

津波による海岸被害の予測方法の改良

Improvement of Prediction Method of Coastal Damage due to Tsunami

山本吉道¹・ウィブール ウッチャン²・有川太郎³

Yoshimichi YAMAMOTO, Wibool WUTTHIYAN and Tarou ARIKAWA

The following improvements on tsunami damage predicting are examined in order to decrease the tsunami damage:

1) It is checked that the destructive evaluation of buildings of a wide area due to tsunami can be efficiently performed with the numerical model which can calculate a flood of only land area with good accuracy and the gate type Rahmen model. 2) The limit of inundation height that human-beings can stand up to tsunami is obtained using data of a large-scale model experiment. This limit is determined by a slide and changes in the range of 20cm - 40cm with sex and height. 3) When the overflow of tsunami occurs on the land area of a steep slope, a strong back-flow will occur. Therefore, a calculating method which can be used for the stable examination against it is also proposed.

1. はじめに

巨大津波の発生を現在の科学技術で止めることは無理であるが, どのような被害が発生するかを正確に予測できれば, その被害を最小に押さえることが可能になる. 本研究では, (1)広い浸水域の効率良い構造物被害評価法, (2)津波に対する人体の安定限界の評価法, (3)壁体の安定検討で見落としがちな津波の戻り流れの評価法を提案する.

2. 陸域だけの浸水予測計算法

(1) 津波浸水予測モデル

a) 数値モデルの基本構造

津波の伝播計算は, 地震情報を基に震源地から行うことが自然であり, すでに複数のモデルが発表されている. 本予測モデルの開発では, 陸域での津波防災対策のために, 陸域の構造物条件等を各種変えて比較・検討する場合を想定しており, 震源地からの伝播計算より対象海岸線上での津波高分布の経時変化を予め求めておき, この津波高分布を式(4)に代入して求める線流量を海岸線から入力させ, 陸域だけの浸水計算を行えるようにして, 多数の比較シミュレーションが細かな格子で容易に出来るように工夫した.

その基本式を次に示す. ここで, 2次元コントロール・ボリューム内には, 構造物などにより, 浸水されない部分が存在すると考えて, 浸水面積比 S を考慮している. ただし, 連続式の左辺第一項と二項は, 本コントロール・ボリューム内での x と y 方向への流入出量を考えているため, 面積比 S ではなく, y と x 方向に平行な辺の浸水部分

の割合 f_y と f_x を用いている.

$$\frac{\partial f_y q_x}{\partial x} + \frac{\partial f_x q_y}{\partial y} + \frac{\partial S \eta}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{S q_x^2}{d} \right) + \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{S q_x q_y}{d} \right) + g d \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial x} \quad (2)$$

$$\left[d \nu_t S \frac{\partial (q_x/d)}{\partial x} \right] - \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial y} \left[d \nu_t S \frac{\partial (q_x/d)}{\partial y} \right] + \frac{f_c}{d^2} Q q_x = 0$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{S q_y q_x}{d} \right) + \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{S q_y^2}{d} \right) + g d \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial y} \quad (3)$$

$$\left[d \nu_t S \frac{\partial (q_y/d)}{\partial x} \right] - \frac{1}{S} \frac{\partial}{\partial y} \left[d \nu_t S \frac{\partial (q_y/d)}{\partial y} \right] + \frac{f_c}{d^2} Q q_y = 0$$

ここで, q_x と q_y は x と y 方向の線流量, η は水位, d は水深, g は重力加速度, ν_t は浸水の渦動粘性係数, f_c は構造物・樹木による抵抗係数で, 栗城ら(1996)に従って設定する.

基本式はYamamoto (2006)に倣って差分化し, Crank-Nicholson 方法を用いて時間差分を行うため, 計算時間間隔をC.F.L.安定条件によって決め, 計算値が収束するまで繰返し計算する.

b) 海岸線から流入する線流量の求め方

① 海岸線に位置する海岸堤防や浜崖の上の越流厚 d_o が既知の場合, 線流量 q_x は, 高梨ら(2005)が本間の越流量式を基に長波の水理模型実験より決定した式(4)から求める:

$$q_x = 0.55 d_o \sqrt{g d_o} \quad (4)$$

② 海岸線に位置する壁に残った痕跡高 H と同位置の海岸堤防や浜崖の天端高 hc が既知の場合, 最大線流量は式(5)から求められる:

