

2011年東北地方太平洋沖地震による建築物等の被害調査に基づく津波荷重の評価
 比較的単純な工作物および建築物の被害調査結果に基づく検討
 TSUNAMI LOAD EVALUATION BASED ON DAMAGE OBSERVATIONS
 AFTER THE GREAT EAST JAPAN EARTHQUAKE
 Discussion based on simple structures and buildings

浅井 竜也*, 舘野 公一**, 中埜 良昭***, 福山 洋****
 藤間 功司*****, 芳賀 勇治*****, 菅野 忠*****, 岡田 恒男*****
 Tatsuya ASAI, Tomokazu TATENNO, Yoshiaki NAKANO, Hiroshi FUKUYAMA
 Koji FUJIMA, Yuji HAGA, Tadashi SUGANO and Tsuneo OKADA

To design and construct buildings resistive to tsunami loads, quantitative evaluations of tsunami load applicable to structural design is most essential. The practical design load for tsunami shelters proposed by The Building Center of Japan in 2004 were examined through surveys of structures after the Indian Ocean Tsunami in December 2004. Nonetheless researches on tsunami load against structures based on damage observations are yet insufficient. In this paper, structures that experienced the Great East Japan Earthquake were surveyed, and the relationship between their damage, strengths, and inundation depth is quantitatively investigated to examine the design load.

Keywords: *The Great East Japan Earthquake, Tsunami, Tsunami shelter, Design load*
 2011年東北地方太平洋沖地震, 津波, 津波避難施設, 設計用津波荷重

1. はじめに

津波に強い建築物を構造設計するためには、建築物に作用する津波荷重を定量的に評価し設計荷重に適切に反映することが第一歩である。内閣府においても津波避難ビルの選定基準が議論され、「津波避難ビル等に係るガイドライン」¹⁾では(財)日本建築センターの津波避難ビルの構造設計法等^{2), 3)}を参照し、直立護岸を越流する津波を想定した2次元水理模型実験結果⁴⁾に基づく荷重算定式が提案されている。また、2004年スマトラ島沖地震津波の被害調査結果に基づき、その荷重算定式の妥当性が検討されている⁵⁾。しかしながら、特に建築構造の分野では、依然津波被害の定量的調査や津波荷重の評価に関する研究は極めて少ないのが現状である。一方で、2011年東北地方太平洋沖地震による津波被害は甚大であり、今後の津波防災の観点から津波荷重の定量的な評価は急務となっている。そこで筆者らは、津波を経験した構造物の耐力とその被害程度の比較に基づき文献2)および3)で提示された設計用津波荷重の妥当性を検討すべく、2011年東北地方太平洋沖地震による被災地域を調査した。本報では、その調査概要ならびに設計用津波荷重の検討結果について、文献6)に追加検討を加え報告する。なお本報は国土交通省平成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(研究代表者:中埜良昭)」におい

て議論された内容を一部含むものであり、ここで用いたデータの詳細はその中間報告⁷⁾を参照されたい。

2. 調査概要

2.1 調査地域

調査は、2011年4月初旬から6月下旬にかけて、青森県八戸市から福島県相馬市にて実施した(図1)。

2.2 調査の基本方針

本調査では、被災地域の一般的な被害を概観するとともに、以下の(1)~(3)を満たす構造物について津波荷重と構造耐力の関係を検討すべく、採寸、配筋調査を含む詳細調査を行った。

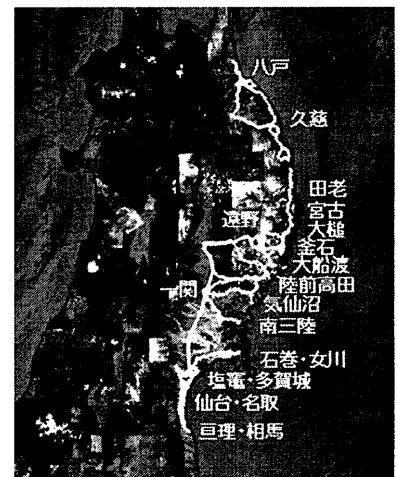


図1 調査地域

* 東京大学生産技術研究所 大学院生・修士(工学)
 ** (財)日本建築防災協会 参事役・修士(工学)
 *** 東京大学生産技術研究所 教授・工博
 **** (独)建築研究所 上席研究員・工博
 ***** 防衛大学校 教授・工博
 ***** (財)日本建築防災協会 審議役・工博
 ***** (財)日本建築防災協会 理事長・工博

Graduate Student, Institute of Industrial Science, The University of Tokyo, M. Eng.
 Counselor, The Japan Building Disaster Prevention Association, M. Eng.
 Professor, Institute of Industrial Science, The University of Tokyo, Dr. Eng.
 Chief Researcher, Building Research Institute, Dr. Eng.
 Professor, National Defense Academy, Dr. Eng.
 Senior Technical Adviser, The Japan Building Disaster Prevention Association, Dr. Eng.
 President, The Japan Building Disaster Prevention Association, Dr. Eng.



写真1 被害事例 (a)~(e)は2.3節の構造物の分類記号を表す

- (1) 調査対象の耐力が実測結果から比較的容易に推定できること
- (2) 調査対象位置での浸水深が明確であること
- (3) 津波荷重を直接的かつ単純に評価できること

(1)については、①断面（寸法や配筋量）が確認できること、②破壊部分と残存部分の境界条件が単純であること（破壊メカニズムが単純であること）、③架構全体の破壊時耐力が比較的容易に評価可能な程度の小規模構造物、あるいは整形平面・立面形状であること、を具体的な要件とした。ここで、例えばいわゆるピロティ構造のように架構形式としては単純でも、建物がピロティ層より上部で波力を受けた場合の受圧面の考え方やピロティによる津波荷重低減効果の評価方法など解決すべき事項が多く、構造耐力に基づく津波荷重評価の観点からは「応用問題」に分類されるものもある点には留意する必要がある。

