

第7章 地下水排除工

7-1 地下排水工の概要

7-1-1 形式の選定

半の沢は沢地形であり、盛土完成後に地下水が低地部に集まりやすい地形となっている。また沢筋や沢水が複数あることから、排水対策を行わない場合、地下水位が上昇し盛土の安定が阻害される恐れがある。そのため、地下水排除工を行い、盛土の安定を図ることとする。

本計画では、ソイルセメントを盛土下部に施工するため、ソイルセメントの下部と上部に地下排水管を設置する。加えて、盛土下部（ソイルセメント下部・上部）に基盤排水層（ $t=50\text{cm}$ 、粒調砕石 40mm ）を設ける計画としている。

また大規模盛土工を実施するため、一時的に裸地となり、沢筋を埋め立てることから、工事中においては裸地時における排水をすべて地下排水管で行う機能を持たせ、盛土工完了後は通常の表面排水路で処理する方針とする。

地下排水工は、役割、形式、機能によって次のように分類できる。

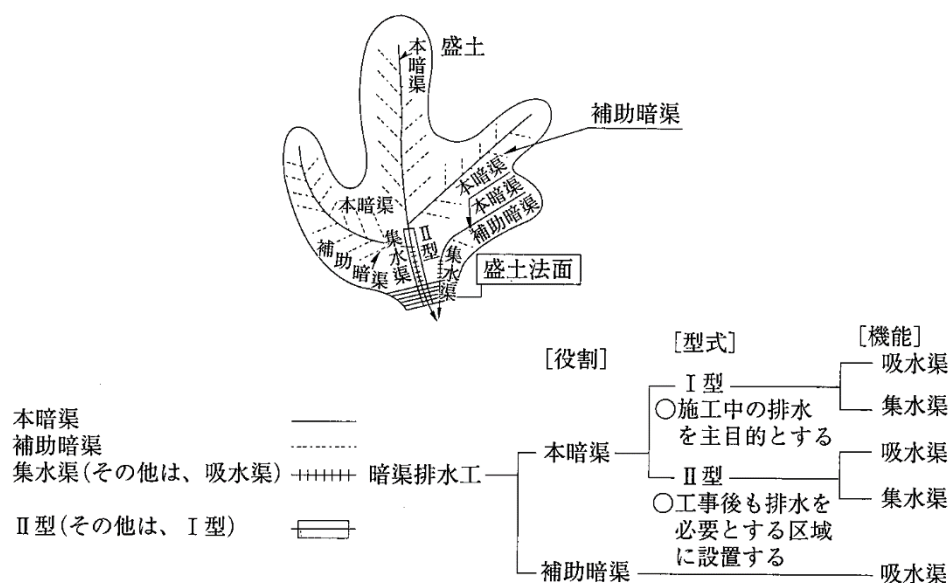


図 7-1 地下水排除工の例（宅造マニュアル I P206）

役割	本暗渠	地盤に含まれた過剰水分を吸水し、滞留させることなく下流へ流送するもので、所定の通水能力を期待するもの。
	補助暗渠	地盤に含まれた過剰水分を吸水するもの。
形式	I 型	施工中の排水を主目的とするもの。
	II 型	工事後も排水を必要とする区域に設置するもの。
機能	吸水渠	管の表面から吸水が可能な管など
	集水渠	吸水した地下水を下流へ流送するだけの機能のもの。

7-1-2 地下排水工における構造適用について

半の沢地区において基本的な地下排水形式については有孔管とするが、本計画においては、保安林区域のため、長野県の「林地開発の手引き」に準拠するものとして、管種の構造等については以下のとおりとした。

・暗渠工の構造

暗渠工の構造は、原則として次の条件を満たすものとする。

- ①上部の荷重、土庄等に対して十分な強度を有すること。
- ②排水能力が大きいこと。
- ③耐久性に富むこと。
- ④施工が容易であること。

暗渠工の底部は、原則として不透水層、または旧地盤内に計画するものとする。

長野県林地開発の手引き（その2 P240）

暗渠管が目詰まりするおそれのある場合は原則として目詰まり防止材（フィルター材）を使用するものとする。

溪流に伏設する暗渠工の幹線部分の管径は、30センチメートル以上とし、支線部分の管径は、15センチメートル以上とすること。

幹線部分の暗渠工は、有孔ヒューム管等にフィルターを巻いた構造とし、集水部分は、有孔ヒューム管等を用いる地下排水溝などの構造とすること。排水は、表面のり面、小段、暗渠など系統的に排水施設を計画し、造成部分の一部に排水系統の行き渡らない部分が生じないようにすること。

長野県林地開発の手引き（その2）P240）

本設計では、林地開発基準に準拠しつつも高盛土を実施するため、施工が容易でかつ、実現可能な方策を検討しなければならないと考えられる。

7-1-3 管渠の構造について

有孔管、透水管などの吸水渠は、吸水できる反面漏水する可能性があり、盛土のり面のように漏水すると危険な箇所では使用できないが、本計画地の排水口はすべて地上排水路に直接接続し、盛土法面に直接排水しない。また本計画では表面排水設備のみで排水計画を計画する地下排水工は、Ⅱ型形式の吸水渠とする。

使用する管種等は、図7-2より選定し、本暗渠、補助暗渠ともに有孔管を採用する。

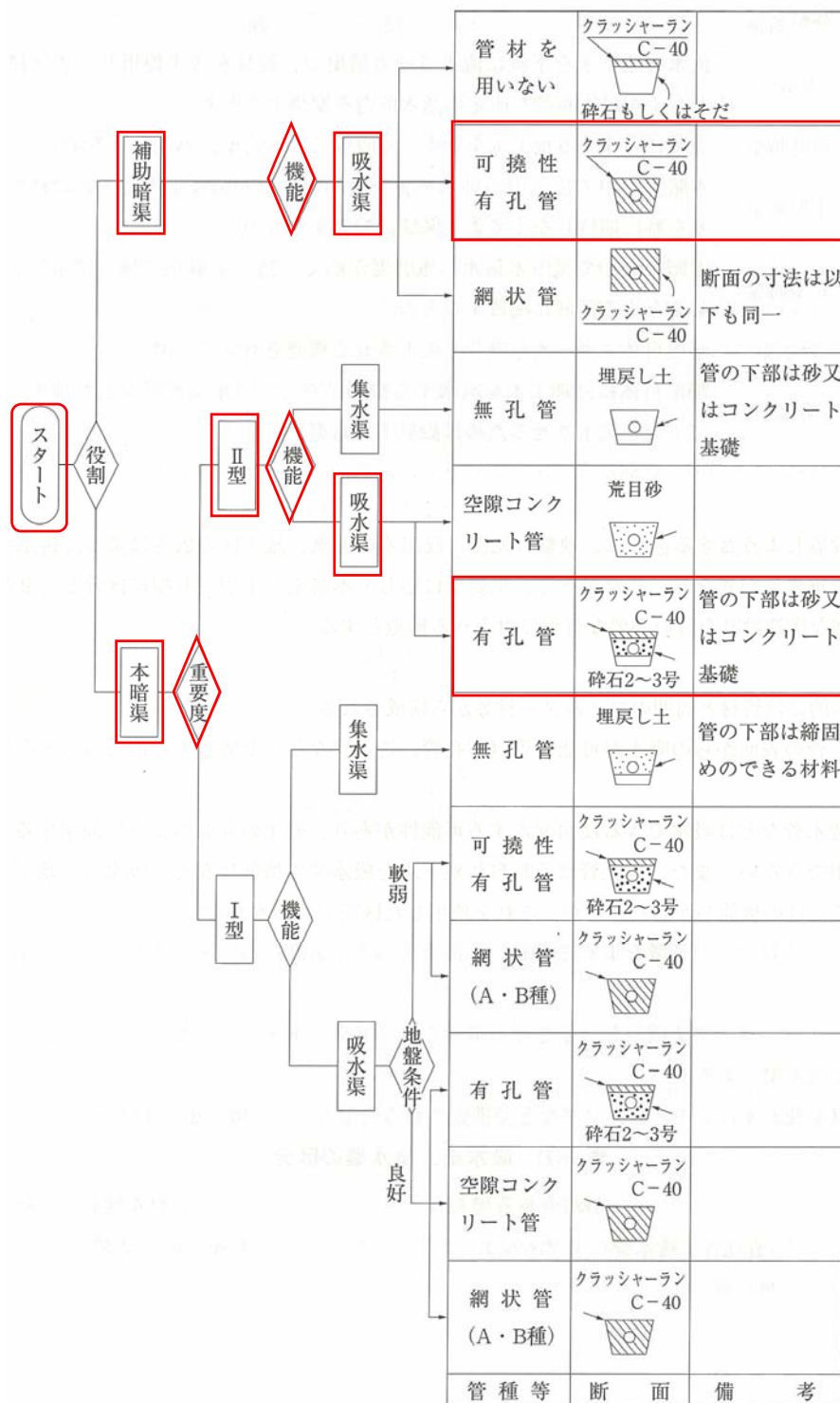


図7-2 地下排水管の選定フロー（宅造マニュアルⅠ P208）

1) 本暗渠の構造について

本設計では高盛土となり、構造にも特別な配慮を行う必要がある。そのため今回では通常の PRP 管などの使用は行わず、大深度でも使用が可能である、高耐圧ポリエチレン管（ハウエル管）を使用するものとする。高耐圧ポリエチレン管は、JIS K 6780 の準拠品であり、管の性能は表-1 のとおりです。この「高耐圧ポリエチレン管」は、偏平率 50%まで性能があります。

表 7－1 高耐圧ポリエチレン管の性能

性能項目	性能
引張降伏応力	27N/mm ² 以上
偏平率	圧縮降伏応力が呼び径の 50%までの圧縮量で現れないこと
気密性	接合部に漏れがないこと
耐環境応力き裂性	50%のき裂発生時間が 500 時間以上であること
耐薬品性	各試験液とも質量変化が±0.2mg/cm ² 以内
耐候性	引張破断伸び 350%以上

なお、大深度における近年の使用実績（主に NEXCO）のについて、は表 7－2 のとおりとする。

表 7－2 大深度高耐圧ポリエチレン管使用実績

物 件 名	施 主	口 径	土被り
中の谷残土処分場	山口県錦川開発事務所	φ 8 0 0	5 0 m
新名神高速道路 高槻 IC 工事	西日本高速道路(株)	φ 3 0 0 φ 6 0 0	6 0 m
新名神高速道路 切畑トンネル工事	西日本高速道路(株)	φ 6 0 0～ φ 1 0 0 0	5 5 m

今回構造計算において高盛土にも耐久可能な構造にする必要があるため、ハウエル管のうち、R30～R120 の 4 種類において構造比較を行った。

計算結果は R30～R120 までの結果をまとめた表 7－3 のとおりとする。半の沢における最大土被りが、30.4mとなることから、R60 の製品を採用するものとした。

表 7－3 構造上耐久可能な管種及び土被り厚（φ 1000）

管種	対応土被り厚
R30	24.4m
R60	31.0m
R90	31.8m
R120	32.6m

また計算諸元については表 7-4、計算方法は次の通りとする。

また安全率については大深度における実績が少ないため、使用する明確な基準がないことから、大深度で実績のある NEXCO の基準による安全率(Fs=1.25)を採用する。

表 7-4 高耐圧ポリエチレン管の計算諸元

項 目	採 用 値	備 考
盛土材単位重量	$\gamma = 20\text{KN/m}^3$	岩ズリが入った場合のケース
内部摩擦角	$\phi = 35^\circ$	
安全率	Fs=1.25	NEXCO 採用の安全率基準
許容曲げ応力	$\sigma_a = 16200\text{KN/m}^2$	
設計時の地下排水管の 最大土被り厚	H=30.4m	
解析式	マーストン土圧公式	
許容たわみ量	5%	

$$P_v = \gamma B_d^2 \frac{1 - e^{-\alpha H}}{2 K_A \mu}$$

$$\alpha = \frac{2 K_A \mu}{B_d}$$

ここに、 P_v は掘削溝幅 B_d に働く全鉛直土圧、 γ は埋め戻し土の単位体積重量、 K_A は埋め戻し土の主働土圧係数、 μ は掘削溝側壁の摩擦係数である。外径 B_e の埋設管に働く全鉛直土圧 W_e は、たわみ性(埋設)管 (flexible (underground) pipe) では、管とその周囲の埋め戻し土の剛性を等しいとして、

$$W_e = P_v B_e / B_d, \quad H = H_e$$

剛性(埋設)管 (rigid (underground) pipe) では、管の周囲の埋め戻し土の剛性を無視して、

$$W_e = P_v, \quad H = H_e$$

とする。

マーストンの土圧公式

2) 補助暗渠の構造について

補助暗渠管については、長野県の林地開発の手引きに基づき、20m間隔以下でφ300 mm（有孔管）を配置する。

特に溪流を埋め立てる場合には、本川、支川を問わず在来の溪床に必ず暗渠工を設けること。暗渠工は、樹枝状に埋設し、完全に地下水の排除ができるように計画すること。支溪がない場合には、20メートル以下の間隔で集水暗渠を設けること。

出典：長野県林地開発の手引き（その2 P240）

また、現地踏査の結果、湧水箇所や湧水跡が見られる箇所（2－3 現地調査結果参照）については、当該地にφ600 mm（有孔管）を配置し、本管（φ1000 mm 有孔管）と接続することで、盛土に影響を与えない構造とする。施工時に、今回の調査箇所以外で湧水および湧水跡が確認された場合は、同様に当該箇所にφ600 mm（有孔管）を追加配置する。

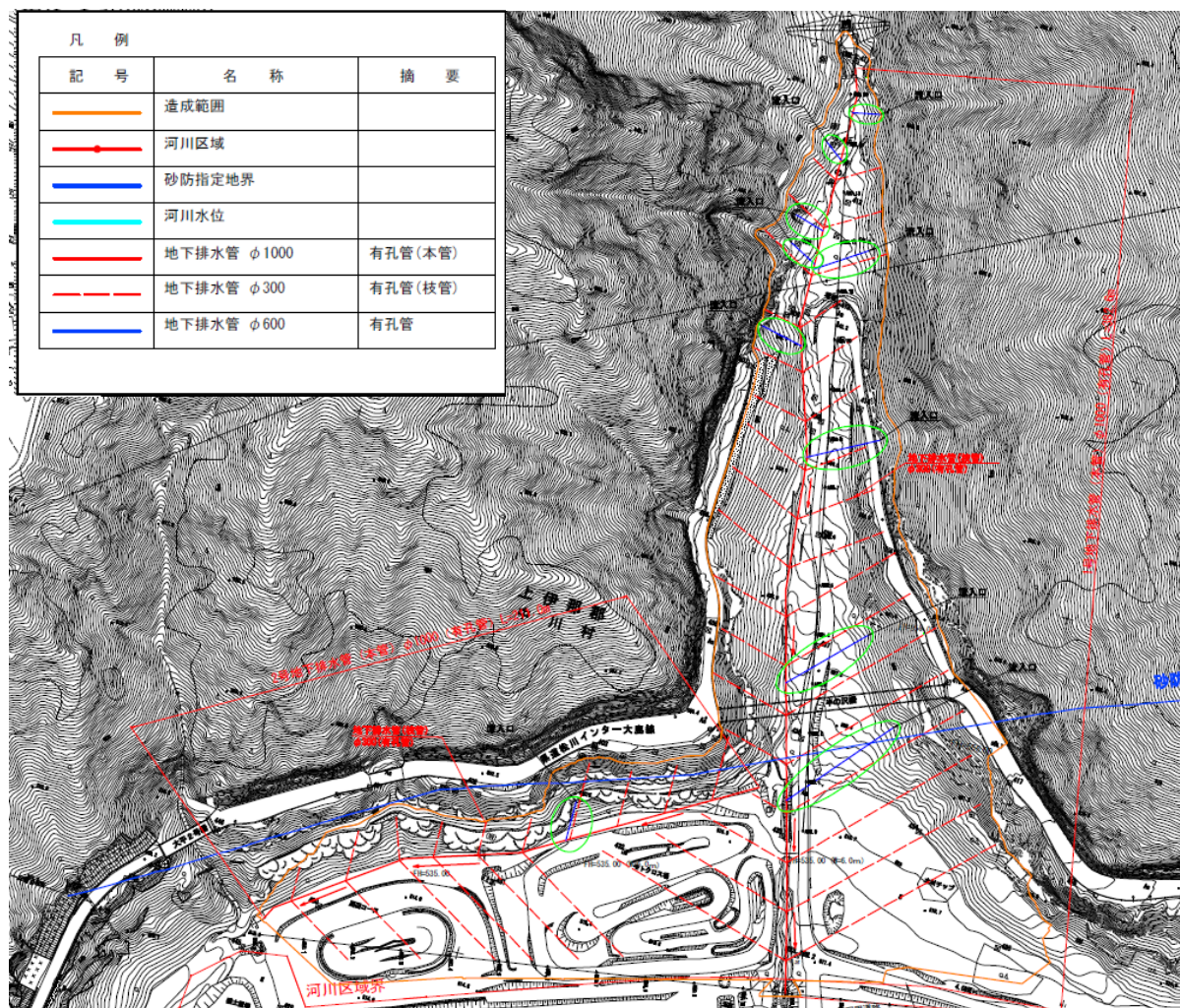


図 7－3 地下排水平面図

7－2 管渠の平面計画及び流量計算について

7－2－1 管渠の平面計画について

管渠の排水計画は原則として、現地踏査や河川調査に基づき、沢筋に沿って入れるとともに、工事中は裸地における流出排水全排水を排水する計画とする。本計画は、ソイルセメントを盛土下部に施工するため、ソイルセメントの下部と上部に地下排水管を設置する。(巻末図面参照)

図 7-4 地下排水計画平面図 (盛土下部)

図 7-5 地下排水計画平面図 (ソイルセメント上部)

7-2-2 地下排水管の流量計算について

地下排水の流域は、図7-6のとおりである。地下排水管の最大必要径は、流量計算上、本管φ1000 mm、補助管φ300 mmとする。また、湧水現地踏査で確認された湧水または湧水跡地箇所については、別途地下排水管φ600 mmの有孔管を配置する。

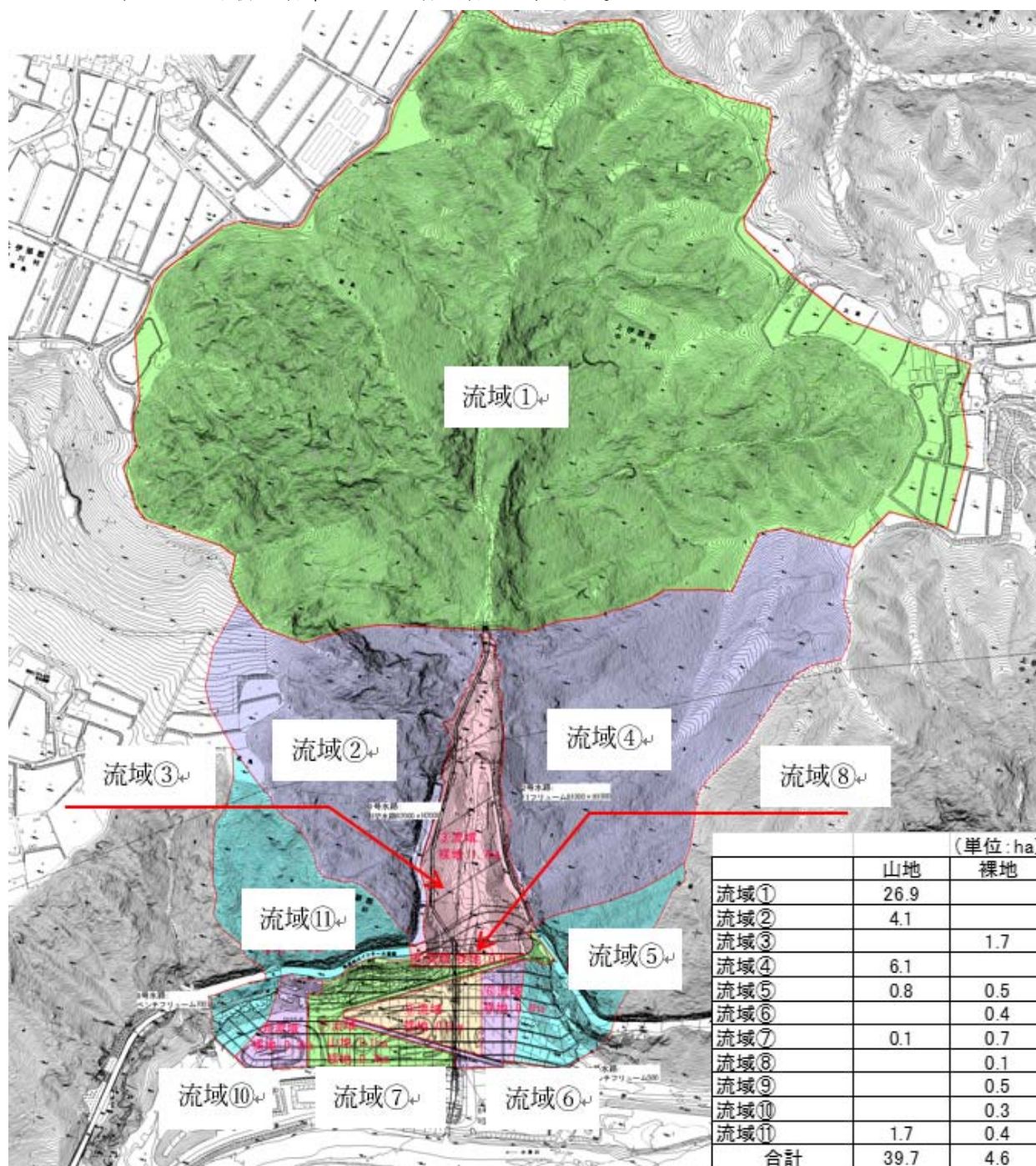


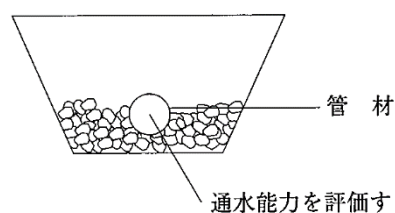
図7-6 雨水流出区分図（地下排水）

流量計算については、工事期間中における流出量と工事後の流出量を比較し、流出量の多い方を採用する。なお、工事期間は5年程度とし、確率率は5年確率とする。工事後は、100年確率を採用し比較する。

管径決定に使用している水面勾配は、計画区間の内最も緩い区間の勾配を使用している。暗渠管の余裕率は、2割水深とし、粗度係数はポリエチレン管に用いられる0.01を採用する。更に流域面積も最

下流部での面積としている。以上のことから管渠の通水量は、想定される流量に対して、十分な能力を持っており、自由水面を有して地下排水管内を流下する。

$$Q = Av = A \cdot 1/n \cdot R^{2/3} i^{1/2}$$



Q：通水能力 (m³/s)

A：通水断面 (m²)

V：流速 (m/s)

n：粗度係数

R：径深 (m)

i：通水勾配

図一② 通水断面

表一① 粗度係数

管 材	原 管	流量計算に用いる粗度係数值
塩ビ	0.008～0.01	0.012
◇ コルゲート	0.015	0.015
ポリエチレン	0.009～0.01	0.012
◇ コルゲート	0.015	0.015
網状管 A 種 ^{注1)}	0.010～0.012	0.012
網状管 B 種 ^{注2)}	0.015	0.015
ヒューム管	0.013	0.013
空隙コンクリート	0.020	0.020

注1) 網状管 A 種…網状管種の中で通常の円形断面を示すもの

注2) 網状管 B 種…網状管種の中でコルゲート状を示すもの

① 工事中の雨水排水を流下させる 5 年確率の流出量

流出係数は、「長野県土木 設計基準」より設計上厳しくなるよう、林地は「0.5～0.75」の最大値「0.75」、裸地「0.8～1.0」の最大値「1.0」、草地「0.4～0.8」の最大値「0.8」を採用し、流出量を計算した。

② 工事後の 100 年確率の流出量

地下への流出係数は浸透率とするため、流出係数は設計上厳しくなるよう、林地は「0.5～0.75」の最小値「0.5」、裸地「0.8～1.0」の最小値「0.8」、草地「0.4～0.8」の最小値「0.4」を採用し流出量を計算した。

以下に示す地下排水流量計算結果より、ソイルセメント下段部（現地盤レベル）については②工事後の 100 年確率の流出を採用し、ソイルセメント上段部については、①工事中の雨水排水を流下させる 5 年確率の流出量を採用する。

表 7-5 ソイルセメント下段部（現地盤レベル）の地下排水流量計算書（5年確率）

1) 暗渠排水：ソイルセメント下段部（現地盤レベル）

地 下 排 水 流 量 計 算 書

【半の訳】5年確率

1) ソイルセメント下部

雨水流出量: $q = 1/360 \times C \times I \times A$ 設計流出量: $q' = q \times (1+0.2)$ 通水量: $Q = A \times V$ 平均流速: $V = 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$ 降雨強度: 「長野県土木部 設計基準」 $\gamma = 583.9 / (t^{0.62} + 3.19)$

[illegible]

表 7-6 ソイルセメント下段部（現地盤レベル）の地下排水流量計算書（100年確率）

1) 暗渠排水：ソイルセメント下段部（現地盤レベル）浸透率による計算

地下排水流量計算書

【半の沢】100年確率

1) ソイルセメント下部

雨水流出量: $q=1/360 \times C \times I \times A$ 設計流出量: $q' = q \times (1+0.2)$ 通水量: $Q=A \times V$ 平均流速: $V=1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$ 降雨強度: 『長野県土木部 設計基準』 $y_{100}=1070.0 / (t^{-0.63}+3.88)$

[illegible]

表7-7 ソイルセメント上段部の地下排水流量計算書（5年確率）

2) 暗渠排水：ソイルセメント背面部

地下排水流量計算書

【半の沢】5年確率

2) ソイルセメント背面部

雨水流出量: $q = 1/360 \times C \times I \times A$ 設計流出量: $q' = q \times (1+0.2)$ 通水量: $Q = A \times V$ 平均流速: $V = 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$ 降雨強度: 「長野県土木部 設計基準」 $\gamma 5 = 583.9 / (t^{0.62} + 3.19)$

[illegible]

105

地下排水流量計算書

2) ソイルセメント背面部

雨水流出量: $q=1/360 \times C \times I \times A$ 設計流出量: $q^*=q \times (1+0.2)$ 通水量: $Q=A \times V$ 平均流速: $V=1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$ 降雨強度: 「長野県土木部 設計基準」 $y/100=1070.0/(t+0.63+3.85)$

[illegible]

第8章 土砂止工

8-1 計画方針

本計画では、盛土上となる新たに改良された県道への土石流時の土砂流木の捕捉及び道路改良に伴い築造した盛土を保全対象とし、半の沢上流部にH=12.0m級の透過型堰堤を計画する。

盛土両岸の残流域について、追加で調査を実施する。追加調査により、土砂流出の危険性が確認された場合等については、関係機関と対策工について協議を実施し、対策を実施する。

