

〈特別研究課題〉 海岸保全施設と背後住宅地を一体とした
津波解析と対策工の総合評価
助成研究者 名古屋大学 中村 友昭



海岸保全施設と背後住宅地を一体とした 津波解析と対策工の総合評価

中村 友昭
(名古屋大学)

Integrated analysis of tsunamis and evaluation of comprehensive
countermeasures focusing on coastal protection facilities and residential areas

Tomoaki Nakamura
(Nagoya University)

Abstract :

Tsunami-induced force acting on an inland building located at a residential area behind a coastal protection facility with resilient structure combined with a coastal dike and an embankment was investigated numerically. Numerical results showed that the relationship between the tsunami force considering the erosion of the embankment and that assuming the constant profile of the embankment was affected by the scale of the erosion. This suggested that it is essential to take into account the erosion process of an embankment in assessing tsunami force acting on inland buildings.

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震時には、津波の作用により海岸堤防などの海岸保全施設だけではなく背後の住宅地にも甚大な被害が発生した。このうち、海岸堤防の耐津波安定性に対する検討は広く行われており、その成果が「津波越流に対する海岸堤防の粘り強い構造の要点」[1]等にまとめられている。また、住宅等の建物への作用波圧・波力に対する検討も多く行われており、津波による作用荷重等の基準が国土技術政策総合研究所[2]、FEMA [3]、ASCE [4]等により示されている。

一方、駿河海岸では、上記の要点を踏まえて既設の海岸堤防を粘り強い構造に改良するため、海岸堤防の背後に設計津波高を超える高さの盛土を構築した「海岸堤防と背後盛土が一体となった粘り強い構造」が提案され、その具体的な構造が決定されている[5, 6]。また、その整備も進められて

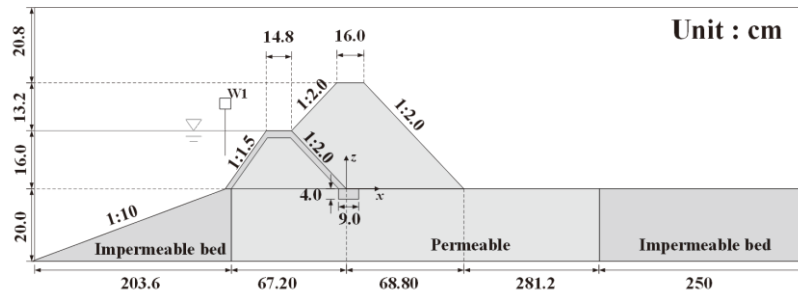


図1 数値計算モデルFS3Mの再現性の検証で用いた計算領域の概略図

いる[7]。しかし、そのような構造を持つ海岸保全施設に盛土を越える津波が来襲し、盛土の侵食が進んでいったとき、盛土を越流した津波には盛土を構成する土砂が大量に含まれ、陸上部では浮遊砂濃度の高い遡上津波となることが想定される。このように高濃度の浮遊砂が含まれる状況を対象に津波力の検討を行った研究は中村ら[8, 9]に限られており、津波が越流し盛土の侵食が進んでいったときに、その背後に立地した住宅等の建物にどのような影響が及ぶのかは明確ではない。

そこで、盛土の侵食とそれに伴う高濃度の浮遊砂の巻き上げが建物への作用津波力に与える影響を明らかにするため、本研究では、駿河海岸で整備が進められている海岸堤防と背後盛土が一体となった構造の海岸保全施設を対象に、3次元流体・構造・地形変化・地盤連成数値計算モデル(Three-Dimensional Coupled Fluid-Structure-Sediment-Seabed Interaction Model; 以下、FS3Mと称する)[10]による数値解析を実施した。具体的には、まず津波の越流による背後盛土の侵食現象を取り扱った犬飼ら[5]の水理実験にFS3Mを適用し、同現象に対するFS3Mの再現性を検証した。続いて、背後盛土の背後に住宅を模した構造物を設置した状況を対象とした数値実験を行い、構造物への作用津波力の特性を主に盛土の有無や盛土侵食の有無の観点から考究した。

2. 数値計算モデルFS3Mの再現性

犬飼ら[5]の縮尺1/25の水理実験のうち、背後盛土の天端高を海岸堤防高以上とし、その盛土を越流する津波を作用させたケースを対象に再現計算を行い、数値計算モデルFS3Mの再現性の検証を行った。なお、水理実験において盛土の侵食形状が沿岸方向に一様であったと考えられることから、本章では計算負荷の軽減のために単位奥行きで断面2次元計算を行った。

