

## 6.4 木造建築物の被害

### 6.4.1 平野部の被害の分類

2011年4月6日～8日に仙台市若林区荒浜、同荒浜新、名取市閑上、岩沼市、亶理町、山元町の一部を調査した結果から、木造建築物の津波による被害は浸水深とある一定の範囲で関係があると考えられた。そこで、調査した範囲で確認された最大浸水深と木造建築物との被害形態の関係について以下にまとめる。

#### (1) 1階窓まぐさ程度以下（約1.5m～2m以下）

最大浸水深が1階窓まぐさ程度（約1.5m～2m）以下の場合は、ほとんどの木造建築物が残存していた。写真6.4.1-1は、海岸から2.3km程内陸の荒浜地区の西に位置する荒井笹屋敷で、浸水深は1.5m程度であり、木造建築物は流失を免れていた。写真6.4.1-2は、浸水深2m程度で受けた被害が開口部の窓ガラスの破損にとどまった住宅の例である。



写真 6.4.1-1 最大浸水深が低いため、残存している事例（仙台市若林区荒井笹屋敷）



写真 6. 4. 1-2 開口部の窓ガラスの破損（浸水深約 2m）

#### (2) 1 階高さ程度（3m～4m）

最大浸水深が 1 階高さ程度（3m～4m）では、多くの木造建築物は流失していたが、残存している事例も小数ながら確認された。残存している木造建築物には、以下の特徴があった。

- 1) 大規模な建築物が残存した場合、その後方に建つ木造建築物では構造仕様に関係なく残存する事例が見られた（写真 6. 4. 1-3）。残存する建築物により、その後方に建つ木造建築物に作用する津波波力が軽減されたためと考えられる。



写真 6. 4. 1-3 津波の入射方向に建つ建築物により津波波力が軽減し、残存したと考えられる例（名取市閑上地区）

2) 小規模な建築物が残存した場合、その後方に建つ木造建築物では構造仕様が優れたものが残存する事例（写真 6. 4. 1-4）や、（例えば非木造などの）低層建築物が残存して列状に残存する事例（写真 6. 4. 1-5）などが見られた。小規模な建築物でも残存した場合には、その後方に建つ木造建築物に作用する津波波力が軽減されたためと考えられる。



写真 6. 4. 1-4 入射方向に浸水深約 6m の低層 RC 建築物があつて、残存した木造住宅



写真 6. 4. 1-5 入射方向先頭に鉄骨造住宅があって列状に残存した木造等住宅群（仙台市若林区）

3) 津波波力を軽減する建築物がない場合でも、残存した木造建築物が複数確認された。残存した木造建築物の特徴を以下にまとめる。

a) 津波の作用方向に対し平面全体を通して開口が多い場合、残存する事例が複数確認された（写真 6. 4. 1-6, 6. 4. 1-7）。



写真 6. 4. 1-6 津波の作用方向に開口が多く残存したと考えられる事例



写真 6. 4. 1-7 写真 6. 4. 1-6 の内部

b) 津波の作用方向に面する建築物の隅部の柱および外壁面を流失しつつも残存する事例が複数確認された（写真 6. 4. 1-8、写真 6. 4. 1-9）。



写真 6. 4. 1-8 建築物隅部を流失しつつも残存した事例(1)



写真 6. 4. 1-9 建築物隅部を流失しつつも残存した事例(2)

c) 1階を鉄筋コンクリート造等とした立面混構造建築物では、残存している事例が複数みられた。1階の鉄筋コンクリート造は、ラーメン構造によるピロティ形式（写真 6. 4. 1-10）や津波の作用方向に対し開口を有する壁式構造（写真 6. 4. 1-11）などが確認された。



写真 6. 4. 1-10 1階RC構造（ピロティ形式）で残存する事例(1)



写真 6. 4. 1-11 1階RC構造（壁式構造）で残存する事例(2)

d) 3階建ての木造建築物の浸水深が高いにもかかわらず、残存している例（写真 6. 4. 1-12）が確認された。ただし、当該住宅は木質プレハブ工法であり、構造耐力が極めて優位である可能性も否定できない。



写真 6. 4. 1-12 残存する木質プレハブ工法による3階建て住宅

その他の例として、地盤改良のための鋼管杭上に施工されたべた基礎ごと建設地（インターネットで調査）から移動して残存した木造住宅（写真 6. 4. 1-13）や、浸水深との関係は不明であるが、転倒した木造建築物（写真 6. 4. 1-14）も確認された。



写真 6. 4. 1-13 べた基礎ごと建設地から移動し残存した例（右は当初位置に残る鋼管杭）



写真 6. 4. 1-14 転倒した木造建築物

### (3) 2階窓高さ～軒高さ以上（4m超）

最大浸水深が1階階高超え（4m超）では、木造平屋、2階建共にほとんどの木造建築物が流失する可能性が比較的高い。ただし、場所によっては、浸水深4m程度でほとんどの木造が残存する地区（写真 6. 4. 1-15：亘理町荒浜地区）もあった。



写真 6. 4. 1-15 浸水深 6m でほとんど流失、浸水深 4m でほとんど残存した亘理町荒浜地区の航空写真

被害形態としては基礎と土台のみを残し上部構造が流失した例（写真 6. 4. 1-16）、土台も流失し基礎のみ残る例（写真 6. 4. 1-17）などが多数確認された。さらに、基礎ごと流失した例（写真 6. 4. 1-18）も確認されたが、量的には少ない。一方、上部構造が流失したものの、1階の床板が残存した例（写真 6. 4. 1-19）や、コンクリートブロック造（CB造）の浴室の立ち上がり部分を残して上部構造が流失した例（写真 6. 4. 1-20）、ホールダウン金物が破損した事例（写真 6. 4. 1-21）なども確認された。



