲げモーメント
x	N/mm ²	組合せ応力度
A_s	mm ²	せん断断面積
Z	mm ³	断面係数
L_1	mm	主桁の負担幅
L_2	mm	主桁全長
L_3	mm	スキンプレートの支持長辺長さ
L_4	mm	スキンプレートの支持短辺長さ
β_2	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数
t	mm	スキンプレートの厚さ
N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数
T_d	kN	固定ボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に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。

浸水防止蓋は、地震に伴う慣性力が浸水防止蓋のスキンプレート、主桁に伝わり、浸水防止蓋を固定する固定ボルトを介して躯体に伝達されることから、スキンプレート、主桁及び固定ボルトを評価対象部位として設定する。評価対象部位を図3-1に示す。

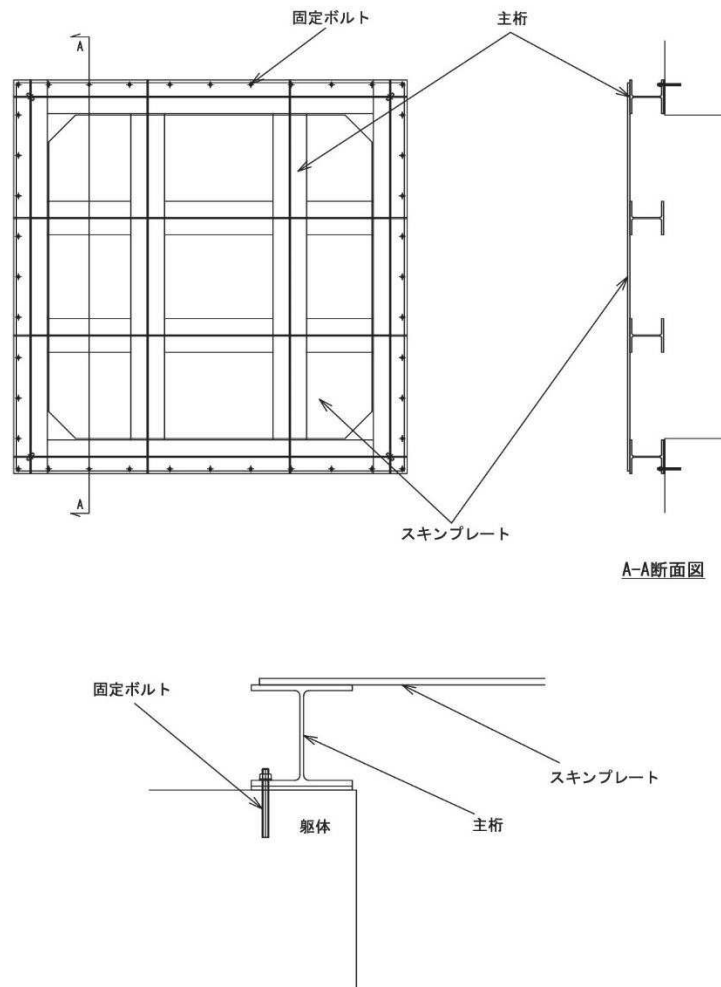


図3-1 評価対象部位

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

浸水防止蓋の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を算出する。

4.1.1 解析モデルの設定

浸水防止蓋は、スキンプレート及び主桁の組合せにより剛な断面を有しているとともに、固定ボルトを介し、浸水防止蓋と躯体を固定する構造であることから、浸水防止蓋の主桁を両端ピン支持に単純化したモデルとし、モデル化に用いるはり長さは、主桁の全長とする。図4-1に解析モデル図を示す。

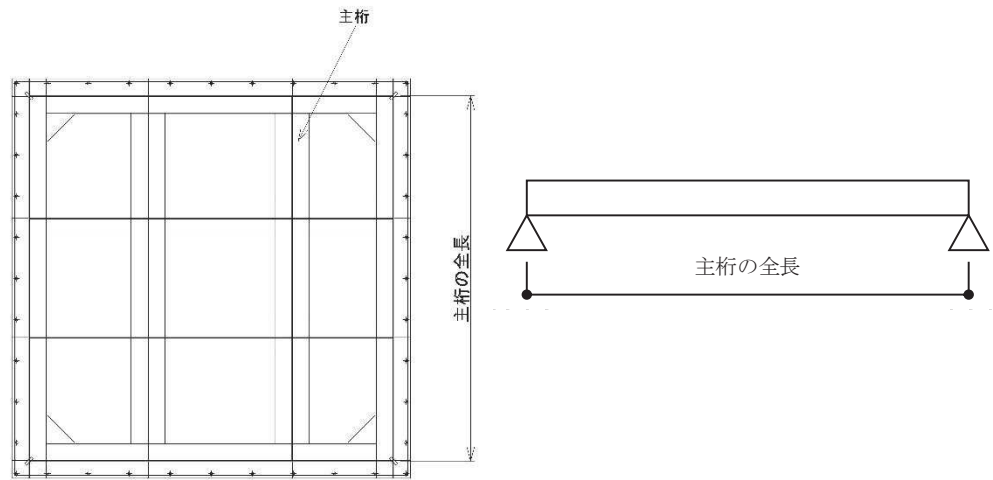


図4-1 浸水防止蓋の固有値解析モデル

4.1.2 記号の説明

浸水防止蓋の固有振動数算出に用いる記号を表 4-1 に示す。

表 4-1 浸水防止蓋の固有振動数の計算に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	一次固有振動数
L	mm	はりの長さ
E	N/mm ²	ヤング率
I	mm ⁴	主桁の断面二次モーメント
m	kg/mm	質量分布

