

河岸の侵食による文化財への被害の軽減を目指した SPH法を用いた数値シミュレーションの開発

Development of numerical simulation method based on SPH
to mitigate damages of cultural assets due to riverbank erosion

森實千恵¹・酒匂一成²・Ha Hong Bui³・水田哲生⁴・深川良一⁵・里深好文⁵

Chie Morizane, Kazunari Sako, Ha Hong Bui, Tetsuo Mizuta,
Ryoichi Fukagawa and Yoshifumi Satofuka

¹立命館大学大学院 M1 理工学研究科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

Graduate student, Ritsumeikan University, graduate school of Science and Engineering

²立命館大学特別招聘准教授 立命館グローバル・イノベーション研究機構 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

Associate professor, Ritsumeikan University, Ritsumeikan Global Innovation Research Organization

³日本学術振興会外国人特別研究員 立命館大学理工学研究科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

JSPS Postdoctoral Fellow, Ritsumeikan University, Dept. of Civil Engineering

⁴立命館大学客員研究員 立命館グローバル・イノベーション研究機構 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

Researcher, Ritsumeikan University, Ritsumeikan Global Innovation Research Organization

⁵立命館大学教授 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

Professor, Ritsumeikan University, Dept. of Civil Engineering

In Vietnam, there are three world cultural heritage sites recognized by UNESCO. One of these is the Complex of Hue Monuments located in the Hue City, which is an old historical city. In Hue, there are many monuments located around Huong river, which flows through the central part of the city. This city has often suffered from the heavy flood during rainy season. Therefore, from the view of the geotechnical engineering, it is necessary to consider counter-measures to mitigate damages of cultural heritages due to riverbank erosion. The purpose of this paper is to describe a numerical simulation method using SPH to investigate riverbank erosion problem. Experiments of riverbank failure were also conducted to validate the numerical model. It is shown that the proposed numerical method would have the high potential in the current application as it can easily handle the large deformation and failure of soil due to river flow.

Key Words: smoothed particle hydrodynamics (SPH), riverbank erosion, world cultural heritages in Hue, Vietnam

1. はじめに

東南アジアでは経済状況の著しい成長に伴い、急速に社会基盤整備が進むことが予測される。これらの国では厳しい自然環境下にあることが多く、社会基盤整備に関わる技術的課題が従来の研究レベルを超える場合が少なくない。図 1¹⁾にベトナムにおける地区別の主な災害を示す。図より沿岸部では台風、洪水や高潮などによる被害が多いことや、南部の内陸部では干ばつ、山火事などが多く見られる。実際にベトナムでは、集中的な台風や豪雨によって洪水が発生し、河岸が広範囲に侵食され、農地や家屋などの建造物に多くの被害が生じている。また、ベトナムでは河川流域に多くの文化遺産が点在しており、自然災害からの保全について検討する必要がある。

ベトナムでは 3 つの世界文化遺産（フエの建造物群、ホイアンの古い町並み、ミーソン聖域）が登録されている。その中で、著者らは、まずフエの建造物群について文化財の保全状況を調査した（2009 年 9 月）。フエ市はベトナムの中部に位置しており、市の中心部には香江（フオン川）が流れている。また、雨季には、たびたび洪水が発生し、河岸の侵食や建物の被害が生じている。写真 1 に示す通り香江沿いに阮朝王宮（ダイ・ノイ）、カイディン帝廟、ミンマン帝廟、ティエンムー寺といった世界遺産が多く点在している。

その中でもティエンムー寺は、フエ市民にとって象徴的なトゥニャン（慈悲）塔（高さは 21.24m）を持つ寺である。写真 2 はティエンムー寺の概観を示しており、寺が香江に面していることがわかる。写真 3 に示す塔は寺の入口部分に建てられており、階段の手前は 1 車線の道路を挟んで香江が流れている。河岸は侵食を防ぐためにブロックを積んだ護岸が造られている（写真 4）。

しかしながら、何度も洪水の被害を受けているため、護岸の変形やブロックの欠落があり、このまま放置すれば河岸の侵食や地盤沈下を起こす危険性があるとみられる。そこで、河岸の侵食を防ぐための対策工について検討するためには、侵食による土砂流出挙動の解析や河岸地盤の安定性評価が必要となってくる。著者らは、粒子法の一つである SPH（Smoothed Particle Hydrodynamics）法を河岸の侵食挙動解析に適用するべく数値シミュレーションプログラム



