

4. 地すべり全体ブロックの検討

4.1 拡大崩壊による全体ブロックへの影響

4.1.1 全体ブロックへの影響シナリオ

拡大崩壊による全体ブロックへの影響を検討するために以下の9つのシナリオを想定した。これらのシナリオの内、ケース1、ケース5、ケース6に近い過去の地すべり事例を元に全体ブロックへの影響を検証した。ケース2～ケース4はケース1の発展型として、ケース7はケース6の発展型である。

表 4.1.1 拡大崩壊が全体ブロックへ影響するシナリオ

ケース	主な要因	内容（シナリオ）
ケース1	滑落崖崩落の衝撃力	滑落崖の崩落による衝撃荷重等の影響で全体ブロックが滑動する。
ケース2	滑落崖崩落の载荷と地震	滑落崖の崩落土砂が载荷した状態で後年に大地震が発生する。
ケース3	滑落崖崩落の衝撃力と地震	大地震によって滑落崖が崩落し、衝撃荷重と地震力が同時に作用する。
ケース4	滑落崖崩落の衝撃力と地下水位の上昇	豪雪年の融雪等による地下水の異常上昇した時期に、滑落崖の崩落による衝撃荷重等の影響で全体ブロックが滑動する。
ケース5	冠頭部の拡大すべり	冠頭部の拡大すべりによって全体ブロックが滑動する。
ケース6	冠頭部の拡大すべりと地下水位上昇	冠頭部の拡大すべりと豪雪年の融雪等による地下水の異常上昇によって全体ブロックが滑動する。
ケース7	冠頭部の拡大すべりと地震	冠頭部の拡大すべり発生後に大地震が発生する。
ケース8	地下水位の上昇と地震	豪雪年の融雪等による地下水の異常上昇した時期に大地震が発生する。
ケース9	滑落崖崩落の载荷と地下水位の上昇	滑落崖の崩落土砂が载荷した状態で豪雪年の融雪等による地下水の異常上昇する。

これらの9種類のシナリオを主な要因の組み合わせという観点から整理すると以下の表のように整理することができる。

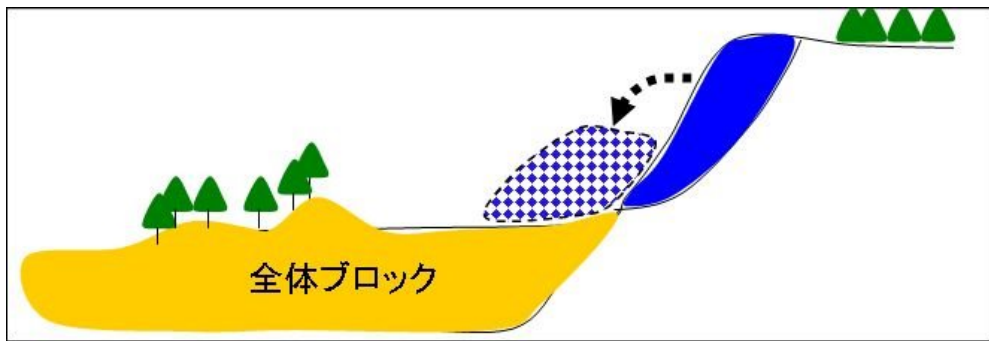
表 4.1.2 主な要因の組み合わせからみた各シナリオ

主要因	頭部载荷	頭部衝撃力	地震	異常豪雨等	拡大すべり
無し（単独）	ケース1	ケース1	H20委員会	—	ケース5
頭部载荷	—	—	ケース2	ケース9	—
頭部衝撃力	—	—	ケース3	ケース4	—
地震	ケース2	ケース3	—	ケース8	ケース7
異常豪雨等	ケース9	ケース4	ケース8	—	ケース6
拡大すべり	—	—	ケース7	ケース6	—

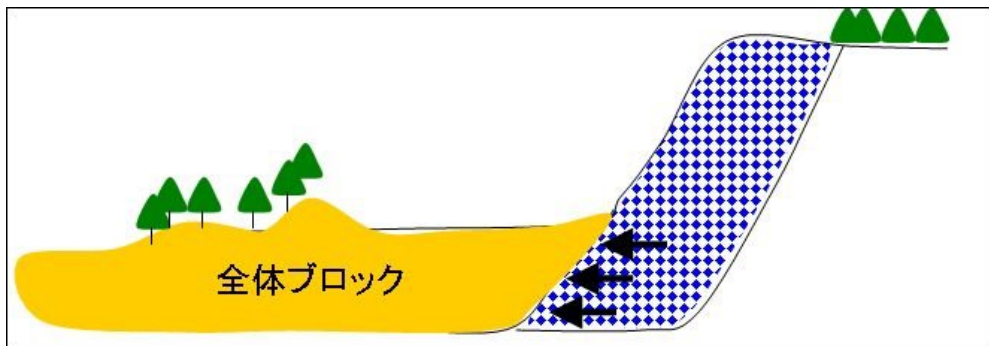
注：“H20委員会”とは平成20年の同地すべり分科会で検討された内容であることを示す。

このように各シナリオに登場する主な要因を模式的に表現すると以下ようになる。

(a) 滑落崖の崩壊による頭部载荷および衝撃力の発生



(b) 後背斜面の拡大すべり



(c) 豪雨や豪雪年の融雪等による地下水位の異常上昇

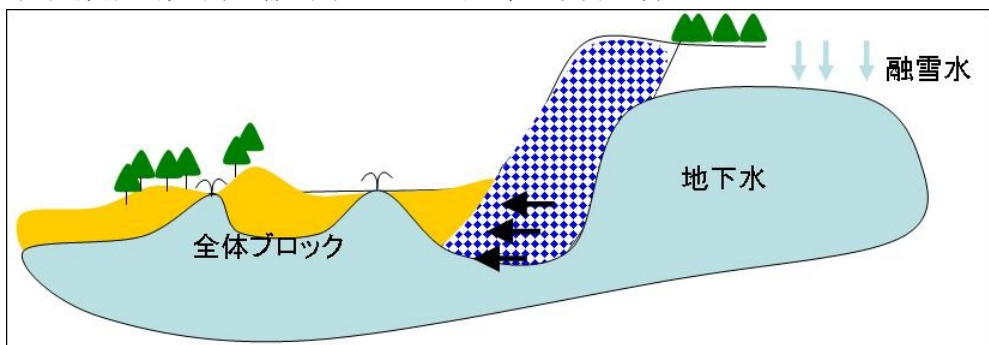


図 4.1.1 各シナリオの主な要因の模式図

(1) シナリオ（ケース1～ケース4）の検証事例

<内容>

滑落崖の崩落による衝撃荷重等の影響で全体ブロックが滑動する。

下図は融雪時に発生した地すべり事例の断面図である。この地すべりは2月7日に斜面長 130m の地すべりが発生し、流出した土砂が土石流となって下流の集落に被害を与えた。その2週間後の2月21日に滑落崖に小崩壊が発生し（図中赤色）、その崩落土砂が地すべり頭部に載った事から、地すべり全体が再活動し、再び土石流が発生した。

当地区は地すべり発生前の地形から過去の地すべり地形が再滑動したものであると考えられている。地質は第四紀の固結度の低い凝灰岩を主体としている。

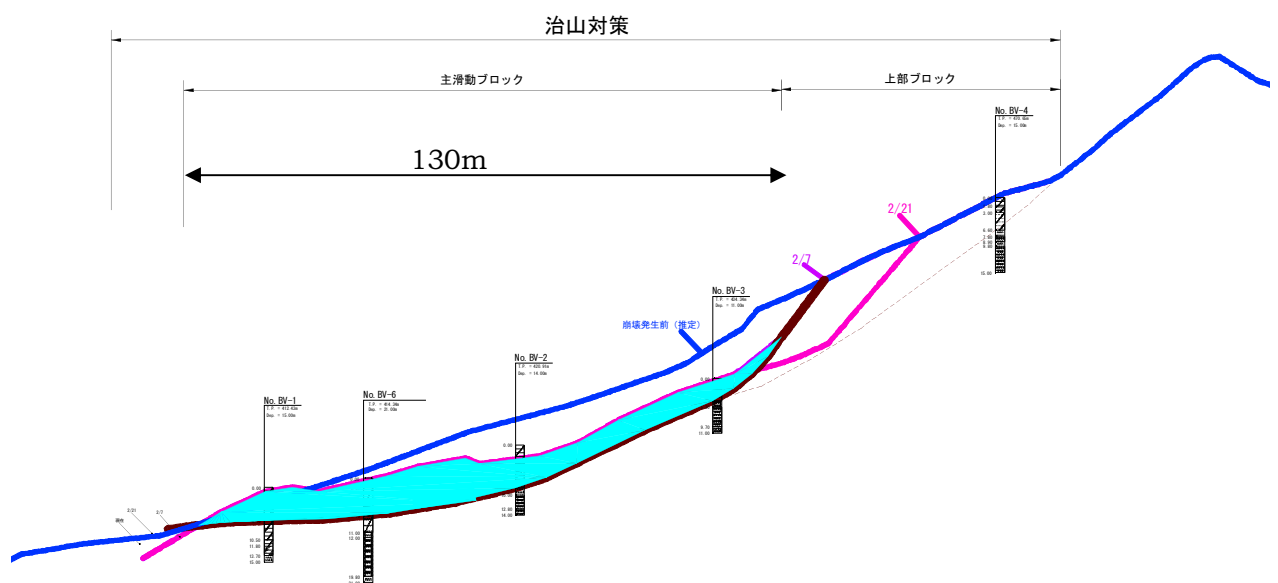


図 4.1.2 福島県小栗山地すべりの事例（断面図）

(2) シナリオ（ケース5）の検証事例

<内容>

冠頭部の拡大すべりによって全体ブロックが滑動する。

下図は兵庫県の大久保地すべりの断面図である。この地すべりは対策工がすでに施工されていた旧地すべり地（黄色）の側壁側の斜面に新たな地すべりが発生し（緑色）、その影響で旧地すべりの移動ブロックが再滑動し流出した土砂が土石流となった事例である。

地質は第三紀の安山岩質の凝灰岩、火山礫凝灰岩、砂岩等からなる。

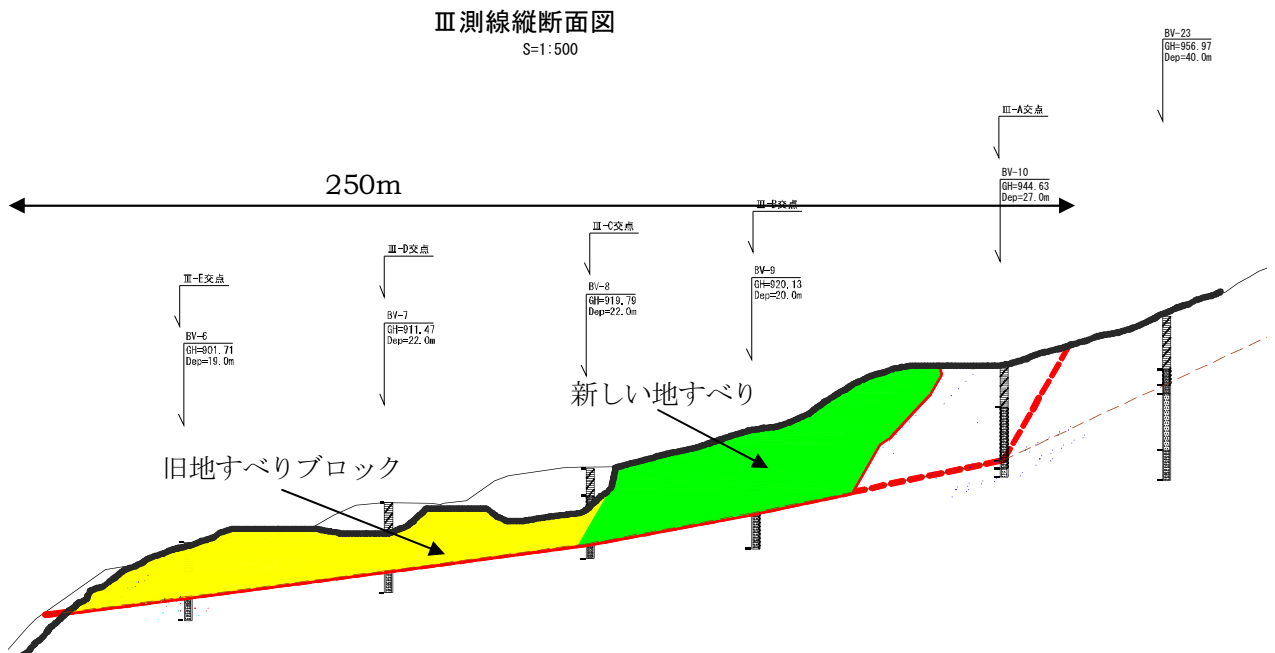


図 4.13 兵庫県大久保地すべりの事例（断面図）

(3) シナリオ（ケース6）の検証事例

<内容>

冠頭部の拡大すべりと豪雪年の融雪によって全体ブロックが滑動する。

下図は新潟県の地獄山地すべりの断面図である。中腹部から末端にかけての地獄地すべりとその背後の地獄山地すべりブロックに分かれているが、毎年の融雪時に両者が一体になって滑動する。すべり面傾斜は極めて低角度で、毎年の融雪時期には中腹部の地獄地すべり地内で自噴する地下水が確認できる。図 1.4 は当該地内の地下水位変動の例である。この地すべりはすべり面傾斜角が極めて低角度であるにもかかわらず、頭部の地獄山地すべりの滑動力と融雪時の豊富な地下水によって毎年移動を繰り返している。

地質は新第三紀更新世から第四紀鮮新世の魚沼層群を主体としており、魚沼層群の砂礫層が豊富な地下水の供給源となっている。

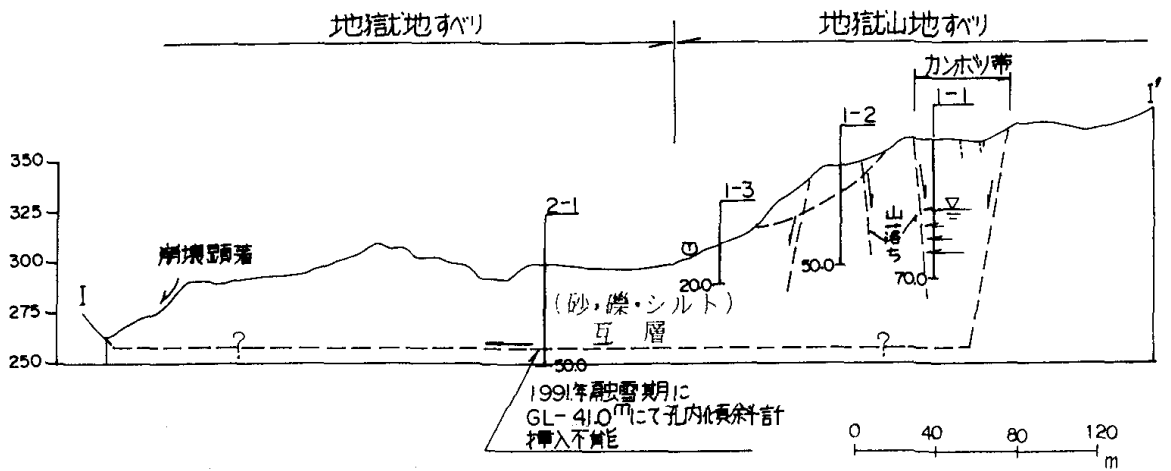


図 4.1.4 新潟県地獄山地すべりの事例（断面図）

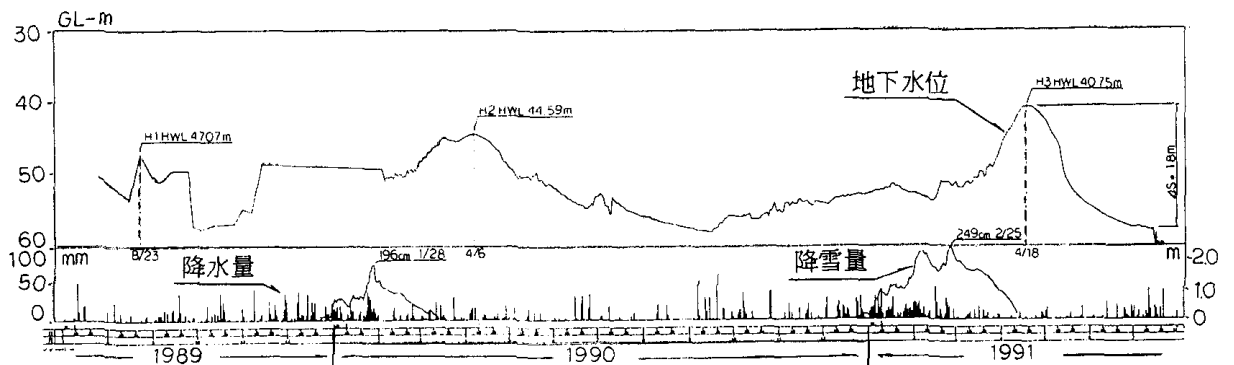


図 4.1.5 新潟県地獄山地すべり地での地下水位変動

4.1.2 シナリオ（ケース1）の検証結果

崩落土砂の衝撃力に関するパラメータを求めるために福島県小栗山地すべりの事例を用い、その結果をもとに以下のような流れで検証を行った。

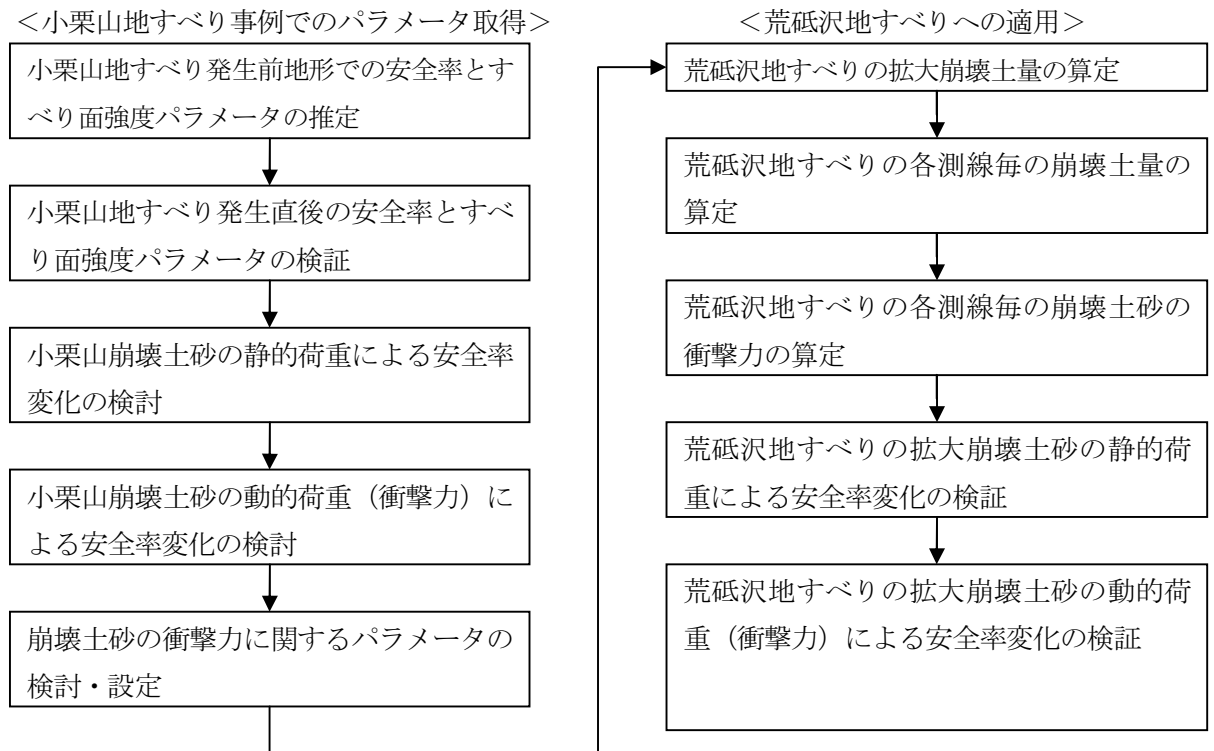


図 4.1.6 検証の流れ

(1) 小栗山地すべり事例での検証とパラメータ等の設定

1) 第1回目地すべり発生時の土質強度パラメータの推定

最初の地すべり発生時（図 2.3）の安全率を $F0=0.95$ とし、すべり面の最大深度約 $h=11\text{m}$ から、 $c=h$ 法による逆算を行うと、すべり面の土質強度パラメータは以下の値となる。