4.1.3 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「土木学会構造力学公式集」を参考に以下の式より算出する。

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

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。

表 4-2 固有振動数の計算条件

はり長さ L (mm)	ヤング率 E (N/mm ²)	断面二次 モーメント I (mm ⁴)	質量分布 m (kg/mm)
2670	2.05 × 10 ⁵	3.65 × 10 ⁷	7.18 × 10 ⁻²

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。固有振動数は 20Hz 以上であることから、剛構造である。

表 4-3 固有振動数の計算結果

固有振動数 (Hz)	71.13
---------------	-------

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の耐震評価は、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作用する応力等が「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 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + S_s + P_s$$

ここで、
 G : 固定荷重 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)

5.2.2 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重は、以下のとおりとする。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

(2) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、添付書類「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下に式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 W_s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m²)
 d_s : 積雪高さ 43 (cm)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s に伴う慣性力を考慮する。地震荷重は浸水防止蓋の固定荷重及び積雪荷重に設計震度を乗じた次式により算出する。

$$S_s = (G + P_s) \cdot k$$

- ここで、
- S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 - G : 固定荷重 (kN)
 - P_s : 積雪荷重 (kN)
 - k : 基準地震動 S_s の設計震度

5.3 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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

5.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成するスキンプレート、主桁、固定ボルトの使用材料を表 5-1 に示す。

表 5-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SM490Y	t = 16 (mm)
主桁	SM490Y	H-250×250×9×14 (mm)
固定ボルト	SM490Y	M16

5.3.2 許容限界

(1) スキンプレート、主桁

鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準 —許容応力度設計法— (日本建築学会, 2005 改定)」を踏まえて表 5-2 の値とする。

表 5-2 鋼材の短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ	せん断
SM490Y	325	188

(2) 固定ボルト

固定ボルトの許容荷重は、「3. 評価対象部位」に記載した固定ボルトに作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説 (日本建築学会, 2010 改定)」に基づき算定する。

地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重を表 5-3 に示す。

なお、固定ボルトは躯体に埋め込まれていることから、固定ボルトが引張力を受ける場合においては、固定ボルトの降伏により決まる許容荷重、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、固定ボルトがせん断力を受ける場合においては、固定ボルト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により決まる許容荷重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 地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)	
	引張	せん断
SM490Y	37.7	32.9

5.4 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり、浸水防止蓋の固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、浸水防止蓋の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-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。耐震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	床面高さ (m)	基準地震動 S_s の設計震度	
		水平方向 k_H	鉛直方向 k_v
原子炉機器冷却 海水配管ダクト	O.P. 14.0	4.92	2.15

5.5 評価方法

浸水防止蓋を構成する主桁、スキンプレート及び固定ボルトに発生する応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。主桁とスキンプレートについては、評価上最も厳しい条件となる断面で評価を実施する。図 5-1, 図 5-2 にそれぞれ評価の対象とする主桁、スキンプレートを示す。また、図 5-3 に固定ボルトの納まりを示す。

5.5.1 主桁

主桁の支持条件は両端をピン支持とし、図 5-1 に示すとおり、主桁が荷重を負担する範囲が最も大きくなり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

(1) 基準地震動 S_s による地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_v$$

ここで、
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

(2) 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 $W_{s s'}$

$$W_{s s'} = (G + S_s + P_s) \cdot L_1 \cdot 10^{-3} / A$$

ここで、
 $W_{s s'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)
 G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 L_1 : 主桁の負担幅 (mm)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) 主桁に作用する最大せん断応力度 τ

$$\tau = (Q \cdot 10^3) / A_s$$

τ : 主桁に作用する最大せん断応力度 (N/mm²)

Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)

A_s : 主桁のせん断断面積 (mm²)

ここで、 $Q = 1/2 \cdot W_{s s'} \cdot L_2 \cdot 10^{-3}$

Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)

$W_{s s'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L_2 : 主桁全長 (mm)

(4) 主桁に作用する最大曲げ応力度 σ

$$\sigma = (M \cdot 10^6) / Z$$

σ : 主桁に作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

Z : 主桁の断面係数 (mm³)

$$\text{ここで, } M = 1/8 \cdot W_{ss'} \cdot (L_2 \cdot 10^{-3})^2$$

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

$W_{ss'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L_2 : 主桁全長 (mm)

(5) 主桁に作用する組合せ応力度

主桁に作用する曲げ応力度, せん断応力度を算定し, 主桁の短期許容応力度以下であることを確認する。また, 主桁に生じる曲げ応力度とせん断応力度から, 組合せ応力度を「鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー (日本建築学会, 2005 改定)」に基づく次式により算定し, 短期許容応力度以下であることを確認する。

$$x = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで, x : 組合せ応力度 (N/mm²)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

