

水工学シリーズ 09-B-3

最近の沿岸・陸上津波における課題

秋田大学 工学資源学部土木環境工学科 教授

松富 英夫

土木学会
水工学委員会・海岸工学委員会

2009 年 8 月

最近の沿岸・陸上津波における課題

Problems in Recent Onshore and Land Tsunamis

松 富 英 夫

Hideo MATSUTOMI

1. はじめに

沿岸や陸上の津波の工学的な側面だけに限っても、多くの解決すべき課題が残っている。本稿では「最近の沿岸や陸上の津波において話題となった課題」の一部を取り上げ、それらの研究の現状などを述べる。具体的には、沿岸津波では波状段波条件、砕波条件とエッジ・ボアを、陸上津波では氾濫流速とその関連課題である建物などへの流体力、漂流物（流木）の衝突力、建物の被災、海岸林の効果・限界と利用を取り上げる。

2. 沿岸の津波

津波の観測技術と数値計算技術、およびコンピューター性能の向上により、工学的にも重要な沿岸津波の華麗な変形が定量的に議論できるようになった。その沿岸津波の変形を議論するときは、数値計算においても、波の分裂の有無や砕波条件は避けて通れない。

2.1 波状段波条件

段波は水位が空間的に急激に上昇変化し、その背後の水位がほぼ一定で、その段状の波形は水位の高い方から低い方へ伝播し、一般に砕波段波となる。この砕波段波は移動跳水と呼ばれることもある。砕波段波を維持し続けるには段波波高（水位の上昇高） ΔH と水位上昇前面の水深 h_0 の比が十分に大きくなくてはならない（図-1）。その比 $\Delta H/h_0$ は水平床上で 0.61~0.64 以上と言われている（松富, 1989）。この比より小さい水平床上を伝播する段波は、伝播するにつれて段波面からその背後が波状を呈するようになる。このような段波を波状段波という。波状段波とソリトン分裂波の形成機構はともに波の非線形性と分散性が有意に絡んでいる点で基本的に同じと考えられ、波状段波をソリトン分裂波と呼ぶこともある。

1983 年日本海中部地震津波のときにソリトン分裂波が話題となったが、ソリトン分裂波は段波からだけでなく、津波のような長波長の波が伝播するにつれて波前面が前傾化しても形成される。

波状段波条件 $\Delta H/h_0 < 0.61 \sim 0.64$ は水平床のときのものであり、半経験的なものである。海底勾配があるときや流れがあるときについては、系統だった検討が行われていない状況である。

段波から波状段波に移移すると、水平床のときでも波状段波の高さ η_m は段波波高 ΔH の 1.5~2 倍程度に達する（松富, 1989）。津波が沖から陸に向かって伝播しながら波状段波を形成し、さらに陸に向かって伝播して波状段波波高が増幅すると、ついには砕波する。写真-1 は 2004 年インド洋津波のときにタイの Khao Lak

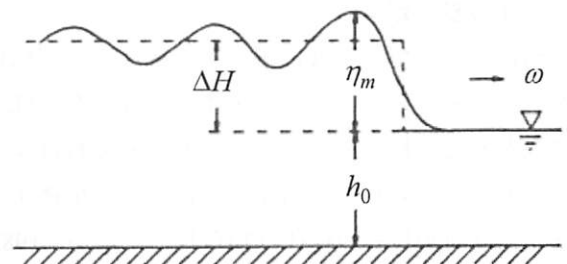


図-1 段波（破線）と波状段波（実線）

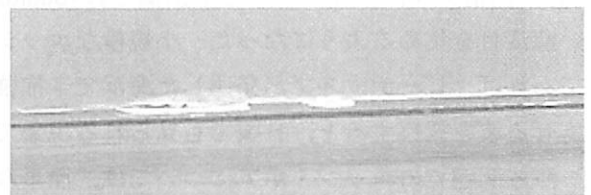


写真-1 タイの Khao Lak での来襲津波

で撮られた砕波したソリトン分裂波である (BBC, 2005)。

砕波段波が構造物などに衝突すると、大きな波圧と波力が働く。それらの実態や解明状況は首藤ら (2007) に詳しい。砕波段波衝突時の波圧と波力については、理論的な評価法も提案されている (松富, 1988)。

2.2 砕波条件

津波も波であるから、浅水変形や屈折変形などにより砕波条件を満たすほど波高が発達すると、砕波する。その砕波条件は、津波の陸上氾濫域の広さなどに大きく影響することがあり、解決すべき重要な課題である。

津波は長波に分類されるので、一般に砕波条件には浅海域で浅の波における支配的なパラメータの一つである相対波高 (= 波高 / 水深) が用いられる。緩勾配の海域ではその相対波高として 0.83 程度が採用される。ただし、海底勾配が大きくなるにつれてその値は大きくなり、1.0 を超えるようになる。

砕波条件は流速波速比 (= 流速 / 波速) で表現されることもある。コンピューターを用いた数値解析などの技術計算ではこの比が多用されている。水平床や緩勾配を対象として、流速と波速 (絶対伝播速度) に非線形浅水理論、相対波高として 0.83 を用いた場合、その比 0.34 が砕波条件となる (岩瀬, 2005)。ソリトン分裂した津波を対象として、流速と波速に孤立波理論、相対波高として 0.83 を用いた場合、その比は 1.51 となる (松富, 2007)。

流速波速比で表現した砕波条件は適用理論により大きく異なる。海底勾配、すなわち海底からの反射の影響なども受け、実際の砕波条件は一層複雑である。緩勾配での大規模な実験によれば (松山ら, 2005)、流速波速比で表現した砕波条件は 0.5~1.2 の範囲で変化するようで、上述の非線形浅水理論と孤立波理論によるものの間である。これは、非線形浅水理論では波の分散性が無視されていること、孤立波理論では波の分散性が過大であることによると考えられる。

2.3 エッジ・ボア

海岸や河岸での水波に限らず、縁に沿って伝播する波をエッジ波という。エッジ・ボアは砕波を形成するほど波高が高く、周期の長いエッジ波と考えればよく、一般に砕波しながら海岸や河岸などに沿って伝播する段波である。以前からその存在は知られていたが、1983 年日本海中部地震津波のときにその姿がビデオに撮られ (写真-2, 山内清美氏撮影)、そのことが指摘され (Shuto, 1985)、一躍注目を集めるようになった。小規模なエッジ・ボアであれば、ビーチカuspが発達した海浜で辛抱強く打ち寄せる波を観察すると、日頃でも見られる現象である。

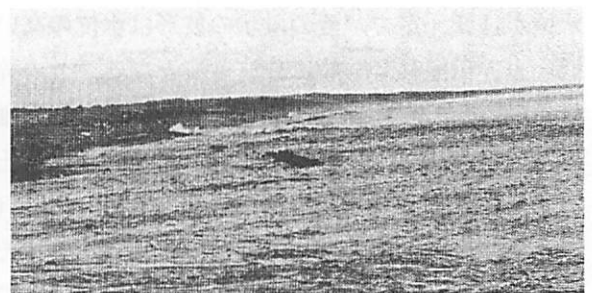


写真-2 秋田県八森海岸でのエッジ・ボア

津波問題でのエッジ・ボアについては、簡単な地形下において、伝播特性や段波波高増幅特性などの基礎的な事項が検討されているに過ぎない。Chen (1961) は急勾配斜面に孤立波が斜め入射する場合を検討し、汀線近傍において斜面に垂直な軸を有する水平渦が形成されることなどを指摘した。宇多・小俣 (1988) は緩勾配斜面に孤立波が斜め入射する場合を検討し、わずかな斜面勾配の違いで波力に密接に関係する段波面の立ち上がりが大きく異なり得ることを示した。他には、エッジ波とエッジ・ボアの伝播傾向の違いを検討した研究 (Matsutomi, 2003) やエッジ・ボアの反射特性を検討した研究 (松富・神, 2004; Matsutomi and Imai, 2005) がある程度である。

3. 陸上の津波

課題が地味で多岐にわたるためか、現象が複雑で普遍的な研究成果が得られ難いためか、あるいはその他

か定かでないが、我々の生命・財産に直接関係するにもかかわらず、陸上の津波に対して津波研究者の関心は低かった。最近はその状況に変化が見られるが、その転機は2004年インド洋津波と考えられる。

本章では津波氾濫流速とその関連課題である建物などへの流体力と流体力における動圧の寄与、流木の衝突力、建物の被災、海岸林の効果・限界と利用について述べる。

3.1 氾濫流速

津波氾濫流速は津波被害の実態把握、個々の建物などに働く流体力、漂流物の移動速度や衝突力などの推定で必要である。しかし、氾濫流速は氾濫流先端の前面に水がないこと、氾濫水深（以下、浸水深とも言う）、氾濫水面勾配、地面勾配、地面粗度など多くの要因に依存することなどのため、その推定は意外と難しい。その解決法として数値計算の利用が考えられるが、労の割に推定精度がまだよくない。

これらを背景に、氾濫流速と氾濫水深の関係式が現地調査（松富・首藤，1994）や実験（松富・飯塚，1998；松富ら，2008；岡本・松富，2009）に基づいて検討されてきた。その概要を以下に述べる。

3.1.1 簡易推定法

現地調査に基づいた氾濫流速 u と浸水深 h の関係の最新結果を図-2 に示す（松富ら，2008）。図中、 g は重力加速度、 R は浸水深の測点やその近傍での津波来襲時の海面からの津波高、 $F_r (= u/\sqrt{gh_r})$ はフルード数で、氾濫流速 u は次式のベルヌーイの定理により評価されている。

$$u = \sqrt{2g(h_f - h_r)} \quad (1)$$

ここで、 h_f と h_r は建物などに氾濫流が作用する面（以下、前面と言う）とその背面での最大浸水深（各面での平均的なもの）である。実線は全データを包含する線で、流速係数 $C_v (= u/\sqrt{g(h_f - h_r)}) = 1.0$ 、 $F_r = 0.7$ と 2.0 としたときの理論曲線（松富・飯塚，1998）である。

