

# 津波防災・減災の研究

## (第2弾・その2)

### 4. 津波被害の予測法

#### 4-1. 津波による建物被害の合理的評価法

##### (1) 基本的な考え方

建物の破壊度の評価は、津波力を適切に評価出来たならば、従来の建設物設計法を用いて高い精度で行えるが、専門家による複雑な検討が必要なため、そのコストは一軒当たり十万元以上と高くなり過ぎるため、市町村レベルの役所が、この方法から被害を予測して、防災・被害低減計画を策定することは極めて困難である。そのためには、以下の津波による建物破壊を簡便に評価できる方法がある。

一般的な建物は、二本の柱と一本の梁から成るラーメン構造で荷重を支えるように設計されている。さらに、北海道南西沖地震津波、インド洋大津波および東日本大津波による破壊過程に関する被災地での聞き取り調査によると、建物破壊が心配されるほどの津波来襲の場合、瞬時に窓や扉が破損し、建物壁内外の水平静水圧が相殺すると共に、壁が間を開けず破れ出す。さらに、柱が破壊される場合は根元から折れて、“全壊”の状態になる。柱が破壊されない場合は“半壊”の状態である。それゆえ、図-4.1に示される、津波力と屋根等の上部荷重が作用する門型ラーメンを仮定し、津波力が直接作用する柱基部の応力を計算して、浸水深と壊れない限界の柱幅との関係を求められる。

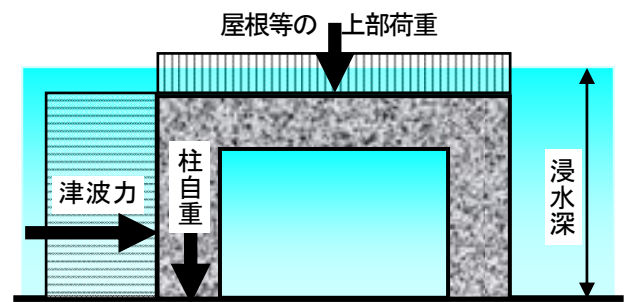


図-4.1 門型ラーメン・モデルの説明図

津波力の算定式には、波力要素の強い海岸線近傍で使える朝倉ら<sup>9)</sup>の式、勢いが低減し抗力の理論式に当てはまるようになる内陸部で使える飯塚・松富<sup>10)</sup>の式などがある。海側に堤防などの遮蔽物がある場合は遮蔽物背後の建物より陸側を、遮蔽物が無い場合は海岸線から津波高の20倍以上陸側を対象に飯塚・松富の式(18)を用いる。本式は、通常の流体力算定式において、フルード数と作用幅を固定すれば浸水深のみの関数になり、単純で使い易い割には実用レベルの精度を有する。

$$F = \frac{C_f}{2} \rho_w B h' v^2 = \frac{C_f}{2} \rho_w B h' \left( F_r \sqrt{gh'} \right)^2 \quad (18)$$

ここで、 $F$  は津波力、 $C_f$  は流体力係数 (=2)、 $\rho_w$  は海水密度、 $B$  は津波力の作用幅、 $h'$  は建物前面の津波浸水深、 $v$  は津波の浸水速度、 $F_r$  はフルード数 (=1.1)、 $g$  は重力加速度である。

さらに、建物は人間が使うことを前提に設計されることから、主要部材の寸法は人間の代表寸法を基に基準化されている。それゆえ、柱間隔や柱高さの様な基本寸法の組合せは限られてくる。本章では、使用頻度の高い限られた柱間隔と柱高さ等の組合せを対象に、任意の浸水深に対して破壊限界となる柱の幅と壁の厚さを求める算定図を紹介する。

## (2) 鉄筋コンクリート柱の破壊限界幅

インド洋大津波に対する被害調査をタイ南部とスリランカで実施した時、二階建てで柱が鉄筋コンクリート製のビルディングが数多くあった。これらの取得データ内での最頻度値から、一階ラーメン部の柱高さとして3.0m、柱間隔として5.0mを設定し、津波の浸水深を変えて柱の根元の曲げ・剪断応力を計算し部材強度と比較することから、浸水深と壊れない限界幅との関係を求めて図-4.2に実線で示した。

ここで、二階部分と屋根部分は上部荷重として、5.0m×5.0m×0.3mのコンクリート塊でモデル化した。また、柱の断面構造は、頻度の多さから、海側と陸側に直径22~29mmの鉄筋棒を3~5本配列する複鉄筋の矩形断面とし、計算条件を厳しくして計算結果が安全側となるように、鉄筋比(柱の断面積に対する全鉄筋断面積の比)に下限値に近い0.0365を、被り厚に存在幅(2.0~5.0cm)の中で有効柱幅が最小となる5.0cmを採用し、帯鉄筋の効果も無視している。そして、コンクリートの圧縮曲げ強度には標準的なコンクリートの下限値に近い20N/mm<sup>2</sup>を、剪断強度にはその1/10の値を、鉄筋棒の引張曲げ強度には下限値に近いこととヤング係数比の計算基準上の値(15)に配慮して300N/mm<sup>2</sup>を用いた。

さらに、現地取得データ内で、柱高さや柱間隔を各々の設定値と比べて差異が2割以内のデータを、非破壊の場合は白丸で、全破壊・部分破壊している場合は黒丸で本図にプロットしたところ、この実線の上側に非破壊事例の白丸が、実線上と下側に破壊事例の黒丸が分布したことから、本算定図の適用性は高いと言える。なお、本条件下での破壊形式は、主に鉄筋の引張曲げ破壊であった。

次に、日本のような地震国の一般的なビルディングの鉄筋コンクリート柱に対する破壊限界幅を求める算定図と同じ計算法で作成した。図-4.3と図-4.4は、各々二階建てと五階建てビルディングの鉄筋コンクリート柱の浸水深に対する破壊限界幅を示す。柱間隔は半間(≒1ヤード)の整数倍+丸め値とし、一階部の柱高と鉄筋比は日本などで良く見かける値の3.35mと0.05(海側と陸側に鉄筋を配列する矩形断面、被り厚は5.0cm)とした。上部荷重はやや過大な6.4m×柱間隔×(0.25m×階数)のコンクリート塊でモデル化し、コンクリートと鉄筋の強度は図-4.2と同じ値を用いている。

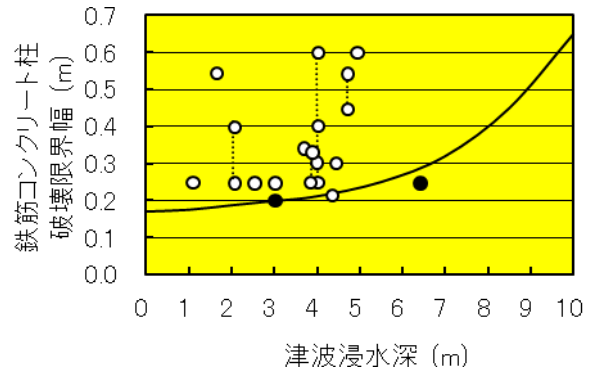


図-4.2 津波浸水深と鉄筋コンクリート柱の破壊限界幅との関係。(白丸は非破壊、黒丸は破壊事例。柱高3.0m、柱間隔5.0m、海側・陸側配列の複鉄筋断面、鉄筋比0.0365、帯鉄筋無視、コンクリート圧縮曲げ強度20N/mm<sup>2</sup>、鉄筋引張曲げ強度300N/mm<sup>2</sup>)

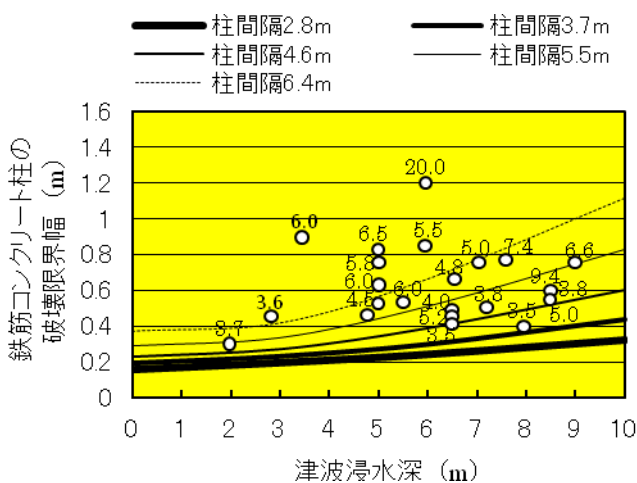


図-4.3 二階建てビルディングにおける津波浸水深と鉄筋コンクリート柱の破壊限界幅との関係。(柱高3.35m、海側・陸側配列の複鉄筋断面、鉄筋比0.05、帯鉄筋無視、コンクリート圧縮曲げ強度20N/mm<sup>2</sup>、鉄筋引張曲げ強度300N/mm<sup>2</sup>)

