

崩壊地堆積土砂上における砂防堰堤の沈下について

松永 正明¹

¹近畿地方整備局 紀伊山地砂防事務所 工務課 (〒637-0002奈良県五條市三在町1681)

2011年に発生した台風12号の影響で奈良県野迫川村の北股地区では大規模な斜面崩壊が発生、堆積土砂による下流家屋への二次災害を防止するため崩壊地の堆積土砂上に砂防堰堤などの恒久的対策が急がれた。ここでは、崩壊地の堆積土砂上に地盤変形を許容した砂防堰堤を構築するにあたって、想定した変形と実際の変形を観測した結果を元に今後の設計・施工などで考慮すべき事項について考察した。

キーワード 砂防堰堤、堆積土砂、安定計算、沈下量、INSEM工法

1. 災害発生～堰堤構築に至るまでの経緯

当該地は奈良県吉野郡野迫川村北股地内にあり、急峻な紀伊山地の北西部に相当し、標高1,000m級の稜線などに囲まれており、新宮川水系熊野川（十津川）支川北股川の左支川溪流に位置し、流域面積0.57km²、平均河床勾配1/3の土石流危険溪流に指定されている溪流である。

その溪流において2011年9月4日に右岸斜面が幅約200m、斜面長約400mの大規模崩壊が発生し、約120万m³の土砂が直下の河道内を流下し、下流人家11棟を巻き込み本川である北股川まで達した。幸いにも住民は避難しており人的被害はなかったが、溪流に高さ25mの天然ダム及び崩壊斜面頭部に大規模な滑落崖が形成され、天然ダムの決壊のみならず再度の崩壊拡大が懸念されるとともに、河道閉塞によって約130万m³の土砂が堆積しており、流出すると周辺住民への影響が長期化する懸念があり、恒久的な対策が急がれた。

2012年度河道閉塞対策検討委員会において恒久的な対策方針が策定され、崩壊地及び崩壊土砂の堆積域からの土砂流出を抑制することなどから、崩壊地直下流の溪流付近に砂防堰堤（以下、「基幹堰堤」とよぶ）1基と、堆積する崩壊土砂の二次移動を抑制することから家屋直上溪流出口付近に砂防堰堤（以下、「下流堰堤」とよぶ）1基の計2基の砂防堰堤などを構築することとなった。

北股地区の砂防堰堤に求められる機能及び、崩壊地から家屋までの距離が400mと近い現場条件から、崩壊土砂が堆積する河道及び河道閉塞部下流端に砂防堰堤を設置することとした。そのため砂防堰堤2基は、厚く堆積した緩い地盤で支持力の確保及び、堆積土砂の沈下に対応する機能が求められた。

また、当該地区は狭小な山間地に位置するため計画地



写真-1 崩壊発生後の流域図

周辺に十分な建設発生土処理場を確保することが難しい現場であり、施工時に発生する掘削土砂の処分（有効利用）も含めて検討する必要があった。

2. 下流堰堤の施設設計について

設計にあたり、現地条件を十分に踏まえるため、当該地の与条件整理を行ったうえで、進入路が比較的容易な下流堰堤から設計に着手することとした。

(1) 特徴的な与条件の整理

a) 未固結堆積物を踏まえた構造検討

下流堰堤候補地のボーリング調査の結果、ルーズで不均質な砂礫層である未固結堆積物が、新規土石流堆積物で6.5m程度、旧土石流堆積物で7.0m程度の計13.5mの位



図-1 北股地区施設配置方針

置まで連続し、基幹堰堤位置では、新規土石流堆積物及び崩積土（砂質土）で15m程度、旧土石流堆積物で4.0m程度の計19mと下流堰堤よりも5.5m深い位置までN値20未満の層が連続した

