

## 6.4 被害形態の分類と考察

### 6.4.1 RC 造建築物

津波による RC 造建築物の被害の形態は、下記のように分類される。

#### (1) 1階の崩壊

建築物の1階の柱が柱頭・柱脚で曲げ破壊し、層崩壊した事例が2階建ての建築物に見られた(写真 6.4.1-1)。これらの建築物は柱梁フレーム構造であるが、1階は比較的壁が少なく、2階はコンクリートブロックの壁が多く設けられている。1階が商店、2階が住居として使用されていたものと推測され、構造的には1階の強度や剛性が低いという特徴を有すると思われる。これらの建築物では、2階の開口が大きいため、2階部分で大きな津波波圧を受け、1階に作用するせん断力が1階の保有水平耐力を上回り倒壊したものと考えられる。

なお、これまでの調査では、3階建て以上の建築物では1階の層崩壊は確認されていない(写真 6.4.1-2)。一般的には3階建ての建築物では1階に RC 造の壁が用いられていることが多く、1階の耐力が大きかったものと考えられ、3階建て以上の1階が柱のみの建築物においては層崩壊の可能性が無いとは言い切れないと思われる。



写真 6.4.1-1 2階建て建築物の層崩壊



写真 6.4.1-2 残存する3階建て建築物

#### (2) 転倒

建築物の転倒の被害が、4階建てまでの建築物において見られた。転倒した建築物においては、何れも最大浸水深が建築物の高さを上回っている。転倒は横倒しのもの(写真 6.4.1-3)に加えて、完全に上下が逆になった建築物(写真 6.4.1-4)も見られた。転倒した建築物は直接基礎のものが多いが、中には杭基礎のもので杭が引き抜かれているものも見られた(写真 6.4.1-5)。また、転倒した建築物は比較的開口が少ないものも多く、同程度の規模の建築物でも開口が大きい場合には転倒が生じていないことから、外壁の開口の大きさが転倒に大きく影響したものと考えられる。なお、最大浸水深が建築物の高さよりも高い2階建て建築物の内部において、2階の開口上端の高さまで津波の水の汚れの痕跡(写真 6.4.1-6)があり、それより上の天井までの部分は空気が溜まっていた事例があった。従って、各階の開口の上端から天井までの長さが長い建築物ほど大きな浮力が働き、転倒が生じやすくなると思われる。転倒は、建築物の自重(必要に応じて浮力の影響も考慮)による転倒耐力よりも津波の波圧による転倒モーメントの方が大きい場合に生じると考えられるが、浮力が自重よりも大きくなるような場合には、わずかな水平力でも転倒の可能性はある。



写真 6.4.1-3 3階建て建築物の転倒



写真 6.4.1-4 上下逆さまになった2階建て建築物



写真 6.4.1-5 4階建て杭基礎建築物の転倒



写真 6.4.1-6 建物内部の水の汚れの痕跡

### (3) 移動・流失

転倒した建築物ではほとんどの建築物で原位置からの移動を伴っており、大きな浮力が働いていたと推定される。実際に、移動して転倒した建築物では、地面などに引きずった跡が無く、2m程度のコンクリートブロック塀を壊さずに乗り越えたと思われる事例(写真 6.4.1-7)もあることから、浮力により浮き上がったものもあると思われる。一方で、複数の2階建て集合住宅が転倒した調査地域(写真 6.4.1-8)では、同じ形状の一部の建築物は流失してしまい移動先が分からなくなった事例があった。この場合は、浮力に加えて非常に大きな水平力が作用したと思われる。



写真 6.4.1-7 塀を乗り越えた2階建て建築物



写真 6.4.1-8 集合住宅の転倒(CB造)

### (4) 洗掘による傾斜

津波が作用した際に、建築物の隅角部に強い水流が作用し、洗掘による大きな穴がかけられた跡が

多く見られた(写真 6.4.1-9)。その中の一部の直接基礎の建築物では、洗掘による穴に建築物が倒れ込み大きく傾斜したのが見られた(写真 6.4.1-10)。



写真 6.4.1-9 洗掘による基礎露出



写真 6.4.1-10 洗掘による2階建て建築物の傾斜

#### (5) 壁の破壊 (開口部の破壊)

建築物の津波の作用面の開口よりも、反対側の水流が抜ける側の開口が小さい場合、小さい開口に水流が一気に集中し、その周辺の RC 造非構造壁に大きな圧力を作用させ、コンクリートにひび割れが生じて壁が外側に大きくはらみ、壁端部のシングル配筋の壁筋が破断する事例が見られた(写真 6.4.1-11)。このような壁筋が破断する被害は、ダブル配筋された耐震壁には見られていないが、2階の床が無く支持スパンが 10m を超える厚さ 300mm の耐震壁が外側からの津波波圧により内側に大きく湾曲している事例があった(写真 6.4.1-12 左側)。ただし、同一の建築物でも 2階に床があり支持スパンが大きくない部分では、耐震壁が湾曲する被害は見られなかった(写真 6.4.1-12 右側)。

