

東日本大震災における鉄骨造建物の津波被害について

玉井 宏章*・尾川 勝彦**

(平成23年10月31日受付)

ON DAMAGED STEEL BUILDINGS DUE TO TSUNAMI AFTER GREAT TOHOKU EARTHQUAKE

Hiroyuki TAMAI and Katsuhiko OGAWA

(Received Oct. 31, 2011)

Abstract

A huge disaster due to tsunami occurred on 11th March 2011 in Japan. The tsunami's height reached 14m, and the lower areas of coastal cities and towns were completely wiped out and building functions were lost. Many drowned people have not yet been found. Other great tsunamis are expected in the near future in coastal areas of Japan.

Refuges against tsunami must be established immediately in existing buildings to save lives in future tsunamis. Design criteria for tsunami refuges have been published by the Japanese government. However, tsunami loads may have been overestimated in these design criteria. It is very important to correctly estimate tsunami loads for the many tsunami refuges to be constructed.

The authors surveyed damaged steel buildings from 7th July to 11th July 2011 to evaluate the tsunami's loading. From the failure mechanism and the member dimensions, the horizontal load could be estimated using plasticity theory. Furthermore, videos of the tsunami on buildings were obtained from Internet media, and the precise flood level of the tsunami could be estimated at the building site. Therefore, valuable observation data of tsunami load could be presented.

Two damaged steel buildings were examined, and member dimensions, residual story drift angle, and locations of plastic hinges are discussed. The collapse loads were calculated assuming the yield stress of mild steel and grade of steel. The buildings were located in Kesenuma and Minami-sanriku, Miyagi prefecture, and the flood heights at the buildings were recorded as 5m and 13.5m, respectively. The design and observed horizontal loads were compared. The building frame of Kesenuma was inclined at $1/3$ rad in 1st story drift angle and collapsed completely. That of the building frame in Minami-sanriku was inclined at $1/100$ rad and maintained its original profile. The tsunami load on these building could be estimated as a hydro pressure against surface of drift direction. The flood height of the load evaluation formula in the design criteria was set to three times the steady state flood level observation to take into account the effect of impact load.

It is pointed out that the tsunami load according to the design criteria for the building other than the rim of the coastal area may be overestimated.

Key Words: tsunami, Tohoku Great Earthquake, damage of steel building, tsunami load

* 広島工業大学工学部建築工学科

** 広島工業大学大学院工学研究科建設工学専攻

表1 防災科学研究所強震ネットの実地震記録波から求めた計測震度

| 観測点 | 名称 | 住所 | 計測震度 | 震度階 | 3方向合成最大加速度 | 継続時間 | 地動最大加速度 | | | 地動最大速度 | | | 地動最大変位 | | |
|--------|--------------|---------------------|------|-----|------------|------|---------|------|------|--------|------|------|--------|------|------|
| | | | | | | | 南北方向 | 東西方向 | 上下方向 | 南北方向 | 東西方向 | 上下方向 | 南北方向 | 東西方向 | 上下方向 |
| | | | | | | | gal | gal | gal | kine | kine | kine | cm | cm | cm |
| MYG004 | 築館(MYG004) | 宮城県栗原市築館高田2-15 | 6.69 | 7 | 2765.2 | 80.8 | 2703 | 1268 | 1880 | 109 | 49 | 34 | 11.8 | 11.8 | 6.0 |
| MYG001 | 気仙沼(MYG001) | 宮城県気仙沼市笹が陣3-1 | 5.42 | 5強 | 428.8 | 89.5 | 410 | 427 | 258 | 16 | 24 | 10 | 5.1 | 3.4 | 2.5 |
| MYGH12 | 志津川(MYGH12) | 宮城県本吉郡南三陸町戸倉字沖田69-2 | 5.32 | 5強 | 559.4 | 82.2 | 526 | 453 | 263 | 21 | 23 | 12 | 5.6 | 6.1 | 3.1 |
| IWTH27 | 陸前高田(IWTH27) | 岩手県陸前高田市矢作町字鍋谷5-2 | 5.40 | 5強 | 861.0 | 79.8 | 736 | 630 | 498 | 19 | 20 | 8 | 2.5 | 1.8 | 2.0 |

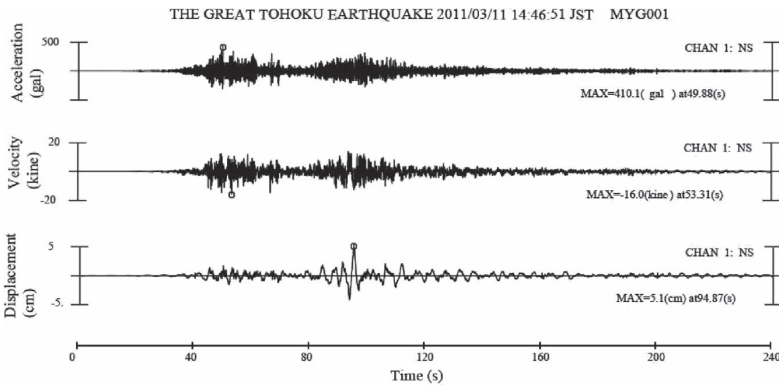


図1 気仙沼市笹ヶ陣の強震記録

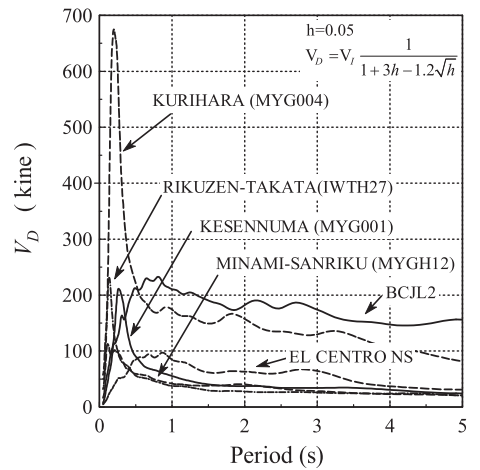


図2 損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値スペクトル

1. はじめに

2011年3月11日14時46分に発生した東北地方太平洋沖地震では、津波が発生し、多くの人命がうばわれ津波発生後、4ヶ月以上を経た時点でも行方不明者の捜索が行われている。