図-2 (a)と(b)の上側の包含する線は、建物などに最大の流体力を及ぼす氾濫流速を与え、各々次式である。

$$u/\sqrt{gR} = 1.1\sqrt{h_f/R} \quad (2)$$

$$u/\sqrt{gR} = 2.0\sqrt{h_r/R} \quad (3)$$

下側の包含する線は、建物などに最小の流体力を及ぼす氾濫流速を与え、各々次式である。

$$u/\sqrt{gR} = 0.6\sqrt{h_f/R} \quad (4)$$

$$u/\sqrt{gR} = 0.7\sqrt{h_r/R} \quad (5)$$

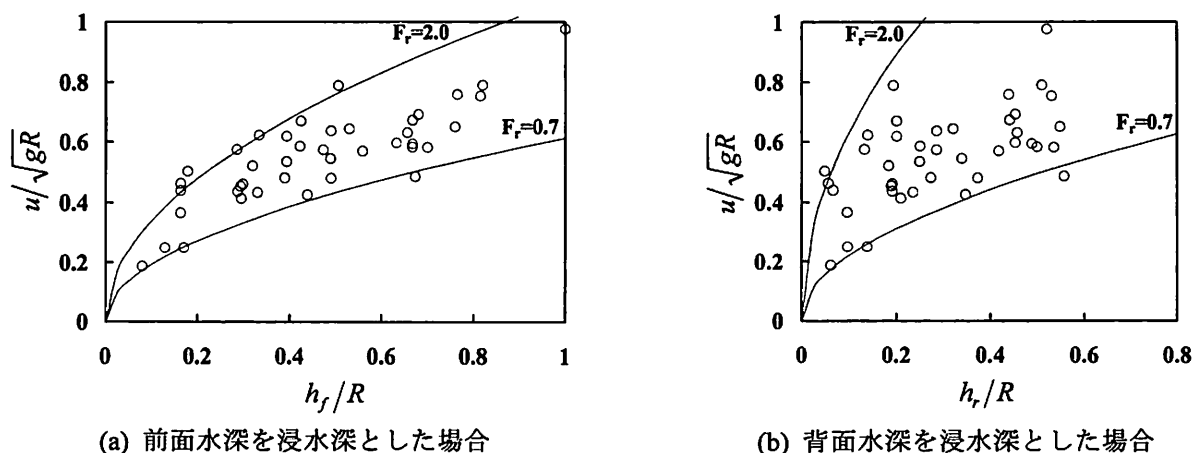


図-2 氾濫流速と浸水深の関係

建物などに最大の流体力を及ぼす氾濫流速を与える式(2)と(3)を等置すれば、 h_f/h_r の値として式(6)を得る。

$$h_f/h_r \cong 3.3 \quad (6)$$

建物などに最小の流体力を及ぼす氾濫流速を与える式(4)と(5)を等置すれば、 h_f/h_r の値として式(7)を得る。

$$h_f/h_r \cong 1.3 \quad (7)$$

式(6)と(7)の $h_f/h_r=1.3\sim 3.3$ は実験におけるそれらと調和的である(岡本・松富, 2009)。また、 $h_f/h_r=3.3$ は氾濫流による建物への流体力の評価式が提案されたときの実験における建物での最大の前面水深 h_f と最大の入射氾濫水深 h との比 $h_f/h=3\sim 4$ (朝倉ら, 2000; 池野・田中, 2003) とも調和的である。よって、現地調査における h_r は最大の入射氾濫流水深 h と考えてもよからう。

図-2 (a)と(b)に示した氾濫流速は、建物などの前・背面に残された浸水痕跡から、エネルギー損失を考慮していないベルヌーイの定理を用いて推定されており、過大である。より正確な氾濫流速、ひいては流体力を推定するには、流速係数の評価が非常に重要となる。流速係数はフルード数や建物などの大きさ、形状や密集度(配置間隔)などに依存し、例えば建物などを流れ横断方向に左右対称と考え、水路側壁に密着させた半分模型の定常流実験では 0.6~0.9 程度、建物などを水路横断方向の中心に据えた全体模型の定常流実験では 0.5~0.6 程度と報告(岡本・松富, 2009)されている。

実験の大縮尺化、簡素化や経費節減のため、全体模型の代わりに半分模型がしばしば用いられる。しかし、半分模型を密着させた側の水路側壁の影響のため、半分模型と全体模型で前・背面浸水深や流速係数が異なり、両模型の実験は異なったものとするべきである。

危険側を採用、津波の周期などの要素を総合的に考えれば、実際の流速係数として 0.6 が推奨される。式(2)~(5)を用いれば、実際的で簡単な氾濫流速推定式として次の 2 つが得られる。1 つは建物などに最も大きな流体力を及ぼすもので、

$$u = 0.66\sqrt{gh_f} = 1.2\sqrt{gh_r} \quad (8)$$

もう 1 つは建物などに最も小さな流体力を及ぼす次式である。

$$u = 0.36\sqrt{gh_f} = 0.42\sqrt{gh_r} \quad (9)$$

3.1.2 漂流物を伴う場合

最近、漂流物が氾濫流に影響を及ぼす程度に多いときを取り扱うため、漂流物を伴う氾濫流の流速を評価する簡便法が検討されている(松富ら, 2007; 松富・古戸, 2008; Matsutomi et al., 2009)。

3.2 動圧の寄与

建物などは津波の氾濫流そのものだけでも大きな流体力を受けて被害を生じる。にもかかわらず、氾濫した津波の先端部背後の準定常的な流れによる持続波圧時の波力への動圧の寄与一つを取り上げても、その実際はよく判っていない。動圧の寄与、すなわち波圧の鉛直分布は建物(津波避難ビルなど)の津波に対する構造安全性などに深く係わり、その実際を知ることは重要である。本節では既往の研究成果の考察に基づいて、津波氾濫流による持続波圧時の流体力と動圧(流体運動に起因した静水压からのずれの全圧力)の寄与について、類似した現象を含めて述べる(松富, 2009)。

3.2.1 波浪の砕波

津波氾濫流ではないが、類似した現象による流体力(波力)の評価式として、Hiroi (1919) の砕波圧式がある。波浪が防波堤の天端を越波しないとき、その砕波圧式に基づく単位幅あたりの水平波力 F は式(10)で評価される。

$$F = 1.5\rho gH(h+1.25H) > \frac{1}{2}\rho g(h+1.25H)^2 - \frac{1}{2}\rho gh^2 \quad (10)$$

ここで、 ρ は流体の密度、 H と h は防波堤前面（沖側）における入射波高と静水深である。この波力は、どのような H の値に対しても、静水圧分布としたときのもの（式(10)の不等号の右辺）より大きく、動圧を含んでいることになる（Hiroi の砕波圧式は噴流の動圧として誘導されており、論をまたないだろう）。

一方、防波堤岸側の静水圧を無視した式(11)のときは、

$$F = 1.5\rho g H(h + 1.25H) > \frac{1}{2}\rho g(h + 1.25H)^2 \quad (11)$$

$H/h > 4/7 = 0.57$ のとき、動圧が寄与することになる。

3.2.2 砕波後の波浪

本間ら（1963）と富永・九津見（1971）の海域に設置した鉛直壁構造物に対する砕波後の波による単位幅あたりの水平波力の評価式は各々次式である（松富ら，2004）。

$$F = \frac{1.73}{2}\rho g(h_f^2 - h_r^2) \quad (12)$$

$$F = \frac{2.91}{2}\rho g(h_f^2 - h_r^2) \quad (13)$$

ここで、 h_f は構造物前面（沖側）の浸水深、 h_r は構造物背面（岸側）の浸水深である。本間らと富永・九津見の実際の波力評価式は式(12)と(13)において $h_r = 0$ としたものである。したがって、両式は各々静水圧の 0.73 倍と 1.91 倍の動圧を考慮していることになる（図-3）。

3.2.3 非砕波津波のサージ

林・松富（1977）は V 字型湾の湾奥に位置する鉛直壁の津波水門に対する波力実験で、非砕波時の最大水平波力は最大浸水深時の静水圧によるものの 1.0～1.5 倍になることを示している。したがって、静水圧の 0～0.5 倍以上の動圧が働いていることになる。

3.2.4 砕波段波

松富（1991）は鉛直壁への砕波段波衝突時の波圧分布の実験を行い、各高さでの最大波圧（同時刻のものとは限らない）を鉛直方向に積分したときの単位幅あたりの水平波力 F_m （過大評価となる）として、次式を提示している。

$$F_m = 4.0\rho g\Delta H^2 + 2.8\rho g\Delta Hh_0 > \frac{1}{2}\rho g(2\Delta H + h_0)^2 \quad (14)$$

ここで、 ΔH は入射段波波高、 h_0 は段波前面の静水深である。この水平波力は、 $\Delta H/h_0 > 0.34$ のとき、静水圧分布としたときのもの（式(14)の不等号の右辺）より大きく、動圧が寄与することとなる。 $\Delta H/h_0 < 0.61 \sim 0.64$ のときは波状段波であり（松富，1989）、式(14)は波状段波のときも動圧が無視できない場合があることを示している。

3.2.5 河川の氾濫流

福岡ら（1997）は河川氾濫流の模型実験で圧力は静水圧分布することを報告している。ただし、フルード数が 0.55～0.57 程度の定常な常流実験での結果である。河原ら（2009）も、非定常な常流と射流の実験で、河川氾濫流による圧力は静水圧分布することを報告している。

3.2.6 段波や正弦波の氾濫流

飯塚・松富（2000）は、平坦な陸上に氾濫する段波津波の建物などへの流体力 F_D は抗力が主体的で、氾濫流速の自乗に比例するとして、実験的に次式を提案している。

$$F_D \cong 0.61\rho g C_D h_f^2 B \quad (15)$$

ここで、 C_D ($=1.1 \sim 2.0$) は抗力係数、 B は氾濫方向への建物などの投影幅である。この評価式は、 $0.61C_D > 0.5$ であるから、静水圧の 0.3～1.4 倍の動圧を考慮していることになる。

朝倉ら（2000）と池野・田中（2003）は、護岸を越流し、平坦な陸上に氾濫する津波の建物などへの波圧 p は静水圧分布すると考えており（ソリトン分裂する場合を除く）、式(16)を提案している。両者ともに建物などにとって最も危険な場合を想定しており、朝倉らの波力評価式はフルード数 $F_r=2.0$ 、池野・田中の波力評価式は $F_r=\sqrt{6}\cong 2.4$ の氾濫流を対象としている。

$$p = \rho g(\alpha h - z) \tag{16}$$

ここで、 α は3（朝倉ら，2000）～4（池野・田中，2003）の実験係数、 h は建物などの影響を受けていない入射氾濫流の最大水深、 z は陸上地面を基準とした上向きが正の高さ座標である。氾濫流の α は段波の場合の $2\sqrt{2}$ （松富，1991）に比べてやや大きい。

朝倉ら（2000）はソリトン分裂した津波が護岸を越流し、平坦な陸上に氾濫する場合に対して次式を提案し、

$$p = \rho g(\max(5.4h - 4z, 3h - z)) \tag{17}$$

地面近くでは動圧が働くとしている。

松富ら（2004）は一様勾配斜面上を伝播した後、平坦な陸上に氾濫する段波津波の建物への波圧実験を行っている。ただし、建物は流れ横断方向において左右対称と考え、水路側壁に密着させた半分模型である。氾濫流先端部背後の準定常的な部分で、建物の前面での波力が最大となるときの波力は本間らと富永・九津見の評価式によるものの間で（図-3）、動圧の寄与が無視できないと報告している。図-3中の λ （ $=100 \times$ （1-建物模型の幅／水路幅））は開度（%）である。