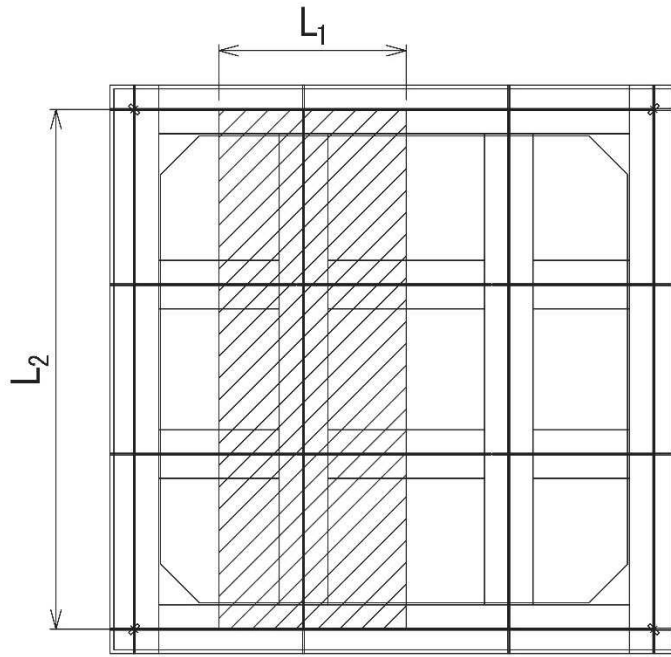


図5-1 評価の対象とする主桁

5.5.2 スキンプレート

スキンプレートの支持条件は四辺固定とし、図 5-2 に示すとおり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。曲げ応力度及びせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」より以下の式にて算出する。

(1) 基準地震動 S_s による地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_v$$

ここで、
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

(2) スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の荷重 W_{ss}

$$W_{ss} = (G + S_s + P_s) / A$$

ここで、
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 σ

スキンプレートに作用する曲げ応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\sigma = \beta_2 \cdot W_{ss} \cdot L_4^2 \cdot 10^{-3} / t^2$$

ここで、
 σ : スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)
 β_2 : スキンプレートの辺長比に応じた係数
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

(4) スキンプレートに作用する最大せん断応力度 τ

スキンプレートに作用するせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\tau = W_{ss} \cdot L_3 \cdot L_4 \cdot 10^{-3} / (t \cdot (L_3 + L_4) \cdot 2)$$

ここで、 τ : スキンプレートに作用する最大せん断応力度 (N/mm²)
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 L_3 : スキンプレートの支持長辺長さ (mm)
 L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

(5) スキンプレートに作用する組合せ応力度

スキンプレートに作用する曲げ応力度，せん断応力度を算定し，スキンプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。また，スキンプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

$$x = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、 x : 組合せ応力度 (N/mm²)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

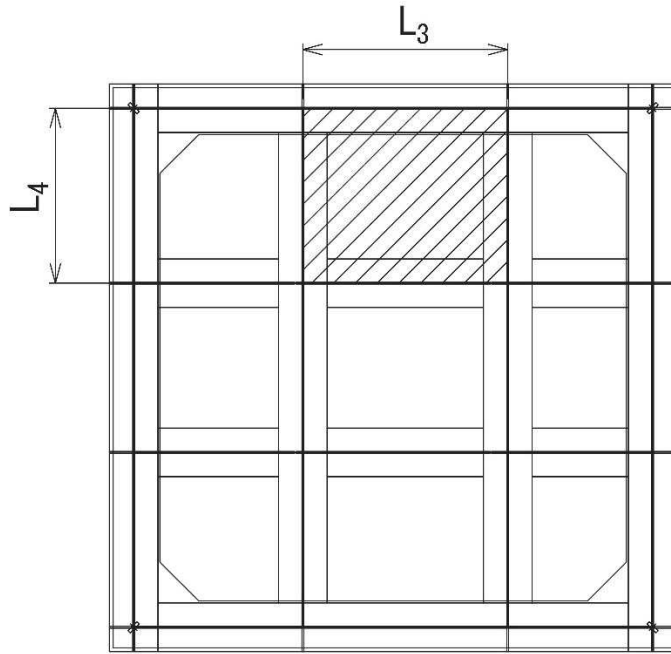


図 5-2 評価の対象とするスキンプレート

5.5.3 固定ボルト

- (1) 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_H$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)
 G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

- (2) 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_V$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)
 G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_V : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

- (3) 固定ボルトに作用する引張力 T_d

$$T_d = S_s / N$$

ここで、 T_d : 固定ボルト 1 本当りに作用する引張力 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)
 N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

- (4) 固定ボルトに作用するせん断力 q

$$q = S_s / N$$

ここで、 q : 固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)
 N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

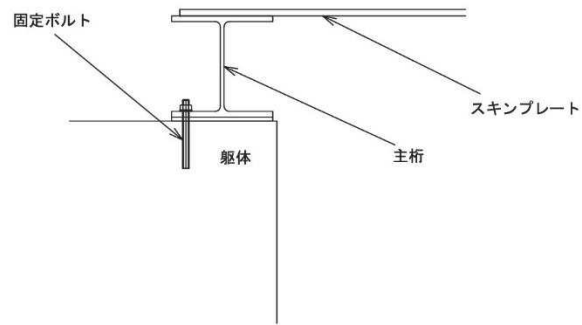
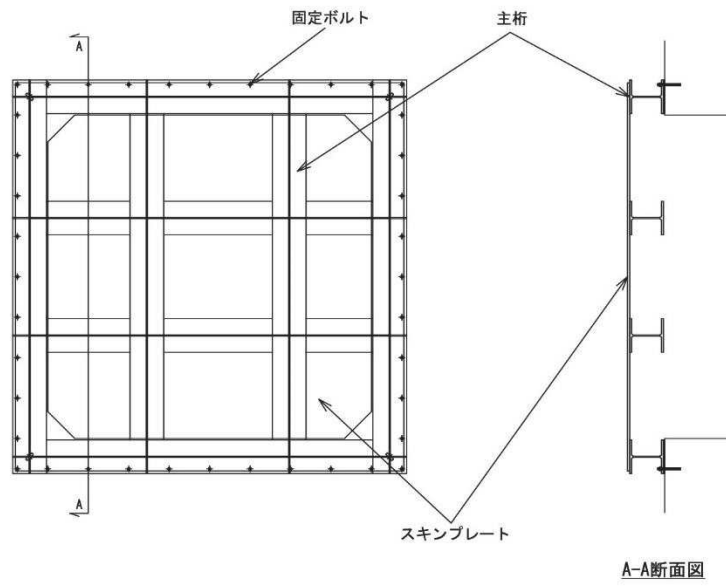