写真 6. 4. 1-16 上部構造が流失し土台が残った例



写真 6. 4. 1-17 上部構造と土台も流失した例



写真 6. 4. 1-18 基礎が流失した例



写真 6. 4. 1-19 床板も残存した例



写真 6. 4. 1-20 CB 造の浴室立ち上がり部分を残して上部構造が流失した例



写真 6. 4. 1-21 ホールドダウン金物が破損した例



## 6.4.2 傾斜地の被害の分類

傾斜地における木造建築物の被害形態も、平野部同様に最大浸水深と関係していると考えられるが、傾斜地が有する地形による影響があり、最大浸水深と被害形態との関係は平野部よりも複雑であると考えられる。以下、傾斜地における木造建築物の被害の特徴を記す。

### (1) 建物が建つ標高と流失状況

傾斜地では建物が建つ標高の違いによって、建物の流失の状況が異なる。一般に、標高が低い場所に建つ建物の方が、標高が高い場所に建つ建物よりも多く流失している。流失した建物と流失しなかった建物の間には比較的はっきりとした境界がある場合が多い（写真6.4.2-1～6.4.2-3）。



写真 6.4.2-1 傾斜地に位置する住宅地



写真 6.4.2-2 写真 6.4.2-1 の住宅地の標高が低い場所における流失家屋の跡



写真 6.4.2-3 写真 6.4.2-1 の住宅地の標高が写真 6.4.2-2 よりも高い場所に建つ建物。  
(赤破線よりも標高が低い場所に建つ建物はほぼ流失)

## (2) 最大浸水深が4mを超える場所に建ち流失を免れた建物

最大浸水深が2階窓高さ～軒高さを超える（4mを超える）場所に建つ建物で、流失を免れた建物がある（写真 6.4.2-4～6.4.2-5）。その割合は平野部よりも多い。傾斜地の津波の波力は平野部の波力より多少低減されている可能性がある。

また、流失を免れた建物の中には、津波の入射方向に対して建物の背部に裏山があるものがあり（写真 6.4.2-6～6.4.2-7）、このような立地が津波による外力に多少影響を及ぼした可能性がある。



写真 6.4.2-4 最大浸水深が7mを超える場所に建ち、ほぼ無被害の木造住宅



写真 6.4.2-5 浸水深6～7mの場所に建ち、流失を免れた木造住宅



写真 6.4.2-6 最大浸水深が7mを超える場所に建ち、流失を免れた木造住宅



写真 6. 4. 2-7 浸水深 5m の場所に建ち、流失を免れた木造住宅

### 6.4.3 木造住宅の構造耐力と被害

本項では、6.5 節の津波避難ビルの構造設計法に準ずる方法で、木造住宅の津波抵抗性能の検討を行った。また、津波被害を受けた公営住宅の調査結果を元に、実際の建物での計算結果を示した。なお、本項で行った計算では、耐圧部材の設計、漂流物、転倒・滑動、浮力の検討は行っておらず、水平耐力の検討のみを行った。開口低減については考慮せず、全面で波力を受けるものと仮定した。

#### 6.4.3.1 木造住宅の津波抵抗性能

##### (1) 構造骨組の設計（水平耐力の検討）

木造住宅に作用する津波荷重は津波避難ビルの設計と同様に、図 6.4.3-1 に示した通り、検討層の高さの 1/2 から上の波圧を合算して計算する。

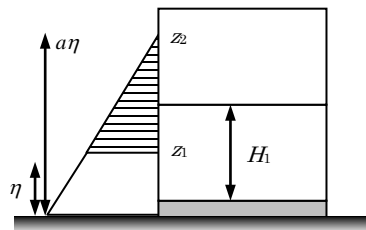


図 6.4.3-1 木造住宅に作用する津波荷重

水平耐力は、対象建物の存在壁量を元に下記の計算式によって計算を行った。

$$\text{水平耐力 } Q_{ui} = \text{各層の存在壁量} \times 1.96 \times 1.5 \text{ (kN)}$$

##### (2) 木造住宅の耐えうる浸水深の試算

下記の条件の木造住宅を想定し、津波外力と、水平耐力の試算を行った。ガイドライン式の静水圧の算定には、設計用浸水深  $\eta$  に対して、 $3\eta$ 、 $2\eta$ 、 $1.5\eta$ 、 $1\eta$  の静水圧について検討を行った。

表 6.4.3-1 試算に用いた木造住宅

建物幅、奥行き	6P×6P (5.46×5.46m)と 8P×8P (7.28×7.28m)の2種類
2階床高さ	3.2m
基礎高さ	0.4m
建物高さ	6m と 9m (2、3階建てを想定)

建物の1Fの水平耐力は、建築基準法施行令第46条の必要壁量に相当する壁量の建物と、住宅の品質確保の促進等に関する法律（以下、品確法）における等級3に相当する壁量の建物の2通りを想定した。

(a) 令 46 条の壁量計算に基づく方法

(平屋建て、軽い建物)

$$1F \text{ 床面積 } S = 6P \times 6P (5.46 \times 5.46\text{m})、8P \times 8P (7.28 \times 7.28\text{m})$$

$$1 \text{ 階建ての } 1F \text{ の必要壁量} = 0.11\text{m}^2$$

$$1 \text{ 階建ての } 1F \text{ の必要耐力} = 0.11\text{m}^2 \times 1.96 \text{ kN} = 0.22 (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{水平耐力} = 0.22S (\text{kN}) \times 1.5 (\text{終局に換算}) = 0.33 S$$