8-2 配置設計

ここでは、既往調査結果や流域の状況を踏まえ、本計画流域における最適な配置設計について検討を行う。

8-2-1 土砂止工の配置

本土砂止工は、保全対象直上流に計画基準点を配置し、計画土砂止工1基で計画流出量に対し、整備率100%を目標とする。

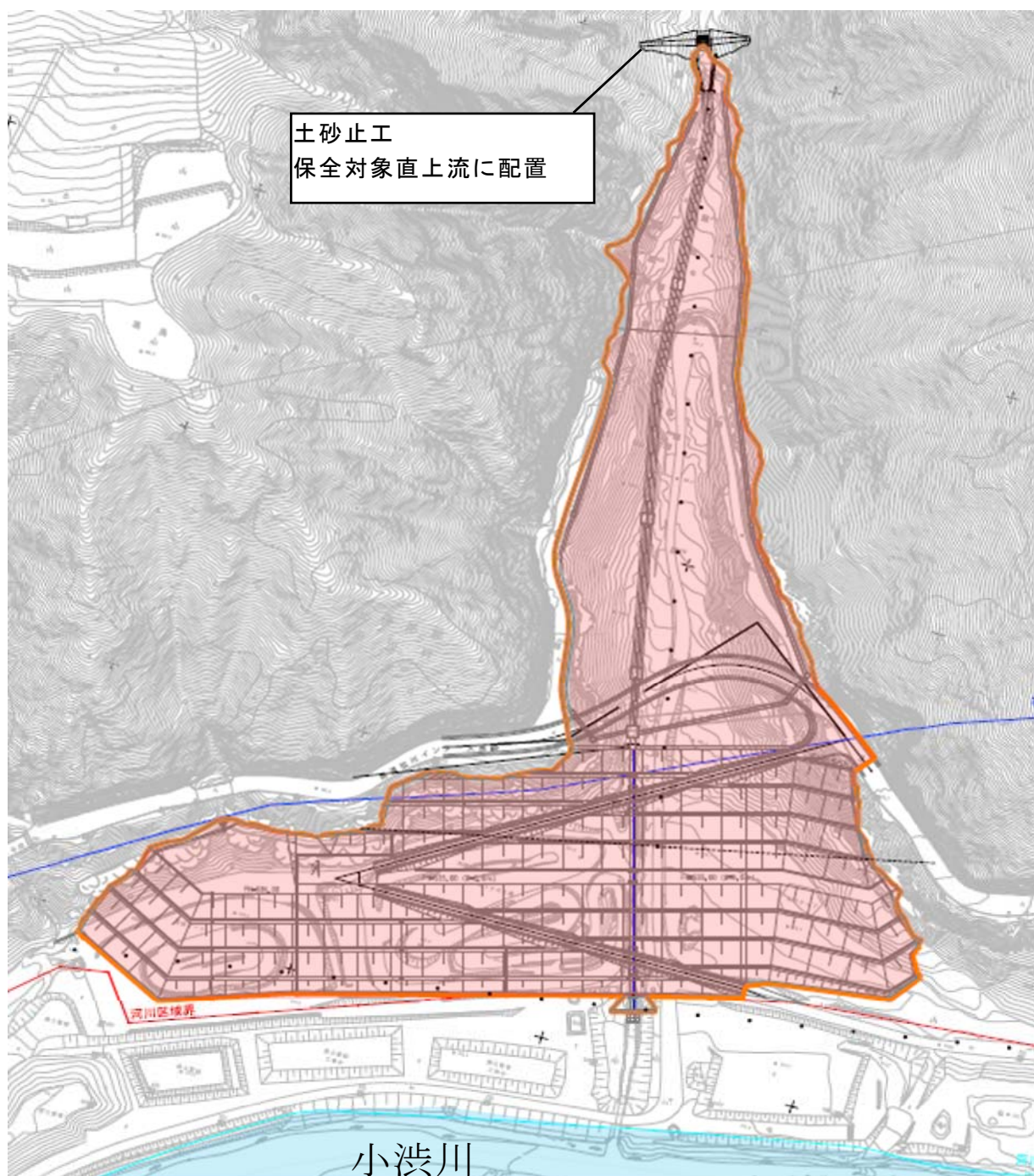


図8-1 造成計画

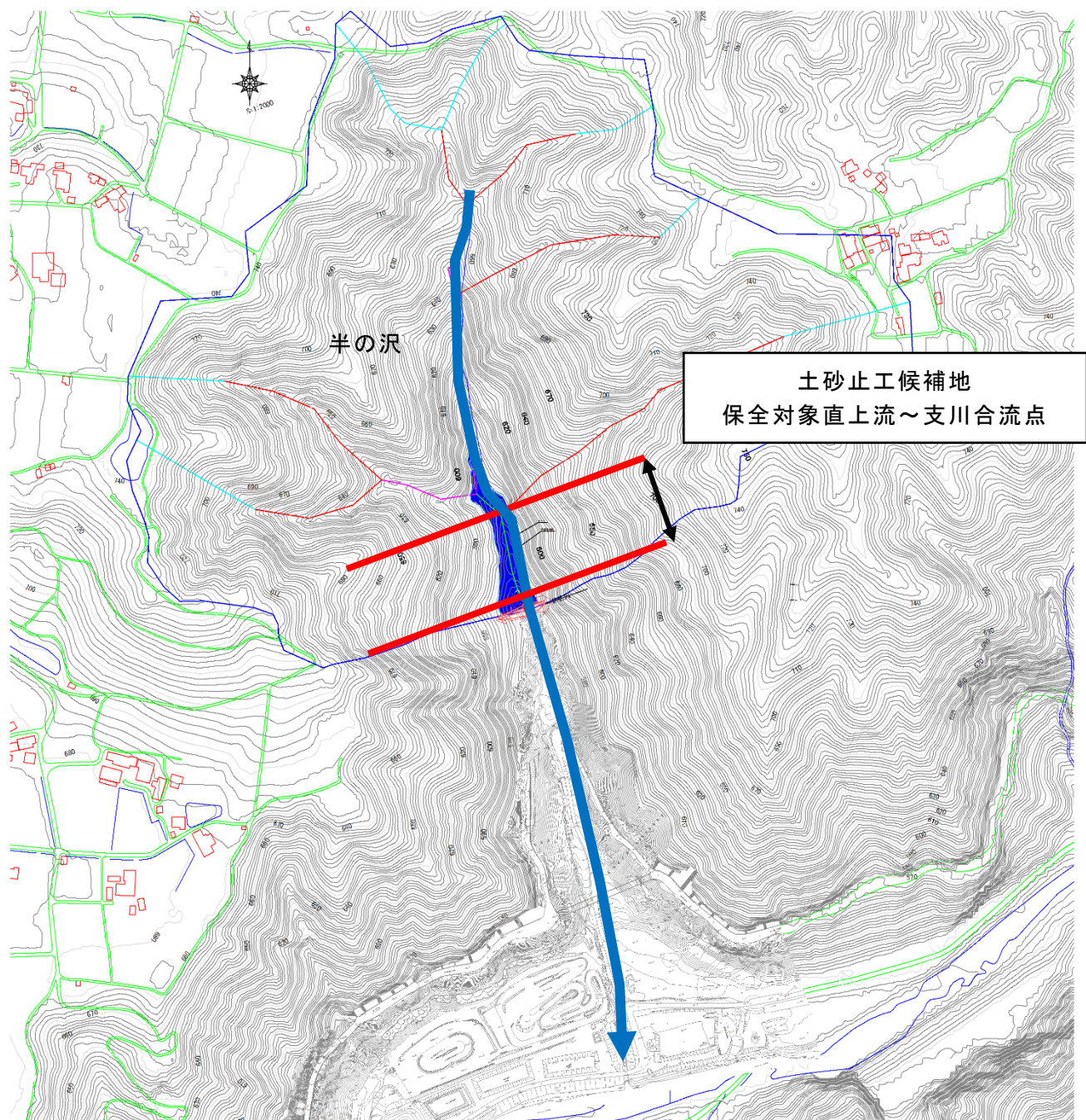


図 8 - 2 半の沢流域

土砂止工の配置計画は、以下の理由から保全対象直上流に透過型堰堤 1 基配置する計画とする。

- ・土石流の土砂災害から県道 59 号線の保全（生活道路の確保）
- ・築造した盛土を保全
- ・造成工事完了後は工事用道路や施工ヤードが不要となる。

8-3 基本事項の検討

8-3-1 計画基準点

計画基準点とは、計画溪流において土砂量を決定する地点であり、その地域的特性を考慮して必要な地点に設けるものである。

本計画では、谷の出口に造成計画があるため、保全対象の直上流にあたる盛土部の上流端を計画基準点とする。

計画基準点付近は溪床勾配 $i=1/6.1$ (9.31°) となっており、図8-4によると「土石流堆積区間」にあたる。

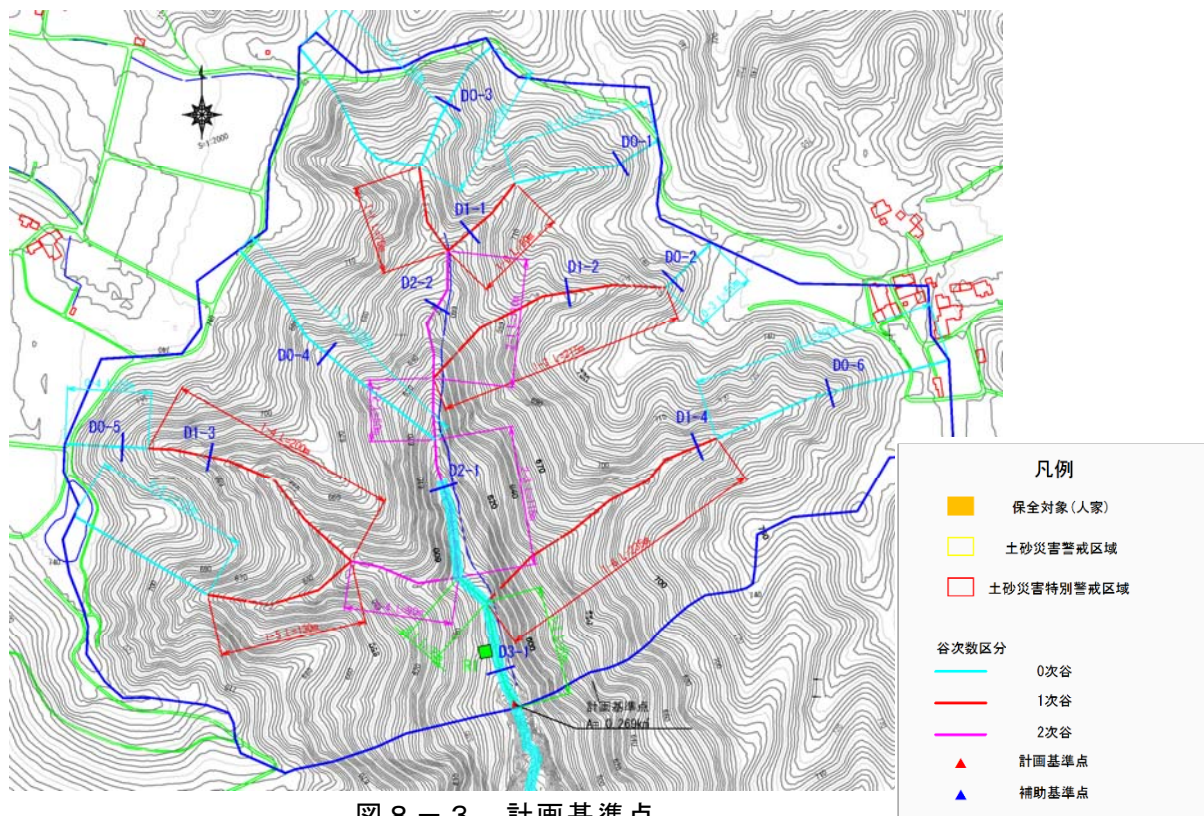


図8-3 計画基準点

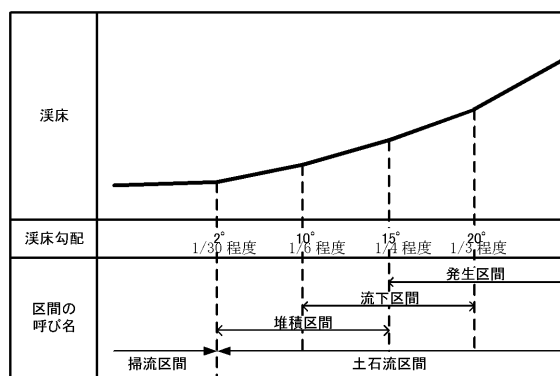


図8-4 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

「土木事業設計基準 砂防編 長野県建設部 H30.4 改訂」P.9-1-9
「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）H28.4」P.9

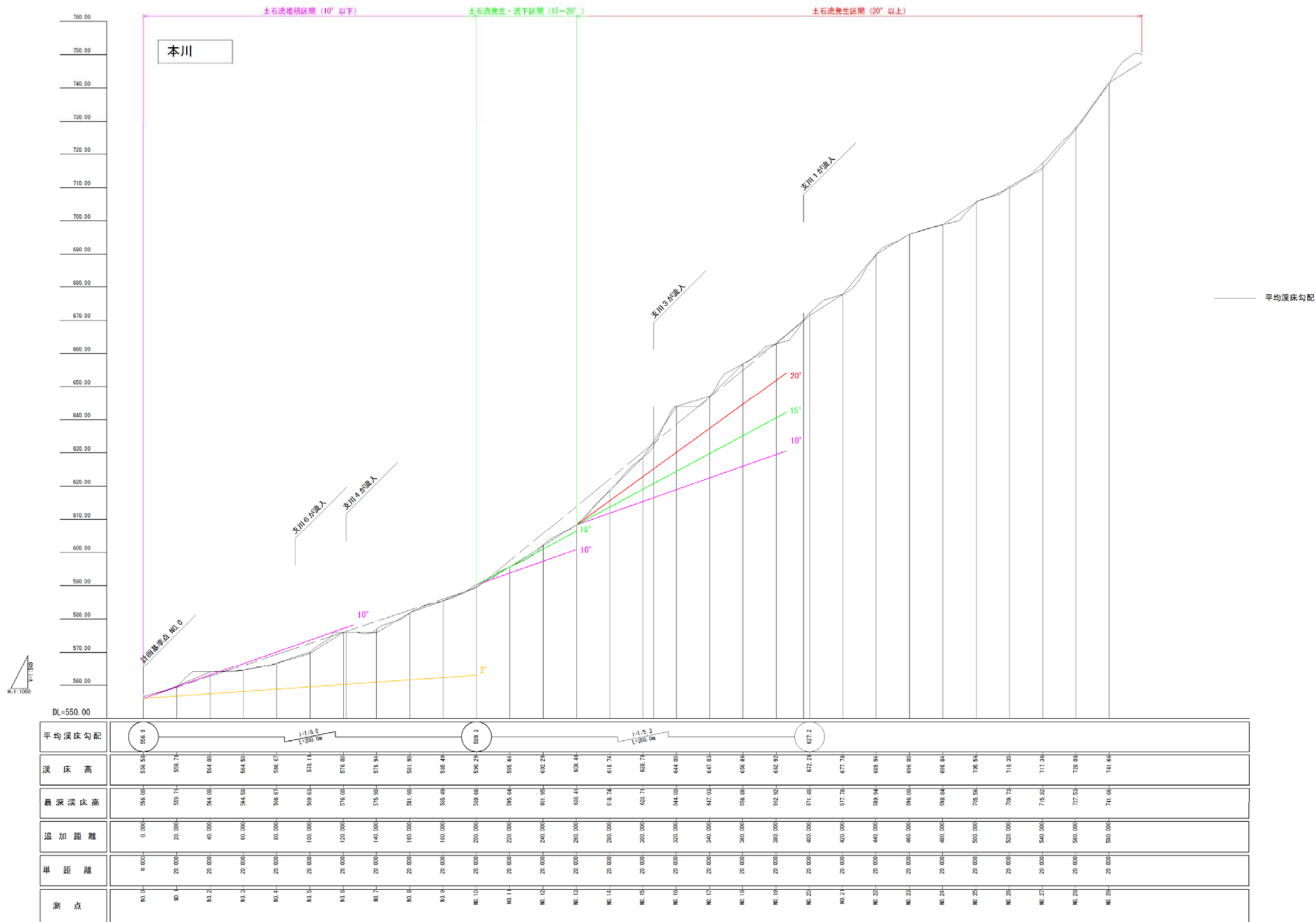


図8-5 溪床勾配（本川）

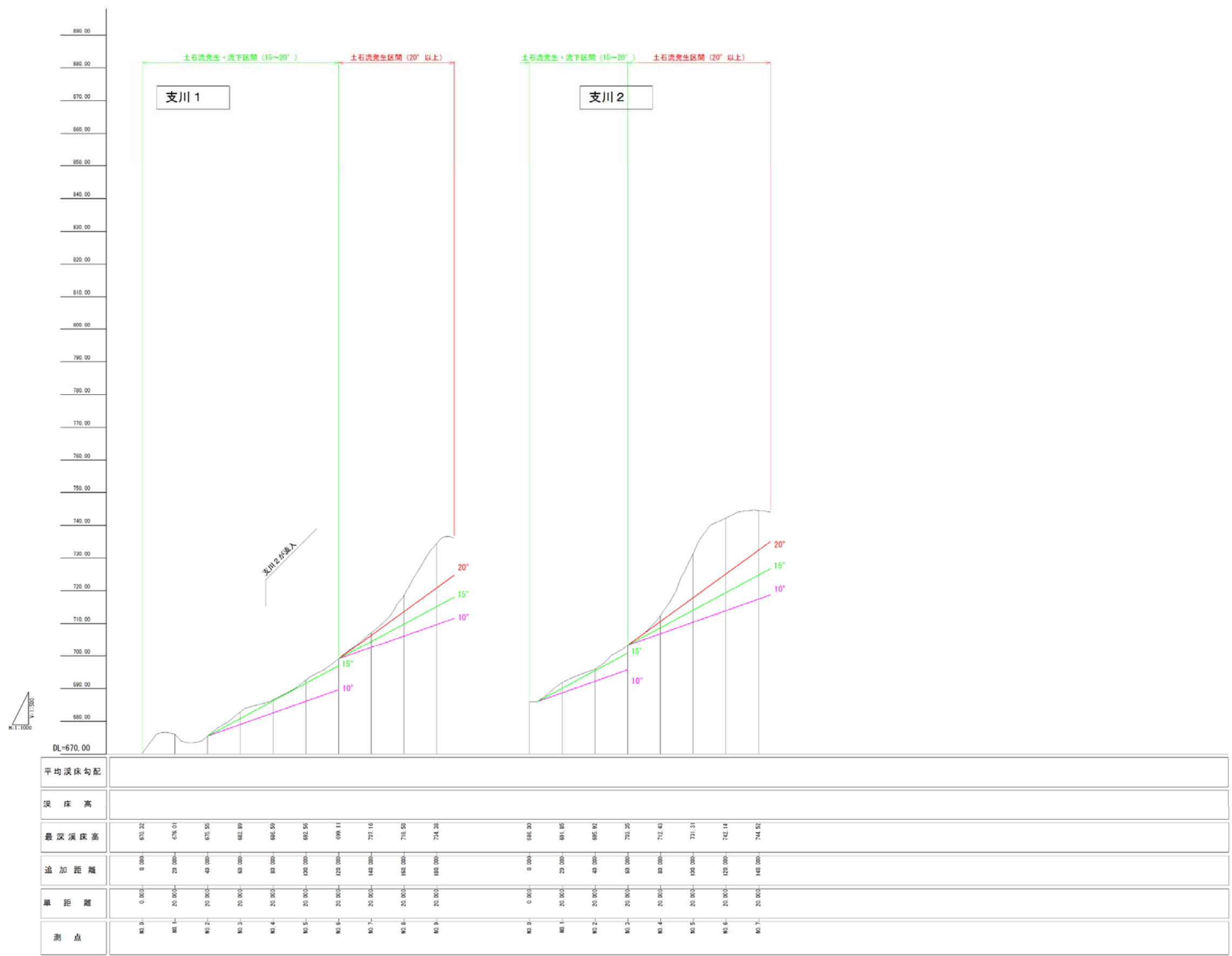


図 8 - 6 溪床勾配 (支川 1、支川 2)

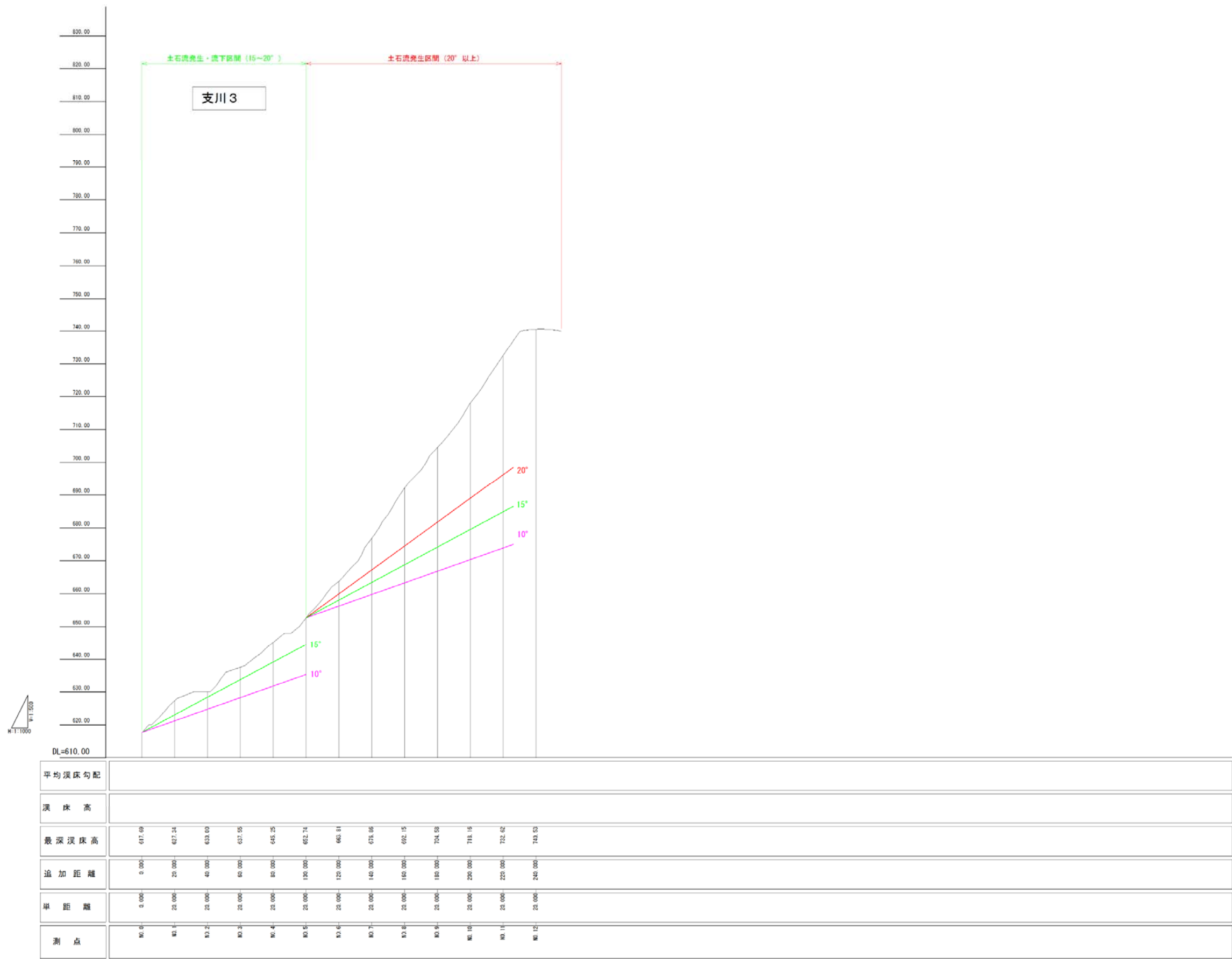


図 8 - 7 溪床勾配 (支川 3)

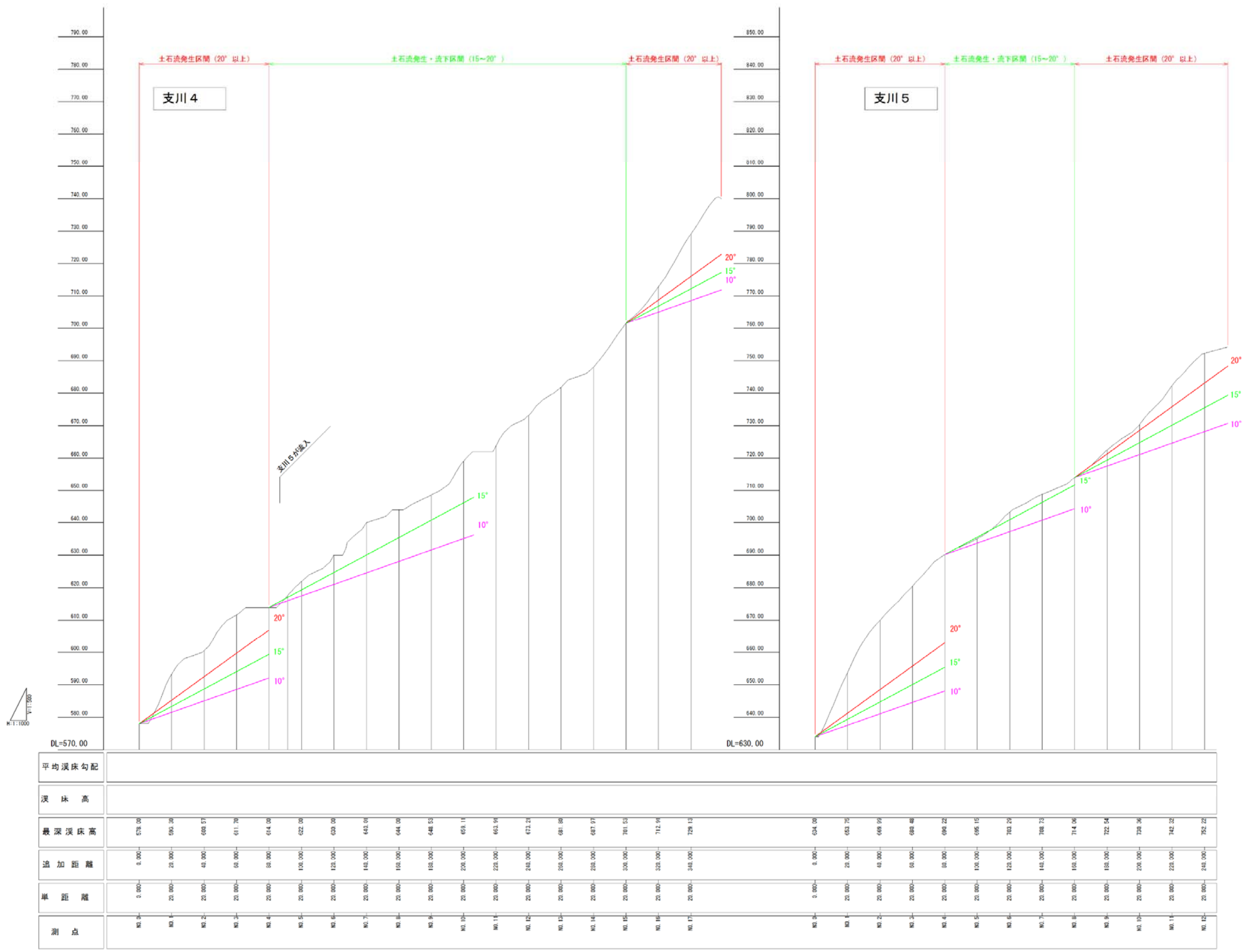


図 8 - 8 溪床勾配 (支川 4、支川 5)

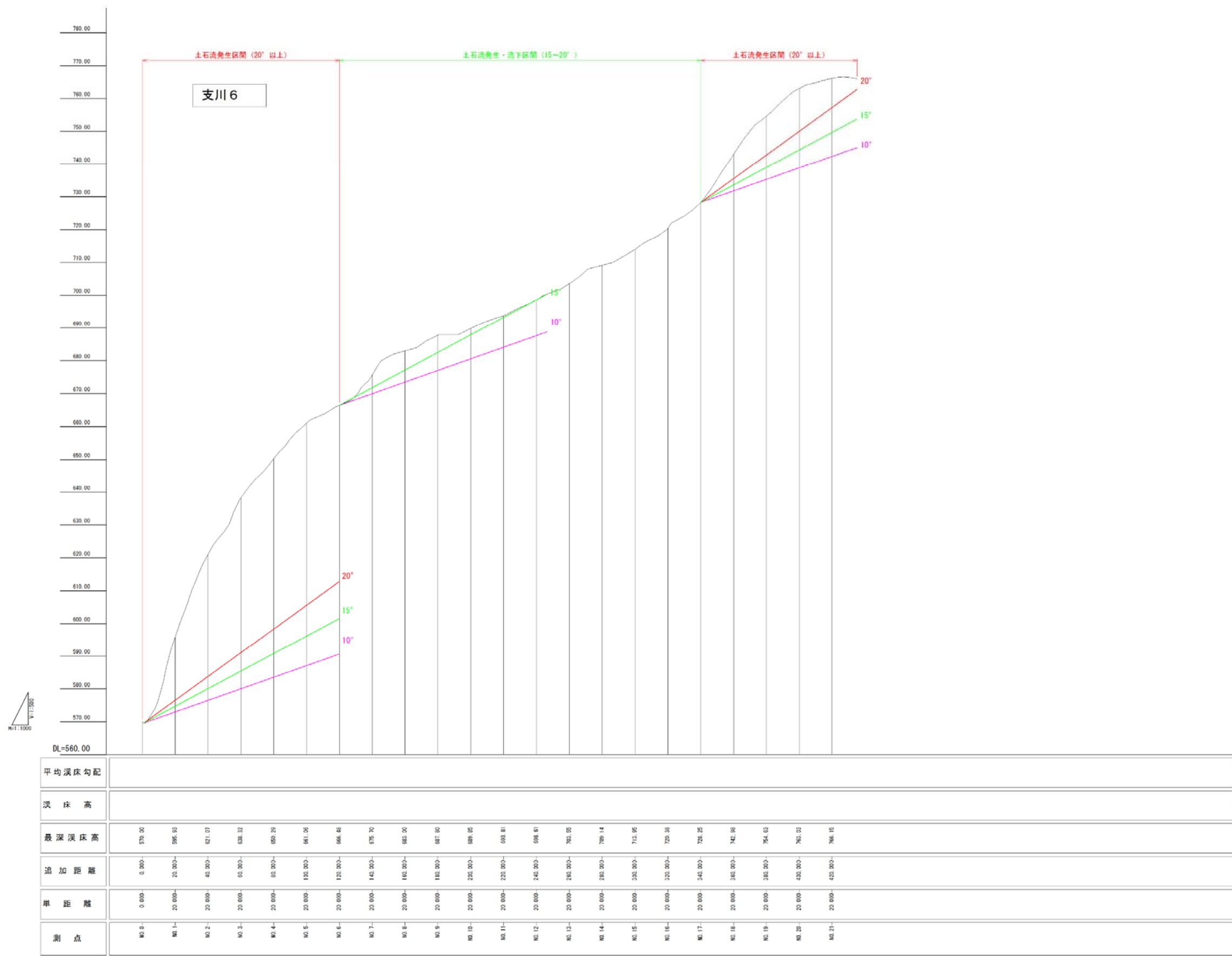


図 8 - 9 溪床勾配 (支川 6)