1 フェロー 博(工)東海大学教授大学院理工学研究科
2 修(理)モンクット王工科大学講師土木工学科
3 正 会 員 博(工)(独)港湾空港技術研究所主任研究官

$$q_{x\max} = 0.2(H - hc)\sqrt{g(H - hc)} \quad (5)$$

式(5)は、次のようにして得られた。壁に遮られる津波の位置エネルギーが、堤防を越流する場合の位置エネルギーと運動エネルギーに等しいとおけば、

$$H = (d_o + h_c) + \frac{u^2}{2g}, \quad u = Fr\sqrt{gd_o} \quad (6)$$

ここに、 u は津波の入射流速で、 Fr はフルード数(既往事例による参考値: $Fr=1.0\sim1.6$)である。式(6)から求める d_o の式を式(4)に代入すれば式(5)の原型が得られ、後述するKhaoLak海岸での検証計算から最適な係数を決めると式(5)になる。

なお、水深 d の河口部がある場合、河口部での平均水面上の津波高 d' は次式から求まる:

$$d' = (2H - d)/3 \quad (7)$$

本式もエネルギー保存則による次式から求めた、

$$H = d' + \frac{u^2}{2g}, \quad u = \sqrt{g(d + d')} \quad (8)$$

河口部での実際の流速は、式(8)に河川流速を考慮する必要があるが、ここでは津波エネルギーだけを考えている。

(2) 構造物倒壊判定法

浸水深から陸上構造物の被害を予測する方法については、被災事例に基づく破壊程度と浸水深を経験的に結びつけた松富ら(1994)の研究がある。しかし、複雑な建築物も、門型ラーメン要素に分解できるならば、ラーメンの柱が壊れば倒壊すること、その柱間隔などの寸法は窓枠などの規格や人体寸法を基準に決められていることから、少数のパターン化された門型ラーメンの強度計算問題に帰着できる。

2004年12月のインド洋津波による浸水被害を被ったタイ国 KhaoLak 海岸で、主要な建築物のパターン化を行うと、次のようになる。柱間隔が5mで、1階の高さが約3mの2階建てコンクリート製建築物(主にホテルや別荘)が多数あった。柱は複鉄筋コンクリート断面で、1辺の幅は20cm~40cm程度、断面鉄筋比は0.0365程度と見なせた。壁はブロックを積み上げて、表面をモルタルで被覆した幅10cm~20cmのものが多かった。これらの情報を基に、建築物の骨組みと荷重分布を、図-1に示すようにモデル化した。ここで、津波力は飯塚ら(2000)の流体力式から求め、流速のフルード数は1.1とする。この門型ラーメンの海側柱の根元部での応力計算から、浸水深に対して壊れないために必要な柱幅を求めると、図-2(a)のようになった(具体的な算定式は、Yamamotoら, 2006などを参照)。壁体に対しても、無筋コンクリート断面

によるモデル化から、浸水深に対して壊れないために必要な壁厚さを求めると、図-2(b)のようになった。

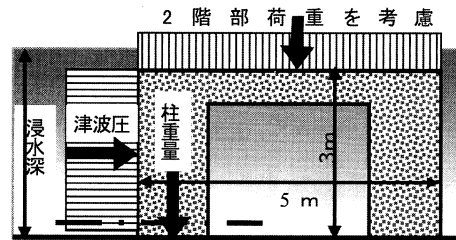


図-1 KhaoLak海岸における代表的な建築物のモデル化

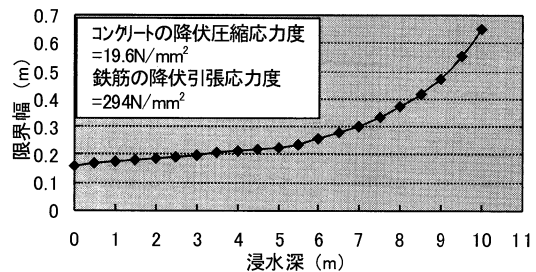


図-2(a) 複鉄筋コンクリート柱の限界幅

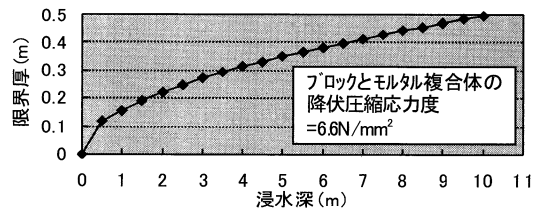


図-2(b) 無筋コンクリート壁の限界厚

(3) 再現性検討事例

インド洋津波による KhaoLak 海岸の浸水被害に対して、本評価法を適用する。まず、海岸線上の津波高の経時変化は近隣海岸の潮位変化に相似であると仮定し、KhaoLak 海岸に最も近い Kuraburi 観測所の潮位記録から図-3に示す最大津波高($H_{\max}$)に対する津波高(H)の経時変化を求めた。