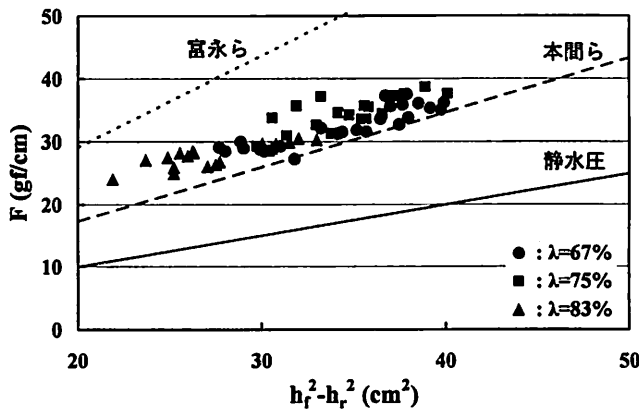


図-3 波力と構造物前・背面浸水深の2乗差の関係

3.2.7 検討結果

検討結果をまとめると表-1 のようになる。既往の実験は持続波圧時の最大波力を対象とし、多くは動圧の寄与が無視できないことを示している。動圧の寄与が無視できない理由の1つとして、静水圧状態となる前に最大波力が生じていることが考えられる。動圧の寄与度は実験における氾濫流の発生方法、フルード数と定常・非定常に大きく左右される。

表-1 動圧の寄与

	対象の現象	現象発生法(定常・非定常)	常流・射流	動圧	動圧/静水圧	対象物
Hiroi (1919)	波浪の碎波	波 (非定常)	—	有	条件付き	鉛直壁
本間ら (1963)	碎波後の波浪	波 (非定常)	—	有	0.73	鉛直壁
富永・九津見 (1971)				有	1.91	鉛直壁
林・松富 (1977)	非碎波津波のサージ	波 (非定常)	—	有	0~0.5 以上	津波水門
松富 (1991)	碎波段波	ゲート急開流れ (準定常)	$F_r=0.8\sim 1.7$	有	条件付き	鉛直壁
福岡ら (1997)	河川の氾濫流	定常流	$F_r=0.55\sim 0.57$	無	—	建物
飯塚・松富 (2000)	段波の氾濫流	ゲート急開流れ (準定常)	常流～射流	有	0.3~1.4	建物
朝倉ら (2000)	正弦波の氾濫流	流量調節	$F_r=2.0$	無	条件付き	建物
池野・田中 (2003)	段波の氾濫流	ゲート急開流れ (非定常)	$F_r=2.4$	無	—	建物
松富ら (2004)	段波の氾濫流	ゲート急開流れ (準定常)	常流～射流	有	0.73~1.91	建物
河原ら (2009)	河川の氾濫流	ゲート急開流れ (非定常)	常流～射流	無	—	建物

3.3 流木の衝突力

建物などは津波の氾濫流そのものだけでも大きな流体力を受けて被害を生じるが、氾濫流が漂流物を伴えば、それらの被害は一層大きなものとなる。建物などへの氾濫流による流体力の評価も難しいが、漂流物を伴う氾濫流による流体力や漂流物の衝突力の評価はもっと難しい。

町中を氾濫する津波は多かれ少なかれ雑多な漂流物を伴い、その中で大きな漂流物（流木、船やコンテナ等）が建物などに大きな被害を及ぼす。これまでの研究成果により、漂流物の衝突速度が判れば、単体の流木（松富，1999；池野・田中，2003）やコンテナ（水谷ら，2005）の衝突力 F_m は評価が可能となっている。

漂流物の衝突力問題では、衝突力はもちろんのこと、衝突速度や加速距離（定義は後述）、衝突力継続時間 Δt （図-4）、衝突力立ち上がり時間 Δt_p （図-4）や衝突確率の検討も必要である。しかし、これらについては個別に検討が行われてきており、互いを有機的に結びつけて総合的に論じたものはない。

漂流物の衝突では、単体漂流物の衝突ばかりでなく、複数漂流物が同時やほぼ同時に衝突するとき、およびそれらの生起確立の検討も必要である。複数漂流物が同時やほぼ同時に衝突するときは、単体漂流物が衝突するときよりも大きな合成衝突力 F_c （図-5）が働くからである。

本節では、漂流物として流木を取り上げ、流木の衝突速度や加速距離、衝突力、衝突力継続時間、衝突力立ち上がり時間、衝突確率を有機的に結びつけて、複数流木の同時やほぼ同時衝突時の合成衝突力とそれらの生起確立の評価方法を、上記各項目の検討課題を論じながら提示する。

3.3.1 衝突速度

衝突力 F_m は衝突速度に強く依存する（松富：1999）。

漂流物が氾濫流に影響を及ぼさない程度に少ないときは、漂流物の衝突速度として次式（岡本・松富，2009）を採用する。

$$u = 0.66\sqrt{gh_f} = 1.2\sqrt{gh_r} \quad (8)$$

ここで、 h_f と h_r は津波氾濫域の建物などに流れが作用する面（前面）とその背面での浸水深である。3.1.1で述べたように、 h_r は最大の入射氾濫流水深 h と考えてもよい。式(8)の氾濫流速は建物などにとって危険側（最も大きな流体力が作用）を考えたときのものである。岡本・松富（2009）によれば、この評価式の利用に際して、建物などの形状（角柱、円柱、円錐）を考慮する必要はあまりない。

漂流物が氾濫流に影響を及ぼすほど多いときは、漂流物の衝突速度として、式(18)と(19)の漂流物を伴う氾濫流の流速 u を採用する（松富ら，2007）。町中の津波氾濫流は漂流物を伴う場合が一般的で、初期の漂流物群の空隙率 e が現実的な値（ $e > 0.6$ ）であれば、これらの式は有用であることが確かめられている（松富・古戸，2008）。

$$u = \frac{\left[\left\{ \left(\frac{\rho}{\rho_0} - \frac{\rho_f}{\rho_0} \right) e + \frac{\rho}{\rho_0} \left(\frac{h}{h_0} - 1 \right) \right\} \omega + \left\{ 1 + \left(\frac{\rho_f}{\rho_0} - 1 \right) e \right\} u_0 \right]}{\left[\left\{ 1 + \left(\frac{\rho}{\rho_0} - 1 \right) e \right\} + \frac{\rho}{\rho_0} \left(\frac{h}{h_0} - 1 \right) \right]} \quad (18)$$

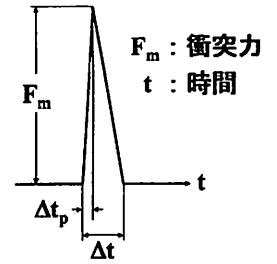


図-4 漂流物の衝突力波形（模式図）

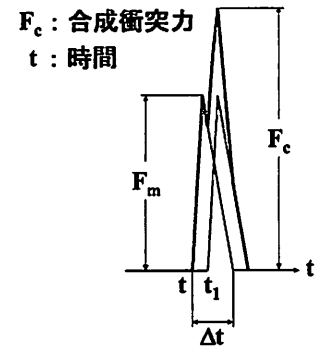


図-5 合成衝突力波形（模式図）

$$\omega = u_0 + \sqrt{\frac{g \left[\left\{ \frac{\rho_0}{\rho} + \left(1 - \frac{\rho_0}{\rho} \right) e \right\} h_0 + h - h_0 \right]}{\left\{ 1 + \left(\frac{\rho_f}{\rho_0} - 1 \right) e \right\} \left\{ \left(1 - \frac{\rho_f}{\rho} \right) e + \frac{h}{h_0} - 1 \right\}}} \sqrt{\frac{\frac{1}{2} \frac{\rho}{\rho_0} \left(\frac{h}{h_0} - 1 \right)^2 + \left\{ 1 + \left(\frac{\rho}{\rho_0} - 1 \right) e \right\} \frac{h}{h_0}}{-\frac{1}{2} \left\{ 2(1-e) + \left(\frac{\rho}{\rho_0} + \frac{\rho_f}{\rho_0} \right) e \right\} - \mu \frac{\rho_a}{\rho_0} \frac{L}{h_0} \frac{h}{h_0}}} \quad (19)$$

ここで、 ρ_0 は漂流物の密度、 ρ_f は氾濫流下流域の漂流物群空隙部の密度（空気の場合は零）、 h は氾濫流上流域の水深（氾濫水深）、 h_0 は氾濫流上・下流域の漂流物層の厚さ、 ω は氾濫伝播速度、 u_0 は氾濫流下流域の流速（一般に零）、 μ は合成摩擦係数、 ρ_a ($=\rho_0 \sim \rho$) と L は各々氾濫流先端部の漂流物域層の密度と水平長さである。この氾濫流速 u の評価では、 μ や ρ_a 、 L の個々の評価よりも、総合抵抗係数 ($\mu \rho_a L / \rho_0 h_0$) としての評価がより实际的で重要な課題である。

3.3.2 加速距離

漂流物の移動速度と流れの断面平均流速がほぼ同じとなるまでの漂流物の漂流距離（以下、加速距離と言う）の検討は、漂流物の衝突速度として氾濫流速を使ってよい条件の検討のために必要である。この加速距離については、流木を対象に小規模な定常流実験で検討されている（松富・田名部，2006）。

図-6 はその実験結果の一例と加速距離 x_a の定義を示す。図中、 u は定常流の断面平均流速または流木の移動速度、 x は流木を定常流に静かに投入した点を原点に持つ主流に沿った流木の漂流距離である。

図-7 は流木の無次元加速距離 x_a/L_w の細長比 L_w/D_w と流木径 D_w への依存性を示す。ここで、 L_w は流木長である。実験条件が非常に限られているが、図から細長比が大きくなるにつれて、無次元加速距離は単調減少することが判る。ただし、これは加速距離そのものの減少を意味しないことに注意を要する。定常流下の流木の加速距離は流木長の 20 倍以下であることも判る。さらに、細長比が同じ場合、流木径が大きいくほど加速距離が長くなることも判る。これは、細長比が同じ場合、流木径が大きくなると流木は長くなり、流木の重量ひいては慣性の増加効果が流木に働く抗力や摩擦力の増加効果より大きくなるためと考えられる。

