

6.3 鉄骨造建築物の被害

6.3.1 被害の分類^{6.3-1)}

津波波圧を受けた鉄骨造建築物は、早期に外装材が流され津波の大きな波圧を受けなかったために残存したと考えられるものも多く見られる一方で、崩壊、転倒、移動、流失したのも相当数確認されている。これらは、外装材が流される以前に大きな波圧を受けたものと推測される。

津波による鉄骨造建築物の被害の形態は、以下の8項目に分類される。(1)～(5)は人命を失う可能性が高い被害であるが、(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保護の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)以降は基礎また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

鉄骨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、もしくは柱とベースプレートとの溶接部の破断により、建築物が移動・流失する被害が見られた(写真6.3.1-1)。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6.3.1-2)。



写真 6.3.1-1 柱脚部の破断



写真 6.3.1-2 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

(2) 柱頭接合部の破壊による移動・流失

1階(または2階)の柱頭接合部での破壊により建築物が移動・流失したものが比較的多く見られた(写真6.3.1-3)。根巻きや埋め込み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(または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もあった(写真6.3.1-4)。



写真 6.3.1-3 1階柱の残存



写真 6.3.1-4 引き裂かれた梁フランジ

(3) 転倒

鉄骨造建築物の転倒被害には、(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見られた。

(a)は一例のみであったが、杭基礎が引き抜け転倒した事例が女川町で見られた(写真 6.3.1-5)。本建築物では、外装材のALCパネルはほとんどが残存している。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、床スラブの下の空間に空気が溜まっていたとすれば、平米当たりの重量が0.8tf程度の鉄骨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および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、写真 6.3.1-6のような事例が見られた。



写真 6.3.1-5 3階建てS造の転倒



写真 6.3.1-6 3階建てS造の1階柱脚部の引き抜けおよび1階柱の座屈による転倒

(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)としては2階建て鉄骨造の1階部分が層崩壊したと考えられるもの(写真 6.3.1-7)が、(b)としては沿岸にある倉庫で、部分的に崩壊しているもの(写真 6.3.1-8)が見られた。



写真 6.3.1-7 2階建てS造の1階の崩壊

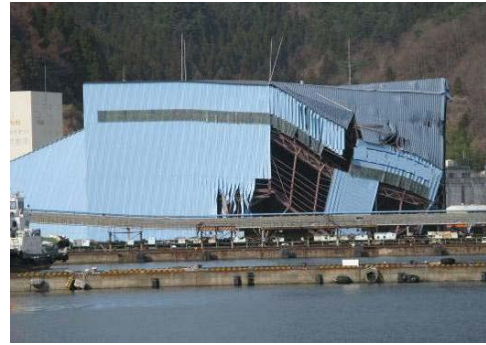


写真 6.3.1-8 部分的な崩壊

(5) 大きな残留変形

構造躯体のみが残存する鉄骨造建築物では、写真 6.3.1-9 のように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比較的多く見られた（写真 6.3.1-10）。



写真 6.3.1-9 傾斜した重層建築物



写真 6.3.1-10 傾斜した山形ラーメン架構

(6) 全面的な内外装材の破壊・流失

ALC パネル等の外装材がほぼ全面的に破壊され、流失しているが、構造躯体としての鉄骨造骨組は残存している例が多く見られた（写真 6.3.1-11）。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 6.3.1-11 残存するS造建築物

(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見られた（写真 6. 3. 1-12）。



写真 6. 3. 1-12 倉庫（津波の流出口として妻壁およ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およ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（写真 6. 3. 1-13, 14）および非構造部材（写真 6. 3. 1-15）の大きな変形が見られた。



