

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7補足-028-08 改34
提出年月日	2020年9月11日

資料8

浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料

2020年 9月

東京電力ホールディングス株式会社

補足説明資料目次

I. はじめに

1. 浸水防護施設の設計における考慮事項

- 1.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について
- 1.2 海水貯留堰における津波波力の設定方針について
- 1.3 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について
- 1.4 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
- 1.5 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
- 1.6 津波に対する止水性能を有する施設の評価について
- 1.7 強度計算に用いた規格・基準について
- 1.8 アンカー設計に用いる規格・基準類の適用について
- 1.9 浸水防護施設の評価における風荷重・積雪荷重の設定について

2. 浸水防護施設の耐震，強度計算に関する補足説明

- 2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明
- 2.2 海水貯留堰（6号機設備）の耐震計算書に関する補足説明
- 2.3 海水貯留堰の強度計算書に関する補足説明
- 2.4 海水貯留堰（6号機設備）の強度計算書に関する補足説明
- 2.5 取水護岸の耐震計算書に関する補足説明
- 2.6 取水護岸（6号機設備）の耐震計算書に関する補足説明
- 2.7 津波荷重（突き上げ）の強度評価における鉛直方向荷重の考え方について
- 2.8 止水堰の設計に関する補足説明
- 2.9 床ドレンライン浸水防止治具を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について
- 2.10 津波監視カメラに関する補足説明
- 2.11 加振試験の条件について
- 2.12 水密扉の設計に関する補足説明
- 2.13 浸水防護施設の耐震計算における「土木構築物，建物・構築物，機器・配管系」の分類について
- 2.14 地下水排水設備 サブドレンポンプの加振試験に関する補足説明
- 2.15 フラップゲートの加振試験に関する補足説明

1. 浸水防護施設の設計における考慮事項

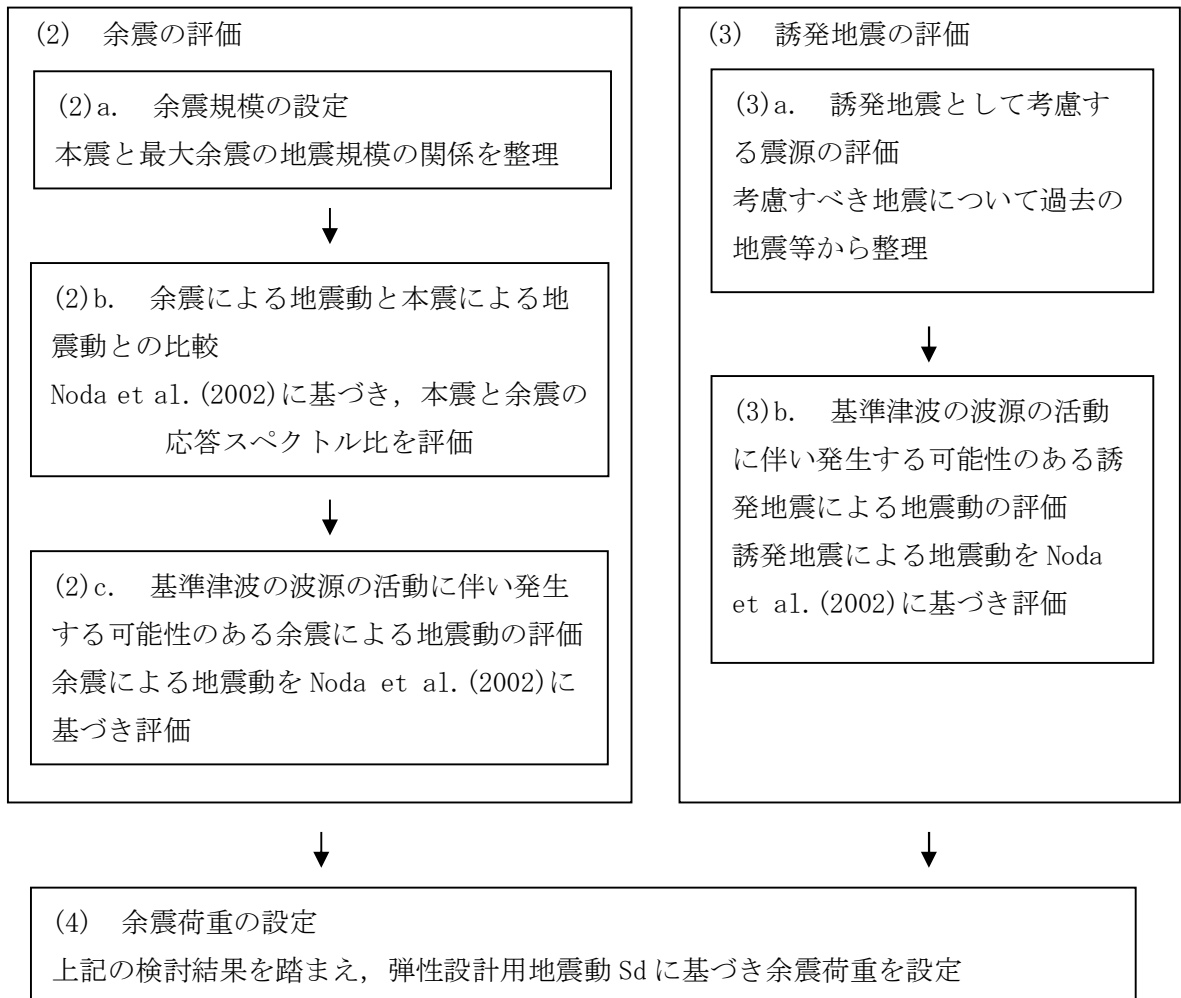
1.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について

1.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について

(1) 検討方針

余震による荷重については、本震発生後の余震及び誘発地震を検討し、耐津波設計において津波荷重と組み合わせる適切な余震荷重を設定する。なお、本検討においては、本震の震源域において発生する地震を余震とし、本震の震源域の外で発生する地震を誘発地震として整理した。

検討は以下の流れで実施した。



(2) 余震の評価

a. 余震規模の設定

余震の規模は、過去の地震データにおける本震規模と最大余震の規模の関係を整理することにより想定する。検討対象とした地震は、津波荷重と組み合わせる余震荷重を評価するという観点から、地震調査研究推進本部の地震データによる本震のマグニチュードが7.0以上とし、かつ、基準津波の波源の活動に伴い発生する津波の最大水位変化を生起する時間帯は、最大でも地震発生から約4時間であることを考慮し、本震と最大余震との時間間隔が12時間以内の地震とした。表1.1-1に、対象とした地震の諸元を示す。同表に、敷地が位置する日本海東縁部の地震の本震のマグニチュードが7.0以上の地震の諸元を併せて示す。また、検討対象とした地震の震央分布を図1.1-1に示す。地震調査研究推進本部の地震データについて、本震のマグニチュードM0と最大余震のマグニチュードM1の関係から本震と余震のマグニチュードの差D1は、図1.1-2のとおり、 $D1=M0-M1=1.4$ として評価できる。同図に示す、日本海東縁部の地震の傾向は、地震調査研究推進本部の地震データにみられる関係と調和的である。余震の規模を想定する際は、データ数が少ないことから、保守的に標準偏差を考慮し $D1=0.9$ として余震の規模を想定する。

b. 余震による地震動と本震による地震動との比較

本震と余震の応答スペクトルをNoda et al. (2002)により評価し、本震と余震との地震動レベルを確認する。図1.1-3にM8.0及びM7.0の本震に対し、余震の規模を $D1=0.9$ を用い評価し、Noda et al. (2002)の適用範囲の中で等価震源距離 X_{eq} を25、50、75及び100kmと設定し、スペクトル比を評価した結果を示す。なお、ここではスペクトル比を評価するため、内陸補正や観測記録による補正は実施していない。図1.1-3によると、余震による地震動は本震による地震動に対しおよそ0.3~0.4倍程度となり、基準地震動 S_s と弾性設計用地震動 S_d との比0.5を下回ることが確認される。

c. 基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性がある余震による地震動を評価する。柏崎刈羽原子力発電所における基準津波の波源は、図1.1-4に示す「基準津波1及び2の波源」及び「基準津波3の波源」である。それぞれの波源について地震動を評価するに当たり、表1.1-2及び図1.1-5に示す震源モデルを設定し、上記の関係式に基づき余震規模を設定した上で、余震による応答スペクトルをNoda et al. (2002)により評価した。なお、評価においては、海域で発生する地震に対しては敷地における伝播特性に差が認められるため、地震波の顕著な増幅が認められる1号機を含む領域を「荒浜側」と地震波の顕著な増幅が認められない5号機を含む領域を「大湊側」として、図1.1-6に示す観測記録に基づく補正係数をそれぞれ用いることで伝播特性を反映した。また、敷地における伝播特性の差は、敷地から南西側に位置する地震についてのみ顕著に確認されているが、敷地から北側に位置する基準津波1及び2の波源に対しても保守的に同じ補正係数を用いた。図1.1-7に評価結果を示す。同図より、評価結果は、弾性設計用地震動 S_d を下回ることが確認される。

(3) 誘発地震の評価

a. 誘発地震として考慮する震源の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性がある誘発地震として考慮する地震を選定する。

誘発地震の地震規模を評価するに当たり、表 1.1-1 中に示す 2011 年東北地方太平洋沖地震 (M9.0) 及び敷地が位置する日本海東縁部の地震の本震のマグニチュード M7.0 以上の 3 地震を対象に、本震発生後 24 時間以内に発生した地震を検討した。図 1.1-8 に示すとおり、2011 年東北地方太平洋沖地震 (M9.0) の誘発地震は、2011 年長野県北部の地震 (M6.7) が本震発生から約 13 時間後の 3 月 12 日に発生している。また、日本海東縁部の地震については、余震を含めたとしても M6.5 未満の地震しか発生していない。

以上より、基準津波の継続時間のうち最大水位変化を生起する時間帯において M6.8 以上の誘発地震が発生するとは考えにくい。しかしながら、本震発生後に規模の小さな誘発地震が発生していることを踏まえ、保守的に、図 1.1-9 に示す基準地震動の評価において検討用地震と選定されなかった規模の小さな孤立した短い活断層による地震を対象とする。

b. 基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性がある誘発地震による地震動を評価する。評価においては、孤立した短い活断層による地震の規模を保守的に M6.8 として震源モデルを設定し、誘発地震による応答スペクトルを Noda et al. (2002) により評価した。表 1.1-3 に諸元を、図 1.1-9 に断層の分布図をそれぞれ示す。なお、評価においては、陸域で発生する地震に対しては荒浜側と大湊側で伝播特性がおおむね等しいことから、図 1.1-10 に示す補正係数を用い伝播特性を反映した。図 1.1-11 に評価結果を示す。同図より、評価結果は、弾性設計用地震動 S_d を下回ることが確認される。

(4) 余震荷重の設定

以上の検討結果から、弾性設計用地震動 S_d は余震及び誘発地震による地震動を上回ることが確認された。弾性設計用地震動 S_d のうち、 S_d-1 は全ての周期帯において、余震及び誘発地震による地震動を十分に上回ることから、保守的に S_d-1 による荷重を津波荷重に組み合わせる余震荷重として設定する。

【参考文献】

Noda, S., K. Yashiro, K. Takahashi, M. Takemura, S. Ohno, M. Tohdo, and T. Watanabe (2002) : RESPONSE SPECTRA FOR DESIGN PURPOSE OF STIFF STRUCTURES ON ROCK SITES, OECD-NEA Workshop on the Relations between Seismological DATA and Seismic Engineering, Oct.16-18, Istanbul
大竹政和, 平朝彦, 太田陽子 編 (2002) : 日本海東縁の活断層と地震テクトニクス, 東京大学出版会

表 1.1-1 過去の地震における本震と最大余震の関係

No	発生年月日	震源	マグニチュード		時間差
			本震 M0	最大余震 M1	
1	1995. 1. 17	淡路島	7.3	5.4	1:52
2	2003. 5. 26	宮城県沖	7.1* ¹	4.9	6:20
3	2003. 9. 26	十勝沖	8.0	7.1	1:18
4	2004. 11. 29	釧路沖	7.1	6.0	0:04
5	2006. 11. 15	千島列島東方	7.9	6.7* ¹	1:12
6	2008. 6. 14	岩手宮城内陸地震	7.2	5.7	0:37
7	2008. 9. 11	十勝沖	7.1	5.7	0:12
8	2011. 3. 11	東日本太平洋沖地震	9.0	7.6* ¹	0:29
9	2012. 12. 7	三陸沖	7.3	6.6	0:13
A* ²	1964. 6. 16	新潟地震	7.5	6.1	0:16
B* ²	1983. 5. 26	日本海中部地震	7.7	6.1	0:57
C* ²	1993. 7. 12	北海道南西沖地震	7.8	6.0	1:28

注記*1 : 気象庁による最新の震源情報を参照,

*2 : 日本海東縁部の地震

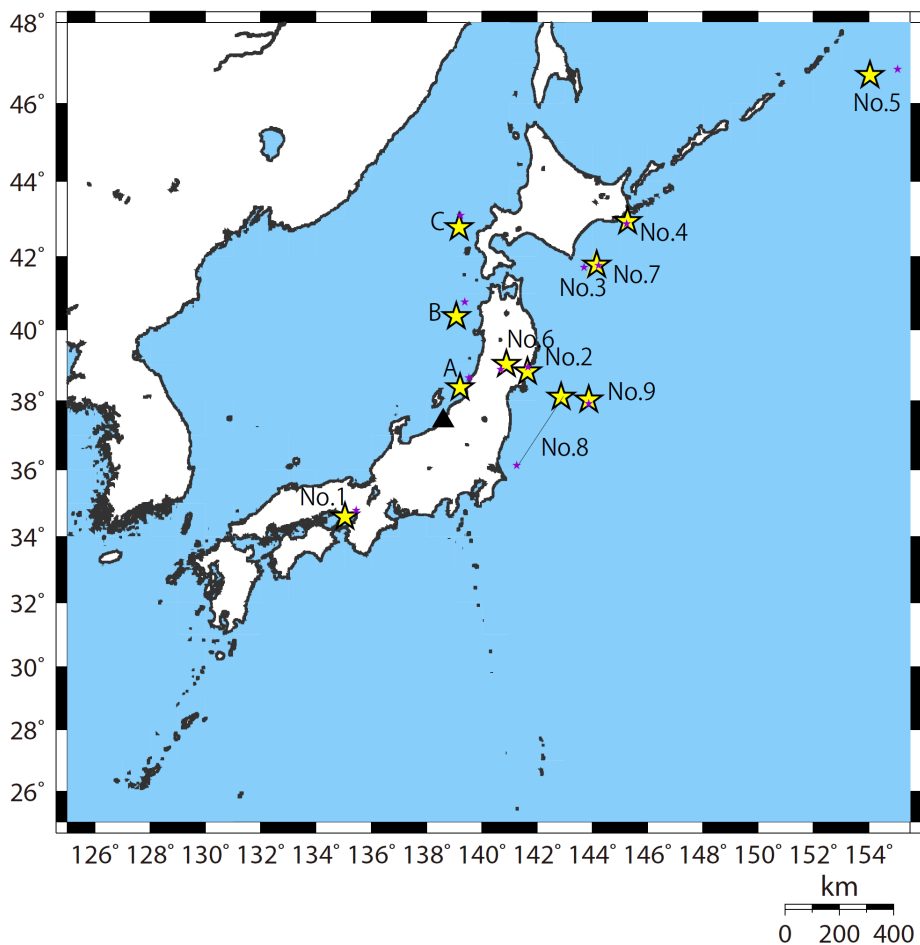


図 1.1-1 余震の地震規模の評価に用いた地震の震央分布

本震 (★) と最大余震 (☆)

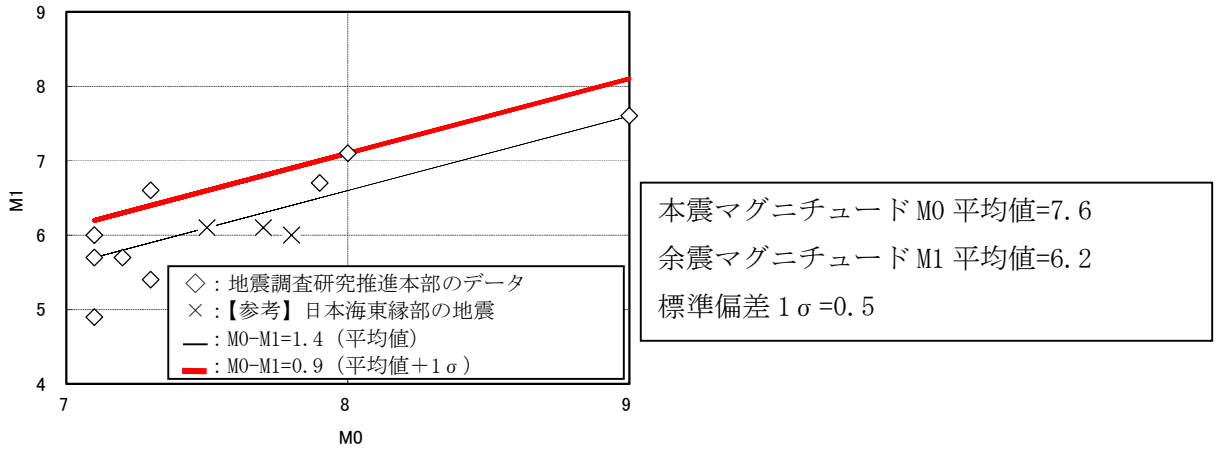


図 1.1-2 本震と余震の地震規模の関係

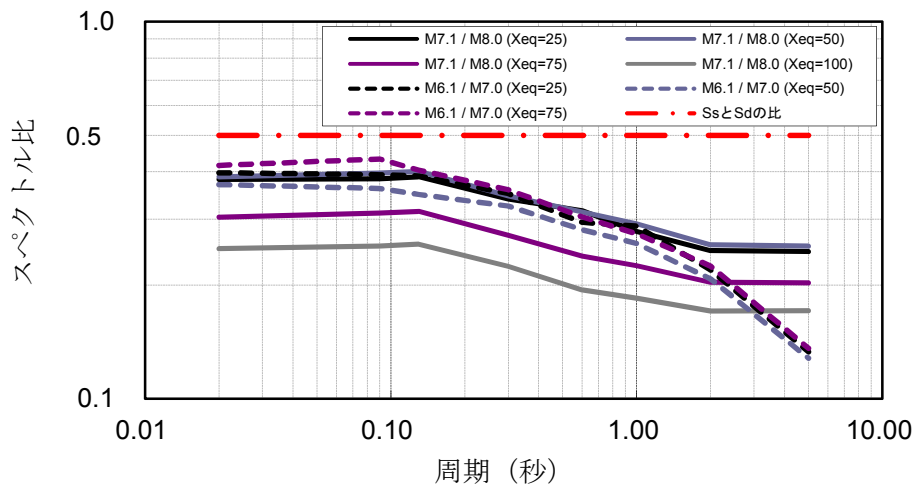


図 1.1-3 本震と余震のスペクトル比

(本震を $M_{8.0}$ 及び $M_{7.0}$ とし、それぞれの余震を $M_{7.1}$ 及び $M_{6.1}$ と評価した場合について、Noda et al. (2002) に基づきスペクトル比を評価)

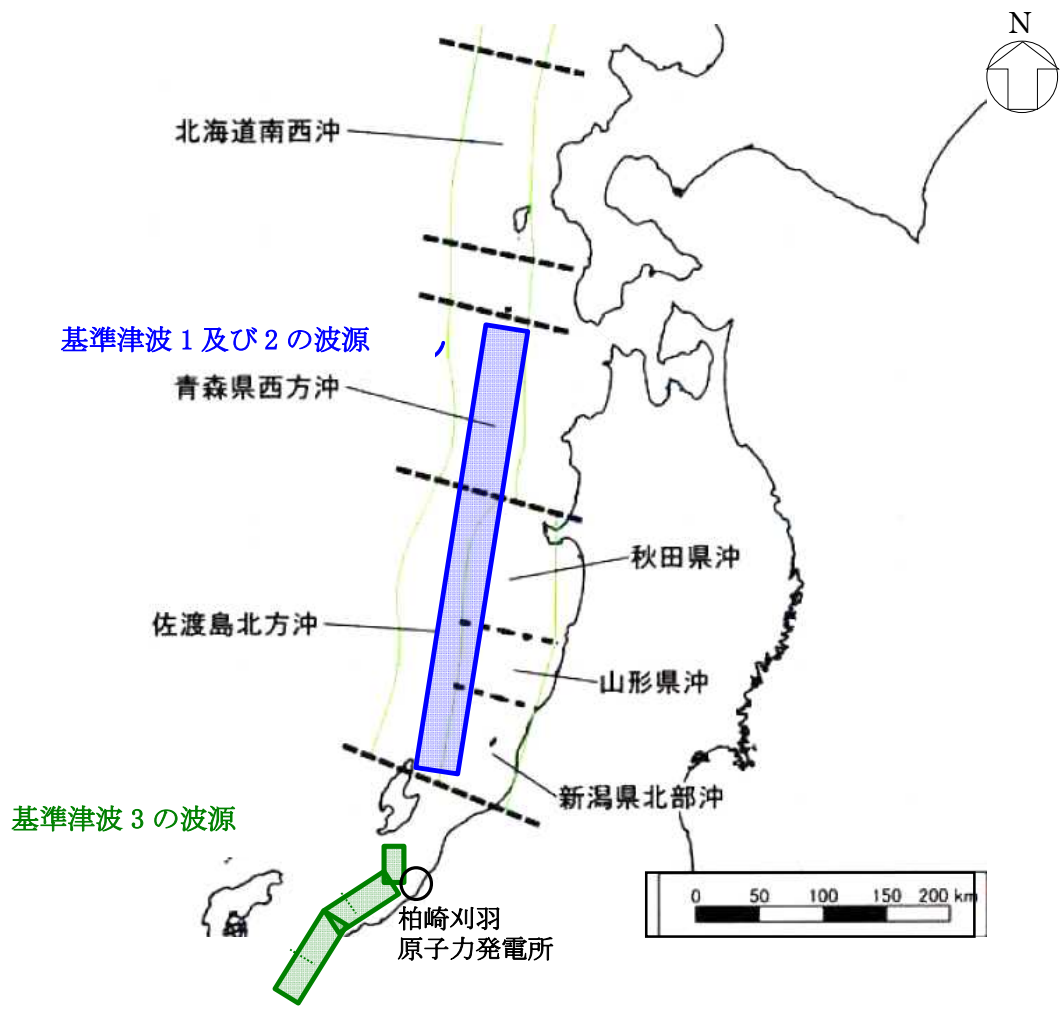


図 1.1-4 基準津波の波源

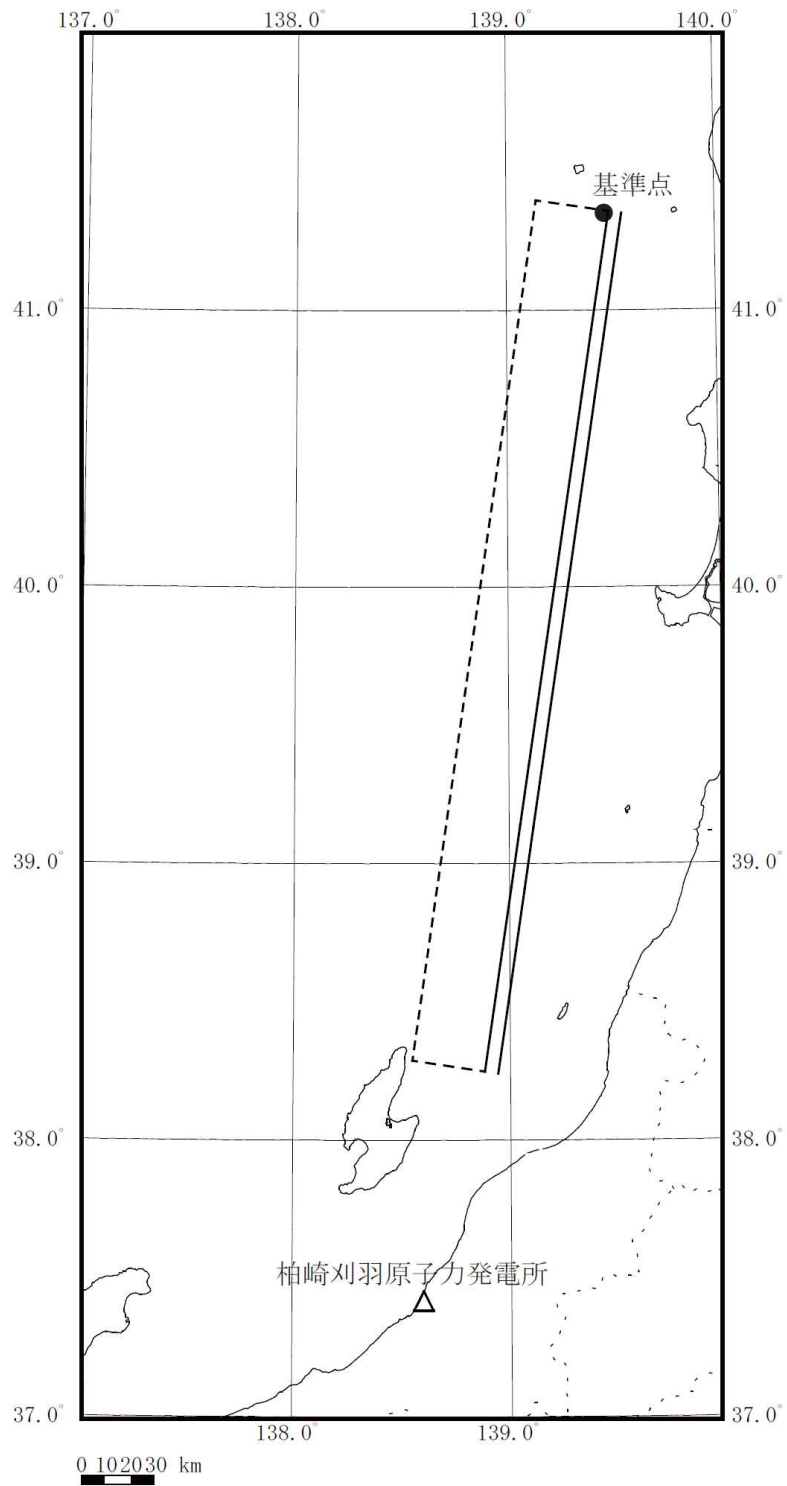


図 1.1-5 (a) 基準津波 1 及び 2 の波源に対する震源モデル

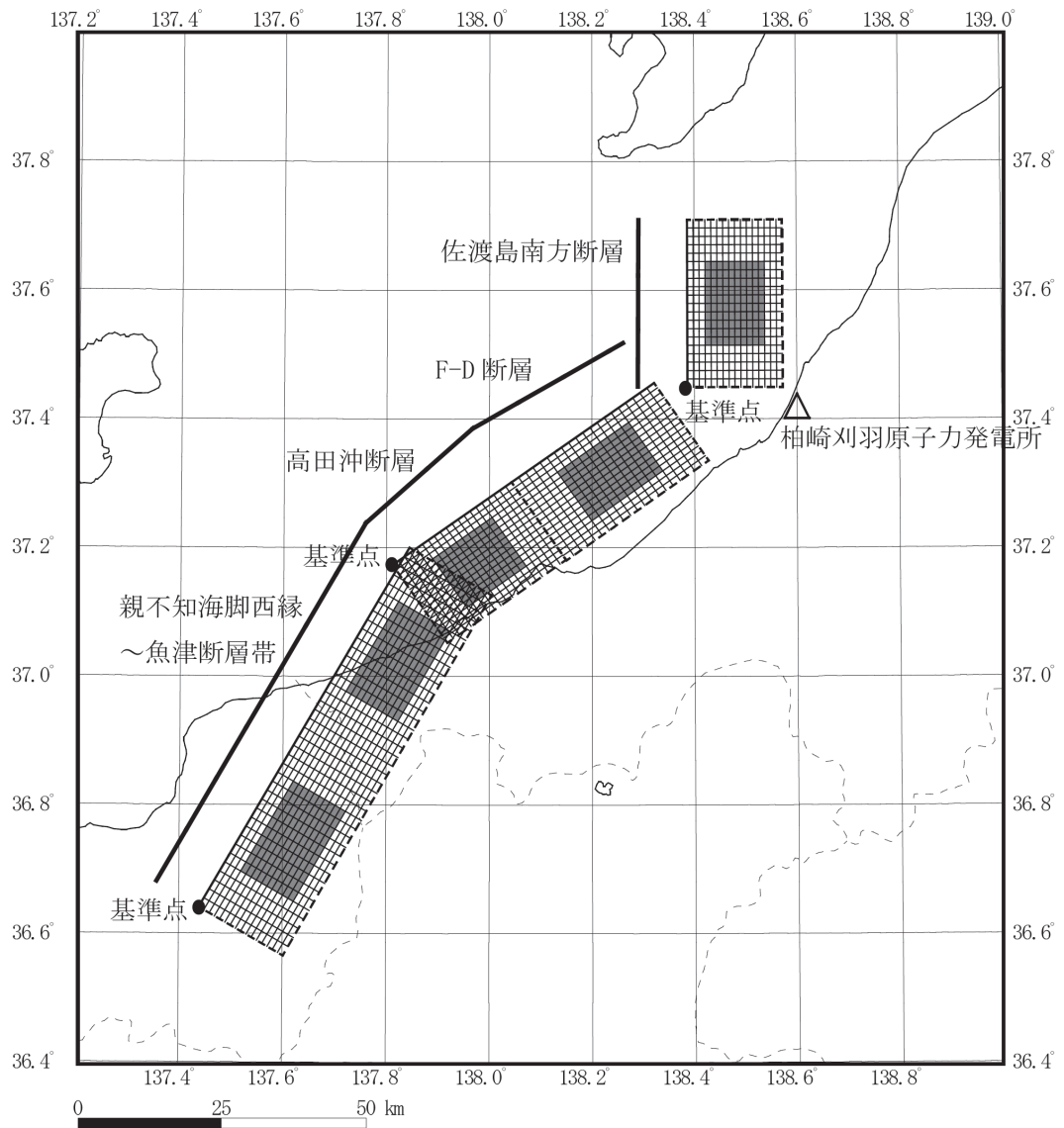


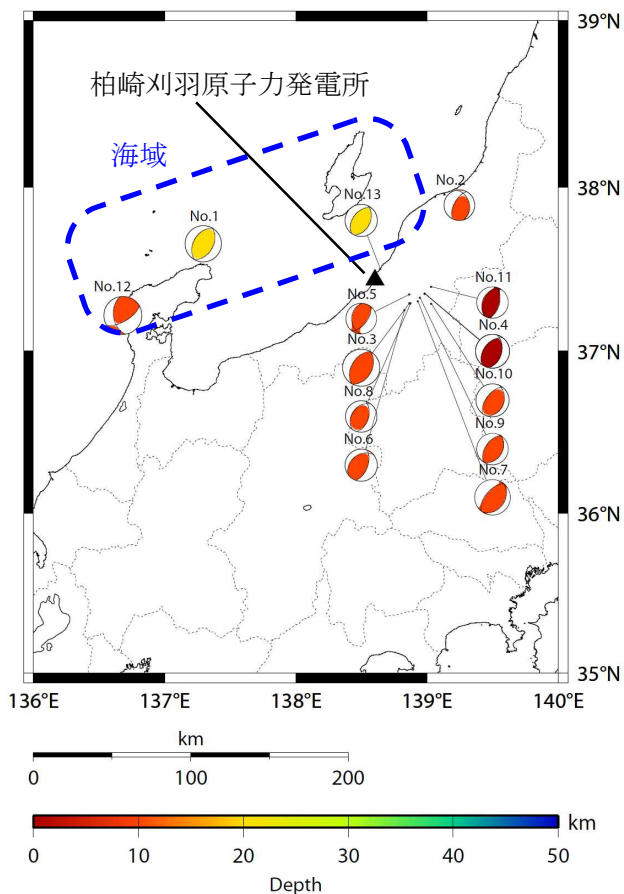
図 1.1-5 (b) 基準津波 3 の波源に対する震源モデル

表 1.1-2 設定した余震の震源諸元

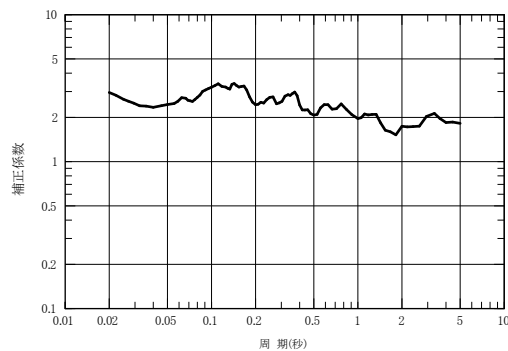
項目	設定値			
	基準津波 1 及び 2 の波源		基準津波 3 の波源	
	荒浜側	大湊側	荒浜側	大湊側
本震の地震規模	8.6		8.0	
余震の地震規模*1	7.7		7.1	
等価震源距離 X_{eq} (km)*2	204	202	41	40

注記*1 : 本震と余震のマグニチュードの差 $D1=0.9$ として、余震の規模を評価。

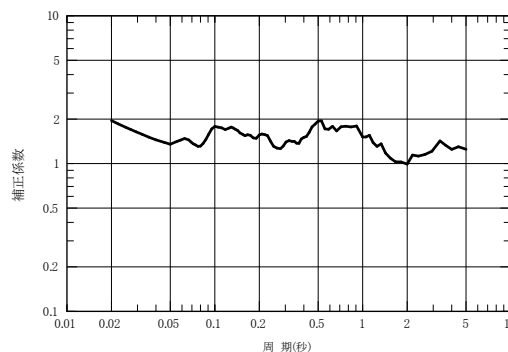
*2 : 図 1.1-5 に示す震源モデルに対し、Noda et al. (2002) に基づき等価震源距離を評価。なお、Noda et al. (2002) による地震動評価手法の適用性については、 $M=5.4\sim 8.1$ 、等価震源距離 $X_{eq}=14\sim 218\text{km}$ の範囲で確認されていることから、今回設定した余震の評価に適用可能と判断した。



(a) 対象地震の震央分布



(b) 荒浜側の補正係数



(c) 大湊側の補正係数

図 1.1-6 海域の活断層による地震の評価に用いる観測記録に基づく補正係数

- 弾性設計用地震動 Sd-1 ($S_s-1 \times 0.5$)
- 弾性設計用地震動 Sd-2~Sd-7 ($S_s-2 \sim S_s-7 \times 0.5$)
- 基準津波 1 及び 2 の波源の活動に伴い発生する余震
- 基準津波 3 の波源の活動に伴い発生する余震

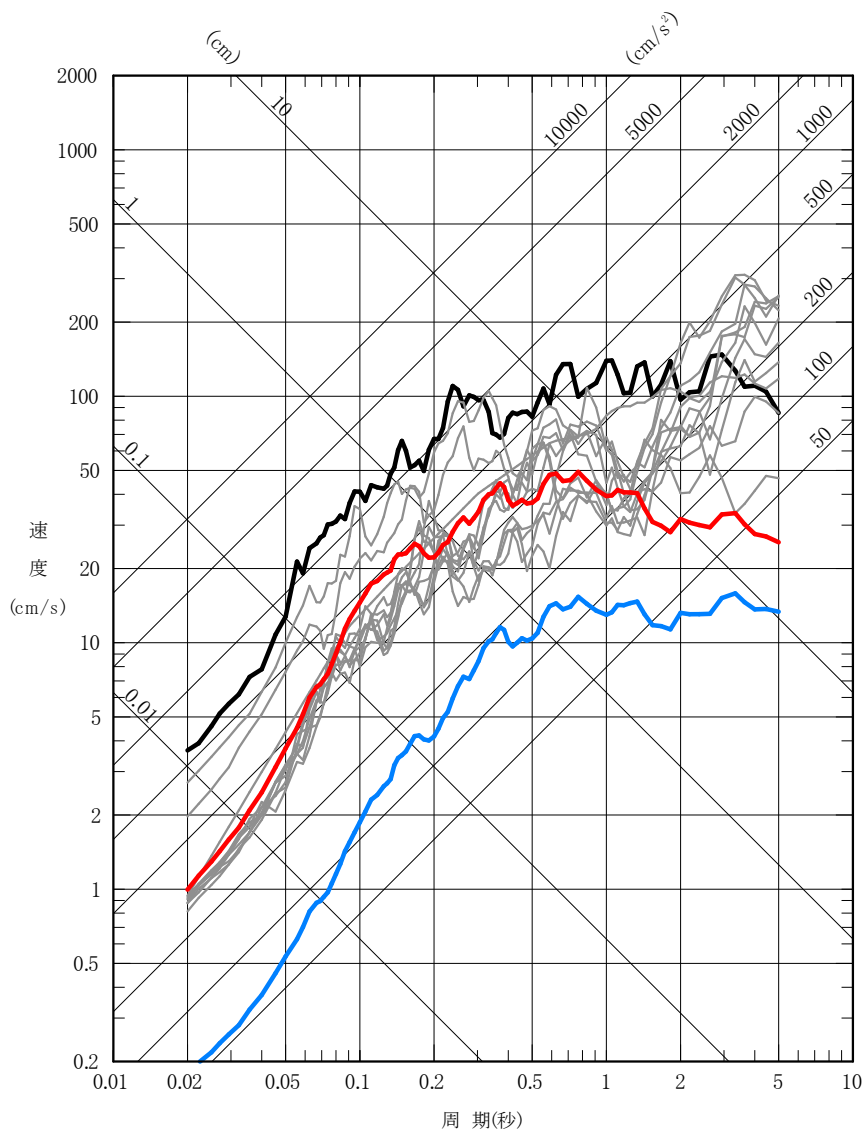


図 1.1-7 (a) 余震と弾性設計用地震動 Sd との比較 (荒浜側)

- 弾性設計用地震動 Sd-1 ($S_s-1 \times 0.5$)
- 弾性設計用地震動 Sd-2~Sd-8 ($S_s-2 \sim S_s-8 \times 0.5$)
- 基準津波 1 及び 2 の波源の活動に伴い発生する余震
- 基準津波 3 の波源の活動に伴い発生する余震

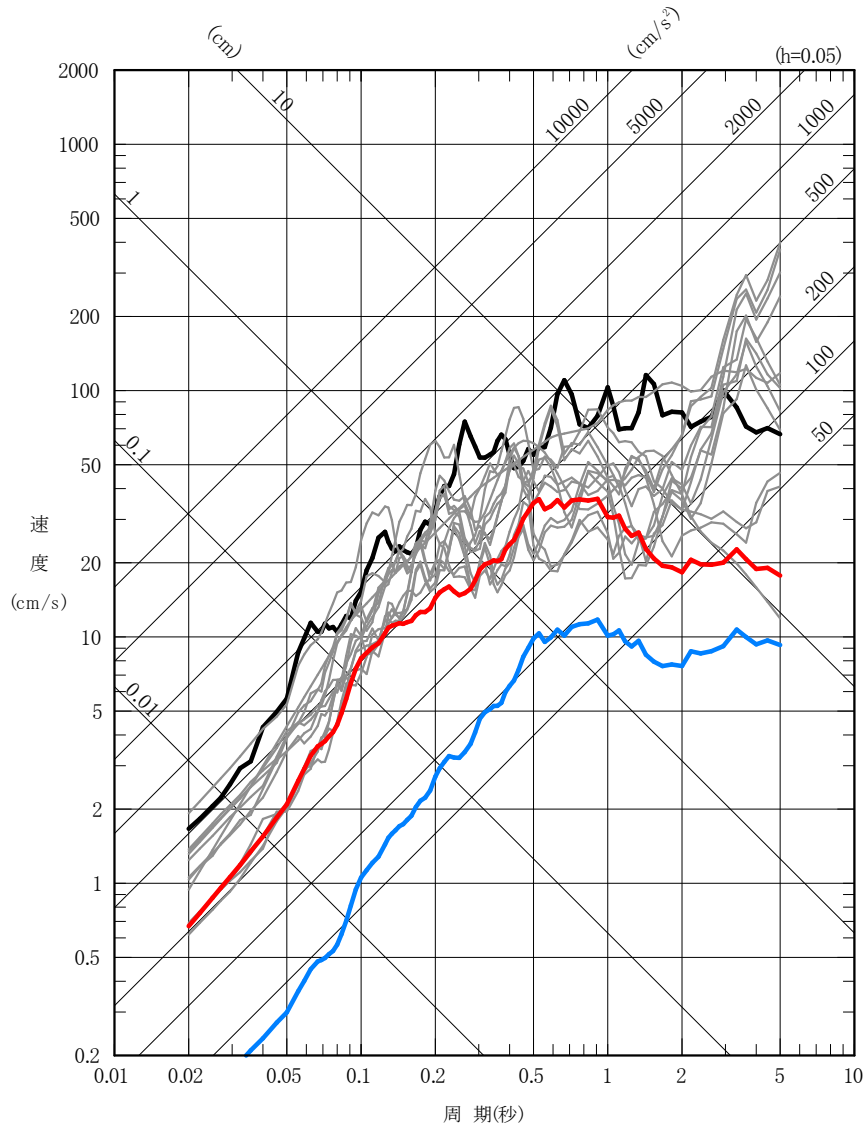


図 1.1-7 (b) 余震と弾性設計用地震動 Sd との比較 (大湊側)

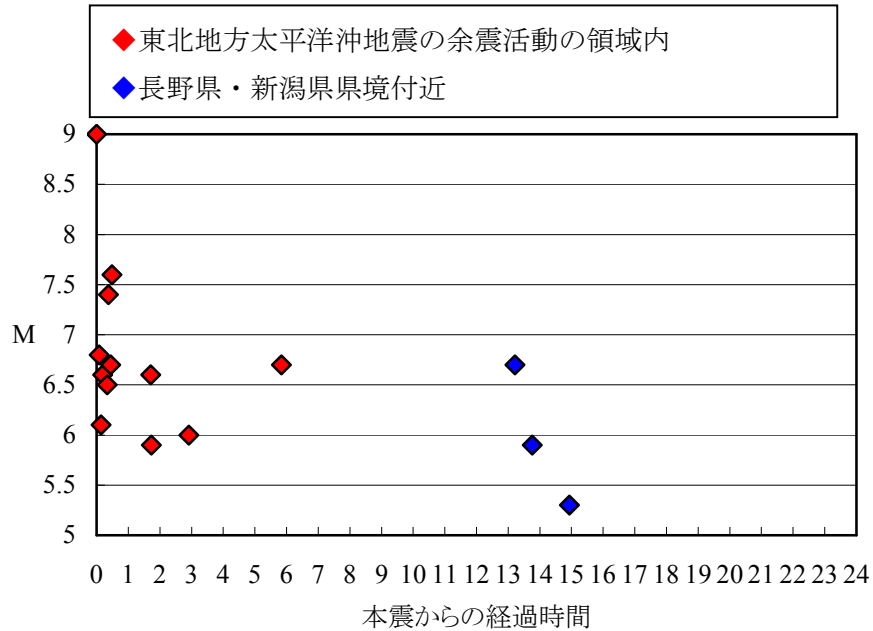


図 1.1-8 東北地方太平洋沖地震発生後 24 時間 震度 5 弱以上を観測した地震

表 1.1-3 設定した誘発地震の震源諸元

No.	断層名	地震規模*	等価震源距離 Xeq (km)	
			荒浜側	大湊側
①	悠久山断層	6.8	27	26
②	半蔵金付近のリニアメント	6.8	25	25
③	柏崎平野南東縁のリニアメント	6.8	15	16
④	山本山断層	6.8	21	21
⑤	水上断層	6.8	15	16
⑥	上米山断層	6.8	17	18
⑦	雁海断層	6.8	17	18

注記* : 地表付近の断層長さが短く、震源断層が地表付近の長さ以上に拡がっている可能性も考えられる孤立した短い活断層については、保守的にM6.8を考慮する。

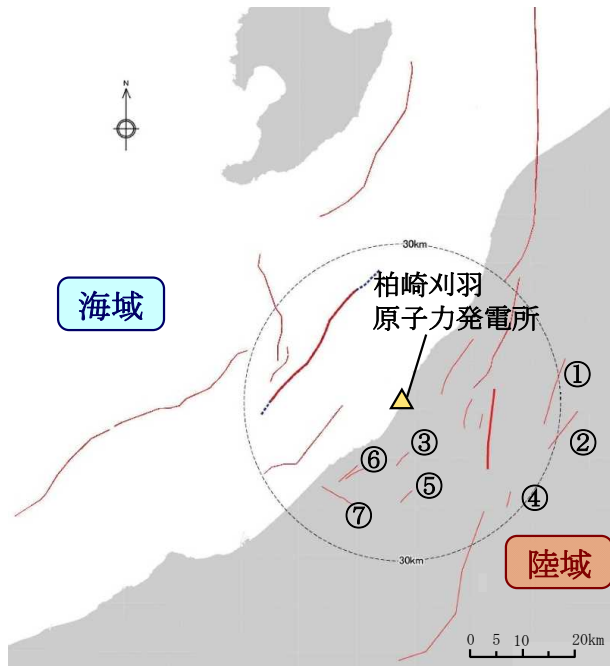
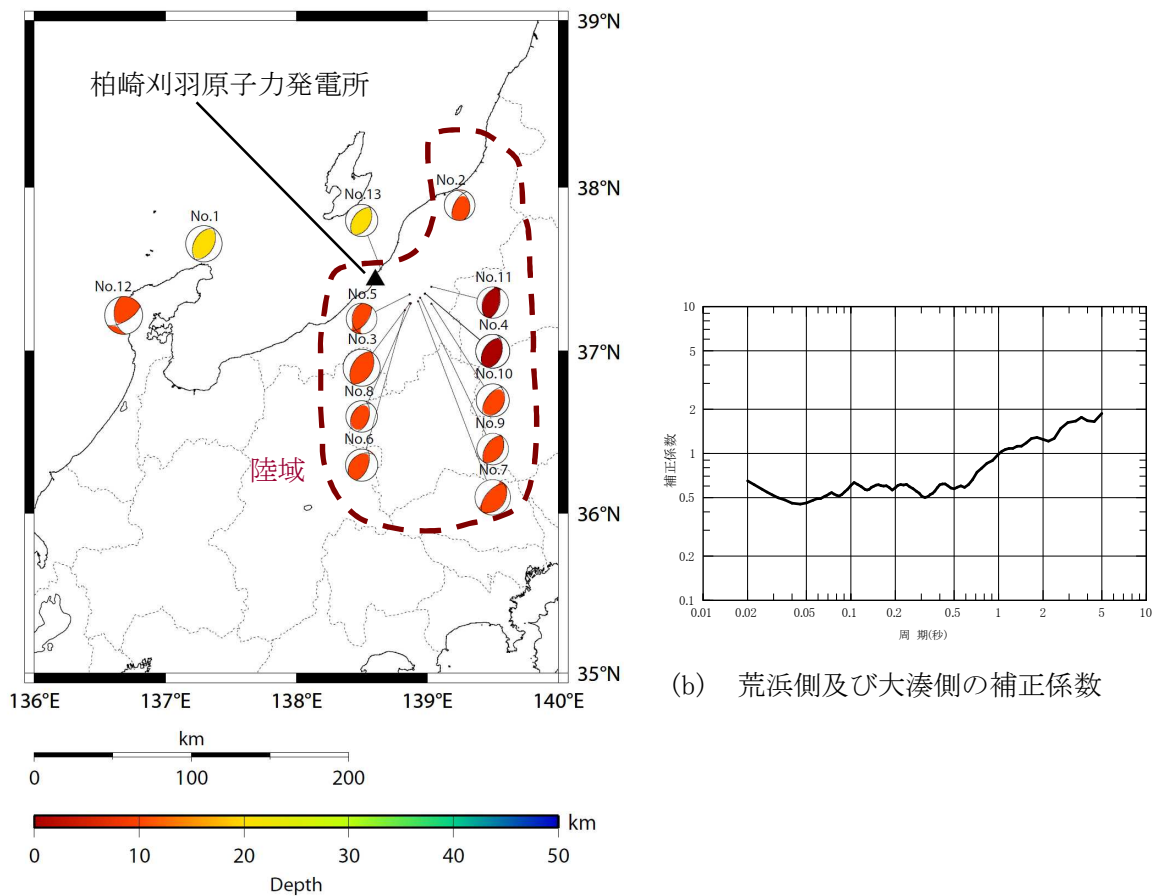


図 1.1-9 誘発地震として考慮する孤立した短い活断層の分布



(a) 対象地震の震央分布

(b) 荒浜側及び大湊側の補正係数

図 1.1-10 陸域の活断層による地震の評価に用いる観測記録に基づく補正係数

- 弾性設計用地震動 Sd-1 ($S_s-1 \times 0.5$)
- 弾性設計用地震動 Sd-2~Sd-7 ($S_s-2 \sim S_s-7 \times 0.5$)
- 誘発地震による地震動

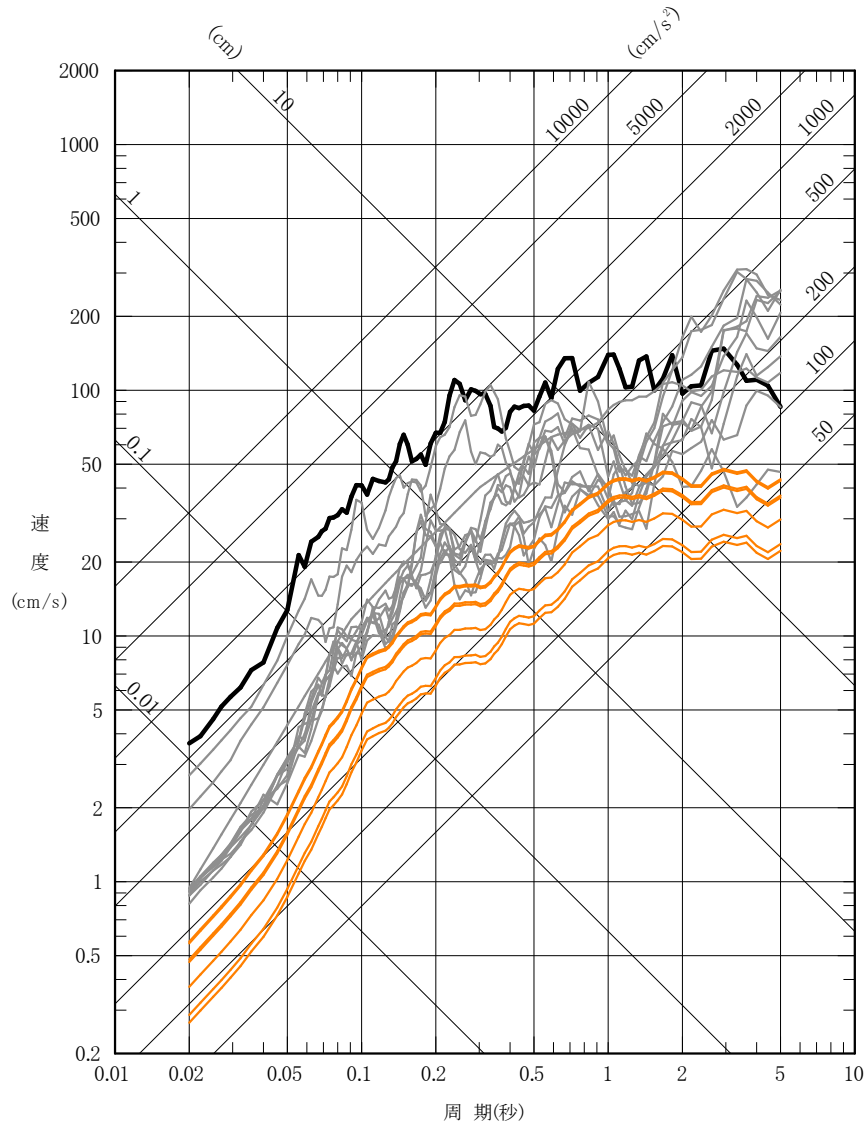


図 1.1-11 (a) 誘発地震による地震動と弾性設計用地震動 Sd との比較 (荒浜側)

- 弾性設計用地震動 Sd-1 ($S_s-1 \times 0.5$)
- 弾性設計用地震動 Sd-2~Sd-8 ($S_s-2 \sim S_s-8 \times 0.5$)
- 誘発地震による地震動

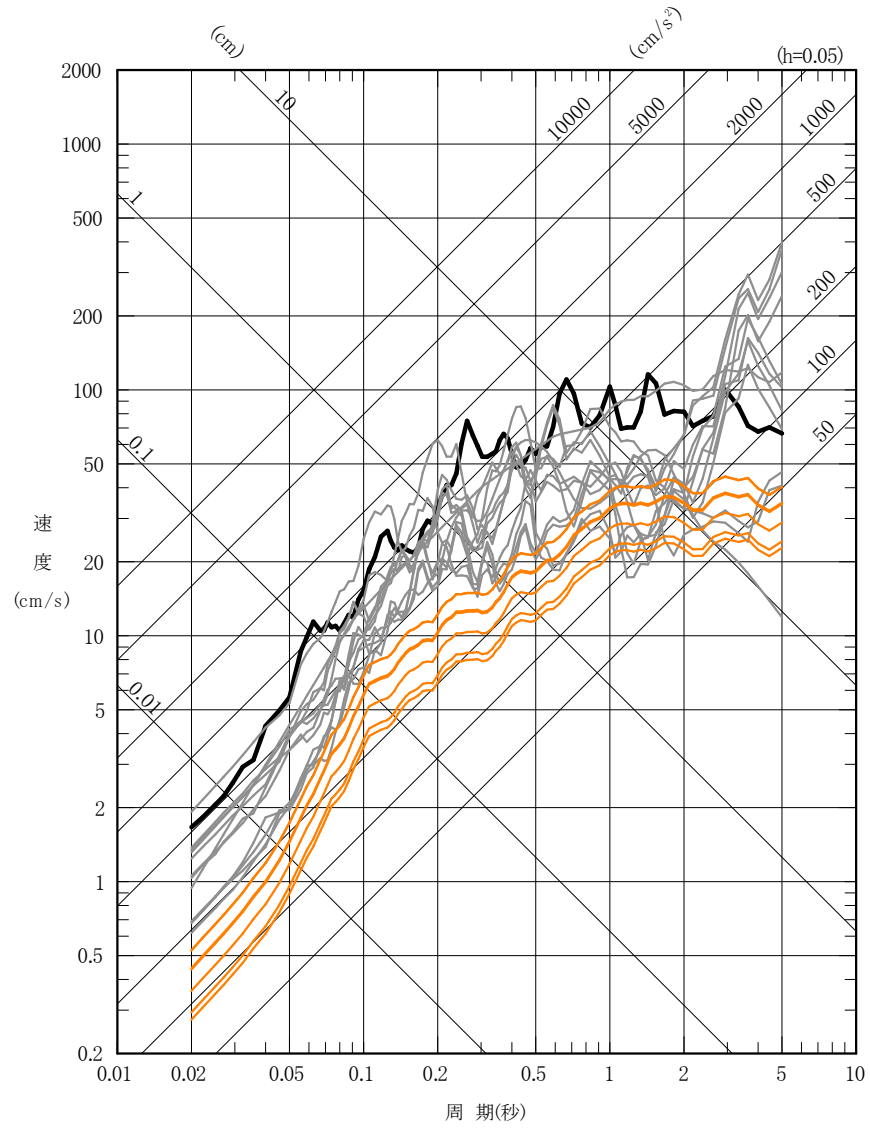


図 1.1-11 (b) 誘発地震による地震動と弾性設計用地震動 Sd との比較 (大湊側)

基準地震動 S_s による地震力と津波荷重の組み合わせについて

1. 基準地震動 S_s による地震力と津波荷重の組み合わせについて

基準地震動 S_s の策定における検討用地震は図 1 に示す F-B 断層及び長岡平野西縁断層帯による地震である。これらの断層については、敷地に近い位置に存在し、地震波と津波は伝播速度が異なることを考慮すると、両者の組み合わせを考慮する必要はないと考えられる。以下、「2.1 基準地震動 S_s の震源と津波の波源が同一の場合」と「2.2 基準地震動 S_s の震源と津波の波源が異なる場合」とに分けて詳細に検討した結果を示す。

1.1 基準地震動 S_s の震源と津波の波源が同一の場合

F-B 断層及び長岡平野西縁断層帯の活動に伴う地震動が敷地に到達する時間は図 2 に示すとおり、地震発生後 1 分以内であるのに対し、同時間帯において敷地における津波の水位変動量はおおむね 0m である。そのため、両者が同時に敷地に到達することはないことから、基準地震動 S_s による地震力と津波荷重の組み合わせを考慮する必要はない。

1.2 基準地震動 S_s の震源と津波の波源が異なる場合

F-B 断層及び長岡平野西縁断層帯の活動に伴い、津波を起こす地震が誘発される可能性は低いと考えられる。仮に誘発地震の発生を考慮した場合においても、F-B 断層及び長岡平野西縁断層帯の活動に伴う地震動が敷地に到達する地震発生後 1 分以内に、誘発地震に伴う津波が敷地に到達することはない。また、活断層調査結果に基づく個々の活断層による地震に伴い津波が発生しても、敷地に遡上しない。

以上により、基準地震動 S_s による地震力と津波荷重の組み合わせを考慮する必要はない。



図1 敷地周辺の活断層分布

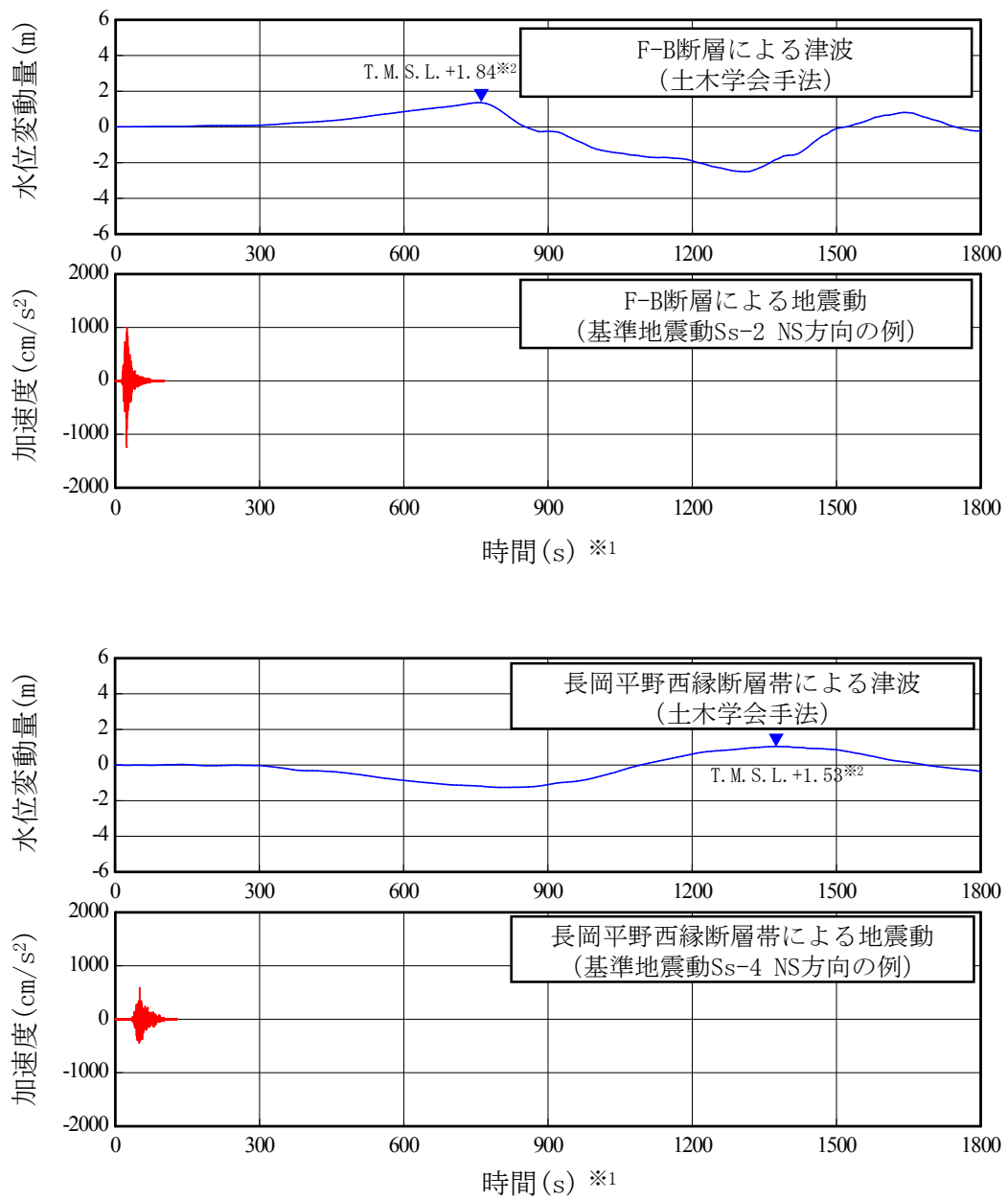


図2 (a) 地震動と津波の敷地への到達時刻の比較 (荒浜側)

注記※1 : 時間 0 秒は地震の発生時刻を示す

※2 : 朔望平均満潮位 T. M. S. L. +0.49m を考慮

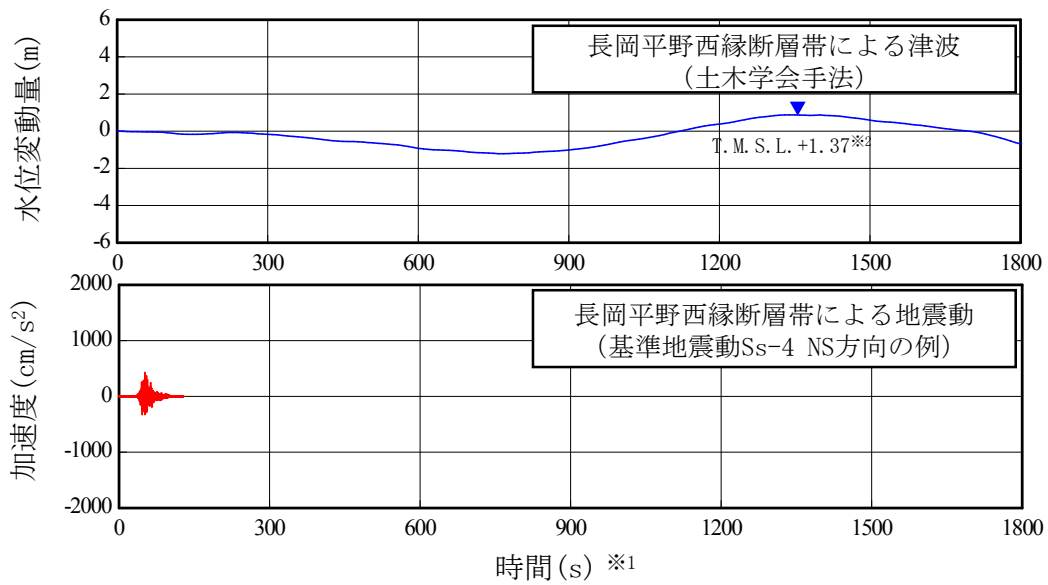
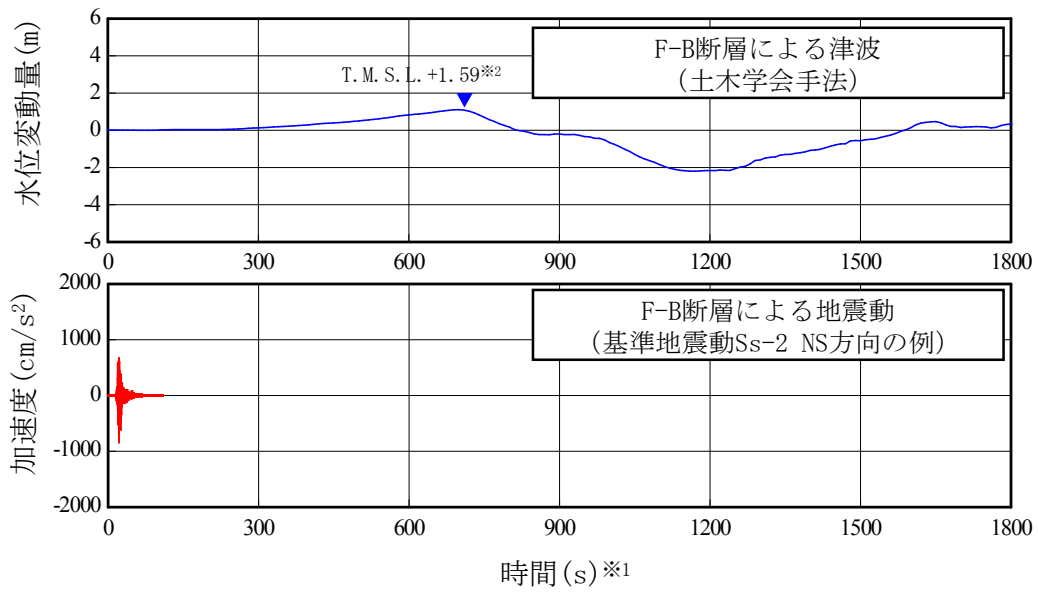


図 2 (b) 地震動と津波の敷地への到達時刻の比較 (大湊側)

注記※1 : 時間 0 秒は地震の発生時刻を示す

※2 : 朔望平均満潮位 T. M. S. L. +0.49m を考慮

1.2 海水貯留堰における津波波力の設定方針について

1.2 海水貯留堰における津波波力の設定方針について

(1) 設定方針の概要

図 1.2-1 に海水貯留堰の平面図を、図 1.2-2 に断面図を示す。海水貯留堰は連結した鋼管矢板を海底面に設置することにより、引き波時に海底面から突出した鋼管矢板頂部（突出長 2～2.5m）で海水を貯留する設備である。

海水貯留堰に津波波力が作用するのは、図 1.2-3 の海水貯留堰の内外水位概念図に示すとおり、引き波により海水貯留堰が海面から露出し、その後、押し波が海水貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定される。

「防波堤の耐津波設計ガイドライン(国土交通省港湾局)」(平成 25 年 9 月(平成 27 年 12 月一部改訂))¹⁾によれば、津波が構造物を越流する場合の津波荷重の算定にあたっては、若干越流している状態に静水圧差による算定式を適用する場合、それより水位の低い越流直前の状態の方が高い波力となる可能性があるため、両者を比較して高い方を採用する必要があるとしている。

図 1.2-4 に「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に示されている防波堤に対する津波荷重算定手順のフローを示す。

波状段波の発生の有無にあたっては、KK7 補足-019-2「津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.7 漂流物衝突を考慮した津波防護施設の設計について」に示すとおり、柏崎刈羽原子力発電所の敷地前面では、津波の水面勾配が最大でも 2.57° と十分に小さく、津波のソリトン分裂及び砕波は発生しないことを確認しているため、波状段波が発生する場合の津波波力式は適用しない。

次に海水貯留堰における越流について考えた場合、海水貯留堰は図 1.2-2 に示すとおり、常時没水している構造物であり、基準津波による引き波によって海水貯留堰頂部が露出し、その後の押し波によって海水貯留堰天端高さ以上に水位が上昇すると瞬時に越流するため、内外の津波水位差はつきにくく同程度の水位となるものの、設計の保守性の観点から、越流が発生しない場合（越流直前の津波波力）、越流が発生する場合（越流時の津波波力）の津波波力をそれぞれ算定し、両者のうち保守的な津波波力を用いることとする。

津波波力の算定に用いる津波は、設置変更許可申請書の津波水位評価で示した基準津波 1～3 とする。基準津波は、平面 2 次元モデルによる津波シミュレーションにより得られる津波水位であり、敷地前面に海水貯留堰や護岸などをモデル化し、構造物等による反射の影響を含んだものである。

なお、対象とする津波は、評価対象となる海水貯留堰が最も海面から露出し、その後の押し波が越流するまでの間に作用する津波波力による影響が大きいと考えられることから、基準津波 1～3 のうち、海水貯留堰の前面の水位が最も低くなる基準津波 2 を用いて検討する。

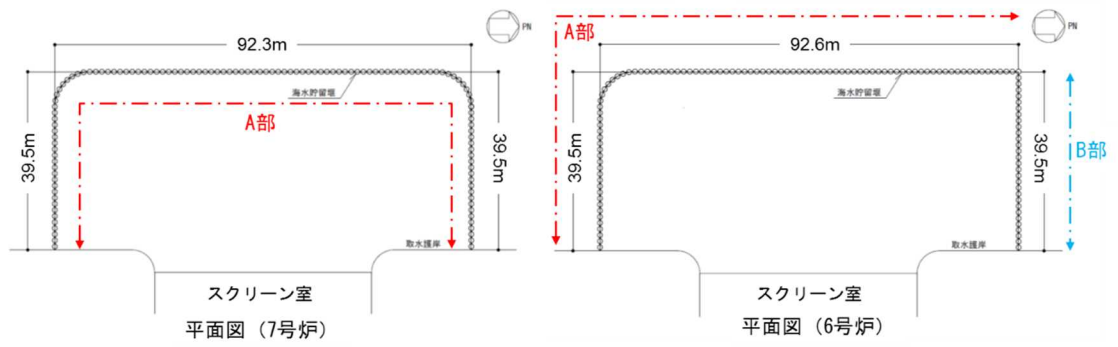


図 1.2-1 海水貯留堰の平面図

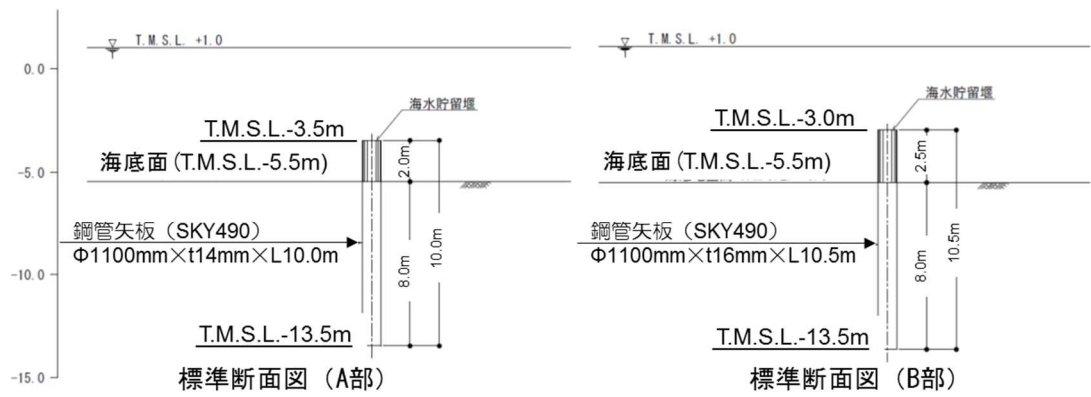


図 1.2-2 海水貯留堰の断面図

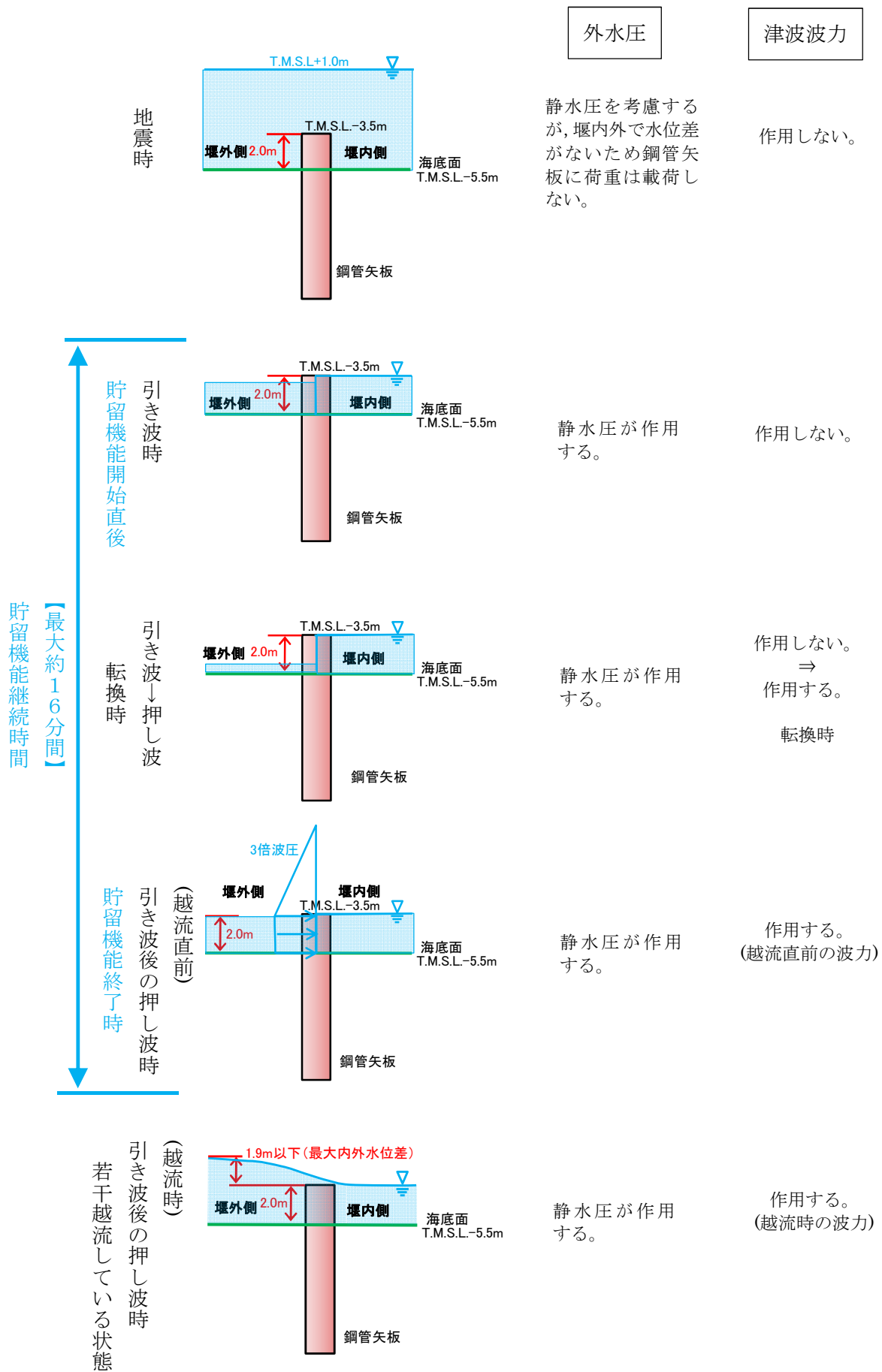
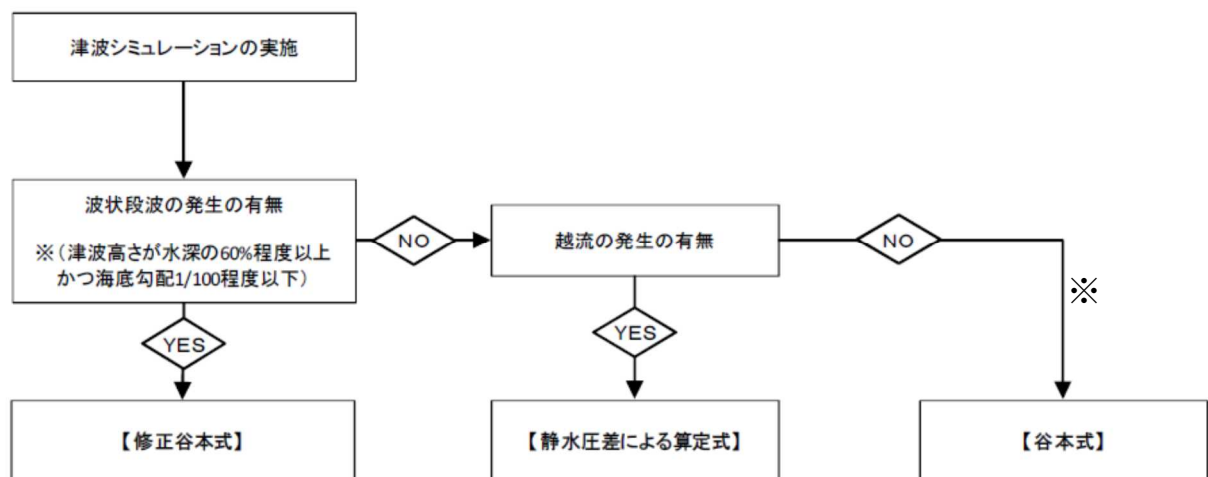


図 1.2-3 海水貯留堰の内外水位概念図



(※ 海水貯留堰に津波波力が作用するのは、引き波により海水貯留堰が海面から露出し、その後押し波が海水貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定されることから、遡上波として取り扱う。)

図 1.2-4 防波堤に対する津波荷重算定手順 (参考文献 1) に一部加筆)

(2) 越流直前の津波波力の設定方針

越流直前の津波波力の算定にあたっては、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づき、若干越流した状態より水位の低い越流直前の状態として、進行波の高さの最大水位となる海水貯留堰天端高さまでを考慮することとし、津波波力が作用するのは、引き波により海水貯留堰が海面から露出し、その後押し波が海水貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定されることから、遡上波として取り扱う。

図 1.2-5 に基準津波 2 における最低水位分布を示す。海水貯留堰前面は、若干の水位があるが、周囲の海域は海底面が露出しているため、越流直前の津波波力の設定においては、引き波時に海水貯留堰前面の海底が露出したと仮定し、その後の押し波を遡上波として津波波力を設定する。

具体的には、津波高さは、海水貯留堰に作用する津波波力が保守的になるように海水貯留堰前面の海底面 (T.M.S.L. -5.5m) まで水位が低下した後に襲来する津波を考慮することとし、海水貯留堰に津波が越流する直前の状態として、進行波の高さの最大水位となる海水貯留堰天端 (T.M.S.L. -3.5m または T.M.S.L. -3.0m) までを想定する。遡上波と考えたときの津波波力は、「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」²⁾ の考え方に従って、津波高さの 3 倍の高さまでの静水圧荷重とする。なお、図 1.2-6 に津波波力の作用イメージを示す。海水貯留堰の堰高 2.0m に対する合力を算出すると、海水貯留堰延長 1m 当たりの津波波力は下記のとおり求められる。

$$(60.60 - 20.20)kN/m^2 \times 2.0m = 80.8 \text{ kN/m}$$

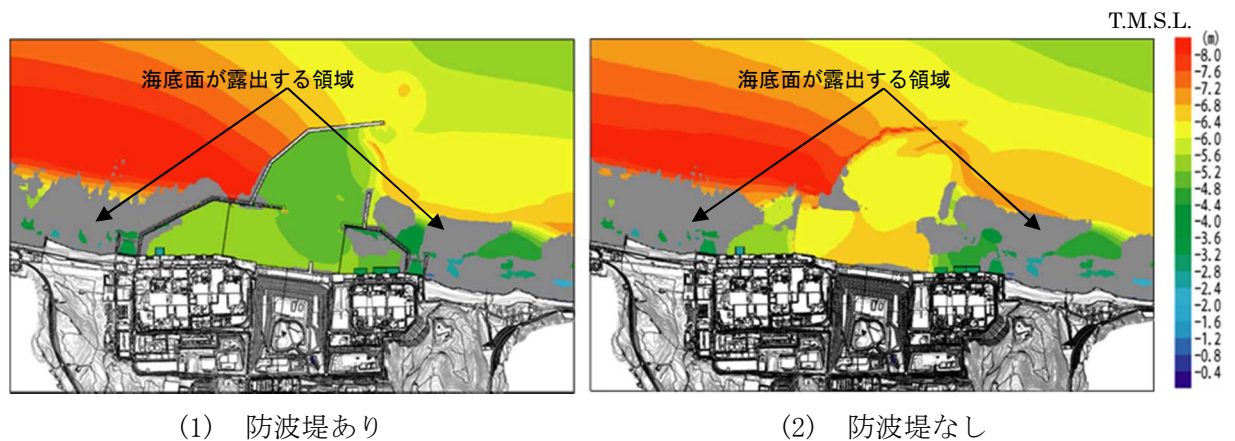


図 1.2-5 最低水位分布 (基準津波 2)

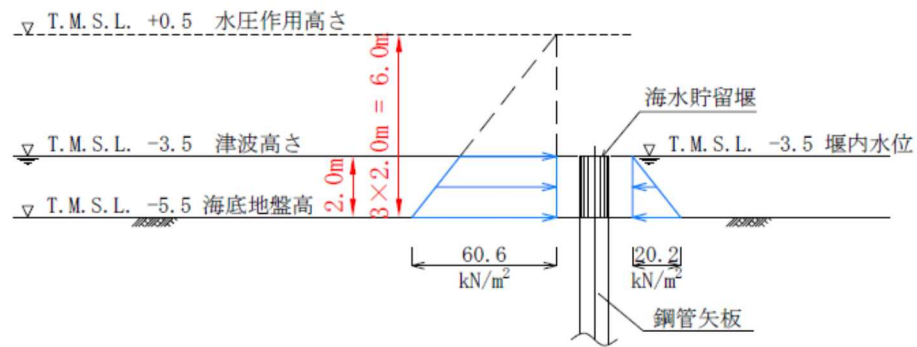


図 1.2-6 津波波力の作用イメージ
 (海水貯留堰天端高さ T.M.S.L. -3.5m の場合)

(3) 越流時の津波波力の設定方針

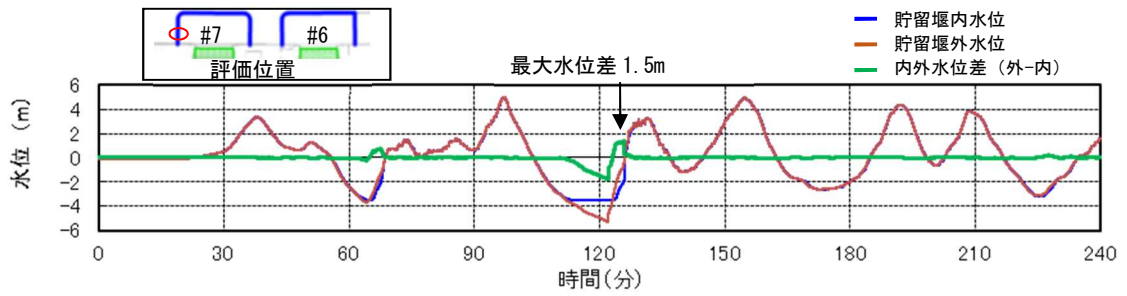
越流時の津波波力の算定にあたっては、設置変更許可申請書での津波水位評価で用いた平面 2 次元モデルによる津波シミュレーションにより得られる津波水位のうち、海水貯留堰内外の水位差の最大値を抽出したものを静水圧差として考慮する。

平面 2 次元モデルによる津波シミュレーションは、敷地前面に海水貯留堰や護岸などをモデル化し、構造物等の反射の影響を含めたものである。したがって、海水貯留堰内外の水位差の最大値は、構造物による反射の影響を含んだ津波水位より算出されたものであり、津波の進行波に伴う津波高さとは異なるものである。

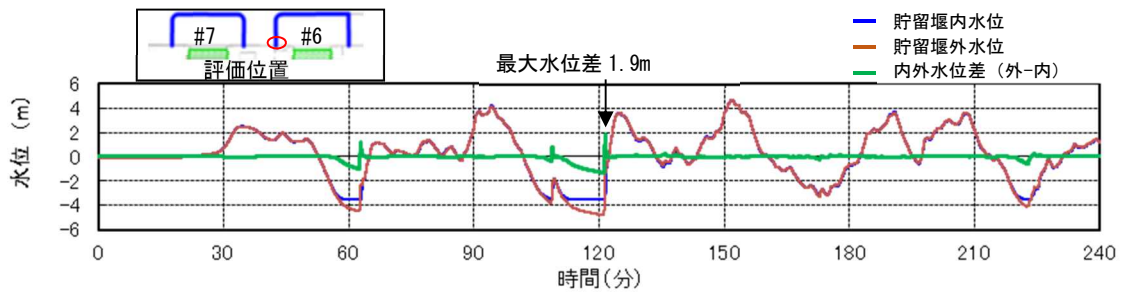
越流する場合の静水圧差による算定にあたっては、構造物による反射等の影響を含んだ津波水位高さの内外水位差の最大値を保守的に考慮することとする。