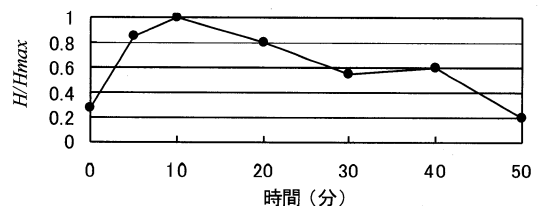


図-3 KhaoLak海岸北端での潮位変化

次に、山本ら(2007)の既往調査結果から図-4に示す海岸線上の津波の痕跡高と浸水域を求めた。そして、本図の各地点A~Gの津波痕跡高を最大津波高と見なし、各

地点間の最大津波高にはこれらの内挿値を用い、その経時変化は図-3に従うとして、時々刻々の線流量を式(5)から求めた。この線流量を海岸線上から流入させて、KhaoLak 海岸の浸水計算を、浸水域がピークとなる50分後まで行った。なお、海岸線上の初期の津波高は0mでなく、3m前後の値となるが、海岸線上の地盤高が3m程度か、それ以上あるので、全海岸線上での初期の線流量は $0\text{m}^2/\text{s}$ となっている。

50分後の浸水深分布の計算結果を図-5に示す。地点A～Gとa～cでの最大浸水深を計算結果から取り出し、図-2(a), (b)にプロットして柱幅と壁厚の破壊限界値を求め、対象地点の建築物の破壊程度を推定すると表-1の左から第4列目と第5列目のようになった。表-1の実際の浸水深と破壊状況(写真-1を参照)は、山本ら(2007)の既往調査結果にタイ国Phang Nga県資料で追加・修正した

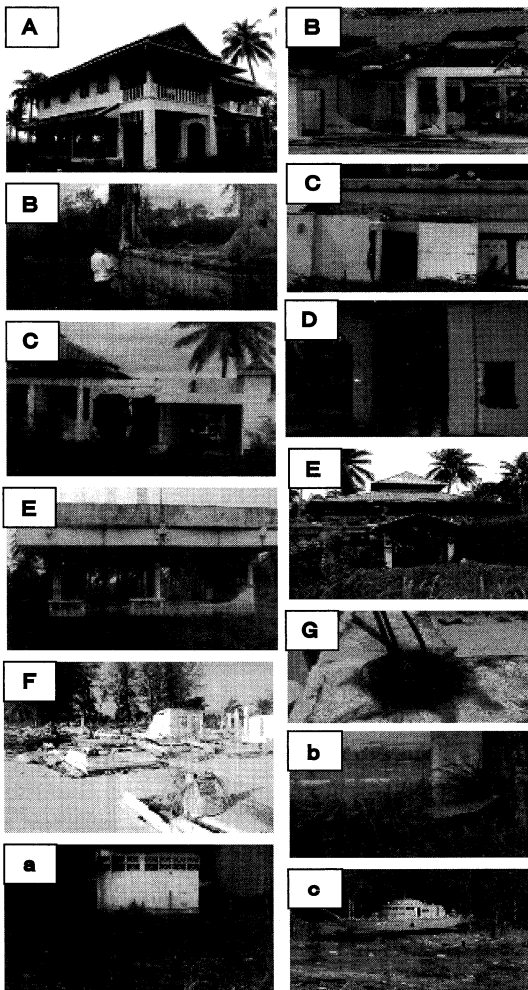


写真-1 KhaoLak海岸でのインド洋津波による被災状況 (2005)
(アルファベットで示される対象位置は図-4の丸十字地点)

