

基準津波に対する TVF ガラス固化技術開発施設開発棟の健全性

1. 目的

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟に対し、基準津波による影響の評価を実施し、津波発生時の施設の健全性を確認する。

2. 評価方法

2.1. 津波荷重の算定

下記に水深係数(α)、津波高さ (h) を示す。下記をもとに津波荷重を算定する。

水深係数 $\alpha = 2$

水深係数 α は TVF 建家の周囲には津波の進行を阻害する他の建家があり、津波による波圧の軽減が見込まれることから $\alpha = 2$ とした。

津波高さ $h = 3.55\text{m}$

過剰気味な津波荷重の精度を高めるために、現状の評価で使用している建家無しの津波シミュレーションモデルから、高台などの進行波に影響を及ぼす地形データを削除したモデルで再度津波シミュレーションを行い、波力評価用津波高さを $h=3.55\text{m}$ とした。

地上部分に作用する波圧は、水深係数(α) \times 地表面からの津波高さ (h) とした評価津波高さの静水圧分布とする。

実際には、津波高さより上方に波力は加わらないが、保守的な設定となるよう「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」に倣う。

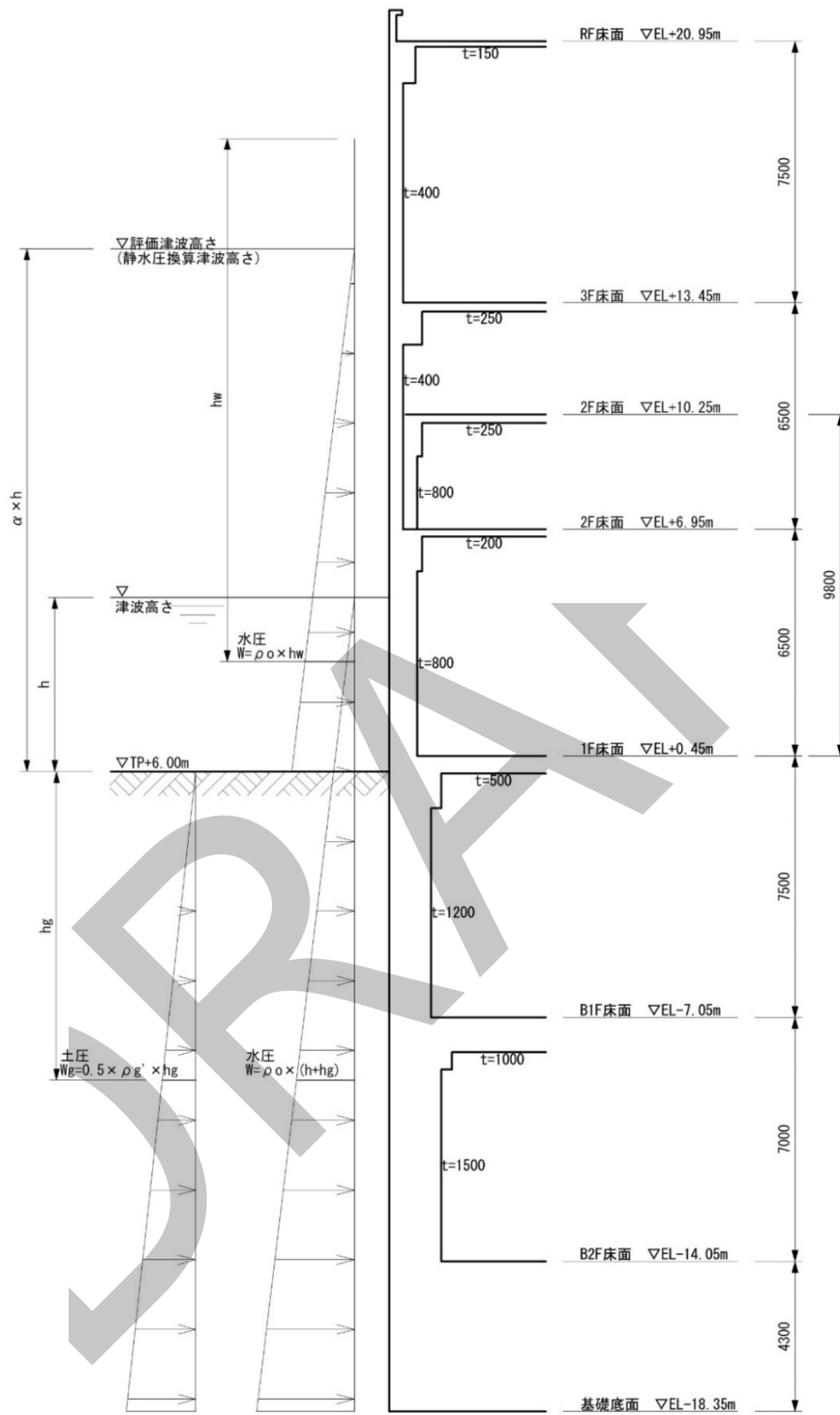


図 2-1 津波波圧と土圧

地上部分について、算定位置での波圧は下式による。

$$W = \rho_o \times hw$$

W : 波圧 (kN/m²)

ρ_o : 海水の比重 10.1 kN/m³

hw : 評価津波高さから算定位置までの距離 (m)

地下部分について、算定位置での波圧は下式による。

$$W = \rho_o \times (h + hg)$$

W : 波圧 (kN/m²)

ρ_o : 海水の比重 10.1 kN/m³

h : 津波高さ (m)

hg : 地表面から算定位置までの深さ (m)

地下部分の算定位置での土圧は下式による。

$$W_g = \alpha \times \rho g' \times hg$$

W_g : 土圧 (kN/m²)

α : 土圧係数 津波単独、津波+漂流物衝突の重畳 $\alpha=0.5$ 、
津波+余震の重畳 $\alpha=1.0$ とする。

$\rho g'$: 埋戻土の水中単位体積重量 18.0 - 10.1 = 7.9 kN/m³

hg : 地表面からの深さ (m)

2.2. 余震、漂流物について（水深係数、津波高さ）の算定

津波と合わせて下記の荷重に対して検討する。

余震 : 弾性設計用地震動の応答結果

(28 サイクル研 再処理施設の耐震性評価 (TVF 開発棟等) 報告書

(以下、耐震評価報告書) による)

漂流物 : 15t 漁船

(1) 余震の評価方法

上述の応答解析結果を、静的な外力（慣性力と強制変形（面外））として評価し、「4. 耐圧部材の検討」に用いるものとする。

強制変形の算定には、原設計時の設計用地震荷重時の層間変形（ δd ）を用いる。余震の応答せん断力（ Q_{yoshin} ）と原設計時の設計用地震荷重（ Q_d ）の比率を δd に掛けることで、余震による面外変形による応力を算出する。次ページに算定した強制変形による層間変形を示す。なお、余震の応答せん断力は耐震性評価報告書による。

$$\text{強制変形量} = (Q_{\text{yoshin}} / Q_d) \times \delta d$$

上述の応答結果による各階の応答加速度を水平震度 (Kh) として各部材に掛けることで、面外方向の慣性力を算定した。

$$\text{慣性力} = \text{各部重量} \times Kh$$

ここで、Kh は耐震性評価報告書より応答値を包絡して、Kh=0.60 とした。

表 2-1 余震による強制変形 (X 方向)

階	原設計時の 設計用地震荷重		余震の応答 せん断力	層せん断力比	余震の 強制変形
	Qd	δd	Qyoshin	Qyoshin/Qd	δ'
	t	cm	kN	-	cm
R	1,205	-	3,600	0.305	-
3	5,912	0.276	32,700	0.564	0.16
2	11,304	0.228	74,800	0.675	0.15
1	16,445	0.215	124,100	0.770	0.17
B1	23,942	0.241	191,700	0.817	0.20
B2	29,009	0.278	224,500	0.790	0.22

