

1.8 優先施設の検討

1.8.1 優先施設の選定

立案した透過型砂防堰堤と遊砂地を整備する計画案のうち、土石流対策において優先的に整備すべき計画施設を選定した。

2011 年 1 月に発生した災害では、巨礫を含む大量の土石流が発生したことを踏まえ、土石流を効率的に捕捉することに着目し、鋼製透過型砂防堰堤を優先的に配置することとした。なお、砂防堰堤計画地点の左岸側に位置する宅地では、砂防堰堤の整備により土石流による被災リスクが軽減される。

優先施設として透過型砂防堰堤を先行して整備した場合、対象溪流の土砂整備率は 71%まで向上することが確認された。

表 1.8.1 優先施設を先行して整備した場合の効果量

No.	区分	構造	有効高 (m)	計画捕捉量 (m ³)	計画発生（流出） 抑制量 (m ³)	施設効果量 (m ³)
No.7	既設	リングネット	6	13.468	5.205	19.000
No.21+5	既設	リングネット	6	5.009	1.909	7.000
No.27	計画 施設	鋼製透過型砂防堰堤	8	18.497	6.940	26.000
合計						52.000
計画総流出量 (m ³)						73.000
土砂整備率						71%

出典：砂防プロジェクトにて作成

1.8.2 堰堤軸の検討

(1) 中心線の設定

計画砂防堰堤を配置する堰堤軸の検討にあたって、土石流の中心が流下すると想定される中心線を設定した。中心線は、対象溪流の土石流が流下すると想定される谷地形の中心を基本として設定した。砂防堰堤の堰堤軸は、中心線に対して直交するように設定した。



図 1.8.1 中心線の提案

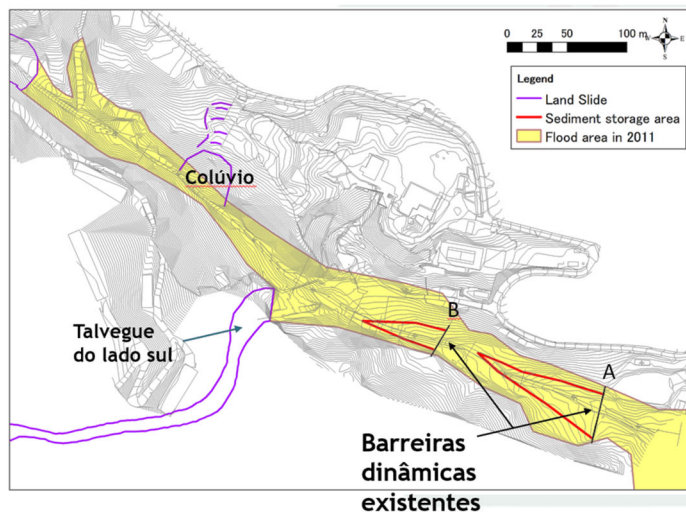
出典：砂防プロジェクトにて作成

(2) 堰堤軸の検討

谷出口に計画する透過型砂防堰堤について、設定した中心線を使用して砂防堰堤を配置する堰堤軸を検討した。谷出口付近には、2 基のネットバリア（A 軸、B 軸）が設置されており、また地すべりも確認されていることから、これを避ける形で透過型砂防堰堤の堰堤軸として、中流軸（C-1）、上流軸（C-2）、下流軸（C-3）の 3 軸を提案した。

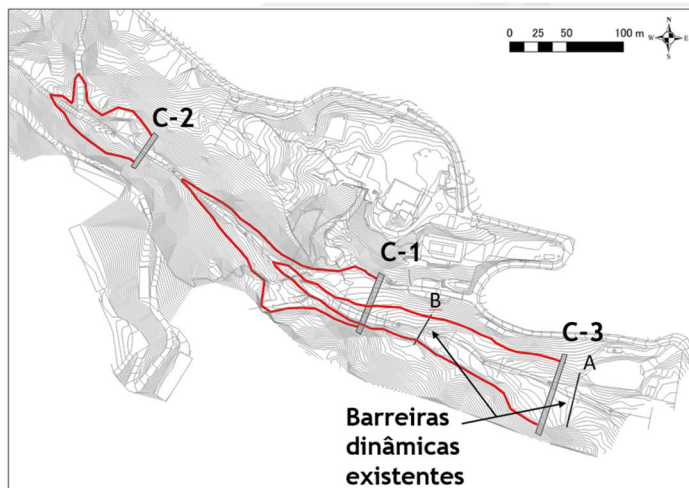
堰堤軸の比較にあたって、谷出口付近には南側からの支川合流点があり、2011 年災害時においても支川からの土石流流出が確認されている。この支川からの土石流は上流軸（C-2）では対応できない点が課題である。中流軸（C-1）は、本川及び南側支川の両方からの土石流に対応でき、合流点付近左岸側の住宅への被害も抑制できる効果的な地点である。一方、下流軸（C-3）は、土石流が発生した場合、本川及び南側支川の両方からの土石流に対応できるが、合流点付近左岸側の住宅を保全することができない。また、C-3 軸は C-1 軸と比較しても施設効果量がやや少ない。

