

本資料のうち、枠囲みの内容は商業機密の観点や防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-01-0140-1_改 29
提出年月日	2021年10月6日

補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料

目次

1. 入力津波の評価
 - 1.1 潮位観測記録の考え方について
 - 1.2 遡上・浸水域の考え方について
 - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について
 - 1.4 管路解析モデルについて
 - 1.5 入力津波の不確かさの考慮について
 - 1.6 津波シミュレーションにおける解析モデルについて
 - 1.7 非常用取水設備内に貯留される水量の算定について
2. 津波防護対象設備
 - 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について
3. 取水性に関する考慮事項
 - 3.1 砂移動による影響確認について
 - 3.2 除塵装置の取水性への影響について
 - 3.3 非常用海水ポンプの波力に対する強度評価について
4. 漂流物に関する考慮事項
 - 4.1 設計に用いる遡上波の流速について
 - 4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性
 - 4.3 漂流物による衝突荷重について
5. 設計における考慮事項
 - 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について
 - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて
 - 5.3 津波防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について
 - 5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について
 - 5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価
 - 5.6 津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについて
 - 5.7 浸水防護施設の評価における衝突荷重，風荷重及び積雪荷重について
 - 5.8 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について
 - 5.9 耐震及び耐津波設計における許容限界について
 - 5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について
 - 5.11 地殻変動後の津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
 - 5.12 浸水防護施設のアンカーボルトの設計について

- 5.13 強度計算に用いた規格・基準類の適用性について
- 5.14 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について
- 5.15 浸水量評価について
- 5.16 強度評価における津波荷重等の鉛直方向荷重の考え方について
- 5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について
- 5.18 防潮壁内のスロッシングによる非常用海水ポンプへの没水影響について
- 5.19 津波監視設備の設備構成及び電源構成について
- 5.20 軽油タンクエリアにおける浸水防護重点化範囲について
- 5.21 屋外タンク等からの溢水影響評価について
- 5.22 復水器水室出入口弁の津波に対する健全性について
- 5.23 タービン補機冷却海水系ポンプ吐出弁の津波に対する健全性について
- 5.24 津波への流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価
 - 5.24.1 3号機補機放水側配管の基準地震動 S_s に対する耐震評価
 - 5.24.2 3号機海水系ポンプの基準地震動 S_s に対する耐震評価
 - 5.24.3 3号機取水側海水系配管の基準地震動 S_s に対する耐震評価
 - 5.24.4 2号機および3号機海水ポンプの津波に対する強度評価
 - 5.24.5 2号機および3号機海水系配管・弁の津波に対する強度評価
- 5.25 第3号機海水熱交換器建屋の回転の影響について
- 5.26 大津波警報発表時等における常用系海水系の運用について
- 5.27 防潮壁の止水構造について

5.28 3号機海水系に関する津波時の敷地への流入影響について

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 6.1 防潮堤に関する補足説明
 - 6.2 取放水路流路縮小工に関する補足説明
 - 6.3 防潮壁に関する補足説明
 - 6.4 貯留堰に関する補足説明
 - 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
 - 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
 - 6.5.2 水密扉に関する補足説明
 - 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
 - 6.5.4 浸水防止壁に関する補足説明
 - 6.5.5 逆止弁付ファンネルに関する補足説明
 - 6.5.6 貫通部止水処置に関する補足説明
 - 6.6 津波監視設備に関する補足説明
 - 6.6.1 津波監視カメラに関する補足説明

6.6.2 取水ピット水位計に関する補足説明

 : 本日の説明範囲

5.17 津波に対する止水機能を有する施設の評価について

5.17.1 概要

第2号機海水ポンプ室、第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト、第3号機海水ポンプ室及び第3号機海水熱交換器建屋に設置される浸水防護に関する施設としては、防潮壁、逆止弁付ファンネル、貫通部止水処置、浸水防止蓋及び水密扉があり、これらは耐震Sクラスであるとともに、地震時・津波時においても止水機能が要求される設備である。

第2号機海水ポンプ室、第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト、第3号機海水ポンプ室及び第3号機海水熱交換器建屋は、添付書類「VI-2-1-4 耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分の基本方針」に示すとおり、耐震Sクラスの浸水防護施設が設置される間接支持構造物であり、地震時の止水機能を保持する設計としている。

これらの津波に対する止水機能を有する施設の基準上の位置付け並びに耐震及び強度評価に係る図書構成を表5.17-1に示す。

第2号機海水ポンプ室、第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト及び第3号機海水ポンプ室のうち、止水性の維持が要求される部位が、基準地震動S_sによる地震力に伴い生じる荷重又は応力に対して、おおむね弾性状態にとどまることを各施設の耐震性についての計算書にて確認していることから、止水機能は保持される。

浸水防護重点化範囲である海水ポンプ室補機ポンプエリアと隣接する海水ポンプ室の隔壁については、「補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」において、基準地震動S_s後の基準津波と余震の重畳を想定した場合の漏水量評価を行っており、ひび割れ幅やひび割れの貫通、津波の継続時間を保守的に考慮した条件での総漏水量を0.151m³と評価している。この漏水量を考慮して逆止弁ファンネルによる浸水量0.3m³と合算して評価した場合においても表5.17-2に示すとおり、第2号機原子炉補機冷却海水ポンプ及び高压炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの機能喪失高さに対して、浸水高さは十分小さく、安全機能へ影響はないことを確認した。

また、第3号機海水熱交換器建屋の止水性の維持が要求される部位については、「補足-610-12 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」のうち「別紙6 浸水に対する境界躯体の止水性について」において、基準地震動S_sによる地震力に伴い生じる応力に対して算定した残留ひび割れ幅は、「原子力施設における建築物の維持管理指針・同解説（日本建築学会）」に示される、コンクリート構造物の水密性に影響を与える評価基準である「0.2mm」未満となることを確認していることから、止水機能は維持される。

表5.17-1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について

施設・設備	施設区分	耐震設計			耐津波設計		
		技術基準規則の解釈 (第5条 地震による損傷の防止)	機能維持の基本方針 (VI-2-1-9)	評価記録記載箇所	技術基準規則の解釈 (第6条 津波による損傷の防止)	津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針 (VI-3-別添3-1)	評価記録記載箇所
海水ポンプ室 (隔壁, 中床版)	屋外重要土木構造物 (津波防護施設及び浸水防止設備の間接支持構造物)	<p>1 第1項の規定は、設置許可基準規則第4条第1項の規定に基づき設置許可で確認した設計方針に基づき、設置基準対象施設が、設置許可基準規則第4条第2項の地震力に対し、施設の機能を維持していること又は構造強度を確保していることをいう。</p> <p>2 第2項の規定は、設置許可基準規則第4条第3項の規定に基づき設置許可で確認した設計方針に基づき、耐震重要施設が、設置許可基準規則第4条第3項の基準地震動による地震力に対し、施設の機能を維持していること又は構造強度を確保していることをいう。</p>	<p>止水性の維持が要求される施設が取付けられた、建物・構築物及び土木構造物の壁など、止水性の維持が要求される部位についても、基準地震動Ssによる地震力に伴い生じる荷重又は応力に対して、おおむね弾性状態にとどまることを計算により確認する。</p>	VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書	記載なし	(隔壁, 中床版の津波に対する強度評価は、補足説明資料にて実施。)	補足-610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】 資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価
原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) (頂版)	屋外重要土木構造物 (津波防護施設及び浸水防止設備の間接支持構造物)			VI-2-2-12-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト(鉛直部)の耐震性についての計算書		(頂版の津波に対する強度評価は、補足説明資料にて実施。)	補足-610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】 資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクト(鉛直部)の耐震安全性評価
第3号機海水ポンプ室 (隔壁)	屋外重要土木構造物 (津波防護施設及び浸水防止設備の間接支持構造物)			VI-2-2-10 第3号機海水ポンプ室の耐震性についての計算書		(隔壁の津波に対する強度評価は、補足説明資料にて実施。)	補足-610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】 資料14 第3号機海水ポンプ室の耐震安全性評価
第3号機海水熱交換器建屋 (止水機能を有する壁, 床)	建物・構築物 (津波防護施設及び浸水防止設備の間接支持構造物)			VI-2-2-30 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書		(止水機能を有する壁, 床の津波に対する強度評価は、補足説明資料にて実施。)	補足-610-12【第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料】

表 5.17-2 海水ポンプ室の浸水量評価結果

設置区画	逆止弁付フ ァンネルに よる浸水量 (m^3) (A)	海水ポンプ 室の隔壁か らの漏水量 (m^3) (B)	海水ポンプ 室の浸水量 (m^3) (A+B)	区画有効 面積 (m^2) (C)	浸水高さ (m) (A+B)/C	機能喪失 高さ* (m)
原子炉補機冷却海 水ポンプ(A)(C)室	0.3	0.151	0.451	63.7	0.01 m	0.275
原子炉補機冷却海 水ポンプ(B)(D)室	0.3	0.151	0.451	128.5	0.01 m	0.275
高圧炉心スプレイ 補機冷却海水ポン プ室	0.2	0.151	0.351	17.2	0.03 m	0.065

注記*：ポンプ（電動機，端子箱），電動弁及び計装品の機能喪失高さの設定については，それぞれ浸水により実際に機能を損なうおそれのある高さがあるが，一番低い設備の設置高さに対して余裕を考慮し，更に低いポンプのコンクリート基礎高さを機能喪失高さに設定する。

5.18 防潮壁内のスロッシングによる非常用海水ポンプの没水影響について

5.18.1 概要

スロッシングは、繰り返し作用する地震動により水面が自由振動する現象であり、水の固有周期と地震動の卓越周期が一致すると水面は大きく励起される。これに対し、第2号機、第3号機海水ポンプ室及び放水立坑位置の入力津波は、第1波の影響が支配的で、各防潮壁内に津波水位（水の固有周期）は時々刻々変化し、津波が貯留する継続時間は短いのが特徴で、スロッシングによる水面変化は生じにくいと考えられる。その一例として、第2号機海水ポンプ室における入力津波の水位時刻歴波形、防潮壁（第2号機海水ポンプ室）内に津波が貯留する継続時間を図5.18-1に示す。防潮壁内の津波水位は時間とともに変動しており、津波が貯留する継続時間は168秒（2.8分）に対し、最高水位（O.P.+18.06m）の継続時間は4秒と短い。

ただし、第2号機海水ポンプ室は補機ポンプを支持しており、そのエリアは防潮壁に隣接しているとともに（図5.18-2）、入力津波水位（O.P.+18.1m）に対して防潮壁高さ（O.P.+19.0m）との差異が0.9mと最も少ないことを踏まえ、防潮壁（第2号機海水ポンプ室）（以下、「防潮壁」という。）を対象に、余震（弾性設計用地震動 S d - D 2）を作用させたスロッシング解析を実施し、非常用海水ポンプに及ぼす影響を確認する。

スロッシング解析に用いる入力地震動について、水平1方向及び鉛直方向加振に加え、水平2方向及び鉛直方向加振による影響についても考慮する。水平2方向及び鉛直方向加振の検討の詳細は、「(別紙4) 水平2方向及び鉛直方向加振による影響検討」に示す。

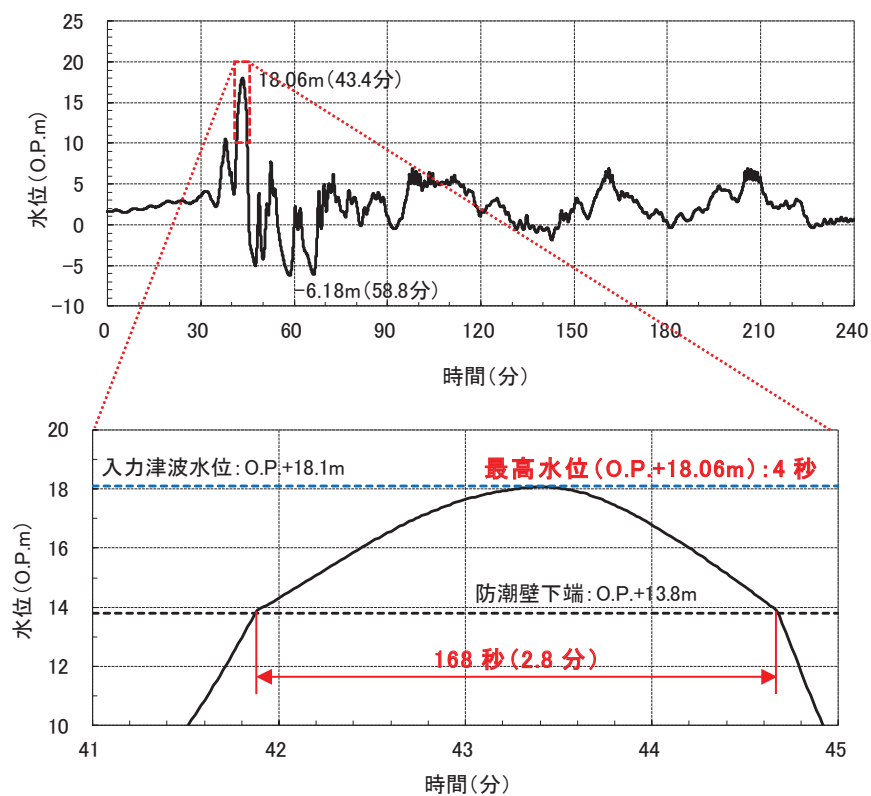
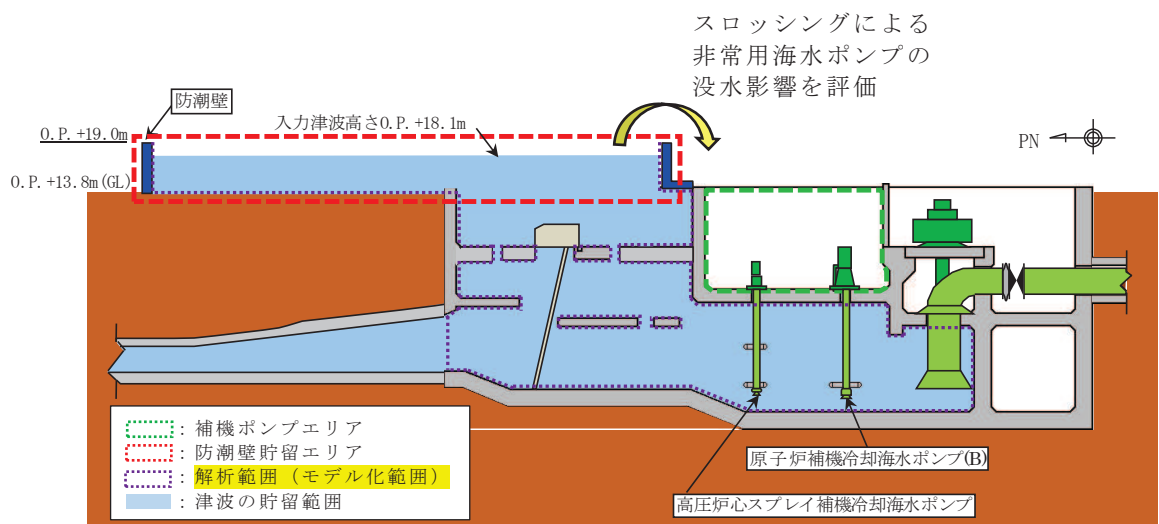


図 5.18-1 第 2 号機海水ポンプ室における入力津波の水位時刻歴波形
及び防潮壁内に津波を貯留する継続時間



(平面図)



(A-A 断面図)

図 5.18-2 第 2 号機海水ポンプ室及び防潮壁の配置

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.18.2 検討条件の整理

(1) 解析範囲

取水口から流入した津波は、海水ポンプ室を通じて地表面（O.P.+13.8m）に設置した防潮壁に貯留され、その水深は防潮壁区画内において海水ポンプ室と地上部において異なり一様ではない。解析範囲としてはスロッシングによる水面変化量は水深の影響を受けることを踏まえ（酒井ほか（2007））*，防潮壁区画内において海水ポンプ室内も考慮することとした。解析範囲を図 5.18-3 に示す。

注記*：水深がスロッシングの水面変化に及ぼす影響に関する知見の詳細は、「（別紙 1）水深がスロッシングの水面変化に及ぼす影響について」に示す。

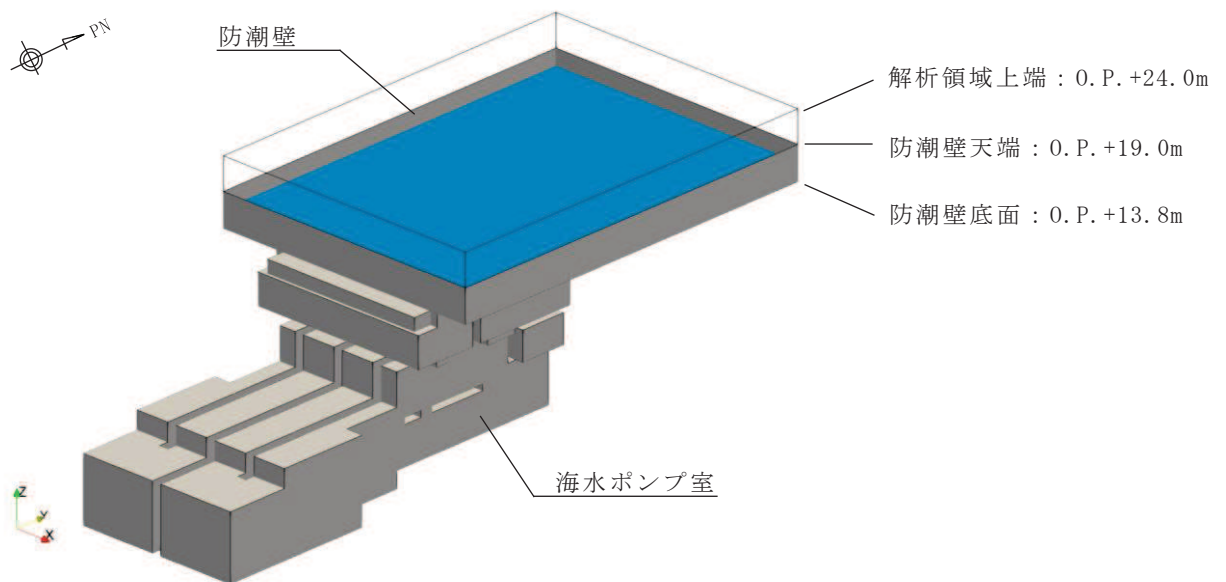


図 5.18-3 解析範囲（防潮壁＋海水ポンプ室）*

注記*：図 5.18-2 に示す解析範囲を考慮

(2) 入力地震動

防潮壁と海水ポンプ室は各々独立した構造であることから、防潮壁内に一時的に貯留される津波のうち海水ポンプ室直上の津波は、岩盤上に設置される海水ポンプ室底面からの地震動により振動し、海水ポンプ室直上を除く範囲の津波は、盛土表面にある防潮壁底面からの地震動の影響を受け、各々振動特性が異なる。防潮壁底面（地表面、O.P. +13.8m）と海水ポンプ室底版上面（O.P. -7.5m）の水平速度応答スペクトルの比較を図 5.18-4 に示す。図 5.18-4 のとおり、各位置で速度応答スペクトルは異なり、防潮壁底面（地表面、O.P. +13.8m）の速度応答スペクトルが大きい。スロッシング波高は入力地震動の速度応答スペクトルに比例する*ことを踏まえ、保守的に、岩盤上に設置される海水ポンプ室に対しても水平速度応答スペクトルが大きい防潮壁底面（O.P. +13.8m）の地震動を用いる。

注記*：容器構造設計指針・同解説（日本建築学会）

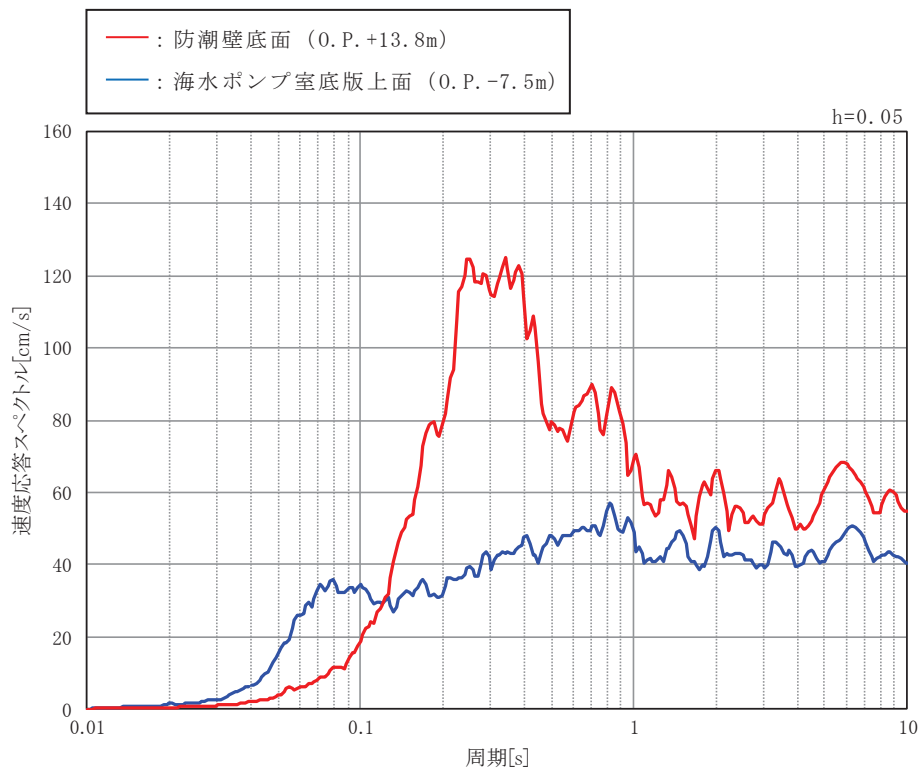


図 5.18-4 防潮壁底面（O.P. +13.8m）と海水ポンプ室底版上面（O.P. -7.5m）の水平速度応答スペクトルの比較*^{1, 2, 3}

- 注記**
- *¹：防潮壁底面（O.P. +13.8m）の水平速度応答スペクトルの詳細は、「5.18.3 入力地震動」に示す。
 - *²：海水ポンプ室底版上面（O.P. -7.5m）の水平速度応答スペクトルの詳細は、「補足-140-1 5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価」に示す。
 - *³：減衰定数について、本比較は入力位置の違いが速度応答スペクトルに及ぼす影響を確認することが目的であるため、減衰定数 5%を用いる。

(3) 初期水位

初期水位は、入力津波水位 (O.P.+18.1m) とし検討を実施する。

また、入力津波水位に対する保守性を確認するため、防潮壁内に津波が貯留される継続時間及び総貯留量から算定される平均水位 (O.P.+16.5m) * も初期水位に設定する。

検討に用いる初期水位を表 5.18-1 に、第 2 号機海水ポンプ室における入力津波の水位時刻歴波形と初期水位の関係を図 5.18-5 に示す。

注記* : スロッシングは、繰り返し作用する地震動により水面が自由振動する現象であるのに対し、防潮壁内に貯留される津波水位は時間とともに変化することを踏まえ、現実的なケースとして設定するもの。平均水位 = 津波が防潮壁内に貯留される 168 秒間における総貯留量 (≒ 1,169,000m³) ÷ 防潮壁面積 (≒ 2,600m²) ÷ 津波の貯留継続時間 (168 秒) + 防潮壁下端 (O.P.+13.8m) = O.P.+16.48m = O.P.+16.5m。ここで、総貯留量は、防潮壁面積と 1 秒間毎の貯留水面の高さ (水深) から算定した 168 秒間の積分値である。

表 5.18-1 初期水位

	初期水位	備考
入力津波水位ケース	O.P.+18.1 m	
平均水位ケース	O.P.+16.5 m	

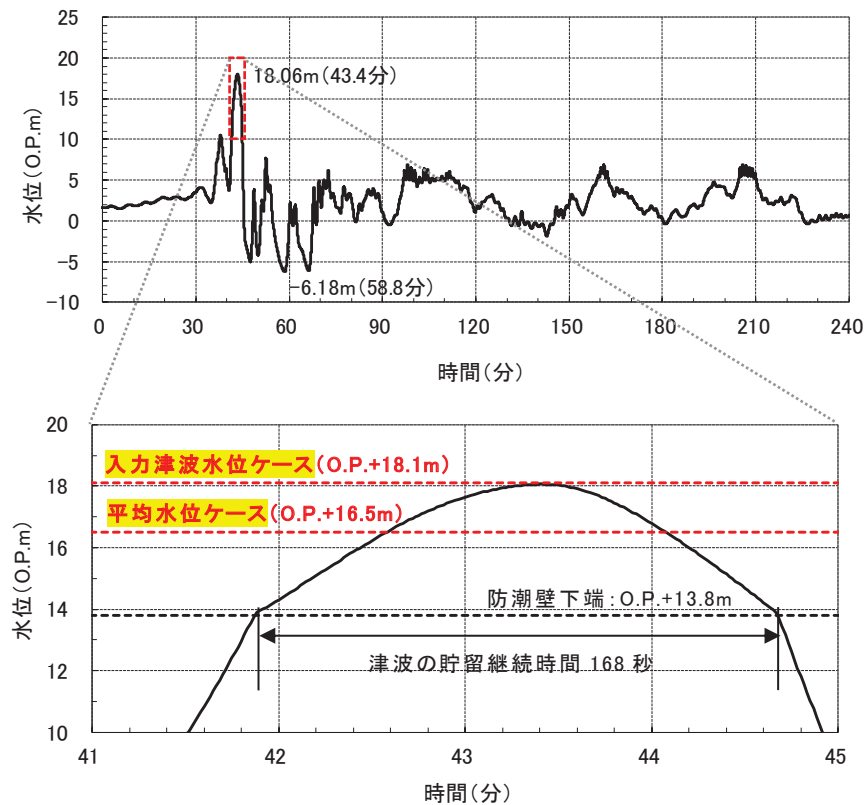


図 5.18-5 第 2 号機海水ポンプ室における入力津波の水位時刻歴波形と初期水位の関係

(4) 計算時間

防潮壁内に津波を貯留する継続時間（168 秒）より長い 200 秒とする。計算時間を表 5.18-2 に示す。

表 5.18-2 計算時間

計算時間
200 秒

5.18.3 入力地震動

(1) 地震動の引き戻し及び引き上げ手法

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。

スロッシング解析に用いる入力地震動は解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を基に、検討対象構造物の地盤条件を適切に考慮したうえで、1次元波動論により、地表面 (0.P. +13.8m) で評価したものをを用いる。入力地震動の概念図を図 5.18-6 に示す。

解放基盤表面から地震応答解析モデル底面位置までの地震動の引き戻し及び引き上げ解析は、1次元地震応答解析 (Soilplus Ver.2015Builds3) により行うものとする。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。

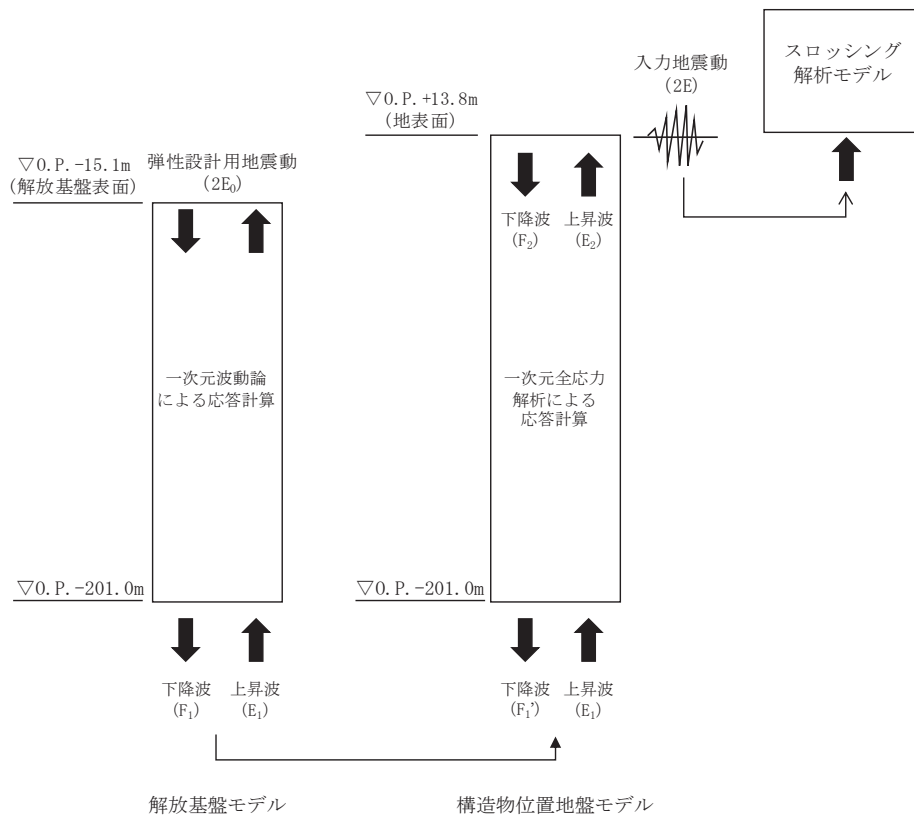


図 5.18-6 入力地震動の概念図

(2) 地震動の引き上げ位置

地震動の引き上げ位置について，防潮壁内の貯留水のスロッシングを評価する観点から，地表面（O.P.+13.8m）まで引き上げた地震動を使用する。地震動の引き上げ位置図を図 5.18-7 に，地震応答解析モデル図を図 5.18-8 に示す。地震動の引き上げ位置に関する検討の詳細は，「(別紙 2) 地震動の引き上げ位置に関する検討」に示す。

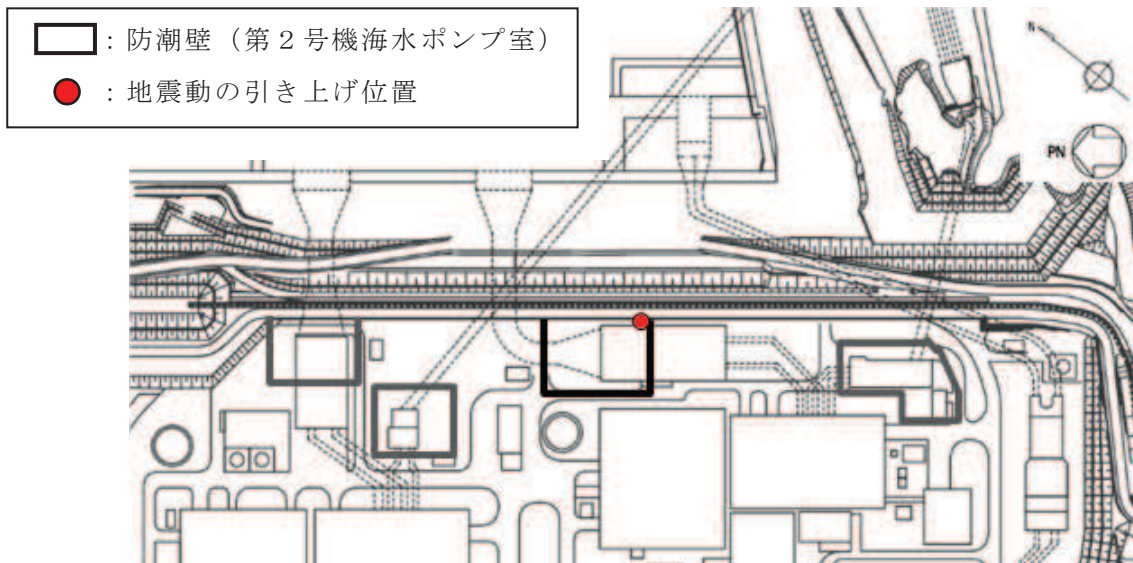


図 5.18-7 地震動の引き上げ位置図（平面図）

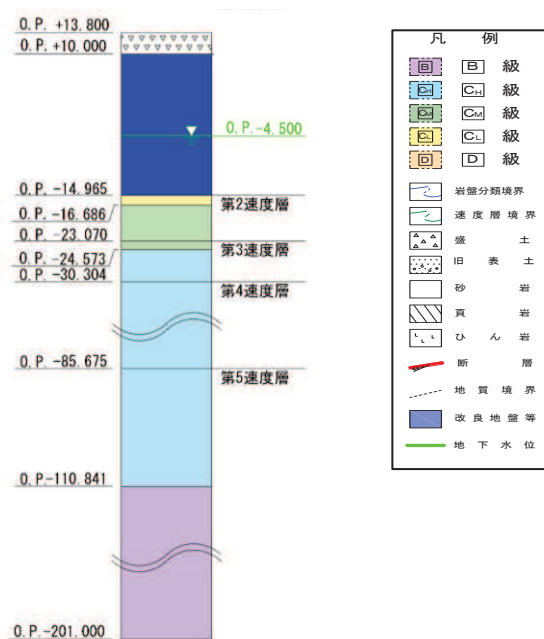


図 5.18-8 地震応答解析モデル図

(3) 地盤物性値

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) 地震動の選定

a. 地震動の選定概要

スロッシング解析に用いる地震動の選定は、S d - D 2 に対して地盤物性のばらつきを考慮したものとする。また、スロッシング波高は入力する地震動の速度応答スペクトルに比例することを踏まえ、解析モデル下端（地表面（O.P. +13.8m））における速度応答スペクトルを比較し、貯留水面の固有周期を考慮した地震動の選定を行う。

b. 地震動の選定に用いる地盤物性

地震動の選定において考慮する地盤物性は表 5.18-3 に示す 3 ケースとする。

ばらつきの設定方法の詳細は、補足説明資料「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

表 5.18-3 地震動の選定において考慮する地盤物性検討ケース

解析ケース	地盤物性
	盛土，改良地盤 (G_0 ：初期せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値
ケース②	平均値 + 1 σ
ケース③	平均値 - 1 σ

c. 貯留水面の固有周期の算出

防潮壁の幅、水深及び加振方向を考慮して、速度ポテンシャル理論により貯留水面の固有周期を算出する。算出には以下の式*を用いる。入力津波水位ケース及び平均水位ケースの貯留水面の固有周期算定結果を表 5.18-4 に示す。

NS・EW 方向ともに 1 次固有周期は弾性設計用地震動 S d - D 2 が有する周期帯 (0.02 秒～10 秒) の範囲外にあるが、第 2 号機海水ポンプ室の津波水位 (水の固有周期) は時々刻々変化してスロッシングによる水面変化が生じにくい特徴を有するのに対し (「5.18.1 概要」), 津波水位一定の条件下で検討すること、また、非常用海水ポンプは NS 方向のスロッシングにより没水影響を受けると考えられるが、固有周期がより短い EW 方向も検討に加えることから、本検討は安全側の評価になっているものと考えられる。

注記* : Abramson, H. N., ed. (1966) : The Dynamic Behavior of Liquids in Moving Containers, NASA SP-106

$$T_n = \frac{2\pi}{\sqrt{\lambda_n \cdot g \cdot \tanh(\lambda_n \cdot H)}}$$

ここに、

T_n : n 次固有周期 (s)

g : 重力加速度 (m/s^2)

L : 幅 (m)

H : 水深 (m)

$$\lambda_n = \frac{(2n - 1)\pi}{L}$$

表 5.18-4(1) 貯留水面の固有周期算定結果 (入力津波水位ケース (O.P.+18.1m))

加振方向	幅 (m)	水深 (m)	貯留水面の固有周期	
			1 次モード (s)	2 次モード (s)
NS 方向	61.4m	4.3	19.1	6.7
EW 方向	42.9m	4.3	13.4	5.0

表 5.18-4(2) 貯留水面の固有周期算定結果 (平均水位ケース (O.P.+16.5m))

加振方向	幅 (m)	水深 (m)	貯留水面の固有周期	
			1 次モード (s)	2 次モード (s)
NS 方向	61.4m	2.7	23.9	8.2
EW 方向	42.9m	2.7	16.8	5.9

d. 地震動の選定

解析モデル下端における速度応答スペクトル（水平方向）の比較を図 5.18-9 に示す。

貯留水面の 2 次固有周期帯における速度応答スペクトルは、地盤物性のばらつきによる有意な差がないことから、標準物性を用いたケース①（平均値）の地震動をスロッシング解析に用いる入力地震動として選定する。

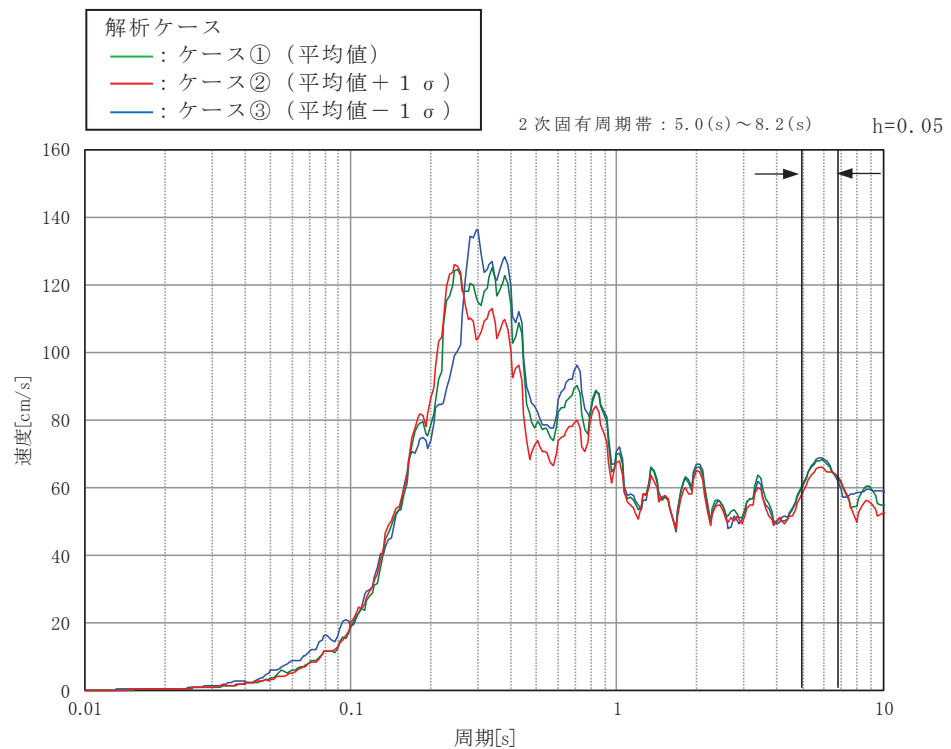


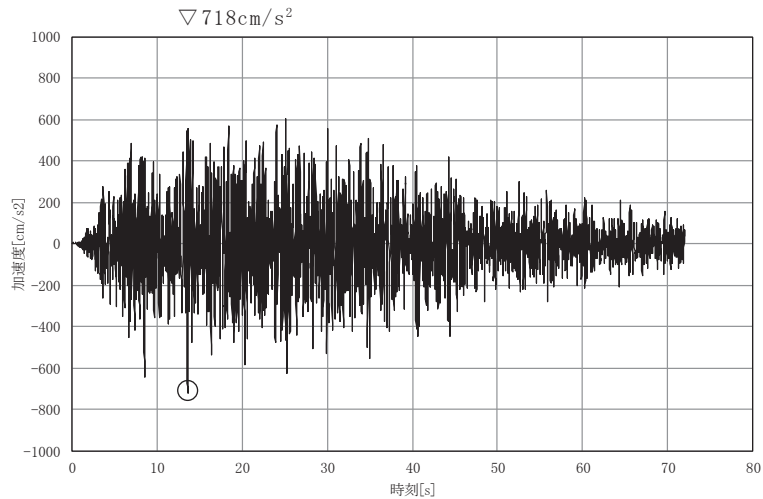
図 5.18-9 速度応答スペクトル（水平方向）の比較*

注記*：減衰定数について、本比較は地盤物性のばらつきが速度応答スペクトルに及ぼす影響を確認することが目的であるため、減衰定数 5%を用いる。

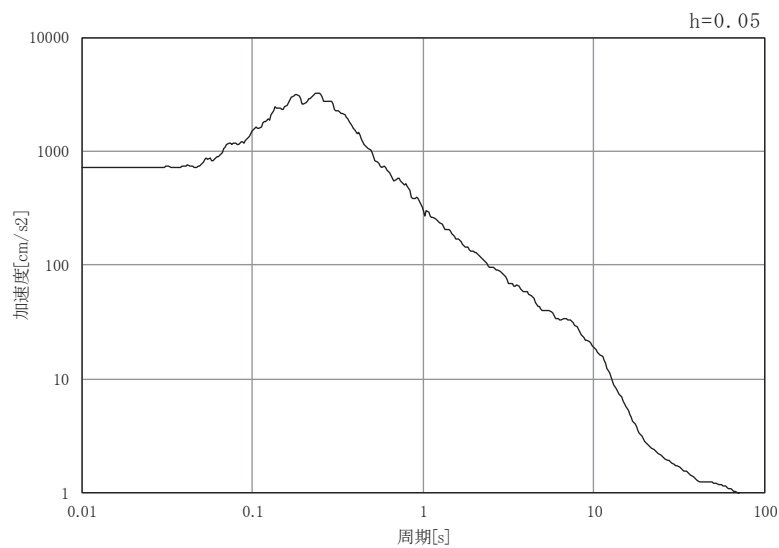
(5) 入力地震動

解析モデル下端における S d - D 2 の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向及び鉛直方向）を図 5.18-10 に示す。

スロッシング解析は、S d - D 2 を NS 方向及び鉛直方向に同時加振した場合と EW 方向及び鉛直方向に同時加振した場合の 2 ケース実施する。

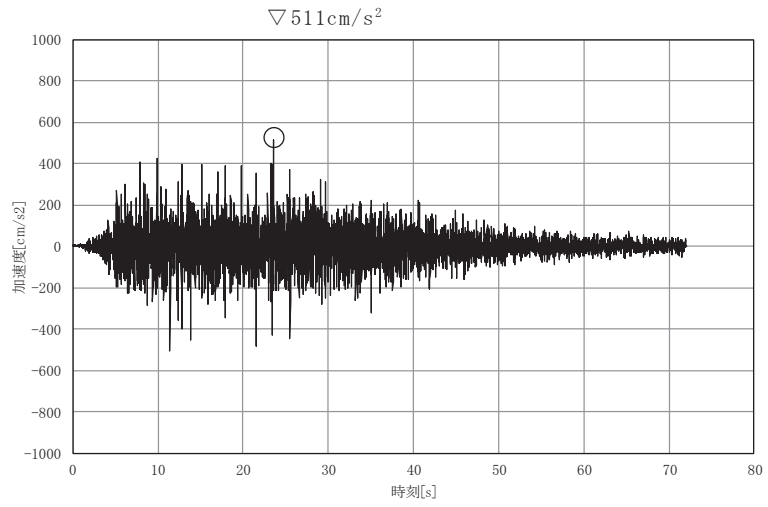


(a) 加速度時刻歴波形

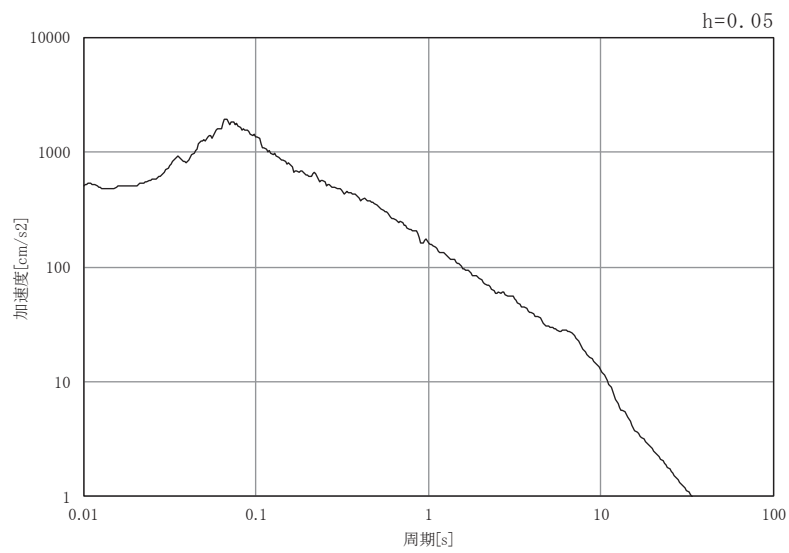


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.18-10 (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)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5.18-10 (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)

5.18.4 解析条件

スロッシング解析は、オープンソースの有限体積法 (Finite Volume Method), 解析コード OpenFOAM を用いた三次元解析を実施する。解析コードの概要については、補足説明資料「補足-900-1 計算機プログラム (解析コード) の概要に係る補足説明資料」に示す。

本検討では、VOF 法による 2 相流解析ソルバー interFlow を用いる。計算メッシュ全体に加速度時刻歴を入力することにより、計算領域内部の気相 (空気) 及び液相 (海水) の挙動を解析する。

解析条件を表 5.18-5 に示す。

表 5.18-5 解析条件

項目	内容
解析コード	<ul style="list-style-type: none"> OpenFOAM (Version6) オープンソースの流体解析ソフトウェアであり、実験結果等との比較を行い、スロッシング現象を精度よく計算できることが確認されている。
解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> 格子サイズ: 水平 25cm×鉛直 25cm を基本とし、水面付近は、水平 25cm×鉛直 10cm とする。 躯体は剛体として取扱い地震動による変位は考慮しない。
境界条件	<ul style="list-style-type: none"> 底面及び壁面の摩擦: 水面変化量を安全側に評価するためスリップ条件 (摩擦は考慮しない) とする。
入力地震動	<ul style="list-style-type: none"> 入力地震動: 弾性設計用地震動 S d - D 2 地震動の引き上げ位置: 防潮壁底面 (地表面, 0. P. +13. 8m) 入力地震動の与え方: 解析モデル全体に地震動を与える。
加振方向	<ul style="list-style-type: none"> NS 方向及び鉛直方向 EW 方向及び鉛直方向
初期水位	<ul style="list-style-type: none"> 入力津波水位ケース: 0. P. +18. 5m 平均水位ケース: 0. P. +16. 5m
計算時間	<ul style="list-style-type: none"> 200 秒間 (防潮壁内に津波が貯留する継続時間 168 秒を保守的に考慮) 地震動による加振 (余震継続時間 72. 03 秒) 終了後も解析を継続する。
水位及び時刻歴波形抽出位置	<ul style="list-style-type: none"> 非常用海水ポンプへの影響確認及び加振方向を考慮し、図 5.18-12 に示す 6 点で水位及び時刻歴波形を抽出する。
その他	<ul style="list-style-type: none"> 海水密度: 1. 03g/cm³ 海水の動粘性係数: 1. 05×10⁻⁶ (m²/s)

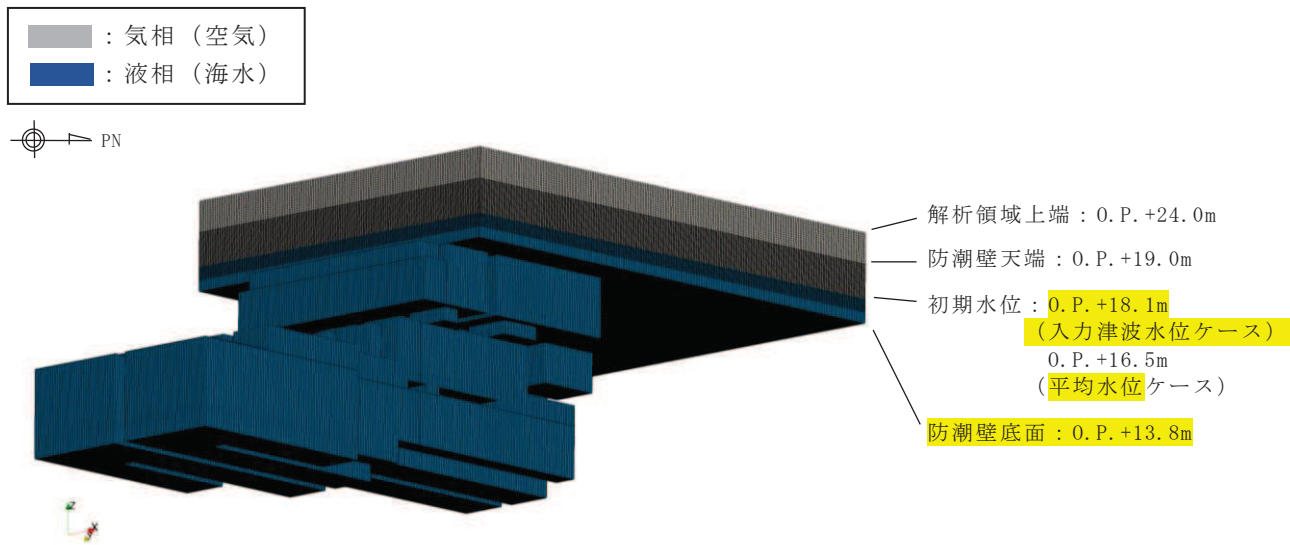


図 5.18-11 解析モデル

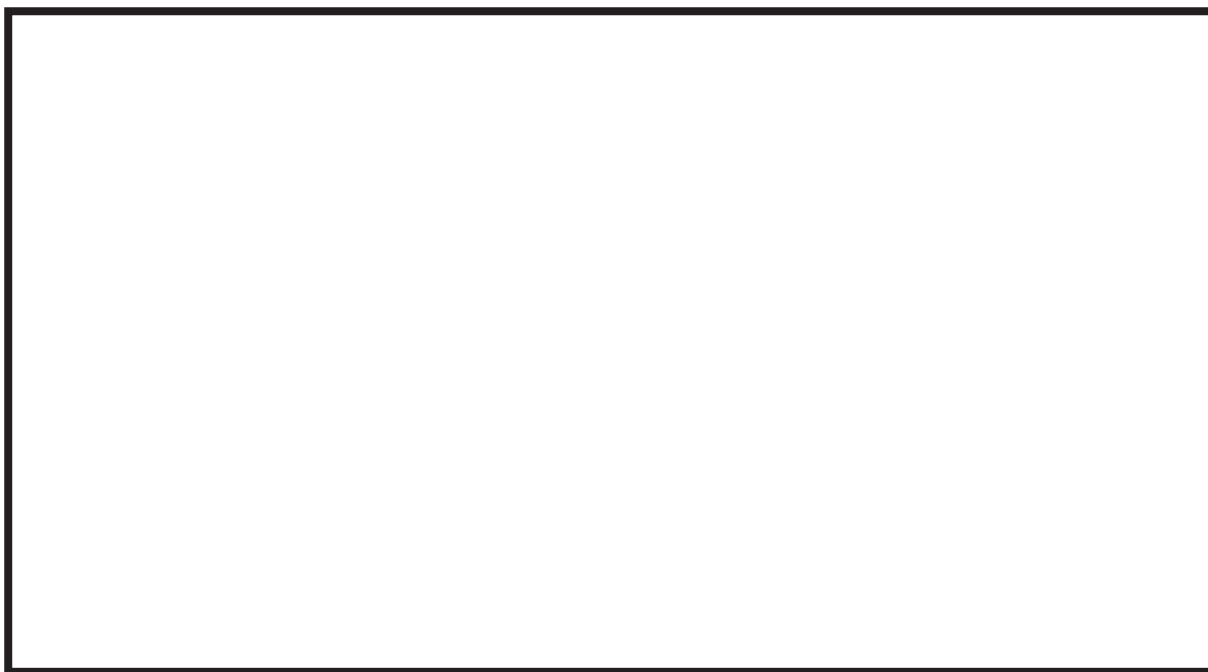


図 5.18-12 水位及び時刻歴波形抽出位置

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.18.6 解析結果

スロッシングによる最高水位及び水面の時間変化をそれぞれ表 5.18-6, 図 5.18-13 に示す。また, スロッシング時のスナップショットを「(別紙 3) スロッシング時のスナップショット」に示す。

表 5.18-6(1) 最高水位 (入力津波水位ケース (初期水位 : O. P. +18.1m))

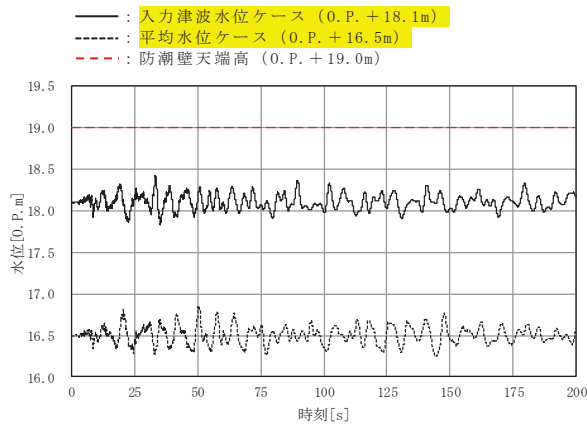
抽出位置	水平 1 方向及び鉛直方向加振 (O. P.)		防潮壁 天端高さ (O. P.)
	NS 方向及び鉛直方向	EW 方向及び鉛直方向	
N-1	+18.430m	+18.848m*	+19.0m
N-2	+18.357m	+18.196m	
N-3	+18.376m	+18.789m	
S-1	+18.476m	+18.613m	
S-2	+18.358m	+18.189m	
S-3	+18.423m	+18.552m	

注記* : 最高水位は隅角部で発生している。

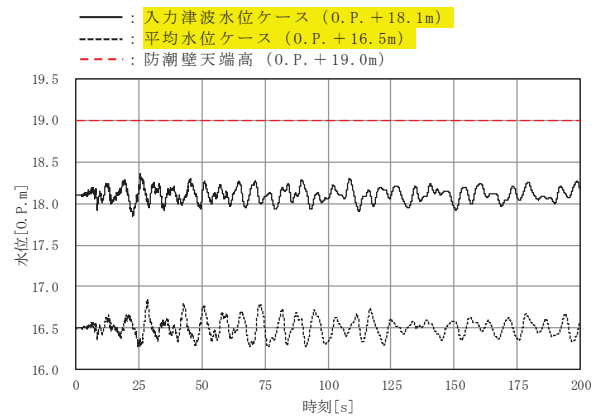
表 5.18-6(2) 最高水位 (平均水位ケース (初期水位 : O. P. +16.5m))

抽出位置	水平 1 方向及び鉛直方向加振 (O. P.)		防潮壁 天端高さ (O. P.)
	NS 方向及び鉛直方向	EW 方向及び鉛直方向	
N-1	+16.840m	+17.146m*	+19.0m
N-2	+16.843m	+16.639m	
N-3	+16.876m	+17.061m	
S-1	+16.867m	+16.910m	
S-2	+16.739m	+16.651m	
S-3	+16.906m	+16.872m	

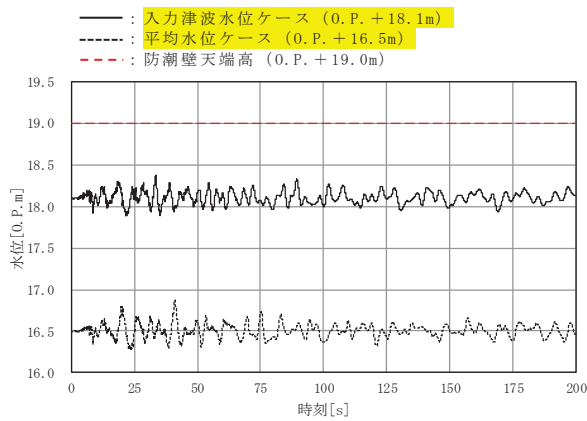
注記* : 最高水位は隅角部で発生している。



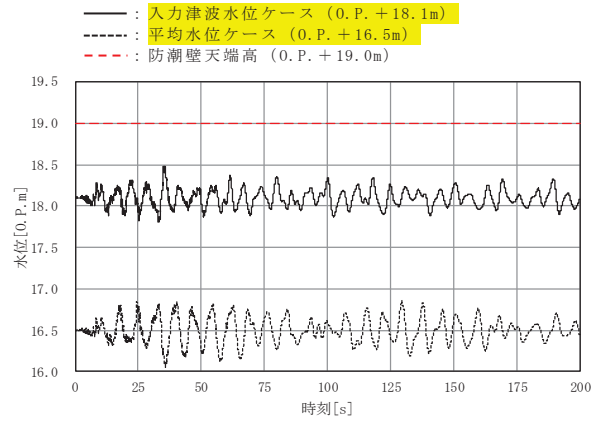
(a) N-1



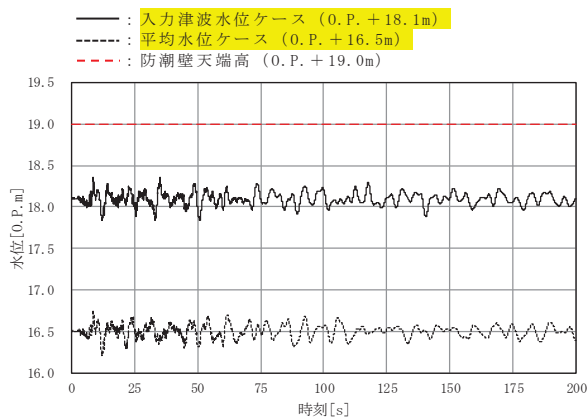
(b) N-2



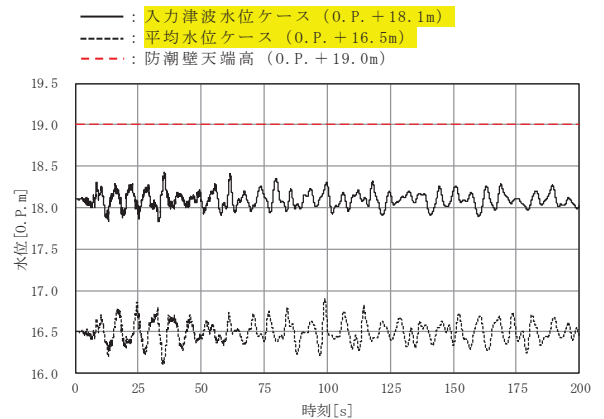
(c) N-3



(d) S-1

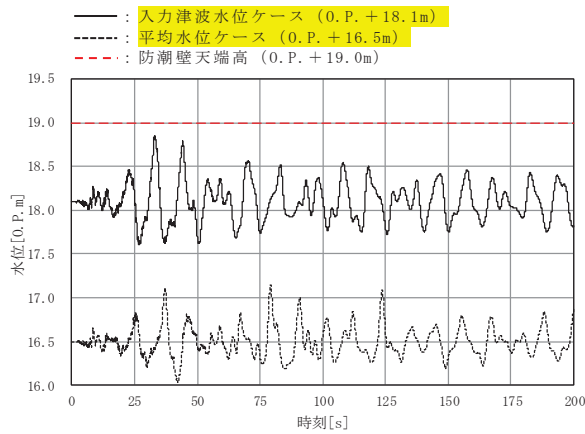


(e) S-2

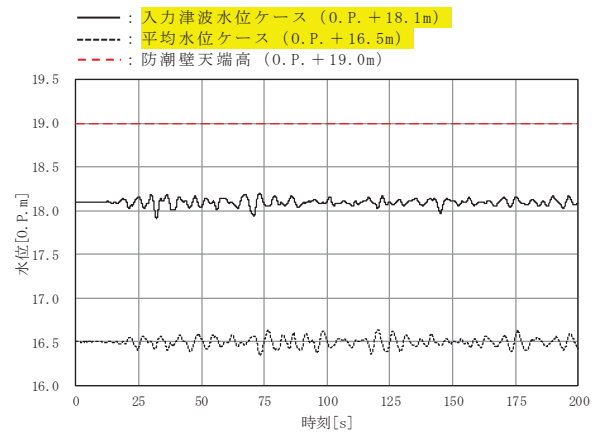


(f) S-3

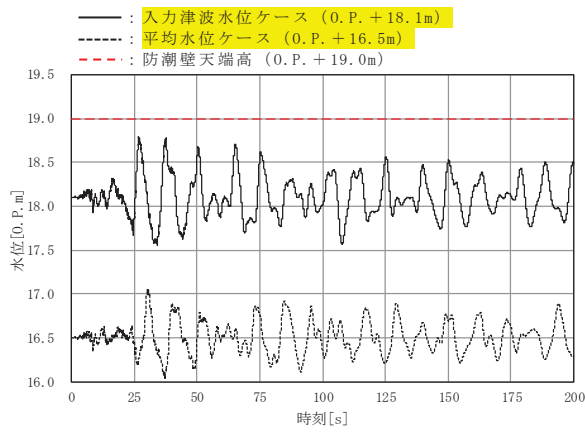
図 5.18-13 (1) 水面の時間変化 (NS 方向及び鉛直方向加振)



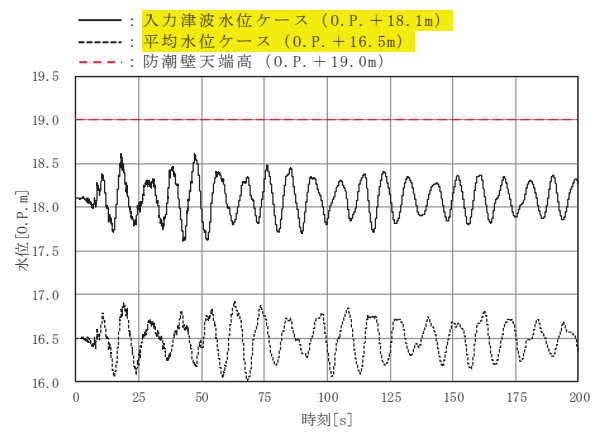
(a) N-1



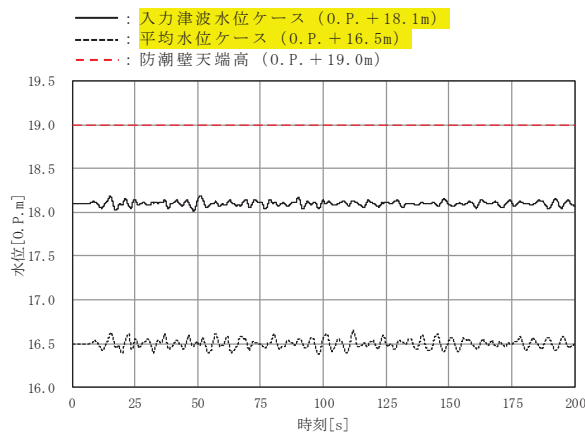
(b) N-2



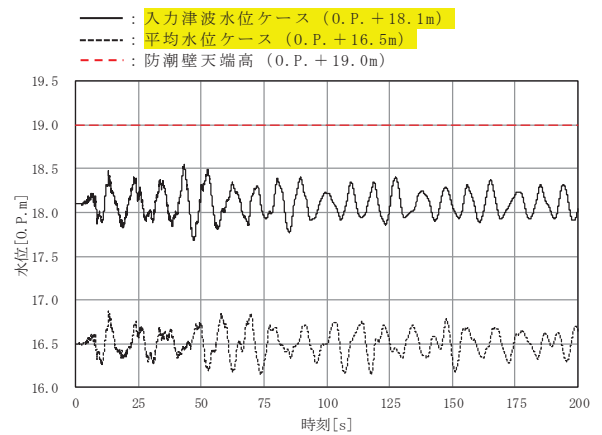
(c) N-3



(d) S-1



(e) S-2



(f) S-3

図 5. 18-13 (2) 水面の時間変化 (EW 方向及び鉛直方向加振)

5.18.7 まとめ

防潮壁内に津波を貯留している状態時に、余震（弾性設計用地震動 S d - D 2）によるスロッシングが発生した場合の非常用海水ポンプに及ぼす影響を確認するためスロッシング解析を実施した結果、スロッシングによる最高水位は入力津波水位ケースで O.P. +18.85m であり、防潮壁天端高さ O.P. +19.0m を上回らないことを確認した。

また、平均水位ケースで O.P. +17.15m であり、入力津波水位ケースは十分な保守性を有することを確認した。

以上から、非常用海水ポンプへの没水影響はないことを確認した。

入力津波水位ケース (O.P. +18.1m)

- ・スロッシングによる最高水位 = O.P. +18.848m ⇒ O.P. +18.85m
- ・防潮壁天端高さ = O.P. +19.0m

平均水位ケース (O.P. +16.5m)

- ・スロッシングによる最高水位 = O.P. +17.146m ⇒ O.P. +17.15m
- ・防潮壁天端高さ = O.P. +19.0m

(別紙 1) 水深がスロッシングの水面変化に及ぼす影響について

酒井ほか (2007) *は、矩形水槽を用いたスロッシング実験により、水深がスロッシングの水面変化に及ぼす影響を確認しており、水深が浅いほど水槽壁面での流速が大きくなり、粘性定数が大きくなることで、水深変化が小さくなることを示している。

注記* : 酒井理哉・東貞成・佐藤清隆・田中伸和 (2007) : 溢流を伴う矩形水槽の非線形スロッシング評価, 土木学会構造工学論文集, Vol. 53A

【酒井ほか (2007) 要約】

- ・ 矩形水槽 (4m×2m×0.5m) の内側水槽 (2m×1.5m×0.5m) 上端から水を満たし、水槽満水状態とその半分である水深 : 1.45m, 0.69m の 2 ケースを設定。各水深の 1 次モードの共振周波数付近で周期を微調整した正弦波を用いて加振試験を実施し、ワイヤー式波高計 (3 台) でスロッシング波高を計測した。実験装置外観を図 1.1 に、実験装置の主要寸法及び波高計の設置位置を図 1.2 に示す。
- ・ 水位時刻歴波形を図 1.3 に、水位時刻歴波形から水位のピークの水位振幅を読み取り、水位の低下状況および対数低減率により減衰定数を算定した結果を図 1.4 に示す。
- ・ これから、水深が浅いほど水槽壁面での流速が大きくなり、粘性減衰が大きくなることで、スロッシングによる水深変化は小さくなることを確認した。

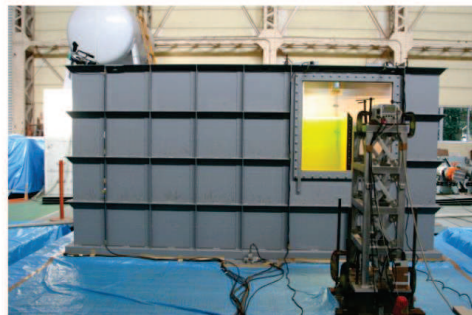


図 1.1 実験装置外観

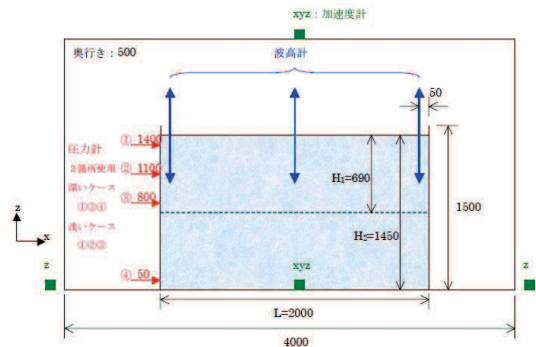


図 1.2 実験装置の主要寸法及び波高計の設置位置

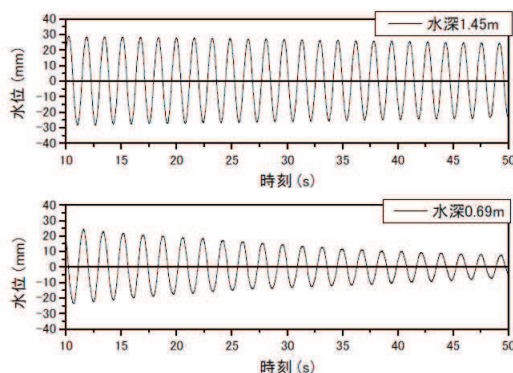


図 1.3 水位時刻歴波形

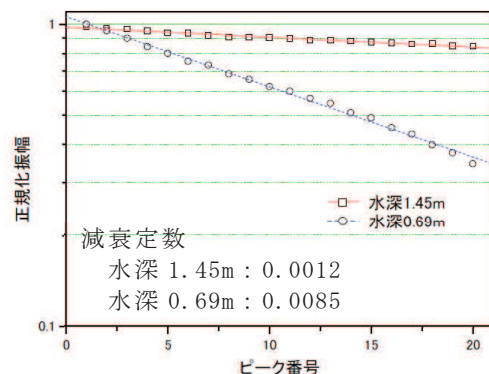


図 1.4 水位振幅の低下状況及び減衰定数

(別紙 2) 地震動の引き上げ位置に関する検討

1. 概要

スロッシング解析に用いる地震動の引き上げ位置について、防潮壁は面的な広がりを持ち、場所により盛土厚等の地質が異なることから、防潮壁内の地質を網羅する複数地点の速度応答スペクトルを比較し、スロッシング評価に影響が大きい位置を地震動の引き上げ位置として選定した。検討対象地点を図 2.1 に、各地点の地質応答解析モデル図を図 2.2 に示す。

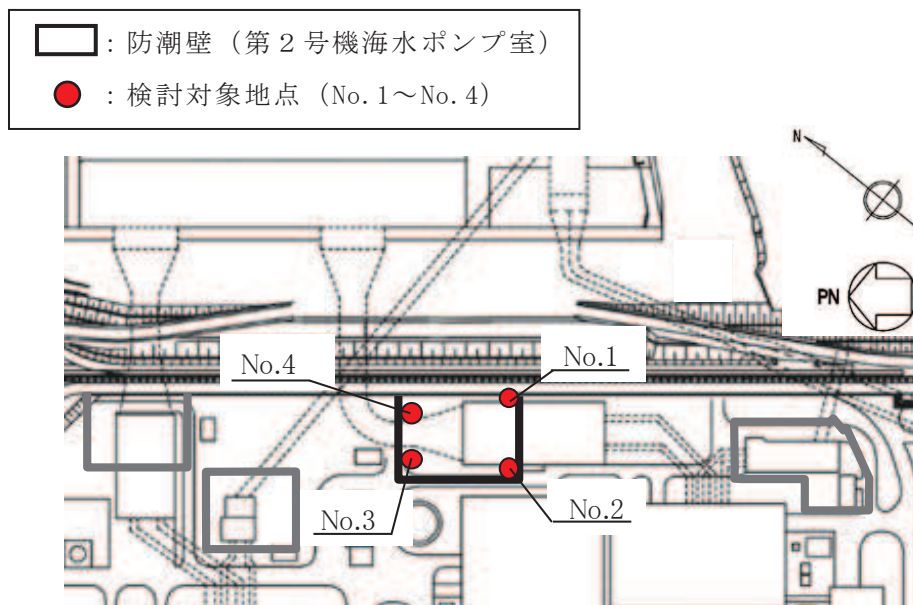
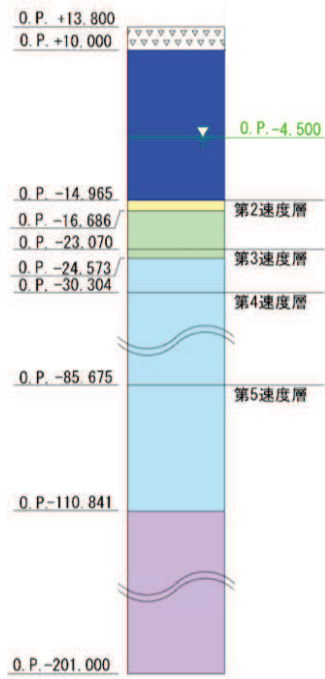
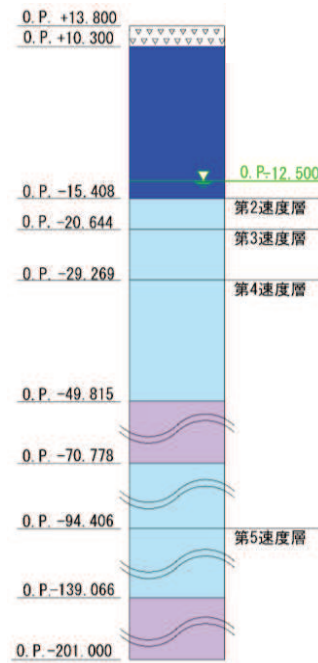


図 2.1 検討対象地点 (平面図)

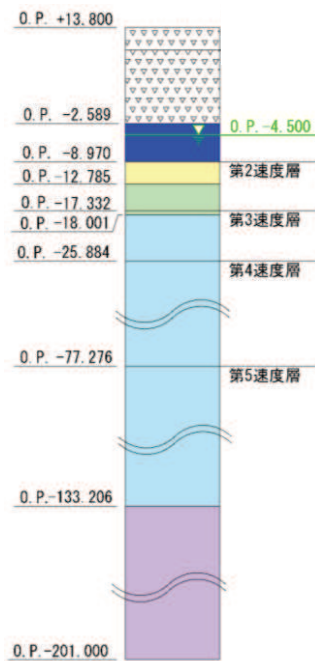


(No. 1)

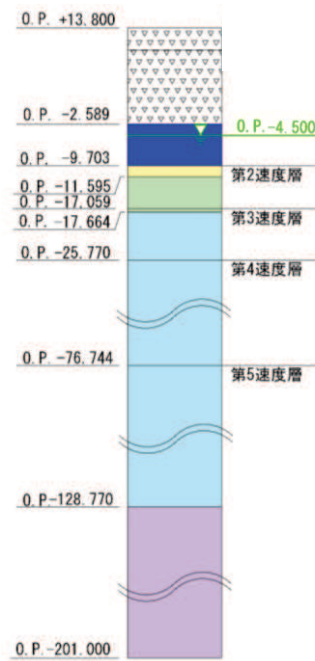


(No. 2)

凡 例	
	B 級
	C-II 級
	C-M 級
	C-L 級
	D 級
	岩盤分類境界
	速度層境界
	盛 地 土
	旧 表 土
	砂 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩
	断 層
	地 質 境 界
	地 下 水 位



(No. 3)



(No. 4)

図 2.2 地震応答解析モデル図

2. 検討結果

解析モデル下端（地表面（0. P. +13.8m））における速度応答スペクトル（水平方向）の比較を図 2.3 に示す。

貯留水面の固有周期帯である 5 秒以上の周期帯（本文：表 5.18-4）の速度応答スペクトル（水平方向）は No.1 地点の影響が最も大きいことから、No.1 地点を地震動の引き上げ位置として設定する。

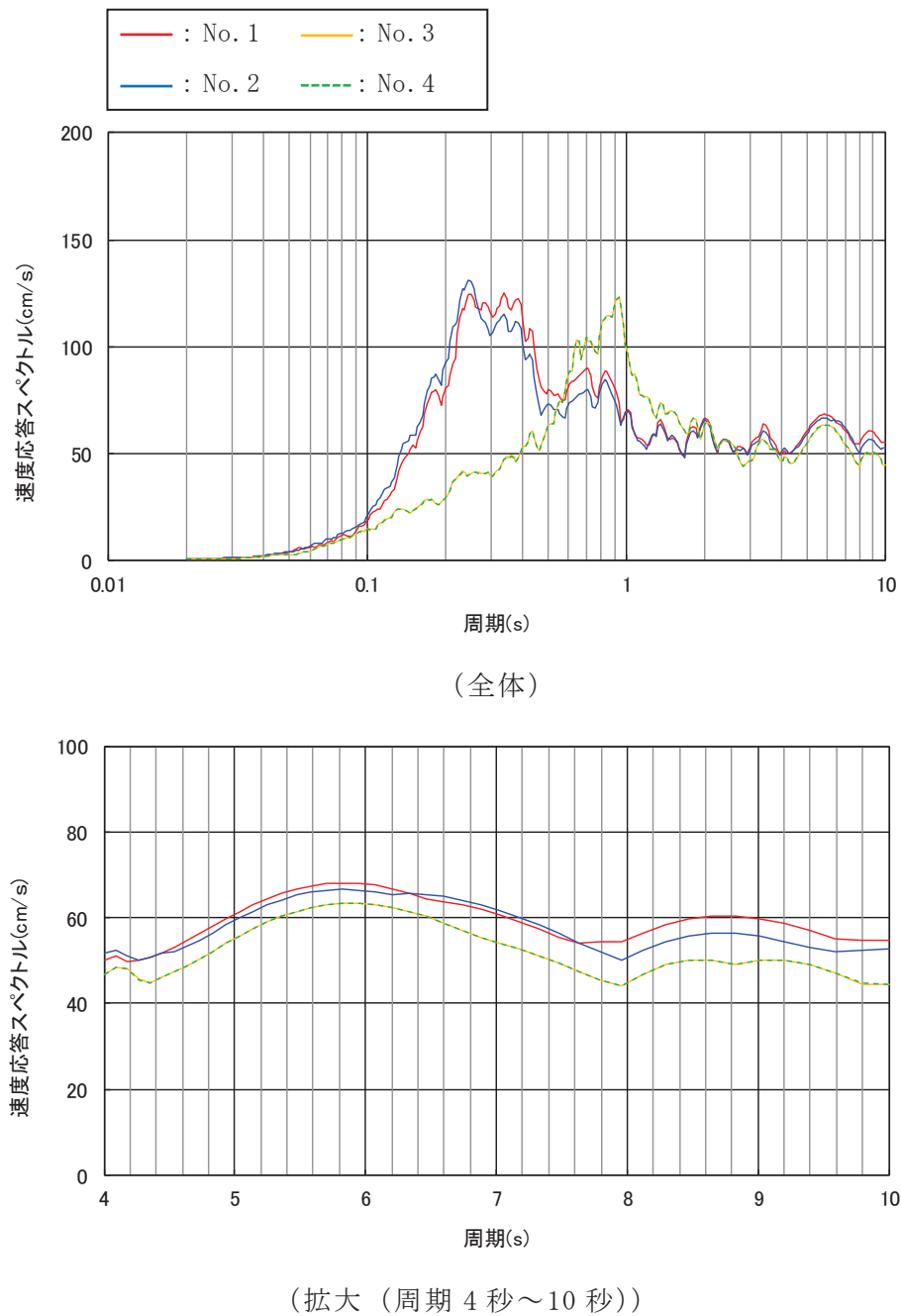


図 2.3 速度応答スペクトル（水平方向）の比較

(別紙3) スロッシング時のスナップショット

1. NS方向及び鉛直方向加振

入力津波水位ケース (O.P.+18.1m) 及び平均水位ケース (O.P.+16.5m) の貯水面の一連の動き (様子) が分かる範囲として計算開始 1 秒~50 秒のスナップショットを示す。

スナップショットの作成範囲 (時刻歴波形抽出点 : S-1) を図 3.1-1 に、入力津波水位ケース (O.P.+18.1m) のスナップショット (2 秒刻み) を図 3.1-2 に、平均水位ケース (O.P.+16.5m) のスナップショット (2 秒刻み) を図 3.1-3 に示す。

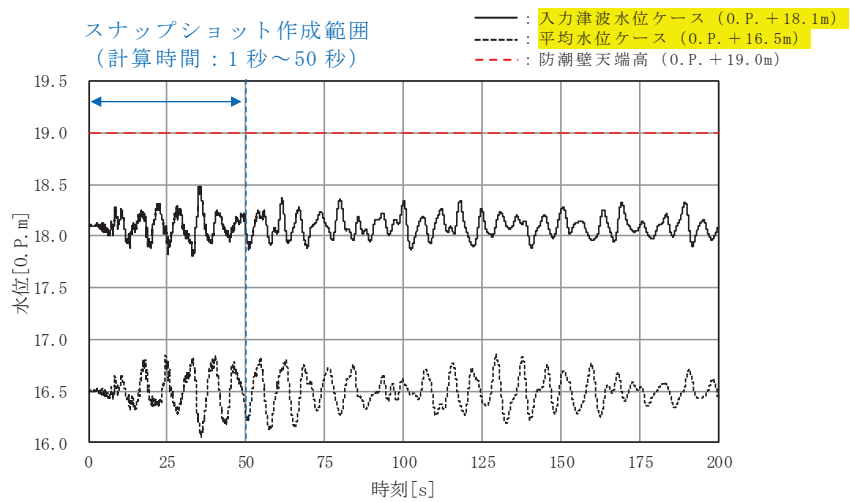


図 3.1-1 スナップショットの作成範囲
(時刻歴波形抽出点 : S-1)

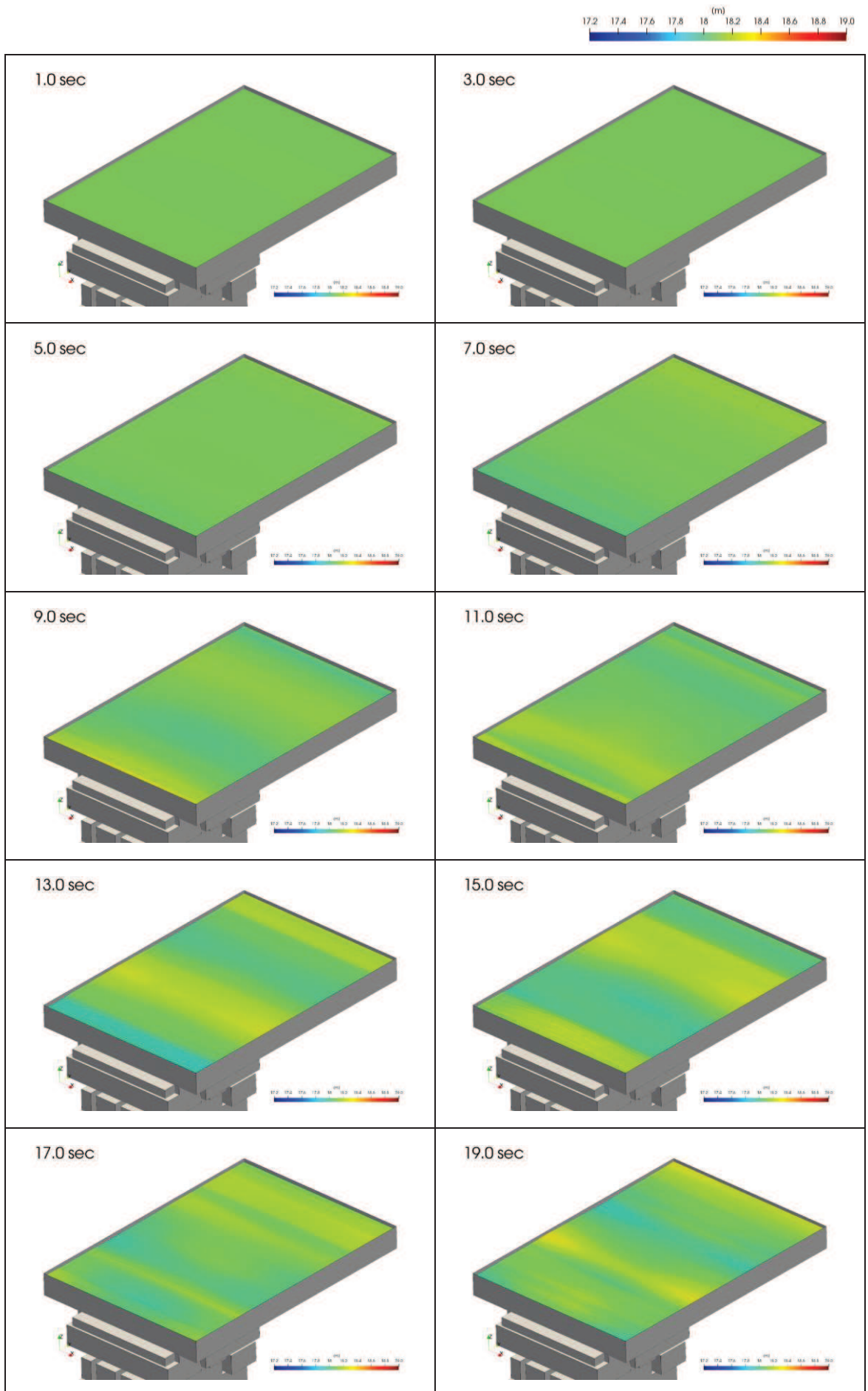


図 3.1-2 (1) 入力津波水位ケース (NS 方向及び鉛直方向加振, 時間 1 秒~19 秒)

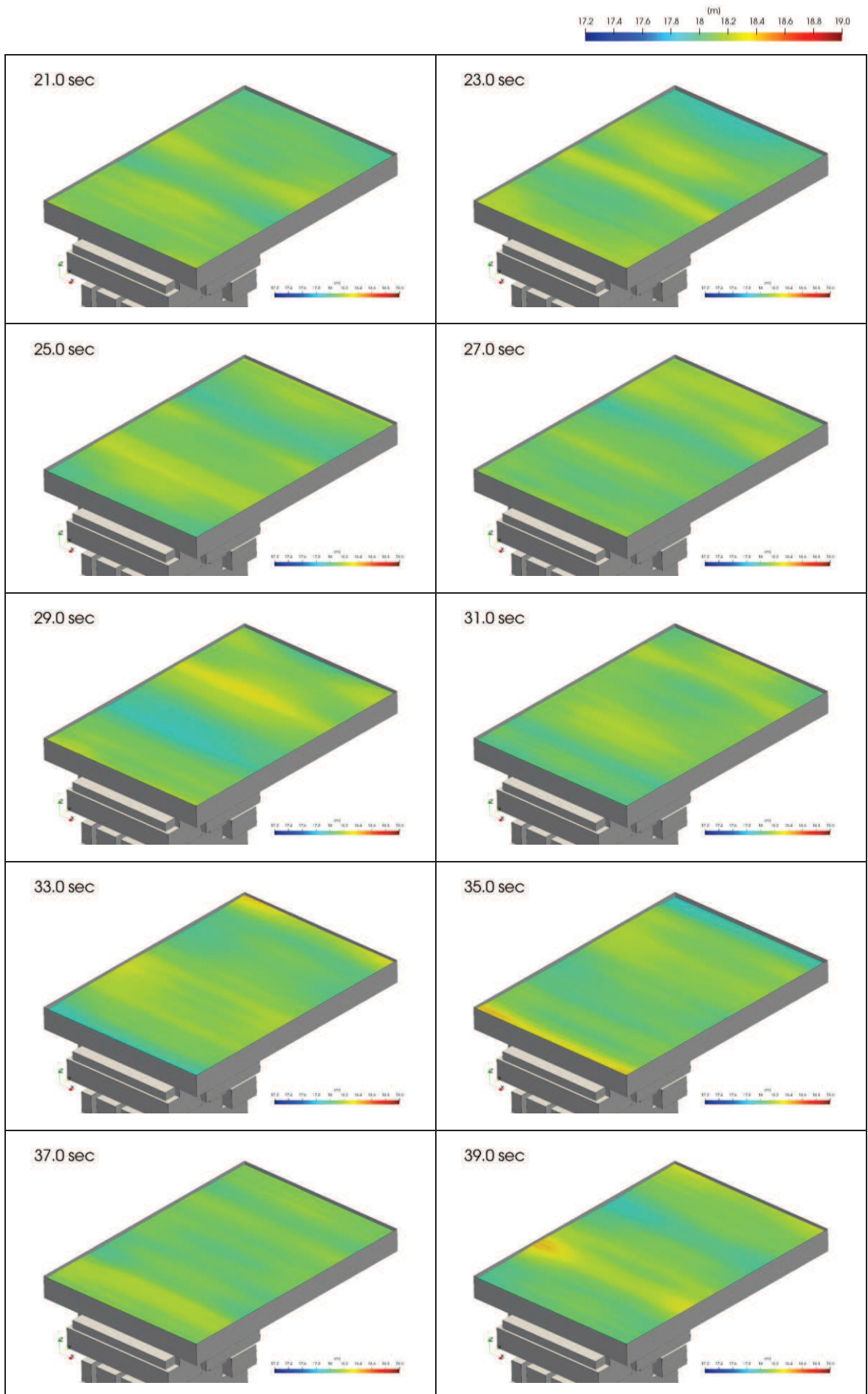


図 3.1-2 (2) 入力津波水位ケース (NS 方向及び鉛直方向加振, 時間 21 秒~39 秒)

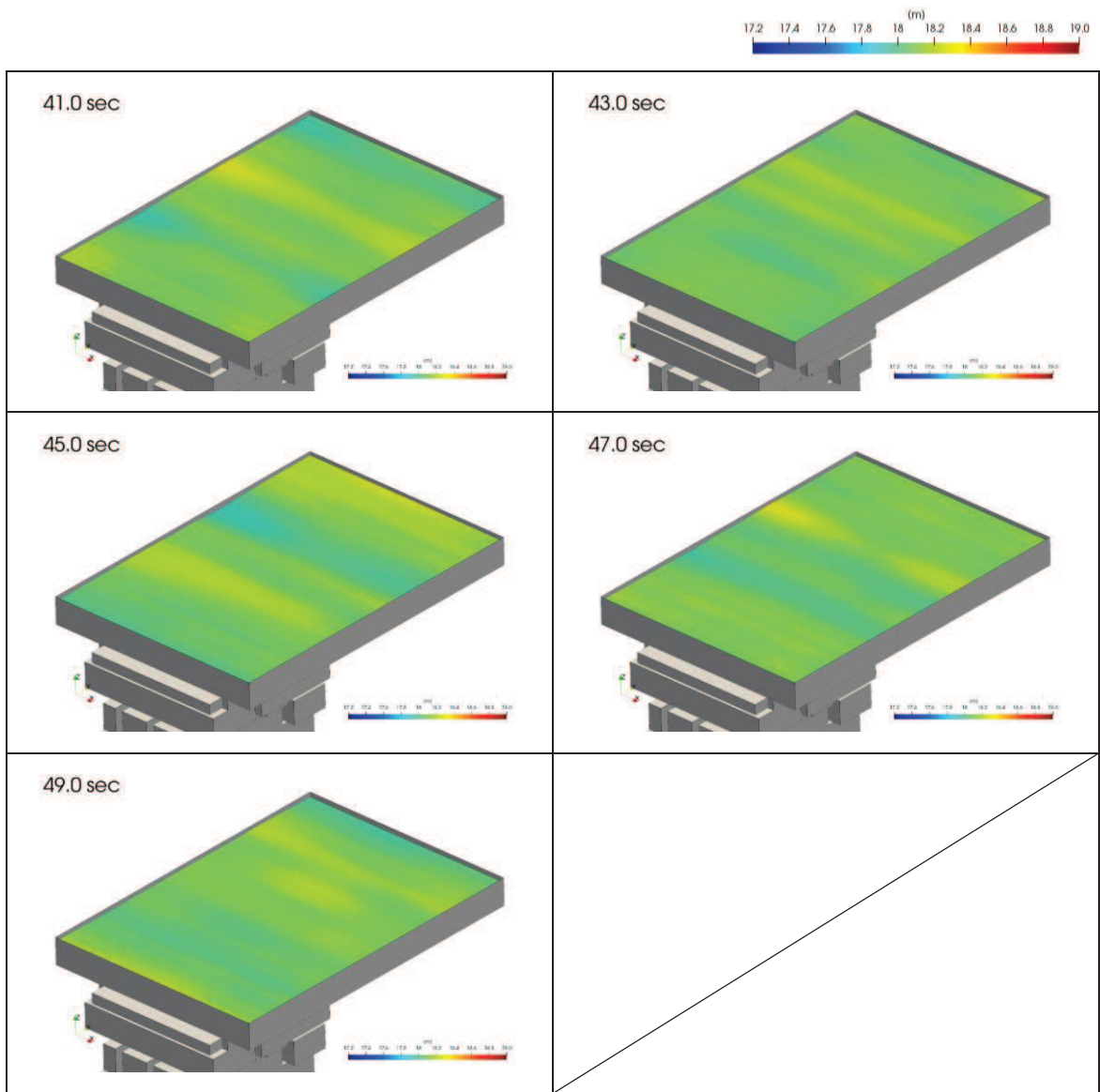


図 3.1-2 (3) 入力津波水位ケース (NS 方向及び鉛直方向加振, 時間 41 秒~49 秒)