図5-3 固定ボルトの納まり

5.6 評価条件

浸水防止蓋の耐震評価に用いる入力値を表 5-5 に示す。

表 5-5 浸水防止蓋の耐震評価に用いる入力値

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
主桁	G	kN	主桁とスキンプレートの固定荷重	23.93
	P _s	kN	積雪荷重	2.50
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	8.29
	L ₁	mm	主桁の負担幅	963
	L ₂	mm	主桁全長	2670
	A _s	mm ²	主桁のせん断断面積	1998
	Z	mm ³	主桁の断面係数	8.46×10 ⁵
スキンプ プレート	G	kN	スキンプレートの固定荷重	10.20
	P _s	kN	積雪荷重	2.50
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	8.29
	L ₃	mm	スキンプレートの支持長辺長さ	1055
	L ₄	mm	スキンプレートの支持短辺長さ	900
	β ₂	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数	0.4
固定 ボルト	N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数	40

6. 評価結果

浸水防止蓋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、すべての部材において発生応力又は応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 浸水防止蓋の耐震評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
主桁	曲げ	11	N/mm ²	325	N/mm ²	0.04 < 1.0
	せん断	7	N/mm ²	188	N/mm ²	0.04 < 1.0
	組合せ	17	N/mm ²	325	N/mm ²	0.06 < 1.0
スキンプレート	曲げ	7	N/mm ²	325	N/mm ²	0.03 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	188	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	8	N/mm ²	325	N/mm ²	0.03 < 1.0
固定ボルト	引張	1.5	kN	37.7	kN	0.04 < 1.0
	せん断	3.3	kN	32.9	kN	0.11 < 1.0
	組合せ	—		—		0.02 < 1.0

VI-2-10-2-8-2 浸水防止蓋
(揚水井戸(第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内))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	7
4.	固有値解析	8
4.1	固有振動数の計算方法	8
4.2	固有振動数の計算条件	9
4.3	固有振動数の計算結果	9
5.	構造強度評価	10
5.1	構造強度評価方法	10
5.2	荷重及び荷重の組合せ	10
5.3	許容限界	11
5.4	設計用地震力	12
5.5	評価方法	13
5.6	評価条件	21
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に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内））（以下「浸水防止蓋」という。）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。その耐震評価は浸水防止蓋の固有値解析及び応力評価により行う。

浸水防止蓋は、浸水防止設備としてSクラスの施設に分類される。以下、浸水防止設備としての構造強度評価を示す。

なお、浸水防止蓋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する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

浸水防止蓋は、揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）に設置する。
浸水防止蓋の設置位置図を図2-1に示す。

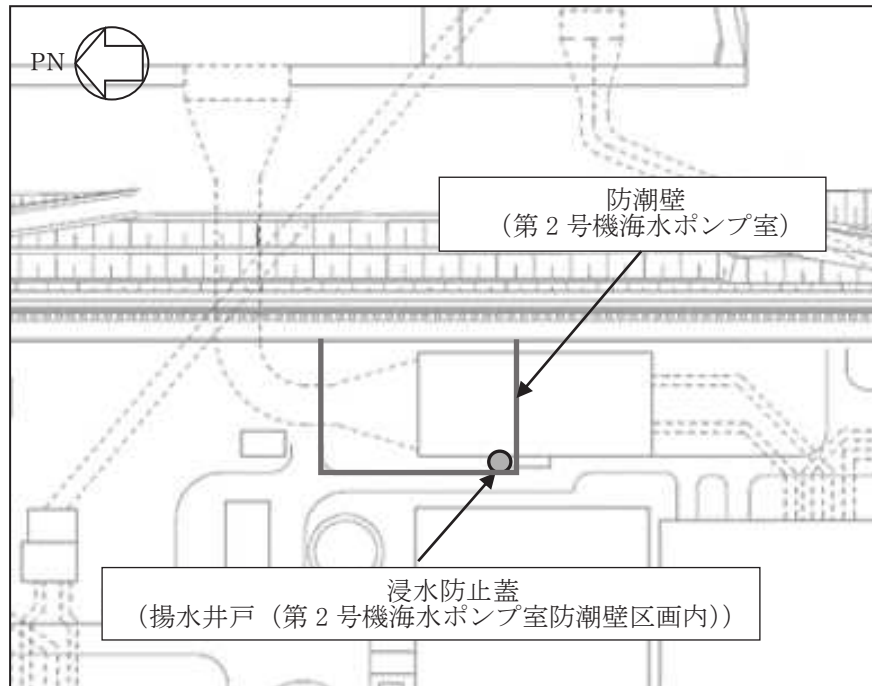


図2-1 浸水防止蓋の設置位置図

2.2 構造計画

浸水防止蓋の構造は、長方形のスキンプレートに主桁（H型鋼）を組合せた構造とする。

浸水防止蓋は、揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に固定ボルトにて固定する。浸水防止蓋の構造計画を表2-1に示す。

表 2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	

2.3 評価方針

浸水防止蓋の耐震評価は、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」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「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。