(2 階建ての 1F、軽い建物)

$$1F \text{ 床面積 } S = 6P \times 6P (5.46 \times 5.46\text{m})、8P \times 8P (7.28 \times 7.28\text{m})$$

$$2 \text{ 階建ての } 1F \text{ の必要壁量} = 0.29\text{m}^2$$

$$2 \text{ 階建ての } 1F \text{ の必要耐力} = 0.29\text{m}^2 \times 1.96 \text{ kN} = 0.57 (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{水平耐力} = 0.57 S (\text{kN}) \times 1.5 (\text{終局に換算}) = 1.14 S$$

(3 階建ての 1F、軽い建物)

$$1F \text{ 床面積 } S = 6P \times 6P (5.46 \times 5.46\text{m})、8P \times 8P (7.28 \times 7.28\text{m})$$

$$3 \text{ 階建ての } 1F \text{ の必要壁量} = 0.46\text{m}^2$$

$$3 \text{ 階建ての } 1F \text{ の必要耐力} = 0.46\text{m}^2 \times 1.96 \text{ kN} = 0.91 (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{水平耐力} = 0.91S (\text{kN}) \times 1.5 (\text{終局に換算}) = 1.37 S$$

(b) 品確法 等級 3 (2 階建ての 1F、軽い建物) に基づく方法

(平屋建て、軽い建物)

$$1F \text{ 床面積 } S = 6P \times 6P (5.46 \times 5.46\text{m})、8P \times 8P (7.28 \times 7.28\text{m})$$

$$1 \text{ 階建ての } 1F \text{ の必要壁量} = 0.22\text{m}^2$$

$$1 \text{ 階建ての } 1F \text{ の必要耐力} = 0.22\text{m}^2 \times 1.96 \text{ kN} = 0.44 (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{水平耐力} = 1.07 S (\text{kN}) \times 1.5 (\text{終局に換算}) = 0.65 S$$

(2 階建ての 1F、軽い建物)

$$1F \text{ 床面積 } S = 6P \times 6P (5.46 \times 5.46\text{m})、8P \times 8P (7.28 \times 7.28\text{m})$$

$$2 \text{ 階建ての } 1F \text{ の必要壁量} = 0.54\text{m}^2$$

$$2 \text{ 階建ての } 1F \text{ の必要耐力} = 0.54\text{m}^2 \times 1.96 \text{ kN} = 1.07 (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{水平耐力} = 1.07 S (\text{kN}) \times 1.5 (\text{終局に換算}) = 1.60 S$$

上記の仮定に基づき、津波外力と、建物の水平耐力を水深係数  $a$  と、建物規模ごとにまとめると図 6.4.3-2 の通りとなる。

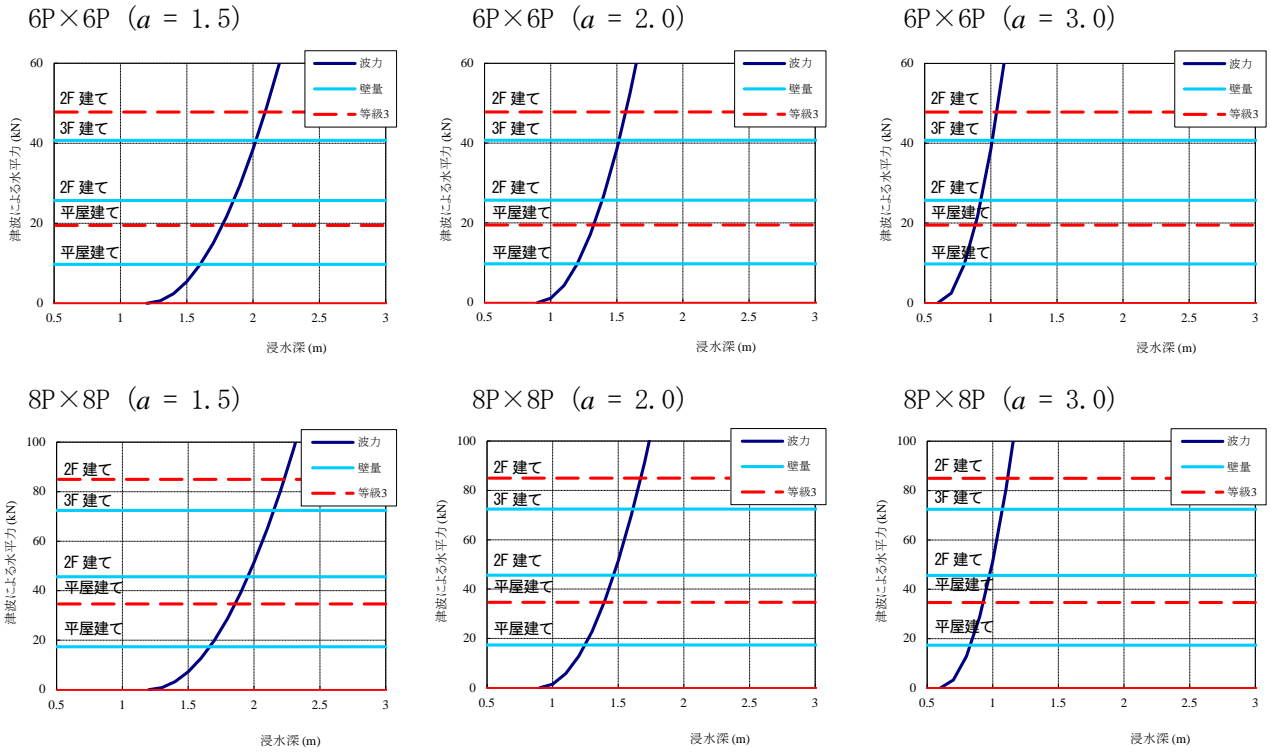


図 6.4.3-2 木造住宅に作用する津波荷重と水平耐力の関係

上記の検討から、津波外力が水平耐力を上回った場合に倒壊・流失に至ると仮定すると、木造住宅の推定水平耐力と波力が釣り合う浸水深は表 6.4.3-2~4 の通りにまとめられる。