2.1 計算条件

図1に計算領域の概略図を示す。犬飼ら[5]と同様に、天端幅148 mm、天端高160 mm、裏法勾配1:2の海岸堤防と幅90 mm、高さ40 mmの基礎工を設定した。ただし、犬飼ら[5]からは表法の詳細と被覆工の厚さが分からなかったため、表法は1:1.5の一樣勾配、被覆工厚は20 mm(現地換算0.50 m)とした。また、海岸堤防の裏法上とその岸側には、天端幅160 mm、天端高292 mm、法面勾配1:2の背後盛土を設定した。移動床の岸側は、次章で住宅を模した構造物を設定することを見越して、犬飼ら[5]と異なり不透過床とした。海岸堤防の沖側は、計算領域の底面と移動床の表面を滑らかにつなぐため、勾配1:10の不透過斜面とした。座標軸は、海岸堤防の裏法尻を原点とする水平岸向きをx軸、鉛直上向きをz軸とした。計算格子のx軸方向の幅は、中村・水谷[11]等の既往の検討を踏まえて、海岸保全施設周辺の $-0.72 \leq x \leq 1.08$ mでは22.5 mm、その岸側の $1.20 \leq x \leq 4.50$ mでは25.0 mmとした。また、z軸方向の幅は、移動床表面近傍の $-0.10 \leq z \leq 0.31$ mでは10.0 mm

とした。上記以外の範囲では、計算負荷の軽減のために、不等間格子とした。流速と圧力の境界条件として、沖側境界は水面より下側から流量 Q を流入させる流入境界とした。ここで、海岸堤防の表法先での越流水深が60 mmとなる流量 q を中村・水谷[11]に倣って完全越流時の広頂堰に対する堰の公式から求めた。そして、流入流量 Q を計算開始とともに線形的に増加させ、越流開始時には一定流量 q となるように設定した。また、海岸堤防の被覆工を含む固定床の表面にはSlip条件を、岸側境界には勾配ゼロの条件を課した。VOF関数 F の境界条件として、岸側境界には水の流入を防ぐために $F = 0$ の条件を、それ以外の境界には勾配ゼロの条件を課した。掃流砂の境界条件として、移動床の沖側端と岸側端からの掃流砂の供給がゼロの条件を用い、浮遊砂の境界条件として、沖側境界と岸側境界からの浮遊砂の供給がゼロの条件を用いた。

FS3Mの流体運動の解析には、非圧縮粘性流体からなる気液両相の流体運動を、地形の変化を考慮して解析する以下の連続式とNavier-Stokes方程式が用いられている。

$$\frac{\partial m}{\partial t} + \frac{\partial (m \bar{v}_j)}{\partial x_j} = q^* \quad (1)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} \left[\{m + C_A(1-m)\} \bar{v}_i \right] + \frac{\partial}{\partial x_j} (m \bar{v}_i \bar{v}_j) \\ & = -\frac{m}{\hat{\rho}} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + m g_i + \frac{m}{\hat{\rho}} (f_i^s + R_i + f_i^{ob}) + \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial}{\partial x_j} (2m \hat{\mu} \bar{D}_{ij}) + \frac{\partial}{\partial x_j} (-m \tau_{ij}^a) + Q_i + m \beta_i \end{aligned} \quad (2)$$

ここで、 x_i は位置ベクトル、 t は時間、 \bar{v}_i は流速ベクトル、 \bar{p} は圧力である。他の変数は中村・水谷[11]を参照されたい。また、 ρ を流体の密度、 ρ_s を砂粒子の密度、 C を浮遊砂濃度としたとき、式(2)の流体の見かけの密度 $\hat{\rho}$ を次式により求め、浮遊砂を含む効果を考慮した。

