

河岸浸食災害に対する瀬戸内海の 潮汐の影響

井上 卓也¹

¹広島大学大学院 先進理工系科学研究科

広島県の三津大川では平成30年豪雨、令和3年豪雨時に河岸侵食が発生した。三津大川は山地のすぐ近くに位置し、さらに潮位変動の大きい瀬戸内海に面しているため、地下水位と潮位変動の両方の影響を受けやすい河川である。本研究では、河岸の粘着力および地下水位と河川水位の水位差の影響を考慮した斜面安定性解析モデルを平面2次元河床変動モデルに導入した。また、開発したモデルを用いて、三津大川の河岸侵食要因の分析を行った。その結果、開発したモデルは三津大川の被災箇所を予測できること、地下水位と河川水位の水位差が大きくなりやすい湾曲内岸および干潮時は、流水のせん断力が小さくても、水位差の影響により河岸が崩落する可能性を示せた。

キーワード：河岸侵食，地下水，粘着性，潮汐

1. はじめに

令和3年7月8日、活発化した梅雨前線の影響で中国地方で発生した線状降水帯により、広島県を中心に記録的な大雨となった。広島県の二級河川三津大川では、河口から約400m付近において、河岸侵食による川沿いの道路の崩落と越水による家屋の浸水被害が発生した(図-1)。三津大川は山間部との距離が小さいことから、雨が降ると地下水位が高くなりやすく、さらに潮位差の大きい瀬戸内海に面していることから、潮位変動による影響も受けやすいと考えられる。

地下水位が河岸侵食に及ぼす影響の研究として、常松ら¹⁾はメコン川河岸を対象に地中流の動きを不飽和流解析によって把握し、河岸侵食に地中流の影響があることを示している。また、鈴木ら²⁾は筑後川河口域において非定常準三次元洪水流解析と河床変動解析を行った結果、砂供給量は有明海の潮位変動に強く影響されることを報告している。このように地下水位や潮位変動が河口付近の地形変化に影響を及ぼすことは明らかであり、三津大川の被災要因を分析するためには、地下水位と潮位変動の両方を考慮できる河床変動解析モデルの開発が必要である。

地下水位や浸透流が河岸侵食に与える影響を考慮した河床変動解析モデルとしては、音田ら³⁾の開発した表面流と浸透流を同時解析できる3次元流体解析と河床変動解析を組み合わせたモデル、竹村・福岡⁴⁾の開発した準3次元流体解析とサクシヨンの影響を考慮した斜面安定解析を組み合わせたモデルが挙げられる。しかし、音田



図-1 令和3年7月洪水における三津大川被災状況

ら³⁾は非粘着性材料を用いた実験を、竹村・福岡⁴⁾は粘着性の少ない石礫河川をそれぞれ対象としているため、河岸が有する粘着性の影響を考慮していない。

本研究が対象とするような河口付近の河川の場合、氾濫原にはかつての洪水で堆積した粘土、シルトが堆積しており、河岸の持つ粘着性の影響を無視できるとは限らない。そこで、本研究では iRIC Nays2DHF⁵⁾に地下水位と粘着性の影響を考慮した斜面安定性解析を組み込み、三津大川で発生した河岸侵食要因の分析を行う。

2. 三津大川における令和3年7月洪水

三津大川は広島県東広島市安芸津を貫流する河川であり、流路延長 4.95 km、流域面積 25.3 km²の比較的小規模な河川である。研究対象区間の河床勾配は約 0.005、河床材料の平均粒径は約 13mm である。両岸にはコンクリート護岸が設置されており、高水敷はなく、河川に沿って設置された道路が堤内地盤高より約 1 m ほど高く、堤防のような役割を果たしている。

図-2 の上部は、三津大川近傍にある本郷観測所における令和3年7月8日の降水量である。時間最大降水量は平成30年豪雨の 50.5 mm/h (観測史上最大) に対し令和3年豪雨は 38.5 mm/h と 76% 程度であるが、三日間降水量は平成30年豪雨の 426 mm/3day に対し令和3年豪雨は 220 mm/3day と 50% 程度である。令和3年豪雨は平成30年豪雨に比べ短期的な豪雨であったと言える。