写真 6. 3. 1-13 柱の変形

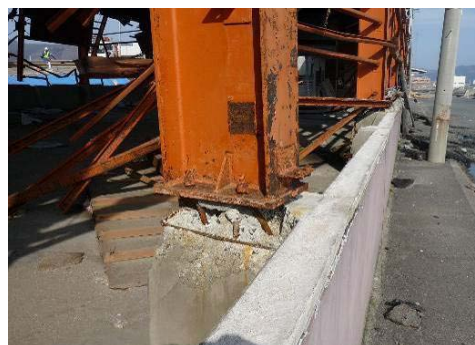


写真 6. 3. 1-14 柱脚部の移動（コンクリート塊や道路の舗装アスファルト等の漂流物によると考えられる）



写真 6. 3. 1-15 間柱等の非構造部材の変形

6.3.2 残存した鉄骨造骨組の耐力と津波荷重の推定

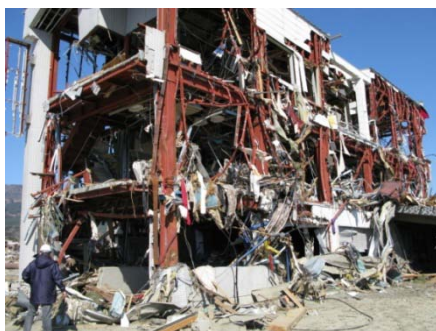
速報^{6.3-1})では残存する鉄骨造骨組3棟の耐力を算定し、津波荷重の推定を行った。建築基準整備促進事業(独)建築研究所との共同研究)の中間報告^{6.3-2})では、速報以降に追加調査を行った2棟を加えて、計5棟の鉄骨造残存骨組(写真6.3.2-1)から津波荷重の評価に用いる水深係数 a (測定された最大浸水深に対する耐力相当の浸水深の比)の傾向を示した。

ここでは、速報^{6.3-1})以降の調査に基づく2棟(ON-S3、TR-S6)を加えた耐力に関する計算結果、水深係数 a の評価結果^{6.3-2})を示す。



(a) KM-S1

(b) OF-S2



(c) RT-S3



(d) ON-S3



(e) TR-S6

写真 6.3.2-1 耐力算定の対象とした残存鉄骨造骨組

(記号は、KMが釜石市、OFが大船渡市、RTが陸前高田市、ONが女川町、TRが宮古市田老を示す。-Sは鉄骨造を、最後の数値は階数を意味する。)

(1) 残存鉄骨造骨組の耐力

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鉄骨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。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鉄骨造骨組を取り上げ、津波荷重及び耐力は1フレーム当たりの値として算定し、比較する。

その他、計算上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。

<RT-S3>

速報^{6.3-1})で既に耐力を示した例であるが、その後の情報から浸水深がより大きかったことが判明したため、改めて耐力を評価した。

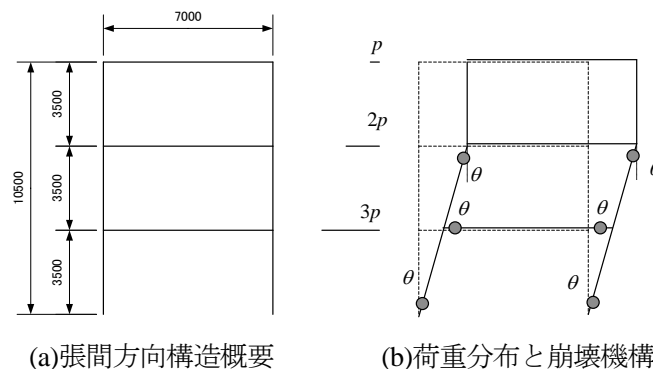
写真 6.3.2-1(c)に示すような整形な3階建て鉄骨造である。1フレームが負担する幅を $B=3.5\text{ (m)}$ とする。浸水深は周囲の状況から 14 (m) とする。

耐力算定のための崩壊機構を図 6.3.2-1 に示す。柱は角形鋼管で $\square-300\times 12$ (厚みは仮定)、梁は $\text{H}-400\times 200\times 7\times 11$ (ウェブ、フランジ厚は仮定) とする。根巻き柱脚だが、立ち上がり高さは無視して基礎まで柱断面が続いていると仮定する。