日本建築学会地震災害調査団の鋼構造運営委員会傘下の調査報告をうけ、この内、津波波力による鋼構造建物被害の詳細調査を行ったので報告する。

1.1 調査行程

調査は2011年7月8日-11日にかけて行った。場所は、1) 岩手釜石市、2) 岩手県大船渡市、3) 岩手県陸前高田市、4) 宮城県気仙沼市、5) 宮城県本吉郡南三陸町の港湾隣接地域の5ヶ所であった。1), 2), 4), の地域には中程度の浸水深さ、3), 5) の地域は大規模(10m以上程度)の浸水深さが、観測された地域である¹⁾。

1.2 被害概要と復興状況

すべての地域とも津波の浸水深さが5m以上の地域では木造住宅が流出している。特に3), 5) の地域の10m以上の浸水深さが観測された広範囲の地域では、3層程度のRC造、鉄骨造建物自体も完全に壊滅状態になっており、機能復旧が困難な状態になっている。

震災4ヶ月後(7月11日現在)の浸水地域の道路は非舗装であるが全線開通が達成された。道路上のガレキは片付けられたものの、大きな建物の躯体の除去が行われてい

る。気仙沼市では、浸水をまぬがれた2F売り場を利用して、小売業も再開し、復旧が急ピッチでなされている。

1.3 本報告の目的

後述するように津波の流速は浸水深さ13mで40km/hと速いので、沿岸の平野部には津波に対して安全な避難施設を昼間人口密度に均等に建てておく必要があると考えられる。また、南海・東南海地震に備えて近畿・関西圏においても耐津波診断を行って、避難可能建物を公知しておく必要もある。

次節以降では、東北地方太平洋沖地震の地震動の建物に及ぼす影響を概括した後に、津波の浸水深さが中規模(5m)の気仙沼市、大規模(13m)の南三陸町における鉄骨構造物の被災状況を報告する。その際、津波波圧を静的に取り扱えたと仮定し、塑性解析の手法を用いて、崩壊荷重係数で耐津波の安全性を示す方法を示し、被災状況との比較を行って、耐津波診断への適用について考察する。

2. 地震動の特徴とその建物に及ぼす影響

本震の強震記録は、防災科学研究所 K-NET, KiK-net (地表波)²⁾ がインターネットから取得可能である。そこで、本震で最大記録を観測した宮城県栗原市築館に加えて、調査を行った3地区、宮城県気仙沼市笹が陣、同県本吉郡南三陸町戸倉と岩手県陸前高田市矢作町の計4ヶ所の強震記録

から、計測震度、震度階、3方向合成最大加速度、継続時間、各方向の地動最大加速度、地動最大速度、地動最大変位を表1に、気仙沼（MYG001）における南北方向記録波の加速度・速度・変位波形を図1に、各地震記録波南北成分について減衰定数 h を0.05とした損傷に寄与するエネルギーの速度換算値スペクトルを、設計の基準となる日本建築センター BCJ L2 波のそれとともに図2に示す。時刻歴波形から大きなイベントが2つあり、継続期間が80秒と非常に長く栗原市築館では、震度7と非常に大きな強震であったことがわかる。一方、調査対象地域の気仙沼、南三陸町、陸前高田市では、観測サイトが丘部にあるものの、震度階は5強で、地動速度も25 kine 以下であり、かつ、損傷に寄与するエネルギースペクトルも短周期（0.2-0.3s）では大きいもののそれ以外の周期帯では、BCJ L2 波の1/5以下となっていることから、調査対象地区の建物が、地震によって甚大な被害は受けてないと推定できる。

3. 被害調査

報告する鉄骨造建物の被害調査は、気仙沼市と南三陸町の各1件、計2件である。

3.1 気仙沼市 A 工場

場所：宮城県気仙沼市川口町

構造：鉄骨純フレーム構造 2階建 2層×1×7スパン

用途：海産物工場

○被害概要と浸水深さ

写真1、2に調査場所と建物の配置を示す。場所は大島汽船フェリー乗り場の近傍、半径200mには、気仙沼土木事務所がある。東側から津波が押し寄せた。朝日町「A 冷蔵工場」と「B 冷蔵庫」の間には中型船舶が乗り上げている。中型船舶が建物に衝突した可能性は否定できない。

東側から津波が押し寄せ、調査建物（青い屋根）は倒壊後、背後のC会館（赤い屋根）の建物に寄り添って原型を保ったのがわかる。

写真3に対象建物近傍の浸水深さのわかる写真を示す。気仙沼土木事務所から撮影された津波第1波の映像と写真3の気仙沼合同庁舎の2階窓ガラスの破損状況から、浸水深さは2階窓上端部まで達しており、5mと推定できる。映像から漂流物の最大流速は毎秒7m、時速25km/hくらいであることからそれが妥当であるといえる。