以上の結果を踏まえ、3 軸の中で最も整備効果が大きい中流軸（C-1）が最適案であると判断した。



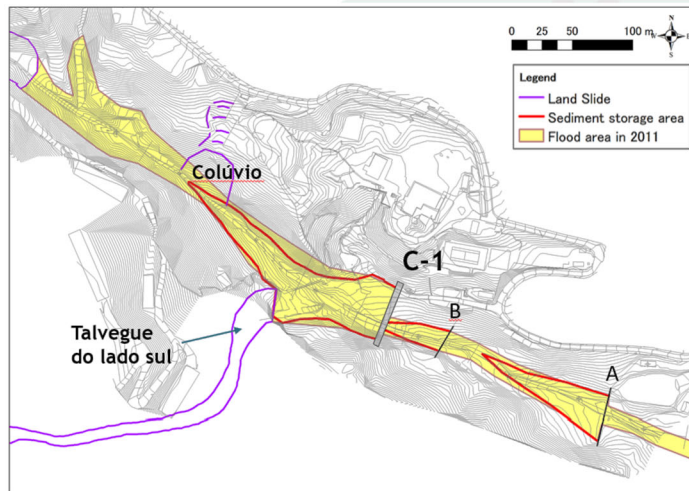
- *No desastre de 2011, fluxos de detritos carregaram material não apenas de montante para jusante do canal principal, mas também do talvegue do lado sul, margem direita.*