図 1 ハザードマップ¹⁾ (ベトナム文部省の文献に加筆修正)

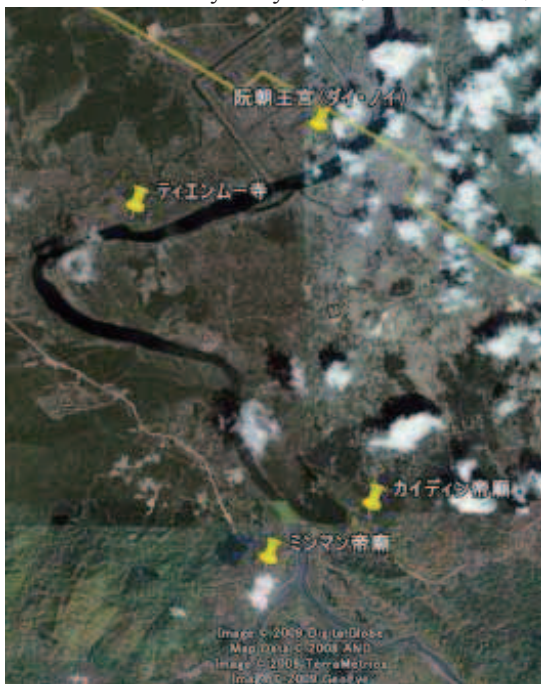


写真 1 文化財の位置 (Google Map を加筆修正)



写真 2 ティエンムー寺の概観 (Google Map 利用)

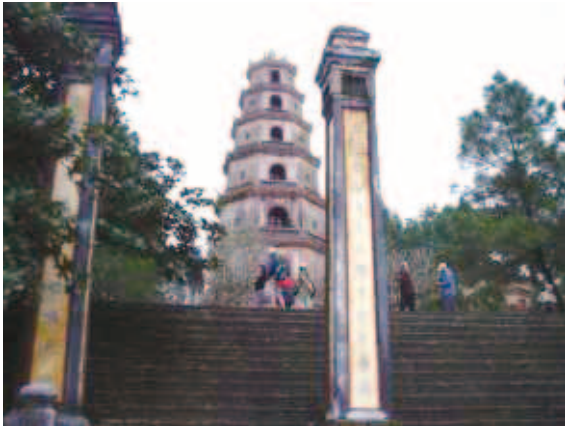


写真3 トウニャン（慈悲）塔



写真4 ティエンムー寺周辺の護岸

ムの開発に取り組んできている。本論文では、これまでに開発してきた SPH シミュレーション手法の概要を述べ、室内土槽試験と数値シミュレーション結果の比較によるプログラムの妥当性の検討を行った。

2. SPH 法を用いた数値シミュレーション手法の概要

従来、地盤工学における数値シミュレーションには有限要素法が多く用いられてきた。しかしながら、大規模変形問題を解析する場合には、メッシュのねじれなどの欠点による解析範囲の限界がある。そこで、個別要素法や SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) 法などの粒子法が地盤の大規模変形問題に導入されてきている。SPH 法は、Lucy²⁾や Monaghan and Gingold³⁾によって宇宙物理問題を解くために開発された解析手法であり、現在は材料の破壊問題や流体力学分野など幅広い分野に適用されてきている。近年、地盤工学問題にも適用されつつあり、堤防の浸透破壊問題に関して前田ら⁴⁾は土の構成モデルとして弾完全塑性モデル(モール破壊規準)の簡略化したモデルを用いて解析を実施した。また、Bui ら⁵⁾は土の構成モデルとして弾完全塑性モデル(Drucker-Prager 破壊規準)を使用し、地下水上昇時の斜面の安定性について解析を行った。

著者らの研究室では、Bui ら⁶⁾の手法をもとに河岸の侵食挙動を解析するための数値シミュレーション手法を開発するために以下のような検討を行ってきた。一般に、土の支配方程式は、連続式、運動方程式、エネルギー保存則、粒子の運動方程式で記述される。また、運動方程式とエネルギー保存則を満たすためには、土の構成式が必要である。本研究では、土の挙動を表現するため弾完全塑性モデルを用い、降伏規準として Drucker-Prager モデルを用いている。これらの詳細については、Bui ら^{6), 7)}を参照されたい。