図-2 の下部は、三津大川三津地点における流量と三津大川から最も近い潮位観測所である竹原の潮位である。ピーク流量観測時と満潮時がほぼ同時であり、流量と潮位の時間変化が一致していることが分かる。

図-3 は令和3年洪水および平成30年洪水における河岸被災箇所である。令和3年洪水では新興橋および安永橋の右岸付近で河岸被災が発生しており、平成30年洪水では新興橋の左右岸で河岸被災が発生している。なお、被災箇所は潮位の影響をうける背水区間と自流区間の境界付近に位置する。

3. 斜面安定性解析モデルの簡易化と検証

ここでは、はじめに Langendoen & Simon⁹⁾ が提案した河岸の粘着力、地下水位、河川水位の影響を考慮した斜面安定性解析モデルを紹介し、次に彼らのモデルを簡易化した本研究モデルを提案する。最後に Fox et al.⁷⁾ が粘着性材料を用いて実施した斜面崩落実験と比較することで両モデルを検証する。

3.1 Langendoen & Simon のモデル

Langendoen & Simon⁹⁾ のモデルでは土塊を縦にスライスし、分割片を追加しながら安全率計算を行うことで、崩落角と崩落位置に対する安全率を算出する (図-4)。

スライス重量 W_j は以下の式で表される。

$$W_j = \gamma_s (\eta_j - \eta_{fj}) dx + \gamma_w \lambda (\eta_{wj} - \eta_{fj}) dx \quad (1)$$

ここで、 γ_s : 土の乾燥単位体積荷重 ($=\rho_s g(1-\lambda)$)、 γ_w : 水の単位体積荷重 ($\rho_w g$)、 λ : 空隙率、 η : 地表面高さ、 η_f : すべり面高さ、 η_w : 地下水面高さ、 dx : スライス幅、 ρ_s は土の密度、 ρ_w は水の密度である。添え字の j はスライススライスした分割辺の番号を表している。

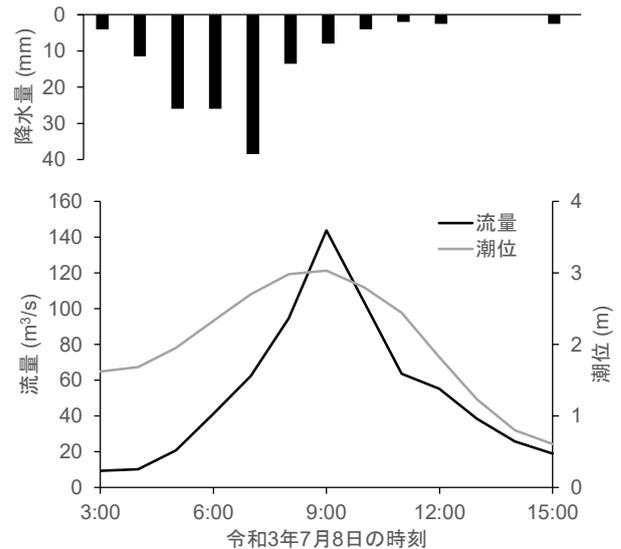


図-2 降水量・流量・潮位の時間変化



図-3 三津大川の河岸被災箇所

各スライスにおける間隙水圧とその作用距離の積 U_j は以下の式となる。

$$U_j = \gamma_w (\eta_{wj} - \eta_{fj}) L_j \quad (2)$$

ここで、 L_j : すべり面距離である。

スライス底面摩擦力 S_j は以下の式で表される。

$$S_j = \frac{1}{FS} (c' L_j + N_j \tan \phi - U_j \tan \phi_b) \quad (3)$$

ここで、 ϕ : 土の内部摩擦角、 ϕ_b : サクションによる摩擦力増加を表す角度、 c' : 粘着力、 N_j はすべり面の法線方向の力、 FS は安全率である。