図 1.8.2 谷出口付近の土石流流出状況

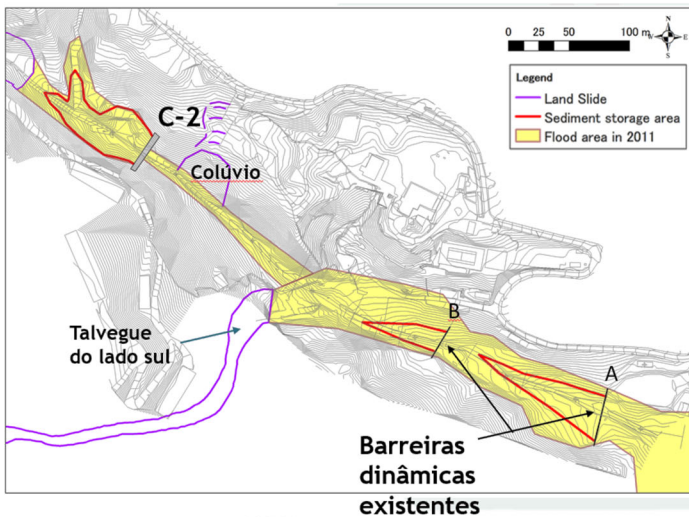


Volume de eficácia total:
C-1; 37000 m³ (escolhida)
C-2; 33000 m³
C-3; 23800 m³

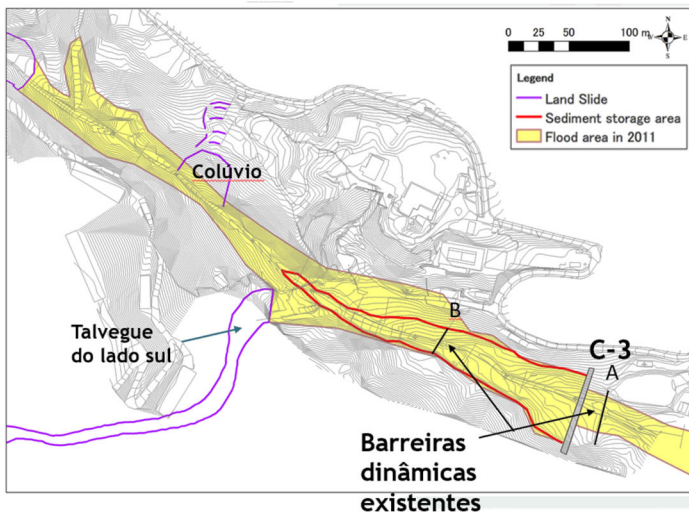
図 1.8.3 堰堤軸 3 案の施設効果量



- O eixo na posição C-1 atende tanto os fluxos de detritos carregados de montante, como os advindos do lado sul, margem direita.
- É possível reduzir muito a largura do espriamento do fluxo de detritos para jusante do ponto de confluência.



- Na posição do eixo C-2, apenas o material carregado pelo fluxo de detritos de montante é atendido, não havendo retenção de fluxos de detritos carregados pelo talvegue do lado sul, margem direita.



- A posição do eixo C-3 pode atender fluxos de detritos tanto de montante, como do talvegue sul, mas não é possível proteger o terreno do Sr. Henrique.
- Há redução de espriamento na área a jusante da barreira, porém, em comparação ao eixo C-1 o efeito de redução de danos é menor devido à perda da eficácia das barreiras dinâmicas.

図 1.8.4 3 軸比較結果

出典：砂防プロジェクトにて作成

1.8.3 概略図面の作成

選定された堰堤軸における砂防堰堤について、施設を配置する場合において掘削等による工事の影響や景観に与える影響を把握するため、概略図面を作成した。テレズポリス市では、概略図作成とあわせて3次元図面を作成し、関係者との協議に使用した。

