3.1 解析モデル (LADOF モデル)の構築

1) LADOF モデルの基本コンセプト

天然ダムの決壊による流域の災害予測を行 うためには、決壊により発生する土石流あるい は洪水のピーク流量を含めたハイドログラフ を算定する必要がある。既往の研究成果として は、過去の天然ダム決壊のデータを整理して統 計的にピーク流量を求める代表的な手法とし てダムファクター(貯水容量と天然ダムの高さ の積)を使用する Costa (1985)の方法がある。 これに対して、高橋・匡(1988)の流砂量計算 式をもとにシミュレーション計算を行い、 Costa の方法にならって整理したのが石川ほか

(1991、92)の方法である。さらに、石川ほか の表現を変え、簡易にピーク流量を算定できる ようにした田畑ほか(2001)の方法がある。し かし、これらの簡易算出法は、天然ダム直近の 下流地点におけるピーク流量の推定には使え るものの、いずれの手法もハイドログラフまで 求めることはできず、下流任意の地点の洪水位、 すなわち天然ダムの決壊シミュレーションを 行うには十分とはいえない。

一方、天然ダムの決壊並びに下流への流下過 程は、河床勾配の減少と共に"土石流"から"掃 流状集合流動"、"掃流"といったように土砂移 動形態が大きく変化していくことが予想され る。高橋・中川(1993)は天然ダムの越流決壊 現象を解析するため流砂形態を分類し、形態毎 に個別の抵抗則を与えて解析する方法(二次元 モデル)を提案した。また、江頭ほか(1997) は、独自の構成則に基づいて、掃流砂を伴う流 れの平衡状態における土砂濃度分布と流速分 布から、抵抗係数と支配方程式中において濃度 と流速が分布を持つことにより導入される形 状係数や、運動量補正係数に関する簡便な経験 則を勾配と濃度の関数として適用して解析す る方法を提案している。しかしながら、これら の解析方法の基礎となっている流れの支配方 程式は全層を対象とした「一層流」で与えられ ている。

それに対して高濱ほか(2000)は、江頭ほか (1997)の構成則に基づく考え方は同じである が、土石流から掃流状集合流動への遷移過程を 解析するため、掃流状集合流動の砂礫移動層と 水流層の構成則は本質的に異なることに着目 し、本来非定常状態における両層の挙動は各層 の構成則を反映したものになるべきであると 考え、掃流状集合流動状態について、その低濃 度層(水流層)と高濃度層(砂礫移動層)との 境界(interface)を想定して、体積保存則、運 動量保存則に基づいた砂礫移動層と水流層そ れぞれの支配方程式を立て流砂量解析を行う, 「二層流モデル」を提案している。

「天然ダムの決壊・洪水」は不確定要素の大きな現象であり、それに伴って発生する流れの 形態は、勾配等その場の条件によって大きく左右される。里深ほか(2007a、b、c)は、迅速な予測と対応が求められる天然ダムに対する 危機管理に的確に応用できるようにするため、 "土石流"から"掃流"まで変化する一連の幅 広い流れに連続して適用可能な二層流モデル を基本とした、天然ダムの越流決壊現象に適用 可能な計算モデルの開発に取組んでいる。

この計算モデルは、高濱ほか(2000)の方程 式に江頭ほか(1997)の侵食速度式を応用して、 側岸侵食による河道の拡幅も考慮できるよう にしている。さらに、ハイドログラフを下流ま で追跡して流量の減衰を評価でき、洪水氾濫解 析を行い、避難すべき区域を明確にすることが できる。開発されたこの河床変動シミュレーシ ョンモデルを"LADOF(Landslide Dam Overflow Flood)モデル"と呼称している。

2) LADOF モデル

高濵ほか(2000)の二層流モデルは図 3.1 に 示すように、境界面を通じて質量と体積のフラ ックスが介在するので、水流層が境界面を通し て単位時間・単位面積あたりに獲得する体積量 を *s*₁ として支配方程式を立てている。里深ほ か(2007a、b、c)の LADOF デルは、この二 層流モデルに側岸の拡幅速度 *ss*_T を考慮するこ ととし、以下の支配方程式を用いることとした。

1 連続式

(1) 水流層における連続式

$$\frac{1}{B_{I}}\frac{\partial Bh_{w}}{\partial t} + \frac{1}{B_{I}}\frac{\partial Bv_{w}h_{w}}{\partial x} = s_{I} + 2ss_{T}\frac{h_{w1}}{B_{I}}$$
(3.1)

(2) 砂礫移動層における連続式

$$\frac{1}{B_1}\frac{\partial Bh_s}{\partial t} + \frac{1}{B_1}\frac{\partial Bv_s h_s}{\partial x} = s_T - s_T + 2ss_T \frac{h_{s1}}{B_1}$$
(3.2)

(3) 砂礫移動層における土砂の連続式

$$\frac{1}{B_1}\frac{\partial c_s Bh_s}{\partial t} + \frac{1}{B_1}\frac{\partial \gamma c_s Bv_s h_s}{\partial x} = c_* \left(s_T + 2ss_T \frac{h_{t1}}{B_1}\right) \quad (3.3)$$

(4) 河床高の時間的変化

$$\frac{\partial \mathbf{z}_{b}}{\partial t} = -\mathbf{s}_{T} \frac{\mathbf{B}_{1}}{\mathbf{B}_{2}}$$
(3.4)

(5) 川幅の時間的変化

 $\Delta B(両岸) \times H_1 = 2 \times ss_T \times \Delta t \times h_1$ より、

$$\frac{\partial B}{\partial t} = 2 \, ss_T \cdot \frac{h_{t1}}{H_1} \tag{3.5}$$

(6) 河床の侵食速度

侵食速度式は、江頭ほか(1997)による侵食速 度式を二層流モデルに組み入れる。

$$s_T = v_t \tan(\theta - \theta_e) \tag{3.6}$$

(7) 側岸の拡幅速度

$$ss_{T} = \frac{1}{\alpha} \frac{h_{i1}}{H_{1} + h_{i1}} v_{i}$$
(3.7)

ここに,

- θ : 河床勾配
- θ_e : 全層平均濃度に対応する平衡勾配
- B:川幅
 h:流動層厚(h_w:水流層厚、h_s:砂礫
 移動層厚:h_t:全流動層厚)
- v:平均流速(v_s:砂礫移動層の平均流
 速, v_w:水流層の平均流速, v_t:全
 層の平均流速)
- y:流速と濃度,密度が分布の形状を示 すことに起因する分布補正係数 (「1」として扱う)
- c_s:砂礫移動層の平均濃度
- c*(=0.6):堆積層濃度
- *s₁*:水流層が境界面を通して単位時間 あたり単位面積あたりに獲得する 体積量で,二層状態で *c_s* = *c* √2 と して算出
- *s_T*:河床面を通した砂礫層内への湧き 出し量(侵食速度)
- ss_T : 側岸の拡幅速度
- $z_b: 河床高$
- a:侵食係数(1,000~15,000)

なお、添え字の1は側岸侵食前の値、2は侵 食後の値である。



図 3.1 二層流モデルの模式図(高濱ほか 2000, 一部加筆)



図 3.2 LADOF モデルにおける側岸侵食の模式図(里深ほか 2007c)

