

津波による海底地形変化に関する研究

藤井直樹*・大森政則*・高尾 誠**
金 山 進***・大谷英夫****

1. はじめに

津波の検討については、これまでは主に水位を対象に実施されてきたが、砂移動という観点での検討はほとんど実施されてこなかった。ところが近年になって、チリ津波の際の被害報告等をもとに、大規模な津波により浅海域で生じる侵食や堆積が原因で港湾構造物の倒壊や取放水口の閉塞等の恐れがあることが指摘され（首藤，1989），その検討が急務となっている。しかし、津波時の流況や砂移動のメカニズムに関しては、現時点では十分把握されているとは言えず、津波による海底地形変化の評価手法の確立には至っていない。

このようなことから、津波による海底地形変化を定量的に把握することを目的に、本研究では、2次元水槽を用いた津波時砂移動実験、港湾模型を用いた津波時流況実験、これらの実験の数値解析による再現計算等を実施してきた。分裂及び砕波伴う津波の流速再現計算、港湾を対象とした津波時の平面流況の再現計算については、良好に再現できることを既に報告した（藤井ら、1996、1997）。

津波による海底地形変化について検討するための課題としては、①外力および砂移動の程度が大きいため用いるべき流砂量則自体に検討の必要があるという問題、②外力が空間的に急激に変化する場所では非平衡性が卓越し局所流砂量則のみでは現象を十分に表現できないという問題が挙げられる。本研究では、これらの課題に対し、①大きなシールズ数を発生させた移動床実験および現地データに対する検証、②狭窄部を有する開水路での移動床実験を実施することにより、津波の外力特性を反映した地形変化モデルについて検討した。

2. 非平衡場での実験方法

実験に用いた海底形状を図-1に示す。実験では循環流装置付きの2次元水槽(長さ47m×幅0.8m×深さ1.5m)を用い、津波特有の周期の長い流れと大きなシー

・	正会員	東電設計(株)	原子力土木部
・	正会員	工修 東京電力(株)	原子力技術部
・	正会員	工修 五洋建設(株)	技術研究所
・	正会員	工修 大成建設(株)	技術研究所

ルズ数を発生させた。実験水槽は、著者ら(小林ら, 1996)が実施したトラップ実験と同じものである。小林ら(1996)は最大シールズ数で2程度発生させたが、今回はさらに大きなシールズ数を発生させるため、2次元水槽内に、平面図に示すような漸縮区間2m、一様幅区間2m、漸拡区間6mの狭窄部を設置した。小林ら(1996)の実験ではトラップによる流砂量を計測することが目的であったが、今回の実験では地形変化を計測した。

流れの吹き出し口および吸い込み口の外側には鉛直壁を設置し、流れは循環流装置で発生させた。実験は流量制御により行い、制御信号には半周期分の正弦波の始動時と停止時をゼロに漸近するように変形させた波形を用いた。実験では大きなシールズ数が10程度となるように流量及び水深を設定し、周期については100秒とした。

実験は外力場を詳細に把握することを目的とした固定床実験と、地形変化を計測することを目的とした移動床実験よりなる。固定床実験では図-1の①～⑬の各計測点で水位および流速を計測した。計測には抵抗線式波高計と電磁流速計を用いた。また、流速の鉛直分布を漸縮部終端⑤⑥、一般部終端⑦⑧、漸拡部終端付近⑩⑪で計測した。計測深さは底面から6, 9, 12.5, 20, 40, 100, 250 mmとした。

移動床実験では、図-1の3測線について砂面計により通水前後の海底地形を計測し、地形変化量を求めた。実験で用いた底質は、豊浦標準砂（中央粒径 $d=0.075$ mm, 比重=2.65）である。なお、一樣部での最大流速は