そのため、設計にあたっては、基礎地盤の条件が大きく影響することから、堰堤構造と基礎処理工法の組み合わせで構造検討を行った。

b) 崩積土の有効活用

深層崩壊及び河道閉塞の膨大な土砂量に対して全て処分できる場所を確保できないため、堰堤の堤体に有効活用できる構造形式の検討を行った。

(2) 砂防堰堤の構造形式及び基礎処理について

以上の前項 (1) の与条件を踏まえて、砂防堰堤の構造形式は、基礎地盤条件が経済性及び施工性などに大きく影響することから、堰堤構造と基礎処理工法の組み合わせの1次選定で抽出した工法を対象として、2次選定で構造比較検討を行った結果（表-1）、沈下に対する追従性及び、完成後の浸透流に対する安全性及び経済性に優れている『INSEM-ダブルウォール+二重鋼矢板基礎』

表-1 構造比較検討結果

	【第1案】 コンクリート砂防堰堤 +杭基礎	【第2案】 INSEMダブルウォール堰堤 +二重鋼矢板基礎	【第3案】 鋼製セル堰堤 +セル基礎	【第4案】 INSEM-SBウォール堰堤 +ISM置換基礎
概略図				
経済性	○ 他と比べて安価	○ 他と比べて安価	× 他と比べて最も高価	△ 1案、2案と比べて高価
施工性	○ 実績もあり施工性が高い	○ 特別な技能を要しない	○ 特別な技能を要しない	○ 特別な技能を要しない
留意点	△ 浸透流の水みちの可能性有	○ 不等沈下に対応 動態観測が必要	○ 不等沈下に対応 動態観測が必要	○ 支持力、沈下に 問題ない
評価	△	○	×	△

の組み合わせで決定した。

(3) 下流堰堤の施設設計について

施設設計のための安定計算条件は、ボーリング調査結果及び設計便覧などに基づいて設定した。

設計対象流量など主な設計条件の考え方は、下記のとおり。

- 設計対象流量：基幹堰堤上流の河道閉塞部の河床勾配が2°程度と緩くなっていること等から、洪水時（静水圧）を対象とした。
- 砂防堰堤の形式：河道堆積土砂を扨止することから、砂防堰堤2基ともに不透過型砂防堰堤とした。
- 砂防堰堤位置：下流堰堤は、北股集落や過去の土石流発生沢より下流で溪流出口付近とし、基幹堰堤は河道堆積土砂を扨止できる位置とした。
- 砂防堰堤高：「設計便覧（案）」より、砂礫地盤とする場合（フローティング堰堤）、15m未満に抑えることから、堰堤高さ14.5mとした。
- 鋼製堰堤の中詰め材：計画規模以上の流量で外部材が破損した場合、中詰め材が流出しないように砂防ソイルセメントを用いることとした。

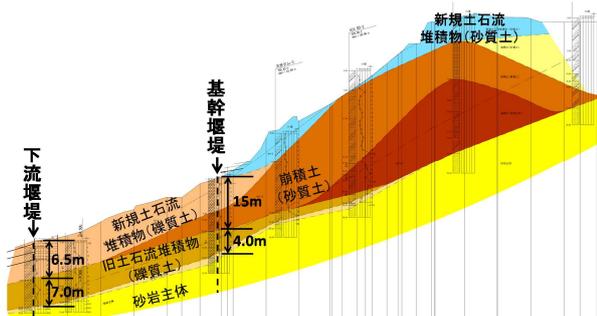
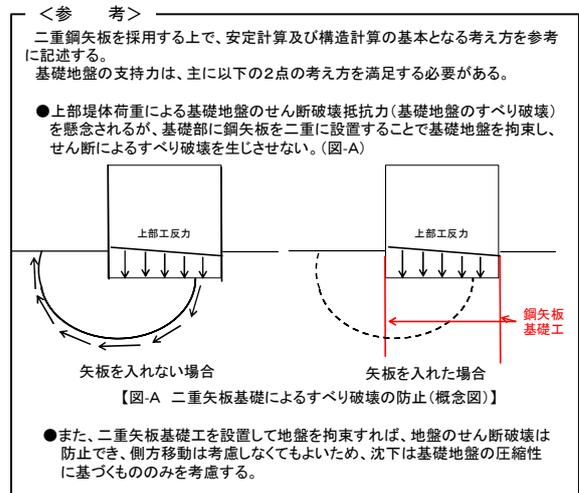