(2)については、主として建物の壁面等に残る津波痕を調査し、さらに周辺樹木の被害等参考となる事実の収集や、必要に応じて浸水深に関するヒアリングも実施した。本調査の主目的は地上に建つ構造物に作用する津波荷重と構造耐力の関係の検討であるため、地盤面からの浸水深を計測した。なお、文献2), 3)で示される津波波圧算定式（後述）で用いる設計用浸水深 h は、主に自治体等が公開する津波ハザードマップから得ることを想定している。今回、各地で撮影された津波来襲時の記録映像では、主に三陸地方で見られたように、津波が何波にも分かれて来襲し徐々に浸水深を増していくような波や、急斜面を跳ね上がる波、仙台平野で見られたように、低い浸水深で数キロ内陸まで押し寄せる波など、津波の形状は多種多様であり設計用浸水深 h に対応する計測浸水深 η_m をどのように定義するかは難しい問題であった。そこで、津波ハザードマップ作成時には建築物等の地上の構造物による局所的な影響は無視したシミュレーションによる、いわゆる通過波に基づくのが通例であることを考慮して、本検討では次のように定義し計測した。すなわち、久慈から女川までの三陸地方では記録映像からも確認できるように、津波を受けた建築物の前面と背面の津波の痕跡深に違いはあまり見

られなかったため、津波の痕跡の最大位置を検討用の計測浸水深 η_m とした。一方、石巻から相馬までの平野部では、筆者らの調査によると前面の津波の痕跡深は側面もしくは背面の痕跡深の約1.25倍~1.35倍であり、前面に跳ね上がりの痕跡が見られたため、側面もしくは背面の津波の痕跡深を検討用の計測浸水深 η_m とした。

(3)については、地上での障害物等による影響が少なく、直接津波が来襲したと考えられる構造物が望ましい。そこで、本調査では可能な限り海岸直近の構造物をその対象とした。

2.3 調査構造物と調査・記録項目

2.2節に基づき、(a)単純な架構形式の建築物、(b)塀、(c)RC・CB造柱（橋脚、門柱等）、(d)石碑、(e)防潮堤、(f)S造フェンス、を調査対象とし、無被害を含む130件を超える構造物で詳細にデータを収集した。詳細調査における記録項目は以下のとおりである。

- ①所在地およびGPS記録（緯度，経度），②周辺の特徴（平坦地，海岸直近，建物のかけ等），③調査対象の用途と構造種別（RC/CB/石造等），④被害形態（構造/非構造被害の有無，転倒/傾斜/ひび割れ等の被害程度），⑤浸水深とその推定方法（実測/ヒアリング，水痕/ガラス破損等），⑥構造物寸法（外形，壁厚等），⑦鉄筋情報（規格，間隔，位置，破断有無等），⑧調査対象の全景写真，周辺写真，⑨簡単なスケッチあるいは寸法のわかる写真

なお、これらの内、耐力評価対象構造物として選定した(a)~(e)の代表的な被害状況を写真1に示す。また、津波進行方向と平行な構造物が3例含まれるが、後述のとおり、検討の過程において他の事例と同一に扱うことは不相当と判断し、詳細検討対象外とした。

3. 水平耐力の評価

3.1 建築物の耐力評価

2.3節の(a)で代表される建築物の水平耐力評価は、1階の層崩壊を仮定した。水平耐力は、現地実測した建築物の寸法をもとに耐震診断基準⁹⁾の第1次診断法に基づき算定した。なお、対象建築物の主構成要素は壁部材であるため柱の靱性指標（F値）は一律に

1.0 と仮定した。また、コンクリート強度は一部の建築物でシュミットハンマー試験により計測した値を参考に 21N/mm^2 とした。単位面積重量は 14kN/m^2 とした。なお、本検討の対象建築物には転倒したものは含まれていないため、浮力の影響は考慮していない。

3.2 単純な工作物の耐力評価

2.3 節の(b)~(e)で代表される単純な工作物の水平耐力評価は、観察された破壊形式に応じて、ひび割れ耐力 M_c 、曲げ降伏耐力 M_y 、曲げ破断（主筋破断）耐力 M_u 、転倒耐力 M_{or} 、滑動耐力 P_s を用いた。ここで、 M_{or} は重力式の防潮堤や転倒した石碑・門柱が、 P_s は滑動の見られる石碑がそれぞれ対象である。滑動耐力は静止摩擦係数 μ を構造材（石材）を考慮して 0.5 として求めた。ただし、 M_{or} と P_s の算出では、崩壊時に作用した浮力を正確に評価することが困難なこと、構造物が衝撃波力を受ける場合は浮力は耐力評価の主要因ではないことから、浮力による耐力低減効果は無視した。また、コンクリートの圧縮強度は 21N/mm^2 とした。鉄筋強度は現地でサンプル鉄筋を入手できた場合は引張試験結果を用いた。それ以外は丸鋼を SR235、異形鉄筋を SD295A と仮定し、耐震診断基準の第二次診断法に従い降伏強度 σ_y を丸鋼鉄筋で 294N/mm^2 、異形鉄筋で 343N/mm^2 とし⁸⁾、鉄筋破断強度 σ_b は上記試験結果を参考に規格降伏点強度の 1.7 倍とした。また、単位体積重量として鉄筋コンクリート造構造物には 24kN/m^3 、石造構造物には 27kN/m^3 を用いた。

4. 津波荷重の評価と実被害の比較

4.1 構造物に作用する津波荷重の波圧分布の仮定

構造物に作用した津波荷重は (1)式で表される文献 2), 3) の設計用津波波圧算定式を参考に(2)式の形式で設定し、これによる波力と 3 章で求めた耐力が等しくなる時の係数 a を水深係数 a と定義し、調査対象ごとに水深係数 a を逆算した。

$$q_x = \rho g (3h - z) \quad (1)$$

$$p_x = \rho g (a\eta_m - z) \quad (2)$$

q_x : 文献 2), 3) による構造設計用の津波波圧 (kN/m^2)

ρ : 水の単位体積質量 (t/m^3) (本検討では 1.0 を仮定した)

g : 重力加速度 (m/s^2)

h : 設計用浸水深 (m)

z : 当該部分の地盤面からの高さ (m)

(1)式で $0 \leq z \leq 3h$ (2)式で $0 \leq z \leq a\eta_m$

p_x : 耐力相当時の津波波圧 (kN/m^2)

a : [耐力相当時の浸水深 $a\eta_m$] / [計測浸水深 η_m]

η_m : 計測浸水深 (GL からの実測値で定義) (m)

