

東海再処理施設の安全対策に係る廃止措置計画認可変更申請対応について

令和2年5月21日
再処理廃止措置技術開発センター

○ 令和2年5月21日 面談の論点

- 第41回東海再処理施設安全監視チーム会合資料(案)について
- 申請書(5/29 一部補正)の構成について
- 東海再処理施設の安全対策に係る5月までの面談スケジュール(案)について
- その他

以上

第 41 回東海再処理施設安全監視チーム会合資料 目次

資料1 HAW 建家健全性評価(波力、余震重畳)について<1>
資料2 東海再処理施設における代表漂流物の選定について<168>
資料3 高放射性廃液貯蔵場(HAW)及び配管トレンチ(T21)周辺の地盤改良工事期間における 重大事故対処への配慮について<172>
資料4 耐震計算における機器と配管・ダクト等との接合部の取り合いの扱いについて<174>
資料5 高放射性廃液貯蔵場(HAW 施設) 高放射性廃液貯槽の据付ボルトのせん断強度と安全 裕度の向上に関する検討について<193>
資料6 建物・構築物及び機器・配管系の構造(耐震性)の評価で使用した計算機プログラム(解 析コード)の概要<207>
資料7 廃止措置計画用設計津波及び耐津波設計方針に係る工認審査ガイドへの対応について<214>
資料8 「基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド」及び「耐震設計に係る工認審査ガイド」 への対応状況について<215>
資料9 TVF 建家健全性評価(波力、余震重畳)について<216>
資料10 TVF の建家及び機器・配管系の耐震計算書の提示スケジュールについて<218>
資料11 HAW 施設及び TVF における事故対処の方法、設備及びその有効性評価について<219>
【その他】	
資料 12 ガラス固化技術開発施設(TVF)における固化処理状況について<228>
資料 13 再処理施設保安規定の変更認可申請について<232>

〈4/27 監視チームにおける議論のまとめ〉
2. 安全対策(津波対策)について
② 津波対策で示すべき事項について
・増打ち補強の妥当性
・波力計算において想定する設備設計の保守性

HAW 建家健全性評価(波力、余震重畳)について

【概要】

- 高放射性廃液貯蔵場(HAW)における設計津波に対する建家外壁の強度評価について、波力及び余震との重畳を踏まえた津波荷重に対し構造強度を維持して建家内に浸水させないことを示す。
- HAW1F 南側外壁 については、部材耐力を超えることから、外壁の増打ち補強を行う計画でありその方針を示す(外壁補強工事については令和 2 年 7 月変更申請予定)。

令和2年5月25日

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構

本資料は令和2年5月末に予定している補正申請書の別添 6-1-3-1(再処理施設の津波影響評価に関する説明書「再処理施設の津波影響評価」)及び別添 6-1-3-2(高放射性廃液貯蔵場(HAW)の廃止措置計画用設計津波に対する津波影響評価に関する説明書)である。

なお、本資料にて引用している添付資料については、既に面談等の場で説明しているため本資料においては省略している。

目次

別添 6-1-3-1

- I 耐津波設計の基本方針
- II 廃止措置計画用設計津波の概要
- III 入力津波の設定
- IV 耐津波設計における津波荷重と組合せる余震荷重
- V 漂流可能性のある漂流物の選定

別添 6-1-3-2

- I 津波防護に関する施設「高放射性廃液貯蔵場(HAW)」の設計方針
- II 余震による地震応答解析
- III-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価
- III-2 設計津波に対する浸水防止設備(浸水防止扉)の強度評価

添付 6-1-3-1-1 「再処理施設における代表漂流物の選定について」

添付 6-1-3-2-1 「高放射性廃液貯蔵場(HAW)建家貫通部からの
浸水の可能性について」

添付 6-1-3-2-2 「屋外監視カメラについて」

添付 6-1-3-2-3 「高放射性廃液貯蔵場(HAW)の外壁の補強について」

} 省略

再処理施設の津波影響評価に関する説明書

「再処理施設の津波影響評価」

目 次

I 耐津波設計の基本方針

1. 基本方針
2. 基本事項

II 廃止措置計画用設計津波の概要

1. 概要
2. 廃止措置計画用設計津波

III 入力津波の設定

1. 概要
2. 敷地の地形及び施設の位置
3. 廃止措置計画用設計津波による敷地周辺の遡上・浸水域
4. 入力津波の設定
5. 廃止措置計画用設計地震動 S_s と津波荷重の組合せの必要性
6. 参考文献

IV 耐津波設計における津波荷重と組合せる余震荷重

1. 概要
2. 敷地周辺のプレートテクトニクス
3. 廃止措置計画用設計津波の波源
4. 検討方針
5. 余震の評価
6. 誘発地震の評価
7. 余震荷重の設定
8. 参考文献

V 漂流可能性のある漂流物の選定

1. 概要
2. 基本方針
3. 代表漂流物の選定
4. 今後の対応

I 耐津波設計の基本方針

1. 基本方針

本来、一般的に再処理施設は、平面的に広く多数の施設にリスクが分散しており、守るべき性能や施設が多岐にわたるため、津波による敷地への浸水は合理的でなく、ドライサイトにより安全を確保することが求められていると認識している。

廃止措置段階にある再処理施設においては、リスクが特定の施設に集中しており、高放射性廃液に伴うリスクが集中する高放射性廃液貯蔵場(HAW)と、これに付随して廃止措置全体の長期間ではないものの分離精製工場(MP)等の工程洗浄や系統除染に伴う廃液処理も含めて一定期間使用するガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟については、令和 20 年頃までの維持期間を想定し、廃止措置計画用設計津波^{※1}(以下、「設計津波」という。)に対して対策を講じる^{※2} こととする。具体的には、設計津波の敷地への浸入が想定されるものの高放射性廃液貯蔵場(HAW)及びガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の建家内へは浸入させない措置を講じるとともに、有効性を確認した上で重大事故対処設備として配備する設備等^{※3}が使用できるよう必要な対策を実施する。

上記以外の施設については、今後とも安全かつ継続して施設を運用し計画的に廃止措置を進めることができるよう、リスクに応じた対策を講じることとする。

※1 廃止措置計画用設計津波は、令和 2 年 2 月 10 日付け原規規発第 2002103 号をもって認可された「国立研究開発法人日本原子力研究開発機構 核燃料サイクル工学研究所再処理施設に係る廃止措置計画変更認可申請書」において策定した敷地に最も影響を及ぼす津波波源をいう。

※2 津波対策にあたっては、設計津波に対する津波荷重を保守的に評価するため、水深係数 $\alpha = 3$ とし設備設計を実施する。

※3 高放射性廃液貯蔵場(HAW)及びガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の全交流電源喪失時に備えて高台のプルトニウム転換技術開発施設管理棟駐車場(T.P.+18 m)及び南東地区(T.P.+27 m)に分散配置している緊急安全対策関連の設備等(恒設の電源を代替する移動式発電機及び移動式発電機から施設へ給電するための緊急用電源接続系統、恒設の給水設備を代替する専用ポンプ車及び補給水貯槽を含む緊急用給水系統、恒設の蒸気供給設備を代替する可搬型ボイラ及び緊急用蒸気接続系統、地震及び津波発生後のアクセスルート確保に必要な重機、車両等への燃料供給設備等)を重大事故対処設備として位置づけ、これらを用いて必要な安全機能の維持を図る。また、これらの有効性の確保に必要な対策(主要な保管場所としてのプルトニウム転換技術開発施設管理棟駐車場の地盤補強、高放射性廃液貯蔵場(HAW)及びガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟へのアクセスルートの整備、訓練、人員の確保)を行う。

2. 基本事項

2.1 核燃料サイクル工学研究所の位置及び周辺の地形, 標高, 河川の存在

再処理施設の高放射性廃液貯蔵場(HAW)が位置する核燃料サイクル工学研究所の敷地は、関東平野の北東端に位置し、北側は新川(二級河川)に接しており、敷地の東側は常陸那珂火力発電所を隔てて太平洋が広がる。核燃料サイクル工学研究所敷地は、T.P.約+30 mの台地及びT.P.約+6 mの沖積低地からなる。核燃料サイクル工学研究所敷地及び再処理施設の位置等を図2-1に示す。

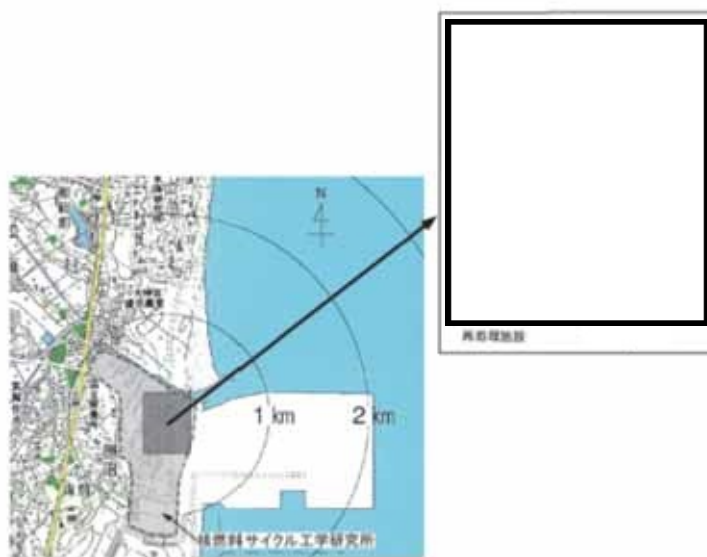


図 2-1 核燃料サイクル工学研究所敷地及び東海再処理施設の位置

2.2 核燃料サイクル工学研究所敷地周辺の人工構造物の位置, 形状等

港湾施設として、核燃料サイクル工学研究所敷地外北方約 5 km に茨城港日立港区, 南方約 1 km に茨城港常陸那珂港区がある。これらの港区には防波堤が設置されている。また、港湾には船舶等が係留されている。

核燃料サイクル工学研究所敷地周辺には、民家、商業施設、倉庫等がある他、敷地北方には原子力発電所、茨城港日立港区の液化天然ガス基地、敷地東方の茨城港常陸那珂港区には火力発電所、工場、倉庫等の施設がある。

敷地東方の海域には、再処理施設沖合 12 km に常陸那珂－苫小牧、松山等を結ぶ定期航路がある。

2.3 核燃料サイクル工学研究所敷地における高放射性廃液貯蔵場(HAW)の位置, 形状

核燃料サイクル工学研究所敷地内の建物・構築物等として約 50 の施設がある。高放射性廃液の貯蔵に係る重要な安全機能である放射性物質の閉じ込め機能及び崩壊熱除去機能を有

する設備(設計津波防護対象設備)を持つ建家として、T.P.+6.00 m の敷地に高放射性廃液貯蔵場(HAW)を設置しており、高放射性廃液貯蔵場(HAW)周辺には、東側(海側)にプルトニウム転換技術開発施設、北側(新川側)に分離精製工場(MP)、西側にガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟、南側(高台側)にリサイクル機器試験施設(RETF)が位置している(図 2-2)。

基本方針に基づき、高放射性廃液貯蔵場(HAW)の建家内への浸水を防止するため、津波防護施設として高放射性廃液貯蔵場(HAW)の建家外壁等を、浸水防止設備として建家開口部に浸水防止扉を、それぞれ設置している。なお、浸水防止扉と建家との接続部、電線管路等の建家貫通部、放射性廃液を移送する配管を内包するトレンチ等の建家との接続部には止水処置を施している。また、津波監視設備として、分離精製工場(MP)屋上 T.P.約+33 m に屋外監視カメラを設置している。



図 2-2 高放射性廃液貯蔵場(HAW)の位置及び周辺建家

II 廃止措置計画用設計津波の概要

1. 概要

廃止措置計画用設計津波は、研究用原子炉施設(JRR-3)の申請書に記載の原子力科学研究所における津波評価を踏まえ、敷地に最も影響を及ぼす波源として、茨城県沖から房総沖に想定する津波波源を選定し、不確かさを考慮した上で策定した廃止措置計画変更認可申請に基づくものを用いる。

2. 廃止措置計画用設計津波

敷地に大きな影響を及ぼすおそれがある津波として、茨城県沖から房総沖に想定するプレート間地震による津波を選定し、廃止措置計画用設計津波としている。また、敷地において海からの取水がないことから、水位上昇側のみ評価している。当該津波の津波波源を図2-1に示す。

廃止措置計画用設計津波は、時刻歴波形に対して敷地からの反射波の影響が微小となるよう、敷地前面の沖合約19 km(水深100 m地点)の位置で策定している。廃止措置計画用設計津波策定位置における最高水位は T.P.+7.9 m である。廃止措置計画用設計津波策定位置及び水位の時刻歴波形を図2-2に示す。

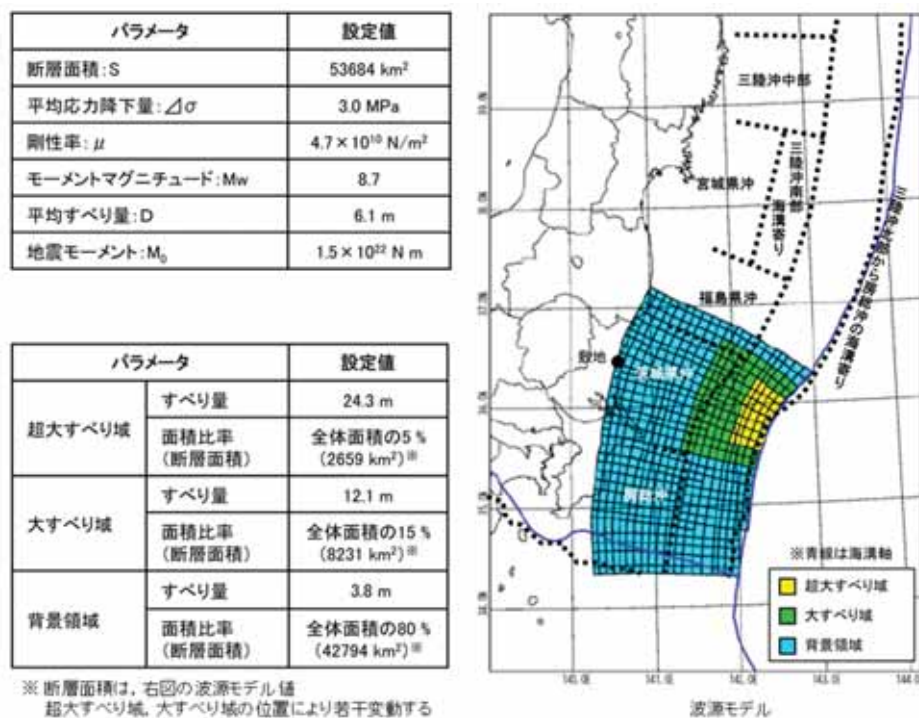
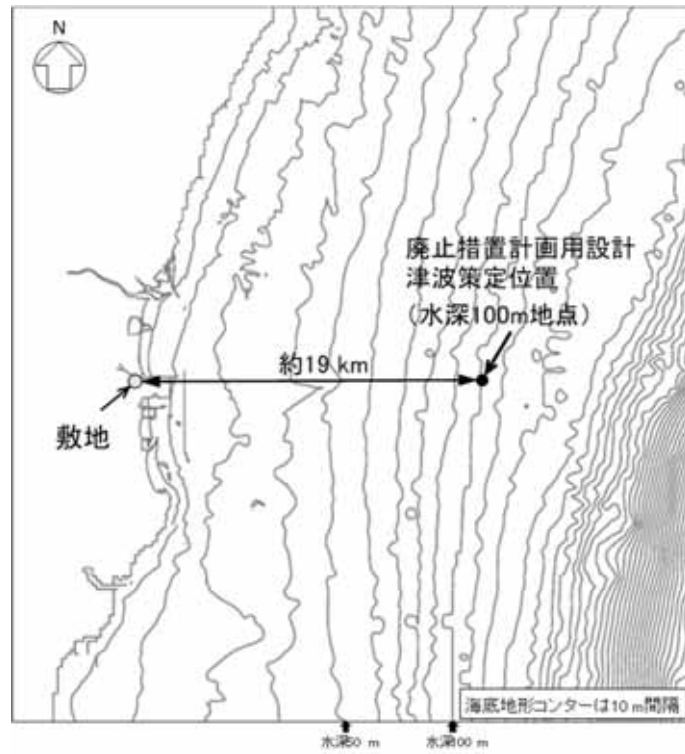
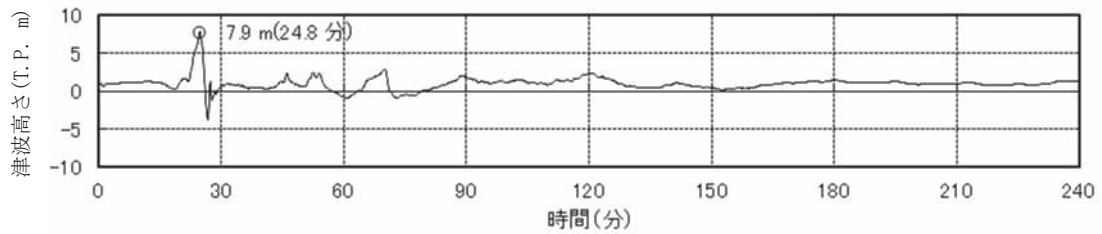


図 2-1 茨城県沖から房総沖に想定する津波波源



廃止措置計画用設計津波策定位置



廃止措置計画用設計津波策定位置における時刻歴波形

※破壊伝播速度 3.0 km/s, 立ち上がり時間 30 秒

図 2-2 廃止措置計画用設計津波策定位置及び水位の時刻歴波形

Ⅲ 入力津波の設定

1. 概要

入力津波の設定においては、敷地及び敷地周辺の地形、施設の位置等を把握し、遡上解析モデルを適切に設定した上で、遡上解析により、廃止措置計画用設計津波による敷地周辺の遡上・浸水域を評価し、評価対象施設設計又は評価に用いる入力津波を設定する。

また、評価対象施設において廃止措置計画用設計地震動 S_s との組合せの必要性を確認する。

2. 敷地の地形及び施設の位置

敷地は、久慈川と那珂川に挟まれた那珂台地東縁に位置し、北側は新川に接しており、東側は常陸那珂火力発電所を隔てて太平洋が広がっている。敷地は、主に T.P.約+30 m の台地及び T.P.約+6 m の沖積低地からなる。台地は敷地の南部に分布し、低地は新川の河口沿いに分布している。

評価対象施設は、新川河口から約 400 m、T.P.約+6 m に位置しており、その周囲には複数の建物・構築物等がある。

図 2-1 に敷地の位置及び標高を示す。図 2-2 に敷地の地形及び施設の位置を示す。

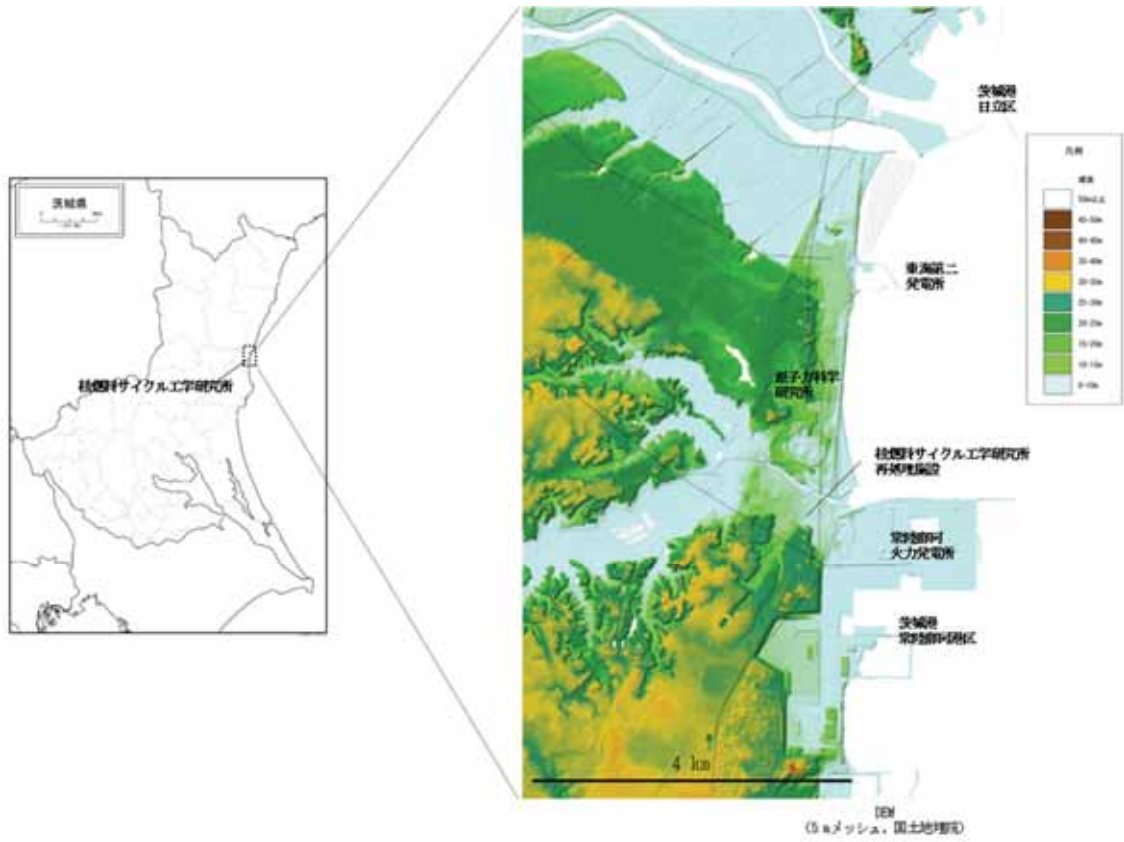


図 2-1 核燃料サイクル工学研究所の位置及び標高

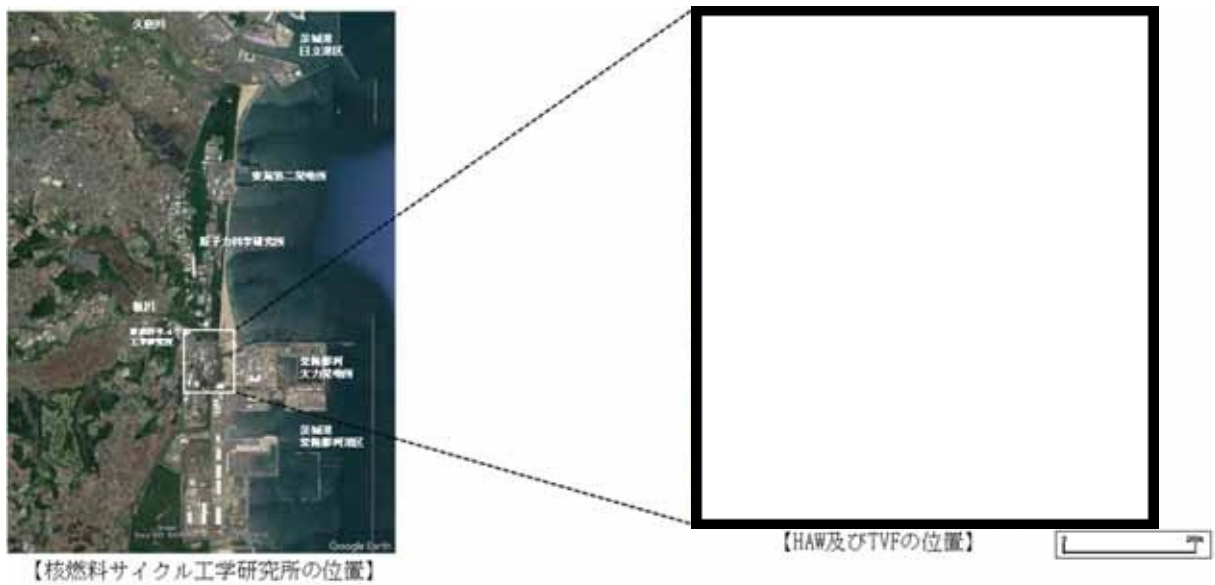


図 2-2 核燃料サイクル工学研究所の地形及び施設の位置

3.廃止措置計画用設計津波による敷地周辺の遡上・浸水域

3.1 考慮事項

廃止措置計画用設計津波の遡上解析においては、地震・津波による地形変化等として以下の事項を考慮し、保守的に入力津波を設定する。

敷地内外の人工構造物として、再処理施設内の建家(以下「周辺建家」という。)、港湾部には茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の防波堤(以下「港湾構造物」という。)があり、これらの地震による影響を考慮した遡上解析を実施する。

敷地の北側は、新川に接するため、新川からの流入を考慮して適切に評価する。なお、新川の河岸は敷地より低く、堤防等はないことから、地震・津波の地形変化等が遡上波に影響することはないと考える。

津波に伴う洗掘・堆積による地形変化については、文献^{(1),(2)}によるとアスファルト部で 8.0 m/s、植生部で 1.5 m/s～2.7 m/s の流速に対して、洗掘への耐性があるとされている。遡上解析結果から施設周辺の流速は約 5 m/s であり、施設周辺は地盤補強等を行うため、入力津波に影響を与えるような地形変化は生じないと考える。

初期潮位は、「3.1.1 潮位変動」及び「3.1.2 地殻変動」を考慮する。

3.1.1 潮位変動

潮位変動としては、朔望平均満潮位及び潮位のばらつきを考慮する。

朔望平均潮位は、敷地周辺の観測地点「茨城港日立港区」(茨城県茨城港湾事務所日立港区事業所所管)における昭和 59 年～平成 21 年の潮位観測記録に基づき、T.P.+0.61 m と評価する。また、最新の潮位観測記録(平成 18 年～平成 22 年)を用いた朔望平均満潮位は T.P.+0.65 m、標準偏差として 0.14 m と評価される。潮位のばらつきの設定にあたっては、津波計算で用いた朔望平均満潮位と比較して、最新の潮位観測記録データの方が 0.04 m 高いため、この差分を考慮して安全側に潮位のばらつきを+0.18 m に設定する。表 3-1 に考慮する潮位変動を示す。

なお、朔望平均満潮位は初期潮位として考慮して解析を実施し、潮位のばらつきについては、遡上解析により求めた津波水位に加えることにより考慮する。

表 3-1 考慮する潮位変動範囲

朔望平均満潮位	潮位のばらつき
T.P.+0.61 m	+0.18 m

3.1.2 地殻変動

地震による地殻変動については、廃止措置計画用設計津波の波源である茨城県沖から房総沖に想定するプレート間地震による広域的な地殻変動及び広域的な余効変動を含む 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動を考慮する。

茨城県沖から房総沖に想定するプレート間地震による広域的な地殻変動については、廃止措置計画用設計津波の波源モデルを踏まえて、Mansinha and Smylie(1971)⁽³⁾の方法により算定

し、敷地地盤の地殻変動量は、0.27 m の沈降となる。広域的な余効変動を含む 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動について、実施した測量結果から敷地周辺の地殻変動量は 0.44 m 程度の沈降となる。なお、2011 年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻の沈降については、測量実施以降、余効変動により回復傾向にあるが、保守的に考慮しない。表 3-2 に評価に考慮する地殻変動量を示す。

なお、地殻変動量は初期潮位として考慮する。

表 3-2 評価に考慮する地殻変動量

茨城県沖から房総沖に想定するプレート間地震による広域的な地殻変動量	広域的な余効変動を含む 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量
0.27 m の沈降	0.44 m の沈降

3.2 遡上解析モデル

廃止措置計画用設計津波による敷地周辺の遡上、浸水域の評価に用いる遡上解析モデルについては、遡上解析に影響を及ぼす斜面や道路及び伝播経路上の人工構造物の設置状況を考慮し、遡上域の格子サイズに合わせた形状にモデル化する。

敷地沿岸域及び海底地形は、廃止措置計画用設計津波を策定した計算格子を用い、施設の北側に接している新川については、新川流域の標高をモデル化している。

入力津波高さの算定にあたっては、地震による影響を考慮し、人工構造物がない場合（「港湾構造物なし、周辺建家なし」）を基本解析モデルとし、周辺建家がある場合（「周辺建家あり」）、港湾構造物がある場合（「港湾構造物あり」）について、それぞれの津波遡上への影響を確認する。津波高さは、建家外周で最も高い位置で評価する。

波力は進行波の最大浸水深さを用いることとし、高放射性廃液貯蔵場(HAW)、ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟及び人工構造物がないものとする（「構造物なし」）。津波高さは、建家中心位置で評価する。

漂流物荷重算定に用いる津波流速は「構造物なし」を基本とし、周辺建家による津波流速への影響を確認する。評価は、津波高さ評価位置と同様とする。

遡上解析モデルを図 3-3～図 3-5 に示す。

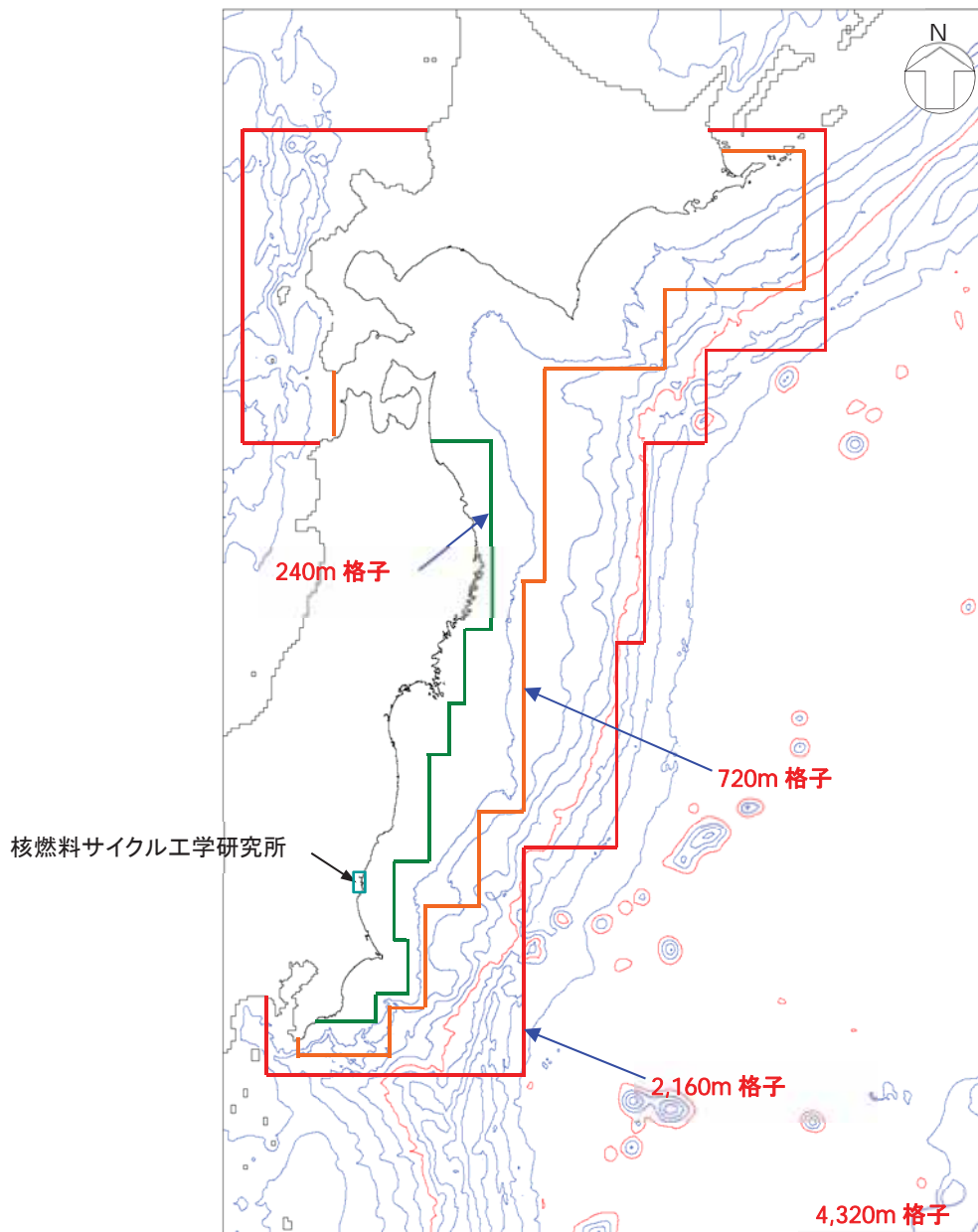
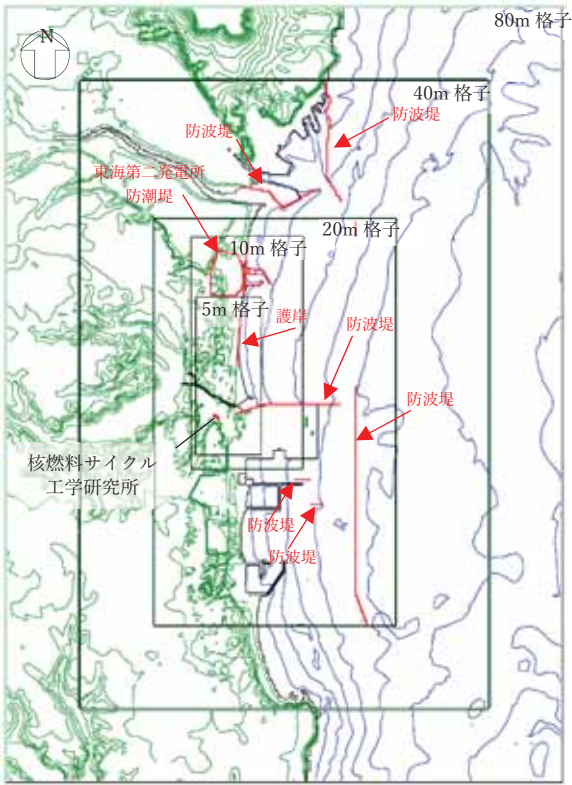
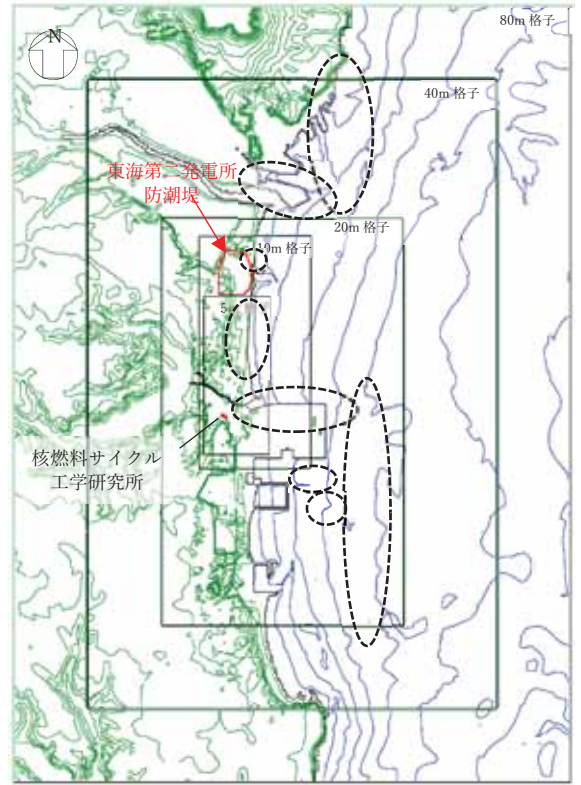


図 3-3 遡上解析モデル図(沖合域)



港湾構造物あり



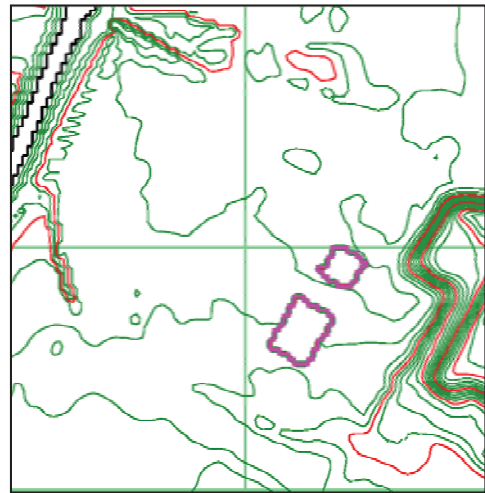
港湾構造物なし

○ 港湾構造物
設置位置

図 3-4 遡上解析モデル図(沿岸域)



周辺建家あり



周辺建家なし

図 3-5 遡上解析モデル図(敷地内)

3.3 敷地の遡上・浸水域の評価

廃止措置計画用設計津波による遡上解析結果について、表 3-3、図 3-6～図 3-8 に示す。津波の最大水位は「港湾構造物なし、周辺建家なし」の場合で、高放射性廃液貯蔵場(HAW)で 13.4 m、ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟で 12.0 m となる。津波高さが最大となる「港湾構造物なし、周辺建家なし」の水位・流向・流速の経時変化を図 3-9、図 3-10 に、時刻歴波形を図 3-11 に示す。津波の敷地への侵入角度は北東方向及び南東方向であり、敷地に遡上後 2 方向の津波が合流し、高放射性廃液貯蔵場(HAW)及びガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟に到達する。両施設に津波到達後、流向はほぼ西方向となり、津波高さが最大となる。最大水位到達以降は、津波水位は低下する。

波力算定に用いる進行波について、高放射性廃液貯蔵場(HAW)で T.P. +11.9 m、ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟で T.P.+12.1 m となる。時刻歴波形を図 3-12 に示す。

漂流物荷重算定に用いる津波流速の評価結果を表 3-4 に、時刻歴波形を図 3-13 及び図 3-14 に示す。最大流速は「構造物なし」の場合で、高放射性廃液貯蔵場(HAW)で 5.2 m/s、ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟で 4.0 m/s となる。

表 3-3 廃止措置計画用設計津波による遡上解析結果（津波高さ）

高放射性廃液貯蔵場（HAW）

	周辺建家なし	周辺建家あり
港湾構造物なし	13.4 m	12.9 m
港湾構造物あり	10.4 m	—

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟

	周辺建家なし	周辺建家あり
港湾構造物なし	12.0 m	10.1 m
港湾構造物あり	10.6 m	—

表 3-4 廃止措置計画用設計津波による遡上解析結果（津波流速）

高放射性廃液貯蔵場（HAW）

	構造物なし	周辺建家あり
港湾構造物なし	5.2 m/s	4.9 m/s

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟

	構造物なし	周辺建家あり
港湾構造物なし	4.0 m/s	4.0 m/s

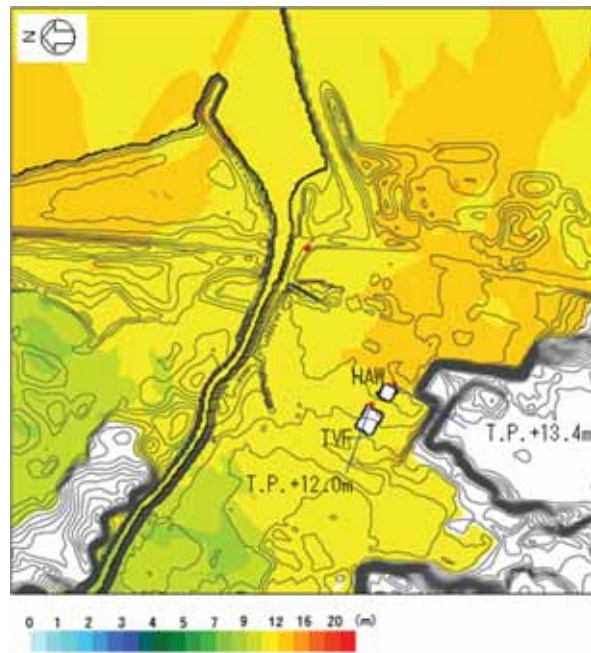


図 3-6 廃止措置計画用設計津波による遡上解析結果(最大水位上昇量分布)
(港湾構造物なし, 周辺建家なし)

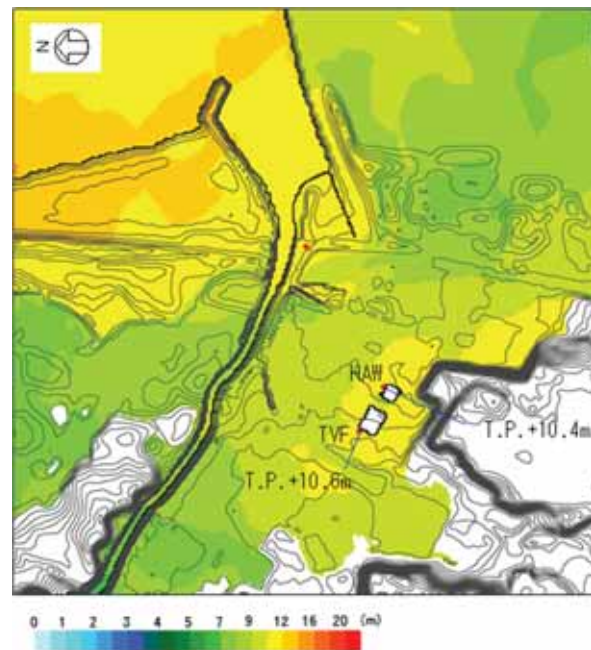


図 3-7 廃止措置計画用設計津波による遡上解析結果(最大水位上昇量分布)
(港湾構造物あり, 周辺建家なし)