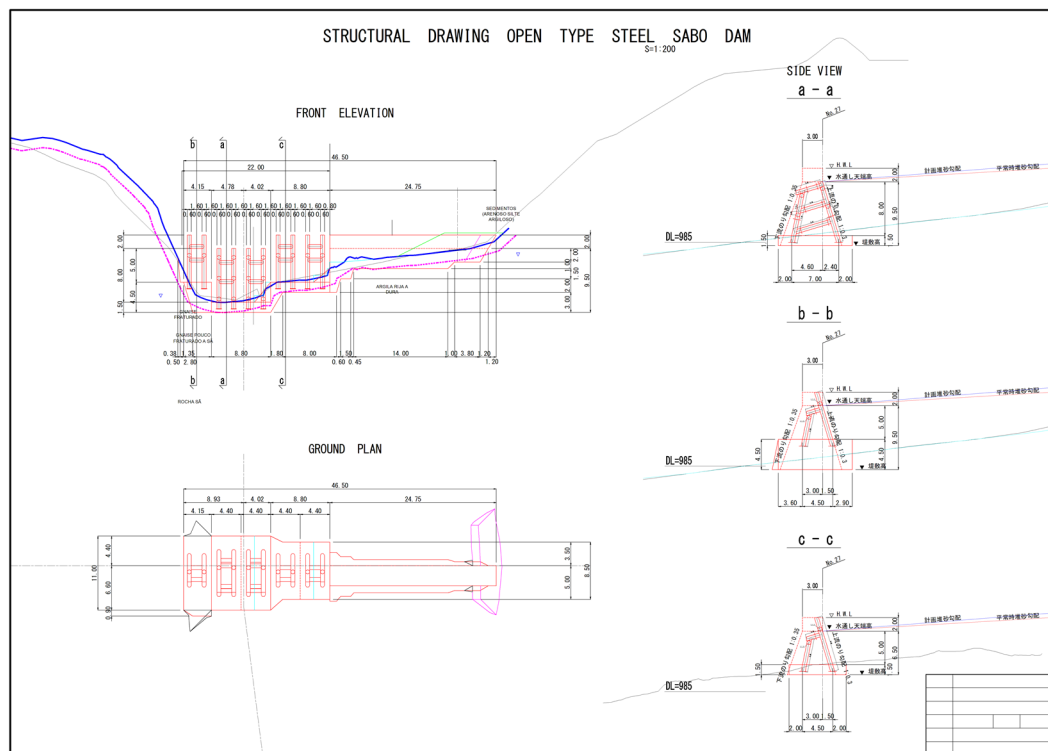


図 1.8.5 砂防堰堤の概略図面

出典：砂防プロジェクトにて作成

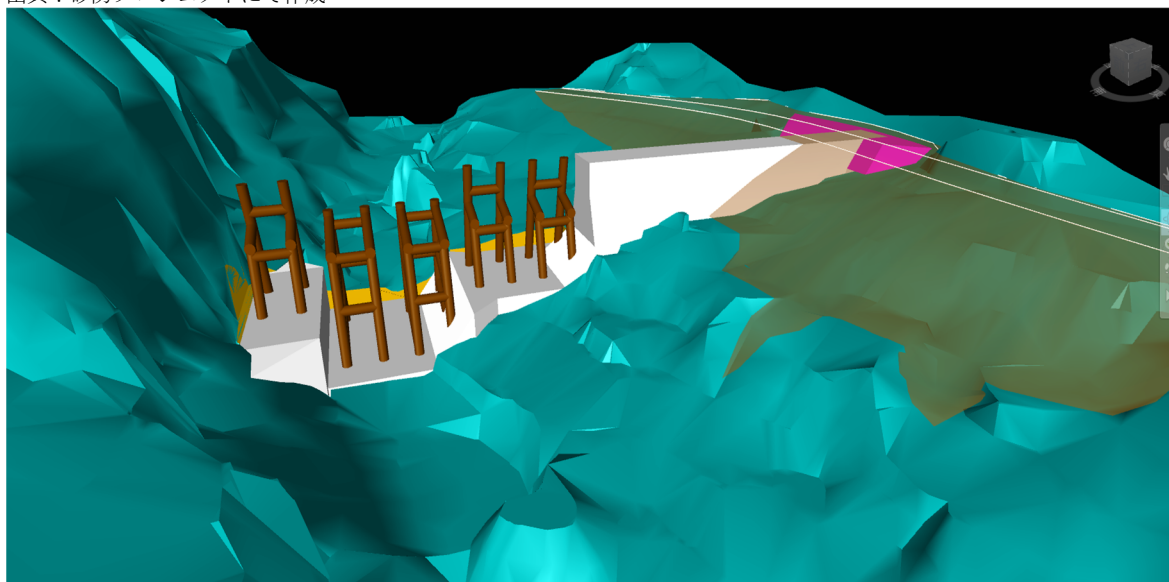


図 1.8.6 概略図面に基づく3次元図面

出典：砂防プロジェクトにて作成

第 2 章 土石流構造物対策の設計

2.1 設計の概要

土石流構造物対策の設計は、施設配置計画における優先施設の選定で抽出された、テレゾポリス市のプリンシペ（Príncipe）川の鋼製透過型砂防堰堤の設計を実施した。

砂防堰堤の規模は、堰堤高 9.5m（有効高 8.0m、根入れ深さ 1.5m）、堤長 46.5m、透過部の部材間隔 1.6m（ $D_{80} \times 2.0$ 倍）として、設計を実施した。

2.1.1 実施項目

実施項目は、部材間隔の設定、開口部の設定、構造計算、安定計算、不透過型砂防堰堤に準じた非越流部の設計を実施した。

2.1.2 透過型砂防堰堤の設計順序

透過型砂防堰堤の設計は、透過部の土砂捕捉性能及び鋼管フレームの耐荷性能が確保できるよう堰堤各部位の形状・寸法を決定する必要がある。このため、適切な設計手順に従い、合理的な手法を用いて実施するものとする。