2 運動方程式

(1) 水流層

$$\frac{\partial(\rho_{w}v_{w}h_{w})}{\partial t} + \frac{1}{B}\frac{\partial(\rho_{w}\beta_{w}v_{w}^{2}Bh_{w})}{\partial x} - \rho_{w}s_{I}u_{I} = \rho_{w}gh_{w}\sin\theta - \frac{1}{B}\frac{\partial P_{w}}{\partial x} - P_{I}\frac{\partial h_{s}}{\partial x} - \tau_{w}$$
(3.8)

(2)砂礫移動層

$$\frac{\partial (\gamma' \rho_s v_s h_s)}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial (\rho_s \rho_s v_s^2 B h_s)}{\partial x} + \rho_s s_I u_I = \rho_s g h_s \sin \theta - \frac{1}{B_1} \frac{\partial P_s}{\partial x} + P_I \frac{\partial h_s}{\partial x} + \tau_w - \tau_b$$
(3.9)

- ρ: 平均密度(ρs: 砂礫移動層の平均密度、 ρ_w:水流層の平均密度) g:重力加速度 u₁:境界面におけるx方向の流速 Tw:境界面に作用するせん断応力 τ_b:河床面せん断応力
- Pw: 境界面から自由水面にわたって積分した 水流層に作用する圧力
- Ps:河床から境界面にわたって積分した砂礫 層に作用する圧力 P1:境界面における圧力
- γ' B_{s} , B_{w} : 流速と濃度、密度が分布の形状

を示すことに起因する分布補正係数 圧力 Pw、Psの厳密な表現は次式で表される。 $P_{w} = \frac{1}{2} \rho_{w} g h_{w}^{2} \cos \theta$ $P_{s} = \rho_{w} (\sigma / \rho_{w} - 1) g h_{s}^{2} \cos \int_{0}^{1} \left[\int_{z'}^{1} c dz' \right] dz + \frac{1}{2} \rho_{w} g h_{w} (2h_{w} + h_{s}) \cos \theta$ ここに、 $z'=z/h_s$ 、cは河床からの高さzの濃 度である。 砂礫移動層における江頭ほか(1997)の構成 則を次式に示す。 $\tau = \tau_v + \tau_f + \tau_d$

$$p = p_w + p_s + p_d$$

$$\tau_y = p_s \tan \phi_s$$

$$\tau_f = \rho_w k_f \left\{ (1 - c)^{5/3} / c^{2/3} \right\} d^2 (\partial u / \partial z)^2$$

$$\tau_{d} = k_{g} \sigma (1 - e^{2}) c^{1/3} d^{2} (\partial u / \partial z)^{2}$$

$$\partial p_{w} / \partial z = -\rho_{w} g \cos \theta$$

$$p_{d} = k_{g} \sigma e^{2} c^{1/3} d^{2} (\partial u / \partial z)^{2}$$

$$p_{s} / (p_{s} + p_{d}) = (c / c_{*})^{1/5}$$

ここに、dは平均粒径、 φ_s は砂礫の内部摩擦 角、 σ は砂礫密度、 τ はせん断応力、pは圧力 で、 τ_y 、 τ_t 、 t_d はそれぞれ降伏応力、間隙水の 乱れによるせん断応力、粒子の非弾性衝突によ るせん断応力であり、 p_w 、 p_s 、 p_d はそれぞ れ間隙水圧、粒子骨格応力、粒子衝突による圧 力である。 k_f 、 k_g は経験定数でそれぞれ 0.25、 0.0828、eは反発係数で 0.85 である。

(3) 河床面せん断応力 河床面せん断応力は江頭ほか(1997)のモ デルを応用することとした。

$$\tau_b = \tau_y + \rho_w f_s v_s |v_s| \tag{3.10}$$

$$\tau_{y} = \left(\frac{c_{s}}{c_{*}}\right)^{1/5} (\sigma - \rho_{w}) c_{s} g h_{s} \cos \theta \tan \phi_{s}$$
(3.11)

$$\tan \theta_e = \frac{(\sigma - \rho_w)c}{(\sigma - \rho_w)c + \rho_w} \tan \phi_s$$
(3.12)

$$G_{yk} = \frac{\tau_{ex(z=z_b)} - \tau_{yk(z=z_b)}}{\rho_w g h_s}$$

= { $(\sigma/\rho_w - 1)c_s + 1$ }sin $\theta_e - (\sigma/\rho_w - 1)c_s \cos\theta_e \left(\frac{c_s}{c_*}\right)^{1/5} \tan\phi_s$
(3.13)

$$\eta_0 = \sqrt{k_f} \left(\frac{1 - c_s}{c_s} \right)^{1/3} d$$
 (3.14)

$$W = \frac{\tau_{w}}{\rho_{w}gh_{s}} = \frac{f_{w}|v_{w} - u_{I}|(v_{w} - u_{I})}{gh_{s}}$$
(3.15)

$$f_{w} = \left[\frac{1}{\kappa} \left\{ \left(1 + \frac{\eta_{0}}{h_{w}}\right) \ln \left(1 + \frac{h_{w}}{\eta_{0}}\right) - 1 \right\} \right]^{-2} \qquad (3.16)$$

$$f(c_s) = k_f \frac{(1 - c_s)^{5/3}}{c_s^{2/3}} + k_g \frac{\sigma}{\rho_w} (1 - e^2) c_s^{1/3} \qquad (3.17)$$

・_{Gyk ≠0}の時

$$f_s = \frac{225}{16} f(c_s) G_{yk}^{-4} \left(W + G_{yk} \right) \left\{ W^{5/2} - \left(W + G_{yk} \right)^{3/2} \left(W - \frac{3}{2} G_{yk} \right) \right\}^{-2} \left(\frac{h_s}{d} \right)^{-2}$$

• $G_{vk} = 0$ の時

$$f_s = 4f\left(c_s\left(\frac{h_s}{d}\right)^{-2}\right)$$
(3.19)

ここに、 η_0 : 粒子間間隙スケール $\tau_{ext}(z=z_b)$: 河床面での外力としてのせん断 応力

 $\tau_{yk}(z=zb)$:河床面直上面における降伏応力 τ_b :河床面せん断応力

K:カルマン定数

また、洪水氾濫解析の対象となる河川の河 床勾配が小さくなる場合、掃流砂の抵抗則を 適用する必要がある。高橋・匡(1988)は、 流動層中の体積濃度が0.02を下回った時、掃 流として流量計算をしている。LADOF モデ ルにおいても、緩勾配領域において土砂濃度 が低くなること、並びに、計算における簡便 さを考慮して、以下のような Manning型の抵 抗則を使用することとした。

$$\tau_b = \frac{\rho g n^2 v |v|}{h^{1/3}} \tag{3.20}$$

ここに、nは Manningの粗度係数である。

(3.18)

3.2 実際に発生した天然ダム決壊事例への LADOF モデルの適用・検証

的確なシミュレーションの手法を確立する ためには、実際に発生した天然ダムの決壊洪水 に関するデータによる検証が必要である。これ まで小規模な天然ダムの決壊による土石流の ピーク流量の再現検討は行われている(高橋 1989)ものの、大規模な天然ダムに関する検討 は、比べるべきデータが無かったために行われ た事例はない。

3.2.1 徳島県那賀川流域の高磯山

那賀川は、徳島県西部の高知県との県境剣山 に源を発し、ほぼ東流して阿南市地先で紀伊水 道に注ぐ幹川延長 125km、流域面積 874km² の一級河川である。明治 25 年(1892 年)7 月 25 日の豪雨によりに、上流域の右岸にある高磯 山が崩壊し、一時河道を閉塞して天然ダムを形 成し、その後決壊して下流域に"荒谷出水"と呼 ばれる洪水災害を発生している。