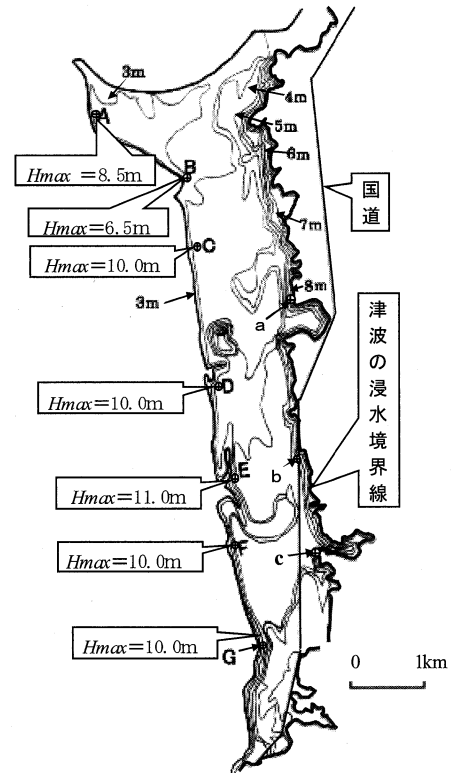


図-4 KhaoLak海岸での津波痕跡高 (H_{max}) と浸水境界

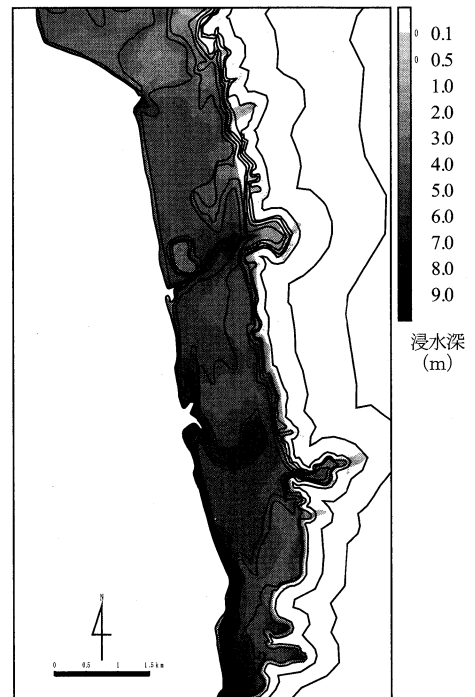


図-5 KhaoLak海岸での津波の浸水再現計算
(計算開始50分後：浸水ピーク時)

表-1 建築構造物の被害状況の実際と計算による場合との比較

調査地点	実際の浸水深	実際の破壊状況	計算による浸水深	推定された破壊状況	実際と推定の一致度
A	4.0m	1階の柱は幅20cm以上であったから、多くが残ったが、壁は厚さ20cm以下の箇所は破壊された	4.0m	実際とほとんど同じ破壊状況になる	○
B	4.0m		4.0m		○
C	5.0m		4.8m		○
D	4.5m		4.8m		○
E	4.5m		5.0m		○
F	6.5m	1階の壁は厚さ20cm以下であったから、簡単に破壊された。幅25cm以下の柱も根元から折れるため、該当する家屋は全壊となった	6.5m	実際と同じ破壊状況となる	○
G	6.5m		7.5m	幅30cm以下の柱は根元から折れるため、実際より、やや多い家屋が全壊となる	△
a	1.5m	家屋外壁は厚さ20cm程度であったから、被害無し	0.5m	家屋外壁に被害無し	○
b	1.0m	幅10cmのブロック壁が転倒した	1.0m	実際と同じ破壊状況となる	○
c	0.5m	小型警備艇が漂着していた	0.5m	小型警備艇の移動限界	○

ものであり、破壊状況の実際と推定は比較的良く一致していると言える。

3. 人体に対する安定限界水深

有川ら(2006)が大規模水理模型実験から、成人男女の津波に対する安定限界水深の目安を求めている。本研究では、人体を図-6に示すようにモデル化し、国の統計資料(AIST人体寸法データベース, 1991~1992; 文科省平成17年度学校保健統計調査など)を基に、一人で避難出来ると考えられる5歳から、成長がほぼ停止する17歳までについて、男女別に、年齢ごとの平均身長に対する比で人体の各部位の寸法を設定し、津波に対する男女別・身長別の安定限界水深を図-7を作成した。

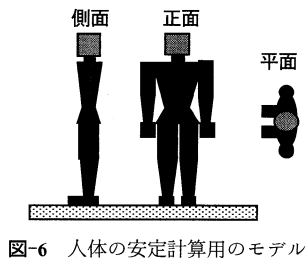


図-6 人体の安定計算用のモデル

図-6に示す直立姿勢の人体へ、飯塚ら(2000)の流体力式から求まる津波力が正面から作用した瞬間の安定計算を行った。スベリの安定計算で必要になる地面と靴底面との摩擦係数は、港湾空港技術研究所で行われた実物

大実験結果(有川ら, 2006)を用いて平均値を求め、男性の場合は0.350, 女性の場合は0.195とした。ただし、被験者が履いていた靴はゴム長靴であり、安定性の悪い靴を履いた場合の限界水深は、より小さくなること、個人間の筋力差は無視されていること、抵抗力は姿勢を低くすれば、より大きくなることに注意する必要がある。