表 6.4.3-2 木造平屋建てが耐えうる浸水深

建物仕様 津波荷重	開口低減無し			
	壁量計算		品確法等級 3	
水深係数	6P×6P	8P×8P	6P×6P	8P×8P
$a = 3.0$	0.8m	0.8m	0.9m	0.9m
$a = 2.0$	1.2m	1.2m	1.3m	1.4m
$a = 1.5$	1.6m	1.7m	1.8m	1.9m

表 6.4.3-3 木造2階建てが耐えうる浸水深

建物仕様 津波荷重	開口低減無し			
	壁量計算		品確法等級 3	
水深係数	6P×6P	8P×8P	6P×6P	8P×8P
$a = 3.0$	0.9m	1.0m	1.0m	1.1m
$a = 2.0$	1.4m	1.5m	1.6m	1.7m
$a = 1.5$	1.9m	2.0m	2.1m	2.2m

表 6.4.3-4 木造3階建てが耐えうる浸水深

建物仕様 津波荷重	開口低減無し			
	壁量計算		品確法等級3	
水深係数	6P×6P	8P×8P	6P×6P	8P×8P
$a = 3.0$	1.0m	1.1m	—	—
$a = 2.0$	1.5m	1.6m	—	—
$a = 1.5$	2.0m	2.1m	—	—

### 6.4.3.2 津波被害を受けた公営住宅における試算

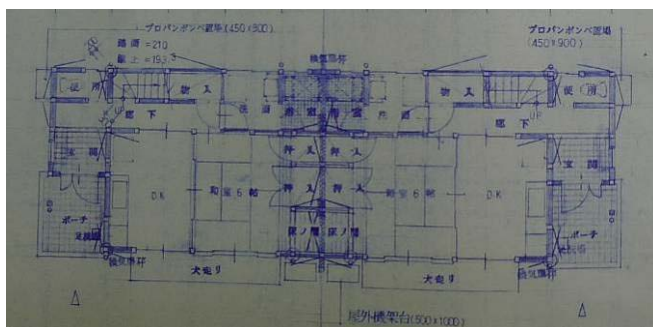
本項では、詳細調査を行った公営住宅1棟を対象として、水平耐力と津波荷重を計算し、実際の被害と比較を行い、計算式の妥当性の検証を行った。

#### (1) 検討対象の建物の概要

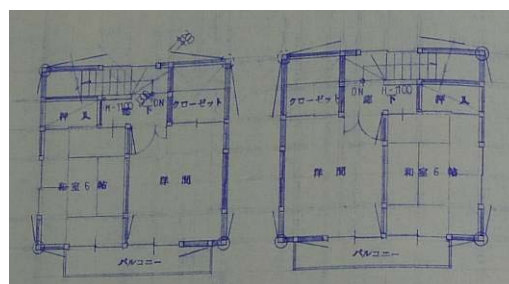
検討対象とした木造住宅は、東松島市の市営住宅（洲崎住宅）である。建物の概要を表 6.4.3-5 に、平面図を図 6.4.3-3 に、立面図を図 6.4.3-4 に示した。平面プランが左右対称となっている2戸が1棟となっており、構造的に1体とみなせるため、2戸について検討を行う。

表 6.4.3-5 洲崎住宅の概要

床面積	1F : $43.05 \times 2 = 86.1\text{m}^2$ 2F : $32.29 \times 2 = 64.6\text{m}^2$
建築年	平成6年度竣工
基礎形式	布基礎
屋根仕様	セメント瓦
壁仕様	内壁：せっこうボード 外壁：特殊石綿セメント板吹き付けタイル



(a) 1F 平面図



(b) 2F 平面図

図 6.4.3-3 洲崎住宅の平面図



図 6.4.3-4 洲崎住宅の立面図

主な耐震要素である筋かい耐力壁の長さから建築基準法施行令第 46 条の地震力に対する壁量余裕率を計算すると、表 6.4.3-6 の通りとなる。

表 6.4.3-6 壁量余裕率

階	方向	存在壁量	必要壁量 (地震力)	壁量余裕率
1	桁行	29.12	24.97	1.17
	梁間	47.32		1.90
2	桁行	21.84	18.43	1.17
	梁間	25.48		1.36



## (2) 水平耐力の計算

建物全体の荷重変形関係を計算し、最大耐力を建物の水平耐力として定義した。建物全体の荷重変形関係は耐震要素の各変形角における耐力の加算によって算出した。耐震要素としてカウントしたものは、せっこうボード（準耐力壁仕様としてカウント）と、筋かい耐力壁である。各耐震要素の荷重変形関係を図 6. 4. 3-5 に示した。耐震要素の荷重変形関係は文献<sup>6.4.3-1)</sup>、<sup>6.4.3-2)</sup>を参照した。建物の耐力の加算結果を図 6. 4. 3-6 に示した。水平耐力は表 6. 4. 3-7 の通りとなる。