この天然ダムの決壊による洪水災害につい て井上ほか(2005)は、寺戸(1970)の研究 成果を分析し、洪水位等のデータの妥当性を確 認している。 里深ほか(2007a)は、この高磯山の崩壊に よる天然ダム決壊時の洪水現象に、前項の LADOFモデルを適用することにより、シミュ レーションモデルの妥当性の検証を行った。ま た、ハイドログラフを天然ダム直下から下流ま で追跡して、ピーク流量の減衰状況を算定し、 洪水位等の既存データと比較することにより、 LADOFモデルの天然ダム決壊現象への適合性 が高いことを確認している。

1) 計算条件

計算は以下の条件で行っている。

(1) 河道計算区間

図 3.3 に示すように天然ダムから 12.5km 上流地点〜天然ダムから 50km 下流地点ま でで、全区間矩形断面水路と仮定した。標高 及び川幅は、井上ほか (2005) の計測データ

(1/10,000 地形図からの読み取り)をそのま ま用いた。なお、井上ほか(2005)が概略計 算時に用いた各地点での流速は、Manning の平均流速公式を用いており、河幅の拡幅は 考慮していない。そのため本検証でもこの結 果との整合を取るため、下流河道の側岸は侵 食されないと仮定して計算を行った。





(2) 流量

井上ほか(2005)は、上流域からの平均流入 量について、湛水量を湛水時間で除して以下の ように算定している。本検証計算においても平 均流入量 388m³/s が天然ダム形成地点に供給 されたと仮定して計算した。

平均流入量 = $\frac{湛水量(7,250万m^3)}{湛水時間(1.87 \times 10^5 s)} = 388m^3/s$

(3) その他

井上ほか (2005) に基づき、天然ダムは高さ H=71m、湛水量 V=7250 万 m³、ダムの横断幅 B=200m、基部長 L_B=300m とし、天然ダム 湛水域の川幅 B_uは、200m とした。

川幅 = $\frac{湛水 量(7,250万m^3)}{(距離(11,000m)×高さ(71m))/2} \cong 200m$

また、粒径の違いによる影響を見るため、平 均粒径は 1cm と 10cm で行い、内部摩擦角は 35°とした。さらにマニングの粗度係数は、比 較的粒径の大きい山地荒廃河川で一般的に用 いられている 0.05 とした。なお、計算におけ る刻み時間と刻み幅は $\Delta t = 0.01s$, $\Delta x = 10m$ とし、リープフロッグスキームで行った。

2) 計算結果

(1) 推定値と計算値との比較

井上ほか (2005) が現地踏査結果に基づき推定した値と計算値との比較結果を図 3.5 に示す。 図 3.5 は上から洪水高さ、流速(洪水高さが最大の時)、流量(ピーク値)、到達時間を表している。井上ほか(2005)は、洪水高さを現地調査結果に基づき推定し、流速等は Manning 式で推定している。このため、推定値の中では洪水高さがシミュレーション結果の妥当性を検証する上で最も適していると考えられる。

図 3.5 では粒径(d) =1cm の時、天然ダム 下流の比較的距離の近い地点(~10km)、なら びに 40km 手前付近で計算値が推定値より小 さくなっている。しかしながら、全体としてピ



d=1cm

d=10cm





写真3.1 昭和20年頃 田野氷柱観音付近の 那珂川(鷲敷町 1990 : 80 年のあしあと) 一ノ时の伝小同での可异胆が化化胆よりでの 干大きい傾向を示すものの、概ね推定値を表現 することができた。各地点の流速は、全体的に 計算値の方が大きく、流量で比較をすると最大 約15.000m3/s 程計算値の方が大きくなった。

一方、d=10cm の時は、d=1cm の時に比べて、 若干洪水高さが大きくなるが、全体の傾向には それほど大きな違いは見られない。

計算値では、各地点の流速が推定値に比べて 大きいため、洪水到達時間を比較した時に、推 定値と計算値では計算値の方が早くなる。図 3.5 に示す到達時間のグラフには寺戸(1970) による聞き込み結果 (▲) も示しているが、推

副

定値とは略合致している。実際 の河川では、山地部で基岩が露 出して蛇行が激しく、支川の数 も多いため複雑な地形を呈して いるのに対して、計算では直線 水路として計算していることが、 計算値の方が速くなっている原 因と考えられる。

写真3.1は、昭和20年(1945)頃の田野氷柱観

音付近(天然ダム地点から約38km下流)の河 道状況である。地形図で確認すると、昭和 20 年以前の田野氷柱観音付近は、現在に比べて大 幅に河道幅が狭かったことが解る。このため、 天然ダム決壊により下流域に伝播した段波が この地点で堰止められ、上流域で滞留したこと が、各地点への到達時間および流速に関して、 推定値と計算値に大きな差が生じた原因の一 つであると考えられる。

(2) ピーク流量

次に各地点での流量の時間変化を図 3.6 に示 す。横軸が累加時間,縦軸が流量を示している。 ここでは上流(小浜)、中流(朝生)、下流(細 野)の代表的な3地点を選択して示した。これ らによれば、流量のピークは洪水到達直後に表 れている。天然ダム決壊により、決壊直後の多 量の水と土砂が下流へ伝播することが表現で きている。また、下流の地点ほどピークが明確 ではなく、一定時間大きい流量が現れた後、流 量は徐々に低下していく。



(里深ほか 2007a)

(3) 天然ダム地点の河床変動

次に天然ダム地点での河床変動の 時間変化を図 3.7 示す。横軸が累加 距離、縦軸が標高を示している。一 方、図 3.8 は天然ダム地点の水位の 時間変化を表したものである。天然 ダムの侵食形態は、侵食された土砂 が下流側に堆積し、侵食が進むにつ れて河床勾配が緩くなっていく。ま た、ダムの侵食量は早い時間に大き く、2 時間後、3 時間後、4 時間後 では、河床勾配が全層平均濃度に対 する平衡勾配に近づくため、ほとん ど形状に変化はみられない。

3) 考察

明治 25 年(1892)の高磯山の大規 ** 190 模崩壊による天然ダムの決壊について、 170 LADOF モデルによるシミュレーショ 150 ンを行い、洪水高さ、ピーク流量等、 既往データとの比較を行った。計算の 結果、洪水高さについては概ね再現す ることができた。この洪水高さは、寺戸(1970) の調査結果に基づいたものであり、計算結果は この値に非常に近いため、本モデルの適応性は きわめて高いと言える。

また、天然ダムを三角形に近似して計算を行っているが、現地調査の結果からはほぼ近い形態であったと推定している。





(里深ほか 2007a)



3.2.2 側岸侵食を考慮した天然ダム決壊シミ ュレーション(芋川における試算例)

1) シミュレーションの概要

里深ほか(2007c)は、新潟県中越地震後に 計測した航空レーザー測量による地形データ をもとに、信濃川水系魚野川支川の芋川右支塩 谷川において形成された天然ダムを対象に、 LADOFモデルで側岸侵食を加味したシミュレ ーション計算を実施した。



図 3.9 芋川流域における塩谷川の位置

① 天然ダムの形状

図 3.10 に示すように、実際に形成された 3 つの天然ダム(A、B、C)のうち、天然ダム B が天然ダム C の湛水域に沈んでおり、決壊 する可能性が低いことから、天然ダム A、C を計算対象とした。天然ダムの縦断形状は以下の通りである。