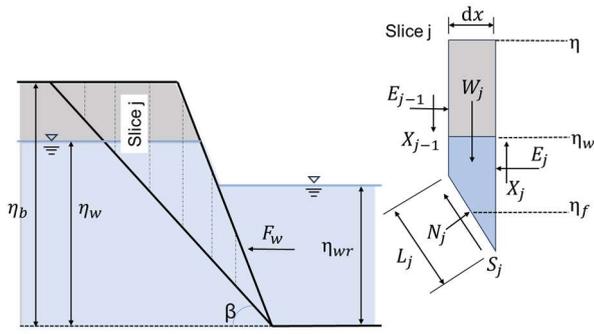


図-4 Langendoen & Simon⁹⁾の概念図

スライスにかかる鉛直方向の力のつり合いを考え、すべり面の法線方向の力 N_j について整理すると、

$$N_j = \frac{W_j - X_j + X_{j-1} - (c'L_j - U_j \tan \phi_b) \frac{\sin \beta}{FS}}{\cos \beta + \frac{\tan \phi \sin \beta}{FS}} \quad (4)$$

最後に、すべり面に沿った力のつり合いから安全率を算出する。その際、 $\sum(E_j - E_{j-1}) = F_w$ 、 $\sum(X_j - X_{j-1}) = 0$ とする。

$$FS = \frac{\sum(c'L_j + N_j \tan \phi - U_j \tan \phi_b)}{\tan \beta \sum W_j - F_w \cos \beta} \quad (5)$$

ここで、 F_w は土塊に作用する外部の力であり、河川側の水圧と考え、以下の式で表される。

$$F_w = 0.5 \gamma_w (\eta_{wr}^2) \quad (6)$$

ここで、 η_{wr} は河川側の水位である。

3.2 本研究モデル

Langendoen & Simon⁹⁾のモデルは土塊を分割片にスライスし、崩落角度と崩落位置（加える分割片の数）の2つを少しずつ変化させて繰り返し計算により安全率を求める。このため、平面2次元河床変動モデルに組み込んだ場合、計算負荷の増大が予想される。また、平面2次元河床変動計算の場合、崩落位置は竹村・福岡⁴⁾のモデルのように計算格子によって規定されてしまう。これを回避するためには、移動する計算格子の導入もしくはサブグリッドスケールのモデル化が必要となり計算が複雑になる。そこで、本研究では土塊を一つの三角形土塊とみなし安全率計算を行う。これにより崩落角だけの繰り返しとなり、計算負荷を低減できる。

はじめに、三角形土塊全体の重量 W を以下の式より求める。

$$W = \frac{1}{2} \gamma_s \eta_b \Delta n + \frac{1}{2} \gamma_w \lambda \frac{\Delta n}{\eta_b} \eta_w^2 \quad (7)$$

ここで Δn : 三角土塊上部の長さ ($= \eta_b / \tan \beta$) である。

次に、式(2)を斜面法尻から地下水面と崩落斜面の交点 ($\eta_w / \tan \beta$) まで積分すると、以下の式で表される。

$$U = \left[\frac{\gamma_w}{\cos \beta} \left(\eta_{wr} x - \frac{1}{2} \tan \beta x^2 \right) \right]_0^{x_1} + \left[\frac{\gamma_w}{\cos \beta} \left(\eta_w x - \frac{1}{2} \tan \beta x^2 \right) \right]_{x_1}^{x_2} \quad (8)$$

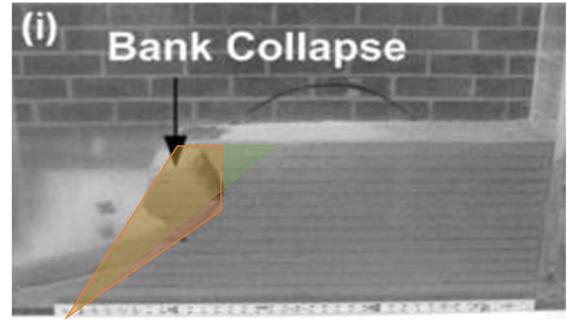


図-5 Fox et al.⁷⁾の実験ケース4における崩壊時の写真

ここで、 $x_1 = 0.5(\eta_{wr} + \eta_w) / \tan \theta$ 、 $x_2 = \eta_w / \tan \beta$ であり、 θ は崩落する前の斜面の角度である。