透過型堰堤の設計手順を以下に示す。

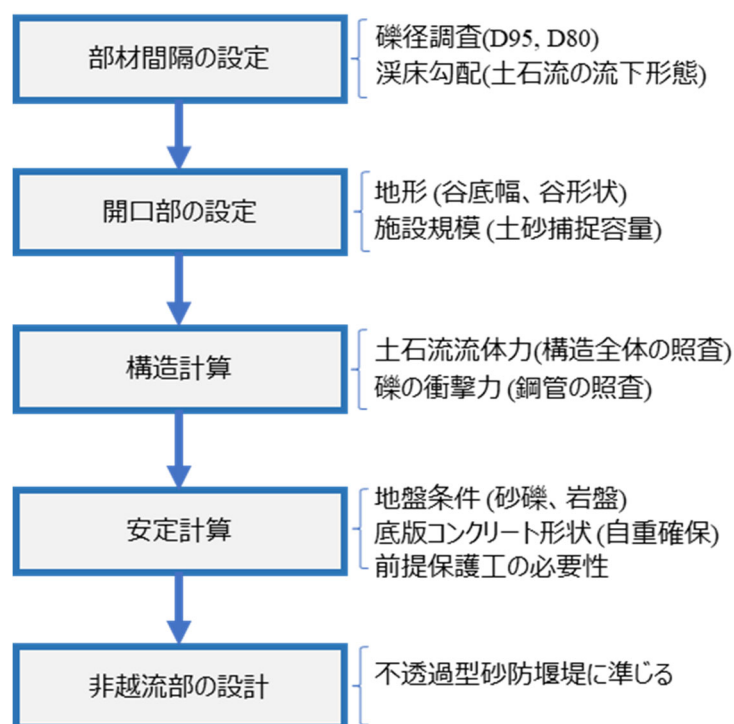


図 2.1.1 透過型砂防堰堤の設計フロー

出典：砂防プロジェクトにて作成

2.1.3 対象溪流の位置

対象溪流の位置は、リオデジャネイロ州テレズポリス市に位置する Principe 川である。対象溪流の位置図を図 2.1.2 に示す。



図 2.1.2 対象溪流の位置

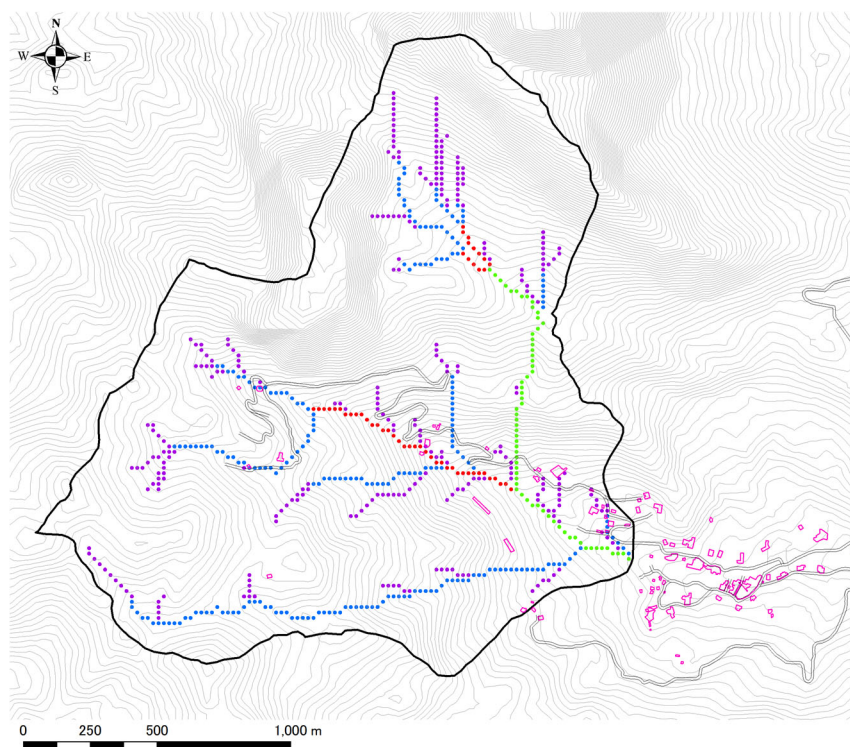


図 2.1.3 対象溪流の詳細図

出典：砂防プロジェクトにて作成

2.2 詳細設計のための調査

2.2.1 地形測量

平面測量は、地形と作業が実施される場所の重要な要素（建物、樹木、岩塊など）を考慮しなければならない。

測量杭は、中心線と交差させて設定する必要がある、作業実施時の基準となる横断線を配置しなければならない。横断線の位置は、砂防堰堤（主堰堤と副堰堤の両方）の軸から約 20 メートルの間隔を基本とする。なお中心線が想定される土石流の流下方向に適合しない場合は、現場で修正しなければならない。