建築物に作用する津波波力は、津波の作用面となる建築物の面の開口が大きい程低減されると考えられるが、作用面だけでなく水流の出口となる側の開口の大きさも影響を及ぼすと思われる。出口側の開口が小さい場合には、壁を破壊させるほどの水圧が壁に作用することから、開口から入った水をスムーズに流失させるために必要な開口の大きさにも配慮が必要である。



写真 6.4.1-11 非構造壁の面外破壊



写真 6.4.1-12 床を持たない連層壁の面外破壊

#### (6) 漂流物の衝突

漂流物の衝突による被害は窓ガラスや天井材など非構造部材の脱落を引き起こしたものがほとんどだった。躯体に対する明確な被害は多くは見られなかったが、集合住宅の連層壁において衝突により生じたと思われる開口や脱落が見られた(写真 6.4.1-14)



写真 6. 4. 1-13 衝突による非構造部材の損傷



写真 6. 4. 1-14 漂流物の衝突による壁脱落

#### 6.4.2 S造建築物

津波によるS造建築物の被害の形態は、下記のように分類される。1)～5)は人命を失う可能性が大きい被害であるが、6)～8)は津波の浸水深よりも高さのある建築物の場合には上層階に避難することで人命をかくらうじて保護する可能性のある例である。1)と2)は建築物の行方が不明となるほど大きな移動を伴う被害であり、3)以降は基礎又はその周辺に留まる被害である。

##### (1) 露出型柱脚の破壊による移動・流失

典型的な被害例としてまず挙げられるのは、S造の露出型柱脚部においてアンカーボルト、ベースプレート、柱とベースプレートと溶接部の破断により、建築物が移動・流失する被害である(写真6.4.2-1)。敷地には基礎と柱脚部の一部が残されているが、建築物自体は敷地外へ移動して行方が分からないような状態のものが多い(写真6.4.2-2)。



写真 6.4.2-1 柱脚部の破断 (陸前高田市)



写真 6.4.2-2 柱脚部アンカーボルトの破断により移動したと考えられる建築物 (釜石市)

##### (2) 柱頭接合部の破壊による移動・流失

比較的多くの事例が見られた被害例として、1階(又は2階)の柱頭接合部での破壊により建築物が移動・流失したものが挙げられる。根巻き式や埋め込み式柱脚などで柱脚部の耐力が大きい場合にこのタイプの破壊になると考えられる。敷地には基礎と1階(又は2階まで)の複数の柱が残されており、建築物の行方を示すかのように同じ方向へとなびいている。下フランジが取り付けダイアフラムと1階柱との溶接部で破壊することで柱の断面が露わになっていたものが多いが、2階床レベルの梁であるH形鋼のフランジが引き裂かれていたもの等もあった。2階(又は3階)床以上の部分が移動・流失した後に、津波の流れの勢いで1階柱が傾いたことも考えられるが、1階柱の柱脚付近の変形状態等からすると、残された柱の傾きと同程度まで1階が大きく傾いた後に、1階柱に引張力が作用するようになって、1階柱頭接合部で破壊が生じたと考えられる被害例もある。



写真 6. 4. 2-3 根巻柱脚の1階柱の残存（陸前高田市）



写真 6. 4. 2-4 1階柱の残存（陸前高田市）



写真 6. 4. 2-5 引き裂かれた梁フランジ（陸前高田市）



写真 6. 4. 2-6 1階柱の残存（大槌町）



写真 6. 4. 2-7 1階及び2階柱の残存（女川町）

### （3）転倒

転倒した被害例には、(a)基礎が一体のまま生じた建築物全体の転倒と、(b)1階の部分的な崩壊を伴う転倒があった。

(a)は一例のみであったが、女川町で被害例が見られた。外装材の ALC 版はほとんどが残されている。上階の床スラブと開口部の上端との距離は80cm程度であった。建築物全体が津波に飲み込まれて浸水した状態を想定し、床スラブの下に空間に空気が溜まっていたとすれば、平米当たり 0.8tf 程度の S 造では浮力によって上部構造の重量がほぼキャンセルされることになるため、基礎の重量と杭の抵抗は残るものの、転倒しやすい状態になっていたものと想像される。