表 2-2 余震による強制変形 (Y 方向)

階	原設計時の 設計用地震荷重		余震の応答 せん断力	層せん断力比	余震の 強制変形
	Qd	δd	Qyoshin	Qyoshin/Qd	δ'
	t	cm	kN	-	cm
R	1,232	-	4,200	0.348	-
3	5,984	0.363	37,700	0.643	0.23
2	11,378	0.301	84,800	0.761	0.23
1	16,097	0.269	140,600	0.891	0.24
B1	22,083	0.269	218,200	1.008	0.27
B2	26,860	0.324	243,400	0.925	0.30

(2) 漂流物の評価

道路橋示方書により衝突による荷重として算定する。

道路橋示方書による計算：荷重 $Q = 0.1 \times 15(t) \times g \times 4(m/s) = 58.9kN$

2.3. 設計荷重のまとめ、および、報告書の構成

津波と余震、および、漂流物との組み合わせた荷重ケースを検討する。以下に荷重の組み合わせを示す。

- (A) 津波のみ
- (B) 津波+余震の重畳
- (C) 津波+漂流物

次からの章では、以下の評価を行う。

3. 保有水平耐力と設計荷重の比較

建家全体の検討で、保有水平耐力と上記 (A) ~ (C) の荷重を比較し、建家全体として十分な耐力を有することを確認する。

4. 耐圧部材の検討

建物外周部の部材（柱、一部の梁、壁、一部のスラブ）の検討で、(A) ~ (C) の荷重時の応力を算定し、各部材の安全性を確認する。

5. 転倒に対する検討

(A) ~ (C) の荷重時に建家の接地率を検討し、転倒が生じないことを確認する。

3. 保有水平耐力と設計荷重の比較

3.1. 評価条件

(1) 検討方針、および、検討概要

保有水平耐力と設計荷重（津波荷重）を比較し、建家全体が津波荷重に対して十分な耐力を有することを確認する。

(2) 津波層せん断力の算定

津波波力による層せん断力 R の算定方法を以下に示す。なお、地上部分に作用する津波波圧は、保守的な設定となるよう、受圧面からの波圧のみを想定し、反対面からの波圧は考えない。地下部分に作用する水圧と土圧は、受圧面と反対面の両側から同じ力が作用してキャンセルされると考える。

$$R = \int_H^{\alpha \times h} W(x) \times B(x) \times dx$$

R : 対象階の層せん断力 (kN)

$\alpha \times h$: 静水圧換算津波高さ (m)

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

x : 地表面からの高さ (m)

$W(x)$: 地表面からの高さ x の位置での津波波圧 (kN/m²)

$B(x)$: 地表面からの高さ x の位置での受圧面の幅 (m)

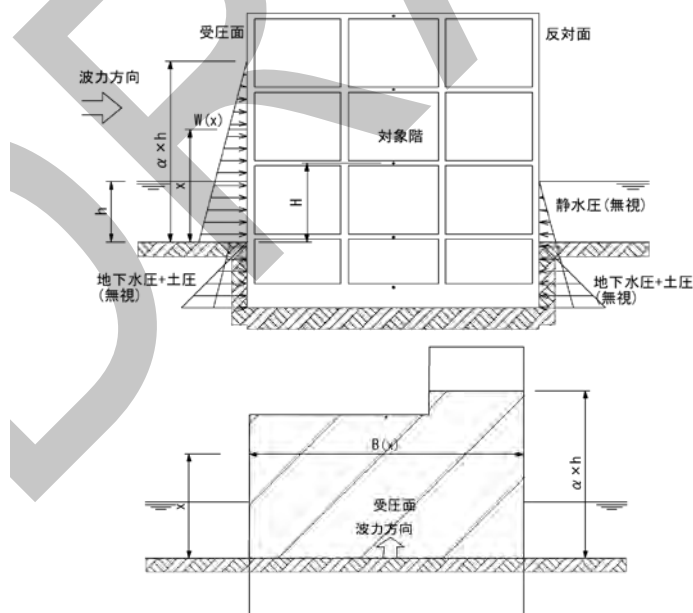


図 3-1 津波波力による層せん断力算定の考え方

3.2. 評価結果（保有水平耐力との比較）

保有水平耐力は、下記に示す原設計時の構造計算書（「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し施設）、昭和 63 年 5 月」）を用いる。

表 3-1 保有水平耐力（原設計時の構造計算書より）

方向	階数	必要保有水平耐力 Q_{un} (t)				保有水平耐力(Q_u) (t)	Q_u / Q_{un}	Q_u / Q_{ud}	$Q(S_1)$ (t)	$Q_u / Q(S_1)$
		D_s	F_{es}	Q_{ud} (t)	Q_{un} (t)					
EW	3	0.5	1.0	9,854	4,927	20,169	4.1	(2.0)	3,549	5.7
	2	0.5	1.0	18,840	9,420	39,295	4.2	(2.1)	7,899	5.0
	1	0.5	1.0	26,828	13,414	51,021	3.8	(1.9)	12,814	4.0
	B1	(0.5)	1.0	36,049	18,025	73,821	(4.1)	2.0	(19,015)	(3.9)
	B2	(0.5)	1.0	43,609	21,805	96,638	(4.4)	2.2	(23,671)	(4.1)
NS	3	0.5	1.0	9,974	4,987	21,961	4.4	(2.2)	3,758	5.8
	2	0.5	1.0	18,964	9,482	29,986	3.2	(1.6)	8,153	3.7
	1	0.5	1.0	26,828	13,414	50,773	3.8	(1.9)	12,862	3.9
	B1	(0.5)	1.0	36,049	18,025	89,774	(5.0)	2.5	(18,323)	(4.9)
	B2	(0.5)	1.0	43,609	21,805	89,742	(4.1)	2.1	(22,382)	(4.0)

()内は、参考値を示す。

Q_u の値を 9.80665 倍して、kN に換算する。

保有水平耐力と津波層せん断力の比較を次ページに示す。

外力 (A) ~ (C) の最大値 / 保有水平耐力 = ~0.31 であり、建家全体として津波荷重、津波と余震の重畳、および、津波と漂流物の重畳に対して十分な保有水平耐力を有することを確認した。

表 3-2 設計荷重の層せん断力の算定結果

(A) 津波のみ

方向	高さL E.L.(m)	階	保有水平耐力		津波波力 R(kN)	地震力 E(kN)	漂流物 P(kN)	外力Q=R+E+P (kN)	R/Qu
			Qu(t)	Qu(kN)					
EW	13.45	3	20169	197790	0	0	0	0	0.00
	6.95	2	39295	385352	5	0	0	5	0.00
	0.45	1	51021	500345	9893	0	0	9893	0.02
	-7.05	B1	73821	723937	11277	0	0	11277	0.02
	-14.05	B2	96638	947695	11277	0	0	11277	0.01

case1 建物幅B 44.3 m
 海水の比重 ρ_0 10.1 kN/m³
 静水圧換算高さ $h_T = \alpha \times h$ 7.1 m

方向	高さL E.L.(m)	階	保有水平耐力		津波波力 R(kN)	地震力 E(kN)	漂流物 P(kN)	外力Q=R+E+P (kN)	R/Qu
			Qu(t)	Qu(kN)					
NS	13.45	3	21961	215364	0	0	0	0	0.00
	6.95	2	29986	294062	7	0	0	7	0.00
	0.45	1	50773	497913	13355	0	0	13355	0.03
	-7.05	B1	89774	880382	15223	0	0	15223	0.02
	-14.05	B2	89742	880068	15223	0	0	15223	0.02