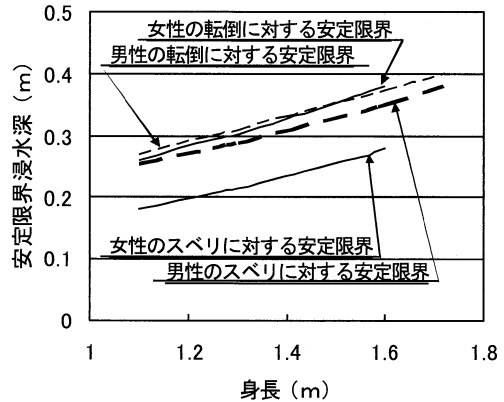


図-7 津波に対する身長と安定限界浸水深の関係

4. 津波の戻り流れに対する護岸の安定検討法

写真-2は、観測部長さ20m, 幅0.5m, 高さ0.8mの二次元造波水路に、細砂で1/15勾配の地形を造り、高さ15cm, 幅2cmのコンクリート製護岸を陸側地盤より4cm突出させて設置し、護岸から内陸40cm間は円盤型電磁流速計を埋設するため、ベニヤ板で被覆し、さらに内陸部はアスファルト舗装を想定してアクリル板で被覆し、護岸前面水深8cm, 沖合一定部水深30.8cmで、波高17.5cm, 周期5.0sの長波を入射させたときの状況を示しており、入射時に壊れなかった護岸が戻り流れ時に転倒した。

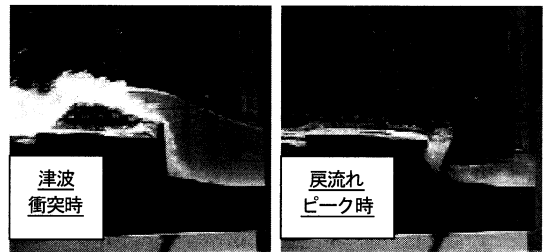


写真-2 天端4cm突出護岸での越流・戻り流れ状況

戻り流れ時は、図-8に示すように、護岸自重以外に抵抗力となるものが無い場合が普通であるため、戻り流れが少しでも大きくなると不安定になるから、戻り流れ時の安定計算を本実験ケースに対して行くと、天端突出高が0cmの場合の安全率は1を越えたが、突出高が4cmの場合の安全率は1未満となった。

表-2 Patongビーチでの護岸の戻り流れに対する安定計算結果(寸法等の詳細は Yamamoto ら, 2006 を参照)

戻り流れの 浸水深 (m)	護岸の 天端高 (m)	地盤 高 (m)	戻り流れ の流速 (m/s)	戻り流れ の流体力 (N)	陸側の 全静水圧 (N)	全主動 土圧 (N)	破壊 力 (N)	護岸 厚 (m)	堤防の 重さ (N)	抵抗 力 (N)	安全率 (-)
0.73	5.0	4.0	4.2	13454	112916	5643	132012	1.0	112700	67620	0.5

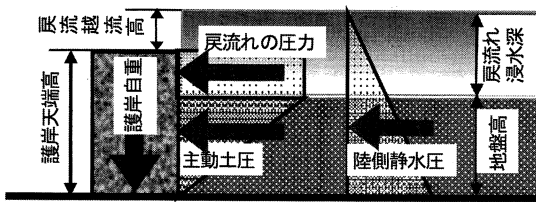


図-8 戻り流れ時の力の釣合い

すなわち、通常周期の高波ならば減衰して安全な海岸でも、長周期の津波ならば減衰せずに押し寄せる可能性は高く、一度越流が生じた場合、陸側地盤が急勾配であると、戻り流れが無視できない強さになって、入射時に壊れなかった護岸が戻り流れ時に転倒する可能性を指摘できる。インド洋津波のように、2波目の方が大きい場合には、被害の増大に繋がるので、急勾配斜面での戻り流れによる流体力の算定法を提案する。

流速の二乗に比例する流体力式を用いるならば、突出壁が無い場合の戻り流速 u_r と水流厚 h_r を求める必要がある。これらの値を求める算定式は、一様斜面上での水塊自重の斜面方向成分と斜面上の摩擦抵抗力の釣合、および、斜面上の打上げ高さと陸側の護岸近傍の対象位置間でのエネルギー保存則から誘導でき、式(9)、(10)のようになる。

$$u_r = \frac{\sqrt{2 \sin \theta}}{f} \sqrt{gh_r} \quad (9) \quad h_r = \frac{\frac{1}{2}(R-Z)f}{\sin \theta + f} \quad (10)$$