図 1.2-7 に海水貯留堰の内外水位差のうち内外水位差が最大となる箇所の津波水位の時刻歴波形を示す。引き波後に襲来する津波が海水貯留堰を越流する際に、基準津波 2 において最大 1.9m の水位差が発生する。このため、津波高さとしては海水貯留堰天端 (T. M. S. L. - 3.5m または T. M. S. L. - 3.0m) から 2m の高さの越流を考慮して、「防波堤の耐津波設計ガイドライン(国土交通省港湾局)」(平成 25 年 9 月 (平成 27 年 12 月一部改訂))¹⁾による静水圧差による算定式を参考に設定する。図 1.2-8 に津波波力の作用イメージを示す。なお、海水貯留堰の最大内外水位差は、基準津波 1~3 のうち、基準津波 2 が最も大きい。表 1.2-1 及び表 1.2-2 に、各ケースの最大内外水位差一覧表を示す。海水貯留堰の堰高 2.0m に対する合力を算出すると、海水貯留堰延長 1m 当たりの津波波力は下記のとおり求められる。

$$(40.40 - 20.20)kN/m^2 \times 2.0m = 40.4 \text{ kN/m}$$



(1) 防波堤あり



(2) 防波堤なし

図 1.2-7 海水貯留堰内外の津波水位の時刻歴波形
(内外水位差最大箇所)

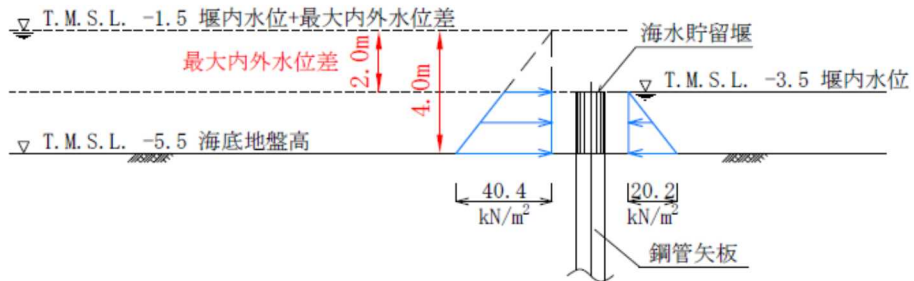


図 1.2-8 津波波力の作用イメージ
(海水貯留堰天端高さ T.M.S.L. -3.5m の場合)

表 1.2-1 最大内外水位差一覧表 (7号機海水貯留堰)

	基準津波 1	基準津波 2	基準津波 3
防波堤あり	0.8m	1.5m	0.5m
防波堤なし	1.1m	1.6m	0.8m

表 1.2-2 最大内外水位差一覧表 (6号機海水貯留堰)

	基準津波 1	基準津波 2	基準津波 3
防波堤あり	0.5m	1.0m	0.3m
防波堤なし	0.8m	1.9m	1.3m

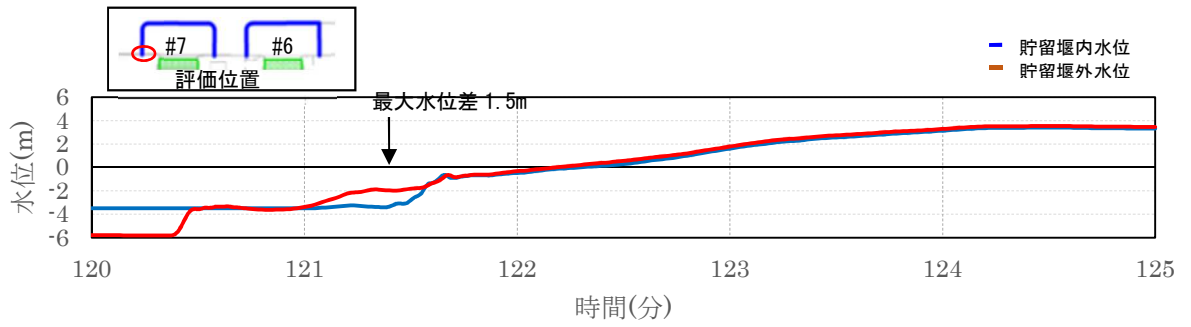


図 1.2-9 海水貯留堰内外の津波水位の時刻歴波形（7号機海水貯留堰南側接続部）
（防波堤なし 基準津波 2）

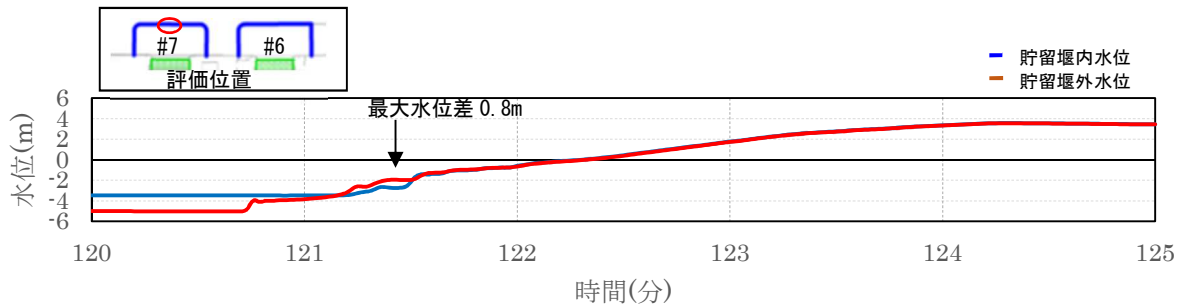


図 1.2-10 海水貯留堰内外の津波水位の時刻歴波形（7号機海水貯留堰中央部）
（防波堤なし 基準津波 2）

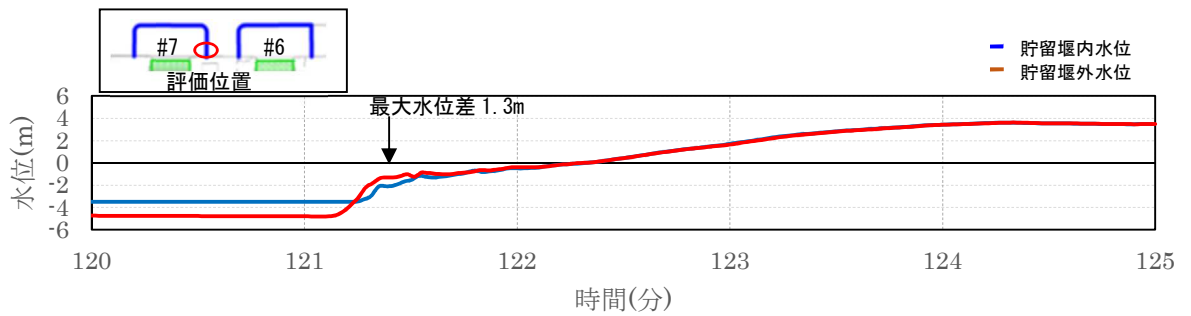


図 1.2-11 海水貯留堰内外の津波水位の時刻歴波形（7号機海水貯留堰北側接続部）
（防波堤なし 基準津波 2）

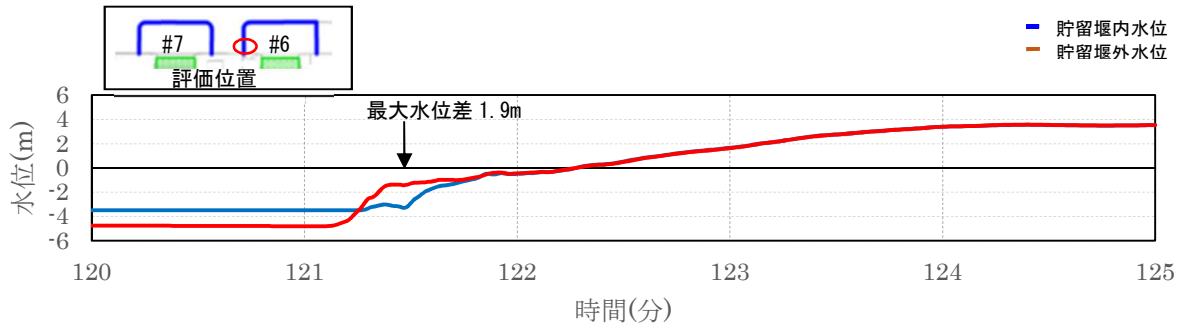


図 1.2-12 海水貯留堰内外の津波水位の時刻歴波形（6号機海水貯留堰南側接続部）
（防波堤なし 基準津波 2）

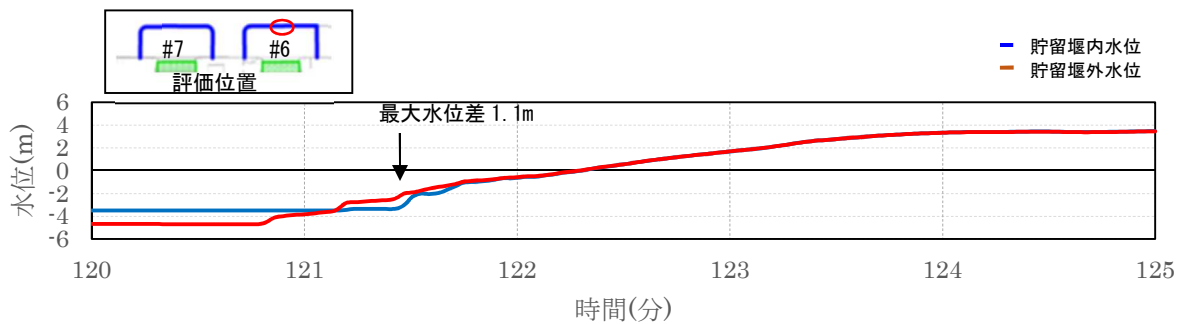


図 1.2-13 海水貯留堰内外の津波水位の時刻歴波形（6号機海水貯留堰中央部）
（防波堤なし 基準津波 2）

図 1.2-9～図 1.2-13 に海水貯留堰内外水位差の最大値を示したケース（基準津波 2 防波堤なし）における津波水位時刻歴波形の拡大図を示す。

引き波後の押し波により海水貯留堰天端高さ以上に水位が上昇すると瞬時に越流し、その後の内外の津波水位差は同程度の水位となることを確認した。

また、海水貯留堰外の水位時刻歴波形では、水位が階段上に上昇しており、海水貯留堰や護岸構造物による反射の影響が現れていることがわかる。7号機海水貯留堰の内外水位差の最大値は、接続部では1.3m～1.5mを示しているのに対し、中央部では0.8mを示している。これは、接続部では海水貯留堰と護岸の両構造物による反射の影響により、水位上昇量がより顕著になることを示している。なお、構造物による反射の影響により海水貯留堰から離れる方向の流れが発生するものの、ここでは流向を考慮せず、内外水位差を算出している。

越流する場合の静水圧差による津波波力の算定にあたっては、流向を考慮せず、構造物による反射の影響を含んだ津波水位高さの内外水位差のうち最大値を評価に用いることによって保守性を確保している。

(4) まとめ

海水貯留堰における津波波力について、越流直前の波力及び越流時の静水圧差について検討した。この結果、表 1.2-3 に示すように越流直前の波力の方が越流時の静水圧差を上回る結果となった。このため、海水貯留堰における設計用津波波力として、保守的に越流直前の波力を考慮することとする。

表 1.2-3 津波波力の比較

	海水貯留堰の設計で考慮している津波波力
	(kN/m)
越流直前	80.8
越流時	40.4

津波波力の算定式に関する文献

a. 防波堤の耐津波設計ガイドライン(国土交通省 港湾局)

(平成 25 年 9 月 (平成 27 年 12 月一部改訂))¹⁾

- ① 波状段波が発生しない場合で、かつ越流が発生しない場合には、「基準・同解説」に記載されている谷本式を適用する。谷本式に用いる a_r (入射津波の静水面からの高さ) は、数値シミュレーション等による津波高さ (基準面からの高さ) の 1/2 を入射津波高さとして定義し、波力算定にはこれを用いるものとする。
- ② 波状段波が発生しない場合で、かつ越流発生の場合は、静水圧差による算定式を適用。

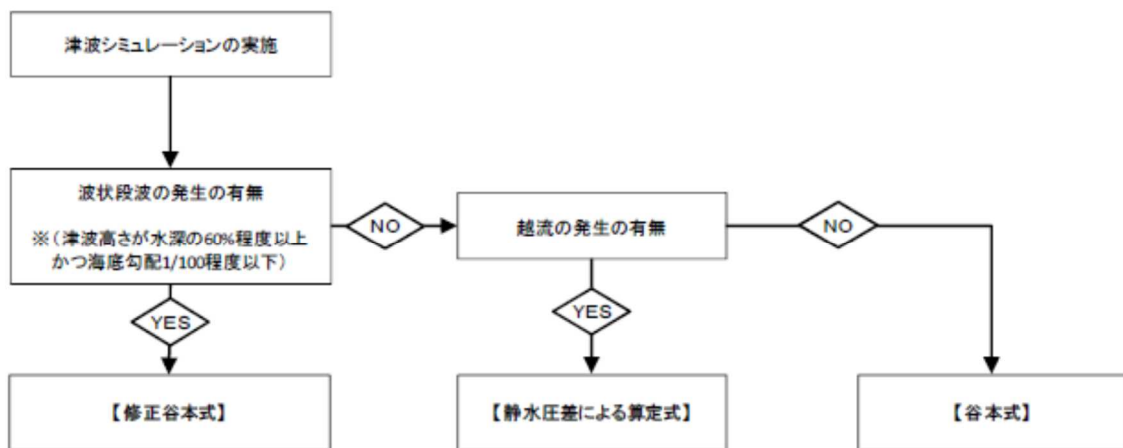


図 1 防波堤に対する津波荷重算定手順

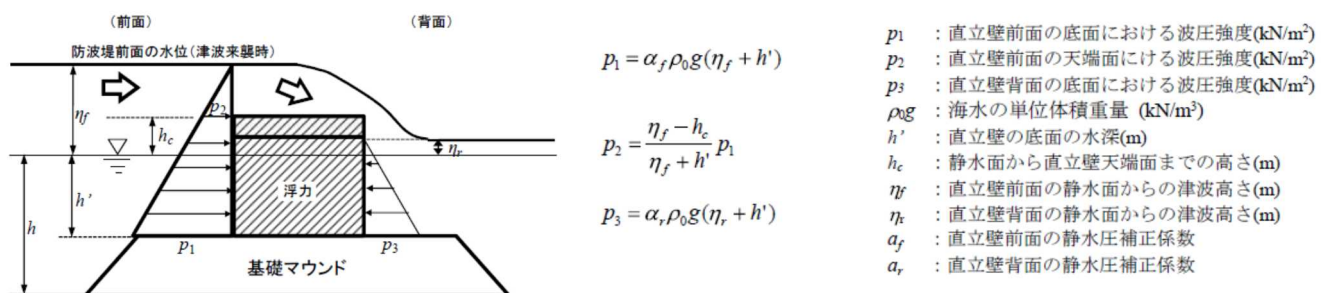


図 2 越流する場合の静水圧差による算定式

- b. 東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る
暫定指針（平成 23 年）²⁾

構造設計用の進行方向の津波波圧は、次式により算定する。

構造設計用の進行方向の津波波圧 $qz = \rho g (ah - z)$

h : 設計用浸水深

Z : 当該部分の地盤面からの高さ ($0 \leq Z \leq ah$)

a : 水深係数。3 とする。

ρg : 海水の単位体積重量

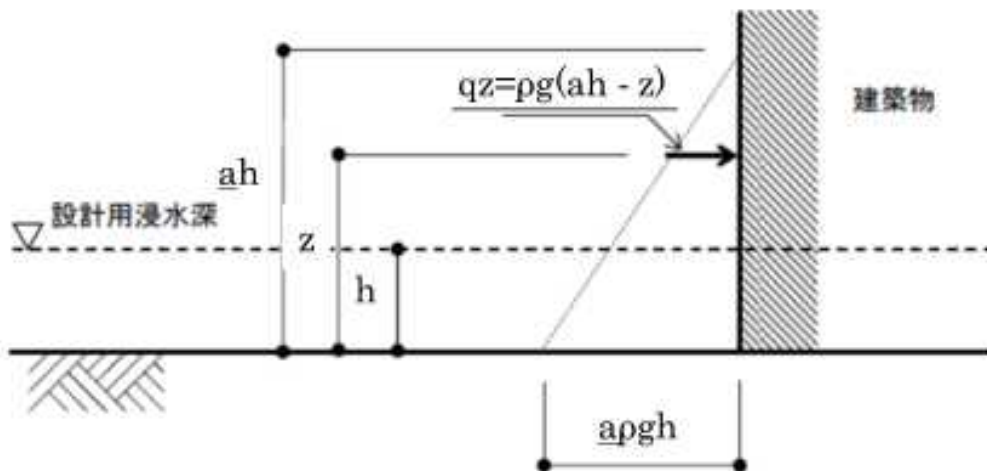


図 3 津波波圧算定の概念図

- c. 港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年）³⁾

直立壁に作用する津波波力は、静水面上 $\eta^* = 3.0a_1$ の高さで $p=0$ 、静水位で $p=2.2\rho_0ga_1$ となる直線分布で、静水位以下は、一様な波圧分布とする。非碎波の津波の場合には、入射津波の波高 H_1 とすれば、 $H_1=2a_1$ である。

静水面上の波圧作用高さ $\eta^* = 3.0a_1$

静水面における波圧強度 $p_1 = 2.2\rho_0ga_1$

a_1 : 入射津波の静水面上の高さ（振幅）

ρ_0g : 海水の単位体積重量

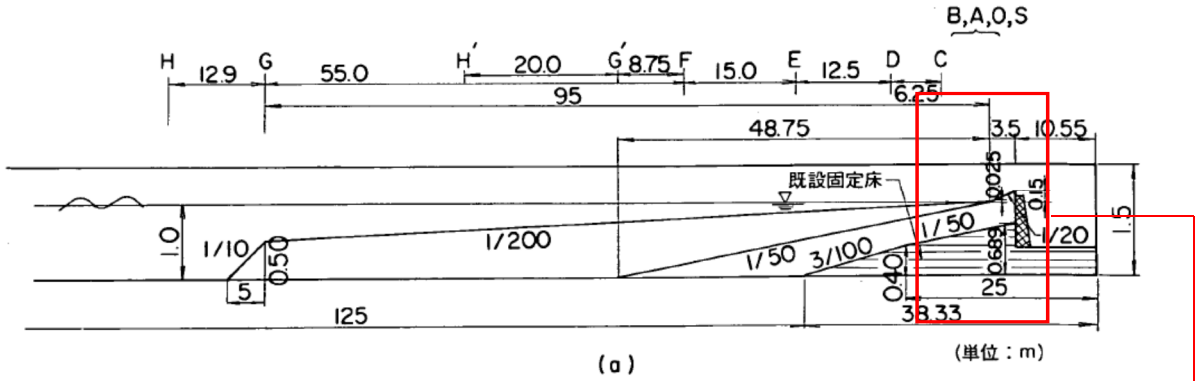
- d. 谷本ら(1983)：1983 年日本海中部地震津波の実態と二・三の考察、

港湾技研資料, No. 470 ⁴⁾

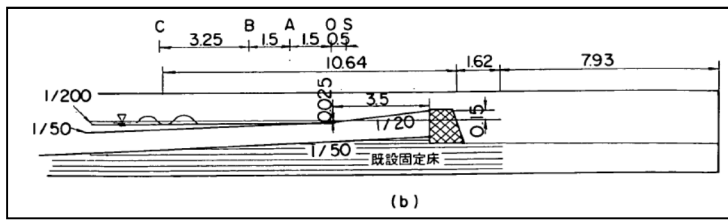
能代港の埋立地ケーソン護岸を想定した直立壁に作用する津波波力について検討している。

[実験水路]

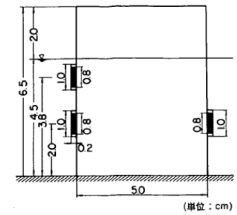
- ・長さ 163m, 幅 1m, 深さ 1.5m
- ・模型床勾配 水深 100m~水深 5m : 1/200, 水深 5m 以浅 : 1/20
- ・縮尺 : 1/200



水深 9m の位置に防波堤の模型を設置し、構造物に働く波圧を計測



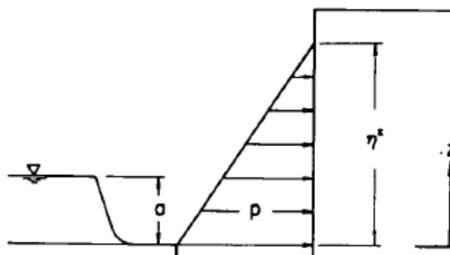
防波堤模型(水深 9m の位置に設置)



[実験条件]

周期 T(s)	波長 L(m)	振幅 a0	2a0/L
60	187.86	9 種類	$3.23 \times 10^{-5} \sim 8.52 \times 10^{-5}$
40	125.21	同上	$5.91 \times 10^{-5} \sim 2.40 \times 10^{-4}$
35	109.54	同上	$1.20 \times 10^{-4} \sim 3.22 \times 10^{-4}$

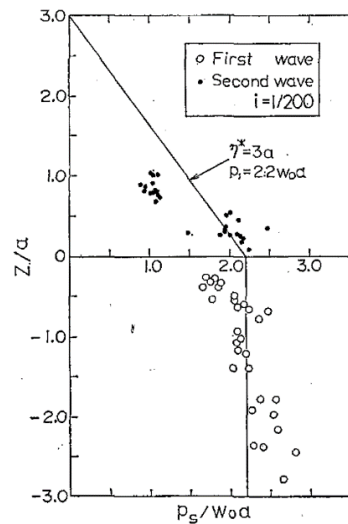
[実験結果]



波圧分布と座標軸
a は Z=0 からの段波の高さ

- 津波波圧 $P_1 = 2.2w_0a_1$
- 作用高さ $\eta^* = 3.0a_1$
- a_1 : 入射津波の静水面上の高さ (振幅)
- w_0 : 流体の単位体積重量

無次元最大波圧分布



- e. 朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，
海岸工学論文集，第47巻，土木学会，911-915⁵⁾

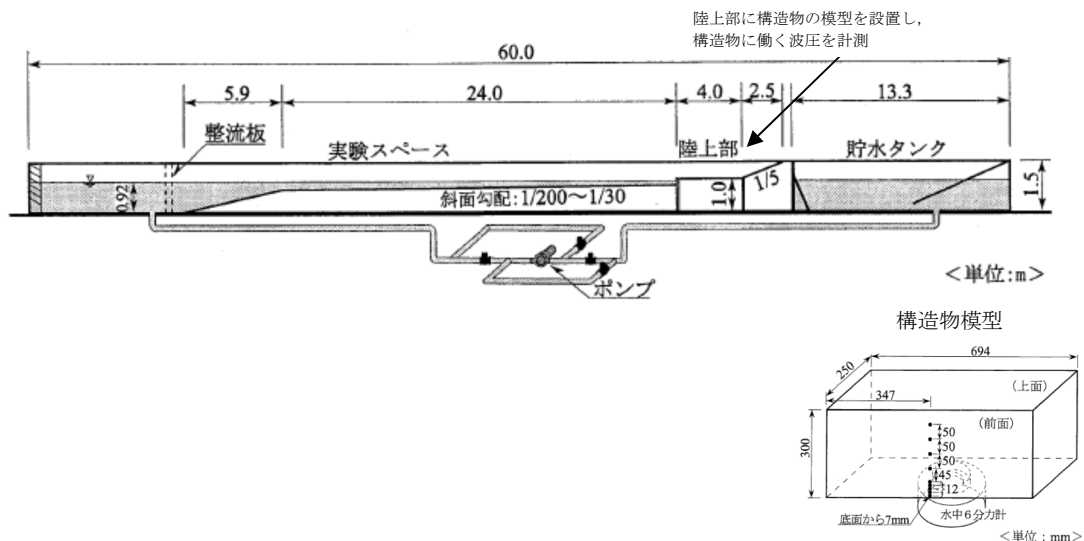
直立護岸を越流した津波の遡上特性から護岸背後の陸上構造物に作用する津波波力について検討している。

[実験水路]

- ・長さ 60m，幅 0.7m，深さ 1.5m
- ・模型床勾配 前面海域：1/200～1/30，陸上：フラット（背後斜面：1/5）
- ・縮尺：1/50*

注記*：秋山ら(2013)の類似の実験より類推。

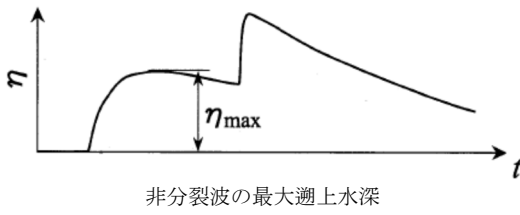
秋山義信，岩前伸幸，池谷毅：盛土上の防潮施設に作用する津波波力，土木学会論文
文集 B3(海洋開発)，Vol.69，No.2，2013



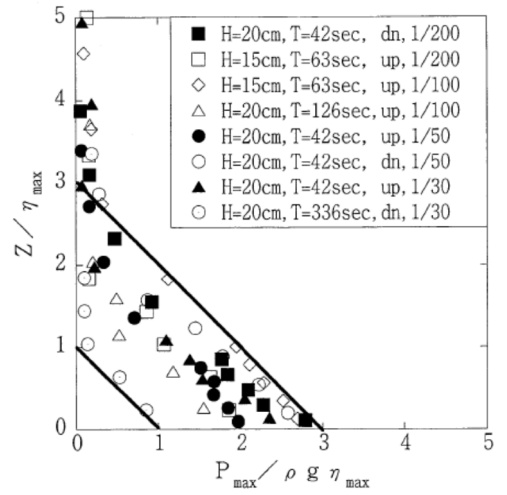
[実験条件]

波条件 (正弦波)	波高(cm)	10, 15, 20
	周期(秒)	42, 63, 126, 336
	初期位相	押し初動, 引き初動
構造物位置	護岸先端からの距離(cm)	50, 100, 150, 200
護岸前面の水深		11.0cm
護岸の天端高		静水面から 8.0cm

[実験結果]



- 津波波圧 $P_1 = 3.0 \rho g \eta_{max}$
- 作用高さ $Z = 3.0 \eta_{max}$
- η_{max} : 最大遡上水深 (振幅)
- ρg : 海水の単位体積重量



越流直前の津波波力の水深係数について

NRA 技術報告「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について」⁶⁾において、フルード数が 1.5 程度を越える領域で、国土交通省の暫定指針等における水深係数 3 を超える場合があることが確認されていることから、海水貯留堰の前面海域におけるフルード数を確認した。

図 1 に海水貯留堰に対して引き波後に越流する直前の時刻における海水貯留堰前面海域の流向・流速図を示す。図 1 における最大流速箇所においてフルード数を評価した結果を表 1 に示す。海水貯留堰の前面海域におけるフルード数は 1.5 以下であり、越流直前の津波波力の評価において、水深係数 3 を用いることとした。

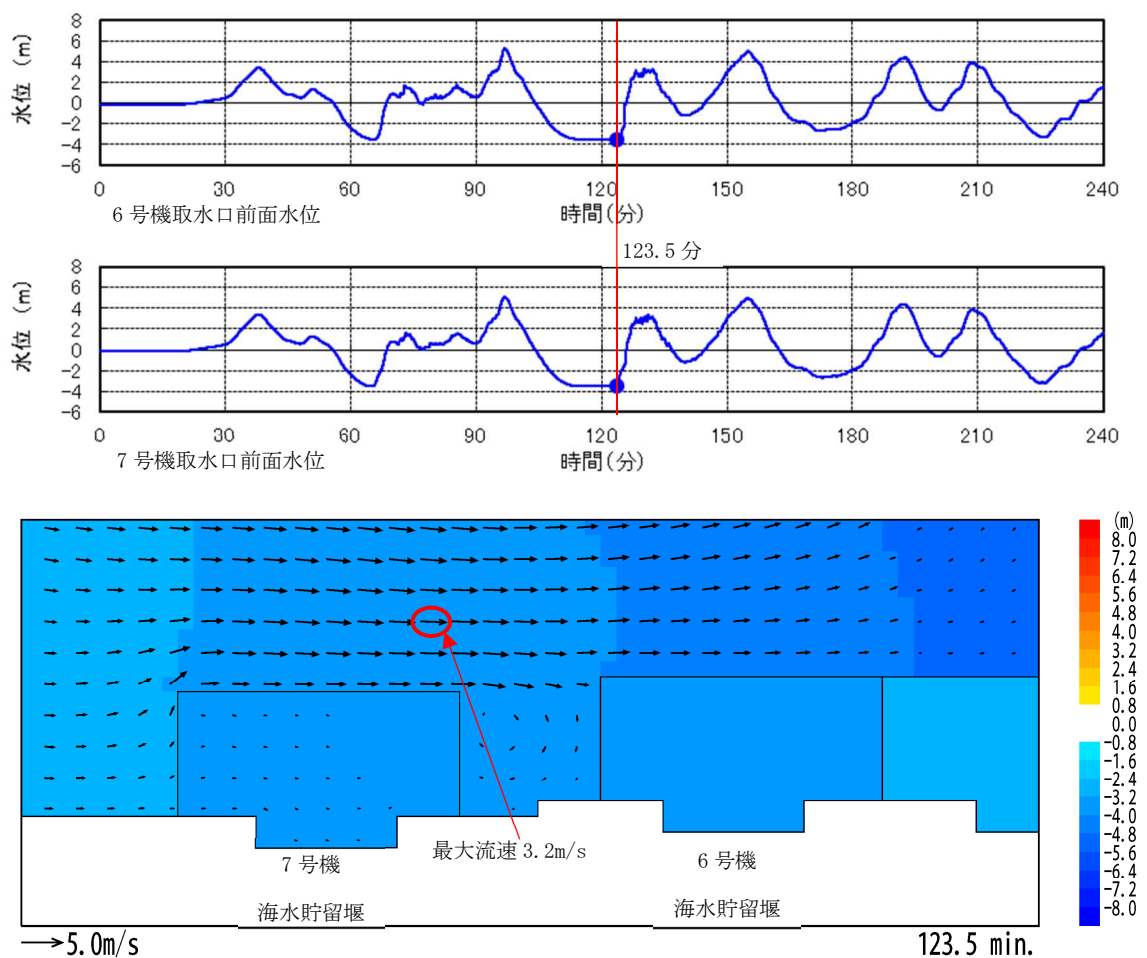


図 1 海水貯留堰越流直前の流向・流速分布 (1) 防波堤あり

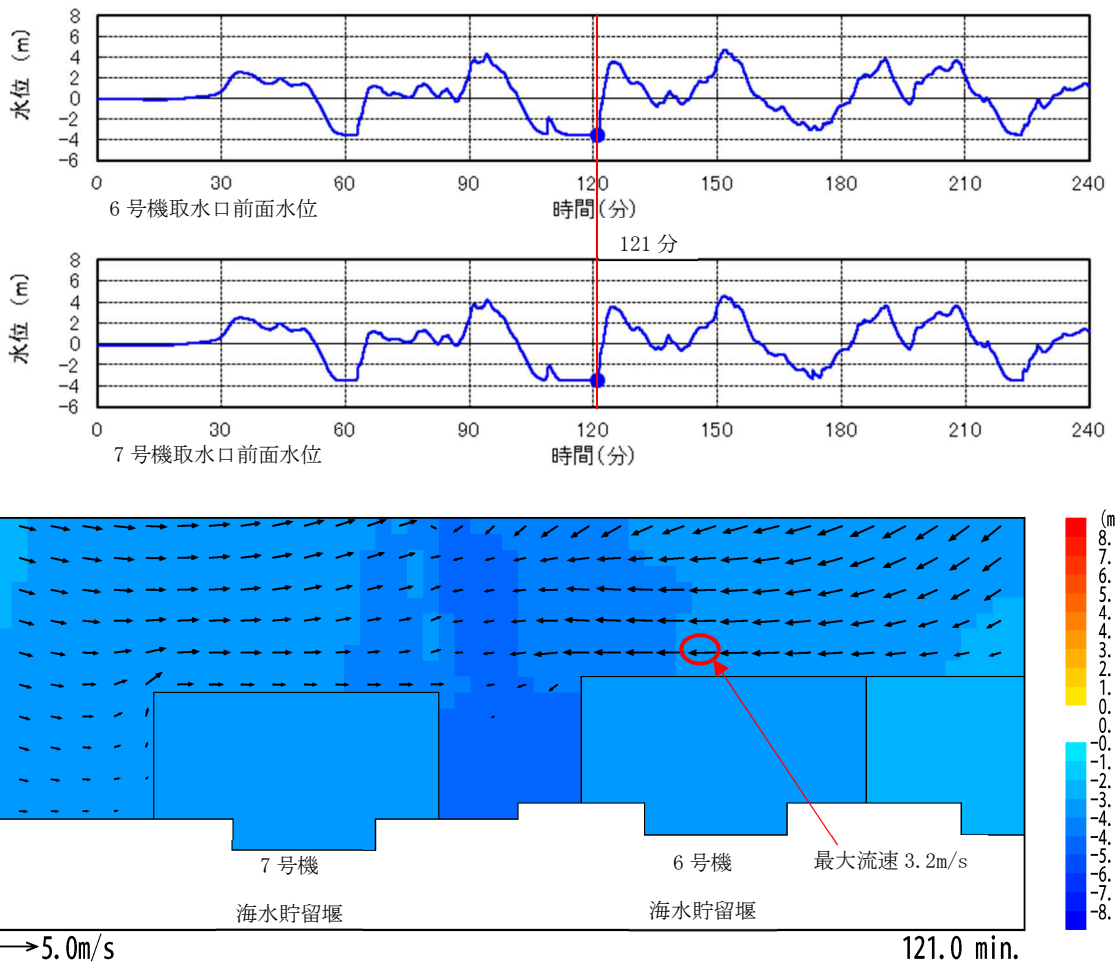


図1 海水貯留堰越流直前の流向・流速分布 (2) 防波堤なし

表1 海水貯留堰越流時のフルード数

	流速 (m/s)	水深 (m)	フルード数
防波堤あり	3.2	2.0	0.8
防波堤なし	3.2	1.9	0.8

浮遊砂濃度を考慮した場合の影響について

(1) 概要

引き波により海水貯留堰が海面から露出し、その後の押し波で海底土砂を巻き上げて襲来する可能性を考慮し、保守的に浮遊砂体積濃度が上限値(1%)のときの、浮遊砂が混じった海水の密度から津波波力及び衝突荷重等を算定した場合の構造物評価への影響について確認する。

(2) 浮遊砂濃度を考慮した場合の海水密度の算定

浮遊砂体積濃度の上限値は、設置変更許可申請書 審査資料「第5条：津波による損傷の防止 別添1：柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉耐津波設計方針について」及びKK7 補足-019-2「津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 3.1 砂移動による影響確認について」と同様に、高橋ほか(1999)⁷⁾において示される浮遊砂体積濃度の上限値1%とした。

設置変更許可申請書 審査資料添付資料六まとめ資料「資料4-4-1 柏崎刈羽原子力発電所における津波評価について 9. 基準津波による安全性評価」では、論文整理に基づく浮遊砂体積濃度上限値に関する評価を実施している。表-1 に高橋ほか(1999)の検証事例を示す。検証結果から、浮遊砂体積濃度の上限値5%は過大評価であり、浮遊砂体積濃度の上限値は1%が妥当な設定値であると考え、砂移動評価を行っている。

また、FEMA(2012)の静水圧等の算定にあたっては、浮遊砂体積濃度を5%と仮定した時の海水密度として、 1.10g/cm^3 を計算事例に用いているが、柏崎刈羽原子力発電所の浮遊砂体積濃度とは異なる仮定の下での設定となっている。

ここでは、津波が海底土砂を巻き上げて襲来する際の浮遊砂体積濃度の上限値は、設置変更許可申請書にて妥当な設定値として評価を実施した1%と仮定し、海水密度を算定した場合の影響について確認する。表2に海水密度の算定結果を示す。浮遊砂が混じった海水の密度は 1.05g/cm^3 である。

表1 高橋ほか(1999)の検証事例

実規模検証	文献	計算使用砂粒径	計算格子間隔	浮遊砂濃度上限	浮遊砂濃度上限に関する評価
気仙沼湾 (1960年 チリ地震津波)	玉田ほか (2009)	0.001~ 1mm	25m, 5m	1%, 5%	・ 計算格子間隔が5mの場合、浮遊砂濃度上限5%では実績値より侵食深を過大に評価
八戸港 (1960年 チリ地震津波)	藤田ほか (2010)	0.26mm	10.3m	1%, 2%, 5%	・ 浮遊砂濃度上限5%は過大に評価 ・ 浮遊砂濃度上限1~2%の場合の再現性が良好
宮古港 (2011年東北地方 太平洋沖地震津波)	近藤ほか (2012)	0.08mm	10m	1%	・ 土砂移動の全体的な傾向は良く一致 ・ 防波堤堤頭部の最大洗掘深や断面地形も定量的に概ね良い一致
気仙沼湾 (2011年東北地方 太平洋沖地震津波)	森下ほか (2014)	0.3mm	10m	1% $C_{surr} = \alpha \times \sqrt{U^2 \times V^2}$	・ 砂移動評価に影響を及ぼす因子として、無次元掃流力、流砂量式係数、飽和浮遊砂濃度の3つを抽出 ・ 上記の3つの因子を同時に変えたモデルにより、再現性が向上する可能性を示唆 ・ 飽和浮遊砂濃度については、摩擦速度の関数とすることで再現性向上につながることを示唆

C_{surr} : 飽和浮遊砂濃度 U, V : 断面平均流速成分 α : 係数 (0.01)

表 2 海水密度の算定結果

	密度 [g/cm ³]
海水	1.03
砂	2.69
海水+砂 1%	1.05

(3) 構造物評価への影響検討

表 2 に示す海水密度算定結果を用いたときの荷重を算定する。荷重の算定にあたっては、「V-3-別添 3-1-2 海水貯留堰の強度計算書」に示す 7 号機海水貯留堰鋼管矢板の照査値がもっとも厳しいケース（重畳時 2）の条件に基づき算定した。図 1 に荷重作用図を、表 3 に荷重の算定結果を示す。

衝突荷重の算定にあたっては、KK7 補足-019-2「津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.7 漂流物衝突を考慮した津波防護施設の設計について」に示すとおり、海水貯留堰への漂流物衝突荷重のうち最も大きい算出値として、軽自動車-FEMA（2012）より算出された値（499kN）を用いる。適用した FEMA（2012）の衝突荷重算定式を式（1）に示す。なお、衝突力 F_i は、漂流物の質量、有効軸剛性及び漂流物を運ぶ流体の最大流速から算出されることから、海水密度による影響は考慮されない。

浮遊砂濃度を考慮した場合に構造物の照査結果の影響を把握するため、津波波力算定時と同様に「V-3-別添 3-1-2 海水貯留堰の強度計算書」に示す 7 号機海水貯留堰鋼管矢板の照査値がもっとも厳しいケース（重畳時 2）について照査結果を比較した。表 4 及び表 5 に照査結果を示す。引き波後の押し波による海底土砂の巻き上げにより、海水密度が上昇したとしても、構造物の評価に影響がないことを確認した。

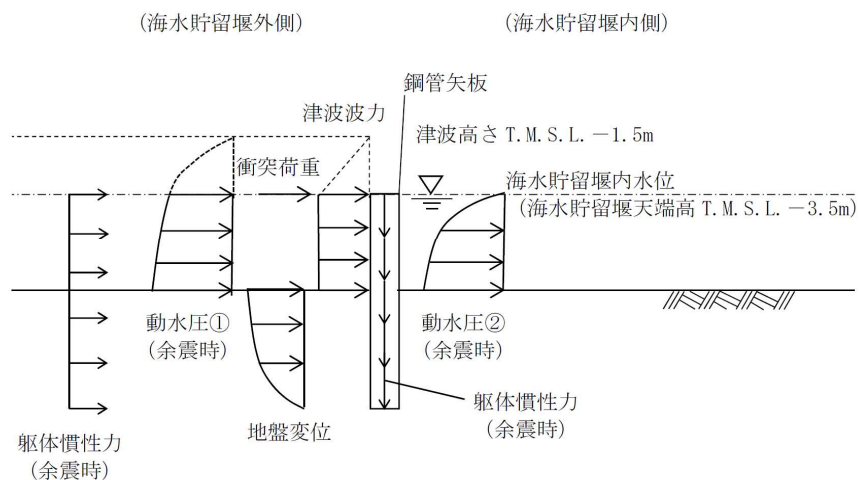


図 1 荷重作用図（鋼管矢板 重畳時 2）

表3 荷重の算定結果

ケース名		海水密度 [g/cm ³]	津波波力 [kN/m ²]	動水圧※ [kN/m ²]	(参考)	
					衝突荷重 [kN]	水平方向 慣性力 [kN/m]
基本 ケース	浮遊砂濃度を考 慮しない場合	1.03	20.2	27.6	499	31.7
影響検討 ケース	浮遊砂濃度を考 慮した場合	1.05	20.6	28.1		

※ 海水貯留堰の底面位置における動水圧

$$F_i = 1.3u_{max}\sqrt{km_d(1+c)} \dots \dots \text{式 (1)}$$

ここに、

F_i : 衝突力[kN]

u_{max} : 漂流物を運ぶ流体の最大流速 (=6.0 m/s)

k : 漂流物の有効軸剛性[N/m] (保守的に高畠ら (2015) により求められる k_3 (2.04×10^6 [N/m]) を用いる。)

m_d : 漂流物の質量 (=1000 kg)

c : 付加質量係数 (=1.0)

表4 曲げ軸力に対する照査結果 (重畳時2 断面②: 鋼管矢板端部)

ケース名		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
基本 ケース	浮遊砂濃度を考慮 しない場合	1488	80	172	277	0.63
影響検討 ケース	浮遊砂濃度を考慮 した場合	1494	80	173	277	0.63

表5 せん断力に対する照査結果 (重畳時2 断面②: 鋼管矢板端部)

ケース名		せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
基本 ケース	浮遊砂濃度を考慮 しない場合	559	34	157	0.22
影響検討 ケース	浮遊砂濃度を考慮 した場合	561	35	157	0.23

(4) まとめ

以上より、引き波後の押し波による海底土砂の巻き上げに伴う浮遊砂濃度の影響を考慮した場合、海水貯留堰に作用する荷重の増分は少なく、照査結果も余裕があり、海水貯留堰鋼管矢板の評価に影響がないことを確認した。

なお、参考として浮遊砂体積濃度を 5%と仮定した時の海水密度を、 1.10g/cm^3 として算定した場合の構造物評価への影響（影響検討ケース②）を確認する。表 6～表 8 に算定結果を示す。海水貯留堰に作用する荷重の増分は少なく、照査結果も余裕があり、海水貯留堰鋼管矢板の評価に影響がないことを確認した。

表 6 荷重の算定結果

ケース名		海水密度 (g/cm^3)	津波波力 (kN/m^2)	動水圧※ (kN/m^2)	(参考)	
					衝突荷重 (kN)	水平方向 慣性力 [kN/m]
影響検討 ケース②	浮遊砂濃度を 5% と仮定した場合	1.10	21.6	29.5	499	31.7

※ 海水貯留堰の底面位置における動水圧

表 7 曲げ軸力に対する照査結果（重畳時 2 断面②：鋼管矢板端部）

ケース名		海水密度 (g/cm^3)	曲げ モーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
影響検討 ケース②	浮遊砂濃度を 5% と仮定した場合	1.10	1507	80	175	277	0.64

表 8 せん断力に対する照査結果（重畳時 2 断面②：鋼管矢板端部）

ケース名		海水密度 (g/cm^3)	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
影響検討 ケース②	浮遊砂濃度を 5%と 仮定した場合	1.10	568	35	157	0.23

静水圧による津波波力算定方法の適用性確認

(1) 概要

海水貯留堰に作用する津波波力にあたっては、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づいて、「1.2 津波波力における津波波力の設定方針について (1) 設定方針の概要」に示すように、海水貯留堰の構造上の特徴や津波シミュレーションによる津波水位を基に、静水圧による津波波力を考慮している。本資料では、津波の流速を用いて、海水貯留堰に作用する流体力を算定する方法を整理し、流体力と静水圧による津波波力とを比較することにより、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づく静水圧による津波波力の算定方法の適用性を確認する。

(2) 検討方針

本資料では、図1に示す検討フローに従って検討を行う。

流体力の算定方法には、複数の規格・基準類の算定式があるため、津波への適用を踏まえて整理し、流体力の評価に用いる算定式を選定する。選定した式によって、津波波力と同様に、津波の越流直前の場合と越流時の場合で流体力を算定し、静水圧による津波波力と比較する。

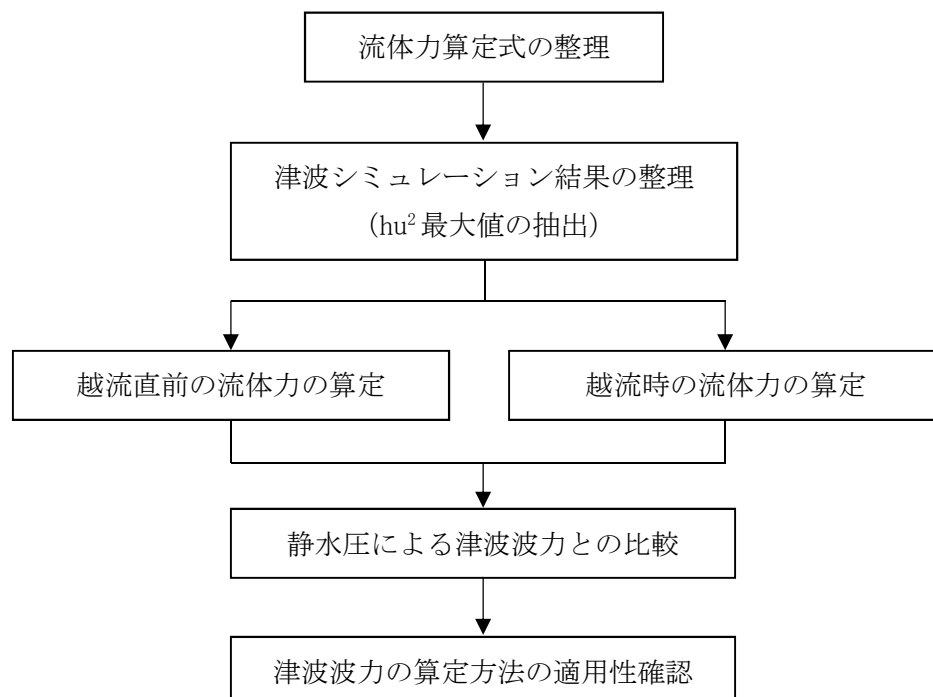


図1 検討フロー

(3) 流体力算定方法の整理

1) 規格・基準類の流体力算定式の整理

規格・基準類の流体力算定式を表1に示す。

表1 規格・基準類の流体力算定式の整理

No.	出典	種類	概要及び算定式	適用範囲及び適用実績など
①	港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成30年	流れに伴う流体力算定式 (潮流に伴う流体力)	流れによる力を流速の2乗に比例する力で算定 $F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 A U^2 \quad \dots \text{式(1)}$ F_D : 物体に作用する流れの方向の抗力, C_D : 抗力係数, ρ_0 : 水の密度, A : 流れの方向の物体の投影面積, U : 流速	栈橋などの杭式構造物の杭やパイプライン等
②	港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成30年	海中部材に作用する波力算定式 (波浪に伴う流体力)	波力を波による水粒子速度の2乗に比例する抗力と、水粒子加速度に比例する慣性力の和で算定 $f_n = \frac{1}{2} C_D \rho_0 u^2 D \Delta S + C_M \rho_0 a A \Delta S \quad \dots \text{式(2)}$ f_n : 部材軸方向の微小長さ, ΔS に作用する部材軸直角方向の力, C_D : 抗力係数, ρ_0 : 海水の密度, A : 部材軸に垂直な面で切った部材断面積, u : 水粒子速度, D : 荷重作用方向から見た部材軸直角方向の部材幅, C_M : 慣性力係数, a : 水粒子加速度	海中の杭のように波長に比してその径が小さいもの
③	道路橋示方書 I 共通編 平成14年	流水圧算定式 (河川流に伴う流体力)	流水圧を最大流速の2乗に比例する力として算定 $P = K v^2 A \quad \dots \text{式(3)}$ P : 流水圧, K : 橋脚の形状で定まる定数, v : 最大流速, A : 橋脚の鉛直投影面積	橋脚
④	Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition (FEMA2012)	津波による流体力 (津波に伴う流体力)	流体力を構造物位置での流速の2乗に比例する力として算定 $F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_s B (hu^2)_{max} \quad \dots \text{式(4)}$ F_D : 流体力 ρ_s : 堆積物を含む流体密度, C_D : 抗力係数, B : 構造物の幅, h : 浸水深, u : 構造物位置での流速	津波避難ビル

2) 津波に対する流体力算定式の適用性

表 1 に示した各規格・基準類の流体力算定式について、津波への適用を踏まえて変換した結果を表 2 に示す。変換した算定式はいずれも一般的な流体力算定式となっており、同一のものと整理できる。本資料では、津波による流体力を評価しており、時々刻々と変化する水深と流速の関係を考慮している FEMA (2012) による算定式 (式(4)) を適用することとした。ここで、FEMA (2012) の流体力算定式では、水深 h と流速 u の 2 乗の積を流束とし、流束の時刻歴最大値を適用していることから、津波シミュレーション結果より流束の最大値を抽出した上で、以降の流体力の検討を行う。

表 2 津波への適用を踏まえた各流体力算定式の整理

No.	概要及び算定式
①	<p>一般的な流れを伴う流体力の算定式である</p> <p>式(1) $= \frac{1}{2} C_D \rho_0 A U^2$</p>
②	<p>津波のように緩やかに流速が変化する現象では、加速度が微小であることから加速度項を無視することができ、一般的な流体力の算定式となる</p> <p>式(2) $= \frac{1}{2} C_D \rho_0 u^2 D \Delta S = \frac{1}{2} C_D \rho_0 A u^2$</p> <p>ここに、 $A = D \Delta S$ A : 流体力の作用面積, D : 荷重作用方向から見た部材軸直角方向の部材幅, ΔS : 部材軸方向の微小長さ</p>
③	<p>表 1 の式 (3) に示した橋脚の形状で定まる係数 K は、以下のように表される (道路橋示方書 I 共通編 H14 p. 44)</p> <p>$K = K' \frac{w_0}{2g}$</p> <p>ここに、 K' : 物体の形状によって定まる係数, w_0 : 水の単位体積重量, g : 重力加速度</p> <p>表-1 の式 (3) を変換すると、一般的な流体力の算定式となる</p> <p>式(3) $= K' \frac{w_0}{2g} v^2 A = \frac{1}{2} C_D \rho_0 v^2 A$</p> <p>ここに、 $\rho_0 = \frac{w_0}{g}$, $K' = C_D$</p>
④	<p>津波に対する流体力の算定式であり、一般的な流体力の算定式である</p> <p>式(4) $= \frac{1}{2} C_D \rho_s B (hu^2)_{max} = \frac{1}{2} C_D \rho_s u^2 A$</p> <p>ここに、 $A = Bh$, B : 構造物の幅, h : 浸水深 ただし、浸水深 h と流速 u の 2 乗の積 (流束) の時刻歴最大値を用いる A は、津波による流体力が作用する構造物の受圧面積に相当する面積である 浸水深 h は、津波による流体力が構造物に作用する際の、構造物への作用高さのことを示している</p>

(4) 流体力算定における設計上の考え方

1) 流体力算定で用いる流速

海水貯留堰へ作用する流体力の算定にあたっては、設置変更許可申請書の津波水位評価で示した平面2次元モデルによる津波シミュレーション結果に基づいて、海水貯留堰の前面の水位が最も低くなることや海水貯留堰の最大内外水位差が最も大きくなること等を考慮し、基準津波2の結果を用いた。津波流速の設定にあたっては、図2に示す海水貯留堰外側の各格子における流向ベクトル及び流速の時刻歴を算出し、全時刻歴における海水貯留堰に向かう方向の流速を確認する。ここで、海水貯留堰に向かう方向とはそれぞれの格子において評価した流向ベクトルを延長したときに6号機または7号機の海水貯留堰に交差する方向としている。また、流速の大きさは、ベクトルの分解を考慮していないものである。

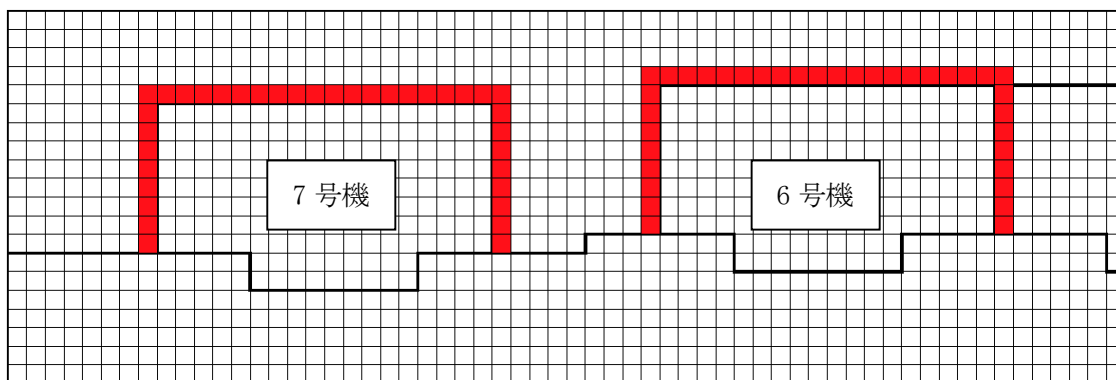


図2 流速及び水深の評価位置

2) 流体力算定で用いる水深

流体力算定に用いる水深は、津波流速の算定と同様に基準津波2の津波シミュレーション結果を用い、図2に示す海水貯留堰外側の各格子で算出した水位時刻歴から、全時刻歴における各流速に対応する水深を確認する。算定に用いる水深は、津波による流体力が構造物に作用する際の作用高さに該当することから、以下とする。

越流直前においては、引き波により海水貯留堰が海面から露出し、その後押し波が海水貯留堰に作用してから、越流するまでの津波水位を抽出する。

越流時においては、津波波力の算定では「1.2 津波波力における津波波力の設定方針について (3) 越流時の津波波力の設定方針」に示すように海水貯留堰内外水位差が生じる時間は瞬時であるものの、海水貯留堰内外の水位差の最大値を抽出したものを静水圧差として考慮している。流体力の算定では、津波水位が海水貯留堰高さを上回っていることから、津波による流体力が海水貯留堰に作用する高さとして、構造物の高さと等しく水深 $h=2.0\text{m}$ とする。

3) 流速と水深から求められる流束最大値の抽出結果

算定に用いる FEMA (2012) では、津波による流体力を算定する際に流束 hu^2 (水深 h と流速 u の 2 乗の積) の最大値を適用することとしている。津波シミュレーションによる全時刻歴における、流速と水深により求められる流束 hu^2 の最大値の抽出結果を表 3 及び表 4 に示す。また、最大値を示した位置を図 3 に示す。

越流直前及び越流時ともに防波堤なしケースの 6 号機海水貯留堰西側前面で流束 hu^2 が最大となっている。

表 3 流束 hu^2 抽出結果 (海水貯留堰越流直前)

抽出ケース		hu^2 (m ³ /s ²)	Time (s)	出力点座標
7 号機	防波堤あり	18.420	7417	(i, j) = (176, 506)
	防波堤なし	14.689	7274	(i, j) = (172, 507)
6 号機	防波堤あり	22.124	7448	(i, j) = (177, 530)
	防波堤なし	28.605	7269	(i, j) = (177, 516)

※流束 hu^2 が 28.605 のときの流速 u は 3.688 (m/s)

表 4 流束 hu^2 抽出結果 (海水貯留堰越流時)

抽出ケース		hu^2 (m ³ /s ²)	Time (s)	出力点座標
7 号機	防波堤あり	24.165	7550	(i, j) = (175, 488)
	防波堤なし	14.667	7282	(i, j) = (176, 491)
6 号機	防波堤あり	24.151	7478	(i, j) = (177, 533)
	防波堤なし	35.079	7275	(i, j) = (177, 516)

※流束 hu^2 が 35.079 のときの流速 u は 4.188 (m/s)

hu^2 最大値抽出位置 (越流直前及び越流時共通)

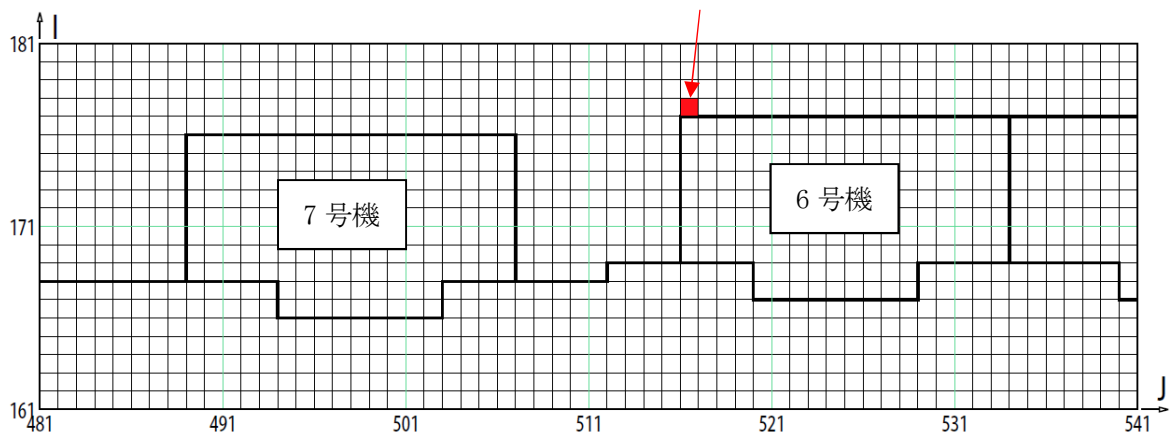


図 3 流束 hu^2 最大値抽出位置

(5) 流体力の算定結果と津波波力との比較

津波シミュレーションによる流束 hu^2 の最大値より流体力を算定する。

1) 越流直前の流体力算定結果

越流直前における，流速を考慮した海水貯留堰延長 1m 当たりの流体力は下記のとおり求められる。

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 B (hu^2)_{max} = \frac{1}{2} \times 2.0 \times 1.030 \times 1.000 \times 28.605 = 29.463 \quad (\text{kN/m})$$

2) 越流時の流体力算定結果

越流時における，流速を考慮した海水貯留堰延長 1m 当たりの流体力は下記のとおり求められる。

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 B (hu^2)_{max} = \frac{1}{2} \times 2.0 \times 1.030 \times 1.000 \times 35.079 = 36.131 \quad (\text{kN/m})$$

3) 流体力と津波波力との比較結果

海水貯留堰延長 1m 当たりの流体力と津波波力の比較を表 5 に示す。津波による流体力は，海水貯留堰の設計で考慮している「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づく津波波力より，小さいことを確認した。

表 5 流体力と津波波力の比較

	津波による流体力	海水貯留堰の設計 で考慮している津波波力
	(kN/m)	(kN/m)
越流直前	29.5	80.8 ^{※1}
越流時	36.1	40.4 ^{※2}

※1 越流直前の津波波力設定については，図 4 に示すように「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」²⁾の考え方に従って，津波高さの 3 倍の高さまでの静水圧荷重を考慮している。海水貯留堰の堰高 2.0m に対する合力を算出すると，海水貯留堰延長 1m 当たりの津波波力は下記のとおり求められる。

$$(60.60 - 20.20) \text{kN/m}^2 \times 2.0 \text{m} = 80.8 \text{ kN/m}$$

※2 越流時の津波波力設定については，図 5 に示すように「防波堤の耐津波設計ガイドライン(国土交通省港湾局)」(平成 25 年 9 月(平成 27 年 12 月一部改訂))¹⁾による静水圧差による算定式より算定している。海水貯留堰の堰高 2.0m に対する合力を算出すると，海水貯留堰延長 1m 当たりの津波波力は下記のとおり求められる。

$$(40.40 - 20.20) \text{kN/m}^2 \times 2.0 \text{m} = 40.4 \text{ kN/m}$$

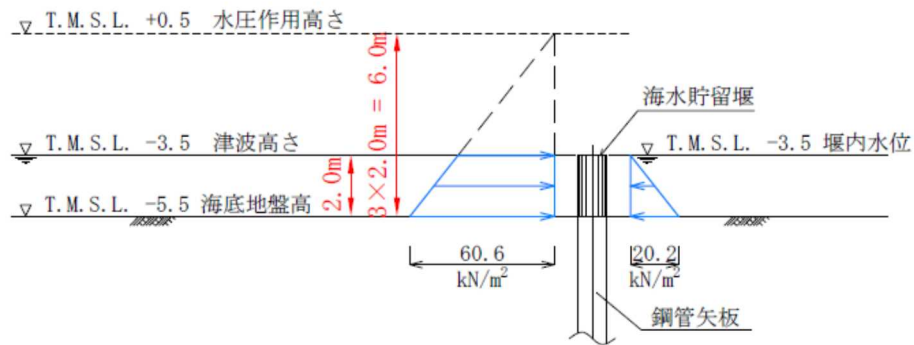


図4 津波波力の作用イメージ（越流直前）【再掲】
（海水貯留堰天端高さ T.M.S.L. -3.5m の場合）

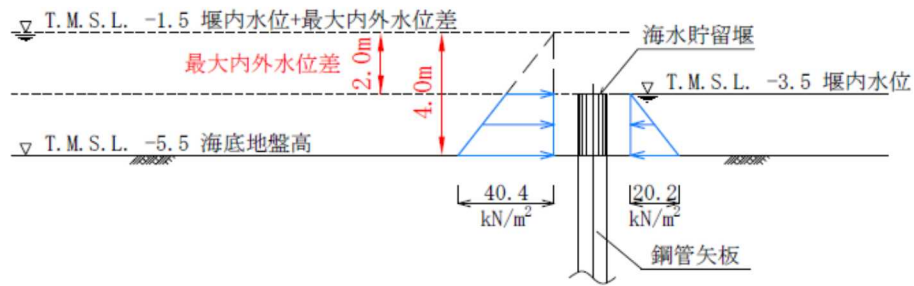


図5 津波波力の作用イメージ（越流時）【再掲】
（海水貯留堰天端高さ T.M.S.L. -3.5m の場合）

(6) まとめ

以上より，海水貯留堰に作用する津波波力の算定について，津波による流体力と海水貯留堰の設計で考慮している「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づく津波波力を比較した結果，越流直前及び越流時のいずれの場合も，「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づく静水圧による津波波力の方が大きくなることから，その適用性を確認した。

海水貯留堰における津波波力算定方法の妥当性について

(1) 概要

本資料では、海水貯留堰に作用する津波波力に関する検討項目を整理し、それぞれの検討目的と検討方法、波力評価のプロセスについて整理する。その上で、海水貯留堰における津波波力算定にあたり、平面 2 次元解析の結果に基づいて「防波堤の耐津波設計ガイドライン 平成 25 年 国土交通省 港湾局」(以下、ガイドラインと称す) に示される津波波力の算定方法を適用することの妥当性について確認する。

(2) 津波解析の基礎理論の整理について

海水貯留堰に作用する津波波力の検討には、津波解析の結果から抽出した水位や流速を用いて評価していることから、ここでは津波解析の基礎理論について表 1 のように整理した。なお、津波解析で用いられる理論は 3 次元の基礎方程式を水底から水面まで鉛直方向に積分して導かれた平面 2 次元場の基礎方程式であり、いずれの基礎理論も水深方向の流速を一定と仮定している。

柏崎刈羽原子力発電所の津波評価では、基準津波の策定に対しては非線形長波理論を適用し、ソリトン分裂発生の判断に対しては非線形分散波理論を適用している。

KK7 補足-019-2「津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.7 漂流物衝突を考慮した津波防護施設の設計について」に示すとおり、柏崎刈羽原子力発電所の敷地前面海域においては、ソリトン分裂が発生しないことを確認している。そのため、非線形長波理論に基づく水位及び流速を津波波力算定に用いることで、適切な波力評価が可能と判断している。

非線形長波理論に基づく平面 2 次元解析と非線形分散波理論に基づく 1 次元解析の結果を図 1 に比較する。津波波力の算定において最も着目すべき時間である約 120 分付近までの時間帯においては、両者は概ね一致している。したがって、津波の特性を考慮すると、非線形長波理論に基づく解析結果から得られる水位及び流速を津波波力の算定に用いることができるものとする。

表 1 津波解析の基礎理論 (原子力発電所の津波評価技術 2016⁸⁾より抜粋)

理論	特性
非線形長波理論 (浅水理論)	波高と水深の比が小さくない(非線形性が無視できない)場合に適用する。運動方程式は非定常項、移流項及び圧力項からなり、浅海域における波の前傾化を考慮することができる。
非線形分散波理論	伝播に伴い津波波形の曲率が大きくなり水粒子の鉛直歩行加速度が無視できず、波の分散性が現れる場合に適用する。運動方程式は非定常項、移流項、圧力項及び分散項からなり、ソリトン分裂の発生の有無を評価することができる。

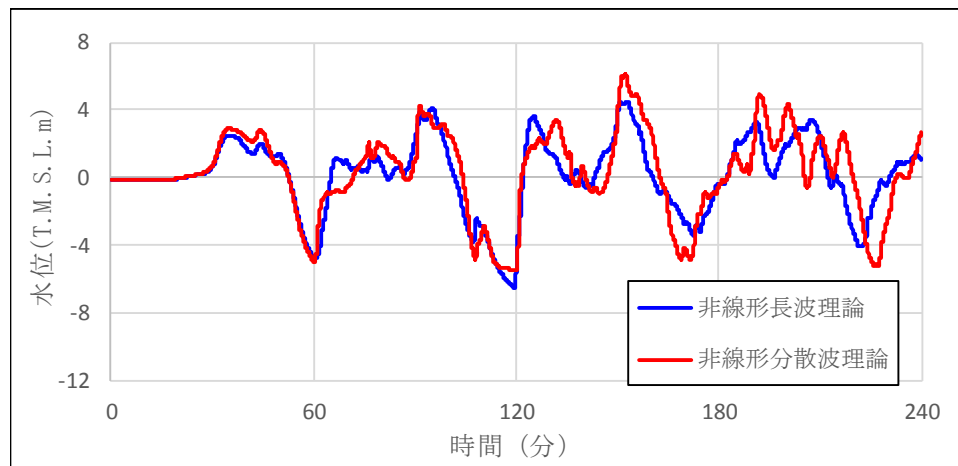


図1 津波解析結果の比較（貯留堰設置位置）

(3) 検討項目の整理

海水貯留堰を対象とした津波波力の検討項目を表2に整理する。

津波波力の検討に先立ち、柏崎刈羽原子力発電所の敷地前面海域では、津波のソリトン分裂が発生しないことを確認している。その結果を踏まえ、非線形長波理論に基づいた平面2次元解析の結果をガイドラインの津波波力算定式に適用して津波波力を評価している。また、フルード数に基づいた水深係数の検討、浮遊砂濃度による海水の単位体積重量の増大を考慮した検討や、流体力式による波力の算定などの観点からも検討を行い、その影響を評価している。

KK7 補足-019-2「津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.7 漂流物衝突を考慮した津波防護施設の設計について」から、当該サイトに襲来する津波は水面勾配が最大で 2.57° と緩やかであり、フルード数も0.8以下であることから、ゆっくりとした水位上昇と下降を繰り返す特性を有するため、海水貯留堰の内外の静水圧差により津波波力を算定することが適切であると判断している。

また、対象となる海水貯留堰の高さは2m程度であり受圧面積も小さいが、平面2次元解析から得られる水深と流速を用いて津波の流体力についても算定し、静水圧差による津波波力の方が大きくなることを確認した。

以上の検討から、ガイドラインに示される静水圧差に基づいた津波波力の算定方法によって、海水貯留堰に作用する津波波力を算定することの妥当性を確認した。

表2 海水貯留堰を対象とした津波波力の検討内容

検討項目	確認内容	資料名
ソリトン分裂の有無	ソリトン分裂が発生する場合、波力の評価式が異なることから、非線形分散波理論に基づいた解析を実施し、ソリトン分裂の発生有無を検討した。その結果、柏崎刈羽原子力発電所前面海域においてはソリトン分裂が発生しないことを確認し、以降の検討では津波の分散性については考慮しないものとした。	KK7 補足-019-2「津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.7 漂流物衝突を考慮した津波防護施設的设计について」
静水圧差による津波波力の算定	「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づき、越流直前と越流時で津波波力をそれぞれ算定した。越流直前では押し波を遡上波として捉え、津波高さの3倍の高さの静水圧荷重を考慮して算定した。越流時は海水貯留堰の内外水位差から静水圧差により算定した。なお、波力算定に用いた津波水位は非線形長波理論に基づいた平面2次元津波解析結果から抽出した。	KK7 補足-028-08 「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料 1.2 海水貯留堰における津波波力の設定方針について」
水深係数の整理	平成26年12月 NRA 技術報告において、フルード数が1.5程度を越える領域で、国土交通省の暫定指針等における水深係数3を超える場合があることが確認されていることから、海水貯留堰の前面海域におけるフルード数を確認した。なお、フルード数は非線形長波理論に基づいた平面2次元津波解析結果から抽出した流速及び水深を用いて算出し、値が0.8以下であったため、水深係数は3とした。	KK7 補足-028-08 「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料 1.2 海水貯留堰における津波波力の設定方針について」
浮遊砂濃度を考慮した場合の津波波力の確認	津波が海底土砂を巻き上げて襲来する可能性を考慮し、浮遊砂が混じった海水の密度で津波波力を確認した。その結果、海水貯留堰鋼管矢板の評価に影響がないことを確認した。	KK7 補足-028-08 「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料 1.2 海水貯留堰における津波波力の設定方針について」
流体力による津波波力の確認	非線形長波理論に基づいた平面2次元津波解析結果から抽出した水位及び流速を用いて、流体力による津波波力を算定した。また、静水圧差から算定した津波波力と比較し、静水圧差から算定した津波波力の方が大きくなることを確認した。	KK7 補足-028-08 「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料 1.2 海水貯留堰における津波波力の設定方針について」

(4) まとめ

本資料では、柏崎刈羽原子力発電所の敷地前面海域において、非線形長波理論に基づく解析結果を用いて津波波力を算定することの妥当性及び、ガイドラインに基づき静水圧差より津波波力を算定することの妥当性について確認した。

- ・ 柏崎刈羽原子力発電所の敷地前面海域では、非線形分散波理論による解析結果にソリトン分裂は認められないことから、非線形長波理論に基づく解析結果を用いることは妥当と考えられる。
- ・ 当該サイトに襲来する津波は、海水貯留堰近傍でゆっくりとした水位上昇と下降を繰り返す特性を有することから、海水貯留堰の内外の静水圧差より津波波力を算定することは妥当であると考えられ、流体力式による波力と比較しても静水圧差による津波波力の方が大きくなることが確認される。

なお、以上の検討は、当該サイトの地形や構造物による津波の反射の影響、港湾構造物（防波堤）の有無や地震による敷地の変動などもパラメータとした各種ケースについて行ったものであり、津波の事象として網羅的な検討を行った結論となっている。

【参考文献】

- 1) 国土交通省 港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，平成 25 年 9 月。
- 2) 国土交通省住宅局長：東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針，平成 23 年 11 月 17 日。
- 3) 社団法人 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，平成 19 年 7 月。
- 4) 谷本勝利，高山知司，村上和男，村田繁，鶴谷広一，高橋重雄，森川雅行，吉本靖俊，中野晋，平石哲也：1983 年日本海中部地震津波の実態と二・三の考察，港湾技研資料（運輸省港湾技術研究所），No. 470，Nov. 1983。
- 5) 朝倉良介，岩瀬浩二，池谷毅，高尾誠，金戸俊道，藤井直樹，大森政則：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，海外工学論文集，第 47 巻，pp.911-915，2000。
- 6) 石田暢生，森谷寛，中村英孝，飯島亨，川内英史：防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について，NRA 技術報告（原子力規制委員会），NTEC-2014-4001，平成 26 年 12 月。
- 7) 高橋智幸・首藤伸夫・今村文彦・浅井大輔：掃流砂層・浮遊砂層間の交換砂量を考慮した津波移動床モデルの開発，海岸工学論文集，46，606-610，1999。
- 8) 土木学会原子力土木委員会 津波評価小委員会：原子力発電所の津波評価技術 2016，平成 28 年 9 月。

1.3 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について

1.3 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について

(1) 基本的考え方

自然現象を考慮する浸水防護施設に関して、積雪荷重については、屋外の積雪が生じる場所に設置される施設のうち、積雪による受圧面積が小さい施設を除いては、積雪荷重を考慮する。

(2) 選定対象施設

選定を行う浸水防護施設を以下に示す。

a. 津波防護施設

- ・海水貯留堰（重大事故等時のみ 6, 7 号機共用）
- ・海水貯留堰（6 号機設備，重大事故等時のみ 6, 7 号機共用）

b. 浸水防止設備

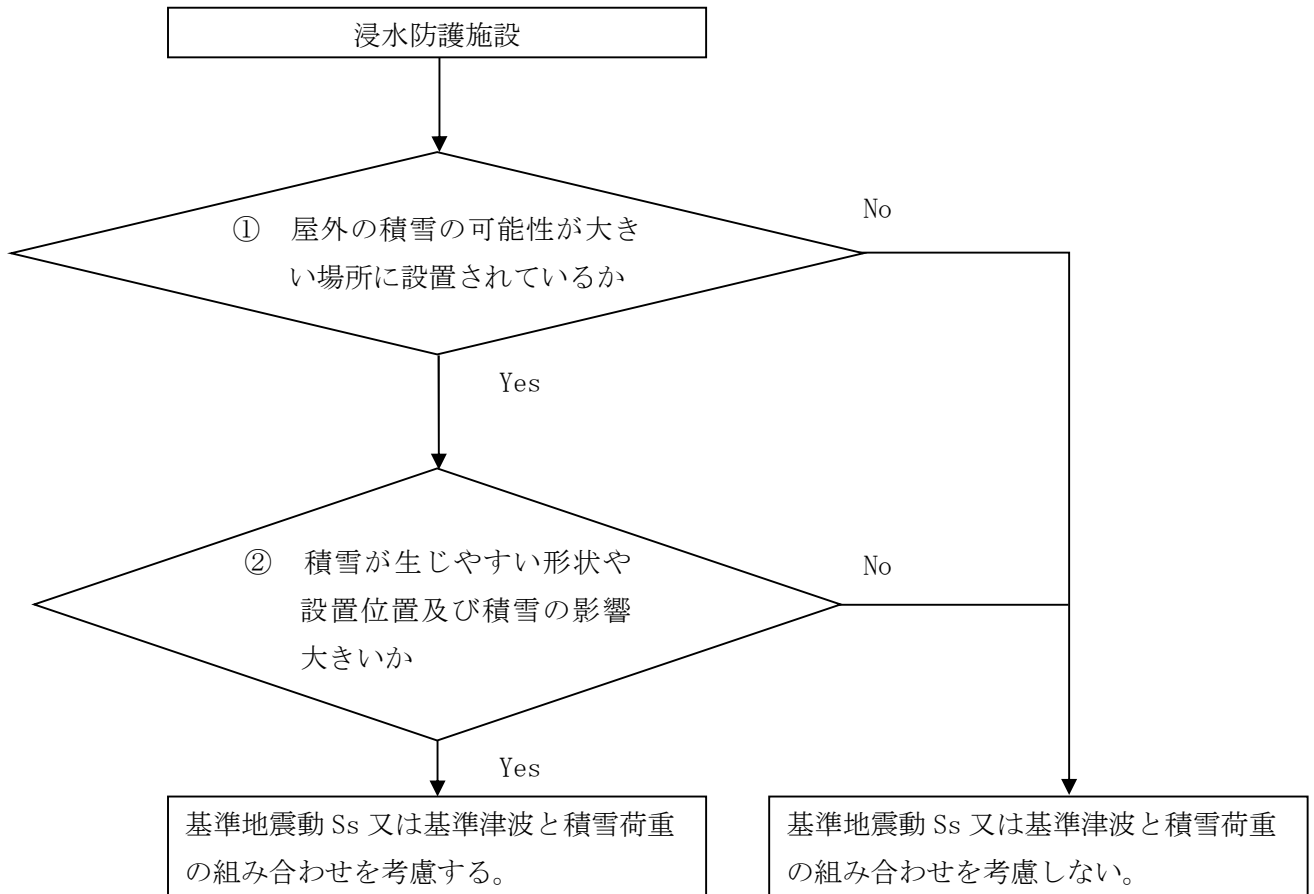
- ・原子炉建屋地上 1 階北階段室 水密扉
- ・非常用ディーゼル発電機 (A) 室 水密扉 1
- ・非常用ディーゼル発電機 (A) 室 水密扉 2
- ・非常用ディーゼル発電機 (B) 室 水密扉
- ・非常用ディーゼル発電機 (C) 室 水密扉 1
- ・非常用ディーゼル発電機 (C) 室 水密扉 2
- ・可燃性ガス濃度制御系再結合装置室 水密扉
- ・原子炉建屋北搬出入口 水密扉
- ・7 号機コントロール建屋大物搬出入口 水密扉
- ・7 号機計測制御電源盤区域 (B) 送・排風機室 水密扉
- ・フィルタベントエリア 水密扉
- ・貫通部止水処置（建屋外周部に設置するもの）
- ・大物搬出入口建屋 水密扉
- ・燃料移送ポンプエリア（A 系） 水密扉
- ・燃料移送ポンプエリア（B 系） 水密扉
- ・燃料移送ポンプエリア（C 系） 水密扉

c. 津波監視設備

- ・津波監視カメラ

(3) 積雪荷重を組み合わせる施設の選定方法

積雪荷重を組み合わせる施設として、屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されている浸水防護施設のうち、積雪が生じやすい形状や位置に設置されており積雪の影響が大きいと考えられる施設を対象とする。この判断フローを図 1.3-1 に示す。



以下に示す項目に該当する場合は除外（積雪荷重との組み合わせは考慮しない）する。

- ① 屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか
 - ・海中又は地中に設置
- ② 積雪が起こりやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか
 - ・壁面に設置
 - ・施設の上に蓋等があり施設に積雪しない
 - ・施設上部の受圧面積が小さい

図 1.3-1 基準地震動 Ss 又は基準津波と積雪荷重の組み合わせを考慮する施設の選定フロー

(4) 積雪荷重を組み合わせる施設の選定結果

積雪荷重を組み合わせる施設の選定結果を表 1.3-1 に示す。

表 1.3-1 積雪荷重を組み合わせる施設の選定結果

	設備	設備概要	① 屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	② 積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	備考
津波防護施設	海水貯留堰（重大事故等時のみ 6,7 号機共用）	水中に設置されているため、積雪は生じない	×	—	
	海水貯留堰（6 号機設備，重大事故等時のみ 6,7 号機共用）	水中に設置されているため、積雪は生じない	×	—	
浸水防止設備	原子炉建屋地上 1 階北階段室水密扉	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	
	非常用ディーゼル発電機 (A) 室水密扉 1	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	
	非常用ディーゼル発電機 (A) 室水密扉 2	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	
	非常用ディーゼル発電機 (B) 室水密扉	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	
	非常用ディーゼル発電機 (C) 室水密扉 1	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	
	非常用ディーゼル発電機 (C) 室水密扉 2	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	
	可燃性ガス濃度制御系再結合装置室 水密扉	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	

表 1.3-1 積雪荷重を組み合わせる施設の選定結果

	設備	設備概要	① 屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	② 積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	備考
浸水防止設備	原子炉建屋北搬出入口 水密扉	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	
	7号機コントロール建屋大物搬出入口 水密扉	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	
	7号機計測制御電源盤区域(B)送・排風機室 水密扉	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	
	フィルタベントエリア 水密扉	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	
	貫通部止水処置（建屋外周部に設置するもの）	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	
	大物搬出入口建屋 水密扉	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	
	燃料移送ポンプエリア（A系）水密扉	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	
	燃料移送ポンプエリア（B系）水密扉	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×	
燃料移送ポンプエリア（C系）水密扉	壁面に設置されているため、積雪は生じない	○	×		

表 1.3-1 積雪荷重を組み合わせる施設の選定結果

	設備	設備概要	① 屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	② 積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	備考
津波監視設備	津波監視カメラ	カメラ取付架台に積雪が生じやすい	○	○	計算書において積雪荷重の影響を確認する。

1.4 津波防護に関する施設の機能設計・構造強度設計に係る

許容限界について

1.4 津波防護に関する施設の機能設計・構造強度設計に係る許容限界について

津波防護に関する施設は、津波の発生に伴い、津波防護対象設備がその安全性または重大事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないこと、また地震により安全機能が損なわれるおそれがないことを目的として、技術基準規則に適合する設計とする。図 1.4-1 に浸水防護に関する施設の設計方針に係る図書構成を、表 1.4-1 に耐津波設計における各施設の基本設計方針、要求機能、機能設計、構造強度設計及び許容限界を示す。

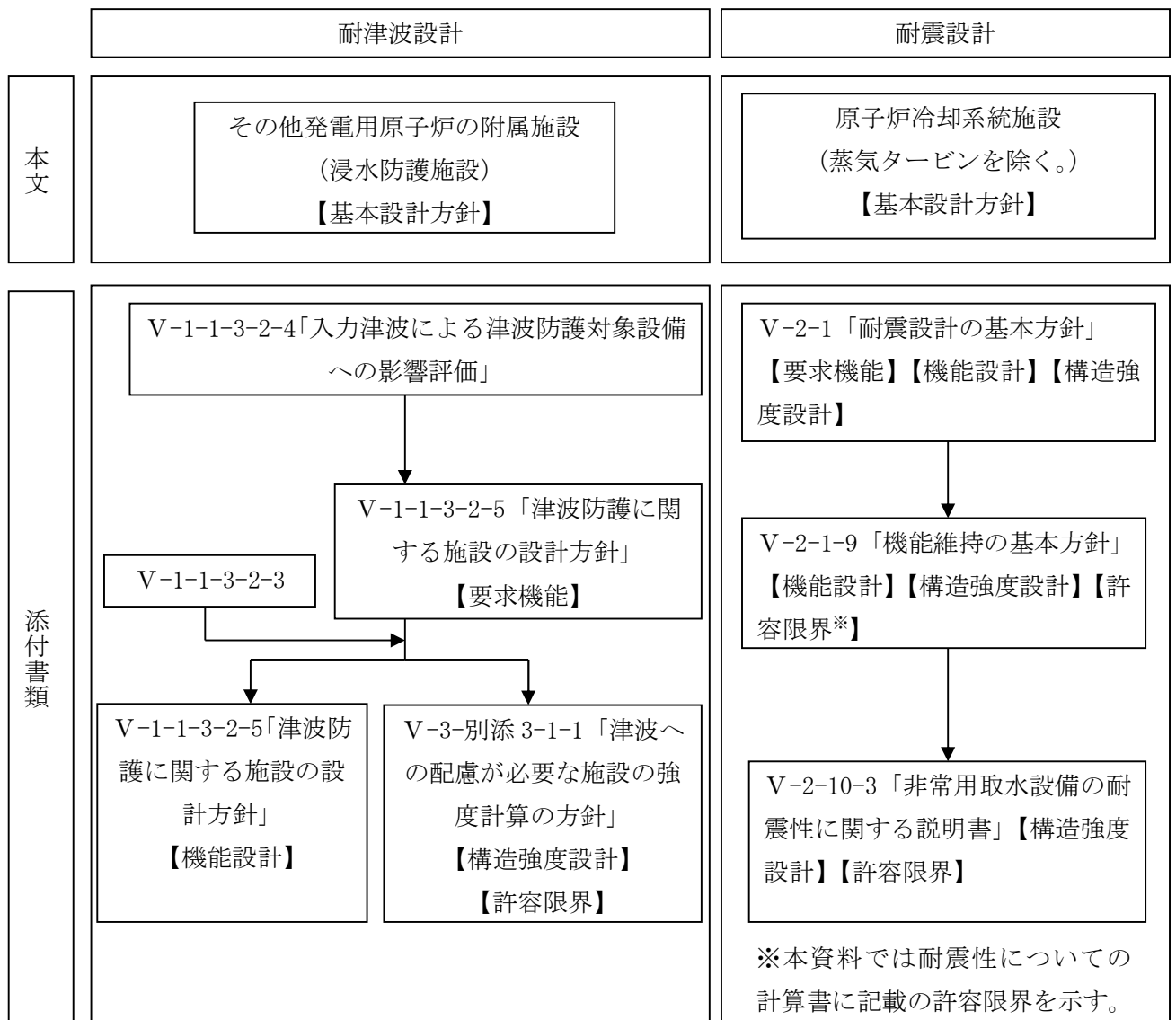


図 1.4-1 津波防護に関する施設の設計方針に係る図書構成

赤字：荷重条件

緑字：要求機能

青字：対応方針

表 1.4-1 津波防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界		
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	機能損傷モード			
								応力等の状態		限界状態	
海水貯留堰	<p>【1.4.1 設計方針】</p> <p>津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1) 津波防護施設】</p> <p>津波防護施設は、漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1) 津波防護施設】</p> <p>津波防護施設として設置する海水貯留堰については、津波による水位低下に対して、原子炉補機冷却海水ポンプ等の取水可能水位を保持し、かつ、冷却に必要な海水を確保する設計とする。</p> <p>主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ゴム等を設置し、止水処置を講じる設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】</p> <p>自然条件（積雪、風荷重）及び余震として考えられる地震に加え、漂流物による荷重を考慮する。</p>	<p>津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による漏水を防止することが要求される。</p>	海水貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突及び積雪を考慮した場合においても、津波による水位低下に対して原子炉補機冷却海水ポンプ等の機能が保持でき、かつ、原子炉冷却に必要な海水を確保できることを機能設計上の性能目標とする。	海水貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突及び積雪を考慮した場合においても、原子炉補機冷却海水ポンプ等の取水に必要な高さ及び原子炉冷却に必要な貯留量を考慮した天端高さ T.M.S.L. - 3.5m とし、取水口前面の海中に設置する設計とする。	海水貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突及び積雪による荷重に対し、古安田層中の粘性土もしくは西山層に支持される鋼製の鋼管矢板で構成し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、ずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手を設置し、部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とする。また、取水護岸と海水貯留堰の接続部には、止水ゴムを設置し、部材を有意な漏えいを生じない相対変位に留める設計とする。これらの設計によって、主要な構造部材の構造健全性を保持することを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼管矢板が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鋼管矢板	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】	
			海水貯留堰は、鋼製の鋼管矢板を古安田層中の粘性土もしくは西山層で支持し、海水を貯留する設計とする。	海水貯留堰は、鋼製の鋼管矢板を古安田層中の粘性土もしくは西山層で支持し、海水を貯留する設計とする。	鋼管矢板同士は、試験等により止水性を確認した鋼管矢板継手を設置し、鋼管矢板の境界部の止水性を保持する設計とする。また、取水護岸と海水貯留堰の接続部には、試験等により止水性を確認した止水ゴムを設置し、取水護岸と海水貯留堰の境界部の止水性を保持する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ゴムが、有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。					止水ゴム
			海水貯留堰は、鋼製の鋼管矢板を古安田層中の粘性土もしくは西山層で支持し、海水を貯留する設計とする。	海水貯留堰は、鋼製の鋼管矢板を古安田層中の粘性土もしくは西山層で支持し、海水を貯留する設計とする。	鋼管矢板同士は、試験等により止水性を確認した止水性を確認した止水ゴムを設置し、取水護岸と海水貯留堰の境界部の止水性を保持する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である止水ゴム取付部鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	止水ゴム取付部鋼材	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態		