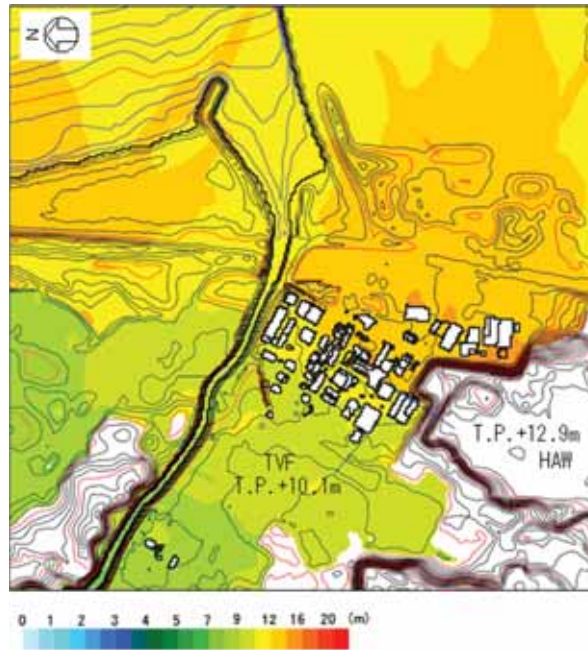


図 3-8 廃止措置計画用設計津波による遡上解析結果(最大水位上昇量分布)
 (港湾構造物なし, 周辺建家あり)

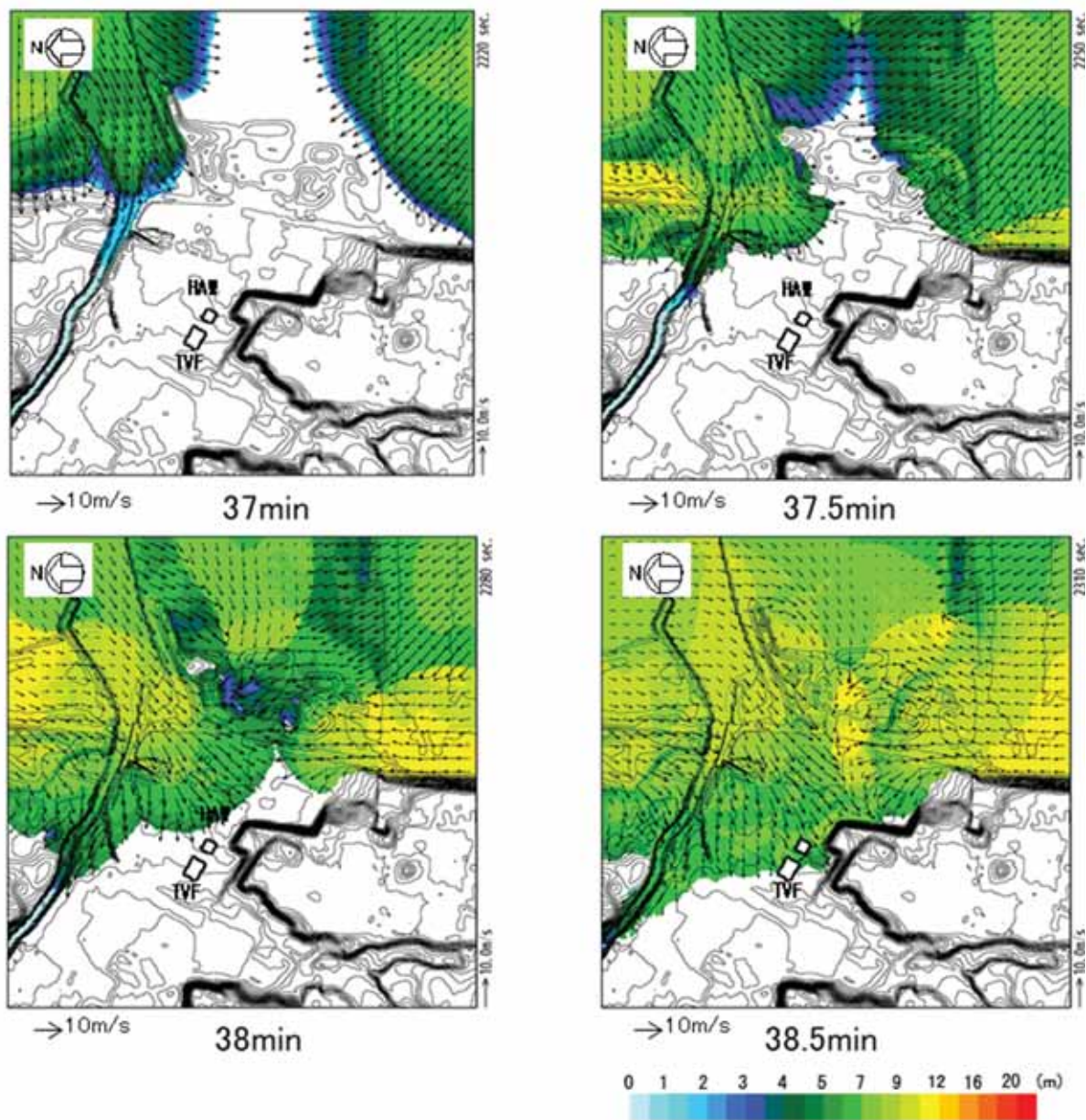


図 3-9 廃止措置計画用設計津波による遡上解析結果(港湾構造物なし, 周辺建家なし)
 (津波高さ・流向・流速の経時変化) (37 min~38.5 min)

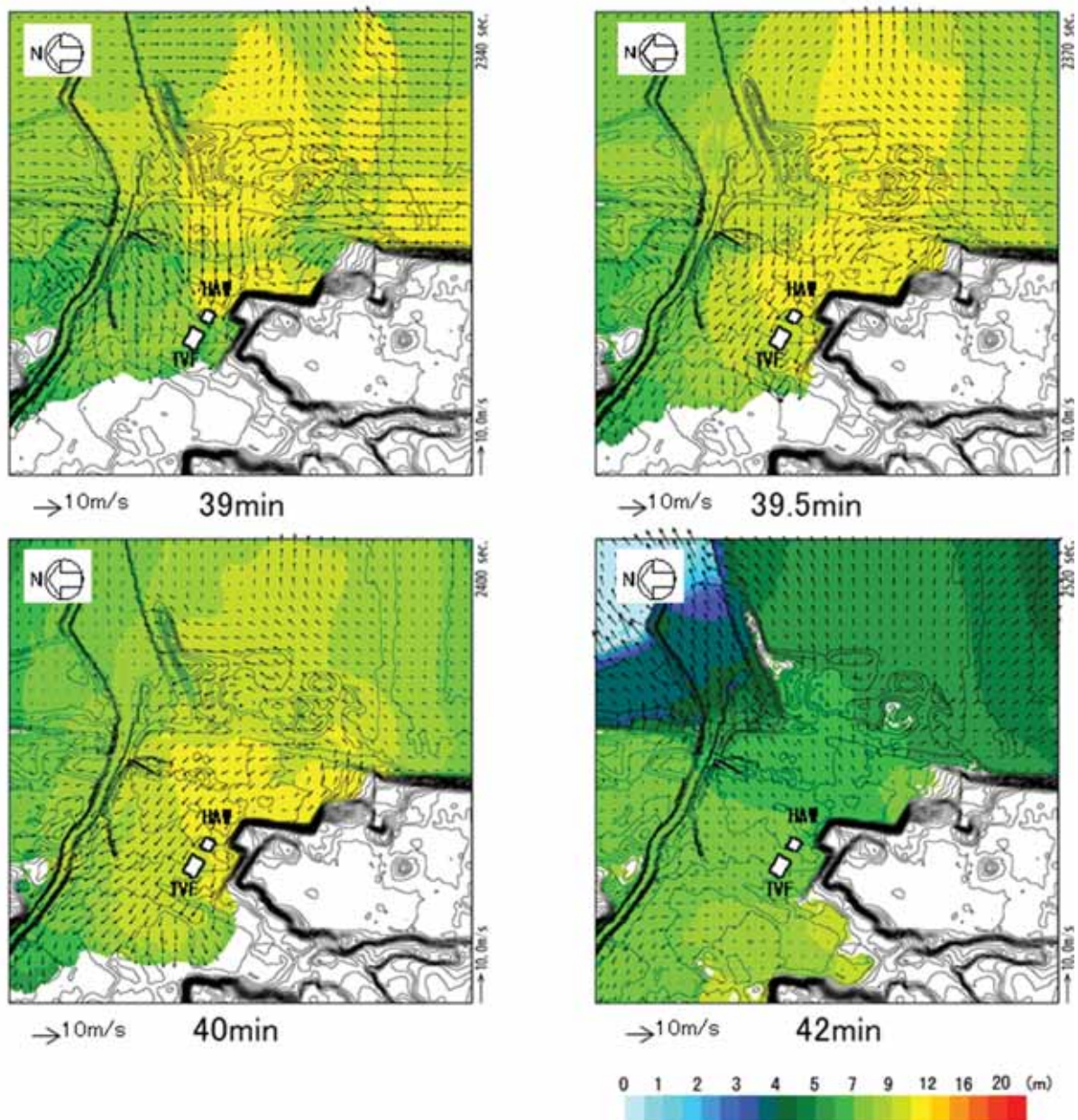
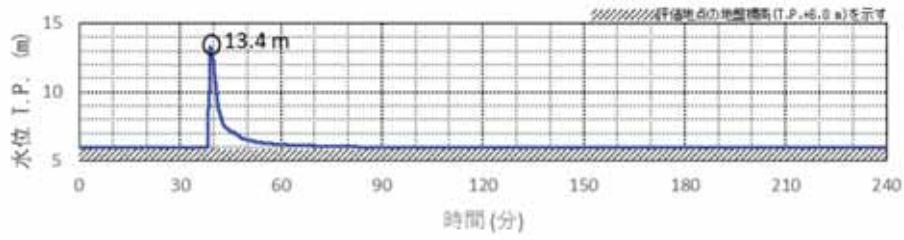
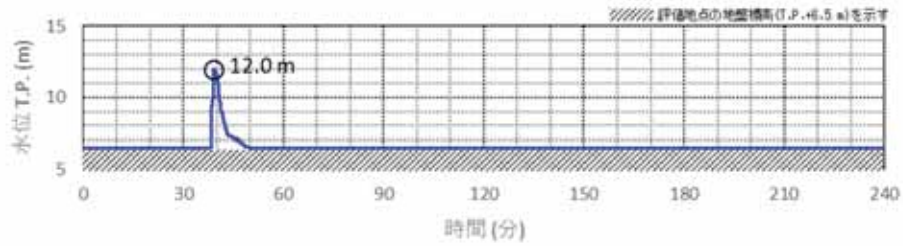


図 3-10 廃止措置計画用設計津波による遡上解析結果(港湾構造物なし, 周辺建家なし)
(津波高さ・流向・流速の経時変化) (39 min~42 min)

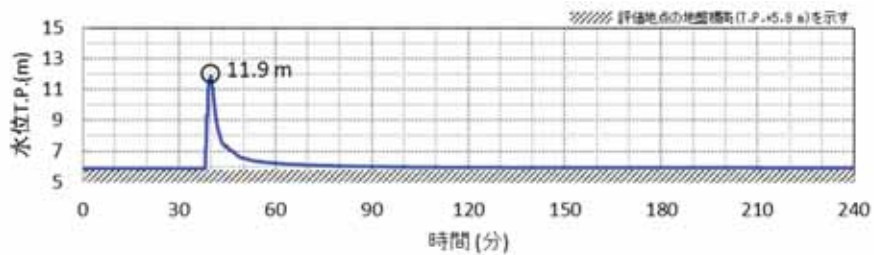


高放射性廃液貯蔵場 (HAW)

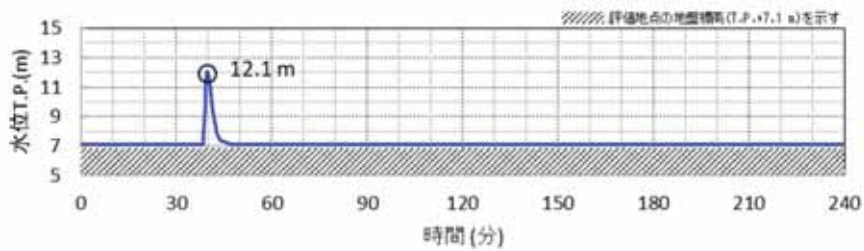


ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟

図 3-11 廃止措置計画用設計津波による遡上解析結果 (津波高さの時刻歴波形)
(港湾構造物なし, 周辺建家なし)

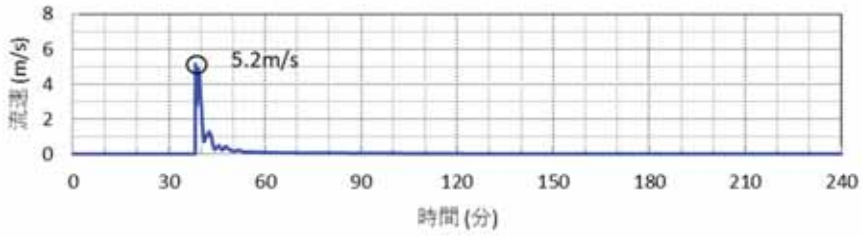


高放射性廃液貯蔵場 (HAW)

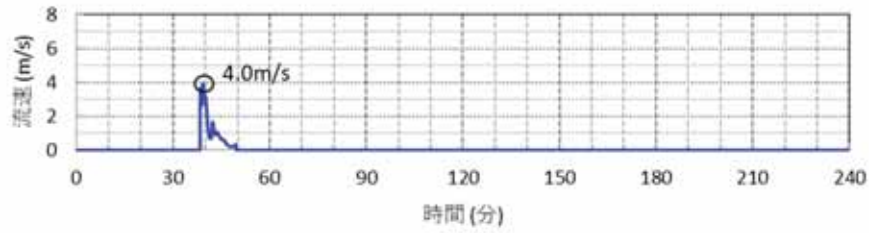


ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟

図 3-12 廃止措置計画用設計津波による遡上解析結果 (津波高さの時刻歴波形)
(構造物なし)

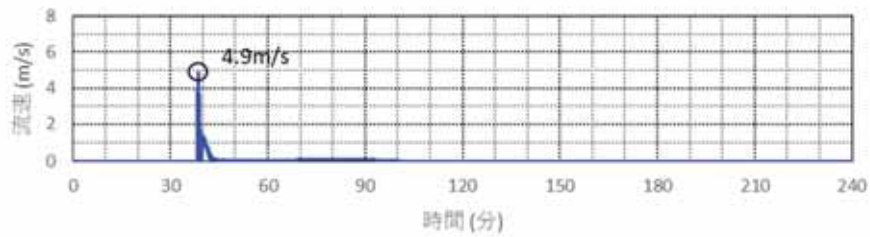


高放射性廃液貯蔵場(HAW)

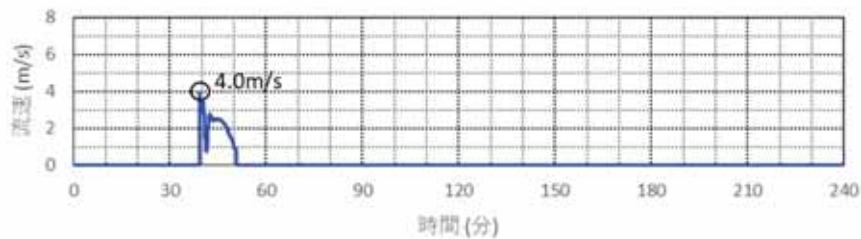


ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟

図 3-13 廃止措置計画用設計津波による遡上解析結果(津波流速の時刻歴波形)
(構造物なし)



高放射性廃液貯蔵場(HAW)



ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟

図 3-14 廃止措置計画用設計津波による遡上解析結果(津波流速の時刻歴波形)
(港湾構造物なし, 周辺建家あり)

4. 入力津波の設定

入力津波の設定にあたっては、遡上解析の結果に基づき、津波の高さ、速度及び衝撃力に着目し、評価対象施設において津波高さに影響するパラメータを考慮して、安全側に評価した値を入力津波高さや速度として設定する。

入力津波高さは、「港湾構造物なし、周辺建家なし」の組合せで最高水位となり、「3.1.1 潮位変動」に基づき潮位のばらつきを考慮して、高放射性廃液貯蔵場(HAW)において T.P.+13.6 m、ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟において T.P.+12.2 m と設定する。また、波力算定に用いる津波高さ(進行波)は、高放射性廃液貯蔵場(HAW)において T.P.+12.1 m、ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟において T.P.+12.3 m と設定する。津波流速は、高放射性廃液貯蔵場(HAW)で 5.2 m/s、ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟で 4.0 m/s と設定する。

5. 廃止措置計画用設計地震動 Ssと津波荷重の組合せの必要性

5.1 想定する津波

廃止措置計画用設計地震動 Ssとして選定している震源は、2011 年東北地方太平洋沖型地震及び F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層の連動による地震である。これらの震源については、地震波と津波の伝播速度が異なることを考慮すると、両者が同時に敷地に到達することはないことから、廃止措置計画用設計地震動 Ssによる地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。図 5-1 に F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層の位置を示す。

一方、廃止措置計画用設計地震動 Ssの震源と津波の波源が異なる場合については、F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層の連動による地震の活動に伴い、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が、仮に誘発地震の発生を考慮した場合においても、上記と同様に伝播速度の違いから地震動が敷地に到達する前に津波が敷地に到達することはない。このため、廃止措置計画用設計地震動 Ssによる地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。また、2011 年東北地方太平洋沖型地震の活動に伴い、誘発地震の発生を考慮した場合においても、地震動が敷地に到達する前に津波が敷地に到達することはない。

以上のことから、廃止措置計画用設計地震動 Ssによる地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。

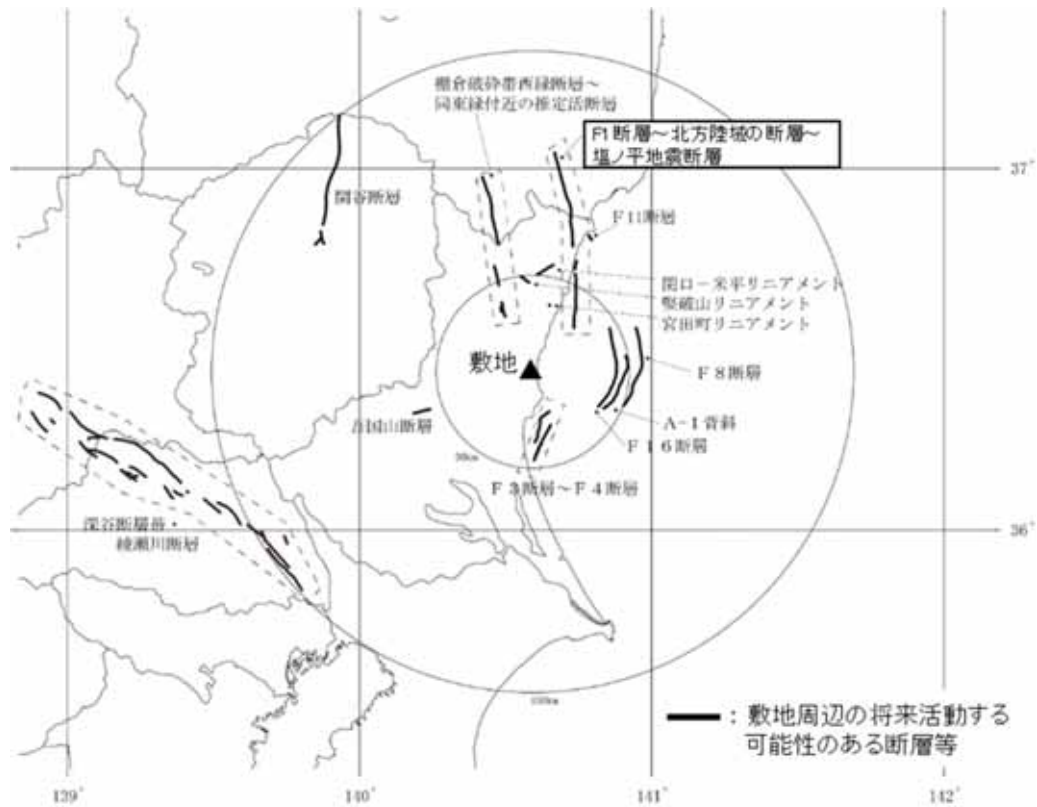


図 5-1 F1断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層の位置

6. 参考文献

- (1) 津波防災地域づくりに係る技術検討報告書,津波防災地域づくりに係る技術検討会,P.33,2012
- (2) 水理公式集[平成 11 年版],土木学会,p.211,2010
- (3) L. MANSINHA AND D. E. SMYLIÉ (1971): THE DISPLACEMENT FIELDS OF INCLINED FAULTS , Bulletin of the Seismological Society of America.Vol.61,No5,PP1433-1440.

IV 耐津波設計における津波荷重と組合せる余震荷重

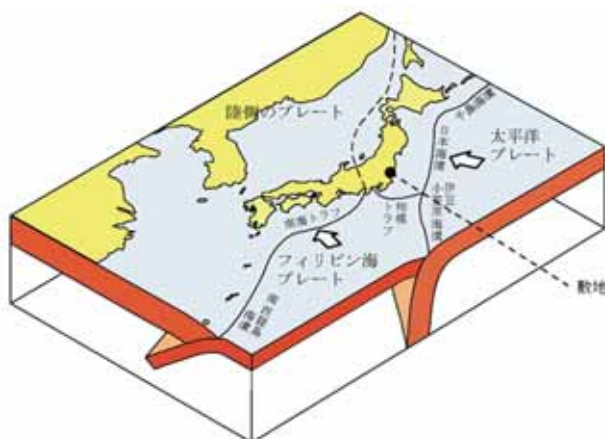
1. 概要

耐津波設計における津波荷重と組合せる余震荷重については、敷地の地学的背景を踏まえ、余震の発生の可能性を検討する。

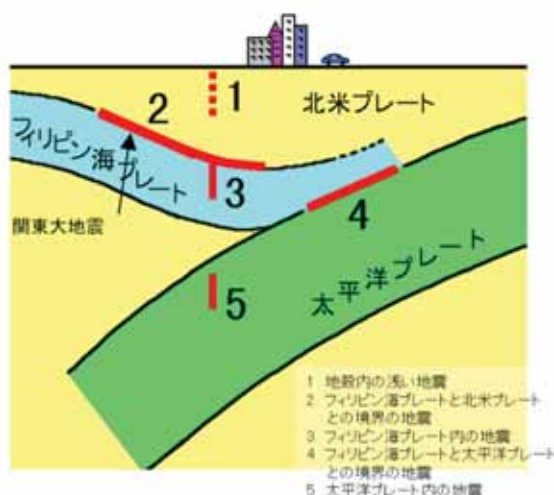
検討結果に基づき、余震発生の可能性に応じて余震による荷重と入力津波による荷重との組合せを考慮する。

2. 敷地周辺のプレートテクトニクス

敷地周辺は、陸側のプレート、太平洋プレート、フィリピン海プレートの3つのプレートが接触する場所であり、その状況について模式的に示したものを図2-1に示す。関東地方においては南方からフィリピン海プレートが沈み込み、そのフィリピン海プレートは敷地のほぼ直下まで及んでいる(図2-2)。

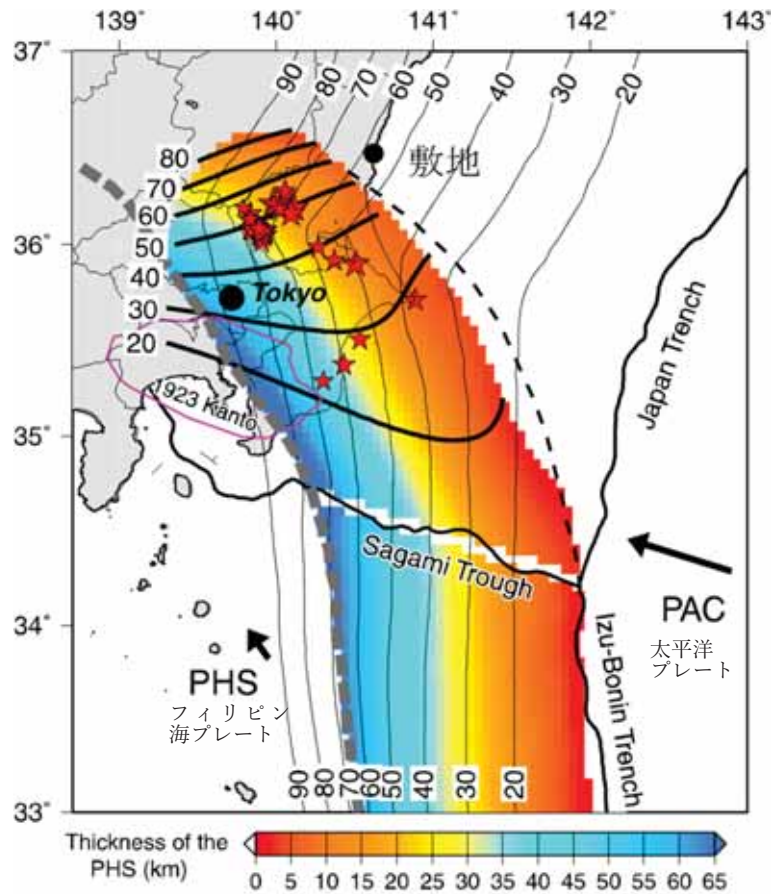


(防災科学研究所 HP 日本のプレートテクトニクスモデル概念図に一部加筆)



(中央防災会議 HP 南関東地域で発生する地震のタイプ図に一部加筆)

図 2-1 敷地周辺におけるプレートの沈み込みの状況



図中のカラーコンターはフィリピン海プレートの厚さを示している。

(Uchida et al.(2010)⁽¹⁾に一部加筆)

図 2-2 フィリピン海プレートの沈み込み

3. 廃止措置計画用設計津波の波源

廃止措置計画用設計津波は、茨城県沖から房総沖に想定するプレート間地震に起因する波源として設定し、その規模はMw8.7である。津波波源モデルを2-3に示す。

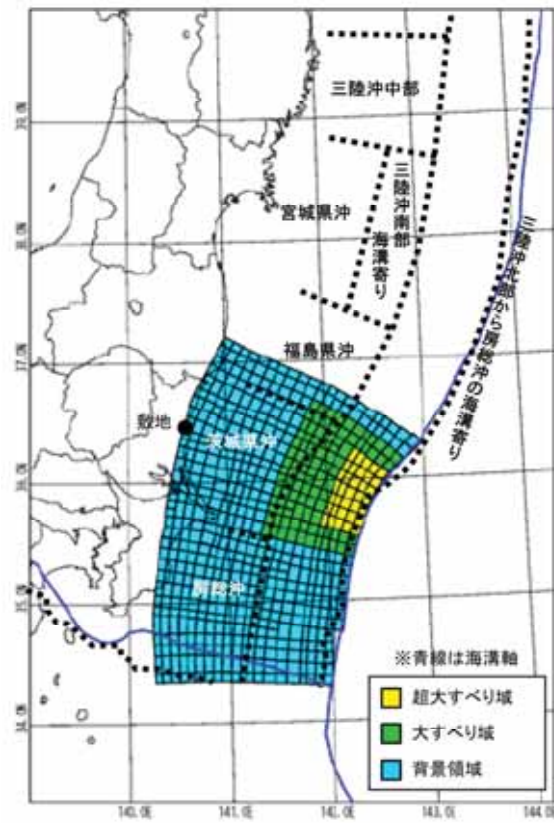


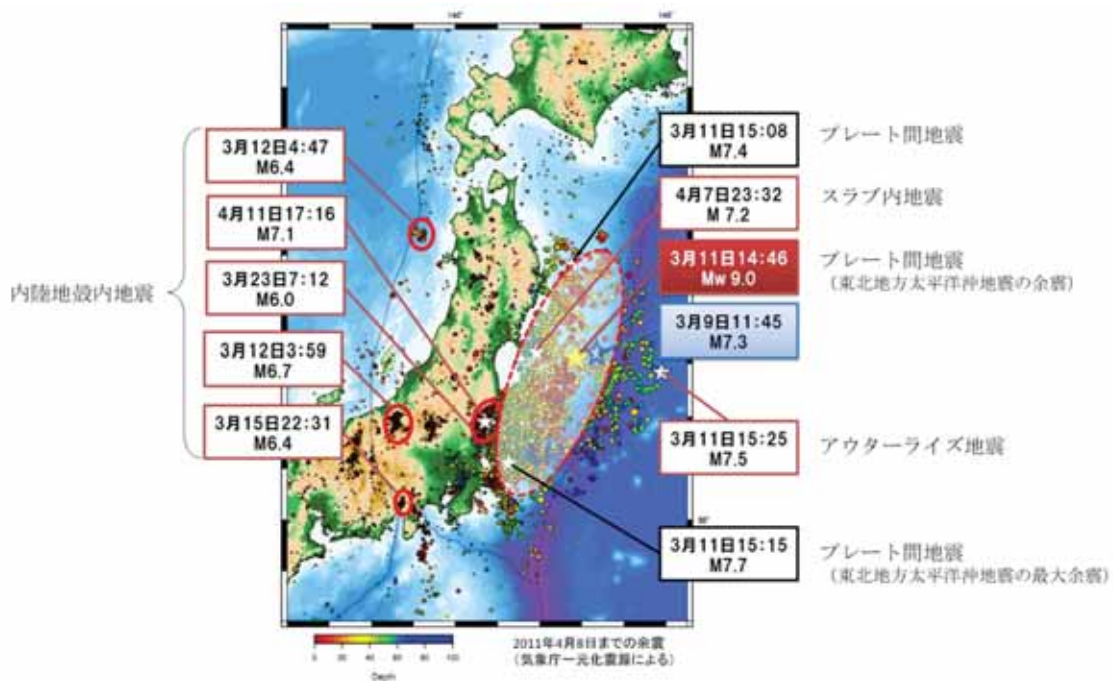
図 2-3 津波波源モデル

4. 検討方針

敷地周辺のプレートテクトニクス的背景や廃止措置計画用設計津波と同じ地震発生様式(プレート間地震)である2011年東北地方太平洋沖地震の余震・誘発地震の発生状況(図4-1)を踏まえ、廃止措置計画用設計津波の波源の活動(本震)に伴い発生する可能性のある余震を設定する。設定した余震とSd-D(廃止措置計画用設計地震動の応答スペクトルとの比率を0.5倍として設定)の比較を行い、耐津波設計において津波荷重と組み合わせる余震荷重を保守的に設定する。

なお、本検討では、日本地震工学会の「東日本対震災合同調査報告書」(2014)⁽²⁾を参考に、本震の震源域とその周辺において発生する地震(アウターライズの地震及び破壊域内のスラブ内地震を含む)を余震とし、この余震発生域外において、本震がトリガーとなって発生する地震を誘発地震として整理した。

余震荷重の検討フローを図4-2に示す。



(東京大学地震研究所 HP に地震発生様式を加筆)

図 4-1 東北地方太平洋沖地震の余震・誘発地震の発生状況

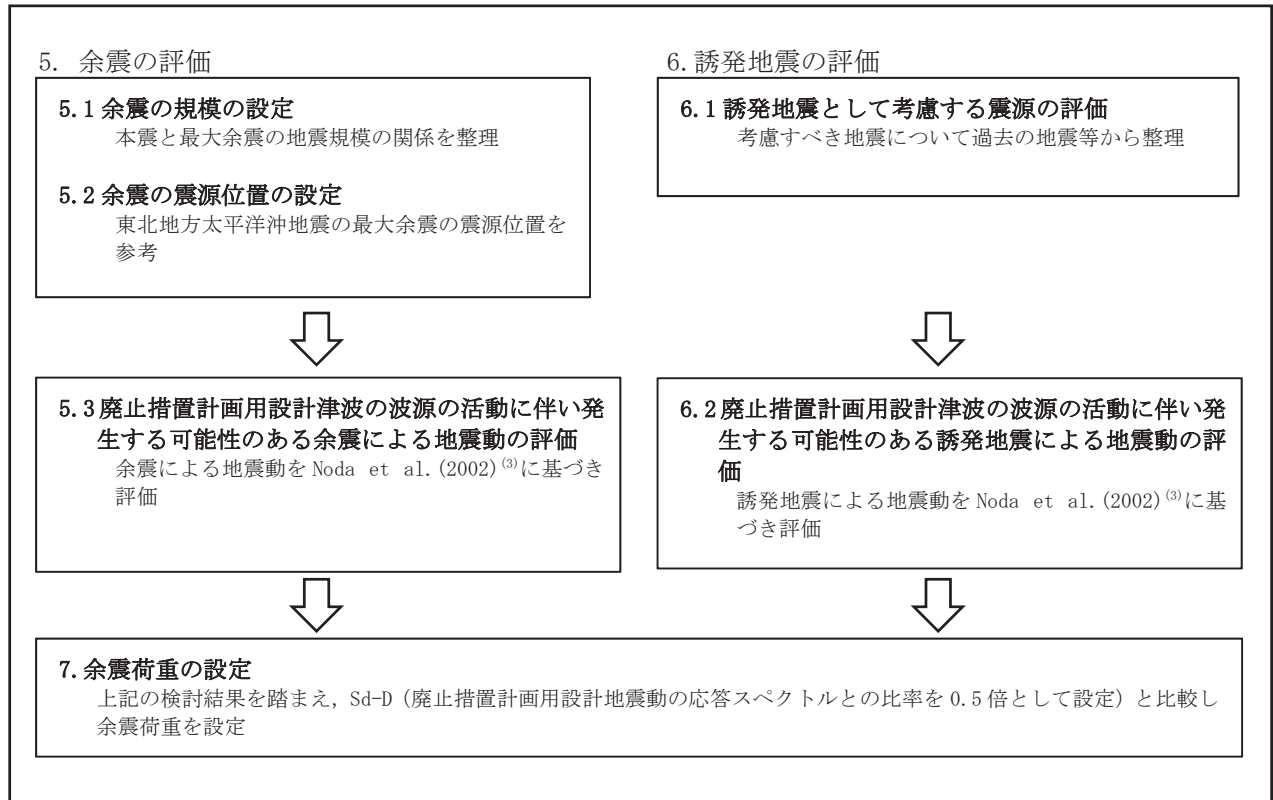


図 4-2 余震荷重の検討フロー

5. 余震の評価

5.1 余震の規模の設定

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⁽⁴⁾の地震データによる本震のマグニチュード M7.0 以上とし、かつ、廃止措置計画用設計津波の波源の活動に伴い発生する津波の最大推移変化を生起する時間帯が地震発生から約 40 分後(図 5-1)であることを考慮し、本震と最大余震との時間間隔が 12 時間以内の地震とする。表 5-1 に、対象とした地震の諸元を示す。また、検討対象とした地震の震央分布を図 5-2 に示す。

地震調査研究推進本部の地震データを整理し、本震のマグニチュード M_0 と最大余震のマグニチュード M_1 の関係から本震と余震のマグニチュードの差 D_1 を求めると、図 5-3 の通り、 $D_1=M_0-M_1=1.3$ として評価できる。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 $D_1=0.8$ として余震の規模を想定する。従って、余震の地震規模は $M_w8.7-0.8$ より $M7.9$ ($M_w=M$ とする) と設定する。

5.2 余震の震源位置の設定

廃止措置計画用設計津波 ($M_w8.7$) の波源域と廃止措置計画用設計地震動 S_s の一つとして設定した 2011 年東北地方太平洋沖型地震 ($M_w9.0$) の震源域は茨城県沖で重なっており、その重なっている領域において 2011 年東北地方太平洋沖地震 ($M_w9.0$) の最大余震 ($M7.6$) が発生している。この最大余震の地震発生様式は廃止措置計画用設計津波と同じプレート間地震である。これら波源域、震源域等の位置関係を図 5-4 に示す。

一般に規模の大きなプレート間地震は、過去に発生した規模の大きなプレート間地震の震源域で繰り返し発生する。また、2011 年東北地方太平洋沖地震の強震動生成域も過去に発生した規模の大きなプレート間地震の発生位置と対応していることが指摘されている(例えば入倉(2012)⁽⁵⁾)。従って、廃止措置計画用設計津波の波源域が活動した場合の強震動生成域や規模の大きな余震の発生位置は 2011 年東北地方太平洋沖地震における茨城県沖の例と類似すると考えられる。以上のことから、廃止措置計画用設計津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震は 2011 年東北地方太平洋沖地震 ($M_w9.0$) の最大余震 ($M7.6$) の震源位置に設定する(図 5-4)。

なお、茨城県南部から房総沖にかけては図 2-2 で示したとおり、陸のプレートと太平洋プレートの間にフィリピン海プレートが潜り込んでおり、Uchida et al.(2009)⁽⁶⁾によれば、この領域ではプレート間結合度が低いことが示されている。従って、図 2-2 に示したフィリピン海プレートの北東端より南側において規模の大きな地震は発生しにくいと考えられる。

5.3 廃止措置計画用設計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

廃止措置計画用設計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を評価する。余震の地震規模は「5.1 余震の規模の設定」のとおり $M7.9$ 、震源位置は「5.2 余震の震源位置の設定」のとおり 2011 年東北地方太平洋沖地震の最大余震発生位置とする。設定した余震の地震諸元を表 2-2 に示す。

上記に基づき、廃止措置計画用設計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

震動評価を Noda et al.(2002)⁽³⁾により行う。その際、廃止措置計画用設計地震動策定におけるプレート間地震の評価と同様、鹿島灘付近の地震を除く太平洋プレートと陸のプレート境界で発生した地震の観測記録による補正係数を考慮する。観測記録による補正係数を図 5-5 に、評価結果と Sd-D の比較を図 5-6 に示す。

同図より、評価結果は、Sd-D を下回ることが確認できる。

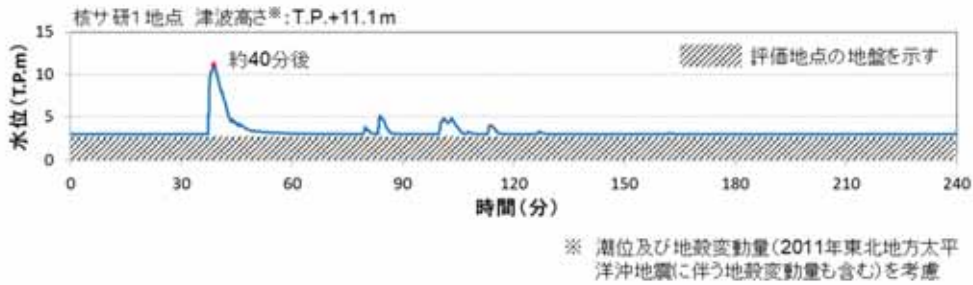


図 5-1 核燃料サイクル工学研究所 1 地点における時刻歴波形

表 5-1 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	本震	最大余震	
			マグニチュード M ₀	マグニチュード M ₁	本震との 時間間隔
1	1933/3/3	昭和三陸地震	8.1	6.7	0.038日
2	1937/2/21	択捉島南東沖の地震	7.6	7.2	0.017日
3	1948/6/28	福井地震	7.1	5.8	0.004日
4	1961/8/19	北美濃地震	7.0	5.2	0.107日
5	1964/6/16	新潟地震	7.5	6.1	0.134日
6	1968/4/1	日向灘地震	7.5	6.4	0.272日
7	1968/5/16	十勝沖地震	7.9	7.5	0.410日
8	1969/8/12	北海道東方沖の地震	7.8	6.2	0.317日
9	1995/1/17	兵庫県南部地震	7.3	5.4	0.078日
10	2003/5/26	宮城県沖	7.1	4.9	0.264日
11	2003/9/26	十勝沖地震	8.0	7.1	0.054日
12	2008/6/14	岩手・宮城内陸地震	7.2	5.7	0.025日
13	2008/9/11	十勝沖	7.1	5.7	0.008日
14	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	9.0	7.6	0.020日
15	2016/4/16	熊本地震	7.3	5.9	0.014日