case1 建物幅B 59.8 m
 海水の比重 ρ_0 10.1 kN/m³
 静水圧換算高さ $h_T = \alpha \times h$ 7.1 m

津波波力(地上)あるいは水圧(地下)の算定式

$$L > h_T \quad R=0$$

$$h_T \geq L > 0 \quad R=0.5 \times (h_T - L)^2 \times \rho_0 \times B$$

$$0 \geq L \quad R=0.5 \times (h_T)^2 \times \rho_0 \times B$$

(B) 津波+余震の重畳

方向	高さL E.L.(m)	階	保有水平耐力		津波波力 R(kN)	地震力 E(kN)	漂流物 P(kN)	外力Q=R+E+P (kN)	Q/Qu
			Qu(t)	Qu(kN)					
EW	13.45	3	20169	197790	0	32700	0	32700	0.17
	6.95	2	39295	385352	5	74800	0	74805	0.19
	0.45	1	51021	500345	9893	124100	0	133993	0.27
	-7.05	B1	73821	723937	11277	191700	0	202977	0.28
	-14.05	B2	96638	947695	11277	224500	0	235777	0.25

case1 建物幅B 44.3 m
 海水の比重 ρ_0 10.1 kN/m³
 静水圧換算高さ $h_T = \alpha \times h$ 7.1 m

方向	高さL E.L.(m)	階	保有水平耐力		津波波力 R(kN)	地震力 E(kN)	漂流物 P(kN)	外力Q=R+E+P (kN)	Q/Qu
			Qu(t)	Qu(kN)					
NS	13.45	3	21961	215364	0	37700	0	37700	0.18
	6.95	2	29986	294062	7	84800	0	84807	0.29
	0.45	1	50773	497913	13355	140600	0	153955	0.31
	-7.05	B1	89774	880382	15223	218200	0	233423	0.27
	-14.05	B2	89742	880068	15223	243400	0	258623	0.29

case1 建物幅B 59.8 m
 海水の比重 ρ_0 10.1 kN/m³
 静水圧換算高さ $h_T = \alpha \times h$ 7.1 m

津波波力(地上)あるいは水圧(地下)の算定式

$$L > h_T \quad R=0$$

$$h_T \geq L > 0 \quad R=0.5 \times (h_T - L)^2 \times \rho_0 \times B$$

$$0 \geq L \quad R=0.5 \times (h_T)^2 \times \rho_0 \times B$$

(C) 津波+漂流物

方向	高さL E.L.(m)	階	保有水平耐力		津波波力 R(kN)	地震力 E(kN)	漂流物 P(kN)	外力Q=R+E+P (kN)	Q/Qu
			Qu(t)	Qu(kN)					
EW	13.45	3	20169	197790	0	0	58.9	59	0.00
	6.95	2	39295	385352	5	0	58.9	64	0.00
	0.45	1	51021	500345	9893	0	58.9	9952	0.02
	-7.05	B1	73821	723937	11277	0	58.9	11336	0.02
	-14.05	B2	96638	947695	11277	0	58.9	11336	0.01

case1 建物幅B 44.3 m
 海水の比重 ρ_0 10.1 kN/m³
 静水圧換算高さ $h_T = \alpha \times h$ 7.1 m

方向	高さL E.L.(m)	階	保有水平耐力		津波波力 R(kN)	地震力 E(kN)	漂流物 P(kN)	外力Q=R+E+P (kN)	Q/Qu
			Qu(t)	Qu(kN)					
NS	13.45	3	21961	215364	0	0	58.9	59	0.00
	6.95	2	29986	294062	7	0	58.9	66	0.00
	0.45	1	50773	497913	13355	0	58.9	13414	0.03
	-7.05	B1	89774	880382	15223	0	58.9	15282	0.02
	-14.05	B2	89742	880068	15223	0	58.9	15282	0.02

case1 建物幅B 59.8 m
 海水の比重 ρ_0 10.1 kN/m³
 静水圧換算高さ $h_T = \alpha \times h$ 7.1 m

津波波力(地上)あるいは水圧(地下)の算定式

$$\begin{aligned}
 L > ht & R=0 \\
 h_T \geq L > 0 & R=0.5 \times (ht-L)^2 \times \rho_0 \times B \\
 0 \geq L & R=0.5 \times (ht)^2 \times \rho_0 \times B
 \end{aligned}$$

4. 耐圧部材の検討

4.1. 評価条件

(1) 検討方針

津波作用時には、建物外周部の部材（柱、一部の梁、壁、一部のスラブ）に波力による応力が生じる。本節ではこの応力に対して各部材が終局耐力以下であることを確認する。

(2) 終局耐力の算定式

部材耐力の算定式は「2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書」の終局強度式を引用し、下式のとおりとする。

部材耐力の算定式は「2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書」の終局強度式を引用し、下式のとおりとする。

① 曲げモーメント

(1-1) RC梁・壁(面外) 終局曲げモーメント

$$Mu = 0.9 \cdot at \cdot \sigma_y \cdot d$$

Mu	: 終局曲げ耐力	kN・m
at	: 既存断面の単位幅当たりの鉄筋断面積	mm ²
σ_y	: 引張鉄筋の降伏点(材料強度割増1.1を見込む)	N/mm ²
d	: 部材の有効成(D-dt)	mm
D	: 梁成・壁厚	mm
dt	: 引張縁から引張鉄筋重心までの距離	mm

鉄筋コンクリート梁の終局強度式(付1.3-5式)を引用。

(1-2) SRC梁 終局曲げモーメント

$$Mu = sMu + rMu$$

$$rMu = 0.9 \cdot at \cdot \sigma_y \cdot d$$

$$sMu = sZp \cdot s \sigma_y$$

Mu	: 終局曲げ耐力	kN・m
rMu	: RC部の終局耐力	kN・m
at	: 既存断面の単位幅当たりの鉄筋断面積	mm ²
σ_y	: 引張鉄筋の降伏点(材料強度割増1.1を見込む)	N/mm ²
d	: 部材の有効成(D-dt)	mm
D	: 梁成・壁厚	mm
dt	: 引張縁から引張鉄筋重心までの距離	mm
sMu	: S部の終局曲げ耐力	kN・m
sZp	: 塑性断面係数	mm ³
s σ_y	: 鉄骨の降伏点(材料強度割増1.1を見込む)	N/mm ²

鉄筋コンクリート部分 rMu は終局強度式(付1.3-5式)を、鉄骨部分 sMu は終局強度式(付1.4-34式)を引用し、累加。

(1-3) RC柱 終局曲げモーメント

$$Mu = 0.8 \cdot at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot [1 - N / (b \cdot D \cdot Fc)] \quad 0.4 \cdot b \cdot D \cdot Fc > N > 0$$

$$Mu = 0.8 \cdot at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 \cdot N \cdot D \quad 0 > N$$

Mu	: 終局曲げ耐力	kN・m
at	: 既存断面の単位幅当たりの鉄筋断面積	mm ²
σ_y	: 引張鉄筋の降伏点(材料強度割増1.1を見込む)	N/mm ²
D	: 柱成	mm
b	: 柱幅	mm
N	: 柱軸力	N
Fc	: コンクリート強度	N/mm ²

鉄筋コンクリート柱の終局強度式(付1.3-10式)、(付1.3-11式)を引用。

(1-4) SRC柱 終局曲げモーメント

$$Mu = sMu + rMu \quad sMu = sZp \cdot s \cdot \sigma_y$$

$$rMu = 0.8 \cdot at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot [1 - N / (b \cdot D \cdot Fc)] \quad 0.4 \cdot b \cdot D \cdot Fc > N > 0$$

$$rMu = 0.8 \cdot at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 \cdot N \cdot D \quad 0 > N$$

