いくつかの河川災害の発生メカニズムとその解析の方向性に関する一考察

山口大学　フェロー会員○羽田野袈裟義　正会員　朝位孝二
山口大学　正会員　赤松良久　　正会員　渡辺学歩
八千代エンジニアリング　正会員　永野博之

１．はじめに

平成 25 年 7 月 28 日に山口・島根の県境域を襲った豪雨は一帯に大きな河川災害をもたらした．このような豪雨は日本国中どこでも発生しうる．ゆえに，このような豪雨による災害を分析して今後の防災に役立つ知見を示すことは土木技術者の責務といえる．本稿はこの方向で行なった研究の成果を示し．

２．地域の降水量と河川流量・水位の関係

周知のように，河川の流量はその地点の流域面積と流域平均の雨量強度に大きく支配される．重要なこととして，河川のある地点の流量や水位を決定する降雨量がその地点周辺の平均ではなく，流域平均の降雨量である．残念ながら，土木技術者の中には「流域」の概念とこれが河川流量を支配するという事実を認識できていない人がかなりいる．　上記の河川流量(水位)と雨量の関係を示す格好の事例が出てきたので示す．**図１**は今回の豪雨で大きな災害が発生した阿武川，津和野川，須佐川，および田万川の流域図である．ただし，阿武川は基準点に対する流域である．また**図２**はこれらの河川の水位観測所の配置図で，氾濫危険水位を超えたもの(▲)と越えなかったもの（▲）を示す．阿武川では上流部で氾濫危険水位を超えたものの下流では超えていない．これは，阿武川流域の豪雨域が上流部に偏っていたことを示す．

図１　位置図

図２　河川水位の状況

次に，河川災害が発生した阿武川の用路，津和野川の町田，須佐川の龍背橋，田万川の椿橋の降雨ハイエトグラフと水位ハイドログラフを図３に示す．これらの地点の氾濫危険水位の超過状況は，**用路**：10 時過ぎ～13 時過ぎ(約 3 時間)，最大で約 70cm；**町田**：6 時半ごろ～18 時すぎ(約 11 時間半)，最大で約 170cm；**龍背橋**：11 時ごろ～14 時半ごろ(約 3 時間半)，最大で約 100cm；**椿橋**：13 時～14 時（1 時間），最大で約 10cm である．特徴的なこととして，用路では少雨であるにも関わらず氾濫危険水位を超えたことである．これは用路の上流の山間部に大量の降雨があったためである．

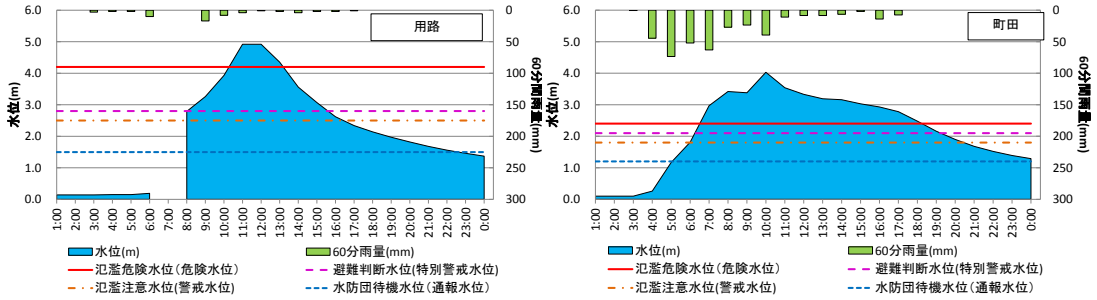

図 3　被害発生流域内の雨量・水位観測書における流量。水位の時系列

３．典型的な河川災害の事例とその発生機構・水理の検討

3.1　橋げたに作用する流体力について

今回の洪水では JR 山口線の阿武川第４～６橋梁の３橋梁が流失した．**図４**は流失した阿武川第４橋梁の左岸橋台の写真である．洪水による橋梁の災害についてはこれまで詳細な調査報告がなされているが，水理学の基礎式に基づく流体力評価の取組みはあまりみられない．ここでは，広長方形断面の河川に架かる橋梁を対象として流体力評価の方向を提示する．

