

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

その2

平成 23 年 10 月

東京大学生産技術研究所

目次

1. はじめに	1-1
2. 被害調査結果に基づく津波荷重の評価	2-1
3. 津波避難ビルの建物規模等に関する検討の概要	3-1
4. 津波避難ビルに関するその他の設計要件等についての検討の概要	4-1
参考資料	
I. 検討対象構造物一覧	参- 1
II. 津波避難ビルに関するその他の設計要件等についての検討資料	参- 3
1. 開口による波力の低減	参- 3
2. 浮力に関する影響	参- 5
3. 漂流物の影響	参-15
4. 地盤洗掘への対処	参-26
5. 津波避難ビルの建物規模等に関する検討	参-28
付録:委員会構成	付-1

1 はじめに

1.1 調査・検討目的

本調査研究における主な調査・検討目的は以下のとおりである。

- ・東日本大震災における津波被害地域での被害調査を基に津波避難ビル等構造設計法及び立地条件等の見直しの必要性とその内容を検討する。
- ・以上の成果を基に津波危険地域における建築制限のあり方に関する技術的整理を行う。

1.2 調査・検討体制

本検討は東京大学生産技術研究所と独立行政法人建築研究所の共同研究として行う。なお、「津波避難ビル等の構造設計法等の検討委員会（委員長：中埜良昭）」を耐震改修支援センター（財）日本建築防災協会）内に設置し、構造設計 WG、避難計画 WG、建築制限 WG を設けそれぞれにおいて詳細な検討を行う。付録に委員会構成を示す。

1.3 調査・検討方針

津波被害地域における被害調査報告等の収集及び現地調査を行い、被害を受けた建築物等の計測浸水深と建築物の諸元、被害状況等を把握した上で、それらの調査結果を基に、内閣府の「津波避難ビル等に係るガイドライン」（以下、ガイドラインと呼ぶ）¹⁾において参照されている（財）日本建築センターの自主研究に示された津波避難ビルの構造設計法等^{2, 3)}について、妥当性の検証及び見直しの必要な項目・内容の検討を行う。また、津波避難ビルの位置的要件、避難活用の際の留意点などについても、被害調査等に基づき検討を行う。更に、上記検討の成果をもとに、津波危険地域における安全性に配慮した建築制限のあり方に関する技術的整理を行う。

1.4 調査・検討結果(中間報告その2)

中間報告その2では、国土交通省の要請により、前回の中間報告（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 平成23年7月 東京大学生産技術研究所、以下、中間報告その1と呼ぶ。）で残された課題のうち、津波波圧算定式に用いる水深係数 a に関する議論を中心に行い、その後の検討結果、並びに設計用津波荷重算定式の試案をまとめたものである。なお、議論途中ではあるが、浮力や漂流物、開口の影響、洗掘への対処についての考え方や津波避難ビルの建物規模等に関する検討もまとめた。

次頁以下に調査・検討結果をまとめて示す。なお「参考資料」には本検討に用いた構造物のデータ（概要）並びに、3章および4章が参照する検討結果をそれぞれ示す。

2. 被害調査結果に基づく津波荷重の評価

2.1 静水圧に基づく検討

2.1.1 内閣府ガイドラインの津波波圧算定式

内閣府のガイドライン¹⁾において参照されている(財)日本建築センターの自主研究^{2, 3)}に示された津波避難ビルの構造設計法では、式(1.1)に示す津波波圧算定式(以下、BCJ式)が提案されている(図2.1.1)。本検討では、式(1-1)のBCJ式を検討対象とした。

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

qx : 構造設計用の進行方向の津波波圧(kN/m²)

ρ : 水の単位体積質量(t/m³)

g : 重力加速度(m/s²)

h : 設計用浸水深(m)

z : 当該部分の地盤面からの高さ ($0 \leq z \leq 3h$) (m)

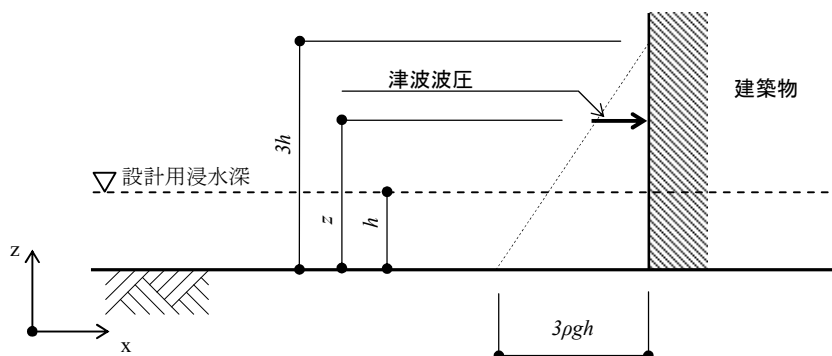


図 2.1.1 ガイドラインで参照される設計用津波波圧

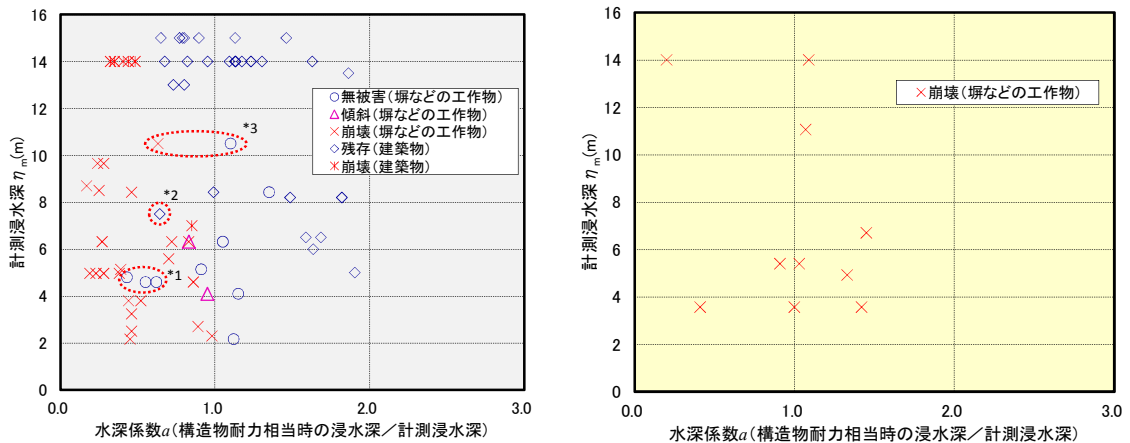
(1-1)式は、朝倉ら(2000)⁴⁾が直立護岸を越流した津波の遡上特性から護岸背後の陸上構造物に作用する波力を評価することを目的に行われた2次元水理模型実験の結果を基に設定され、護岸からの距離が波高の2.5~20倍の位置にある構造物に作用する波圧を、波高や周期、流速、フルード数を変化させた84ケースについて測定し、ソリトン分裂(津波の先端が短周期成分を有する複数の波に分裂することをいう。)が見られた3ケースを除いた波圧の最大値を包絡するものとして設定されている。ただし、この実験では、堤防等の遮蔽物の影響についての検討は行われていない。

2. 1. 2 被害調査結果に基づく津波波圧評価

東日本大震災の津波被害地域における被害調査結果に基づく津波波圧評価（中間報告その1）では、BCJ式の設定用浸水深 h に対する倍率 3 に着目して検証を行った。具体的には、3 を以下の式（以下、静水圧式）のように水深係数 a に置き換え、(1-2)式の波圧が片側から作用すると仮定し、構造物の被害の有無から水深係数 a を推定した（図 2.1.2）。

$$qx = \rho g(ah - z) \tag{1-2}$$

その結果、海側に波力低減を期待しうる遮蔽物がある場合と無い場合とでは、津波の波力に差があると思われ、期待できる場合は計測浸水深の 1 倍（水深係数 $a=1$ ）の深さの静水圧相当の波力で被害程度が分類され、期待できない場合は、計測浸水深の概ね 1.5 倍以上（水深係数 $a=1.5$ ）の深さの静水圧に相当する波力が作用したと考えられると報告した（表 2.1.1）。いずれの場合においても、BCJ 式の 3 に比べ小さい結果となった。その理由としては、東日本大震災で来襲した津波が、BCJ 式が想定している波に比べフルード数^注が小さい波であった事や、浸水深が徐々に増す波であり構造物の背面に早期に水が回った事などが考えられる。なお、検討過程では地形（三陸地方・平野部）の相違と水深係数 a の関係についても検討したが、顕著な傾向はみられなかった。



(a) 遮蔽物による波力低減効果が期待できる場合 (b) 遮蔽物による波力低減効果が期待できない場合

- *1 津波進行方向と平行な工作物でその両面への水圧作用により $a < 1$ でも無被害と推定される
- *2 側面開口が大きく建物内部への津波流入により $a < 1$ でも無被害と推定される
- *3 計測浸水深 η_m の不確実性が高いため、参考値として参照する

[中間報告その1から若干の追加、修正を行った。詳細は「参考資料 I. 検討対象構造物一覧」参照。]

図 2.1.2 水深係数 a と被害程度の関係（遮蔽物による波力低減効果あり／なしの違い）

表 2.1.1 被害・無被害の境界となる水深係数 a

地域	遮蔽物あり	遮蔽物なし
三陸地方 平野部	1.0 ※ただし三陸地方の浸水深が概ね 10m を超える地域では 1 未満	1.5 以上

なお、波力低減を期待しうると判断した遮蔽物としては、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、山元町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、気仙沼湾の内部に來襲した津波は、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、遮蔽物のない場合に分類した。

また、2004年スマトラ島沖地震津波を経験した構造物を対象に同様の検討がなされた結果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、スマトラ島沖地震津波における調査では、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。

注) フルード数: $Fr = \frac{u}{\sqrt{g\eta}}$ ここに、 u :流速(m/s), g :重力加速度(m/s²), η :浸水深(m)である。

フルード数は、流速 u と波速 $\sqrt{g\eta}$ の比で上式のように定義され、フルード数が大きいと流勢が強い流れと言える。

2.2 抗力に基づく検討

津波荷重を評価する上で流速は重要なパラメータであるが、中間報告その1では浸水深のみをパラメータとする静水圧式に基づいて津波荷重の評価を行ったため、流速の違いが陽に表れてこなかった。

ここでは、構造物の耐力と被害程度の関係から抗力式を用いて流速を推定し、津波来襲時の記録映像から算定された流速の実測値や既往の流速推定式に基づく流速の推定値との比較を行うことでその推定値の妥当性を確認した。さらに、流速と水深係数 a には一定の関係があることを用いて、静水圧式の妥当性の検証を行った。

2.2.1 抗力に基づく波圧・流速・フルード数の算出結果

(1) 抗力に基づく津波荷重評価の手順

抗力 F_D は一般的に(2-1)式で示される。

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

F_D : 抗力 (kN)

ρ : 流体の密度 (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 C_D は、本調査の対象構造物はほぼ四角形であることから、文献6)を参考に $C_D=2.0$ と仮定すると、(2-1)式より(2-2)式を得ることができる。

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

一方、図 2.2.1 に示すような等圧分布波圧を仮定し、中間報告その1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 とすると、その時の水平力 V は(2-3)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。また、開口に波圧は作用しないものとした。

$$V = \omega A_D \quad (2-3)$$

よって、 $F_D=V$ とすると、構造物の耐力相当時の流速 u は、(2-4)式で表される。

$$u = \sqrt{\omega / \rho} \quad (2-4)$$

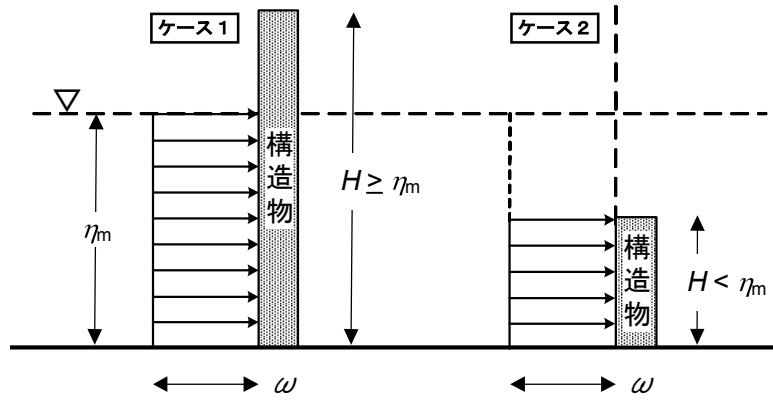


図 2.2.1 抗力に基づく検討で想定した計測浸水深 η_m 、構造物高さ H と波圧分布 ω の関係

また、構造物の耐力相当時のフルード数 F_r は、(2-5)式のように構造物の耐力相当時の波圧 ω と計測浸水深 η_m を用いて表される。

$$F_r = \frac{u}{\sqrt{g \eta_m}} = \frac{\sqrt{\omega / \rho}}{\sqrt{g \eta_m}} \quad (2-5)$$

以上より、構造物の耐力相当時の波圧 ω を用いて(2-4)式、(2-5)式から構造物の耐力相当時の流速 u とフルード数 F_r を算出し、2.1節と同様、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した。(3)に推定結果をまとめる。

(2) 水深係数 a とフルード数の関係

推定した流速と水深係数 a の関係を把握するため、津波が構造物を越流しないこと、転倒モーメントではなく水平力で比較することを条件に、静水圧式による波力が抗力式による波力に一致すると仮定して、両者を関係づける。

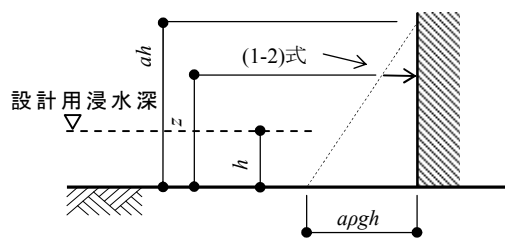


図 2.2.2 静水圧式による波圧分布

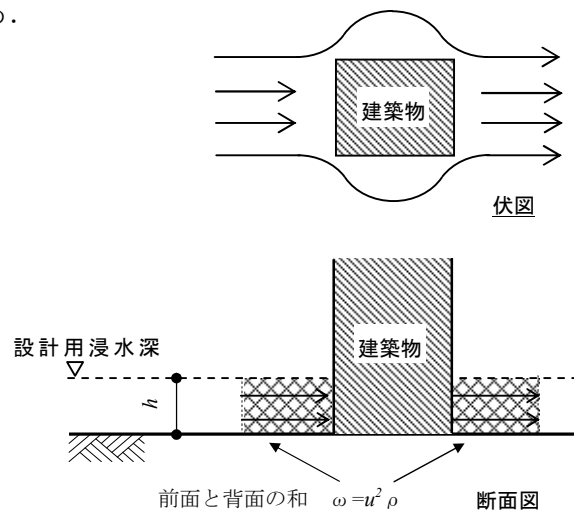


図 2.2.3 抗力式による波圧分布

静水圧式の波圧分布による波力 F_x は、 ah が構造物の高さを超えず無開口の構造物の場合には、構造物の幅 1m あたり(2-6)式のように算出される。

抗力式による波力 F_D は $C_D=2.0$ とすると幅 1m あたり(2-7)式のようにそれぞれ算出される。

$$F_x = \frac{1}{2} \cdot a \cdot h \cdot a \rho g h = \frac{a^2}{2} h^2 \rho g \quad (2-6)$$

$$F_D = \rho u^2 A_D \quad (2-7)$$

$$= \rho u^2 (h \times 1) = F_r^2 h^2 \rho g$$

$F_x = F_D$ とすると(2-8)式が得られ、水深係数 a とフルード数 F_r の関係は(2-9)式のように求まる。

$$\frac{a^2}{2} = F_r^2 \quad (2-8)$$

$$a = \sqrt{2} \times F_r \quad (2-9)$$

推定された流速から (2-5) 式と (2-9) 式の関係を用いて、水深係数 a を算出した。

(3) で推定されたフルード数 Fr を、(2-9)式により換算し、2. 3にまとめる。

なお、朝倉ら (2000) ⁴⁾は、水理実験での Fr として図 2.2.4 のように「遡上現象の特性を表わす指標として

$$F_r = u_{\max} / \sqrt{g \eta_{\max}} \quad (2-10)$$

で表されるフルード数 Fr 」を用いている。ここで η_{\max} は最大遡上水深、 u_{\max} は最大遡上流速である。本来フルード数 Fr は、同時刻での浸水深と流速から定義されるべきものであるが、「構造物に働く波力を評価するためには水深が最大となる時、または流速が最大となる時のどちらの要素も重要であることからこのような定義を行った」としている。

朝倉ら (2000) ⁴⁾の実験結果では、フルード数 Fr と a (筆者注：本検討では水深係数 a に相当する) の関係は図 2.2.5 のようになっている。フルード数 Fr が小さい場合には、(2-9)式に示すように a とフルード数 Fr はほぼ線形な関係にある。一方、フルード数 Fr が大きい場合には a はほぼ一定となり、この結果から「フルード数が 1.5 以上では a は最大 3.0 程度であり、これより非分裂波の a は 3.0 と評価できる」としている。内閣府のガイドラインでは、他の津波荷重評価式との比較から(1-1)式がほぼ安全側の評価になるとの判断から(1-1)式を採用したと説明している。

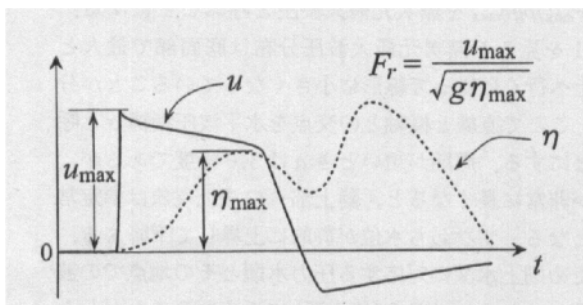


図 2.2.4 最大浸水深 η_{\max} と最大流速 u_{\max} の関係⁴⁾

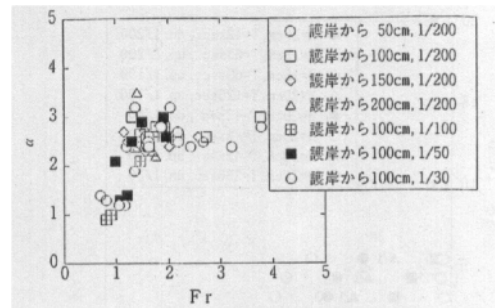


図 2.2.5 a とフルード数 Fr の関係⁴⁾

(3) 構造物の被害程度と抗力に基づく津波荷重評価

(1) および(2)の手順, すなわち静水圧式に基づく波力と抗式に基づく波力が一致すると仮定して算出した構造物の耐力相当時の波圧, 流速, フルード数 F_r を図 2.2.6 に示す. なお, 本検討では, 中間報告その 1 で検討対象とした比較的単純な工作物 44 件と RC 造建築物 34 件に追加, 修正を行い, 工作物 42 件, 建築物 35 件のデータを用いた. 追加, 修正は, 「参考資料 I. 検討対象構造物一覧」表 1 内の, 大船渡市の建築物 1 件 (No.45) のデータの追加, 同表 2 内の, 浸水深が不確実な仙台市の工作物 2 件 (No.4, No.36) の本検討からの除外, 山元町の工作物 2 件 (No.35, No.43) の転倒中心位置の見直し, の計 5 件である.

図 2.2.6 の○と◇は被害のない工作物と残存する建築物を, ×と*は崩壊した工作物と建築物を, △はわずかに傾斜, ひび割れ等の軽微な損傷が見られる工作物を, それぞれ示している. 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圧, 流速, フルード数の推定を試みた. ただし, 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, *2 で示した構造物は側面開口が大きく建物内部への津波流入により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検討からは除外した. 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. なお図 2.2.6 では, 2.1 節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 2 分し, これらを左から順に北から並べて示した.

a) 波圧, 流速, フルード数の算出結果

まず構造物に作用した波圧 w は, 図 2.2.6 (a) より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 $15\sim 40\text{kN/m}^2$ 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 2.2.6 の U, Y, S 印の 8 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 2.1 節による検討と比べ波力は小さく評価される.

流速は, 図 2.2.6 (b) より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 $4\sim 6\text{m/s}$ であったと推定され, 2.2.2 節で後述するとおり記録映像等を用いて推定した流速と概ね一致した.

フルード数は, 図 2.2.6 (c) より遮蔽物のない地域では 1.2 以上, 遮蔽物のある地域のうち三陸地方では $0.5\sim 0.65$ 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.

b) フルード数に関する考察

図 2.2.6(c)から求めたフルード数を表 2.2.3 にまとめる。

三陸地方において、遮蔽物なしのフルード数は遮蔽物ありの場合の約 1.4 倍以上で、平野部において、遮蔽物なしのフルード数は遮蔽物ありの場合の 1.5 倍以上であった。

遮蔽物あり、なしの差は、三陸地方ではやや小さいものの、2.1 節で算出された水深係数 a の結果（表 2.1.1）と同様の傾向を示し、遮蔽物なしのフルード数は遮蔽物ありの概ね 1.5 倍以上である。

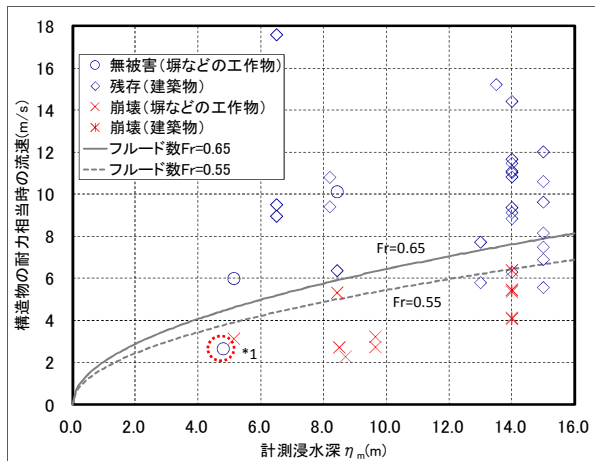
表 2.2.3 被害・無被害の境界となるフルード数 Fr の値

フルード数 F_r	遮蔽物あり	遮蔽物なし
三陸地方	$F_r=0.65$ ※ただし浸水深が概ね 13m 以上の地域では 0.65 を更に下回る	$F_r=0.9$ 以上
平野部	$F_r=0.8$	$F_r=1.2$ 以上

また、図 2.2.6 (b)で遮蔽物のある地域では三陸地方の流速は平野部と比べ同程度もしくはやや高め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 、フルード数 F_r 、および計測浸水深 η_m の関係を図 2.2.7 に示す。

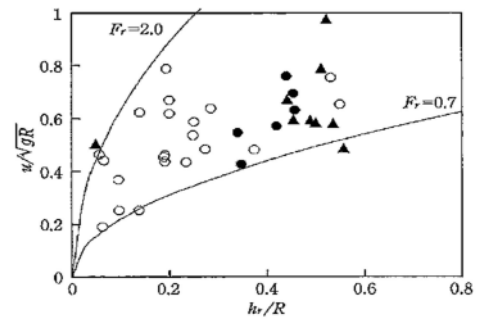
同図によると、計測浸水深 η_m が概ね 13m を超える地域では、被害の有無を区分するフルード数は他地域より低く、浸水深の割に流速が低いとした前述の傾向がより強いことがわかる。また、これらの地域にある構造物は表 2.1.1 の $a < 1$ で無被害であった建築物と対応している。

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らを下回る事例も見られた。過去の津波やスマトラ沖地震津波の調査からフルード数をまとめた図 2.2.8⁷⁾では、フルード数は 0.7~2.0 の範囲に分布しているとしており、本検討においても概ねこの範囲内となった。



*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

図 2.2.7 計測浸水深、流速とフルード数の関係 (遮蔽物による波力低減効果が期待できる場合)



○：過去の津波，●：スマトラ島沖地震津波（タイ），▲：スマトラ島沖地震津波（インドネシア）． Fr ：フルード数．

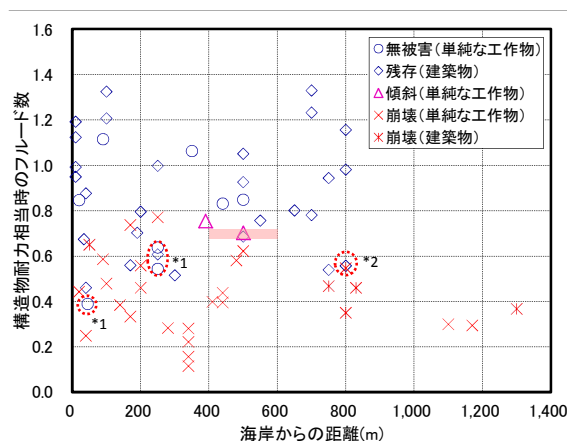
図 2.2.8 建物背面の痕跡高から推定された流速⁷⁾

c) 海岸からの距離とフルード数の関係

被害調査において、海岸近辺の建物の被害に比べて、内陸の浸水域の末端付近では被害の程度が軽微である傾向が見られた。

これを反映する方法として、海岸からの距離とフルード数の関係の分析を試みる．図 2.2.9 に横軸に海岸からの距離、縦軸にフルード数をとってまとめたものを示す．例えば、海岸からの距離が 500m 付近における被害の有無の境界を見ると、フルード数 Fr は 0.7 である。

海岸から離れると樹木や構造物等により干渉され、津波が減衰されるとした文献^{8,9,10)}もあり、これより内陸では、障害物の状況や地形に応じてフルード数は $Fr=0.7$ から徐々に低減されると考えられる。



*1 津波進行方向と平行な工作物でその両面への水圧作用により $a < 1$ でも無被害と推定される

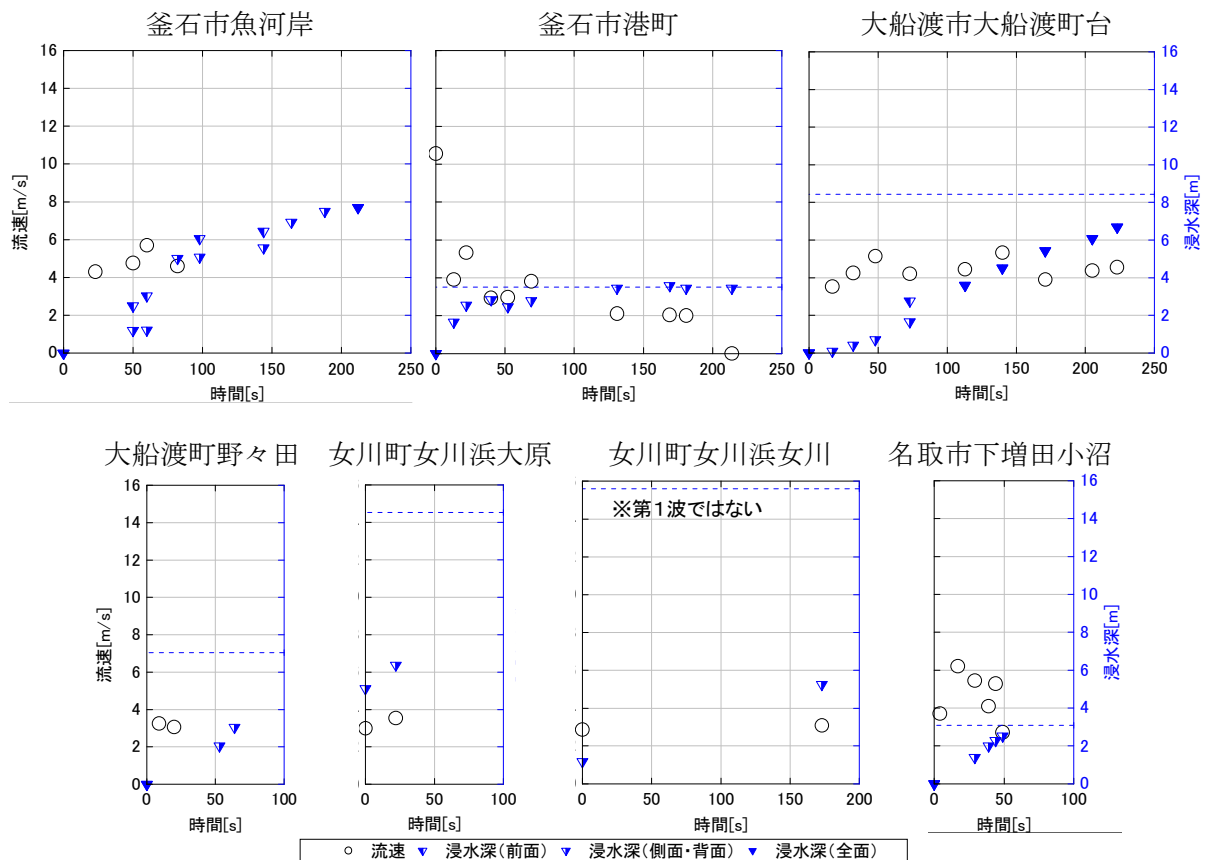
*2 側面開口が大きく建物内部への津波流入により $a < 1$ でも無被害と推定される