Mu	: 終局曲げ耐力	kN・m
at	: 既存断面の単位幅当たりの鉄筋断面積	mm ²
σ_y	: 引張鉄筋の降伏点(材料強度割増1.1を見込む)	N/mm ²
D	: 柱成	mm
b	: 柱幅	mm
N	: 柱軸力	N
Fc	: コンクリート圧縮強度	N/mm ²
sMu	: S部の終局曲げ耐力	kN・m
sZp	: 塑性断面係数	mm ³
s σ_y	: 鉄骨の降伏点(材料強度割増1.1を見込む)	N/mm ²

鉄筋コンクリート部分 rMu は終局強度式(付1.3-10式)、(付1.3-11式)を、鉄骨部分 sMu は終局強度式(付1.4-34式)を引用し、累加。

② せん断力

(2-1) RC梁・壁(面外) 終局せん断力

$$Q_u = \{0.068 \cdot pt^{0.23}(F_c + 18) / (M / (Q \cdot d) + 0.12) + 0.85 \sqrt{pw \cdot \sigma_{wy}}\} b \cdot j$$

Qu	: 終局せん断耐力	kN
pt	: 引張鉄筋比	%
Fc	: コンクリート圧縮強度	N/mm ²
d	: 部材の有効成(D-dt)	mm
D	: 壁厚	mm
b	: 幅	mm
j	: 応力中心間距離(7・d/8)	mm
M	: 作用曲げモーメント	N・mm
Q	: 作用せん断力	N
pw	: せん断補強筋比	
σ _{wy}	: せん断補強筋の降伏点	N/mm ²

鉄筋コンクリート梁の終局強度式(付1.3-7式)を引用。

(2-2) RC柱 終局せん断力

$$Q_u = \{0.068 \cdot pt^{0.23}(F_c + 18) / (M / (Q \cdot d) + 0.12) + 0.85 \sqrt{pw \cdot \sigma_{wy}}\} b \cdot j + 0.1 \cdot \sigma_o \cdot b \cdot j$$

Qu	: 終局せん断耐力	kN
pt	: 引張鉄筋比	%
Fc	: コンクリート圧縮強度	N/mm ²
d	: 部材の有効成(D-dt)	mm
D	: 壁厚	mm
b	: 幅	mm
j	: 応力中心間距離(7・d/8)	mm
M	: 作用曲げモーメント	N・mm
Q	: 作用せん断力	N
pw	: せん断補強筋比	
σ _{wy}	: せん断補強筋の降伏点	N/mm ²
σ _o	: 平均軸方向応力度	N/mm ²

鉄筋コンクリート柱の終局強度式(付1.3-16式)を引用。

(2-3) SRC柱・梁 終局せん断力

$$Q_u = sQ_u + rQ_u$$

$$rQ_u = \min(rQ_{u1}, rQ_{u2})$$

$$sQ_u = \min(sQ_{u1}, sQ_{u2})$$

$$rQ_{u1} = b \cdot r_j (\alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot r_{pw} \cdot r_w \sigma_y)$$

$$sQ_{u1} = sA_w \cdot s\sigma_y / \sqrt{3}$$

$$rQ_{u2} = b \cdot r_j (2b'/b \cdot f_s + r_{pw} \cdot r_w \sigma_y)$$

$$sQ_{u2} = \sum sM_u / l'$$

$$f_s = \min[F_c / 20, (0.5 + F_c / 100) \times 1.5]$$

$$\alpha = 4 / [M / (Q \cdot r_d) + 1] \quad \text{但し柱は1.0}$$

Q_u : 終局せん断耐力	kN
rQ_u : 鉄筋コンクリート部終局せん断耐力	kN
sQ_u : 鉄骨部終局せん断耐力	kN
b : 柱・梁幅	mm
b' : 鉄骨フランジ位置のコンクリート有効幅	mm
r_j : 応力中心間距離 ($7 \cdot d / 8$)	mm
r_d : 柱・梁有効成	mm
r_{pw} : せん断補強筋比	0.6%以下
$r_w \sigma_y$: せん断補強筋の降伏点	N/mm^2
sA_w : 鉄骨ウェブ断面積	mm^2
$s\sigma_y$: 鉄骨ウェブの降伏点 (材料強度割増1.1を見込む)	N/mm^2
F_c : コンクリート圧縮強度	N/mm^2
sM_u : 鉄骨の全塑性モーメント	$N \cdot mm$
l' : 柱・梁の内法長さ	mm
M : 作用曲げモーメント	$N \cdot mm$
Q : 作用せん断力	N

鉄筋コンクリート部分 rQ_u は終局強度式 (付1.4-38式)、(付1.4-39式) を、鉄骨部分 sM_u は終局強度式 (付1.4-40式) を引用し、累加。

(3) 検討モデル

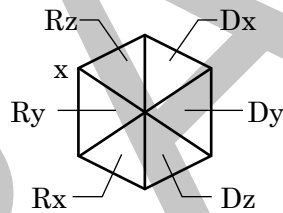
下図に検討モデルを示す。東西南北の外周架構をモデル化し、津波荷重を作用させ、各部材の応力を算定する。検討モデルは次ページ以降に示す。

モデル化概要

- ・外周架構に対して面外に、スラブ、および、耐震壁が取り合う箇所は壁の面外方向への変形は拘束する。
- ・最下階（B2 階）は変形、回転ともに固定条件とする。
- ・H 通りの 2-6 通り間は床スラブが取り合うものの、吹抜けがあるためにスラブの面外方向の厚さが小さいことから、面外方向の変形拘束が十分ではないと判断される。よって、当該部分はスラブ及びその周辺の梁をモデル化する。

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 軸方向変位自由度

Dy : y 軸方向変位自由度

Dz : z 軸方向変位自由度

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

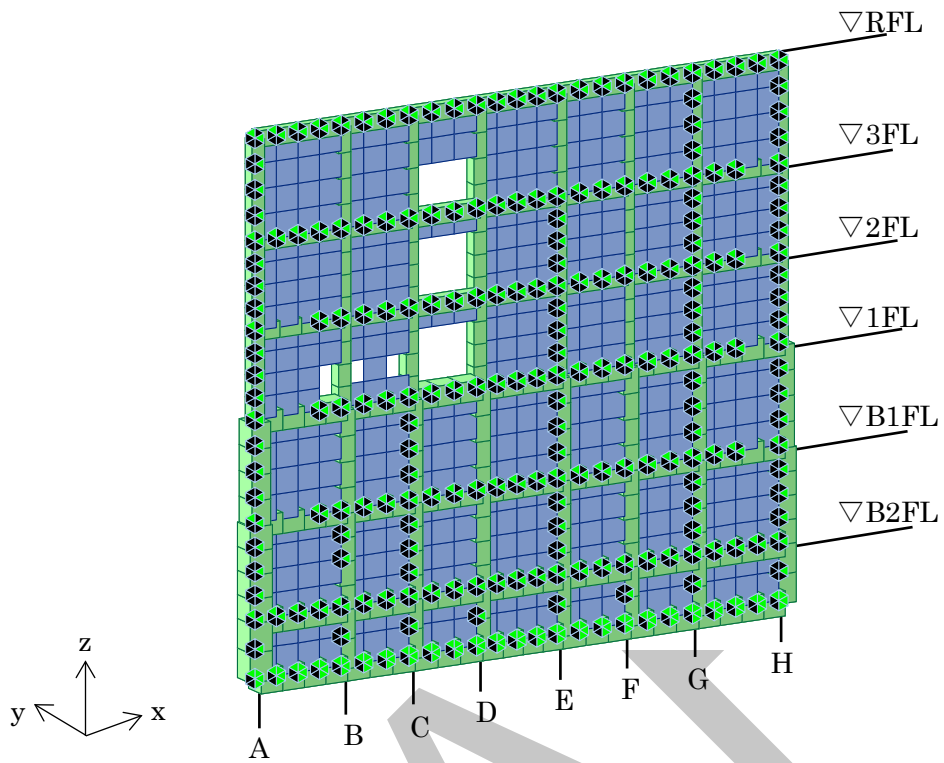


図 4-1 検討モデル (9 通り軸組図) (東面)