1.5 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

1.5 津波防護施設の強度計算における津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて

(1) 概要

本資料は、津波防護施設である海水貯留堰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の考え方について説明するものである。

津波防護施設の強度計算に用いる荷重の組合せは、施設の配置、構造計画に基づく形状及び評価対象部位を踏まえて、常時作用する荷重、津波の形態に応じた荷重及びその他自然現象による荷重に分けて適切に組み合わせることとしている。

そのため、津波の形態に応じた荷重の組合せとして、遡上津波荷重又は津波荷重（静水圧）（以下「津波荷重」という。）と衝突荷重の組合せを考慮する場合と、余震荷重の組合せを考慮する場合について強度計算を行うこととしているが、津波荷重、衝突荷重及び余震荷重の組合せについても考慮する。

(2) 津波荷重と衝突荷重の組合せについて

津波荷重と衝突荷重の組合せについては、実際に施設に作用する荷重としては、津波による最大荷重と漂流物による最大荷重が同時に作用する可能性は小さいものの、保守的な評価を行う観点から、遡上津波として、津波による最大荷重（越流直前の津波波力）と漂流物による最大荷重（最大流速時における衝突荷重）の組合せを考慮する。なお、衝突荷重評価においては、大湊側港湾内の最大流速に余裕を考慮した 6.0m/s を漂流速度として設定する。

(3) 津波荷重と余震荷重の組合せについて

津波荷重と余震荷重の組合せについては、安全側の評価を行う観点から、遡上津波として、津波による最大荷重（越流直前の津波波力）と余震による最大荷重の組合せを考慮する。

なお、津波による最大荷重の継続時間及び余震による最大荷重の継続時間はそれぞれ短期間であり、同時に作用する可能性は小さいことから、十分な余裕を考慮した設定となっている。

(4) 津波荷重と衝突荷重、余震荷重の組合せについて

津波荷重、余震荷重及び衝突荷重の組合せについては、それぞれの荷重が同時に作用する可能性は小さいと考えられるが、安全側の評価を行う観点から、これらの組合せを考慮する。ただし、それぞれの最大荷重の継続時間は短期間であり、同時に作用する可能性は非常に小さいことから、最大荷重どうしの組合せは考慮しない。

(3)で示すように、津波荷重と余震荷重の組合せにおいては、最大荷重が同時に作用する可能性は小さいことから、津波により越流している状態で余震が発生することを想定し、津波荷重は平面2次元モデルによる津波シミュレーション解析により得られる最大内外水位差に応じた静水圧とする。なお、津波により越流している状態においては、(2)で示すように、最大流速による衝突荷重は作用する可能性が小さいと考えられるが、十分な余裕を有した設定とするために、これを考慮する。

表 1.5-1 に荷重の組合せの考え方を示す。津波防護施設である海水貯留堰に作用する荷重の組合せによる水平力のイメージ図を、図 1.5-1～図 1.5-3 に示す。

表 1.5-1 荷重の組み合わせの考え方

組み合わせ	津波荷重	余震荷重	衝突荷重	備考
津波荷重 + 衝突荷重	波力 (越流直前)	—	衝突荷重 (最大流速)	最大荷重どうしの 組み合わせ (図 1.5-1)
津波荷重 + 余震荷重	波力 (越流直前)	慣性力+動水圧 (最大加速度)	—	最大荷重どうしの 組み合わせ (図 1.5-2)
津波荷重 + 余震荷重 + 衝突荷重	静水圧 (越流時)	慣性力+動水圧 (最大加速度)	衝突荷重 (最大流速)	津波により越流 している状態で の余震を想定 (図 1.5-3)

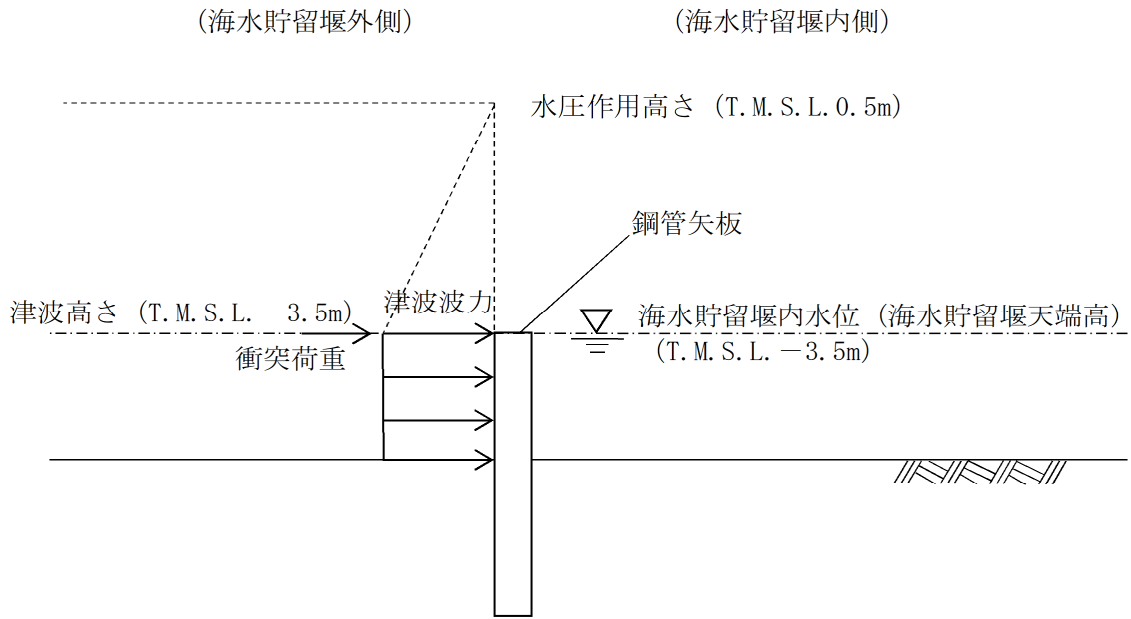


図 1.5-1 津波荷重+漂流物荷重が海水貯留堰に作用するイメージ図

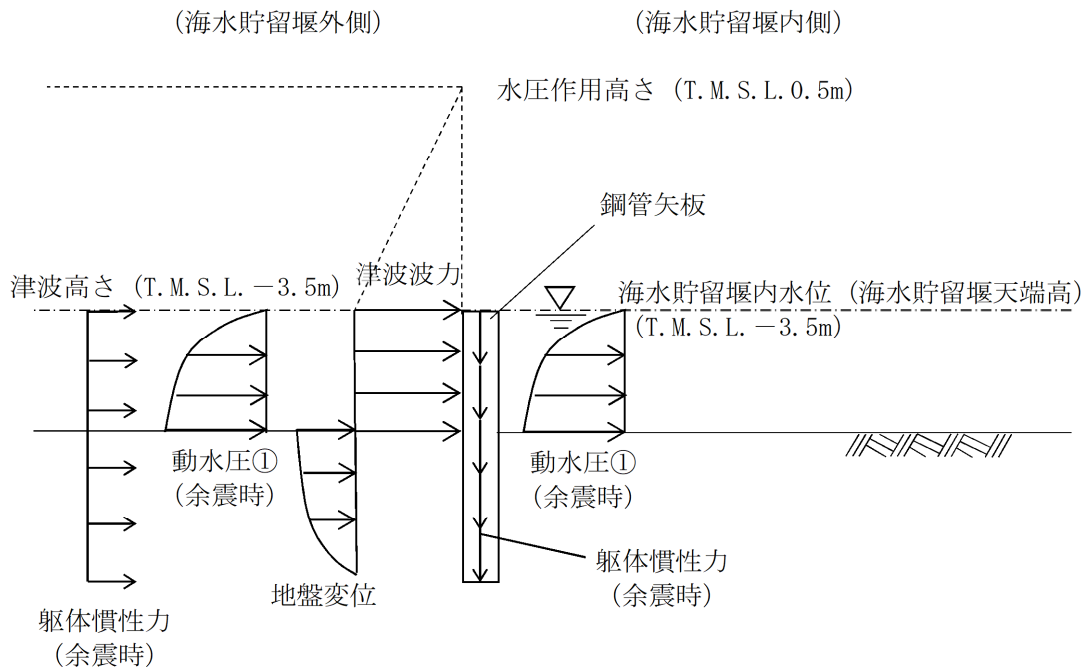


図 1.5-2 津波荷重+余震荷重が海水貯留堰に作用するイメージ図

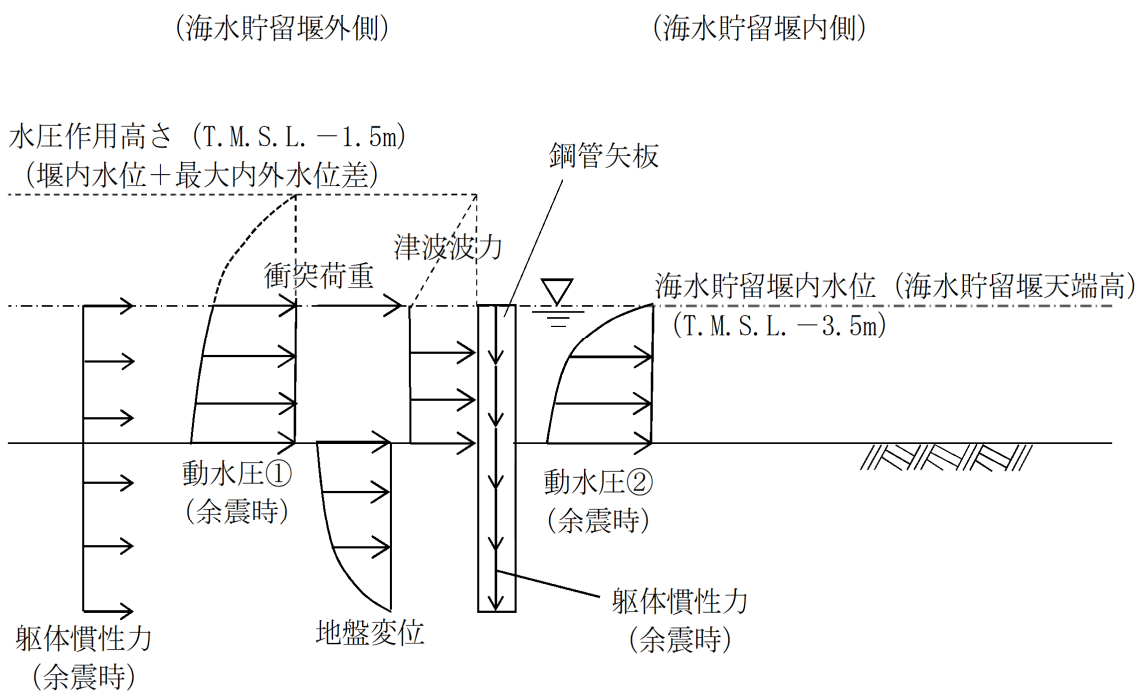


図 1.5-3 津波荷重+余震荷重+漂流物荷重が海水貯留堰に作用するイメージ図

1.6 津波に対する止水性能を有する施設の評価について

目 次

1. 概要	資料 8-1.6-1
2. 一般事項	資料 8-1.6-2
2.1 配置概要	資料 8-1.6-2
2.2 評価方針	資料 8-1.6-3
2.3 適用規格・基準等	資料 8-1.6-4
2.4 記号の説明	資料 8-1.6-5
3. 評価対象部材	資料 8-1.6-6
4. 構造強度評価	資料 8-1.6-7
4.1 構造強度評価方法	資料 8-1.6-7
4.2 荷重及び荷重の組合せ	資料 8-1.6-7
4.2.1 荷重の設定	資料 8-1.6-8
4.3 許容限界	資料 8-1.6-10
4.4 評価方法	資料 8-1.6-11
4.5 評価条件	資料 8-1.6-13
5. 評価結果	資料 8-1.6-14

1. 概要

タービン建屋内の非常用海水冷却系を設置するエリア（以下「非常用海水冷却系エリア」という。）に設置される津波防護に関する施設としては、取水槽閉止板があり、これらはSクラスの施設であるとともに、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。そのため、V-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」において、津波の突き上げ荷重が作用した場合の強度評価を行っている。

非常用海水冷却系エリアの一部床面は浸水防止設備である取水槽閉止板と同様に津波の突き上げ荷重が作用することから、津波時の強度評価を行う。

2. 一般事項

2.1 配置概要

非常用海水冷却系エリアを図 1.6-1 に示す。

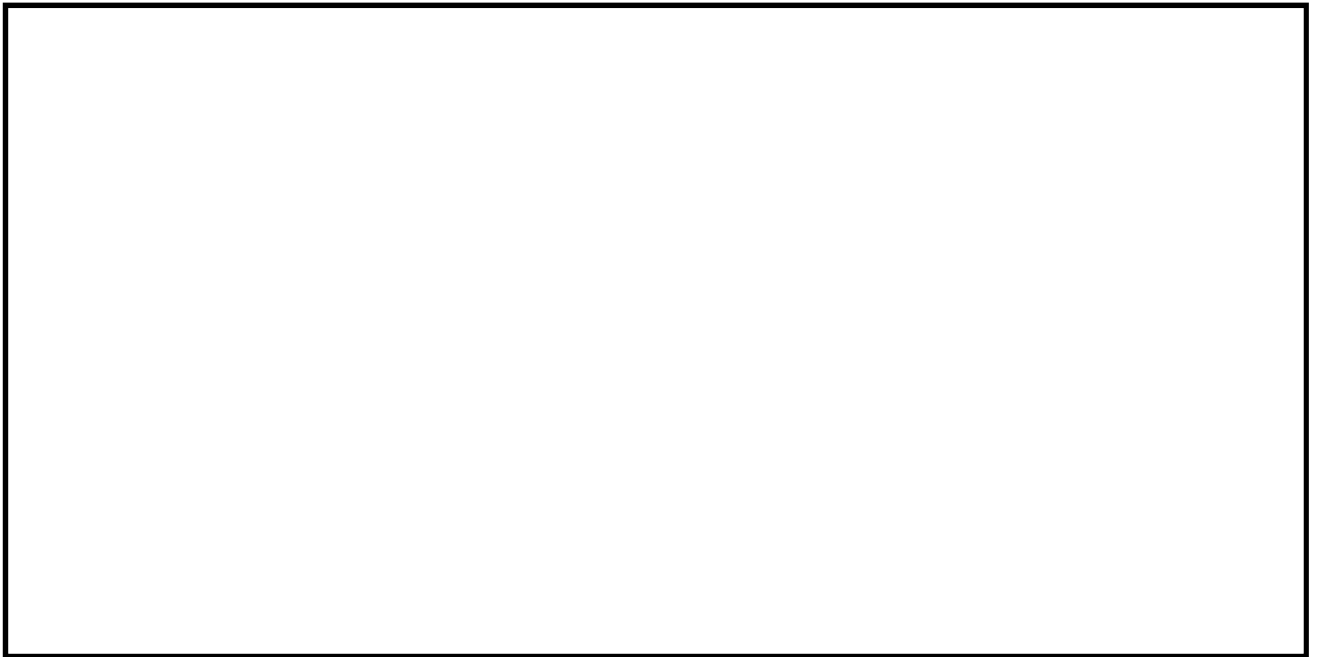


図 1.6-1 非常用海水冷却系エリア（タービン建屋 地下1階）

2.2 評価方針

非常用海水冷却系エリア床スラブの強度評価は、V-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した補機冷却用海水取水槽位置における津波流速に基づき、「3. 評価対象部材」にて設定する評価部材において、「4.4 評価方法」で算出した応力等が許容限界内に収まることを、「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。強度評価の確認結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 1.6-2 に示す。

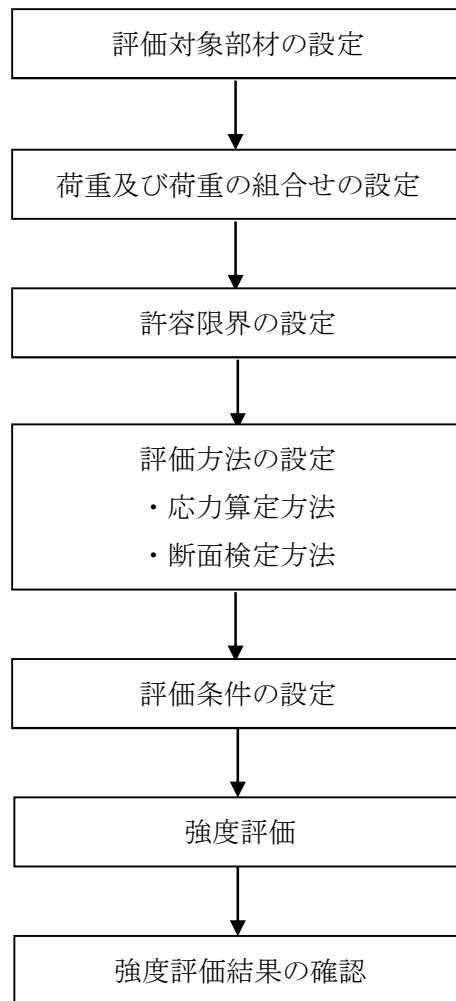


図 1.6-2 強度評価フロー

2.3 適用規格・基準等

適用する規格, 基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー
（(社) 日本建築学会, 1999 改定）
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社) 日本建築学会, 2005 制定）

2.4 記号の説明

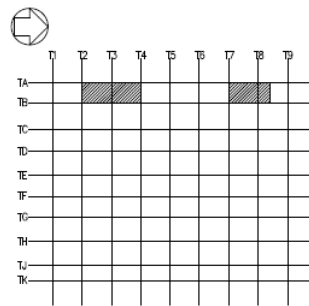
非常用海水冷却系エリア床スラブの強度評価に用いる記号を表 1.6-1 に示す。

表 1.6-1 強度評価に用いる記号

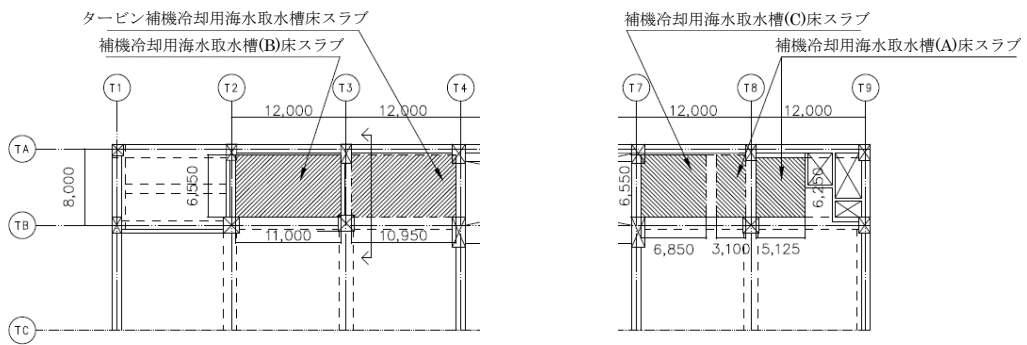
記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P _t	kN/m ²	突き上げ津波荷重
C _D	-	抗力係数
U	m/s	流速
g	m/s ²	重力加速度
H	mm	評価高さ
K _{S d}	kN	余震荷重
S _d	kN	弾性設計用地震動 S _d に伴う鉛直方向の地震力
P _v	kN/m ²	弾性設計用地震動 S _d に伴う鉛直方向の動水圧荷重
α _v	-	鉛直方向の余震震度
M _x	kN・m	短辺方向の最大曲げモーメント
Q _x	kN	短辺方向の最大せん断力
M _y	kN・m	長辺方向の最大曲げモーメント
Q _y	kN	長辺方向の最大せん断力
M _A	kN・m	短期許容曲げモーメント
Q _A	kN	短期許容せん断力

3. 評価対象部材

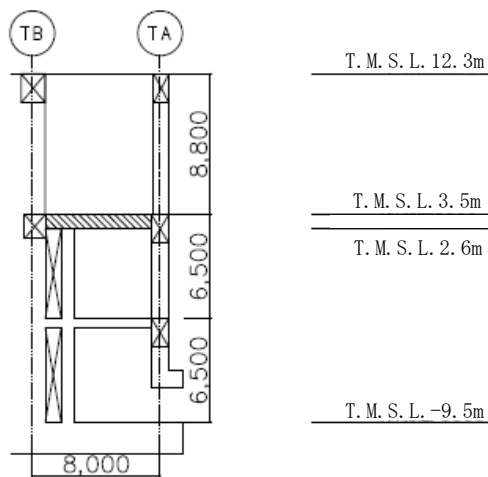
評価対象部材は、浸水防止設備である取水槽閉止板を間接支持する非常用海水冷却系エリア床面（T.M.S.L. 3.5m）とする。評価対象部材を図 1.6-3 に示す。



(a) 配置図



(b) 平面図 (T.M.S.L. 4.9m)



(c) 断面図

図 1.6-3 評価対象部材

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

非常用海水冷却系エリア床スラブの強度評価は、V-3-別添 3-1-1「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、「3. 評価対象部材」にて設定する評価対象部材に作用する応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

非常用海水冷却系エリア床スラブの強度評価に用いる荷重の組合せを表 1.6-2 に示す。

表 1.6-2 荷重の組合せ

評価対象	荷重の組合せ*
補機冷却用海水取水槽(A) 床スラブ	G + P t + K S d
補機冷却用海水取水槽(C) 床スラブ	
タービン補機冷却用海水取水槽 床スラブ	
補機冷却用海水取水槽(B) 床スラブ	

注記* : G : 固定荷重 (kN)

P t : 突き上げ津波荷重 (kN/m²)

K S d : 余震荷重 (弾性設計用地震動 S d に伴う地震力 (kN) 及び動水圧荷重 (kN/m²) を考慮する。)

(3) 余震荷重 (K S d)

余震荷重のうち、弾性設計用地震動 S d に伴う地震力を考慮する。地震力は、非常用海水冷却系エリアの設置位置における鉛直方向の最大応答加速度から設定する震度を用いて評価するものとし、下記の通り算出する。余震震度 αv を表 1.6-3 に示す。

$$S d = G \times \alpha v$$

ここで、

S d : 弾性設計用地震動 S d に伴う鉛直方向の地震力 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

αv : 鉛直方向の余震震度

表 1.6-3 余震震度

建屋	フロア	設計震度*
タービン建屋	B1F	鉛直
		0.375

注記* : 設計震度は、材料物性の不確かさを考慮した値を示す。

余震荷重のうち、弾性設計用地震動 S d に伴う動水圧荷重は、下記の通り算出する。

$$P v = \rho_0 \times \alpha v \times g \times H \times 10^{-3}$$

ここで、

P v : 弾性設計用地震動 S d に伴う鉛直方向の動水圧荷重 (kN/m²)

ρ_0 : 水の密度 (=1.03t/m³)

αv : 鉛直方向の余震震度

g : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)

H : 評価高さ (mm)

4.3 許容限界

非常用海水冷却系エリア床スラブの許容限界は、「3. 評価対象部材」にて設定した部材に対し、V-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえ設定する。

(1) 材料の許容応力度

非常用海水冷却系エリア床スラブを構成するコンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 1.6-4 及び表 1.6-5 に示す。

表 1.6-4 コンクリートの許容応力度

F_c (N/mm^2)	圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)
32.3	21.5	1.21

表 1.6-5 鉄筋の許容応力度

引張及び圧縮 (N/mm^2)	せん断補強 (N/mm^2)
S D345*	S D345*
345	345

注記*：建設当時の鉄筋の種類は S D35 であるが現在の規格（S D345）に読み替えた許容応力度を示す。

(2) 許容限界

非常用海水冷却系エリア床スラブの許容限界は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社)日本建築学会，2005 制定）」に基づき，算出する。

4.4 評価方法

(1) モデル化の基本方針

非常用海水冷却系エリア床スラブの鉛直地震動による影響に対する検討において、柱・壁及び床で囲まれた範囲についてモデル化をする。

床スラブの解析モデルは、四辺固定版及び三辺固定版として評価を行う。床スラブの解析モデルを図 1.6-5 および図 1.6-6 に示す。

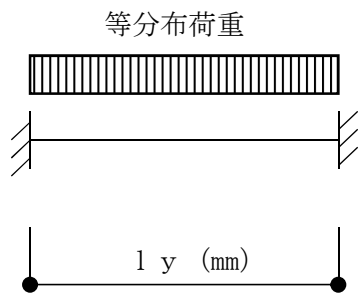


図 1.6-5 解析モデル (断面)

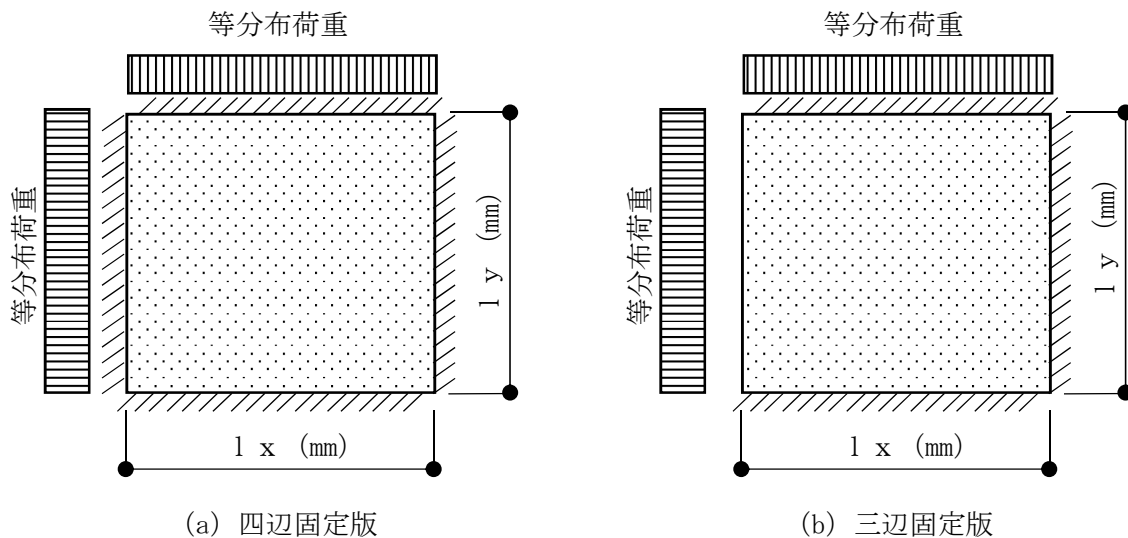


図 1.6-6 解析モデル (平面)

(2) 短期荷重の算出方法

短期荷重時の端部モーメント、中央モーメント及びせん断力の算出方法は下式の通り算出する。

○四辺固定版

- ・短辺の端部モーメント (M_{x1})

$$M_{x1} = \frac{1}{12} W_x \cdot (l_x \cdot 10^{-3})^2$$

- ・短辺の中央モーメント (M_{x2})

$$M_{x2} = \frac{1}{18} W_x \cdot (l_x \cdot 10^{-3})^2$$

- ・長辺の端部モーメント (M_{y1})

$$M_{y1} = \frac{1}{24} W \cdot (l_x \cdot 10^{-3})^2$$

- ・長辺の中央モーメント (M_{y2})

$$M_{y2} = \frac{1}{36} W \cdot (l_x \cdot 10^{-3})^2$$

- ・短辺のせん断力 (Q_{x1})

$$Q_{x1} = 0.52 \cdot W \cdot (l_x \cdot 10^{-3})$$

- ・長辺のせん断力 (Q_{y1})

$$Q_{y1} = 0.47 \cdot W \cdot (l_x \cdot 10^{-3})$$

○三辺固定版 (短辺・長辺同様の算定式により算出する)

- ・端部モーメント (M)

$$M = f_x \cdot W \cdot (l_x \cdot 10^{-3})^2$$

- ・せん断力 (Q)

$$Q = f_x \cdot W \cdot (l_x \cdot 10^{-3})$$

ここで、

l_x : 短辺有効スパン (mm)

l_y : 長辺有効スパン (mm)

W : 単位面積あたりの荷重 (kN/m²)

f_x : 辺長比 (l_y / l_x) により算出される係数*

$$W_x = (l_y \cdot 10^{-3})^4 \cdot W / ((l_x \cdot 10^{-3})^4 + (l_y \cdot 10^{-3})^4)$$

注* : 係数は、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 一許容応力度設計法-1999」に記載の数表により算出する。

4.5 評価条件

非常用海水冷却系エリア床スラブの強度評価に用いる入力値を表 1.6-6 に示す。

表 1.6-6 非常用海水冷却系エリアの強度評価に用いる入力値(1/2)

記号	単位	定義	数値
g	m/s ²	重力加速度	9.80665
H	mm	評価高さ	6400
ρ_0	t/m ³	海水の密度	1.03
l _x	mm	短辺長さ (タービン補機冷却用海水取水槽床スラブ)	6550
		短辺長さ (補機冷却用海水取水槽 (B) 床スラブ)	6550
		短辺長さ (補機冷却用海水取水槽 (C) 床スラブ)	6550
		短辺長さ (補機冷却用海水取水槽 (A) 床スラブ)	5125
l _y	mm	長辺長さ (タービン補機冷却用海水取水槽床スラブ)	10950
		長辺長さ (補機冷却用海水取水槽 (B) 床スラブ)	11000
		長辺長さ (補機冷却用海水取水槽 (C) 床スラブ)	6850
		長辺長さ (補機冷却用海水取水槽 (A) 床スラブ)	6250

5. 評価結果

非常用海水冷却系エリア床スラブの強度評価結果を表 1.6-7～表 1.6-10 に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 1.6-7 強度評価結果（タービン補機冷却用海水取水槽床スラブ）

方向		NS 方向（長辺方向）	EW 方向（短辺方向）
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		900 × 1000	
有効せい d (mm)		810	840
配筋	上端	D22@200	D22@200
	下端	D22@200	D22@200
曲げ モーメント	発生曲げ モーメント M (kN・m)	119.00	211.00
	許容曲げ モーメント M_A (kN・m)	473.14	490.67
	検定値 M/M_A	0.26	0.44
	判定	可	可
せん断力	発生せん断力 Q (kN)	205.00	226.80
	せん断スパン比による割 増係数 α	1.00	1.00
	許容せん断力 Q_A (kN)	857.59	889.35
	検定値 Q/Q_A	0.24	0.26
	判定	可	可

表 1.6-8 強度評価結果（補機冷却用海水取水槽（B）床スラブ）

方向		NS 方向（長辺方向）	EW 方向（短辺方向）
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		900 × 1000	
有効せい d (mm)		810	840
配筋	上端	D22@200	D22@200
	下端	D22@200	D22@200
曲げ モーメント	発生曲げ モーメント M (kN・m)	109.20	193.90
	許容曲げ モーメント M _A (kN・m)	473.14	490.67
	検定値 M / M _A	0.24	0.40
	判定	可	可
せん断力	発生せん断力 Q (kN)	188.00	208.00
	せん断スパン比による割 増係数 α	1.00	1.00
	許容せん断力 Q _A (kN)	857.59	889.35
	検定値 Q / Q _A	0.22	0.24
	判定	可	可

表 1.6-9 強度評価結果（補機冷却用海水取水槽(C)床スラブ）

方向		NS 方向（長辺方向）	EW 方向（短辺方向）
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		900 × 1000	
有効せい d (mm)		810	840
配筋	上端	D19@200	D19@200
	下端	D19@200	D19@200
曲げ モーメント	発生曲げ モーメント M (kN・m)	115.40	125.70
	許容曲げ モーメント M _A (kN・m)	350.88	363.88
	検定値 M / M _A	0.33	0.35
	判定	可	可
せん断力	発生せん断力 Q (kN)	198.70	219.90
	せん断スパン比による割 増係数 α	1.00	1.00
	許容せん断力 Q _A (kN)	857.59	889.35
	検定値 Q / Q _A	0.24	0.25
	判定	可	可

表 1.6-10 強度評価結果（補機冷却用海水取水槽（A）床スラブ）

方向		NS 方向（長辺方向）	EW 方向（短辺方向）
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		900 × 1000	
有効せい d (mm)		810	840
配筋	上端	D19@200	D19@200
	下端	D19@200	D19@200
曲げ モーメント	発生曲げ モーメント M (kN・m)	220.40	144.10
	許容曲げ モーメント M _A (kN・m)	350.88	363.88
	検定値 M / M _A	0.63	0.40
	判定	可	可
せん断力	発生せん断力 Q (kN)	231.60	182.00
	せん断スパン比による割 増係数 α	1.00	1.00
	許容せん断力 Q _A (kN)	857.59	889.35
	検定値 Q / Q _A	0.28	0.21
	判定	可	可

注：「補機冷却用海水取水槽（A）床スラブ」については、検討対象が2つあるため検定比が最大となるケースを記載する。

1.7 強度計算に用いた規格・基準について

1.7 強度計算に用いた規格・基準について

(1) 規格・基準の整合性について

規格・基準の整合性について、表 1.7-1 のとおりまとめる。なお、表の記載ルールは以下の通りである。

・「審査ガイド記載有無」については、以下のとおり分類を行う。

△：審査ガイドに記載がある規格・基準であり年度が異なるもの

－：審査ガイドに記載がない規格・基準

表 1.7-1 規格・基準の適合性について

	規格・基準名	審査ガイド 記載有無	使用箇所（資料名）	適応性
1	各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）	—	<ul style="list-style-type: none"> ・取水槽閉止板の強度計算書 ・水密扉の強度計算書 	先行プラントにおいて採用実績のある規格であり，適用性があると判断している。
2	港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009年版）	—	<ul style="list-style-type: none"> ・海水貯留堰の強度計算書 ・海水貯留堰（6号機設備）の強度計算書 	先行プラントにおいて採用実績のある規格（マニュアル）であり，適用性があると判断している。
3	日本工業規格（J I S）	—	<ul style="list-style-type: none"> ・取水槽閉止板の強度計算書 ・取水槽水位の強度計算書 ・水密扉の強度計算書 	設備設計に従来より採用している規格であり，強度計算に用いるアンカーボルト寸法，板材の質量等に用いている。

【その他、審査ガイドに記載のある規格・基準】

耐震津波設計に係る工認審査ガイド

	規格・基準名
1	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（(社) 土木学会，2002 年制定）
2	建築基準法・同施行令
3	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987（(社) 日本電気協会）
4	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版（(社) 日本電気協会）
5	原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1984（(社) 日本電気協会）
6	港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007 年版）
7	鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（(社) 日本建築学会，2005 改定）
8	鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 －許容応力度設計法－（(社) 日本建築学会，1999 改定）
9	道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（(社) 日本道路協会，平成 14 年 3 月）
10	発電用原子力設備規格 設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補含む）） J S M E S N C 1 - 2005 / 2007（(社) 日本機械学会）
11	防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成 27 年 12 月一部改訂）

耐震設計に係る工認審査ガイド

	規格・基準名
1	鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（(社) 日本建築学会，2005 改定）

1.8 アンカー設計に用いる規格・基準類の適用について

1.8 アンカー設計に用いる規格・基準類の適用について

(1) アンカー設計に用いる規格・基準類の適用について

外郭浸水防護設備である取水槽閉止板の設計においては、構造物の支持のためにアンカーを使用していることから、その許容限界値の評価に用いる指針等の適用性について検討する。

図 1.8-1 にアンカーへの指針等の適用性検討フローを示す。

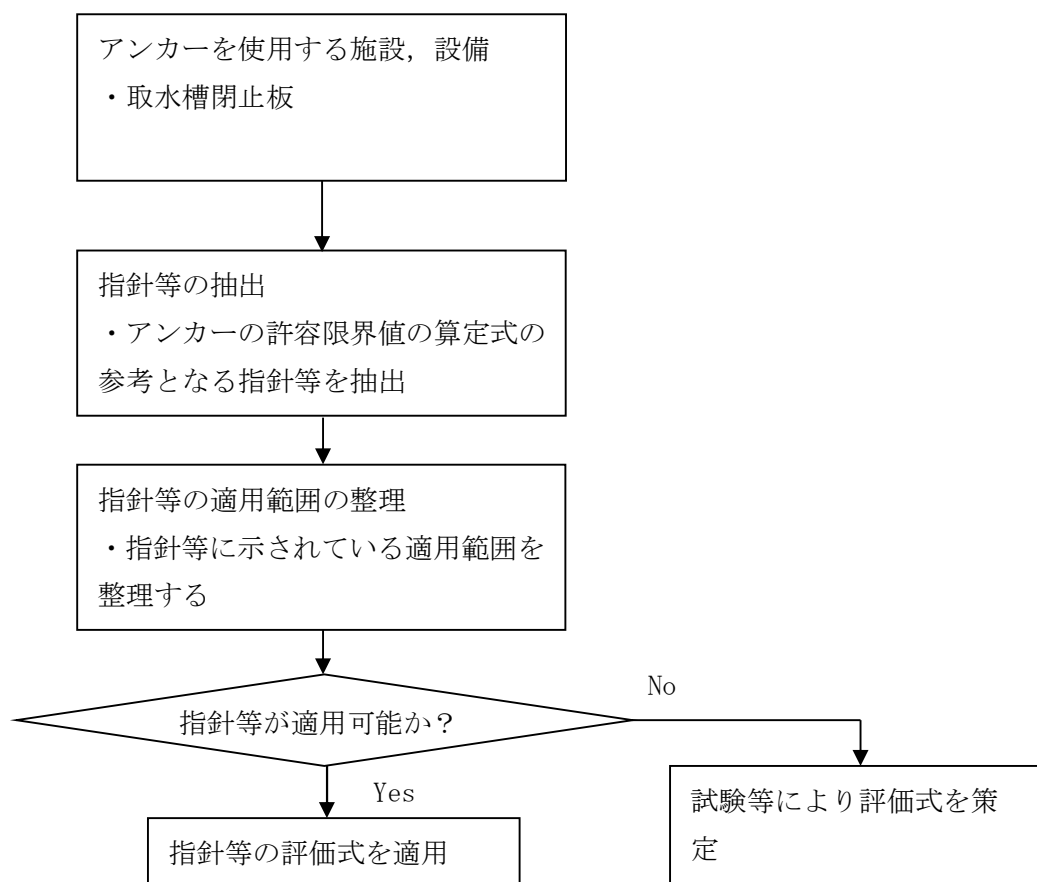


図 1.8-1 アンカーへの指針等の適用性検討フロー

a. 検討内容

(a) 指針等の抽出

取水槽閉止板に使用しているアンカーについては、後打ちアンカーとなることから、後打ちアンカーの許容限界値を算定する上での指針等として以下を参考とする。

- イ. 「各種合成構造設計指針・同解説（(社)日本建築学会，2010年改定）」
- ロ. 「あと施工アンカー工法設計施工の手引き（土木施工用）（(独)鉄道・運輸機構 鉄道建設本部 平成19年8月）」
- ハ. 「あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針（平成18年7月 国土交通省）」

(b) 指針等の適応範囲の整理

表 1.8-1 に指針等の主な適用範囲を示す。

表 1.8-1 指針等の主な適用範囲

文献	アンカーの種類	材料			設計	
		接着材	アンカー筋	母材	設計法	有効埋込み長さ
イ. 「各種合成構造設計指針・同解説」	接着系アンカー ・カプセル方式 ・注入方式	規格値を満足するもの	呼び径 9mm 以上 25mm 以下の棒鋼とする。	コンクリート	許容応力度法	7φ 以上
ロ. 「あと施工アンカー工法設計施工の手引き」	接着系アンカー ・カプセル方式 ・注入方式金属系アンカー	規格値を満足するもの	ボルト M8～M42，異形棒鋼 D6～D51 とする。	コンクリート	限界状態設計法	有機系 15φ 以上 無機系 30φ 以上
ハ. 「あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針」	接着系アンカー ・カプセル方式	規格値を満足するもの	径は呼び名が D13 以上 D22 以下とする。	コンクリート	許容応力度法	—

(c) 指針等の適用性

指針等の適用範囲を踏まえた、各設備、設備適用性の検討結果を表 1.8-2 に示す。検討の結果、全ての対象設備に対して「各種合成構造設計指針・同解説」が適用可能と判断する。

表 1.8-2 指針等の適用性

文献		構造物ごとの適用性
		取水槽閉止板
アンカーの種類		接着系あと施工アンカー
材料	接着材	有機系カプセル方式
	アンカー筋	M16
	母材	鉄筋コンクリート
設計	設計法	許容応力度法
	有効埋込み長さ	114mm
イ. 「各種合成構造設計指針・同解説」		適用可
適用性		○
ロ. 「あと施工アンカー工法設計施工の手引き」		許容応力度法により設計するため不適
適用性		×
ハ. 「あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針」		適用可
適用性		○

(d) 検討結果

取水槽閉止板に使用するアンカーの許容限界値の算定は、設備、施設ごとの特徴を踏まえ表 1.8-3 に示すとおりとする。

表 1.8-3 アンカーの許容限界値の算定に適用する規格、基準類

施設、設備	適用する規格、基準類
取水槽閉止板	各種合成構造設計指針・同解説

1.9 浸水防護施設の評価における風荷重・積雪荷重の設定について

1.9 浸水防護施設の評価における風荷重・積雪荷重の設定について

(1) 風荷重

風荷重を考慮する津波監視カメラについては、次に示すとおり、設計基準風速に伴う風荷重を考慮する。

風荷重はV-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき、設計基準風速 40.1m/s を使用する。その他の入力値（係数）については、「建築省告示第 1454 号（平成 12 年 5 月 31 日）」及び「建築物荷重指針・同解説(2015)（(社)日本建築学会）」に基づき設定する。表 1.9-1 に津波監視カメラの風荷重設定における入力値を示す。

$$P_k = C_f \times q$$

P_k : 風荷重 (kN)

C_f : 風力係数

q : 風荷重の速度圧 (kN/m²)

$$q = 0.6 \times E \times V_0^2$$

V_0 : 設計基準風速 (m/s)

E : 風荷重の速度圧の高さ方向の分布を表す係数

$$E = E_r^2 \times G_f$$

G_f : ガスト影響係数

E_r : 平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$$E_r = 1.7 \times (Z_b / Z_G)^\alpha \quad (\text{H が } Z_b \text{ 以下の場合})$$

$$E_r = 1.7 \times (H / Z_G)^\alpha \quad (\text{H が } Z_b \text{ 以上の場合})$$

H : 建築物の高さ

α : 地表面粗度区分による係数

Z_b : 地表面粗度区分による係数

Z_G : 地表面粗度区分による係数

表 1.9-1 津波監視カメラの風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 V_0 (m/s)	40.1	柏崎刈羽 6, 7 号の設計基準風速	—
ガスト影響係数 G_f	2.0	第一第 3 項に示す表の地表面粗度区分Ⅱ, H が 40 以上の場合におけるガスト影響係数	建設省告示第 1454 号
設置高さ H(m)	64.66	津波監視カメラの最高高さ (T.M.S.L. + 12.0m からの高さ)	—
地表面粗度区分による係数 α	0.15	地表面粗度区分Ⅱ	建設省告示第 1454 号
地表面粗度区分による係数 Z_b	5	地表面粗度区分Ⅱ	建設省告示第 1454 号
地表面粗度区分による係数 Z_G	350	地表面粗度区分Ⅱ	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表す係数 E_r	1.32	計算値	—
風荷重の速度圧の高さ方向の分布を表す係数 E	3.485	計算値	—
風荷重の速度圧 q(kN/m ²)	3360	計算値	—
外圧係数 C_{pe}	—	—	—
内圧係数 C_{pi}	—	—	—
風力係数 C_f	2.1	表 A6.14 に示される風力係数 (図 1.9-1 参照)	建築物荷重指針・同解説 (2015)

(5) 部材の風力係数 C

部材の風力係数は、表 A6.14 により定める。

表 A6.14 部材の風力係数 C

C_x	θ C_x C_y	θ C_x C_y	θ C_x C_y
1.2	0° 2.1 0 45° 1.6 1.6	0° 2.4 0 45° 1.6 0.7 90° 0 0.8	0° 2.1 0 30° 2.1 -0.2 60° 0.7 1.1
θ C_x C_y	θ C_x C_y	θ C_x C_y	θ C_x C_y
0° 1.2 0 45° 0.8 0.8 90° 0.6 0.5 135° -1.7 0.6 180° -2.3 0	0° 1.1 0 45° 0.8 0.7 90° 0.9 0.5 135° -2.3 0.6 180° -2.5 0	0° 2.0 0 45° 1.8 0.1 90° 0 0.1	0° 1.9 2.2 45° 2.3 2.3 90° 2.2 1.9 135° -1.9 -0.6 180° -2.0 0.3 225° -1.4 -1.4
θ C_x C_y	θ C_x C_y	θ C_x C_y	θ C_x C_y
0° 2.0 1.1 45° 2.3 1.1 90° 1.8 0.8 135° -1.7 0 180° -2.0 0.1	225° -1.5 -0.6 270° 0.6 -0.8 315° 1.2 -0.2	0° 2.1 0 45° 2.1 0.6 90° ±0.6 0.7	0° 2.6 0 45° 2.0 0.8 90° ±0.6 0.8 135° -1.6 0.6 180° -2.0 0

[注] 風荷重を算定する際に用いる面積は風向によらず、 bl (b :部材幅、 l :部材長)(m^2)とする。

ネット

充実率 ϕ	C_x
0	2.0
0.2	2.0
0.6	2.7
≥ 0.9 (平板の場合も含む)	2.0

[注] ネットの風荷重を算出する際に用いる面積は $b\phi$ (m^2)とする。充実率 ϕ の定義は表 A6.12に同じとし、表に掲げる充実率 ϕ の数値の中間値については、直線補間した値とする。

図 1.9-1 建築物荷重指針・同解説 (2015) の表 A6.14 に示される風力係数

(2) 積雪荷重

積雪荷重を考慮する津波監視カメラについては、次に示すとおり積雪荷重を考慮する。

積雪荷重は、V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき、積雪量 115.4cm を使用する。1cm あたりの積雪の単位荷重については新潟県建築基準法施行細則に基づく積雪の単位荷重（積雪 1cm 当たり 29.4N/m²）を使用する。表 1.9-2 に積雪荷重を示す。

$$P_s = \rho_s \times A_s \times d_s$$

P_s : 積雪荷重(N)

ρ_s : 1cm 当たりの積雪荷重(N/m²)

A_s : 積雪面積(m²)

d_s : 積雪高さ(cm)

表 1.9-2 津波監視カメラの積雪荷重の入力値

1cm 当たりの積雪荷重 ρ_s (N/m ²)	積雪高さ d_s (cm)	単位面積当たりの積雪荷重 P_s/A_s (N/m ²)
29.4	115.4	3393*

注記* : 少数点以下を切り上げ

2. 浸水防護施設の耐震，強度計算に関する補足説明

2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	8
3. 耐震評価	10
3.1 評価対象断面	10
3.2 解析方法	13
3.2.1 地震応答解析手法	14
3.2.2 構造部材	15
3.2.3 耐震評価における解析ケース	15
3.3 荷重及び荷重の組合せ	18
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	18
3.3.2 荷重	19
3.3.3 荷重の組合せ	19
3.4 入力地震動	23
3.5 解析モデル及び諸元	50
3.5.1 解析モデルの設定	50
3.5.2 使用材料及び材料定数	65
3.5.3 地盤及び地盤改良体の解析用物性値	66
3.5.4 地下水位	68
3.6 評価対象部位	69
3.6.1 構造部材の健全性評価	69
3.6.2 基礎地盤の支持性能評価	69
3.6.3 構造物の変形性評価	69
3.7 許容限界	70
3.7.1 構造部材の健全性に対する許容限界	70
3.7.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	72
3.7.3 構造物の変形性に対する許容限界	74
3.8 評価方法	75
3.8.1 構造部材の健全性評価	75
3.8.2 基礎地盤の支持性能評価	87
3.8.3 構造物の変形性評価	87
4. 評価結果	90
4.1 地震応答解析結果	90
4.2 耐震評価結果	100

4.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果	100
4.2.2 基礎地盤の支持力に対する評価結果	109
4.2.3 構造物の変形性に対する評価結果	112
4.3 まとめ	115

参考資料

(参考資料 1) 地震時における鋼管矢板継手部の健全性について	(参考) 1-1
(参考資料 2) 鋼管矢板継手の根入れ長について	(参考) 2-1
(参考資料 3) 海水貯留堰接続部の耐震評価に用いる水平震度及び作用荷重の算出 について	(参考) 3-1
(参考資料 4) 漏水試験及び変形試験について	(参考) 4-1
(参考資料 5) 止水ゴム取付部鋼材及び止水ゴムの根入れ部について	(参考) 5-1
(参考資料 6) 止水ゴム取付部鋼材に作用する分布荷重の算出方法について	(参考) 6-1

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、海水貯留堰が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び止水性を有していることを確認するものである。

海水貯留堰に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

海水貯留堰の位置図を図 2.1-2-1 に示す。

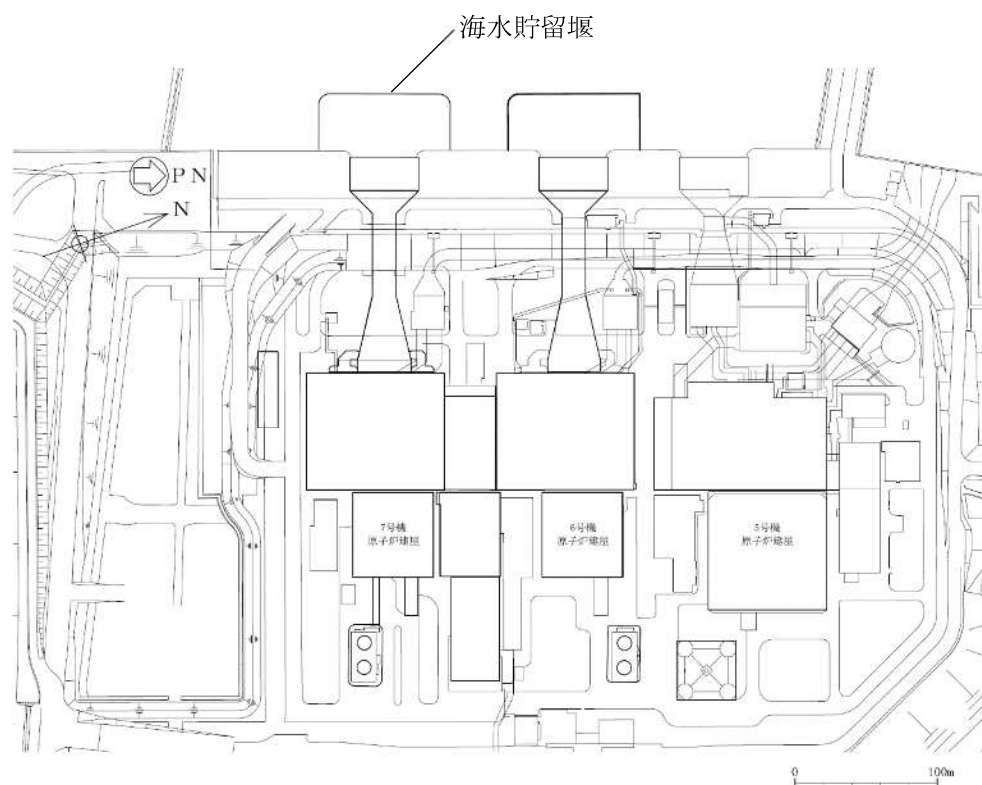


図 2.1-2-1 (1) 海水貯留堰の位置図 (全体平面図)

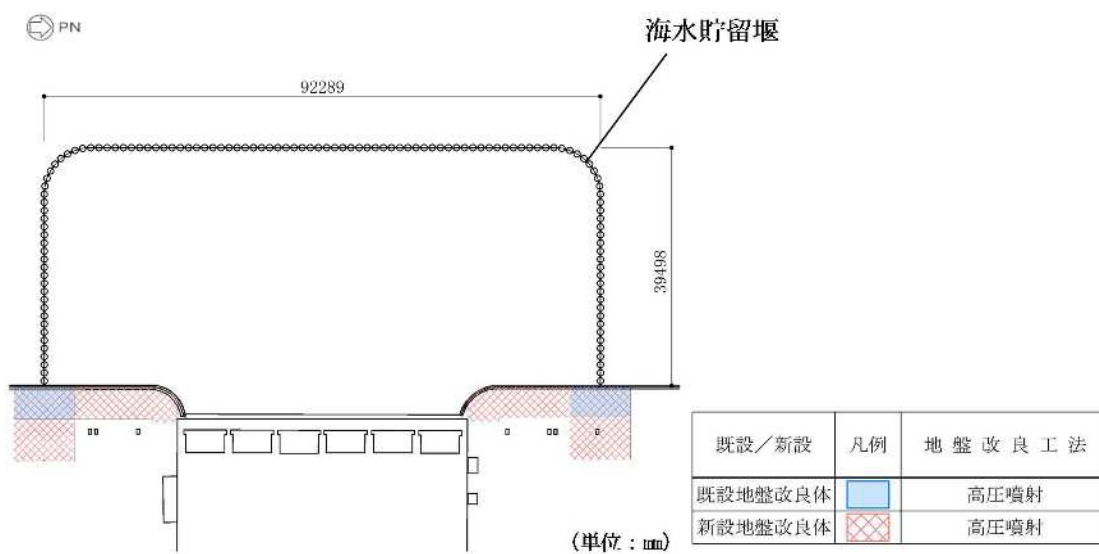


図 2.1-2-1 (2) 海水貯留堰の位置図 (拡大図)

2.2 構造概要

海水貯留堰の平面図を図 2.1-2-2、標準図を図 2.1-2-3 に示す。

海水貯留堰は、その機能及び目的から海水貯留堰本体及び取水護岸接続部に区分され、このうち海水貯留堰本体は鋼管矢板と鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手、取水護岸接続部は止水ゴム及び止水ゴム取付部鋼材より構成される。また、鋼管矢板には、海水による腐食防止のため、電気防食が施されている。取水護岸は、海水貯留堰の間接支持構造物であり、前面鋼矢板より構成される。また、前面鋼矢板には、海水による腐食防止のため、電気防食が施されている。

鋼管矢板は、 $\phi 1100\text{mm}$ の炭素鋼鋼管であり、全 122 本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は、下端を十分な支持性能を有する古安田層もしくは西山層に支持される。天端は、原子炉補機冷却海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため、海底地盤レベル T. M. S. L. -5.5m に対して天端高さを T. M. S. L. -3.5m としており、約 2m の堰高さを有する。海水貯留堰の寸法は、約 $92\text{m} \times$ 約 40m である。

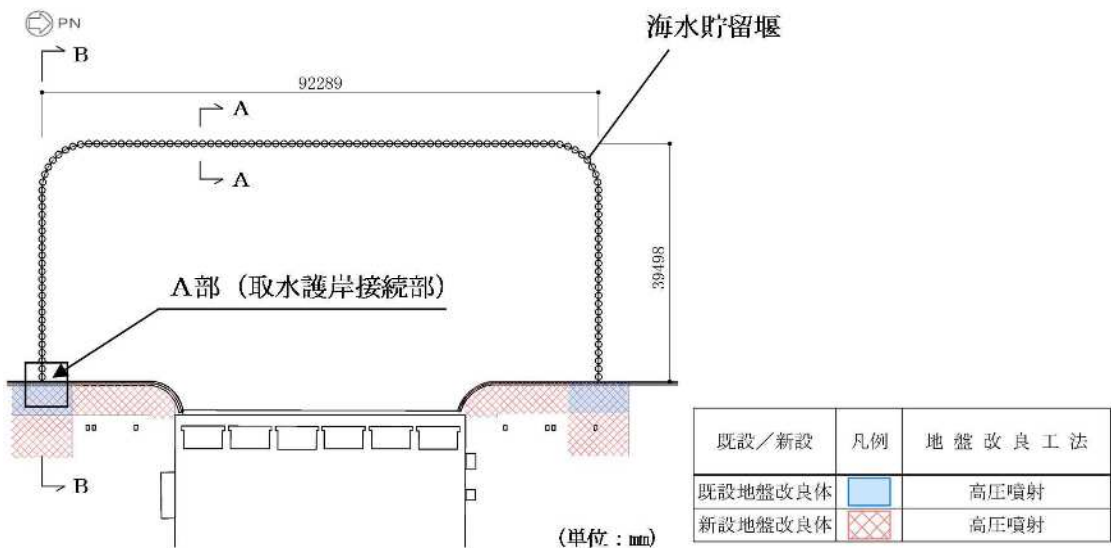


図 2.1-2-2 (1) 海水貯留堰の平面図

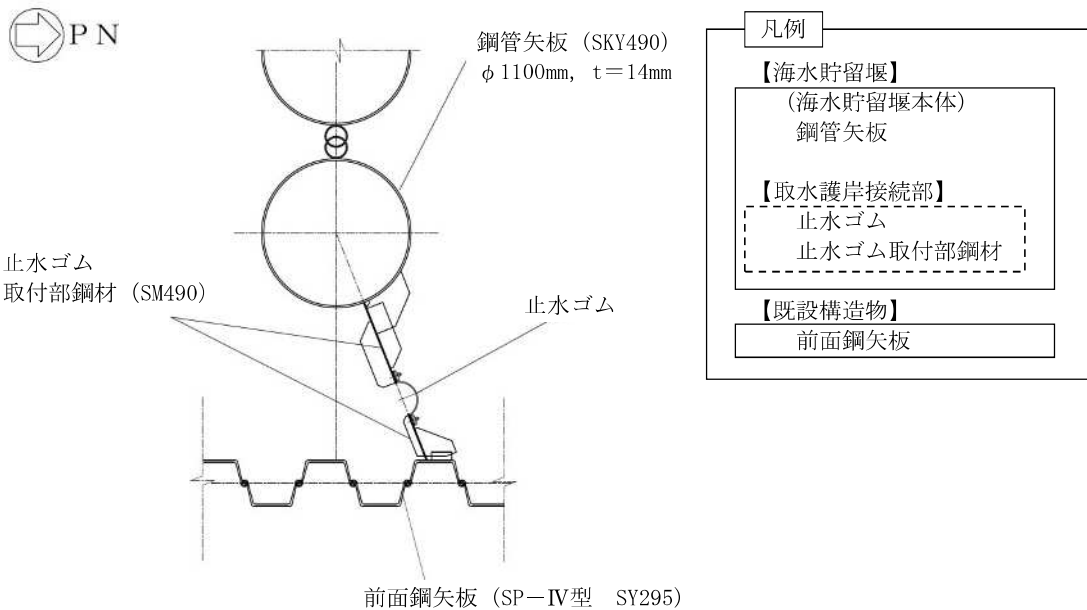
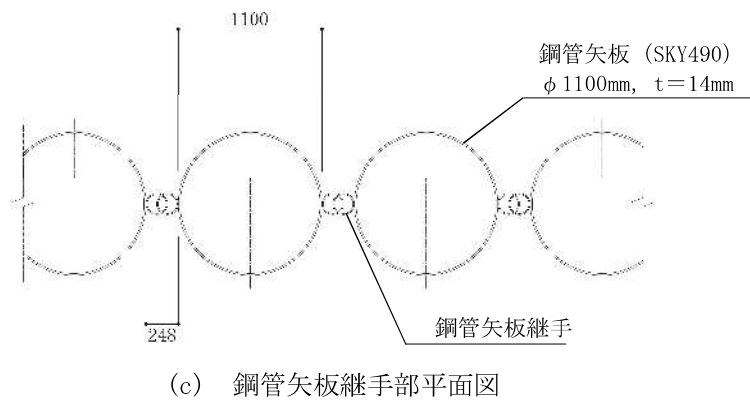
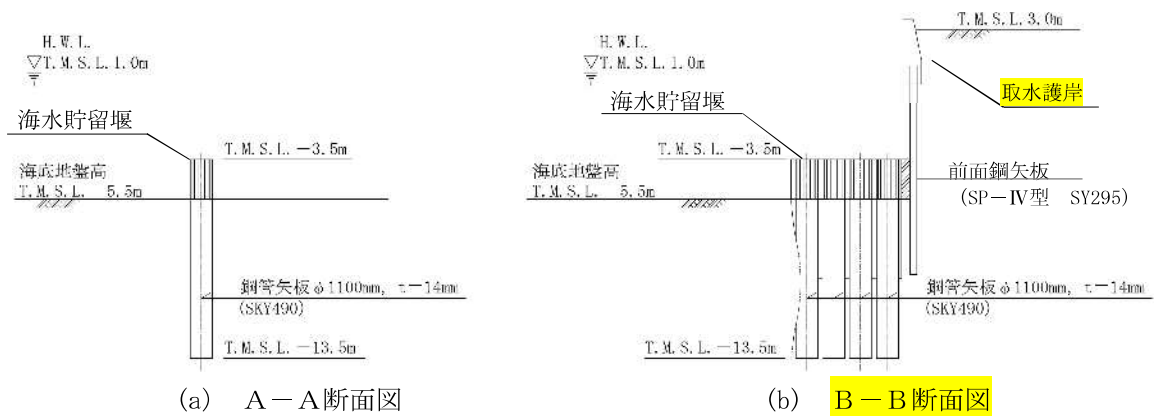


図 2.1-2-2 (2) 海水貯留堰の平面図 (A部拡大)



(単位 : mm)

図 2.1-2-3 海水貯留堰の標準図

2.3 評価方針

海水貯留堰は、設計基準対象施設においては、Sクラス施設である浸水防護施設及び非常用取水設備である屋外重要土木構造物に、重大事故等対処施設においては、常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

海水貯留堰の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の評価として、表 2.1-2-1 の海水貯留堰の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

海水貯留堰の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる地盤剛性及び液状化強度特性は、地盤の代表性及び網羅性を踏まえた上で、ばらつき等を考慮して設定する。

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

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

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

構造物の変形性評価については、止水ゴムの変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

海水貯留堰の耐震評価フローを図 2.1-2-4 に示す。

ここで、海水貯留堰は、運転時、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等について、耐震評価における手法及び条件に有意な差異はなく、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

なお、海水貯留堰を構成する各鋼管矢板は、継手部を介して隣接鋼管矢板により鋼管矢板の軸方向に沿って拘束されており、軸方向の断面係数は、法線直角方向と比べて大きいことから、明確な強軸断面方向である。したがって、強軸断面方向の水平力により鋼管矢板に発生する曲げモーメントは比較的小さく、強軸断面方向の曲げの影響はほとんど受けないことから、KK7 補足-024-4「水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する検討について」に示すように、従来設計手法における評価対象断面以外の 3 次元的な応答特性が想定される箇所が無いことを確認した。

表 2.1-2-1 海水貯留堰の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管矢板	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
		止水ゴム取付部鋼材	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
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認	終局鉛直支持力*
止水性を損なわないこと	構造物の変形性	止水ゴム	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

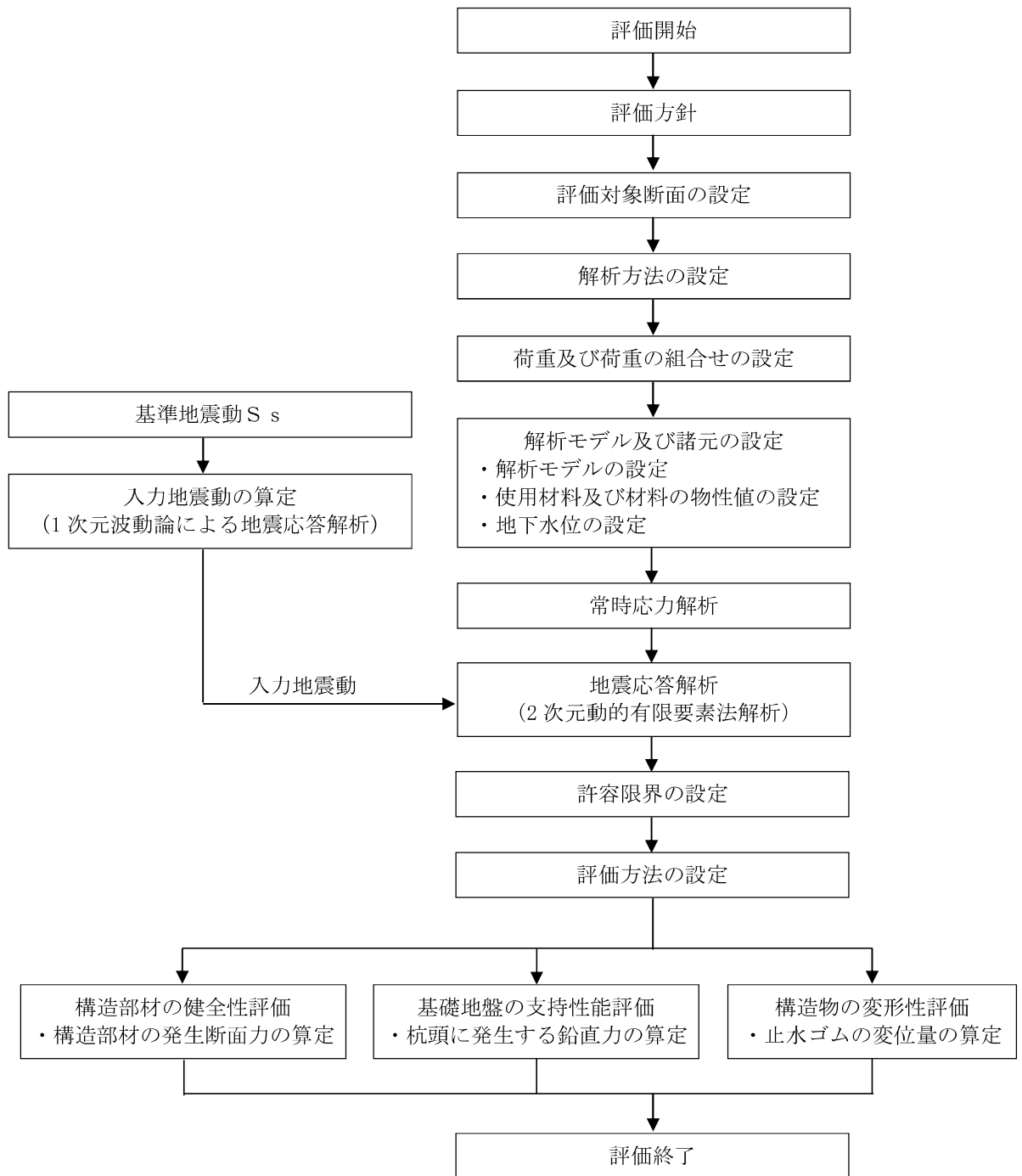


図 2.1-2-4 海水貯留堰の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。また，表 2.1-2-2 に各項目で適用する規格，基準類を示す。

- コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)
- 道路橋示方書 (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)
- 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (日本電気協会)
- 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (国土交通省港湾局, 2007 版)
- 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 J E A C 4 6 1 6-2009 (日本電気協会)
- 港湾鋼構造物防食・補修マニュアル (沿岸技術研究センター, 2009 年版)
- 港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月)
- 鋼矢板 設計から施工まで (鋼管杭協会, 平成 12 年 3 月)

表 2.1-2-2 各項目で適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年)	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年)	・永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	【鋼管矢板・止水ゴム取付部鋼材】 ・道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成14年3月) ・港湾鋼構造物防食・補修マニュアル(2009年版) ・鋼矢板 設計から施工まで(平成12年3月)	・曲げに対する照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は, 発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	【基礎地盤の支持性能】 ・道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成14年3月) ・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	・基礎地盤の支持性能に対する照査は, 杭頭に発生する鉛直力が終局鉛直支持力を下回ることを確認*
評価方法	・港湾の施設の技術上の基準・同解説(2007版) ・鋼矢板 設計から施工まで(平成12年3月)	・腐食代の設定
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987	・有限要素法による2次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

海水貯留堰は、取水口前面の海中に設置する鋼管矢板を連結した構造物であり、取水護岸に接続している。鋼管矢板の根入れは 8m であり、西山層若しくは古安田層に直接設置される。

海水貯留堰の評価対象断面位置図を図 2.1-3-1 に示す。構造物の耐震設計における評価対象断面は図 2.1-3-1 の A-A 断面及び B-B 断面とする。海水貯留堰の評価対象断面図を図 2.1-3-2 に示す。

図 2.1-3-3 に古安田層基底面図を示す。図 2.1-3-3 より、南北方向では南に向かって古安田層の基底面が深くなり、東西方向では東に向かって古安田層の基底面は深くなる。古安田層の基底面が深いほうが地震時の応答が大きくなると考えられるため、海水貯留堰本体及び接続部に着目した評価対象断面として A-A 断面及び B-B 断面を選定し、基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

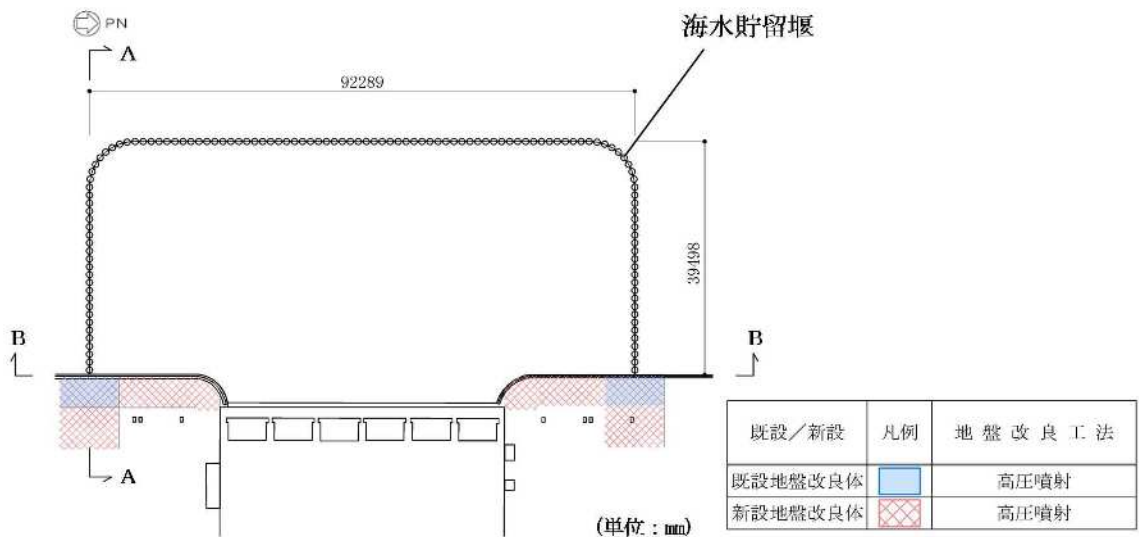


図 2.1-3-1 海水貯留堰の評価対象断面位置図

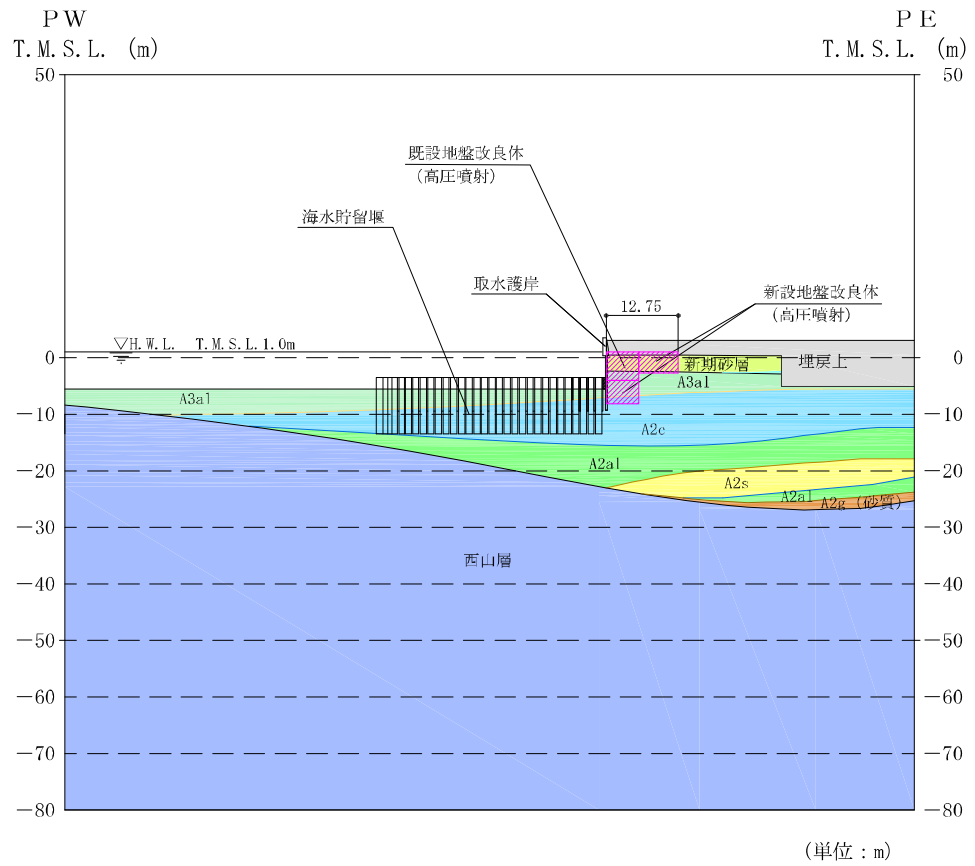
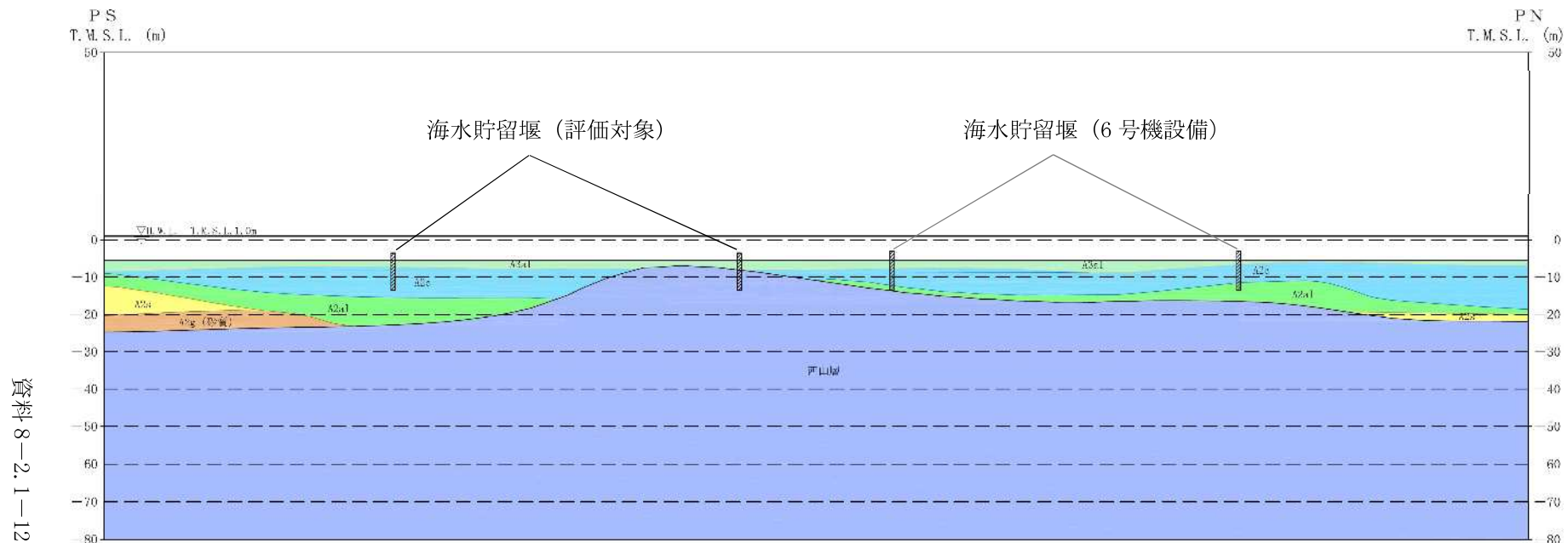


図 2.1-3-2 (1) 海水貯留堰の評価対象断面図 (A-A断面)



資料 8-2.1-12

(単位 : m)

図 2.1-3-2 (2) 海水貯留堰の評価対象断面図 (B-B 断面)

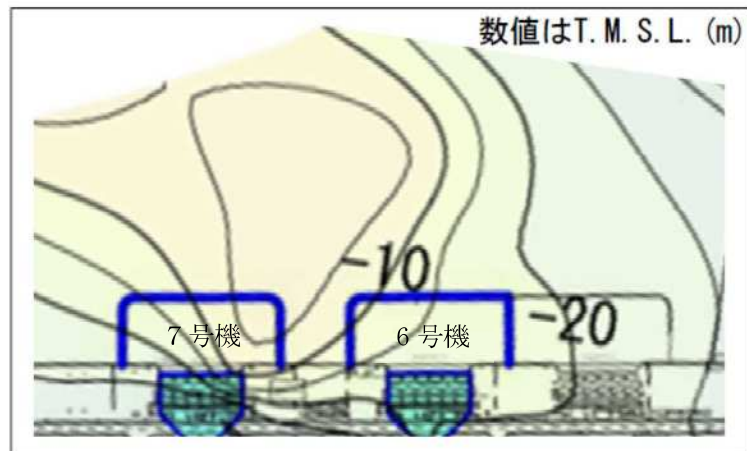


図 2.1-3-3 古安田層基底面図

3.2 解析方法

海水貯留堰の地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針 2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析では、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手法を用いる。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.4.1」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.1 地震応答解析手法

海水貯留堰の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。海水貯留堰を構成する鋼管矢板は、線形はり要素でモデル化する。地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-Dモデル）を選定する。

地震応答解析手法の選定フローを図2.1-3-4に示す。

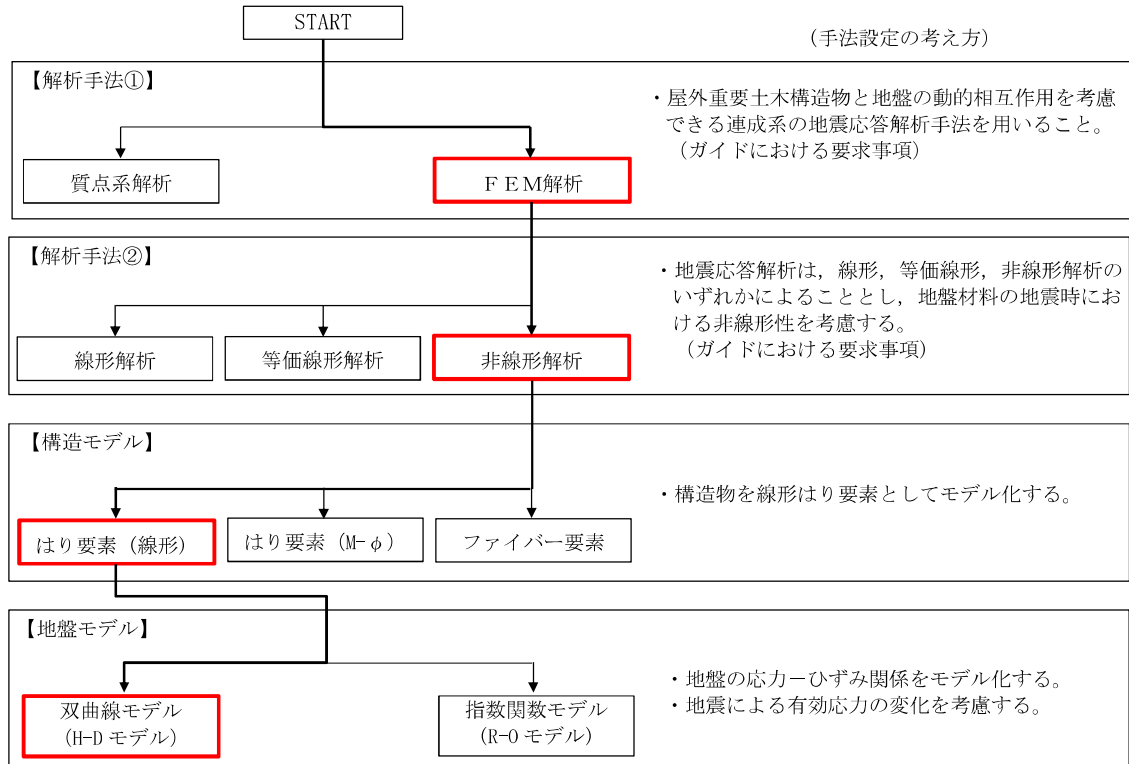


図 2.1-3-4 地震応答解析手法の選定フロー

3.2.2 構造部材

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。

3.2.3 耐震評価における解析ケース

海水貯留堰の耐震評価における解析ケースを表2.1-3-1に示す。

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

地盤の液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 σ を用いて、液状化強度特性を (-1σ) にて設定する（解析ケース①，②，③）。

また、構造物への応答加速度に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する（解析ケース④，⑤）。

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、①の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また、全ての基準地震動 S_s に対し基本として実施した①の解析ケースにおいて、各照査値が最も厳しい地震動を用い、②～⑤の解析ケースを実施する。

最も厳しい地震動の選定は、照査値1.0に対して2倍の余裕となる照査値0.5以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

追加解析を実施する地震動の選定フローを図2.1-3-5に示す。

表 2.1-3-1 海水貯留堰の耐震評価における解析ケース

解析ケース		①		②		③		④		⑤	
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース		非液化化の条件を仮定した解析ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮して非液化化の条件を仮定した解析ケース	
地盤剛性の設定		地盤剛性 (平均値)		地盤剛性 (+1σ)		地盤剛性 (-1σ)		地盤剛性 (平均値)		地盤剛性 (+1σ)	
液化化強度特性の設定		液化化強度特性 (-1σ)		液化化強度特性 (-1σ)		液化化強度特性 (-1σ)		液化化パラメータを非適用		液化化パラメータを非適用	
地震動 (位相)	Ss-1	++	実施								
		-+	実施								
		+-	実施								
		--	実施								
	Ss-2		実施								
	Ss-3	++	実施		全ての基準地震動 S _s に対して実施する①の解析ケース (基本ケース) において、せん断力照査、曲げ軸力照査及び支持力照査について、各照査値が最も厳しい (許容限界に対する余裕が最も小さい) 地震動を用い、②～⑤より追加解析ケースを実施する。 また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。						
		-+	実施								
		+-	実施								
		--	実施								
	Ss-4		実施								
	Ss-5		実施								
	Ss-6		実施								
	Ss-7		実施								
	Ss-8	++	実施								
-+		実施									