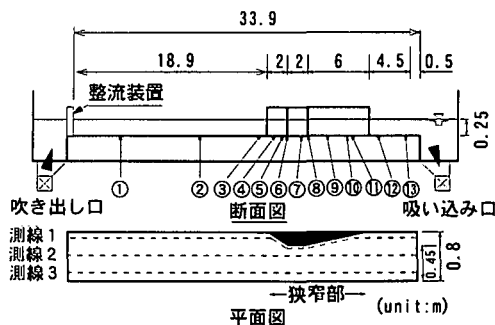


図-1 非平衡場での実験に用いた模擬海底形状

1.45 m/s, 最大シールズ数は9であった。

3. 実験に基づく地形変化モデルの検討

(1) 流砂量式の検討

小林ら (1996) は流砂量がシールズ数 ψ の1.5乗に比例するとして, トラップ実験により適切な流砂量係数を求めた。このとき, 比較対象とした流砂量式はシールズ数 ψ の2.5乗で表す Brown 式であるが, 流砂量係数については検討していない。そこで本研究では, シールズ数 ψ の1.5乗の式 (1) と2.5乗の式 (2) についてトラップ実験により捕らえられた流砂量に基づいて再検討した。

$$q = A_1 \psi^{1.5} (sgd^3)^{0.5} \dots\dots\dots (1)$$

$$q = A_2 \psi^{2.5} (sgd^3)^{0.5} \dots\dots\dots (2)$$

$$\psi = (u^*)^2 / (sgd^3) \dots\dots\dots (3)$$

ここに, s : 底質の水中比重 (=1.65), g : 重力加速度, d : 底質の粒径, u^* : 摩擦速度, A_1, A_2 : 係数である。

式 (3) 中の摩擦速度 u^* の算出にあたっては, 次式を示す対数則を用いた。

$$u^* / U = \kappa / \{\ln(h/z_0) - 1\} \dots\dots\dots (4)$$

ここに, κ : カルマン定数 (=0.4), U : 鉛直平均流速, h : 水深, z_0 : 粗度高さ (= $ks/30$), ks : 相当粗度である。小林ら (1996) は相当粗度 ks として移動床の効果を考慮した $ks = 5\phi d$ (Wilson・Nnadi, 1992) を用いたが, 今回の検討では $ks = d$ とした。

図-2 は周期80秒の場合の摩擦速度の経時変化であり, 立ち上がり部を除けば定常乱流解と実験による結果が概ね一致している。立ち上がり部は別途検討した結果から流れは層流であり, 砂移動が生じないため流砂量フラックスの算出には問題ない。

このようにして得られた流砂量フラックスから, トラップの開放時間を通して漂砂量フラックスの積分値

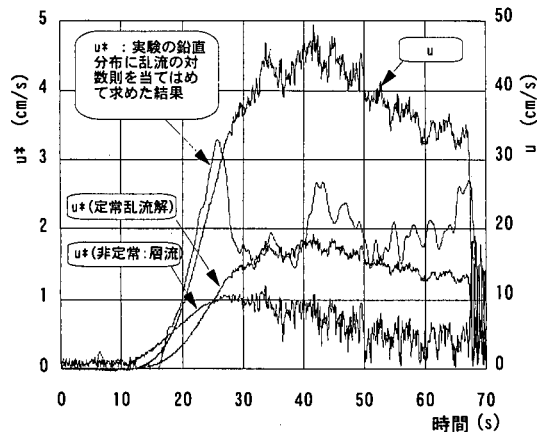


図-2 摩擦速度の経時変化 (周期80秒)

V (cm^3/cm) に基づき, トラップ補砂量 M ($= VB(1 - \lambda)\rho_s$) を算出した。ここに, B : トラップ幅 ($=9.5\text{ cm}$), λ : 底質の空隙率 ($=0.4$), ρ_s : 底質の比重である。

トラップの計算結果を表-1に示す。式 (1), (2) 中の係数 A_1, A_2 は実験の流砂量に一致するように周期80秒, 100秒それぞれについて求めた。その結果, 係数 A_1 は両周期ともほぼ58となったため, この値を用いた。係数 A_2 は周期80秒のとき43.5, 周期100秒のとき32.7とばらつく結果となったため, 平均値の38を用いた。表-1から, $\psi^{1.5}$ 型の流砂量の方が $\psi^{2.5}$ の Brown 型よりも実験結果を良く再現できていることが分かる。

表-1 流砂量 (g)

	周期80秒	周期100秒
実験	305	655
$\psi^{1.5}$ 型 ($A_1=58$)	309	654
$\psi^{2.5}$ 型 ($A_2=38$)	266	760