図４　流失した JR 阿武川第 4 橋梁

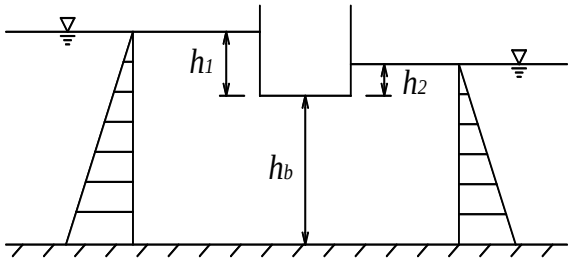

図５　橋げたに作用する流体力評価のモデル図

図のように，橋げた下（橋げた下端から河床までの高低差）を h_b，橋げたの上流側没水深を h_1，上流側没水深を h_2，単位幅流量を q，重力加速度を g，水の密度を ρ，橋げたの単位長さ当たりの作用流体力を F_D とする．この設定で運動量の定理は次式で与えられる．

$$\frac{\rho q^2}{h_b+h_2}-\frac{\rho q^2}{h_b+h_1}=\frac{1}{2}\rho g\left(h_b+h_1\right)^2-\frac{1}{2}\rho g\left(h_b+h_2\right)^2-F_D \tag{1}$$

したがって流体力は，

$$F_D=\frac{\rho q^2}{h_b+h_1}-\frac{\rho q^2}{h_b+h_2}+\frac{1}{2}\rho g\left(2h_b+h_1+h_2\right)\left(h_1-h_2\right) \tag{2}$$

次に，橋梁下方の流水断面と橋梁下流の断面に運動量の定理を適用すると，

$$\frac{\rho q^2}{h_b+h_2}-\frac{\rho q^2}{h_b}=\left(p_b+\frac{1}{2}\rho g h_b\right)h_b-\frac{1}{2}\rho g\left(h_b+h_2\right)^2 \tag{3}$$

1．

ここで p_b は橋桁下端での圧力である．橋梁上流と橋梁部の断面にベルヌイの定理を適用すると p_b は，

$$p_b = \rho g h_1 + \frac{1}{2g}\left(\frac{q}{h_b + h_1}\right)^2 - \frac{1}{2g}\left(\frac{q}{h_b}\right)^2 \tag{4}$$

したがって，式(3)は次のようになる．

$$\frac{\rho q^2}{h_b + h_2} - \frac{\rho q^2}{h_b} = \rho g h_1 h_b + \frac{1}{2}\rho\left(\frac{q}{h_b + h_1}\right)^2 h_b - \frac{1}{2}\rho\left(\frac{q}{h_b}\right)^2 h_b + \frac{1}{2}\rho g {h_b}^2 - \frac{1}{2}\rho g\left(h_b + h_2\right)^2$$

未知数 h_1 を求めることが必要である．ここで $X = h_b + h_1$ と置き，その結果を変形すると次式を得る．

$$\left(\frac{X}{h_b}\right)^3 - \left[\frac{q^2}{g\left(h_b + h_2\right){h_b}^2} - \frac{q^2}{g{h_b}^3} - 1 + \frac{1}{2g}\left(\frac{q}{h_b}\right)^2 \frac{h_0}{{h_b}^2} + \frac{h_2}{h_b} + \frac{1}{2}\left(\frac{h_2}{h_b}\right)^2\right]\left(\frac{X}{h_b}\right)^2 + \frac{1}{2}\frac{q^2}{g{h_b}^3} = 0 \tag{5}$$

この 3 次方程式を解くと $X = h_b + h_1$ が得られ，それから $h_1 = X - h_b$ が得られる．その結果を式(3)に代入すると流体力 F_D が得られる．

3.2　橋梁迂回流による堤防法面崩壊のプロセス

橋梁を迂回する流れによる橋梁直下流の護岸災害は，現場の河川技術者の間では常識である．この災害は今回の洪水でもかなりの数に上っている．ここではこの災害の軽減方法を確立することを目指してこの流れの水理学的分析を試みる．**図６**は今回の洪水で生じた護岸災害の写真である．また**図７**は橋梁を迂回する流れの平面的状況を示す模式図，そして**図８**は橋梁架橋地点の河川横断図である．図のように橋梁はその上下流の堤防天端より高くしている．注意すべきこととして，この災害の原因が橋梁にあるのではなく，流れが一度堤内地に入ったのち橋梁の下流で河川に戻ることにある．