注：表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

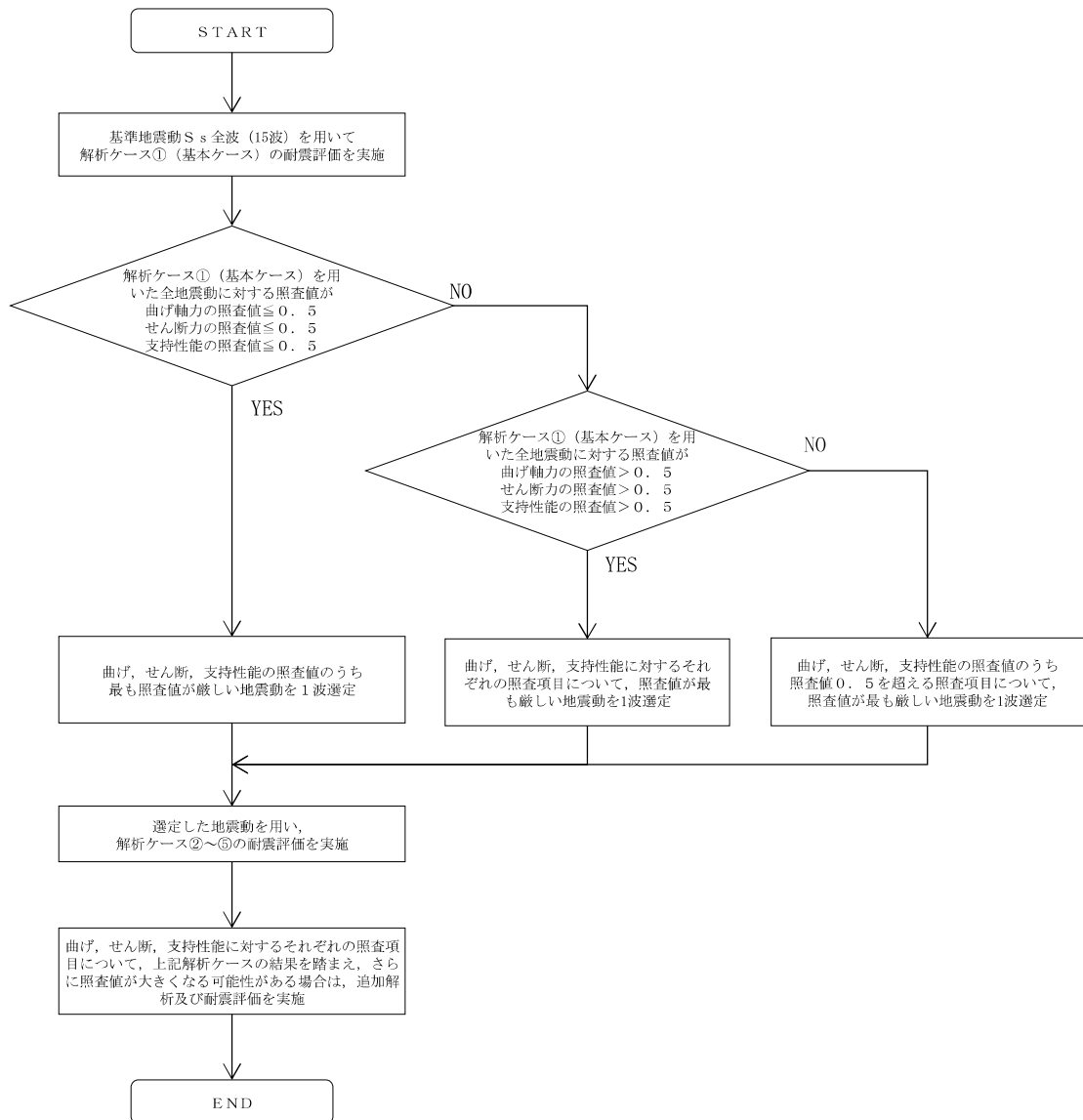


図 2.1-3-5 追加解析を実施する地震動の選定フロー

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

海水貯留堰の地震応答解析において，地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

海中構造物であるため，積雪及び風による影響は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

海水貯留堰の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の耐震評価に用いる荷重の組合せを表2.1-3-2及び表2.1-3-3に、荷重作用図を図2.1-3-6及び図2.1-3-7に示す。

なお、鋼管矢板の耐震評価における荷重は、「3.2 解析方法」に示すとおり2次元有効応力解析を用いた解析手法の中で、考慮されている。

表 2.1-3-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + S _s

G : 固定荷重

S_s : 地震荷重

表 2.1-3-3 荷重の組合せ (鋼管矢板 地震時)

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	部材自重	○ ・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
		機器・配管自重	— ・機器・配管設備はないことから、考慮しない
		土被り荷重	— ・土被りはないため、考慮しない
		上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる構造物はないため考慮しない
	静止土圧		○ ・常時応力解析により算定する
	外水圧		— ・静水圧を考慮するが、堰内外で水位差がないため鋼管矢板に荷重は載荷しない
	内水圧		— ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない
	積雪及び風荷重		— ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない
偶発荷重	水平地震力	○	・基準地震動 S _s による水平及び鉛直同時加振を考慮する
	鉛直地震力	○	
	動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする

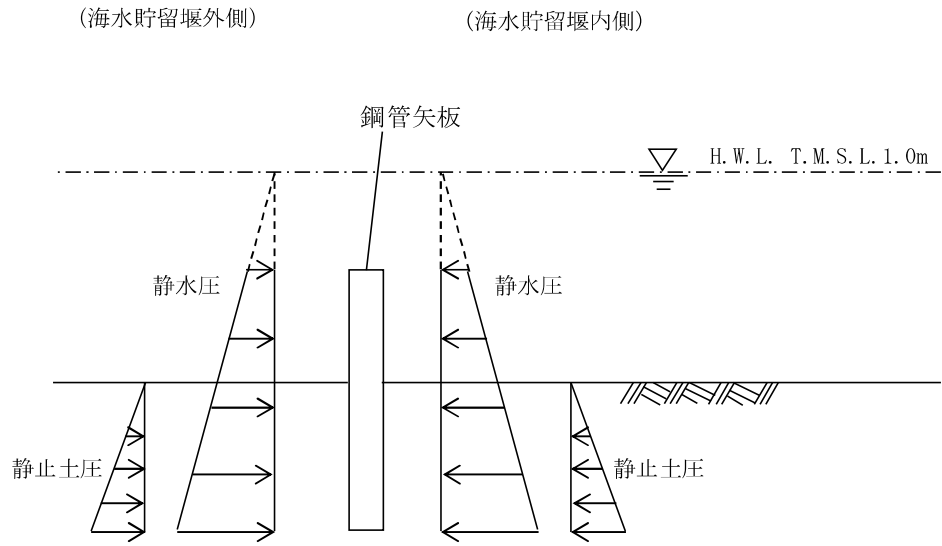


図 2.1-3-6 荷重作用図 (鋼管矢板 常時)

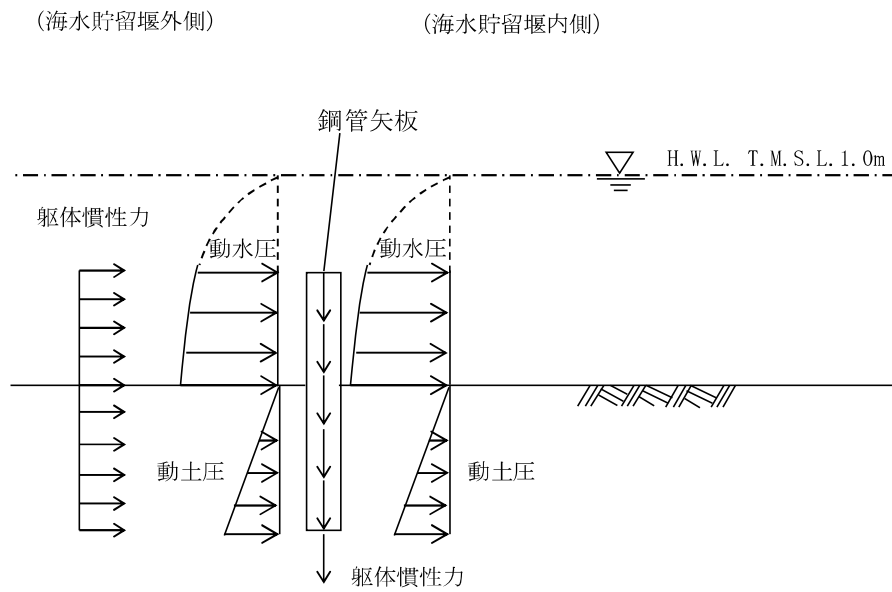


図 2.1-3-7 荷重作用図 (鋼管矢板 地震時)

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の耐震評価に用いる荷重の組合せを表2.1-3-4及び表2.1-3-5に、荷重作用図を図2.1-3-8に示す。

なお、止水ゴム取付部鋼材の耐震評価における荷重は、「3.2 解析方法」に示す2次元有効応力解析から得られる結果を用いて算出されており、構成部材を適切にモデル化した解析の中で、考慮されている。評価方法の詳細は、「3.8 評価方法 (2) 止水ゴム取付部鋼材」に示す。

止水ゴムからの作用荷重を保守的に評価するために、止水ゴム作用力を作用荷重として考慮する。

慣性力及び動水圧については、「3.2.3 耐震評価における解析ケース」に示す解析ケース及び「3.4 入力地震動」に示す基準地震動 S_s を考慮した2次元有効応力解析から得られる最大加速度を用いて算出する。加速度抽出断面は、動水圧及び止水ゴム作用力等の荷重作用方向と、NS方向 (B-B断面) により得られる最大加速度方向が、同一の方向であることを考慮し、B-B断面を選定する。(参考資料3) に示すとおり、海水貯留堰 (南側) は水平震度 $k_h=0.95$ (S_s-1+ 、解析ケース①：基本ケース)、海水貯留堰 (北側) は水平震度 $k_h=1.28$ (S_s-1- 、解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース) を用いている。

表 2.1-3-4 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + S_s$

G : 固定荷重

S_s : 地震荷重

表 2.1-3-5 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材 地震時）

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	部材自重	○ ・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
		機器・配管自重	— ・機器・配管設備はないことから、考慮しない
		土被り荷重	— ・土被りはないため、考慮しない
		上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる構造物はないため考慮しない
	静止土圧		— ・静止土圧は考慮しない
	外水圧		— ・堰内外で水位差がないため、考慮しない
	内水圧		— ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない
	積雪及び風荷重		— ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない
偶発荷重	水平地震力	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する
	鉛直地震力	—	
	動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする
	止水ゴム作用力	○	・止水ゴムに作用する動水圧による荷重を考慮する

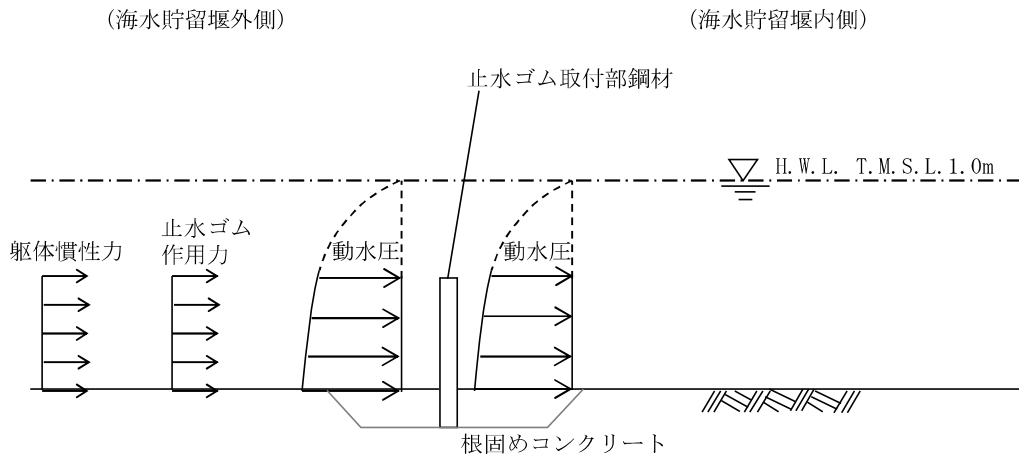


図 2.1-3-8 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 地震時）

3.4 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を 1 次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動の設定においては、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデル（入力地震動作成モデル）とし、原子炉建屋と同様のものをを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 2.1-3-9 に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 2.1-3-10 に示す。入力地震動の算定には解析コード「S L O K ver. 2.0」を使用する。

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

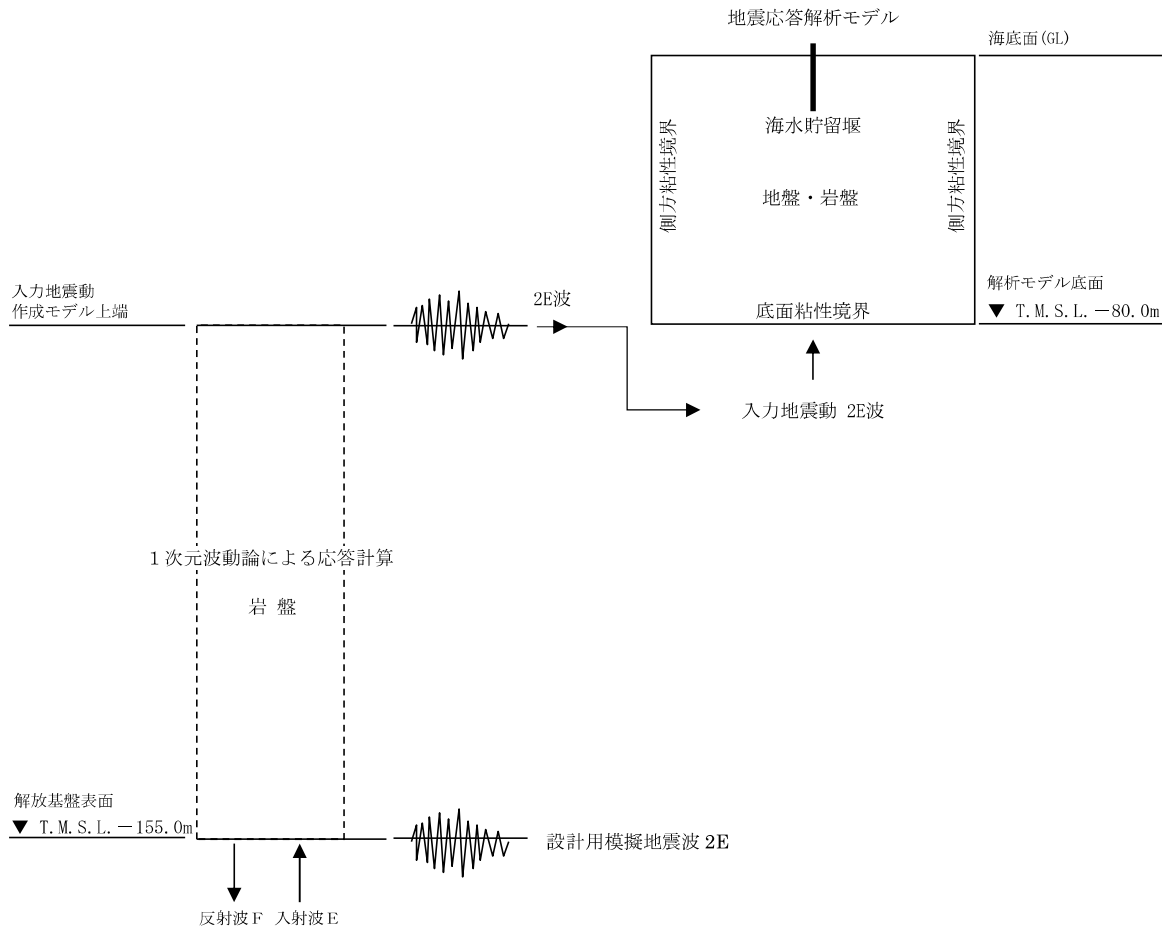
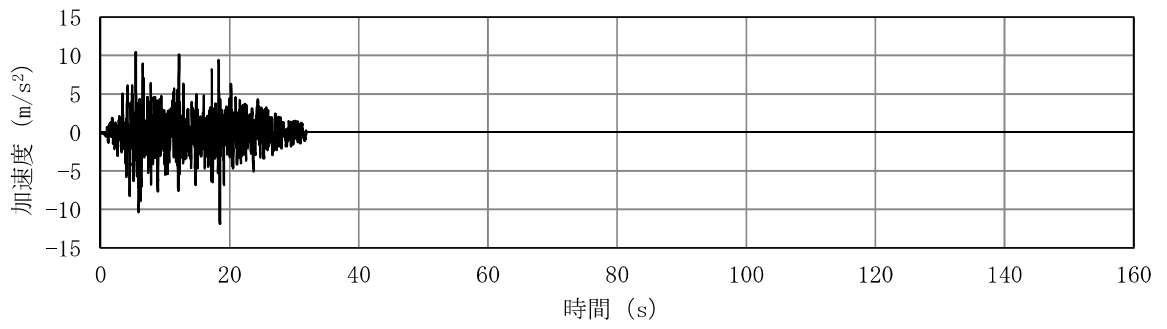
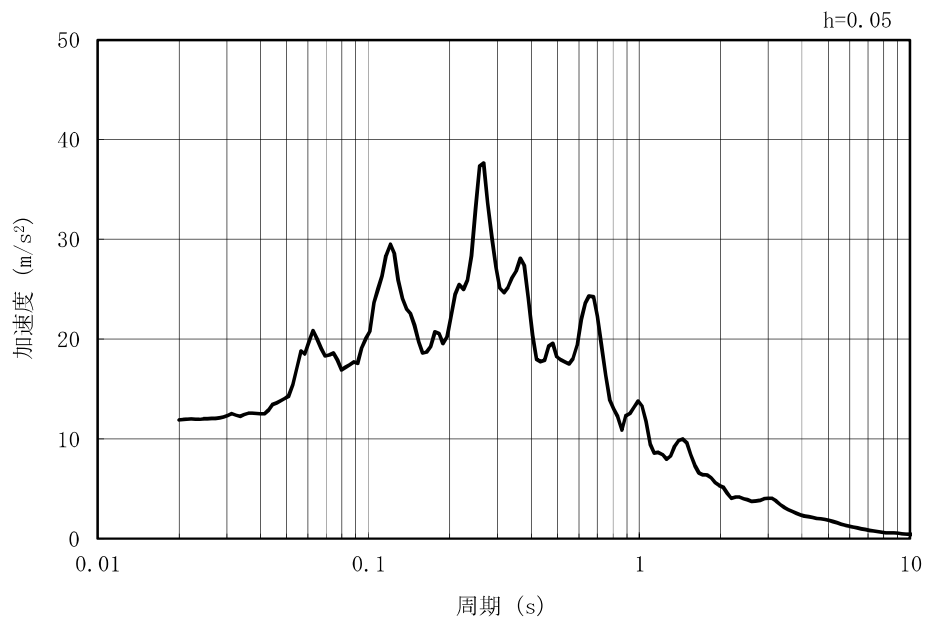


図 2.1-3-9 入力地震動算定の概念図

MAX 11.9m/s² (18.51s)



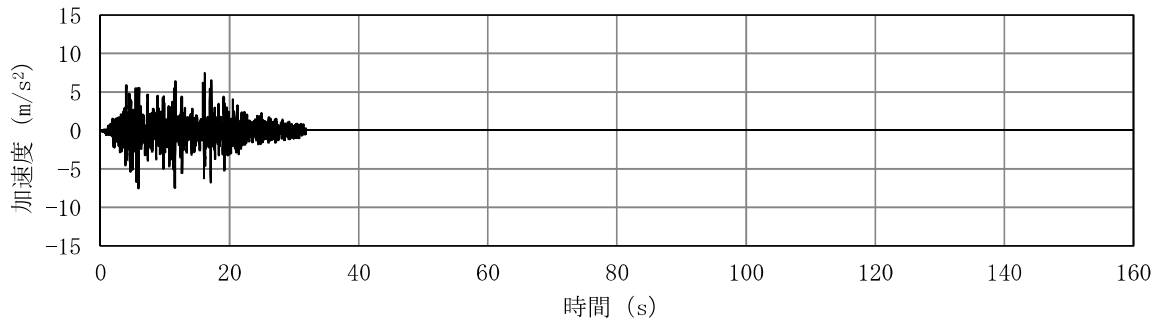
(a) 加速度時刻歴波形



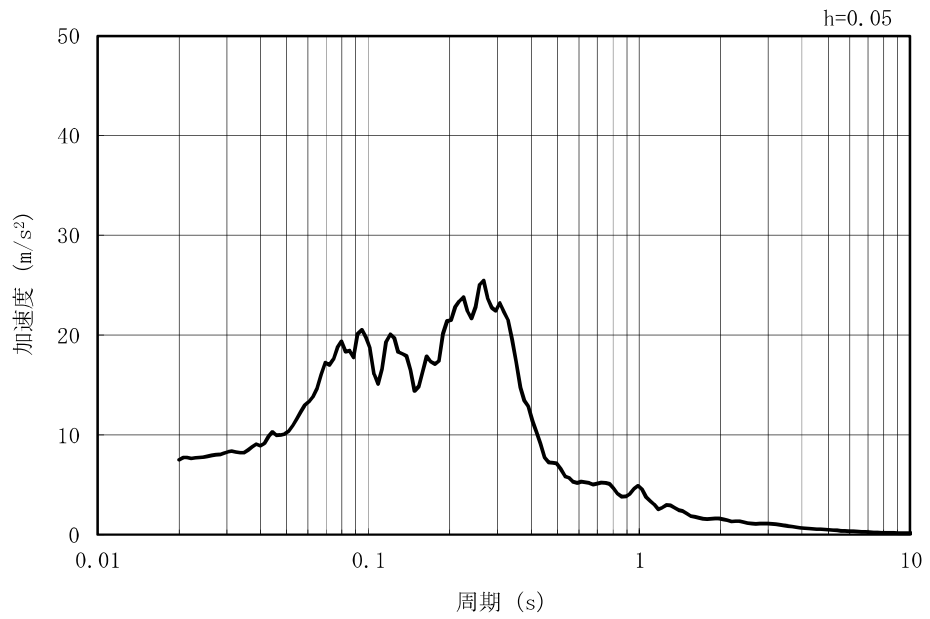
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(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 : Ss-1)

MAX 7.49m/s² (5.88s)



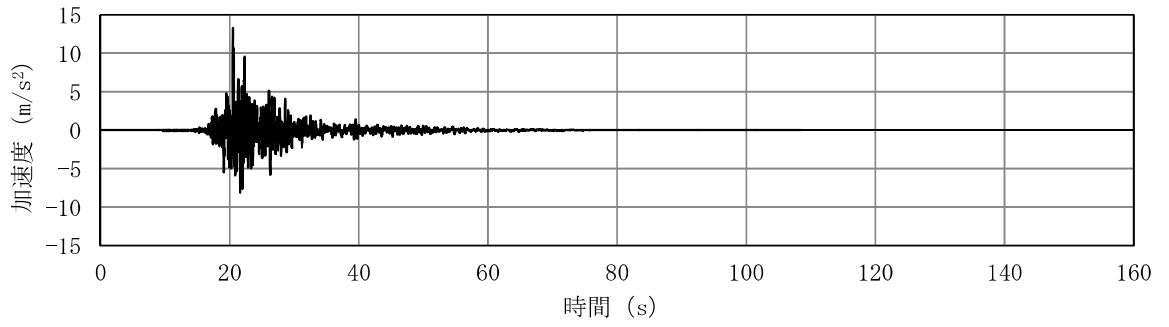
(a) 加速度時刻歴波形



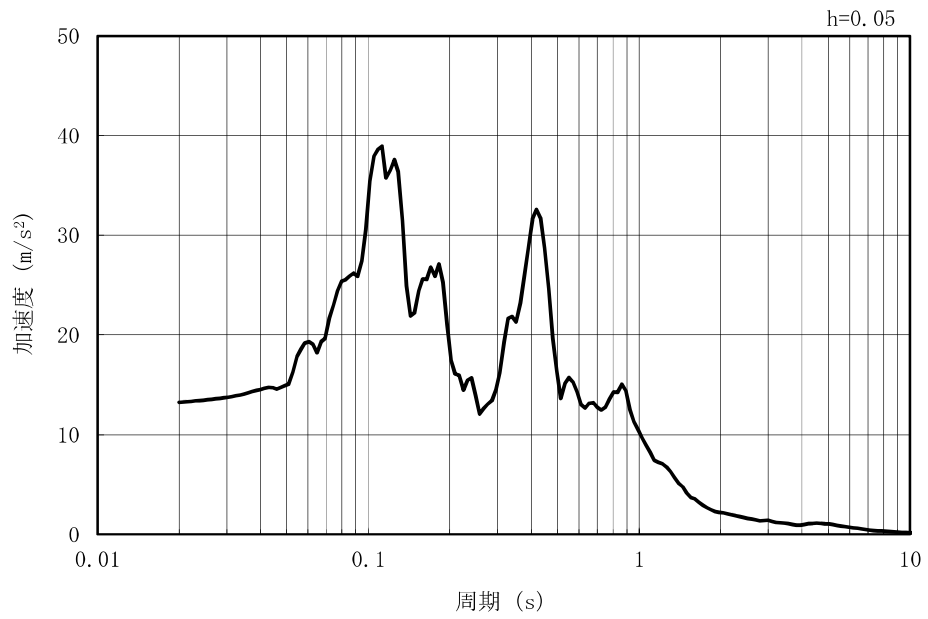
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(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：Ss-1)

MAX 13.2m/s² (20.51s)



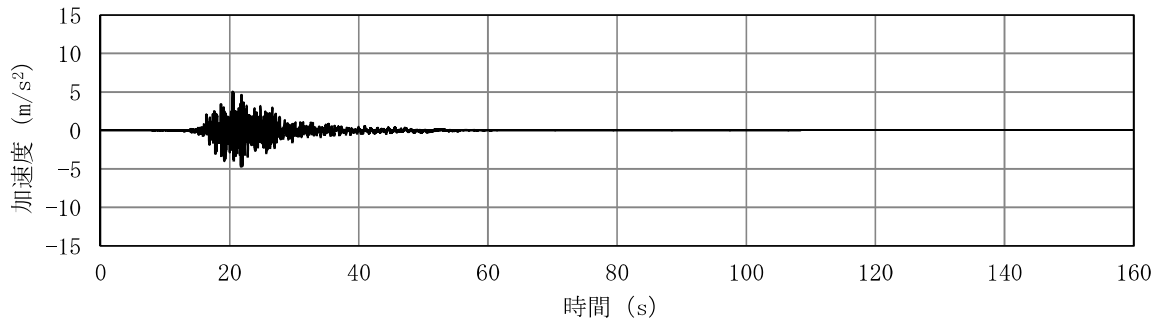
(a) 加速度時刻歴波形



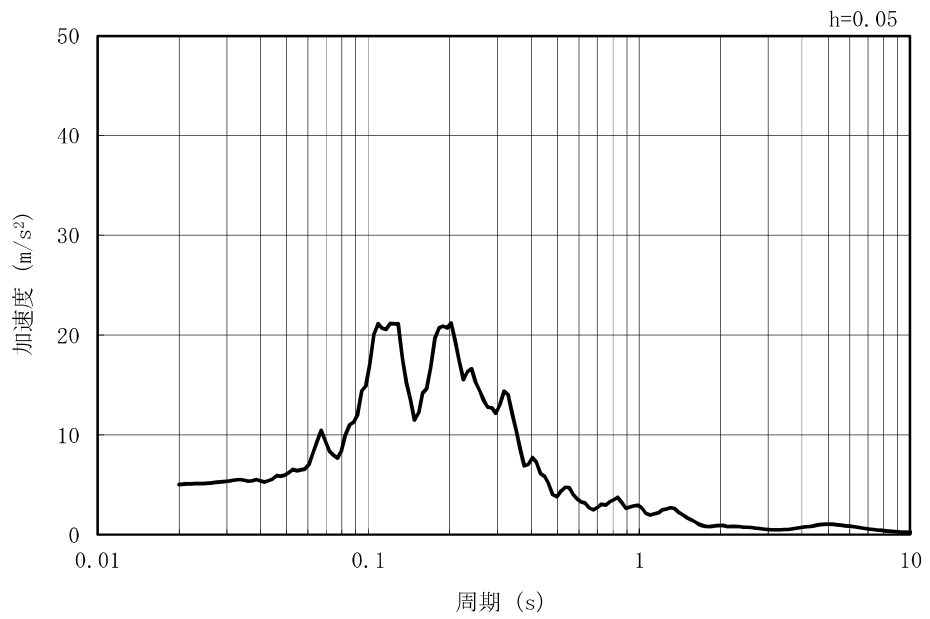
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-2EW)

MAX 5.02m/s² (20.46s)



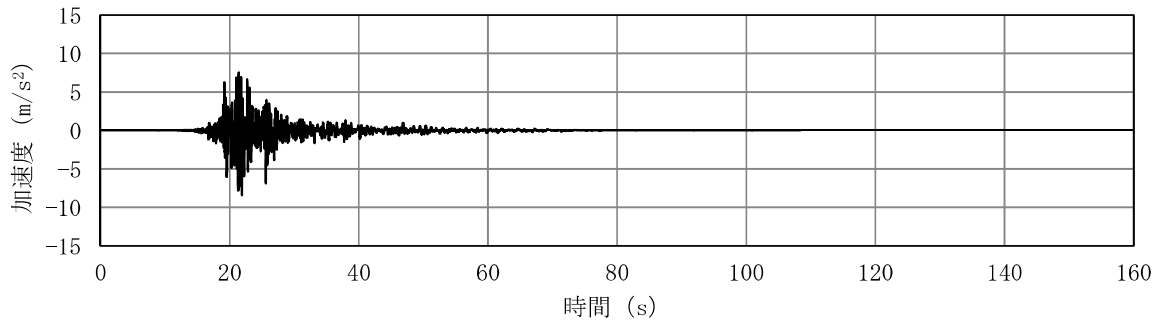
(a) 加速度時刻歴波形



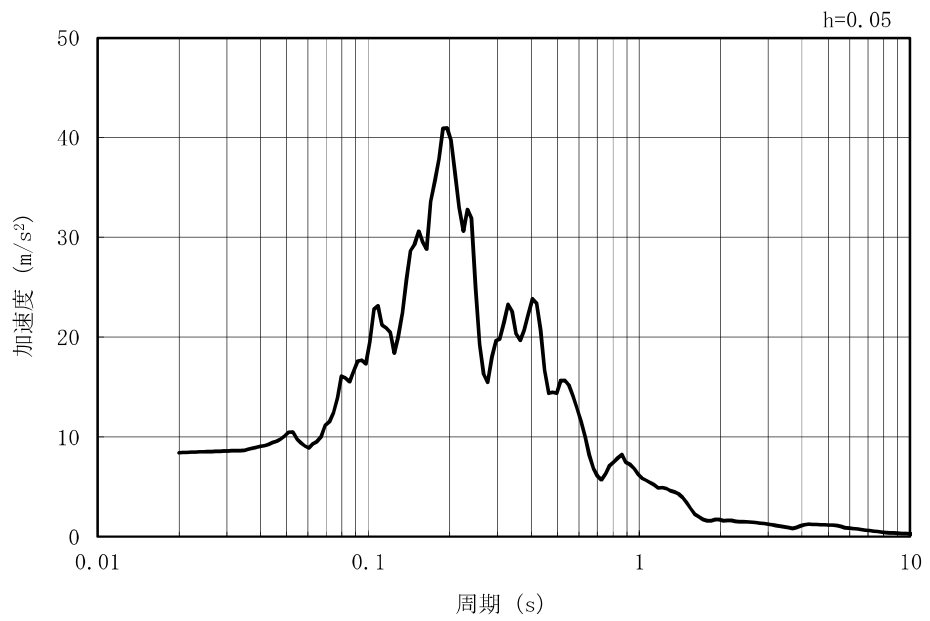
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-2EW)

MAX 8.40m/s² (21.92s)



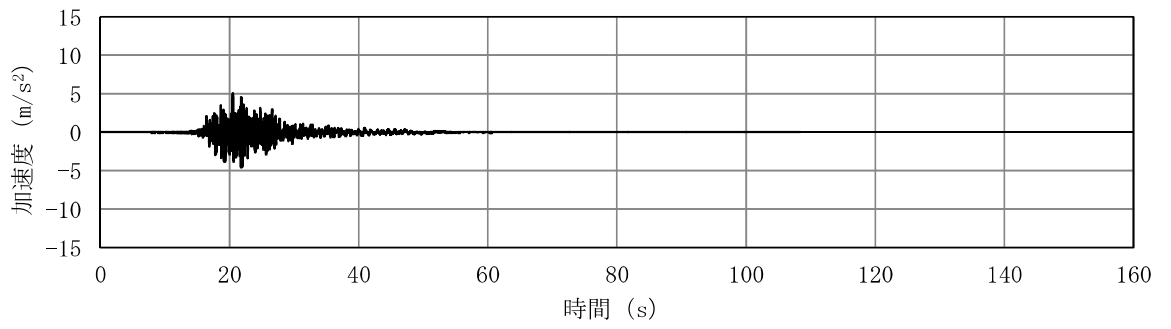
(a) 加速度時刻歴波形



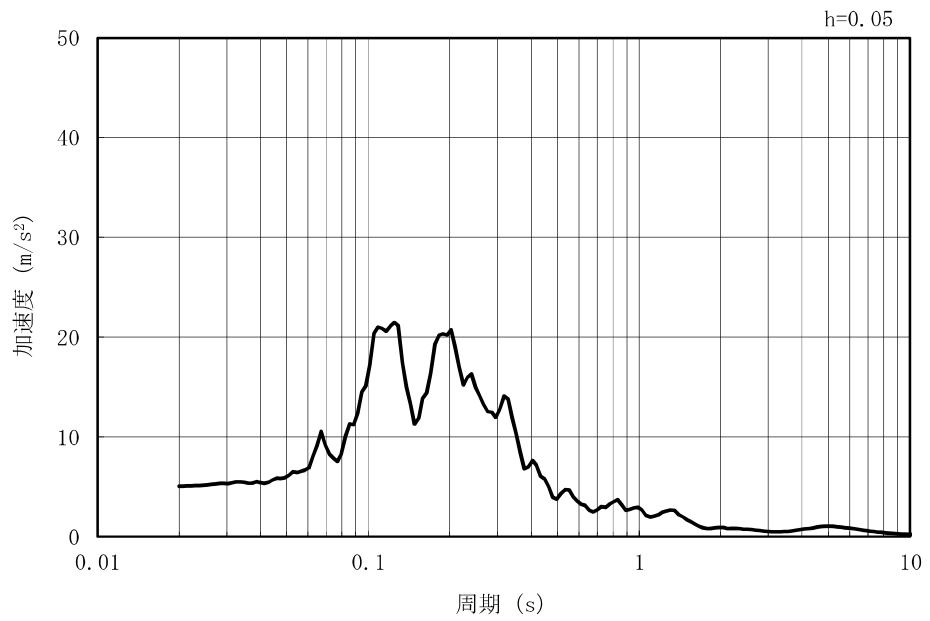
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-2NS)

MAX 5.04m/s² (20.58s)



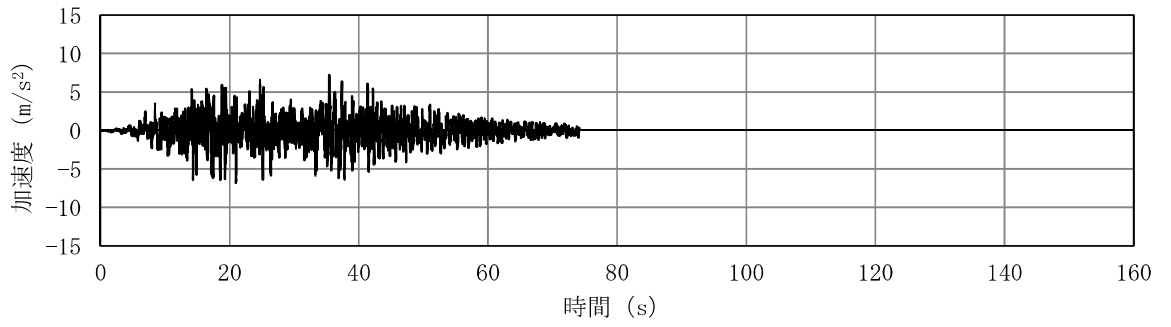
(a) 加速度時刻歴波形



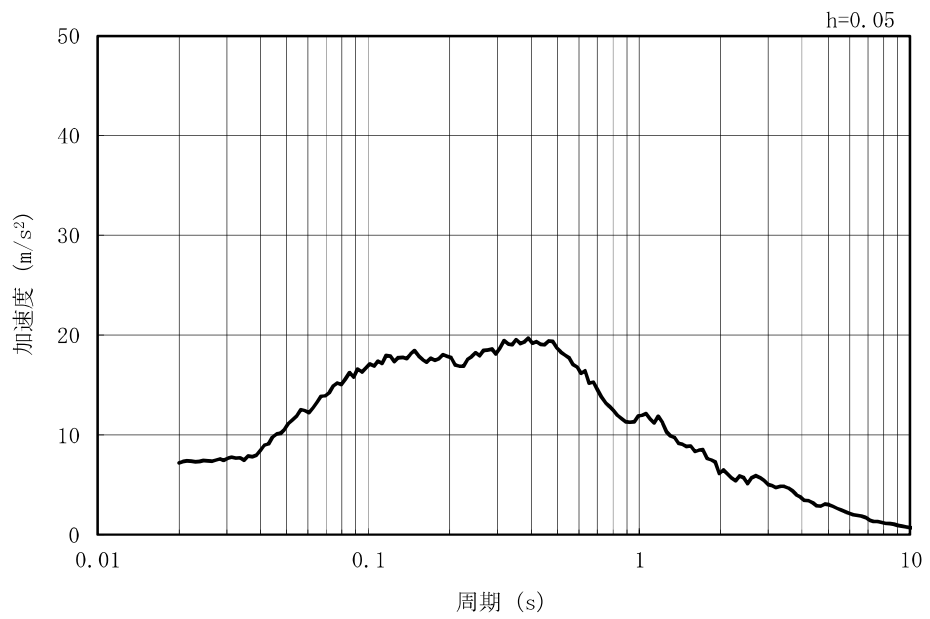
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-2NS)

MAX 7.18m/s² (35.43s)



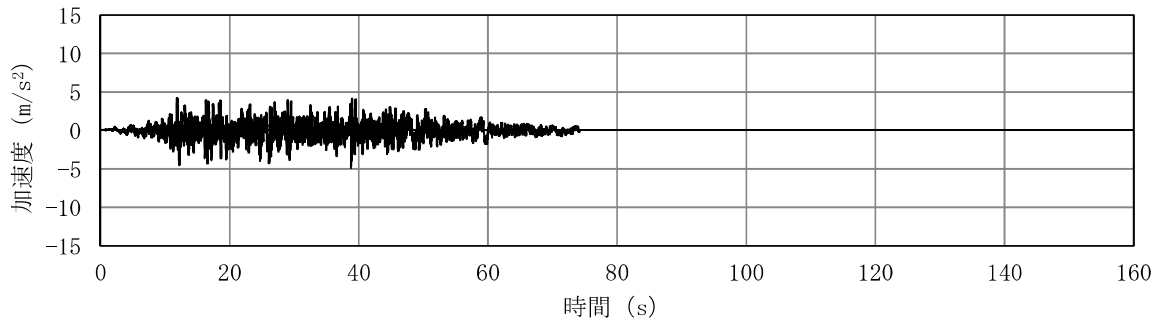
(a) 加速度時刻歴波形



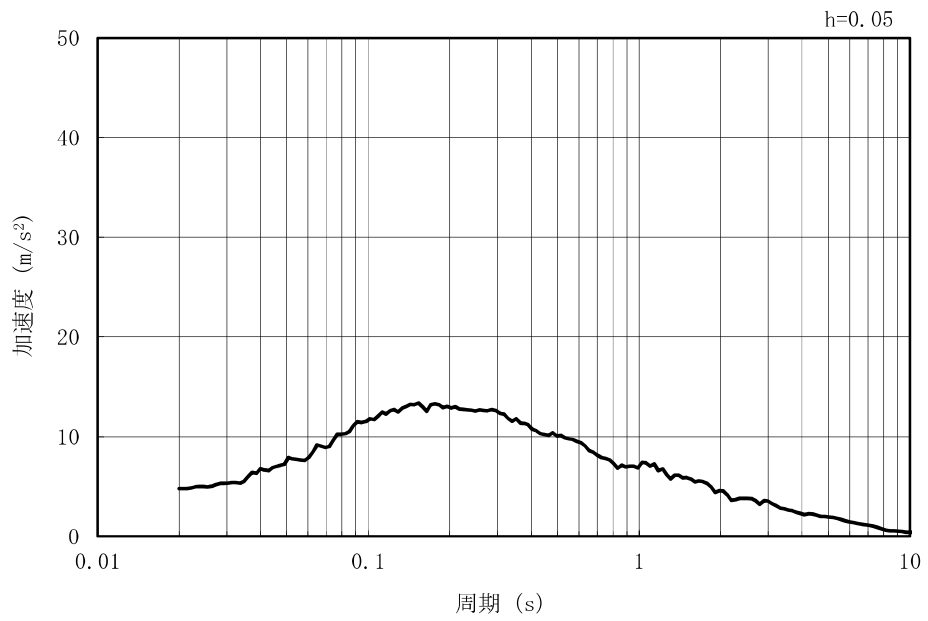
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-3)

MAX 4.78m/s² (38.80s)



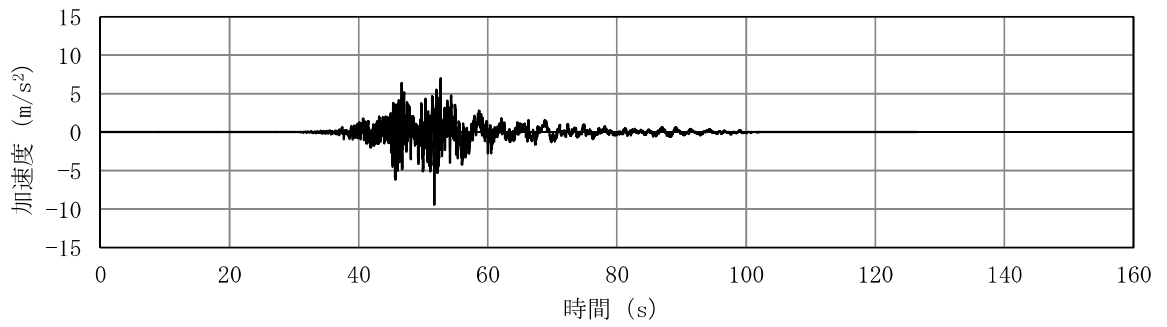
(a) 加速度時刻歴波形



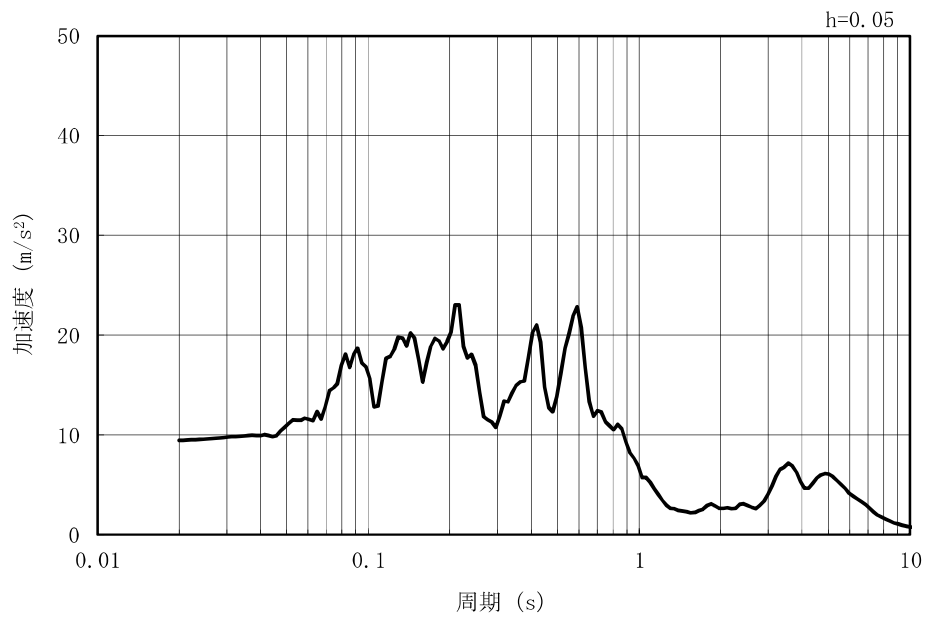
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Ss-3)

MAX 9.42m/s² (51.71s)



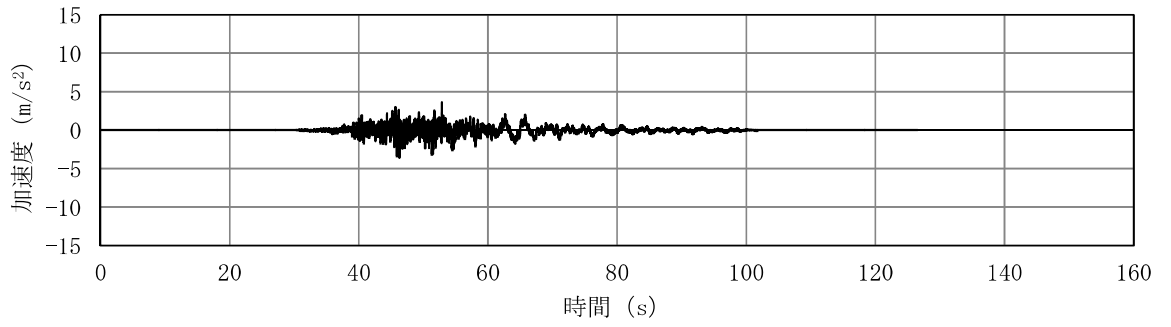
(a) 加速度時刻歴波形



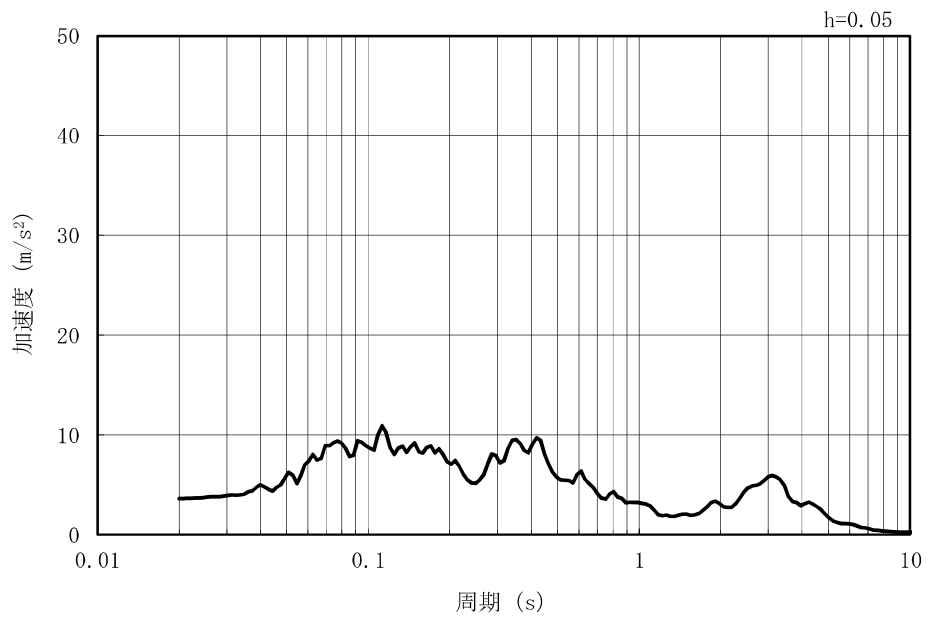
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-4EW)

MAX 3.60m/s² (52.87s)



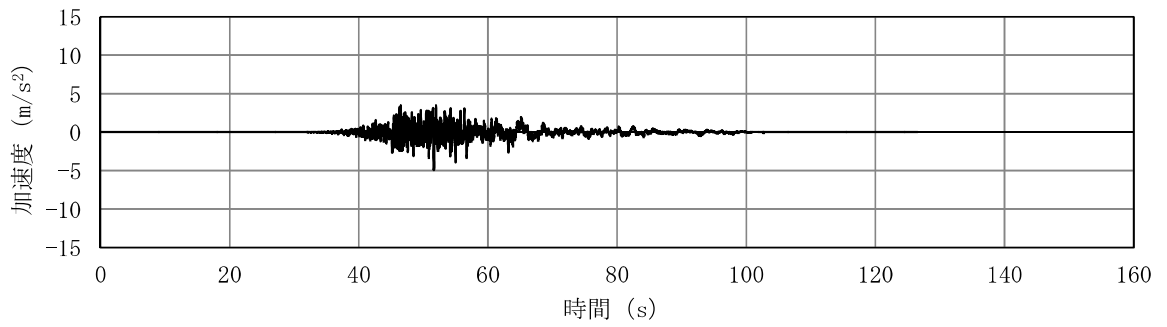
(a) 加速度時刻歴波形



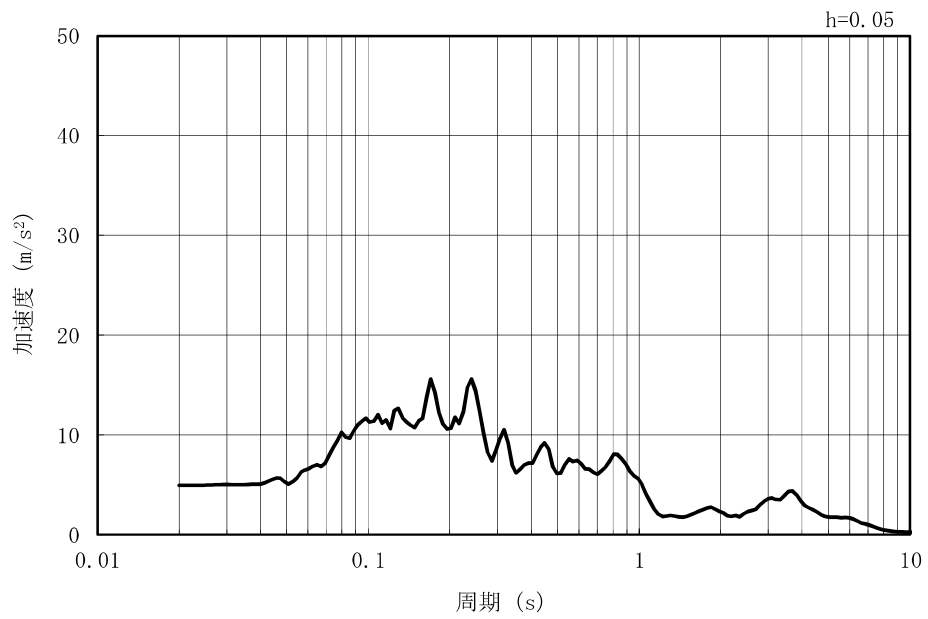
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-4EW)

MAX 4.92m/s² (51.62s)



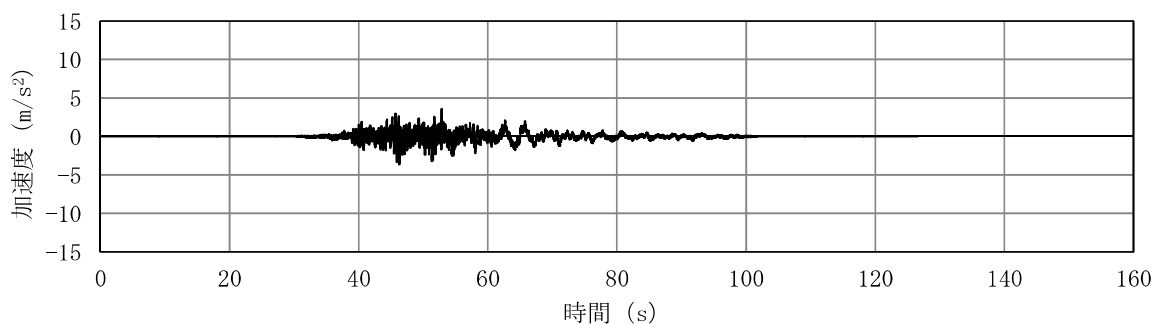
(a) 加速度時刻歴波形



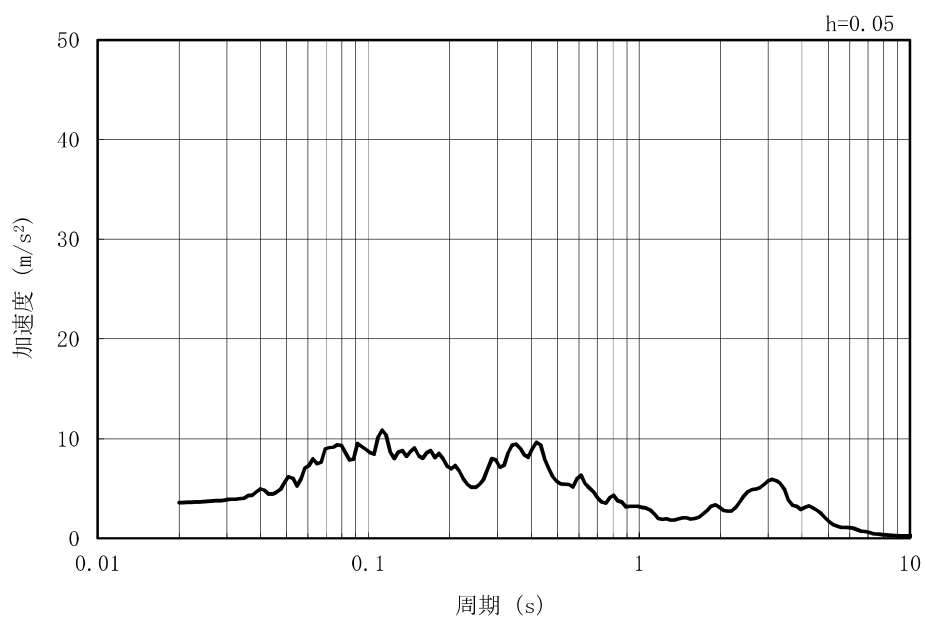
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：Ss-4NS)

MAX 3.57m/s² (46.29s)



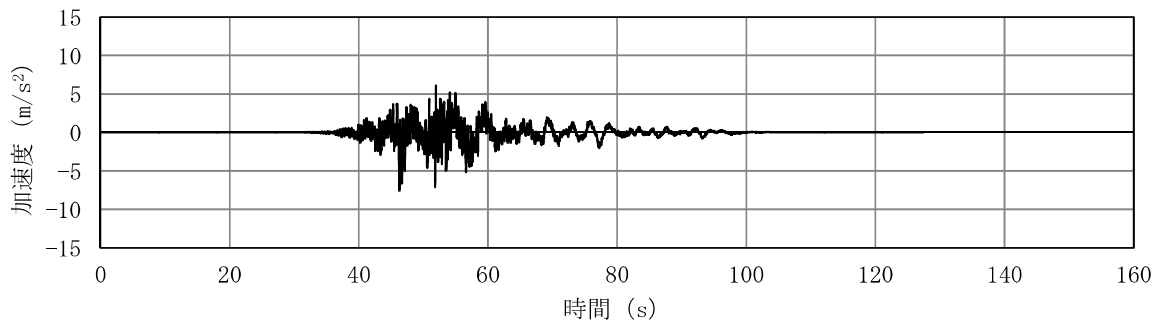
(a) 加速度時刻歴波形



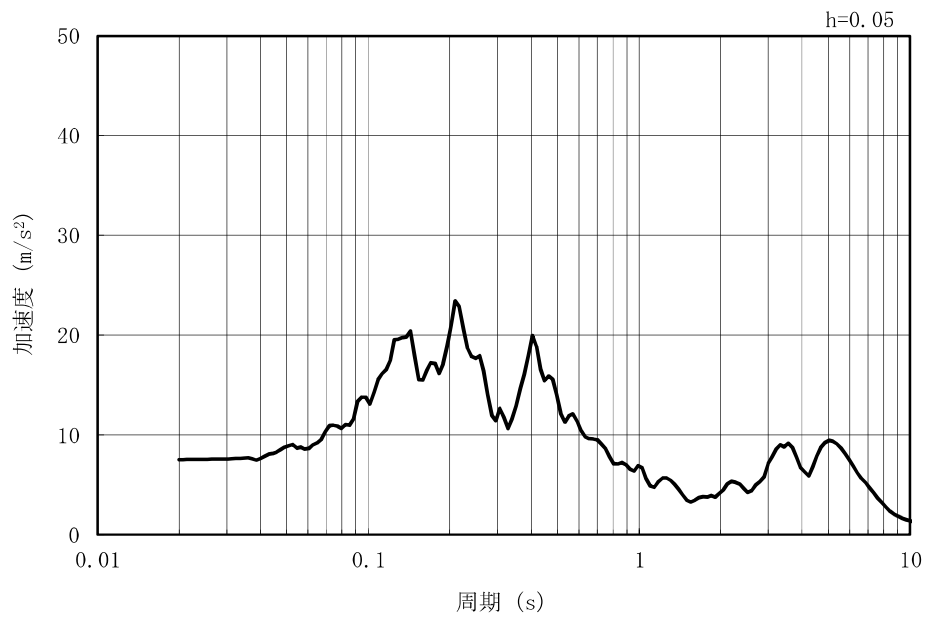
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-4NS)

MAX 7.51m/s² (46.29s)



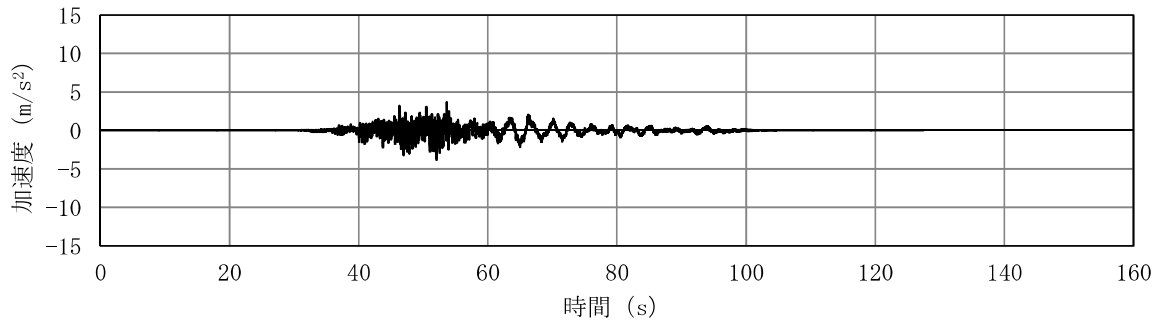
(a) 加速度時刻歴波形



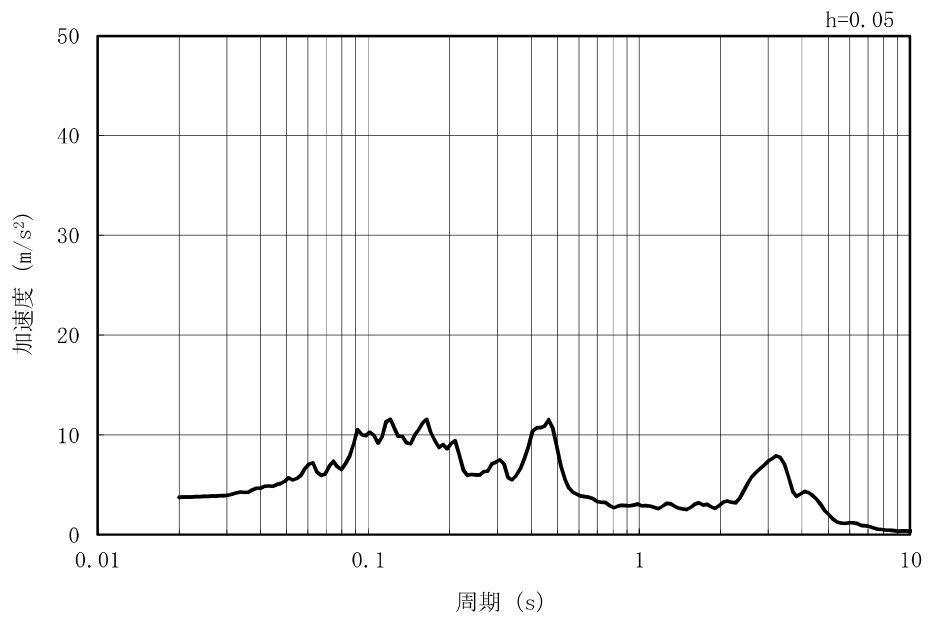
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-5EW)

MAX 3.74m/s² (52.06s)



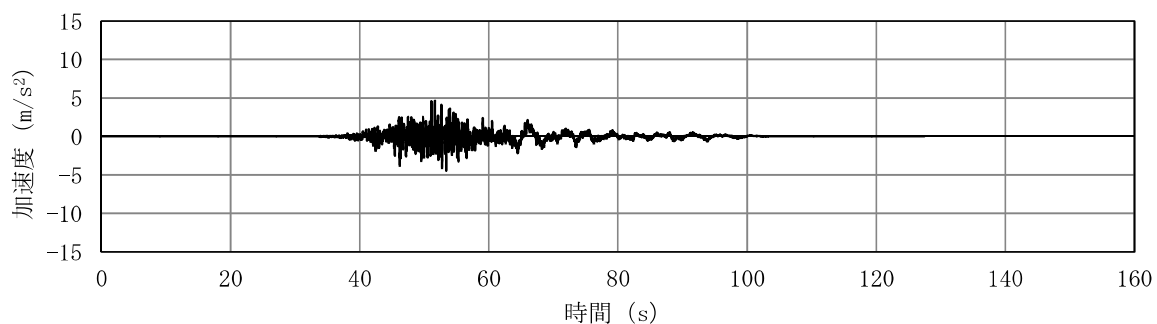
(a) 加速度時刻歴波形



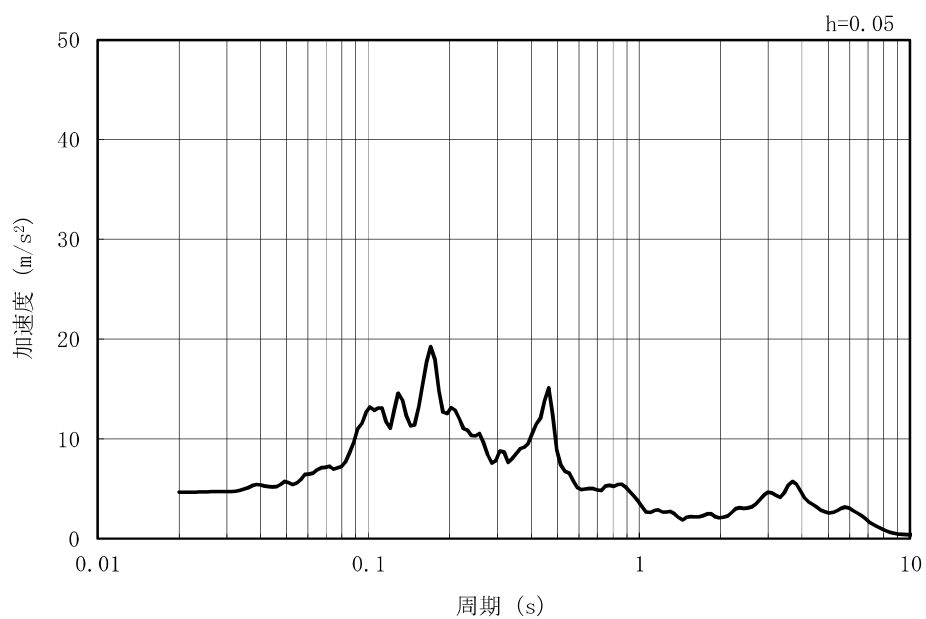
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-5EW)

MAX 4.64m/s² (51.64s)



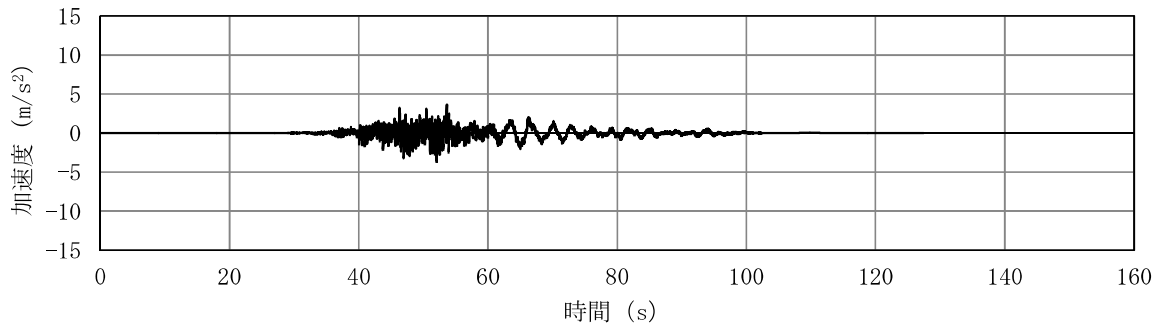
(a) 加速度時刻歴波形



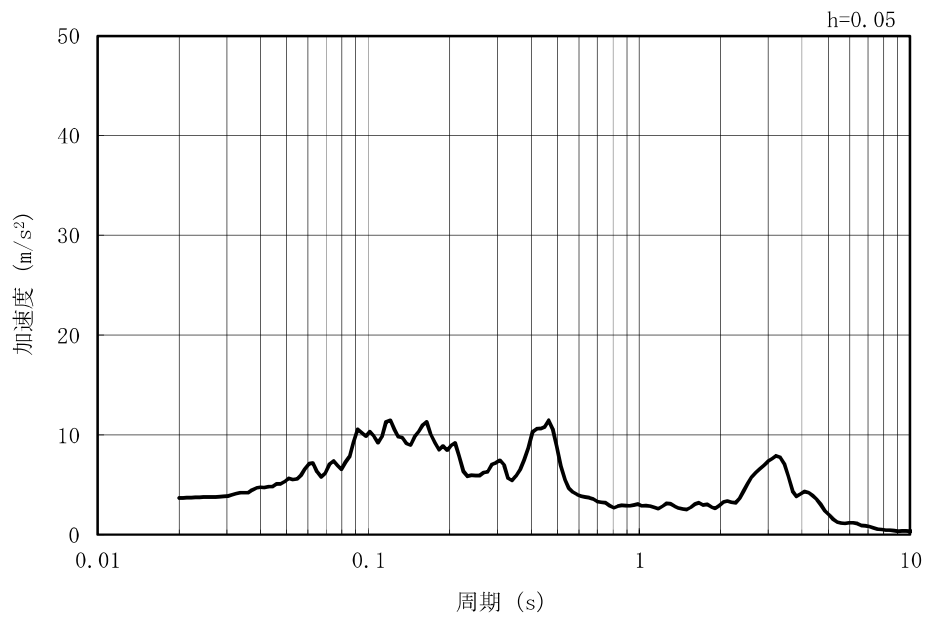
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-5NS)

MAX 3.68m/s² (52.06s)



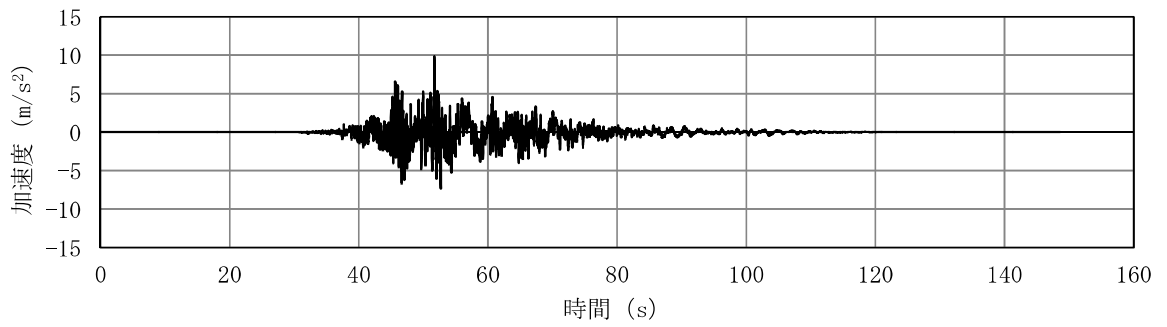
(a) 加速度時刻歴波形



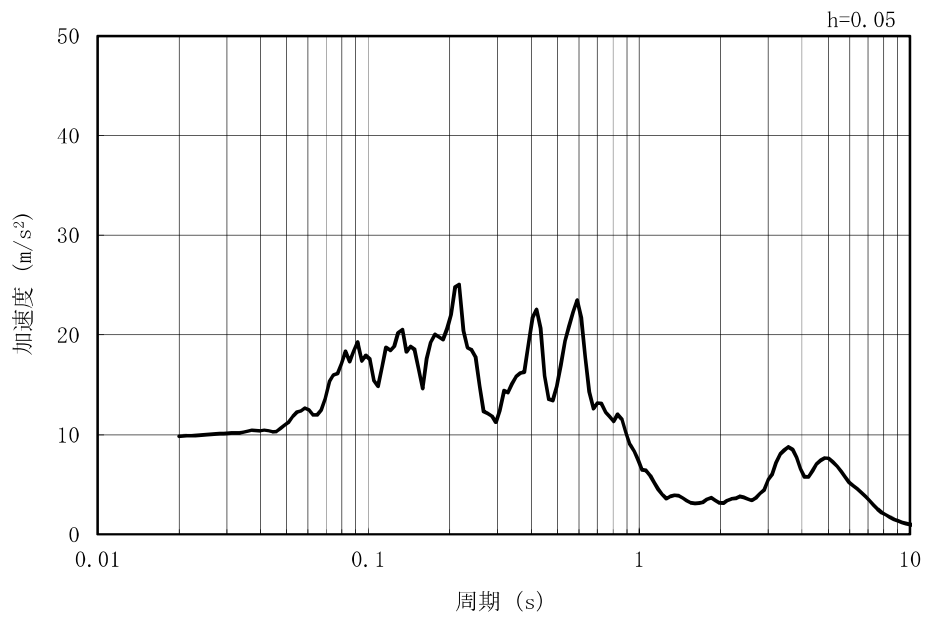
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-5NS)

MAX 9.84m/s² (51.71s)



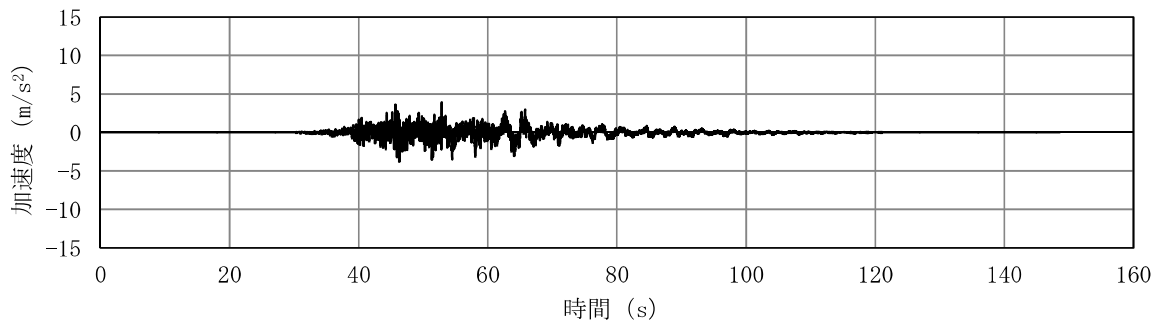
(a) 加速度時刻歴波形



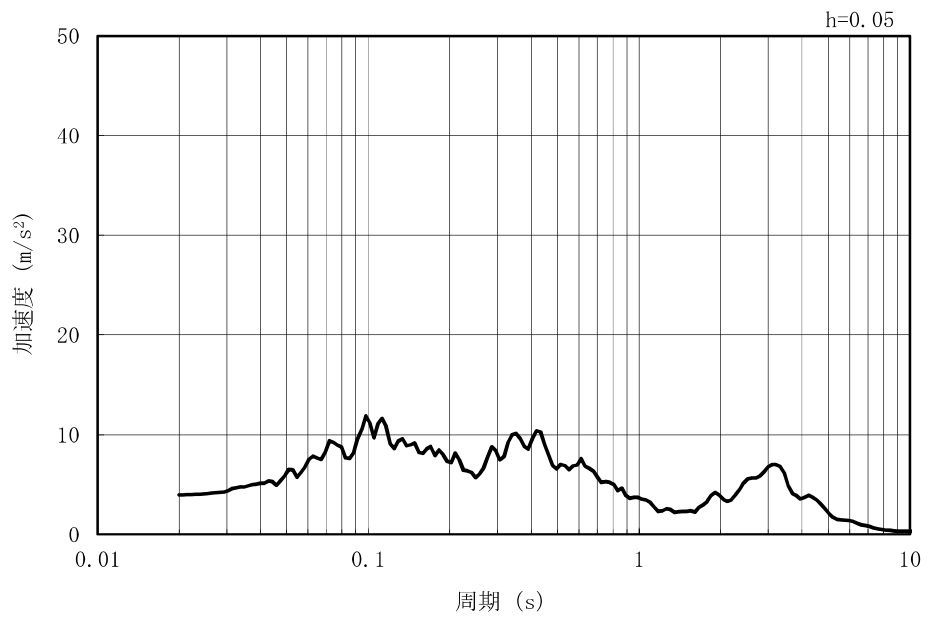
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(17) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-6EW)

MAX 3.95m/s² (52.87s)



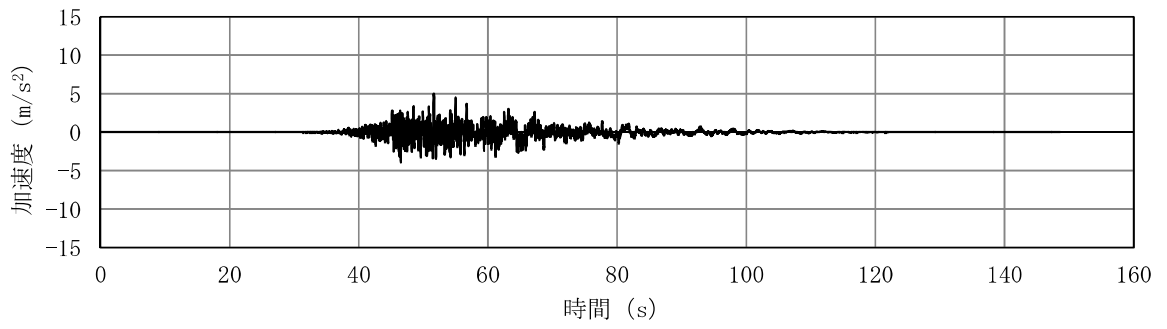
(a) 加速度時刻歴波形



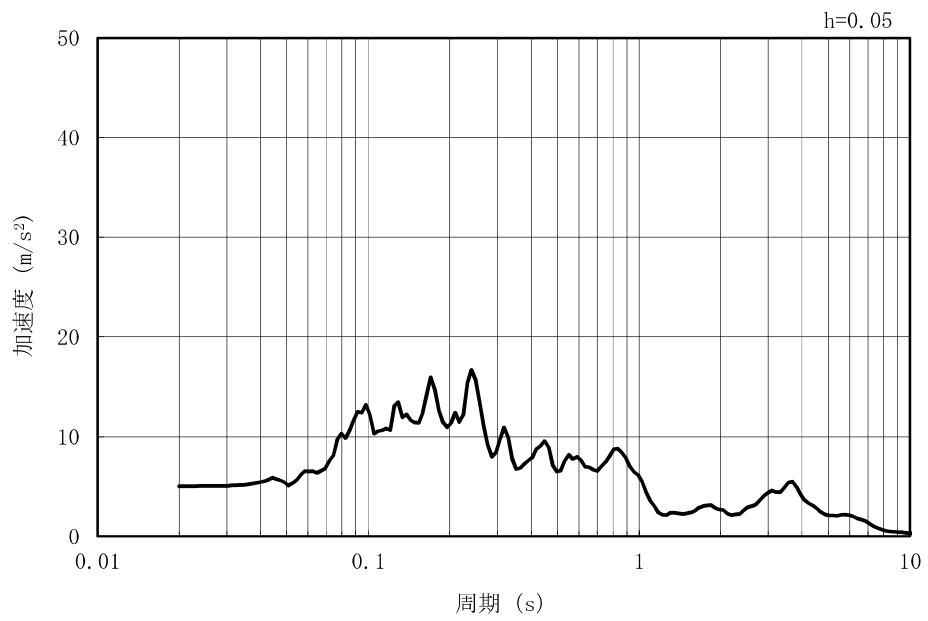
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(18) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-6EW)

MAX 5.01m/s² (51.61s)



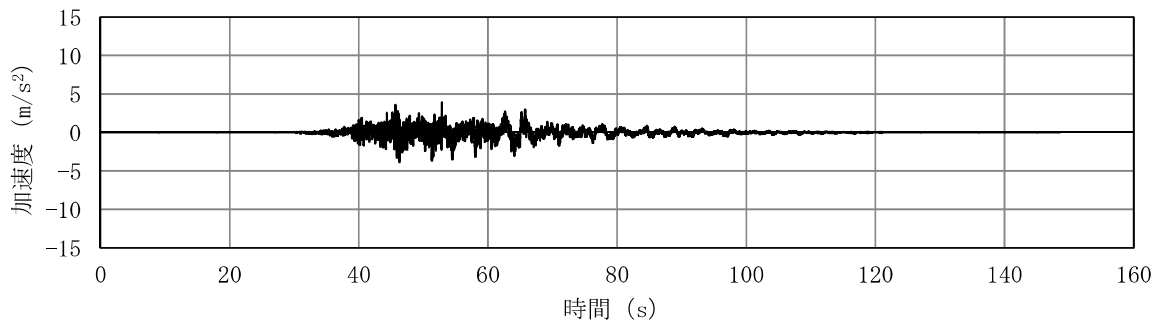
(a) 加速度時刻歴波形



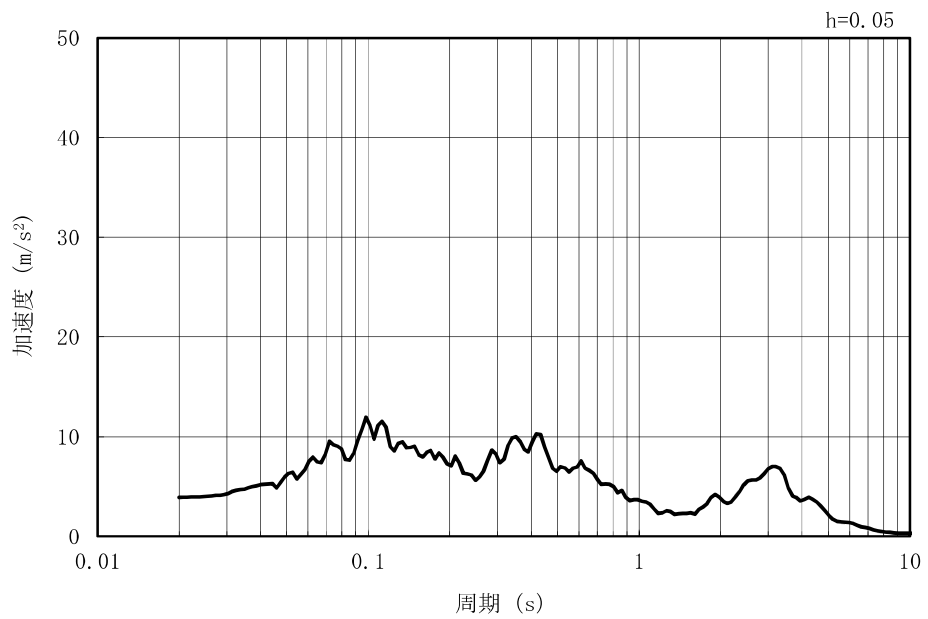
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(19) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-6NS)

MAX 3.89m/s² (52.87s)



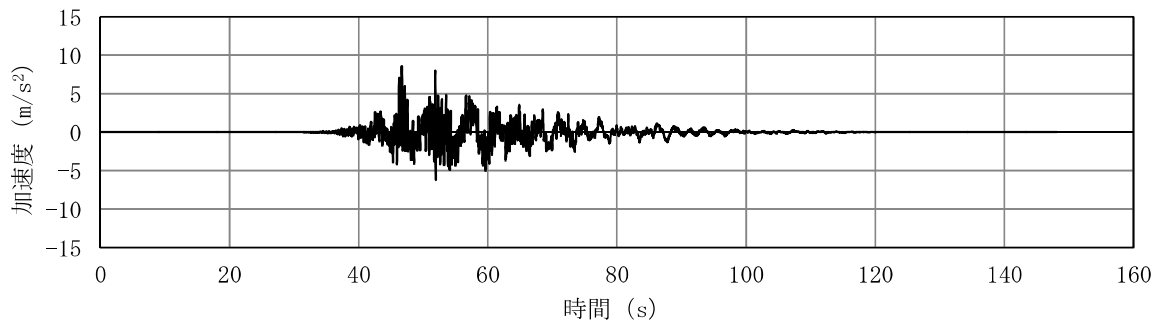
(a) 加速度時刻歴波形



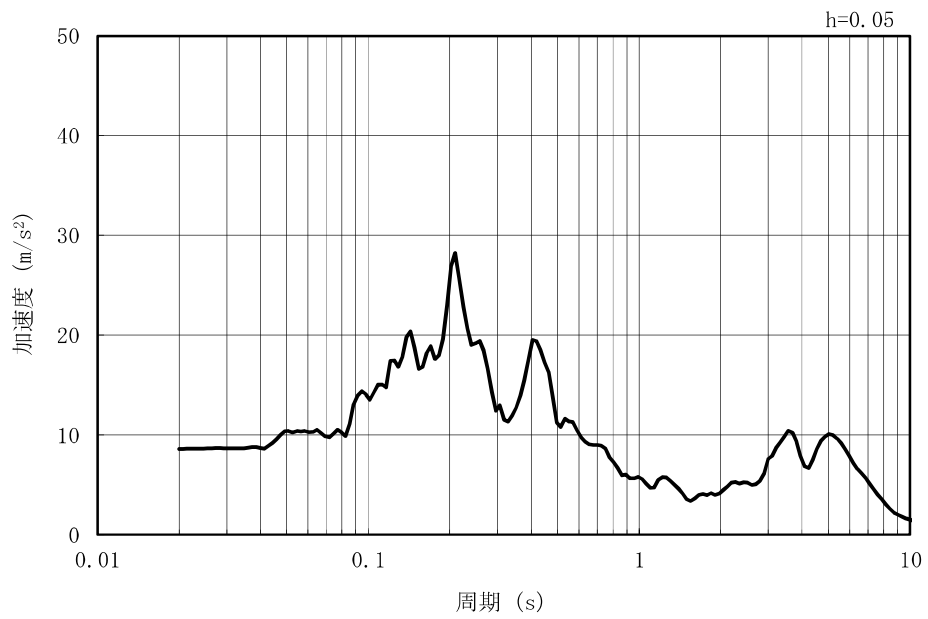
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(20) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-6NS)

MAX 8.58m/s² (46.68s)