図-2 下流堰堤及び基幹堰堤位置の地質縦断面図



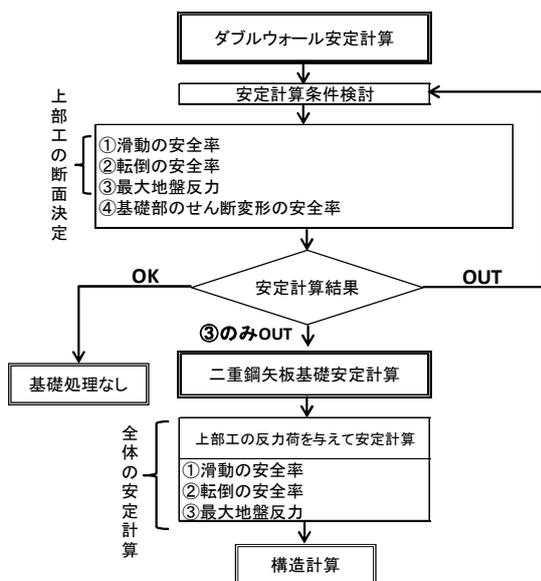


図-3 安定計算フロー

a) 砂防施設及び基礎部の安定計算

以上のことを踏まえて、安定計算は、図-3に示す通りINSEMダブルウォール本堤及び基礎のせん断変形の安定計算を行い、最大地盤反力（支持力）以外（＝滑動と転倒）の条件でダブルウォール本堤の断面を決定し、本堤の反力荷重を下部に作用させ安定計算を行い全体構造（本堤＋基礎）として安定条件を満足するか確認した。その結果、表-2のとおり天端幅をB=13.9mにおいて、3つの条件を満足した。

基礎部の安定計算は、上部工からの反力荷重を受けるものとして安定計算を行い、表-3のとおり基礎（矢板）の必要長さL=7.0mとなった。

また、部材の構造計算は、矢板の最大曲げ応力度が許容応力度内か、タイ材の引っ張り応力度が許容応力度内

表-2 安定計算結果一覧

天端幅 (m)	計算位置	滑動に対する安全率 Fs ≥ 1.2	転倒に対する安全率 Fo ≥ 1.2	支持力に対する安全率 Ft ≥ 1.2	中詰めせん断変形の安全率 Fsr ≥ 1.2	判定
13.8	非越流部	1.54 ≥ 1.2 OK	2.00 ≥ 1.2 OK	1.16 < 1.2 NG	1.199 < 1.2 NG	中詰めせん断変形がNGのため不採用とする。
13.9	越流部	1.50 ≥ 1.2 OK	1.89 ≥ 1.2 OK	1.22 ≥ 1.2 OK	1.98 ≥ 1.2 OK	越流部および非越流部ともすべてOKとなるため採用する。
	非越流部	1.56 ≥ 1.2 OK	2.02 ≥ 1.2 OK	1.21 ≥ 1.2 OK	1.22 ≥ 1.2 OK	

表-3 中詰めせん断変形の各層の安全率一覧

調査位置	非越流部		評価
	せん断変形	支持力	
4.50	1.96	0.81	NG
5.00	1.74	0.88	NG
5.50	1.51	0.95	NG
6.00	1.27	1.03	NG
6.50	1.22	1.12	NG
7.00	1.22	1.21	OK

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H \dots\dots\dots (\text{解5-3})$$

ここに、

- S_c: 一次圧密沈下量 (m)
- e₀: 圧密層の盛土前の鉛直応力 p₀ での初期間隙比
- e₁: 圧密層の盛土荷重による圧密後の間隙比で、e-log p 曲線に圧密層中央深度の盛土後の鉛直応力 p₀ + Δp に対応する間隙比
- H: 圧密層の層厚 (m)