柱の塑性断面係数は $Z_{pc}=1440\text{ (cm}^3\text{)}$ 、梁の塑性断面係数は $Z_{pb}=1110\text{ (cm}^3\text{)}$ である。図 6.3.2-1(b)のように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、

$$\{(p+2p)\times 700\text{(cm)}+3p\times 350\text{(cm)}\}\times\theta=(4\times M_{pc}+2\times M_{pb})\times\theta \quad \rightarrow \quad P\equiv 6p=460\text{(kN)}$$

各階重量を 8 kN/m^2 とすればベースシア係数は、 $\text{CB}=P/\{8\text{ (kN/m}^2\text{)}\times 3\text{ (階)}\times B\text{ (m)}\times 7\text{ (m)}\}=0.78$ である。



(a)張間方向構造概要

(b)荷重分布と崩壊機構

図 6.3.2-1 耐力算定のための崩壊機構 (RT-S3)

<ON-S3>

写真 6.3.2-1(d)に示すような3階建て鉄骨造である。1フレームが負担する幅を $B=4\text{ (m)}$ とする。

浸水深は周囲の状況から 15(m) とする。

耐力算定のための崩壊機構を図 6. 3. 2-2 に示す。柱は H 形鋼で H-300x300x10x15 (ウェブ厚は推定)、根巻き柱脚の立ち上がり部分の高さは 0.6m とする。柱の塑性断面係数は $Z_{pc}=1480(\text{cm}^3)$ である。図 6. 3. 2-2 (b) のように 1 階の層崩壊を仮定し、柱の全塑性モーメント $M_{pc}=Z_{pc}\sigma_y$ を用いて仮想仕事を考えると、

$$P \times 3(\text{m}) \times \theta = 4 \times M_{pc} \times \theta \quad \therefore P = 590(\text{kN})$$

各階重量を 8kN/m^2 とすればベースシア係数は、 $C_B=P/\{8(\text{kN/m}^2) \times 3(\text{階}) \times B(\text{m}) \times 8(\text{m})\}=0.77$ である。

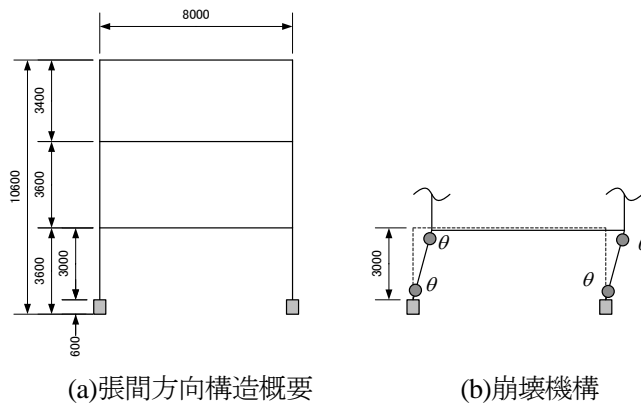


図 6. 3. 2-2 耐力算定のための崩壊機構 (ON-S3)

