

路肩まで達している。この道路は阿東徳佐(国道9号)と萩市須佐(国道191号)を結ぶ道路で、山口県中部の地域と山陰地域を結ぶ限られたアクセスの路線である。この事情でこの道路の復旧は急を要し、急ピッチで復旧工事が行なわれた。

3. 湾曲部の側岸浸食について

本研究では、前述のように、湾曲部外岸側の堤防法面に作用する変動流体力が法面表土の固結状態を破壊し、これにより表土が分離した粒状体となり、これが水流により流送されて浸食が進行すると考え、実験研究で実験結果を取りまとめる方向性を提示する。浸食の外力は変動流体力と考え、浸食に対する抵抗力として「擬似粘着力」 c' を導入する。これは、土の粘着力と類似の性格の物理量でこれと同じ次元をもつものとするが、あくまで浸食に対する抵抗力であって粘着力(せん断に対する抵抗力)と同一ではない。

Figure 1のように水路幅 b の流路が中心線の曲率半径 R で湾曲していると考え、流速の流路に沿う方向の成分を u 、それと直角に外岸に向く成分を v とする。流速はとりあえず水深平均流速で考え、 u はマンニング式などで見積もることができる。

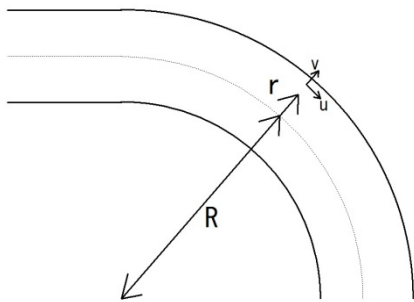


Figure1 definition sketch of curved interval

3.1 法面に作用する変動流体力

ここでは変動流体力を堤防法面の単位面積あたりの大きさで見積もる。この変動流体力の堤防法面に接線方向の成分は、水の質量密度を ρ としてレイノルズ応力 $\rho u'v'$ で与える。ここで、 v は外岸に向かう速度成分としているため、ふつうのレイノルズ応力の表現に現れる負号をはずして表記している。次に法線方向成分を考える。湾曲部では水塊は単位体積あたり $\rho v^2/R$ の向心力を受ける。これを法面の単位面積で見積もると、長さスケールを l として $\rho v^2/R \times l$ となる。したがって、変動流体力の堤防法面に法線方向成分は、流速変動による打撃力として $\rho v'v'/R \times l$ を考慮することができる。

現実の長さスケール l の見積もりが重要であり、このため l の見積もりの方向を検討する。 l は水塊の外岸方向の加速に関わる長さであるから、流水幅 b と流量

Q の影響を受けると考えられる。このことを考慮して l を例えば次の式で仮定することができる。

$$l = K \sqrt{b^m h_c^n}; \quad m+n=2 \quad (1)$$

あるいは、流水幅 b 、曲率半径 R および流量 Q の影響を受けると考えて次の形に置くことも考えられる。

$$l = K \sqrt{(b^2/R)^m h_c^n}; \quad m+n=2 \quad (1a)$$

ここで、 K は係数、 h_c は限界水深で次の式で与えられる。

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{b^2 g} \right)^{1/3} \approx \left(\frac{h_0^{10/3} I}{g n^2} \right)^{1/3} \quad (2)$$

ここで、 g は重力加速度、 h_0 は等流水深、 I は流路床の縦断勾配、 n はマンニングの粗度係数である。

3.2 浸食速度の見積もり

法面表土の浸食進行速度(川裏向き)を V_E としてその関数形を次の式で仮定する。

$$\frac{V_E}{\sqrt{u'v' + v'v'}} = f \left(\frac{\rho u'v'}{c'}, \frac{\rho v'v'}{Rc'} \right) \quad (3)$$

現実問題としては平均流速 u を用いて速度変動項 $u'v'$ と $v'v'$ を見積もる必要がある。第一次近似としてこれらを次のように仮定する。

$$\overline{u'v'} = k_1 u^2, \quad \overline{v'v'} = k_2 u^2 \quad (4)$$

このとき式(3)の浸食進行速度の関数形は次の式で置くことができる。

$$\frac{V_E}{\sqrt{k_1 + k_2} u} = f \left(\frac{\rho k_1 u^2}{c'}, \frac{k_2 \rho u^2 l}{c' R} \right) \quad (5)$$