$$c=11\text{ kPa}, \phi=24.6136^\circ$$

当該地の斜面傾斜角は約 20° であるが、 $c=h$ 法による逆算値も 20° 代の値となっている。このことから、 $\phi=20^\circ$ として c を逆算すると以下の値となる。

$$c=17.9344, \phi=20^\circ$$

2次元解析の逆算値には移動体の三次元効果による増分が含まれることから、ここでの粘着力 c にはすべり面粘土の土質強度特性の他に移動体の三次元効果による増分を含んでいる。

ϕ が大きいと安全率に与える地下水位の低下の影響が大きく、地すべり発生前後の地下水位の違いにより地すべり発生後の安全率を過大に評価する危険がある。よって $\phi=20^\circ$ を採用した。

地すべり発生時の土質強度パラメータ推定値： $c = 17.9344$ ， $\phi = 20^\circ$

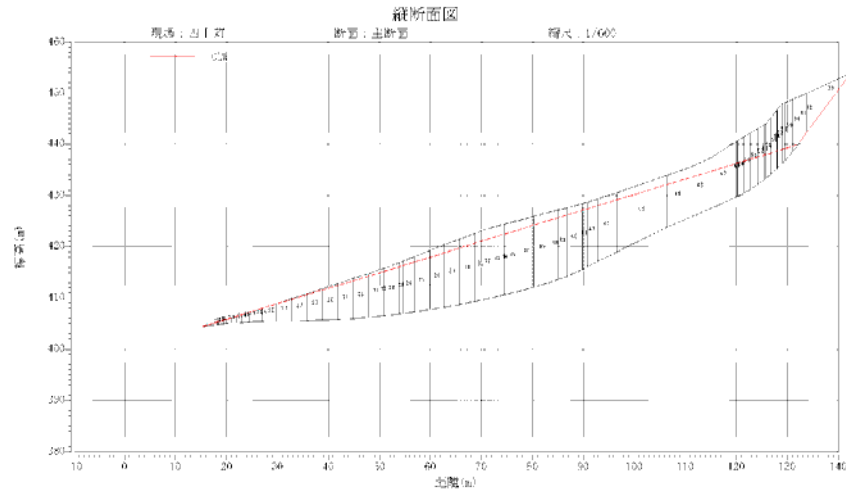


図 4.1.7 小栗山地すべり発生前の断面図

2) 地すべり発生直後の安全率とすべり面強度パラメータの検証

第1回目の地すべりも地すべり地形の再滑動であったことから、第1回目の地すべり発生後にすべり面のせん断強度パラメータが変化しなかったと仮定すると、地すべり発生直後の安全率は **F=1.84** となる。

第1回目の地すべり発生後に、粘着力 c が約半分に低下したと仮定（3次元効果分を含む）すると、土質強度パラメータは以下の値となり、その時の安全率は **F=1.38** となる。

$$c = 9.0, \phi = 20^\circ$$

第1回目地すべり発生直後の安全率 **F=1.38** ($c = 9.0, \phi = 20^\circ$)

地すべり発生直後の断面図を図 2.3 に示す。

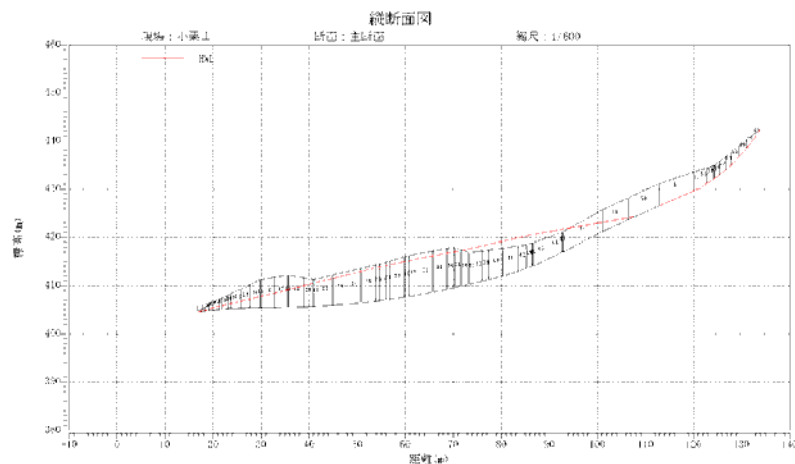


図 4.1.8 小栗山地すべり発生直後の断面図

3) 滑落崖崩壊土砂による安全率の変化の検証

図 4.1.9は1回目の地すべり発生直後の移動土塊（水色）と滑落崖崩壊範囲（赤線）を示した断面図である。この滑落崖崩壊すべり面部分の断面図上の面積は約 233m² である。この崩壊に巻き込まれたと考えられる移動土塊の上端部の面積が約 14m² であることから、全土量は 247m² となる。

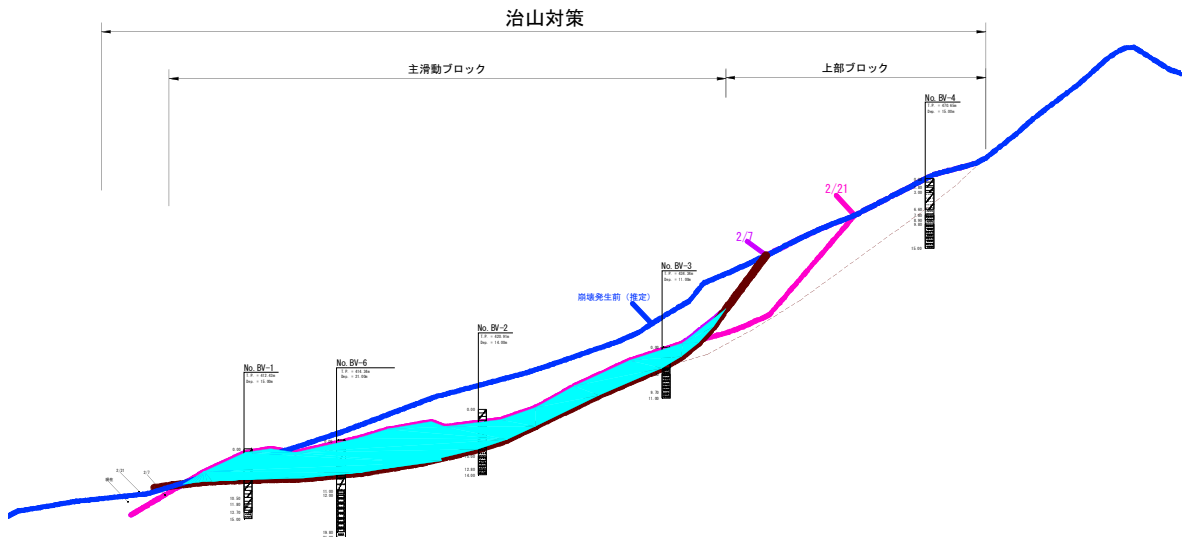


図 4.1.9 小栗山地すべりの断面

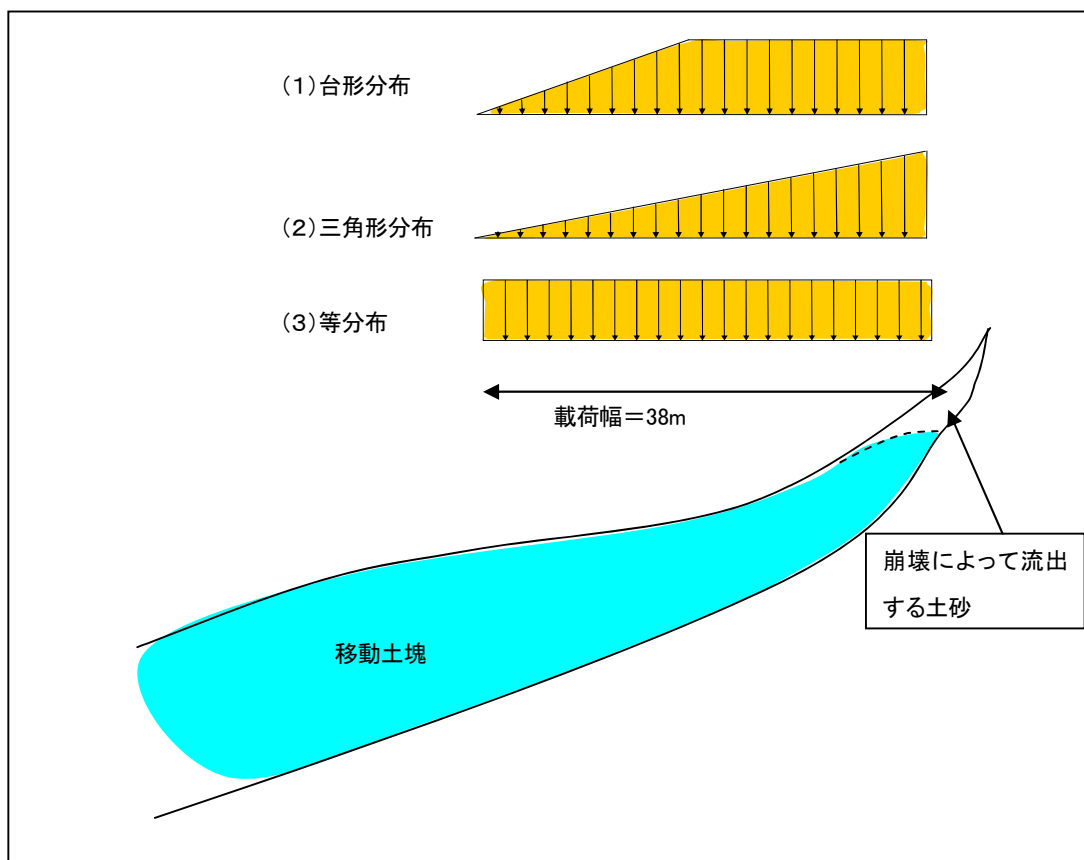


図 4.1.10 滑落崖崩壊土砂による荷条件の検討

この土量が移動土塊の頭部にどのように堆積したか不明であるため、図 4. 1.10に示す3つのパターンを想定し、それぞれの場合の静的な荷重により安全率の変化を調べた。その結果を以下に示す。ここでの載荷幅 38m は滑落崖崩壊土塊の斜面長と同値を採用している。

いずれの載荷条件でも静的荷重による載荷後の安全率は $F > 1.0$ となっており、頭部載荷による再滑動は発生しないことになる。

表 4. 1.3 崩落土砂の静的荷重による安全率の推移

載荷条件	載荷前安全率	載荷後安全率
台形分布	F=1.38	1.12
三角形分布		1.09
等分布		1.12

頭部載荷による再滑動が発生するためには、崩落時の衝撃荷重による影響とその時の動的荷重による過剰間隙水圧の発生の影響が考えられる。ここでは全てを衝撃荷重による影響と仮定し、崩落土砂載荷時の安全率が $F \doteq 1.0$ となるための動的荷重と $F \doteq 0.8$ となるための動的荷重を求めた。その結果を以下に示す。

表 4. 1.4 崩落土砂載荷時の動的荷重の推定値と静的荷重との比率

載荷条件	静的載荷後安全率	動的荷重÷静的荷重 (載荷時 $F \doteq 1.0$)	動的荷重÷静的荷重 (載荷時 $F \doteq 0.8$)
台形分布	1.12	2.1	18.0
三角形分布	1.09	1.7	8.5
等分布	1.12	2.2	12.5

崩落土砂載荷時の安全を $F \doteq 1.0$ と仮定した場合の動的荷重と静的荷重の比率は三角形分布の場合が最も比率が小さくなるが、それでも動的荷重は静的荷重の 1.7 倍であり、荷重の 70%の衝撃力が発生したことになる。しかし、 $F \doteq 1.0$ は移動土塊が不安定化する臨界状態であり移動土塊の変位が若干生じるか否かの状態である。そのような状態で末端流出土砂が土石流化することは考え難い。

崩落土砂載荷時の安全を $F \doteq 0.8$ と仮定した場合の動的荷重と静的荷重の比率は三角形分布の場合が最も比率が小さくなるが、それでも動的荷重は静的荷重の 8.5 倍であり、荷重の 7.5 倍の衝撃力が発生したことになる。

(4) 崩壊土砂の衝撃力に関するパラメータの検討・設定

動的荷重が静的荷重の 1.7 であったと仮定して、その衝撃力に関するパラメータの検討を行った。運動量の変化が力積と等しくなるという以下の物理法則がある。

$$m \times \Delta V = F \times \Delta t \quad (\leftarrow \text{運動量と力積に関する物理法則})$$

ここに、 m : 質量, ΔV : 速度の変化量, F : 衝突力, Δt : 衝突時間

この法則を利用して崩落土砂が移動土塊に衝突して停止するまでの時間 Δt を概算した。

滑落崖崩壊の土塊高さが約 25m であったことから、その半分の 12.5m を落下高さとして衝突時

の速度 V を算定し、重量の 0.7 倍と 7.5 倍の衝撃力が発生する衝突時間を算定した。

その結果、重量の 0.7 倍の衝撃力が発生するためには衝突時間 Δt は約 2.23 秒、重量の 7.5 倍の衝撃力が発生するためには衝突時間 Δt は約 0.209 秒であったことになる。よって、以下のパラメータを採用して荒砥沢地すべりでの衝撃力を算定する。

<崩壊土砂の衝撃力に関するパラメータ> ○崩落高さ=土塊高さの半分, ○衝突時間 (0.7 倍の衝撃力) 崩落土砂の衝突時間 $\Delta t=2.23$ 秒 (2.235) (7.5 倍の衝撃力) 崩落土砂の衝突時間 $\Delta t=0.209$ 秒 (0.20875)	
--	--

(2) 荒砥沢地すべりへの適用結果

1) 荒砥沢地すべりの拡大崩壊土量の算定

滑落崖の拡大崩壊範囲を推定した上で崩落土砂量を推定し、それが三角形分布で堆積すると仮定した場合の各断面の推定土砂量を以下のように定めた。各断面毎の推定土砂量（断面積）は表 2. 2. 3 の通りである。