天然ダムA:下幅約 200m、上幅約 100m、
 高さ約 20m の台形に近い形状
 天然ダムC:下幅約 250m、高さ約 20m の
 三角形に近い形状

2給水条件

天然ダムの満水状態を想定して、流入後す ぐに越流侵食による決壊が始まるものとし、 流水の供給条件としては、上流端より 10 m³/s を常時供給することとした。

③その他

平均粒径は粒度分析結果より1cm、内部摩 擦角は一般値(35°)を使用し、河道の粗度係数 は0.05、計算河道は全区間で矩形断面とした。

2) 計算結果

シミュレーションの結果は、以下のとおりとなった。

①川幅の変化

川幅の変化は図 3.10 のとおりとなって いる。天然ダムA下流の川幅は広がってい るため、天然ダム決壊による川幅の広がり はあまり見られない。一方、天然ダムCで は直下流に狭窄部が見られ、川幅の広がり が見られる。また、さらに下流では、川幅 が狭いこともあって、拡幅が顕著である。 なお、図 3.10 中の累加距離は、天然ダムへ の流入部分を考慮し、天然ダム湛水域末端 から 100m 上流を原点「0」として、下流 に向かった距離を表している。



②天然ダム直下流におけるピーク流量

天然ダム直下におけるピーク流量は、図 3.11のとおりとなっている。天然ダムA(台 形に近い)の下流よりも天然ダムC(三角 形に近い)下流のほうがピーク流量が大き くなる。また、ピークが過ぎると天然ダム の侵食が収まり、一定の値(上流からの供 給量10m³/s)に収束する。天然ダムAか らの越流による流量の増大は、天然ダムA への流入量の約2倍程度である。そのため、 天然ダムCの下流の流量の増大は天然ダム Aによる流量の増大の影響をほとんど受け ていない。なお、天然ダムBについては固 定床として扱い、越流決壊を想定していな い。

③河床における侵食速度

天然ダム A および C の天端にあたる 700m 地点と 1400m 地点における縦断方 向の侵食速度は図 3.12 のとおりである。天 然ダム A, C とも越流直後にピーク値を持 ち, その値は三角形の天然ダム C の方が約 4 倍程度大きくなっている。

④側岸における侵食速度



天然ダム A および C の天端部の側岸部にお ける侵食速度は、図 3.13 のとおりである。側 岸の侵食速度は、そのように設定しているから ではあるが、河床の侵食速度に比べて小さくな っている。なお、側岸侵食の係数αは1000 で 計算を行った。

⑤河床変動

天然ダムAおよびCの天端部における河 床変動の計算結果は、図3.14のとおりとな っている。下方に向かって5分後、10分後、 30分後、1時間後、2時間後の河床の高さ である。天然ダムAでは決壊開始から2時 間後までの間で1m程度しか侵食されてな いのに対して、天然ダムCでは、同じ時間 に5m程度侵食されている。天然ダム天端 の河床の侵食は早い時間に大きく、時間が 経過するにつれて小さくなっている。この 傾向は、ダム形状に関わらず同様である。

⑥計算結果のまとめ

里深ほか(2007c)は、新潟県中 越地震で複数の天然ダムが形成さ れた芋川右支塩谷川において、 LADOFモデルで、側岸侵食速度式 を導入して川幅を変化させる計算 を行った。その結果、天然ダム C の下流では側岸侵食が顕著に見ら れた。特に、天然ダム C より 600m ~1000m 下流で側岸侵食が著しい。 これは、天然ダム C の直下に比べ て川幅が小さいことが影響してい ると考えられる。

また、台形に近い形と、三角形 に近い形の2種類の天然ダムを比 較した結果、台形の天然ダムの下流 に比べて、三角形の天然ダム下流 側のピーク流量が数倍大きくなっ た。これは、天端の侵食速度の差 に起因する。現実の天然ダムの越 流決壊現象においても、この傾向 となる可能性が高いと考えて良いようであ る。









3.2.3 宮崎県耳川流域の野々尾地区の天然ダ ムにおける検証

1) 野々尾地すべりによる天然ダム

宮崎県の耳川は、その源を熊本県との県境三 片山に発し、東流して日向市において日向灘に 注ぐ幹川流路延長 91.1km、流域面積 884.1 km²の二級河川である。2005 年 9 月 6 日、台 風 14 号による豪雨を誘因として地すべりが発 生し、一時天然ダムが形成された後、短時間で 決壊した(写真 3.2,表 1.3 の No.60-1)。この 地点の上流約 0.5km に九州電力の塚原ダム(高 さ 87.0m、流域面積 410.6km)、下流約 10km には山須原ダム(高さ 29.4m、流域面積 598.6km)があり(図 3.15)、一部欠測がある ものの、それぞれ放流量、流入量が記録されて いた。

千葉ほか(2007)は、これらのデータを活用 して、LADOFモデルによるシミュレーション 結果と比較して、その再現性を検証している。 野々尾地区天然ダムの形状は、航空写真と現 地調査により決定した。天然ダムの上流側に残 るビニール袋や流木は、標高220m付近までの



写真 3.2 野々尾地すべりと決壊した天然ダム (日本工営株) 撮影)

ところで確認された。また、地すべり土塊のうち、残存している部分の天頂部の標高は、概ね220mであった。このことから天然ダムの天端標高は220mとし、1/2,500地形図から読み取った被災前の河床部の標高が163mなので、天然ダムの高さは57mと推定した。現地踏査の結果等も踏まえ、野々尾天然ダムの想定形状を図3.16のように推定した。

2) 野々尾地区天然ダムの決壊時流量の予測 野々尾天然ダムの場合、直上流に発電ダムが



図 3.15 野々尾地すべり、天然ダムと発電ダム等の位置図(1/2.5 万地形図「諸塚」「清水岳」に加筆)



図 3.16 野々尾天然ダムの想定形状 (宮崎県 2005, 一部加筆)

あったことから、無い場合と比較して貯水量が 約1/7に押えられ、決壊流量がそれほど多くな らなかった。そのため、決壊したことによる洪 水では災害には至らず、また、下流に山須原ダ ムの貯水池があったので、さらに下流に影響す ることもなかった。そのため、天然ダム決壊に よる洪水の痕跡を確認することはできなかっ た。一方で、聞き取りや下流山須原ダムの流入 量の記録の解析から、天然ダムが形成されてか ら約 50 分という短い時間で決壊していること も分かった。野々尾天然ダムと山須原ダムとの間 の残流域からの流入量は図 3.17 から約 500m³ /sと推定され、山須原ダムへの流入量から単純に 500 m³/s を差し引いて考えると、決壊に伴う山須 原ダムへの流入量のピークは2400 m³/s 程度と 推定することができる。

また、天然ダムから約 5km 下流の諸塚地区 では従来から 3000 m³/s を超えると道路が冠 水することが分かっており、諸塚村役場による と当日は冠水は見られなかったとのことなの で、この地点における流量は 3000 m³/s 以下の 流量であったと考えられる。