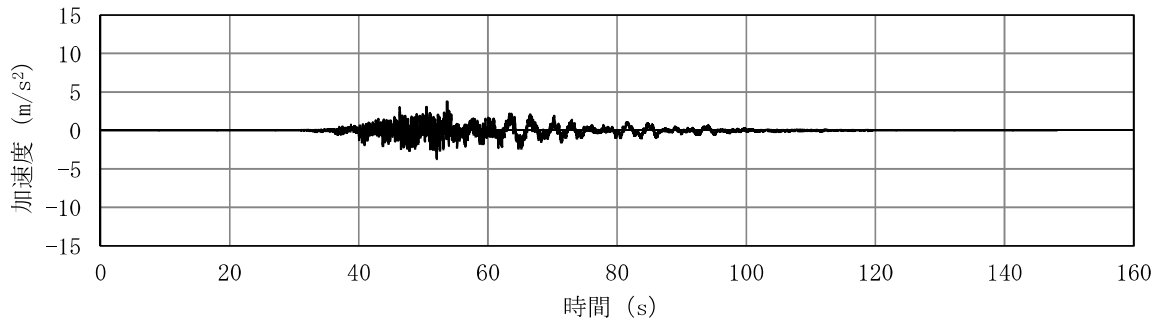
(a) 加速度時刻歴波形



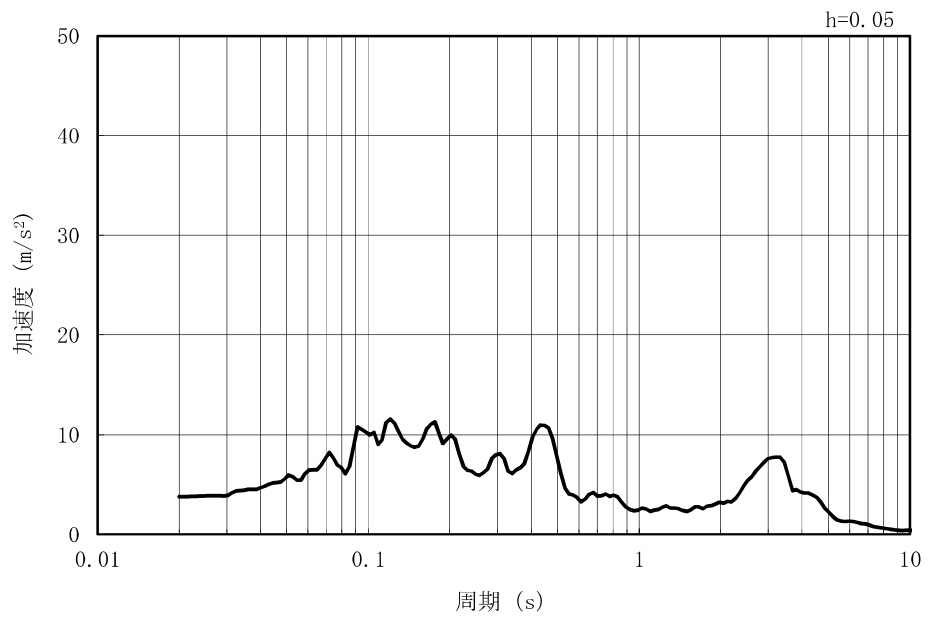
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(21) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-7EW)

MAX 3.76m/s² (53.65s)



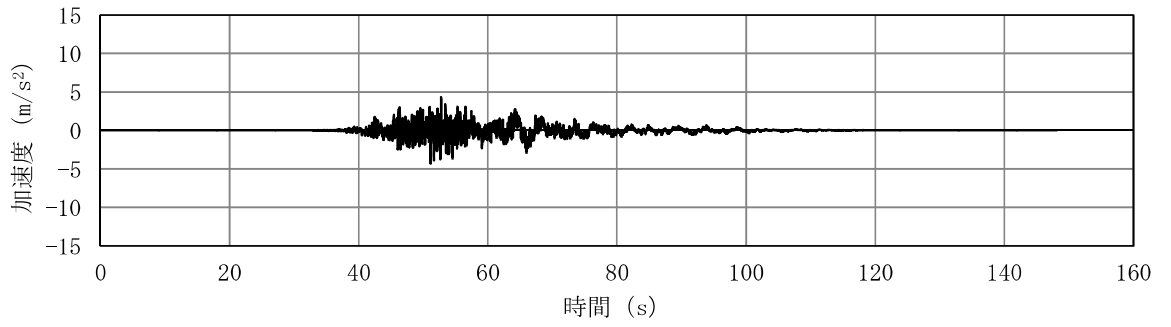
(a) 加速度時刻歴波形



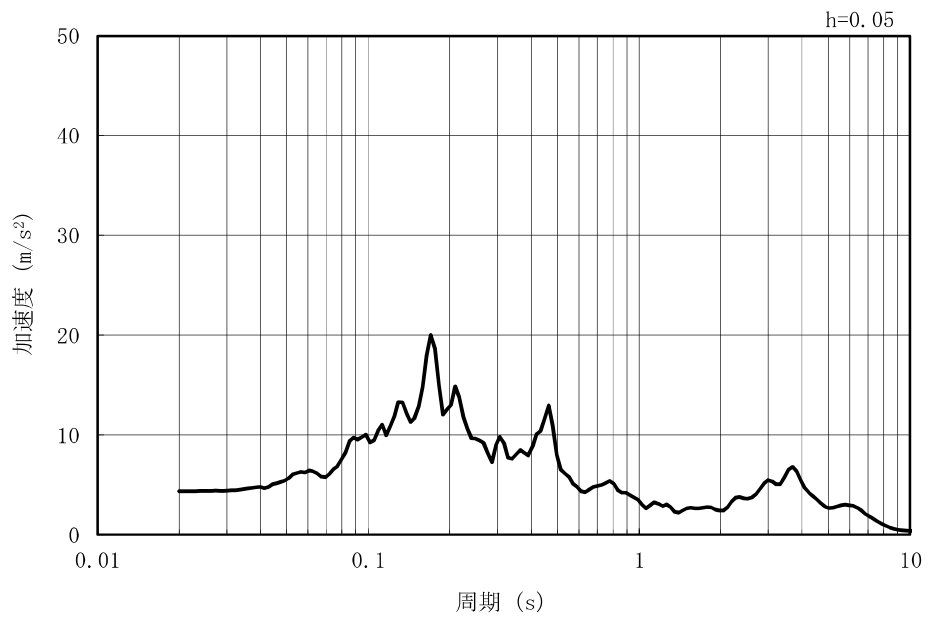
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(22) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-7EW)

MAX 4.33m/s² (52.75s)



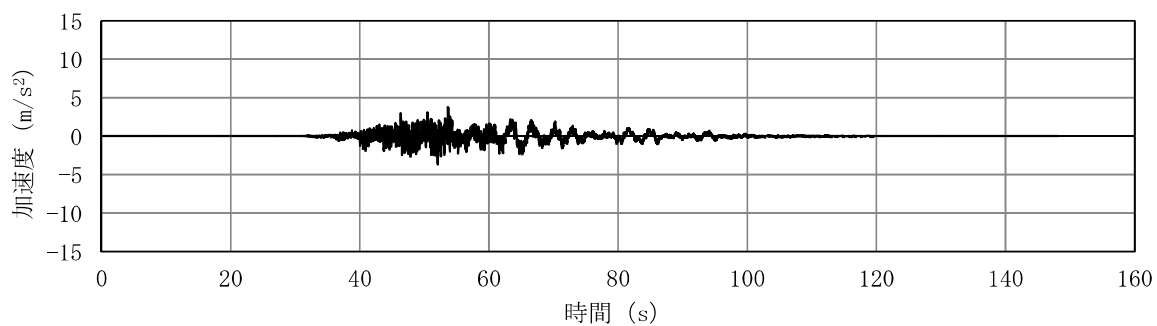
(a) 加速度時刻歴波形



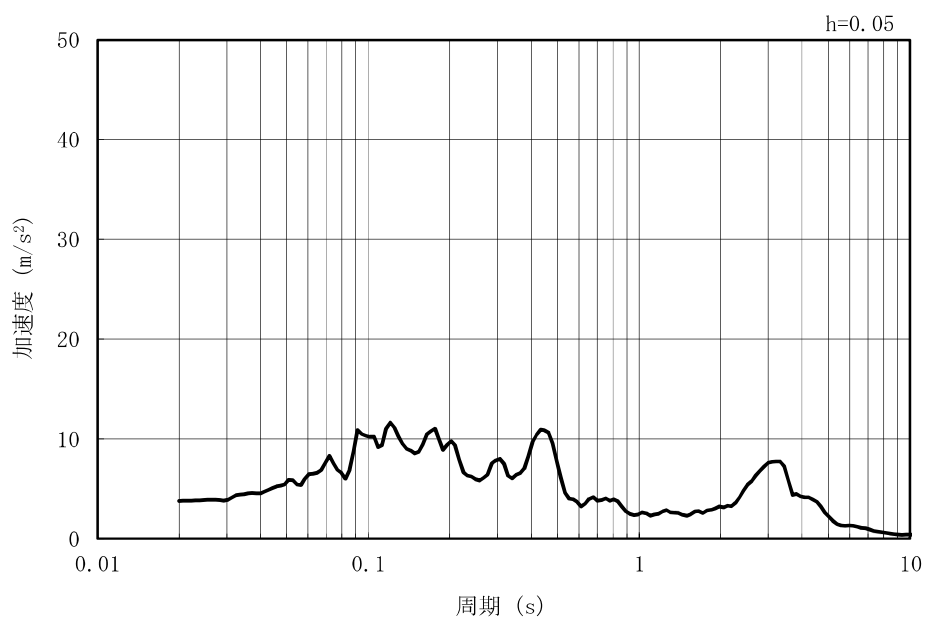
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(23) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-7NS)

MAX 3.77m/s² (53.65s)



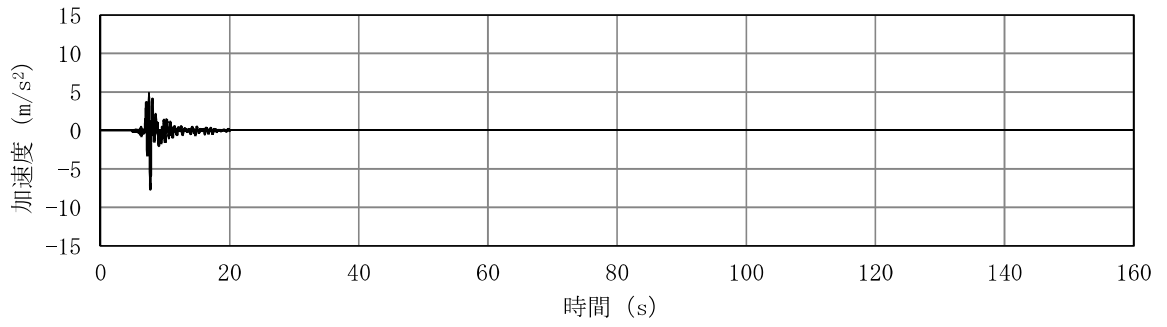
(a) 加速度時刻歴波形



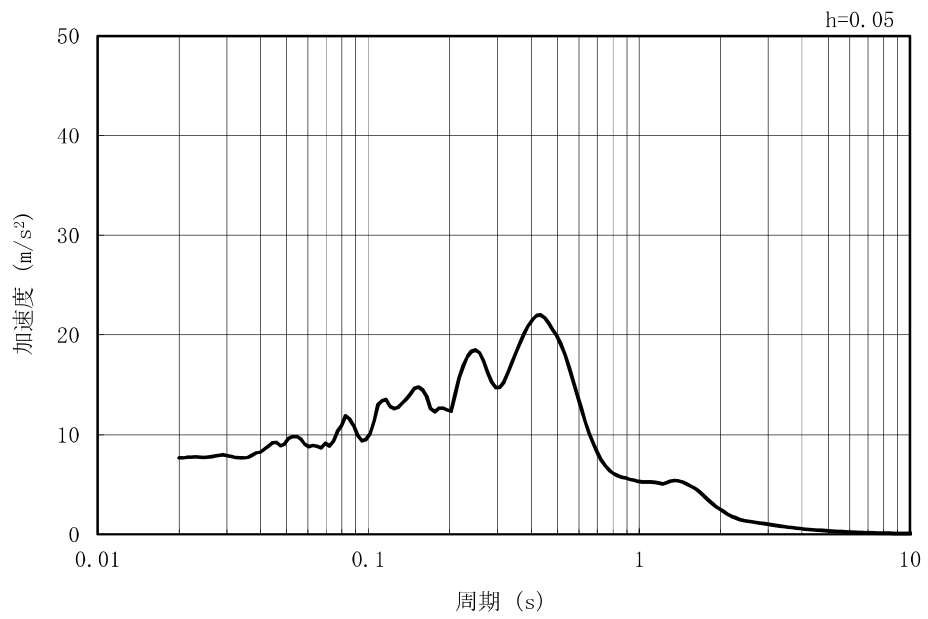
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(24) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-7NS)

MAX 7.65m/s² (7.74s)



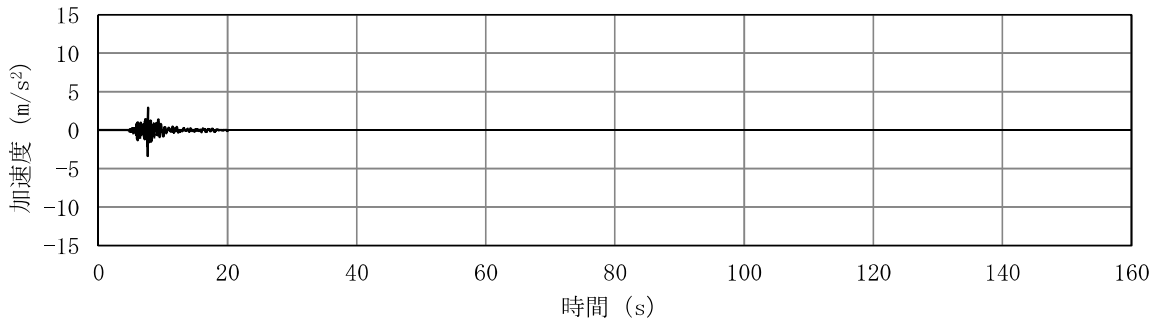
(a) 加速度時刻歴波形



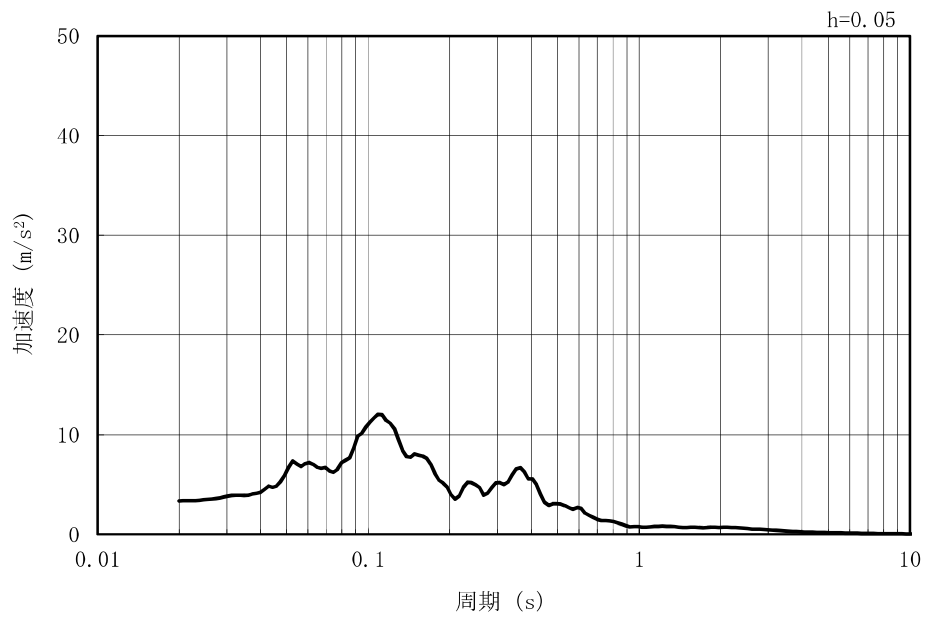
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(25) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Ss-8)

MAX 3.35m/s² (7.64s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(26) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ss-8)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (日本電気協会)」を参考に、図2.1-3-11のモデル範囲の考え方に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の5倍以上、モデル高さを構造物幅の2倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数20Hz及びせん断波速度 V_s で算定される波長の5又は4分割、すなわち $V_s/100$ 又は $V_s/80$ を考慮し、要素高さを0.5~1m程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、構造物に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

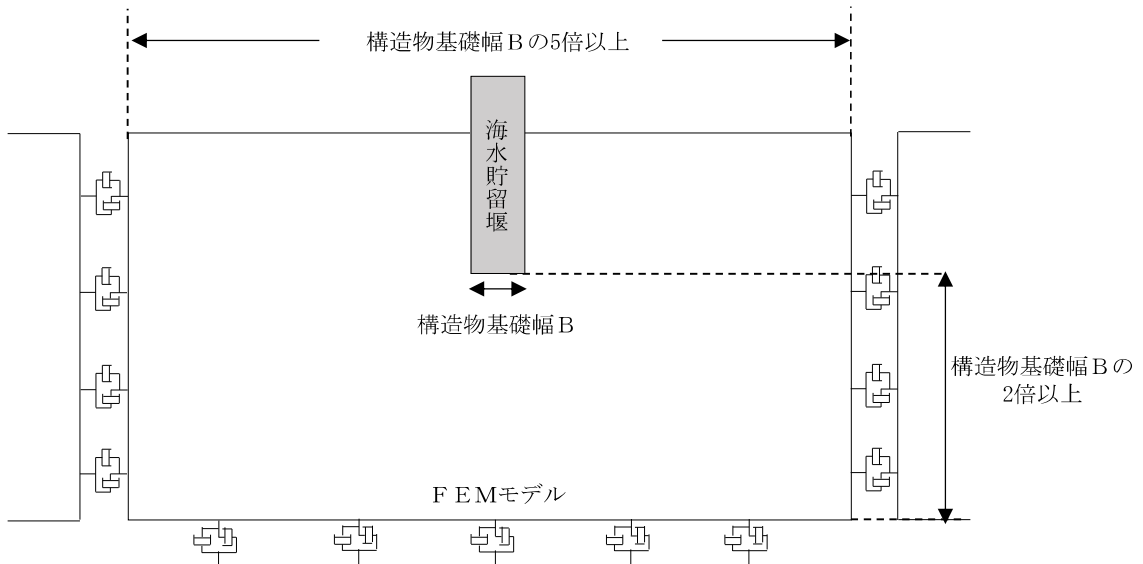


図 2.1-3-11 モデル範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデルである。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフローを図2.1-3-12に示す。

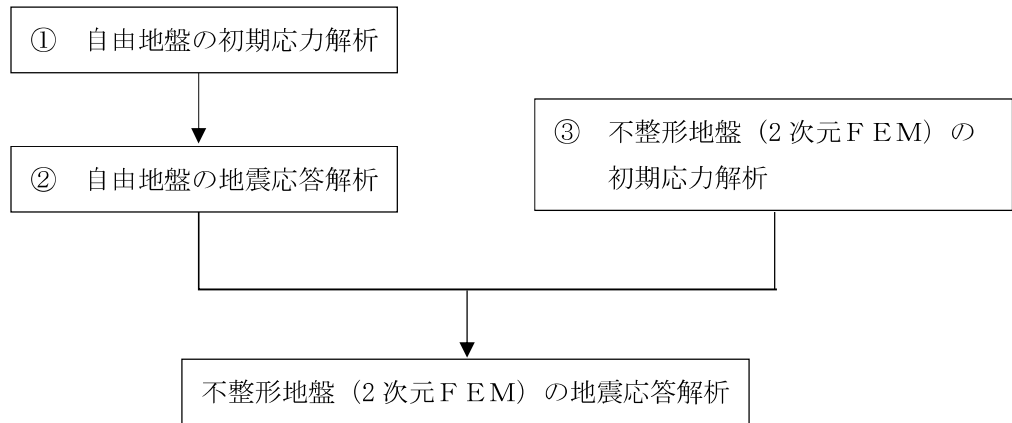


図 2.1-3-12 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。初期応力解析における境界条件の概念図を図 2.1-3-13 に示す。

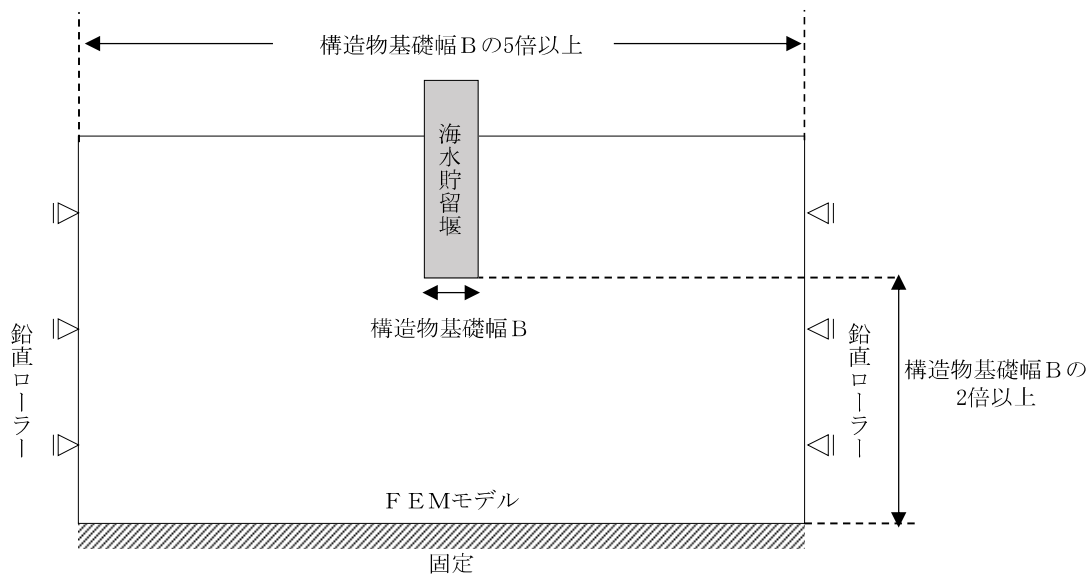


図 2.1-3-13 初期応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

海水貯留堰の地震応答解析モデルを図 2.1-3-14 に示す。

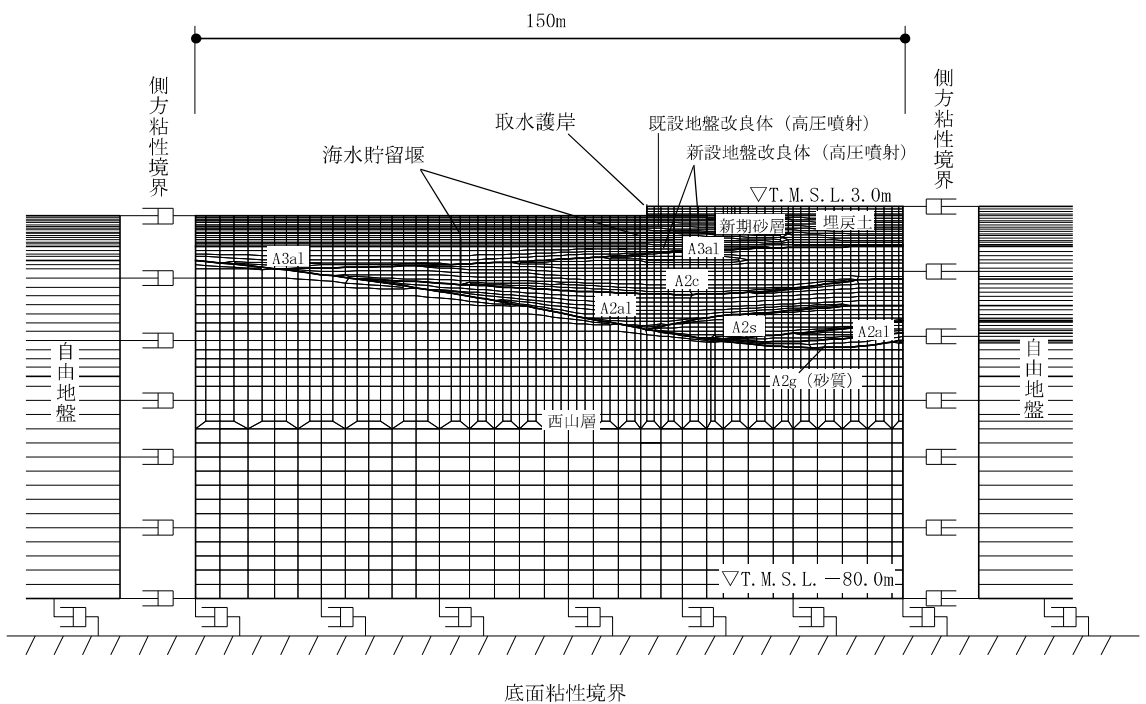


図 2.1-3-14(1) 海水貯留堰の地震応答解析モデル (A-A断面)

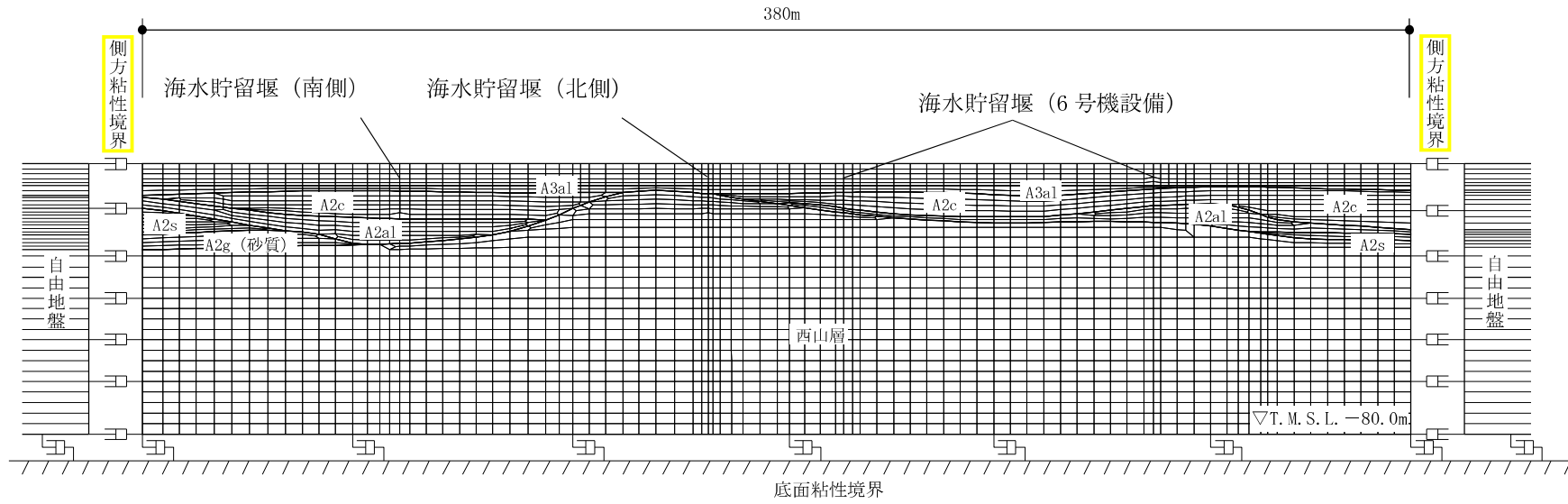


図 2.1-3-14(2) 海水貯留堰の地震応答解析モデル (B-B断面)

(3) 構造物のモデル化

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。

なお、A-A断面では2つの海水貯留堰をモデル化している。海水貯留堰（沖合側）は、奥行き方向に連続する構造物としてモデル化している。一方、海水貯留堰（護岸近傍）は、奥行き方向に1本の構造物としてモデル化している。図2.1-3-15に地震応答解析モデル（A-A断面）を、図2.1-3-16に海水貯留堰のモデル化の概要を示す。

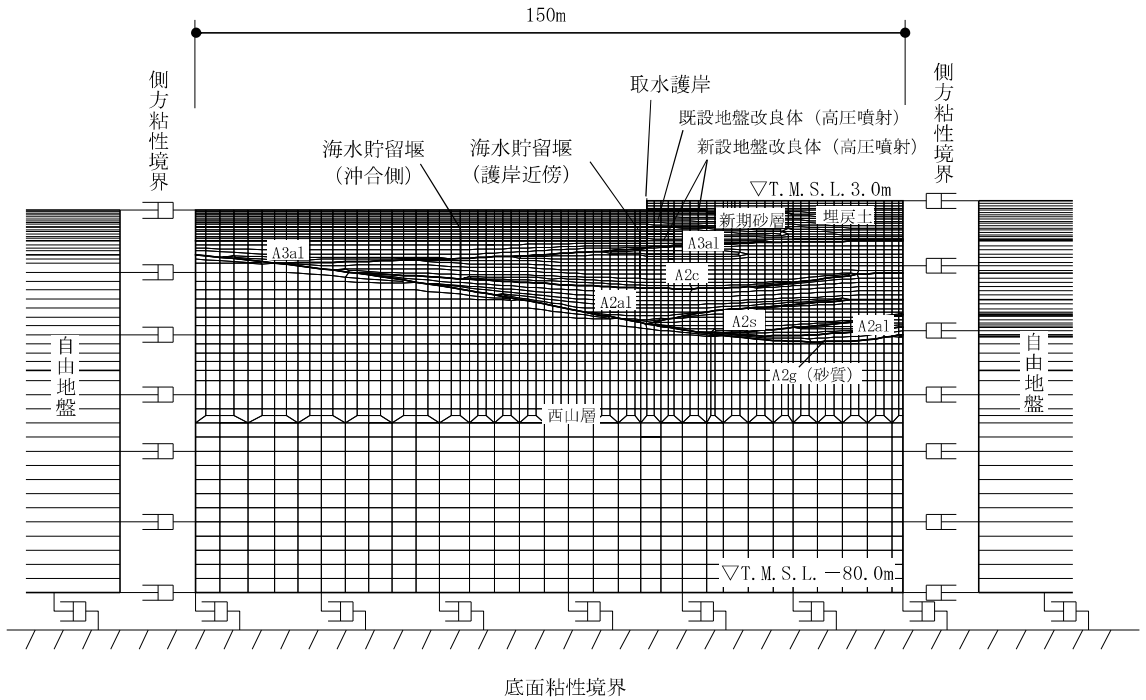


図 2.1-3-15 海水貯留堰の地震応答解析モデル（A-A断面）

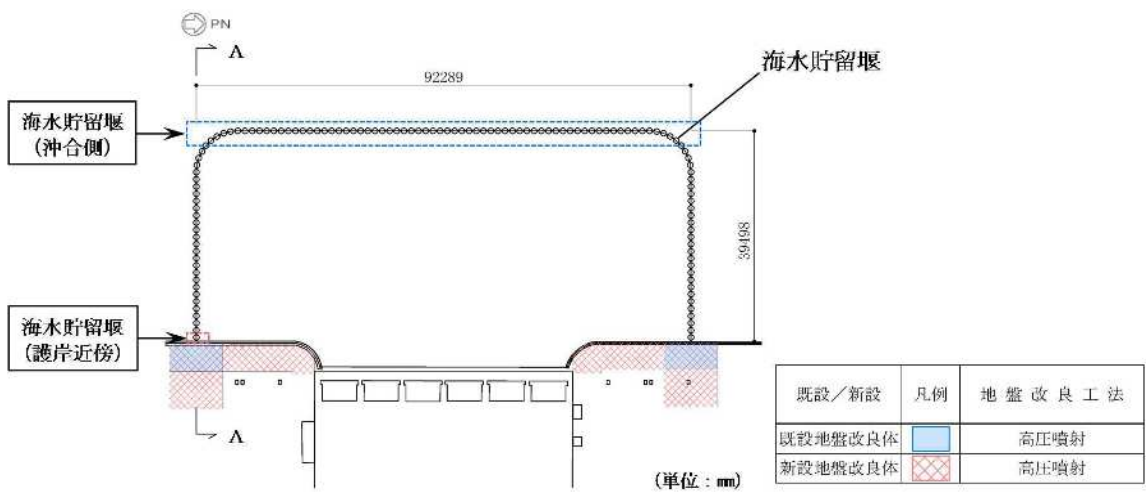


図 2.1-3-16 海水貯留堰のモデル化の概要

(4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素によりモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) 地盤改良体のモデル化

構造物周辺の地盤改良体は、マルチスプリング要素及び間隙水要素によりモデル化する。

(6) ジョイント要素の設定

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

ジョイント要素は、隣接する要素との接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力を零とし、剥離を考慮する。せん断方向については、各要素間の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性を零とし、すべりを考慮する。

なお、せん断強度 τ_f は、次式により規定される。

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

ここで、

σ' : 要素間の直応力

c_B : 付着力

ϕ_B : 摩擦角

地盤と構造物間の接合面におけるジョイント要素の付着力 c_B と摩擦角 ϕ_B は、表2.1-3-6に示す通り設定する。付着力 c_B 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、表2.1-3-6に示す「地盤と構造物」の条件から考慮しないものとする。摩擦角 ϕ_B は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会、平成19年7月）」において、構造物と地盤間の壁面摩擦角を $15^\circ \sim 20^\circ$ とする旨が記載されており、「港湾構造物設計事例集（上巻）（沿岸技術研究センター、平成19年3月）」において、鋼材と地盤間の摩擦角を 15° と設定した事例があることから、本解析における摩擦角 ϕ_B にも 15° を適用する。

地盤と地盤改良体間の付着力 c_B 及び摩擦角 ϕ_B は、表2.1-3-7の道路橋示方書における摩擦角 ϕ_B と付着力 c_B に示す「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」の設定を参考に、周辺地盤の粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ より設定する。

周辺地盤の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、表2.1-3-8のとおり設定する。

表 2.1-3-6 ジョイント要素の付着力 c_B と摩擦角 ϕ_B

条件	付着力 c_B (kN/m ²)	摩擦角 ϕ_B (°)
地盤と構造物*1	0.0	15.0
地盤と地盤改良体*2	c	ϕ

注記*1 : 構造物は、鋼材とする。

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

表 2.1-3-7 道路橋示方書における摩擦角 ϕ_B と付着力 c_B

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

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

(引用: 道路橋示方書・同解説IV (下部構造編), 社団法人日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

表 2.1-3-8 周辺地盤の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ

地質区分	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
埋戻土	0.0	35.9
新期砂層	0.0	34.6
A3a1 層	29.2	34.2
A2c 層	113.0	27.9

また、ジョイント要素のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、「港湾構造物設計事例集 (上巻) (沿岸技術研究センター, 平成19年3月)」に従い、表2.1-3-9の通り設定する。ジョイント要素の力学特性を図2.1-3-17に、ジョイント要素の配置を図2.1-3-18に示す。なお、海水貯留堰 (沖合側) は奥行き方向に連続する構造物としてモデル化するため、地盤と構造物の間にジョイント要素を設ける。また、海水貯留堰 (護岸近傍) は奥行き方向に1本の構造物であるため、地盤と構造物の間には杭-地盤相互作用ばねを設ける。

表 2.1-3-9 ジョイント要素のばね定数

条件	対象	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
地盤と構造物	海水貯留堰	1.0×10^6	1.0×10^6
	護岸前面鋼矢板	1.0×10^5	1.0×10^6
地盤と地盤改良体	側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

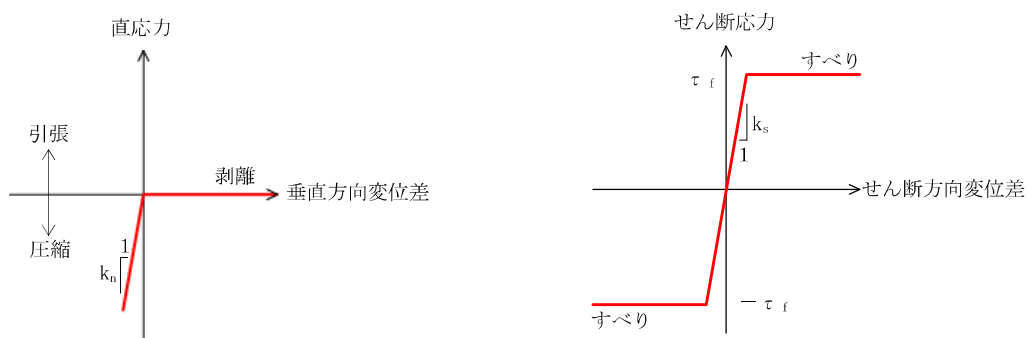


図 2.1-3-17 ジョイント要素の力学特性

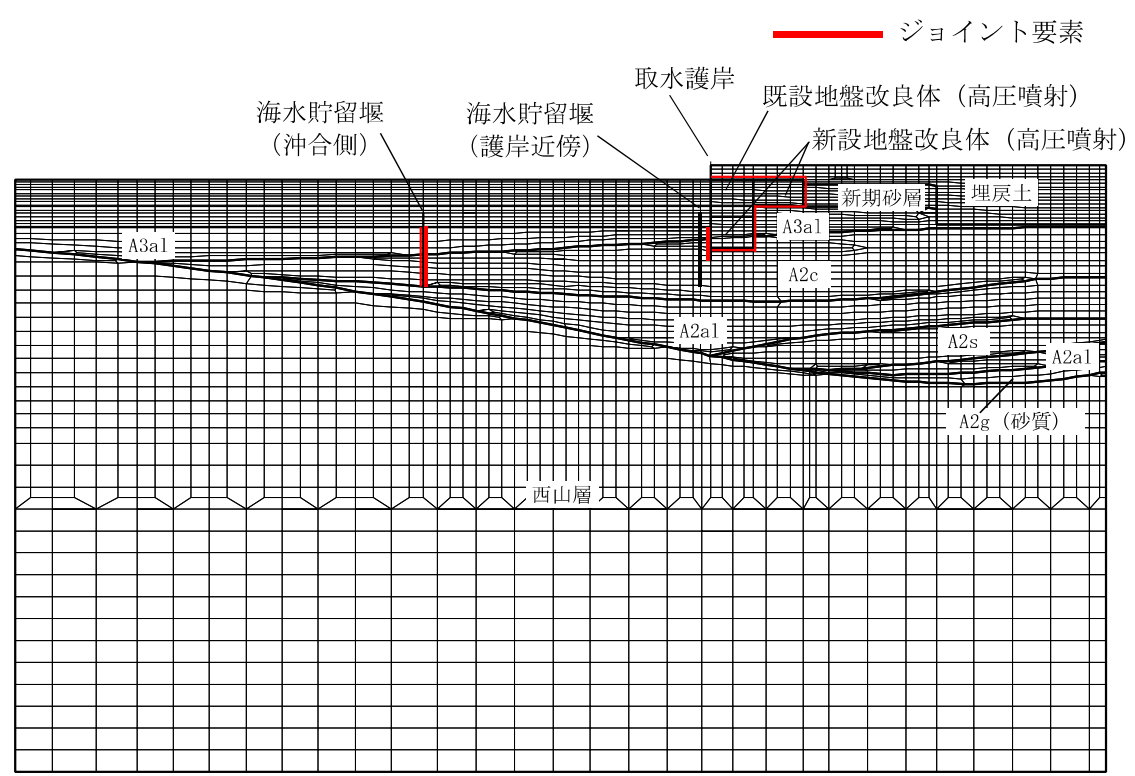


図 2.1-3-18(1) ジョイント要素の配置 (A-A断面)

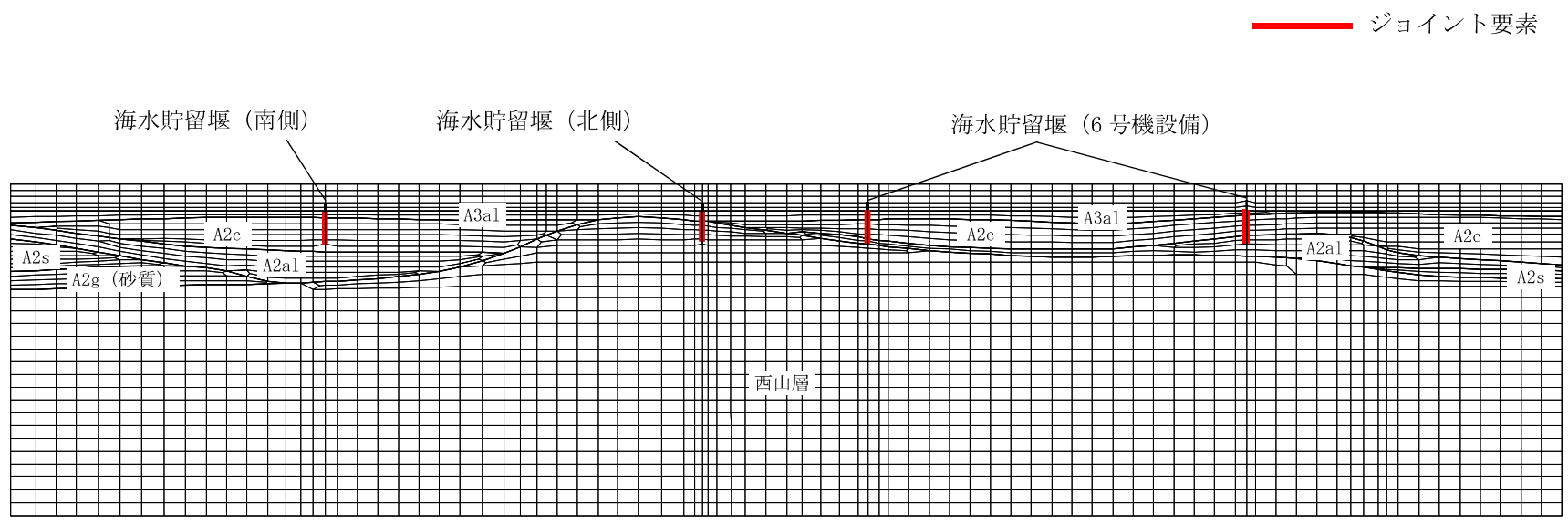


図 2.1-3-18(2) ジョイント要素の配置 (B-B断面)

(7) 杭―地盤相互作用ばねの設定

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

杭―地盤相互作用ばねの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性を零とし，すべりを考慮する。図2.1-3-19に杭―地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお，せん断強度 τ_f は，次式により規定される。

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

ここで，

σ' : 要素間の直応力

c_B : 付着力

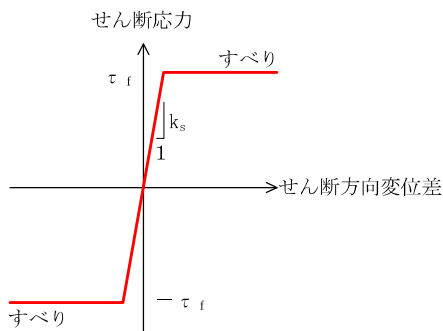
ϕ_B : 摩擦角

付着力 c_B 及び摩擦角 ϕ_B は，表2.1-3-6の地盤と構造物の条件から設定する。

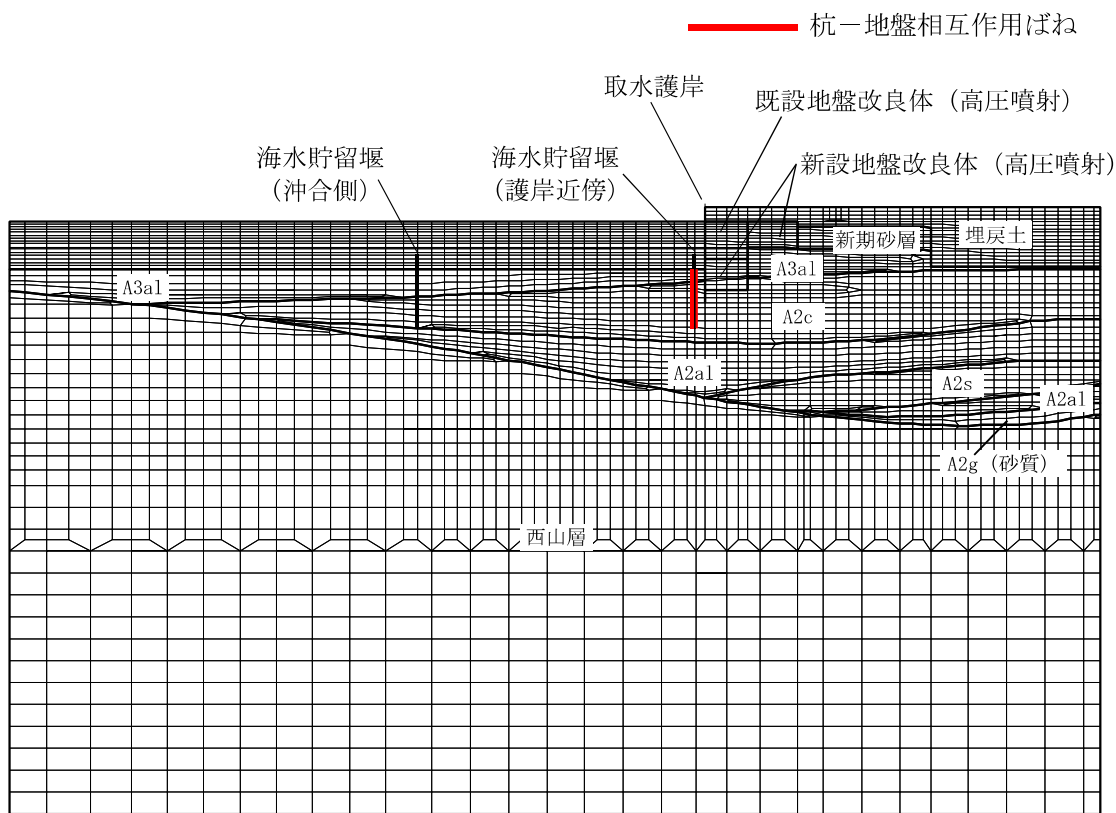
杭―地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として，「港湾構造物設計事例集（上巻）（沿岸技術研究センター，平成19年3月）」に従い，表2.1-3-10のとおり設定する。

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

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



(a) 杭-地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学特性



(b) 杭-地盤相互作用ばね配置図（A-A断面）

図 2.1-3-19 杭-地盤相互作用ばねの考え方

表 2.1-3-10 杭-地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
杭軸方向	1.0×10^6

(8) 杭先端ばねの設定

杭軸方向の荷重変位関係は、杭の鉛直載荷試験の結果等から図2.1-3-20の杭の鉛直載荷試験における一般的な荷重-変位関係に示すとおり、双曲線型の関係を示すことが知られている。本解析においても実現象を精緻にモデル化する観点から、杭先端と地盤間に Hirayama (1990) *による杭先端抵抗と杭先端変位の双曲線型の関係を杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係に置き換えたばねを設けることにより、杭先端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。このばねは、圧縮側の関係を取り扱うため、杭先端と地盤間の変位差が引張り状態となった場合、剛性及び応力を零とし、剥離を考慮する。

杭先端ばねの杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係は、次式及び図2.1-3-21に示す双曲線型の式で設定される。

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

海水貯留堰については、杭の支持層は西山層もしくはA2c層及びA2a1層であり、地震時においても液状化が生じず、所定の杭先端支持力が期待できることから、当杭先端ばねを適用できると判断した。

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

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

q : 杭先端抵抗

z_e : 杭先端変位

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

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

D_e : 杭径

q_{ult} : 杭先端における極限支持力

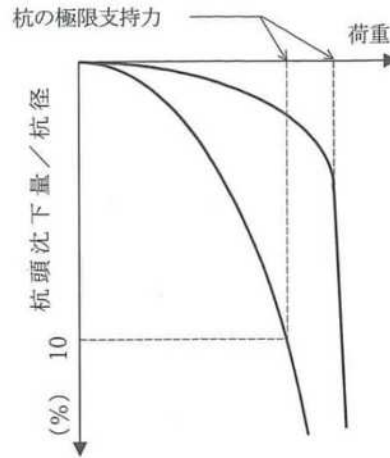


図 2.1-3-20 杭の鉛直載荷試験における一般的な荷重-変位関係
(道路橋示方書より引用)

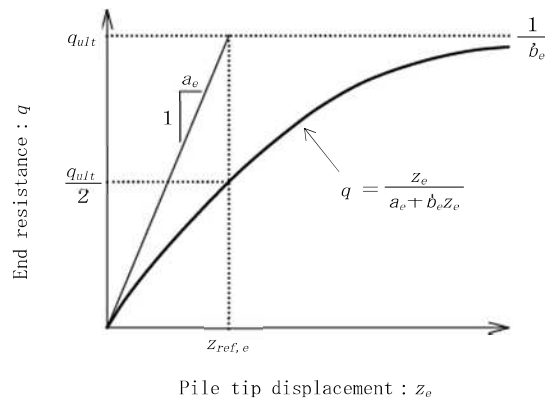


図 2.1-3-21 杭先端ばねの杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係 (Hirayama(1990))

(9) 減衰定数

減衰定数は、柏崎刈羽原子力発電所における新潟県中越沖地震の地震記録を入力波とした再現解析等を踏まえ、Rayleigh減衰として、 $\alpha = 0$ 、 $\beta = 0.005$ を設定する。

3.5.2 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる使用材料を表2.1-3-11に、材料の物性値を表2.1-3-12に示す。

表 2.1-3-11 使用材料

材料	諸元	腐食代	
鋼管矢板	φ 1100mm (SKY490) , t=14mm	1.0mm ^{*1}	
前面鋼矢板	S P-IV型 (SY295) , t=15.5mm	海側 (海底面以浅)	2.0mm ^{*2}
		海側 (海底面以深)	0.2mm ^{*2}
		陸側	0.2mm ^{*2}

注記*1 : 腐食代の算出過程は下記のとおりとする。なお、海底面以深の鋼管矢板の腐食代は、保守的に海底面以浅と同値とした。

$$0.2 \text{ (mm/年)} \times 50 \text{ 年} \times (1.0 - 0.9) = 1.0 \text{ mm}$$

ここで、

運用期間：50年 (海水貯留堰の運用期間 50年)

腐食速度：0.2mm/年 (「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会, 平成 19年 7月)」)

防食率：90% (「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会, 平成 19年 7月)」, 電気防食実施のため)

*2 : 腐食代の算出過程は下記のとおりとする。

$$\text{海側 (海底面以浅)} : 0.2 \text{ (mm/年)} \times 86 \text{ 年} \times (1.0 - 0.9) = 1.72 \text{ mm} \div 2.0 \text{ mm}$$

$$\text{海側 (海底面以深)} : 0.02 \text{ (mm/年)} \times 86 \text{ 年} \times (1.0 - 0.9) = 0.172 \text{ mm} \div 0.2 \text{ mm}$$

$$\text{陸側} : 0.02 \text{ (mm/年)} \times 86 \text{ 年} \times (1.0 - 0.9) = 0.172 \text{ mm} \div 0.2 \text{ mm}$$

ここで、

運用期間：86年 (取水護岸の竣工 (1984年) からの経過年数と海水貯留堰の運用期間 50年の合計)

腐食速度：0.2mm/年 (海側 (海底面以浅))

0.02mm/年 (海側 (海底面以深), 陸側)

(「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会, 平成 19年 7月)」)

防食率：90% (「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会, 平成 19年 7月)」, 電気防食実施のため)

表 2.1-3-12 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
鋼管矢板	77.0	2.0×10 ⁵	0.3
前面鋼矢板	77.0	2.0×10 ⁵	0.3

3.5.3 地盤及び地盤改良体の解析用物性値

地盤及び地盤改良体の諸定数は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の解析用物性値一覧を表2.1-3-13に示す。

なお、海水貯留堰の地盤改良体については、KK7補足-024-1「地盤の支持性能について4.2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値」に示す。

また、表 2.1-3-13(4) に地盤改良体の配置に応じて設定した地盤改良体の物性値を示す。

表 2.1-3-13 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

物性値		地質区分	埋戻土	新期砂層・沖積層			古安田層			
				新期砂層	沖積層上部 (砂質)	沖積層下部	A2s層	A3s層	A2g層 (砂質)	A1g層
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)		1.94 (1.79)*	2.05 (2.00)*	1.90	2.02	1.91	1.91	1.91	1.91
	間隙率 n		0.45	0.44	0.48	0.42	0.45	0.45	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)		1.04×10^5	1.26×10^5	1.25×10^5	1.92×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)		98.0	98.0	110.0	150.0	200.0	200.0	200.0	200.0
	ポアソン比 ν		0.33 (0.42)*	0.33 (0.44)*	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}		0.225	0.234	0.247	0.211	0.157	0.157	0.157	0.157
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)		0.0 (9.6)*	0.0 (94.4)*	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	内部摩擦角 ϕ' (°)		35.9 (34.8)*	34.6 (27.6)*	36.7	35.6	36.6	36.6	36.6	36.6
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)		32.0	31.0	33.0	32.0	32.0	32.0	32.0	32.0
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
		w_1	5.50	7.90	11.00	8.00	25.00	25.00	25.00	25.00
		p_1	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
		p_2	1.00	0.70	0.70	0.65	0.80	0.80	0.80	0.80
		c_1	1.69	2.13	2.41	2.00	8.75	8.75	8.75	8.75

注記* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の数値を表す。

表 2.1-3-13 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液化化層)

物性値		地質区分	埋戻土 II	新期砂層・沖積層	古安田層					
				沖積層上部 (シルト質)	A3c層	A3a1層	A2c層	A2a1層	A2g層 (シルト質)	A1c層
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)		1.71	1.66	1.70	1.81	1.80	1.88	1.80	1.80
	間隙率 n		0.58	0.61	0.57	0.52	0.52	0.48	0.52	0.52
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)		7.33×10^4	5.50×10^4	1.09×10^5	9.57×10^4	1.39×10^5	1.61×10^5	1.39×10^5	1.39×10^5
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)		41.0	170.0	60.0	94.0	140.0	170.0	140.0	140.0
	ポアソン比 ν		0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}		0.152	0.136	0.114	0.162	0.110	0.147	0.110	0.110
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)		7.4	82.5	99.6	29.2	113.0	82.8	113.0	113.0
	内部摩擦角 ϕ' (°)		31.7	19.6	26.8	34.2	27.9	28.7	27.9	27.9

表 2.1-3-13 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (西山層)

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

注記* : Zは、標高 (m) を示す。

表 2.1-3-13 (4) 地盤の解析用物性値一覧 (地盤改良体の配置を考慮した物性値)

既設/新設		既設地盤改良体			
		種別 (地盤種別)	高圧噴射 (砂質土)	高圧噴射 (砂質土)	高圧噴射 (粘性土)
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)		1.77	1.94~1.96*	1.81
	間隙率 n		0.49	0.49	0.64
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ni} (kN/m ²)		1.78×10^6	5.54×10^5	5.18×10^5
	基準平均有効拘束圧 σ_{mi}' (kN/m ²)		98.0	98.0	98.0
	ポアソン比 ν		0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}		0.05	0.05	0.05
強度特性	粘着力 c (kN/m ²)		815	397	397

注記* : 地盤改良体の配置に応じて設定。

3.5.4 地下水位

地下水位は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、地表面 (T. M. S. L. 3.0m) として設定する。

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、海水貯留堰の構造上の特徴を踏まえ設定する。

3.6.1 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性評価に係る評価対象部位は、鋼管矢板、止水ゴム取付部鋼材とする。

3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、鋼管矢板を支持する基礎地盤とする。

3.6.3 構造物の変形性評価

構造物の変形性評価に係る評価対象部位は、止水ゴムとする。

3.7 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.7.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，鋼管矢板の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，表2.1-3-14に示す短期許容応力度とする。

表 2.1-3-14 鋼管矢板の許容限界

部位	材料	項目	許容限界 (N/mm ²)
鋼管矢板 φ 1100	SKY490	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	277
		短期許容せん断応力度 τ_a	157

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，表2.1-3-15に示す短期許容応力度とする。

また，止水ゴム取付部鋼材は，鋼管矢板及び前面鋼矢板に水中溶接にて設置する。止水ゴム取付部鋼材（水中溶接部）に対する許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」，「鋼矢板 設計から施工まで（鋼管杭協会，平成12年3月）」及び「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009年版）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，表2.1-3-16に示す短期許容応力度とする。ただし，「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009年版）」に基づき，水中溶接部の短期許容応力度は，気中溶接部の短期許容応力度から30%減じたものとする。

表 2.1-3-15 止水ゴム取付部鋼材の許容限界

部位	材料	項目	許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	SM490	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	277
		短期許容せん断応力度 τ_a	157

表 2.1-3-16(1) 止水ゴム取付部鋼材（水中溶接部）の許容限界（接続：鋼管矢板）

部位	材料	項目	許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	止水ゴム取付部鋼材（SM490） ／鋼管矢板（SKY490）	短期許容曲げ応力度 σ_{sa} 及び 短期許容せん断応力度 τ_a （水中溶接部）	110

表 2.1-3-16(2) 止水ゴム取付部鋼材（水中溶接部）の許容限界（接続：前面鋼矢板）

部位	材料	項目	許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	止水ゴム取付部鋼材（SM490） ／前面鋼矢板（SY295）	短期許容曲げ応力度 σ_{sa} 及び 短期許容せん断応力度 τ_a （水中溶接部）	105

3.7.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する鉛直力に対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、「道路橋示方書（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）」より設定する極限支持力に、「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 J E A C 4 6 1 6-2009（日本電気協会）」に基づく安全率1.2を考慮した終局鉛直支持力とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表2.1-3-17に示す。

道路橋示方書による群杭としての軸方向許容押込み支持力算定式を以下に示す。

なお、支持性能評価における保守的な配慮として、杭先端の極限支持力を考慮せず終局鉛直支持力を算定する。

$$Q_a = \frac{1}{n} (Q_p + Q_f)$$

ここで、

Q_a : 終局鉛直支持力（群杭としての軸方向許容押込み支持力（杭頭での許容荷重））（kN）

n : 安全率

Q_p : 群杭としての杭先端の極限支持力（kN）（保守的に考慮しない）

Q_f : 群杭としての周面摩擦力（kN）

$$Q_f = U_G \sum L_i \tau_i$$

ここで、

U_G : 鋼管矢板1本あたりの両側側面幅（図2.1-3-22の矢印部（ $=2D$ ））（m）

D : 鋼管矢板1本あたりの片側側面幅（m）

L_i : 海底面から先端支持層までの各層の層厚（m）

τ_i : 各層の土の非排水せん断強度（kN/m²）

表 2.1-3-17 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

項目	算定結果			備考
	A-A断面	B-B断面		
		南側	北側	
鋼管矢板 1 本当たりの 側面幅 U_G (m)	2.696	2.696	2.696	図 2.1-3-22 を参照
A3a1 層の層厚 (m)	3.671	1.643	2.378	
A2c 層の層厚 (m)	4.299	6.357	—	
西山層の層厚 (m)	—	—	5.622	
A3a1 層の非排水せん断強度 (kN/m ²)	104	104	104	
A2c 層の非排水せん断強度 (kN/m ²)	251	251	—	
西山層の非排水せん断強度 (kN/m ²)	—	—	1424	
群杭としての周面摩擦力 Q_f (kN)	3938	4762	22245	
群杭としての 杭先端の極限支持力 Q_p (kN)	0	0	0	保守的な 配慮として 考慮しない
安全率 n	1.2	1.2	1.2	
群杭としての 軸方向許容押込み支持力 Q_a (kN)	3280	3960	18500	終局鉛直 支持力

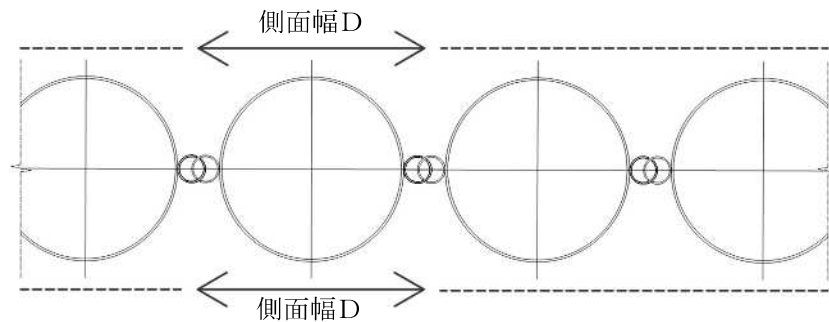


図 2.1-3-22 仮想ケーソン基礎の側面幅 U_G

3.7.3 構造物の変形性に対する許容限界

止水ゴムに対する許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。

止水ゴムの変形量の許容限界を表2.1-3-18に示す。

なお、漏水試験及び変形試験については、（参考資料4）に示す。

表 2.1-3-18 止水ゴムの変形量の許容限界

項目	許容限界	
変形量	δ_x	9.5cm 以上*
	δ_y	11.3cm 以上*
	δ_z	12.2cm 以上*

注記* :



3.8 評価方法

海水貯留堰の耐震評価は、地震応答解析により算定した全時刻歴の照査用応答値が、「3.7 許容限界」において設定した許容限界以下であることを確認する。

3.8.1 構造部材の健全性評価

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して、地震応答解析により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

鋼管矢板に発生する曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定した応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

b. せん断力に対する照査

鋼管矢板に発生するせん断力を用いて次式により算定したせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \cdot \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : 鋼管矢板のせん断力より算定したせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 ($\kappa = 2.0$)

(2) 止水ゴム取付部鋼材

a. 構造概要

止水ゴム取付部鋼材の照査対象は、構成部材であるスキンプレートとリブプレートに加えて、発生荷重を負担する前面鋼矢板及び鋼管矢板との接合部とする。なお、止水ゴム取付部鋼材は、前面鋼矢板及び鋼管矢板と水中溶接により接合されているため、適切に設定した許容限界に対して照査する（「3.7 許容限界」参照）。

止水ゴム取付部鋼材に関する使用材料を表 2.1-3-19 に、海水貯留堰接続部の鳥瞰図を図 2.1-3-23 に示す。また、止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図を図 2.1-3-24、図 2.1-3-25 に、止水ゴムの仕様を表 2.1-3-20 に、止水ゴムの構造図を図 2.1-3-26 にそれぞれ示す。

止水ゴム取付部鋼材及び止水ゴムは、地震時の安定性を確保するとともに、堰外が引き波により海底地盤が露出した状態において、海水の貯留性及び安定性を確保している（参考資料 5）。

なお、海水貯留堰と取水護岸との間に生じる相対変位は、海水貯留堰接続部を構成する止水ゴムの変形性能により吸収される。止水ゴムの変形性評価結果は、「4.2.3 構造物の変形性に対する評価結果」に示す。止水ゴム取付部鋼材間の離隔は、補足「2.5 取水護岸の耐震計算書に関する補足説明」において適切に確保されていることを確認している。

表 2.1-3-19 使用材料（止水ゴム取付部鋼材）

部位	材料	諸元
止水ゴム取付部鋼材	スキンプレート	t=9mm* (SM490)
	リブプレート	t=14mm* (SM490)

注記*：断面照査においては海水と接する面に対して 1mm の腐食代を考慮する。

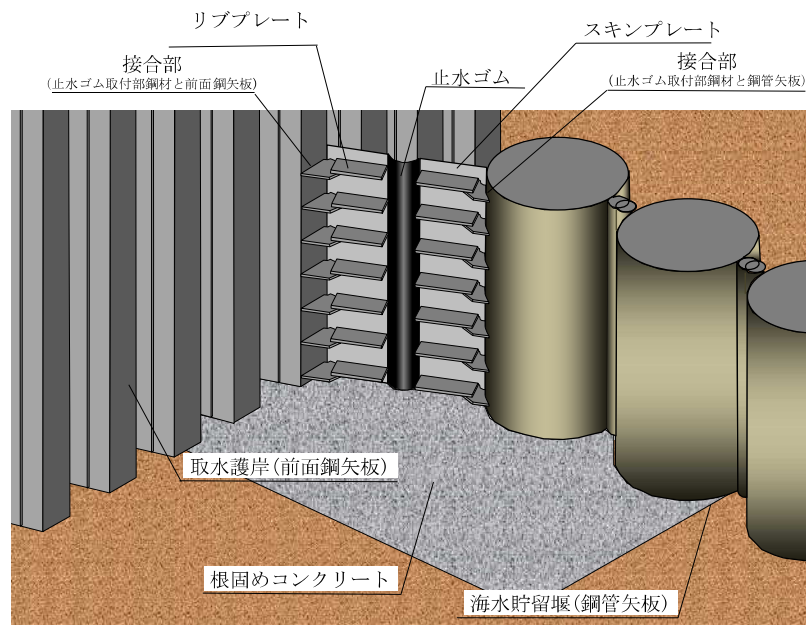
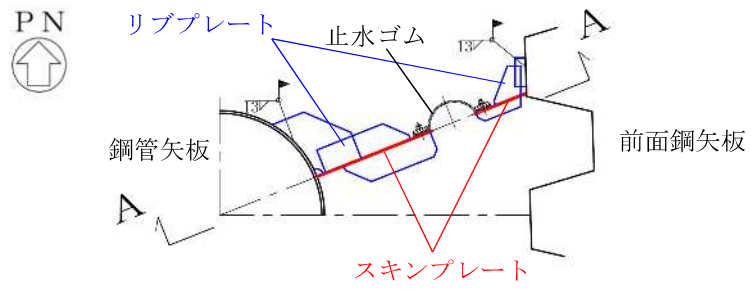
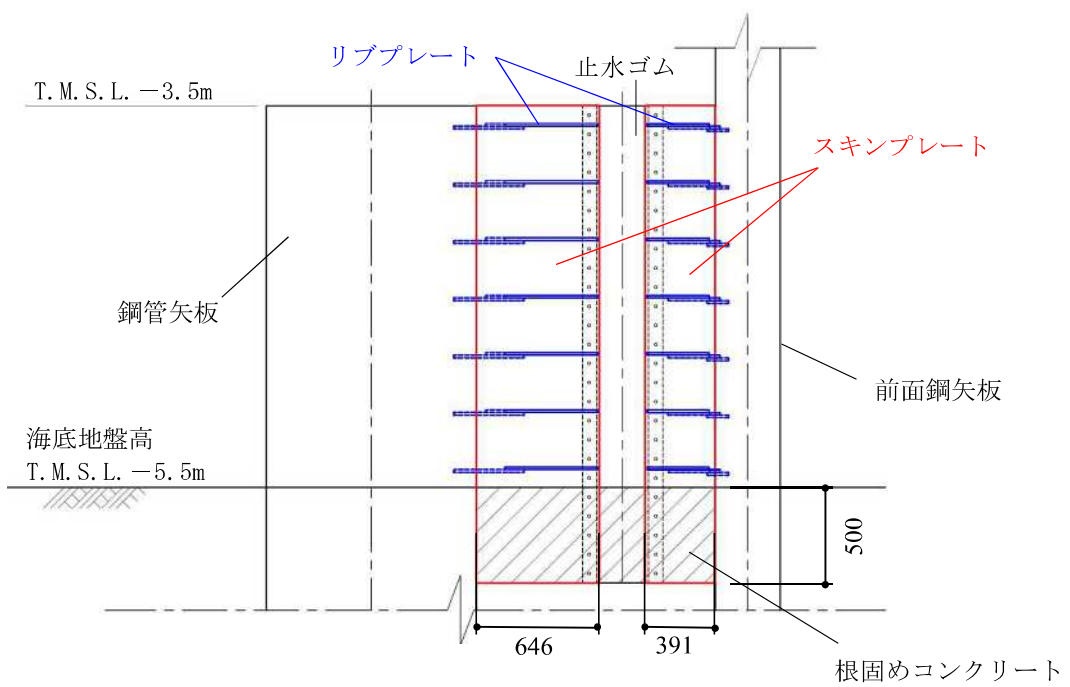


図 2.1-3-23 海水貯留堰接続部の鳥瞰図



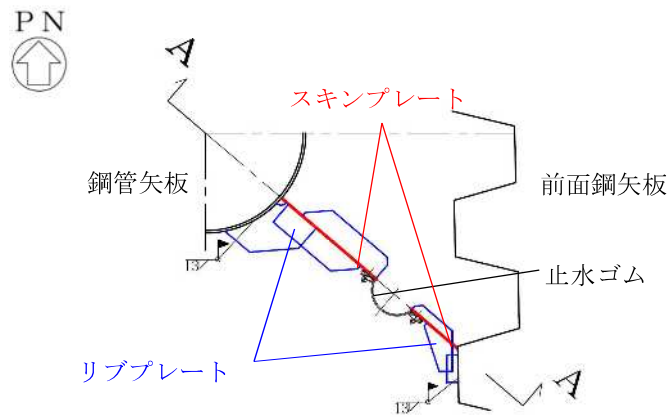
(a) 平面図



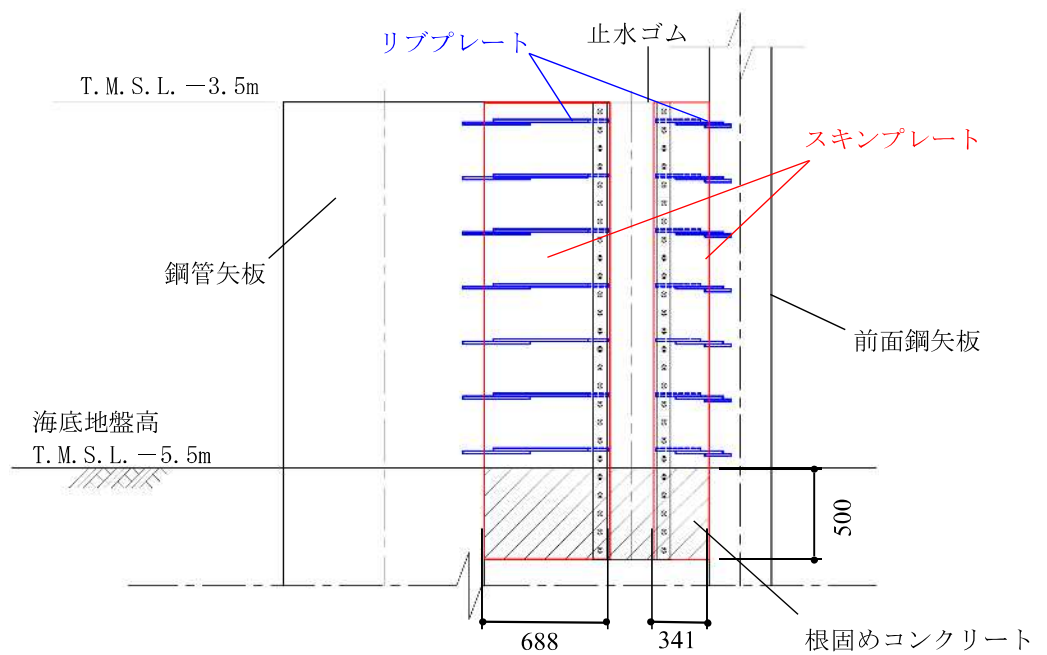
(単位：mm)

(b) A-A断面図

図 2.1-3-24 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図 (南側)



(a) 平面図



(単位：mm)

(b) A-A断面図

図 2.1-3-25 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図 (北側)

表 2.1-3-20 止水ゴムの仕様

部位	材料	諸元
止水ゴム	クロロプレンゴム	t=10mm

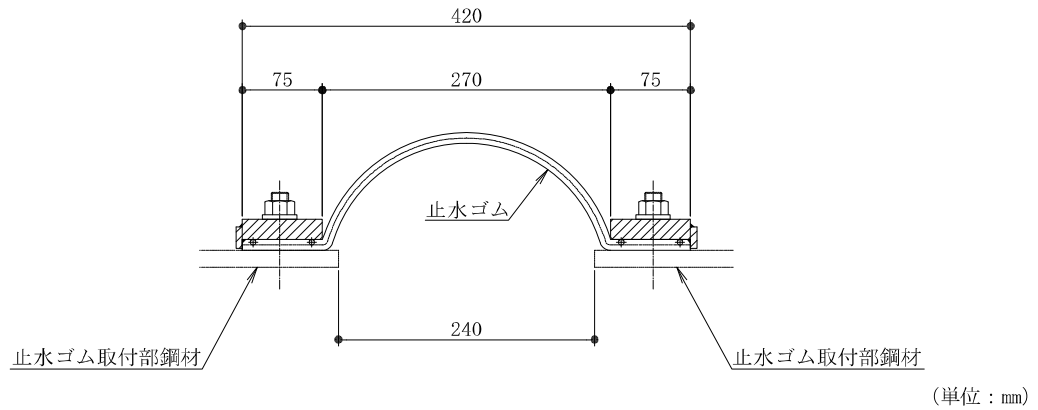


図 2.1-3-26 止水ゴムの構造図

b. 解析概要

地震時に発生する応答値は、ゴム作用力、基準地震動 S_s による慣性力及び動水圧を作用させた線形はり構造として解析を行う。

c. 止水ゴム取付部鋼材の解析方法

解析方法は以下に示すとおりとする。また、（参考資料 6）に止水ゴム取付部鋼材に作用する分布荷重の算出方法について示す。

(a) スキンプレート

スキンプレートは、取水護岸前面鋼矢板側と海水貯留堰鋼管矢板側に設置する。スキンプレートの照査については、設置間隔 300mm のリブプレートで支持された両端固定梁として行う。

イ. モデル化

スキンプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を図

2.1-3-27、照査断面を図 2.1-3-28 に示す。

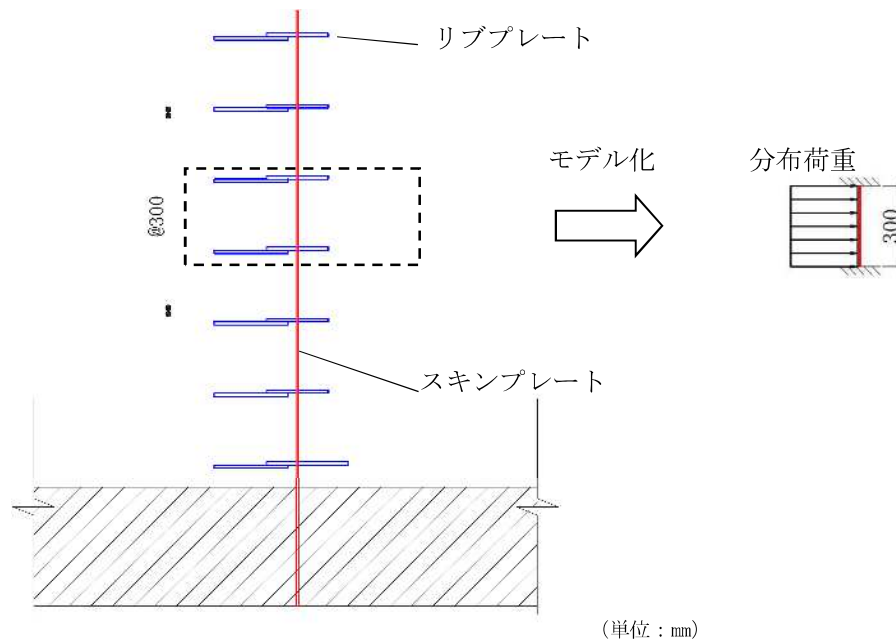
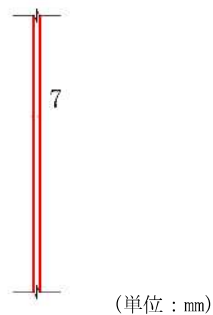


図 2.1-3-27 スキンプレート照査モデル図



注：照査断面は腐食代を考慮した断面を示す。

図 2.1-3-28 スキンプレート照査断面

ロ. 断面照査方法

スキンプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l \cdot L^2}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{q \cdot l \cdot L}{2}$$

ここに，

M_{\max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート間隔 (m)

l : スキンプレート奥行き (m)

S_{\max} : 最大発生せん断力 (kN)

(b) リブプレート

リブプレートは，取水護岸前面鋼矢板側と海水貯留堰鋼管矢板側に設置する。リブプレートの照査については，止水ゴム取付部鋼材のリブプレート断面変化箇所に対して行う。

イ. モデル化

リブプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデルを図 2.1-3-29 に示す。また，照査断面を図 2.1-3-30 に示す。

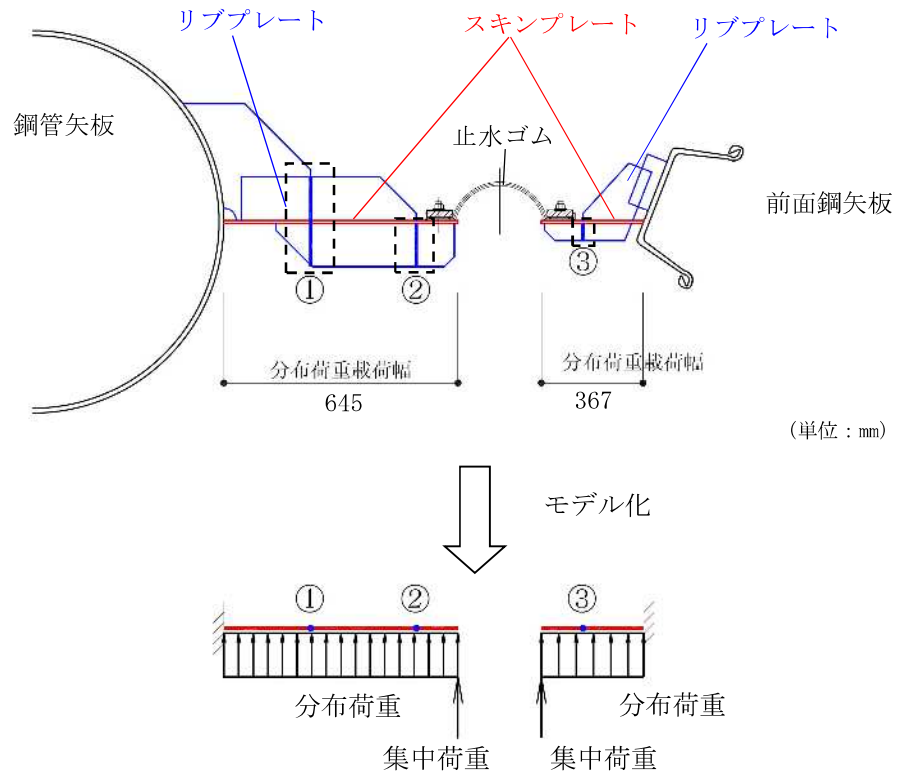
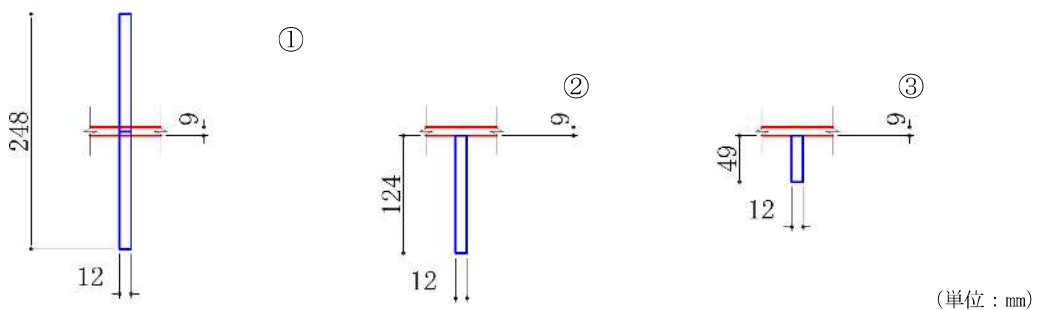


図 2.1-3-29 照査モデル図 (リブプレートと鋼管矢板又は前面鋼矢板)



注：照査断面は腐食代を考慮した断面を示す。

図 2.1-3-30 リブプレートの照査断面

ロ. 断面照査方法

リブプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L^2 \cdot l}{2} + P \cdot L \cdot l$$

$$S_{\max} = q \cdot L \cdot l + P \cdot l$$

ここに，

M_{\max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅＝検討箇所でのリブプレート張り出し長 (m)

l : リブプレート間隔 (m)

P : 集中荷重 (kN/m)

S_{\max} : 最大発生せん断力 (kN)

(c) 前面鋼矢板及び鋼管矢板との接合部

止水ゴム取付部鋼材では、リッププレート部材と取水護岸前面鋼矢板及び海水貯留堰鋼管矢板との接合部において発生荷重を負担している。当該接合部は水中溶接により接合されるが、水中溶接部の許容限界については、「3.7 許容限界」にまとめる。

イ. モデル化

リッププレートに作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデルを図 2.1-3-31 に示す。また、照査断面を図 2.1-3-32 に示す。

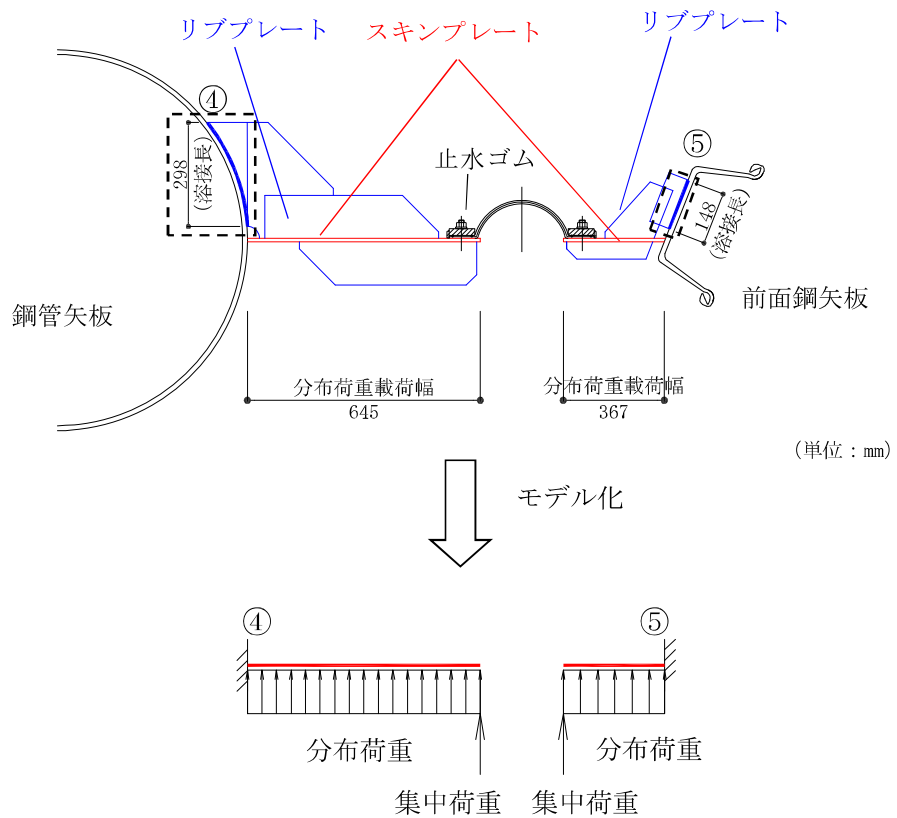
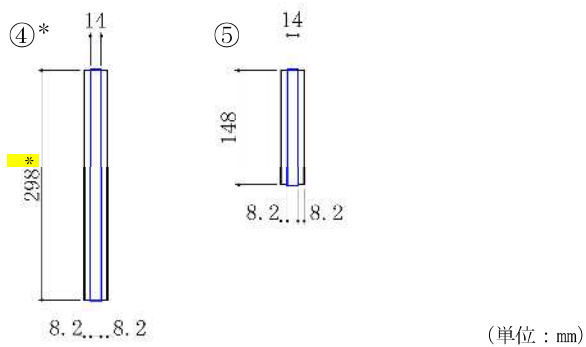


図 2.1-3-31 照査モデル図 (リッププレートと鋼管矢板又は前面鋼矢板接合部)



注記* : ④部は鋼管矢板の外表面形状に沿って溶接しているが、保守的にプレート幅を溶接長さとして扱う。

図 2.1-3-32 接合部の照査断面 (照査断面寸法 (溶接長) は腐食代を考慮)

ロ. 断面照査方法

リブプレートと取水護岸前面鋼矢板の接合部及びリブプレートと海水貯留堰鋼管矢板の接合部に発生する断面力算定式，部材の断面性能算出式を以下に記す。また，リブプレートと取水護岸前面鋼矢板の接合部は，発生せん断力に対して角度を有していることから，図 2.1-3-33 に示すように角度補正を行う。

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L^2 \cdot l}{2} + P \cdot L \cdot l$$

$$S_{\max} = q \cdot L \cdot l + P \cdot l$$

リブプレートと前面鋼矢板接合部

$$S = S_{\max} \cdot \cos \theta$$

$$N = S_{\max} \cdot \sin \theta$$

ここに，

M_{\max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅=リブプレート張り出し長 (m)

l : リブプレート間隔 (m)

P : 集中荷重 (kN/m)

S_{\max} : 最大発生せん断力 (kN)

S : 最大発生せん断力に対する分力 (せん断力) (kN)

N : 最大発生せん断力に対する分力 (引張力) (kN)