最後に、すべり面に沿った力のつり合いから安全率を算出する。

$$FS = \frac{c'L + W \cos \beta \tan \phi - U \tan \phi_b}{W \sin \beta - F_w \cos \beta} \quad (9)$$

3.3 Fox et al. の実験による検証

Fox et al.⁷⁾は高さ100 cm、幅10 cm、長さ100 cmの実験水路に高さ35 cmの台形土塊を設置し、台形土塊の片側の水深を30 cmに保つことで、徐々に土塊に水を浸透させ、土塊の崩落形状を観測した。実験は粘着性の異なる2種類の砂を用い、土塊の初期斜面角を変えて、7ケース実施された。本研究では、崩壊過程の写真が掲載されているケース4（初期斜面角60度、土の単位体積重量19 kN/m³、粘着力0.25 kPa、内部摩擦角35°）を用いて、Langendoen & Simon⁹⁾のモデルおよび本研究で提案する簡易モデルの検証を行う。

図-5はFox et al.⁷⁾の実験ケース4において斜面崩落が発生した瞬間の写真である。初期斜面角は60°であったが、崩壊する前に浸透流によって法尻付近の土砂が侵食され、その後斜面の崩落が発生している。図中のオレンジ色の四角形は、Langendoen & Simon⁹⁾のモデルで想定している崩落形状（直線的なクラックと直線的な滑り面）に合わせ、崩落位置と崩落角度を表している。これによると崩落位置は法尻から約27 cm、崩落角は約38°であった。一方、図中の緑色は、本研究モデルが想定している三角形土塊をイメージしている。崩壊土塊量を合わせるために、面積をオレンジ色の四角形の面積と同じにすると、緑色の三角形の崩落角は約42°であった。

図-6(a)はFox et al.⁷⁾の実験ケース4の条件を用いて、Langendoen & Simon⁹⁾のモデルおよび本研究モデルで計算した安全率と崩落角度の関係である。なお、スライスの幅は2.89 cmとし、 ϕ_b はLangendoen & Simon⁹⁾と同様に17°として計算している。まず、Langendoen & Simon⁹⁾のモデルの結果をみると、実験の崩落位置27 cmに一番近い法尻から26 cmにおいて、崩落角35°以上で安全率が1を下回っており、オレンジ色の四角形土塊が不安定であることを示している。次に、本研究モデルをみると、崩落角39°以上で安全率が1を下回っており、緑色の三角形土塊

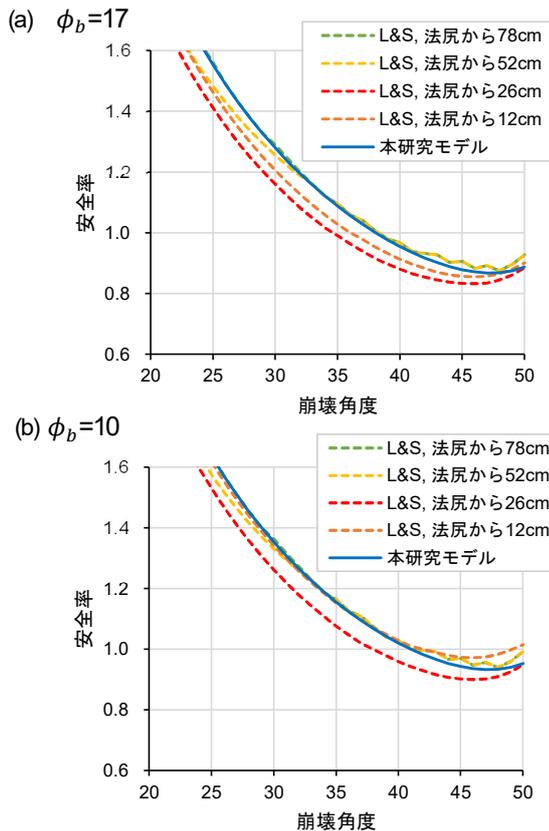


図-6 斜面安定計算モデルの検証

が不安定であることを示している。

一般的に ϕ_b は $10^\circ \sim 20^\circ$ の範囲と言われている⁷⁾。そこで、 ϕ_b を 10° とした場合の解析結果を図-6(b)に示す。Langendoen & Simon⁹⁾のモデルでは法尻から26 cmにおいて崩落角 38° で安全率が1となり、本研究モデルでは崩落角 42° で安全率が1となり、Fox et al.⁷⁾の実験をよく再現できている。

