

6.5 調査建築物の耐力および津波波力の検討

本節では、平成 17 年に内閣府から出された「津波避難ビル等に係るガイドライン」⁶⁻¹⁾による津波荷重と、現地調査結果に基づいた概算による建築物の耐力とを比較する。

当該ガイドラインでは設計用浸水深が η の場合、高さが 3η の津波波圧⁶⁻¹⁾（津波による水平方向の圧力）を設定する。一方、現地調査では最大浸水深 h を確認している。

本節の津波波圧⁶⁻¹⁾の算定では、これらが何れも、津波による波圧が作用する最大の高さを表しているものと考え、

$$3\eta = h$$

すなわち、

$$(3 \text{ 倍の設計用浸水深}) = (\text{最大浸水深})$$

とみなして当該ガイドラインを適用することとしている。

また浮力（津波による鉛直方向上向きの力）については、開口の影響を適宜考慮して算定する。

6.5.1 RC造建築物

6.5.1.1 1階の破壊に関する検討

(1) 無開口の低層鉄筋コンクリート建物における津波荷重の検討

- ・ 陸前高田市 市役所周辺 最大浸水深 h 14(m)
- ・ 津波荷重を受けて桁行方向に1階部分が層崩壊している
2階部分には躯体に損傷が見られず、コンクリートブロック壁が残存している
津波荷重を大きく受けている梁間構面には開口が見られない
- ・ 2階建て、平面 ($W \times B$) 7.0×5.5 (m)、階高 H 3.5(m)、1×1 スパン
- ・ 構造形式 (鉄筋コンクリート柱梁フレーム+コンクリートブロック壁)
- ・ 柱部材幅は 400(mm)、柱主筋 8Φ22 (SR235, $\sigma_y=295$ (N/mm²))
- ・ ピロティ形式の建物崩壊形であるため、2階に作用する波圧を津波荷重とする
- ・ 浮力を受ける垂壁長さは推定 950(cm)として、建物の単位面積重量は 35 (kN/m²)とする
- ・ ペントハウスは残存しているが、1面を残して崩壊しているため考慮しない

$$4 \times (2M_u / H) \leq \alpha \times (0.50 \rho g h + 0.75 \rho g h) / 2 \times H \times B$$

$$M_u = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 N D (1 - (N / b D F_c)) = 150.2 \text{ (kN m)}$$

$$\alpha > 0.207$$

ここで、 H :階高(m)、 ρ :水密度(ton/m³)、 g :重力加速度(m/s²)、 B :建物幅(m)

M_u :柱曲げ耐力(kNm)、 a_t :引張鉄筋断面(m²)、 D :柱幅(m)、 α :静水圧に対する低減係数

N :柱軸力(kN)、 F_c :コンクリート強度(24(N/mm²))、 b :柱せい(m)

観測された最大浸水深の静水圧が掛かると仮定して算定した波力に対する
構造物の耐力は 21 (%)であった

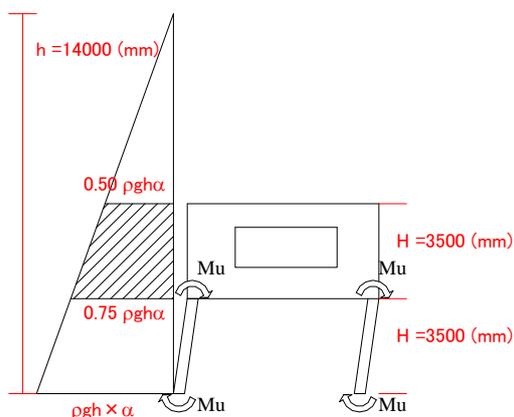


図 6.5.1-1 低層鉄筋コンクリート建物 (陸前高田市)

(2) 開口を有する低層鉄筋コンクリート建物における津波荷重の検討

- ・ 陸前高田市 市役所周辺 最大浸水深 h 14 (m)
- ・ 津波荷重を受けて梁間方向に1階部分が層崩壊している
2階にも柱かぶり部分の剥落などの損傷が見られたがコンクリートブロック壁は残存している
(1)の建物と異なり、津波荷重を大きく受けている梁間構面には大きな開口が見られる
- ・ 2階建て、平面 (W×B) 6.2×11.7 (m)、階高 H 3.2 (m)、1×3 スパン
- ・ 構造形式 (鉄筋コンクリート柱梁フレーム+コンクリートブロック壁)
- ・ 柱部材幅は 450 (mm)、柱引張鉄筋 $4\Phi 19$ (SR235, $\sigma_y=295$ (N/mm²))
- ・ ピロティ形式の建物崩壊形であるため、2階に作用する波圧を津波荷重とする
- ・ 見付け面における推定開口率は 25%
- ・ 浮力を受ける垂壁長さは推定 90 (cm) として、建物の単位面積重量は 4 (kN/m²) とする

$$8 \times (2M_u / H) \leq \alpha \times (0.54\rho gh + 0.77\rho gh) / 2 \times H \times B \times 0.75$$

$$M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND(1 - (N / bDFc)) = 128.54 \text{ (kNm)}$$

$$\alpha > 0.255$$

観測された最大浸水深の静水圧が掛かると仮定して算定した波力に対する
構造物の耐力は 26 (%) であった

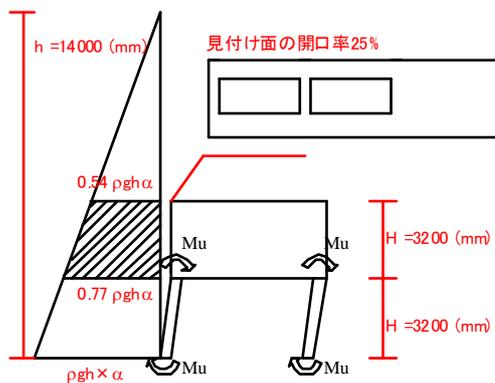


図 6.5.1-2 低層鉄筋コンクリート建物 (陸前高田市)