図 2.2.9 構造物の海岸からの距離と被害程度の関係 (遮蔽物のある場合)

2. 2. 2 抗力に基づき算出された流速の妥当性の検討

(1) 津波来襲時の記録映像を用いた流速の算定

2. 2. 1において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遮蔽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2.2.10に流速を映像により算定した結果を示す。なお同図では、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、漂流物が無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程度であった。



※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 2.2.10 記録映像より算定した流速と浸水深

(2) 既往の流速推定式に基づく流速の推定

次に、既往の流速推定式として FEMA P646 および松富らにより提案された算定式を対象に、これらにより以下の手法で流速を推定した。

i) 津波流速の推定手法

H.Yeh は津波長波理論から(1)震源距離、(2)初期水位、(3)陸上傾斜角をパラメータとした 9 ケースの二次元解析を実施し、流束($h_r(t) u(t)^2$ 、単位時間および幅当りに通過する水量と流速の積)の最大値を算定した¹¹⁾。FEMA P646 では本方法を式展開し、津波遡上高さ R と対象建築物の海拔 Z から流束最大値 $(hu^2)_{\max}$ を算定し、抗力を建築物の設計用津波荷重に取り入れている¹²⁾ ((2-11)式)。

ここで、 $(hu^2)_{\max}$: 流束最大値、 z : 対象建築物の海拔、 R : 津波遡上高さとする。

$$(hu^2)_{\max} = gR^2 \left(0.125 - 0.235 \frac{z}{R} + 0.11 \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right) \quad (2-11)$$

松富らは実験結果や現地調査結果などの結果から流速と前面および背面で計測される浸水深の関係を下記のように提案している¹³⁾ ((2-12)式)。ここで、 h_f 、 h_r : 建築物前面・背面で計測される浸水深、 C_v : 流速係数とする。本検討では流速を安全側に(大きく)評価するよう、 $C_v=1.0$ と仮定している。

$$u = C_v \sqrt{2g(h_f - h_r)} \quad (2-12)$$

ii) 東日本大震災における現地調査地域の流速の推定

土木学会海岸工学委員会・地球惑星連合等など 48 研究機関に所属する関係者らは「東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ」を組織し、東日本大震災の津波被害が生じた東北地方沿岸部において合計 5000 点を超える津波最大遡上高さ、建築物に残留する津波高さを測定し、インターネット上で公開している¹⁴⁾。本検討では同計測データを引用し、本委員会が現地被害調査を行った範囲の各地域における流速を推定した。流速は基本的には建築物に残留する前面と背面の津波高さから(2-12)式を用いて推定しているが、女川町および田野畑村島越では前面と背面の浸水深に差異が見られなかったことから、(2-11)式により流速を推定している。なお、引用したデータは(2-12)式では各調査地域において海岸近傍に位置する代表的な建築物の前面および背面に残留する津波高さとし、(2-11)式では調査地域における津波遡上高さとして海岸の津波高さとした。

検討結果を表 2.2.1 に示す。なお、表 2.2.1 中*1 の値は、推定に用いた FEMA の式では陸上傾斜角を一定としているが、実際は切り立った崖地での遡上高さを参照しているため、過大な流速が推定されたと考えられ、同*2 の値は、遮蔽物の背後直近の建築物にて推定されたため、局所的に大きな流速値になったと考えられる。これら二件を除くと、東日本大震災にお

いて現地調査を行った地域において、検討を行った範囲ではあるが、既往式から推定した流速は、遮蔽物がある地域で概ね4～6 m/s、遮蔽物がない地域で概ね6～8m/sであった。

表 2.2.1 現地地域において推定した流速

調査地域	遮蔽物の有無	(東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ 計測値)		FEMA式から推定した流速 (m/s)
		津波遡上高 (m)	津波高さ(m)	
田野畑村島越 (TH)	無し	27.10	14.00	8.02
女川町鷺神浜 (OG)	有り	34.70	16.47	9.47 *1
		(東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ 計測値)		松富式から推定した流速 (m/s)
		前面津波高(m)	背面津波高 (m)	
山田町川向町 (YM)	有り	8.10	6.08	6.29
気仙沼市浜町 (KS)	有り	9.80	8.71	4.62
塩釜市北浜 (SG)	有り	3.40	3.16	2.17
宮城野区港 (MY)	有り	7.49	6.55	4.29
亘理町荒浜 (WR)	無し	9.73	7.70	6.31
山元町高瀬浜砂 (HM)	有り	5.84	5.17	3.62
相馬市原釜 (SM)	無し	7.51	4.92	7.13
大船渡市欠ノ下向 (OF)	有り	10.40	9.30	4.64
陸前高田市高田町 (RK)	有り	14.38	13.00	5.20
名取市関上 (NT)	無し	7.50	5.00	7.00
仙台市蒲生細川 (SD)	有り	10.50	6.50	8.86 *2
大槌町本町 (OT)	有り	11.74	10.78	4.34
釜石市浜町 (KM)	有り	8.45	6.33	6.45
南三陸町志津川 (MS)	有り	15.24	14.13	4.67
		流速計やビデオ映像等から確認した津波流速 (m/s) (参考) ^{15), 16)}		
名取市関上		7.00		
女川町鷺神浜		7.50		

*1 推定手法が適用可能な条件と異なるため、過大な値となったと考えられる。

*2 遮蔽物の背後直近の建築物にて流速を推定したため、局所的に大きな流速値となったと考えられる。

(3) 抗力に基づき算出された流速の妥当性の検討

(1), (2) の結果を用いて、2.2.1で抗力に基づき算出された流速の妥当性の検討を行う。まず算定された流速値の範囲を比較すると、抗力に基づき算出された流速は遮蔽物がない場合では9m/s程度以上、遮蔽物のある場合では4～6m/sであり、記録映像により算定された流速は、遮蔽物がある地域で概ね3～6m/s程度、既往の流速推定式により推定された流速は、遮蔽物がある地域で概ね4～6m/s程度、遮蔽物がない地域で概ね6～8m/sと、概ね整合している。

また表2.2.2に、各手法により算出された流速を地域ごとに比較した。ただし、地域内の比較的近くの場所を選定しているが、厳密に同じ場所ではない点は留意されたい。ここで、抗力による流速は、図2.2.6(b)を参照し、当該地域において崩壊・傾斜した構造物の最大流速と残存した構造物の最小流速の範囲を示している。記録映像による流速は、図2.2.10を参照し、当該地域の流速の時刻歴の最大値を示している。既往推定手法による流速は、表2.2.1を参照し、FEMA式または松富式により算定した流速を示している。以上を考慮して各手法の値を

検討すると、抗力に基づく流速が比較的高い値を示しているものの、各手法間の流速は近い値となっており、抗力に基づき算出された流速は概ね妥当であると考えられる。

表 2.2.2 各手法により算定された流速の比較 単位：m/s

地域	抗力による流速 (図 2.2.6(b)による)	記録映像による流速 (図 2.2.10 による)	既往推定手法による流速 (表 2.2.1 による)
岩手県田野畑村	9.03～	—	8.02 ^{*1}
岩手県山田町	5.98～	—	6.29
岩手県釜石市	～8.96	5.32(港町), 5.70(魚河岸)	6.45
岩手県大船渡市	5.32～6.38	3.25(野々田), 5.32(台)	4.64
岩手県陸前高田市	5.81～6.39	—	5.20
宮城県気仙沼市	3.14～6.00	—	4.62
宮城県南三陸町	～12.02	—	4.67
宮城県女川町	～5.57	3.53(大原)	9.47 ^{*1,*2}
宮城県塩釜市	2.46～	—	6.75
宮城県宮城野区	5.17～	—	4.29
宮城県名取市	8.15～9.30	—	7.00
宮城県亘理町	6.81～	—	6.31
宮城県山元町	3.13～	—	3.62
福島県相馬市	2.84～	—	7.13

*1 FEMA 式により算定した数値。その他は松富式により算定した数値。

*2 推定手法が適用可能な条件と異なるため、過大な値となったと考えられる。

2. 2. 3 抗力式と静水圧式による設計用荷重の比較

(2-9)式に示したように、静水圧式による波力が抗力式による波力に一致するという仮定条件の下では、水深係数 a とフルード数 Fr は比例関係にある。したがって、あらかじめフルード数が小さいことが確かめられている地域においては建築物に過剰な耐力を要求しないように適切な水深係数を設定する必要がある。

表 2.2.1 に示した流速についてフルード数 Fr を算定した結果を図 2.2.11 に示す。なお、計測浸水深は本委員会の調査結果から得られた値とし、フルード数 Fr が 0.7, 1, 1.4, 2.0 となる線を重ねて示した。現地調査を行った地域、特に計測浸水深が 10m を超過する三陸地方ではフルード数 Fr が 1 よりかなり小さくなった。本検討結果から東日本大震災における傾向として非常に大きな浸水深の地域ではフルード数 Fr が小さかったと考えられる。

抗力式と静水圧式による設計用荷重を図 2.2.12 で比較した。グラフ縦軸は建築物の単位幅当りの津波水平荷重(kN/m)とした。また、同図の右側縦軸には 5 階建て、奥行き 28.5m、単位面積重量を 14kN/m² と仮定した建築物に要求される層せん断力係数を示した。なお、ここでは波圧分布が建築物高さを超過する状態は考慮していない。水深係数 a を 1.0, 1.5, 2.0, 3.0 とした静水圧による荷重、フルード数 Fr を 0.7, 1.0, 2.0 とした抗力による荷重について結果を示した。実線は静水圧による荷重、破線は抗力による荷重を表す。また、比較のため流速 10m/s を仮定した場合の抗力による荷重も重ねて示した。

フルード数 Fr を 1 とした抗力による荷重は水深係数 a を 2.0 とした静水圧による荷重の 1/2

となる。また、流速が小さくフルード数が0.7以下となる地域では水深係数 a を2.0とした静水圧による荷重の1/4となる。設計用荷重は水深係数 a およびフルード数 Fr の2乗に比例しており、同じ浸水深であってもフルード数 Fr が異なれば建築物に作用する荷重は大きく変化している。

前節に示したように東日本大震災においては現地調査において高い浸水深が計測された地域ではフルード数は大きくならない傾向が確認されている。したがって、十分な安全余裕度を見込んでフルード数が1以下であることを確認できる場合には流速の影響を考慮して、水深係数 a を1.5とすることが可能である。

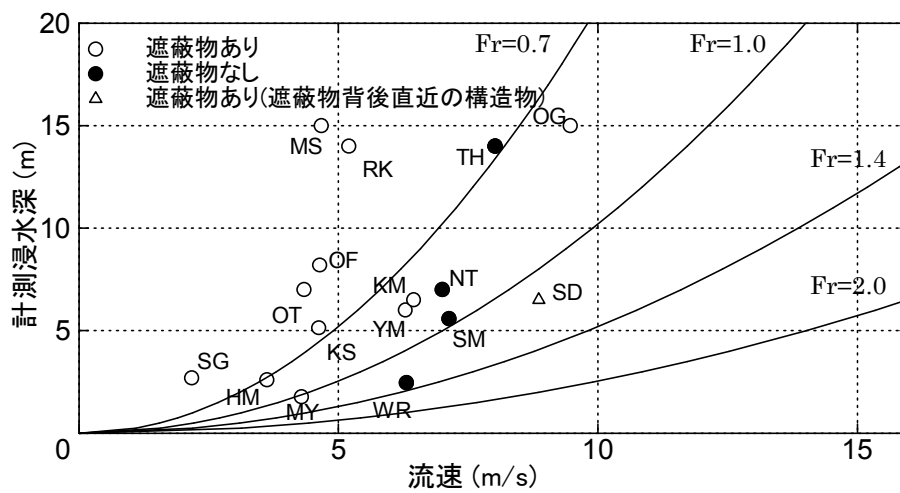


図 2.2.11 現地調査を行った地域において推定されるフルード数

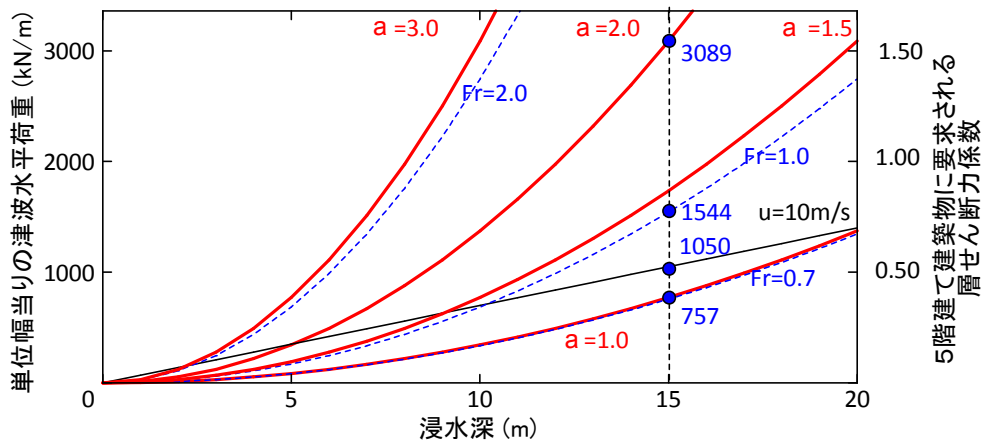


図 2.2.12 抗力と静水圧による設計用荷重

2.3 被害程度と水深係数 a の関係のまとめ

東日本大震災の被害調査結果に基づき、水深係数 a に着目して検証した結果を以下にまとめる。表 2.3.2 の抗力に基づく検討は 2.2.1 で被害程度から評価されたフルード数 F_r を(2-9)式の関係 $a = \sqrt{2} \times F_r$ により水深係数 a に換算した値である。

表 2.3.1 水深係数 a のまとめ（静水圧式に基づく検討（中間報告その1））

遮蔽物あり	遮蔽物なし
1.0	1.5 以上

表 2.3.2 水深係数 a のまとめ（抗力式に基づく検討）

条件	遮蔽物あり	遮蔽物なし
三陸地方	$F_r=0.65$ $\Rightarrow a=0.92$	$F_r=0.9$ 以上 $\Rightarrow a=1.27$ 以上
平野部	$F_r=0.8$ $\Rightarrow a=1.13$	$F_r=1.2$ 以上 $\Rightarrow a=1.7$ 以上

(1) 静水圧式と抗力式に基づく検討の比較

静水圧式に基づく検討と抗力式に基づく検討とを比較すると、遮蔽物の有無によらず（抗力式(三陸地方)） < （静水圧式） < （抗力式(平野部)）の関係にあり、抗力式に基づく検討の平均的な値と静水圧式に基づく値はほぼ同じである。

(2) 遮蔽物の有無による傾向

静水圧式に基づく検討では、海側に波力低減を期待しうる遮蔽物がある場合とない場合とで津波の波力に差がみられ、遮蔽物がない場合は、ある場合の 1.5 倍以上の水深係数 a となった。抗力に基づく検討においても、三陸地方においては遮蔽物がない場合は、ある場合の約 1.4 倍以上とやや低い値を示すものの、平野部においては 1.5 倍以上の水深係数となっており、同様の傾向がみられた。

以上のことから、海側に波力低減を期待しうる遮蔽物がない場合の水深係数は、ある場合の少なくとも 1.5 倍以上であったと考えられる。

2. 4 設計用津波荷重算定式の試案

本研究において検討対象とした静水圧式を基本に、設計用津波荷重算定式に用いる水深係数 a について考慮すべき条件と要因に関する検討を行い、その結果を整理することにより水深係数 a の試案を示す。

(1) 水深係数 a の設定に考慮すべき条件について

水深係数 a については、これまで地形（三陸地方と平野部）の影響および遮蔽物の有無の影響を対象に検討してきた。しかしながら、実用的な設計用荷重式の提案の観点からは、地形を条件とした場合、当該地域がいずれの地域に分類されるか不明確な事態が生じることが考えられ、東日本大震災の被災地以外の地域への適用は難しいと考えられる。そのため、設計用浸水深を基に津波荷重を算定する手法としては、遮蔽物の有無を主たる条件とすることにした。

遮蔽物の有無を条件とした水深係数 a としては表 2.3.2 の結果が得られている。これを基に、水深係数 a には、静水圧式と抗力に基づく検討結果のうち最大の数値を用いることとした。その結果、遮蔽物がある場合の水深係数 a は 1.13、遮蔽物がない場合の水深係数 a は 1.7 以上であった。

また、静水圧式と抗力に基づく検討の何れにおいても、海側に波力低減を期待しうる遮蔽物がない場合の水深係数は、ある場合の少なくとも 1.5 倍以上であった。

(2) 水深係数 a の設定に考慮すべき要因について

現時点までに得られた結果をもとに設計用の水深係数 a を設定するためには、今後、津波避難ビルに広く利用されることを念頭に置くと、下記のような要因を考慮する必要があると考えられる。

1) 本検討は特定の津波災害、地域における検討であること

津波避難ビル等に係るガイドライン¹⁾が定められた 2005 年以降、国内において発生した大きな津波被害は今次震災のみであり、データや知見の蓄積が少ない。

2) 遮蔽物なし地域の無被害構造物のデータが少ないこと

本報告では、被害のある構造物とない構造物のデータから浸水係数の推定を試みているが、遮蔽物のない地域での無被害構造物のデータが少ない。

3) RC 造建築物の耐力は耐震 1 次診断による略算の結果であること

本報告における RC 造建築物の耐力は耐震 1 次診断の方法により略算的に算出しているが、この数値は耐震性能を安全側に評価するために実際の建築物の耐力よりも小さめに算定される傾向にある。さらに、実際の建築物の耐力は、立体効果などにより一般に計算値よりも高くなると考えられ、その正確な推定は塀のような比較的単純な構造物に比べると困難である。

4) 津波浸水シミュレーションの精度

ハザードマップの基となるシミュレーションでは、個別の陸上構造物の影響まで逐一再現することは困難であり、局所的な影響の考慮は難しいと考えられる。そのため、浸水深の推定にはある程度の誤差が含まれていると考えられる。

5) 過去の実験結果，被害調査結果

朝倉らによる実験⁴⁾では、実験結果による波圧の最大値を包絡するものとして $a=3$ が設定されている。また、スマトラ島における被害調査⁵⁾では、条件は異なるが、 $a=2.0 \sim 2.5$ の結果が得られている。

6) 津波避難ビルとしての重要性

当該建築物の使用者のみならず、近傍からの避難が想定され、十分な構造安全性が求められる。また、津波到達後は他の場所にも移動することも困難である。

7) 広い適用可能性

今後発生するさまざまな津波に備えるため、できるだけ広範に利用できる必要がある。

これらを考慮するにあたって、それぞれの要因ごとに割増率を特定することは現段階では容易ではない。しかし、例えば本調査において、計測浸水深とシミュレーション¹⁷⁾による浸水深を比較した結果（図 2.4.1）によると、その比は大きい所では 1.5 倍程度であった。よって、現時点で今回の調査結果を今後の津波避難ビルに広く利用するためには、上記の要因をはじめとした不確定要因を考慮し、この程度以上の割増率を考慮して水深係数 a を設定する必要があるようである。

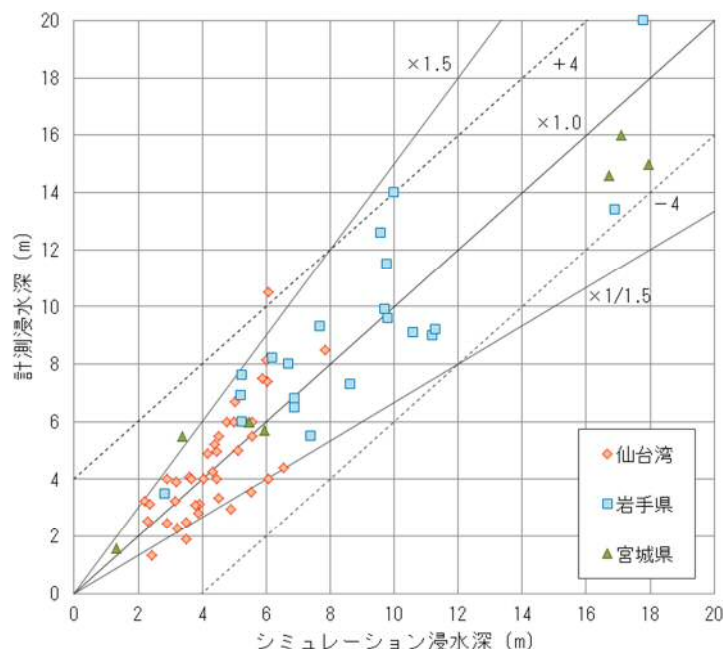


図 2.4.1 計測浸水深とシミュレーションによる浸水深の比較

(3) 水深係数 a の設定案

以上の要因を考慮し、本検討では設計用津波荷重算定用の水深係数 a の設定例として以下のように考えることとした。すなわち、

- ① 遮蔽物無しの場合の設計用水深係数 a を朝倉らの研究結果⁴⁾やスマトラ島沖地震津波による調査結果⁵⁾を参考に 3 とする
- ② 抗力による検討結果によると (表 2.3.2), 遮蔽物の有無による水深係数の比は 1.5 程度であることから、遮蔽物有りの場合の設計用水深係数 a を 2 ($=3/1.5$) とする
- ③ 2. 3 節によると海岸や河川等からの距離が 500m 以遠では $a=1$ 程度以下とみなせそうであり、地形特性 (例えば下り勾配や谷筋など) や構造物の配置などの影響による流速増加が生じない地域で距離に応じて津波の減衰が期待できる場合においては、これに割増率を考慮して 500m 以遠で水深係数 a を 1.5 とする

こととした。これらの結果をまとめて表 2.4.1 に示す。

ここで、①の設定は割増率として 1.76 ($=3/1.7$) を考慮したことに相当し、この数値は前記 (2) で指摘した割増率 1.5 以上である。なお③の場合にあっては、500m 近傍においては距離に応じて機械的に係数を低減するのではなく、当該建物周辺の地形や建物配置等を勘案し安全側に設定することが望ましい。

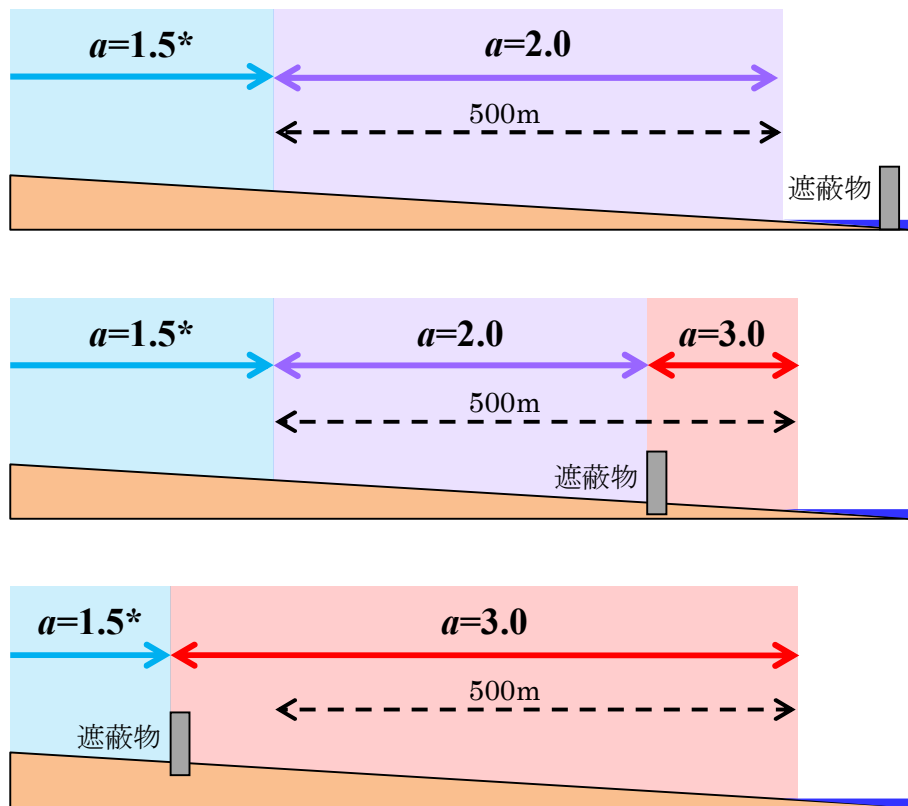
これらの提案は静水圧分布を仮定した簡便な荷重評価式の採用を想定したものであるが、2. 2. 3 項の結果によるとフルード数 Fr が小さい場合 (例えば 1 以下の場合) では本検討結果に示すような 1.5 を超える水深係数 a を用いた場合には上記仮定に基づく設計荷重が抗力に基づく設計荷重を大きく上回ることがあることがわかる。流速は構造物の配置や局所的な影響を受けるため、その正確な評価は現段階では必ずしも容易ではないが、津波浸水シミュレーションに基づき十分な余裕度を持って流速 (あるいはフルード数 Fr) が設定され、かつ $Fr < 1$ の場合には水深係数 a として 1.5 を採用することが妥当である。これによって、表 2.3.2 にみられる地形の相違による影響も反映し得ると考えられる。

以上をまとめた水深係数 a 設定案の模式図を図 2.4.1 に示す。

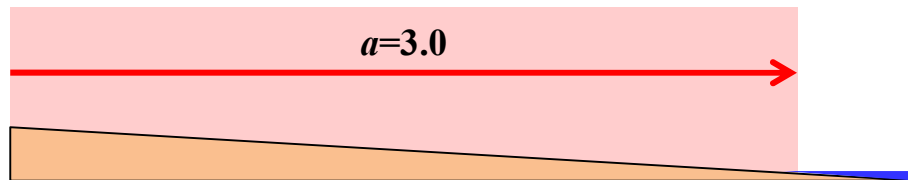
表 2.4.1 水深係数 a の設定案

遮蔽物あり		遮蔽物なし
海岸や河川等からの距離		
500m 以遠	500m 以内	
1.5	2	3

遮蔽物のある地域



遮蔽物のない地域



* $a=1.5$ への低減は津波の流速増加がない地域を対象とする

津波浸水シミュレーションに基づく場合

フルード数 Fr が 1 を下回ることが十分な余裕度を持って確認される地域 : $a=1.5$

図 2.4.1 水深係数 a 設定案の模式図

3. 津波避難ビルの建物規模等に関する検討の概要

前章で検討した津波荷重に対し建築物に要する建物規模や耐力の概略を把握するため、設計用地震荷重との比較を通じて現実的な津波避難ビルが設計可能であるかを検討した。具体的な事例等については参考資料 5.を参照されたい。

① 津波荷重と建物サイズのイメージについて

浸水深 5m程度であれば、津波に対する余裕高さ 4mを想定して、建物高さを 9m以上必要と想定すると、4階以上が必要となる。

$a=1.5\sim 2.0$ の場合、4階の集合住宅程度（奥行 8.5m程度）のサイズで対応できるとみられる。

$a=3.0$ の場合、5階の宿泊施設程度（奥行 23m程度）のサイズで対応できるとみられる。浸水深 15mでは、建物高さを 19m以上必要と想定すると、7階以上は必要となる。

$a=1.5$ の場合、宿泊施設程度（奥行 20m程度）のサイズで対応できるとみられる。

$a=2.0$ の場合、既存の事例は少ないが、サイズの大きな建物であれば対応可能である。

なお、波力を低減する案として、ピロティや外壁 ALC の案も検討した。

注) いずれも $C_B=1.0$ の場合を想定

② 耐津波設計における配慮について

耐震設計ルート 1 では $D_s=1.0$ 相当、ルート 2 では $D_s=0.75\sim 1.0$ 相当、ルート 3 では $D_s=0.3\sim 0.55$ で設計される。耐津波設計のために $D_s=1.0$ （本検討では $C_B=1.0$ ）相当の耐力を確保するには、耐震規定以上の耐力が必要となる場合があるが、壁量の確保や滑動・転倒に配慮することにより対応できると考えられる。

③ 開口率について

受圧面の開口率に応じて津波荷重を低減できると考えられるが、津波が通り抜けるように壁の開口率や建物内部における配置計画に十分な配慮が必要である。

④ 滑動について

建物耐力を $D_s=0.55$ 以上期待する場合で直接基礎の場合は滑動（摩擦係数 $\mu=0.5$ ）がクリティカルになる場合もある。滑動しないように、根入れや杭の水平耐力を期待できるような配慮が必要である。