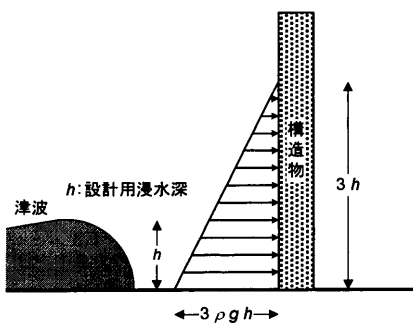


図2 設計用津波波圧分布^{2), 3)}

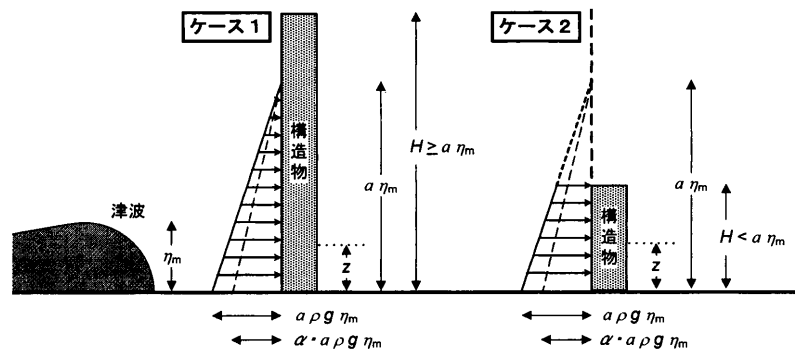


図3 本検討で想定した計測浸水深 η_m 、構造物高さ H と波圧分布 p_x の関係

(1)式による波圧分布は、図2に示すとおり設計用浸水深 h の3倍の高さに達する三角形分布（波圧分布の最下部で静水圧の3倍となる最大波圧）を想定したものである。なお津波荷重は浸水深、構造物の高さ、立面形状等の影響を受けるため、文献 2), 3) にはいくつかのケースで評価法が提示されているが、ここでは最も基本と考えられる図3の2ケースを対象とした⁵⁾。なお、受圧面に開口を有する建築物に津波荷重が作用する場合は、1 から受圧面の開口率（受圧面の開口部面積/受圧面の建築物見付け面積）を減じた数値を低減率 α と定義し、高さ方向に一樣に乗じて波圧を低減させた。

4.2 水深係数 a の算定手順

(2)式と3章の耐力から逆算される水深係数 a は、耐力相当時の浸水深 $a\eta_m$ （計算値）の計測浸水深 η_m （実測値）に対する比率で定義し、もし $a=3$ で被害と無被害が区分されれば(1)式が妥当であることを示す。水深係数 a の具体的な算定手順は以下のとおりである⁵⁾。

- ①調査対象の耐力をその破壊形式に応じて算定する（3章参照）。
- ②(2)式の波圧分布により構造物の損傷位置に作用する力（またはモーメント）がその耐力に等しいとして算出される浸水深 $a\eta_m$ を求める。 $a\eta_m$ が構造物の高さを超える場合は、図3に示す構造物の高さ H までの台形波圧分布（ケース2）を仮定する。
- ③ $a\eta_m$ と調査地点における計測浸水深 η_m との比率として水深係数 a を算定する。

4.3 構造物の被害程度と水深係数 a の関係に基づく津波荷重評価

調査事例のうち前述の検討が可能と判断した比較的単純な工作物 43 件および RC 造建築物 8 棟を選定し、これらについては、まずは各構造物を北から順に左から並べ、それぞれの構造物の種類、高さ、計測浸水深 η_m 、耐力相当時の浸水深 $a\eta_m$ 、被害程度をプロットした（図4）。被害程度は被害のない工作物と残存する建築物をそれぞれ○と◇で、崩壊した工作物と建築物をそれぞれ×と*で、わずかな傾斜やひび割れ等の軽微な損傷が見られる工作物を△で示した。すなわち○と◇は作用した津波波力が構造物の耐力より小さかったこと、×と*は作用した津波波力が構造物の耐力より大きかったこと、△は両者が同程度であったこと、をそれぞれ意味する。よって、○および◇と×および*の境界を探ることで津波波力の推定を試みた。なお、図4では計測浸水深に加えて、その0.5倍および1.5倍の浸水深についてもあわせて示した。これらは4.2節で求めた水深係数 $a=1.0, 0.5, 1.5$ にそれぞれ相当する。

まず、図4の▼印に示す牡鹿半島付近がリアス式海岸（三陸地方）と仙台平野に代表される平野部との異なる地形特性の境界と考えられ、その南北での比較から北側の計測浸水深はそれ以南に比較