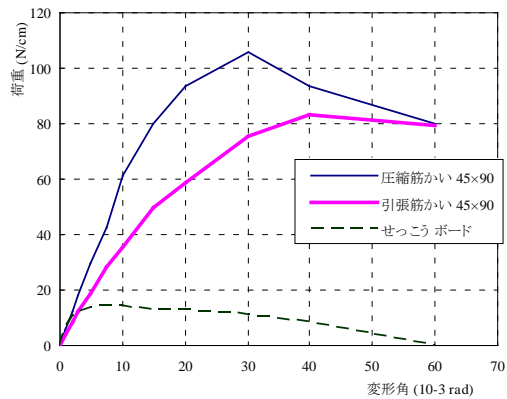
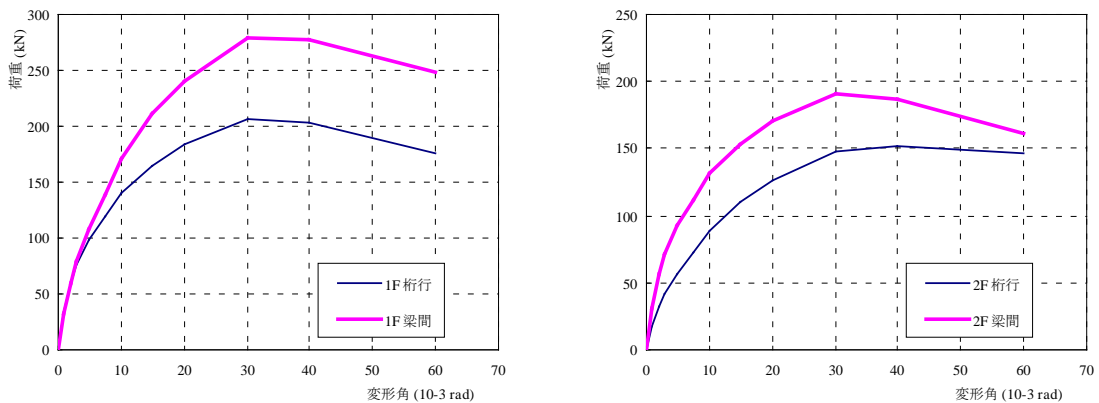


図 6. 4. 3-5 耐震要素の荷重変形関係



(a) 1F 荷重変形関係

(b) 2F 荷重変形関係

図 6. 4. 3-6 建物の荷重変形関係

表 6. 4. 3-7 建物の水平耐力

階	方向	水平耐力
1	桁行	207.0kN
	梁間	279.5kN
2	桁行	151.9kN
	梁間	191.3kN

### (3) 津波荷重の計算

津波荷重を水深係数  $a = 1.0$ 、 $1.5$ 、 $2.0$  の場合で計算した結果を図 6.4.3-7 に示した。建物の高さ方向に波圧を積分し、開口の低減は行っていない。小屋組は計算の簡便のため省略した。被害調査結果では、付録 6.4-2 に示した通り、浸水深は 4.5m 前後であった。図 6.4.3-7 では 4.5m 程度の浸水深で  $a = 1.0$  で水平耐力を上回る事となるが、調査結果では約半数が大破したものの流失は免れていた。本調査物件は、津波の入射方向に RC 造の建物がある影響も考えられ、今後精査が必要である。

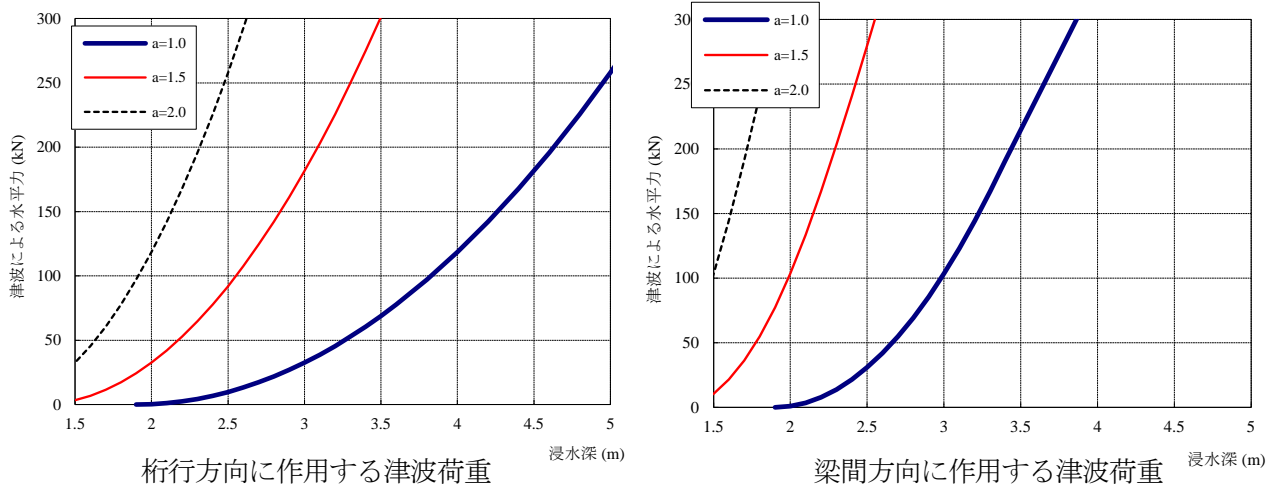


図 6.4.3-7 浸水深と津波荷重との関係

### 参考文献

- 6.4.3-1) 国土交通省住宅局建築指導課監修「木造住宅の耐震診断と補強方法」
- 6.4.3-2) 日本住宅・木材技術センター「木造軸組工法住宅の限界耐力計算による設計の手引」

#### 6.4.4 木造住宅の耐津波設計方針

津波の浸水するおそれのある地域に木造住宅を建築する場合には、津波に対する抵抗性能に配慮して設計することも重要である。津波の外力に対して抵抗する木造住宅を建築する場合には、平成 23 年 11 月 17 日付け国住指第 2570 号により国土交通省住宅局長から通知された「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」において示された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(及び津波地域づくり法施行規則第 31 条第 1 号及び第 2 号の規定に基づく「津波浸水想定を設定する際に想定した津波に対して安全な構造方法等を定める件」(平成 23 年国土交通省告示第 1318 号))に基づいて設計する必要がある。