連続体力学での土の運動方程式は次式のように表わされる。

$$\frac{Dv^\alpha}{Dt} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \sigma^{\alpha\beta}}{\partial x^\beta} + F^\alpha \quad (1)$$

ここに、 v : 速度、 ρ : 密度、 α, β : 座標方向、 F : 外力によって引き起こされる加速度成分(境界に作用する外力や重力加速度)、 σ : 全応力テンソル。

また、全応力テンソルは次式で表わされる。

$$\sigma^{\alpha\beta} = \sigma'^{\alpha\beta} + p_w \delta^{\alpha\beta} \quad (2)$$

ここに、 $\delta^{\alpha\beta}$: Kronecker のデルタ ($\alpha = \beta$ のとき $\delta^{\alpha\beta} = 1$ 、 $\alpha \neq \beta$ のとき $\delta^{\alpha\beta} = 0$)、 σ' : 有効応力テンソル、 p_w : 間隙水圧。

まず、固体のみ(すなわち、 $p_w = 0$)を考えた場合の運動方程式を示す。SPH 形式による表記は次式のようにになる。

$$\frac{Dv^\alpha}{Dt} = \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{\sigma_i'^{\alpha\beta}}{\rho_i^2} + \frac{\sigma_j'^{\alpha\beta}}{\rho_j^2} + C_{ij}^{\alpha\beta} \right) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x^\beta} + F_i^\alpha \quad (3)$$

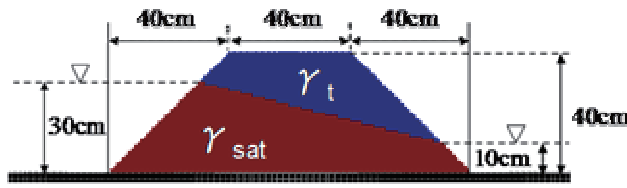


図2 解析モデル⁸⁾

表1 解析パラメータ⁸⁾

解析パラメータ		高拘束圧
c	見かけの粘着力(kPa)	1.6318
ϕ	内部摩擦角(deg)	29.8
E	ヤング率(kPa)	6.5×10^3
γ_t	湿潤単位体積重量(kN/m ³)	15.7
γ_{sat}	飽和単位体積重量(kN/m ³)	19.1
ψ	ダイレイタンシー角(deg)	10
ν	ポアソン比	0.33