この二つの条件をチェックポイントとして LADOFモデルによる数値シミュレーションを 行い、下流域へ伝搬したピーク流量を計算した。





3) 計算条件並びに計算結果

計算条件は以下のように仮定した。 ①天然ダムへの流入量は直上流の塚原ダム の放流量をそのまま用いた。

 ②天然ダム堤体構成材料の内部摩擦角は 35°、単位体積重量は2650kg/m³

③下流河道の粗度係数は0.05

④天然ダム構成材料の平均粒径は天然ダム 決壊後の提体材料調査の結果、値が10mm から 600mm の範囲に散らばっているた め、一つの値で代表させることが困難であ る。このため、平均粒径の違いによって, 決壊時流量がどの程度変化するのかを確 認することを目的として、40mm、100mm, 400mm と変化させ、決壊時流量を計算し てみた。

また、観測値との整合性をチェックするため、 算定した決壊時流量と併せて山須原ダム流入 量の実測値から推定した値(山須原ダム流入量 の実測値から残流域からの流入量分として 500m³/s を除いた値)を併記した。

計算結果は図 3.18 の通りである。図 3.18 に 示すように、天然ダム直下流地点では粒径が小 さい場合、流量はかなり大きくなる。これは、 LADOF モデルにおいて粒径が小さくなるこ とで水流層と砂礫移動層との交換層のせん断 応力 τ_w と、河床面せん断応力 τ_b の値が減少し (式 3.10、3.18、3.19 参照)、せん断応力 τ_b が 減少すると流体の運動量は増加するため、流量 が増加することとなるものと考えられる(式



図 3.18 天然ダム堤体材料の粒径別の計算結果 (宮崎県 2005、一部加筆)

3.8, 3.9 参照)。

しかしながら、下流に流下する過程で、河道 内の貯留作用等が働き、次第にフラットなハイ ドロに変化し、相当な距離になると、粒径の違 いによる差が小さくなることが示されている。

これらのことから、保全対象が天然ダムの下 流の近いところにある場合には、崩壊土砂の粒 径の把握が重要な項目となるということが分 かる。

図 3.18 から、約 5km 下流の諸塚地区のピー ク流量は、概ね3000 m³/s 程度となっている。 また、約 10km 下流のピーク流量は山須原ダ ムへの流入量から残流域からの流入量を差し 引いた値(約 2400 m³/s)とほぼ同じとなって おり、LADOF モデルにより野々尾天然ダムの 決壊による洪水流量を再現することができた。

なお、侵食係数αは10,000を用いた。

3.2.4 隣接する島戸地区における天然ダムの 想定と、その形状の相違による洪水流量の算定

図 3.15 に示したように、野々尾地区下流の 島戸地区では、大規模な地すべり地形の存在が 確認されている。2005 年台風 14 号時のこの地 すべり土塊は移動量が小さく、移動土塊が耳川 に侵入し、天然ダムを形成する状況には至らな かったが、対策工の実施状況や降雨状況によっ ては、野々尾地区と同様に移動土塊が耳川を閉 塞し、大規模な天然ダムが形成される可能性が ある。

このため、島戸地区における地すべり土塊が 河道に流入埋塞した場合に形成する可能性の ある天然ダム規模を想定し、天然ダムが形成さ れ、さらには決壊した場合にどのような被害が 想定されるのかを予測することが、耳川流域全 体の危機管理を考える上で有効であると考え、 島戸地区で形成される可能性がある天然ダム 規模と決壊時のピーク流量について、LADOF モデルにより検討を行った。



図 3.19 島戸地区天然ダム形成平面図 (全体ブロックの場合)(宮崎県)





1) 天然ダム規模の推定

島戸地区地すべりは、宮崎県により地すべり 平面図及び横断図が作成されている。これをも とに地すべりの移動土塊量を推算し、形成され る可能性のある天然ダムの規模を想定した。

種々検討した結果、ダム高 70m の天然ダム 堤体形状を最大規模とし、ブロック単位で移動 した場合はこれより小さくなることを考慮し て、ダム高 40m、20m の天然ダムを想定した。 さらに、天然ダムの長さについても、200~720 mまで変化させ、図 3.21 のような 6 つのケー スを想定して、決壊した場合の洪水ハイドログ ラフを算定した。

2) 決壊時洪水流量の推定

他の計算条件としては、天然ダム湛水域の川 幅 127m、平均粒径 400mm,内部摩擦角、単 位体積重量、Mannig の粗度係数は 3.2.3 項で 計算した野々尾地区と同じ値を用いた。また、 天然ダムへの流入量は,塚原ダム放流量として、 1、10、100 年確率規模相当の流量(それぞれ 1000、2000、3657m³/s)とし、侵食係数 *α* も 3.2.3 項と同じ 10,000 を用いた。



図 3.21 島戸地区で想定した天然ダムの縦断形状(宮崎県 2005)

計算の結果は、表 3.1 および図 3.22 に示す通 りである。まず、ハイドログラフの形状に着目する と、以下のことが明らかになる。

- ア) これら 6 ケースの中ではダム高が大きく (70m)、ダム長が小さい(200m)ケース⑤が一 番ピーク流量が大きくなった。
- イ) すべてのケースで、ピーク後の流量が、天然 ダム地点への流入流量に漸近する。
- ウ)ダム高が小さく(20m)、ダム長が大きい (720m)のケース②は、天然ダム越流開始後も ハイドログラフのピークはほとんど立ち上がら ず、流入流量とほぼ同等の値となる。
- エ)各ケースとも流入流量によって、ハイドログラ フのピークは異なるが、ピーク流量と流入流量 との差はほぼ同等の値となる。

一方、ピーク流量に着目すると、以下のことが 明らかとなる。

オ)流入流量の増加とともに決壊時ピーク流量が

増加するが、相似形であるケース①、④、⑥を 比較すると、ダム高さはそれほど影響しない。

カ)最もピーク流量に関係するのは天然ダムの縦 断形状で、縦断方向に短い場合に、ピーク流 量が大きくなる。侵食によるダム高さの減少が 急激なためと考えられる。ケース⑤のように、 三角形の場合には極端に大きくなる。

+)したがって、形成された天然ダムの縦断形状が縦断方向に短く、三角形に近い場合には注意が必要ということになる。逆に言うと、①、④、⑥のように一般的に想定される流下方向に高さの10倍程度の長さを持つ天然ダムの場合、流入量の2倍程度の洪水流量で収まると考えて良さそうである。

3)まとめ

島戸地区の地すべりにより形成される可能 性のある天然ダムについて、6つのケースを想 定し、LADOFモデルにより天然ダム決壊時の 流量を計算してみた。その結果、決壊時の洪水 ピーク流量は、形成される天然ダムの縦断形状 との関係が深く、流下方向に短い場合、極端に 大きくなる可能性があることが分かった。

今後、天然ダムが形成された場合、早期に天 然ダムの縦断形状と流入量を把握する手段を 確立しておき、この"LADOF モデル"を利用 することにより、いち早く決壊時のピーク流量 の規模を推定し、早期の警戒避難体制をとるこ とができ、決壊による二次災害を防ぐことが可 能となる。

表 3.1 決壊時のピーク流量の算定結果(宮崎県 2005)

4 -7	天然ダム規模		流入量(m³/s)			
·)-x	康さ	副	1,000	2,000	3,657	
1	200	20	1,913.10	3,005.30	4,891.80	
2	720	20	1,023.30	2,039.40	3,768.30	
3	200	40	4,252.00	5,487.70	7,233.40	
4	410	40	2,119.00	3,361.30	5,389.60	
(5)	200	70	25,494.60	26,540.70	27,145.20	
6	720	70	1,784.70	3,175.40	5,110.00	