⑤ 浮力について

開口を十分に設け大きな浮力が作用しないように配慮した計画とすることが合理的である。

⑥ 転倒について

1階の層せん断力が設計用地震荷重作用時と津波荷重作用時で等しい場合、転倒モーメントは水平力の作用重心が低い津波荷重時のほうが小さい。地震荷重算定用 A_i 分布の外力重心位置を $H/2$ 、津波荷重算定用三角形分布の外力重心位置を $H/3$ とすれば、転倒モーメントは

地震荷重作用時の方が 1.5 倍になると概算される。(但し、津波が越流した場合は重心位置がより高くなるため 1.5 倍より小さくなる。) したがって、転倒耐力が浮力により低下しても、耐震設計時に要求される耐力の耐津波耐力に対する余裕分がこれをカバーする場合は、耐震設計のクライテリア内で津波避難ビルは設計可能である。

4. 津波避難ビルに関するその他の設計要件等についての検討の概要

中間報告その1では、前章までに整理した内容のほか、開口率の影響、転倒被害の要因（浮力による影響）、漂流物の影響及び洗掘の影響について今後の課題としていた。これらについての現時点の検討結果を以下に整理する。各項目における具体の算定例等については、「参考資料」を参照されたい。

4. 1 開口を考慮した津波波力の評価の概要

建築物に津波が作用した場合、受圧面にある窓ガラス等は破壊するため、受圧面が全て耐圧部材となる壁等の場合に比べて、構造骨組みに作用する波力は低減すると考えられる。今次津波の被害調査においても、開口部は概ね破壊していた。

過去の（財）日本建築センターの自主研究では、開口に応じた低減の考え方が提案され、低減係数を波圧に乗ずる方法が示されている。

中間報告その1では、津波荷重の評価に当たり、この方法によらず、受圧面の面積に対する開口部の面積比を用いて開口の位置・破壊強度は考慮せず評価しているが、ほぼ妥当とみられる結果が得られている。このため、開口の面積相当分について波圧が生じないものとして低減してよいと考えられる。

なお、開口による波力の低減については、数値シミュレーションにより検討された例によれば、開口の割合が大きくなるにつれて波力は低減することが分かるが、概ね3割以上になると内壁等が存在するために波力の低減は小さくなるとされている。すなわち開口による波力低減には一定の限度があり、内壁がない場合等を除いた通常の建築計画を前提にすると、7割程度を下限とすることが現時点では望ましいと考えられる。

また、ピロティについても、上記の開口と同様に、柱梁等以外は受圧しないものとして取り扱ってよいと考えられるが、この場合には特に下限を設けず波力を低減してよいと考えられる。

4. 2 浮力による影響の概要

今次津波においては、いくつかの建築物の転倒被害の事例がみられた。これらの建築物では津波作用面の開口が小さく、浮力が作用し建築物の転倒耐力に影響したと考えられる。内閣府のガイドラインでは、「建築物は津波荷重によって転倒しないことを確認する。また、転倒の検討においては、必要に応じて浮力を考慮する」とあり、浮力については、「浸水した建築物体積に相当する浮力」を考慮することとされている。しかし、本検討における被害調査においては、開口部から多量の水の流入がみられており、これを考慮した浮力の算定方法について検討した。

転倒被害があった建築物及び転倒しなかった建築物数例について、水位上昇の速度を設定することで、開口部からの水の流入量を算定し、これをもとに建築物に生じた浮力を推定した。こうして算出した浮力を用いることで、転倒モーメントと杭の引き抜き耐力の関係により転倒又は残存に至った過程を説明することができた。

このため、水位の上昇速度に応じて、開口部から水の流入量を算定した上で、浮力を算定することが可能と考えられる。

4. 3 漂流物の影響の概要

今次津波では、漂流物の衝突により外壁に局部的損傷が生じたと推測される建築物がみられている。また、津波により崩壊、流出した建築物が多数みられたが、漂流物の衝突が原因であるか否かは判断が難しい。

漂流物の衝突による建築物への影響の評価については、研究途上の段階であり、また、被害調査においても、被害をもたらした漂流物の詳細な情報を得ることは難しいため、既往の知見の検証は困難であった。

このため、漂流物の衝突による建築物への影響について、既往の研究を整理するとともに、これらの研究において提案されている評価式による衝突力の算定例を示した。また、運動量に着目した考え方についてもあわせて示した。

また、漂流物の衝突に対処する考え方として、建築物の一部の柱・壁部材が破壊しても、当該柱・壁部材が支持していた自重を他の柱・壁部材で負担するよう設計する方法により対応することが考えられる。そのほか、漂流物が衝突しないよう、防護設備・施設等を設けるといった計画も考えられる。

4. 4 地盤洗掘への対処の概要

今次津波においては、建築物の基礎部や周囲で、津波による地盤洗掘の発生がみられている。洗掘に起因する建築物の被害形態としては、沈降、傾斜等がある。一方、建設年代が比較的新しい杭基礎の建築物では、洗掘が発生しても構造的被害を受けることなく残存しているものも多く確認されている。

地盤洗掘に対しては、杭の抵抗力によって建築物の転倒を防止できるよう、杭基礎構造とすることが考えられる。また、直接基礎の場合に地下階や根入れを深くすることや、地盤改良や周辺部の舗装によって周辺地盤を強化するといった対処方法も考えられる。

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，石川忠志，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) 岡田恒男，菅野忠，石川忠志，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2：設計法(案)－，ビルディングレター，2004.11
- 4) 朝倉良介，ほか：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の設計外力評価，日本建築学会技術報告集，第13巻 第25号，2007.6
- 6) 東昭：流体力学，朝倉書店，1993.11
- 7) 松富英夫，ほか：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
- 8) 平石哲也，竹村慎治，長瀬恭一：南太平洋地域における植林による津波対策法の適用性：海岸工学論文集，第48巻(2001)，pp.1411-1415
- 9) 原田賢治，今村文彦：人工植生モデルの抵抗による津波減衰効果に関する研究：土木学会東北支部技術研究発表会（平成13年度），pp.208-209
- 10) 小谷美佐，今村文彦，首藤伸夫：GISを利用した津波遡上計算と被害推定法：海岸工学論文集，第45巻(1998)，pp.356-360
- 11) Harry Yeh, M.ASCE : Maximum Fluid Forces in the Tsunami Run up Zone, Journal of waterway, port, coastal and ocean engineering, ASCE, 2006.11.
- 12) FEMA: Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, FEMA p646, 2008.6.
- 13) 松富英夫，飯塚秀則：津波の陸上流速とその簡易推定法，海岸工学論文集，Vol.45，pp361-365，土木学会，1998
- 14) 東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループデータ，2011/09/01 参照，HP アドレス，<http://www.coastal.jp/ttjt>
- 15) 東北大学 越村研究室：東北地方を襲った津波の流況と建物被害(PDF)，東北大学による東日本大震災3ヶ月後報告会，2011
- 16) 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)，国土技術政策総合研究所資料 No.636／建築研究資料 No.132，2011.5
- 17) 国土交通省水管理・国土保全局海岸室，国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部海岸研究室：平成23年東北地方太平洋沖地震による津波の対策のための津波浸水シミュレーションの手引き，2011.7

参考資料

I. 検討対象構造物一覧

表1 検討対象の建築物の被害状況

No.	所在地	構造	階数	建築物高さ (m)	計測浸水深 (m)	水深係数	計算方式	計算時の 仮定	精算した 水深係数	被害状況	津波避難 ビル
1	陸前高田市	RC 純ラーメン構造	2	7.0	14.0	0.348	耐震一次診断		0.260	層崩壊	
2	陸前高田市	RC 純ラーメン構造	2	6.4	14.0	0.439	耐震一次診断		0.278	層崩壊	
3	陸前高田市	RC 純ラーメン構造	2	6.2	14.0	0.439	耐震一次診断		0.274	層崩壊	
4	陸前高田市	RC 純ラーメン構造	2	6.0	14.0	0.405	耐震一次診断		0.296	層崩壊	
5	陸前高田市	RC 純ラーメン構造	1	3.0	14.0	0.323	耐震一次診断		0.246	層崩壊	
6	陸前高田市	RC 純ラーメン構造	1	2.8	14.0	0.483	耐震一次診断		0.433	層崩壊	
7	名取市	RC 純ラーメン構造	2	不明	7.0	0.850	耐震一次診断		0.467	層崩壊	
8	女川町	RC 耐力壁付きラーメン構造	4	12.0	15.0	0.472	自重転倒耐力	杭浮力無視			転倒
9	女川町	RC 純ラーメン構造	3	9.0	15.0	0.544	自重転倒耐力	杭浮力無視			転倒
10	女川町	RC 純ラーメン構造	2	9.0	15.0	0.637	自重転倒耐力	杭浮力無視			転倒
11	女川町	RC 純ラーメン構造	2	6.0	15.0	0.384	自重転倒耐力	杭浮力無視			転倒
12	陸前高田市	RC 純ラーメン構造	2	9.0	14.0	0.525	自重転倒耐力	杭浮力無視			転倒
13	陸前高田市	RC 壁式構造	2	5.5	13.0	0.428	自重転倒耐力	杭浮力無視			転倒
14	大槌町	CB 壁式構造	2	5.7	9.5	1.132	自重転倒耐力	杭浮力無視			転倒
15	大槌町	RC 壁式構造	2	6.5	7.0	1.200	自重転倒耐力	杭浮力無視			転倒
16	山田町	CB 壁式構造	2	5.7	5.7	1.273	自重転倒耐力	杭浮力無視			転倒
17	女川町	RC 耐力壁付きラーメン構造	5	17.7	15.0	0.790	耐震一次診断			残存	
18	南三陸町	RC 壁式構造	4	14.3	15.0	1.460	耐震一次診断	(構造図面)		残存	指定あり
19	女川町	RC 耐力壁付きラーメン構造	4	13.6	15.0	0.800	耐震一次診断			残存	
20	女川町	RC 耐力壁付きラーメン構造	3	17.0	15.0	0.650	耐震一次診断	(構造図面)		残存	
21	女川町	S ラーメン構造	3	10.6	15.0	0.43~0.82	崩壊解析	開口率0.3~0.8		残存	
22	女川町	RC 耐力壁付きラーメン構造	2	10.9	15.0	1.130	耐震一次診断	(構造図面)		残存	
23	女川町	RC 純ラーメン構造	2	8.8	15.0	0.770	耐震一次診断			残存	
24	女川町	RC 耐力壁付きラーメン構造	2	7.2	15.0	1.467	自重転倒耐力	杭浮力無視		残存	
25	女川町	RC 純ラーメン構造	1	7.9	15.0	0.895	耐震一次診断			残存	
26	陸前高田市	RC 耐力壁付きラーメン構造	4	15.2	14.0	1.133	耐震一次診断			残存	
27	陸前高田市	RC ラーメン構造	3	11.0	14.0	0.675	耐震一次診断			残存	
28	陸前高田市	S ラーメン構造	3	10.5	14.0	0.44~0.82	崩壊解析	開口率0.3~0.8		残存	
29	陸前高田市	RC 耐力壁付きラーメン構造	3	9.6	14.0	0.951	耐震一次診断			残存	
30	陸前高田市	RC 耐力壁付きラーメン構造	3	9.6	14.0	1.232	耐震一次診断	壁厚150mm		残存	
31	陸前高田市	RC 耐力壁付きラーメン構造	3	9.6	14.0	1.304	耐震一次診断			残存	
32	陸前高田市	RC 耐力壁付きラーメン構造	2	10.4	14.0	1.699	自重転倒耐力	杭浮力無視		残存	
33	陸前高田市	RC 耐力壁付きラーメン構造	2	8.9	14.0	1.173	耐震一次診断			残存	
34	陸前高田市	RC 純ラーメン構造	2	7.0	14.0	0.821	耐震一次診断	壁厚150mm		残存	
35	陸前高田市	RC 純ラーメン構造	2	5.4	14.0	1.093	耐震一次診断	柱鉄筋本数		残存	
36	陸前高田市	RC 壁式構造	1	3.8	14.0	1.129	耐震一次診断			残存	
37	陸前高田市	RC ラーメン構造	1	3.2	14.0	1.629	耐震一次診断			残存	
38	陸前高田市	RC ラーメン構造	1	3.0	13.5	1.863	耐震一次診断			残存	
39	陸前高田市	RC 壁式構造	5	14.5	13.0	0.730	耐震一次診断			残存	
40	陸前高田市	RC 壁式構造	3	8.6	13.0	0.800	耐震一次診断			残存	
41	宮古市	S ラーメン構造	6	20.0	11.5	0.74~1.39	崩壊解析	開口率0.3~0.8		残存	
42	大船渡市	RC 耐力壁付きラーメン構造	3	15.5	8.2	1.485	耐震一次診断			残存	
43	大船渡市	RC 壁式構造	2	6.0	8.2	1.820	耐震一次診断			残存	
44	大船渡市	RC 耐力壁付きラーメン構造	1	4.1	8.2		耐震一次診断			残存	
45*	大船渡市	RC 耐力壁付きラーメン構造	2	8.5	8.4	0.992	耐震一次診断			残存	
46	大船渡市	S ラーメン構造	2	6.0	8.0	0.30~0.57	崩壊解析	開口率0.3~0.8		残存	
47	名取市	Pca 壁式構造	2	5.0	7.5	0.642	耐震一次診断	(構造図面)	0.517	残存	
48	釜石市	RC 耐力壁付きラーメン構造	4	16.0	6.5	1.685	耐震一次診断			残存	
49	釜石市	RC 耐力壁付きラーメン構造	4	15.6	6.5	1.588	耐震一次診断			残存	
50	仙台市	RC 耐力壁付きラーメン構造	2	9.5	6.0	1.635	耐震一次診断	壁厚150mm		残存	
51	名取市	RC 壁式構造	2	10.0	5.5	1.835	自重転倒耐力	杭浮力無視		残存	
52	名取市	RC 純ラーメン構造	2	8.0	5.0	1.904	耐震一次診断			残存	
53	釜石市	S ラーメン構造	1	4.0	3.5	1.31~3.16	崩壊解析	開口率0.3~0.8		残存	

注) RC : 鉄筋コンクリート造, S : 鉄骨造, CB : 補強コンクリートブロック造, P C a : プレキャストコンクリート造

注) S造については、著しく崩壊した建築物や流失した建築物の諸元を現地調査では測定できないため、残存した例のみを取り上げている。ここで、S造の「残存」とは、柱梁等の骨組が残存していることを意味し、内外装材の大部分は流失している場合が多い。

*1 中間報告その1に追加したデータ

表2 検討対象の比較的単純な工作物の被害状況

No.	所在地	構造	工作物高さ (m)	計測浸水深 (m)	被害状況	耐力評価
1	田野畑村	RC 橋脚	8.6	14.0	崩壊	Mu
2	田野畑村	RC 防潮堤	1.0	14.0	崩壊	MOT
3	大槌町	RC 防潮堤	5.2	11.1	崩壊	MOT
4	仙台市	RC 壁*1	11.7	10.5*2	崩壊	My
5	大船渡市	CB 塀	1.8	9.7	崩壊	Mu
6	大船渡市	石 門柱	0.9	9.7	崩壊	MOT
7	大船渡市	CB 塀	1.4	8.7	崩壊	Mu
8	大船渡市	CB 塀	2.0	8.5	崩壊	Mu
9	大船渡市	RC 塀	1.4	8.4	崩壊	Mu
10	名取市	RC 柱	4.4	6.7	崩壊	Mu
11	山元町	RC 柱	4.6	6.3	崩壊	Mu
12	山元町	RC 塀	2.6	6.3	崩壊	Mu
13	山元町	CB 塀	1.0	6.3	崩壊	Mu
14	相馬市	CB 壁*1	2.6	5.6	崩壊	Mu
15	山田町	RC 防潮堤	4.6	5.4	崩壊	Mu+MOT
16	山田町	RC 防潮堤	4.6	5.4	崩壊	Mu+MOT
17	気仙沼市	RC 塀	1.5	5.1	崩壊	Mu
18	山元町	石 石碑	2.4	5.0	崩壊	MOT
19	山元町	CB 塀	2.0	5.0	崩壊	Mu
20	山元町	CB 塀	1.6	5.0	崩壊	Mu
21	山元町	CB 塀	1.6	5.0	崩壊	Mu
22	山田町	RC 防潮堤	5.7	4.9	崩壊	Mu+MOT
23	仙台市	RC 塀	1.8	4.6	崩壊	Mu
24	石巻市	RC 塀	1.3	3.8	崩壊	Mu
25	石巻市	RC 塀	1.2	3.8	崩壊	Mu
26	亶理町	石 石碑	5.7	3.6	崩壊	MOT
27	亶理町	CB 柱	2.5	3.6	崩壊	Mu
28	亶理町	CB 塀	1.6	3.6	崩壊	Mu
29	山元町	CB 塀	1.6	3.2	崩壊	Mu
30	塩竈市	CB 塀	2.3	2.7	崩壊	Mu
31	山元町	石 石碑	1.4	2.5	崩壊	Ps
32	仙台市	RC 塀	1.5	2.3	崩壊	Mu
33	山元町	石 石碑	0.9	2.2	崩壊	MOT
34	山元町	RC 塀	2.6	6.3	傾斜	My
35*3	山元町	石 門柱	2.9	4.1	傾斜	MOT
36	仙台市	RC 壁*1	11.7	10.5*2	無被害	My
37	大船渡市	RC 塀	1.4	8.4	無被害	Mc
38	山元町	RC 塀	2.6	6.3	無被害	Mu
39	気仙沼市	RC 塀	1.5	5.1	無被害	My
40	釜石市	CB 塀	2.0	4.8	無被害	Mc
41	仙台市	RC 塀	1.8	4.6	無被害	Mc
42	仙台市	RC 塀	1.5	4.6	無被害	Mc
43*3	山元町	石 門柱	2.9	4.1	無被害	MOT
44	山元町	石 石碑	1.4	2.2	無被害	MOT

注) RC：鉄筋コンクリート造，CB：補強コンクリートブロック造，石：石造

Mc：ひび割れ耐力，My：曲げ降伏耐力，Mu：曲げ破断耐力，MOT：転倒耐力，Ps：滑動耐力

*1 建物あるいはその架構を構成する一部材を調査対象とした

*2 不確定性の高い値であるため，本構造物は抗力に基づく検討から除外した

*3 中間報告その1から耐力を修正したデータ

II. 津波避難ビルに関するその他の設計要件等についての検討資料

1. 開口による波力の低減

建築物に津波が作用した場合、受圧面^{注)}（津波波圧を受ける外壁）にある窓ガラス等は破壊するため、受圧面が全て耐圧部材^{注)}である場合に比べて、構造骨組^{注)}に作用する波力は低減すると考えられる。すなわち、開口によって津波波力は低減しうる。

ここでいう「開口」とは、構造骨組の設計に用いる津波荷重算定に当たり、受圧面にあり、破壊することが確認できる非耐圧部材^{注)}を想定している。具体的には、外壁にある窓、ドア、シャッター等のことである。開口は外壁のみを対象とし、内壁を対象としないが、内部で大きな波圧が作用することのないよう、水流の通り道や出口となるような部分が内部や受圧面の反対側の外壁等にも存在することを前提とする。一例のみではあるが、ALC パネルによる外壁がほぼ残ったまま津波により転倒した被害が今回見られている（写真 1.1）ことを踏まえると、鉄骨造の外装材部分を開口とみなす場合には、外装材の下地材（2 次部材）や外壁に直交して取り付く内壁の配置等を考慮して外壁の耐力を評価するとともに、作用する津波の勢い等も勘案して慎重に検討する必要があると考えられる。

注) 内閣府のガイドライン¹⁾や文献 2)3)では次のように定義されている。

受圧面 : 津波波圧を直接受ける面。

耐圧部材 : 津波波圧を直接受け、破壊しないように設計する部材。

非耐圧部材 : 津波波圧を直接受け、破壊することを容認する部材。ガラス窓、窓枠及び軽量間仕切り等を含む。

構造骨組 : 受圧面で受けた力を建築物全体から基礎に伝達する架構。



写真 1.1 3 階建て鉄骨造の転倒

文献 3)では「性状は明らかでない」としつつも、低減の考え方が提案され、津波波力の基となる波圧に低減係数 α をかけることによって、開口の大きさ・位置・破壊強度を考慮した波力低減の方法が示されている。波力でなく波圧を低減する文献 3)では、構造骨組の設計には低減した波圧が、耐圧部材の設計には低減する前の元の波圧が用いられている。開口によって低減するのはあくまで波力（波圧とその作用面積の積の合計）であり、波圧は開口による低減とは無関係とした方が合理的で誤りが少ないように思われる。その意味で、文献 3)の低減係数 α は波圧を低減する係数と解釈するよりも、波圧の作用面積を低減する係数とみなした方がよかろう。

なお、中間報告その1では津波荷重の評価に当たり、文献3)の方法よりも簡略化して、開口の位置・破壊強度は無視し、(開口の面積) / (受圧面の面積) の比に対応する波力が無視できるとしている。開口の面積比が高さ方向に変化する場合について中間報告その1の低減方法と文献3)のそれとを比較したところ、両者の差は最大でもほぼ1割程度に収まることを確認しており、両者はほぼ同等の低減係数であると言える。

文献4)5)では開口による波力の低減の程度について数値シミュレーションにより検討している(図1.1参照)。開口の割合を大きくするにつれて波力が低減することが分かるが、開口の割合が一定以上になると内壁等が存在するために波力がさらに低減することはなくなる。すなわち、開口による波力の低減には一定の限度があることが分かる。よって、開口に応じて波力を低減できると考えられるが、その低減割合は最大で3割程度とするのが現状では望ましいと考えられる。

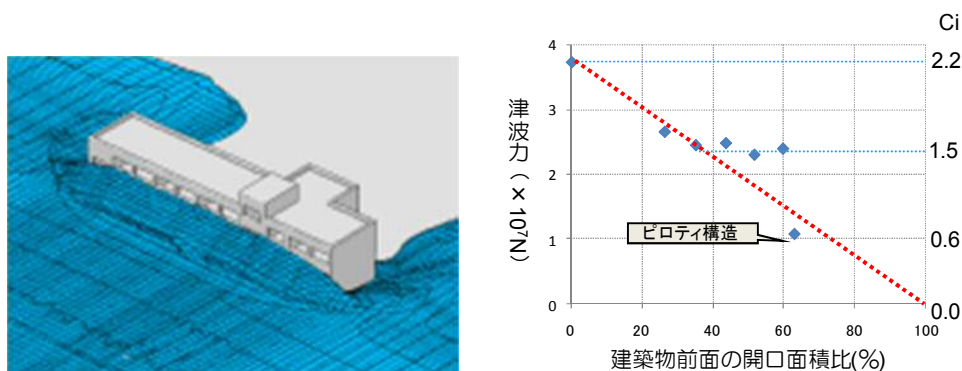


図 1.1 開口による波力の低減に関するシミュレーション結果⁵⁾

なお、図 1.1 にもあるように、ピロティの場合には通常の窓等の開口とは異なり、波力を大きく低減することができるので、ピロティ部分の柱梁等に対する波圧を考慮することを前提とすれば開口と同様に扱えると考えられる。その際、ピロティ部分については低減の限度を設ける必要はないであろう。ピロティの場合の波圧及び波力について文献3)に考え方が示されているが、開口との関係等も含めて、今後精査する必要がある。

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，ほか：津波に対する建築物の構造設計法について，－その2：設計法（案）－，ビルディングレター，pp.1-8，2004.11
- 3) (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，2006.3
- 4) 奥田泰雄，阪田 升：建築物に作用する津波のシミュレーション，その2 開口部の影響，日本建築学会大会 学術講演梗概集，2008
- 5) 奥田泰雄：建築物に作用する津波荷重のシミュレーション，国土技術研究会（ポスター），2010

2. 浮力に関する影響

2.1 建築物に付与する浮力の算定法

東日本大震災において女川町を中心とする地域では4階建て以下の鉄筋コンクリート造建築物が転倒する事例が見られた(写真2.1)。これらの建築物では津波作用面の開口が小さく、浮力が作用し建築物の転倒耐力に寄与したと考えられる。内閣府「津波避難ビル等に係るガイドライン」[1]では「建築物は津波荷重によって転倒しないことを確認する。また、転倒の検討においては必要に応じて浮力を考慮する。」とし、浸水した建築物体積に相当する浮力を考慮している。本章では建築物への水の流入を考慮した浮力の算定方法について検討する。



写真 2.1 転倒したRC造建築物

2.2 中間報告における静水圧荷重に対する浮き上がり転倒の検討

中間報告[2]では転倒及び残存したRC造建築物を対象に水深係数 a と計測浸水深の関係について検討を行っている(図2.1)。ここでは建築物の耐力は津波作用荷重による転倒モーメントと自重による転倒抵抗モーメントを比較し、浮力および杭が転倒耐力に及ぼす影響を無視している。本検討では転倒耐力に及ぼす浮力および杭の影響について整理した。

(1) 残存した建築物について

残存した建築物については構造図面が得られた公共建築物(RT-02)などを除き、基礎形式が不明であり、杭の影響を判断できない。一方、浮力を考慮すると水深係数 a が小さくなる(左側に移動する)ため、想定した津波作用荷重が小さかったこととなる。

(2) 転倒した直接基礎建築物について

1棟を除き、水深係数 a は1を下回っており、これらの建築物では浮力を考慮すると水深係数 a が小さくなる(左側に移動する)ため、想定した津波作用荷重が小さかったこととなる。一方、水深係数 a が1を超過した建築物(OT-04)は浮力が転倒に及ぼす影響について検証する必要がある。

(3) 転倒した杭基礎建築物について

転倒に関して杭と浮力が及ぼす影響を検証する必要がある(OG-01)。なお、OG-09については杭長および杭筋の情報が不明であったため、検討を行っていない(写真2.2参照)。

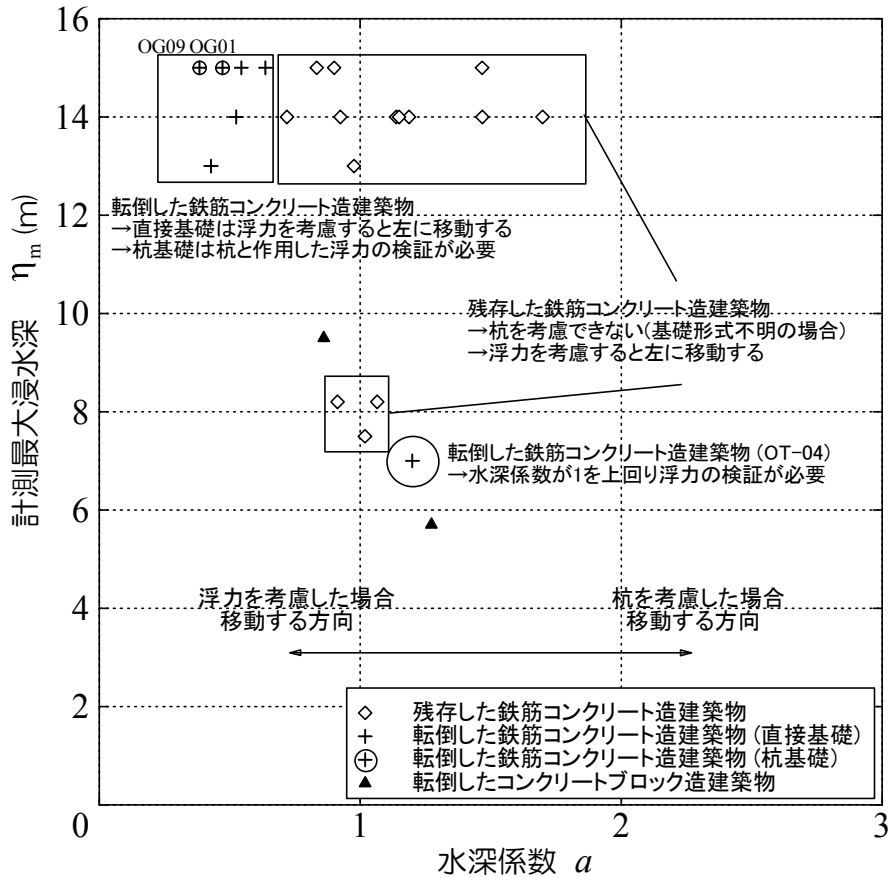


写真 2.2 転倒した杭基礎鉄筋コンクリート建築物 (OG-09)

2.3 女川町において転倒した鉄筋コンクリート建築物に生じた浮力の検討

女川町において転倒した4階建て鉄筋コンクリート建築物(写真2.3)について生じた浮力について検討を行った。本解析では津波作用面および側面の開口から流入する水量を計算し、建物内部の浸水状態から得られる浮力を算定している。

(1) 建築物の概要

本建築物は床平面4×6m、階高3mの4階建て杭基礎建築物であり、単位床面積当りの重量は1F基礎部分も含め12kN/m²と仮定した。津波作用面における開口率 ζ_0 は0.052である。

(2) 杭の引抜耐力

本建築物は径300mm、杭筋6φ7(PC鋼線A種)のPC杭を有している。転倒時に引張となる杭本数は12本であり、これらの重心から圧縮縁までの距離は3.5mであった。標準貫入試験結果および杭長については、周辺建築物で確認されている値と同一であると仮定した場合は、1)杭周摩擦力(建築基礎構造設計指針[3]による)、2)杭頭鉄筋の破断強度がほぼ同等であり、本検討では杭引抜耐力は鉄筋破断強度から算定した。

(3) 女川町における浸水深および水位変動

東日本大震災における女川町の計測浸水深は15mであった。市街地での水位の変動は、現地住民が撮影したビデオ映像から東北大学越村研究室が推定している[4]。女川町では最も水位が上昇している時間帯では6分間で浸水深が12m上昇している(30秒間で1m上昇している)。

(4) 建築物内に浸水する流速

静水圧下において開口から建築物内に流入する水の流速はトリチェリの定理より $v(t)$ (式(2))で表される。流速 $v(t)$ を流入時($t=30h_b$)から浸水時($t=30h_w$)まで積分し、開口面積 A_w を乗じた値が各開口から建築物に流入する水量 V_w となる。

$$t = 30(h_w - h_b)(s) \quad (1)$$

$$v = \sqrt{2g(h_w - h_b)}(m/s) \quad (2)$$

$$V_w = A_w \int_0^{30(h_w - h_b)} \sqrt{2g \frac{t}{30}} dt = A_w 20\sqrt{2g}((h_w - h_b)^{3/2})(m^3) \quad (3)$$

ここで、 h_w : 浸水深(m)、 t : 浸水時間(s)、 v : 浸水の流速(m/s)、 h_b : 開口部中心高さ(m)、 A_w : 開口面積(m²)、 g : 重力加速度(m/s²)、 V_w : 各開口で時刻 t (s)までに浸水した水量(m³)

(5) 開口からの水の流入

現地被害調査において残存した建築物内部の水痕は垂壁の高さに確認されており、垂壁より高い部分に空気が残留したと考えられる。そこで、層内の浸水高さが垂壁高さまで達した時点で当該層に水は流入しないものとした。なお、津波荷重が作用する背面の開口は(1)浸水深が前面に比べて低いこと、(2)空気や水が開口から流出する可能性が高いことから、水が流入することを想定していない。また、現地調査において確認された1階床スラブと基礎底部

の空間(高さ 1m)には空気が溜まったと仮定した.