気象庁⁽⁷⁾による最新の震源情報を参照

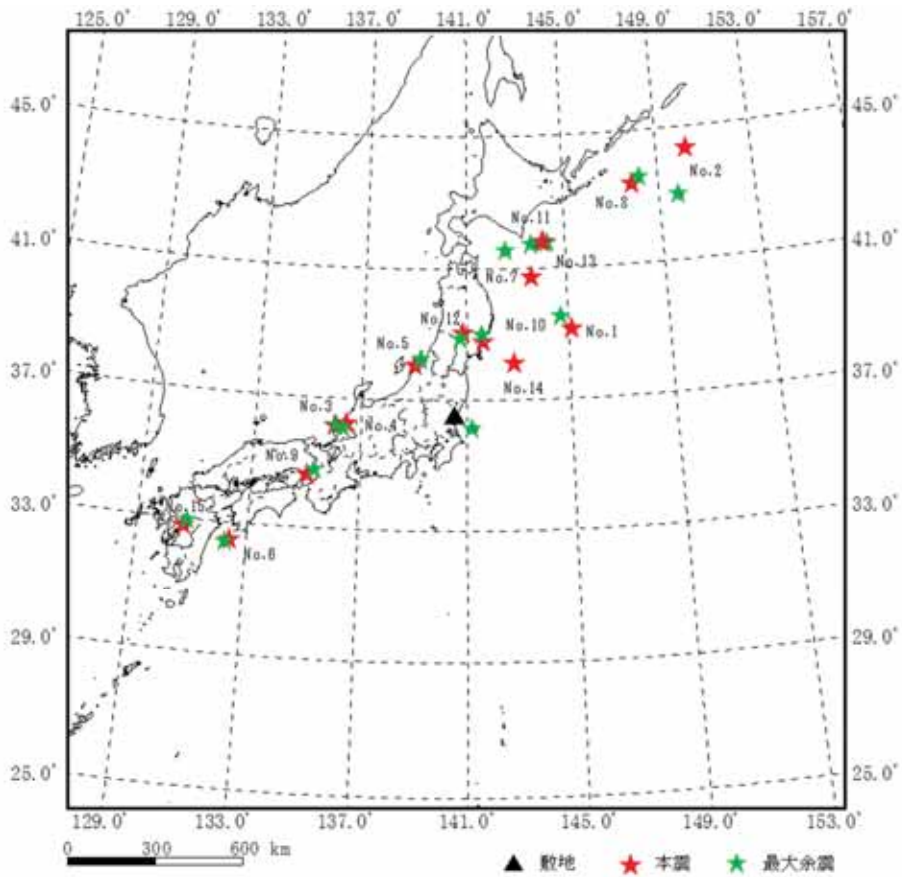


図 5-2 余震の最大規模の評価に用いた地震の震央分布

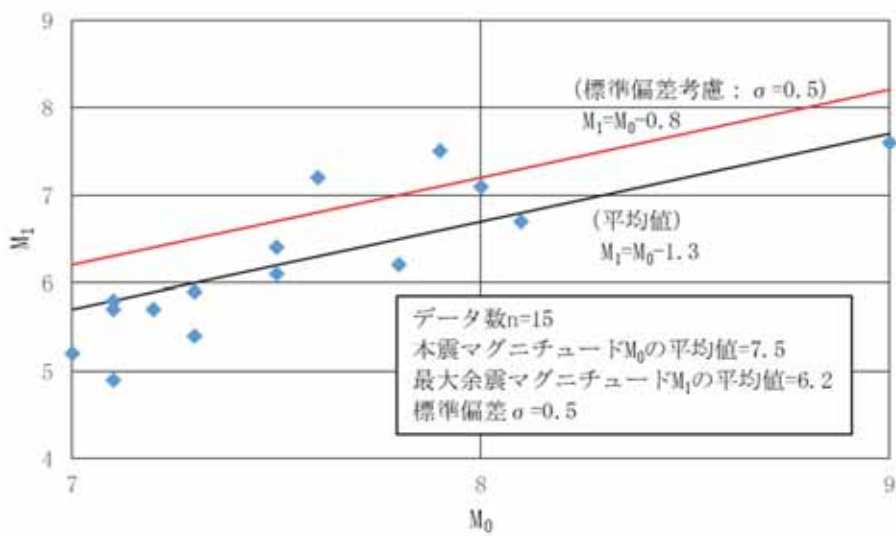


図 5-3 本震と最大余震の関係 ($M7.0$ 以上)

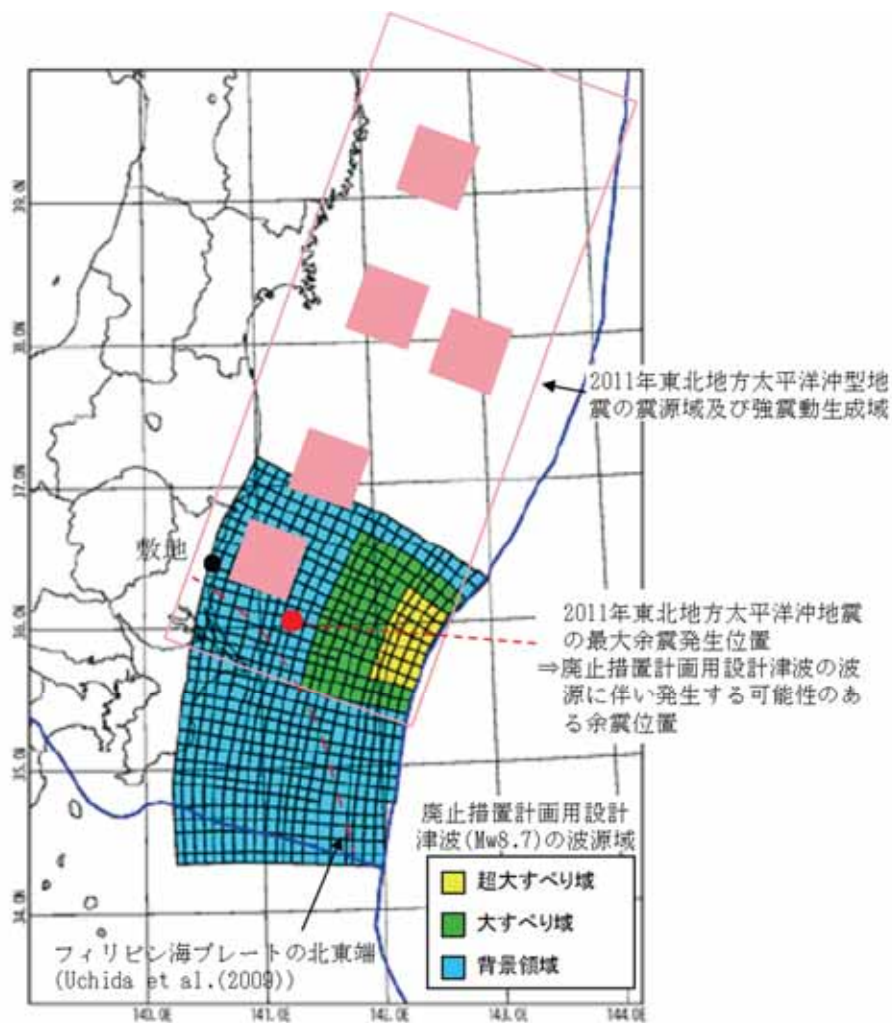
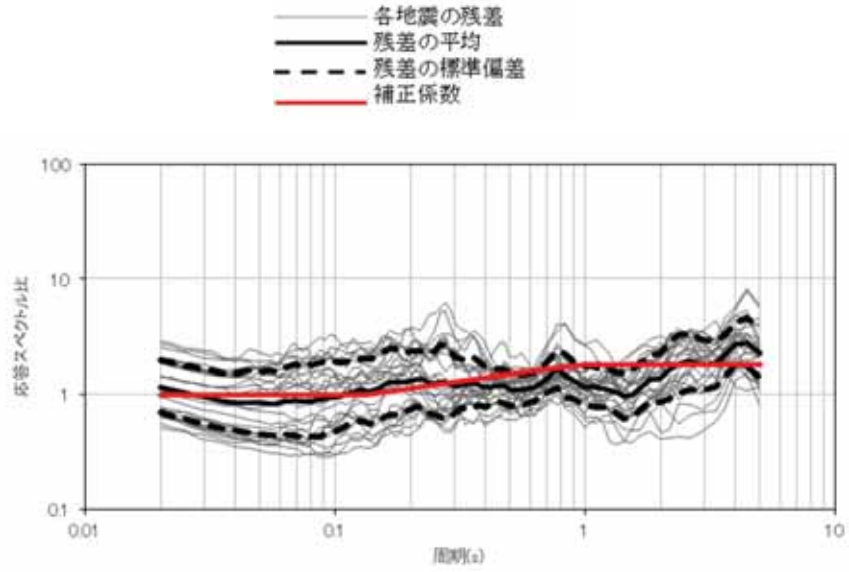


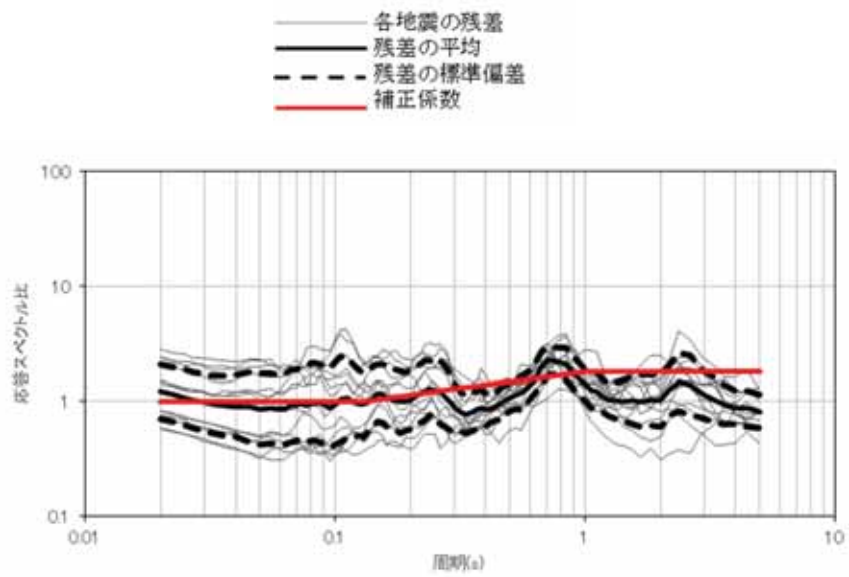
図 5-4 廃止措置計画用設計津波の波源域と2011年東北地方太平洋沖型地震の震源域及び最大余震発生位置図

表 5-2 設定した余震の震源諸元

項目	設定値
本震の地震規模 (Mw)	8.7
余震の地震規模 (M)	7.9
等価震源距離 (km)	86



(水平成分)



(鉛直成分)

図 5-5 鹿島灘付近の地震を除く太平洋プレート間地震による補正係数

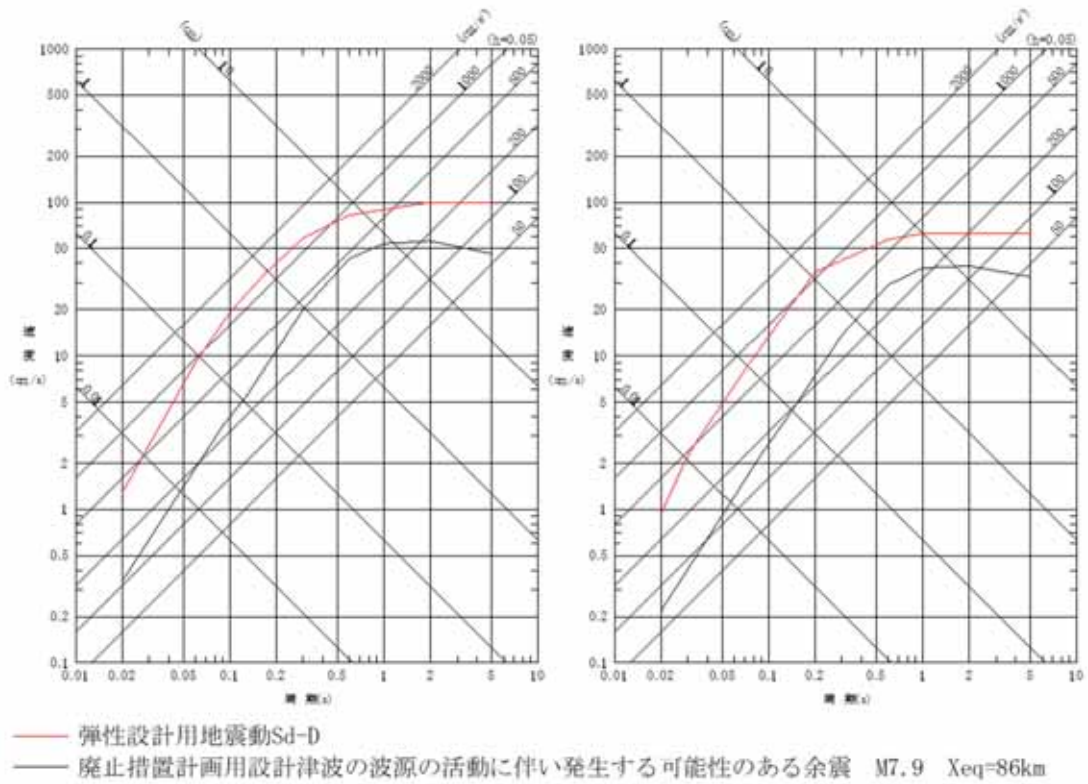


図 5-6 設定した余震と Sd-D との比較
 (左:水平成分, 右:鉛直成分)

6. 誘発地震の評価

6.1 誘発地震として考慮する震源の評価

廃止措置計画用設計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として考慮する震源を評価する。

評価に際しては、「4.検討方針」のとおり、廃止措置計画用設計津波と同じ地震発生様式である2011年東北地方太平洋沖地震の事例を参考に地震規模、発生位置を検討する。図4-1に示す2011年東北地方太平洋沖地震の発生による誘発地震である内陸地殻内地震のうち、本震発生からもっとも早く発生した誘発地震は3月12日長野県北部の地震(M6.7)であり、本震発生から13時間後である。

一方、敷地の廃止措置計画用設計津波の到達時間は図5-1に示すとおり、地震発生から約40分後である。

このことから、廃止措置計画用設計津波の到達時間帯において規模の大きな誘発地震が発生する可能性は低いと考えられる。

しかしながら、規模の小さな誘発地震は2011年東北地方太平洋沖地震発生直後から発生していることを踏まえ、廃止措置計画用設計地震動の評価において検討用地震ⁱ⁾の候補として考慮していた規模の小さな短い活断層による地震を保守的に考慮する。

6.2 廃止措置計画用設計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による地震動の評価

廃止措置計画用設計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による地震動を評価する。誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布及び地震諸元をそれぞれ図6-1及び表6-1に示す。地震動評価はNoda et al. (2002)^③により行う。その際、廃止措置計画用設計地震動策定における内陸地殻内地震の評価と同様、福島県と茨城県の県境付近で発生した地震の観測記録による補正係数を考慮する。観測記録による補正係数を図6-2に、評価結果とSd-Dの比較を図6-3に示す。

同図より、評価結果は、Sd-Dを下回ることが確認できる。

i) 令和2年2月10日付け原規発第2002103号をもって認可された「国立研究開発法人日本原子力研究開発機構 核燃料サイクル工学研究所再処理施設に係る廃止措置計画変更認可申請書」

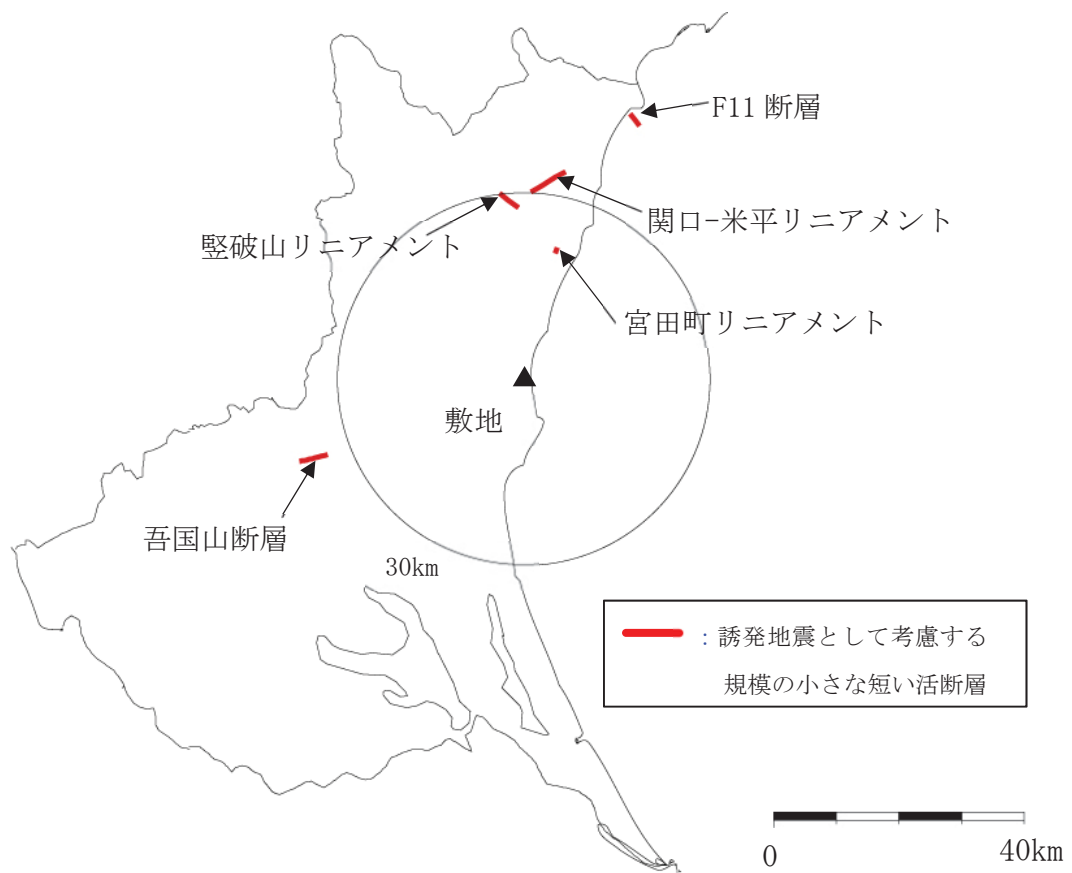
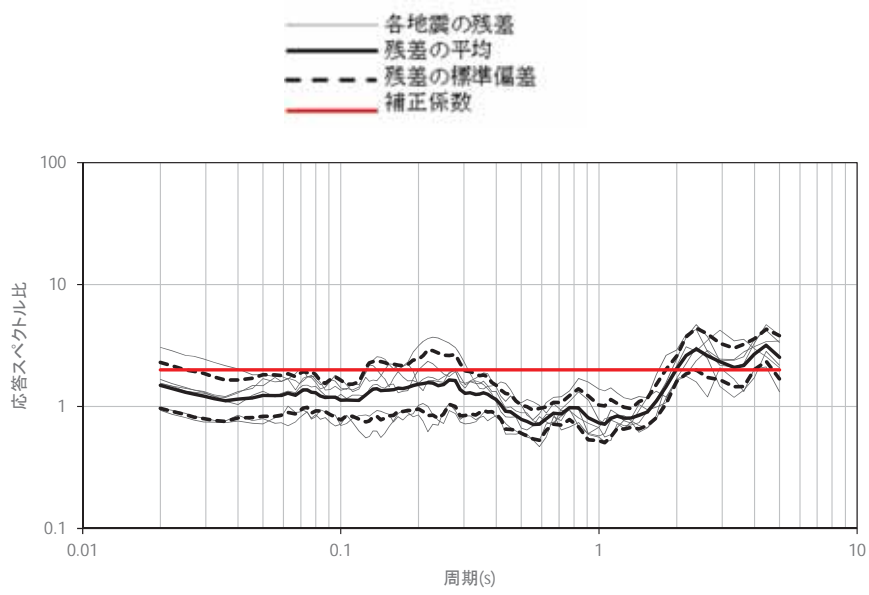


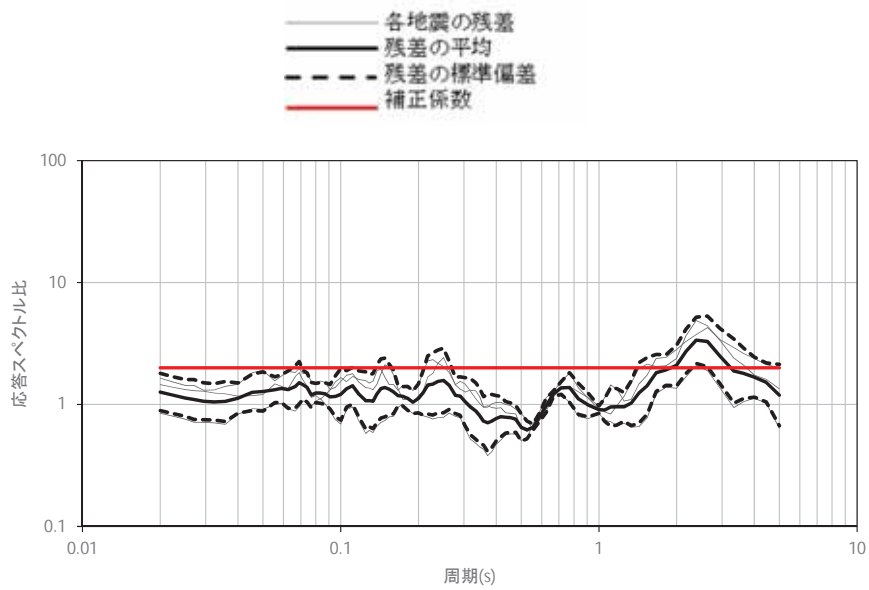
図 6-1 誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布

表 6-1 設定した誘発地震の諸元

地震名	地震規模M	等価震源距離 (km)
宮田町リニアメント	6.8	23
関口-米平リニアメント	6.8	30
豎破山リニアメント	6.8	28
F 1 1 断層	6.8	41
吾国山断層	6.8	37



(水平成分)



(鉛直成分)

図 6-2 福島県と茨城県の県境付近で発生した内陸地殻内地震の補正係数

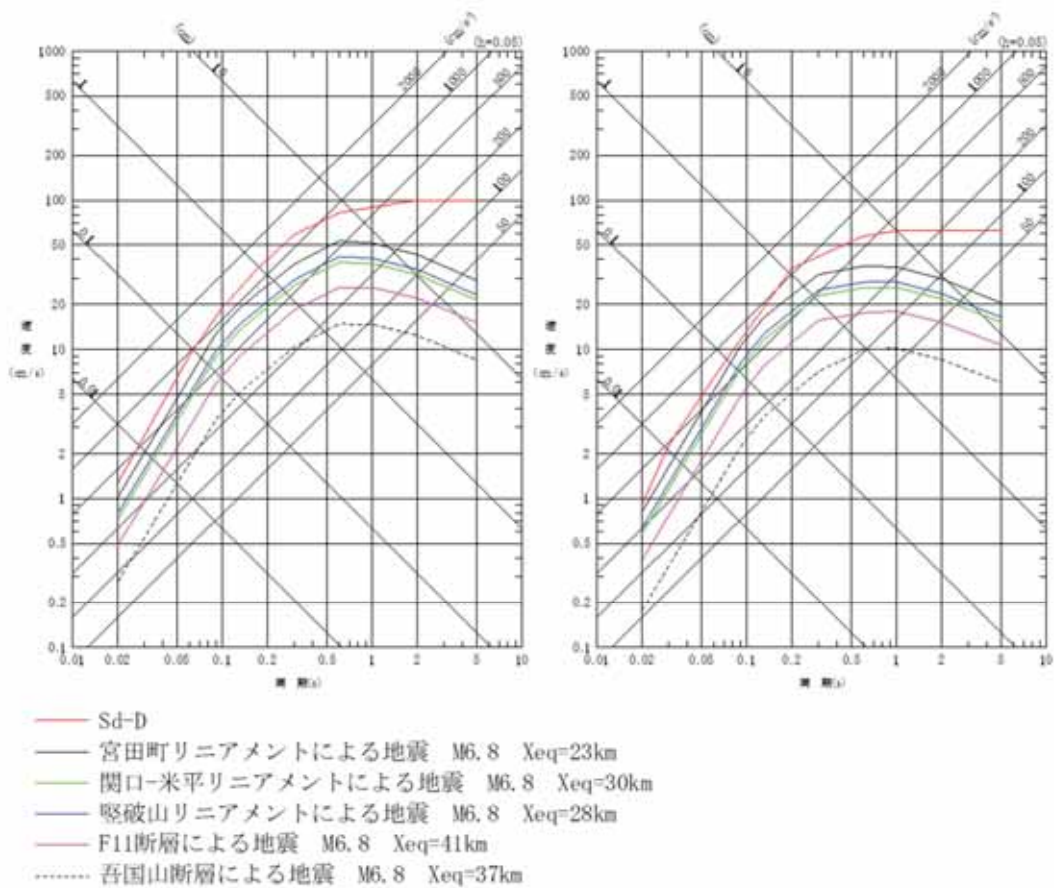


図 6-3 規模の小さな短い活断層による地震と Sd-D との比較
 (左:水平成分, 右:鉛直成分)

7. 余震荷重の設定

以上の検討結果から、Sd-D を津波荷重に組み合わせる余震荷重として考慮する。

8. 参考文献

- (1) Naoki Uchida, Toru Matsuzawa, Junichi Nakajima, Akira Hasegawa. Subduction of a wedged shaped Philippine Sea plate beneath Kanto, central Japan, estimated from converted waves and small repeating earthquakes. JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH. vol.115, 2010, B07309.
- (2) 日本地震工学会, 東日本大震災合同調査報告, 共通編 1, 地震・地震動, 2014.
- (3) Shizuo Noda, Kazuhiko Yashiro, Katsuya Takahashi, Masayuki Takemura, Susumu Ohno, Masanobu Tohdo, Takahide 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 Analysis, Oct.16-18, Istanbul, 2002.
- (4) 地震調査研究推進本部. 「大地震後の地震活動の見通しに関する情報のあり方」報告書. 地震調査推進本部地震調査委員会, 2016, 平成 28 年 8 月 19 日.
- (5) 入倉考次郎, 海溝型巨大地震の強震動予測のための震源モデルの構築, 第 40 回地盤振動シンポジウム, 2012.
- (6) Naoki Uchida, Junichi Nakajima, Akira Hasegawa, Toru Matsuzawa. What controls interpolate coupling?: Evidence for abrupt change in coupling across a border between two overlying plates in the NE Japan subduction zone. Earth and Planetary Science Letters. vol.283,2009, pp.111-121.
- (7) 気象庁, 地震月報(カタログ編), 2020-03-31 時点, ほか

V 漂流可能性のある漂流物の選定

1. 概要

本資料は、廃止措置計画用設計津波により、高放射性廃液貯蔵場（HAW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟に影響を与える可能性のある漂流物を選定するものである。

2. 基本方針

再処理施設では、廃止措置計画用設計津波が敷地内に流入することを想定しているため、高放射性廃液貯蔵場（HAW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟は、流入する廃止措置計画用設計津波による波力及び漂流物の衝突を受けることになる。

想定される漂流物は、建物・設備、流木、船舶、車両等、多岐にわたるため、津波防護対策の基本方針は、高放射性廃液貯蔵場（HAW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟周辺に漂流物影響軽減設備として津波漂流物防護柵を設置し、船舶等の重量の大きい漂流物を捕捉することで漂流物の衝突による建家外壁への影響を軽減させ、津波漂流物防護柵をすり抜けて遡上する小型の漂流物を、津波防護施設として設定する高放射性廃液貯蔵場（HAW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の外壁で受け、安全機能を有する施設を多重防護することとする。

2.1 漂流物の判定

廃止措置計画用設計津波の遡上経路を調査範囲として設定し、調査範囲に存在する建物・設備等の漂流物となる可能性のあるものを重量、形状に関係なく洗い出した後、建物・設備、流木、船舶、車両に分類し、スクリーニングにより漂流物となるかどうかを判定する。

判定では、保守的に、廃止措置計画用設計津波の流況、漂流物の軌跡解析及び再処理施設周辺の障害物等の存在を考慮せず、漂流物としたものは再処理施設に到達するものとする。

2.2 代表漂流物の選定

漂流物として作用する荷重は、その重量に大きく影響を受けることから、判定した漂流物について、分類ごとに最も重量の大きい漂流物を代表漂流物として選定し、建家外壁である津波防護施設、津波漂流物防護柵で構成する漂流物影響軽減設備、それぞれの設計において考慮すべき代表漂流物を定める。

3. 代表漂流物の選定

3.1 漂流物分類ごとの代表漂流物の選定

漂流物分類ごとの代表漂流物の選定について「添付資料 6-1-3-1-1 再処理施設における代表漂流物の選定について」に纏めた。

3.2 津波防護施設において考慮すべき代表漂流物

重量の大きい、水素タンク、小型船舶、中型バスは、津波漂流物防護柵で構成する漂流物影響軽減設備にて捕捉し、津波漂流物防護柵をすり抜ける可能性がある防砂林は、建家外壁である津波防護施設で防護することとし、それぞれの設計において考慮すべき代表漂流物とする。

漂流物影響軽減設備の設計においては、津波漂流物防護柵に作用する荷重を「津波漂流物対策施設設計ガイドライン」に基づき算定し、設計条件とする。

津波防護施設においては、津波漂流物防護柵により、定められた代表漂流物の流速が軽減することが見込まれ、建家外壁に作用する荷重を「道路橋示方書」に基づき算出し、別添 6-1-3-2「Ⅲ-1 高放射性廃液貯蔵場(HAW)における設計津波に対する津波防護施設

の強度評価」の設計条件とする。

なお、防砂林を超える重量を持つ漂流物は、津波漂流物防護柵で捕捉できるように設計に反映する。

4. 今後の対応

津波漂流物防護柵で構成する漂流物影響軽減設備においては、代表漂流物の妥当性を令和2年10月末までに検証する。検証の結果、代表漂流物に変更が生じた場合は津波防護対策の設計へ反映する。

高放射性廃液貯蔵場(HAW)の
廃止措置計画用設計津波
に対する津波影響評価に関する説明書

目 次

I 津波防護に関する施設「高放射性廃液貯蔵場(HAW)」の設計方針

1. 概要
2. 設計の基本方針
3. 要求機能及び性能目標
4. 機能設計

II 余震による地震応答解析

1. 概要
2. 一般事項
3. 入力地震動
4. 解析モデル
5. 解析結果
6. 基礎浮き上がりの検討
7. 評価結果

III-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価

1. 概要
2. 一般事項
3. 強度評価方法
4. 評価条件
5. 評価結果

III-2 設計津波に対する浸水防止設備(浸水防止扉)の強度評価

1. 概要
2. 扉及びシャッター部
3. 評価の考え方
4. 今後の対応

I 津波防護に関する施設「高放射性廃液貯蔵場(HAW)」の設計方針

1. 概要

本資料は、別添 6-1-3-1「I-1 耐津波設計の基本方針」に基づき、高放射性廃液貯蔵場(HAW)の津波防護に関する施設・設備の分類、要求機能及び性能目標を明確にし、各施設・設備の機能設計及び構造強度設計に関する設計方針について説明するものである。

2. 設計の基本方針

高放射性廃液貯蔵場(HAW)に影響を与える可能性がある廃止措置計画用設計津波(以下、「設計津波」という。)の発生により、別添 6-1-3-1「I-1 耐津波設計の基本方針」にて設定している設計津波から防護する設備がその安全機能を維持するために必要な機能を損なうおそれがないようにするため、津波防護に関する施設を設置する。津波防護に関する施設は、別添 6-1-3-1「III 入力津波の設定」で設定している入力津波に対して、その機能が維持できる設計とする。

津波防護に関する施設の設計にあたっては、津波防護対策を実施する目的や施設の分類を踏まえて、施設分類ごとの要求機能を整理するとともに、施設ごとに機能設計上の性能目標及び構造強度設計上の性能目標を定める。

津波防護に関する施設の構造強度設計上の性能目標を達成するため、施設ごとに設計方針を示す。

津波防護に関する施設の設計フローを図 2-1 に示す。

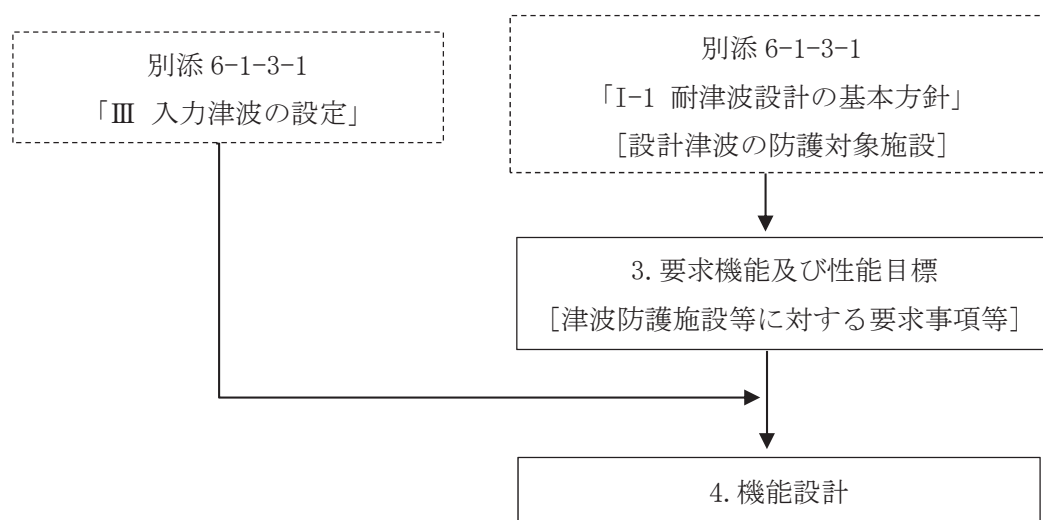


図 2-1 施設の設計フロー

3. 要求機能及び性能目標

津波防護対策を実施する目的は、設計津波から防護する設備の安全機能が損なわれるおそれがないこととする。また、施設の分類については、設計津波の津波防護施設、設計津波の浸水防止設備、漂流物影響軽減設備及び設計津波遡上状況等監視設備に分類している。

設計津波の遡上波の敷地への浸水、余震、高放射性廃液貯蔵場（HAW）へ到達する可能性のある漂流物の調査結果を踏まえ、施設分類ごとの要求機能を整理するとともに、施設分類ごとの機能設計上の性能目標及び構造強度上の性能目標を設定する。

(1) 施設分類

a. 設計津波の津波防護施設

高放射性廃液貯蔵場（HAW）の建家外壁は、設計津波の建家内への浸水に対する障壁となることから、建家外壁等を設計津波の津波防護施設と位置付ける。なお、トレンチ及び連絡管路と建家外壁の接続部の境界条件は別添 6-1-3-2「Ⅲ-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価」で定義する。

b. 設計津波の浸水防止設備

設計津波の津波防護施設である建家外壁の開口部には、設計津波の建家内への浸水を防止するため、浸水防止扉を設置していることから、浸水防止扉を設計津波の浸水防止設備と位置付ける。

c. 漂流物影響軽減設備

設計津波の津波防護施設である建家外壁の周辺には、船舶等の重量が大きく建家外壁に衝突した場合の影響が大きいと考えられる大型の漂流物の影響を軽減するため津波漂流物防護柵の設置を計画していることから、津波漂流物防護柵を漂流物影響軽減設備と位置付ける。

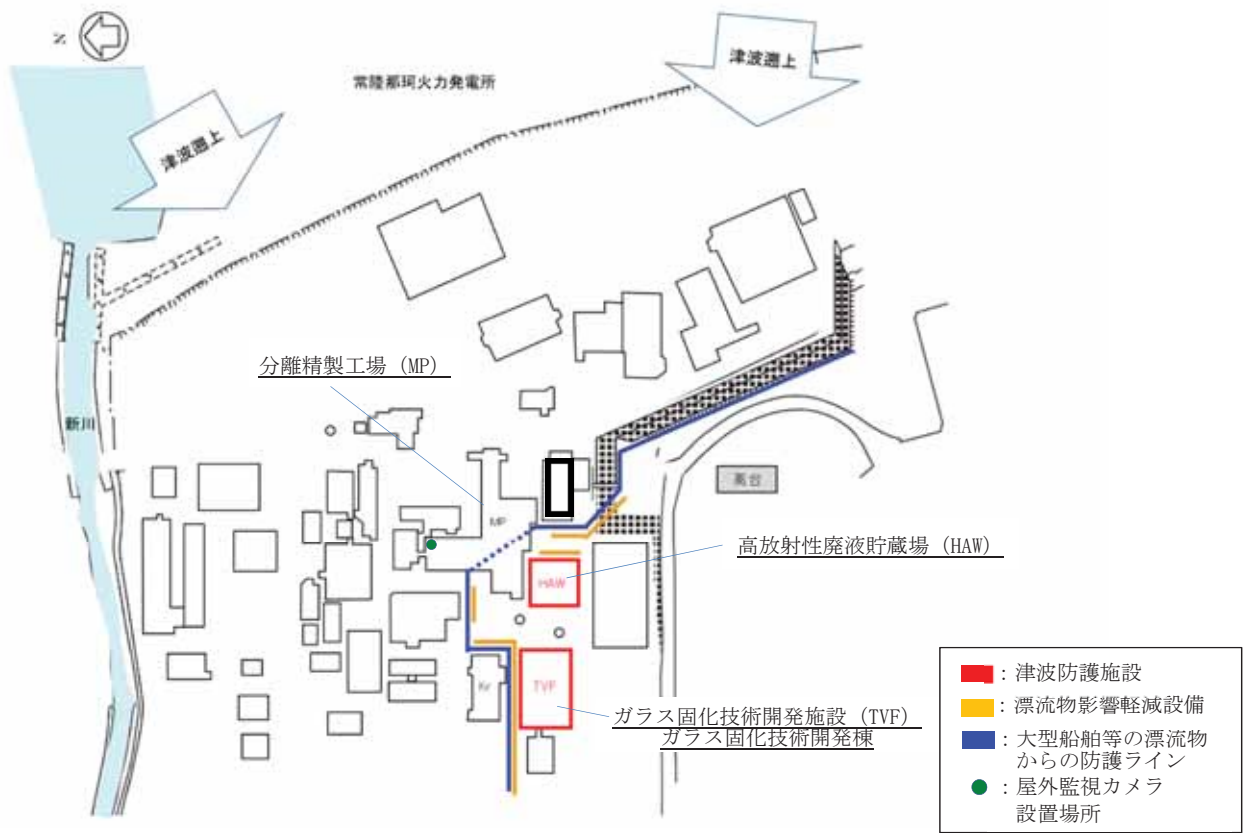
また、隣接建家(分離精製工場)による津波防護施設及び浸水防止設備に対する漂流物の影響を軽減するため、入力津波に対する機能維持を確認する。

d. 設計津波遡上状況等監視設備

設計津波の遡上状況等を監視する機能を有する設備を設計津波遡上状況等監視設備と位置付ける。

(2) 施設の配置

津波防護に関する施設について、設計津波の津波防護施設、設計津波の浸水防止設備、漂流物影響軽減設備及び設計津波遡上状況等監視設備の配置を図 3-1 に示す。なお、漂流物影響軽減施設の配置については、津波漂流物防護柵の詳細設計を踏まえ令和 3 年 1 月に見直す。



※敷地内の遡上津波の流況及び軌跡解析結果等を踏まえ津波漂流物防護柵の配置を検討する。

図 3-1 津波防護に関する施設の配置 (1/3)

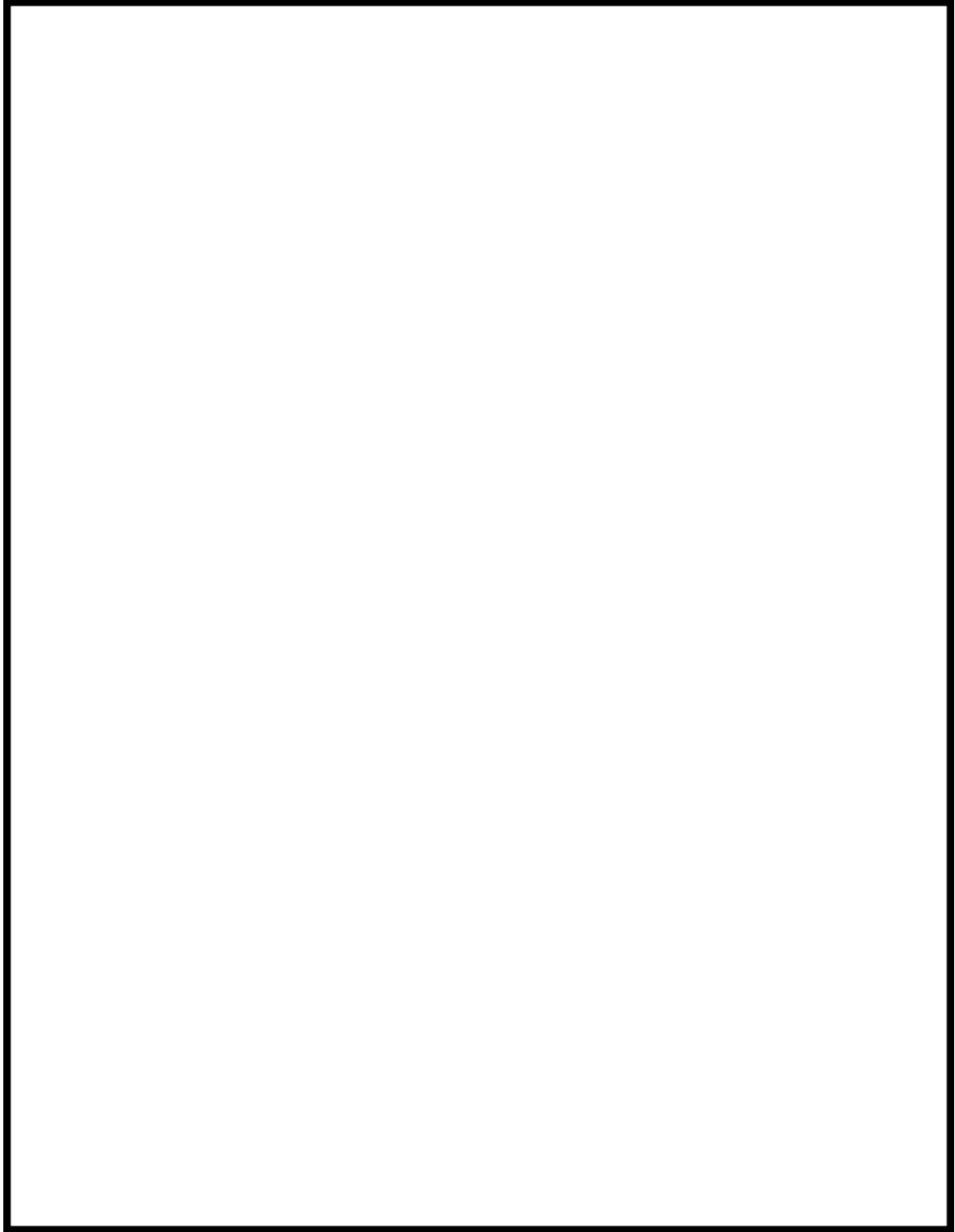


図 3-1 津波防護に関する施設の配置 (2/3)