(2) 底面せん断応力の評価

非平衡場での固定床実験で得られた流速鉛直分布は, 流れの加速時, 狭窄部の漸縮部で一様化し, 減速時および漸拡部で傾きが大きくなった。この原因は, 流れの加速減速に伴う圧力勾配の影響による。図-3に漸縮部の底面近傍の流速分布に対数則を適用して求めた u^* の実験結果を示す。図には小林ら (1996) が津波下で適用できるとした u^* の評価式 (4) も併示した。実験結果は式 (4) に比べかなり大きい。これは, 漸縮部で流速の鉛直分布が一様化した結果, 底面せん断応力が増大し, 圧力

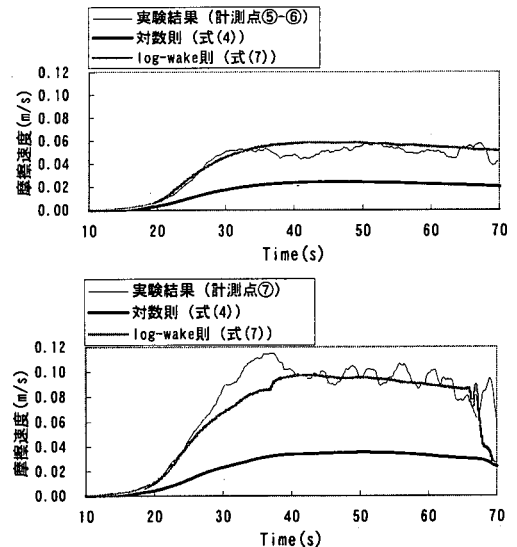


図-3 log-wake 式 (7) による摩擦速度

勾配の影響を無視した式 (4) の適用範囲を越えているためと考えられる。

圧力勾配下における開水路の底面せん断応力の評価方法については、例えば禰津ら (1995) により検討されているもの、非定常流に対しては未だ結論が得られているとは言い難い。本論文では、津波による地形変化モデル、流砂量式の検討に主眼を置くため、この問題は別途改めて報告することとし、ここでは、実験結果に基づいて作成した u^* の評価式の概要を述べる。

u^* は、流速分布の log-wake 則 (式 (5)) を鉛直方向に積分した式 (7) で計算した。式 (5) 中の対数則からのずれ (wake) の大きさを表すウェイクパラメタ Π および積分定数 A_r は禰津ら (1995) にならい圧力勾配パラメタ β の関数として式 (9), (10) で与えた。式 (9), (10) は、流速鉛直分布から求めた A_r およびウェイクパラメタ Π と、流速分布の計測断面間で得られた β との回帰式である。ただし、 Π の決定に際しては海底面上 10 cm の高さでは wake 関数 $w(\xi)$ が 1 になるものと仮定した。

$$\frac{u}{u^*} = \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{k_s}\right) + A_r + \frac{\Pi}{\kappa} w(\xi) \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$w(\xi) = \sin^2\left(\frac{\pi}{2}\xi\right), \quad \xi = \frac{z}{\delta} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$u^* = \frac{U}{\left\{\left(\frac{1}{\kappa}\right)\ln\left(\frac{\delta}{k_s}\right) + A_r - \left(\frac{\delta}{h\kappa}\right) + \left(2 - \frac{\delta}{h}\right)\left(\frac{\Pi}{\kappa}\right)\right\}} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$\beta = -\frac{h}{U^2} \left(\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} \right) \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$\left. \begin{aligned} A_r &= 10 \tanh\{100(\beta - \beta_0)\} \\ &\quad \cdot [2 \tanh\{2(\beta - \beta_0)\} + 1] + 8.5: \beta < \beta_0 \\ A_r &= 8.5 \quad \quad \quad : \beta \geq \beta_0 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\Pi = 0.7 \tanh(100\beta) \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 z : 海底からの高さ、 δ : 境界層厚、 β_0 : 数値計算で生じる β の実験との誤差を補正する係数 (今回は 0.03 とした) である。 δ は、1 次元流れの計算と並行してカルマンの運動量方程式 (例えば、日野, 1993) を数値計算して求めた。なお、本研究における計算では、 δ を直接解かず本検討で得られた β と δ の回帰式 (11) を使用した。

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \{\exp(-8\sqrt{|\beta|}) + 0.02\}h & : \beta < 0 \\ \delta &= h & : \beta \geq 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (11)$$

図-3 に、これらの式を用いて計算した摩擦速度の経時変化を示した。 u^* の計算結果は、実験結果と良好に一致し、以降の地形変化モデルの検討に使用できるものとみなせる。