(3) 開口を有する低層鉄筋コンクリート建物における津波荷重の検討

- ・ 陸前高田市 市役所周辺 最大浸水深 h 14 (m)
- ・ 津波荷重を受けて梁間方向に1階部分が層崩壊している
2階にも柱かぶり部分の剥落などの損傷が見られたがコンクリートブロック壁は残存している
- ・ 2階建て、平面 (W×B) 9.0×9.0 (m)、階高 H 3.1(m)、1×2 スパン
- ・ 構造形式 (鉄筋コンクリート柱梁フレーム+コンクリートブロック壁)
- ・ 柱部材幅は 450 (mm)、柱引張鉄筋 $8\Phi 20$ (SR235, $\sigma_y=295$ (N/mm²))
- ・ ピロティー形式の建物崩壊形であるため、2階に作用する波圧を津波荷重とする
- ・ 見付け面における推定開口率は 27%
- ・ 浮力を受ける垂壁長さは推定 90 (cm) として、建物の単位面積重量は 4 (kN/m²) とする

$$6 \times (2M_u / H) \leq \alpha \times (0.56\rho gh + 0.78\rho gh) / 2 \times H \times B \times 0.73$$

$$M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND(1 - (N / bDFc)) = 145.47 \text{ (kNm)}$$

$$\alpha > 0.300$$

観測された最大浸水深の静水圧が掛かると仮定して算定した波力に対する
構造物の耐力は 30 (%) であった

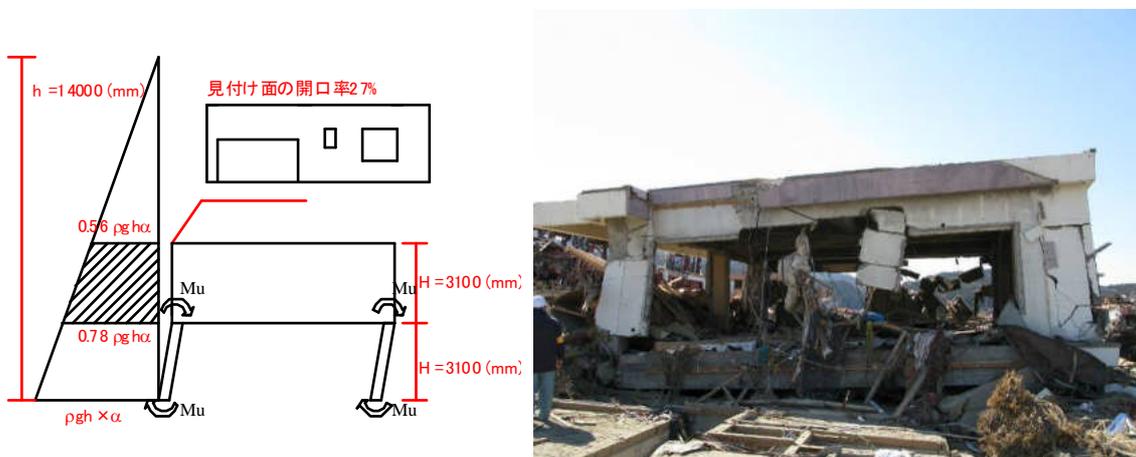


図 6.5.1-3 低層鉄筋コンクリート建物 (陸前高田市)

(4) 残存した低層鉄筋コンクリート建物における津波荷重の検討

- ・ 陸前高田市 沿岸部 最大浸水深 h 14(m)
- ・ 津波荷重を受け、非構造壁が脱落したものの架構は残存している
1 階にも柱かぶり部分の剥落などの損傷が見られたがコンクリートブロック壁は残存している
津波を受けた前面には大きな開口が見られ、内部面にはコンクリートブロック壁が存在する
- ・ 2 階建て、平面 (W×B) 9.0×6.0 (m)、階高 H 2.7 (m)、2×2 スパン
- ・ 構造形式 (鉄筋コンクリート柱梁フレーム+コンクリートブロック壁)
- ・ 柱部材幅は 450(mm)、柱引張鉄筋 (3)D22 (SD295, $\sigma_y=345$ (N/mm²))
- ・ ピロティ形式の建物崩壊形を想定し、2 階に作用する波圧を津波荷重とする
- ・ 見付け面における推定開口率は 64%(前面)、26%(内部)

※ 柱鉄筋本数は推定、浮力は考慮しない

$$9 \times (2M_u / H) \geq \alpha \times (0.61\rho gh + 0.81\rho gh) / 2 \times H \times B \times 0.36 \text{ or } 0.74$$

$$M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND(1 - (N/bDFc)) = 177.1 \text{ (kNm)}$$

$$\alpha \leq 2.07 \text{ or } 1.01$$

観測された最大浸水深の静水圧が掛かると仮定して算定した波力に対する
 構造物の耐力は 207 (%)であった(前面の開口率を仮定した場合)
 構造物の耐力は 101 (%)であった(内部の開口率を仮定した場合)
 この時の各柱に作用する平均せん断応力度は
 0.31 (N/mm²) (前面の開口率を仮定した場合)
 0.64 (N/mm²) (内部の開口率を仮定した場合)