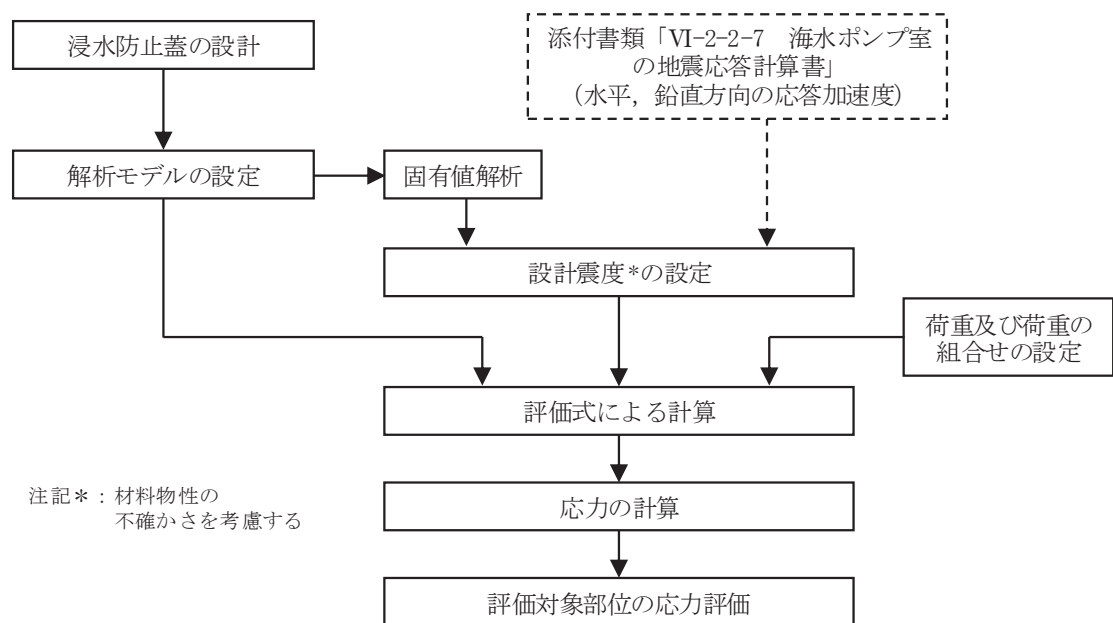


図 2-2 耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（日本建築学会，2005 改定）
- (2) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (3) 機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）

2.5 記号の説明

浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号

記号	単位	定義
S_s	kN	基準地震動 S_s による地震荷重
k_H	—	基準地震動 S_s の水平方向の設計震度
k_V	—	基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度
G	kN	固定荷重
P_s	kN	積雪荷重
W_s	N/m ²	1 cm 当りの積雪荷重
d_s	cm	積雪高さ
A	m ²	浸水防止蓋の面積
$W_{s s}$	kN/m ²	単位面積当りの等分布荷重
$W_{s s}'$	kN/m	単位長さ当りの等分布荷重
τ	N/mm ²	最大せん断応力度
σ	N/mm ²	最大曲げ応力度
Q	kN	最大せん断力
M	kN・m	最大曲げモーメント
x	N/mm ²	組合せ応力度
A_s	mm ²	せん断断面積
Z	mm ³	断面係数
L_1	mm	主桁の負担幅
L_2	mm	主桁全長
L_3	mm	スキンプレートの支持長辺長さ
L_4	mm	スキンプレートの支持短辺長さ
β_2	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数
t	mm	スキンプレートの厚さ
N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数
T_d	kN	固定ボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に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。

浸水防止蓋は、地震に伴う慣性力が浸水防止蓋のスキンプレート、主桁に伝わり、浸水防止蓋を固定する固定ボルトを介して躯体に伝達されることから、スキンプレート、主桁及び固定ボルトを評価対象部位として設定する。評価対象部位を図3-1に示す。