したがって、実験・実測データの解析では次の関係を調べる方法が考えられる。

$$\frac{V_E}{u} = f \left(\frac{\rho u^2}{c'}, \frac{\rho u^2 l}{c' R} \right) \quad (6)$$

すなわち、

$$\frac{V_E}{u} = f \left(\frac{\rho u^2}{c'}, \frac{l}{R} \right) \quad (7)$$

したがって、所与の u と R の条件に対して、 V_E を測定し c' と l の値を種々変化させて上式の定式化を行なう方法がまず考えられる。

4. 堤防の決壊

4.1 堤防決壊の条件

ここでは、堤防法面の浸食が進行して堤防断面が細り、堤防土のせん断抵抗力が水圧の力に劣るようになって堤防が決壊することを想定し、この場合の堤防決壊の条件を検討する。Figure 2のような堤防横断面を考え、堤防軸線方向の単位長さの堤防法面に作用する水圧の力と堤防土のせん断抵抗力を見積もる。河川の水面は堤防天端より h_1 だけ下方にあり、堤防内の土中水位は天端より h_2 だけ下方にあるものと設定する。なお、堤防内の土中水位は水平ではなく増水時の定常状態では川表側で高く川裏側で低い、ここでは簡単のため水平と仮定する。

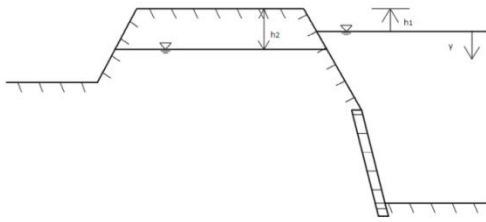


Figure 2 Schematic view for modelling

堤防軸線方向の単位長さ、河川の堤防前面の水面から y だけ下方の部分に作用する水圧の合圧力 F_p は近似的に次式で見積もることができる。

$$F_p = \frac{1}{2} \rho g y^2 \quad (8)$$

ここで、河川横断方向の平均水面から下方にとった長さおよび水面幅をそれぞれ y' および b とすると、 y と y' は近似的に次の式で関係づけられる。

$$y = y' + \frac{u^2 b}{r^2} \quad (9)$$

一方、堤防軸線方向の単位長さ、河川の堤防前面の水面から y だけ下方で考えた堤防土のせん断抵抗力 F_R は土のせん断抵抗力を τ_R 、堤防厚さを L として次式で与えられる。

$$F_R = \tau_R L \quad (10)$$

したがって、水圧による堤防決壊の限界条件 $F_N = F_R$ は次式で与えられる

$$\frac{1}{2} \rho g y^2 = \tau_R L \quad (11)$$

上式は、水圧が大きいほど必要な堤防厚さ L を大きくすべきことを示し、台形断面の堤防の合理性を示している。また、重要地点あるいは外力の大きい地点では堤防断面を十分厚くとる、という従来技術（先人の知恵）とも合致する。

4.2 土の強度指標を用いた条件式

土のせん断抵抗力 τ_R は、土の粘着力 c と有効応力 N を用いて次の式で書かれる

$$\tau_R = c + N \tan \phi \quad (12)$$

ここで、 ϕ は土の内部摩擦角（安息角）である。

また、有効応力 N は堤防構成材料の質量密度を σ_s 、空隙率を n として次のように与えられる。

$y < h_2 - h_1$ に対して

$$N = (1-n)\sigma_s g(h_1 + y) \quad (13a)$$

$y > h_2 - h_1$ に対して

$$N = (1-n)\sigma_s g h_2 + \{(1-n)(\sigma_s - \rho)\}g(y - h_2 + h_1) \quad (13b)$$

したがって、ここで検討しているメカニズムによる堤防決壊の限界条件は次のように与えられる。

$y < h_2 - h_1$ に対して、

$$\frac{1}{2} \rho g y^2 = cL + (1-n)\sigma_s g(h_1 + y)L \tan \phi \quad (14a)$$

$y > h_2 - h_1$ に対して、

$$\frac{1}{2} \rho g y^2 = cL + [(1-n)\sigma_s g h_2 + \{(1-n)(\sigma_s - \rho)\}g(y - h_2 + h_1)]L \tan \phi \quad (14b)$$