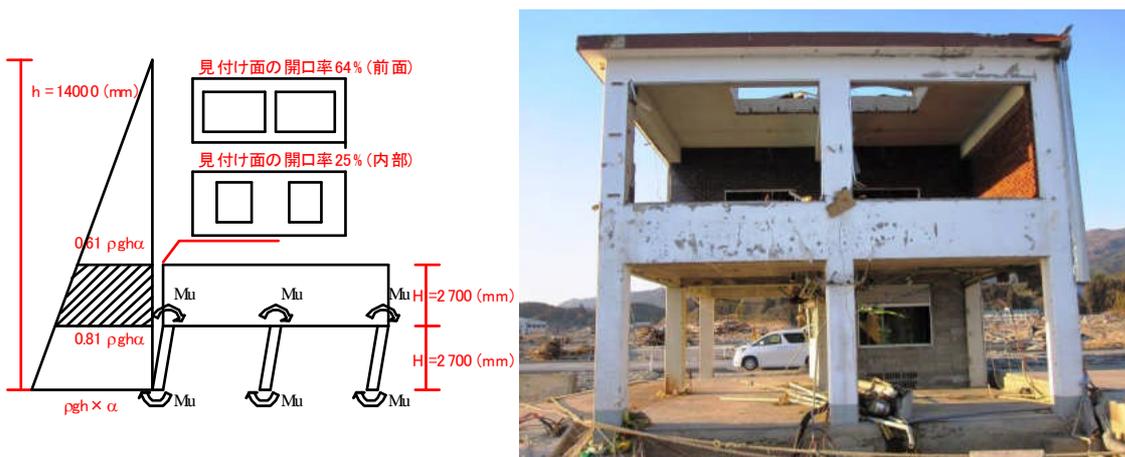


図 6.5.1-4 低層鉄筋コンクリート建物 (陸前高田市)

(5) 単体鉄筋コンクリート柱における津波荷重の検討

- ・ 大槌町 集合住宅周辺 最大浸水深 h 9.5 (m)
- ・ 津波荷重を受けて倒壊している
柱頭・柱中央部分に損傷は見られない
柱脚が曲げ破壊し、柱主筋が露出している
すべての鉄筋コンクリート柱が倒壊しているわけではなくいくつかは残存している
- ・ 柱直径 D 2000 (mm), 高さ H 8.3 (m)
- ・ 柱主筋 36 ϕ 22 (SR235, $\sigma_y=295$ (N/mm²))
柱終局曲げモーメント $M_u = 3118$ (kN m)
- ・ 柱頭の支承部分は鉄筋コンクリート柱が受圧しない方向に倒壊しているため考慮しない

$$M_u \leq \int_0^H (\alpha \times \rho g (h-x)x \times D) dx$$

$$\alpha > 1.16$$

観測された最大浸水深の静水圧が掛かると仮定して算定した波力に対する
単体鉄筋コンクリート柱の耐力は 116 (%)であった

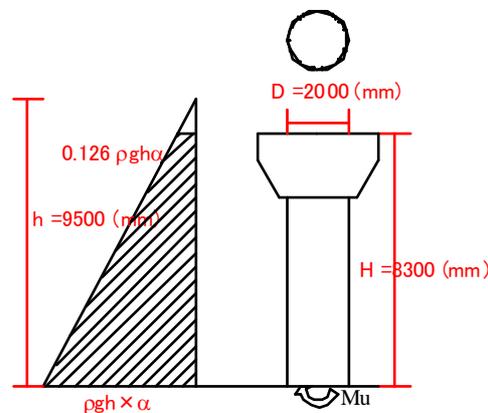


図 6.5.1-5 単体鉄筋コンクリート柱 (大槌町)

(6) 壁状鉄筋コンクリート造における津波荷重の検討

- ・ 陸前山田駅周辺 最大浸水深 6.0(m)程度
- ・ 津波荷重を受けて倒壊し、100(m)程度 移動した場所で確認している
壁脚鉄筋が全て破断している

- ・ 壁高さ H 4500 (mm)
- ・ 壁幅 D 1000 (mm) (壁筋間隔 800(mm))

壁縦筋 D16@250 (SD295, $\sigma_u=384$ (N/mm²)) (鉄筋破断荷重は規格降伏点強度の 1.3 倍と仮定)
壁終局曲げモーメント $M_u = 74.30$ (kN m) (壁幅 250 (mm) 当り)

$$M_u \leq \int_0^H (\alpha \times \rho g (h-x)x \times B) dx$$

$$\alpha > 1.00$$

ここで, B:壁幅 (250(mm))

観測された最大浸水深の静水圧が掛かると仮定して算定した波力に対する
壁状鉄筋コンクリート造の耐力は 100 (%)であった

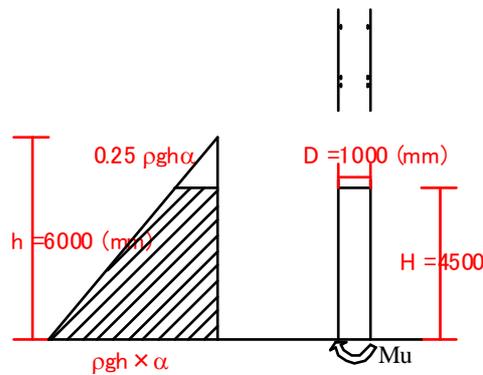


図 6.5.1-6 壁状鉄筋コンクリート造 (山田町)