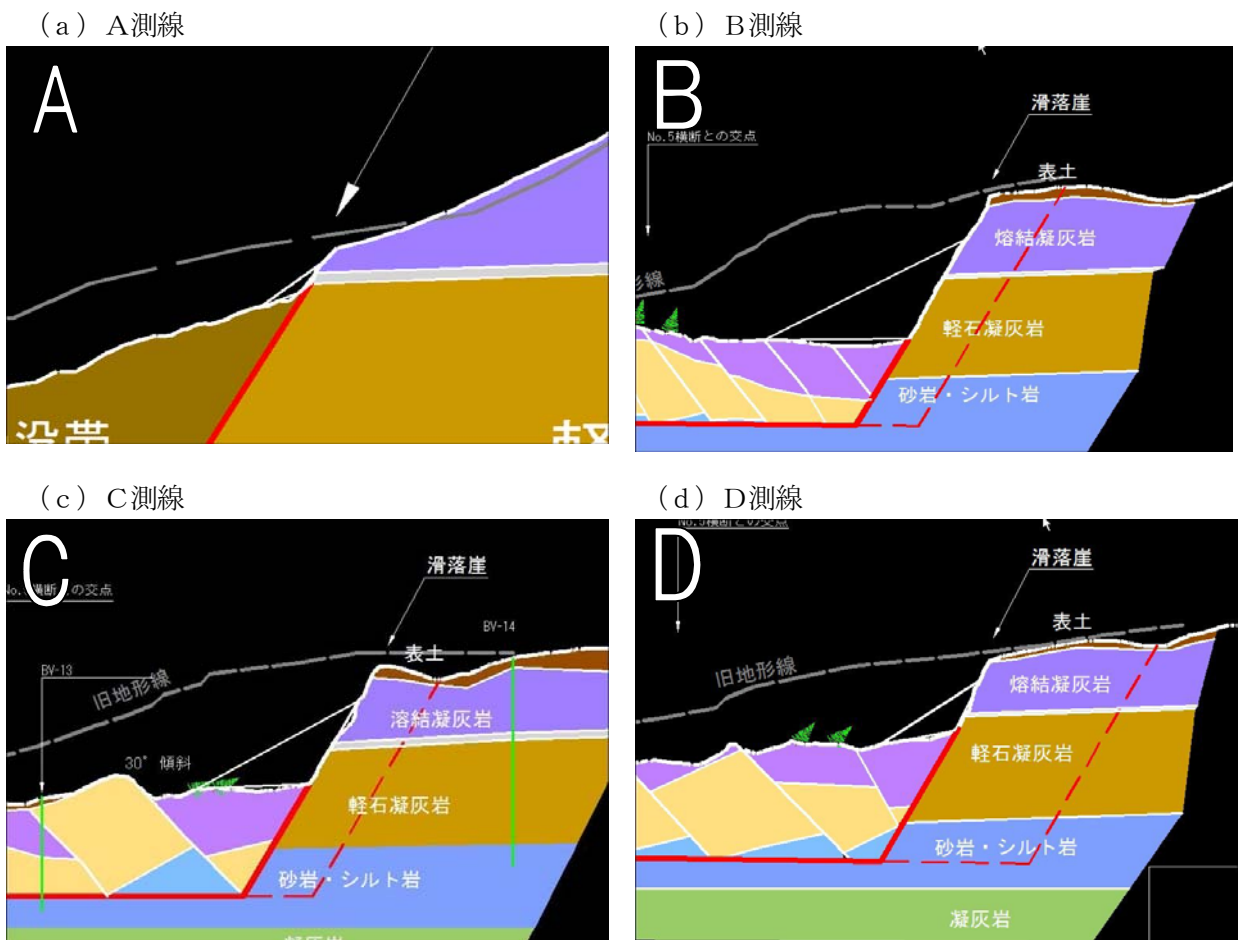


図 4.1.11 荒砥沢地すべり頭部の滑落土砂の分布の推定

表 4.1.5 荒砥沢地すべりの拡大崩壊の推定土砂量

測線	崩落土砂量 (断面図上の断面積 m ²)
A測線	31
B測線	6945
C測線	3626
D測線	1526
E測線	0

2) 荒砥沢地すべりの各測線毎の崩壊土砂の衝撃力の算定と安全率推移

小栗山地すべりの事例解析により定めたように、崩落高さを土塊高さの半分とし、衝突時間を2.23秒又は0.209秒として、衝撃力を算定すると、前者で静的荷重の0.6~1.7倍、後者で5.8~18倍の衝撃力が発生するという試算結果となった。動的荷重は静的荷重の1.6~2.7倍又は6.8~19倍となる。

拡大崩壊の崩落土砂による安全率の推移を予測した結果を以下に示す。

地震動が作用しない場合の荒砥沢地すべり本体の現状安全率は近似3次元解析で $F_s=6.58$ である。

そこに崩落土砂による静的荷重が作用した場合、全体安全率は $F_s=3.96$ となり、衝撃力としての動的な荷重が作用した場合を想定しても全体安全率は $F=1.52 (>>1.0)$ となり、十分な安全率を確保することから、全体ブロックの滑動は発生しないという試算結果となった。

表 4.1.6 荒砥沢地すべりの拡大崩壊による衝撃力の推定結果

測線	崩落土砂量 (m ² /m)	静的荷重 (kN/m)	落下高さ (m)	衝撃力 (2.23s) (kN/m)	衝撃力 (0.209s) (kN/m)
A測線	31	558	7.25	299	3,184
B測線	6,945	125,010	72.00	210,653	2,247,634
C測線	3,626	65,268	56.25	97,212	1,037,233
D測線	1,526	27,468	32.75	31,217	333,079
E測線	0	0	0	0	0

表 4.1.7 荒砥沢地すべりの拡大崩壊による安全率の推移

条件 (測線等)		現状安全率	崩落後安全率 (静的荷重)	崩落後安全率 (動的荷重 2.23s)	崩落後安全率 (動的荷重 0.209s)
2次元	A測線	2.44	2.41	2.39	2.25
	B測線	7.43	3.09	1.84	0.805
	C測線	7.18	3.60	2.28	0.857
	D測線	8.29	5.04	3.56	1.29
	E測線	4.74	4.74	4.74	4.74
近似3次元		6.58	3.96	2.96	1.52

<ケース1の検証結果>

滑落崖崩落の衝撃荷重のみでは全体ブロックが滑動する危険性は低い。

4.1.3 シナリオ（ケース2）の検証結果

滑落崖の拡大崩壊によって全体ブロック頭部に土砂が堆積した後、数年後や数十年後に平成 20 年の岩手宮城内陸地震と同程度かそれより若干小さい地震が発生したことを想定する。

ここでは、地震応答解析の結果などをもとに平成 20 年度の荒砥沢地すべりの検討委員会で検討した水平震度 $kh=0.231$ と $kh=0.186$ を採用した。まず、これがどの程度の地震であるか試算する。

安全率を用いた盛土の耐震設計(2000)では、盛土構造物に設計震度で示される水平慣性力を載荷することで斜面安定解析を行っている。この設計震度 k_H の決定には、以下に示す野田式に依っている場合が多い。

$$k_H = \frac{1}{3} \left(\frac{A_{\max}}{g} \right)^{1/3}$$

ここに、 A_{\max} は最大加速度および g は重力加速度

この式は、野田ら(1975)が数多くの港湾構造物の被害、無被害の例を集め、その構造物に入力された地震動の最大加速度と設計震度の関係を求めたものである。野田式は重力式岸壁を対象としているものの、設計実務においては盛土構造物にも準用されて用いられている(澤田ら(1998))。1995 年兵庫県南部地震以後、野津ら(1997)によってこの設計震度と地盤加速度の関係が再検討されているが、従来の関係式(野田式)でよいことが確認されている。

一方、内閣府は簡便に計測震度を求める方法として過去の地震を元に地表最大速度、地表最大加速度、計測震度の関係式を経験式として示している。

$$\text{計測震度} = 2.02 \log V + 2.4$$

$$\text{地表最大加速度[gal]} = 10^{0.908 V^{1.13}}$$

ここに、 V : 地表最大速度(kine)

野田式から逆算すると $kh=0.231$ と $kh=0.186$ は、それぞれ最大加速度 326gal と 170gal に相当し、これから内閣府の式により計測震度を推定し、震度で表現すると、それぞれ震度 5 強(推定計測震度 5.27) と震度 5 弱(推定計測震度 4.76) 程度に相当する。

これらの水平震度を用いた本シナリオの検証結果を以下に示す。

表 4.1.8 荒砥沢地すべりの拡大崩壊土砂堆積後の大地震による安全率の推移

条件 (測線等)	現状安全率	崩落後安全率 (静的荷重)	崩落後安全率 (地震時)		
			震度 5 弱 170gal $kh=0.186$	震度 5 強 326gal $kh=0.231$	
2次元	A測線	2.44	2.41	1.02	0.892
	B測線	7.43	3.09	1.12	0.966
	C測線	7.18	3.60	1.13	0.964
	D測線	8.29	5.04	1.13	0.947
	E測線	4.74	4.74	1.03	0.866
近似3次元	6.58	3.96	1.10	0.935	

現状安全率と崩落土砂の静的荷重による安全率はシナリオ1の検証途中で示した値と同じである。試算結果は、震度5弱程度（水平震度 $kh=0.186$ ）の地震が発生しても全体ブロックの安全率は $F=1.10 (>1.0)$ となり、全体ブロックが滑動する危険性は低いという試算結果となった。震度5強（水平震度 $kh=0.231$ ）の大きな地震が発生すると、全体ブロックの安全率は $F=0.935 (<1.0)$ となり、全体ブロックが滑落する危険性が高い試算結果となった。

<ケース2の検証結果>

滑落崖崩落発生後の後年の地震は震度5弱程度の地震では全体ブロックが滑動する危険性は低いが、震度5強程度の地震が発生すると滑動する危険性が高くなる。

<参考文献>

野田節夫・上部達生・千葉忠樹（1975）：重力式岸壁の震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，第14巻第4号，pp.67-111.

野津厚・上部達生・佐藤幸博・篠澤巧（1997）：距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係，港湾技術研究所資料，No.893.

（社）土木学会（2000）：盛土等土構造物の耐震性能と設計法，土木構造物の耐震設計法に関する第3次提言と解説，Chapter 8，pp.29-34.

澤田純男・土岐憲三・村川史朗（1998）：片側必要強度スペクトルによる盛土構造物の耐震設計法，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.3033-3038.

4.1.4 シナリオ（ケース3）の検証結果

大地震によって滑落崖が崩落し、崩落土砂による衝撃力と地震力が同時に作用した場合を想定する。ケース1で試算したように、崩落土砂の衝撃力は衝突時間の違いで2種類想定し、それにケース2に採用した水平震度 kh が作用した場合の全体ブロックの安全率を試算した。その結果を以下に示すが、2種類の衝突時間のどちらの場合も、地震力が同時に作用すると全体ブロックの安全率 F は $F<1.0$ となり滑動する試算結果となった。

表 4.1.9 大地震時に滑落崖拡大崩壊が発生した場合の安全率の推移

条件（測線等）		崩落後安全率（動的荷重 2.23s）			崩落後安全率（動的荷重 0.209s）		
		常時	地震時		常時	地震時	
			震度5弱 170gal $kh=0.186$	震度5強 326gal $kh=0.231$		震度5弱 170gal $kh=0.186$	震度5強 326gal $kh=0.231$
2次元	A測線	2.39	1.02	0.890	2.25	0.995	0.871
	B測線	1.84	0.925	0.820	0.805	0.563	0.522
	C測線	2.28	0.980	0.856	0.857	0.579	0.534
	D測線	3.56	1.05	0.897	1.29	0.724	0.651
	E測線	4.74	1.03	0.866	4.74	1.03	0.866
近似3次元		2.96	0.998	0.862	1.52	0.688	0.618

<ケース3の検証結果>

大地震によって滑落崖崩落が発生した場合、全体ブロックが滑動する危険性がある。

4.1.5 シナリオ（ケース4）の検証結果

豪雪年の融雪や異常豪雨などによって地下水位が上昇している時期に滑落崖が崩落し、その衝撃力が加わった時の安全率の推移を検証した。その結果を以下の表に示す。

その結果、融雪や異常豪雨によって地下水位が観測最高水位に対して1.6倍となった時期に滑落崖の崩落が発生すると全体ブロックの滑動の危険性が高くなるがそれより地下水位が低い場合は全体ブロックの滑動は発生しない結果となった。

表 4.1.10 異常豪雨時などに滑落崖拡大崩壊が発生した場合の水位と安全率の関係

条件（測線等）		崩落後安全率（動的荷重 2.23s）			崩落後安全率（動的荷重 0.209s）		
		HWL	HWL×1.2	HWL×1.6	HWL	HWL×1.2	HWL×1.6
2次元	A測線	2.39	2.15	1.67	2.25	2.03	1.576
	B測線	1.84	1.73	1.49	0.805	0.781	0.733
	C測線	2.28	2.08	1.67	0.857	0.812	0.718
	D測線	3.56	3.06	2.06	1.29	1.15	0.871
	E測線	4.74	3.84	2.08	4.74	3.84	2.08
近似3次元		2.96	2.57	1.80	1.52	1.34	0.987

<ケース4の検証結果>

豪雨や融雪によって、地下水位が現在の観測最高水位の1.6倍となった時期に滑落崖崩落が発生すると全体ブロックが滑動する危険性がある。それより水位が低い場合は滑動の危険性は低い。

4.1.6 シナリオ（ケース5）の検証結果

後背斜面に発生した新しい地すべりによって全体ブロックが滑動するという想定で検証する。このような事例は兵庫県の大久保地すべりで発生していることから、大久保地すべりでこの事例を検証を行った上で荒砥沢地すべりの検証を行った。

(1) 大久保地すべりでの事例検証

図 6.1 は大久保地すべり地で新たに発生した地すべりの滑動前の旧地形の主断面である。黄色の旧地すべりの後背斜面に新しい地すべりが発生し、旧地すべりを含めて滑落し、流動化した。

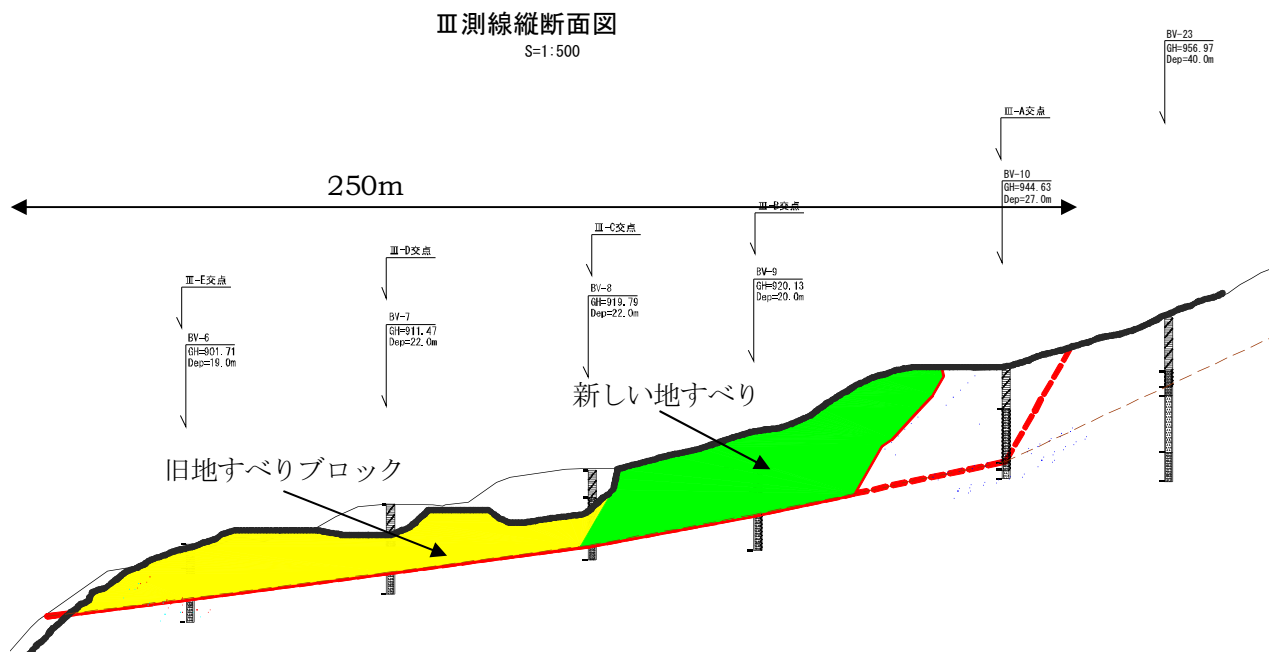


図 4.1.12 兵庫県大久保地すべりの事例（断面図）

新しい地すべりが滑動した時点の安全率を $F=0.95$ として、すべり面の土質強度 (c' , ϕ') の逆算を行い、その土質強度を旧地すべりに適用すると旧地すべりの安全率は $F=1.36$ となった（表 6.1 参照）。つまり、旧地すべりより新しい拡大すべりの方が安定度が低いということであり、新しい地すべりの滑動力が旧地すべりブロックを押し出したことが安全率的にも裏付けられた。

表 4.1.11 大久保地すべりでの拡大すべりと旧地すべりの安全率の比較

項目	旧地すべり	新しい地すべり
粘着力 c' [kN/m ²]	22.06	22.06
せん断抵抗角 ϕ' [°]	8.0	8.0
安全率 F	1.36	0.95

(2) 荒砥沢地すべりでの検証

荒砥沢地すべりの冠頭部に発生した拡大亀裂が深部にまで達していると仮定した場合、以下の図の赤色の破線で示すような拡大すべりが考えられる。この拡大すべりの影響で全体ブロックが滑動するか否かを検証する。

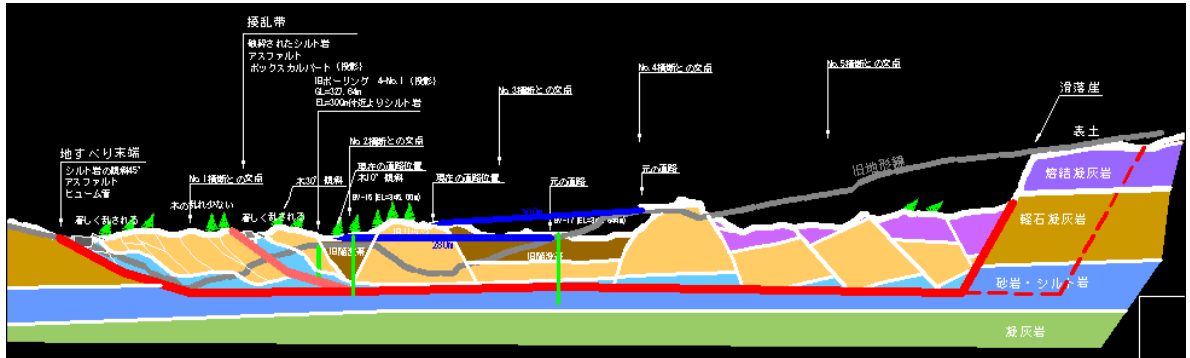


図 4.1.13 荒砥沢地すべりの全体ブロックと頭部拡大亀裂（断面図）

現時点での赤色の破線位置のすべり面強度は全体ブロックより大きいと考えられるが、この位置での拡大すべりが発生した時点では全体ブロックとほぼ同等のすべり面強度に低下すると仮定する。

その場合の安全率の推移は以下ようになる。安全率が $F=6.58 \rightarrow 2.26$ に低下するが、1.0 より遥かに大きい安全率であり滑動は発生しない。

表 4.1.12 荒砥沢地すべりの拡大すべりによる安全率の推移

条件（測線等）		全体ブロック 現状安全率	拡大すべり安全率
2次元	A測線	2.44	1.47
	B測線	7.43	2.11
	C測線	7.18	2.53
	D測線	8.29	2.43
	E測線	4.74	2.32
近似3次元		6.58	2.26