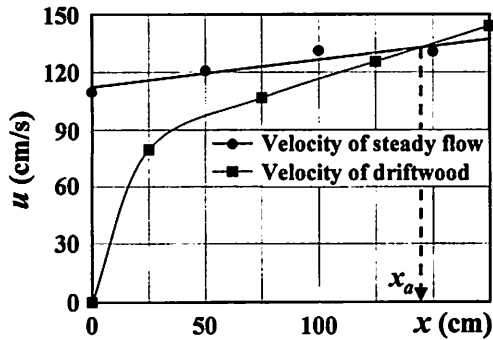


図-6 流木加速距離 x_a の定義

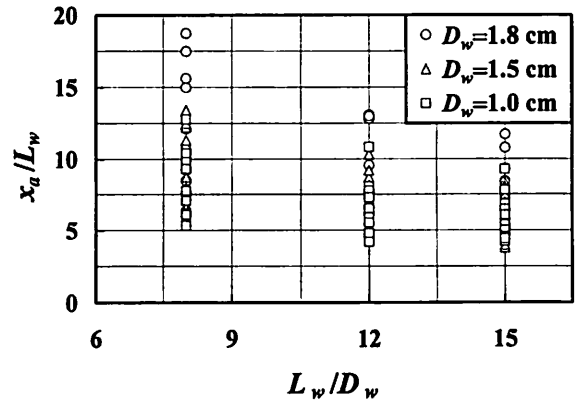


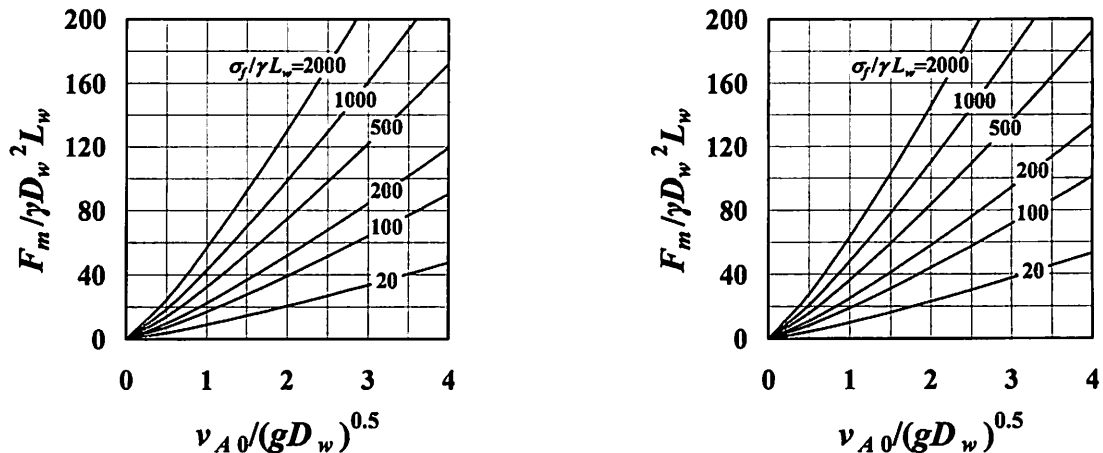
図-7 無次元加速距離 x_a/L_w の細長比 L_w/D_w と流木径 D_w への依存性

3.3.3 衝突力

実験と理論に基づいて、単体流木の最大衝突力 F_m の評価式として次式が提案されている（松富，1999）。

$$\frac{F_m}{\gamma D_w^2 L_w} = 1.6 C_{M1} \left(\frac{v_{A0}}{\sqrt{g D_w}} \right)^{1.2} \left(\frac{\sigma_f}{\gamma L_w} \right)^{0.4} \quad (20)$$

ここで、 γ は流木の単位体積重量（後述の式(35)と(36)におけるものと異なることに要注意）、 v_{A0} は流木の衝突速度、 σ_f は流木の降伏応力、 C_{MA} は見かけの質量係数である。見かけの質量係数は流木が衝突する建物などの大きさ、形状と配置、および流れの種類、流木の流れ場での位置に依存し、氾濫流の先端部に位置する場合は 1.1～1.7（松富，1999）、強い段波の先端部に位置する場合は 0.5～1.7（松富，1999）、定常流（後藤ら，1982）または氾濫流や強い段波の先端部背後の準定常流に伴う場合は 1.9 程度である。



(a) 氾濫流や強い段波の先端部に伴う場合 ($C_{MA}=1.7$) (b) 定常流や準定常流に伴う場合 ($C_{MA}=1.9$)

図-8 単体流木が縦衝突するときの式(20)に基づいた無次元衝突力 $F_m / \gamma D_w^2 L_w$ の推定図

式(20)は鉄筋コンクリート構造物のような剛なものへ衝撃的に縦衝突（流れ方向に流木長軸を向けて衝突）するときに適用されるもので、図-8 (a)と(b)にその計算例を示す。図-8 (a)は氾濫流や強い段波の先端部に流木が伴う場合で $C_{MA}=1.7$ としたとき、図-8 (b)は定常流または氾濫流や強い段波の先端部背後の準定常流に流木が伴う場合で $C_{MA}=1.9$ としたときのものである。

3.3.2 で述べた加速距離に関する実験結果から、氾濫流の先端部背後の準定常流に伴う流木が剛な構造物へ縦衝突するときの衝突速度 v_{A0} として、多くの場合、式 (8) の氾濫流速を採用してもよからう。最大衝突力を与えることになる $C_{MA}=1.9$ と $h_r \cong h$ の関係を採用すれば、式(20)は次式となる。

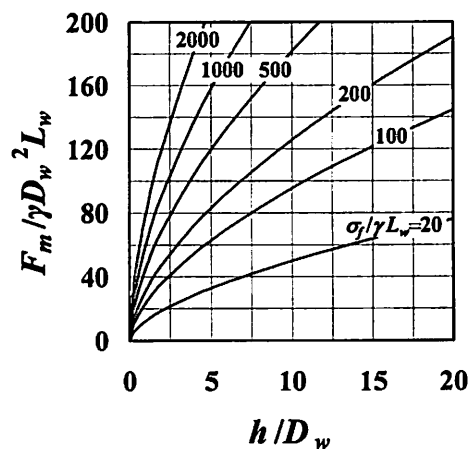


図-9 氾濫流の先端部背後の準定常流に伴う単体流木が縦衝突するときの式(21)に基づいた無次元衝突力 $F_m / \gamma D_w^2 L_w$ の推定図

$$\frac{F_m}{\gamma D_w^2 L_w} = 3.8 \left(\frac{h_r}{D_w} \right)^{0.6} \left(\frac{\sigma_f}{\gamma L_w} \right)^{0.4} \cong 3.8 \left(\frac{h}{D_w} \right)^{0.6} \left(\frac{\sigma_f}{\gamma L_w} \right)^{0.4} \quad (21)$$

単体流木が縦衝突するときの式(21)に基づいた無次元衝突力 $F_m / \gamma D_w^2 L_w$ の推定図を図-9 に示す。

3.3.4 衝突力の継続時間と立ち上がり時間

流木衝突力の継続時間と立ち上がり時間に関する研究はほとんど行われていない。図-10 はゲート急開による強い段波に伴う単体流木の縦衝突時の衝突力の経時変化例である（松富，1993）。

(1) 継続時間

実験に基づいて、強い碎波段波に伴う単体流木が縦衝突するときの衝突力継続時間 Δt （図-4）の評価式と

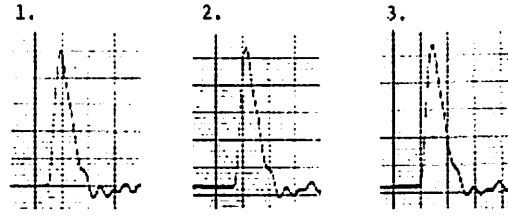


図-10 流木衝突力の波形例（ゲート急開流れの初期貯水深 $h_1=0.4$ m, 初期下流側水深 $h_0=0.02$ m, $L_w/D_w=8$, $D_w=0.12$ m, $\lambda=87\%$ ）

して次式が提案されている（松富，1993）．

$$\Delta t = 0.476 \left(\frac{\Delta H}{h_0} \right)^{-0.054} \left(\frac{L_w}{D_w} \right)^{0.244} \left(\frac{v_{A0}}{\sqrt{gD_w}} \right)^{0.415} \sqrt{\frac{D_w}{g}} \quad (22)$$

ここで、 ΔH は入射段波波高、 h_0 は段波前面の静水深、 v_{A0} は流木の移動速度（≒衝突速度）である．式(22)は剛な孤立構造物（開度 $\lambda \approx 100\%$ ）に衝突するときのものである．式(22)における相対段波波高 $\Delta H/h_0$ のべき指数が非常に小さいので、衝突力継続時間は次式で評価してもよからう．

$$\Delta t = 0.48 \left(\frac{L_w}{D_w} \right)^{0.24} \left(\frac{v_{A0}}{\sqrt{gD_w}} \right)^{0.42} \sqrt{\frac{D_w}{g}} \quad (23)$$

式(23)から、衝突力継続時間は流木の諸元と衝突速度でほぼ決まることが判る．実際は流木の単位体積重量、降伏応力、見かけの質量係数、被衝突物の剛性にも依存する．

流木の移動速度として最大衝突力を与える式(8)と $h_r \approx h$ の関係を採用すれば、式(23)は次式となる．

$$\Delta t = 0.51 \left(\frac{L_w}{D_w} \right)^{0.24} \left(\frac{h_r}{D_w} \right)^{0.21} \sqrt{\frac{D_w}{g}} \approx 0.51 \left(\frac{L_w}{D_w} \right)^{0.24} \left(\frac{h}{D_w} \right)^{0.21} \sqrt{\frac{D_w}{g}} \quad (24)$$

(2) 立ち上がり時間

図-10 から理解されるように、衝突力の経時変化は三角形で近似可能である．よって、衝突力立ち上がり時間 Δt_p （図-4）は次式で評価されよう．

$$\Delta t_p = \beta \Delta t \quad (25)$$

図-10 に示した実験結果によれば、 β は $0.2 \sim 0.25$ である．

流木の衝突力、衝突力継続時間や衝突力立ち上がり時間は流木や被衝突物の種類、計測器機の性能などに強く依存するので、式(23)のような便宜的なものではなく、細心の注意と広範な条件の実験に基づいた検討が必要である．

3.3.5 衝突確率

流木であるが、衝突確率の研究例として松富・田名部（2006）や戸来（2009）の実験的なものがある．それらの実験結果によれば、流れ横断方向（ y 方向）への流木の横拡散位置に関する確率分布 $K_y(x, y)$ は次式の正規分布で近似でき、

$$K_y(x, y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\bar{\delta}_y} \exp \left[-\frac{(y-\bar{y})^2}{2\bar{\delta}_y^2} \right] \quad (26)$$

分散 $\bar{\delta}_y^2(x)$ は単調増加で、次式で近似できる（図-11）．

$$\bar{\delta}_y^2(x)/L_w^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 / L_w^2 = a(x/L_w)^b \quad (27)$$