図3には調査建物と浸水深さの関係を示す。

図4に建物形状と断面形状を、写真4には倒壊状況（崩

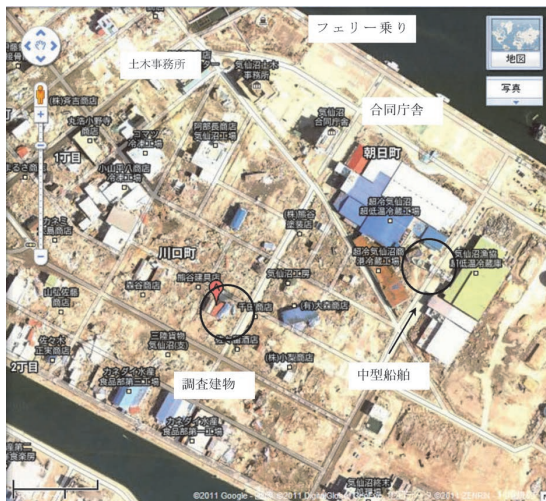


写真1 調査場所と配置図（気仙沼）



写真2 調査建物（気仙沼）



写真3 近傍の浸水深さ（気仙沼）

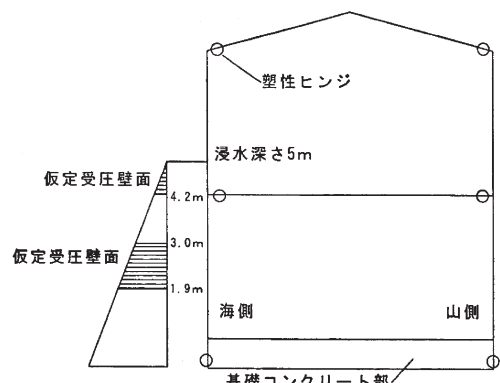


図3 浸水深さと建物高さの関係（気仙沼）

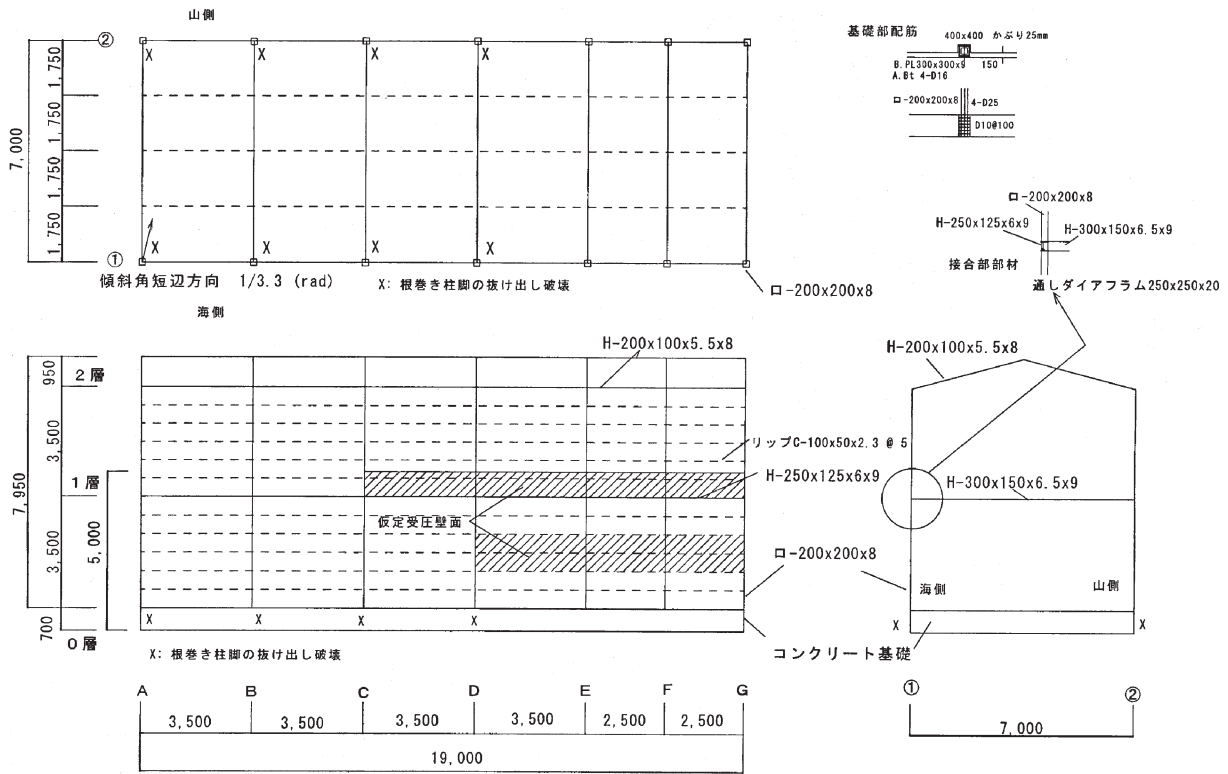


図4 建物形状 (気仙沼)



(a) 東面



(a) 1-1-A 梁端接合部



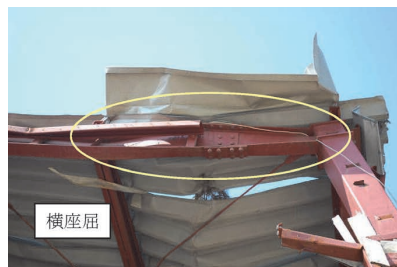
(b) 1-1-B 梁端接合部



(b) 南面1

(c) 南面2

写真4 調査建物の倒壊状況 (崩壊機構)



(c) 2-1-A 梁端接合部



(d) 2-1-B 梁端接合部

写真5 梁端部の塑性化状況と屋根・床の水平ブレースの座屈状況 (気仙沼)

これらの結果より以下のことがわかる。

- 1) 東南隅柱の傾斜角は、 $1/3.3$ rad であり、短辺方向に全層崩壊機構が形成されている。2階中ほどまでの壁に水圧痕が残っている。
- 2) 写真5は東南側各階2箇所 of 梁の状況を示している。いずれも大きく塑性化しているのは梁であり、柱にヒンジは発生していない。1階梁では上フランジに局部座屈が生じ、2階梁では補剛区間内で横座屈が生じて

壊機構)を、写真5には梁端部の塑性化状況と屋根・床ブレースの座屈状況を、写真6には根巻き柱脚の破壊状況を示す。写真6の「0-1-A」は「階数-構面-通り」の各番号を示している。図4を参照されたい。



(a) 0-1-A 柱脚 (全体)