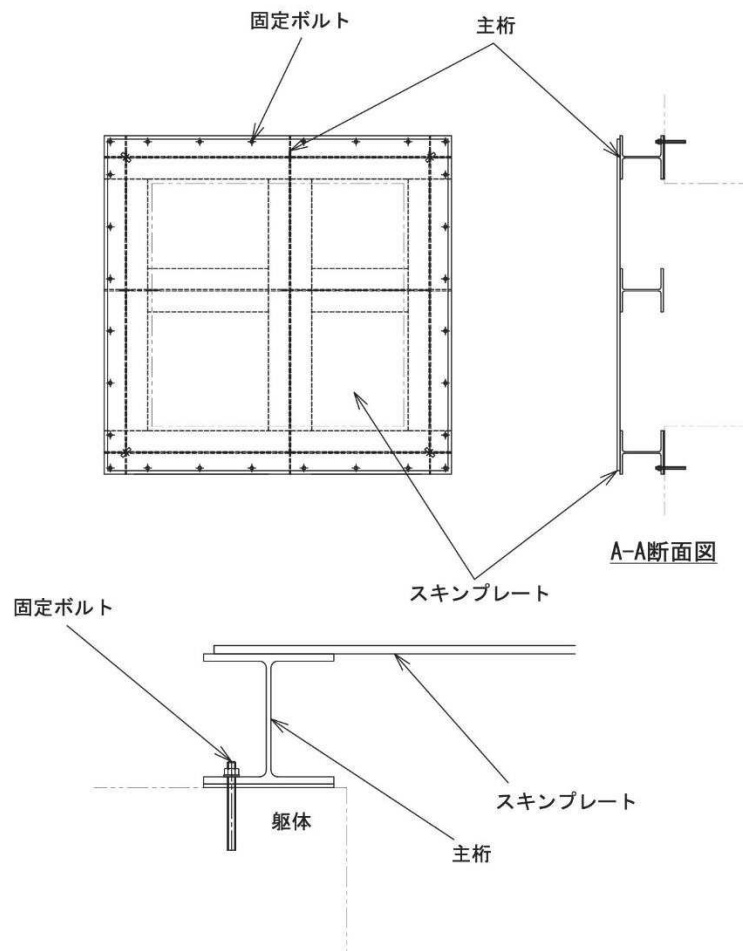


図3-1 評価対象部位

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

浸水防止蓋の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を算出する。

4.1.1 解析モデルの設定

浸水防止蓋は、スキンプレート及び主桁の組合せにより剛な断面を有しているとともに、固定ボルトを介し、浸水防止蓋と躯体を固定する構造であることから、浸水防止蓋の主桁を両端ピン支持に単純化したモデルとし、モデル化に用いるはり長さは、主桁の全長とする。図4-1に解析モデル図を示す。

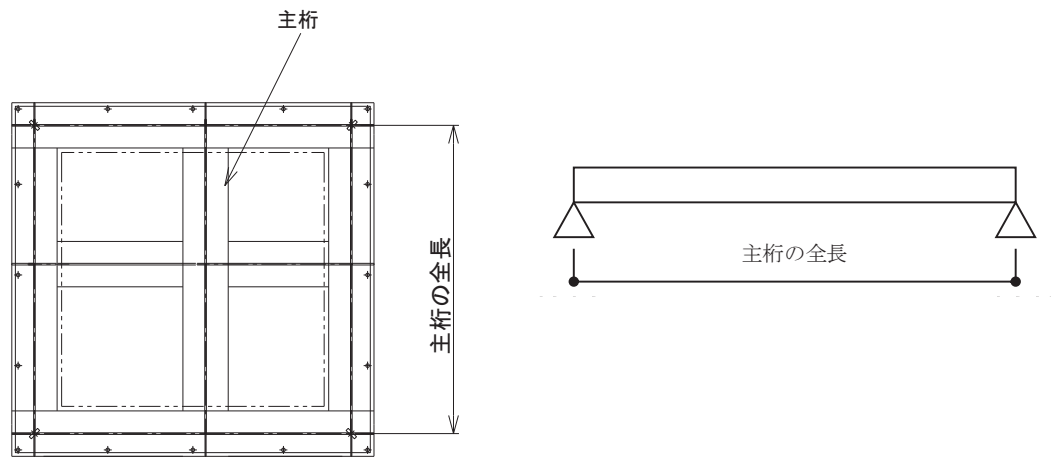


図4-1 浸水防止蓋の固有値解析モデル

4.1.2 記号の説明

浸水防止蓋の固有振動数算出に用いる記号を表 4-1 に示す。

表 4-1 浸水防止蓋の固有振動数の計算に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	一次固有振動数
L	mm	はりの長さ
E	N/mm ²	ヤング率
I	mm ⁴	主桁の断面二次モーメント
m	kg/mm	質量分布

4.1.3 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「土木学会構造力学公式集」を参考に以下の式より算出する。

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

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。

表 4-2 固有振動数の計算条件

はり長さ L (mm)	ヤング率 E (N/mm ²)	断面二次 モーメント I (mm ⁴)	質量分布 m (kg/mm)
1700	2.05 × 10 ⁵	3.65 × 10 ⁷	7.18 × 10 ⁻²

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。固有振動数は 20Hz 以上であることから、剛構造である。

表 4-3 固有振動数の計算結果

固有振動数 (Hz)	175.46
---------------	--------

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の耐震評価は、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作用する応力等が「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 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + S_s + P_s$$

ここで、
 G : 固定荷重 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)

5.2.2 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重は、以下のとおりとする。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

(2) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、添付書類「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下に式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 W_s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m²)
 d_s : 積雪高さ 43 (cm)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s に伴う慣性力を考慮する。地震荷重は浸水防止蓋の固定荷重及び積雪荷重に設計震度を乗じた次式により算出する。

$$S_s = (G + P_s) \cdot k$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : 固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k : 基準地震動 S_s の設計震度

5.3 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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

5.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成するスキンプレート、主桁、固定ボルトの使用材料を表 5-1 に示す。

表 5-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SM490Y	t = 16 (mm)
主桁	SM490Y	H-250×250×9×14 (mm)
固定ボルト	SM490Y	M16

5.3.2 許容限界

(1) スキンプレート、主桁

鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）」を踏まえて表 5-2 の値とする。

表 5-2 鋼材の短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ	せん断
SM490Y	325	188

(2) 固定ボルト

固定ボルトの許容荷重は、「3. 評価対象部位」に記載した固定ボルトに作用する荷重

の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）」に基づき算定する。

地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重を表 5-3 に示す。

なお，固定ボルトは躯体に埋め込まれていることから，固定ボルトが引張力を受ける場合においては，固定ボルトの降伏により決まる許容荷重，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，固定ボルトがせん断力を受ける場合においては，固定ボルト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により決まる許容荷重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 地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)	
	引張	せん断
SM490Y	37.7	32.9

5.4 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり，浸水防止蓋の固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，浸水防止蓋の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-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。

耐震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	床面高さ (m)	基準地震動 S_s の設計震度	
		水平方向 k_H	鉛直方向 k_v
揚水井戸（第 2 号機海水ポンプ室防潮壁区画内）	O.P. 14.0	4.92	2.15