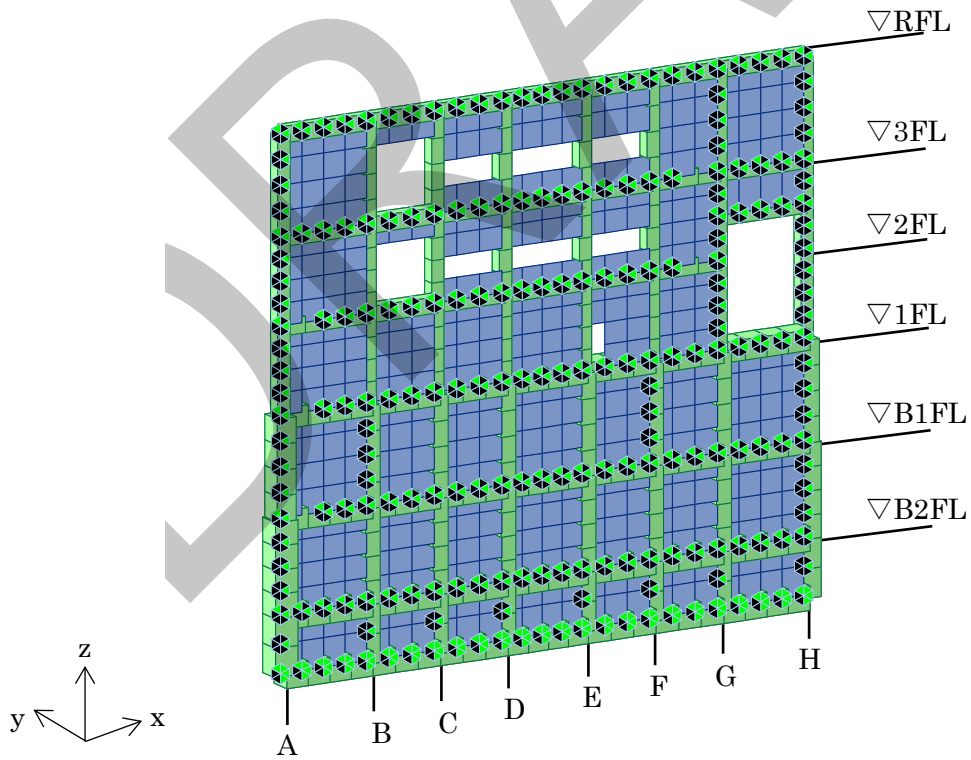


図 4-2 検討モデル (1 通り軸組図) (西面)

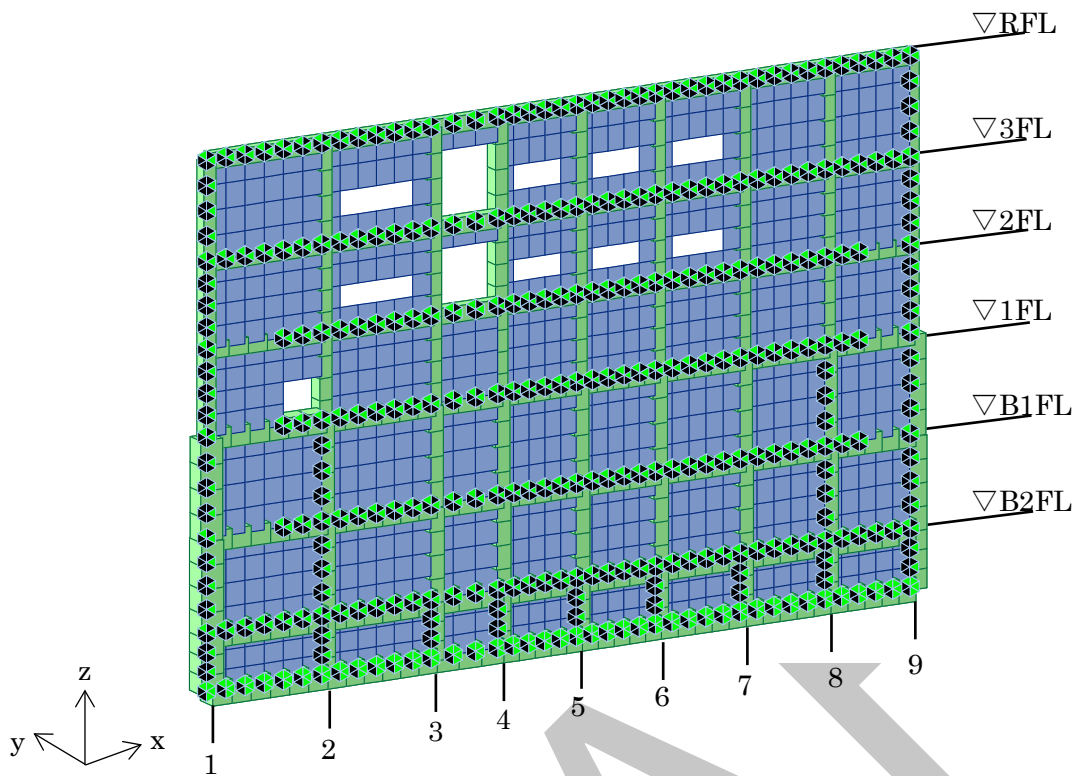


図 4-3 検討モデル (A 通り軸組図) (南面)

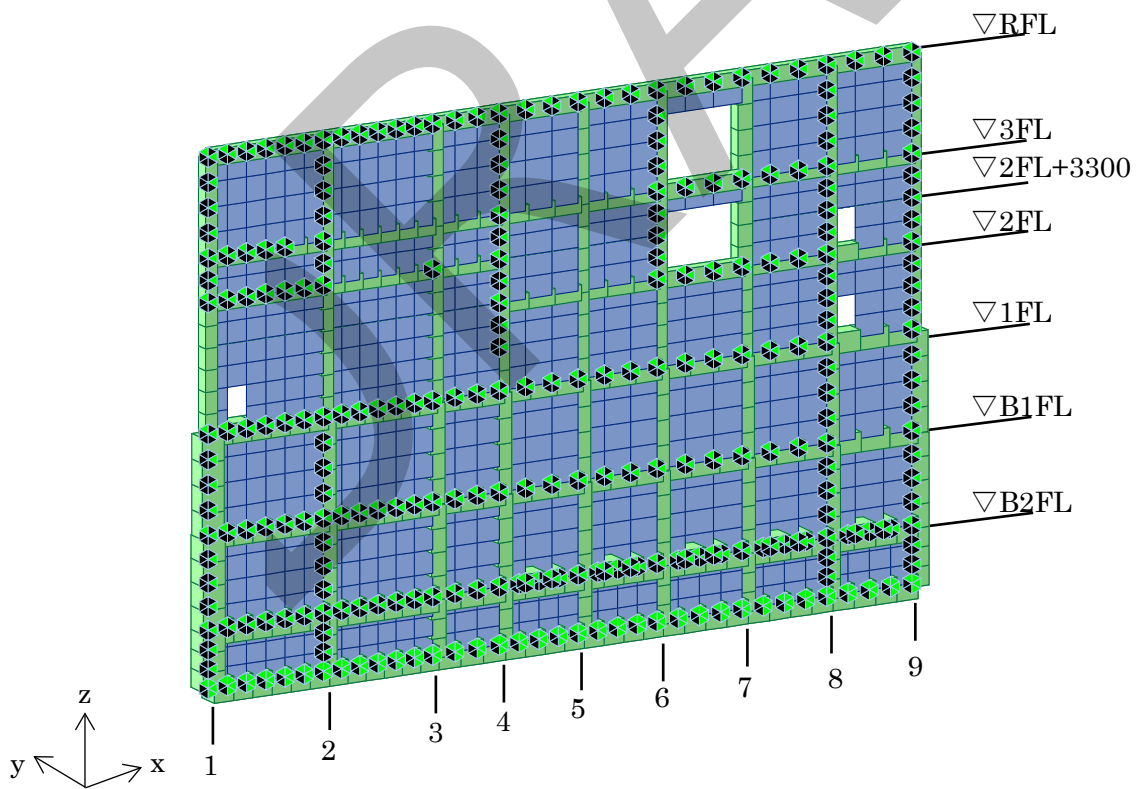


図 4-4 検討モデル (H 通り軸組図) (北面)