(b) 0-1-A 柱脚 (アンカーボルト破断痕)



(c) 0-1-B 柱脚 (全体)



(d) 0-1-B 柱脚 (詳細)

写真6 根巻き柱脚の破壊状況 (気仙沼)

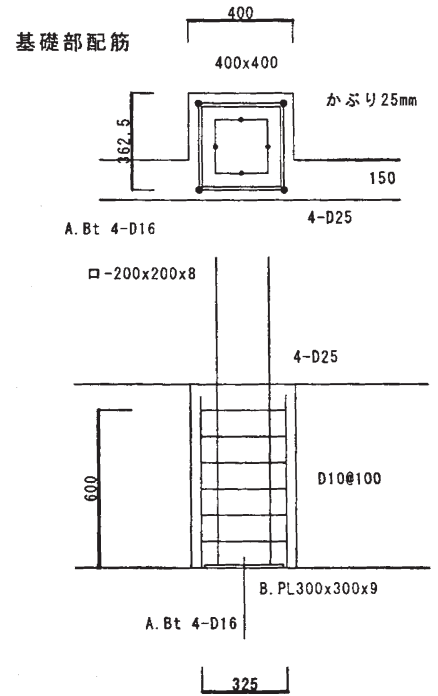


図5 基礎配筋の詳細 (気仙沼)

いる。そのため構面間隔が近接して水平ブレース、波形屋根材がともに座屈している。軒高さは7 mあるので波形屋根材の変形は水圧によるものではない。

- 3) 東南側2本の根巻き柱脚の状況は、根巻きコンクリート部の破壊とアンカーボルト破断ないしは大きな塑性化が生じて終局に至っている。コンクリート部最上部の帯筋は強化されておらず、4-D25の主筋にはフックはなく抜け出している。主筋の耐力は付着割裂強度で決定されている。

○部材の全塑性モーメント

図5に基礎部の配筋状況を示す。この図5を参考に根巻き柱脚の全塑性モーメントを求める。

文献7にしたがって根巻き柱脚の全塑性モーメントを計算する。

$$M_p = \min(M_{P1}, M_{P2})$$

$$M_{P1} = \frac{c M_{Pc}}{1 - \frac{r\ell}{\ell}}, M_{P2} = 0.9 \cdot a_t \cdot F_{rY} \cdot r d + M_{P3}$$

$$r d = 25 + 12.5 + 325 = 362.5 \text{ mm}$$

$$a_t = 2 \times 506.7 = 1013.4 \text{ mm}^2$$

$$\ell = (3500 + 700) / 2 = 2100 \text{ mm}, r\ell = 600 \text{ mm}$$

$$c M_{Pc} = 472 \times 10^3 \cdot 235 = 111 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

付着割裂が生じているが、付着耐力は鉄筋降伏耐力を上回る⁸⁾ので

$$F_{rY} = 295 \text{ N/mm}^2$$

M_{P3} は、露出柱脚部のみでの曲げ耐力であり、次のように算定できる。

$$N_u = B \cdot D \cdot F_b = 300 \times 300 \times (0.85 \times 24) = 1836 \text{ kN}$$

$$T_Y = n_t \cdot P_{bY} = 1 \times 198.6 \times 295 = 58.5 \text{ kN}$$

作用軸力は0と仮定して差し支えないので、

$$N_u - T_Y = 1836 - 58.5 > N = 0 > -T_Y = -58.5 \text{ であるので}$$

$$M_{P3} = T_Y \cdot d_t + \frac{(N + T_Y) \cdot D}{2} \cdot \left(1 - \frac{N + T_Y}{N_u}\right) \\ = 58.5 \times 100 + \frac{(0 + 58.5) \times 300}{2} \cdot \left(1 - \frac{(0 + 58.5)}{1836}\right) = 14.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

これらの基礎データから、

$$M_{P1} = \frac{111}{1 - \frac{600}{2100}} - 155 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{P2} = 0.9 \times 1013.4 \times 295 \times 362.5 + 14,300,000 = 112 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

よって、

$$M_p = \min(M_{P1}, M_{P2}) = 112 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁材の全塑性モーメントは、

2階梁 H-200×100×5.5×8、

$$Z_p = 205,000 \text{ mm}^3, M_p = 235 \times 205,000 = 48.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left(\frac{b}{t_f}\right)^2 + \left(\frac{d}{t_w}\right)^2 = 0.31 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{220}{\sqrt{F_y}}\right)^2 + \left(\frac{1430}{\sqrt{F_y}}\right)^2$$

で P-1-1 区分の梁である⁹⁾。

局部座屈は問題なさそうである。

横補剛区間は 1.81 m と短い非弾性横座屈と弾性横座屈の境界にあり、耐力は横座屈で決定される。

$$M_c = \left(1.0 - 0.4 \cdot \frac{\lambda_b - \rho \lambda_b}{e \lambda_b - \rho \lambda_b}\right) \cdot M_p$$

$$= \left(1.0 - 0.4 \times \frac{1.26 - 0.45}{1.29 - 0.45}\right) \times 48.2 = 29.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1階梁 H-300×150×6.5×9、

$$Z_p = 542,000 \text{ mm}^3, M_p = 235 \times 542,000 = 127.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left(\frac{b}{t_f}\right)^2 + \left(\frac{d}{t_w}\right)^2 = 0.55 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{220}{\sqrt{F_y}}\right)^2 + \left(\frac{1430}{\sqrt{F_y}}\right)^2$$

で P-1-1 区分の梁である⁹⁾

局部座屈後にも上記の曲げ耐力は保持されていると仮定する。

3.2 南三陸町 B 庁舎

場所：宮城県本吉郡南三陸町

構造：鉄骨純フレーム構造 3階建 3層×1×3スパン

用途：防災対策庁舎

○被害概要と浸水深さ

写真7、8に調査場所と配置を示す。調査対象建物の南面が海側、北面が山側である。南100mにはS病院が、西600mには避難所であるS高校がある。調査対象建物の周辺の木造庁舎、木造家屋は流出したものと考えられる。写真9に対象建物近傍の浸水深さのわかる写真を示す。