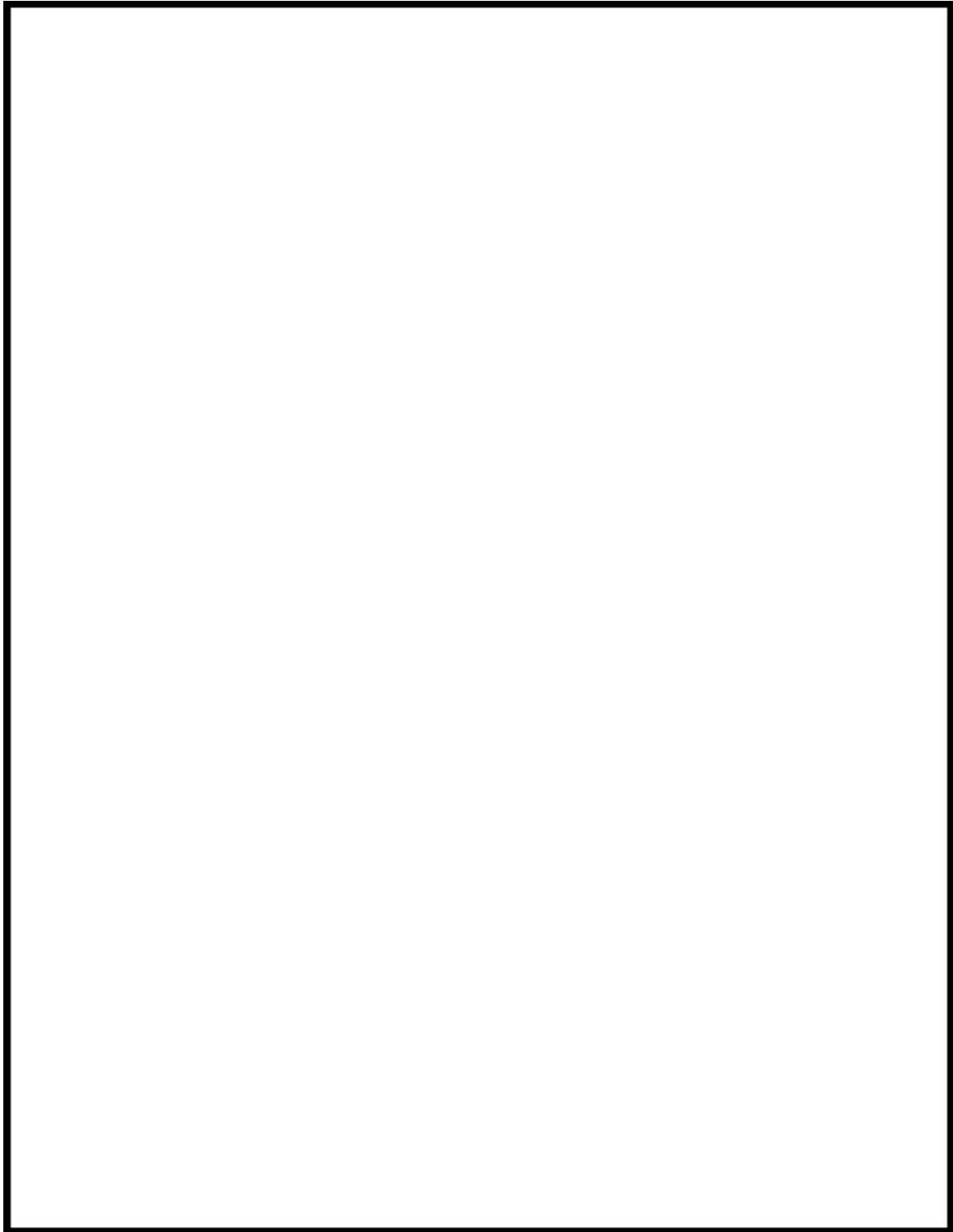


図 3-1 津波防護に関する施設の配置 (3/3)

3.1 設計津波の津波防護施設

(1) 施設

- a. 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) の建家外壁

(2) 要求機能

設計津波の津波防護施設は、入力津波に対し、余震、漂流物影響軽減設備によって捕捉される船舶等の大きな漂流物を除く漂流物（以下、「建家設計用漂流物」という。）の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計津波による建家内への浸水を防止することが要求される。

(3) 性能目標

- a. 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) の建家外壁

高放射性廃液貯蔵場 (HAW) の建家外壁は、設計津波の遡上波に対し、余震、建家設計用漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまで止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。

当該建家外壁は、岩盤に支持される鉄筋コンクリート製の基礎と鉄筋コンクリート製の躯体で構成する。津波後の再使用性を考慮し、想定する荷重に対し、主要な構造部材が構造健全性を保持する設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。

なお、T21 トレンチ、連絡管路及び T15 トレンチ（以下、「トレンチ等」という。）は、設計津波の遡上波に対し、余震を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまで止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。

これらトレンチ等は、鉄筋コンクリート製の躯体で構成する。津波後の再使用性を考慮し、想定する荷重に対し、主要な構造部材が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。

なお、設計津波に対し、当該建家の外壁貫通部を介して浸水することを防止するため、当該建家の外壁貫通部の設置箇所に想定される津波高さに余裕を考慮した高さに対する止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。

当該貫通部は、シール材等で止水処置し、設計津波の遡上波による浸水に伴う津波荷重に対し、有意な漏えいが生じないことを構造強度設計上の性能目標とする。

3.2 設計津波の浸水防止設備（浸水防止扉）

(1) 施設

- a. 高放射性廃液貯蔵場 (HAW)（南側 1 階）の片開きスイング扉
- b. 高放射性廃液貯蔵場 (HAW)（北側 1 階）の片開きスイング扉

- c. 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) (南側 1 階) の横引き扉
- d. 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) (南側 3 階) の片開きスイング扉
- e. 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) (南側 3 階) の閉止板 (盾式角落し)

(2) 要求機能

浸水防止設備は、入力津波に対し、余震、建家設計用漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計津波による建家外壁の開口部からの浸水を防止することが要求される。

(3) 性能目標

浸水防止設備は、設計津波の遡上波に対し、余震、建家設計用漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、当該扉を介して建家内に浸水することを防止するため、当該扉の設置箇所に想定される津波高さに余裕を考慮した高さに対する止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。

浸水防止設備は、鋼製の扉を、扉枠を介して建家外壁開口部にアンカーボルトで固定し、支持する構成とする。扉枠と扉の接触面は止水ゴムを施工し、接触面からの浸水を防止する構造とする。津波後の再使用性を考慮し、想定する荷重に対し、主要な構造部材が構造健全性を保持する設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。

なお、設計津波に対し、建家外壁と浸水防止扉の接続部から浸水することを防止するため、閉鎖状態の浸水防止扉の扉枠と建家外壁との接続部は、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまで止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。

建家外壁と扉枠の接続部は、コーキング等で止水処置し、設計津波の遡上波による浸水に伴う津波荷重に対し、有意な漏えいが生じないことを構造強度設計上の性能目標とする。

3.3 漂流物影響軽減設備

(1) 施設

- a. 津波漂流物防護柵
- b. 分離精製工場 (MP) 建家

(2) 要求機能

漂流物影響軽減設備は、入力津波に対し、余震、船舶等の漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計津波により漂流が想定される漂流物の津波防護施設への影響を軽減[※]することが要求される。

※ 別添 6-1-3-1 「V 漂流可能性のある漂流物の選定」の基本方針に従う。

(3) 性能目標

a. 津波漂流物防護柵

津波漂流物防護柵は、設計津波の遡上波に対し、余震、船舶等の漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計津波により漂流が想定される船舶等の重量の大きい漂流物を捕捉することで漂流物の衝突による建家外壁への影響を軽減[※]することを機能設計上の性能目標とする。

津波漂流物防護柵の支柱は、主な再処理施設の支持地盤である砂質泥岩層又は強固に改良した地盤に設置し、廃止措置計画用設計地震動に対する耐震性を確保する。また、支柱については、漂流物が1本の支柱へ直接衝突するなどの最も厳しい条件において、ある程度塑性変形を生じ、漂流物が複数回衝突する場合であっても支柱としての機能を保持し、隣接する支柱が弾性範囲内で防護柵を支持することを構造強度設計上の性能目標とする。

※ 別添 6-1-3-1 「V 漂流可能性のある漂流物の選定」の基本方針に従う。

b. 分離精製工場

分離精製工場の建家は、設計津波の遡上波に対し、余震、船舶等の漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計津波により漂流が想定される漂流物に対し、障害物となることを機能設計上の性能目標とする。

当該建家は、岩盤に支持される鉄筋コンクリート製の基礎と鉄筋コンクリート製の躯体で構成している。想定する荷重に対し、建家の浮き上がりのおそれがないこと及び当該建家のセル等が漂流物の障壁となることを構造強度設計上の性能目標とする。

3.4 設計津波遡上状況等監視設備

(1) 施設

屋外監視カメラ

(2) 要求機能

設計津波遡上状況等監視設備は、入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計津波の遡上状況等の状態を監視できることが要求される。

(3) 性能目標

屋外監視カメラは、設計津波の遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、波力及び漂流物の影

響を受けない位置にカメラ本体を設置するとともに、昼夜問わず敷地への津波の襲来状況を監視可能な仕様とし、波力及び漂流物の影響を受けない位置への電路の設置、非常用発電機からの受電ができない場合に、無停電電源装置、カセットボンベ式のポータブル発電機等から受電できる構成とすることにより、津波の襲来状況を監視できることを機能設計上の性能目標とする。

屋外監視カメラは、その機能が機能喪失した場合に速やかに復旧できるように、カメラ本体を鋼製の架台上にボルトで固定するなど取替え可能な設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。

なお、想定する荷重に対し、屋外監視カメラを設置する分離精製工場(MP)が損傷した場合は、高放射性廃液貯蔵場(HAW)の建家屋上等から人の目視により建家周辺を監視する代替措置により対応する。

4. 機能設計

別添 6-1-3-1「Ⅲ 入力津波の設定」で設定している入力津波に対し、「3. 要求機能及び性能目標」で設定している津波防護に関する施設の機能設計上の性能目標を達成するために、各施設の機能設計の方針を定める。

設計方針においては、止水処置等を確認する高さが設計津波の最大水位に対して、余裕を考慮した高さとなっていることを確認するため、高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値 T.P. +1.44 m と、朔望平均満潮位 T.P. +0.61 m 及び潮位のばらつき 0.18 m (別添 6-1-3-1「Ⅲ 入力津波の設定」表 3-1) の合計との差である 0.65 m を参照する裕度として設定する。

高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値については、観測地点「茨城港日立港区」における 40 年 (1971 年～2010 年) の潮位観測記録に基づき求めた最高潮位の超過発生確率を参照する。図 4-1 に観測地点「茨城港日立港区」における最高潮位の超過発生確率、表 4-1 に観測地点「茨城港日立港区」における 40 年 (1971 年～2010 年) の年最高潮位を示す。

なお、再処理施設では、東日本大震災後の緊急安全対策において、土木学会評価(原子力発電所の津波評価技術(平成 14 年))において近隣に襲来すると想定した津波高さ(4.9 m)に、福島第一発電所に襲来した津波高さ土木学会評価が当該発電所付近に襲来すると予想した津波高さの差(9.5 m)を加えた高さ(14.4 m)の津波が襲来すると想定し、高放射性廃液貯蔵場(HAW)の浸水防止扉の設置等の対策を実施した。

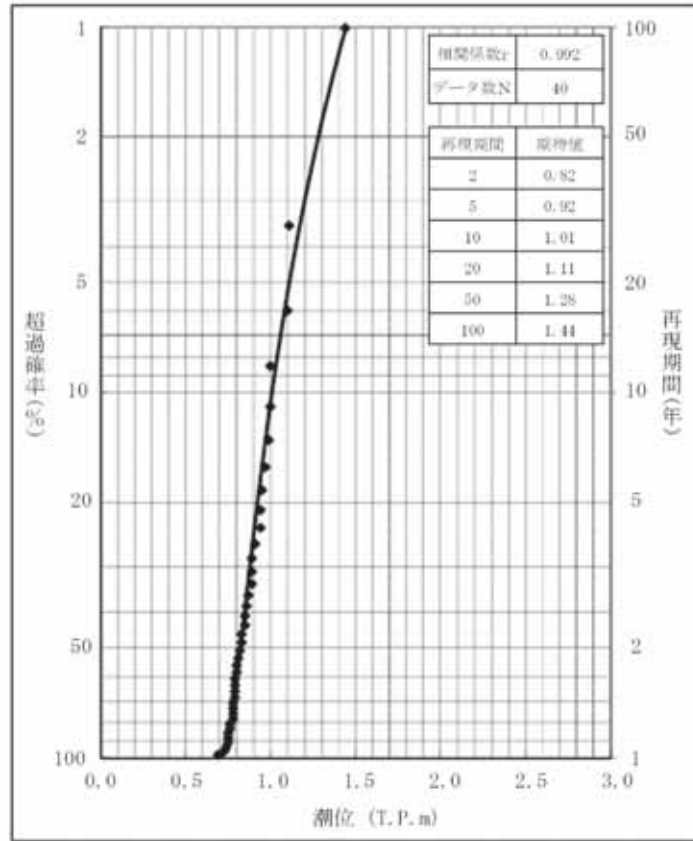


図 4-1 観測地点「茨城港日立港区」における最高潮位の超過発生確率

表 4-1 観測地点「茨城港日立港区」における 40 年（1971 年～2010 年）の年最高潮位

表 年最高潮位（日立港）

年	年	年最高潮位				潮位(m)
		月	日	時	分	
昭和46年	1971	9	1	15	0	0.89
昭和47年	1972	11	21	15	0	0.80
昭和48年	1973	10	28	16	0	0.73
昭和49年	1974	1	10	16	30	0.85
昭和50年	1975	9	8	17	10	0.76
昭和51年	1976	9	28	17	50	0.83
昭和52年	1977	9	19	19	30	0.86
昭和53年	1978	9	17	3	40	0.79
昭和54年	1979	10	7	16	40	1.00
昭和55年	1980	12	24	16	40	1.11
昭和56年	1981	10	2	17	40	0.78
昭和57年	1982	10	20	6	0	0.80
昭和58年	1983	9	9	5	0	0.75
昭和59年	1984	10	27	16	40	0.79
昭和60年	1985	8	31	4	0	0.87
		11	14	15	50	0.87
昭和61年	1986	10	8	17	40	0.94
		9	17	21	0	0.74
昭和62年	1987	2	4	7	40	0.74
		9	16	17	50	0.94
昭和63年	1988	8	6	18	50	0.99
平成2年	1990	10	8	17	10	0.89
平成3年	1991	10	13	17	50	1.00
平成4年	1992	9	11	3	10	0.85
平成5年	1993	11	14	15	10	0.69
平成6年	1994	10	22	16	40	0.78
平成7年	1995	11	24	16	0	0.75
平成8年	1996	9	22	22	40	0.79
平成9年	1997	9	19	17	20	0.91
平成10年	1998	11	17	14	40	0.75
平成11年	1999	10	27	17	0	0.83
平成12年	2000	9	4	19	0	0.76
		12	11	15	0	0.76
平成13年	2001	8	22	5	40	0.79
平成14年	2002	10	1	21	40	1.10
平成15年	2003	10	26	15	50	0.81
平成16年	2004	9	30	4	50	0.78
平成17年	2005	12	5	17	0	0.82
平成18年	2006	10	7	3	35	1.44
平成19年	2007	7	16	3	55	0.95
平成20年	2008	12	14	15	50	0.78
平成21年	2009	10	8	16	55	0.97
平成22年	2010	9	25	16	25	0.89

4.1 津波防護施設

津波防護施設は、「3. 要求機能及び性能目標」の「3.1 津波防護施設 (3) 性能目標」で設定している機能設計上の性能目標を達成するために、以下の設計方針としている。

(1) 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) の建家外壁

機能設計上の性能目標を達成するため、岩盤に支持される鉄筋コンクリート製の基礎と鉄筋コンクリート製の躯体で構成される当該建家外壁は、設計津波の最大水位に参照する裕度を考慮した高さ (T.P.+14.2 m) を超える T.P.+14.4 m までの止水性を保持する設計とする。

構造強度設計上の性能目標を達成するため、設計津波の遡上波 (波力算定用津波高さ: T.P.+12.1 m) に対して耐性を有する設計とする。発生する浮力については、設計津波の最高水位 (浮力算定用津波高さ: T.P.+13.6 m) を考慮する。建家設計用漂流物による荷重は、津波漂流物防護柵によるエネルギーの減衰を期待する。当該建家周辺の地盤は地盤改良による効果を期待する。

なお、トレンチ等が鉄筋コンクリート製の躯体、鉄遮蔽体で構成することにより、止水性を有する設計となっていること、建家外壁と当該境界部の接続部からの漏水による影響及び漏水時の排水対策について確認する (添付資料 6-1-3-2-1 「高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 建家貫通部からの浸水の可能性について」)。

当該建家外壁の貫通部が、シール材等での止水処置により、止水性を有する設計となっていること、設計津波の遡上波による波圧を考慮した漏えい試験により止水性を確認した方法にて施工していること、当該外壁貫通部からの漏水による影響及び漏水時の排水対策について確認する (添付資料 6-1-3-2-1 「高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 建家貫通部からの浸水の可能性について」)。

4.2 浸水防止設備 (浸水防止扉)

浸水防止設備 (浸水防止扉) は、「3. 要求機能及び性能目標」の「3.2 浸水防止設備 (3) 性能目標」で設定している機能設計上の性能目標を達成するために、以下の設計方針としている。

浸水防止設備は、設計津波の遡上波に対し、余震、建家設計用漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) に当該扉を介して浸水することを防止し、当該扉設置位置に想定される津波高さに余裕を考慮した高さに対する止水性を保持するため、以下の措置を講じる設計とする。

機能設計上の性能目標を達成するため、鋼製の当該扉は、十分な支持性能を有する高放射性廃液貯蔵場 (HAW) の建家外壁の扉枠との境界に水密ゴムを挟んで固定する

構造とし、設計津波の最大水位に参照する裕度を考慮した高さ (T.P. +14.2 m) を超える T.P. +14.4 m まで止水性を保持する設計とする。

4.3 漂流物影響軽減設備

漂流物影響軽減は、「3. 要求機能及び性能目標」の「3.3 漂流物影響軽減 (3)性能目標」で設定している機能設計上の性能目標を達成するために、以下の設計方針としている。

(1) 津波漂流物防護柵

津波漂流物防護柵は、設計津波の遡上波に対し、余震、船舶等の漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計津波により漂流が想定される漂流物の津波防護施設への影響を軽減^{*}するため、以下の措置を講じる設計とする。

津波漂流物防護柵は、鋼製の端部支柱及び中間支柱、それら下部は岩盤に支持される構成とする。また、設計津波の遡上波に対し、余震、船舶等の漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、主要な構造部材は構造健全性を保持し、浮き上がるおそれのない設計とする。

支柱については、船舶等の漂流物が1本の支柱へ直接衝突する最も厳しい条件において、ある程度塑性変形を生ずる場合であっても支柱としての機能を保持する設計とする。

これらの設計によって、設計津波により漂流が想定される船舶^{**}等の重量の大きい漂流物を捕捉することで漂流物の衝突による建家外壁への影響を軽減させる設計となっていることを確認する。

※ 別添 6-1-3-1「V 漂流可能性のある漂流物の選定」の基本方針に従う。

※※ 小型船舶は総トン数20トン未満の船舶であり、総トン数19トンを超える小型船舶が入港することも考えられる。船舶等の大型の漂流物は防護柵で捕捉することから、防護柵の設計荷重を20トン相当にすることにより保守性を確保する。

(2) 分離精製工場(MP)

分離精製工場(MP)の建家は、設計津波の遡上波に対し、余震、船舶等の漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計津波により漂流が想定される漂流物に対し、障害物となるようにするため、以下の措置を講じる設計となっていることを確認する。

当該建家が、岩盤に支持される鉄筋コンクリート製の基礎と鉄筋コンクリート製の躯体で構成され、想定する荷重に対し、建家の浮き上がりのおそれがなく、設計津波により漂流が想定される漂流物に対し、当該建家のセル等が障壁となる設計とする。

4.4 津波監視設備

津波監視設備は、「3. 要求機能及び性能目標」の「3.4 津波監視設備 (3) 性能目標」で設定している機能設計上の性能目標を達成するために、以下の設計状況を確認している（添付資料 6-1-3-2-2 「屋外監視カメラについて」）。

(1) 屋外監視カメラ

機能設計上の性能目標を達成するため、屋外監視カメラは、設計津波の遡上波に対し、波力及び漂流物の影響を受けない位置に設置する設計としている。屋外監視カメラは、廃止措置計画用設計地震動又は廃止措置計画用設計竜巻による機能喪失した場合に速やかに復旧できるよう運転員の常駐する分離精製工場 (MP) の屋上にカメラ本体を設置し、昼夜問わず監視可能な設計としている。また、カメラ本体からの映像信号を電路により分離精製工場 (MP) 中央制御室に設置する監視モニタに伝送し、中央制御室にて監視可能な設計としている。電路については、波力や漂流物の影響を受けない箇所に設置し、電源は設計津波の遡上波の影響を受けない分離精製工場 (MP) に設けた無停電電源装置、カセットボンベ式のポータブル発電機等から給電できる設計としている。

構造強度設計上の性能目標を達成するため、屋外監視カメラは、その機能が機能喪失した場合に速やかに復旧できるように、カメラ本体を鋼製の架台上にボルトで固定するなど取替え可能な設計としている。

II 余震による地震応答解析

1. 概要

本資料は、別添 6-1-3-1 「IV 耐津波設計における津波荷重と組合せる余震荷重」において設定した余震（以下、「Sd-D」という。）を用いた高放射性廃液貯蔵場(HAW)の地震応答解析を説明するものである。この地震応答解析による応答値は、別添 6-1-3-2 「III-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価」及び「III-2 設計津波に対する浸水防止設備（浸水防止扉）の強度評価」における余震荷重として用いる。

敷地の解放基盤表面における Sd-D の応答スペクトルを図 1-1 及び図 1-2 に、時刻歴波形を図 1-3 に示す。解放基盤表面は、S 波速度が 0.7 km/s 以上である T.P.※-303 m(G.L. -309 m)とする。

※T.P. : 東京湾平均海面

— Sd-D
 — 廃止措置計画用設計津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震 M7.8 Xeq=86km

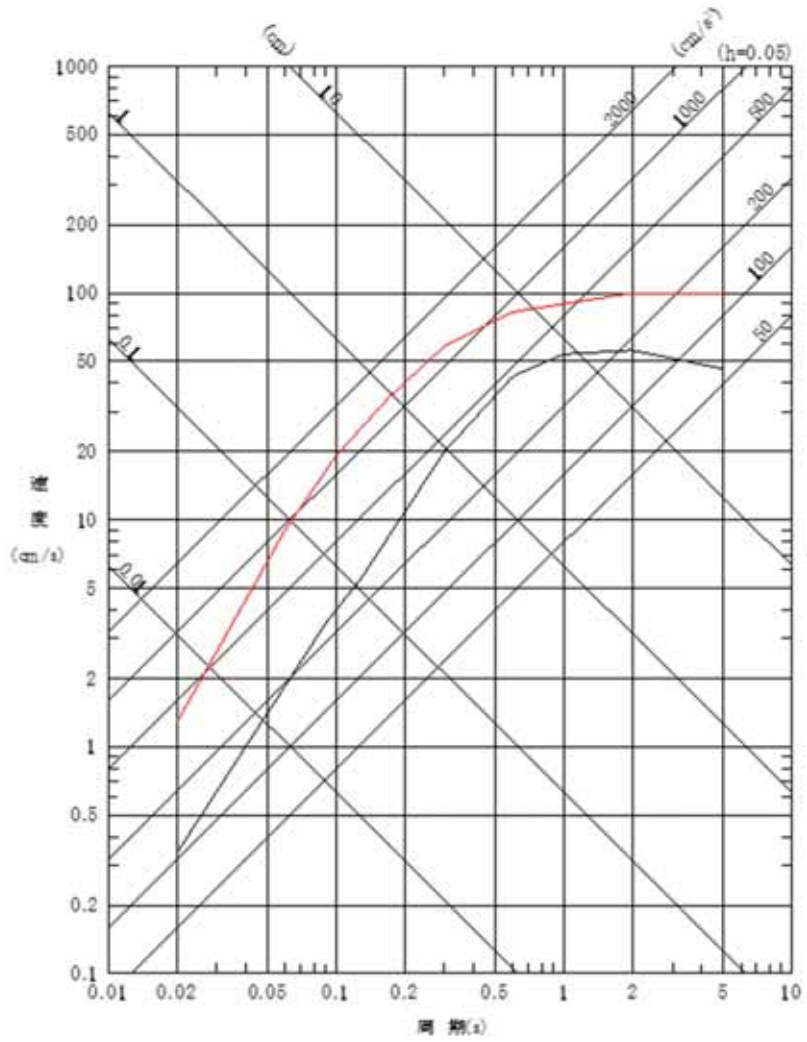


図 1-1 Sd-D の応答スペクトル(水平成分)

— Sd-D
 — 廃止措置計画用設計津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震 M7.8 $X_{eq}=86\text{km}$

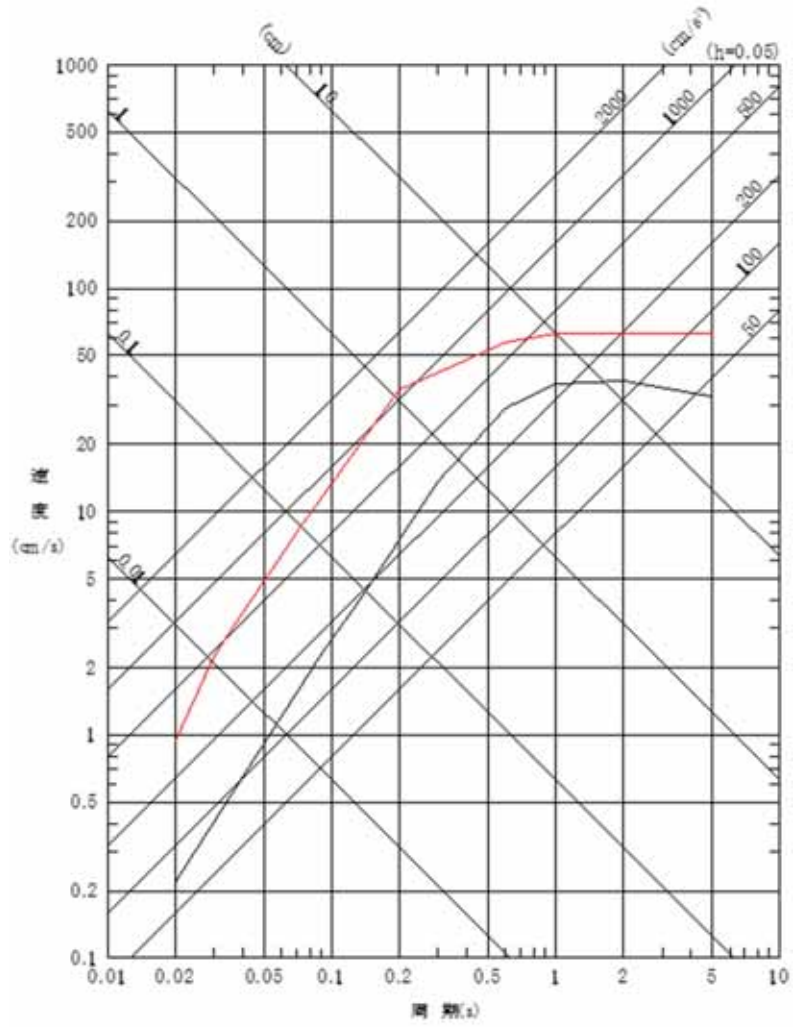
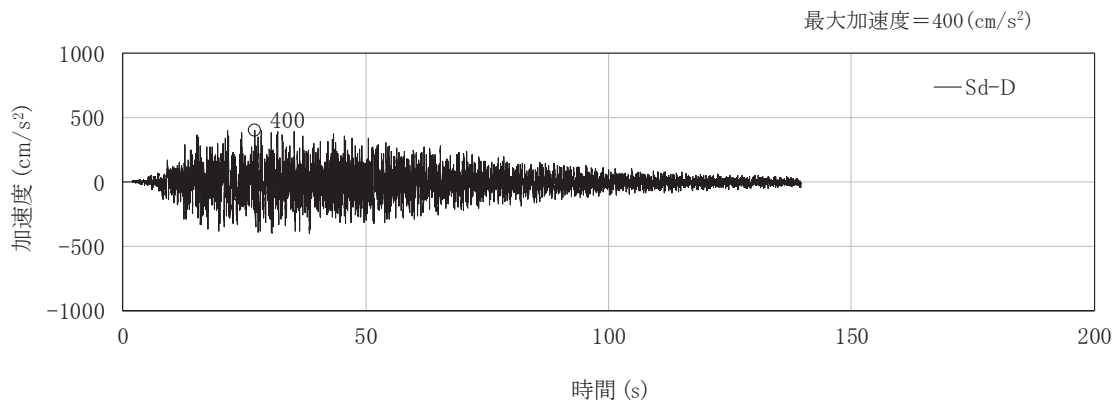
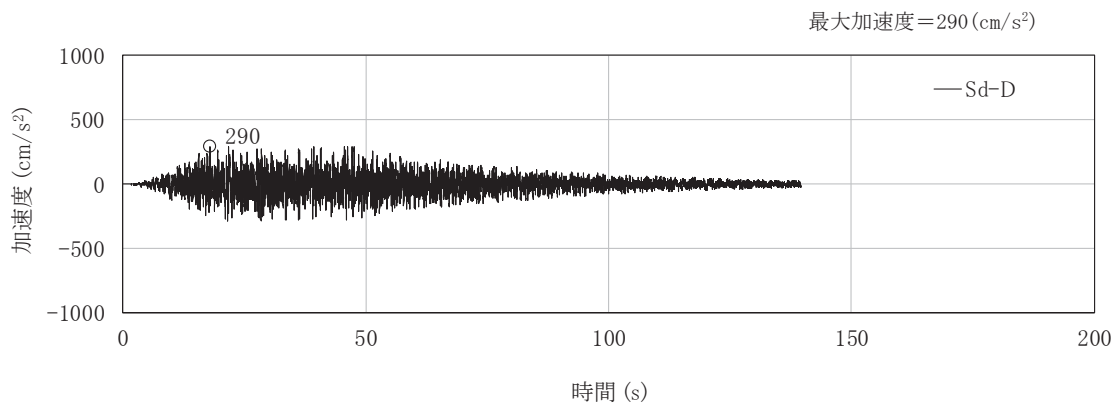


図 1-2 Sd-D の応答スペクトル(鉛直成分)



(水平成分)



(鉛直成分)

図 1-3 Sd-D の時刻歴波形

2. 一般事項

2.1 位置

高放射性廃液貯蔵場(HAW)の位置を図 2-1 に示す。プラントノースと磁北方向の角度差は、 35.7° である。



図 2-1 高放射性廃液貯蔵場(HAW)の位置

2.2 構造概要



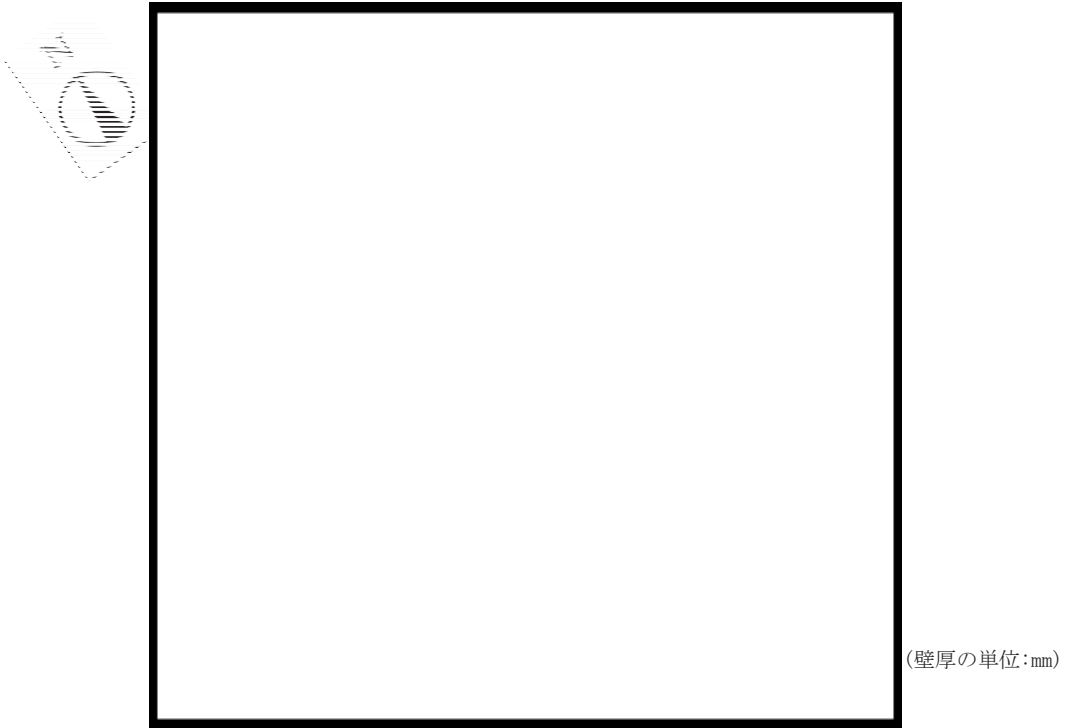


図 2-2 高放射性廃液貯蔵場(HAW)平面図(地下1階)



図 2-3 高放射性廃液貯蔵場(HAW)平面図(4階)



图 2-4 高放射性废液貯藏場 (HAW) 断面図 (NS 断面)



图 2-5 高放射性废液貯藏場 (HAW) 断面図 (EW 断面)

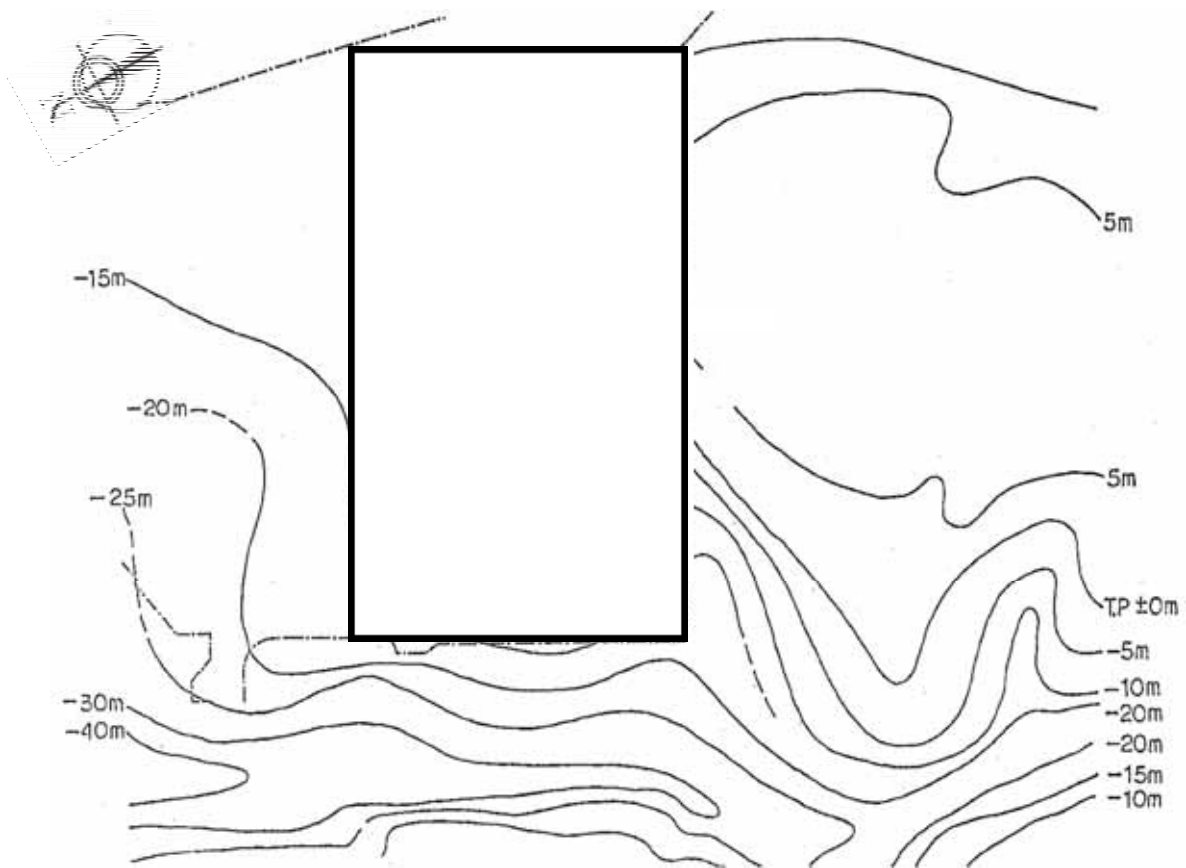


図 2-6 基礎地盤(久米層)の等高線図



図 2-7 基礎地盤(久米層)の断面図

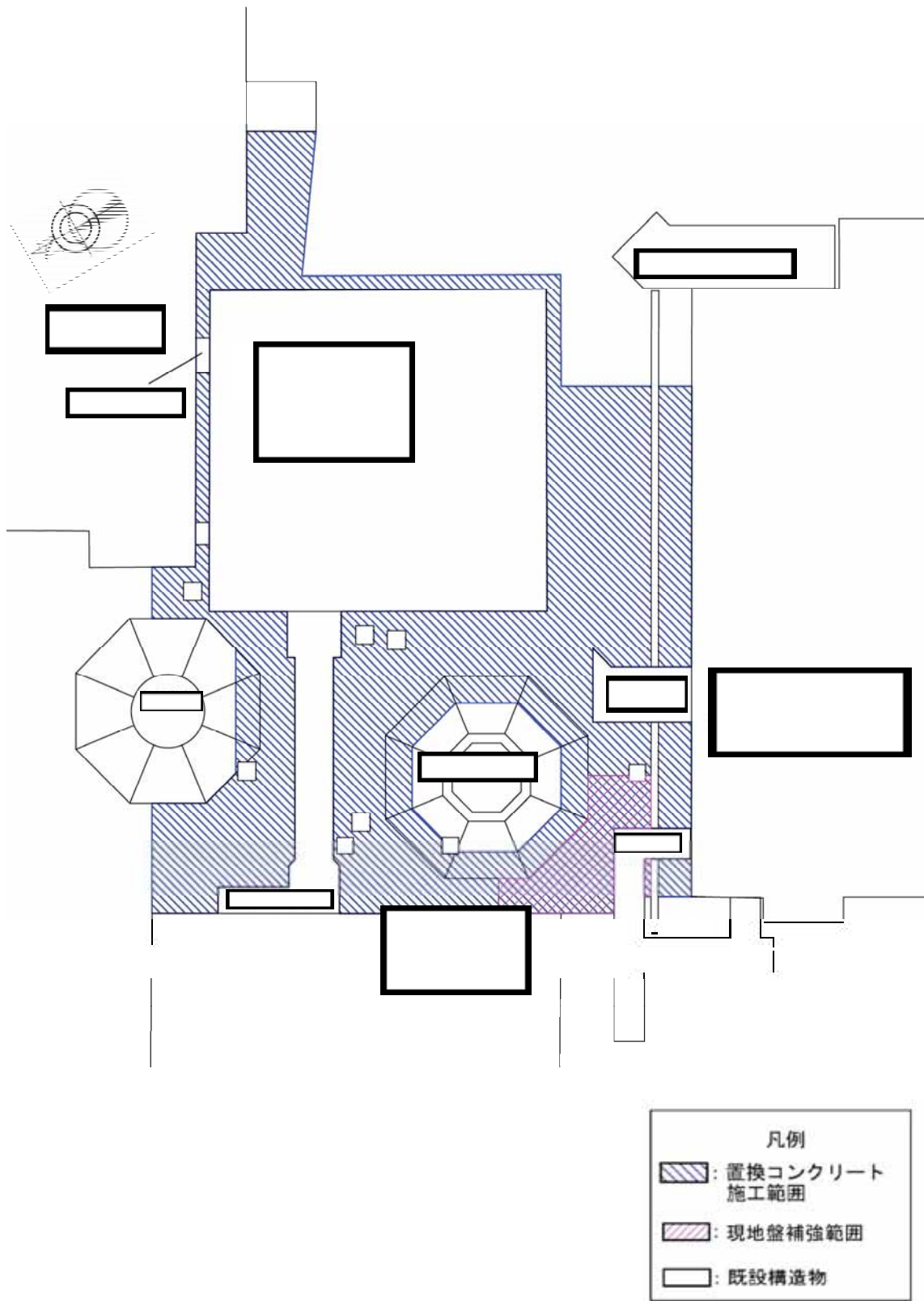


図 2-8 高放射性廃液貯蔵場(HAW)周辺の地盤改良範囲

2.3 解析方針

地震応答解析は、Sd-D を用いて建物・構築物の形状，構造特性等を考慮した質点系の解析モデルを水平(NS, EW)方向及び鉛直(UD)方向ごとに設定し実施する。

地震応答解析による応答値は，別添 6-1-3-2「Ⅲ-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価」及び「Ⅲ-2 設計津波に対する浸水防止設備（浸水防止扉）の強度評価」における余震荷重として用いる。