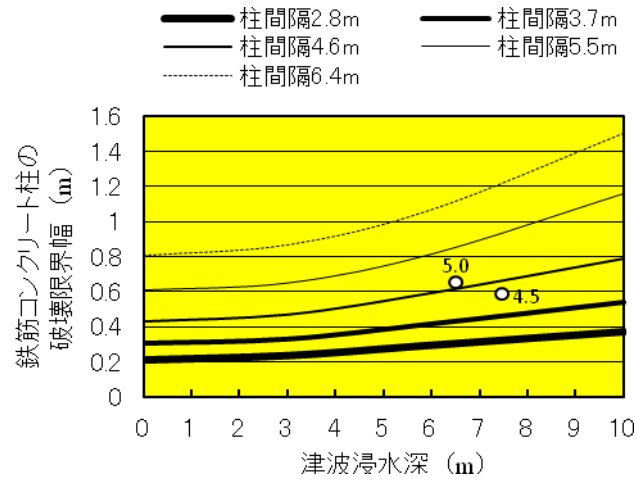


図-4.4 五階建てビルディングにおける津波浸水深と鉄筋コンクリート柱の破壊限界幅との関係。(諸条件は二階建ての場合と同じ)

これらの条件下では、柱間隔と浸水深が小さいケースを除いて、柱は鉄筋の引張曲げ破壊で壊れ、図-4.3に示される二階建ての柱間隔2.8

～6.4m の場合、浸水深 0～10m に対して柱の破壊限界幅は 15～110cm となり、図-4.4に示される五階建ての柱間隔 2.8～6.4m の場合、浸水深 0～10m に対して柱の破壊限界幅は 20～150cm となる。そして、2011年東日本大津波に対する東北地方での被害実態調査で、条件が近い被災データを選んで両図に白丸でプロットしてみた。データは全て非破壊事例で、すぐ傍の数値は浸水方向の柱間隔であるが、図-4.3の一部例外（三階建てなど条件に違いがある）を除いて、白丸データの柱間隔は対応する破壊限界曲線近傍か、それより上側にあることから、本算定図の適用性は高いと判断できる。

### (3) 木製ラーメン柱の破壊限界幅

木造建築物の矩形断面柱へ門型ラーメンを適用した場合の適用性を、1993年北海道南西沖地震津波による北海道大成海岸と、2011年東日本大津波による東北地方での被災データを用いて示す。検討の詳細は山本ら<sup>7)</sup>を参照すると良い。

被災事例が一階建てと二階建てであったことから、この二種類に分けて示す。木製柱の間隔は半間（≒1ヤード）の整数倍+丸め値に、一階部の柱高は使用時の安全性を考慮して高めの 3.3m に設定し、柱断面は矩形とした。上部荷重については、屋根を柱間隔×柱間隔×0.1m の木質部（密度500kg/m<sup>3</sup>）と柱間隔×柱間隔×3.5cm の瓦部（密度2000kg/m<sup>3</sup>）でモデル化し、さらに、二階建ての場合は二階部分の屋根以外を柱間隔×柱間隔×0.4m の木質塊（密度500kg/m<sup>3</sup>）でモデル化した。木製柱の曲げ強度と剪断強度については、同じ種類の木でも等級による差があり、平成12年建設省告示1452号<sup>11)</sup>を参考に、各々中級材の20N/mm<sup>2</sup>と2.4N/mm<sup>2</sup>を用いた。

以上の条件の基に、津波の浸水深を変えて、柱の根元の曲げ応力と剪断応力を計算し部材強度と比較すれば、各浸水深に対する破壊限界の柱幅が求まり、一階建ての場合を図-4.5に、二階建ての場合を図-4.6に各種実線と破線で示す。これらの図に上述の被災データをプロットすれば、非破壊事例の白丸、全破壊事例の黒丸、部分破壊の灰色丸の分布状況（丸印傍の数値は浸水方向の柱間隔）から、少なくとも浸水深が浅い場合、本算定図は部材の強さを適切に評価していることが判る。なお、津波浸水深が 0～3.3m、3.3～6.6m、それ以上の各区間で、破壊限界幅の増加率が異なるのは、一階部材への津波力と鉛直静水圧、上部荷重への浮力の作用の仕方が、各区分で異なるからである。

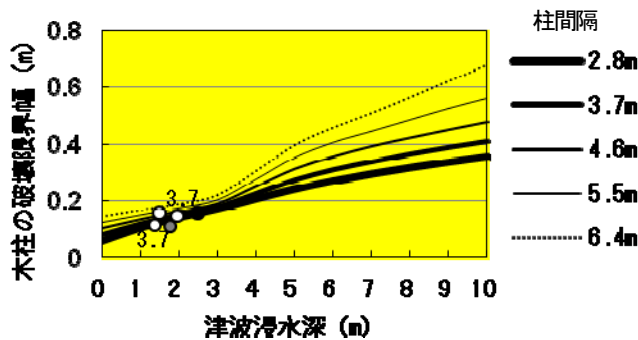


図-4.5 一階建て木造家屋における津波浸水深と木製柱の破壊限界幅との関係。（白丸は非破壊、灰色丸は部分破壊、黒丸は全破壊の事例。柱高3.3m、中級材木の曲げ強度 20N/mm<sup>2</sup>、中級材木の剪断強度 2.4N/mm<sup>2</sup>）

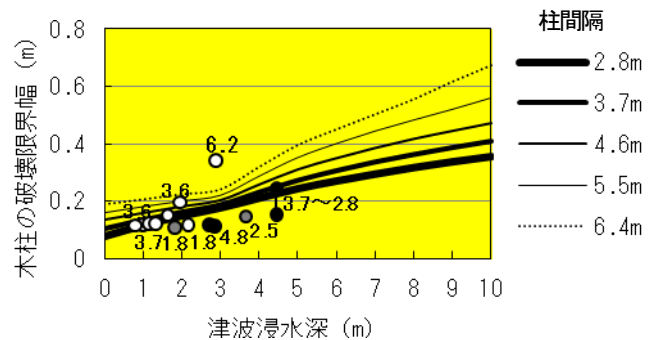


図-4.6 二階建て木造家屋における津波浸水深と木製柱の破壊限界幅との関係。（白丸は非破壊、灰色丸は部分破壊、黒丸は全破壊の事例。縦実線は黒丸間にデータが分布していることを示す。他の計算条件は一階建ての場合と同じ）

### (4) 建物の壁の破壊限界厚さ

建物の壁は自立壁のように見えるので、片持ち梁と見なして強度計算したところ、壁の強さを過小評価することが判った。それゆえ、海側と陸側の壁、および、上部床板が柱と梁を介してラーメン構造になっていると仮定して、壁の破壊限界厚さを求めてみる。

#### (a) 無筋コンクリート壁の場合

海側の壁に津波力のみが作用し、上部荷重は柱で支えられるため壁に作用しない条件下で、津波の浸水深を変えて無筋コンクリート壁の根元の曲げ応力と剪断応力を計算し、部材強度との比較から各浸水深に対する破壊限界の壁厚さを求めると図-4.7を得る。

ここで、海側と陸側の壁間隔として 2.8m と 6.4m の2種類を考え、前者の場合を実線で、後者の場合を破線で示し、一階部高さはタイ南部とスリランカでの現地調査で得られたデータの最頻値の 3.0m を用いた。壁部材の強度については、曲げ強度に圧縮強度の20%を用いるのが一般的であるが、実際の強さを過小評価したので、圧縮強度の30%の6N/mm<sup>2</sup>を用い、剪断強度に同10%の2N/mm<sup>2</sup>を用いている。

検証に用いたタイ南部とスリランカの現地データはレンガを積み上げ表面をモルタルで仕上げた壁であったが、低質のコンクリート相当と考えてプロットしており、実線上とその上側に非破壊事例の白丸が、その下側に破壊事例の黒丸が分布することから、本算定図は安全性の目安を与えると判断できる。なお、壁間隔の違いがほとんど現れてこない理由は、上部荷重を柱で支えていると仮定して無視しているからであり、津波浸水深が 0～3.0m と、それ以上の区間で、破壊限界厚さの増加率が異なるのは、一階部材への津波力の作用の仕方が各区分で異なるからである。また、無筋コンクリート部材の本条件下での破壊形式は曲げ破壊であった。

次に、都市部の一般的なビルディングの無筋コンクリート壁として、壁高のみ高めの 3.35m とするが、他の条件は変えずに計算して得た破壊限界厚さの算定図を図-4. 8に示す。ここで、浸水深 0~10m に対する破壊限界厚さは 0~0.58m となっている。