図６　橋梁迂回流による堤防法面崩壊

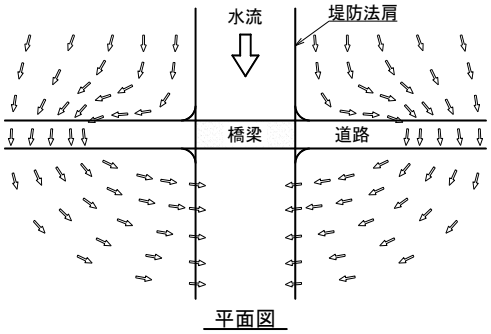

図７　橋梁を迂回する流れの模式図

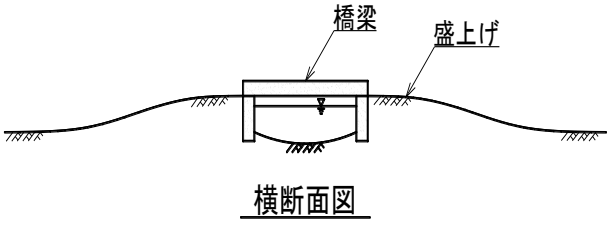

図８　橋梁架橋地点の河川横断図

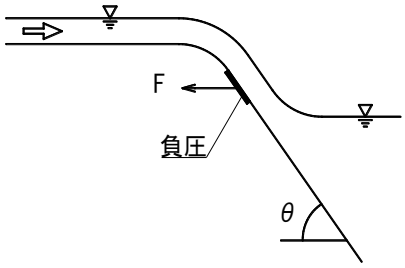

図９　戻り流れによる法面崩壊機構

ここで橋梁を迂回した流れが橋梁のすぐ下流で傾斜角 θ の法面を滑降する状態のモデル化を試みる．**図９**の

ように，橋梁の下流で単位長さあたり流量をqの滑降流があるとする．簡単のため法肩の上部分は水平とし，ここを限界流で法肩に向かう流れと仮定する．法肩の直前と直後の断面を検査面として運動量の定理を適用する．水の密度をρ，水平部分の流速をv_1，法肩直後の流速をv_2，法肩直後の部分での負圧による水流と土塊の間に作用する単位長さあたりの引力をFとすると，運動量の定理の水平成分は次のように書ける．

$$\rho q v_2 \cos\theta - \rho q v_1 = -F \qquad (6)$$

簡単のため$v_2 = v_1$と仮定する．限界流から$v_c = \sqrt{gh_c} = \sqrt{gq/v_c}$，$v_1 = v_c = (gq)^{1/3}$の関係を得る．ゆえに，

$$F = \rho q v_1(1-\cos\theta) = \rho q v_c(1-\cos\theta) = \rho q (gq)^{1/3}(1-\cos\theta) \qquad (7)$$

法肩直後の位置の法土塊表面では土塊と水の間で引力Fが生じる．すなわち土塊は水により剥ぎ取られる力を受ける．これにより剥離した土塊は滑降水流により河川に持ち込まれ，この剥離が繰り返されて崩壊に到る．

3.3　湾曲部の被災機構

今回の災害で湾曲部外岸の堤防では堤防護岸上方の土手が浸食され，これが進行して護岸が崩壊する事例が多々あった．典型的な例として山口市徳佐の大久保地区の阿武川沿いの国道 315 号の護岸決壊である．**図 10** の写真の右上部の狭窄部から流下してきた流れが湾曲部外岸の水衝部にあたって向きを変える位置で被災した．この状況の概念図を図 11 に断面図と共に示す．痕跡から，水は国道上を 1m 以上の水深で越流したことがうかがえる．洪水時には流速 5 m/ s 程度で波立ちと乱れをもって流れており，これが**図 11** の土堤部を浸食したとみられる．類似の機構の災害は須佐トンネル出口付近の道路盛土の崩壊にも見られる．

図 10　湾曲部の護岸被災の写真

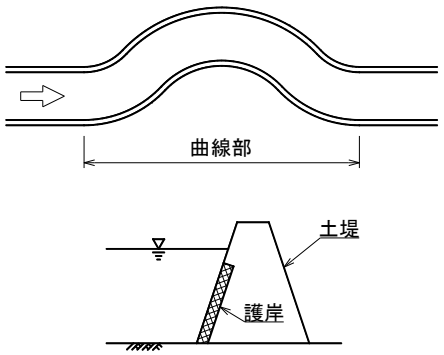

図 11　湾曲部の護岸被災の説明図

４．結語－地域防災に向けた取組み

今回の災害では豪雨の局地性が大きな特徴であった．河川災害の減災には降雨と河川流量・水位の間に介在する流域の認識が不可欠である．多くの人にこの仕組みを認識してもらい，場合によっては水防災に興味をもつ専門外の人に合理式まで情報提供することが戦略的防災に不可欠と言える．

謝辞：本研究は，土木学会中国支部および水工学委員会の山口・島根水害調査団の調査研究の成果を夢魔得たものである．この調査研究に際して土木学会中国支部および河川整備基金よりご援助を賜った．また，調査研究では，パシフィックコンサルタンツ(株)，アジア航測（株），日本工営（株），（株）建設技術研究所，のご協力を頂いた．国土交通省山口河川国道事務所，山口県河川課，同砂防課，島根県津和野土木事務所，山口市役所，ＪＲ西日本より貴重な資料を提供頂いた．記して深甚の謝意を表します．