Langendoen & Simon⁹⁾のモデルと本研究モデルを比べると、本研究モデルの方が崩落角がわずかに大きくなる。これは三角形土塊とすることで、土塊底部のすべり面が長くなり(図-5 参照)、その分の粘着力が多く働くためである。この点については、将来の研究事項としたい。

4. 斜面安定性解析を考慮した平面2次元河床変動

計算モデルの開発と三津大川における感度分析

4.1 モデル改良の概要

本研究では、平面2次元河床変動モデルである iRIC Nays2DH⁹⁾に3.2章で示した簡易的な斜面安定性解析モデルを組み込む。各格子において、地下水位・河川水位・

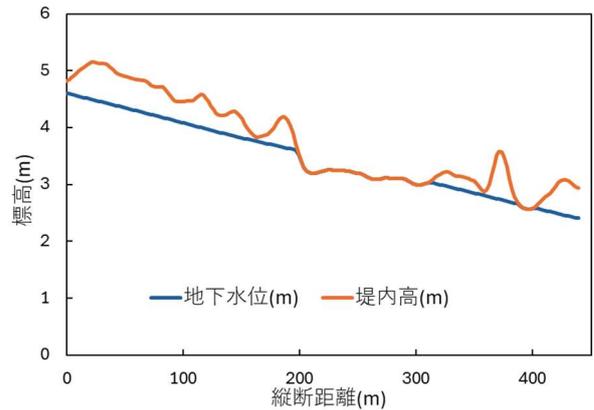


図7 地下水位と右岸堤内地盤高の縦断分布

粘着性を踏まえた斜面安定性解析を行い、安全率が1になる崩落角を算出する。河床変動によって計算格子間の斜面角が算出された崩落角を超えたとき、斜面角が崩落角になるように河岸を崩壊させる。崩壊した土砂は隣接する格子に堆積させる。

その他の点は iRIC Nays2DH⁹⁾と同じであり、流況は平面2次元浅水流方程式で解析され、河床変動は Exner 方程式で算出される。流砂は単一粒径の掃流砂のみを考慮し、流砂量は芦田・道上の式より算出される。

4.2 計算条件

計算対象区間は図-3に示すように被災箇所約200 m上流から河口までである。計算格子のサイズはおよそ流下方向2 m×横断方向2 mである。河床材料は令和3年洪水後に被災箇所付近の河床から土砂を採取し、ふるい分け試験を行い算出した平均粒径13 mmを用いる。マニングの粗度係数は、洪水ピーク時の計算水位が痕跡水位と概ね一致した0.03を試行錯誤的に与えた。内部摩擦角および河岸粘着力については調査データが無かったため、Fox et al.⁷⁾の実験と同じ 35° と0.25 kPaを仮に与えた。

本研究において、地下水位の計算は行わずに流下方向に一定勾配として与えた。

$$h_g(s) = -i_g L_u(s) + h_{gu} \quad (10)$$

ここで、 h_g は地下水位、 s は計算格子の流下方向座標、 i_g は地下水位勾配、 L_u は上流端からの距離、 h_{gu} は上流端における地下水位である。三津大川では越水による氾濫が発生しており、堤内地盤は飽和状態に近かったと考えられる。そこで、 i_g は右岸高水敷の平均勾配である0.005、 h_{gu} は4.6 mとし、地下水位が堤内地盤高に近い状況を想定した(図-7)。

ケース1は粘着力の有無が河岸侵食に与える影響を確認するために行った。ケース1-1は粘着力 $c=0$ kPaであり、ケース1-2は粘着力 $c=0.25$ kPaである。粘着力有無の違いが分かり易いように流量は $50 \text{ m}^3/\text{s}$ 、下流端水位は1.2 mに固定し6時間の通水を行った。なお、流量 $50 \text{ m}^3/\text{s}$

は図-2 に示す流量ハイドログラフの流量下降期（6 時間）のおおよそ平均値であり、下流端水位 1.2 m は 8 日 3 時と 15 時に観測された干潮位のおおよそ平均値である。

