

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 6-1-3-3 「I ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の津波防護に関する施設の設計方針」に基づき、津波荷重及び余震を考慮した荷重に対して、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟が構造強度・止水性を保持することを説明するものである。

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟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、要求性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

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の位置を図 2-1-1 に示す。

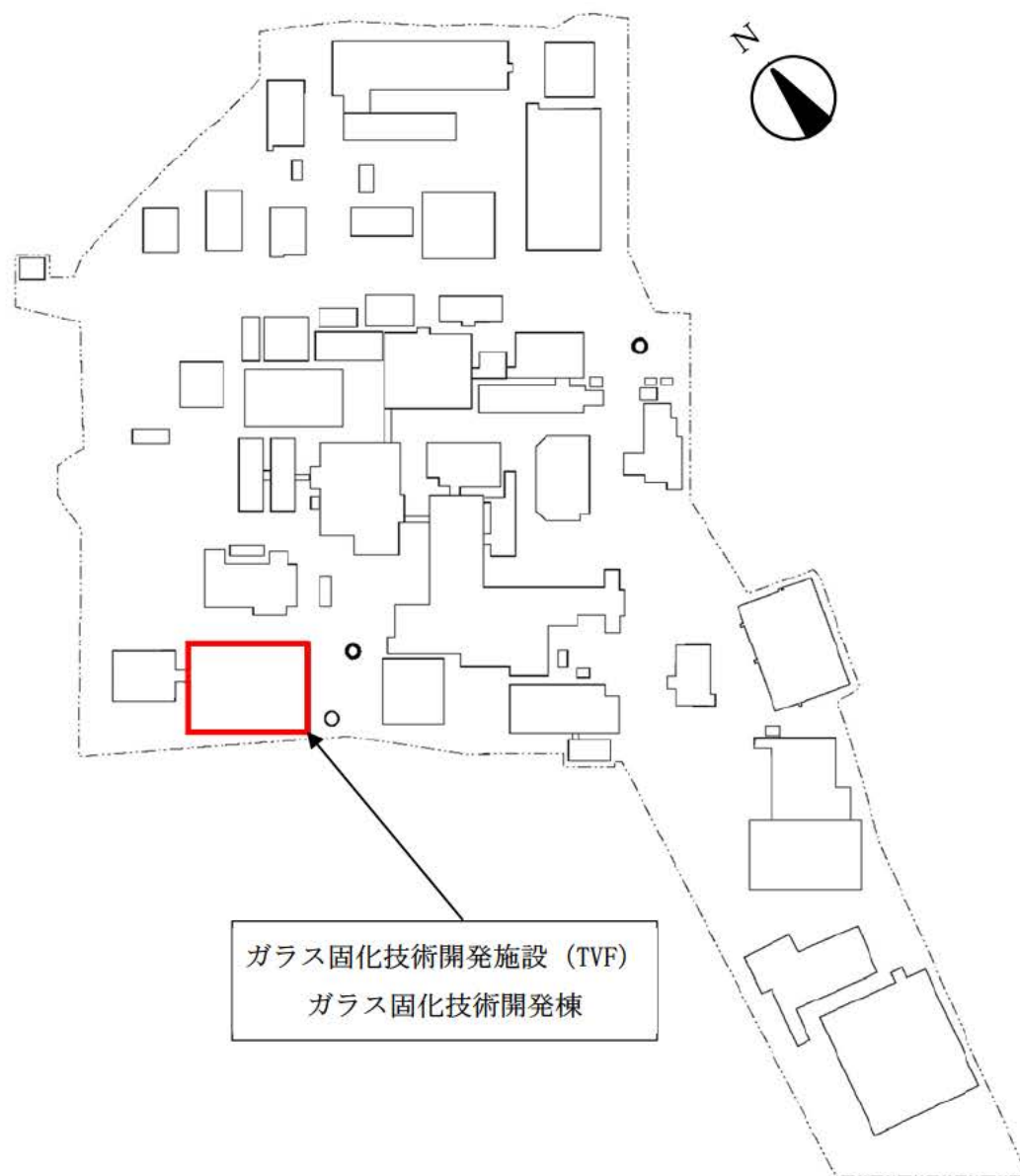


図 2-1-1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の位置

2.2 構造概要

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟は [REDACTED] を成しており、地上高さ [REDACTED] の鉄骨鉄筋コンクリート造の建家である。基礎は、べた基礎とし、基礎地盤である久米層（砂質泥岩）に設置されている。

建家の代表的な平面図及び断面図を図 2-2-1 から図 2-2-4 に示す。



図 2-2-1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟平面図 (地下 1 階)



図 2-2-2 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟平面図 (1 階)



図 2-2-3 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟 (NS 断面)



図 2-2-4 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟 (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、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 6-1-3-3 「I ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の津波防護に関する施設の設計方針」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 2-3-1 に示す。

表 2-3-1 評価項目

評価方針	評価項目	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	建家の健全性 (保有水平耐力)	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 (接地圧)	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

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟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) 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2014年）
- (7) 建築物荷重指針・同解説（日本建築学会，2015年）
- (8) 道路橋示方書・同解説 I 共通編，V 耐震設計編（日本道路協会，2017年）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の強度評価の計算に用いる記号を表 3-1-1 に示す。

表 3-1-1 ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟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. +4. 65 m (T. P. +12. 3 m)
α	水深係数
h'	浮力算定用津波高さ：G. L. +4. 55 m (T. P. +12. 2 m)
α_{SR}	最大応答水平加速度
P	漂流物衝突荷重
W_1	漂流物重量
V_1	表面流速
Q_u	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	各荷重の組合せによる層せん断力

表 3-1-1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
強度評価計算に用いる記号 (2/3)

記号	定義
E	余震による層せん断力
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
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
Qz	浮力
W_B	建家総重量
Pv'	浸水時の動水圧による集中荷重
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
Fu	最大応答軸力
h_g	G.L. ±0 m から基礎底面までの距離
Mt	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
Mt'	漂流物衝突荷重による転倒モーメント
H_B	建家全高
l	壁高さ
Me'	余震による曲げモーメント
Qe'	余震によるせん断力

表 3-1-1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
強度評価計算に用いる記号 (3/3)

記号	定義
ρ	鉄筋コンクリートの単位体積重量
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
M_w	静水圧+動水圧による曲げモーメント
Q_w	静水圧+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
W	動水圧による層せん断力

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 3-2-1 に示す。

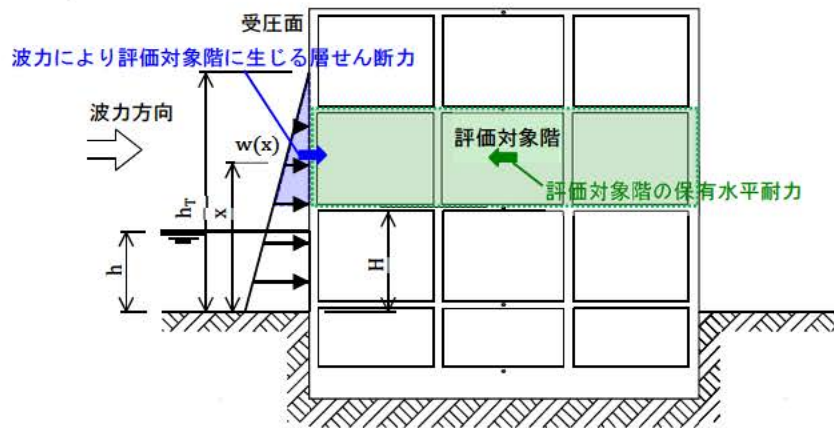


図 3-2-1 保有水平耐力評価の概念図

(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 3-2-2 に示す。

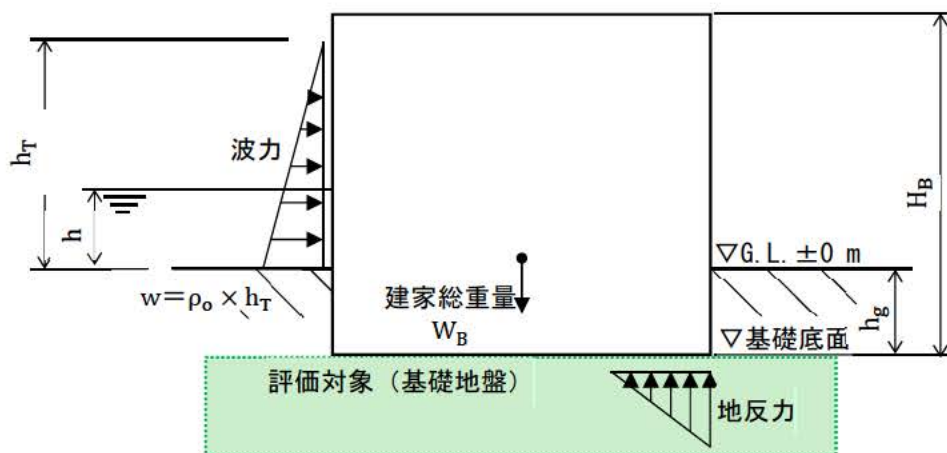


図 3-2-2 接地圧の評価の概念図

(3) 建家外壁の健全性評価

建家外壁の健全性評価は、図 3-2-3 に示す波力算定用津波高さ G.L. +4.65 m (T.P. +12.3 m) 以下の外壁を評価対象とする。



図 3-2-3 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、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟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、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟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、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟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 6-1-3-3 「II 余震による地震応答解析」の応答値 (加速度, せん断力, 転倒モーメント及び最大応答軸力) による慣性力を考慮する。

⑤ 漂流物衝突荷重 (P_p)

津波漂流物防護柵をすり抜ける可能性がある漂流物として、防砂林 (0.55 t の流木) ^{*3} を想定する。すり抜ける流木は、津波漂流物防護柵への衝突等によりエネルギーを失った後に、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外壁等に到達する設計としており、流木等が河川の橋脚に衝突する状況を想定した衝突力を評価する「道路橋示方書・同解説 I 共通編, V 耐震設計編」(以下「道路橋示方書」という。)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) の規定に基づき組合せを考慮しない。

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

荷重の組合せは、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を参考として、津波到達時に生じる津波による波力と余震による荷重及び津波による波力と漂流物衝突荷重の同時作用を考慮する。上記 2 ケースに加えて、津波到達後、建家の周囲が浸水することから、浸水時の浮力と余震による荷重及び水圧の同時作用を考慮する。

表 3-3-1 に荷重の組合せ、表 3-3-2 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、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟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。静水圧（ P_W ）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。

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慣性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 3-3-1 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>※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 3-3-2 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, $P_Q + P_E + P_w + P_w'$)	建家の健全性 (保有水平耐力)	○浮力 浮力算定用津波高さ：T.P. +12.2 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) 水平加速度 (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. +12.2 m ^{※1} 水平震度 (k_h)：0.5 ^{※4}
ケース 2 (波力+余震, $P_R + P_E$)	建家の健全性 (保有水平耐力)	○波力 波力算定用津波高さ：T.P. +12.3 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) 水平加速度 (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, $P_R + P_P$)	建家の健全性 (保有水平耐力)	○波力 波力算定用津波高さ：T.P. +12.3 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」

浮力算定用津波高さ：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

表面流速：保守側に考慮し、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) と同じ値を使用

※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 船舶や車両等の大型の漂流物に対しては、津波漂流物防護柵の設置等の対策により捕捉し、建家外壁への到達を防止する。流木や瓦礫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。別添 6-1-3-1 「Ⅴ 漂流可能性のある漂流物の選定 3.2 津波防護施設において考慮すべき代表漂流物」

※4 別添 6-1-3-3 「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（ガラス固化技術開発施設）」に基づき設定する。使用材料を表 3-4-1 に示す。