8-4 土砂止工の計画規模

(1) 計画規模

計画規模は流域の特性によって、一般に流出土砂量あるいは降雨量の年超過確率で評価するものとされている。(砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編) P.8)

土石流区間における対象流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値から算出される「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)と土石流ピーク流量(土石流時)とする。

1) 計画規模の年超過確率の降雨量

本計画規模は100年超過確率とし、下表より飯伊エリアの24時間雨量は、276.4mmである。

表 8-1 24時間雨量

	10年	20年	100年		10年	20年	100年
南佐久	142.6	165	215.5	木曾	160.5	179	225.2
軽井沢	170.9	199	263.2	松本	121.6	139	178.2
上田	112.0	128	165.5	大町	213.1	241	305.9
諏訪	131.5	141	186.5	白馬	166.9	191	243.5
飯伊	184.0	213	276.4	長野	105.3	120	153.4
長谷	150.9	172	217.7	志賀	168.8	200	269.4
南信濃	215.7	244	311.9	野沢温泉	123.2	139	176.5

(出典:「長野県内の降雨強度式:平成28年4月、長野県建設部河川課(資料-4 確率降雨量表(ガンベル法))」による。)

2) 既往最大の降雨量

計画地に隣接する気象台の既往最大の降雨量は、飯田気象台において24時間雨量は325.3mmであった。日付は1961年6月27日である。

以上より、対象流量は1) 2) の24時間雨量を比較し、大きい値となる2) 既往最大の降雨量「325.3mm/日」を採用し、検討する。

(2) 計画流出土砂量

「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 H28.4」(P.14-15)より、計画流出土砂量は、流域内の(1)移動可能土砂量と、計画規模の土石流が運搬できる(2)運搬可能土砂量を比較して小さい方の値とする。

図 8-10 に計画流出土砂量の算定フローを示すが、計画流出土砂量は、流域内の移動可能土砂量と計画規模の年超過確率の降雨量によって運搬できる運搬可能土砂量の両者を比較し、小さい方の値を計画流出土砂量として設定する。

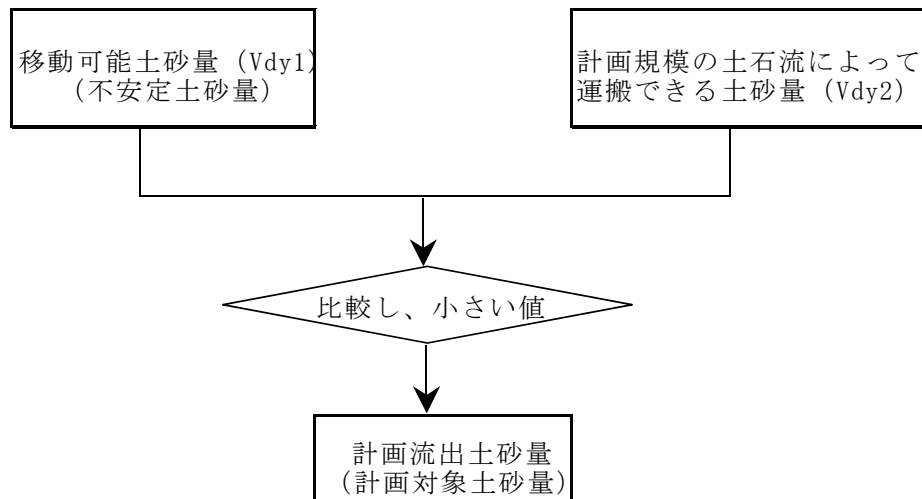


図 8-10 計画流出土砂量設定フロー

(2) - 1 移動可能土砂量(Vdy1)

1) 移動可能土砂量の算定

本計画対象流域では、0次谷を含めた移動可能土砂量の算定（「崩壊可能土砂量を的確に推定することが困難な場合」の算定）にて算出する。

表 8 - 2 移動可能土砂量算定表（計画基準点）

計画基準点		調査番号	溪床幅 Bd(m)	堆積深 De(m)	断面積 A(m ²)	延長 L(m)	土砂量 V(m ³)
崩壊可能土砂量	0次谷	0-0(D0-1)	9.0	0.8	7.2	125	900
		0-1(D0-3)	4.2	0.5	2.1	115	242
		0-2(D0-3)	4.2	0.5	2.1	150	315
		0-3(D0-2)	3.7	0.7	2.6	50	130
		0-4(D0-5)	3.7	0.5	1.9	70	130
		0-5(D0-5)	3.7	0.5	1.9	125	232
		0-6(D0-6)	9.0	0.7	6.3	200	1260
		0-7(D0-4)	7.8	0.6	4.7	225	1053
		小 計				1060	4262
溪床堆積土砂量	1次谷	1-0(D1-1)	2.4	0.6	1.4	80	116
		1-1(D1-1)	2.4	0.6	1.4	75	108
		1-3(D1-2)	6.0	0.7	4.2	215	903
		1-4(D1-3)	3.6	0.7	2.5	200	504
		1-5(D1-3)	3.6	0.7	2.5	130	328
		1-6(D1-4)	3.5	0.5	1.8	235	412
	2次谷	2-1(D2-2)	11.2	1.1	12.3	110	1356
		2-2(D2-2)	11.2	1.1	12.3	50	616
		2-3(D2-1)	6.1	0.7	4.3	115	492
		2-4(D2-1)	6.1	0.7	4.3	90	385
	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				1420	5910
移動可能土砂量		合 計				2480	10172

土砂止工流域概要図

凡 例	
流 域	—
0 次 谷	—
1 次 谷	—
2 次 谷	—
3 次 谷	—
計画基準点	▲

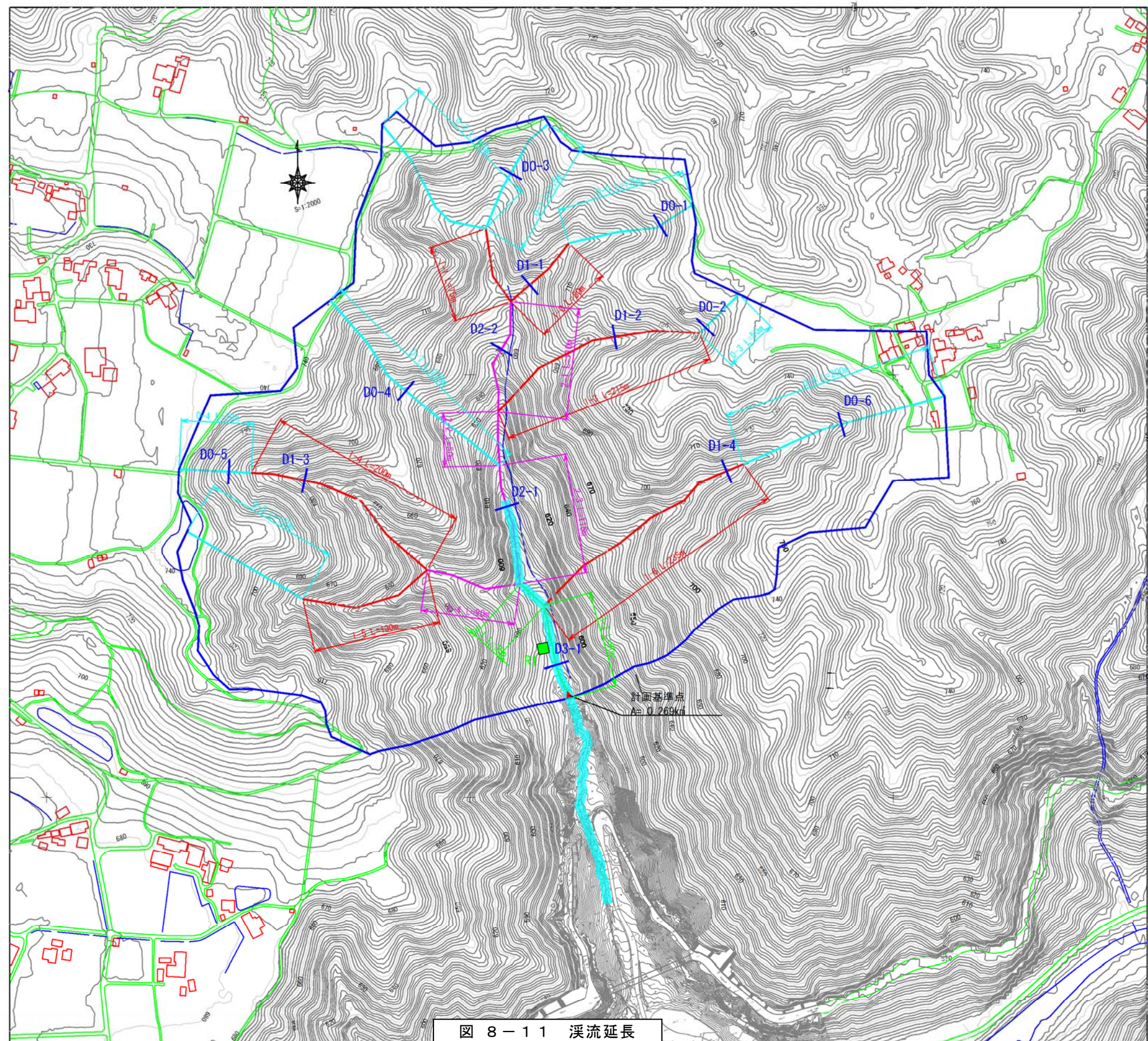


図 8 - 1 1 溪流延長

(2) - 2 運搬可能土砂量(V_{dy2})

1) 運搬土砂量の算定

計画規模の土石流によって運搬できる土砂量（運搬可能土砂量）は、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」に準拠し、以下の通り算出する。

「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量は、計画規模の年超過確率の降雨量（ P_p (mm)）に流域面積（ A (km²)）を掛けて総水量を求め、これに流動中の土石流濃度（ C_d ）を乗じて算定する。その際流出補正率（ K_{f2} ）を考慮する。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \cdot P_p \cdot A}{1 - K_v} \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) K_{f2} \quad \dots (6)$$

C_d の算出方法は本指針 2.6.3 を参照する。なお、式（12）は、10°～20°に対する高橋の式であるが、それよりも緩勾配の範囲についても準用する。 P_p は地域の降雨特性、災害特性を検討し決定する。なお、一般には、24 時間雨量を用いる。 K_v は空ゲキ率で 0.4 程度とする。 K_{f2} は流出補正率で図－7 によって流域面積に対して与える。なお、 K_{f2} は流域面積によって異なるが、上限を 0.5、下限を 0.1 とすることを基本とする。

（出典：「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」国土交通省、H28.4、P.19）

上記より、各係数は以下の通りとする。

P_p : 計画規模の降雨量（325.3mm 飯田气象台）

K_v : 空隙率（0.4 程度）

C_d : 土石流濃度 （ $0.3 \leq C_d \leq 0.54$ ）

K_{f2} : 流出補正率 （ $0.05(\log A - 2.0)^2 + 0.05$ ） ただし、 $0.1 \leq K_{f2} \leq 0.5$

土石流濃度（ C_d ）は次頁の平衡濃度式で求めるものとする。

（ただし $0.3 \leq C_d \leq 0.54$ ）

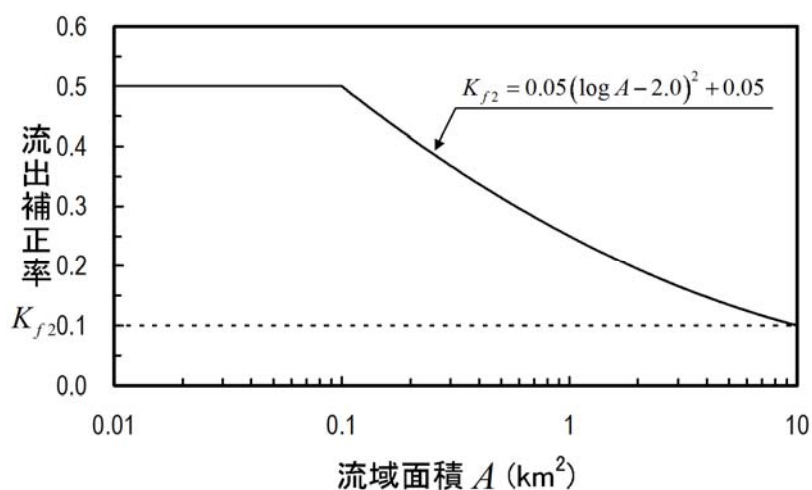
$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots (12)$$

ここで、 σ ：礫の密度（2,600kg/m³程度）、 ρ ：水の密度（1,200kg/m³程度）、 ϕ ：溪床堆積土砂の内部摩擦角（°）（30°～40°程度であり、一般に35°を用いてよい）、 θ ：溪床勾配（°）である。土石流ピーク流量を算出する際の溪床勾配は、1波の土石流により流出すると想定される土砂量を算出しようとしている地点の現溪床勾配とし、流下区間の下流端となると考えられる地点の勾配（10°）以上とする。なお、現溪床勾配は、計画地点から概ね上流200m間の平均溪床勾配とすることを基本とし、計画施設設計前の地形より算出する。計画地点から上流の200m区間が溪床勾配を代表していないと考えられる場合は、当該溪流の状況に応じて区間を設定する。

なお、計算値（ C_d ）が $0.9C_s$ よりも大きくなる場合は、 $C_d = 0.9C_s$ とし、計算値（ C_d ）が0.3よりも小さくなる場合は $C_d = 0.30$ とする。

（出典：「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」国土交通省、H28.4、P.25）

【流出補正率】



（出典：「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」国土交通省、H28.4、P.19）

表 8 - 3 運搬可能土砂量算定表

検討位置	単流域面積 (km ²)	計画日雨量 R24 (mm)	溪床勾配		流出補正率 Kf2	土石流土砂濃度 C _d	運搬可能土砂量 V _{ec} (m ³)	備考
			I	θ (°)				
計画基準点	0.269	325.3	1/6.1	9.31	0.380	0.30	23,800	

(2) - 3 計画流出土砂量(Vd)

以上の計算により、移動可能土砂量の方が運搬可能土砂量よりも値は小さいため、計画基準点における計画流出土砂量は以下の通りとなる。

表 8 - 4 計画流出土砂量算定表

基準地点	移動可能土砂量 V_{dy1} (m ³)		運搬可能土砂量 V_{dy2} (m ³)	計画流出土砂量 V_d (m ³)
計画基準点	10,172	<	23,800	10,172

(2) - 4 計画流出流木量

計画流出流木量算定は、『土石流基本計画策定指針(土石流・流木対策編)』平成 28 年 4 月、国土交通省国土技術政策総合研究所』に準拠した。

1) 立木の流木発生面積の算定

立木の流木発生面積は、土石流の発生・流下区間の距離に、溪床部及び溪岸部の流木流出範囲の幅(林地幅)を乗じた値とする。

2) 流木発生面積の算定方法

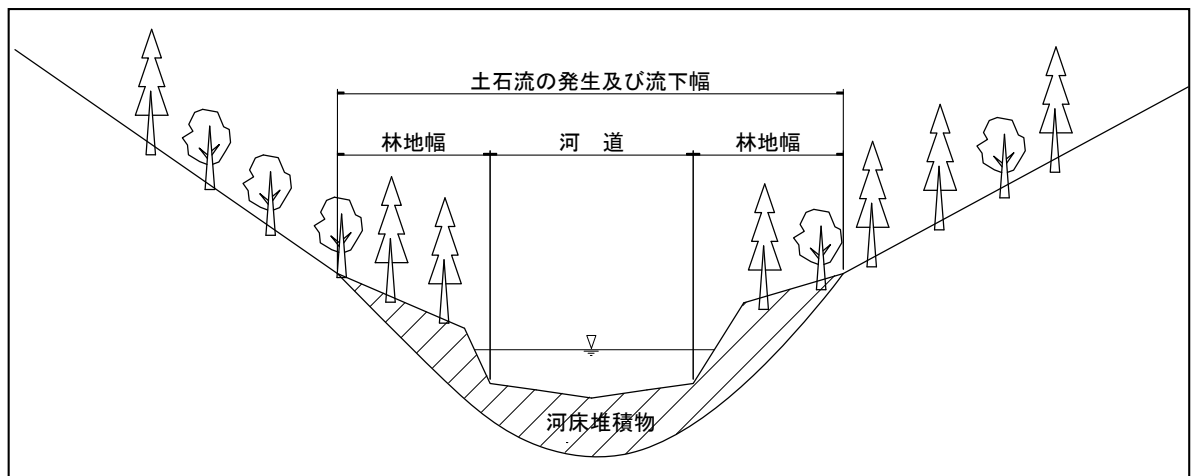
流木発生面積は、土石流発生時に浸食が予想される平均溪床幅に河道延長を乗じて求め、下記のとおりとする。

$$A_l = B_{dl} \times L_{dy11}$$

ここに、 A_l ：立木の流木発生面積(m^2)

ここ、 B_{dl} ：土石流発生時に浸食が予想される林地幅(m)

ここに、 L_{dy11} ：土石流発生時に浸食が予想される河道延長(m)



3) 発生流木量の算定結果

計画対象流域における発生流木量は、表 8－5 に示す通りで $V=139\text{m}^3$ となる。

表 8－5 計画流出流木量算定表（計画基準点）

	調査番号	立木幅 Bw(m)	延長 L(m)	幹材積 ($\text{m}^3/100\text{m}^2$)	発生流木量 $V_{wy}(\text{m}^3)$
0 次 谷	0-0(R1)	9.0	125	0.89	11
	0-1(R1)	4.2	115	0.89	5
	0-2(R1)	4.2	150	0.89	6
	0-3(R1)	3.7	50	0.89	2
	0-4(R1)	3.7	70	0.89	3
	0-5(R1)	3.7	125	0.89	5
	0-6(R1)	9.0	200	0.89	17
	0-7(R1)	7.8	225	0.89	16
	小計				65
1 次 谷	1-0(R1)	2.4	80	0.89	2
	1-1(R1)	2.4	75	0.89	2
	1-3(R1)	6.0	215	0.89	12
	1-4(R1)	3.6	200	0.89	7
	1-5(R1)	3.6	130	0.89	5
	1-6(R1)	3.5	235	0.89	8
2 次 谷	2-1(R1)	11.2	110	0.89	11
	2-2(R1)	11.2	50	0.89	5
	2-3(R1)	6.1	115	0.89	7
	2-4(R1)	6.1	90	0.89	5
3 次 谷	3-1(R1)	8.2	30	0.89	3
	3-2(R1)	8.2	90	0.89	7
	小計				74
	合計				139

計画基準点における流出流木量は以下のとおりである。

表 8－6 計画流出流木量

基準地点	発生流木量 $V_{wy}(\text{m}^3)$	流出率	計画流出流木量 $V_w(\text{m}^3)$
計画基準点	139	0.9	125

土砂止工流域概要図

凡 例	
流 域	—
0 次 谷	—
1 次 谷	—
2 次 谷	—
3 次 谷	—
計画基準点	▲

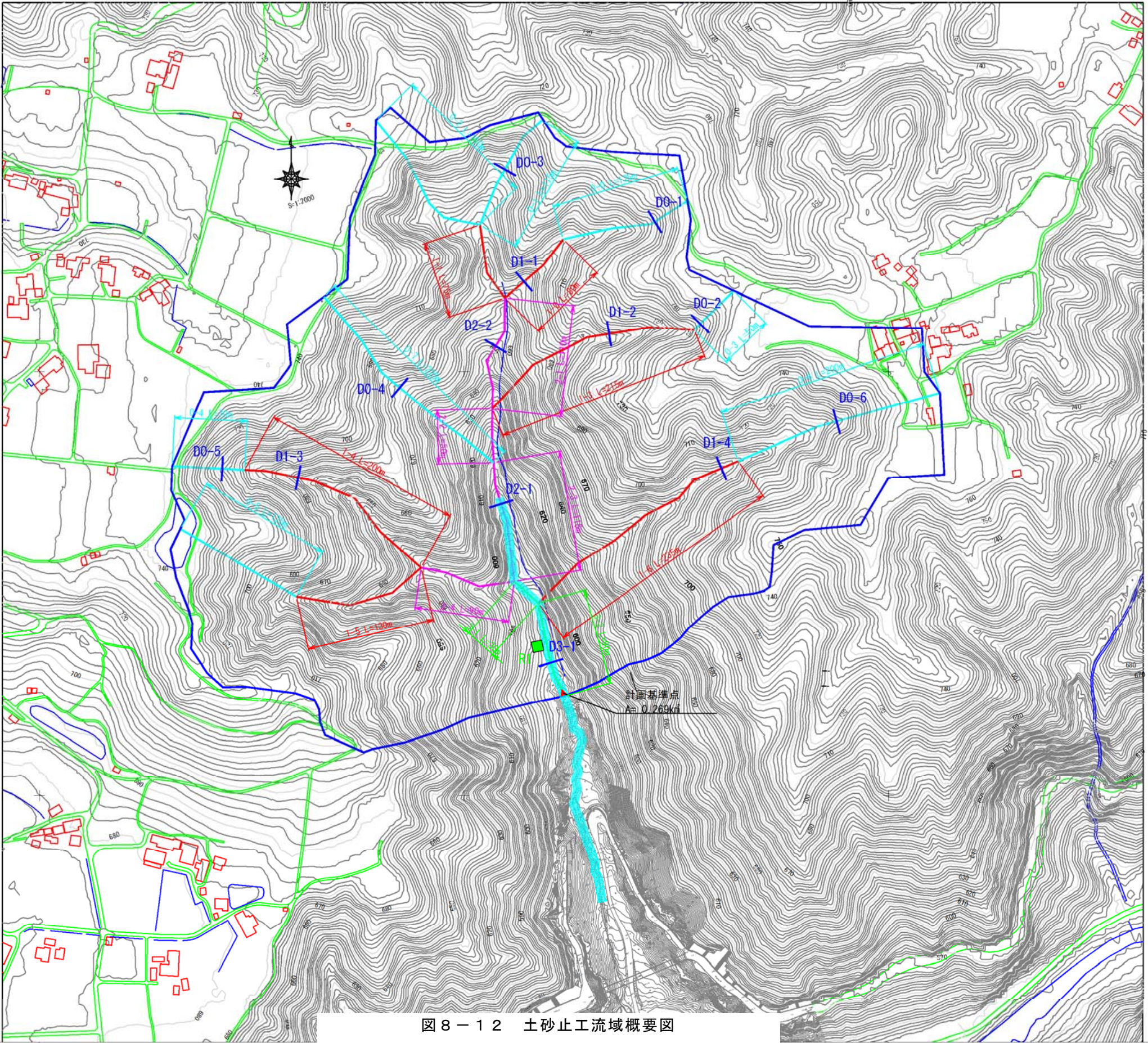


図 8 - 1 2 土砂止工流域概要図

4) 計画流出量

計画基準点において捕捉を要する計画流出量 (V) は、計画流出土砂量 (V_d) と計画流出流木量 (V_w) の和とする。

表 8－7 計画流出量

基準地点	計画流出土砂量 V _d (m ³)	計画流出流木量 V _w (m ³)	計画流出量 V (m ³)
計画基準点	10,172	125	10,297

（２）－５ 設計流量

設計流量の算定にあたっては、『長野県 土木事業設計基準 第 9 編 砂防事業 P9-3-3』、『土石流・流木対策設計技術指針，国土技術政策総合研究所，平成 28 年 4 月，P8』に準拠し算定を行った。

1) 設計流量の考え方

砂防えん堤の設計流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値から算出される「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）と、土石流ピーク流量（土石流時）とする。

出典：『土木事業設計基準 砂防編 長野県建設部 H30.4 改訂 P9-3-3』

出典：『土石流・流木対策設計技術指針，国土技術政策総合研究所，平成 28 年 4 月，P8』

（本計画では、砂防えん堤を土砂止工と読み替えるものとする。）

2) 土砂含有を考慮した流量（洪水時）

◆ 算定式

土砂含有を考慮した流量及び水のための対象流量、下記に示す合理式より算定を行う。
なお、確率規模については 1/100 年確率規模とする。

土砂含有を考慮した流量 $Q = Qp \times (1 + \alpha)$

水のための対象流量 $Qp = \frac{1}{3.6} \times f \times r \times A = \frac{1}{3.6} \times re \times A$

ここに Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s)

Qp : 水のための対象流量 (m³/s)

α : 土砂混入率 (50% : 土石流対策堰堤)

f : 流出係数 (0.90 : 最大値)

r : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (325.3 mm/day: 飯田気象台)

re : 有効降雨強度 (mm/hr)

A : 流域面積 (km²)

◆ 流域面積

各検討箇所における流域面積は以下の表のとおりである。

表 8－8 各検討箇所における流域面積

基準地点	流域面積 A (km ²)
計画基準点	0.269

◆ 流出係数

合理式法において用いる流出係数は、地被、植生、形状等を考慮して決定するものとする。

当該溪流では、『土木事業設計基準 砂防編 長野県建設部 H30.4 改訂』P.9-3-6 に示される急峻な山地における流出係数 $Kf1=0.75\sim0.90$ （最大値 0.90）を採用する。

◆ 有効降雨強度

有効降雨強度は、下記に示す式を使用し、洪水到達時間 tp と有効降雨強度 re を決定する。

$$tp = C \cdot A^{0.22} \cdot re^{-0.35}$$

$$re = \left(\frac{r}{24} \right)^{1.21} \times \left(\frac{24 f^2}{C / 60 \times A^{0.22}} \right)^{0.606}$$

ここに tp : 洪水到達時間 (min)

C : 係数 (120)

$$re = (325.3 / 24)^{1.21} \times \{24 \times 0.90^2 / (120 / 60 \times 0.269^{0.22})\}^{0.606} \\ = 110.8 \text{ (mm/h)}$$

表 8－9 各検討箇所における流域面積

基準地点	流 域 面 積 $A \text{ (km}^2\text{)}$	有効降雨強度 re (mm/h)
計画基準点	0.269	110.8

◆ 土砂含有を考慮した流量

以上を基に土砂含有を考慮した流量を算定すると以下に示すとおりとなる。

水のみを対象流量（計画基準点）

$$Q_p = 1/3.6 \times r_e \times A = 1/3.6 \times 110.8 \times 0.269 = 8.28 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

土砂含有を考慮した流量（計画基準点）

$$Q = Q_p \times (1 + \alpha) = 8.28 \times (1 + 0.5) = 12.42 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

同様に計画基準点における値を計算した。

表 8－10 検討箇所における流域面積

基準地点	水 の み の 対 象 流 量 Q_p (m ³ /s)	土砂含有を考慮 し た 流 量 Q (m ³ /s)
計画基準点	8.28	12.42

(2) - 6 土石流ピーク流量(土石流時)

◆ 算定式

土石流ピーク流量は、計画流域から流出する土砂量に基づいて、以下に示す式により算定を行う。

$$Q_{sp} = 0.01 \times \sum Q$$

$$\sum Q = \frac{C_* \times V_{dqp}}{C_d}$$

$$C_d = \frac{\rho \times \tan \theta_0}{(\sigma - \rho) \times (\tan \phi - \tan \theta_0)}$$