<ケース5の検証結果>

後背斜面の拡大すべりにより全体ブロックが滑動する危険性は低い。

4.1.7 シナリオ（ケース6）の検証結果

ケース5で検証した拡大すべり発生と豪雨等に伴う地下水位の急激な上昇が同時に発生した場合を想定した。拡大すべりに対して、観測最高水位（HWL）を基準に地下水位の上昇と安全率の変化を調べた結果を以下に示す。

これによると地下水位が現在のHWLの2倍に達しないと滑動は発生しないという結果になり、実質的にはケース6のシナリオにより全体ブロックの滑動は発生し難いという検証結果となった。

表 4.1.13 荒砥沢地すべりの拡大すべりと異常豪雨等による地下水位上昇による安全率の推移

条件（測線等）		全体ブロック 現状安全率	拡大すべり			
			HWL	HWL×1.6	HWL×1.9	HWL×2.0
2次元	A測線	2.44	1.47	1.17	1.02	0.962
	B測線	7.43	2.11	1.63	1.39	1.30
	C測線	7.18	2.53	1.76	1.36	1.23
	D測線	8.29	2.43	1.46	0.959	0.782
	E測線	4.74	2.32	1.11	0.509	0.320
近似3次元		6.58	2.26	1.44	1.02	0.885

<ケース6の検証結果>

後背斜面の拡大すべりと地下水位の異常上昇により全体ブロックが滑動する危険性は極めて低い。

4.1.8 シナリオ（ケース7）の検証結果

ケース5で検証した拡大すべり発生が発生した後に大地震が発生した場合を想定した。拡大すべりに対して、観測最高水位（HWL）を基準に地震動（水平震度）の大きさによる安全率の変化を調べた結果を以下に示す。

これによると平成20年岩手宮城内陸地震の8割程度の弱い地震でも全体ブロックが滑動するという検証結果となった。

表 4.1.14 荒砥沢地すべりの拡大すべり発生後の地震による安全率の推移

条件（測線等）		全体ブロック 現状安全率	拡大すべり		
			常時	地震時（震度5弱） （170gal） （kh=0.186）	地震時（震度5強） （326gal） （kh=0.231）
2次元	A測線	2.44	1.47	0.842	0.758
	B測線	7.43	2.11	0.990	0.872
	C測線	7.18	2.53	1.01	0.878
	D測線	8.29	2.43	0.944	0.817
	E測線	4.74	2.32	0.849	0.733
近似3次元		6.58	2.26	0.932	0.813

<ケース7の検証結果>

後背斜面の拡大すべり発生後に大地震が発生すると全体ブロックが滑動する危険性が高い。

4.1.9 シナリオ（ケース8）の検証結果

豪雪年の融雪や異常豪雨などによって地下水位が上昇している時期に大地震が発生した時の安全率の推移を検証した。その結果を以下の表に示す。

その結果、平成20年岩手・宮城内陸地震と同程度の地震が発生した場合は、観測最高水位（HWL）の1.1倍の地下水位で安全率が $F < 1.0$ となり、全体ブロックが滑動する結果となった。平成20年度の地震の8割程度の大きさの地震が発生した場合は、観測最高水位（HWL）の1.3倍の地下水位で安全率が $F < 1.0$ となり、全体ブロックが滑動する結果となった。

表 4.1.15 豪雨等による地下水位の上昇と大地震による安全率の推移

条件（測線等）		現状安全率 （常時）	地震時（震度5強） （326gal） （kh=0.231）		地震時（震度5弱） （170gal） （kh=0.186）	
			HWL	HWL×1.1	HWL	HWL×1.3
2次元	A測線	2.44	0.895	0.846	1.03	0.860
	B測線	7.43	1.12	1.07	1.35	1.16
	C測線	7.18	1.07	1.04	1.28	1.14
	D測線	8.29	0.998	0.920	1.21	0.924
	E測線	4.74	0.866	0.788	1.03	0.751
近似3次元		6.58	1.004	0.947	1.20	0.986

これらの結果を見ると融雪や異常豪雨によって地下水位が異常に高い状態で、大きな地震が発生すると全体ブロックの滑動の危険性が高くなることがわかる。両方が同時に発生することは希であると考えられるが、平成16年の中越地震では直前のH16新潟豪雨の影響により地下水位が高い状態で地震が発生したことが地震地すべりに大きく影響したとの指摘もあり、豪雨と地震がほぼ同時期に重なることもあり得る。

<ケース8の検証結果>

異常な融雪や異常豪雨等によって地下水位が上昇している時期に大地震が発生すると全体ブロックが滑動する危険性がある。

4.1.10 シナリオ（ケース9）の検証結果

滑落崖の崩落土者が堆積した状態で、豪雪年の融雪や異常豪雨などによって地下水位が異常上昇した時の安全率の推移を検証した。その結果を以下の表に示す。

表 4.1.16 拡大崩壊土砂堆積後に豪雨等による地下水位上昇による安全率の推移

条件（測線等）		現状安全率	滑落後安全率（静的荷重）		
			HWL	HWL×1.6	HWL×2.0
2次元	A測線	2.44	2.41	1.68	1.17
	B測線	7.43	3.09	2.37	1.89
	C測線	7.18	3.60	2.52	1.81
	D測線	8.29	5.04	2.79	1.30
	E測線	4.74	4.74	2.08	0.53
近似3次元		6.58	3.96	2.39	1.39

<ケース9の検証結果>

滑落崖崩落発生後に異常豪雨による地下水位の異常上昇が発生しても全体ブロックが滑動する危険性は低い。

4.1.11 検証結果のまとめ

検討した9つのシナリオは主要要因の組み合わせとして捉えることができる。その観点からどのような要因が重なる場合に、全体ブロックが滑動する危険があるかを表にまとめた。その結果を以下に示す。

ここで取り上げた5つの主要要因が単独で作用した場合は、何れも“安全”であるという検討結果となっている。しかし、「異常豪雨+地震」や「異常豪雨+滑落崖崩落の衝撃力」など、複数の要因が重なると全体ブロックが滑動する可能性があるという試算結果となった。

表 4.1.17 主要要因の組み合わせからみた各シナリオでの全体ブロック滑動の危険性

主要因	頭部載荷	頭部 衝撃力	地震		異常豪雨等	拡大すべり	
			震度5弱 170gal	震度5強 326gal			
無し（単独）	安全（C1）	安全（C1）	安全	安全	安全	安全（C5）	
頭部載荷	—	—	安全（C2）	危険（C2）	安全（C9）	—	
頭部衝撃力	—	—	危険（C3）	危険（C3）	危険（C4）	—	
地震	震度5弱 (170)	安全（C2）	危険（C3）	—	—	危険（C8）	危険（C7）
	震度5強 (326)	危険（C2）	危険（C3）	—	—	危険（C8）	危険（C7）
異常豪雨等	安全（C9）	危険（C4）	危険（C8）	危険（C8）	—	安全（C6）	
拡大すべり	—	—	危険（C7）	危険（C7）	安全（C6）	—	

※（ ）内の数字はシナリオのケース番号。“安全”＝危険性が低い。“危険”＝危険性が高い。

この表を見ると、いろいろな要因が重なることで全体ブロックが今後も滑動する危険性があることがわかった。この中で“危険”と判定されたケースは全部で8ケースである。その内5つのケースは滑落崖が崩落または拡大することによって発生する。つまり、滑落崖の崩壊対策及び地すべり拡大への対策を実施することで、全体ブロックが滑動するリスクを大幅に軽減することができる。

<拡大崩壊による全体ブロックへの影響のまとめ>

主要要因が単独で発生した場合は、全体ブロックが滑動する危険性は低い。しかし、複数の要因が重なった場合は、全体ブロックが滑動する危険性が高くなる。

<結論>

様々な要因により全体ブロックが滑動する可能性がある。

全体ブロックが滑動するリスクを軽減するために滑落崖の崩壊対策及び地すべり拡大への対策が必要である。

4.2 宮城県沖地震が発生した場合の全体ブロック再滑動の危険性について

4.2.1 宮城県沖地震の概要

(1) 宮城県沖地震の発生確率

宮城県沖での過去の地震の発生状況を表 4.2.1に示す。1793 年以降 6 回の地震が発生しており、前回地震からの期間は平均で 37.1 年である。

表 4.2.1 宮城県沖地震の発生年月日等（仙台市 HP より）

地震発生年月日	前回の地震からの経過年数	地震の規模	備考
1793年 2月17日		M8.2程度	連動の場合
1835年 7月20日	42.4年	M7.3程度	単独の場合
1861年10月21日	26.3年	M7.4程度	単独の場合
1897年2月20日	35.3年	M7.4	単独の場合
1936年11月3日	39.7年	M7.4	単独の場合
1978年6月12日	41.6年	M7.4	単独の場合
	過去6回の平均37.1年		

（地震調査研究推進本部H12.11.27、H13.3.14訂正、H15.11.12変更）

文部科学省所管の地震調査研究推進本部が発表した最新の発生確率を表 4.2.2に示す。表 4.2.3にこれまで公表された発生確率を示しているが、10 年以内に発生する確率が徐々に大きくなっている。

表 4.2.2 公表された発生確率の最新値（仙台市 HP より）

評価時点(基準)	10年以内	20年以内	30年以内	経過率
2009年(平成21年)1月1日	70%程度	90%程度以上	99%	0.82

（地震後経過率: 前回の地震発生以降経過した時間の平均活動間隔に対する割合）

表 4.2.3 これまでに公表された発生確率の最新値（仙台市 HP より）

評価時点(基準)	10年以内	20年以内	30年以内	経過率
2001年(平成13年)1月1日 (平成12年11月27日公表)	26%	81%	98%	約60%
2003年(平成15年)6月1日 (平成15年6月11日公表)	39%	88%	99%	約67%
2005年(平成17年)1月1日 (平成17年1月12日公表)	50%程度	90%程度	99%	0.72
2006年(平成18年)1月1日 (平成18年1月11日公表)	50%程度	90%程度	99%	0.74
2007年(平成19年)1月1日 (平成19年1月10日公表)	60%程度	90%程度	99%	0.77
2008年(平成20年)1月1日 (平成20年1月11日公表)	60%程度	90%程度以上	99%	0.80

(2) 推定震度

宮城県では地震調査研究推進本部（2003）の報告書を元に宮城県沖地震（予想値 M7.5 程度）単独の場合と三陸沖南部海溝寄り地震（予想値 M7.7 程度）が連動した場合の震度分布を予想している（宮城県，2004）。それらによる震度分布の予想図を図 4.2.1 と図 4.2.2 に示す。荒砥沢地すべりの位置を●印で示しているが，どちらの地震の場合でも荒砥沢地すべりの位置は震度 5 弱に近い位置での震度 5 強のエリアに入っており、地震による影響の検討は震度 5 強にて行うものとする。

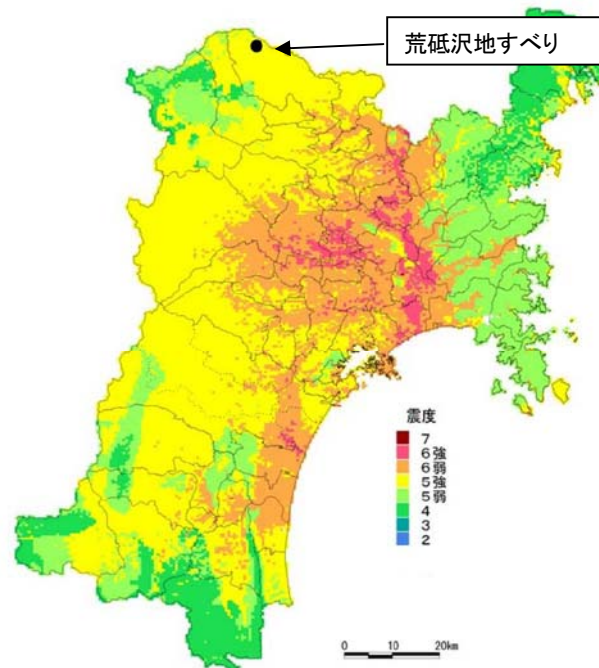


図 4.2.1 予想される震度分布（宮城県沖地震（単独）の場合，宮城県（2004））

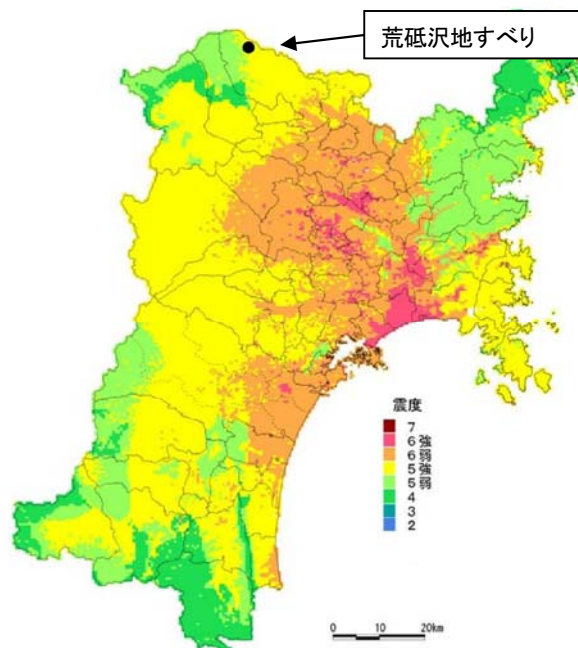


図 4.2.2 予想される震度分布（宮城県沖地震（連動）の場合，宮城県（2004））

その他、文部科学省所管の地震調査研究推進本部（2009）では都道府県別に確率論的地震動予測地図を発表している。その中の宮城県の地震動予測を以下に示す。これは今後30年以内に予想される全ての地震による地震動の予測であるが、宮城県北端の荒砥沢地すべり付近では震度5強の予測となっている。

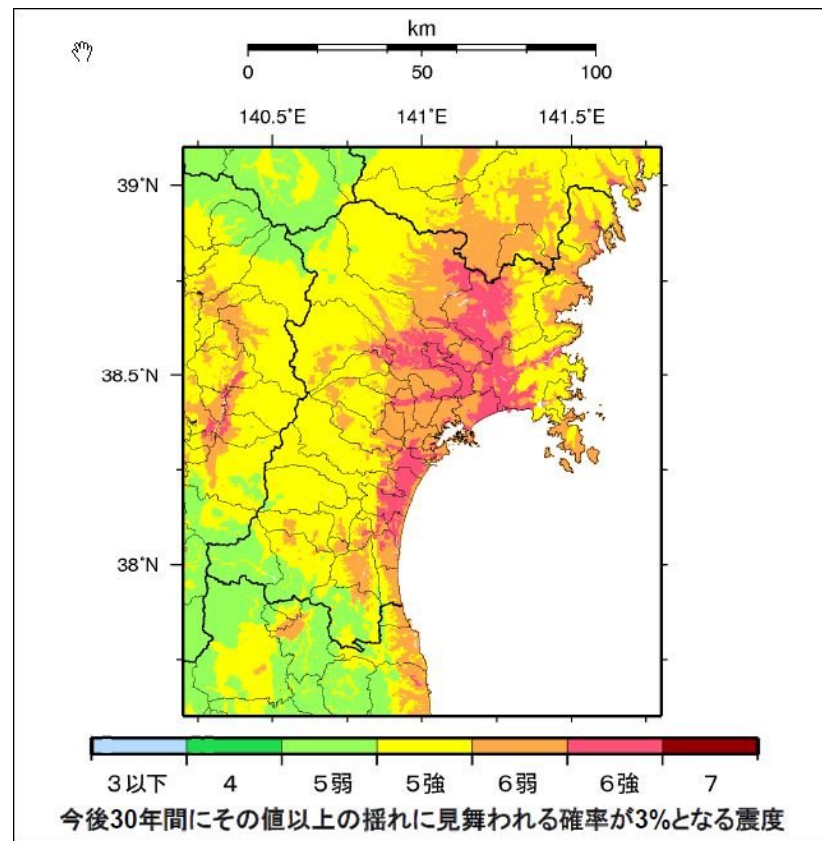


図 4.2.3 今後30年間に予想される震度分布（地震調査研究推進本部，2009）

4.2.2 宮城県沖地震による全体ブロックへの影響

現在予想されている宮城県沖地震（単独及び連動）による荒砥沢地すべり位置での震度は震度5弱に近い震度5強となっている。よって、5.1 で想定した震度5強の場合の想定シナリオでの解析結果がそのまま適用できる。

4.1.1 の項では、拡大崩壊による全体ブロックへの影響を検討するために以下の9つのシナリオを想定した。

表 4.2.4 拡大崩壊が全体ブロックへ影響するシナリオ（再掲）

ケース	主な要因	内容（シナリオ）
ケース1	滑落崖崩落の衝撃力	滑落崖の崩落による衝撃荷重等の影響で全体ブロックが滑動する。
ケース2	滑落崖崩落の载荷と地震	滑落崖の崩落土砂が载荷した状態で後年に大地震が発生した。
ケース3	滑落崖崩落の衝撃力と地震	大地震によって滑落崖が崩落し、衝撃荷重と地震力が同時に作用した。
ケース4	滑落崖崩落の衝撃力と地下水位の上昇	豪雪年の融雪等による地下水の異常上昇した時期に、滑落崖の崩落による衝撃荷重等の影響で全体ブロックが滑動する。
ケース5	冠頭部の拡大すべり	冠頭部の拡大すべりによって全体ブロックが滑動する。
ケース6	冠頭部の拡大すべりと地下水位上昇	冠頭部の拡大すべりと豪雪年の融雪等による地下水の異常上昇によって全体ブロックが滑動する。
ケース7	冠頭部の拡大すべりと地震	冠頭部の拡大すべり発生後に大地震が発生する。
ケース8	地下水位の上昇と地震	豪雪年の融雪等による地下水の異常上昇した時期に大地震が発生した。
ケース9	滑落崖崩落の载荷と地下水位の上昇	滑落崖の崩落土砂が载荷した状態で豪雪年の融雪等による地下水の異常上昇した。

これらの9種類のシナリオを主な要因の組み合わせという観点から整理すると以下の表のように整理することができる。

表 4.2.5 主な要因の組み合わせからみた各シナリオ（再掲）

主要因	頭部载荷	頭部衝撃力	地震	異常豪雨等	拡大すべり
無し（単独）	ケース1	ケース1	H20委員会	—	ケース5
頭部载荷	—	—	ケース2	ケース9	—
頭部衝撃力	—	—	ケース3	ケース4	—
地震	ケース2	ケース3	—	ケース8	ケース7
異常豪雨等	ケース9	ケース4	ケース8	—	ケース6
拡大すべり	—	—	ケース7	ケース6	—