6.5.1.2 転倒に関する検討

(1) OG-01 (旅館1、女川町)

- RC造耐力壁付きラーメン構造、4階建
- 原位置から70m程度移動して転倒
- 建物形状：1階平面B×D=6.0×4.0m、建物高さH=12m(階高3m)
- 基礎部高さ：0.5m(既成PC杭があるが、計算では考慮しない)
- 建物重量：上部躯体 $W=13\text{kN/m}^2 \times 6\text{m} \times 4\text{m} \times 4\text{階}=1248\text{kN}$ (建物重量を 13kN/m^2 と仮定)
基礎部 $W_f=13\text{kN/m}^2 \times 6\text{m} \times 4\text{m}=312\text{kN}$
- 浮力： $W_b=0.9\text{m} \times 7\text{m} \times 4\text{m} \times 4\text{階} \times 9.8=846.7\text{kN}$
(垂れ壁より上の部分(0.9m)が空気溜まりとなって浮力が働くと仮定)
- 杭：PC杭($\phi 300$)が使われていることを現地調査で確認しているので、次の仮定の下に杭の引抜き抵抗 R_{TC} を算定する。
杭周長 $\phi=0.94\text{m}$
杭長さ $L_s=7.0\text{m}$ (本建物の近くで転倒したS造建物の杭長計測値と同じとする)
杭自重 $W_p=8.06\text{kN}$

日本建築学会「基礎構造設計指針」の杭の最大引抜き抵抗力算定式(6.4.1)式より、

$$R_{TC} = \left(\sum \tau_{st} L_s + \sum \tau_{ct} L_c \right) \phi + W_p$$

τ_{st} ：砂質土の杭引き抜き時の最大周面摩擦力度(kN/m^2)

同指針表6.3.1より、 $\tau_{st}=2.0N$ (打込み杭、砂質土)とする。N：杭周面地盤の平均N値
 τ_{ct} 、 L_c は粘性土に関する項目なので、本検討ではいずれも0とする。

$$N=10 \text{ とすると} \quad R_{TC}=20 \times 7 \times 0.94 + 8.06 = 139.7\text{kN}$$

$$N=20 \text{ とすると} \quad R_{TC}=40 \times 7 \times 0.94 + 8.06 = 271.3\text{kN}$$

- 津波外力 M_w
浸水深 $h=15\text{m}$ 、開口率0.103として

$$M_w = \int_0^H (\alpha \times \rho g (h-x) x \times B) dx = 26582 \times \alpha \quad \text{kNm}$$

ここに、H：階高(m)、 ρ ：水密度(ton/m^3)、g：重力加速度(m/s^2)、B：建物幅(m)、 α ：静水圧に対する低減係数

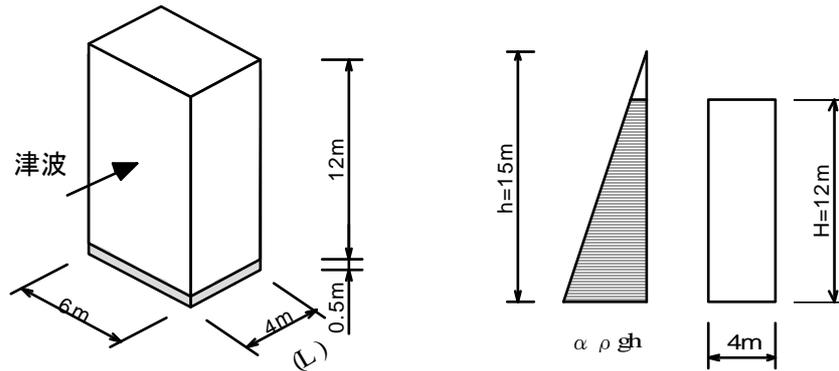


図 6.5.1-7 鉄筋コンクリート造の旅館(女川町)

- 建物転倒耐力 M_r :

杭の引抜き抵抗 R_{TC} を考慮しない場合

$$M_r = (W + W_F - W_b) \times L / 2$$

浮力なし $M_{r1} = (W + W_F) \times L / 2 = (1248 + 312) \times 4m / 2 = 3120kNm$

浮力あり $M_{r2} = (W + W_F - W_b) \times L / 2 = (1248 + 312 - 846.7) \times 4m / 2 = 1426.6kNm$

杭の引抜き抵抗 R_{TC} を考慮する場合 (浮力ありについて検討)

杭が 12 本あり、支点から杭までの距離を 3.5m とする。

$N=10$ とすると $M_{r2-1'} = M_{r2} + 139.7kN \times 12 \text{本} \times 3.5m = 7294kNm$

$N=20$ とすると $M_{r2-2'} = M_{r2} + 271.3kN \times 12 \text{本} \times 3.5m = 12821.2kNm$

- 建物転倒耐力と津波が外力を比較して、静水圧に対する低減係数 α を計算 (M_r または $M_{r'}$) $\leq M_w$ なので、低減係数 α は下表となる