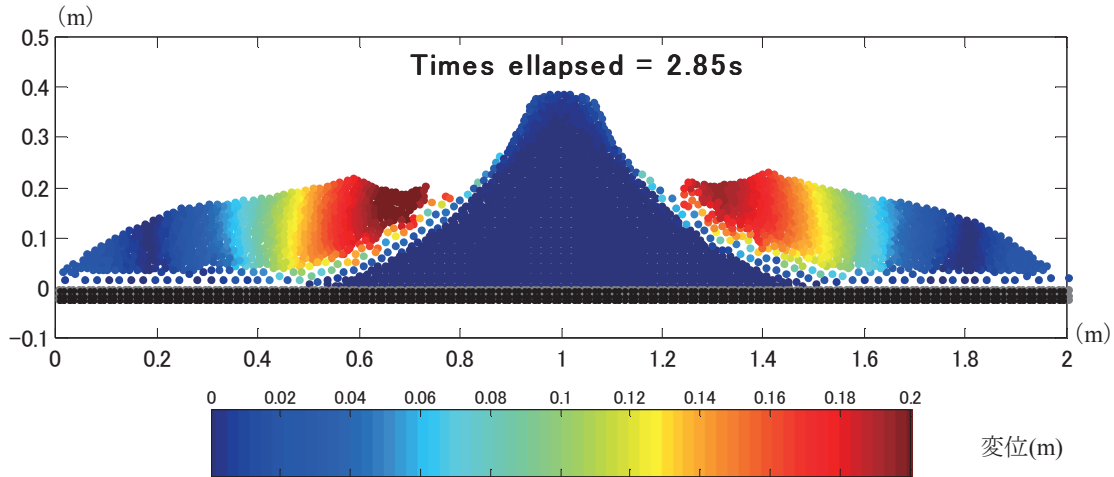


図3 式(3)を用いたときの解析結果⁸⁾

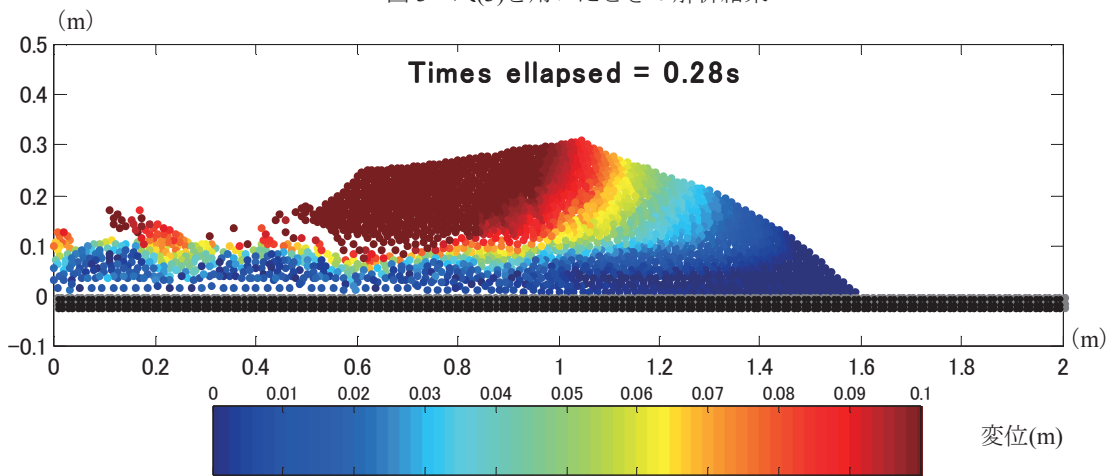


図4 式(5)を用いたときの解析結果

ここに、 N ：粒子群内の粒子数、 m_j ：質量、 $C_{ij}^{\alpha\beta}$ ：人工粘性項および反発力項の和、 W_{ij} ：平滑化関数。式(3)中の C_{ij} は次式で表される。

$$C_{ij}^{\alpha\beta} = -\Pi_{ij} \delta^{\alpha\beta} + f_{ij}^n \left(R_i^{\alpha\beta} + R_j^{\alpha\beta} \right) \quad (4)$$

ここに、 Π_{ij} ：人工粘性、 f_{ij} ：反発力、 n ：平滑化関数に依存した指数、 R ：人工応力テンソル。人工粘性項は解析の安定性の改善や粒子間のすり抜けを取り去る効果がある。また、反発力項は、SPH を固体に適用する際に生じる原子の振る舞いに似た挙動を抑えるために人工的に反発力を与えるための項である。

ここで、式(3)の運動方程式を用いた際の解析条件を図2、表1に示す。式(3)には土中の間隙水圧の項が含まれていないため、地下水位以下の土の湿潤単位体積重量を飽和単位体積重量 γ_{sat} 、地下水位よりも上の土に湿潤単位体積重量 γ_t を設定し、土の単位体積重量の違いのみによる解析を行った⁸⁾。図3に解析結果を示す。

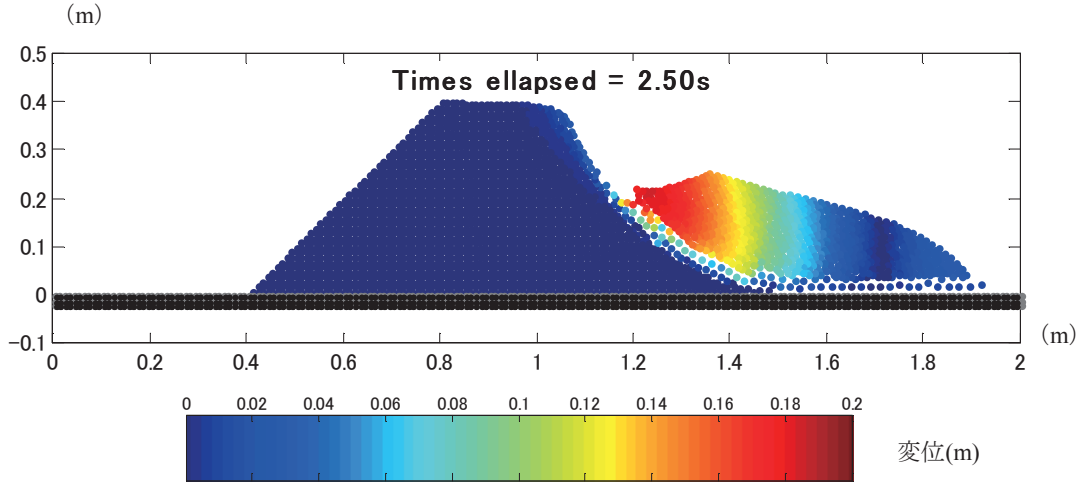


図5 式(7)を用いたときの解析結果

図より、土粒子に作用する間隙水圧が解析に取り入れられていないため、盛土の両側から崩壊を起こした。次に、運動方程式(式(1))に式(2)を代入し、土粒子に作用する間隙水圧を考慮した式を用いた。次に SPH 形式の式を示す。