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)

$\sum Q$: 土石流総流量 (m³)

V_{dqp} : 1 波の土石流により流出すると想定される

土砂量 (空隙込み) (m³)

C_d : 土石流濃度 ($0.3 \leq C_d \leq 0.54$)

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6)

σ : 礫の密度 (2,600kg/m³)

ρ : 水の密度 (1,200kg/m³)

ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (30~40° 程度

⇒一般に 35°)

θ_0 : 現溪床勾配 (°)

(2) - 7 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量

1 波の土石流により流出すると想定される土砂量は、『土木事業設計基準 砂防編 長野県建設部 H30.4 改訂 P9-3-8』、『土石流・流木対策設計技術指針解説, 国土技術政策総合研究所資料, 平成 28 年 4 月, P27』に示される下記の方法で設定した。

流出土砂量に基づく土石流ピーク流量(経験式)を求める際の 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量 V_{dqp} は、土石流・流木対策施設のない状態を想定して、溪流長、侵食可能断面積を総合的に判断して最も土砂量の多くなる「想定土石流流出区間」を設定し、この区間内における移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち、比較して小さい方の値とする。

出典 : 『土木事業設計基準 砂防編 長野県建設部 H30.4 改訂 P9-3-8』

出典 : 『土石流・流木対策設計技術指針解説, 国土技術政策総合研究所資料, 平成 28 年 4 月, P27』

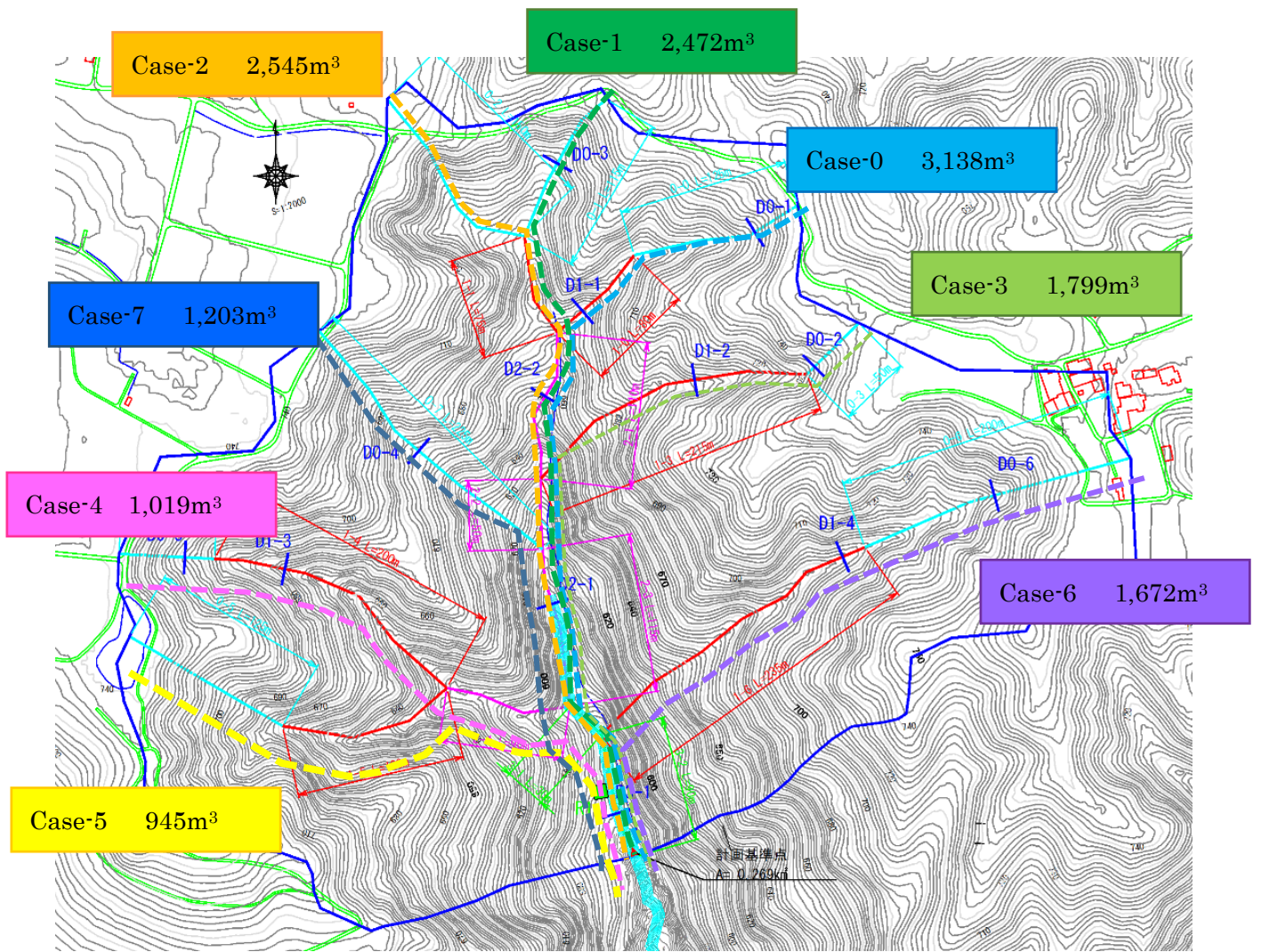


図 8 - 1 3 谷次数調査図

表 8-1-1 移動可能土砂量算定表 (計画基準点・本川)

計画基準点		調査番号	渓床幅 Bd(m)	堆積深 De(m)	断面積 A(m ²)	延長 L(m)	土砂量 V(m ³)
崩壊可能 土砂量	0次谷	0-0(D0-1)	9.0	0.8	7.2	125	900
		小 計				125	900
渓床堆積土砂量	1次谷	1-0(D1-1)	2.4	0.6	1.4	80	116
	2次谷	2-1(D2-2)	11.2	1.1	12.3	110	1356
		2-2(D2-2)	11.2	1.1	12.3	50	616
		2-3(D2-1)	6.1	0.7	4.3	115	492
	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				475	3270
10° 以下の 区間	2次谷	2-3(D2-1)	6.1	0.7	4.3	80	342
	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				200	1032
移動可能土砂量		合 計				400	3138

※全体土砂量から10°以下の土砂量を差し引く

Case-0 (本川) Vdqp=3138m³ (採用)

表 8-12 移動可能土砂量算定表（計画基準点・支川1）

計画基準点		調査番号	渓床幅 Bd(m)	堆積深 De(m)	断面積 A(m ²)	延長 L(m)	土砂量 V(m ³)
崩壊可能 土砂量	0次谷	0-1(D0-3)	4.2	0.5	2.1	115	242
		小 計				115	242
渓床堆積土砂量	1次谷	1-1(D1-1)	2.4	0.6	1.4	75	108
	2次谷	2-1(D2-2)	11.2	1.1	12.3	110	1356
		2-2(D2-2)	11.2	1.1	12.3	50	616
		2-3(D2-1)	6.1	0.7	4.3	115	492
	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				470	3262
10°以下の区間	2次谷	2-3(D2-1)	6.1	0.7	4.3	80	342
	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				200	1032
移動可能土砂量		合 計				385	2472

※全体土砂量から10°以下の土砂量を差し引く

Case-1（支川1）Vdqp=2472m³

表 8 - 1 3 移動可能土砂量算定表 (計画基準点・支川 2)

計画基準点		調査番号	渓床幅 Bd(m)	堆積深 De(m)	断面積 A(m ²)	延長 L(m)	土砂量 V(m ³)
崩壊可能 土砂量	0次谷	0-2(D0-3)	4.2	0.5	2.1	150	315
		小 計				150	315
渓床堆積土砂量	1次谷	1-1(D1-1)	2.4	0.6	1.4	75	108
	2次谷	2-1(D2-2)	11.2	1.1	12.3	110	1356
		2-2(D2-2)	11.2	1.1	12.3	50	616
		2-3(D2-1)	6.1	0.7	4.3	115	492
	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				470	3262
10° 以下の 区間	2次谷	2-3(D2-1)	6.1	0.7	4.3	80	342
	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				200	1032
移動可能土砂量		合 計				420	2545

※全体土砂量から10°以下の土砂量を差し引く

Case-2 (支川 2) Vdqp = 2545m³

表 8 - 1 4 移動可能土砂量算定表 (計画基準点・支川 3)

計画基準点		調査番号	溪床幅 Bd(m)	堆積深 De(m)	断面積 A(m ²)	延長 L(m)	土砂量 V(m ³)
崩壊可能 土砂量	0次谷	0-3(D0-2)	3.7	0.7	2.6	50	130
		小 計				50	130
溪床堆積土砂量	1次谷	1-3(D1-2)	6.0	0.7	4.2	215	903
	2次谷	2-2(D2-2)	11.2	1.1	12.3	50	616
		2-3(D2-1)	6.1	0.7	4.3	115	492
	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				500	2701
10°以下の区間	2次谷	2-3(D2-1)	6.1	0.7	4.3	80	342
	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				200	1032
移動可能土砂量		合 計				350	1799

※全体土砂量から10°以下の土砂量を差し引く

Case-3 (支川 3) Vdqp = 1799m³

表 8 - 1 5 移動可能土砂量算定表 (計画基準点・支川 4)

計画基準点		調査番号	渓床幅 Bd(m)	堆積深 De(m)	断面積 A(m ²)	延長 L(m)	土砂量 V(m ³)
崩壊可能 土砂量	0次谷	0-4(D0-5)	3.7	0.5	1.9	70	130
		小 計				70	130
渓床堆積土砂量	1次谷	1-4(D1-3)	3.6	0.7	2.5	200	504
	2次谷	2-4(D2-1)	6.1	0.7	4.3	90	385
	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				410	1579
10° 間以下の区	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				120	690
移動可能土砂量		合 計				360	1019

※全体土砂量から10°以下の土砂量を差し引く

Case-4 (支川 4) $V_{dqp} = 1019\text{m}^3$

表 8-16 移動可能土砂量算定表 (計画基準点・支川 5)

計画基準点		調査番号	渓床幅 Bd(m)	堆積深 De(m)	断面積 A(m ²)	延長 L(m)	土砂量 V(m ³)
崩壊可能 土砂量	0次谷	0-5(D0-5)	3.7	0.5	1.9	125	232
		小 計				125	232
渓床堆積土砂量	1次谷	1-5(D1-3)	3.6	0.7	2.5	130	328
	2次谷	2-4(D2-1)	6.1	0.7	4.3	90	385
	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				340	1403
10° 間以下の区	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				120	690
移動可能土砂量		合 計				345	945

※全体土砂量から10°以下の土砂量を差し引く

Case-5 (支川 5) $V_{dqp} = 945\text{m}^3$

表 8-17 移動可能土砂量算定表（計画基準点・支川 6）

計画基準点		調査番号	溪床幅 Bd(m)	堆積深 De(m)	断面積 A(m ²)	延長 L(m)	土砂量 V(m ³)
崩壊可能 土砂量	0次谷	0-6(D0-6)	9.0	0.7	6.3	200	1260
		小 計				200	1260
溪床堆積土砂量	1次谷	1-6(D1-4)	3.5	0.5	1.8	235	412
	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		小 計				265	585
10° 以下 の間	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		小 計				30	173
移動可能土砂量		合 計				435	1672

※全体土砂量から10° 以下の土砂量を差し引く

Case-6（支川 6）Vdqp= = 1672m³

表 8 - 1 8 移動可能土砂量算定表 (計画基準点・支川 7)

計画基準点		調査番号	渓床幅 Bd(m)	堆積深 De(m)	断面積 A(m ²)	延長 L(m)	土砂量 V(m ³)
崩壊可能 土砂量	0次谷	0-7(D0-4)	7.8	0.6	4.7	225	1053
		小 計				225	1053
渓床堆積土砂量	2次谷	2-3(D2-1)	6.1	0.7	4.3	115	492
	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				235	1182
10°以下の区間	2次谷	2-3(D2-1)	6.1	0.7	4.3	80	342
	3次谷	3-1(D3-1)	8.2	0.7	5.7	30	173
		3-2(D3-1)	8.2	0.7	5.7	90	517
		小 計				200	1032
移動可能土砂量		合 計				260	1203

※全体土砂量から10°以下の土砂量を差し引く

Case-6 (支川 6) $V_{dqp} = 1203\text{m}^3$

表 8－19 運搬可能土砂量算定表

検討位置	単流域 面積 (km ²)	計 画 日雨量 R24 (mm)	溪床勾配		流 出 補正率 Kf2	土石流 土砂濃度 Cd	運 搬 可 能 土砂量 V ec(m ³)	備 考
			I	θ (°)				
計画基準点	0.269	325.3	1/6.1	9.31	0.380	0.30	23,800	

表 8－20 1波の土石流により流出すると想定される土砂量

基準地点	移動可能土砂量 V _{dqp} (m ³)		運搬可能土砂量 V _{dy2} (m ³)	V _{dqp} (m ³)
計画基準点	3,138	<	23,800	3,138

8-5 構造形式の検討

8-5-1 越流部鋼製スリットの検討

鋼製スリットの透過部の断面形状については、『土石流・流木対策設計技術指針解説，国土技術政策総合研究所資料，平成19年3月』の改訂から「構造部材及び機能部材として縦部材と横部材」を設置することとされた。

鋼製砂防構造物は、鋼製メーカーにより開発されており、開発当時は8社存在した会社が合併や事業撤退などの結果、2017年現在、4社が事業を展開している。

本設計ではこの4社にヒアリングを行った結果、本計画えん堤としての適性のある、日鐵住金建材の「鋼製スリットダムB型及びT型」、JFE建材の「Jスリットえん堤」、神戸製鋼所の「格子型2000C工法」を検討の対象とした。

このうち、共生機構株式会社はCBBO型 HBB0+型の2工法を製造しているが、より経済性に優れるHBB0+型を比較の対象とした。

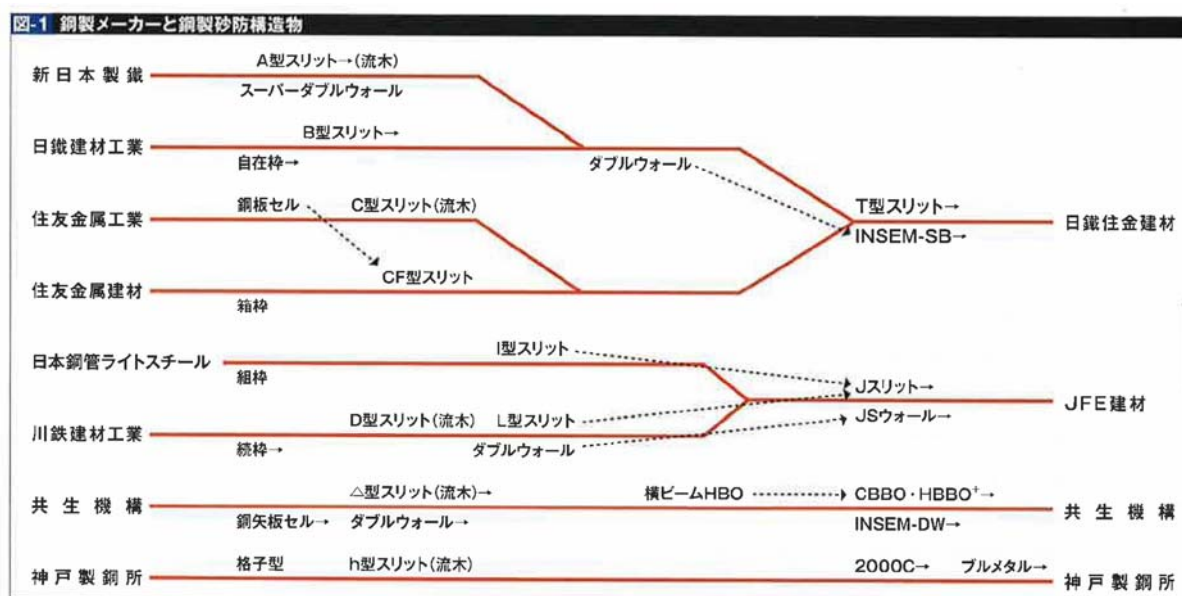
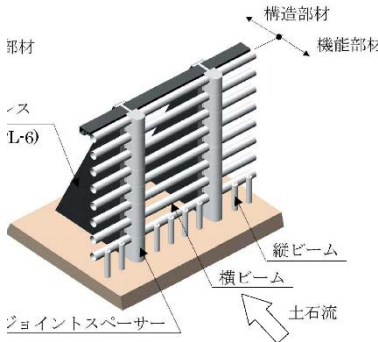


表 8－2 1 鋼製部材の比較表

工法名	格子形（2000C）えん堤	鋼製スリットダム B 型	鋼製スリットダム T 型	J スリットえん堤	HBBO 型えん堤
	株式会社 神戸製鋼所	日鐵住金建材株式会社	日鐵住金建材株式会社	JFE 建材株式会社	共生機構株式会社
イ メ ー ジ 図					
工 法 概 要	φ508mm の鋼管を立体的にフランジ接合し、立体フレーム構造を有した透過型砂防えん堤である。 立体フレーム構造とすることで一部の部材が破損したとしても砂防えん堤全体が崩壊につながらない、冗長性（リダンダンシー）の高い構造となっている。	鋼管を組み合わせた 立体構造 であり、面外荷重に対しても十分な強度を有している。堆砂後の除石メンテナンスが容易である。現場で、ボルト接合の作業で構築するため施工性に優れ、省力化が図れている。	鋼管製の梁材と柱材で構成された鋼製フレームを砂防堰堤の非越流部のコンクリート間に配置した透過型堰堤である。梁材及び柱材からなる鋼管フレームは、基礎コンクリートおよび左右岸の非越流部コンクリートの3面で支持された 平面格子構造 である。	鋼管を組合せた開口率の大きい構造であるため、洪水時に堰上げが発生しにくく、土石流の先頭部を開口部にて確実に捕捉します。 リダンダンシーの高い 立体フレーム構造 であり、一部の部材が破損しても全体構造は破壊することなく機能を維持します。 現場組立はボルト接合のみとなり、施工性に優れている。	鋼材とコンクリートで構築した扶壁の間に縦横のビームを配置した鋼製砂防堰堤である 扶壁の側面ではなく、前面で直接支承させ、スクリーン機能部材と扶壁構造体の連結一体化の合体を図っている。スクリーン部材で扶壁ならびに天端ストラット構造体の全域をカバーしているため、土石流衝撃力が軽減され、結果としてリダンダンシーの高い構造となっている。
施 工 性	工場製作された鋼管を搬入し、フランジ継手をボルト締めする工法である。 工場で一旦仮組みされるため、組立の信頼性・施工精度が高い。	工場製作された鋼管を搬入し、フランジ継手をボルト締めする工法である。 工場で一旦仮組みされるため、組立の信頼性・施工精度が高い。	工場製作された鋼管を搬入し、フランジ継手をボルト締めする工法である。 工場で一旦仮組みされるため、組立の信頼性・施工精度が高い。	工場製作された鋼管を搬入し、フランジ継手をボルト締めする工法である。 工場で一旦仮組みされるため、組立の信頼性・施工精度が高い。	直線鋼矢板の継手を利用するなど、ボルト締め、溶接を行わずに組立が可能であり、施工性に優れている。但し、施工精度管理の容易性は、他の4工法より劣る。
除石の容易性	縦部材は、基礎コンクリートから一体となっているため、解体は不可能である。 除石は管理用通路にクレーンを配置し、土砂を搬出しなければならない、容易ではない。	縦部材は、基礎コンクリートから一体となっているため、解体は不可能である。 除石は管理用通路にクレーンを配置し、土砂を搬出しなければならない、容易ではない。	縦部材が分割できるため、解体が可能である。透過部に重機の進入路を確保し、土砂の搬出が可能である。 鋼材はボルト接合であるため、解体、復旧に施工精度が求められる。	縦部材は、基礎コンクリートから一体となっているため、解体は不可能である。 除石は管理用通路にクレーンを配置し、土砂を搬出しなければならない、容易ではない。	横ビームが着脱可能な構造であり、透過部に重機の進入路を造成することができる。（横ビーム脱着テスト実績有） 下流の管理用通路を利用して土砂運搬が可能である。
補 修	基礎部以外の部材の交換は可能である。 交換できない部材についても、鋼材による補強の事例がある。	基礎部以外の部材の交換は可能である。	両袖部が鞘管構造になっているため、部材が破損した際にも、交換が可能である。	基礎部以外の部材の交換は可能である。	横ビームなどの機能部材の取外し、交換は可能である。バットレス部の補修は、不可能である。
施 工 実 績 () 内は全国	56(800)	41(982)	10(100)	33(450)	0(10)
経 済 性 (直接工事費)	13,972 千円 (130%)	10,748 千円 (100%)	11,419 千円 (106%)	11,285 千円 (105%)	10,210 千円 (95%)
評 価	△	◎	△	○	×
	施工実績も多く、信頼性の高い工法であるが、経済性に最も劣るため、不採用とする。	施工実績も多く、信頼性の高い工法であり経済性に優れるため、最適工法として採用する。	施工実績も少なく、経済性に劣るため、不採用とする。	施工実績も多く、信頼性の高い工法であるが、B 型に劣るため、不採用とする。	施工実績がなく信頼性に問題がある。

施工実績は、砂防鋼構造物研究会の HP およびメーカー聴き取り結果

8－6 施設設計

8－6－1 地質条件

土砂止工（堰堤）計画地点付近における想定地質横断図を以下に示すとともに、これらを基にした地質状況と対策を以下に示す。

<河床部の地質状況>

河床は、河床堆積物（rd）が 3.5m 程度堆積し、その下部は深部に花崗岩（生田花崗岩）OGt が分布する。主堤底面は rd 層付近となるが、河床堆積物であり N 値が 0～23 程度であることから、土砂止工の荷重を地盤へ伝達できるよう、基礎底面を置き換えコンクリートとする。

<左岸斜面>

左岸斜面は、深部に基盤岩である花崗岩が風化した状態で存在するが、表面には河床堆積物と評価された砂礫～礫混り砂～玉石混じり砂礫が厚く分布する。該当の地層の N 値は 30 以下であるため、下層の aOGt 層を土砂止工基礎地盤とし、現地盤からの嵌入量を砂礫土相当として確保するものとする。

<右岸斜面>

右岸斜面は、斜面下部に河床堆積物として評価された砂礫が表面に分布し、1～2m 程度で基盤岩となる花崗岩（生田花崗岩 CH 級）が出現するため、下部の袖の嵌入は砂礫相当、上部は岩盤相当として評価する。

土砂止工 横断図

地質層序表			
地質年代	地質区分	記号	土質・岩質
現 世	盛 土	B	玉石混じり砂
	表 土	F	粘土混じり砂～礫混じり砂
新 生 代	河床堆積物	rd	砂礫～礫混じり砂～玉石混じり砂礫
	段丘堆積物	tr	礫混じり砂
中 生 代	生田花崗岩	OGt	中～細粒角閃石黒雲母花崗岩など
	岩盤における 風化・変質区分	wOGt	風化部(土砂状)
		aOGt	変質部(粘土状)

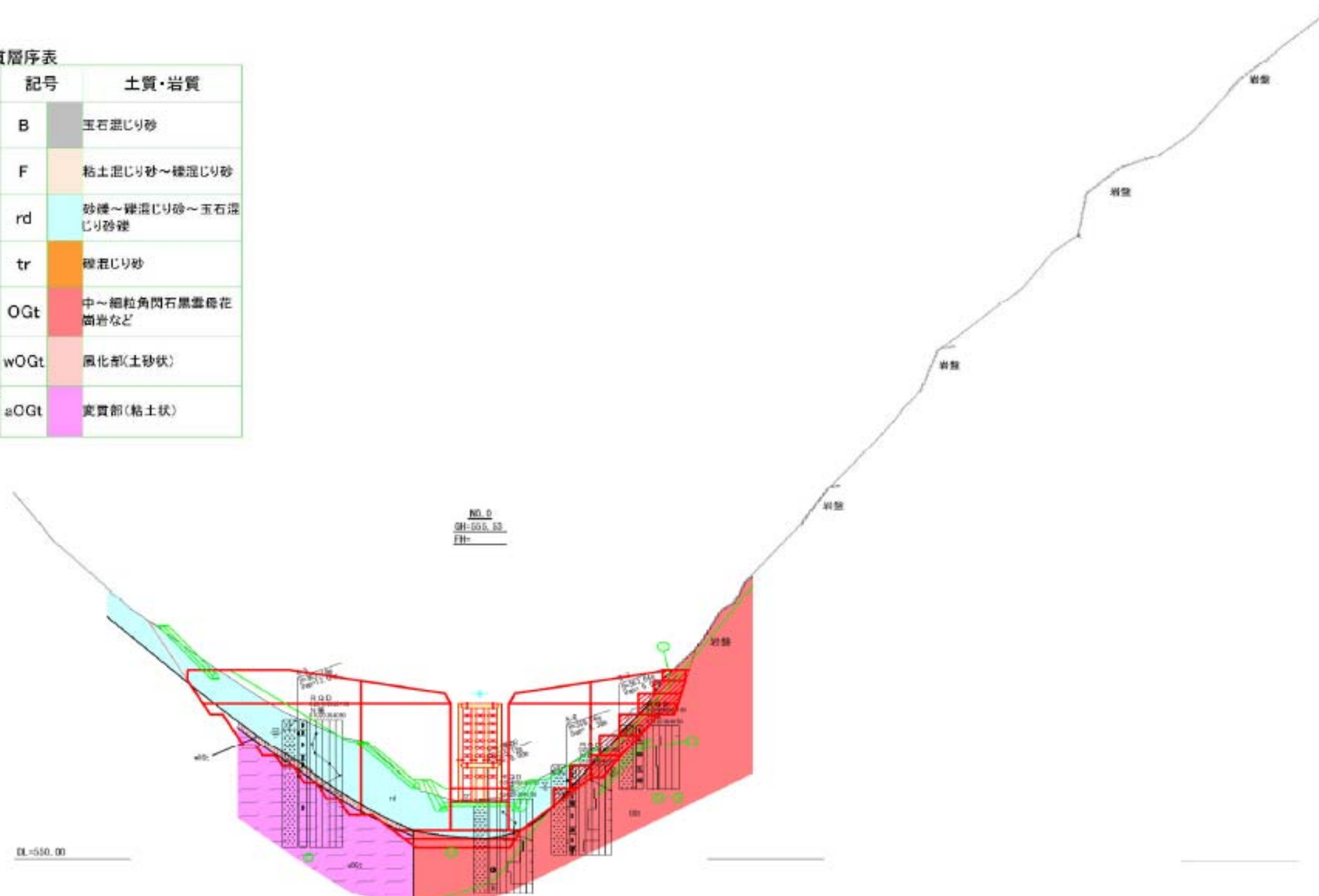


図 8 - 1 4 土砂止工横断図

8-6-2 設計条件

(1) 設計流量

これまでの検討結果より設計流量は以下の値を使用する。

	流量 (m³/s)
土砂含有を考慮した流量	9.5
土石流ピーク流量	59.8

(2) 計画堆砂勾配

1) 現溪床勾配(θ_0)

＜計画捕捉量算出時＞

現溪床勾配(θ_0)については、堆砂が想定される区間(砂防堰堤計画地点から 200m 上流付近の勾配変化点)までの平均河床勾配として算出するものとし、下記の $\theta_0=1/6.1$ とした。

$$\theta_0 = \frac{\Delta H}{\Delta L} = \frac{588.3-555.5}{200.0} = 1/6.10 \rightarrow 1/6.1$$

＜土石流ピーク流量算出時＞

土石流ピーク流量を算出する際の現溪床勾配(θ_0)については、土石流が発生する区間(10°)以上とし、えん堤上流 200m のうち 10° 以上の区間で算出する。本溪流では No.10 より上流 200m の区間が該当する。

$$\theta_0 = \frac{\Delta H}{\Delta L} = \frac{627.2-589.3}{200.0} = 1/5.28 \rightarrow 1/5.3$$

2) 平常時堆砂勾配(θ_n)

平常時堆砂勾配は、現溪床勾配(θ_0)の 1/2 として算定し、 $\theta_n=1/12.2$ となる。

$$\theta_n = \frac{1}{2} \times \theta_0 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{6.1} = 1/12.2$$

3) 計画堆砂勾配(θ_p)

