

1. はじめに

土石流捕捉のための透過型砂防えん堤は、その透過部断面が土石流によって運ばれてきた巨礫によって閉塞することで、土石流を捕捉する。しかし、砂防えん堤の上流で流水が堰上げ(湛水)を起こしていると、土石流先頭部の巨礫は砂防えん堤まで到達することなく、透過部断面が閉塞しない可能性がある。そこで、土石流の発生した溪流に設置されているコンクリートスリット砂防えん堤で、透過部断面が底面から水通し天端まで完全には閉塞しなかった事例について、現地調査を行い、その結果に基づいて透過部断面が完全には閉塞しなかった原因を推定した。

2. 調査対象

調査対象としたのは、福井県九頭竜川水系足羽川左支蔵作川流域内に設置された第4号蔵作川砂防えん堤(以下、第4号えん堤と呼ぶ)である。蔵作川は、流域面積1.81km²、河床勾配1/7の土石流危険溪流であり、平成16年7月18日の豪雨(最大時間雨量71mm:城内雨量観測所)により土石流が発生した。第4号えん堤はコンクリートスリット砂防えん堤(堤高9.0m、水通し幅8.5m、透過部断面高5.0m、透過部断面幅1.3m)であり、足羽川との合流点から1.8kmほど上流に位置する。なお、第4号えん堤の130m上流には不透過型砂防えん堤が設置されている。

3. 現地調査

土石流は、第4号えん堤より上流に位置する右岸側から流れ込む最上流の支流域で発生していた。本川を流下した土石流は第4号えん堤の3基上流にある不透過型砂防えん堤により捕捉されていたことから、土石流は第4号えん堤まで到達していないと考えられる。

第4号えん堤の堆砂形状をトータルステーションで簡易的に測量した。図-2は第4号えん堤直上流の堆砂域の横断形状を示したものである。測量結果(現地地形)とえん堤建設前の地形(元地形)を比較すると、最大堆積深は6m程度であった。土砂は透過部断面に対して右岸側に集中して堆積していた。これは、今回の豪雨前の滲筋が透過部断面より右岸側にずれていたことで流水が右岸側に偏ったことに起因すると推定される。また、流水が右岸側に偏ることで、流水は堤体にぶつかって流速を落としやすいこと、さらに、えん堤直上流の溪床が急激に低くなっている現地の状況から、出水時には流水が堰上がる条件にあったことが考えられる。

第4号えん堤の透過部断面の閉塞状況を見ると、底面から2m程の高さまでは粒径が0.6m程度の礫と流木、単管パイプがかみ合わさって閉塞していたが、それより上方では閉塞していなかった(写真-1)。また、透過部断面内のコンクリートは、堆積面から高さ1m程の範囲内が

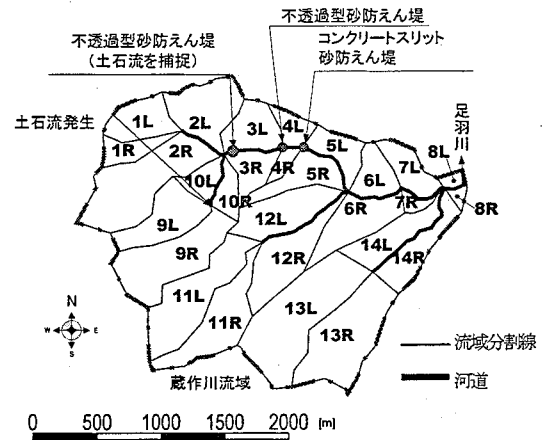


図-1 蔵作川流域図(流域分割と砂防えん堤位置)

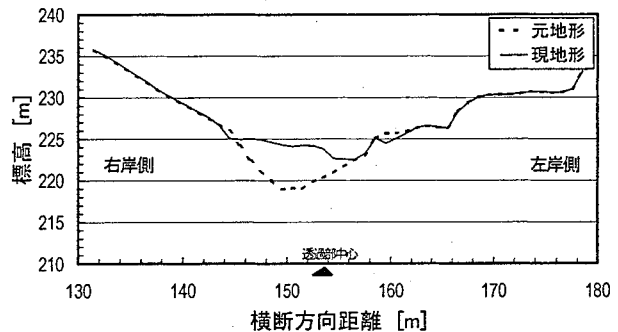


図-2 堆砂の横断形状(第4号えん堤直上流)

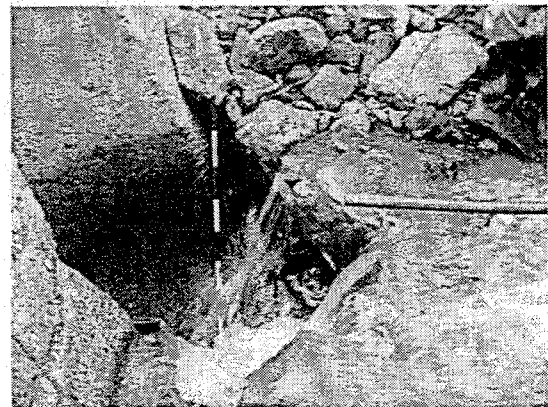


写真-1 スリット部の閉塞状況(平成16年11月30日撮影)

磨耗していた。このことから、透過部断面の底面から2m程度の高さまで、礫、流木、単管パイプなどがかみ合わさって閉塞したものの、それより上方では、土砂が流出したと推定される。さらに、透過部断面幅1.3mに対し、透過部の閉塞構造で確認された礫の粒径は0.6m程度であり、既往文献¹⁾等で示される透過部の閉塞条件を満たす粒径の礫(透過部断面幅の2/3倍)が透過部まで到達しなかったことが推定される。