注：“H20委員会”とは平成20年の同地すべり検討委員会で検討された内容であることを示す。

このように各シナリオに登場する主な要因を模式的に表現したものが、前出の図4.1.1である。

4.1.1 項での検討結果で示したように、ここで取り上げた5つの主要要因が単独で作用した場合は、何れも“安全”であるという検討結果となっている。しかし、「異常豪雨+地震」や「異常豪雨+滑落崖崩落の衝撃力」など、複数の要因が重なると全体ブロックが滑動する可能性があるという試算結果となった。

表 4.2.6 主要要因の組み合わせからみた各シナリオでの全体ブロック滑動の危険性

主要因	頭部載荷	頭部衝撃力	地震 (震度5強)	異常豪雨等	拡大すべり
無し(単独)	安全(C1)	安全(C1)	安全	安全	安全(C5)
頭部載荷	—	—	危険(C2)	安全(C9)	—
頭部衝撃力	—	—	危険(C3)	危険(C4)	—
地震(震度5強)	危険(C2)	危険(C3)	—	危険(C8)	危険(C7)
異常豪雨等	安全(C9)	危険(C4)	危険(C8)	—	安全(C6)
拡大すべり	—	—	危険(C7)	安全(C6)	—

※ () 内の数字はシナリオのケース番号。“安全” = 危険性が低い。“危険” = 危険性が高い。

これらの試算結果から判断すると全体ブロックは地震のみの誘因では滑動する危険性は小さいが、地震と滑落崖の崩落など複数の要因が重なった場合は全体が滑動する危険性が高くなる。

滑落崖の崩落については現在で僅かな変動が観測されており現時点で $F=1.0$ 程度(地すべり変動が発生又は停止する境界の状態)であることから、震度5強の地震動が発生すると崩落する危険性が極めて高くなる。応急排土工によって安全率を若干向上($F=1.05$)させても震度5強の地震が発生すると安全率が20%程度低下することから崩落する危険性が高い。宮城県沖地震の発生確率からみると今後10年間で70%以上、今後30年間で90%以上の確率で、滑落崖の崩落が発生する危険性が高くなる。

< 拡大崩壊による全体ブロックへの影響のまとめ >

主要要因が単独で発生した場合は、全体ブロックが滑動する危険性は低い。しかし、複数の要因が重なった場合は、全体ブロックが滑動する危険性が高くなる。

特に、発生確率の高い宮城県沖地震と他の要因が重なった場合が危険である。

< 結論 >

様々な要因により全体ブロックが滑動する可能性がある。

また、地震等により地すべりだけでなく崩壊・落石が発生することにより、地すべり区域内は危険な状態となる。

引用文献

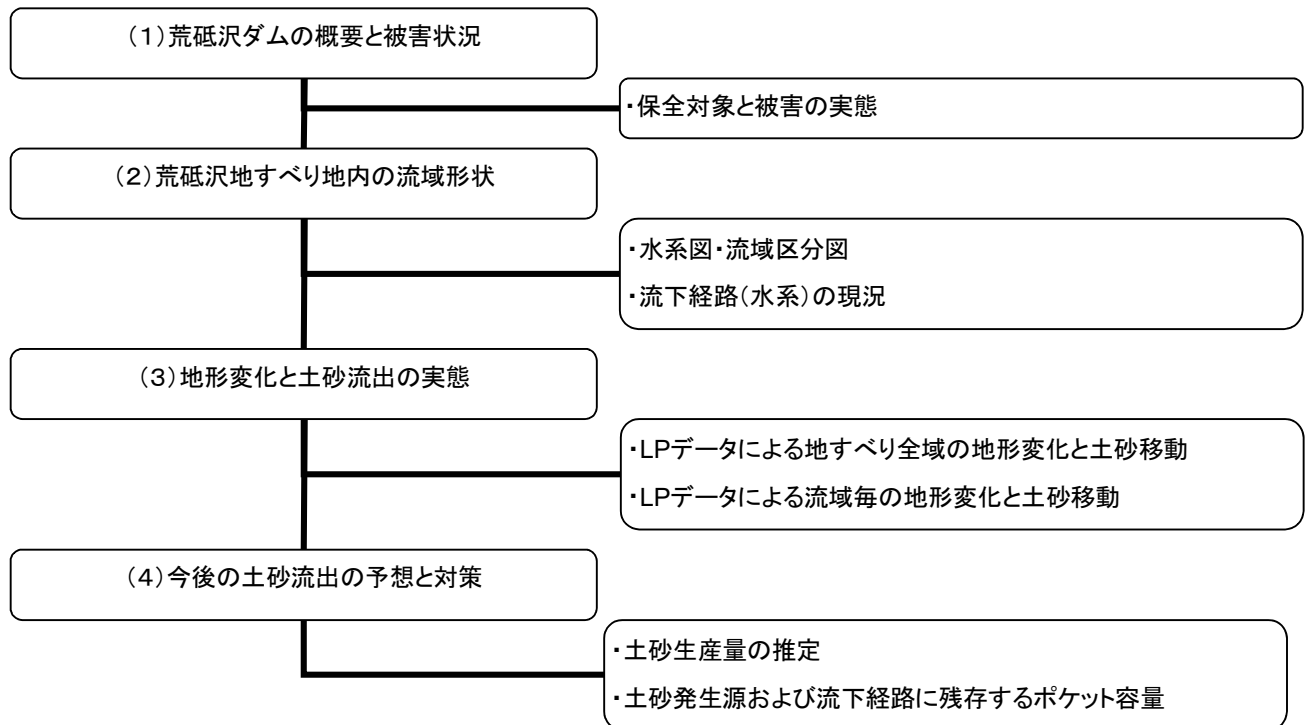
地震調査研究推進本部(2003): 確率的地震動予測地図の試作版(地域限定—北日本), 地震調査委員会関係報告書, 文部科学省

地震調査研究推進本部（2009）：全国地震動予測地図，地震調査委員会関係報告書，文部科学省
宮城県（2004）：宮城県地震被害想定調査に関する報告書，宮城県防災会議地震対策等専門委員会
仙台市ホームページ (<http://www.city.sendai.jp/syoubou/bousai/kakuritu/index.html>，参
照日：2009/12/7)

5. 荒砥沢ダムへの土砂流出状況と対策の考え方

5.1 荒砥沢ダムへの土砂流出の特徴

本項では荒砥沢ダムへの土砂流出の特徴と考え方についてまとめる。
検討の流れを以下に示す。



5.1.1 荒砥沢ダム の概要と被害状況

(1) 保全対象

荒砥沢地すべりにおいて、特に重要な保全対象は、以下の2つのライフラインとなっている。

- ・地すべり末端部に位置する荒砥沢ダム
- ・地すべり頭部滑落崖後背斜面に位置する市道

このうち、土砂流出による被害を被るのは地すべり下流側に位置する荒砥沢ダムとなる。

【荒砥沢ダムの概要】

- ・事業者：東北農政局
- ・管理者：宮城県土木部
- ・形式：ロックフィルダム
- ・竣工：1998年
- ・堤高：74.4m、堤頂長：413.7m、総貯水量：14,130千m³
- ・受益者数：約8,700人
- ・目的1：洪水調整・・・洪水調整容量350万m³をもって、迫川、二迫川流域の保全を図る
- ・目的2：灌漑用水の供給・・・利水面積約3,700ha、コメ生産農家約3,000戸分の灌漑用水。
- ・目的3：発電・・・放流水を利用し最大出力1,000kWの発電により、維持管理費に充当。

(2) 地震直後の荒砥沢地すべり発生に伴う被害状況

- ・ダム管理敷地内への総流入土砂量422万m³
 - ・貯水池内への流入土砂量150万m³(堆砂容量内除く)・・・総貯水容量の約10%に相当(詳細は下図参照)
- 従って、今後継続して流入土砂が堆積してゆくと、洪水調整、灌漑供給、発電と流域住民・就農者・受益者に対して、深刻な被害をもたらす恐れがある。

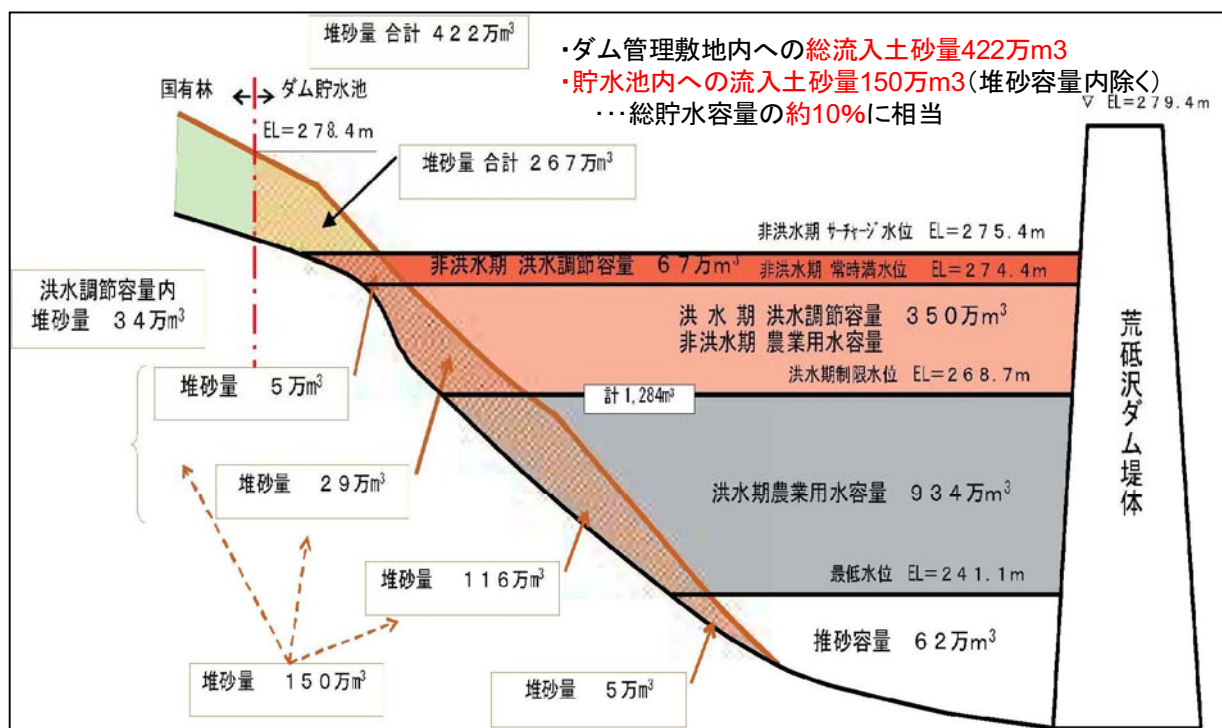


図 5.1.1 荒砥沢地すべり発生に伴う被害状況(荒砥沢ダムへ流入した土砂の積砂量)

出典：平成20年岩手・宮城内陸地震「荒砥沢ダム災害情報」/宮城県農村振興課/2009年1月

5.1.2 荒砥沢地すべり地内の流域形状

荒砥沢地すべりにかかる流域は概ね次の4流域に区分される。流域①：頭部滑落崖から右岸側、流域②：左岸側中腹部、流域③：左岸側中腹部から擾乱帯、流域④：末端部。

流域面積は全域で 1,828,501m² (約 183ha) となり、地すべりブロック 978,823m²(約 98ha)の約 2 倍に相当する。

(1) 流域の概要

・流域①：右岸流路沿いからの土砂流出の危険性が高い。浸食土砂量の現地調査結果からも、当流域内での土砂生産量が最も多いことが確認されている。下流域およびダムへの土砂流出を防ぐため、今後、なんらかの検討を要する。

・流域②③：流域内部と流末の標高差を考慮すると、出口のない完全に閉塞した窪地状を呈している。また、既に仮排水路や集水井による湛水池からの排水が効果を上げており、土砂流出の恐れは少ない。

・流域④：地すべり末端部に相当し、ダムへ向かって解放された流域となるため、最も土砂流出の恐れが高い。ただし、すでに杭打工、山腹工のほか、流路工・谷止工についても着手されており、地すべり末端部の固定および土砂流出対策が進められている。

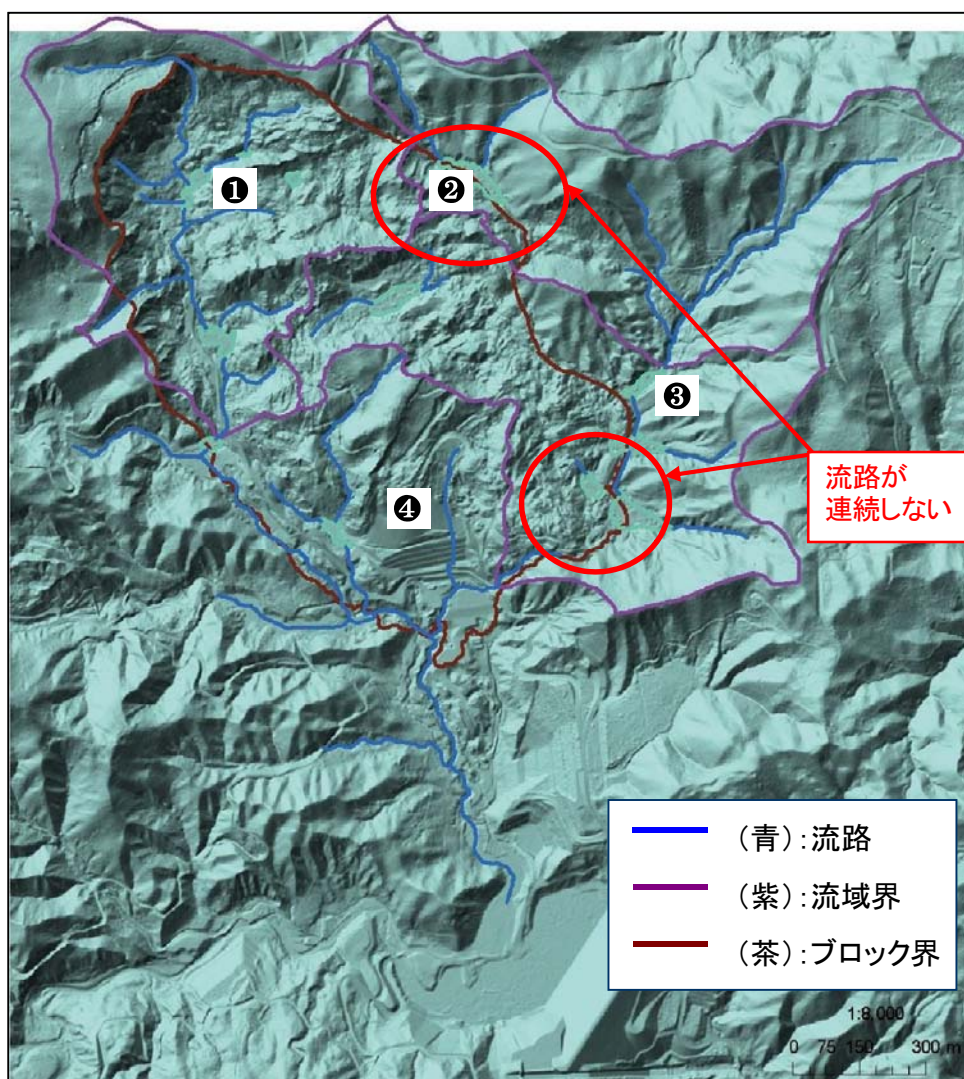


図 5.1.2 地形解析による水系図と流域界 (陰影図)

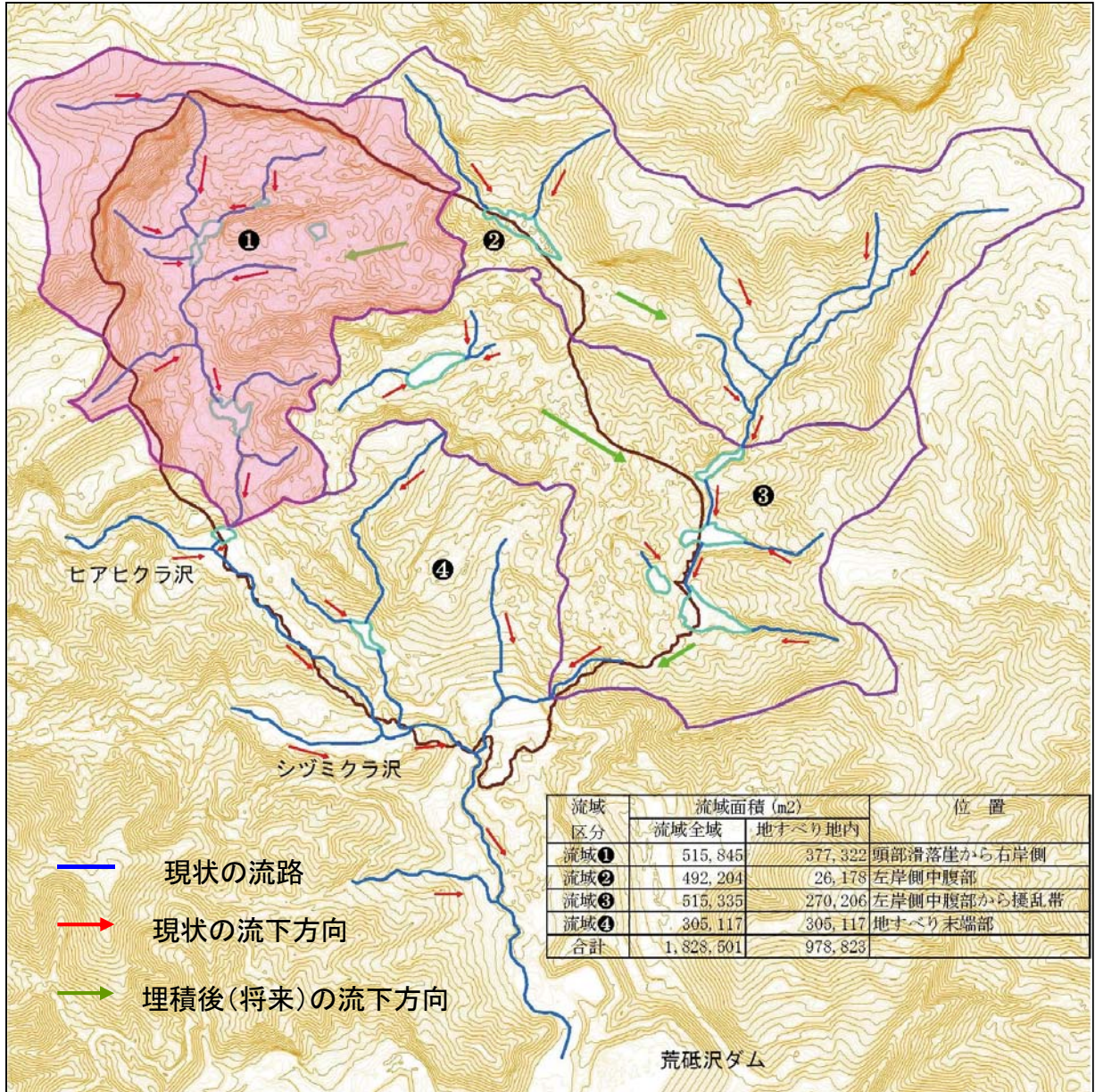


図 5.1.3 荒砥沢地すべりに関わる水系図と流域界

流域①における流下経路の現況と特徴

【流域①における流下経路の特徴】

- ・ 流域①では冠頭部滑落崖からの湧水に始まり、右岸側の側壁部に沿って流下し、ヒアヒクラ沢と合流した後、荒砥沢へと流入する。
- ・ 第1リッジ付近と第3陥没帯付近に窪地が存在し、湛水池が形成されている。
- ・ 湛水池の出口から下流は巨礫と移動土塊が堆積し、天然のダム状の地形を呈している。(現在は仮排水路実施中)
- ・ ヒアヒクラ沢合流点から下流は、勾配6%程度のほぼ均一な流路となる。