計画堆砂勾配は、現溪床勾配(θ_0)の 2/3 として算定し、 $\theta_p=1/9.2$ となる。

$$\theta_p = \frac{2}{3} \times \theta_0 = \frac{2}{3} \times \frac{1}{6.1} = 1/9.15 \rightarrow 1/9.2$$

図 8-15 砂防堰堤縦断面図



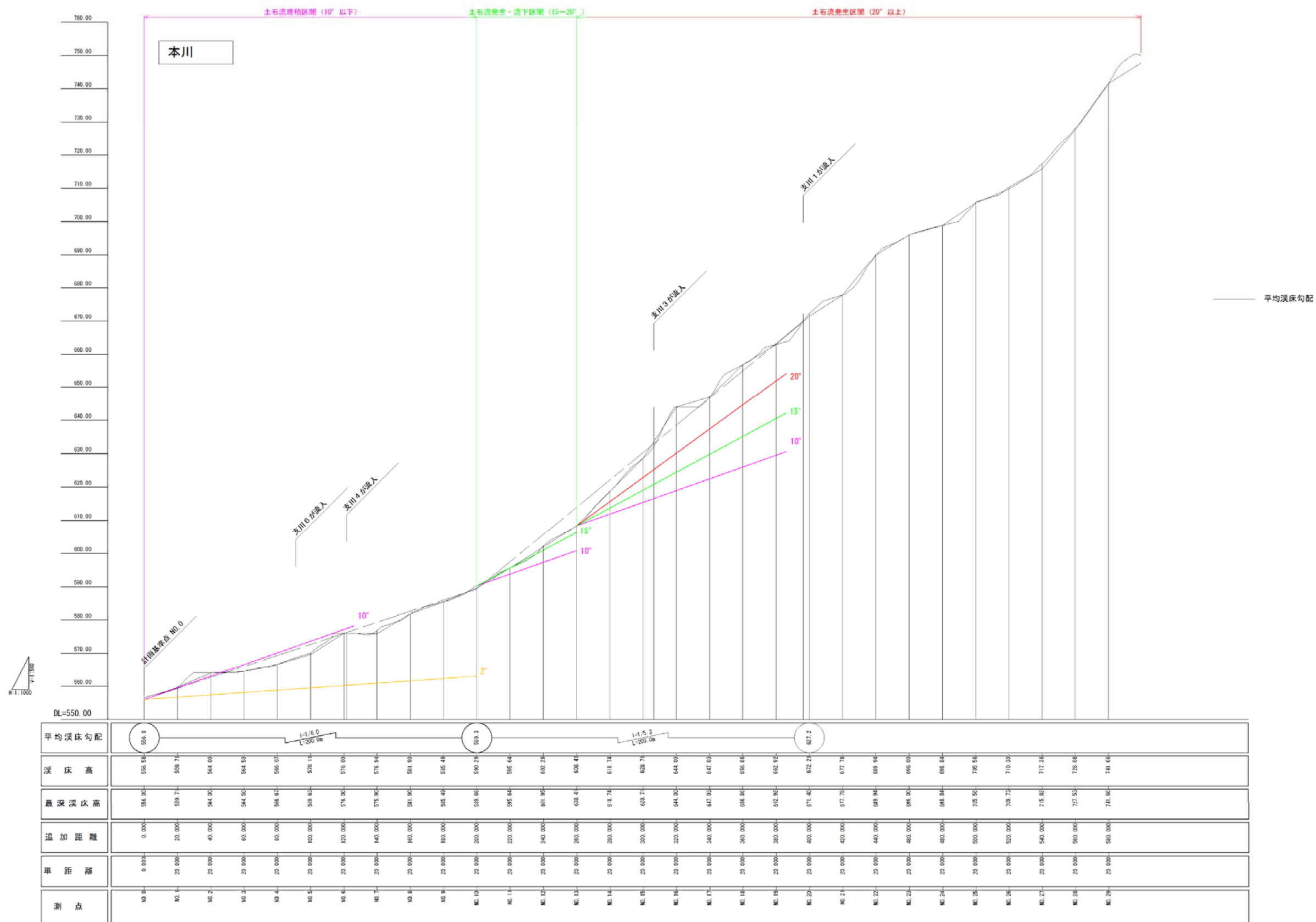


図8－16 溪床勾配（本川）

8-6-3 土石流諸元

土石流諸元の算定にあたっては、『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 長野県 P-9-3-9』、『砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説, 平成28年4月』に基づき、以下の2つの条件について算定する。なお、溪床勾配の使い分けについては、表によるものとする。

(1) 計算条件

1) 堤体及び袖部の安定計算に用いる土石流諸元

堤体及び袖部の安定計算に用いる場合の土石流諸元の算定は、堰堤が未満砂の状態、すなわち、現況河床勾配時において土石流が流下した場合が、最も大きくなることから、現況河床勾配時における土石流諸元を算定する。

2) 水通し断面の決定に用いる土石流諸元

水通し断面の決定に用いる土石流諸元は、堰堤が満砂した状態で土石流が通過する状態、すなわち、計画時堆砂勾配時に土石流が流下した場合を想定して土石流水深を算出する。

表 8-2-2 土石流諸元の溪床勾配の使い分け

項目	溪床勾配
本体及び袖部の安定計算と構造計算を行う際の設計外力を算出する場合の 土石流濃度 (C_d) 土石流の流速 (U) 土石流の水深 (D_d)	現溪床勾配 (θ_o)
土石流ピーク流量を通過させるための砂防えん堤の水通し断面を決定する場合の越流水深 (D_d)	計画堆砂勾配 (θ_p)

(2) 土石流諸元の計算式

1) 土石流ピーク流量

土石流ピーク流量は、前述したように $Q_{sp}=59.8\text{m}^3/\text{s}$ となる。

2) 土石流の流速および水深

土石流の流速は、『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 長野県 P-9-3-9』、『砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説, 国土技術政策総合研究所資料, 平成28年4月, P.30』より以下の(1)式により算出する。

$$U = \frac{1}{K_n} \times D_r^{2/3} \times (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots \dots (1)\text{式}$$

ここに、U：土石流の流速（m/s）

K_n ：粗度係数（土石流フロント部＝0.10）

D_r ：土石流の径深（ここでは $D_r \rightleftharpoons D_d$ （土石流の水深）とする）

θ ：堤体及び袖部の安定計算を行う場合→現況溪床勾配（ θ_0 ）

θ ：水通し断面の決定に用いる場合→計画時堆砂勾配（ θ_p ）

なお、土石流の水深は、前述(1)式と下記(2)式、(3)式を連立させて算出する。

$$Q_{sp} = U \cdot A_d \quad \dots \dots (2)\text{式}$$

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \dots \dots (3)\text{式}$$

ここに、 D_d ：土石流の水深（m）

Q_{sp} ：土石流ピーク流量（ m^3/s ）

U：土石流の流速（m）

A_d ：土石流ピーク流量の流下断面積（ m^2 ）

B_{da} ：流れの幅（m）

また、土石流の流下断面積と流れの幅は次頁に示すとおりとし、堰堤計画地点上流での断面を基に繰り返し計算により上記(1)、(2)、(3)式を連立させる値を求めるものとした。

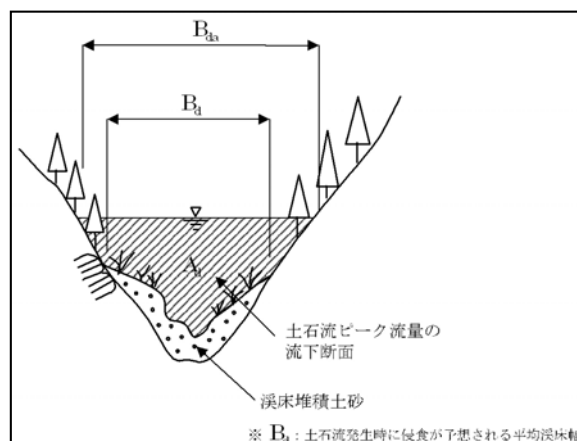


図 8－17 土石流の流下断面積 A_d と流れの幅 B_{da} のイメージ

なお、土石流の流速と水深の算定に用いる河道断面は、『鋼製砂防構造物設計便覧,鋼製砂防構造物委員会,平成 21 年版』では、以下のように示されている。

えん堤計画地点と上流区間で谷幅の変化が少ない場合はえん堤地点の横断面を選定すればよいですが、えん堤計画地点と上流の谷幅や形状が大きく異なる地形の場合は、どの河道断面を選べばよいか迷うところです。そこで、このような場合は堆砂上流末端または土石流発生区間下流端の下流側までを断面設定範囲とし、任意の 3～5 断面（図 2.12, 図 2.13）を抽出し、各断面を台形断面（図 2.14 参照）としてその平均値を求めるとよいでしょう。

ただし、各断面を重ね合わせたとき明らかに断面形状が異なる場合は、平均化することに無理がありますから、えん堤の安定性から土石流を過小評価しないような断面を優先することも考えられます。

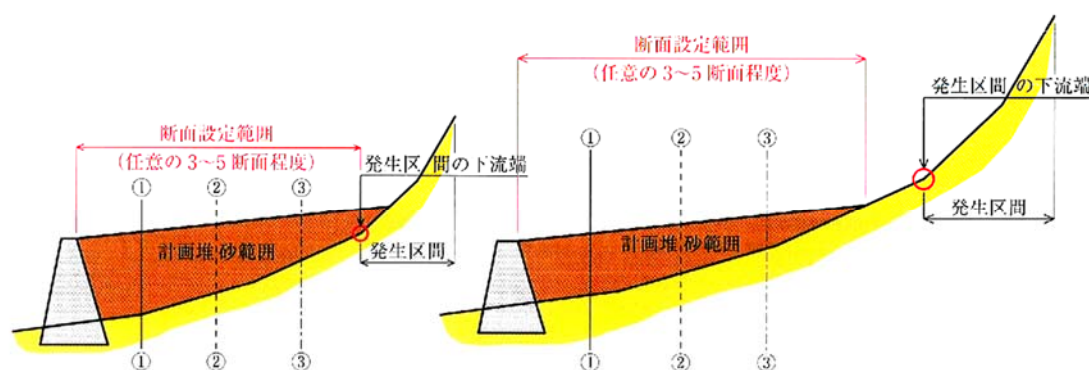


図 2.12 横断設定区間(1)

図 2.13 横断設定区間(2)

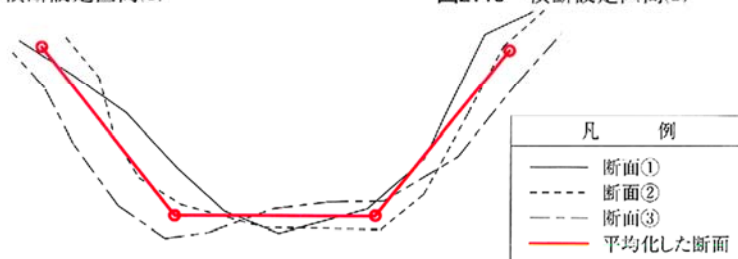


図 2.14 断面形状の設定方法

このため、本計画においても上記に準拠し、堆砂範囲の NO.1～NO.3 の断面を平均化した断面を用いて土石流の流速および水深の算定を行うものとした。

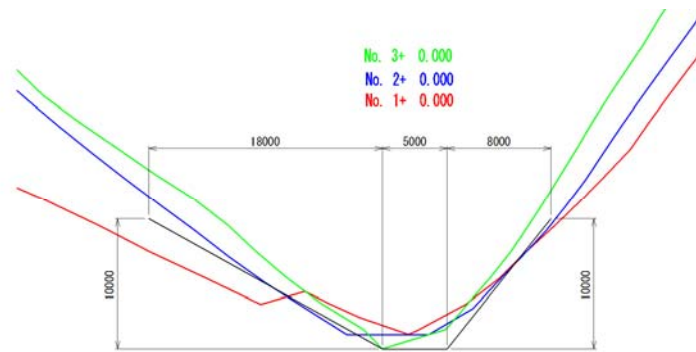


図 8－18 土石流の流速および水深の算定に用いる河道断面

3) 土石流の単位体積重量

土石流の単位体積重量は、『土木事業設計基準 第 9 編 砂防事業 長野県 P-9-3-10』、『砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説, 国土技術政策総合研究所資料, 平成 28 年 4 月, P.33』に準拠し、次式により算出する。

$$\gamma_d = \sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d)$$

ここに、 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

C_d : 流動中の土石流の容積土砂濃度

σ : 礫の密度 (=25.50kN/m³)

ρ : 水の密度 (=11.77kN/m³)

4) 土石流流体力

土石流流体力は、『土木事業設計基準 第 9 編 砂防事業 長野県 P-9-3-10』、『砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説, 国土技術政策総合研究所資料, 平成 28 年 4 月, P.34』に準拠し、次式により算出する。

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2$$

ここに、 F ：単位幅当りの土石流流体力（ kN/m ）

K_n ：係数（ $=1.0$ ）

γ_d ：土石流の単位体積重量（ kN/m^3 ）

g ：重力加速度（ $=9.81\text{m/s}^2$ ）

D_d ：土石流の水深（ m ）

U ：土石流の流速（ m/s ）

（３）土石流諸元の算定結果

これまでに示した条件および算定式を基に求めた土石流諸元を示す。

表 8－23 土石流諸元の計算結果

計算ケース	土 石 流 諸 元	設定値	備考
堤体・袖部の安定計算に用いる土石流諸元	水の密度： ρ (kg/m^3)	1,200	
	水の単位体積重量： ρ (kN/m^3)	11.77	
	礫の密度： σ (kg/m^3)	2,600	
	礫の単位体積重量： W_s (kN/m^3)	25.50	
	現溪床勾配(10° 以上の区間)： $I_o (=1/n)$	5.3	
	現溪床勾配(10° 以上の区間)： $\theta_o (^\circ)$	10.68	
	流動中の土石流の容積土砂濃度： C_d $C_d = \rho \times \tan \theta_o / ((\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta_o))$ $= 1200 \times \tan 10.68^\circ / ((2600 - 1200) \times (\tan 35.00^\circ - \tan 10.68^\circ))$	0.32	$0.3 \leq C_d \leq 0.9 \cdot C_s$ 上記条件より
	土石流の流れの幅： B_{d1} (m)	9.85	別紙計算表参照
	土石流の水深： D_{d1} (m)	1.28	別紙計算表参照
	粗度係数： K_n	0.1	
	現溪床勾配(堆砂区間)： $I (=1/n)$	6.1	
	現溪床勾配(堆砂区間)： $\theta (^\circ)$	9.31	
	土石流の流速： U_1 (m^3/s) $U_1 = 1/K_n \times D_{d1}^{2/3} \times (\sin \theta)^{1/2}$ $= 1/0.1 \times 1.2817^{2/3} \times (\sin 9.31^\circ)^{1/2}$	4.75	
	土石流の単位体積重量： γ_d (kN/m^3) $\gamma_d = \sigma \times C_d + \rho (1 - C_d)$ $= (2600 \times 0.32 + 1200 \times (1 - 0.32)) \times 9.81$	16.17	$C_d = 0.32$ (10° 以上の区間)
	重力加速度： g	9.81	
	係数： K_h	1.0	
水通し断面の検討に用いる土石流諸元	土石流の流体力： F (kN/m^3) $F = K_h \times \gamma_d / g \times D_d \times U^2$ $= 1 \times 16.17 / 9.81 \times 1.28 \times 4.75^2$	47.60	
	計画堆砂勾配： $I_p (=1/n)$	9.2	
	計画堆砂勾配： $\theta_p (^\circ)$	6.20	
	水通しの幅： B (m)	5.00	
	土石流の流れの幅： B_{d2} (m)	-	別紙計算表参照
	土石流の水深： D_{d2} (m)	-	別紙計算表参照
	土石流越流水深： Z_2 (m)	1.00	別紙計算表参照

8-6-4 水通しの設計

(1) 水通し幅

透過型堰堤における水通し底幅は、透過部の開口部の幅に等しいことから、開口部の幅を設定し、これを水通し底幅とする。

『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 長野県 P-9-3-42』、『土石流・流木対策設計技術指針，国土技術政策総合研究所，平成28年4月，P.29』によると、「開口部の幅は、透過型の機能を十分生かせるようにできるだけ広くとる。」と示されている。また、『土石流・流木対策の技術指針に関する講習会テキスト，財団法人砂防・地すべり技術センター，平成19年12月，P.46』によると、「土石流の流れの幅 B_{ba} を開口部の幅の目安とし、現地の状況を考慮して設定する。」と示されている。

透過型堰堤の土砂捕捉の機能は、平常時に堆砂域が空の状態を確保し土石流のフロント部を流下してくる巨礫により鋼製スリットが閉塞することにより土石流を捕捉するものである。

しかしながら、開口部の幅が土石流流下幅よりも広い場合、巨礫を多く含む土石流のフロント部が鋼製スリットの両端に衝突しない可能性がある。それにより、巨礫による鋼製スリットの閉塞がされないことが考えられる。そのため、鋼製スリットが閉塞されていない箇所から土砂が下流に流出し、保全対象が被災する恐れがある。

また、図 8-19 上流断面の平準化に示すように土石流流下幅の端部は水深が低く、この端部では土石流が巨礫と伴って流下するものと考えにくい。そのため、土石流が巨礫と伴って流下するために水深をある程度確保する必要がある。

No. 1～3 包括断面

No	離れ X (m)	標高 Y (m)	No	離れ X (m)	標高 Y (m)	No	離れ X (m)	標高 Y (m)	No	離れ X (m)	標高 Y (m)
1	-23.000	10.000	2	-2.500	0.000	3	2.500	0.000	4	10.500	10.000

・流れの幅(B_{da})

流れの幅(B_{da})は、次式を連立させて求める。

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta_0)^{1/2}$$

$$Q_{spcal} = U \cdot A_d$$

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}}$$

$$B_{da} = \frac{20.500}{10.000} z + 5.000 + \frac{8.000}{10.000} z = \frac{28.500}{10.000} z + 5.000 \quad (0.000 \leq z \leq 10.000)$$

$$A_d = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{28.500}{10.000} z + 5.000 \right) + 5.000 \right\} z = \frac{28.500}{20.000} z^2 + 5.000z$$

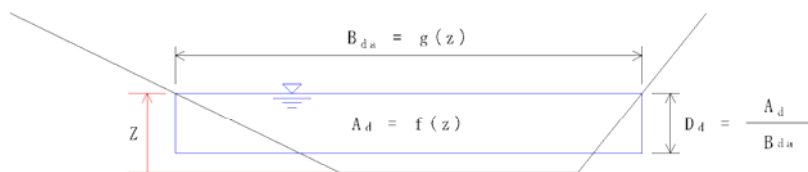
ここに、 U : 土石流の流速 (m/s)
 Q_{spcal} : 流下させることが可能な土石流流量 (m³/s)
 D_d : 土石流の水深 (ここでは $D_r \div D_d$ とする) (m)
 K_n : 粗度係数 (0.10 : 自然河道フロント部)
 θ_0 : 現溪床勾配 (9.31°)
 A_d : 流下断面積 (m²)
 B_{da} : 流れの幅 (m)

ただし、 B_{da} が $4\sqrt{Q_{sp}}$ を超える場合、 $B_{da} = 4\sqrt{Q_{sp}}$ とする。

「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 国総研資料第904号 Q&A」

$$4\sqrt{Q_{sp}} = 4 \times \sqrt{59.80} = 30.93 \text{ (m)}$$

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)
 z : 溪床からの標高 (m)



流下断面積(A_d)、流れの幅(B_{da})は、溪床からの標高(z)の関数である。

z - Q_{spcal} の関係より、 Q_{spcal} が土石流ピーク流量 Q_{sp} (59.80 m³/s) と一致した時の z を求めると、 $z = 1.70 \text{ m}$ となる。

z (m)	B _{da} (m)	A _d (m ²)	D _d (m)	U (m/s)	Q _{spcal} (m ³ /s)
1.66	9.731	12.227	1.256	4.683	57.26
1.67	9.760	12.324	1.263	4.699	57.91
1.68	9.788	12.422	1.269	4.715	58.57
1.69	9.817	12.520	1.275	4.730	59.22
<u>1.70</u>	9.845	12.618	1.282	4.746	59.88

この z の値と z-B_{da} の関係より、B_{da} を求めると、B_{da} = 9.85 m となる。

なお、この時の z の値と z-D_d の関係、z-U の関係より、土石流の水深(D_d)と土石流の流速(U)は、以下の値となる。

土石流の水深 D_d = 1.28 (m)

土石流の流速 U = 4.75 (m/s)

以上より、本計画堰堤の開口部の幅は、土石流が巨礫と伴って流下する幅は **9.85m** となるが、下流で整備される表面排水函渠の幅が **2.0m** であり、無理なすり付けをなくするために現況溪床幅程度の **5.0m** とするものとする。

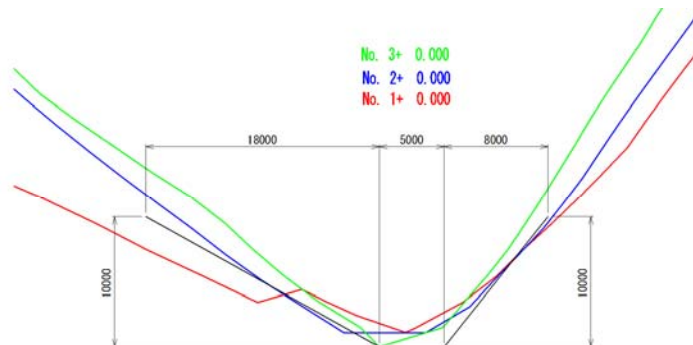


図 8-19 上流断面の平準化

(2) 袖小口勾配

水通しの袖小口勾配は、標準値である 1:0.5 とした。

(3) 水通しの高さ

水通しの高さについては、下記の『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 長野県』、『土石流・流木対策設計技術指針解説 国土技術政策総合研究所資料、平成28年4月』に準拠して設定した。

透過部の設計水深は、『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 長野県 P-9-3-26』、『土石流・流木対策設計技術指針, 国土技術政策総合研究所, 平成28年4月, P.24』によると、「設計水深は、『土石流ピーク流量に対する越流水深の値』と『最大礫径の値』を比較し、大きい値とする。」と示されている。

また、『土石流・流木対策設計技術指針』の改定により、土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流えん堤においては、不透過型砂防えん堤と同様に設計水深は「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）を対象とすると定められている。

したがって、設計水深は、『土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値』と『最大礫径の値』を比較し、大きい値とする。

1) 土砂含有を考慮した流量を対象とした越流水深の値

土石流ピーク流量（土砂含有を考慮した流量を対象）に対する越流水深は、「5.2.3 土石流諸元」で示したように、 $Z_2=1.0\text{m}$ である。

土石流ピーク流量(土砂含有流量)に対する越流水深の値 → $Z_2=1.0\text{m}$
--

2) 最大礫径

最大礫径の値は、「礫径調査」で示したように、 $D_{95}=0.7\text{m}$ とする。

最大礫径の値 → $D_{95}=0.7\text{m}$

3) 設計水深の設定

上記に示した各越流水深の値を下表に示すが、表 8-24 越流水深の比較及び採用値より土石流ピーク流量に対する値が最大となることから、設計水深は 1.00m として設定した。

表 8-24 越流水深の比較及び採用値

算定方法	越流水深	備考
土石流ピーク流量に対する越流水深	1.00m	
最大礫径	0.70m	

4) 水通しの断面形状

前項までの検討結果より、水通しの断面形状を以下のように設定した。

設計水深：1.0 (m) 土石流ピーク流量（土砂含有流量）
に対する越流水深
水通し底幅：5.00 (m) 最小幅程度
袖小口勾配：1 : 0.50 標準値

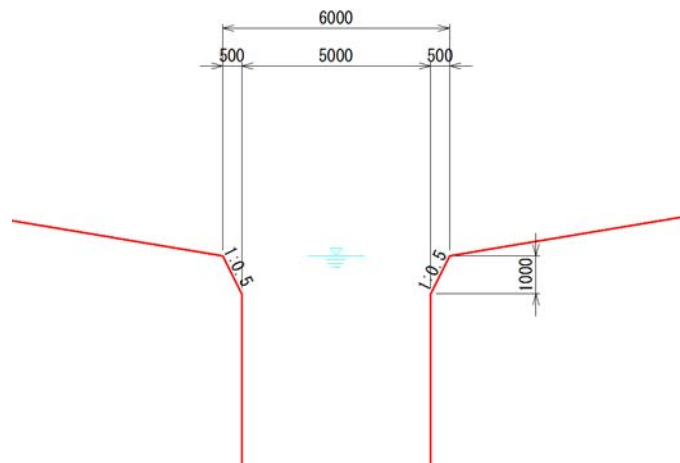
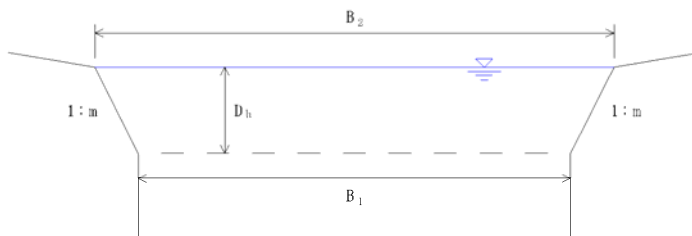


図 8-20 水通し断面

土砂含有を考慮した流量(Q)に対する越流水深

土砂含有を考慮した流量(Q)に対する越流水深は、せきの公式により算出する。



$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_h^{3/2}$$

ここに、 Q : 土砂含有を考慮した流量 (9.51 m³/s)

C : 流量係数 (0.60)

g : 重力加速度 (9.81 m/s²)

B_1 : 水通し幅 (5.00 m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

$$B_2 = B_1 + 2 \cdot m \cdot D_h$$

D_h : 越流水深 (m)

m : 袖小口勾配 (1:0.50)

$C = 0.6$ 、 $m = 0.5$ とすると上式を変形して次式となる。

$$Q \div (0.71D_h + 1.77B_1) D_h^{3/2}$$

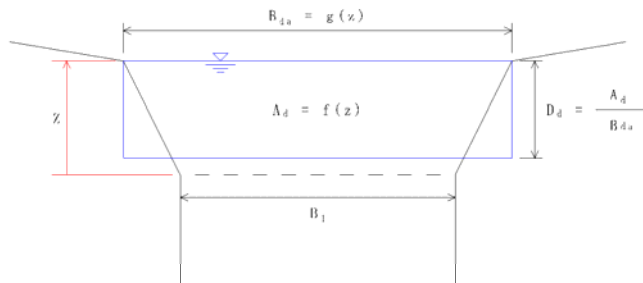
ここで、

D_h (m)	Q (m ³ /s)
0.96	8.97
0.97	9.11
0.98	9.26
0.99	9.41
<u>1.00</u>	9.56

より、 $D_h = 1.00$ (m) $\div 1.0$ (m)

土石流ピーク流量(Q_{sp})に対する越流水深

透過型砂防堰堤の水通し幅(B_1)は、一般に開口部の幅と同じとすることから 5.00 m とする。



土石流ピーク流量(Q_{sp})に対する越流水深(z)は、次式を連立させて求める。

$$U = \frac{1}{K_n} D_d^{2/3} (\sin \theta_p)^{1/2}$$

$$Q_{spcal} = U \cdot A_d$$

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}}$$

$$B_{da} = B_1 + z$$

$$A_d = \frac{1}{2} (2B_1 + z) \cdot z \quad [\text{袖小口勾配} 1:0.5]$$

ここに、 U	：土石流の流速	(m/s)
Q_{spcal}	：流下させることが可能な土石流流量	(m^3/s)
D_d	：土石流の水深	(m)
K_n	：粗度係数	(0.10：自然河道フロント部)
θ_p	：計画堆砂勾配	(6.20°)
A_d	：水通し部における流下断面積	(m^2)
B_{da}	：流れの幅	(m)
B_1	：水通し幅	(5.00 m)
z	：越流水深	(m)

水通し部における流下断面積(A_d)、流れの幅(B_{da})は、越流水深(z)の関数である。

z - Q_{spcal} の関係より、 Q_{spcal} が土石流ピーク流量 Q_{sp} (59.80 m^3/s) と一致した時の z を求めると、 $z = 2.07$ m となる。

z (m)	B_{da} (m)	A_d (m^2)	D_d (m)	U (m/s)	Q_{spcal} (m^3/s)
2.03	7.03	12.210	1.737	4.749	57.98
2.04	7.04	12.281	1.744	4.762	58.48
2.05	7.05	12.351	1.752	4.776	58.99
2.06	7.06	12.422	1.759	4.790	59.50
<u>2.07</u>	7.07	12.492	1.767	4.803	60.00