$$\hat{\rho} = \rho(1-C) + \rho_s C \quad (3)$$

移動床、海岸堤防中詰材、背後盛土を構成する砂の中央粒径 d_{50} は、犬飼ら[5]と同様、0.3 mmとした。また、 ρ_s は犬飼ら[5]には記載されていなかったことから、 $\rho_s = 2.70 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ と仮定した。空隙率 m は、水理実験における含水比0%での平均密度 ρ_s' が $1.29 \sim 1.44 \text{ kg/m}^3$ [12]であり、 $\rho_s' = (1-m)\rho_s$ より $m = 0.466 \sim 0.522$ となることから、 $m = 0.50$ とした。静止摩擦角 θ_s 、動摩擦角 θ_d 、水中安息角 θ_r 、斜面崩壊開始基準 θ_r^+ 、斜面崩壊完了基準 θ_r^- も記載されていなかったことから、簡単のために θ_s を θ_r より若干大きい $\theta_s = \theta_r + 0.01^\circ$ 、 $\theta_r + \theta_r^+$ を θ_r と同値つまり $\theta_r^+ = 0.0^\circ$ 、 $\theta_r + \theta_r^-$ を θ_r より若干小さい $\theta_r - 0.01^\circ$ つまり $\theta_r^- = -0.01^\circ$ とした。その上で、 $\theta_d \leq \theta_s$ 、 $\theta_d \leq \theta_r + \theta_r^-$ 、 $\theta_r + \theta_r^+ \leq \theta_s$ の範囲内で試行計算を行い、 $\theta_d = 27.0^\circ$ 、 $\theta_r = 45.0^\circ$ とした。漂砂計算に用いる摩擦速度は、移動床の表面近傍での z 軸方向の格子幅10 mmの1.5倍として、移動床の表面から15 mm上方での接線方向流速から求めた。限界Shields数は岩垣の式により、砂粒子の沈降速度はRubeyの式により求めた。底質巻き上げ係数 C_p は、 θ_d や θ_r と同様に試行計算を行い、定常流に対する値0.00033より若干小さい $C_p = 0.00024$ とした。漂砂計算時には、移動床表面とその $3d_{50} = 0.9 \text{ mm}$ 内部での間隙水圧を求め、両者の差の影響を考慮した[13]。また、 S_e を有効飽和度、 S_r を飽和度、 s をサクションとしたとき、以下のvan Genuchtenの式の形状パラメータ α 、 n^* と残留飽和度 S_{r0} も、犬飼ら[5]に記載されていなかったことから、中央粒径に近い三河珪砂5号[14]の $\alpha = 0.68 \text{ kPa}^{-1}$ 、 $n^* = 12.473$ 、 $S_{r0} = 13.6\%$ を用いた。最大飽和度 S_{r0} は簡単のために $S_{r0} = 100\%$ とした。初期飽和度は、水理実験において地下水位が $z =$

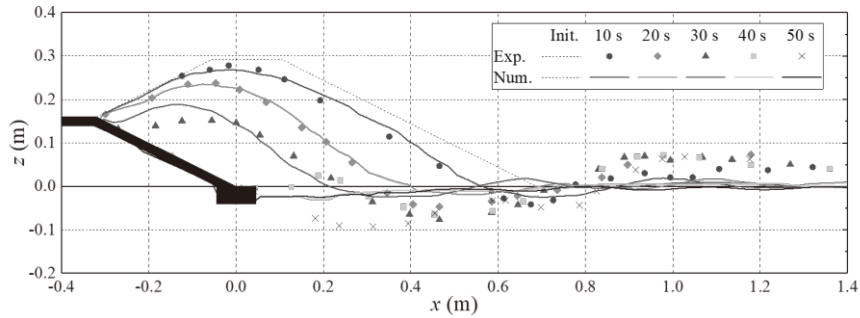


図2 犬飼ら[5]の水理実験の再現計算結果

-0.13 mに設定[15]されていたことから、 $z = -0.13$ mより下では最大飽和度 S_{rs} に設定し、 $z = -0.13$ mより上では平衡状態を仮定しvan Genuchtenの式に従う飽和度分布とした。

$$S_e = \frac{S_r - S_{rr}}{S_{rs} - S_{rr}} = \left\{ 1 + (\alpha s)^{n^*} \right\}^{-(1-1/n^*)} \quad (4)$$

2.2 再現性の検証

津波越流時の地形変化の比較を図2に示す。ここで、同図の時刻は越流開始からの時間である。また、黒塗り部は海岸堤防の天端および裏法の被覆工を表す。

図2より、盛土流失後に形成される洗掘とその岸側の堆積を若干過小評価していることが分かる。このような洗掘や堆積の過小評価は、犬飼ら[6]でも確認されている。その一方で、犬飼ら[6]では越流開始から40 s経過後も海岸堤防の裏法被覆工上に盛土が残っていたものの、漂砂に与える間隙水圧差の影響[13]を考慮した本計算結果では、図2に示すように40 s経過時に裏法被覆工上に残っている盛土は確認できない。以上のように、盛土の天端から裏法にかけての侵食形状は水理実験結果と概ね一致する結果が得られたことから、FS3Mの再現性が確認できた。

3. 海岸保全施設と背後住宅地を一体とした津波解析

3.1 計算条件

図1の計算領域を若干変更した図3に示す計算領域を用いた。具体的には、図1の沿岸方向の幅を2.0 mに延ばすとともに、海岸堤防の裏法尻から4.0 m(現地換算100 m)の位置に、住宅を模した一辺0.4 m(現地換算10 m)の角柱型の構造物を設定した。このとき、構造物の沿岸方向の幅0.4 mに対して、計算領域の沿岸方向の幅は2.0 mとなり、その比は1/5となる。池谷ら[16]より、この比が1/4以上の場合、水路幅が津波力に与える影響が著しく増大することが明らかとなっている。本研究の1/5では十分ではない可能性があるものの、計算負荷との兼ね合いから、上記のようにした。また、構造物は、簡単のために、単体で存在するものとし、越流が生じない十分な高さを有するとともに、窓などの開口部のない不透過な直方体とした。