なお、津波避難ビルの構造設計法については 6.5 節でその概要が示されている。

##### (1) 津波波圧、波力の設定

想定される浸水深に基づいて、津波波圧を算定し、津波波力を算出するが、水深係数  $a$  については木造用の数値が現段階では設定されていないので、他構造と同様に遮蔽物や海岸からの距離に基づいて 1.5 または 2.0 を採用する。津波荷重時の水平耐力算定用の津波波力は、各階の床位置に集中して働くものとする。このときの各階床に働く波力は、上下階の階高の半分の波力とする。また、開口係数は全受圧面積に対する開口面積の比を 1 から減じたものとする。危険側の評価になるため、津波波力算定時に各開口の高さ、幅を考慮して津波波圧を積分すべきである。なお、基礎の検討に用いる波力を計算するとき以外は、波圧を積分する範囲から基礎高さを除いてよい。

##### (2) 浮力の算定

###### 1) 建物重量

建物の浸水深より下部では、開口部が破損して建物内に水が流入して水中重量となるため、建物重量が小さくなるため、固定荷重は水の比重を減じたものとする。また、浸水する階の積載荷重は算入せず、浸水深より上部の階の積載荷重は地震力算定用重量を用いる。建物重量は以上の考慮に基づく固定荷重と積載荷重の和とする。

###### 2) 空気溜まり

浸水する階より下の階では床下に空気溜りができて、これが浮力として作用する。空気溜りの高さは、開口部が破損することを前提として、下階の天井高と浸水深のうちどちらか低い方の高さから、垂れ壁の下端高さを減じたものとなる。これに浸水する階の面積を乗じて容積を算出し、水の比重を乗じたものが浮力となる。

###### 3) 浮力に対する検定

浮力を考慮し、基礎を含めた建築物の重量が負の値とにならないことを確認することは言うまでもない。基礎を除いた上部構造のみの重量が負の値となる場合には、これを上向きの外力とし、脚部・頂部の接合部の引き抜き耐力の総和がこれを上回ること、及びアンカーボルトの引き抜き耐力の総和がこれを上回ることを確認する必要がある。

##### (3) 耐圧部材

###### 1) 波力に対する検討

外部に面している構造部材は、津波による波力を直接受ける。そこで、外部に配置されている構造耐力上主要な耐力壁と柱について、津波波力を受けたときの検討を行う。

面材耐力壁の場合は、当該耐力壁の全面に作用する波力を算定し、面材の面外曲げの検討を行う。当該面材は柱、横架材で支持されているものとして検討を行うが、当該柱及び横架材が十分な耐力を有している場合に限る。十分な耐力を有する柱、間柱、横架材、並びに受け材の設置位置を超えて面材が連続する場合には、当該支持箇所を固定端とできる。また、柱、間柱や受け材などが面材と一緒に曲げ応力を負担する場合は、ストレート・スキン効果を見込むことも可能である。

一方、筋かい耐力壁の場合は、筋かいの断面積が受圧面積として津波波力を算定し、これに対する曲げの検定を行う。このときの分布荷重を等価な点荷重に置き換えることも可能であるが、その作用する位置は偏分布を考慮して適切に設定することが重要である。さらに、筋かいの端部の接合部についても面外のせん断応力に対する検定が必要である。なお、通気胴縁を介して取り付く外壁材については、破損するものとするのが無難であると考えられる。

柱についても、筋かいと同様に当該部材の断面積が受圧面積として津波波力を算定し、これに対する曲げ応力の検定を行うが、耐力壁と一体となっている場合には、耐力壁として検定を行う。なお、階段室等が外周部に面している場合には、横架材の面外曲げ応力に対する検定が必須である。

## 2) 漂流物に対する検討

漂流物の衝突により耐力壁や柱が損傷する恐れがある。従って、外部に面している柱が同時に数本破壊しても建物全体が崩壊しないこと、すなわち、それらの柱が鉛直支持能力を喪失しても大梁等によって隣接する柱へ軸力を伝達できることを確認する。

## (4) 津波荷重時水平耐力の検討

### 1) 建築物の水平耐力

水平耐力は、壁量計算、許容応力度計算における短期許容せん断耐力に基づき終局耐力を算出するが、終局耐力は許容耐力の 1.5 倍 ((6.4.4-1)式) としてよい。ただし、許容応力度計算において短期許容せん断耐力を理論的に算出する場合は、許容耐力を終局耐力とする。

- ・壁量計算に基づく場合： $Q_{ui} = \text{各層の存在壁量} \times 1.96 \times 1.5$
  - ・許容応力度計算に基づく場合： $Q_{ui} = \text{各層の短期許容せん断耐力} \times 1.5$
- } …… (6.4.4-1)

### 2) 津波荷重作用時の頂部・脚部の接合部

津波荷重時に柱頭柱脚接合部に生じる引抜力に対して、1次設計により算定された柱頭柱脚接合部耐力が上回るかの検討を行う。検討条件の一例として以下が考えられる。

- ① 引抜力の算定はN値計算法に準拠した方法を用いる。また、引抜力算定用の単位当たりのせん断耐力は短期許容せん断耐力の 1.5 倍とする。ただし、実験等により接合部の最大耐力が許容耐力の 1.5 倍以上あることが確認されている接合方法に限る。
- ② 検討用の鉛直荷重による柱圧縮力は柱負担分の浮力を考慮した値とする。
- ③ 接合金物の終局引抜耐力は短期許容引抜耐力の 1.5 倍とする。ただし、実験等により接合部の最大耐力が許容耐力の 1.5 倍以上あることが確認されている接合方法に限る。

ここで、柱頭柱脚接合部の引抜力： $T = Q_a \times H \times B - N_w \dots (6.4.4-2)$

$Q_a$ ：当該柱両側における耐力壁等の単位長さあたりの耐力壁せん断耐力の差 (kN/m)