写真 2.3 転倒した杭基礎鉄筋コンクリート建築物 (OG-01)

図 2.2 に浸水深 1m 毎の浮力と建築物重量の推移を示す. 本建築物では水が流入している層より下層では垂壁高さまで内部水位が達していた. 建築物重量は浸水深 7m 時に浮力により最も小さくなり, 無浮力時の 32%まで減少している.

開口からの水の流入を考慮した場合(提案手法), 開口からの水の流入を考慮しない場合(ガイドライン)における自重による抵抗モーメント M_b は式(4)により算定される. 杭による抵抗モーメント M_p は式(5), 水深係数 a を 1 とした静水圧荷重による転倒モーメント M_w は式(6)で表される. モーメント中心高さを計測浸水深(15m)の 1/3 とした時に, これらのモーメントが生じる津波荷重を層せん断力係数に換算した値を表 2.1 および図 2.3 において比較した.

$$M_b = W_b \times (D/2) \quad (4)$$

$$M_p = n \times P_t \times d_e \quad (5)$$

$$M_w = \int_0^H ((1 - \zeta_0) \times \rho g (h_w - x) x \times B) dx \quad (6)$$

ここに, W_b :建物重量(kN), D :建物奥行(m), B :建物幅(m), n :引張杭本数, P_t :杭引張耐力(kN), d_e :圧縮縁から引張杭重心までの距離(m), H :建物高さ(m), ζ_0 :津波荷重作用面における開口率とする.

浸水深 15m 時に自重による抵抗モーメントは層せん断力係数 0.38 (開口からの水の流入を考慮)および 0.59 (開口からの水の流入を無視), 杭による抵抗モーメント・静水圧荷重による転倒モーメントはそれぞれ層せん断力係数 2.55, 4.88 に相当している.

これらの値(M_b , M_p , M_w)を比較すると, 本建築物において転倒対する寄与が大きいのは, 杭の抵抗モーメント(M_p)および津波荷重による転倒モーメント(M_w)であり, 浮力および建築物重量が転倒に及ぼす影響(M_b)は相対的に小さくなっている. また, 浸水深 15m 時における杭による抵抗モーメント(M_p)は津波作用荷重による転倒モーメント(M_w)の約半分程度であり, 建築物が転倒した被害結果とも整合している.

表 2.1 浸水深 15m 時の転倒および抵抗モーメントの比較

		モーメントが発生する時の津波荷重に相当する層せん断力係数
M_w	津波作用荷重による転倒モーメント	4.88
M_p	杭の引抜耐力による抵抗モーメント	2.55
M_b	自重による抵抗モーメント (水の流入考慮)	0.38
M_{b0}	自重による抵抗モーメント (水の流入無視)	0.59

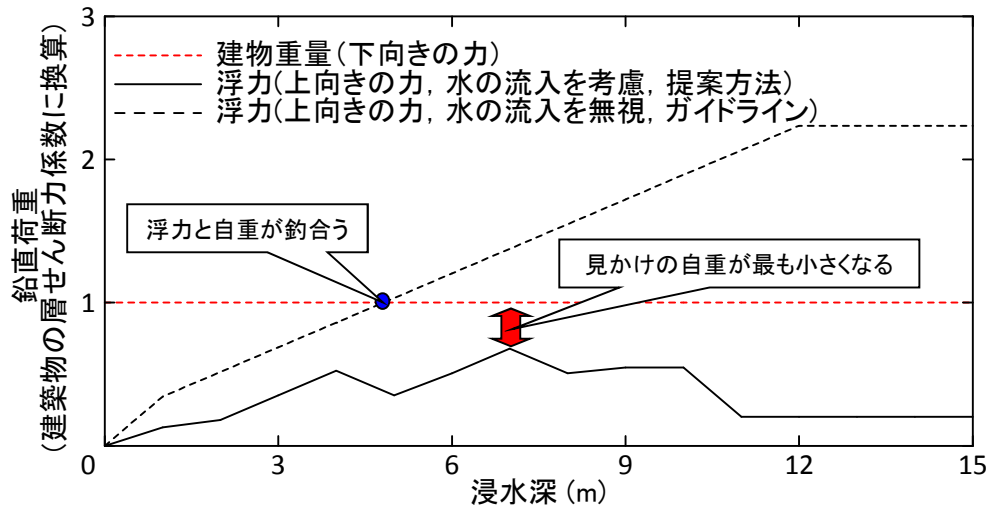


図 2.2 浸水深 1m 毎における浮力と建築物重量の比較 (OG-01(転倒建物))

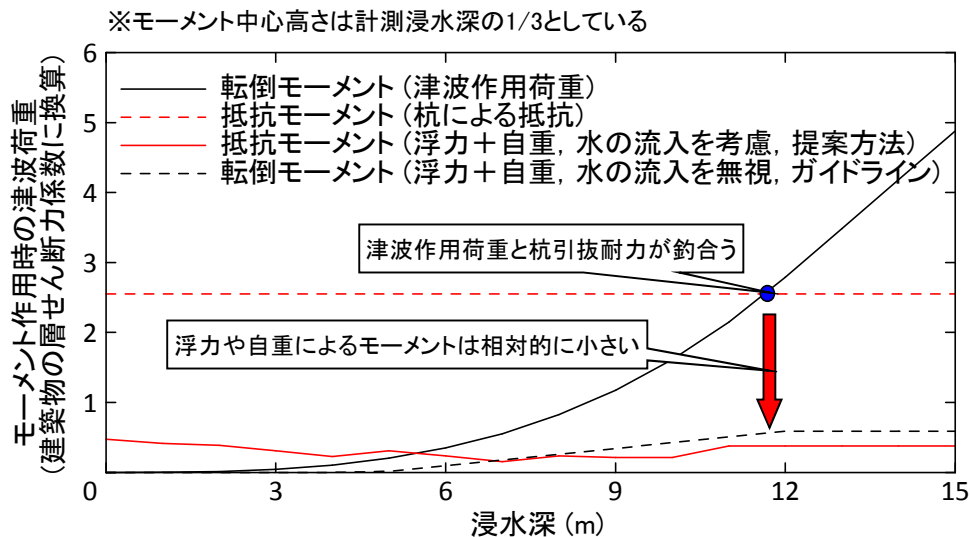


図 2.3 浸水深 1m 毎における転倒および抵抗モーメントの比較 (OG-01(転倒建物))

2.4 大槌町において転倒した鉄筋コンクリート建築物に生じた浮力の検討

写真 2.4 に示す建築物は大槌町において転倒した 2 階建て鉄筋コンクリート造建築物であり、本建築物は浮力を考慮しない場合、転倒に対する水深係数 a が 1 を上回っている。建築物は 1×1 スパン(桁行・梁間 6.52 m)、階高は 1 階 3.5m、2 階 2.7m である。基礎は直接基礎であり、底部は GL - 0.47m の位置にある。津波荷重作用面および側面における開口率 ζ_0 は 0.134、計測浸水深は 7m である。本建築物は 1 階スラブが無く、重量は積載荷重を含めて精算した。本検討では津波作用荷重における水深係数 a を 1 とし、女川町と同様に 1 分間に 2m ずつ浸水深が上昇すると仮定した。浸水深 1m 毎の転倒・抵抗モーメントの推移を図 2.4 に示した。

浸水深 7m 時の津波荷重は層せん断力係数に換算すると 1.83 となる。モーメント中心高さを計測浸水深の 1/3 と仮定すると、無浮力時に建築物が転倒する津波荷重は層せん断力係数に換算すると 2.25 となる。開口からの水の流入を考慮すると、津波荷重による転倒モーメントが浮力を考慮した自重による抵抗モーメントを上回り、解析結果と被害結果が整合する。一方、開口からの水の流入を考慮しない場合、浸水深 4m 程度で浮き上がる結果となる。



写真 2.4 水深係数 a が 1 より大きいにも関わらず転倒した建築物 (OT-04)

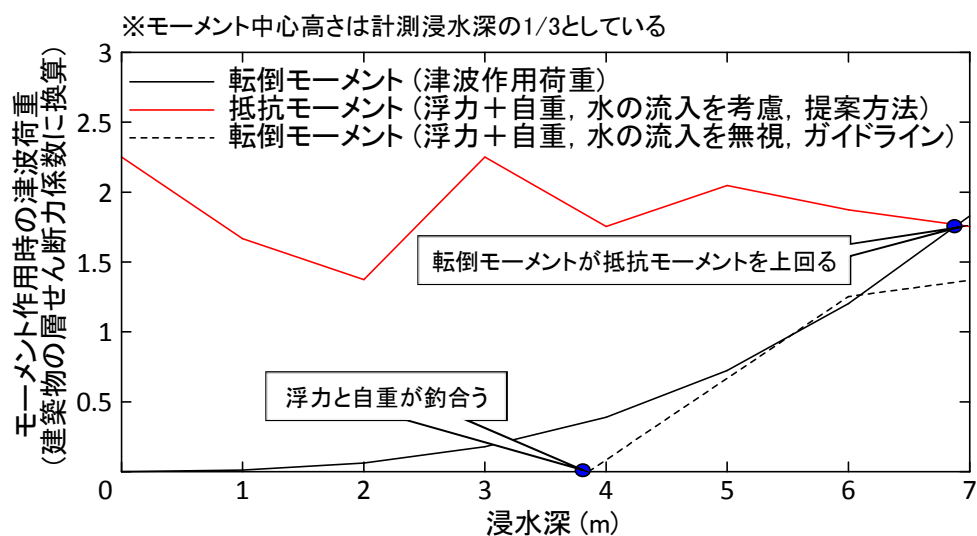


図 2.4 浸水深 1m 毎における転倒および抵抗モーメントの比較 (OT-04(転倒建物))

2.5 陸前高田市において残存した鉄筋コンクリート建築物に生じた浮力の検討

写真 2.5 に示す建築物は基礎が確認されている 3 階建て鉄筋コンクリート造建築物である。本建築物は 8×3 スパン(桁行 40m, 梁間 15.3 m), 階高は 3.6m であるが基礎梁が露頭(0.6m)している。基礎は直接基礎であり, 底部は GL - 1.7m の位置にある。津波荷重作用面および側面における開口率 α は 0.274, 計測最大浸水深は 14m であった。建築物の単位面積重量を 13kN/m^2 と仮定した。本検討では津波作用荷重における水深係数 a を 1 とし, 女川町と同様に 1 分間に 2m ずつ浸水深が上昇すると仮定した。浸水深 1m 毎の転倒・抵抗モーメントの推移を図 2.5 に示す。

浸水深 14m 時の津波荷重は層せん断力係数に換算すると 0.98 となる。モーメント中心高さを計測浸水深の $1/3$ と仮定すると, 無浮力時に建築物が転倒する津波荷重は層せん断力係数に換算すると 2.01 となる。開口からの水の流入を考慮すると, 津波荷重による転倒モーメントは浮力を考慮した自重による抵抗モーメントを下回り, 解析結果と被害結果が整合する。一方, 開口からの水の流入を考慮しない場合, 浸水深 5m 程度で浮き上がる結果となる。



写真 2.5 残存した直接基礎の公共建築物 (RT-02(非転倒建物))

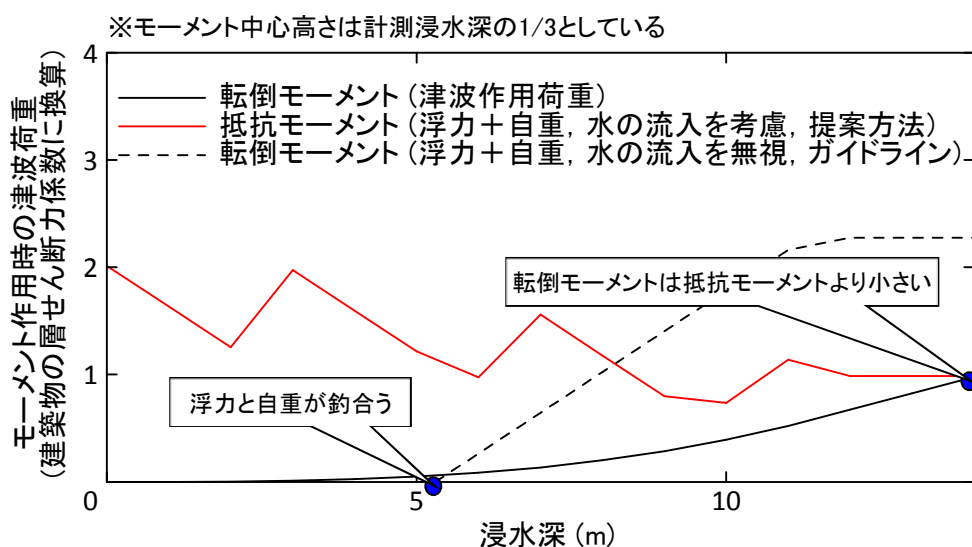


図 2.5 浸水深 1m 毎における転倒および抵抗モーメントの比較 (RT-02(非転倒建物))

2.6 建築物に生じる浮力の算定方法の試案

本検討では時刻歴応答計算を行わずに、水が流入している層より下層では水の流入が終わっていると仮定できる条件について検討を行った。ここでは、浸水深が階高 $H(\text{m})$ 増加する間に下層に水が完全に流入するための津波荷重作用面および側面の開口率 ζ_{eq} を算定した。建物幅 B 、奥行 D 、梁せいを h_b とし、水位は T 秒間に 1m 上昇するとした。開口からの流入水量 V_w は式(7)、層内に流入しうる水量 V_r は式(8)で表される。 ζ_{eq} は V_w と V_r が等しく開口面積 A_w を算定し、これを建築物の津波作用面および側面の面積で除した値として算定した(式(9))。

$$V_w = A_w \int_0^{TH} \sqrt{2g \frac{t}{T}} dt = A_w \frac{2\sqrt{2g}}{3} TH^{3/2} \quad (7)$$

$$V_r = BD(H - h_b) \quad (8)$$

$$\zeta_{eq} = A_w / H / (B + 2D) = \frac{3}{2\sqrt{2g}} \frac{BD(H - h_b)}{TH^{5/2}(B + 2D)} \quad (9)$$

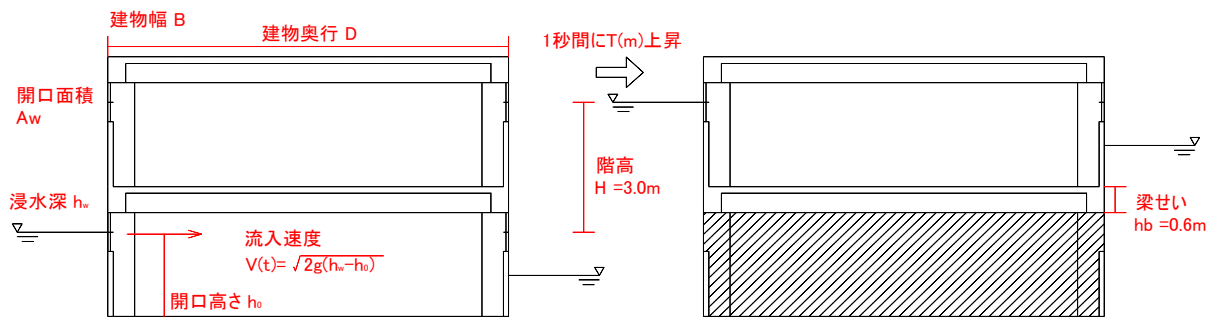


図 2.6 層内浸水のイメージ図

下記の仮定条件に基づいて、式(9)より 1m 水位上昇当りの時間 $T(\text{s})$ と建物幅 $B(\text{m})$ の関係について検討を行った。各パラメータの関係は式(10)で表される。

- ・ 最小の階高 $H(3.0\text{m})$ および梁せい $h_b(0.6\text{m})$ を仮定する
- ・ 津波荷重作用面および側面の開口率 ζ は $0.05, 0.1, 0.2, 0.3$ とした (パラメータ①)
- ・ 建物幅 B と奥行 D が同一とする (パラメータ②)
- ・ 水位は T 秒間に 1m 上昇する (パラメータ③)

(※ 女川町でビデオ映像等から計測されている水位は 30 秒間に 1m)

$$\left(\frac{B}{T}\right) = 57\zeta \quad (10)$$

本方法によれば、設計用浸水深の高さにある層体積分の浮力は考慮する必要があるが、水位が 3 秒間で 1m 上昇すると考えれば、建物幅 50m 以上・津波荷重作用面および側面の開口率 ζ が 0.3 以上の建築物ではそれより下層の浸水体積の浮力を無視することができる。ただし、これ以上早い水位上昇(津波がほぼ最大浸水深で建築物に衝突する)を仮定する場合は建築物の浸水した体積の浮力を考慮する必要がある。

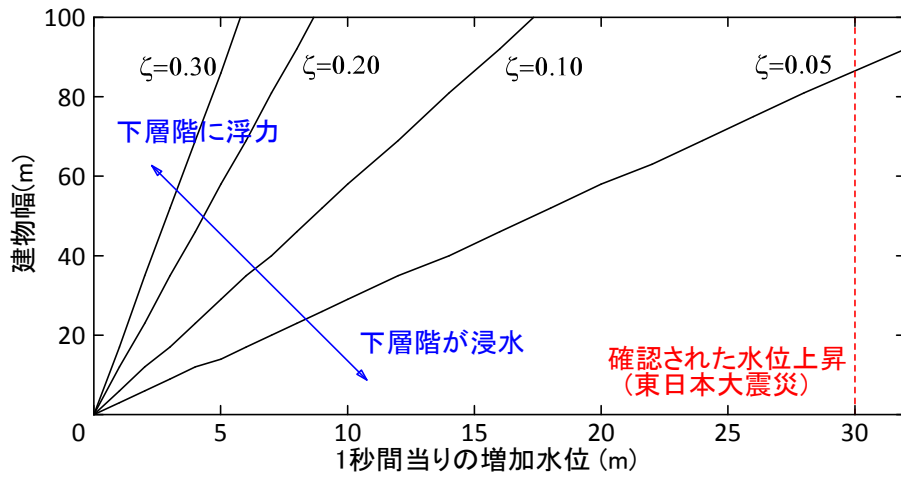
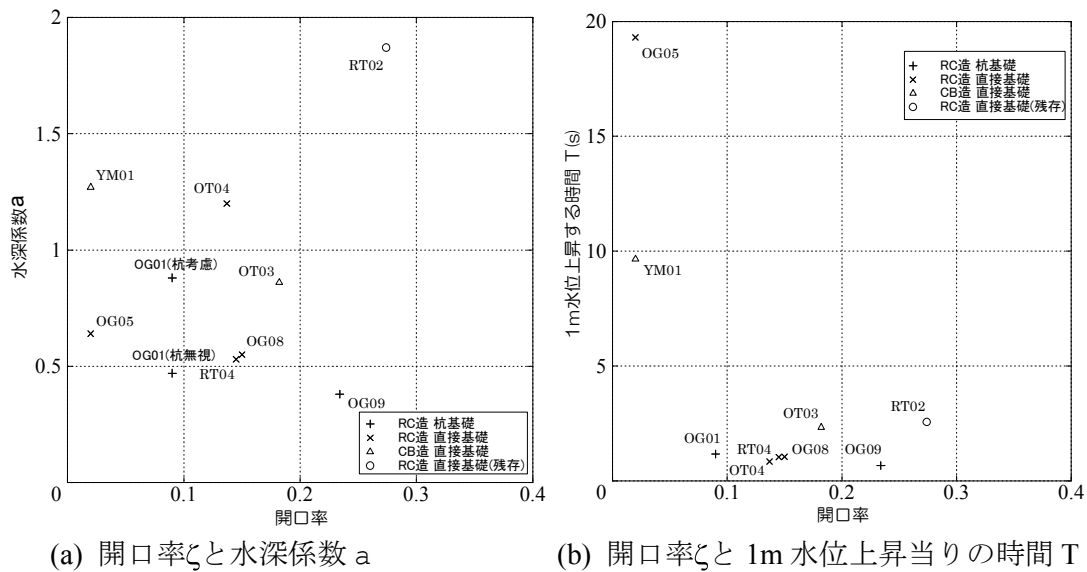


図 2.7 建築物幅、水位上昇と下層階が浸水するための開口率の関係

図 2.8 に基礎形式が確認されている調査建築物について、これらのパラメータについて検討を行った。横軸は津波荷重作用面および側面の開口率 ζ とし、縦軸は図 2.8 (a)では水深係数 a 、図 2.8 (b)では各層に順次水が流入したと見なしうる 1m 水位上昇当りの時間 T (s)を示した。

転倒が確認された建築物はわずか 9 棟であるが、これらの開口率 ζ はいずれも 0.3 以下に留まっている。また、開口率 ζ が低い建築物(OG05, YM01)については 1m 水位上昇当りの時間 T が大きく、浮力により大きな転倒モーメントが生じていたと考えられる。



(a) 開口率 ζ と水深係数 a

(b) 開口率 ζ と 1m 水位上昇当りの時間 T

図 2.8 転倒建築物の計測浸水深と開口率の関係

2.7 まとめ

浮力は、原則として建築物の浸水した体積分の力を考慮する。ただし、本資料の条件で水の流入を考慮できる場合には、水が流入している層より下層では水の流入が終わっていると仮定できることから、水の流入層は体積分の浮力、下層では床下の垂れ壁高さ分の空気溜まりと開口率が小さな壁に囲まれた部分の空気溜まりに相当する浮力が作用すると考えることができる。なお、水位上昇が極めて早い場合(ほぼ最大浸水深に相当する津波が建築物に衝突する場合は、建築物の浸水した体積分の浮力を考慮する必要がある。

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] 東京大学 生産研究所：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，2011.8
- [3] 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，1998
- [4] 東北大学 越村研究室：東北地方を襲った津波の流況と建物被害(PDF)，東北大学による東日本大震災3ヶ月後報告会，2011

3. 漂流物の影響

津波に伴う漂流物は、建築物に衝突し被害をもたらすことがある。今次津波では、漂流物の衝突により外壁に局部的損傷が生じたと推測される RC 造建築物が見られた（例えば、写真 3.1）。また、津波により崩壊、流出した建築物が多数見られたが、漂流物の衝突が原因であるか否か判断不能であった。

漂流物が建築物に及ぼす影響の評価については研究途上の段階であり、断片的な知見が得られているのみである。また、建築物に被害をもたらした漂流物の詳細情報は被害調査から得られず、既往の知見の検証はできなかった。

以上を踏まえ、本節では漂流物が建築物に及ぼす影響に関する既往の研究を紹介するとともに、それを参考にしつつ、津波避難ビルの構造設計における漂流物の影響に対する取扱いを提案する。

3.1 では、漂流物が建築物に衝突する際に瞬間的に作用する衝突力に関する既往の研究を紹介するとともに、当該研究において提案されている評価式による衝突力の算定例を示す。3.2 では衝突された建築物や部材が耐えうる衝撃力の算定例を示す。3.3 では 3.1、3.2 で着目した衝突に伴う衝撃力ではなく、衝突時の運動量に着目した考え方を示す。3.4 では津波避難ビルの構造設計における漂流物の取扱いを提案する。



写真 3.1 漂流物の衝突により外壁に局部的損傷が生じたと推測される RC 造建築物

3.1 漂流物による衝突力に関する既往の研究

漂流物が建築物に衝突する際に発生する力（衝突力）は、ごく短い時間で大きさが時々刻々変化する。ここでは特に重要な最大の衝突力を単に衝突力と表現する。

衝突力は、衝突速度、衝突物・被衝突物の剛性、衝突時間等に大きな影響を受け、これらの正確な評価は現状において非常に困難である。以下に、主な既往の研究において提案されている衝突力の評価式を示すとともに、当該評価式による衝突力の計算例を示す。

(1) 衝突力に関する既往の研究

津波による漂流物が建築物に衝突する際の衝突力に関する研究を以下に示す。対象としている漂流物は(a),(b),(d),(e)が流木、(c),(d),(e)がコンテナである（(e)は任意の漂流物を対象としているものの実質流木とコンテナしか算定できない）。詳細は各文献を参照のこと。

(a) 松富の評価式

松富[1]は、津波による流木の衝突力を次式の通り提案している。本式は、円柱形状の流木が縦向きに衝突する場合の衝突力評価式である。

$$\frac{F_m}{\gamma D^2 L} = 1.6 C_{MA} \left\{ \frac{v_{A0}}{(gD)^{0.5}} \right\}^{1.2} \left(\frac{\sigma_f}{\gamma L} \right)^{0.4}$$

ここで、 F_m ：衝突力、 C_{MA} ：見かけの質量係数（段波、サージでは 1.7、定常流では 1.9）、 v_{A0} ：流木の衝突速度、 D ：流木の直径、 L ：流木の長さ、 σ_f ：流木の降伏応力、 γ ：流木の単位体積重量、 g ：重力加速度である。

(b) 池野らの評価式

池野ら[2]は、円柱以外にも角柱、球の形状をした木材による衝突力を次式の通り提案している。

$$\frac{F_H}{gM} = S \cdot C_{MA} \left\{ \frac{V_H}{(g^{0.5} D^{0.25} L^{0.25})} \right\}^{2.5}$$

ここで、 F_H ：漂流物の衝突力、 S ：係数（5.0）、 C_{MA} ：付加質量係数（円柱横向き：2.0（2次元）、1.5（3次元）、角柱横向き：2.0～4.0（2次元）、1.5（3次元）、円柱縦向き：2.0程度、球：0.8程度）、 V_H ：段波波速、 D ：漂流物の代表高さ、 L ：漂流物の代表長さ、 M ：漂流物の質量、 g ：重力加速度である。

(c) 水谷らの評価式

水谷ら[3]は、津波により漂流するコンテナの衝突力を次式の通り提案している。

$$F_m = 2\rho_w\eta_m B_c V_x^2 + \frac{WV_x}{gdt}$$

ここで、 F_m ：漂流衝突力、 dt ：衝突時間、 η_m ：最大遡上水位、 ρ_w ：水の密度、 B_c ：コンテナ幅、 V_x ：コンテナの漂流速度、 W ：コンテナ重量、 g ：重力加速度である。