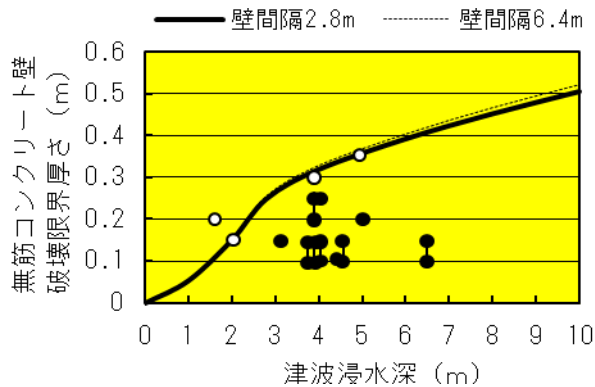


図-4.7 津波浸水深と無筋コンクリート壁の破壊限界厚さとの関係。(白丸は非破壊, 黒丸は破壊事例。縦実線は黒丸間にデータが分布していることを示す。壁高 3.0m, コンクリートまたはレンガ・モルタル壁, 曲げ強度 6N/mm<sup>2</sup>, 剪断強度 2N/mm<sup>2</sup>)

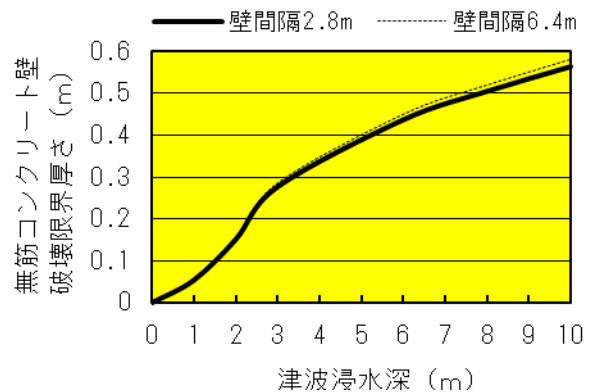


図-4.8 津波浸水深と無筋コンクリート壁の破壊限界厚さとの関係。(壁高 3.35m, コンクリートまたはレンガ・モルタル壁, 曲げ強度 6N/mm<sup>2</sup>, 剪断強度 2N/mm<sup>2</sup>)

(b) 鉄筋コンクリート壁の場合

無筋コンクリート壁の場合と同様に門型ラーメン構造として扱い、各浸水深に対する破壊限界の壁厚さを求め、図-4. 9に示す。

ここで、海側と陸側の壁間隔として 2.8m と 6.4m の2種類を考え、前者を実線で、後者を破線で示し、一階部の高さはタイ南部とスリランカでの現地調査で得られたデータの最頻度値の 3.0m を用いた。鉄筋は壁断面の中心線に沿って一列で配置し、鉄筋比を 0.0133 (壁厚 10cm の場合、直径 1.3cm の鉄筋を10cm 間隔で配置した場合に相当する) とし、鉄筋コンクリート柱の場合と同様に、コンクリートの圧縮曲げ強度に 20N/mm<sup>2</sup> を、剪断強度に1/10の値を、鉄筋の引張曲げ強度に300N/mm<sup>2</sup> を設定している。

本図にプロットされている白丸はタイ南部とスリランカで得られた非破壊事例であり、実線上側に分布することから、本算定図が安全性の目安を与えると判断できる。なお、壁間隔の違いがほとんど見られない理由は、上部荷重を柱で支えていると仮定して無視しているからであり、また、鉄筋コンクリート部材の本条件下での破壊形式は鉄筋の引張曲げ破壊である。

次に、都市部の一般的なビルディングの鉄筋コンクリート壁として、壁高のみ高めの 3.35m とするが、他の条件は変えずに計算して得た破壊限界厚さの算定図を図-4. 10に示す。ここで、浸水深 0~10m に対する破壊限界厚さは 0~0.45m となる。

そして、2011年東日本大津波に対する東北地方での鉄筋コンクリート壁データ (壁高3.2~4.0m) をプロットしてみたところ、実線上に非破壊事例の白丸が、その下側に破壊事例の黒丸が分布することから、本算定法の適用性は低くないと判断できる。

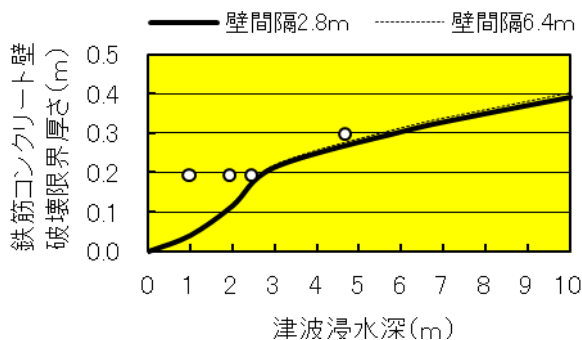


図-4.9 津波浸水深と鉄筋コンクリート壁の破壊限界厚さとの関係。(白丸は非破壊事例。壁高 3.0m, 中心線配列の単鉄筋断面, 鉄筋比 0.0133, コンクリートの圧縮曲げ強度 20N/mm<sup>2</sup>, 鉄筋の引張曲げ強度 300N/mm<sup>2</sup>)

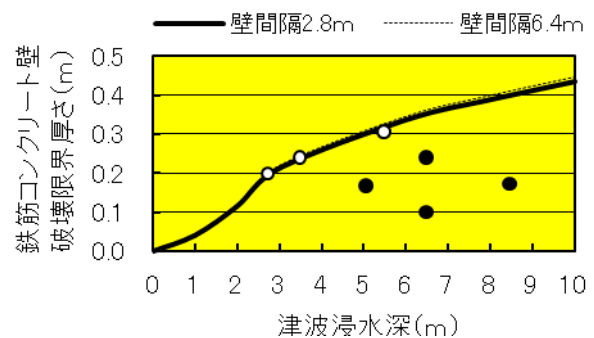


図-4.10 津波浸水深と鉄筋コンクリート壁の破壊限界厚さとの関係。(白丸は非破壊, 黒丸は破壊事例。壁高 3.35m, 他の計算条件は図-4.9と同じ)

(c) 木造家屋用壁の場合

木造家屋の壁には、木板と土壁、板組とモルタル、各種板組と断熱材と多様なタイプがあり、津波に対して壊れない破壊限界厚さを精度良く評価するには、タイプ毎に複雑な構造をモデル化して解析する必要がある。

ここでは、大雑把な目安を得るために、同一材料で造られた海側・陸側壁と上部床版から成る門型ラーメンに津波力のみが作用する場合の応力計算を行い、破壊状態が北海道南西沖地震津波による大成海岸と東日本大津波による東北地方における被災ケース（主に曲げ破壊）と最も良く一致する部材強度（曲げ強度  $3\text{N/mm}^2$ 、剪断強度  $1\text{N/mm}^2$ ）に対する算定結果を図-4.11に示す。図中の白丸は非破壊、灰色丸は部分破壊、黒丸は全破壊の事例であり、破壊限界線より右側に部分破壊や全破壊の事例が分布している。なお、一階部の高さには典型的な3.0mを設定している。

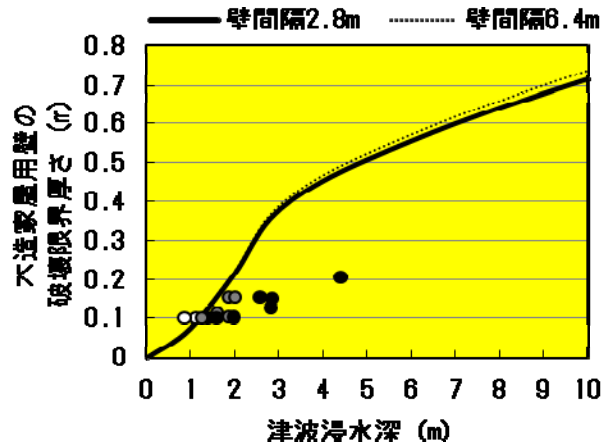


図-4.11 津波浸水深と木造家屋用壁の破壊限界厚さとの目安となる関係。（白丸は非破壊、灰色丸は部分破壊、黒丸は全破壊の事例。壁高 3.0m、平均曲げ強度  $3\text{N/mm}^2$ 、平均剪断強度  $1\text{N/mm}^2$ ）

(5) ブロック塀に対する破壊限界浸水深

幅 10cm×長さ40cm のコンクリート・ブロックを積上げた塀（厚さ10cm）

も、よく見かけることから、コンクリート強度に対する壊れない津波限界浸水深の目安を求めておく。

塀の長さが短く、浸水が瞬時に裏側まで回り込むため、片持ち梁に津波力だけが作用すると仮定できる場合と、塀が長い場合、浸水が短時間に裏側へ回り込めないことから、片持ち梁に津波力と海側水平方向静水圧が作用すると仮定できる場合を、図-4.12に示す。ここで、曲げ強度が  $5\text{N/mm}^2$  以下の場合、剪断破壊を生じるようになるので、剪断強度として曲げ強度の1/10を採用している。

図中の浸水深 1m の黒丸は2004年インド洋大津波に対するカオラック海岸での破壊事例、他の黒丸と白丸は2011年東日本大津波に対する東北地方での破壊と非破壊事例であり、本図の適用性が低くないことを示している。そして、曲げ強度  $6\text{N/mm}^2$  のコンクリートの場合、浸水深が 0.55m を超えると破壊の可能性大になると言える。