なお，接地率を算出し，基礎浮き上がりの評価法の適用範囲内であることを確認する。
高放射性廃液貯蔵場(HAW)の解析フローを図 2-9 に示す。

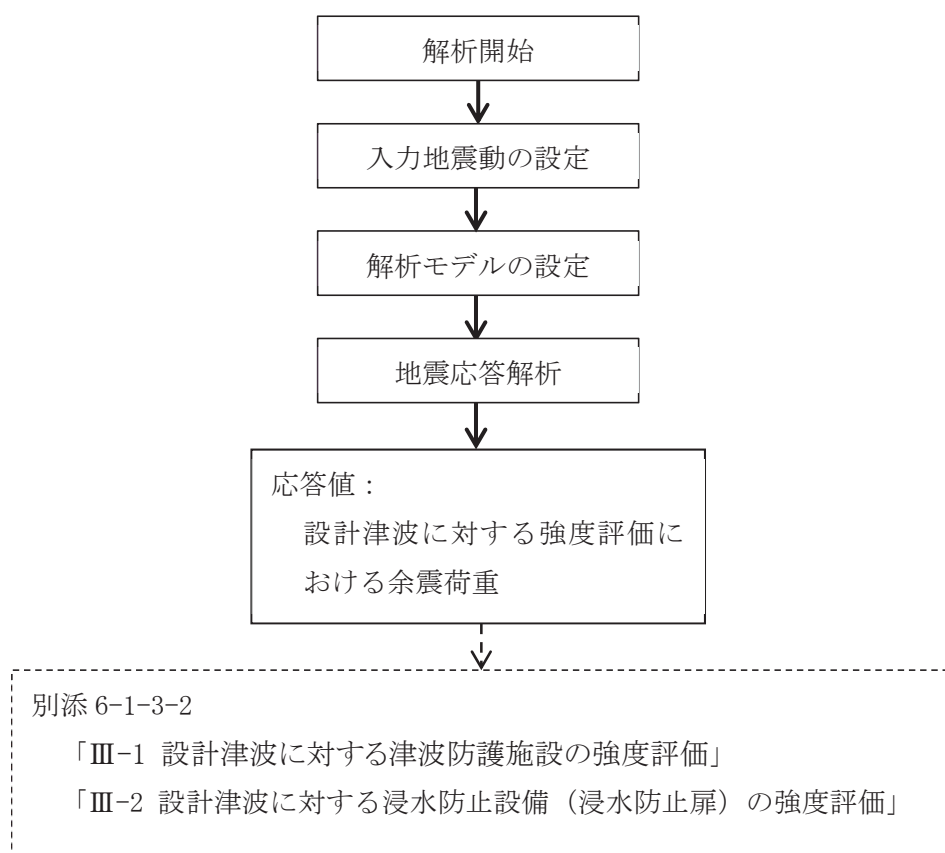


図 2-9 高放射性廃液貯蔵場(HAW)の解析フロー

2.4 準拠規格・基準

高放射性廃液貯蔵場(HAW)の地震応答解析において、準拠する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987(日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008(日本電気協会)
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(日本建築学会)
- ・ 建築基礎構造設計指針(日本建築学会)

2.5 使用材料

地震応答解析に用いるコンクリートの材料定数は、既往の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法(その 25)」において定めている設計基準強度を用いて鉄筋コンクリート構造計算規準に基づき設定する。コンクリートの材料定数を表 2-1 に示す。

表 2-1 コンクリートの材料定数

対象	設計基準強度 F_c (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
建家	20.6	2.15×10^4	0.2

3. 入力地震動

3.1 水平方向の入力地震動

水平方向の入力地震動は、Sd-D を解放基盤表面に入力して一次元波動論により算定した建家の基礎底面及び側面地盤ばね位置での応答波とする。

算定に用いる地盤モデルは、当該敷地の地層等を考慮して設定された水平成層地盤とし、等価線形化法により地盤の非線形性を考慮する。

水平方向の入力地震動算定の概要を図 3-1 に、地盤の物性値を表 3-1 に、動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を図 3-2 に示す。入力地震動の算定に使用する解析コードは「DYNEQ^{*}」である。

Sd-D による地盤の地震応答解析結果を図 3-3 に、建家の基礎底面位置における水平方向の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 3-4 及び図 3-5 に示す。

※吉田望(2008): DYNEQ A computer program for DYNamic response analysis of level ground by EQuivalent linear method, 東北学院大学工学部

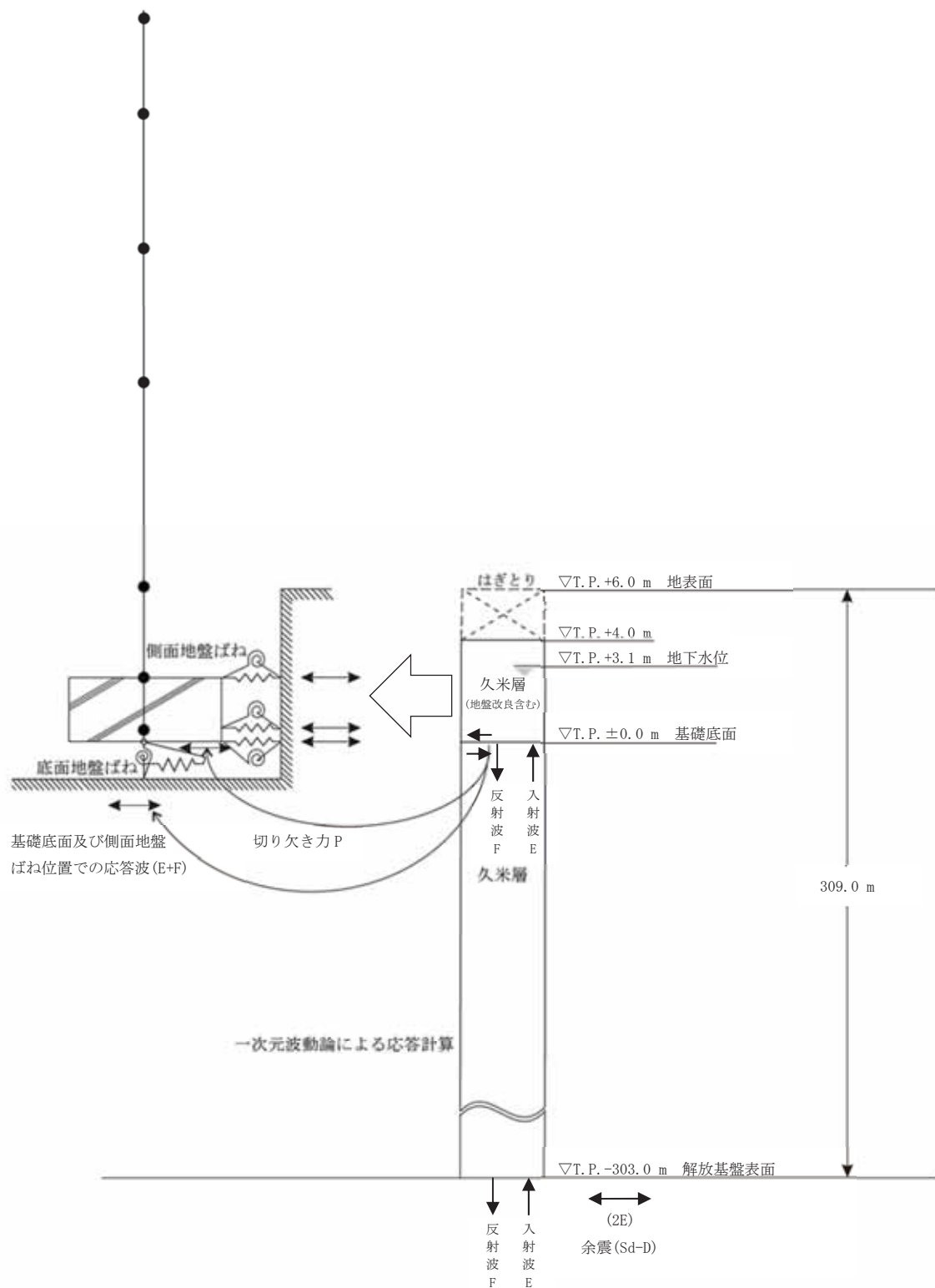
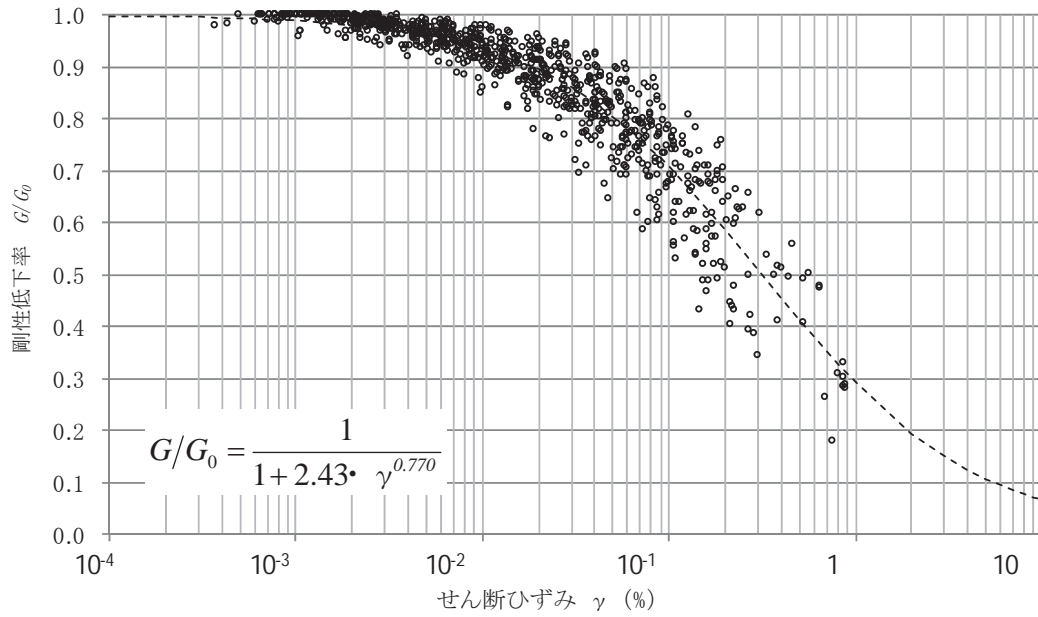


図 3-1 入力地震動算定の概要(水平方向)

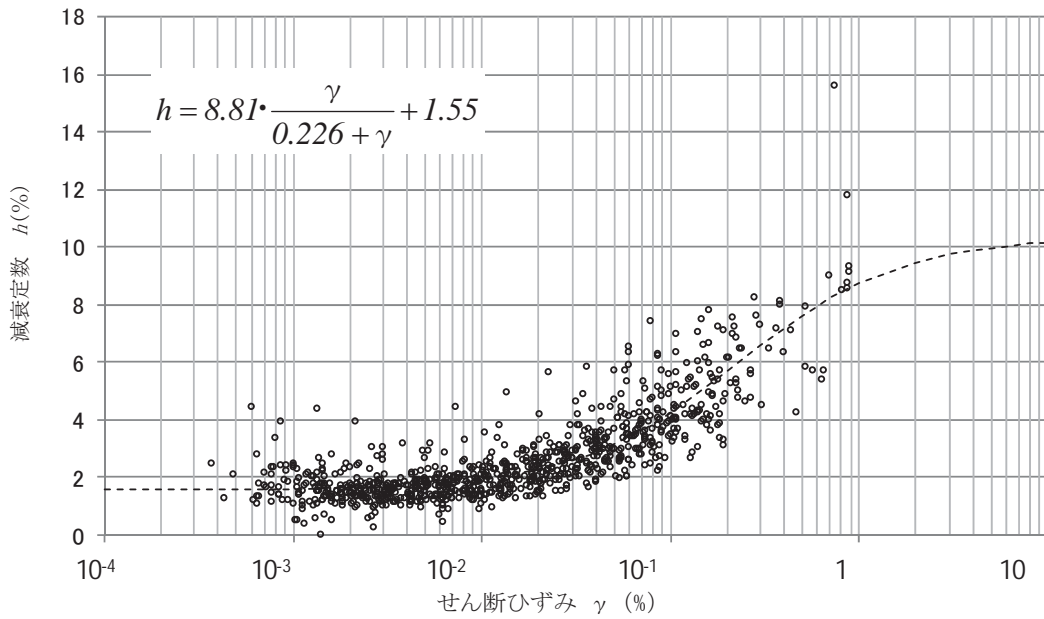
表 3-1 地盤の物性値

標高 T.P. (m)	地層名	地層 分類	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	動ポア ソン比 ν_d	動せん断 弾性係数 G_0 (MN/m ²)
4.0					
3.1	久米層	Km1 [※]	1.77	0.455	426
0.0		Km1 [※]	1.77	0.455	426
-10.0		Km1	1.77	0.455	426
-62.0		Km2	1.77	0.451	466
-92.0		Km3	1.77	0.447	515
-118.0		Km4	1.77	0.444	549
-169.0		Km5	1.77	0.440	596
-215.0		Km6	1.77	0.436	655
-261.0		Km7	1.77	0.431	711
-303.0		▽解放基盤表面	Km8	1.77	0.426
	解放基盤		1.77	0.417	867

※建家周辺の地盤 (T.P. +4.0～±0.0 m) について、Km1 以上の動せん断弾性係数 G_0 を持つコンクリート (設計基準強度 18 N/mm²) で地盤を改良するため、当該層を Km1 でモデル化している。



(a) 動せん断弾性係数



(b) 減衰定数

図 3-2 動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性(久米層)

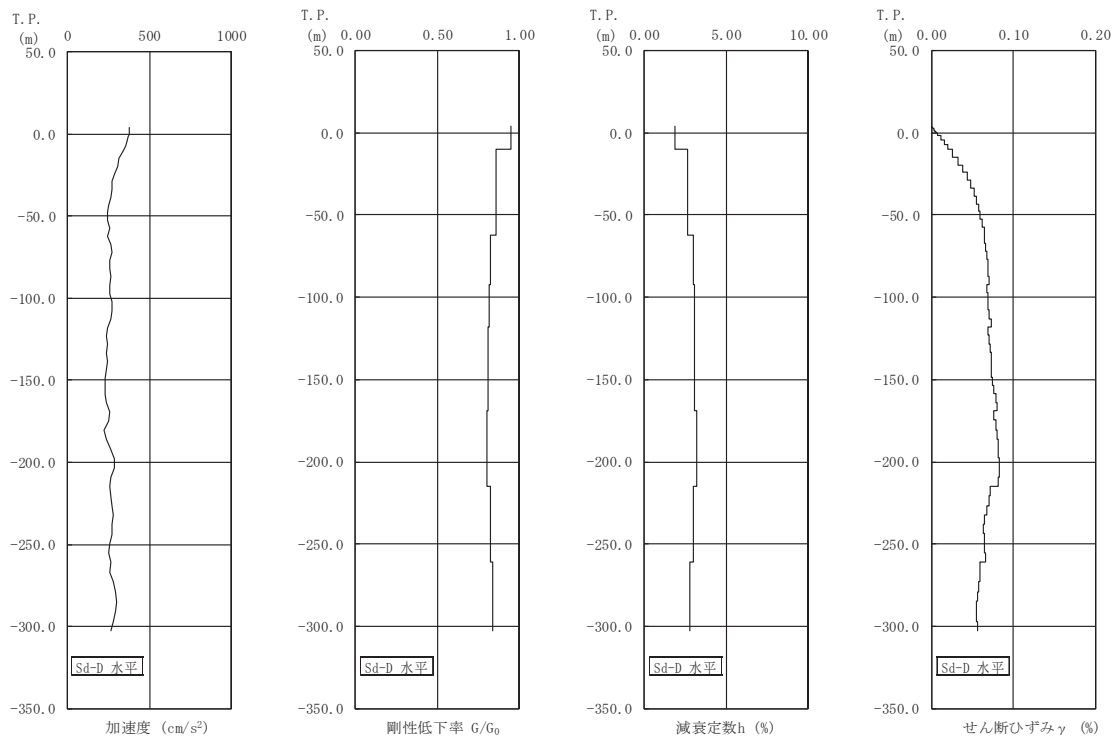


図 3-3 地盤の地震応答解析結果(水平方向, Sd-D)

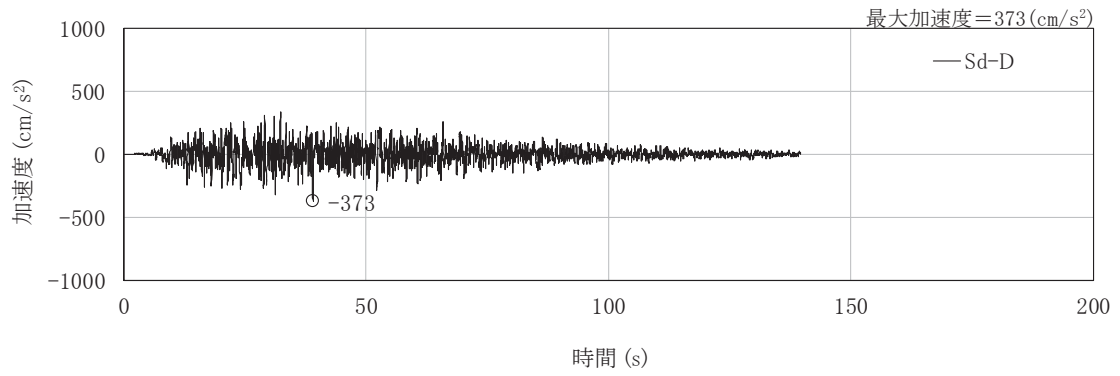


図 3-4 入力地震動の加速度時刻歴波形(水平方向, Sd-D, 基礎底面位置)

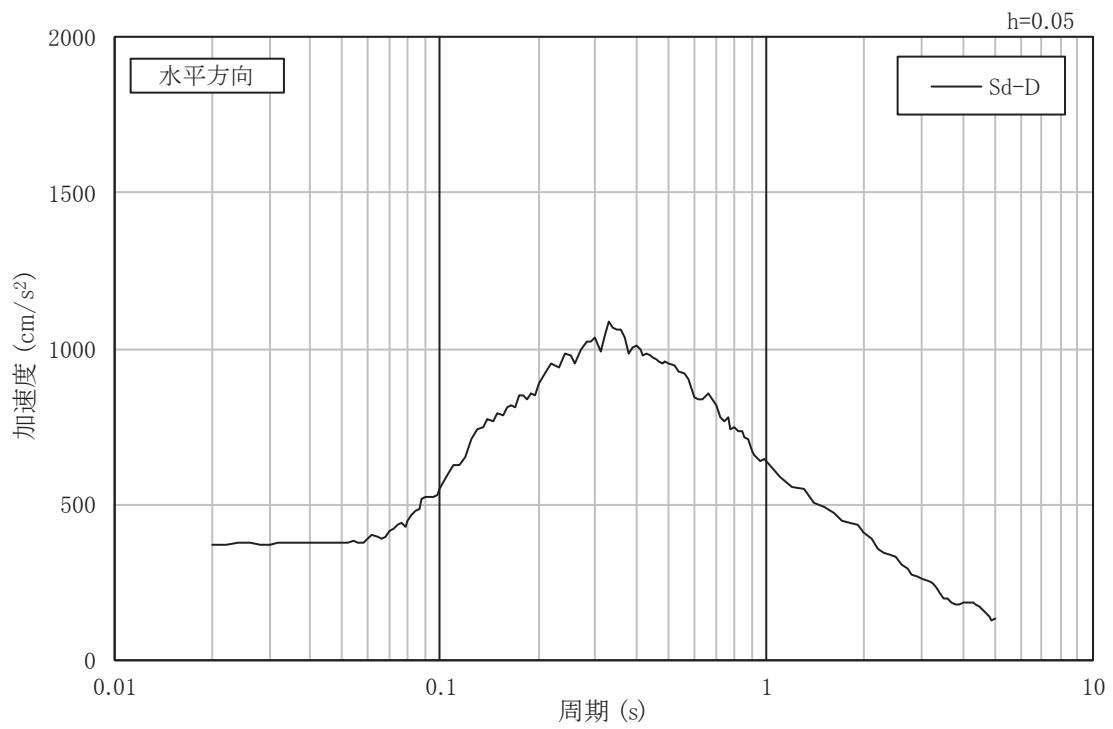


図 3-5 入力地震動の加速度応答スペクトル(水平方向, Sd-D, 基礎底面位置)

3.2 鉛直方向の入力地震動

鉛直方向の入力地震動は、Sd-D を解放基盤表面に入力して一次元波動論により算定した建家の基礎底面位置での応答波とする。

算定に用いる地盤モデルは、水平方向の入力地震動の算定において設定された物性値に基づき、基礎底面位置より上部を剥ぎ取った地盤モデルとする。

鉛直方向の入力地震動算定の概要を図 3-6 に示す。入力地震動の算定に使用する解析コードは「DYNEQ[※]」である。

Sd-D による地盤の地震応答解析結果を図 3-7 に、建家の基礎底面位置における鉛直方向の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 3-8 及び図 3-9 に示す。

※吉田望(2008): DYNEQ A computer program for DYNamic response analysis of level ground by EQuivalent linear method, 東北学院大学工学部

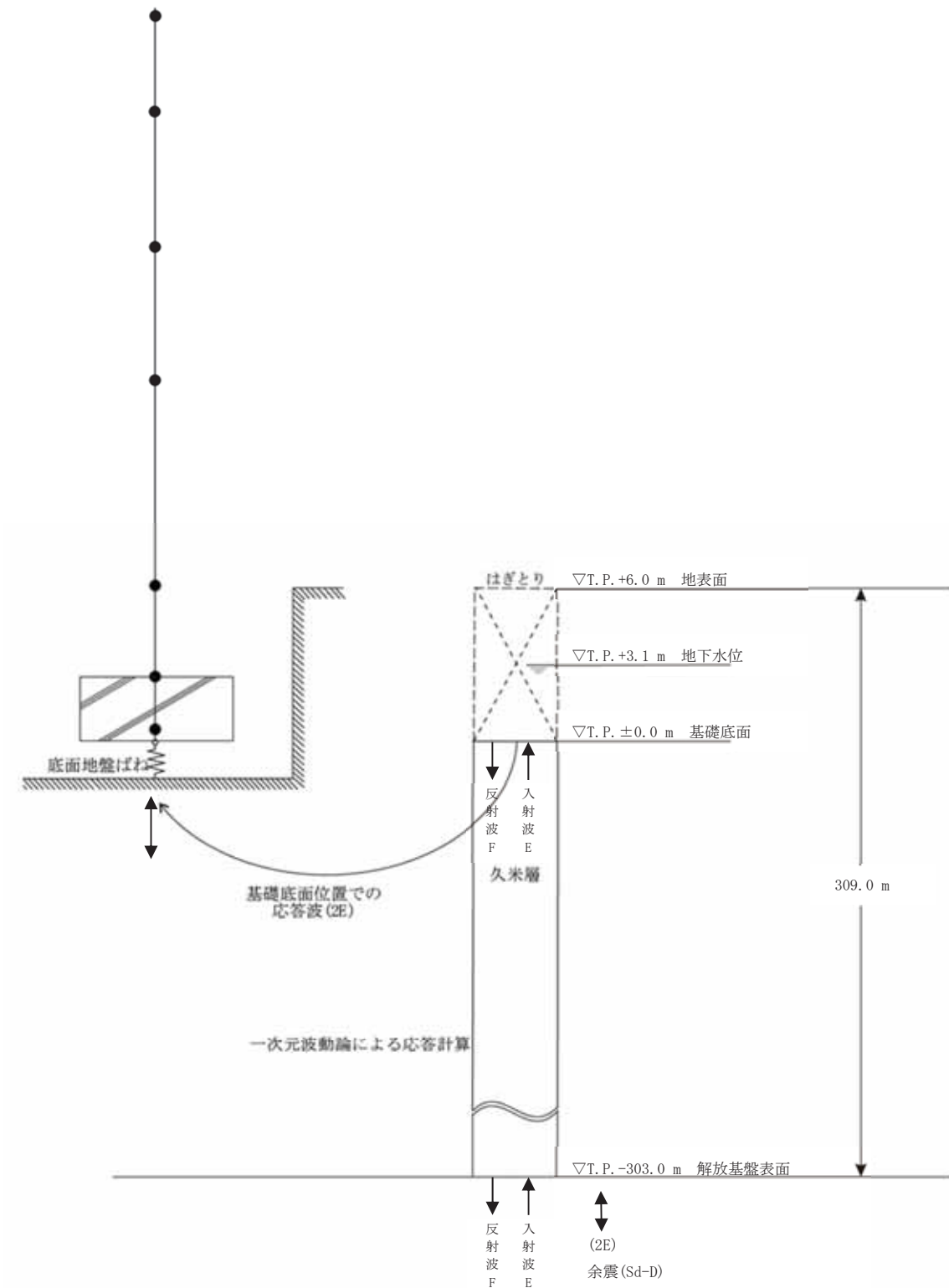


図 3-6 入力地震動算定の概要(鉛直方向)

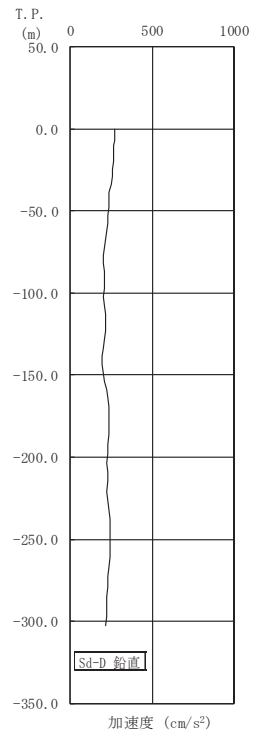


図 3-7 地盤の地震応答解析結果(鉛直方向, Sd-D)

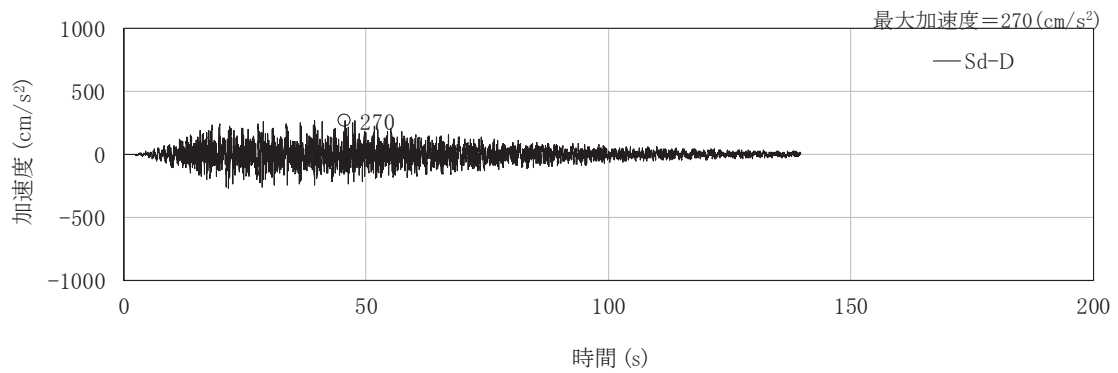


図 3-8 入力地震動の加速度時刻歴波形(鉛直方向, Sd-D, 基礎底面位置)

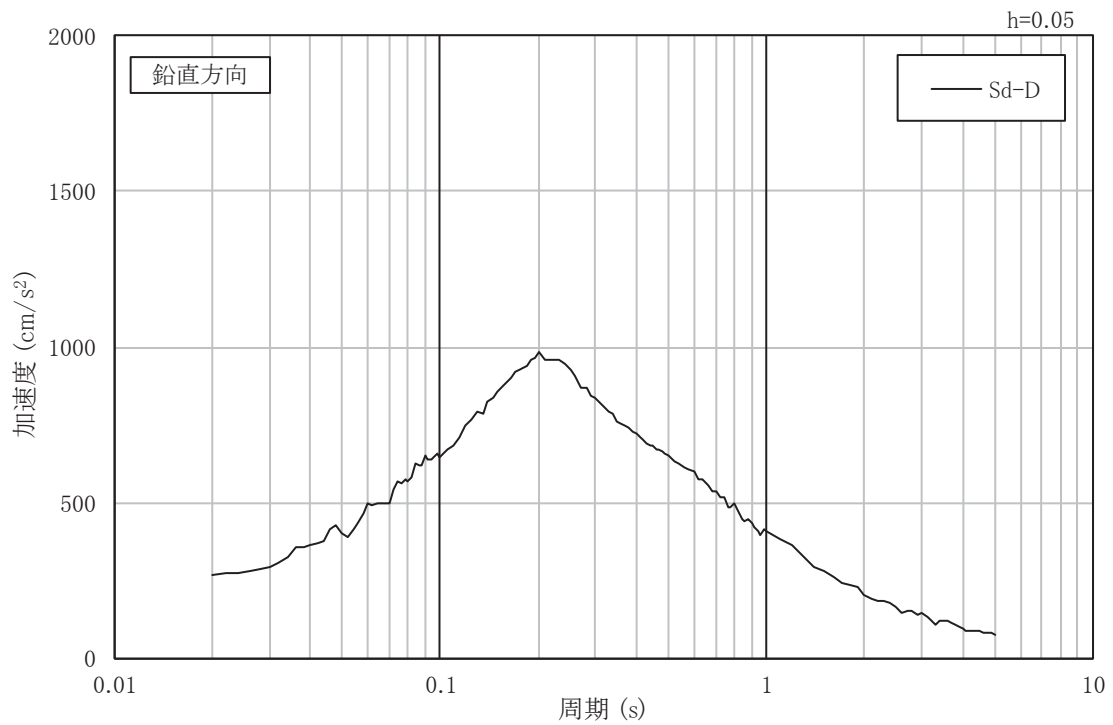


図 3-9 入力地震動の加速度応答スペクトル(鉛直方向, Sd-D, 基礎底面位置)

4. 解析モデル

4.1 水平方向の解析モデル

水平方向の解析モデルは、建家と地盤の相互作用を考慮した曲げせん断型の多質点系モデルとする。

水平方向の解析モデルを図 4-1 に、解析モデルの諸元を表 4-1 及び表 4-2 に示す。

解析モデルの諸元は、既往の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法(その 25)」の構造図に基づき設定する。

耐震壁のせん断の復元力特性は、図 4-2 に示すトリリニア型のスケルトンカーブとし、履歴特性は最大点指向型とする。曲げの復元力特性は、図 4-3 に示すトリリニア型のスケルトンカーブとし、履歴特性はディグレイディングトリリニア型とする。せん断及び曲げのスケルトンカーブを表 4-3 から表 4-6 に示す。

基礎下の底面地盤ばねは、JEAG4601-1991 追補版に基づき、振動アドミッタンス理論により振動数依存の複素ばねを算定し、地盤ばね定数は 0 Hz での実部(静的ばね値)により、減衰係数は地盤-建家連成系 1 次固有円振動数での虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾きにより、それぞれ設定する。埋め込み部分の側面地盤ばねは、Novak の方法により振動数依存の複素ばねを算定し、地盤ばね定数は実部の極大値により、減衰係数は底面地盤ばねと同様に、それぞれ設定する。底面地盤回転ばねは、基礎の浮き上がりを考慮する非線形ばねとし、非線形特性を算定する際には、建家重量に津波による浸水高さ T.P. +13.6 m 及び海水の単位体積重量 10.1 kN/m³により生じる浮力 175455 kN を考慮する。底面地盤ばねの評価に使用する解析コードは「ADMITK(株式会社構造計画研究所)」, 側面地盤ばねの評価に使用する解析コードは「K-NOVAK(株式会社構造計画研究所)」である。

地盤ばね定数及び減衰係数を表 4-7 及び表 4-8 に、地盤ばね定数及び減衰係数の設定方法の概要を図 4-4 に、底面地盤回転ばねの非線形特性(転倒モーメント-回転角関係)を図 4-5 に示す。

建家の減衰はモード減衰として与え、各次のモード減衰定数は建家各部のひずみエネルギーに比例した値として算定する。建家の減衰定数は 3 % (鉄筋コンクリート部分)とする。

建家の地震応答解析に使用する解析コードは「RESP-F3T(株式会社構造計画研究所)」である。

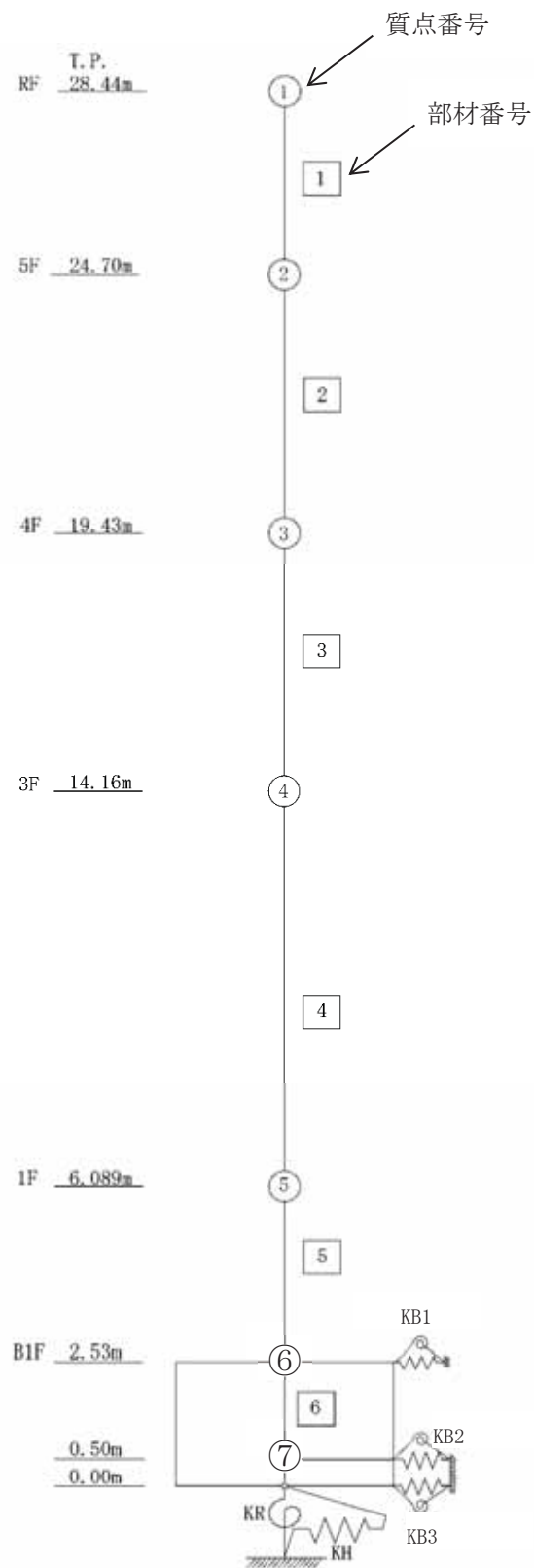


図 4-1 解析モデル(水平方向)

表 4-1 解析モデルの諸元 (NS 方向)

質点 番号	高さ T. P. (m)	重量 (kN)	回転慣性 重量 ($\times 10^2$ kN \cdot m 2)	部材 番号	せん断 断面積 (m 2)	断面二次 モーメント (m 4)
1	28.44	4154.6	4712	—		
				1	4.5	27
2	24.70	36046.5	40490	2	65.2	6290
				3	87.1	8730
3	19.43	51038.2	57700	4	212.5	22330
				5	212.5	20650
4	14.16	121100.8	137800	6	790.6	92910
				—		
5	6.089	79292.5	90780	—		
				—		
6	2.53	72321.2	81070	—		
				—		
7	0.50	31655.0	35390	—		
				—		

表 4-2 解析モデルの諸元(EW 方向)

質点 番号	高さ T. P. (m)	重量 (kN)	回転慣性 重量 ($\times 10^2$ kN \cdot m 2)	部材 番号	せん断 断面積 (m 2)	断面二次 モーメント (m 4)
1	28.44	4154.6	4328	—		
				1	5.5	79
2	24.70	36046.5	36830	2	39.9	3850
				3	93.2	6650
3	19.43	51038.2	52510	4	208.8	19550
				5	229.8	18020
4	14.16	121100.8	125500	6	830.9	92670
				—		
5	6.089	79292.5	82800	—		
				—		
6	2.53	72321.2	73670	—		
				—		
7	0.50	31655.0	32220	—		
				—		

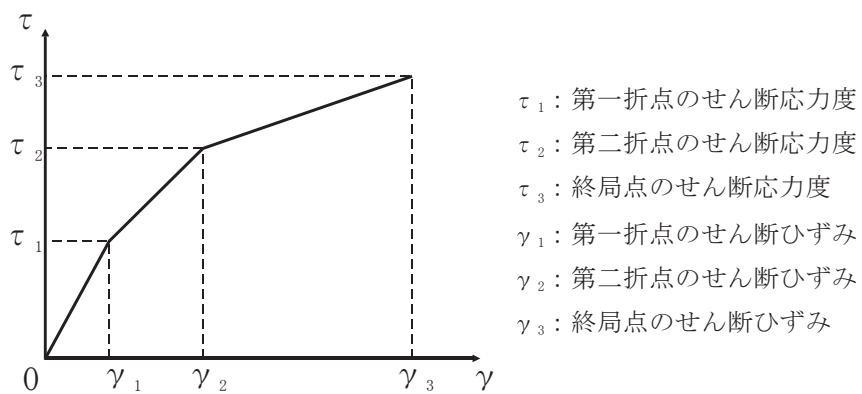


図 4-2 せん断のスケルトンカーブ (τ - γ 関係)

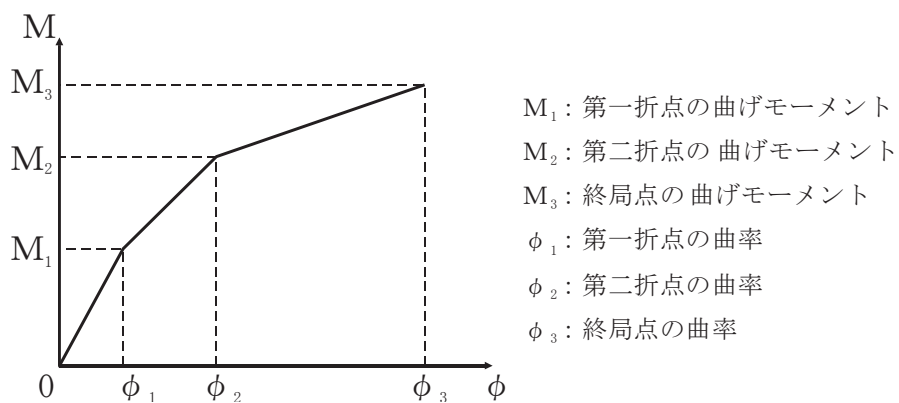


図 4-3 曲げのスケルトンカーブ (M - ϕ 関係)

表 4-3 せん断のスケルトンカーブ (τ - γ 関係, NS 方向)

部材 番号	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1	1.57	0.175	2.12	0.525	4.15	4.00
2	1.57	0.175	2.12	0.526	4.63	4.00
3	1.65	0.184	2.23	0.551	4.83	4.00
4	1.66	0.185	2.24	0.554	4.25	4.00
5	1.72	0.192	2.33	0.576	4.27	4.00

表 4-4 曲げのスケルトンカーブ (M- ϕ 関係, NS 方向)

部材 番号	M ₁ ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₂ ($\times 10^6$ kN \cdot m)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₃ ($\times 10^6$ kN \cdot m)	ϕ_3 ($\times 10^{-3}$ 1/m)
1	0.165	2.83	0.0401	26.3	0.0610	5.27
2	8.54	0.630	1.64	6.21	2.48	1.24
3	12.9	0.683	2.93	6.62	4.45	1.18
4	33.2	0.689	6.95	6.41	10.4	1.22
5	32.8	0.736	7.48	6.55	10.6	1.02

表 4-5 せん断のスケルトンカーブ (τ - γ 関係, EW 方向)

部材 番号	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1	1.57	0.175	2.12	0.525	4.55	4.00
2	1.57	0.175	2.12	0.526	4.70	4.00
3	1.65	0.184	2.23	0.551	5.01	4.00
4	1.66	0.185	2.24	0.554	4.27	4.00
5	1.72	0.192	2.33	0.576	4.24	4.00

表 4-6 曲げのスケルトンカーブ (M- ϕ 関係, EW 方向)

部材 番号	M ₁ ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₂ ($\times 10^6$ kN \cdot m)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₃ ($\times 10^6$ kN \cdot m)	ϕ_3 ($\times 10^{-3}$ 1/m)
1	0.321	1.89	0.0742	17.0	0.107	3.41
2	5.53	0.667	1.31	6.76	1.91	1.35
3	10.4	0.724	2.84	7.43	5.01	0.931
4	30.7	0.730	6.42	6.85	9.47	1.29
5	30.3	0.780	7.01	7.06	9.99	1.05

表 4-7 地盤ばね定数及び減衰係数 (NS 方向, Sd-D)

地震動	地盤ばね			ばね定数 K (水平 : kN/m) (回転 : kN・m/rad)	減衰係数 C (水平 : kN・s/m) (回転 : kN・m・s/rad)
	位置	成分	記号		
Sd-D	側面	水平	KB1	4.317×10^6	5.012×10^5
			KB2	2.197×10^6	2.551×10^5
			KB3	4.343×10^5	5.042×10^4
		回転	KB1	1.276×10^9	4.451×10^7
			KB2	6.496×10^8	2.266×10^7
			KB3	1.284×10^8	4.478×10^6
	底面	水平	KH	4.266×10^7	1.056×10^6
		回転	KR	1.753×10^{10}	1.167×10^8

表 4-8 地盤ばね定数及び減衰係数 (EW 方向, Sd-D)