	杭の引抜き抵抗無視	杭の引抜き抵抗考慮	
		N=10	N=20
浮力なし	$0.117 < \alpha$	—	—
浮力あり	$0.054 < \alpha$	$0.274 < \alpha$	$0.482 < \alpha$

(2) 0G-02 (旅館2、女川町)

- RC 造耐力壁付きラーメン構造、5階建
- 原位置に残存 (0G-01 の隣接建物)
- 建物形状： 1階平面 $B \times D = 13.0 \times 5.0\text{m}$ 、建物高さ $H = 17.5\text{m}$ (階高 3.5m)
- 基礎部： 既成 PC 杭があると推測される (計算では考慮しない)
- 建物重量： 上部躯体 $W = 13\text{kN/m}^2 \times 13\text{m} \times 5\text{m} \times 4 \text{階} + (13\text{kN/m}^2 \times 8\text{m} \times 5\text{m}) = 3900\text{kN}$
(建物重量を 13kN/m^2 と仮定。5階はセットバック)

基礎部 $W_f = 13\text{kN/m}^2 \times 13\text{m} \times 5\text{m} = 845\text{kN}$

- 浮力： $W_b = 0.9\text{m} \times 13\text{m} \times 5\text{m} \times 3 \text{階} \times 9.8 = 1720\text{kN}$
(5階中間まで浸水。垂れ壁より上の部分 (0.9m) が空気溜まりとなって浮力が働く) と仮定 (3層分)
- 杭：本建物は原位置に残存しており杭の状態は未確認であるが、0G-01 と同じ杭が柱の下部に 4本ずつ (合計 16本) 打設されていると仮定して杭の引抜き抵抗 R_{TC} を算定する。

$N = 10$ とすると $R_{TC} = 20 \times 7 \times 0.94 + 8.06 = 139.7\text{kN}$

$N = 20$ とすると $R_{TC} = 40 \times 7 \times 0.94 + 8.06 = 271.3\text{kN}$

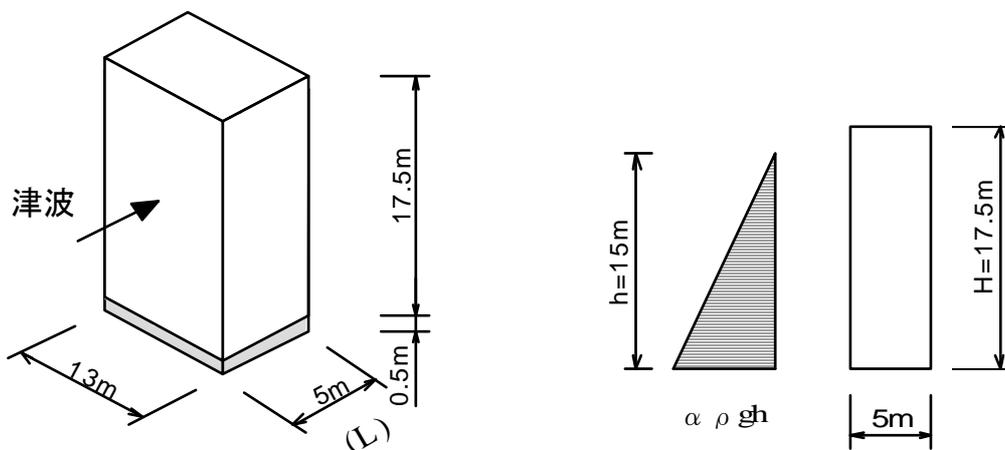


図 6.5.1-8 鉄筋コンクリート造の旅館 (女川町)

- 津波外力 M_w
浸水深 $h=15\text{m}$ 、建物壁面の開口率 0.114 として

$$M_w = \int_0^H (\alpha \times \rho g (h-x) x \times B) dx = 63492 \times \alpha \quad \text{kNm}$$

記号は、前項と同じ

- 建物転倒耐力 M_r :
杭の引抜き抵抗 R_{TC} を考慮しない場合

$$M_r = (W + W_F - W_b) \times L / 2$$

浮力なし $M_{r1} = (W + W_F) \times L / 2 = (3900 + 845) \times 5\text{m} / 2 = 11862.5\text{kNm}$

浮力あり $M_{r2} = (W + W_F - W_b) \times L / 2 = (3900 + 845 - 1720) \times 5\text{m} / 2 = 7562.5\text{kNm}$

杭の引抜き抵抗 R_{TC} を考慮する場合

杭が 16 本あり、支点から杭までの距離を 4m とする。

浮力なし、 $N=10$ とすると $M_{r1-1'} = M_{r1} + 139.7\text{kN} \times 16\text{本} \times 4\text{m} = 20803.3\text{kNm}$

浮力なし、 $N=20$ とすると $M_{r1-2'} = M_{r1} + 271.3\text{kN} \times 16\text{本} \times 4\text{m} = 29340.9\text{kNm}$

浮力あり、 $N=10$ とすると $M_{r2-1'} = M_{r2} + 139.7\text{kN} \times 16\text{本} \times 4\text{m} = 16503.3\text{kNm}$

浮力あり、 $N=20$ とすると $M_{r2-2'} = M_{r2} + 271.3\text{kN} \times 16\text{本} \times 4\text{m} = 25040.9\text{kNm}$

- 建物転倒耐力と津波が外力を比較して、静水圧に対する低減係数 α を計算 (M_r または $M_{r'}$) $\leq M_w$ なので、低減係数 α は下表となる