表 3-4-1 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：Fc22.1 N/mm ² (Fc225 kgf/cm ²)	せん断 1.06 N/mm ²
鉄筋 SD30A (F = 3000 kgf/cm ²) SD35 (F = 3500 kgf/cm ²)	引張 295 N/mm ² 345 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（ガラス固化技術開発施設）」の保有水平耐力（Qu）を表 3-4-2 に示す。

表 3-4-2 保有水平耐力

方向	高さ H (m)	階	保有水平耐力 Qu (kN)
NS		3	215364
		2	294062
		1	497913
		B1	880382
		B2	880068
EW		3	197790
		2	385352
		1	500345
		B1	723937
		B2	947695

(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（ガラス固化技術開発施設）」）に基づき長期許容支持力度 80 tf/m^2 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 3-4-3 に示す。

表 3-4-3 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

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

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

- 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

各荷重の組合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（ガラス固化技術開発施設）」に基づく保有水平耐力（Qu）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「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「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5：384 cm/s²）を保守的に0.5とする。

$$W = \int_0^{h'-H} P(z) dz \times B$$

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

W : 動水圧による層せん断力

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_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

H : 層せん断力を算定する対象階の下端の高さ

B : 建家幅（NS評価時）

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」と同様に用いる。

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3-5-1に示す。

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

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

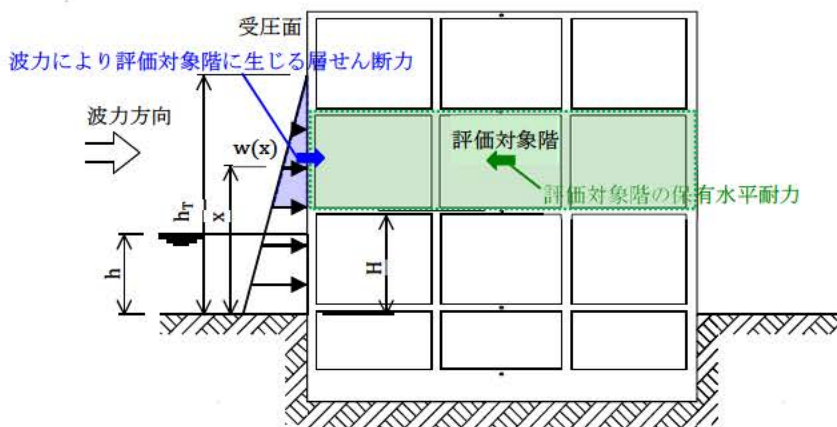


図 3-5-1 波力による層せん断力算定の考え方

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」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、保守的にすべての階に作用させ、層せん断力を算定する。

(2) 接地圧の評価

接地圧の評価は、各荷重の組合せによる接地圧 (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、「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 で組み合わせる。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。

浸水時の動水圧による集中荷重は、道路橋示方書のウエスタガードの補正式に基づいて算定する。

算定の考え方を図 3-5-2 に示す。

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

Mv : 余震による転倒モーメント

Mv' : 浸水時の動水圧による転倒モーメント

F : 地反力

$$Mv' = Pv' \cdot (2/5 \cdot h' + h_g)$$

$$Pv' = \frac{7}{12} \rho_0 k_h h' \times B^{\ast}$$

Pv' : 浸水時の動水圧による集中荷重

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

h_g : G. L. ± 0 m から基礎底面までの距離

B : 建家幅 (NS 評価時)

※ EW 評価時は L : 建家長さをを用いる。

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

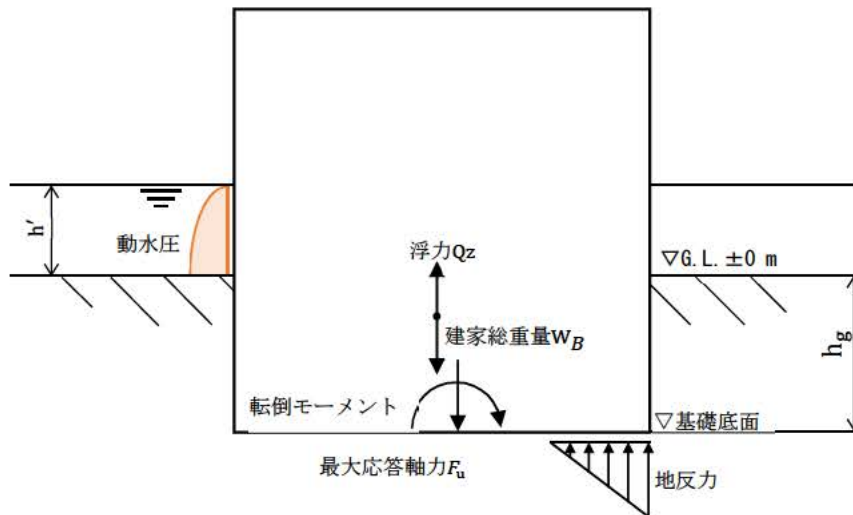


図 3-5-2 接地圧の評価 : ケース 1 (浮力+余震+水圧) の考え方

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 3-5-3 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 × 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 × 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

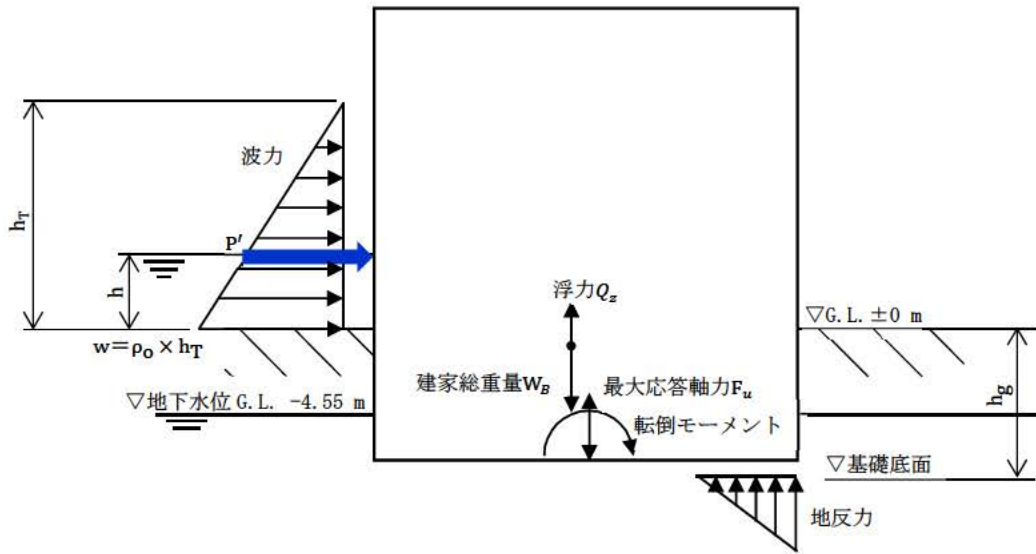


図 3-5-3 接地圧の評価：ケース 2（波力+余震）の考え方

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 3-5-4 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

$$F = W_B - Qz$$

W_B : 建家総重量

Qz : 浮力 (地下水位)

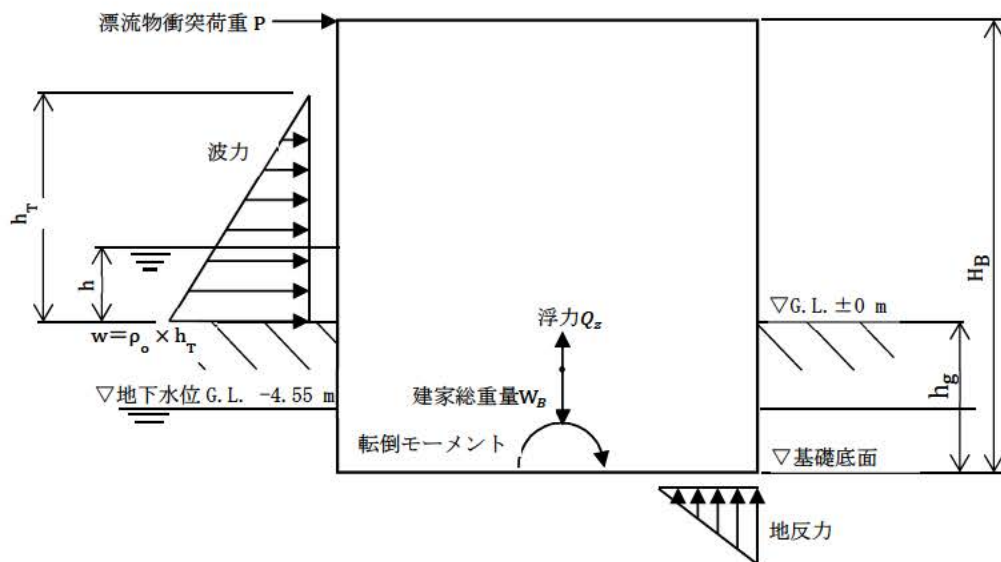


図 3-5-4 接地圧の評価：ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重) の考え方

(3) 建家外壁の健全性評価

建家外周の架構を図 3-5-5 から図 3-5-8 までに示すようにモデル化し、水圧、余震による慣性力及び波力を載荷して外壁に生じる応力を算定する。漂流物衝突荷重は上下の梁を固定端とした、応力算定式により算定する。

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、建家外壁の評価対象部位毎に 3.4 (4) 項に基づき、短期許容曲げモーメント (M_a) と、短期許容せん断力 (Q_{AS}) を求め、検定比の高い部位を曲げ応力図及びせん断力図に示す。

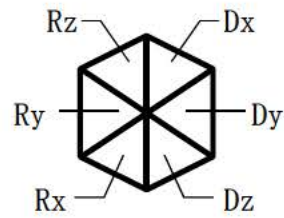
① FEM モデルによる応力

FEM モデルに水圧、余震による慣性力及び波力をそれぞれ作用させ、外壁に生じる応力を算定する。

FEM モデルの解析条件について、以下に示す。

- ・建家外壁に対して面外方向にスラブ及び耐震壁が配置されている箇所は、面外方向への並進を拘束する。
- ・最下階は並進を拘束し、回転は z 軸周りを拘束とする。
- ・計算コードは「midas iGen バージョン 8.4.5 (株式会社マイダスアイティジャパン)」を使用する。また、概要を「添付資料 6-1-3-3-2」に示す。

モデル図における境界条件の凡例を以下に示す。
(境界条件の凡例)



Dx : x 軸方向並進自由度

Dy : y 軸方向並進自由度

Dz : z 軸方向並進自由度

Rx : x 軸に対する回転自由度

Ry : y 軸に対する回転自由度

Rz : z 軸に対する回転自由度

■ : Free

■ : Fix

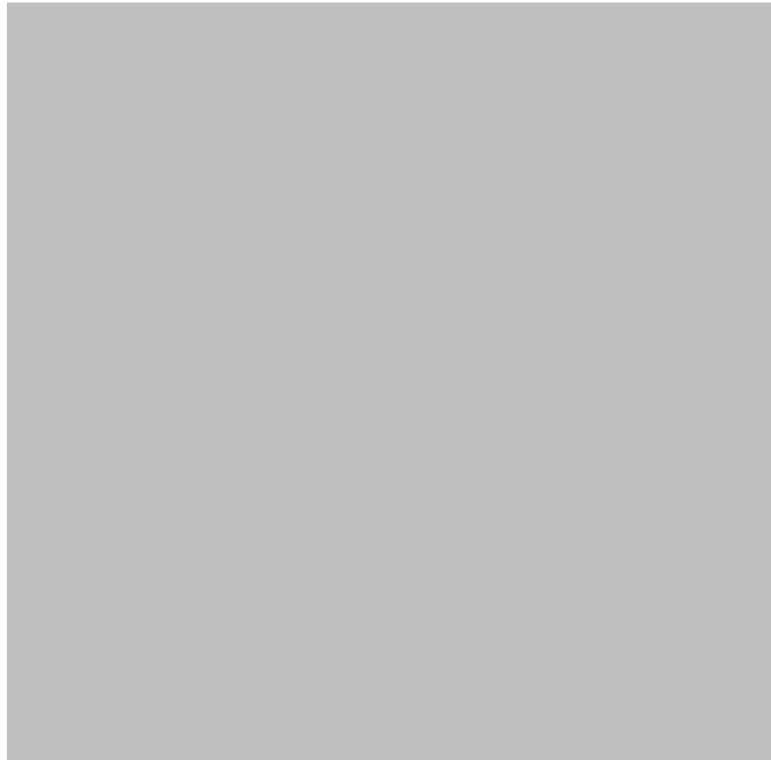


図 3-5-5 解析モデル図 (9 通り) (東面)