地震動	地盤ばね			ばね定数 K (水平 : kN/m) (回転 : kN・m/rad)	減衰係数 C (水平 : kN・s/m) (回転 : kN・m・s/rad)
	位置	成分	記号		
Sd-D	側面	水平	KB1	4.317×10^6	5.012×10^5
			KB2	2.197×10^6	2.551×10^5
			KB3	4.343×10^5	5.042×10^4
		回転	KB1	1.276×10^9	4.439×10^7
			KB2	6.496×10^8	2.260×10^7
			KB3	1.284×10^8	4.466×10^6
	底面	水平	KH	4.284×10^7	1.066×10^6
		回転	KR	1.638×10^{10}	1.030×10^8

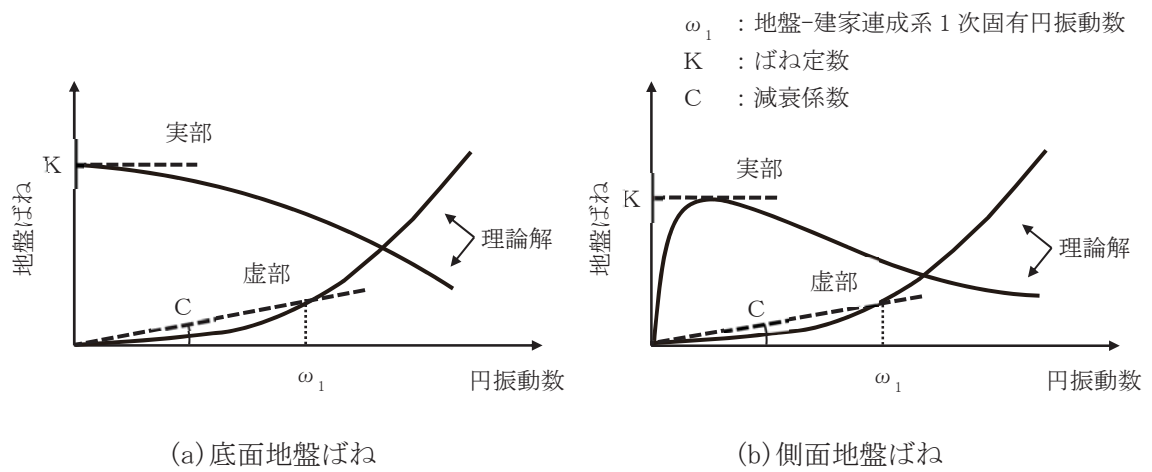


図 4-4 地盤ばね定数及び減衰係数の設定方法の概要

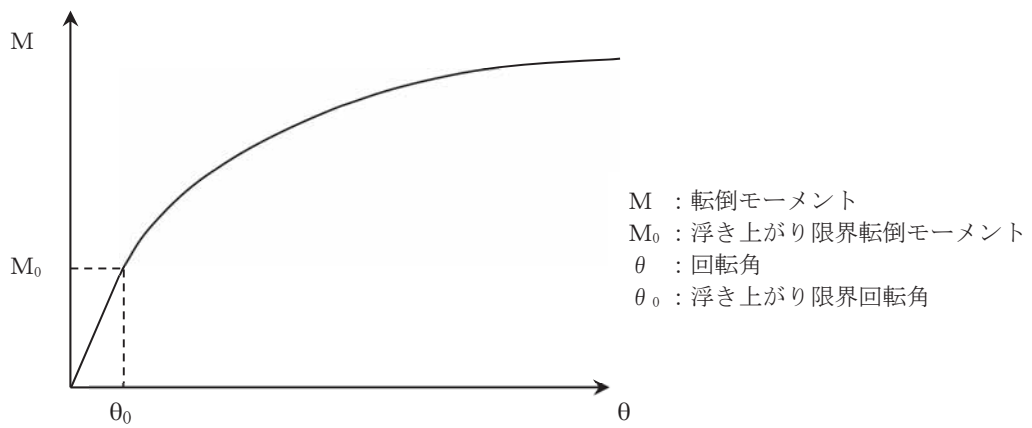


図 4-5 底面地盤回転ばねの非線形特性(転倒モーメント-回転角関係)

4.2 鉛直方向の解析モデル

鉛直方向の解析モデルは、建家と地盤の相互作用を考慮した多質点系モデルとする。建家部分は質点を鉛直方向のばねで連結しモデル化する。なお、建家の埋め込み部分は考慮しないモデルとする。

鉛直方向の解析モデルを図 4-6 に、解析モデルの諸元を表 4-9 に示す。

解析モデルの諸元は、既往の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法(その 25)」の構造図に基づき設定する。

基礎下の底面地盤ばねは、JEAG4601-1991 追補版に基づき、振動アドミッタンス理論により算定する。底面地盤ばねの評価に使用する解析コードは「ADMITK(株式会社構造計画研究所)」である。

地盤ばね定数及び減衰係数を表 4-10 に示す。

建家の減衰はモード減衰として与え、各次のモード減衰定数は建家各部のひずみエネルギーに比例した値として算出する。建家の減衰定数は 3 % (鉄筋コンクリート部分)とする。

建家の地震応答解析に使用する解析コードは「RESP-F3T(株式会社構造計画研究所)」である。

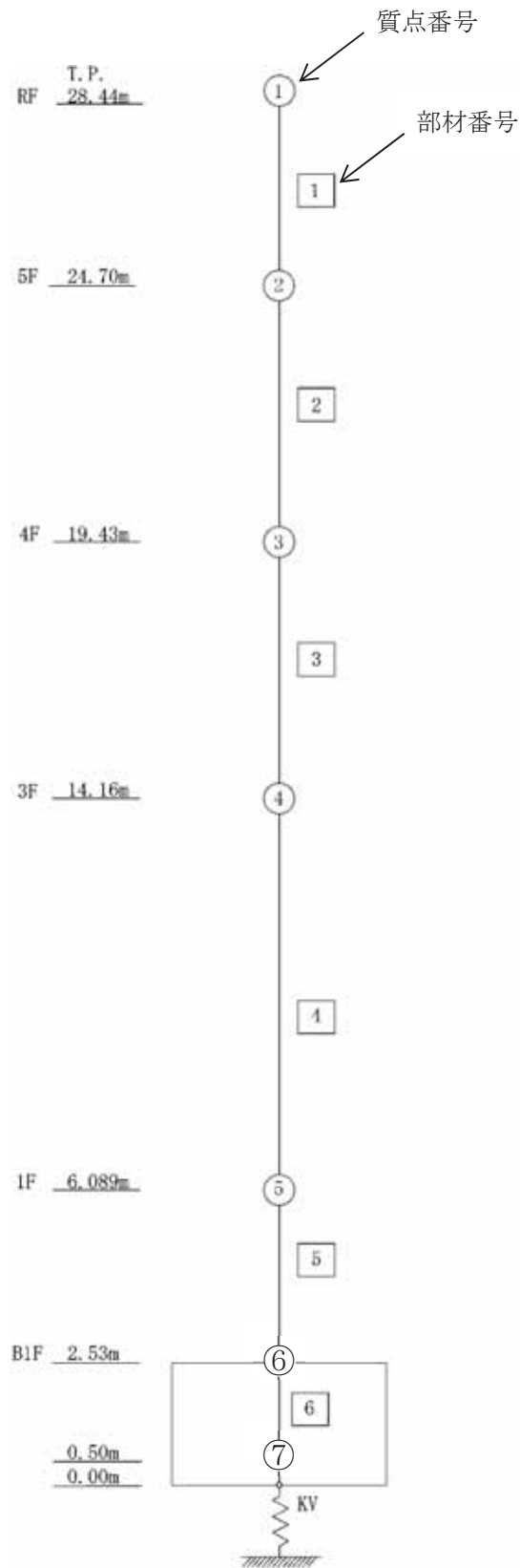


図 4-6 解析モデル(鉛直方向)

表 4-9 解析モデルの諸元(鉛直方向)

質点 番号	高さ T. P. (m)	重量 (kN)	部材 番号	軸断面積 (m ²)
1	28.44	4154.6	—	
			1	11.9
2	24.70	36046.5	2	114.2
			3	172.8
3	19.43	51038.2	4	387.8
			5	415.4
4	14.16	121100.8	6	1130.9
			—	
5	6.089	79292.5	—	
			—	
6	2.53	72321.2	—	
			—	
7	0.50	31655.0	—	
			—	

表 4-10 地盤ばね定数及び減衰係数(鉛直方向, Sd-D)

地震動	地盤ばね			ばね定数 K (kN/m)	減衰係数 C (kN・s/m)
	位置	成分	記号		
Sd-D	底面	鉛直	KV	6.408×10^7	2.339×10^6

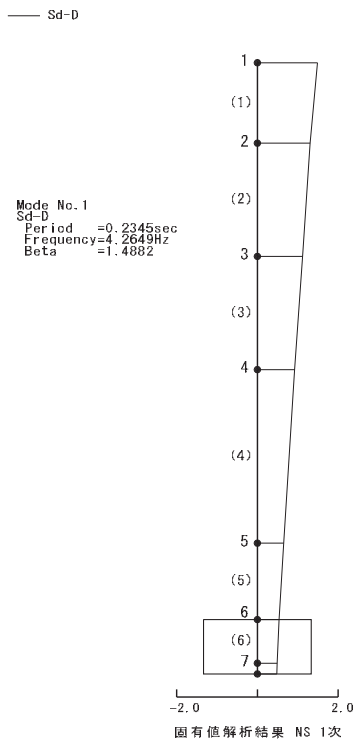
5. 解析結果

5.1 固有値解析結果

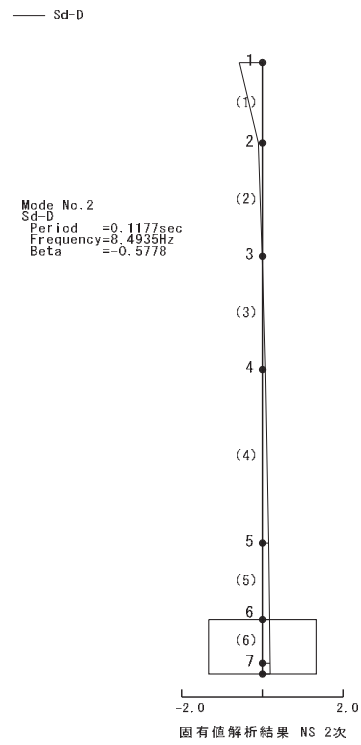
解析モデルの固有値解析結果を表 5-1 に示す。Sd-D による刺激関数を図 5-1 から図 5-6 に示す。

表 5-1 固有値解析結果(Sd-D)

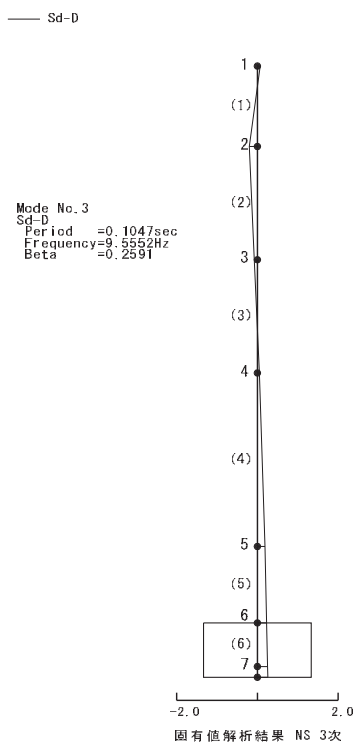
方向	次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数	備考
NS	1	0.234	4.26	1.488	全体1次
	2	0.118	8.49	-0.578	
	3	0.105	9.56	0.259	
	4	0.049	20.45	-0.039	
	5	0.041	24.13	0.127	
	6	0.037	26.84	-0.062	
	7	0.030	33.85	0.013	
EW	1	0.237	4.22	1.495	全体1次
	2	0.111	9.01	-0.593	
	3	0.065	15.50	0.094	
	4	0.052	19.27	0.011	
	5	0.043	23.40	0.042	
	6	0.034	29.31	0.039	
	7	0.031	32.32	-0.050	
UD	1	0.161	6.21	1.058	全体1次
	2	0.027	36.37	-0.089	
	3	0.017	58.07	0.053	
	4	0.014	69.69	-0.024	
	5	0.011	91.54	0.002	
	6	0.008	126.61	-0.006	
	7	0.003	372.00	0.002	



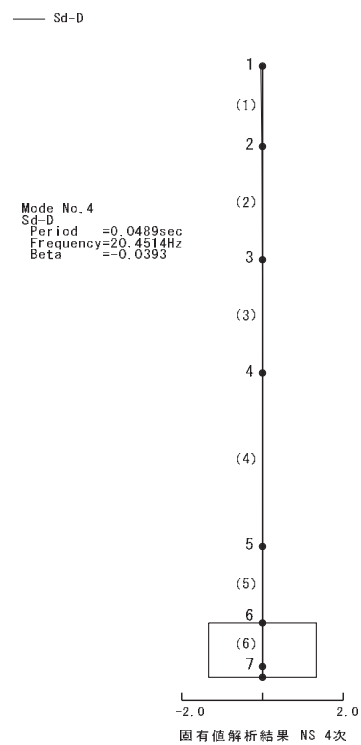
(1次)



(2次)

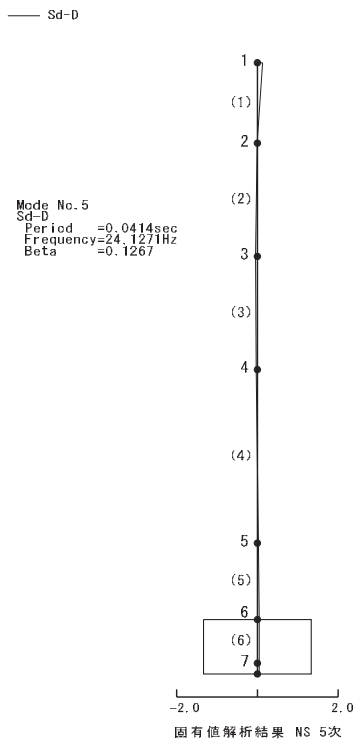


(3次)

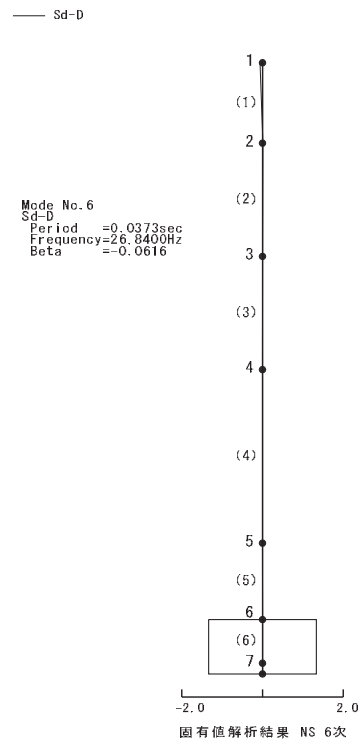


(4次)

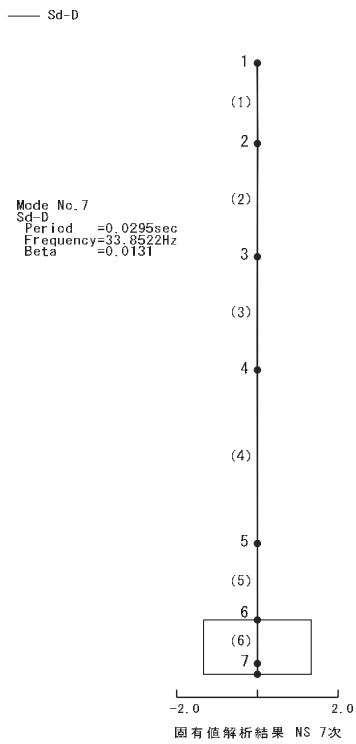
図 5-1 刺激関数(NS方向, Sd-D, 1~4次)



(5 次)

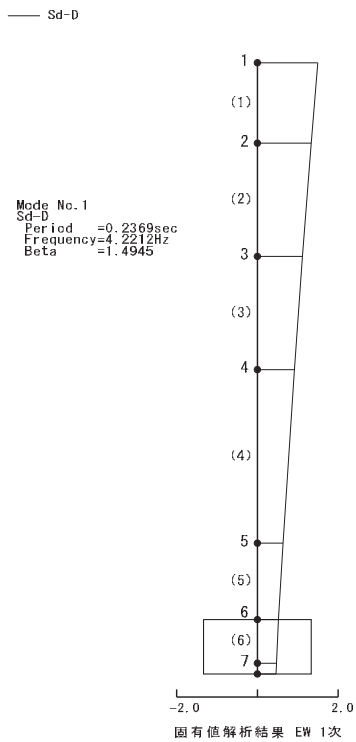


(6 次)

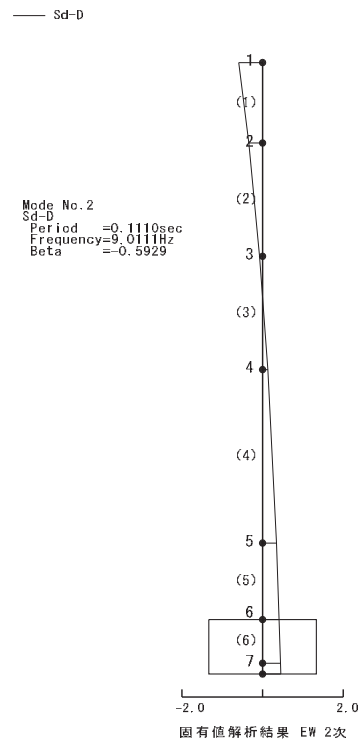


(7 次)

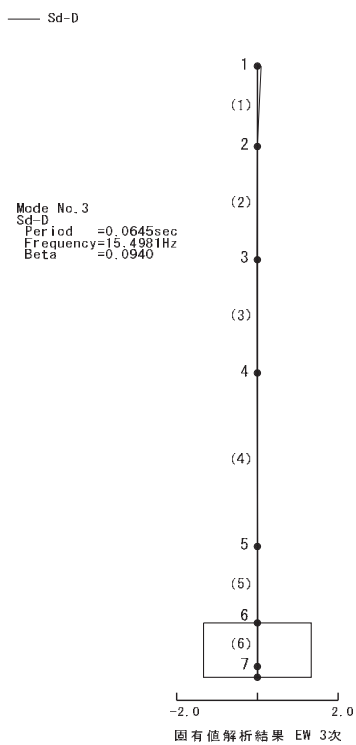
図 5-2 刺激関数(NS 方向, Sd-D, 5~7 次)



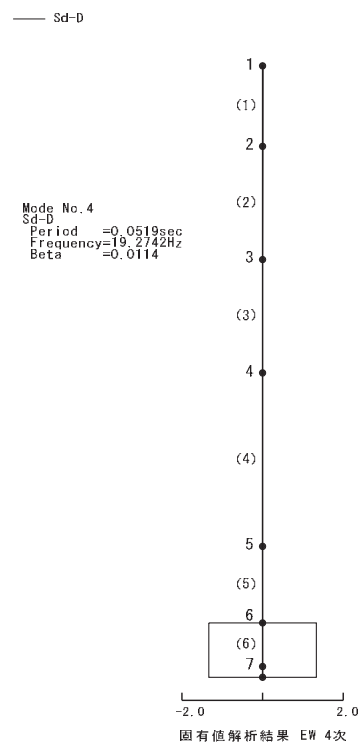
(1次)



(2次)

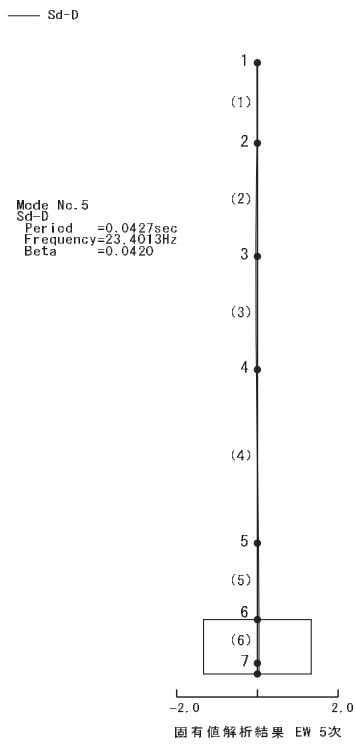


(3次)

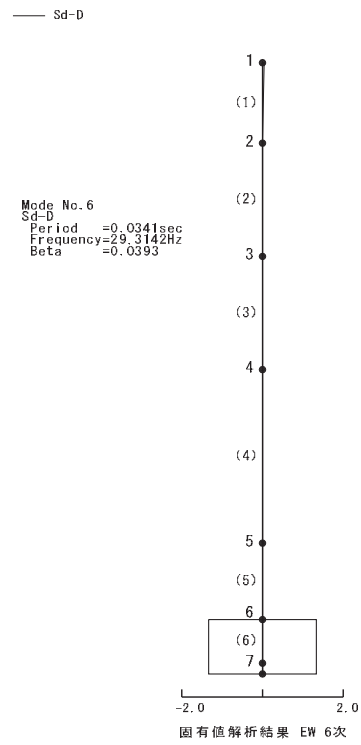


(4次)

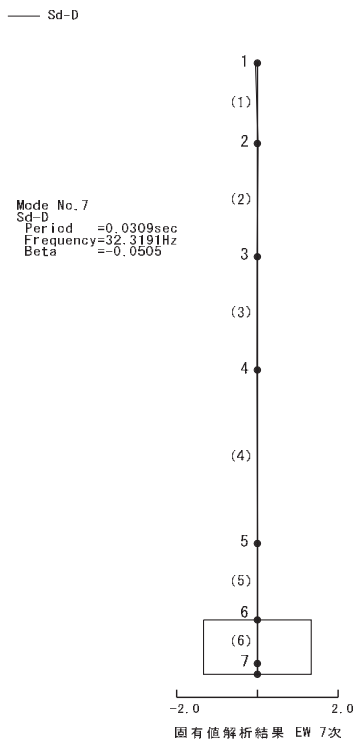
図 5-3 刺激関数(EW 方向, Sd-D, 1~4 次)



(5 次)

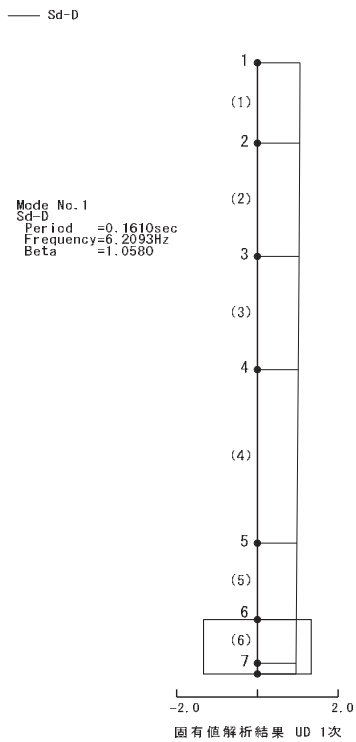


(6 次)

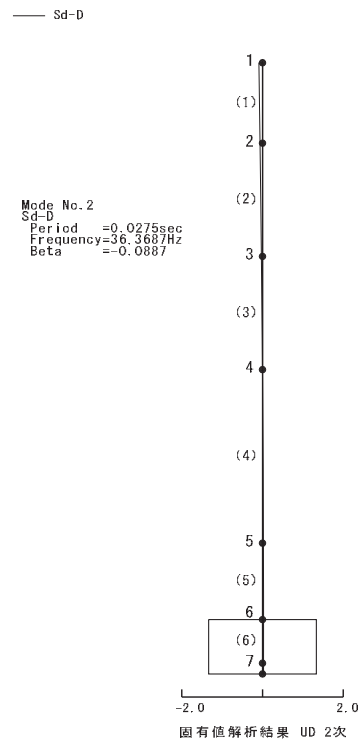


(7 次)

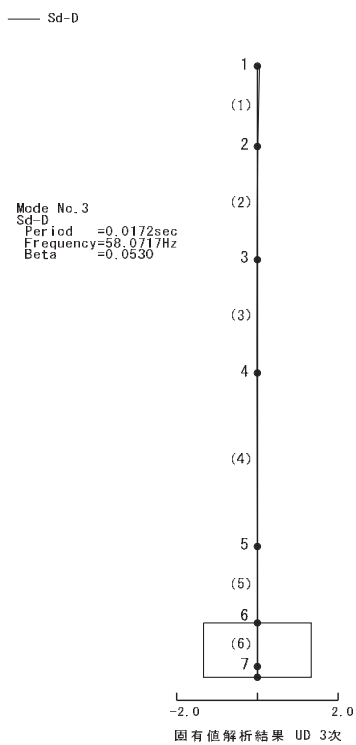
図 5-4 刺激関数(EW 方向, Sd-D, 5~7 次)



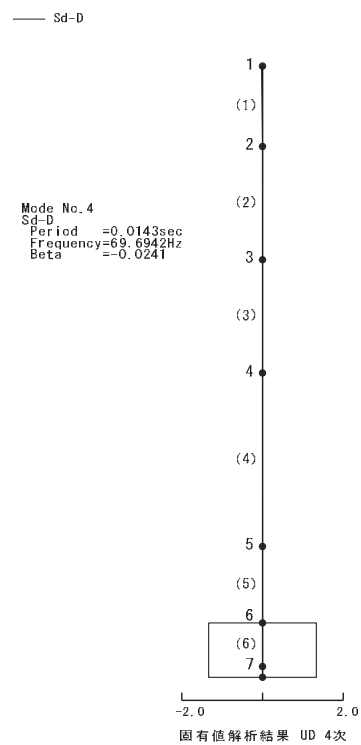
(1次)



(2次)

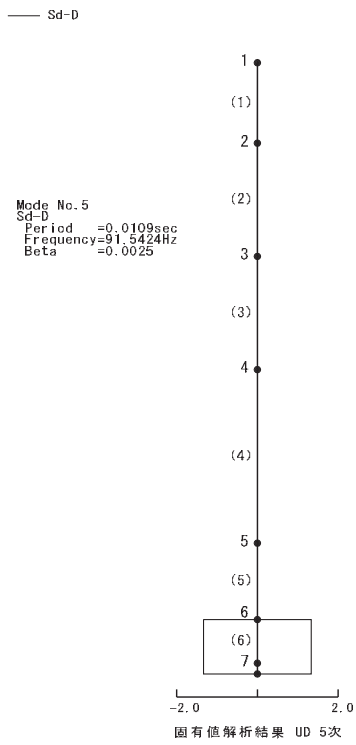


(3次)

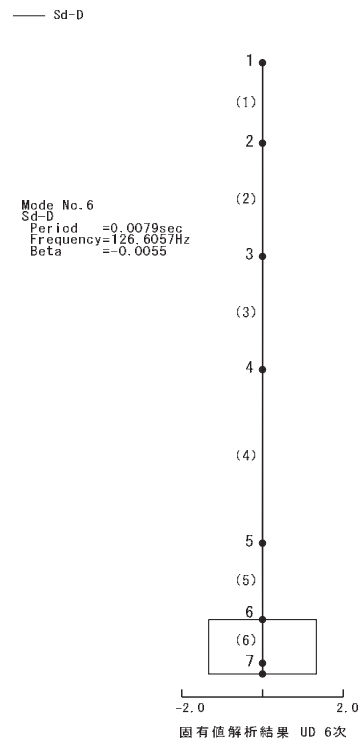


(4次)

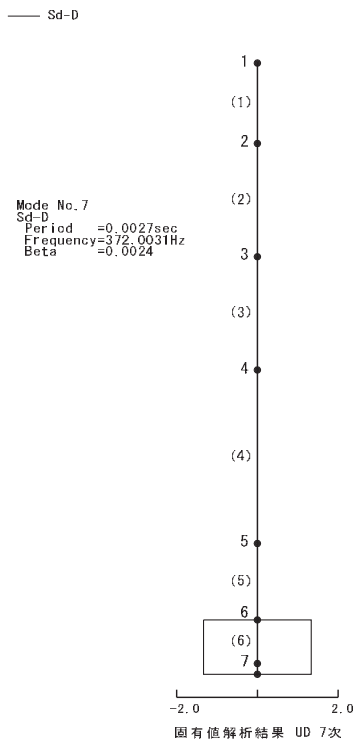
図 5-5 刺激関数(UD 方向, Sd-D, 1~4 次)



(5 次)



(6 次)



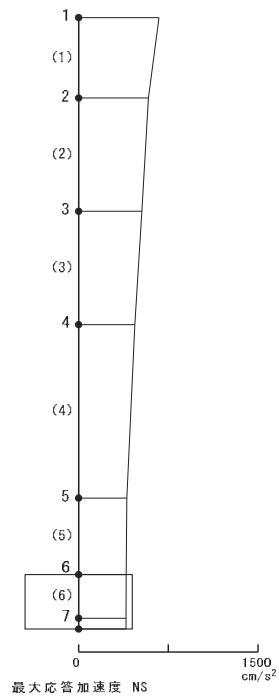
(7 次)

図 5-6 刺激関数(UD 方向, Sd-D, 5~7 次)

5.2 地震応答解析結果

Sd-D による水平方向の最大応答加速度，最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントを図 5-7 から図 5-12 に，鉛直方向の最大応答加速度及び最大応答軸力を図 5-13 及び図 5-14 に示す。また，耐震壁のせん断のスケルトンカーブ上の最大応答値は，図 5-15 及び図 5-16 に示すとおり，弾性範囲内にある。

— Sd-D

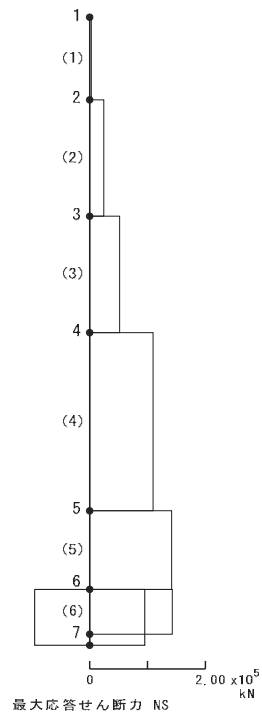


単位: cm/s^2

質点	Sd-D
1	672
2	584
3	528
4	470
5	403
6	398
7	397

図 5-7 最大応答加速度 (Sd-D, NS 方向)

— Sd-D

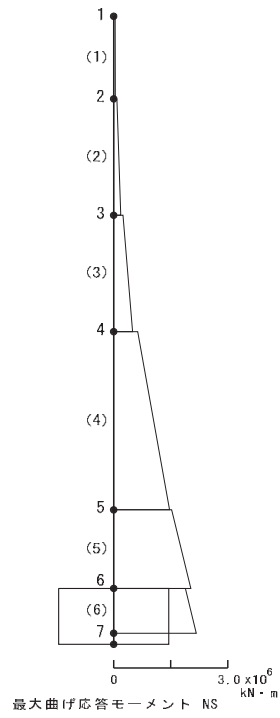


単位: $\times 10^4 \text{ kN}$

部材	Sd-D
1	0.29
2	2.43
3	5.18
4	10.96
5	14.18
6	14.29

図 5-8 最大応答せん断力 (Sd-D, NS 方向)

— Sd-D



単位: $\times 10^4$ kN・m

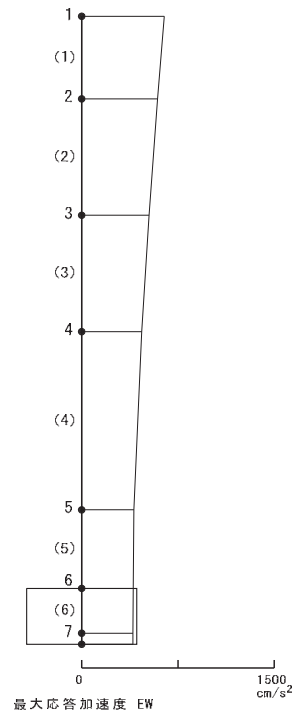
部材	Sd-D
1	3.7 4.1
2	8.5 18.7
3	24.7 49.9
4	63.0 146.9
5	152.4 202.6
6	188.3 217.1

※底面地盤ばね KR の最大応答曲げモーメント:

$213.5 (\times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m})$

図 5-9 最大応答曲げモーメント (Sd-D, NS 方向)

— Sd-D

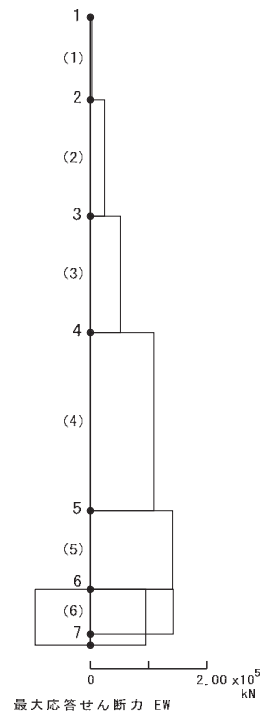


単位: cm/s^2

質点	Sd-D
1	643
2	591
3	525
4	467
5	406
6	401
7	400

図 5-10 最大応答加速度 (Sd-D, EW 方向)

— Sd-D

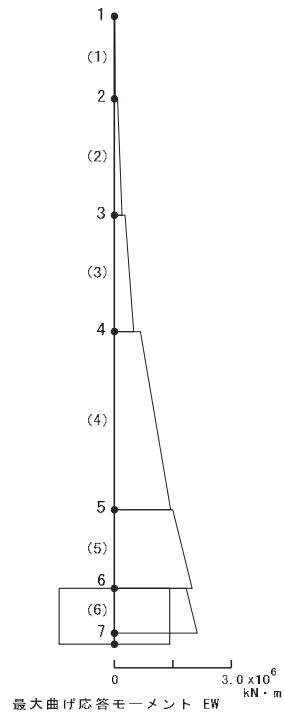


単位: $\times 10^4 \text{ kN}$

部材	Sd-D
1	0.27
2	2.45
3	5.17
4	10.91
5	14.12
6	14.23

図 5-11 最大応答せん断力 (Sd-D, EW 方向)

— Sd-D



単位: $\times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}$

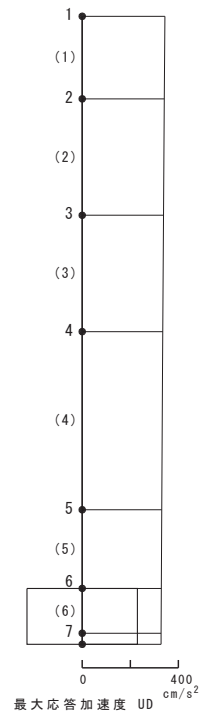
部材	Sd-D
1	1.3 2.3
2	8.1 19.4
3	27.4 49.6
4	66.6 144.4
5	149.9 199.5
6	184.0 212.7

※底面地盤ばね KR の最大応答曲げモーメント:

$208.6 (\times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m})$

図 5-12 最大応答曲げモーメント (Sd-D, EW 方向)

— Sd-D

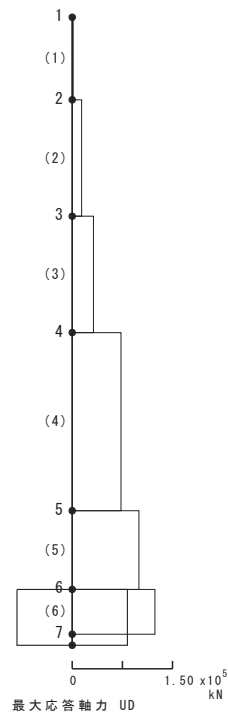


単位: cm/s^2

質点	Sd-D
1	344
2	341
3	338
4	335
5	331
6	328
7	328

図 5-13 最大応答加速度 (Sd-D, UD 方向)

— Sd-D



単位: $\times 10^2 \text{ kN}$

部材	Sd-D
1	14.63 14.63
2	140.34 140.34
3	316.70 316.70
4	730.56 730.56
5	997.40 997.40
6	1,238.31 1,238.31

※底面地盤ばね KV の最大応答軸力:

1011.91 ($\times 10^2 \text{ kN}$)

図 5-14 最大応答軸力 (Sd-D, UD 方向)

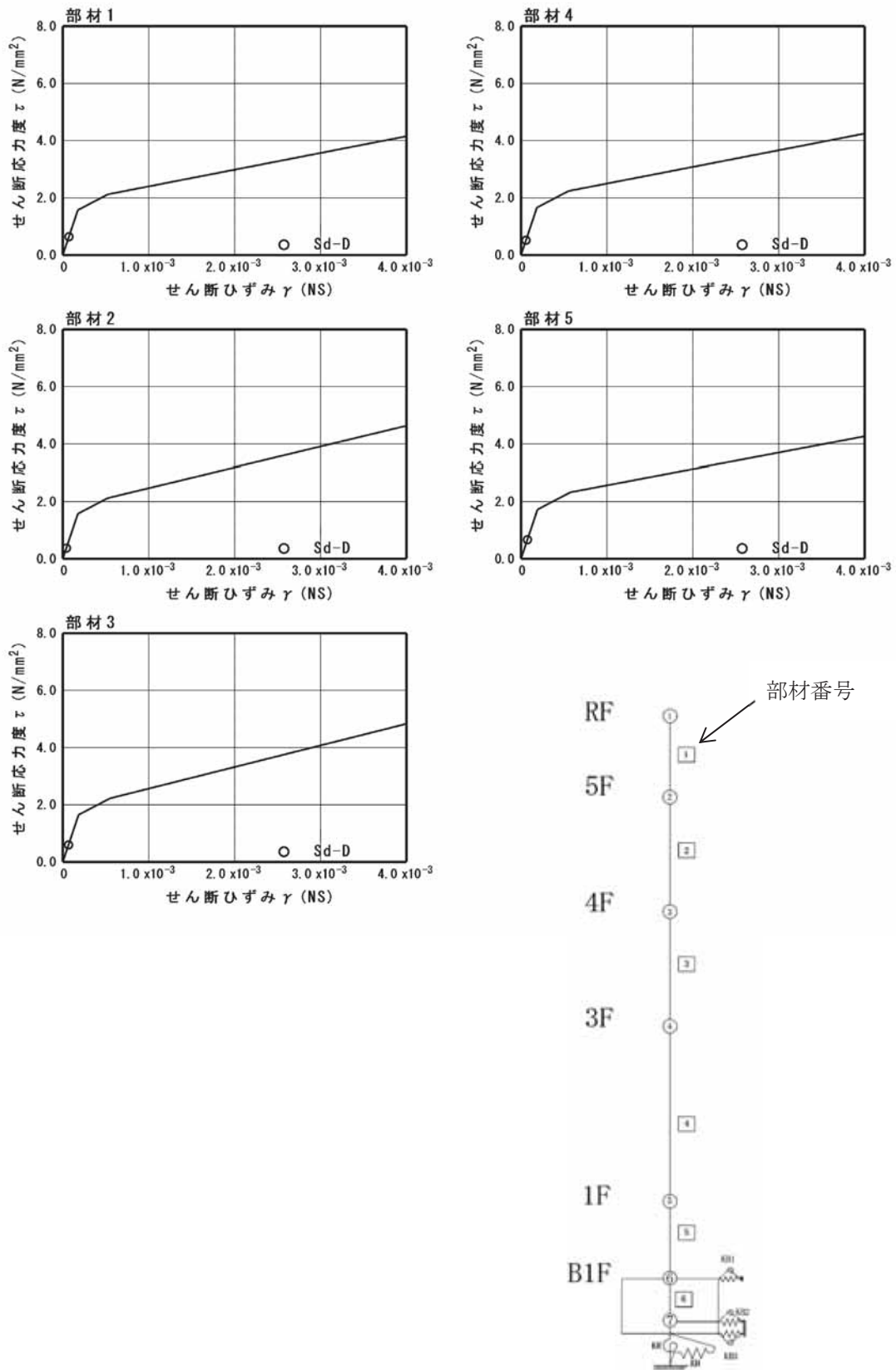


図 5-15 せん断のスケルトンカーブ上の最大応答値(NS 方向, Sd-D)