(b)としては、1階柱脚部の引き抜け及び1階柱の座屈によって大きく傾斜し転倒したと考えられる被害例が見られた。



写真 6. 4. 2-8 3 階建て S 造の転倒（女川町） 写真 6. 4. 2-9 3 階建て S 造の 1 階の崩壊（大槌町）

#### （4）崩壊

構造躯体が崩壊した被害例としては、(a)1 階の層崩壊、(b)部分的な崩壊、があった。

(a)は 2 階建て S 造の 1 階部分が層崩壊したと考えられるものが見られた。

(b)は沿岸にある倉庫で、部分的に崩壊しているものがあった。

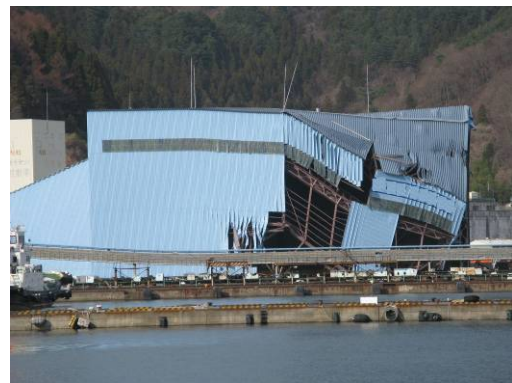


写真 6. 4. 2-10 2 階建て S 造の 1 階の崩壊（大船渡市） 写真 6. 4. 2-11 部分的な崩壊（釜石市）

#### （5）大きな残留変形

構造躯体のみが残存する S 造では若干の傾斜が確認されるものも多い。特に山形ラーメン架構では大きな残留変形を生じながらも倒壊には至らなかった例が見られた。



写真 6. 4. 2-12 傾斜した重層建築物（女川町）



写真 6. 4. 2-13 傾斜した山形ラーメン架構  
(大船渡～釜石間)



写真 6. 4. 2-14 傾斜した山形ラーメン架構  
(海岸沿い、山田町)

(6) 全面的な内外装材の破壊・流失

ALC 版等の外装材がほぼ全面的に破壊され、流失しているが、構造躯体としての S 造骨組みが残存している例が多く見られた。津波来襲時に早期に外装材が流失することで、構造躯体に作用する外力が小さくなったことが残存の要因としてあげられる。残存している構造躯体には若干の傾斜や津波作用面での部材の変形、漂流物の衝突によると思われる局所的な損傷なども見られた。



写真 6. 4. 2-15 残存する 3 階建て S 造  
(陸前高田市)



写真 6. 4. 2-16 海岸沿いにある建築物 (陸前高田市)



写真 6. 4. 2-17 残存する S 造 (大船渡市) (露出柱脚、1 階途中から日の字断面、2 階床は木製)





写真 6. 4. 2-18 残存する S 造（釜石市）



写真 6. 4. 2-19 残存する S 造（釜石市）  
（ブレース破断）



写真 6. 4. 2-20 残存する S 造（釜石市両石）  
（洗掘を受けて基礎杭まで見える。）



写真 6. 4. 2-21 残存する S 造（山田町船越）  
（洗掘を受けて基礎が見える。）



写真 6. 4. 2-22 残存する S 造（女川町）



写真 6. 4. 2-23 残存する S 造（女川町）

#### （7）開口部回りの損傷・破壊

建築物の内部に津波が侵入し、作用面側と反対側の開口部や妻面が水流の流出口となったために大きく損傷・破壊したと考えられる被害例があった。



写真 6. 4. 2-24 倉庫（大船渡市）  
（津波の流出口として妻壁及び開口部が外側に変形）

（8）波圧や漂流物の衝突による構造躯体及び非構造部材の局所的な変形  
津波の波圧や漂流物の衝突によると考えられる柱等の構造躯体及び非構造部材の大きな変形が見られた。



写真 6. 4. 2-25 柱の変形（石巻市）  
（コンクリート塊や道路の舗装アスファルト等の漂流物によると考えられる）



写真 6. 4. 2-26 柱脚部の移動（石巻市）



写真 6. 4. 2-27 間柱等の非構造部材の変形（釜石市）

#### 6.4.3 木造

被害調査結果から、木造建築物の津波による被害形態は最大浸水深と大きく関係していると考えられる。そこで、調査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。

最大浸水深が2階軒高さ以上となる場合、平屋もしくは2階建木造建築物で残存している例は少なかった。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する、あるいは土台も流失し基礎のみ残る例などが多数確認された（写真 6.4.3-1～6.4.3-2）。さらに、基礎ごと流失した例も確認された。



写真 6.4.3-1 上部構造が流失し土台が残った例



写真 6.4.3-2 上部構造と土台も流失した例

一方、最大浸水深が1階腰壁高さ程度以下の場合、ほとんどの木造建築物が残存していた（写真6.4.3-3）。



写真6.4.3-3 最大浸水深が低いいため、残存している事例（仙台市若林区荒浜地区）

最大浸水深が1階腰壁高さから2階軒高さ程度の間では、一部の木造建築物で残存している事例が少数ながら確認された。残存している木造建築物では、以下の(1)～(2)に掲げる特徴が見られた。

(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6.4.3-4)。一方、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が見られた。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 6.4.3-4 津波の作用方向の前面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(名取市関上地区)