(3) 地形変化モデルの検討

強い圧力勾配下において十分適用できることが確認できた log-wake 則を用い、地形変化モデルについて検討した。まず、本研究に用いる地形変化モデルの概要について説明する。

本研究では、全流砂量の一部がその場所での外力に一義的に支配される局所フラックスとして挙動し、残りが浮遊成分として単層の移流拡散方程式に従って挙動する局所フラックス・移流拡散混合モデル (以後「混合モデル」とする) を導入した。このモデルでは浮遊砂濃度の鉛直分布に関する非平衡性までは考慮できないが、外力の急変に対する全流砂量フラックスの追従の遅れによって現れる非平衡性は考慮することができる。混合モデルは、式 (12), (13) の浮遊砂濃度連続式と海底地盤高連続式からなる。

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial (UC)}{\partial x} = \frac{E - wC_b}{h + \eta} \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$\rho_s(1 - \lambda) \frac{\partial \eta_b}{\partial t} + E - wC_b + \alpha \rho_s(1 - \lambda) \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 C : 鉛直平均濃度、 E : 巻き上げ率、 w : 沈降速度、 C_b : 底面濃度、 η : 水位、 η_b : 地盤高、 α : 局所的な外力のみに移動を支配される成分が全流砂量に占める比率である。

浮遊砂濃度の鉛直分布 $C(z)$ は鉛直拡散係数 k_z を用いて、

$$C(z) = C_b \exp\left(-\frac{w}{k_z} z\right) \quad \dots\dots\dots (14)$$

と仮定した。また、鉛直拡散係数 k_z は未定定数 a を用いて以下のように仮定した。

$$k_z = \kappa u^* h \times a \quad \dots\dots\dots (15)$$

巻き上げ率 E は、平衡状態における浮遊砂移流フラックスが全流砂量フラックス q の $(1 - \alpha)$ 倍となる条件から以下のように与える。

$$E = \frac{(1 - \alpha) q w^2 \rho_s (1 - \lambda)}{U k_z \left[1 - \exp\left\{-\frac{w(h + \eta)}{k_z}\right\} \right]} \quad \dots\dots\dots (16)$$

導入した混合モデルは、浮遊砂濃度の鉛直分布を規定する鉛直拡散係数が大きいほど、また移流フラックス成分の比率が大きいほど非平衡性の効果が大きく現れる。そこで、鉛直拡散係数中の未定定数 a と局所フラックス率 α について非平衡場の地形変化実験に対して良好な再現性が得られるように適切な値を検討した。全流砂量フラックス q は式 (1), (2) の流砂量式から求めるが、係数 A_1 , A_2 については非平衡性の影響により変化する可能性が考えられるため、この係数についても検討することとした。

表-2 地形変化計算により得られた係数

	α	A_1, A_2	a
$\psi^{1.5}$ 型	0.1	80.0	0.2
$\psi^{2.5}$ 型	0.1	8.0	0.2

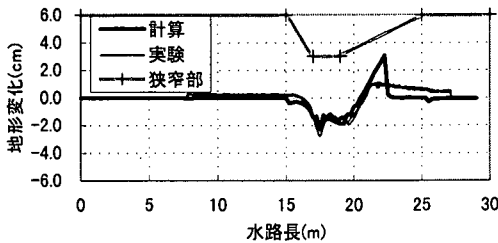


図-4 実験と計算の地形変化の比較

流下方向に設定した3つの測線に沿った地形変化について実験と計算を比較した結果、最も再現性の良かったのが表-2に示す係数である。実験では浮遊砂濃度が下流側でかなり大きくなっており、地形変化を再現するためには局所フラックス率 α を小さくしなければならないことと整合している。係数 A_1 の値はトラップ実験で得られた係数58よりも少し大きい、非平衡場での浮遊砂量が大きいためと考えられる。

図-4は、流下方向に設定した3つの測線に沿った地形変化について実験と計算を比較した結果である。計算結果は表-2で示した最も再現性の良かった $\psi^{1.5}$ 型の係数を用いた場合である。実験による地形変化は狭窄部の上流端から始まり、一様幅区間との接続点で侵食量が最も大きい。この区間内では狭窄部側の壁面近傍の測線3が最も侵食量が大きい。狭窄部の一様幅区間では、侵食しているものの、地形勾配は小さい。漸拡部では下流になるに従い侵食量が小さくなり、堆積に転じている。このような結果は流速の空間分布に対応している。計算結果は、実験結果の侵食位置、侵食量とも良く再現できている。しかし、堆積域では、計算と実験で異なる結果となった。原因は、この場所で跳水が発生したためである。ただし、跳水が発生しても現象は局所的であり、跳水による堆積量に関する計算誤差が海底地形変化に与える影響は比較的小さいと考えられるため、今回得られた諸係数の設定には問題ない。