4.2. 評価結果(耐圧部材の検討)

外力 (A) ~ (B) の最大値/曲げ耐力=~0.6、最大値/せん断力=~0.53 であり、建物外周部の部材(柱、一部の梁、壁、一部のスラブ)のいずれも終局耐力以内であることを確認した。

(A) 津波のみの荷重組合せに対する検討

外力は曲げ耐力の45%以下、せん断応力の47%以下であり、終局耐力以内である。

表 4-1 津波のみの荷重組合せに対する検討結果

		津波による応力		曲げ耐力 Mp kN/m	検定比 Md/Mp -	せん断力 Qu kN/m	検定比 Qd/Qu -
		Md kN/m	Qd kN/m				
9通り(東面)	壁	189	84	1196	0.158	1654	0.051
	柱	118	79	1673	0.071	1573	0.050
	大梁	178	158	2368	0.075	1573	0.100
1通り(西面)	壁	120	86	1196	0.100	1594	0.054
	柱	119	98	1673	0.071	1573	0.062
	大梁	65	67	2368	0.027	1573	0.043
A通り(南面)	壁	181	95	636	0.285	1247	0.076
	柱	215	167	1649	0.130	1649	0.101
	大梁	303	73	1973	0.154	567	0.129
H通り(北面)	壁	281	147	636	0.442	1247	0.118
	柱	560	771	1541	0.363	1649	0.468
	大梁	278	147	1249	0.223	567	0.259
	スラブ	-	84	-	-	525	0.160
	先端小梁	-	224	-	-	2436	0.092

(B) 津波+余震の重量の荷重組合せに対する検討

外力は曲げ耐力の60%以下、せん断応力の53%以下であり、終局耐力以内である。

表 4-2 津波+余震の重量の荷重組合せに対する検討結果

		① 津波による応力		② 強制変形による応力		③ 慣性力による応力		①+②+③		曲げ耐力 Mp kN/m	検定比 Md/Mp -	せん断力 Qu kN/m	検定比 Qd/Qu -	
		M	Q	M	Q	M	Q	Md	Qd					
		kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m					
9通り(東面)	壁	189	84	28	6	49	54	266	144	1196	0.222	1654	0.087	
	柱	118	79	23	5	36	30	177	114	1673	0.106	1573	0.072	
	大梁	178	158	2	1	125	115	305	274	2368	0.129	1573	0.174	
1通り(西面)	壁	113	86	26	5	64	45	203	136	1196	0.170	1594	0.085	
	柱	109	98	25	5	52	32	186	135	1673	0.111	1573	0.086	
	大梁	65	21	1	0	39	26	105	47	2368	0.044	598	0.079	
A通り(南面)	壁	181	95	5	1	66	44	252	140	636	0.396	1247	0.112	
	柱	188	167	16	2	93	52	297	221	1649	0.180	1649	0.134	
	大梁	303	73	0	0	172	76	475	149	1973	0.241	567	0.263	
H通り(北面)	壁	281	147	3	1	96	52	380	200	636	0.597	1247	0.160	
	柱	560	771	15	2	181	99	756	872	1541	0.491	1649	0.529	
	大梁	278	147	0	0	159	84	437	231	1249	0.350	567	0.407	
	スラブ	-	84	-	0	-	61	-	145	-	-	-	525	0.276
	先端小梁	-	224	-	0	-	142	-	366	-	-	-	2436	0.150

(C) 津波+漂流物の荷重組み合わせに対する検討

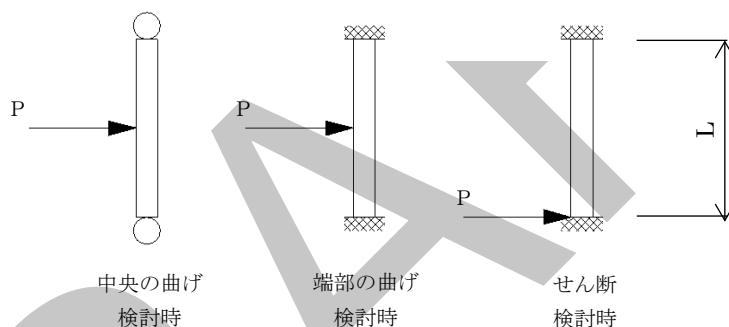
(C) 津波+漂流物の荷重組み合わせに対して各部材（壁・柱・大梁）の安全性を確認する。検討対象部材は、(A) 津波のみによる検討において各部材において検定率が最大となる部材とし、津波のみの発生応力に漂流物の衝突により生じる応力を加えることにより検討用応力を算定し、終局耐力との比較を行う。

検討の結果、いずれの部材においても終局耐力以内となっており、安全性が確認された。検討内容の詳細を以下に示す。

・漂流物の衝突による応力算定

漂流物の集中荷重Pの作用位置は、検討内容に応じて安全側となるように設定する。

下図に示すように、曲げモーメント検討時、せん断検討時に対して漂流物の作用位置を安全側となるように設定する。



1) 壁部材 (H通り 1階 1～2通り W80)

津波による応力は以下のとおりである。

$$M=281\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$Q=147\text{kN}/\text{m}$$

漂流物による集中荷重 $P=58.9\text{kN}$

集中荷重Pによる算定応力は、モーメントは安全側として中央の曲げ算定時の式による。

$$M=1/4PL=1/4 \times 58.9 \times 6.5=96\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Q=P=58.9\text{kN}$$

よって、検討用応力は以下のようなになる。

$$MD=281+96=377\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$QD=147+58.9=206\text{kN}$$

終局曲げ強度 $M_u=636\text{kN}\cdot\text{m} > MD=377\text{kN}\cdot\text{m} \dots \text{OK}$

終局せん断強度 $Q_u=1247\text{kN} > QD=206\text{kN} \dots \text{OK}$

以上より、終局強度以内となっており、安全性は確認された。

2) 柱部材 (H 通り - 2 通り 1 階 C1)

津波による応力は以下のとおりである。

$M=560\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ (柱脚)

$Q=771\text{kN}/\text{m}$

漂流物による集中荷重 $P=58.9\text{kN}$

集中荷重 P による算定応力は、モーメントは安全側として中央の曲げ算定時の式による。

$M=1/4PL=1/4 \times 58.9 \times 6.5=96\text{kN}\cdot\text{m}$

$Q=P=58.9\text{kN}$

よって、検討用応力は以下のようなになる。

$MD=560+96=656\text{kN}\cdot\text{m}$

$QD=771+58.9=830\text{kN}$

終局曲げ強度 $M_u=1541\text{kN}\cdot\text{m} > MD=656\text{kN}\cdot\text{m} \dots \text{OK}$

終局せん断強度 $Q_u=1649\text{kN} > QD=830\text{kN} \dots \text{OK}$

以上より、終局強度以内となっており、安全性は確認された。

3) 大梁部材 (H 通り 5 - 6 通り間 2 階 GX1)

津波による応力は以下のとおりである。

$$M=278\text{kN}\cdot\text{m} \text{ (6 通り端)}$$

$$Q=147\text{kN}$$

漂流物による集中荷重 $P=58.9\text{kN}$

集中荷重 P による算定応力は、モーメントは安全側として中央の曲げ算定時の式による。

$$M=1/4PL=1/4 \times 58.9 \times 6.5=96\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Q=P=58.9\text{kN}$$