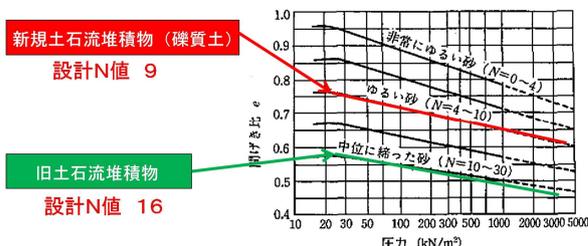


図-4 砂の圧力-間隙比曲線

か、タイ材連結材のせん断力が許容応力度内か、を構造照査した。

以上の手順で、下流堰堤本体及び基礎工の形状などを決定した後、堆積土砂に対する沈下量（スライド量）の検討を行った。

b) 想定沈下量及びスライド量の検討

沈下量の推定は、室内土質試験から、中粒以下が新規土流堆積物で31%、旧土流堆積物で41%程度であったため、砂質土相当とみなして図-4のとおり「道路土工軟弱地盤対策工指針」の砂の圧力-間隙比曲線から求めた。

各断面で沈下量を算定した結果、本堤の沈下量は表-4のとおり最大で30cm程度と想定されたことから、土質の不均一性を考慮して、スライド部の長さは0.5mと設定した。

(4) 動態観測による実績沈下量

堰堤が完成時（2014年3月）及び1年経過後（2015年2月）に堰冠材天端及び水通しの目地材で縁切りしているブロックごとに上下流で計8か所計測した。計測地点及び観測結果は下記の図-5及び表-5のとおり。

これにより、最大沈下量は、左岸側の袖部で0.014m（1.4cm）程度であった。竣工後から1年程度経過時の沈

表-4 各断面の沈下量一覧

	右岸袖部	水通し部	左岸袖部
新規土流堆積物層での沈下量 (cm)	20.11	15.09	17.60
旧土流堆積物層での沈下量 (cm)	9.09	9.09	9.09
総沈下量 (cm)	29.20	24.20	26.69
	≒ 30cm	≒ 25cm	≒ 30cm

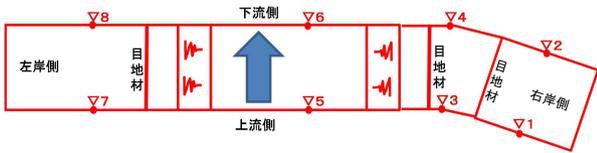


図-5 下流堰堤本堤の沈下量計測地点

表-5 沈下量観測結果

計測位置	計測高 ①	竣工時 2014/3 ②	1年程度経過時 2015/2/25 ③	竣工時 沈下量 (m) ④=①-②	1年程度経過時 沈下量 (m) ⑤=①-③	竣工時~1年程度経過 時沈下量 (m) ⑥=⑤-④
▽1 堤冠材天端	782.400	782.396	782.393	0.004	0.007	0.003
▽2 堤冠材天端	782.400	782.400	782.399	0.000	0.001	0.001
▽3 堤冠材天端	781.900	781.904	781.904	-0.004	-0.004	0.000
▽4 堤冠材天端	781.900	781.891	781.893	0.009	0.007	-0.002
▽5 水通しセンターCo天端	778.900	778.911	778.913	-0.011	-0.013	-0.002
▽6 水通しセンターCo天端	778.900	778.912	778.911	-0.012	-0.011	0.001
▽7 堤冠材天端	781.400	781.388	781.386	0.012	0.014	0.002
▽8 堤冠材天端	781.400	781.390	781.387	0.010	0.013	0.003

下量がほぼ0であることより概ね即時沈下は収束しているものと考えられた。

(5) 想定沈下量と実績沈下量の考察

想定沈下量（最大値）29.2cmに対して、実績沈下量は1.4cmであり、想定と実績の差が27.8cmあった。

主な要因を特定し検証するため、当初設計と実施工を比較したところ、以下の2点が異なった。

a) 基礎地盤の流出対策防止などに対するセメント改良

下流堰堤は被災直後より堰堤建設に着手する必要があったが、深層崩壊地内及び河道の堆積土砂はルーズな状態にあり、写真-2のように降雨により浸食が卓越しており、砂防堰堤基礎地盤の流出が懸念された。