図 3-5-6 解析モデル図 (1 通り) (西面)

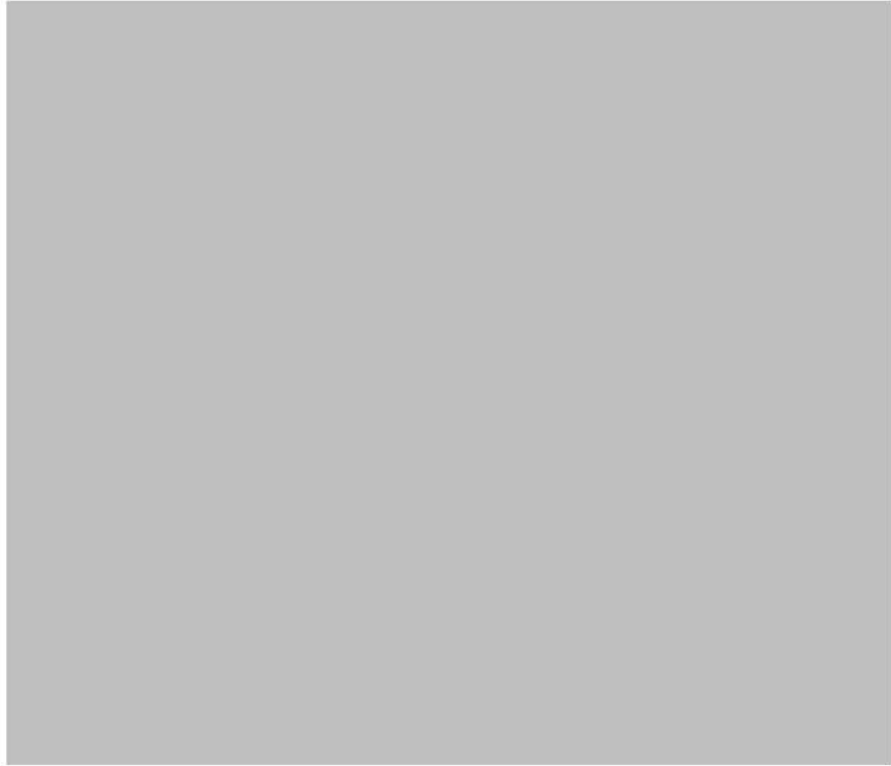


図 3-5-7 解析モデル図 (A 通り) (南面)



図 3-5-8 解析モデル図 (H 通り) (北面)

② 漂流物の衝突による応力算出

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3-5-9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。

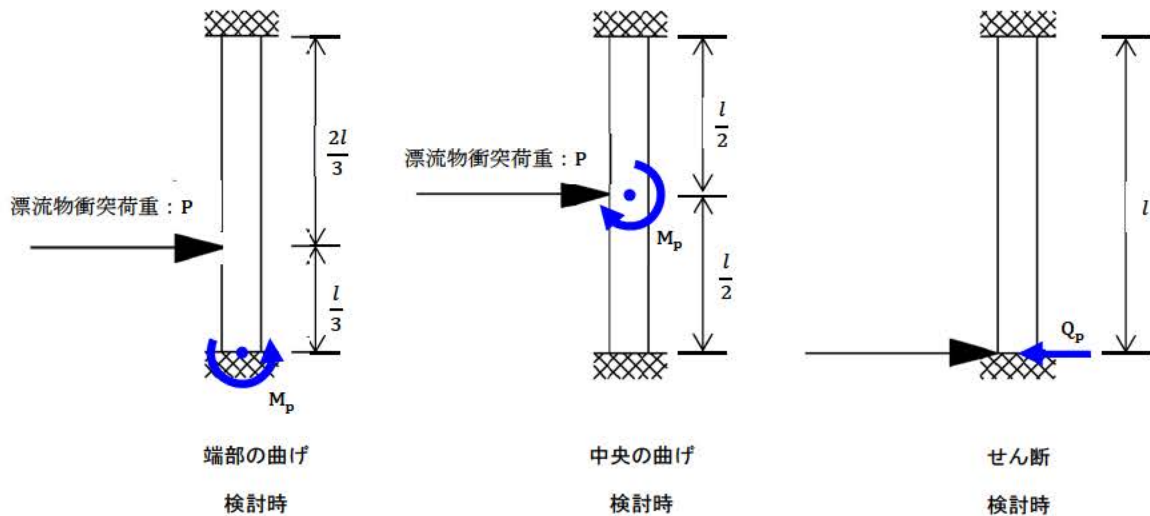


図 3-5-9 漂流物衝突荷重の作用位置設定の考え方

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

$$M_p \text{ (下端)} = \frac{4Pl}{27}$$

$$M_p \text{ (中央)} = \frac{Pl}{8}$$

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. 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4-1-1に示す。

表4-1-1 ケース1（浮力+余震+水圧）の評価条件（1/3）

記号	定義	数値		単位
B	建家幅（ ）内は南北方向を示す	■		m
L	建家長さ	■		m
l	壁高さ	■		m
T	鉄筋コンクリート外壁の壁厚（壁筋）	■ (D13@200)		m
		■ (D25@200)		
		■ (D22@200D)		
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}	4.55		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	18.35		m
k _h	水平震度 ^{※3}	0.5		—
α_{SR}	最大応答加速度 ^{※3}	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 ^{※3}		kN
接地圧評価の諸元				
W _B	建家総重量	908,431		kN
Q _Z	浮力（津波浸水時）	624,760		kN
F _u	最大応答軸力 ^{※3}	202,216		kN
M _V	余震による転倒モーメント ^{※3}	NS	3,657,000	kN・m
		EW	4,450,400	
M _V '	浸水時の動水圧による転倒モーメント	NS	87,152	kN・m
		EW	64,562	

表 4-1-1 ケース 1 (浮力+余震+水圧) の評価条件 (2/3)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元 (東面) 9 通り			
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 ()			
M_e'	余震による曲げモーメント	34	kN・m
M_w	静水圧+動水圧による曲げモーメント	279	kN・m
せん断に対する評価部位: 1 階外壁 ()			
Q_e'	余震によるせん断力	47	kN
Q_w	静水圧+動水圧によるせん断力	404	kN
建家外壁評価の諸元 (西面) 1 通り			
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 ()			
M_e'	余震による曲げモーメント	1	kN・m
M_w	静水圧+動水圧による曲げモーメント	37	kN・m
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 ()			
M_e'	余震による曲げモーメント	40	kN・m
M_w	静水圧+動水圧による曲げモーメント	303	kN・m
せん断に対する評価部位: 1 階外壁 ()			
Q_e'	余震によるせん断力	45	kN
Q_w	静水圧+動水圧によるせん断力	467	kN
建家外壁評価の諸元 (南面) A 通り			
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 ()			
M_e'	余震による曲げモーメント	30	kN・m
M_w	静水圧+動水圧による曲げモーメント	233	kN・m
せん断に対する評価部位: 1 階外壁 ()			
Q_e'	余震によるせん断力	44	kN
Q_w	静水圧+動水圧によるせん断力	364	kN

表 4-1-1 ケース 1 (浮力+余震+水圧) の評価条件 (3/3)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元 (北面) H通り			
曲げに対する評価部位: 1階外壁(■)			
M_e'	余震による曲げモーメント	63	kN・m
M_w	静水圧+動水圧による曲げモーメント	324	kN・m
せん断に対する評価部位: 1階外壁(■)			
Q_e'	余震によるせん断力	48	kN
Q_w	静水圧+動水圧によるせん断力	404	kN

※1 別添 6-1-3-1 「Ⅲ 入力津波の設定」

※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)

※3 別添 6-1-3-3 「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4-2-1に示す。

表4-2-1 ケース2（波力+余震）の評価条件（1/3）

記号	定義	数値		単位
B	建家幅（ ）内は南北方向を示す	■		m
L	建家長さ	■		m
l	壁高さ	■		m
T	鉄筋コンクリート外壁の壁厚（壁筋）	■ (D13@200)		m
		■ (D25@200)		
		■ (D22@200D)		
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}	4.65		m
α	水深係数 ^{※2}	3		—
h_T	水深係数×波力算定用津波高さ	13.95		m
h_g	G.L. ±0 m から基礎底面までの距離	18.35		m
α_{SR}	最大応答加速度 ^{※3}	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※3による		kN
接地圧評価の諸元				
W_B	建家総重量	908,431		kN
Q_Z	浮力（地下水位）	389,304		kN
F_u	最大応答軸力	202,216		kN
M_t	波力による転倒モーメント	NS	1,351,664	kN・m
		EW	1,001,316	
M_V	余震による転倒モーメント ^{※3}	NS	3,657,000	kN・m
		EW	4,450,400	

表 4-2-1 ケース 2 (波力+余震) の評価条件 (2/3)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元 (東面) 9 通り			
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 ()			
M_e'	余震による曲げモーメント	34	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	429	kN・m
せん断に対する評価部位: 1 階外壁 ()			
Q_e'	余震によるせん断力	47	kN
Q_R	波力によるせん断力	622	kN
建家外壁評価の諸元 (西面) 1 通り			
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 ()			
M_e'	余震による曲げモーメント	1	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	57	kN・m
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 ()			
M_e'	余震による曲げモーメント	40	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	466	kN・m
せん断に対する評価部位: 1 階外壁 ()			
Q_e'	余震によるせん断力	45	kN
Q_R	波力によるせん断力	718	kN
建家外壁評価の諸元 (南面) A 通り			
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 ()			
M_e'	余震による曲げモーメント	30	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	359	kN・m
せん断に対する評価部位: 1 階外壁 ()			
Q_e'	余震によるせん断力	44	kN
Q_R	波力によるせん断力	560	kN

表 4-2-1 ケース 2 (波力+余震) の評価条件 (3/3)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元 (北面) H 通り			
曲げに対する評価部位 : 1 階外壁 (■)			
M_e'	余震による曲げモーメント	70	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	397	kN・m
せん断に対する評価部位 : 1 階外壁 (■)			
Q_e'	余震によるせん断力	48	kN
Q_R	波力によるせん断力	622	kN
せん断に対する評価部位 : 1 階外壁 (■)			
Q_e'	余震によるせん断力	29	kN
Q_R	波力によるせん断力	493	kN

※1 別添 6-1-3-1 「Ⅲ 入力津波の設定」

※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)

※3 別添 6-1-3-3 「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4-3-1に示す。

表4-3-1 ケース3（波力+漂流物衝突荷重）の評価条件（1/3）

記号	定義	数値		単位
B	建家幅（ ）内は南北方向を示す	■		m
L	建家長さ	■		m
l	壁高さ	■		m
T	鉄筋コンクリート外壁の壁厚（壁筋）	■ (D13@200)		m
		■ (D25@200)		
		■ (D22@200D)		
H _B	建家全高	■		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}	4.65		m
α	水深係数 ^{※2}	3		—
h _T	水深係数×波力算定用津波高さ	13.95		m
h _g	G.L. ±0 m から基礎底面までの距離	18.35		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	908,431		kN
Q _Z	浮力（地下水位）	389,304		kN
M _t	波力による転倒モーメント	NS	1,351,664	kN・m
		EW	1,001,316	
M _t '	漂流物による転倒モーメント	NS	110	kN・m
		EW	110	