海岸堤防や背後盛土で反射した津波が沖側境界から抜けるように、図1の計算領域の沖側境界の位置に造波ソースを設け、さらにその造波ソースから $x = -10$ mの位置まで減衰領域を追加するとともに、沖側境界の境界条件を流入境界条件からSommerfeld放射条件に変更した。そして、造波ソースから津波を模した押し波初動の長周期波1波を造波した。このとき、造波波高は0.2 mとし、周期 T は60, 90 sの2種類変化させた。また、背後盛土が存在するか否か、漂砂計算を行い、移動

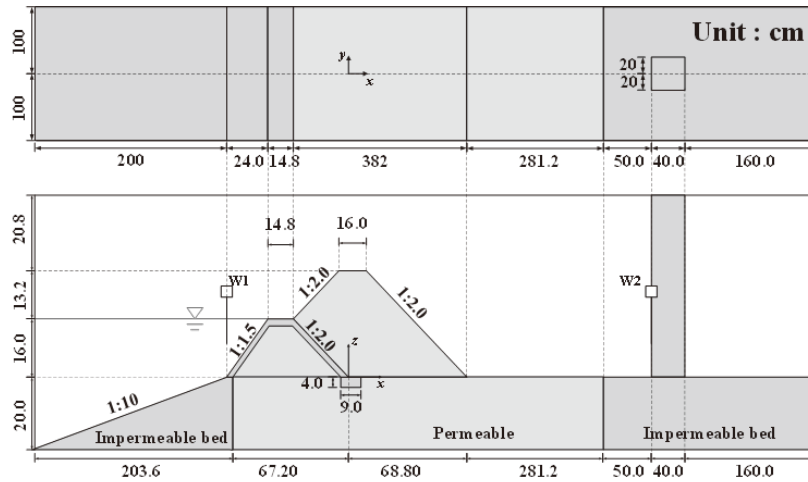


図3 津波力の検討で用いた計算領域の概略図

表1 津波力の検討における計算ケース

ケース	周期 T [s]	背後 盛土	地形変 化計算	流体密度への 浮遊砂の影響
Case_60s_1	60	なし	なし	NA
Case_60s_2			あり	考慮
Case_60s_3			あり	考慮せず
Case_60s_4		あり	なし	NA
Case_60s_5			あり	考慮
Case_60s_6			あり	考慮せず
Case_90s_1	90	なし	なし	NA
Case_90s_2			あり	考慮
Case_90s_3			あり	考慮せず
Case_90s_4		あり	なし	NA
Case_90s_5			あり	考慮
Case_90s_6			あり	考慮せず

床の地形変化を計算するか否か，巻き上がった浮遊砂によって流体の見かけの密度が増加する効果を考慮するか否かを変化させた表1に示す計12ケースの数値実験を行った。

3.2 津波の特性

海岸堤防の表法先のW1(図3参照)における水位 η を図4に例示する。ここで， t は時刻である。同図には，背後盛土が存在し，かつその形状が変化しない状況を対象としたCase_60s_4とCase_90s_4での結果を示した。また，盛土の天端高と前章で検討した越流水深60 mmの位置を破線で示した。

犬飼ら[6]より，現地の駿河海岸で想定されるL2津波の最大越流水深は60 mm(現地換算1.5 m)，越流時間は16.2 s(現地換算81 s)であり，図4に示すように $T = 60$ sのときにL2津波と同程度となっている。一方， $T = 90$ sのときは，最大越流水深は $T = 60$ sのときと顕著な差はないものの，越流時間は $T = 60$ sのときよりも長くなっており，後述するように背後盛土が完全に流出するより厳しい状況を想定していることに相当している。

3.3 津波力の特性

構造物の沖側面に作用する計算格子ごとの圧力変動を求め，それを構造物沖側面のすべての計算

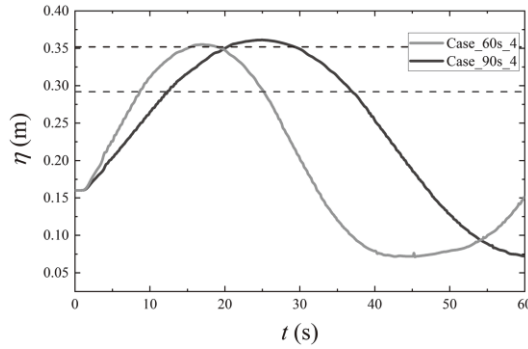


図4 海岸堤防表法先W1での水位 η の時間変化 (Case_60s_4, Case_90s_4)