	杭の引抜き抵抗無視	杭の引抜き抵抗考慮	
		N=10	N=20
浮力なし	$0.187 < \alpha$	$0.328 < \alpha$	$0.462 < \alpha$
浮力あり	$0.119 < \alpha$	$0.260 < \alpha$	$0.394 < \alpha$

本建物の場合、建物と海岸の間に 2 棟の建物が残っており（1 棟は転倒）、津波外力が低減された可能性もある。

(3) 0G-08 (RC 造転倒建物、女川町)

- RC 造ラーメン構造、3 階建
- 漁港岸壁近くで海側に転倒
- 建物形状：1 階平面 $B \times D = 9.0 \times 6.0\text{m}$ 、建物高さ $H = 9\text{m}$ (階高 3m)
- 基礎部高さ： 0.7m (直接基礎)
- 建物重量：上部躯体 $W = 13\text{kN/m}^2 \times 9\text{m} \times 6\text{m} \times 3 \text{階} = 2106\text{kN}$

(建物重量を 13kN/m^2 と仮定)

基礎部 $W_f = 13\text{kN/m}^2 \times 9\text{m} \times 6\text{m} = 702\text{kN}$

- 浮力： $W_b = 0.9\text{m} \times 9\text{m} \times 6\text{m} \times 3 \text{階} \times 9.8 = 1428.8\text{kN}$
(垂れ壁より上の部分 (0.9m) が空気溜まりとなって浮力が働くと仮定)

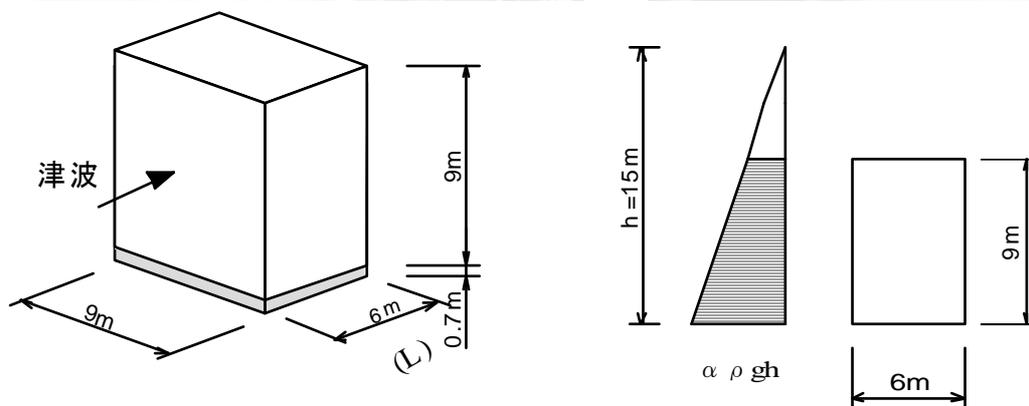


図 6.5.1-9 鉄筋コンクリート造の店舗(女川町)

- 津波外力
浸水深 $h = 15\text{m}$ と仮定。本建物は津波方向 (写真の上面) に開口が少ないので、開口率による低減は行わない

$$M_w = \int_0^H (\alpha \times \rho g (h - x) x \times B) dx = 32149 \times \alpha \text{ kNm}$$

記号は、前項と同じ

- 転倒耐力： $M_r = (W + W_f - W_b) \times L / 2$
浮力なし $M_r = (2106 + 702) \times 6\text{m} / 2 = 8424\text{kNm}$

浮力あり $M_r = (2106 + 702 - 1428.8) \times 6m / 2 = 4137.6 \text{ kNm}$

- 建物転倒耐力と津波が外力を比較して、静水圧に対する低減係数 α を計算 (M_r または M_r') $\leq M_w$ なので、低減係数 α は下表となる

浮力なし	$0.26 < \alpha$
浮力あり	$0.129 < \alpha$

6.5.2 S造建築物

残存するS造骨組について、浸水深に対応する静水圧を津波波圧として考え、津波荷重を算定する。また、内外装材が全面的に流失している場合には、津波荷重の下限値として、2階床以上の梁のみにその高さの静水圧が作用すると仮定した津波荷重も算定する。

一方で、崩壊機構を仮定した単純な塑性解析を行うことで建築物の耐力を算定する。ここで取り上げる残存S造骨組にはさほど大きな残留変形等が見受けられないので、塑性解析による耐力は実際に作用した津波荷重の上限値になると考えられる。

静水圧による津波荷重とその下限値、耐力から推定される上限値を比較することで、実際の津波荷重を推測する。奥行きが大きいほど建築物の耐力の絶対値は増すため、水平2方向のうち小さい方の耐力と比較するよう、建築物の短辺方向（張間方向）を検討の対象とする。架構が規則的に配置されたS造骨組を取り上げ、津波荷重及び耐力は1フレーム当たりの値として算定する。

塑性解析を行う上での仮定は次のとおりである。

- ・部材断面は現地調査時の計測結果から、ほぼ同等と思われる断面を仮定する。
- ・降伏応力度 σ_y は一律に 300N/mm^2 と仮定する。
- ・露出柱脚、根巻き柱脚等の種類に応じた柱脚部の剛性・耐力を設定することはせず、ピン支持又は剛接合と仮定する。また根巻き柱脚のコンクリート部分の立ち上がり高さは無視する。