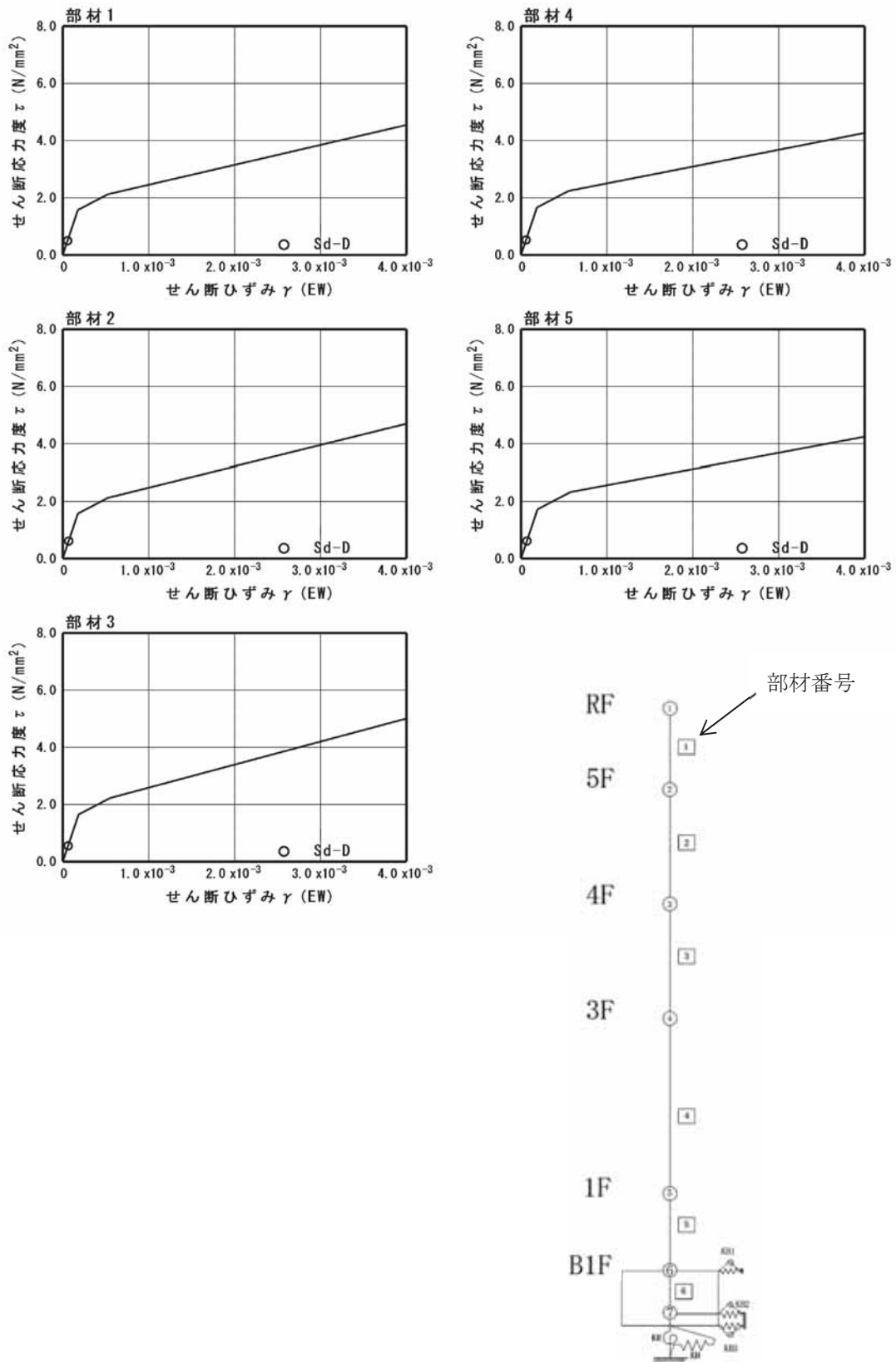


図 5-16 せん断のスケルトンカーブ上の最大応答値(EW 方向, Sd-D)

6. 基礎浮き上がりの検討

最小接地率は、建家重量に津波による浸水により生じる浮力を考慮して算定する。Sd-Dによる地震応答解析の結果に基づく最小接地率の一覧表を表 6-1 に示す。

接地率は、浮き上がり非線形ばねを用いた地震応答解析を適用できる基準値(65 %以上)を満足していることを確認した。

表 6-1 最小接地率

(a)NS 方向

地震動	浮き上がり限界 転倒モーメント ($\times 10^6$ kN・m)	最大転倒モーメント ($\times 10^6$ kN・m)	最小接地率 (%)
Sd-D	1.71	2.14	81.8

(b)EW 方向

地震動	浮き上がり限界 転倒モーメント ($\times 10^6$ kN・m)	最大転倒モーメント ($\times 10^6$ kN・m)	最小接地率 (%)
Sd-D	1.63	2.09	79.6

7. 評価結果

高放射性廃液貯蔵場(HAW)について Sd-D による地震応答解析を行い、接地率が浮き上がり非線形ばねを用いた地震応答解析を適用できる基準値を満足していることを確認した。地震応答解析による応答値は、別添 6-1-3-2「Ⅲ-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価」及び「Ⅲ-2 設計津波に対する浸水防止設備（浸水防止扉）の強度評価」における余震荷重として用いる。

Ⅲ-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価

1. 概要

本資料は、別添 6-1-3-2 「I 津波防護に関する施設（高放射性廃液貯蔵場（HAW））の設計方針」に基づき、津波荷重及び余震を考慮した荷重に対して、高放射性廃液貯蔵場（HAW）が構造強度・止水性を保持することを説明するものである。

高放射性廃液貯蔵場（HAW）が建家であることから「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」※（以下、「津波避難ビル等の指針」という。）に基づき強度評価を行う。

津波避難ビル等の指針に基づき、許容限界は終局耐力を基本とする。なお、建家外壁については、要求機能が止水性の確保であること及び津波後の再使用性を考慮し、許容限界を終局耐力から短期許容応力に読み替えて評価を行う。

※「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」－2011年11月17日「津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る追加的知見について(技術的助言)」(国住指第2570号)の別添

2. 一般事項

2.1 位置

高放射性廃液貯蔵場（HAW）の位置を図 2-1 に示す。

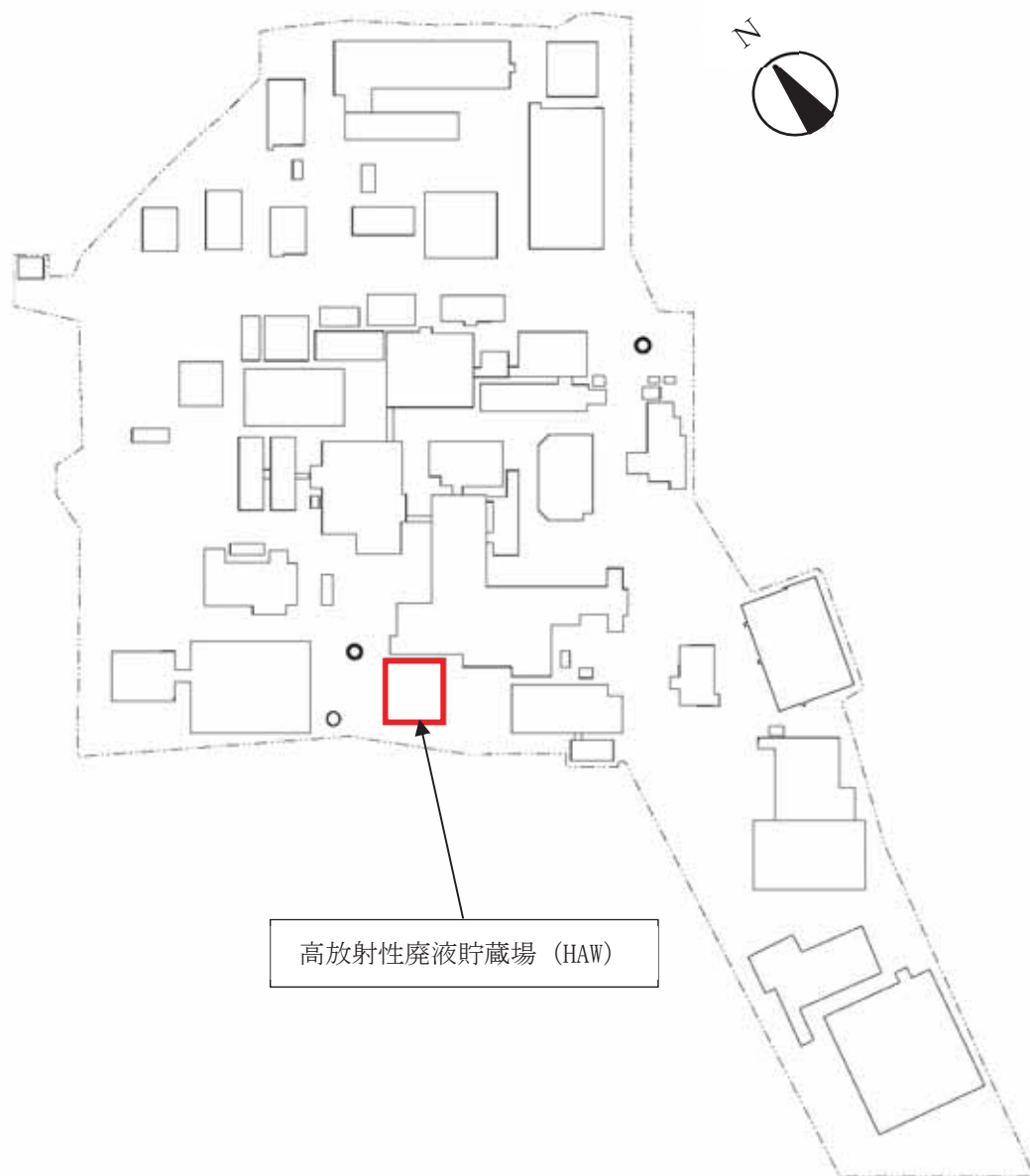


図 2-1 高放射性廃液貯蔵場（HAW）の位置

2.2 構造概要



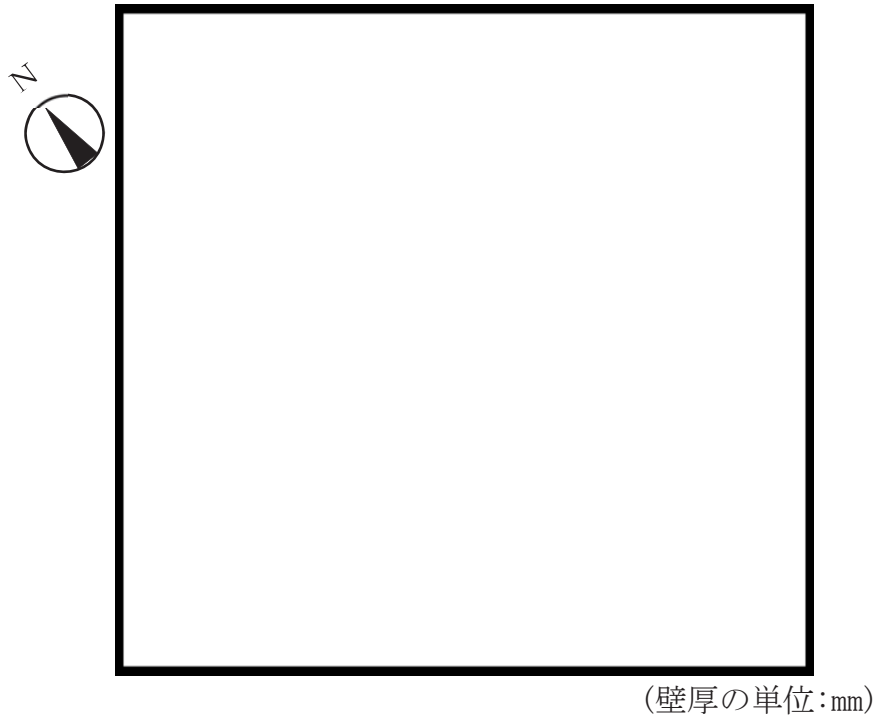


図 2-2 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 平面図(地下1階)

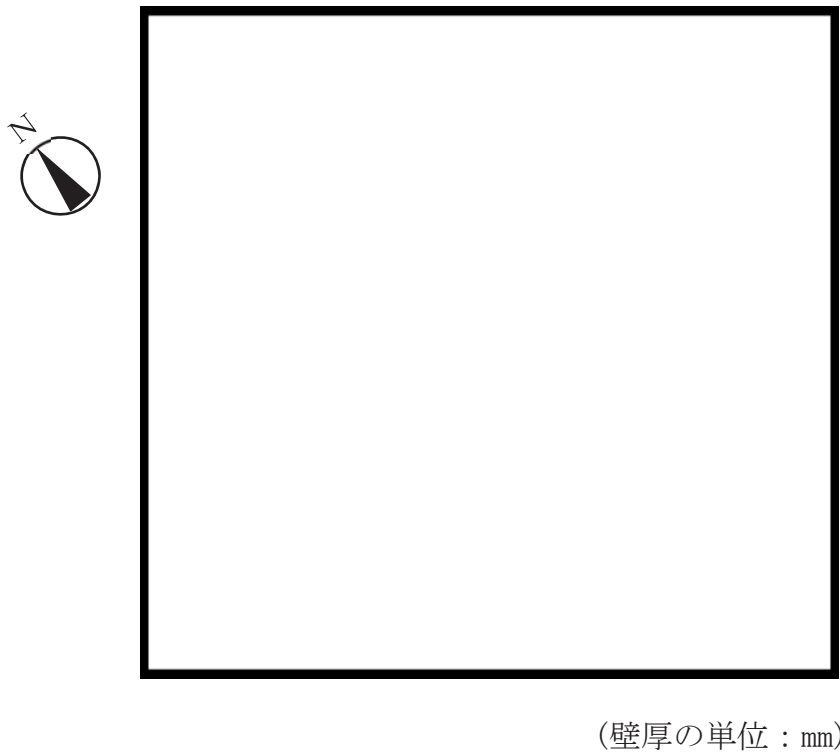


図 2-3 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 平面図(1階)



図 2-4 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 断面図(NS 断面)



図 2-5 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 断面図(EW 断面)

2.3 評価方針

評価にあたっては「津波避難ビル等の指針」に基づき、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) の建家及び基礎地盤が設計津波による津波荷重等を考慮した荷重に対して構造強度を有することを確認する。

また、別添 6-1-3-2 『I 津波防護に関する施設「高放射性廃液貯蔵場 (HAW)」の設計方針』に基づき、建家外壁が止水性を損なわないことを確認する。

評価項目を表 2-1 に示す。

表 2-1 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	部材の健全性	耐震壁	各階の層せん断力が、各階の許容限界以下であることを確認	保有水平耐力
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力度
止水性を損なわないこと	部材の健全性	建家外壁	発生応力（曲げモーメント、せん断）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力

2.4 適用基準

高放射性廃液貯蔵場（HAW）の強度評価において、適用する基準等を以下に示す。

- (1) 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（2011年11月17日「津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る追加的知見について(技術的助言)」(国住指第2570号)の別添)
- (2) 津波避難ビル等の構造上の要件の解説(国総研資料 第673号, 平成24年)
- (3) 建築基準法・同施行令
- (4) 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書(建築行政情報センター・日本建築防災協会編集, 2015年)
- (5) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(日本建築学会, 2018年)
- (6) 建築物荷重指針・同解説(日本建築学会, 2015年)
- (7) 道路橋示方書(I 共通編・V 耐震設計編)・同解説(日本道路協会, 平成29年)

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

高放射性廃液貯蔵場（HAW）の強度評価の計算に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 高放射性廃液貯蔵場（HAW）の強度評価計算に用いる記号(1/3)

記号	定義
h	波力算定用津波高さ : G.L. +6.1 m (T.P. +12.1 m)
α	水深係数
h'	浮力算定用津波高さ : G.L. +7.6 m (T.P. +13.6 m)
α_{SR}	最大応答加速度
P	漂流物衝突荷重
W_1	漂流物重量
V_1	流速
Qu	保有水平耐力
H	層せん断力を算定する対象階の下端の高さ
σ_u	極限支持力度
Ma	建家外壁の短期許容曲げモーメント
a_t	既存断面の引張鉄筋断面積
f_t	引張鉄筋の短期許容引張応力度
j	応力中心間距離 (7/8d)
d	部材の有効せい
T	鉄筋コンクリート外壁の壁厚
d_t	引張縁から引張鉄筋重心までの距離
Q_{AS}	建家外壁の短期許容せん断力
b	壁幅
f_s	コンクリートの短期許容せん断応力度
wf_t	せん断補強筋の短期許容引張応力度
p_w	せん断補強筋比
α'	せん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ による割増係数
M	建家外壁に生じる曲げモーメント
Q	建家外壁に生じるせん断力
Q_T	各荷重の組み合わせによる層せん断力
E	余震による層せん断力

表 3-1 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) の強度評価計算に用いる記号(2/3)

記号	定義
$P(z)$	水深 z における地震時動水圧
z	水面からの浸水深
ρ_o	海水の単位体積重量
k_h	水平震度
k	荷重増分係数
R	波力による層せん断力
h_T	水深係数(α)×波力算定用津波高さ(h)
x	G. L. ± 0 mからの高さ
$w(x)$	G. L. ± 0 mからの高さ x の位置での波圧
$B(x)$	G. L. ± 0 mからの高さ x の位置での受圧面の幅
σ	接地圧
B	建家幅
L	建家長さ
F	地反力
A	接地圧係数
e	偏心距離
Q_z	浮力
W_B	建家総重量
Mv'	浸水時の動水圧による転倒モーメント
Mv	余震による転倒モーメント
F_u	最大応答軸力
V	浮力算定用津波高さ以深の建家の体積
hg	G. L. ± 0 mから基礎底面までの距離
M_t	波力による転倒モーメント
P'	波力による集中荷重
w	波圧
M_t'	漂流物衝突荷重による転倒モーメント
H_B	建家全高
M_s	三角形分布荷重による曲げモーメント
M_e	等分布荷重による曲げモーメント

表 3-1 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) の強度評価計算に用いる記号(3/3)

記号	定義
l	壁高さ
h_1	G.L. ±0 m から上階スラブ下端までの高さ
Q_s	三角形分布荷重によるせん断力
Q_e	等分布荷重によるせん断力
$M_{e'}$	余震による曲げモーメント
w_3	余震による等分布荷重
$Q_{e'}$	余震によるせん断力
ρ	鉄筋コンクリートの単位体積重量
$Q_{v'}$	浸水時の動水圧によるせん断力
M_p	漂流物衝突荷重による曲げモーメント
Q_p	漂流物衝突荷重によるせん断力
g	重力加速度
M_w	静水圧による曲げモーメント
Q_w	静水圧によるせん断力
$M_{w'}$	動水圧による曲げモーメント
$Q_{w'}$	動水圧によるせん断力
M_R	波力による曲げモーメント
Q_R	波力によるせん断力

3.2 評価部位

(1) 保有水平耐力評価

保有水平耐力評価は、建家各階を評価対象とする。保有水平耐力評価の概念図を図 3-1 に示す。

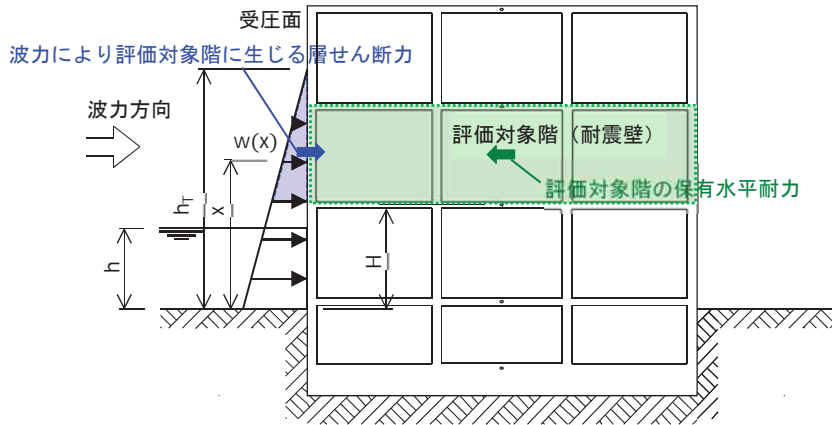


図 3-1 保有水平耐力評価の概念図

(2) 接地圧の評価

接地圧の評価は、建家を支持する基礎地盤を評価対象とする。接地圧の評価の概念図を図 3-2 に示す。

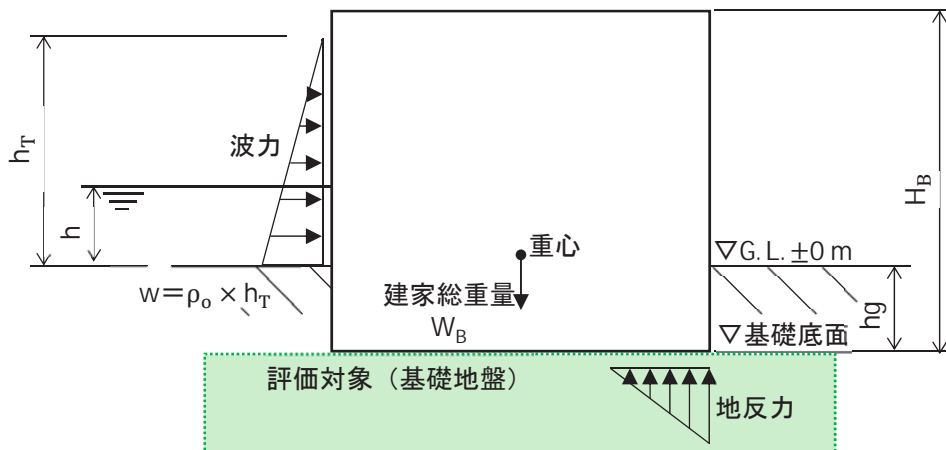


図 3-2 接地圧の評価の概念図

(3) 建家外壁の健全性評価

建家外壁の健全性評価は、図 3-3 に示す波力算定用津波高さ G.L.+6.1 m (T.P.+12.1 m) 以下の外壁を評価対象とする。

高放射性廃液貯蔵場 (HAW) の外壁は、地下階から地上 2 階まで同厚・同配筋で構成されており、波力は下階の方が大きいため、1 階の無開口壁 (A-1) を評価対象とする。また、開口部の波力は開口部横の壁が負担するため、開口部横の壁 (B-1, B-2) を別途評価対象とする。

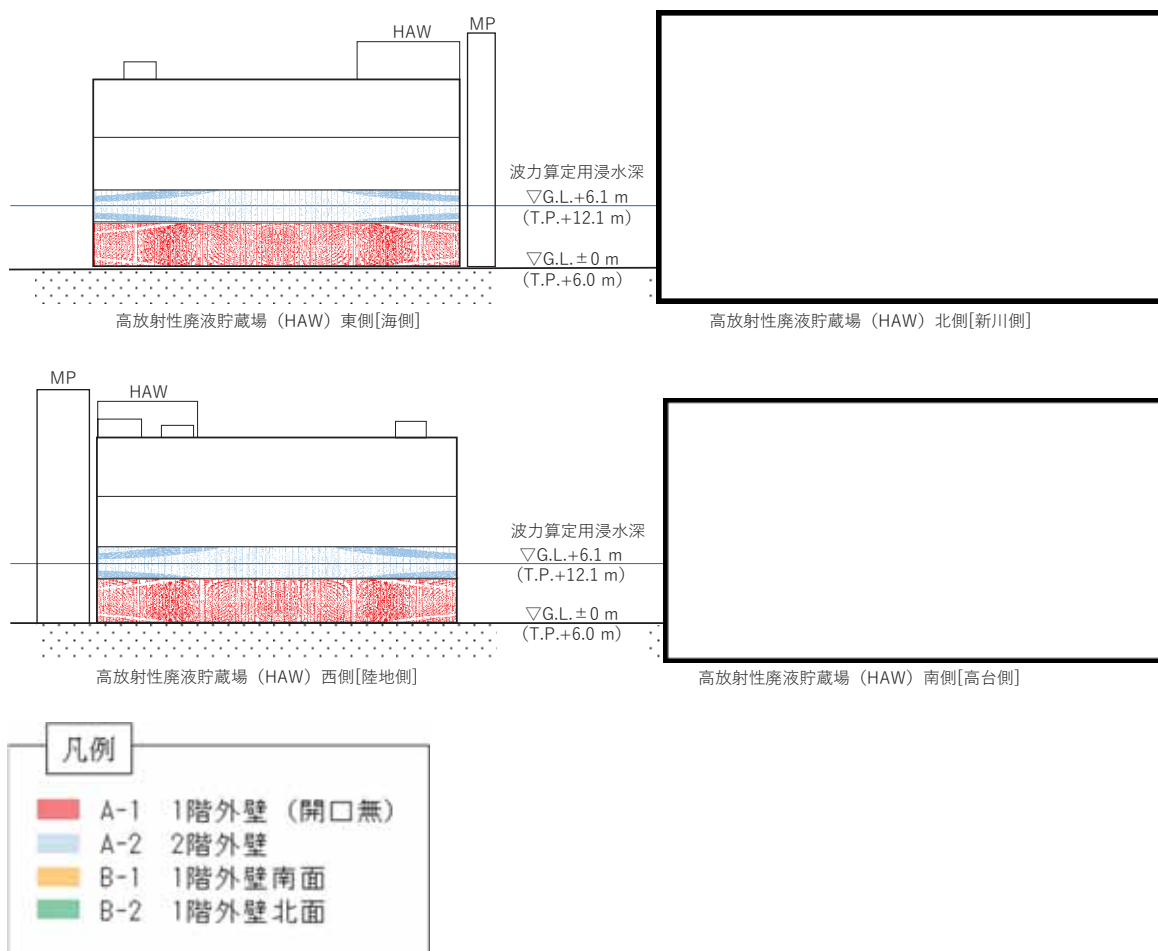


図 3-3 評価対象とする外壁

3.3 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重

① 津波による波力 (P_R)

津波による波力については、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) の地表面から波力算定用津波高さ h^{*1} までの高さを考慮して算定する。算定にあたっては、静水圧及び動水圧の影響として水深係数 $\alpha = 3.0^{*2}$ を考慮する。

② 津波浸水時の浮力 (P_Q)

津波浸水時の浮力については、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) における基礎底面から浮力算定用津波高さ h'^{*1} までの高さを考慮して算定する。

③ 津波浸水時の水圧 (P_W, P_W')

津波浸水時の水圧については、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) における地表面から浮力算定用津波高さ h'^{*1} までの高さによる静水圧 (P_W) 及び動水圧 (余震時) (P_W') を考慮する。

④ 余震による荷重 (P_E)

余震による荷重として、別添 6-1-3-2 「II 余震による地震応答解析」の応答値 (加速度, 層せん断力, 転倒モーメント, 最大応答軸力) による地震力を考慮する。

⑤ 漂流物衝突荷重 (P_P)

漂流物衝突荷重については、0.55 t の流木^{*3} を想定し、道路橋示方書の算定式に基づく荷重を考慮する。

⑥ 風荷重

風荷重については、建築基準法施行令 (昭和 25 年政令第 338 号) の規定に基づき組み合わせを考慮しない。

⑦ 積雪荷重

積雪荷重については、建築基準法施行令 (昭和 25 年政令第 338 号) の規定に基づき特定行政庁が指定する区域に該当しないため考慮しない。

(2) 荷重の組合せ

表 3-2 に荷重の組合せ，表 3-3 に荷重算定条件を示す。

① ケース 1 (浮力+余震+水圧, $P_Q + P_E + P_W + P_W'$)

津波到達後，高放射性廃液貯蔵場 (HAW) の周囲が浸水した状況において，余震が発生することを想定する。外力として津波浸水時の浮力と静水圧，動水圧 (余震時) 及び余震による慣性力を同時に作用させる。

② ケース 2 (波力+余震, $P_R + P_E$)

津波到達時に，余震が発生することを想定する。外力として津波による波力と余震による地震力を同時に作用させる。地下水位による浮力を考慮する。

③ ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重, $P_R + P_p$)

津波到達時に，漂流物が衝突することを想定する。外力として津波による波力と漂流物衝突荷重を同時に作用させる。地下水位による浮力を考慮する。

表 3-2 荷重の組合せ

荷重の組合せ	
<p>ケース 1 (浮力+余震+水圧, $P_Q + P_E + P_w + P_w'$)</p> <p>津波到達後、建家周囲が浸水した状況において、余震が発生することを想定する。</p>	<p style="text-align: center;">※静水圧は建家両側から作用するため、保有水平耐力と接地圧の評価時は考慮しない。</p>
<p>ケース 2 (波力+余震, $P_R + P_E$)</p> <p>津波到達時、余震が発生することを想定する。</p>	
<p>ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重, $P_R + P_P$)</p> <p>津波到達時、漂流物が衝突することを想定する。</p>	

表 3-3 荷重算定条件

荷重の組合せ	評価項目	荷重算定条件
ケース 1 (浮力+余震+水圧, $P_Q + P_E + P_w + P_w'$)	部材の健全性 (保有水平耐力)	○浮力 浮力算定用津波高さ : T.P. +13.6 m ^{※1} 海水の単位体積重量 : 10.1 kN/m ³
	基礎地盤の支持性能 (接地圧)	○余震 (Sd-D) 加速度 (α_{SR}) : 5.0 m/s ² ※4
	部材の健全性 (建家外壁)	○水圧 浮力算定用津波高さ : T.P. +13.6 m ^{※1} 水平震度 (k_h) : 0.5 ^{※4}
ケース 2 (波力+余震, $P_R + P_E$)	部材の健全性 (保有水平耐力)	○波力 波力算定用津波高さ : T.P. +12.1 m ^{※1} 海水の単位体積重量 : 10.1 kN/m ³
	基礎地盤の支持性能 (接地圧)	○余震 (Sd-D) 加速度 (α_{SR}) : 5.0 m/s ² ※4
	部材の健全性 (建家外壁)	
ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重, $P_R + P_P$)	部材の健全性 (保有水平耐力)	○波力 波力算定用津波高さ : T.P. +12.1 m ^{※1} 海水の単位体積重量 : 10.1 kN/m ³
	基礎地盤の支持性能 (接地圧)	○漂流物 代表漂流物 : 0.55 t の流木 ^{※3} 算定式 : 道路橋示方書
	部材の健全性 (建家外壁)	$P = 0.1 \times W_1 \times V_1 = 2.8 \text{ kN}$ W_1 : 流送物の重量 (漂流物重量) 5.4 kN V_1 : 表面流速 5.2 m/s ^{※1}

※1 別添 6-1-3-1 「Ⅲ 入力津波の設定」

波力算定用津波高さ : 入力津波の最高水位

波力算定用津波高さ : 進行波による津波高さ

※2 津波避難ビル等の構造上の要件の解説 (国総研資料第 673 号, 平成 24 年)

※3 別添 6-1-3-1 「Ⅴ 漂流可能性のある漂流物の選定」

※4 別添 6-1-3-2 「Ⅱ 余震による地震応答解析」

3.4 許容限界

(1) 使用材料

許容限界は「津波避難ビル等の指針」に基づき、終局耐力を基本とする。なお、建家外壁の許容限界については、要求機能が止水性の確保であること及び津波後の再使用性を考慮して短期許容応力とする。

強度評価に用いる使用材料は既往の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法（その 25）」に基づき設定する。使用材料を表 3-4 に示す。

表 3-4 使用材料

使用材料	短期許容応力度
コンクリート 設計基準強度 : $F_c 20.6 \text{ N/mm}^2$ ($F_c 210 \text{ kgf/cm}^2$)	せん断 1.03 N/mm^2
鉄筋 SD30 ($F = 3000 \text{ kgf/cm}^2$)	引張 295 N/mm^2

(2) 保有水平耐力

既往の「再処理施設に関する設計及び工事の方法（その 25）」の保有水平耐力 (Q_u) を表 3-5 に示す。

表 3-5 保有水平耐力

方向	高さ H (m)	階	保有水平耐力 Q_u (kN)
NS		5	7443
		4	142716
		3	203390
		1	433846
		B1	433846
EW		5	8738
		4	94624
		3	201605
		1	415871
		B1	415871

(3) 接地圧の評価の極限支持力度

極限支持力度は、基礎地盤における平板載荷試験（「再処理施設に関する設計及び工事の方法（その25）」）に基づき長期許容支持力度80 tf/m²とし、「国土交通省告示第1113号：平成13年7月2日（最終改訂 平成19年9月 告示第1232号）」に基づき3倍して算定した。

極限支持力度（ σ_u ）を表3-6に示す。

表 3-6 極限支持力度

評価項目	極限支持力度 σ_u (kN/m ²)
接地圧	2350

(4) 建家外壁の短期許容応力

建家外壁の許容限界は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に基づき算定する。

短期許容曲げモーメント (M_a) 及び短期許容せん断力 (Q_{AS}) の算定式を以下に示す。

$$M_a = a_t f_t j$$

M_a : 短期許容曲げモーメント

a_t : 既存断面の引張鉄筋断面積

f_t : 引張鉄筋の短期許容引張応力度

j : 応力中心間距離 ($7/8d$)

d : 部材の有効せい

$$d = T - d_t$$

T : 鉄筋コンクリート外壁の壁厚

d_t : 引張縁から引張鉄筋重心までの距離

$$Q_{AS} = bj \left\{ \frac{2}{3} \alpha' f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002) \right\}$$

ただし, $\alpha' = \left(\frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \right)$ かつ ($1 \leq \alpha' \leq 2$)

Q_{AS} : 短期許容せん断力

b : 壁幅

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度

$_w f_t$: せん断補強筋の短期許容引張応力度

p_w : せん断補強筋比

α' : せん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ による割増係数

M : 建家外壁に生じる曲げモーメント

Q : 建家外壁に生じるせん断力

3.5 評価方法

(1) 保有水平耐力評価

各荷重の組み合わせによる層せん断力を算定し、既往の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法（その 25）」に基づく保有水平耐力（ Q_u ）と比較する。

① ケース1（浮力+余震+水圧）

a. 余震による層せん断力

余震による層せん断力は、別添 6-1-3-2「Ⅱ 余震による地震応答解析」において算定した、各階の最大応答せん断力を用いる。

b. 動水圧による層せん断力

動水圧は道路橋示方書を参考として、ウエスタガードの補正式に基づいて算定する。水平震度 k_h は別添 6-1-3-2「Ⅱ 余震による地震応答解析」において算定した浮力算定用津波高さ以下の最大応答加速度（質点 4 470 cm/s^2 ）を保守的に 0.5 とする。

$$P(z) = \frac{7}{8} \rho_0 k_h \sqrt{h' \cdot z}$$

$P(z)$: 水深 z における地震時動水圧

ρ_0 : 海水の単位体積重量

k_h : 水平震度

h' : 浮力算定用津波高さ

z : 水面からの浸水深

② ケース2 (波力+余震)

余震による層せん断力は「①ケース1 (浮力+余震+水圧) a. 余震による層せん断力」と同様に算定する。

a. 波力による層せん断力

波力による層せん断力 (R) は、「津波避難ビル等の構造上の要件の解説 (国総研資料第673号, 平成24年)」により算定する。

算定の考え方を図 3-4に示す。

$$R = \int_H^{h_T} w(x) \times B(x) \times dx$$

R : 波力による層せん断力

h_T : 水深係数 (α) × 波力算定用津波高さ (h)

H : 層せん断力を算定する対象階の下端の高さ
(地震応答解析モデルの質点高さに合わせる)

x : G. L. ±0 m からの高さ

w(x) : G. L. ±0 m からの高さx の位置での波圧

$$w(x) = \rho_o (h_T - x)$$

B(x) : G. L. ±0 m からの高さx の位置での受圧面の幅

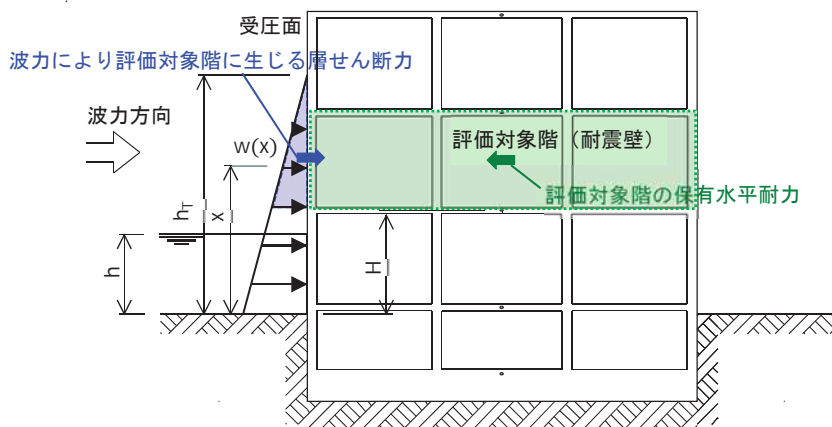


図 3-4 波力による層せん断力算定の考え方

③ ケース3 (波力+漂流物衝突荷重)

波力による層せん断力は「② ケース2 (波力+余震) a. 波力による層せん断力」と同様に算定する。

a. 漂流物衝突荷重による層せん断力

漂流物衝突荷重は、「道路橋示方書 (I 共通編・V 耐震設計編)・同解説 (日本道路協会, 平成29年)」により算定する。

$$P = 0.1 \times W_1 \times V_1$$

P : 漂流物衝突荷重

W_1 : 流送物の重量(漂流物重量)

V_1 : 表面流速

漂流物衝突荷重は, 保守的に全ての階に作用させ, 層せん断力を算定する。

(2) 接地圧の評価

接地圧の評価は、各荷重の組み合わせによる接地圧 (σ) を算定し、極限支持力度 (σ_u) と比較する。

接地圧は下式により算定する。

$$\sigma = A \cdot F / (B \cdot L)$$

σ : 接地圧

B : 建家幅

L : 建家長さ

F : 地反力

A : 接地圧係数

偏心率 e/L が $1/6$ 以下の場合 ($e/L \leq 1/6$)

$$A = 1 + 6e/L$$

偏心率 e/L が $1/6$ より大きい場合 ($e/L > 1/6$)

$$A = 2 / \{3 \times (0.5 - e/L)\}$$

e : 偏心距離

① ケース1 (浮力+余震+水圧)

余震による荷重は、別添 6-1-3-2 「Ⅱ 余震による地震応答解析」において算定した、転倒モーメント及び最大応答軸力を用いる。余震の水平慣性力と鉛直慣性力は組合せ係数法に従い、水平 1.0、鉛直 0.4 で組合せる。鉛直力に対しては、上向きに作用した場合と下向きに作用した場合について検討する。

算定の考え方を図 3-5 に示す。

$$e = (Mv' + Mv) / F$$

Mv' : 浸水時の動水圧による転倒モーメント

Mv : 余震による転倒モーメント

F : 地反力

地反力Fの算定式

上向き : 水平 $-0.4 \times$ 鉛直の地反力計算

$$F = W_B - Qz - 0.4 \times Fu$$

下向き : 水平 $+ 0.4 \times$ 鉛直の地反力計算

$$F = W_B - Qz + 0.4 \times Fu$$

W_B : 建家総重量

Qz : 浮力(津波浸水時)

Fu : 最大応答軸力

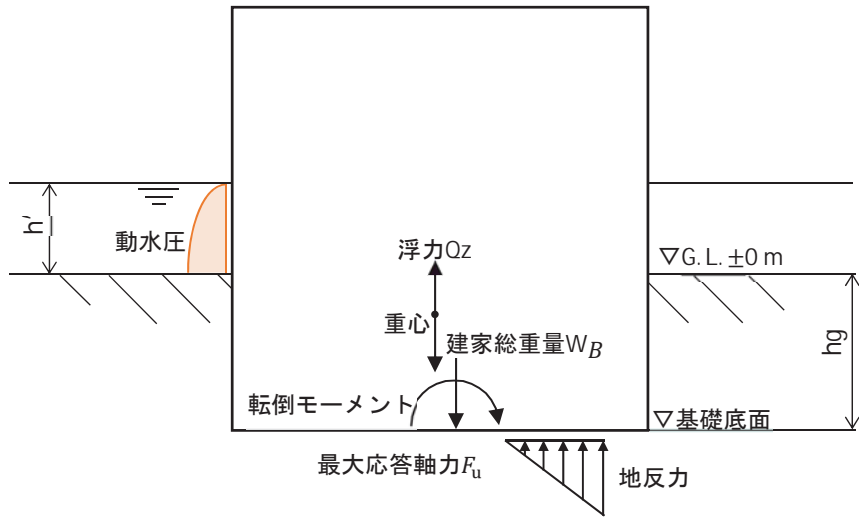


図 3-5 接地圧の評価：ケース 1（浮力+余震+水圧）の考え方

② ケース2 (波力+余震)

余震による転倒モーメント，最大応答軸力及び水平慣性力と鉛直慣性力の組合せ係数法はケース1 (浮力+余震+水圧) と同様に考慮する。

地下水位による浮力を考慮し，波力と余震は，保守的に同じ方向に作用するものとする。

算定の考え方を図 3-6 に示す。

$$e = (M_t + M_v)/F$$

M_v : 余震による転倒モーメント

M_t : 波力による転倒モーメント

F : 地反力

$$M_t = P' \cdot (h_T/3 + h_g)$$

$h_T/3$: 波力の作用位置

P' : 波力による集中荷重

$$P' = w \cdot B \cdot h_T/2$$

w : 波圧

$$w = \rho_o \cdot h_T$$

地反力 F の算定式

上向き : 水平 $-0.4 \times$ 鉛直の地反力計算

$$F = W_B - Q_z - 0.4 \times F_u$$

下向き : 水平 $+ 0.4 \times$ 鉛直の地反力計算

$$F = W_B - Q_z + 0.4 \times F_u$$

W_B : 建家総重量

Q_z : 浮力(地下水位)

F_u : 最大応答軸力

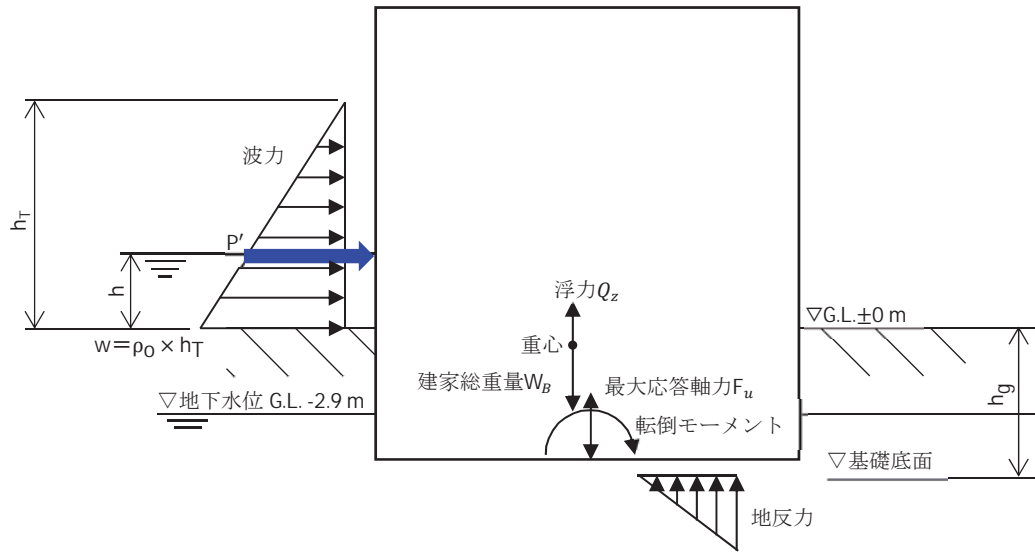


図 3-6 接地圧の評価：ケース 2（波力+余震）の考え方

③ ケース3 (波力+漂流物衝突荷重)