実験や現地観測では、湾曲部の堤防厚さ L の堤防軸線方向の分布を時々刻々計測・観測し、それが最小となる断面について条件式(14)により判断する。堤防厚さ L の水深方向の変化は、第一次近似としては、水面下では浸食が水深方向に一樣に進み、法面が初期の法面に平行で推移すると考えて見積もればよいであろう。しかし水面下で浸食が進むと水面上方の土塊は不安定となって崩落し、その上方の側岸は鉛直に近くなるであろう。その後さらに水位が上昇すると、それまで水面上にあった土塊は浮力を受けて不安定化する可能性がある。ここではこの問題に立ち入らない。

4.3 堤防決壊の深さ

堤防決壊の深さ y は、式(14)を y に関する2次方程式

$$Ay^2 + By + C = 0 \quad (15)$$

とみなし、これを解くことにより次のように与えられる。

$$y = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (16)$$

ここで、 A, B および C は次のようである。

$y < h_2 - h_1$ に対して、

$$A = \frac{1}{2} \rho g, \quad B = -(1-n) \sigma_s g L \tan \phi,$$

$$C = -\{cL + (1-n) \sigma_s g h_1 L \tan \phi\} \quad (17a)$$

$y > h_2 - h_1$ に対して、

$$A = \frac{1}{2} \rho g, \quad B = -\{(1-n)(\sigma_s - \rho)\} g L \tan \phi$$

$$C = -[cL + \{(1-n) \sigma_s g h_2\} L \tan \phi] \\ + \{(1-n)(\sigma_s - \rho)\} g (h_1 - h_2) L \tan \phi \quad (17b)$$

5. 結語

以上、本研究では、河川湾曲部に沿う堤防の浸食とその進行に伴う堤防決壊は河川技術上極めて重要な現象でありながら、これまで水理学・土質力学分野の研究が相互補完的に結合されていないとの認識にもとづき、そのアプローチの糸口を提示した。本研究の主要な推論および結論は次のようである。

- (1) 河川湾曲部外岸側の堤防法面の浸食機構を推論した。この部分の浸食は、堤防法面表土の固結状態が河川流の変動流体力により破壊されて粒状体になりこれが流水によって流送されることが継続して進行する。
- (2) 浸食が進行する速度 V_E の見積りの方向を提案した。 V_E / u の関数形として可能性のある形を式(7)として示し、その実験的な決定方法の道筋を提示した。
- (3) 本研究で検討した堤防法面の浸食進行による堤防決壊の条件の検討し、その条件式を式(14)として提案した。また、実験計測による条件の確認の見通しを示した。

- (4) 本研究で検討した堤防法面の浸食進行による堤防決壊の高さ方向の位置の表現を式(17)として求めた。

本研究では平成 25 年 7 月山口・島根豪雨による河川災害調査を基に、著者の水理学と土質力学の限られた知識の範囲で、思いつくまま浸食のメカニズムと堤防決壊の条件を検討した。本稿は絵画に例えればデッサンの段階である。既往文献の詳細検討を行わずまた実際の現象をつぶさに調査することもなく検討を進めたため、色々と不備があると思われる。これらについては、既往の湾曲水路の流れの実験的研究や、今後における基礎実験や現地実験、現地調査の結果を通して力学モデルを修正し、実現象を的確に表現するものへとグレードアップすることが必要である。

謝辞：本研究に先立つ災害調査研究のため、土木学会水工学委員会および土木学会中国支部には河川災害の調査団結成などのご支援を頂いた。調査団のメンバーにはそれぞれの専門を生かしてご尽力頂いた。下関地方気象台、山口県河川課、砂防課、山口市、津和野町、島根県津和野土木事務所、国土交通省山口河川国道事務所の行政機関、ならびにパシフィックコンサルタンツ、八千代エンジニアリング、アジア航測、日本工営、建設技術研究所、建設環境研究所の各社には貴重な資料をご提供頂いた。ここに記して関係者に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会九州北部豪雨災害調査団：平成 24 年九州北部豪雨災害調査団報告書，2013.
- 2) 羽田野架姿義：2013 年山口・島根豪雨災害と今後の減災への提言，平成 25 年度河川災害に関するシンポジウム資料，pp.7-12，2014.
- 3) 山口県土木建築部：平成 25 年 7 月 28 日豪雨 災害復旧事業等箇所図，2013.

(平成27年3月25日受理)