津波荷重を算定する際には、水の質量を ρ 、重力加速度を g とし、 $\rho g=10\text{kN}$ とする。張間の1フレーム当たりが負担する建築物の幅を B とする。

本項では1階建て、2階建て、3階建ての1スパンラーメン構造を取り上げている。転倒に対する検討はRC造と同様に行えるため、本項では扱わない。

(1) 1階建てS造

平面形状はL字形であるが、写真6.5.2-1の右側にある部分で、紙面奥行き方向の1スパンのラーメン構造を対象とする。桁行き方向の柱間隔が4.0(m)であることから、 $B=4.0\text{(m)}$ とする。浸水深は周囲の状況から7(m)とする。

津波荷重と耐力算定のための崩壊機構を図6.5.2-1に示す。柱はH形鋼で、せいが400mm、幅が200mm、フランジ厚が12mmであり、梁も同一断面と見られる。なお、H形鋼のウェブ厚は現地では計測できない(以下同様)。1階建てであるが、スパンが大きいために比較的大きな部材断面が使用されていると思われる。

a) 津波荷重

浸水深に対応した静水圧による津波荷重は、

$$\rho g \times \frac{1}{2} \times (7\text{(m)} + 3\text{(m)}) \times 4\text{(m)} \times B = 800\text{(kN)} \quad (1)$$

下限値として、軒位置の静水圧が梁せい分の高さ(400mm)だけ作用するとして、図6.5.2-1(a)の網掛け部分の荷重を算定すると、

$$\rho g \times 3\text{(m)} \times 0.4\text{(m)} \times B = 48\text{(kN)} \quad (2)$$

b) 耐力

柱梁断面を2フランジモデルとして略算すれば、塑性断面係数は $Z_p=960\text{(cm}^3\text{)}$ である。図6.5.2-1(c)の崩壊機構を仮定し、柱梁の全塑性モーメント $M_p=Z_p\sigma_y$ を用いて仮想仕事を考えると、

$$P \times 400(\text{cm}) \times \theta = 4 \times M_p \times \theta \quad \rightarrow \quad P = 290(\text{kN}) \quad (3)$$

津波荷重の上限値と考えられる建築物の耐力 (式 (3)) は、静水圧の津波荷重 (式 (1)) に対して 36% に過ぎない。また津波荷重の下限値 (式 (2)) は建築物の耐力の 1/6 程度と十分小さく、骨組みが残存したと整合する。



写真 6.5.2-1 残存 S 造骨組み

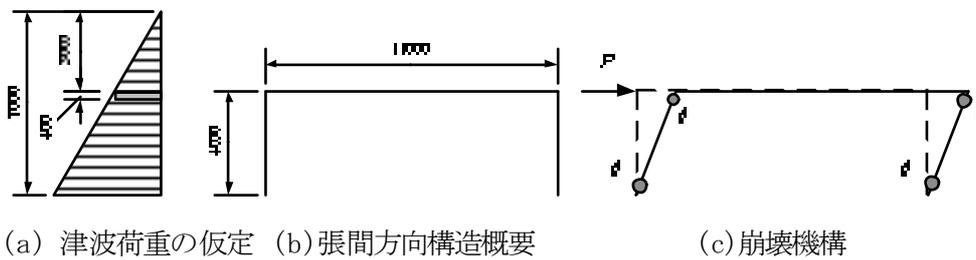


図 6.5.2-1 津波荷重と耐力算定のための崩壊機構

(2) 2 階建て S 造

写真 6.5.2-2 に示すような整形な 2 階建て S 造である。1 フレームが負担する幅を $B=2.7(\text{m})$ とする。浸水深は周囲の状況から $8(\text{m})$ とする。

津波荷重と耐力算定のための崩壊機構を図 6.5.2-2 に示す。柱は H 形鋼で、せい 175mm 、幅 145mm 、フランジ厚 11mm であり、1 階中央から上で日の字断面となっている。梁せいは $300(\text{mm})$ である。剛性・耐力の低いタイプの露出柱脚であるため、柱脚はピンとする。

a) 津波荷重

浸水深に対応した静水圧による津波荷重は、

$$\rho g \times \frac{1}{2} \times (8(\text{m}) + 2(\text{m})) \times 6(\text{m}) \times B = 810(\text{kN}) \quad (4)$$

下限値として、梁の上端位置の静水圧が梁せい分の高さ (300mm) だけ作用するとして、図 6.5.2-2(a) の網掛け部分の荷重を算定すると、

$$\rho g \times (2(\text{m}) + 5(\text{m})) \times 0.3(\text{m}) \times B = 57(\text{kN}) \quad (5)$$

b) 耐力

柱断面を 2 フランジモデルとして略算すれば、塑性断面係数は $Z_p=280(\text{cm}^3)$ である。図 6.5.2-2(c) の荷重分布と崩壊機構を仮定し、柱の全塑性モーメント $M_p=Z_p\sigma_y$ を用いて仮想仕事を考えると、

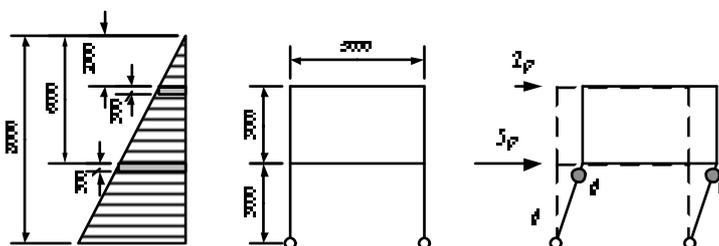
$$(2p + 5p) \times 300(\text{cm}) \times \theta = 2 \times M_p \times \theta \quad \rightarrow \quad P \equiv 7p = 56(\text{kN}) \quad (6)$$