次に、長さ 40cm（ブロック1個）毎に直径 1.3cm の用心鉄筋が1本挿入されている場合の関係図を作成する。この条件下での破壊形式は鉄筋の引張曲げ破壊となるので、この強度にコンクリート圧縮曲げ強度の15倍の値を用いて、その結果を図-4.13に示す。

図中の浸水深 1.25m の黒丸は1993年北海道南西沖地震津波に対する大成海岸での破壊事例、他の黒丸と白丸は2011年東日本大津波に対する東北地方での破壊と非破壊事例であり、本図の適用性が低くないことを示している。そして、鉄筋の引張曲げ強度  $300\text{N/mm}^2$ （コンクリート圧縮曲げ強度で  $20\text{N/mm}^2$ ）の場合、浸水深 0.85m を超えると破壊の可能性大になると言える。

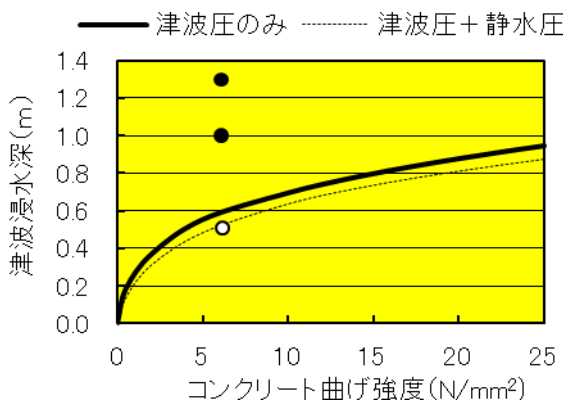


図-4.12 厚さ10cm のコンクリート・ブロック無鉄筋塀の破壊限界浸水深

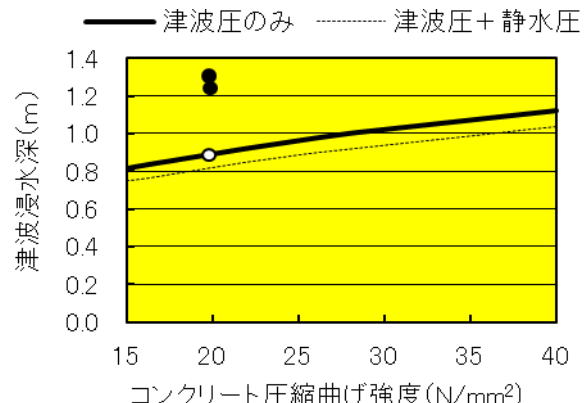


図-4.13 厚さ10cm のコンクリート・ブロック鉄筋塀の破壊限界浸水深  
鉄筋引張強度はコンクリート圧縮強度の15倍

(6) 本評価法の位置付け

精度の良い津波力算定式と従来の本格的設計法を組み合わせれば、建物の安定性について高い精度の評価が可能になるが、一軒毎に詳細な構造・地層資料と簡単ではない安定性計算を必要とするため、一つの町全体の防災計画や避難計画に必要な建物安定性評価に相当な経費が掛かることになる。一方、従来の首藤<sup>2)</sup>等による経験的方法（木造、石材、コンクリート、鉄筋コンクリートに対して壊れ出す限界浸水深を過去の被災事例から求めた）では極めて簡単に建物安定性評価が出来るものの、大雑把で主要部材の寸法の違いを考慮出来ない。本章の算定図作成の目的は、主要部材の寸法の違いを考慮しながらも、低い経費負担で建物破壊を評価出来る方法の開発であった。

ここで提案された方法を用いるためには、一軒毎に主要部材の寸法を知る必要があるものの、それ以上のデータ収集は不要である。主要部材の寸法のみを調べ算定図に当てはめるだけであるから、上記の本格的設計を行う場合に比べて、経費は数十分の一で済む。

本方法の精度は、評価方法の特徴から、上記の本格的設計法と経験的方法との中間にあると言え、一軒毎に絶対的な安全・危険宣言を行えるだけの精度は無いが、計算条件を建物の安定性検討に対して厳しくなるように、言い換えるならば、人にとって安全側になるように配慮しているため、防災計画や避難計画のために使用するならば、困らない精度を有している。なお、壁のみが破壊する場合は半壊、柱も破壊する場合は全壊と評価するのが適当と思われる。

ただし、以下の事項に注意して欲しい：

- ① 津波力を求めるために用いた飯塚・松富の算定式は、衝撃波力を評価出来ないため、海岸線すぐ傍に設置された建物に対しては、津波力を過小評価している可能性が大きいこと、また、飯塚・松富はフルード数を1.1に固定しているため、フルード数が著しく違ってくる場合、例えば、遮蔽物背後の建物に対しては津波力を過大評価することに注意する必要がある。
- ② 建物についても、津波来襲と同時に窓や扉が破れて、建物壁内外の水平静水圧が相殺すると仮定している。窓や扉がほとんど無い建物の場合は、この仮定が成り立たないので、外力を過小評価することに注意を要する。
- ③ 建物の柱と壁、または、塀が地盤と十分に一体化していることも前提条件としており、東日本大震災における宮城県女川町でのビルディング転倒事例のように、**図-4.14**に示す対象構造物が地盤の上に乗っているだけと見なせる場合や、**図-4.15**に示す基礎杭が津波力に対して簡単に破壊してしまうほど弱い事例に対しては、構造物本体の転倒と滑りに対する検討が必要になる。さらに、N値が低い地盤や液状化の恐れのある砂地盤では、地盤そのものの安全性検討を別途実施する必要がある。

なお、浸水深が1mを超えると、漂流物による被害も無視出来なくなってくる。これへの対応としては、津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)<sup>13)</sup>や、藤井・今村<sup>14)</sup>の研究などが参考になる。

## (7) 本評価法の適用例

本算定図を用いた津波による建物被害の評価手順は次のようになる。

- ① 対象海岸にある全ての建物の柱、梁、壁の材質と代表寸法を調べておく。
- ② 次に、対象海岸での遡上(浸水)計算を行い、浸水深予測値の分布を求める。
- ③ そして、全建物について適切な算定図を選び、対象建物前面での浸水深を当てはめて、限界柱幅や限界壁厚さを求める。
- ④ 全建物について、限界柱幅と実際の柱幅、限界壁厚さと実際の壁厚さとの比較から破壊程度を評価する。

なお、適切な算定図が無い場合は、本章で解説している方法に従って対象建物に適した算定図を作成することになる。津波力を支配する重要なパラメータには浸水深と流速があるのに拘らず、流速を無視している理由は、浸水深は肉眼で確認し易く、被災後の痕跡からでも容易に推定出来るのに対して、流速の場合はそのようなことが困難なためである。

以下に、上記の手順に従った建物被害の評価例を、インド洋大津波によるタイ国のカオラック海岸とパトン海岸における被害事例を用いて示す。

カオラック海岸における遡上計算結果を示す**図-2.8**と**図-2.9**から各地点の最大浸水深を読み取り、**図-4.2**、**図-4.7**、および、**図-4.12**から壊れる限界の柱幅や壁厚などを求めて、実際の建物被害状況と比較した結果を**表-4.1**に示す。次に、パトン海岸における遡上計算結果を示す**図-2.11**から各地点の最大浸水深を読み取り、**図-4.2**と**図-4.9**から壊れる限界の柱幅と壁厚さを求めて、実際の建物被害状況と比較した結果を**表-4.2**に示す。被害状況の一致度は、海岸部で若干過大評価する傾向にあるが、カオラック海岸のa地点を除いて良好である。

以上から、本算定図による評価法は、一軒毎の建物の安全度を宣言出来るほどの精度は無いが、現実海岸での避難計画を合理的に策定するために使える程度の精度は有していると言える。



**図-4.14** 東日本大震災時に宮城県女川町女川浜海岸傍で転倒していた鉄筋コンクリート製ビルディング  
(建物本体が地盤に固定されていなかったため、津波力によって転倒していた稀少事例)



**図-4.15** 東日本大震災時に宮城県女川町女川浜中心部で転倒していた鉄筋コンクリート製ビルディング  
(基礎杭が弱過ぎたため、津波力によって簡単に折れてしまい、転倒していた稀少事例)

表-4.1 カオラック海岸での最大浸水深の測定値と計算値の比較と建物被害の評価

対象地点	実測浸水深 (m)	計算浸水深 (m)	誤差 (%)	実際の建物等被害状況	図-4.2, 図-4.7および図-4.12による推定の建物等被害状況	被害状況の一致度
A	4.0	4.0	0	幅が 25cm 以上の柱は壊れていなかった。しかし、厚さが少なくとも 25cm 程度以下の壁は壊れていた。	幅が 21~23cm 以上の柱は壊れない。また、厚さが 31~36cm 以下の壁は壊れる。	良好である
B	4.0	4.0	0			
C	5.0	4.8	-4			
D	4.5	4.8	7			
E	4.5	5.0	11			
F	6.5	6.5	0	幅が少なくとも 25cm 以下の柱は壊れていた。また、ほとんどの壁も壊れていた。	幅が 30~35cm 以下の柱は壊れる。また、壁が壊れないためには、厚さが 40~43cm 以上必要である。	良好である
G	6.5	7.5	15			
a	1.5	0.5	-67	壊れている壁はなかった。	厚さが 3cm 以上の壁ならば壊れない。	許容出来る
b	1.0	1.0	0	厚さが 10cm のコンクリート・ブロック塀は壊れていた。	左記の塀は浸水深 60cm 以上ならば壊れる。	良好である
c	2.0	2.0	0	幅が 25cm 以上の柱も、厚さが 15cm 以上の壁も壊れていなかった。	幅が 18cm 以上の柱も、厚さが 15cm 以上の壁も壊れない。	良好である