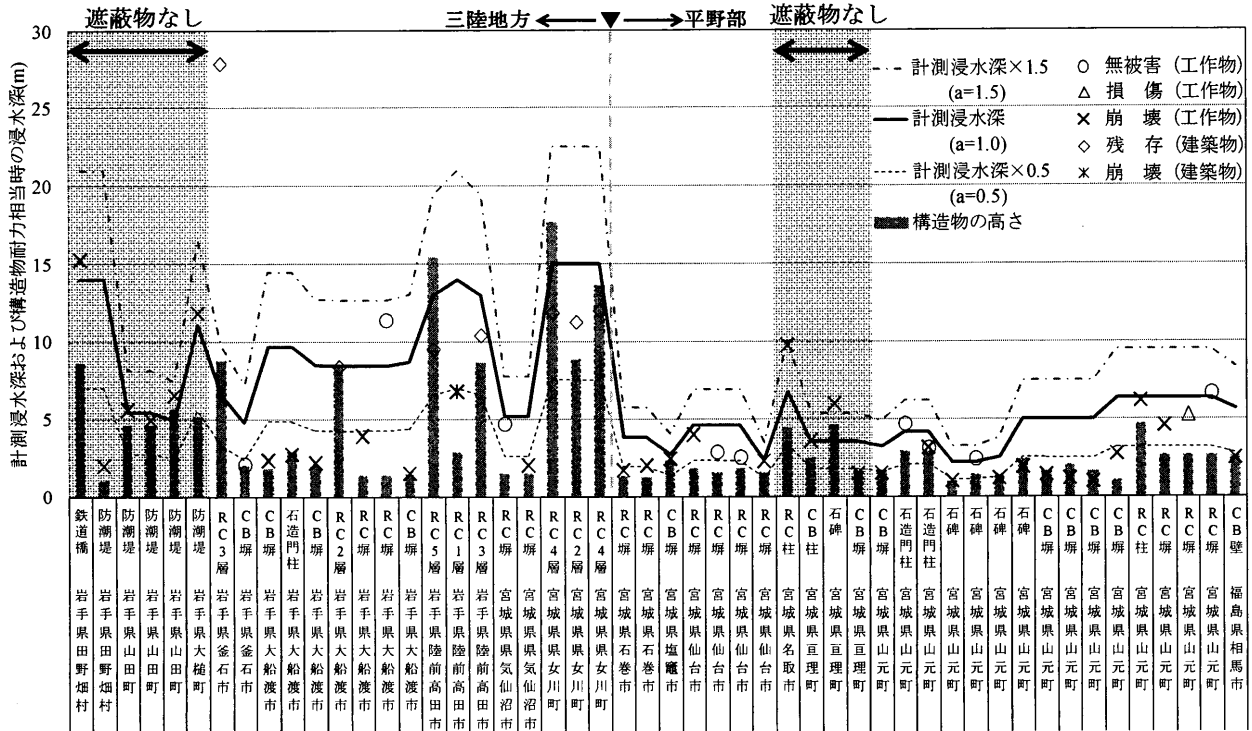


図4 計測浸水深、構造物耐力相当時の浸水深と被害程度の関係

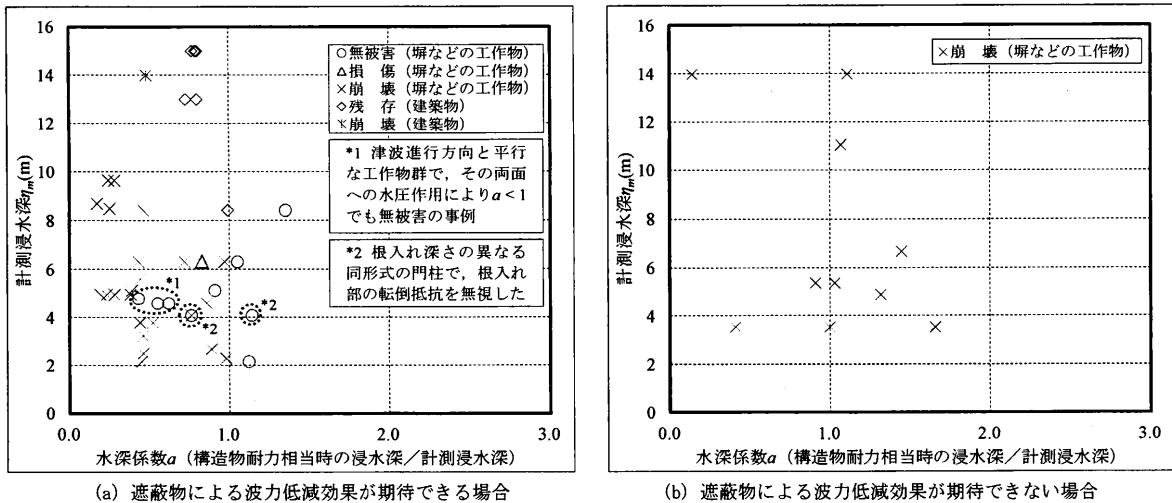


図5 計測浸水深と被害程度の関係（比較的単純な工作物およびRC造建築物）

して深い特徴があることがわかる。また、前述のとおり、浸水深計測時の津波痕跡の特徴や津波来襲時の記録映像から、平野部の津波流速は三陸地方に比べて大きいと考えられるため、被害の有無を区分する水深係数 a の値は前者の方が大きいと予想したが、図4に示すとおり、被害構造物 (\times と $*$) は数値の低い領域に、無被害構造物 (\circ と \diamond) は高い領域にプロットされる傾向にあるものの、地域のみによる被害の有無の境界値の差違は明確でない。

一方、防潮堤や海岸直近の構造物（亘理町の石碑など）は、耐力相当時の浸水深が計測浸水深を超える場合にあっては崩壊している事例が見られる（図4のハッチ部分）。そこで、津波波力が構造物の立地条件により異なることを想定し、津波高さや防波堤や防潮堤などの津波防災施設の規模等を総合的に勘案し、海側に津波の波力低減を期待し得る遮蔽物がある構造物と、ない構造物とに分類して図5に「計測浸水深 η_m 」と「水深係数 a 」との関係を示す。なお、

本検討において、遮蔽物としては釜石市、大船渡市、女川町に設置された湾口防波堤と、陸前高田市、石巻市、仙台市などに見られる津波高さに対し十分な高さを有すると考えられる防波堤・防潮堤を想定した。また、気仙沼湾の内部に来襲した津波は、蜂ヶ崎地区を通過し波力が低減されていると考えられるため、蜂ヶ崎地区を遮蔽物と想定した。ただし、山田町や大槌町のように津波高さに対して十分な高さを有すると考えられる防潮堤が設置されていても、防潮堤自身を検討対象とする際は、遮蔽物がない場合に分類した。

図5によると遮蔽物による波力低減効果が期待できる場合（図5(a)）は、計測浸水深 η_m が概ね10m以下の場合では図中の*1のデータ群を除けば被害の有無（ \circ と \times 等）の境界は水深係数 $a=1$ 程度（計測浸水深 η_m 相当）であると考えられる。また計測浸水深 η_m が概ね13mを超える場合では水深係数 a が1を下回る建築物も残存し、これらには計測浸水深相当の静水圧荷重は作用しなかったと推

察される。一方、波力低減効果が期待できない場合を同図(b)に示す。調査対象群には該当する建築物はなく、比較的単純な工作物のみである。×が水深係数 $a=1$ を超えて数例プロットされており、計測浸水深の概ね 1.7 倍以上の静水圧に相当する波力が作用したものと考えられ、遮蔽物の有無による波力低減効果の差が見られる。これらの結果を表 1 にまとめて示す。

2004 年スマトラ島沖地震津波を経験した構造物を対象とした検討結果⁵⁾によると、水深係数 a は 2~2.5 程度で本調査研究による結果と比較して大きい。これは、前者の調査⁵⁾では遮蔽物による波力低減効果を期待できる構造物が全くない海岸直近の工作物および建築物に直接的に津波が作用した事例が多かったことが理由の一つとして考えられる。