4. チリ津波時の気仙沼湾への適用

実験で再現性が検証された海底地形変化モデルを用いて、現地地形変化事例に対する再現計算を実施した。水位及び流速場の計算に用いた支配方程式は、非線形長波理論式である。計算は、スタッガード格子、リーブフロッグ法により差分化して解く、一般的な長波の計算手法を

用いた。地形変化事例としては、1960年チリ津波時の気仙沼湾における侵食が卓越した地形変化を取り上げる。気仙沼湾は中央部に狭窄部を有する細長い湾であり、チリ津波時に狭窄部で大きな流速が発生したためこの部分で大きく侵食し、湾奥で堆積している。

現地の再現には局所フラックスモデルと混合モデルについて計算し、地形変化モデルの非平衡性の効果について検討した。局所フラックスモデルには表-1の値、混合モデルには表-2の値を採用し、非平衡場へ適用できるように修正した式(7)のlog-wake則を採用した。ただし、局所フラックスモデルでは対数則を採用している。log-wake則及び対数則で用いる相当粗度 ks は、海底面の不陸を考慮して、近似式(17)より、マンニングの粗度係数 $n=0.025$ 相当の粒径値である $d=46\text{ mm}$ として評価した。

$$\frac{\sqrt{gn}}{ks^{1/6}} = \frac{1}{7.66} \quad \dots\dots\dots (17)$$

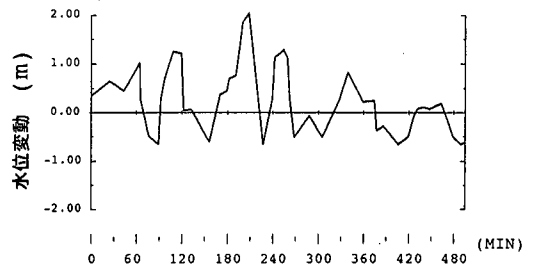


図-5 湾口に与えた入射波形

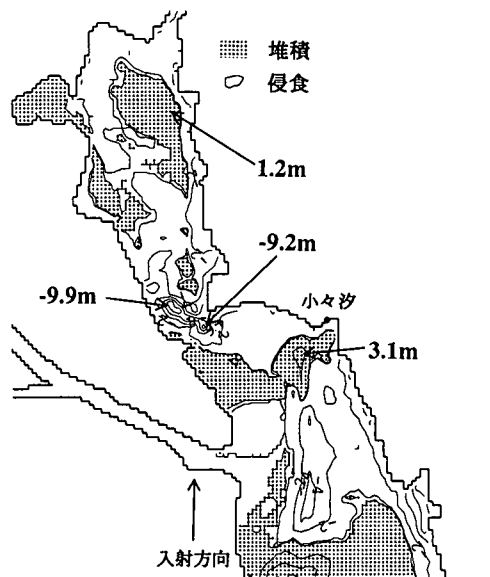


図-6 実測による堆積侵食図

表-3 堆積・侵食量

	総堆積量 (m³)	総侵食量 (m³)	積量/侵食比
実測結果	235,000	2,618,000	0.28
局所フラックスモデル	88,500	92,700	0.95
混合モデル	400,800	1,096,100	0.37