(2) 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。

1) 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（写真 6. 4. 3-5）、あるいは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（写真 6. 4. 3-6）が複数見られた。

2) 1階をRC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（写真 6. 4. 3-7～6. 4. 3-8）。この場合の1階のRC造は、ラーメン構造によるピロティー形式や津波の作用方向に対し開口を有する壁式構造などが確認された。

その他の例として、鋼管くい上に施工されたべた基礎ごと建設地から移動して残存した木造建築物も見られた（写真 6. 4. 3-9）。



写真 6. 4. 3-5 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. 3-6 建築物隅部を流失しつつも残存した事例(1)



写真 6. 4. 3-6 建築物隅部を流失しつつも残存する事例 (2)



写真 6. 4. 3-7 1階RCピロティー構造の事例



写真 6. 4. 3-8 1階 RC の事例



写真 6. 4. 3-9 べた基礎ごと建設地から移動し残存した例

## 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」<sup>6-1)</sup>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  $\eta$  の場合、高さが  $3\eta$  の津波波圧<sup>6-1)</sup>（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<sup>6-1)</sup>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/mm<sup>2</sup>))
- ・ 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/m<sup>2</sup>)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

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

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

$$\alpha > 0.207$$

ここで、 $H$ :階高(m)、 $\rho$ :水密度(ton/m<sup>3</sup>)、 $g$ :重力加速度(m/s<sup>2</sup>)、 $B$ :建物幅(m)

$M_u$ :柱曲げ耐力(kNm)、 $a_t$ :引張鉄筋断面(m<sup>2</sup>)、 $D$ :柱幅(m)、 $\alpha$ :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/mm<sup>2</sup>))、 $b$ :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

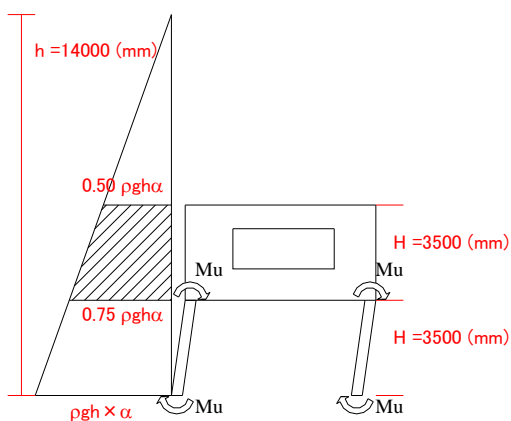


図 6.5.1-1 低層鉄筋コンクリート建物 (陸前高田市)

(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 ( $W \times B$ )  $6.2 \times 11.7$  (m), 階高  $H$  3.2(m),  $1 \times 3$  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/mm<sup>2</sup>))
- ・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/m<sup>2</sup>)とする

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

$$M_u = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 N D (1 - (N / b D F c)) = 128.54 \text{ (kN m)}$$

$$\alpha > 0.255$$

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

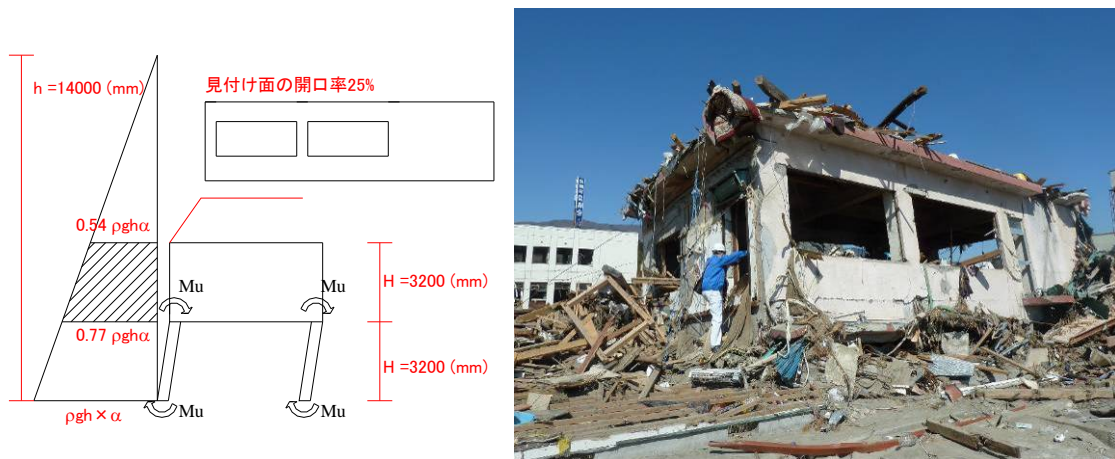


図 6.5.1-2 低層鉄筋コンクリート建物 (陸前高田市)

(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 ( $W \times B$ ) 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/mm<sup>2</sup>))
- ・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 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/m<sup>2</sup>)とする