表 4-3-1 ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重) の評価条件 (2/3)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元 (東面) 9 通り			
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 ()			
M_P	漂流物による曲げモーメント	3	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	429	kN・m
せん断に対する評価部位: 1 階外壁 ()			
Q_P	漂流物によるせん断力	3	kN
Q_R	波力によるせん断力	622	kN
建家外壁評価の諸元 (西面) 1 通り			
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 ()			
M_P	漂流物による曲げモーメント	3	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	57	kN・m
曲げに対する評価部位: 西面 1 階外壁 ()			
M_P	漂流物による曲げモーメント	3	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	466	kN・m
せん断に対する評価部位: 1 階外壁 ()			
Q_P	漂流物によるせん断力	3	kN
Q_R	波力によるせん断力	718	kN
建家外壁評価の諸元 (南面) A 通り			
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 ()			
M_P	漂流物による曲げモーメント	3	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	359	kN・m
せん断に対する評価部位: 1 階外壁 ()			
Q_P	漂流物によるせん断力	3	kN
Q_R	波力によるせん断力	560	kN

表 4-3-1 ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重) の評価条件 (3/3)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元 (北面) H通り			
曲げに対する評価部位: 1階外壁(■)			
M _P	漂流物による曲げモーメント	4	kN・m
M _R	波力による曲げモーメント	397	kN・m
せん断に対する評価部位: 1階外壁(■)			
Q _P	漂流物によるせん断力	3	kN
Q _R	波力によるせん断力	622	kN
せん断に対する評価部位: 1階外壁(■)			
Q _P	漂流物によるせん断力	3	kN
Q _R	波力によるせん断力	493	kN

※1 別添 6-1-3-1 「Ⅲ 入力津波の設定」

※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)

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5-1-1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 5-1-1 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 W (kN)	層せん断力 $Q_T = E + W$ (kN)	検定比 Q_T/Q_u
NS		3	215364	34200	0	34200	0.16
		2	294062	76000	0	76000	0.26
		1	497913	125400	15991	141391	0.28
		B1	880382	193200	30026	223226	0.25
		B2	880068	215300	35237	250537	0.28
EW		3	197790	32600	0	32600	0.16
		2	385352	73900	0	73900	0.19
		1	500345	122500	11846	134346	0.27
		B1	723937	189900	22244	212144	0.29
		B2	947695	220500	26103	246603	0.26

(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5-1-2及び表5-1-3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5-1-2 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	141	0.06
		EW	124	0.05

表5-1-3 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	227	0.10
		EW	204	0.09

(3) 建家外壁

ケース1（浮力＋余震＋水圧）の水圧による応力を図5-1-1から図5-1-8までに示す。また、建家外壁の評価結果を表5-1-4に示す。当該コンタ図は支配的である水圧の応力のみを示す。

なお、評価に用いる検定比は、発生応力とその箇所の部材の許容応力の比であることから、部材の壁厚及び配筋の状態によっては許容応力が小さくなることもあり検定比が厳しくなる。したがって、コンタ図上の最大応力箇所が最大検定比の箇所とならない場合もあるため、図中に最大検定比の位置を枠により明示する。

9通り（東面）、A通り（南面）及びH通り（北面）外壁の応力は短期許容応力以下であるが、1通り（西面）外壁の応力は短期許容応力を超えている。



図 5-1-1 9 通り (東面) 曲げ応力図 (ケース 1)



図 5-1-2 9 通り (東面) せん断力図 (ケース 1)



図 5-1-3 1 通り (西面) 曲げ応力図 (ケース 1)



図 5-1-4 1 通り (西面) せん断力図 (ケース 1)



図 5-1-5 A 通り (南面) 曲げ応力図 (ケース 1)



図 5-1-6 A 通り (南面) せん断力図 (ケース 1)



図 5-1-7 H 通り (北面) 曲げ応力図 (ケース 1)



図 5-1-8 H 通り (北面) せん断力図 (ケース 1)

表 5-1-4 建家外壁の健全性評価結果ケース 1 (浮力+余震+水圧)

評価対象部位	短期許容曲げ耐力 M_{AS} (kN・m)	曲げ応力 M (kN・m)	検定比 M/M_{AS}
9 通り (東面)	1077	313	0.30
1 通り (西面)	22	38	1.73
1 通り* (西面)	1077	343	0.32
A 通り (南面)	552	217	0.40
H 通り (北面)	552	387	0.71

評価対象部位	短期許容せん断耐力 Q_{AS} (kN)	せん断力 Q (kN)	検定比 Q/Q_{AS}
9 通り (東面)	866	451	0.53
1 通り (西面)	866	512	0.60
A 通り (南面)	678	408	0.61
H 通り (北面)	678	452	0.67

※ 検定比が 0.9 を超える部位については、2 番目に検定比が大きい部位の値を参考値として併記

5.2 ケース2（波力+余震）の強度評価結果

(1) 保有水平耐力

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5-2-1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5-2-1 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_T/Q_u
NS	■	3	215364	75	34200	34275	0.16
	■	2	294062	14798	76000	90798	0.31
	■	1	497913	55038	125400	180438	0.36
	■	B1	880382	58768	193200	251968	0.29
	■	B2	880068	58768	215300	274068	0.31
EW	■	3	197790	56	32600	32656	0.17
	■	2	385352	10962	73900	84862	0.22
	■	1	500345	40772	122500	163272	0.33
	■	B1	723937	43535	189900	233435	0.32
	■	B2	947695	43535	220500	264035	0.28

(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 5-2-2 及び表 5-2-3 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 5-2-2 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	496	0.21
		EW	399	0.17

表 5-2-3 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	473	0.20
		EW	426	0.18

(3) 建家外壁

ケース2（波力+余震）の波力による応力を図5-2-1から5-2-8までに示す。また、建家外壁の評価結果を表5-2-4に示す。当該コンタ図は支配的である波力の応力のみを示す。また、図中の枠による図示は最大検定比を示すものであり、配筋と応力の関係から必ずしも最大応力箇所が最大検定比となるものではない。検定比が0.9以上の外壁は開口補強筋を考慮して評価する。

9通り（東面）、A通り（南面）及びH通り（北面）外壁の応力は短期許容応力以下であるが、1通り（西面）外壁の応力は短期許容応力を超えている。



図 5-2-1 9通り（東面） 曲げ応力図（ケース2）



図 5-2-2 9通り（東面） せん断力図（ケース2）



図 5-2-3 1 通り (西面) 曲げ応力図 (ケース 2)



図 5-2-4 1 通り (西面) せん断力図 (ケース 2)



図 5-2-5 A 通り (南面) 曲げ応力図 (ケース 2)



図 5-2-6 A 通り (南面) せん断力図 (ケース 2)



図 5-2-7 H通り（北面） 曲げ応力図（ケース 2）



図 5-2-8 H通り（北面） せん断力図（ケース 2）

表 5-2-4 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	短期許容曲げ耐力 M_{AS} (kN・m)	曲げ応力 M (kN・m)	検定比 M/M_{AS}
9 通り (東面)	1077	463	0.43
1 通り (西面)	22	58	2.64
1 通り ^{※1} (西面)	1077	506	0.47
A 通り (南面)	552	316	0.58
H 通り (北面)	552	467	0.85

評価対象部位	短期許容せん断耐力 Q_{AS} (kN)	せん断力 Q (kN)	検定比 Q/Q_{AS}
9 通り (東面)	866	669	0.78
1 通り (西面)	866	763	0.89
A 通り (南面)	678	604	0.90 (0.891) ^{※2}
H 通り (北面)	678	670	0.99
H 通り (北面)	678	522	0.77

※1 検定比が 0.9 を超える部位については、2 番目に検定比が大きい部位の値を参考値として併記。

※2 () 内は小数点以下第 3 位までの数値を示す。検定比 0.9 は小数点以下第 3 位を切り上げたことによるものである。

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5-3-1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 5-3-1 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_T/Q_u
NS	■	3	215364	75	2.8	78	0.01
	■	2	294062	14798	2.8	14800	0.05
	■	1	497913	55038	2.8	55040	0.11
	■	B1	880382	58768	2.8	58771	0.07
	■	B2	880068	58768	2.8	58771	0.07
EW	■	3	197790	56	2.8	59	0.01
	■	2	385352	10962	2.8	10965	0.03
	■	1	500345	40772	2.8	40775	0.08
	■	B1	723937	43535	2.8	43538	0.06
	■	B2	947695	43535	2.8	43538	0.05

(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5-3-2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 5-3-2 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	265	0.11
		EW	233	0.10

(3) 建家外壁

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

9 通り (東面), A 通り (南面) 及び H 通り (北面) 外壁の応力は短期許容応力以下であるが, 1 通り (西面) 外壁の応力は短期許容応力を超えている。

また, 検定比 0.9 以上の外壁は開口補強筋を考慮して評価する。

※ 波力による応力はケース②における波力と同様であり, 最大となる検定比の位置も同様であるため, コンタ図を省略する。

表 5-3-3 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	短期許容曲げ耐力 M_{AS} (kN・m)	曲げ応力 M (kN・m)	検定比 M/M_{AS}
9 通り (東面)	1077	432	0.41
1 通り (西面)	22	60	2.73
1 通り※ (西面)	1077	469	0.44
A 通り (南面)	552	287	0.52
H 通り (北面)	552	401	0.73

評価対象部位	短期許容せん断耐力 Q_{AS} (kN)	せん断力 Q (kN)	検定比 Q/Q_{AS}
9 通り (東面)	866	625	0.73
1 通り (西面)	866	721	0.84
A 通り (南面)	678	563	0.84
H 通り (北面)	678	625	0.93
H 通り※ (北面)	678	496	0.74

※ 検定比が 0.9 を超える部位については、2 番目に検定比が大きい部位の値を参考値として併記

5.4 評価のまとめ

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟は、ケース1（浮力＋余震＋水圧）、ケース2（波力＋余震）及びケース3（波力＋漂流物衝突荷重）の荷重条件に対して、保有水平耐力の検定比は最大0.36、接地圧の検定比は最大0.21であり、許容限界（終局耐力）以下であることを確認した。また、建家外壁のうち9通り（東面）外壁及びA通り（南面）外壁についても検定比は最大0.90（0.891）であり、許容限界（短期許容応力）以下であることを確認した。

建家外壁の評価に用いた応力（曲げモーメント及びせん断力）は、表4-1-1から表4-3-1に示すとおり、水圧、余震及び漂流物による応力に比べて波力による応力が大きい。波力算定に用いる津波高さについては「港湾構造物なし、周辺建家なし」とし、潮位変動に基づき潮位のばらつきを考慮した値とする等、安全側となる荷重の設定をしており、9通り（東面）外壁及びA通り（南面）外壁は、耐津波設計上の裕度を有している。

一方、1通り（西面）外壁の応力は、ケース1、2、3いずれにおいても許容限界を超えるため、補強を実施する。また、H通り（北面）外壁の応力はケース2において耐津波設計上の裕度を有していないため、補強を実施する。具体的な補強方法については、令和3年1月までに示す。

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、「I ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の津波防護に関する施設の設計方針 2. 設計の基本方針」に基づき、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟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、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の浸水防止扉に対して廃止措置計画用設計津波（以下「設計津波」という。）による強度評価を行う。

2. 扉及びシャッター部

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟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 7 箇所、2階に 4 箇所の計 11 箇所に設置している。

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟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（以下「設計地震動」という。）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

設計津波の浸水防止設備（浸水防止扉）については、設計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み合わせる。

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
設計地震動を考慮する。
- ・津波荷重
各設備の荷重水位を考慮する。
- ・余震荷重
S d -D(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、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、当該構造物全体の变形能力（終局耐力時の变形）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 月に設計地震動及び設計津波が認可されたことに伴い、今後、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補強に関する設計に併せて浸水防止扉の耐津波及び耐震評価を行う。

浸水防止扉等一覧表(1/2)

A large rectangular area that has been completely redacted with a solid grey fill, obscuring the table content.A very large rectangular area that has been completely redacted with a solid grey fill, obscuring the table content.