※片側のみ耐力壁が取付く場合は耐力壁等の単位長さあたりのせん断耐力とする。

B : 当該柱の周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数 0.5 (出隅柱においては 0.8)

H : 当該階の階高 (m)

Nw : 鉛直荷重により当該柱に加わる圧縮力 (kN) として検討

### 3) 水平構面の検定

地震力が作用する場合と同様に、津波荷重による水平力が作用する場合も水平構面の安全性を検討しなければならない、せん断力を負担する水平構面を連続梁モデルに置換して、負担する応力を算定し必要な水平構面の耐力を算出する。水平構面の検定には、品確法における床倍率を使用することができる。また、算定された応力より水平構面外周部横架材接合部に生じる引抜力を算出し、引抜力に対して必要な継手を設計することも重要である。

## (5) 基礎の設計

### 1) 直接基礎の場合の転倒及び滑動に対する検討

他構造では杭基礎を前提としているが、小規模な木造住宅の場合には、布基礎、べた基礎が一般的であるため、下記の算定式とアンカーボルトのせん断の算定式により検討を行うことができる。

・転倒の検討 :  $M_o \leq M_r \cdots (6.4.4-3)$

ここで、 $M_o$  : 津波波力による転倒モーメント

$M_r$  : 建築物の抵抗モーメント

$W$  : 建物重量 (基礎を含む。浮力の影響を考慮する)

・滑動の検討 :  $\sum Q_k \leq \mu W \cdots (6.4.4-4)$

ここで、 $\sum Q_k$  : 基礎に生じる津波の水平荷重

$Q_z$  : 浮力

$W$  : 建物重量 (基礎を含む。浮力の影響を考慮する)

$\mu$  : 基礎と地盤の摩擦係数

・基礎アンカーボルト接合部のせん断破壊の検討 :  $\sum Q_a \leq \sum (P_a \times n) \cdots (6.4.4-5)$

ここで、 $\sum Q_a$  : 基礎上端に生じる津波の水平荷重

$P_a$  : アンカーボルト接合部の終局せん断耐力 (基礎コンクリートの破壊についても考慮すること)

$n$  : アンカーボルトの本数

### 2) 杭基礎の場合の転倒に対する検討

杭基礎の終局強度設計を行い、津波荷重による転倒に対して安全であることを確認する。津波荷重による転倒モーメントに対して、浮力を考慮した建物自重及び杭の抵抗力による転倒限界耐力が上回ることを確認する。このときに杭に生じる反力が極限支持力を下回ることを確認する。なお、杭頭の接合方式において埋込み方式を採用した場合、接合部に作用する応力に対して抵抗できるかを検討する。検討条件の一例として以下が考えられる。

① 建物基礎形式はべた基礎下に杭を配置していることから、基礎の剛性は十分に高いと判断し、剛体と仮定する。

② 杭反力は次の計算式により算定する。

$$R = \frac{W}{n} \pm \frac{M}{Z_c} = \frac{W}{n} \pm \frac{MC}{\sum C^2} \cdots (6.4.4-6)$$

$\Sigma C^2 = I_{c-c}$  : 杭群の断面 2 次モーメント

$\frac{\Sigma C^2}{c} = Z_c$  : 杭群の断面係数

M : 転倒モーメント [kNm]

W : 建物重量 [kN]

n : 杭本数 [本]

R : 杭反力 [kN/本]

C : 基礎図芯より各杭までの距離 [m]

### 3) 杭基礎の場合の滑動に対する検討

杭基礎の終局強度設計を行い、津波荷重による滑動に対して安全性を確保する。建物全体に作用する津波荷重に対して、杭の水平耐力が上回ることを確認する。なお、検討条件の一例として以下が考えられる。

- ① 建物基礎の剛性は十分に高いものと仮定しているため、津波荷重時のせん断力は各杭が均等に負担する。
- ② 線形地盤反力法を用いて、水平力が作用した時に杭頭固定とモデル化した場合に生じる杭体の応力を算定する。
- ③ 杭に生じる応力が、杭の終局水平耐力以上であることを確認する。
- ④ 杭材の断面性能においては、腐食しろ 1mm を考慮して耐力の確認を行う。

### 4) 基礎梁に関する検討

杭基礎の場合の基礎梁については、浮力を考慮した建物重量に対して負担幅分を考慮した杭間の基礎梁の応力に加えて、杭からの応力も考慮した終局時応力として断面の検討を行う。

直接基礎の場合には、布基礎の面外曲げ、並びに布基礎部分が側圧を受けた場合のモーメントに対する検討が必要である。

## (6) 混構造住宅の津波浸水のおそれのある地域における設計上の留意事項

- 1) 津波荷重に対しては、図 6.4.4-1 のように各階が負担する外力に応じて、それぞれ各構造部分の設計を行う。なお、各構造部分の設計については木造及び鉄筋コンクリート造の設計指針を参照する。

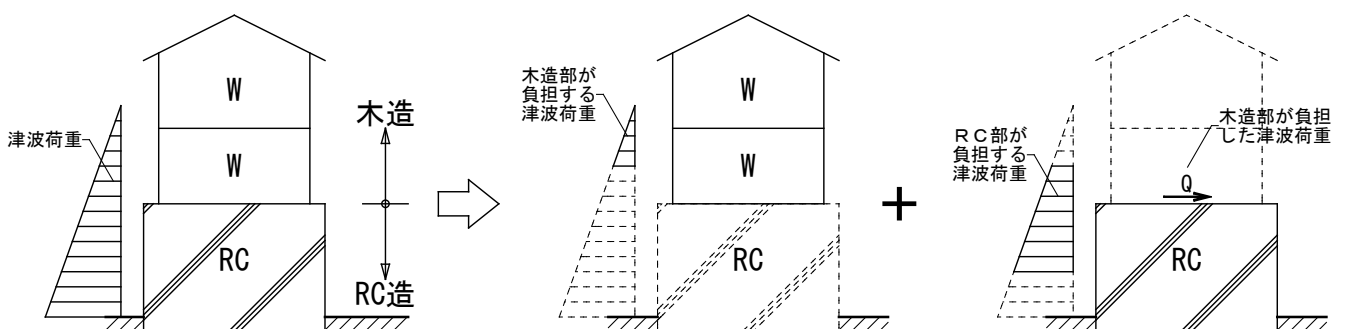


図 6.4.4-1 混構造住宅の設計の考え方

2) 混構造の設計は、上層の構造部分に生じた応力を下層の異種構造部分に円滑に伝達することが重要となる。従って、図 6. 4. 4-2 のように異種構造間を接合しているアンカーボルトや金物などの接合部耐力が津波荷重に対して安全であることを確認することが必要である。