このため、砂防堰堤の緩い基礎地盤である新規土石流堆積物を対象として、土砂流出防止を目的としてバックホウ混合が可能な深さ2.0m範囲及び堰堤本体底部までの間1.8mの計3.8mを地盤改良した。

b) 既設治山堰堤の存在

下流堰堤の基礎掘削時に、高さ4.6mの既設治山堰堤が存在することが判明した。

以上2点の含まれる層が、地盤沈下の可能性が低いと仮定すると、沈下量が見込まれる層は、下記の図-6のとおり旧土石流堆積物（砂礫土）層の残り2.7mが沈下の



写真-2 仮堰堤位置での浸食状況

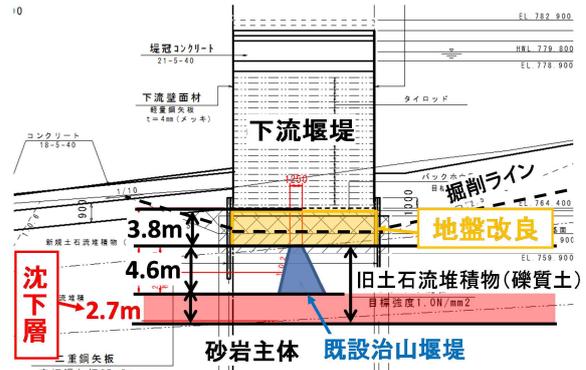


図-6 地盤改良及び既設治山堰堤含む縦断面図

表-6 地盤改良及び既設治山堰堤を考慮した想定沈下量

地質	設計N値	堆積層厚 h(m)	全高 H(m)	圧力 (kN/m ²) と間隙比				圧縮変形量 Sc(m)	備考
				地盤改良後 P0	e0	堰堤後 P1	e0		
地盤改良	—	3.80	17.50					0.00	沈下なし
既設治山堰堤	—	4.60						0.00	沈下なし
旧土石流堆積物 (砂礫土)	16	2.70		201	0.54	534	0.53	0.02	中位に締まった砂
合計								0.02	