よって、検討用応力は以下のようになる。

$$MD=278+96=374\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$QD=147+58.9=206\text{kN}$$

$$\text{終局曲げ強度 } Mu=1249\text{kN}\cdot\text{m} > MD=374\text{kN}\cdot\text{m} \dots \text{OK}$$

$$\text{終局せん断強度 } Qu=567\text{kN} > QD=206\text{kN} \dots \text{OK}$$

以上より、終局強度以内となっており、安全性は確認された。

5. 転倒に対する検討

5.1. 評価条件

(1) 検討方針

津波荷重作用時に建家の接地率を検討し、転倒が生じないことを検討する。津波作用荷重による転倒モーメント (M_{\max}) を算定し、接地率 (η) を算定し、接地率 (η) が概ね 50% 程度以上であることを確認する。接地率は JEAC4601-2008 に倣い、下式で算定する。

なお、津波作用時には浮力が作用するが、浮力の評価方針は次節に示す。

ただし、基礎の接地率 η は次式により評価する。

$$\eta = \frac{2\alpha}{\alpha - 2} \left(\frac{1}{2} - \frac{M_{\max}}{W \cdot L} \right) \quad \dots\dots\dots (3.5.5-2)$$

M_{\max} : 地震応答解析結果の最大転倒モーメント

W : 建物・構築物の総重量

L : 建物・構築物の基礎幅

α : 地反力分布に応じた値 (三角形分布 6.0, 剛板分布 4.7)

ここで、 M_{\max} : 地震応答解析結果の最大転倒モーメント ⇒ 津波荷重時の転倒モーメントとする。

(2) 上下動の評価方針

接地率の検討に際しては、上下動は考慮していない。これは、JEAC4601-2008 (P106) に倣ったもので、接地率 > 50% であれば上下動の影響は小さいためである。

(3) 浮力の評価方針

「建築物荷重指針・解説」(2008年)(日本建築学会)(以下、荷重指針)に倣い、津波作用時の浮力は下式で算定する。

$$F_B = \frac{1}{2} \rho g (h_f + h_r) A$$

ここで、

h_f : 津波作用構面における浸水深 (m)

h_r : 反対側構面における浸水深 (m)

A : 建築物の水没部の水平投影面積 (m²)

ρ : 海水の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

F_B : 浮力 (kN)

本検討は最大浸水深を使用していることから、荷重指針の記載(P578)に倣い、 h_f 、 h_r は下記とする。

$$h_f = \alpha \times h \text{ (津波高さ)}$$

$$h_r = \text{設計用地下水位 EL-3.80m}$$

本検討の津波に対する検討は、余震や漂流物との重畳を考慮して、津波時に想定される最大荷重に対して検討を行っている。

津波先端部では反対構面には津波は押し寄せておらず、反対構面の地下水位は上昇していないと考えられ、荷重指針では地下のない建物において、津波先端部の浮力は $h_r=0$ として算定すると示されている。

本建物は地下を有する建物で、地下水位は EL-3.80m である。津波先端部の反対構面は水位の上昇がないことから、 h_r : 設計用地下水位とした。

5.2. 評価結果(転倒に対する検討)

検討結果を以下に示す。荷重の組み合わせは下記の3ケースについて検討する。

- (A) 津波のみ
- (B) 津波+余震の重畳
- (C) 津波+漂流物

荷重組み合わせ (B) が接地率最小で、 $\eta = 0.584 > 0.50$ となる。上下動の影響を考慮しないとした前提条件を満足しており、評価として問題ない。

また、接地圧は荷重組み合わせ (B) (NS 方向) で最大となるが、接地圧 $\sigma = 483\text{kN/m}^2 < \text{極限支持力 } \sigma_u = 2353\text{kN/m}^2$ であり、地盤の支持力としても問題ないことを確認した。

DRAFT

表 5-1 接地率、および、接地圧の算定結果 (EW 方向)

(A) 津波のみ				(B) 津波+余震の重量				(C) 津波+漂流物			
地震力にける係数(上下のみ)	$\beta' =$	0		地震力にける係数(上下のみ)	$\beta' =$	0		地震力にける係数(上下のみ)	$\beta' =$	0	
浸水高さ	$h =$	3.55 m		浸水高さ	$h =$	3.55 m		浸水高さ	$h =$	3.55 m	
津波係数	$\alpha =$	2		津波係数	$\alpha =$	2		津波係数	$\alpha =$	2	
	$hT = \alpha \times h$	7.1 m			$hT = \alpha \times h$	7.1 m			$hT = \alpha \times h$	7.1 m	
	$w = 10.1 \times hT =$	72 kN/m ²			$w = 10.1 \times hT =$	72 kN/m ²			$w = 10.1 \times hT =$	72 kN/m ²	
幅	$B =$	44.3 m		幅	$B =$	44.3 m		幅	$B =$	44.3 m	
奥行	$L =$	59.8 m		奥行	$L =$	59.8 m		奥行	$L =$	59.8 m	
地下高さ		18.35 m		地下高さ		18.35 m		地下高さ		18.35 m	
津波集中荷重換算値	$P =$	11,277 kN		津波集中荷重換算値	$P =$	11,277 kN		津波集中荷重換算値	$P =$	11,277 kN	
建物重量	$W =$	908,431 kN	地下水位1FL- 3.8 m	建物重量	$W =$	908,431 kN	地下水位1FL- 3.8 m	建物重量	$W =$	908,431 kN	地下水位1FL- 3.8 m
			$hf = 25.45$ m				$hf = 25.45$ m				$hf = 25.45$ m
浮力	$Nw =$	535,126 kN	$hr = 14.55$ m	浮力	$Nw =$	535,126 kN	$hr = 14.55$ m	浮力	$Nw =$	535,126 kN	$hr = 14.55$ m
上下動(×0.4)	$Nud =$	83,234 kN		上下動(×0.4)	$Nud =$	83,234 kN		上下動(×0.4)	$Nud =$	83,234 kN	
地反力	$W' = W - Nw - \beta' \cdot Nud =$	373,305 kN		地反力	$W' = W - Nw - \beta' \cdot Nud =$	373,305 kN		地反力	$W' = W - Nw - \beta' \cdot Nud =$	373,305 kN	
波圧によるOTM	$OTMw =$	130,161 kNm		波圧によるOTM	$OTMw =$	130,161 kNm		波圧によるOTM	$OTMw =$	130,161 kNm	
余震によるOTM(×0.6)	$OTMew =$	0 kNm		余震によるOTM	$OTMew =$	4,875,900 kNm		漂流物によるOTM	$OTMew =$	1,645 kNm	
	$\Sigma OTM =$	130,161 kNm			$\Sigma OTM =$	5,006,061 kNm			$\Sigma OTM =$	131,806 kNm	
	$\Sigma OTM/WL =$	0.006	<0.5 OK		$\Sigma OTM/WL =$	0.224	<0.5 OK		$\Sigma OTM/WL =$	0.006	<0.5 OK
		1.483				0.827				1.482	
接地率	$\eta =$	1.000	>0.50 OK	接地率	$\eta =$	0.827	>0.50 OK	接地率	$\eta =$	1.000	>0.50 OK
接地長さ	$L' =$	59.80 m		接地長さ	$L' =$	49.45 m		接地長さ	$L' =$	59.80 m	
			極限支持力				極限支持力				極限支持力
接地圧	$\sigma =$	282 kN/m ²	< $\sigma_u = 2353$ OK	接地圧	$\sigma =$	341 kN/m ²	< $\sigma_u = 2353$ OK	接地圧	$\sigma =$	282 kN/m ²	< $\sigma_u = 2353$ OK

表 5-2 接地率、および、接地圧の算定結果 (NS 方向)