S病院の窓の破損状況は、4階が一部破損している。道路面からの浸水深さは、約13m程度と推定される。図6に建物形状と断面形状を、写真10には対象建物の被災状況を、写真11に西面の架構接合部の状況を写真12には1層上部1-2-A接合部における、梁柱接合部の詳細を示す。写真10より、外壁は4面すべて流出している。付着していた漂



写真7 調査建物の位置 (南三陸町)



写真8 調査建物の周辺状況 (南三陸町)



(a) 東棟 (b) 西棟
写真9 浸水深さの確認 (S病院, 南三陸町)



(a) 東面 (b) 北西面
写真10 調査建物の被災状況 (南三陸町)

流物の瓦礫は撤去されている。図6の平面図には、平面図の柱の位置に柱の残留変形角を示している。長辺方向に1.2/100 radと大きな残留変形を生じており、柱脚部と梁が塑性化していると推定できる。写真11の○印内には塗料はく離に伴う発錆が確認できる。1-2-A 接合部とは、1層の2構面のA通りの接合部を意味している。図6を参照されたい。写真12から、西面の梁仕口部では、下部フランジ下面端部、ウェブ部下スカラップに発錆が見られる。また、ブラケット部のウェブで縦に塗料が剥がれている。これらの調査結果から以下のことがわかる。

- 1) 大流速、大浸水深さ(13 m)の津波では外壁のほとんどが脱落流失している。
- 2) 海側から山側の架構長辺方向に1.2/100 radの大きな残留塑性変形角が1階部分に生じている。
- 3) 短辺方向架構には1階柱脚部を除いて塗料の剥離は見られない。一方、長辺方向架構の1階梁、柱脚部の端部に塗料がはげ発錆している箇所が観察された。これは津波荷重による塑性化が原因と考えられる。
- 4) 基礎部、1階床部には大きなクラックは生じていなかった。埋め込み柱脚では角形鋼管端部が塑性化していると考えられる。

○部材の全塑性モーメント

3階梁 H-600×200×12×19

$$Z_p = 3,200,000 \text{ mm}^3, M_p = 235 \times 3,200,000 = 752 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left(\frac{b}{t_f}\right)^2 + \left(\frac{d}{t_w}\right)^2 = 0.55 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{220}{\sqrt{F_y}}\right)^2 + \left(\frac{1430}{\sqrt{F_y}}\right)^2$$

でP-1-1区分の梁である⁹⁾

局部座屈は問題ない。

2階梁 H-650×200×12×19

$$Z_p = 3,570,000 \text{ mm}^3, M_p = 235 \times 3,570,000 = 839 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1階梁 H-700×200×12×22

$$Z_p = 4,360,000 \text{ mm}^3, M_p = 235 \times 4,360,000 = 1024 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1, 2階梁の局部座屈の検討は3階梁と同様で問題ない。

柱口 -400×400×22, BCR 295

$$Z_p = 4,390,000 \text{ mm}^3, M_p = 295 \times 4,390,000 = 1295 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4. 津波波力に対する保有崩壊荷重係数の推定

仮想仕事法をもちいて崩壊荷重を求め、建物が保有する崩壊荷重の津波波圧に対する荷重係数を求める。まず津波外力のモデル化を示す。

4.1 津波外力のモデル化

文献4-6を参考にして津波波圧を以下のように算定する。文献5では、設計用浸水深さの3倍が津波高さとしているが、津波の映像から衝撃効果等を考慮しないこととし、津波波圧 q は次式で与える。

$$q = \rho \cdot g \cdot (h - z) \tag{1}$$

ここに、 q : 進行方向の津波波圧 ρ : 海水の単位体積質量
 g : 重力加速度 h : 浸水深
 z : 当該位置と地盤面からの高さ
 水の進行を抗う面に静水圧を作用させた場合に相当している。

文献6によれば、

- 1) 津波波圧は抗力、慣性力、衝撃力、動水勾配の和とし

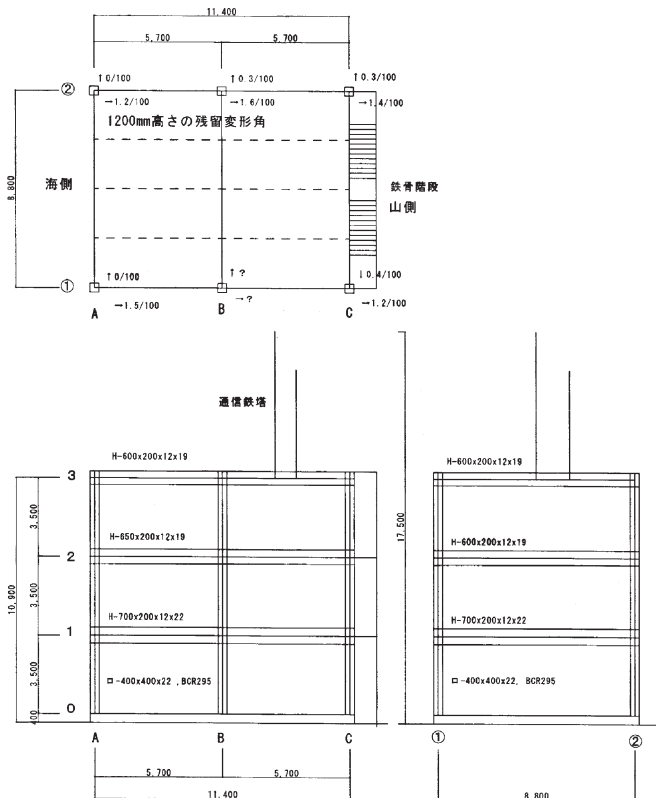


図6 対象建物の寸法と残留変形角 (南三陸町)