縦断測量は、縦断図を作成するために行われる。縦断測量は中心線に沿って連続的に土地の高さを測定する。縦断図の縮尺は、通常、横断図の縮尺の 5 分の 1 から 10 分の 1 である。

横断測量は、土石流の中心線を示す杭が設置された場所から出発し、直角方向の地形変化の位置と高さを測定して横断図を作成する。

テレズポリス市のパイロットサイトにおける地形測量は、計画砂防堰堤配置位置を含め、工事用道路設計のための下流側アプローチ地点から、上流側堆砂影響範囲までを計測した。また、施工影響範囲と地物の関係を確認するため、左岸側民地範囲も含めて計測を行った。

設計に使用した地形図を図 2.2.1 に示す。

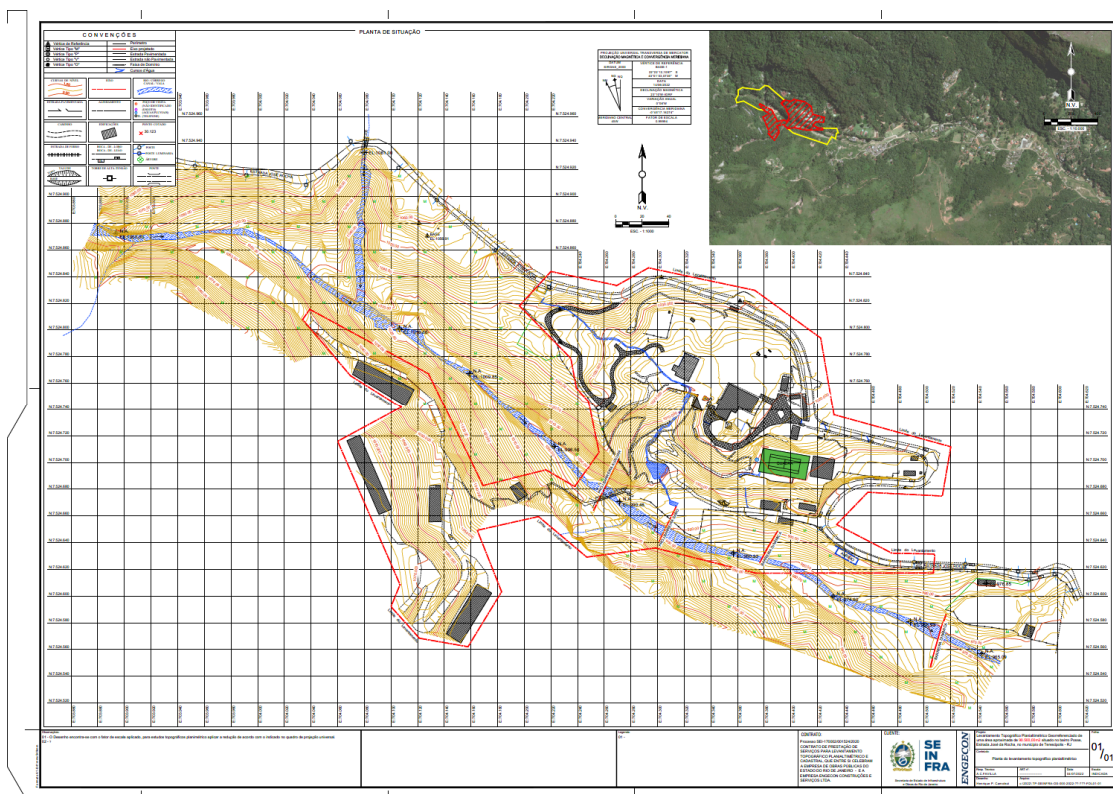


図 2.2.1 設計に使用した地形図

出典：砂防プロジェクトにて作成

地形測量結果より作成した地形縦断面図を図 2.2.2 に示す。

堰堤サイトより 200m 上流の平均河床勾配は 1/8.5 勾配であり、砂防マニュアル第 6 章「図 6.2 - 土砂移動の形態の溪床勾配による目安」によると、土砂移動形態は土石流の堆積区間に相当する。