(d) 有川らの評価式

有川ら[4]は、コンクリート構造物に鋼製構造物（コンテナ等）が漂流衝突する際の衝突力を次式の通り提案している。

$$F = \gamma_p \chi^{2/5} \left(\frac{5}{4} \tilde{m} \right)^{3/5} v^{6/5}$$

$$\chi = \frac{4\sqrt{a}}{3\pi} \frac{1}{k_1 + k_2}, \quad k = \frac{1 - \nu^2}{\pi E}, \quad \tilde{m} = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}$$

ここで、 F ：衝突力、 a ：衝突面半径の1/2（コンテナ衝突面の縦横長さの平均の1/4）、 E ：ヤング率（コンクリート版）、 ν ：ポアソン比、 m ：質量、 v ：衝突速度、 γ_p ：塑性によるエネルギー減衰効果（0.25）であり、 m や k の添え字は、衝突体と被衝突体を示す。

また、有川ら[5]は、松富[1]にならひ、上式において $\tilde{m} = C_{MA} m$ （ C_{MA} ：サージタイプの1.7）とすることで、流木のコンクリート版に対する衝突力を評価できるとしている。

(e) FEMA の評価式

FEMA P646[6]では、漂流物による衝突力を正確に評価するのは困難としながら、以下の式を一例として示している。

$$F_i = C_m u_{\max} \sqrt{km}$$

ここで、 F_i ：衝突力、 C_m ：付加質量係数（2.0を推奨）、 u_{\max} ：最大流速、 m ：漂流物の質量、 k ：漂流物の有効剛性である。漂流物の質量・有効剛性は主要な漂流物について表3.1の通り概略値が与えられているが、それ以外の漂流物については設計において評価することとなっている。

表 3.1 漂流物の質量と有効剛性

漂流物	質量 m [kg]	有効剛性 k [N/m]
材木・丸太	450	2.4×10^6
40ft コンテナ	3,800（空載）	6.5×10^8
20ft コンテナ	2,200（空載）	1.5×10^9
20ft 重量コンテナ	2,400（空載）	1.7×10^9

(2) 衝突力の計算例

(1)で示した評価式を用いた衝突力の計算例を、丸太、コンテナの場合について示す。なお、各変数の数値は各文献を参考に適切に設定する必要がある。

(a) 丸太の衝突力

FEMA P646[6]の Appendix C に示された丸太の衝突力の計算例を参考に、その他の評価式による計算例を示す。被衝突物は RC 造建築物と想定する。

計算例の与条件は、丸太の長さ 8.53m、直径 0.35m、質量 450kg、最大流速 13.3m/s である。

i) FEMA

$$F_i = C_m u_{\max} \sqrt{km} = 2.0 \times 13.3 \times \sqrt{(2.4 \times 10^6) \times 450} = 874kN$$

ii) 松富

丸太の単位体積質量は、質量、寸法より、 550kg/m^3 である。また、流木の降伏応力は文献[1]にならって、湿潤時の木材の平均的な圧縮強度として 200kgf/cm^2 とし、見かけの質量係数は段波・サージの場合の 1.7 とした。

$$\begin{aligned} F_m &= \left[1.6 C_{MA} \left\{ \frac{v_{A0}}{(gD)^{0.5}} \right\}^{1.2} \left(\frac{\sigma_f}{\gamma L} \right)^{0.4} \right] \gamma D^2 L \\ &= \left[1.6 \times 1.7 \times \left\{ \frac{13.3}{(9.8 \times 0.35)^{0.5}} \right\}^{1.2} \left\{ \frac{200 \times 9.8 \times 100^2}{(550 \times 9.8) \times 8.53} \right\}^{0.4} \right] \times (550 \times 9.8) \times 0.35^2 \times 8.53 = 1,839kN \end{aligned}$$

iii) 池野ら

付加質量係数は円柱縦向きに 2.0 とした。

$$\begin{aligned} F_H &= \left[S \cdot C_{MA} \left\{ \frac{V_H}{(g^{0.5} D^{0.25} L^{0.25})} \right\}^{2.5} \right] gM \\ &= \left[5.0 \times 2.0 \times \left\{ \frac{13.3}{9.8^{0.5} \times 0.35^{0.25} \times 8.53^{0.25}} \right\}^{2.5} \right] \times 9.8 \times 450 = 1,012kN \end{aligned}$$

iv) 有川ら

有川ら[5]にならい、コンクリート及び木材のヤング率 $[\text{N/m}^2]$ をそれぞれ 20×10^9 、 10×10^9 、ポアソン比をそれぞれ 0.2、0.3 とした。

$$\begin{aligned} F &= \gamma_p \chi^{2/5} \left(\frac{5}{4} \tilde{m} \right)^{3/5} v^{6/5} \\ &= 0.25 \times \left\{ \frac{4\sqrt{0.35/4}}{3\pi \times \frac{1}{\pi \times 10^9} \left(\frac{1-0.2^2}{20} + \frac{1-0.3^2}{10} \right)} \right\}^{2/5} \times \left(\frac{5}{4} \times 1.7 \times 450 \right)^{3/5} \times 13.3^{6/5} = 2,335kN \end{aligned}$$

(b) コンテナの衝突力

FEMA P646[6]の Appendix C に示された 40ft コンテナの衝突力の計算例を参考に、その他の評価式による計算例を示す。被衝突物は RC 造建築物と想定する。

計算例の与条件は、コンテナの長さ 12.2m、幅 2.44m、高さ 2.59m、質量 30ton、最大流速 2.4m/s である。

i) FEMA

計算例の有効剛性は丸太の値 2.4×10^6 [N/m] を用いているが、ここでは 40ft コンテナの有効剛性 6.5×10^8 [N/m] を用いた。

$$F_i = C_m u_{\max} \sqrt{km} = 2.0 \times 2.4 \times \sqrt{(6.5 \times 10^8) \times 30,000} = 21,196 \text{ kN}$$

ii) 水谷ら

第 1 項の $2\eta_m$ はコンテナ前面の水位を表しているので、ここではコンテナを越波する場合を想定し、 $2\eta_m$ をコンテナ高さ 2.59m とした。また、コンテナの長さ方向の面が衝突する場合を想定し、 B_c をコンテナの長さ 12.2m とした。また、衝突時間 dt は材質や剛性等によって大きく変わるが、ここでは廉・水谷ら[7]によるコンテナとコンクリート構造物の衝突に関する有限要素法を用いた非線形衝撃応答解析結果を参考にし 0.01s とした。

$$F_m = 2\rho_w \eta_m B_c V_x^2 + \frac{WV_x}{gdt}$$
$$= 1,000 \times 2.59 \times 12.2 \times 2.4^2 + \frac{30,000 \text{ g} \times 2.4}{\text{g} \times 0.01} = 7,236 \text{ kN}$$

iii) 有川ら

鋼材のヤング率はコンクリートに比べ十分に大きいため、 k_1+k_2 はコンクリートの k とし、建築物の質量はコンテナの質量に比べ十分に大きいため \tilde{m} はコンテナの質量 30,000kg とした。コンクリートのヤング率を 20×10^9 N/m²、ポアソン比を 0.2 とした。衝突面は長さ・高さ方向の面と想定し、 a は長さ・高さの平均の 1/4 とした。

$$F = \gamma_p \chi^{2/5} \left(\frac{5}{4} \tilde{m} \right)^{3/5} v^{6/5}$$
$$= 0.25 \times \left\{ \frac{4\sqrt{(12.2 + 2.59)/2/4}}{3\pi \times \frac{1 - 0.2^2}{\pi \times (20 \times 10^9)}} \right\}^{2/5} \times \left(\frac{5}{4} \times 30,000 \right)^{3/5} \times 2.4^{6/5} = 6,739 \text{ kN}$$

3.2 RC 造建築物・部材の衝突耐力

ここでは、RC 造建築物及び RC 造柱・壁について衝突に対する耐力の計算例を示し、前項で述べた衝突力の大きさがどの程度建築物に影響を及ぼしうるか把握する。

(1) 耐震設計された RC 造建築物の耐力

ここでは例題として、階高 3.5m ($T=0.07N$)、単位面積重量 12kN/m^2 、スパン 6m で、 $Z=1.0$ 、第 2 種地盤 ($T_c=0.6$)、 $C_0=1.0$ 、 $D_s=0.3$ 、 0.55 、 1.0 で保有水平耐力計算により耐震設計された N 層 RC 造建築物を考える。1 層における 1×1 スパンあたりの保有水平耐力 q_u は以下の通り (図 3.1 参照)。

$$q_u = 12 \times 6 \times 6 \times NR_t D_s = 432NR_t D_s [\text{kN}/36\text{m}^2]$$

$$R_t = 1(T < T_c), \quad 1 - 0.2 \left(\frac{T}{T_c} - 1 \right)^2 (T_c \leq T < 2T_c), \quad \frac{1.6T_c}{T} (T \geq 2T_c)$$

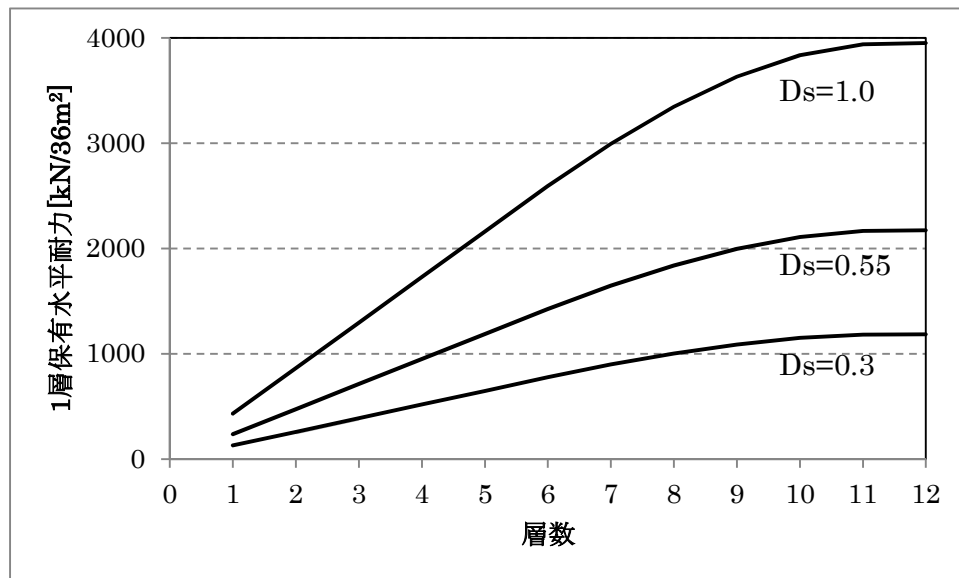


図 3.1 RC 造建築物の 1×1 スパンあたりの 1 層保有水平耐力

例えば、5 層で $D_s=0.55$ の場合、 1×1 スパンあたりの 1 層保有水平耐力は $1,200\text{kN}$ 程度といえる。前項の各漂流物による衝突力の計算例を勘案すると、小規模の RC 造建築物の場合、漂流物の衝突が建築物全体に及ぼす影響は無視しうるオーダーではないと言える。

(2) RC 造柱の衝突に対する耐力

ここでは例題として、幅 B が 600mm、せい D が 600mm、内法高さ h_0 が 3,000mm、主筋 16-D25(SD345)、軸力 N が 864kN (軸力比 0.1) の柱を考える。一般的な建築物における柱の中でも強度が小さいものといえる。この柱の高さ方向中央に漂流物が衝突する場合にどの程度の衝突力で崩壊するか検討する (図 3.2 参照)。なお、高さ方向中央に衝突する場合が最も小さい力で柱が壊れうる。

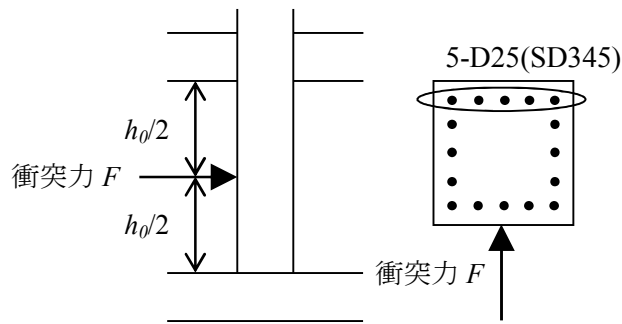


図 3.2 衝突力を受ける RC 造柱 (例題)

衝突により柱上下端及び衝突部に曲げ破壊が生じる場合の衝突力 F は、衝突方向の柱の曲げ終局強度を M_u とすると、以下の通り略算できる。

$$F = \frac{2M_u}{h_0/2} \times 2 = \frac{8M_u}{h_0} = 8 \times \frac{0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND}{h_0}$$

$$= 8 \times \frac{0.8 \times (5 \times 507) \times 345 \times 600 + 0.5 \times 864,000 \times 600}{3,000} = 1,810 \text{ kN}$$

以上より、前述の各漂流物による衝突力の計算例を含めて勘案すると、漂流物の衝突により RC 造柱に及ぼす影響は無視しうるオーダーではないと言える。

(3) RC 造壁の衝突に対する耐力

ここでは例題として、厚さ t が 150mm、内法長さ l_0 が 6,000mm、内法高さ h_0 が 3,000mm、壁筋 D10@200(SD345)の壁を考える (図 3.3 参照)。

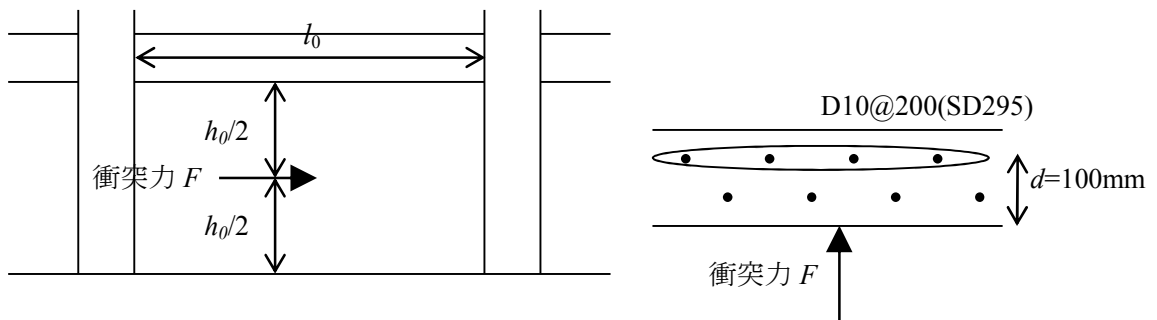


図 3.3 衝突力を受ける RC 造壁 (例題)

衝突により壁に面外方向の曲げ破壊が生じる場合の衝突力 F は、衝突方向の壁の曲げ終局強度を M_u とすると、短辺方向（高さ方向）の一方向スラブと仮定し、以下の通り安全側に略算できる。

$$F = \frac{2M_u}{h_0/2} \times 2 = \frac{8M_u}{h_0} = 8 \times \frac{0.9a_t \sigma_y d}{h_0} = 8 \times \frac{0.9 \times (71 \times 6,000 / 200) \times 295 \times 100}{3,000} = 150 \text{ kN}$$

また、衝突部分において局部的にパンチングシア破壊が生じる場合の衝突力 F は、RC 規準[8]におけるパンチングシア検討用せん断力により安全側に略算できる（直径 350mm の丸太の衝突を想定）。

$$F = \alpha b_0 j f_s = 1.5 \times \pi(d + D) \times \frac{7}{8} d \times \frac{F_c}{20} = 1.5 \times \pi(100 + 350) \times \frac{7}{8} \times 100 \times \frac{24}{20} = 223 \text{ kN}$$

以上より、前述の各漂流物による衝突力の計算例を含めて勘案すると、漂流物の衝突により RC 造壁に及ぼす影響は無視しうるオーダーではないと言える。

3.3 運動量に基づく検討

漂流物による衝突力はごく短い時間に時々刻々大きさが変化する力の最大値であり、瞬間的に作用する力であるため、本来衝突中の時間軸を考慮した検討の方がより合理的といえる。そこで、ここでは衝突時の建築物全体の運動量の観点から検討する。

衝突物及び被衝突物の衝突時の運動量保存則は以下で表される。

$$mv_1 + MV_1 = mv_2 + MV_2$$

ここで、 m ：衝突物の質量、 M ：被衝突物の質量、 v_1 、 v_2 ：衝突物の衝突前後の速度、 V_1 、 V_2 ：被衝突物の衝突前後の速度

いま、建築物への漂流物の衝突において、 $v_2=0$ （衝突後の衝突物の速度は 0）、 $V_1=0$ （衝突前の建築物の速度は 0）とすると、

$$mv_1 = MV_2$$

建築物（被衝突物）の耐震設計における応答加速度を $ZR_t A_i D_s g$ とすると、擬似応答速度は $\frac{T}{2\pi} ZR_t A_i D_s g$ と略算できる。前述の例と同様、階高 3.5m ($T=0.07N$)、単位面積重量 12kN/m^2 、スパン 6m で、 $Z=1.0$ 、第 2 種地盤 ($T_c=0.6$)、 $C_0=1.0$ 、 $D_s=0.3$ 、 0.55 、 1.0 で耐震設計された N 層 RC 造建築物を考えると、 1×1 スパンあたりの許容力積（運動量） $(Fdt)_a$ は以下の通り（図 3.4 参照）。

$$(Fdt)_a = 12N \frac{TR_t}{2\pi} D_s [\text{ton} \cdot \text{m} / \text{s} / 36\text{m}^2]$$

$$R_t = 1(T < T_c), \quad 1 - 0.2 \left(\frac{T}{T_c} - 1 \right)^2 (T_c \leq T < 2T_c), \quad \frac{1.6T_c}{T} (T \geq 2T_c)$$

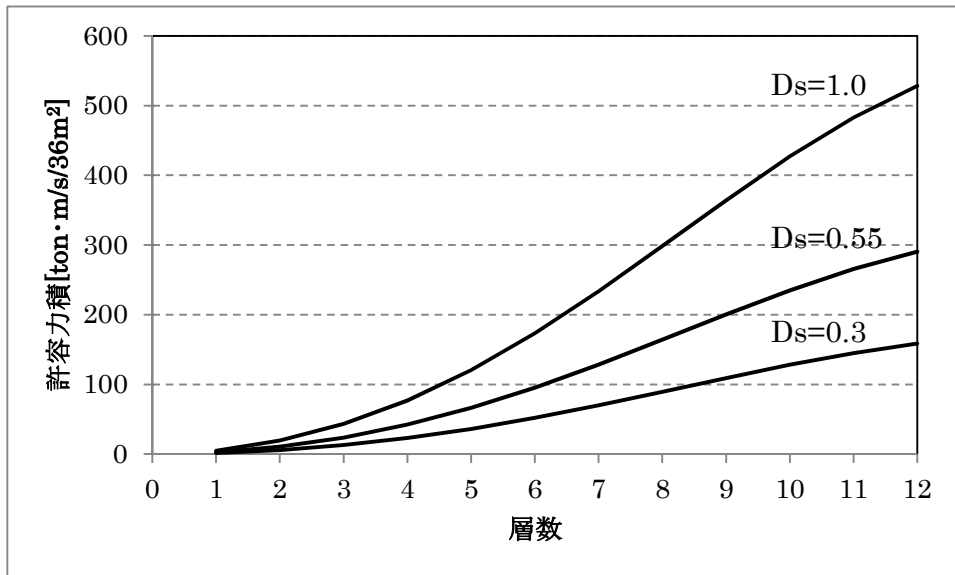


図 3.4 RC 造建築物の 1×1 スパンあたりの 1 層許容力積（運動量）

例えば、5 層で $D_s=0.55$ の場合、 1×1 スパンあたりの許容力積は $66\text{ton} \cdot \text{m/s}$ であり、 6.6ton の漂流物の速度 10m/s 以下での衝突に耐えられるといえる。

以上より、小規模の RC 造建築物であっても、数十トン程度の漂流物に対して容易に耐

えうるといえる。

3.4 津波避難ビルの構造設計における漂流物の取扱い

周辺状況を勘案し津波により漂流物が衝突すると想定される建築物では、当該漂流物の衝突によって建築物が倒壊しないよう設計する必要がある。ここで、漂流物の衝突に伴う倒壊の種類は主に2つ考えられる。1つ目は、衝突時の衝撃に建築物全体が耐えられず倒壊するものであり、2つ目は建築物の自重を支持する柱・壁部材の破壊に伴い自重を支持できず倒壊するものである。

漂流物の衝突によって建築物全体が倒壊しないことを確かめるには、例えば2節や3節で示した考え方等によることができる。特に3節の検討によれば、小規模の建築物に数十トンを超えるような大型の漂流物が大きな速度で衝突しない限り、別途耐震設計されたRC造建築物全体が倒壊することはない。

また建築物の自重を支持する柱・壁部材が破壊し建築物が倒壊することを防止するためには、例えば2項で示した考え方等により建築物の自重を支持する柱・壁部材が破壊しないよう設計する方法が考えられる。しかし、漂流物の状況によっては柱・壁部材の破壊を防止するのは困難である。そのような場合には、一部の柱・壁部材が破壊しても、当該柱・壁部材が支持していた自重を他の柱・壁部材で負担するよう設計する方法が考えられる。本設計法については文献[9]等を参考にするとよい。

その他、漂流物が建築物に衝突しないよう防護設備・施設等を設けるといった計画も考えられる。

参考文献

- [1] 松富英夫：流木衝突力の実用的な評価式と変化特性、土木学会論文集、No.621、pp.111-127、1999.5
- [2] 池野正明・田中寛好：陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究、海岸工学論文集、第50巻、pp.721-725、2003
- [3] 水谷法美ら：エプロン上のコンテナに作用する津波力と漂流衝突力に関する研究、海岸工学論文集、第52巻、pp.741-745、2005
- [4] 有川太郎ら：遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験、海岸工学論文集、第54巻、pp.846-850、2007
- [5] 有川太郎ら：津波による漂流木のコンクリート壁面破壊に関する大規模実験、土木学会論文集B2、Vol.66、No.1、pp.781-785、2010
- [6] FEMA, Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, FEMA P646, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., June 2008
- [7] 廉慶善・水谷法美ら：陸上遡上津波によるコンテナの漂流挙動と漂流衝突力に関する研究、海岸工学論文集、第54巻、pp.851-855、2007
- [8] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010
- [9] (財)日本建築防災協会：鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2001

4. 地盤洗掘への対処

建築物の基礎部や周辺部において津波による著しい地盤洗掘が発生し、沈降、傾斜などの建築物の被害原因となっている（図 4.1）。一方、図 4.2 に示すように比較的建築年代が新しい建築物（杭基礎が多い）では、洗掘が発生しても構造的被害を受けることなく残存したものが多数確認されている。観察された地盤洗掘の状況を見ると、津波が作用した建築物隅角部から側面にかけて激しく洗掘されている事例が多い。



(山田町)



(女川町)

図 4.1 地盤洗掘による沈降，傾斜



(釜石市)



(陸前高田市)



(南三陸町)



(山元町)

図 4.2 残存建築物

海岸護岸や河川橋脚，港湾建築物等については，洗掘の評価手法や対策工法も提案されている^{1),2),3)}。しかしながら，建築物の周辺地盤を対象にして洗掘の程度等を評価する手法は確立されておらず，今回の被害状況についても定量的な評価を行うことは難しい。したがって，設計において洗掘の影響を予め評価することは現状では難しい状況にあり，津波避難ビル周辺の地盤洗掘に対する対処法としては，次のような方法が有効であると考えられる。

i) 杭基礎構造の採用

建築物の重量を杭が安全に支持し，沈降や傾斜を防止できることを確認する。津波避難ビルでは，ある程度の建築物高さや規模が求められることになるので，新築の場合は杭基礎構造を用いるのが現実的であろう。

ii) その他の方法

・ 直接基礎構造

地下階や十分な深さの基礎根入によって，洗掘による沈降，傾斜を防止できるようにする。

・ 周辺地盤の強化

津波による洗掘を防止できるように，建築物下部の地盤改良や周辺部の舗装を行う。また，建築物の周囲をシートパイルや地中連続壁で囲って地盤の流出を防ぐような対策も有効であろう。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所：公共土木施設の地震・津波災害想定マニュアル（案），国総研資料第485号，2008年7月
- 2) 野口賢二，佐藤慎司，田中茂信：津波遡上による護岸越流および前面洗掘の大規模模型実験，海洋工学論文集，第44巻，pp.296-300，1997
- 3) 中村友昭，倉光泰樹，水谷法美：陸上遡上津波による矩形構造物周辺の洗掘と地盤応力の変動に関する研究，海洋工学論文集，第53巻，pp.521-525，2006

5. 津波避難ビルの建物規模等に関する検討

5.1 検討方針

建物の設計用地震荷重と津波荷重の両者の比較を行い、大小関係を把握することにより、津波避難ビルとするための設計の概要を掴むための資料とする。

5.2 設計用地震荷重

設計用地震荷重は1階の保有水平耐力とし、図5.1のような建物モデルにおいて、下記に示す条件で算出した。

5.2.1 建物概要

- ・構造形式 RC造 ラーメン構造 or 耐震壁付ラーメン構造
- ・階高 $h=3.5\text{m}$
- ・階数 $n=3\sim 10$ 階
- ・奥行 $L=5\sim 50\text{m}$ (受圧幅は1mとする.)
- ・重量 $w=13\text{kN/m}^2$
- ・受圧面の開口率 30%

5.2.2 保有水平耐力

- ・靱性型のRC造でルート3により設計されたものを想定した場合、 $C_B= D_s C_0=0.30$
- ・強度型のRC造でルート3により設計されたものを想定した場合、 $C_B= D_s C_0=0.55$
- ・強度型のRC造でルート1を満たす壁柱量がある場合 → $C_B= D_s C_0=1.0$

$$1\text{階の単位幅あたりの保有水平耐力 } Q_u = n \times L \times w \times C_B$$

5.2.3 浮力, 滑動

浮力・・・開口が十分にあり、浮力が作用しないように配慮されたものとした。

滑動・・・根入れや杭等により建物の水平耐力以上の滑動耐力を有するものとした。

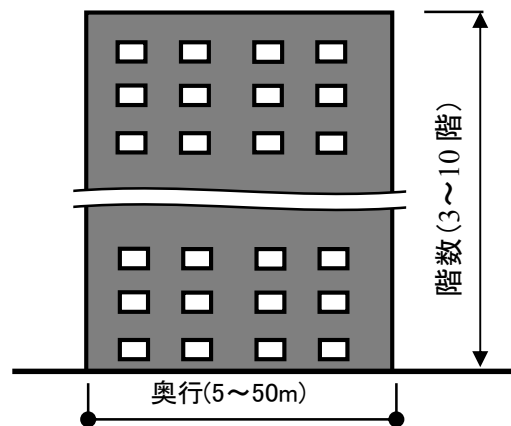


図 5.1 建物モデル

5.3 津波荷重

津波荷重は、設計用浸水深 η に水深係数 a を乗じた $a\eta$ による静水压とする。図 5.2 に示す波圧を積分値した波力を津波荷重とし、建物の 1 階の保有水平耐力と比較した。検討用の設計用浸水深 η は 3m~18m とし、水深係数 a は仮に表 5.1 のように設定した場合を想定して、1.5, 2.0, 3.0 で検討した。

また、受圧面の開口率を一律 30% と仮定し、高さは変えず地表面の波圧を 70% に低減した波圧分布により津波荷重を算出した。

$$H < a\eta \text{ の場合} \quad F_x = 0.7 \times \left(\frac{1}{2} \left(a\eta - \frac{h}{2} \right)^2 - \frac{1}{2} (a\eta - H)^2 \right) \rho g$$

$$H > a\eta \text{ の場合} \quad F_x = 0.7 \times \frac{1}{2} \left(a\eta - \frac{h}{2} \right)^2 \rho g$$