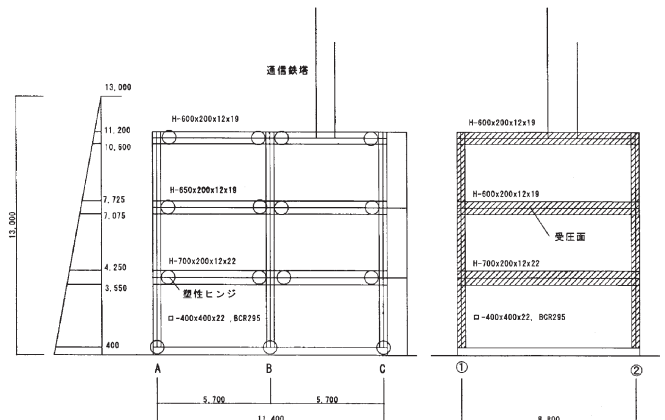


図7 津波波圧分布と仮定受圧面積 (南三陸町)

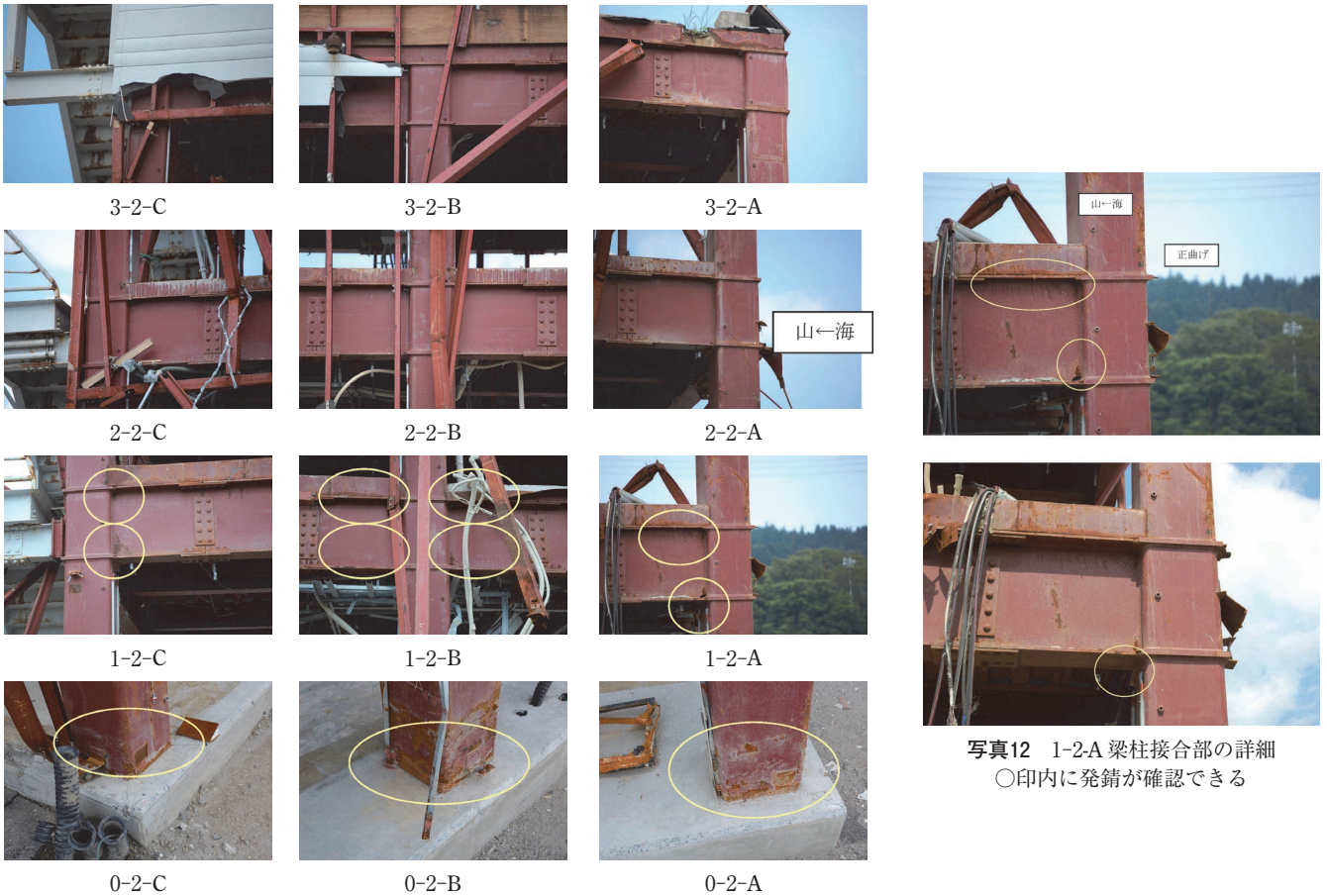


写真11 西面架構の接合部の状況（南三陸町）
○印内には塗料はく離に伴う発錆が確認できる。

写真12 1-2-A 梁柱接合部の詳細
○印内に発錆が確認できる

て表される。

2) 流速は浸水深の平方根に比例し、抗力は流速 v の 2 乗と浸水深をかけたものに比例する。

3) したがって、抗力は浸水深の 2 乗の関数となる。幅 B の受圧面が受ける津波波力 Q は上式の波圧のみを考慮し慣性力、衝撃力、動水勾配を無視すると以下のように求まる。

$$Q = \iint q dA = B \cdot \int_{z=0}^{z=h} \rho \cdot g \cdot (h-z) dz = \frac{1}{2} \rho \cdot g \cdot B \cdot h^2 \quad (2)$$