図2-1 浸水防止扉等の設置状態(1/2)

浸水防止扉等一覧表(2/2)



図2-1 浸水防止扉等の設置状態(2/2)

1. 概要

別添 6-1-3-3 「ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟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」において使用した計算機プログラム (解析コード) の概要を示す。使用した計算機プログラムで、他の原子力施設の審査に用いられている実績例も併せて示す。

2. 使用した計算プログラム

項目	コード名
	midas iGen
対象	ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟
使用目的	静的線形応力解析
開発機関	MIDAS IT
使用したバージョン	Ver. 8.4.5
コードの概要	midas iGen は、任意形状構造物について、構造解析 (静的解析, 静的増分解析, 免振・制振解析及び固有値解析等) を行うプログラムである。
使用実績	日本原子力発電株式会社 東海第二発電所で使用実績あり。

添付資料 6-1-3-3-1

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟
建家貫通部からの浸水の可能性について

1. はじめに

「耐津波設計に係る工認審査ガイド」において外郭防護 1 は、「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）を特定すること。特定した経路に対して、それらに対して浸水対策を施すこと。」とされている。再処理施設は建家外壁で津波による浸水を防護することから，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も，「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」と同様の調査手法により，浸水の可能性のある経路について確認した。

2. 確認対象箇所

2.1 トレンチ（図 2-1-1 参照）

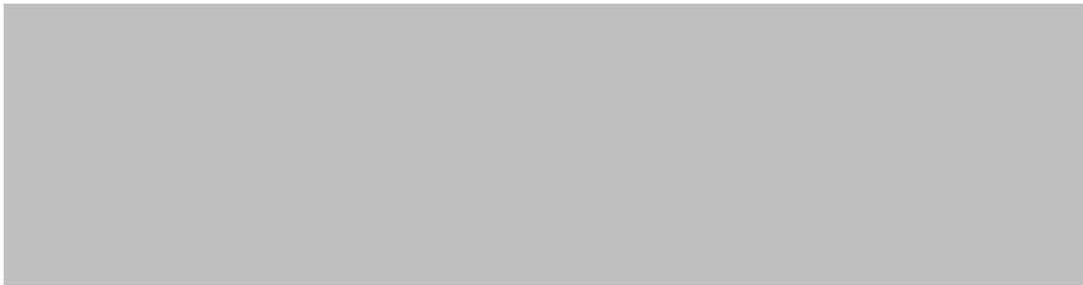




図 2-1-1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟と
接続しているトレンチ

2.2 壁貫通部 (図 2-2-1~図 2-2-15 参照)





図 2-2-1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
トレンチ以外の壁貫通部調査 (西側)



図 2-2-2 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
トレンチ以外の壁貫通部調査 (西側)



図 2-2-3 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
トレンチ以外の壁貫通部調査 (南側)



図 2-2-4 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
トレンチ以外の壁貫通部調査 (南側)



図 2-2-5 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
トレンチ以外の壁貫通部調査 (東側)



図 2-2-6 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
トレンチ以外の壁貫通部調査 (東側)



図 2-2-7 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
トレンチ以外の壁貫通部調査 (北側)



図 2-2-8 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
トレンチ以外の壁貫通部調査 (北側)



図 2-2-9 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟と
T20 トレンチ間の壁貫通部調査 (建家内から撮影)



図 2-2-10 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟と連絡通路間の壁貫通部調査 (建家内側から撮影)



図 2-2-11 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
屋上部分貫通部調査



図 2-2-12 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
屋上部分貫通部調査



図 2-2-13 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
屋上部分貫通部調査



図 2-2-14 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
屋上部分貫通部調査



図 2-2-15 建家外壁開口部の状況

2.3 扉及びシャッター部





図 2-3-1 浸水防止扉等の設置状況 (1/2)



図 2-3-1 浸水防止扉等の設置状況 (2/2)

表 2-3-1 浸水防止扉の運用状況 (1/2)

No.	通常時の状態 ^{※1}	開放目的	開放頻度	開放時間 (目安) /回	開閉管理	大津波警報発令時等の対応
1	閉	物品の搬出入	1回/月	約30分以内	当該扉の開閉時は、管理者へ連絡する。	開状態で大津波警報が発令された場合は、閉操作する。 ^{※2}
		廃棄物仕掛品搬出	1回/月	約30分以内		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		
2	閉	日常点検	1回/日	数分		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		
3	閉	日常点検	1回/日	数分		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		
4	閉	物品の搬出入	1回/週 (TVF 運転時)	約1時間以内		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		
5	閉	日常点検	2回/日	数分		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		
6	閉	日常点検	1回/日	数分		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		

表 2-3-1 浸水防止扉の運用状況 (2/2)

No.	通常時の状態※1	開放目的	開放頻度	開放時間 (目安) /回	開閉管理	大津波警報発令時等の対応
7	開 (平日日勤時)	作業員の入退室	日勤者在室時間帯 (開閉操作: 数分)		当該扉の開閉時は, 管理者へ連絡する。	大津波警報が発令された場合は, 閉操作する。 ※2, ※3
	閉 (休日夜間時)	直者等の入退室	直者等在室時間帯		直者等が出入する際は, その都度, 開閉操作する。	開状態で大津波警報が発令された場合は, 閉操作する。 ※2
8	閉	—	—	—	—	—
9						
10						
11						

※1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の浸水防止扉については, 上記開閉状態を踏まえた評価により, 機能維持を確認する。また, 今後, TVF 開発棟建家の外壁補強に関する設計に併せて令和3年1月までに浸水防止扉の耐津波及び耐震評価を行う。

※2 浸水防止扉の点検時等に, 開閉機構の動作確認とともに開閉操作の習熟を図っている。

※3 当該扉の開閉操作は, 今後のガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟における施設全体の事故対処設備の有効性評価に含め, 設計津波の遡上波が敷地へ浸入するまでの時間を考慮した上で, 作業員による対応が確実に実施できることを令和3年1月までに確認する。

3. 浸水の可能性のある経路の構造

3.1 T21 トレンチ (図 3-1-1 参照)





図 3-1-1 T21 トレンチの構造 (概要)

3.2 T20 トレンチ (図 3-2-1 参照)

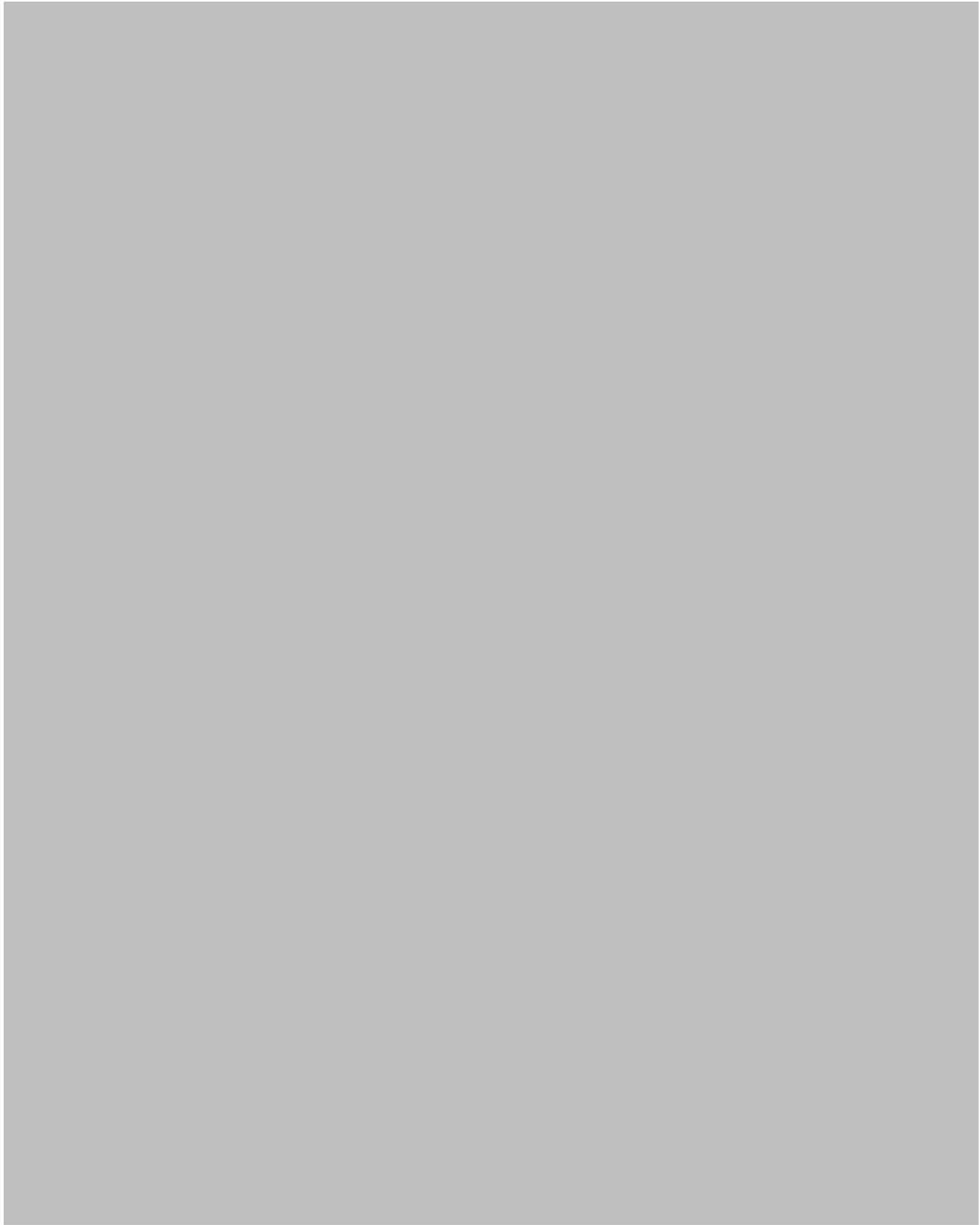




図 3-2-1 T20 トレンチの構造 (概要)

3.3 トレンチを除く配管等の壁貫通部（図 2-2-1～図 2-2-15 参照）



3.4 扉及びシャッター部（図 2-3-1 参照）

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟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。

4. トレンチの耐震性

4.1 T21 トレンチ

T21 トレンチは高放射性廃液貯蔵場 (HAW) とガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の間の約 30 m を結ぶ地下洞道であり、内部には高放射性廃液を移送する配管が設置されている。T21 トレンチは、廃止措置計画用設計地震動に対する耐震性について二次元 FEM を用いて詳細な評価 (添付資料 6-1-2-3-4 「配管トレンチ (T21) の耐震応答計算書」参照) を実施し、耐震性を有することを確認している。

4.2 T20 トレンチ

T20 トレンチは耐震 C クラスに相当する構造物であることに加え、点検・保守作業を実施するためのマンホール、換気口等の地表貫通口を複数有していることから、津波の襲来に伴いトレンチ内部が浸水するおそれがある。そのため、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟と T20 トレンチの接続箇所が、津波の最大浸水深における水圧に対し十分な強度を有することを確認した (「5. 貫通部等の確認」 参照) 。