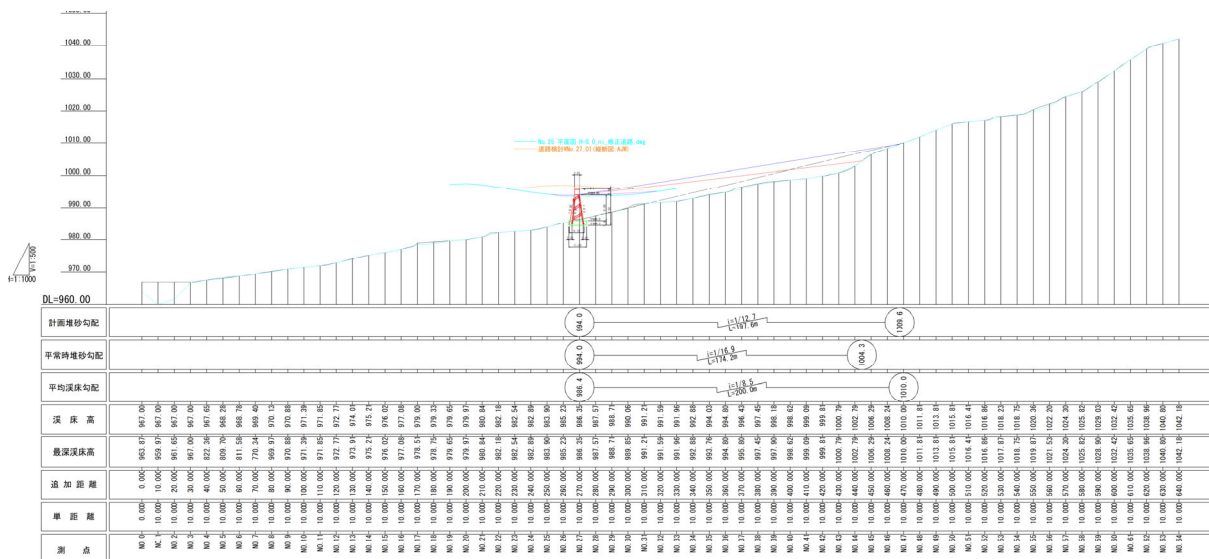


図 2.2.2 地形縦断面図

出典：砂防プロジェクトにて作成

2.2.2 地質調査

地質調査は、砂防堰堤計画サイトの地質的特徴を正確に把握するために実施する。中心線と交差する堰堤軸の横断線を設定し、その線上及び交点で地質調査を行う。

テレズポリス市のパイロットサイトにおける地質調査は、ボーリング調査を堰堤水通し中心に 1 箇所、左岸側に 2 箇所、堰堤サイト上下流に 1 箇所ずつ 2 箇所、計 5 箇所のボーリングを実施した。なお、右岸側については河床および溪岸から斜面にかけて露岩が確認できていることから、ボーリング調査は実施しないものとした。

今回のボーリング調査は、パイロットサイトにおけるボーリング調査のため詳細な地質情報を把握するため基盤岩を確認する深度までボーリングを実施した。今後の地質調査は想定地質横断面図の作成および砂防堰堤基礎底面位置における地盤定数把握が可能な掘削深度を適切に判断すべきと考えられる。