$$\frac{DV^\alpha}{Dt} = \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{\sigma_i^{\prime\alpha\beta}}{\rho_i^2} + \frac{\sigma_j^{\prime\alpha\beta}}{\rho_j^2} + C_{ij}^{\alpha\beta} \right) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x^\beta} + \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{p_{wj}}{\rho_j^2} + \frac{p_{wi}}{\rho_i^2} \right) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_i^\alpha} + g_i^\alpha \quad (5)$$

ここに、 g : 外力によって引き起こされる加速度成分 F の項で重力加速度に相当。

図4に式(5)を用いた場合の解析結果を示す。解析モデルは図2であり、解析パラメータは図3の場合と同じである。式(5)は間隙水圧項が加えられたため、水位に応じて計算された間隙水圧が、各土粒子に与えられている。図4より、式(5)を用いた解析結果は、土粒子が浮遊していることがわかる。これは、界面(土粒子-水表面、水-空気表面)における表面張力を考慮するための項が式(5)では考慮されていないためである。ここで、土の密度が一樣である場合、式(5)の水圧項(右辺第2項)は、次式のように表される。

$$\sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{p_{wj}}{\rho_j^2} + \frac{p_{wi}}{\rho_i^2} \right) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_i^\alpha} = \frac{1}{\rho_i} \int_{\Omega} (p_{wj} + p_{wi}) \nabla W_{ij} dV_j = \frac{1}{\rho_i} \int_{\Omega} (p_{wj} - p_{wi}) \nabla W_{ij} dV_j + \frac{2}{\rho_i} \int_{\Omega} p_{wj} \nabla W_{ij} dV_j \quad (6)$$

式(6)の右辺第2項が自由表面において問題を引き起こす原因となる項である。SPHでは、界面での状態を表す項を加えることにより、問題を解決することは可能であるが、界面の状態は設定が複雑であり、解析時間の増加に繋がるため、Buiらはより簡易な方法で間隙水圧項に関する改良を行っており⁷⁾、その式を次式に示す。

$$\frac{DV^\alpha}{Dt} = \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{\sigma_i^{\prime\alpha\beta}}{\rho_i^2} + \frac{\sigma_j^{\prime\alpha\beta}}{\rho_j^2} + C_{ij}^{\alpha\beta} \right) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x^\beta} + \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_i \rho_j} (p_{wj} - p_{wi}) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_i^\alpha} + g_i^\alpha \quad (7)$$

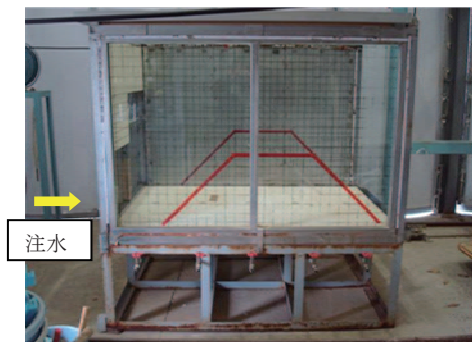
次に式(7)を用いた場合の解析結果を示す。解析モデルは図2、パラメータは表1と同じである。図5より、図4のような粒子の浮遊が見られなかったことから改良は成功したと考えられる。本論文では、式(7)の運動方程式を用いて、室内土槽試験結果との比較による妥当性の検討を行う。

3. 室内土槽試験

土槽の大きさは、幅 150cm×奥行 100cm×高さ 100cm で、側面はステンレス盤および強化ガラスとなっている。また、底面と注水側の面には合成樹脂製硬質多孔体を設置している(写真5)。盛土の底部は、今回の実験では非排水条件とし、盛土内の地下水位を計測するための水位計