ケース 2 は流量と潮位が河岸被災に与える影響を把握することを目的に行った。ケース 2-1 は図-2 に示す洪水ピーク時（流量 140 m³/s, 下流端水位 3.0 m）, ケース 2-2 は洪水減衰時（流量 50 m³/s, 下流端水位 2 m）, ケース 2-3 は洪水終了時（流量 20 m³/s, 下流端水位 1.2 m）, ケース 2-4 は流量が小さく潮位が高い場合（流量 20 m³/s, 下流端水位 3.0 m）を与えた。通水時間は 0.5 時間とした。これはピーク流量 140 m³/s を長時間流すと越流した流れによって堤内地が侵食され、河岸崩落なのか表面流による侵食なのかの判断が難しくなるためである。

4.3 粘着力の影響の感度分析結果

図-8 に本研究モデルにおいて粘着力を考慮していないケース 1-1 と考慮したケース 1-2 の河床変動高の計算結果を示す。なお、河岸侵食の多かった新興橋付近を拡大して示している。これによると粘着力を考慮したケース 1-2 のほうが、いずれの時間においても河岸侵食が小さくなっており、平面 2 次元河床変動モデルに組み込んだ斜面安定性解析モデルが想定通りに動作していることが確認できる。

図-8(b)において河岸侵食量が多いのは、新興橋の左右岸と安永橋の右岸、児童公園の左岸である。このうち、新興橋の左右岸、安永橋の右岸は、令和 3 年洪水時もしくは平成 30 年洪水時に被災実績のある箇所である。このことから、改良した平面 2 次元河床変動モデルは被災箇所を概ね予測できていると考える。

児童公園の左岸において、計算では河岸侵食が発生しているが被災実績が無い要因として、三津大川は両岸に護岸が設置されており、当該箇所の護岸の状態が良かった可能性などが考えられる。児童公園の左岸は、近年の被害実績は無いものの潜在的なリスクを持っていると考えられ、今後注視が必要である。

緩やかな湾曲の外岸に位置する児童公園の左岸、新興橋と安永橋の右岸において河岸侵食が発生する要因は、湾曲の外岸部に位置するため、内岸側の土砂堆積・砂州の発達に伴い、流れが外岸側へ集中し河岸近傍流速および河床せん断応力が大きいことが要因として考えられる。このことは土砂堆積が大きくなる通水 3 時間目以降に河岸侵食が大きく進行していることから伺える。

一方、流水のせん断力が小さい湾曲の内岸側に位置する新興橋の左岸において河岸侵食が発生した理由は、地下水位と河川水位の差による影響と考えられる。湾曲部内岸では遠心力の影響により河川水位が低下する。この結果、式(9)の分母にある河川側の水圧を表す F_w が小さくなり、斜面崩落が発生しやすくなったと考えられる。このことは、砂州が発達する前の通水 1.5 時間目をみると、新興橋の左岸の方が新興橋の右岸よりも河岸侵食量