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

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

$$\alpha > 0.300$$

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

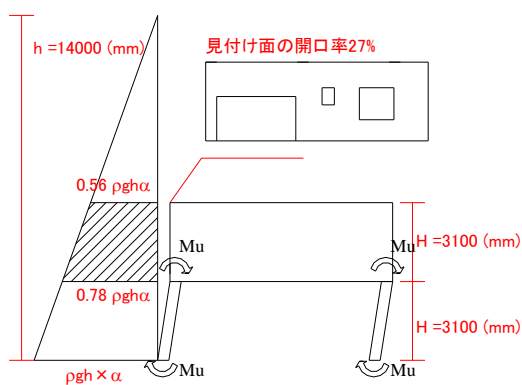


図 6.5.1-3 低層鉄筋コンクリート建物 (陸前高田市)

(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 ( $W \times B$ )  $9.0 \times 6.0$  (m)、階高  $H$  2.7 (m)、 $2 \times 2$  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/mm<sup>2</sup>))
- ・ピロティー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/mm<sup>2</sup>) (前面の開口率を仮定した場合)

0.64 (N/mm<sup>2</sup>) (内部の開口率を仮定した場合)

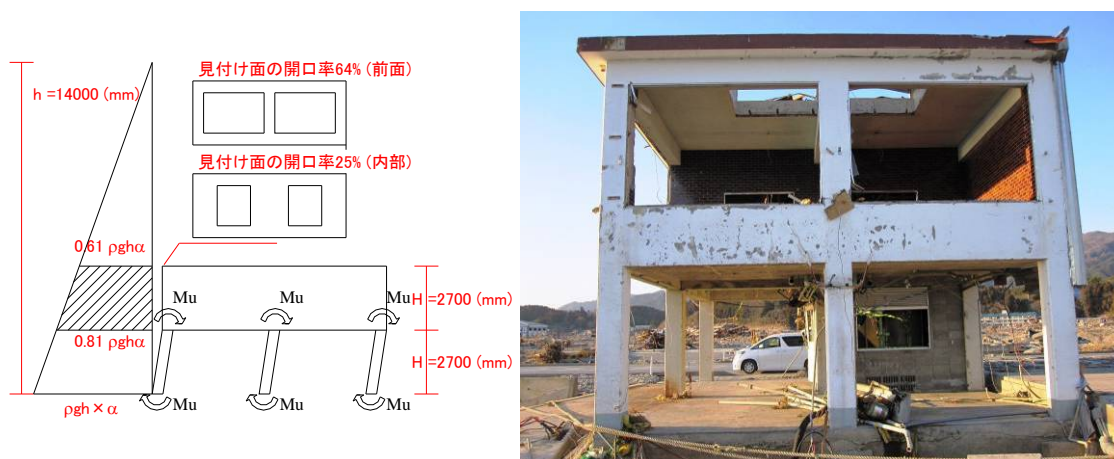


図 6.5.1-4 低層鉄筋コンクリート建物 (陸前高田市)

(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  $\phi$  22 (SR235,  $\sigma_y=295$ (N/mm<sup>2</sup>))  
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

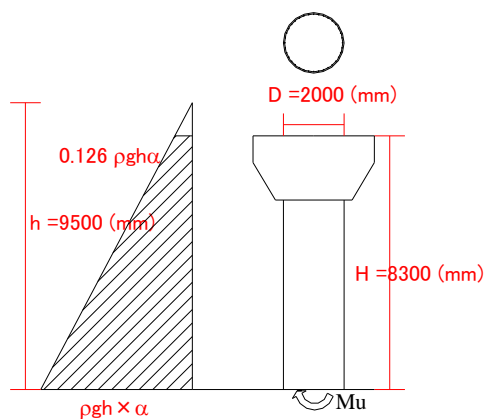


図 6.5.1-5 単体鉄筋コンクリート柱 (大槌町)

(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,  $\sigma_u=384(N/mm^2)$ ) (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

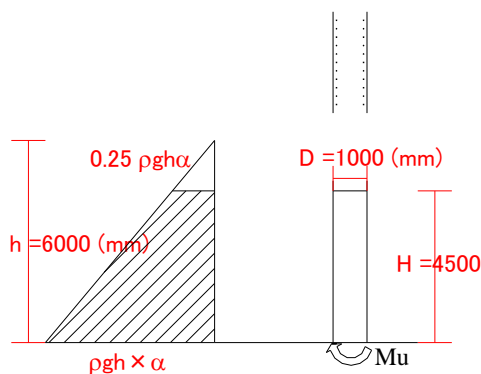


図 6.5.1-6 壁状鉄筋コンクリート造 (山田町)

### 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  $13\text{kN/m}^2$  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、

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

$\tau_{st}$ ：砂質土の杭引き抜き時の最大周面摩擦力度( $\text{kN/m}^2$ )