表2 試験条件

試料	滋賀県信楽産まさ土 (9.5mmふるい通過試料)
設定含水比	5(%)
設定乾燥密度	1.52(g/cm ³)
土粒子密度	2.615(g/cm ³)
排水条件	非排水



注水

写真5 土槽試験装置（側面）

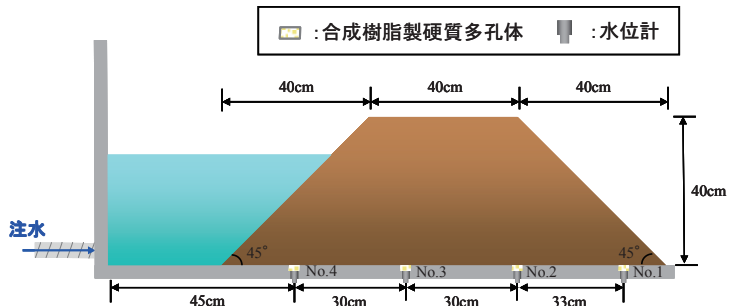
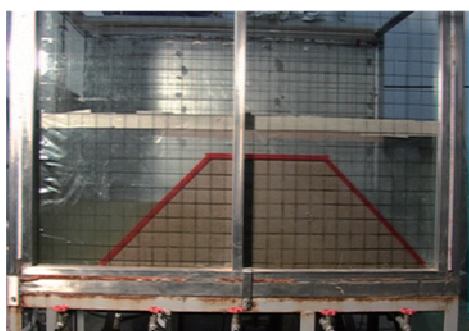


図6 土槽試験モデル（幅=100cm）



(a) 注水後約 20 分経過（水位約 25cm）



(a) 注水後約 23 分経過（のり先に水が浸潤）



(b) 注水後約 30 分経過（水位約 30cm）



(b) 注水後約 28 分経過（のり先が崩壊）



(c) 注水後約 32 分経過（水位約 30cm）

写真6 斜面崩壊発生状況（側面）



(c) 注水後約 32 分経過

写真7 斜面崩壊発生状況（正面）

を底部に設置している。図6に室内土槽試験に使用した盛土の形状と水位計の設置位置を示す。盛土材として滋賀県信楽産まさ土を用い、盛土の締固めは表2の条件で行った。炉乾燥した試料を設定した含水比に調整し、設定乾燥密度 1.52g/cm^3 で1段当たり5cmになるように締固めた層を8段積み上げ、最終的に 45° の斜面を成形して40cmの高さの盛土を作製した。各段との間には境界面を作らないために表面を乱す作業を加えた。試験では斜面勾配 45° の盛土の一方側から水位が30cmになるまでゆっくりと注水し、盛土内へ水の浸透および崩壊状況を確認した。写真6、写真7には室内土槽試験の崩壊状況を示す。注水後約20分で水位

が 25cm に達し、約 30 分経過後に約 30cm に水位が達した。約 23 分ごろには、水位とは反対側ののり先部分での水の浸潤が顕著になってきた。また、時間経過とともに盛土の沈下が生じていた。その 5 分後にはのり先の一部で崩壊が発生した。次第に崩壊部分が拡大（進行性破壊）し、注水後約 32 分にはのり肩部分からの崩壊が生じた。崩壊の原因としては、のり先に水が浸出したことによる含水量の増加に伴う土の強度低下および浸透力の増加ではないかと考えられる。また、実験の観察によると崩壊深さは約 10cm であった。

4. SPHシミュレーションによる盛土の崩壊解析

本論文では、式(7)の運動方程式を用いた数値シミュレーションを実施した。解析に用いるパラメータを表 3 に示す。今回の数値シミュレーションでは、2 種類の解析パラメータを用いた。2 種類の解析パラメータの違いは、一面せん断試験の拘束圧力を高圧力（20、40、60kPa）、低圧力（100、150、200kPa）の 2 種類に設定し、それぞれの試験で得られた見かけの粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を用いている部分である。これは、盛土の崩壊が浅い部分で生じているため、より低拘束圧下でのせん断強度を用いることが妥当ではないかと考えられるためである。そこで、森崎が行ったまさ土の一面せん断試験結果⁹⁾を用いた。

現時点では浸透解析を SPH で取り扱うことができないので、本論文では、土槽試験において水位が 30cm に達した際の盛土の状況を土槽底部面に設置した水位計の計測結果に基づいて地下水位の自由水面を境に土の単位体積重量を変えることで表した。図 7 に水位 30cm のときの解析モデルを示す。