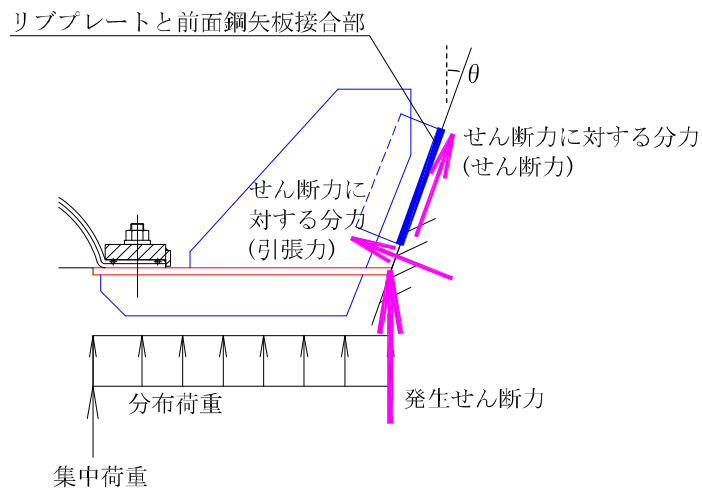


図 2.1-3-33 リブプレートと前面鋼矢板接合部におけるせん断力の補正について

d. 評価方法

止水ゴム取付部鋼材の耐震評価は、曲げモーメント及び軸力より算定した応力及びせん断力より算定したせん断応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 曲げモーメント及び軸力より算定した応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

(b) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定したせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \cdot \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : せん断力より算定したせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 ($\kappa = 1.5$)

3.8.2 基礎地盤の支持性能評価

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

3.8.3 構造物の変形性評価

(1) 相対変位の考え方

止水ゴムの変形性評価に用いる地震時の構造物間の相対変位は、地震時の解析ケースで求められる最大変位の最大値とする。

なお、津波時及び重畳時の構造物間の相対変位に対する止水ゴムの変形性評価は、V-3-別添3-1-2「海水貯留堰の強度計算書」において実施するものとする。

(2) 評価方法

止水ゴムの変位量は、海水貯留堰（護岸近傍）と取水護岸間の水平（ δ_x ）及び鉛直方向（ δ_y ）と、海水貯留堰下端と海水貯留堰天端間の水平方向（ δ_z ）の相対変位とする。地震応答解析モデル（A-A断面）を図2.1-3-34に、変位方向の定義を図2.1-3-35から図2.1-3-37に示す。これら3方向の変位量が許容限界以下であることを確認する。地震時における変位量の評価は、各変位方向の最大値を用いて評価する。

δ_x : X方向の水平変位 (cm)

δ_y : Y方向の鉛直変位 (cm)

δ_z : Z方向の水平変位 (cm)

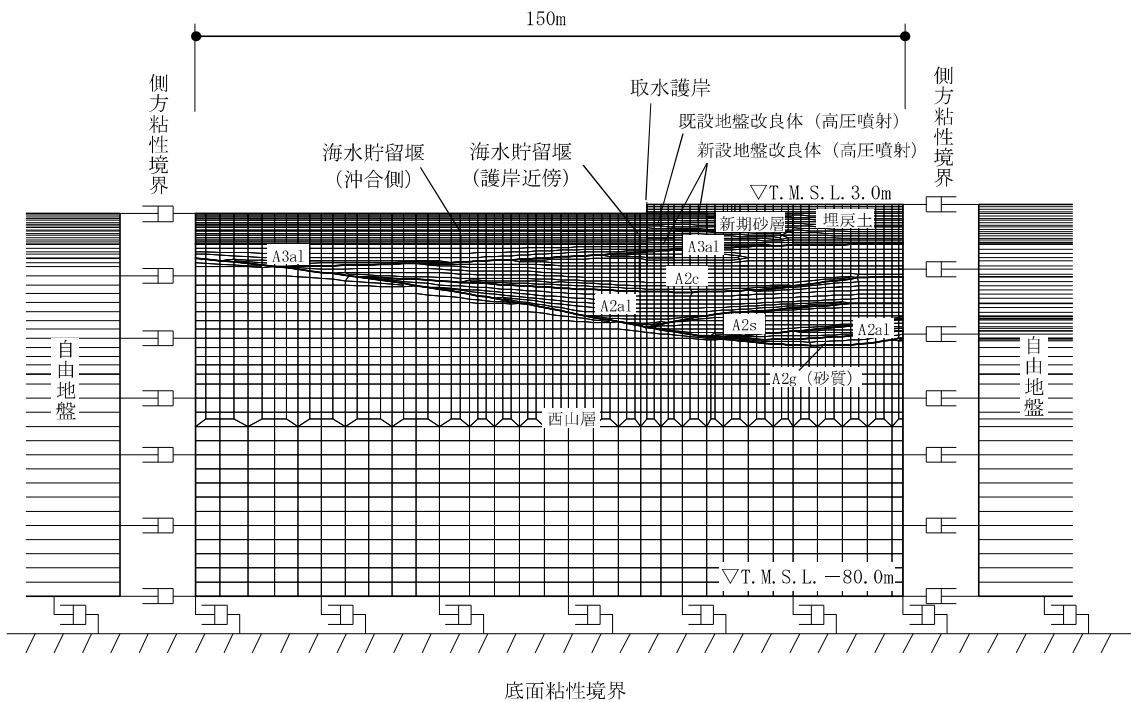


図 2.1-3-34 海水貯留堰の地震応答解析モデル (A-A 断面)

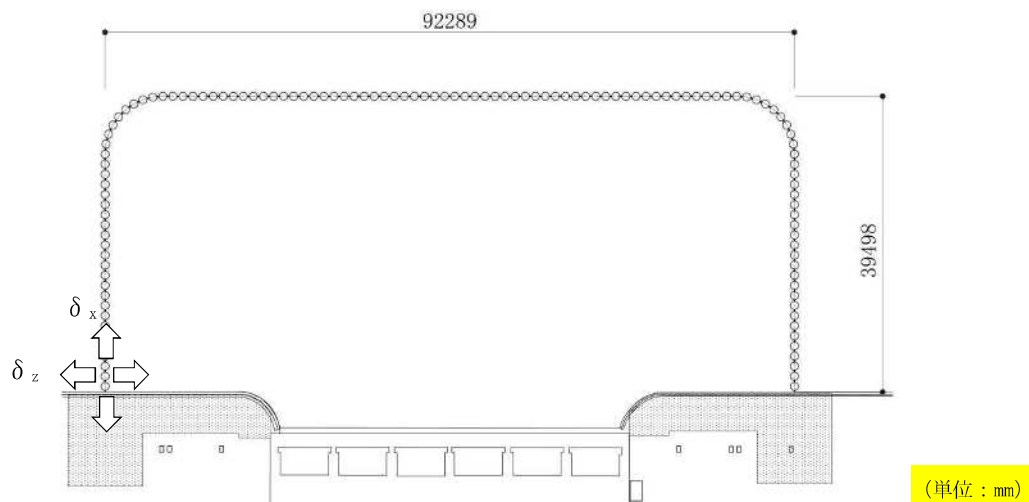


図 2.1-3-35 変位方向の定義 (δ_x , δ_z 平面図)

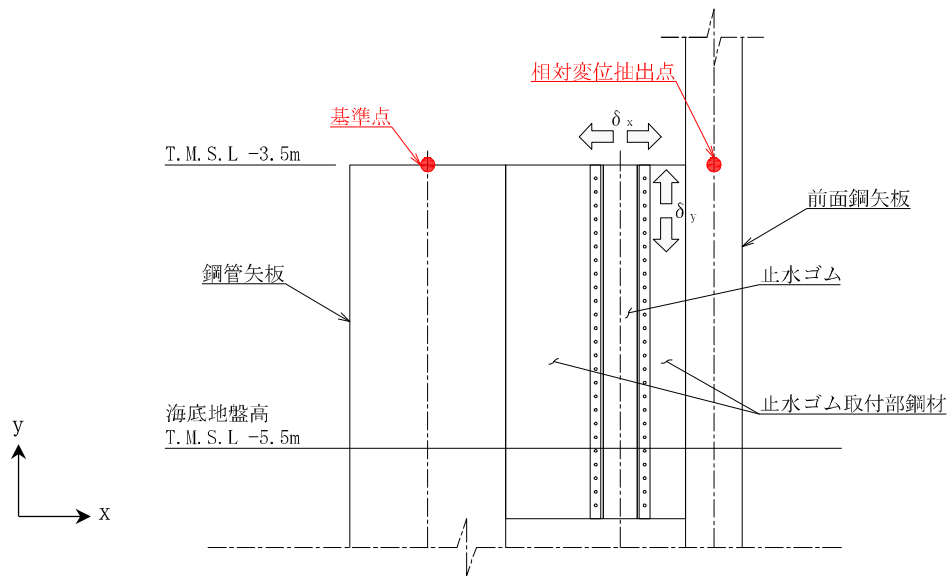


図 2.1-3-36 変位方向の定義 (δ_x , δ_y 断面図)

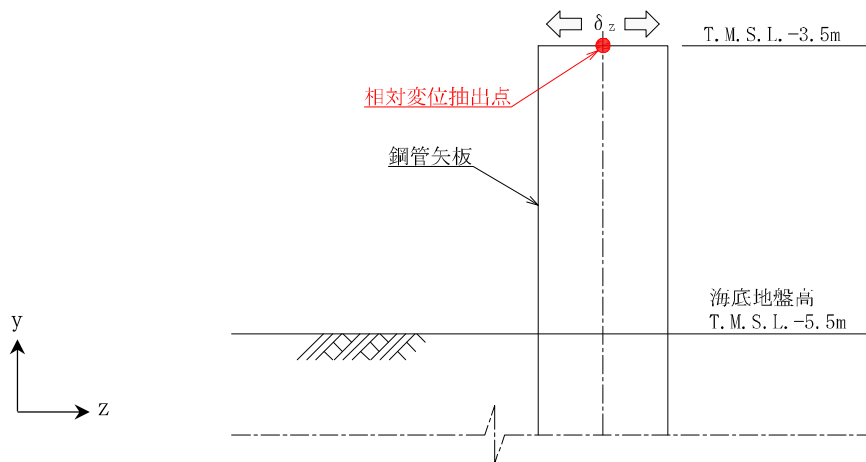


図 2.1-3-37 変位方向の定義 (δ_z 断面図)

4. 評価結果

4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布」，「最大せん断ひずみ分布」及び「最大過剰間隙水圧比分布」を示す。

(1) 断面力分布

耐震評価においては，全ての基準地震動 S_s に対し，①の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また，全ての基準地震動 S_s に対し基本として実施した①の解析ケースにおいて，各照査値が最も厳しい地震動を用い，②～⑤の解析ケースを実施する。

表2.1-4-1から表2.1-4-6に2次元有効応力解析で実施した鋼管矢板の曲げ軸力またはせん断力に対する解析ケースと照査値を示す。

A-A断面及びB-B断面における基準地震動 S_s による鋼管矢板に発生する断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）照査において，解析ケースのうち鋼管矢板において最も厳しい照査値の地震時断面力を図2.1-4-1及び図2.1-4-2に示す。本図は鋼管矢板の曲げ軸力照査及びせん断力照査において全時刻歴中照査値が最も厳しくなる時刻における断面力分布を示したものである。

表 2.1-4-1 鋼管矢板の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値 (A-A断面)

地震動 \ 解析ケース		曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.18	0.15	0.20	0.18	0.15
	-+	0.17				
	+-	0.18				
	--	0.18				
Ss-2		0.17				
Ss-3	++	0.13				
	-+	0.14				
	+-	0.14				
	--	0.14				
Ss-4		0.09				
Ss-5		0.11				
Ss-6		0.11				
Ss-7		0.13				
Ss-8	++	0.11				
	-+	0.12				

表 2.1-4-2 鋼管矢板のせん断力に対する解析ケースと照査値 (A-A断面)

地震動 \ 解析ケース		せん断力照査				
		①	②	③	④	⑤
Ss-1	++	0.06	0.06	0.08	0.06	0.06
	-+	0.06				
	+-	0.06				
	--	0.06				
Ss-2		0.06				
Ss-3	++	0.04				
	-+	0.05				
	+-	0.04				
	--	0.05				
Ss-4		0.03				
Ss-5		0.04				
Ss-6		0.04				
Ss-7		0.04				
Ss-8	++	0.04				
	-+	0.05				

表 2.1-4-3 鋼管矢板の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値（B-B断面（南側））

地震動		解析ケース		曲げ軸力照査				
				①	②	③	④	⑤
Ss-1	++			0.07				
	-+			0.08	0.07	0.08	0.08	0.07
	+-			0.07				
	--			0.08				
Ss-2				0.07				
Ss-3	++			0.06				
	-+			0.06				
	+-			0.06				
	--			0.06				
Ss-4				0.04				
Ss-5				0.04				
Ss-6				0.04				
Ss-7				0.04				
Ss-8	++			0.06				
	-+			0.06				

表 2.1-4-4 鋼管矢板のせん断力に対する解析ケースと照査値（B-B断面（南側））

地震動		解析ケース		せん断力照査				
				①	②	③	④	⑤
Ss-1	++			0.04				
	-+			0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
	+-			0.04				
	--			0.04				
Ss-2				0.03				
Ss-3	++			0.03				
	-+			0.04				
	+-			0.03				
	--			0.04				
Ss-4				0.02				
Ss-5				0.02				
Ss-6				0.02				
Ss-7				0.02				
Ss-8	++			0.03				
	-+			0.04				

表 2.1-4-5 鋼管矢板の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値（B-B断面（北側））

地震動		解析ケース		曲げ軸力照査				
				①	②	③	④	⑤
Ss-1	++			0.19				
	-+			0.21	0.18	0.23	0.21	0.19
	+-			0.20				
	--			0.21				
Ss-2				0.18				
Ss-3	++			0.14				
	-+			0.14				
	+-			0.13				
	--			0.14				
Ss-4				0.08				
Ss-5				0.09				
Ss-6				0.09				
Ss-7				0.08				
Ss-8	++			0.12				
	-+			0.13				

表 2.1-4-6 鋼管矢板のせん断力に対する解析ケースと照査値（B-B断面（北側））

地震動		解析ケース		せん断力照査				
				①	②	③	④	⑤
Ss-1	++			0.09				
	-+			0.09	0.08	0.10	0.09	0.08
	+-			0.09				
	--			0.09				
Ss-2				0.08				
Ss-3	++			0.06				
	-+			0.06				
	+-			0.06				
	--			0.06				
Ss-4				0.04				
Ss-5				0.04				
Ss-6				0.04				
Ss-7				0.04				
Ss-8	++			0.06				
	-+			0.06				

○：最大照査値が発生する箇所

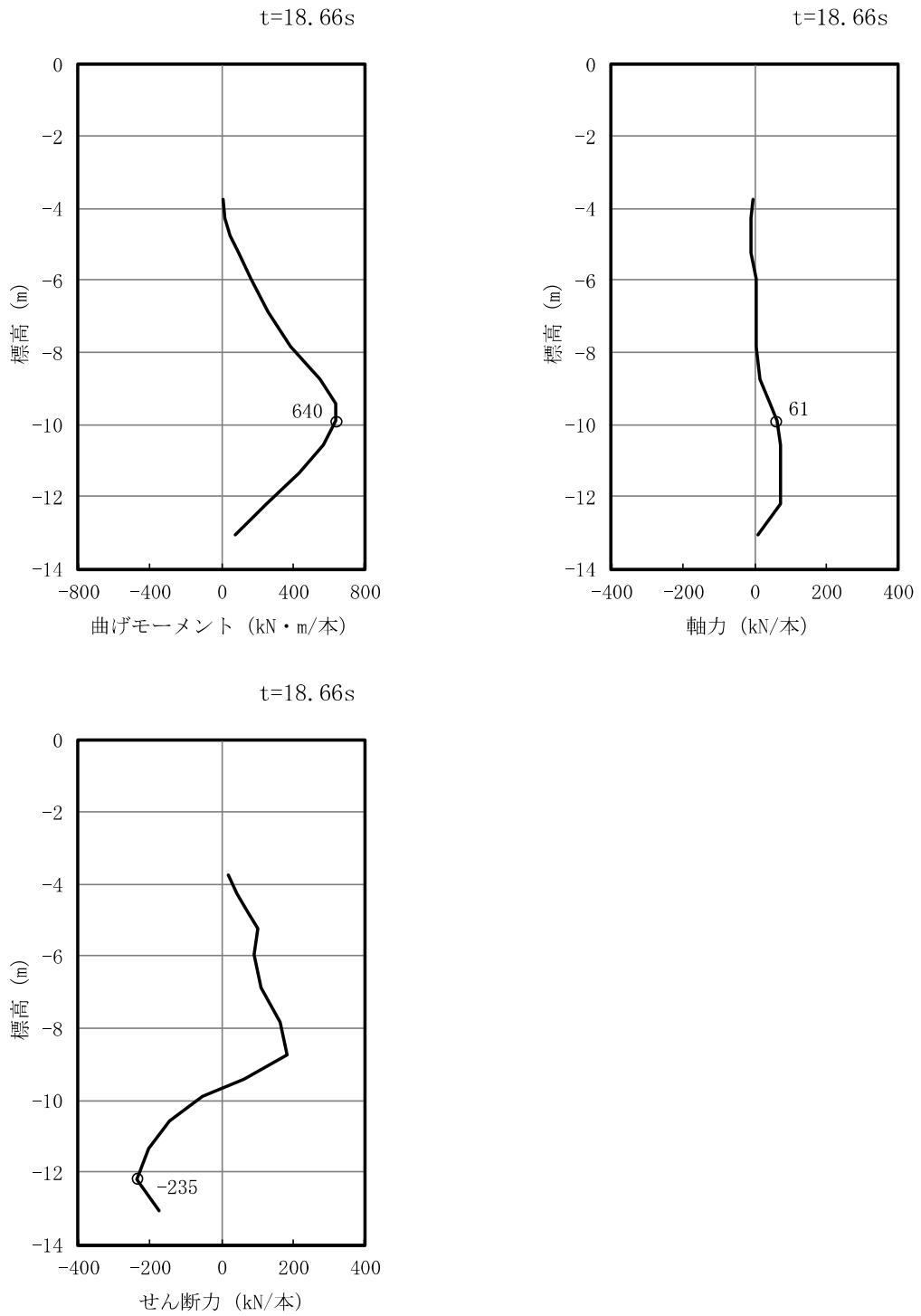


図 2.1-4-1 鋼管矢板において最も厳しい照査値の地震時断面力
 (A-A断面 Ss-1++)
 (解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース)

○：最大照査値が発生する箇所

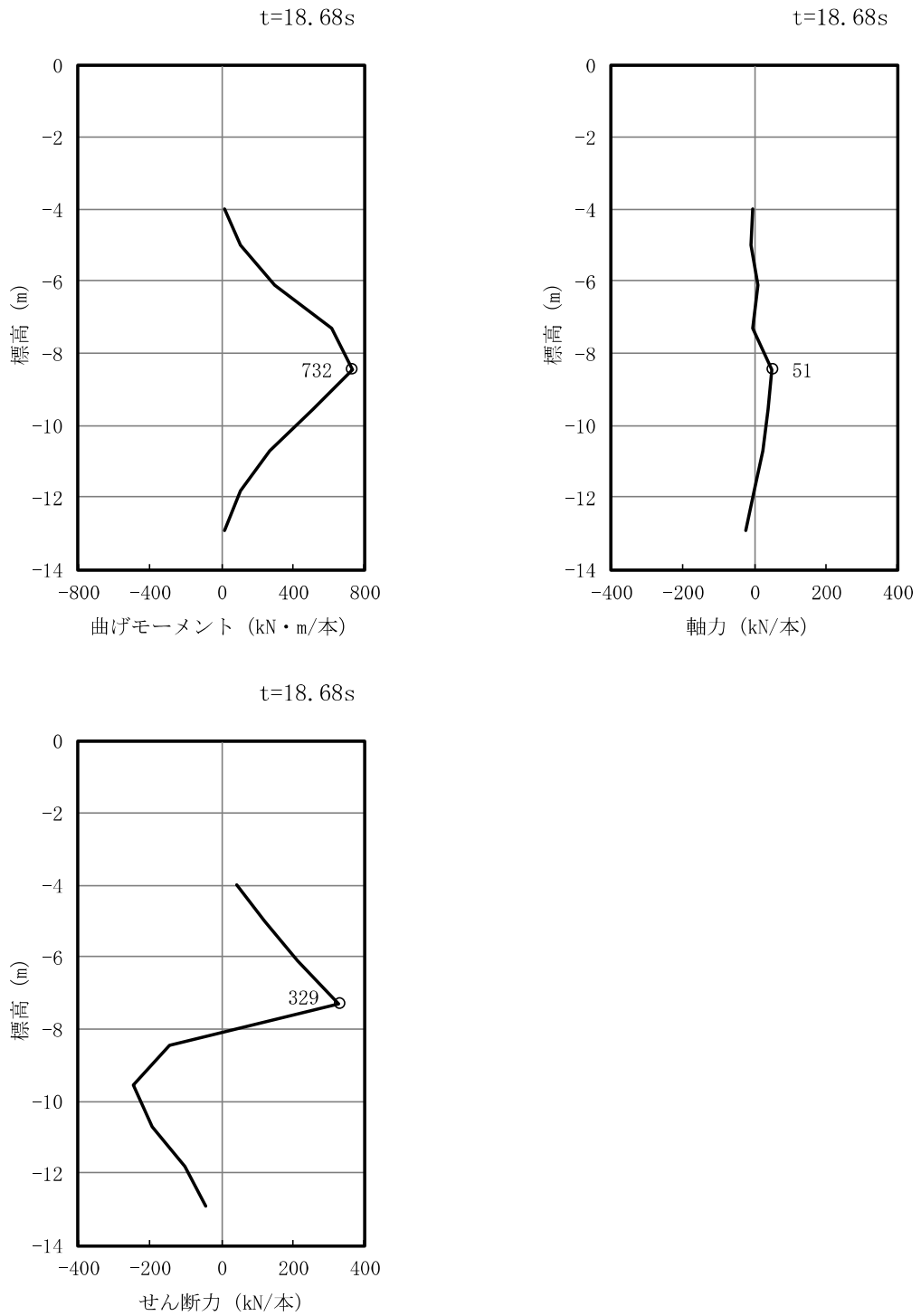


図 2.1-4-2 鋼管矢板において最も厳しい照査値の地震時断面力
 (B-B断面 海水貯留堰(北側) Ss-1-+)
 (解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース)

(2) 最大せん断ひずみ分布

各要素に発生した最大せん断ひずみを確認するため、断面力の照査において、解析ケースのうち最も厳しい照査値となったケースの地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみ分布を図2.1-4-3及び図2.1-4-4に示す。

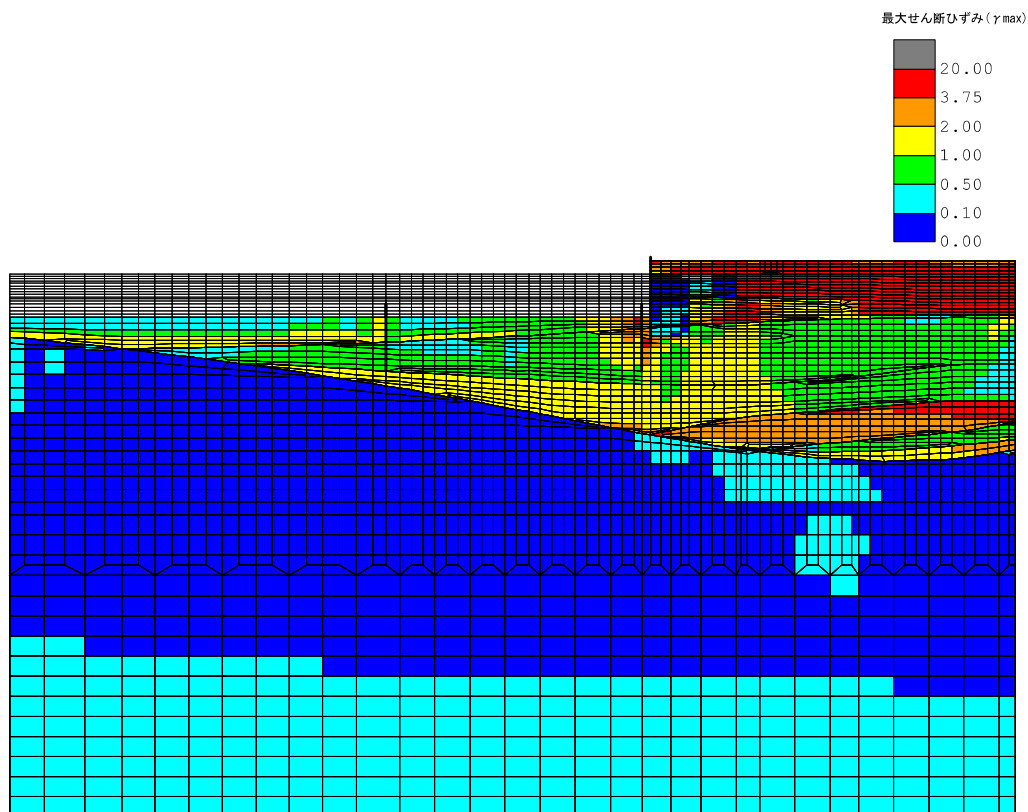


図 2.1-4-3 最大せん断ひずみ分布
(A-A断面, 解析ケース③, 地震動 Ss-1++)

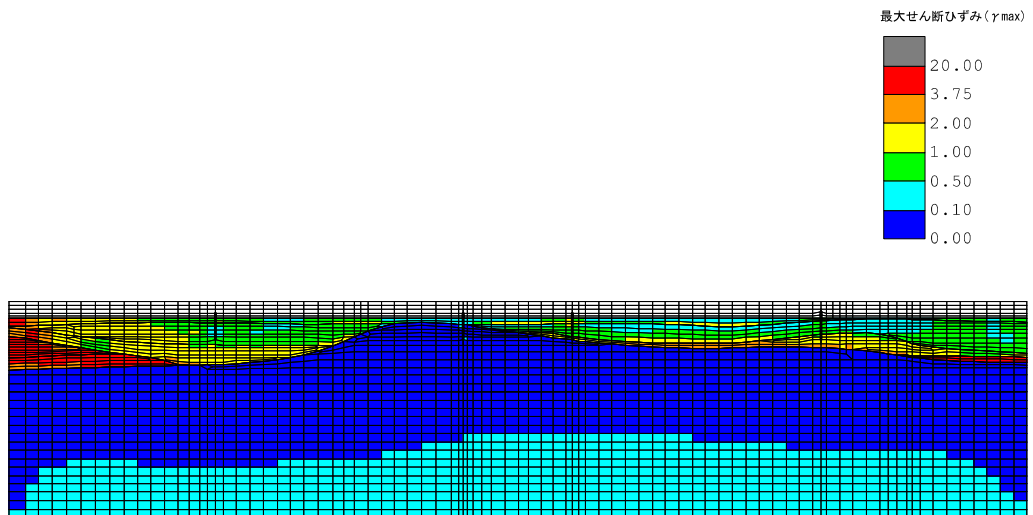


図 2.1-4-4 最大せん断ひずみ分布
 (B-B断面, 解析ケース③, 地震動 Ss-1-+)

(3) 最大過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、断面力の照査において、解析ケースのうち最も厳しい照査値となったケースの地震応答解析の全時刻における最大過剰間隙水圧比分布を図2.1-4-5及び図2.1-4-6に示す。

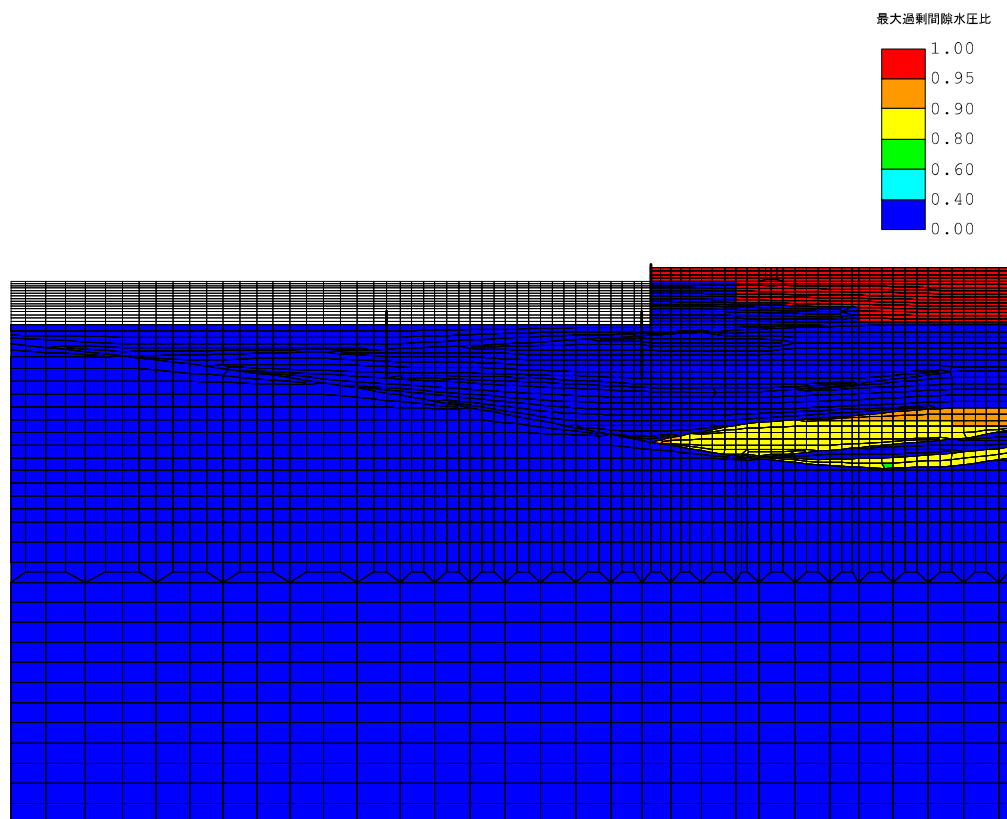


図 2.1-4-5 最大過剰間隙水圧比分布
(A-A断面, 解析ケース③, 地震動 Ss-1++)

最大過剰間隙水圧比

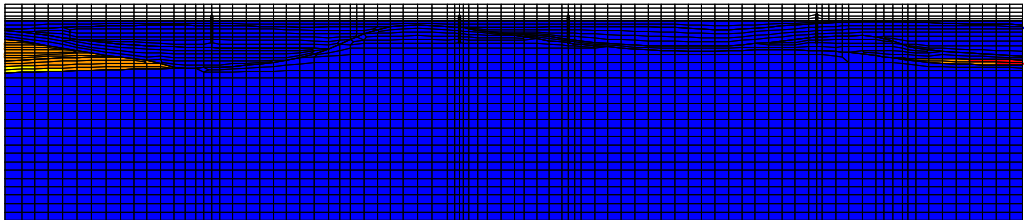
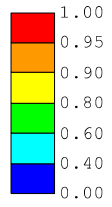


図 2.1-4-6 最大過剰間隙水圧比分布
(B-B断面, 解析ケース③, 地震動 Ss-1-+)

4.2 耐震評価結果

4.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) 鋼管矢板の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

曲げ軸力に対する照査結果を表 2.1-4-7 から表 2.1-4-9 に示す。なお、曲げ軸力は各地震動において最大となる値を示している。

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 2.1-4-7 曲げ軸力に対する照査結果 (A-A断面 鋼管矢板)

解析ケース*	地震動		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	Ss-1	++	546	75	47.6	277	0.18
		-+	524	101	46.4	277	0.17
		+ -	545	76	47.6	277	0.18
		--	538	104	47.6	277	0.18
	Ss-2		505	88	44.5	277	0.17
	Ss-3	++	394	113	35.7	277	0.13
		-+	416	103	37.3	277	0.14
		+ -	402	113	36.4	277	0.14
		--	414	102	37.1	277	0.14
	Ss-4		269	80	24.5	277	0.09
	Ss-5		338	25	29.0	277	0.11
	Ss-6		332	96	30.1	277	0.11
	Ss-7		392	48	34.1	277	0.13
	Ss-8	++	318	78	28.5	277	0.11
-+		368	89	33.0	277	0.12	
②	Ss-1	++	452	94	40.2	277	0.15
③		++	640	61	55.2	277	0.20
④		++	549	67	47.7	277	0.18
⑤		++	463	90	41.0	277	0.15

注記*: 解析ケースの番号は下記に対応する

- ①: 基本ケース
- ②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
- ④: 非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2.1-4-8 曲げ軸力に対する照査結果 (B-B断面 鋼管矢板 (南側))

解析ケース*	地震動		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	
①	Ss-1	++	216	6	18.3	277	0.07	
		-+	235	39	20.7	277	0.08	
		+-	213	2	18.0	277	0.07	
		--	224	26	19.5	277	0.08	
	Ss-2			183	95	17.6	277	0.07
	Ss-3	++	170	96	16.5	277	0.06	
		-+	103	334	16.2	277	0.06	
		+-	176	65	16.3	277	0.06	
		--	102	344	16.4	277	0.06	
	Ss-4			107	13	9.29	277	0.04
	Ss-5			117	5	9.95	277	0.04
	Ss-6			119	39	10.9	277	0.04
	Ss-7			82.1	111	9.41	277	0.04
	Ss-8	++	181	11	15.5	277	0.06	
-+		185	15	15.9	277	0.06		
②	Ss-1	-+	196	100	18.8	277	0.07	
③		-+	246	16	21.1	277	0.08	
④		-+	221	72	20.2	277	0.08	
⑤		-+	187	120	18.5	277	0.07	

注記*: 解析ケースの番号は下記に対応する

- ①: 基本ケース
- ②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
- ④: 非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2.1-4-9 曲げ軸力に対する照査結果 (B-B断面 鋼管矢板 (北側))

解析ケース*	地震動		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	Ss-1	++	617	29	52.6	277	0.19
		-+	649	44	55.6	277	0.21
		+ -	626	35	53.4	277	0.20
		--	649	42	55.5	277	0.21
	Ss-2		562	11	47.5	277	0.18
	Ss-3	++	441	12	37.4	277	0.14
		-+	451	9	38.2	277	0.14
		+ -	417	1	35.1	277	0.13
		--	440	20	37.5	277	0.14
	Ss-4		251	26	21.7	277	0.08
	Ss-5		262	21	22.5	277	0.09
	Ss-6		268	5	22.7	277	0.09
	Ss-7		250	7	21.2	277	0.08
	Ss-8	++	391	12	33.2	277	0.12
		-+	404	36	34.8	277	0.13
	②	Ss-1	-+	574	41	49.2	277
③	-+		732	51	62.7	277	0.23
④	-+		660	51	56.7	277	0.21
⑤	-+		583	44	50.0	277	0.19

注記*: 解析ケースの番号は下記に対応する

- ①: 基本ケース
- ②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
- ④: 非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

b. せん断力に対する照査

せん断力に対する照査結果を表 2.1-4-10 から表 2.1-4-12 に示す。なお、せん断応力は各地震動において最大となる値を示している。

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 2.1-4-10 せん断力に対する照査結果 (A-A断面 鋼管矢板)

解析ケース*	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	
①	Ss-1	++	195	9	157	0.06
		-+	179	9	157	0.06
		+-	194	9	157	0.06
		--	184	9	157	0.06
	Ss-2		167	8	157	0.06
	Ss-3	++	123	6	157	0.04
		-+	136	7	157	0.05
		+-	128	6	157	0.04
		--	134	7	157	0.05
	Ss-4		85	4	157	0.03
	Ss-5		111	6	157	0.04
	Ss-6		109	5	157	0.04
	Ss-7		131	6	157	0.04
	Ss-8	++	105	5	157	0.04
-+		135	7	157	0.05	
②	Ss-1	++	157	8	157	0.06
③		++	235	11	157	0.08
④		++	195	9	157	0.06
⑤		++	160	8	157	0.06

注記*: 解析ケースの番号は下記に対応する

- ①: 基本ケース
- ②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
- ④: 非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2.1-4-11 せん断力に対する照査結果 (B-B断面 鋼管矢板 (南側))

解析ケース*	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	Ss-1	++	93	5	157	0.04
		-+	103	5	157	0.04
		+-	92	5	157	0.04
		--	99	5	157	0.04
	Ss-2		78	4	157	0.03
	Ss-3	++	87	4	157	0.03
		-+	92	5	157	0.04
		+-	83	4	157	0.03
		--	96	5	157	0.04
	Ss-4		54	3	157	0.02
	Ss-5		54	3	157	0.02
	Ss-6		57	3	157	0.02
	Ss-7		49	3	157	0.02
	Ss-8	++	83	4	157	0.03
		-+	90	5	157	0.04
②	Ss-1	-+	93	5	157	0.04
③		-+	103	5	157	0.04
④		-+	100	5	157	0.04
⑤		-+	95	5	157	0.04

注記*: 解析ケースの番号は下記に対応する

- ①: 基本ケース
- ②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
- ④: 非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2.1-4-12 せん断力に対する照査結果 (B-B断面 鋼管矢板 (北側))

解析ケース*	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	Ss-1	++	270	13	157	0.09
		-+	283	13	157	0.09
		+-	277	13	157	0.09
		--	284	13	157	0.09
	Ss-2		234	11	157	0.08
	Ss-3	++	177	8	157	0.06
		-+	194	9	157	0.06
		+-	169	8	157	0.06
		--	181	9	157	0.06
	Ss-4		111	6	157	0.04
	Ss-5		112	6	157	0.04
	Ss-6		117	6	157	0.04
	Ss-7		108	5	157	0.04
	Ss-8	++	158	8	157	0.06
-+		172	8	157	0.06	
②	Ss-1	-+	242	11	157	0.08
③		-+	329	15	157	0.10
④		-+	290	14	157	0.09
⑤		-+	248	12	157	0.08

注記*: 解析ケースの番号は下記に対応する

- ①: 基本ケース
- ②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
- ④: 非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の作用断面力及び断面照査結果を表2.1-4-13から表2.1-4-18に示す。止水ゴム取付部鋼材の発生応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

a. スキンプレート

表 2.1-4-13 作用断面力

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
1.13	—	23

表 2.1-4-14 断面照査結果

評価項目	発生応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
曲げモーメント	139	277	0.51
せん断力	5	157	0.04

b. リブプレート（海水貯留堰（北側） 検討断面③）

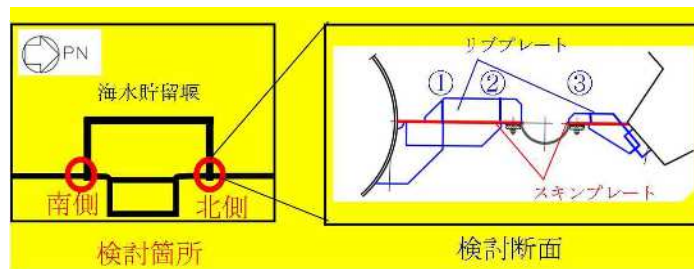
リブプレートの最大照査箇所は、海水貯留堰（北側）の検討断面③である。

表 2.1-4-15 作用断面力

最大照査箇所		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
検討箇所	検討断面			
北側	③	1.06	—	12

表 2.1-4-16 断面照査結果

評価項目	最大照査箇所		発生応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
	検討箇所	検討断面			
曲げモーメント	北側	③	221	277	0.80
せん断力	北側	③	31	157	0.20



照査対象箇所

c. 前面鋼矢板及び鋼管矢板との接合部

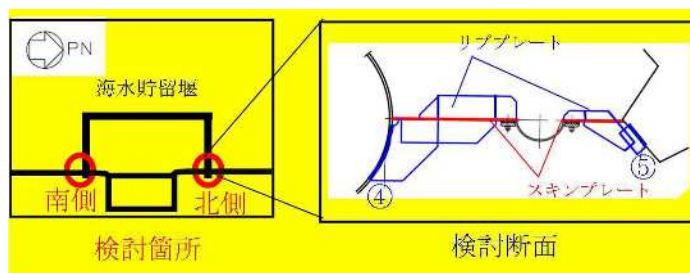
接合部における最大照査箇所は、曲げモーメント及び軸力に対する照査は海水貯留堰（北側）の検討断面⑤（リブプレートと取水護岸前面鋼矢板接合部）、せん断力に対する照査は海水貯留堰（北側）の検討断面④（リブプレートと鋼管矢板接合部）である。

表 2.1-4-17 作用断面力

最大照査箇所		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
検討箇所	検討断面			
北側	⑤	3.85	14	15
北側	④	14.9	—	38

表 2.1-4-18 断面照査結果

評価項目	最大照査箇所		発生応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
	検討箇所	検討断面			
曲げモーメント, 軸力	北側	⑤	70.3	105	0.67
せん断力	北側	④	12	110	0.11



照査対象箇所

4.2.2 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する最大鉛直力と終局鉛直支持力の比較結果を表2.1-4-19から表2.1-4-21に示す。

海水貯留堰鋼管矢板の杭頭に発生する最大鉛直力が終局鉛直支持力以下であることを確認した。

表 2.1-4-19 基礎地盤の支持力に対する最大鉛直力と終局鉛直支持力の比較結果
(A-A断面 海水貯留堰鋼管矢板)

解析ケース*	地震動	最大鉛直力 (kN)	終局鉛直支持力 (kN)	
①	Ss-1	++	20	3280
		-+	20	3280
		+ -	21	3280
		--	20	3280
	Ss-2		18	3280
	Ss-3	++	17	3280
		-+	17	3280
		+ -	17	3280
		--	18	3280
	Ss-4		15	3280
	Ss-5		15	3280
	Ss-6		16	3280
	Ss-7		15	3280
	Ss-8	++	14	3280
-+		14	3280	
②	Ss-1	++	20	3280
③		++	20	3280
④		++	20	3280
⑤		++	20	3280

注記*: 解析ケースの番号は下記に対応する

- ①: 基本ケース
- ②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
- ④: 非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2.1-4-20 基礎地盤の支持力に対する最大鉛直力と終局鉛直支持力の比較結果
 (B-B断面 海水貯留堰鋼管矢板(南側))

解析ケース*	地震動	最大鉛直力 (kN)	終局鉛直支持力 (kN)	
①	Ss-1	++	19	3960
		-+	19	3960
		+ -	20	3960
		--	19	3960
	Ss-2		16	3960
	Ss-3	++	17	3960
		-+	16	3960
		+ -	17	3960
		--	17	3960
	Ss-4		14	3960
	Ss-5		15	3960
	Ss-6		14	3960
	Ss-7		14	3960
	Ss-8	++	12	3960
-+		13	3960	
②	Ss-1	-+	19	3960
③		-+	19	3960
④		-+	19	3960
⑤		-+	18	3960

注記*: 解析ケースの番号は下記に対応する

- ①: 基本ケース
- ②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
- ④: 非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2.1-4-21 基礎地盤の支持力に対する最大鉛直力と終局鉛直支持力の比較結果
(B-B断面 海水貯留堰鋼管矢板(北側))

解析ケース*	地震動	最大鉛直力 (kN)	終局鉛直支持力 (kN)	
①	Ss-1	++	19	18500
		-+	19	18500
		+ -	19	18500
		--	18	18500
	Ss-2		16	18500
	Ss-3	++	16	18500
		-+	16	18500
		+ -	16	18500
		--	16	18500
	Ss-4		14	18500
	Ss-5		14	18500
	Ss-6		15	18500
	Ss-7		14	18500
	Ss-8	++	13	18500
		-+	13	18500
	②	Ss-1	-+	19
③	-+		19	18500
④	-+		19	18500
⑤	-+		19	18500

注記*: 解析ケースの番号は下記に対応する

- ①: 基本ケース
- ②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
- ④: 非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

4.2.3 構造物の変形性に対する評価結果

止水ゴムの変形性評価に用いる地震時の構造物間の最大相対変位を表2.1-4-22及び表2.1-4-23に示す。また、止水ゴムの発生変形量（最大相対変位）と許容限界の比較結果を表2.1-4-24に示す。なお、最大相対変位は絶対値である。

止水ゴムの発生変形量が許容限界以下であることを確認した。

表 2.1-4-22 最大相対変位量 (δ_x , δ_y) (A-A断面)

解析ケース*	地震動		最大相対変位 (cm)	
			δ_x	δ_y
①	Ss-1	++	2.0	3.0
		-+	2.2	3.4
		+ -	2.1	3.3
		--	2.1	3.4
	Ss-2		1.7	2.2
	Ss-3	++	2.5	3.6
		-+	2.5	3.9
		+ -	3.0	3.9
		--	2.3	3.6
	Ss-4		1.9	3.1
	Ss-5		2.2	3.6
	Ss-6		2.6	4.1
	Ss-7		3.6	3.7
	Ss-8	++	2.3	1.2
-+		1.7	2.7	
②	Ss-1	++	1.7	2.6
③		++	2.4	3.7
④		++	2.1	3.3
⑤		++	1.8	2.8

注記*: 解析ケースの番号は下記に対応する

- ①: 基本ケース
- ②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
- ④: 非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2.1-4-23 最大相対変位量 (δ_z) (B-B断面)

解析ケース*	地震動		最大相対変位 (cm)	
			δ_z	
			海水貯留堰 (南側)	海水貯留堰 (北側)
①	Ss-1	++	2.9	1.1
		-+	3.4	1.2
		+ -	2.9	1.1
		--	3.4	1.2
	Ss-2		1.5	1.0
	Ss-3	++	3.5	0.8
		-+	3.2	0.8
		+ -	3.5	0.8
		--	3.3	0.8
	Ss-4		1.2	0.5
	Ss-5		1.5	0.5
	Ss-6		1.2	0.5
	Ss-7		1.6	0.4
	Ss-8	++	2.3	0.8
-+		2.1	0.7	
②	Ss-1	-+	2.7	1.1
③		-+	4.2	1.3
④		-+	2.7	1.2
⑤		-+	2.2	1.1

注記*: 解析ケースの番号は下記に対応する

- ①: 基本ケース
- ②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース
- ③: 地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
- ④: 非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2.1-4-24 止水ゴムの発生変形量（最大相対変位）と許容限界の比較結果

変位	解析ケース	地震動	発生変形量 (最大相対変位) (cm)	許容限界* (cm)
δ_x	①	Ss-7	3.6	9.5 以上
δ_y	①	Ss-6	4.1	11.3 以上
δ_z	③	Ss-1-+	4.2	12.2 以上

注記* :



4.3 まとめ

海水貯留堰について、基準地震動 S_s に対して、構造部材の発生応力及び鉛直力、並びに変形量が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、海水貯留堰は、基準地震動 S_s による地震力に対して、要求機能を維持できる。

海水貯留堰の耐震計算書に関する参考資料

- (参考資料 1) 地震時における鋼管矢板継手部の健全性について
- (参考資料 2) 鋼管矢板継手の根入れ長について
- (参考資料 3) 海水貯留堰接続部の耐震評価に用いる水平震度及び作用荷重の算出について
- (参考資料 4) 漏水試験及び変形試験について
- (参考資料 5) 止水ゴム取付部鋼材及び止水ゴムの根入れ部について
- (参考資料 6) 止水ゴム取付部鋼材に作用する分布荷重の算出方法について

(参考資料1) 地震時における鋼管矢板継手部の健全性について

1. 検討概要

海水貯留堰を構成する鋼管矢板については、鋼管杭本体の健全性に加え、継手部の健全性も確保する必要がある。

本検討では、基準地震動 S_s による地震力及び動土圧に対して、継手部の健全性が確保されることを確認する。継手部の健全性は、せん断応力、軸方向応力及び曲げ応力が許容限界以下であることを確認する。

2. せん断応力及び軸方向応力について

2.1 検討方法

継手部に対してせん断力及び軸方向力が保守的に作用するよう、荷重を作用させる鋼管の両端の鋼管が固定された条件を仮定し、継手鋼材及び接合部に対してせん断応力度照査及び軸方向応力度照査を実施する。検討イメージを図1に示す。

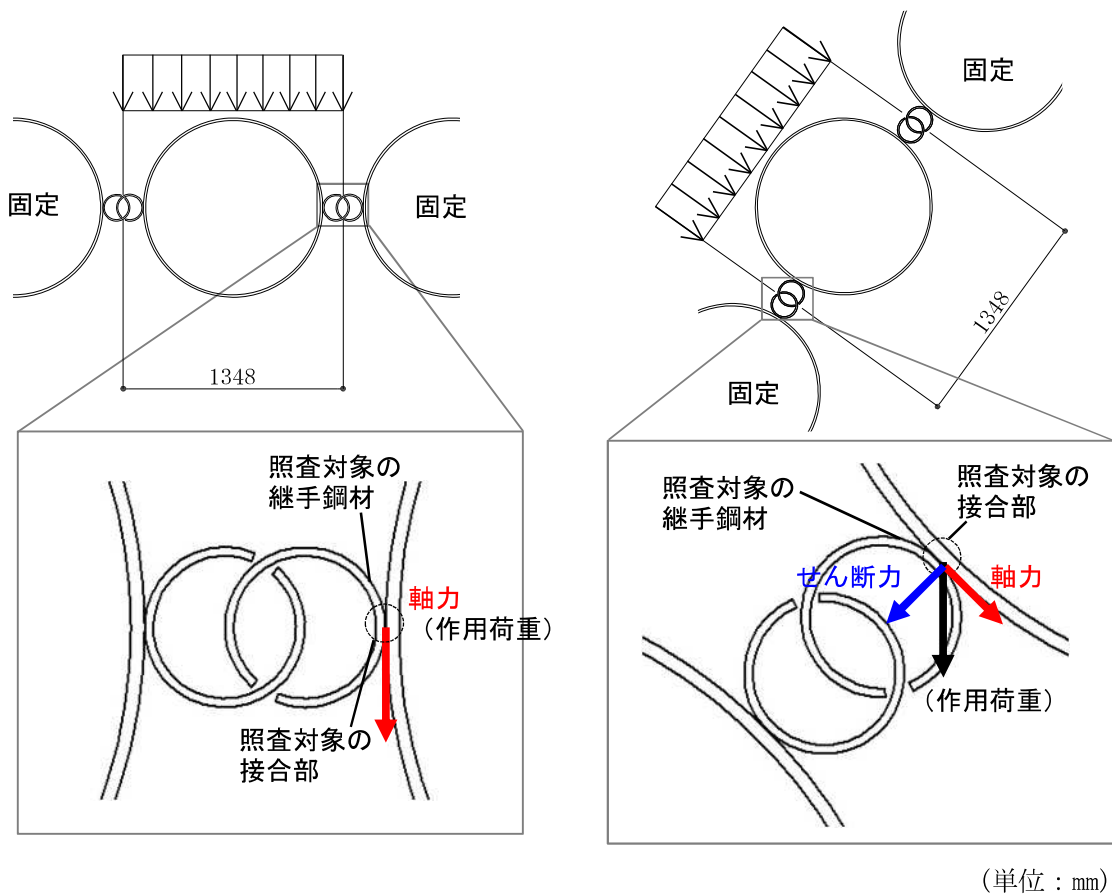


図1 検討イメージ (左：直線部，右：隅角部)

2.2 解析ケース

海水貯留堰の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる解析コード「FLIP」を用いている。そこで、地震時の鋼管矢板継手部に作用する荷重は解析コード「FLIP」から求めることとした。水中部については、①本震時に作用する地震力（慣性力及び動水圧）を作用荷重として考慮する。慣性力及び動水圧は、（参考資料 3）に示す最大加速度を用いて算出する。土中部については、②地震時の構造物側方に作用する動土圧を作用荷重として考慮する。

解析ケース及び荷重作用図を表 1 に示す。表 1 に示す分布荷重（kN/m）は、継手を含む鋼管 1 本（幅 1.348m）あたりに作用する分布荷重である。この分布荷重のうち、最も発生せん断力及び発生軸力が大きくなる位置での荷重の合計値を用いて照査を実施する。

また、評価は 0° ～ 90° までの継手の取付角度を考慮する。

表 1 解析ケース及び作用荷重

解析ケース	荷重作用図	荷重の合計値
①水中部・地震時		215.3kN/m
②土中部・地震時		97.2kN/m

2.3 せん断力及び軸力の算定

継手に生じるせん断力及び軸力の算定方法を以下に示す。なお、鋼管矢板が受ける荷重は 2 か所の継手で分担するものとする。なお、継手鋼材に作用するせん断力は、接合部に対して軸力、継手鋼材に作用する軸力は接合部に対して、せん断力となる。

(1) 継手鋼材に対するせん断力の算定方法

$$S = P_1 / 2$$

$$P_1 = P \times \cos \theta$$

ここに、

S : せん断力 (kN/m)

P_1 : 継手軸方向の荷重成分 (kN/m)

P : 荷重の合計値 (kN/m)

θ : 継手の取付角度 (°)

(2) 継手鋼材に対する軸力（軸方向圧縮力及び軸方向引張力）の算定方法

$$N = P_2 / 2$$

$$P_2 = P \times \sin \theta$$

ここに、

N : 軸力（軸方向圧縮力及び軸方向引張力） (kN/m)

P_2 : 継手軸直角方向の荷重成分 (kN/m)

P : 荷重の合計値 (kN/m)

θ : 継手の取付角度 (°)

(3) せん断力及び軸力の算定結果

荷重の合計値が最大となる「①水中部・地震時」の荷重に対して、各継手に生じるせん断力及び軸力を算定した。せん断力及び軸力の算定結果を表 2 に示す。隅角部の算定に用いた継手の取付角度を図 2 に示す。

表 2 せん断力及び軸力の算定結果

		作用荷重	作用荷重	継手軸方向 の荷重成分	継手軸直角方向 の荷重成分	継手鋼材 に対する せん断力	継手鋼材 に対する 軸力
		P	θ	P_1	P_2	S	N
		kN/m	°	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
直線部	継手 1	215.3	0	215.3	0.0	107.7	0.0
隅角部	継手 2	215.3	5	214.5	18.8	107.3	9.4
	継手 3	215.3	15	208.0	55.7	104.0	27.9
	継手 4	215.3	25	195.1	91.0	97.6	45.5
	継手 5	215.3	35	176.4	123.5	88.2	61.8
	継手 6	215.3	45	152.2	152.2	76.1	76.1
	継手 7	215.3	55	123.5	176.4	61.8	88.2
	継手 8	215.3	65	91.0	195.1	45.5	97.6
	継手 9	215.3	75	55.7	208.0	27.9	104.0
	継手 10	215.3	85	18.8	214.5	9.4	107.3
	継手 11	215.3	90	0.0	215.3	0.0	107.7

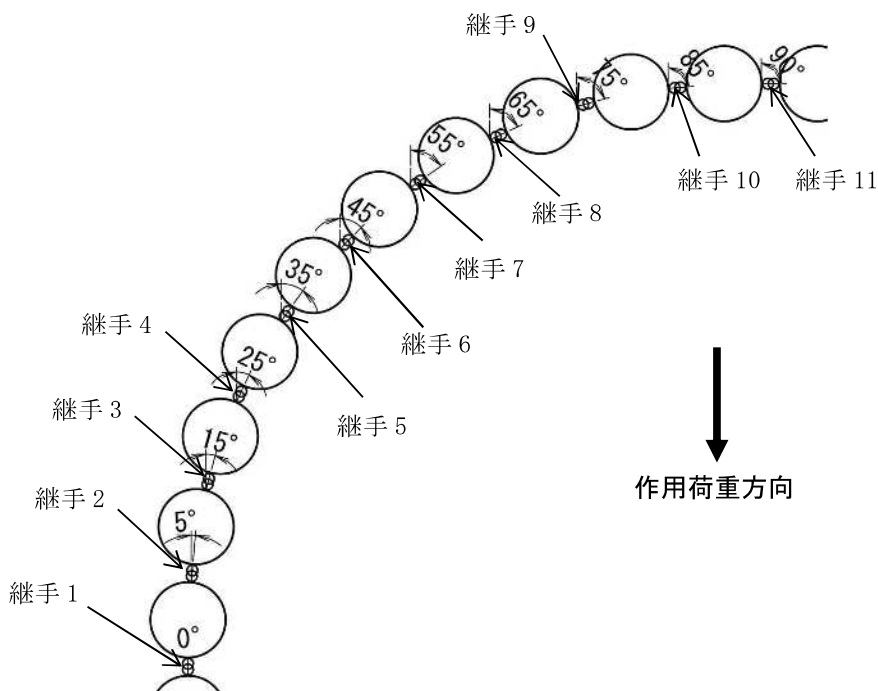


図 2 継手の取付角度（隅角部）

2.4 継手部の断面諸元

(1) 断面性能

継手部の仕様を図 3 に示す。また、継手鋼材及び接合部の断面積（単位高さあたり）は以下のとおり。なお、海水貯留堰には海水による腐食防止のため、電気防食を施すが、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007 版）」に基づき、片面 1mm*の腐食代を考慮する。

注記*：耐用年数 50 年 × 腐食速度 0.02mm/年 = 1mm

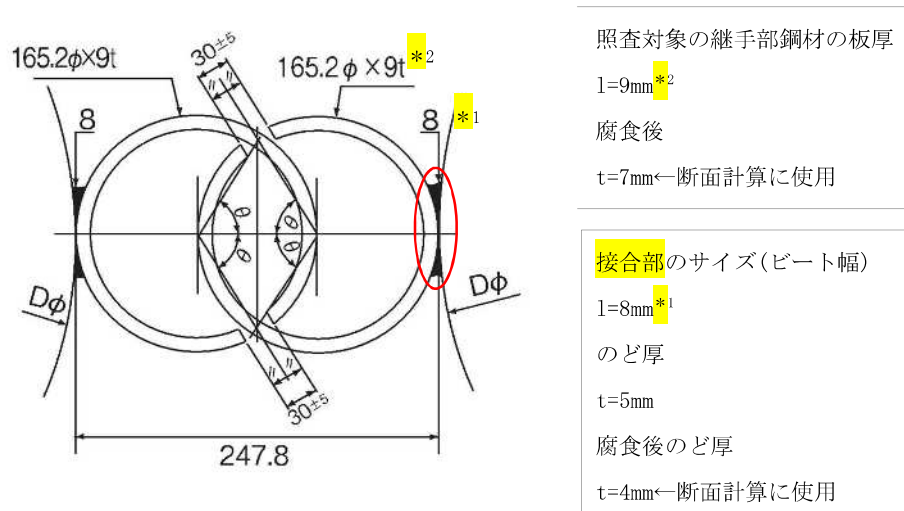


図 3 継手部の仕様

- ・ 継手鋼材の断面積 A（単位高さあたり）

$$A = \text{継ぎ手部材の板厚} \times 1.0 = 0.007 \text{ m}^2/\text{m}$$

- ・ 接合部の断面積 A_y （単位高さあたり）

$$A_y = 0.004 \times 1.0 \times 2 \text{ 箇所} = 0.008 \text{ m}^2/\text{m}$$

(2) 許容応力度

継手鋼材（STK400 材）の許容応力度を以下に示す。

短期許容せん断応力度 $\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度（接合部） $\tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2$

短期許容軸方向圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$

短期許容軸方向引張応力度 $\sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$

2.5 せん断応力度照査

継手鋼材及び接合部のせん断応力度照査を行った結果、下記に示すとおり、せん断応力度が許容せん断応力度以下となることを確認した。なお、せん断応力度の照査は、せん断力が最大となる「① 水中部・地震時」の継手鋼材：「継手 1」、接合部：「継手 11」のケースに対して実施する。

(1) 継手鋼材

$$\tau = S/A = 107.7\text{kN/m} / 0.007\text{m}^2/\text{m} = 15.4\text{N/mm}^2$$

$$\tau = 15.4\text{N/mm}^2 \leq \tau_a = 120\text{N/mm}^2 \cdot \cdot \cdot 0. \text{K.}$$

(2) 接合部

$$\tau_y = S/A = 107.7\text{kN/m} / 0.008\text{m}^2/\text{m} = 13.5\text{N/mm}^2$$

$$\tau_y = 13.5\text{N/mm}^2 \leq \tau_{ya} = 120\text{N/mm}^2 \cdot \cdot \cdot 0. \text{K.}$$

2.6 軸方向応力度照査

継手鋼材の軸方向応力度照査を行った結果、下記に示すとおり、軸方向圧縮応力度が短期許容軸方向圧縮応力度以下となることを確認した。また、接合部の軸方向応力度照査を行った結果、下記に示すとおり、せん断応力度が許容せん断応力度以下となることを確認した。なお、軸方向応力度の照査は、軸力が最大となる「① 水中部・地震時」の継手鋼材：「継手 11」、接合部：「継手 1」のケースに対して実施する。

(1) 継手鋼材（軸方向圧縮力）

$$\sigma = N/A = 107.7\text{kN/m} / 0.007\text{m}^2/\text{m} = 15.4\text{N/mm}^2$$

$$\sigma = 15.4\text{N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 210\text{N/mm}^2 \cdot \cdot \cdot 0. \text{K.}$$

(2) 接合部（軸方向引張力）

$$\tau_y = S/A = 107.7\text{kN/m} / 0.008\text{m}^2/\text{m} = 13.5\text{N/mm}^2$$

$$\tau_y = 13.5\text{N/mm}^2 \leq \tau_{ya} = 120\text{N/mm}^2 \cdot \cdot \cdot 0. \text{K.}$$

2.7 せん断力及び軸方向力の合成応力度照査

継手鋼材に作用するせん断力及び軸方向力の合成応力度について次式により照査を行った結果、表 3 に示すとおり、合成応力度比は基準値（1.2）以下となることを確認した。

$$(\sigma / \sigma_{t a})^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2$$

なお、接合部に作用するせん断力及び軸方向力は、それぞれ独立してのど厚面にせん断力として作用することから、合成応力度照査は実施しない。

表 3 せん断応力及び軸方向応力の合成応力度照査（継手鋼材）

		せん断力 S kN/m	軸力 N kN/m	せん断応力度 τ (S/A) N/mm ²	軸応力度 σ (N/A) N/mm ²	合成応力度比 $(\sigma / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2$	判定
直線部	継手 1	107.7	0.0	15.4	0.0	0.02	O. K.
隅角部	継手 2	107.3	9.4	15.4	1.4	0.02	O. K.
	継手 3	104.0	27.9	14.9	4.0	0.02	O. K.
	継手 4	97.6	45.5	14.0	6.5	0.01	O. K.
	継手 5	88.2	61.8	12.6	8.9	0.01	O. K.
	継手 6	76.1	76.1	10.9	10.9	0.01	O. K.
	継手 7	61.8	88.2	8.9	12.6	0.01	O. K.
	継手 8	45.5	97.6	6.5	14.0	0.01	O. K.
	継手 9	27.9	104.0	4.0	14.9	0.01	O. K.
	継手 10	9.4	107.3	1.4	15.4	0.01	O. K.
	継手 11	0.0	107.7	0.0	15.4	0.01	O. K.

3. 曲げ応力について

曲げ応力については，継手軸方向の曲げに対して照査する。曲げによって鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合を仮定しても，継手部に生じる曲げ応力度は短期許容応力度以下となる。図4に鋼管と継手部の応力分布を示す。

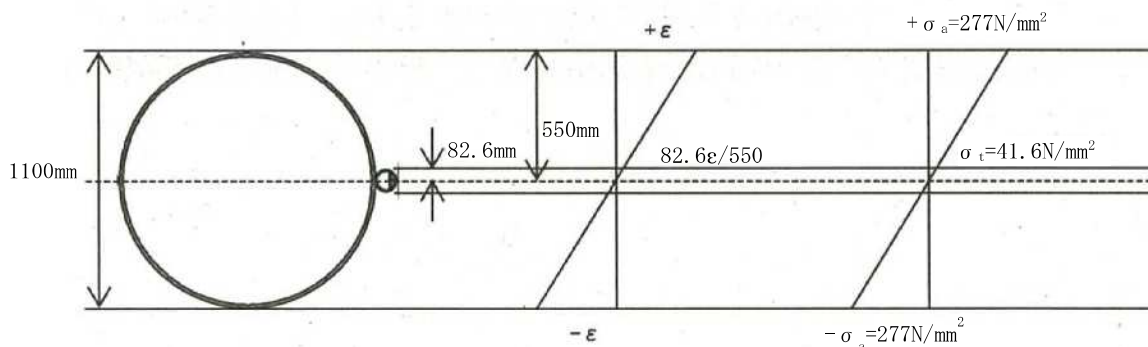


図4 鋼管及び継手鋼材の応力分布

鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合の継手部の応力度を算出すると，以下のとおりとなる。

- 鋼管外縁での応力度（SKY490の短期許容応力度）

$$\sigma_a = 277\text{N/mm}^2$$

- 継手部に生じる応力度

$$\sigma_t = 277 \times 82.6 / 550 = 41.6\text{N/mm}^2 \leq 210\text{N/mm}^2 \text{ (STK400の短期許容応力度)}$$

4. 継手部の漏水量評価

4.1 評価方針

設置変更許可申請書同様に、海水貯留堰の継手部における漏水量については、文献¹⁾を参考に、海水貯留堰の継手部の仕様が Case1 の P-P 継手であることから、図 5 に示す鋼管矢板継手部の遮水性能試験結果より、鋼管矢板継手部の換算透水係数を 1.0×10^{-5} (cm/sec) と保守的に設定し評価を行う。

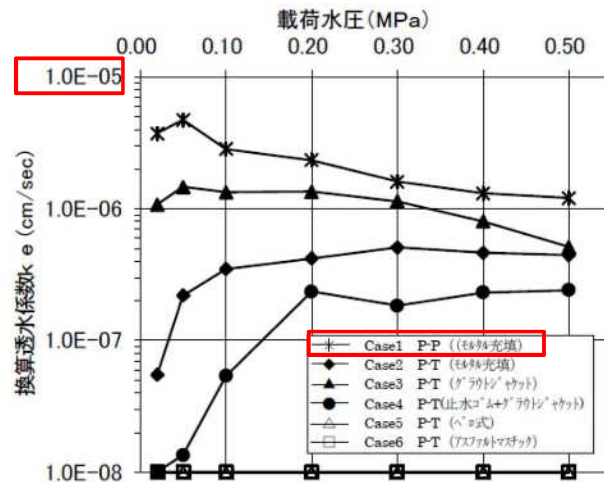
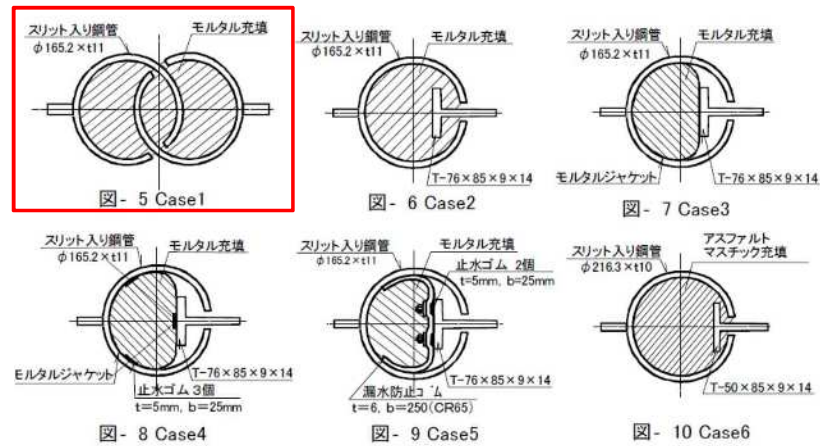


図- 11 継手遮水性能試験結果

図 5 鋼管矢板継手部の遮水性能試験結果¹⁾

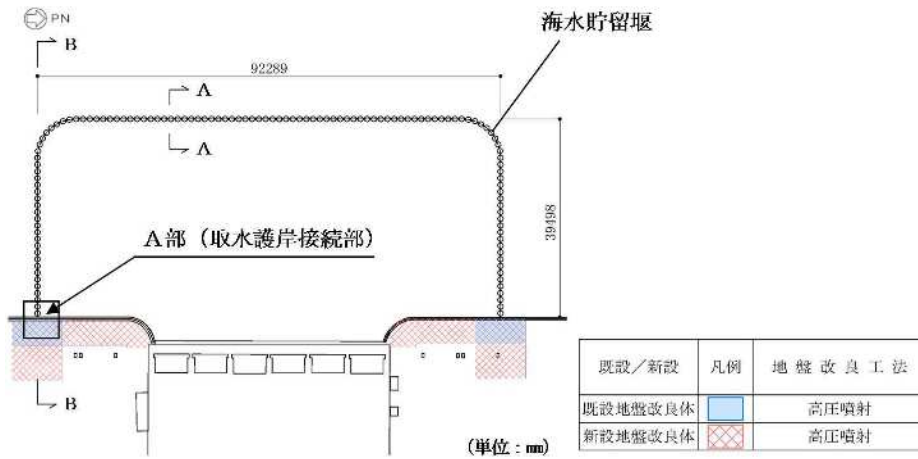
参考 ¹⁾ 斎藤ほか：鋼管矢板継手の遮水性能評価試験：土木学会第 56 回年次学術講演会 (平成 13 年 10 月)

4.2 評価結果

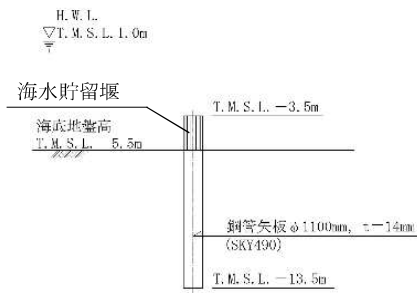
海水貯留堰の構造を図6に示す。継手構造は、保守的に海水貯留堰全周にあると仮定して計算を行う。評価時間は、基準津波による補機取水槽内の津波高さが海水貯留堰の天端標 T.M.S.L. -3.5m を下回る継続時間を考慮して、16分とする。

継手部における漏水量は、下記の計算結果に示すとおり、貯留量 (8000m³) に対して、十分に小さいことを確認した。

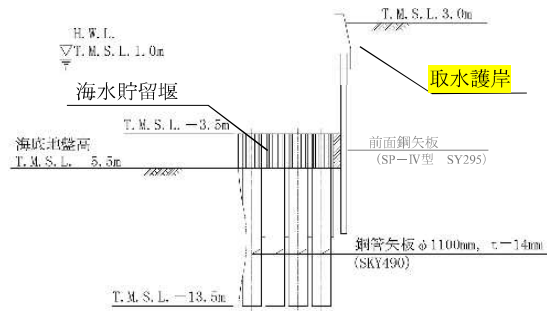
$$\begin{aligned} \text{漏水量 } Q &= \text{換算透水係数 } k_e \text{ (m/sec)} \times \text{動水勾配 } i \times \text{全周 } L \text{ (m)} \times \text{高さ } H \text{ (m)} \times \text{時間 } t \text{ (sec)} \\ &= (1.0 \times 10^{-5} \times 10^{-2}) \times (2/0.5) \times 171.3 \times 2 \times (16 \times 60) \div \underline{0.14 \text{ (m}^3\text{)}} \end{aligned}$$



(a) 海水貯留堰の平面図



(b) A-A断面図



(c) B-B断面図

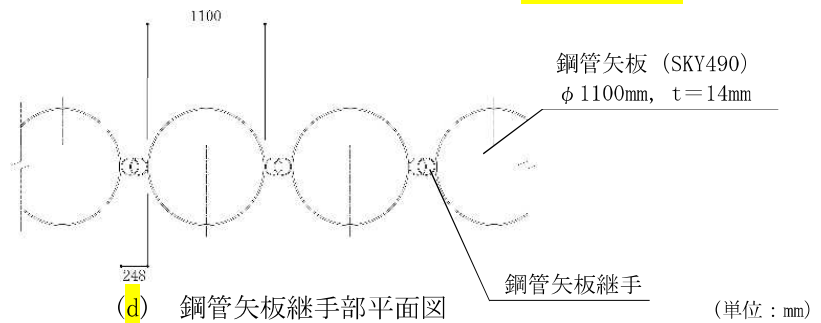


図6 海水貯留堰の構造概要

5. まとめ

鋼管矢板継手部は、基準地震動 S_s による地震力及び土圧に対して、せん断応力、軸方向応力、合成応力度、曲げ応力度が照査基準以下となるとともに、漏水量が貯留量に対して十分小さくなることから、海水貯留堰の止水性は確保されることを確認した。

(参考資料 2) 鋼管矢板継手の根入れ長について

1. 概要

海水貯留堰の遮水性を確保するために、海水貯留堰を構成する鋼管矢板の継手を海底面に根入れする必要がある。本参考資料では、鋼管矢板継手の根入れ長が遮水性を確保しているかの確認を行う。

2. 鋼管矢板の根入れ長の確認

設計海底面への鋼管矢板継手の根入れ長が遮水性を確保しているかの確認は、以下の算定式のとおりとする。

遮水性を確保するための根入れ長 L' として、遮水のために必要な根入れ長 L_1 、地震により生じる周辺地盤の沈下量 L_2 を見込んだ 1.613m を鋼管矢板継手部根入れ長 L : 4.0m が上回ることを確認した。図 1 に鋼管矢板継手の根入れ長を示す。また、次項で L_1 及び L_2 の設定についての詳細を示す。

$$L \geq L' = 4.0\text{m} \geq 1.613\text{m} \quad \text{O.K.}$$

$$\begin{aligned} L' &= L_1 + L_2 \\ &= 1.60\text{m} + 0.013\text{m} = 1.613\text{m} \end{aligned}$$

ここで、

- L : 鋼管矢板継手部根入れ長 (=4.0m)
- L' : 遮水性を確保するための根入れ長 (m)
- L_1 : 遮水のために必要な根入れ長 (=1.60m)
- L_2 : 地震により生じる周辺地盤の沈下量 (=0.013m)

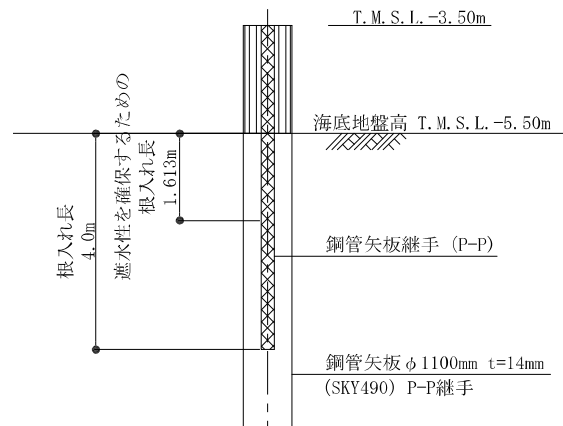


図 1 鋼管矢板継手の根入れ長の考え方

3. 遮水のために必要な根入れ長： L_1

遮水のために必要な根入れ長については、「管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版）（財団法人 港湾空間高度化環境研究センター，2008）」を参考に設定する。本マニュアルは管理型廃棄物処分場の護岸設計を対象としており，漏水量を厳しく規定していることから，本マニュアルを参考とすることで海水貯留堰の止水性に対する機能要求を満足できる。

海水貯留堰の周辺地盤は三軸透水試験結果より，透水係数 $1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 以下の粘性土層の地盤である*。本マニュアルによれば，海水貯留堰の鉛直遮水工の根入れ長としては，透水係数 $1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ の粘性土の場合，透水距離（層厚）を 1.6m 以上確保することとなっている。

遮水のために必要な根入れ長の設定においては，保守的な設定として，海水貯留堰が水平変位した場合に海水貯留堰片側のみが地盤と接する状態を仮定する。したがって，遮水のために必要な根入れ長は海水貯留堰の片面分のみ考慮するものとし， $L_1 = 1.6\text{m}$ とする。図 2 に地盤の透水係数と遮水のために必要な層厚の関係を示す。

注記*： 次項「三軸透水試験結果について」参照

5.6 底面の遮水

海面処分場の底面の遮水は，基準省令に適合する遮水力を有する必要がある。

<解説>

(1) 粘性土層について

わが国の港湾は沖積地に位置することが多いため，海面処分場は，粘性土を主たる成分とした沖積層上に整備される場合が多い。この場合には，海面処分場の底面において不透水性地層に相当する粘性土層の存在を確認するものとする。

上記の粘性土層と同等の遮水能力を有する地層とは，一般的に同等の浸透時間となる地層と考えられる。

浸透時間は，一般に次式で示される。

$$t = \frac{L^2}{k \cdot h}$$

ここに

t ：浸透時間

L ：浸透距離（層厚）

k ：透水係数

h ：層の水位差（図-2.18 参照）

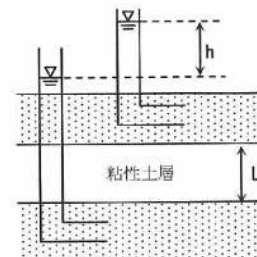


図-2.18 浸透距離と水位差

上記の式を用いて，不透水性地層（厚さ 5m 以上，透水係数 $k = 1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 以下）と同等の浸透時間を要する層厚を算出すると，透水係数が $k = 1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ の粘性土層の場合には，計算上は層厚が 1.6m 以上となる。不透水性地層の層厚，地層の連続性はボーリング調査等で確認するものとする（第 2 編第 1 章調査参照）。

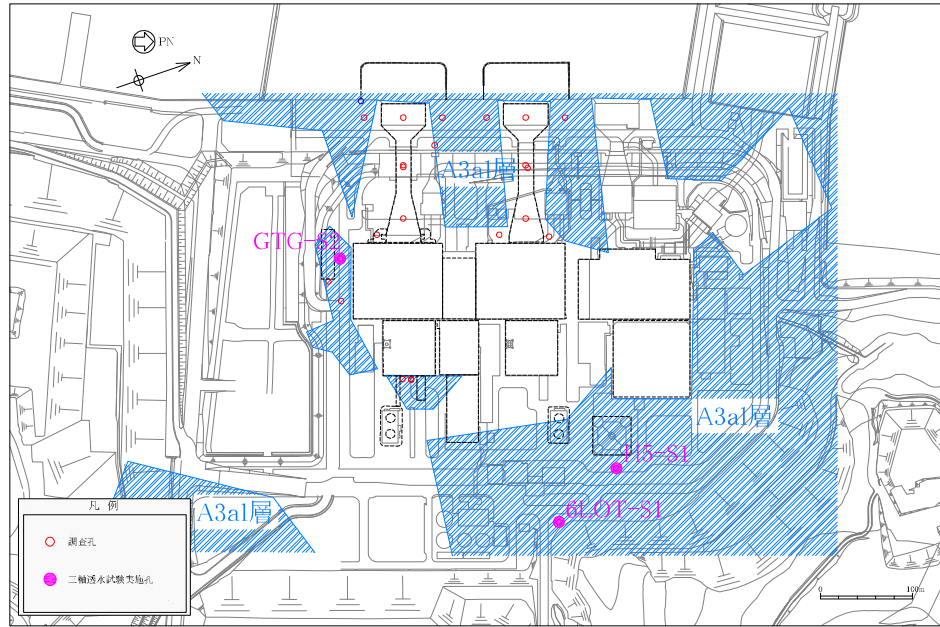
層厚の決定に際しては，土層の不均一性を考慮して，余裕を見込むことが望ましい。

図 2 地盤の透水係数と遮水のために必要な層厚の関係

（管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版） p. 43 より抜粋）

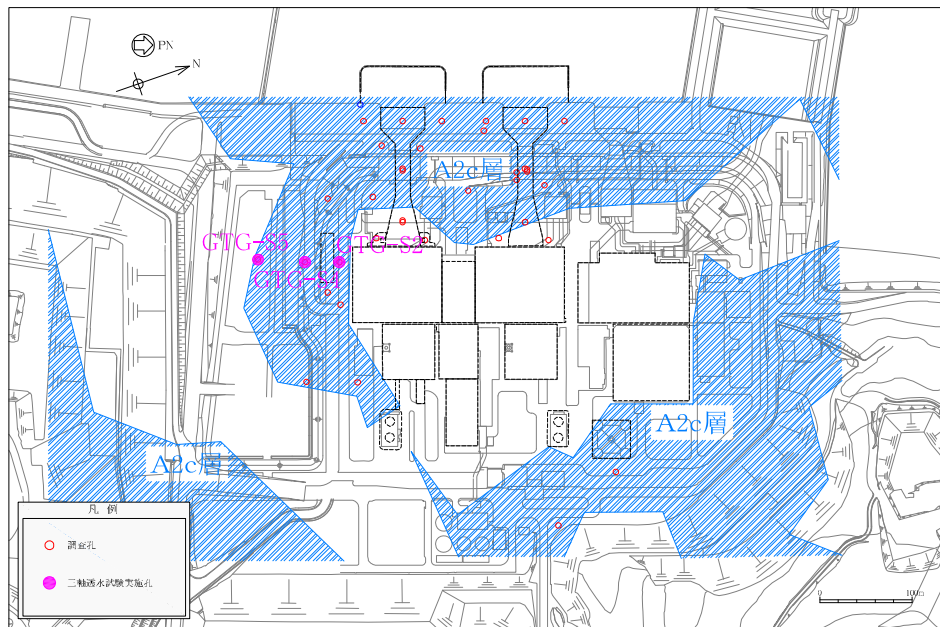
<三軸透水試験結果について>

A3a1 層および A2c 層の三軸透水試験結果を整理する。図 3 および図 4 に土質調査位置図を、図 5 から図 9 に土質調査を行った各ボーリング孔の柱状図の抜粋をそれぞれ示す。また、表 1 に三軸透水試験結果の抜粋を示す。



調査孔と各層の分布範囲 (A3a1層)

図 3 土質調査位置図 (A3a1 層)



調査孔と各層の分布範囲 (A2c層)

図 4 土質調査位置図 (A2c 層)

深度	標高	層厚	柱状図	地層名	色相	孔内水	記事
				盛土・埋め戻し土	オリーブ褐		0.00~2.06 盛土・埋め戻し土。 0.00~2.06 礫・シルト混じり粗粒砂。礫は径5~15mm, 最大径30mm, 安山岩・砂岩・頁岩の角礫。
2.06	10.01	2.06			オリーブ灰		2.06~27.10 古安田層 2.06~10.20 A3a1層 2.06~3.75 中粒砂質シルト 2.92~3.75 ラミナがみられる。 3.75~5.63 細粒砂混じりシルト。3.75~3.97に暗褐色の腐植シルトを幅1.5~5cmで挟み輪状となる。 5.60~5.63に層厚3.5cmの砂礫層を挟む。礫は径2~10mmの泥岩の垂円~亜角礫主体。隙間は粗粒砂。 5.63~7.66 シルト。薄層状~破片状の腐植混じる。 7.66~10.20 細~中粒砂混じりシルト。 7.66~7.68, 7.85~7.92, 8.58~8.62にシルト質細~中粒砂を層厚2~7cmで挟む。7.81~7.84は腐植質。 8.79~8.94, 9.51~9.85に幅0.5~3cmのレンズ状に細~中粒砂を挟む。
5					暗オリーブ灰		10.20~25.40 A2c層。 10.20~15.73 シルト。均質・塊状。 10.55~10.95に明黄褐色のノジュールが薄く混じり固くなる。 11.10~11.40に細~中粒砂混じる。
10					古安田層		13.82~13.90に層厚8cm, 灰色のシルト質細粒砂を傾斜12°で挟む。ラミナがみられる。
15					オリーブ灰		15.73~24.71 細粒砂混じりシルト。 15.82~15.89に幅7cmオリーブ色のノジュール。 17.52~17.58に細粒砂が不規則に混じる。 21.20に層厚2cm, レンズ状に灰色の細粒砂を挟む。 22.89~23.00 層厚10cmのシルト質細粒砂を挟む。
20					灰オリーブ		24.71~24.85 シルト質細粒砂。 24.85~25.40 細粒砂混じりシルト。 25.40~25.63 A2s層。シルト質細粒砂からなる。 25.63~27.10 A2g層。礫は径5~30mmの泥岩の垂円様及び砂岩・頁岩・チャートの垂円~歪円様。隙間は粗粒砂。 25.90~26.50 中粒砂。粗粒砂混じる。 26.50~27.10 砂礫。礫は径5~30mm, 最大径70mmの泥岩の垂角礫~ブロック及び径2~20mmの砂岩・頁岩・チャートの垂円~歪円礫。隙間は粗粒砂。腐植片混じる。
25					灰オリーブ		27.10~30.00 西山層。塊状の泥岩。 27.70 傾斜15°。幅2~3mmで灰色の粘土状部。 27.43, 27.80, 27.70に粗粒砂。10'のせん断割れ目。 28.36~28.41 径1~3mmの軽石を多く含む。(Np-1) 28.43 層厚1.2cm, レンズ状の灰色凝灰質細粒砂を傾斜17°で挟む。
27.10	-15.03	25.04			暗緑灰		
30.00	-17.93	2.90		西山層			

図5 H5-S1 孔柱状図 (孔口標高: T. M. S. L. +12.07m)