津波荷重の上限値と考えられる建築物の耐力 (式 (6)) は、静水圧の津波荷重 (式 (4)) に対して 7% に

過ぎない。一方、津波荷重の下限値 (式 (5)) は建築物の耐力と同程度である。なお、ここでは計算の簡略化のため、柱脚をピンと仮定したことや柱断面を 2 フランジモデルに仮定していることから、建築物の耐力は低めに算定されていることに注意されたい。



写真 6.5.2-2 残存 S 造骨組み



(a) 津波荷重の仮定 (b) 張間方向構造概要 (c) 荷重分布と崩壊機構

図 6.5.2-2 津波荷重と耐力算定のための崩壊機構

(3) 3 階建て S 造

写真 6.5.2-3 に示すような整形な 3 階建て S 造である。1 フレームが負担する幅を $B=3.5(\text{m})$ とする。浸水深は周囲の状況から $9(\text{m})$ とする。

津波荷重と耐力算定のための崩壊機構を図 6.5.2-3 に示す。柱は角形鋼管で $\square-300 \times 12$ (厚みは仮定)、梁は梁断面 : $\text{H}-400 \times 200 \times 7 \times 11$ (ウェブ、フランジ厚は仮定) とする。根巻き柱脚だが、基礎まで柱断面が続いていると仮定する。

a) 津波荷重

浸水深に対応した静水圧による津波荷重は、

$$\rho g \times \frac{1}{2} \times (9(\text{m}))^2 \times B = 1420(\text{kN}) \quad (7)$$

下限値として、梁の上端位置の静水圧が梁せい分の高さ (400mm) だけ作用するとして、図 6.5.2-3(a) の網掛け部分の荷重を算定すると、

$$\rho g \times (2(\text{m}) + 5.5(\text{m})) \times 0.4(\text{m}) \times B = 105(\text{kN}) \quad (8)$$

b) 耐力

柱の塑性断面係数は $Z_{pc}=1440(\text{cm}^3)$ 、梁の塑性断面係数は $Z_{pb}=1110(\text{cm}^3)$ である。図 6.5.2-3(c) の荷重分布と崩壊機構を仮定し、柱梁の全塑性モーメント $M_{pc}=Z_{pc}\sigma_y$ 及び $M_{pb}=Z_{pb}\sigma_y$ を用いて仮想仕事を考えると、

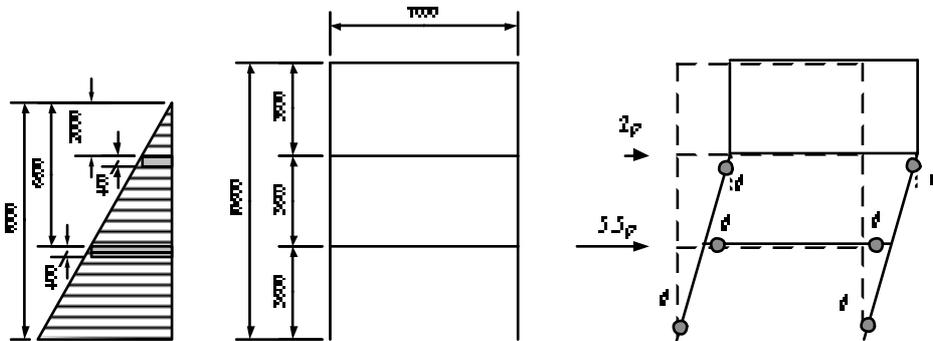
$$(2p \times 700(\text{cm}) + 5.5p \times 350(\text{cm})) \times \theta = (4 \times M_{pc} + 2 \times M_{pb}) \times \theta \quad (9)$$

$$\rightarrow P \equiv 7.5p = 540(\text{kN})$$

津波荷重の上限値と考えられる建築物の耐力（式(9)）は、静水圧の津波荷重（式(7)）に対して 38% に過ぎない。また津波荷重の下限値（式(8)）は建築物の耐力の 1/5 程度と十分小さく、骨組みが残存したと整合する。



写真 6.5.2-3 残存 S 造骨組み



(a) 津波荷重の仮定 (b) 張間方向構造概要 (c) 荷重分布と崩壊機構

図 6.5.2-3 津波荷重と耐力算定のための崩壊機構

以上の3つの具体例からすると、全面的に静水圧が作用すると仮定した津波荷重は建築物の耐力を大きく上回っており、実際に残存していたことと矛盾する。一方で、梁のみに静水圧がかかると仮定した津波荷重の下限値は建築物の耐力と同程度かそれ以下で、骨組みが残存したと整合する。よって、仕上げ材が流失しやすい S 造骨組に関しては、静水圧が全面的に作用すると仮定した津波荷重は過大であると言える。開口や仕上げ材の流失を考慮して津波荷重を合理的に低減できる可能性があると考えられるが、構造躯体が流失してしまった S 造骨組みについては検討していないことや、仕上げ材がほとんど残ったまま全体の転倒を生じた S 造建築物があったことなどを考えると、ここで示した下限値まで低減できるとは言い切れず、今後さらに検討する必要がある。