図 8、9 に 2 種類の解析パラメータに対する解析結果をそれぞれ示す。解析結果(図 8、9)における最終的な崩壊形状は、試験結果と同様に左側のり面（水を注水した方ののり面）は崩壊せず、右側のり面が崩壊しており、試験盛土の最終的な崩壊形状をうまく表現できているものと考えられる。また、高拘束圧よりも低拘束圧での解析の方が崩壊したときのすべり深さが小さく土槽試験に近いので低拘束圧下で得られたせん断強度パラメータを用いた方がより精度が良いものと考えられる。しかし、試験では盛土ののり先の一部が崩壊し、徐々に崩壊部が拡大し、最終的にはのり肩からの崩壊が発生したが、解析ではそのような崩壊挙動を表現できなかった。今回の解析では、土中の含水量の増加に伴う見かけの粘着力の低下、浸透力、2 相流モデルを考慮していないことが原因ではないかと考えられる。また、土槽試験の崩壊状況（写真 7(b)）を見るとのり先の一部が大きく崩壊していることから盛土の不均質性の影響があると考えられる。さらに、今回行った土槽試験の盛土の大きさは幅 120cm×奥行き 100cm×高さ 40cm と規模が小さく盛土内の応力レベルが今回の低拘束圧条件（20、40、60kPa）よりも小さいと考えられるため、さらに低い応力レベルでの一面せん断試験の実施が必要であると考えられる。

表 3 解析パラメータ

解析パラメータ		高拘束圧	低拘束圧
c	見かけの粘着力 (kPa)	1.6318	0.5473
ϕ	内部摩擦角 (deg)	29.8	31.2
E	ヤング率 (kPa)	6.5×10^3	3.0×10^3
γ_t	湿潤単位体積重量 (kN/m ³)	15.7	
γ_{sat}	飽和単位体積重量 (kN/m ³)	19.1	
ψ	ダイレイタンス角 (deg)	10	
ν	ポアソン比	0.33	

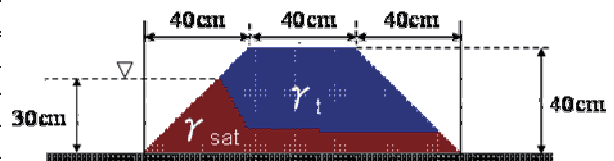


図 7 解析モデル（水位=30cm）

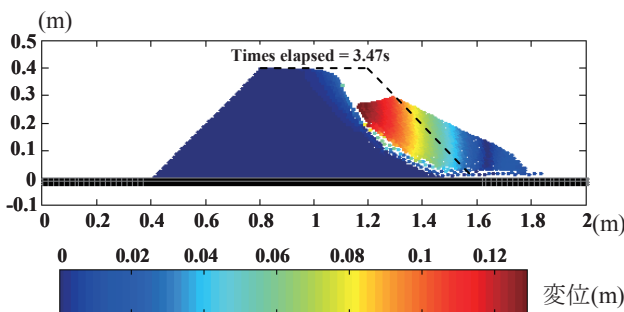


図 8 解析結果(高拘束圧)

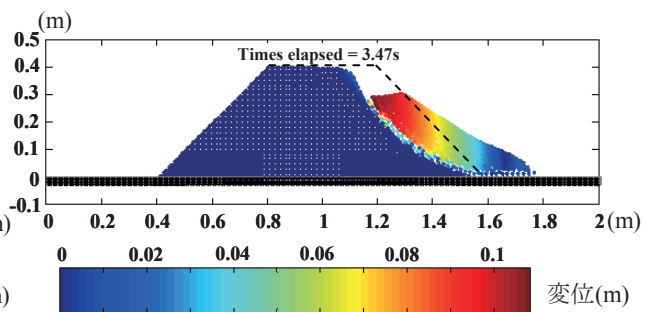


図 9 解析結果(低拘束圧)