ここで、 x は流れ方向に取った流木の流下距離座標（流木投入地点が原点）、 y と $\bar{y}$ は x 地点での流木の流れ

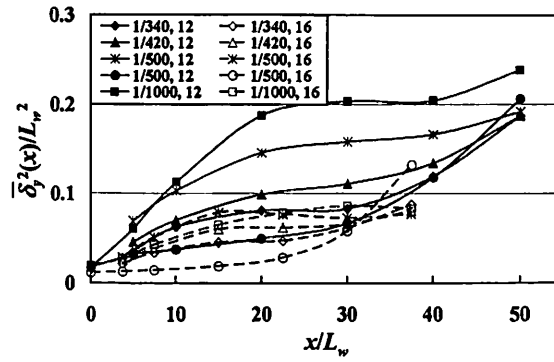


図-11 流下距離による横拡散の分散の変化例（凡例の分数と整数は水路底面勾配と流木細長比，流木径は 1 cm）（戸来，2009）

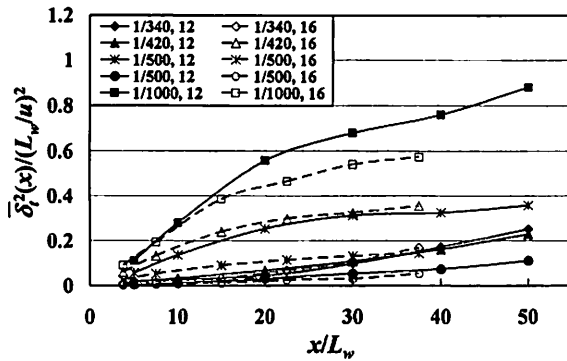


図-12 流下距離による縦分散の水路横断方向平均分散の変化例（凡例と流木径は図-11 と同じ）（戸来，2009）

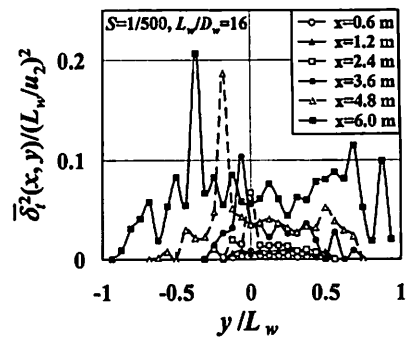


図-13 縦分散の分散の水路横断方向の変化例（戸来，2009）

横断方向位置座標とその平均位置座標， n はデータ数である． a と b の値は今後の検討課題で，漂流物の種類，形状やフルード数などの水理量に依存しよう．

流木投入地点 $(0, 0)$ から (x, y) までの漂流時間を t ，その平均時間を $\bar{t}(x, y)$ とすれば（移流拡散＋縦拡散），この漂流時間の時間軸に対する確率分布 $K_l(x, y, t)$ も次式の正規分布で近似でき（松富・田名部，2006），

$$K_l(x, y, t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\bar{\delta}_l^2}} \exp\left[-\frac{(t-\bar{t})^2}{2\bar{\delta}_l^2}\right] \quad (28)$$

分散 $\bar{\delta}_l^2(x, y)$ は単調増加で，次式で近似できる（図-12 と 13）．

$$\frac{u_2^2}{L_w^2} \bar{\delta}_l^2(x, y) = \frac{1}{n_l} \sum_{i=1}^{n_l} (t_i - \bar{t})^2 / (L_w/u_2)^2 = c(x/L_w)^k + m|y/L_w|^r \quad (29)$$

ここで， n_l は (x, y) を通過する流木の本数， c と k ， m ， r の値は今後の検討課題で，やはり漂流物の種類と形状やフルード数などの水理量に依存しよう．

よって，流木 1 本が (x, y, t) で衝突する確率 p_1 は，

$$p_1(x, y, t) = K_y(x, y) K_l(x, y, t) \quad (30)$$

流木 2 本が同時やほぼ同時に衝突する確率 p_2 は，

$$p_2(x, y, t) \equiv p_1(x, y, t) p_1(x, y, t) \quad (31)$$

ただし，式(27)と(29)の分散は十分に大きく， $|t - t_i| < \Delta t$ （図-5），両流木は同じ諸元で，完全に隣り合っていて，互いに影響を及ぼし合わないとしている．流木が 3 本以上のときについても同様に容易に議論できる．

3.3.6 衝突力とその生起確立

例えば、流木2本がほぼ同時に衝突するときの衝突力波形は本稿の考え方では図-5の太実線のようになる。

単体漂流物の衝突力評価式として、流木に関しては松富（1999）や池野・田中（2003）のもの、コンテナに関しては水谷ら（2005）のものなどを採用すればよい。

これらの評価式に上述した漂流物の衝突確率 p_2 や衝突時間差 t_1-t 、衝突力立ち上がり時間 Δt_p 、衝突力継続時間 Δt を組み合わせれば、目的の衝突力とその生起確率が評価できることになる。

漂流物が $t=\tau$ に衝突したときの衝突力の時間波形 $F_\tau(t)$ は次式となる。

$$\begin{aligned} F_\tau(t) &= \frac{F_m}{\Delta t_p}(t-\tau) \quad (\tau \leq t \leq \tau + \Delta t_p) \\ &= \frac{F_m}{\Delta t - \Delta t_p}(\tau + \Delta t - t) \quad (\tau + \Delta t_p < t \leq \tau + \Delta t) \end{aligned} \quad (32)$$

したがって、漂流物が $t=\tau$ と t_1 に衝突したときの最大合成衝突力 F_c は次式となり、

$$F_c(x, y, t) = |F_\tau(t) + F_{t_1}(t)| \quad (33)$$

その生起確率は式(31)において t を τ としたものとなる。

3.4 建物の被災

2004年インド洋津波のときの北スマトラ Banda Aceh における Putri 家の建物のように（Matsutomi et al., 2006）、頑丈な建物は津波避難ビルや防浪ビルの機能を発揮する。本節では、津波から生き延びること、また津波被害の軽減を願って、建物の破壊条件と破壊要因について述べる。

3.4.1 破壊条件

建物は国や地域によって要求される耐力が異なる。同じ国や地域であっても、建物の破壊条件は建物の造りや背後地形などで異なる。同じ造りであっても、使用材料の質、構造、特に柱と梁の結合方法および壁の構造で、破壊条件は異なる。例えば、柱や床が鉄筋コンクリート造であっても、壁が鉄筋コンクリート造と無筋の煉瓦造の場合では、建物の耐力は大きく異なる。

破壊条件は被災程度の分類にも依存するため、その分類が重要である。そこで、まず被災程度の分類を述べ、次に造り別の破壊条件を浸水深、氾濫流速と抗力の面から述べる。

(1) 被災程度の分類

個々の建物の被災程度については、次のような分類がある（松富・首藤，1994）。

全壊：壁も柱も全て破壊されている。

大破：壁はもちろん、柱のかなりの部分が折れるか、失われている。

中破：ほとんどの柱は残っているが、壁の一部が破壊されている。

小破：窓などは破壊されても、壁は残っている。

浸水：機械的な損傷はない。

全壊と大破は、いずれにしても修復不可能であるから、まとめて大破とする。中破は、壁や柱の一部が被害を受けたが、柱の補強や付け替えが可能で、修復可能な被災程度である。小破と浸水は、わずかな補修で利用可能であるから、まとめて小破とする。ただし、油などの可燃物や有害物質、汚泥などによる小破では修復されない場合がある。

(2) 浸水深から見た被災程度

建物の造り別の浸水深と被災程度の間関係を図-14に示す。過去の被災事例に基づいており、D. (□) は大破、P.D. (△) は中破、W. (○) は小破を示す。浸水深は建物前面でのものである。建物の構造と海からの距離、および国や地域は考慮されていない。

上段は鉄筋コンクリート造の建物に対するものである。鉄筋コンクリート造の建物は、浸水深が 5 m 以下で小破、5～8 m で中破、20 m で大破した例が 1 例のみ知られている (Shuto, 1993)。中破した例はインド洋津波のときにタイの Khao Lak や北スマトラの Banda Aceh で得られたものである (Matsutomi et al., 2006)。それまでの鉄筋コンクリート造の壁の建物ではなく、無筋の煉瓦造の壁の建物である。浸水深が 8～20 m の被災例はなく、鉄筋コンクリート造の建物の大破条件は不明である。

中段は石、煉瓦やブロック造の建物に対するものである。1993 年北海道南西沖地震津波の前までは、この造りの建物は浸水深が 3 m 以下で小破、7 m 以上で大破した例があった (Shuto, 1993)。1994 年東ジャワ地震津波と 1996 年インドネシア・ビアク島地震津波のときは、少量の細い針金が入った薄い煉瓦造の壁であったためか、2～3 m の浸水深で大破に至った。この大破浸水深は後述の木造のものよりやや大きい程度である。図によると、中破 (1.5～3 m) と小破 (0.6～3 m) の浸水深に明確な差が認められない。この造りの建物は国や地域、構造などで、耐力が千差万別であると言える。

下段は木造の建物に対するものである。1993 年北海道南西沖地震津波の前までは、木造の建物は浸水深が 1.5 m 以下で小破、1.5～2 m で中破、2 m 以上で大破であった (Shuto, 1993)。1993 年北海道南西沖地震津波のとき、高々 0.25 m の浸水深で中破に至った建物が発見された。津波時の漂流物が原因と考えられている (松富・首藤, 1994)。

漂流物の影響は木造の建物に限らない。被災程度の判定にあたっては、建物の造りと構造、海からの距離、背後地形、国や地域ばかりでなく、漂流物の影響も考慮する必要がある。

(3) 氾濫流速と抗力から見た被災程度

段波の先端部や氾濫流の先端部 (サージフロント) の衝突時を除けば、建物に働く流れ方向の流体力では抗力が支配的と言われている (松富, 1991)。現地調査で得られた浸水深を氾濫流速に換算し (3.1.1)，建物の破壊条件を氾濫流速と抗力で表現する試みが行われている (飯塚・松富, 2000)。建物の大破条件に関する最新情報 (図-14) を用いて再整理した結果が表-2 である。表中、 h_f は建物の前面浸水深、 u

は氾濫流速 (式(2))、 F_D は抗力 (式(15)) で、氾濫流速は建物にとって最も危険なもの、すなわち最も大きなもの、抗力係数は建物の形状と氾濫流の流向を考慮して 1.1～2.0 が採用されている。氾濫流速として最も小さなもの (式(4)) が採用されれば、氾濫流速は表の値の 5 割強、抗力は約 3 割となる。建物の破壊条件を氾濫流速や抗力で表現すれば、このように大きな幅を持つことになる。これは、浸水深が同じでも、氾濫流速は千差万別だからである。