以上の結果より、土石流ピーク流量(Q_{sp})に対する越流水深は、 $z = 2.1$ m となる。

8-6-5 本堤工の設計

(1) 越流部の設計

1) スリット高さ

本計画の鋼製スリット高は、鋼製スリット軸位置での有効高から 8.5m とした。

なお、スリット基礎天端は堰堤上流の河床洗掘および溪岸浸食を生じさせないように、かつ土砂捕捉効量が多く確保できるように最深河床高程度とした。

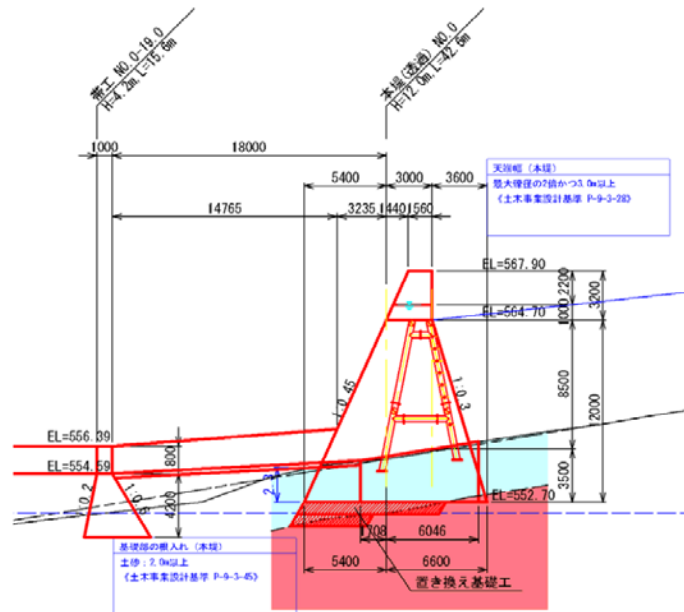


図 8-21 スリット軸位置及びスリット高

2) スリット間隔

透過部の純間隔は『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 長野県 P-9-3-43』、『土石流・流木対策設計技術指針, 国土技術政策総合研究所, 平成28年4月, P.30~32』によると以下のように示され、「純間隔は水平及び鉛直ともに最大礫径の1.0倍程度、最下段の透過部断面高さは土石流水深以下に設定する」とされている。



出典:『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 長野県 P-9-3-43』

出典:『土石流・流木対策設計技術指針, 国土技術政策総合研究所, P.31』

図 8-22 透過部断面の純間隔

表 8-25 透過型えん堤における透過部断面の設定

機 能	水平純間隔	鉛直純間隔	最下段の透過部断面高さ
土石流の捕捉	$D_{95} \times 1.0$ * 1	$D_{95} \times 1.0$ * 1	土石流の水深以下 * 2
* 1 上述の通り、水平純間隔・鉛直純間隔を最大礫径(D_{95})の 1.5 倍まで広げることができる。 * 2 上述の通り、最下段透過部断面高さを最大礫径(D_{95})の 1.5 倍まで狭くすることができる。			

鋼製スリットの水平・鉛直純間隔は、『土木事業設計基準 第 9 編 砂防事業 長野県 P-9-3-43』、『土石流・流木対策設計技術指針，国土技術政策総合研究所，平成 28 年 4 月，P.30～31』においては、を縦横とも最大礫径 D_{95} の 1.0 倍と定められている。

最下段の透過部断面高さは、『土木事業設計基準 第 9 編 砂防事業 長野県 P-9-3-43』、『土石流・流木対策設計技術指針，国土技術政策総合研究所，平成 28 年 4 月，P.30～31』に「土石流の水深以下」と示されている。

また、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意するとされている。

さらに、『鋼製砂防構造物設計便覧，財団法人砂防・地すべりセンター，平成 21 年版，P.66』によると、礫によって開口部を閉塞させるタイプの堰堤では、最下段で最大礫径の礫で閉塞させることが効果的としており、土砂捕捉機能を実証するため、最下段を最大礫径 D_{95} の 1.5 倍としている。

また、非越流部と端部柱の隙間には、捕捉実績から最大礫径 D_{95} の 1 倍程度以下に設定すれば特に横材を配置しなくてもよいとされている。

以上の検討結果より、スリットの水平純間隔及び鉛直純間隔、並びに最下段の透過部断面高さ、鋼製部と非越流部及び鋼製部ユニット間の純間隔は、以下に示すようになった。

・水平純間隔

$$D_{95} \times 1.0 \quad 0.7 \times 1.0 = 0.7\text{m}$$

・鉛直純間隔

$$D_{95} \times 1.0 \quad 0.7 \times 1.0 = 0.7\text{m}$$

・最下段の透過部断面高さ

$$D_{95} \times 1.0 \quad 0.7 \times 1.5 = 1.1\text{m} \text{ 以下かつ土石流水深 } h=1.28\text{m} \text{ 以下}$$

(0.7m より小さくならない)

- ・鋼製部と非越流部及び鋼製部ユニット間の純間隔

$$D95 \times 1.0 \quad 0.7 \times 1.0 = 0.7\text{m} \text{ (横材なし)}$$

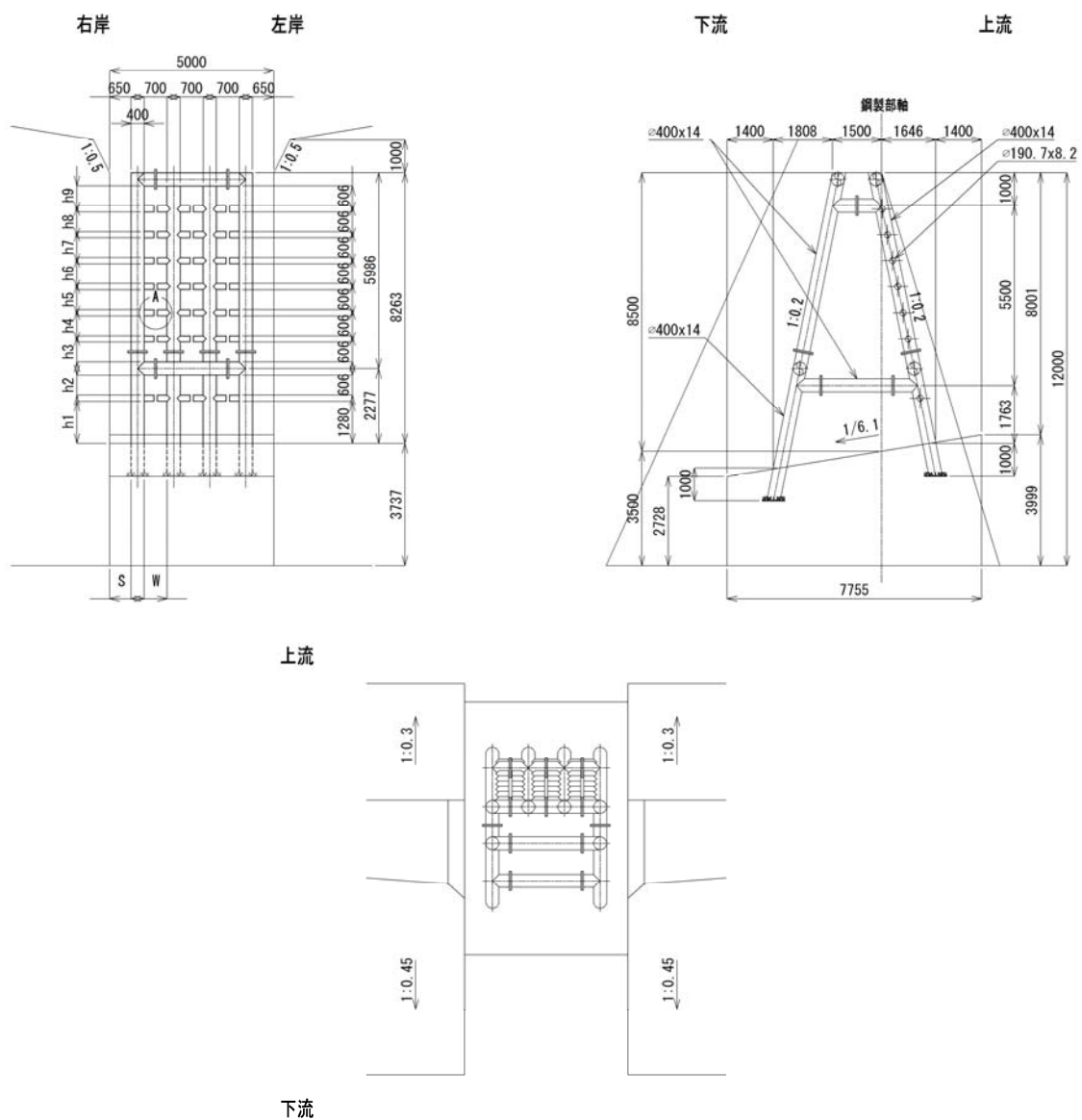


図 8 - 2 3 透過部構造

3) 越流部の安定計算

越流部の安定計算は、『鋼製砂防構造物設計便覧，財団法人砂防・地すべりセンター，平成 21 年版，P89』によると、「透過型砂防えん堤の非越流部の安定条件及び設計外力の考え方は、不透過型砂防えん堤と同様とする。」とされている。また、未満砂の場合は開口部が存在することから、満水時は考慮せずに満砂後の土石流時の安定計算を行うとされている。したがって、本計画も同様にするものとする。

安定計算結果を巻末資料に示す。

(2) 非越流部の設計

ここでは、本計画堰堤の非越流部の設計を行った。

1) 天端幅の設定

天端幅は、以下の条件から表 8－26 天端幅に示すように $B=3.0\sim 4.0\text{m}$ となる。

- ・本計画地点の溪床勾配は $I=1/6.1$ である。(上流 200m 範囲での勾配)
- ・土砂の流下形態は土石流である。

また、『土木事業設計基準 第 9 編 砂防事業 長野県 P-9-3-28』、『土石流・流木対策設計技術指針，国土技術政策総合研究所，平成 28 年 4 月，P.12』によると、「本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の 2 倍を原則とする。」とされている。本計画区間の最大礫径(D95)は 0.7m であることから天端幅は $2\times 0.7=1.4\text{m}$ となる。

以上のことから、天端幅は最小の 3.0m とした。

表 8－26 天端幅

天端幅(m)	1.5～2.5	3.0～4.0
河床構成材料	砂礫混じりの砂利 ～ 玉石混じりの砂利	玉石 ～ 転石
流出土砂形態	流出土砂量の比較的少ない地区 ～ 常時流出土砂の流出が多い地区	小規模の土石流発生地区 ～ 大規模の土石流常襲地区

出典：『土木事業設計基準 第 9 編 砂防事業 長野県 P-9-3-28』

出典：『河川砂防技術基準(案)設計編Ⅱ，国土交通省河川局監修 社団法人日本河川協会編，P.10』

2) 上流及び下流のり勾配

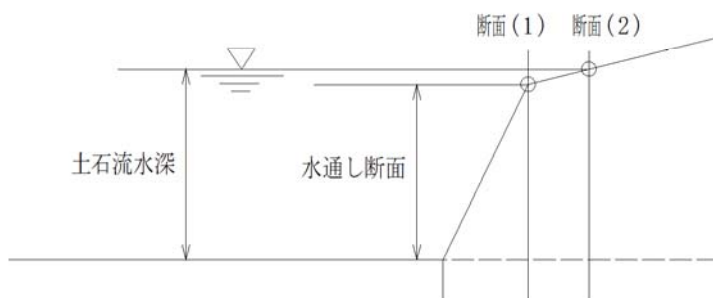
非越流部の上流及び下流のり勾配は、安定計算より決定した。

なお、『鋼製砂防構造物設計便覧，財団法人砂防・地すべりセンター，平成 21 年 P.90』によると、「土砂及び流木の捕捉上、支障がないように、また、地震にも配慮して非越流部の上流のり勾配は、1:0.2～1:0.3 程度とするのが良い」とされている。

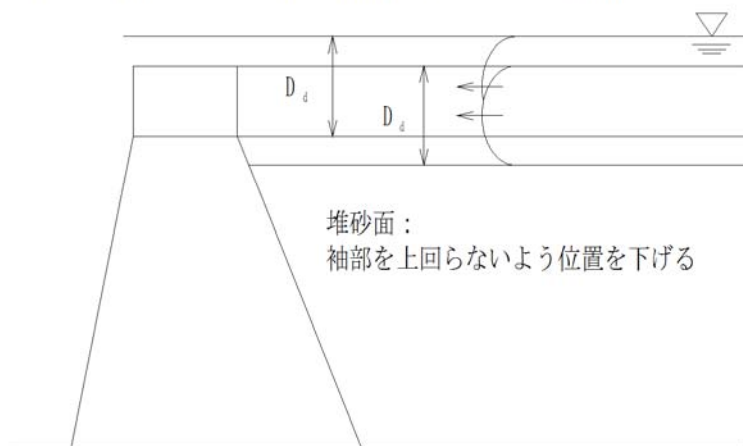
このため、安定計算は上流のり勾配を 1:0.2、1:0.25、1:0.3 の 3 ケースについて実施し、これに対応する下流のり勾配を決定して、最適な断面形状の決定を行った。

本設計では、次の断面で安定計算を実施した。

		袖部高さ H' (m)
断面(1)	袖小口の断面	1.00
断面(2)	土石流の水深と袖部の高さが一致する断面	1.28



ここで、断面(1)は、堆砂面を水通し天端の高さとするとし土石流の水深が袖部の高さを上回ることから、堆砂面を下げ、全土石流流体力が、堰堤(袖部を含む)に作用するものとした。



以下に非越流部の安定計算結果を示した。なお、安定計算書は巻末資料に示すものとする。

3) 袖小口 (L=3.00m, h=1.00m) のケース

表 8-27 上下流のり勾配と堤体断面積

上下流のり勾配と堤体断面積 (単位: m²)

断面(1): 袖小口の断面

		n						
		0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	<u>0.45</u>	0.50
m	0.20	—	—	—	—	—	—	—
	0.25	—	—	—	—	—	—	92.75
	<u>0.30</u>	—	—	—	—	89.20	<u>92.78</u>	96.35

		n						
		0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
m	0.20	—	96.30	99.88	103.45	107.03	110.60	114.18
	0.25	96.33	99.90	103.48	107.05	110.63	114.20	117.78
	0.30	99.93	103.50	107.08	110.65	114.23	117.80	121.38

		n		
		0.90	0.95	1.00
m	0.20	117.75	121.33	124.90
	0.25	121.35	124.93	128.50
	0.30	124.95	128.53	132.10

断面(1): 袖小口の断面

項目		採用ケース					
		下流のり勾配 n = 0.45 上流のり勾配 m = 0.30					
荷重条件		平常時		土石流時		洪水時	
転倒	距離 X (m)	—	—	6.96	OK	—	—
	中央 1/3 (B/3) (m)	—	—	4.00	—	—	—
	中央 2/3 (2B/3) (m)	—	—	8.00	—	—	—
滑動	安全率 N	—	—	1.27	OK	—	—
	必要安全率 N'	—	—	1.20	—	—	—
破壊	鉛直応力 $\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	—	—	318.15	OK	—	—
	鉛直応力 $\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	—	—	111.78	OK	—	—
	許容支持力 q_u (kN/m ²)	—	—	400	—	—	—
判定		—	—	OK	—	—	—

4) 土石流水深時 (h=1.28m) のケース

表 8-28 上下流のり勾配と堤体断面積

断面(2)：土石流の水深と袖部の高さが一致する断面

		n						
		0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	<u>0.45</u>	0.50
m	0.20	—	—	—	—	—	—	—
	0.25	—	—	—	—	—	—	—
	<u>0.30</u>	—	—	—	—	—	<u>93.47</u>	97.03

		n						
		0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
m	0.20	—	—	100.51	104.07	107.63	111.18	114.74
	0.25	96.99	100.55	104.11	107.67	111.23	114.78	118.34
	0.30	100.59	104.15	107.71	111.27	114.83	118.38	121.94

		n		
		0.90	0.95	1.00
m	0.20	118.30	121.86	125.42
	0.25	121.90	125.46	129.02
	0.30	125.50	129.06	132.62

断面(2)：土石流の水深と袖部の高さが一致する断面

項目		採用ケース						
		下流のり勾配 n = 0.45 上流のり勾配 m = 0.30						
荷重条件		平常時		土石流時		洪水時		
転倒	距離 X (m)	—	—	7.04	OK	—	—	—
	中央 1/3 (B/3) (m)	—	—	4.00	—	—	—	—
	中央 2/3 (2B/3) (m)	—	—	8.00	—	—	—	—
滑動	安全率 N	—	—	1.23	OK	—	—	—
	必要安全率 N'	—	—	1.20	—	—	—	—
破壊	鉛直応力 $\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	—	—	331.27	OK	—	—	—
	鉛直応力 $\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	—	—	104.61	OK	—	—	—
	許容支持力 q_u (kN/m ²)	—	—	400	—	—	—	—
判定		—	—	OK	—	—	—	—

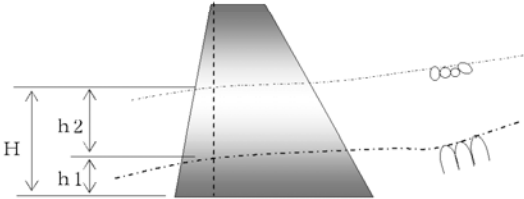
以上より、「袖小口」と「土石流の水深と袖部の高さが一致する断面」の両方で安全性を確保できる断面の内もっとも経済性の優れる「上流のり勾配 $S=1:0.30$ 、下流のり勾配 $S=1:0.45$ 」を非越流部の断面形状とした。

8-6-6 基礎の設計

(1) 基礎の根入れ

砂防堰堤の基礎部については、『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 P-9-3-45』において下記のように示されている。

表 8-29 堰堤基礎部の根入れ

① 堰堤基礎の根入れ	
堰堤基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して、岩盤の場合で 1 m 以上 ($= h_1$)、砂礫盤などの場合は 2 m 以上 ($= h_2$) とする。	
また、崖錘もしくは砂礫層、岩盤層などが互層となっている場合は、以下のように根入れを定める。	
$\left\{ \begin{array}{ll} h_2 < 1.0\text{m の場合} & : H = h_1 = 1.0\text{m} \\ 1.0 \leq h_2 < 2.0\text{m の場合} & : H = h_1 + h_2 = 2.0\text{m} \\ h_2 \geq 2.0\text{m の場合} & : H = h_2 = 2.0\text{m} \end{array} \right.$	

出典：『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 P-9-3-45』

当該堰堤の底盤の基礎地盤は、地質調査結果より砂礫相当と評価した。このため、図 8-24 に示すように堰堤底盤下版流端で 2.0m 以上（土砂）を確保した。

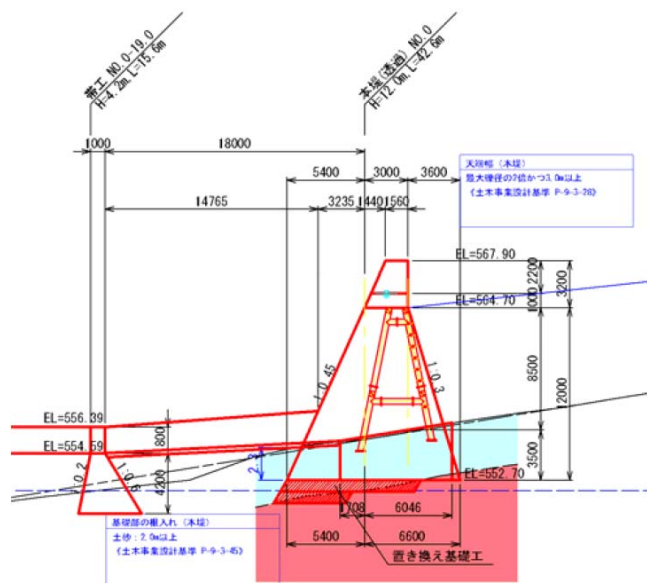


図 8 - 2 4 堰堤基礎底版の設定

8 - 6 - 7 袖の設計

(1) 袖天端の勾配

袖天端の勾配は『土木事業設計基準 第 9 編 砂防事業 P-9-3-53』において下記のように示され、「袖の天端に勾配をつける区間の長さは原則として地山までとするが、地形上、袖の天端に勾配をつける区間の長さが長くなる場合は、現地状況等に応じて適切な長さで打ち切るものとする。また、左右の長さが異なる場合は、短いほうに合わせて袖高を定める。」とされている。

本計画砂防堰堤は、袖天端の勾配は現溪床勾配（整数止め） $I=1/6.0$ とし、左岸側で設定した袖高に合わせるものとする。

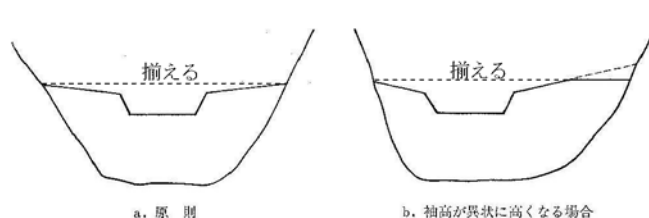


図3.7.1(a) 袖天端の勾配

(2) 袖部の上下流のり勾配

袖部の上下流のり勾配は、『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 P-9-3-55』において下記のように示される。

- ① 袖部の上流のり勾配は直とすることを原則とする。
- ② 袖部の下流のり勾配は直または、本体の下流のり勾配に一致させる。
- ③ 袖部の下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させた場合、袖部の天端幅は1.5mを下限とする。
- ④ 後述する設計外力に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。

(3) 袖の嵌入

袖部の嵌入深については、『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 P-9-3-54』において下記のように示されている。

本計画堰堤の袖部は、左岸側が土砂地盤、右岸側が岩盤であることより、下記に準拠して所定の根入れを確保した。

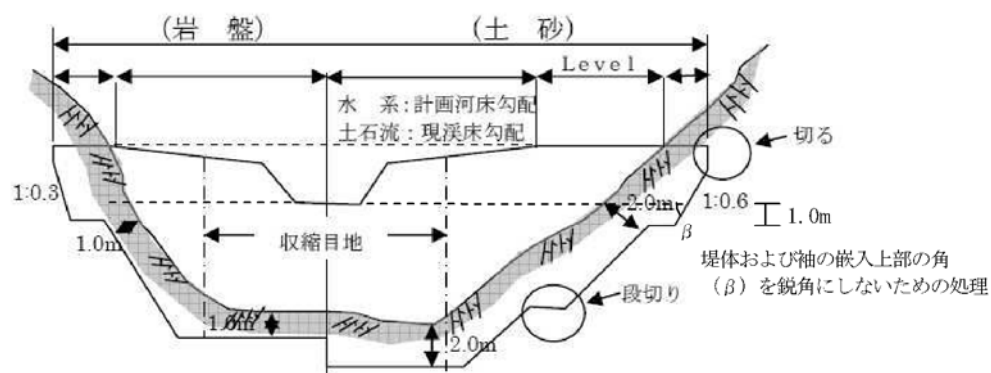


図3.7.1(b) 袖の設計事例

出典：『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 P-9-3-54』

＜右岸側＞

右岸袖部根入れは、表層から 3～4m 範囲が N 値 30 以下の崖錐性堆積物（r d）となり直接基礎の地層と評価されない。直接基礎の地層として、N 値 30 以上の風化・変質岩（a O G t）地層を袖部支持層として根入れを行った。

堤体袖部基礎は、風化・変質岩（a O G t）地層が風化し粘土化しているためフローティング構造とした。

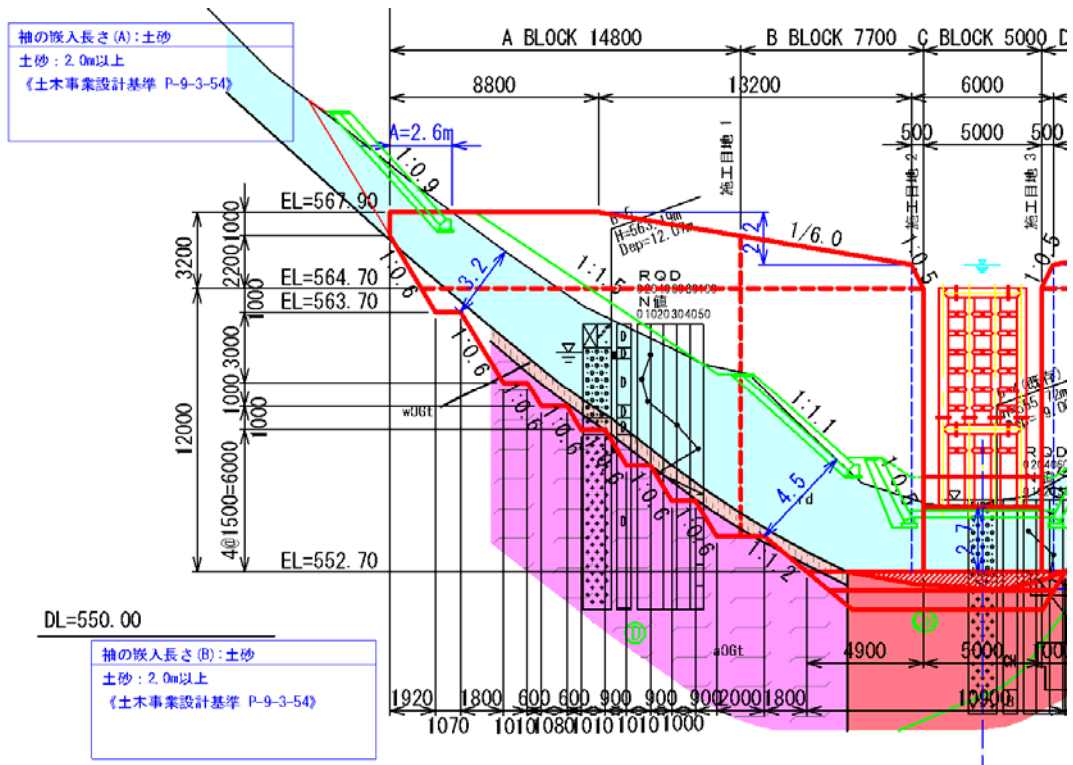


図 8－25 袖部の嵌入（右岸側）

<左岸側>

左岸は、花崗岩岩盤であるため、岩盤部に1mの根入れを行った。また、表層に土砂がある場合は、土砂と岩盤を含めて2m以上の根入れが確保できるように行った。

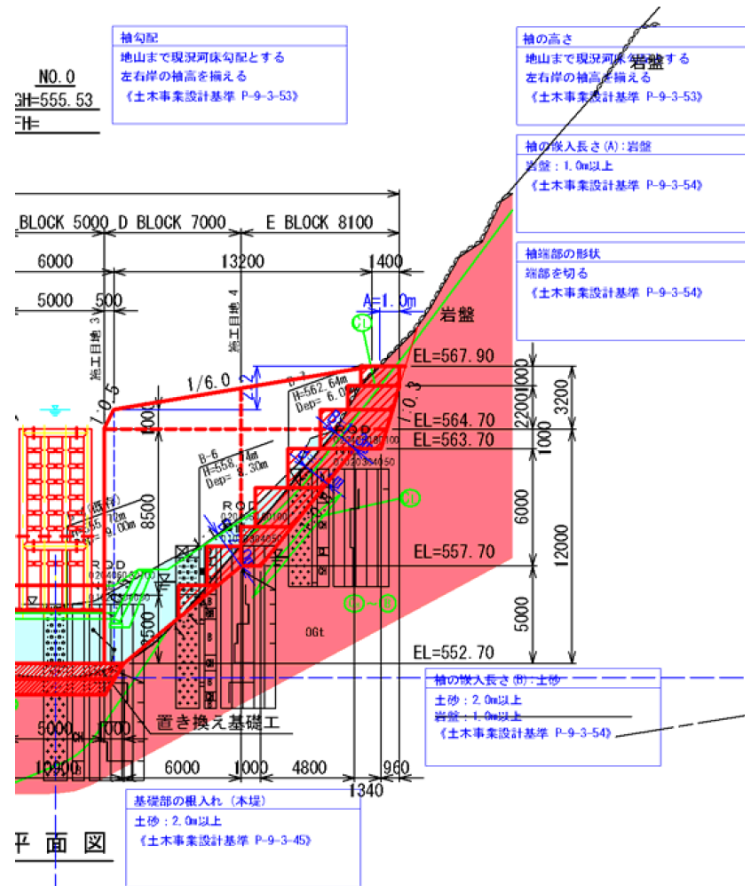


図 8-26 袖部の嵌入 (左岸側)