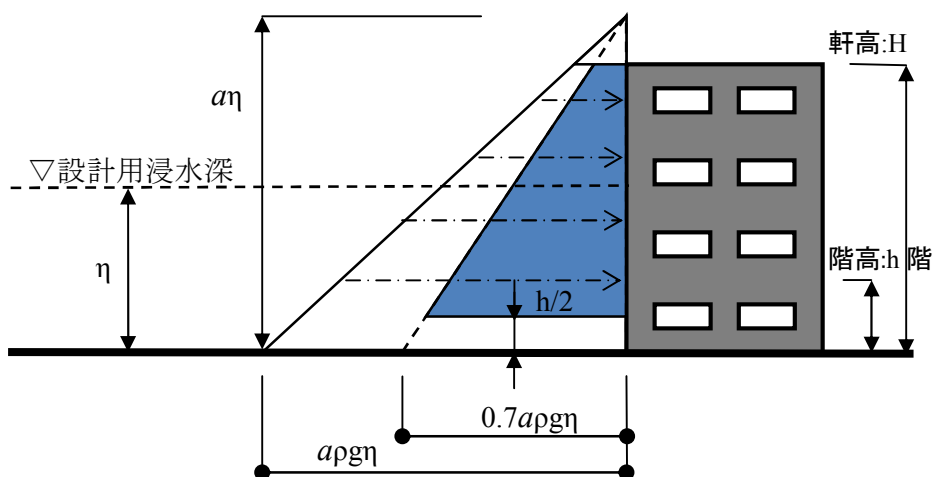


図 5.2 1 階に作用する津波波圧面積

表 5.1 水深係数 a の設定

遮蔽物あり		遮蔽物なし
海岸や河川等からの距離		
500m 以遠	500m 以内	
1.5	2	3

5.4 検討結果のまとめ

次頁から、横軸に建物モデルの奥行、縦軸に階数を取り、 $C_B=0.3$ or 0.55 or 1.0 の1階の保有水平耐力と等しくなる時の津波荷重を、浸水深毎に色のついた線で示す。例えば、図 5.3.1 の $C_B=0.3$ において、集合住宅サイズでは（4階で奥行13m）、6m～9mの線の間プロットされるため設計用地震荷重は6mよりも少し大きな場合に相当する。以下の2つのモデルについて抽出した結果を以下にまとめる。

モデル1 RC 集合住宅

（集合住宅サイズ，RC造4階，奥行L=13m，H=14m）

$a=1.5$ の場合、建物の設計用地震荷重に相当する浸水深は、

純ラーメン構造の場合 ($C_B=0.3$)

耐震壁付ラーメン構造の場合 ($C_B=0.55$)

$a=2.0$ の場合、建物の設計用地震荷重に相当する浸水深は、

耐震壁付ラーメン構造の場合 ($C_B=0.55$)

ルート1相当の壁がある場合 ($C_B=1.0$)

$a=3.0$ の場合、建物の設計用地震荷重に相当する浸水深は、

ルート1相当の壁がある場合 ($C_B=1.0$)



$\eta=6m$

$\eta=8m$

$\eta=6m$

$\eta=7.5m$

$\eta=5m$

モデル2 RC 商業施設

（商業施設サイズ，RC造4階，奥行L=40m，H=14m）

$a=1.5$ の場合、建物の設計用地震荷重に相当する浸水深は、

純ラーメン構造の場合 ($C_B=0.3$)

耐震壁付ラーメン構造の場合 ($C_B=0.55$)

$a=2.0$ の場合、建物の設計用地震荷重に相当する浸水深は、

耐震壁付ラーメン構造の場合 ($C_B=0.55$)

ルート1相当の壁がある場合 ($C_B=1.0$)

$a=3.0$ の場合、建物の設計用地震荷重に相当する浸水深は、

ルート1相当の壁がある場合 ($C_B=1.0$)



$\eta=11m$

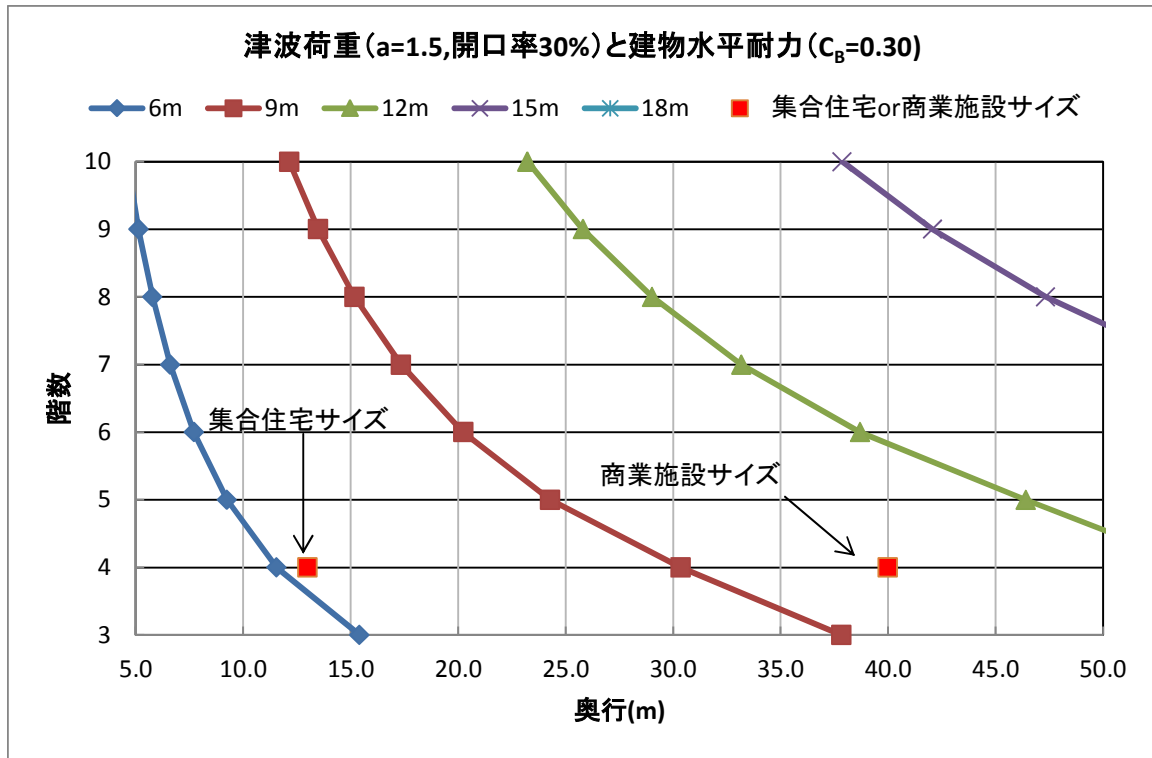
$\eta=14m$

$\eta=10.5m$

$\eta=16m$

$\eta=10m$

$C_B = 0.3$



$C_B = 0.55$

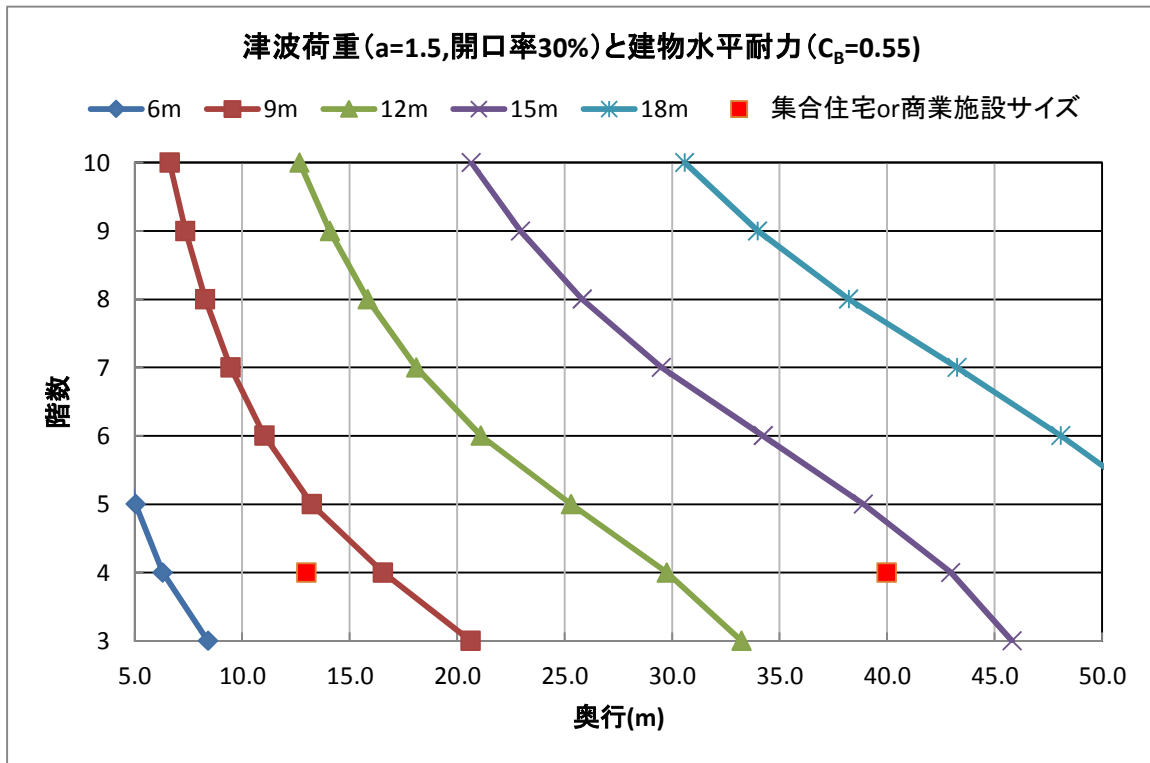
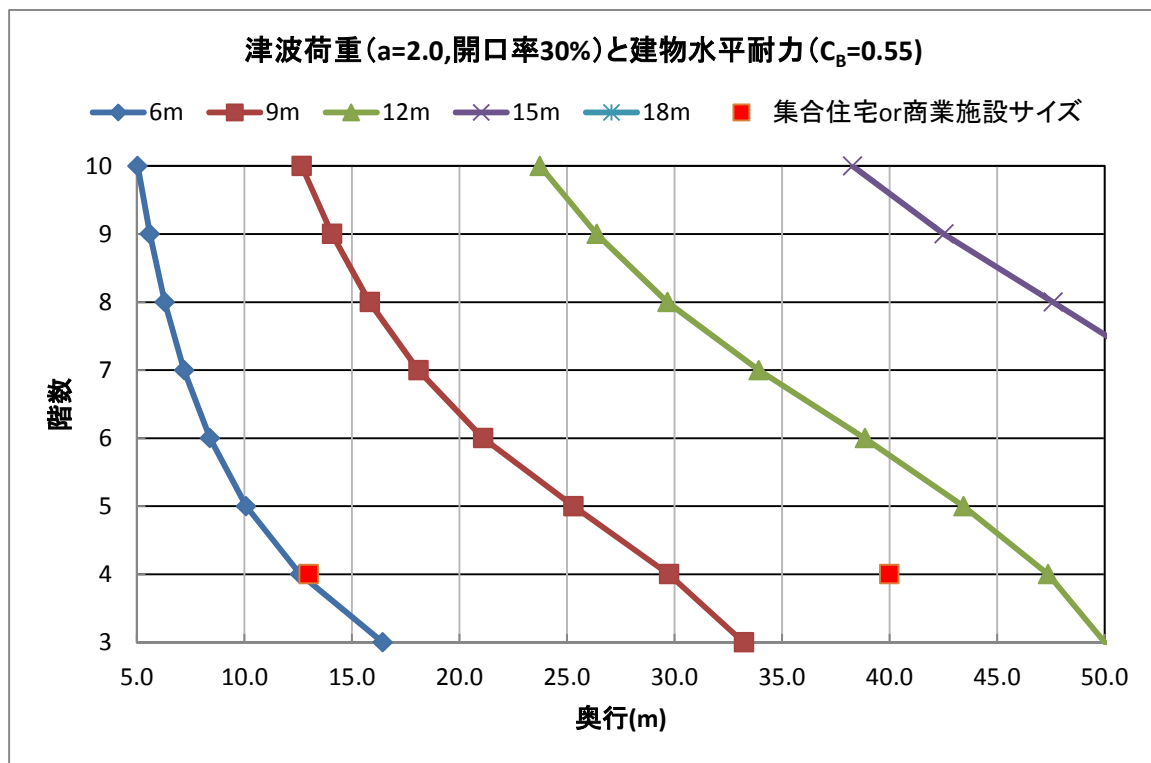


図 5.3.1 $a=1.5$ の津波荷重と建物設計用地震荷重の関係

$C_B = 0.55$



$C_B = 1.0$

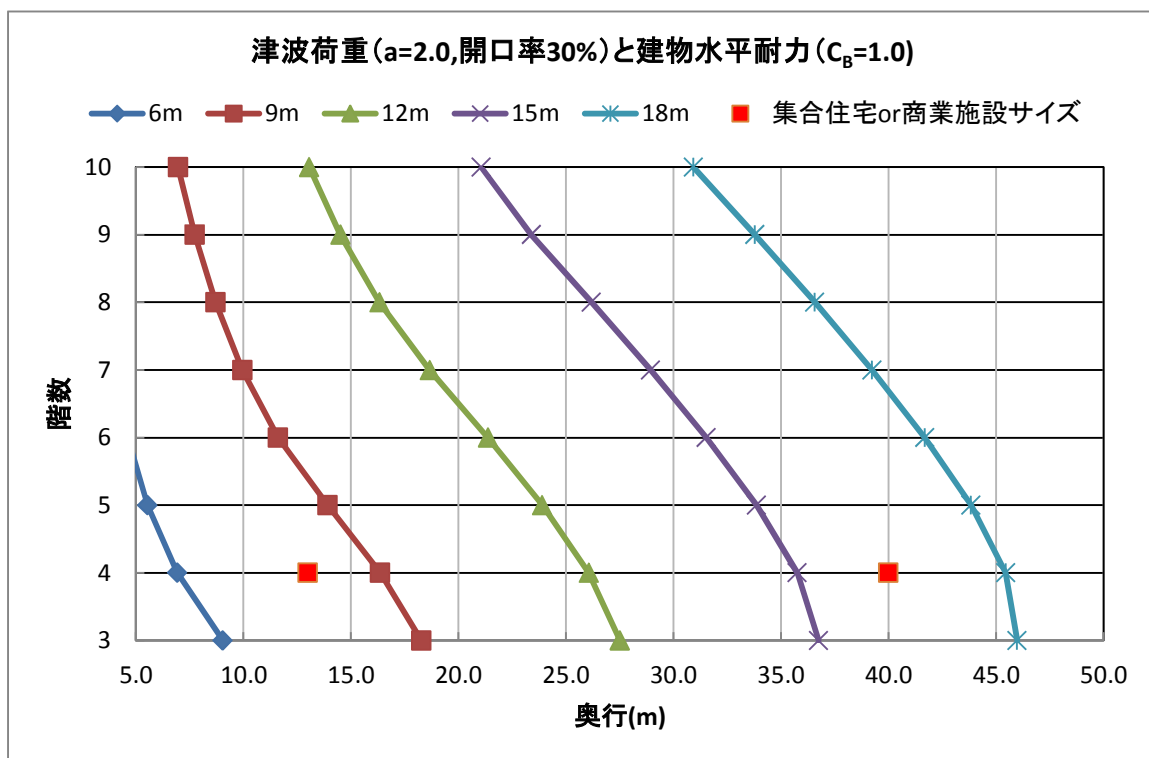
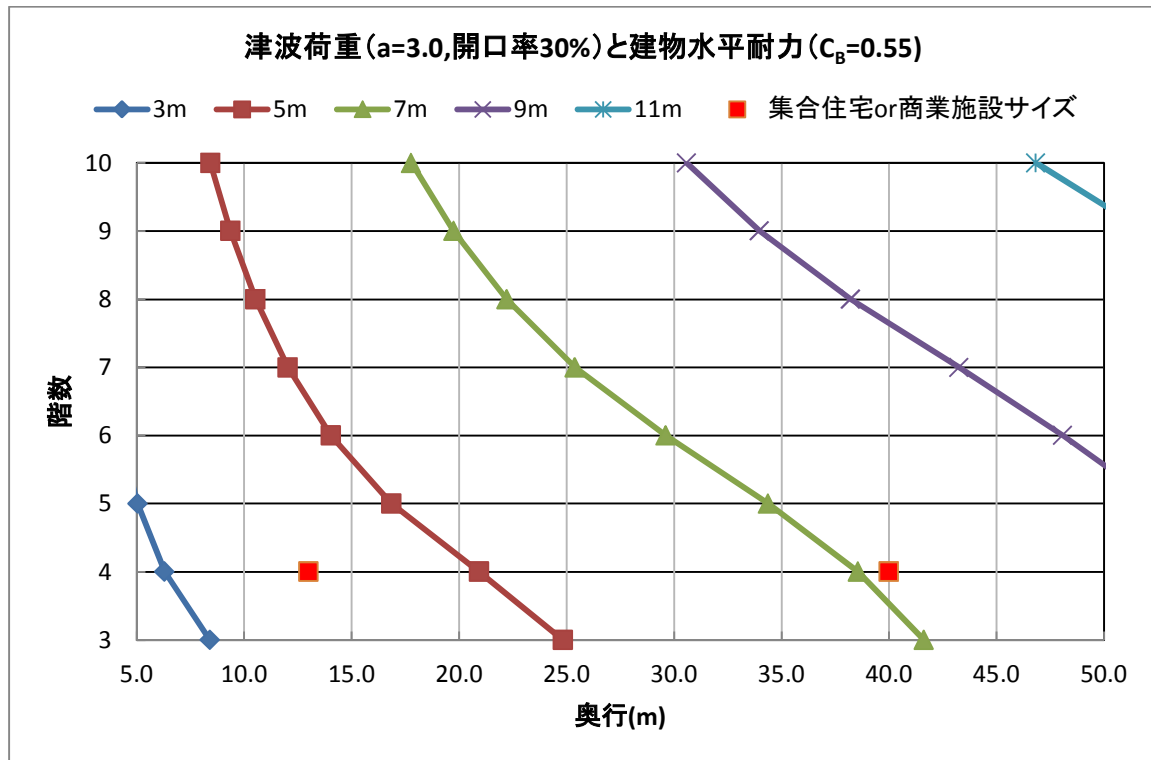


図 5.3.2 $a=2.0$ の津波荷重と建物設計用地震荷重の関係

$C_B = 0.55$



$C_B = 1.0$

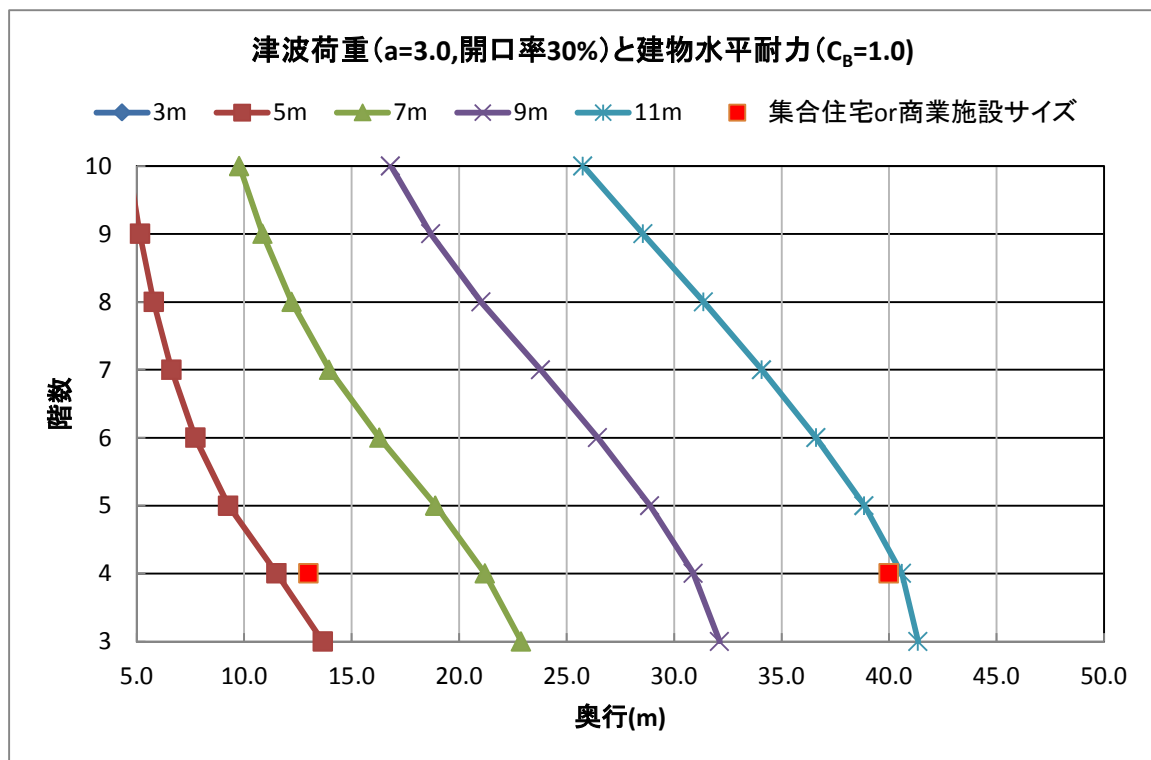


図 5.3.3 $a=3.0$ の津波荷重と建物設計用地震荷重の関係

5.5 建物事例を参考にした津波避難ビル設計例

設計用浸水深と水深係数 a に応じて、津波避難ビルとして求められる建物の規模がどの程度になるかイメージするための資料として、被災地域にみられた建物事例のサイズを参考にして設計の参考となるよう整理した。

5.5.1 建物の水平耐力と津波荷重

建物の水平耐力は 5.2 と同様の方法で以下の条件で算出し、構造物耐力等価浸水深 η_a に換算して設計用浸水深と比較を行った。津波荷重は 5.3 と同様の方法で算出し水深係数を表 5.1 の 3 例について検討を行った。

RC 造耐震壁付ラーメン構造, $C_B = 1.0$

開口率 30%

浮力, 滑動の影響無視

建物サイズ (高さ, 奥行) のみ被災地域に見られた建物事例を参考にし, 調査結果や Google earth を使用した推定値を用いた。

津波避難ビルの指定の可否は, 下の判定条件で指定可否を判断した。





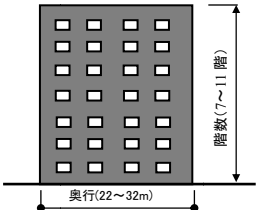

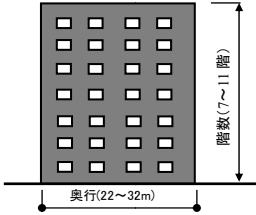
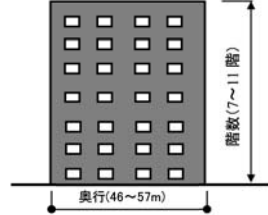
a) 構造物耐力等価浸水深 $\eta_a \geq a\eta$

b) 軒高 $H \geq \eta + \text{余裕高さ } 4\text{m}$

次頁から検討結果を示す。

5.5.2 検討結果

表 5.2 設計用浸水深と、津波避難ビルの指定例

	$a=1.5$	$a=2.0$	$a=3.0$
$\eta=5m^{※2}$	$a\eta=7.5m\sim 10m$ 必要高 $H=9m$		$a\eta=15m$ 必要高 $H=9m$
	 <p>集合住宅サイズ 4階, 奥行 8.5m, $H=12m^{※1}$ $\eta_a=13m \geq 7.5m\sim 10m$ OK $H=12m \geq 9m$ OK</p>		 <p>宿泊施設サイズ 5階, 奥行 23m, $H=17.5m^{※1}$ $\eta_a=23m \geq 15m$ OK $H=17.5m \geq 9m$ OK</p>
$\eta=10m^{※2}$	$a\eta=15m$ 必要軒高 $H=14m$	$a\eta=20m$ 必要軒高 $H=14m$	$a\eta=30m$ 必要軒高 $H=14m$
	 <p>集合住宅サイズ 4階, 奥行 13m, $H=15m^{※1}$ $\eta_a=16m \geq 15m$ OK $H=15m \geq 14m$ OK</p>	 <p>商業施設サイズ 3階, 奥行 40m, $H=17m^{※1}$ $\eta_a=25m \geq 20m$ OK $H=17m \geq 14m$ OK</p>	 <p>7階, 奥行 32m, $H=24.5m$ 9階, 奥行 26m, $H=31.5m$ 11階, 奥行 22m, $H=38.5m$ $\eta_a=32m \geq 30m$ OK $H=24.5m \geq 14m$ OK</p>
$\eta=15m^{※2}$	$a\eta=22.5m$ 必要軒高 $H=19m$	$a\eta=30m$ 必要軒高 $H=19m$	$a\eta=45m$ 必要軒高 $H=19m$
	 <p>宿泊施設サイズ 7階, 奥行 20m, $H=24.5m^{※1}$ $\eta_a=24.5m \geq 22.5m$ OK $H=24.5m \geq 19m$ OK</p>	 <p>7階, 奥行 32m, $H=24.5m$ 9階, 奥行 26m, $H=31.5m$ 11階, 奥行 22m, $H=38.5m$ $\eta_a=32m \geq 30m$ OK $H=24.5m \geq 19m$ OK</p>	 <p>7階, 奥行 57m, $H=24.5m$ 9階, 奥行 51m, $H=31.5m$ 11階, 奥行 46m, $H=38.5m$ $\eta_a=46m \geq 45m$ OK $H=24.5m \geq 19m$ OK</p>

※1 推定値含む。 ※2 写真の建物が実際に被った浸水深と、設計用浸水深は一致しない。

5.5.3 波力低減を意図した構造計画案

これまでの検討では、開口率を一律 30%と仮定して示したが、ピロティ構造とした場合や外壁の耐力を適切に考慮できる場合は、それに応じて波力が低減できると考えられる。波力低減を意図した構造計画を 2 つ例示し、検討を行った。表 5.2 に示したように、水深係数 $a=2$ で $\eta=15\text{m}$ で開口率 30%の場合、必要となる奥行は 7 階建で 32m, 9 階建で 26m, 11 階建で 22m 必要となるが、ピロティや外壁によりどの程度縮小できるか確認した。

(1) 1～2 階をピロティとした場合

2 階までをピロティとした場合に、ピロティが無い場合に比べてどの程度奥行が縮小できるかを確認した。波圧分布は、地表面における波圧に開口率 β ($1 - \text{開口面積} / \text{受圧面積}$) を乗じて低減したものをを用いた。この時、一般階の開口率 30%、ピロティ部開口率 70%として算出した。なお、 $C_B=1.0$ として建物の水平耐力を算出した。

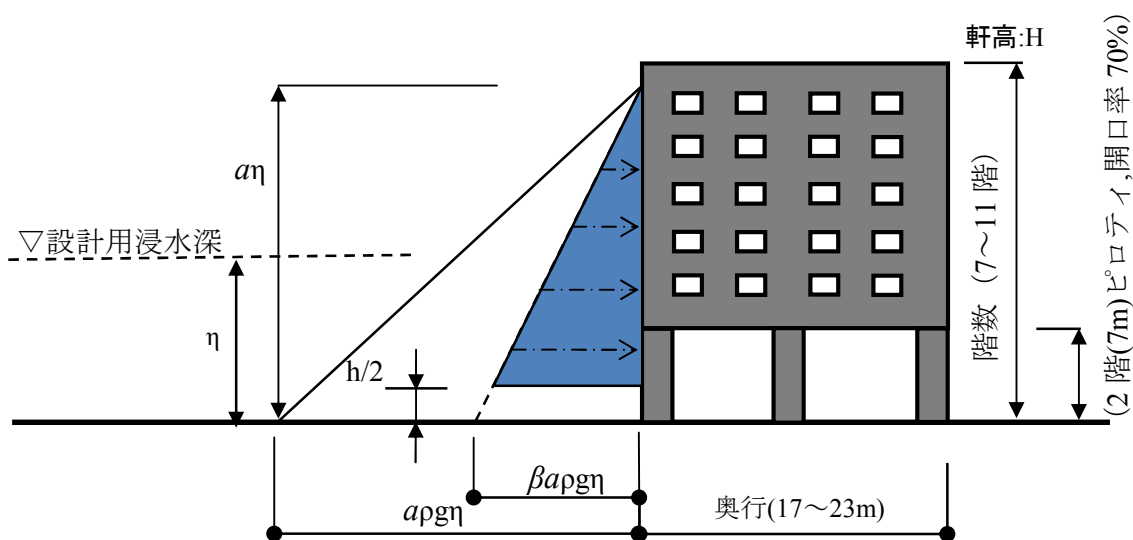


図 5.4 ピロティを考慮した建物モデルと波圧式

η_a が $a\eta=30\text{m}$ を上回る場合の奥行と、ピロティが無い場合から縮小された奥行寸法を示す。

7 階, 奥行 26m, $H=24.5\text{m}$ (奥行 6m 縮小)

$$\eta_a = 32\text{m} \geq 30\text{m} \quad \text{OK}$$

$$H = 24.5\text{m} \geq 19\text{m} \quad \text{OK}$$

9 階, 奥行 23m, $H=31.5\text{m}$ (奥行 3m 縮小)

$$\eta_a = 32\text{m} \geq 30\text{m} \quad \text{OK}$$

$$H = 31.5\text{m} \geq 19\text{m} \quad \text{OK}$$

11 階, 奥行 20m, $H=38.5\text{m}$ (奥行 2m 縮小)

$$\eta_a = 32\text{m} \geq 30\text{m} \quad \text{OK}$$

$$H = 38.5\text{m} \geq 19\text{m} \quad \text{OK}$$

(2) 外壁, 雑壁を面外耐力の小さい ALC とした場合

津波の受圧面となる外壁や雑壁等の面外耐力を適切に評価できるものとして, 図 5.6 に示すように, 外壁や間仕切り壁を全て ALC とし, 津波の抜け道に配慮して計画した場合について検討する. 波圧分布は図 5.5 に示すように, RC が受圧面となる割合が 30%として, 地表面における波圧を $0.3apg\eta$ とし, それに, ALC3 枚分の面外耐力 (ALC 1 枚当たり高さ方向にならして 5kN/m^2 とした.) を加えた波圧を用いた. ピロティが無い場合に比べてどの程度奥行が縮小できるかを確認した.