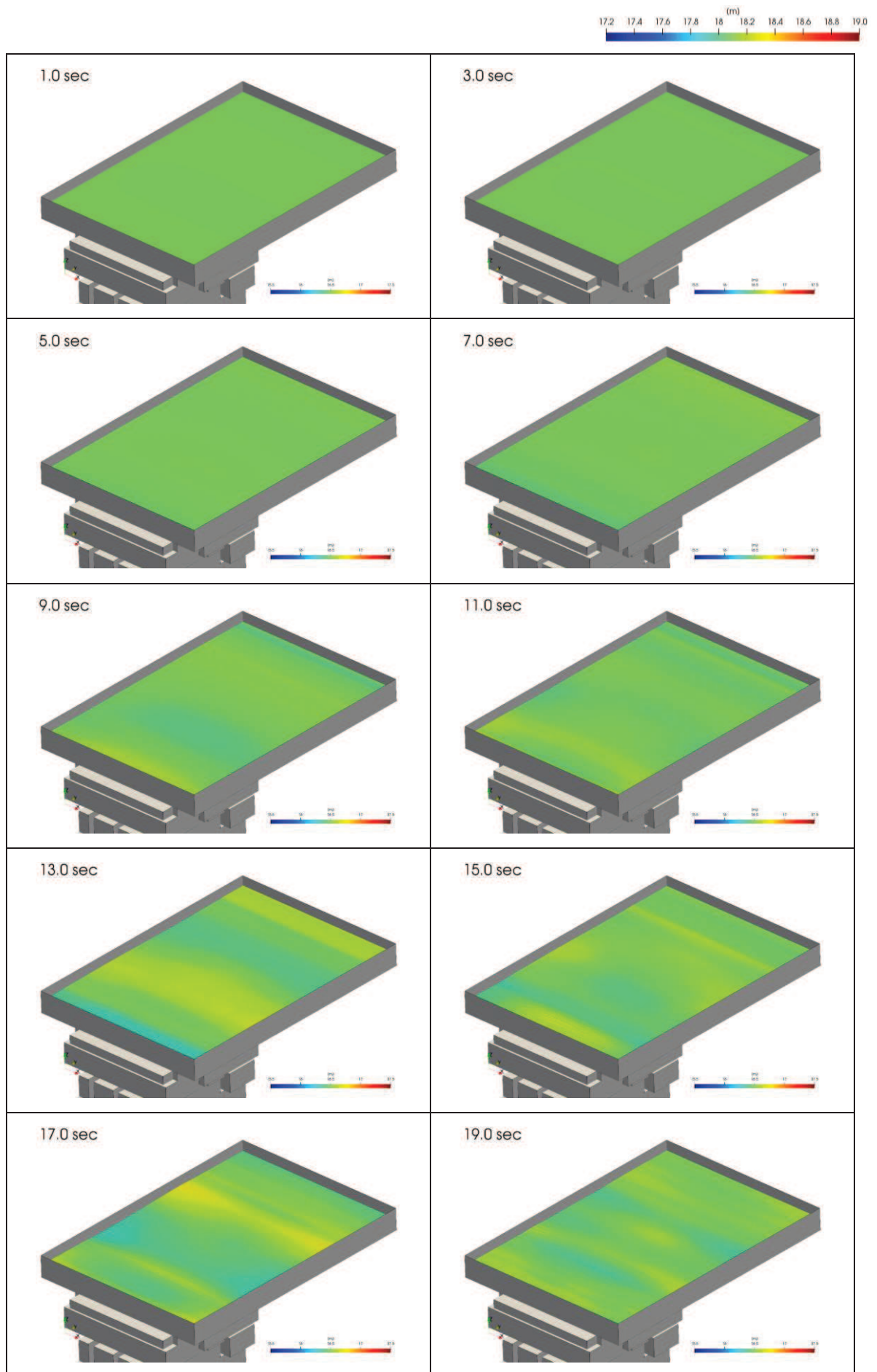


図 3.1-3 (1) 平均水位ケース (NS 方向及び鉛直方向加振, 時間 1 秒~19 秒)

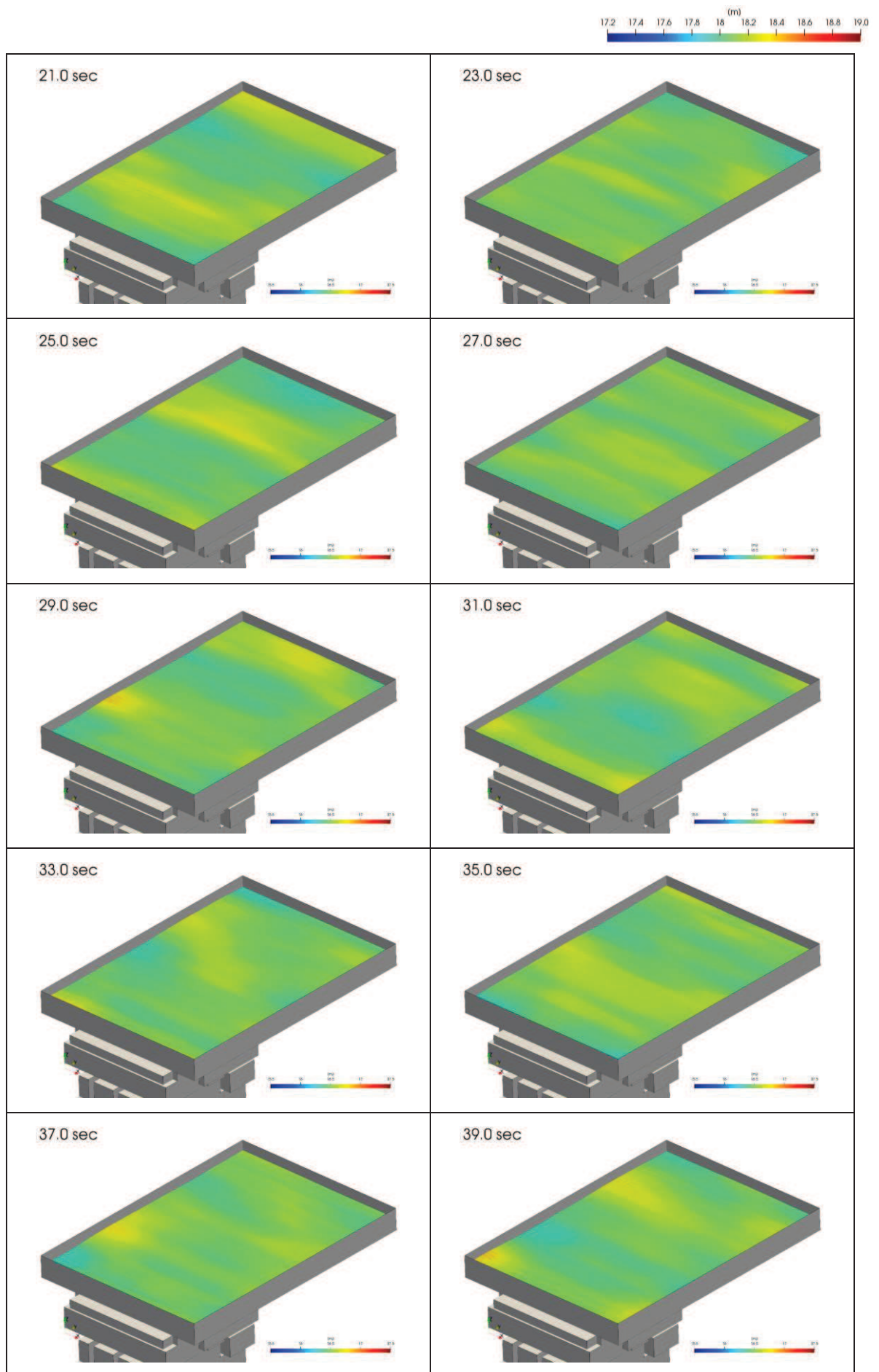


図 3.1-3 (2) 平均水位ケース (NS 方向及び鉛直方向加振, 時間 21 秒～39 秒)

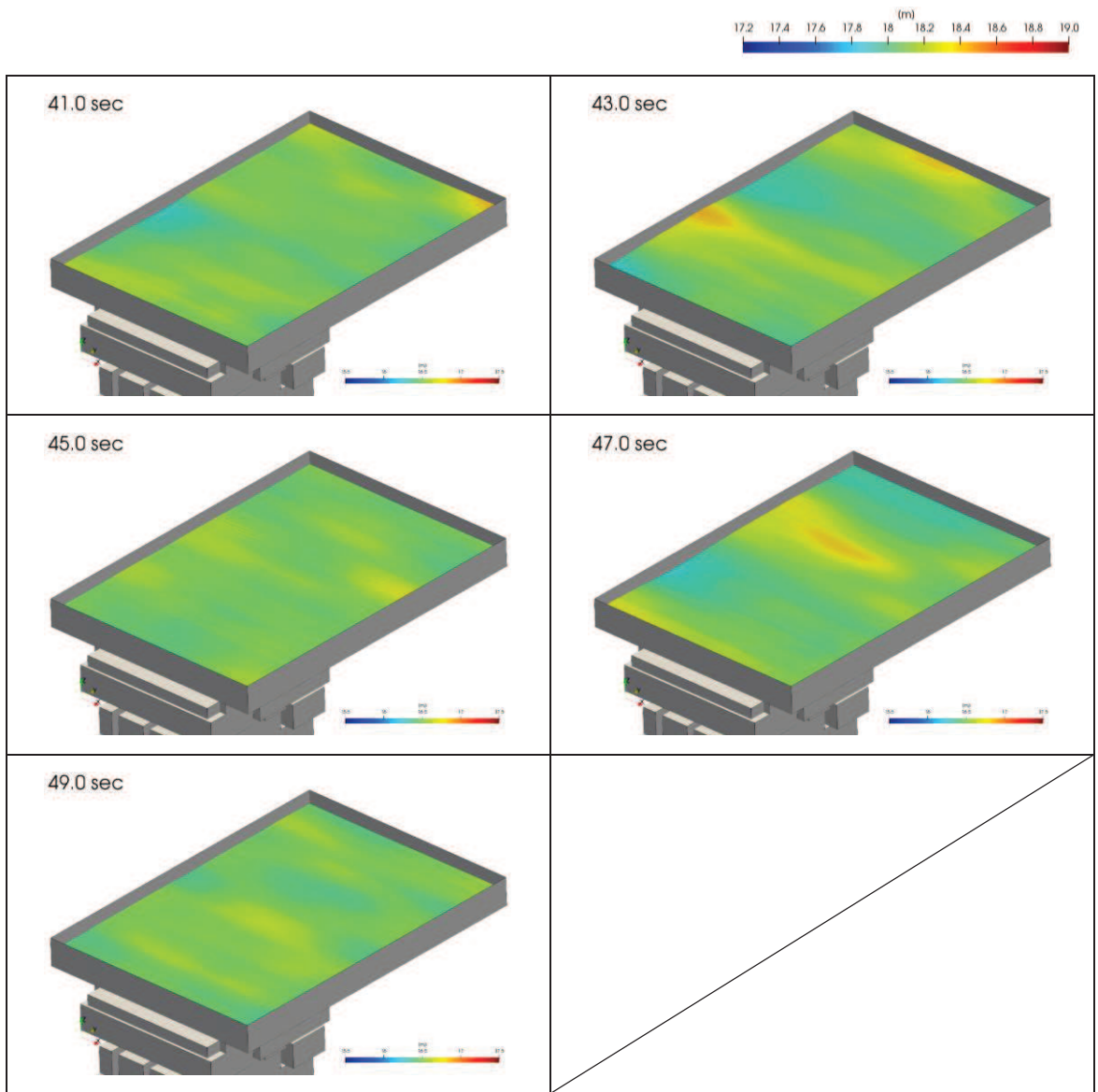


図 3.1-3 (3) 平均水位ケース (NS 方向及び鉛直方向加振, 時間 41 秒～49 秒)

2. EW方向及び鉛直方向加振

入力津波水位ケース（O.P. +18.1m）及び平均水位ケース（O.P. +16.5m）の貯水面の一連の動き（様子）が分かる範囲として計算開始1秒～50秒のスナップショットを示す。

スナップショットの作成範囲（時刻歴波形抽出点：N-1）を図3.2-1に、入力津波水位ケース（O.P. +18.1m）のスナップショット（2秒刻み）を図3.2-2に、平均水位ケース（O.P. +16.5m）のスナップショット（2秒刻み）を図3.2-3に示す。

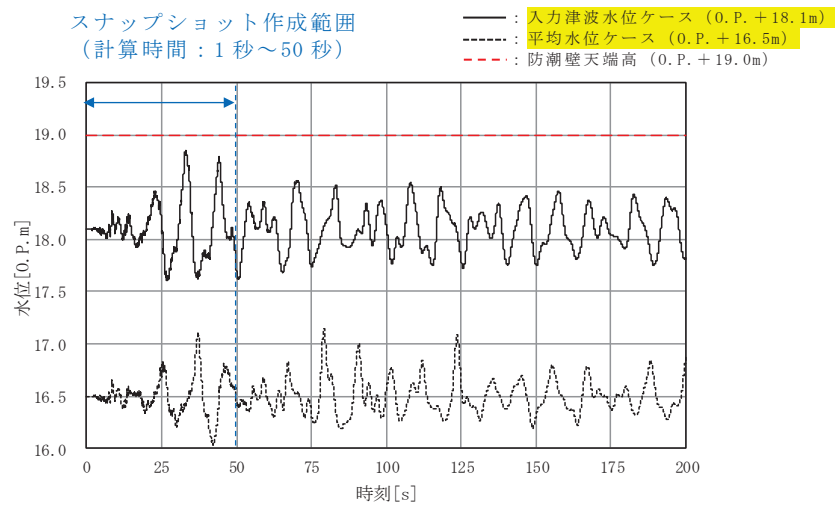


図 3.2-1 スナップショットの作成範囲
(時刻歴波形抽出点：N-1)

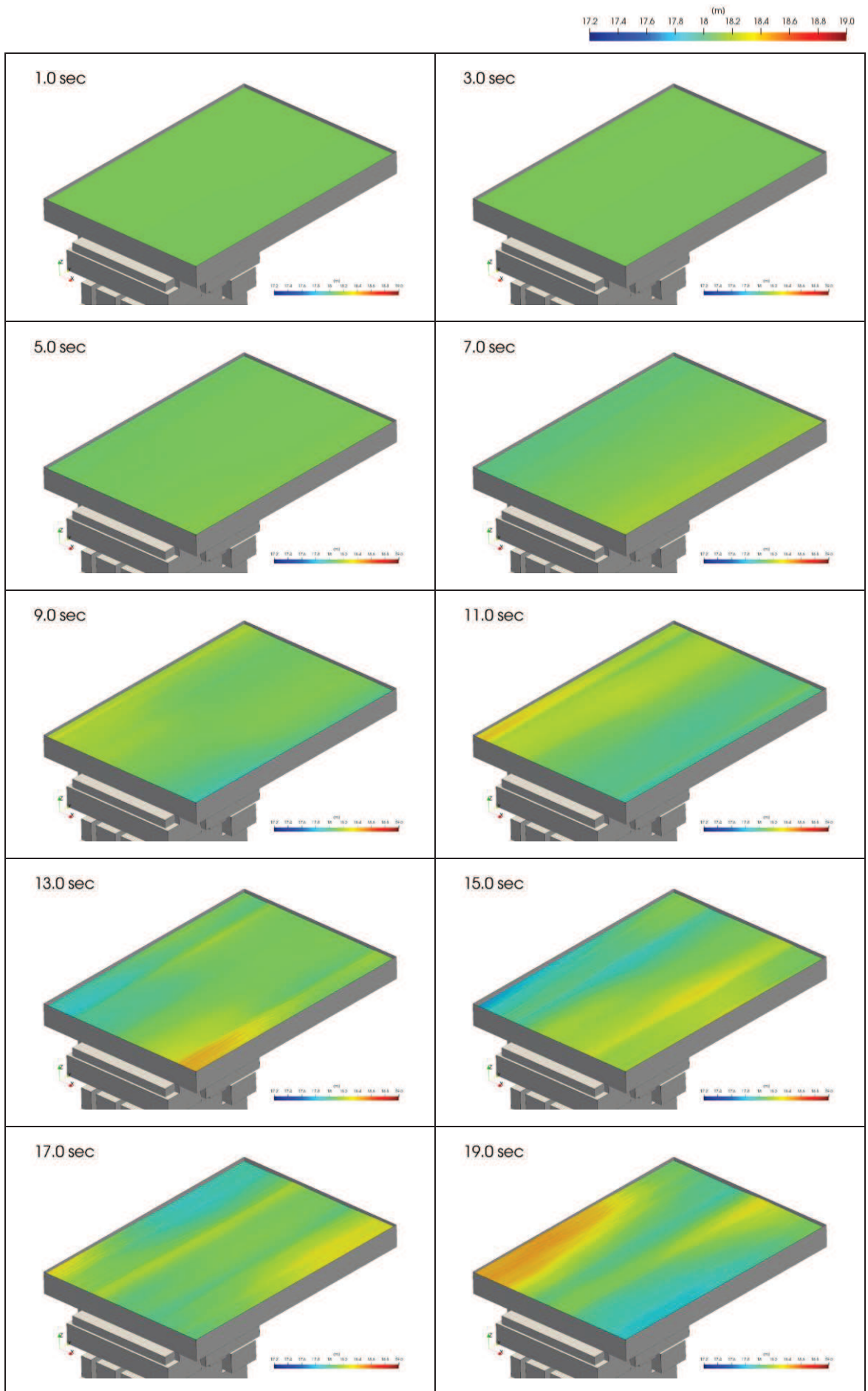


図 3.2-2 (1) 入力津波水位ケース (EW 方向及び鉛直方向加振, 時間 1 秒~19 秒)

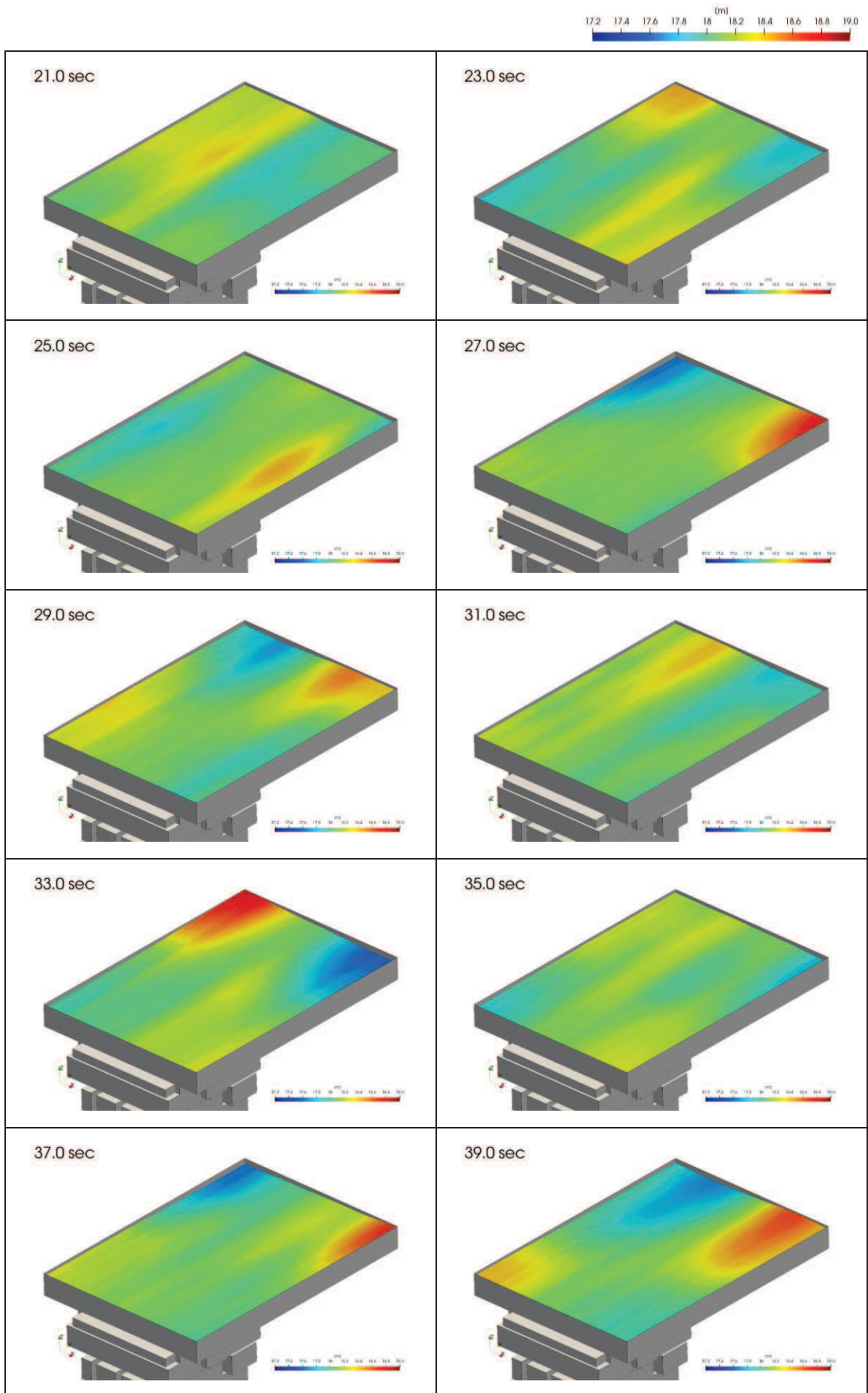


図 3.2-2 (2) 入力津波水位ケース (EW 方向及び鉛直方向加振, 時間 21 秒~39 秒)

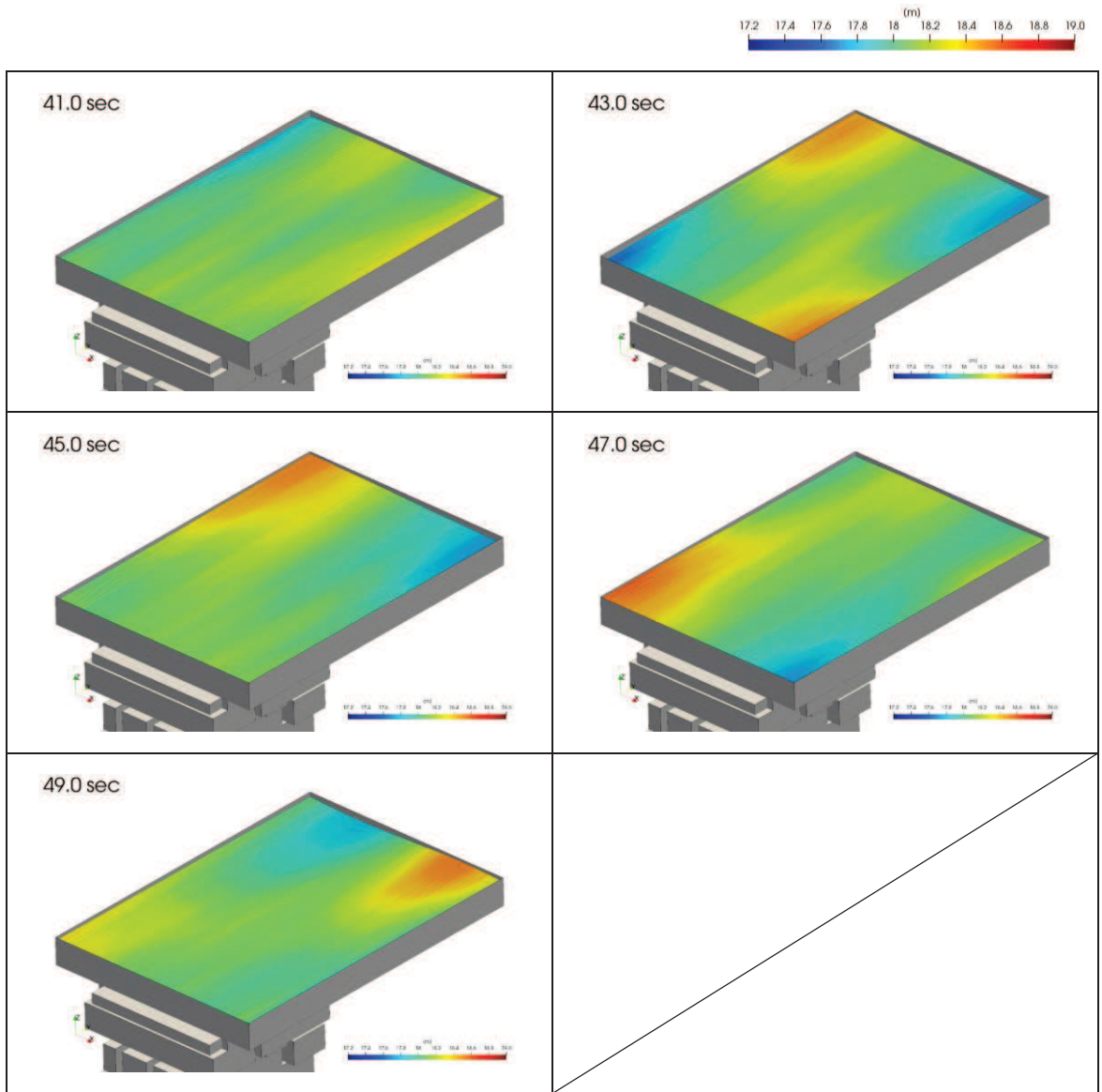


図 3.2-2 (3) 入力津波水位ケース (EW 方向及び鉛直方向加振, 時間 41 秒～49 秒)

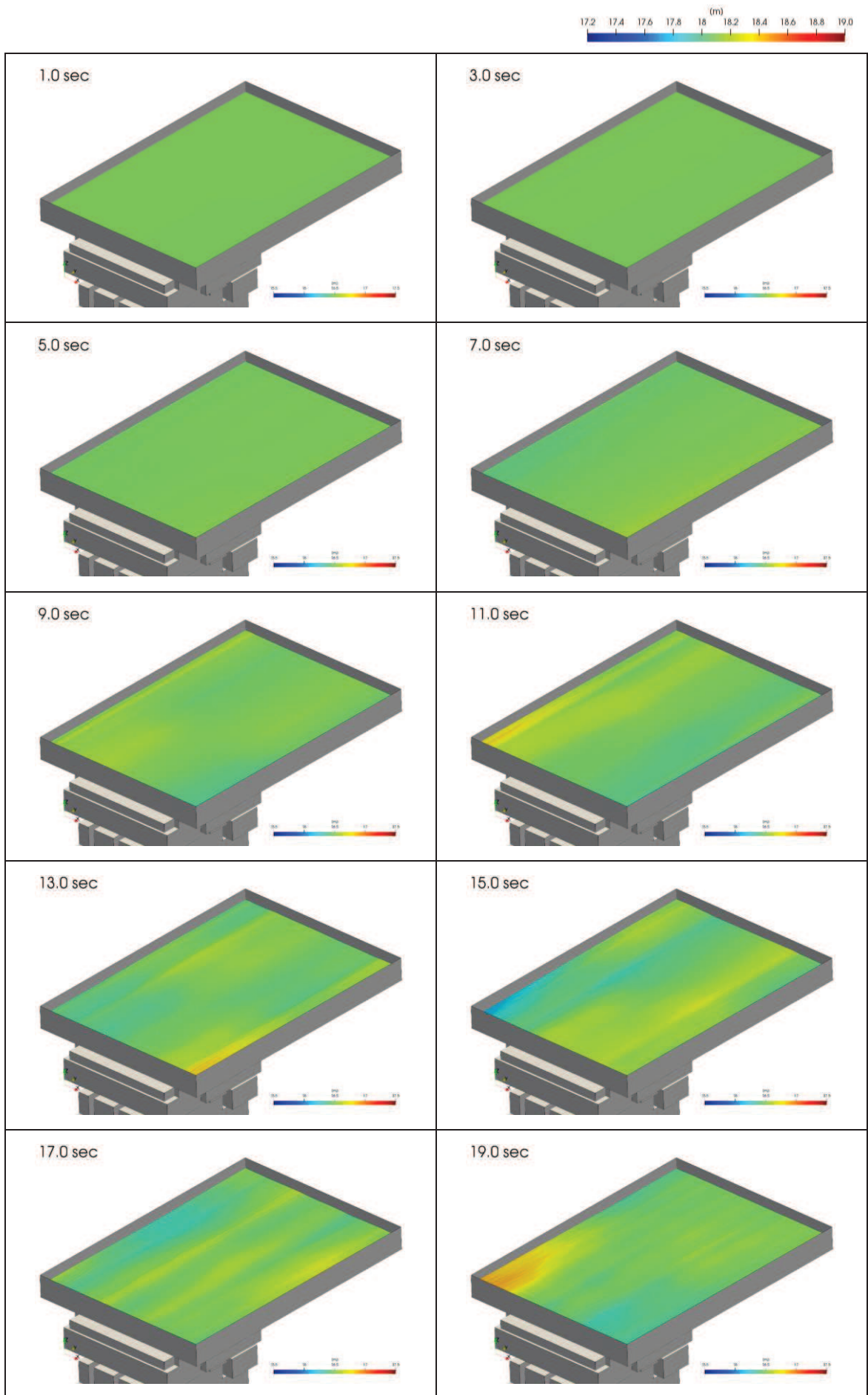


図 3.2-3 (1) 平均水位ケース (EW 方向及び鉛直方向加振, 時間 1 秒~19 秒)

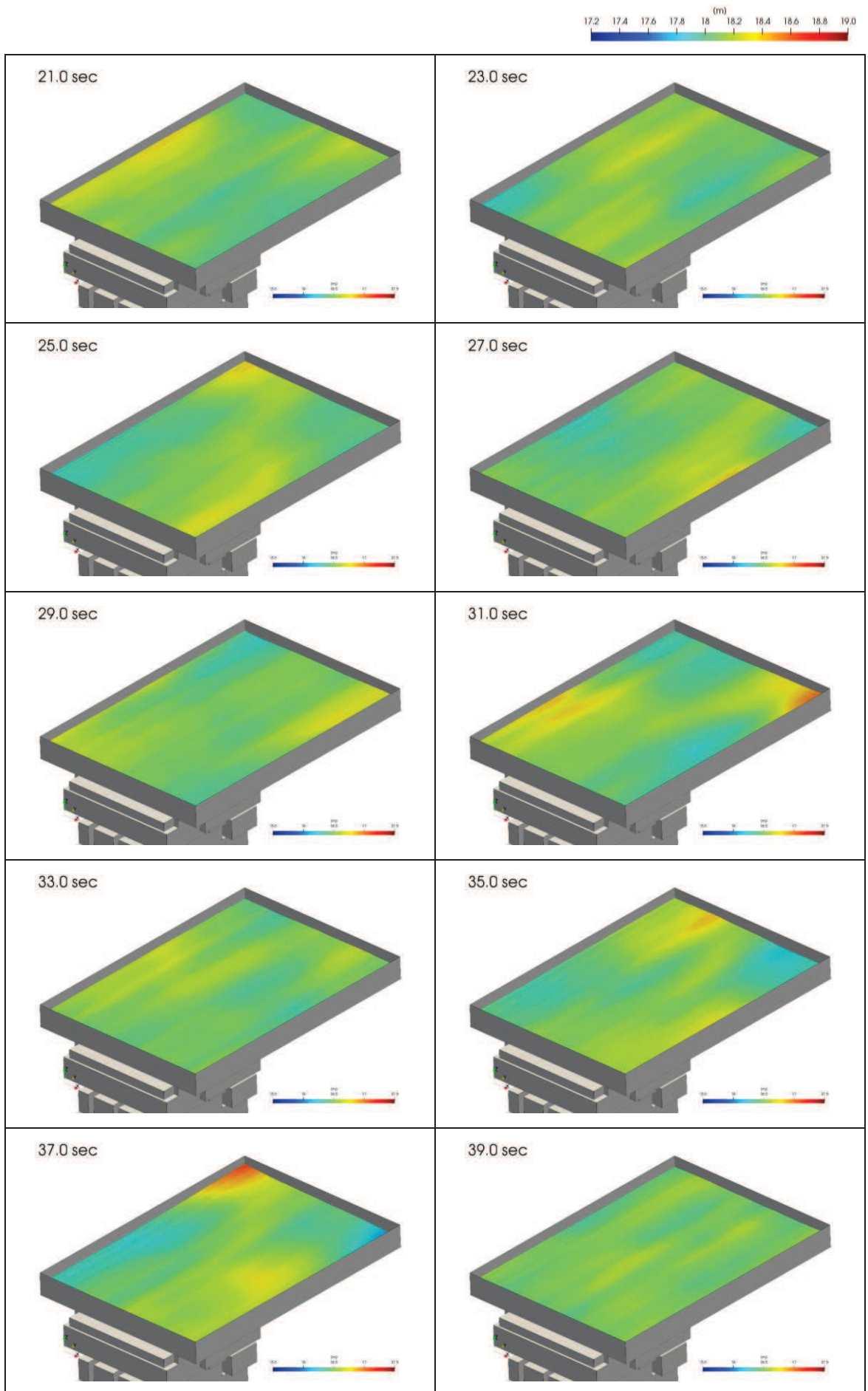


図 3.2-3 (2) 平均水位ケース (EW 方向及び鉛直方向加振, 時間 21 秒~39 秒)

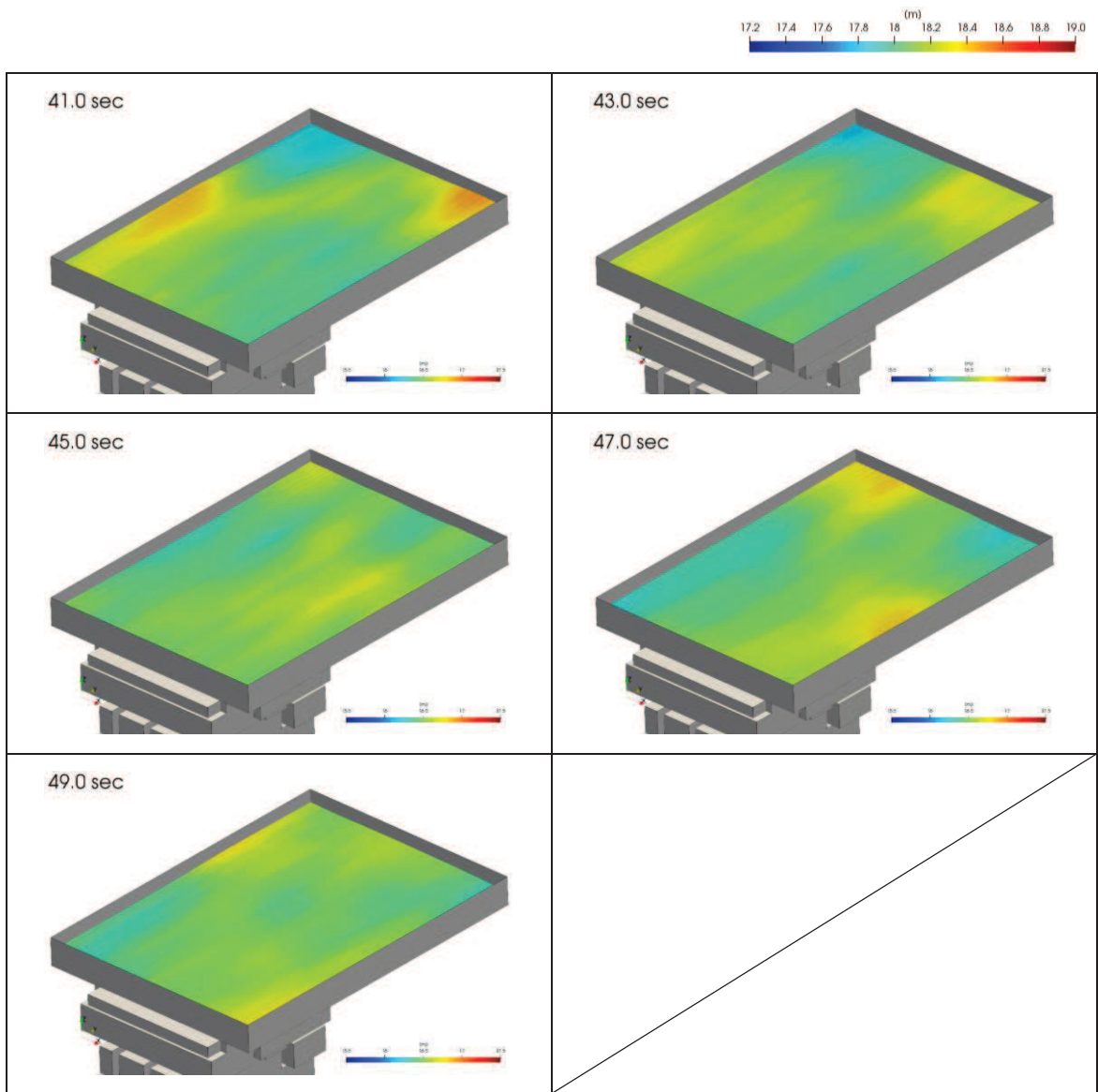


図 3.2-3 (3) 平均水位ケース (EW 方向及び鉛直方向加振, 時間 41 秒～49 秒)

(別紙4) 水平2方向及び鉛直方向加振による影響検討

1. 概要

水平2方向及び鉛直方向加振による影響検討について、入力津波水位ケース(0.P.+18.1m)を対象に、水平1方向に弾性設計用地震動S d-D2を用い、その直交方向にS d-D2とは位相の異なる模擬地震波を用いた場合のスロッシング解析を実施し、非常用海水ポンプに及ぼす影響を確認した。

2. 弾性設計用地震動S d-D2とは位相の異なる模擬地震波の作成方法

弾性設計用地震動S d-D2と位相の異なる模擬地震波は、「補足-600-5 水平2方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する検討について」で作成した基準地震動S s-D2と位相の異なる模擬地震波に係数0.58を乗じた地震動を用いる。

S s-D2及びS s-D2と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形を図4.1に、S d-D2及びS d-D2と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形を図4.2に示す。

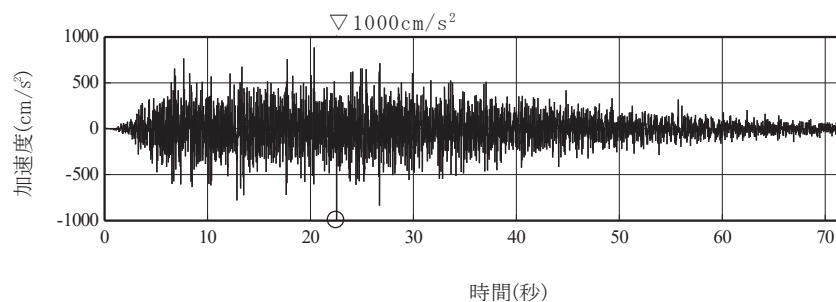


図 4.1(1) S s-D2の加速度時刻歴波形

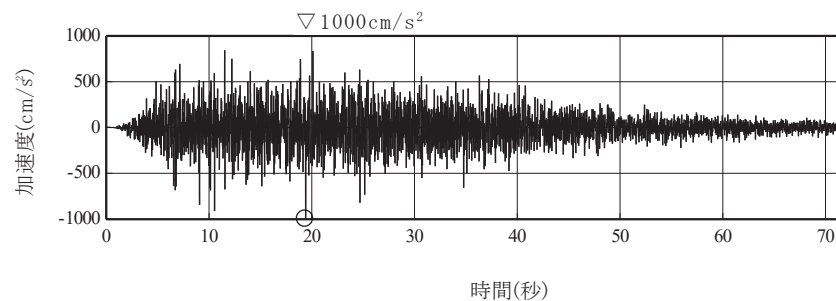


図 4.1(2) S s-D2と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形

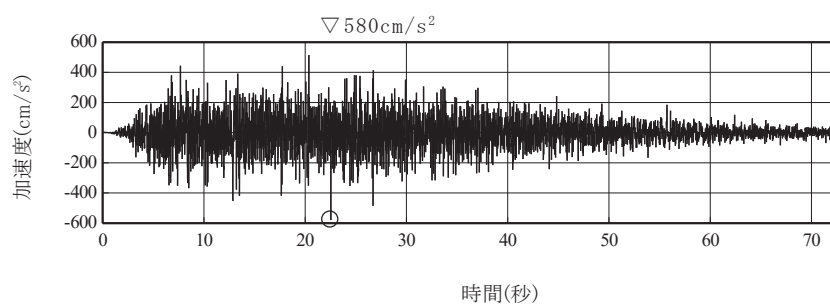


図 4.2(1) S d - D 2 の加速度時刻歴波形

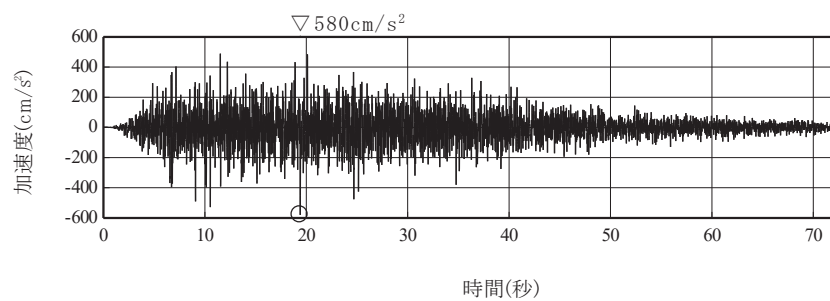
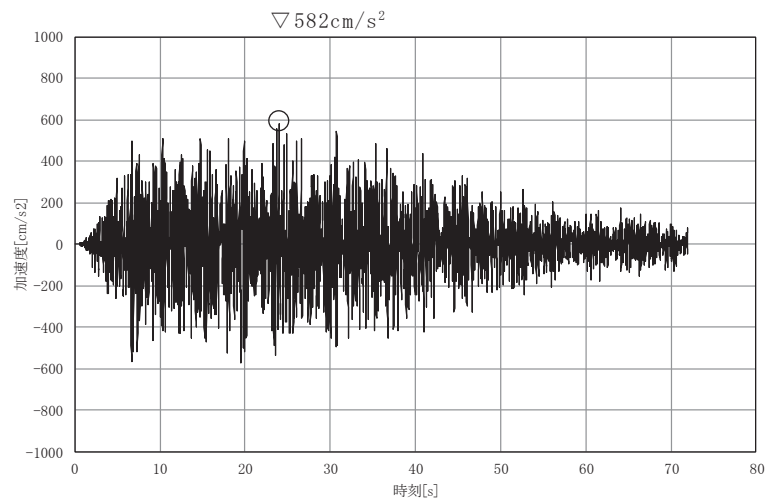


図 4.2(2) S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形

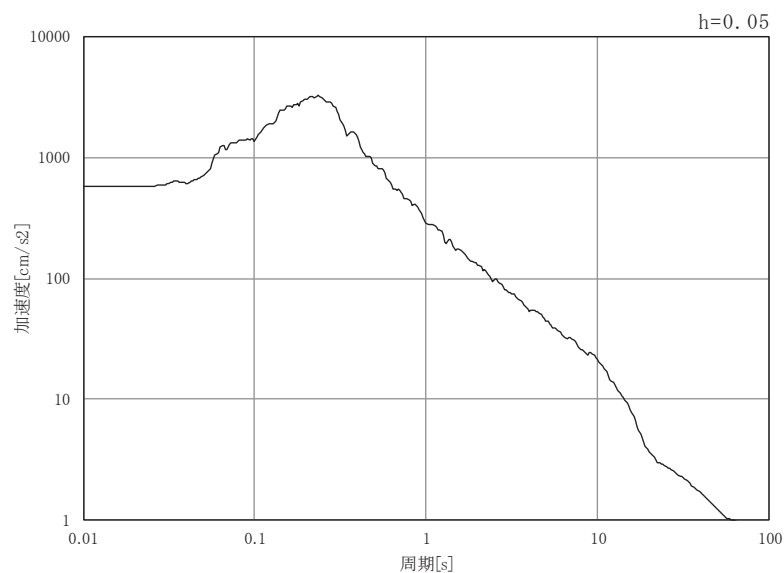
3 入力地震動

本文「5.18.3 入力地震動」記載のとおり作成した、解析モデル下端におけるスロッシング解析に用いる S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向）を図 4.3 に示す。

入力地震動の入力方法について、全く同じ地震動が同時に水平 2 方向に発生することは現実的に考えにくいことから、水平 1 方向の検討結果において水位変動幅が大きい EW 方向には S d - D 2 を用い、それに直交する NS 方向には S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波を用いる。



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3 S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波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）

4. 検討結果

水平2方向及び鉛直方向加振時の最高水位と、水平1方向及び鉛直方向加振時の最高水位の比較を表4.1に示す。また、水平2方向及び鉛直方向加振時によるスロッシング時の水面変化を図4.4に、スナップショット（計算時間：1秒～50秒）を図4.5に示す。

水平2方向及び鉛直方向加振時の最高水位はO.P.+18.88mであり、防潮壁天端高さO.P.+19.0mを下回ることを確認した。

以上から、水平2方向の影響を考慮しても、非常用海水ポンプへの没水影響はないことを確認した。

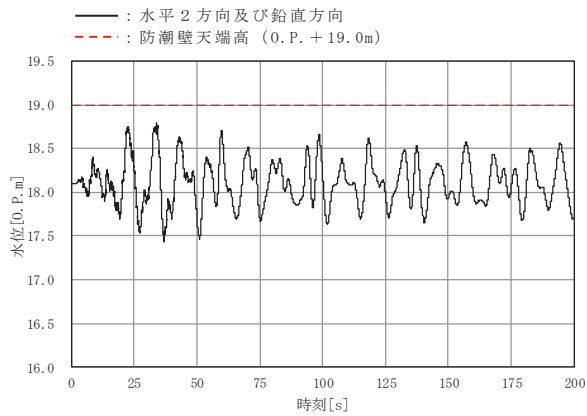
表4.1 最高水位の比較（入力津波水位ケース（初期水位：O.P.+18.1m））

抽出位置	水平1方向及び鉛直方向加振 (O.P.)		水平2方向及び鉛直方向加振 (O.P.)	防潮壁天端高さ (O.P.)
	NS及び鉛直	EW及び鉛直		
N-1	+18.430m	+18.848m*	+18.790m	+19.0m
N-2	+18.357m	+18.196m	+18.459m	
N-3	+18.376m	+18.789m	+18.875m*	
S-1	+18.476m	+18.613m	+18.778m	
S-2	+18.358m	+18.189m	+18.538m	
S-3	+18.423m	+18.552m	+18.751m	

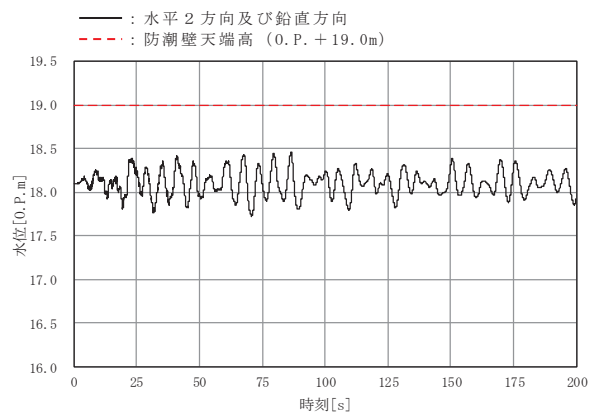
注記*：最高水位は隅角部で発生している。

検討結果

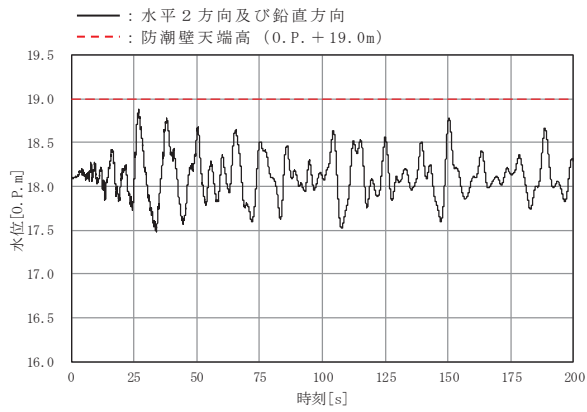
- ・水平2方向及び鉛直方向加振の影響を考慮した最高水位
= O.P.+18.875m ⇒ O.P.+18.88m
- ・防潮壁天端高さ = O.P.+19.0m



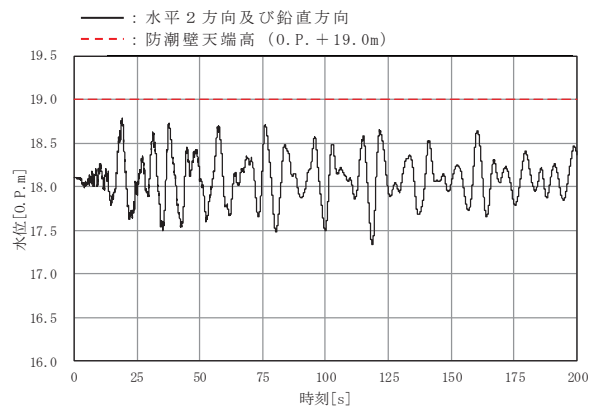
(a) N-1



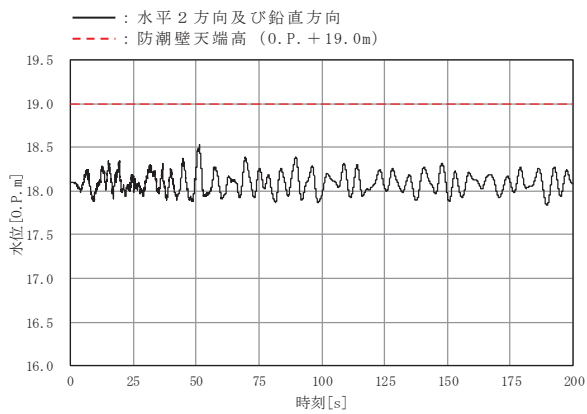
(b) N-2



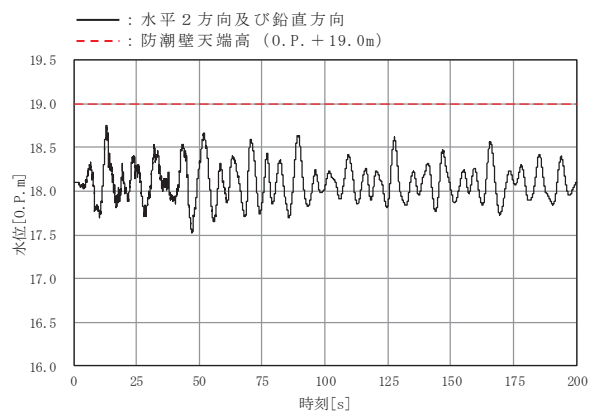
(c) N-3



(d) S-1



(e) S-2



(f) S-3

図 4.4 水面の時間変化 (水平 2 方向及び鉛直方向加振)

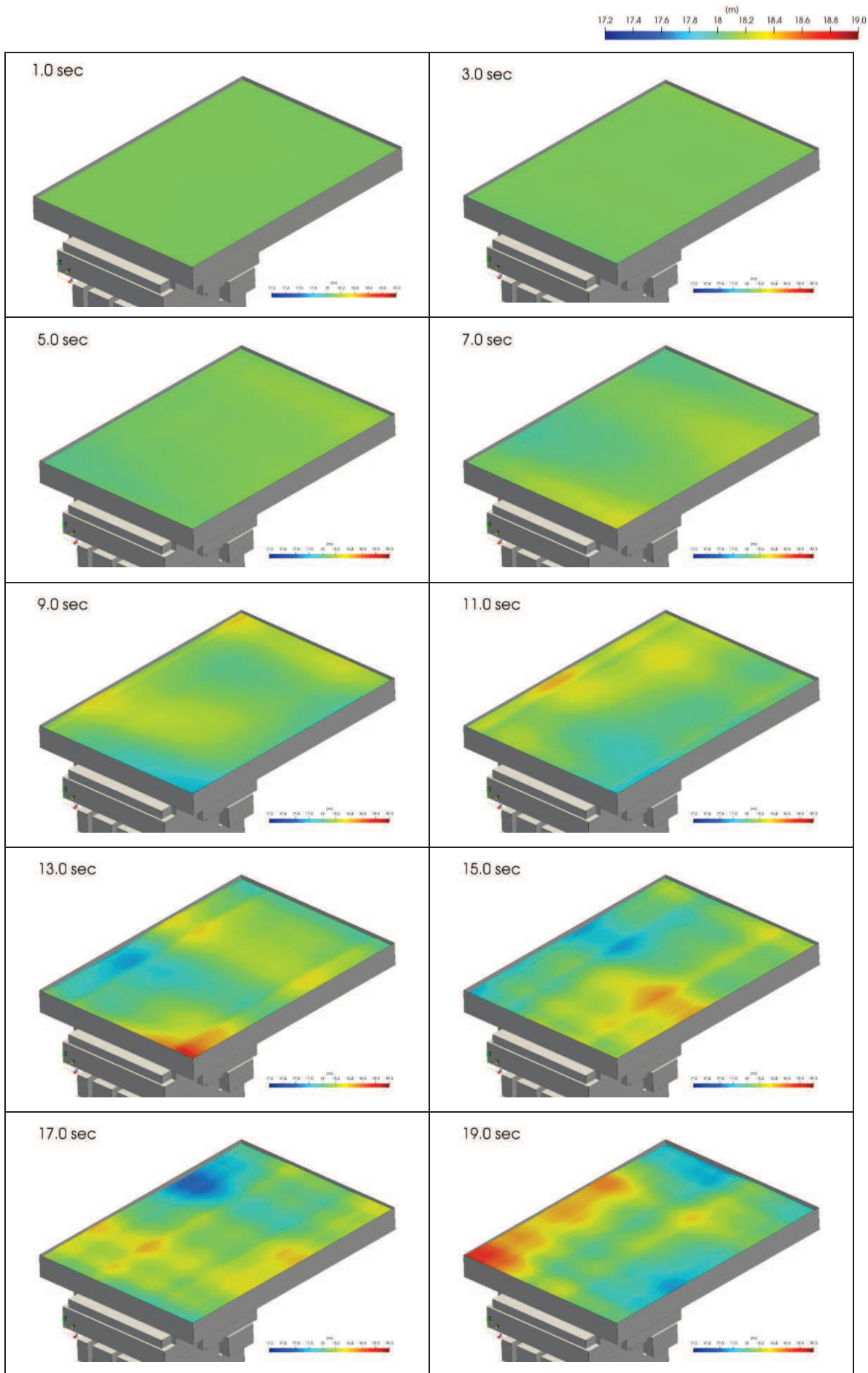


図 4.5 (1) スナップショット (水平 2 方向及び鉛直方向加振, 時間 1 秒~19 秒)

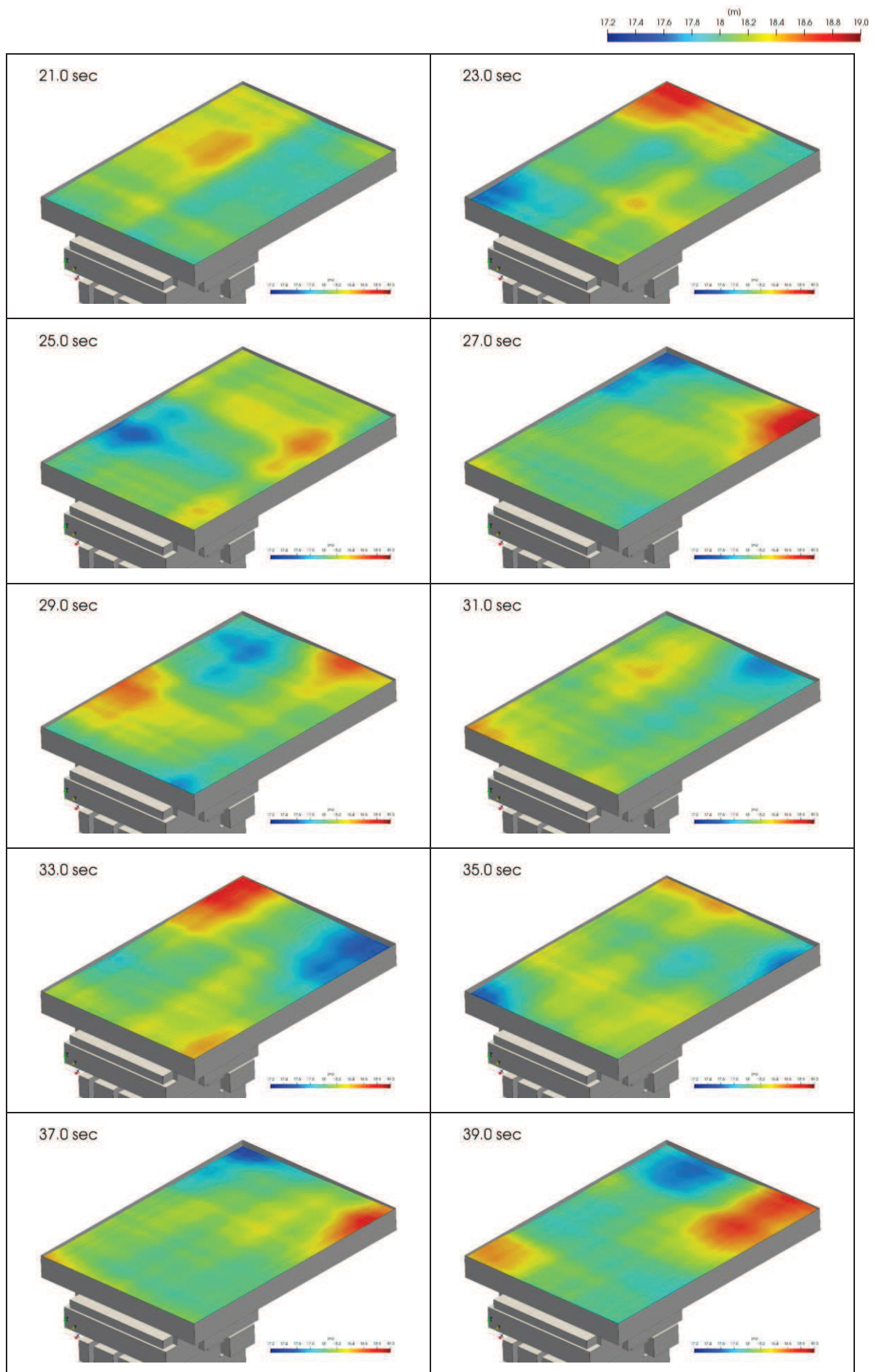


図 4.5 (2) スナップショット (水平 2 方向及び鉛直方向加振, 時間 21 秒~39 秒)

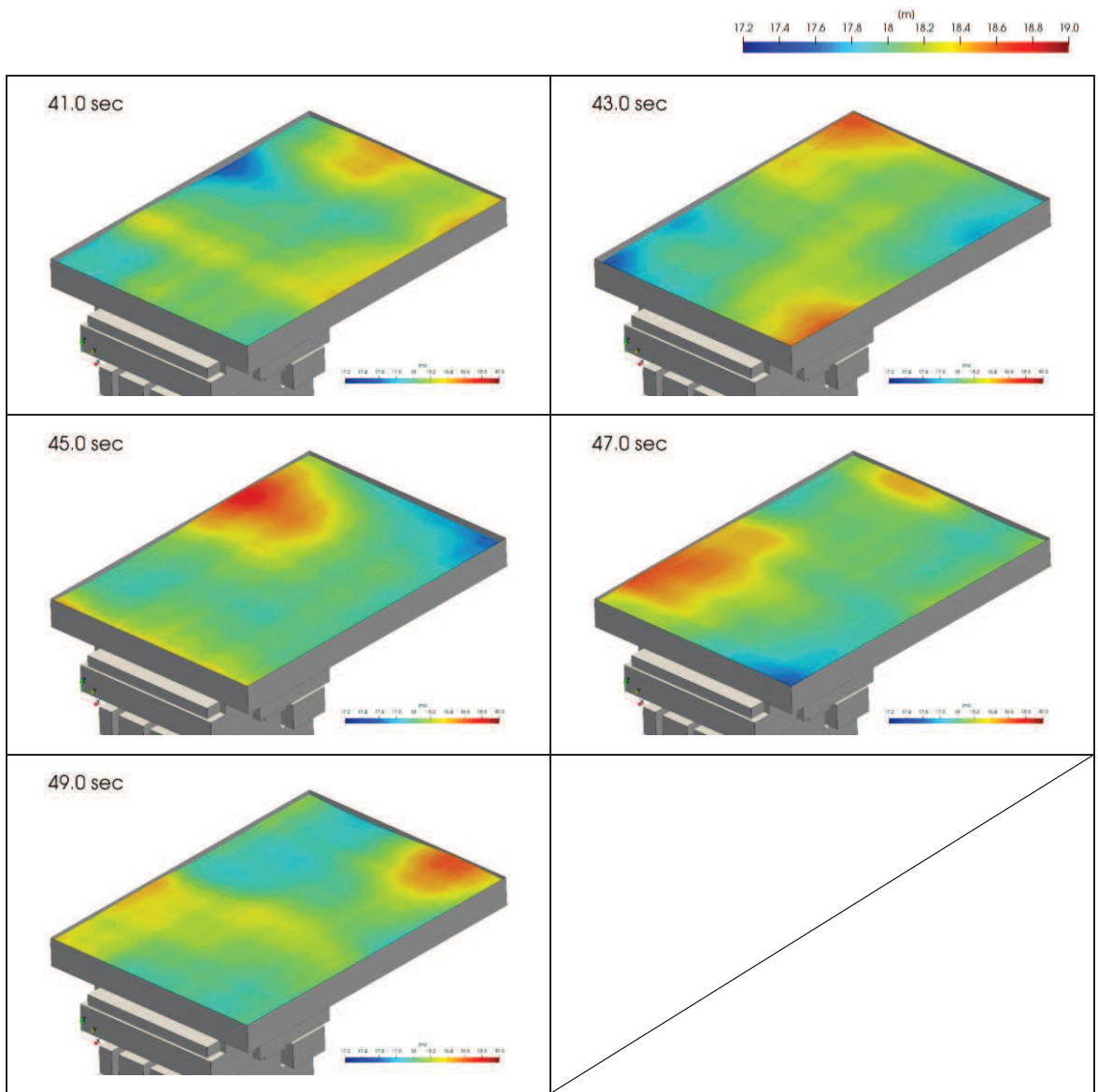


図 4.5 (3) スナップショット (水平 2 方向及び鉛直方向加振, 時間 41 秒~49 秒)

5.28 3号機海水系に関する津波時の敷地への流入影響について

1. 概要

3号機海水系設備については、津波の敷地への流入防止の観点で耐震評価及び津波に対する強度評価を実施し、外郭防護1として敷地への直接的な流入がないことを確認している。(補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料「5.24 津波への流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価」)

これらの海水系設備は、3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋に接続していることから、各建屋内の海水系設備から津波が流入した場合を仮定し、建屋からの敷地への流入影響について確認する。また、3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋に接続している地下トレンチ等からの影響についても確認する。

2. 津波時の敷地への影響

(1) 3号タービン建屋からの敷地への津波影響

3号循環水系については、3号海水ポンプ室に設置した循環水ポンプから3号タービン建屋内の復水器水室入口弁及び伸縮継手を介して、復水器の入口側に接続している。

また、復水器の出口側については、伸縮継手及び復水器水室出口弁を介して3号放水立坑に接続している。(図1参照)

3号タービン建屋については、復水器に接続する伸縮継手部からの津波の流入を仮定して、入力津波高さの時刻歴に応じて、3号タービン建屋の空間部に滞留するものとして評価し、敷地への流入の有無を確認する。

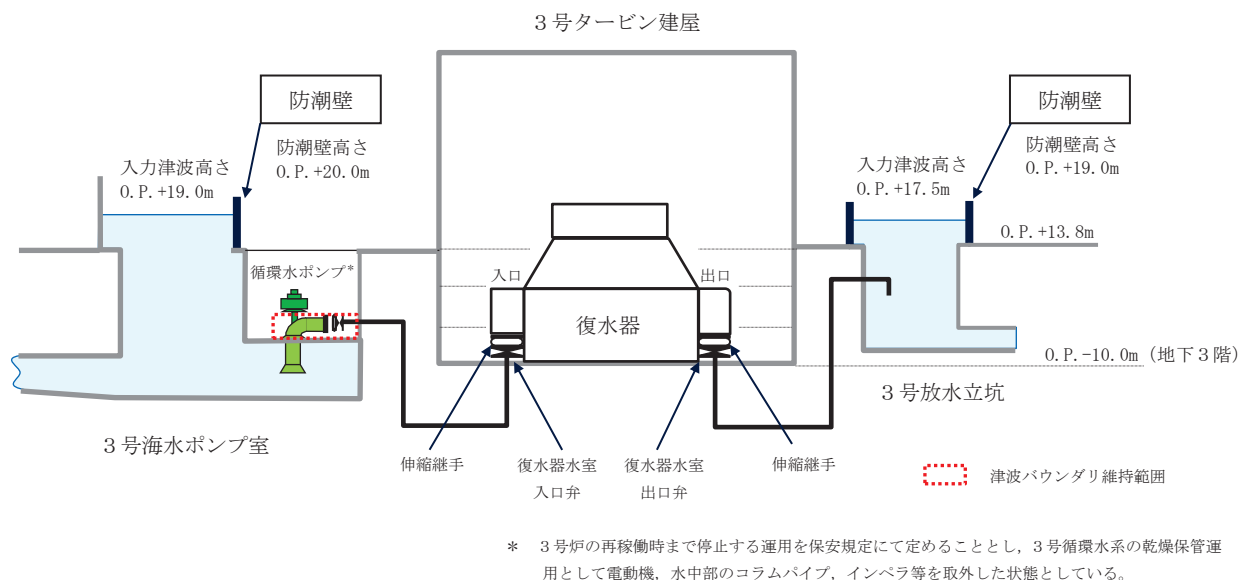


図1 3号タービン建屋の循環水系の概要

a. 評価条件

- (a) 破断を想定する伸縮継手部は復水器水室出入口弁全台（8台）に接続する部位とし、破断想定箇所数は8箇所とする。循環水系配管の評価仕様を表1に示す。
- (b) 循環水系の津波の経路となる弁は全開状態と設定し、伸縮継手部は全円周状の破断を想定する。
- (c) 流入速度は取水側（3号海水ポンプ室）及び放水側（3号放水立坑）の入力津波高さとし、伸縮継手の破断箇所高さ又は3号タービン建屋の浸水水位の水頭差とする。なお配管の圧損については、海水が流入しやすくするため保守的に考慮しない。

表1 循環水系配管の評価仕様

項目		仕様
循環水系配管 伸縮継手部	内径D ₁	φ 2.5m
	継手幅w	0.065m
	破断箇所高さ	O. P. -6.68m
3号タービン建屋	最地下階 (B3F O. P. -10.0m) 面積概算	3200m ²

b. 流入量と浸水水位の評価

流入量については、図2に示す入力津波の時刻歴に基づき、次式により毎秒の流入量を算出し積算する。

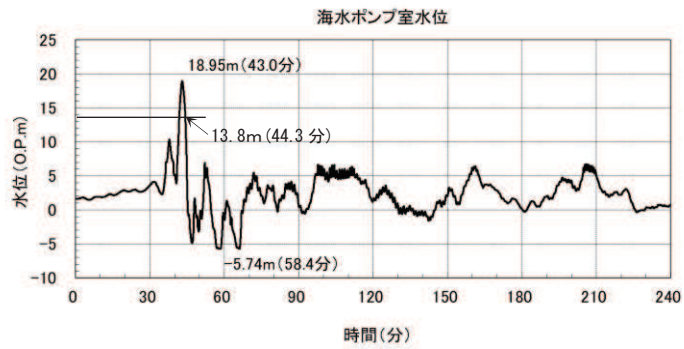
$$Q = A \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h \cdot n}$$

ここで、

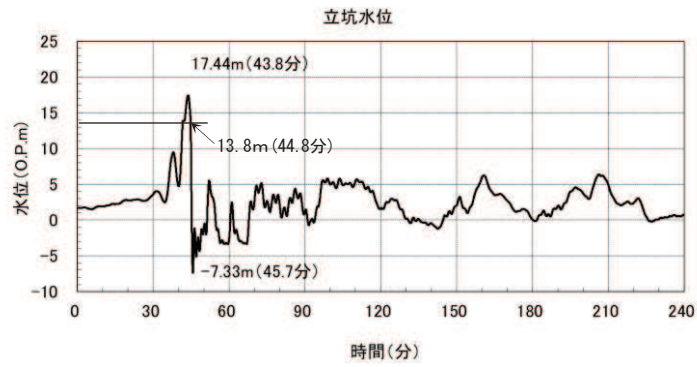
- Q : 流量 (m³/s)
A : 破断面積 (= π · D₁ · w)
C : 損失係数 (=0.82)
g : 重力加速度 (m/s²)
h : 入力津波高さとし破断箇所高さによる水頭差 (m)
n : 破断想定箇所数 (-)

敷地高さを越える入力津波高さは取水側（3号海水ポンプ室）では、地震発生後44.3分までであり、放水側（3号放水立坑）では、地震発生後44.8分までである。よって、45分以降は敷地高さ（O. P. 13.8m）を越えることはないことから、地震発生後45分までの流入を考慮する。

浸水高さを確認した結果、表2に示すとおり、建屋浸水高さが敷地高さ（O. P. 13.8m）を越えない結果となった。



(取水側：3号海水ポンプ室)



(放水側：3号機放水立坑)

図2 入力津波の時刻歴波形 (3号タービン建屋評価)

表2 津波の流入による3号タービン建屋浸水高さ

地震発生後の時間 (min)		10	20	30	40	45
3号タービン 建屋	積算流入量 (m^3)	2.373×10^4	3.752×10^4	4.218×10^4	4.951×10^4	5.908×10^4
	建屋浸水高さ (O.P.m) *1	-2.6	1.8	3.2	5.5	8.5

*1 : 建屋浸水高さ = 積算流入量 (m^3) / $3200m^2$ (3号タービン建屋最地下階面積)
+ O.P. -10.0m (3号タービン建屋最地下階基準床面高さ)

(2) 3号海水熱交換器建屋からの敷地への津波影響

3号海水熱交換器建屋には、3号原子炉補機冷却海水系、3号高圧炉心スプレィ補機冷却海水系及びタービン補機冷却海水系のポンプ及び配管等が設置されており、3号海水熱交換器建屋内の機器に接続している。また、これらの系統からの放水は3号海水熱交換器建屋の補機冷却海水系放水ピットに排出され、3号放水立坑に接続している。(図3及び図4参照)

3号海水熱交換器建屋については、建屋内での津波の流入を仮定して、入力津波高さの時刻歴に応じて、3号海水熱交換器建屋の空間部に滞留するものとして評価し、敷地への流入の有無を確認する。



図3 3号海水熱交換器建屋の海水系の配置図

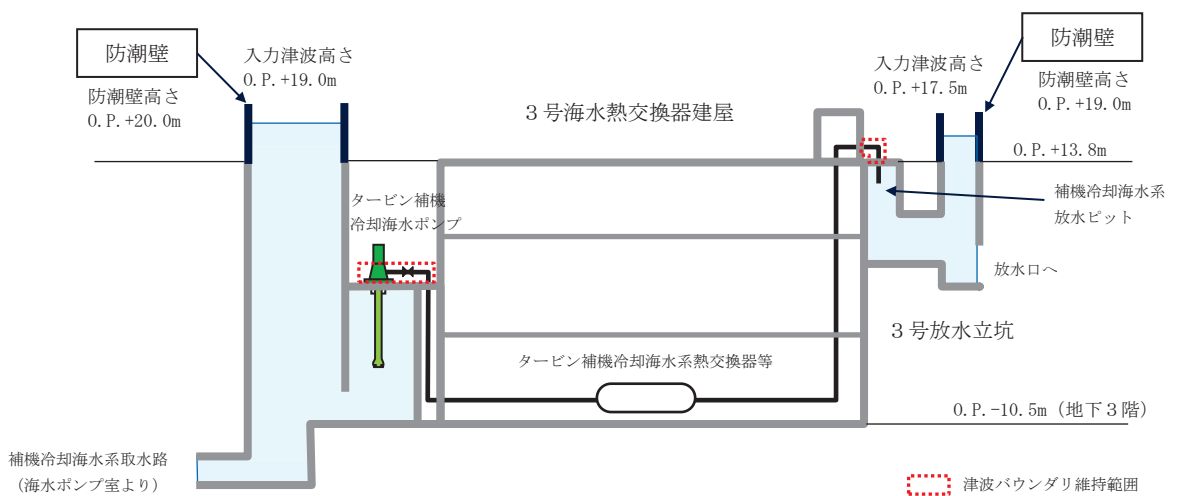


図4 3号海水熱交換器建屋のタービン補機冷却海水系の概要

a. 評価条件

- (a) 破断を想定する3号海水熱交換建屋に接続する配管の評価仕様及び3号海水熱交換建屋の評価仕様は表3及び表4に示すとおりであり、各系統の主配管が保守的に最地下階の基準床面において破断することを想定する。
- (b) 津波の経路となる弁は全開状態と設定し、配管のギロチン破断を想定する。
- (c) 流入速度は取水側（3号海水熱交換器建屋）及び放水側（3号放水立坑）の入力津波高さとし、破断箇所高さ又は3号海水熱交換器建屋の浸水水位の水頭差とする。考慮する水頭差は、取水側及び放水側の水位の時刻歴を比較し、高いほうの値を採用する。なお配管の圧損については、海水が流入しやすくするため保守的に考慮しない。

表3 3号海水熱交換器建屋に接続する配管の評価仕様

系統	内径D ₂	破断想定箇所数	破断箇所高さ	破断想定理由
原子炉補機冷却海水系	0.489m	4箇所	O.P. -10.5m	A系、B系に対してそれぞれポンプ、熱交換器等が2台ずつ設置されている系統構成であることを考慮し、計4箇所の破断を想定
高圧炉心スプレイ補機冷却海水系	0.200m	1箇所		1系統のため
タービン補機冷却海水系	0.489m	3箇所		A系、B系、C系の3系統のため
非放射性ドレン系	0.055m	1箇所		1系統のため

表4 3号海水熱交換器建屋の評価仕様

項目	仕様
3号海水熱交換器建屋	最地下階 (B3F O.P. -10.5m) 面積概算 600m ²

b. 流入量と浸水水位の評価結果

流入量については、図5に示す入力津波の時刻歴に基づき、次式により毎秒の流入量を系統毎に算出し積算する。

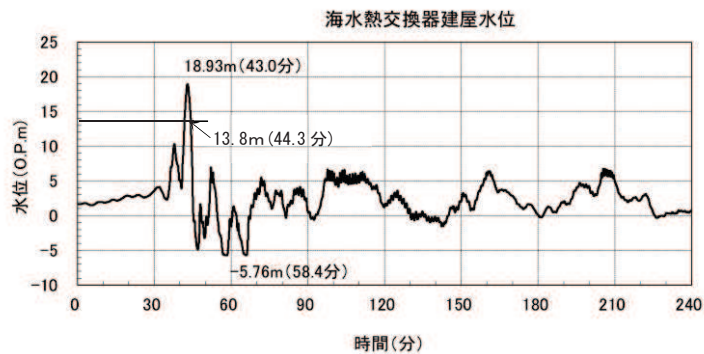
$$Q = A \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h \cdot n}$$

ここで、

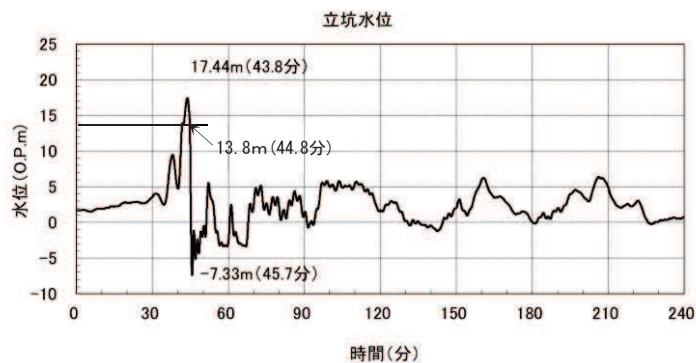
- Q : 流量 (m³/s)
- A : 破断面積 (= $\pi \cdot D_2^2 / 4$)
- C : 損失係数 (=0.82)
- g : 重力加速度 (m/s²)
- h : 入力津波高さとの破断箇所高さによる水頭差 (m)
- n : 破断想定箇所数 (-)

敷地高さを越える入力津波高さは取水側（3号海水熱交換器建屋）では、地震発生後44.3分までであり、放水側（3号放水立坑）では、地震発生後44.8分までである。よって、45分以降は敷地高さ（O.P. 13.8m）を越えることはないことから、地震発生後45分までの流入を考慮する。

浸水高さを確認した結果、表5に示すとおり、建屋浸水高さが敷地高さ（O.P. 13.8m）を越えない結果となった。



(取水側：3号海水熱交換器建屋)



(放水側：3号機放水立坑)

図5 入力津波の時刻歴波形（3号海水熱交換器建屋評価）

表 5 津波の流入による 3 号海水熱交換器建屋浸水高さ

地震発生後の時間 (min)		10	20	30	40	45
3 号海水熱交換器 建屋	積算流入量 (m ³)	0.671×10 ⁴	0.800×10 ⁴	0.830×10 ⁴	1.027×10 ⁴	1.277×10 ⁴
	建屋浸水高さ (O. P. m) *1	0.7	2.9	3.4	6.7	10.8

*1 : 建屋浸水高さ = 積算流入量 (m³) / 600m² (3 号海水熱交換器建屋最地下階面積)
+ 0. P. -10.5m (3 号海水熱交換器建屋最地下階基準床面高さ)

(3) まとめ

3 号タービン建屋及び 3 号海水熱交換器建屋内の海水系設備から津波が流入した場合を仮定し、建屋からの敷地への流入影響について確認した結果、敷地への津波の流入は無く、外郭防護 1 に対して影響を与えないことを確認した。

3. 3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋に接続している地下トレンチ等からの影響
3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋への津波の流入を仮定した場合において、接続する地下トレンチ等からの影響について確認する。

(1) 3号タービン建屋に接続する地下トレンチ

3号タービン建屋から2号の浸水防護重点化範囲に接続するトレンチとして2号機～3号機連絡トレンチ（以下、3T-1トレンチという）があり、2号制御建屋に接続している。3T-1トレンチの配置について図6に示す。また、3T-1トレンチの断面概要を図7に示す。

3T-1トレンチと接続する2号制御建屋の外壁は浸水防護重点化範囲の境界であり、内郭防護として貫通部止水処置を実施していることから、津波が浸水防護重点化範囲に流入することはない。

また、3号タービン建屋に津波が流入すると仮定して評価した最大の建屋浸水高さは0.P.8.5mであり、仮に3号タービン建屋側から3T-1トレンチに流入するとした場合であっても、2号制御建屋側の3T-1トレンチの床面が高く、津波が到達することはない構造となっている。



図6 3T-1トレンチの配置図



* 1 : 3号タービン建屋外壁の貫通部にはシール材を充填しているが、3 T-1 トレンチ (3号タービン建屋側) の水位は3号タービン建屋の最大の浸水深と同様の高さを想定

図7 3 T-1 トレンチ断面概要 (3号タービン建屋～2号制御建屋)

(2) 3号海水熱交換器建屋に接続する地下トレンチ

3号海水熱交換器建屋から浸水防護重点化範囲に接続するトレンチはないため、影響を及ぼすおそれはない。

(3) その他設備

3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋から、浸水防護重点化範囲へ影響を及ぼす経路としては、排水設備や空調設備の号機間タイライン等が考えられるが、該当する設備はないため、影響を及ぼすおそれはない。(EPまとめ資料 12条-別紙2-1-1 共用・相互接続設備抽出表にて確認)

(4) まとめ

3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋に接続する地下トレンチ等の状況を確認した結果、3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋への津波の流入を仮定した場合において、浸水防護重点化範囲に影響を及ぼすおそれはないことを確認した。

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について

目 次

1.	概要及び評価方針	1
1.1	概要	1
1.2	評価方針	7
2.	性能確認試験	14
2.1	ゴムジョイント	14
2.2	ウレタンシリコーン目地	25
3.	許容限界の設定	60
4.	耐久性	61
4.1	評価項目	61
4.2	ゴムジョイントの評価結果	63
4.3	ウレタンシリコーン目地の評価結果	69
5.	維持管理方針の検討	80
6.	ウレタンシリコーン目地の施工方法について	81

(参考資料1) ウレタンシリコーン目地の下端部の詳細について

(参考資料2) ゴムジョイント下端部の詳細について

(参考資料3) 設計水圧 (0.3MPa) を超える水圧に対するウレタンシリコーン目地の性能確認試験 (試験水圧: 0.34MPa) について

(参考資料4) 鋼製遮水壁の塗装について

(参考資料5) ウレタンシリコーン目地の施工管理について

(参考資料6) 止水ジョイント部材に生じる回転影響について

 : 記載適正化範囲

c. 付着面確認③（フッ素樹脂塗装とシリコーン材の付着）

フッ素樹脂塗装面とシリコーン材の付着について、メーカーにてフッ素樹脂塗装面にシリコーン材を施工した場合の接着性（付着性）の試験で実施されている。試験体を図 6.1.5-26 に示す。

表 6.1.5-16 に示す塗料に対して、引張接着性試験（H 型）（引張速度 50mm/min: 50% 引張応力（M50）、最大引張応力（Tmax）及び最大伸び率（Emax）を測定しているが、本試験ではシリコーン材が破壊するときの引張応力である最大引張応力（Tmax）を確認する）を実施している。また、「建築工事標準仕様書・同解説/JASS 8 防水工事」及び「改訂新版 建築用シーリング材—基礎と正しい使い方—」では、接着性の判断として破壊状態が凝集破壊（CF）又は薄層凝集破壊（TCF）となることが求められているため、破壊状態についても確認した。

なお、試験に用いられたプライマー（トスプライムニューF）は、「(1) 試験条件（試験変位量、水圧）」～「(3) 試験結果」で実施した試験で鋼材（無塗装の鋼製遮水壁を模擬）とシリコーン材の境界に塗布されたものと同じものである。

表 6.1.5-17 及び図 6.1.5-27 の試験結果から、塗装の色及び膜厚の違いによらず、いずれの条件下においてもフッ素樹脂塗装面とシリコーンの境界では剥れず、シリコーン材による破壊（すべての試験で凝集破壊（CF）であり、接着性は良好と判断）が引張応力 0.38（MPa）以上で生じる結果となった。

このことから、フッ素樹脂塗装面とシリコーン材の境界に耐圧試験の水圧 0.3（MPa）以上の 0.38（MPa）の引張力が発生したとしても、フッ素樹脂塗装面とシリコーン材の境界で剥れることがないことを確認した。

表 6.1.5-16 接着試験の塗装種類

塗料種類
フッ素樹脂塗料*20 μ m ホワイト色-1
フッ素樹脂塗料*20 μ m ホワイト色-2
フッ素樹脂塗料*40 μ m メタリック色-1
フッ素樹脂塗料*40 μ m メタリック色-2

注記*：鋼製遮水壁の超厚膜塗装の中塗，上塗にはフッ素樹脂塗料を用いているため，試験条件としては同じである。

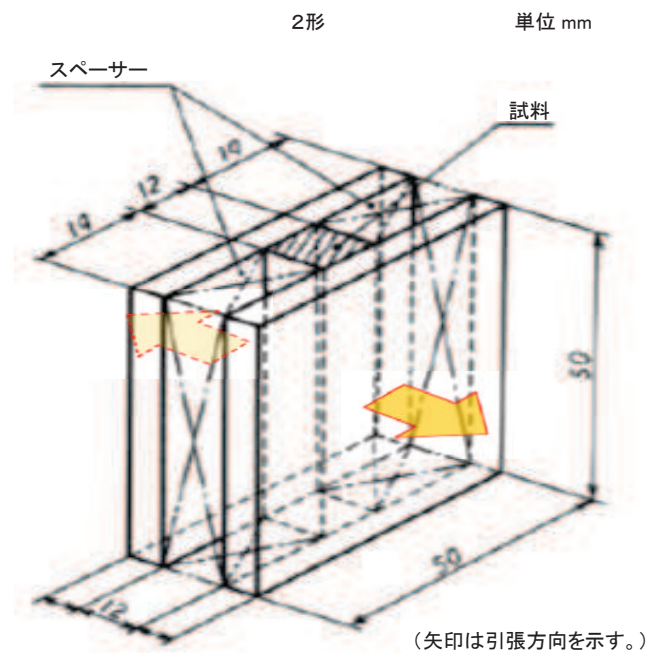


図 6.1.5-26 試験体

(JIS A 1439「建築用シーリング材の試験方法」に準拠して作製)

表 6.1.5-17 接着試験の塗装種類

シーリング材	プライマー	被着体	バフ掛け	養生条件	試験体	M50 MPa	Tmax MPa	E %	CF %	TCF %	AF %
トスシール361	トスプライム ニューF	20 μ ホワイト-1	無し	標準	1	0.18	0.50	1010	100	0	0
					2	0.17	0.50	980	100	0	0
					3	0.18	0.45	860	100	0	0
				平均	0.18	0.49	950				
				温水	1	0.17	0.58	1150	100	0	0
					2	0.17	0.64	1190	100	0	0
			3		0.17	0.55	1060	100	0	0	
			平均	0.17	0.59	1130					
			有り	標準	1	0.18	0.49	950	100	0	0
					2	0.17	0.40	780	100	0	0
					3	0.18	0.49	900	100	0	0
				平均	0.18	0.46	870				
		温水		1	0.18	0.50	970	100	0	0	
				2	0.17	0.48	1070	100	0	0	
			3	0.18	0.56	1080	100	0	0		
		平均	0.18	0.51	1040						
		20 μ ホワイト-2	無し	標準	1	0.18	0.54	1030	100	0	0
					2	0.17	0.46	940	100	0	0
					3	0.18	0.49	940	100	0	0
				平均	0.18	0.50	970				
				温水	1	0.16	0.45	1040	100	0	0
					2	0.16	0.49	1110	100	0	0
			3		0.16	0.57	1220	100	0	0	
			平均	0.16	0.50	1120					
			有り	標準	1	0.17	0.43	870	100	0	0
					2	0.19	0.56	1000	100	0	0
					3	0.18	0.44	900	100	0	0
				平均	0.18	0.48	920				
		温水		1	0.16	0.49	1090	100	0	0	
				2	0.17	0.50	1090	100	0	0	
			3	0.16	0.57	1210	100	0	0		
		平均	0.16	0.52	1130						
		40 μ メタリック-1	無し	標準	4	0.17	0.42	770	100	0	0
					5	0.19	0.49	890	100	0	0
					6	0.17	0.49	1010	100	0	0
				平均	0.18	0.46	890				
				温水	4	0.17	0.49	990	100	0	0
					5	0.18	0.41	850	100	0	0
			6		0.18	0.47	970	100	0	0	
			平均	0.18	0.45	940					
			有り	標準	4	0.19	0.41	730	100	0	0
					5	0.17	0.44	920	100	0	0
					6	0.19	0.54	1030	100	0	0
				平均	0.18	0.46	890				
		温水		4	0.17	0.47	960	100	0	0	
				5	0.18	0.46	900	100	0	0	
			6	0.18	0.47	960	100	0	0		
		平均	0.18	0.46	940						
40 μ メタリック-2	無し	標準	7	0.18	0.62	1080	100	0	0		
			8	0.17	0.45	1020	100	0	0		
			9	0.17	0.47	950	100	0	0		
		平均	0.17	0.51	1020						
		温水	7	0.16	0.38	900	100	0	0		
			8	0.18	0.47	1010	100	0	0		
	9		0.16	0.37	900	100	0	0			
	平均	0.17	0.41	940							
	有り	標準	7	0.17	0.46	960	100	0	0		
			8	0.18	0.45	880	100	0	0		
			9	0.18	0.51	950	100	0	0		
		平均	0.18	0.47	930						
温水		7	0.18	0.39	840	100	0	0			
		8	0.17	0.47	980	100	0	0			
	9	0.18	0.40	860	100	0	0				
平均	0.18	0.42	890								

表中の記号は以下のとおり

M50 : 50%引張応力 (シーリング材の伸び率が50%になったときの引張応力)

Tmax : 最大引張応力 (シーリング材が破壊したときの引張応力)

E_{max} : 最大伸び率 (シーリング材が破壊したときの伸び率)

CF : 凝集破壊 (シーリング材の破壊状態の1つでシーリング材自身の破壊)

TCF : 薄層凝集破壊 (シーリング材の破壊状態の1つで被着面にごく薄くシーリング材が残る破壊)

AF : 接着破壊 (シーリング材の破壊状態の1つで被着体とシーリング材の分離)

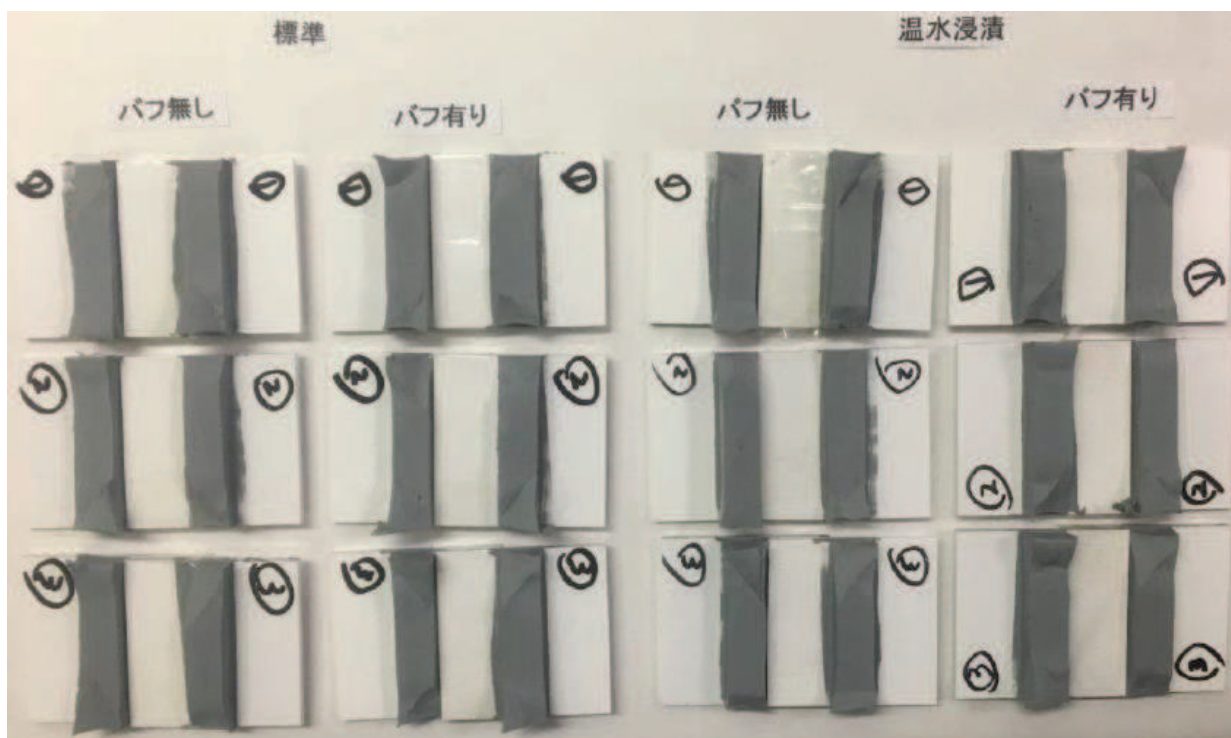


図 6.1.5-27(1) 接着性（付着性）試験結果（20 μ m ホワイト色-1）
 （いずれの試験結果もCFすなわち、シリコン材で切れているため、左右どちらにも灰色のシリコン材が残っていることが確認される）

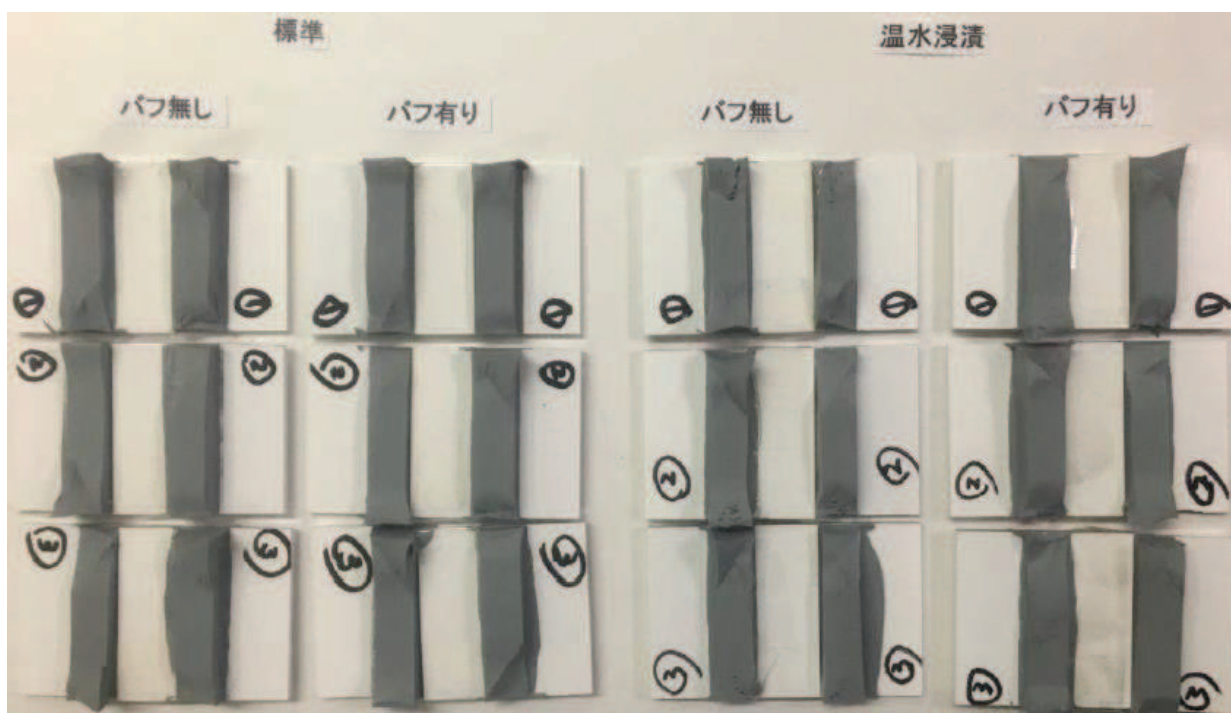


図 6.1.5-27(2) 接着性（付着性）試験結果（20 μ m ホワイト色-2）
 （いずれの試験結果もCFすなわち、シリコン材で切れているため、左右どちらにも灰色のシリコン材が残っていることが確認される）