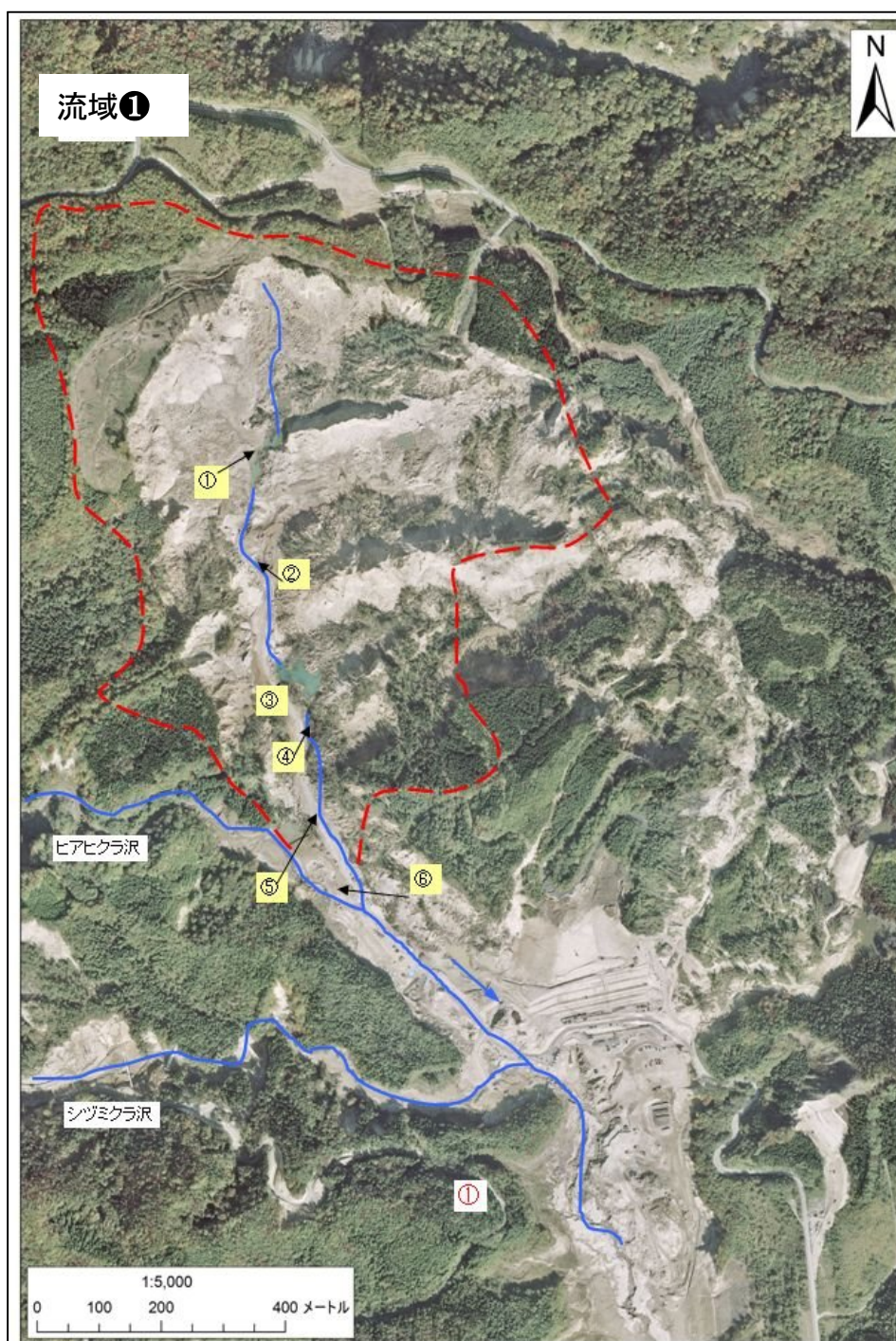


図 5.1.4 流域①における流下経路と現況 (1)

【流域①における流下経路の現況】



図 5.1.5 流域口における流下経路と現況 (2)



図 5.1.6 一年経過後の湛水池における土砂堆積状況

(2) 各流域の特徴

各流域の特徴を下表にまとめる。

荒砥沢ダムへの土砂流出については、流域①および流域④で危険性があると判断された。ただし、流域④については現在、山腹工、溪間工、地すべり対策工などの緊急性の高い対策が進められている。流域②③については極めて大きな閉塞域であることから土砂流出の危険性はないものと判断される。従って、流域①を中心に後述の検討を詳細に進めてゆくこととする。

表 5.1.1 各流域の特徴と土砂流出

流域区分	流域面積(m2)		位置	流下方向	荒砥沢ダムへの土砂流出特性
	流域全域	地すべり地内			
流域①	515,845	377,322	頭部滑落崖から右岸側	流域④へ	裸地面積が最も大きく、侵食等による土砂生産が極めて多いため、最も土砂流出の危険性が高い流域となる。窪地が多数分布するため、これらの堆砂効果を検討する必要がある。
流域②	492,204	26,178	左岸側中腹部	流域③へ	裸地部がわずかに分布するのみで、土砂生産が少ない。さらに、流域③へ従属するため、土砂流出の可能性は極めて低い。
流域③	515,335	270,206	左岸側中腹部から擾乱帯	流域④へ	流域全体が大きな窪地状を呈しており、土砂流出の可能性は極めて低い。
流域④	305,117	305,117	地すべり末端部	荒砥沢ダムへ直接流下	流域の半分程度がダムへ直接解放した南向斜面であり、小ブロック化した地すべり、崩壊・侵食等により直接的な土砂流出の恐れが高い。
合計	1,828,501	978,823			

【地すべり地内に分布する窪地（湛水池）について】

地すべり地内の各流域には、閉塞した窪地状の凹地形が多数分布し、時間経過と共に窪地は湛水池となり、さらに湛水範囲が拡大してきている。湛水池の拡大は今後、閉塞部の決壊などによる二次災害の危険が高いため、順次仮排水を中心とした対策が進められている。

これら地すべりにより形成された窪地には、湛水と共に流出土砂の流入・堆積が確認され、今後、土砂流出を抑制する働きが見込めるものと考えられる。

ただし、流出土砂の発生源下流側の水系沿いに窪地が位置していることが前提条件となる。この条件下にあって初めて、窪地は流出土砂の堆積貯留域となり、土砂流出の抑制効果を見込むことができる。

ここでは、土砂流出の危険性が高い流域①における窪地（湛水池）の分布状況を再確認する。下図に示すとおり、流域①において確認された窪地（湛水池）は4箇所となっている。このうち、水系上流域に位置する窪地③④は、土砂発生源からの供給が少ないことが現地調査結果からも判明しており、

有効性の高い、窪地は①②ということになる。

次ページに流域①の流路縦断面図を示す。

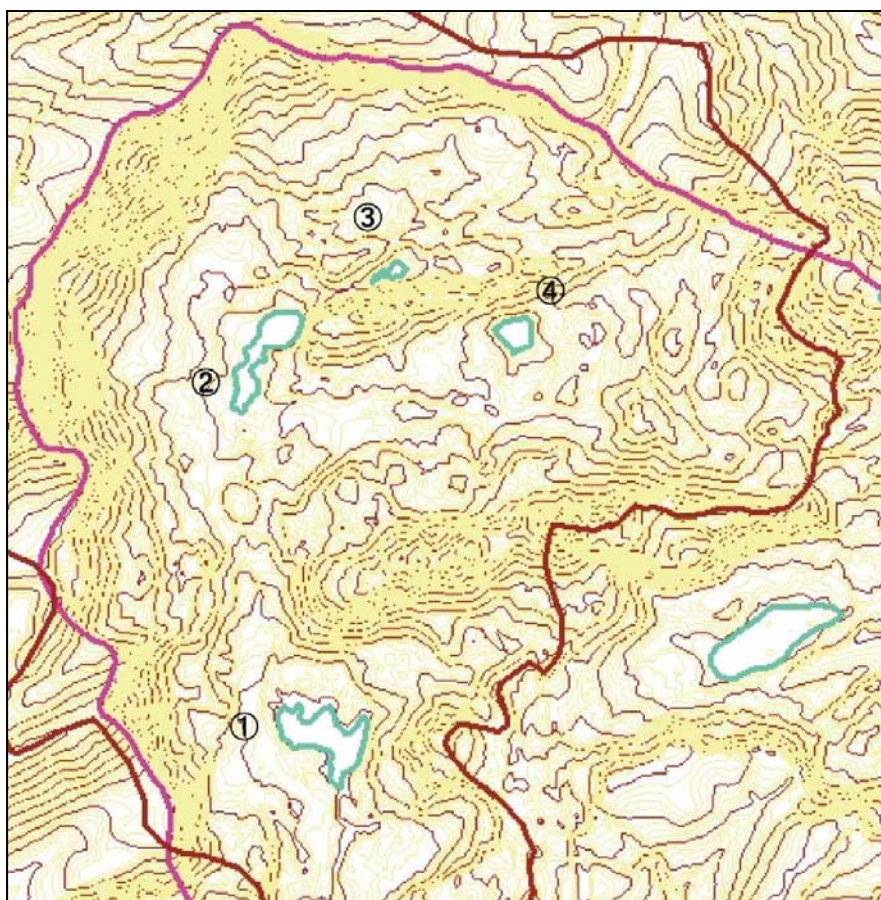


図 5.1.7 流域□における窪地（湛水池）の分布状況

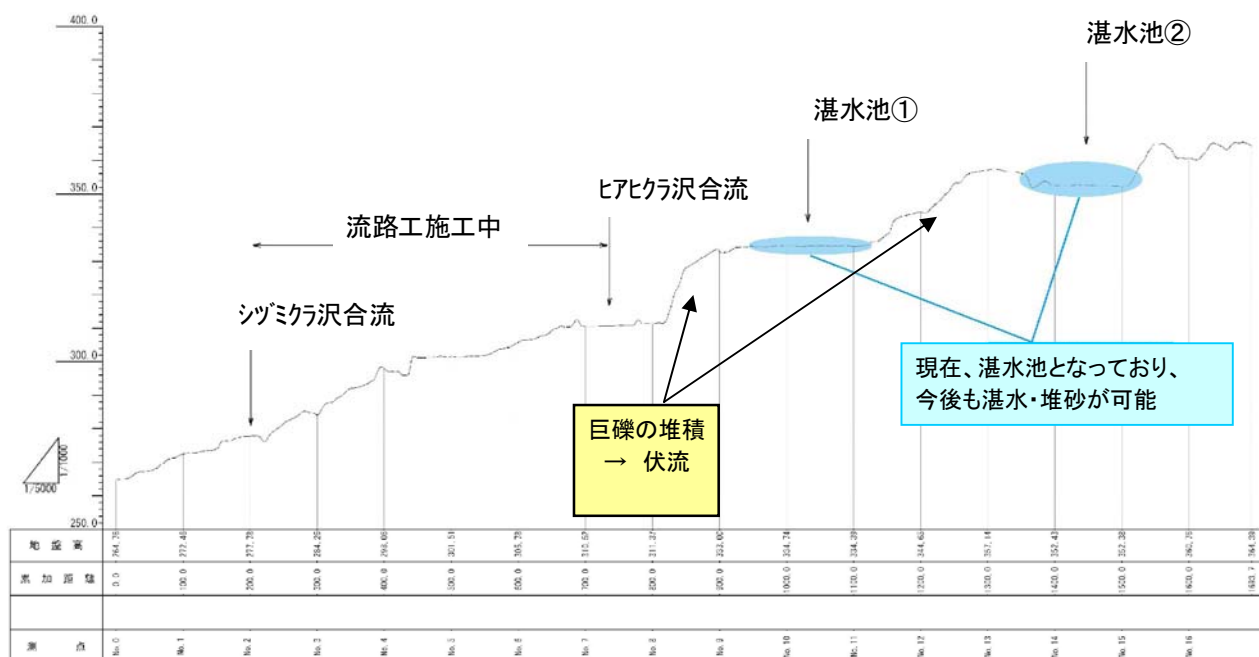


図 5.1.8 右岸側流路縦断面図

5.1.3 地形変化と土砂流出の実態

(1) LPによる、荒砥沢地すべり全域における地形変化の特徴

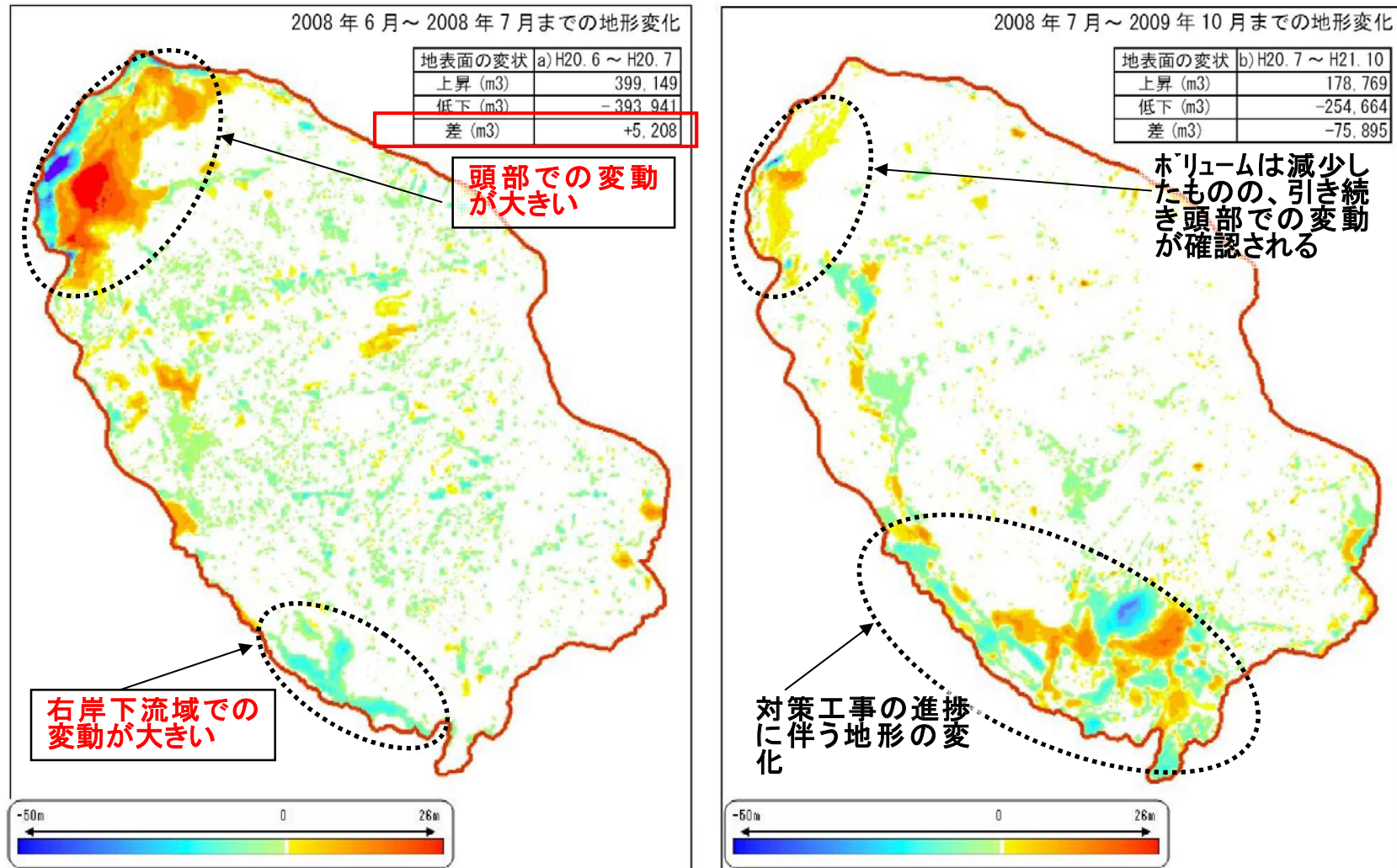


図 5.1.9 LPデータの差分による地形変化

【LPIによる地形変化の特徴】

時系列LPデータによる高低差の差分から確認されたことを以下にまとめる。

a) 2008年6月～7月における地形変化の特徴

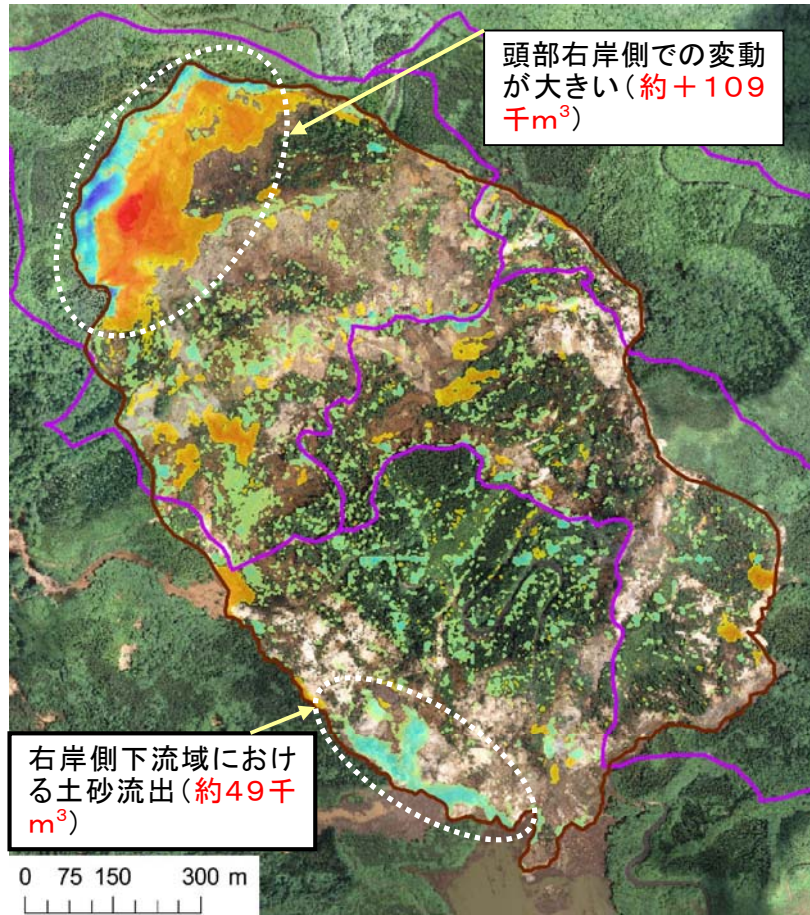
- ・差分では約+5, 200m³の増加。
- ・特に地すべり冠頭部における変動が大きい。頭部滑落崖における崖面の後退や崩壊・侵食により減少したマイナス分と、堆積した土砂のプラス分がともに著しい。減少は特に頭部右岸側（西側）に集中している。
- ・右岸側流路沿いの下流域において、広範囲にわたる低下が確認される。