波力による転倒モーメント及び地下水位による浮力はケース2 (波力+余震) と同様に考慮する。

漂流物衝突荷重は，保守的に津波と同じ方向に作用するものとし，衝突する箇所（荷重が作用する箇所）は，対象とする建家の最上階位置に作用するものと仮定する。

算定の考え方を図 3-7 に示す。

$$e = (Mt + Mt')/F$$

Mt : 波力による転倒モーメント

Mt' : 漂流物衝突荷重による転倒モーメント

$$Mt' = P \cdot H_B$$

P : 漂流物衝突荷重

H_B : 建家全高

F : 地反力

地反力 F の算定式

$$F = W_B - Q_z$$

W_B : 建家総重量

Q_z : 浮力(地下水位)

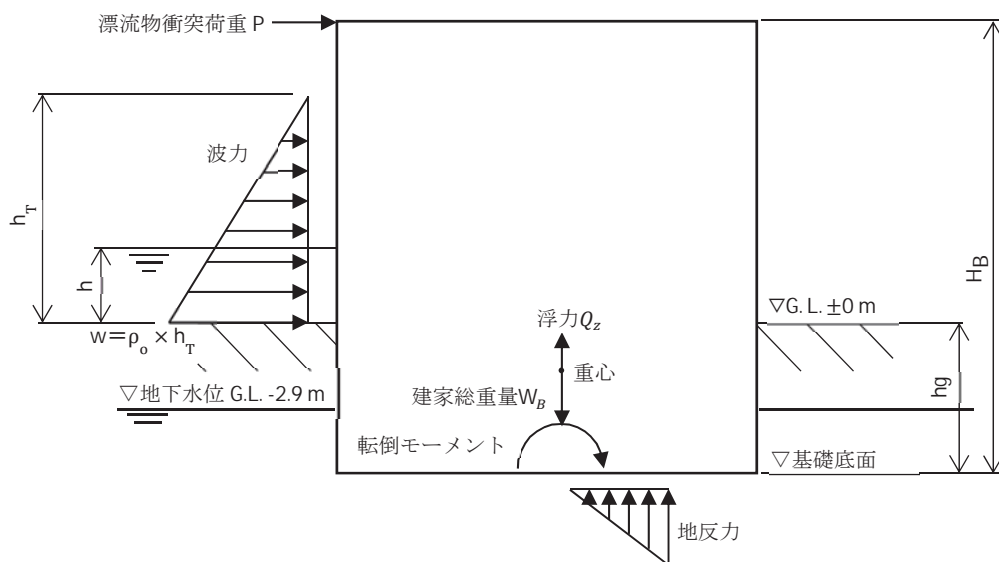


図 3-7 接地圧の評価：ケース3 (波力+漂流物衝突荷重) の考え方

(3) 建家外壁の健全性評価

建家外壁は上下階のスラブで拘束されているため、両端固定の一方向版として検討することとし、単位幅による評価を基本とする。

各荷重の組合せに対して、対象とする建家外壁に生じる応力を算定し、短期許容曲げモーメント (M_a) と、短期許容せん断力 (Q_{AS}) との比較を行う。

① ケース1 (浮力+余震+水圧)

a. 余震の慣性力による応力

余震の慣性力による応力は下式により算定する。

余震による曲げモーメント Me'

$$Me' \quad (\text{中央}) = \frac{w_3 \cdot l^2}{24}$$

$$Me' \quad (\text{下端}) = \frac{w_3 \cdot l^2}{12}$$

余震によるせん断力 Qe'

$$Qe' = \frac{w_3 \cdot l}{2}$$

w_3 : 余震による荷重

$$w_3 = \frac{\rho \cdot T \cdot \alpha_{SR}}{g}$$

ρ : 鉄筋コンクリートの単位体積重量

T : 鉄筋コンクリート外壁の壁厚

α_{SR} : 最大応答加速度

l : 壁高さ

g : 重力加速度

b. 津波浸水時の静水圧による応力

津波浸水時の静水圧による応力算定の考え方を図 3-8に示す。台形分布荷重を三角形分布荷重と等分布荷重の応力の足し合わせにより求める。算定式を以下に示す。

静水圧による曲げモーメント M_W

$$M_W = M_s + M_e$$

M_s : 三角形分布荷重による曲げモーメント

M_e : 等分布荷重による曲げモーメント

三角形分布荷重による曲げモーメント算定式

$$M_s (\text{中央}) = 0.043l \left\{ \rho_o \frac{l^2}{2} \right\}$$

$$M_s (\text{下端}) = \frac{l}{10} \left\{ \rho_o \frac{l^2}{2} \right\}$$

等分布荷重による曲げモーメント算定式

$$M_e (\text{中央}) = \rho_o (h' - h_1) \frac{l^2}{24}$$

$$M_e (\text{下端}) = \rho_o (h' - h_1) \frac{l^2}{12}$$

静水圧によるせん断力 Q_w

$$Q_w = Q_s + Q_e$$

Q_s : 三角形分布荷重によるせん断力

Q_e : 等分布荷重によるせん断力

三角形分布荷重によるせん断力算定式

$$Q_s = \frac{7}{10} \left\{ \rho_o \frac{l^2}{2} \right\}$$

等分布荷重によるせん断力算定式

$$Q_e = \rho_o (h' - h_1) \frac{l}{2}$$

l : 壁高さ

h_1 : G.L. ±0 m から上階のスラブ下端までの高さ

h' : 浮力算定用津波高さ

ρ_o : 海水の単位体積重量



図 3-8 建家外壁の津波浸水時の静水圧による応力算定の考え方

c. 津波浸水時の動水圧による応力

津波浸水時の動水圧による応力は図 3-9 のとおり，ウエスタガードの補正式に基づいて算定する。

$$P(z) = \frac{7}{8} \rho_0 k_h \sqrt{h'} \cdot z$$

$P(z)$: 水深 z における地震時動水圧

ρ_0 : 海水の単位体積重量

k_h : 水平震度

h' : 浮力算定用津波高さ



図 3-9 建家外壁の津波浸水時の動水圧による応力算定の考え方

② ケース2 (波力+余震)

余震による応力は「①ケース1 (浮力+余震+水圧) b. 余震の慣性力による応力」と同様に算定する。

a. 波力による応力

波力による曲げモーメント及びせん断力の算定の考え方を、
図 3-10に示す。台形分布荷重を、三角形分布荷重と等分布荷重
の応力の足し合わせにより求める。算定式を以下に示す。

波力による曲げモーメント M_R

$$M_R = M_s + M_e$$

M_s : 三角形分布荷重による曲げモーメント

M_e : 等分布荷重による曲げモーメント

三角形分布荷重による曲げモーメント算定式

$$M_s (\text{中央}) = 0.043l \left\{ \rho_o \frac{l^2}{2} \right\}$$

$$M_s (\text{下端}) = \frac{l}{10} \left\{ \rho_o \frac{l^2}{2} \right\}$$

等分布荷重による曲げモーメント算定式

$$M_e (\text{中央}) = \rho_o (h_T - h_1) \frac{l^2}{24}$$

$$M_e (\text{下端}) = \rho_o (h_T - h_1) \frac{l^2}{12}$$

波力によるせん断力 Q_R

$$Q_R = Q_s + Q_e$$

Q_s : 三角形分布荷重によるせん断力

Q_e : 等分布荷重によるせん断力

三角形分布荷重によるせん断力算定式

$$Q_s = \frac{7}{10} \left\{ \rho_o \frac{l^2}{2} \right\}$$

等分布の荷重によるせん断力算定式

$$Q_e = \rho_o (h_T - h_1) \frac{l}{2}$$

l : 壁高さ

h_1 : G. L. ± 0 m から上階スラブ下端までの高さ

h_T : 水深係数 (α) \times 波力算定用津波高さ (h)

ρ_o : 海水の単位体積重量



図 3-10 建家外壁の波力による応力算定の考え方

③ ケース3 (波力+漂流物衝突荷重)

波力による応力は「②ケース2 (波力+余震) a. 波力による応力」と同様に算定する。

a. 漂流物の衝突による応力

漂流物衝突荷重の作用位置は、検討内容に応じて保守的となるように設定する。

図 3-11 に漂流物衝突荷重の作用位置設定の考え方を示す。

漂流物衝突荷重は、部材端部の曲げ検討時には部材下端部から壁高さの1/3の位置に、部材中央の曲げ検討時には中央に作用させる。

せん断検討時には、対象部材の端部に作用させる。

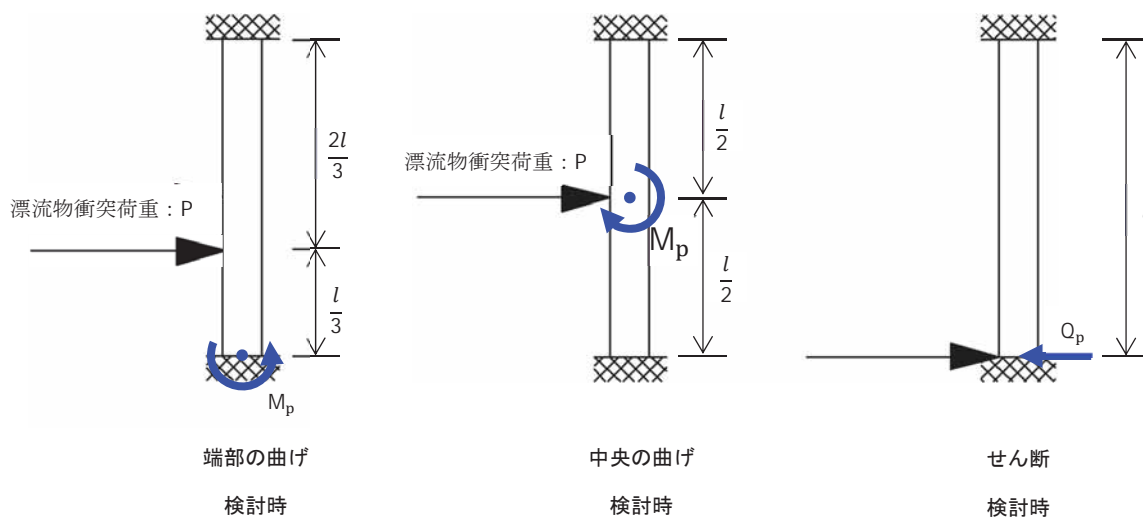


図 3-11 漂流物衝突荷重の作用位置設定の考え方

漂流物衝突荷重による応力は下式により算定する。

漂流物衝突荷重による曲げモーメント M_p

$$M_p(\text{下端}) = \frac{4Pl}{9}$$

$$M_p(\text{中央}) = \frac{Pl}{8}$$

P : 漂流物衝突荷重

l : 壁高さ

漂流物衝突荷重によるせん断力 Q_p

$$Q_p = P$$

④ 開口部を有する外壁の評価方法

開口部を有する外壁については、有効負担幅により評価を行う。

各荷重の組合せ荷重による応力は、単位幅の外壁の荷重に荷重増分係数を乗じて算定する。

a. 有効負担幅

外壁の両側が開口部に接する外壁については、開口部間の外壁の幅を有効負担幅とする。

外壁の片側が開口部に接する外壁については、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」を踏まえ、開口端から壁厚さの2倍の範囲を有効負担幅とする。

b. 荷重増分係数

荷重増分係数の考え方を図 3-12及び図 3-13に示す。

荷重増分係数は、単位幅の外壁に対する有効負担幅と開口幅の1/2との和の比率とする。



図 3-12 開口部を有する外壁の荷重増分係数の考え方(1階外壁南面)

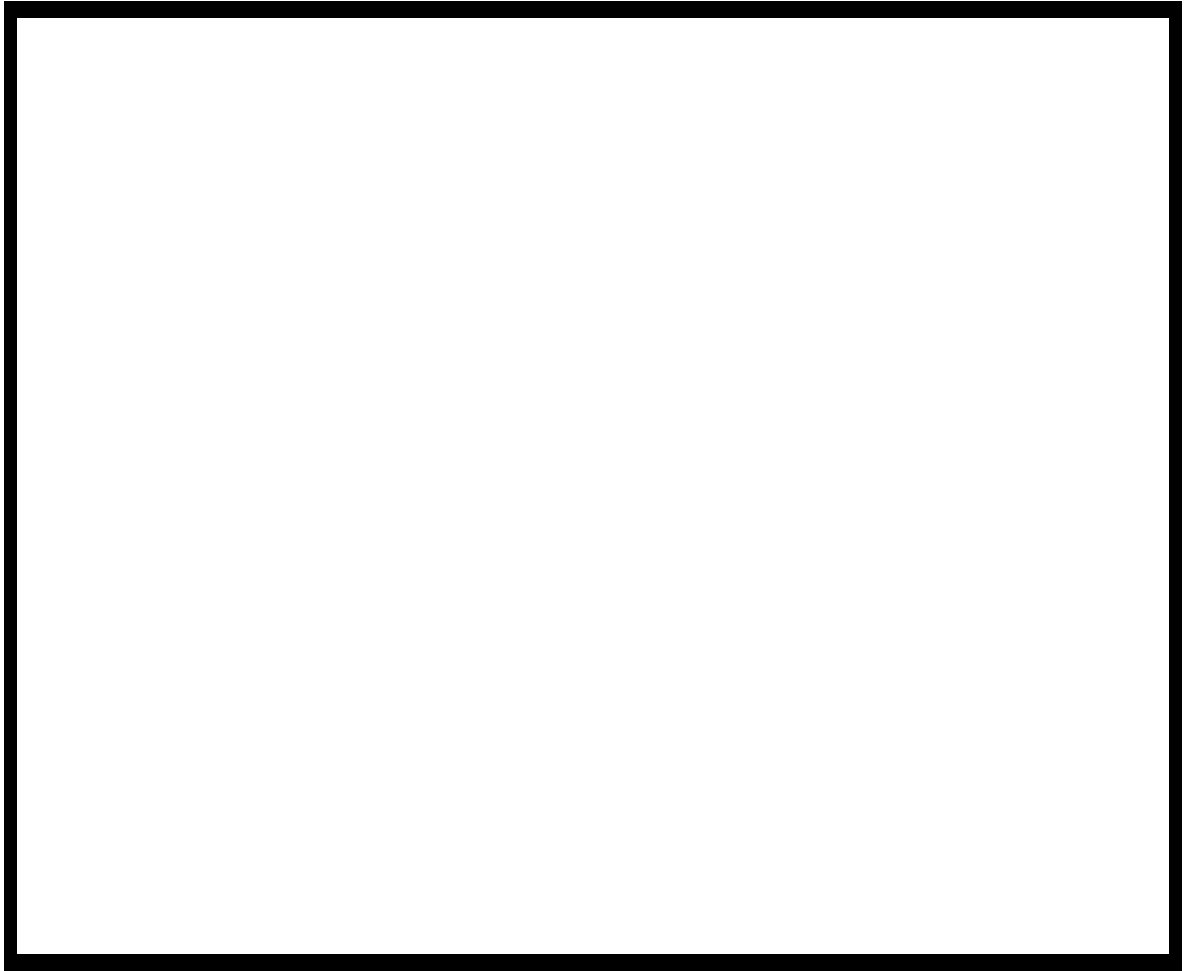


図 3-13 開口部を有する外壁の荷重増分係数の考え方(1階外壁北面)

4. 評価条件

4.1 ケース1(浮力+余震+水圧)の評価条件

ケース1(浮力+余震+水圧)検討時の評価に用いる条件を表4-1に示す。

表4-1 ケース1(浮力+余震+水圧)の評価条件(1/2)

記号	定義	数値		単位
B	建家幅	34.9		m
L	建家長さ	36.6		m
l	壁高さ	3.99		m
T	鉄筋コンクリート外壁の壁厚	0.6		m
—	鉄筋コンクリート外壁の壁筋	D22@200D		—
—	鉄筋コンクリート外壁の B-1, B-2()の開口補強筋	B-1 1階外壁南面 () : 6-D22		
		B-2 1階外壁北面 () : 6-D22		
ρ	鉄筋コンクリートの単位体積重量	24.0		kN/m ³
ρ_0	海水の単位体積重量	10.1		kN/m ³
h'	浮力算定用津波高さ ^{*1}	7.6		m
α	水深係数 ^{*2}	3		—
h _g	G.L. ±0 m から基礎底面までの距離	6.0		m
k _h	水平震度 ^{*4}	0.5		—
α_{SR}	最大応答加速度 ^{*4}	5.0		m/s ²
保有水平耐力評価の諸元				
E	余震による層せん断力	各階の層せん断力は ^{*4} による		kN
P(z)	水深 z における地震時動水圧	1階	167	kN/m
		B1階	170	
接地圧評価の諸元				
W _B	建家総重量	395,609		kN
Q _Z	浮力(津波浸水時)	175,455		kN
F _u	最大応答軸力 ^{*4}	101,191		kN
M _V	余震による転倒モーメント ^{*4}	NS	2,135,747	kN・m
		EW	2,086,001	
M _{V'}	浸水時の動水圧による転倒モーメント	NS	53,682	kN・m
		EW	56,297	

表 4-1 ケース 1(浮力+余震+水圧)の評価条件(2/2)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元			
評価部位：A-1 1階外壁(<input type="checkbox"/>)			
k	荷重増分係数	1.000	—
M_e'	余震による曲げモーメント	9.8	kN・m
M_w	静水圧による曲げモーメント	74.0	kN・m
M_w'	動水圧による曲げモーメント	42.3	kN・m
Q_e'	余震によるせん断力	14.7	kN
Q_w	静水圧によるせん断力	119.3	kN
Q_w'	動水圧によるせん断力	59.9	kN
評価部位：B-1 1階外壁南面(<input type="checkbox"/>)			
k	荷重増分係数	2.765	—
M_e'	余震による曲げモーメント	27.1	kN・m
M_w	静水圧による曲げモーメント	204.7	kN・m
M_w'	動水圧による曲げモーメント	117.0	kN・m
Q_e'	余震によるせん断力	40.6	kN
Q_w	静水圧によるせん断力	330.0	kN
Q_w'	動水圧によるせん断力	165.6	kN
評価部位：B-2 1階外壁北面(<input type="checkbox"/>)			
k	荷重増分係数	1.715	—
M_e'	余震による曲げモーメント	16.8	kN・m
M_w	静水圧による曲げモーメント	126.9	kN・m
M_w'	動水圧による曲げモーメント	72.5	kN・m
Q_e'	余震によるせん断力	25.2	kN
Q_w	静水圧によるせん断力	204.7	kN
Q_w'	動水圧によるせん断力	102.7	kN

※1 別添 6-1-3-1 「Ⅲ 入力津波の選定」

※2 津波避難ビル等の構造上の要件の解説 (国総研資料第 673 号, 平成 24 年)

※4 別添 6-1-3-2 「Ⅱ 余震による地震応答解析」

4.2 ケース 2(波力+余震)の評価条件

ケース 2(波力+余震)検討時の評価に用いる条件を表 4-2 に示す。

表 4-2 ケース 2(波力+余震)の評価条件(1/2)

記号	定義	数値	単位	
B	建家幅	34.9	m	
L	建家長さ	36.6	m	
l	壁高さ	3.99	m	
—	鉄筋コンクリート外壁の壁筋	D22@200D	—	
—	鉄筋コンクリート外壁の B-1, B-2()の開口補強筋	B-1 1階外壁南面 () : 6-D22		
		B-2 1階外壁北面 () : 6-D22		
ρ	鉄筋コンクリートの単位体積重量	24.0	kN/m ³	
ρ_0	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³	
h	波力算定用津波高さ ^{※1}	6.1	m	
α	水深係数 ^{※2}	3	—	
h_T	水深係数×波力算定用津波高さ	18.3	m	
h_g	G.L. ±0 m から基礎底面までの距離	6.0	m	
α_{SR}	最大応答加速度 ^{※4}	5.0	m/s ²	
保有水平耐力評価の諸元				
E	余震による層せん断力	各階の層せん断力 は※4による	kN	
接地圧評価の諸元				
W_B	建家総重量	395,609	kN	
Q_Z	浮力(地下水位)	39,994	kN	
F_u	最大応答軸力	101,191	kN	
M_t	波力による転倒モーメント	NS	714,178	kN・m
		EW	748,966	
M_V	余震による転倒モーメント ^{※4}	NS	2,135,747	kN・m
		EW	2,086,001	

表 4-2 ケース 2(波力+余震)の評価条件(2/2)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元			
評価部位：A-1 1階外壁(<input type="checkbox"/>)			
k	荷重増分係数	1.000	—
M_R	波力による曲げモーメント	217.4	kN・m
M_e'	余震による曲げモーメント	9.8	kN・m
Q_R	波力によるせん断力	334.9	kN
Q_e'	余震によるせん断力	14.7	kN
評価部位：B-1 1階外壁南面(<input type="checkbox"/>)			
k	荷重増分係数	2.765	—
M_R	波力による曲げモーメント	601.1	kN・m
M_e'	余震による曲げモーメント	27.1	kN・m
Q_R	波力によるせん断力	926.1	kN
Q_e'	余震によるせん断力	40.6	kN
評価部位：B-2 1階外壁北面(<input type="checkbox"/>)			
k	荷重増分係数	1.715	—
M_R	波力による曲げモーメント	372.8	kN・m
M_e'	余震による曲げモーメント	16.8	kN・m
Q_R	波力によるせん断力	574.4	kN
Q_e'	余震によるせん断力	25.2	kN

※1 添付資料 6-1-3-1 「Ⅲ 入力津波の選定」

※2 津波避難ビル等の構造上の要件の解説（国総研資料第 673 号，平成 24 年）

※4 別添 6-1-3-2 「Ⅱ 余震による地震応答解析」

4.3 ケース 3(波力+漂流物衝突荷重)の評価条件

ケース 3(波力+漂流物衝突荷重)検討時の評価に用いる条件を表 4-3 に示す。

表 4-3 ケース 3(波力+漂流物衝突荷重)の評価条件(1/2)

記号	定義	数値		単位
B	建家幅	34.9		m
L	建家長さ	36.6		m
l	壁高さ	3.99		m
—	鉄筋コンクリート外壁の壁筋	D22@200D		—
—	鉄筋コンクリート外壁の B-1, B-2()の開口補強筋	B-1 1階外壁南面 () : 6-D22		
		B-2 1階外壁北面 () : 6-D22		
H _B	建家全高	28.44		m
ρ ₀	海水の単位体積重量	10.1		kN/m ³
h	波力算定用津波高さ ^{※1}	6.1		m
α	水深係数 ^{※2}	3		—
h _T	水深係数×波力算定用津波高さ	18.3		m
h _g	G. L. ±0 m から基礎底面までの距離	6.0		m
保有水平耐力評価の諸元				
P	漂流物衝突荷重(各階共通)	2.8		kN
接地圧評価の諸元				
W _B	建家総重量	395,609		kN
Q _Z	浮力(地下水位)	39,994		kN
M _t	波力による転倒モーメント	NS	714,178	kN・m
		EW	748,966	
M _t '	漂流物による転倒モーメント	NS	80	kN・m
		EW	80	

表 4-3 ケース 3(波力+漂流物衝突荷重)の評価条件(2/2)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元			
評価部位：A-1 1階外壁(<input type="checkbox"/>)			
k	荷重増分係数	1.000	—
M_R	波力による曲げモーメント	217.4	kN・m
M_P	漂流物による曲げモーメント	1.7	kN・m
Q_R	波力によるせん断力	334.9	kN
Q_P	漂流物によるせん断力	2.8	kN
評価部位：B-1 1階外壁南面(<input type="checkbox"/>)			
k	荷重増分係数	2.765	—
M_R	波力による曲げモーメント	601.1	kN・m
M_P	漂流物による曲げモーメント	1.7	kN・m
Q_R	波力によるせん断力	926.1	kN
Q_P	漂流物によるせん断力	2.8	kN
評価部位：B-2 1階外壁北面(<input type="checkbox"/>)			
k	荷重増分係数	1.715	—
M_R	波力による曲げモーメント	372.8	kN・m
M_P	漂流物による曲げモーメント	1.7	kN・m
Q_R	波力によるせん断力	574.4	kN
Q_P	漂流物によるせん断力	2.8	kN

※1 添付資料 6-1-3-1 「Ⅲ 入力津波の選定」

※2 津波避難ビル等の構造上の要件の解説(国総研資料第 673 号, 平成 24 年)

※4 別添 6-1-3-2 「Ⅱ 余震による地震応答解析」

5. 評価結果

5.1 ケース 1(浮力+余震+水圧)の強度評価結果

(1) 保有水平耐力

ケース 1(浮力+余震+水圧)に対する保有水平耐力の評価結果を表 5-1 に示す。各層に生じる層せん断力はいずれも保有水平耐力以下であることを確認した。

表 5-1 保有水平耐力評価結果ケース 1(浮力+余震+水圧)

方向	評価高さ H(m)	階	保有水平耐力 Qu (kN)	余震 E (kN)	水圧 P' (kN)	層せん断力 $Q_T = E + P'$ (kN)	検定比 Q/Qu
NS		5	7443	2856	0	2856	0.39
		4	142716	24340	0	24340	0.18
		3	203390	51810	0	51810	0.26
		1	433846	109600	5834	115434	0.27
		B1	433846	141800	5938	147738	0.35
EW		5	8738	2726	0	2726	0.32
		4	94624	24450	0	24450	0.26
		3	201605	51670	0	51670	0.26
		1	415871	109100	6118	115218	0.28
		B1	415871	141200	6228	147428	0.36

(2) 接地圧

ケース 1(浮力+余震+水圧)に対する接地圧の評価結果を表 5-2, 表 5-3 に示す。

浮力と余震及び水圧による転倒モーメントが作用した場合に発生する接地圧は極限支持力度以下であることを確認した。

表 5-2 接地圧評価結果 (上向き 0.4×鉛直)

ケース 1(浮力+余震+水圧)

評価項目	極限支持力度 σ_u (kN/m ²)	転倒方向	接地圧 σ (kN/m ²)	検定比 σ/σ_u
接地圧	2350	NS	561	0.24
		EW	592	0.26

表 5-3 接地圧評価結果 (下向き 0.4×鉛直)

ケース 1(浮力+余震+水圧)

評価項目	極限支持力度 σ_u (kN/m ²)	転倒方向	接地圧 σ (kN/m ²)	検定比 σ/σ_u
接地圧	2350	NS	503	0.22
		EW	514	0.22

(3) 建家外壁

ケース 1(浮力+余震+水圧)に対する建家外壁の健全性評価結果を 表 5-4 に示す。

1 階外壁 () および 1 階外壁北面 () の応力は許容限界以下であるが、1 階外壁南側 () の応力は許容限界を超えており、補強が必要である。

表 5-4 建家外壁評価結果ケース 1(浮力+余震+水圧)

評価対象部位		短期許容曲げモーメント Ma (kN・m)	曲げモーメント M (kN・m)	検定比 M /Ma
A-1 1 階外壁	[]	273.7	126.1	0.47
B-1 1 階外壁南面		383.2	348.8	0.92
B-2 1 階外壁北面		437.9	216.2	0.50

評価対象部位		短期許容せん断力 Q _{AS} (kN)	せん断力 Q (kN)	検定比 Q/Q _{AS}
A-1 1 階外壁	[]	602.9	193.9	0.33
B-1 1 階外壁南面		452.1	536.2	1.19
B-2 1 階外壁北面		723.7	332.6	0.46

5.2 ケース 2(波力+余震)の強度評価結果

(1) 保有水平耐力評価結果

ケース 2(波力+余震)に対する保有水平耐力の評価結果を表 5-5 に示す。各層に生じる層せん断力はいずれも保有水平耐力以下であることを確認した。

表 5-5 保有水平耐力評価結果ケース 2 (波力+余震)

方向	評価 高さ H(m)	階	保有水平耐力 Qu (kN)	波力 R (kN)	余震 E (kN)	層せん断力 $Q_T = R + E$ (kN)	検定比 Q/Qu
NS		5	7443	0	2856	2856	0.39
		4	142716	4180	24340	28520	0.20
		3	203390	18121	51810	69931	0.35
		1	433846	58450	109600	168050	0.39
		B1	433846	59023	141800	200823	0.47
EW		5	8738	0	2726	2726	0.32
		4	94624	4384	24450	28834	0.31
		3	201605	19004	51670	70674	0.36
		1	415871	61297	109100	170397	0.41
		B1	415871	61898	141200	203098	0.49

(2) 接地圧

ケース 2(波力+余震)に対する接地圧の評価結果を表 5-6, 表 5-7 に示す。波力と余震による転倒モーメントが作用した場合に発生する接地圧は極限支持力度以下であることを確認した。

表 5-6 建家の接地圧に関する評価結果 (上向き 0.4×鉛直)

ケース 2 (波力+余震)

評価項目	極限支持力度 σ_u (kN/m ²)	方向	接地圧 σ (kN/m ²)	検定比 σ/σ_u
接地圧	2350	NS	650	0.28
		EW	679	0.29

表 5-7 建家の接地圧に関する評価結果 (下向き 0.4×鉛直)

ケース 2 (波力+余震)

評価項目	極限支持力度 σ_u (kN/m ²)	方向	接地圧 σ (kN/m ²)	検定比 σ/σ_u
接地圧	2350	NS	681	0.29
		EW	701	0.30

(3) 建家外壁

ケース 2(波力+余震)に対する建家外壁の健全性評価結果を表 5-8 に示す。

1 階外壁 () および 1 階外壁北面 () の応力は許容限界以下であるが、1 階外壁南側 () の応力は許容限界を超えており、補強が必要である。

表 5-8 建家外壁の健全性評価結果ケース 2 (波力+余震)

評価対象部位		短期許容曲げモーメント Ma (kN・m)	曲げモーメント M (kN・m)	検定比 M/Ma
A-1 1 階外壁	[]	273.7	227.2	0.84
B-1 1 階外壁南面		383.2	628.2	1.64
B-2 1 階外壁北面		437.9	389.6	0.89

評価対象部位		短期許容せん断力 Q _{AS} (kN)	せん断力 Q (kN)	検定比 Q/Q _{AS}
A-1 1 階外壁	[]	603.1	349.6	0.58
B-1 1 階外壁南面		452.4	966.7	2.14
B-2 1 階外壁北面		723.8	599.6	0.83

5.3 ケース3(波力+漂流物衝突荷重)の強度評価結果

(1) 保有水平耐力

ケース3(波力+漂流物衝突荷重)に対する保有水平耐力の評価結果を表5-9に示す。各層に生じる層せん断力はいずれも保有水平耐力以下であることを確認した。

表 5-9 保有水平耐力評価結果ケース3 (波力+漂流物衝突荷重)

方向	評価高さ H(m)	階	保有水平 耐力 Q_u (kN)	波力 R (kN)	漂流物 衝突荷重 P (kN)	層せん断力 $Q_T = R + P$ (kN)	検定比 Q/Q_u
NS		5	7443	0	2.8	3	0.01
		4	142716	4180	2.8	4183	0.03
		3	203390	18121	2.8	18124	0.09
		1	433846	58450	2.8	58453	0.14
		B1	433846	59023	2.8	59026	0.14
EW		5	8738	0	2.8	3	0.01
		4	94624	4384	2.8	4387	0.05
		3	201605	19004	2.8	19007	0.10
		1	415871	61297	2.8	61300	0.15
		B1	415871	61898	2.8	61901	0.15

(2) 接地圧

ケース3(波力+漂流物衝突荷重)に対する接地圧の評価結果を表5-10に示す。波力と漂流物衝突荷重による転倒モーメントが作用した場合に発生する接地圧は極限支持力度以下であることを確認した。

表 5-10 建家の接地圧に関する評価結果ケース3 (波力+漂流物衝突荷重)

評価項目	極限支持力度 σ_u (kN/m ²)	方向	接地圧 σ (kN/m ²)	検定比 σ/σ_u
接地圧	2350	NS	370	0.16
		EW	379	0.17

(3) 建家外壁

ケース 3(波力+漂流物衝突荷重)に対する建家外壁の健全性評価結果を表 5-11 に示す。

1 階外壁 [] および 1 階外壁北面 [] の外壁の応力は許容限界以下であるが、1 階外壁南側 [] の応力は許容限界を超えており、補強が必要である。

表 5-11 建家外壁の健全性評価結果ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重)

評価対象部位		短期許容曲げモーメント Ma (kN・m)	曲げモーメント M (kN・m)	検定比 M /Ma
A-1 1 階外壁	[]	273.7	219.0	0.81
B-1 1 階外壁南面		383.2	602.7	1.58
B-2 1 階外壁北面		437.9	374.4	0.86

評価対象部位		短期許容せん断力 Q _{AS} (kN)	せん断力 Q (kN)	検定比 Q/Q _{AS}
A-1 1 階外壁	[]	604.8	337.7	0.56
B-1 1 階外壁南面		452.7	928.9	2.06
B-2 1 階外壁北面		724.4	577.2	0.80

5.4 評価のまとめ

高放射性廃液貯蔵場（HAW）は、ケース 1（浮力＋余震＋水圧）、ケース 2（波力＋余震）、ケース 3（波力＋漂流物衝突荷重）の荷重条件に対して、保有水平耐力及び接地圧は、いずれも許容限界以下であることを確認した。また、建家外壁のうち 1 階外壁（）及び 1 階外壁北面（ ）の応力についても許容限界以下であることを確認した。

一方、1 階外壁南面（）の応力は、ケース 1, 2, 3 いずれにおいても許容限界を超えるため、令和 2 年 7 月までに補強方法を決定する。

外壁補強に係る補足説明を「添付資料 6-1-3-2-3 施設の外壁の補強について」に示す。

Ⅲ-2 設計津波に対する浸水防止設備（浸水防止扉）の強度評価

1. 概要

本資料は、別添 6-1-3-2 「1 2. 設計の基本方針」に基づき、高放射性廃液貯蔵場（HAW）の扉及びシャッター部の構造強度評価に関する方針について説明し、今後の強度評価に資するものである。

「耐津波設計に係る工認審査ガイド」において、「津波が流入する可能性について検討した上で、流入の可能性のある経路（扉、開口部、貫通部等）を特定し、それらに対して浸水対策を施すこと。」とあり、高放射性廃液貯蔵場（HAW）の浸水防止扉に対して設計津波による強度評価を行う。

2. 扉及びシャッター部

高放射性廃液貯蔵場（HAW）外壁の扉及びシャッター部には、緊急安全対策として T.P. +14.4 m の範囲で浸水防止扉を設置しており、1 階に 3 箇所、3 階に 2 箇所の計 5 箇所に設置している。

これらの浸水防止扉の設置状態を図 2-1 に示す。高放射性廃液貯蔵場（HAW）に設置している浸水防止扉は T.P. +14.4 m までの浸水を想定し、最大浸水深の 3 倍の水圧が浸水防止扉に作用するものとして設計・施工している。これら浸水防止扉は東日本大震災直後の緊急安全対策（「原子力発電所の外部電源の信頼性確保について」平成 23・04・15 原院発第 3 号）の一つとして設置されたものであるが、令和 2 年 2 月に廃止措置計画用設計地震動及び設計津波が認可されたことに伴い、その他の津波に対する防護施設の設計と併せ、設計地震動及び設計津波に対する適合性評価を行う計画である。

3. 評価の考え方

浸水防止設備（浸水防止扉）については、廃止措置計画設計用地震動による地震力に対して浸水防止機能が十分に保持できるよう設計する。また、設計津波の遡上波による浸水時及び冠水後の波圧等に対する耐性等を確認し、入力津波に対して浸水防止機能が十分に保持できることを評価する。

以下に浸水防止設備について荷重の組合せ、荷重の設定及び許容限界について考え方を示す。

a. 荷重の組合せ

常時荷重、津波荷重及び地震荷重を適切に組合せる。

風荷重は、竜巻による風荷重又は竜巻以外の風荷重として「建築基準法（建設告示第 1454 号）」に基づく立地地域（東海村）の基準風速による風荷重を考慮する。

- ・常時荷重＋地震荷重
- ・常時荷重＋津波荷重

- ・常時荷重＋津波荷重＋余震荷重
- ・常時荷重＋津波荷重＋漂流物衝突荷重

b. 荷重の設定

- ・常時荷重

自重等を考慮する。

- ・地震荷重

設計用地震動 S_s を考慮する。

- ・津波荷重

各設備の荷重水位を考慮する。

- ・余震荷重

$S_d - D$ (廃止措置計画用設計地震動の応答スペクトル比率を 0.5 倍として設定) を考慮する。

- ・漂流物衝突荷重

流木等の比較的小型の漂流物は建家外壁に到達することを考慮する。

c. 許容限界

津波防護に対する機能限界保持として、地震後、津波後の再使用性や津波の繰り返し作用を想定し、止水性の面も踏まえることにより、当該構造物全体の変形能力（終局耐力時の変形）に対して十分な余裕を有し、浸水防止機能を保持することを確認する。

4. 今後の対応

これらの浸水防止扉は「原子力発電所の外部電源の信頼性確保について」（平成 23・04・15 原院発第 3 号）を受けて平成 26 年 3 月までに設置されたもので、T.P. +14.4 m の浸水深の津波波力と 1000 cm/s^2 の水平地震動に耐えられるものとして設計されている。

なお、令和 2 年 2 月に廃止措置計画用設計地震動及び設計津波が認可されたことに伴い、今後、それらへの適合性評価を行う。

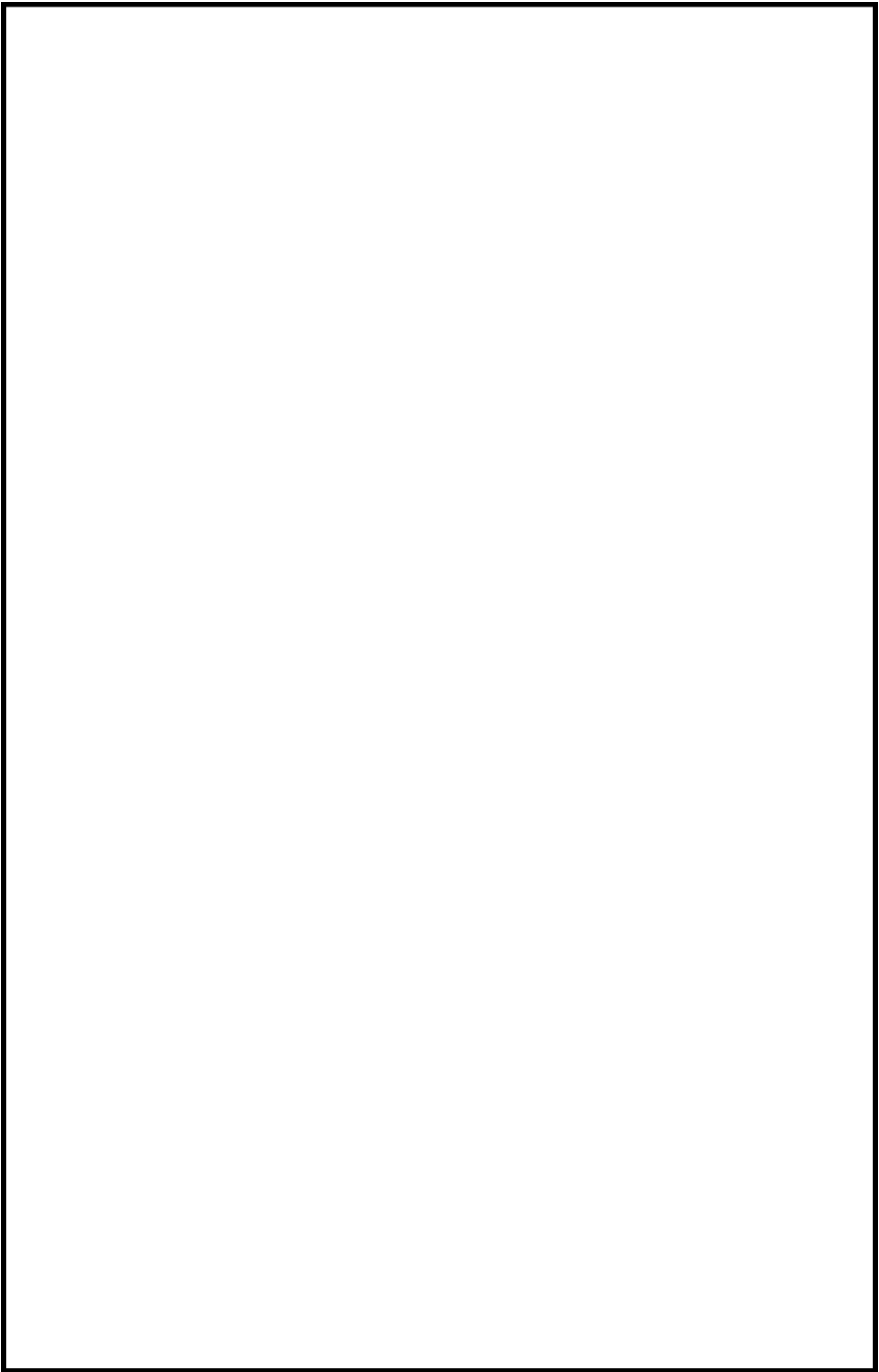


図2-1 浸水防止扉等の設置状態

6-1-3-2-121