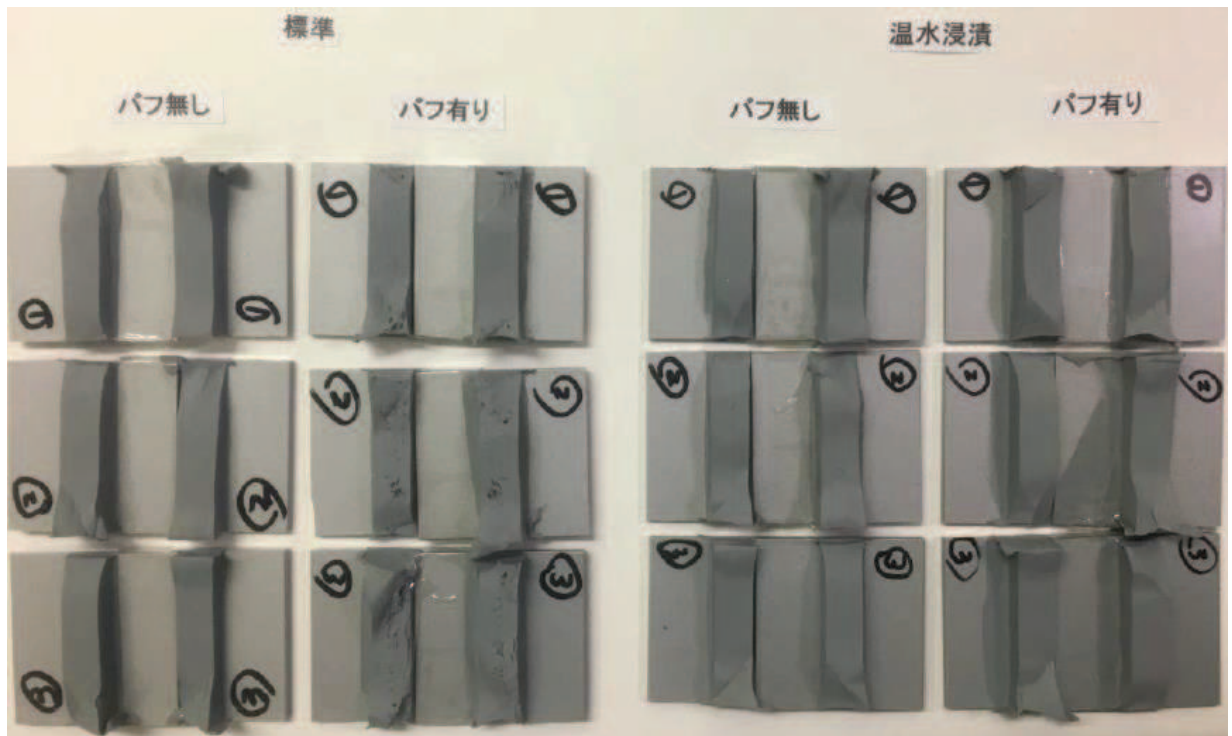


図 6.1.5-27(3) 接着性（付着性）試験結果（40 μ mメタリック色-1）
 （いずれの試験結果もCFすなわち、シリコン材で切れているため、左右どちらにも灰色のシリコン材が残っていることが確認される）

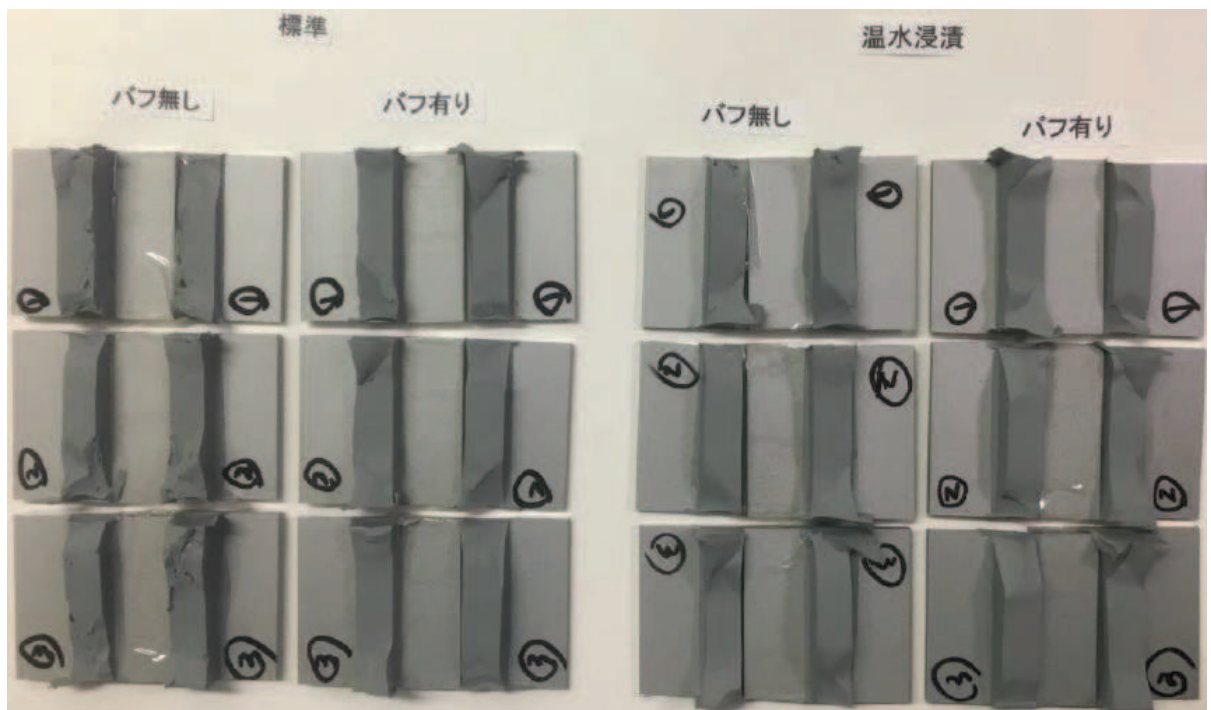


図 6.1.5-27(4) 接着性（付着性）試験結果（40 μ mメタリック色-1）
 （いずれの試験結果もCFすなわち、シリコン材で切れているため、左右どちらにも灰色のシリコン材が残っていることが確認される）

1. 試験方法

シリコン材とモルタルの付着について、メーカーにて接着性（付着性）の試験で実施されている。

図2に示す試験体を6体用意し、うち3体はモルタルにプライマーを塗布し、残りの3体はモルタルにプライマーを塗布しない条件とし、すべての試験体に対して引張接着性試験（H型）（引張速度 50mm/min：50%引張応力（M50）、最大引張応力（Tmax）及び最大伸び率（Emax）を測定しているが、本試験ではシリコン材が破壊するときの引張応力である最大引張応力（Tmax）を確認する）を実施している。また、「建築工事標準仕様書・同解説/JASS 8 防水工事」及び「改訂新版 建築用シーリング材－基礎と正しい使い方」では、接着性の判断として破壊状態が凝集破壊（CF）又は薄層凝集破壊（TCF）となることが求められているため、破壊状態についても確認している。

なお、実施工ではモルタルにはプライマーは塗布せずにシリコンを充填することとしている。

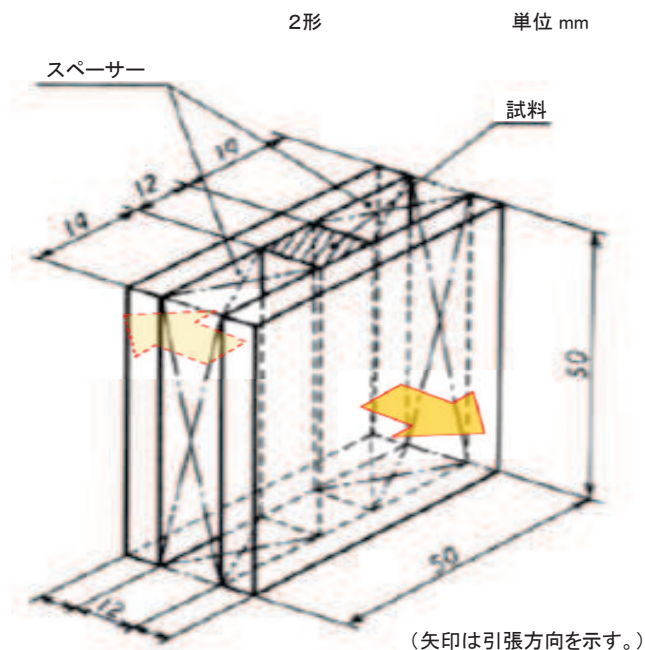


図2 試験体

(JIS A 1439「建築用シーリング材の試験方法」に準拠して作製)

2. 試験結果

試験結果を表1及び写真1に示す。

シリコン材が破壊した際の引張応力（最大引張応力：Tmax）は0.47（MPa）以上との試験結果となったため、シリコン材とモルタルは耐圧試験の水圧0.3（MPa）よりも大きな力が作用しないと破壊しないことを確認した。また、破壊状況についても凝集破壊（CF）又は薄層凝集破壊（TCF）となっていること

から接着性は良好であると判断した。なお、シリコーン材とモルタルの付着性能にプライマーがほとんど影響していないことも確認した。

以上のことから、シリコーン材とモルタルの境界に耐圧試験の水圧 0.3 (MPa) 以上の引張力が発生したとしても、シリコーン材とモルタルの境界で剥れることはなく、付着性能が維持されることを確認した。

表 1 接着試験の塗装種類

シーラント	プライマー	条件	M50	Tmax	Emax	破壊状況		
			MPa	MPa		%	CF	TCF
						%	%	%
トスシール361	プライマー無し	標準	0.15	0.49	1100	100	0	0
			0.13	0.47	1250	100	0	0
			0.15	0.65	1240	0	100	0
		平均	0.15	0.54	1200			
	トスプライムニューF	標準	0.12	0.49	1310	100	0	0
			0.12	0.56	1370	100	0	0
			0.12	0.48	1320	100	0	0
		平均	0.12	0.51	1330			

表中の記号は以下のとおり

M50 : 50%引張応力 (シーリング材の伸び率が 50%になったときの引張応力)

Tmax : 最大引張応力 (シーリング材が破壊したときの引張応力)

Emax : 最大伸び率 (シーリング材が破壊したときの伸び率)

CF : 凝集破壊 (シーリング材の破壊状態の 1 つでシーリング材自身の破壊)

TCF : 薄層凝集破壊 (シーリング材の破壊状態の 1 つで被着面にごく薄くシーリング材が残る破壊)

AF : 接着破壊 (シーリング材の破壊状態の 1 つで被着体とシーリング材の分離)



写真1 接着性（付着性）試験結果

（プライマー無しの試験結果で TCF（薄層凝集破壊）が生じているが，表1に示すとおり，0.65MPa という非常に高い引張応力で生じた結果であり，十分な引張応力を有している）

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.2 取放水路流路縮小工に関する補足説明

目 次

- 6.2.1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.2.2 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.2.3 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）の強度計算書に関する補足説明
- 6.2.4 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度計算書に関する補足説明
- 6.2.5 取放水路流路縮小工に係る各審査段階の説明内容について
- 6.2.6 取放水路流路縮小工の設置による津波防護機能，第1号機取水機能及び放水機能への影響について

参考資料 1 取放水路流路縮小工貫通部におけるすり減りに対する影響評価について

参考資料 2 取放水路流路縮小工の保守管理について

参考資料 3 取放水路流路縮小工の閉塞した場合の検知性について

参考資料 4 取放水路流路縮小工の施工要領について

参考資料 5 取放水路流路縮小工の耐震評価手法の妥当性について

 : 本日の説明範囲

(参考資料 5) 取放水路流路縮小工の耐震評価手法の妥当性について

1. 概要

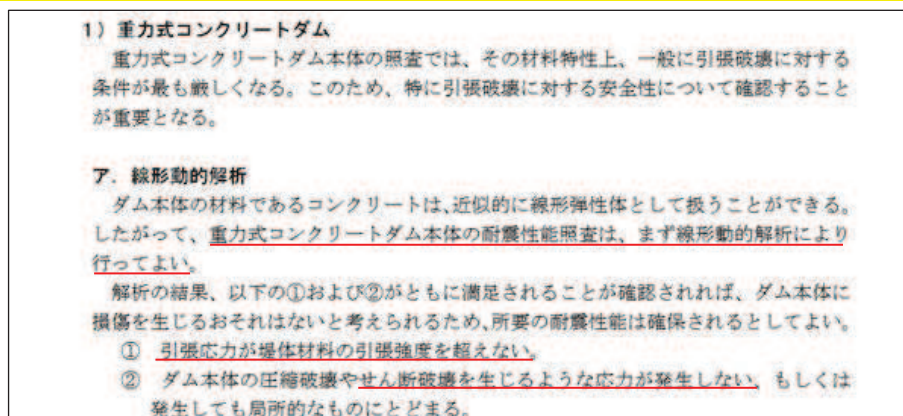
取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路，第 1 号機放水路）の耐震設計については，コンクリート躯体である取放水路流路縮小工（充填部，覆工部）を平面ひずみ要素（線形）でモデル化し，二次元動的有限要素法解析（SuperFLUSH）による地震応答解析（以下，地震応答解析（SuperFLUSH）という。）を行い，コンクリート躯体である覆工部及び充填部が発生応力に対して引張破壊又はせん断破壊しないこととして，許容限界は引張強度，せん断強度としている。

上記の耐震評価手法は，取放水路流路縮小工が既設の取放水路を充填した直径 3m～4m 程度のマッシュな無筋コンクリート*1 構造であることから，構造的に類似し既工認において設計実績のある屋外重要土木構造物等の MMR の設計や重力式コンクリートダム設計*2 を参照しているものである。なお，せん断強度について，「コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編）（土木学会，2013 年制定）」に基づき圧縮強度の 1/5 を用いており，これは防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工や置換コンクリートの評価におけるせん断強度の設定においても同様である*3。

本資料は，マッシュな無筋コンクリート構造であるものの，円形のトンネル構造である取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路，第 1 号機放水路）について，許容限界の設定を含め上記の耐震評価手法の妥当性を確認するために，コンクリートのより正確な力学特性を考慮することや，ひび割れ発生状況等を確認することが可能である材料非線形解析（WCOMD）を実施し，基準地震動 S s 時におけるコンクリートの状態や健全性を確認し，評価手法の妥当性について確認した。

注記*1：覆工部については，鉄筋コンクリート構造であるものの，充填部に対する覆工部の断面厚さ等が小さいことを踏まえ，耐震評価においては，保守的に鉄筋に期待しないこととして，無筋コンクリートとして構造強度を評価する方針としている。

*2：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説（平成 17 年 3 月 国土交通省河川局）



*3：防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工や置換コンクリートについては，「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に記載のとおり，すべり安全率の評価を行い，その際のせん断強度について圧縮強度の 1/5 としているが，新規制基準対応工認として美浜第 3 号機（防潮堤地盤改良部）において実績があることを確認している。

2. 評価方針

「6.2.1 取放水路流路縮小工(第1号機取水路)の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.2.2 取放水路流路縮小工(第1号機放水路)の耐震性についての計算書に関する補足説明」で示した耐震評価結果に対して、コンクリートのより正確な力学特性を考慮することや、ひび割れ発生状況等を確認することが可能である材料非線形解析を用い、地震応答解析(SuperFLUSH)における荷重状態を再現(躯体上端と下端の層間変位を一致させる)し、その状態での荷重-変位関係やひび割れ発生状況の確認を行うことで、地震応答解析(SuperFLUSH)による耐震評価結果の妥当性を確認する。

妥当性確認は、取水路と放水路で構造的な違いは無く、周辺地質が岩盤であることは共通であるため、発生応力(照査値)が大きい放水路を代表に行う。

なお、鉄筋コンクリート部材である覆工部については、耐震評価時には保守的に考慮しないこととしており、本検討においても考慮しないことを基本として検討を行うが、鉄筋コンクリート部材として扱う場合についても影響確認を行う。

材料非線形解析においては、解析コード「WCOMD Studio」を使用する。

図2-1に材料非線形解析(WCOMD)の耐震評価フローにおける解析モデル及び解析手法の概要(選定フロー)を示す。

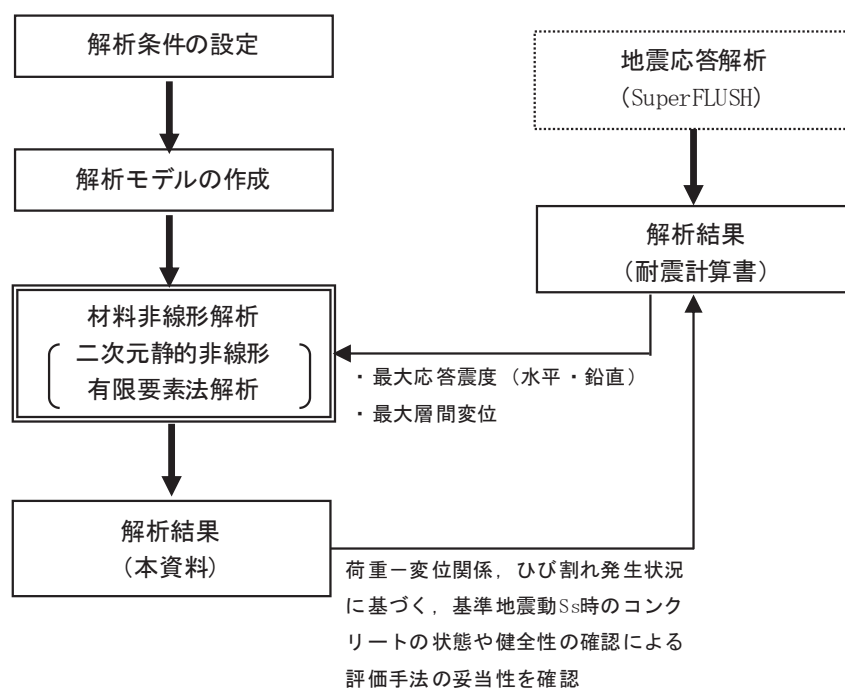


図2-1 材料非線形解析(WCOMD)評価フロー

3. 評価条件（材料非線形解析（WCOMD））

3.1 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル、コンクリート標準示方書 2017 等に基づき実施する。

3.2 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 3-1 及び表 3-2 に示す。

表 3-1 コンクリートの材料定数

項目	設定値		諸元
	覆工部	充填部	
単位体積重量	24.0 kN/m ³	23.0 kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	15.8 N/mm ²	38.5 N/mm ²	設計基準強度（覆工部：設計図書20.5N/mm ² 、充填部：設計図書50.0N/mm ² ）／材料係数*
引張強度	1.33 N/mm ²	2.40 N/mm ²	引張強度／材料係数*
圧縮ピークひずみ	0.2%	0.3%	コンクリート標準示方書2017
ひび割れ－せん断伝達係数	1.0	1.0	コンクリート標準示方書2017
破壊エネルギー	0.0681 N/mm	0.0917 N/mm	コンクリート標準示方書2017

注記*：材料係数を 1.3 として算出

表 3-2 鉄筋の材料定数

項目	設定値	諸元
ヤング係数	200 kN/mm ²	コンクリート標準示方書2017
降伏強度	345 N/mm ²	設計図書（SD345）

3.3 解析モデル

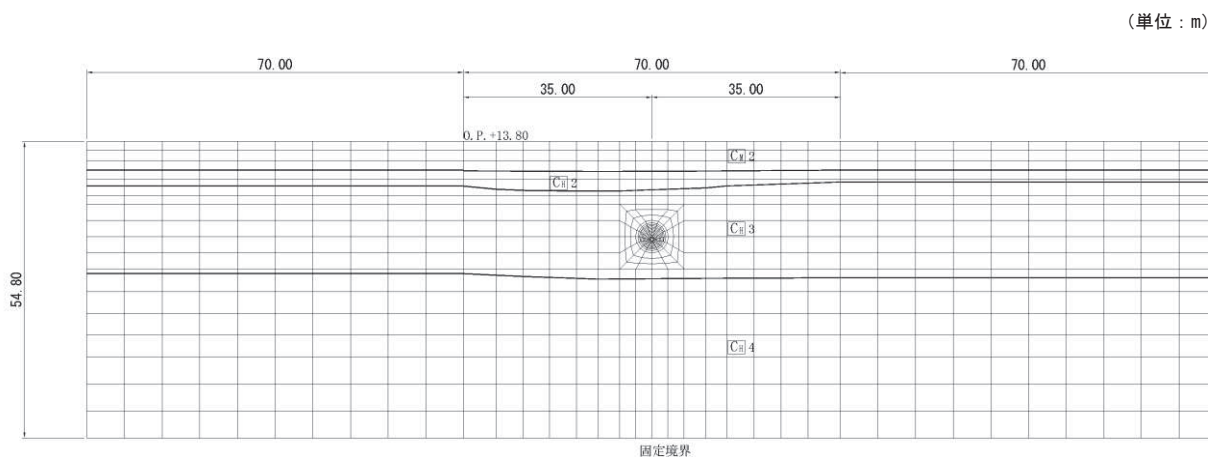
a. 解析モデル

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。

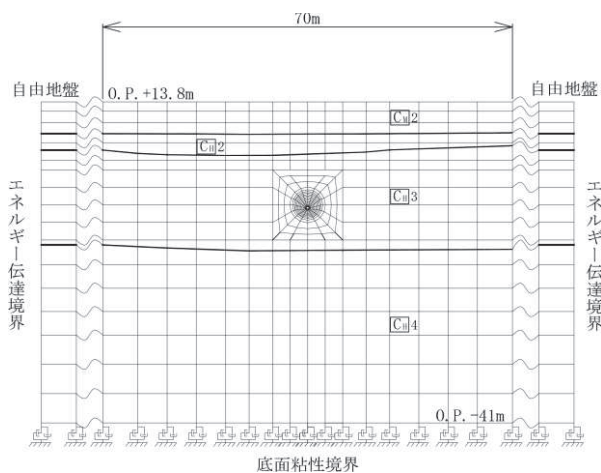
モデル幅は、側方の変形影響が取放水路流路縮小工近傍に発生しないよう、地震応答解析 (SuperFLUSH) の解析モデルをベースに十分な幅に設定する。

鉄筋コンクリート部材である覆工部についても、前述のとおり覆工部は無筋コンクリート要素としてモデル化する。ただし、鉄筋コンクリート部材として扱った場合の影響確認を行う検討では、鉄筋コンクリート要素としてモデル化する。

要素分割図を図 3-1 に示す。



(材料非線形解析 (WCOMD))



(参考 : 地震応答解析 (SuperFLUSH))

注) C_{H5} は C_H 級岩盤の第 5 速度層を示す。

図 3-1 解析モデル図

b. コンクリートの非線形特性

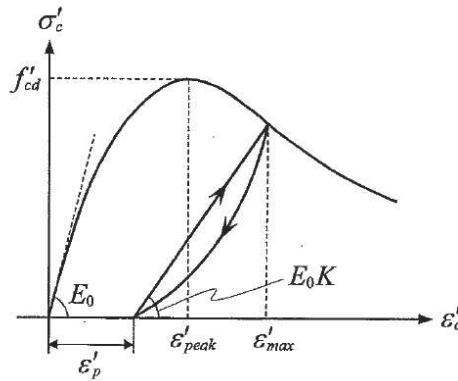
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

(a) 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図3-2に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

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

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図3-3に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

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

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

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

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

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

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図3-2 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

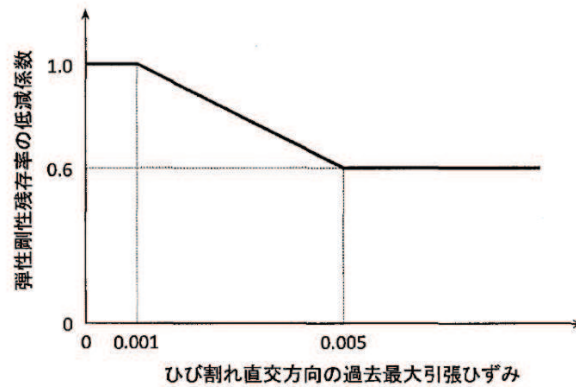
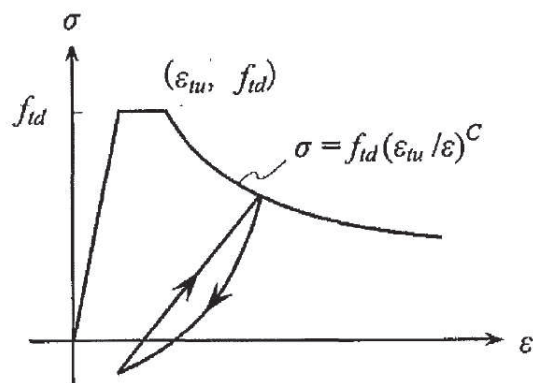


図 3-3 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(b) 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 3-4 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮にあたっては、図 3-5 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f / L_e (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。



- f_t : 設計引張強度
- ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
- c : 引張軟化特性を表す係数

図 3-4 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの
付着効果を考慮した応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)
(参考) 5-6

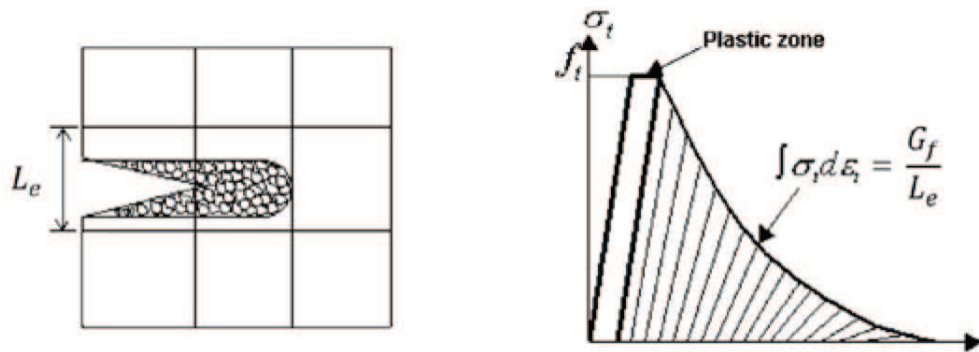
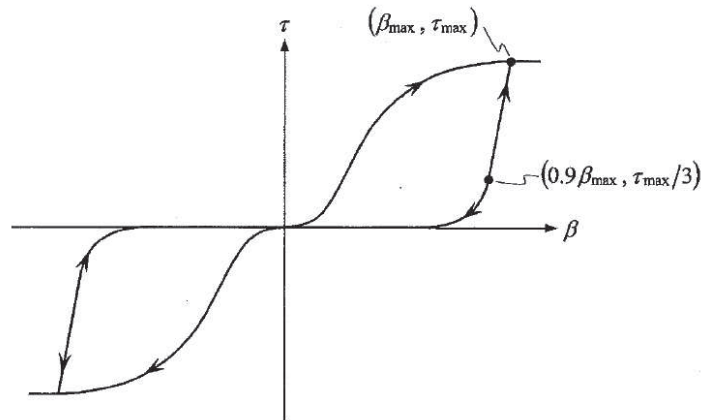


図 3-5 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

(c) ひび割れ面でのせん断伝達関係

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

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 3-6 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



ここに、 β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比
(γ / ε)

τ : ひび割れ面でのせん断応力

τ_{\max} : 除荷開始時せん断応力

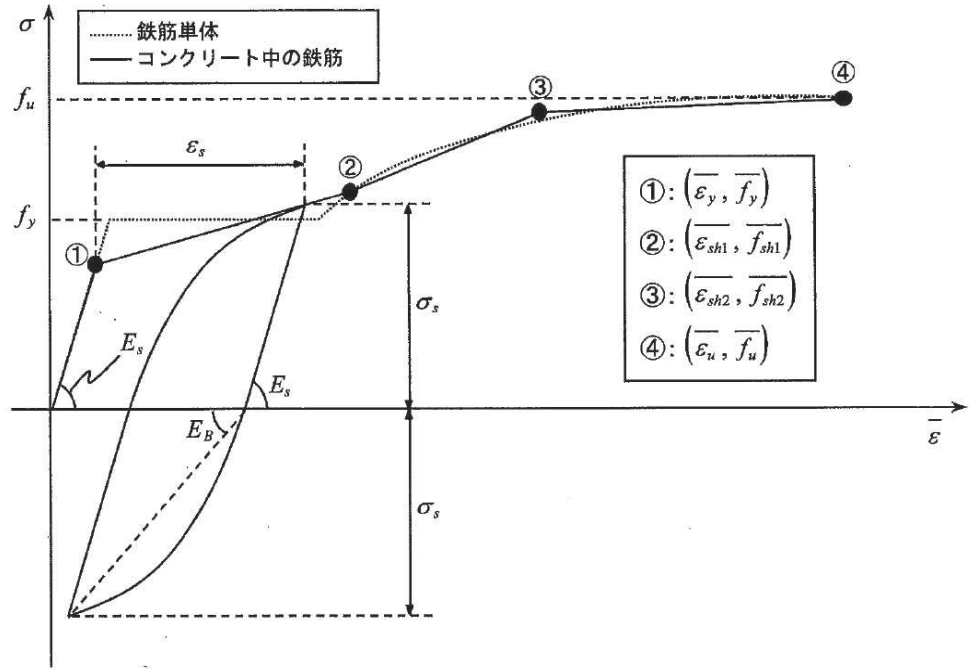
β_{\max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 3-6 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

c. 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図3-7に示すひずみ硬化特性を考慮する。



- f_y : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm²)
- f_u : 鉄筋単体の引張強度 (N/mm²)
- E_s : 鉄筋単体のヤング率 (N/mm²)
- ϵ_y : 鉄筋単体の降伏ひずみ
- ϵ_{sh} : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ
- p : 鉄筋比
- f_1 : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

図3-7 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

d. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

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

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\overline{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \overline{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \overline{\sigma}_C$$

ここに、 $\overline{\sigma}_S$, $\overline{\sigma}_C$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

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

e. 荷重の載荷方法

材料非線形解析にて考慮する荷重は、常時荷重と地震応答解析 (SuperFLUSH) から得られる地震時荷重を考慮する。地震時荷重は、地震応答解析 (SuperFLUSH) において照査結果が最も厳しくなる地震波 (解析ケース①, 地震動 $S_s - F1 (+ +)$) の、躯体全要素の最大応答加速度を抽出し、その最大応答加速度に基づく最大応答震度を目標に、全要素に慣性力荷重を漸増載荷する (地震時荷重載荷①)。その上で、地震応答解析で得られた層間変位最大時刻 (=照査値最大時刻) の層間変位を再現できるまで水平地震力を漸増載荷する (地震時荷重載荷②)。さらにピーク強度に達するまで水平地震力を漸増載荷する (地震時荷重載荷③)。

荷重の作用手順を図 3-8 に、地震応答解析 (SuperFLUSH) における最大応答震度を表 3-3 に、地震時荷重の載荷方法を図 3-9 に、層間変位の算定結果を図 3-10 に示す。

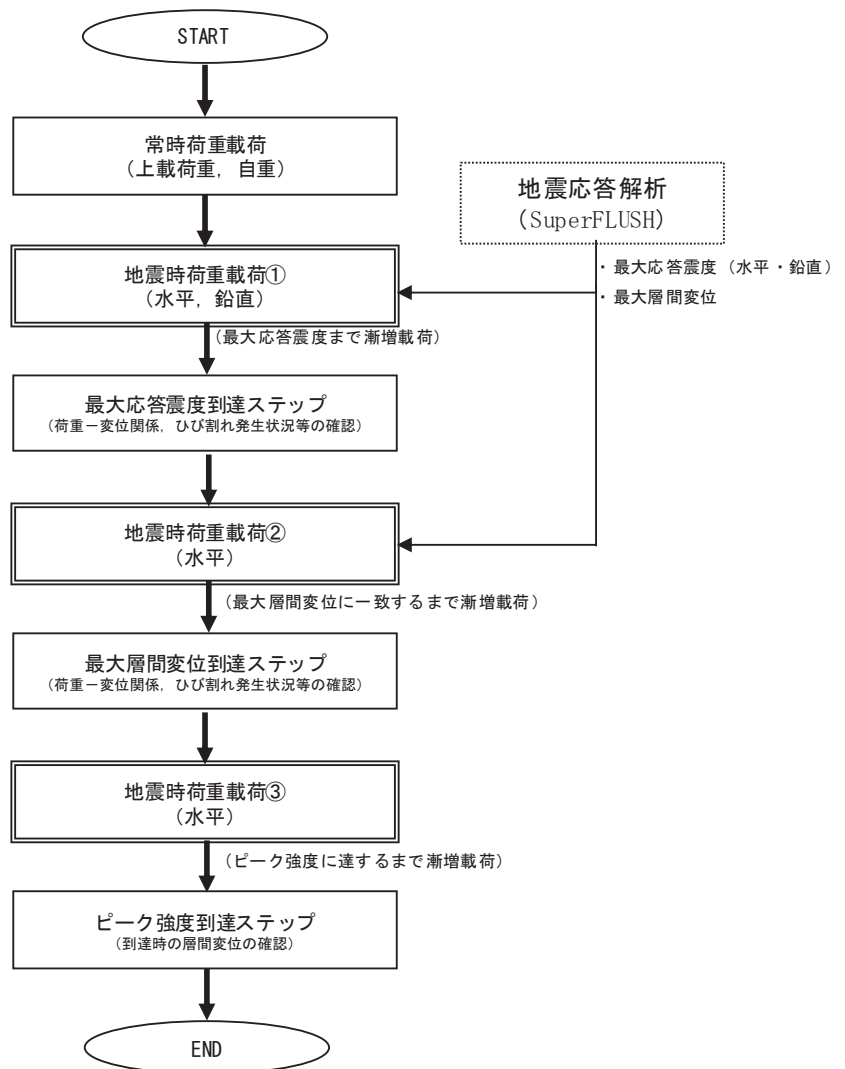
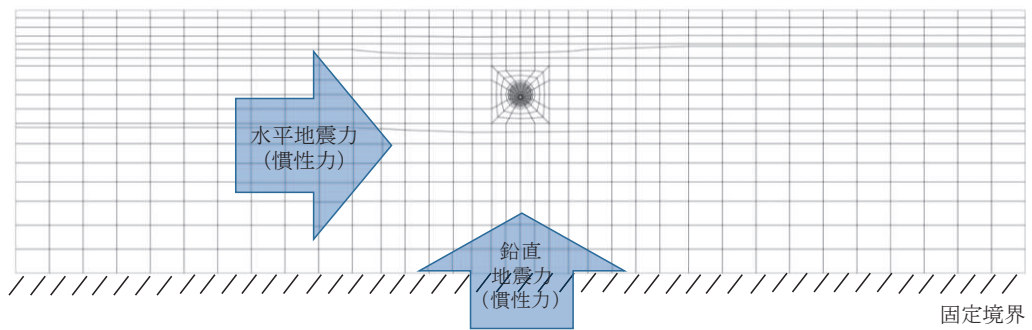
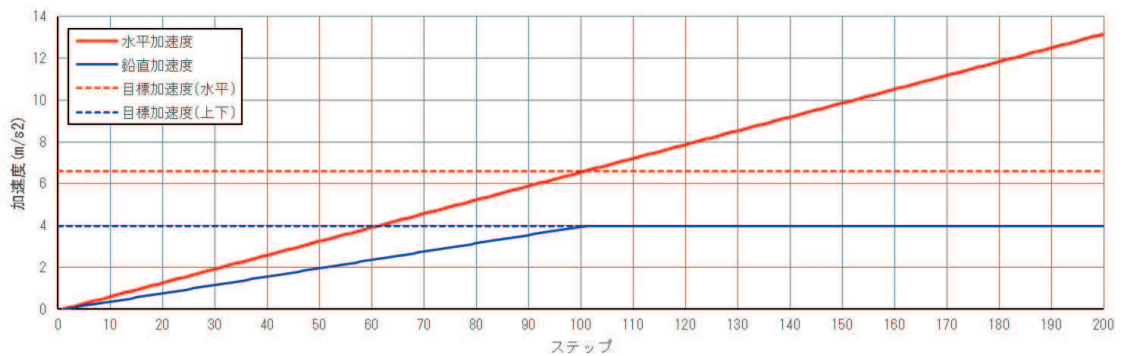


図 3-8 荷重の載荷フロー



(荷重作用概念図)

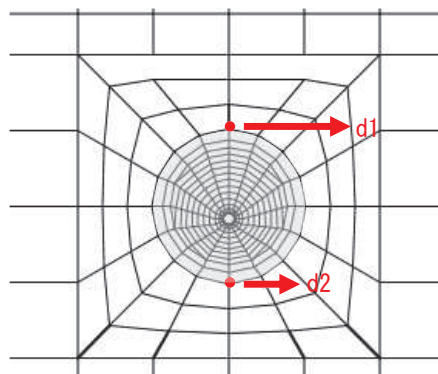


(載荷ステップ)

図 3-9 地震時荷重の載荷方法

表 3-3 地震応答解析 (SuperFLUSH) における最大応答震度

地震波	解析ケース	震度	
		水平	鉛直
S s - F 1 (++)	①	0.68	0.41



$ d1-d2 $ (m)	時刻 (sec)
2.865×10^{-4}	27.64*

注記* : 照査値最大時刻と同時刻

図 3-10 地震応答解析 (SuperFLUSH) における最大層間変位
(地震動 S s - F 1 (++) , 解析ケース①)

(参考) 5-11

4. 評価結果

4.1 材料非線形解析結果

荷重（震度）－変位曲線を図 4-1 に示す。また、最大層間変位時（118 ステップ）における変形図を図 4-2 に、初期ひび割れ発生時（157 ステップ）及び最大応答震度の 2 倍時（200 ステップ）におけるひび割れ図を図 4-3 に示す。

荷重（震度）－変位曲線において、地震応答解析（SuperFLUSH）における基準地震動 S_s 時の最大応答震度に達した 100 ステップ、地震応答解析（SuperFLUSH）における基準地震動 S_s 時の最大層間変位を再現した 118 ステップ、さらに漸増載荷し、最大層間変位時（118 ステップ）の約 1.7 倍の変位量となる 200 ステップにおいても、荷重（震度）－変位曲線は一定の勾配を維持している。さらに漸増を続け、242 ステップ以降で水平変位の急増が認められた。なお、初期ひび割れが発生したのは、最大層間変位時（118 ステップ）よりも層間変位が約 1.3 倍程度となる 157 ステップで、最大層間変位時（118 ステップ）の約 1.7 倍の変位量となる 200 ステップにおいても有意なひび割れは生じていない。なお、覆工部の鉄筋考慮・非考慮の差は極めて小さい結果となっている。

以上のことから、基準地震動 S_s 時（最大層間変位時（118 ステップ））におけるコンクリートの挙動は線形状態に留まり、さらにピーク強度に達するまでに十分な安全余裕を有していることが確認される。

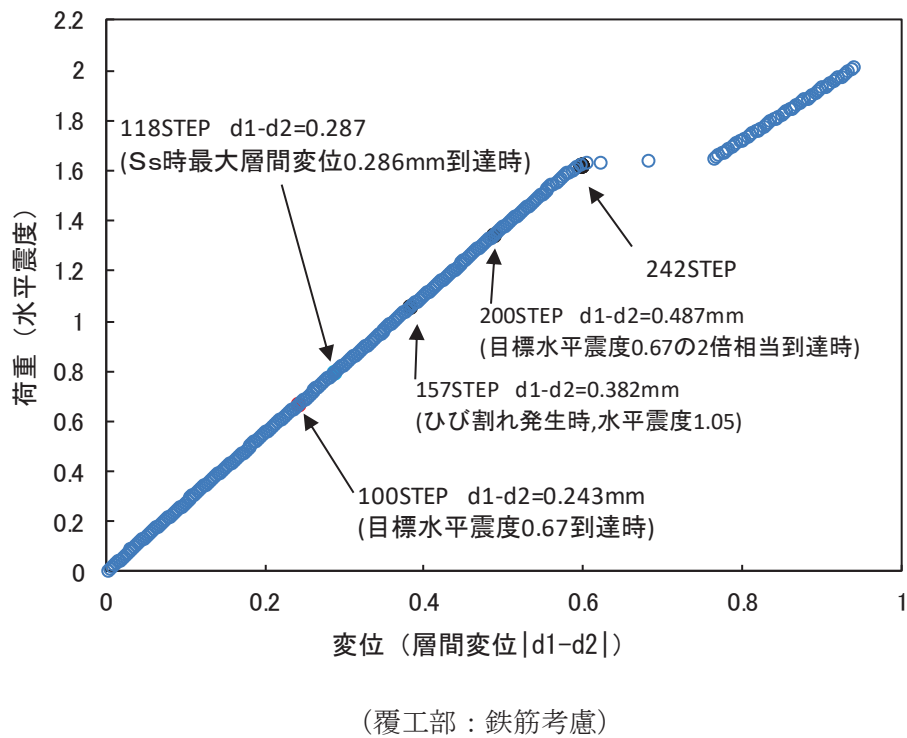
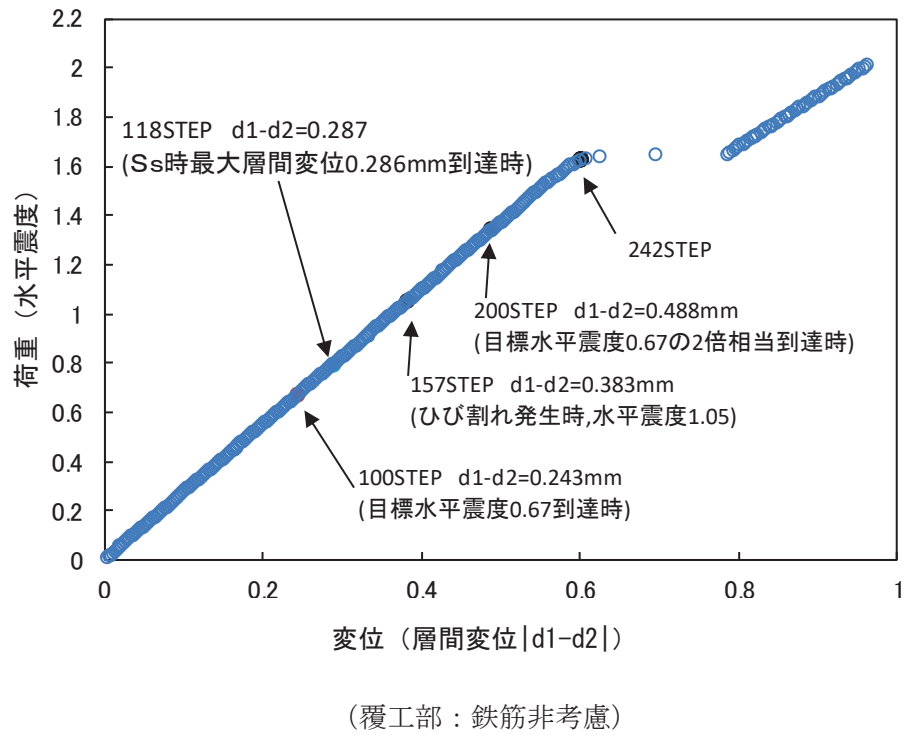
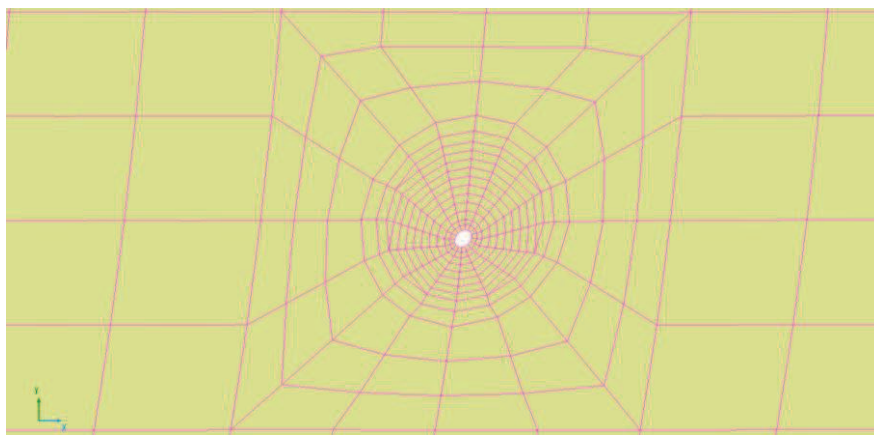
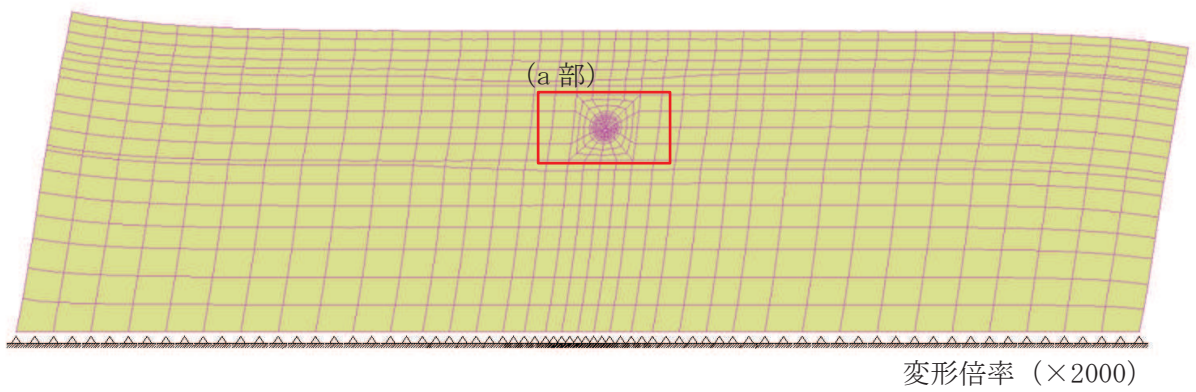
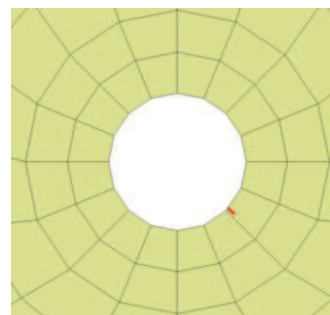
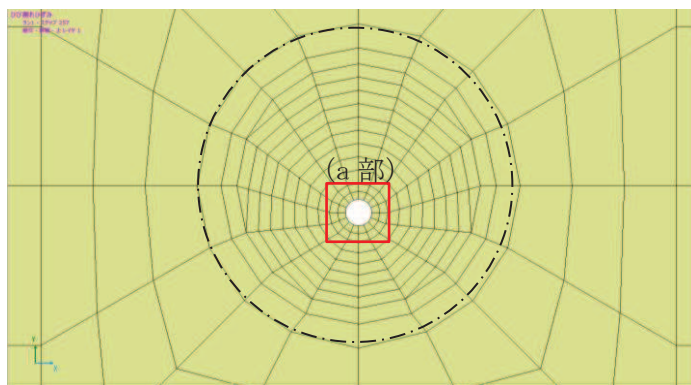


図 4-1 荷重-変位曲線



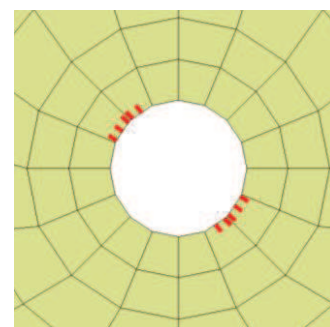
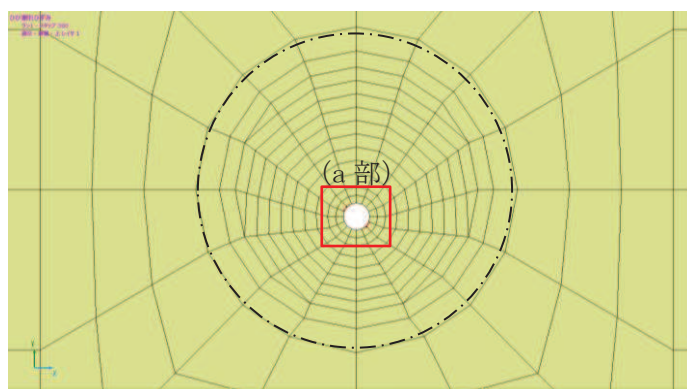
(a 部拡大)

図 4-2 最大層間変位時 (118 ステップ) における変形図
(覆工部：鉄筋非考慮)



(a部拡大)

(157 ステップ (初期ひび割れ発生時))



(a部拡大)

(200 ステップ)

図 4-3 ひび割れ分布図

(覆工部：鉄筋非考慮)

4.2 耐震評価手法の妥当性について

材料非線形解析の解析結果より、基準地震動 S_s 時に対応する層間変形時において、ひび割れは生じず、荷重-変位関係も線形状態であり、さらに漸増载荷した 2 倍弱の層間変形時においても部材を貫通するような有意なひび割れは発生していないことから、線形材料でモデル化した地震応答解析 (SuperFLUSH) において、地震時における変形状態や応力状態を適切に評価できていると判断され、マッシブな無筋コンクリートを対象とする「コンクリート標準示方書 (ダムコンクリート編) (土木学会, 2013 年制定)」に示されるせん断強度を許容限界に適用することの妥当性についても確認した。

なお、せん断強度は、「コンクリート標準示方書 (ダムコンクリート編) (土木学会, 2013 年制定)」を参照し、せん断強度としては $\tau_0 = f'_{c,k}/5$ のみ見込み、コンクリート中における骨材の噛み合わせによる ϕ 成分も期待できるものの、 $\sigma \tan \phi$ は考慮しないこととしている。

これについては、「補足 600-1【地盤の支持性能について】参考資料 23 MMR のせん断強度について」に示すとおり、一面せん断試験の結果及び既往文献からもせん断強度 $\tau_0 = f'_{c,k}/5$ の保守性を確認している (せん断試験は要素試験を示しているもので、適用範囲としてはダムコンクリートに限定されず、コンクリート全般に適用可能と判断される)。

また、今回実施した材料非線形解析の結果 (図 4-1) に示す層間変位が急増する直前の点 (242 ステップ) を材料非線形解析から求まる部材のせん断耐力とすると、その時の層間変位量は最大層間変位時 (118 ステップ) の 2 倍相当の変位量となっており、基準地震動 S_s 時における部材の健全性が十分な安全裕度を有していることを示しており、安全裕度の観点からも妥当と判断される。

以上より、許容限界の設定を含め、耐震評価手法が妥当であると判断される。

5. まとめ

取放水路流路縮小工(第1号機取水路, 第1号機放水路)の耐震評価手法の妥当性を確認するために, コンクリートのより正確な力学特性を考慮することや, ひび割れ発生状況等を確認することが可能である材料非線形解析(WCOMD)を実施した。

解析の結果, 材料非線形解析における荷重(震度)-変位曲線やひび割れ発生状況等を踏まえても, 基準地震動 S_s 時におけるコンクリートの挙動は線形状態に留まっていると考えられ, ピーク強度に達するまでに十分な安全余裕を有していることを確認し, マッシブな無筋コンクリートを対象とする「コンクリート標準示方書(ダムコンクリート編)(土木学会, 2013年制定)」に示されるせん断強度を許容限界に適用することの妥当性を含め, 耐震評価手法が妥当であることを確認した。

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.3 防潮壁に関する補足説明

目次

- 6.3.1 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関する補足説明
- 6.3.2 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に関する補足説明
- 6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.5 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.7 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.8 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及びシール材について
- 6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明
- 6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.13 防潮壁下部トレンチ横断部遮水鋼板の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.14 止水ジョイント支持金具の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.15 防潮堤背面補強工部の耐震・強度に関する補足説明

参考資料 1 杭基礎構造防潮壁の詳細設計の考え方

参考資料 2 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について

参考資料 3 鋼桁に用いるゴム支承の詳細及び保守管理について

参考資料 4 地中部からの津波の回り込み（ボイリング）対策について

参考資料 5 鋼製扉の開閉運用について

参考資料 6 鋼板部断面⑤における入力地盤応答の妥当性について

参考資料 7 杭下端部の安定性について

参考資料 8 隣接する耐震下位クラス施設による影響について

参考資料 9 防潮壁下部を横断するトレンチの止水対策について

参考資料 10 スロッシング荷重の影響について

参考資料 11 揺すり込み沈下による負の周面摩擦力の影響について

参考資料 12 鋼矢板とフーチングの接合部のモデル化について

参考資料 13 鋼桁支承部における鋼桁変形量について

参考資料 14 上部工変形時の偏心の影響について

参考資料 15 杭周地盤ばねの設定に用いる地盤の剛性について

参考資料 16 杭周面摩擦力の算定に用いる盛土の N 値について

参考資料 17 鋼製支柱接合部の設計の考え方について

参考資料 18 静的解析に用いる組合せ係数法の適用性について

参考資料 19 鋼桁連結部の設計概要について

: 本日の説明範囲

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.11 鋼矢板の耐震及び強度に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 設置位置及び構造概要	2
3. 評価方針	20
4. 評価対象	21
5. 荷重及び荷重の組合せ	22
5.1 荷重の設定	22
5.2 荷重の組合せ	25
5.3 設計用地震力	30
6. 評価方法及び材料諸元	35
6.1 鋼板・角型鋼管	35
6.2 接続ボルト	49
6.3 鋼製ブラケット	52
6.4 アンカーボルト	55
7. 評価結果	60
7.1 評価結果	60
7.2 断面力分布	67

1. 概要

鋼矢板の構造強度評価は、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準じ、設計用地震力及び設計用津波水位（入力津波に+0.5mの裕度を考慮した水位）による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

2. 設置位置及び構造概要

鋼矢板の設置位置を図 2-1 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）のうち、海水ポンプ室横断部を除く鋼桁（地中構造物を横断する鋼桁 2, 3, 5, 6 及び鋼桁 4 の一部）については、鋼桁下部が地震時に沈下するおそれのある地盤であることから、フーチングに取り付けた鋼製ブラケットとそれに支持される角型鋼管及び鋼板（土中部）により構成される鋼矢板を鋼桁下部に設置し、鋼矢板と鋼桁及びフーチング間に止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置することで、止水性を確保する。

なお、鋼矢板（鋼桁 5, 6）については、防潮壁を横断するトレンチの止水対策を目的とした遮水鋼板の役割も兼ねる。また、遮水鋼板には配管等が貫通するため、貫通部には貫通部止水処置を行うことで、貫通部の止水性を確保する。

本書では、鋼矢板の構造強度について示すものとし、トレンチの止水対策を目的とした遮水鋼板及びトレンチの止水対策の概要については、「6.3.13 防潮壁下部トレンチ横断部遮水鋼板の耐震・強度に関する補足説明」及び参考資料 9 に、配管貫通部の構造の概要及び止水性評価結果については「VI-3-別添 3-2-10 貫通部止水処置の強度計算書」及び「6.5.6 2 貫通部止水処置の強度計算書に関する補足説明資料」に示す。また、防潮堤取り合い部下部に設置する鋼矢板についての構造及び構造強度については、「6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明」に示す。

鋼矢板の構造概要を図 2-2 に、構造図を図 2-3～2-7 に、接続ボルト及びブラケットの構造詳細を図 2-8 に、設置位置周辺の地質分布を図 2-9 に示す。

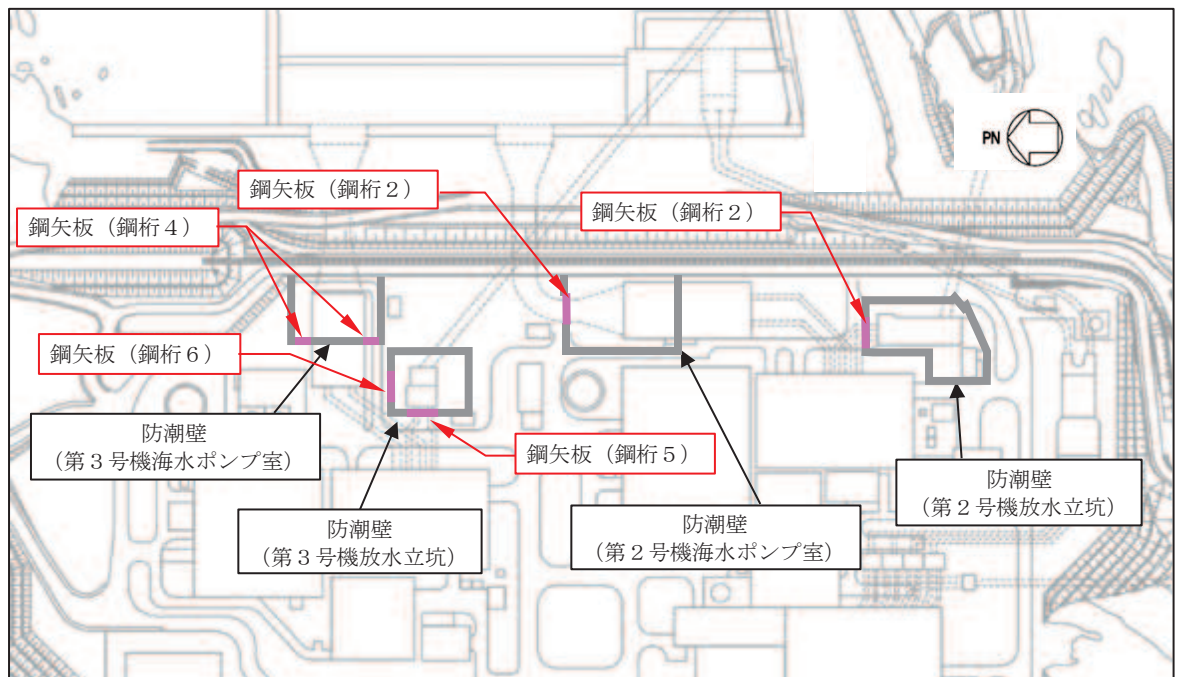


図 2-1 鋼矢板設置位置

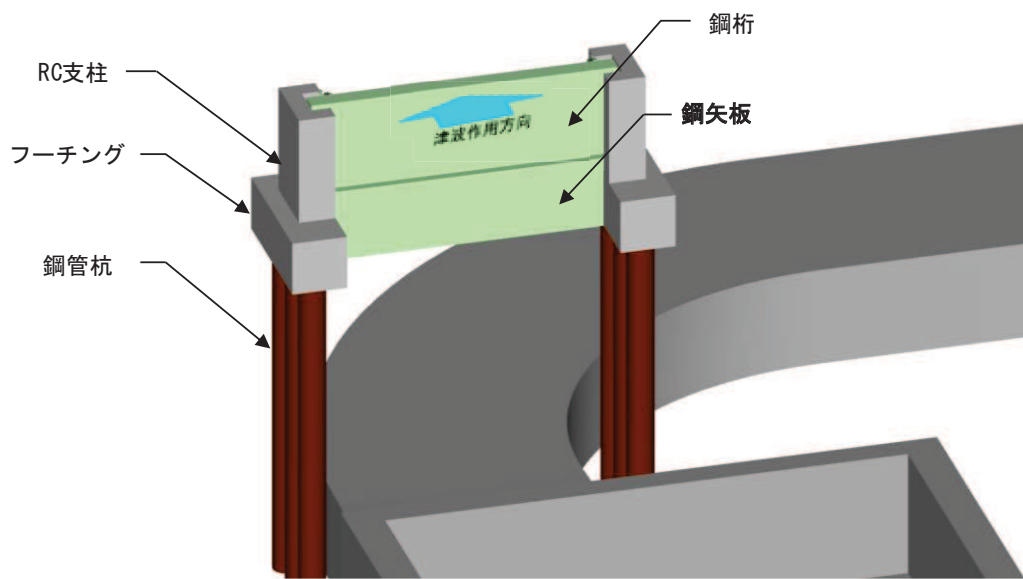
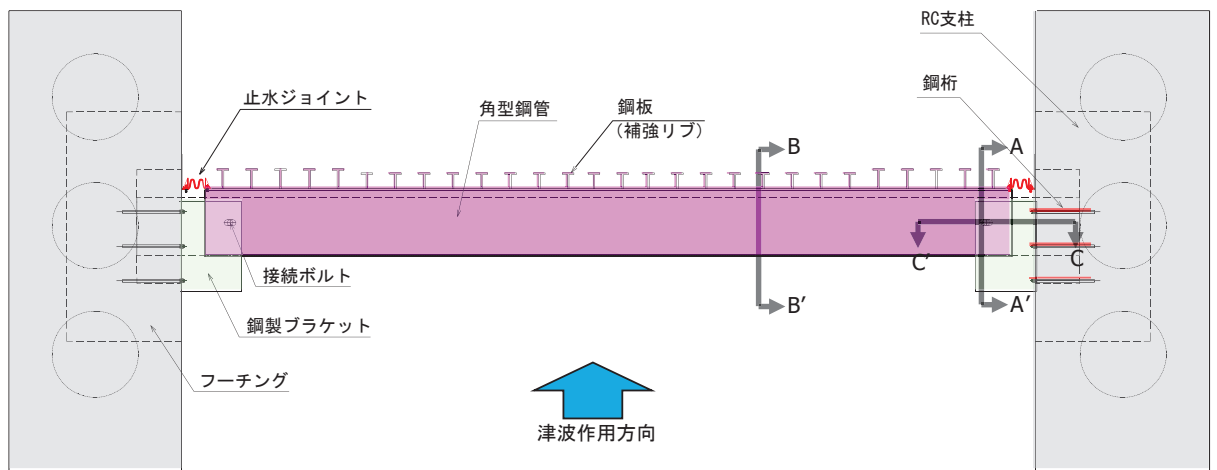


図 2-2(1) 鋼矢板の構造概要



(平面図)

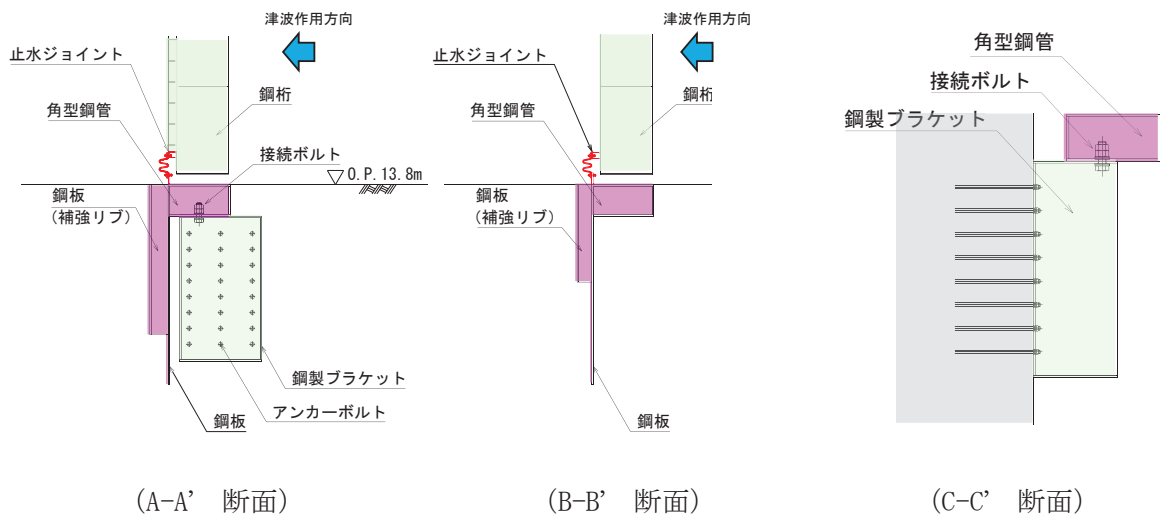
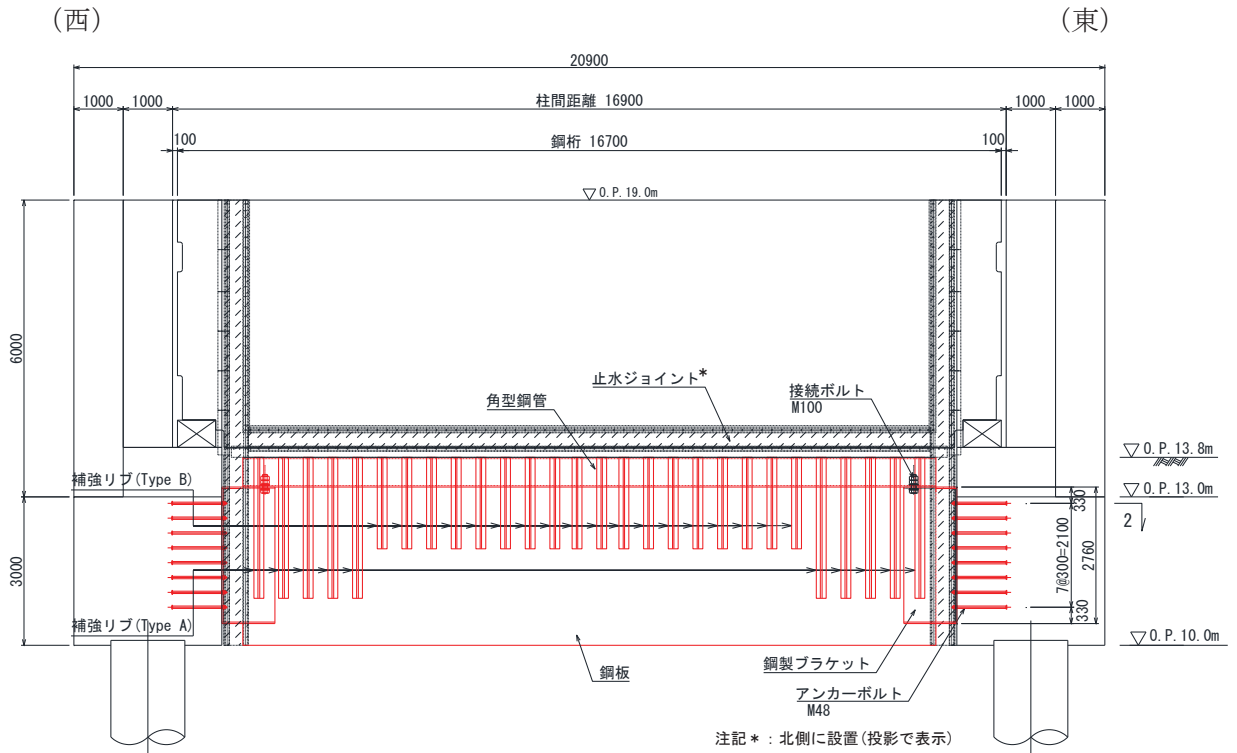
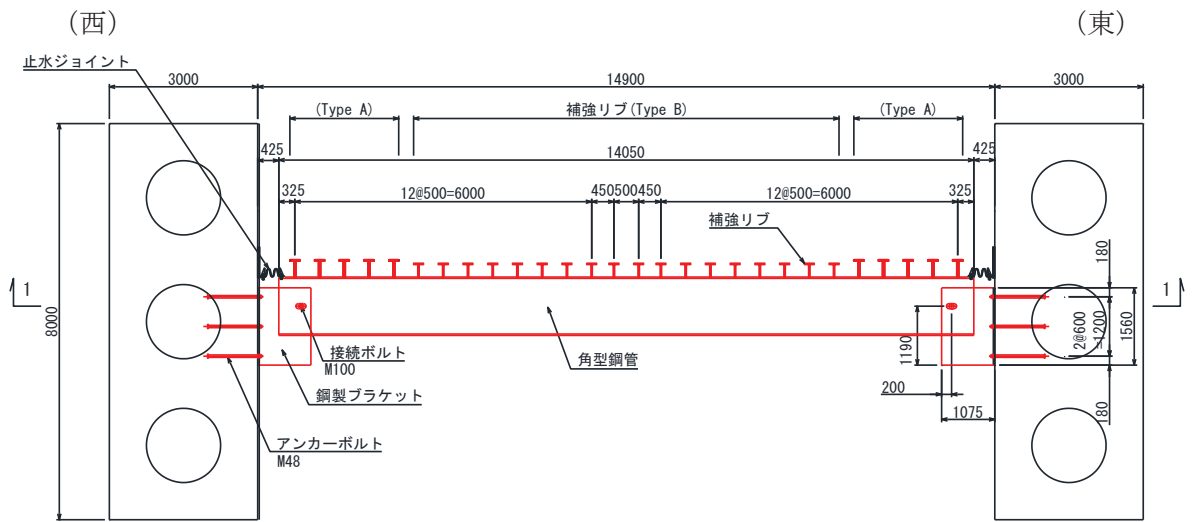


図 2-2(2) 鋼矢板の構造概要



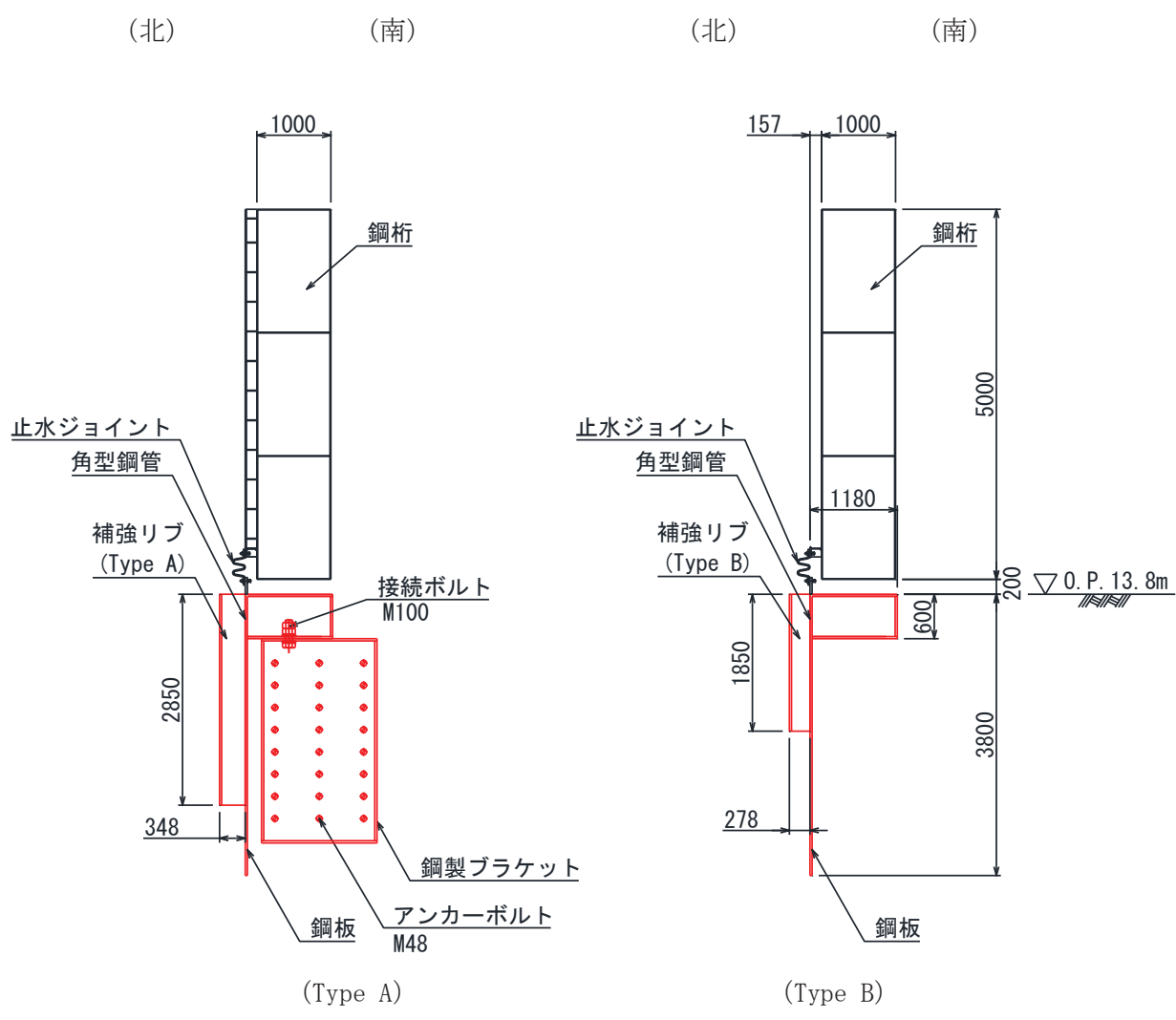
(正面図 (1-1 断面))



(平面図 (2-2 断面))

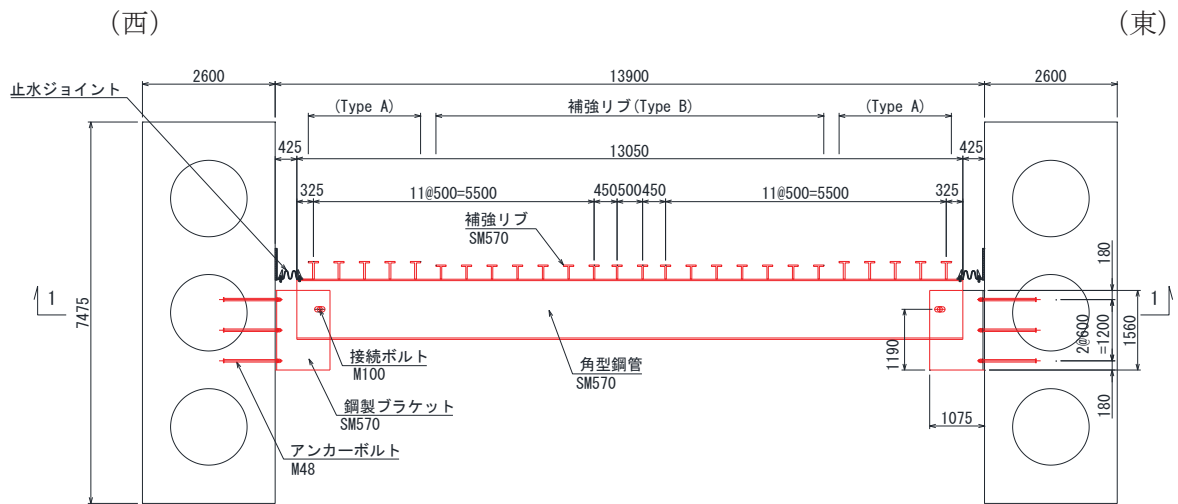
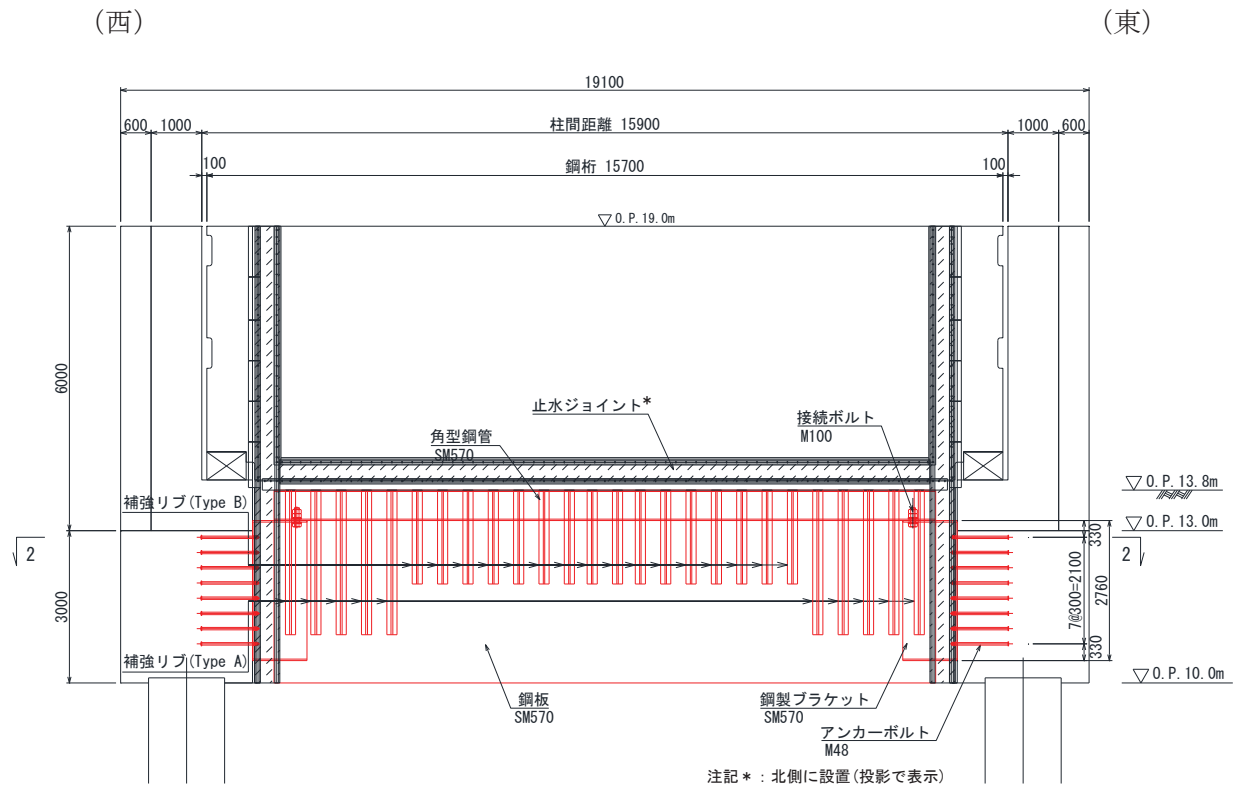
鋼桁2	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeB)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075

図 2-3(1) 鋼矢板 (鋼桁 2) の構造図



(断面図)

図 2-3(2) 鋼矢板 (鋼桁 2) の構造図



鋼桁3	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ(TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ(TypeB)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075

図 2-4(1) 鋼矢板 (鋼桁 3) の構造図

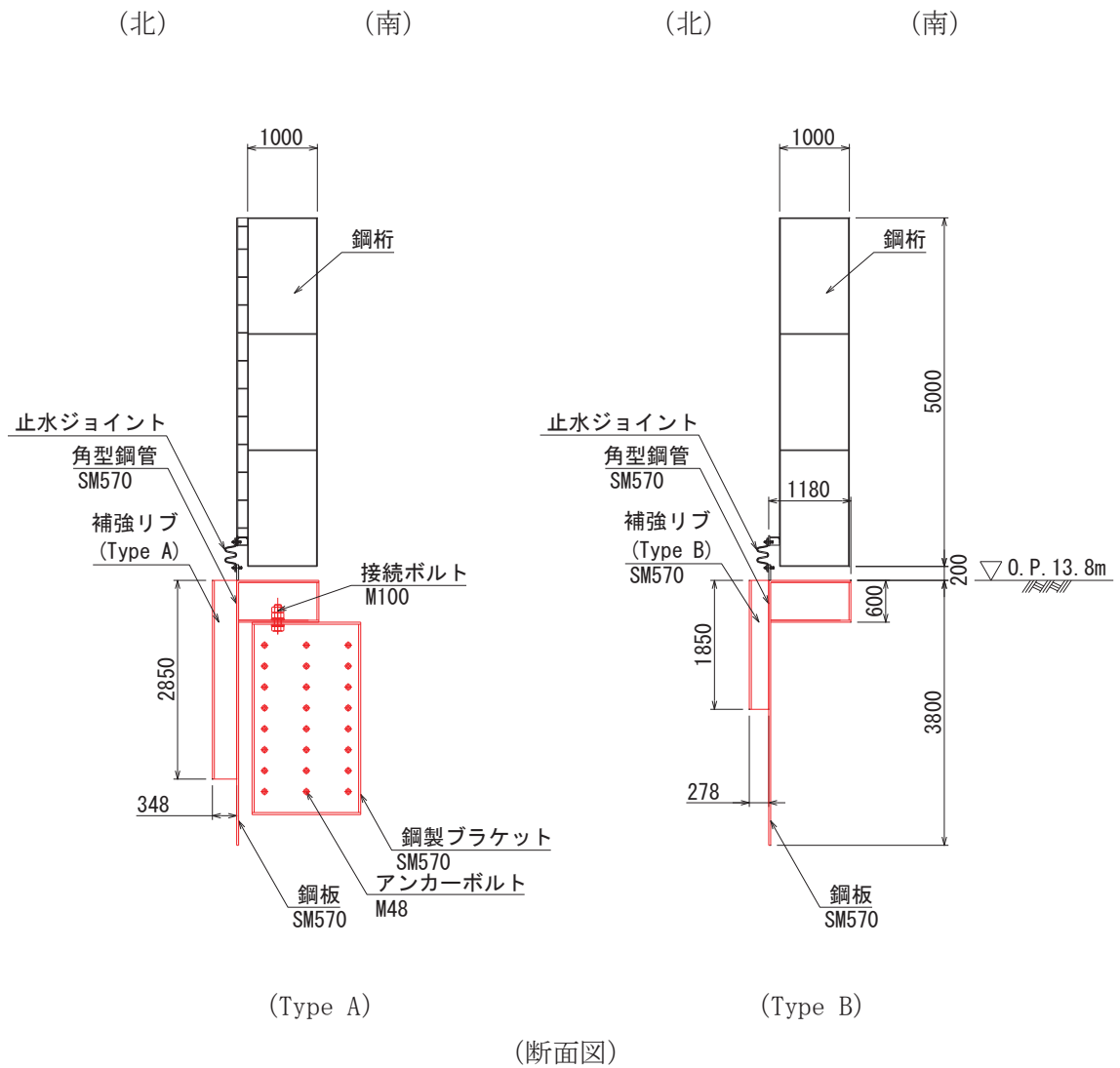
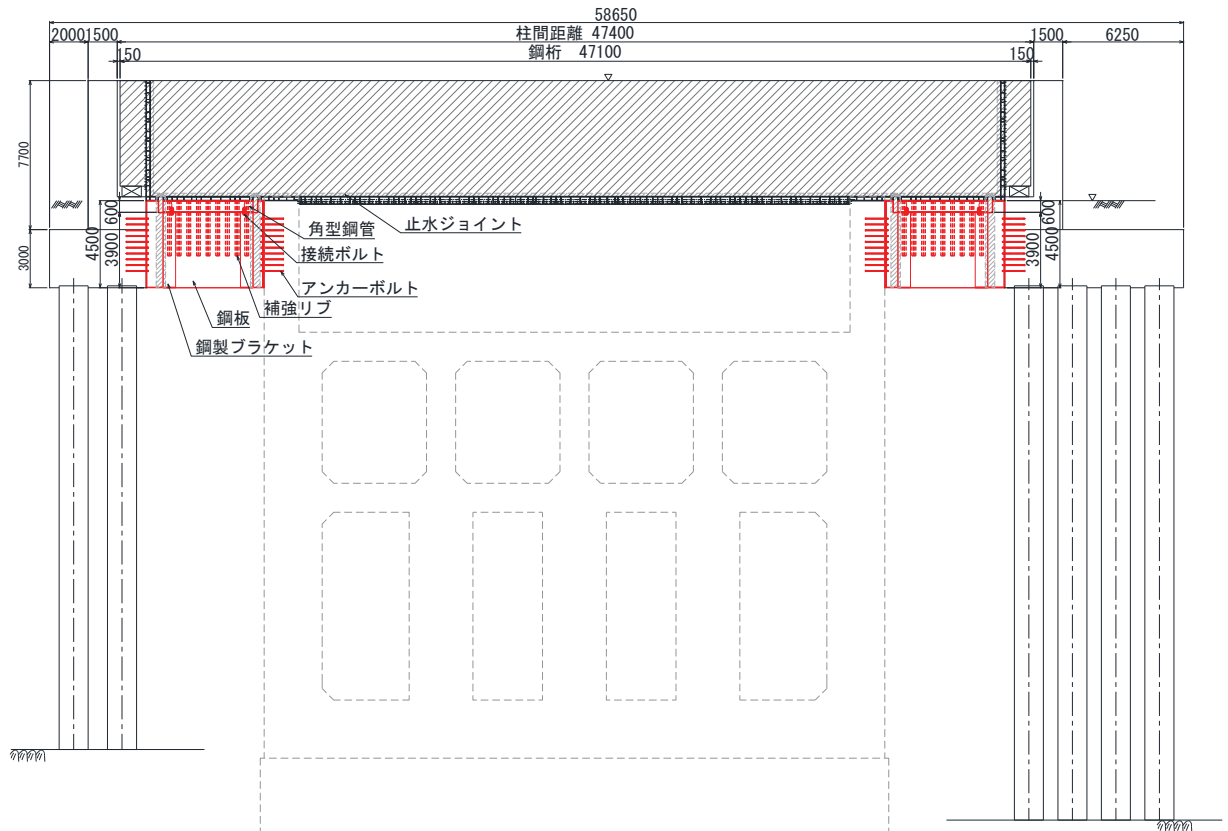


図 2-4(2) 鋼矢板（鋼桁 3）の構造図

(南)

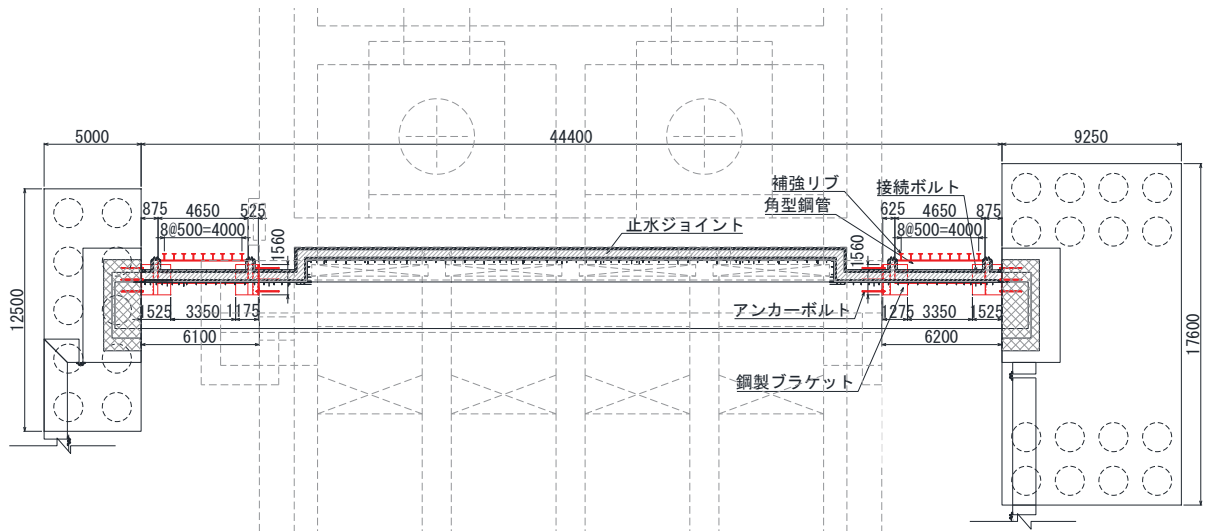
(北)



(全体正面図)

(南)

(北)

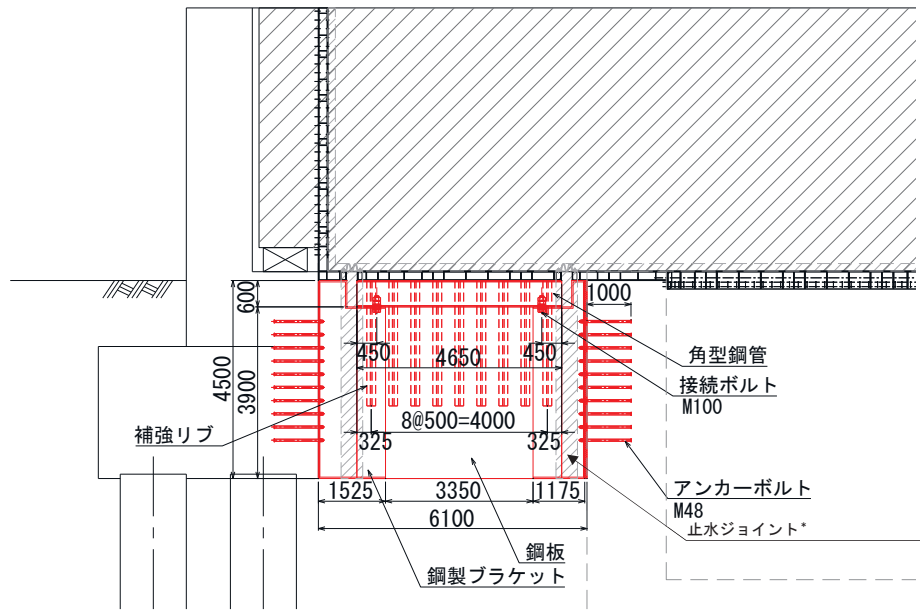


(全体平面図)

図 2-5(1) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図

(南)

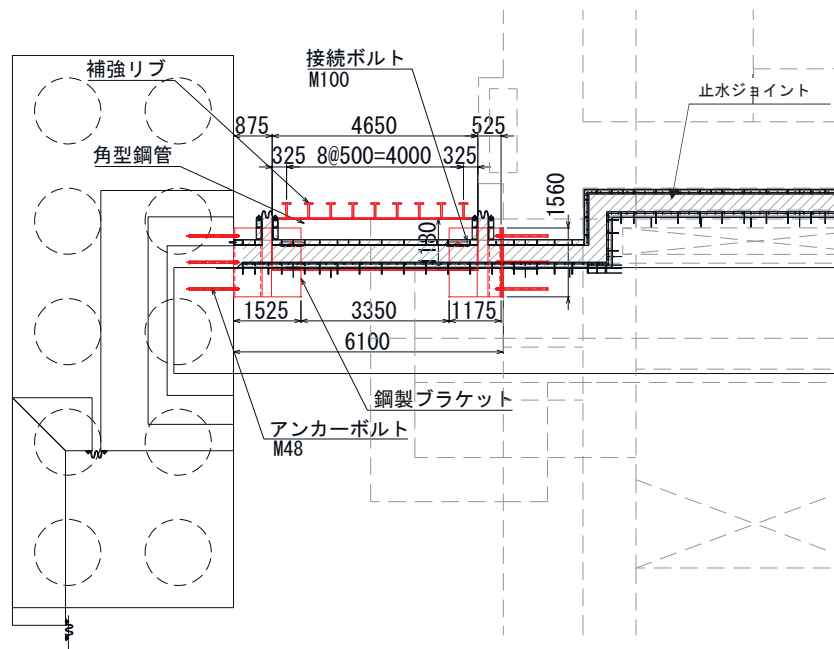
(北)



(正面図)

(南)

(北)

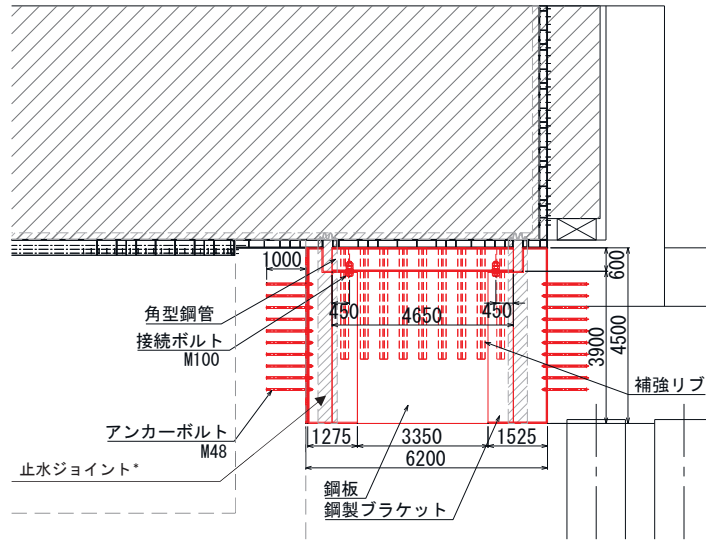


(平面図)

図 2-5(2) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図
(詳細図: 南側)

(南)

(北)

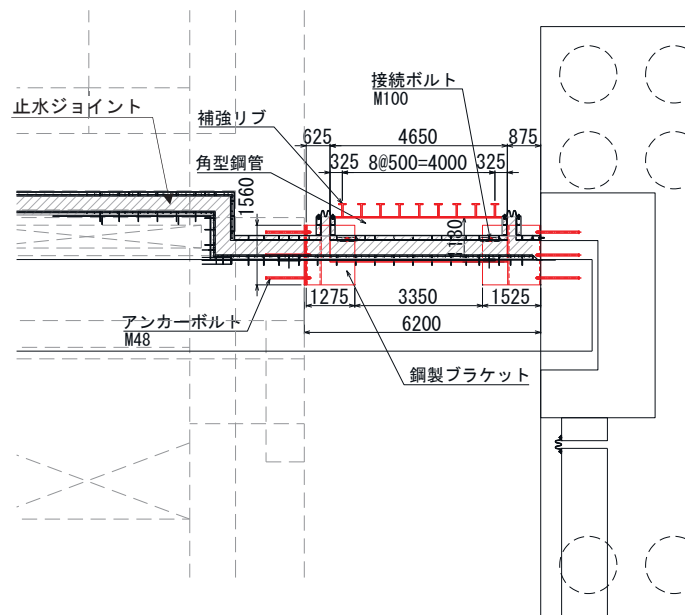


注記*：西側に設置（投影で表示）

(正面図)

(南)

(北)



(平面図)

図 2-5(3) 鋼矢板（鋼桁 4）の構造図
(詳細図：北側)