深度	標高	層厚	柱状図	地層名	色相	孔内水	記事	
2.00	11.27	2.00		盛土・埋め戻し土	にぶい黄褐色		0.00~2.00 盛土・埋め戻し土。 0.00~0.75 礫混じりシルト 質中粒砂。主に径10mm程度の硬質礫を含む。 0.75~2.00 礫混じりシルト。主に径5mm程度の硬質及び軟質礫を含む。	
5				古安田層	暗緑灰色		2.00~28.20 古安田層。 2.00~3.84 A3c層 シルトを主体とし、細粒砂の層層を挟む。 2.24~2.38 径10~20mm程度の礫石を含む。 3.84~10.23 A3a1層 砂質シルト。シルト及び細粒砂からなる。 3.84~4.65 砂質シルト。 4.65~4.84 シルト混じり細粒砂。ラミナがみられる。下端に腐植片を含む。 4.84~4.95 シルト。細粒砂を含む。 4.95~5.36 砂質シルト。下端に腐植片を含む。 5.36~5.51 シルト混じり細粒砂。ラミナがみられる。腐植片を含む。 5.51~5.61 細粒砂。上方細粒化がみられる。 5.61~7.84 シルト。細粒砂。腐植片を挟む。 7.84~8.00 細粒砂。シルト層層を挟む。 8.00~8.71 シルト。腐植片を含む。 8.71~8.82 細粒砂。 8.82~9.50 シルト。 9.50~9.84 砂質シルト。 9.84~10.00 シルト。 10.00~10.23 砂質シルト。	
10					灰色		10.23~15.50 A3s層 細粒砂~粗粒砂を主体とし、砂礫及びシルトを挟む。 10.23~10.50 中粒砂。 10.50~10.73 礫質中粒砂。粗粒砂を挟む。 10.73~10.85 シルト。径2~5mm程度の礫を含む。細粒砂を挟む。 10.95~11.62 砂質シルト。 11.62~11.88 細粒砂。粗粒砂を挟む。 11.88~12.00 シルト。 12.00~12.45 礫混じり粗粒砂。径10~20mm程度のシルト偽層を含む。 12.45~12.90 砂礫。径10~20mm程度のシルト偽層及び径5~10mm程度の硬質礫からなる。 12.90~13.67 シルト。 13.67~13.78 砂質シルト。 13.78~14.60 シルト混じり細粒砂。 14.60~14.98 シルト。 14.98~15.60 砂質シルト。細粒砂を含む。 15.60~18.63 A2c層。シルトからなる。	
15					黄褐色		18.63~21.56 A2a1層 シルト及び砂質シルトからなる。 18.63~18.86 砂質シルト。 18.86~20.00 シルト。砂を含む。 20.00~20.32 砂質シルト。 20.32~20.98 シルト。 20.98~21.56 砂質シルト。ラミナがみられる。	
20					灰色		21.56~27.40 A2s層 細粒砂。中粒砂。粗粒砂及び砂礫を主体とする。 21.56~21.63 細粒砂。 21.63~21.80 礫混じり中粒砂。径10mm程度の古期岩類の垂円~垂角礫を含む。 21.80~22.00 砂礫。径5mm程度の古期岩類の垂円~垂角礫及び径10mm程度のシルト偽層を含む。 22.00~22.69 礫混じり中粒砂。径3~25mm程度の古期岩類の垂円礫を含む。 22.69~23.00 礫混じり粗粒砂。径10~15mm程度の古期岩類の垂角~垂円礫を含む。 23.00~23.47 砂質シルト。 23.47~23.69 礫混じり細粒砂。径2~50mm程度の古期岩類の垂角~垂円礫を含む。 23.69~23.84 シルトを含む。 23.84~25.54 シルト。 25.54~25.69 砂質シルト。 25.69~26.42 シルト。 26.42~26.62 砂質シルト。 26.62~26.84 シルト。 26.84~27.00 細粒砂。細礫層層を挟む。 27.00~27.40 砂質シルト。 27.40~28.20 A2g層 細粒砂及び砂礫からなる。 27.40~27.61 礫混じり細粒砂。 27.61~27.82 砂礫。径30~50mm程度のシルト偽層及び径5~30mmの古期岩類の垂円礫からなる。 27.82~28.20 礫。西山層の泥岩ブロックからなる。	
25					暗オレンジブ灰色		28.20~30.00 西山層 泥岩を主体とし、凝灰岩を挟む。 28.92~29.00 灰白色凝灰岩(細粒砂サイズ) (Nt-6上部)	
28.20	-14.93	26.20			西山層	暗緑灰色		
30.00	-16.73	1.80						

図6 6LOT-S1 孔柱状図 (孔口標高: T. M. S. L. +13.27m)

深度	標高	層厚	柱状図	地層名	色相	孔内水	記事
5				盛土・埋め戻し土	にぶい黄褐		0.00~9.62 盛土・埋戻し土。 0.00~0.55 砂礫。径5~20mm程度の砕石からなる。基質は中粒砂。 0.55~3.00 礫混じり中粒砂。径5~10mm程度の粘板岩。チャートの薄層を含む。 3.00~7.45 中粒砂。少量のシルト。径2~3mm程度の泥岩の円~亜円礫を含む。
					灰黄褐		7.45~7.80 細粒砂。シルトの薄層を挟み、不明瞭なラミナがみられる。 7.80~8.35 腐植混じり細粒砂質シルト。 8.35~9.07 細粒砂。中粒砂を含む。
					黒褐		9.07~9.54 シルト。細粒砂を挟む。 9.54~9.62 細粒砂。シルトを挟み、ラミナがみられる。
9.62	2.33	9.62		新期砂層	褐灰		9.62~11.40 新期砂層。細粒砂及び中粒砂からなる。 9.62~10.40 細粒砂。シルトを含む。 10.40~11.40 中粒砂。径5~20mm程度の重円~円のシルト礫層を含む。
黒褐	11.40~28.79 古安田層 11.40~15.78 A3a1層。シルトを主体とし、細粒砂及び中粒砂を挟む。 11.40~11.88 シルト。細粒砂を含む。 11.88~12.00 中粒砂。 12.00~12.64 シルト。腐植片を挟む。 12.64~12.89 細粒砂。上部は不明瞭なラミナがみられる。下部は腐植片を含み、ラミナがみられる。 12.89~15.15 シルト。腐植片を含み、細粒砂の薄層を挟む。 14.60 断層。傾斜67°の正断層。変位量20mm。 14.77 断層。傾斜60°の逆断層。変位量12mm。 15.15~15.68 砂質シルト。径5mm程度のシルト礫層を含む。 15.68~15.78 細粒砂。ラミナがみられる。 15.78~27.98 A2c層。シルトを主体とし、細粒砂を挟む。 15.78~17.50 シルト。細粒砂。腐植片の薄層を挟む。 16.59 断層。傾斜90~90°の逆断層。変位量260mm。幅0.5~1mmの粘土。幅0~2cmの細片状部。 16.96 断層。傾斜12°の正断層。変位量15mm。 17.50~18.05 腐植混じりシルト。 18.05~19.61 シルト。下部に中粒砂質シルトを挟む。 18.80 断層。傾斜2°。幅1.2cmの細片状部。 18.82 断層。傾斜5°の逆断層。変位量22mm。幅1.2cmの細片状部。 19.61~20.26 腐植混じりシルト。 20.26~21.95 細粒砂。シルトを挟む。 20.62 断層。傾斜32°。 21.95~27.05 シルト。 26.45~26.58 不規則に細粒砂を含む。 27.05~27.66 細粒砂。ラミナがみられる。 27.66~27.98 礫混じりシルト。径3~10mm程度のシルト礫層。 27.98~28.79 A2s層。細粒砂を主体とし、砂質シルト、シルトを挟む。						
11.40	0.55	1.78		古安田層	灰オリーブ		28.79~31.00 西山層。泥岩を主体とし、細粒砂岩の薄層を挟む。
28.79	-16.84	17.39			灰		暗緑灰

図7 GTG-S2 孔柱状図 (孔口標高: T. M. S. L. + 11.95m)

深度	標高	層厚	柱状図	地層名	色相	孔内水	記事
				盛土・埋め戻し土	灰黄褐		0.00~13.83 盛土・埋戻し土。 0.00~0.24 砂石。 0.24~4.63 礫混じり中粒砂。改良により硬化している。
5			オリープ灰			4.63~4.95 礫質シルト。径5~90mm程度の泥岩礫を含む。 4.95~5.63 シルト質細粒砂。 5.63~5.90 礫。径5~80mm程度のシルト礫を主体とする。 5.90~6.45 中粒砂。 6.45~10.35 礫質シルト。径5~50mm程度の泥岩の角礫。径2~5m程度程度の泥岩の細礫を含む。	
10			にぶい黄褐			10.35~12.15 礫混じり中粒砂。径5~60mm程度のシルト礫を含む。	
13.83	1.75	13.83	灰			12.15~12.60 中粒砂。径5~10mm程度のシルト礫を含む。 12.60~13.00 シルト・中粒砂互層。シルト優勢。 13.00~13.51 シルト混じり細粒砂。 13.51~13.83 細粒砂。	
15			新期砂層	黒褐		13.83~18.26 新期砂層。中粒砂を主体とし、細粒砂及びシルトを挟む。 13.83~16.46 中粒砂。細粒砂を挟む。	
						16.46~17.56 細粒砂混じり腐植質シルト。	
						17.56~18.26 細粒砂。上部に腐植片を含む。	
18.26	-2.68	4.43	古安田層	灰オリープ		18.26~33.56 古安田層 18.26~21.46 A2c層。シルト及び中粒砂からなる。 18.26~19.00 腐植質シルト。 19.00~19.33 中粒砂。不規則にシルトを挟む。 19.33~20.00 シルト。 20.00~21.46 礫混じりシルト。径2~25mm程度の角~亜円のシルト礫礫を含む。	
						21.46~30.45 A2a1層。シルト及び中粒砂からなる。 21.46~22.96 細粒砂質シルト。細粒砂を挟む。	
						22.96~23.62 シルト混じり細粒砂。ラミナがみられる。	
						23.62~23.84 中粒砂。 23.75~23.84 径2~3mm程度のシルト礫礫を含む。 23.84~24.16 細粒砂。腐植混じり中粒砂を挟む。 24.16~24.34 中粒砂。 24.34~24.45 細粒砂。シルトを挟む。 24.45~24.65 腐植混じり細粒砂。下部に細礫を含む。 24.65~25.10 礫。径2~5mm程度の角~亜角のシルト礫礫からなる。	
						25.10~25.65 砂質シルト。 25.65~25.87 細粒砂。中部に砂質シルトを挟む。 25.87~26.00 シルト。 26.00~26.82 礫質シルト。粗粒砂~砂質シルトへ上方細粒化の様相がみられる。 26.82~27.65 シルト。中部に中粒砂を挟む。腐植片を挟む。	
						27.65~27.87 細粒砂質シルト。細粒砂。礫混じりシルトを挟む。 27.87~28.30 細粒砂。シルトの薄層を挟む。スランプ構造がみられる。 28.30~28.45 細粒混じり細粒砂。腐植木片を含む。 28.45~28.86 細粒混じりシルト。径3~5mm程度の泥岩。チャートの垂円礫を含む。腐植を含む。 28.86~29.00 シルト混じり細粒砂。径10mm程度のシルト礫礫を含む。	
						29.00~29.15 シルト混じり中粒砂。礫を含む。 29.15~29.82 礫混じりシルト。径2~15mm程度の角~亜角のシルト礫礫を含む。細粒砂を挟む。 29.82~29.93 細粒砂。上部に径3~6mm程度のチャートの垂円礫を含む。中粒砂を挟む。 29.93~30.33 シルト。	

図8 GTG-S4 孔柱状図 (孔口標高: T.M.S.L. +15.58m)

深度	標高	層厚	柱状図	地層名	色相	孔内水	記事
				古 安 田 層	灰		30.20~30.35 腐植混じり中粒砂。 30.35~30.91 腐植混じりシルト。 30.91~31.20 腐植混じり中粒砂。 31.20~31.57 粗粒砂混じりシルト。 31.57~31.84 粗粒砂混じり中粒砂。 31.84~34.51 A2c層。 31.84~34.51 腐植・粗粒砂混じりシルト。
35			暗灰黄			34.51~37.30 A2c層。 34.51~34.82 腐植混じり中~粗粒砂。 34.82~35.45 シルト質中~粗粒砂。 35.45~35.77 腐植混じり・礫混じり中粒砂。 35.77~36.10 腐植・シルト混じり中粒砂。 36.10~36.30 中粒砂。 36.30~36.53 シルト。 36.53~36.70 腐植・中粒砂混じりシルト。 36.70~36.90 シルト。 36.90~37.15 シルト質中粒砂。 37.15~37.30 礫混じり中粒砂。 37.30~39.25 A1c層。 37.30~38.89 腐植混じりシルト。 38.89~39.80 シルト。 38.80~39.25 腐植混じりシルト。	
40			オリーブ黒			39.25~45.82 A1a層。 39.25~39.47 粗粒砂混じり中粒砂。 39.47~39.60 礫混じりシルト。 39.60~39.90 砂礫。 39.90~40.51 中粒砂質細粒砂。 40.51~41.05 粗粒砂混じり中粒砂。 41.05~41.25 砂礫。 41.25~41.42 粗粒砂混じり中粒砂。 41.42~41.56 砂礫。 41.56~41.76 細粒砂。 41.76~42.49 中粒砂。 42.49~43.42 砂礫。 43.42~43.93 中粒砂。 43.93~44.05 砂礫。 44.05~45.40 腐植混じりシルト。	
45			オリーブ灰			45.40~45.82 西山層泥岩ブロック。	
45.82	-33.76	15.82		西山層	暗オリーブ灰		45.82~48.00 西山層。 45.82~48.00 塊状泥岩。
48.00	-35.94	2.18					

図 9 GTG-S5 孔柱状図 (孔口標高 : T. M. S. L. +12.06m)

表 1 三軸透水試験結果

地質	幾何平均透水係数 k_{15} (cm/s)
A3a1	1.74×10^{-8}
A2c	1.90×10^{-8}

遮水のために必要な根入れ長の設定において、周辺地盤である A3a1 および A2c 層の透水係数は 1×10^{-6} cm/s 以下となる。保守的に不透水性地層と同等の粘性土層として透水係数 1×10^{-6} cm/s として検討する。

なお、透水係数 $k = 1 \times 10^{-6}$ cm/s、透水距離（根入れ長） $L = 4.0$ m、水位差 $h = 2.0$ m*とした場合の浸透時間 t は、 $t = L^2 / k h = 4.0^2 / (1 \times 10^{-6} \times 10^{-2} \times 2.0) = 8.0 \times 10^8$ s となる。この値は、海水貯留堰外側の海水位が海水貯留堰天端を下回る時間約 16 分と比較して十分に長い時間であり、設定した根入れ長は十分な遮水性を確保している。

注記*：水位差 $h =$ 海水貯留堰天端高 (T. M. S. L. -3.5 m) $-$ 設計海底面 (T. M. S. L. -5.5 m)
 $= 2.0$ m

4. 地震により生じる周辺地盤の沈下量： L_2

海水貯留堰の周辺地盤が沈下すると根入れ長が減少するため、地震により生じる周辺地盤の沈下量を考慮する。地震により生じる周辺地盤の沈下量 L_2 は、以下の算定式のとおり、 $L_2 = 0.013\text{m}$ とする。なお、海水貯留堰直下地盤には液状化層が存在しないため、地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量は発生しないものとする。

$$\begin{aligned} L_2 &= S_1 + S_2 \\ &= 0.013\text{m} + 0.00\text{m} = 0.013\text{m} \end{aligned}$$

ここで、

L_2 : 地震により生じる地盤の沈下量

S_1 : 地盤の変形による最終沈下量 (=0.013m)
(2次元有効応力解析結果より)

S_2 : 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 (=0.00m)

4.1 地盤の変形による最終沈下量： S_1

2次元有効応力解析結果から得られる、海水貯留堰周辺地盤における最終沈下量の最大値(B-B断面、解析ケース①：基本ケース、 $S_{s-3}++$)を用いて、地盤の変形による最終沈下量 S_1 を設定する。図10に示すとおり、地盤の変形による最終沈下量 S_1 を0.013mとする。

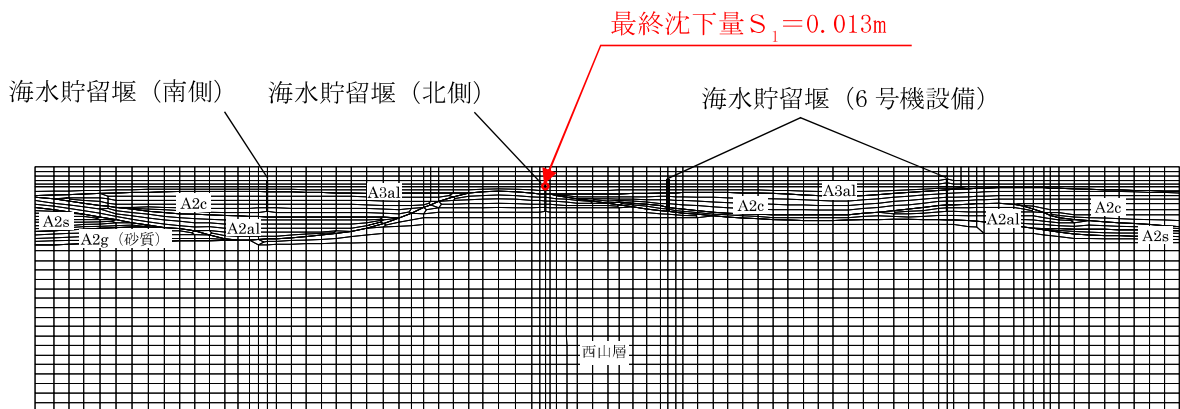


図10 地盤の変形による最終沈下量 S_1 の設定位置と値
(B-B断面、解析ケース①：基本ケース、 $S_{s-3}++$)

4.2 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量： S_2

海水貯留堰直下地盤には液状化層が存在しないため、地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量は発生しないものとする。

5. まとめ

海水貯留堰の遮水性を確保するため、鋼管矢板継手の根入れ長が遮水性を確保しているかの確認を行った。地震時に発生する鋼管板周辺地盤の最終沈下量及び地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量を考慮し、遮水性を確保するために必要な根入れ長を算出した。実際の鋼管矢板継手部の根入れ長は、遮水性の確保に必要な根入れ長を上回っていることから、鋼管矢板継手部の根入れ長は遮水性を確保していることを確認した。

(参考資料 3) 海水貯留堰接続部の耐震評価に用いる水平震度及び作用荷重の算出について

1. 概要

本参考資料では、海水貯留堰接続部の耐震評価に用いる水平震度及び作用荷重の算出結果を示す。海水貯留堰接続部に作用する荷重は、止水ゴム取付部鋼材の地震時慣性力、動水圧及び止水ゴムに作用する荷重である。止水ゴム取付部鋼材の耐震評価にあたり、水平震度を用いて算出される地震時慣性力及び動水圧による荷重は、止水ゴム作用力と比較して大きく支配的な荷重である。したがって、追加解析を実施する地震動は、最大水平加速度が最も大きいものに着目して選定することを基本とする。

2. 水平震度

止水ゴム取付部鋼材の耐震設計で、慣性力及び動水圧の算定に用いる水平震度 k_h は、2次元有効応力解析から抽出した最大水平加速度 α より算出する。加速度抽出位置は、海水貯留堰の海中部 (T.M.S.L. -5.5~-3.5m) とする。

抽出断面は補足「2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明 3.1 評価対象断面」に示す断面のうち、加速度抽出断面は、動水圧及び止水ゴム作用力等の荷重作用方向と、NS 方向 (B-B断面) により得られる最大加速度方向が、同一の方向であることを考慮し、B-B断面を選定する。抽出する加速度は対象構造物である海水貯留堰とし、南側及び北側の2箇所とする。

入力地震動は補足「2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明 3.4 入力地震動」に示す基準地震動 S_s の計 15 波とし、解析ケースは表 1 に示すとおりとする。

各断面の加速度抽出位置における、2次元有効応力解析から抽出した最大水平加速度を表 2 及び表 3 に示す。

表 1 海水貯留堰接続部の耐震設計における解析ケース

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

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の解析ケース (基本ケース) において、せん断力照査、曲げ軸力照査及び支持力照査について、各照査値が最も厳しい (許容限界に対する余裕が最も小さい) 地震動を用い、②～⑤より追加解析ケースを実施する。

また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

注：表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

表 2 2次元有効応力解析から抽出した最大水平加速度
(B-B断面, 海水貯留堰(南側))

解析ケース			①	②	③	④	⑤	最大値
			基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース	
地盤剛性の設定			地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	地盤剛性(-1σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	
液状化強度特性の設定			液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用	
地震動(位相)	Ss-1	++	8.62					8.62
		-+	9.30	8.92	9.18	9.14	9.07	9.30
		+-	8.48					8.48
		--	8.84					8.84
	Ss-2		7.34					7.34
	Ss-3	++	6.69					6.69
		-+	6.54					6.54
		+-	6.59					6.59
		--	6.65					6.65
	Ss-4		5.54					5.54
	Ss-5		5.14					5.14
	Ss-6		5.73					5.73
	Ss-7		4.69					4.69
	Ss-8	++	8.20					8.20
		-+	8.09					8.09
	最大値			9.30	8.92	9.18	9.14	9.07

(単位: m/s²)

表 3 2次元有効応力解析から抽出した最大水平加速度
(B-B断面, 海水貯留堰(北側))

解析ケース			①	②	③	④	⑤	最大値	
			基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース		
地盤剛性の設定			地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	地盤剛性(-1σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)		
液状化強度特性の設定			液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用		
地震動(位相)	Ss-1	++	11.51					11.51	
		-+	11.45					11.45	
		+-	11.47					11.47	
		--	11.97	11.11	12.46	11.74	11.21	12.46	
	Ss-2			10.58					10.58
	Ss-3	++	8.83						8.83
		-+	9.00						9.00
		+-	8.55						8.55
		--	8.88						8.88
	Ss-4			5.44					5.44
	Ss-5			5.97					5.97
	Ss-6			6.01					6.01
	Ss-7			5.87					5.87
	Ss-8	++	7.77						7.77
		-+	7.90						7.90
	最大値			11.97	11.11	12.46	11.74	11.21	12.46

(単位: m/s²)

表 2 及び表 3 より、海水貯留堰（南側）の Ss-1-10，解析ケース①：基本ケースにおいて、最大加速度 9.30m/s^2 が発生する。また、海水貯留堰（北側）の Ss-1-11，解析ケース③（地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース）において、最大加速度 12.46m/s^2 が発生する。したがって、耐震設計に用いる水平震度 k_h は、表 4 に示すように算出する。

表 4 水平震度の算出

対象	最大加速度 α (m/s^2)	重力加速度 g (m/s^2)	水平震度 k_h
海水貯留堰（南側）	9.30	9.80665	0.95
海水貯留堰（北側）	12.46	9.80665	1.28

3. 慣性力

止水ゴム取付部鋼材の地震時慣性力は、「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）」に基づいて算出する。止水ゴム取付部鋼材（南側）については水平震度 $k_h=0.95$ ，止水ゴム取付部鋼材（北側）については水平震度 $k_h=1.28$ を用いる。材料の単位体積重量は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づいて設定する。なお，地震時慣性力は検討対象である止水ゴム取付部鋼材リブプレート間隔300mm間の鋼材重量に対して算出する。荷重条件表を表5から表8に示す。

表5 耐震評価に用いる条件（慣性力，止水ゴム取付部鋼材（南側）（1））

記号	定義	数値	単位	備考
γ_s	鋼の単位体積重量	77	kN/m ³	
B_{skin1}	幅（スキンプレート1）	646	mm	
D_{skin1}	長さ（スキンプレート1）	300	mm	
t_{skin1}	板厚（スキンプレート1）	9	mm	
n_{skin1}	個数（スキンプレート1）	1	—	
G_{skin1}	重量（スキンプレート1）	0.134	kN	
B_{skin2}	幅（スキンプレート2）	391	mm	
D_{skin2}	長さ（スキンプレート2）	300	mm	
t_{skin2}	板厚（スキンプレート2）	9	mm	
n_{skin2}	個数（スキンプレート2）	1	—	
G_{skin2}	重量（スキンプレート2）	0.082	kN	
B_{rib1}	幅（リブプレート1）	476	mm	
D_{rib1}	長さ（リブプレート1）	125	mm	
t_{rib1}	板厚（リブプレート1）	14	mm	
n_{rib1}	個数（リブプレート1）	1	—	
G_{rib1}	重量（リブプレート1）	0.064	kN	
B_{rib2}	幅（リブプレート2）	486	mm	
D_{rib2}	長さ（リブプレート2）	125	mm	
t_{rib2}	板厚（リブプレート2）	14	mm	
n_{rib2}	個数（リブプレート2）	1	—	
G_{rib2}	重量（リブプレート2）	0.066	kN	
B_{rib3}	幅（リブプレート3）	323	mm	
D_{rib3}	長さ（リブプレート3）	50	mm	
t_{rib3}	板厚（リブプレート3）	14	mm	
n_{rib3}	個数（リブプレート3）	1	—	
G_{rib3}	重量（リブプレート3）	0.017	kN	

表 6 耐震評価に用いる条件（慣性力，止水ゴム取付部鋼材（南側）（2））

記号	定義	数値	単位	備考
B _{rib4}	幅（リブプレート4）	367	mm	
D _{rib4}	長さ（リブプレート4）	335	mm	
t _{rib4}	板厚（リブプレート4）	14	mm	
n _{rib4}	個数（リブプレート4）	1	—	
G _{rib4}	重量（リブプレート4）	0.132	kN	
B _{rib5}	幅（リブプレート5）	208	mm	
D _{rib5}	長さ（リブプレート5）	305	mm	
t _{rib5}	板厚（リブプレート5）	14	mm	
n _{rib5}	個数（リブプレート5）	1	—	
G _{rib5}	重量（リブプレート5）	0.068	kN	
B _{rib6}	幅（リブプレート6）	60	mm	
D _{rib6}	長さ（リブプレート6）	150	mm	
t _{rib6}	板厚（リブプレート6）	14	mm	
n _{rib6}	個数（リブプレート6）	1	—	
G _{rib6}	重量（リブプレート6）	0.010	kN	
G	総重量	0.573	kN	$= \Sigma G_{skin} + \Sigma G_{rib}$
A _{skin}	面積（スキンプレート）	0.311	m ²	$= \Sigma (B_{skin} \cdot D_{skin}) / 10^6$
G'	スキンプレート 単位面積あたりの重量	1.842	kN/m ²	$= G / A_{skin}$
k _h	水平震度	0.95	—	
K _{sd}	慣性力	1.7	kN/m ²	$= k_h \cdot G'$

表 7 耐震評価に用いる条件（慣性力，止水ゴム取付部鋼材（北側）（1））

記号	定義	数値	単位	備考
γ_s	鋼の単位体積重量	77	kN/m ³	
B _{skin1}	幅（スキンプレート 1）	688	mm	
D _{skin1}	長さ（スキンプレート 1）	300	mm	
t _{skin1}	板厚（スキンプレート 1）	9	mm	
n _{skin1}	個数（スキンプレート 1）	1	—	
G _{skin1}	重量（スキンプレート 1）	0.143	kN	
B _{skin2}	幅（スキンプレート 2）	341	mm	
D _{skin2}	長さ（スキンプレート 2）	300	mm	
t _{skin2}	板厚（スキンプレート 2）	9	mm	
n _{skin2}	個数（スキンプレート 2）	1	—	
G _{skin2}	重量（スキンプレート 2）	0.071	kN	
B _{rib1}	幅（リブプレート 1）	528	mm	
D _{rib1}	長さ（リブプレート 1）	125	mm	
t _{rib1}	板厚（リブプレート 1）	14	mm	
n _{rib1}	個数（リブプレート 1）	1	—	
G _{rib1}	重量（リブプレート 1）	0.071	kN	
B _{rib2}	幅（リブプレート 2）	518	mm	
D _{rib2}	長さ（リブプレート 2）	125	mm	
t _{rib2}	板厚（リブプレート 2）	14	mm	
n _{rib2}	個数（リブプレート 2）	1	—	
G _{rib2}	重量（リブプレート 2）	0.070	kN	
B _{rib3}	幅（リブプレート 3）	249	mm	
D _{rib3}	長さ（リブプレート 3）	50	mm	
t _{rib3}	板厚（リブプレート 3）	14	mm	
n _{rib3}	個数（リブプレート 3）	1	—	
G _{rib3}	重量（リブプレート 3）	0.013	kN	

表 8 耐震評価に用いる条件（慣性力，止水ゴム取付部鋼材（北側）（2））

記号	定義	数値	単位	備考
B _{rib4}	幅（リブプレート4）	367	mm	
D _{rib4}	長さ（リブプレート4）	335	mm	
t _{rib4}	板厚（リブプレート4）	14	mm	
n _{rib4}	個数（リブプレート4）	1	—	
G _{rib4}	重量（リブプレート4）	0.132	kN	
B _{rib5}	幅（リブプレート5）	123	mm	
D _{rib5}	長さ（リブプレート5）	333	mm	
t _{rib5}	板厚（リブプレート5）	14	mm	
n _{rib5}	個数（リブプレート5）	1	—	
G _{rib5}	重量（リブプレート5）	0.044	kN	
B _{rib6}	幅（リブプレート6）	60	mm	
D _{rib6}	長さ（リブプレート6）	150	mm	
t _{rib6}	板厚（リブプレート6）	14	mm	
n _{rib6}	個数（リブプレート6）	1	—	
G _{rib6}	重量（リブプレート6）	0.010	kN	
G	総重量	0.554	kN	$= \Sigma G_{skin} + \Sigma G_{rib}$
A _{skin}	面積（スキンプレート）	0.309	m ²	$= \Sigma (B_{skin} \cdot D_{skin}) / 10^6$
G'	スキンプレート 単位面積あたりの重量	1.793	kN/m ²	$= G / A_{skin}$
k _h	水平震度	1.28	—	
K _{sd}	慣性力	2.3	kN/m ²	$= k_h \cdot G'$

4. 動水圧

動水圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007 版）」に基づいて算出する。止水ゴム取付部鋼材（南側）については水平震度 $k_h=0.95$ ，止水ゴム取付部鋼材（北側）については水平震度 $k_h=1.28$ を用いる。荷重条件表を表 9 および表 10 に示す。

表 9 耐震評価に用いる条件（動水圧，止水ゴム取付部鋼材（南側））

記号	定義	数値	単位	備考
ρ	海水の密度	1.03	g/cm ³	「理科年表 2015（国立天文台，2015 版）」より平均的な値を用いた。
g	重力加速度	9.80665	m/s ²	
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³	$= \rho \cdot g$
H	海水貯留堰高さ	2.00	m	
η	海水貯留堰外側の海水貯留堰天端面における水深	4.50	m	
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.50	m	$= H + \eta$
h_2	海水貯留堰外側の海水貯留堰天端面における水深	4.50	m	$= \eta$
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	6.50	m	$= h_1$
k_h	水平震度	0.95	—	
P_{d1}	海水貯留堰外側の底面における動水圧	54.6	kN/m ²	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1$
P_{d3}	海水貯留堰内側の底面における動水圧	54.6	kN/m ²	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_3$

表 10 耐震評価に用いる条件（動水圧，止水ゴム取付部鋼材（北側））

記号	定義	数値	単位	備考
ρ	海水の密度	1.03	g/cm ³	「理科年表 2015（国立天文台，2015 版）」より平均的な値を用いた。
g	重力加速度	9.80665	m/s ²	
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³	$= \rho \cdot g$
H	海水貯留堰高さ	2.00	m	
η	海水貯留堰外側の海水貯留堰天端面における水深	4.50	m	
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.50	m	$= H + \eta$
h_2	海水貯留堰外側の海水貯留堰天端面における水深	4.50	m	$= \eta$
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	6.50	m	$= h_1$
k_h	水平震度	1.28	—	
P_{d1}	海水貯留堰外側の底面における動水圧	73.5	kN/m ²	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1$
P_{d3}	海水貯留堰内側の底面における動水圧	73.5	kN/m ²	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_3$

5. 止水ゴム作用力

止水ゴムに作用する荷重に対して、止水ゴムの荷重作用幅を考慮した値を、止水ゴム両側の止水ゴム取付部鋼材スキンプレート先端が負担するものとして考慮する。荷重条件表を表 11 および表 12 に示す。

表 11 耐震評価に用いる条件（止水ゴム作用力、止水ゴム取付部鋼材（南側））

記号	定義	数値	単位	備考
B_1	止水ゴム幅	0.240	m	
B_2	止水ゴム変形量	0.036	m	最大相対変位
B	止水ゴム荷重作用幅	0.276	m	$= B_1 + B_2$
P_{d1}	海水貯留堰外側の底面における動水圧	54.6	kN/m ²	表 9 より
P_{d3}	海水貯留堰内側の底面における動水圧	54.6	kN/m ²	表 9 より
F_g	止水ゴム作用力	15.1	kN/m	$= B/2 \cdot (P_{d1} + P_{d3})$

表 12 耐震評価に用いる条件（止水ゴム作用力、止水ゴム取付部鋼材（北側））

記号	定義	数値	単位	備考
B_1	止水ゴム幅	0.240	m	
B_2	止水ゴム変形量	0.036	m	最大相対変位
B	止水ゴム荷重作用幅	0.276	m	$= B_1 + B_2$
P_{d1}	海水貯留堰外側の底面における動水圧	73.5	kN/m ²	表 10 より
P_{d3}	海水貯留堰内側の底面における動水圧	73.5	kN/m ²	表 10 より
F_g	止水ゴム作用力	20.3	kN/m	$= B/2 \cdot (P_{d1} + P_{d3})$

6. 止水ゴム取付部鋼材の作用荷重

止水ゴム取付部鋼材に対する荷重作用図を図1に、「2. 水平震度」から「5. 止水ゴム作用力」にて算出した作用荷重を表13に示す。なお、作用荷重の算出過程は、補足「2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明 3.8.1 構造部材の健全性評価」に示す。

動水圧の慣性力は、いずれも水平震度（水平加速度）に応じて算出するものであり、止水ゴム作用力は、前述の動水圧の他に、止水ゴムの変形量（海水貯留堰（護岸近傍）と前面鋼矢板間の水平方向（ δ_x ）の相対変位）に応じた荷重作用幅を考慮して算出されるものである。

止水ゴム取付部の作用荷重は、表13のとおり、水平震度から求まる動水圧及び慣性力と、水平震度と止水ゴムの変形量から求まる止水ゴム作用力からなり、止水ゴム作用力と比べて動水圧及び慣性力が支配的な作用荷重となっている。

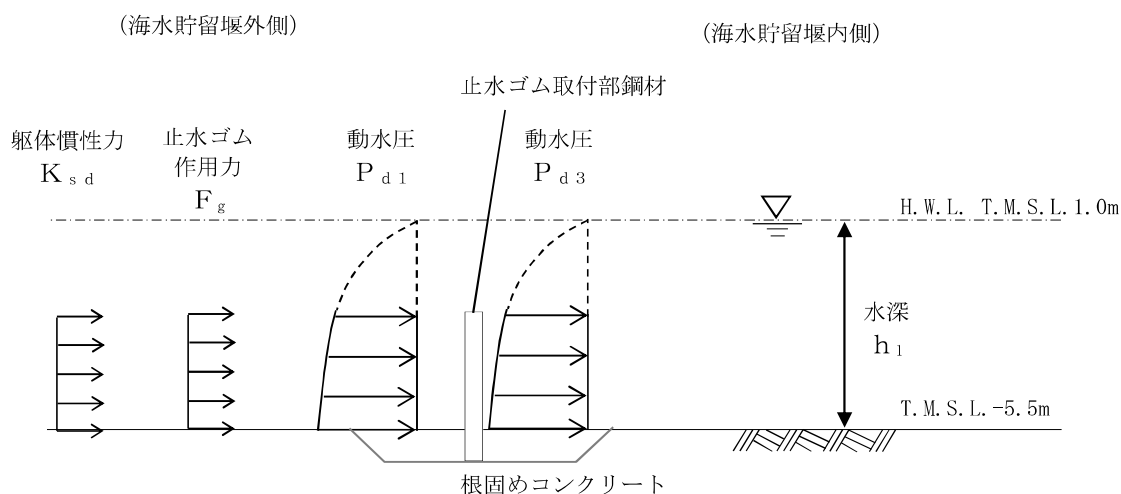


図1 荷重作用図

表13 耐震評価に用いる荷重値

検討断面	動水圧 P_d (kN/m^2)	慣性力 K_{sd} (kN/m^2)	止水ゴム作用力 F_g (kN)
南側	109.1	1.75	15.1
北側	147.1	2.30	20.3

(参考資料 4) 漏水試験及び変形試験について

1. 概要

構造境界からの有意な漏えいを生じさせないために、海水貯留堰と取水護岸の接続部に止水ゴムを設置する設計としている。

止水ゴムの設置位置図を図 1 に、止水ゴムの詳細平面図を図 2 及び図 3 に示す。また、海水貯留堰接続部の鳥瞰図を図 4 に示す。

止水ゴムは、構造物の変位に対して追随し、止水機能を維持する構造であることから、止水ゴムの仕様や形状を考慮し、止水ゴムが所要の強度を確保できる変形量に対し、止水ゴムを設置する構造物の設計水圧（津波の波圧）を上回る水圧を作用させ、止水ゴム本体及び取付け部が損傷しないこと及び有意な漏水量が生じないことを確認する性能確認試験により、変形量の許容限界を設定する。性能確認評価フローを図 5 に示す。

また、クロロプレンゴム（以下、「CRゴム」という。）を原材料として製造された止水ゴムの耐久性能についても確認する。

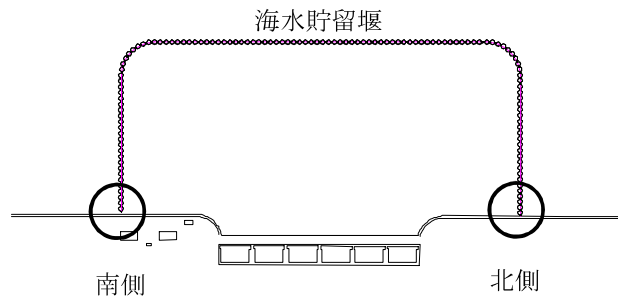


図 1 止水ゴム設置位置図

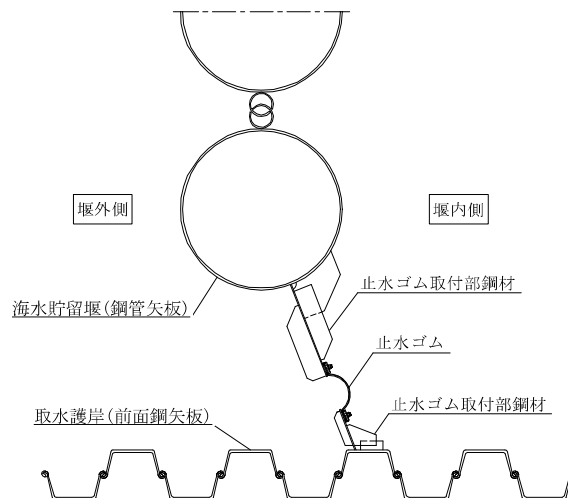


図 2 止水ゴム詳細平面図（南側）

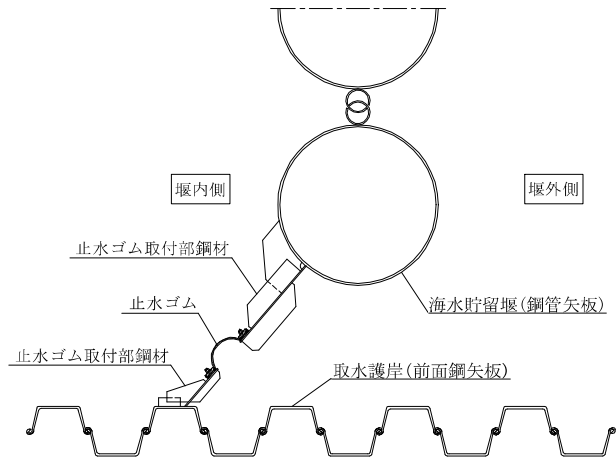


図3 止水ゴム詳細平面図(北側)

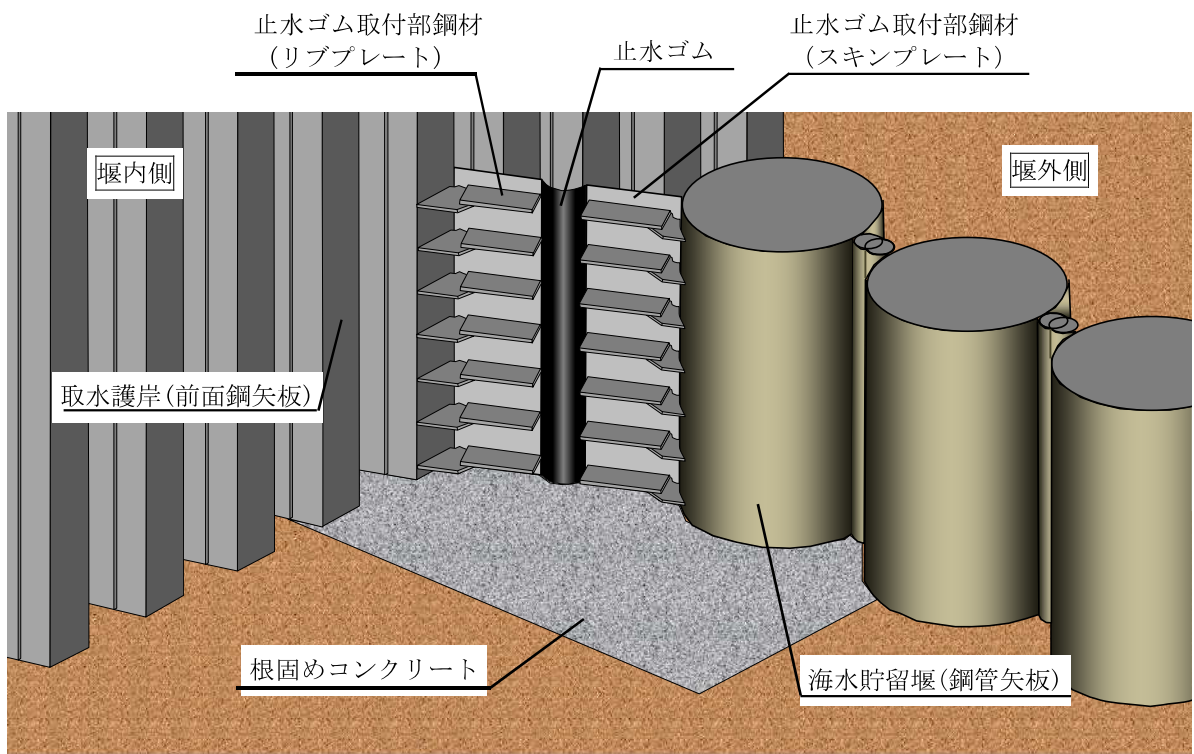


図4 海水貯留堰接続部の鳥瞰図

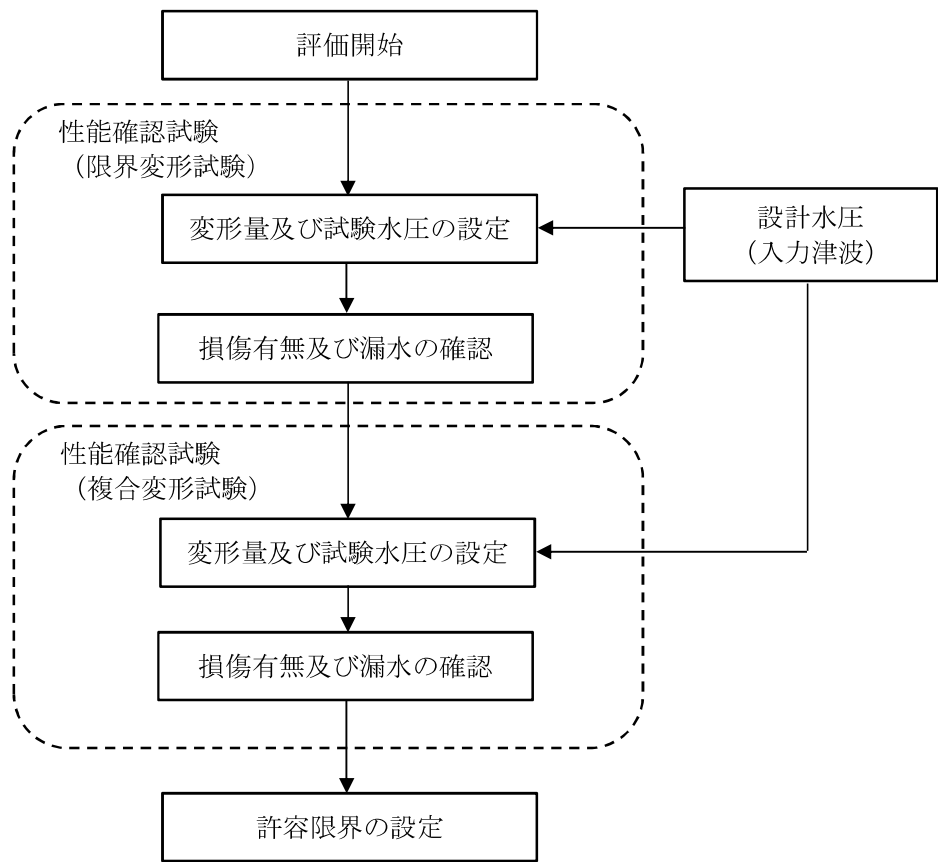


図5 性能確認評価フロー

2. 性能確認試験について

(1) 試験条件

止水ゴムにおいては、地震時及び津波時・重畳時において、図6に示す3方向の変形が複合的に生じることが想定されている。実際の止水ゴムを再現した試験装置に対し、試験機により止水ゴムに強制的な変形を与えた状態で、津波の波圧に相当する荷重を作用させる（加圧することにより、止水ゴム本体及び取付け部が損傷することなく、止水機能を保持することを確認する。

止水ゴムに与える変形量は最大値として、である変形量を作用させた。また試験水圧は補足「1.2 海水貯留堰における津波波力の設定方針について」に基づき設定した。同方針では、“越流直前の津波波力”及び“越流時の静水圧差”について検討しており、前者が後者を上回る結果となったことから、保守的に“越流直前の津波波力”を考慮としている。“越流直前の津波波力”は津波高さの3倍の高さまでの静水圧荷重0.06MPaとしているが、本試験ではさらに保守的な配慮として、試験水圧を0.1MPaとした。

性能確認試験は、止水ゴムに単一的な変形を与える限界変形試験、及び止水ゴムに3方向の複合的な変形を与える複合変形試験の2ケースを実施した。試験条件を表1及び表2に、性能確認試験フローを図7に示す。また使用した試験機を写真1に、試験装置を写真2に示す。実施した各試験における変形の概念図を図8及び図9に示す。

止水ゴムの着目部は、限界変形試験において面外せん断、あるいは面内せん断の単一変形を与える2箇所、複合変形試験において面外せん断、面内せん断及び伸縮の複合変形を与える1箇所とした。

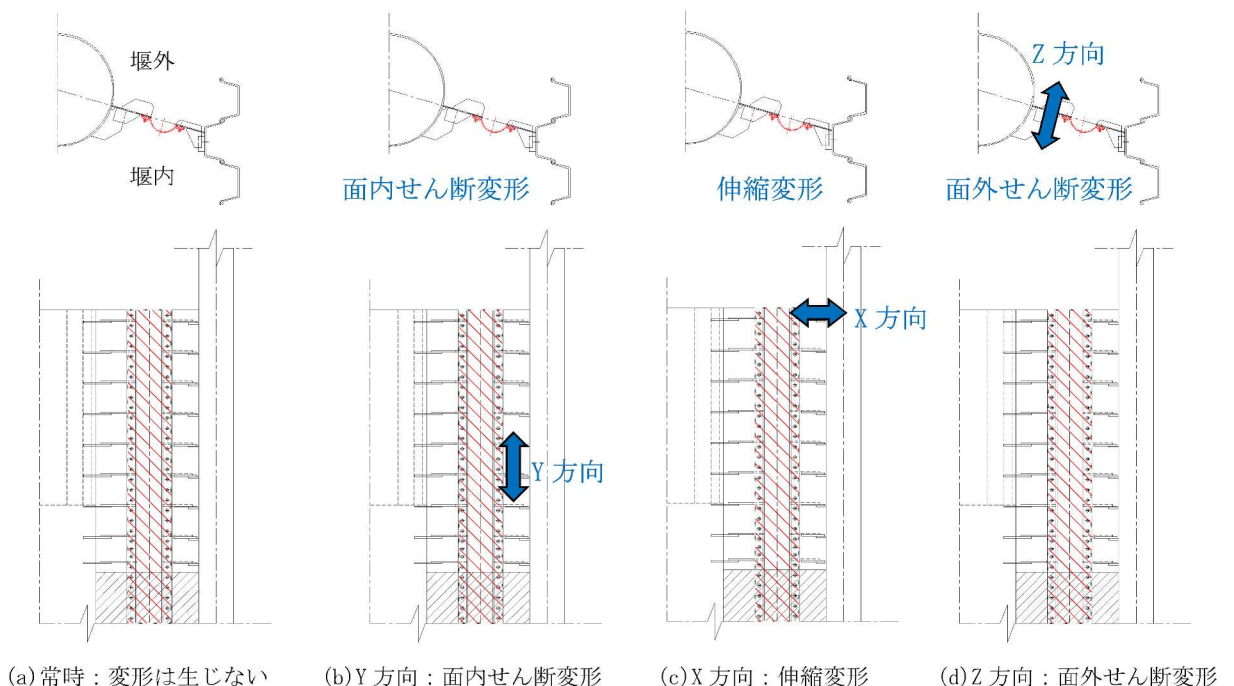


図6 止水ゴムに生じると想定される変形

表1 止水ゴムの試験条件（限界変形試験：数値は目標値）

変位ステップ No.	試験機変位量 (mm)		試験体着目部変位量 (mm)			試験水圧 (MPa)
	δ_v 伸縮 ^{*1}	δ_h 面外・面内	δ_x 北側・東側 伸縮 ^{*1}	δ_y 北側 面内	δ_z 東側 面外	
1	0	0	0	0	0	0.1
2	0	20	0	20	20	0.1
3	0	40	0	40	40	0.1
4	0	60	0	60	60	0.1
5	0	80	0	80	80	0.1
6	0	100	0	100	100	0.1
7	0	120	0	120	120	0.1
8	0	140	0	140	140	0.1
9	0	160	0	160	160	0.1
10	0	180	0	180	180	0.1
11	0	200	0	200	200	0.1
12	0	220	0	220	220	0.1
13	0	240	0	240	240	0.1
14	0	260	0	260	260	0.1
15	0	280	0	280	280	0.1
16 ^{*2}	15	280	15	280	280	0.1
17	0	40	0	40	40	0.1
18	0	80	0	80	80	0.1

注記*1：伸縮変形は伸びが (+)，縮みが (-)

*2：



表 2 止水ゴムの試験条件（複合変形試験：数値は目標値）

変位ステップ No.	試験機変位量 (mm)		試験体着目部変位量 (mm)			試験水圧 (MPa)
	δ_v 伸縮*1	δ_h 面外・面内	δ_x = δ_v 伸縮*1	δ_y = $\delta_h * \sin\theta$ 面内	δ_z = $\delta_h * \cos\theta$ 面外	
1	0	0	0	0	0	0.1
2	20	20	20	13	15	0.1
3	30	40	30	27	30	0.1
4	40	60	40	40	45	0.1
5	50	80	50	54	59	0.1
6	60	100	60	67	74	0.1
7	70	120	70	80	89	0.1
8	80	140	80	91	104	0.1
9	85	150	85	100	111	0.1
10	90	155	90	104	115	0.1
11*2	94	164	94	110	122	0.1
12	65	145	65	97	108	0.1

注記*1：伸縮変形は伸びが (+)，縮みが (-)

*2：

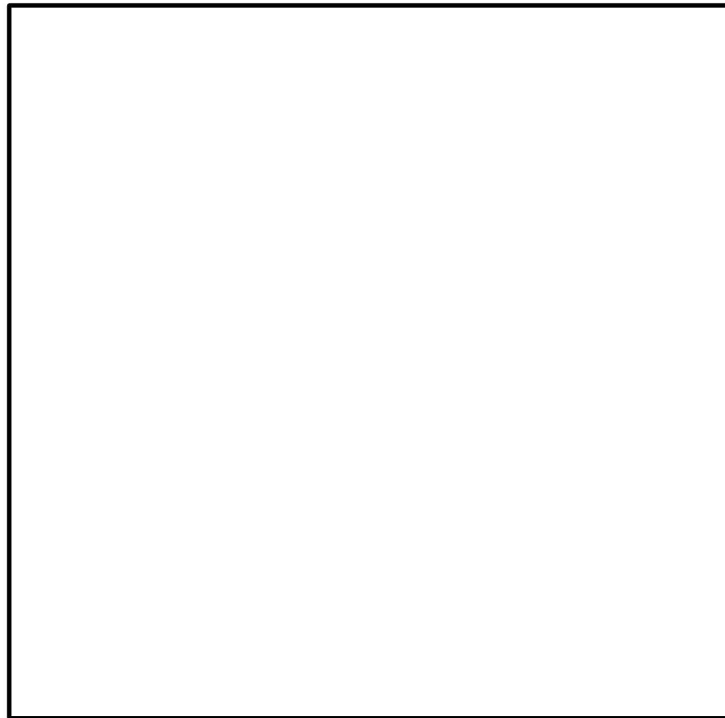


図 7 性能確認試験フロー

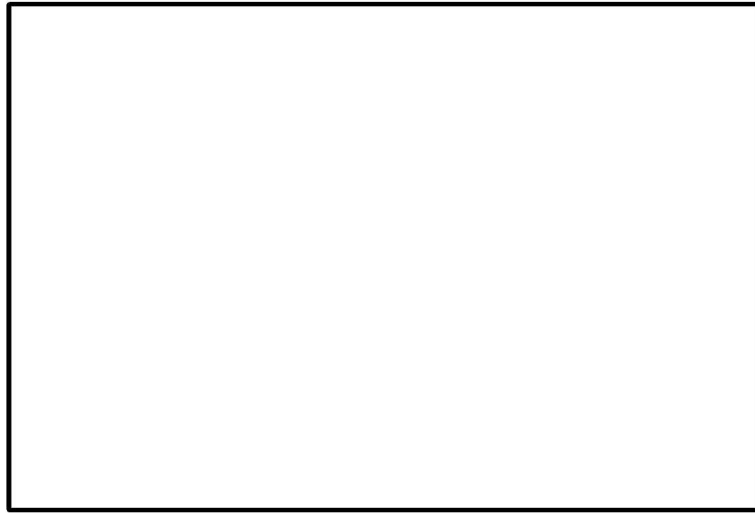
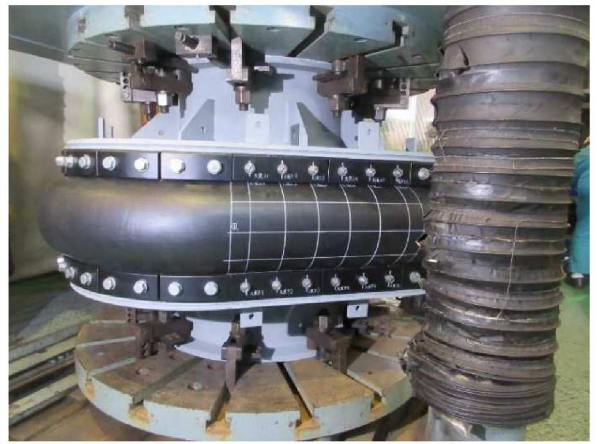
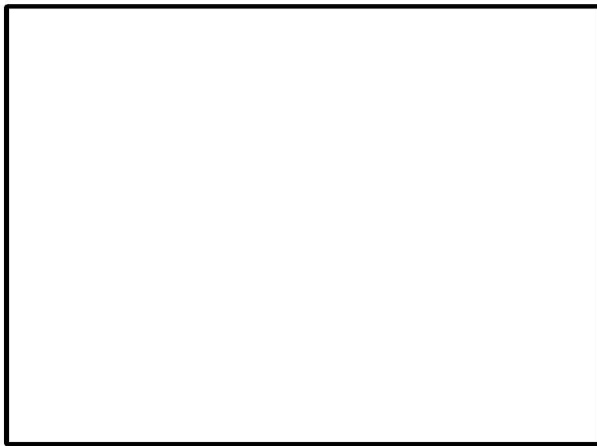


写真1 試験機



(a) 内水圧試験装置

(b) 試験装置及び試験体全景

写真2 試験装置

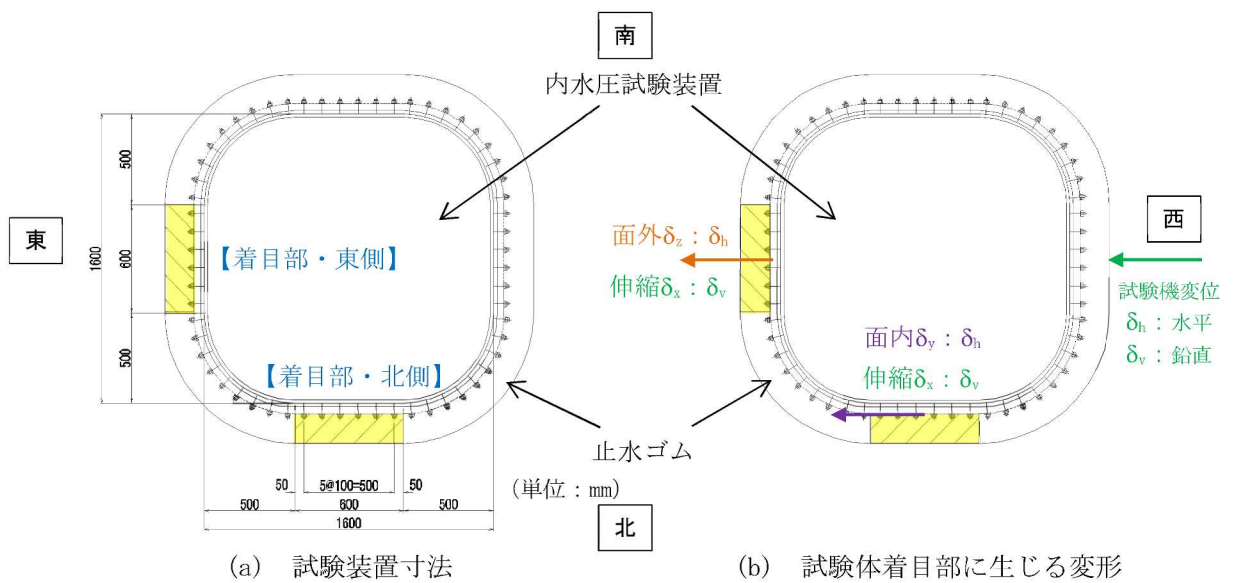
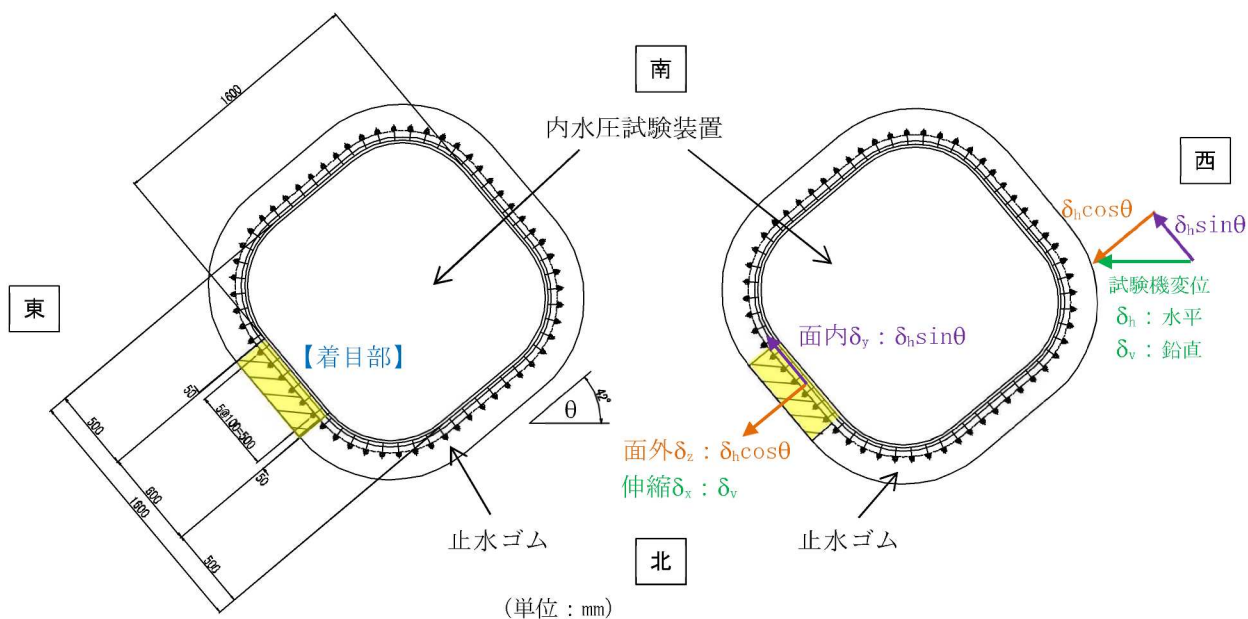


図8 変形概念図 (限界変形試験)



(a) 試験装置寸法 (b) 試験体着目部に生じる変形

図9 変形の概念図 (複合変形試験)

試験体に与えた変形及び水圧を計測するため、計測器を設置した。試験装置下盤には変位計及び水圧配管経路に圧力計を設置した。これらより1秒間に1レコードの頻度でデータを取得し、ロガーに記録した。複合変形試験における変位計及び圧力計の設置状況を写真3及び写真4にそれぞれ示す。



写真3 変位計設置状況

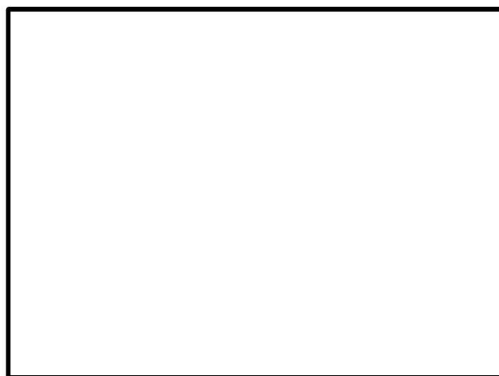


写真4 圧力計設置状況

(2) 試験結果

(a) 限界変形試験

限界変形試験に関する性能確認試験結果を表3に示す。また試験状況を写真5～写真22に示す。

全ての変位ステップにおいて、止水ゴムの損傷やナットの緩みは認められない。また、止水ゴム試験体着目部から漏水も認められない。

表3 性能確認試験結果（限界変形試験：数値は実績値）

変位 ステップ ^o No.	試験機変位量 (mm)		試験体着目部変位量 (mm)			試験水圧 (MPa)	保持 時間 (min)	漏水 有無	損傷 有無
	δ_v 伸縮 ^{*1}	δ_h 面外 ・面内	δ_x 北側 ・東側 伸縮 ^{*1}	δ_y 北側 面内	δ_z 東側 面外				
1	1.4	0.0	1.4	0.0	0.0	0.1081	3	無	無
2	1.4	21.9	1.4	21.9	21.9	0.1058	3	無	無
3	1.3	41.5	1.3	41.5	41.5	0.1036	3	無	無
4	1.3	61.2	1.3	61.2	61.2	0.1032	3	無	無
5	1.2	81.1	1.2	81.1	81.1	0.1032	3	無	無
6	1.2	101.2	1.2	101.2	101.2	0.1028	3	無	無
7	1.5	122.4	1.5	122.4	122.4	0.1027	3	無	無
8	1.5	141.7	1.5	141.7	141.7	0.1029	3	無	無
9	1.4	163.1	1.4	163.1	163.1	0.1029	3	無	無
10	1.4	181.6	1.4	181.6	181.6	0.1030	3	無	無
11	1.3	201.6	1.3	201.6	201.6	0.1029	3	無	無
12	1.3	221.0	1.3	221.0	221.0	0.1030	3	無	無
13	1.1	242.5	1.1	242.5	242.5	0.1029	3	無	無
14	1.1	261.9	1.1	261.9	261.9	0.1028	3	無	無
15	0.8	280.6	0.8	280.6	280.6	0.1026	3	無	無
16 ^{*2}	15.7	281.0	15.7	281.0	281.0	0.1023	3	無	無
17	2.1	41.2	2.1	41.2	41.2	0.1029	3	無	無
18	2.2	80.9	2.2	80.9	80.9	0.1030	3	無	無

注記*1 : 伸縮変形は伸びが (+) , 縮みが (-)

*2 :

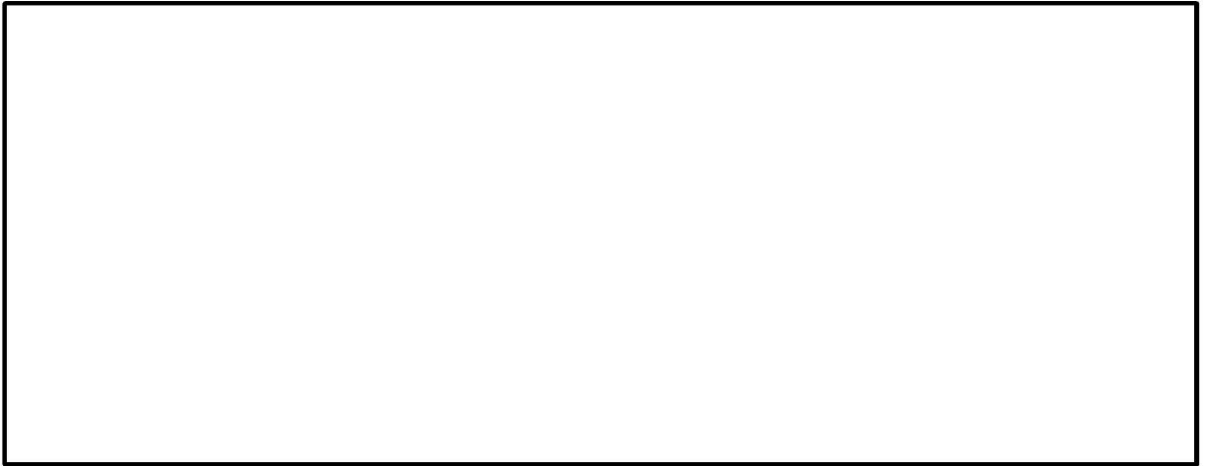


写真 5 試験状況 (変位ステップ No. 1)

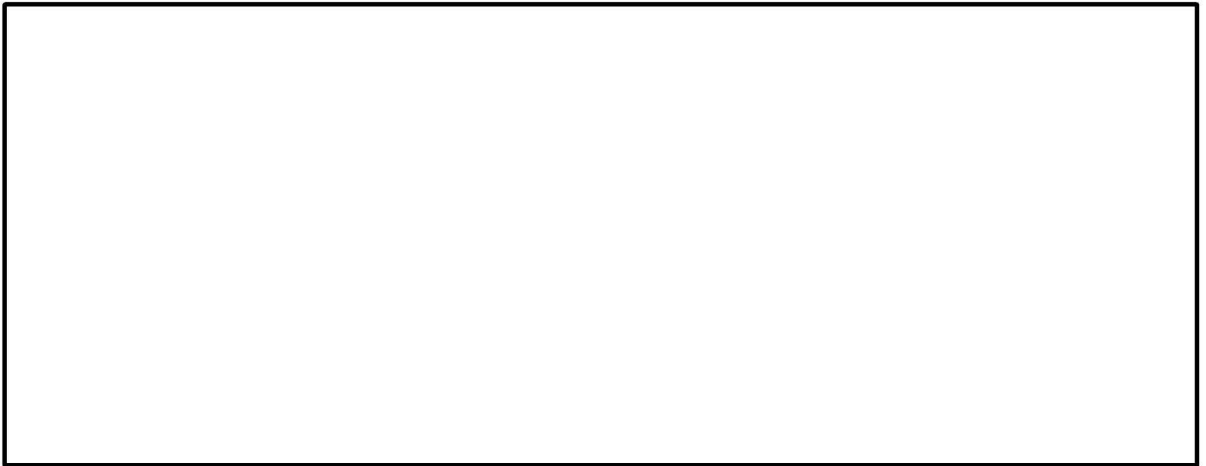


写真 6 試験状況 (変位ステップ No. 2)



写真 7 試験状況 (変位ステップ No. 3)

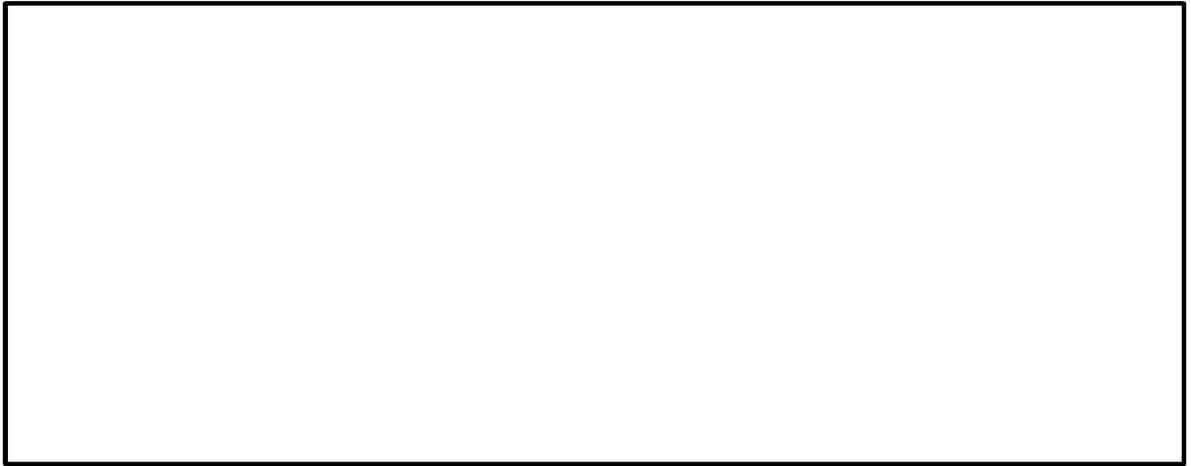


写真 8 試験状況 (変位ステップ No. 4)



写真 9 試験状況 (変位ステップ No. 5)

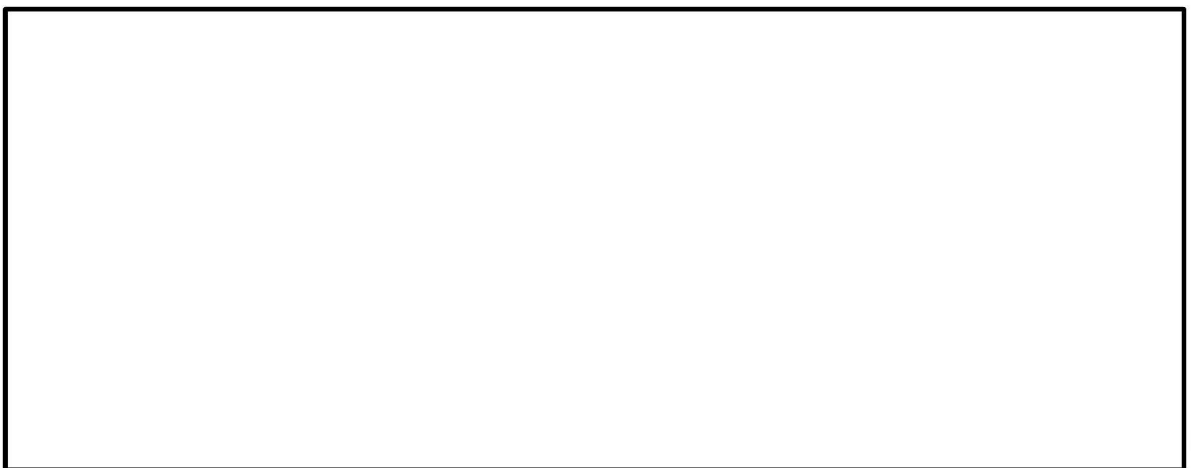


写真 10 試験状況 (変位ステップ No. 6)

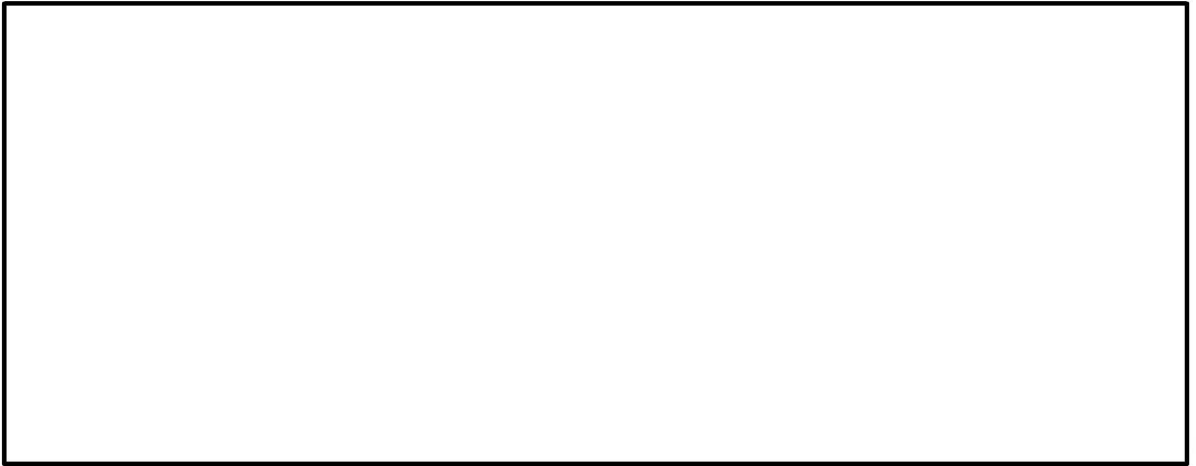


写真 11 試験状況 (変位ステップ No. 7)

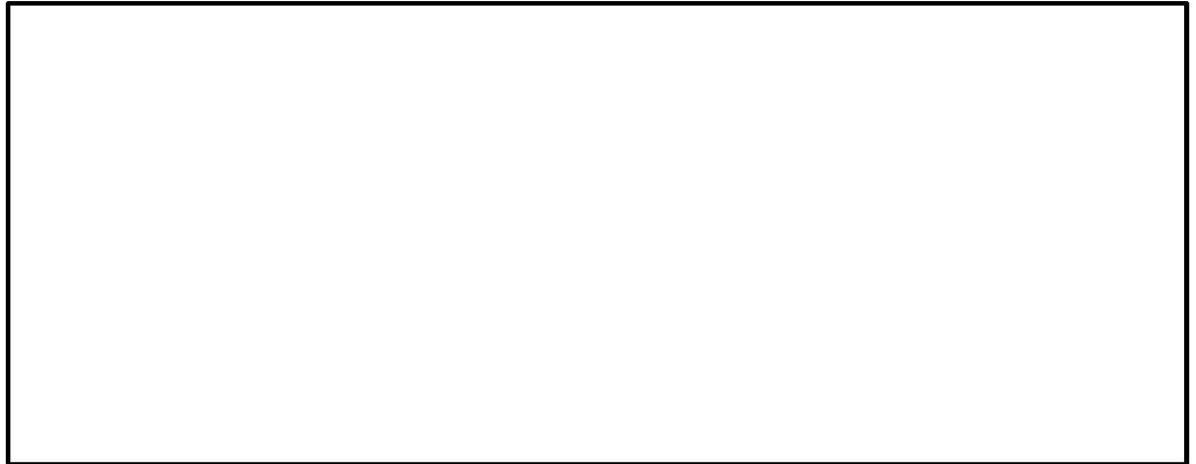


写真 12 試験状況 (変位ステップ No. 8)



写真 13 試験状況 (変位ステップ No. 9)

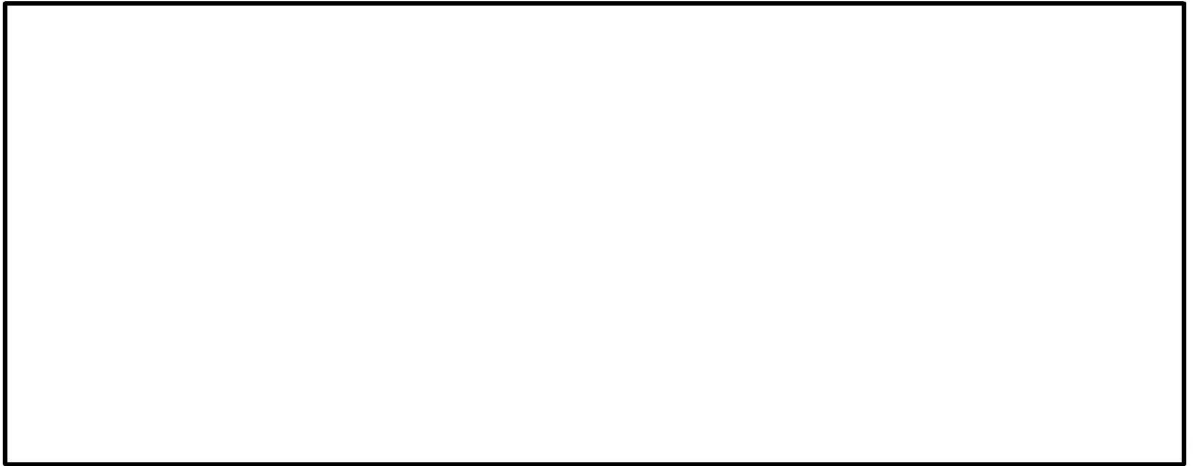


写真 14 試験状況 (変位ステップ No. 10)

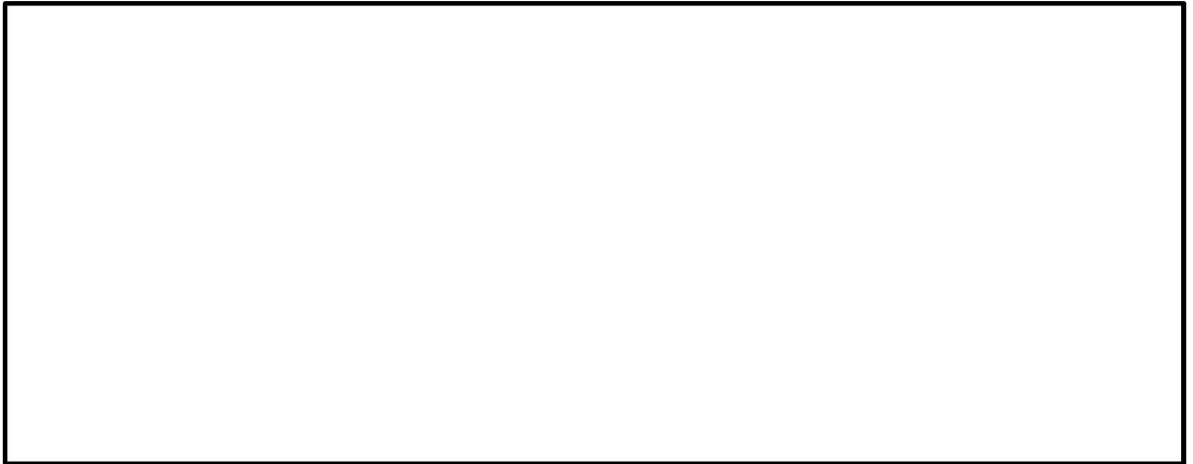


写真 15 試験状況 (変位ステップ No. 11)



写真 16 試験状況 (変位ステップ No. 12)

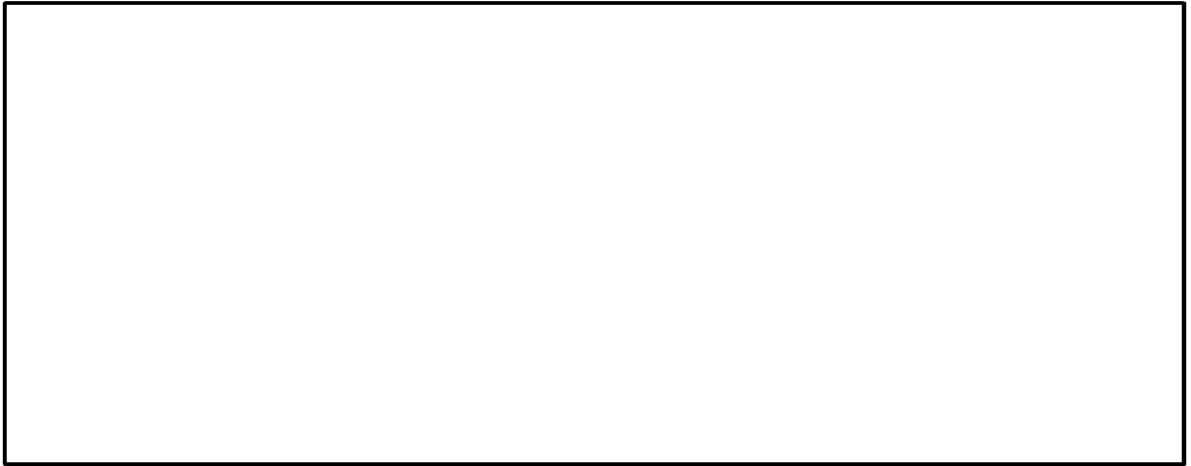


写真 17 試験状況（変位ステップ No. 13）

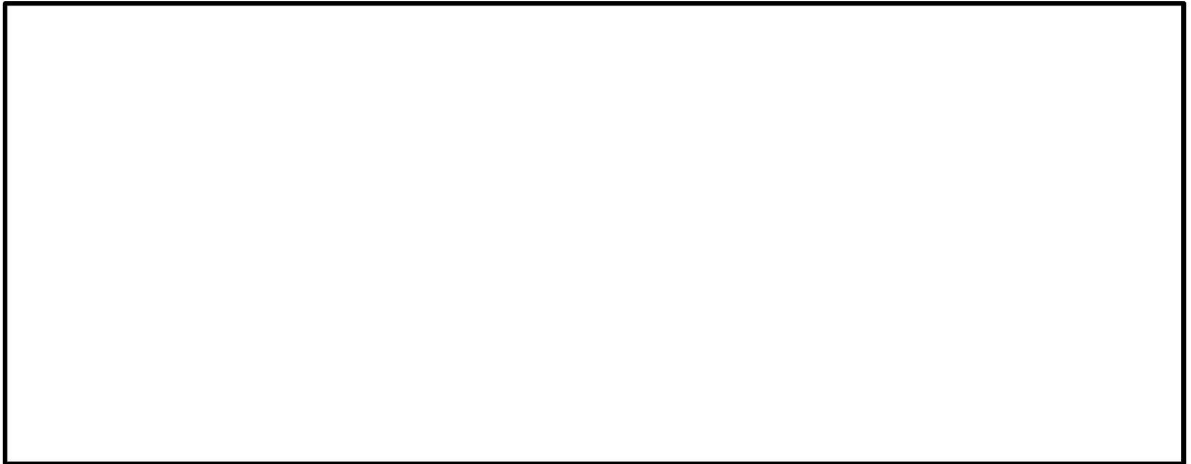


写真 18 試験状況（変位ステップ No. 14）



写真 19 試験状況（変位ステップ No. 15）

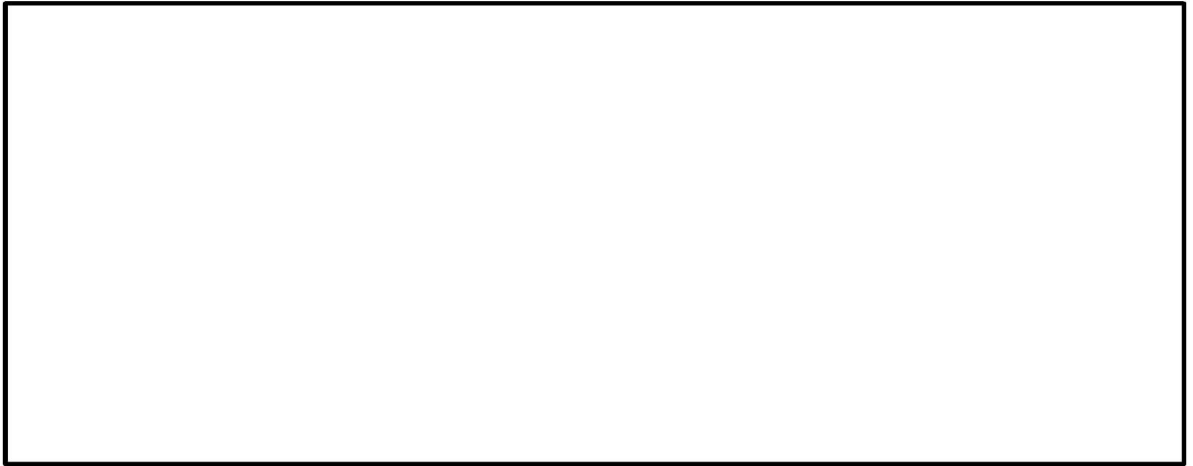


写真 20 試験状況 (変位ステップ No. 16)