<TR-S6>

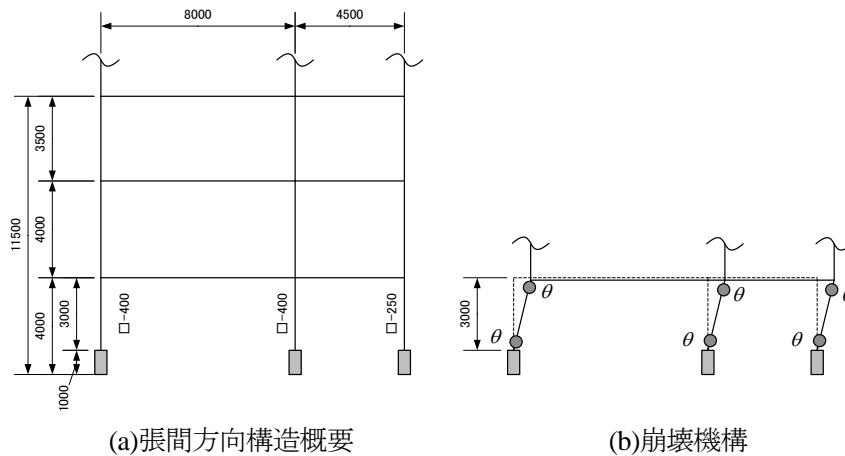
写真 6. 3. 1-1 (e) に示すような 6 階建て鉄骨造である。1 フレームが負担する幅を $B=4.7(\text{m})$ とする。浸水深は、4 階ベランダに漂流物が載っていたことから、その高さとして $11.5(\text{m})$ とする。

耐力算定のための崩壊機構を図 6. 3. 2-3 に示す。柱は角形鋼管で $\square-400 \times 12$ 及び $\square-250 \times 9$ (いずれも厚みは仮定) とする。根巻き柱脚の立ち上がり部分の高さは 1m である。

柱の塑性断面係数は $\square-400 \times 12$ が $Z_{pc1}=2640(\text{cm}^3)$ 、 $\square-250 \times 9$ が $Z_{pc2}=759(\text{cm}^3)$ である。図 6. 3. 2-3 (b) のように 1 階の層崩壊を仮定し、柱の全塑性モーメント $M_{pc1}=Z_{pc1}\sigma_y$ 及び $M_{pc2}=Z_{pc2}\sigma_y$ を用いて仮想仕事を考えると、

$$P \times 3(\text{m}) \times \theta = (4 \times M_{pc1} + 2 \times M_{pc2}) \times \theta \quad \therefore P = 1200(\text{kN})$$

各階重量を 8kN/m^2 とすればベースシア係数は、 $C_B=P/\{8(\text{kN/m}^2) \times 6(\text{階}) \times B(\text{m}) \times 12.5(\text{m})\}=0.43$ である。



(a)張間方向構造概要

(b)崩壊機構

図 6.3.2-3 耐力算定のための崩壊機構 (TR-S6)

(2) 水深係数の評価 6.3-2)

図 6.3.2-4 のように、建築物が崩壊する場合の水平荷重と等しい静水圧荷重の浸水深 η' を「建物耐力相当時の浸水深」とし、現地調査において測定された最大浸水深 η_m を「計測最大浸水深」とする。 η' / η_m を水深係数 a と定義し、各調査建築物の被害と水深係数の関係を検討する。なお、静水圧を算定する際には、水の質量を ρ 、重力加速度を g として、 $\rho g = 10 \text{ kN}$ とする。

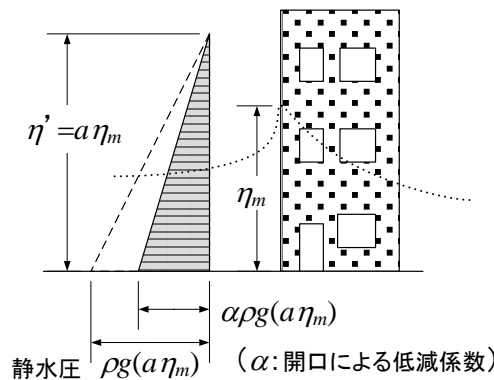


図 6.3.2-4 「建物耐力相当時」の津波荷重

各建築物における計測最大浸水深 η_m は現地調査時に測定された痕跡高さ（周辺地表面から当該または周辺建築物の津波作用面に残留する漂流物や壁面水痕の高さ）から推定している。