同指針表6.3.1より、 $\tau_{st}=2.0\text{N}$ (打込み杭、砂質土)とする。N：杭周面地盤の平均N値

$\tau_{ct}$ 、 $L_c$ 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)、 $\rho$ ：水密度( $\text{ton/m}^3$ )、g：重力加速度( $\text{m/s}^2$ )、B：建物幅(m)、 $\alpha$ ：静水圧に対する低減係数

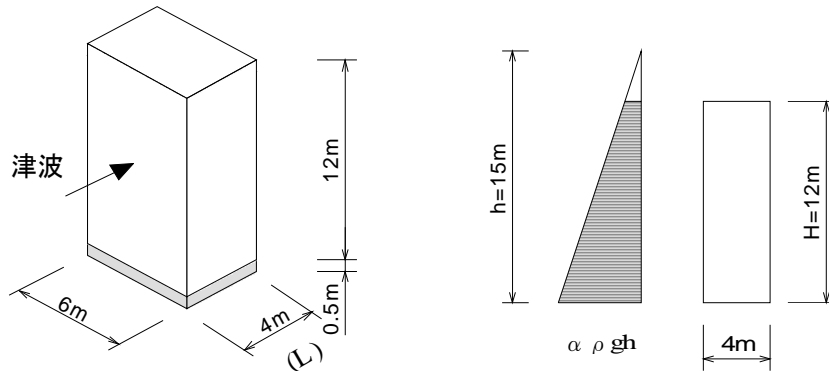


図 6.5.1-7 鉄筋コンクリート造の旅館(女川町)

- ・ 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  $\alpha$  を計算 ( $M_r$  または  $M_{r'}$ )  $\leq M_w$  なので、低減係数  $\alpha$  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  $3.5\text{m}$ )
  - ・ 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  $13\text{kN/m}^2$  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して仮定 (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  $R_{TC} = 40 \times 7 \times 0.94 + 8.06 = 271.3\text{kN}$

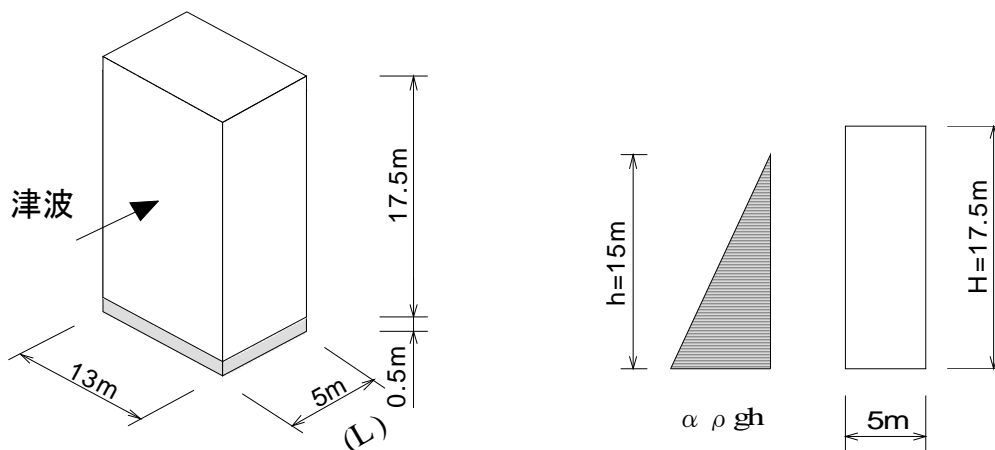


図 6.5.1-8 鉄筋コンクリート造の旅館(女川町)

- 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

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

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

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

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。

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

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

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

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

- 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  $\alpha$  を計算  
( $M_r$  または  $M_r'$ )  $\leq M_w$  なので、低減係数  $\alpha$  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×D=9.0×6.0m、建物高さ H=9m (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  $13\text{kN/m}^2$  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)

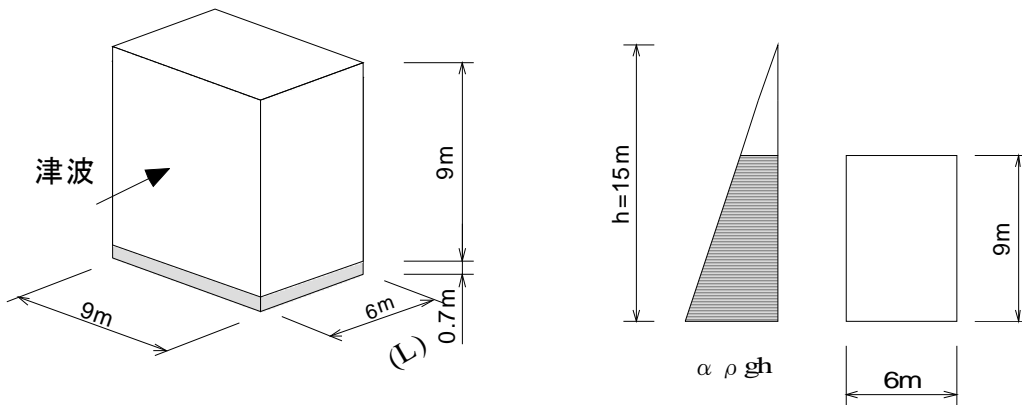


図 6.5.1-9 鉄筋コンクリート造の店舗(女川町)