(4) 袖の間詰め

土砂止工の上下流の岩盤掘削部の堤体と岩盤掘削の空間を間詰めコンクリートで充てんする。間詰めコンクリートは、堤体と岩盤との密着により岩盤の風化防止、水浸透の防止を目的として設計した。

(5) 袖部の流体力、衝撃力に対する検討

袖部の破壊に対する安全な構造について、『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 長野県 P-9-3-55』、『土石流・流木対策設計技術指針解説, 国土技術政策総合研究所資料, 平成28年4月, P.17』に以下のように示され、本計画堰堤においても下記に従い、流体力および衝撃力に対する検討を行った。以下に、検討結果を示す。

砂防堰堤の袖部は礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。

出典：『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 長野県 P-9-3-55』

出典：『土石流・泥石流対策設計技術指針解説，国土技術政策総合研究所資料，P.17』

1) 対象ブロック

袖部は目地毎のブロックに対して、土石流流体力及び礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力に対して安全な構造とする必要がある。

本計画堰堤袖部においては下図のように目地毎のブロックとして、A～Eの5ブロックに区分でき、透過部の基礎部となるCブロックを除外するものとし、流体力および衝撃力に対する検討はABDEの4ブロックで実施した。

なお、土石流流体力は「5.2.3 土石流諸元」で算定したものを、礫の衝撃力及び流木の衝撃力は次頁以降で算定した。

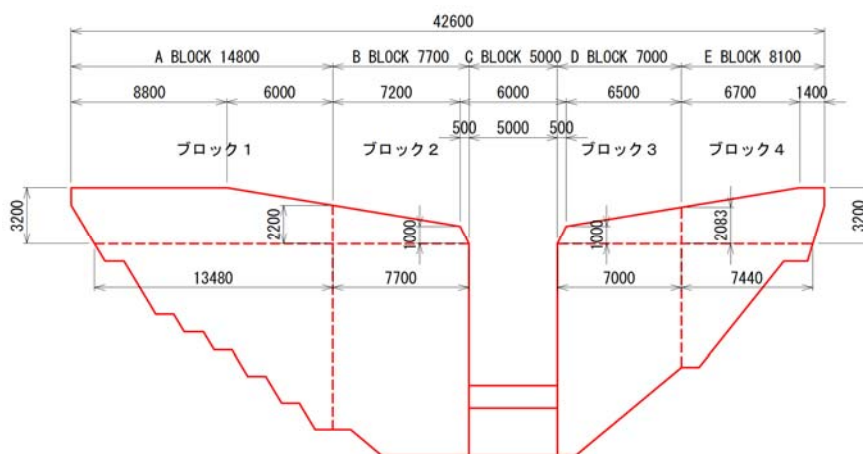


図 8-27 本計画堰堤袖部のブロック区分

2) 設計条件

袖設計条件は以下に示すとおりである。

本計画では『鋼製砂防構造物設計便覧，平成 21 年版，財団法人 砂防・地すべり技術センター，P.23』に示されている一般的な広葉樹を想定して流木衝撃力を算定する。

表 8－29 設計条件

土石流諸元	土石流水深 (m)	1.28
	土石流の流速 (m/s)	4.75
	土石流流体力 (kN/m)	47.60
	D95：最大礫径 (m)	0.7
	重力加速度 (m/s ²)	9.81
流木諸元	流域内に生息する主な樹種	広葉樹 (ミズナラ 値)
	流木の最大直径 (m)	0.15
	流木の最大長 (m)	7.8
コンクリートの諸元	設計基準強度 (N/mm ²)	18
	設計圧縮強度 (N/mm ²)	13.8
設計に用いる数値基準	ρ_c ：コンクリートの単位体積重量 (kN/m ³)	22.56
	E_1 ：コンクリートの終局強度割線弾性係数 (N/m ²)	2.548×10^9
	ν_1 ：コンクリートのポアソン比	0.194
	ρ_R ：礫の単位体積重量 (kN/m ³)	25.50
	E_2 ：礫の弾性係数 (N/m ²)	4.900×10^{10}
	ν_2 ：礫のポアソン比	0.230
	摩擦係数	0.7
	せん断摩擦安全率	4.0

3) 礫及び流木の衝撃力の算定

礫の衝撃力及び流木の衝撃力は以下のように算定した。

表 8－30 礫および流木の衝撃力

袖部底幅	B_2	=	3.00	(m)
袖部の下流のり勾配	n'	=	0.45	
コンクリートの単位体積重量	γ_c	=	22.56	(kN/m ³)
土石流の流速	U	=	4.75	(m/s)
礫の質量	M_2	=	467	(kg)
礫の衝撃力	P	=	1553.99	(kN)
流木の質量	M_2	=	96	(kg)
流木の衝撃力	P	=	420.05	(kN)

		単位	ブロック1	ブロック2	ブロック3	ブロック4
袖高さ H ₁		m	2. 20	1. 00	1. 00	2. 08
袖高さ H ₂		m	3. 20	2. 20	2. 08	3. 20
袖長さ L ₁		m	13. 50	7. 70	7. 00	7. 44
袖長さ L ₂		m	14. 80	7. 20	6. 50	8. 10
袖長さ L ₃		m	8. 80	0. 00	0. 00	1. 40
平均高さ H'		m	2. 70	1. 60	1. 54	2. 64
平均長さ L'		m	14. 15	7. 45	6. 75	7. 77
袖天端幅 B ₁		m	1. 79	2. 28	2. 31	1. 81
平均幅 B'		m	2. 40	2. 64	2. 66	2. 41
体積 V _c		m ³	91. 69	31. 47	27. 65	49. 44
質量 M ₁		kg	210859	72371	63587	113697
礫	係数 E	m ² /s ²	0. 050	0. 146	0. 166	0. 093
	実験定数 β	—	0. 962	0. 897	0. 884	0. 931
	補正後の衝撃力 P _R	kN	1494. 94	1393. 93	1373. 73	1446. 76
	単位幅当たりの衝撃力 P ₁	kN/m	105. 65	187. 10	203. 52	186. 20
流木	係数 E	m ² /s ²	0. 010	0. 030	0. 034	0. 019
	実験定数 β	—	0. 992	0. 977	0. 974	0. 985
	補正後の衝撃力 P _R	kN	416. 69	410. 39	409. 13	413. 75
	単位幅当たりの衝撃力 P ₁	kN/m	29. 45	55. 09	60. 61	53. 25
安定計算に用いる衝撃力 P ₁		kN/m	105. 65	187. 10	203. 52	186. 20

4) 袖部の破壊に対する構造検討

前項の算定結果を基に目地毎のブロックについて、袖部の安定計算を行った。

その結果、下表に示すように、すべてのブロックにおいて流体力および衝撃力に対して安全な構造となっていることが確認された。

表 8-31 袖部の安定計算結果

袖部底幅	B_2	=	3.00	(m)		
摩擦係数	f	=	0.70			
コンクリートの設計基準強度	f'_{ck}	=	18	(N/mm ²)		
コンクリートのせん断強度	τ_c	=	2760.0	(kN/m ²)		
許容応力度の割増し係数		=	1.5			
コンクリートの許容圧縮応力度	σ'_{ca}	=	6750.0	(kN/m ²)		
コンクリートの許容曲げ引張応力度	σ_{ca}	=	337.5	(kN/m ²)		
項目	単位	ブロック1	ブロック2	ブロック3	ブロック4	
袖高さ H_1	m	2.20	1.00	1.00	2.08	
袖高さ H_2	m	3.20	2.20	2.08	3.20	
袖長さ L_1	m	13.50	7.70	7.00	7.44	
袖長さ L_2	m	14.80	7.20	6.50	8.10	
袖長さ L_3	m	8.80	0.00	0.00	1.40	
袖天端幅 B_1	m	1.56	2.01	2.06	1.56	
判定 $B_1 \geq 1.5$	—	OK	OK	OK	OK	
モーメントの合計 M	kN・m/m	307.54	331.01	343.27	380.05	
鉛直力の合計 V	kN/m	145.88	95.29	92.24	143.24	
水平力の合計 H	kN/m	153.25	234.70	251.12	233.80	
せん断摩擦安全率 N	—	54.70	35.56	33.23	35.84	
判定 $N \geq N' = 4.0$	—	OK	OK	OK	OK	
最大圧縮応力 σ_{max}	kN/m ²	108.0	156.9	167.3	157.6	
判定 $\sigma_{max} \leq \sigma'_{ca} = 6750.0$	—	OK	OK	OK	OK	
最大引張応力 σ_{min}	kN/m ²	-10.7	-93.4	-105.8	-62.1	
判定 $\sigma_{min} \geq -\sigma_{ca} = -337.5$	—	OK	OK	OK	OK	

以上の結果から、鉄筋等による補強は不要と判断できる。

8-6-8 擦り付けの設計

(1) 前庭保護工の検討

スリット堰堤は、基礎部が下流に長く、スリットを越流した場合、越流落下物が、スリット基礎部に落下する。このため、以下の検討を行い前庭保護工が必要か検討を行う。

1) 検討方法

スリットが閉塞し、スリット天端を洪水流の跳躍飛距離を計算する。

対象流量	Q : 11.53m ³ /s
袖小口勾配	1:m ² : 0.50
越流水深 h ₃	h ₃ : 1.00m
本ダム水通し下幅	B ₁ : 6.00m
本ダム高さ	H : 12.00m
水叩きの厚さ	t : 3.50m

基礎天端から本ダム天端まで

$$H_1 = H - t = 12.00 - 3.50 = 8.500 \text{ m}$$

本ダム越流部流速

$$\begin{aligned} V_0 &= Q / h_3(B_1 + h_3 m^2) \\ &= 11.53 / 1.00 \times (6.00 + 1.00 \times 0.50) \\ &= 1.920 \text{ m} \end{aligned}$$

水脈落下地点流速

$$\begin{aligned} V_1 &= (2g(H_1 + h_3))^{0.5} \\ &= (2 \times 9.8 \times (8.50 + 1.00))^{0.5} \\ &= 13.646 \text{ m} \end{aligned}$$

水脈落下地点の跳水前の射流水深

$$\begin{aligned} h_1 &= Q / B_1 / V_1 \\ &= 11.53 / 6.00 / 13.646 \\ &= 0.141 \text{ m} \end{aligned}$$

水脈落下地点の跳水前の射流フルード数

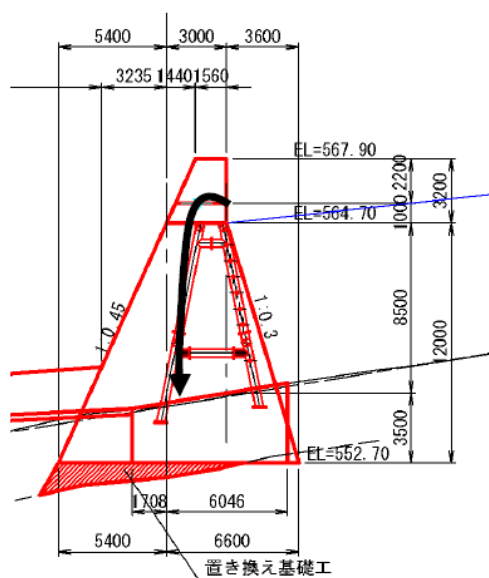
$$\begin{aligned} F &= V1/(g \cdot h1)^{0.5} \\ &= 13.646/(9.8 \cdot 0.141)^{0.5} \\ &= 11.609 \text{ m} \end{aligned}$$

水脈飛距離

$$\begin{aligned} L_w &= VO(2 \cdot (H1 + h3/2)/9.8)^{0.5} \\ &= 1.920 \times (2 \cdot (8.500 + 1.000/2)/9.8)^{0.5} \\ &= 2.602 \text{ m} \end{aligned}$$

計算の結果、水脈 飛距離が 2.602mとなり、基礎底板上に落下する結果となったので、前庭保護工は不要となる。

これにより、擦り付け護岸底張りコンクリートの厚さは 30 c mのままとする。



(2) 帯工

擦り付け護岸が破損した場合、流れを制御するために帯工を配置する。また、帯工は水路工の先端に位置するため、遮水機能も有するような袖貫入をおこなう。

1) 帯工

帯工の位置は、本堤 100 年確率洪水が流れる接続水路幅 6.0m から 100 年確率が流れる水路幅 2.0m まで流路幅を絞りこむ、このため、流路の絞り込みの式は、次式を使用する。

$$L = 3 B$$

L : 流路の絞り込み延長

B : 本堤の水通し上幅 (6m)

長野県指針 9-3-92

$$L = 3 \times 6.0\text{m} = 18.0\text{m}$$

よって、本堤水通し肩から帯工水通しまでの距離を 18.00m とする。

2) 帯工の堤高

帯工の堤高は、現況河床から 1 m 根入れをとり、堤高を 4.20m とした。

3) 帯工の袖嵌入と根入れ

袖部の嵌入深については、『土木事業設計基準 第 9 編 砂防事業 P-9-3-54』において下記のように示されている値を帯工として読み替えて使用する。

本計画帯工の袖部は、右岸側が土砂地盤、左岸側が岩盤であることより、下記に準拠して所定の根入れを確保した。

出典：『土木事業設計基準 第9編 砂防事業 P-9-3-54』

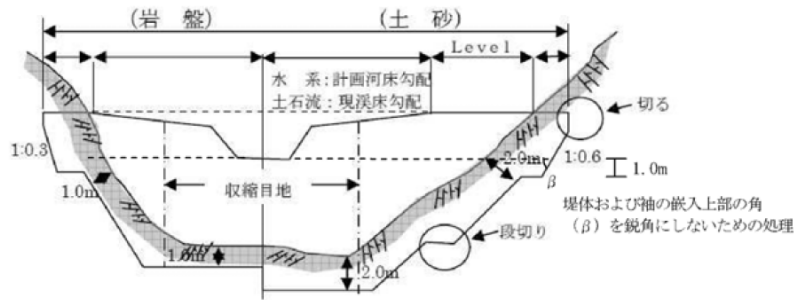
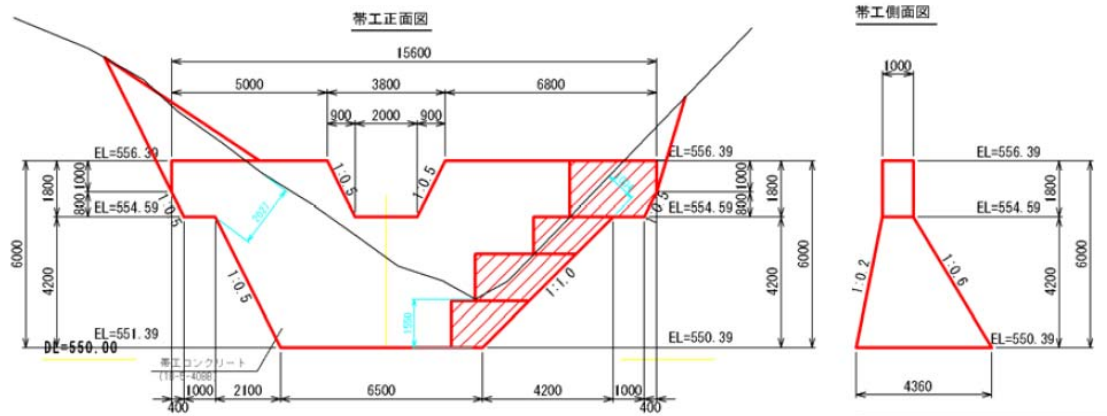


図3.7.1(b) 袖の設計事例



4) 帯工の高さ

帯工の堤高は、現況河床から1 m根入れをとり、堤高を4.20mとした。

5) 帯工安定計算の条件

- ・越流水深 $h_3 = 1.44\text{ m}$ (帯工下流に接続する三面張り水路の水深)
- ・堤高 $H = 4.20\text{ m}$
- ・天端幅 $B_1 = 1.00\text{ m}$
- ・流水の単位堆積重量 $rw = 11.77\text{ KN/m}^3$
- ・コンクリートの単位堆積重量 $rc = 22.56\text{ KN/m}^3$
- ・摩擦係数 $f = 0.6$ (礫層)
- ・地盤の反力 $Qa = 294\text{ KN/m}^3$ (礫層)
- ・安全率 $n = 1.2$
- ・下流堤体の勾配 1 : 0.20

6) 帯工の安定計算時の外力

- ・安定計算時の外力条件は洪水時で計算する

7) 帯工安定計算結果

帯工の安定計算結果より上流法勾配は $1 : 0.6$ の結果となった。帯工安定計算書を巻末資料に示す。

帯工の現況地形横断面図は $1/1000$ 地形図から読みとり作成した。施工時は、工事測量を行い、実測横断測量図を作成して帯工構造の根入れ・嵌入量を確認し、施工管理者と工事監督者の確認後に施工する。また支持地盤反力についても確認し施工する。

(3) 擦り付け護岸工

擦り付け護岸工については、巻末資料の通り安定計算を実施している。

第9章 施工計画

9-1 計画方針

(1) 計画方針

本工事は、橋長約80mの半の沢橋梁が狭隘かつ接続部の線形が厳しいため、新設した東山トンネル及び西下トンネルの発生土と中央新幹線南アルプストンネル（長野工区）の発生土を有効活用し、路体盛土を行い道路の拡幅と線形改良を目的に実施するものである。（図9-1、9-2）

工事の実施にあたっては、現状の半の沢橋梁（図9-3）の撤去が必要なこと、小渋川管理用道路上に盛土を実施することから、適切に迂回路を設置し、一般車及び小渋川管理用車両の通行に極力影響が少ない計画とする。

また、半の沢～小渋川最下流域には中川村の渡場地区があるため、施工中のトラブルによって影響が及ばないよう適切な土砂及び濁水等の流出防止を実施する。

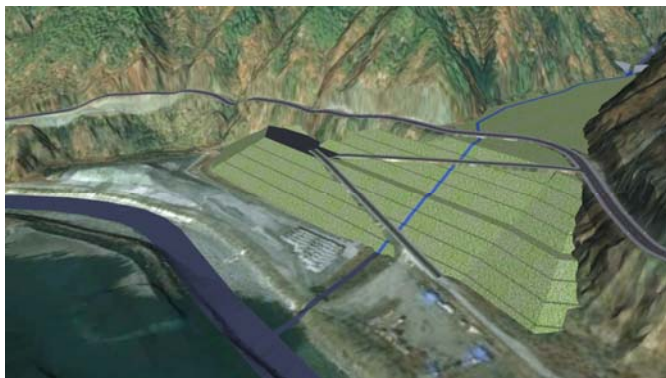


図9-1 半の沢完成予想図（前面側から望む）



図9-2 半の沢完成予想図（上方側）



図9-3 現状の半の沢橋梁

(2) 施工条件と課題

2.1 地形及び半の沢の周辺状況

半の沢は、2本の県道トンネル発生土を仮置きしていた経緯もあり、本工事での盛土範囲は4.8haで中川村の村有地でもある。

盛土中央部には上流域26.9haを有する半の沢があり、本計画では、盛土上の新たに改良された県道への土石流を抑制するため、半の沢上流部にH=12.0m級の土砂止工を計画している。なお、この土砂止工は、土石流から盛土を保護することを目的とし、鋼製スリット有する透過型を採用している。半の沢の流水は、土砂止工から下流側では盛立て完了した箇所を設置した開水路を経由し、現状の小渋川の合流点に放流される。

2.2 各種規制等

盛土範囲は小渋川河川境界に近接しているものの、現状の河川水位の範囲より約50mの離隔が確保されているため、小渋川の氾濫水が直接盛土面へ影響することは少ない。ただし、洪水時において小渋ダムから計画放流量を超えた放流が発生した場合には、水位上昇に伴い盛土部への影響が考えられるため、新たに追加的な防災対策が必要となる。

現状の半の沢橋梁の上流側（半の沢上流側で図9-4、図9-5、図9-6を参照）には保安林が設定されているため、保安林解除申請が許可された以降での着手となるので、制限解除される時期を想定した施工手順や工程を設定する必要がある。

工事箇所が松川インター大鹿線上の半の沢にあるため、現状の交通量を維持しながら施工中は、現道の半の沢橋梁撤去を前提に、複数回の県道迂回が余儀なくされる。盛土工や現橋梁の撤去工等の工事影響を協力回避させるため、迂回路等との最低限の離隔を確保し、適正な迂回路工を設定する必要がある。

2.3 地元及び関係機関との調整

半の沢管理道路について、施工中は県道から小渋川右岸の管理道へのアプローチを維持しながら、迂回ルートを確保しなければならない。なお、最終的には盛土法面に新設する管理道路へと接続させることになる。

中川村の渡場地区は、半の沢～小渋川に至る最下流域となっているため、施工中のトラブルにより影響が及ばないように最大限配慮し、土砂や濁水等の流出防止に努めなければならない。

県道松川インター大鹿線内では、半の沢工事と同時期に明かり4工区の拡幅改良が実施（図9-7を参照）されているため、工事車両の増加や交通規制等の負荷低減を目的に県や周辺自治体、JR、施工会社との工程調整が必要となる。

2.4 砂防指定地内での高盛土の施工

高盛土の安定性確保が非常に重要となる。安定性確保には、ソイルセメントでの設計上の物性値を確保すること、盛土内への流入水を防止し、間隙水圧（地下水位）を盛土高さの1/2以内に抑制するよう地下排水工を行い、維持管理に努めること。さらに、施工中の安全管理を確実にを行い、異常時発生時での対応を事前に定め、大きなトラブルや災害に繋がらないよう施工管理が重要となる。

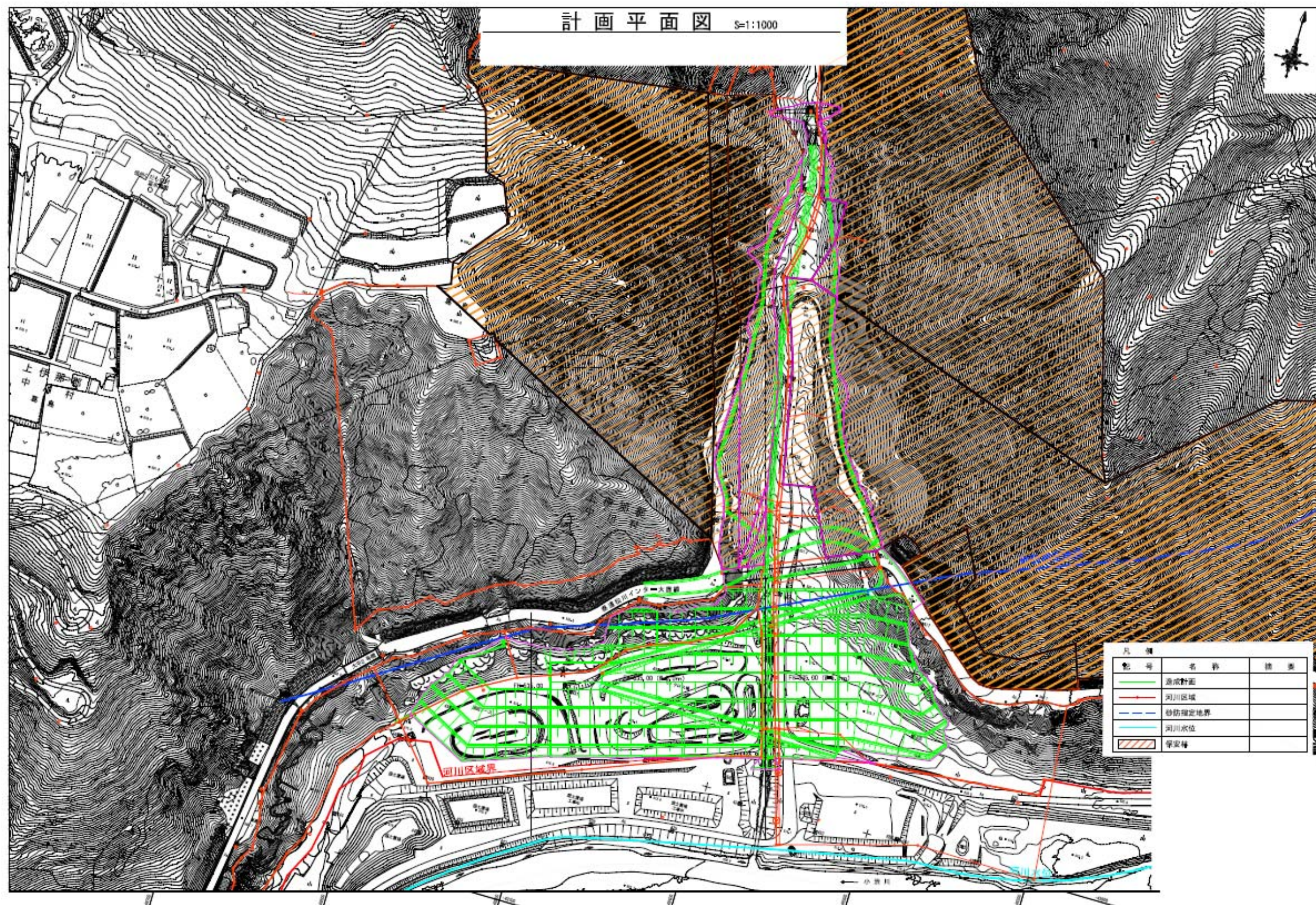


図9-4 半の沢計画平面図(保安林範囲図)