b) 2008年7月～2009年10月における地形変化の特徴

- ・差分では-75, 900m³の減少。
- ・特に地すべり末端部での変動が大きく、対策工事の進捗に伴う地形の改変の影響が大きい。
- ・頭部滑落崖直下における土砂の堆積プラス分は引き続き確認されるが、そのボリュームは比較的少なくなっている。
- ・右岸側流路沿いの下流域において、引き続き広範囲にわたる低下が確認される。

(2) LPIによる、流域毎（流域①、④を抽出）の地形変化の特徴

2008年6月～2008年7月までの地形変化



2008年7月～2009年10月までの地形変化



図 5.1.10 LP データの差分による流域別の地形変化 (2008 年 6 月～7 月)

【LPIによる、流域毎（流域①、④を抽出）の地形変化の特徴と土量の変化】

a) 2008年6月～7月における地形変化の特徴

- ・流域①：頭部滑落崖から右岸側では地形の変化が顕著で、地形変化の差分では「+109,300m³」増加しており、拡大亀裂にともなう後背斜面の迫り出しと滑落崖の崩壊による土砂供給が大きく影響しているものと考えられる。
- ・流域②③：左岸側のこれらの流域においては大きな地形変化が少ない。差分も比較的少なく、流域の閉塞性が伺える。
- ・流域④：右岸流路沿いでの減少が顕著で、堆積土砂が荒砥沢ダムへ流下したためと考えられる。流出したと思われる土量は48,954m³に至る。

b) 2008年7月～2009年10月における地形変化の特徴

- ・流域①：頭部滑落崖から右岸側における地形変化は収束してきている。
- ・流域②③：左岸側のこれらの流域においては大きな地形変化が少ない。差分も比較的少なく、流域の閉塞性が伺える。
- ・流域④：末端部での変化が顕著で、工事の進捗に伴う地形の改変が大きく影響しているものと思われる。右岸側流路沿いの下流域についても同様。

表 5.1.2 各流域の地形変化に伴う堆積土量の変化（単位：m³）

流域	地表面の変状	a)H20.6～ H20.7	b)H20.7～ H21.10	c)H20.6～ H21.10	摘 要
流域①	上昇	364,252	41,666	391,474	a)の期間の変化が顕著 (大部分が滑落崖部)
	低下	-254,952	-40,314	-275,897	
	差	109,300	1,352	115,577	
流域②	上昇	2,644	3,503	4,716	変動少ない 増加分は湛水地の形成と思 われる
	低下	-5,211	-232	-3,760	
	差	-2,567	3,272	955	
流域③	上昇	18,093	11,425	21,888	
	低下	-32,101	-20,187	-48,242	
	差	-14,008	-8,762	-26,353	
流域④	上昇	14,160	122,175	112,497	a)の期間で減少大（流路沿 い）その後は工事による地 表の変化が大きい
	低下	-101,677	-193,932	-288,360	
	差	-87,517	-71,757	-175,864	

5.1.4 今後の土砂流出の予想と対策の考え方

(1) 侵食土砂量現地調査結果

現地調査結果から得られた、侵食の顕著な急崖部（ $\geq 40^\circ$ ）における侵食土砂量の算定結果を以下に示す。

これによると流域①における急崖部からの土砂生産が最も顕著で、最大の土砂供給源となっていることがわかる。

急崖部の調査対象面積(平面)95,897m²から面積当たりの土砂生産量を算定すると292.3m³/haとなる。

表 5.1.3 流域①における急崖部（ $\geq 40^\circ$ ）における侵食土砂生産量

調査対象崖面の 位置（ $\geq 40^\circ$ ）	侵食土砂生産量（m ³ ）				
	全域	流域①	流域②	流域③	流域④
頭部滑落崖	589.7	589.7			
第1リッジ北面	172.7	172.7			
第1リッジ南面	336.2	336.2			
第2リッジ北面	1255.6	1255.6			
第2リッジ南面	68.3			68.3	
右側壁部	449.1	449.1			
左側壁部	1.9			1.9	
中間部移動体	144.6			144.6	
末端部	15.4				15.4
合計	3033.5	2803.3	0.0	214.8	15.4

→ 292m³/ha



参考値(林地開発)
200~400m³/ha

(2) 既存資料による流出土砂量算定

林地開発許可申請等で用いられている一般値を適用した場合について以下に試算する。

<文献値：年間の土砂流出量>

- ・裸地：200-400m³/ha（現地調査より顕著な部分で292.3m³/haとなっているため、最小値を採用）
- ・草地：15m³/ha
- ・森林：1m³/ha

ここでは、DMC画像データおよびLPデータにより算出した植被率を以下のように区分し、対応する地表状態と仮定して試算する。

- ・裸地相当：植被率 0-10%
- ・草地相当：植被率 10-70%
- ・森林相当：植被率 70-100%

表 5.1.4 全域における流出土砂量の試算

植被率	地表状態	推定流出土砂量※1					合計
		流出土砂量	流域①	流域②	流域③	流域④	
		m ³ /ha/年	m ³ /年	m ³ /年	m ³ /年	m ³ /年	
10%未満	裸地相当	200	4,902.5	152.0	1,792.5	2,308.5	9,155.5
10% - 70%	草地相当	15	128.3	16.8	132.0	93.9	371.1
70% - 100%	森林相当	1	8.5	0.9	9.6	13.2	32.2
計			5,039.4	169.7	1,934.1	2,415.6	9,643.8

流域内のポケット機能を期待できる

閉鎖した流域

ダム湖に面して流出が懸念
→ 山腹工、緑化工に一部着手

試算によると、裸地で最小値の200m³/haを適用した場合、流域①からは年間5,039.4m³の土砂流出が見込まれることになる。

(3) 土砂流出量の実態と予想

【土砂生産と流出の実態】

- ・流域①の急崖部発生源からは、少なくとも約2,800m³の土砂供給の実態がある。
- ・流域①末端から流域②へかけての右岸流路沿いではH20.6～7月で約49,000m³の土砂流出の実態がある。

【今後の土砂流出量の予想】

- ・土砂生産量＝土砂流出量とはならないため、現時点では既存資料から得られた土砂流出量を予想値として取り扱うこととする。これによると流域①からは約 5,000m³/年の土砂流出を見込むことになる。

(4) 被災後の自然地形による堆砂・湛水可能なポケット容量の算出

LP データより検出した凹地形の満水時越流標高を基に、堆砂・湛水可能容量を算出した。

a) 2008年6月、湛水池形成前の地形からの堆砂・湛水可能容量

これは空の状態でのポケット容量を示しており、4箇所合計で132,865m³の容量が見込まれる。最大のポケットは最上流の湛水池□82,539m³となっているが、発生源との位置関係より効果は極めて低い。効果が期待される湛水池□□における当初のポケット容量は合計で46,126.8m³となる。

表 5.1.5 2008年6月 LP データから算出した湛水前地形からのポケット容量

湛水地	ポケット容量 (m ³)	面積 (m ²)	最低標高 (m)	越流標高 (m)	比高 (m)
1	10,966.86	4,504.86	326.60	335.00	8.40
2	35,160.04	11,585.78	347.27	355.00	7.73
3	4,199.43	1,323.85	357.16	365.00	7.84
4	82,538.88	20,118.88	342.90	359.70	16.80
合計	132,865.21	37,533.37			

湛水池①②の合計ポケット容量=地すべり発生直後で「46,126.9m³」

これは当初の空の状態であり、推定土砂流出量「約5,000m³」が、今後とも発生しつづけると10年弱でポケット容量を満たすことになる。

b) 2009年10月、湛水池形成後の地形からの堆砂・湛水可能容量

これは湛水池形成後のため、湛水面上位のポケット容量を示しており、全域の4箇所合計では最低でも117,682m³のポケット容量が見込まれる。

このうち、大きな土砂流出抑制効果が見込まれる湛水池□□の合計は24,979m³となる。

表 5.1.6 2009年10月LPデータから算出した湛水面からのポケット容量

湛水地	ポケット容量 (m ³)	面積 (m ²)	最低標高 (m)	越流標高 (m)	比高 (m)
1	2,168.52	4,394.12	334.15	335.00	0.85
2	22,810.31	13,906.26	348.39	355.00	6.61
3	3,401.73	1,304.29	360.11	365.00	4.89
4	89,301.00	22,507.52	342.73	359.70	16.97
合計	117,681.56	42,112.19			

湛水池①②の合計ポケット容量=最低でも「24,979m³」となる

これはH21.10月現在の湛水面からの容量（最少の見積もり）であり、

推定土砂流出量「約5,000m³」が、発生しつづけると約5年でポケット容量を満たすことになる。

【効果の高いポケット容量】

以上の試算結果から、現地形には、かなりのポケット容量が潜在していることが判明したが、以下の2点より、堆砂・湛水可能なポケット容量として、「下流域の湛水池□□を有効なポケット領域」として検討する。

- ・土砂生産の発生源が頭部右岸側に集中する
- ・流下経路の下流域も右岸側となる

試算結果より、湛水池□□の合計ポケット容量は最低でも「24,979m³」となり、今後、中長期的に土砂流出を抑制する効果が大きく見込まれる。

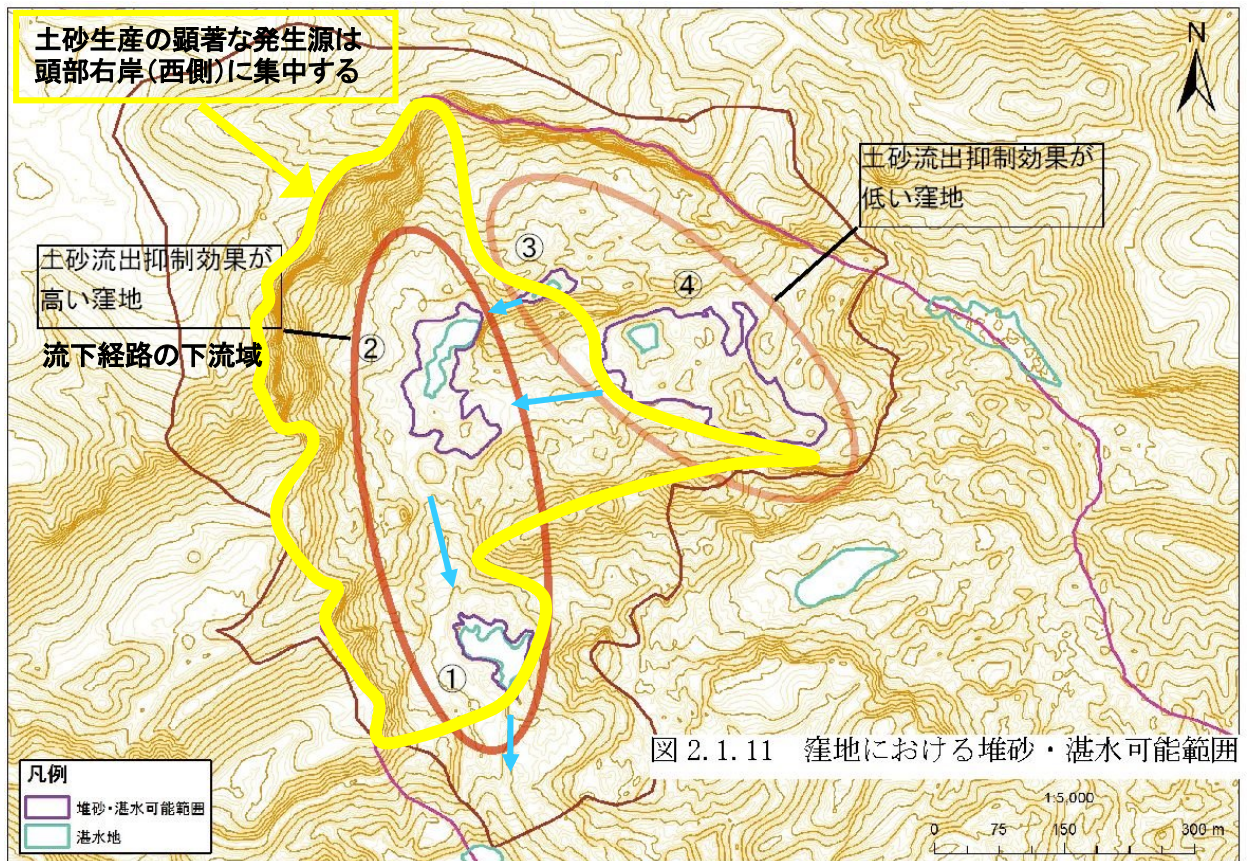


図 5.1.11 窪地における堆砂・湛水可能範囲

(5) 荒砥沢地すべりにおける土砂流出の特徴と対策の考え方

- ①地形解析による水系図から流域を区分すると4流域に区分される。このうちダムへの土砂流出が懸念される流域は流域①（頭部滑落崖から右岸側）および流域④（末端部）である。
- ②流域②③は窪地状に閉塞しており土砂流出の可能性は低い。流域④については現在、山腹工・流路工等の対策が進められている。
- ③流域①については、切土により新たに形成される冠頭部切土面および平坦面については、別途検討する必要があるが、他の区域については、推定される土砂流出量と流域内に確認される窪地のポケット容量から、当面の土砂流出防止対策は見送ることとする。
- ④ただし、流域④については
 - ・荒砥沢ダムに面していること、
 - ・流路沿いでの浸食が確認されていること
 などから、
 - ・土砂流出経路となる流路沿いや人工斜面などの早期緑化、
 - ・急崖を除く裸地面における自然植生の侵入を促進するような緑化工の導入により、土砂生産および土砂流出量の低減を図る必要がある。
- ⑤また、経年的なモニタリングにより、今後の対応に検討を重ねてゆくのが望ましい。

5.1.5 土砂流出の特徴について

荒砥沢地すべりに係わる土砂流出の特徴について以下にまとめる。

【地すべり発生直後および初期の土砂流出状況】

- ① 災害発生時、荒砥沢ダム有効貯水領域に対して、150万m³もの土砂流入が発生した。
- ② その後も、荒砥沢右岸流路におけるシヅミクラ沢合流点付近下流域にて推定4.9万m³に及ぶ土砂流出がLPデータにより確認されている。この時の土砂流出は土石流センサーでも感知している。

【今後、考えられる土砂流出の特徴】

- ① 荒砥沢地すべり地内は、地形解析による水系図から4流域に区分される。4流域のうちダムへの土砂流出が懸念される流域は、流域①頭部滑落崖から右岸側(515,845m²)、流域④地すべり末端部(305,117m²)である。これらの区域においては、現在実行中の流路工の整備、法面の緑化等による土砂流出を防止する対策が必要。
- ② 侵食状況の現地調査結果より、最も土砂生産の盛んな主たる発生源は流域①であることが判明した。このことより、流域④からの流出路となる右岸流路における土砂流出対策が重要と判断される。
- ③ 流域内には土砂を補足する効果のある天然の窪地（湛水池）が点在しており、これらの効果にも期待したい。ただし、有効性には限りがあるため、状況はモニタリング等により監視する必要がある。

5.2 土砂流出の危険性について

5.2.1 溪床勾配区分と土石流（土砂流）の危険性

荒砥沢右岸上流域および中下流域における溪床勾配等の状況から土石流（土砂流）発生の危険性について検討する必要がある。治山技術基準における、土石流の危険性の推定に用いる溪床勾配区分を元に、荒砥沢右岸流域における溪床勾配区分について検証する。

表 5.2.1 溪床勾配の区分 (θ : 溪床勾配)

溪床勾配	区分
$0^\circ \leq \theta < 10^\circ$	土石流堆積地帯
$3^\circ \leq \theta < 10^\circ$	土砂流堆積地帯
$10^\circ \leq \theta < 20^\circ$	流送地帯
$20^\circ \leq \theta$	発生源