ここで、 θ は陸側斜面の勾配角、 f は地表面の摩擦係数(ここでは0.05を用いた)、 Z は陸側対象位置の地盤高、 R は打上げ高でFreeman & LeMehaute (1964)の式などが使える。

写真-2に示す模型セットで、沖側入射波高を15cm～19cm間で変化させ(護岸前面入射波高で7.9cm～10cm)、コンクリート護岸に埋め込んだ水圧計によって単位幅当りの戻り流れ力を計測すると、1.4N/m～3.3N/mであった。式(9)、(10)と飯塚ら(2000)の流体力式より計算すると、1.4N/m～3.7N/mであった。これより本算定法は有効であると判断して、タイ国Phuket島Pantongビーチ北端部のコンクリート・ブロック積上げ式護岸の転倒事例に適用すると、表-2に示すように妥当な結果を得た。なお、地盤の内部摩擦角には28度、護岸底面の摩擦係数には0.6を用いている。

5. 主要な結論

本研究における主要な結論は、以下の通りである。

- a) 陸域だけの計算によって細かな格子の採用を可能に

すること、建物などによる格子間での非浸水面積を考慮することによって、計算精度の低下を防ぐように工夫した本浸水計算モデルと、本格的な設計に依らなくても、主要部材の寸法と強度の違いを簡易的であるが考慮できる門型ラーメン・モデルを組み合わせれば、津波による広域の一般建造物の破壊評価予測が、効率良くできることを確認した。

- b) 人間が津波に対して安定でいられる限界浸水深は、図-7に示されるように、スベリで決定され、性別と身長によって異なってくるが、20cm～40cmの範囲にある。

- c) 津波による越流が急な勾配の陸側地盤で生じた場合、強い戻り流れの発生が予想されるが、これによる安定検討に使える算定法を提案できた。

以上の評価法は、避難計画や施設防災計画の策定に資することが期待される。なお、浸水計算結果の流速を用いて、建造物の破壊評価を行う方が自然に思えるが、主流となっている破壊関数が浸水深との関係で表されていること、目視水深や痕跡高による評価が容易であることから、本論文では浸水深から破壊評価を行った。

参考文献

- 有川太郎・大坪大輔・中野史丈・下迫健一郎・高橋重雄・今村文彦・松富英夫(2006): 遡上津波力に関する大規模実験, 海岸工学論文集, 第53巻, pp.796-800.
- 飯塚秀則・松富英夫(2000): 津波氾濫流の被害想定, 海岸工学論文集, 第47巻, pp.381-385.
- 栗城稔, 末次忠司, 海野仁, 田中義人, 小林裕明(1996): 氾濫シミュレーションモデル・マニュアル(案), 土木研究所資料, 第3400号, 197p.
- 高梨弘晃・山本吉道(2005): 高波や津波による海岸堤防・護岸の破壊機構の解明と破壊限界値の平塚・茅ヶ崎海岸への適用, 東海大学紀要工学部, 第45巻, No.2, pp.53-58.
- 松富英夫・首藤伸夫(1994): 津波の浸水深, 流速と家屋被害, 海岸工学論文集, 第41巻, pp.246-250.
- 文部科学省(2005): H17年度学校保健統計調査, 同ホームページ.
- 山本吉道・ウィブール ウッチャン・飯田邦彦・河合恭平(2007): 一般地理情報とインド洋津波被害資料を用いた津波被害の広域推定法構築の試み, 海洋開発論文集, 第23巻, pp.81-86.
- AIST(1993): 人体寸法データベース1991-92, 同ホームページ.
- Freeman, J.C. and Mehaute, B.L. (1964): Wave breakers on a beach and surges on a dry bed, Proc. ASCE, Vol.90, No. HY2, pp.187-216.
- Yamamoto, Y., H. Takanashi, S. Hettiarachchi and S. Samarawickrama(2006): Verification of the destruction mechanism of structures in Sri Lanka and Thailand due to the Indian ocean tsunami, Coastal Engineering Journal, Vol.48, No. 2, pp.117-145.
- Yamamoto, Y.(2006): Design process of coastal facilities for disaster prevention, Proceedings of the School of Engineering, Tokai University, Series E, Vol.31, pp.11-19.