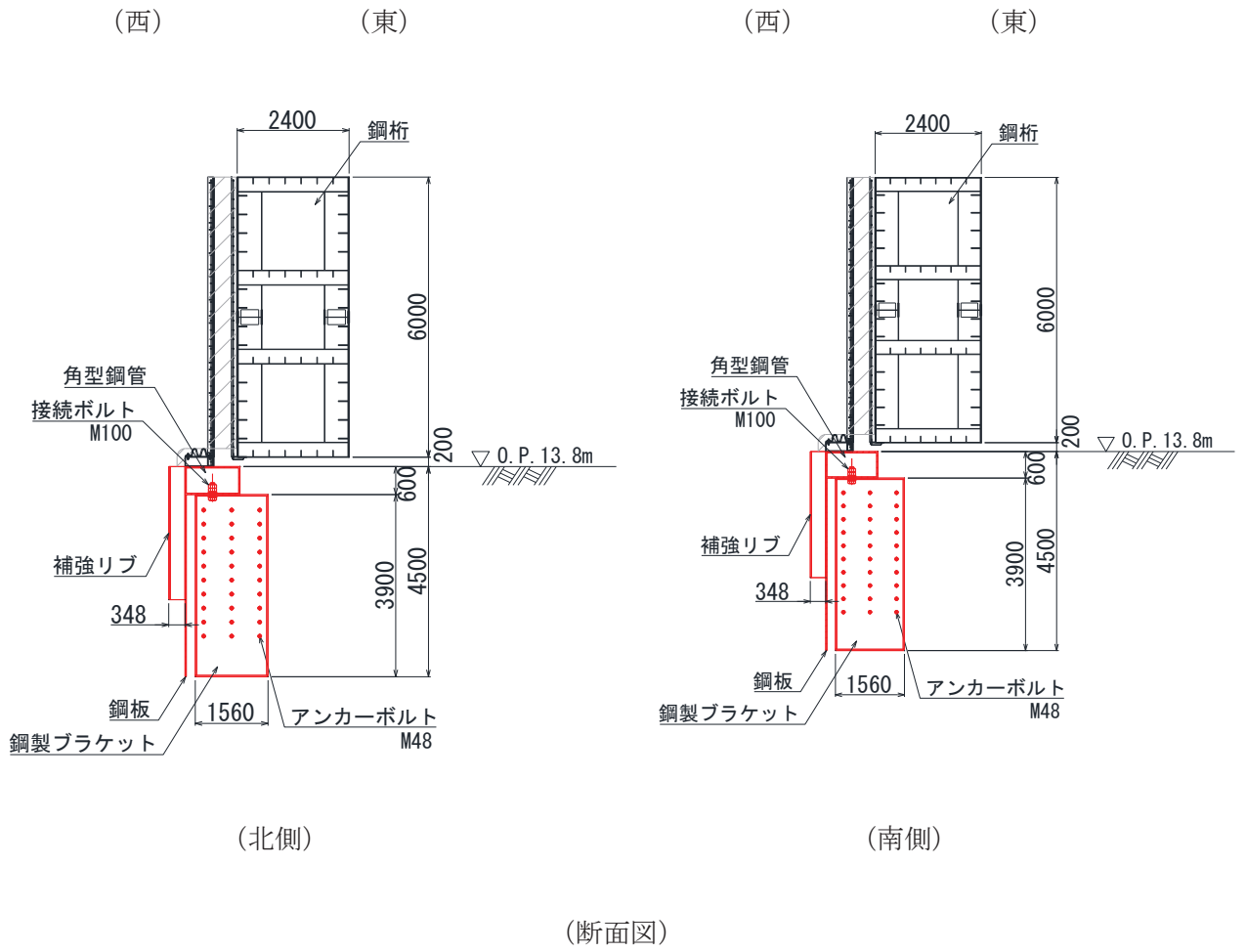
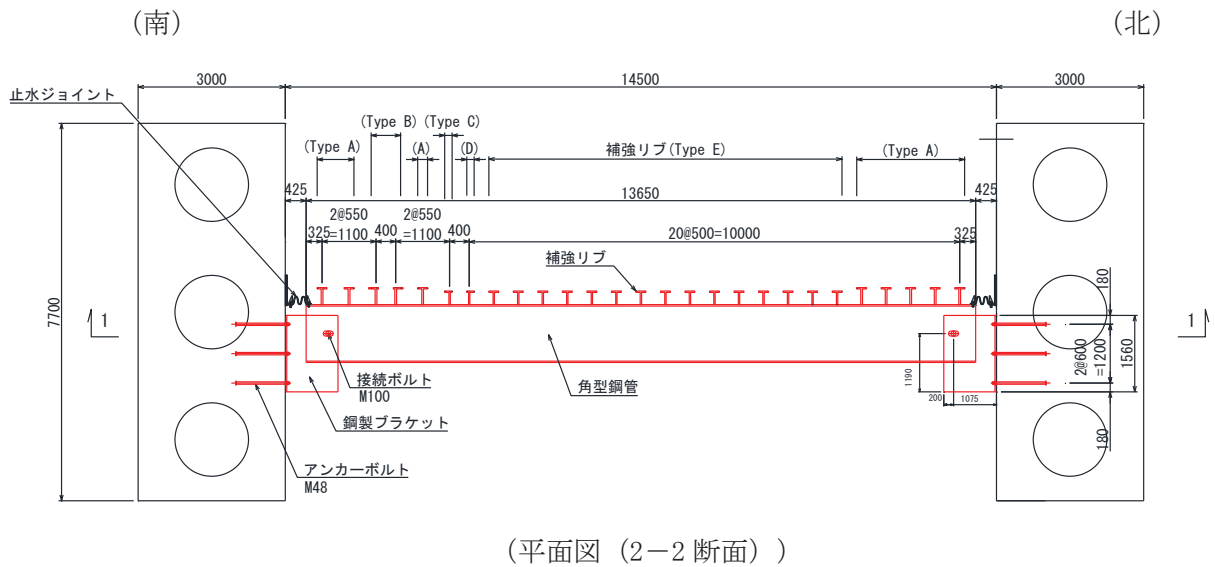
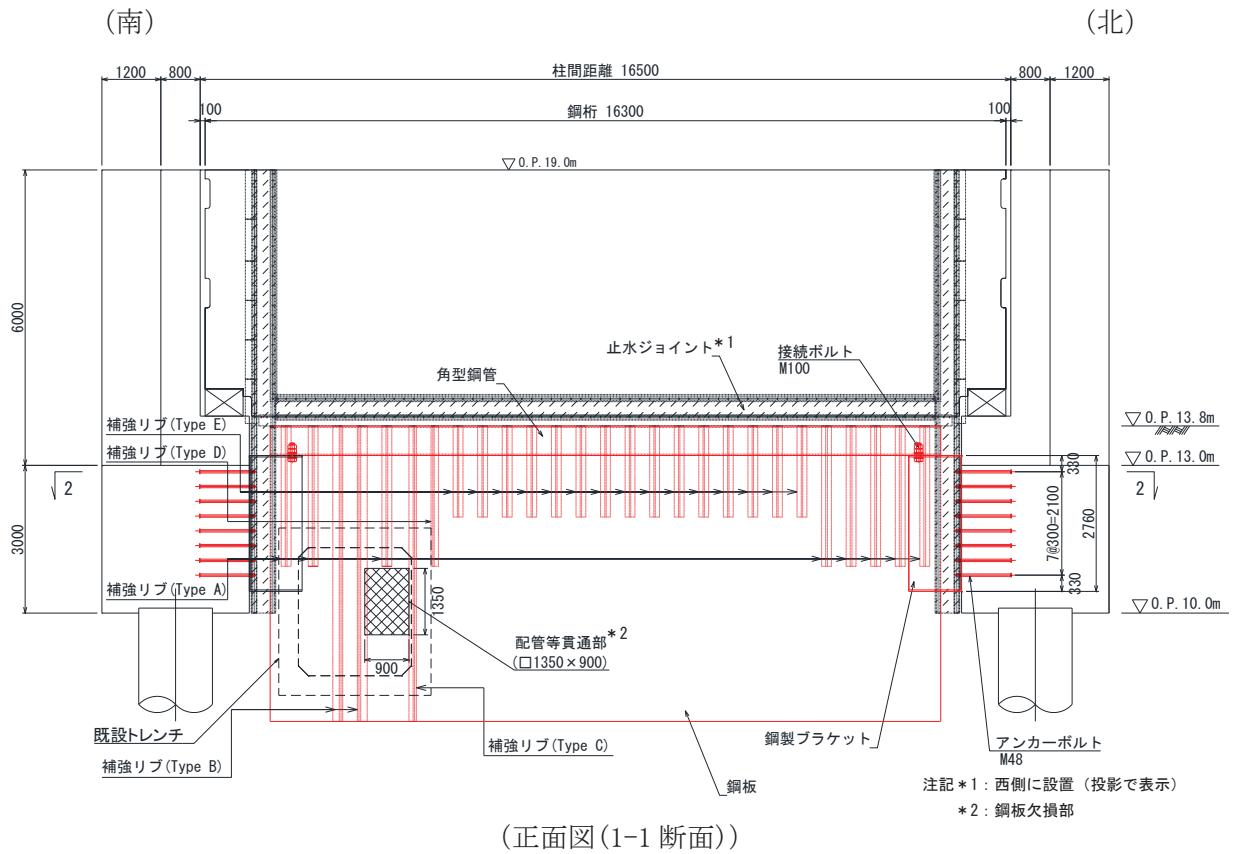


図 2-5(4) 鋼矢板（鋼桁 4）の構造図

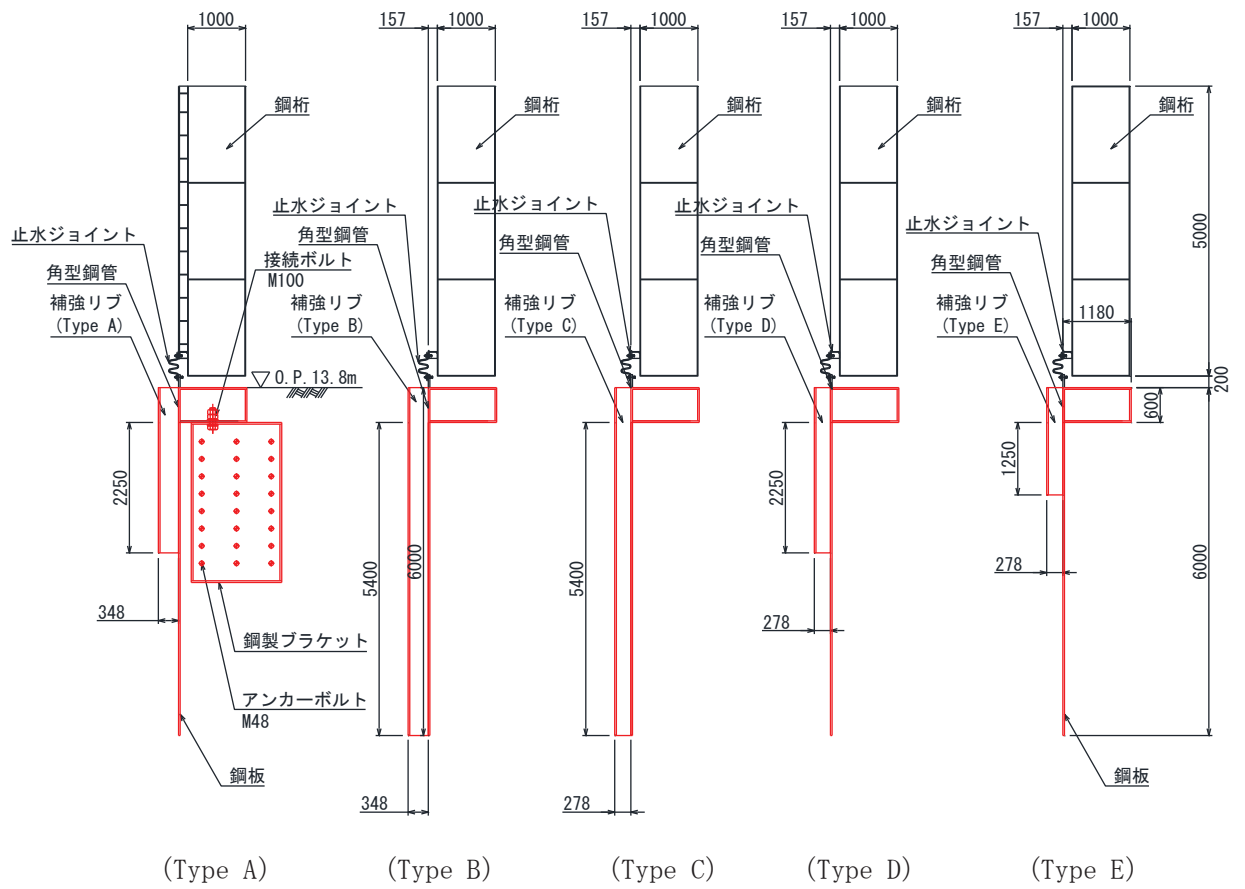


鋼桁5	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeB)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeC)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=150・t=28
補強リブ (TypeD)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=150・t=28
補強リブ (TypeE)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075

図 2-6(1) 鋼矢板 (鋼桁 5) の構造図

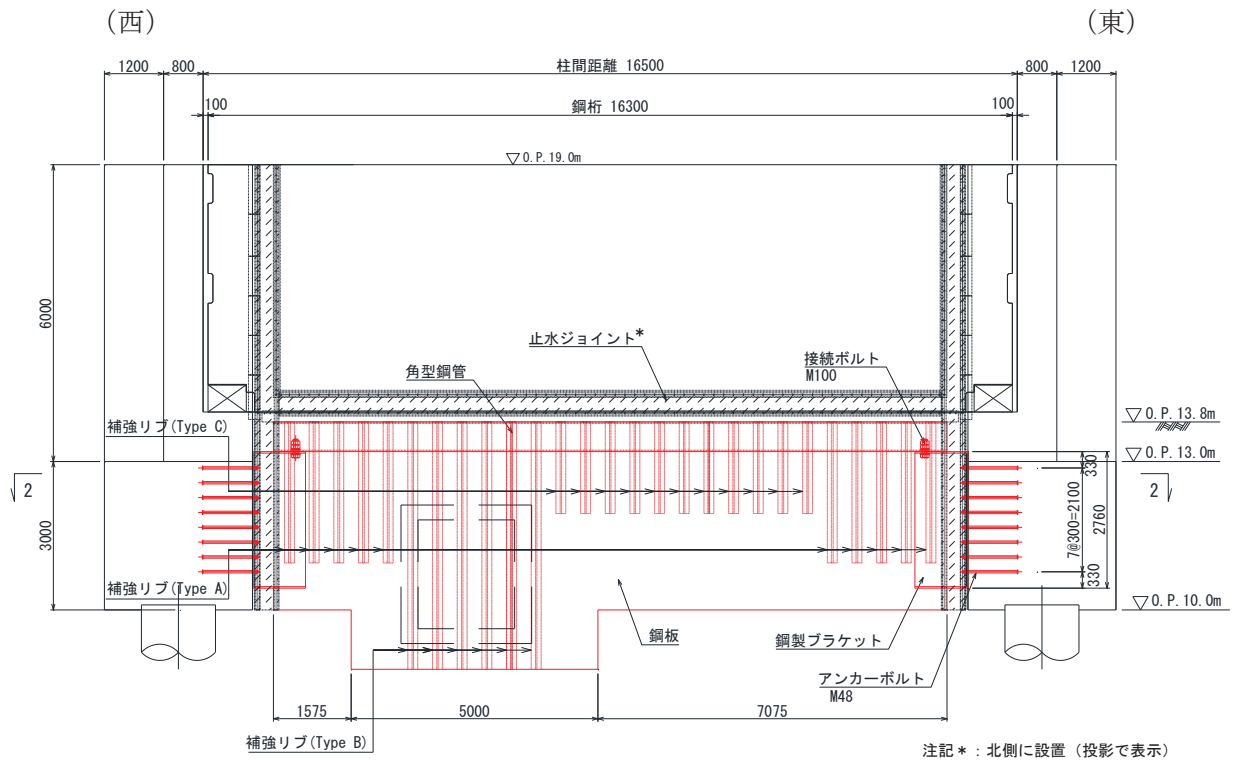
(西)

(東)

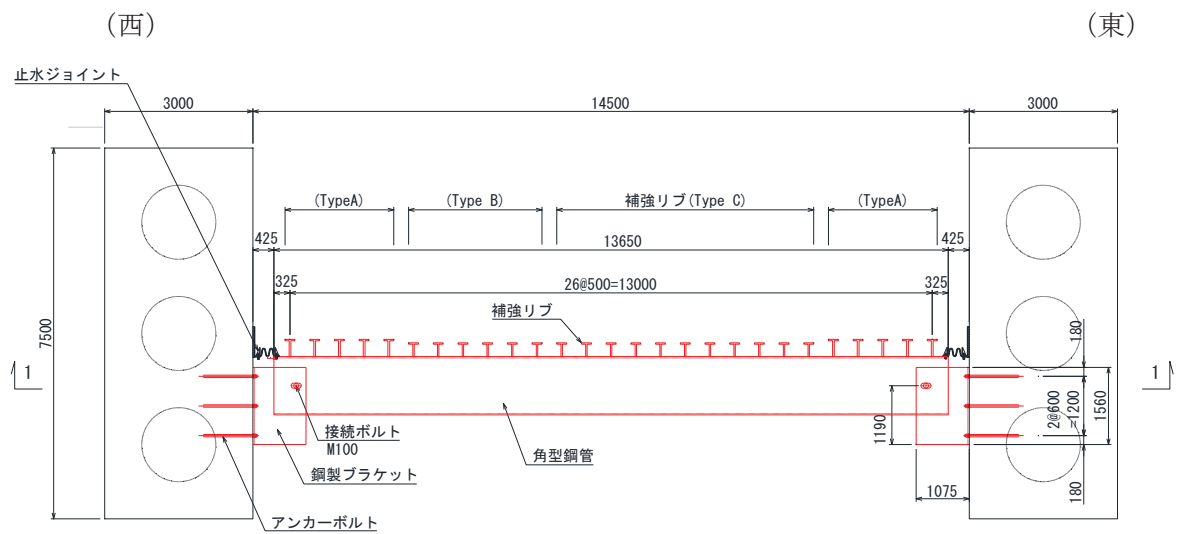


(断面図)

図 2-6(2) 鋼矢板 (鋼桁 5) の構造図



(正面図(1-1 断面))



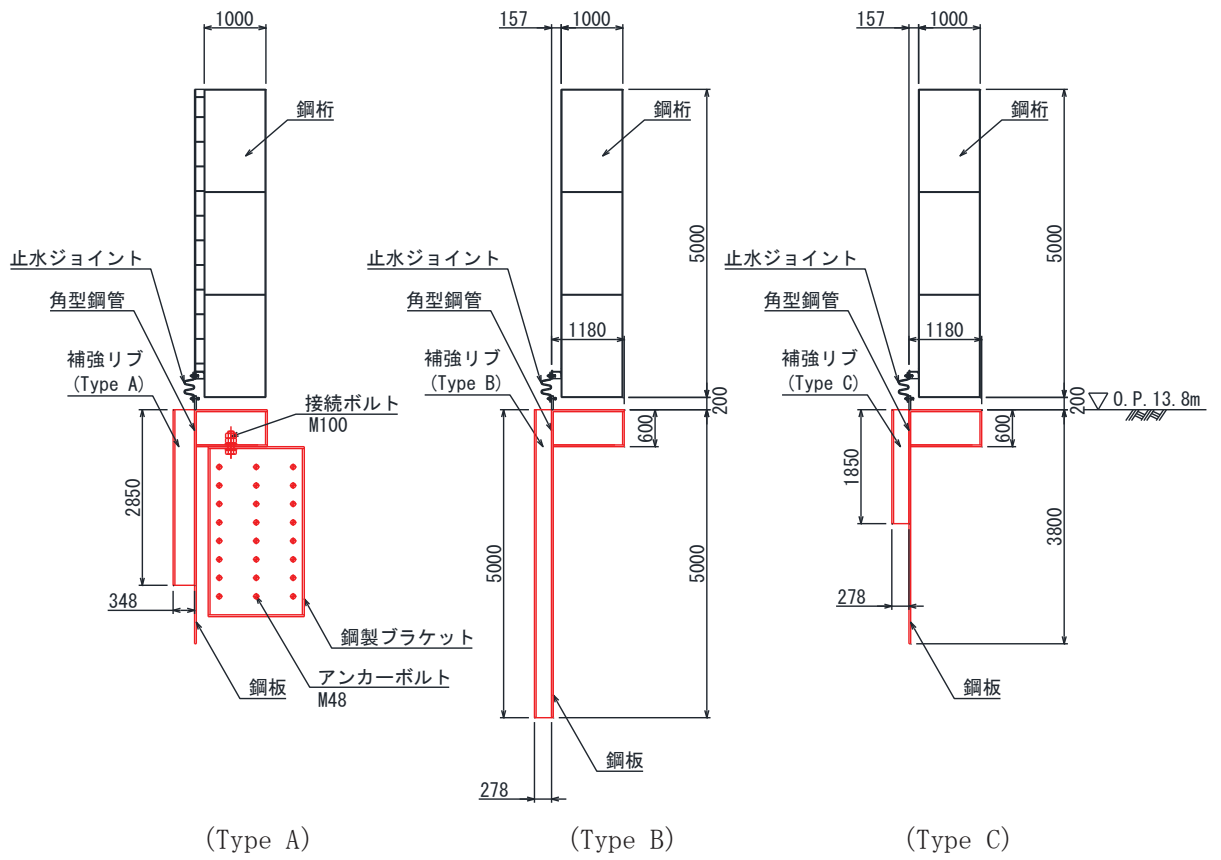
(平面図(2-2 断面))

鋼桁6	材質	仕様
角型鋼管	SM570	□1180×600×28
鋼板	SM570	t=28
補強リブ (TypeA)	SM570	ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeB)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
補強リブ (TypeC)	SM570	ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28
鋼製ブラケット	SM570	□1560×2760×30-L1075

図 2-7(1) 鋼矢板 (鋼桁 6) の構造図

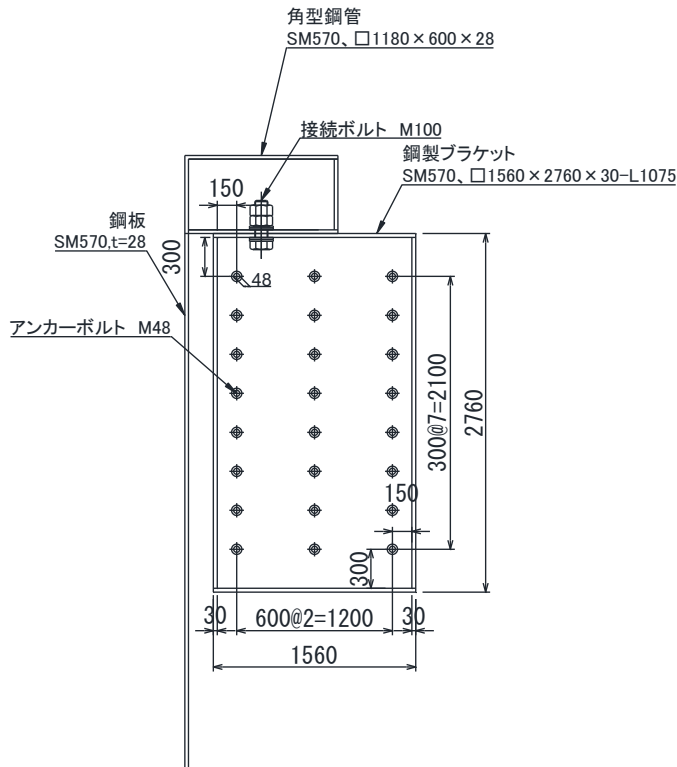
(北)

(南)

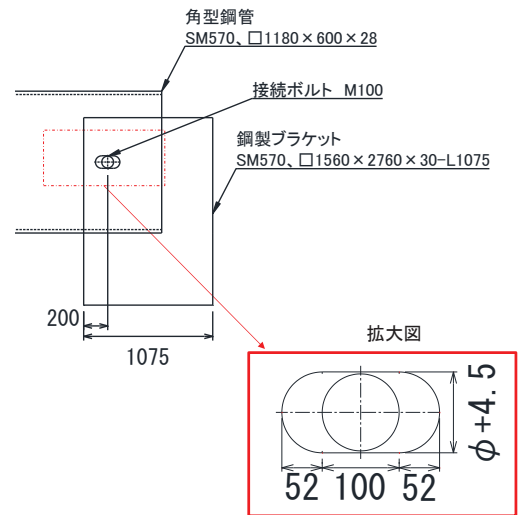


(断面図)

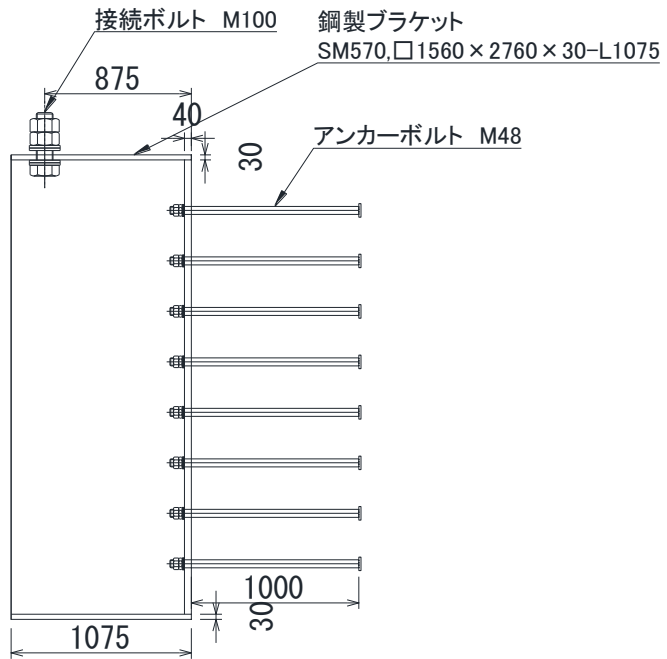
図 2-7(2) 鋼矢板 (鋼桁 6) の構造図



(断面図 (桁軸直交方向))

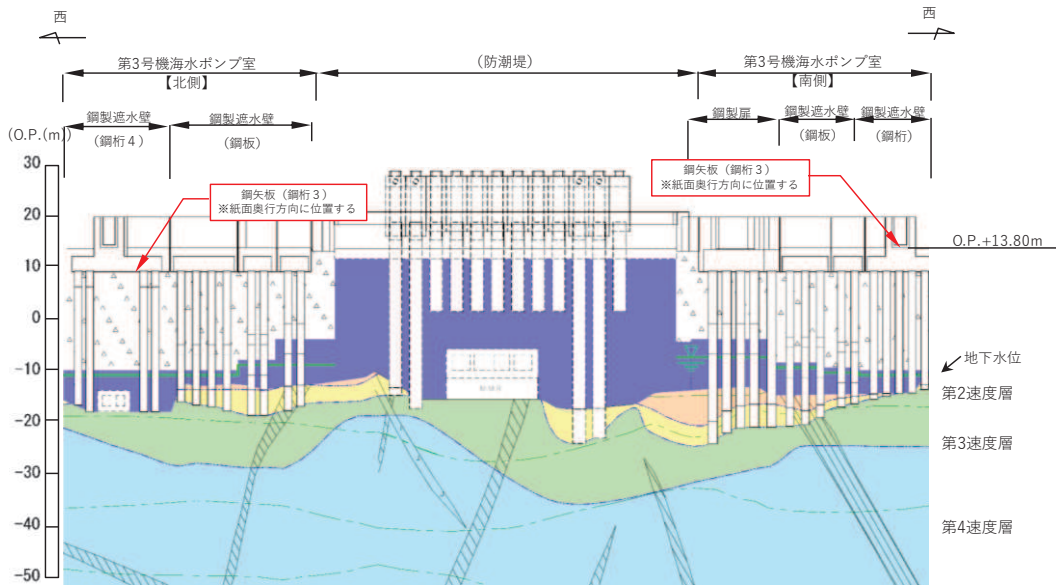


(平面図)

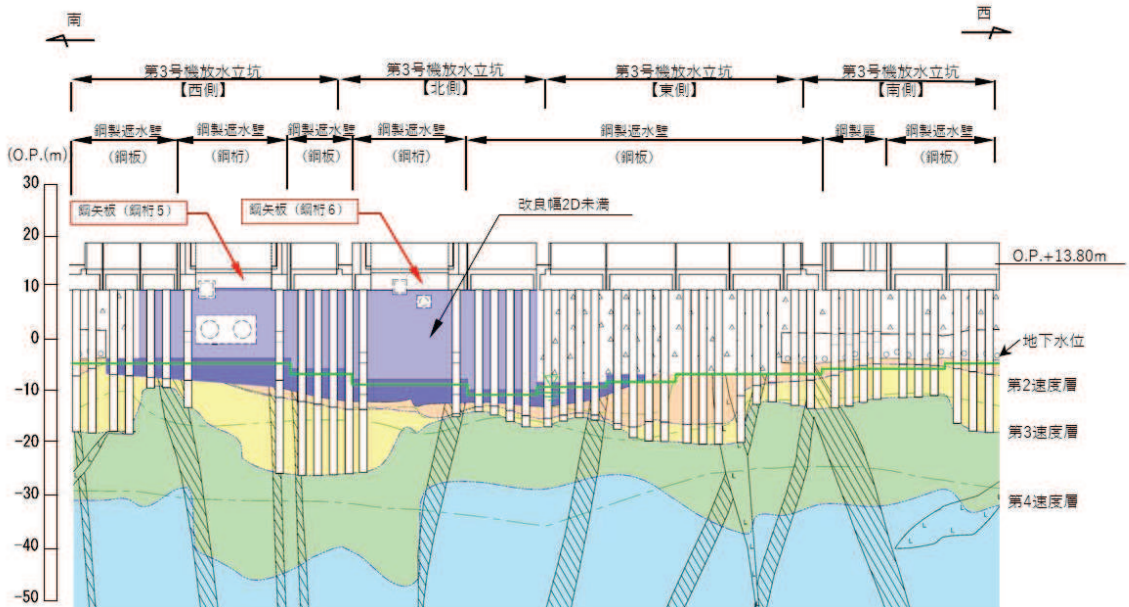


(断面図 (桁軸方向))

図 2-8 接続ボルト・鋼製ブラケットの構造詳細図



(第3号機海水ポンプ室)



(第3号機放水立坑)

地質縦断面凡例			
	B 級		盛 土
	C 級		旧 表 土
	CM 級		砂 岩
	CL 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

図 2-9(2) 鋼矢板設置位置周辺の地質分布
(鋼桁 4, 5, 6)

3. 評価方針

鋼矢板の構造強度評価は、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準じ、その構造を踏まえ、地震荷重や津波及び余震荷重の作用や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定し、設計用地震力及び設計用津波水位（入力津波に+0.5mの裕度を考慮した水位）による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

鋼矢板の評価項目を表3-1に、健全性評価フローを図3-1に示す。

表3-1 鋼矢板の評価部位

部位	評価方法	許容限界
鋼板	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
角型鋼管	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
接続ボルト	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
鋼製ブラケット	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
アンカーボルト	引張力，せん断力に対する発生荷重が許容限界以下であることを確認	許容荷重

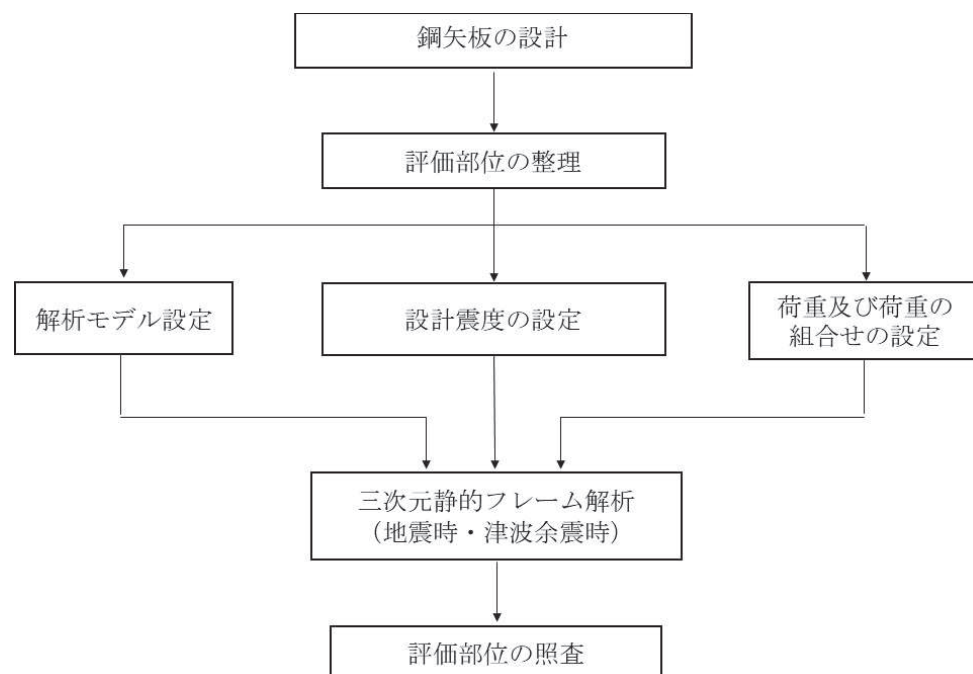


図3-1 鋼矢板の評価フロー

4. 評価対象

鋼矢板は、いずれも材料諸元は同様であるが、スパン長や根入れ深さ等が異なるため、それぞれの断面位置での設計用震度を用い、地震時、重畳時に作用する荷重について算定し、最も断面力が大きくなると考えられる部位を評価対象として選定する。ここで、鋼矢板（鋼桁 5, 6）については、第 3 号機放水立坑の損傷を仮定した地盤改良が矢板下端付近まで分布するため、この地盤改良を考慮することを基本とするが、一方でこの地盤改良が防潮壁に対する地盤の変形抑制及び液状化対策として有効性を確認（参考資料 2）した地盤改良幅（地盤改良高さの 2 倍（以下、改良幅 2D という））を有していないため、考慮しない場合（原地盤の盛土・旧表土として扱う）の影響についても確認する。なお、この地盤改良の設計上の扱いについては参考資料 1 に示す。

表 4-1 に評価対象断面の諸元を、表 4-2 に作用荷重の整理結果を示す。水平作用荷重が地震時、重畳時共に最も大きい鋼桁 5 の鋼矢板を評価対象に選定する。

表 4-1 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	設計水平震度		スパン長	最大根入れ長 (下端深さ)
		地震時	重畳時		
鋼桁 2	O. P. +18. 6m (第 2 号機海水ポンプ室)	0. 7	0. 4	14. 1m	3. 8m (O. P. 10. 0m)
鋼桁 3	O. P. +17. 9m (第 2 号機放水立坑)	1. 3	1. 1	13. 1m	3. 8m (O. P. +10. 0m)
鋼桁 4	O. P. +19. 3m (第 3 号機海水ポンプ室)	0. 7	0. 4	4. 65m	4. 5m (O. P. +9. 3m)
鋼桁 5	O. P. +18. 0m (第 3 号機放水立坑)	1. 4 (1. 0)*	0. 8 (0. 6)*	13. 7m	6. 0m (O. P. +7. 8m)
鋼桁 6	O. P. +18. 0m (第 3 号機放水立坑)	1. 1 (0. 8)*	0. 7 (0. 5)*	13. 7m	5. 0m (O. P. +8. 8m)

注記*：括弧内の数値は 地盤改良（改良幅 2D 未満）非考慮の場合

表 4-2 作用荷重*1の整理

断面	総荷重 (kN)		単位奥行き当たりの荷重 (kN/m)	
	地震時	重畳時	地震時	重畳時
鋼桁 2	1969	1914	140	136
鋼桁 3	3022	3005	231	230
鋼桁 4	936	683	201	147
鋼桁 5	6949 (5198) *2	5575 (4486) *2	509 (381) *2	408 (329) *2
鋼桁 6	2841 (2193) *2	2461 (2387) *2	208 (161) *2	180 (175) *2

注記* 1：地震時は風荷重と地震時主働土圧の合計、重畳時は津波荷重と余震時主働土圧の合計

* 2：括弧内の数値は 地盤改良（改良幅 2D 未満）非考慮の場合

5. 荷重及び荷重の組合せ

5.1 荷重の設定

鋼矢板の構造評価において考慮する荷重を以下に示す。

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）において、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。また、重畳時における津波作用方向の反対方向（防潮壁の外→内方向）は、余震荷重のうち慣性力が津波荷重を打ち消す方向に作用するため、津波作用方向（防潮壁の外→内方向）の強度評価に包含されることから評価を省略する。

なお、地震時の繰り返しせん断に伴う体積圧縮等により揺すり込み沈下が生じ、それによって鋼板等に負の周面摩擦力が作用する可能性がある。負の周面摩擦力については、「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 14 年 3 月）」において「v) 検討の対象とする荷重は死荷重とする。これは、負の周面摩擦力が作用している地盤中であっても活荷重の載荷分は一時的に負の周面摩擦力を減少させたり、場合によっては正の周面摩擦力になるからである。同じ理由から、地震時には負の周面摩擦力を考慮する必要はない。」との記載があり、一般的には常時における評価が求められているものと判断される。しかしながら、地震時の挙動と負の周面摩擦力の影響については、必ずしも明確になっていないとも考えられることから、地震時並びに重畳時における設計成立性を把握するため、負の周面摩擦力を節点荷重として保守的に線形足し合わせで加えた場合の影響評価を行う。

ここで、評価対象に選定した鋼矢板（鋼桁 5）は、前述のとおり、矢板下端付近から岩盤上面まで地盤改良により盛土が分布しないため、有意な地盤沈下が生じず負の周面摩擦力の影響が生じない。しかし、評価対象に選定していない鋼矢板（鋼桁 2）においては地盤沈下が生じる可能性があるため、設計代表性の観点から、負の周面摩擦力が鋼板等へ生じる場合の影響評価を行う。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、鋼矢板自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 (P_s)

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

(3) 風荷重 (P_k)

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

(4) 地震荷重 (S s)

基準地震動 S s による荷重 (慣性力, 地震時土圧) を考慮する。

a. 地震による慣性力

地震時の躯体自重による慣性力を考慮する。

b. 地震時土圧

地震時土圧は、「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, 以下の式により算定する。

$$P_{EA} = K_{EA} \times \sum (\gamma \cdot h + P_S)$$

ここで, 土圧係数 K_{EA} は以下の式により算定する。

$$K_{EA} = 0.24 + 1.08 K_H$$

(5) 浸水津波荷重 (P h)

浸水津波荷重については, 設計用津波水位 (入力津波による浸水高さに +0.5m の余裕を考慮した水位) に基づく静水圧を考慮する。なお, 浸水津波荷重は地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし, 保守的に 0.4m の揺すり込み沈下を考慮する。

(6) 余震荷重 (K s d)

余震荷重として, 弾性設計用地震動 S d - D 2 による慣性力, 動水圧及び地震時土圧を考慮する (重畳時のみ)。

a. 余震による慣性力

余震時の躯体自重による慣性力を考慮する。

b. 余震による動水圧

余震時の浸水津波による動水圧を以下の式により考慮する。

$$P_d = \frac{7}{8} \times W_o \times K_{Hsd} \times \sqrt{H \times h}$$

c. 余震による地震時土圧

余震時の地震土圧は, (4)地震時荷重と同様の方法により算定する。

地震力の算出に用いる設計震度 K_H ・ K_{Hsd} 及び K_V ・ K_{Vsd} については, 「3.3.3 設計用地震力」に示す。

(7) 負の周面摩擦力

揺すり込み沈下による負の周面摩擦力として, 「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, 鋼矢板 (鋼桁 5) において地盤改良 (改良幅 2D 未満) 非考慮条件とし周面摩擦力の総和として算定した上で, 鉛直方向荷重として鋼板の自重に足し合わせる。

(負の周面摩擦力の算定方法)

負の周面摩擦力は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，最大周面摩擦力度として算定し，軸方向荷重として考慮する。なお，中立軸位置については，保守的に沈下対象層である盛土の下端（岩盤上面又は改良地盤上面）として算定する。

評価に用いる負の周面摩擦の算出結果を図5.1-1に示す。

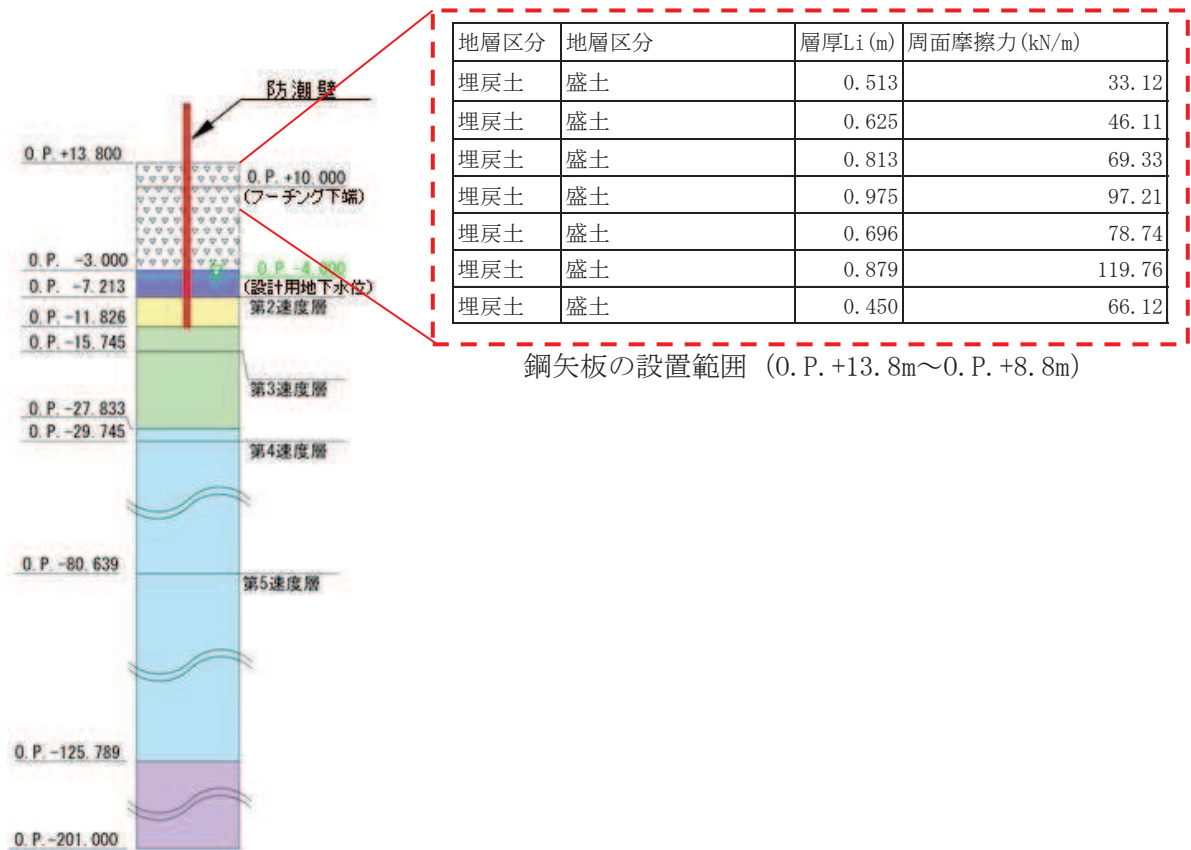


図5.1-1 負の周面摩擦力の算定結果

5.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5.2-1 に、扉体に作用する荷重の概念図を図 5.2-1 に示す。また、評価ケースの整理を表 5.2-2 に示す。

地震力の組合せは、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。ここで、主たる荷重は地震時にいおいては土圧、重畳時には津波荷重となりいずれも水平方向への荷重が卓越することから、鉛直 1.0 ケースは省略する。また、上向き慣性力は自重を打ち消す側に働くことから、鉛直上向きケースは省略する。

表 5.2-1(1) 荷重の組合せ (地震時)

区分	荷重の組合せ
地震時①	$G + P_s + P_k + S_s$
地震時②	$G + P_s + P_k + S_s$ (負の周面摩擦力を考慮)

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

表 5.2-1(2) 荷重の組合せ (地震時)

種別		荷重	算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	— 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	— 土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	— 積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		— つり合うため考慮しない。
	外水圧		— 外水はないため考慮しない。
	内水圧		— 内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○ 積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
風荷重		○ 風荷重を考慮する。	
偶発荷重	水平地震動		○ 基準地震動 S_s による水平及び鉛直動による慣性力並びに根入れ部の地震時土圧を考慮する。
	鉛直地震動		○
	動水圧		— 外水及び内水はないため考慮しない。
	負の周面摩擦力		○ 揺すり込み沈下による負の周面摩擦力を考慮する (地震時②)。

表 5.2-1(3) 荷重の組合せ (重畳時)

区分	荷重の組合せ
重畳時①	$G + P_s + P_k + P_h + K_{Sd}$
重畳時②	$G + P_s + P_k + P_h + K_{Sd}$ (負の周面摩擦力含む)

- G : 固定荷重
 P_s : 積雪荷重
 P_k : 風荷重
 P_h : 浸水津波荷重
 K_{Sd} : 余震荷重

表 5.2-1(4) 荷重の組合せ (重畳時)

種別		荷重	算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－ 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	－ 土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	－ 積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		－ つり合うため考慮しない。
	外水圧		－ 外水はないため考慮しない。
	内水圧		－ 内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○ 積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
風荷重		○ 風荷重を考慮する。	
偶発荷重	浸水津波荷重		○ 津波による波圧を考慮する。
	余震荷重 (地震力)		○ 弾性設計用地震動 S _d -D ₂ による水平及び鉛直動による慣性力並びに根入れ部の地震時土圧を考慮する。
	余震荷重 (動水圧)		○ 弾性設計用地震動 S _d -D ₂ による動水圧を考慮する。
	負の周面摩擦力		○ 揺すり込み沈下による負の周面摩擦力を考慮する (重畳時②)。

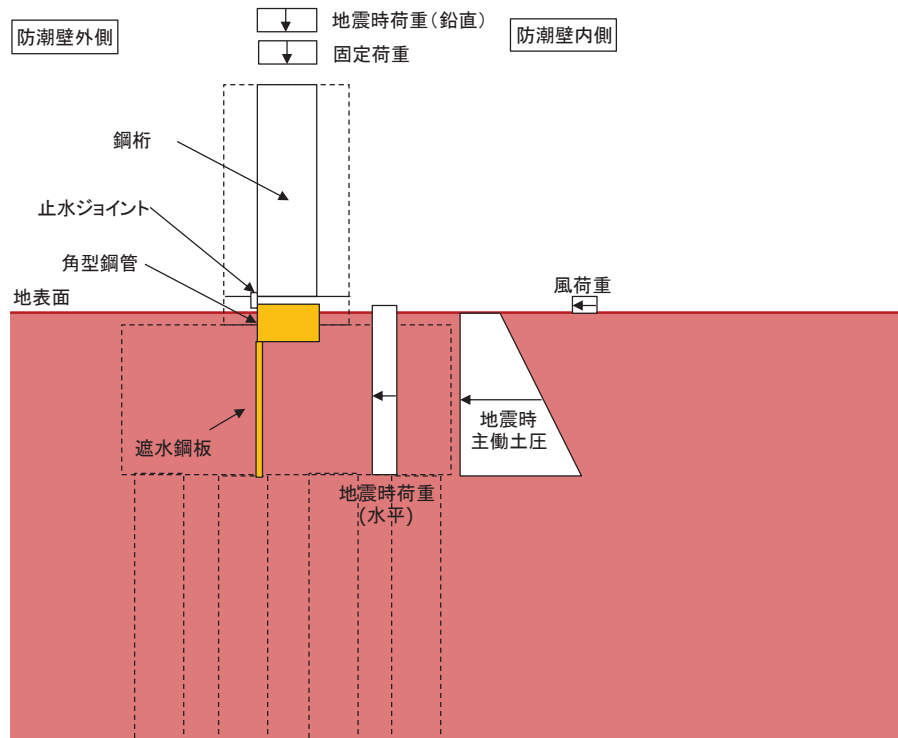


図 5.2-1(1) 荷重の概念図 (地震時①)

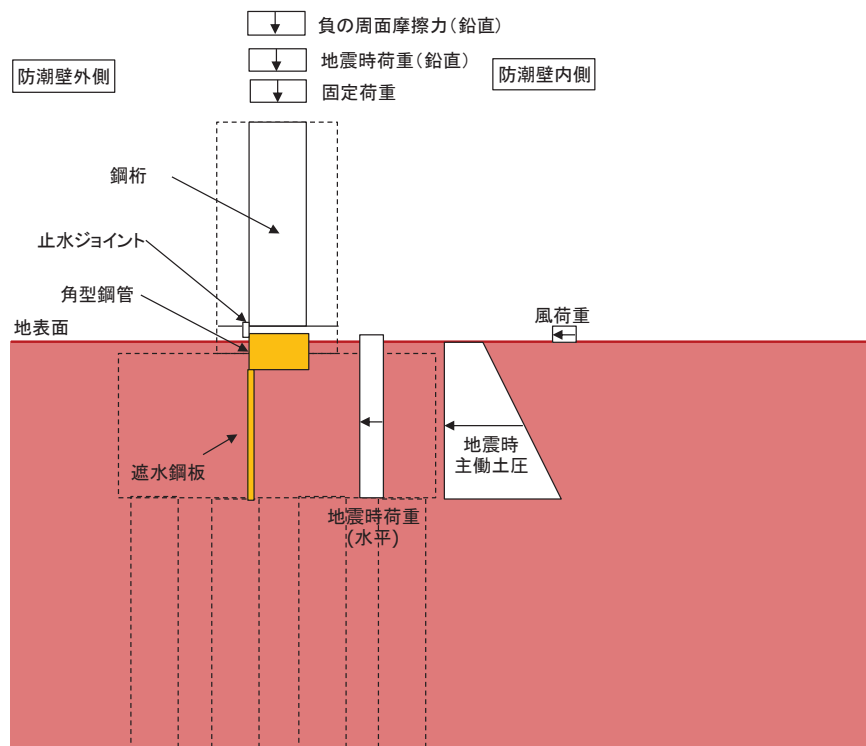


図 5.2-1(2) 荷重の概念図 (地震時②)

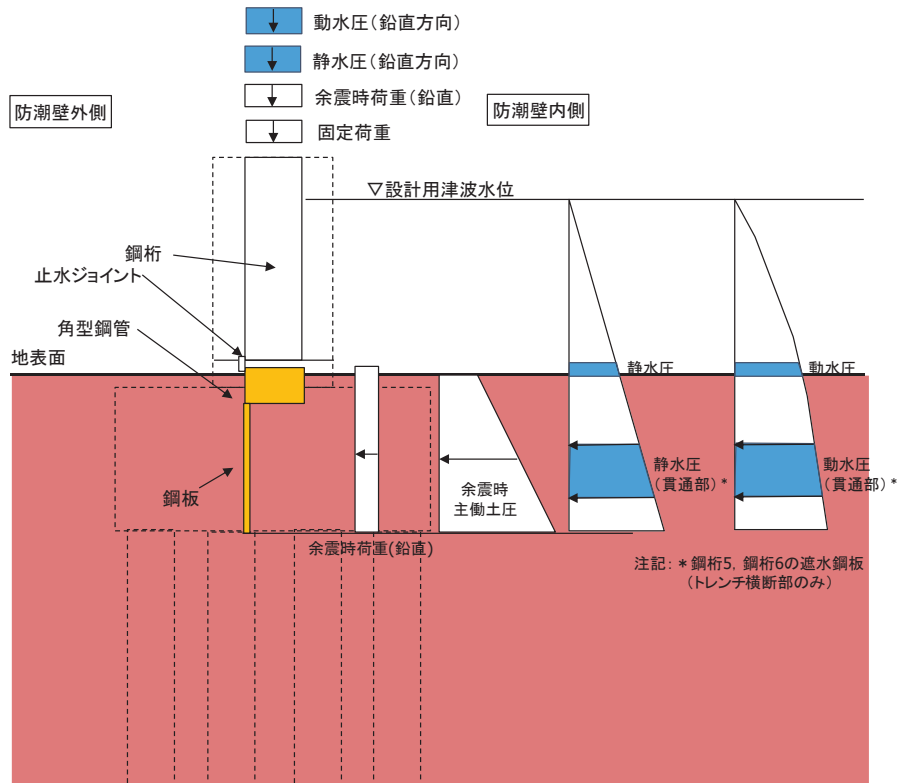


図 5.2-1(3) 荷重の概念図 (重畳時①)

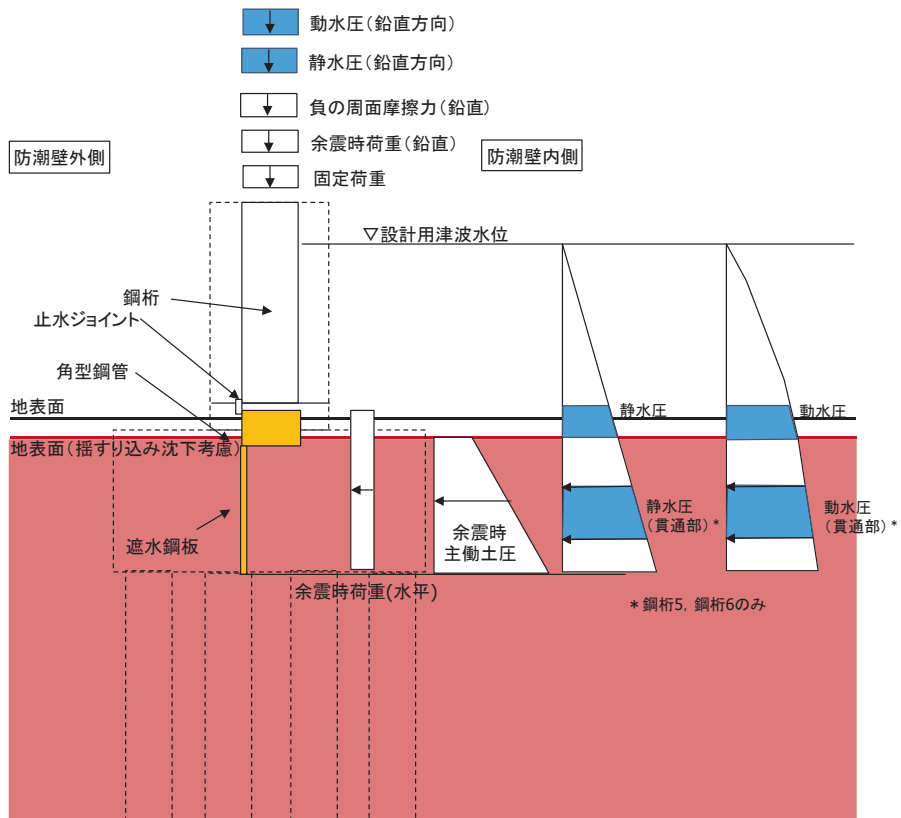


図 5.2-1(4) 荷重の概念図 (重畳時②)

表 5.2-2 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	内→外	外→内
地震時①	○	○
地震時②	(+1.0 S _{sH} , +0.4 S _{sV})	(-1.0 S _{sH} , +0.4 S _{sV})
重畳時①	○	—
重畳時②	(+1.0 S _{dH} , +0.4 S _{dV})	—

*注記：地震力における水平方向と鉛直方向の組合せを示す。

ここに、

S_{sH} (S_{dH}) : 水平方向地震 (余震) 荷重

S_{sV} (S_{dV}) : 鉛直方向地震 (余震) 荷重

5.3 設計用地震力

設計震度は、鋼矢板を支持する防潮壁の鋼製遮水壁（鋼桁5）（フーチング）の解析モデルから抽出した加速度と土圧に影響する地盤の加速度の両者を比較し、大きい方の加速度に基づき慣性力及び地震時土圧並びに動水圧を算定するための設計震度を設定する。

ここで、鋼製遮水壁（鋼桁）は、概ね左右対称な構造であり、また、地盤応答を成層地盤で扱うことの妥当性について参考資料2にて検証しているため、地震動の位相反転の影響は軽微と考えられるため、全ての基準地震動 S_s 又は 弾性設計用地震動 S_d-D2 に対して、地震動の位相ケースは（++）のみとして、解析ケース①（基本ケース）を実施する。その上で解析ケース①において、加速度応答が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。解析ケースを表5.3-1に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁5）の加速度応答の算定は「6.3.2 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に関する補足説明」及び「6.3.5 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明」における地震応答解析に基づき算定する。地盤の加速度応答の算定は、解析コード「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。

フーチング震度抽出モデルを図5.3-1、地震応答解析の実施個所を図5.3-2に、地震応答解析の結果を表5.3-2に、設定した設計震度を表5.3-3に示す。

表 5.3-1(1) 地震時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
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	++	○	基準地震動 S s (7 波) により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、加速度応答が最も大きくなる地震動を用いてケース②~④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* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

表 5.3-1(2) 重畳時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
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 d - D 2	++	○	○	○	○

注記* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

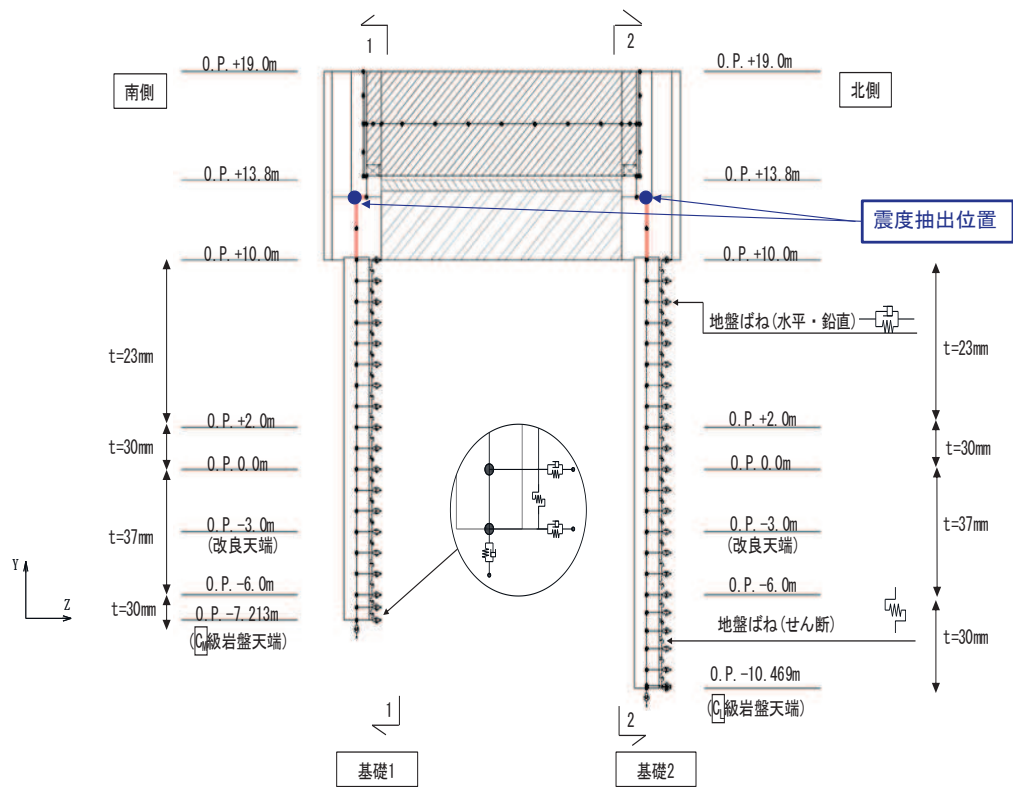
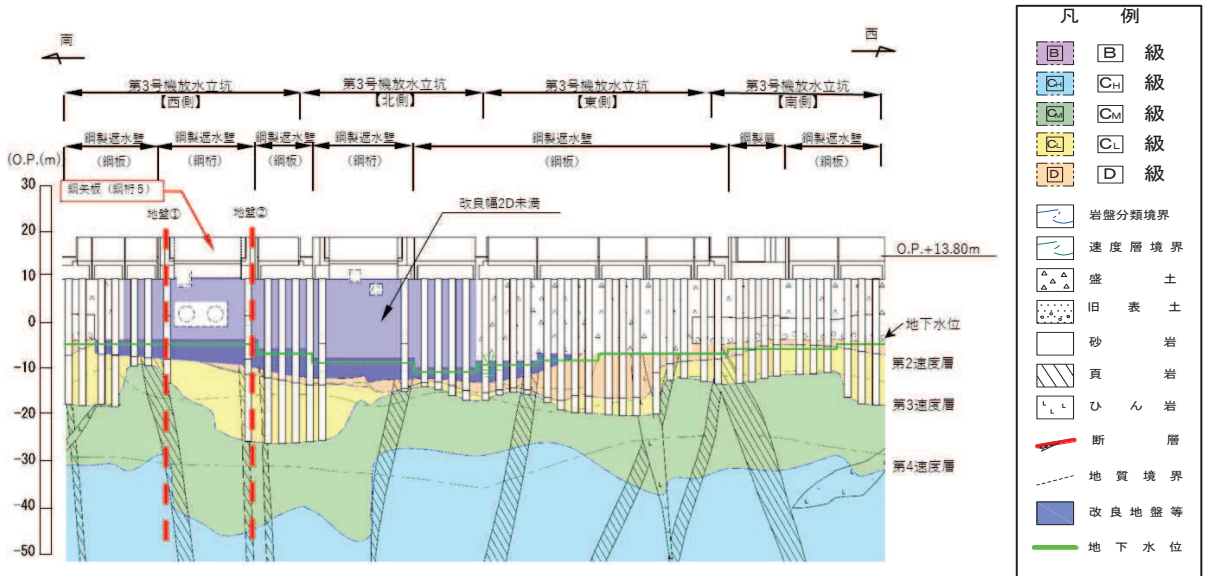


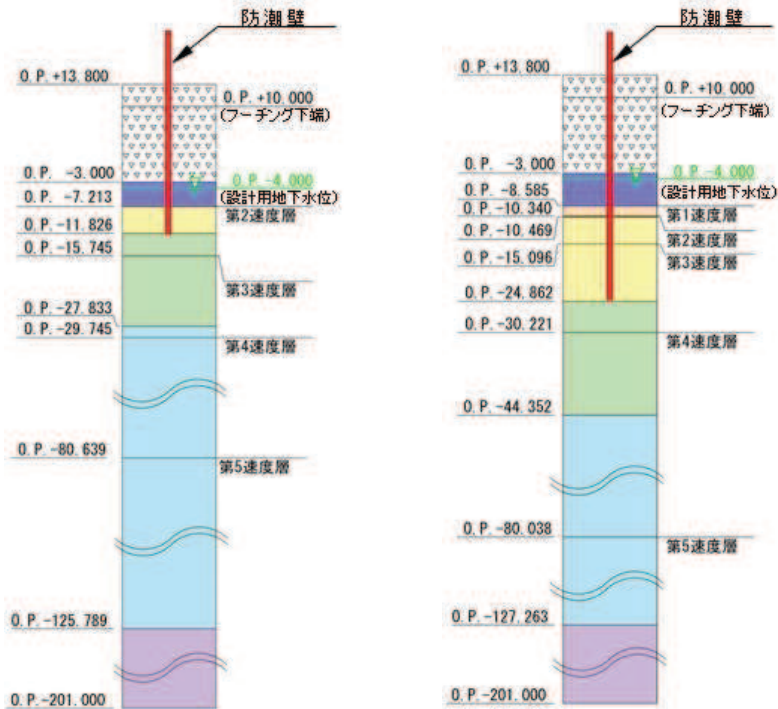
図 5.3-1 フーチング震度抽出モデル
(鋼製遮水壁 (鋼桁 5))



(第 3 号機放水立坑防潮壁縦断方向)

図 5.3-2(1) 地盤応答抽出用モデル
(全体位置図)

地盤① (鋼桁 5 南側基礎)
 地盤② (鋼桁 5 北側基礎)
 (地盤改良 (改良幅 2D 未満) 非考慮)



(地盤改良 (改良幅 2D 未満) 考慮)

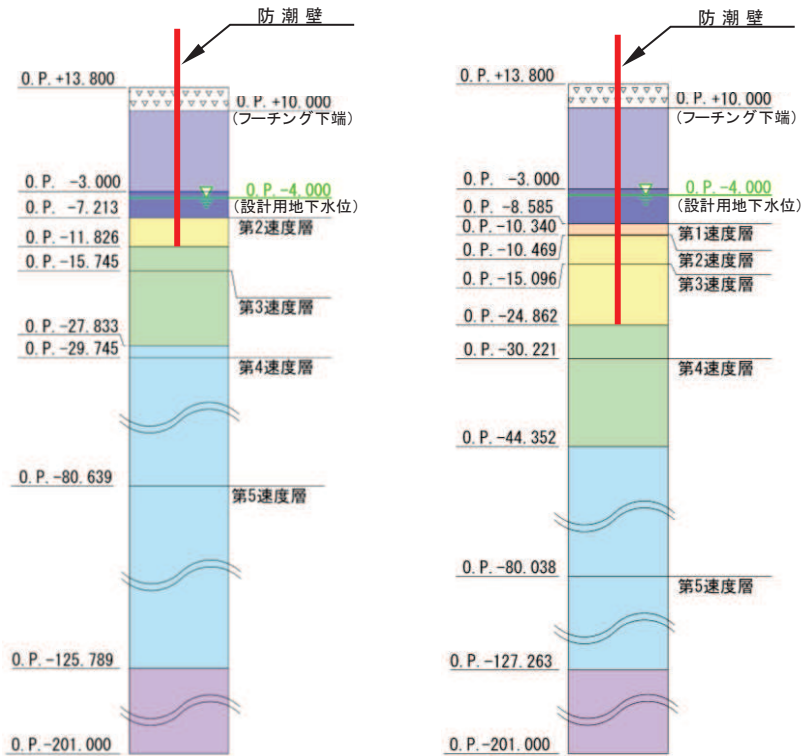


図 5.3-2(2) 地盤応答抽出用モデル (地質モデル図)

表 5.3-2 地震応答解析結果

加速度抽出位置	最大応答加速度（地震時）* ¹		最大応答加速度（重畳時）* ¹	
	水平 (cm/sec ²)	鉛直 (cm/sec ²)	水平 (cm/sec ²)	鉛直 (cm/sec ²)
フーチング	921 (Ss-D2, ケース①)	813* ² (Ss-D2, ケース①)	550* ² (Sd-D2, ケース②)	498* ² (Sd-D2, ケース③)
地盤	<u>1399</u> (Ss-N1, ケース③)	<u>1266</u> * ² (Ss-D1, ケース③)	<u>797</u> (Sd-D2, ケース③)	<u>746</u> * ² (Sd-D2, ケース③)

注記*1：下線部は最大値を示す。

*2：地盤改良（改良幅 2D 未満）非考慮

表 5.3-3 設計震度

部位	地震動 ・検討ケース	抽出箇所	設計震度* ¹ (最大応答加速度 (cm/s ²))	
地震時	S s - N 1 ・ケース③	地盤 (0. P. +13. 8m (地表面))	水平方向 K _H	1. 5 (1399)
	S s - D 1 ・ケース③	地盤 (0. P. +13. 8m (地表面))	鉛直方向 K _V	1. 5 (1266)
重畳時	S d - D 2 ・ケース③	地盤 (0. P. +13. 8m (地表面))	水平方向 K _{H s d}	1. 0 (797)
	S d - D 2 ・ケース③	地盤 (0. P. +13. 8m (地表面))	鉛直方向 K _{V s d}	1. 0 (746)

注記*1：最大応答加速度に基づき最大応答加速度/980. 665cm/s²により設定。

6. 評価方法及び材料諸元

6.1 鋼板・角型鋼管

(1) 解析モデル

鋼板及び角型鋼管の評価は、三次元フレームモデルによる静的解析により行う。鋼板及び角型鋼管を線形はり要素でモデル化し、角型鋼管と鋼板の接合部はそれぞれの重心位置でモデル化した要素間を剛要素で接合する。

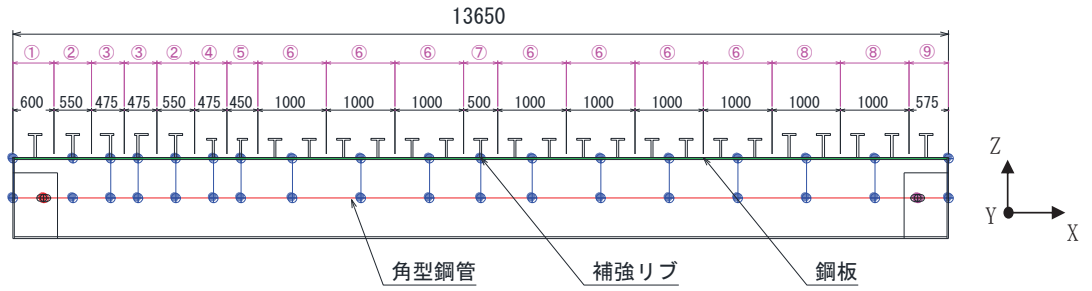
縦方向のはり要素はリブ位置で、リブ配置箇所ではリブとフランジ（鋼板）、リブ配置箇所以外ではフランジ（鋼板）のみの断面諸元でモデル化する。横方向のはり要素は、縦方向の要素の変化点（リブ端部等）等に合わせて、フランジ（鋼板）の断面諸元でモデル化する。なお、鋼板欠損部（配管等貫通部）周りにおいては、断面欠損を考慮した断面諸元でモデル化する。

また、鋼板欠損部に作用する荷重（浸水津波荷重，余震荷重（動水圧））については、開口周囲の縦方向のはり要素に考慮する。

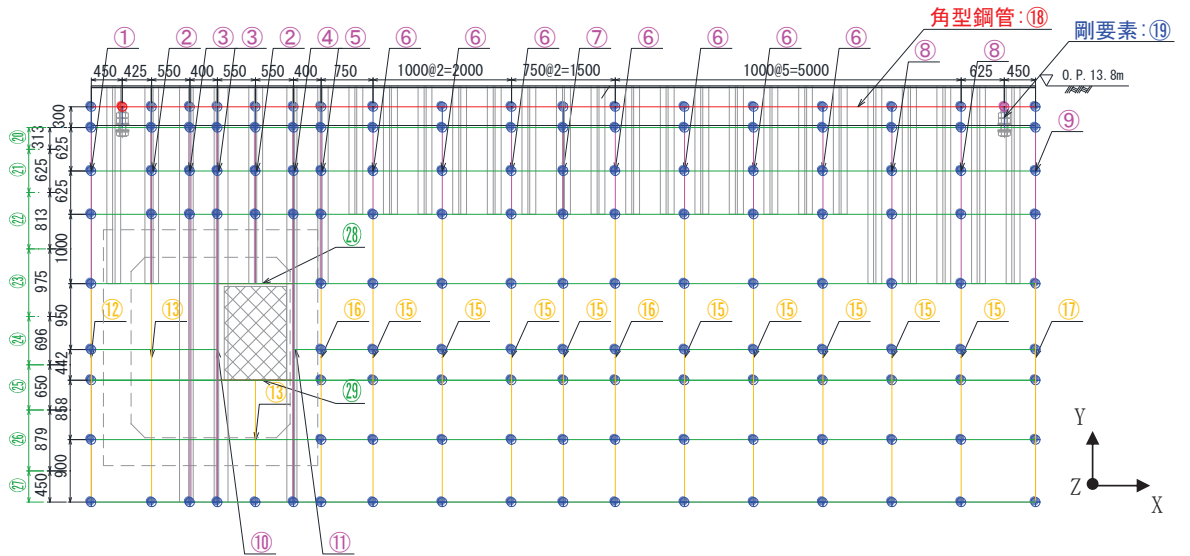
支点条件は、角型鋼管と一体化された鋼板が鋼製ブラケットと接続ボルトにより支持される構造であることを踏まえ、接続ボルトの接続位置で支点条件を設定する（鋼板とフーチング間は構造的に縁を切って止水ジョイントを設置しているためフリー条件である）。

また、鋼板部の桁軸直交方向（Z方向）及び鉛直方向（Y方向）には地盤ばねを取り付ける。なお、重畳時②においては地盤の揺すり込み沈下（保守的に全範囲を包絡する0.4m）を考慮した範囲設定とする。

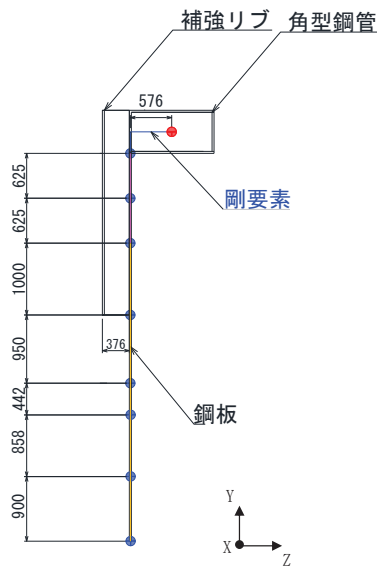
解析モデルの概要を図6.1-1に、支点部の境界条件を表6.1-1に示す。



(平面図)



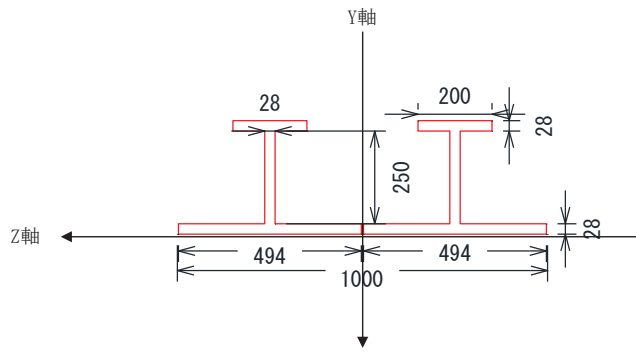
(正面図)



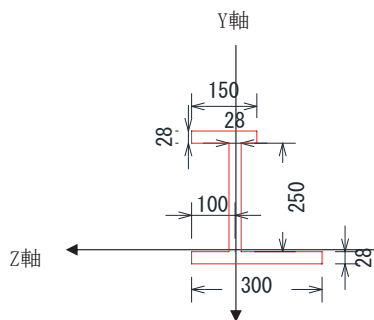
(断面図)

No.	凡例	部材名称	断面二次剛性	
			$I_y (\text{m}^4)$	$I_z (\text{m}^4)$
①		補強リブ (TypeA) 端部2	4.87E-04	6.59E-04
②		補強リブ (TypeA) 貫通部1	3.83E-04	6.41E-04
③		補強リブ (TypeB) 貫通部2	2.72E-04	6.10E-04
④		補強リブ (TypeC) 貫通部3	2.54E-04	3.09E-04
⑤		補強リブ (TypeD) 貫通部4	2.20E-04	3.04E-04
⑥		補強リブ (TypeE) 一般部	3.90E-03	7.27E-04
⑦		補強リブ (TypeE) 中央部	3.00E-04	3.64E-04
⑧		補強リブ (TypeA) 一般部2	4.47E-03	1.24E-03
⑨		補強リブ (TypeA) 端部1	4.41E-04	6.51E-04
⑩		補強リブ (TypeB) 貫通部2開口部周辺	1.17E-04	5.14E-04
⑪		補強リブ (TypeC) 貫通部3開口部周辺	8.99E-05	2.63E-04
⑫		縦桁鋼板 端部2	5.04E-04	1.10E-06
⑬		縦桁鋼板 貫通部1	3.88E-04	1.01E-06
⑭		縦桁鋼板 貫通部4	2.13E-04	8.23E-07
⑮		縦桁鋼板 一般部	2.33E-03	1.83E-06
⑯		縦桁鋼板 中央部	2.92E-04	9.15E-07
⑰		縦桁鋼板 端部1	4.44E-04	1.05E-06
⑱		角型鋼管	1.78E-02	6.16E-03
⑲		剛	1.78E+01	6.16E+00
⑳		横梁1	7.12E-05	5.72E-07
㉑		横梁2	5.70E-04	1.14E-06
㉒		横梁3	1.25E-03	1.49E-06
㉓		横梁4	2.16E-03	1.78E-06
㉔		横梁5	7.87E-04	1.27E-06
㉕		横梁6	6.41E-04	1.19E-06
㉖		横梁7	1.58E-03	1.61E-06
㉗		横梁8	8.23E-07	2.13E-04
㉘		横梁9	3.72E-04	9.91E-07
㉙		横梁10	1.84E-04	7.85E-07

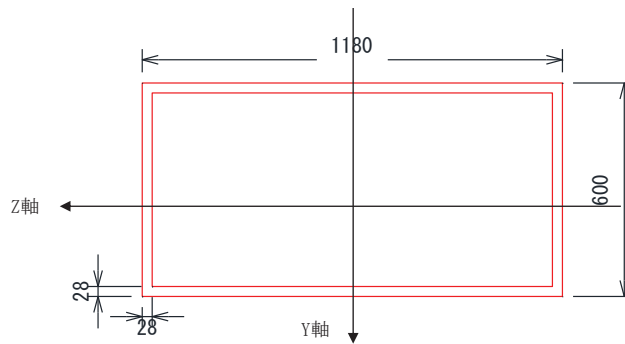
図 6.1-1(1) 解析モデルの概要



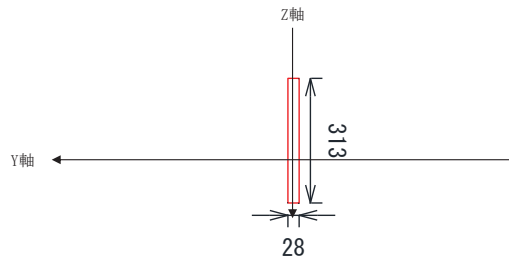
(⑥補強リブ (TypeE) 一般部の例)



(⑪補強リブ (TypeC) 貫通部 3 開口部周辺の例)



(⑱角型鋼管の例)



(⑳横梁 1 の例)

図 6.1-1(2) 解析モデルの概要
(はり要素の断面諸元)

表 6.1-1 支点部の境界条件

方向	拘束条件	
	支点部 1	支点部 2
桁軸方向(X 軸方向)	拘束 ^{*1}	自由 ^{*1}
鉛直方向(Y 軸方向)	拘束	拘束
桁軸直交方向(Z 軸方向)	拘束	拘束
桁軸方向(X 軸方向)周り	拘束	拘束
鉛直方向(Y 軸方向)周り	自由 ^{*1}	自由 ^{*1}
桁軸直交方向(Z 軸方向)周り	自由 ^{*2}	自由 ^{*2}

注記*1:接続ボルトについて、単孔かつ桁軸方向(X 軸方向)に長孔構造とし変位に対して追従する構造を考慮し自由条件とするが、計算の安定上、支点部1側の桁軸方向(X 軸方向)については拘束条件とする。

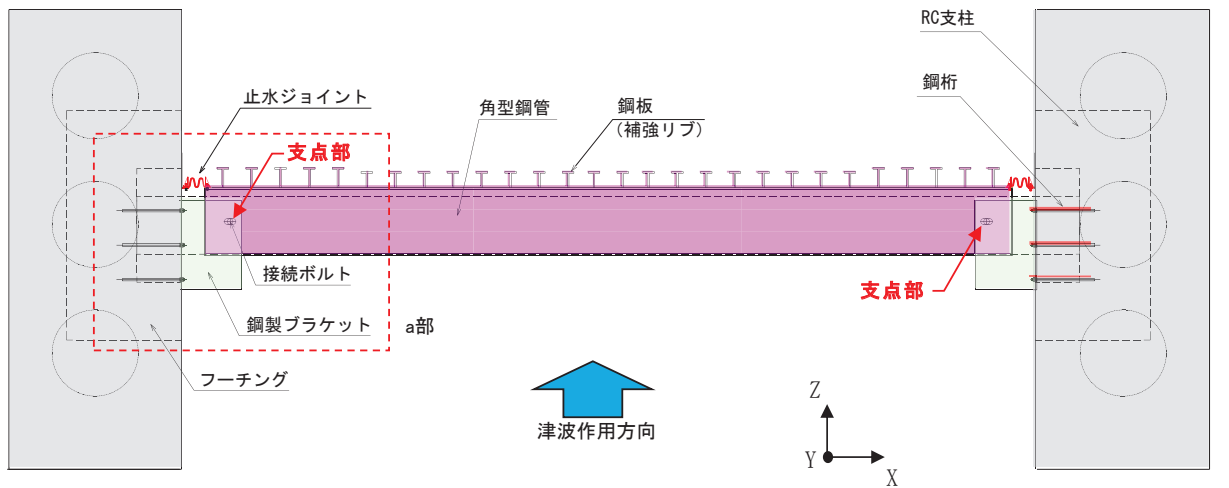
*2:角型鋼管の支間長(L=13.65m)に対して、支点位置となるブラケットの掛かり長(0.65m)が短く、拘束効果が小さいと考えられるため、回転自由条件とする。

(境界条件の概要)

支点部（角型鋼管と鋼製ブラケットのボルト接合部）の構造概要を図 6.1-2 に示す。

桁軸方向（X 軸方向）に対しては、角型鋼管と鋼製ブラケットが接続する接続ボルトについて、単孔かつ桁軸方向（X 軸方向）に長孔構造とし変位に対して追従する構造としているため、桁軸方向（X 軸方向）及び鉛直方向（Y 軸方向）廻りを自由条件とする。桁軸直交（Z 軸方向）及び鉛直方向（Y 軸方向）は拘束条件とする。なお、長孔構造における桁軸方向（X 軸方向）への変位追従性については、参考資料 12 に示す。

桁軸方向（X 軸方向）廻りはブラケットと角型鋼管の幅が概ね同一であるため、拘束条件とするが、桁軸直交（Z 軸方向）廻りについては、角型鋼管の支間長（ $L=13.65\text{m}$ ）に対して、支点位置となるブラケットの掛かり長（ 0.65m ）が短く、拘束効果が小さいと考えられるため、回転自由条件とする。



(平面図)

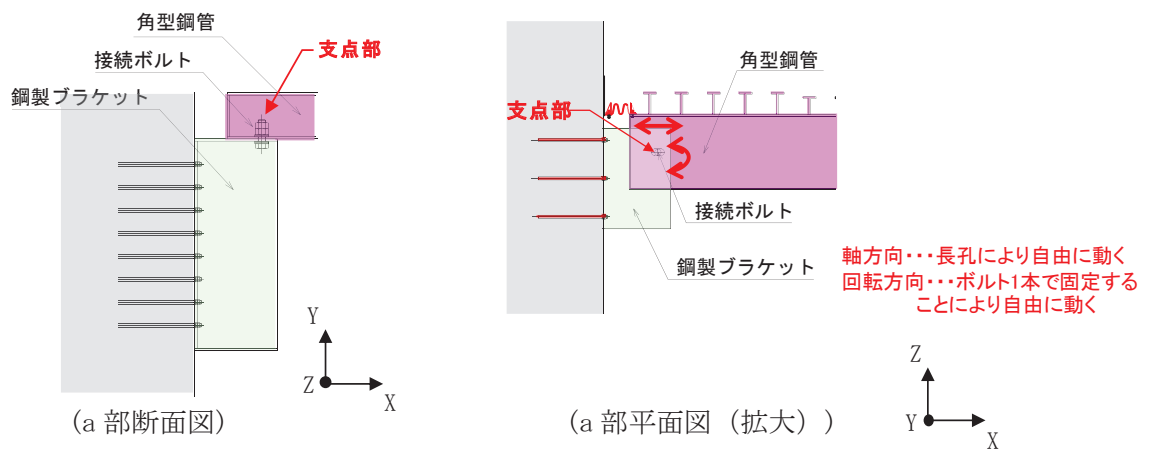


図 6.1-2 鋼矢板の構造概要
(角型鋼管と鋼製ブラケットの接合部)

(水平地盤ばねのモデル化)

水平地盤ばねのモデル化は「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、水平地盤ばねをモデル化する。

【剛性】

$$k_h = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

ここで、

k_H : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) (図 6.1-3)

E_0 : 地盤のヤング係数 (kN/m²)

α : 地盤反力係数の換算係数

表-解 9.6.2 基礎の換算載荷幅 B_H

基礎形式	B_H	備考
直接基礎	$\sqrt{A_H}$	
ケーソン基礎	$B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$	
杭基礎	$\sqrt{D/\beta}$	
鋼管矢板基礎	$\sqrt{D/\beta} (\leq \sqrt{DL_c})$	常時、暴風時及びレベル 1 地震時
	$B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$	レベル 2 地震時
地中連続壁基礎	$B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$	
深礎基礎	$B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$	柱状体深礎基礎
	$\sqrt{D/\beta} (\leq \sqrt{DL_c})$	組杭深礎基礎

E_0 : 表-解 9.6.1 に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

α : 表-解 9.6.1 に示す地盤反力係数の換算係数

A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m²)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

B_c : 荷重作用方向に直交する基礎の有効載荷幅 (m)

L_c : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$1/\beta$: 水平抵抗に関与する地盤の深さ (m) で、基礎の有効根入れ深さ以下とする。

β : 基礎の特性値 $\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$ (m⁻¹)

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) で、表-解 9.6.2 に示す方法で求める。

図 6.1-3 基礎の換算載荷幅

(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

水平地盤ばねは、「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，受働土圧を上限とした非線形ばねとする。ばねの上限値を算出するにあたって参照した受働土圧係数の算定方法を図 6.1-4 に示す。

1) 受働土圧強度

受働土圧強度は，地盤調査や土質試験を行うことによって，基礎周面地盤の粘着力 c ，せん断抵抗角 ϕ 等を推定し，これを用いて共通編 2.2.6 の規定により算出する。この場合，受働土圧係数は式（解 11.5.10）により求める。

$$K_P = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right)^2}$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

..... (解 11.5.10)

ここに，

- K_P : 常時の受働土圧係数
- K_{EP} : 地震時の受働土圧係数
- ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
- δ : 常時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で， $-\phi/3$ とする。
- δ_E : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で， $-\phi/6$ とする。
- α : 地表面と水平面のなす角度 (°) で，その正負は図-解 11.5.2 に示すようにとる。

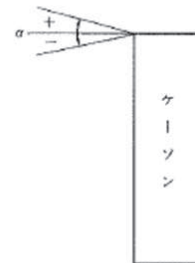


図-解 11.5.2 α の符号の取り方

図 6.1-4 受働土圧係数の算定方法
(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

(鉛直地盤ばねのモデル化)

鉛直地盤ばねのモデル化は「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，鉛直地盤ばねをモデル化する。

【剛性】

$$k_V = 0.3k_H$$

$$k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

ここで，

k_V : 鉛直地盤ばねの剛性 (kN/m³)

k_H : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

E_0 : 地盤のヤング係数 (kN/m²)

α : 地盤反力係数の換算係数

鉛直地盤ばねは，「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，周面摩擦力を上限とした非線形ばねとする。ここで，鉛直ばねの上限値算出に当たって参照した最大周面摩擦力度の算定方法を図 5.1-5 に示す。

iv) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度
基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の
上限値は，式（解 11.5.13）により求める最大周面摩擦力度とする。

2) 最大周面摩擦力度

最大周面摩擦力度は，土質試験の結果に基づき，式（解 11.5.13）により求める。

i) 砂質土

$$f = \min[1N, 0.5(c + \rho_0 \tan \phi)] \leq 50$$

ii) 粘性土

$$f = 0.5(c + \rho_0 \tan \phi) \leq 100$$

（解 11.5.13）

ここに，

f : 最大周面摩擦力度 (kN/m²)

N : 標準貫入試験の N 値

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ρ_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

図 6.1-5 最大周面摩擦力度の算定方法

(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

(配管等貫通部に作用する荷重の考慮方法)

配管等貫通部（鋼板欠損部）に作用する荷重（浸水津波荷重，余震荷重（動水圧））については周囲の鋼板にその反力が作用するため，図 6.1-6 に示すとおり，配管等貫通部周囲の鉛直方向のフレーム要素に開口部の荷重を作用させる。

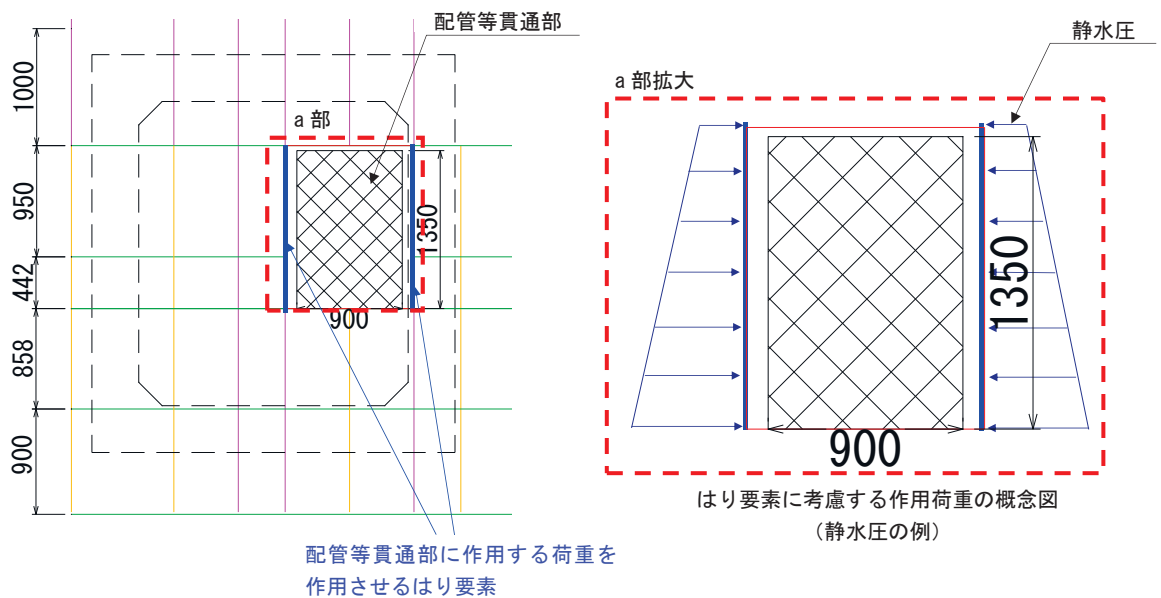


図 6.1-6 配管等貫通部（鋼板欠損部）に作用する津波荷重の考慮方法

(2) 使用材料及び物性値

使用材料を表 6.1-2 に、材料の物性値を表 6.1-3 に示す。

表 6.1-2 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼板	SM570	PL28mm
角型鋼管	SM570	PL28mm

表 6.1-3 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	$f_{ck}=50\text{N/mm}^2$	24.0	3.3×10^4	0.2
鋼材	SM570	77.0	2.00×10^5	0.3

(3) 許容限界

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，設定する短期許容応力度とする。

鋼板の許容限界を表 6.1-4 に示す短期許容応力度とする。

表 6.1-4 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	255
許容せん断応力度 τ_{sa}		145	217

注記*1：鋼板は「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）」に示される，圧縮応力を受ける板であることから，局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮し，許容限界は曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する（詳細を以下に示す）。

*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。

(鋼板の曲げに対する許容応力度の設定方法)

鋼板の曲げに対する許容限界は、曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する。図 6.1-7 に許容限界算定フローを示す。

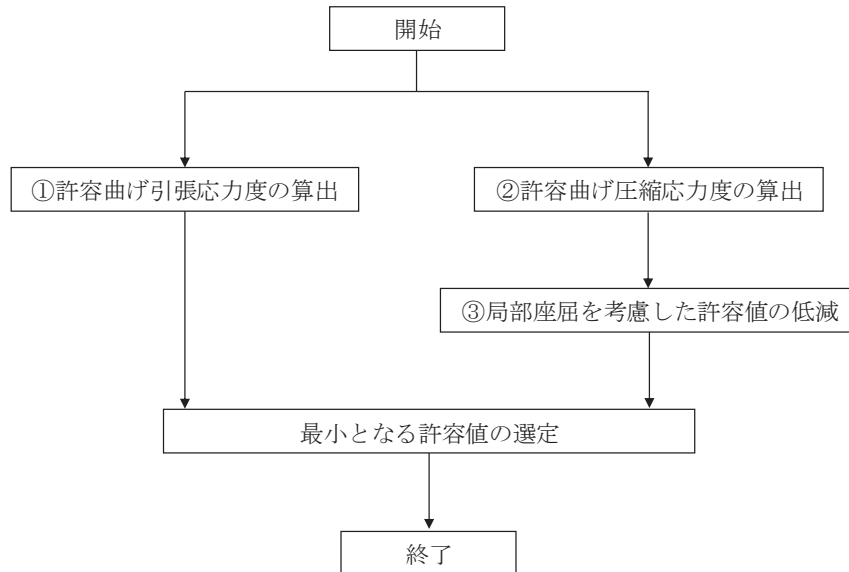


図 6.1-7 鋼板の許容限界算定フロー

① 許容曲げ引張応力度の算出

許容曲げ引張応力度は、「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 6.1-5 のとおり設定する。

鋼板に用いる鋼材は，材質が SM570，板厚が 40mm 以下であるため，許容曲げ引張応力度は 255N/mm^2 である。

表 6.1-5 鋼板の許容限界_許容曲げ引張応力度

鋼材の 板厚(mm)	鋼 種			
	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40以下	140	185	210	255
40をこえ75以下	125	175	195	245
75をこえ100以下			190	240