また、T20 トレンチ内に敷設されている配管が地震や津波の影響により損傷した場合、配管内に浸水するおそれがある。そのため、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟と T20 トレンチの接続箇所の建家外壁を貫通している浄水配管、飲料水配管及び極低放射性廃液配管について、建家内の配管経路について調査した結果、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟内のバルブ等により水の浸入を防げることを確認 (表 4-2-1 参照) するとともに津波警報発令時におけるバルブ操作の有効性評価 (別紙 6-1-3-3-1-2) を行った。なお、これらの配管は定ピッチスパン法により設置されており、建家内壁の壁貫通部からバルブ等までの区間については、いずれも廃止措置計画用設計地震動時に発生する最大応力が許容限界以下であることを確認した。また、設置されているバルブについては、いずれも 10K の JIS 規格フランジ (流体温度 120 °C 以下の場合の最大使用圧力 1.4 MPa) であり、浸水により発生する荷重 (静水圧) に対し十分な裕度があることを確認した。

表 4-2-1 T20 トレンチ内の配管が損傷した場合の影響

配管	行先	配管の設置状況及び浸水の有無	備考
浄水配管 (図2-2-9 No.43)	屋内消火栓	当配管は地下2階から地上3階までの各フロアの屋内消火栓へ接続している。各消火栓のバルブは常時閉であるため、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟各フロアへの浸水はない。	・当該配管の耐震性及びバルブの耐圧性について評価を行い、問題のないことを確認した※ ¹ 。
	屋上冷却塔 (G83H10, H20, H50等)	当配管は、T20トレンチとガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の接続箇所から屋上の冷却塔まで垂直に設置されており、揚程は約24 mであることから、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟屋上への浸水はない。	・当該配管の耐震性及びバルブの耐圧性について評価を行い、問題のないことを確認した※ ¹ 。
飲料水配管 (図2-2-9 No.44)	手洗い場、シャワー室、トイレ等	T20トレンチとガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の接続箇所上部のダクトスペース内にバルブが設置されている。津波警報発令時に当該バルブを閉めることにより、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の手洗い場等への浸水を防止できる※ ² 。	・当該配管の耐震性及びバルブの耐圧性について評価を行い、問題のないことを確認した※ ¹ 。
極低放射性廃液配管 (図2-2-9 No.47)	廃水貯槽 (G71U027)	極低放射性廃液払出し作業時に使用するバルブを閉めることにより、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の廃水貯槽への浸水を防止できる。なお、当該バルブは制御室からの操作が可能であり、使用時以外は常時閉となっている。また、フェイルクローズの設計であるため、全電源喪失時には自動的に閉となる。	・当該配管の耐震性及びバルブの耐圧性について評価を行い、問題のないことを確認した※ ¹ 。

※1：配管は振動数基準の定ピッチスパン法または応力基準の定ピッチスパン法により設置されており、建家内壁の壁貫通部からバルブ等までの区間については、最大応力が許容限界以下であることを確認した。

また、設置されているバルブについては、いずれも10 KのJIS規格フランジ（流体温度120℃以下の場合の最大使用圧力1.4 MPa）であり、通常使用時の圧力（0.5 MPa）が津波によるトレンチ浸水時の静水圧（約0.1 MPa）を上回ることから問題ない。

※2：ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟とT20トレンチの接続箇所の建家外壁を貫通している飲料水配管からの浸水防止に係るバルブ操作についてはマニュアルを定め運用する。

5. 貫通部等の確認

5.1 トレンチの確認（図 5-1-1 参照）

津波襲来時における、トレンチと接するセル壁、建家内壁等の健全性を以下のとおり確認した。



図 5-1-1 T21 トレンチの構造 (浸水想定)

5.1.1 概要

別添 6-1-3-3 「I ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の津波防護に関する施設の設計方針」に基づき、津波襲来時にガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟に接続するトレンチ (T20, T21) が浸水した場合においても建家内が浸水しないよう、トレンチと接するセル壁、建家内壁等が健全であることを確認する。

各評価対象部位において、浸水により発生する応力 (曲げ, せん断) が許容応力を下回ることを確認する。浸水による荷重は、建家構造物の荷重及び浮力算定用津波高さによる静水圧とする。

5.1.2 一般事項

(1)位置

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の位置を図 5-1-2-1 に示す。

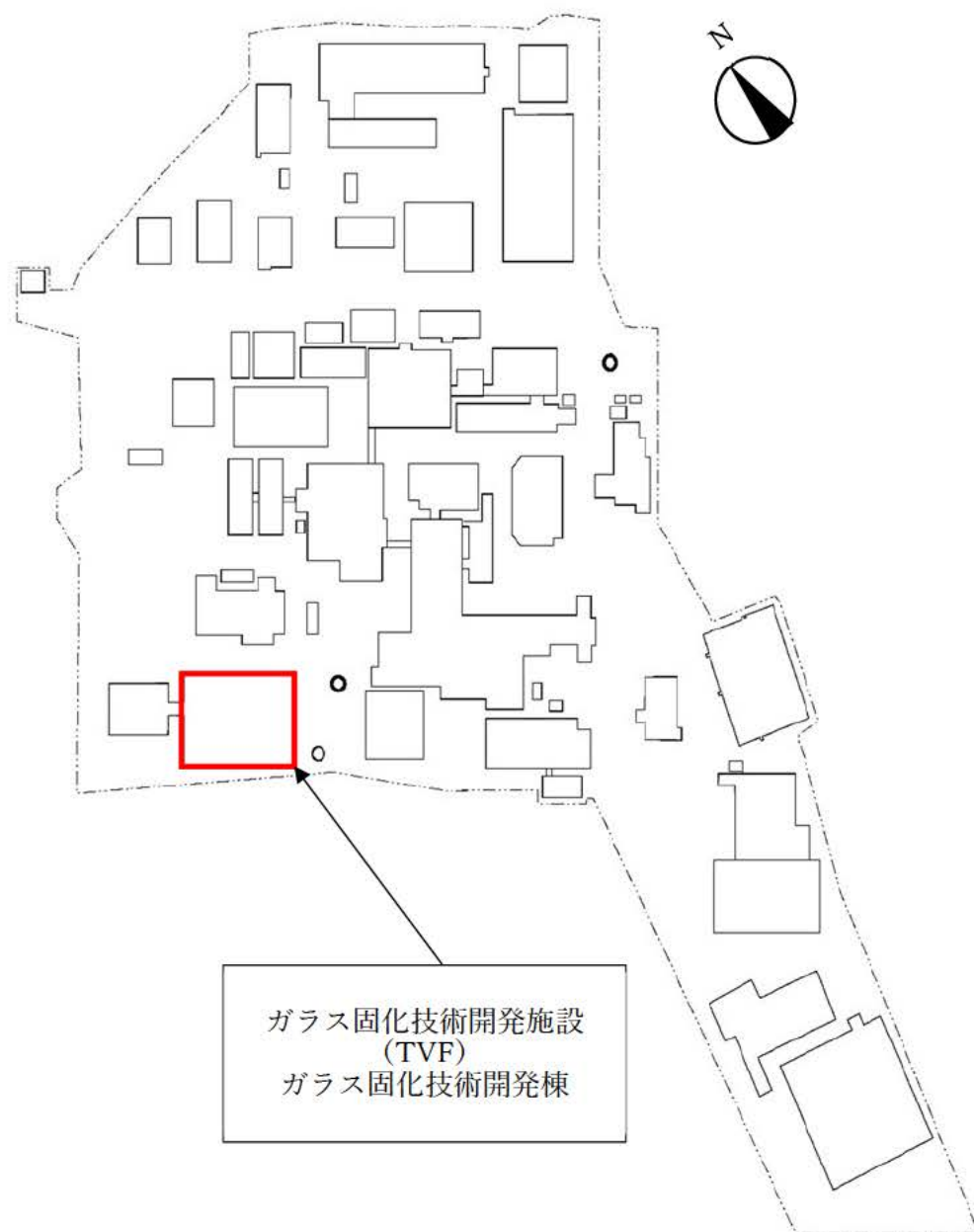


図 5-1-2-1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の位置

(2) 構造概要

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟に接続するトレンチのうち、廃止措置計画用設計津波の浸水深により水圧を受けるトレンチの位置を図 5-1-2-2 に示す。



図 5-1-2-2 ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟に接続するトレンチの位置

5.1.3 評価方針

評価に当たっては、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟と接するトレンチの建家内壁等が廃止措置計画用設計津波による浸水深の水圧に対して止水性を損なわないことを確認する。評価項目を表 5-1-3-1 に示す。

表 5-1-3-1 評価項目

評価方針	評価項目	評価方法	許容限界
止水性を有すること	部材の健全性	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

5.1.4 適用基準

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壁等の強度評価において、適用する基準等を以下に示す。

- (1) 建築基準法・同施行令
- (2) 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）
- (3) 建築物荷重指針・同解説（日本建築学会，2015年）

5.1.5. 強度評価方法

(1) 記号の定義

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壁等の強度評価の計算に用いる記号を表 5-1-5-1 に示す。

表 5-1-5-1 建家外壁等の強度評価計算に用いる記号

記号	定義
P_W	津波浸水時の静水圧
P_T	鉄筋コンクリートスラブの自重
h_T	廃止措置計画用設計津波高さ
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ
Ma	スラブ及び壁の短期許容曲げモーメント
Q_{AS}	スラブ及び壁の短期許容せん断力
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	鉄筋コンクリートスラブ及び壁厚
d_t	引張縁から引張鉄筋重心までの距離
f_s	コンクリートの短期許容せん断応力度
b	スラブ及び壁の単位幅
ρ_o	海水の単位体積重量
ρ_c	鉄筋コンクリートの単位体積重量
L	下スラブ及び壁の長さ
w	各等分布荷重の総和
M	断面に生じる曲げモーメント
Q	断面に生じるせん断力

5.1.6 評価部位

(1) T21 トレンチ（高放射性廃液貯蔵場(HAW)とガラス固化技術開発施設(TVF) ガラス固化技術開発棟との間の接続)

評価対象は、T21 トレンチの建家内壁、建家外壁及びスラブとする。評価部位及び構造を図 5-1-6-1 に示す。



(i) ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟平面図



(ii) ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟断面図 (EW 断面)

図 5-1-6-1 T21 トレンチと接する建家内壁の評価部位及び構造

(2) T20 トレンチ（ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟とユーティリティ施設との間の接続）

T20 トレンチの評価は、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟が T20 トレンチと接続している部分の建家外壁を評価対象とする。評価部位及び構造を図 5-1-6-2 に示す。



(i) ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟平面図



(ii) ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟断面図（NS 断面）

図 5-1-6-2 T20 トレンチと接する建家外壁の評価部位及び構造

5.1.7 荷重

① 津波浸水時の静水圧 (P_w)

津波浸水時の水圧については、トレンチ下スラブ天端高さ (h_1) から、廃止措置計画用設計津波高さ (h_T) までの高さによる静水圧 (P_w) を考慮する。

② 鉄筋コンクリート (建家内壁等) による荷重 (P_T)

建家構造物の荷重として、建家外壁、建家内壁及びスラブの自重を荷重 (P_T) として考慮する。

5.1.8 許容限界

(1) 使用材料

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 (ガラス固化技術開発施設)」に基づき設定する。使用材料を表 5-1-8-1 に示す。

表 5-1-8-1 使用材料

施設	使用材料	短期許容応力度
ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟	コンクリート 設計基準強度 : $F_c 22.1 \text{ N/mm}^2$ ($F_c 225 \text{ kgf/cm}^2$)	せん断 1.06 N/mm^2
	鉄筋 SD30A ($F=3000 \text{ kgf/cm}^2$) SD35 ($F=3500 \text{ kgf/cm}^2$)	引張 295 N/mm^2 345 N/mm^2