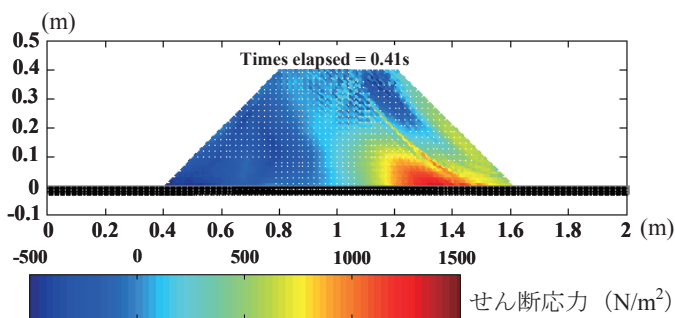


図 10 せん断応力分布図(低拘束圧)

図 10 に低拘束圧条件でのせん断強度パラメータを用いたシミュレーションにおける大規模変形発生前のせん断応力分布図を示す。図より、盛土のり先部でせん断応力が作用しており、この部分から滑り面が生じていることがわかる。よって、盛土に対策を施す場合には、盛土のり先部に対策を行うことが効果的であると考えられる。

5. まとめ

本研究では、ベトナムは台風や洪水による災害リスクが高く、フエ市の世界文化遺産において河岸の侵食による被害が想定されることから、河岸の侵食挙動メカニズムを解明し、河川の堤防崩壊を抑止するための対策工について検討するために、SPH法を用いた数値シミュレーションプログラムの開発に取り組んでいる。本論文では、SPH法を用いた数値シミュレーションの開発過程について述べ、それぞれの過程における解析上の問題点を簡単に示した。また、シミュレーションの妥当性の検討を行うために室内土槽試験を実施し、その試験結果の考察を行った。試験結果より、土中の含水量の増加に伴う土のせん断強度の低下について考慮することの重要性がわかった。また、室内土槽試験について SPH シミュレーションを実施した。その中でせん断強度パラメータを得る際の拘束条件の影響について検討した。結果として、土の拘束条件の低い方がより精度の高い計算結果を示すことがわかった。しかしながら、今回提案した SPH による解析手法では、室内土槽試験で生じた進行性崩壊を表現できなかった。土中の含水量の増加に伴う見かけの粘着力の低下、浸透力、2 相流モデルなどを加えていく必要があることがわかった。今後、粘着力の変化や浸透解析やパイピングや 2 相流モデルを導入した数値シミュレーションプログラムの開発、外力として川の干満差や流速を考慮した土槽試験および解析を行っていききたい。

謝辞: 本研究を行う上で、フエ総合大学科学大学の Nguyen Van Tan 准教授、Tran Tuan Anh 講師、Nguyen Quang Huy 講師、ホーチミン市工科大学の Huynh Thanh Son 教授、Luu Xuan Loc 講師には現地調査などで多大な協力をいただいた。ここに謝意を示す。

参考文献

- 1) ベトナム文部省：ベトナムでの災害減少に関する国家レポート，2004.
- 2) Lucy, L.: A numerical approach to testing the fission hypothesis. *Astronomical Journal* 82, pp.1013-1024, 1977.
- 3) Gingold, R. A. and Monaghan, J. J.: Smoothed particle hydrodynamics: Theory and application to non spherical stars. *Mon. Not. Roy. Astron. Soc.* 181, pp.375-389, 1977.
- 4) 前田健一・坂井守：Smoothed Particle Hydrodynamics 法による粒状地盤の浸透破壊解析手法の開発，*応用力学論文集*，Vol.7, No.2, pp.775-786, 2004.
- 5) Bui, H. H., Sako, K., Satomi, T., and Fukagawa, R.: Numerical simulation of slope failure for mitigation of rainfall induced slope disaster of an important cultural heritage, *歴史都市防災論文集*，Vol.2, pp.111-118, 2008.
- 6) Bui, H. H., Fukagawa, R., Sako, K. and Ohno, S.: Lagrangian meshfree particles method (SPH) for large deformation and failure flows of geomaterial using elastic-plastic soil constitutive model, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, Vol.32(12), pp.1537-1570, 2008
- 7) Bui, H. H., Fukagawa, R., Sako, K. and Wells, J. C.: Slope stability analysis and discontinuous slope failure simulation by elasto-plastic smoothed particle hydrodynamics (SPH), *Geotechnique*, 2010. (in press).
- 8) 浅岡荘平: SPH 法を用いた斜面の変形・崩壊シミュレーションおよび安定性評価, 立命館大学卒業論文, pp.30-36, 2007.
- 9) 森崎誉: 不飽和度の含水量変化に伴う強度特性の変化に関する研究, 立命館大学卒業論文, pp.7-44, 2008.