表 1 被害・無被害の境界となる水深係数 a の値

	遮蔽物あり	遮蔽物なし
三陸地方 平野部	$a=1$ ※ただし三陸地方の浸水深が概ね 13m 以上の地域では 1 を下回る	$a=1.7$ 以上

5. 抗力に基づく水深係数 a の妥当性の検討

5.1 抗力に基づく検討の意義

4 章では、津波荷重として(2)式のように静水圧と同様の三角形の波圧分布を仮定して検討を行った。同式は、陸上など水が無いところに来襲した津波による衝撃波力を考慮した式である。しかし、2011 年東北地方太平洋沖地震による津波では、ゆっくりと浸水深が上昇して構造物が徐々に波に浸かり、衝撃波力というよりは抗力が構造物に作用しているような記録映像が多く見られた。そこで、抗力式による津波波力の検討を行い、4 章の結果と比較を行った。

5.2 抗力に基づく津波荷重評価の手順

抗力 F_D は一般的に(3)式で示される。

$$F_D = \frac{1}{2} \rho C_D u^2 A_D \quad (3)$$

F_D : 抗力(kN)

ρ : 流体の単位体積質量(t/m^3)

C_D : 抗力係数

u : 流速(m/s)

A_D : 津波進行方向から見た受圧部分の見付面積(m^2)

抗力係数は、本調査の対象構造物がほぼ四角形であることから、文献⁹⁾を参考に $C_D=2.0$ と仮定すると、(3)式より(4)式を得る。

$$F_D = \rho u^2 A_D \quad (4)$$

一方、図 6 に示すような等圧分布波圧を仮定し、3 章で求めた破壊形式に応じた構造物の耐力に相当する波圧を ω_R とすると、その時の水平力 V は(5)式で表すことができる。ここで、波圧の作用高さは津波が構造物を越流しない場合には計測浸水深 η_m とし、越流する場合は構造物の高さ H とする(図 6)。また、開口に波圧は作用しないものとした。

$$V = \omega_R A_D \quad (5)$$

よって、 $F_D=V$ とすると、構造物の耐力相当時の流速 u_R は、(6)式で表される。

$$u_R = \sqrt{\omega_R / \rho} \quad (6)$$

また、流勢の指標となるフルード数 F_r は、流速 u と浸水深 η_m で

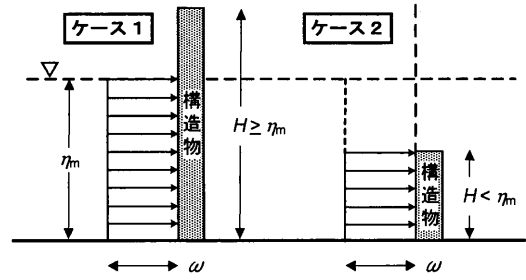


図 6 抗力による検討で想定した計測浸水深 η_m 、構造物高さ H と波圧分布 ω の関係

関係づけられる。よって、構造物の耐力相当時のフルード数 F_{rR} は、(7)式のように構造物の耐力相当時の波圧 ω_R と計測浸水深 η_m を用いて表される。

$$F_{rR} = \frac{u_R}{\sqrt{g\eta_m}} = \frac{\sqrt{\omega_R / \rho}}{\sqrt{g\eta_m}} \quad (7)$$

以上より、構造物の耐力相当時の波圧 ω_R を用いて(6)式、(7)式から構造物の耐力相当時の流速 u_R とフルード数 F_{rR} を算出し、3 章と同様、構造物被害の有無の境界値を探ることで津波荷重を推定する。

5.3 構造物の被害程度と抗力式に基づく津波荷重評価

5.2 節に基づき算出した構造物の耐力相当時の波圧 ω_R 、流速 u_R 、フルード数 F_{rR} を図 7 に示す。図中の*1 で示した構造物群は津波進行方向と平行な工作物で、波力の影響を受けにくく、耐力相当時の波圧や流速が低いにもかかわらず無被害である事例のため、本節の境界値に関する詳細な検討からは除外した。なお図 7 では、4 章で示したとおり遮蔽物の有無が議論の重要な要因となると考え、まず遮蔽物の有無で構造物群を二分し、これらを左から順に北から並べて示した。また図中のアルファベット記号は各構造物の破壊モードを示し、それぞれ Y: 鉄筋降伏、U: 鉄筋破断、S: 滑動、O: 転倒を表す。

まず構造物に作用した波圧は、図 7 (a)より遮蔽物のない場合には 85kN/m^2 程度以上、遮蔽物のある場合は $15\sim 30\text{kN/m}^2$ 程度であったと推定される。ただし、滑動耐力および層せん断力で耐力を算定した事例(図 7 の*U、*Y、*S印の 3 例)を除く崩壊した工作物については、波圧分布形状の違い(三角形分布と等分布)から(2)式による検討と比べ波力は小さく評価される。