造成横断面図(1) S=1:500

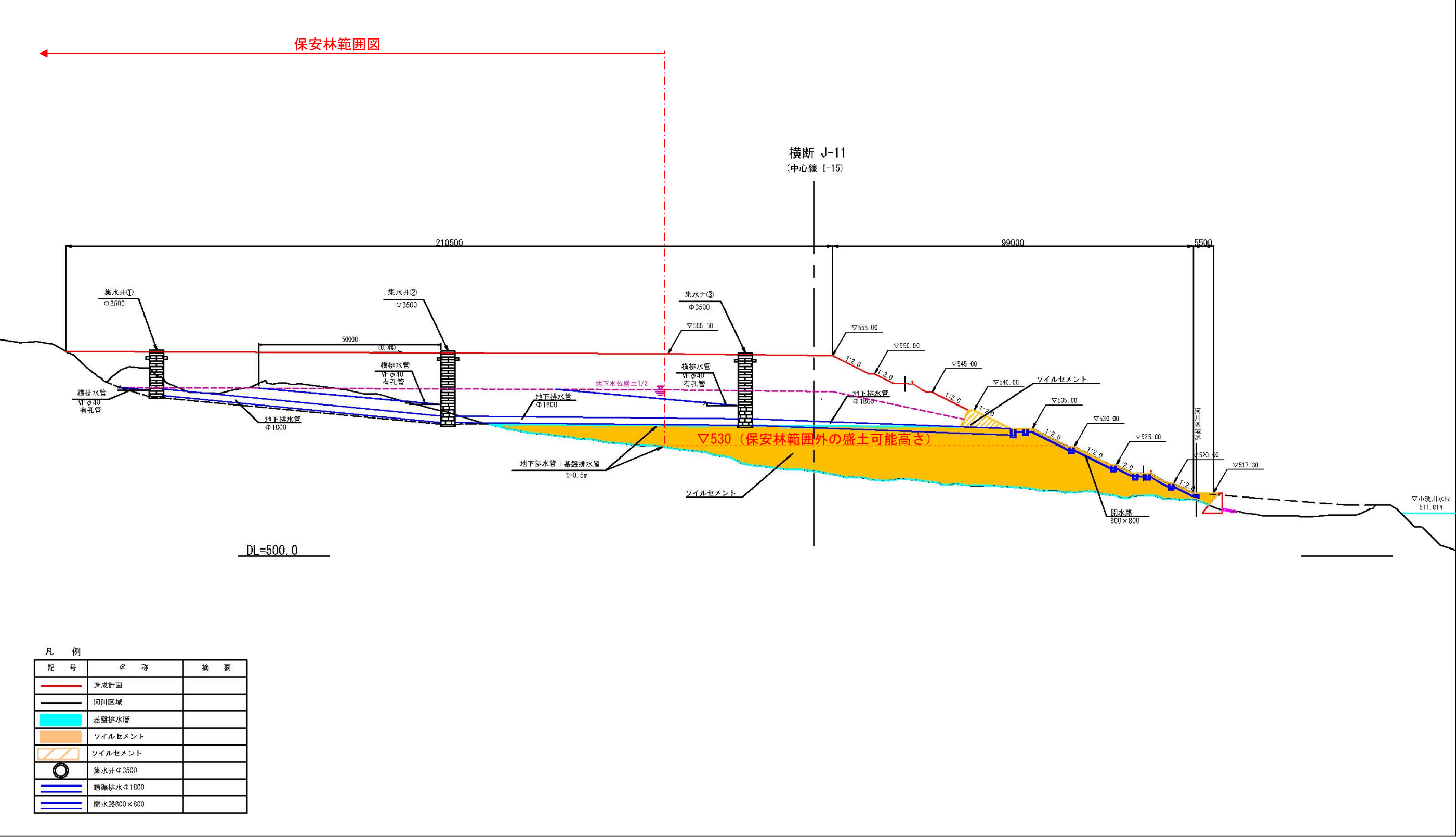
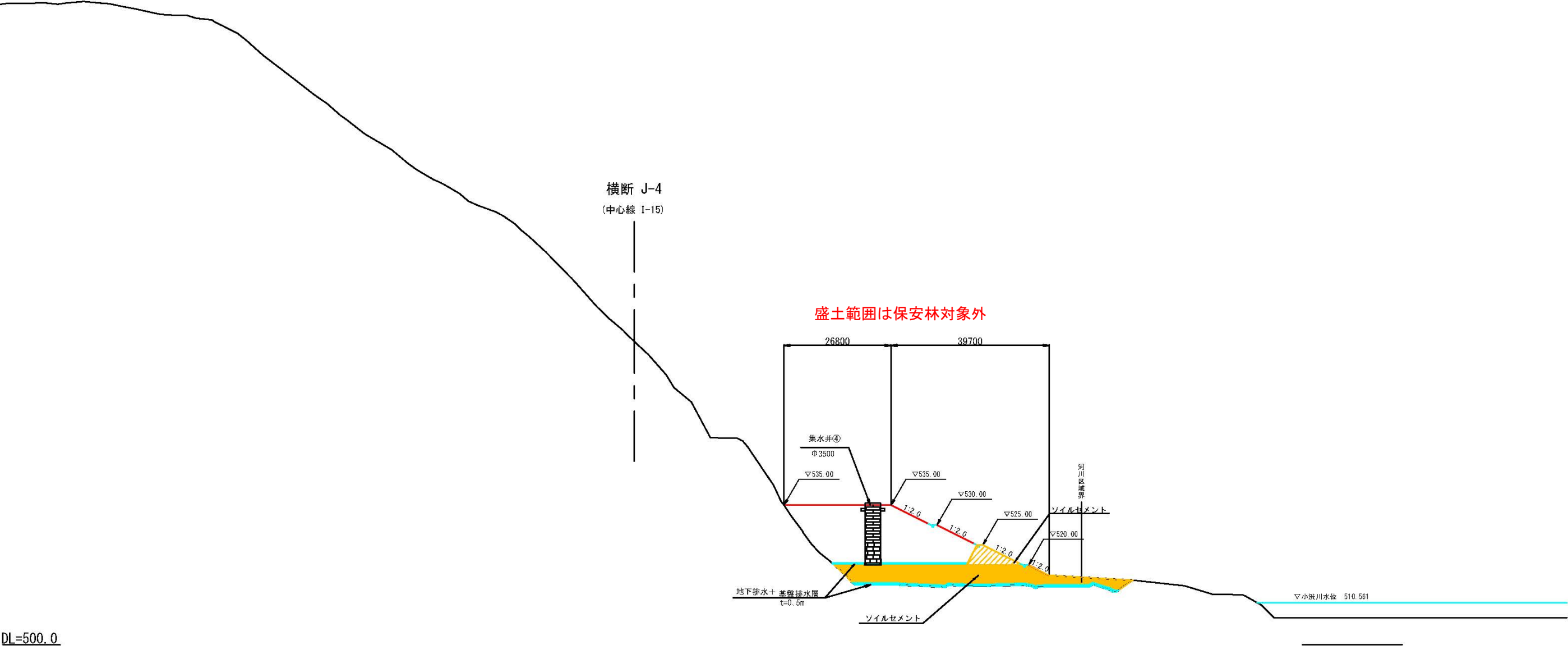


図 9 - 5 半の沢計画縦断面図(保安林範囲図を参照)

造成横断面図(2) S=1:500



凡 例

記 号	名 称	摘 要
	造成計画	
	河川区域	
	基盤排水層	
	ソイルセメント	
	ソイルセメント	
	集水井Φ3500	

図 9 - 6 半の沢計画縦断面図(保安林範囲図を参照)

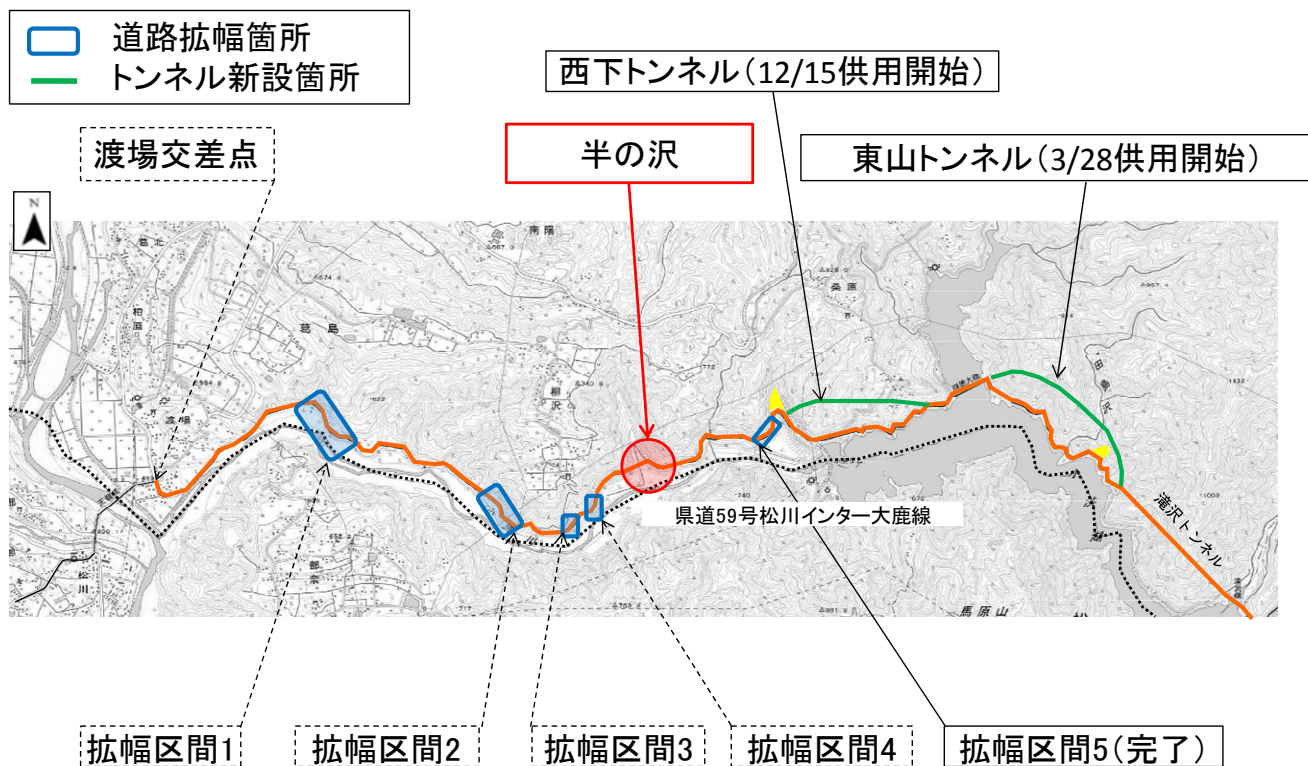


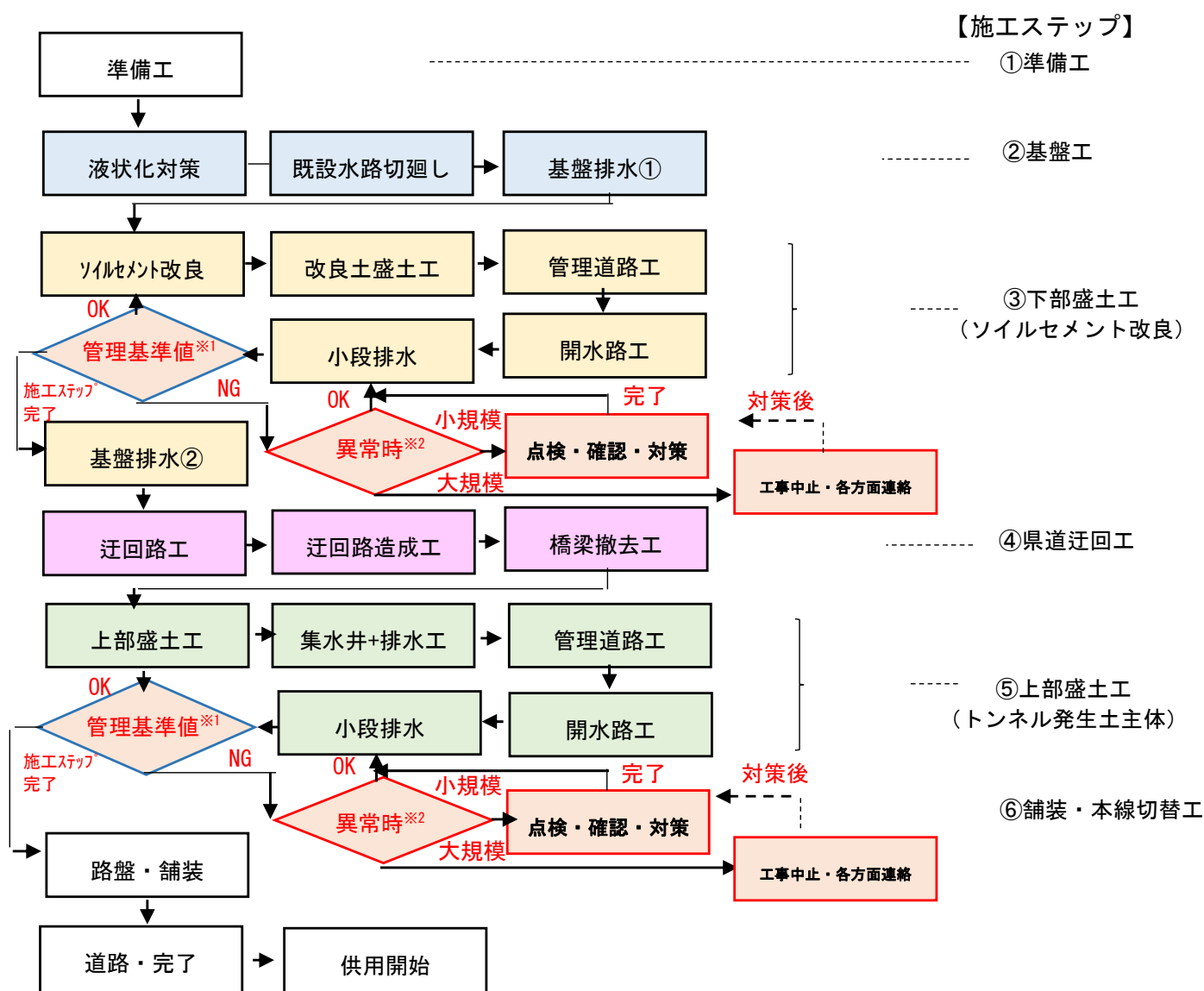
図9-7 県道松川インター大鹿線関連工事計画平面図

9-2 施工工程

(1) 施工フロー

施工手順を図9-8のフロー図に示す。なお、この施工手順は各種規制での許認可状況によって変更する可能性がある。また、現段階においては、半の沢橋梁上流が保安林指定地となっているため、保安林解除の許可が下りるまで期間については、下流側の保安林指定地外から造成工事を開始する前提としている。

なお、排水末端部の擁壁等については、河川区域内に位置するため出水期を避けて施工する。その他の施工時期等については、砂防指定管理者等と協議の上、実施する。



※1 管理基準値については、第10章安全管理による。

※2 異常時とは、第10章安全管理による。

図9-8 施工フロー図

(2) 工事工程

半の沢の工事工程表を以下に示す。

表 9 - 1 半の沢工事工程表(案)

工種	1年目				2年目				3年目				4年目			
	1/4	2/4	3/4	4/4	1/4	2/4	3/4	4/4	1/4	2/4	3/4	4/4	1/4	2/4	3/4	4/4
①準備工	■															
②基盤工(地下排水工、水路切り直し他)	■	■	■		■	■	■									
③下部盛土工(ソイルセメント)		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■				
④県道迂回路工(橋梁撤去含む)					■	■	■	■	■	■	■	■				
⑤上部盛土工							■	■	■	■	■	■				
⑥集水井工							■	■	■	■	■	■				
⑦観測井工												■	■	■		
⑧土砂止工					■	■	■	■	■	■	■	■				
⑨開水路工・小段排水工			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
⑩法面工(植生工)			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
⑪舗装・本線切替工													■	■		

(3) 各段階における施工計画図

(3) - 1 ソイルセメントの施工計画

ソイルセメント施工方法の選定

ソイルセメントは、改良する盛土材の種類やセメントとの攪拌状況、施工量に応じて合理的かつ品質確保が可能な施工方法を選定しなければならない。

他事例で実績のある工法により選定した結果、プラント安定処理工法の自走式土質改良工法を選定する。なお、当該案では、一日当たりの施工量を約1,000m³/日とした場合、ヤード内に3セットのプラントを設置する必要となった。なお、現状の管理道路からのプラント及びセメントローリー車の運搬は可能であることは確認している。

表9-2 ソイルセメント攪拌混合用機械一覧（施工量1,000m³/日対応）

名 称	種 別	数 量	単 位	備 考
バックホウ	山積0.8m ³ 平積0.6m ³	3.00	台/日	土砂投入
自走式土質改良機運転	20 t 級 80m ³ /h	3.00	〃	攪拌混合
タイヤショベル	12t級 2.3m ³ 級	3.00	〃	改良材積み込み
固化材サイロ	30 t 15.4kw	6.00	基/日	改良材ストック
発動発電機運転	75kVA	3.00	台/日	固化材サイロ用
散水者	4t	1.00	〃	周辺環境維持作業用

ソイルセメント施工要領

半の沢においてソイルセメント攪拌混合用の施工ヤードを別途確保することは困難であるため、盛土用地内で施工ヤードを確保しなければならない。盛土の進捗に合わせ図9-9に示した機械配置での段取りを図9-10に示した手順で施工ヤード（ソイルセメント攪拌混合プラント）を移設しながら行うことになる。特に、改良土運搬用のダンプトラックと発生土搬入用のダンプトラック、セメント用ローリー車等が狭隘な施工ヤードで錯綜するため、運行上のトラブル防止や法肩部からの車両転落には十分注意しなければならない。

ソイルセメント施工管理

半の沢のソイルセメントは、セメント添加量100kg/m³において、以下のような要求品質が求められている。なお、ソイルセメントに使用する材料は、六価クロム溶出量低減型の汎用固化材（特殊土用）を使用する。室内試験での使用材料は、太平洋セメント製の汎用固化材（特殊土用）「ジオセツと200」を使用した。

表 9－3 ソイルセメント要求品質

発生土箇所	土質の種類	セメント 添加量	単位	要求品質※		
				単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m ²)
小渋川工区発生土	緑色岩	100	kg/m ³	22	42	620
除山工区発生土	粘板岩	100	〃	22	42	620
県道トンネル発生土	花崗岩	100	〃	22	42	620

※室内試験において、3種類の発生土に所定のセメント添加量での1週間養生後、三軸圧縮試験（CD法）で求めた物性値を採用した。

施工にあたっては、試験施工を実施し、施工機械の選定と1層あたりの巻出し厚や転圧回数を確認する。また、現場密度（締固め度95％）一軸圧縮強度の実施により、設計の物性値が得られることを確認して、施工管理方法を確立する。なお、表 9－3 の発生土ごとの試験結果により施工管理方法を確認する。

また、施工中の品質管理は、5mの小段盛り立て完了毎に発生土の施工上確認のため、粒度試験、含水比試験及び現場密度試験や一軸圧縮試験により圧縮強度から粘着力（ $C=1/2 q_u$ ）を確認する。概ね50,000m³/回を目安に品質管理用の試験を実施することになる。

①ソイルセメントの施工計画図

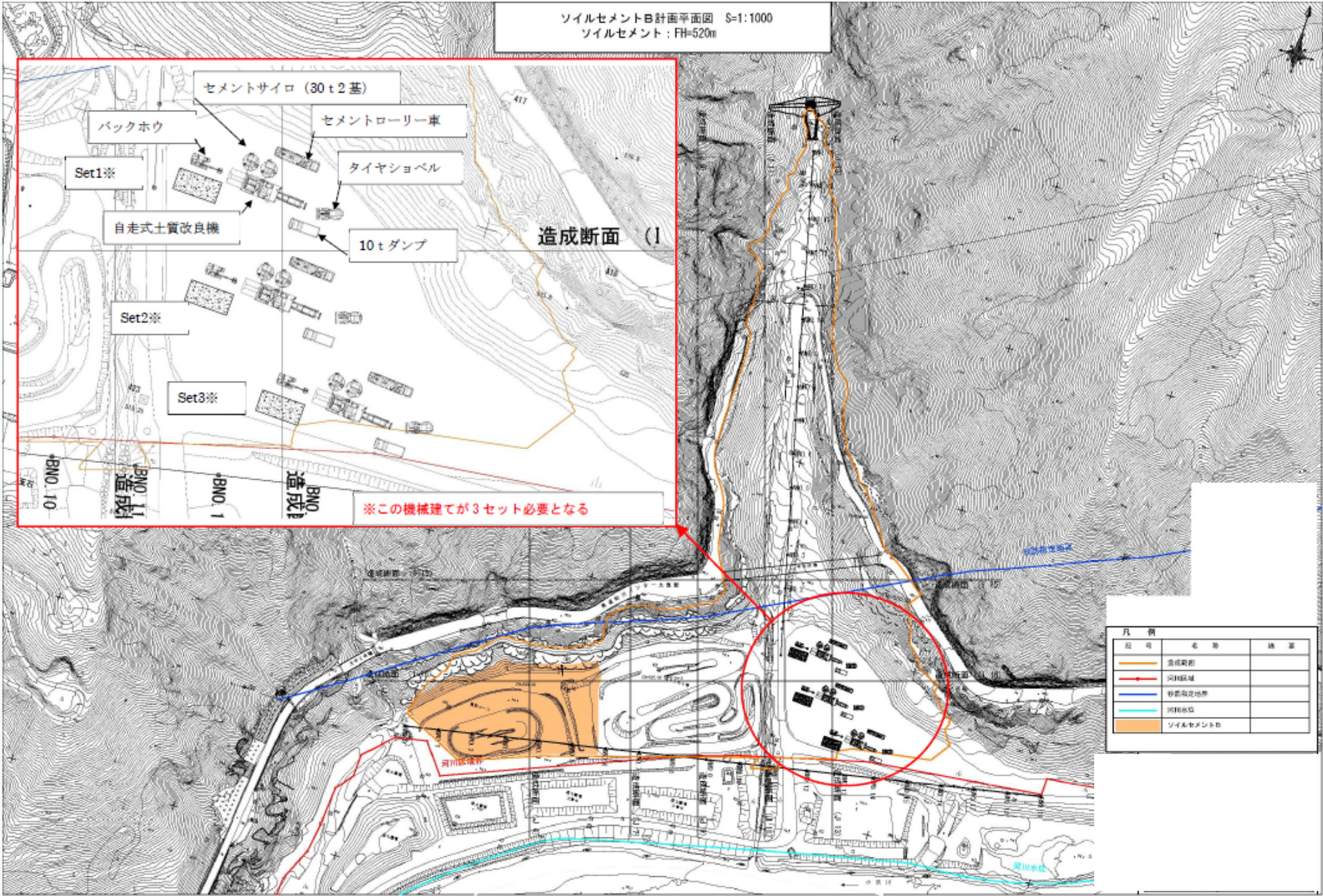


図9-9 ソイルセメント施工計画図(1)

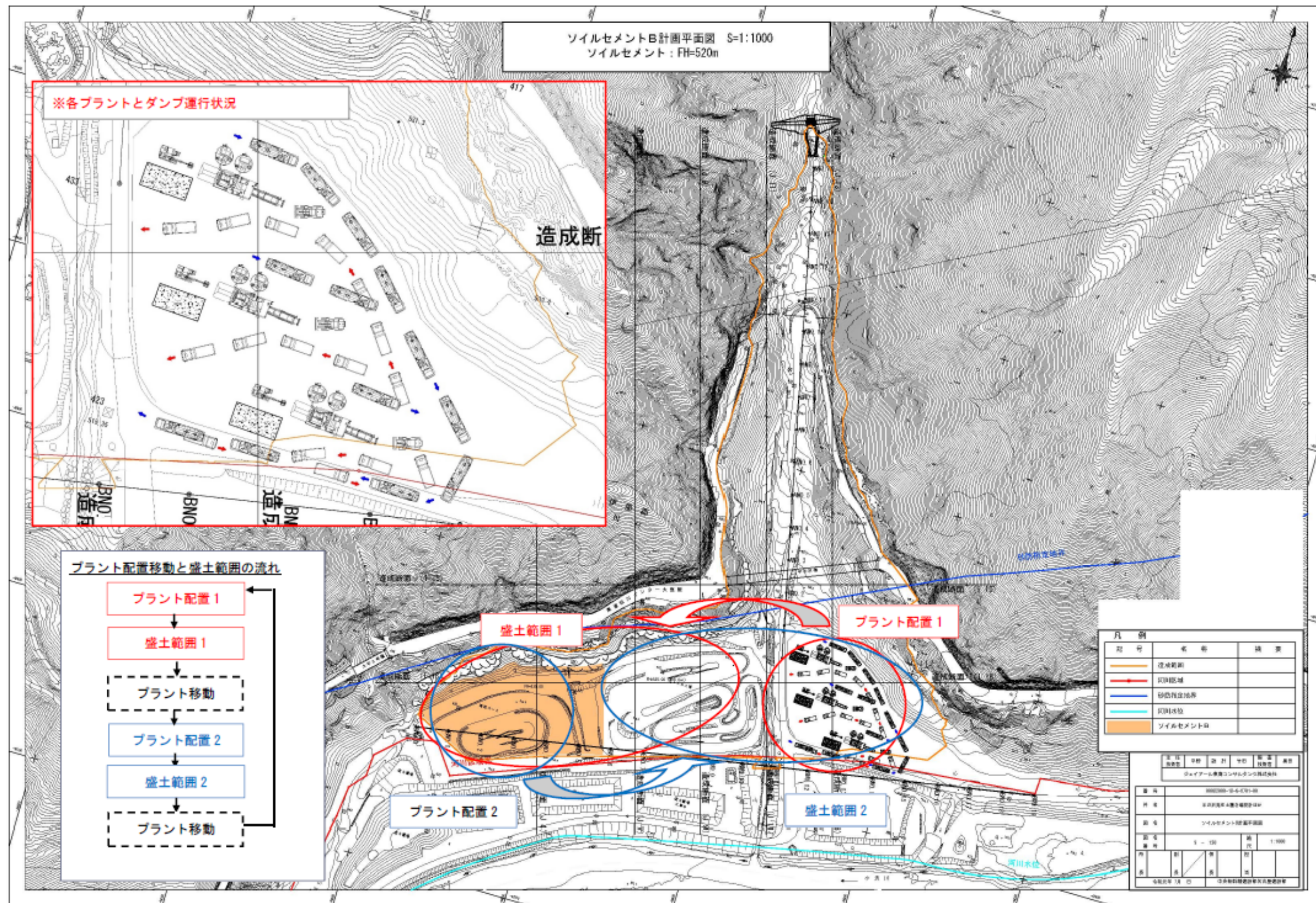


図9-10 ソイルセメント施工計画図（2）

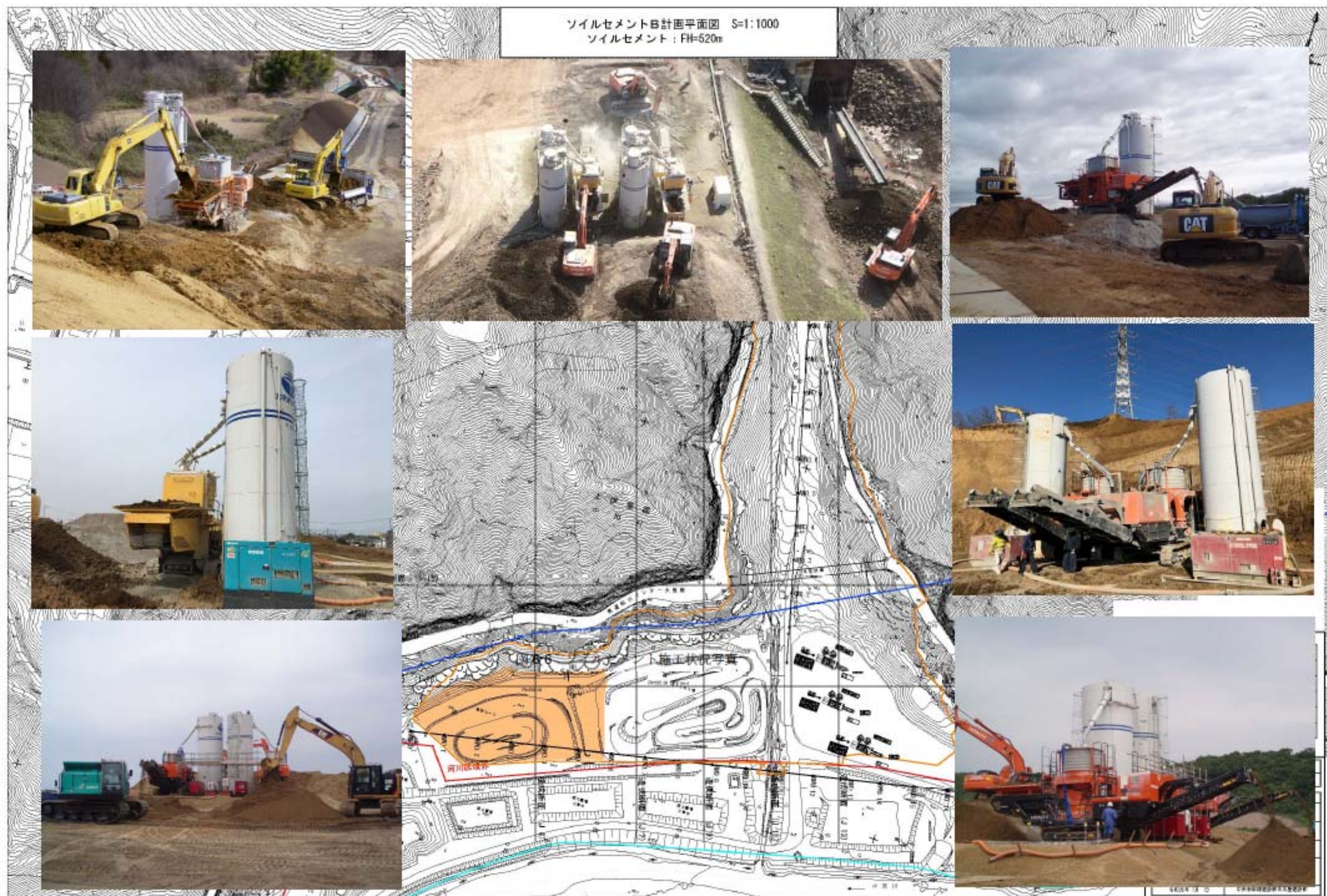


図9-11 ソイルセメント施工計画図(3)

(3) - 2 県道迂回路の施工計画

半の沢での県道迂回路方法として、表 9 - 4 迂回路案①、表 9 - 5 迂回路案②、表 9 - 6 迂回路案③を検討した。検討の条件は、

- ①保安林解除申請期間をどの程度考慮したか
- ②橋梁撤去工事の作業方法はベントでの仮受け撤去を前提に計画し、作業ヤードを確保できるか
- ③一般車両の安全性を最優先で迂回路を検討できたか
- ④迂回路の回数を極力減らすことができ、また迂回路の期間も短縮したい
- ⑤保安林解除申請期間が盛土工や橋梁撤去工等の全体工程遅延に繋がらないような迂回方法であるか
- ⑥盛土安定や排水路確保への影響を抑制したい

正式な迂回路方法は、中川村、大鹿村、国交省天ダム事務所との協議によって決定されるが、比較検討の結果、表 9 - 6 迂回路案③が最も適用可能な迂回路と判断される。