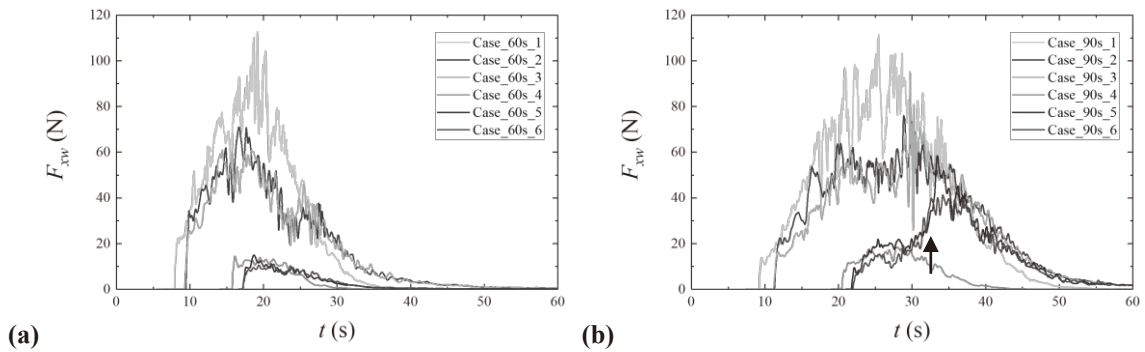


図5 構造物沖側面への作用津波力 F_{xw} の時間変化 : (a) $T = 60$ s, (b) $T = 90$ s

格子に対して積分した値を津波力 F_{xw} (岸向きを正)と定義したとき、 F_{xw} の時間変化を図5に示す。

まずケース名の末尾が1, 2, 4, 5のケース(表1参照)に着目する。図5より、周期 T や盛土の有無が等しい条件同士を比較すると、漂砂計算を行わなかったCase_60s_1, Case_90s_1, Case_60s_4, Case_90s_4のときの方が、漂砂計算を行った他のケースよりも F_{xw} の立ち上がり早く、構造物設置位置への津波の到達が早いことが分かる。漂砂計算を行った場合には、津波先端部が越流・遡上する際に、地形に微小な凹凸が形成されることから、その分だけ見かけの粗度が増加したため、上述したように構造物への津波の到達が遅れたと考えられる。また、漂砂計算を行わなかったケース名の末尾が1と4のケースでは、盛土設置時のCase_60s_4, Case_90s_4の方が盛土未設置時のCase_60s_1, Case_90s_1と比べて F_{xw} が小さくなっている。これは、盛土によって背後の水位が低下したためである。

次に、背後盛土のないCase_60s_1, Case_60s_2, Case_90s_1, Case_90s_2に着目すると、漂砂計算を行わなかったCase_60s_1, Case_90s_1のときの方が、漂砂計算を行ったCase_60s_2, Case_90s_2のときよりも F_{xw} が大きい傾向にあることが分かる。これは、漂砂計算を行ったときには海岸堤防の裏法尻に洗掘穴が形成されることから、津波の減勢効果が確認されている落堀と同様の効果を発揮したためと考えられる。

続いて、背後盛土のあるCase_60s_4, Case_60s_5, Case_90s_4, Case_90s_5に着目する。このうち漂砂計算を行ったCase_60s_5とCase_90s_5における背後盛土の天端高の時間変化を図6に示す。

まず $T = 60$ sのとき、図5(a)に示すように、漂砂計算を行わなかったCase_60s_4のときの F_{xw} の方が、漂砂計算を行ったCase_60s_5のときよりもわずかに大きく、背後盛土がない場合と類似した

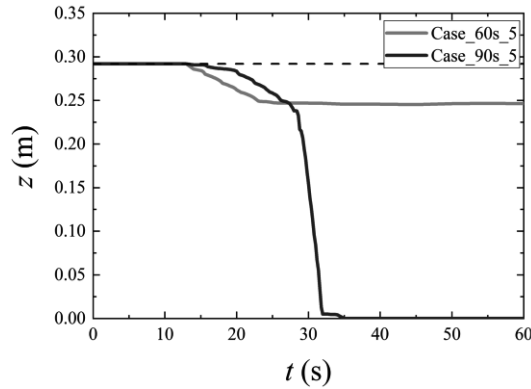


図6 背後盛土の天端高の時間変化(背後盛土あり, 地形変化計算時; Case_60s_5, Case_90s_5)

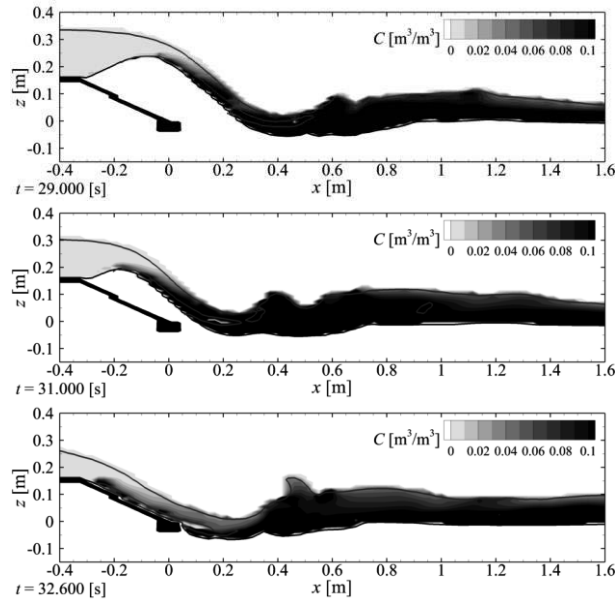


図7 背後盛土の侵食が急激に進む様子 (Case_90s_5)