5.5 評価方法

浸水防止蓋を構成する主桁、スキンプレート及び固定ボルトに発生する応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。主桁とスキンプレートについては、評価上最も厳しい条件となる断面で評価を実施する。図5-1，図5-2にそれぞれ評価の対象とする主桁、スキンプレートを示す。また、図5-3に固定ボルトの納まりを示す。

5.5.1 主桁

主桁の支持条件は両端をピン支持とし、図5-1に示すとおり、主桁が荷重を負担する範囲が最も大きくなり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

(1) 基準地震動 S_s による地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_v$$

ここで、
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

(2) 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 $W_{s s'}$

$$W_{s s'} = (G + S_s + P_s) \cdot L_1 \cdot 10^{-3} / A$$

ここで、
 $W_{s s'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)
 G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 L_1 : 主桁の負担幅 (mm)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) 主桁に作用する最大せん断応力度 τ

$$\tau = (Q \cdot 10^3) / A_s$$

τ : 主桁に作用する最大せん断応力度 (N/mm²)

Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)

A_s : 主桁のせん断断面積 (mm²)

ここで、 $Q = 1/2 \cdot W_{s s'} \cdot L_2 \cdot 10^{-3}$

Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)

$W_{s s'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L_2 : 主桁全長 (mm)

(4) 主桁に作用する最大曲げ応力度 σ

$$\sigma = (M \cdot 10^6) / Z$$

σ : 主桁に作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

Z : 主桁の断面係数 (mm³)

$$\text{ここで, } M = 1/8 \cdot W_{ss'} \cdot (L_2 \cdot 10^{-3})^2$$

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

$W_{ss'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L_2 : 主桁全長 (mm)

(5) 主桁に作用する組合せ応力度

主桁に作用する曲げ応力度, せん断応力度を算定し, 主桁の短期許容応力度以下であることを確認する。また, 主桁に生じる曲げ応力度とせん断応力度から, 組合せ応力度を「鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー (日本建築学会, 2005 改定)」に基づく次式により算定し, 短期許容応力度以下であることを確認する。

$$x = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで, x : 組合せ応力度 (N/mm²)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

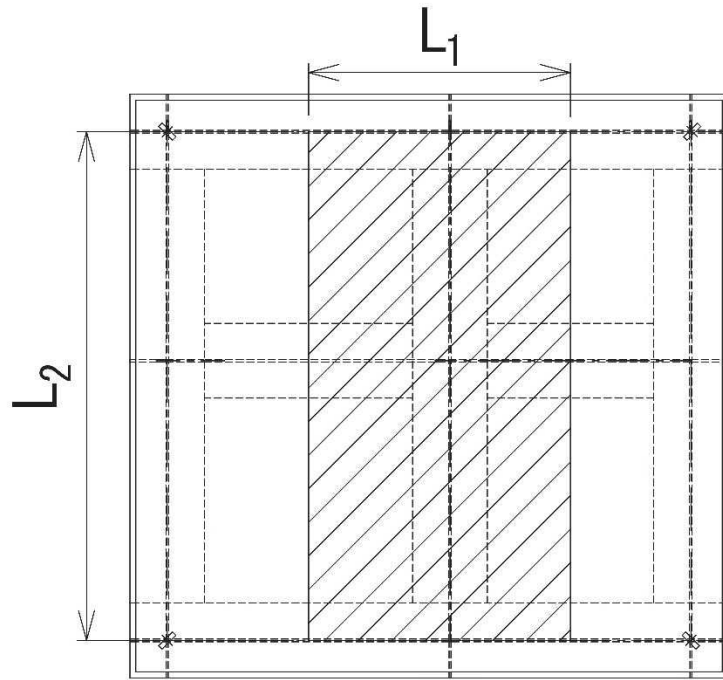


図5-1 評価の対象とする主桁

5.5.2 スキンプレート

スキンプレートの支持条件は四辺固定とし、図 5-2 に示すとおり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。曲げ応力度及びせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」より以下の式にて算出する。

(1) 基準地震動 S_s による地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_v$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

(2) スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の荷重 W_{ss}

$$W_{ss} = (G + S_s + P_s) / A$$

ここで、 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 σ

スキンプレートに作用する曲げ応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\sigma = \beta_2 \cdot W_{ss} \cdot L_4^2 \cdot 10^{-3} / t^2$$

ここで、 σ : スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)
 β_2 : スキンプレートの辺長比に応じた係数
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

(4) スキンプレートに作用する最大せん断応力度 τ

スキンプレートに作用するせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\tau = W_{ss} \cdot L_3 \cdot L_4 \cdot 10^{-3} / (t \cdot (L_3 + L_4) \cdot 2)$$

ここで、 τ : スキンプレートに作用する最大せん断応力度 (N/mm²)
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 L_3 : スキンプレートの支持長辺長さ (mm)
 L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

(5) スキンプレートに作用する組合せ応力度

スキンプレートに作用する曲げ応力度，せん断応力度を算定し，スキンプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。また，スキンプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

$$x = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、 x : 組合せ応力度 (N/mm²)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