表-4.2 パトン海岸での最大浸水深の測定値と計算値の比較と建物被害の評価

対象地点	実測浸水深 (m)	計算浸水深 (m)	誤差 (%)	実際の建物等被害状況	図-4.2と図-4.9による推定の建物等被害状況	被害状況の一致度
A	2.5	2.6	4	幅が 25cm 以上の柱は壊れていなかった。また、厚さが 20cm 程度の壁も壊れていなかった。	幅が 17~19cm 以上の柱は壊れない。また、厚さが 4~20cm 以上の壁も壊れない。	良好である
B	2.0	2.2	10			
C	2.0	2.2	10			
D	1.0	1.0	0			

## 4-2. 津波による地形変化予測法

海岸堤防や護岸の安定性は、朝倉ら<sup>9)</sup>の式などの海岸線近傍で使える算定式から津波力を求めて、堤体の転倒や滑りに対する安定検討を行うことによって確認できる。ところが、津波が大きくなっていく(津波高で二・三メートル以上)と、浸食量や洗掘量も大きくなっていく(最大深さで数メートル)ので、堤体の安定検討で用いる地形に、それらを考慮することが要求される。それゆえ、津波による地形変化の予測法を以下に紹介する。

### (1) 平面二次元地形変化の予測法

津波による地形変化の予測は、図-4.16に示すように、全域の地形データと津波の沖側境界情報から流速分布を、さらに、この流速によって輸送される漂砂量分布を求め、この漂砂量の出入りから底面高の変化量を評価することによって行われるのが一般的である。

ここでは、山本ら<sup>15)</sup>に従い、通常のパーソナル・コンピューターを用いて、広域の海岸侵食と洗掘の計算を実用レベルの精度で予測できるように、対象海岸の陸域も含めた平面2次元の浸水計算にYamamoto<sup>3)</sup>の津波遡上数値モデルを用い、地形変化計算には高橋ら<sup>16)</sup>の地形変化数値モデルを参考に以下のように構築したモデルを紹介する。

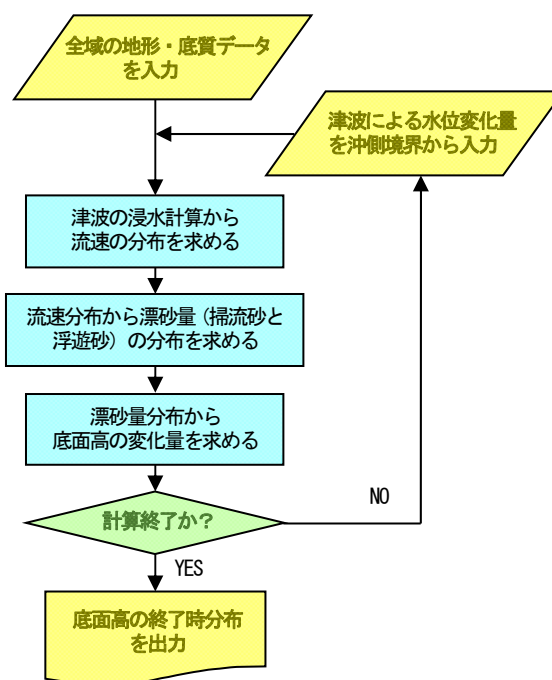


図-4.16 津波による地形変化の数値予測モデルの計算流れ

### (a) 掃流砂輸送のモデル化

津波による地形変化は、底面を掃くように移動する掃流砂の量と水中を漂いながら移動する浮遊砂の量の出入りによって予測できる。それゆえ、最初に掃流砂量の算定法について説明する。

掃流砂量の算定には、山本・岩崎<sup>17)</sup>によって算定精度の高いことが確認されているRibberink<sup>18)</sup>の次式を用いる。

$$q_b = \begin{cases} C_B \left[ \left| \theta'_s(t) \right| - \theta_c \right]^{1.65} \frac{\theta'_s(t)}{\left| \theta'_s(t) \right|} \sqrt{\Delta g D_{50}} & (\theta'_s(t) \geq \theta_c) \\ 0 & (\theta'_s(t) < \theta_c) \end{cases} \quad (19)$$

ここで、 $q_b$  は単位面積単位時間当たりの掃流砂量、 $\theta'_s(t)$  はシールス数、 $\theta_c$  は限界シールス数、 $\Delta$  は掃流砂の水中での相対密度、 $g$  は重力加速度、 $D_{50}$  は掃流砂の中央粒径、 $C_B$  は検証シミュレーションによって海岸毎に決定する掃流砂量係数で、1~60程度の値になる。そして、シールス数は次式で表され、

$$\theta'_s(t) = \frac{0.5 f'_w \rho |u_b(t)| u_b(t)}{(\rho_s - \rho) g D_{50}} \quad (20)$$

$u_b(t)$  は海底境界層上の岸沖方向流速、 $\rho_s$  は底質の密度、 $\rho$  は海水の密度であり、 $f'_w$  は振動流の摩擦係数で、次式で表される。

$$f'_w = \begin{cases} e^{\{5.2(k_s / \hat{a})^{0.194} - 5.98\}} & (k_s / \hat{a} < 0.63) \\ 0.3 & (k_s / \hat{a} \geq 0.63) \end{cases} \quad (21)$$

ここに、 $\hat{a}$  は海底付近の岸沖方向の流速振幅であり、 $k_s$  は次式で表される代表海底粗度長さである。

$$k_s = \max \left\{ 3D_{50}, D_{50} \left[ 1 + 6 \left( \left| \overline{\theta'_s} \right| - 1 \right) \right] \right\} \quad (22)$$

$\left| \overline{\theta'_s} \right|$  はシールス数の絶対値の時間平均値であり、次式で表される。

$$\left| \overline{\theta'_s} \right| = \frac{\overline{|\tau_b(t)|}}{(\rho_s - \rho) g D_{50}} \quad (23) \quad \overline{|\tau_b(t)|} = 0.5 \rho f'_w \overline{u_b(t)^2} = 0.25 \rho f'_w \hat{U}^2 \quad (24)$$

ここに、 $\hat{U}$  は振動流の流速振幅である。

また、限界シールス数には van Rijn<sup>19)</sup>の次式を用いる。

$$\theta_c = \frac{\tau_{bc}}{(\rho_s - \rho) g D_{50}} = \begin{cases} 0.24 D_*^{-1} & 1 < D_* < 4 \\ 0.14 D_*^{-0.64} & 4 \leq D_* < 10 \\ 0.04 D_*^{-0.1} & 10 \leq D_* < 20 \\ 0.013 D_*^{0.29} & 20 \leq D_* < 150 \\ 0.055 & 150 \leq D_* \end{cases} \quad (25)$$

ここに、 $D_*$  は動粘性係数 $\nu$ を用いた次式で定義される無次元量である。

$$D_* = D_{50} \left( \frac{g \Delta}{\nu^2} \right)^{1/3} \quad (26)$$

さらに、傾斜面でのモデリングには重力の影響を考慮する必要があり、傾斜角度 $\beta$ の底面上限界シールス数 $\theta_{sc}$ は、底質の安息角 $\phi$ を用いて次式で表される。

$$\theta_{sc} = \theta_c \frac{\sin(\phi + \beta)}{\sin \phi} \quad (27)$$

### (b) 浮遊砂輸送のモデル化

津波による地形変化のモデリングでは浮遊砂輸送も重要であり、浮遊砂の岸沖方向の輸送には乱流に対する次式を用いる。

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial \tilde{u} C}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{v} C}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \nu_t \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \nu_t \frac{\partial C}{\partial y} \right) - C_s + C_{ut} \quad (28)$$



ここに、 $\tilde{u}$  は移流速度、 $C$  は水深方向に積分した浮遊砂の濃度、 $C_s$  は底面に沈降する浮遊砂量、 $C_{ut}$  は底面より巻き上がる浮遊砂量、 $\nu_t$  は渦動粘性係数である。