傾向を示していることが分かる. 図6に示すように, 盛土の天端高が $t = 10$ s過ぎから20 s過ぎにかけて低下しているものの, その低下量は0.05 m程度に留まっている. したがって, 漂砂計算を行ったCase_60s_5の F_{sw} に盛土の天端高が低下した影響はほとんど現れておらず, そのために上述したような傾向を示したと考えられる.

一方, $T = 90$ sのとき, 図5(b)に示すように, $t = 30$ s頃までは, F_{sw} の大きさはCase_90s_4とCase_90s_5で同程度となっている. このうち, 漂砂計算を行ったCase_90s_5のときは, 図6より, $t = 30$ s頃に背後盛土の天端高が急激に低下していることが分かる. このときの盛土周辺の流動場を図7に示す. ここで, 同図の左側にある黒塗り部は海岸堤防の天端および裏法の被覆工を, 実線は移動床の表面と自由表面を, C は浮遊砂濃度を表す. 図7からも, 盛土の天端高が急激に低下していることが確認できる. また, それと同時に, 盛土の裏法が少しずつ急勾配になっていることも確認できる. これは, 流速が大きく漂砂量も多い盛土裏法尻周辺の侵食が大きく, その影響を受けたためと考えられる. また, このように裏法の下り勾配が急になったことで, 勾配に依存する限界Shields数が徐々に小さくなり, その影響を受けて盛土の侵食が急激に進んだと推測される. このように盛土の流失が急激に進んだため, 図5(b)中の矢印に示すように, $t = 30$ s過ぎにCase_90s_5

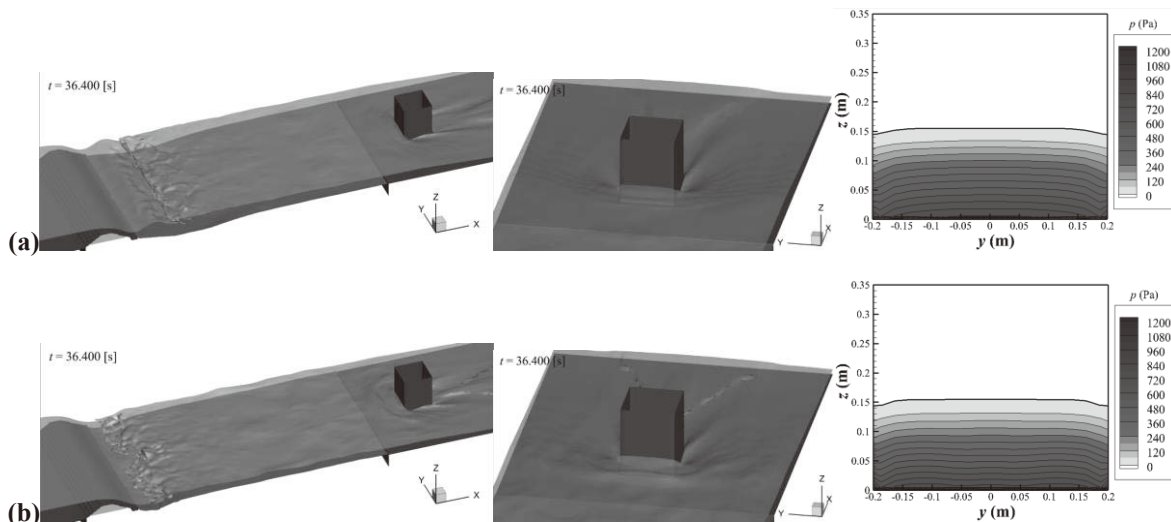


図8 背後盛土流失後の流動場の様子(左・中図)と構造物沖側面での圧力変動 p の分布(右図) : (a) Case_90s_2, (b) Case_90s_5

の F_{sw} が急激に増加した。このときの海岸堤防から構造物にかけての流動場と構造物沖側面での圧力変動 p の分布を図8に示す。同図より、流動場はCase_90s_5(同図(b))と盛土未設置時のCase_90s_2(同図(a))で若干異なっているものの、構造物沖側面での圧力変動 p の分布は両者でほぼ一致していることが分かる。そのため、図5(b)に示すように、Case_90s_5の F_{sw} が盛土未設置時のCase_90s_2と同程度まで増加したと考えられる。特に、 $t = 33.3 \sim 33.6, 34.2 \sim 34.4$ sでは、Case_90s_5の F_{sw} はCase_90s_2を上回っており、盛土があることで F_{sw} が却って大きくなる現象も確認できる。