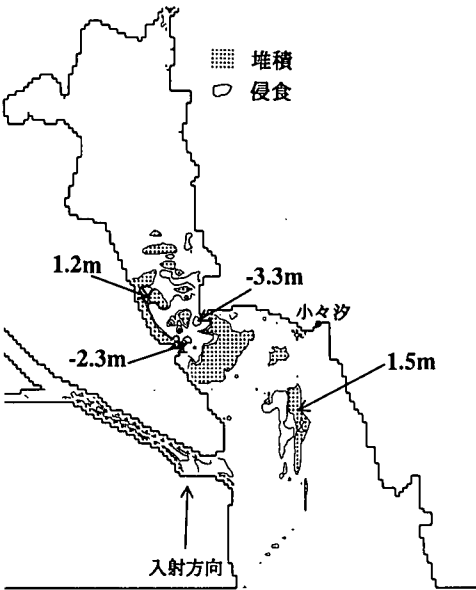


図-7 局所フラックスモデルによる堆積侵食図

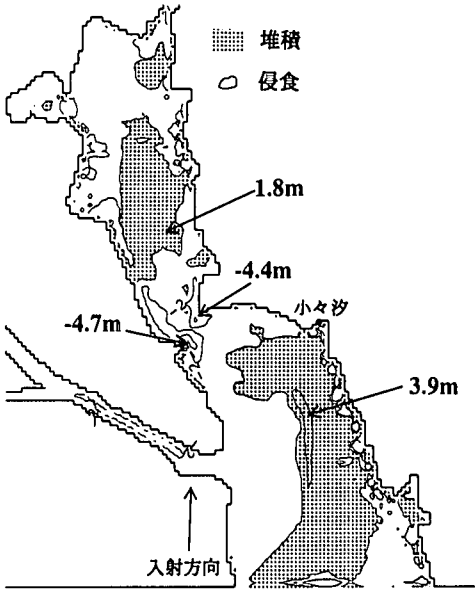


図-8 混合モデルによる堆積侵食図

計算格子間隔 25 m, 時間間隔 1.0 秒として, 8 時間 15 分間の計算を行った。図-5 に示す沖側からの入射波形は, 図-6 に示す狭窄部付近の小々沙での検潮記録を 0.924 倍補正して用いた (高橋ら, 1993)。なお, フルード数, 限界水深等により, 狭窄部付近において射流・跳水は発生していないことを確認した。

流砂量則としてはトラップ実験, 非平衡場での実験を通じて係数の変動が小さかった $q^{1.5}$ 型を採用した。図-7, 図-8 に再現計算結果を示す。局所フラックスモデルによる再現計算では狭窄部付近にしか地形変化が生じていないが, 混合モデルによる計算では湾奥や沖側境界付近が堆積傾向であり, 非平衡性の効果が現れている。堆積侵食の分布パターンの再現性がかなり向上していることが分かる。表-3 に堆積量, 侵食量およびその比について実測と計算の比較を示す。表より, 混合モデルは気仙沼湾における大きな特徴である侵食傾向を概ね再現しており, 局所フラックスモデルと比較して再現性が著しく良くなっている。

5. おわりに

2 次元水槽を用いた津波時移動床実験に基づいて流砂量式, 底面せん断応力ならびに混合モデルについて検討

し, 地形変化予測モデルを構築した。さらに, 予測モデルの有効性を確認するため, 現地地形変化事例に対する検証を実施した。その結果, 非平衡性が強い場においても良好に再現できる海底地形変化予測モデルが提案できた。今後, 提案した予測モデルは, 実際の港湾に津波が来襲した場合に対する防災計画や対策の立案に役立つものと考えている。

謝辞: 本研究を進めるに当たり, 岩手県立大学の首藤伸夫教授, 東北大学の田中仁教授, 今村文彦助教授, 京都大学の髙橋智幸助手から貴重なご指導を頂いたことを記して謝意を表します。

参 考 文 献

小林昭男・織田幸伸・東江隆夫・高尾誠・藤井直樹 (1996): 津波による砂移動に関する研究, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp. 691-695.
高橋智幸・今村文彦・首藤伸夫 (1993): 津波移動モデルの適用性と再現性の検討, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp. 171-175.
首藤伸夫 (1989): 津波による土砂の輸送, 東北大学工学部津波防災実験所研究報告, 第 6 号, pp. 1-56.
福津久・門田章宏・戸田孝史・中川博次 (1995): 加速流および減速流の解析手法とその乱流特性, 土木学会論文集, II-30, pp. 89-97.
日野幹雄 (1993): 流体力学, 朝倉出版, p. 276.
藤井直樹・大森政則・高尾誠・金山進 (1996): 津波の流速計算に関する研究, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp. 291-295.
藤井直樹・大森政則・高尾誠・大谷英夫 (1997): 津波による港内流況の数値計算, 海岸工学論文集, 第 44 巻, pp. 291-295.
Wilson, K. C., F. N. Madi (1992): Motion of mobile beds at high shear stress, Proc. 23 rd Int. Conf. on Coastal Eng., pp. 2917-2925.