一方、流速 v は次式で表わされる。

$$v = \sqrt{g \cdot h} \quad (3)$$

津波波力 Q を流速で表示すると、

$$Q = \frac{1}{2} \rho \cdot v^2 \cdot (B \cdot h) \quad (4)$$

受圧面積 ($B \cdot h$) と流速の 2 乗の積に津波波力が比例している事がわかる。以降の解析では、津波波力は分布荷重とし、(1) 式と受圧面によって定義する。

4.2 保有崩壊荷重係数の推定

仮想仕事法と上述の津波外力とから、次式が成立する

$$\alpha \cdot W = U \quad (5.a)$$

ここに、 α は荷重係数であり、外力の成す仕事 W :

$$W = \iint_{Ae} q \cdot \delta \cdot dA = \rho \cdot g \cdot \iint_{Ae} (h-z) \cdot \theta \cdot z \cdot dydz \quad (5.b)$$

内力の成す仕事 U :

$$U = \Sigma M_p \cdot \theta \quad (5.c)$$

M_p は全塑性モーメント、 θ は、仮想塑性回転角である。

(5.a) 式から θ を消去して α を求めると、津波波圧に対する建物が保有する崩壊荷重比 (荷重係数) が求まる。また、外力の最下部の水平力: Q は、次式で求まる。

$$Q = \iint_{Ae} q \cdot dA = \rho \cdot g \cdot \iint_{Ae} (h-z) \cdot dydz \quad (6)$$

○気仙沼 A 工場

1) 図 3 のように残存壁面のみが津波波圧を受けたと仮定すれば、

外力の成す仕事 W :

$$W = \rho \cdot g \cdot \theta \cdot \left(B_1 \int_{z_2}^{z_1} (h-z) \cdot z \cdot dz + B_2 \int_{z_4}^{z_3} (h-z) \cdot z \cdot dz \right)$$

$$= \rho \cdot g \cdot \theta \cdot \left(B_1 \left(\frac{h}{2} z^2 - \frac{z^3}{3} \right) \Big|_{z_2}^{z_1} + B_2 \left(\frac{h}{2} z^2 - \frac{z^3}{3} \right) \Big|_{z_4}^{z_3} \right)$$

$$B_1 = 12 \text{ m}, B_2 = 8.5 \text{ m}, h = 5 \text{ m}, z_1 = 5 \text{ m}, z_2 = 4.2 \text{ m}, z_3 = 3.0 \text{ m}, z_4 = 1.9 \text{ m}, \rho = 1000 \text{ kg/m}^3, g = 9.8 \text{ m/s}^2,$$

$$W = 9.8 \cdot \theta \cdot \left(12 \left(\frac{5}{2} z^2 - \frac{z^3}{3} \right) \Big|_{4.2}^{5.0} + 8.5 \left(\frac{5}{2} z^2 - \frac{z^3}{3} \right) \Big|_{1.9}^{3.0} \right) \\ = 731 \cdot \theta \text{ kN} \cdot \text{m}$$

内力の成す仕事 U :

$$U = 2 \cdot (M_{Pc} \cdot \theta + M_{Pb1} \cdot \theta + M_{Pb2} \cdot \theta) \times 7$$

ここで、

$$M_{Pc} = 112 \text{ kN} \cdot \text{m}, M_{Pb1} = 127.4 \text{ kN} \cdot \text{m}, M_{Pb2} = 29.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U = 2 \cdot (112 \cdot \theta + 127.4 \cdot \theta + 29.6 \cdot \theta) \times 7 = 3766 \cdot \theta \text{ kN} \cdot \text{m}$$

従って、荷重係数 α は

$$\alpha = \frac{U}{W} = \frac{3766}{731} = 5.14, Q = 271 \text{ kN}$$

2) 一方、全壁面で津波波圧を受けたと考える場合は、

$$W = 9.8 \cdot \theta \cdot \left(19 \left(\frac{5}{2} z^2 - \frac{z^3}{3} \right) \Big|_{0.7}^{5.0} \right) = 3672 \cdot \theta \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha = \frac{U}{W} = \frac{3766}{3672} = 1.02, Q = 1721 \text{ kN}$$

これらの結果から、中程度の流速、浸水深さ（5 m 程度）の津波波圧に対して壁面全面に津波波圧を受けた際や中型船舶、車両衝突などにより倒壊に至り、壁面破損後は保有耐力に余裕があったことがわかる。

○南三陸町 B 庁舎

1) 3 構面の梁と柱ウェブ断面積のみが津波波圧を受けたと仮定すれば、

$$W = 3 \cdot \rho \cdot g \cdot \theta \cdot \left(B_1 \int_{z_2}^{z_1} (h-z) \cdot z \cdot dz + B_1 \int_{z_4}^{z_3} (h-z) \cdot z \cdot dz + B_1 \int_{z_6}^{z_5} (h-z) \cdot z \cdot dz + 2B_2 \int_{z_7}^{z_1} (h-z) \cdot z \cdot dz \right)$$

$$B_1 = 8.4 \text{ m}, B_2 = 0.4 \text{ m}, h = 13 \text{ m}$$

$$z_1 = 11.2 \text{ m}, z_2 = 10.06 \text{ m}, z_3 = 7.725 \text{ m}, z_4 = 7.075 \text{ m},$$

$$z_5 = 4.25 \text{ m}, z_6 = 3.55 \text{ m}, z_7 = 0.4 \text{ m}$$

$$W = 24,300 \cdot \theta \text{ kN} \cdot \text{m}$$

内力の成す仕事 U :

$$U = (3 \cdot M_{Pc} \cdot \theta + 4 \cdot M_{Pb1} \cdot \theta + 4 \cdot M_{Pb2} \cdot \theta + 4 \cdot M_{Pb3} \cdot \theta) \times 2$$