外装材等が流失しているため、被災後の現地調査のみでは開口の割合を正確に把握することはできない。ここでは単純化して、外装材が比較的残っている状態とほぼ骨組のみとなった状態を考慮、開口率を一律に 0.3 及び 0.8 の 2 種類に設定する。開口による低減係数 α (図 6.3.2-4 参照) は 0.7 及び 0.2 となる。この 2 種の α に対して水深係数 a を評価する。

図 6.3.2-5 に鉄骨造の残存骨組に関する検討結果を示す。 $\alpha = 0.7$ 及び 0.2 として計算した値をそれぞれ◇印と□印で示し、両者を破線で結んでいる。また図中の*印は横軸に H / η_m (ここで、 H は軒高) を参考として示したもので、 $H / \eta_m < 1$ のものは津波が建築物を越流したもの（津波に飲み込まれたもの）である。なお、*印よりも右にあるプロットは、建築物を越流するとして台形の荷重分布で計算を行っている。

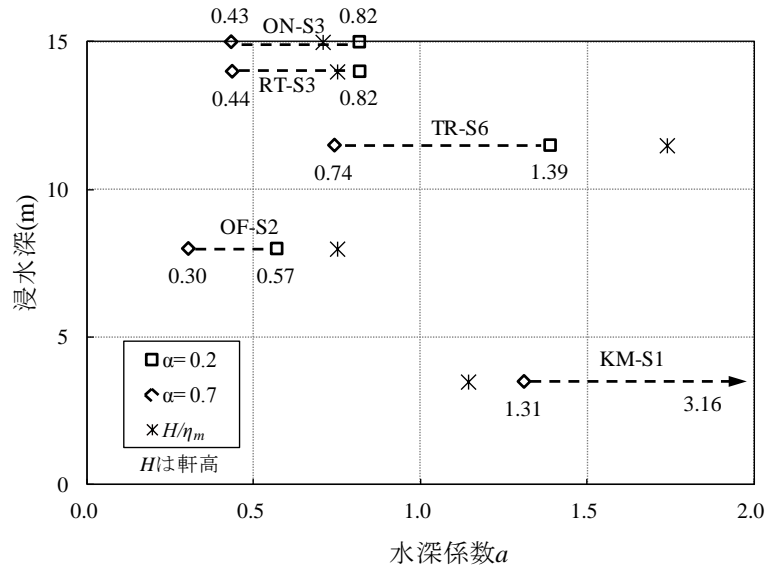


図 6.3.2-5 残存する鉄骨造骨組の耐力から推定した水深係数 a

計測最大浸水深 η_m が 14~15m の女川町の例 (ON-S3) と陸前高田市の例 (RT-S3) では破線で示した水深係数 a の範囲は 1 以下となっている。 η_m が 11.5m の宮古市田老の例 (TR-S6) では a の範囲は 1 前後である。一方、 η_m が 3.5m で小さい釜石市の例 (KM-S1) では a の範囲は 1 を大きく上回っている。 a が小さいながら残存した大船渡市の例 (OF-S2) では、海側や周辺に他の建築物が残存していたことから、津波による作用荷重は他の例に比べて小さかったことが考えられる。以上から、工作物や鉄筋コンクリート造の検討^{6.3-2)}と同様に、 η が 10m を超える地域では計測最大浸水深相当の静水圧荷重が片側から作用するような状態にはならなかったと推察される。

なお、3 階建ての陸前高田市の例 (RT-S3) から 200m ほどの所にあり、津波の作用状況も同様であったと推察される露出柱脚の 3 階建て鉄骨造は流失したことが分かっている。鉄骨造の場合には階数だけでなく柱脚等の仕様によっても被害状況が左右された可能性があることに留意すべきである。

参考文献

- 6.3-1) 国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震調査研究(速報)(東日本大震災), 2011.5
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/20110311/0311quickreport.html>
- 6.3-2) 東京大学生産技術研究所：平成23年度建築基準整備促進事業「40.津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」中間報告書, 2011.7
<http://www.mlit.go.jp/common/000172791.pdf>