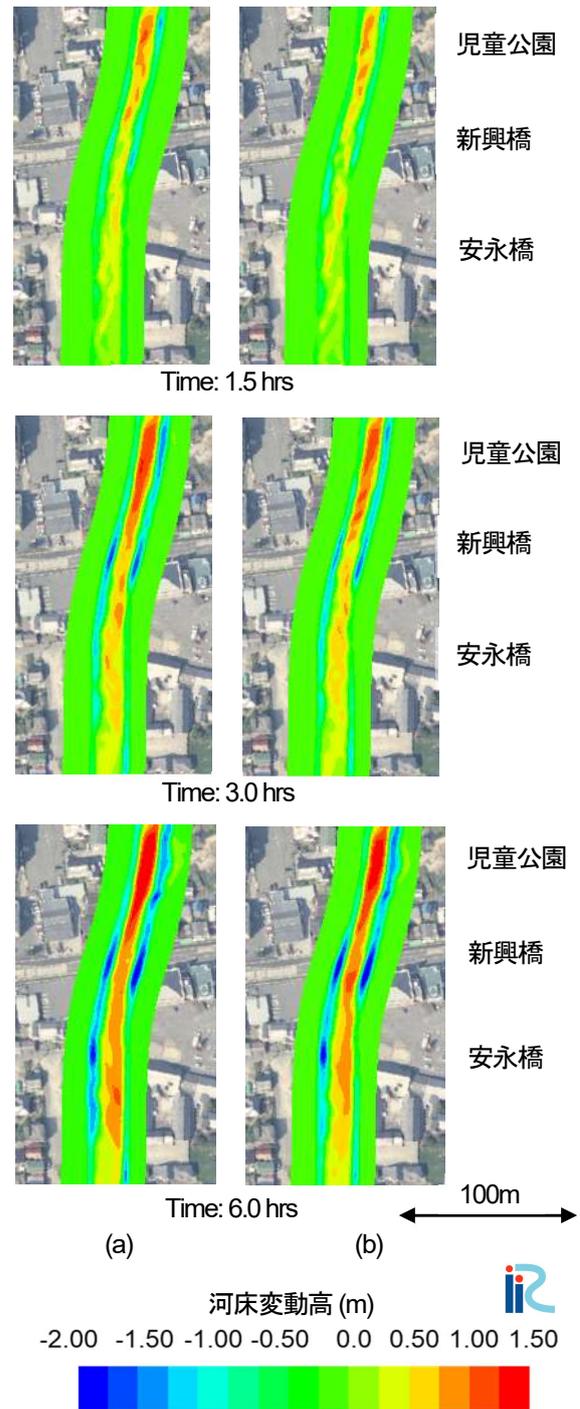


図-8 ケース 1 の河床変動高, (a) ケース 1-1 : 粘着力 $c=0$ kPa, (b) ケース 1-2 : 粘着力 $c=0.25$ kPa

が大きいことから伺える。

4.3 流量と潮位の影響の感度分析結果

図-9 に流量および流端水位を実績の流量ハイドロと潮位変動に基づいて設定したケース 2 の河床変動高を示す。計算前は洪水ピーク時は潮位が高いため、背水の影響を受け河岸侵食が発生しづらいと想定したが、潮位が高くても流量ピーク時に河岸侵食量は最大となった(図-

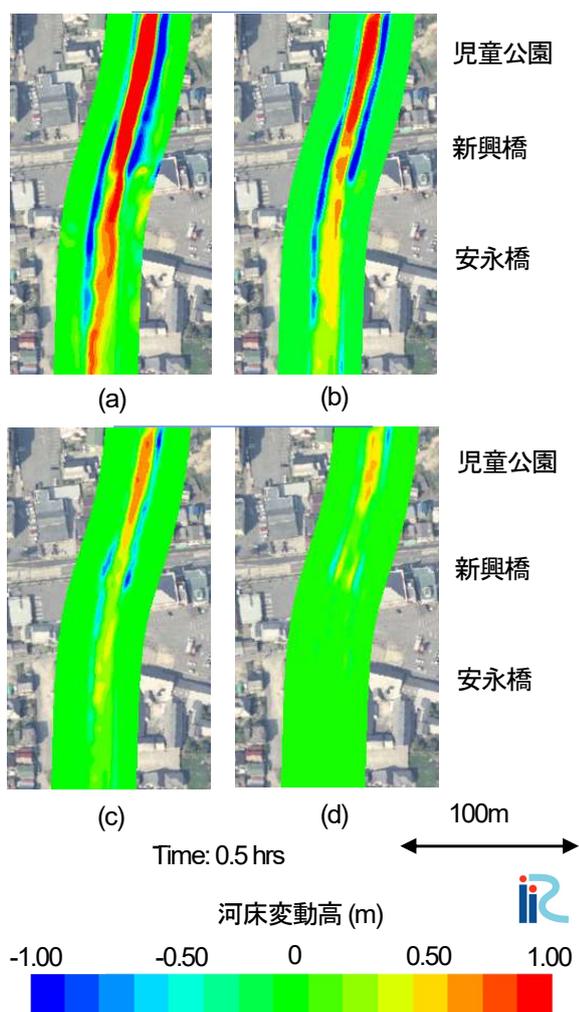


図-9 ケース2の河床変動高

- (a) ケース 2-1 : 流量 140 m³/s, 下流端水位 3.0 m
- (b) ケース 2-2 : 流量 50 m³/s, 下流端水位 2.0 m
- (c) ケース 2-3 : 流量 20 m³/s, 下流端水位 1.2 m
- (d) ケース 2-4 : 流量 20 m³/s, 下流端水位 3.0 m