「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）」より抜粋

② 許容曲げ圧縮応力度の算出

部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は，「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，圧縮フランジの固定状態及び断面の種類によって設定する。算出方法を表 6.1-6 に示す。なお，鋼板は地表面に深に設置されるため，地盤抵抗により圧縮フランジの固定点間距離 $l=0.0\text{m}$ となるため，許容曲げ圧縮応力度は 255N/mm^2 となる。

表 6.1-6 許容曲げ圧縮応力度の算出 (板厚 40mm 以下, SM570 材)

(N/mm²)

$\frac{A_w}{A_c}$ の範囲	許容曲げ圧縮応力度	l/b の範囲
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	255	$\frac{l}{b} \leq 5.0$
	$255 - 6.6 \left(\frac{l}{b} - 5.0 \right)$	$5.0 < \frac{l}{b} \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	255	$\frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$
	$255 - 3.3 \left(K \frac{l}{b} - 10 \right)$	$\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$

A_w : 腹板の総断面積 (mm²) = 鋼板のリブ
 A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm²) = 鋼板
 l : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm) = 鋼製支柱間距離
 b : 圧縮フランジ幅 (mm) = 鋼板高さ
 $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$

「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)」より抜粋

③ 曲げ圧縮応力度の低減について

圧縮応力を受ける部材については, 「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, 断面の種類によって局部座屈に対して許容応力度を低減する。

局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度の算出方法を表 6.1-7 に示す。

表 6.1-7 局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度 (板厚 40mm 以下, SM570 材)

(N/mm²)

局部座屈に対する許容応力度	t の範囲
255	$\frac{b}{9.5} \leq t$
$23,000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t \leq \frac{b}{9.5}$

「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)」より抜粋

(4) 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図 6.1-8 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。

なお、鋼板は、補強リブにより支持される支点間距離が、同一鋼板の中で区間ごとに異なるため、プレート部については「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、断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅を各区間で算出し地震応答解析モデルに考慮しているため、その有効幅単位で照査を行う。

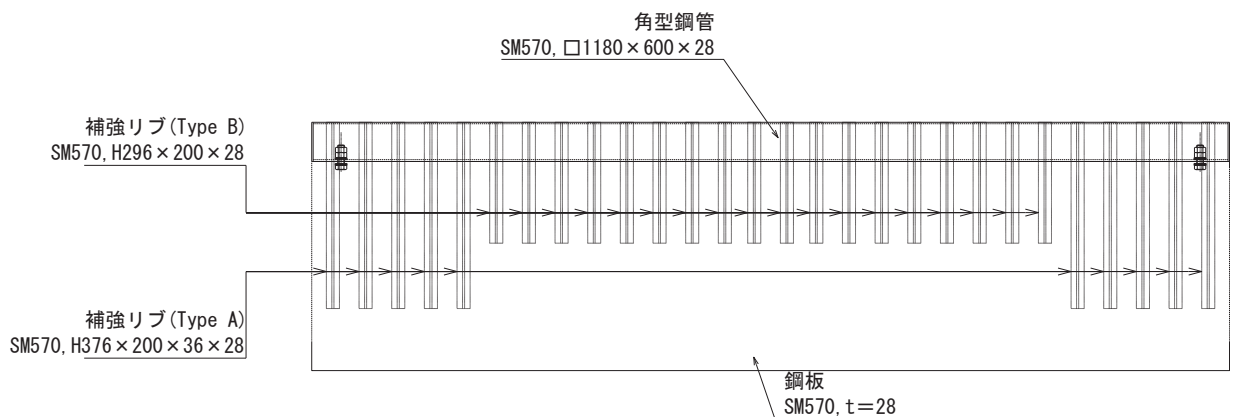


図 6.1-8 鋼板の構造図（正面図，断面図）

① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて、各はり要素に生じる断面力に基づき、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。

なお、前述のとおり、断面性能が異なる区間ごとに断面力を算出し照査を行うが、保守的に N, M_y, M_z ごとに同一区間単位の中で位置を統一せずに、絶対値最大となる断面力をそれぞれ抽出し、それらを組み合わせた応力度照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}}$$

ここで、

σ_1 : 遮水鋼板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 : 遮水鋼板の軸力 (kN)

A_1 : 遮水鋼板の有効断面積 (m²)

M_{Y1} : 遮水鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Y1} : 遮水鋼板の Y 軸周りの有効断面係数 (m³)

M_{Z1} : 遮水鋼板に発生するZ軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Z1} : 遮水鋼板のZ軸周りの有効断面係数 (m³)

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。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1}$$

ここで、

τ_1 : 遮水鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_{Z1} : 遮水鋼板に発生するせん断力 (N)

A_1 : 遮水鋼板 (リブ腹板) の断面積 (mm²)

③ 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

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

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)

6.2 接続ボルト

(1) 構造概要

接続ボルトは、角型鋼管と鋼製ブラケット間を固定するものである。接続ボルトの構造概要を図 6.2-1 に示す。

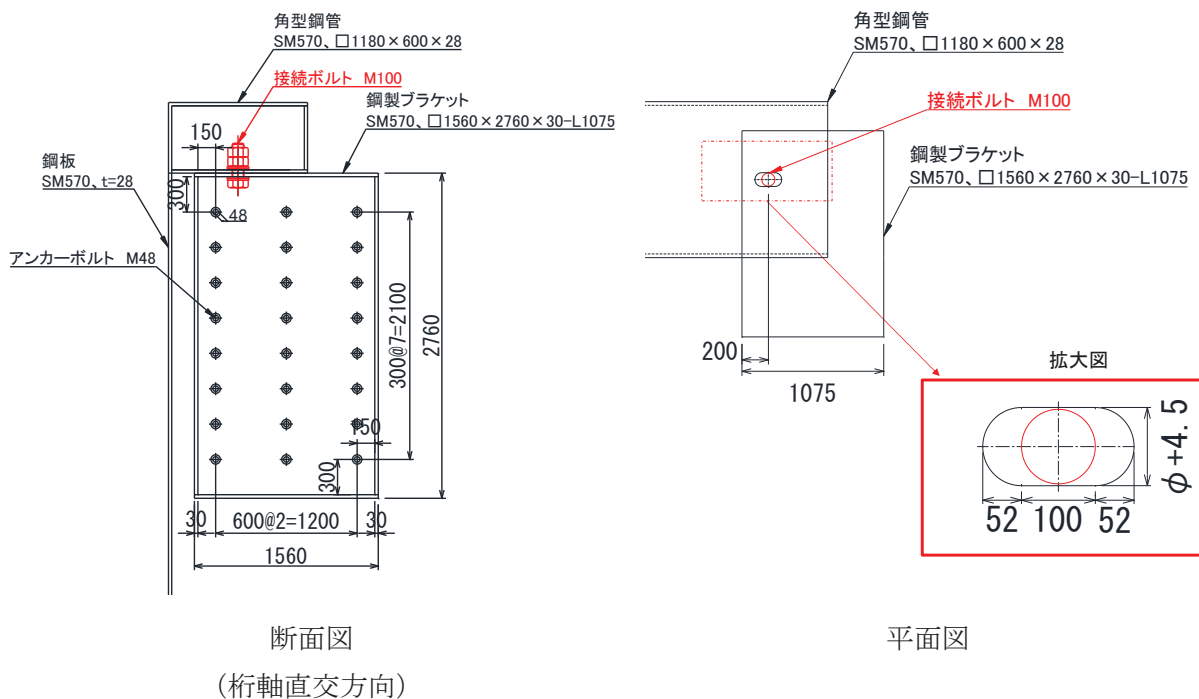


図 6.2-1 接続ボルトの構造概要

(2) 使用材料及び物性値

接続ボルトの使用材料を表 6.2-1 に示す。

表 6.2-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
接続ボルト	強度区分 10.9	M100

(3) 許容限界

接続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 6.2-2 に示す短期許容応力度とする。

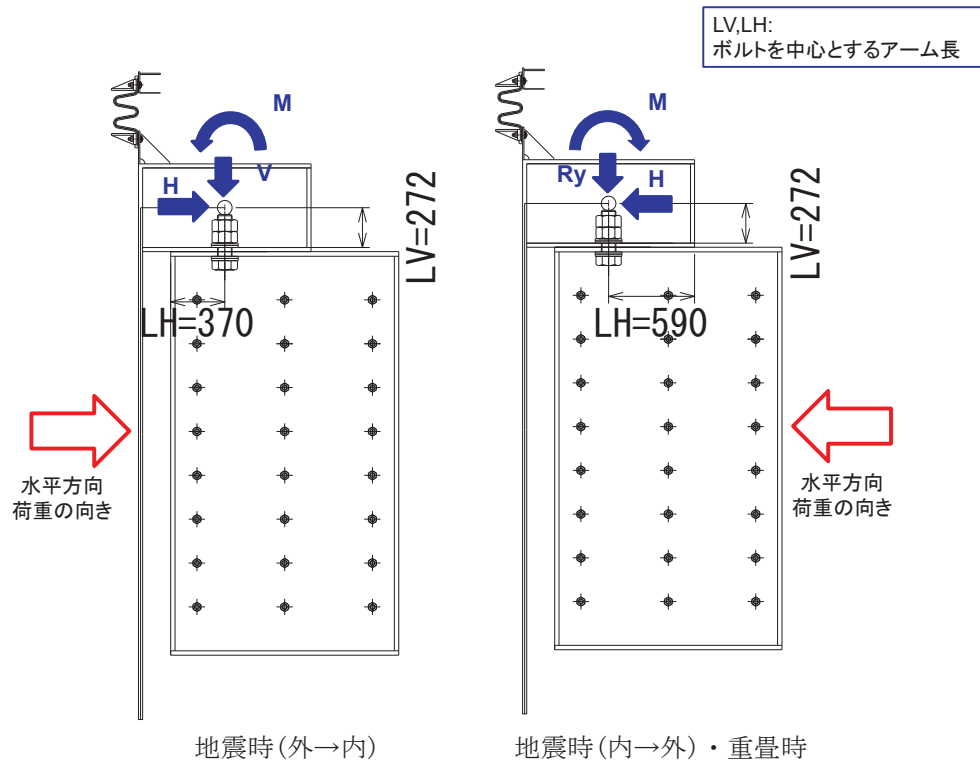
表 6.2-2 接続ボルトの許容限界

強度区分	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	10.9	許容引張応力度 σ_{sa}	470
許容せん断応力度 τ_{sa}		270	405

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。

(4) 評価方法

接続ボルトの評価は，接続ボルトに発生する引張力，せん断力が，許容限界以下となることを確認する。接続ボルトの引張力，せん断力の算出式を図 6.2-2 に示す。



$$P = V_m - V_H + V$$

$$V_m = \frac{M}{L_H}$$

$$V_H = \frac{H \times L_v}{L_H}$$

ここに、

- P : 接続ボルトに作用する引張力(N)
- S : 接続ボルトに作用するせん断力(N)
- V : 接続ボルトに作用する鉛直荷重 (N)
- H : 接続ボルトに作用する水平荷重 (N)
- M : 接続ボルトに作用する回転荷重 (N・m)
- V_M : 回転荷重によって生じる引張力(N)
- V_H : 水平荷重によって生じる押し込み力(N)
- L_H : 水平方向のアーム長(m)
- L_v : 鉛直方向のアーム長(m)

図 6.2-2 接続ボルトの発生力算定方法

6.3 鋼製ブラケット

(1) 構造概要

鋼製ブラケットの構造概要を図 6.3-1 に示す。

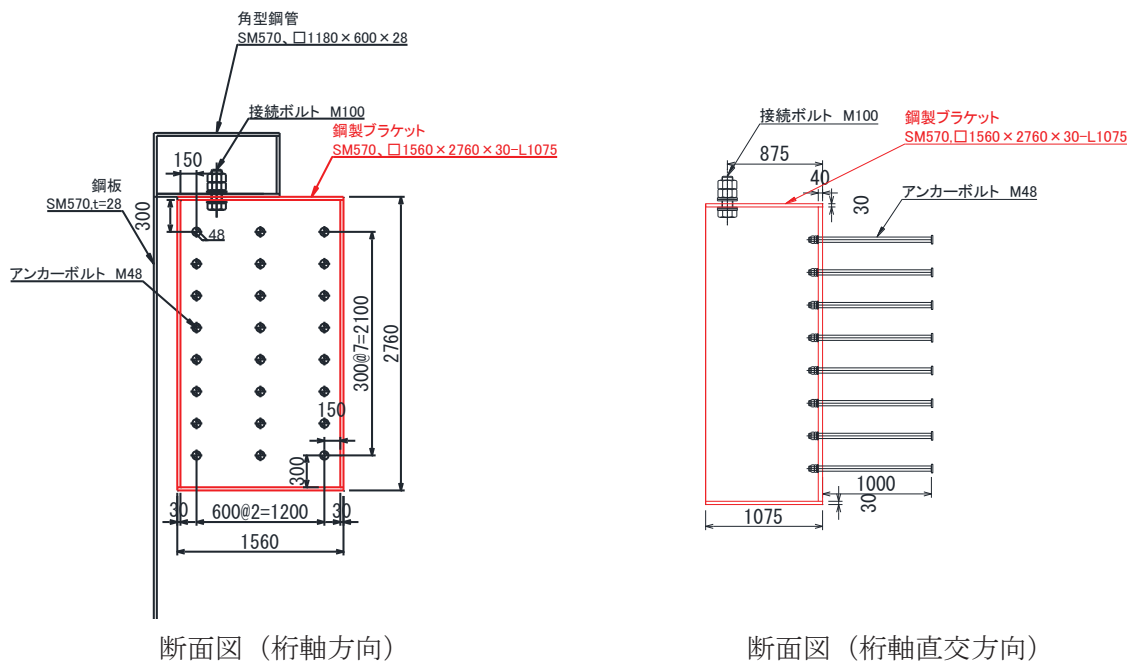


図 6.3-1 鋼製ブラケットの構造概要

(2) 使用材料及び物性値

鋼製ブラケットの使用材料を表 6.3-1 に示す。

表 6.3-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼製ブラケット	SM570	PL30mm、PL40 mm

(3) 許容限界

鋼製ブラケットの許容限界は、「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 6.3-2 に示す短期許容応力度とする。

表 6.3-2 鋼製ブラケットの許容限界

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	255
許容せん断応力度 τ_{sa}		145	217

(4) 評価方法

鋼製ブラケットの作用荷重として 3.3.2 節で算出した接続ボルトに発生する力を用いる。鋼製ブラケットに作用する荷重図を図 6.3-3 に示す。

鋼製ブラケットは接続ボルトに発生する荷重を入力荷重とするフーチングに固定された片持ち梁として、図 6.3-3 に示すようにモデル化し、発生断面力を算定する。算定した断面力を用い、鋼製ブラケットが補強リブと側面プレートによって構成される断面として、図 6.3-4 に示す応力度照査により応力度を算出する。

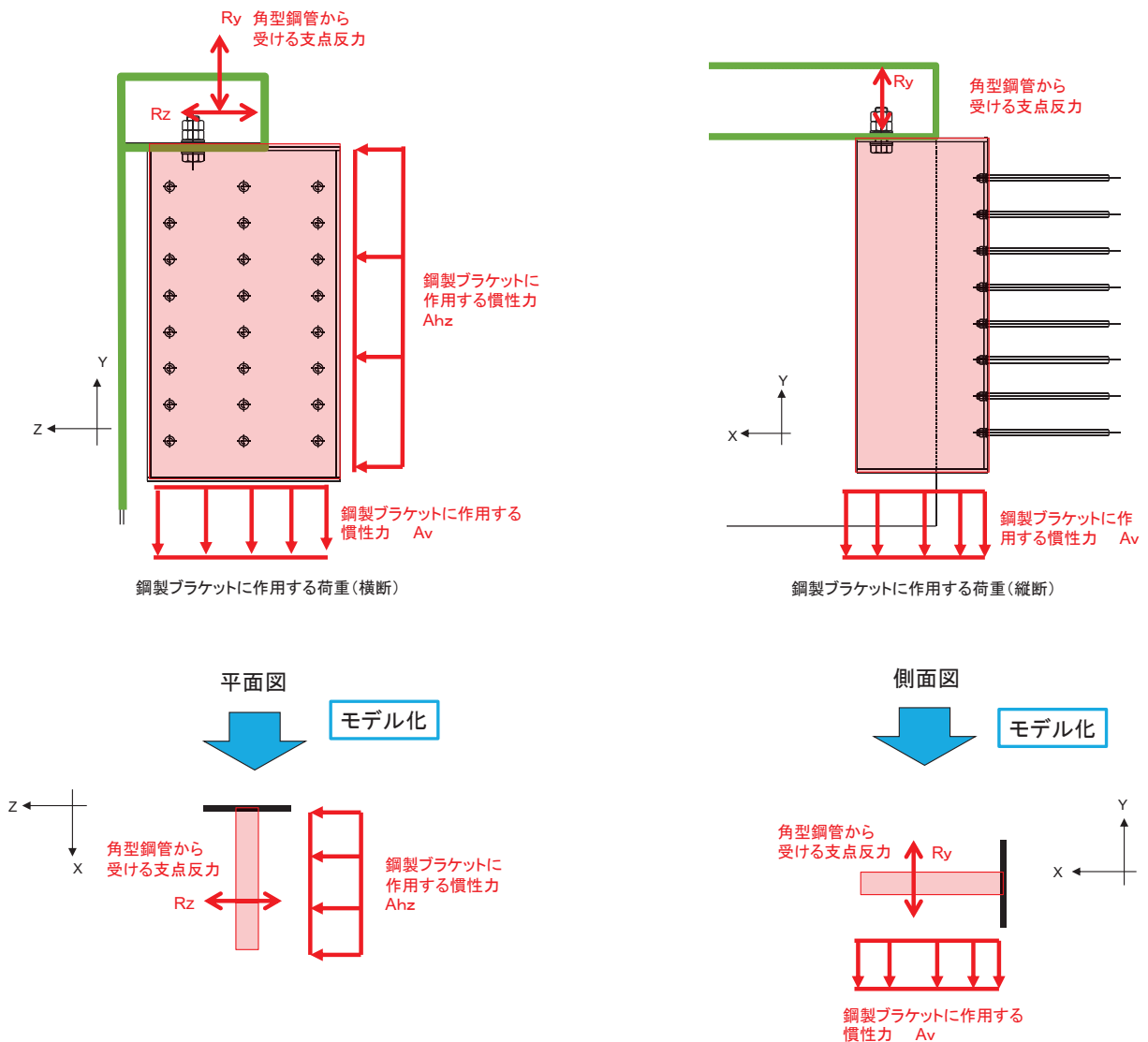


図 6.3-3 鋼製ブラケット 荷重図及び計算モデル概要

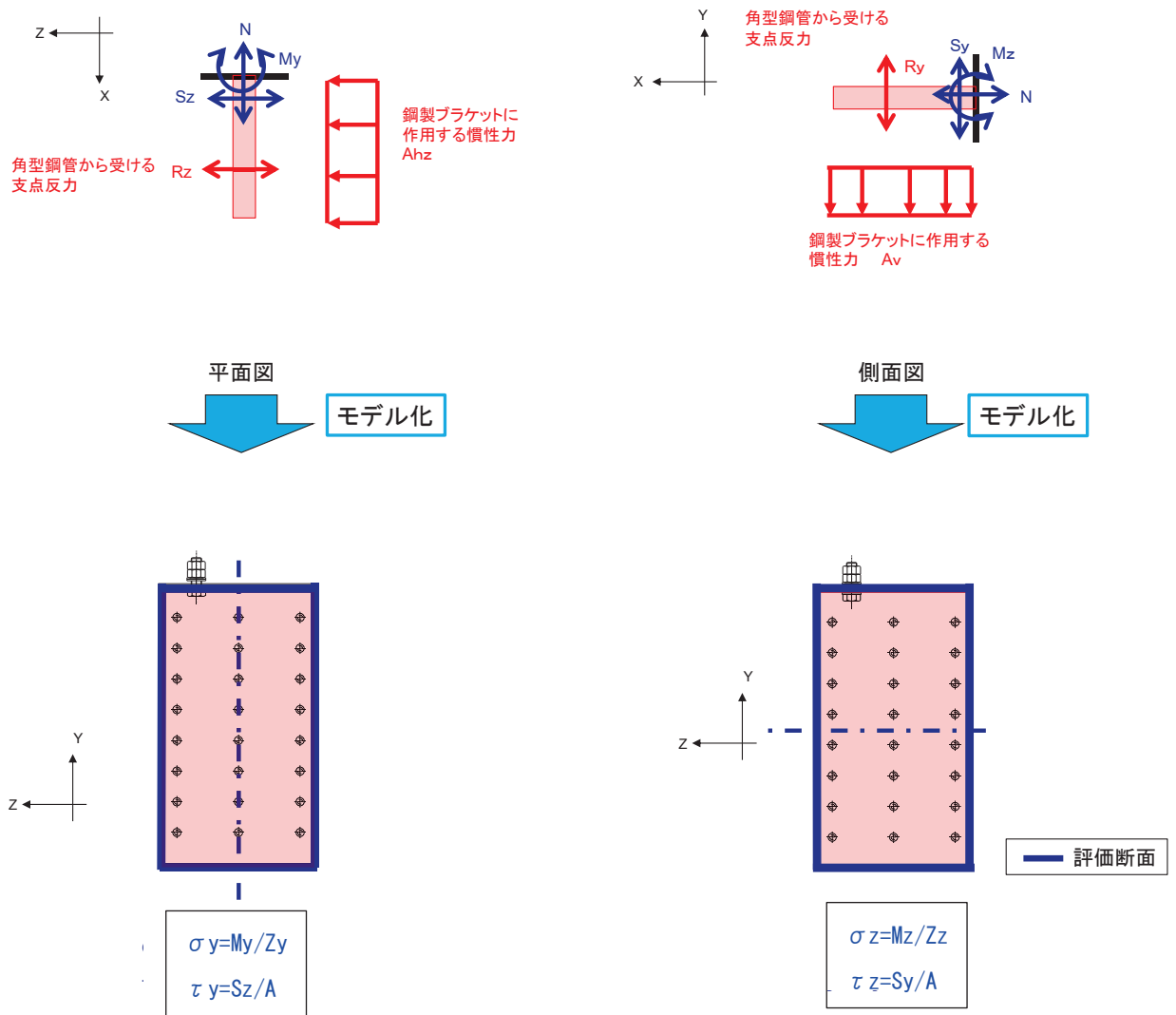


図 6.3-4 鋼製ブラケット 発生応力度算出概要図

上記によって算出した各応力度を以下のように足し合わせ、評価用応力度とする。なお、応力度は保守的な評価となるように絶対値で足し合わせる。

$$\sigma = \frac{N_x}{A} \pm \frac{M_Y}{Z_Y} \pm \frac{M_Z}{Z_Z}$$

6.4 アンカーボルト

(1) 構造概要

アンカーボルトの構造概要を図 6.4-1 に示す。

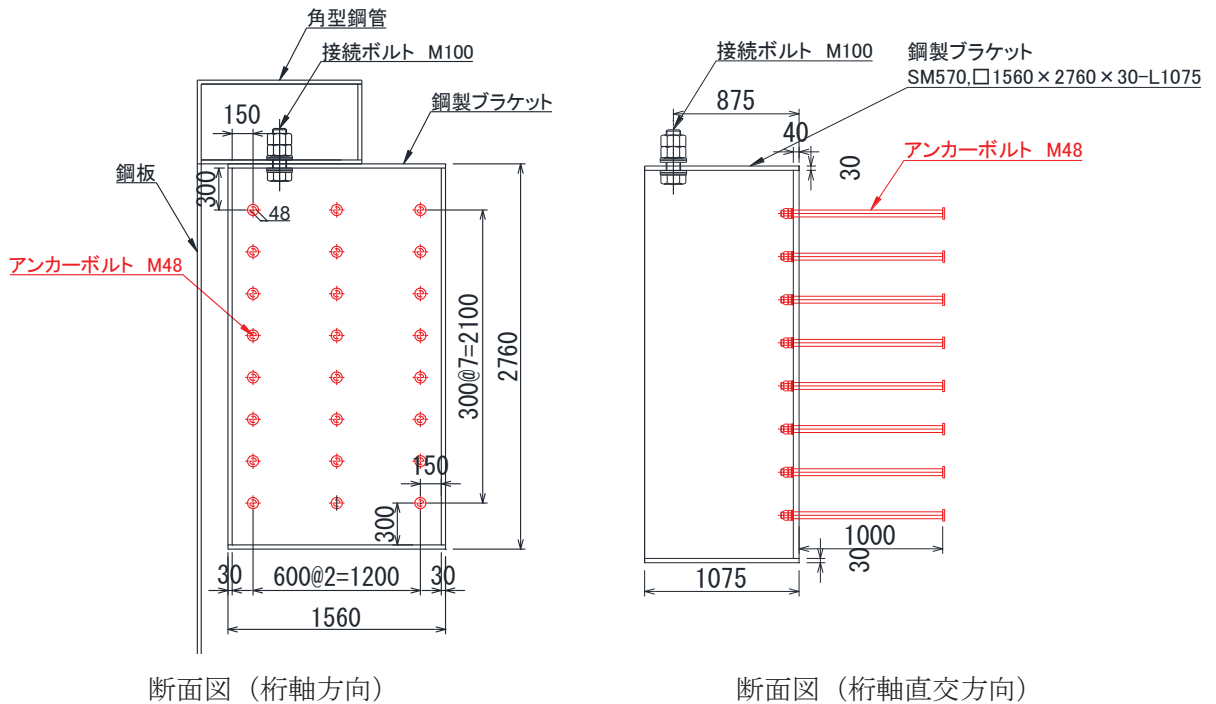


図 6.4-1 アンカーボルトの構造概要

(2) 使用材料

アンカーボルトの使用材料を表 6.4-1 に示す。

表 6.4-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SNR490B	頭付きアンカーボルト (M48)

(3) 許容限界

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として算定する。

アンカーボルトの許容限界算出結果を表 6.4-2 に示す。

表 6.4-2 許容限界算出結果

評価部位		許容荷重		
		引張 (N)	せん断 (N)	合成力 (-)
アンカーボルト		4.33×10^5	3.03×10^5	1.0
コンクリートの コーン状破壊	接続ボルトが受ける荷重（鉛直方向）が下向きの場合	8.09×10^5	1.25×10^6	-
	接続ボルトが受ける荷重（鉛直方向）が上向きの場合	7.68×10^5	8.74×10^5	-

(アンカーボルトの許容限界の算出方法)

アンカーボルトの許容引張力は以下の式により算出する。

$$P_{a1} = \phi_1 \times s\sigma_{pa} \times sc a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \times c\sigma_t \times A_c$$

$$c\sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$$

$$P_a = \text{Min}(P_{a1}, P_{a2})$$

ここで、

p_{a1} : アンカーボルト 1 本当りの降伏に対する許容引張力 (kN)

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 (kN)

p_a : 許容引張力 (kN)

ϕ_1 : 低減係数(短期荷重時)

ϕ_2 : 低減係数(短期荷重時)

$s\sigma_{pa}$: アンカーボルトの引張強度($s\sigma_{pa} = s\sigma_y$) (N/mm²)

$s\sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度(SNR490B) (N/mm²)

$sc a$: アンカーボルトの断面積 M48 (mm²)

$c\sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²)

F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)

A_c : アンカーボルトのコーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm²)

アンカーボルトの許容せん断力は以下の式で算出する。

$$q_{a1} = \phi_1 \times s\sigma_{qa} \times sc a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \times c\sigma_{qa} \times sc a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \times c\sigma_t \times A_{qc}$$

$$q_a = \text{Min} (q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$s\sigma_{qa} = 0.7 \times s\sigma_y$$

$$c\sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \times E_c}$$

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$$c\sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$$

$$A_{qc} = 0.5 \times \pi \times c^2$$

ここで、

q_{a1} : アンカーボルト 1 本当りのせん断強度に対する許容せん断力 (kN)

q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度に対する許容せん断力 (kN)

q_{a3} : 定着したコンクリート躯体のコーン破壊に対する許容せん断力 (kN)

q_a : 許容せん断力 (kN)

ϕ_1 : 低減係数(短期荷重時)

ϕ_2 : 低減係数(短期荷重時)

$s\sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度 (N/mm²)

$s\sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)

$sc a$: アンカーボルトの断面積 (mm²)

$c\sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²)

$c\sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²)

F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数

A_{qc} : せん断方向の側面におけるコーン状破壊面積の有効投影面積

(4) 評価方法

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、せん断力及びアンカーボルトの付着力、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。アンカーボルトに生じる引抜力は鋼製ブラケットに角型鋼から荷重を受けることによって発生する断面力を用いて最外縁のアンカーボルトに生じる荷重を算出する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図6.4-2に示す。

$$T_x = T_{x1} + T_{x2}$$

$$S = \sqrt{(S_y^2 + S_z^2)}$$

$$s = S / n$$

$$\kappa = \left(\frac{T_x}{P_a} \right)^2 + \left(\frac{s}{Q_a} \right)^2$$

ここに、

T_x : 最外縁のアンカーボルトに作用する引抜力

T_{x1} : Z軸周りのモーメント M_z によって生じる引抜力

$$T_{x1} = \sigma_{sz} \cdot A_n$$

A_n : アンカーボルト 1 本あたりの断面積

σ_{sz} : 最外縁に生じる引張応力度

T_{x2} : Y軸周りのモーメントによって生じる引抜力

$$T_{x2} = \sigma_{sy} \cdot A_n$$

A_n : アンカーボルト 1 本あたりの断面積

σ_{sy} : 最外縁に生じる引張応力度

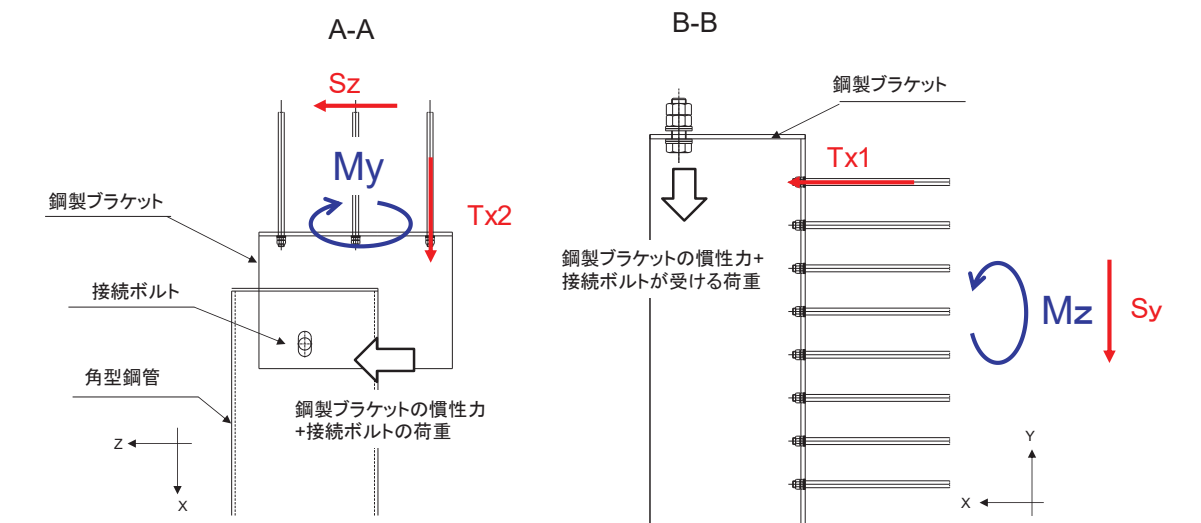
S : アンカーボルトに作用するせん断力

S_y : Y軸方向に作用するせん断力

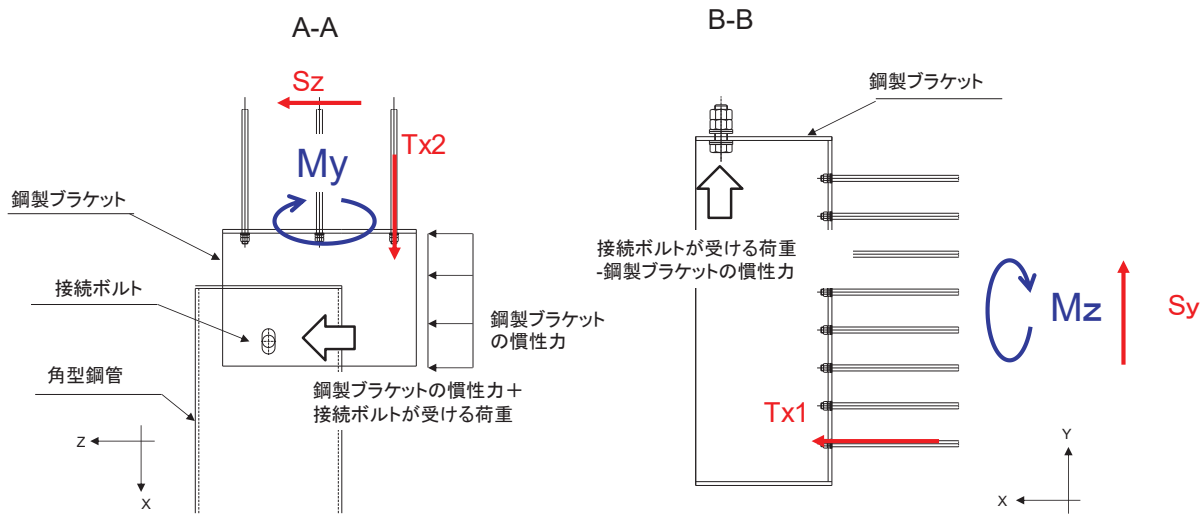
S_z : Z軸方向に作用するせん断力

s : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力

n : 本数



(接続ボルトが受ける荷重（鉛直方向）が下向きの場合)



(接続ボルトが受ける荷重（鉛直方向）が上向きの場合)

図 6.4-2 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式

7. 評価結果

7.1 評価結果

鋼矢板を構成する各部位（鋼板，角型鋼管，接続ボルト，鋼製ブラケット，アンカーボルト）についての評価結果を表7.1-1～表7.1-3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 7.1-1(1) 評価結果（地震時①：内→外方向）

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	222	382	0.59
	せん断応力度 (N/mm ²)	38	217	0.18
	合成応力度	0.34	1.2	0.29
接続ボルト	引張力(N)	4.30×10^5	4.92×10^6	0.09
	せん断力(N)	7.90×10^5	2.83×10^6	0.28
	合成力	0.09	1.0	0.09
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm ²)	15	382	0.04
	せん断応力度 (N/mm ²)	19	217	0.09
	合成応力度	0.01	1.2	0.01
アンカーボルト	引張力(N)	1.22×10^5	4.33×10^5	0.29
	せん断力(N)	6.10×10^4	3.03×10^5	0.21
	合成力	0.12	1.0	0.12
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力(N)	1.22×10^5	8.09×10^5	0.16
	せん断力(N)	6.10×10^4	1.25×10^6	0.05

表 7.1-1(2) 評価結果 (地震時① : 外→内方向)

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	221	382	0.58
	せん断応力度 (N/mm ²)	33	217	0.16
	合成応力度	0.34	1.2	0.29
接続ボルト	引張力 (N)	1.84×10 ⁶	4.92×10 ⁶	0.38
	せん断力 (N)	7.93×10 ⁵	2.83×10 ⁶	0.29
	合成力	0.22	1.0	0.22
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm ²)	19	382	0.05
	せん断応力度 (N/mm ²)	24	217	0.12
	合成応力度	0.02	1.2	0.02
アンカーボルト	引張力 (N)	1.61×10 ⁵	4.33×10 ⁵	0.38
	せん断力 (N)	8.50×10 ⁴	3.03×10 ⁵	0.29
	合成力	0.22	1.0	0.22
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	1.61×10 ⁵	7.68×10 ⁵	0.21
	せん断力 (N)	8.50×10 ⁴	8.74×10 ⁵	0.10

表 7.1-2(1) 評価結果（地震時②：内→外方向（負の周面摩擦力の影響を考慮））

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	226	382	0.60
	せん断応力度 (N/mm ²)	106	217	0.49
	合成応力度	0.37	1.2	0.31
接続ボルト	引張力(N)	3.00×10^5	4.92×10^6	0.07
	せん断力(N)	5.47×10^5	2.83×10^6	0.20
	合成力	0.04	1.0	0.04
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm ²)	35	382	0.10
	せん断応力度 (N/mm ²)	41	217	0.19
	合成応力度	0.05	1.2	0.05
アンカーボルト	引張力(N)	2.95×10^5	4.33×10^5	0.69
	せん断力(N)	2.04×10^5	3.03×10^5	0.68
	合成力	0.92	1.0	0.92
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力(N) *	2.95×10^5	8.09×10^5	0.37
	せん断力(N) *	2.04×10^5	1.25×10^6	0.17

表 7.1-2(2) 評価結果 (地震時②：外→内方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	249	382	0.66
	せん断応力度 (N/mm ²)	94	217	0.44
	合成応力度	0.45	1.2	0.38
接続ボルト	引張力 (N)	3.93×10^6	4.92×10^6	0.80
	せん断力 (N)	5.13×10^5	2.83×10^6	0.19
	合成力	0.68	1.0	0.68
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm ²)	34	382	0.09
	せん断応力度 (N/mm ²)	40	217	0.19
	合成応力度	0.05	1.2	0.05
アンカーボルト	引張力 (N)	2.88×10^5	4.33×10^5	0.67
	せん断力 (N)	2.01×10^5	3.03×10^5	0.67
	合成力	0.89	1.0	0.89
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	2.88×10^5	8.09×10^5	0.36
	せん断力 (N)	2.01×10^5	1.25×10^6	0.17

表 7.1-3 評価結果（重畳時①）

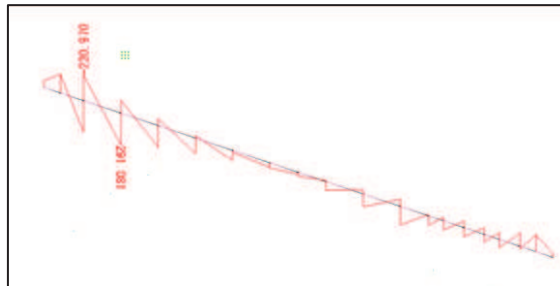
評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	212	382	0.56
	せん断応力度 (N/mm ²)	38	217	0.19
	合成応力度	0.31	1.2	0.26
接続ボルト	引張力 (N)	4.60×10^5	4.92×10^6	0.10
	せん断力 (N)	9.07×10^5	2.83×10^6	0.33
	合成力	0.11	1.0	0.11
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm ²)	15	382	0.04
	せん断応力度 (N/mm ²)	19	217	0.09
	合成応力度	0.01	1.2	0.01
アンカーボルト	引張力 (N)	1.23×10^5	4.33×10^5	0.29
	せん断力 (N)	5.90×10^4	3.03×10^5	0.20
	合成力	0.12	1.0	0.12
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	1.23×10^5	8.09×10^5	0.16
	せん断力 (N)	5.90×10^4	1.25×10^6	0.05

表 7.1-4 評価結果（重畳時②（負の周面摩擦力の影響を考慮））

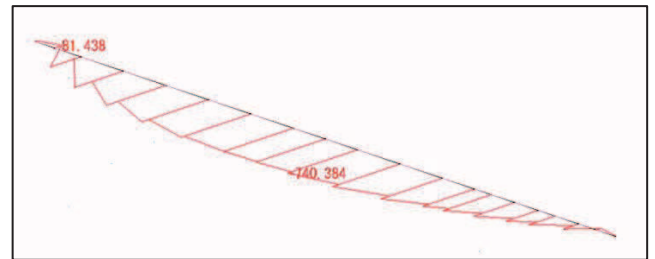
評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	341	382	0.90
	せん断応力度 (N/mm ²)	97	217	0.45
	合成応力度	0.83	1.2	0.70
接続ボルト	引張力(N)	1.77×10^6	4.92×10^6	0.36
	せん断力(N)	8.43×10^5	2.83×10^6	0.30
	合成力	0.22	1.0	0.22
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm ²)	32	382	0.09
	せん断応力度 (N/mm ²)	37	217	0.18
	合成応力度	0.04	1.2	0.04
アンカーボルト	引張力(N)	2.73×10^5	4.33×10^5	0.64
	せん断力(N)	1.88×10^5	3.03×10^5	0.63
	合成力	0.79	1.0	0.79
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力(N)	2.73×10^5	8.09×10^5	0.34
	せん断力(N)	1.88×10^5	1.25×10^6	0.16

7.2 断面力分布

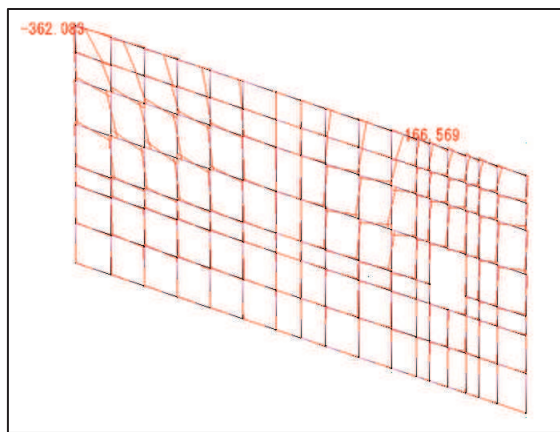
評価部位における断面力図及びアンカーボルトの照査に係る反力図を図 7.2-1～図 7.2-4 に示す



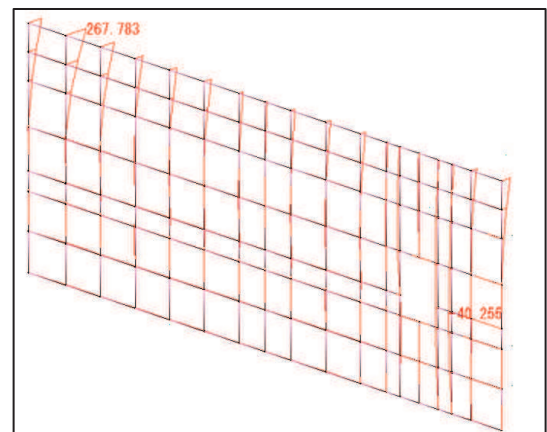
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管

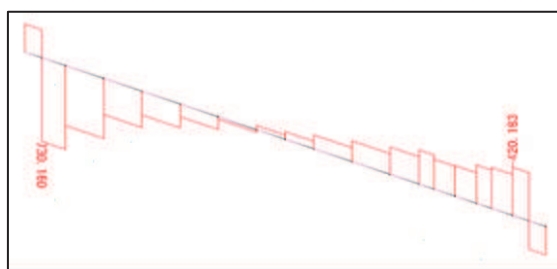


Mz 図 鋼板

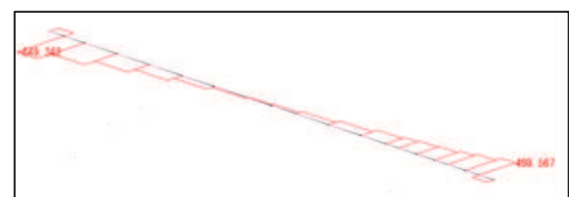


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sy 図 角型鋼管



Sz 図 角型鋼管

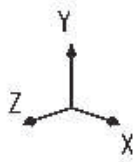
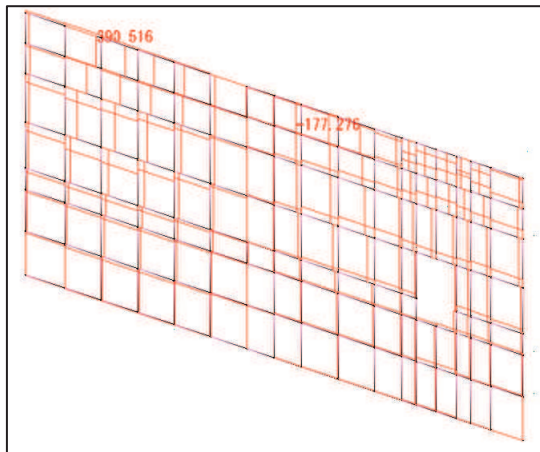
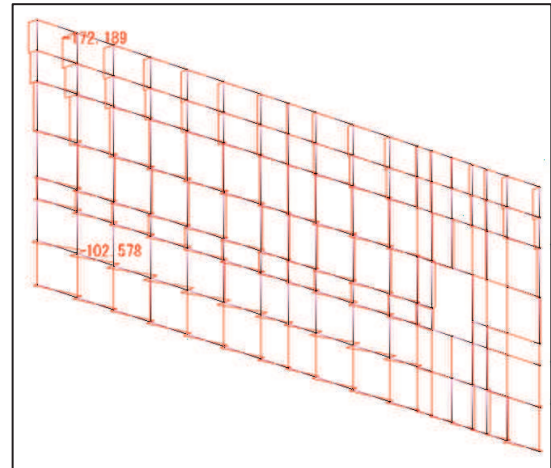


図 7.2-1(1) 断面力図 (地震時：内→外方向)

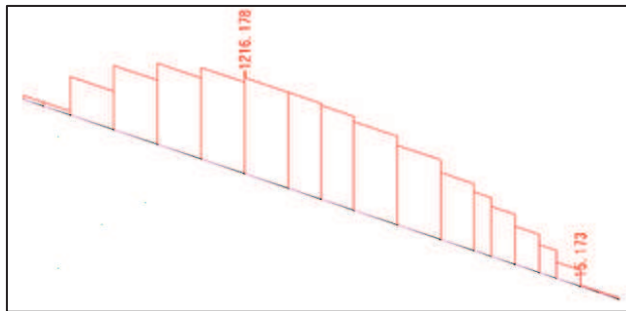


Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板

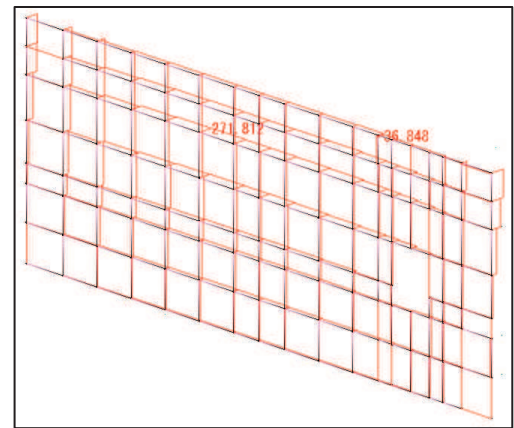
Sy 図(横方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

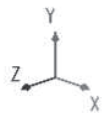


図 7.2-1(2) 断面力図 (地震時: 内→外方向)

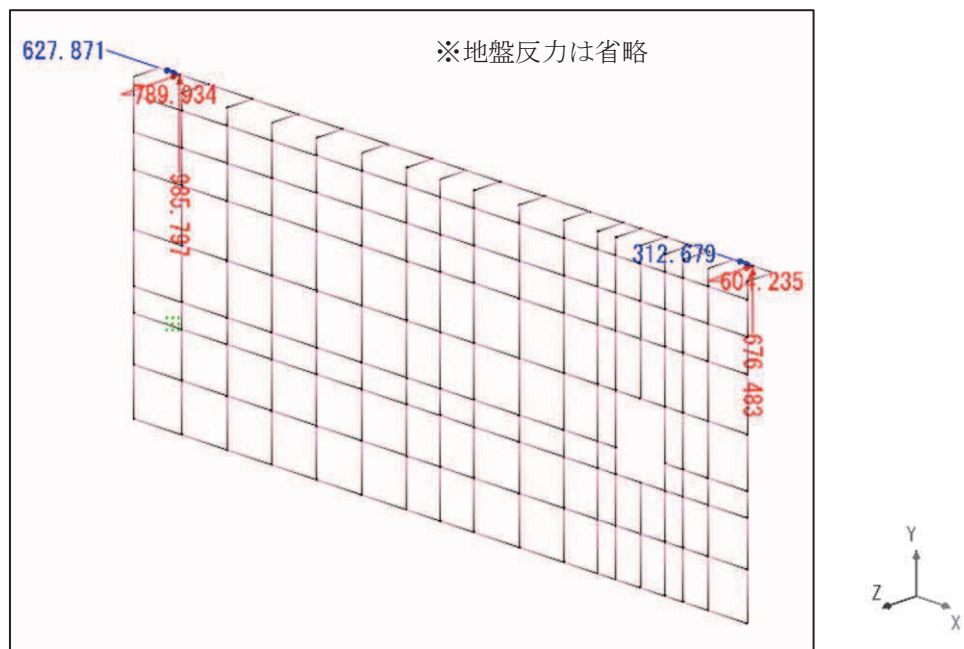


図 7.2-1(3) 反力図 (地震時 正の方向)

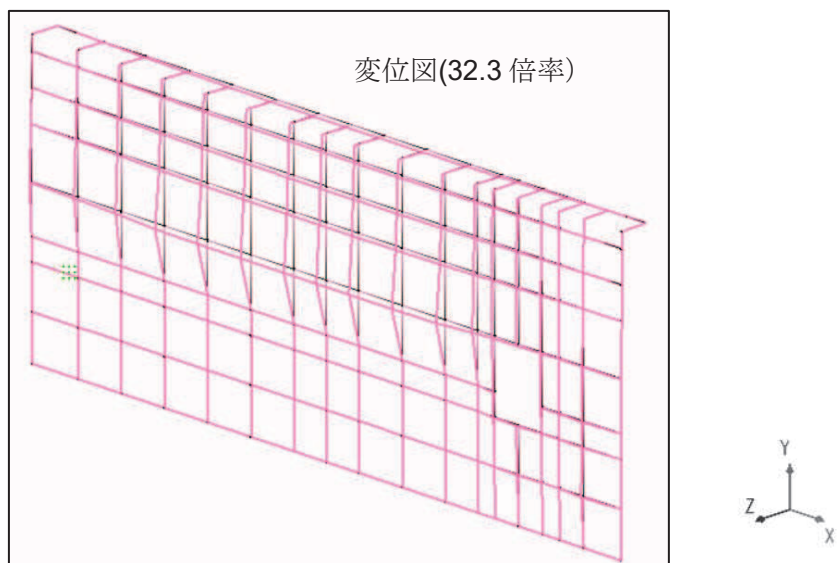
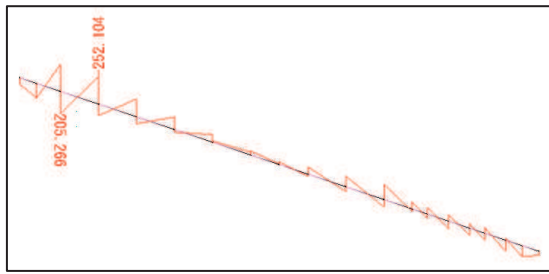
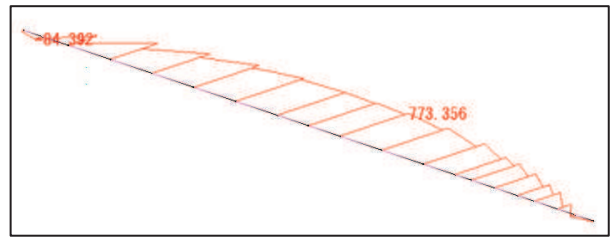


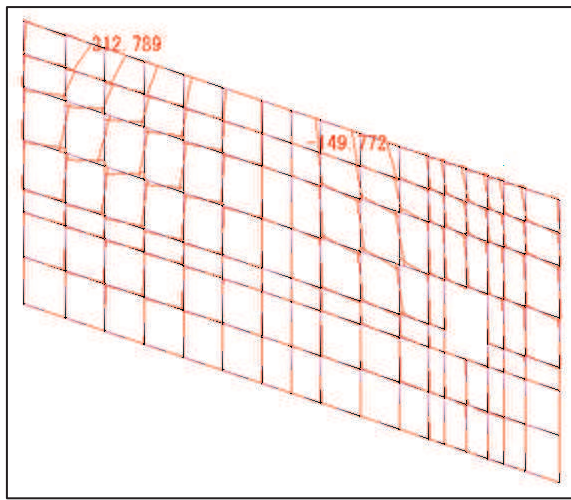
図 7.2-1(4) 変形図 (地震時：内→外方向)



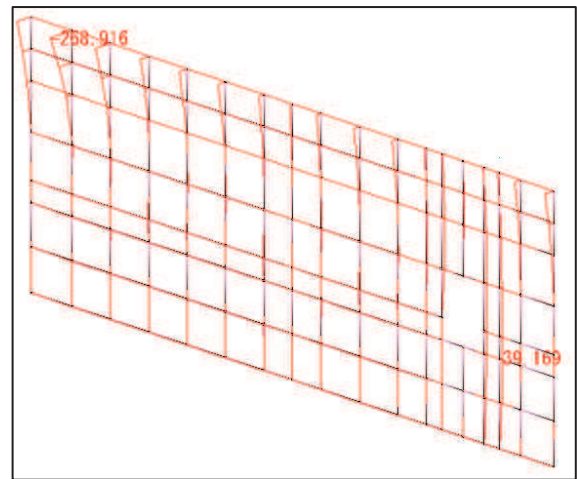
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管

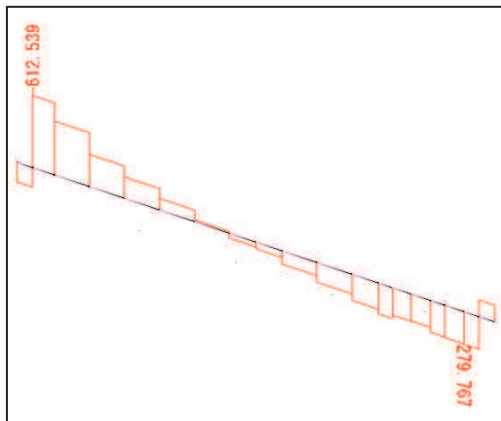


Mz 図 鋼板

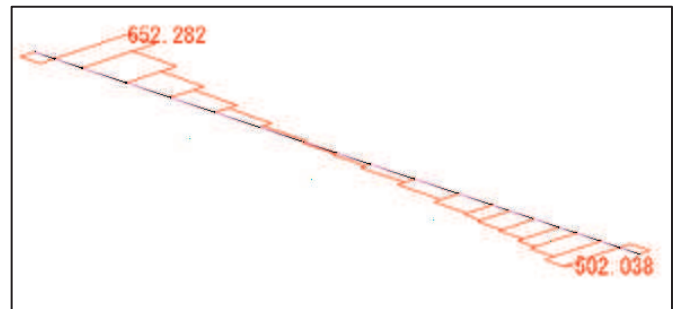


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sy 図 角型鋼管



Sz 図 角型鋼管

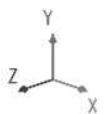
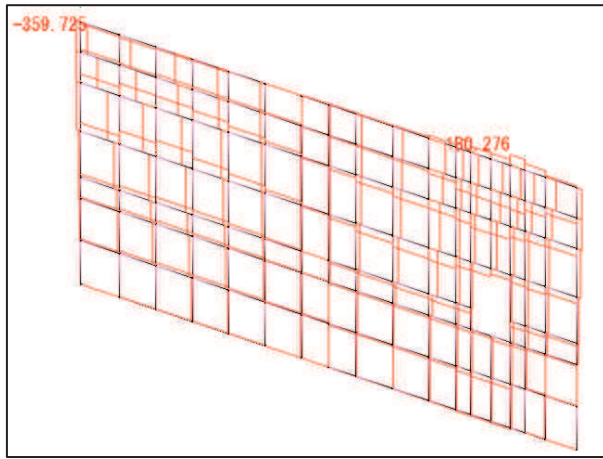
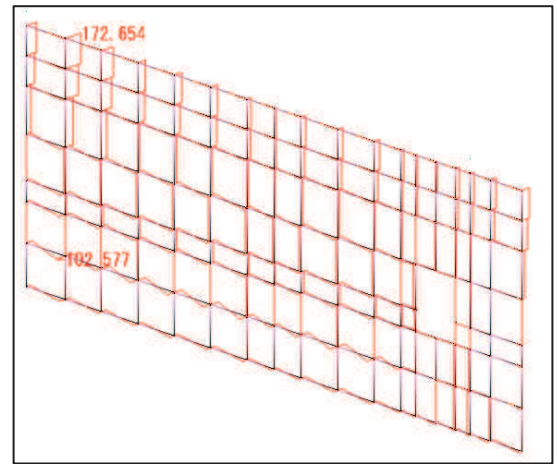


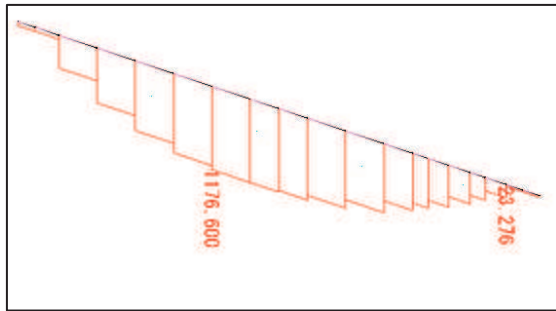
図 7.2-2(1) 断面力図 (地震時: 外→内方向)



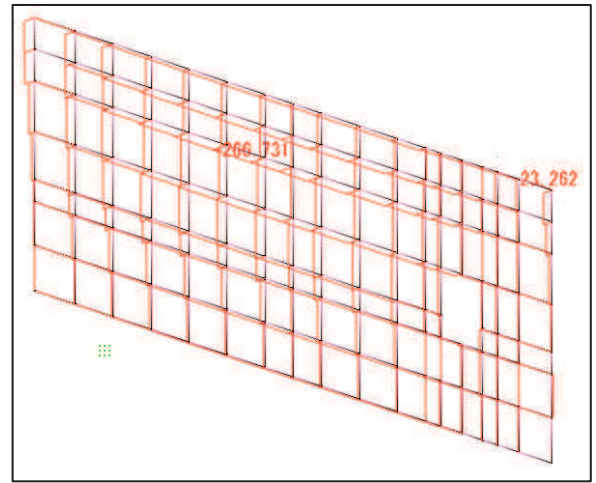
Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

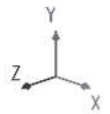


図 7.2-2(2) 断面力図 (地震時: 外→内方向)

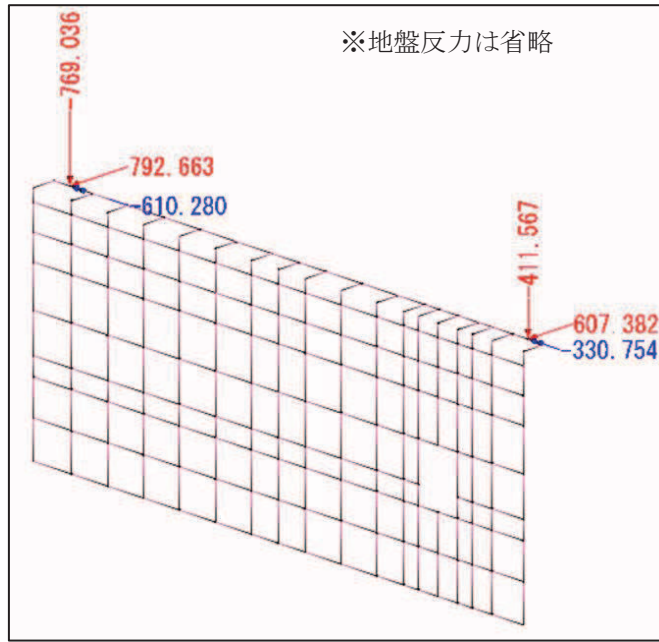


图 7.2-2(3) 反力图 (地震時：外→内方向)

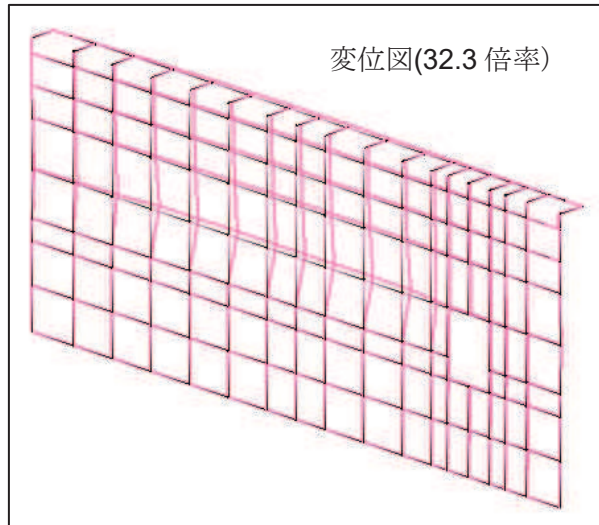
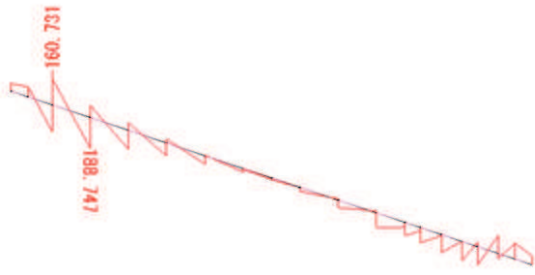
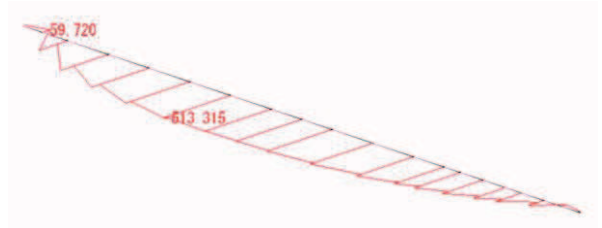


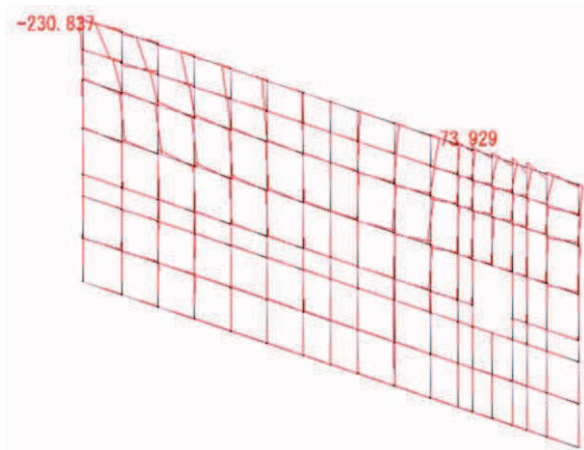
图 7.2-2(4) 变形图 (地震時：外→内方向)



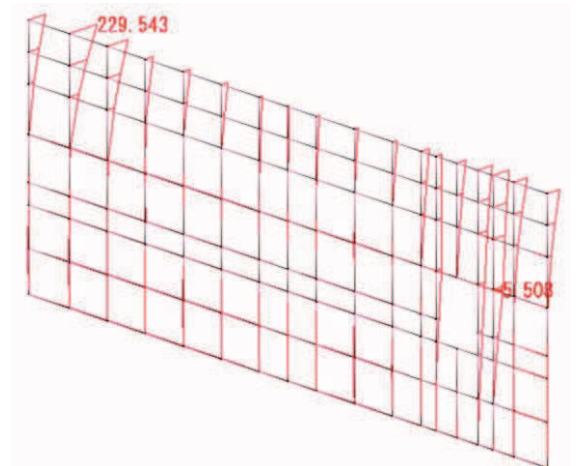
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管

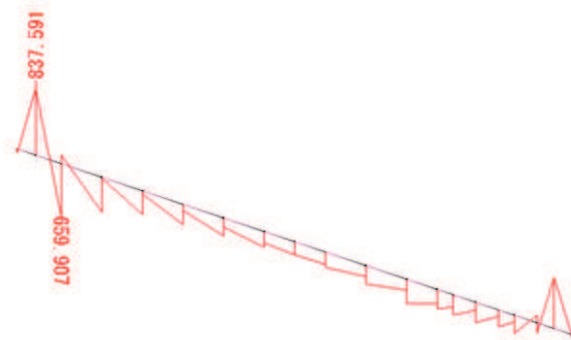


Mz 図 鋼板

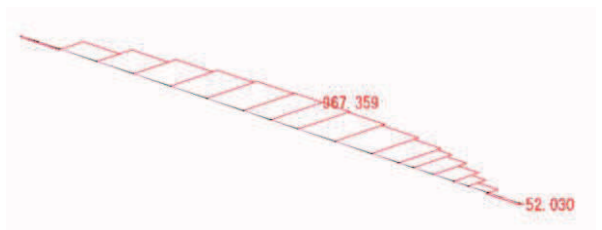


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Mz 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



My 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

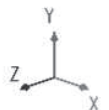
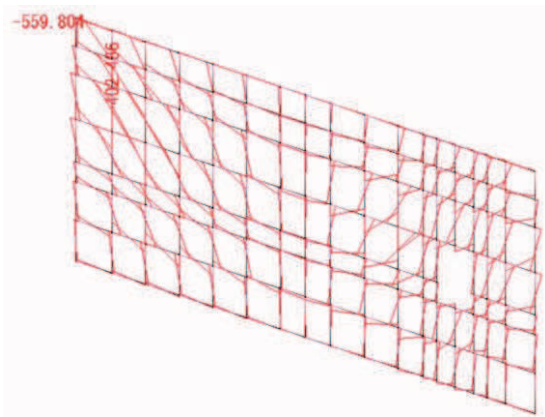
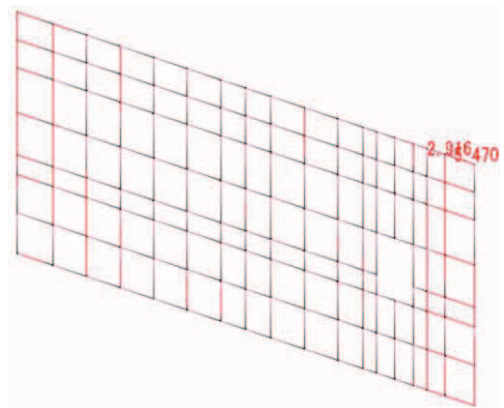


図 7.2-3(1) 断面力図 (地震時②: 内→外方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))



Mz 図 鋼板 (負の周面摩擦力)



Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板 (負の周面摩擦力)

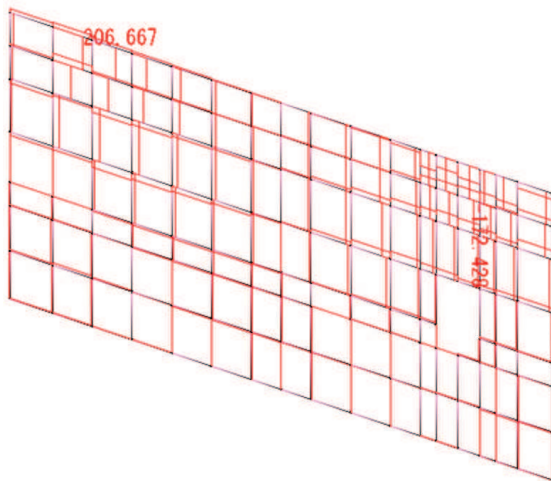
My 図 (横方向はり要素) 鋼板 (負の周面摩擦力)



Sy 図 角型鋼管

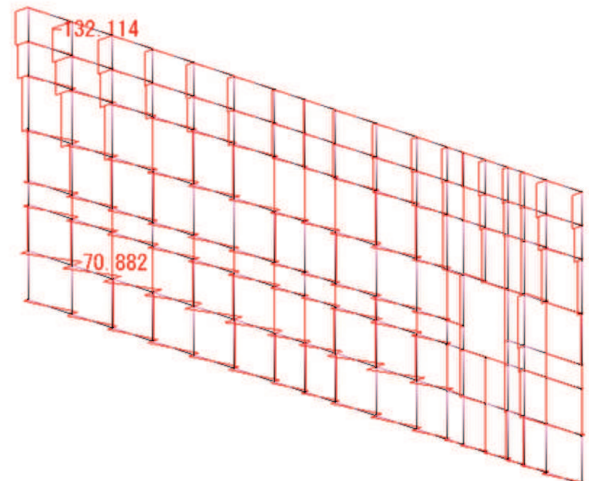


Sz 図 角型鋼管



Sx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

Sy 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板

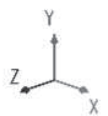
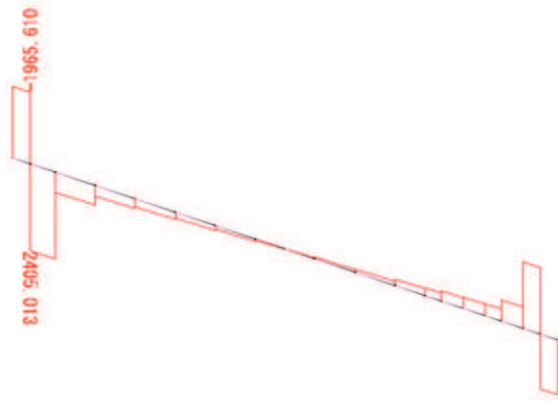


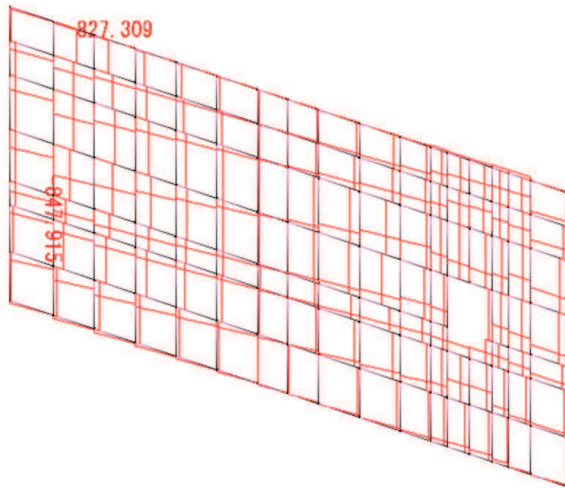
図 7.2-3(2) 断面力図 (地震時②: 内→外方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))



Sy 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

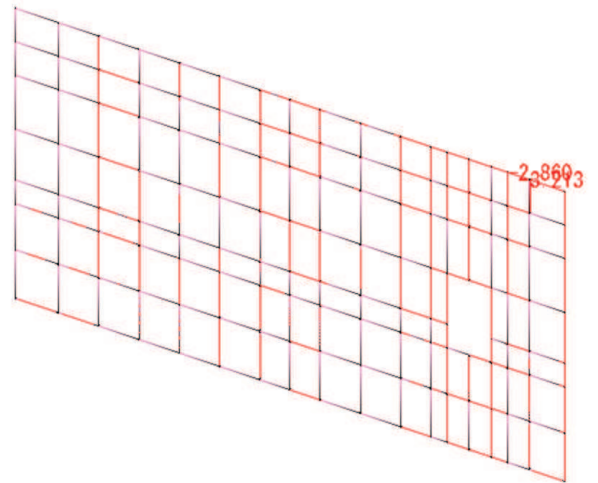


Sz 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

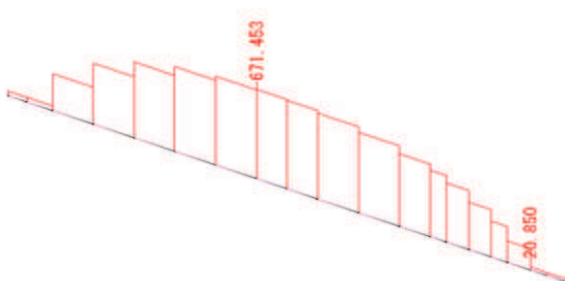


Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板(負の周面摩擦力)

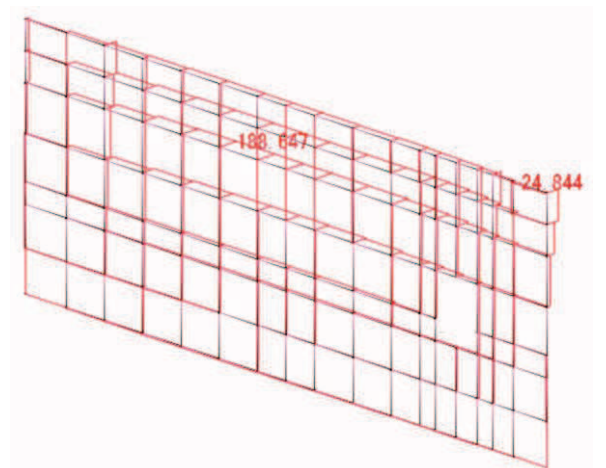
Sy 図(横方向はり要素) 鋼板(負の周面摩擦力)



Sz 図 鋼板(負の周面摩擦力)

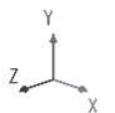


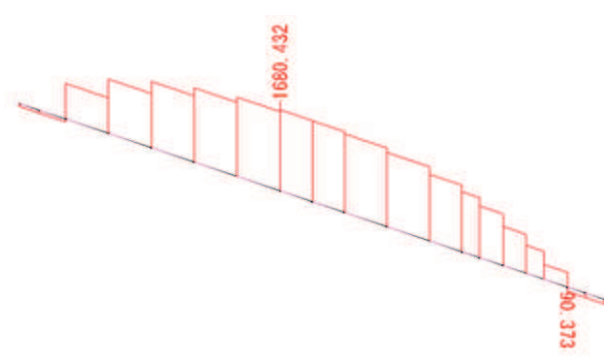
N 図 角型鋼管



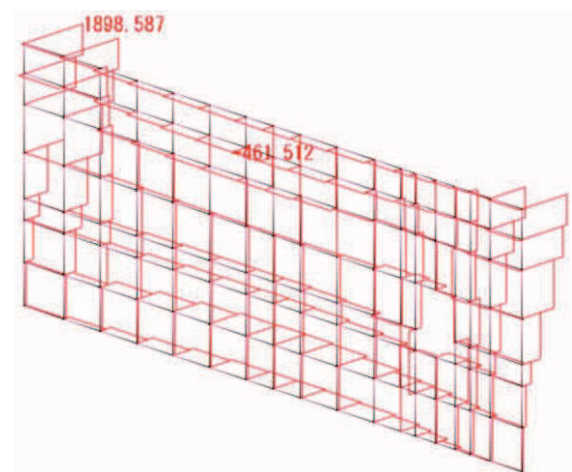
N 図 鋼板

図 7.2-3(3) 断面力図 (地震時②: 内→外方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮





N 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



N 図 鋼板(負の周面摩擦力)

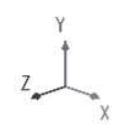


図 7.2-3(4) 断面力図 (地震時②: 内→外方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))

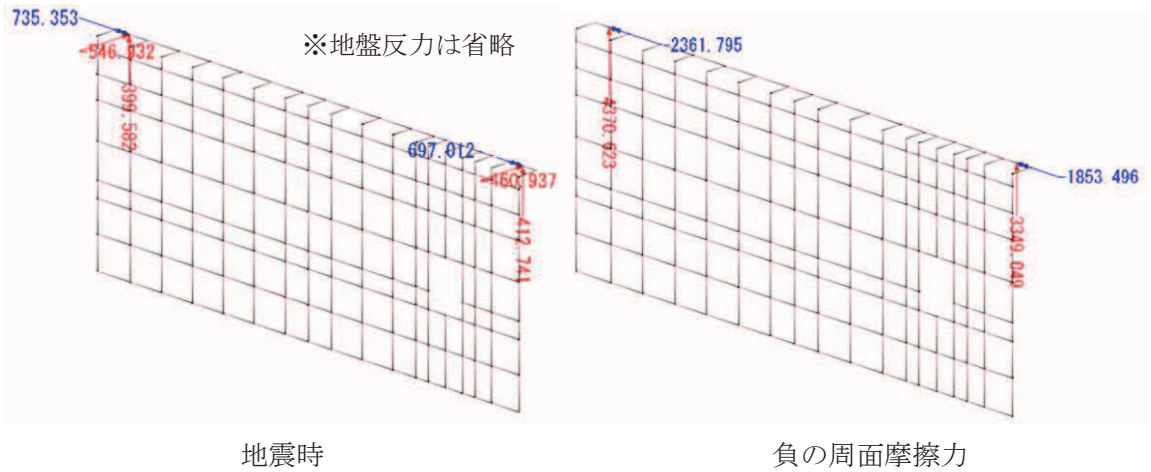


図 7.2-3(5) 反力図 (地震時②：内→外方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))

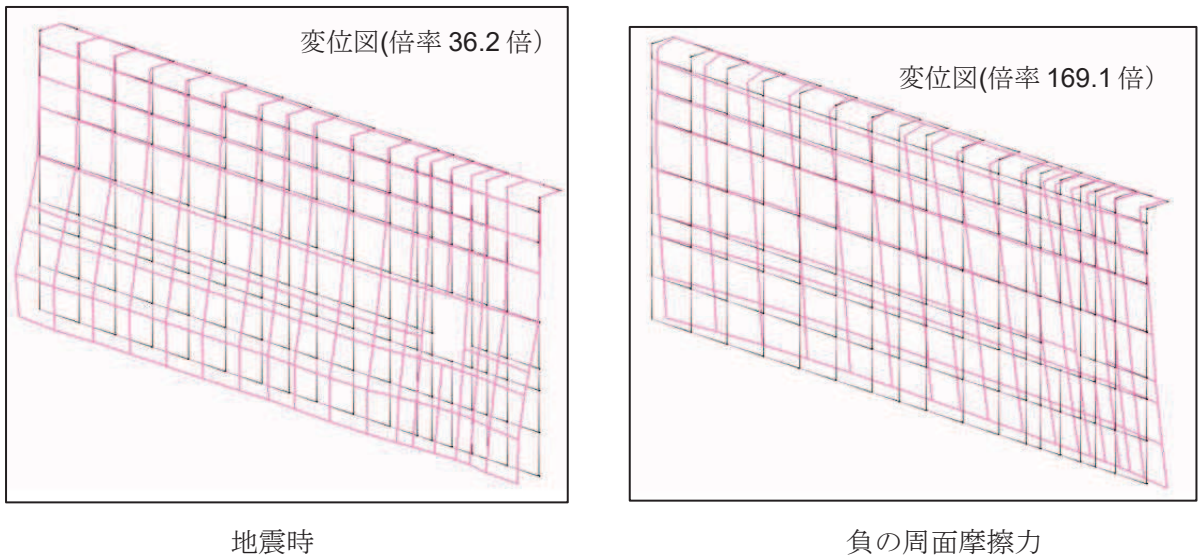
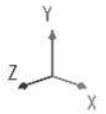
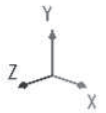
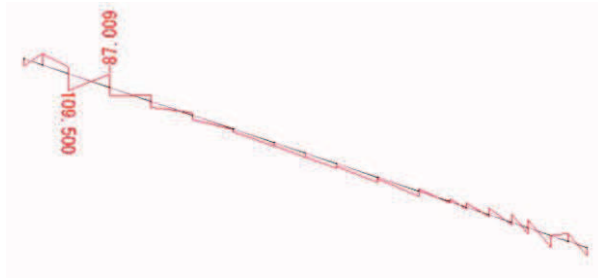
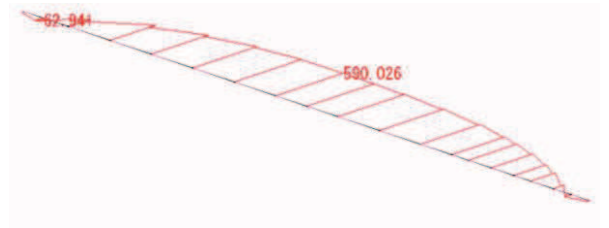


図 7.2-3(6) 変形図 (地震時②：内→外方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))

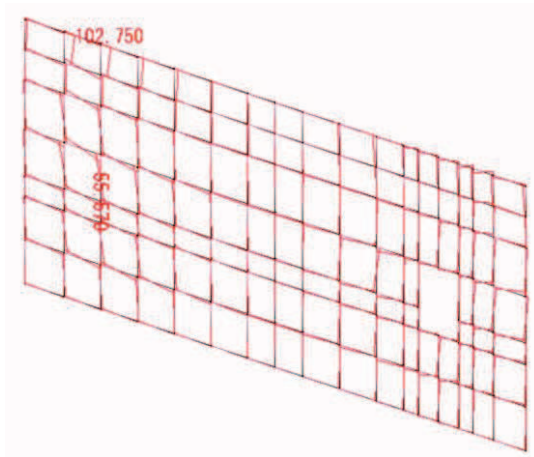




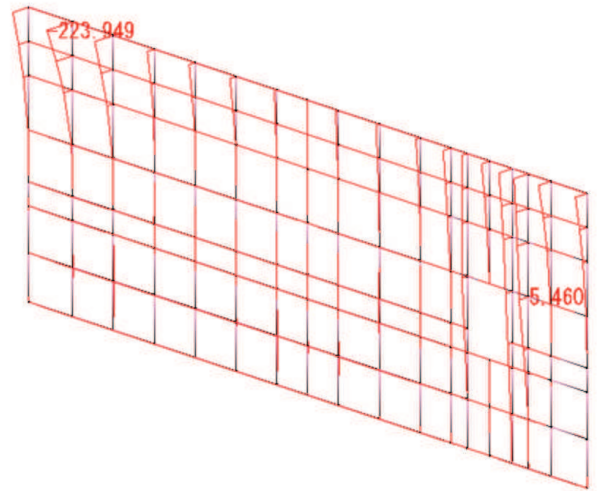
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管

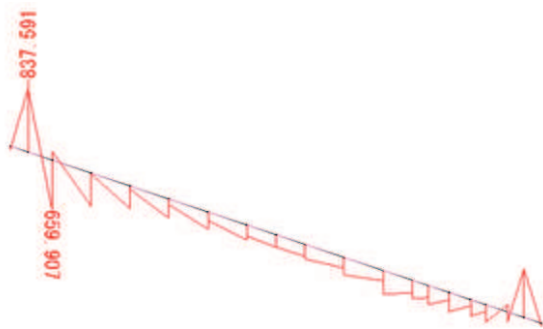


Mz 図 鋼板

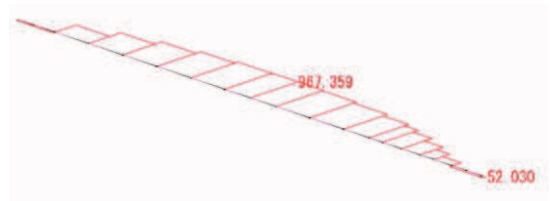


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Mz 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



My 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

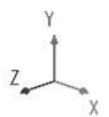
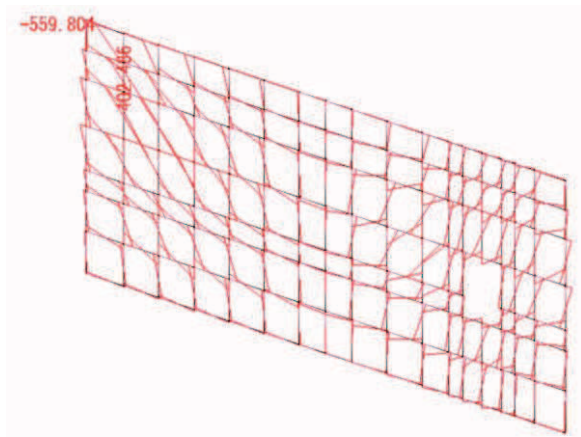
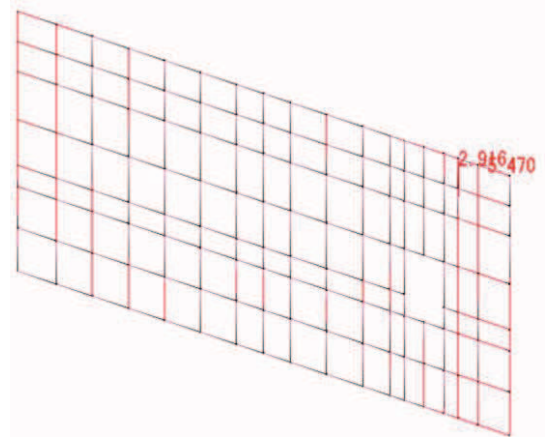


図 7.2-4(1) 断面力図 (地震時②: 外→内方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))

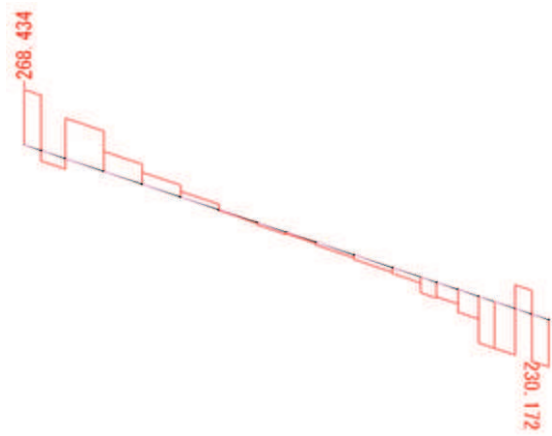


Mz 図 鋼板 (負の周面摩擦力)

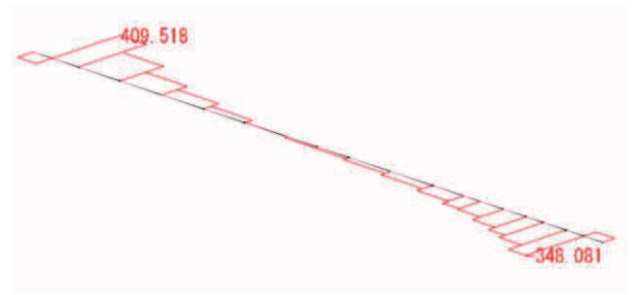


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板 (負の周面摩擦力)

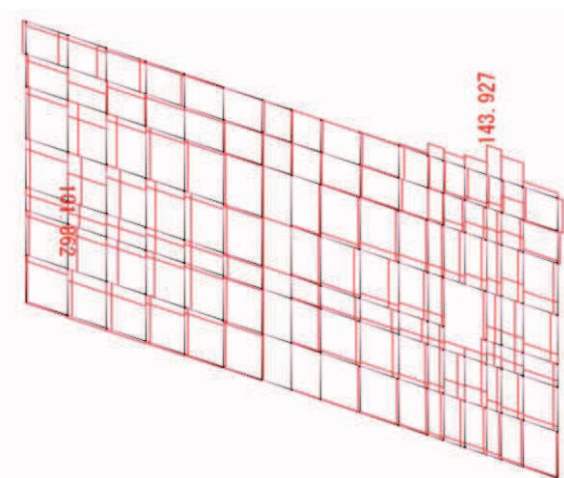
My 図 (横方向はり要素) 鋼板 (負の周面摩擦力)



Sy 図 角型鋼管

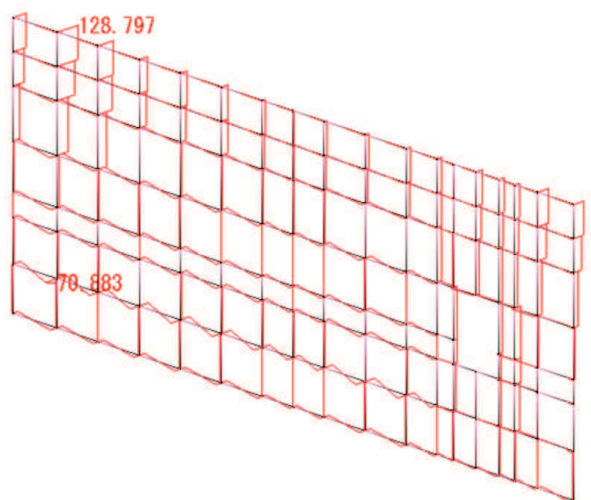


Sz 図 角型鋼管



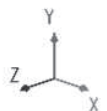
Sx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

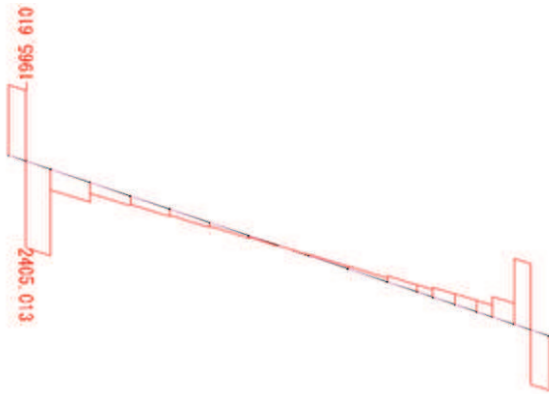
Sy 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板

図 7.2-4(2) 断面力図 (地震時②: 外→内方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮

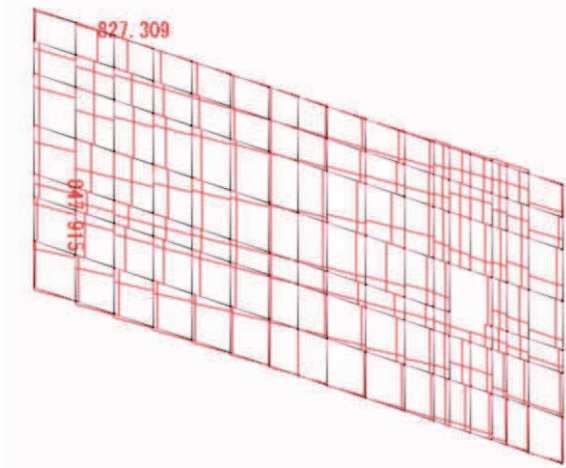




Sy 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

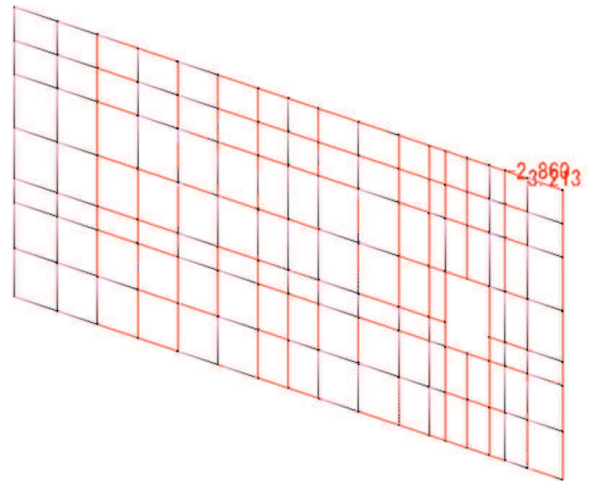


Sz 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

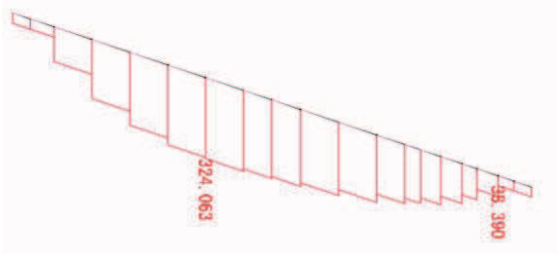


Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板(負の周面摩擦力)

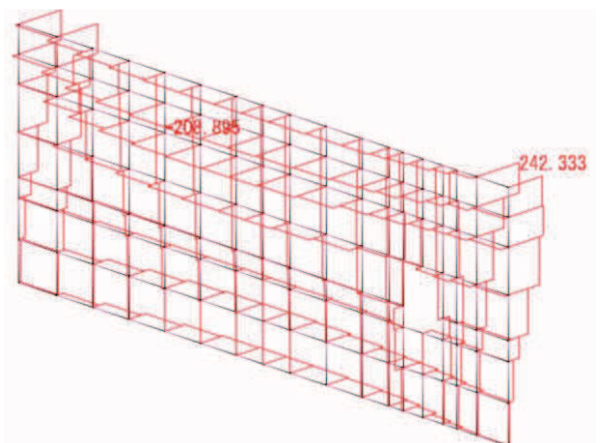
Sy 図(横方向はり要素) 鋼板(負の周面摩擦力)



Sz 図 鋼板

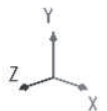


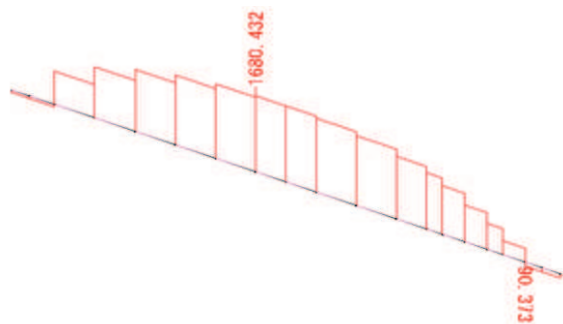
N 図 角型鋼管



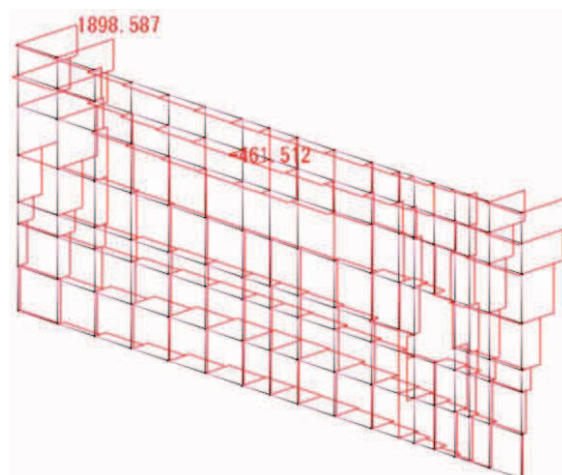
N 図 鋼板

図 7.2-4(3) 断面力図 (地震時②: 外→内方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮





N 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



N 図 鋼板(負の周面摩擦力)