図 3.22 決壊時ピーク流量(流入量 2000m3/s)の計算結果(宮崎県 2005, 一部加筆)

3.2.5 中国四川省唐家山(Tangjiashan)の 天然ダムへの適用

2008 年 5 月の汶川大地震により中国四川省 では大規模なものだけでも 34 以上の天然ダム が形成された。その中の最大規模である北川県 唐家山の天然ダムについては、人民解放軍によ る決死的な取り組みにより洪水吐が開削され、 その後の越流決壊による洪水流量も報告され ている。(財)砂防フロンティア整備推進機構 (SFF2009a)は、この天然ダムについて LADOFモデルにより決壊時の洪水流量を算定 し、その適応性について検討している。 計算に用いたパラメータは、2009 年 7 月 12 日時点でインターネットから得られた情報を もとに推測しており、地形データは災害発生前 の SRTM-3^{*1)} (90m メッシュデータ)より作 成した。

1) 天然ダムの形成箇所

天然ダムの形成箇所を図 3.23 に示す。

2) 計算条件

天然ダムの形状は台形を想定し、表 3.2 に示 す計算条件でシミュレーションを行った。縦断 図は SRTM-3(災害発生前のデータ)より作成 した。



図 3.23 Google map による天然ダム形成箇所(Google map 及び個人投稿写真に一部加筆)

*¹Shuttle Radar Topography Mission (SRTM)は、スペースシャトルに搭載したレーダーで、地 球の詳細な数値標高モデルを作製することを目的としたミッション。2000 年、毛利衛氏も参加 したエンデバーの STS-99 ミッションで行なわれ、標高データは無償でダウンロードでき、3 秒 角(約 90m)メッシュの SRTM-3、30 秒角(約 900m)メッシュの SRTM-30、及びアメリカ 国内の 1 秒角(約 30m)メッシュの SRTM-1 が公開されている。

表 3.2 計算に用いた唐家山天然ダムの基本諸元(SFF2009a)

	天然ダム	は北の昌	天然ダム長さ	天然ダム長さ	天然ダム幅	上下流法勾配	*** 公
	高	港小谷里	(Lu=上底)	(Ld=下底)	(B=横幅)	(θ)	和1至
計算値	82.65m	2.0 億 m ³	500m(※1)	800m	350m(※ 2)	30度(※3)	50cm

※1:平面図から推定した。

※2:堤体の最大幅は 600m 程であるが、左岸側と右岸側で堆積高さが大きく異なっていた。

そのため、高さ82.65の川幅を横断図から推定し、天然ダムの幅とした。

※3:高さと縦断幅から逆算して求めた。







図 3.27 唐家山天然ダムの平面図(Google map に加筆)

3) 計算結果

①掘削した緊急排水路並びに側岸侵食を考慮 した場合の計算結果

既述のとおり唐家山の天然ダムは天端に緊 急排水路を掘削しており、計算においては掘削 幅 7m、掘削深 10m の矩形断面として計算を行 った(図 3.25)。

試算を行った結果、侵食係数を 15,000 とした場合、天然ダム下流の北川県におけるピーク流量は図 3.28 に示すとおり、天然ダム直下で約 6,700m³/s となり、海外の学術誌「Hydrolink」

(2009 年 4 月号)に掲載されている値である 6,500m³/s とほぼ一致した。計算では、越流開 始から約 12.0 時間後に急激に流量が増加し、 その約 6.0 時間後に最大ピークに到達する結果 となった。

この計算結果のハイドログラフと、インター

ネットより入手できた中国政府水利部の資料 に基づく決壊流量および湛水池の水位変動と を比較してみた。図 3.29 は、実績流量と計算 値のピークの立ち上がりを合わせて比較して みたものであり、計算値の方が若干ピーク継続 時間が長くなっているが、両者はおおむね一致 しているといえる。

また、水位変動は、図 3.30 に示すように計 算値の方が水位の低下が顕著に見られる。これ は、図 3.29 から分かるように、計算値の方が 全流出量より大きい。計算上、湛水池からの貯 留水の流出が多く、それにより、堤体の浸食が 進み、天然ダムの湛水域の水位低下が進行した ものであると考えられる。また、実際の現地写 真(写真 3.3)では、大きな岩塊もみられるた め、アーマリングによる水位低下(堤体侵食) の抑制効果が作用したことも考えられる。



側岸侵食式の係数は, α=15000 で計算している







右:6月10日午前の状況,新華社通信



写真3.3 天然ダム満水後の流出状況(左:中国政府水利部,右:新華社通信)

図 3.31 a を変えた場合の天然ダム決壊流量の試算値(左:1,500,右:150,000)(SFF2009a)

② 側岸侵食係数(α)について

①の計算は、側岸侵食の係数 a を 15,000 に 設定して計算した結果である。試算した結果、 実際の報告データと整合するのが、この値であったということである。a を 1/10 倍の a=1500 および 10 倍の a=150,000 にした計算を行って みた結果は図 3.31 の通りであり、実績とは大 幅に異なる結果となった。

今後より多くの事例への適用を試みること により "α"の値の取り扱い方を決める必要が ある。

③ 天端水路の掘削深、掘削幅を変化させた場合 のピーク流量の変化

天然ダムの決壊によるピーク流量を抑えるた めの有効な手段である水路掘削について、掘削 深と掘削幅(図 3.32)を変化させ、緊急対策と して放水路を掘削する場合、深い方が効果的な のか、広い方が効果的なのかを LADOF モデル によるシミュレーション計算により分析してみ た。 実際の掘削深は 10m、掘削幅は下幅 7m であった。これを掘削深 (5m, 20m)、掘削幅 (3m、14m、20m)と変化させた場合のピーク流量の変化を比較した。

各ケースの計算結果は表 3.3、図 3.33 の通り となった。掘削深を変えた case2, case3 と case1 とを比較すれば明らかなように、掘削深を大き くした方がピーク流量は小さくなる。これは、 掘削深を大きくすることにより, 湛水量が減少 するためである。逆に掘削深を小さくすると湛 水面積が大きくなり湛水量が増加する。これに より、ピーク流量の大小に影響を与えることと なる。

それに対して、掘削幅を変えた case4、 case5、



case6 は、掘削幅を 3m にした case4 では決壊 時のピーク流量が若干大きくなるものの、case1 と case5、case6 とではピーク流量にほとんど変 化が見られない。要するに、掘削幅については ピーク流量の大小にあまり影響を与えないと考 えて良いようである。

したがって、緊急対策として放水路を掘削す る場合は、できるだけ深く掘削して、上流側の 湛水量を極力減じることにより、決壊した場合 の洪水のピーク流量を減じることができるとい うことが計算上も確認できた。

表 3.3 計算ケースとピーク流量(SFF2009a)

	掘削深	掘削幅	ピーク流量
Case 1	10	7	6,707m3/s
Case 2	5	7	8,502m3/s
Case 3	20	7	4,753m3/s
Case 4	10	3	7,261m3/s
Case 5	10	14	6,776m3/s
Case 6	10	20	6,875m3/s





④ 排水路を施工しないで自然越流した場合の洪水流量

排水路を掘削しなかった場合にどの位の ピーク流量が算定されるのかについて①と 同じ侵食係数で計算してみた。

図 3.34 に天然ダム下流の北川県における ハイドログラフとピーク流量を示す。ピーク 流量は天然ダム直下で約 11,000m³/s となり、 排水路を掘削した場合の約倍近い規模のピ ーク流量となった。計算では、越流開始から約 7.0 間後に急激に流量が増加し、その約 1.5 時 間後に最大ピークに到達する結果となってい る。