- ・ 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

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

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  $\alpha$  を計算 ( $M_r$  または  $M_r'$ )  $\leq M_w$  なので、低減係数  $\alpha$  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  $\sigma_y$  は一律に  $300\text{N/mm}^2$  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  $\rho$ 、重力加速度を  $g$  として、 $\rho g=10\text{kN}$  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

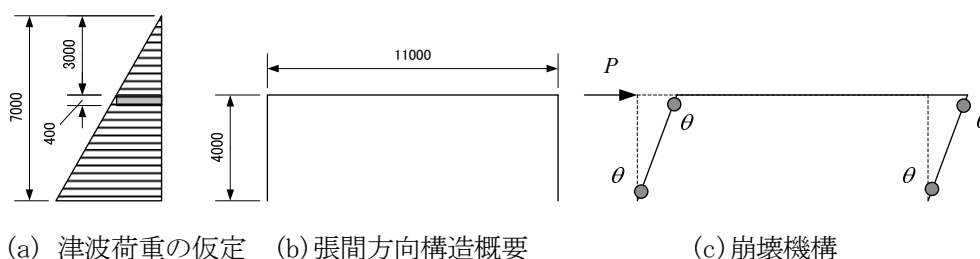
柱梁断面を2フランジモデルとして略算すれば、塑性断面係数は  $Z_p=960\text{(cm}^3\text{)}$  である。図6.5.2-1(c)の崩壊機構を仮定し、柱梁の全塑性モーメント  $M_p=Z_p\sigma_y$  を用いて仮想仕事を考えると、

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

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



(a) 津波荷重の仮定 (b) 張間方向構造概要 (c) 崩壊機構

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  $175(\text{mm})$ 、幅  $145(\text{mm})$ 、フランジ厚が  $11(\text{mm})$  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 ( $300(\text{mm})$ ) 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

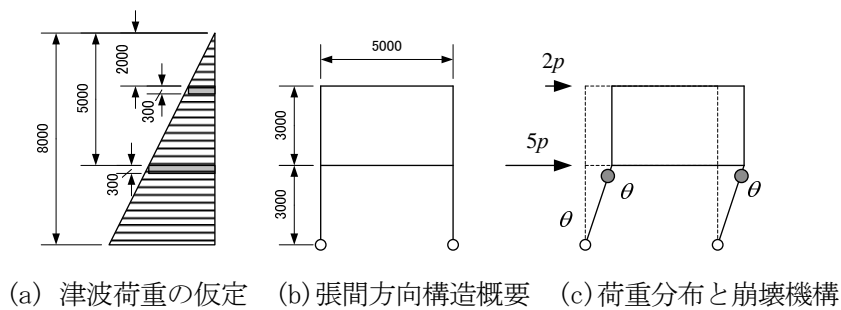


図 6.5.2-2 津波荷重と耐力算定のための崩壊機構

### (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： $H-400 \times 200 \times 7 \times 11$ （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、

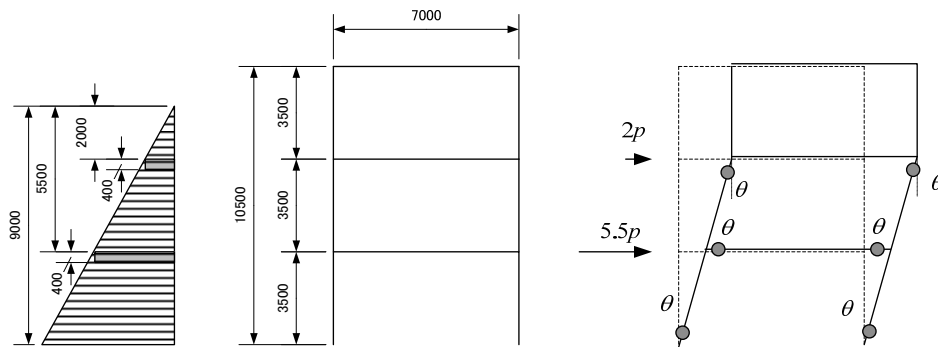
$$(2p \times 700(\text{cm}) + 5.5p \times 350(\text{cm})) \times \theta = (4 \times M_{pc} + 2 \times M_{pb}) \times \theta \quad (9)$$