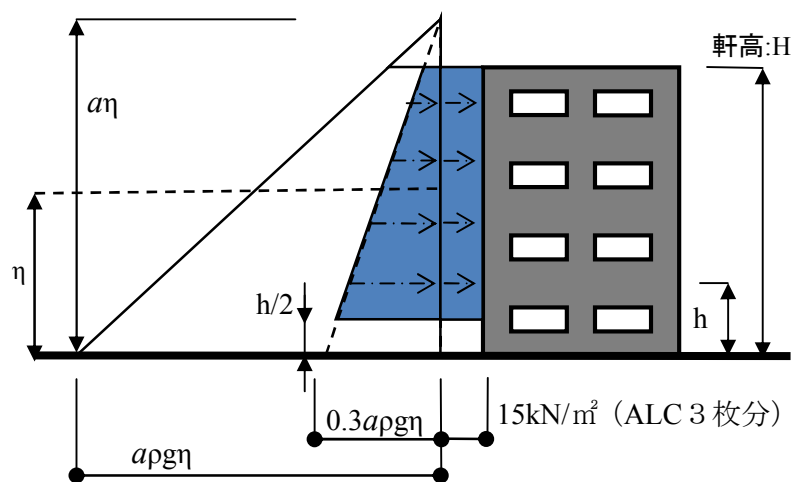


図 5.5 受圧面の面外耐力を考慮した波圧式

η_a が $a\eta=30\text{m}$ を上回る場合の奥行と, ピロティが無い場合から縮小された奥行寸法を示す.

7 階, 奥行 17m, $H=24.5\text{m}$ (奥行 15m 縮小)

$$\eta_a = 32\text{m} \geq 30\text{m} \quad \text{OK}$$

$$H = 24.5\text{m} \geq 19\text{m} \quad \text{OK}$$

9 階, 奥行 15m, $H=31.5\text{m}$ (奥行 11m 縮小)

$$\eta_a = 32\text{m} \geq 30\text{m} \quad \text{OK}$$

$$H = 31.5\text{m} \geq 19\text{m} \quad \text{OK}$$

11 階, 奥行 13m, $H=38.5\text{m}$ (奥行 9m 縮小)

$$\eta_a = 32\text{m} \geq 30\text{m} \quad \text{OK}$$

$$H = 38.5\text{m} \geq 19\text{m} \quad \text{OK}$$

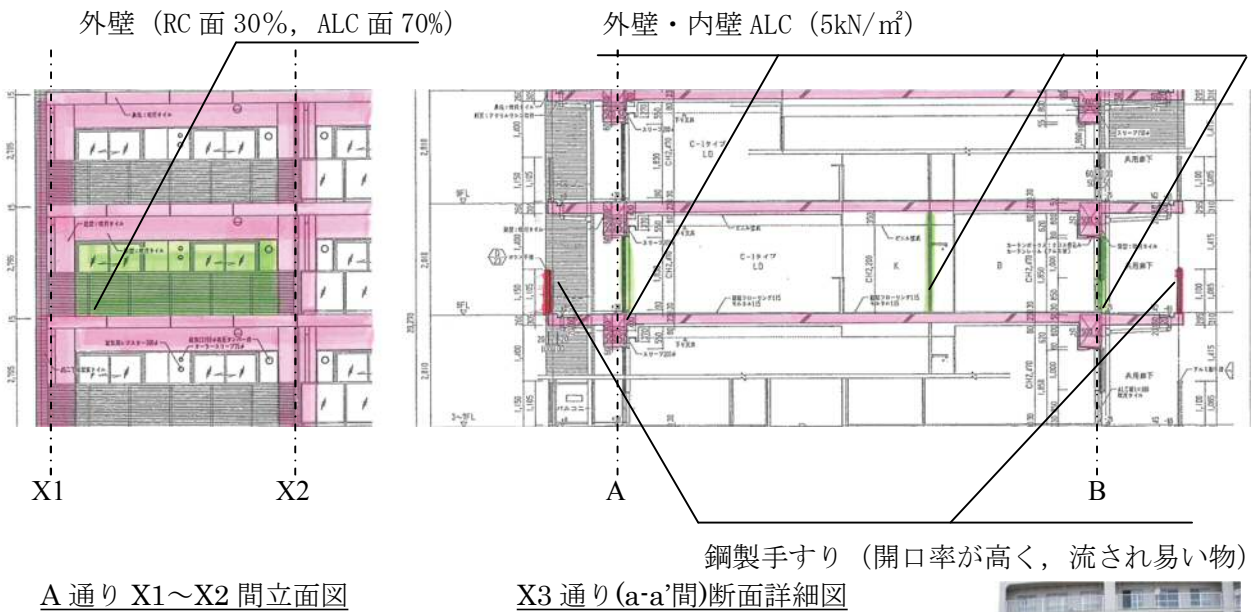
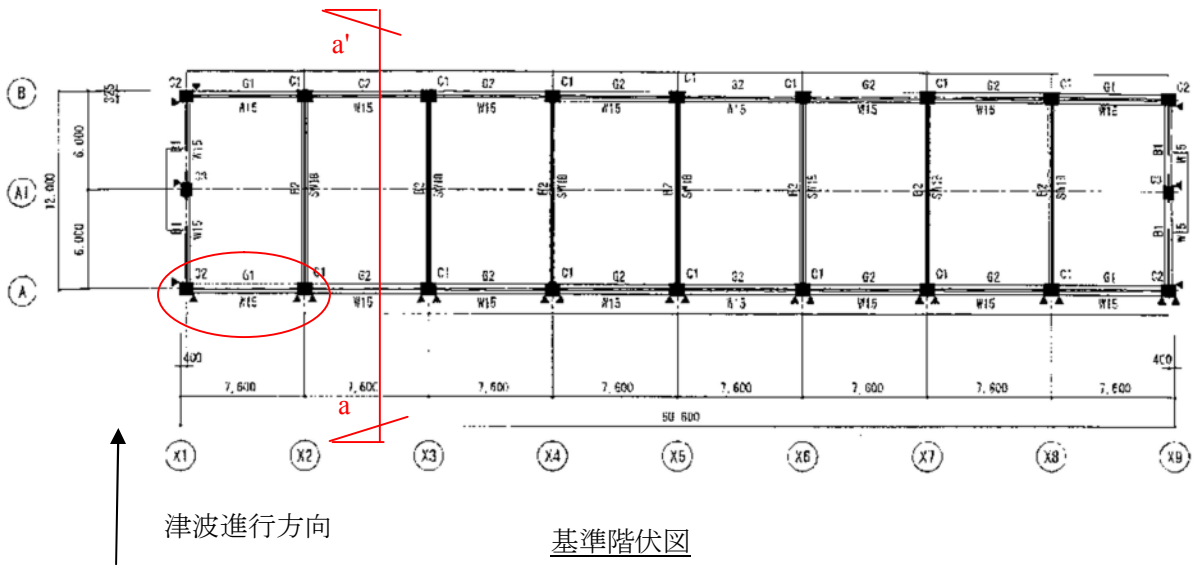


図 5.6 波力低減を意図した構造計画案 (外壁 ALC とした場合)

5.6 浸水深と建築物規模の関係に関する検討

5.6.1 浸水深と建築物規模の関係に関する検討(その1:ピロティ層数による比較)

既往の静水圧式に表5.1の水深係数 a を用いた場合に、浸水深に対して要求される設計要件を整理した。下記の仮定下で建築物が耐えられる設計用浸水深を算定した。表5.3～5.11に検討結果を示す。有色部分が15mの設計用浸水深に耐えられる建築物を示している。

【解析仮定】

- (1) 対象建築物は①非ピロティ、②1層ピロティ、③2層ピロティの3種類とする
- (2) 建築物の階数(3～12階)および奥行(6～78m)をパラメータとしている
- (3) 建築物の保有水平耐力時のベースシア係数は $C_B=DsC_0=1.00, 0.55, 0.30$ としている
- (4) 単位面積重量は13 kN/m²とする
- (5) 津波作用荷重は1階柱中間高さから水深係数 a 倍の高さまでの静水圧荷重とする
- (6) 建築物は階高3.5mとし、越流部分の波圧は考慮しない
- (7) ピロティ階は開口率0.7、非ピロティ階の開口率は0.3とする

建築物の保有水平耐力時のベースシア係数を C_B 、建物幅を W とすると、15mの設計用浸水深に耐えられる建築物に要求される設計要件は下記の通りとなる。

($C_B=0.30, W=30m$)

- 1) 水深係数1.5の場合、10階建て以上の建築物で設計可能 (2層ピロティ)
- 2) 水深係数2.0の場合、12階建て以上の建築物 (2層ピロティ)

($C_B=0.55, W=30m$)

- 1) 水深係数1.5の場合、5階建て以上の建築物で設計可能 (2層ピロティ)
- 2) 水深係数2.0の場合、10階建て以上の建築物で設計可能 (2層ピロティ)

($C_B=1.00, W=30m$)

- 1) 水深係数1.5の場合、5階建て以上の建築物で設計可能 (2層ピロティ)
- 2) 水深係数2.0の場合、5階建て以上の建築物で設計可能 (2層ピロティ)

($C_B=0.30, W=48m$)

- 1) 水深係数1.5の場合、6階建て以上の建築物で設計可能 (2層ピロティ)
- 2) 水深係数2.0の場合、12階建て以上の建築物で設計可能 (2層ピロティ)

($C_B=0.55, W=48m$)

- 1) 水深係数1.5の場合、5階建て以上の建築物で設計可能 (2層ピロティ)
- 2) 水深係数2.0の場合、5階建て以上の建築物で設計可能 (2層ピロティ)

($C_B=1.00, W=48m$)

- 1) 水深係数1.5の場合、5階建て以上の建築物で設計可能 (2層ピロティ)
- 2) 水深係数2.0の場合、5階建て以上の建築物で設計可能 (2層ピロティ)

表 5.3 (1) (静水圧荷重 $a=1.5$, $C_B=1.00$, 開口率 0.3, 非ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	6	7	8	8	9	10	10	11	11	12
12 (m)	9	10	11	12	13	13	14	15	16	16
18 (m)	10	12	13	14	15	16	17	18	19	20
24 (m)	10	14	16	17	18	19	20	21	22	23
30 (m)	10	14	17	19	20	21	22	23	24	25
36 (m)	10	14	17	21	22	23	24	25	27	28
42 (m)	10	14	17	21	24	26	27	28	29	30
48 (m)	10	14	17	21	24	28	29	30	31	32
54 (m)	10	14	17	21	24	28	31	32	33	34
60 (m)	10	14	17	21	24	28	31	35	36	37
66 (m)	10	14	17	21	24	28	31	35	38	39
72 (m)	10	14	17	21	24	28	31	35	38	41
78 (m)	10	14	17	21	24	28	31	35	38	42

表 5.3 (2) (静水圧荷重 $a=1.5$, $C_B=1.00$, 開口率 0.3, 1層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	7	8	8	9	10	10	11	11	12	12
12 (m)	10	10	11	12	13	14	15	16	16	17
18 (m)	10	13	14	15	16	17	18	19	20	20
24 (m)	10	14	17	17	18	19	20	21	22	23
30 (m)	10	14	17	20	21	22	23	24	25	26
36 (m)	10	14	17	21	23	24	25	26	27	28
42 (m)	10	14	17	21	24	27	28	29	30	31
48 (m)	10	14	17	21	24	28	30	31	32	33
54 (m)	10	14	17	21	24	28	31	33	34	35
60 (m)	10	14	17	21	24	28	31	35	37	38
66 (m)	10	14	17	21	24	28	31	35	38	40
72 (m)	10	14	17	21	24	28	31	35	38	42
78 (m)	10	14	17	21	24	28	31	35	38	42

表 5.3 (3) (静水圧荷重 $a=1.5$, $C_B=1.00$, 開口率 0.3, 2層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	8	9	10	10	11	11	12	13	13	14
12 (m)	10	12	13	14	14	15	16	17	17	18
18 (m)	10	14	16	16	17	18	19	20	21	22
24 (m)	10	14	17	19	20	21	22	23	24	25
30 (m)	10	14	17	21	23	23	24	25	26	27
36 (m)	10	14	17	21	24	26	27	28	29	30
42 (m)	10	14	17	21	24	28	29	30	31	32
48 (m)	10	14	17	21	24	28	31	33	34	35
54 (m)	10	14	17	21	24	28	31	35	36	37
60 (m)	10	14	17	21	24	28	31	35	38	39
66 (m)	10	14	17	21	24	28	31	35	38	42
72 (m)	10	14	17	21	24	28	31	35	38	42
78 (m)	10	14	17	21	24	28	31	35	38	42

表5.4 (1) (静水圧荷重 $a=1.5$, $C_B=0.55$, 開口率 0.3, 非ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	5	5	6	6	7	7	8	8	8	9
12 (m)	6	7	8	9	9	10	11	11	12	12
18 (m)	8	9	10	11	11	12	13	14	14	15
24 (m)	9	10	11	12	13	14	15	16	16	17
30 (m)	10	12	13	14	15	16	16	17	18	19
36 (m)	10	13	14	15	16	17	18	19	20	21
42 (m)	10	14	15	16	17	18	19	20	21	22
48 (m)	10	14	16	17	19	20	21	22	23	24
54 (m)	10	14	17	19	20	21	22	23	24	25
60 (m)	10	14	17	20	21	22	23	24	25	26
66 (m)	10	14	17	21	22	23	24	26	27	28
72 (m)	10	14	17	21	24	25	26	27	28	29
78 (m)	10	14	17	21	24	26	27	28	29	30

表5.4 (2) (静水圧荷重 $a=1.5$, $C_B=0.55$, 開口率 0.3, 1層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	5	6	7	7	8	8	8	9	9	9
12 (m)	7	8	9	9	10	11	11	12	12	13
18 (m)	9	10	10	11	12	13	14	14	15	15
24 (m)	10	11	12	13	14	15	15	16	17	18
30 (m)	10	12	13	14	15	16	17	18	19	20
36 (m)	10	14	15	16	17	18	19	20	20	21
42 (m)	10	14	16	17	18	19	20	21	22	23
48 (m)	10	14	17	18	19	20	21	22	23	24
54 (m)	10	14	17	20	21	22	23	24	25	26
60 (m)	10	14	17	21	22	23	24	25	26	27
66 (m)	10	14	17	21	23	24	25	26	27	28
72 (m)	10	14	17	21	24	26	27	28	29	30
78 (m)	10	14	17	21	24	27	28	29	30	31

表5.4 (3) (静水圧荷重 $a=1.5$, $C_B=0.55$, 開口率 0.3, 2層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	6	7	8	8	9	9	10	10	10	11
12 (m)	9	9	10	11	11	12	13	13	14	14
18 (m)	10	11	12	13	13	14	15	15	16	17
24 (m)	10	13	13	14	15	16	17	17	18	19
30 (m)	10	14	15	16	17	17	18	19	20	21
36 (m)	10	14	17	17	18	19	20	21	22	23
42 (m)	10	14	17	19	19	20	21	22	23	24
48 (m)	10	14	17	20	21	22	23	24	25	26
54 (m)	10	14	17	21	22	23	24	25	26	27
60 (m)	10	14	17	21	24	25	26	26	27	28
66 (m)	10	14	17	21	24	26	27	28	29	30
72 (m)	10	14	17	21	24	28	28	29	30	31
78 (m)	10	14	17	21	24	28	30	31	32	32

表5.5 (1) (静水圧荷重 $a=1.5$, $C_B=0.30$, 開口率 0.3, 非ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	4	4	5	5	5	6	6	6	6	7
12 (m)	5	6	6	7	7	8	8	8	9	9
18 (m)	6	7	7	8	9	9	10	10	11	11
24 (m)	7	8	8	9	10	11	11	12	12	13
30 (m)	7	8	9	10	11	12	12	13	14	14
36 (m)	8	9	10	11	12	13	13	14	15	15
42 (m)	9	10	11	12	13	14	14	15	16	17
48 (m)	10	11	12	13	14	15	15	16	17	18
54 (m)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
60 (m)	10	12	13	14	15	16	17	18	19	20
66 (m)	10	13	14	15	16	17	18	19	20	21
72 (m)	10	14	15	16	17	18	19	20	21	22
78 (m)	10	14	15	16	17	18	19	21	21	22

表5.5 (2) (静水圧荷重 $a=1.5$, $C_B=0.30$, 開口率 0.3, 1層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	4	5	5	6	6	6	7	7	7	7
12 (m)	6	6	7	7	8	8	9	9	9	10
18 (m)	7	7	8	9	9	10	10	11	11	12
24 (m)	7	8	9	10	11	11	12	12	13	13
30 (m)	8	9	10	11	12	12	13	14	14	15
36 (m)	9	10	11	12	13	13	14	15	15	16
42 (m)	10	11	12	13	14	14	15	16	17	17
48 (m)	10	12	12	13	14	15	16	17	18	18
54 (m)	10	12	13	14	15	16	17	18	19	19
60 (m)	10	13	14	15	16	17	18	19	20	20
66 (m)	10	14	15	16	17	18	19	20	20	21
72 (m)	10	14	15	16	17	18	19	20	21	22
78 (m)	10	14	16	17	18	19	20	21	22	23

表5.5 (3) (静水圧荷重 $a=1.5$, $C_B=0.30$, 開口率 0.3, 2層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	5	6	6	7	7	7	8	8	8	8
12 (m)	7	7	8	8	9	9	10	10	11	11
18 (m)	8	8	9	10	10	11	12	12	13	13
24 (m)	9	9	10	11	12	12	13	14	14	15
30 (m)	10	10	11	12	13	14	14	15	15	16
36 (m)	10	11	12	13	14	15	15	16	17	17
42 (m)	10	12	13	14	15	16	16	17	18	19
48 (m)	10	13	14	15	16	16	17	18	19	20
54 (m)	10	14	15	15	16	17	18	19	20	21
60 (m)	10	14	16	16	17	18	19	20	21	22
66 (m)	10	14	17	17	18	19	20	21	22	23
72 (m)	10	14	17	18	19	20	21	22	23	23
78 (m)	10	14	17	19	20	20	21	22	23	24

表5.6 (1) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=1.00$, 開口率 0.3, 非ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	5	5	6	6	7	7	8	8	8	9
12 (m)	6	7	8	9	9	10	10	11	12	12
18 (m)	8	9	10	11	11	12	13	13	14	15
24 (m)	10	11	12	12	13	14	15	15	16	17
30 (m)	10	13	13	14	15	16	16	17	18	19
36 (m)	10	14	15	16	17	17	18	19	20	21
42 (m)	10	14	17	18	18	19	20	21	21	22
48 (m)	10	14	17	19	20	21	22	22	23	24
54 (m)	10	14	17	21	22	23	23	24	25	26
60 (m)	10	14	17	21	24	24	25	26	27	27
66 (m)	10	14	17	21	24	26	27	27	28	29
72 (m)	10	14	17	21	24	28	28	29	30	31
78 (m)	10	14	17	21	24	28	30	31	32	32

表5.6 (2) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=1.00$, 開口率 0.3, 1層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	5	6	6	7	7	8	8	8	9	9
12 (m)	7	8	8	9	10	10	11	12	12	13
18 (m)	9	10	10	11	12	13	13	14	15	15
24 (m)	10	12	12	13	14	14	15	16	17	17
30 (m)	10	14	14	15	15	16	17	18	19	19
36 (m)	10	14	16	17	17	18	19	20	20	21
42 (m)	10	14	17	19	19	20	21	21	22	23
48 (m)	10	14	17	20	21	22	22	23	24	25
54 (m)	10	14	17	21	23	23	24	25	26	26
60 (m)	10	14	17	21	24	25	26	27	27	28
66 (m)	10	14	17	21	24	27	28	28	29	30
72 (m)	10	14	17	21	24	28	29	30	31	32
78 (m)	10	14	17	21	24	28	31	32	33	33

表5.6 (3) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=1.00$, 開口率 0.3, 2層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	6	6	7	8	8	8	9	9	10	10
12 (m)	9	9	9	10	11	11	12	12	13	13
18 (m)	10	11	12	12	13	13	14	15	16	16
24 (m)	10	14	14	14	15	15	16	17	18	18
30 (m)	10	14	16	16	17	17	18	19	20	20
36 (m)	10	14	17	18	19	19	20	21	21	22
42 (m)	10	14	17	21	21	21	22	23	23	24
48 (m)	10	14	17	21	23	23	24	24	25	26
54 (m)	10	14	17	21	24	25	26	26	27	28
60 (m)	10	14	17	21	24	27	28	28	29	29
66 (m)	10	14	17	21	24	28	30	30	31	31
72 (m)	10	14	17	21	24	28	31	32	32	33
78 (m)	10	14	17	21	24	28	31	34	34	35

表5.7 (1) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=0.55$, 開口率 0.3, 非ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	3	4	4	5	5	5	6	6	6	6
12 (m)	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9
18 (m)	6	6	7	8	8	9	10	10	11	11
24 (m)	7	8	8	9	10	10	11	12	12	13
30 (m)	8	9	9	10	11	12	12	13	13	14
36 (m)	9	10	10	11	12	13	13	14	15	15
42 (m)	10	11	11	12	13	14	14	15	16	17
48 (m)	10	12	12	13	14	15	15	16	17	18
54 (m)	10	13	13	14	15	16	16	17	18	19
60 (m)	10	14	14	15	16	16	17	18	19	20
66 (m)	10	14	15	16	17	17	18	19	20	21
72 (m)	10	14	16	17	18	18	19	20	21	22
78 (m)	10	14	17	18	19	19	20	21	22	23

表5.7 (2) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=0.55$, 開口率 0.3, 1層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	4	4	5	5	6	6	6	6	7	7
12 (m)	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10
18 (m)	6	7	8	8	9	10	10	11	11	11
24 (m)	8	8	9	10	10	11	11	12	13	13
30 (m)	9	9	10	11	11	12	13	13	14	15
36 (m)	10	10	11	12	12	13	14	15	15	16
42 (m)	10	11	12	13	13	14	15	16	16	17
48 (m)	10	13	13	14	14	15	16	17	17	18
54 (m)	10	14	14	15	15	16	17	18	18	19
60 (m)	10	14	15	16	16	17	18	19	19	20
66 (m)	10	14	16	17	17	18	19	20	20	21
72 (m)	10	14	17	18	18	19	20	21	21	22
78 (m)	10	14	17	19	19	20	21	22	22	23

表5.7 (3) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=0.55$, 開口率 0.3, 2層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	5	5	6	6	6	7	7	7	8	8
12 (m)	6	7	7	8	8	9	9	10	10	10
18 (m)	8	8	9	9	10	10	11	11	12	12
24 (m)	10	9	10	10	11	12	12	13	14	14
30 (m)	10	11	11	12	12	13	14	14	15	16
36 (m)	10	12	12	13	13	14	15	16	16	17
42 (m)	10	13	14	14	14	15	16	17	17	18
48 (m)	10	14	15	15	16	16	17	18	18	19
54 (m)	10	14	16	16	17	17	18	19	19	20
60 (m)	10	14	17	17	18	18	19	20	20	21
66 (m)	10	14	17	19	19	19	20	21	21	22
72 (m)	10	14	17	20	20	21	21	22	22	23
78 (m)	10	14	17	21	21	22	22	23	24	24

表5.8 (1) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=0.30$, 開口率 0.3, 非ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	3	3	3	4	4	4	4	5	5	5
12 (m)	4	4	5	5	5	6	6	6	6	7
18 (m)	4	5	5	6	6	7	7	8	8	8
24 (m)	5	6	6	7	7	8	8	9	9	9
30 (m)	5	6	7	8	8	9	9	10	10	10
36 (m)	6	7	8	8	9	9	10	10	11	11
42 (m)	7	7	8	9	10	10	11	11	12	12
48 (m)	7	8	9	9	10	11	11	12	13	13
54 (m)	8	8	9	10	11	11	12	13	13	14
60 (m)	8	9	10	11	11	12	13	13	14	15
66 (m)	9	10	10	11	12	13	13	14	15	15
72 (m)	10	10	11	12	12	13	14	15	15	16
78 (m)	10	11	11	12	13	14	14	15	16	17

表5.8 (2) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=0.30$, 開口率 0.3, 1層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	3	3	4	4	4	5	5	5	5	5
12 (m)	4	5	5	5	6	6	6	7	7	7
18 (m)	5	5	6	6	7	7	8	8	8	9
24 (m)	5	6	7	7	8	8	9	9	10	10
30 (m)	6	7	7	8	9	9	10	10	11	11
36 (m)	7	7	8	9	9	10	10	11	11	12
42 (m)	7	8	9	9	10	11	11	12	12	13
48 (m)	8	9	9	10	11	11	12	13	13	14
54 (m)	9	9	10	10	11	12	13	13	14	14
60 (m)	9	10	10	11	12	13	13	14	15	15
66 (m)	10	10	11	12	12	13	14	15	15	16
72 (m)	10	11	11	12	13	14	14	15	16	17
78 (m)	10	12	12	13	13	14	15	16	16	17

表5.8 (3) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=0.30$, 開口率 0.3, 2層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	4	4	4	5	5	5	6	6	6	6
12 (m)	5	5	6	6	7	7	7	8	8	8
18 (m)	6	6	7	7	8	8	9	9	9	10
24 (m)	7	7	8	8	9	9	10	10	10	11
30 (m)	7	8	8	9	9	10	11	11	11	12
36 (m)	8	8	9	10	10	11	11	12	12	13
42 (m)	9	9	10	10	11	12	12	13	13	14
48 (m)	10	10	10	11	12	12	13	13	14	15
54 (m)	10	11	11	11	12	13	14	14	15	15
60 (m)	10	11	12	12	13	13	14	15	16	16
66 (m)	10	12	12	13	13	14	15	16	16	17
72 (m)	10	13	13	13	14	15	15	16	17	17
78 (m)	10	14	14	14	15	15	16	17	17	18

表5.9 (1) (静水压荷重 $a=3.0$, $C_B=1.00$, 開口率 0.3, 非ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	3	3	4	4	4	5	5	5	5	6
12 (m)	4	5	5	6	6	6	7	7	8	8
18 (m)	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10
24 (m)	7	7	8	8	9	9	10	10	11	11
30 (m)	8	8	9	9	10	10	11	11	12	12
36 (m)	9	10	10	10	11	11	12	12	13	14
42 (m)	10	11	11	12	12	13	13	14	14	15
48 (m)	10	12	12	13	13	14	14	15	15	16
54 (m)	10	13	14	14	14	15	15	16	16	17
60 (m)	10	14	15	15	16	16	17	17	18	18
66 (m)	10	14	16	16	17	17	18	18	19	19
72 (m)	10	14	17	17	18	18	19	19	20	20
78 (m)	10	14	17	19	19	19	20	20	21	21

表5.9 (2) (静水压荷重 $a=3.0$, $C_B=1.00$, 開口率 0.3, 1層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	3	4	4	4	5	5	5	5	6	6
12 (m)	5	5	5	6	6	7	7	8	8	8
18 (m)	6	6	7	7	8	8	9	9	10	10
24 (m)	8	8	8	8	9	9	10	10	11	11
30 (m)	9	9	9	10	10	11	11	12	12	13
36 (m)	10	10	11	11	11	12	12	13	13	14
42 (m)	10	12	12	12	13	13	14	14	15	15
48 (m)	10	13	13	13	14	14	15	15	16	16
54 (m)	10	14	14	15	15	15	16	16	17	17
60 (m)	10	14	16	16	16	17	17	18	18	19
66 (m)	10	14	17	17	17	18	18	19	19	20
72 (m)	10	14	17	18	19	19	19	20	20	21
78 (m)	10	14	17	20	20	20	21	21	22	22