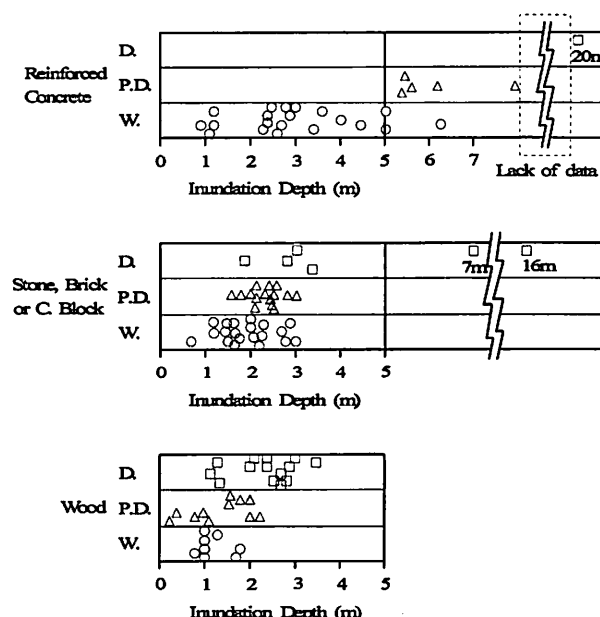


図-14 浸水深と建物の造り別の被災程度の関係

表-2 建物の造り別の被災程度の判断基準

建物の造り	中 破			大 破		
	h_f (m)	u (m/s)	F_D (kN/m)	h_f (m)	u (m/s)	F_D (kN/m)
鉄筋コンクリート造	—	—	—	8.0 以上	9.7 以上	430~782 以上
コンクリートブロック造	3.0	6.0	60.5~110	7.0	9.1	329~598
木 造	1.5	4.2	15.1~27.5	2.0	4.9	26.9~48.9
被災程度	ほとんどの柱は残っているが、壁の一部が破壊されている。			壁はもちろん、柱のかかなりの部分が折れるか失われている。		

3.4.2 破壊要因

波力や抗力といった流体力、漂流物の衝突力が建物の破壊要因となることは論をまたない。それらについては3.2と3.3で取り上げており、本項ではその他の破壊要因について述べる。

(1) 浮力

海域の構造物はその安定計算において一般に浮力を考慮する。陸上の構造物は、建物を含めて、一般に浮力を考慮しない。しかし、津波の陸上氾濫に伴い、透水性の高い地盤上の建物や湿気防止などを目的として床下に通気口を設けた建物は、建物の底面下や床下に水が入り込み、上向きの水圧が働き、浮力を受ける。最近の気密性の高い建物はこの傾向が顕著であろう。氾濫流の流勢が強いとき、この浮力は抗力と同程度の大きさに達し得る（松富ら，2004）。1964年アラスカ地震津波のとき、米国カリフォルニア州 Crescent 市において、基礎に固定されていなかった木造家屋は浸水深 1.2 m 程度、木造でないものは 2.4 m 程度で浮力により浮遊し、被災した（Shuto, 2003）。地階を有する建物は地盤の液状化に加えて、浸水による二重の浮力を受ける可能性がある。

建物ではないが、2004年インド洋津波のとき、北スマトラ Banda Aceh の東方、Krueng Raya 港の近くで、直径 17.1 m、高さ 11.1 m の空の油タンクが喫水 2.1 m 程度で漂流した（写真-3）。喫水は漏れた油によるタンク側壁面の汚れから推定された。このタンクは基礎に固定されておらず、500 トン程度の浮力を受けて浮遊したと考えられる。

(2) 揚圧力

透水性の高い地盤上の建物や湿気防止などを目的として床下に通気口を設けた建物には、浮力以外に建物前面への動圧（3.2）に起因した揚圧力が建物の底面や床下に働き、被災の一要因となる。氾濫流の揚圧力は浮力の 1～3 割に達し得る（松富ら，2004）。この揚圧力はフルード数や建物の幅と奥行きなどの比などにも依存するが、その詳細は判っていない。

(3) 地盤浸食

建物自体の被災は中破程度でも、氾濫流で地盤が浸食され、建物全体が傾いて、再利用が不可能となる場合もある（写真-4）。津波氾濫域では地盤浸食による建物の被災も考慮しなければならない。

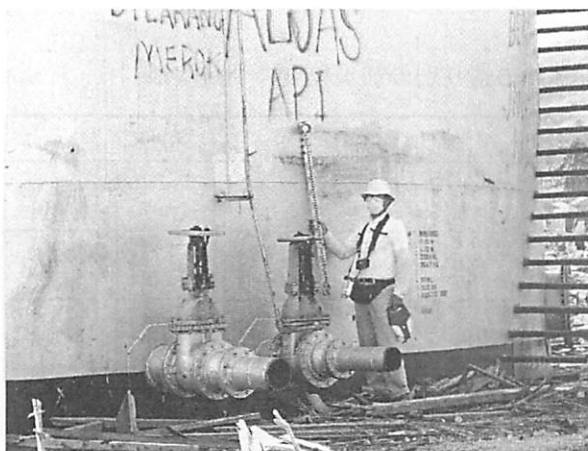


写真-3 津波で浮遊した油タンク（北スマトラ Krueng Raya, 2004）



写真-4 壁や一部の柱が壊れ、地盤浸食により傾いた建物（タイ Khao Lak, 2004）

3.5 海岸林の効果・限界と利用

津波被害の軽減策として、多機能（津波の減勢、漂流物の阻止、人の捕捉、防風、防砂（堆砂）、防潮、防雪など）で、経済的で、環境に優しく、しかも家具材、建設資材、燃料や食料などになり得る海岸林の利用が、日本はもとより、津波被災国のインドネシアやインドなどで注目されている。津波被害の軽減を目的と

した海岸林の利用は、1854年の南海地震津波直後に浜口吾稔により和歌山県広村（現広川町）ですすでに行われている。

海岸林は、巨大津波では漂流物源となるなど、両刃の剣である。海岸林に守られた地域の津波被害想定や津波減勢対策として海岸林の利用（実装）を行うには、海岸林の津波に対する効果と限界に関する実例、海岸林の破壊基準（倒伏、抜根、せん断破壊、曲げ破壊）、樹冠部や気根部の精度良いモデル化による津波減勢効果の定量的な評価方法、海岸林の利用指針、海岸林を「利用する」、「利用しない」の判断基準などが必要である。本節では、ハード面に限定されるが、海岸林による津波減災技術の全体的な底上げを願って、海岸林の効果と限界、および上記の各項目について述べる。

3.5.1 海岸林の効果と限界の実例（首藤の判定図）

首藤（1985）が海岸林の津波に対する効果と限界を定量的に示して久しい。図-15は首藤の海岸林の効果と限界の判定図である。津波に遭遇した日本の海岸林の事例45例を収集し、整理したものである。縦軸は海岸林の厚み dn 、横軸は浸水深である。海岸林の厚みとは、平均胸高直径 d と汀線方向に単位幅、汀線直角方向に海岸林幅の長方形域を考えたときのその中に存在する樹木の本数 n との積である。図中、○は樹木が健在で、漂流物を阻止、●は倒木被害があるが、漂流物の阻止は可能、■は樹木折損のため、全く無効果、△は林帯が無被害で、流勢を緩和、▲は流勢が緩和され得るが、林帯内の表土洗掘のような被害、縦線入りの△は流勢が緩和されたが、林帯被害については無記述、下線付きは下生えが密生、括弧は林縁部、横棒は浸水深が最も大きかったと想定されること、斜線は漂流物が集中したことを示す。

図-15によると、海岸林の効果と限界は海岸林の厚みと浸水深により領域A～Dの4つに大区分される。領域B～Dはさらに2つに細分される。各領域の効果と限界を要約すると次のようになる。

領域Aでは、樹木に被害がなく、漂流物の阻止は望めるが、流勢の緩和や浸水深の軽減は望めない。

領域Bでは、樹木に被害が生じ、効果はあまり望めない。ただし、副領域B-1では、樹木が倒伏するにしても、漂流物の阻止は望める。

領域Cでは、下生えが密生していれば、漂流物の阻止と流勢の緩和が望める。副領域C-1では、海岸林にほとんど被害が生じない。副領域C-2では、林帯内に何らかの被害が生じ得るが、その被害は海岸林が完全に破壊されるようなものではない。

領域Dでは、下生えが疎であっても、流勢の緩和が望める。副領域D-1では、余程のことがない限り、林帯内の被害は生じない。副領域D-2では、林帯内の表土洗掘というような被害が生じるが、海岸林の効果に大きな影響はない。

2004年インド洋津波（Matsutomi et al., 2006）と2007年ソロモン諸島地震津波（松富ら, 2007）のとき、1

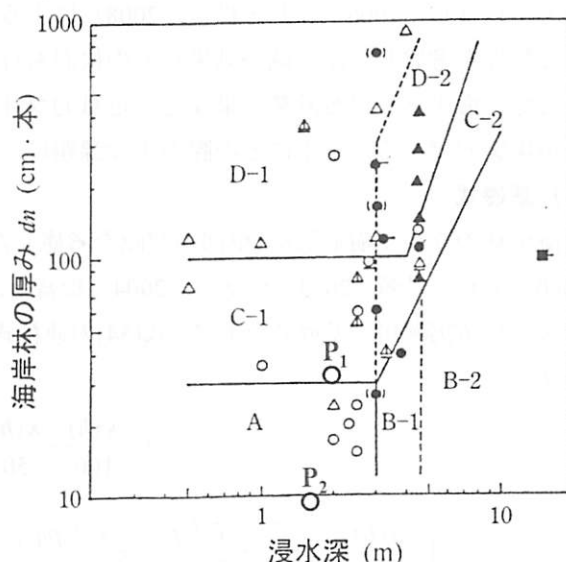


図-15 海岸林の効果と限界に関する首藤の判定図

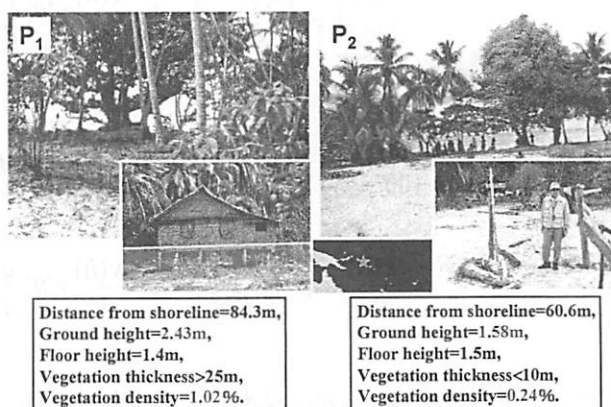


写真-5 海岸林の津波減勢効果例（ソロモン諸島 Gizo 島 Suve）

例ずつであるが、海岸林による津波の減勢効果が定量的に示された。その例を写真-5 に、また写真-5 の海岸林の条件を図-15 の首藤の判定図上に示す。図-15 中の P_1 と P_2 がそれで、場所を示す写真中の P_1 と P_2 に対応している。ただし、海岸林の津波に対する効果と限界は樹種（国や地域と言ってもよい）に大きく依存することに注意が必要である。