5) 中国政府発表の天然ダム決壊時のピーク 流量の推定値

中国政府水利部の専門家による分析による と、決壊した場合の洪水規模は、①堤体の 1/3 決壊、②堤体の 1/2 決壊、③全壊の 3 ケースで 推定されており、下流の北川県でのピーク流量 は、それぞれ①26,438m³/s、②51,668m³/s、③ 75,285m³/s である。一方、LADOF モデルで計 算した北川県でのピーク流量は 11,000m³/s で あり、モデルの違いによりピーク流量に大きな 違いが現れることが分かった。

想定に使われている DAMBRK モデルは、基本的にコンクリートダムの決壊時の影響をあらわすモデルであり、計算手法としては、ダム 堤体の破壊というよりは水をためている堰(ダム)を取り払って、湛水している水を流下させるイメージである。そのため、ダム決壊直後に 流量が集中する。一方、LADOF モデルでは天 然ダムの天端を徐々に侵食して決壊に至るため、流量のピークは抑えられることになる。

今回の場合、結果的にはLADOF モデルによる計算値と実績値が概ね合致したが、当該モデルの場合でも、侵食係数αの値によっては実績と大幅に異なる計算結果となることは図3.31



図 3.34 排水路を掘削しない場合の洪水 ハイドログラフ (SFF2009a)

に示したとおりである。また、決壊の形態と して越流による決壊が想定されるのかどうか によっても LADOF モデルの適応性が違って くる。どの計算式による値で警戒避難体制をと るのかは、専門家による判断も含め慎重に検討 する必要がある。

表 3.4 DAMBRK モデルによる想定洪水 (中国政府水利部. インターネットによる資料を元に作成)

王娶地名	(km)	流量 (m ³ /s)	时间 (h)	敢 高亦位 (m)	最大抬高值 (m)
	方劉	尾一(三分之	(一溃坝)		
溃口	0	28503	1	676.69	13.69
北川县城	4.64	26438	1.08	640.95	15.95
通口电站坝址	24.4	21144	1.915	567.6	20.6
将军石水文站	36.1	19270	2.38	538.37	16.66
永兴场	40.3	18461	2.65	526.66	7.66
青莲镇附近	46.51	16795	3.33	501.83	6.63
河口	50.2	15489	3.54	497.09	8.09
涪江桥	68.88	12860	5.999	467.5	8.67
	方案	二(二分之-	一溃坝)		
溃口	0	53051	2	683.46	20.46
北川县城	4.64	51668	2.03	647.18	22.18
通口电站坝址	24.4	45013	2.435	575.96	28.96
将军石水文站	36.1	41925	2.675	543.79	22.08
永兴场	40.3	40871	2.805	529.84	10.84
青莲镇附近	46.51	36851	3.18	511.23	14.23
河口	50.2	32859	3.445	500.14	11.14
涪江桥	68.88	22031	5.398	469.99	11.16
	ブ	家三(全社	贵)		
溃口	0	76699	1.52	688, 91	25.91
北川县城	4.64	75285	1.855	651.85	26.85
通口电站坝址	24.4	70776	2.155	582.94	35.94
将军石水文站	36.1	68115	2.345	548.32	26.61
永兴场	40.3	67234	2.435	532.49	13.49
青蓮镇附近	48.51	62825	2.715	514.3	17.3
词口	50.2	57525	2.91	503.1	14.1
涪江桥	68.88	34330	4.44	472.44	13.61

3.2.6 水理模型実験による天然ダムの越流 決壊状況

(財)「建設技術研究所は、受託して実施してい る水理模型実験について、その一部を定期的に一 般公開で見学させてくれている。

今まで、LADOF モデルによるシミュレーション結果を説明してきたが、国内で行われた最大級の天然ダムの越流決壊実験の状況について紹介する。図 3.7、3.8、図 3.14、写真 3.3 のイメージと重ねてみていただきたい。

実験施設の縮尺は 1/60 で、天然ダムの諸元は以下の通りである。

ダム高 ; 30m

天端の長さ;63m

平均粒径;45.3mm

上·下流法勾配;1:4

湛水量;1,500,000m³

越流開始当初は、流水により、徐々に下流法肩が 侵食され、次第に上流に移動して行く(写真 3.4 の①,②)。それが、上流法肩まで到達すると、湛 水していた貯留水が一挙に流れ出しているのが分 かる(同③)。また、流水により侵食された堤体の 土砂は、法尻の勾配急変箇所で堆積し、その結果、 末端部で挑水現象が起きている(同④,⑤)。

5







(4)

3.2 LADOF モデルの応用例

3.2.1 LADOF モデルを活用した天然ダムの リスク分析と現場の安全管理への応用

2004年の新潟県中越地震,2008年の岩手・ 宮城内陸地震、中国四川省汶川大地震などで明 らかなように、大規模な地震の場合、流域内に 多数の天然ダムが形成されることが多い。これ ら多数の天然ダムについて全てモニタリング していくことは、非効率であり、また調査能力 が分散してしまうこととなる。そのため、これ ら複数の天然ダムについて、LADOFモデルを 活用して決壊した場合の洪水量を算定して危 険度分析を行い、警戒避難、緊急対策、モニタ リングなどの優先度の判断に反映することが 有益と考えられる。

そこで、2008年6月14日に発生した岩手・

宮城内陸地震により、 宮城県の迫川流域に形 成された 3 つの天然ダ ム を 対 象 と し て LADOF モデルにより 決壊した場合の洪水の ハイドログラフを算定 し、どちらの天然ダム の危険度が高いか比較 してみることとした (SFF2008)。

また、迫川では下流 小川原地区で緊急対策 が着手されており、こ れらの情報は下流の工 事現場の安全管理の面 からも有益な情報とな り得るものと考えられ る。

1) 計算条件と計算ケース

計算対象とした天然ダムは、図 3.35 の⑧迫 川上流地区(後日「湯浜地区」とした。表 1.3 の No.61-2)、⑤湯ノ倉温泉地区(No.61-1), ⑩川原小屋沢地区(No.61-3)とし、下流の天 然ダム(③小川原地区(No.61-5))への影響に ついて検討するものとした。また、④温湯地区

(No.61-4)の天然ダムについては、ダム高が 3m と規模が小さいことから、計算対象から除 外した。

なお、本試算における天然ダム規模等につい ては、現地調査を実施して詳細に確認したもの ではなく、国土交通省河川局砂防部保全課記者 発表資料(2008年6月19日)及び空中写真判 読により設定したものであり、試算結果はあく まで試算である。

図 3.35 岩手・宮城内陸地震による天然ダム形成箇所と計算対象天然ダム (国土交通省河川局砂防部保全課記者発表資料, 2008 年 6 月 19 日) 天然ダムの形状は台形を想定し、表 3.5 に 示す計算条件でシミュレーションを行った。な お、天然ダムはいずれも満水状態とし、天然 ダムの形成箇所を考慮して図 3.36 に示す 2 ケースを想定した。