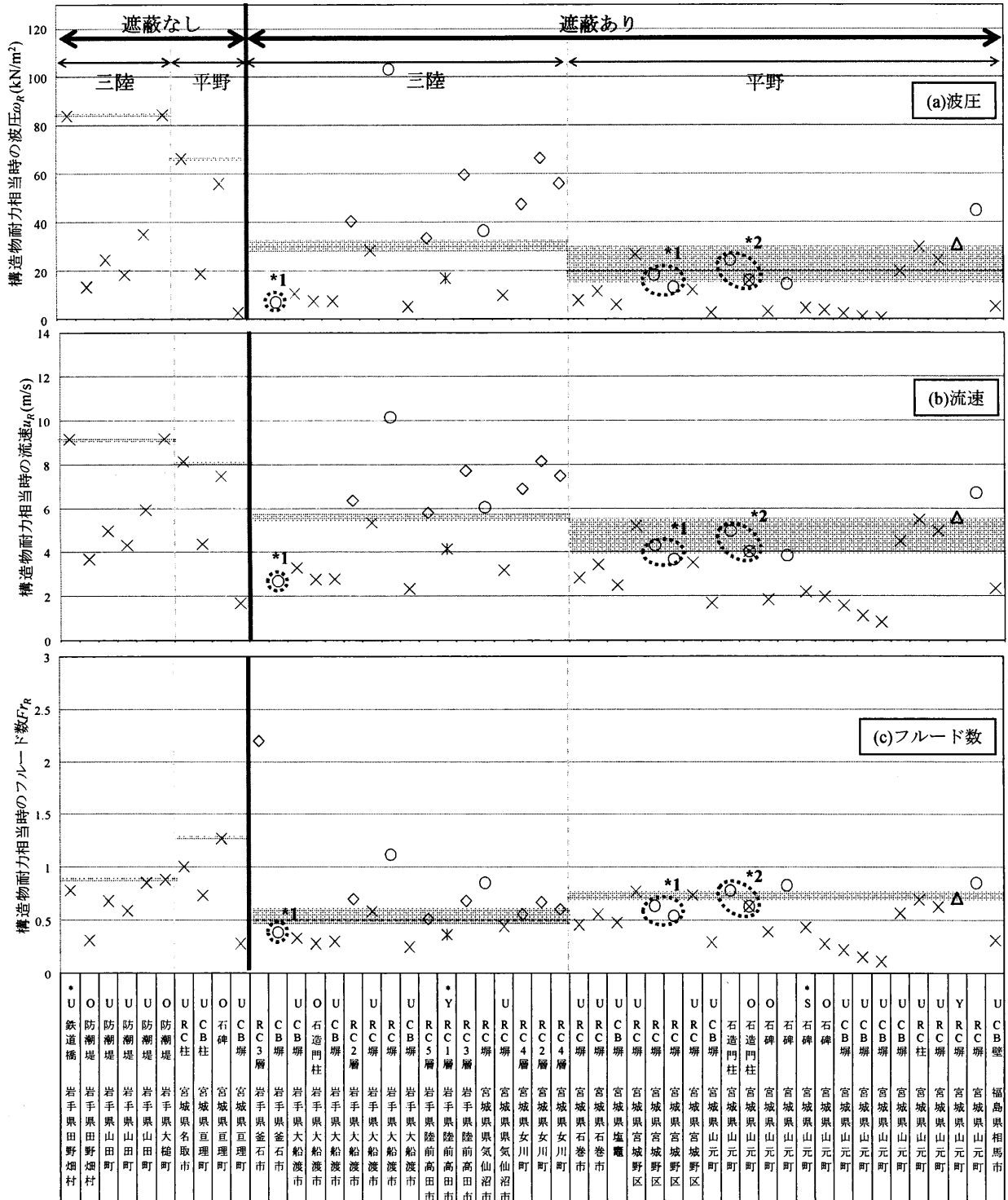
流速は、局所的な流れや遮蔽物の種類による波力低減効果の程度により、連続的に変化すると考えられるが、本検討に用いた構造物を対象としたデータにおいては、図 7 (b)より遮蔽物のない場合には 9m/s 程度以上、遮蔽物のある場合には $4\sim 6\text{m/s}$ であったと推定される。算出された流速と実際の流速を比較するため、津波来襲時に撮影された記録映像を利用して、あらかじめ現地で実測した距離を漂流物が通過するのに要する時間を計測し、流速を算定した。算定は三陸地方の釜石市(2か所)、大船渡市(2か所)、女川町(2か所)、仙台平野の名取市(1か所)、の計 7 か所において行い、いずれも防波堤、防潮堤など津波の波力低減効果を期待し得る構造物を有する地域である。また、女川町(女川浜女川)における映像では来襲している津波の浸水域以外の地域に既に大きな被害が見られ、撮影された波は第二波以降であると考えられる。それ以外の 6 か所における映像には津波来襲時初期の状況が収められており、第一波であることが確認されている。図 8 に流速を映像により算定した結

果を示す。なお図8では、流速・浸水深が算定可能な記録時間帯のみを取り出し、その算定開始時刻を時間0秒としてグラフ化している。プロットがない時間は、漂流物がないなど流速算定が不可能であった時間帯である。算定された流速は時間・場所共に限定的であること、撮影角度や映像の画質の関係上、精度の高い算定が困難であったことなどを考慮する必要はあるが、参考値として参照すると、

流速は最大浸水深にかかわらずいずれも概ね3~6m/s程度であり、抗力式により算出された値(4~6m/s)と整合した。

フルード数は、図7(c)より遮蔽物のない地域では1.27以上、遮蔽物のある地域のうち三陸地方では0.5~0.65程度、同平野部では0.8程度であり、遮蔽物のある地域では三陸地方の方が平野部よりもやや低い値となった。図7(b)で遮蔽物のある地域では三陸地方

○無被害(工作物) △損傷(工作物) ×崩壊(工作物) ◇残存(建築物) *崩壊(建築物)