出典：治山技術基準解説 総則・山地治山編，社団法人日本治山治水協会，2009年10月

LP データから得られた荒砥沢右岸流路の溪床縦断勾配は以下の通りに区分される。

表 5.2.2 荒砥沢右岸流域における溪床勾配区分

流域		荒砥沢右岸上流域（ヒアヒクラ沢合流点より上流）		荒砥沢右岸中下流域（ヒアヒクラ沢合流点より下流）
		滑落崖～最上流	湛水池～河道閉塞箇所	
		(No.16 付近～上流)	(No.9 付近～No.15 付近)	
流域面積 (m ²)		515,845		—
流路延長 (m)		637.1	685.5	864.2
平均勾配		14.2° (25.4%)	3.9° (6.8%)	3.4° (5.9%)
溪床勾配 区分	土石流	流送地帯 (10～20°) ～ 発生源(20° ～)	堆積地帯 (3～10°)	
	土砂流		堆積地帯 (0～10°)	

<考察>

- ① 荒砥沢上流域の流入区間（最上流部）は滑落崖および滑落崖上部の斜面で構成されており、土石流（土砂流）発生源ないし流送地帯に相当する。
- ② 荒砥沢最上流域の流下区間は湛水池から河道閉塞箇所構成されており、土石流（土砂流）堆積地帯に相当する。
- ③ 荒砥沢中下流域（ヒアヒクラ合流点より下流）は、土石流（土砂流）堆積地帯に相当する。
- ④ 上記結果より、溪床の縦断勾配からみると土石流の発生する危険性は低い。
- ⑤ ただし、ヒアヒクラ沢合流点直上部の河道閉塞箇所は急勾配で局部的に安定性が低い状況にあり、侵食により湛水池に堆積した土砂が下流に流出する危険性がある。そのため、特に安定性の低い箇所では侵食防止を主体とした溪床・溪岸保護の対策を実施することが望ましい。

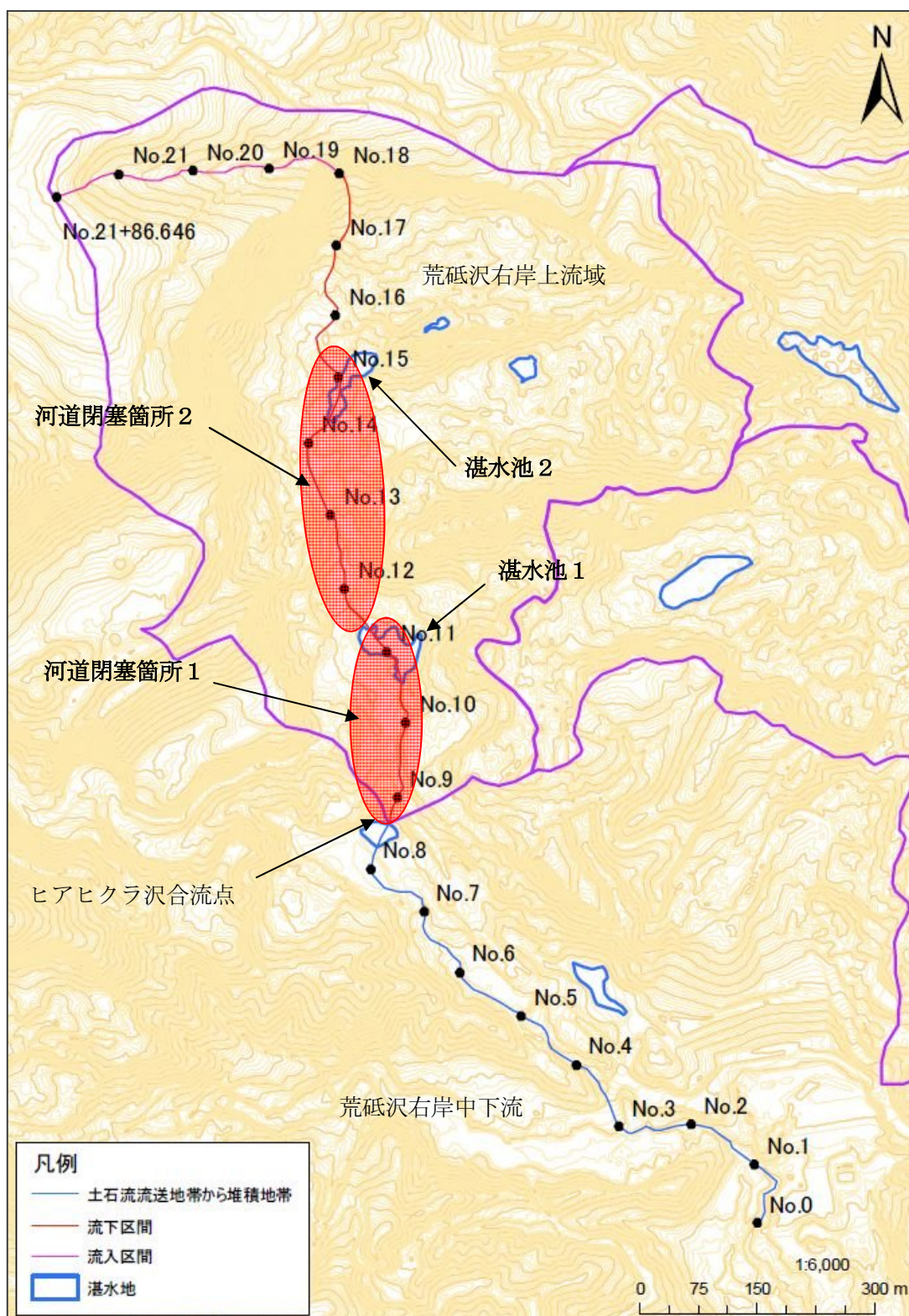


図 5.2.1 荒砥沢右岸流路における河道閉塞と湛水池の分布状況

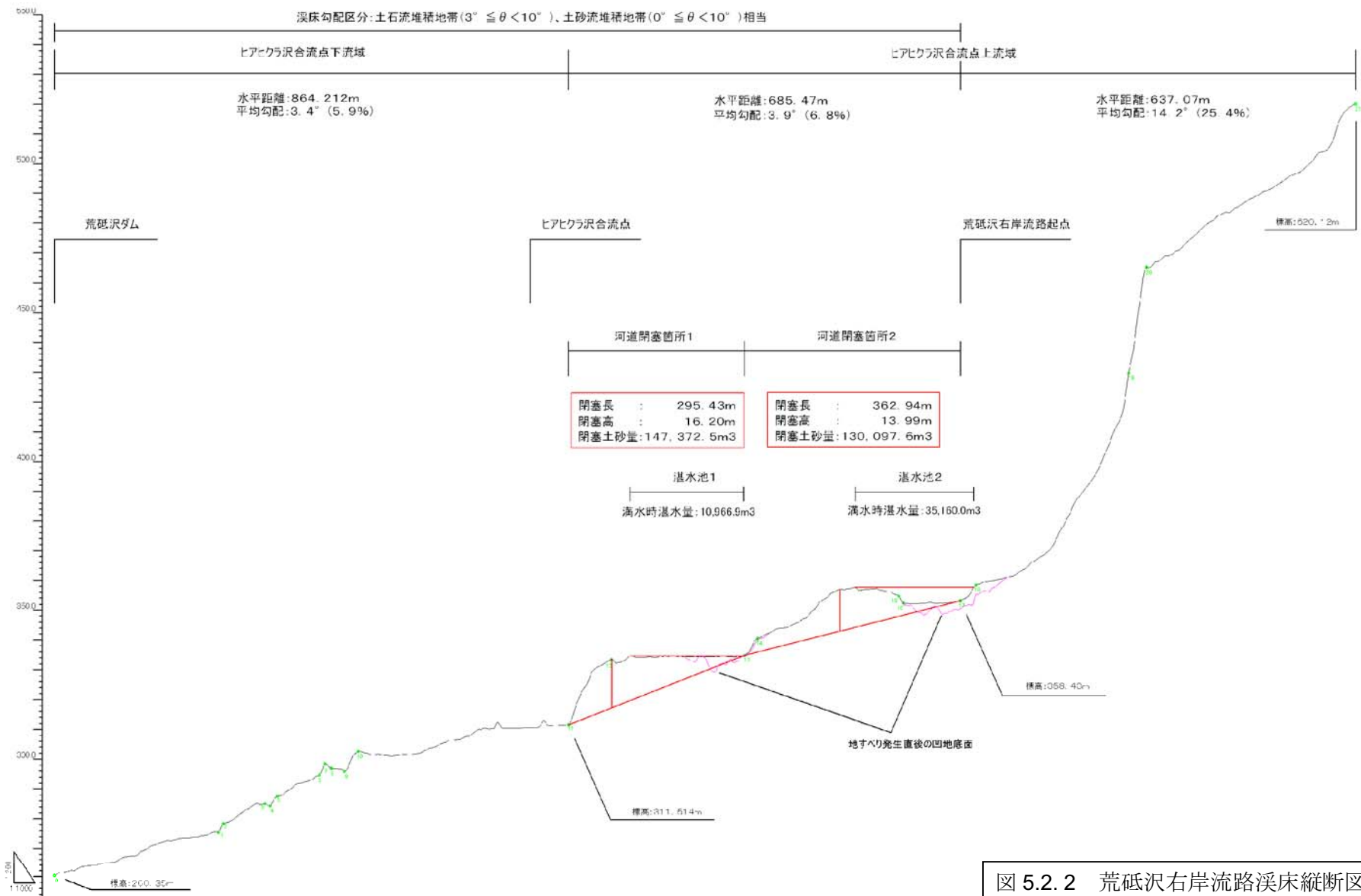


図 5.2.2 荒砥沢右岸流路溪床縦断面図

地点名	No. 0	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10	No. 11	No. 12	No. 13	No. 14	No. 15	No. 16	No. 17	No. 18	No. 19	No. 20	No. 21	490.00
標高	240.348	255.139	272.752	279.628	290.428	300.477	307.477	308.135	319.532	327.451	331.677	331.838	342.234	354.679	356.212	352.396	369.916	380.143	422.239	479.037	488.856	486.835	451.442
断面距離	0.000	100.000	200.000	300.000	400.000	500.000	600.000	700.000	800.000	900.000	1000.000	1100.000	1200.000	1300.000	1400.000	1500.000	1600.000	1700.000	1800.000	1900.000	2000.000	2100.000	2150.000
標高	No. 0	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10	No. 11	No. 12	No. 13	No. 14	No. 15	No. 16	No. 17	No. 18	No. 19	No. 20	No. 21	490.00

5.2.2 侵食等による流路の安定性

溪床の安定勾配を算定し、荒砥沢右岸流路沿いの安定性を評価する。
これに先だって、合理式法（ラショナル法）により、最大洪水流量 Q を算定する。

○ 合理式法（ラショナル法）

$$\text{最大洪水流量 } Q = 1 / 360 \cdot f \cdot r \cdot A$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q : \text{最大洪水流量 (m}^3/\text{sec)} \\ f : \text{流出係数} \cdots \cdots 0.6 \text{ (自然状態、浸透能良好母材、斜面、不毛岩石地)} \\ r : \text{洪水到達時間内の雨量強度} \cdots \cdots 105\text{mm/h (宮城県栗原市栗駒町)} \\ A : \text{集水面積} \cdots \cdots 51.58\text{ha (荒砥沢右岸流域)} \end{array} \right.$$

$$\underline{\text{最大洪水流量 } Q = 9.03\text{m}^3/\text{sec}}$$

これをもとに、荒砥沢右岸流路の仮排水路断面（流路下幅 4.0m、流路側法 1 : 0.25）における開水路計算の水深を求めると以下の通りとなる。

$$\underline{\text{開水路計算の水深 } h_c = 0.53\text{m}}$$

○ 溪床安定勾配の実用式・・・治山技術基準解説

荒砥沢右岸流路の仮排水路断面（流路下幅 4.0m、流路側法 1 : 0.25）および、開水路計算の水深を元に、試算する。

$$\text{安定勾配 } \tan \alpha = (d - 1) \cdot b / (0.1 \cdot C^2 \cdot h)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d : \text{石礫の比重} \cdots \cdots \cdots 2.2 \sim 3.0 \div 2.6 \\ b : \text{石礫流水方向の長さ} \cdots \cdots 0.05 \sim 0.5\text{m} \text{で試算} \\ C : \text{流速係数} \cdots \cdots \cdots 12.6 \\ h : \text{流水の深さ} \cdots \cdots \cdots 0.53\text{m} \end{array} \right.$$

ここで、石礫流水方向の長さ（＝石礫の径）が確定していないため、現地の状況から推定し、 $\phi 0.05 \sim 0.5\text{m}$ で幾通りか試算することとする。試算は仮排水路断面（流路下幅 4.0m、流路側法 1 : 0.25）および、開水路計算の水深を元に実施する。

現地の溪床の状況は図 2.4 の右岸流路の現況写真に示すように、軽石凝灰岩の風化・細流化したもの（ $< 5\text{cm}$ ）に概ね $\phi 5 \sim 30\text{cm}$ 程度の石礫が混在しているものと推定される。

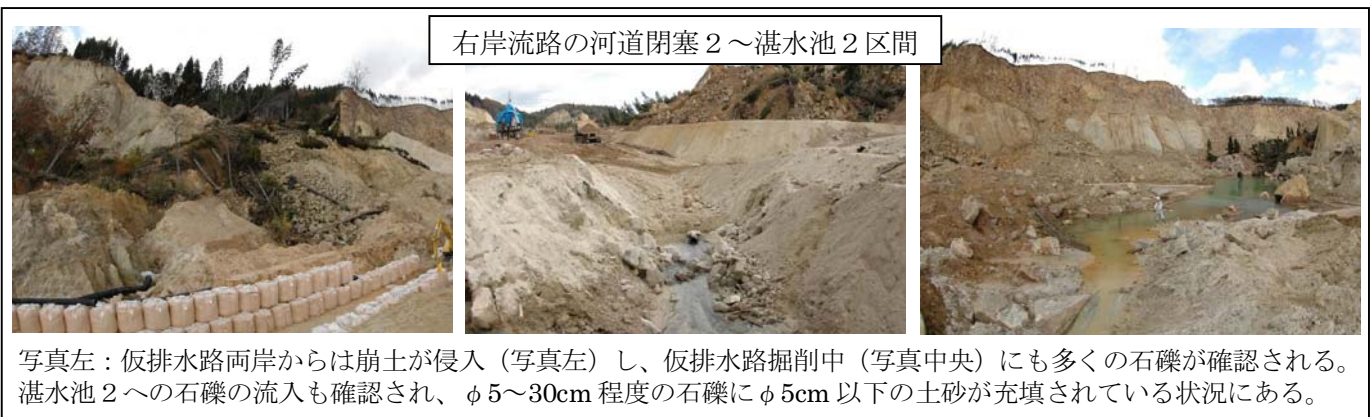


図 5.2.3 右岸流路沿いの溪床および溪岸の状況写真

表 5.2.3 石礫径と溪床の安定勾配

石礫径 (mm)	50	100	300	360	500
安定勾配	0.54° (0.94%)	1.1° (1.9%)	3.3° (5.7%)	3.9° (6.8%)	5.4° (9.5%)
安定性		× <3.9°		○ =3.9°	○ >3.9

<考察>

- ① 荒砥沢右岸上流部における安定勾配は、石礫径 360mm 以上を主体とする場合に現勾配 3.9° = 安定勾配となり、溪床の安定を確保できる。
- ② 溪床を構成する土砂は概ねφ50mm以下の土砂とφ50～300mmの石礫のより構成されているが、その割合は現時点では不明。
- ③ ただし、確認されている最大礫径φ300mmによる安定勾配でも 3.3° (5.7%) となるため、最低でも 3° 程度の勾配を確保しなければ、今後、浸食等により溪床・溪岸が荒廃し、下流域への土砂流出につながる可能性が高い。
- ④ 現状では特にヒアヒクラ沢合流点直上部の河道閉塞箇所が急勾配で局部的に安定性が低くなっている。そのため、このような特に安定性の低い箇所縦侵食防止を主体とした溪床・溪岸保護の対策を実施することが望ましい。

5.2.3 土砂流出の危険性について

調査・検討の結果、判明した土砂流出の危険性について以下にまとめる。

- ① 土砂流出が最も懸念されるのは、流域①を土砂生産の主たる発生源とする荒砥沢地すべり右岸流路沿いである。
- ② また、流域④を形成する地すべり末端部は荒砥沢ダムへ直接開放する面をなすため、土砂流出の危険性が高い。
- ③ 右岸流路における溪床勾配区分からは、土石流や土砂流発生の危険性は低い。
- ④ しかし、河道閉塞箇所は局所的に急勾配であり、今後、土砂流出に至る危険性が高い。
- ⑤ 右岸流路における溪床を構成する土砂は、概ね直径5～30cmの石礫と土砂から形成されている。現状の溪床勾配のままでは、縦侵食の進行が危ぶまれる。

5.3 土砂流出対策の考え方

荒砥沢地すべり地における土砂流出対策は、荒砥沢ダムへの土砂流出を防止することを最も重要な課題としている。したがって以下に示す点に留意して、必要な対策を実施するものとする。

対策は「末端部を中心とした土砂発生源対策」、および、「右岸流路＝主たる土砂流出経路の侵食・崩壊防止対策」となる。

- ① 土砂流出が最も懸念される荒砥沢地すべり右岸流路沿い、および荒砥沢ダムへの開放面である地すべり末端部における対策が、土砂流出防止を考える上で最も重要で、早急な対策が必要である。
- ② 地すべり末端部においては、現在対策が進められており、今後、流路沿いの、横侵食や崩壊などを防止する目的で、緑化工等の実施が必要である。
- ③ 河道閉塞により湛水池を形成している右岸側流路について、溪床勾配や石礫径等から土砂流出の危険性を検討した結果、土石流の発生する危険性はあまり高くないと判断される。
- ④ ただし、河道閉塞箇所は急勾配で局部的に安定性が低い状態にあり、侵食により湛水池に堆積した土砂が下流に流出する危険があるため、侵食防止を目的とした溪間工を早急に実施する必要がある。
- ⑤ 同様に溪床を構成する土砂は、概ね直径5～30cmの石礫と土砂から形成されている。現状の溪床勾配のままでは、縦侵食の進行が危ぶまれるため、侵食防止を目的とした溪間工などの土砂流出防止対策を早急に実施する必要がある。