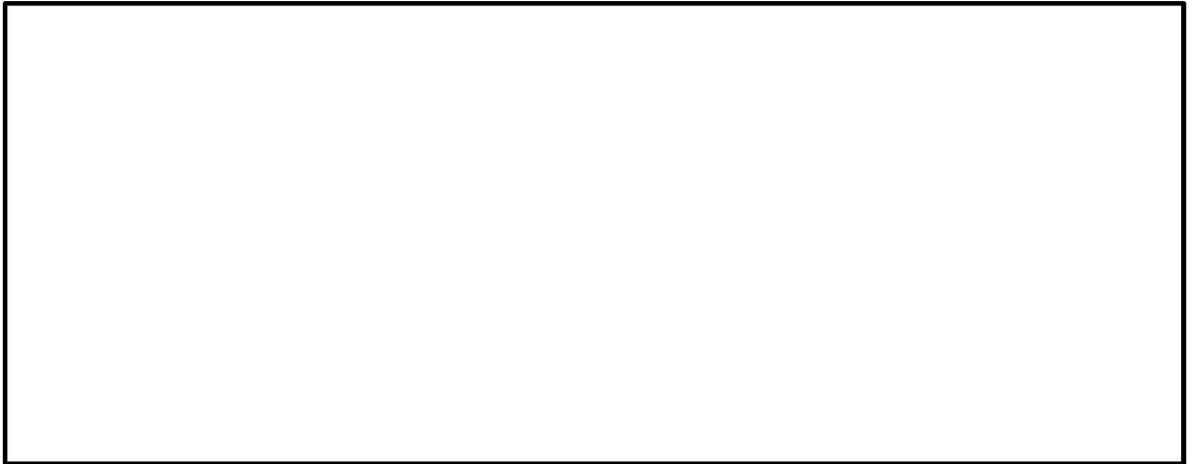


写真 21 試験状況 (変位ステップ No. 17)

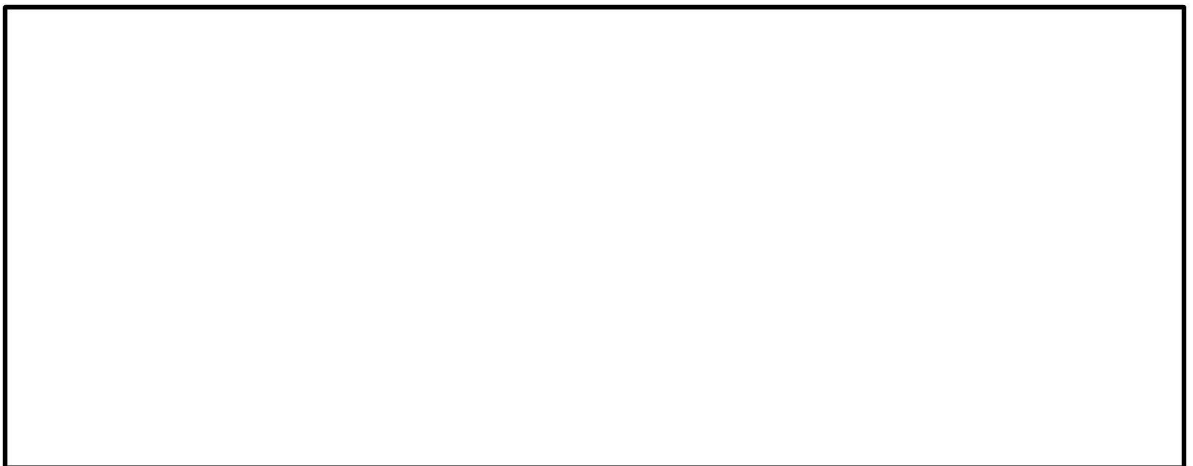


写真 22 試験状況 (変位ステップ No. 18)

(b) 複合変形試験

複合変形試験に関する性能確認試験結果を表 4 に示す。また試験状況を写真 23～写真 34 に示す。

全ての変位ステップにおいて、止水ゴムの損傷やナットの緩みは認められない。また、止水ゴム試験体着目部から漏水も認められない。

止水ゴム試験体に与えた変形量が最大、かつ [] 位ステップ No. 11 における計測時刻歴図を図 10 に示す。

表 4 性能確認試験結果（複合変形試験：数値は実績値）

変位 ステップ No.	試験機変位量 (mm)		試験体着目部変位量 (mm)			試験水圧 (MPa)	保持 時間 (min)	漏水 有無	損傷 有無
	δ_v 伸縮*1	δ_h 面外・面内	δ_x = δ_v 伸縮*1	δ_y = $\delta_h \cdot \sin\theta$ 面内	δ_z = $\delta_h \cdot \cos\theta$ 面外				
1	1.3	0.0	1.3	0.1	0.4	0.1066	3	無	無
2	23.0	21.2	23.0	14.1	15.7	0.1047	3	無	無
3	33.7	41.4	33.7	27.8	30.6	0.1069	3	無	無
4	42.2	61.7	42.2	41.5	45.5	0.1063	3	無	無
5	53.3	81.0	53.3	54.4	59.5	0.1068	3	無	無
6	62.1	101.1	62.1	67.9	74.1	0.1063	3	無	無
7	71.8	122.1	71.8	81.7	88.9	0.1055	3	無	無
8	80.8	144.2	80.8	96.4	104.6	0.1051	3	無	無
9	87.0	153.9	87.0	102.8	111.4	0.1058	3	無	無
10	91.0	159.8	91.0	106.7	115.6	0.1065	3	無	無
11*2	95.6	170.1	95.6	113.3	122.8	0.1066	3	無	無
12	66.7	148.5	66.7	99.8	108.6	0.1070	3	無	無

注記*1：伸縮変形は伸びが (+)，縮みが (-)

*2： []

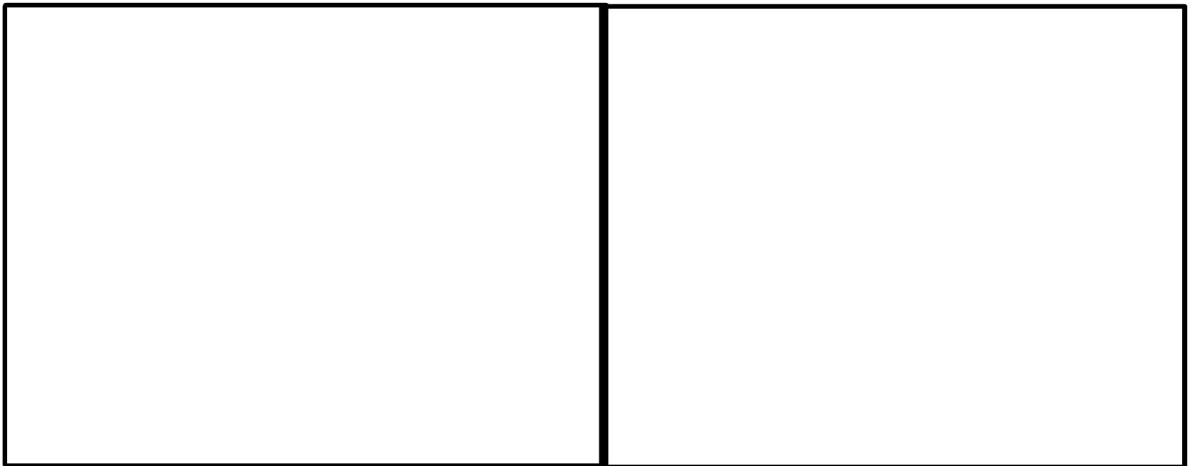


写真 23 試験状況 (変位ステップ No. 1)

写真 24 試験状況 (変位ステップ No. 2)

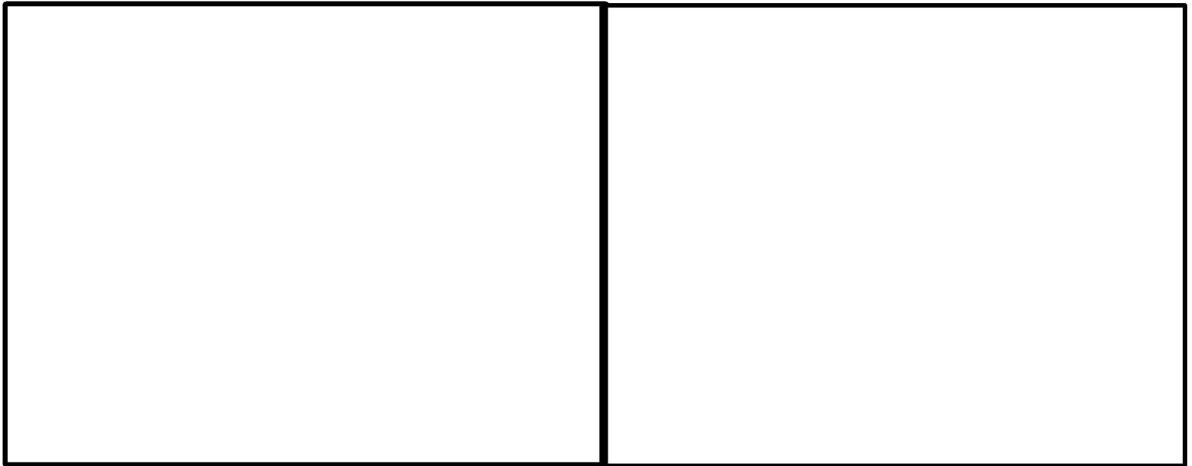


写真 25 試験状況 (変位ステップ No. 3)

写真 26 試験状況 (変位ステップ No. 4)

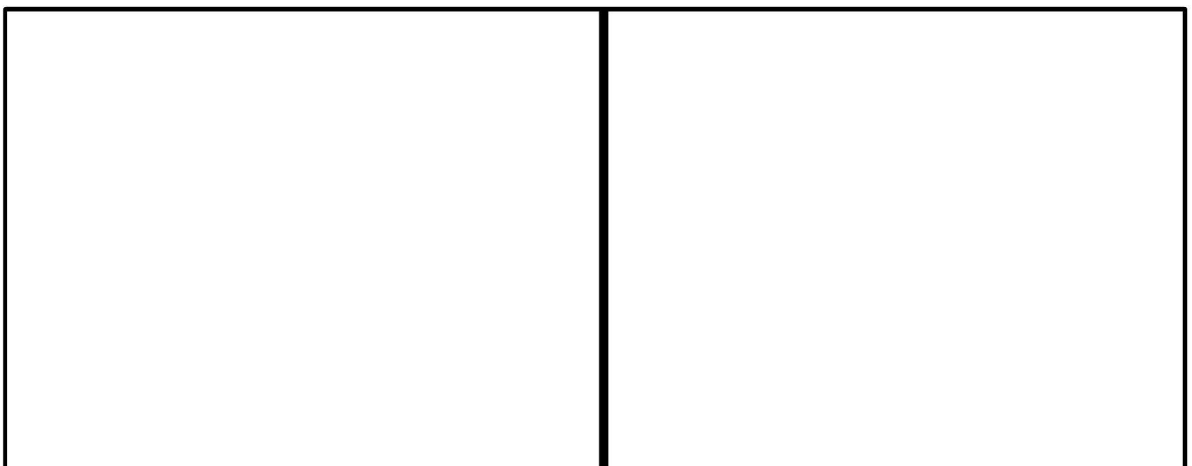


写真 27 試験状況 (変位ステップ No. 5)

写真 28 試験状況 (変位ステップ No. 6)

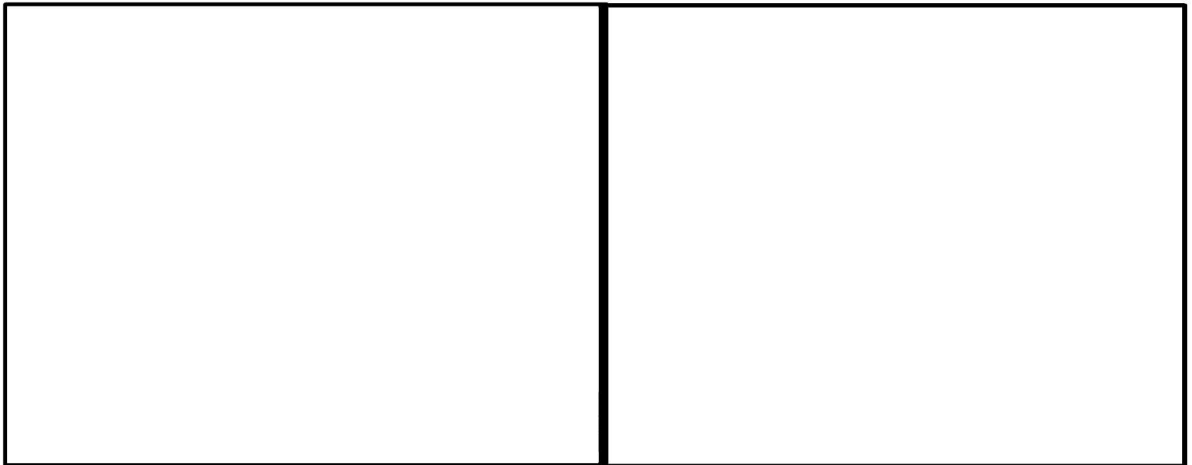


写真 29 試験状況 (変位ステップ No. 7)

写真 30 試験状況 (変位ステップ No. 8)

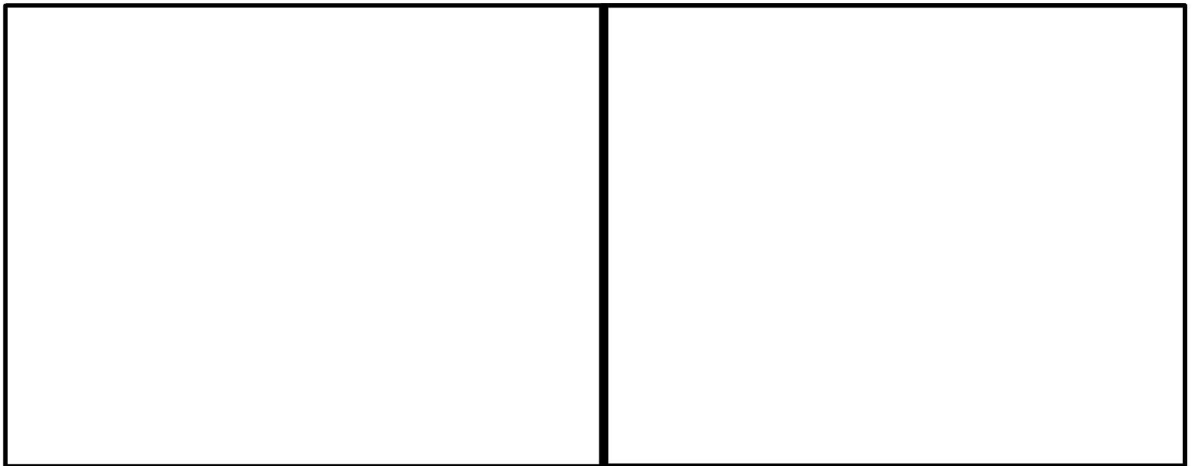


写真 31 試験状況 (変位ステップ No. 9)

写真 32 試験状況 (変位ステップ No. 10)

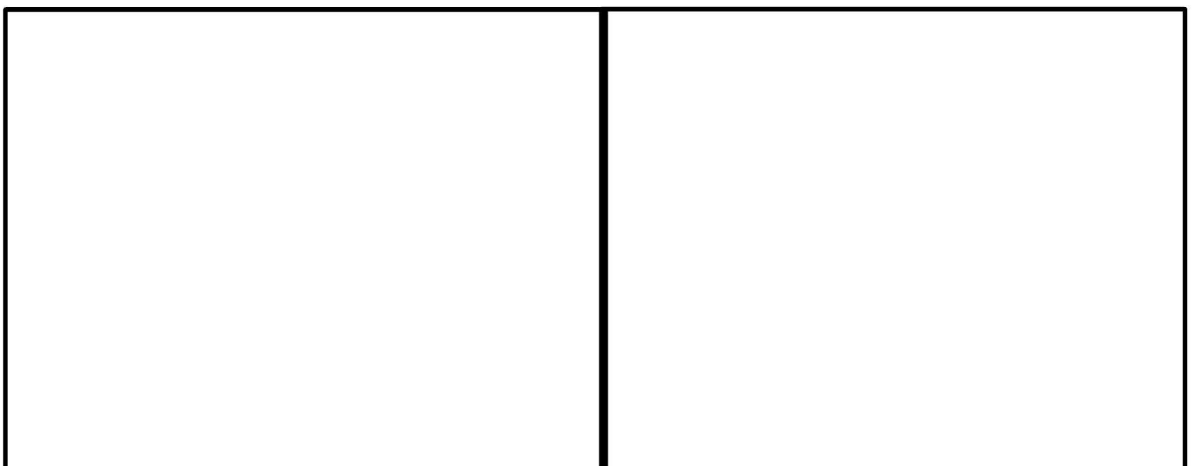


写真 33 試験状況 (変位ステップ No. 11)

写真 34 試験状況 (変位ステップ No. 12)

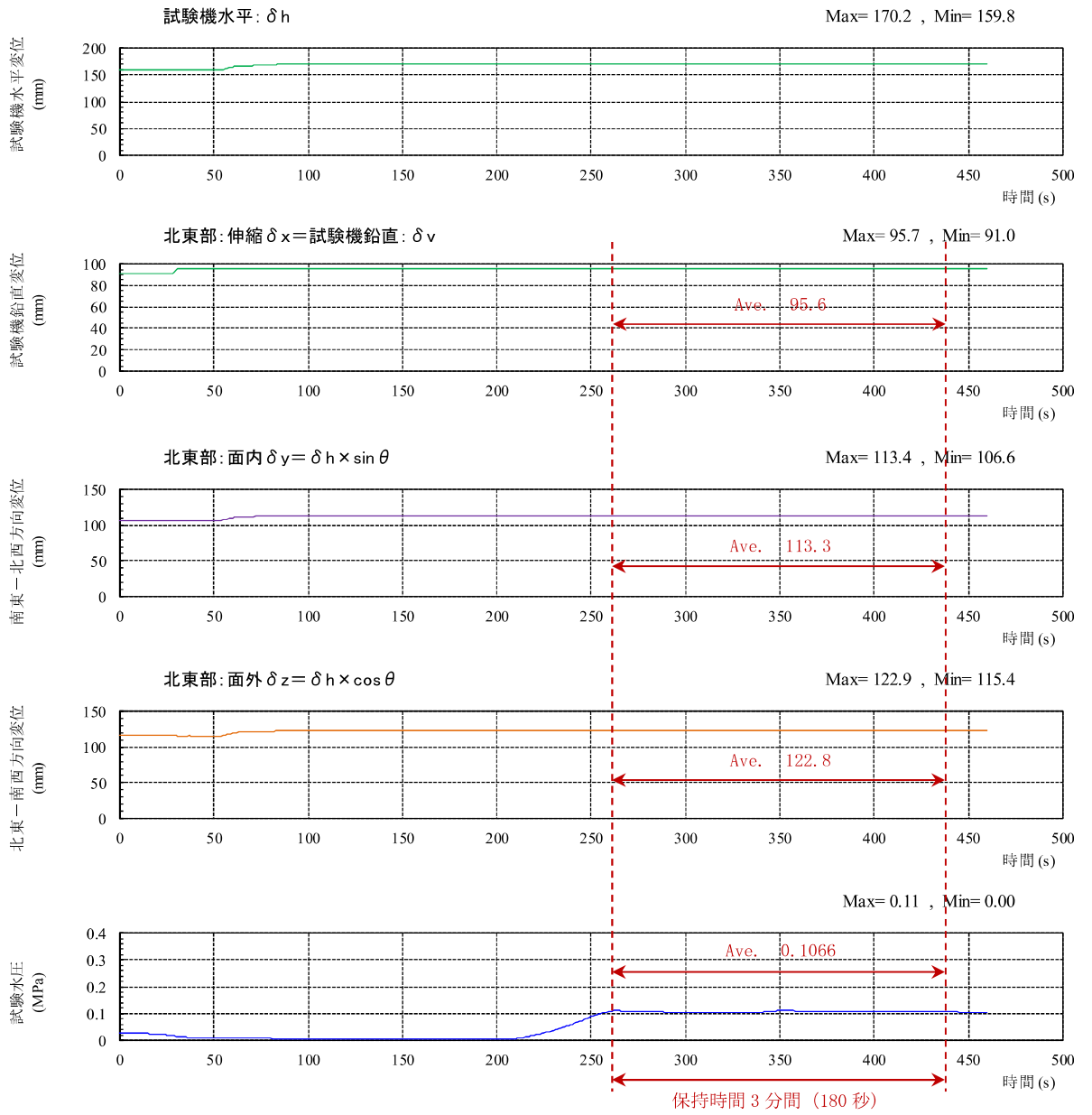


図 10 計測時刻歴図 (複合変形試験 ; 変位ステップ No. 11)

3. 変形量の許容限界の設定

止水ゴムに対する許容限界は性能確認試験結果により、損傷及び漏水が生じないことを確認した変形量とする。止水ゴムにおいては3方向の複合的な変形が生じることが現実的であるため、許容限界は複合変形試験の結果より設定した。変形量の許容限界を表5に示す。

表5 変形量の許容限界

止水ゴム 変形量の許容限界		
伸縮変形 (伸び) δ_x	面内せん断変形 δ_y	面外せん断変形 δ_z
95mm 以上*	113mm 以上*	122mm 以上*

注記* :

4. 耐久性について

CRゴムを原材料として製造された止水ゴムの耐久性能について評価する。

(1) 評価項目

一般的に、ゴムの耐久性能に関する評価項目としては、耐熱性（耐熱老化性）、耐海水性、耐寒性及び耐候性が考えられる。

(a) 耐熱性（耐熱老化性）

熱によって老化（酸化・分解）が促進されることに抵抗する性質。

(b) 耐海水性

海水の浸せきによって老化（酸化・分解）が促進されることに抵抗する性質。

(c) 耐寒性

低温環境下にさらされ、硬化することによって弾性が失われることに抵抗する性質。なお、耐寒性については、温度が上がれば機能が回復するという点で、耐熱性（耐熱老化性）とは性質が異なる。

(d) 耐候性

屋外曝露状態で受ける、日光（紫外線）や雨雪などの作用に抵抗する性質。

(2) 評価結果

(a) 耐熱性（耐熱老化性）

止水ゴムの伸縮部材に用いている原材料のCRゴムについて、メーカーにて熱老化試験が実施されている。熱老化試験では、70℃、100℃、120℃の3種類の異なる加熱温度下において、加熱前に切断時伸び480%のゴムが、ゴム伸び残存率50%に相当する切断時伸び240%に至るまで、気中において加熱を与え続けた試験を実施している。ここでゴム伸び残存率は、経年劣化後の切断時伸びを初期の切断時伸びで除した値と定義される劣化指標で、ゴム伸び残存率50%となる時間を基に予測寿命が算定される。図11に熱老化試験結果を示す。

熱老化試験結果をもとに、ゴム伸び残存率が50%、60%、70%、80%、90%となる時間と温度の関係をグラフ化したものを図12に示す。図12より温度20℃、30℃、40℃におけるゴム伸び残存率と時間の値を読み取り、作成した時間ーゴム伸び残存率の推定線を図13に示す。

なお、図13にはメーカーにて調査された実際に長期間使用されていたCRゴム製品のゴム伸び残存率をプロットしているが、ほぼ推定線上に散布しており調和的である。とりわけ、海水中より劣化環境にある気中下にて（次項（b）耐海水性にて後述）約46年間屋外で使用されていたCRゴム製品のゴム伸び残存率は50%以上であることが確認されている。

気象庁の公開データによると柏崎地点における旬平均海面水温は、図14に示すように通年で約7℃～29℃の範囲で変化し、その平均値は約17.4℃である。止水ゴム使用環境の海面温

度 20°C とすると、図 13 よりゴム伸び残存率 50% を確保できる耐用年数は 127 年と推定される。

なお、柏崎地点における旬平均海面水温が最高水温に達するのは、年間を通して 8 月の長くても 1 ヶ月間程度であるものの、保守的に止水ゴム使用環境の海面水温を 30°C として評価しても、ゴム伸び残存率 50% を確保できる耐用年数は 38 年と推定され、十分な耐熱性を有している。

長期にわたり供用された CR ゴムの耐久性について調査された事例は少ないが、宇佐美ら (1981, 1982) は約 17 年間使用された鉄道橋梁の支承に用いられた CR ゴムを対象に、熱老化試験等を通じて耐用年数の推定を試みている。橋梁支承に用いられた CR ゴムは、海水中より劣化環境にある気中下で使用されていること (次項 (b) 耐海水性にて後述)、また列車の通過に起因する大きな荷重を受けている点で、貯留堰接続部に用いられた CR ゴムとは使用された条件に相違がある。このように貯留堰接続部の CR ゴムよりも厳しい条件下で使用されたにもかかわらず、ゴム伸び残存率 50% を確保できる耐用年数は 85 年以上と推定されており、CR ゴムは十分な耐久性能を有していることを示している。

貯留堰接続部の CR ゴムは伸びが生じていない状態 (ゴム伸び 0%) における可撓長は図 15 に示すように 360mm である。CR ゴムの伸びの試験値は 440% であるため、可撓長 1584mm に至るまでは止水ゴムの破断は生じない。ゴム伸び残存率 50% に至ると CR ゴムの伸びは 220% に半減し、破断が生じる可撓長は 792mm となるが、地震時において想定される止水ゴムの発生変形量の最大値 42mm を大きく上回る。経年劣化による CR ゴムの伸び率の半減を考慮しても、十分大きな変形性能を有していると考えられる。

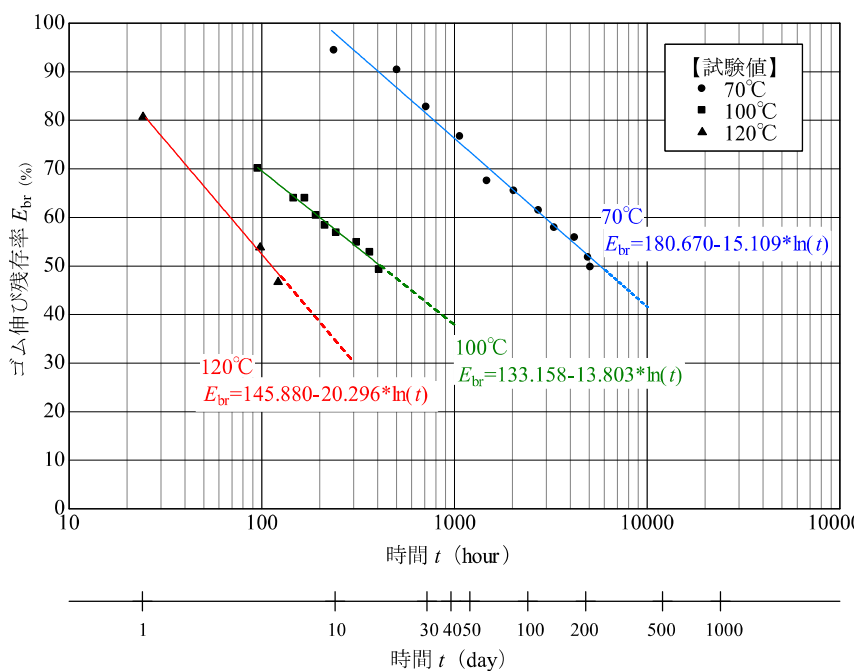


図 11 CR ゴムの熱老化試験結果

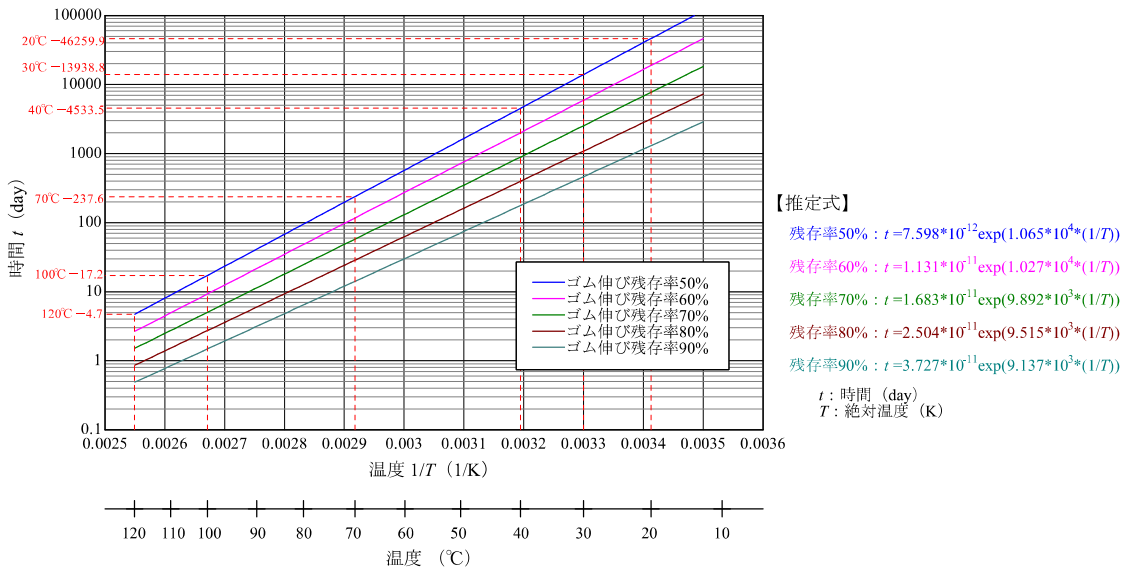


図 12 CRゴムのゴム伸び残存率に応じた温度と時間の関係

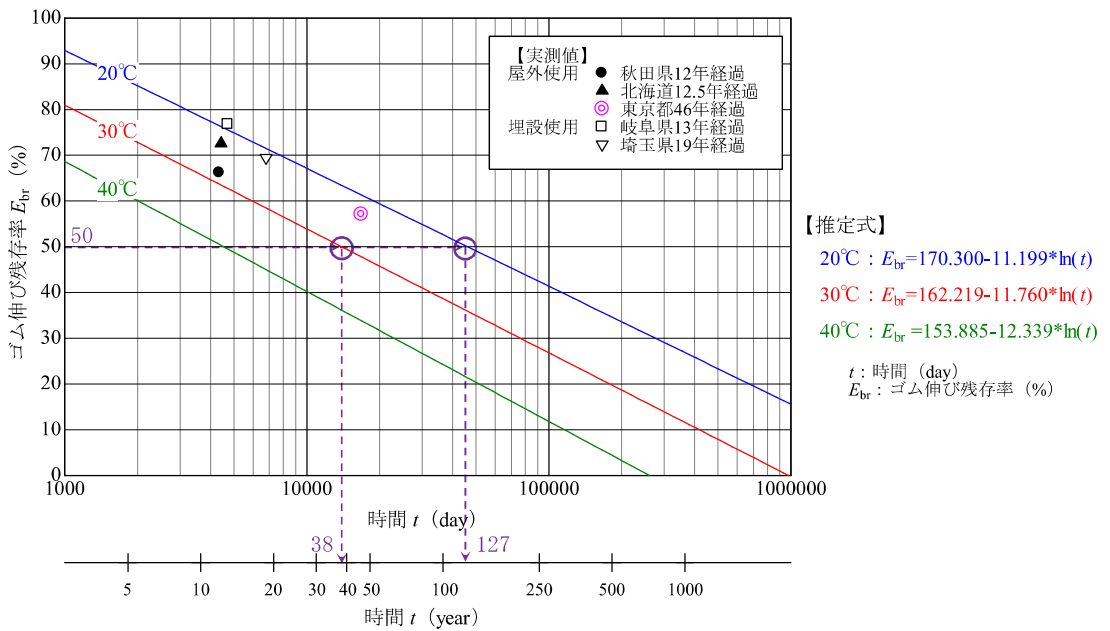


図 13 熱老化試験より推定される時間—ゴム伸び残存率の関係

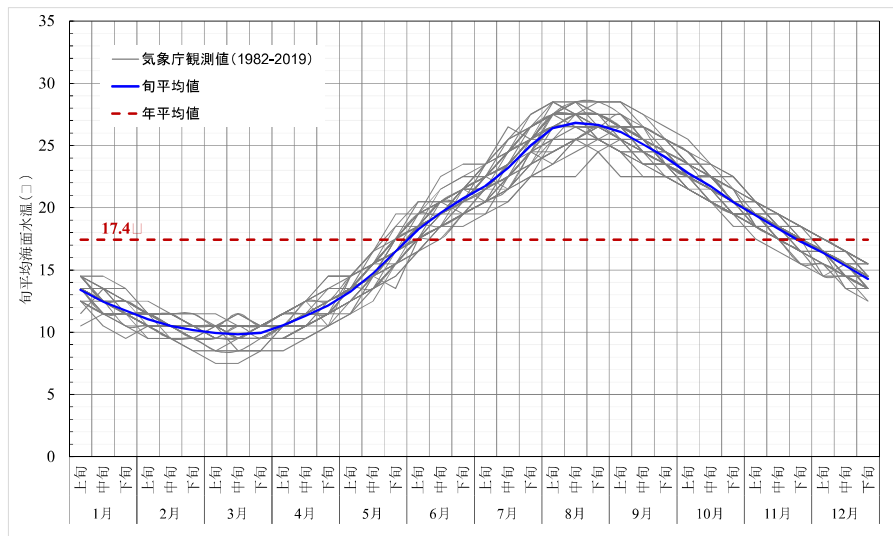


図 14 柏崎地点における旬平均海面水温（気象庁公開データを基に作図）

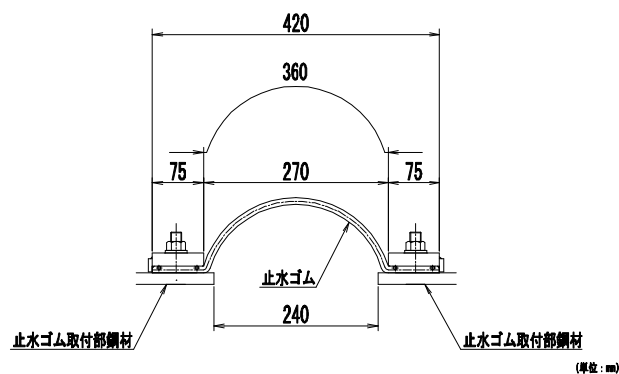


図 15 止水ゴム構造図

(b) 耐海水性

CRゴムについて、海水浸せき試験がメーカーにて実施されている。貯留堰接続部のCRゴムは常時において海水中に没しているため、海水浸せき試験は実際の環境下に近い状況における試験であるといえる。海水温度 70℃、90℃におけるCRゴムの海水浸せき試験をもとに、熱老化試験と同様の整理を経て得られた時間ーゴム伸び残存率の推定線を図 16 に示す。図 16 より、止水ゴム使用環境の海面水温を 30℃としても、保守的に評価されるゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 131 年と推定され、十分な耐海水性を有している。

なお、海水浸せき試験がCRゴムの劣化に与える影響を図 13 に示す熱老化試験結果と比べると、熱老化試験でゴム伸び残存率が 50%になる年数が 30℃において 38 年かかるのに対し、海水浸せき試験では同じ条件で 131 年かかるため、海水浸せき試験がCRゴムの劣化に与える影響は熱老化試験に比べて小さいことを確認した。これは、海水環境下は前項 (a) で述べた気中環境下よりも劣化環境にないためだと考えられる。

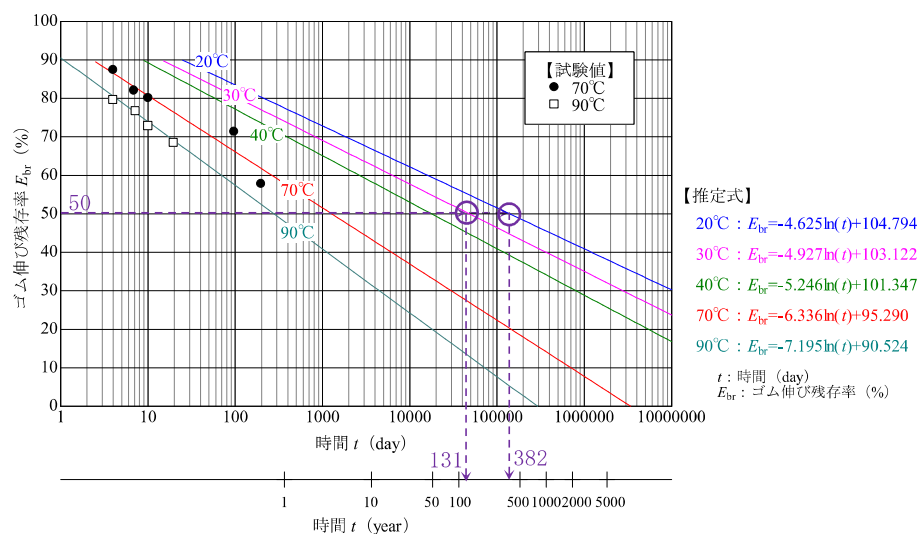


図 16 海水浸せき試験より推定される時間－ゴム伸び残存率の関係

(c) 耐寒性

図 17 に各種加硫ゴムの低温特性値を示す。一般的に、CRゴムのガラス転移温度（ゴムが温度の低下とともに硬くなり、最後には弾性を失って柔らかくなるガラス転移現象が生じる温度で、ガラス転移温度以下ではゴムとしての特性を喪失する）は-40℃程度とされている。

CRゴムを対象にメーカーにて実施された低温下における引張試験について、図 18 に各試験温度におけるCRゴムの切断時伸びの結果を示す。比較のため、同図には常温における結果も併記した。温度の低下に伴ってCRゴムの切断時伸びも低下するが、その変化量は僅かである。また、低温下においても切断時伸びは製品規格値を上回っており、十分な耐寒性を有している。

気象庁の公開データより柏崎地点における旬平均海面水温は、通年で約7℃～29℃の範囲で変化し、その平均値は約17.4℃であることを踏まえると、柏崎地点の海水中に設置されるCRゴムを原材料とする止水ゴムの使用に関して影響はほとんどないと考えられる。

各種加硫ゴムの低温特性値

ゴムの種類	カーボンブラック量 phr	低温特性値 (単位°C)				
		T_g	T_b	T_{10}	T_{50}	T_{70}
BR	SRF 50	-70以下	-70以下	—	—	—
NR	"	-62	-59	-59	-53	-48
SBR	"	-51	-58	-47	-41	-38
IIR	"	-61	-46	-56	-46	-42
CR (W)	"	-41	—	-38	-25	-6
CR (WRT)	"	-40	-37	-37	-28	-19
NBR (ハイカー1041)	"	-15	-20	-14	-10	-7
NBR (ハイカー1042)	"	-27	-36	—	—	—
CIIR						
(Esso Butyl HT-1066)	FEF 30	-56	-45	-45	-32	-23
CO (ハイドリン100)	FEF 30	-25	-19	-18	-12	-9
ECO (ハイドリン200)	FEF 30	-46	-40	-36	-30	-29
CSM (ハイパロン40)	FEF 40	-27	-43	-6	+6	+7
ACM (チアクリル76)	FEF 45	—	-18	-18	-8	-2
FKM (G-501)	FT 25	—	-36	-14	+9	+15
T (チオコールFA)	FEF 30	-49	—	-42	-30	-18
U (エラストサン455)	FEF 25	-32	-36	-22	-13	-7

T_g : ゲーマンねじり試験より (ガラス転移温度: ゴムがガラス状に変化し、弾性を失う現象が生じる温度)

T_b : ぜい化試験より (ぜい化温度: 弾性回復の日安となる温度)

T_{10}, T_{50}, T_{70} : T-R試験より (ゴムを伸ばした状態でガラス転移温度以下で凍結させたのち、温度を上昇させながら自由に収縮させ、収縮率が10%, 50%, 70%となった時の温度)

出典 丹野博実; 日ゴム協誌, 46, 644 (1973)

図 17 ゴムの低温特性値

(非金属材料データブック (日本規格協会), 一部加筆)

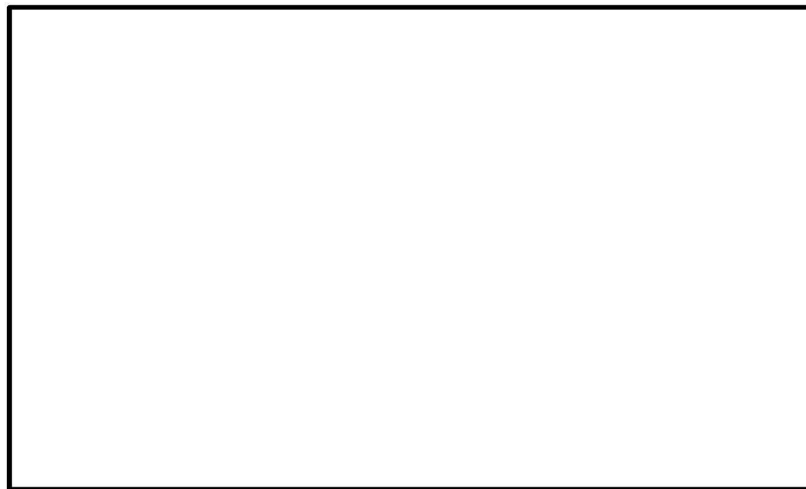


図 18 低温下におけるCRゴムの切断時伸び

(d) 耐候性

CRゴムを対象とした耐候性試験（ウェザーメーター試験）がメーカーにて実施されている。耐候性試験は、屋外に長期曝露された状況を想定し、主に日光や雨雪に対する耐性を評価するための試験である。試験体に対し、太陽光に近い人工光源の照射や断続した水の噴霧を与え、自然環境に起因する劣化促進を図っている。耐候性試験をもとに、熱老化試験と同様の整理を経て得られた時間－ゴム伸び残存率の推定線を図19に示す。比較のため図19には、熱老化試験より得られた推定線も併記した。熱老化による影響と比較するとゴム伸び残存率の低下は緩やかであり、熱老化よりも影響は少なく十分な耐候性を有している。

なお、止水ゴムは海水中に設置されることから、日光（紫外線）や雨雪などの影響を受けにくいと考えられ、劣化速度は耐候性試験結果よりさらに緩やかになると考えられる。

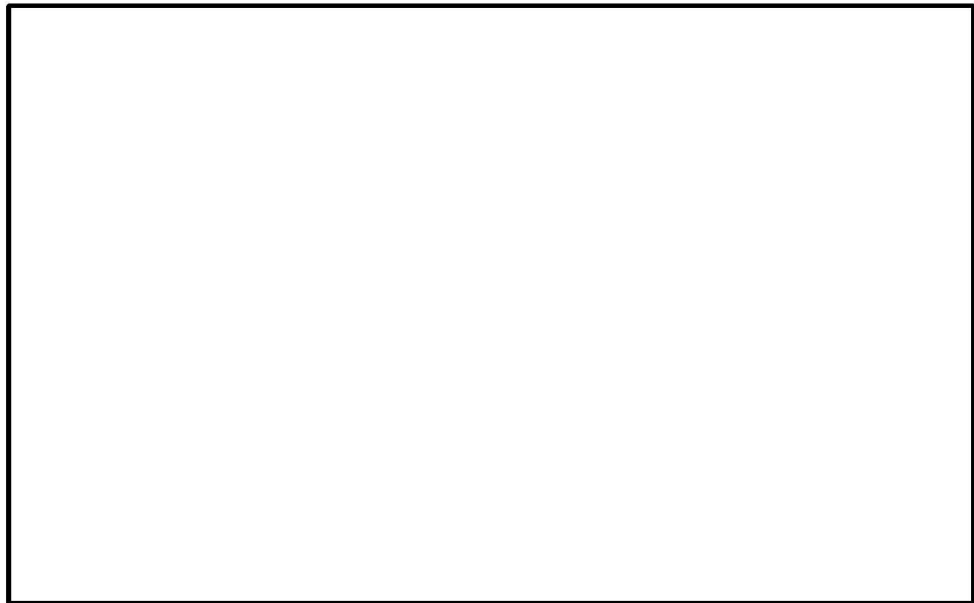


図19 耐候性試験より推定される時間－ゴム伸び残存率の関係

(3) まとめ

止水ゴムの耐久性能に関し、一般的にCRゴムの耐久性に大きな影響を与えると考えられる耐熱性（耐熱老化性）、耐海水性、耐寒性及び耐候性について検討した。その結果、CRゴムの耐久性に最も大きな影響を与える項目は耐熱性（耐熱老化性）であると考えられる。耐熱性（耐熱老化性）について、柏崎地点における旬平均海面水温が平均値で約17.4℃であることを踏まえるとゴム伸び残存率50%を確保できる耐用年数は127年と推定される。

なお、柏崎地点における旬平均海面水温は最高水温に達するのは、通年で長くても1か月程度であるものの、保守的に評価してもゴム伸び残存率50%を確保できる耐用年数は38年と推定され、十分な耐熱性を有している。また、海水中より劣化環境にある気中下において約46年間屋外で使用されていたCRゴム製品のゴム伸び残存率は50%以上であることが確認されている。

以上により、柏崎地点の海水中に設置されるCRゴムを原材料とする止水ゴムは、耐熱性（耐熱老化性）、耐海水性、耐寒性及び耐候性に関する耐久性能を有していることを確認した。

【参考文献】

日本規格協会（1983）：非金属材料データブック，pp. 192～193

宇佐美民雄，渡邊正夫，橘田敏之，米浜光郎，林邦明，長野悦子（1981）：ゴム支承の経年変化と静的特性，日本ゴム協会誌，54巻，3号，pp. 174-184

宇佐美民雄，渡邊正夫，橘田敏之，米浜光郎，林邦明，長野悦子（1982）：ゴム支承の経年変化と活荷重の影響，日本ゴム協会誌，55巻，12号，pp. 777-783

(参考資料 5) 止水ゴム取付部鋼材及び止水ゴムの根入れ部について

1. 検討概要

海水貯留堰を構成する止水ゴム取付部鋼材及び止水ゴムには、地震時の安定性を確保するとともに、堰外が引き波により海底地盤が露出した状態において、海水の貯留性及び安定性を確保する必要がある。

地震時の安定性は、耐震性を有する鋼管矢板と前面鋼矢板に止水ゴム取付部鋼材を水中溶接で固定することによって確保する。鋼管矢板と前面鋼矢板については、補足「2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明 4.2 耐震評価結果」に示すとおり、基準地震動 S_s に対する耐震性、支持性を確認している。

また、海水の貯留性は、透水性が十分に小さい海底面の粘性土 (A3a1 層) に止水ゴム取付部鋼材及び止水ゴムの根入れすることによって確保する。止水ゴム取付部鋼材及び止水ゴムの根入れ部は、海底面の掘削箇所に対し根固めコンクリートによる置き換えを行っている。

そこで本資料では、海水貯留堰内が満水、堰外が引き波により海底地盤が露出した状態において、根入れされた止水ゴム取付部鋼材及び止水ゴムについて、海水の貯留性及び安定性を確認する。

2. 根入れ部の構造概要

止水ゴム取付部鋼材及び止水ゴムの根入れ部の平面図を図 1 に、断面図を図 2、設置地盤の物性値を表 1 に示す。

止水ゴム取付部鋼材及び止水ゴムの根入れ深さは 50cm であり、鋼管矢板や前面鋼矢板の形状、配置等を考慮して、根固めコンクリートによる置き換えを行っている。

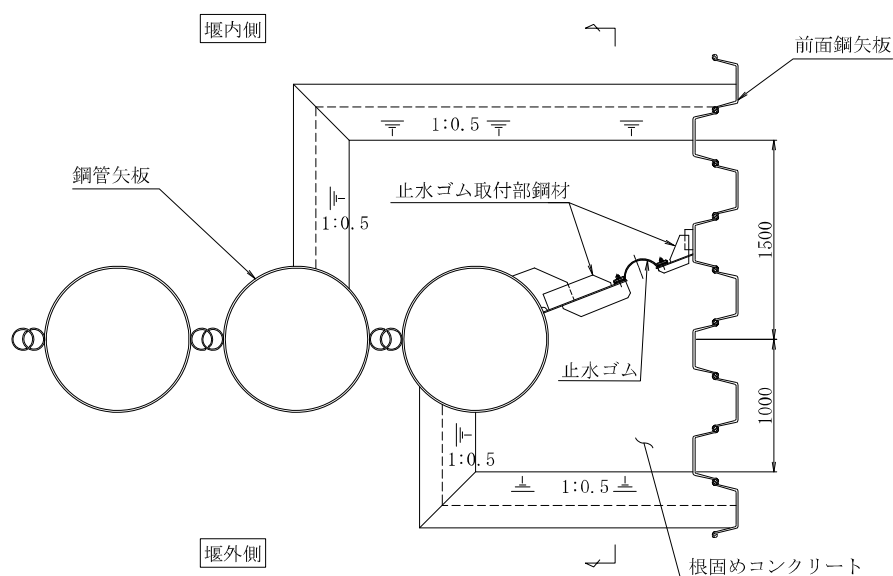


図 1 根固めコンクリートの形状 (平面図)

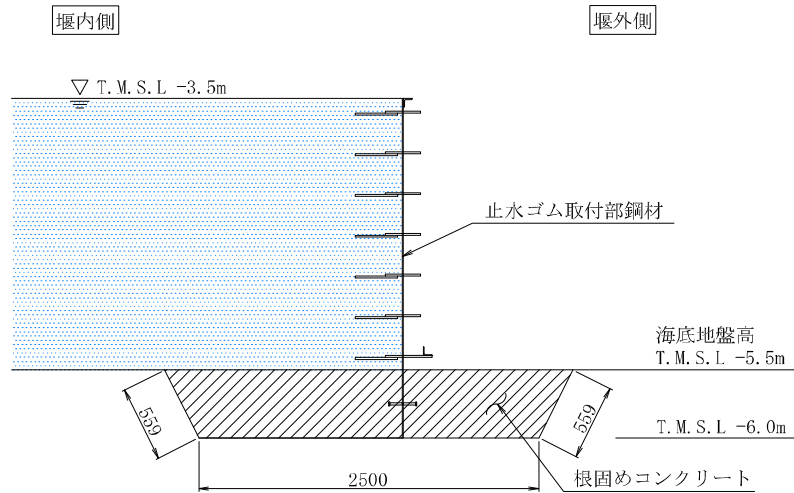


図2 根固めコンクリートの形状 (断面図)

表1 地盤の物性値

地質区分	幾何平均透水係数 k_{15} (cm/s)	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	間隙比 e
A3a1層	1.74×10^{-8} *1	2.681*2	1.084*2

注記*1 : 補足「2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明 (参考資料2)」より設定する。

*2 : KK 補足-024-1「地盤の支持性能 資料集」より設定する。

3. 根入れ部における海水の貯留性検討

根入れ部における海水の貯留性については、「管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版）（財団法人 港湾空間高度化環境研究センター，2008）」に基づき，海水貯留堰外側の海水位が海水貯留堰天端（T.M.S.L. -3.5m）を下回る継続時間約 16 分と，根固めコンクリートと設置地盤間がみずみちとなると仮定した場合の浸透時間 t を比較し，浸透時間 t が十分大きいことを確認する。

浸透時間 t は以下の式 (1) より確認する。

$$t = \frac{L^2}{kh} \quad (1)$$

ここに，

t : 浸透時間 (s)

L : 透水距離 (m) (図2より， $L=3.618\text{m}$)

k : 透水係数 (m/s) (表1より， $k=1.74 \times 10^{-10}\text{m/s}$)

h : 堰内外の水位差 (m) (堰内外の最大水位差より， $h=2.0\text{m}$)

以下の式(2)及び(3)より，海水貯留堰外側の海水位が海水貯留堰天端（T.M.S.L. -3.5m）を下回る継続時間約 16 分と，根固めコンクリートと設置地盤間がみずみちとなると仮定した場合の浸透時間 t を比較し，浸透時間 t が十分大きいことから，根入れ部の海水の貯留性を確認した。

$$t = \frac{L^2}{kh} = \frac{3.618^2}{1.74 \times 10^{-10} \times 2.0} = 3.8 \times 10^{10} \quad (2)$$

$$t = 3.8 \times 10^{10} (\text{s}) = 6.3 \times 10^8 (\text{min}) > 16 (\text{min}) \quad \text{O.K.} \quad (3)$$

4. 根入れ部の安定性検討

根入れ部の安定性については、「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）（財団法人 国土技術研究センター，2012）」に基づき，動水勾配 i と限界動水勾配 i_c を比較し，動水勾配 i が限界動水勾配 i_c を下回ることを確認する。なお，「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）（財団法人 国土技術研究センター，2012）」に示される動水勾配 i と限界動水勾配 i_c による検討は，砂質土層に対して適用されるものであるが，保守的に粘性土層（A3a1 層）に設置された根固め部の検討にも適用することとする。

動水勾配 i 及び限界動水勾配 i_c は以下の式（4）及び（5）を用いて確認する。

$$i = \frac{h}{L} \quad (4)$$

$$i_c = \frac{(\rho_s - 1)}{(1+e)} \quad (5)$$

ここに，

- i : 動水勾配
- h : 堰内外の水位差 (m) (堰内外の最大水位差より， $h = 2.0\text{m}$)
- L : 透水距離 (m) (図2より， $L = 3.618\text{m}$)
- i_c : 限界動水勾配
- ρ_s : 土粒子密度 (g/cm^3)
- e : 間隙比

以下の式(6)から(8)より，動水勾配 i が限界動水勾配 i_c を下回ることから，根入れ部の安定性を確認した。

$$i = \frac{h}{L} = \frac{2.0}{3.618} = 0.55 \quad (6)$$

$$i_c = \frac{(\rho_s - 1)}{(1+e)} = \frac{2.681-1}{1+1.084} = 0.81 \quad (7)$$

$$i = 0.55 < 0.81 = i_c \quad \text{O.K.} \quad (8)$$

5. まとめ

本検討では，海水貯留堰内が満水，堰外が引き波により海底地盤が露出した状態において，根入れされた止水ゴム取付部鋼材及び止水ゴムについて，海水の貯留性及び安定性を確認した。

(参考資料 6) 止水ゴム取付部鋼材に作用する分布荷重の算出方法について

1. 概要

止水ゴム取付部鋼材（スキンプレート及びリブプレート）に作用する分布荷重の算出方法を示す。

海水貯留堰の平面図を図 1 に、海水貯留堰南側接続部の鳥瞰図を図 2 に、止水ゴム取付部鋼材及び止水ゴムの詳細構造図を図 3 に示す。

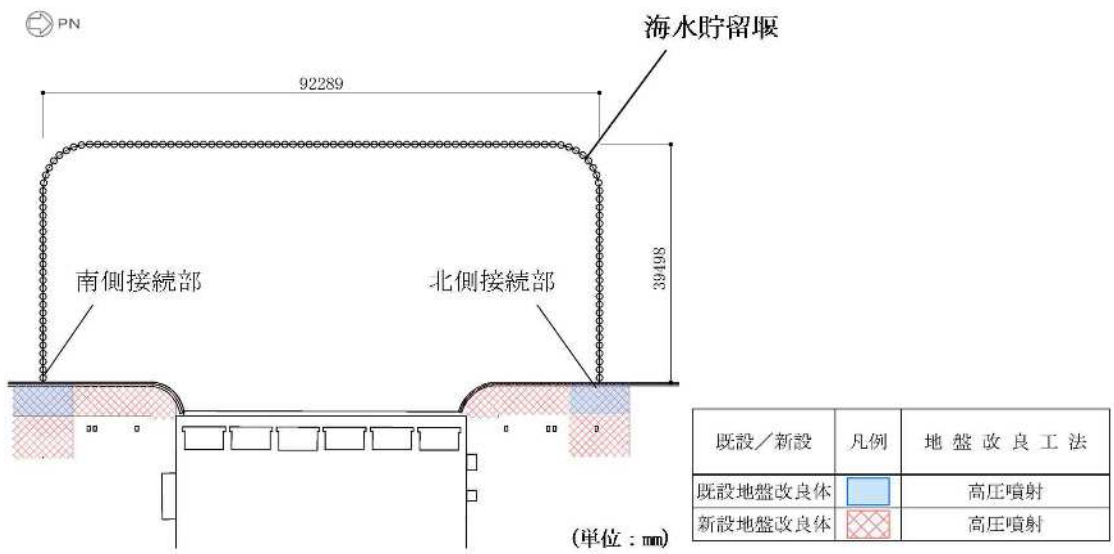


図 1 海水貯留堰の平面図

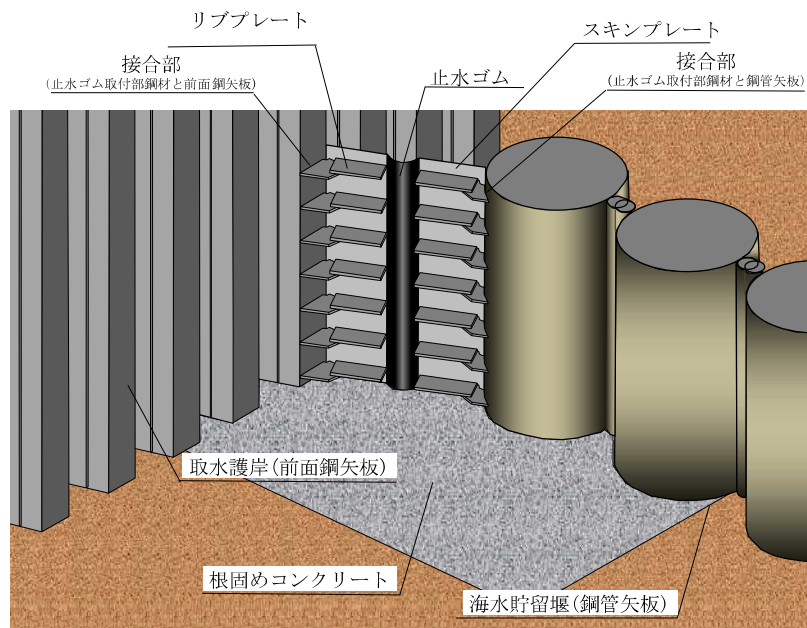
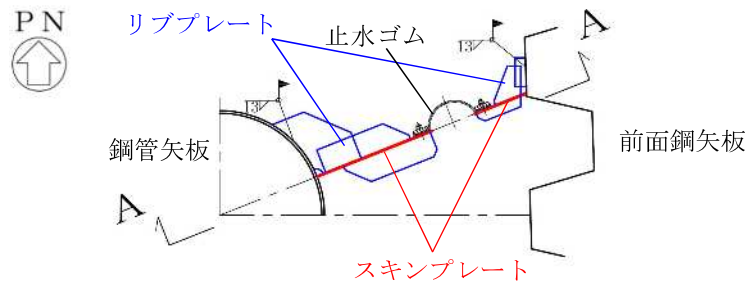
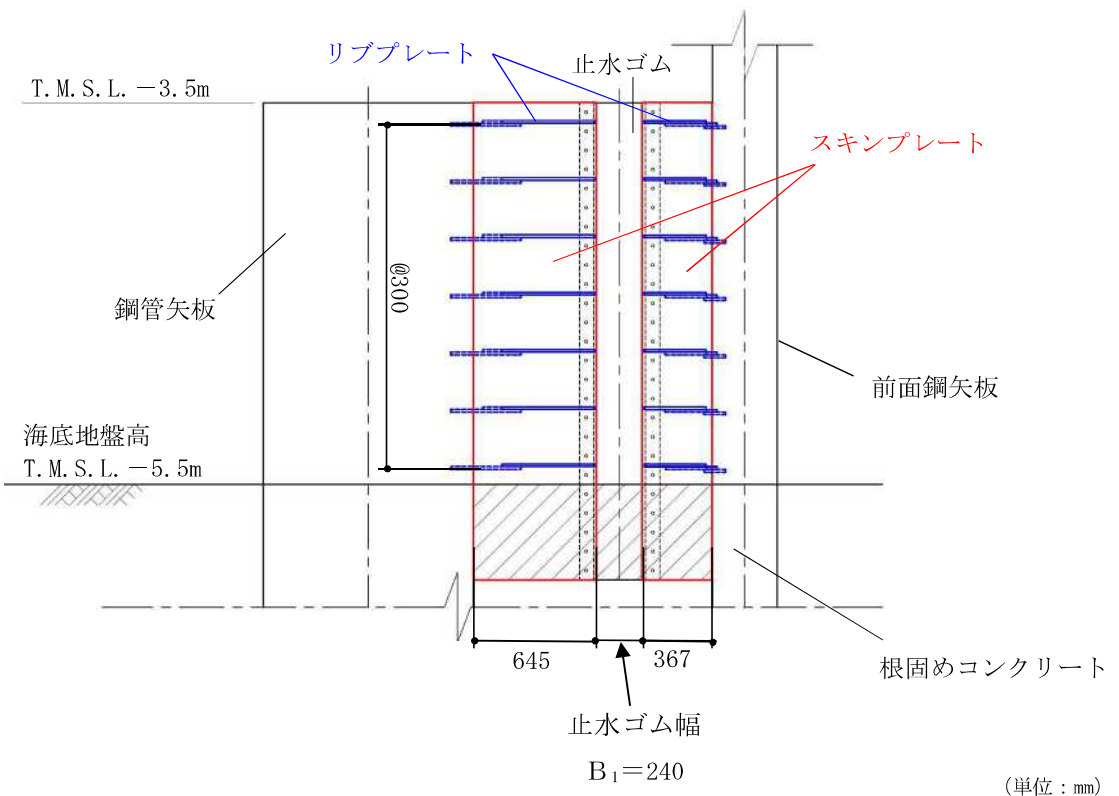


図 2 海水貯留堰南側接続部の鳥瞰図



(a) 平面図



(b) A-A断面図

図3 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図 (南側)

2. 止水ゴム取付部鋼材に作用する荷重

スキンプレート及びリブプレートに作用する荷重図を図4に示す。作用する分布荷重は、慣性力、動水圧、止水ゴム作用力を考慮する。

動水圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007版）」に基づき、2次元有効応力解析から得られる最大加速度を用いて算出する。動水圧の算出にあたっては、水深が最も深い箇所が最も大きくなることから、海水貯留堰底面位置にて算出された動水圧に基づき、荷重を算定する。

慣性力は、2次元有効応力解析から得られる最大加速度を用いて算出する。加速度抽出断面は、動水圧及び止水ゴム作用力等の荷重作用方向と、NS方向（B-B断面）により得られる最大加速度方向が、同一の方向であることを考慮し、B-B断面を選定する。補足「2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明（参考資料3）」に示すとおり、海水貯留堰（南側）は水平震度 $k_h=0.95$ （ S_s-1-+ ，解析ケース①：基本ケース），海水貯留堰（北側）は水平震度 $k_h=1.28$ （ S_s-1-- ，解析ケース③：地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース）を用いている。

止水ゴム作用力は、2次元有効応力解析に基づき、止水ゴムの作用幅に応じた荷重と上述した動水圧を用いて算出する。

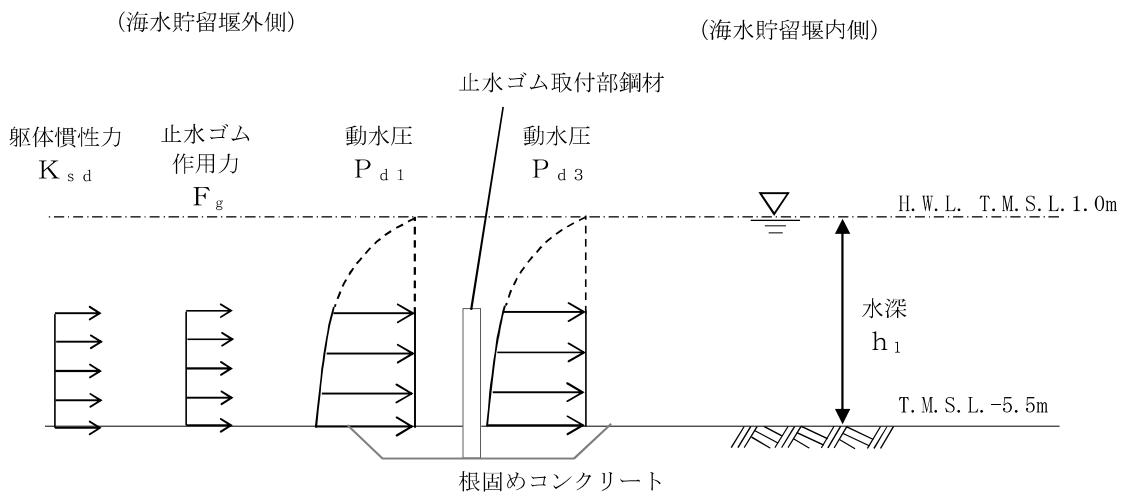


図4 荷重作用図

3. スキンプレートに作用する分布荷重の算出例

スキンプレートに作用する荷重図を図5, スキンプレートの照査モデルを図6に示す。作用する分布荷重は、慣性力, 動水圧を考慮する。スキンプレートは、荷重値一覧を表1に示す。

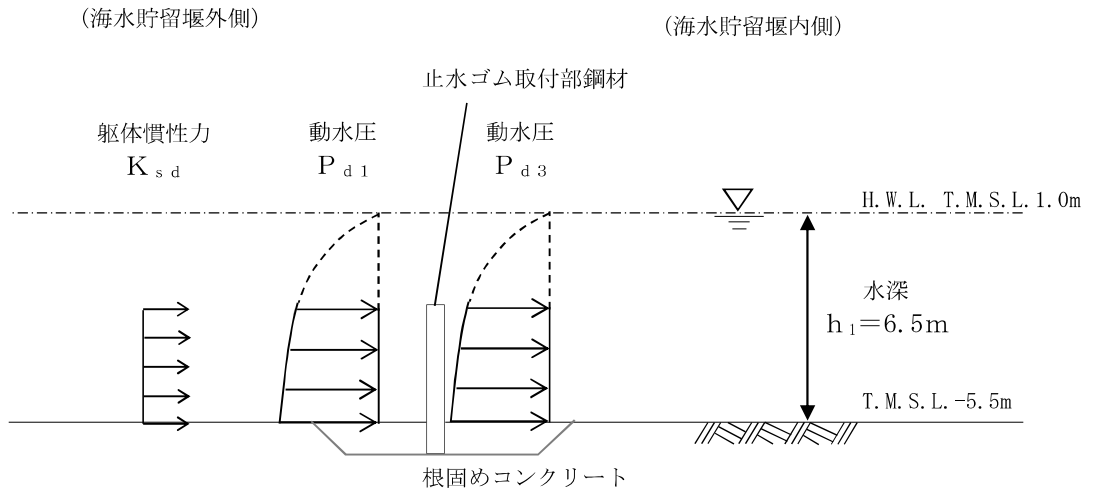


図5 荷重作用図

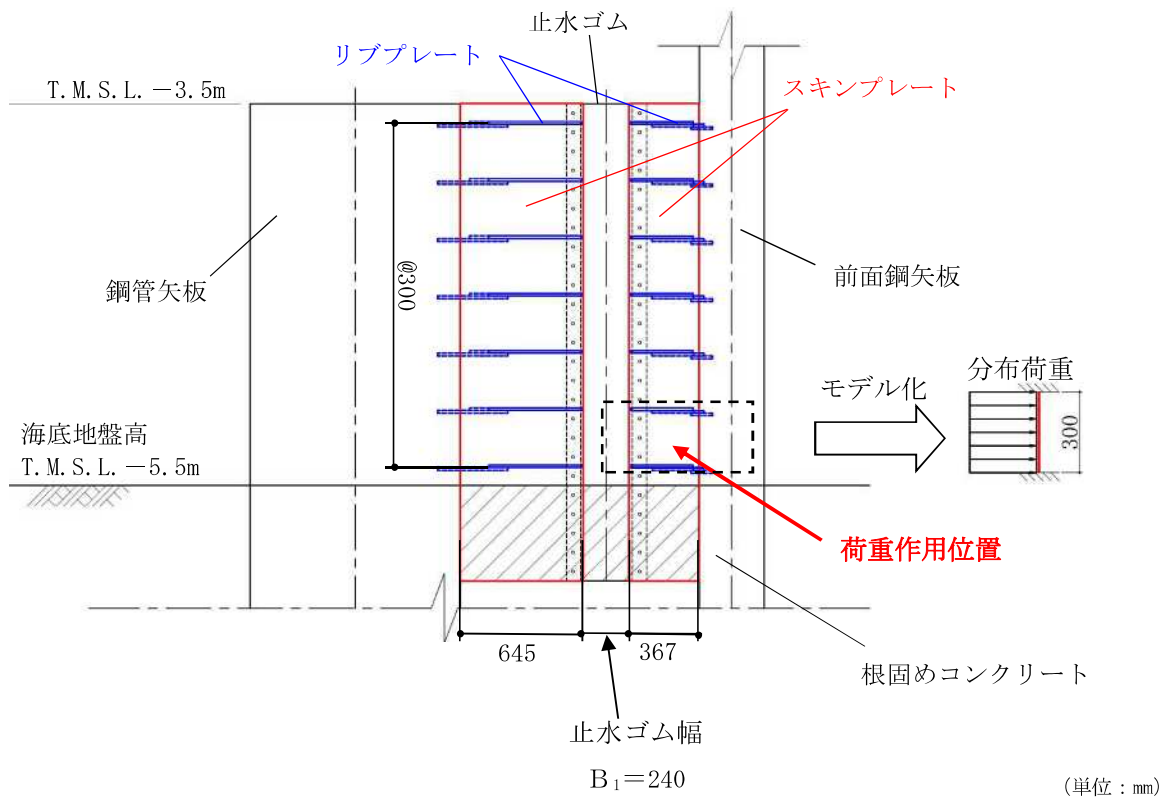


図6 スキンプレートの照査モデル (南側)

表1 荷重値一覧

検討断面	動水圧 P_d (kN/m ²)	慣性力 K_{sd} (kN/m ²)	スキンプレート 奥行き l (m)	分布荷重 q (kN/m)	分布荷重 載荷幅* L (m)
南側	109.1	1.75	1.0	110.9	0.3
北側	147.1	2.30	1.0	149.4	0.3

注記*：分布荷重載荷幅＝リブプレート間隔 (m)

スキンプレートに作用する各荷重の算出を以下に示す。

【南側】

$$\text{分布荷重 } q = (P_d + K_{sd}) \times l = (109.144 + 1.750) \times 1.0 = 110.894 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{動水圧 } P_d = P_{d1} + P_{d3} = 109.144 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.95 \times 10.1 \times 6.5 = 54.572$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.95 \times 10.1 \times 6.5 = 54.572$$

P_{d1} ：海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m²)

P_{d3} ：海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m²)

k_h ：水平震度 (南側 0.95)

γ_w ：海水の単位体積重量 (kN/m³)

$$\text{慣性力 } K_{sd} = k_h \cdot G' = 0.95 \times 1.842 = 1.750 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

G' ：自重 (止水ゴム取付部鋼材の単位面積当たり)

k_h ：水平震度 (0.95)

【北側】

$$\text{分布荷重 } q = (P_d + K_{sd}) \times l = (147.056 + 2.295) \times 1.0 = 149.351 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{動水圧 } P_d = P_{d1} + P_{d3} = 147.056 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 1.28 \times 10.1 \times 6.5 = 73.528$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 1.28 \times 10.1 \times 6.5 = 73.528$$

P_{d1} ：海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m²)

P_{d3} ：海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m²)

k_h ：水平震度 (北側 1.28)

γ_w ：海水の単位体積重量 (kN/m³)

$$\text{慣性力 } K_{sd} = k_h \cdot G' = 1.28 \times 1.793 = 2.295 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

G' ：自重 (止水ゴム取付部鋼材の単位面積当たり)

k_h ：水平震度 (1.28)

4. リブプレートに作用する分布荷重の算出例

リブプレートに作用する荷重図を図 7, 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図を図 8, 照査モデル図を図 9 に示す。作用する分布荷重は, 慣性力, 動水圧, 止水ゴム作用力を考慮する。荷重値一覧を表 2 及び表 3 に示す。

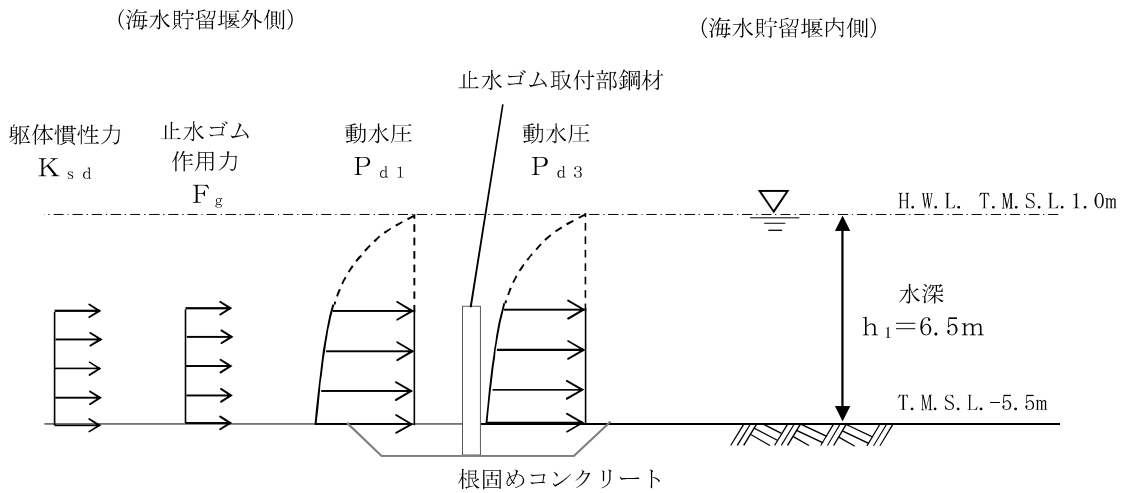


図 7 荷重作用図

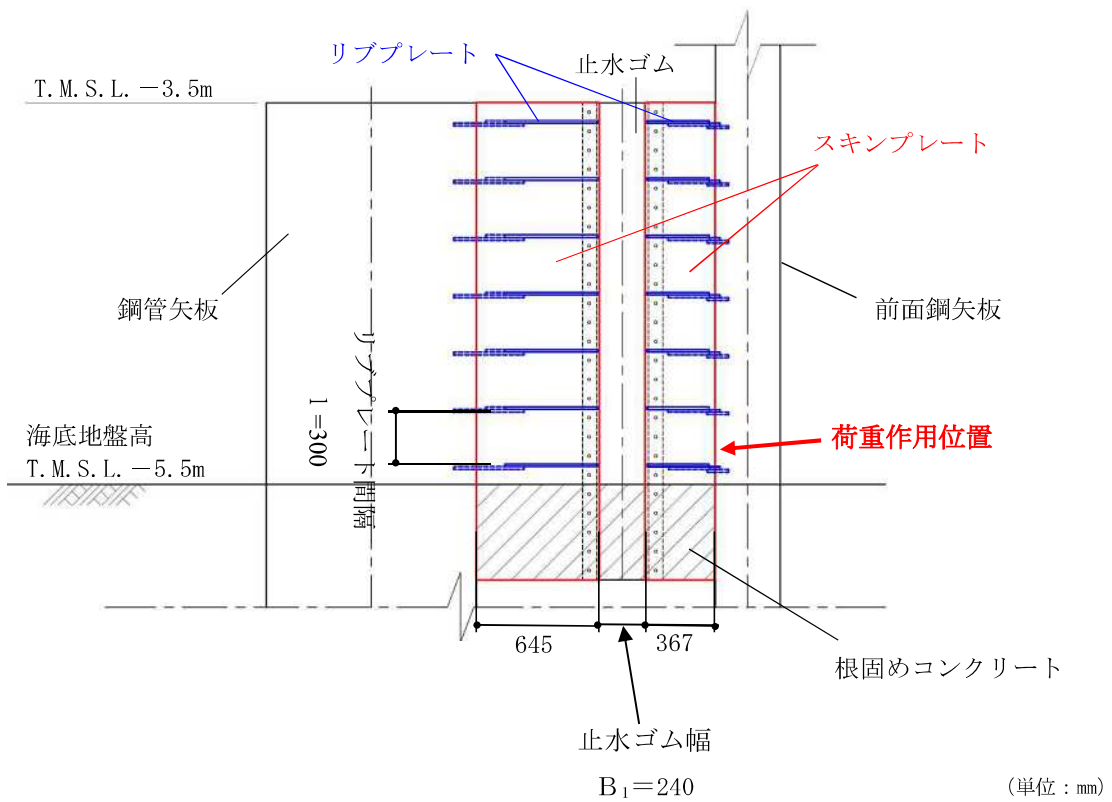


図 8 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図 (南側)

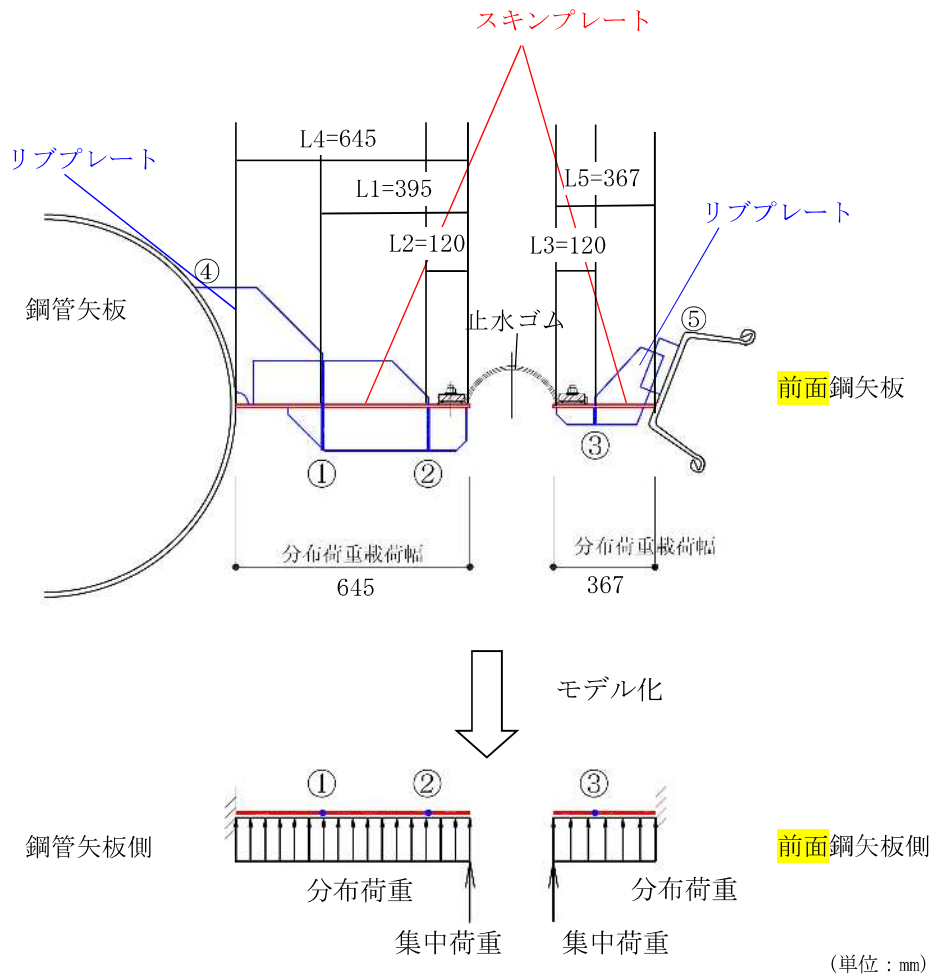


図9 照査モデル図 (リブプレートと鋼管矢板又は前面鋼矢板) (南側)

表2 荷重値一覧 (分布荷重)

検討断面		動水圧 P_d (kN/m^2)	慣性力 $K_{s,d}$ (kN/m^2)	リブプレート 間隔 l (m)	分布荷重 q (kN/m)	分布荷重 載荷幅* L (m)
南側	①	109.1	1.75	0.3	33.3	0.395
	②					0.120
	③					0.120
	④					0.645
	⑤					0.367
北側	①	147.1	2.30	0.3	44.8	0.440
	②					0.120
	③					0.120
	④					0.690
	⑤					0.300

注記*: 分布荷重載荷幅=検討箇所でのリブプレート張り出し長 (m)

リブプレートに作用する分布荷重の算出を以下に示す。

【南側】

$$\text{分布荷重 } q = (P_d + K_{sd}) \times l = (109.144 + 1.750) \times 0.3 = 33.268 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{動水圧 } P_d = P_{d1} + P_{d3} = 109.144 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.95 \times 10.1 \times 6.5 = 54.572$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.95 \times 10.1 \times 6.5 = 54.572$$

P_{d1} : 海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m²)

P_{d3} : 海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m²)

k_h : 水平震度 (南側 0.95)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

$$\text{慣性力 } K_{sd} = k_h \cdot G' = 0.95 \times 1.842 = 1.750 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

G' : 自重 (止水ゴム取付部鋼材の単位面積当たり)

k_h : 水平震度 (0.95)

【北側】

$$\text{分布荷重 } q = (P_d + K_{sd}) \times l = (147.056 + 2.295) \times 0.3 = 44.805 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{動水圧 } P_d = P_{d1} + P_{d3} = 147.056 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 1.28 \times 10.1 \times 6.5 = 73.528$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 1.28 \times 10.1 \times 6.5 = 73.528$$

P_{d1} : 海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m²)

P_{d3} : 海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m²)

k_h : 水平震度 (北側 1.28)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

$$\text{慣性力 } K_{sd} = k_h \cdot G' = 1.28 \times 1.793 = 2.30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

G' : 自重 (止水ゴム取付部鋼材の単位面積当たり)

k_h : 水平震度 (1.28)

表3 荷重値一覧 (集中荷重)

検討断面		止水ゴム作用力 F _g (kN/m ²)	リブプレート間隔 l (m)	集中荷重 P (kN/m)	分布荷重載荷幅* L (m)
南側	①	15.1	0.3	4.5	0.395
	②				0.120
	③				0.120
	④				0.645
	⑤				0.367
北側	①	20.3	0.3	6.1	0.440
	②				0.120
	③				0.120
	④				0.690
	⑤				0.300

注記*：分布荷重載荷幅＝検討箇所でのリブプレート張り出し長 (m)

スキンプレートに作用する集中荷重の算出を以下に示す。

【南側】

$$\text{集中荷重 } P = F_g \times l = 15.062 \times 0.3 = 4.519 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{止水ゴム作用力 } F_g = B/2 \cdot (P_{d1} + P_{d3}) = 0.276/2 \times 109.144 = 15.062 \text{ (kN/m)}$$

$$B : \text{止水ゴム荷重作用幅 (} = B_1 + B_2 \text{) (m)}$$

$$B_1 : \text{止水ゴム幅 (0.24m)}$$

$$B_2 : \text{止水ゴム変形量 (0.036m)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.95 \times 10.1 \times 6.5 = 54.572$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.95 \times 10.1 \times 6.5 = 54.572$$

$$P_{d1} : \text{海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d3} : \text{海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m}^2\text{)}$$

$$k_h : \text{水平震度 (南側 0.95)}$$

$$\gamma_w : \text{海水の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)}$$

【北側】

$$\text{集中荷重 } P = F_g \times l = 20.294 \times 0.3 = 6.088 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{止水ゴム作用力 } F_g = B/2 \cdot (P_{d1} + P_{d3}) = 0.276/2 \times 147.056 = 20.294 \text{ (kN/m)}$$

$$B : \text{止水ゴム荷重作用幅 (} = B_1 + B_2 \text{) (m)}$$

$$B_1 : \text{止水ゴム幅 (0.24m)}$$

$$B_2 : \text{止水ゴム変形量 (0.036m)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 1.28 \times 10.1 \times 6.5 = 73.528$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 1.28 \times 10.1 \times 6.5 = 73.528$$

$$P_{d1} : \text{海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d3} : \text{海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m}^2\text{)}$$

$$k_h : \text{水平震度 (北側 1.28)}$$

$$\gamma_w : \text{海水の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)}$$