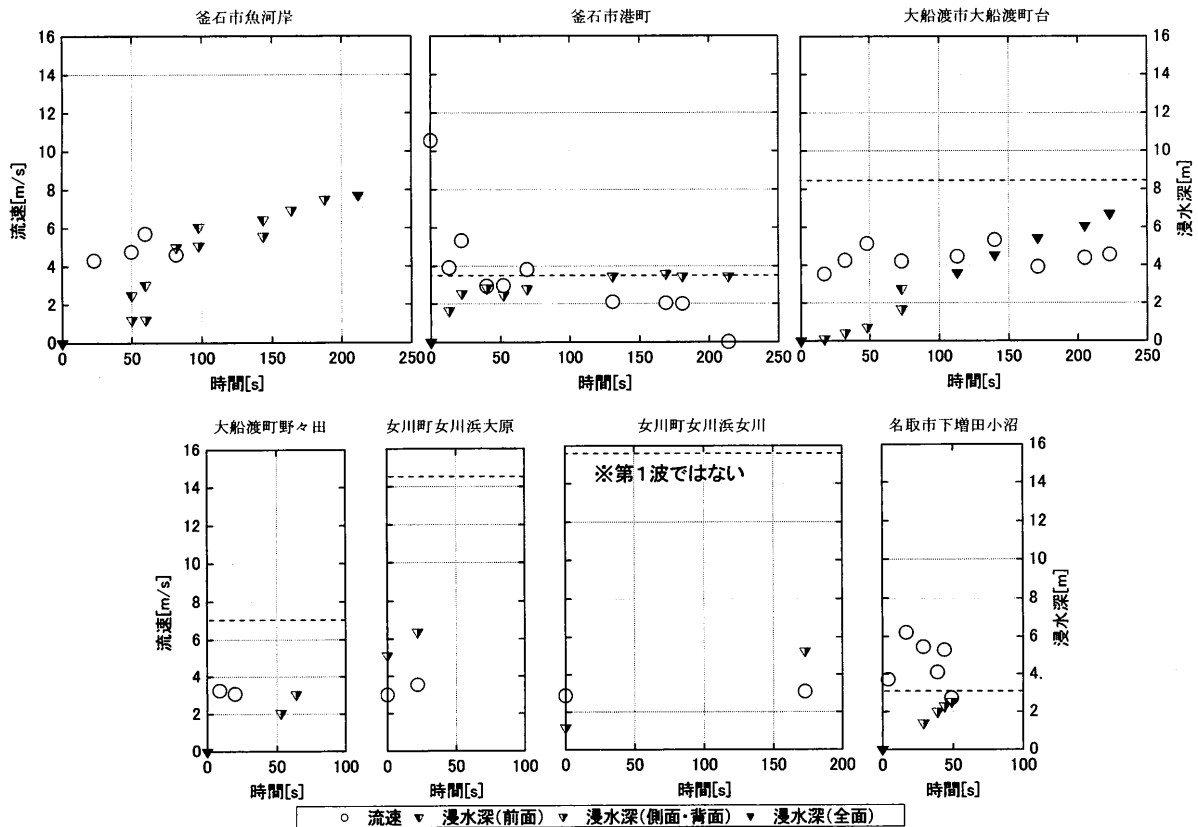
*1 津波進行方向と平行な工作物で、波力の影響を受けにくく、耐力相当時の波圧や流速が低いにもかかわらず無被害である事例
 *2 根入れ深さの異なる同形式の門柱で、根入れ部の転倒抵抗を無視した
 ■は被害/無被害の境界と考えられる範囲(遮蔽物あるの地域)および下限(遮蔽物なしの地域)をそれぞれ表す。
 記号はそれぞれ被害形態を表す(Y: 鉄筋降伏, U: 鉄筋破断, S: 滑動, O: 転倒, 無印: 被害なし)。

図7 構造物耐力相当時の波圧、流速、フルード数と被害程度の関係

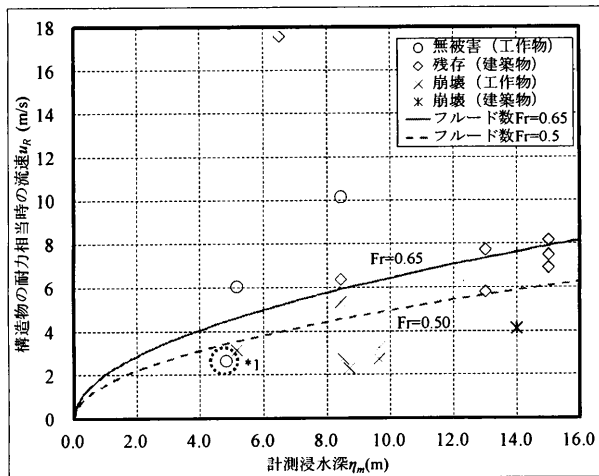
の流速は平野部と比べ同程度もしくはやや高めの値であるにもかかわらずフルード数が逆転することを考えると、三陸地方は浸水深が高い割に流速は高くなかったことがわかる。この傾向をより詳細に検討するために、三陸地方で遮蔽物のある地域の構造物を対象に、構造物の耐力相当時の流速 u_R 、フルード数 F_R 、および計測浸水深 η_m の関係を図9に示す。同図によると、計測浸水深 η_m が概ね13mを超える地域では、被害の有無を区分するフルード数は他地域より低く、浸水深の割に流速が低いとした前述の傾向がより強いことがわかる。また、これらの地域にある構造物は図5(a)の $a < 1$ で無被害であった建築物と対応している。以上から、遮蔽物のある地域

のうち三陸地方については、構造物の被害の有無の境界となるフルード数は0.65程度であるが、計測浸水深 η_m が概ね13mを超える地域ではこれを下回る事例も見られた。

松富らによるスマトラ島沖地震津波の調査からフルード数をまとめた図10¹⁰⁾では、フルード数は0.7~2.0の範囲に分布するとしている。一方、図7に示す本稿の検討結果は図10の比較的低い範囲に分布し、特に三陸地方の計測浸水深 η_m が概ね13mを超える地域では、一部0.7を下回った。これは4.3節で述べたとおり、松富らの調査¹⁰⁾と異なり本調査の対象地域には多少はあるにせよ海岸に人工物が設置されていることに加え、リアス式海岸となる三陸地方の

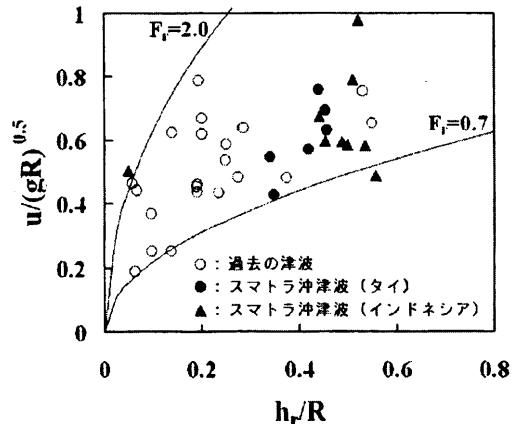


※流速、浸水深の算定を開始した時刻を0秒とし、実測が可能であった時間までをグラフにした。なお、図中の破線は各地域の計測浸水深 η_m を表す。
 図8 記録映像から算定された流速と浸水深



*1 津波進行方向と平行な工作物で波圧の影響を受けにくく、耐力相当時の波圧が低いにもかかわらず無被害である事例
 ※建築物についての η_m は建築研究所の調査結果⁷⁾を用いた

図9 計測浸水深、流速とフルード数の関係 (比較的单純な工作物およびRC造建築物) (三陸地方の遮蔽物による波力低減効果が期待できる場合)



著者注 hr : 建物背面の浸水深, R : 近傍の津波高, u : 氾濫流速
 図10 浸水深と氾濫流速の関係¹⁰⁾ (背面水深を浸水深とした場合)

地形の影響などが理由として考えられる。

5.4 抗力に基づく水深係数 a の検討

以上、抗力に基づく検討により、4章では検討できなかった流速とフルード数 F_r の推定が可能となり、本津波の特性を知ることができた。また、前節で示したとおり、抗力式に基づき算出された流速は、記録映像から算定される流速と概ね対応しており、それに基づいて算出されるフルード数も実情を反映していると考えられるため、本節ではフルード数を用いて水深係数 a を評価し、これを4章で求めた水深係数 a と(表1)比較する。