対象と考えられた。

以上の仮定を考慮して、沈下量を再度計算結果、想定沈下量は表-6のとおり2cm程度となり、ほぼ実績の沈下量の1.4cmに近い値となった。

これらのことから、下流堰堤が沈下しなかった主な要因は、地盤改良と既設治山堰堤の影響が大きいと考えられた。

3. 基幹堰堤の施設設計について

(1) 基幹堰堤の施設設計について

下流堰堤と同様の手順で当該箇所地質条件を踏まえて、施設設計を行った。

a) 砂防施設及び基礎部の安定計算

INSEMダブルウォール本堤の安定計算は、天端幅をB=14.4mにおいて、3つの条件（滑動、転倒、地盤支持力）を満足した。

また、基礎工の安定計算は上部工からの反力荷重を受けるものとして安定計算を行った。その結果、安定計算上において基礎（矢板）の必要長さはL=9.5mとなり、

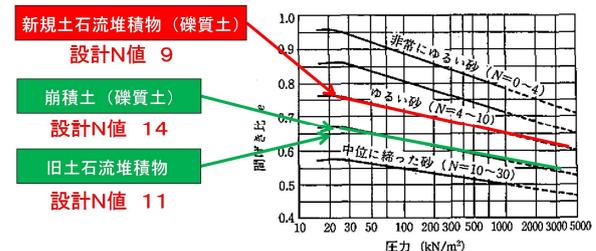


図-7 砂の圧力-間隙比曲線

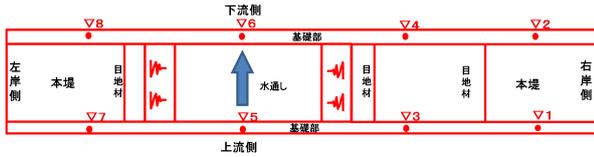


図-8 基幹堰堤基礎部の沈下量計測地点

表-7 沈下量観測結果

計測位置	計測高 ①	基礎部完成時 2015/11月 ②	半年程度経過時 2016/3月 ③	完成時～半年程度 経過時沈下量(m) ④=③-②
V1 基礎部 天端(右岸上流(右))	785.700	785.720	785.720	0.000
V2 基礎部 天端(右岸下流(右))	785.700	785.714	785.712	-0.002
V3 基礎部 天端(右岸上流(左))	785.700	785.720	785.720	0.000
V4 基礎部 天端(右岸下流(左))	785.700	785.712	785.712	0.000
V5 基礎部 水通しセンター(上流)	785.700	785.720	785.720	0.000
V6 基礎部 水通しセンター(下流)	785.700	785.715	785.712	-0.003
V7 基礎部 天端(右岸上流)	785.700	785.716	785.715	-0.001
V8 基礎部 天端(右岸下流)	785.700	785.725	785.725	0.000

下流堰堤基礎の必要長さと比較して2.5m長かった。部材の構造計算(矢板、タイ材、タイ材連結材)についても下流堰堤と同様に構造照査を行った。

b) 想定沈下量及びスライド量の検討

沈下量の推定は、室内土質試験から、中粒以下が新規土石流堆積物で44%、崩積土で34%、旧土石流堆積物で26%程度であったため、砂質土相当とみなして図-7のとおり「道路土工軟弱地盤対策工指針」の砂の圧力-間隙比曲線から求めた。

各断面で沈下量を算定した結果、本堤の沈下量は最大で60cm程度と想定されたことから、土質の不均一性を考慮して、スライド部の長さは1.0mと設定した。

(2) 動態観測による実績沈下量

動態観測による沈下量は、基礎部が完成した時点(2015年11月)と現発注工事完了時点(2016年3月)である堰堤高さ1.0m程度が立ち上がった時点の2回実施した。

観測箇所は、堰堤本体の目地材で縁切りしているブロックごとに基礎部の上流側及び下流側計8箇所を実施し、計測地点及び観測結果は下記の図-8及び表-7のとおり。以上、表-7のとおり、現在は基礎部+堰堤1m程度を立ち上げた時点であるため、現時点において沈下はほぼ認められない。

(3) 想定沈下量と実績沈下量の考察

基幹堰堤は、下流堰堤と現場条件(地盤改良や既設治山堰堤の存在)の違いを踏まえて、引き続き施工中及び完了後の定点観測(場合によっては臨時観測)が重要と考える。

4. 今後の施設設計・施工で考慮すべきこと

砂防堰堤2基の設計・施工の実績を踏まえて、同様の現場条件でINSEMダブルウォールを採用する場合に、以下の点を考慮して設計・施工を実施していく必要がある。

- 当該地砂防堰堤の基礎地盤は、地質が砂・礫が主体であり即時沈下で収まる程度であったが、残留沈下が残る(圧密沈下が起こり得る)粘性土などの地盤に対しては、スライド部の長さを十分に検討する。
- 今回は、緊急対策工事ということもあり、想定(設計)沈下量の推定式は、砂質土相当とみなして「道路土工軟弱地盤対策工指針」の"砂の圧力-間隙比曲線"を用いて一般式から算出したが、多様な地質などに適応する場合は、ボーリング調査本数を増やすことや平板載荷試験など原位置試験を踏まえたFEM解析などを用いることも検討する。
- 不等沈下による内部材(INSEM材)のひび割れやタイ材への過度な変形を防止するため、今回砂防堰堤本体の荷重不連続地点(越流部・非越流部の境界など)に誘発目地を設けたが、今後は観測結果を踏まえて目地の間隔、構造及び必要性を十分検討する。
- 施工中の観測施工を想定したモニタリング方法(沈下盤設置など)、それら挙動に応じた施工休止及び再開の判断基準及び、挙動を超過した場合の対処方法などを検討する。

以上、当該地では現場条件の違いから基礎地盤条件の異なる砂防堰堤を2基構施工しており、各々で砂防堰堤本体及び基礎部の挙動が異なることが想定されるため、今後も引き続き継続して2基の砂防堰堤の動態観測していく。