(2) 短期許容応力

建家外壁、建家内壁及びスラブの短期許容応力は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018」に基づき算定する。

スラブ及び壁の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 : 鉄筋コンクリートスラブ及び壁厚

d_t : 引張縁から引張鉄筋重心までの距離

$$Q_{AS} = \frac{2}{3} \alpha' b j f_s$$

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 : スラブ及び壁の単位幅

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度

α' : せん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ による割増係数

M : 断面に生じる曲げモーメント

Q : 断面に生じるせん断力

※本検討では、安全側に $\alpha' = 1$ とする。

5.1.9 評価方法

(1) 評価モデル

評価部位は、両端固定支持の一方向版とし、単位幅により評価する。応力算定モデルを図 5-1-9-1 に示す。

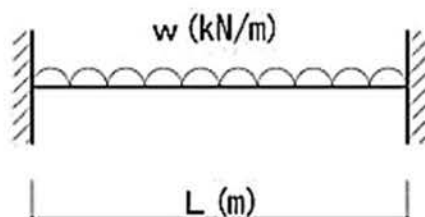


図 5-1-9-1 応力計算モデル

(2) 評価式

鉄筋コンクリートの自重 (P_T) 及び津波浸水時の静水圧 (P_W) による曲げモーメント (M) ,せん断力 (Q) の算定は下式にて行う。

$$w = P_W + P_T$$

$$P_T = \rho_c b T$$

$$P_W = \rho_o b (h_T - h_1)$$

- w : 各等分布荷重の総和
- P_T : 鉄筋コンクリートスラブの自重
- ρ_c : 鉄筋コンクリートの単位体積重量
- b : スラブ及び壁の単位幅
- T : 鉄筋コンクリートスラブ及び壁厚
- P_W : 津波浸水時の静水圧
- ρ_o : 海水の単位体積重量
- h_T : 廃止措置計画用設計津波高さ
- h_1 : トレンチ下スラブ天端高さ

曲げモーメント算定式を以下に示す。

$$M = wL^2/12$$

- M : 断面に生じる曲げモーメント
w : 各等分布荷重の総和
L : 下スラブの長さ

せん断力算定式を以下に示す。

$$Q = w\frac{L}{2}$$

- Q : 断面に生じるせん断力

5.1.10 評価条件

評価条件を表 5-1-10-1 に示す。

表 5-1-10-1 建家構造物自重+静水圧の評価条件(1/2)

記号	定義	数値	単位
トレンチ評価の諸元			
ρ_o	海水の単位体積重量	10.10	kN/m ³
ρ_c	コンクリートの単位体積重量	24.00	kN/m ³
h_T	設計津波高さ(T.P.+12.2 m)	4.55	m
評価部位 A			
T	鉄筋コンクリート壁厚	■	m
L	壁長さ	7.5	m
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ (T.P.)	0.6	m
P_W	津波浸水時の静水圧	118	kN/m
評価部位 B			
T	鉄筋コンクリート壁厚	■	m
L	壁長さ	7.5	m
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ (T.P.)	0.6	m
P_W	津波浸水時の静水圧	118	kN/m
評価部位 C			
T	鉄筋コンクリート壁厚	■	m
L	壁長さ	7.5	m
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ (T.P.)	0.6	m
P_W	津波浸水時の静水圧	118	kN/m
評価部位 D			
T	鉄筋コンクリートスラブ厚	■	m
L	下スラブの長さ	3.0	m
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ (T.P.)	0.6	m
P_T	鉄筋コンクリートスラブの自重	17	kN/m
P_W	津波浸水時の静水圧	118	kN/m

表 5-1-10-1 建家構造物自重+静水圧の評価条件(2/2)

記号	定義	数値	単位
評価部位 E			
T	鉄筋コンクリート壁厚	■	m
L	壁長さ	7.5	m
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ (T.P.)	1.1	m
P_w	津波浸水時の静水圧	113	kN/m
評価部位 F			
T	鉄筋コンクリート壁厚	■	m
L	壁長さ	7.5	m
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ (T.P.)	4.6	m
P_w	津波浸水時の静水圧	77	kN/m

5.1.11 評価結果

(1) 建家外壁、建家内壁及びスラブの強度評価結果

廃止措置計画用設計津波の浸水による水圧に対する評価対象部位ごとの許容限界と発生応力の比較を表 5-1-11-1 に示す。

表 5-1-11-1 トレンチの健全性評価結果

評価対象部位		許容限界 Ma (kN・m)	曲げ応力 M (kN・m)	検定比 M /Ma
評価部位 A (建家内壁)	鉄筋コンクリート造	1866	553	0.30
評価部位 B (建家内壁)		1713	553	0.33
評価部位 C (建家外壁)		3255	553	0.17
評価部位 D (床スラブ)		364	101	0.28
評価部位 E (建家外壁)		1713	530	0.31
評価部位 F (建家外壁)		1713	361	0.22

評価対象部位		許容限界 Q _{AS} (kN)	せん断応力 Q (kN)	検定比 Q/Q _{AS}
評価部位 A (建家内壁)	鉄筋コンクリート造	758	443	0.59
評価部位 B (建家内壁)		696	443	0.64
評価部位 C (建家外壁)		882	443	0.51
評価部位 D (床スラブ)		388	202	0.52
評価部位 E (建家外壁)		696	424	0.61
評価部位 F (建家外壁)		696	289	0.42

(2) 評価のまとめ

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟と接するトレンチの建家外壁，建家内壁及びスラブは，各評価部位において許容限界（短期許容応力）以下であることを確認した。

これにより，ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟と接するトレンチの建家外壁，建家内壁及びスラブが廃止措置計画用設計津波により浸水した場合でも，トレンチの止水性は確保されていることを確認した。

5.2 二重管の確認

津波襲来時における、トレンチ内部に敷設された二重管の健全性を以下のとおり確認した。

5.2.1 二重管の健全性評価の概要

津波等によりトレンチが損傷し水が流入した際に、内部に敷設された二重管が外圧に対し機能を維持できることを確認するため、設計浸水深における静水圧を荷重として加えた際、その荷重が二重管の許容圧力を上回らないことを評価する。

5.2.2 評価方針

評価に当たっては、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟に接続するトレンチ内に敷設された二重管が、廃止措置計画用設計津波による水圧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。評価項目を表 5-2-2-1 に示す。

表 5-2-2-1 評価項目

評価方針	評価項目	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	部材の健全性 (二重管)	配管に係る外圧（静水圧）が許容限界以下であることを確認	許容圧力

5.2.3 適用基準

- (1) 日本産業規格 (JIS)
- (2) 発電用原子力設備規格「設計・建設規格 2005 年度版 (2007 追補版含む)」 (JSME S NC1-2005/2007)

5.2.4 強度評価方法

(1) 記号の定義

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟に接続するトレンチ内に敷設された二重管の強度評価の計算に用いる記号を表 5-2-4-1 に示す。

表 5-2-4-1 トレンチ内に敷設された二重管の強度評価の計算に用いる記号

記号	定義	単位
P_e	許容圧力	MPa
ρ_o	海水の単位体積重量	kN/m ³
h_T	廃止措置計画用設計津波高さ (T.P.)	m
D_o	二重管外管外径	mm
t	二重管外管板厚	mm
t_s	二重管外管最小厚さ ($t - (t \times \text{寸法許容誤差})$)	mm
L	配管長さ	mm
B	付録材料図 表 Part7 により定まる値 ^{**2}	—
h_1	トレンチ床スラブ高さ (T.P.)	m
P	津波浸水時の静水圧	kN/m ²

5.2.5 評価方法

(1) 評価対象

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟に接続するトレンチは 2 か所あり、それぞれのトレンチの内部に敷設された移送用配管を内包する二重管外管 (図 3-1-1 及び図 3-2-1 参照) に対して評価を実施する。

(2) 荷重

津波浸水時の静水圧については、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟における、トレンチ床スラブ高さから、廃止措置計画用設計津波高さまでの高さによる静水圧を考慮し、以下の式を適用する。

$$P = \rho_o (h_T - h_1)$$

- P : 津波浸水時の静水圧
 ρ_o : 海水の単位体積重量
 h_T : 廃止措置計画用設計津波高さ (T.P.)
 h_1 : トレンチ床スラブ高さ (T.P.)

(3) 使用材料

評価対象とする各配管について、使用材料を表 5-2-5-1 に示す。

表 5-2-5-1 対象配管の使用材料

トレンチ名	対象配管	材質
T21 トレンチ	G11-VU-1-550-5-2	SUS304L
T20 トレンチ	G71-VU-1-150-Y-2	SUS304L

(4) 許容圧力

想定される津波の浸水深さに対する水頭圧を配管に加わる外圧と考え、健全性評価を実施する。トレンチ浸水時の水頭圧が二重管外管の板厚から算出した許容圧力を上回っていないことを確認する。許容圧力の算定式は「JSME S NC1-2005/2007 PPC-3411 直管(2)外圧を受ける直管」を準用した以下の式を適用する。

$$t_s = \frac{3P_e D_0}{4B} \quad \text{より} \quad P_e = \frac{4Bt_s}{3D_0} \quad \text{と変形する。}$$

- P_e : 許容圧力
- t_s : 二重管外管最小厚さ
- D_0 : 二重管外管外径
- B : 付録材料図 表 Part7 により定まる値

5.2.6 評価条件

評価条件を表 5-2-6-1 に示す。

表 5-2-6-1 静水圧の評価条件

記号	定義	数値	単位
トレンチ評価の諸元			
ρ_o	海水の単位体積重量	10.10	kN/m ³
h_T	設計津波高さ(T.P.)	12.2	m
T21 トレンチ			
D_0	二重管外管外径	558.8	mm
t	二重管外管板厚	9.5	mm
—	寸法許容誤差 ^{※1}	12.5	%
t_s	二重管外管最小厚さ($t - (t \times \text{寸法許容誤差})$)	8.31	mm
L	配管長さ	65,861	mm
B	付録材料図 表 Part7 により定まる値 ^{※2}	24	—
h_1	トレンチ床スラブ高さ(T.P.)	0.6	m
P	津波浸水時の静水圧	118	kN/m ²
T20 トレンチ			
D_0	二重管外管外径	165.2	mm
t	二重管外管板厚	5.0	mm
—	寸法許容誤差 ^{※1}	12.5	%
t_s	二重管外管最小厚さ($t - (t \times \text{寸法許容誤差})$)	4.37	mm
L	配管長さ	約 550,000	mm
B	付録材料図 表 Part7 により定まる値 ^{※2}	58	—
h_1	トレンチ床スラブ高さ(T.P.)	1.1	m
P	津波浸水時の静水圧	113	kN/m ²

※1：JIS G3468 配管用溶接大径ステンレス鋼管より最大の負の許容差を適用

※2：JSME S NC1-2005/2007 付録材料図 表 Part7 による読み取り値 (L/D_0 , D_0/t_s に基づきチャートより B を読み取り)

5.2.7 評価結果

廃止措置計画用設計津波の浸水による水圧に対する、評価対象ごとの許容圧力と静水圧の比較を表 5-2-7-1 に示す。

表 5-2-7-1 二重管の健全性評価結果

評価対象	許容圧力 P_e (kN/m ²)	静水圧 P (kN/m ²)	P/P_e
T21 トレンチ	480	118	0.25
T20 トレンチ	2,046	113	0.06

5.2.8 評価のまとめ

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟に接続するトレンチ内部の二重管は、いずれの箇所においても許容限界 (許容圧力) 以下であることを確認した。

これにより、トレンチが廃止措置計画用設計津波により浸水した場合でも、トレンチ内部に敷設された二重管が構造強度を有することを確認した。

5.3 トレンチを除く壁貫通配管等の確認

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟建家外壁貫通部の健全性評価（津波波力が作用する外壁の壁貫通部のシーリング材及びモルタルが波力に耐えることの試験）を実施した。