ケース1:迫川上流地区及び湯ノ倉温泉 地区が決壊する。

ケース2:川原小屋沢地区が決壊する。

2) 天然ダム決壊シミュレーションの結果

各計算ケースのハイドログラフを図 3.37 に、また、各地点のピーク流量を表

3.6に示す。

ケース1、2 とも小川原地 区における洪 水のピーク流 量は、約 30 m³/s となり、 危険度はほぼ 同等と評価す ることができ る。このように して、LADOF モデルは,多数 形成された天 然ダムの危険 度分析を行う ことや、下流工 事現場の安全 管理に活用す ることが可能 である。

表 3.5 一迫川流域の天然ダムの計算条件とケース

(SFF2008)

ケース	位置	天	然	ダ	7	下流	粒径	計算
		湛水量	间	畾	長さ	勾配		間隔
1	迫川上流地区	31万m3	15m	50m	100m			
	湯ノ倉温泉地区	25万m3	10m	50m	100m	20度	10cm	50m
2	川原小屋沢地区	22万m3	15m	50m	200m			

表 3.6 迫川流域の天然ダム決壊時のピーク流量

(SFF2008)

ケース		湯ノ倉温泉 天然ダム直下	温湯地区	小川原地区
1	約105m3/s	約60m3/s	約30m3/s	約30m3/s
ケース	川原小屋沢 天然ダム直下	温湯地区	小川原地区	
2	約60m3/s	約30m3/s	約30m3/s	

図 3.36 迫川上流付近の天然ダムと計算ケース (SFF2008, アジア航測㈱作成)

迫川上流地区の天然ダム直下 より湯ノ倉温泉地区の天然ダム 直下のピーク流量が小さいのは、 後者の高さが10mと小規模で あり、図3.38に示すように天 然ダムの天端が侵食された結果, ほぼ三角形になった段階で、前 法勾配が2~3°程度となり侵食 がほぼ止まり、上流側に溜まっ ている湛水の大半が下流に流れ 出なくなることとなったからで ある。

3.3.2 岩手・宮城内陸地震により形成された 湯浜地区の天然ダム対策計画への応用

岩手・宮城内陸地震により発生した湯浜地区 天然ダムでは、平成 21 年度に決壊防止対策と して、中段に床固工4基、帯工2基が施工され た。現況施設の状況で上部に残存している天然 ダムに対する追加対策の要否について検討す るため、越流により決壊した場合、どの程度の 洪水流が発生するか、また、その時の天然ダム の侵食量はどの程度になるのかについて、 LADOFモデルを用いて検討した(SFF2009b)。

1) 計算条件

計算範囲は、図 3.39 に示すように、湯浜地 区天然ダム上流の堰堤直下流から、天然ダム下 流の支川合流部までの2,450m とした。地形デ ータは、平成 20 年 11 月計測の LP データ (1mDEM) より作成した。

①縦断形状

LP データから赤色立体地図を作成し、河 床の状況を確認しながら、概ね河床の中央部 を通る縦断位置を設定した(図 3.40 参照)。

LP 計測後に施工された砂防設備(床固工, 帯工)については、構造図および縦断図から 位置を特定し、縦断形状に反映させた。

また、湛水地内の縦断形状については、第 1回湯浜地区土砂災害対策検討会討議資料に より推定された地形を用いた。

②限界侵食深

限界侵食深は、天然ダム形成前の河床まで 侵食する可能性があると仮定し、国土地理院 の10m メッシュから作成した。また、既に 施設が設置されている位置の限界侵食深は 0m に設定した(侵食されないとした)。

③河床幅

河床幅は縦断線に対して 50m ピッチごと に横断位置を設定し、河床に対し垂直方向の 地形を LP データから把握し設定した。

図 3.39 湯浜地区の計算縦断面および河床幅(SFF2009b)

図 3.40 計算範囲平面図 (SFF2009b, アジア航測株)作成)

2) 計算ケース

計算ケースは、天然ダム上流から の流入量および天然ダムの粒径を 表 3.6 のように設定して合計 6 ケ ース実施した。

天然ダムへの流入量は、下流に ある花山ダムへの流入量を面積按 分することで設定した。

河床材料は(独)土木研究所によ る試験結果(第1回湯浜地区土砂 災害対策検討会討議資料)から、 現場および室内試験の合成粒度の 50%粒径(0.2m)を使用した。ま た、天然ダムの下流法面の粒径を 人為的に大きくする場合を想定し て、粒径を2倍(0.4m)にした場 合の計算も実施し、侵食状況が変 化するかどうかについて比較して みた。

1) 計算パラメータ

天然ダム決壊の予測計算に用い た計算条件を、表 3.8 に示す。

2) 計算結果

天然ダム決壊によるピーク流量を表 3.9、図 3.41、3.42 に、河床の変動状況を図 3.43、3.44 に示す。

3) 天端の侵食量

天然ダム天端の侵食量はいずれのケースで も約 10m 程度侵食され、河床材料の大きさの 違いによる差は見られず、すべて震災前の河床 勾配程度に収斂するという結果となった。また、 1/10 流量時に決壊した場合の下流への影響に ついてチェックした結果、下流温湯地区の無害 流量を下回ることが確認できた。

これらの結果、湯浜地区の天然ダムの安定化

表 3.7 湯浜地区の天然ダムの計算ケース (SFF2009b)

	花山ダム流入量 (m3/s)	湯浜上流流量 ^{※3} (m3∕s)	備考
計画高水	986	179.8	
概ね10年規模	96	17.5	※ 1
年平均流量	6.88	1.3	X2

※1 平成20年度岩手・宮城内陸地震に係る土砂災害対策技術検討委員会 第3回 委員会参考資料 p45より引用

※2 平成11年~平成20年の平均値

※3 湯浜上流流量は、花山ダムの流入量を面積按分で算出 花山ダム上流面積:92.63km2、湯浜地区上流流域面積:16.89km2

表 3.8 湯浜地区の計算に使用した諸元 (SFF2009b)

	条件	備考
河道モデル	H20計測LPから作成した矩形断面 縦断形状:赤色立体地図より縦断線を作成し、設定	
	河床幅:河道に直角な横断形状から設定	
限界侵食深	国土地理院10mメッシュから災害前の地形を想定,	
	ただし,施設施工箇所は0m	
刻み幅	50m	
(断面間隔)		
刻み時間	0.01s	
重力加速度	$9.8 \mathrm{m/s}^2$	
砂礫の密度	$2650 \mathrm{kg/m}^3$	
水の密度	1000kg/m ³	
内部摩擦角	35度	
堆積層濃度	0.6	
	1.3 m ³ /s(年平均)	
流入流量	17.5 m ³ /s(1/10程度)	
	179.8m ³ /s(計画規模)	
河床材料	0.2m	
	0.4m	

表3.9 湯浜地区の天然ダム決壊時のピーク流量

	(SFF2	2009b)
場 所	ピーク流量	流入流量
天端直下	560m ³ /s程度	179.8m ³ /s
	260m ³ /s程度	17.5m ³ /s
	190m ³ /s程度	1.3m ³ /s
支川合流点	520m ³ /s程度	179.8m ³ /s
	230m ³ /s程度	17.5m ³ /s
	170m ³ /s程度	1.3m ³ /s

対策としては侵食する可能性のある東部の約 10mを掘削する方向で対策が決定された。

図 3.41 天然ダムの天端(頂部)直下のハイドログラフ(SFF2009b)

図 3.42 支流合流点におけるハイドログラフ (SFF2009b)

図 3.43 粒径=0.2m, 流入量=10 年超過確率の場合の侵食量 (SFF2009b)