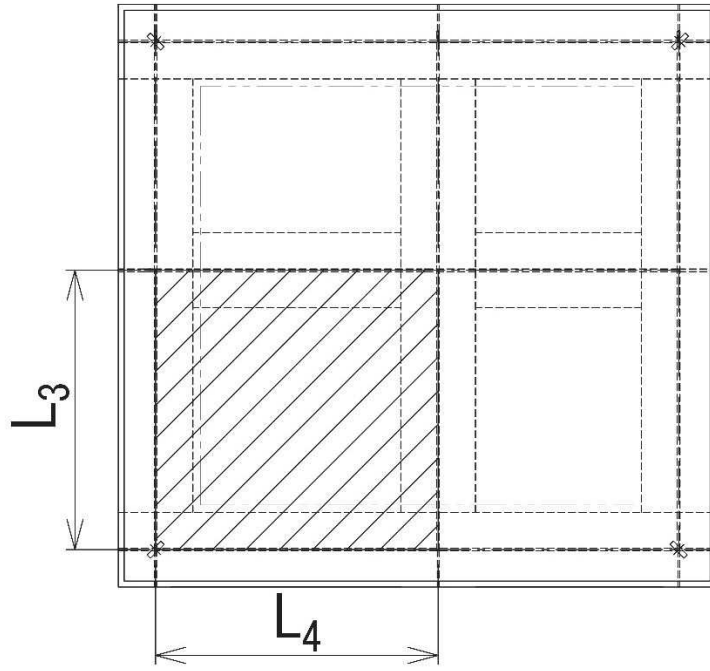


図5-2 評価の対象とするスキンプレート

5.5.3 固定ボルト

- (1) 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_H$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)
 G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

- (2) 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_V$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)
 G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_V : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

- (3) 固定ボルトに作用する引張力 T_d

$$T_d = S_s / N$$

ここで、 T_d : 固定ボルト 1 本当りに作用する引張力 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)
 N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

- (4) 固定ボルトに作用するせん断力 q

$$q = S_s / N$$

ここで、 q : 固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)
 N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

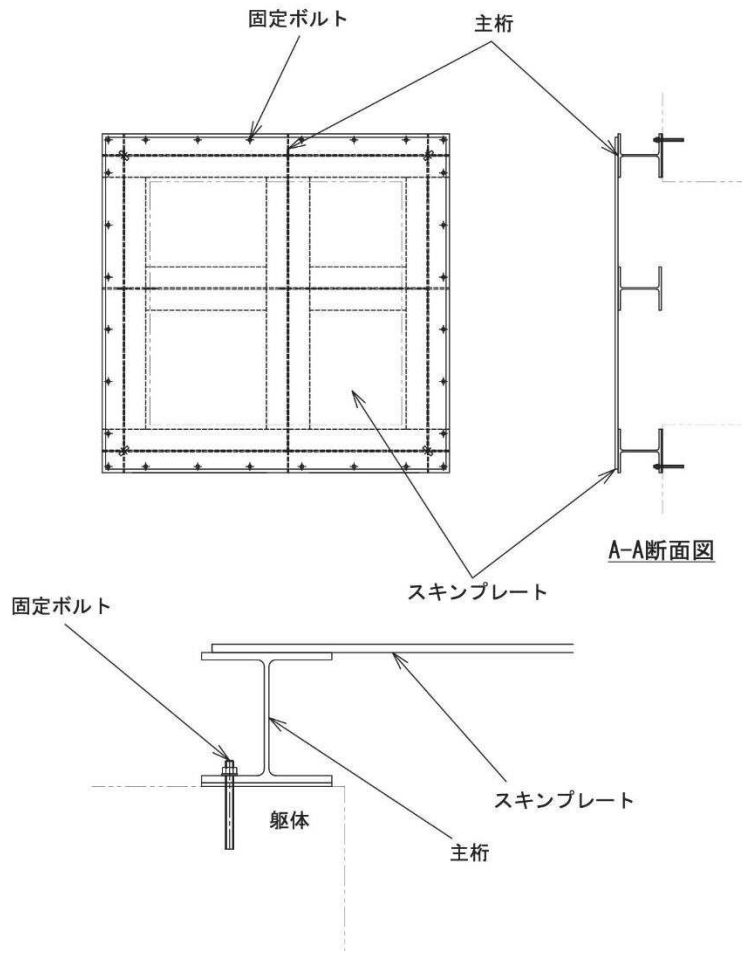


図 5-3 固定ボルトの納まり

5.6 評価条件

浸水防止蓋の耐震評価に用いる入力値を表 5-5 に示す。

表 5-5 浸水防止蓋の耐震評価に用いる入力値

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
主桁	G	kN	主桁とスキンプレートの固定荷重	11.28
	P _s	kN	積雪荷重	1.13
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	3.74
	L ₁	mm	主桁の負担幅	875
	L ₂	mm	主桁全長	1700
	A _s	mm ²	主桁のせん断断面積	1998
	Z	mm ³	主桁の断面係数	8.46×10 ⁵
スキンプ プレート	G	kN	スキンプレートの固定荷重	4.61
	P _s	kN	積雪荷重	1.13
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	3.74
	L ₃	mm	スキンプレートの支持長辺長さ	945
	L ₄	mm	スキンプレートの支持短辺長さ	935
	β ₂	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数	0.4
固定 ボルト	N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数	28

6. 評価結果

浸水防止蓋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、すべての部材において発生応力又は応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 浸水防止蓋の耐震評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
主桁	曲げ	4	N/mm ²	325	N/mm ²	0.02 < 1.0
	せん断	4	N/mm ²	188	N/mm ²	0.03 < 1.0
	組合せ	8	N/mm ²	325	N/mm ²	0.03 < 1.0
スキンプレート	曲げ	7	N/mm ²	325	N/mm ²	0.03 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	188	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	8	N/mm ²	325	N/mm ²	0.03 < 1.0
固定ボルト	引張	1.0	kN	37.7	kN	0.03 < 1.0
	せん断	2.2	kN	32.9	kN	0.07 < 1.0
	組合せ	—		—		0.01 < 1.0