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

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。



## 6.6 まとめ

本章では、東北地方太平洋沖地震によって東北地方および関東地方に発生した大津波による建築物被害に関して調査を実施し、その概要をまとめた。

6.2 では、現地調査を実施する前に事前調査として、国土地理院の被災後の航空写真や報道等の画像情報をもとに調査地域を絞り、調査対象建築物の特定等を行った。また、本章で用いる津波に関する用語を決めて誤解や混乱のないように注意した。現地調査で用いた津波の作用方向や浸水深の推定方法についても記載した。さらに、津波荷重や耐津波設計に関する国内および海外基規準等を収集した。日本では建築基準法第20条に「建築物は、自重、積載荷重、積雪荷重、風圧、土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して安全な構造のものとしなければならない」と定めているが、建築物に対して津波荷重を明確に考慮してはいなかった<sup>6-4)</sup>。2005年に内閣府が「津波避難ビル等に係るガイドライン」を制定し、津波避難ビルの構造的要件や位置的要件を纏めた。ガイドラインの巻末資料「構造的要件の基本的考え方」では、建築分野でははじめて建築物に作用する津波荷重を設定し、設計用浸水深の3倍の静水圧とした。これは津波の流速も考慮し安全側の値<sup>6-4,5)</sup>としたが、今後の研究成果によって更新されることが望まれる<sup>6-4)</sup>としている。一方、米国では3年後の2008年に連邦危機管理局(FEMA)が「津波からの(鉛直方向)避難のための構造物の設計ガイドライン」を定め、静水圧、動水圧、浮力、衝撃荷重、漂流物の衝突等の津波荷重を設定しているが、ここでは静水圧は設計用浸水深の1.3倍としている。ただし、津波の流速の効果は動水圧として別途考慮している。また、今回の大津波の映像からの流速推定も1例だけではあるが試みた。今後調査建築物付近の映像が入手できれば流速の推定を試みる予定である。

6.3 では、現地調査を実施した14地域について、調査建築物の位置を国土地理院提供の被災後の航空写真上に示し、各調査建築物の構造種別、形状、被害状況等を纏めた。津波によって倒壊、移動、流失した建築物と残存建築物を列記した。今後、これらの情報を纏めて浸水深等から推定される津波荷重と建築物の被害状況との関連付けを検討する予定である。

6.4 では、構造種別毎に被害形態を分類し、被害発生の要因について考察した。RC造建築物では、1階の崩壊、転倒、移動・流失、洗掘による傾斜、壁や開口部の破壊、漂流物の衝突等の被害形態が見られた。今回調査した範囲では、転倒や移動したRC造建築物は4階建てまでであり、外壁の開口が比較的少ないものが多かった。S造建築物では、移動・流失(柱脚破壊・柱頭破壊)、転倒、崩壊、残留変形、内外装材の破壊・流失、開口部の損傷、漂流物の衝突等の被害形態が見られた。木造建築物については、浸水深によって凡その被害形態の分類を行った。また、RC造建築物の蔭にあった木造建築物や1階がRC造、2・3階が木造のような立面混構造の建築物が残存していた事例があった。今後6.3の被害事例を基に被害発生メカニズムの解明を行う必要がある。さらに、6.4で提示した被害形態以外の被害がないのかどうか、残存建築物がどのような理由で残ったのかなどについて、新たな現地調査の実施、残存建築物の設計図書の収集などにより検討する必要がある。

6.5において、いくつかの調査事例を基に、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」の設計手法を当てはめてみた結果、ある程度の妥当性が確認された。しかしながら、この検討にはいくつかの仮定が設けられており必ずしも精緻なものではないことから、今後できるだけ多くの事例について検討を継続することが望まれる。また、建築物の開口の影響や浮力の影響を詳細に考慮する方法などについても、さらに検討が望まれる。

以上、本章は調査を開始し約1ヶ月が経過した段階での速報であり、上記のように実施すべき課題が多く残されている。今後は本章の調査結果を踏まえてそれらの課題について検討を行う予定である。

## 謝辞

本章の津波による建築物被害を調査するにあたり、ご協力いただいた独立行政法人港湾空港技術研究所 有川太郎主任研究員並びに関係各位に謝意を表す。

## 参考文献

- 6-1 内閣府：津波避難ビル等に係るガイドライン、2005.6  
[http://www.bousai.go.jp/oshirase/h17/tsunami\\_hinan.html](http://www.bousai.go.jp/oshirase/h17/tsunami_hinan.html)
- 6-2 FEMA P646、2008.6、<http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=3463>
- 6-3 Flood Loads, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure, ASCE7-05, 2006
- 6-4 (財)日本建築センター「平成17年度 津波避難ビルの技術的検討調査報告書」平成18年3月
- 6-5 朝倉ら：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究、海岸工学論文集第47巻 pp.911-915、土木学会、2000