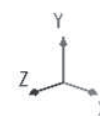
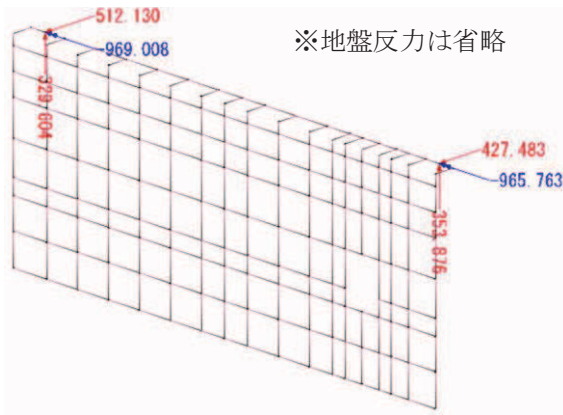
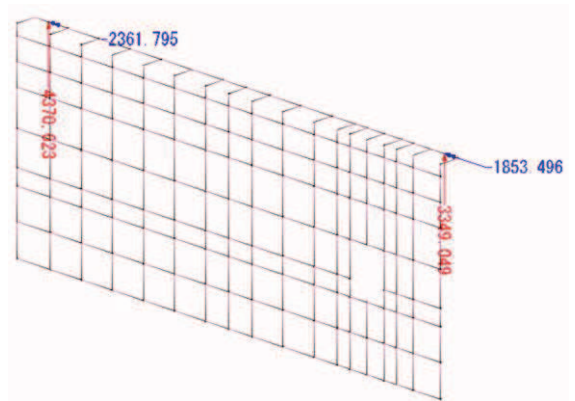


図 7.2-4(4) 断面力図 (地震時②: 外→内方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))

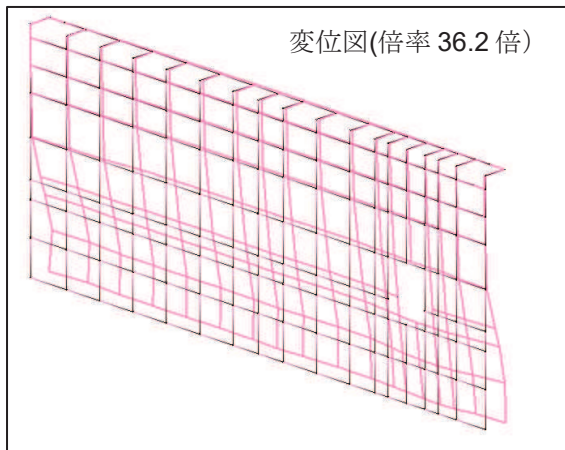
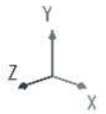


地震時

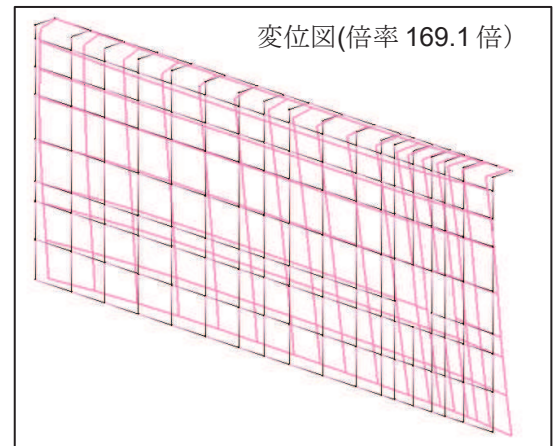


負の周面摩擦力

図 7.2-4(5) 反力図 (地震時②: 外→内方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))

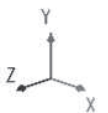


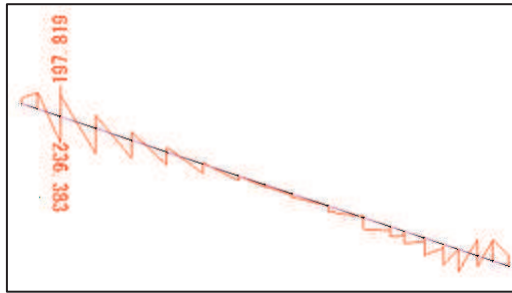
地震時



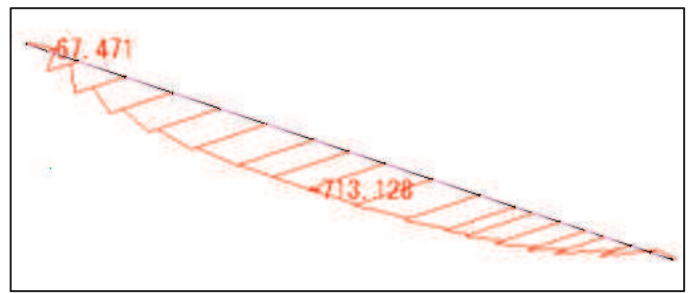
負の周面摩擦力

図 7.2-4(6) 変形図 (地震時②: 外→内方向 (負の周面摩擦力の影響を考慮))

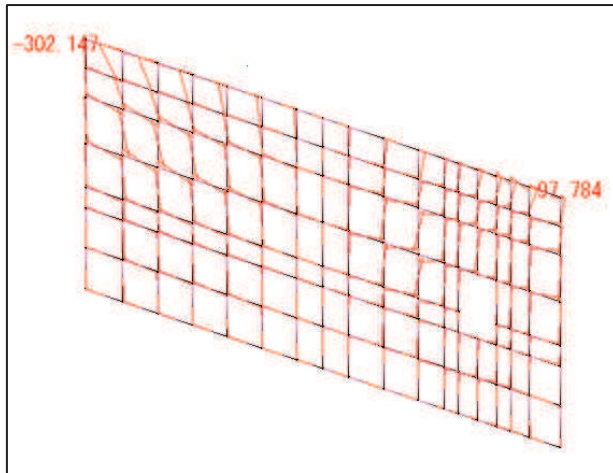




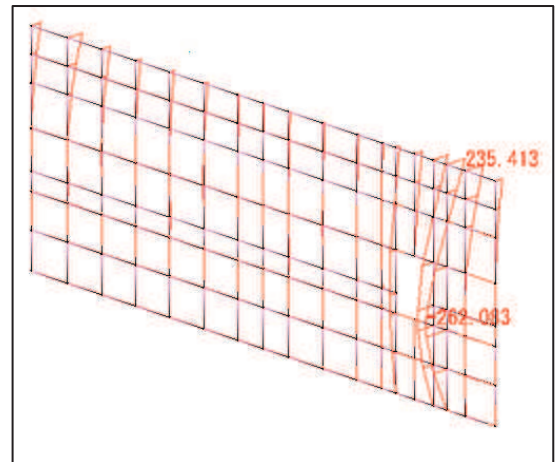
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管

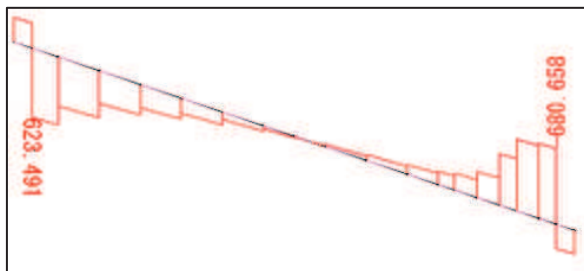


Mz 図(面内) 鋼板

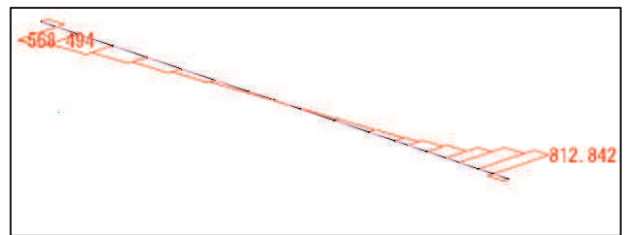


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sy 図 角型鋼管



Sz 図 角型鋼管

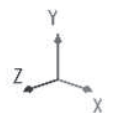
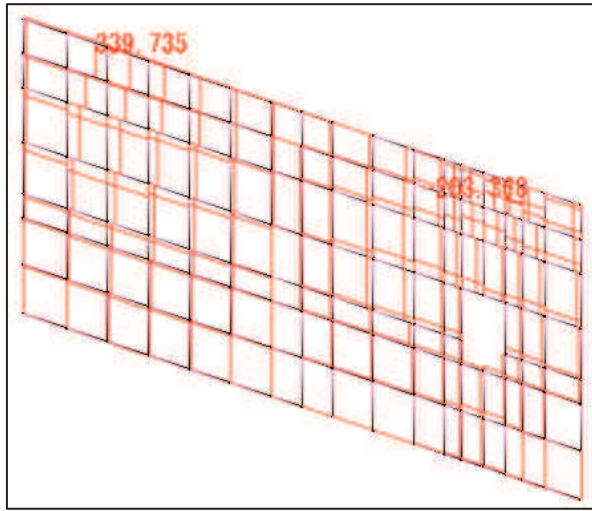
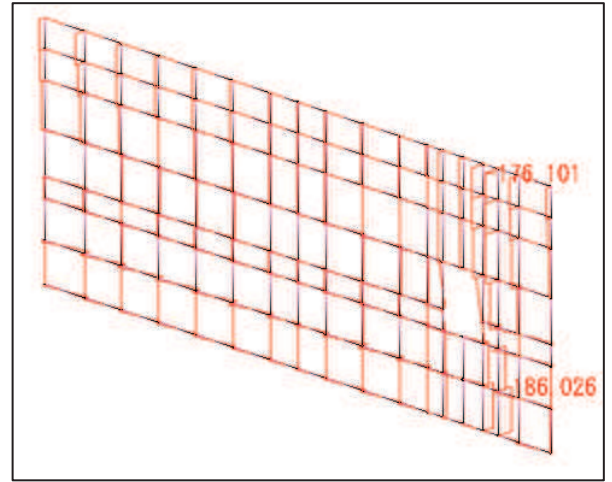


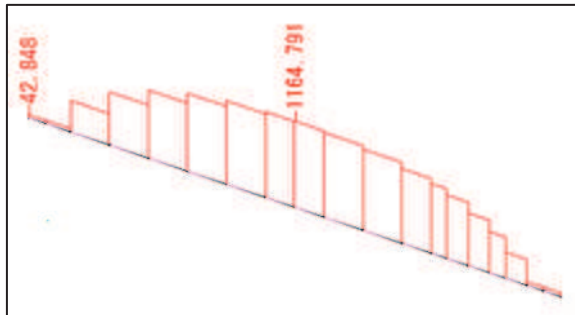
図 7.2-5(1) 断面力図 (重畳時①)



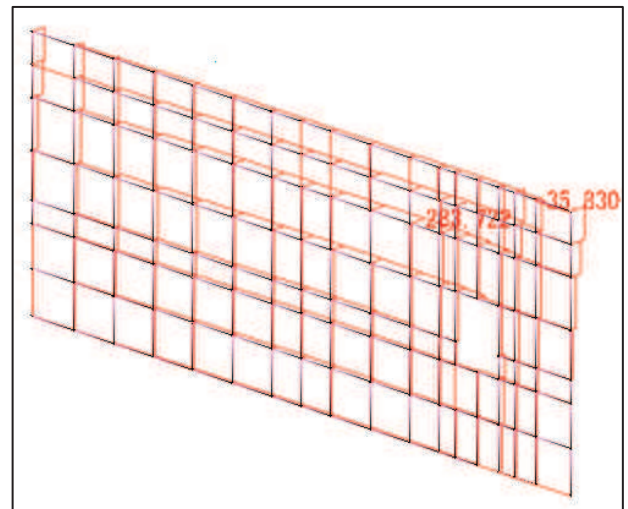
Sx 図 (縦方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

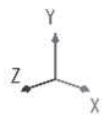


図 7.2-5(2) 断面力図 (重畳時①)

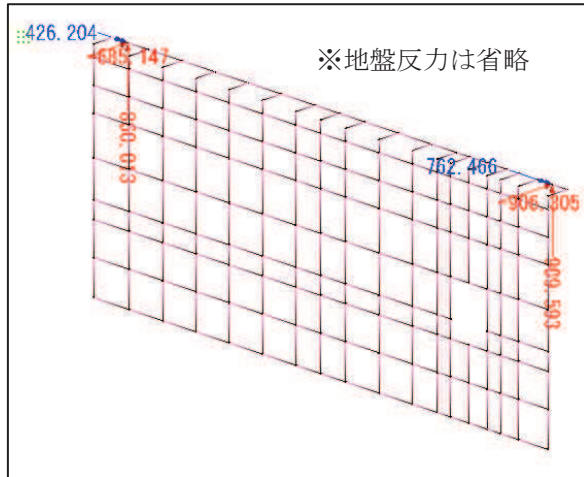


图 7.2-5(3) 反力图 (重叠时①)

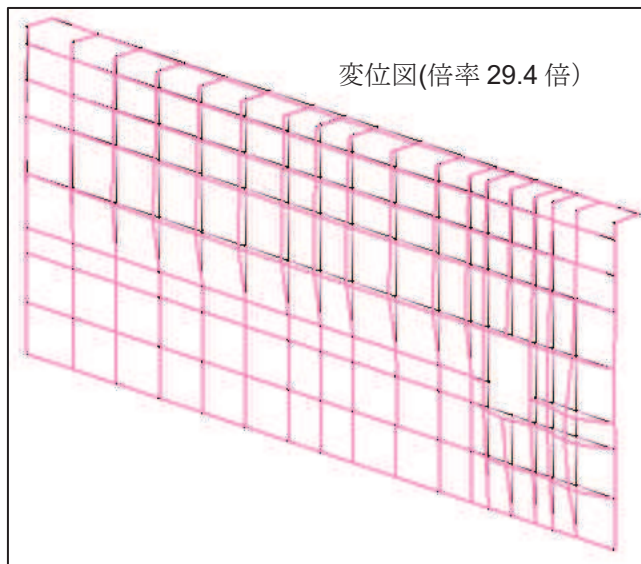
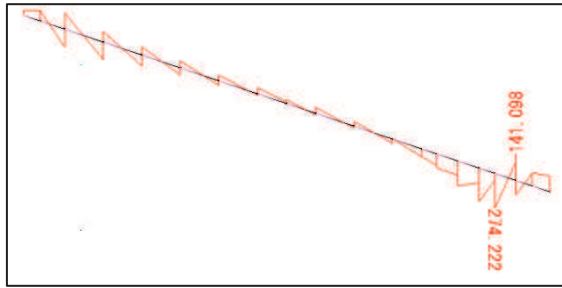
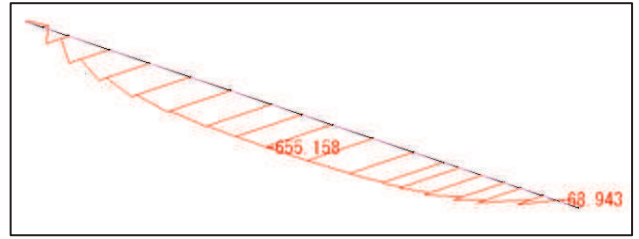


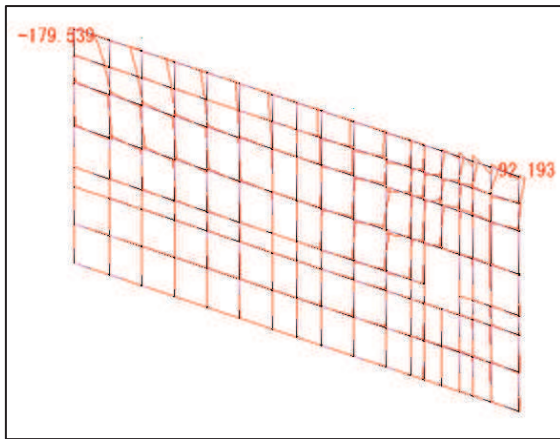
图 7.2-5(4) 变形图 (重叠时①)



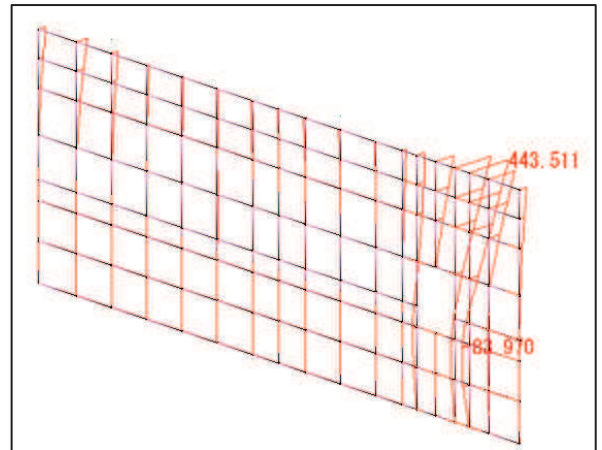
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管

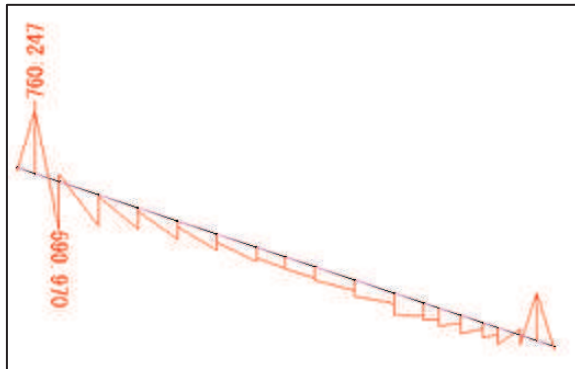


Mz 図 鋼板

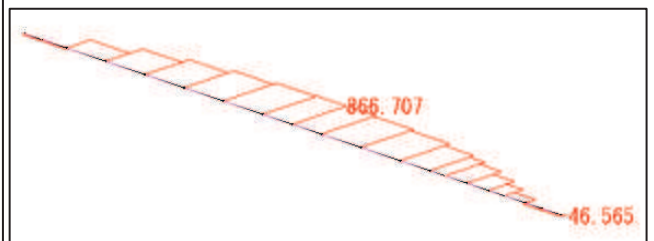


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Mz 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



My 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

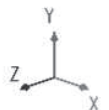
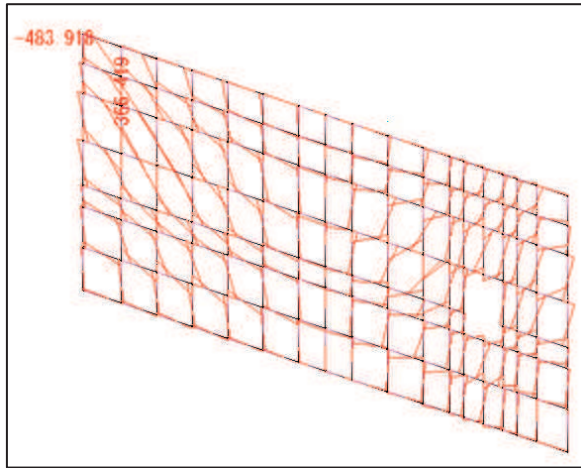
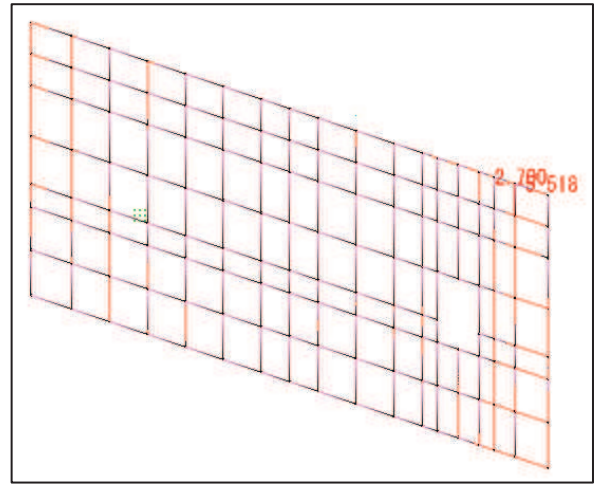


図 7.2-6(1) 断面力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))

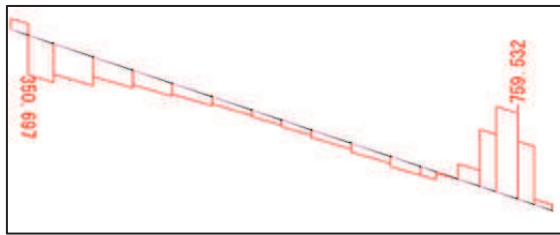


Mz 図 鋼板 (負の周面摩擦力)

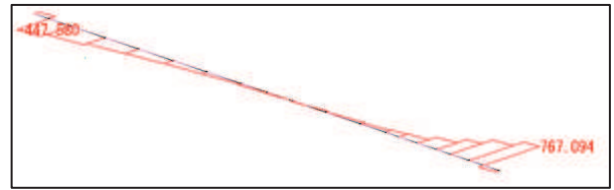


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板 (負の周面摩擦力)

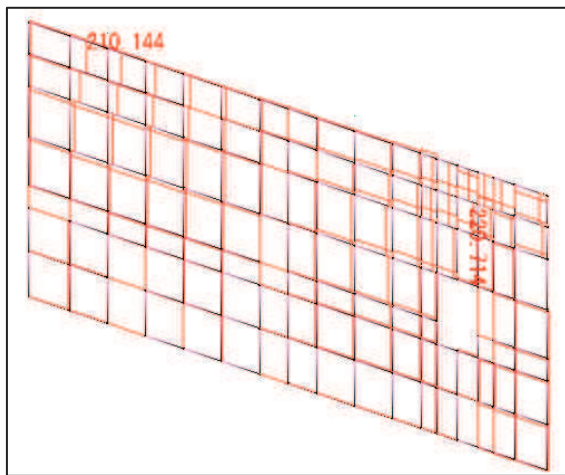
My 図 (横方向はり要素) 鋼板 (負の周面摩擦力)



Sy 図 角型鋼管

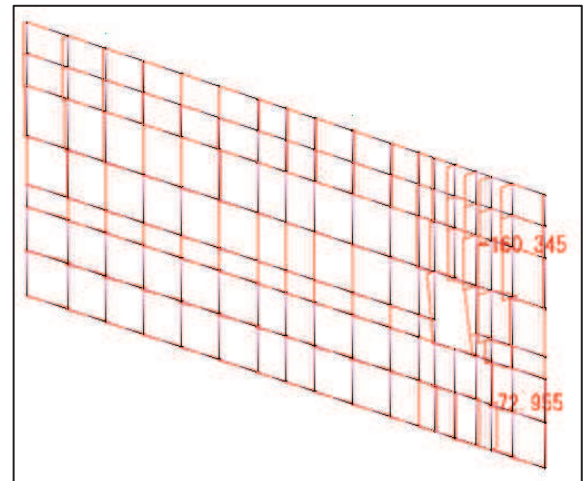


Sz 図 角型鋼管



Sx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

Sy 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板

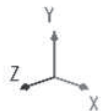
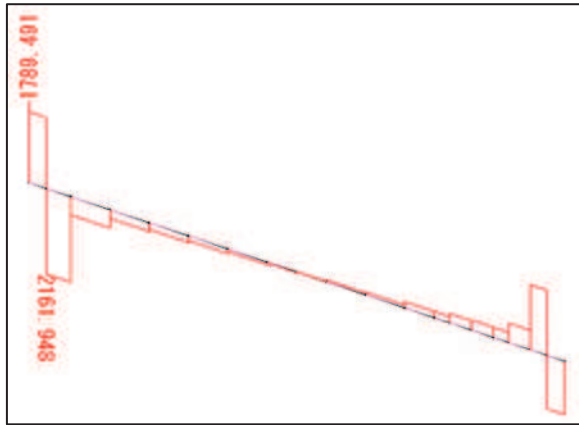
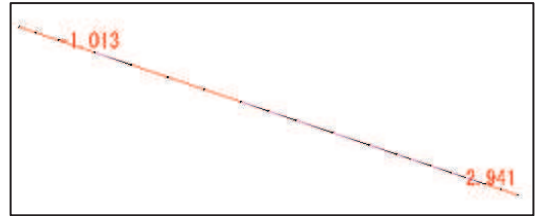


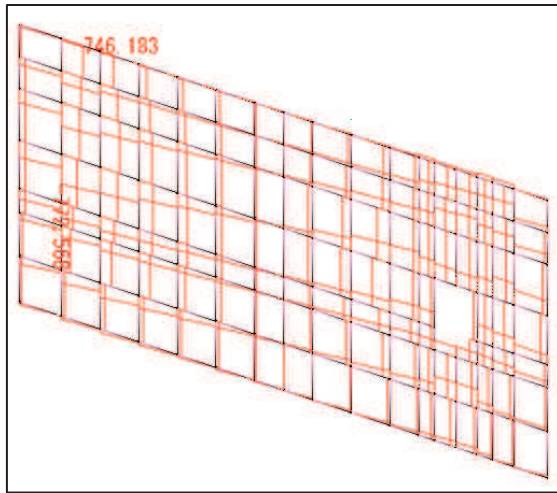
図 7.2-6(2) 断面力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))



Sy 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

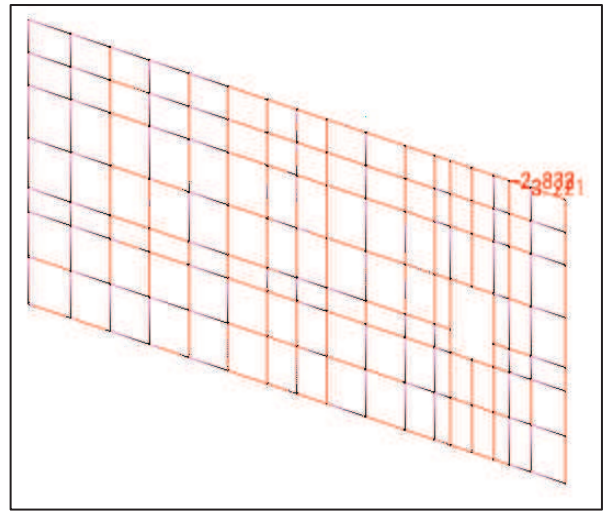


Sz 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

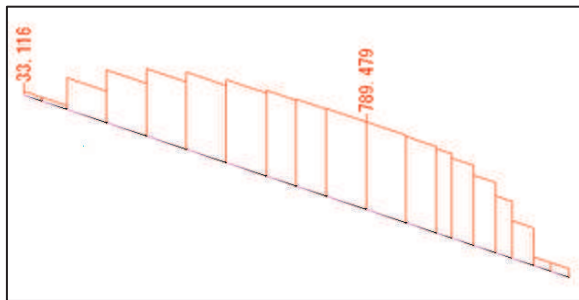


Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板(負の周面摩擦力)

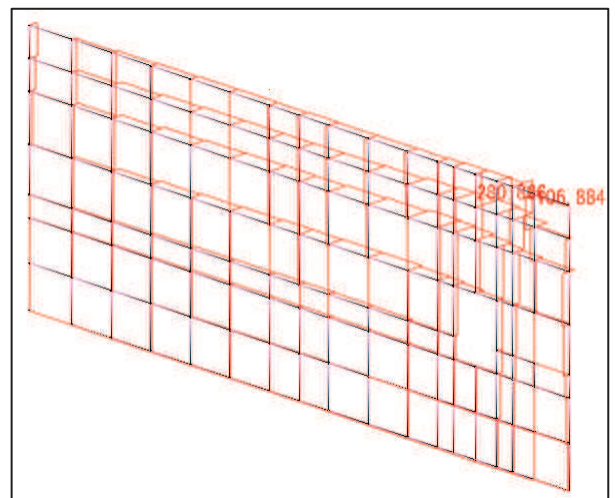
Sy 図(横方向はり要素) 鋼板(負の周面摩擦力)



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

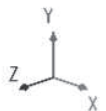
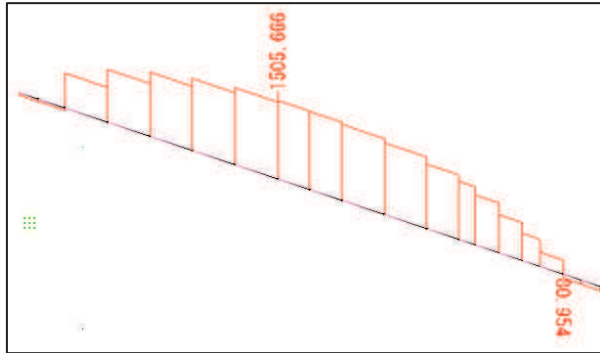
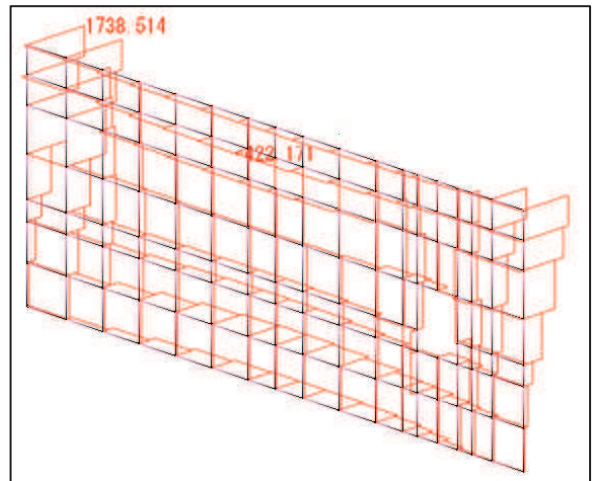


図 7.2-6(3) 断面力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))



N 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



N 図 鋼板(負の周面摩擦力)

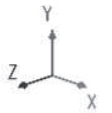
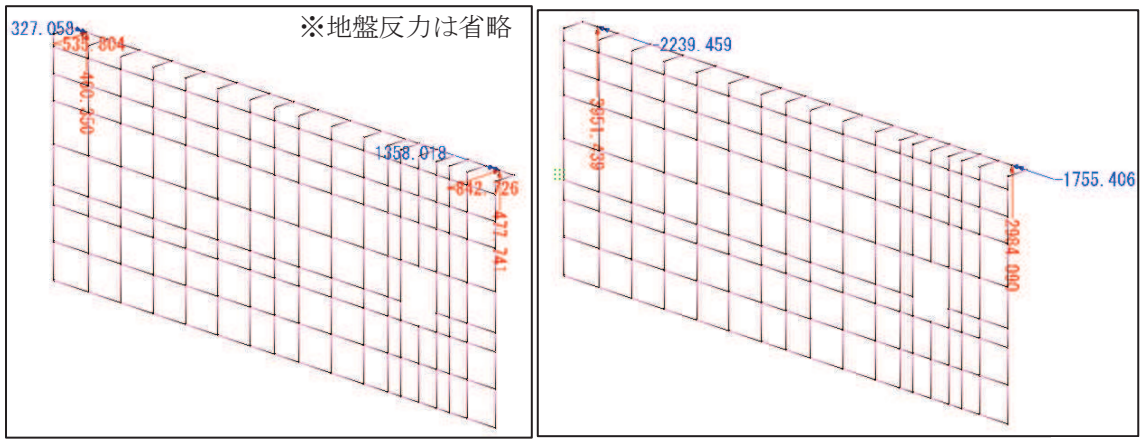


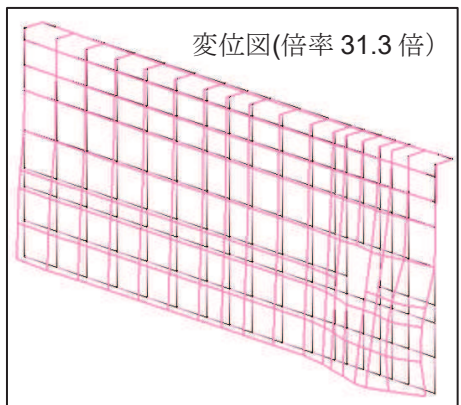
図 7.2-6(4) 断面力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))



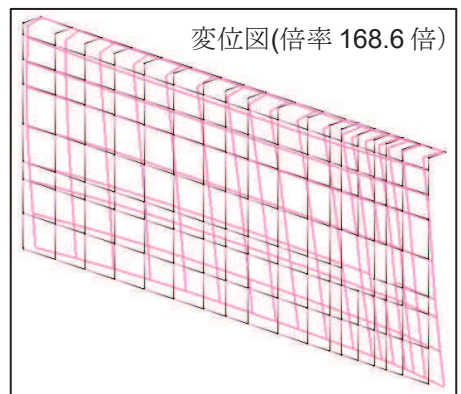
重畳時

負の周面摩擦力

図 7.2-6(5) 反力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))



重畳時



負の周面摩擦力

図 7.2-6(6) 変形図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))

(参考資料 2) 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について

目 次

1. 概要	1
2. 変形抑制, 液状化対策のための地盤改良の検討【検討 1】	6
3. 地盤改良の計画について	11
4. 実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討 2】	19
4.1 検討方針	19
4.2 検討用モデル	23
4.3 解析手法	27
4.4 検討結果	28
5. 不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討 3】	41
5.1 検討方針	41
5.2 検討用モデル	41
5.3 解析手法	53
5.4 検討結果	53
6. 斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討【検討 4】	95
6.1 岩盤斜面部 (第 2 号機放水立坑)	97
6.2 岩盤不陸部 (第 3 号機放水立坑)	103
7. フーチング-地盤間の相互作用の影響について【検討 5】	107
7.1 検討方針	107
7.2 検討用モデル	108
7.3 検討結果	112
8. 杭応力評価の妥当性について【検討 6】	119
8.1 検討方針	119
8.2 検討方法	120
8.3 検討結果	124
9. 検討結果	134
10. 解析条件 (FEM モデル)	136
10.1 解析手法	136
10.2 解析モデル	137
10.3 構造物のモデル化	148
10.4 地盤のモデル化	154
10.5 減衰定数	154
10.6 地盤の物性値	156
11. 最大応答値分布	157

 : 本日の説明範囲

1. 概要

杭基礎構造防潮壁（以下、「防潮壁」という。）の地震応答解析については、図1-1に示す解析手法の選定フローのとおり、①に分類される第2号機放水立坑の岩盤部や②に分類される第3号機放水立坑防潮壁の盛土部（地下水位が岩盤以深）においては全応力解析による評価を行う。

その他の範囲は、基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在するため④に分類されるが、変形抑制及び液状化対策を目的とし、杭周辺の地下水位以深の旧表土或いは盛土は地盤改良を行った上で、側方の液状化等の影響を受けないことを定量的に確認し、全応力解析により評価を行う方針としている。

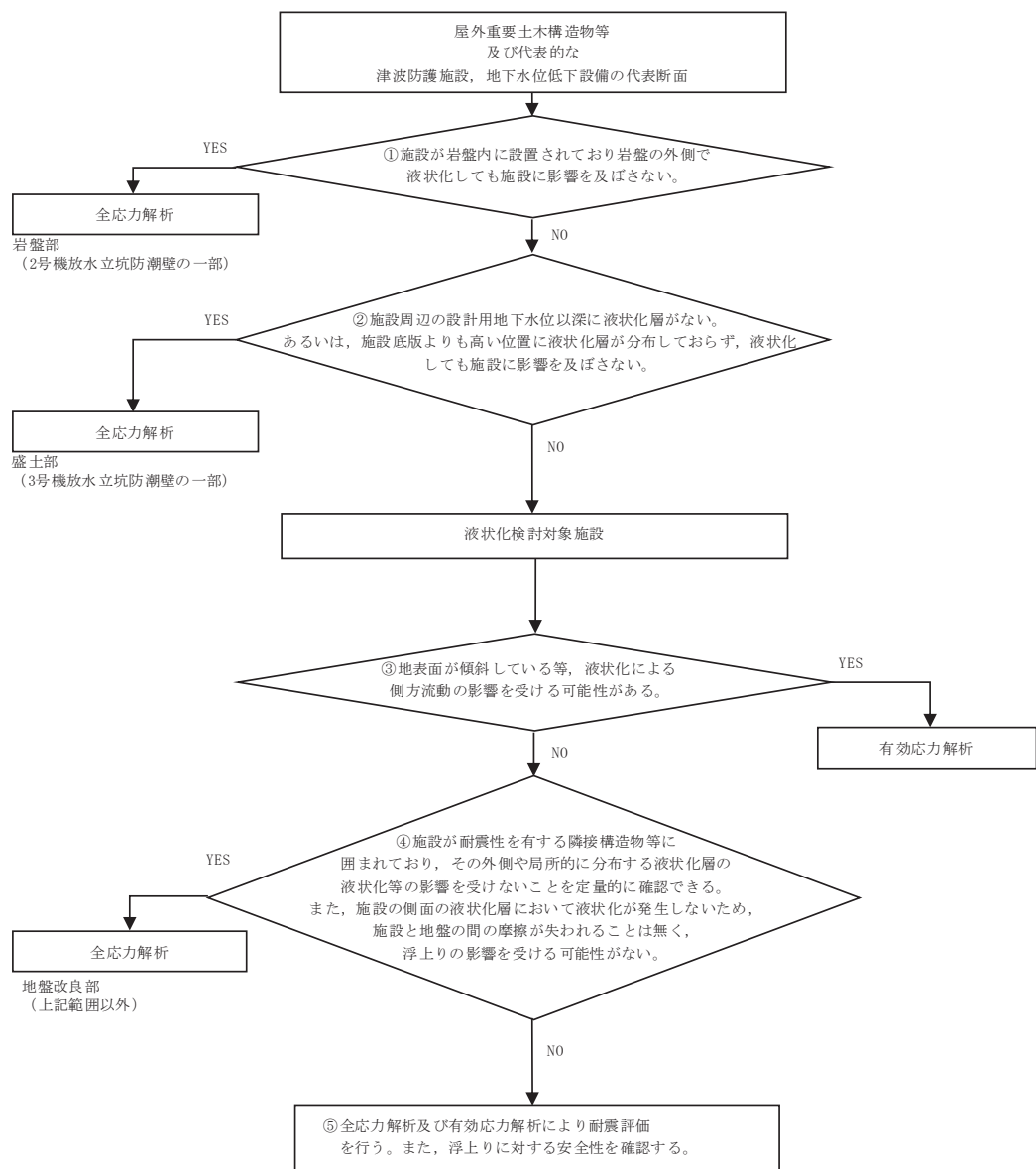


図 1-1 防潮壁の解析手法の選定フロー

その上で、防潮壁の構造が、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により構成された上部工 - 下部工 - 地盤の連成のばね質点系の解析モデル（以下、「質点系モデル」という。）による時刻歴応答解析を行う方針としている。その際に入力する地盤応答について、基礎杭周辺に設置する改良地盤が半無限幅に連続していることを前提とした水平成層地盤でモデル化し、一次元時刻歴応答解析（全応力解析）に基づく地震応答解析により作成した地盤応答を用いる。

ここで、上記手法を用いるにあたっては、全応力解析とすることの妥当性として前述のとおり側方地盤の液状化影響について確認を行い、水平成層一次元地盤モデルとすることの妥当性として改良幅の有限性や周辺地形、隣接構造物等の影響について踏まえた上で、妥当な評価手法であることを確認する必要がある。

よって、本資料では、二次元有限要素モデル（以下、FEM モデルという。）を用い、以下の【検討 1】～【検討 3】を実施することで、解析手法の妥当性（構造物の応答が同等もしくは保守的であること）を確認する。図 1-2 に解析手法の妥当性検討フローを示す。

【検討 1】変形抑制、液状化対策のための地盤改良の検討

変形抑制及び液状化対策を目的として実施する杭周辺の地盤改良について、有効*な地盤改良幅を確認するために、FEM モデル（有効応力解析）により地盤改良幅に応じた応答値の比較検討を実施する。

*：地盤改良外側に分布する液状化層の液状化等の影響を受けないこと

【検討 2】実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討

検討 1 を踏まえ、全応力解析として有効な地盤改良幅を確保することを前提に、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認するために、FEM モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

【検討 3】不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討

検討 2 の影響検討として、物性値の不確かさや隣接効果の影響等についてのパラメータスタディを行い、FEM モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

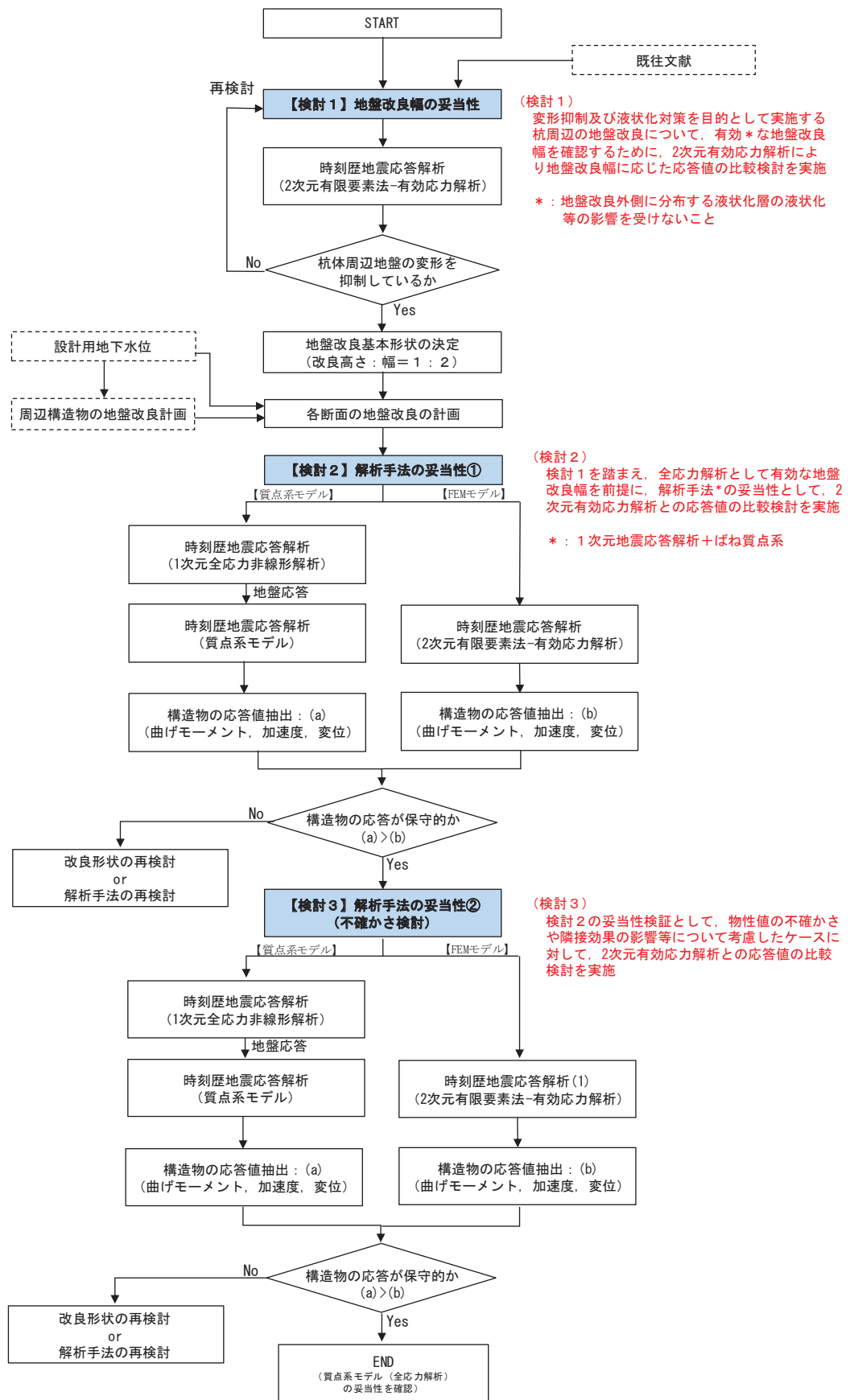


図 1-2 解析手法の妥当性検討フロー
(【検討1】～【検討3】)

【検討 1】～【検討 3】に加えて，【検討 4】として，岩盤斜面の影響や岩盤不陸の影響が想定される範囲における解析手法の妥当性を確認する。

【検討 4：斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討】

地盤改良を施工しない第 2 号機放水立坑岩盤部及び【検討 1】～【検討 3】の検討結果に包含されない，第 2 号機放水立坑（岩盤部）及び第 3 号機放水立坑（盛土部：地下水水位が岩盤以深）のうち，岩盤斜面の影響や岩盤不陸の影響について，解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性の観点から確認する。

また，補足検討として，【検討 5】及び【検討 6】を実施する。

【検討 5】では，道路橋示方書の考え方を参考に，耐震設計上の地盤面をフーチング底面としフーチング側面と地盤の相互作用を考慮しないことの妥当性について，【検討 6】では，杭応力評価について地盤変形の影響と上部構造の慣性力の影響による杭応力の組合せについて妥当な評価となっているかを確認する。

【検討 5：フーチングー地盤間の相互作用の影響について】

フーチングー地盤間の相互作用の影響について，FEM モデル（有効応力解析）を用いて，相互作用有無の違いにより構造物に与える応答の観点から確認する。

なお，【検討 1～3】において，フーチング側面の地盤との相互作用を考慮しない質点系モデルと，フーチング側面の地盤との相互作用を考慮した FEM モデル（有効応力解析）にて構造物の応答の比較を行い，質点系モデルによる応答値（加速度，曲げモーメント，変位）の方が保守的な結果を示していることを確認しており，フーチング側面の地盤との相互作用については考慮しない場合の方が，保守性を有する設定であることを確認している。

ただし，【検討 1～3】においては標準的な鋼製遮水壁（鋼板）をモデルに検討を実施しており，第 2 号機海水ポンプ室に設置する鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁 1 等においては，地中構造物との干渉を避けるために鋼管杭の間隔が広い断面があるため，鋼管杭に対するフーチング長さが大きくなっていることから，鋼製遮水壁（鋼桁）等の杭 1 本当たりのフーチング長さの比が大きい場合のフーチング側面と地盤の相互作用の影響について確認する。

【検討 6：杭応力評価の妥当性について】

杭基礎の評価について、杭基礎と地上構造による構造物に対する設計体系が整理されている「鉄道総合技術研究所、平成 24 年 鉄道構造物等設計基準・同解説（耐震設計）」、「日本建築学会 2012 年 建築基礎構造設計指針」を参照し、地盤変位と上部構造の慣性力による杭応力を静的に重ね合わせる手法を適用した評価を行い、妥当性を確認する。

なお、【検討 1】～【検討 5】に示すとおり、耐震設計に用いている地震応答解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）について、新規制基準審査対応において適用実績のある FEM モデルを用いた地震応答解析結果との断面力（曲げモーメント等）の比較により、杭応力評価の観点を含め、保守的もしくは同等な応答値を評価していることを確認している。

ただし、【検討 1】～【検討 5】に用いたモデルは標準的な鋼製遮水壁（鋼板）をベースとしていることから、第 2 号機海水ポンプ室等を横断する箇所に設置する鋼製遮水壁（鋼桁）のように上部構造が大きい場合における、上部構造の慣性力と地盤変位による杭応力の組合せの観点で、杭頭部の評価についての妥当性を確認する。

8. 杭応力評価の妥当性について【検討 6】

8.1 検討方針

【検討 1】～【検討 5】に示すとおり，耐震設計に用いている地震応答解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）について，新規制基準審査対応において適用実績のある FEM モデルを用いた地震応答解析結果との断面力（曲げモーメント等）の比較により，杭応力評価の観点を含め，保守的もしくは同等な応答値を評価していることを確認している。

ただし，【検討 1】～【検討 5】に用いたモデルは標準的な鋼製遮水壁（鋼板）をベースとしており，第 2 号機海水ポンプ室等を横断する箇所に設置する鋼製遮水壁（鋼桁）のように上部構造が大きい場合においては，上部構造の慣性力と地盤変位による杭応力の組合せの観点で，別途妥当性を確認する必要がある。

そこで，【検討 6】では，耐震設計に用いている地震応答解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）における杭基礎の評価結果について，杭基礎と地上構造による構造物に対する設計体系が整理されている「鉄道総合技術研究所，平成 24 年 鉄道構造物等設計基準・同解説（耐震設計）」及び「日本建築学会 2012 年 建築基礎構造設計指針」を参照し，地盤変位と上部構造の慣性力による杭応力を静的に重ね合わせる手法を参照した評価を行い，妥当性を確認する。

8.2 検討方法

検討は、「鉄道総合技術研究所，平成 24 年 鉄道構造物等設計基準・同解説（耐震設計）」及び「日本建築学会 2012 年 建築基礎構造設計指針」に示される静的解析の評価手法を参照し，地盤変位と上部構造慣性力の組み合わせによる杭応力評価を行い，動的解析（質点系モデル）により評価した断面力との比較を行う。

検討対象は，上部構造の規模が大きい鋼製遮水壁（鋼桁）のうち，「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」に示す鋼管杭（杭頭部）の照査値が厳しい鋼桁 4，鋼桁 6 を対象とする。なお，「VI-3-別添 3-2-2-2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書」に示すとおり，重畳時の照査値は地震時に比べ小さいため地震時の検討で代表する

図 8-1～図 8-2 に上記基準における杭応力の評価方法の概要を示す。両基準で，基本的な考え方は同様であり，上部構造と地盤の固有周期の比率に応じて考慮する低減係数の設定が異なるものの，表 8-1 に示すとおり，上部構造の固有周期が地盤の固有周期よりも短周期となり，いずれの基準においても低減係数は 1 となる。そのため，2 つの基準での評価結果に相違は無くなることから，本検討では「日本建築学会 2012 年 建築基礎構造設計指針」のまとめ方をベースにする。

具体的には，動的解析の結果を用いて， $\alpha 1^{*1}$ ， $\beta 1^{*2}$ ， $\beta 2^{*3}$ が 1 となる時刻における断面力を抽出し， $\alpha 1=1$ となる時刻の断面力と， $\beta 1=1$ または $\beta 2=1$ となる時刻の大きい方の断面力を保守的に単純和で足し合わせた場合の断面力^{*4}を算定し，耐震計算で示している全時刻の最大断面力との比較及び許容限界との比較を行う。

注記*1：杭応力に対する地盤変位の寄与率を示す値として， $\alpha 1=(任意時刻の地盤変位/当該地震動ケースにおける全時刻の地盤変位の最大値)$ により求める。

*2：杭応力に対する上部構造の慣性力の寄与率を示す値として， $\beta 1=(任意時刻の上部構造応答震度/当該地震動ケースにおける上部構造応答震度の最大値)$ により求める。

*3：杭応力に対するフーチング部の慣性力の寄与率を示す値として， $\beta 2=(任意時刻のフーチング部応答震度/当該地震動ケースにおけるフーチング部応答震度の最大値)$ により求める。

*4：地盤変位が卓越する時刻（ $\alpha 1=1$ ）の断面力には，慣性力による断面力も含まれ，逆に $\beta 1=1$ （または $\beta 2=1$ ）となる時刻の断面力には地盤変位による断面力も含まれるため，単純和とする場合には，ダブルカウントとなるため，保守的な評価となる。

図 6.6.6 は、地盤-杭-上部構造系の動的解析および遠心載荷実験結果に基づいた地盤変位、上部構造の地上部分の慣性力（以下、上部構造慣性力と呼ぶ）、上部構造の地下部分の慣性力（以下、基礎部慣性力と呼ぶ）の低減係数と上部構造の基礎固定時の固有周期 T_b と地表面加速度の卓越周期 T_g の比 T_b/T_g の関係である⁶⁶⁾¹⁰⁾。地盤変位の低減係数 α_1 、上部構造慣性力の低減係数 β_1 および基礎部慣性力の低減係数 β_2 は下記のとおりである。

- α_1 = 杭曲げモーメント最大時の地盤変位 / 地盤変位の最大値
- β_1 = 杭曲げモーメント最大時の上部構造慣性力 / 上部構造慣性力の最大値
- β_2 = 杭曲げモーメント最大時の基礎部慣性力 / 基礎部慣性力の最大値

表 6.6.2 建物の固有周期 T_b と地盤の固有周期 T_g の比と低減係数

	低減係数	図 6.6.6 の線種	上部構造慣性力と地盤変位の位相 (基礎部慣性力は地盤変位と同方向)
$T_b/T_g < 1$	$\alpha_1 = \beta_1 = \beta_2 = 1$	実線	上部構造慣性力と地盤変位は同方向で杭に載荷
$T_b/T_g \approx 1$	地盤変位が卓越 $\alpha_1 = \beta_2 = 1, 0.5 < \beta_1 < 1$	実線	上部構造慣性力と地盤変位は同方向および逆方向で杭に載荷し、各深度で杭応力の大きい方を採用
	上部構造慣性力が卓越 $\beta_1 = 1, 0.5 < \alpha_1 = \beta_2 < 1$	破線	
$T_b/T_g > 1$	地盤変位が卓越 $\alpha_1 = \beta_2 = 1, \beta_1 = 0.5$	実線	上部構造慣性力と地盤変位は同方向および逆方向で杭に載荷し、各深度で杭応力の大きい方を採用
	上部構造慣性力が卓越 $\beta_1 = 1, \alpha_1 = \beta_2 = 0.5$	破線	

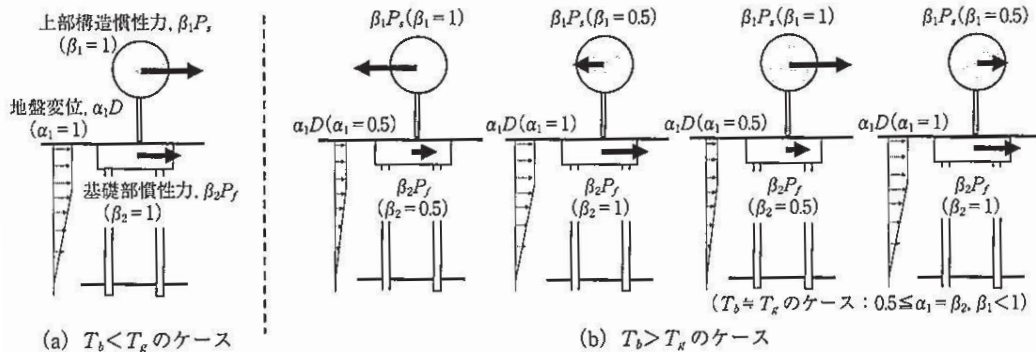


図 6.6.7 $T_b/T_g < 1$ と $T_b/T_g > 1$ における地盤変位、上部構造慣性力、基礎部慣性力の低減係数と載荷方向

図 8-1 建築基礎構造設計指針における杭応力評価方法の概要
(「日本建築学会 2012 年 建築基礎構造設計指針」より引用)

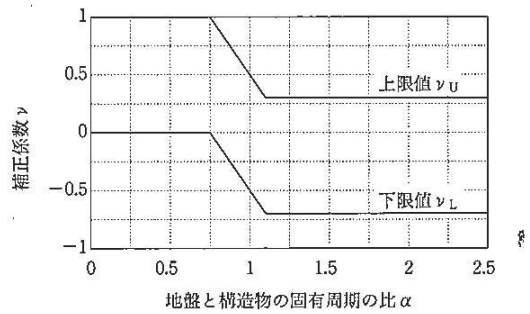
慣性力と地盤変位の組合せは時々刻々変化するが、耐震設計上は基礎の応力や変形が最も厳しくなる瞬間の組合せを考慮すればよい。そこで、耐震設計では以下の①と②の組合せを考えることとする。①の組合せは慣性力が最大になる瞬間を、②は地盤変位が最大となる瞬間を想定したものである。

①慣性力を中心とした設計

$$R_t = 1.0 \times R_a + \nu \times f(z) \quad (\text{解 10.2.4})$$

②地盤変位を中心とした設計

$$R_t = \nu \times R_a + 1.0 \times f(z) \quad (\text{解 10.2.5})$$



解説図 10.2.10 慣性力と地盤変位を組み合わせるための補正係数

ここに、 ν ：慣性力と地盤変位を組み合わせるための補正係数

R_t ：考慮する地震作用

R_a ：慣性力（「10.2.4.3 地盤変位による影響」に示す1）で求めた慣性力

$f(z)$ ：地盤変位（「10.2.4.3 地盤変位による影響」に示す2）で求めた地盤変位

(上限値 ν_U)

$$\begin{aligned} \alpha \leq 0.75 & \quad \nu_U = 1.0 \\ 0.75 < \alpha \leq 1.10 & \quad \nu_U = -2.0\alpha + 2.5 \\ 1.10 \leq \alpha & \quad \nu_U = 0.3 \end{aligned} \quad (\text{解 10.2.6})$$

(下限値 ν_L)

$$\begin{aligned} \alpha \leq 0.75 & \quad \nu_L = 0.0 \\ 0.75 < \alpha \leq 1.10 & \quad \nu_L = -2.0\alpha + 1.5 \\ 1.10 \leq \alpha & \quad \nu_L = -0.7 \end{aligned} \quad (\text{解 10.2.7})$$

ここに、 α ：地盤と構造物の固有周期の比で、

$$\alpha = \frac{T_{eq}}{(T_g/\alpha_g)} \quad (\text{解 10.2.8})$$

T_{eq} ：構造物の等価固有周期で、式（解 10.2.1）による。

T_g ：表層地盤の固有周期で、地盤種別を用いた簡易法による方法を用いる場合には「7.3.4.2 地盤種別」による。

α_g ：地震時のひずみレベルによる地盤の剛性低減係数で、解説表 7.3.6 による。

図 8-2 鉄道構造物等設計基準・同解説における杭応力評価方法の概要
 （「鉄道総合技術研究所，平成 24 年 鉄道構造物等設計基準・同解説
 耐震設計」より引用）

表 8-1 上部構造と地盤の固有周期の整理結果

断面	T_b : 上部構造の固有周期	T_g : 地盤の固有周期	T_b/T_g
鋼桁 1	0.04	0.35	0.12
鋼桁 2	0.24	0.38	0.62
鋼桁 3	0.05	0.34	0.16
鋼桁 4	0.28	0.44	0.62
鋼桁 5	0.23	0.39	0.58
鋼桁 6	0.26	0.43	0.60

8.3 検討結果

検討結果について表 7-2～表 7-3 に、断面力分布を図 8-3～図 8-14 に示す。なお、検討地震動については、照査値が厳しい地震波として $S_s - N_1$ を選定したものの、後述するとおり地盤変位の影響が卓越する結果となったことから、上部工の慣性力と地盤変位の組合せの影響が小さいと考えられるため、照査値が次点である $S_s - F_2$ についても選定した。

照査値が最も厳しい $S_s - N_1$ においては、全時刻の最大照査時刻において $\alpha_1=1$ もしくは $\alpha_1 \cong 1$ となっており、 $\alpha_1=1$ となる時刻の断面力と概ね一致している。また、 $\beta_1=1$ ($\beta_2=1$) となる時刻の断面力は非常に小さな値を示していることから、地盤変位の影響が卓越する結果となっている。よって、 $\alpha_1=1$ となる時刻の断面力と $\beta_1=1$ もしくは $\beta_2=1$ となる時刻の断面力を保守的に単純和した場合でも、最大照査時刻の断面力と有意な差は無く、許容限界以内となっている。

次点の $S_s - F_2$ においても、 $S_s - N_1$ 同様に全時刻の最大照査時刻において $\alpha_1=1$ もしくは $\alpha_1 \cong 1$ となっているが、 $\alpha_1=1$ となる時刻の断面力に対して $\beta_1=1$ 及び $\beta_2=1$ となる時刻の断面力の比率は $S_s - N_1$ に比べ大きくなっている。ただし、 $\alpha_1=1$ となる時刻の断面力と $\beta_1=1$ もしくは $\beta_2=1$ となる時刻の断面力を保守的に単純和した場合でも、許容限界以内かつ最大照査値である $S_s - N_1$ の応力よりも小さい結果となっている。

以上のことから、動的解析法である質点系モデルを用いた地震応答解析による耐震評価結果について、地盤変位の影響による曲げモーメント卓越しており、上部構造の慣性力が支配的となる時刻の曲げモーメントを保守的に足し合わせた場合でも、動的解析法における最大照査時刻の曲げモーメントと有意な差が無い、もしくは最大照査値を上回らず、安全裕度に影響がないことを確認した。なお、本検討で用いている曲げモーメント自体についても、【検討 3】のケース 7 隣接構造物の影響確認に示すとおり、隣接効果を考慮しないことにより、概ね 2 倍程度の裕度を有していることから、その点を踏まえても、健全性には影響ないと判断される。

表 8-2(1) 発生曲げモーメントの整理結果 (鋼桁 4)

(桁軸直交方向, S_s-N1 (++))

分類	地震動	加振 方向	発生断面力	断面力抽出時刻 の $\alpha 1, \beta 1, \beta 2$	降伏モーメント (kN・m)	照査値
			曲げモーメント (kN・m)			
全時刻最大 (=耐震計算)	S _s -N1 (++) *	桁軸 直交	12408	$\alpha 1 : 0.99$ $\beta 1 : 0.15$ $\beta 2 : 0.15$	14137	0.88
(a) $\alpha 1=1.00$			12024	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.06$ $\beta 2 : 0.10$		0.85
(b) $\beta 1=1.00$ ($\beta 2=1.00$)			334	$\alpha 1 : 0.11$ $\beta 1 : 1.00$ $\beta 2 : 1.00$		0.87
(a)+(b)			12358	—		0.87

注記* : 「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」には, 同じ照査値で断面力が大きい S_s-N1 (-+) の照査結果を示しているが, 本検討では照査値が同じ S_s-N1 (++) の結果にて整理している (曲げモーメントが 12430 (kN・m) に対して 12408 (kN・m) と僅かに小さいものの有意な差が無いことから結論への影響は無いと判断される)。

表 8-2(2) 発生曲げモーメントの整理結果 (鋼桁 4)

(桁軸直交方向, S_s-F2 (++))

分類	地震動	加振 方向	発生断面力	断面力抽出時刻 の $\alpha 1, \beta 1, \beta 2$	降伏モーメント (kN・m)	照査値
			曲げモーメント (kN・m)			
全時刻最大 (=耐震計算)	S _s -F2 (++)	桁軸 直交	8418	$\alpha 1 : 0.96$ $\beta 1 : 0.27$ $\beta 2 : 0.26$	14137	0.60
(a) $\alpha 1=1.00$			7420	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.28$ $\beta 2 : 0.29$		0.52
(b) $\beta 1=1.00$ ($\beta 2=1.00$)			4009	$\alpha 1 : 0.22$ $\beta 1 : 1.00$ $\beta 2 : 1.00$		0.29
(a)+(b)			11429	—		0.81

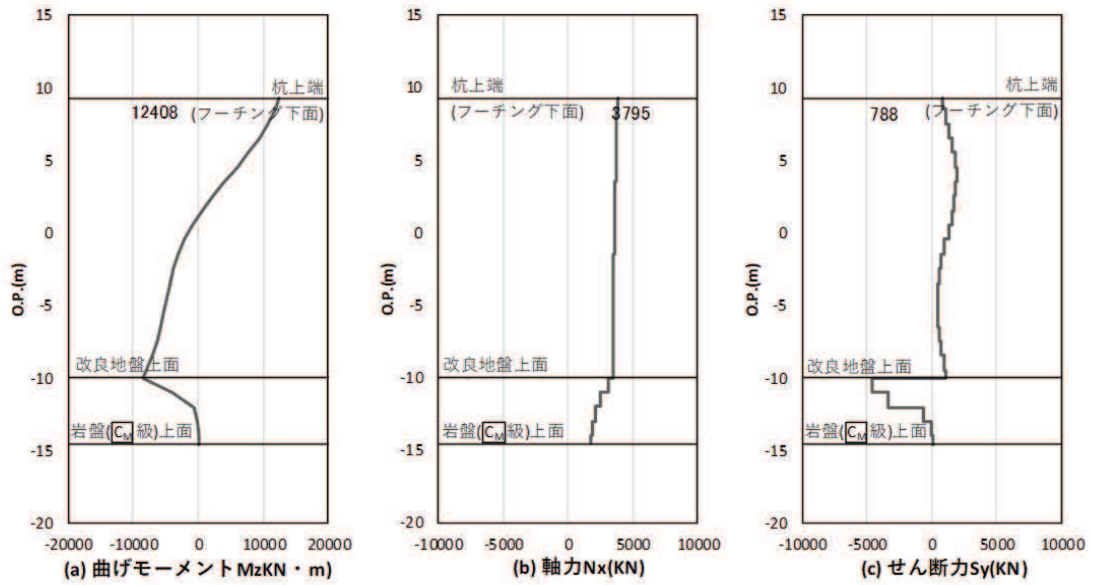


図 8-3 最大照査時刻における断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, $S_s - N_1$ (—+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.90s$)
 解析ケース① : 基本ケース

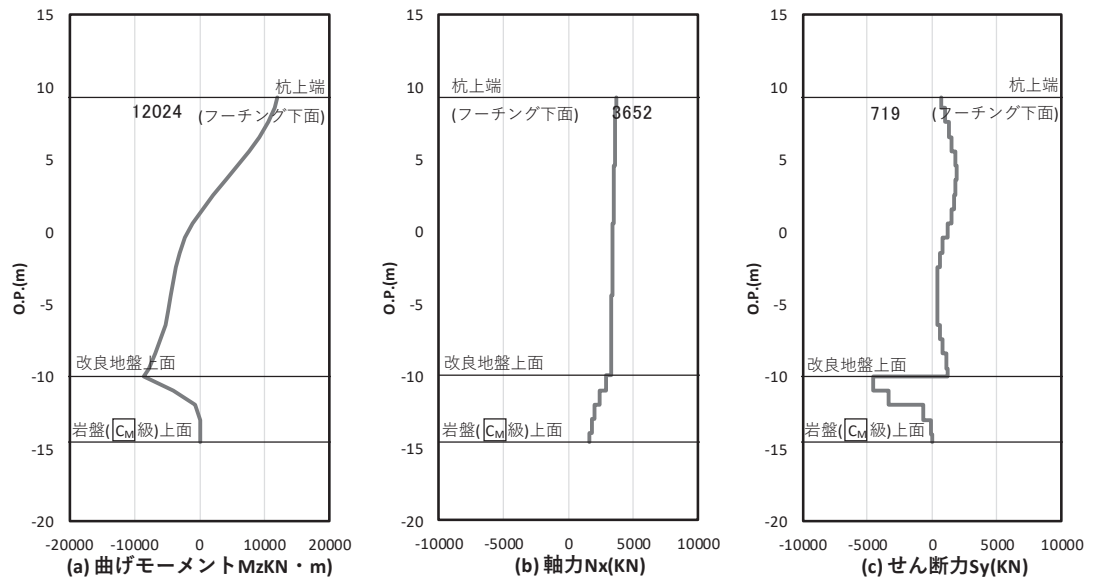


図 8-4 $\alpha l = 1.00$ となる時刻における断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, $S_s - N_1$ (—+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.90s$)
 解析ケース① : 基本ケース

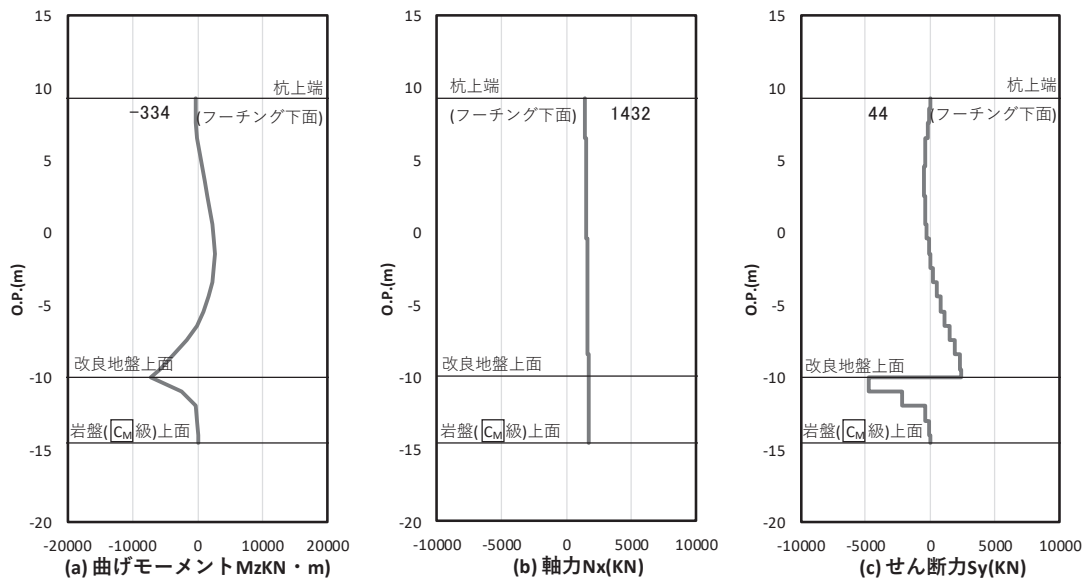


図 8-5 $\beta_1=1.00$ ($\beta_2=1.00$) となる時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, $S_s - N_1$ (一十), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.62s$)
 解析ケース① : 基本ケース

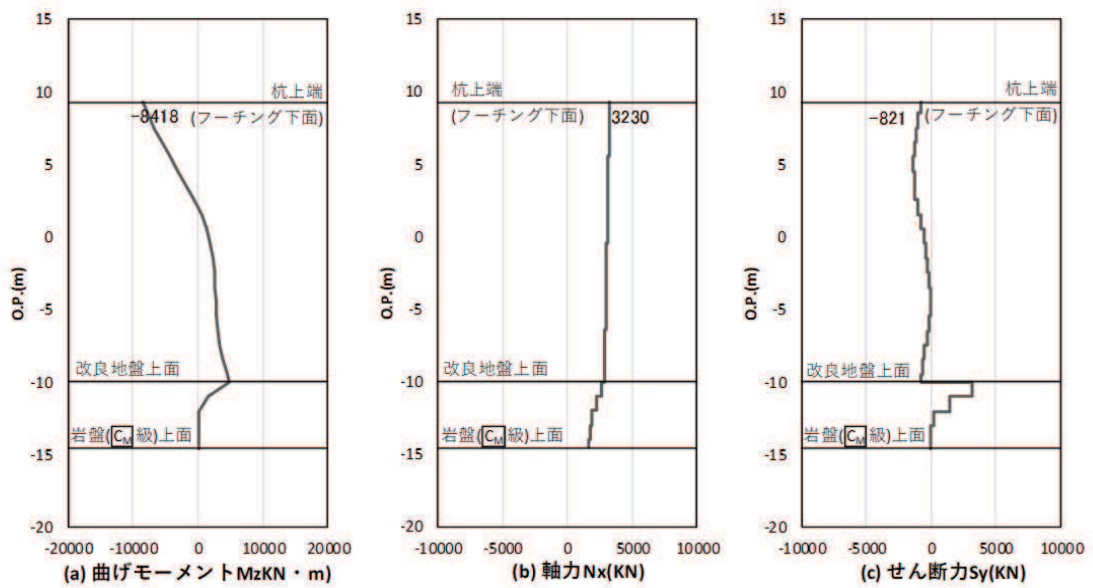


図 8-6 最大照査時刻における断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - F 2 (++), 桁軸直交方向加振時, t = 28.68s)
 解析ケース① : 基本ケース

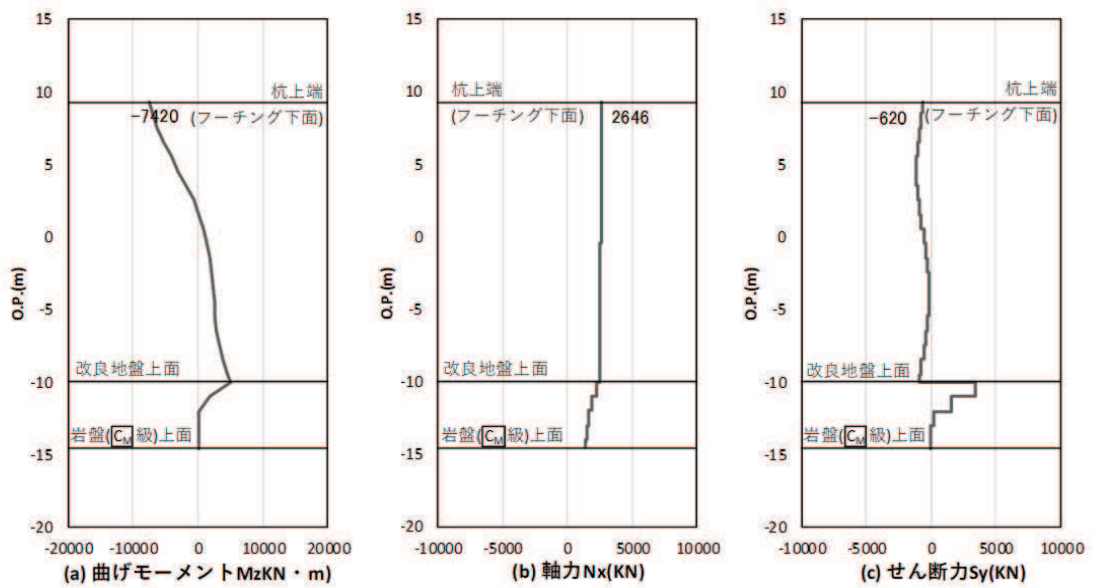


図 8-7 $\alpha 1=1.00$ となる時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - F 2 (++), 桁軸直交方向加振時, t = 28.73s)
 解析ケース① : 基本ケース

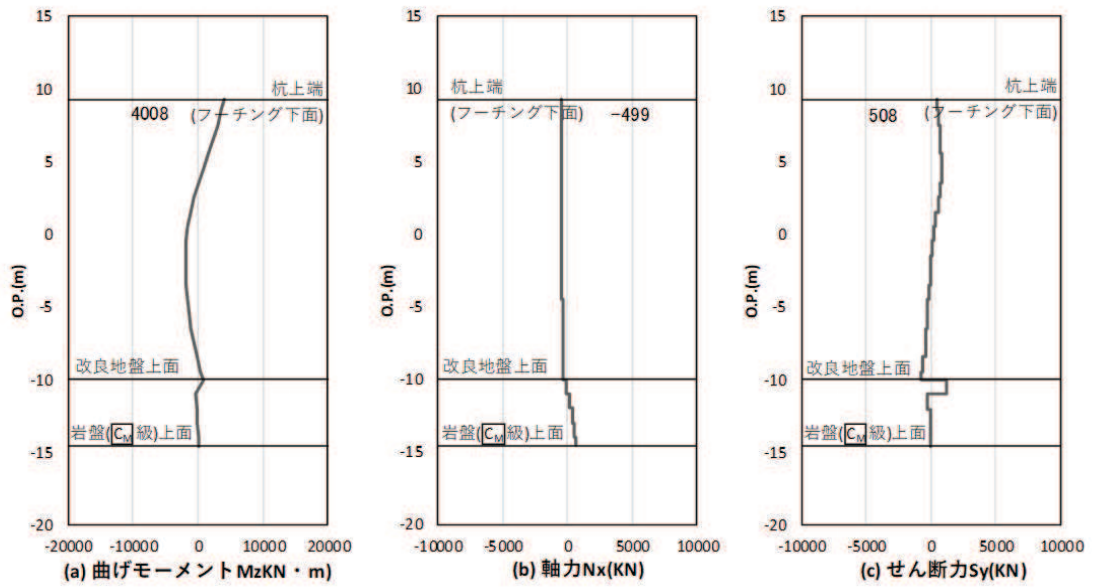


図 8-8 $\beta_1=1.00$ ($\beta_2=1.00$) となる時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, $S_s - F_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.42s$)
 解析ケース① : 基本ケース

表 8-3(1) 発生曲げモーメントの整理結果 (鋼桁 6)

(桁軸直交方向, $S_s - N1$ (-+))

分類	地震動	加振 方向	発生断面力	断面力抽出時刻 の $\alpha 1, \beta 1, \beta 2$	降伏モーメント ($kN \cdot m$)	照査値
			曲げモーメント ($kN \cdot m$)			
全時刻最大 (=耐震計算)	$S_s - N1$ (-+)	桁軸 直交	12442	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.05$ $\beta 2 : 0.23$	14137	0.88
(a) $\alpha 1=1.00$			12442	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.05$ $\beta 2 : 0.23$		0.88
(b) $\beta 1=1.00$ ($\beta 2=1.00$)			1199	$\alpha 1 : 0.06$ $\beta 1 : 1.00$ $\beta 2 : 1.00$		0.09
(a)+(b)			13641	—		0.96

表 8-3(2) 発生曲げモーメントの整理結果 (鋼桁 6)

(桁軸直交方向, $S_s - F2$ (++))

分類	地震動	加振 方向	発生断面力	断面力抽出時 刻の $\alpha 1, \beta 1,$ $\beta 2$	降伏モーメント ($kN \cdot m$)	照査値
			曲げモーメント ($kN \cdot m$)			
全時刻最大 (=耐震計算)	$S_s - F2$ (++)	桁軸 直交	8496	$\alpha 1 : 0.98$ $\beta 1 : 0.20$ $\beta 2 : 0.20$	14137	0.61
(a) $\alpha 1=1.00$			7981	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.26$ $\beta 2 : 0.36$		0.57
(b) $\beta 1=1.00$			3147	$\alpha 1 : 0.24$ $\beta 1 : 1.00$ $\beta 2 : 0.86$		0.23
(c) $\beta 2=1.00$			4133	$\alpha 1 : 0.42$ $\beta 1 : 0.88$ $\beta 2 : 1.00$		0.30
(a)+MAX (b), (C)			12114	—		0.86

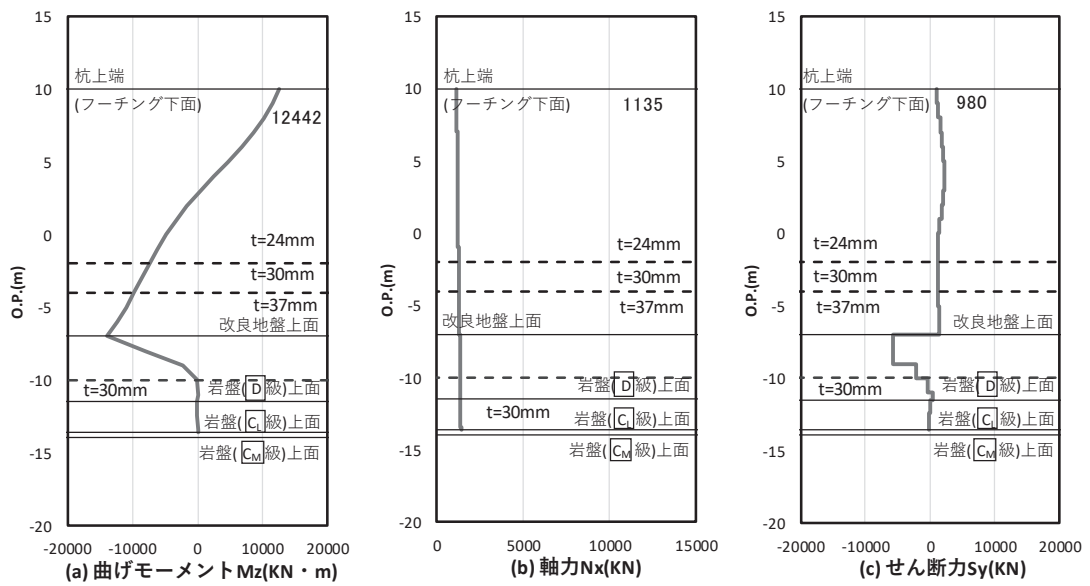


図 8-9 最大照査時刻 ($\alpha 1=1.00$ となる時刻) における断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - N_1$ (—+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.88s$)
 解析ケース① : 基本ケース

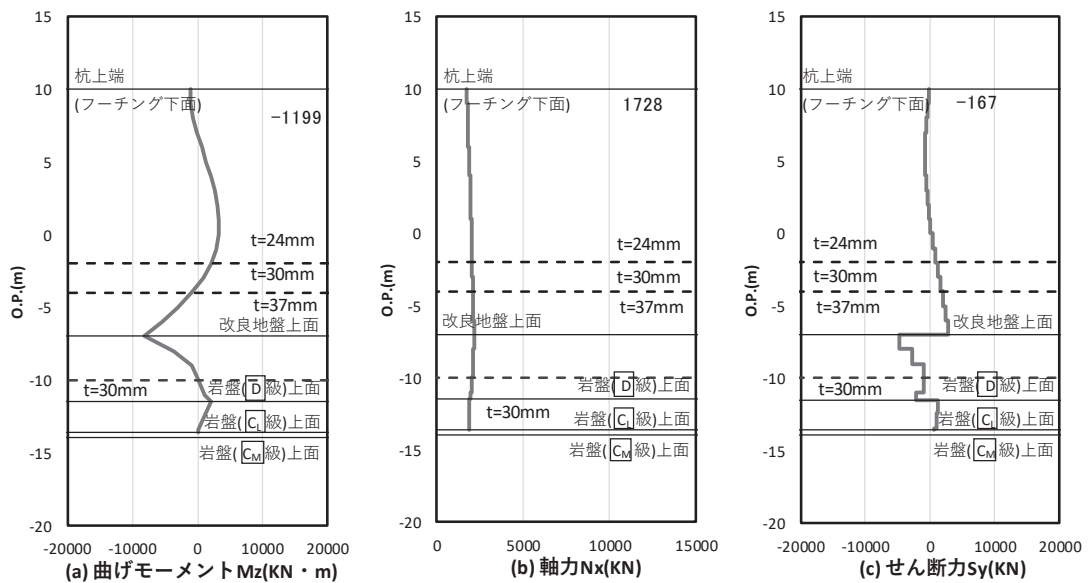


図 8-10 $\beta 1=1.00$ ($\beta 2=1.00$) となる時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - N_1$ (—+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.61s$)
 解析ケース① : 基本ケース

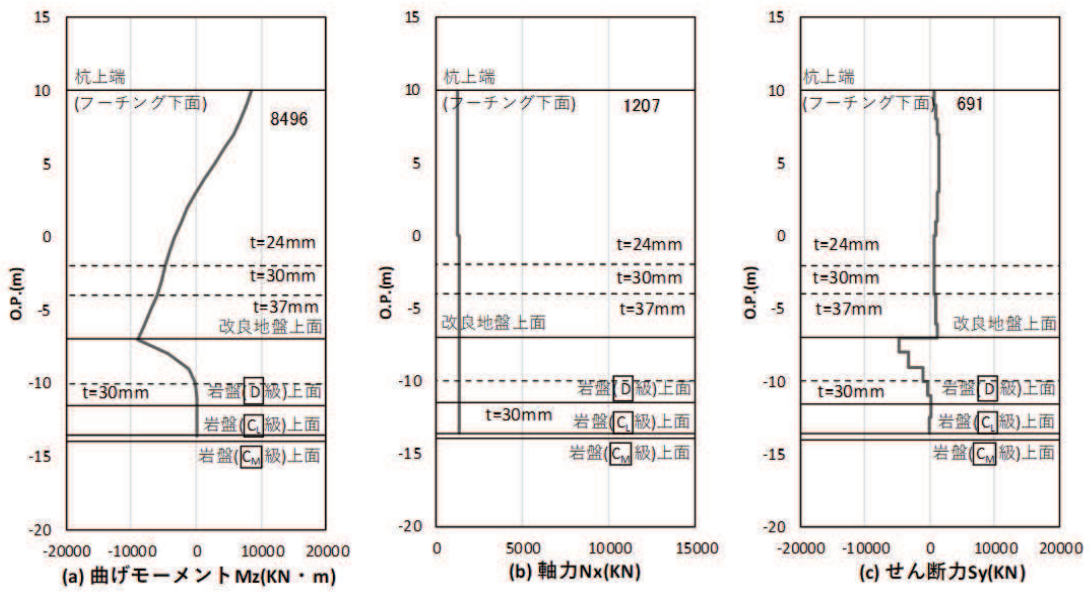


図 8-11 最大照査時刻における断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - F_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.68s$)
 解析ケース① : 基本ケース

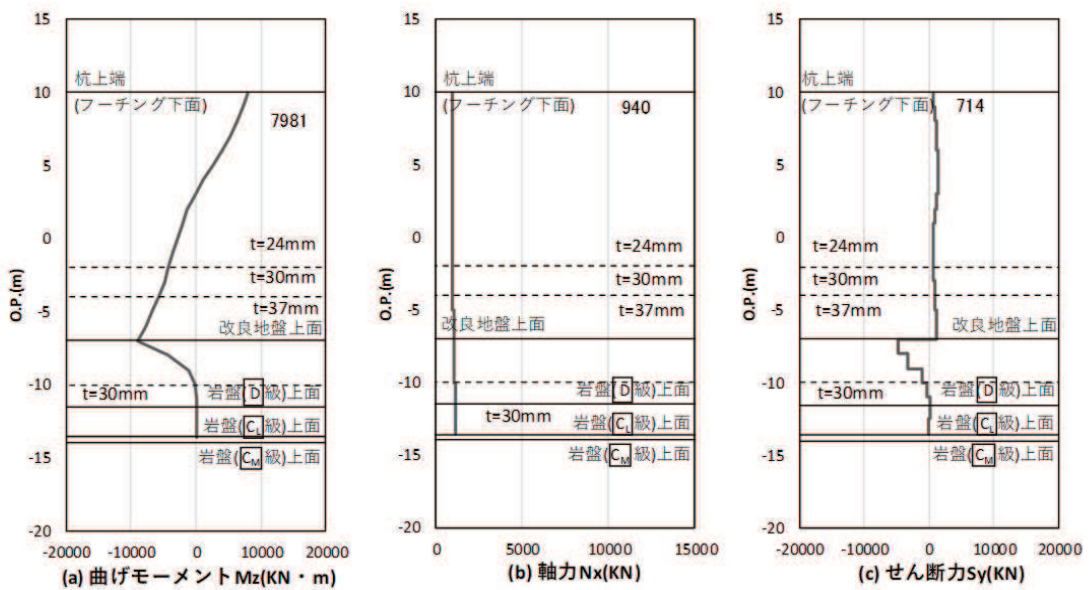


図 8-12 $\alpha = 1.00$ となる時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - F_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.72s$)
 解析ケース① : 基本ケース

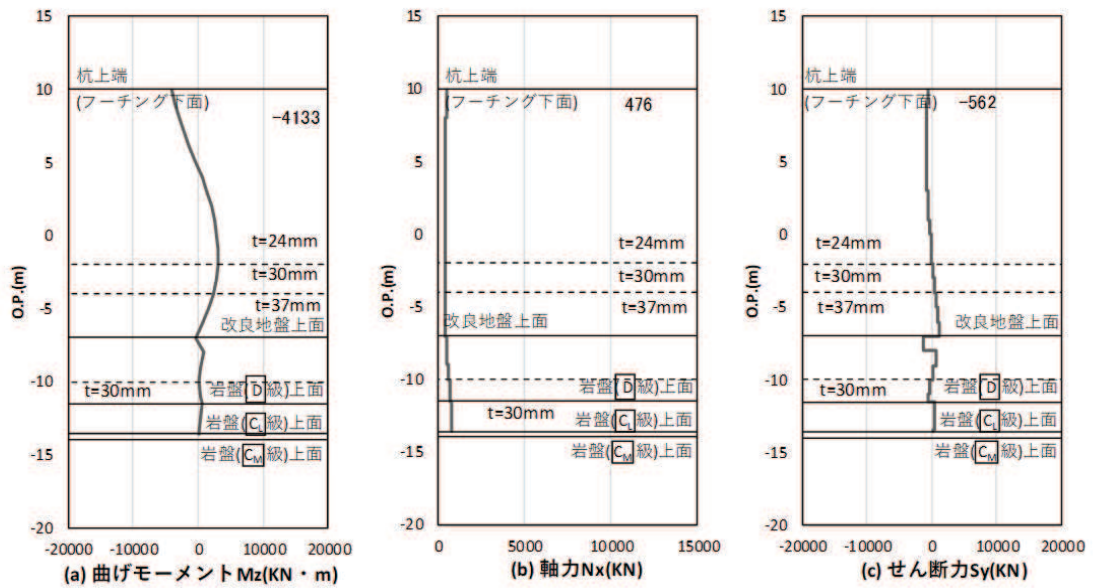


図 8-13 $\beta 1=1.00$ となる時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - F_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.41s$)
 解析ケース① : 基本ケース

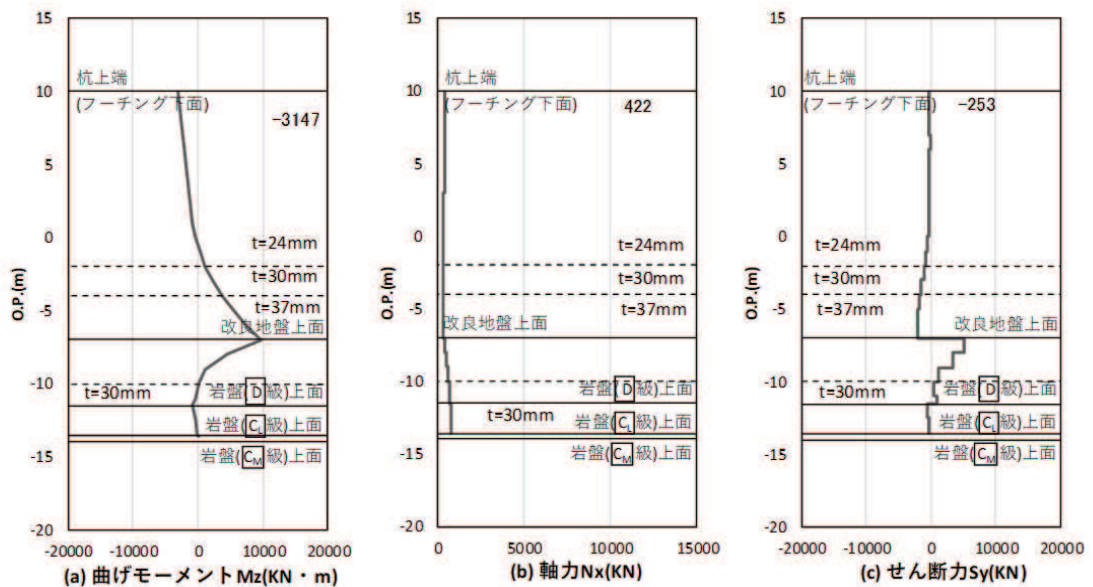


図 8-14 $\beta 2=1.00$ となる時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - F_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.31s$)
 解析ケース① : 基本ケース

9. 検討結果

地震応答解析に質点系モデルを用いること及びその入力用地盤応答に水平成層一次元地盤モデル（全応力解析）による地盤応答を入力することを基本方針としており、その前提として地盤改良幅の妥当性や側方地盤の液状化の影響、隣接構造物による影響等を把握する必要があるため、本資料では以下の検討を行った。

【検討 1】

変形抑制及び液状化対策を目的として実施する杭周辺の地盤改良について、有効な地盤改良幅を確認するために、FEM モデル（有効応力解析）により地盤改良幅に応じた応答値の比較検討を実施する。

注記*：地盤改良外側に分布する液状化層の液状化等の影響を受けないこと

【検討 2】

検討 1 を踏まえ、全応力解析として有効な地盤改良幅を確保することを前提に、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認するために、FEM モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

【検討 3】

検討 2 の妥当性検証として、物性値の不確かさや隣接効果の影響等について考慮したケースについて、それぞれの解析手法による解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

検討の結果を以下に示す。

- ・ 基礎杭周辺において地下水位以深の旧表土或いは盛土を地盤改良し、地盤改良幅を改良高さの 2 倍確保することで、周辺の液状化影響等が改良体の剛性により基礎杭に及ばないことを、FEM モデル（有効応力解析）により確認し、全応力解析による評価とすることの妥当性を確認した。（【検討 1】）
- ・ 検討 1 を踏まえ、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法について、FEM モデル（有効応力解析）による応答値の比較により、保守的な応答を得ることを確認した。（【検討 2】）
- ・ 検討 2 の結果を踏まえ、検討 2 のパラメータスタディとして、地盤改良体の幅や地下水位分布のばらつき、隣接構造物や岩盤傾斜の影響を考慮した FEM モデル（有効応力解析）との応答値の比較を行った。いずれの場合においても一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法から得られた応答は、FEM モデル（有効応力解析）の応答値と比べ、保守的又は同等の応答を得ることを確認し、一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法

は妥当な評価となることを確認した。（【検討3】）

以上より、一定の改良形状（高さ：D〔設計用地下水位+1m〕，幅：2D程度）を有することで、地盤改良体の改良幅の有限性や周辺地盤等の影響を考慮せず、水平成層一次元モデルで作成した地盤応答（全応力解析）を用いた質点系モデルによる地震応答解析を行うことは、本構造における耐震評価上概ね保守的な結果を得ており、地震応答解析手法として妥当であることを確認した。

また、耐震評価結果の妥当性に係る補足検討として、【検討4】～【検討6】を行い、以下について確認した。

- ・ 第2号機放水立坑（岩盤部）及び第3号機放水立坑（盛土部：地下水位が岩盤以深）のうち、岩盤斜面の影響や岩盤不陸の影響について、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性の観点から2次元モデルを用いた影響検討を実施し、僅かな違いはあるものの、施設の健全性に影響のないレベルであることを確認した。（【検討4】）
- ・ 質点系モデルの補足検討として、道路橋示方書の考え方を参考に、耐震設計上の地盤面をフーチング底面とし、相互作用を考慮しないモデルとすることの妥当性について、FEMモデル（有効応力解析）を用いてパラメータスタディを行い、相互作用を考慮しない場合の方が、杭に対するフーチング長さの比が大きい場合も含め、構造部に作用する応答値が保守的あるいは概ね同値となる設定であることを確認した。（【検討5】）
- ・ 動的解析法である質点系モデルを用いた地震応答解析による耐震評価結果について、地盤変位の影響による曲げモーメント卓越しており、上部構造の慣性力が支配的となる時刻の曲げモーメントを保守的に足し合わせた場合でも、動的解析法における最大照査時刻の曲げモーメントと有意な差が無い、もしくは最大照査値を上回らず、安全裕度に影響がないことを確認した。（【検討6】）