沈降する砂の量  $C_s$  および巻き上がる砂の量  $C_{ut}$  は、浮遊砂濃度の鉛直方向分布  $C(z)$  を用いて次のように表す。

$$C_s = w_s C(w_s / 2) \quad (29) \quad C_{ut} = -\nu_t \left. \frac{\partial C}{\partial z} \right|_{z=z_a} \quad (30)$$

そして、浮遊砂濃度の鉛直分布には、全域でシートフロー状態が卓越すると仮定し、Soulsby<sup>20</sup>に従って次式を用いる。

$$C(z) = C_a (z / z_a)^{-b} \quad (31)$$

ここで、 $b$  は砂粒子の沈降速度  $w_s$ 、カルマン常数  $\kappa$ 、摩擦速度  $u_*$  を用いて次式で定義される。

$$b = \frac{w_s}{\kappa u_*} \quad (32)$$

また、 $C_a$  および  $Z_a$  は Zyseman & Fredsoe<sup>21</sup> の次式から求められる。

$$C_a = \frac{0.331(\theta_s - 0.045)^{1.75}}{1 + 0.720(\theta_s - 0.045)^{1.75}} \quad (33) \quad z_a = 2D_{50} \quad (34)$$

### (c) 底面高変化量の評価法

掃流砂量と浮遊砂量の分布が求めれば、漂砂量の保存則を意味する次式から底面高の変化量  $\partial\zeta/\partial t$  を求められる。

$$\frac{\partial\zeta}{\partial t} = -\frac{1}{1 - \varepsilon_s} \left( \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} - C_s + C_{ut} \right) \quad (35)$$

ここに、 $\zeta$  はある基準高さに対する局所的底面高、 $q_{bx}$  と  $q_{by}$  は  $x$  と  $y$  方向の掃流砂量、 $\varepsilon_s$  は砂層の空隙率である。

## (2) 津波の戻り流れによる護岸洗掘の予測法

津波の戻り流れとそれによる洗掘によって護岸が破壊されることは、津波による構造物被害を評価し、ハザードマップ作成や避難計画策定などに資する上で、無視出来ない問題である。ところが、図-4.17 に示すように、戻り流れが護岸から放物運動して海側砂浜に着地する場合の最大洗掘位置と最大洗掘深を、通常の平面二次元の地形変化数値モデルを用いて、正しく予測することは不可能である。

将来的には、コンピュータの性能向上と共に、VOF法やMPS法などに基づく数値モデル（例えば、後藤ら<sup>22</sup>）の研究を参照）による洗掘予測法が普及してくると考えられるが、本節では、実用レベルの精度を期待できる山本ら<sup>7</sup>の実験式を改良した洗掘量（最大洗掘深とその位置）予測法について解説する。

### (a) 戻り流れの諸元の求め方

図-4.18に示す護岸上の戻り流れの厚さ  $h_r$  と速度  $u_r$  を、最初に求める必要があり、第2-3節で紹介している遡上の数値計算法か、式(17)を用いることが出来る。

### (b) 護岸前面から最大洗掘位置までの距離の求め方

護岸天端から放物運動した戻り流れが砂面に到達した地点までの水平距離  $L_t$  は次式から得られる。

$$L_t = u_r \cos\beta \times t_r = \sqrt{2 \sin\beta / f} \sqrt{gh_r} \cos\beta \times t_r \quad (36)$$

ここで、 $\beta$  は陸側地盤勾配、 $t_r$  は戻り流れが砂面に到達するまでの時間、 $f$  は陸側地盤の摩擦係数である。

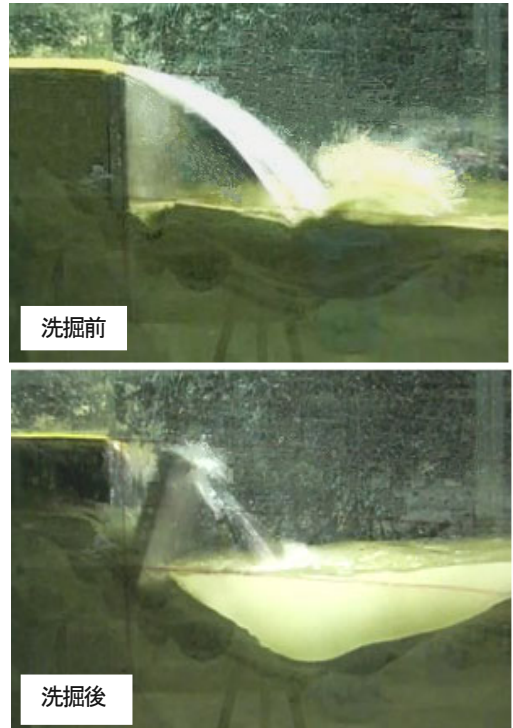


図-4.17 戻り流れによる洗掘実験（模型縮小比 1/10）

護岸前面から最大洗掘位置までの水平距離  $L$  は、式(36)に戻り流れの最大流速を代入して求まる最大水平距離  $L_{\max}$  に、各種要素の影響を考慮して補正すれば予測できると考え、次式から求める。

$$\frac{L}{L_{\max}} = C_{La} \cdot C_{LD} \cdot C_{Lh} \quad (37)$$

ここで、 $C_{La}$ 、 $C_{LD}$ 、 $C_{Lh}$  は、戻り流れの海側砂浜への打ち込み角度  $\alpha$ 、海側砂浜の中央粒径  $D_{50}$ 、護岸前面の水深  $h$  の各々の影響度に応じて補正する係数で、模型実験から得られた次式より求められる。

$$C_{La} = \begin{cases} 0.9 \exp\{6.3(0.67 - \alpha)\} & (0.67 - \alpha) \geq 0 \\ 0.9 & (0.67 - \alpha) \leq 0 \end{cases} \quad (38)$$

$$C_{LD} = \exp\left\{-0.003 \left(\frac{D_{50} - D_{0.2mm}}{D_{0.2mm}}\right)\right\}$$

$$C_{Lh} = \frac{1}{2} \left\{1.0 - \tanh\left(1.2 \sqrt{\frac{h}{h_r}} - 3.0\right)\right\}$$

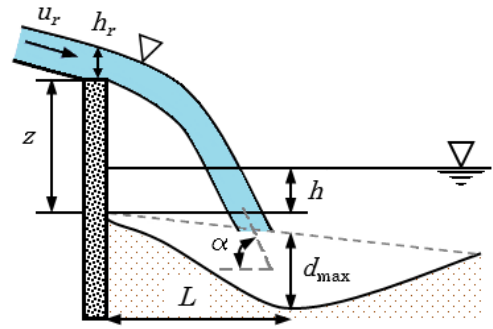


図-4.18 洗掘量諸元と放物運動の説明図

ここで、戻り流れの打ち込み角度  $\alpha$  はラジアン単位で表し、中央粒径  $D_{50}$  はミリメートル単位で表し、 $D_{0.2mm}$  は0.2mmのことである。

### (c) 最大洗掘深の求め方

最大洗掘深は、海側砂面に着地する戻り流れの水塊が持つ運動エネルギーまたは力積の鉛直方向成分を、洗掘深が最大になるまで累加した値で決定されると考えられる。しかし、洗掘深が最大になるまでの時間を事前に予測することは困難であるから、予測が比較的容易である戻り流れの流速がピークになるまでの時間  $t_p$  を用いて、式(39)で定義される単位幅当りの運動エネルギーの累加値、または、式(40)で定義される単位幅当りの力積の累加値を求める。

$$\sum E_y = \frac{1}{2} \rho \sum \{(u_r h_r \Delta t) u_{ry}^2\} \quad (39)$$

$$\sum F_y \Delta t = \rho \sum \{(u_r h_r \Delta t) u_{ry}\} \quad (40)$$

ここで、 $\rho$  は水の密度、 $\Delta t$  は累加時間間隔、 $u_{ry}$  は戻り流れが海側砂面に到達した瞬間における流速の鉛直方向成分である。

これらの式から求まる単位幅当りの運動エネルギー、または、単位幅当りの力積の累加値と最大洗掘深  $d_{\max}$  との関係は次式で表される。

$$d_{\max} = \begin{cases} C_{dD} \cdot C_{dh} \cdot C_{de} \times 0.44 \left(\frac{\sum E_y}{\rho g}\right)^{1/3} \\ C_{dD} \cdot C_{dh} \cdot C_{df} \times 0.15 \left(\frac{\sum F_y \Delta t}{\rho \sqrt{g h_r}}\right)^{1/2} \end{cases} \quad (41)$$