表5.9 (3) (静水压荷重 $a=3.0$, $C_B=1.00$, 開口率 0.3, 2層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	4	4	5	5	5	5	6	6	6	7
12 (m)	6	6	6	7	7	7	8	8	8	9
18 (m)	8	7	8	8	8	9	9	10	10	11
24 (m)	10	9	9	9	10	10	11	11	12	12
30 (m)	10	11	11	11	11	11	12	12	13	13
36 (m)	10	12	12	12	12	13	13	14	14	15
42 (m)	10	14	14	14	14	14	14	15	15	16
48 (m)	10	14	15	15	15	15	16	16	17	17
54 (m)	10	14	16	16	16	17	17	17	18	18
60 (m)	10	14	17	18	18	18	18	19	19	19
66 (m)	10	14	17	19	19	19	20	20	20	21
72 (m)	10	14	17	21	20	21	21	21	21	22
78 (m)	10	14	17	21	22	22	22	22	23	23

表5.10 (1) (静水圧荷重 $a=3.0$, $C_B=0.55$, 開口率 0.3, 非ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	2	2	3	3	3	3	4	4	4	4
12 (m)	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6
18 (m)	4	4	5	5	5	6	6	7	7	7
24 (m)	4	5	5	6	6	7	7	8	8	8
30 (m)	5	6	6	7	7	8	8	8	9	9
36 (m)	6	6	7	7	8	8	9	9	10	10
42 (m)	7	7	7	8	8	9	9	10	10	11
48 (m)	7	8	8	8	9	10	10	11	11	12
54 (m)	8	8	9	9	10	10	11	11	12	12
60 (m)	9	9	9	10	10	11	11	12	12	13
66 (m)	9	10	10	10	11	11	12	13	13	14
72 (m)	10	10	11	11	12	12	13	13	14	14
78 (m)	10	11	11	12	12	13	13	14	14	15

表5.10 (2) (静水圧荷重 $a=3.0$, $C_B=0.55$, 開口率 0.3, 1層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	2	3	3	3	4	4	4	4	4	4
12 (m)	3	4	4	4	5	5	5	6	6	6
18 (m)	4	5	5	5	6	6	7	7	7	7
24 (m)	5	5	6	6	7	7	7	8	8	9
30 (m)	6	6	6	7	7	8	8	9	9	10
36 (m)	7	7	7	8	8	9	9	10	10	10
42 (m)	7	7	8	8	9	9	10	10	11	11
48 (m)	8	8	9	9	9	10	10	11	11	12
54 (m)	9	9	9	10	10	11	11	12	12	13
60 (m)	10	10	10	10	11	11	12	12	13	13
66 (m)	10	10	11	11	11	12	12	13	13	14
72 (m)	10	11	11	12	12	13	13	14	14	15
78 (m)	10	12	12	12	13	13	14	14	15	15

表5.10 (3) (静水圧荷重 $a=3.0$, $C_B=0.55$, 開口率 0.3, 2層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	3	3	4	4	4	4	5	5	5	5
12 (m)	4	4	5	5	5	6	6	6	7	7
18 (m)	5	5	6	6	6	7	7	7	8	8
24 (m)	6	6	6	7	7	8	8	8	9	9
30 (m)	7	7	7	8	8	8	9	9	10	10
36 (m)	8	8	8	8	9	9	10	10	11	11
42 (m)	9	9	9	9	9	10	10	11	11	12
48 (m)	10	10	10	10	10	11	11	12	12	13
54 (m)	10	11	10	11	11	11	12	12	13	13
60 (m)	10	12	11	11	12	12	13	13	13	14
66 (m)	10	12	12	12	12	13	13	14	14	15
72 (m)	10	13	13	13	13	14	14	14	15	15
78 (m)	10	14	14	14	14	14	15	15	16	16

表5.1 1 (1) (静水圧荷重 $a=3.0$, $C_B=0.30$, 開口率 0.3, 非ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3
12 (m)	2	3	3	3	3	4	4	4	4	4
18 (m)	3	3	3	4	4	4	5	5	5	5
24 (m)	3	4	4	4	5	5	5	6	6	6
30 (m)	3	4	4	5	5	6	6	6	7	7
36 (m)	4	4	5	5	6	6	6	7	7	7
42 (m)	4	5	5	6	6	7	7	7	8	8
48 (m)	5	5	6	6	7	7	7	8	8	9
54 (m)	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9
60 (m)	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10
66 (m)	6	6	7	7	8	8	9	9	10	10
72 (m)	6	7	7	8	8	9	9	10	10	11
78 (m)	7	7	7	8	8	9	9	10	10	11

表5.1 1 (2) (静水圧荷重 $a=3.0$, $C_B=0.30$, 開口率 0.3, 1層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3
12 (m)	3	3	3	3	4	4	4	4	4	5
18 (m)	3	3	4	4	4	5	5	5	5	6
24 (m)	3	4	4	5	5	5	6	6	6	6
30 (m)	4	4	5	5	6	6	6	7	7	7
36 (m)	4	5	5	6	6	6	7	7	7	8
42 (m)	5	5	6	6	7	7	7	8	8	8
48 (m)	5	6	6	6	7	7	8	8	9	9
54 (m)	6	6	6	7	7	8	8	9	9	9
60 (m)	6	6	7	7	8	8	9	9	10	10
66 (m)	7	7	7	8	8	9	9	10	10	10
72 (m)	7	7	7	8	8	9	9	10	10	11
78 (m)	7	8	8	8	9	9	10	10	11	11

表5.1 1 (3) (静水圧荷重 $a=3.0$, $C_B=0.30$, 開口率 0.3, 2層ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	2	3	3	3	3	3	4	4	4	4
12 (m)	3	3	4	4	4	4	5	5	5	5
18 (m)	4	4	4	5	5	5	6	6	6	6
24 (m)	4	4	5	5	6	6	6	7	7	7
30 (m)	5	5	5	6	6	7	7	7	7	8
36 (m)	5	5	6	6	7	7	7	8	8	8
42 (m)	6	6	6	7	7	8	8	8	9	9
48 (m)	7	6	7	7	8	8	8	9	9	10
54 (m)	7	7	7	7	8	8	9	9	10	10
60 (m)	8	7	8	8	8	9	9	10	10	11
66 (m)	8	8	8	8	9	9	10	10	11	11
72 (m)	9	8	8	9	9	10	10	11	11	11
78 (m)	10	9	9	9	10	10	10	11	11	12

5.6.2 浸水深と建築物規模の関係に関する検討(その2:ピロティの検討方式の違いによる比較)

ここでは、ピロティの扱いを、5.6.1と同様に開口として扱う方法(以降、開口方式という)と、文献1)のように波圧の係る高さを $\sqrt{\eta\eta'}$ (η' は浸水深からピロティ部の抜けている高さを引いた値)で表す方法(以降、BCJ方式という)の比較を行った。

静水圧式に表5.1の水深係数 a を用いた場合に、浸水深に対して要求される設計要件を整理した。下記の仮定下で建築物が耐えられる設計用浸水深を算定した。表5.12~5.14に検討結果を示す。有色部分が15mの設計用浸水深に耐えられる建築物を示している。

【解析仮定】

- (1) 建築物は①非ピロティ、②ピロティ(開口扱い)、③ピロティ(BCJ方式)の3例とする
- (2) 建築物の階数(3~12階)および奥行(6~78m)をパラメータとしている
- (3) 建築物の保有水平耐力時のベースシア係数は $C_B=DsC_0=1.00, 0.55, 0.30$ としている
- (4) 単位面積重量は 13 kN/m^2 とする
- (5) 津波作用荷重は1階柱中間高さから水深係数 a 倍の高さまでの静水圧荷重とする
- (6) 建築物は階高3.5mとし、越流部分の波圧は考慮しない
- (7) ピロティ階は完全に波圧を受けないものとし、非ピロティ階の開口率は0.3とする

保有水平耐力時のベースシア係数を C_B 、建物幅を W とすると、15mの設計用浸水深に耐えられる建築物に要求される設計要件は下記の通りとなり、ピロティを開口方式として扱った場合と、BCJ方式として扱った場合では、ほとんど差がないことが分かった。

($C_B=0.30, W=30\text{m}$)

- | | |
|---------------------------|---------------|
| 1) 水深係数2.0の場合、12階建て以上の建築物 | (ピロティ(開口方式)) |
| 2) 水深係数2.0の場合、12階建て以上の建築物 | (ピロティ(BCJ方式)) |

($C_B=0.55, W=30\text{m}$)

- | | |
|--------------------------------|---------------|
| 1) 水深係数2.0の場合、12階建て以上の建築物で設計可能 | (ピロティ(開口方式)) |
| 2) 水深係数2.0の場合、12階建て以上の建築物で設計可能 | (ピロティ(BCJ方式)) |

($C_B=1.00, W=30\text{m}$)

- | | |
|-------------------------------|---------------|
| 1) 水深係数2.0の場合、5階建て以上の建築物で設計可能 | (ピロティ(開口方式)) |
| 2) 水深係数2.0の場合、5階建て以上の建築物で設計可能 | (ピロティ(BCJ方式)) |

($C_B=0.30, W=48\text{m}$)

- | | |
|---------------------------|---------------|
| 1) 水深係数2.0の場合、12階建て以上の建築物 | (ピロティ(開口方式)) |
| 2) 水深係数2.0の場合、12階建て以上の建築物 | (ピロティ(BCJ方式)) |

($C_B=0.55, W=48\text{m}$)

- | | |
|-------------------------------|---------------|
| 1) 水深係数2.0の場合、7階建て以上の建築物で設計可能 | (ピロティ(開口方式)) |
| 2) 水深係数2.0の場合、7階建て以上の建築物で設計可能 | (ピロティ(BCJ方式)) |

($C_B=1.00, W=48\text{m}$)

- | | |
|-------------------------------|---------------|
| 1) 水深係数2.0の場合、5階建て以上の建築物で設計可能 | (ピロティ(開口方式)) |
| 2) 水深係数2.0の場合、5階建て以上の建築物で設計可能 | (ピロティ(BCJ方式)) |

表5.1 2 (1) (静水压荷重 $a=2.0$, $C_B=1.00$, 開口率 0.3, 非ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	5	5	6	6	7	7	8	8	8	9
12 (m)	6	7	8	9	9	10	10	11	12	12
18 (m)	8	9	10	11	11	12	13	13	14	15
24 (m)	10	11	12	12	13	14	15	15	16	17
30 (m)	10	13	13	14	15	16	16	17	18	19
36 (m)	10	14	15	16	17	17	18	19	20	21
42 (m)	10	14	17	18	18	19	20	21	21	22
48 (m)	10	14	17	19	20	21	22	22	23	24
54 (m)	10	14	17	21	22	23	23	24	25	26
60 (m)	10	14	17	21	24	24	25	26	27	27
66 (m)	10	14	17	21	24	26	27	27	28	29
72 (m)	10	14	17	21	24	28	28	29	30	31
78 (m)	10	14	17	21	24	28	30	31	32	32

表5.1 2 (2) (静水压荷重 $a=2.0$, $C_B=1.00$, 開口率 0.3, ピロティ(開口))

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	5	6	7	7	8	8	8	9	9	10
12 (m)	8	8	9	10	10	11	11	12	12	13
18 (m)	10	10	11	11	12	13	14	14	15	16
24 (m)	10	13	13	13	14	15	16	16	17	18
30 (m)	10	14	15	15	16	17	17	18	19	20
36 (m)	10	14	17	17	18	19	19	20	21	22
42 (m)	10	14	17	19	20	20	21	22	23	23
48 (m)	10	14	17	21	22	22	23	24	24	25
54 (m)	10	14	17	21	24	24	25	25	26	27
60 (m)	10	14	17	21	24	26	27	27	28	29
66 (m)	10	14	17	21	24	28	28	29	30	30
72 (m)	10	14	17	21	24	28	30	31	31	32
78 (m)	10	14	17	21	24	28	31	33	33	34

表5.1 2 (3) (静水压荷重 $a=2.0$, $C_B=1.00$, 開口率 0.3, ピロティ(BCJ))

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	6	6	7	7	8	8	9	9	9	10
12 (m)	8	8	9	10	10	11	12	12	13	13
18 (m)	10	11	11	12	12	13	14	14	15	16
24 (m)	10	13	13	14	14	15	16	16	17	18
30 (m)	10	14	15	15	16	17	17	18	19	20
36 (m)	10	14	17	17	18	19	19	20	21	22
42 (m)	10	14	17	19	20	20	21	22	23	23
48 (m)	10	14	17	21	22	22	23	24	24	25
54 (m)	10	14	17	21	24	24	25	25	26	27
60 (m)	10	14	17	21	24	26	27	27	28	29
66 (m)	10	14	17	21	24	28	28	29	30	30
72 (m)	10	14	17	21	24	28	30	31	31	32
78 (m)	10	14	17	21	24	28	31	33	33	34

表5.13 (1) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=0.55$, 開口率 0.3, 非ピロティ)

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	3	4	4	5	5	5	6	6	6	6
12 (m)	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9
18 (m)	6	6	7	8	8	9	10	10	11	11
24 (m)	7	8	8	9	10	10	11	12	12	13
30 (m)	8	9	9	10	11	12	12	13	13	14
36 (m)	9	10	10	11	12	13	13	14	15	15
42 (m)	10	11	11	12	13	14	14	15	16	17
48 (m)	10	12	12	13	14	15	15	16	17	18
54 (m)	10	13	13	14	15	16	16	17	18	19
60 (m)	10	14	14	15	16	16	17	18	19	20
66 (m)	10	14	15	16	17	17	18	19	20	21
72 (m)	10	14	16	17	18	18	19	20	21	22
78 (m)	10	14	17	18	19	19	20	21	22	23

表5.13 (2) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=0.55$, 開口率 0.3, ピロティ(開口))

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	4	5	5	6	6	6	7	7	7	7
12 (m)	6	6	7	7	8	8	9	9	10	10
18 (m)	7	7	8	9	9	10	10	11	11	12
24 (m)	8	9	9	10	11	11	12	12	13	13
30 (m)	10	10	10	11	12	12	13	14	14	15
36 (m)	10	11	11	12	13	13	14	15	16	16
42 (m)	10	12	13	13	14	15	15	16	17	17
48 (m)	10	13	14	14	15	16	16	17	18	19
54 (m)	10	14	15	15	16	17	17	18	19	20
60 (m)	10	14	16	16	17	18	18	19	20	21
66 (m)	10	14	17	17	18	19	19	20	21	22
72 (m)	10	14	17	18	19	20	20	21	22	23
78 (m)	10	14	17	20	20	21	21	22	23	24

表5.13 (3) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=0.55$, 開口率 0.3, ピロティ(BCJ))

奥行 \ 階数	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	5	5	6	6	6	7	7	7	7	8
12 (m)	6	7	7	8	8	9	9	9	10	10
18 (m)	7	8	8	9	10	10	11	11	12	12
24 (m)	9	9	9	10	11	11	12	13	13	14
30 (m)	10	10	10	11	12	13	13	14	14	15
36 (m)	10	11	12	12	13	14	14	15	16	16
42 (m)	10	12	13	13	14	15	15	16	17	18
48 (m)	10	14	14	14	15	16	16	17	18	19
54 (m)	10	14	15	15	16	17	17	18	19	20
60 (m)	10	14	16	16	17	18	18	19	20	21
66 (m)	10	14	17	18	18	19	19	20	21	22
72 (m)	10	14	17	19	19	20	20	21	22	23
78 (m)	10	14	17	20	20	21	21	22	23	24

表5.14 (1) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=0.30$, 開口率 0.3, 非ピロティ)

階数 奥行	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	3	3	3	4	4	4	4	5	5	5
12 (m)	4	4	5	5	5	6	6	6	6	7
18 (m)	4	5	5	6	6	7	7	8	8	8
24 (m)	5	6	6	7	7	8	8	9	9	9
30 (m)	5	6	7	8	8	9	9	10	10	10
36 (m)	6	7	8	8	9	9	10	10	11	11
42 (m)	7	7	8	9	10	10	11	11	12	12
48 (m)	7	8	9	9	10	11	11	12	13	13
54 (m)	8	8	9	10	11	11	12	13	13	14
60 (m)	8	9	10	11	11	12	13	13	14	15
66 (m)	9	10	10	11	12	13	13	14	15	15
72 (m)	10	10	11	12	12	13	14	15	15	16
78 (m)	10	11	11	12	13	14	14	15	16	17

表5.14 (2) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=0.30$, 開口率 0.3, ピロティ(開口))

階数 奥行	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	4	4	4	4	5	5	5	5	6	6
12 (m)	4	5	5	6	6	6	7	7	7	8
18 (m)	5	6	6	7	7	8	8	8	9	9
24 (m)	6	6	7	8	8	9	9	10	10	10
30 (m)	7	7	8	8	9	10	10	10	11	11
36 (m)	7	8	8	9	10	10	11	11	12	12
42 (m)	8	8	9	10	10	11	12	12	13	13
48 (m)	9	9	10	10	11	12	12	13	13	14
54 (m)	10	10	10	11	12	12	13	14	14	15
60 (m)	10	10	11	11	12	13	14	14	15	16
66 (m)	10	11	11	12	13	13	14	15	16	16
72 (m)	10	12	12	13	13	14	15	16	16	17
78 (m)	10	12	13	13	14	15	15	16	17	18

表5.14 (3) (静水圧荷重 $a=2.0$, $C_B=0.30$, 開口率 0.3, ピロティ(BCJ))

階数 奥行	3F	4F	5F	6F	7F	8F	9F	10F	11F	12F
6 (m)	4	4	5	5	5	5	6	6	6	6
12 (m)	5	5	6	6	6	7	7	7	8	8
18 (m)	6	6	7	7	7	8	8	9	9	9
24 (m)	6	7	7	8	8	9	9	10	10	10
30 (m)	7	7	8	9	9	10	10	11	11	12
36 (m)	8	8	9	9	10	10	11	12	12	12
42 (m)	8	9	9	10	11	11	12	12	13	13
48 (m)	9	9	10	10	11	12	12	13	14	14
54 (m)	10	10	10	11	12	12	13	14	14	15
60 (m)	10	11	11	12	12	13	14	14	15	16
66 (m)	10	11	12	12	13	14	14	15	16	16
72 (m)	10	12	12	13	13	14	15	16	16	17
78 (m)	10	12	13	13	14	15	15	16	17	18

5.7 転倒モーメントの比較

1階の層せん断力が設計用地震荷重作用時と津波荷重作用時で等しい場合、転倒モーメントは水平力の作用重心が低い津波荷重時のほうが小さい。地震荷重算定用 A_i 分布の外力重心位置を $H/2$ 、津波荷重算定用三角形分布の外力重心位置を $H/3$ とすれば、転倒モーメントは地震荷重作用時のほうが 1.5 倍になると概算される。(但し、津波が越流した場合は重心位置がより高くなるため 1.5 倍より小さくなる。)

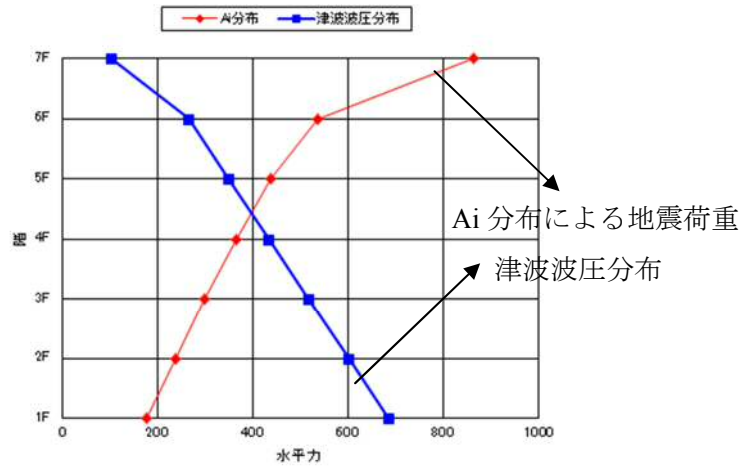
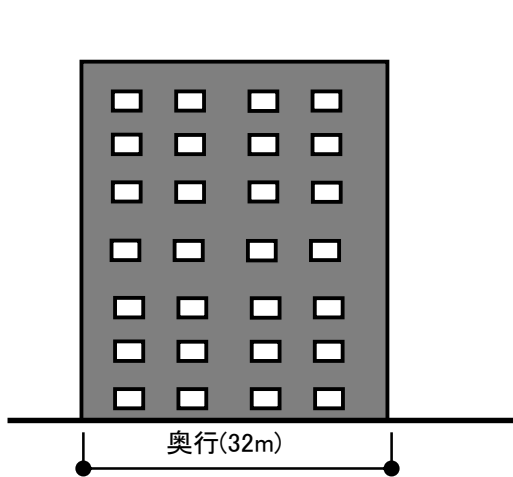


図 5.7.1 地震力と津波波圧分布の比較

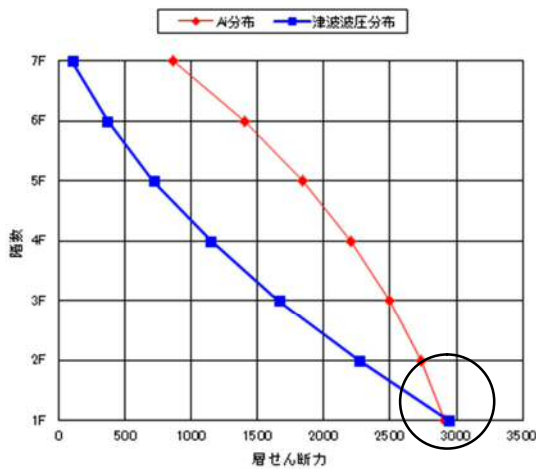


図 5.7.2 層せん断力と津波荷重の比較

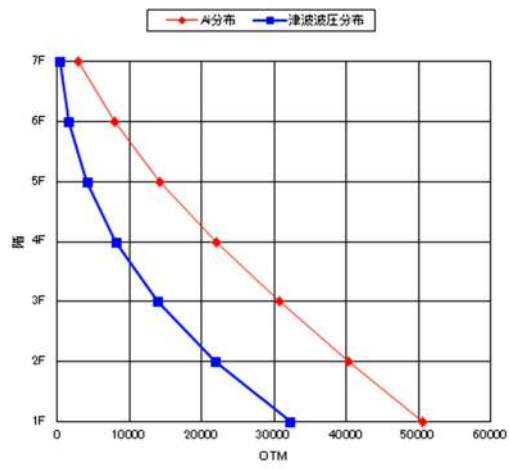


図 5.7.3 転倒モーメントの比較

7階建，奥行 32m，開口率 30%で $a\eta = 32m$ ，1階の保有水平耐力=津波荷重という条件で検討した場合，図 5.7.3 に示すように転倒モーメントは津波のほうが小さくなる（地震荷重の $1/1.57$ ，18430kNm 少ない。）

躯体全てが浸水し，躯体分の浮力が作用した場合の転倒耐力の減少分は

モデル建物の自重による転倒耐力は 46590kNm

$$46590 \times 10/24 = 19410 \text{ kNm}$$

地震荷重に対する余裕分 18430kNm とほぼ相殺する。ただし，空気だまり等による浮力の作用が考えられる場合には，津波時の転倒モーメントの方が大きくなる可能性はある。

5.8 まとめ

① 津波荷重と建物サイズのイメージについて

浸水深 5m程度であれば、津波に対する余裕高さ 4mを想定して、建物高さを 9m以上必要と想定すると、4階以上が必要となる。

$a=1.5\sim 2.0$ の場合、4階の集合住宅程度（奥行 8.5m程度）のサイズで対応できるとみられる。

$a=3.0$ の場合、5階の宿泊施設程度（奥行 23m程度）のサイズで対応できるとみられる。浸水深 15mでは、建物高さを 19m以上必要と想定すると、7階以上は必要となる。

$a=1.5$ の場合、宿泊施設程度（奥行 20m程度）のサイズで対応できるとみられる。

$a=2.0$ の場合、既存の事例は少ないが、サイズの大きな建物であれば対応可能である。

なお、波力を低減する案として、ピロティや外壁 ALC の案も検討した。

注) いずれも $C_B=1.0$ の場合を想定

② 耐津波設計における配慮について

耐震設計ルート 1 では $D_s=1.0$ 相当、ルート 2 では $D_s=0.75\sim 1.0$ 相当、ルート 3 では $D_s=0.3\sim 0.55$ で設計される。耐津波設計のために $D_s=1.0$ （本検討では $C_B=1.0$ ）相当の耐力を確保するには、耐震規定以上の耐力が必要となる場合があるが、壁量の確保や滑動・転倒に配慮することにより対応できると考えられる。

③ 開口率について

受圧面の開口率に応じて津波荷重を低減できると考えられるが、津波が通り抜けるように壁の開口率や建物内部における配置計画に十分な配慮が必要である。

④ 滑動について

建物耐力を $D_s=0.55$ 以上期待する場合で直接基礎の場合は滑動（摩擦係数 $\mu=0.5$ ）がクリティカルになる場合もある。滑動しないように、根入れや杭の水平耐力を期待できるような配慮が必要である。

⑤ 浮力について

開口を十分に設け大きな浮力が作用しないように配慮した計画とすることが合理的である。

⑥ 転倒について

1階の層せん断力が設計用地震荷重作用時と津波荷重作用時で等しい場合、転倒モーメントは水平力の作用重心が低い津波荷重時のほうが小さい。地震荷重算定用 A_i 分布の外力重心位置を $H/2$ 、津波荷重算定用三角形分布の外力重心位置を $H/3$ とすれば、転倒モーメントは地震荷重作用時の方が 1.5 倍になると概算される。（但し、津波が越流した場合は重心位置がより高くなるため 1.5 倍より小さくなる。）したがって、転倒耐力が浮力により低下しても、耐震設計時に要求される耐力の耐津波耐力に対する余裕分がこれをカバーする場合は、耐震設計のクライテリア内で津波避難ビルは設計可能である。

参考文献

- 1) 岡田恒男, 菅野忠, 石川忠志, 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2: 設計法(案)-, ビルディングレター, 2004.11

付録 委員会構成

津波避難ビル等の構造設計法等の検討委員会 委員名簿

(敬称略)

委員長	中埜 良昭	東京大学生産技術研究所 教授
委員	岡田 恒男	東京大学名誉教授 耐震改修支援センター・(財)日本建築防災協会 理事長
同	長谷見雄二	早稲田大学教授理工学術院建築学科 教授
同	今村 文彦	東北大学大学院工学研究科付属災害制御研究センター センター長
同	藤間 功司	防衛大学校 システム工学群 建設環境工学科 教授
同	八木 真爾	(株)佐藤総合計画 設計部長
同	五條 渉	(独)建築研究所 住宅・都市研究グループ長
同	福山 洋	(独)建築研究所 構造研究グループ 上席研究員
同	奥田 泰雄	(独)建築研究所 構造研究グループ 上席研究員
同	萩原 一郎	(独)建築研究所 防火研究グループ 上席研究員
同	加藤 博人	(独)建築研究所 構造研究グループ 主任研究員
同	杉山 義孝	耐震改修支援センター・(財)日本建築防災協会 専務理事
同	菅野 忠	耐震改修支援センター・(財)日本建築防災協会 審議役
協力委員	松井 康治	国土交通省住宅局建築指導課 建築物防災対策室 課長補佐
同	山下 浩一	国土交通省住宅局住宅生産課 建築技術政策分析官
同	石坂 聡	国土交通省住宅局市街地建築課 市街地住宅整備室 企画専門官
同	向井 昭義	国土交通省国土技術政策総合研究所 建築新技術研究官
同	港 以知郎	国土交通省国土技術政策総合研究所 建築災害対策研究官
同	深井 敦夫	国土交通省国土技術政策総合研究所 基準認証システム研究室長
オブザーバー	平松 幹朗	国土交通省都市局都市計画課 土地利用調整官
同	西山 功	国土交通省国土技術政策総合研究所 建築研究部長
同	金井 昭典	(独)建築研究所 研究総括監
同	石原 直	(独)建築研究所 国際地震工学センター 主任研究員
同	田尻清太郎	(独)建築研究所 構造研究グループ 研究員
同	壁谷澤寿一	(独)建築研究所 構造研究グループ 研究員
同	下山 利浩	内閣府政策統括官(防災担当)付 参事官(地震・火山・大規模水害対策担当)付 参事官補佐
同	高見 英樹	文部科学省大臣官房文教施設企画部施設助成課 課長補佐
同	上野 翔平	文部科学省大臣官房文教施設企画部施設企画課 環境施設企画係長
同	浅井 竜也	東京大学大学院生 (生産技術研究所・中埜研究室)
事務局	芳賀 勇治	耐震改修支援センター・(財)日本建築防災協会 企画調査部審議役
同	舘野 公一	耐震改修支援センター・(財)日本建築防災協会 企画調査部参事役