また、現地調査結果から、水通し部に流木が残り、水通し部の下流側が変色していることが確認されたことから、流水の表面は水通し部天端より若干高い水位(5.1m程

度)まで到達したと推定される。

4. 透過部断面付近における流水の状態の推定

平成16年7月18日の豪雨時における蔵作川流域の流量を流出解析によって計算し、現地の流下痕跡に基づいて第4号えん堤の透過部断面付近における流水の状態を推定した。

4.1 計算方法

流出解析は Kinematic Wave 法により行なった。蔵作川流域を14分割して流域モデルを作成し(図-1)、斜面部および河道部の流水を以下の式により追跡した。

斜面部の流水は式(1)と式(2)により追跡した。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r_e \cdots \text{式(1)} \quad q = \alpha h^m \cdots \text{式(2)}$$

ここで、 h :水深(m)、 q :単位幅流量($m^3/s/m$)、 r_e :有効雨量(m/s)、 $m(=5/3)$:係数、 α :係数である。

α は式(3)により求めた。

$$\alpha = \sqrt{i}/N \cdots \text{式(3)}$$

ここで、 i :斜面勾配、 N :等価粗度係数である。なお、本検討では、流量の最大値を推定することを主眼としたため、地下へ浸透する雨量は無いと仮定して、有効雨量は雨量と等しいとした。

河道部の流水は式(4)と式(5)により追跡した。

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{in} \cdots \text{式(4)} \quad Q = GW^M \cdots \text{式(5)}$$

ここで、 W :流水の断面積(m^2)、 Q :流量(m^3/s)、 q_{in} :河道部に隣接する斜面部からの単位幅あたりの流入量($m^3/s/m$)、 G, M :係数である。

計算に用いた雨量は、蔵作川流域周辺の豪雨時に観測できた雨量観測所(城戸内)の時間雨量データである。斜面部の等価粗度係数は2、河道部の粗度係数は0.035とした。

次に、透過部断面を含めた水通し部において限界水深になったと仮定して、砂防えん堤付近の流水の状態を推定した。ここでは、流水が透過部断面を通過する際に失うエネルギーを考慮しないこととした。

4.2 結果

図-3に第4号えん堤の上流にある不透過型砂防えん堤の地点、第4号えん堤の地点、蔵作川と足羽川の合流点の3箇所での流量の計算結果を示す。不透過型砂防えん堤の地点および第4号えん堤地点における最大流量はともに午前10時頃に現れ、 $30m^3/s$ 程度であった。

図-4は透過部断面を含めた水通し部での比エネルギーと水深の関係を示したものである。図中には透過部断面が閉塞しなかった場合(流水が透過部断面内を通過した場合)と透過部断面が現地調査結果のように2m閉塞した場合の曲線を記した。写真-1から推定した流水のスリット底面からの最大水深を5.1mとすると、流水は常流であったことが推定される。それに併せて、流水が右岸側に偏り、砂防えん堤直上流の溪床が急激に低くなっていた

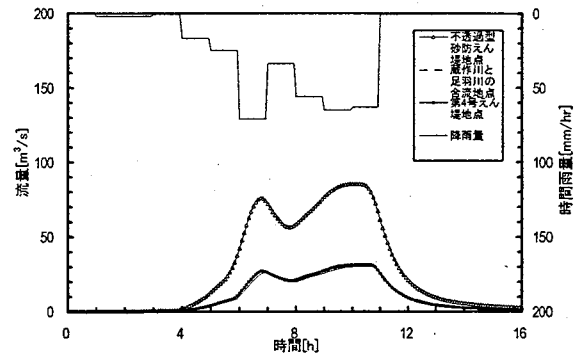


図-3 計算結果(ハイドログラフ)

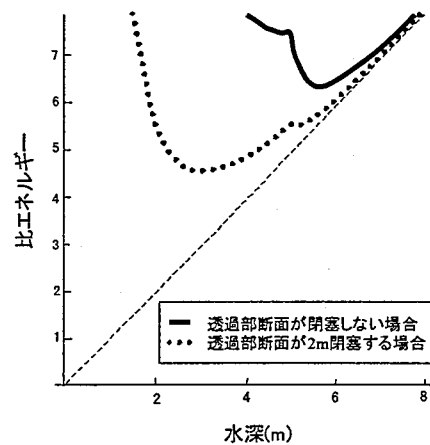


図-4 比エネルギー曲線

現地の状況を勘案すると、第4号えん堤の直上流では流水が堰上げを生じていたことが推定される。なお、その時の流量は図-4より推定したところ21~46 m^3/s 程度であった。この流量の値は、流出解析で推定した第4号えん堤地点における流量の最大値 $30m^3/s$ (図-3)に近い値となっており、図-4は実際の出水時における流量とオーダーがずれるほど大きく異ならないと考えられる。

5. まとめ

コンクリートスリット砂防えん堤の透過部断面が完全に閉塞しなかった原因を調査した。その原因として、当初、砂防えん堤の直上流で流水が堰上げを生じることにより、土石流の先頭部が湛水の upstream 端付近に停止することを想定していたが、今回の検討対象では、砂防えん堤の直上流で流水が堰上げを生じていたことを推定することとどまった。しかし、想定以上の粒径の礫が透過部断面まで到達せず、透過部断面が完全に閉塞されなかったために、閉塞しなかった空間から土砂が通過したことが確認され、コンクリートスリット砂防えん堤の土砂捕捉効果が完全に発揮されない事例が明らかとなった。コンクリートスリット砂防えん堤が土石流を確実に捕捉するよう、透過部分に横棧の設置といった対策を講じる必要がある。

本検討にあたり、福井県よりデータをご提供いただいた。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 池谷ほか(1980):スリット砂防ダム of 土砂調節効果,土木技術資料 Vol.22, No.7, pp33-38