最後に、ケース名の末尾が2, 3, 5, 6のケース(表1参照)に着目し、浮遊砂によって流体の見かけの密度が増加する効果の影響を検討する。図5より、周期 T と盛土の有無が同条件のとき、浮遊砂の考慮の有無は F_{sw} の立ち上がり時刻にはほとんど影響を与えていないことが分かる。その一方で、 F_{sw} の大きさは浮遊砂を考慮するか否かの影響を受け、浮遊砂を考慮した場合の F_{sw} の方が考慮しなかった場合と比べて若干大きい傾向がある。図示しないが、構造物沖側面での水位は浮遊砂の考慮の有無で顕著な差はないことを確認しており、浮遊砂を含んだことで流体の見かけの密度が増加し、その影響で F_{sw} が大きくなったと考えられる。

3.4 通過波による津波力の評価

廉ら[17]は、構造物に衝突した水塊が時間 dt ですべての運動量を失うと仮定して、津波力の最大値 F_D^{\max} を次式のように定式化している。

$$F_D^{\max} = \frac{1}{2} C_D \hat{\rho} B (u^2 \eta)_{\max} \quad (5)$$

ここで、 η と u は構造物未設置時における構造物設置位置での通過波の水位と流速、 C_D は抗力係数、 $\hat{\rho}$ は流体の見かけの密度、 B は構造物の幅である。この式はFEMA [3]のガイドラインにも示されている。本研究では、式(5)に基づいて、津波力 F_D の時間変化を次式により推定した。

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \hat{\rho} u^2 \eta B \quad (6)$$

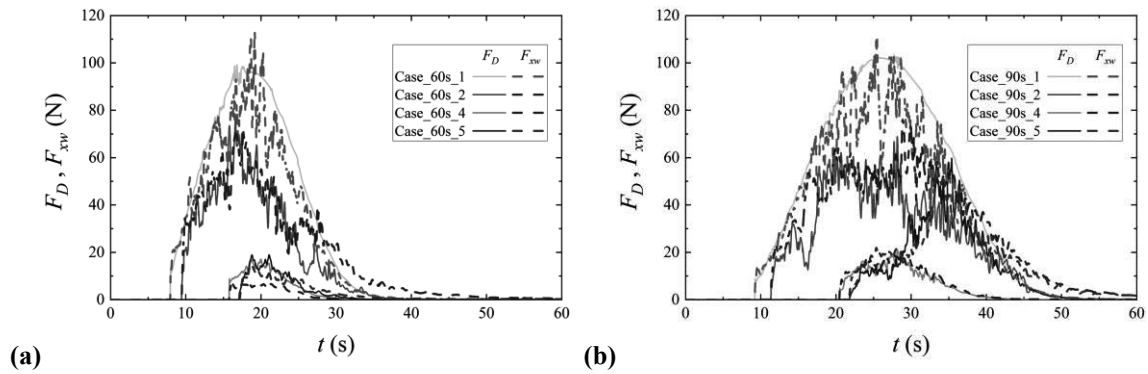


図9 津波力 F_{xw} とその推定値 F_D の比較：(a) $T = 60$ s, (b) $T = 90$ s

本研究では、構造物未設置時の3次元計算を別途行い、求められた構造物沖側面の位置 $x = 4.0$ mでの通過波の水位を η に、断面平均流速を u に代入した。また、 $\hat{\rho}$ は式(3)により求めた。

前節で示した F_{xw} と式(6)により求めた推定値 F_D の比較を図9に示す。ここで、 C_D は試行錯誤により正角柱に対する値2.0より若干大きい $C_D = 2.2$ とした。図9より、一部のケースでは、推定値 F_D と F_{xw} に若干の差異が認められるものの、盛土が途中で流失するCase_90s_5のケースを含めて、 F_D は F_{xw} の大きさとその変動をおおよそ捉えられていることが分かる。したがって、盛土の有無や漂砂計算の有無によらず、構造物未設置時の水位 η 、断面平均流速 u 、断面平均浮遊砂濃度 C の時間変化が与えられれば、式(6)を使うことで F_{xw} の時間変化を概ね推定できることが明らかとなった。

4. おわりに

本研究では、海岸堤防と背後盛土が一体となった粘り強い構造の海岸保全施設とその背後に立地した住宅を模した構造物を一体とした津波解析を行い、背後盛土の侵食進展時における構造物への作用津波力の特性を考究した。その結果、得られた主要な結論を以下にまとめる。