3.5.2 海岸林域氾濫流の評価モデル

簡便で実用的という点で首藤の海岸林の効果と限界に関する判定図は非常に有用である。とは言え、適用が日本に限られるかもしれないなど、海岸林の効果や限界などに関する知見はまだ不十分と言わざるを得ない。この状況の解決を目指して、水理実験（例えば、原田ら、2000；松富ら、2001；平石ら、2001；原田、2003；柳澤ら、2005；今井・松富、2006）や数値実験（例えば、原田ら、2000；原田、2003；平石・岩瀬、2003；松富ら、2006；今井・松富、2008）による津波減勢効果などの検討が行われている。海岸林の生態学的な特性を考慮した津波減勢効果などの検討も行われている（浅野・岩塚、2006）。

実際の海岸林の津波減勢効果などの定量的な評価は、津波そのものの評価をも考えると、数値実験で行うのが現実的である。以下にその際の主な課題について述べる。

(1) 基礎式

海岸林の存在や樹冠部・気根部の空隙を考慮した数値実験を行うための基礎式が誘導されている（原田ら、2000；平石・岩瀬、2003；松富ら、2004；松富ら、2006）。例えば、海岸林域に限らず、住宅域などにも適用可能な数値実験用の基礎式として、式(34)の連続式と式(35)、(36)の運動量方程式が提案されている（松富ら、2006）。

$$\left\{1 - \frac{\kappa(h)}{100} - \frac{\kappa(h)}{50} \frac{h}{d} \frac{dd}{dh}\right\} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \quad (34)$$

$$\begin{aligned} \left\{1 + \frac{\kappa(h)}{100} C'_{Mx}\right\} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h}\right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h}\right) + gh \frac{\partial h}{\partial x} = & - \left\{1 - \frac{\kappa(h)}{100}\right\} i_x gh - \left\{1 - \frac{\kappa(0)}{100}\right\} \frac{gn_0^2}{h^{7/3}} p \sqrt{p^2 + q^2} \\ & - \frac{\kappa(h)}{200\gamma} C_{Dx} \frac{p \sqrt{p^2 + q^2}}{d^2 h^2} A - \frac{\kappa(h)}{50} \gamma' \theta'_x \frac{p}{d} - \frac{\kappa(h)}{50} \frac{\left(\frac{p}{d} \frac{dd}{dh} + \frac{1}{2} C_{Mx} \frac{p}{h}\right)}{\left\{1 - \frac{\kappa(h)}{100} - \frac{\kappa(h)}{50} \frac{h}{d} \frac{dd}{dh}\right\}} \left(\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y}\right) \end{aligned} \quad (35)$$

$$\begin{aligned} \left\{1 + \frac{\kappa(h)}{100} C'_{My}\right\} \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h}\right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h}\right) + gh \frac{\partial h}{\partial y} = & - \left\{1 - \frac{\kappa(h)}{100}\right\} i_y gh - \left\{1 - \frac{\kappa(0)}{100}\right\} \frac{gn_0^2}{h^{7/3}} q \sqrt{p^2 + q^2} \\ & - \frac{\kappa(h)}{200\gamma} C_{Dy} \frac{q \sqrt{p^2 + q^2}}{d^2 h^2} A - \frac{\kappa(h)}{50} \gamma' \theta'_y \frac{q}{d} - \frac{\kappa(h)}{50} \frac{\left(\frac{q}{d} \frac{dd}{dh} + \frac{1}{2} C_{My} \frac{q}{h}\right)}{\left\{1 - \frac{\kappa(h)}{100} - \frac{\kappa(h)}{50} \frac{h}{d} \frac{dd}{dh}\right\}} \left(\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y}\right) \end{aligned} \quad (36)$$

ここで、 h は浸水深、 $d(h)$ は浸水した樹木などと同じ浸水深・浸水体積を有する換算柱の直径または幅、 $d(0)$ は地面での換算柱の直径または幅、 $\kappa(h)$ ($=\gamma d^2(h)/\Delta x \Delta y$) は時々刻々の換算樹木などの地面占有率（%）、 Δx と Δy は x と y 方向の樹木など 1 物体あたりの氾濫域長、 p ($=hu$) と q ($=hv$) は x と y 方向の単位幅流量、 u と v は x と y 方向の水深平均の氾濫流速、 i は地面勾配、 n_0 は Manning の粗度係数、 C'_M ($=C_M - 1$) は付加質量係数、 C_M は質量係数、 A ($=\gamma' dh$) は流れ方向の樹木などの投影面積、 θ' は線形造波抵抗係数、下付の x と y は x と y 方向の量であることを示し、 γ と γ' 、 γ'' は換算柱の断面形や流向に依存する補正係数である。

この基礎式（線形造波抵抗項は無視）を用いた数値実験では、海岸林の海側の津波は比較的良好に再現できても、陸側の津波氾濫流はよく再現できないことが示されている。基礎式に、「数値実験に適したもの」を前提に、樹冠部や気根部に起因した局所的な乱流の効果などを取り入れる必要がある。

海岸林が水没した場合の数値解析法も開発途上である。純林の場合ばかりでなく、混交林や複層林の場合

の数値解析法も開発する必要がある。

(2) 樹木のモデル化

樹木をモデル化して数値実験を行うことになるが、津波による樹木の倒伏、抜根、せん断破壊、曲げ破壊の基準の未説明はもとより、樹冠部や気根部の精度良いモデル化が行われていないため、津波減勢効果などの定量的な評価ができない状況にある。

海岸林そのものや樹木の樹冠部、気根部のモデル化にポーラスモデルが応用されたりする。樹冠部のモデル化では、「数値実験に適したもの」を前提に、樹木の実質体積を維持させ、流れによる樹冠部の縮小とそのときの投影面積の評価が重要である。樹冠部の縮小の評価法については研究例があるが(今井・松富, 2008)、改良の余地がある。樹冠部の投影面積の評価については、黒松のような樹木を対象に、樹木を直径の異なる2種類(樹冠部と樹冠部下端より下の部分)の円柱に換算し、樹冠部の空隙率 λ ($=1$ -樹冠部の実質体積/樹冠部の包絡体積)を考慮した次式が提案されている(松富ら, 2006)。

$$A = hd(h) \quad (h \leq h_r) \quad (37)$$

$$A = h_r d(h_r) + \sqrt{\frac{1}{1-\lambda} \{hd^2(h) - h_r d^2(h_r)\}(h - h_r)} \quad (h_r < h \leq h_H) \quad (38)$$

$$A = h_r d(h_r) + \sqrt{\frac{1}{1-\lambda} \{h_H d^2(h_H) - h_r d^2(h_r)\}(h_H - h_r)} \quad (h_H < h) \quad (39)$$

ここで、 h_r は地面から樹冠部下端までの高さ、 h_H は樹高である。マングローブのような樹木を対象に、3種類(気根部、気根部と樹冠部の間、樹冠部)の円柱からなるものへの拡張は容易である。

合理的な水理実験結果を得るには、相似則(松富ら, 2004; Matsutomi et al., 2007; 今井・松富, 2008)を考慮した樹木模型を使用する必要がある。海岸林の下生えのモデル化も考える必要があるかもしれない。

(3) 破壊基準

数値実験を通して、海岸林が倒伏やせん断破壊することにより(今井・松富, 2006)、また海岸林の樹冠部が氾濫流の水面下で縮小することにより(今井・松富, 2008)、津波氾濫域が大きく変化することが示された。しかし、津波による海岸林の倒伏、抜根、せん断破壊や曲げ破壊の基準は黒松に限ってもよく判っておらず、上述の数値実験結果はまだ定性的であると言わざるを得ない。

海岸林の倒伏や折損(破断)基準の検討が行われている(例えば、今井ら, 2005; 柳澤ら, 2006; 田中ら, 2006; 田中・佐々木, 2007)。海岸の黒松の倒伏基準については、河道内樹木の倒伏基準(リバーフロント整備センター編, 1999)と大差ないことが確認されている(今井ら, 2005)。海岸林の抜根基準については、現地試験が大がかりとなるためか、検討が行われていない。せん断や曲げ破壊基準については、作用流体力によるせん断や曲げ応力が対象樹種のせん断や曲げ破壊強度に達したとき、などとすることが考えられる。

純林や混交林、複層林の場合を対象に、これらの破壊基準を組入れた、しかも樹冠部や気根部の精度良いモデル化による津波減勢効果などの定量的な評価法(数値解析法)の開発を行う必要がある。

3.5.3 利用指針

これまで、海岸林の津波減勢効果などに関する水理実験や数値実験による検討は、一部を除いて(例えば、谷本ら, 2007)、純林に対して行われてきた。海岸林の津波減勢効果は混交林や複層林とした方が大きいことが指摘されている。海岸林の病気や維持管理のことを考えても、病気では混交林、維持管理では複層林の方が望ましく、純林の場合はもちろんのこと、混交林や複層林の場合の利用指針が必要である。

純林、混交林、複層林の利用指針(海岸林の配置・面積・幅、更新帯・管理道路の配置・面積・幅、樹種の選定、複層林の段数など)を策定するには、数値実験による海岸林域(海岸林がない場合を含む)を氾濫する津波のパラメタスタディが必要である。

3.5.4 利用判定

海岸林が津波に対して両刃の剣であることから、各地域の想定（計画）津波の大きさや地勢（岸沖方向に確保できる海岸林幅、地盤高など）に応じて、津波被害の軽減策として海岸林を「利用する」、「利用しない」の判断基準（判定図）が必要である。現在、その判断は手探りの状態である（例えば、秋田大学工学資源学部土木環境工学科、2006）。

例えば、数値実験による純林の海岸林域を氾濫する津波のパラメタスタディで得られた結果を用いて、海岸林がない場合の海岸林利用計画地点での入射氾濫浸水深（ x 軸）と岸沖方向に確保できる海岸林幅（ y 軸）、海岸林域背後での津波浸水深の減少量（ z 軸）の関係図を、代表的な海岸・陸上地形、波形・波周期、樹種・その諸元、海岸林密度（本/ m^2 ）に対して作成することが考えられる。この図と各地域の想定津波の氾濫浸水深、地勢から、津波被害の軽減策に海岸林を「利用する」、「利用しない」の判断が可能となろう。

4. おわりに

沿岸津波では波状段波条件、砕波条件とエッジ・ボアを、陸上津波では氾濫流速とその関連課題である建物などへの流体力と流体力における動圧の寄与、流木の衝突力、建物の被災、海岸林の効果・限界と利用を取り上げ、研究の現状と課題を簡単に紹介した。本稿を通して、多くの方々にこれらの課題について関心を持っていただければ幸いである。最近話題になっている、発災後の生命線である橋梁や道路の津波被災に関する研究を取り上げなかったことが心残りである。また、本稿が独善的になっていないか心配である。