(A) 津波のみ				(B) 津波+余震の重畳				(C) 津波+漂流物			
地震力にける係数(上下のみ)	$\beta' =$	0		地震力にける係数(上下のみ)	$\beta' =$	0		地震力にける係数(上下のみ)	$\beta' =$	0	
浸水高さ	$h =$	3.55 m		浸水高さ	$h =$	3.55 m		浸水高さ	$h =$	3.55 m	
津波係数	$\alpha =$	2		津波係数	$\alpha =$	2		津波係数	$\alpha =$	2	
	$hT = \alpha \times h$	7.1 m			$hT = \alpha \times h$	7.1 m			$hT = \alpha \times h$	7.1 m	
	$w = 10.1 \times hT =$	72 kN/m ²			$w = 10.1 \times hT =$	72 kN/m ²			$w = 10.1 \times hT =$	72 kN/m ²	
幅	$B =$	59.8 m		幅	$B =$	59.8 m		幅	$B =$	59.8 m	
奥行	$L =$	44.3 m		奥行	$L =$	44.3 m		奥行	$L =$	44.3 m	
地下高さ		18.35 m		地下高さ		18.35 m		地下高さ		18.35 m	
津波集中荷重換算値	$P =$	15,223 kN		津波集中荷重換算値	$P =$	15,223 kN		津波集中荷重換算値	$P =$	15,223 kN	
建物重量	$W =$	908,431 kN	地下水位1FL- 3.8 m	建物重量	$W =$	908,431 kN	地下水位EL- 3.8 m	建物重量	$W =$	908,431 kN	地下水位1FL- 3.8 m
			$hf = 25.45$ m				$hf = 25.45$ m				$hf = 25.45$ m
浮力	$Nw =$	535,126 kN	$hr = 14.55$ m	浮力	$Nw =$	535,126 kN		浮力	$Nw =$	535,126 kN	
上下動(×0.4)	$Nud =$	83,234 kN		上下動(×0.4)	$Nud =$	83,234 kN		上下動(×0.4)	$Nud =$	83,234 kN	
地反力	$W' = W - Nw - \beta' \cdot Nud =$	373,305 kN		地反力	$W' = W - Nw - \beta' \cdot Nud =$	373,305 kN		地反力	$W' = W - Nw - \beta' \cdot Nud =$	373,305 kN	
波圧によるOTM	$OTMw =$	175,702 kNm		波圧によるOTM	$OTMw =$	175,702 kNm		波圧によるOTM	$OTMw =$	175,702 kNm	
余震によるOTM(×0.6)	$OTMew =$	0 kNm		余震によるOTM	$OTMew =$	4,875,900 kNm		漂流物によるOTM	$OTMew =$	1,645 kNm	
	$\Sigma OTM =$	175,702 kNm			$\Sigma OTM =$	5,051,602 kNm			$\Sigma OTM =$	177,347 kNm	
	$\Sigma OTM/WL =$	0.011			$\Sigma OTM/WL =$	0.305			$\Sigma OTM/WL =$	0.011	
		1.468				0.584				1.468	
接地率	$\eta =$	1.000	>0.50 OK	接地率	$\eta =$	0.584	>0.50 OK	接地率	$\eta =$	1.000	>0.50 OK
接地長さ	$L' =$	44.30 m		接地長さ	$L' =$	25.87 m		接地長さ	$L' =$	44.30 m	
			極限支持力				極限支持力				極限支持力
接地圧	$\sigma =$	282 kN/m ²	< $\sigma_u = 2353$ OK	接地圧	$\sigma =$	483 kN/m ²	< $\sigma_u = 2353$ OK	接地圧	$\sigma =$	282 kN/m ²	< $\sigma_u = 2353$ OK

基礎部材の考察

前節の検討結果にて、荷重組み合わせで最大接地圧となる荷重組み合わせ (B) (NS 方向) について、基礎部材の安全性について検討する。

接地圧最大となる荷重組み合わせ：(B) (NS 方向) 接地圧 $\sigma = 483\text{kN/m}^2$

検討方法

次ページに原設計時に長期荷重時の接地圧を示す。この接地圧に対して、上記の荷重組み合わせ (B) における接地圧を比較し、原設計時と同程度以下の接地圧となっていることから、安全性の問題がないこと判断する。なお、原設計時の接地圧は長期接地圧となっていることから、本検討ケースにおける接地圧も長期に換算したもので比較する。

検討結果

下表に検討結果のまとめを示す。いずれの通りにおいても、本検討ケースにおける接地圧は原設計時の長期接地圧と比較して同程度以下であることから、基礎部材に生じる応力は原設計時の応力より小さいことから、安全性の問題はないと判断する。

表 5-3 各通りの接地圧と原設計時の長期接地圧との比較 (NS 方向)

通り	case1-Bにおける 接地圧	左記の値を長期接地圧に 換算した値	<	原設計時の各通りの 最小の長期接地圧	判定
	kN/m^2	t/m^2		t/m^2	
A	466	31.7	<	38.6	OK
B	333	22.6	<	24.3	OK
C	228	15.5	<	22.6	OK
D	124	8.4	<	23.1	OK
E	124	8.4	<	24.4	OK
F	228	15.5	<	23.5	OK
G	333	22.6	<	22.1	NG
H	466	31.7	<	35.9	OK

※G 通りの原設計時の最小の長期接地圧 = 22.1t/m^2 に対して、NS 方向の接地圧 = 22.4 t/m^2 わずかに上回っているが、G-5 通りのみであること、また、その割合も 2.5% であることから、基礎の安全性の問題はないと判断する。

S10 基礎の検討
10-1 長期接地圧の検討

各柱下における長期接地圧を下式で求め 下図に示す。
(σ_0)

単位: t/m^2



$\max \sigma_0 = 65.9 t/m^2 < 80 t/m^2$ OK
長期許容
地耐力

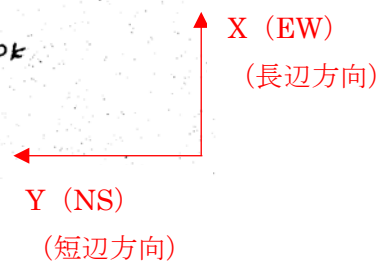


図 5-1 原設計時の計算書抜粋 (長期接地圧の検討)

6. まとめ

以下に示す通り、水深係数 $\alpha = 2$ 、津波高さ $h = 3.55\text{m}$ の条件で評価した結果、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟は基準津波に対し健全性を維持している。建家内への津波の浸水が防止されることから当該建家内の安全上重要な施設の健全性も損なわれることはない。

(1) 保有水平耐力

外力（A）～（C）の最大値／保有水平耐力 ≈ 0.31 であり、建家全体として津波荷重、津波と余震の重畳、および、津波と漂流物の重畳に対して十分な保有水平耐力を有することを確認した。

(2) 耐圧部材

外力（A）～（B）の最大値／曲げ耐力 ≈ 0.6 、最大値／せん断力 ≈ 0.53 であり余裕があること及び、建物外周部の部材（柱、一部の梁、壁、一部のスラブ）のいずれも終局耐力以内であることを確認した。

(3) 転倒

荷重組み合わせ（B）津波+余震の重畳が接地率最小で、 $\eta = 0.584 > 0.50$ となっている。上下動の影響を考慮しないとした前提条件を満足しており、評価として問題ないと判断する。また、接地圧は荷重組み合わせ（B）（NS方向）で最大となるが、接地圧 $\sigma = 483\text{kN/m}^2 < \text{極限支持力 } \sigma_u = 2353\text{kN/m}^2$ であり、地盤の支持力としても問題ないことを確認した。

なお、水深係数 $\alpha = 3$ の条件でも、保有水平耐力及び耐圧部材の評価において施設が健全であることを確認している。

以上