(参考資料4) 地中部からの津波の回り込み (ボイリング) 対策について

1. 概要

ボイリングは、図4-1に示すような飽和した地盤において、山留壁前後の水頭差により下流側の地盤に浸透力が作用し、地盤の水中自重と比べて大きくなると浸透破壊する現象であり、今回設置する防潮壁は、図4-2に示すような上部工とフーチング、矢板等により構成されていることから、津波時にはボイリングの発生に留意する必要がある。

これに対し、防潮壁が設置される箇所は地下水位低下設備の機能により常時、地震時において地下水位がフーチング底面よりも低く保たれた状態となっていること、また、津波の滞水時間は最大3分程度である(図4-3)ことを踏まえると、その間に、防潮壁内外の水頭差により下部の地盤が飽和し浸透破壊に至る可能性は極めて低いものと推定される。

しかしながら、ここでは、安全側に津波滞水時間内に地盤が飽和した場合を想定し、防潮壁がボイリングに対し裕度を持っていることを確認する。

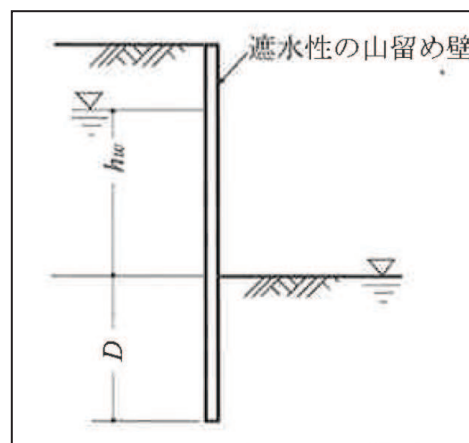


図4-1 ボイリング概略図

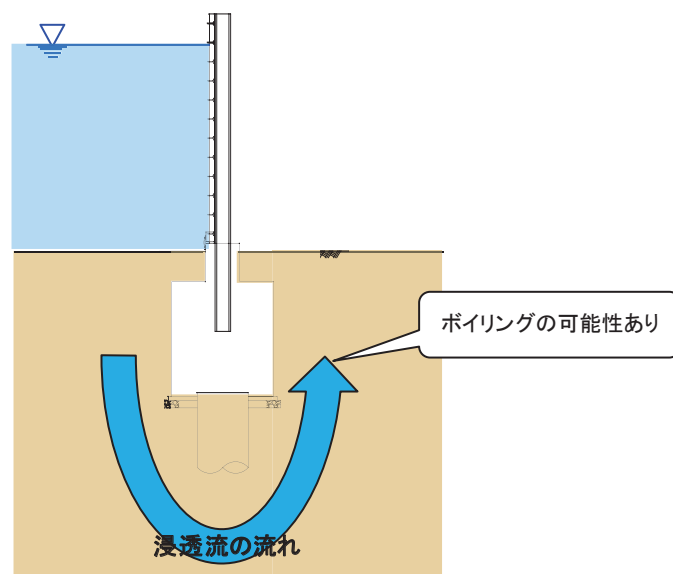


図4-2 防潮壁におけるボイリングの発生概念図

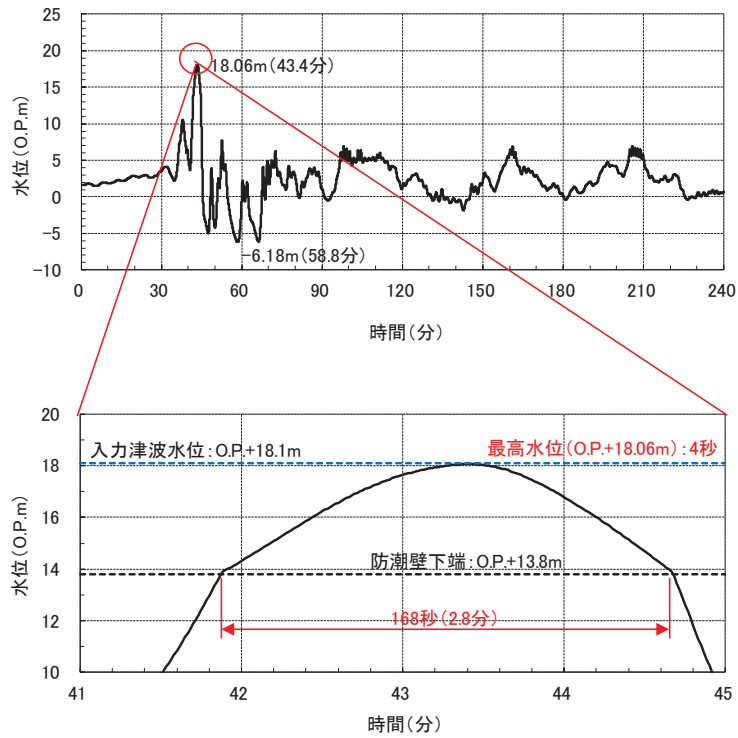


図 4-3(1) 津波滞留時間(第 2 号機海水ポンプ室の場合)

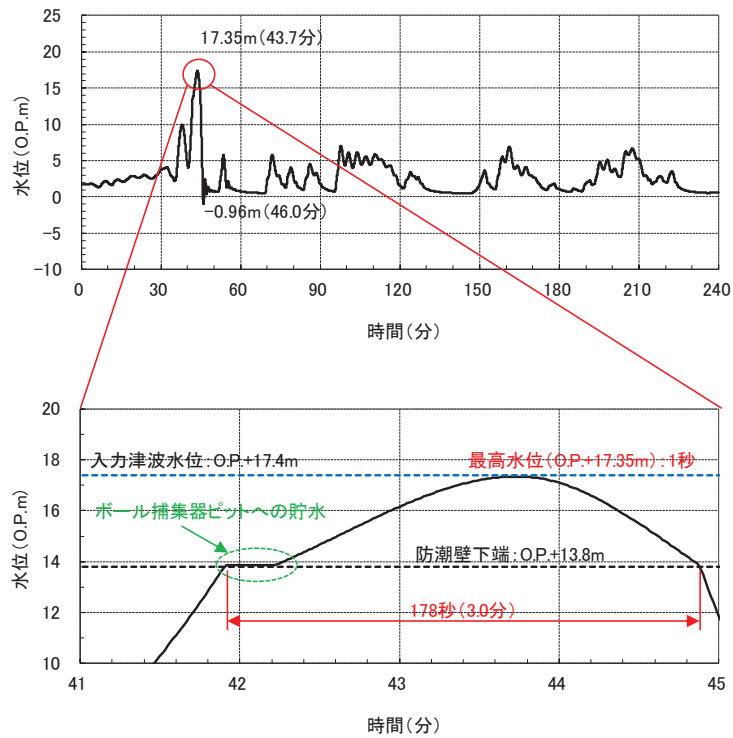


図 4-3(2) 津波滞留時間(第 2 号機放水立坑の場合)

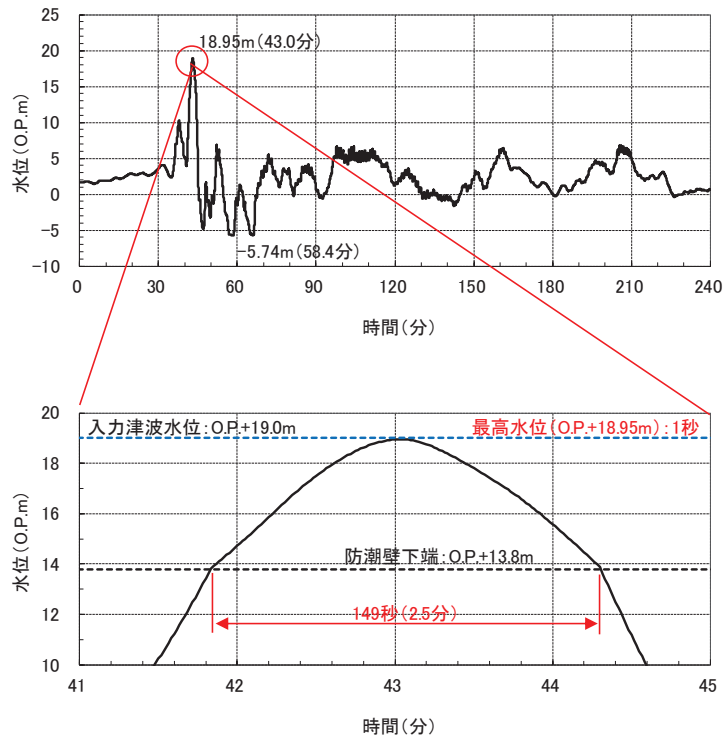


図 4-3(3) 津波滞留時間(第 3 号機海水ポンプ室の場合)

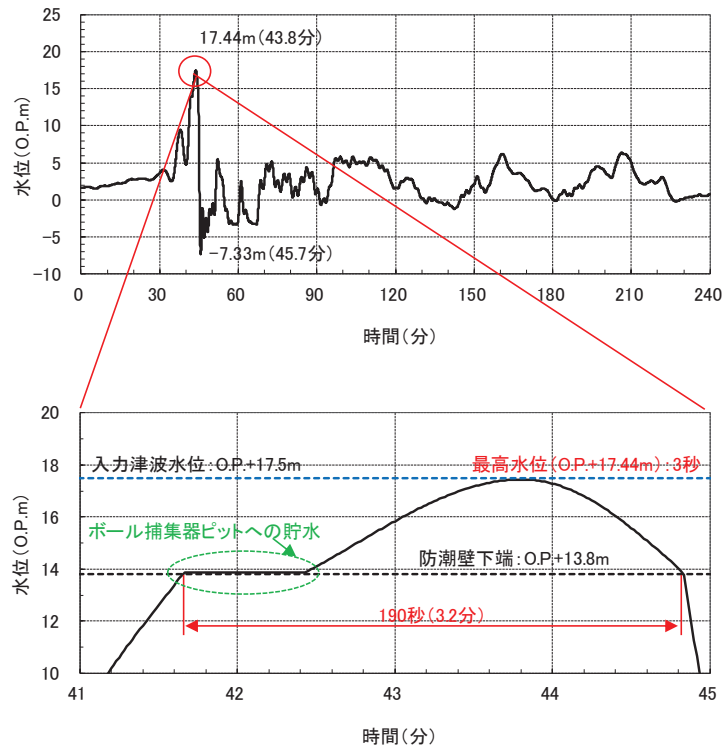


図 4-3(4) 津波滞留時間(第 3 号機放水立坑の場合)

2. ボイリング対策の評価

2.1 基本方針

前述のとおり，防潮壁は津波時において防潮壁内部に海水が一時的に貯留されるため，その水位の影響によりフーチングならびに鋼桁下部の地盤に津波が浸透することを想定しボイリングの影響について検討する。

2.2 評価方法

ボイリングの評価においては，「山留め設計指針 平成 29 年（日本建築学会）」に示されている式を用いて行った。（Terzaghi の方法）。ボイリングに対する安全性検討式（日本建築学会）を図 4-4 に示す。

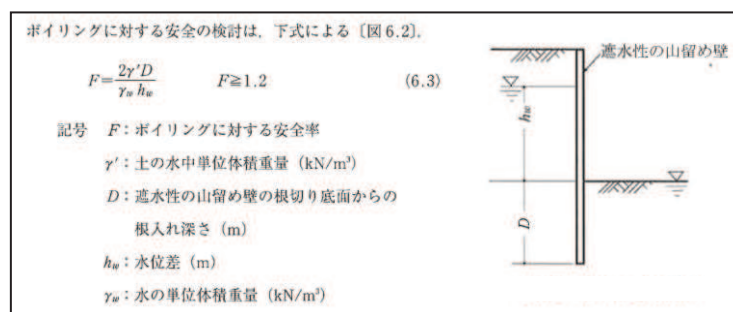


図 4-4 ボイリングに対する安全性検討式
「山留め設計指針 平成 29 年（日本建築学会）」より抜粋)

2.3 評価条件

ボーリングの評価にあたっては、入力津波水位並びに、地震時の揺すり込み沈下による根入れ長の低減を考慮する。ボーリングを検討する評価対象位置を図 4-5～図 4-8 に示す。ここで、第 2 号機海水ポンプ室の評価対象位置⑩´，⑪´及び、第 3 号機防潮壁海水ポンプ室の評価対象位置④´，⑤´である防潮堤取り合い部について、構造概要を図 4-9 に示す。防潮堤との取り合い部については、図 4-10 に示すように下端をセメント改良土にて埋め戻す方針とする。なお、第 2 号機海水ポンプ室の評価対象位置⑫，⑬及び第 3 号機海水ポンプ室の評価対象位置⑨，⑩の構造概要については、「5.27 防潮壁の止水構造について」に示す。なお、保守的に評価する観点から、2.3.1～2.3.3 に示す内容について留意する。

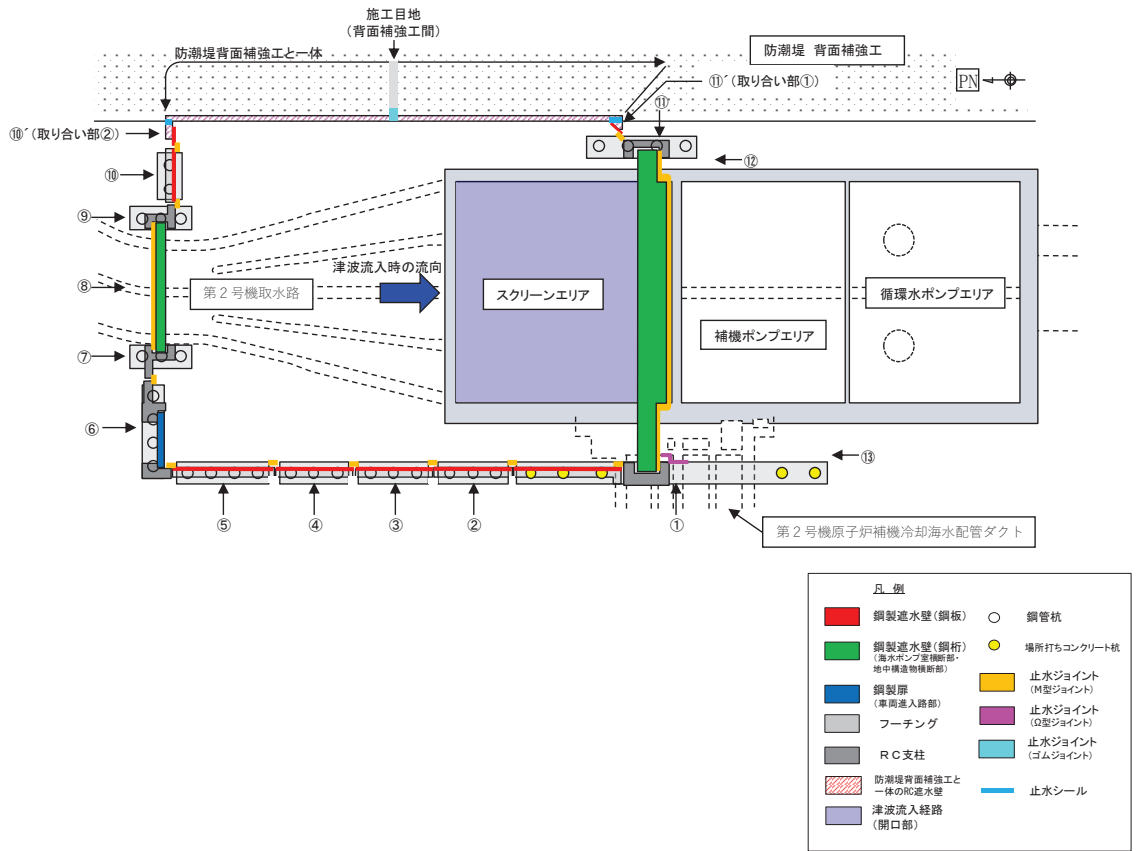


図 4-5(1) ボイリング評価検討箇所平面図 (防潮壁(第2号機海水ポンプ室))

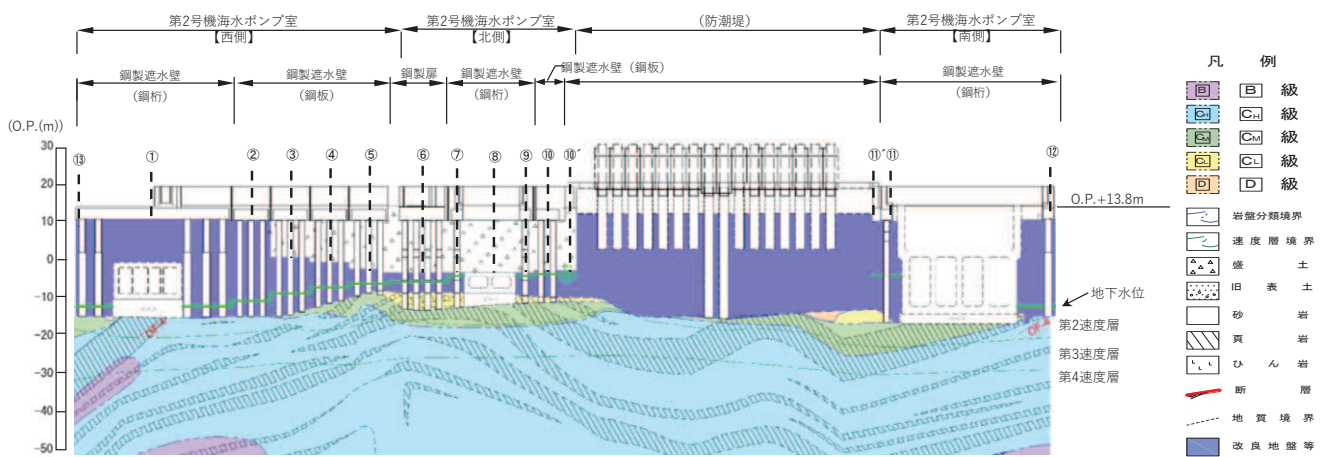


図 4-5(2) ボイリング評価検討箇所縦断図 (防潮壁(第2号機海水ポンプ室))

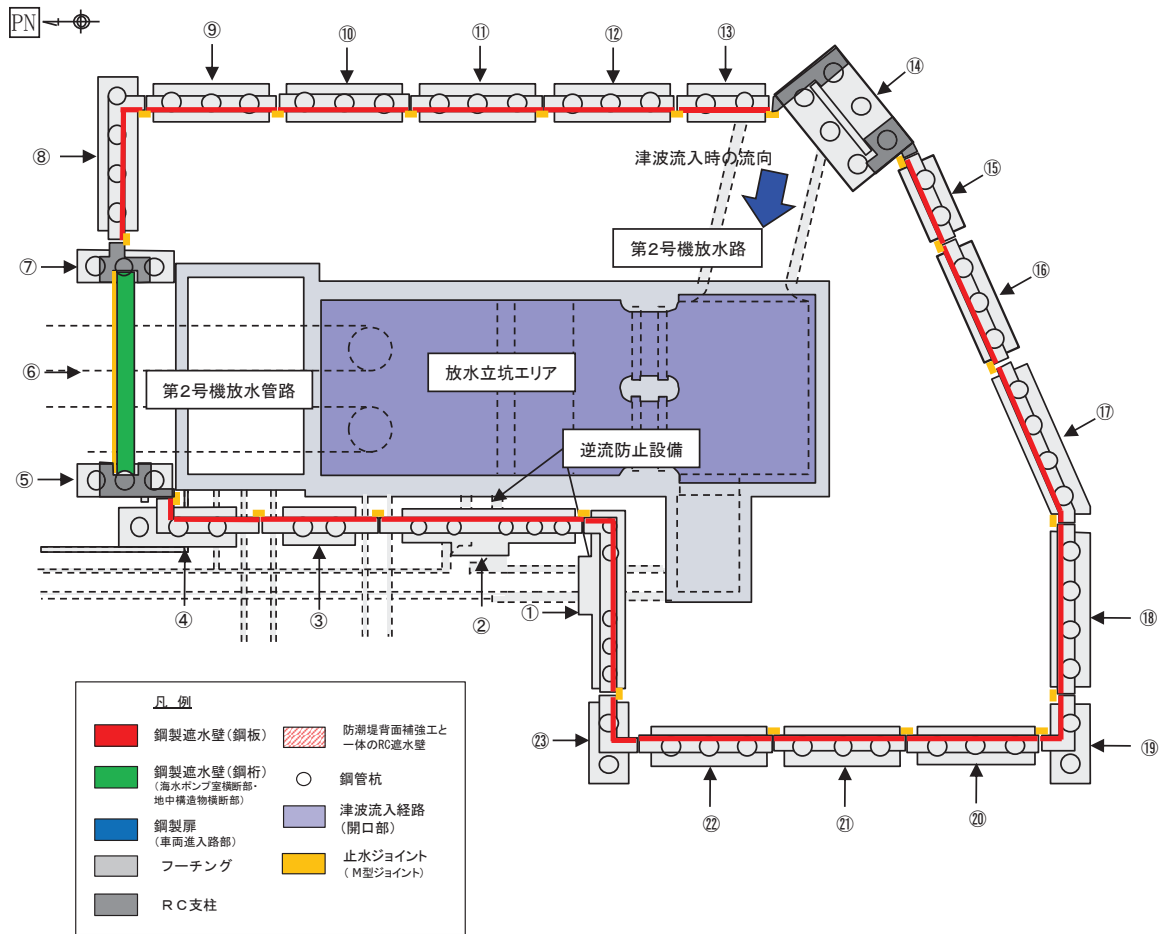


図 4-6(1) ボイリング評価検討箇所平面図 (防潮壁 (第 2 号機放水立坑))

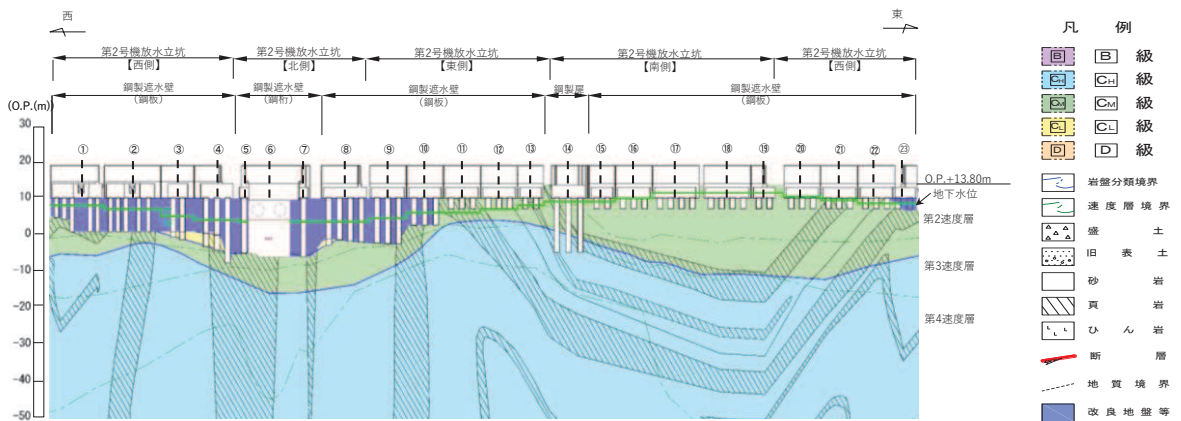


図 4-6(2) ボイリング評価検討箇所縦断図 (防潮壁 (第 2 号機放水立坑))

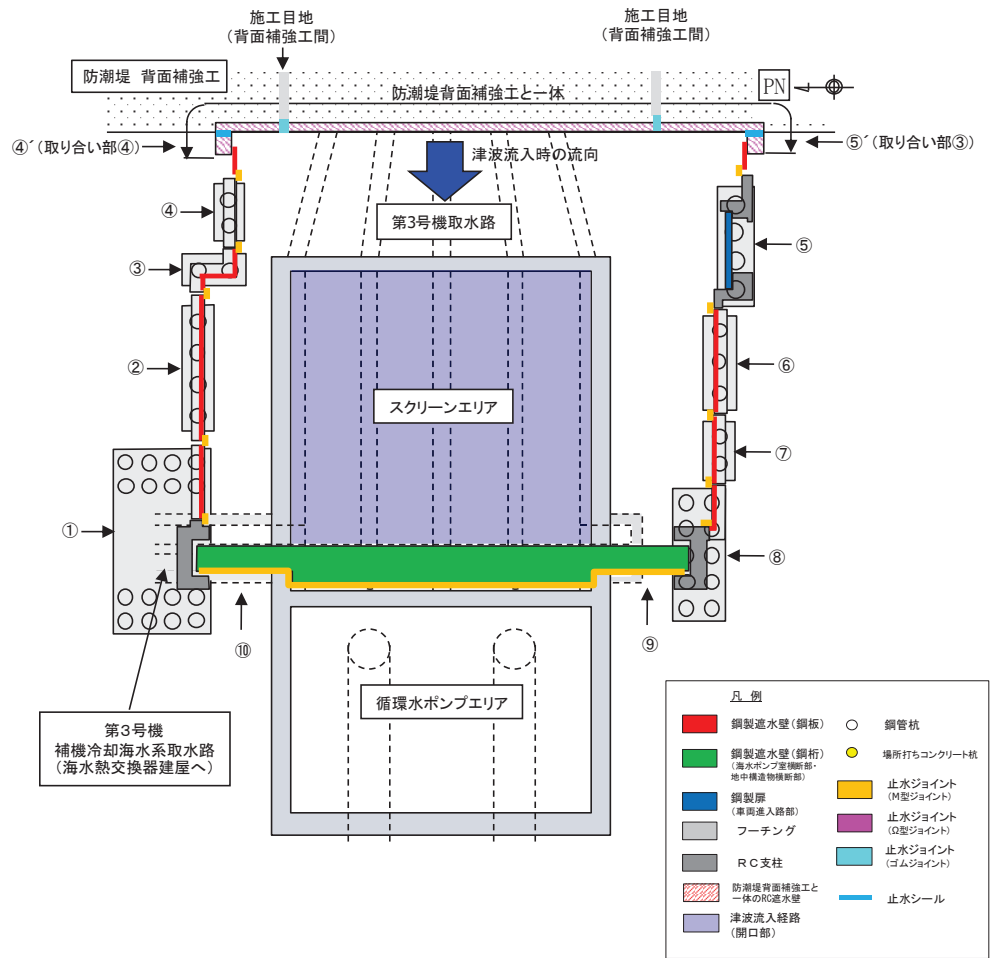


図 4-7(1) ボイリング評価検討箇所平面図 (防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室))

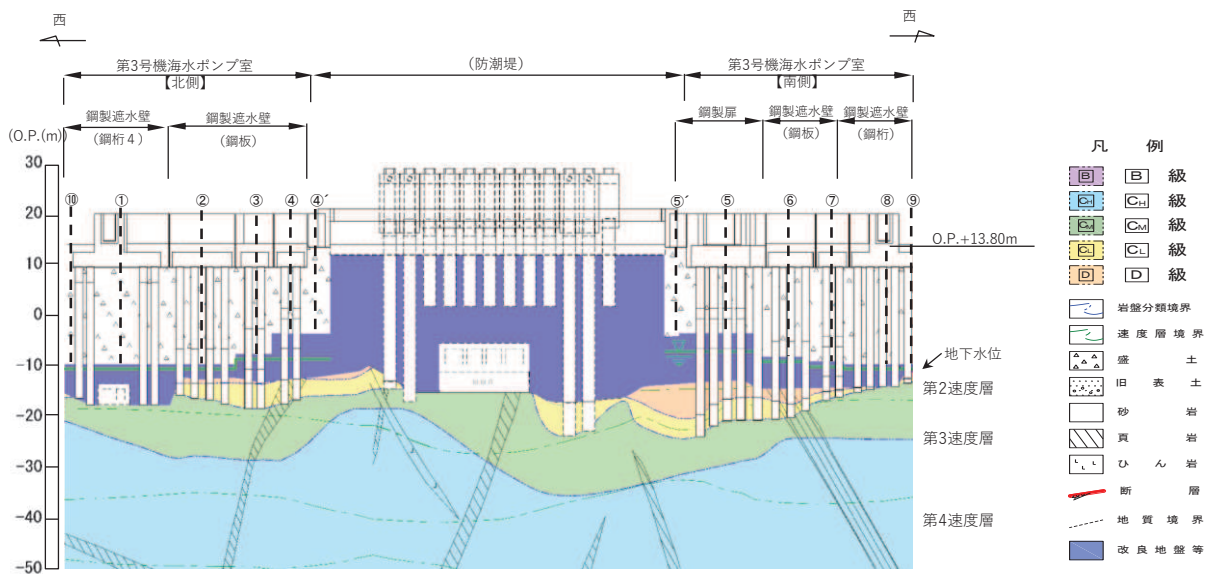


図 4-7(2) ボイリング評価検討箇所縦断図 (防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室))

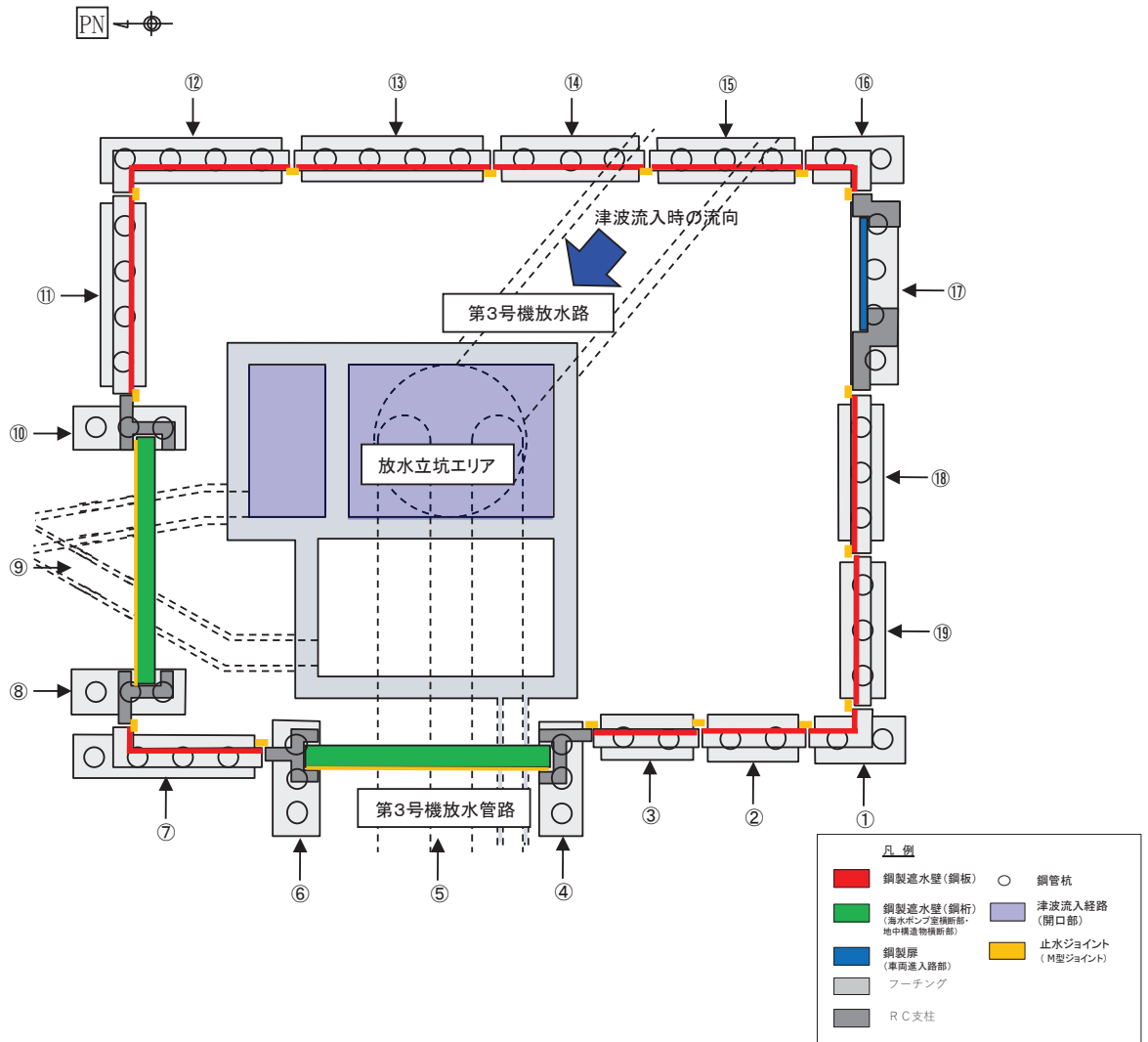


図 4-8(1) ボイリング評価検討箇所平面図 (防潮壁 (第 3 号機放水立坑))

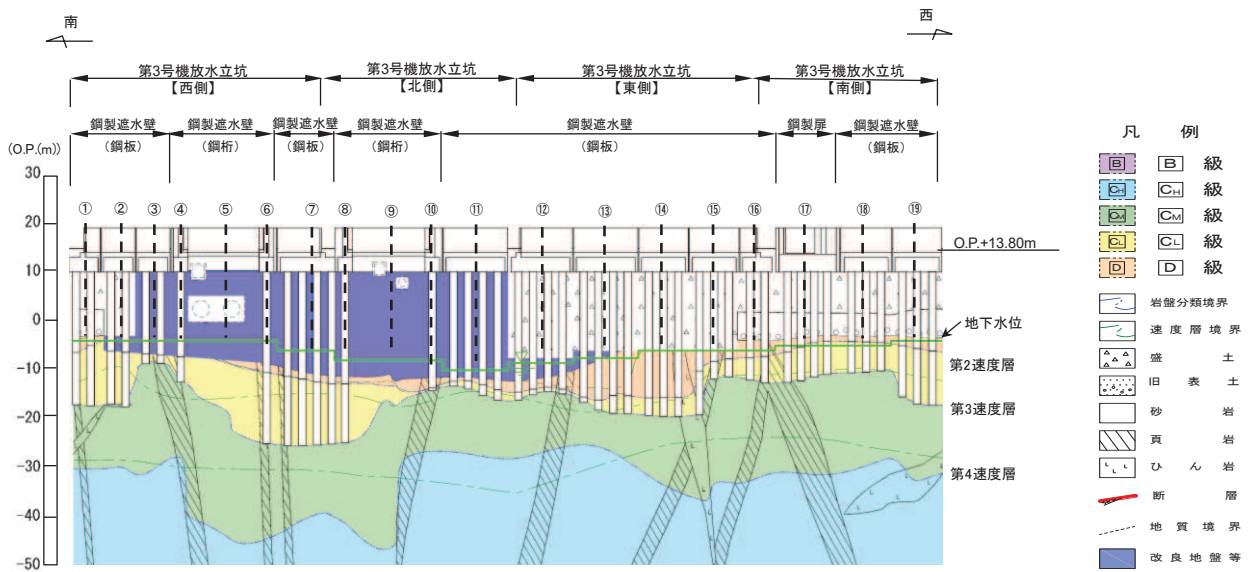


図 4-8(2) ボイリング評価検討箇所縦断面図 (防潮壁 (第 3 号機放水立坑))
(参考) 4-9

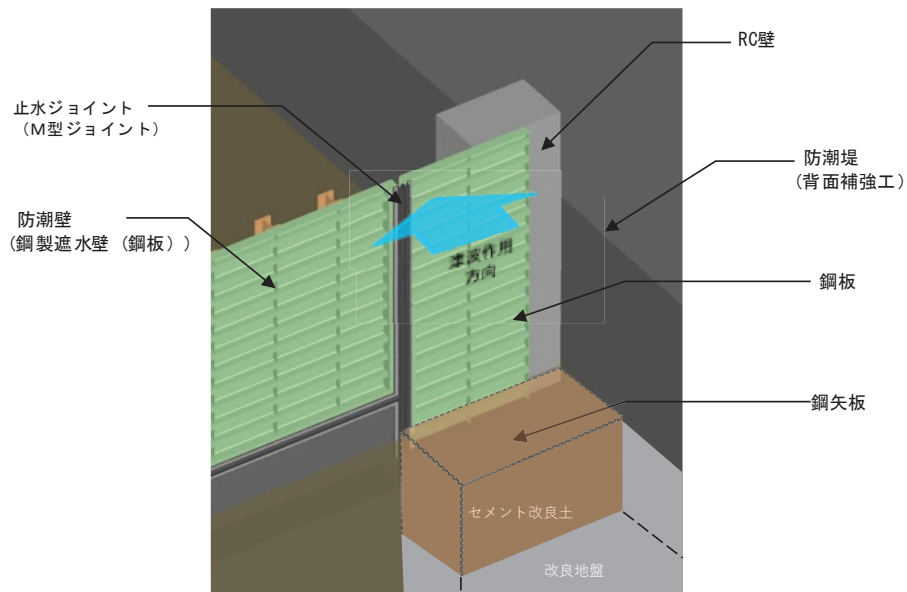


図 4-9(1) 防潮堤取り合い部の構造概要
(取り合い部①)

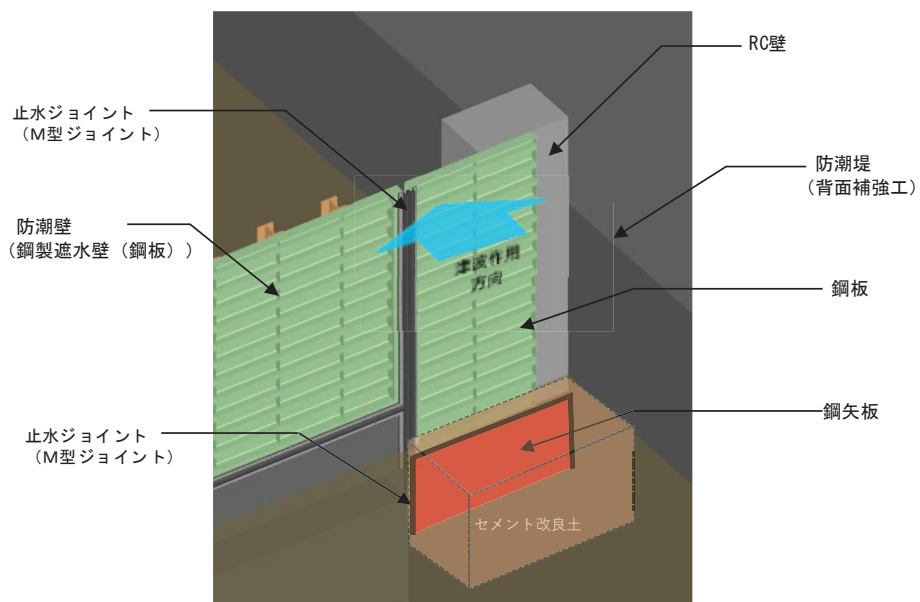


図 4-9(2) 防潮堤取り合い部の構造概要
(取り合い部②・③・④)

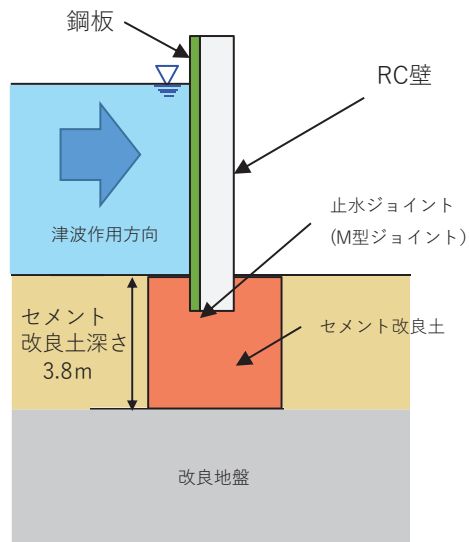


図 4-10(1) 防潮堤取り合い部のセメント改良土埋戻し範囲
(第 2 号機海水ポンプ室：取り合い部①)

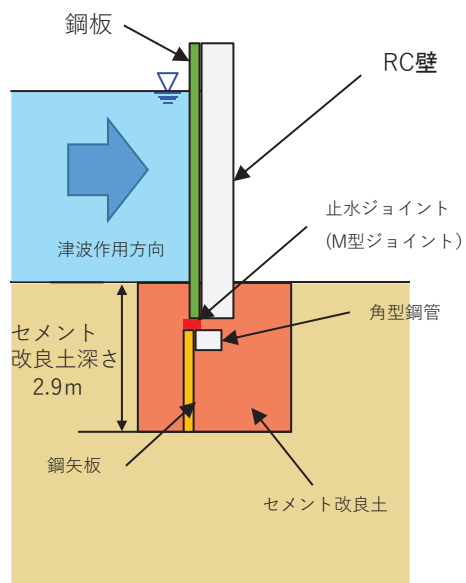


図 4-10(2) 防潮堤取り合い部のセメント改良土埋戻し範囲
(第 2 号機海水ポンプ室：取り合い部②)

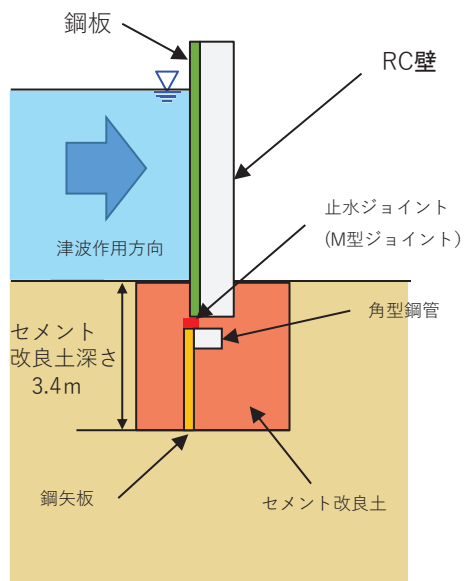


図 4-10(3) 防潮堤取り合い部のセメント改良土埋戻し範囲
 (第 3 号機海水ポンプ室：取り合い部③④)

2.3.1 入力津波水位の設定

表 4-1 に示す入力津波水位を採用した。

表 4-1 構造物ごとの入力津波水位

設置箇所	入力津波水位 (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	0. P. +18. 1
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	0. P. +17. 4
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	0. P. +19. 0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	0. P. +17. 5

2.3.2 設計用地表面の設定

設計用地表面の設定にあたっては、地盤の揺すり込み沈下を考慮する。地下水位以浅の不飽和土の揺すり込み沈下量の算定においては、海野ら^{*1}の知見を採用し、安全側に飽和土が完全に液状化した後の再圧密による体積収縮量と等しいと仮定した。地下水以深の飽和地盤については、過剰間隙水圧の消散に伴う体積ひずみの関係から沈下量について算定した。沈下量の算定にあたっては、図4-11に示す体積ひずみと液状化抵抗率の関係^{*2}を考慮する。上記の検討からより揺すり込み沈下量が大きい場合を考慮し、設計用地表面は地下水位以浅、以深ともに対象位置の盛土厚さの1.4%、旧表土厚さの2.8%の沈下量を考慮した。なお、揺すり込み沈下率の設定の詳細については、補足説明資料「補足-200-14 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルートについて」に示す。また、盛土、旧表土の層厚については、図4-5～図4-8に示す地質断面図における各評価対象位置から読み取った。各評価対象箇所の揺すり込み沈下量を表4-2に示す。各評価対象箇所の揺すり込み沈下量の最大値は0.34mであるが、ここでは保守的に一律0.4mを採用した（岩盤部及び全深度地盤改良部は除く）。揺すり込み沈下量を考慮した設計用地表面の一覧を表4-2に示す。

注記*1：同一繰返しせん断履歴における乾燥砂と飽和砂の堆積収縮量の関係
(海野ら, 2006)

注記*2：Evaluation Of Settlements In Sand Deposits Following Liquefaction
During Earthquakes (石原ら, 1992)

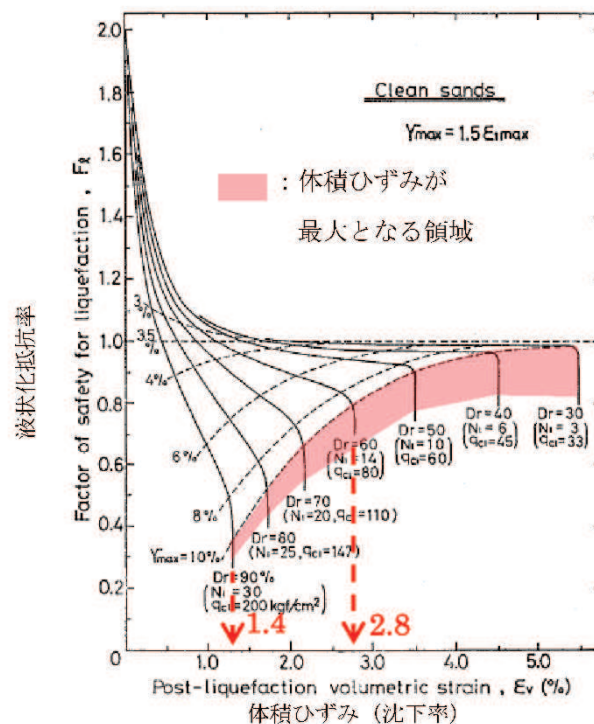


図4-11 評価対象箇所の揺すり込み沈下量の算定方法

表 4-2(1) 評価対象箇所への揺すり込み沈下量

構造物	設計対象箇所	評価モデル	盛土層厚 (m) A	旧表土層厚(m) B	沈下量 (m) C (A×1.4%+B× 2.4%)
防潮壁 (第2号機 海水ポンプ 室)	①	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	②	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	③	鋼板部	13.30	0.00	0.19
	④	鋼板部	14.65	0.00	0.21
	⑤	鋼板部	16.38	0.00	0.23
	⑥	鋼板部	16.39	0.00	0.23
	⑦	鋼板部	16.39	0.00	0.23
	⑧	鋼桁部	16.39	0.00	0.23
	⑨	鋼板部	16.39	0.00	0.23
	⑩	鋼板部	16.39	0.00	0.23
	⑩ [^]	取り合い部	13.49	0.00	0.19
	⑪	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑪ [^]	取り合い部	0.00	0.00	0.00
	⑫	構造物間	0.00	0.00	0.00
⑬	構造物間	0.00	0.00	0.00	

表 4-2(2) 評価対象箇所への揺すり込み沈下量

構造物	設計対象断面	評価モデル	盛土層厚 (m)	旧表土層厚(m)	沈下量 (m)
			A	B	C (A×1.4%+B×2.4%)
防潮壁 (第2号機 放水立坑)	①	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	②	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	③	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	④	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑤	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑥	鋼桁部	0.00	0.00	0.00
	⑦	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑧	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑨	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑩	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑪	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑫	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑬	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑭	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑮	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑯	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑰	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑱	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑲	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑳	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	㉑	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	㉒	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	㉓	鋼板部	0.00	0.00	0.00

表 4-2(3) 評価対象箇所の揺すり込み沈下量

構造物	設計対象断面	評価モデル	盛土層厚 (m)	旧表土層厚 (m)	沈下量 (m) C (A×1.4%+B×2.4%)
			A	B	
防潮壁 (第3号 機海水ポンプ室)	①	鋼板部	23.80	0.00	<u>0.34</u>
	②	鋼板部	23.80	0.00	<u>0.34</u>
	③	鋼板部	17.70	0.00	0.25
	④	鋼板部	17.70	0.00	0.25
	④´	取り合い部	14.30	0.00	0.21
	⑤	鋼板部	17.70	0.00	0.25
	⑤´	取り合い部	14.30	0.00	0.21
	⑥	鋼板部	22.30	0.00	0.32
	⑦	鋼板部	23.30	0.00	0.33
	⑧	鋼板部	23.80	0.00	<u>0.34</u>
	⑨	構造物間	23.80	0.00	<u>0.34</u>
	⑩	構造物間	23.80	0.00	<u>0.34</u>
防潮壁 (第3号 機放水立坑)	①	鋼板部	11.34	5.55	0.30
	②	鋼板部	16.80	0.00	0.24
	③	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	④	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑤	鋼桁部	0.00	0.00	0.00
	⑥	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑦	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑧	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑨	鋼桁部	0.00	0.00	0.00
	⑩	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑪	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑫	鋼板部	21.30	0.00	0.30
	⑬	鋼板部	19.80	1.43	0.32
	⑭	鋼板部	19.80	0.00	0.28
	⑮	鋼板部	19.80	0.00	0.28
	⑯	鋼板部	11.97	5.79	0.31
	⑰	鋼板部	12.07	4.98	0.29
	⑱	鋼板部	12.17	4.74	0.29
	⑲	鋼板部	11.41	5.70	0.30

表 4-3 設計用地表面一覧

設置箇所	地表面 (m)	設計用地表面 (m) 地表面-0.4m
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)	O.P. +13.8	O.P. +13.4 O.P. +13.8*
防潮壁 (第2号機放水立坑)	O.P. +13.8	O.P. +13.8*
防潮壁 (第3号機海水ポンプ室)	O.P. +13.8	O.P. +13.4
防潮壁 (第3号機放水立坑)	O.P. +13.8	O.P. +13.4

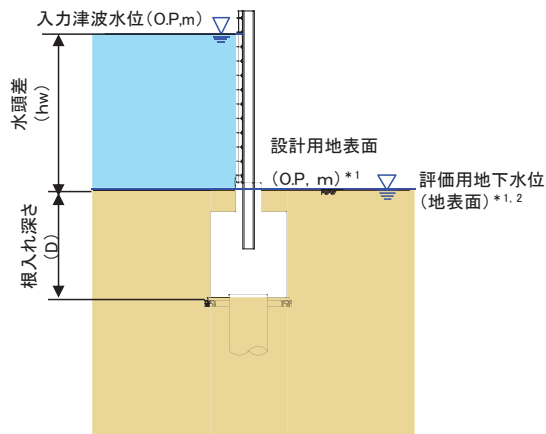
注記* : 岩盤部や全深度地盤改良部については、揺すり込み沈下が生じないことから設計用地表面を O.P. +13.8m とする。

2.3.3 評価用地下水位の設定

浸透流解析から設定した防潮壁の設計用地下水位はフーチング底面以深になるが、ボーリングに対する保守的な評価として、杭周辺の旧表土、盛土が飽和状態にあることを仮定し、地表面に地下水位があるものとした。

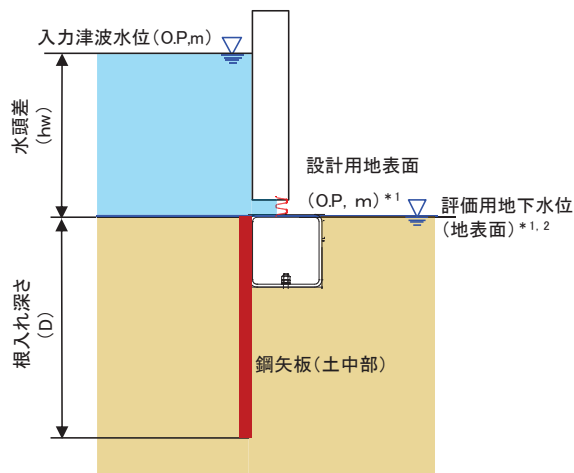
2.3.4 評価モデル

「2.3 評価条件」により設定した評価モデルを図 4-12 に示す。評価モデルは、鋼板部、鋼桁部、防潮堤取り合い部及び構造物間に大別される。



- 注記*1：地盤の揺すり込み沈下量(0.4m)を考慮し、一律 O.P.+13.4m とする。
(岩盤部及び全深度地盤改良部は除く)
*2：ボーリングの検討において保守的となるよう地表面とする。

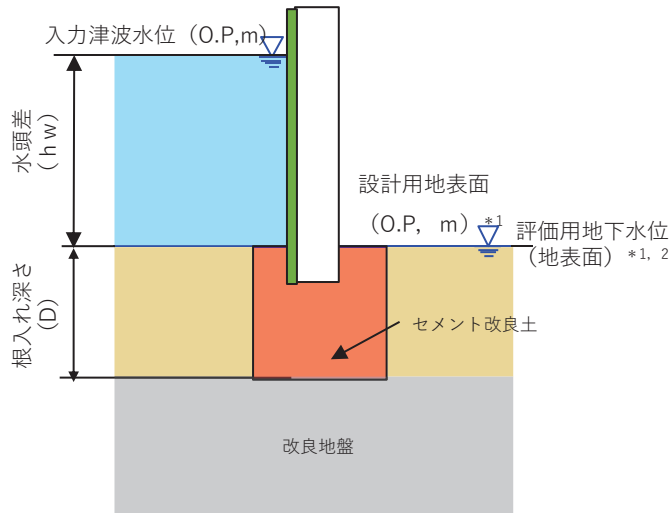
図 4-12(1) 評価モデル (鋼板部)



- 注記*1：地盤の揺すり込み沈下量(0.4m)を考慮し、一律 O.P.+13.4m とする。
(岩盤部及び全深度地盤改良部は除く)
*2：ボーリングの検討において保守的となるよう地表面とする。

図 4-12(2) 評価モデル (鋼桁部*3)

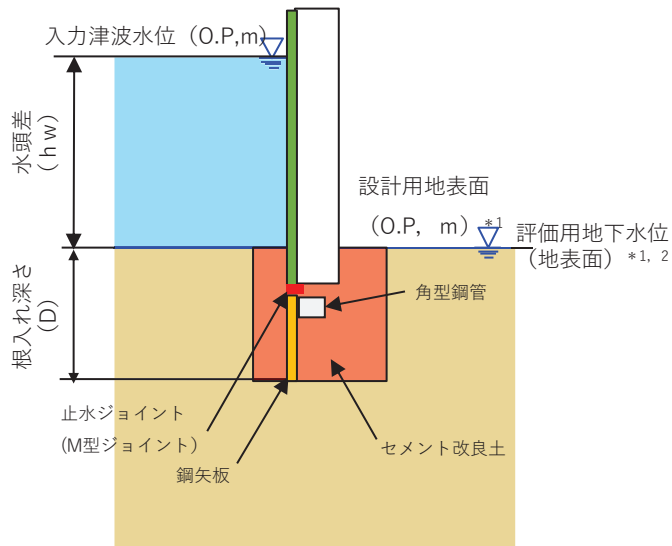
注記*：海水ポンプ室の躯体に直接設置する第 2 号機及び第 3 号機の鋼桁部については除く。



注記*1：地盤の揺すり込み沈下量(0.4m)を考慮し、一律 O.P. +13.4m とする。
 (岩盤部及び全深度地盤改良部は除く)

*2：ボーリングの検討において保守的となるよう地表面とする。

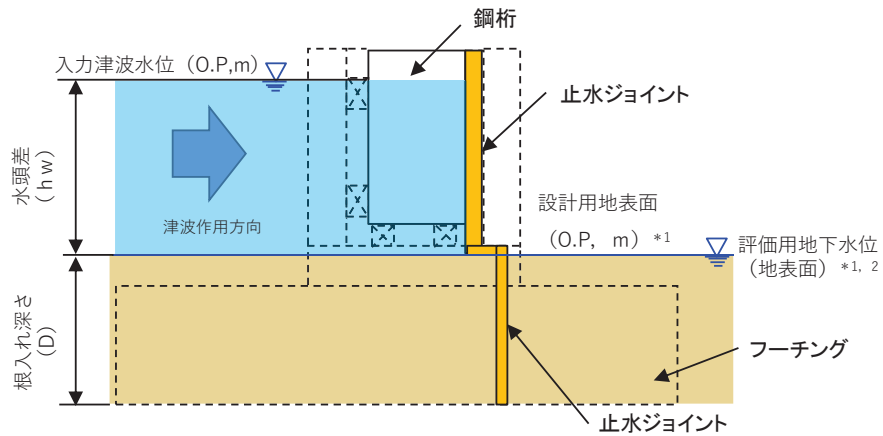
図 4-12(3) 評価モデル (防潮堤取り合い部①)



注記*1：地盤の揺すり込み沈下量(0.4m)を考慮し、一律 O.P. +13.4m とする。
 (岩盤部及び全深度地盤改良部は除く)

*2：ボーリングの検討において保守的となるよう地表面とする。

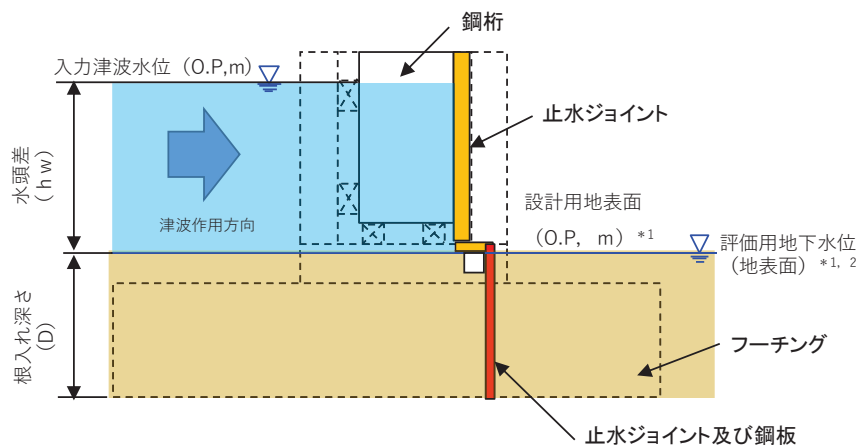
図 4-12(4) 評価モデル (防潮堤取り合い部②③④)



注記*1：地盤の揺すり込み沈下量(0.4m)を考慮し、一律 O.P. +13.4m とする。
(岩盤部及び全深度地盤改良部は除く)

*2：ボーリングの検討において保守的となるよう地表面とする。

図 4-12(5) 評価モデル (構造物間) (第 2 号機海水ポンプ室)



注記*1：地盤の揺すり込み沈下量(0.4m)を考慮し、一律 O.P. +13.4m とする。
(岩盤部及び全深度地盤改良部は除く)

*2：ボーリングの検討において保守的となるよう地表面とする。

図 4-12(6) 評価モデル (構造物間) (第 3 号機海水ポンプ室)

2.4 評価結果

ボーリングに対する安全性の評価にあたっての許容限界は1.2とする。評価結果を表4-4に示す。表のとおり、すべての評価構造において安全率1.2以上となった。

表4-4(1) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	入力津波水位 (O.P. + m)	設計用地表面 (O.P. + m)	根入れ深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)	①	鋼板部	18.10	13.80	3.50	4.30	8.50	10.10	1.37
	②	鋼板部	18.10	13.80	3.80	4.30	8.50	10.10	1.48
	③	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	④	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑤	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑥	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑦	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑧	鋼桁部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑨	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑩	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑩ [~]	取り合い部	18.10	13.40	2.50	4.70	11.50	10.10	1.21
	⑪	鋼板部	18.10	13.80	3.80	4.30	8.50	10.10	1.48
	⑪ [~]	取り合い部	18.10	13.80	3.80	4.30	11.50	10.10	2.01
⑫	構造物間	18.10	13.80	3.80	4.30	8.50	10.10	1.48	
⑬	構造物間	18.10	13.80	3.50	4.30	8.50	10.10	1.37	

表 4-4(2) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	入力 津波水位 (O.P. + m)	設計用 地表面 (O.P. +m)	根入れ 深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単 位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位 体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第2 号機放 水立 坑)	①	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	②	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	③	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	④	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑤	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑥	鋼桁部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑦	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑧	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑨	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑩	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑪	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑫	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑬	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑭	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑮	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑯	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑰	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑱	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑲	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑳	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	㉑	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	㉒	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	㉓	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77

表 4-4(3) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	入力 津波水位 (O.P. + m)	設計用 地表面 (O.P. + m)	根入れ 深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単 位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位 体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第3 号機海 水ポン プ室)	①	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	②	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	③	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	④	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	④ [~]	取り合い部	19.00	13.40	3.00	5.60	11.50	10.10	1.21
	⑤	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑤ [~]	取り合い部	19.00	13.40	3.00	5.60	11.50	10.10	1.21
	⑥	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑦	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑧	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑨	構造物間	19.00	13.40	3.00	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑩	構造物間	19.00	13.40	3.00	5.60	8.50	10.10	1.23
防潮壁 (第3 号機放 水立 坑)	①	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	②	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	③	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	④	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑤	鋼桁部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑥	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑦	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑧	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑨	鋼桁部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑩	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑪	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑫	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑬	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑭	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑮	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑯	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑰	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑱	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39

(別紙)設計津波水位に対するボーリングの検討

前述では、入力津波水位を用いてボーリングに対する安全性を評価したが、ここでは、より保守的な条件となる設計津波水位(入力津波水位+0.5m)を用いてボーリングに対する安全性を評価する。なお、設計津波水位に対するボーリングの評価に当たっては、地盤の揺すり込み沈下量は各評価対象位置の盛土・旧表土の層厚を考慮して算出する。

評価結果を表4-5に示す。表4-5のとおり、ほぼすべての評価位置において安全率が1.2以上となった。一方、第2号機、第3号機海水ポンプ室の鋼板部及び第3号機海水ポンプ室の構造物間において、わずかに安全率1.2を下回る結果となった。

評価結果を踏まえて、図4-13のとおり、各構造物側部をセメント改良土にて埋戻しすることにより、有効重量を上げて、ボーリングに対する裕度確保に配慮することとする。ここで、「山留め設計指針 平成29年(日本建築学会)」によると、Terzaghiの方法によるボーリングの検討方法の中で、根切り面より上の山留め背面地盤内において、水頭損失の無いモデルとした場合、ボーリングが影響する幅について、山留の根入れ深さDの半分であることを実験により確認している(図4-14)ことから、セメント改良土の埋戻し範囲については根入れ長の1/2以上の埋戻し幅を確保する。

セメント改良土による埋戻し後の評価結果を表4-6に示す。セメント改良土による埋戻し後の評価結果については、すべての評価位置において安全率が1.2以上となった。

表4-5(1) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O.P. + m)	設計用 地表面 (O.P. + m)	根入れ 深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中 単位体積 重量 γ' (kN/m ³)	水の単位 体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)	①	鋼板部	18.60	13.80	3.50	4.80	8.50	10.10	1.22
	②	鋼板部	18.60	13.80	3.80	4.80	8.50	10.10	1.33
	③	鋼板部	18.60	13.61	3.61	4.99	8.50	10.10	1.21
	④	鋼板部	18.60	13.59	3.59	5.01	8.50	10.10	1.20
	⑤	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑥	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑦	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑧	鋼桁部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑨	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑩	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑩ [~]	取り合い部	18.60	13.61	2.71	4.99	11.50	10.10	1.23
	⑪	鋼板部	18.60	13.80	3.80	4.80	8.50	10.10	1.33
	⑪ [~]	取り合い部	18.60	13.80	3.80	4.80	11.50	10.10	1.80
	⑫	構造物間	18.60	13.80	3.80	4.80	8.50	10.10	1.33
①	構造物間	18.60	13.80	3.50	4.80	8.50	10.10	1.22	

表 4-5(2) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O.P. + m)	設計用 地表面 (O.P. + m)	根入れ 深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単 位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位 体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第2 号機放 水立 坑)	①	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	②	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	③	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	④	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑤	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑥	鋼桁部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑦	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑧	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑨	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑩	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑪	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑫	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑬	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑭	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑮	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑯	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑰	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑱	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑲	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑳	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	㉑	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	㉒	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	㉓	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56

表 4-5(3) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O. P. + m)	設計用 地表面 (O. P. + m)	根入れ 深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単 位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位 体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第3号機海水ポンプ室)	①	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15
	②	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15
	③	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	8.50	10.10	1.20
	④	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	8.50	10.10	1.20
	④ [~]	取り合い部	19.50	13.59	3.19	5.91	11.50	10.10	1.22
	⑤	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	8.50	10.10	1.20
	⑤ [~]	取り合い部	19.50	13.59	3.19	5.91	11.50	10.10	1.22
	⑥	鋼板部	19.50	13.48	4.18	6.02	8.50	10.10	1.16
	⑦	鋼板部	19.50	13.47	4.17	6.03	8.50	10.10	1.16
	⑧	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15
	⑨	構造物間	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15
⑩	構造物間	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15	
防潮壁 (第3号機放水立坑)	①	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30
	②	鋼板部	18.00	13.56	3.56	4.44	8.50	10.10	1.34
	③	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	④	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑤	鋼桁部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑥	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑦	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑧	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑨	鋼桁部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑩	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑪	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑫	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30
	⑬	鋼板部	18.00	13.48	3.48	4.52	8.50	10.10	1.29
	⑭	鋼板部	18.00	13.52	3.52	4.48	8.50	10.10	1.32
	⑮	鋼板部	18.00	13.52	3.52	4.48	8.50	10.10	1.32
	⑯	鋼板部	18.00	13.49	3.49	4.51	8.50	10.10	1.30
	⑰	鋼板部	18.00	13.51	3.51	4.49	8.50	10.10	1.31
	⑱	鋼板部	18.00	13.51	3.51	4.49	8.50	10.10	1.31
	⑲	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30

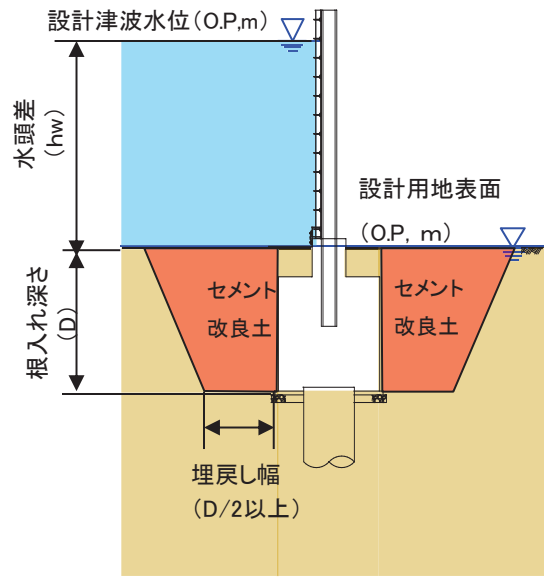


図 4-13 セメント改良土による埋戻し範囲概念図(鋼板部)

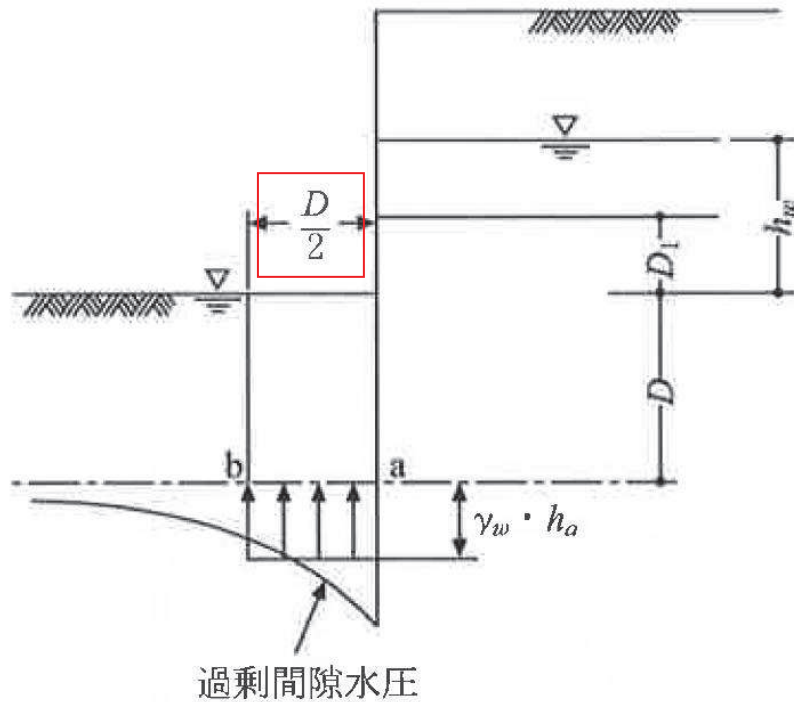


図 6.3.5 テルツァーギの検討方法

図 4-14 Terzaghi の検討方法
 「山留め設計指針 平成 29 年 (日本建築学会)」より抜粋

表 4-6 地盤改良後の評価結果 (第 2 号機海水ポンプ室・第 3 号機海水ポンプ室)

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O.P. + m)	設計用地表面 (O.P. + m)	根入れ深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中 単位体積 重量 γ' (kN/m ³)	水の単位 体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第 2 号機海 水ポン プ室)	④	鋼鈹部	18.60	13.59	3.59	5.01	11.50	10.10	1.63
	⑤	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	11.50	10.10	1.61
	⑥	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	11.50	10.10	1.61
	⑦	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	11.50	10.10	1.61
	⑧	鋼桁部	18.60	13.57	3.57	5.03	11.50	10.10	1.61
	⑨	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	11.50	10.10	1.61
	⑩	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	11.50	10.10	1.61
防潮壁 (第 3 号機海 水ポン プ室)	①	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	11.50	10.10	1.56
	②	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	11.50	10.10	1.56
	③	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	11.50	10.10	1.62
	④	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	11.50	10.10	1.62
	⑤	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	11.50	10.10	1.62
	⑥	鋼板部	19.50	13.48	4.18	6.02	11.50	10.10	1.58
	⑦	鋼板部	19.50	13.47	4.17	6.03	11.50	10.10	1.57
	⑧	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	11.50	10.10	1.56
	⑨	構造物間	19.50	13.46	4.16	6.04	11.50	10.10	1.56
	⑩	構造物間	19.50	13.46	4.16	6.04	11.50	10.10	1.56

(参考資料 1 1) 揺すり込み沈下に伴う負の周面摩擦力の影響について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁の基礎杭周辺には盛土が分布するため、強度評価においては、揺すり込み沈下量を考慮した津波荷重を算定し強度評価を実施している。

本資料では、この揺すり込み沈下に伴う負の周面摩擦力による影響として、鋼管杭の照査や支持地盤の支持力照査へ与える影響について検討する。負の周面摩擦力の概念図を図 11-1 に示す。

なお、同様に揺すり込み沈下による負の周面摩擦力の影響を受ける施設として、鋼矢板が該当するが、構造や構造照査手法の違い等を踏まえ、「6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明」に評価結果を示していることから、本資料では基礎杭のみを対象に影響評価結果を整理する。

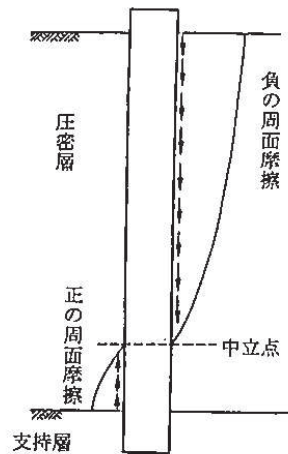


図-解 12.4.5 負の周面摩擦力と中立点

R_{nf} : 負の周面摩擦力 (kN)。すなわち中立点より上にある層の最大周面摩擦力の和。最大周面摩擦力は表-解 12.4.5 に準じて計算するが、 N 値が 2 以下の軟弱層においては、土質試験により得られた粘着力により最大周面摩擦力を算定しなければならない。また、群杭の場合で負の周面摩擦力を低減させる場合には、式 (解 12.4.4)、式 (解 12.4.6) による値を用いてよい。

表-解 12.4.5 最大周面摩擦力度 (kN/m²)

施工方法	地盤の種類	
	砂質土	粘性土
打込み杭工法 (打撃工法, バイブロハンマ工法)	2N (≦100)	c又は10N (≦150)
場所打ち杭工法	5N (≦200)	c又は10N (≦150)
中掘り杭工法	2N (≦100)	0.8c又は8N (≦100)
プレボーリング杭工法	5N (≦150)	c又は10N (≦100)
鋼管ソイルセメント杭工法	10N (≦200)	c又は10N (≦200)

ただし、 c は地盤の粘着力 (kN/m²)、 N は標準貫入試験の N 値

図 11-1 負の周面摩擦力の概念図

(道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) より引用)

2. 評価方針

地震時の繰り返しせん断に伴う体積圧縮等により揺すり込み沈下が生じ、それによって鋼板等に負の周面摩擦力が作用する可能性がある。

この負の周面摩擦力の考慮については、「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14年3月）」において「v)検討の対象とする荷重は死荷重とする。これは、負の周面摩擦力が作用している地盤中にあっても活荷重の載荷分は一時的に負の周面摩擦力を減少させたり，場合によっては正の周面摩擦力になるからである。同じ理由から，地震時には負の周面摩擦力を考慮する必要はない。」との記載があり，一般的には常時における評価が求められているものと判断される。

しかしながら，負の周面摩擦力が作用している杭の地震時の挙動については，必ずしも明確になっていないとも考えられることから，地震時並びに重畳時における設計成立性を把握するため，負の周面摩擦力を節点荷重として保守的に線形足し合わせで加えた場合の影響評価を行う。

影響評価は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，負の周面摩擦力として算定する杭の最大周面摩擦力度を，地震応答解析により求めた最大照査値時刻の発生断面力（曲げモーメント，軸力）に保守的に線形足し合わせで加えた場合の照査を行う。

ここで、「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（J E A C 4 6 1 6 -2009）参考資料 3 杭基礎の延伸載荷実験及びシュミレーション解析）」に、地震時における杭応力の動的解析手法の妥当性について遠心載荷実験との比較を行い（図 11-2），質点系モデルと実験結果が概ね一致していることが纏められている。その際に、実験結果として”杭頭周辺の地盤がすり鉢状になり，杭頭周辺の地盤が剥離した状態となっていた”との記載があり，実験では相対密度の増加が確認されていたことから揺すり込み沈下が進行したと推察され，この揺すり込み沈下による影響を含め，質点系モデルでの再現性を確認しているものである。

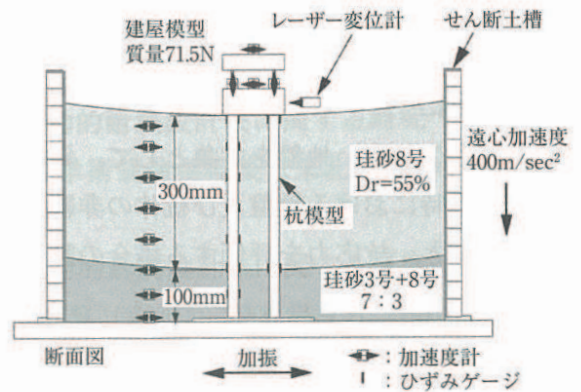
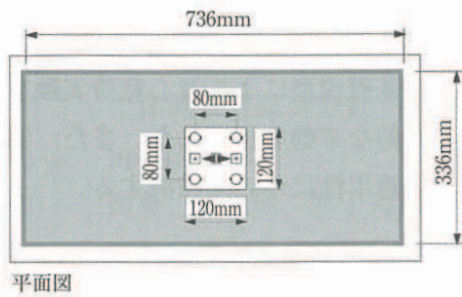
よって，質点系モデルによる地震応答解析に，改めて保守的に線形足し合わせで負の周面摩擦力を考慮することは，保守性を多重に考慮している部分もあるため，ここでは，現実的な挙動に負の周面摩擦を考慮した評価を行うこととする。

具体的には，地震応答解析による発生断面力については，一次元地盤応答を用いた質点系モデルによる地震応答解析により評価することで，地盤変形の抑制効果が期待される隣接構造物等の影響を含まず，保守的に評価されていることを参考資料 2 において確認している*1 ことを踏まえ，負の周面摩擦力の影響評価において隣接効果が確認できる場合は，それを考慮した評価*2を行う。

また，基礎地盤（支持力）の照査（押し込み）においては，杭先端の基礎地盤の極限支持力のみ考慮し周面摩擦力分を考慮していないものの，「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，中立点以深（改良地盤，D 級岩盤）の周面摩擦力度を，正の周面摩擦力として考慮する。

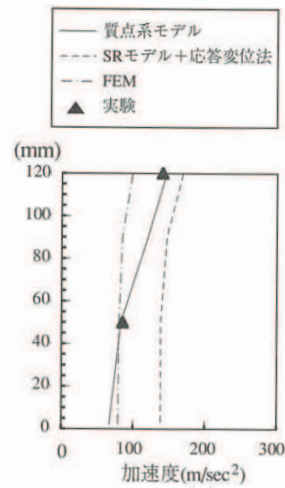
注記*1：鋼管杭の照査（曲げ・軸力）においては，負の周面摩擦力の影響が大きくなる盛土層下端付近（地盤改良体と盛土層の地層境界）が同様に断面力が大きくなる。この付近の断面力は地盤変形の影響が卓越すると考えられ，隣接効果を考慮することで断面力が抑制されていることを確認している。

*2：参考資料 2 表 5-13 に示す最大曲げモーメントの比較（隣接構造物の影響）から，隣接効果を考慮した場合の低減係数を概算し考慮する（低減係数=FEM モデルのケース 7(1)～7(3)の中で最大曲げモーメント/質点系モデルにおける曲げモーメント）

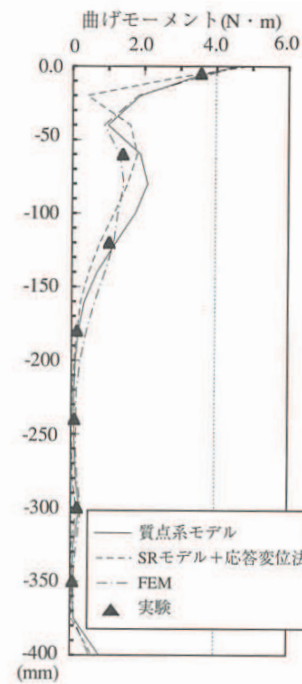


参図3-1 せん断土槽と計測位置 (参3.1-1)

(実験装置の概要)



参図3-12 建屋の最大応答値 (参3.2-1)



参図3-13 杭の最大曲げモーメント (参3.2-1)

(結果の概要)

図 11-2 杭基礎の遠心载荷実験及びシミュレーション解析の概要

(乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 (J E A C 4 6 1 6 -2009) より引用)

3. 評価ケース

影響評価は、鋼管杭の照査（曲げ・軸力）及び支持力照査（押し込み）において、照査値が最も厳しい断面*及び解析ケースに対して行う。また、負の周面摩擦力の影響が最大となる盛土層厚が最大となる断面に対して、同様に鋼管杭と支持力それぞれで照査値が最も厳しい断面*及び解析ケースに対して影響を確認する。

影響評価を行う解析ケースを表 11-1 に、評価に用いる負の周面摩擦力の算出結果を表 11-2 に示す。

注記*：盛土層が分布しない断面や鋼管杭の照査（曲げ・軸力）において負の周面摩擦力の影響が作用しない杭頭付近での断面力が卓越する断面については除く。

表 11-1(1) 解析ケース（地震時）

検討ケース	照査項目	
	鋼管杭	支持力
① 照査値最大	鋼製遮水壁（鋼板）断面③ (Ss-N1(++), 解析ケース②)	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 6 (Ss-N1(++), 解析ケース①)
② 周面摩擦力最大	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 4 (Ss-N1(--), 解析ケース①)	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 4 (Ss-N1(++), 解析ケース①)

表 11-1(2) 解析ケース（重畳時）

検討ケース	照査項目	
	鋼管杭	支持力
① 照査値最大	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 4 (Sd-D2(++), 解析ケース①)	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 6 (Sd-D2(++), 解析ケース②)
② 周面摩擦力最大	検討①と同一ケース	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 4 (Sd-D2(++), 解析ケース②)

表 11-2(1) 評価用軸方向荷重 (鋼板断面③)

地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	53.5	53.50
盛土	1.000	58.5	58.50
盛土	1.000	64.0	64.00
盛土	1.000	69.5	69.50
盛土	1.000	74.5	74.50
盛土	1.000	80.0	80.00
盛土	1.000	85.5	85.50
盛土	1.000	91.0	91.00
盛土	1.000	96.0	96.00
盛土	0.500	100.0	50.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	0.500	100.0	50.00
改良体W	1.000	100.0	100.00
改良体W	1.000	100.0	100.00
改良体W	1.000	100.0	100.00
改良体W	1.000	100.0	100.00
改良体W	1.000	100.0	100.00
改良体W	0.527	100.0	52.70
合計			2225.20
杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重 (中立点考慮)			3165
正の周面摩擦力			7071

中立点*

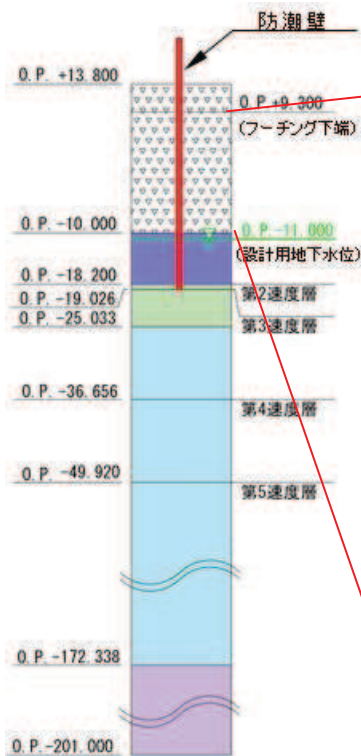
注記* : 「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95% 位置として算定。

表 11-2(2) 評価用軸方向荷重 (鋼桁4基礎1)



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, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95% 位置として算定。

表 11-2(3) 評価用軸方向荷重 (鋼桁4基礎2)



地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	57.0	57.00
盛土	1.000	62.5	62.50
盛土	1.000	68.0	68.00
盛土	1.000	73.0	73.00
盛土	1.000	78.5	78.50
盛土	1.000	84.0	84.00
盛土	1.000	89.0	89.00
盛土	1.000	94.5	94.50
盛土	1.000	100.0	100.00
盛土	1.000	105.5	105.50
盛土	1.000	110.5	110.50
盛土	1.000	116.0	116.00
盛土	1.000	121.5	121.50
盛土	1.000	126.5	126.50
盛土	1.000	132.0	132.00
盛土	1.000	137.5	137.50
盛土	1.000	143.0	143.00
盛土	1.000	148.0	148.00
盛土	1.000	150.0	150.00
盛土	0.300	150.0	45.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.200	100.0	20.00
合計			2862.00
杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重 (負の周面摩擦力)			9399
正の周面摩擦力			3859

中立点*

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, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95% 位置として算定。

表 11-2(4) 評価用軸方向荷重 (鋼桁 6 基礎 1)

地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	53.5	53.50
盛土	1.000	58.5	58.50
盛土	1.000	64.0	64.00
盛土	1.000	69.5	69.50
盛土	1.000	74.5	74.50
盛土	1.000	80.0	80.00
盛土	1.000	85.5	85.50
盛土	1.000	91.0	91.00
盛土	1.000	96.0	96.00
盛土	1.000	101.5	101.50
盛土	1.000	107.0	107.00
盛土	1.000	112.5	112.50
盛土	1.000	117.5	117.50
盛土	1.000	123.0	123.00
盛土	1.000	128.5	128.50
盛土	1.000	133.5	133.50
盛土	1.000	139.0	139.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.279	100.0	27.90
D級岩盤	1.125	100.0	112.50
D級岩盤	0.351	100.0	35.10
合計			2210.50
杭周長 U=		4.706	
評価用軸方向荷重 (中立点考慮)			7695
正の周面摩擦力			2708

中立点*

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, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95% 位置として算定。

表 11-2(5) 評価用軸方向荷重 (鋼桁 6 基礎 2)

地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	53.5	53.50
盛土	1.000	58.5	58.50
盛土	1.000	64.0	64.00
盛土	1.000	69.5	69.50
盛土	1.000	74.5	74.50
盛土	1.000	80.0	80.00
盛土	1.000	85.5	85.50
盛土	1.000	91.0	91.00
盛土	1.000	96.0	96.00
盛土	1.000	101.5	101.50
盛土	1.000	107.0	107.00
盛土	1.000	112.5	112.50
盛土	1.000	117.5	117.50
盛土	1.000	123.0	123.00
盛土	1.000	128.5	128.50
盛土	1.000	133.5	133.50
盛土	1.000	139.0	139.00
盛土	1.000	100.0	100.00
盛土	1.000	100.0	100.00
盛土	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.511	100.0	51.10
改良地盤	0.933	100.0	93.30
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.128	100.0	12.80
合計			2292.20
杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重 (中立点考慮)			7695
正の周面摩擦力			3092

中立点*

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, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95% 位置として算定。

4. 評価結果

4.1 地震時

地震時における負の周面摩擦力の影響を考慮した場合の、鋼管杭の曲げ軸力系の破壊に対する評価結果を表 11-3 に、照査時刻における断面力分布を図 11-3 に示す。また、基礎地盤の支持性能の評価結果（押し込み）を表 11-4 に、照査時刻における断面力分布を図 11-4 に示す。

本検討の結果、地震時において、負の周面摩擦力の影響による軸力が増加した影響を考慮した場合でも、照査値は許容限界以下に収まることを確認した。

表 11-3(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼板断面③）

負の周面 摩擦力	地震動	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)		
非考慮	S s - N 1 (++)	②	20361	919	21369	0.96
考慮	S s - N 1 (++)	②	10384* ¹	4084 (3165)* ²	20229	0.52

注記*1：隣接効果を考慮した低減係数（0.51）を考慮

*2：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

表 11-3(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 4）

負の 周面 摩擦力	評価 位置	地震動	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)		
非考慮	基礎 1 (下杭)	S s - N 1 (-+)	①	7579	4863	9008	0.85
考慮	基礎 1 (下杭)	S s - N 1 (-+)	①	3865* ¹	14262 (9399)* ²	5553	0.70

注記*1：隣接効果を考慮した低減係数（0.51）を考慮

*2：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

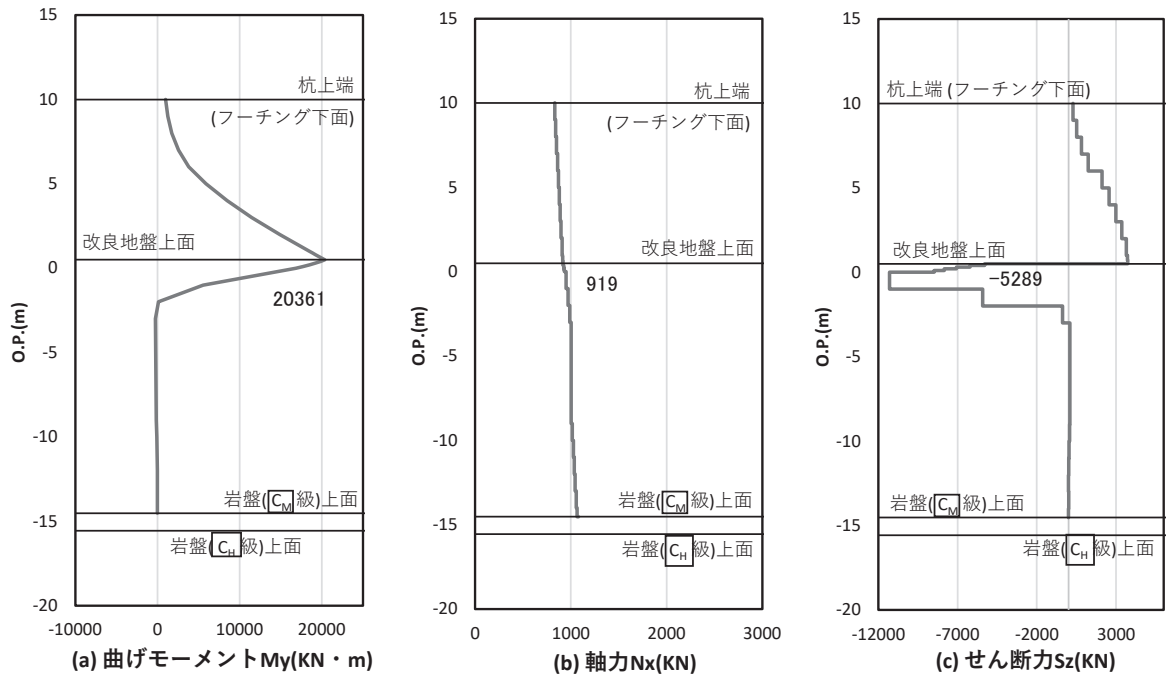


図 11-3(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼板断面③, $S_s - N_1 (+ +)$, $t = 7.80s$)

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

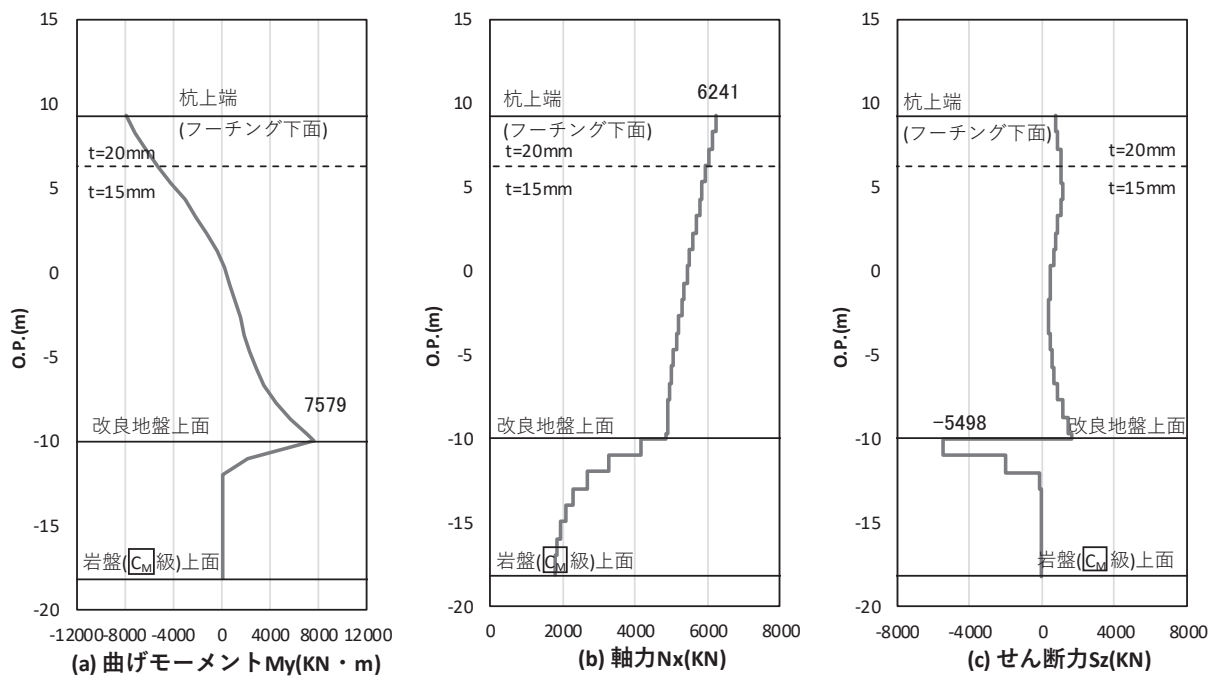


図 11-3(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4：基礎 1, $S_s - N_1 (- +)$, $t = 7.79s$)

解析ケース①：基本ケース

表 11-4(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 6）

負の周面摩擦力	評価位置	地震動	解析ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 2	S s -N 1 (++)	①	10623	6.1	11.4	0.54
考慮	基礎 2	S s -N 1 (++)	①	18318 (7695)* ¹	8.7* ²	11.4	0.77

注記*1：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

*2：正の周面摩擦力による抵抗分を考慮。

表 11-4(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 4）

負の周面摩擦力	評価位置	地震動	解析ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 1	S s -N 1 (++)	①	8462	4.8	11.4	0.43
考慮	基礎 1	S s -N 1 (++)	①	17684 (9222)* ¹	8.8* ²	11.4	0.78

注記*1：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

*2：正の周面摩擦力による抵抗分を考慮。

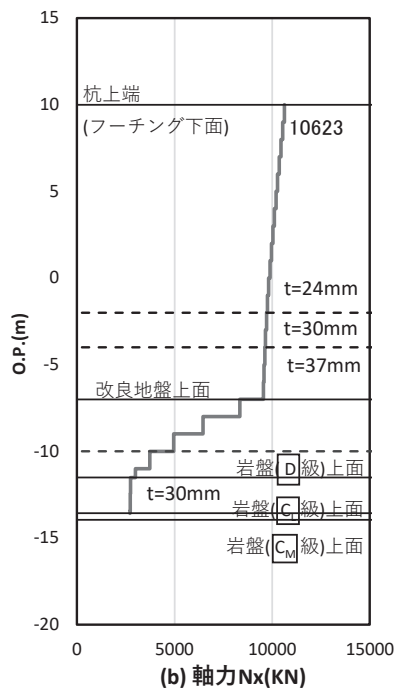


図 11-4(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 6：基礎 2, $S_s - N_1$ （++）, 桁軸直交方向加振時, $t = 7.88s$ ）
 解析ケース①：基本ケース

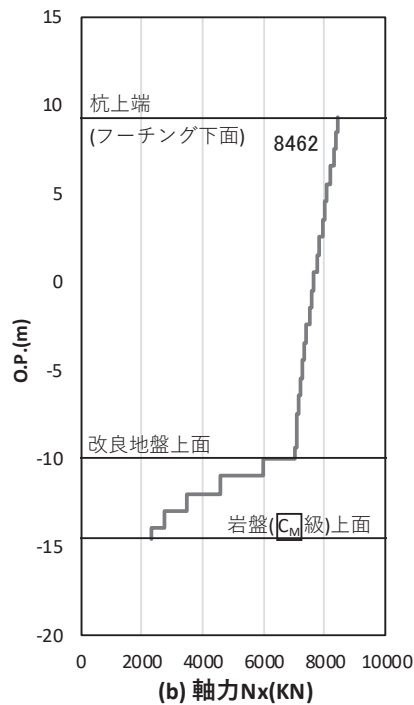


図 11-4(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 4：基礎 1, $S_s - N_1$ （++）, 桁軸方向加振時, $t = 7.89s$ ）
 解析ケース①：基本ケース