9(a). これは流量が高いとき、背水区間と自流水区間の境界は下流側へ移行し、新興橋付近は自流水区間になるためである。

流量が 20 m³/s の時(図-9(b))に着目すると、新興橋付近において河岸侵食が発生している。これは流量低下に伴い潮位も下がっていたため、河川水位と地下水位の差が大きくなり河岸侵食が発生しやすくなっていたためと推測される。このことは流量が小さく、潮位が高い場合のケース 2-4 において、河岸侵食量が減少していることから伺える。

以上のことから、流量低下と潮位低下の一致することで、高流量時は流水のせん断力による河岸侵食、低流量時は河川水位と地下水位の水位差による河岸崩落が生じやすく、新興橋付近の河岸は長時間にわたり危険な状態にさらされていたと推測される。

5. まとめ

本研究では平面 2 次元河床変動モデル iRIC Nays2DH[®] に地下水位と粘着性の影響を考慮した斜面安定性解析を導入した。また、開発したモデルを用いて広島県の二級河川三津大川を対象に洪水時の河岸侵食要因について分析を行った。得られた知見について以下に列記する。

- 1) Langendoen & Simon[®]の斜面安定性解析モデルおよびそれを簡易化した本研究の斜面安定性解析モデルの両方とも Fox et al.⁷⁾の実験を精度よく再現することができた。
- 2) 平面 2 次元河床変動モデル iRIC Nays2DH[®] に上述の簡易的な斜面安定性解析モデルを組み込み、三津大川を対象に感度分析を行った結果、粘着力を考慮した方が考慮していない場合に比べ河岸侵食が発生しづらいことを確認した。
- 3) 流水による河床せん断応力が小さくても、地下水位と河川水位の水位差が大きくなりやすい湾曲内岸および干潮時は、水位差の影響により河岸が崩落する可能性を示せた。

なお、本研究では地下水位を一定勾配で与え、時間的な変化を考慮していない。また、安息角や粘着力も観測値を用いていない。今後は浸透流解析モデルを組み込むとともに、安息角や粘着力を調べた上で、粘着性河岸の侵食実験を行い、モデルの妥当性を定量的に検証する予定である。

参考文献

- 1) 常松直志, 風間聡, 沢本正樹, 仙頭紀明: 河岸侵食における地中水流動の影響, 水工学論文集, Vol.48, pp.1093-1098, 2004.
- 2) 鈴木健太, 島本尚徳, 久保世紀, 福岡捷二: 筑後川感潮域の洪水時の河床変動解析, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.67, No.4, pp.1_877-1_882, 2011.
- 3) 音田慎一郎, 安庭正晴, 細田尚: 河岸侵食を伴う流路変動過程に関する 3 次元数値モデルの適用性について, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.76, No.2, pp.
- 4) 竹村吉晴, 福岡捷二: 扇状地河川の河岸侵食プロセスの解析法と常願寺川現地実験への適用, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.77 巻, No. 2, pp. 1_799-1_804, 2021.
- 5) Shimizu, Y., Nelson, J., Arnez Ferrel, K., Asahi, K., Giri, S., Inoue, T. et al. : Advances in computational morphodynamics using the International River Interface Cooperative (iRIC) software. Earth Surf. Process. Landforms, Vol. 45, pp. 11–37, 2020.
- 6) Langendoen, E.J. and Simon, A.: Modeling the Evolution of Incised Streams. II: Streambank Erosion, J. Hydraul. Eng., Vol. 134, No. 7, pp. 905-915, , 2008.
- 7) Fox, G.A., Librada, M, Glenn, CA, Wilson, V.: Erosion of Noncohesive Sediment by Ground Water Seepage: Lysimeter Experiments and Stability Modeling, Soil Sci. Soc. Am. J., Vol.71, pp. 1822-1830, 2007.