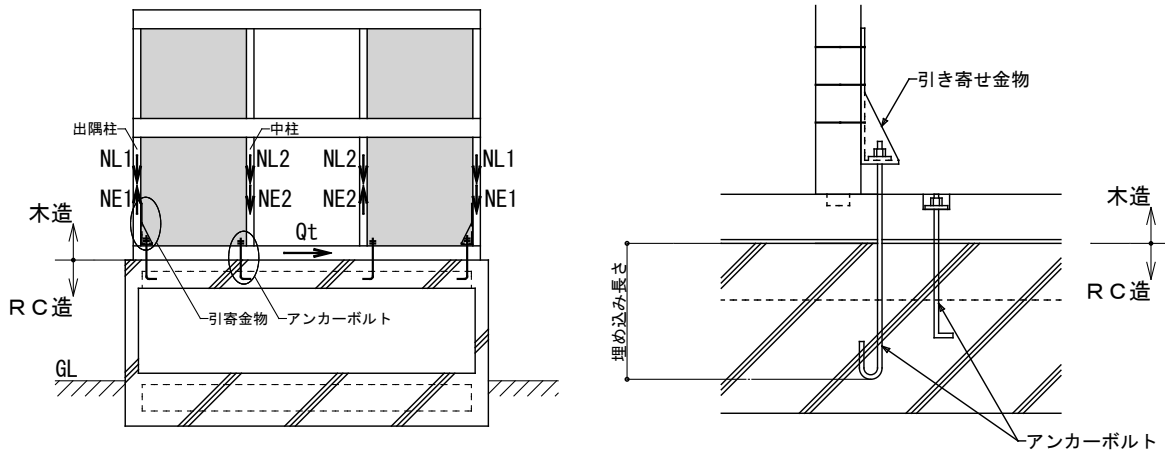


図 6. 4. 4-2 異種構造間を接合しているアンカーボルトや金物などの設計

3) 全階を木造として設計した場合の建物重量と、1階及び1～2階を鉄筋コンクリート造とした混構造の建物重量とを比較した場合、明らかに混構造の建物重量が大きいので、津波荷重時に生じる転倒及び滑動については一般的には有利になると考えられる。

ただし、浸水深下の床下の空気溜りの設定や、直接基礎形式としてピットを有するベタ基礎とした場合などはピット空間が空気溜りとなるので、空気溜り分の浮力が生じることになり、鉄筋コンクリート分の重量を打ち消すことが考えられる。このことは転倒及び滑動に対して大きく影響を与える場合がある。なお、浮力に対する対応の一例が図 6. 4. 4-3 のように考えられる。

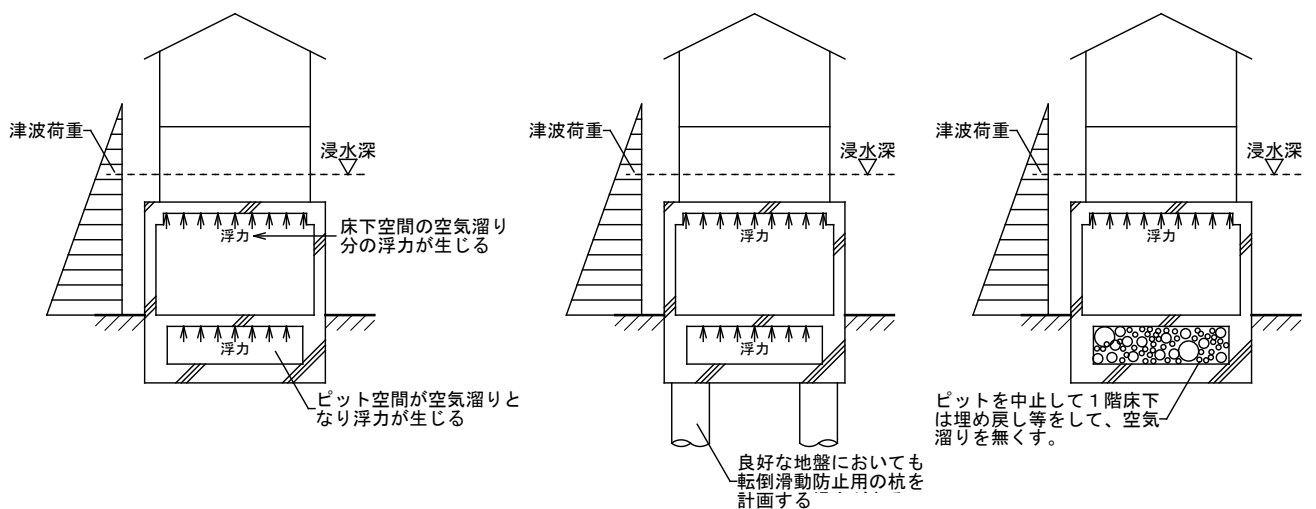


図 6. 4. 4-3 混構造の場合の浮力に対する対応の例