ここで、 $C_{dD}$ 、 $C_{dh}$ 、 $C_{de}$ 、 $C_{df}$  は、海側砂浜の中央粒径  $D_{50}$ 、護岸前面の水深  $h$ 、護岸天端高  $z$  の各々の影響度に応じて補正する係数で、模型実験から得られた次式より求められる。

$$C_{dD} = \exp\left\{-0.027 \left(\frac{D_{50} - D_{0.2mm}}{D_{0.2mm}}\right)\right\}$$

$$C_{dh} = \frac{1}{2} \left\{1.0 - \tanh\left(1.6 \sqrt{\frac{h}{h_r}} - 3.0\right)\right\} \quad (42)$$

$$C_{de} = 1.11 \exp\{-0.038(z/h_r)\}$$

$$C_{df} = 1.04 \exp\{-0.018(z/h_r)\}$$

最大洗掘深とその位置が求まったならば、そこから護岸側と海側へ安息勾配で斜め線を引けば、それが洗掘断面を近似していると考えて良い。

なお、戻り流れの勢いが弱まると、強い渦によって舞い上がっていた土砂が沈降するため、最終的な最大洗掘深は上式による計算値より2割程度小さくなることに注意する必要がある。

## 5. 生き残り方法

津波の発生・伝播特性に加えて、東日本大震災を初めとする過去の大津波の被災特性から、我々が津波被害を軽減し、生き残るために必要な注意事項が以下のように浮かび上がってくる。

### (a) 素早い高所への避難

津波の伝播速度は、図-2.5から分かるように、水深10mでも自転車並みの速さであり、そのままの勢いで内陸部へ数十分の間浸水し続け、その後の数十分の間海側へ戻り流れ続けるため、大津波に巻き込まれたならば、まず助からない。時々、助かった人の話がニュースになっているが、奇跡的な出来事なのでニュースになっているのである。それゆえ、近くに高地や高いビルディングが無い海岸ほど、地震を感じたならば、特に、強い揺れが1分間以上続く場合は、大津波が発生し易いトラフ境界型地震と見なすべきで、役所や報道機関からの警報を待つことなく、すぐに高所へ移動すべきである。

ただし、密集した住宅地で大勢が自動車を使って逃げようとするれば、当然のことながら交通渋滞が発生して、迅速な避難が出来なくなる。それゆえ、高地までの距離が数百メートルならば徒歩で避難すべきであり、遠距離の場合でも自転車や自動二輪車を使った方が良い。

また、大きな津波は数十分から一時間間隔で二度・三度来襲するので、二・三時間程度で戻ってはならない。避難途中で戻ったため、第一波が引き始めたから戻ったため、亡くなったと言う話を津波災害のたびに各所で聞くが、津波警報が出たならば直ちに避難し、津波警報が解除されるまで絶対に戻らないことである。

### (b) 津波の来襲規模の早期確認

沖合で発生した地震のマグニチュード ( $M$ : 地震のエネルギーの大きさ) が6.6を超える場合、図-2.4の式(1)の曲線から高さ1m以上の津波の発生が予想されるので、海辺の低地にいる人は高地へ避難すべきである。とにかく、

- ① 津波注意報 (予想される津波高が50cm程度) が出ている場合は、海辺の低地に絶対に近づいてはいけない。
- ② 津波警報 (予想される津波高が1m~2m) が出た場合は、役所による避難勧告や、強制力を持つ避難指示が無くとも、高さ3m以上の安全な場所へ避難すべきである。
- ③ 大津波警報 (予想される津波高が3m以上) が出た場合は、直ちに、近くの出来るだけ高い安全と思われる場所へ避難すべきである。

海岸線での津波高は、震源地からの距離によっても異なるが、 $M=7.5$ で1~2m程度、 $M=8.5$ で5~10m程度、 $M=9.0$ で10~30m程度と予想される。そして、津波の波長が数千メートル以上と非常に長いことから、地盤高さがこれらの津波高と同程度になる内陸部まで浸水すると考えておくべきである。したがって、平野部では、海岸から遠くへ逃げると考えるのではなく、これらの高さ以上の高いビルディングなどの高所へ避難すべきと考えてほしい。

### (c) 自宅や周辺の建物強度の確認

東日本大震災での事例にも顕著に見られたように、木造の一般民家は浸水深1m程度ぐらいから壊れだし、浸水深が2mを超えると、鉄筋コンクリート製ビルディングの遮蔽域に位置していたなどの恵まれた条件下の場合を除いて、全壊を免れられなくなるので、 $M$  が7.5以上の地震が沖合で発生したならば、海辺の木造家屋の住人は直ちに高所へ避難すべきである。

1981年以降の鉄筋・鉄骨コンクリート製ビルディングの場合、大きな地震力に耐えられるように造られているため、大津波の水圧にも耐えられる可能性大である。それゆえ、推定される浸水深 (≒地震のマグニチュードと震源地からの距離で予測される津波高一地盤高) より十分に高い、1981年以降に建てられた鉄筋・鉄骨コンクリート製ビルディングの浸水深以上の部分は避難場所として期待できる。

構造物が壊れだす限界の浸水深や流速の目安を知りたい場合は図-4.2~図-4.13、飯塚・松富の論文<sup>10)</sup> や首藤の論文<sup>12)</sup> を、構造物の安定性検討のために海岸線付近での津波力を見積りたい場合は朝倉らの論文<sup>9)</sup> を、内陸部での津波力を見積りたい場合は飯塚・松富の論文<sup>10)</sup> を参照すれば良い。

### (d) 普段からの避難方法の確認

スムーズな避難のために、津波高が5m程度、10m程度、15m以上の場合について、適切な避難場所と、そこへの避難ルートについて、上記の注意事項と役所のハザードマップなどを参考に、家族内や自治会で協議しておくべきである。その際に、以下の事項にも配慮して欲しい:

- ① 海岸線での津波高や内陸での浸水深が50cm程度の場合でも、軽く考えてはいけない。津波の波長は台風による高波の波長よりはるかに長いので、海岸線から数百メートル内陸部でも津波は強い勢いを持っており、図-5.1に示されるように、この浸水深で成人男子でも足をすくわれて立ってられなくなる可能性が高いこと、同浸水深で成人男子が押し扉を開けられなくなることを忘れないで欲しい。
- ② 河川は津波のためのバイパスとなるため、津波が上流へ急速に遡上し、津波対策がなされていない河川堤防から越流する場合もある。それゆえ、河川周辺に住んでいる人々は、内陸部であっても警戒を怠ってはいけない。
- ③ 図-2.6に示されるように、湾奥深く進入した波高は湾口での波高の何倍にも成りうること、図-2.13に示されるように、平均地盤勾配が

急な場合、津波の遡上高は海岸線での津波高より高くなり易く、1/10より急になれば、遡上高はこの津波高の二倍程度まで高くなる可能性があることにも注意して欲しい。

- ④ 長さが数百メートル程度の消波堤や岬では、波長が同程度以下の台風による高波を消波出来るが、波長が数千メートル以上になる津波をほとんど消波出来ない。それゆえ、そのような短い消波堤や岬の背後は津波に対して安全でないことにも注意して欲しい。
- ⑤ 材木、倒壊樹木、木製家具、倒壊木造家屋、自動車、船舶などは、浸水深が50cm以上になれば漂流し始め、避難の障害になるだけでなく、ぶつかった相手に与える衝撃力は極めて大きいので、十分に注意しなくてはならない。東日本大震災における津波被災地で、大きく変形した鉄骨ビルディングを時々見かけたが、漂流物の激突によるものであった。
- ⑥ 避難後の生活では、配給が実施されるようになるまでの数日間の飲料水と非常食の他に、紙幣、コイン、応急医療品、タオル、トイレットペーパー、防寒服や、次に述べる携帯ラジオ、携帯電話、予備電池などが必要になるが、避難直前にこれらを揃えることは困難である。普段からリックサックに詰めて、直ぐに持ち出せる場所に備えることも考えて欲しい。その中には、貯金通帳、認印、権利書や各種証書のコピーも入れておくと助かるであろう。

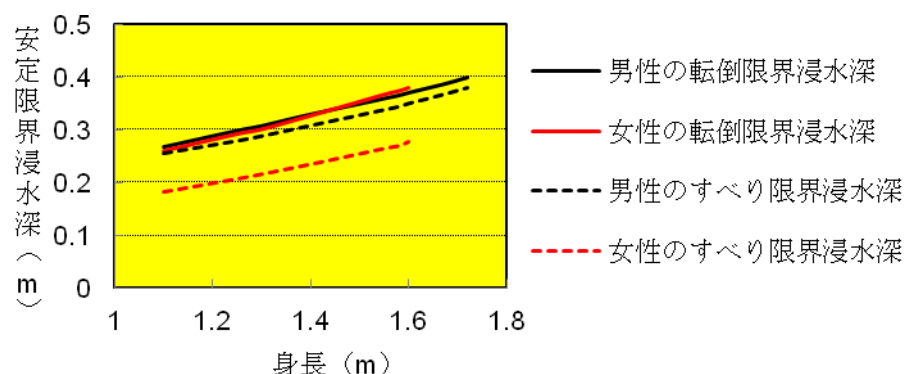


図-5.1 海辺で人間が真っ直ぐに立っている限界の津波浸水深 (山本ら<sup>5)</sup> ; 港湾技研の大規模水理実験に基づく)