試験に当たっては、模擬試験体の止水材厚さを外壁厚さに対し十分保守的な厚さとするとともに、作用させる水圧は、各外壁貫通部に作用する津波波圧を包絡するよう十分保守的に設定し、貫通部に対する止水処置の健全性を確認した。なお、建家貫通部の構造上、建家内に浸水することは考えにくいですが、万が一、建家内に浸水した場合の影響については別紙 6-1-3-3-1-1「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浸入した場合の影響について」に示す。

- ・シーリング材の水圧試験（令和 2 年 7 月実施）の実施状況を図 5-3-1 に示す。
津波波力を上回る 0.5 MPa の水圧に対して、シーリング材からの漏れがないことを確認した。
- ・モルタルの水圧試験（令和 2 年 7 月実施）の実施状況を図 5-3-2 に示す。
津波波力を上回る 0.5 MPa の水圧に対して、モルタル材からの漏れがないことを確認した。



図 5-3-1 シール材（難燃性気密防水材）の耐圧試験結果（R2.7.15 実施）



図 5-3-2 モルタル充填の耐圧試験結果 (R2.7.13 実施)

別紙 6-1-3-3-1-1

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の
建家内へ浸水した場合の影響について

1. はじめに

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の壁貫通部の構造上, 建家内に浸水することは考えにくい, が, 浸水した場合の影響について以下のとおり検討した。

2. T20 トレンチ内の壁貫通部 (図 2-1 参照)

T20 トレンチは定期的な点検・保守作業等のため, 作業員が内部に入ることができるようマンホール等の地表開口部を有しており, 津波発生時に浸水するおそれがある。このため, T20 トレンチ内に津波が流入した場合を想定し, T20 トレンチとガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の接続部のうち, 貫通配管が最も多い接続部①において, 貫通配管の周囲のシーリング材やモルタルが損傷した場合の浸水の影響を評価した。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から水が流入した場合, 地下 1 階のフロアドレンや階段室を通り地下 2 階へと流れ込む。その後, 水は地下 2 階のフロアドレンから廃水貯槽に流入する又は二重スラブ入口から床下の二重スラブへ流入する。流入が継続し廃水貯槽が満水になった場合, 地下 2 階のフロアドレンから水があふれ出し, あふれ出した水は地下 2 階の四隅に設置されている二重スラブ入口から, 床下の二重スラブに集約される。二重スラブは地下浸透水を貯留することができる空間であり, 地下 2 階の床下に設けられている (図 2-2 参照)。

T20 トレンチとガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の接続部①の貫通配管の周囲に 5 mm の隙間が発生した場合を想定すると, 浸水量は約 360 m³であり, 二重スラブ (約 2500 m³) が満水になることはない。

6-1-3-3-1-1-2



図 2-1 建家内へ浸水した場合の影響 (T20 トレンチとの接続部)



図 2-2 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の二重スラブの構造 (概略)

3. その他の壁貫通配管等

その他の壁貫通配管等の評価としては、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟建家外壁の貫通部のうち、貫通部に作用する津波荷重が大きくなる建家1階に位置し貫通部の面積が大きい箇所として、高放射性廃液貯蔵場(HAW)信号ケーブル及び航空障害灯ケーブル(電線管外径 80 mm)を対象に選定した。津波により建家外壁に据え付けられたプルボックスが浸水し、内部の電線管から建家内に水が流入した場合を想定し評価した(図 3-1 参照)。当該箇所から水が流入した場合、地下1階のフロアドレンや階段室を通り地下2階へと水が流れ込み、最終的に二重スラブに集約される。この場合の浸水量は約 43 m³であり、二重スラブ(約 2500 m³)が満水になることはない。

また、その他の壁貫通配管等について、建家外部の配管が地震や津波の影響により損傷した場合、配管を通して建家内に浸水する可能性が考えられるため、浸水した場合の影響について調査した(図 3-2 参照)。調査の結果、建家外部の配管が損傷したとしても建家内に浸水する量は、二重スラブ(約 2500m³)に集約される量以下であることを確認した。

なお、二重スラブに溜まった水については、二重スラブ内の湧水ピットから既設のポンプ(5 m³/h)により移送できることに加え、中型送水ポンプやエンジン付きポンプ等を使用し排水することが可能である(図 3-3 参照)。浸水した場合の排水方法については、継続的な訓練を実施し、事故対処設備での対応が確実にできることを確認していく。



図 3-1 建家内へ浸水した場合の影響（壁貫通部）



図 3-2 連絡通路等からの貫通配管及びバルブの設置状況（概略）（1/2）



図 3-2 連絡通路等からの貫通配管及びバルブの設置状況（概略） (2/2)



図 3-3 建家内からの排水方法（概略）

津波警報発令時におけるバルブ操作の有効性評価について
(ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟)

1. はじめに

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟では、津波による損傷防止として建家貫通部からの津波による浸水の可能性について調査を実施した。その中で、津波等により T20 トレンチが浸水し、内部に敷設された配管が損傷した場合、配管内部に水が流入する可能性が考えられたことから、当該配管についてバルブ等の設置状況を調査した。その結果、図 1-1 に示すバルブについては、T20 トレンチ内に敷設されている飲料水配管の元バルブは常時開であることから、対策として津波警報発令時に建家内の当該バルブを閉め浸水を防ぐ対応をとる。



図 1-1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟 飲料水配管系統図 (概略)

2. バルブの閉操作に関する有効性評価（作業時間の測定）

本対策について、事故対処に係る単体確認試験という位置づけで、制御室に常駐している人員が最も少ない状態（ガラス固化技術開発施設（TVF）運転停止中の夜間）において、照明が失われた状態（電源喪失時）で、1人の作業員のみで照明器具の確保及びバルブの閉操作を実施するとの想定で、当該バルブの閉操作に関する有効性評価（作業時間の測定）を実施した（図 2-1 及び図 2-2 参照）。

なお、津波警報発令時にはガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟 3 階以上のフロアへ避難することが定められており、本対策が避難に影響を与えない時間として、バルブの閉操作の目標時間を 5 分に設定した。

●バルブ操作の有効性評価

項目	内容	備考
実施期間	令和2年6月15日(月)～6月19日(金)	
実施場所	制御室(G240), 通路(G243), ダクトスペース(G145)	
対象者	当直要員：8名, 代直要員：8名 (1名ずつ実施)	当直要員は各班から班員(2名/班×4班)を選出
評価項目	津波警報発令から5分以内でバルブ閉操作を終了すること	
想定状況	制御室に常駐している人員が最も少ない状態 (TVF運転停止中の夜間) において, 照明が失われた状態 (電源喪失時) を想定し, 1人の作業員のみで照明器具の確保及びバルブの閉操作を実施する	

●バルブ閉操作手順

以下の手順でバルブ閉操作を実施し, 制御室 (G240) からダクトスペース (G145) までの移動時間及び, ダクトスペース内でのバルブ操作時間をそれぞれ測定した。

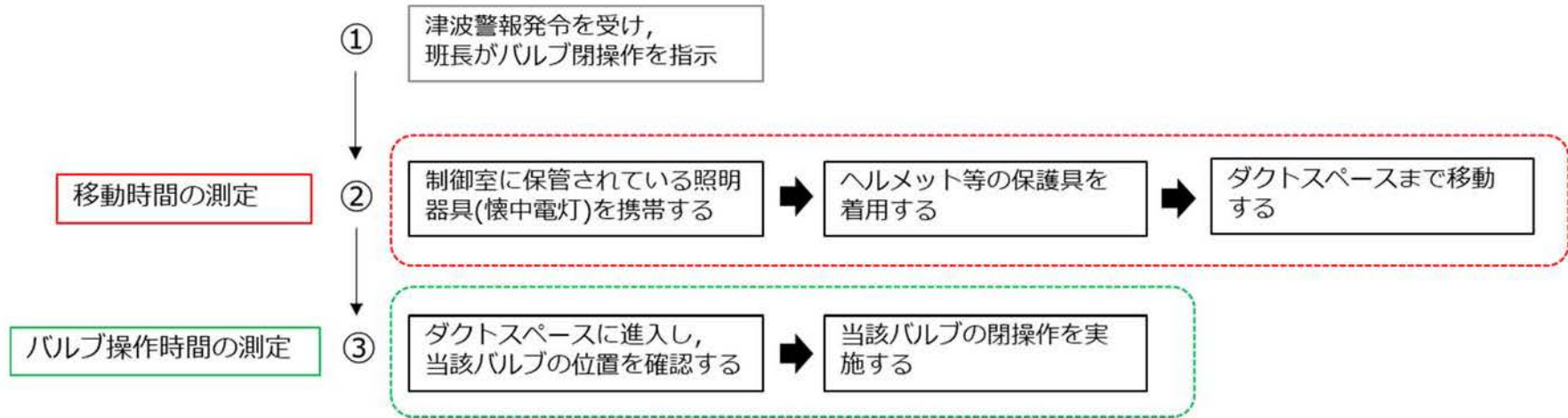


図 2-1 バルブ操作の有効性評価概要



図 2-2 バルブ設置場所への移動ルート及びバルブ外観

3. バルブの閉操作に関する有効性評価（作業時間の測定）の結果

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟における施設全体の事故対処設備の有効性については、現在「第 46 回東海再処理施設安全監視チーム会合 資料 2-6」にて令和 3 年 1 月までに実施することを示した計画に従い実施中であり、災害時の現場の状況、対策の優先順位等を考慮して評価する必要がある。

当該バルブ操作単独の確認結果は、図 3-1 に示すとおり目標の 5 分以内で実施できることを確認したが、今後、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟における施設全体の事故対処設備の有効性評価に含め、設計津波の遡上波が敷地へ浸入するまでの時間を考慮した上で、作業員による対応が確実に実施できることを確認する。また、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟と T20 トレンチの接続箇所の建家外壁を貫通している飲料水配管からの浸水防止に係るバルブ操作についてはマニュアルを定め運用する。

●有効性評価結果

No.	作業単位	手 順	目標時間 (合計)
1	移動	制御室で照明器具 (懐中電灯等) を準備し, 保護具を着用した後, 1階ダクトスペースへ移動する。	5分*
2	バルブ操作	ダクトスペース内のバルブを操作し, 開から閉に切り替える。	

※: 本対策が津波からの避難に影響を与えない時間として設定。

No.	区 分	作業時間 (分)		合 計 (分)	No.	区 分	作業時間 (分)		合 計 (分)
		移動	バルブ操作				移動	バルブ操作	
1	当直要員	1:47	0:37	2:24	9	代直要員	1:44	0:34	2:18
2	当直要員	2:08	0:42	2:50	10	代直要員	1:37	0:37	2:14
3	当直要員	1:31	0:32	2:03	11	当直要員	1:45	0:33	2:18
4	当直要員	1:26	0:21	1:47	12	当直要員	1:39	0:34	2:13
5	代直要員	1:31	0:39	2:10	13	代直要員	1:43	0:42	2:26
6	代直要員	1:52	0:29	2:21	14	代直要員	1:47	0:35	2:22
7	当直要員	1:31	0:29	2:00	15	代直要員	1:41	1:02	2:43
8	当直要員	1:34	0:27	2:01	16	代直要員	1:38	0:33	2:11

➤ 16名の作業員を対象にバルブ操作の有効性評価を実施した結果, 移動時間が最大約2分10秒, バルブ操作時間が最大約1分であった。

➤ 制御室からダクトスペースへ移動し, バルブを閉めるまでの一連の動作が, 5分以内で実施でき, 津波警報発令時のバルブ操作は有効であることを確認した。

図 3-1 バルブ操作の有効性評価結果