ここで、 $M_{Pb3} = 752 \text{ kN} \cdot \text{m}$

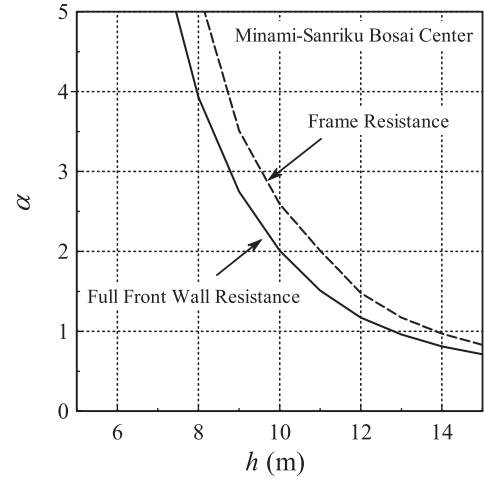


図8 浸水深さと崩壊荷重係数との関係

$$U = 28,690 \cdot \theta \text{ kN} \cdot \text{m}$$

よって、荷重係数 α は、

$$\alpha = \frac{U}{W} = \frac{28,690}{24,300} = 1.18, Q = 4612 \text{ kN}$$

2) 一方、全壁面で津波波圧を受けたと考える場合は、

$$W = 9.8 \cdot \theta \cdot \left(8.8 \left(\frac{13}{2} z^2 - \frac{z^3}{3} \right) \Big|_{0.4}^{11.2} \right) = 29,841 \cdot \theta \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha = \frac{U}{W} = \frac{28,690}{29,841} = 0.96, Q = 6706 \text{ kN}$$

3) 浸水深さを6 m から 15 m まで変化させたときの崩壊荷重係数の変化を、受圧面をフレームのみとした場合と壁面前面とした場合について同様の計算を行って図8に示す。

これらの結果から、大流速、大浸水深さ（13 m 程度）の津波波圧に対して壁面全面に津波波圧を受けた際や車両衝突などにより倒壊に到る可能性があり、壁面が完全に破損脱落後も保有耐力にさほど余裕はないことがわかる。また、文献5での津波荷重の算定において、設計用浸水深さの3倍が津波高さとするこの建物は完全に倒壊し大きな変形をせねばならないが残留変形 1/100 rad 程度でとどまっていることから、沿岸部に隣接していない地域では、「設計用浸水深さの3倍が津波高さとする」という荷重算定方法は過大すぎる事がわかる。

5. まとめ

宮城県気仙沼市港湾部にある津波被害を受け倒壊した2層鉄骨建物について調査を行い、局部座屈、横座屈、根巻き柱脚コンクリート部破壊の状況の観察を行い、既往の設計基準、学術論文の成果を用いてその発生状態を分析した。また、宮城県本吉郡南三陸町にある津波被害を受け一

部架構が塑性化した3層建物について調査を行い、柱脚部、梁端の塑性化状況と残留変形角の観察を行いその発生状態を分析した。次いで建物各部の全塑性モーメントを算定して津波に対する建物の崩壊荷重係数を求め津波荷重について考察した。

得られた知見は以下のように要約される。

- 1) 横補剛間隔に十分留意しておかなければ横座屈変形が顕在化し、それに伴って材軸変形が生じて屋根材などに大きな座屈が生じることがある。
- 2) 梁の幅厚比制限が十分満足されP-I1区分でも床スラブとの一体化がなければ、大きな塑性変形後には上部フランジは顕著に局部座屈する。
- 3) 根巻き部上端の帯筋を補強せず、かつ、立ち上がり鉄筋端部にフックを用いなければ、たとえ付着割裂強度を確保できたとしても立ち上がり鉄筋が抜け出しベースプレート端で回転する変形状態となり、変形が増大してアンカーボルトが破断する。
- 4) 1ケースの検討ではあるが、中流速、中浸水深さ(5m前後)における小規模鉄骨建物においては、受圧壁面が早期脱落、破損すれば、津波荷重に耐えうる保有水平耐力が確保できる。
- 5) 塑性化が生じると塗料がはく離して発錆する。大きな塑性化はその錆の状況から推測可能である。
- 6) 大流速域では、鉄骨の外部壁面は完全に脱落する。
- 7) 1ケースの検討ではあるが、大流速、大浸水深さ(13m前後)における鉄骨建物においては、受圧壁面が早期脱落、破損しても津波荷重に耐えうる保有水平耐力にはさほど余裕がない。
- 8) 沿岸部に隣接していない地域では、「設計用浸水深さの3倍が津波高さとする」荷重算定方法は過大すぎる。今後、大流速、大浸水深さ(15m)から小流速、小浸水深さ(2m)の鉄骨建物のデータについて検討を行い、津波避難所建設のための設計資料を充足させる予定である。

謝 辞

本調査を遂行するにあたり、北海道大学 緑川光正先生から貴重なご助言をいただいた。津波荷重に関して日本大学 増田光一、居駒知樹両先生にはご示唆をいただいた。また、地震記録波は、防災科学研究所からダウンロードしました。衛星写真地図は Google から転載しました。ここに記して謝辞を表します。

文 献

- 1) 日本建築学会：2011年東北地方太平洋沖地震被害調査速報，2011.7.
- 2) 防災科学技術研究所 強震観測網 (K-NET, KiK-NET) <http://www.kyoshinbosai.go.jp/kyosin/>
- 3) 気仙沼市津波 Youtube, <http://www.youtube.com/watch?v=5CXLUMWJN78>
- 4) 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：国土技術製政策総合研究所資料 第636号，建築研究資料 第132号：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），建築研究所国土技術政策総合研究所資料第636号，建築研究資料第132号.
- 5) 内閣府：津波避難ビル等に係るガイドライン，巻末資料② 構造的要件の基本的な考え方，2005.6.
- 6) 土木学会：原子力土木委員会 津波評価部会：原子力発電所の津波評価技術，2002.2.
- 7) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針・同解説 第2版，2010.3.
- 8) 林 静雄，清水昭之：鉄筋コンクリート構造，森北出版，2004.9.
- 9) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説 第2版，2002.9.