本稿で取り上げた事項のどれ一つとして、満足に解決されたものはない。」と言っても過言ではあるまい。一津波研究者として、また人として分を尽くし、諸課題の解決に向けて少しでも貢献できればと願っている。

引用文献

- 秋田大学工学資源学部土木環境工学科：秋田県沿岸域の想定津波に関する調査研究報告書（受託研究，国土交通省東北地方整備局秋田河川国道事務所），p.95, 2006.
- 朝倉良介・岩瀬浩二・池谷 毅・高尾 誠・金戸俊道・藤井直樹・大森政則：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，pp.911-915, 2000.
- 浅野敏之・岩塚雄大：森林生態学に基づいた津波防潮林の防災機能の評価，海岸工学論文集，第 53 巻，pp.1081-1085, 2006.
- 飯塚秀則・松富英夫：津波氾濫流の被害想定，海岸工学論文集，第 47 巻，pp.381-385, 2000.
- 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.
- 今井健太郎・鈴木明菜・松富英夫：沿岸樹木の倒伏耐力，土木学会東北支部技術研究発表会講演概要，pp.280-281, 2005.
- 今井健太郎・松富英夫：沿岸植生域を氾濫する津波の水理，土木学会論文集 B, Vol.62, No.3, pp.258-269, 2006.
- 今井健太郎・松富英夫：樹冠部の変形を考慮した樹木の抵抗則とそれを用いた沿岸林域の氾濫計算，土木学会論文集 B, Vol.64, No.3, pp.214-225, 2008.
- 岩瀬浩之：津波発生域から沿岸域までの分散効果を取り入れた数値モデルの研究，東北大学博士論文，168p., 2005.
- 宇多高明・小俣 篤：Edge bore に関する実験，自然災害特別研究研究成果，No. A-63-1, pp.111-122, 1988.
- 岡本憲助・松富英夫：津波氾濫流速の簡易推定法に関する基礎的研究，海岸工学論文集，第 56 巻，2009.（投稿中）
- 河原能久・伊藤 康・内田龍彦・家藤憲司：非定常流中の建物に作用する流体力の直接測定，水工学論文集，第 53 巻，pp.979-984, 2009.

- 後藤智明・佐々木順次・首藤伸夫：津波による木材の流動，第 29 回海岸工学講演会論文集，pp.28-32, 1982.
- 首藤伸夫：防潮林の津波に対する効果と限界，第 32 回海岸工学講演会論文集，pp.465-469, 1985.
- 首藤伸夫・今村文彦・越村俊一・佐竹健治・松富英夫編：津波の事典，朝倉書店，pp.162-168, 2007.
- 田中規夫・武村 武・佐々木寧・Mowjood M. I. M.：スリランカ海岸林の樹種による破壊条件と津波到達遅延時間の相違，海岸工学論文集，第 53 巻，pp.281-285, 2006.
- 田中規夫・佐々木 寧：2006 年ジャワ津波において海岸林が果たした役割とその破断・なぎ倒し限界，水工学論文集，第 51 巻，pp.1445-1450, 2007.
- 谷本勝利・田中規夫・Nandasena, N. A. K.・飯村耕介・清水 隆：種々の熱帯性海岸樹の組合せによる津波防御効果に関する数値計算，海岸工学論文集，第 54 巻，pp.1381-1385, 2007.
- 富永正照・九津見生哲：海岸堤防に作用する砕波後の波圧，第 18 回海岸工学講演会論文集，pp.215-221, 1971.
- 林 泰造・松富英夫：津波水門に加わる津波の波力に関する実験的研究，土木学会第 32 回年次講演会概要集，pp.117-118, 1977.
- 原田賢治・油屋貴子・Latief Hamzah・今井文彦：防潮林の津波に対する減衰効果の検討，海岸工学論文集，第 47 巻，pp.366-370, 2000.
- 原田賢治：防潮林の津波減災効果に関する水理学的研究，東北大学博士論文，143p., 2003.
- 平石哲也・竹村慎治・永瀬恭一：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，pp.1411-1415, 2001.
- 平石哲也・岩瀬浩之：1998 年パプアニューギニア津波を対象としたグリーンベルト防災の効果，海岸工学論文集，第 50 巻，pp.1366-1370, 2003.
- 福岡捷二・川島幹雄・横山 洋・水口雅教：家屋群に作用する氾濫流の流体力に関する実験的研究，水工学論文集，第 41 巻，pp.693-698, 1997.
- 戸来 啓：流木の横拡散と移流拡散に関する実験的検討，秋田大学工学資源学部土木環境工学科卒業論文，69p., 2009.
- 本間 仁・堀川清司・長谷直樹：海岸堤防（護岸）に作用する波圧の分布について，第 10 回海岸工学講演会講演集，pp.116-120, 1963.
- 松富英夫：砕波段波衝突による衝撃波力について，土木学会論文集，No.399/II-10, pp.147-155, 1988.
- 松富英夫：移動跳水（波状段波非）発生条件の検討，第 33 回水理講演会論文集，pp.271-276, 1989.
- 松富英夫：砕波段波衝突時の圧力分布と全波力，海岸工学論文集，第 38 巻，pp.626-630, 1991.
- 松富英夫：砕波段波に伴う流木の最大衝撃力に関する実験的研究，土木学会論文集，No.467/II-23, pp.19-28, 1993.
- 松富英夫・首藤伸夫：津波の浸水深，流速と家屋被害，海岸工学論文集，41 巻，pp.246-250, 1994.
- 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，第 45 巻，pp.361-365, 1998.
- 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/II-47, pp.111-127, 1999.
- 松富英夫・穂積拓哉・今井健太郎：砂嘴植生域を越える津波の基礎水理，海岸工学論文集，第 48 巻，pp.316-320, 2001.
- 松富英夫・大向達也・今井健太郎：津波氾濫流の構造物への流体力，水工学論文集，第 48 巻，pp.559-564, 2004.
- 松富英夫・神 昭平：斜め入射する砕波段波の斜面からの反射，海岸工学論文集，第 51 巻，pp.256-260, 2004.
- 松富英夫・大沼康太郎・今井健太郎：植生域氾濫流の基礎式と植生樹幹部の相似則，海岸工学論文集，第 51 巻，pp.301-305, 2004.
- 松富英夫・舟木真智・今井健太郎：植生域氾濫流の数値計算法に関する研究，海岸工学論文集，第 53 巻，pp.181-185, 2006.
- 松富英夫・田名部 惇：流木の横拡散と移流拡散に関する実験 ―複数流木の衝突確率―，海岸工学論文集，

- 第 53 巻, pp.186-190, 2006.
- 松富英夫・藤間功司・嶋原良典：2007 年ソロモン諸島地震津波の現地調査，第 5 回日本地震工学会大会梗概集，pp.374-375, 2007.
- 松富英夫・藤井 碧・山口 健：漂流物を伴う氾濫流の基礎実験とモデル化，海岸工学論文集，第 54 巻，pp.226-230, 2007.
- 松富英夫：津波の事典，朝倉書店，p.135, 2007.
- 松富英夫・岡本憲助・佐藤和典：浸水痕跡に基づく簡易氾濫流速推定法の基礎的検討，水工学論文集，第 52 巻，pp.673-678, 2008.
- 松富英夫・古戸貴大：漂流物を伴う氾濫流の水理量評価法と基本特性，海岸工学論文集，第 55 巻，pp.356-360, 2008.
- 松富英夫：津波氾濫流による流体力への動圧の寄与と漂流物の衝突力の確率分布，海岸工学論文集，第 56 巻，2009. (投稿中)
- 松山昌史・池野正明・榊山 勉・柳沢 賢・藤井直樹：大陸棚上におけるソリトン分裂した津波の碎波に関する無ひずみ模型実験，海岸工学論文集，第 52 巻，pp.241-245, 2005.
- 水谷法美・高木祐介・白石和陸・宮島正悟・富田孝史：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.7341-745, 2005.
- 柳澤英明・横木祐宗・三村信男：マングローブ林による波浪減衰効果の実験・数値的検討，海岸工学論文集，第 52 巻，pp.1026-1030, 2005.
- 柳澤英明・越村俊一・後藤和久・今村文彦・宮城豊彦・林 一成：マングローブ林内を遡上した津波の挙動と樹木の破壊条件 —2004 年インド洋大津波によるタイ Khao Lak での被害調査—，海岸工学論文集，第 53 巻，pp.231-235, 2006.
- リバーフロント整備センター編：河川における樹木管理の手引き，山海堂，pp.154-171, 1999.
- BBC: bbc.co.uk homepage - Home of the BBC on the Internet, <http://news.bbc.co.uk/>, referred to on 2005-2-28.
- Chen, T. C.: Experimental study on the solitary wave reflection along a straight sloped wall at oblique angle of incidence, US Beach Erosion Board Tech. Memo., No. 124, 24p., 1961.
- Hiroi, I.: On a method of estimating the force of waves, 東京帝大工科紀要, Vol.10, No.1, 19p., 1919.
- Matsutomi, H.: Two-dimensional behavior of a strong bore over a sloping beach, Jour. of Hydraulic, Coastal and Environmental Engineering, No. 740/II-64, pp.197-208, 2003.
- Matsutomi, H. and Imai, K.: Reflection of an obliquely incident bore from an inclined wall, Proc. of 29th Intl. Conf. on Coastal Eng., ASCE, pp.617-628, 2005.
- Matsutomi, H., Sakakiyama, T., Nugroho, S. and Matsuyama, M.: Aspects of inundated flow due to the 2004 Indian Ocean Tsunami, CEJ, Vol.48, No.2, pp.167-195, 2006.
- Matsutomi, H., Ohnuma, K., Suzuki, A. and Imai, K.: Governing equations for inundated flow in vegetated area and similarity law for trunk, Proc. of 30th Intl. Conf. on Coastal Eng., ASCE, pp.1638-1650, 2007.
- Matsutomi, H., Fujii, M. and Yamaguchi, T.: Experiments and development of a model on the inundated flow with floating bodies, Proc. of 31st Intl. Conf. on Coastal Eng., ASCE, Vol.2, pp.1458-1470, 2009.
- Shuto, N.: The Nihonkai-Chubu earthquake tsunami on the north Akita coast, Coastal Engineering Japan, Vol. 28, pp. 255-264, 1985.
- Shuto, N.: Tsunami intensity and disasters, Tsunamis in the World, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, pp.197-216, 1993.
- Shuto, N.: Damages to houses by the 1964 tsunami in Crescent city, California, IUGG XXIII General Assembly, JSS07/09P/A02-003, 2003.