#### (e) 正確な地震・津波情報の確保

地震や津波の早期警戒情報は粗く精度も高くない、また、その後のデマに振り回されないためにも、時間の経過と共に正確になっていく情報を何処でも取得出来る手段を確保しておく必要があり、携帯ラジオ、携帯電話、スマートフォンなどと、予備電池や充電器を常に身近に置いておくべきである。ただし、インターネット等での個人発信の情報にはデマの基になる思い込みや思い間違いも含まれているので、公的機関が発信した情報を重んじてほしい。

また、地震報道では“震度”だけが繰り返し報道されている場合が多いが、津波の発生規模を震度のみで判断してはならない。震度は、その場所での揺れの大きさを表しているだけで、地震そのものの大きさを表していない。大きな津波を発生させる大地震も、遠方で発生したならば、自分がいる場所での震度は小さくなるが、東日本大震災において、地震そのものによる被害が比較的軽かった福島県沿岸で大きな津波被害が発生したように、ある程度の時間が経ってから大津波が襲ってくることもある。特に、1896年の明治三陸津波では、海底断層の動きがゆっくりしていたため、三陸地方の震度は2~3と小さかったが、断層の変動量そのものは大きかったため、東日本大震災に迫る甚大な津波被害が生じた。

#### (f) 国と地方公共団体が行うべきこと

最後に、国や地方公共団体が住民の確実な避難のために、今後力を入れて実行しなくてはならない事項を述べておく。

- ① 2011年東日本大震災で、初期縦波 (P波) による早期地震警報に致命的な問題は無かったようであるが、発生のある膨大な種類の津波予測計算結果のデータベースと津波GPS波浪計による早期津波警報に致命的な問題があった。東日本大津波は想定外であったため、データベースの中に適切な予報に利用できる情報が不足していた。早い段階で実測データを用いて精度の悪い予測を修正したくても、十分沖合に津波GPS波浪計を設置出来ていなかった。それゆえ、予測計算すべき津波ケースをさらに増やすと共に、大水深の海溝近くにも津波観測網を整備すべきである。
- ② 被災防止と獲得可能な予算規模を第一優先するあまり、確からしいと思われる既往資料のみで、大津波の中でも発生確率が相対的に高いと思われる場合のみを考えて想定津波を設定してきたため、発生確率は極めて低いが、発生すると甚大な被害を及ぼす巨大津波に対する対応がなされてこなかった。ボーリング等による津波堆積物調査などを十分に行い、先史を含む津波情報を十分に収集して、再起確率1000年クラスの巨大津波の実態も明らかにして、全国沿岸の避難計画に反映させるべきである。
- ③ 昔から何度も津波被害を受けていた地域では、避難訓練が徹底して実施されていたが、そうでない地域ではおろそかにされていた。2011年東日本大津波では津波に対して危険な地域が各所にあることに気が付かされた。日本沿岸の低地帯では津波に対する避難訓練の徹底化が必要である。

- ④ 破堤、交通渋滞や火災なども想定した避難ルートの安全確保や、沿岸の低地帯にある地震に対する避難場所の津波に対する安全性の確認も必要である。さらに、漂流物は前述したように移動中は危険物となり、これの堆積は輸送機能の回復を一層妨げるので、漂流物の発生防止の徹底も重要課題である。
- ⑤ 平野部での高地避難は、特に老人、身体障害者、出張者・観光客にとって、極めて困難であり、浸水深10m以上でも機能する身近な避難施設の整備も重要課題である。避難施設を津波のためだけに新たに建設することは大変であるから、公共性の高い大型施設（役所、学校、大病院、大型店舗など）以外に、高層マンションへの避難機能の義務付けと補助や、一般家庭や事務所で使える簡易シェルター（フロント型式、ユニット型式）の開発促進も強力に進めるべき課題である。
- ⑥ 津波からの避難者は十分な飲料水、食糧などを持出す余裕無しで避難するのが普通であるから、避難施設に、十分な飲料水、非常食、防寒装備などを公的負担で備蓄しておくことも当然であろう。

## 6. おわりに

我々が自分たちの社会や家族を自然災害から守るために出来ることや、実行すべきことは沢山あります。本編では、津波の発生機構と伝播・遡上特性について解説し、2004年インド洋大津波と2011年東日本大津波での被害特性について報告し、津波被害の予測法を紹介し、また、津波に対する減災上の重要な出来ることと実行すべきことを挙げさせて頂きました。

さらに、“[Model of topographical change by a tsunami for downloading](#)”と“[Manual for the topographical change model](#)”では、津波の遡上と地形変化の数値計算モデルのソースプログラムとデータサンプル、および、使用解説書を公開しております。[防災に貢献する研究・業務にしたい方は、ご自由にお使いください。ただし、その結果に対して、著者は一切の責任を負えませんので、ご了承下さい。](#)

ここに、読者に大津波対策と生き残り方法を伝えるための研究の機会を与えて下さった文部科学省と日本学術振興会、および、東海大学に対して感謝の意を表します。

そして、2011年東日本大震災で亡くなられた方々とご遺族の皆様深く哀悼の意を表し、避難された方々が力強く生き抜いていらっしゃる姿に敬意を表しつつ、本研究成果が今後の津波による被害軽減に役立つことを祈りながら終わりにさせて頂きます。

## 参考文献

- 1) 阿部勝征：遡上高を用いた津波マグニチュードの決定—歴史津波への応用—，地震II，第52巻，pp.369-377，1999.
- 2) Abe, K. : Physical size of tsunamigenic earthquakes of the northwestern Pacific, *Phys. Earth Planet. Inter.*, 27, pp.194-205, 1981.
- 3) Yamamoto, Y. : Design Process of Coastal Facilities for Disaster Prevention, *Proceedings of School of Engineering*, Tokai University, Vol.31, pp.11-19, 2006.
- 4) 栗城稔, 末次忠司, 海野仁, 田中義人, 小林裕明：氾濫シミュレーション・マニュアル(案)，土木研究所資料第3400号，p.197，1996.
- 5) 山本吉道, ウィーブル ウッチャン, 有川太郎：津波による海岸被害の予測方法の改良，海岸工学論文集，第55巻，pp.301-305，2008.
- 6) 山本吉道, 成吉兼二：津波による構造物被害予測法の研究，海洋開発論文集第25巻，pp.819-824，2009.
- 7) 山本吉道, Nunthawath Charusrojthanadech, 成吉兼二：津波による陸側構造物被害の合理的評価法の提案，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol.67, No.1, pp.72-91，2011.
- 8) Freeman, J. C. and Mehaute, B. L. : Wave breakers on a beach and surges on a dry bed, *Proc. ASCE*, Vol. 90, No.HY2, pp.187-216, 1964.
- 9) 朝倉良介, 岩瀬浩二, 池谷毅, 高尾誠, 金戸俊道, 藤井直樹, 大森政則：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.911-915，2000.
- 10) 飯塚秀則, 松富英夫：津波氾濫流の被害想定，海岸工学論文集，第47巻，pp.381-385，2000.
- 11) 例えば, 井松志郎：地震に強い[木造住宅]パーフェクトマニュアル，エクスナレッジ，350p., 2003.
- 12) 首藤伸夫：津波強度と被害，東北大学津波工学研究報告第9号，pp.101-136，1992.

- 13) (財)沿岸技術研究センター, (社)寒地港湾技術研究センター: 津波漂流物対策施設設計ガイドライン (案), 2009.
- 14) 藤井直樹, 今村文彦: 津波に伴う屋外タンクと漂流物による被害に関する実用的評価手法の提案, 自然災害科学 *J. JSNDS*, 28-4, pp.371-386, 2010.
- 15) 山本吉道, 成吉兼二, ヴ タン カ: 津波の戻り流れによる海岸洗掘・侵食予測方法の改良, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), 第 65 巻, pp.511-515, 2009.
- 16) 高橋智幸, 首藤伸夫, 今村文彦, 浅井大輔: 掃流砂層・浮遊砂層間の交換砂量を考慮した津波移動床モデルの開発, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp.606-610, 1999.
- 17) 山本吉道, 岩崎伸昭: 海岸保全施設の前面海浜変化に注目した安定性検討, 海洋開発論文集, 第 22 巻, pp.781-786, 2006.
- 18) Ribberink, J. S. : Bed-load transport for steady flows and unsteady oscillatory flows, *Coastal Engineering*, Vol. 34, pp.59-82, 1998.
- 19) van Rijn, L. C. : *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuarie and Coastal Seas*, Aqua Publications, Amsterdam, The Netherlands, 1993.
- 20) Soulsby, R. : *Dynamics of Marine Sands. A Manual for Practical Application*, Thomas Telford, UK, 249 p., 1997.
- 21) Zyserman, J. A. and J. Fredsoe : Data analysis of bed concentration of suspended sediment, *J. Hydraul. Engg.*, ASCE, 120, pp.1021-1042, 1994.
- 22) 後藤仁志, 酒井哲郎, 林稔, 織田晃治, 五十里洋行: 遡上津波の戻り流れによる護岸法先洗掘のグリッドレス解析, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp.46-50, 2002.