4.2 重畳時

重畳時における負の周面摩擦力の影響を考慮した場合の、鋼管杭の曲げ軸力系の破壊に対する評価結果を表 11-5 に、照査時刻における断面力分布を図 11-5 に示す。また、基礎地盤の支持性能の評価結果（押し込み）を表 11-6 に、照査時刻における断面力分布を図 11-6 に示す。

本検討の結果、地震時において、負の周面摩擦力の影響による軸力が増加した影響を考慮した場合でも、照査値は許容限界以下に収まることを確認した。

表 11-5 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 4）

負の周面摩擦力	評価位置	地震動	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)		
非考慮	基礎 2 (下杭)	S d - D 2 (+-)	①	4037	2445	9897	0.41
考慮	基礎 2 (下杭)	S d - D 2 (+-)	①	2059* ¹	11844 (9399)* ²	6442	0.32

注記*1：隣接効果を考慮した低減係数（0.37）を考慮

*2：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

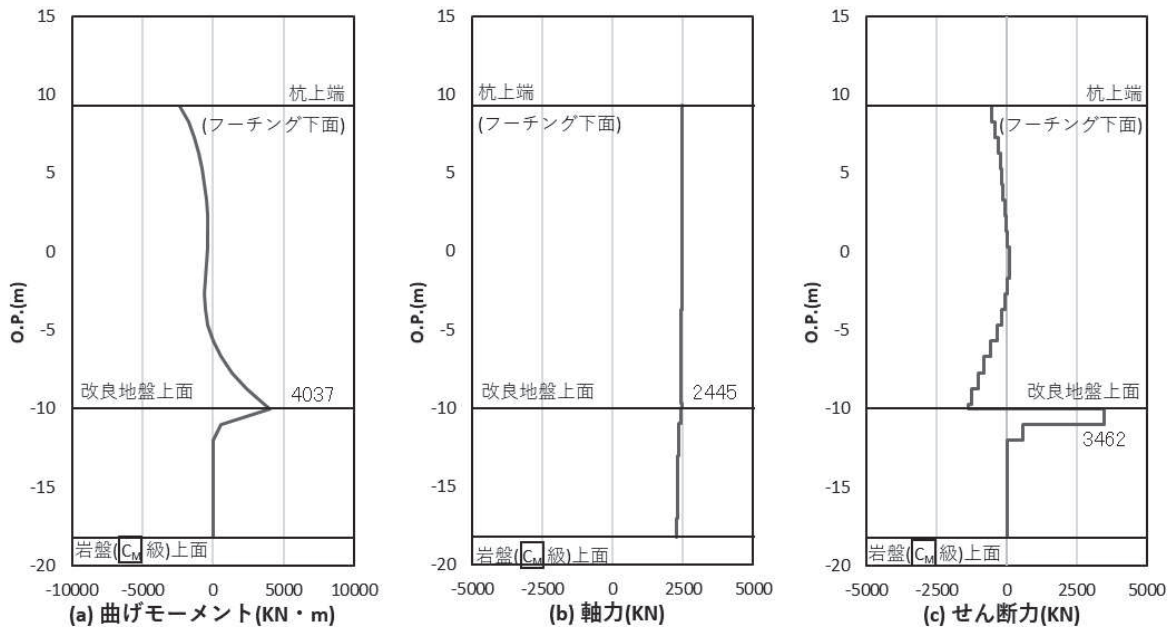


図 11-5 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力（鋼桁 4：基礎 2，S d - D 2 (+-)， $t = 13.44s$ ）
解析ケース①：基本ケース（負の周面摩擦力非考慮）

表 11-6(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 6）

負の 周面 摩擦力	評価 位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 1	S d -D 2 (++)	②	6641	3.7	11.4	0.33
考慮	基礎 1	S d -D 2 (++)	③	14207 (7695)* ¹	6.6* ²	11.4	0.58

注記*1：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

*2：正の周面摩擦力による抵抗分を考慮。

表 11-6(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 4）

負の 周面 摩擦力	評価 位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 1	S d -D 2 (+-)	②	6407	3.7	11.4	0.33
考慮	基礎 1	S d -D 2 (+-)	②	15629 (9222)* ¹	7.7* ²	11.4	0.68

注記*1：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

*2：正の周面摩擦力による抵抗分を考慮。

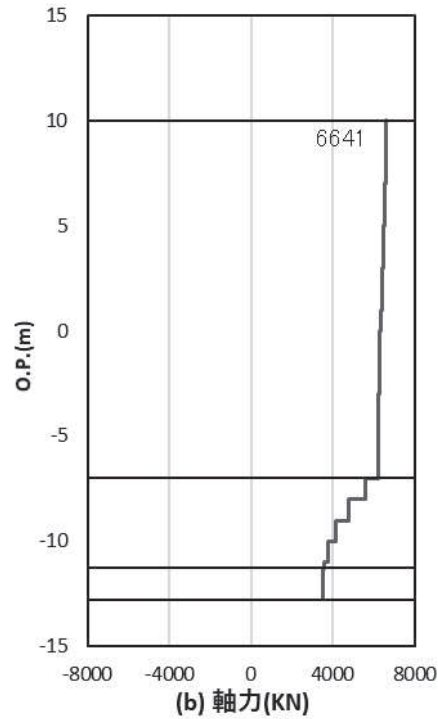


図 11-6(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 6：基礎 1，S d - D 2（++），t = 25.50s）
 解析ケース②：地盤物性 + 1σ（負の周面摩擦力非考慮）

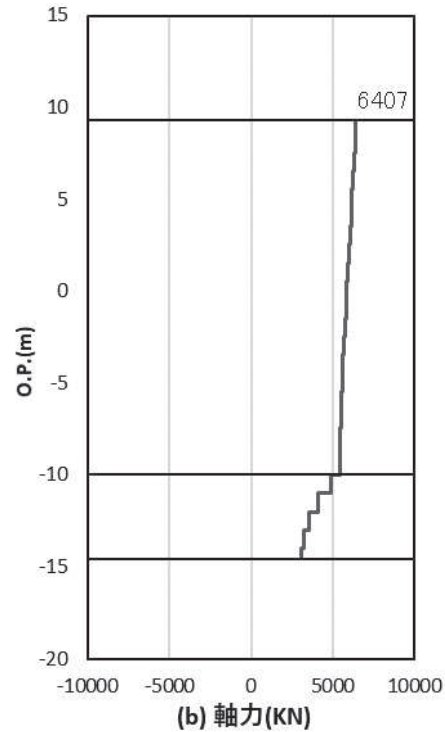


図 11-6(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 4：基礎 1，S d - D 2（+-），t = 8.07s）
 解析ケース②：地盤物性 + 1σ（負の周面摩擦力非考慮）

4. まとめ

杭基礎構造防潮壁において、杭周辺の地盤の揺すり込み沈下によって生じる恐れのある負の周面摩擦力を保守的に考慮した場合でも、鋼管杭及び支持力における照査結果が許容限界以下に収まることを確認し、構造部材の健全性及び支持性能を有することを確認した。

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.6 貫通部止水処置に関する補足説明
- 6.5.6.2 貫通部止水処置の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	6.5.6.2-1
2. 一般事項	6.5.6.2-2
2.1 配置概要	6.5.6.2-2
2.2 構造概要	6.5.6.2-2
2.3 評価方針	6.5.6.2-6
2.4 適用規格・基準等	6.5.6.2-8
2.5 記号の説明	6.5.6.2-9
3. 評価対象部位	6.5.6.2-11
4. 構造強度評価	6.5.6.2-12
4.1 構造強度評価方法	6.5.6.2-12
4.2 荷重及び荷重の組合せ	6.5.6.2-12
4.2.1 荷重の設定	6.5.6.2-12
4.2.2 荷重の組合せ	6.5.6.2-15
4.3 許容限界	6.5.6.2-16
4.4 設計用地震力	6.5.6.2-18
4.5 計算方法	6.5.6.2-21
4.5.1 シール材の強度評価（発生圧力計算）	6.5.6.2-21
4.5.2 モルタルの強度評価（荷重計算）	6.5.6.2-21
4.6 計算条件	6.5.6.2-22
5. 評価結果	6.5.6.2-27
(参考 1) 第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋及び貫通配管に対する地震時の影響について	6.5.6.2-28
(参考 2) 遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部止水処置の強度評価について	6.5.6.2-34

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち貫通部止水処置が、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重、津波による溢水又は内部溢水の浸水によって生じる浸水深が大きい方の静水圧荷重及び余震を考慮した荷重に対して、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

なお、貫通部止水処置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する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

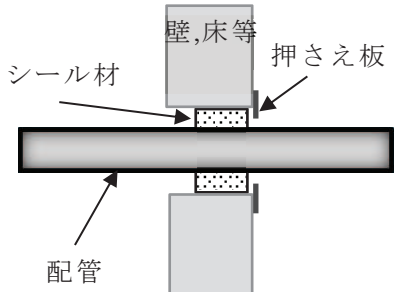
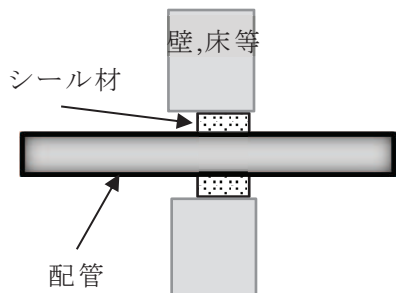
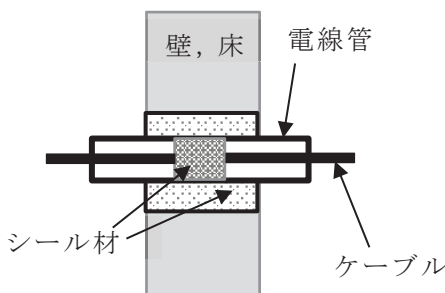
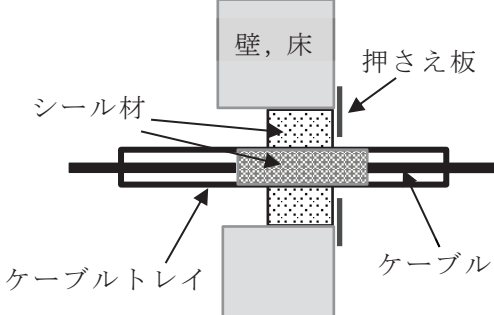
貫通部止水処置は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3. 構造強度設計」の構造計画に示すとおり、第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第2号機放水立坑防潮壁横断部、第3号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第3号機放水立坑防潮壁横断部、第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部、第2号機原子炉建屋、第2号機制御建屋及び第2号機軽油タンクエリアの貫通口と貫通物とのすき間又は貫通物の周囲に施工する。

2.2 構造概要

貫通部止水処置の構造は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3. 構造強度設計」に示す構造計画を踏まえて、詳細な構造を設定する。

貫通部止水処置は、貫通部の位置条件及び貫通物の強度条件に応じて、シール材又はモルタルを使用し、各貫通部止水処置の適用条件を考慮し施工する。シール材及びモルタルは壁又は床面等の貫通口と貫通物のすき間に施工し、壁又は床面等と貫通物を接合する構造とする。貫通部止水処置の構造計画を表2-1に示す。

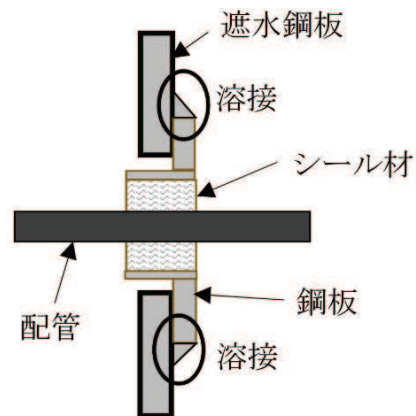
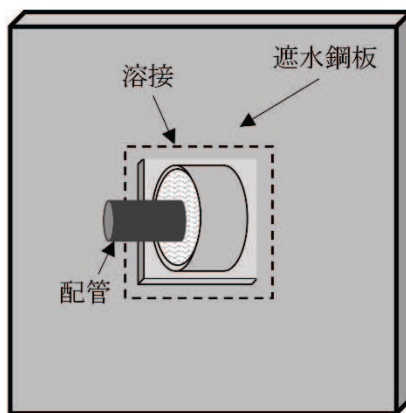
表 2-1 貫通部止水処置の構造計画

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
貫通部の開口部にシリコンシーリング材を充填する。施工時は液状であり、反応硬化によって所定の強度を有する構造物が形成され、貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	充填タイプのシリコンシーリング材にて構成する。	 <p>シリコンシーリング材の構造例（押さえ板有り）</p>  <p>シリコンシーリング材の構造例（押さえ板無し）</p>  <p>シリコンシーリング材の構造例（電線管）</p>  <p>シリコンシーリング材の構造例（ケーブルトレイ）</p>

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
貫通部の開口部にモルタルを充填し、硬化後は貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	モルタルにて構成する。	<p>モルタルの構造例</p>

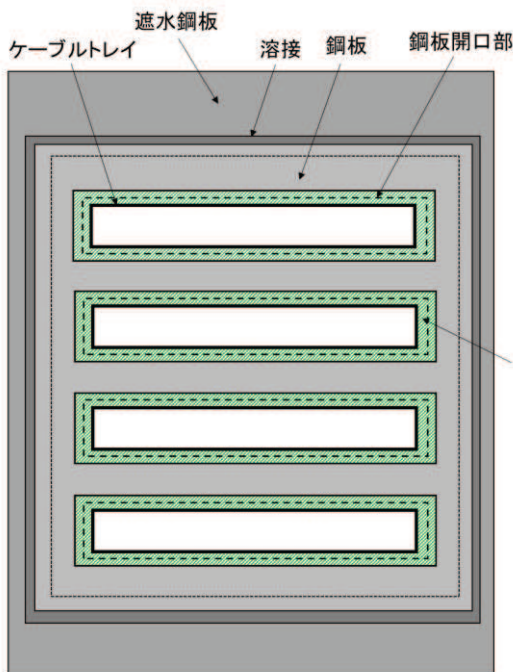
(遮水鋼板へ施工する貫通部止水処置の構造)

(1) 配管の貫通部止水処置 (構造概要)

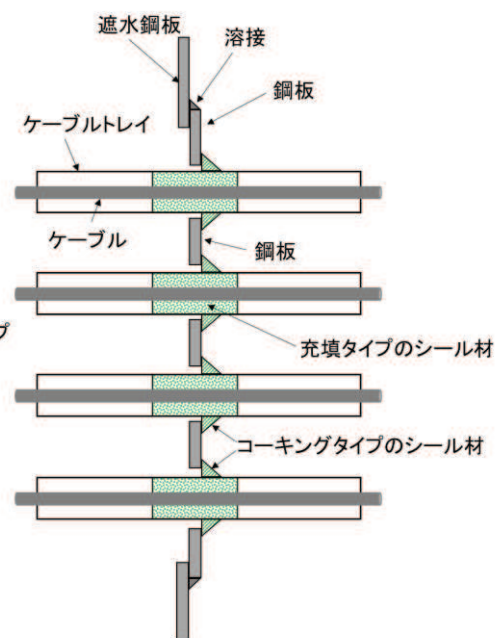


(2) ケーブルトレイの貫通部止水処置 (構造概要)

遮水鋼板を貫通するケーブルトレイ貫通部の止水をするため、ケーブルトレイを囲うように鋼板を遮水鋼板に溶接し、鋼板とケーブルトレイの隙間に対しコーキングタイプのシール材を施工する。ケーブルトレイの内部については充填タイプのシール材を施工する。また、コーキングタイプのシール材の強度評価については参考2に示す。



(正面図)



(側面図)

2.3 評価方針

貫通部止水処置の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」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、貫通部止水処置の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

貫通部止水処置は構造上の特徴の違いから、シーラ材並びにモルタルに分けて設計を行うこととする。シーラ材の強度評価フローを図 2-1 に、モルタルの強度評価フローを図 2-2 に示す。

シーラ材については、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定しているとおり、計算により求めた圧力が、水圧試験で確認した水圧以下であることを確認する。

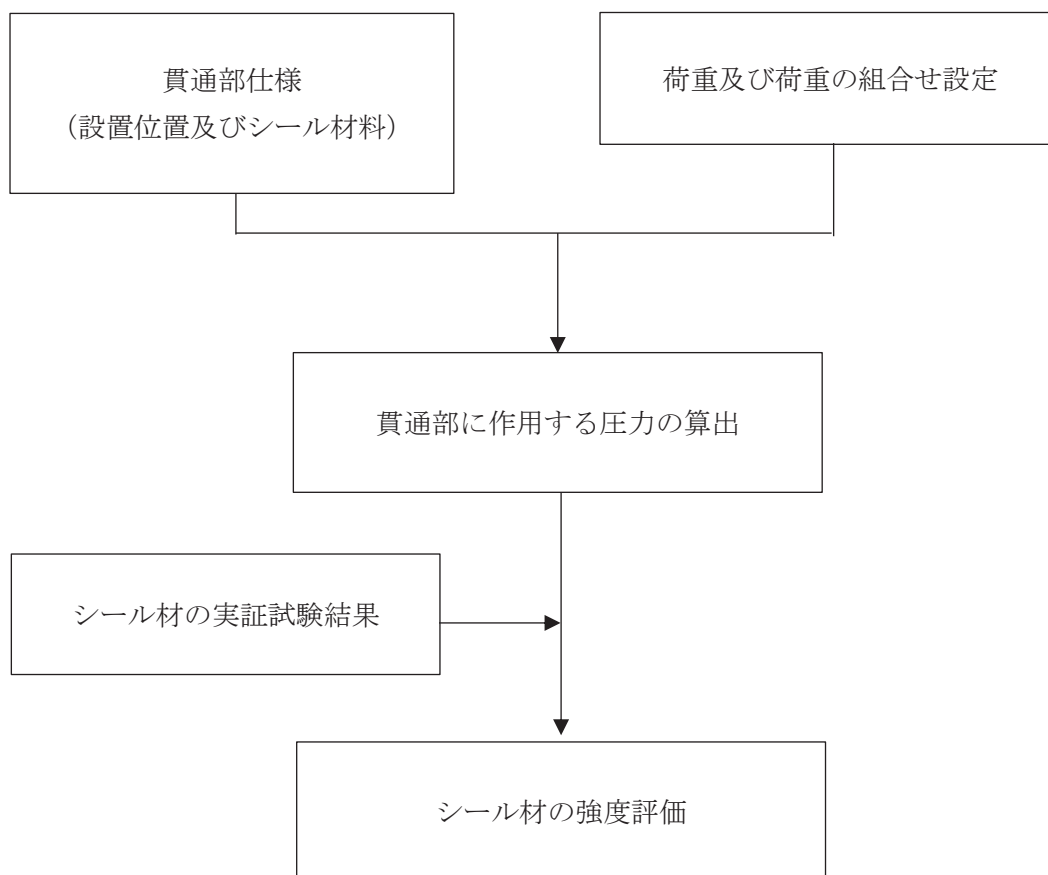


図 2-1 シーラ材の強度評価フロー

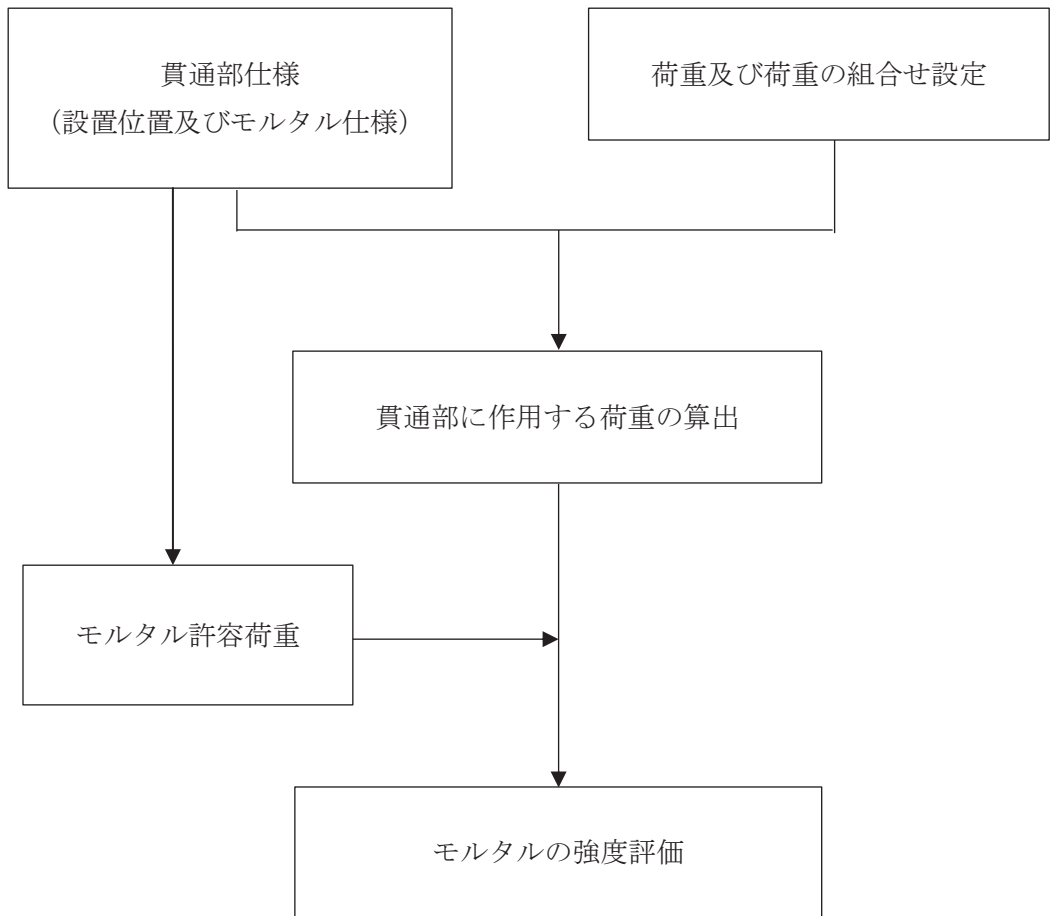


図 2-2 モルタルの強度評価フロー

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) JSME S NC 1-2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
(以下，設計・建設規格という。)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG 4601-1987)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (JEAG 4601・補-1984)
- (4) 原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG 4601-1991 追補版)
(以下「JEAG 4601」と記載しているものは上記3指針を指す。)
- (5) 日本水道協会 2009年 水道施設耐震工法指針・解説
- (6) 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]

2.5 記号の説明

貫通部止水処置の強度評価に用いる記号を表 2-2、表 2-3 に示す。

表 2-2 シール材の強度評価に用いる記号

記号	記号の説明	単位
C_H	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平方向の設計震度	—
C_v	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による鉛直方向の設計震度	—
g	重力加速度	m/s^2
h	貫通部にかかる水頭	m
H	貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ	m
β	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	—
ρ	海水の密度	kg/m^3
C_D	抗力係数	—
U	貫通部に加わる流体の速度	m/s
P_d	余震による動水圧	MPa
P_h	浸水津波荷重	MPa
P_t	突き上げ津波荷重	MPa
P_{s_d}	余震による慣性力	MPa
$P_{H\ total}$	貫通物の貫通軸が水平方向であるシール材に加わる荷重	MPa
$P_{v\ total}$	貫通物の貫通軸が鉛直方向であるシール材に加わる荷重	MPa

表 2-3 モルタルの強度評価に用いる記号

記号	記号の説明	単位
A'	モルタルが水圧を受ける面積	mm^2
f_s	モルタルの許容付着強度	N
f'_{bok}	モルタルの付着強度	N/mm^2
f'_{ck}	モルタルの圧縮強度	N/mm^2
F_H	貫通物の軸方向に作用する荷重	N
F_S	貫通物の自重によりモルタルに生じるせん断荷重	N
$F_{S\ total}$	モルタル部に生じる合計せん断荷重	N
g	重力加速度	m/s^2
h	貫通部にかかる水頭	m
H	貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ	m
$K S d$	弾性設計用地震動に伴う余震荷重	N
L	モルタルの充てん深さ	m
P_d	動水圧	N/m^2
P_h	静水圧荷重	N/m^2
C_H	弾性設計用地震動 S_d による水平方向の設計震度	—
C_{HW}	動水圧算出用の水平方向震度（余震）	—
C_v	弾性設計用地震動 S_d による鉛直方向の設計震度	—
S	貫通物の周長	m
W	貫通物の支持間隔の質量	kg
β	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	—
ρ	海水の密度	kg/m^3
γ_c	材料定数	—

3. 評価対象部位

貫通部止水処置の評価部位は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示している評価対象部位を踏まえて、「2.2 構造概要」に示す構造計画にて設定している構造に基づき、荷重の方向及び伝達過程を考慮し設定する。

地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重、津波による溢水によって生じる浸水深が大きい方の静水圧荷重及び余震を考慮した荷重は、止水処置全体へ伝達される。このことから、シール材及びモルタルを用いた止水処置の全体を評価部位として設定する。

シール材については、作用する圧力による荷重が最も大きい貫通部を代表として評価を行う。モルタルについては、作用する荷重が最も大きい貫通部を代表として評価を行う。

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

貫通部止水処置の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している方法を用いて実施する。

貫通部止水処置の強度評価は、「3. 評価対象部位」に示す評価対象部位に対し、「4.2 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.3 許容限界」に示す荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、「4.5 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の種類及び荷重の組合せに関して以下に示す。

4.2.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (D)

固定荷重は、貫通軸上の貫通物（配管等を示す。以下同じ。）の質量及び内容物の質量による荷重である。

(2) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重として、津波による水位を用いた静水圧を考慮する。

$$P_h = \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、 ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)
 g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)
 h : 貫通部ににかかる水頭 (m)

(3) 突き上げ津波荷重 (P_t)

貫通部止水処置に加わる津波速度を考慮する。

$$P_t = 1/2 \cdot C_D \cdot \rho \cdot U^2 + \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、 C_D : 抗力係数 (=2.01)
 ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)
 U : 貫通部に加わる流体の速度 (=1.0m/s)
 g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)
 h : 貫通部ににかかる水頭 (m)

(4) 余震荷重

余震荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_{d-D2} に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

ただし、モルタルの余震荷重の算出においては、弾性設計用地震動 S_{d-D2} よりも保守的な値である弾性設計用地震動 S_d（7波包絡）に伴う地震力を用いることとする。

a. シール材

(a) 余震による動水圧 (K S d)

余震による動水圧がシール材に作用することを考慮する。

$$P_d = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_H \cdot g \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここで、 β : 浸水エリアの幅と水深の比による補正係数 (=) (「日本水道協会 2009年 水道施設耐震工法指針・解説」より)

ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)

C_H : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の設計震度

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H : 貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ

h : 貫通部ににかかる水頭 (m)

(b) 余震による慣性力 (S d)

津波による静水頭が余震を受けた場合の慣性力を考慮する。

$$P_{s d} = h \cdot \rho \cdot g \cdot C_v$$

ここで、 h : 貫通部ににかかる水頭 (m)

ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

C_v : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による鉛直方向の設計震度

b. モルタル

(a) 余震による地震力

イ. 貫通物による余震荷重

貫通物からモルタルに作用する荷重として、支持構造物間の固定荷重及び地震力を考慮する。図 4-1 にモルタルへの付着方向の地震力(余震荷重)の作用図を示す。

また、貫通物は柔構造となる場合があることから、貫通物の設置場所における床応答スペクトルを用いて設計震度を算出する。

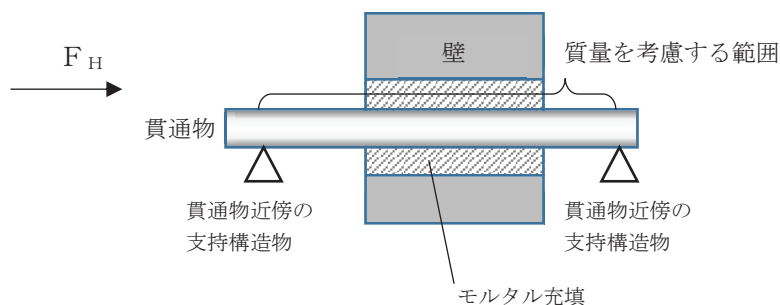


図 4-1 モルタルへの付着方向の余震荷重作用図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

ロ. 評価において考慮する貫通部

評価においては、イ. に基づく余震荷重と最も荷重が大きくなる貫通物を考慮して算出する。

ハ. モルタルに作用する付着荷重

モルタルに作用する余震による付着荷重については、イ. に示す指示構造物間の貫通物に作用する余震荷重から算出する。

(b) 余震による動水圧 (K S d)

余震による動水圧がモルタルに作用することを考慮する。

$$P_d = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_{HW} \cdot g \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここで、 β : 浸水エリアの幅と水深の比による補正係数 (1.0) (「日本水道協会 2009年 水道施設耐震工法指針・解説」より)

ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)

C_{HW} : 動水圧算出用の水平方向震度 (余震)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H : 貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ (m)

h : 貫通部ににかかる水頭 (m)

4.2.2 荷重の組合せ

貫通部止水処置の強度評価にて考慮する荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ
浸水防護施設 (浸水防止設備)	貫通部止水処置 (第 2 号機海水ポンプ室防潮壁横断部, 第 2 号機放水立坑防潮壁横断部, 第 3 号機海水ポンプ室防潮壁横断部, 第 3 号機放水立坑防潮壁横断部, 第 2 号機原子炉建屋, 第 2 号機制御建屋及び第 2 号機軽油タンクエリアの貫通口)	$D + P_h + K S_d^{*1*3*4}$
	貫通部止水処置 (第 3 号機補機冷却海水系放水ピット 浸水防止蓋貫通部)	$D + P_t + S_d^{*2*3*5}$

注記 * 1 : Dは固定荷重, P_h は浸水津波荷重, $K S_d$ は弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による余震荷重 (余震による動水圧 P_d) を示す。ただし, モルタルは弾性設計用地震動 S_d (7 波包絡) による余震荷重 (貫通物による余震荷重及び余震による動水圧 P_d) を示す。

* 2 : Dは固定荷重, P_t は突き上げ津波荷重, S_d は弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による余震荷重 (余震による慣性力 $P_{s,d}$) を示す。

* 3 : 固定荷重 (D) について, シール材を施工する配管貫通部は, 耐震性を満足させるため, 貫通部近傍の配管に支持構造物を設置する設計としており, シール材に加わる固定荷重の影響は軽微であるため考慮しない。

* 4 : 水平方向に荷重を受ける箇所に適用する。

* 5 : 垂直方向に荷重を受ける箇所に適用する。

4.3 許容限界

(1) シール材

シール材の許容限界値は、実機で使用している形状、寸法の試験体にて静水压を付加した水圧試験に基づく結果を用いる。シール材の水圧試験の概要を図4-2に示す。実機施工時には、試験検証済みの許容限界寸法以上となるように施工する。これにより試験で得られた許容限界値以上の耐圧性を有し、かつ、想定するシール材に加わる圧力が、許容限界値以内であることを確認し確実に耐圧性を確保する。

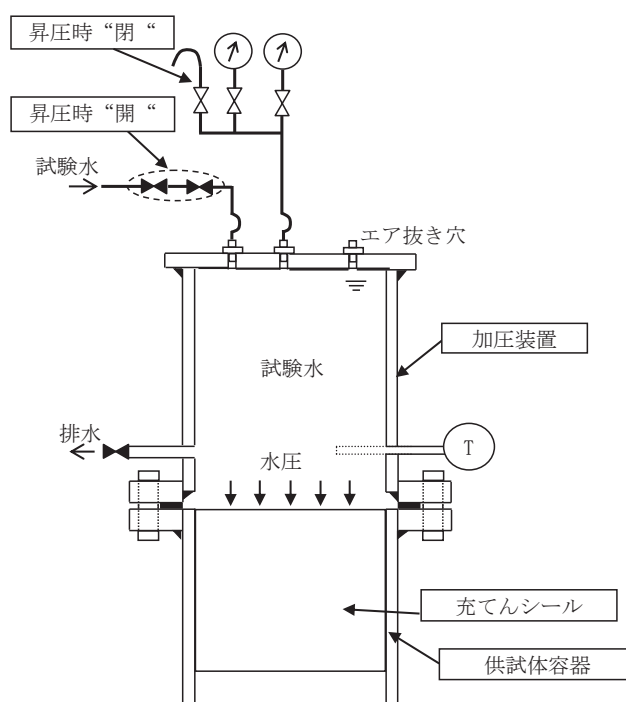


図4-2 シール材の水圧試験の概要

(2) モルタル

各評価対象部位の許容値は、土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]に規定される許容限界を用いる。

貫通部止水処置の許容限界を表 4-2, 許容限界評価条件を表 4-3, 貫通部止水処置の許容限界算出結果を表 4-4 に示す。また、モルタルの施工例を図 4-3 に示す。

表 4-2 貫通部止水処置の許容限界 (許容荷重)

状態	許容限界*
	付着荷重
短期	f_s

注記*:モルタルの許容限界は、土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]によりモルタルの許容付着荷重 f_s , モルタル付着強度 f'_{bok} を算出する。モルタル圧縮強度 f'_{ck} は設計値を用いる。また、評価において最も裕度が小さくなる貫通物の口径=50A, モルタル充填深さ $L=1000\text{mm}$ とする。

$$f_s = f'_{bok} \cdot S \cdot L / \gamma_c$$

ここで, S : 周長 (=外径 $60.5\text{mm} \times \pi = 190.0664\text{mm}$)

$$f'_{bok} = 0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3} \cdot 0.4$$

表 4-3 貫通部止水処置の許容限界評価条件

評価対象部位	f'_{ck} (N/mm^2)	γ_c (-)
モルタル	30	1.3

表 4-4 貫通部止水処置の許容限界算出結果

状態	評価対象部位	許容限界
		付着荷重 (kN)
短期	モルタル	158

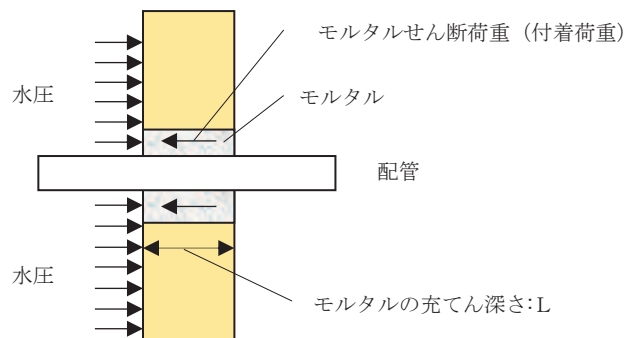


図 4-3 モルタルの施工例

4.4 設計用地震力

(1) シール材

シール材の強度評価における弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力については、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」に示す最大床応答加速度を考慮して設定する。貫通部止水処置の強度評価に用いる設計用震度を表 4-5、表 4-6、表 4-7 に示す。

表 4-5 シール材の強度計算に用いる設計用震度

地震動	床面高さ* ¹	貫通部止水処置の設置場所	余震による設計震度* ²	
	O. P. (m)			
弾性設計用地震動 S d - D 2 *	13.8	第 3 号機放水立坑防潮壁横断部 (第 3 号機放水立坑)	水平方向 C _H	0.40
	14.0	第 3 号機補機冷却海水系放水 ピット浸水防止蓋貫通部 (第 3 号機海水熱交換器建屋)	鉛直方向 C _V	0.89

注記 *1：貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

*2：最大床応答加速度の 1.2 倍を設計震度とした。

表 4-6 女川 3 号機放水立坑に設置する機器等の評価用震度（余震評価用）

（強度評価用：1.2ZPA）（弾性設計用地震動 S d - D 2，不確かさ包絡）

標高* O. P. (m)	動的震度 (1.2ZPA) (単位：G)					
	水平			鉛直		
	鋼桁 5	鋼桁 6	水平 包絡	鋼桁 5	鋼桁 6	鉛直 包絡
14.800	0.40	0.37	0.40	0.85	0.95	0.95
11.000	0.37	0.32	0.37	0.78	0.88	0.88

注記 *：耐津波設計においては、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う、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため、表記 O. P. より -1m した値を記載する。

表 4-7 3号海水熱交換器建屋内機器等の評価用震度（余震評価用）
（強度評価用：1.2ZPA）（弾性設計用地震動 S d - D 2，不確かさ包絡）

標高 * O.P.(m)	動的震度(1.2ZPA) (単位:G)			
	NS	EW	水平包絡	鉛直
15.0	1.89	1.66	1.89	0.89
8.0	1.40	1.32	1.40	0.77
-1.1	0.89	0.90	0.90	0.60
-9.5	0.51	0.51	0.51	0.46

注記 *：耐津波設計においては，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う，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため，表記 O.P. より -1 m した値を記載する。

(2) モルタル

モルタルの強度評価における弾性設計用地震動 S d に伴う地震力については，添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」における設計用地震力に基づき設計する。貫通部止水処置の強度評価に用いる設計用震度を表 4-8 に示す。また，固有周期毎の水平方向の震度を図 4-4 に示す。

表 4-8 モルタルの強度計算に用いる設計用震度

地震動	床面高さ* ¹ O.P. (m)	貫通部止水処置の設置場所	余震による設計震度* ²	
			水平方向 C _H	鉛直方向 C _V
弾性設計用地震動 S d (7波包絡)	13.8	軽油タンク室 (A, B) (タンク室)	水平方向 C _H	8.60
			鉛直方向 C _V	6.77

注記 *¹：貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

*²：モルタルは評価対象箇所が多いことから，設計震度の算出については，設置場所である軽油タンク室 (A, B) (タンク室) の全ての対象箇所を包絡するように全周期帯の最大加速度を用いた。また，保守的な評価となるように設置場所の床応答曲線は減衰定数 0.5% を適用した。

図番 : 02_DOT_Sd-AL_C00_0.5_FH_14.800_h_Rev01_a

構造物名 : 軽油タンクピット(A)(B)-タンク側
標高 : 0.P. 14.800m
減衰定数 : 0.5
波形名 : Sd-AL

—— 水平方向

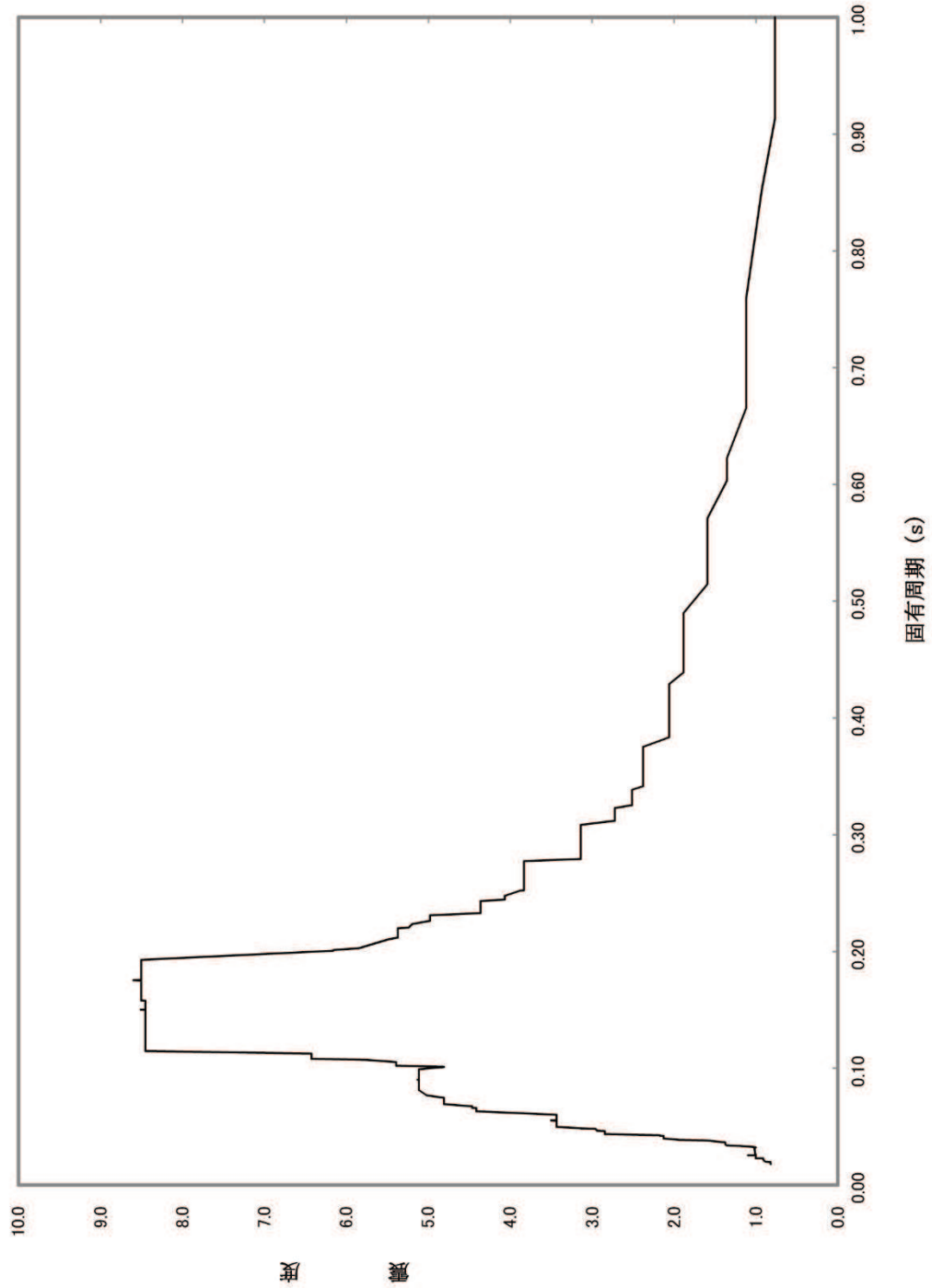


図 4-4 固有周期毎の水平方向の震度

4.5 計算方法

4.5.1 シール材の強度評価（発生圧力計算）

貫通物の貫通軸が水平方向であるシール材は，浸水津波荷重 P_h と余震による動水圧 P_d を考慮する。

$$P_{H \text{ total}} = P_h + P_d$$

貫通物の貫通軸が鉛直方向であるシール材は，津波による突き上げ津波荷重 P_t と余震による慣性力 $P_{s d}$ を考慮する。

$$P_{v \text{ total}} = P_t + P_{s d}$$

4.5.2 モルタルの強度評価（荷重計算）

(1) 貫通物の反力により生じる荷重

固定荷重及び地震時の貫通物の反力によりモルタルに生じる荷重は，次のとおり算出する。せん断荷重は，水平反力と貫通軸上の貫通物の質量から次のとおり算出する。

$$F_H = W \cdot g \cdot (1 + C_H)$$

$$F_S = F_H$$

(2) 合計荷重

モルタルに発生する合計せん断荷重 $F_{S \text{ total}}$ は次のとおり算出する。

$$F_{S \text{ total}} = F_S + (P_h + P_d) \cdot A'$$

ここで， A' : モルタルが水圧を受ける面積（=0.011 m²）

ここでは，モルタルの面積が保守的になるように，貫通物の面積を考慮しない，スリーブ口径（100A=外径 114.3mm）の面積を適用している。

4.6 計算条件

(1) シール材

シール材の強度評価に用いる計算条件を表 4-9 及び表 4-10 に示す。また、貫通部止水処置に加わる津波概要を図 4-5 及び図 4-6 に示す。

表 4-9 シール材（貫通軸：水平）の強度評価に用いる計算条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	浸水エリアの幅と 水深の比による 補正係数 β	海水の密度 ρ (kg/m^3)	貫通部施設エリアの床 面からの浸水深さ* ¹ H (m)
第3号機放水立坑防 潮壁横断部 (シール材)	□	1030	21.2

貫通部位置における浸水深さ* ² h (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 による 水平方向の設計震度 C_H	重力加速度 g (m/s^2)
9.164	0.40	9.80665

注記 * 1 : 貫通部施設エリアの床面からの浸水深さ(H)は、貫通部施設エリアの床面(0. P. -3. 2m)から入力津波水位に 0. 5mの余裕を考慮した津波水位 (0. P. 18. 0m) までの寸法。

* 2 : 貫通部位置における浸水深さ h は開口下端高さ(0. P. 8. 836m)から入力津波水位に 0. 5 mの余裕を考慮した津波水位 (0. P. 18. 0m) までの寸法。

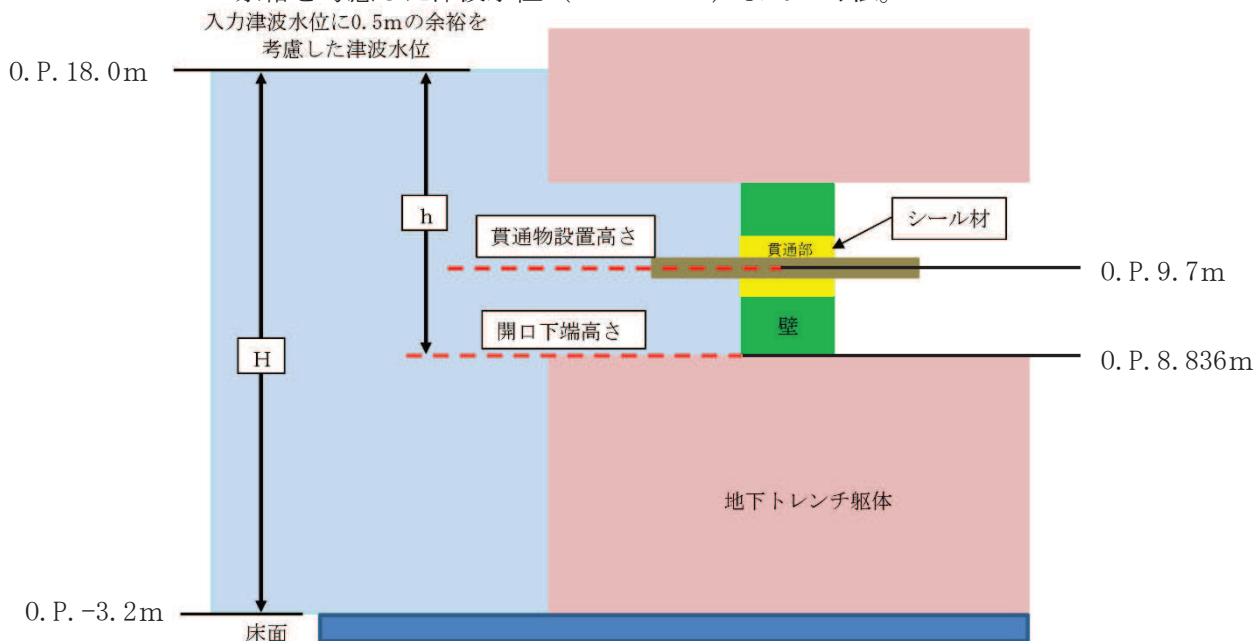


図 4-5 貫通部止水処置（貫通軸：水平）に加わる津波の概要

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-10 シール材（貫通軸：鉛直）の強度評価に用いる計算条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	海水の密度 ρ (kg/m ³)	抗力係数 C_D (-)	貫通部に加わる流体 の流速 U (m/s)
第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部*1 (シール材)	1030	2.01	1.0

貫通部位置における浸水深さ h (m)	重力加速度 g (m/s ²)
3.4*2	9.80665

注記 * 1 : 第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋及び貫通配管については剛構造であり、地震時において有意な相対変位が発生しないことを確認したうえでシール材の施工を適用している。

* 2 : 貫通部位置における浸水深さは、第3号機補機冷却海水系放水ピット躯体の天端高さ (O. P. 14.6m) から入力津波水位に 0.5mの余裕を考慮した津波水位 (O. P. 18.0m) までの寸法。

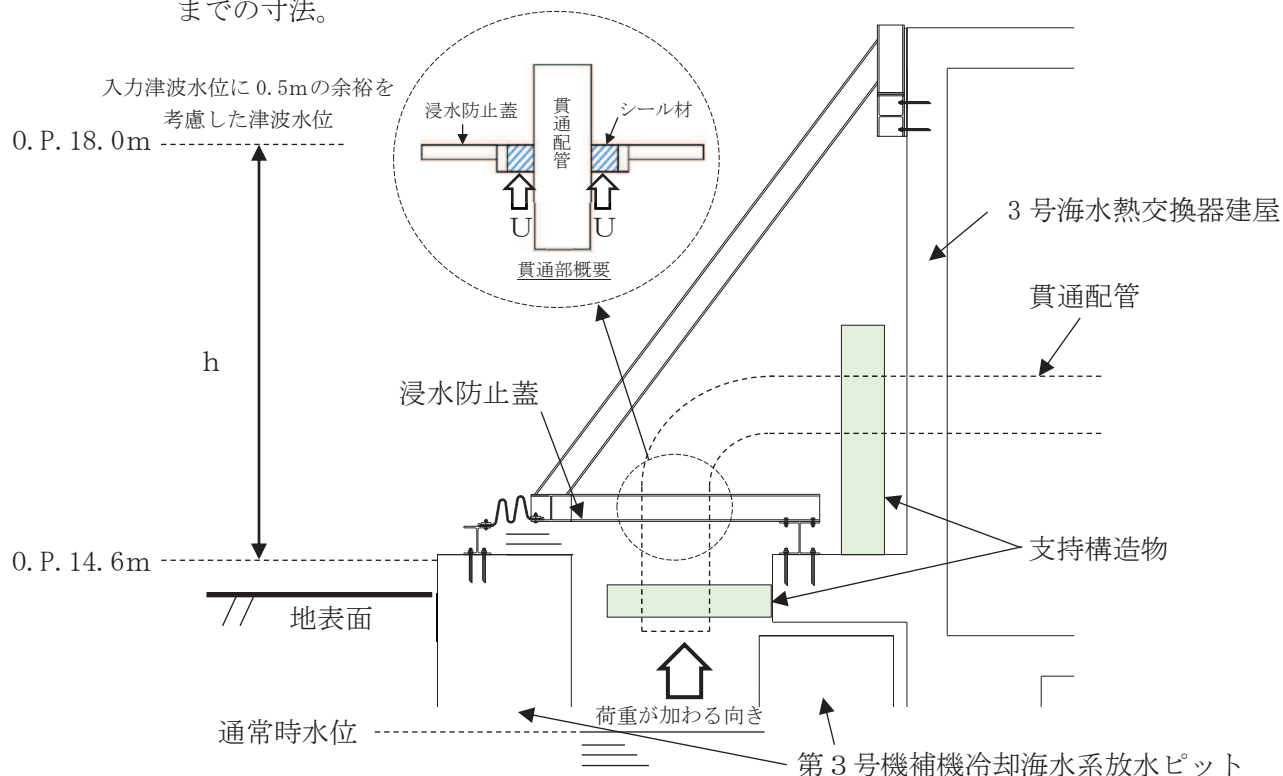


図 4-6 貫通部止水処置（貫通軸：鉛直）に加わる津波の概要

(2) モルタル

モルタルの強度評価に用いる計算条件を表 4-11 に示す。また、貫通部止水処置に加わる荷重の概要を図 4-7 に示す。

表 4-11 モルタルの強度評価に用いる計算条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	浸水エリアの幅と 水深の比による 補正係数 β	海水の密度 ρ (kg/m^3)	貫通部敷設エリアの 床面からの浸水深さ H (m)
第 2 号軽油 タンクエリア (モルタル)	□	1030	5.48^{*1}

貫通部位置における 浸水深さ h (m)	貫通物の支持間隔 の質量 (kg)	モルタルが水圧を 受ける面積 A' (m^2)	動水圧算出用の 水平方向震度 C_{HW}
2.27	□	0.011	0.89^{*2}

注記 * 1 : 貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ H は、軽油タンク室が没水するとして、軽油タンク室の床面 (O. P. 8.5m) から屋外タンク等の破損による浸水深 (O. P. 13.8m + 0.18m) までの高さ。

* 2 : 動水圧算出用の水平方向震度は、弾性設計用地震動 S d (7 波包絡) に伴う地震力として、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」に示す最大床応答加速度を考慮して設定する。動水圧算出用の水平方向震度を表 4-12、表 4-13 に示す

* 3 : 貫通物の支持間隔の質量の算出

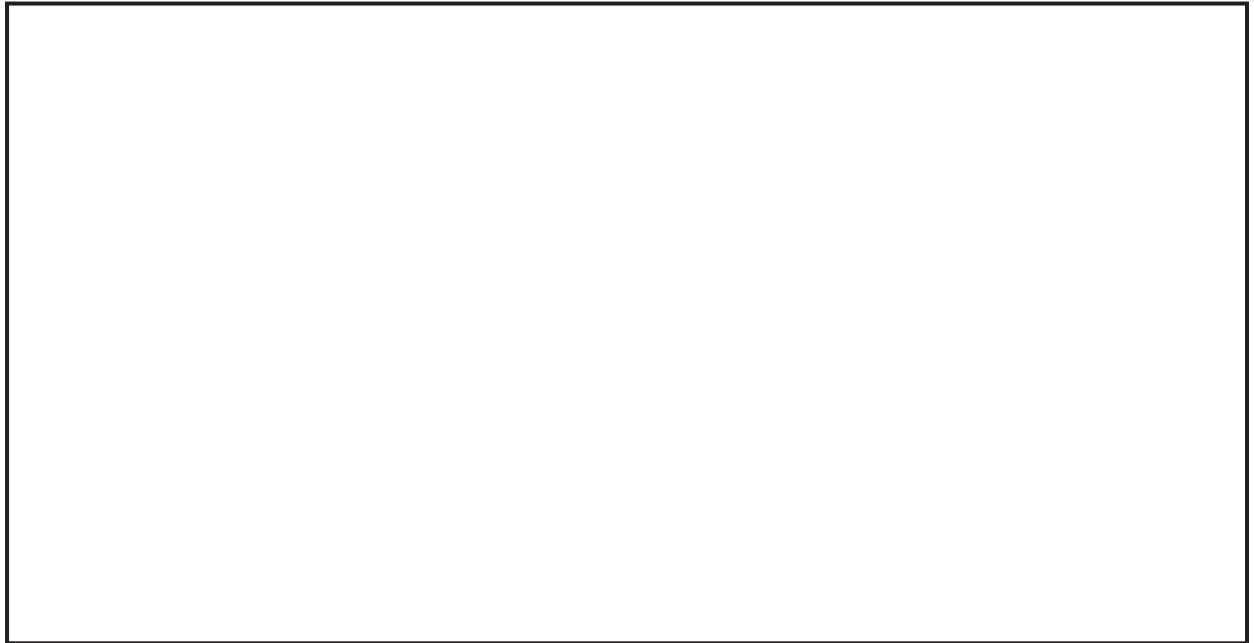


表 4-12 動水圧算出用の水平方向震度

地震動	床面高さ* ¹ O.P. (m)	貫通部止水処置の設置場所	余震による設計震度* ²	
			水平 方向震度 C _{HW}	0.89
弾性設計用地震動 S d (7波包絡)	13.8	軽油タンク室 (A, B) (タンク室)		

注記 *1: 貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

*2: 最大床応答加速度の 1.2 倍を設計震度とした。

表 4-13 軽油タンク室 (A, B) (タンク室) 内機器等の評価用震度 (余震評価用)
(強度評価用: 1.2ZPA) (弾性設計用地震動 S d 7 波包絡, 不確かさ包絡)

標高* O.P.(m)	動的震度(1.2ZPA) (単位:G)			
	NS(タンク室)	EW(タンク室)	水平包絡	鉛直
14.8	0.89	0.88	0.89	0.64
9.5	0.76	0.78	0.78	0.60

注記 *: 耐津波設計においては, 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う, 牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため, 表記 O.P. より -1 m した値を記載する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

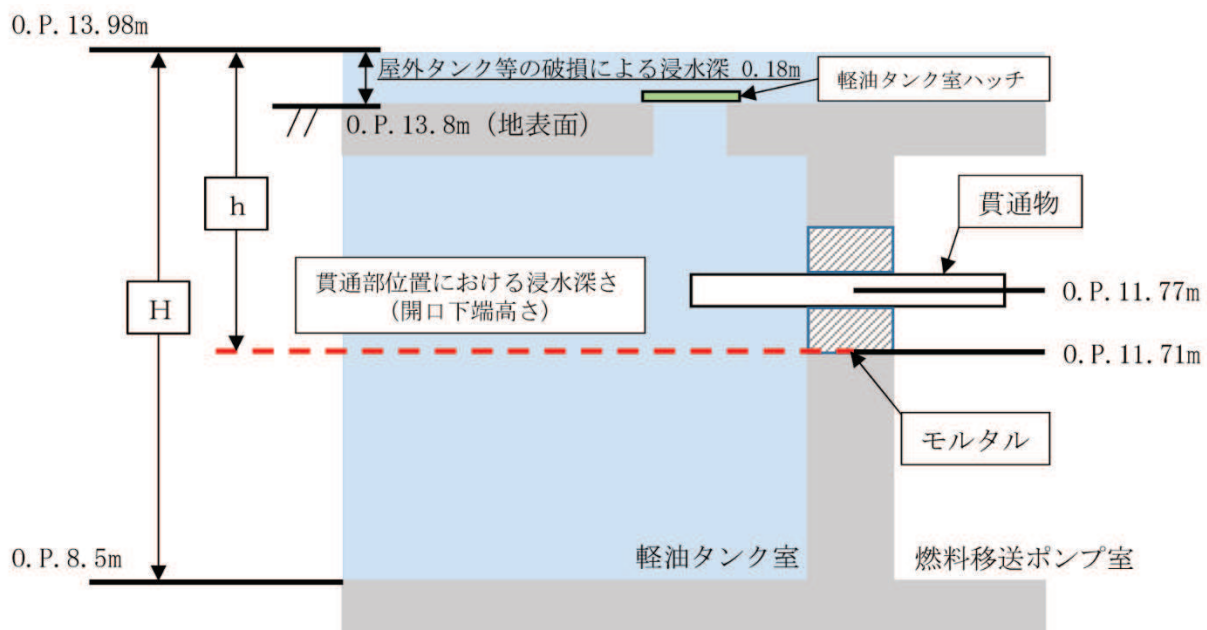


図 4-7 貫通部止水処置 (モルタル) に加わる荷重の概要


5. 評価結果

シーラ材及びモルタルの強度評価結果をそれぞれ表 5-1, 表 5-2 に示す。シーラ材, モルタルの発生圧力又は発生荷重は, 許容圧力又は許容荷重以下であることを確認した。

表 5-1 シーラ材の浸水に対する強度評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)	許容圧力 (MPa)
シーラ材 (貫通軸：水平)	0.15	0.40
シーラ材 (貫通軸：鉛直)	0.07	0.40

表 5-2 モルタルの浸水に対する強度評価結果

評価部位	発生荷重 (kN)		許容荷重 (kN)
モルタル	せん断荷重 (付着荷重)		159

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(参考 1) 第 3 号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋及び貫通配管に対する地震時の影響について

1. 概要

第 3 号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋（以下、浸水防止蓋という。）には配管が貫通しており、貫通部には貫通部止水処置を実施している。浸水防止蓋及び貫通配管については、3 号機海水熱交換器建屋から定着部を設定しているが、地震時において、浸水防止蓋及び貫通配管に有意な変位が発生した場合には、貫通部止水処置の性能に影響を与える可能性があるため、地震時の影響について確認する。

2. 浸水防止蓋と貫通配管の支持構造

(1) 貫通配管の支持構造

第 3 号機補機冷却海水系放水ピットに設置されている浸水防止蓋と貫通配管の配置の概要について、図-1 に示す。

屋外部の貫通配管を支持する支持構造物は 2 箇所設置しており、3 号機海水熱交換器建屋から支持している。

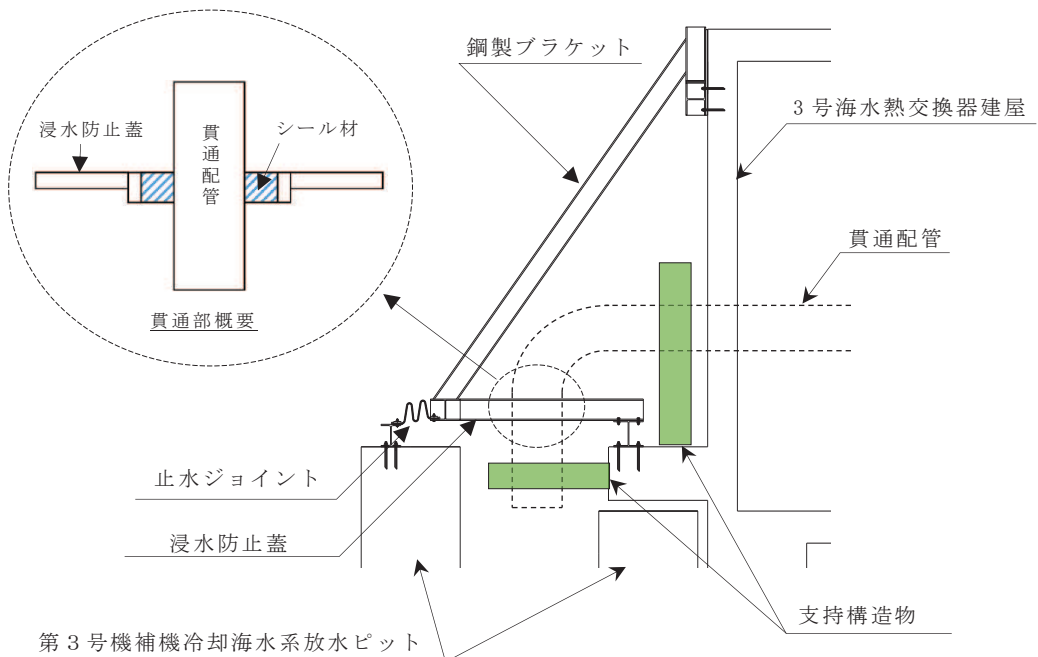


図-1 浸水防止蓋と貫通配管の配置概要

(2) 浸水防止蓋の支持構造について

浸水防止蓋，鋼製ブラケットで構成され，3号海水熱交換器建屋に支持する構造としている。また，第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部には止水ジョイント（M型ジョイント）が設置されており，第3号機補機冷却海水系放水ピット側の相対変位の影響を受けない構造としている。

3. 貫通配管の地震時の影響

「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 5.24.1 3号機補機放水側配管の基準地震動 S_s に対する耐震評価」において，基準地震動 S_s 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している。また，図-2～5に示す評価モデルにより固有値解析を実施している。

評価の結果，表-1に示すように固有周期が0.050s以下であることから，剛構造であり，地震時は建屋と配管系が一体で動く構造であることを確認している。また，配管の支持構造物は，配管貫通部の前後の2箇所に設置し，それぞれ軸直角方向にて拘束することで，地震における発生する変位が小さくなるように設計している。浸水防止蓋との貫通部における基準地震動 S_s における最大変位は表-2に示すとおり，非放射性ドレン移送系の8mmであり，非放射性ドレン移送系におけるシール材については，50mmの変位に対応できることを確認しているため，変位の影響は十分小さい。

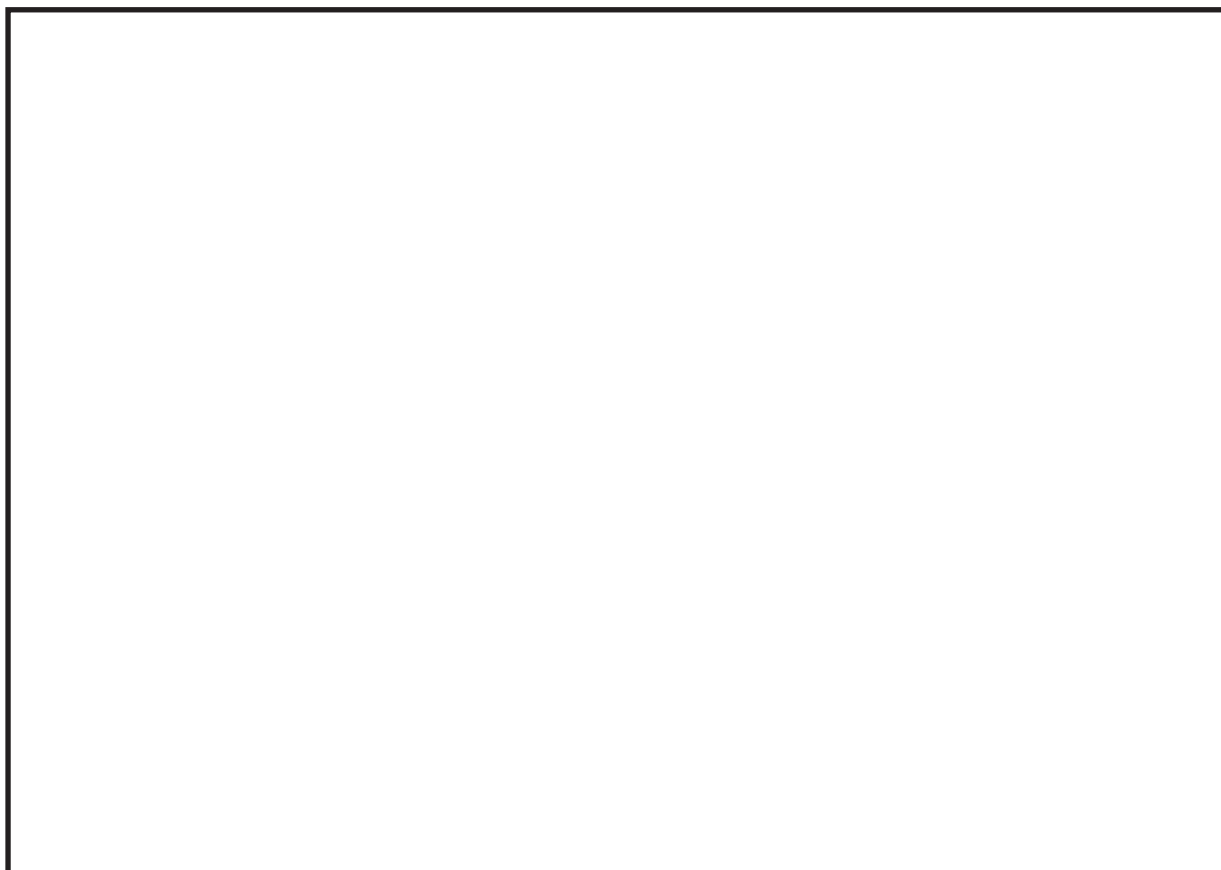


図-2 タービン補機冷却海水系 系統評価モデル図

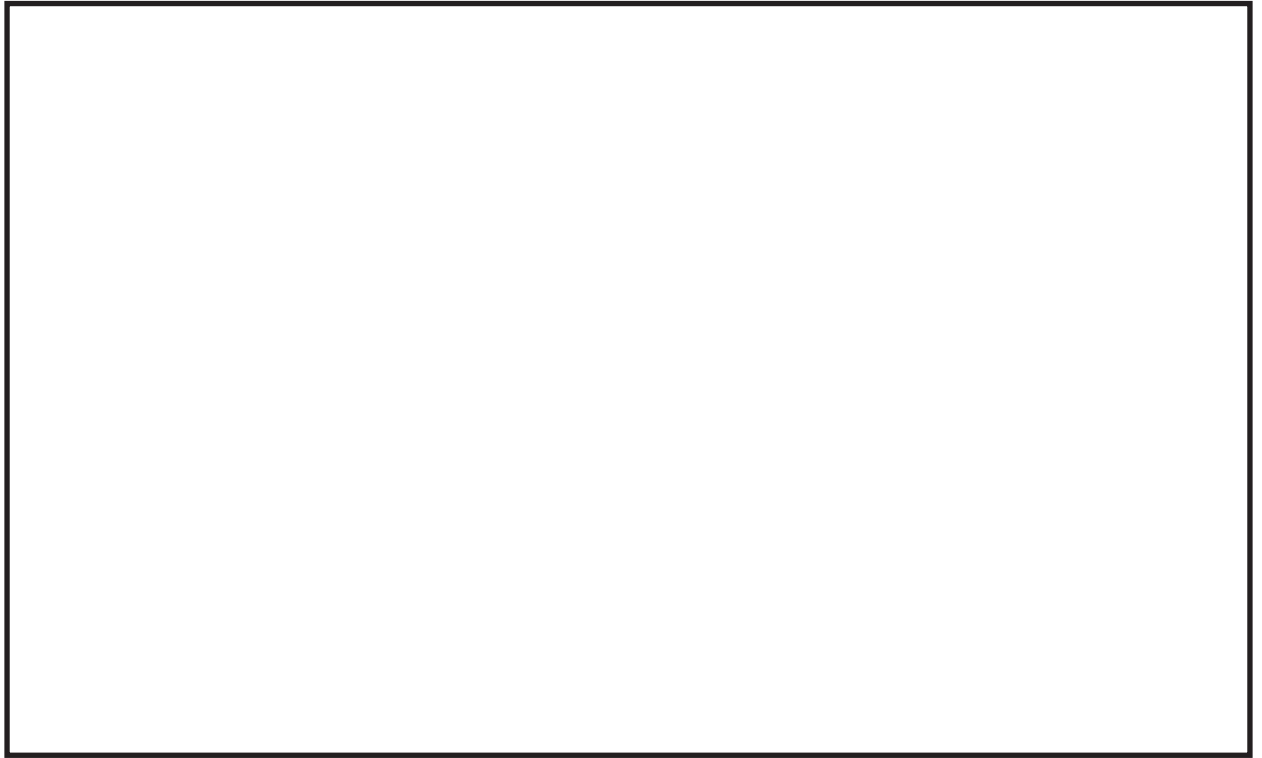


図-3 原子炉補機冷却海水系 系統評価モデル図

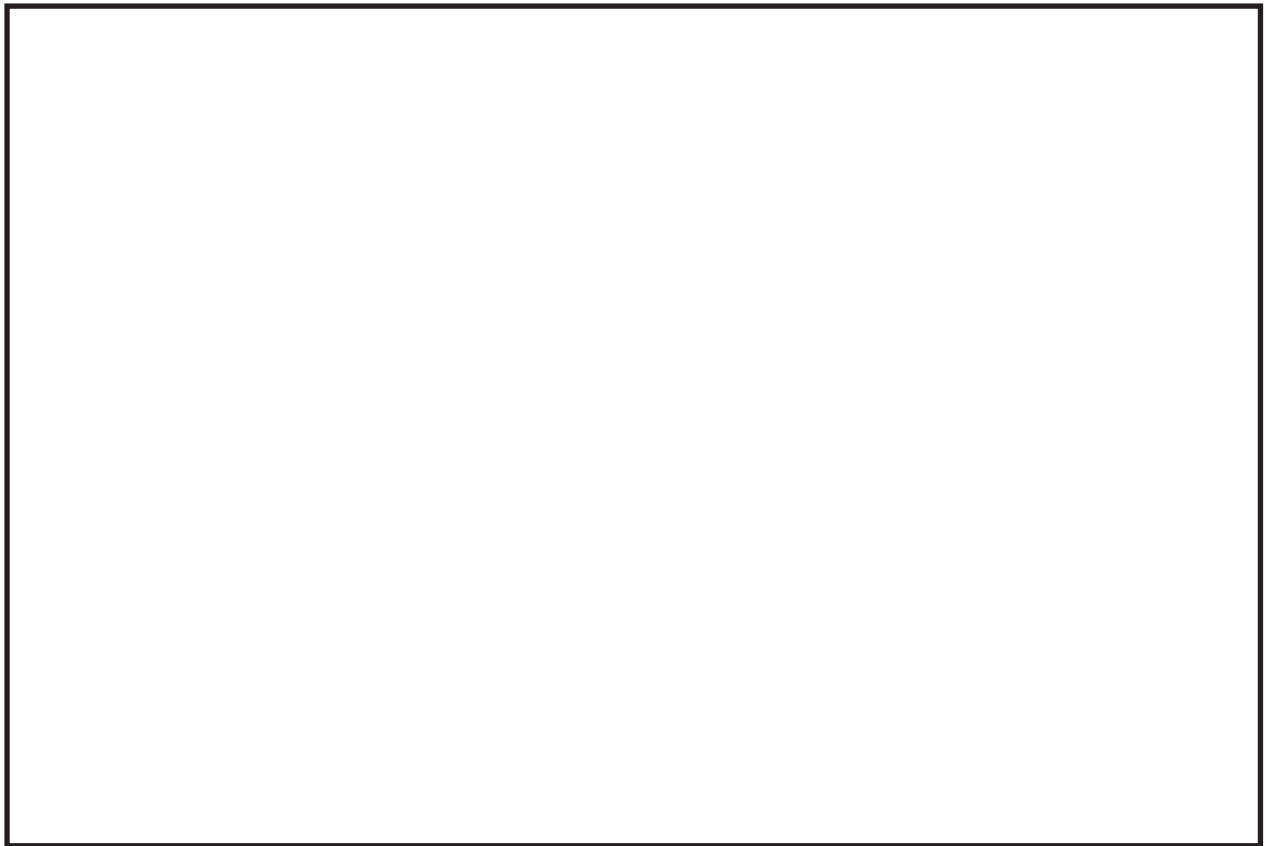


図-4 高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

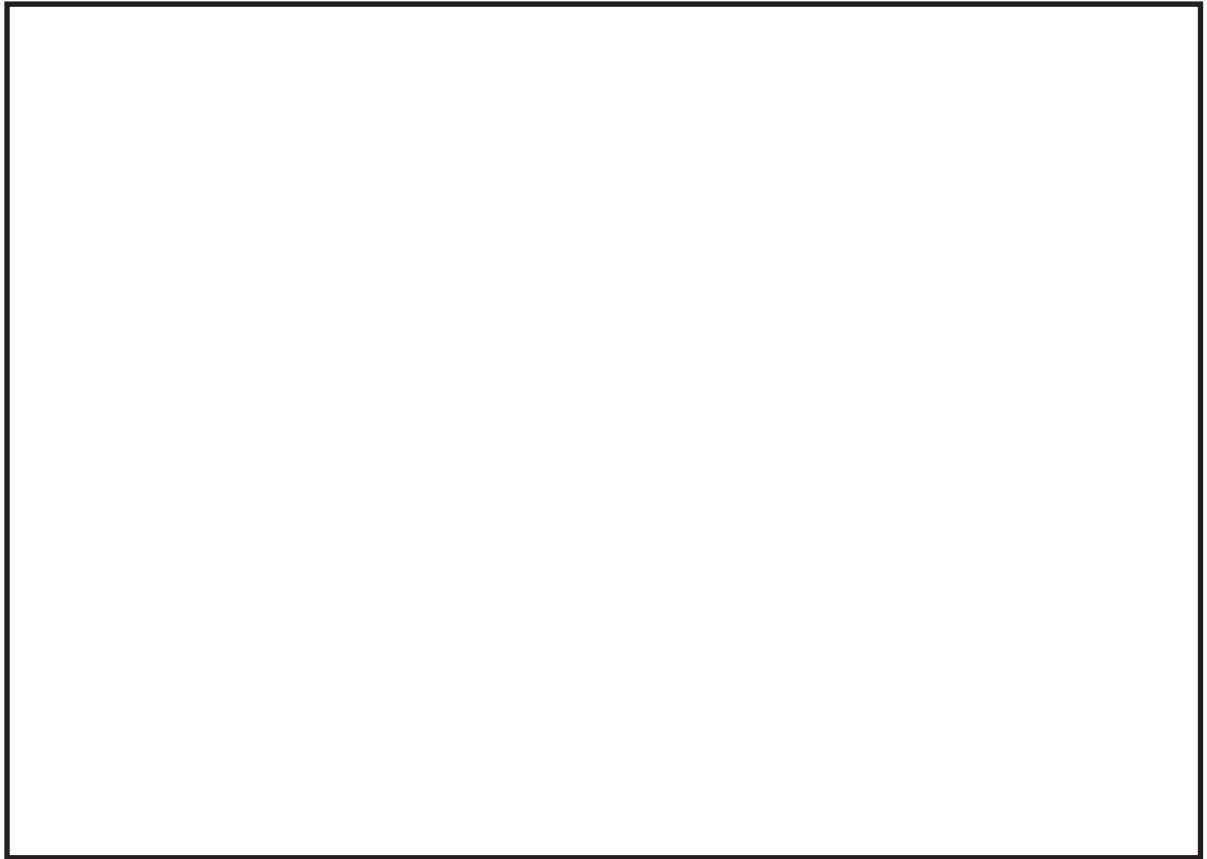


図-5 非放射性ドレン移送系 系統評価モデル図

表-1 固有周期

対象系統	固有周期 (s)	(参考) 固有振動数 (Hz)
タービン補機冷却海水系 (500A)	0.037	27.02
原子炉補機冷却海水系 (500A)	0.028	35.71
高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 (200A)	0.025	40.00
非放射性ドレン移送系 (50A)	0.046	21.73

表-2 浸水防止蓋部における3号海水熱交換器建屋に対する最大相対変位

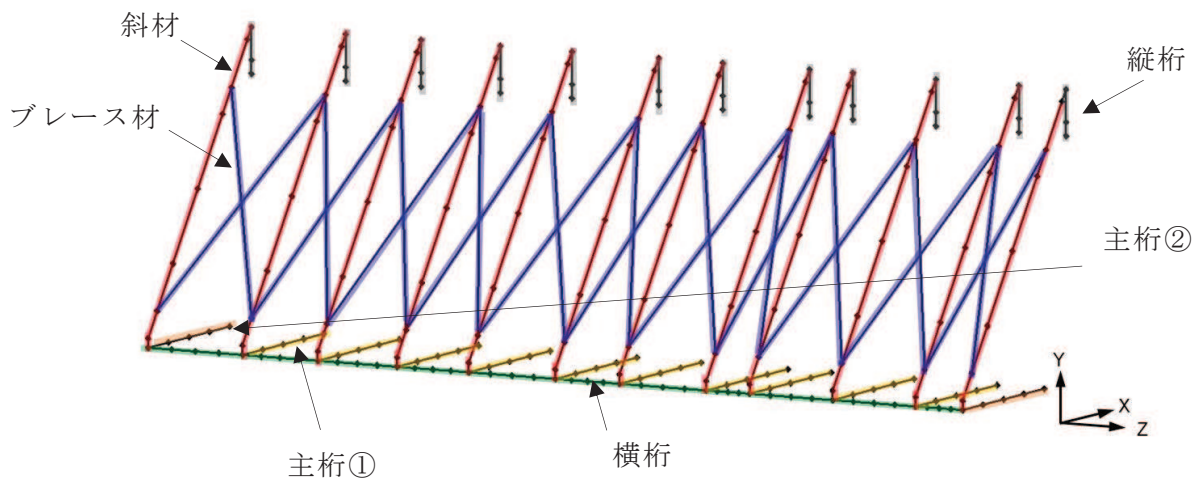
対象系統	最大相対変位 (mm)
タービン補機冷却海水系 (500A)	3
原子炉補機冷却海水系 (500A)	1
高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 (200A)	1
非放射性ドレン移送系 (50A)	8

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 浸水防止蓋の地震時の影響

添付資料「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）耐震計算書」において、基準地震動 S_s 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している。また、図-6 に示す三次元フレームモデルにより固有値解析を実施しており、表-3 に示すとおり固有振動数が 20Hz 以上であることから、剛構造であることを確認している。

評価の結果、表-3 に示すとおり、固有振動数が 20Hz 以上であることから、剛構造であり、地震時は建屋と浸水防止蓋が一体で動く構造であり、変位量は十分小さいことを確認している。



対象部材	材質	断面形状
— : 主桁①	SUS304	H-200×200×20×20
— : 主桁②	SUS304	H-200×300×20×20
— : 斜材	SUS304	H-200×200×8×12
— : 横桁	SUS304	H-200×300×20×20
— : ブレース材	SUS304	L-60×60×5
— : 縦桁	SUS304	H-200×200×8×12

図-6 固有値解析モデル

表-3 固有値解析結果

振動モード 次数	卓越 方向	固有振動数 f (Hz)
1	Z	24.17
38	Y	108.71
95	X	276.20

5. 貫通部止水処置への影響

貫通する配管の地震時における3号熱交換器建屋との相対変位は最大で8mmである。また、浸水防止蓋の地震時における3号熱交換器建屋との相対変位は十分に小さいことを確認しており、貫通する配管とシール材を施工する浸水防止蓋との間には十分なすき間を確保する設計としていることから、貫通する配管と浸水防止蓋が干渉することはない。

貫通部止水処置については、貫通する配管と浸水防止蓋の相対変位が小さいことに加えて、シール材は柔軟性に優れたゴム系材料を使用しており、地震時における相対変位についても、十分追従できるように設計していることから、シール材に対して有意な配管荷重は発生しない。このため、地震による相対変位や荷重によるシール材への影響は軽微であり、地震時において貫通部止水処置の性能に影響を与えない。

(参考2) 遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部止水処置の強度評価について

1. 遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部止水処置方法

遮水鋼板を貫通するケーブルトレイ貫通部の止水をするため、ケーブルトレイを囲うように鋼板を遮水鋼板に溶接し、鋼板とケーブルトレイの隙間に対しコーキングタイプのシール材を施工する。ケーブルトレイの内部については充填タイプのシール材を施工する。

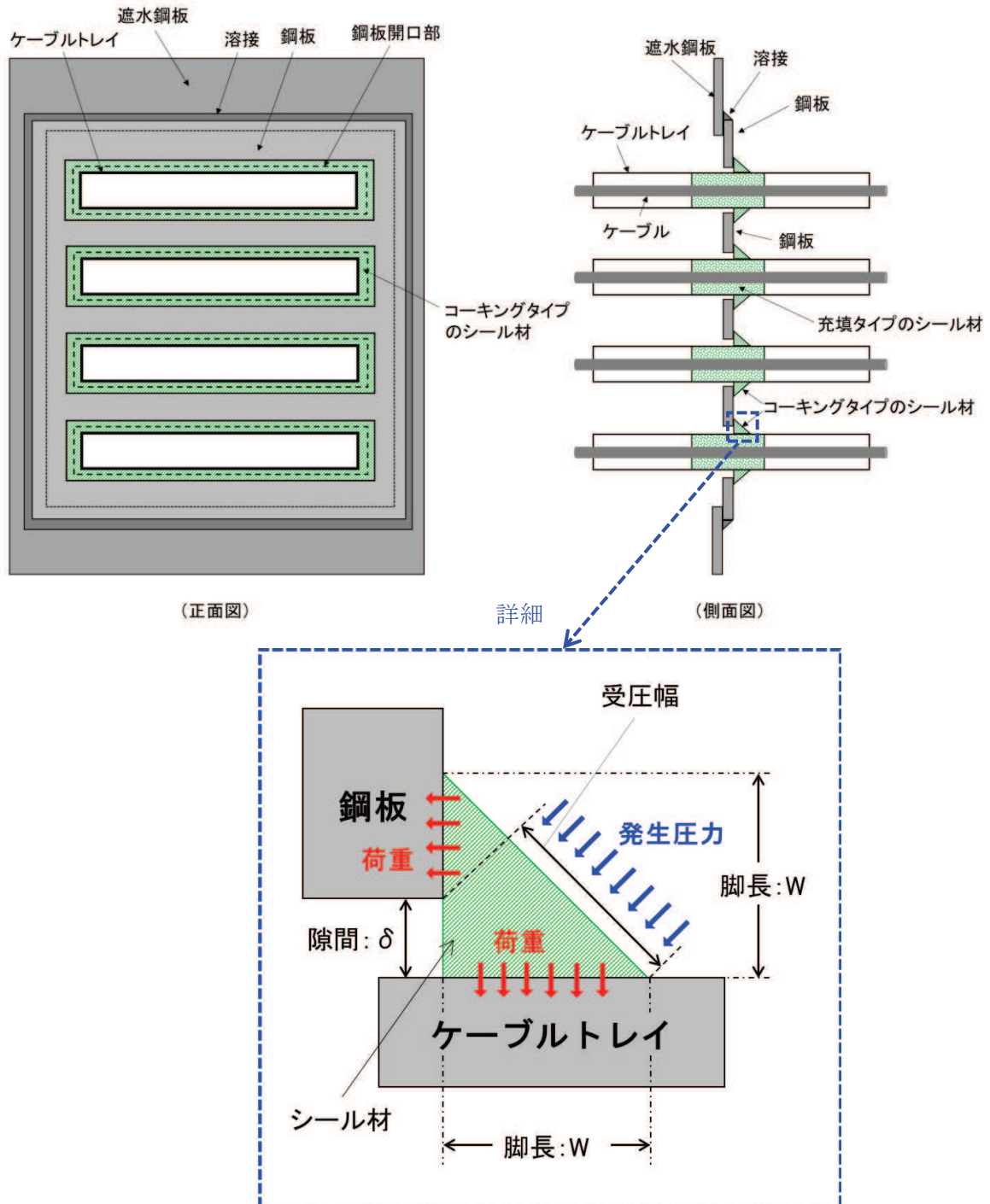


図1 遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部止水処置方法

2. 構造強度評価

ケーブルトレイ貫通部止水処置の強度評価は、第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部に対し、「3. 荷重及び荷重の組合せ」及び「4. 許容限界」に示す荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、「6. 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

3. 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の種類及び荷重の組合せに関して以下に示す。

(1) 荷重の設定

ケーブルトレイ貫通部のシール材の評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

(a) 固定荷重 (D)

固定荷重は、貫通軸上の貫通物（ケーブルトレイを示す。以下同じ。）の質量及び内容物の質量による荷重である。

(b) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重として、津波による水位を用いた静水圧を考慮する。

$$P_h = \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、 ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)
 g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)
 h : 貫通部ににかかる水頭 (m)

(c) 余震荷重

余震荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

余震による動水圧 (K S d) がシール材に作用することを考慮する。

$$P_d = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_H \cdot g \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここで、 β : 浸水エリアの幅と水深の比による補正係数 (=) (「日本水道協会 2009年 水道施設耐震工法指針・解説」より)
 ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)
 C_H : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の設計震度
 g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)
 H : 貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ
 h : 貫通部ににかかる水頭 (m)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(2) 荷重の組合せ

シール材の評価にて考慮する荷重の組合せを表1に示す。

表1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ*1*2
浸水防護施設 (浸水防止設備)	貫通部止水処置 (第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部)	$D + P_h + K S d$

注記 *1 : Dは固定荷重, P_h は浸水津波荷重, $K S d$ は弾性設計用地震動 $S d - D 2$ による余震荷重(余震による動水圧 P_d)を示す。

*2 : 固定荷重(D)について, シール材を施工するケーブルトレイ貫通部は, 耐震性を満足させるため, 貫通部近傍のケーブルトレイに支持構造物を設置する設計としており, シール材に加わる固定荷重の影響は軽微であるため考慮しない。

4. 許容限界

コーキングタイプのシール材の許容限界値は, 実機で使用している形状, 寸法の試験体にて静水圧を付加した水圧試験に基づく結果を用いる。試験より得られたシール材の許容圧力を表2, シール材の水圧試験の概要を図2に示す。実機施工時においては, 鋼板とケーブルトレイ間の隙間に対し, シール材の脚長は試験検証済みの許容限界寸法以上となるように施工する。これにより試験で得られた許容限界値以上の耐圧性を有し, かつ, 想定するシール材に加わる圧力が, 許容限界値以内であることを確認し確実に耐圧性を確保する。

表2 シール材の浸水に対する許容圧力

評価部位	隙間 (mm)	脚長 (mm)	許容圧力 (MPa)
シール材	20	31	0.38

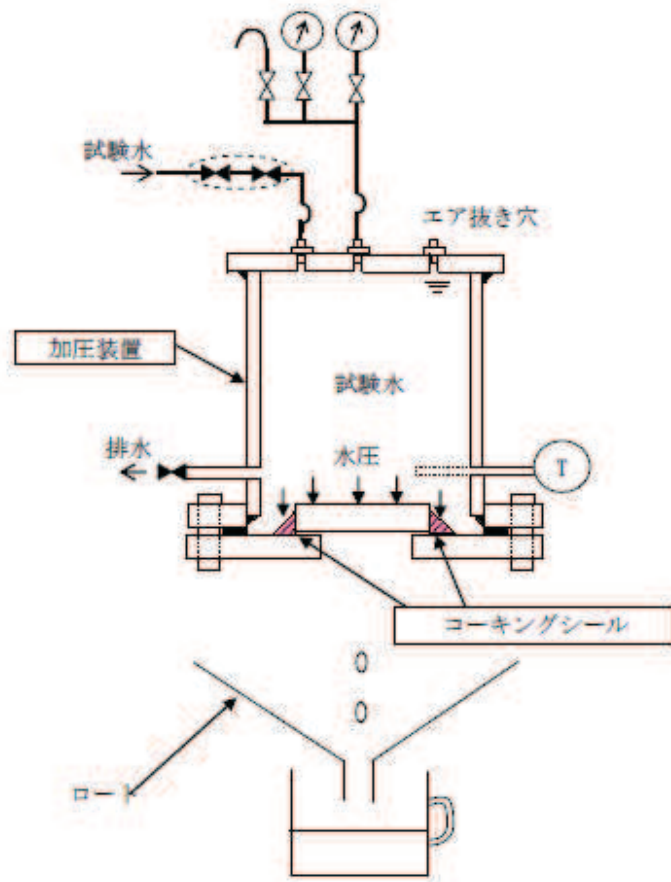


図2 シール材の水圧試験の概要

5. 設計用地震力

弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力については、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」に示す最大床応答加速度を考慮して設定する。貫通部止水処置の強度評価に用いる設計用震度を表 3 に示す。

表 3 シール材の評価に用いる設計用震度

地震動	床面高さ*1 O.P. (m)	貫通部止水処置の 設置場所	余震による設計震度*2	
			水平方向 C _H	
弾性設計用地震動 S d - D 2	13.8	第 2 号機海水ポンプ室 防潮壁横断部		0.70

注記 * 1 : 貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

* 2 : 最大床応答加速度の 1.2 倍を設計震度とした。

6. 計算方法 (発生圧力計算)


貫通軸が水平方向であるため、浸水津波荷重 P_h と余震による動水圧 P_d を考慮する。

$$P_{H \text{ total}} = P_h + P_d$$

7. 計算条件

評価に用いる計算条件を表4に示す。また、ケーブルトレイ貫通部止水処置に加わる津波概要を図3に示す。

表4 シール材の評価に用いる計算条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数 β	海水の密度 ρ (kg/m^3)	貫通部施設エリアの床面からの浸水深さ* ¹ H (m)
第2号機海水ポンプ室 防潮壁横断部 (シール材)		1030	15.1

貫通部位置における浸水深さ* ² h (m)	弾性設計用地震動Sd-D2による 水平方向の設計震度 C_H	重力加速度 g (m/s^2)
8.95	0.40	9.80665

注記 *1:貫通部施設エリアの床面からの浸水深さ(H)は、貫通部施設エリアの床面(O.P. 2.8m)から入力津波水位に0.5mの余裕を考慮した津波水位(O.P. 17.9m)までの寸法。

*2:貫通部位置における浸水深さhは開口下端高さ(O.P. 8.95m)から入力津波水位に0.5mの余裕を考慮した津波水位(O.P. 17.9m)までの寸法。

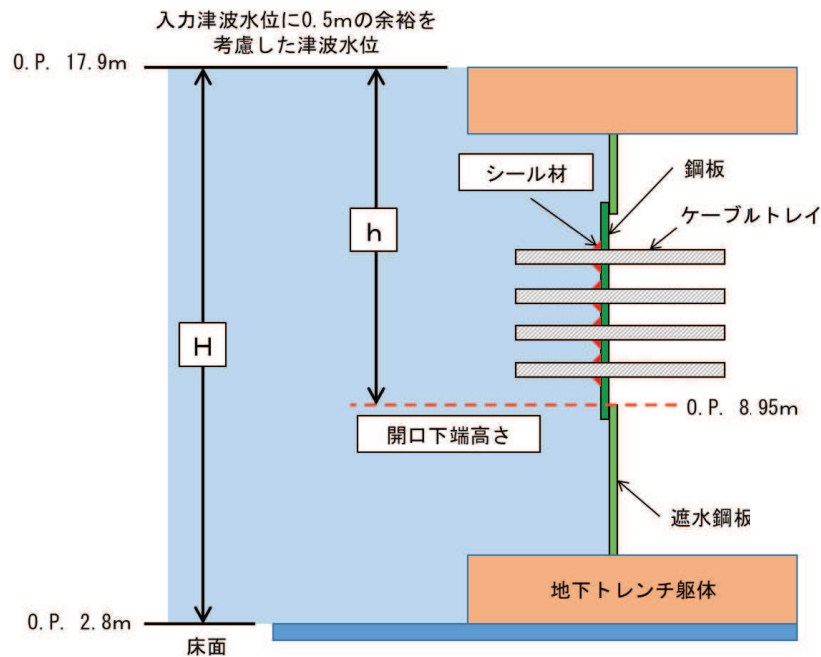


図3 貫通部止水処置に加わる津波の概要

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

8. 評価結果

シール材の評価結果を表 5 に示す。シール材の発生圧力は，許容圧力以下であることを確認した。

表 5 シール材の浸水に対する強度評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)	許容圧力 (MPa)
シール材	0.14	0.38