$a\eta_m$ が構造物の高さを超えず、無開口の構造物の場合には、「(2)式の静水圧分布による波力」は構造物の幅1mあたり(8)式のように、「抗力式による波力」は $C_D=2.0$ とすると幅1mあたり(9)式のようにそれぞれ算出される。

$$F_x = \frac{1}{2}(a\eta_m \times 1) \rho g \eta_m = \frac{a^2}{2} \eta_m^2 \rho g \quad (8)$$

$$F_D = \rho u^2 A_D = \rho u^2 (\eta_m \times 1) = F_r^2 \eta_m^2 \rho g \quad (9)$$

$F_x = F_D$ とすると(10)式が得られ、水深係数 a とフルード数 F_r の関係は(11)式のように求まる。

$$\frac{a^2}{2} = F_r^2 \quad (10)$$

$$a = \sqrt{2} \times F_r \quad (11)$$

よって、5.3節で求めたフルード数を(11)式により水深係数 a に換算すると、表2のように算出される。

4章で算出された水深係数 a の結果(表1)と比較すると、遮蔽物あり、なしそれぞれにおいて、表1の水深係数 a の値は表2の値の平均的な数値となっており、また遮蔽物があり計測浸水深 η_m が概ね13mを超える地域では、水深係数 a は1を下回る共通の傾向が見られた。以上のように、異なる手法で算出された水深係数 a の値は、概ね整合した結果であった。

表2 抗力に基づき算定した被害・無被害の境界となるフルード数 F_r 、水深係数 a の値

	遮蔽物あり	遮蔽物なし
三陸地方	$F_r=0.65$ $\Rightarrow a=0.92$ ※ただし浸水深が13m以上の地域では上記を下回る	$F_r=0.9$ 以上 $\Rightarrow a=1.27$ 以上
平野部	$F_r=0.8$ $\Rightarrow a=1.13$	$F_r=1.27$ 以上 $\Rightarrow a=1.8$ 以上

6. まとめ

2011年東北地方太平洋沖地震による津波被害を経験した構造物の調査結果に基づき、津波荷重算定に関わる水深係数 a について、流速やフルード数の算定結果等を用いて検討した。本検討で得られた知見は以下のとおりである。

①表1に示すように、遮蔽物による波力低減効果が期待できる場合は、計測浸水深 η_m が概ね10m以下の地域では水深係数 $a=1$ 程度(計測浸水深 η_m 相当)であり、計測浸水深 η_m が概ね13mを超える場合は水深係数 a が1を下回る事例も見られた。一方、波力低減効果が期待できない場合は、計測浸水深の概ね1.7倍以上の静水圧に相当する波力が作用したものと考えられ、遮蔽物の有無による波力低減効果の差が見られた。

②抗力に基づく検討では、構造物に作用した波圧は遮蔽物のない場合では 85kN/m^2 程度以上、遮蔽物のある場合は $15\sim 30\text{kN/m}^2$ 程度であったと推定され、流速は遮蔽物のない場合では 9m/s 程度以上、遮蔽物のある場合では $4\sim 6\text{m/s}$ と推定された。遮蔽物のある場合の流速は、津波来襲時の記録映像をもとに算定された流速の実測値と概ね整合した。また、フルード数は遮蔽物のない場合では1.27以上、遮蔽物のある場合のうち三陸地方では0.65程度、同平野部では0.8程度と推定され、遮蔽物の有無、遮蔽物のある地域では三陸地方/平野部による違いが見られた。なお、計測浸水深 η_m が概ね13mを超える地域では0.65を下回る事例も見られた。

③抗力に基づく検討により表2にまとめた数値が得られ、その結果は①と平均的に整合した。本検討で評価された津波荷重は、既往の検討^{4), 5)}と比較するとやや低い値であったが、海側に津波の波力低減を期待し得る遮蔽物がない地域のプロット数が限られていることが理由の一つとして考えられる。

なお、今回の検討は特定の津波災害、地域における検討であり、また遮蔽物のない地域では無被害の構造物のデータがないなど限られたデータに基づくものであるため、設計用の津波荷重を評価するにはさらに設計用浸水深の評価の精度、津波避難ビルの施設としての重要性、実験結果との整合性なども併せて考慮する必要がある。また、浮力や衝突などに対する検討も重要な課題である。

謝辞

本報は、国土交通省 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(研究代表者:中埜良昭)」において議論された内容を一部含んでいる。また調査にあたっては、東京大学生産技術研究所中埜研究室・高橋典之および崔琬両助教他ならびに、秋田県立大学建築構造学研究室・西田哲也教授他の諸氏に協力を得た。関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 内閣府:津波避難ビル等に係るガイドライン, 2005.6
- 2) 岡田恒男, 菅野忠, 石川志忠, 扇丈朗, 高井茂光, 浜辺千佐子:津波に対する建築物の構造設計法について—その1:予備検討—, ビルディングレター, 2004.10
- 3) 同上—その2:設計法(案)—, ビルディングレター, 2004.11
- 4) 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(2000), pp.911-915
- 5) 中埜良昭:スマトラ島沖地震津波の被害調査結果に基づく津波避難施設的设计外力評価, 日本建築学会技術報告集, 第13巻 第25号, pp.337-340, 2007.6
- 6) 中埜良昭:津波と建築構造, 建築雑誌, pp.34-35, 2011.10
- 7) 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, 平成23年7月 <http://www.nilim.go.jp/japanese/organization/kenchiku/iinkai/20110818pdf/siryoul.pdf> / 同上 中間報告2, 平成23年10月 <http://www.mlit.go.jp/common/000172792.pdf>
- 8) 耐震診断基準(財)日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説, 2001.10
- 9) 土木学会:水理公式集, 1971
- 10) 松富英夫, 榊山勉, S.Nugroho, 都司嘉宣, 谷岡勇市郎, 西村裕一, 鎌滝孝信, 村上嘉謙, 松山昌史, 栗塚一範:Banda Ache と周辺における2004年インド洋津波と被害想定からみた課題, 海洋工学論文集 第52巻(2005), pp.1366-1370