1. 背後盛土の天端高の低下が小さい条件では、盛土の侵食を考慮した場合の方が、盛土の侵食を考慮しなかった場合よりも、津波力が小さくなることを確認した。
2. 背後盛土の天端高の低下が大きい条件では、盛土の侵食を考慮した場合の津波力の方が、盛土の侵食を考慮しなかった場合よりも大きくなること、さらに瞬間的には盛土未設置時よりも大きくなることが判明した。以上より、津波力の評価を行う際に盛土の流失を考慮した検討を行うことの重要性が示された。また、その際に、巻き上がった浮遊砂による流体の見かけの密度の増加を考慮することの重要性も明らかにした。
3. 背後盛土の有無や漂砂計算の有無によらず、運動量保存則と抗力に基づく推定式により津波力の時間変化が概ね予測できることが判明した。

参考文献

- [1] 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：津波越流に対する海岸堤防の粘り強い構造の要点，国総研資料，No. 1035，63 p.，2018.
- [2] 国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部基準認証システム研究室：津波避難ビル等の構造上の要件の解説，国総研資料，No. 673，2012.
- [3] Federal Emergency Management Agency (FEMA): Guidelines for Design of Structures for

- Vertical Evacuation from Tsunamis, Second Edition, FEMA P646, 174 p., 2012.
- [4] American Society of Civil Engineers (ASCE): Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-16, 800 p., 2017.
- [5] 犬飼一博, 栗山康弘, 佐藤慎司, 加藤史訓, 水谷法美, 原田賢治, 神保正暢, 岩佐隆広, 福田晃正: 駿河海岸における津波越流に対して粘り強い堤防構造に関する実験的研究, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol. 73, No. 2, pp. I_1057-I_1062, 2017.
- [6] 犬飼一博, 栗山康弘, 水谷法美, 中村友昭, 牛木賢司, 神保正暢: 津波越流時の海岸堤防の粘り強さ評価における数値解析の適用性, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol. 73, No. 2, pp. I_649-I_654, 2017.
- [7] 静岡県河川砂防局: 静岡モデルの推進(オンライン),
<http://www.pref.shizuoka.jp/kensetsu/ke-320/measures/shizuokamodel.html>,
参照2020-02-26.
- [8] 中村友昭, 鈴木愛美, 趙容桓, 水谷法美: 浮遊砂による流体の粘度の変化と一様流および津波による流動場を与える影響に関する研究, 土木学会論文集B3(海洋開発), Vol. 72, No. 2, pp. I_163-I_168, 2016.
- [9] 中村友昭, 中井祐斗, 趙容桓, 水谷法美: 陸上構造物に作用する津波力に与える浮遊砂の影響に関する研究, 土木学会論文集B3(海洋開発), Vol. 74, No. 2, pp. I_210-I_215, 2018.
- [10] 中村友昭, 趙容桓, 水谷法美: 不飽和地盤へ適用可能なVOF法に基づく数値計算モデルの開発と不飽和地盤の浸透・侵食現象への適用, 土木学会論文集B3(海洋開発), Vol. 75, No. 2, pp. I_229-I_234, 2019.
- [11] 中村友昭, 水谷法美: 津波の越流による海岸堤防裏法尻の洗掘に関する大規模実験の数値シミュレーション, ながれ, 日本流体力学会, 第35巻, 第5号, pp. 379-390, 2016.
- [12] 国土交通省中部地方整備局静岡河川事務所: 第2回駿河海岸保全検討委員会 資料-2(オンライン), http://www.cbr.mlit.go.jp/shizukawa/03_kaigan/07_iinkai/hozen/index.html,
参照2020-2-26.
- [13] 中村友昭, 水谷法美: 底質表層の間隙水圧を考慮した漂砂モデルの提案と津波による局所洗掘現象への適用に関する研究, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol. 68, No. 2, pp. I_216-I_220, 2012.
- [14] 杉井俊夫, 山田公夫, 奥村恭: 高飽和時における砂の不飽和透水係数に関する考察, 平成13年度土木学会中部支部研究発表会講演概要集, III-6, pp. 267-268, 2002.
- [15] 国土交通省中部地方整備局静岡河川事務所: 第1回駿河海岸保全検討委員会 資料-3(オンライン), http://www.cbr.mlit.go.jp/shizukawa/03_kaigan/07_iinkai/hozen/index.html,
参照2020-2-26.
- [16] 池谷毅, 岩田善裕, 奥田泰雄, 喜々津仁密, 石原晃彦, 長谷川巖, 橋本純, 小島大典: 水理模型実験における陸上構造物に作用する津波力に及ぼす実験水路幅の影響, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol. 73, No. 2, pp. I_901-I_906, 2017.
- [17] 廉慶善, 水谷法美, 白石和睦, 宇佐美敦浩, 宮島正悟, 富田孝史: 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.