ボーリング調査位置を図 2.2.3 に示す。

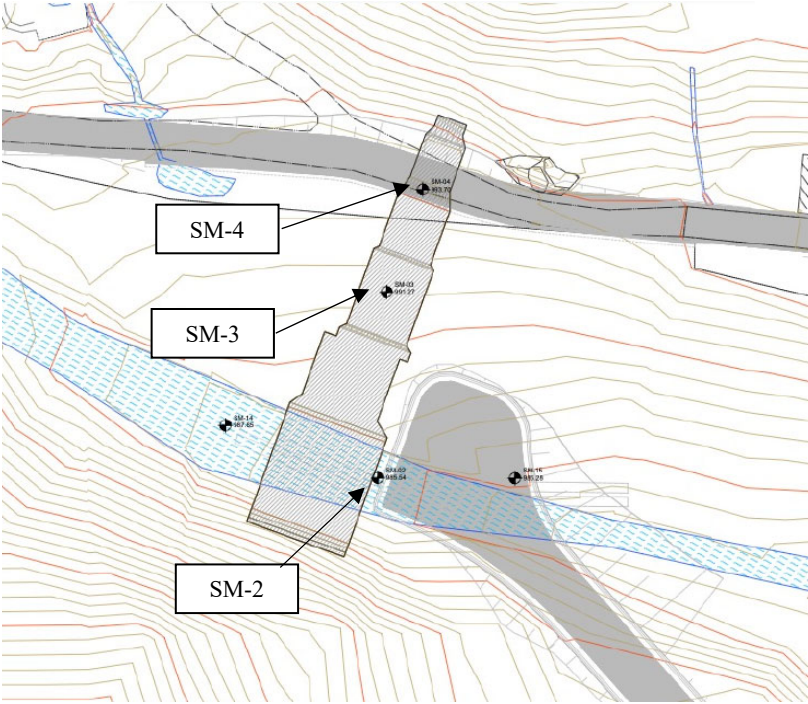
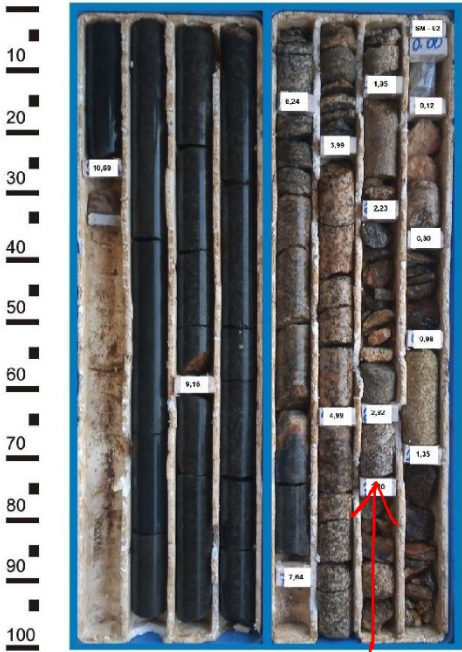


図 2.2.3 ボーリング調査位置

出典：技術委員会作成資料

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM ROTATIVA SM - 02			CLIENTE: FUNDAÇÃO COORDENAÇÃO DE PROJETOS, PESQUISAS E ESTUDOS TECNOLÓGICOS OBRAS: SONDAGENS GEOTÉCNICAS	COTA: 995,00 COORDENADAS N: 7.524.633,84 E: 704.325,70 FUSO:	INC: 90° DIRE: 02/09/23 INICIO: 02/06/23 TERMINO: 02/06/23 REF:	DATA: 21/06/2023 FOLHA: 01/01 REVISÃO: RESP: TEC:					
ESCALA: 1:1.000	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO NA PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADES DAS MANEIRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS ZONAS DE INTERESSE	% DE RECUPERAÇÃO	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE PATINAMENTO	GRAU DE CORROSÃO
			SILTE ARENOSO, VERMELHO		0,12		29,4%	5%	4	5	4
					0,50	FRAGMENTOS	50,4%	5%	1	5	5
					1,35	OS	59,6%	1%	1	3	1
					1,95	FRAGMENTOS	83,3%	5%	5	5	5
					2,23	OS	84%	5%	2	5	3
					3,99	FRAGMENTOS	56,5%	5%	5	5	5
					4,99	OS	55%	5%	2	5	3
					6,24	FRAGMENTOS	44,9%	5%	5	5	5
					7,64	JUNTAS H. AB. RUG.	43,2%	4%	1	5	1
					9,16	JUNTAS H. AB. RUG.	48%	4%	2	5	2
					10,09	JUNTAS H. AB. RUG.	58,4%	5%	1	5	1
					10,69	JUNTAS SELADAS	100% 1%		1	1	1
					10,69	JUNTAS SELADAS	100% 1%		1	1	1
OBSERVAÇÕES:											
GRAN DE ALTEIRAÇÃO A1- ROCHA SA A2- ROCHA ALTERNADA A3- ROCHA ALTERNADA MOLE A4- SOLO DE ALTEIRAÇÃO											
GRAN DE CORROSAO C1- AUTO RESISTENTE C2- RESISTENTE C3- MEDIANAMENTE RESISTENTE C4- ROCHA BRANCA C5- AUTO BRANCA											
GRAN DE BOM D1- SOLO DE BOM D2- SOLO DE BOM D3- SOLO DE BOM D4- SOLO DE BOM D5- SOLO DE BOM D6- SOLO DE BOM											
GRAN DE FUNDAMENTO F1- AUTO FUNDAMENTO F2- SOLO FUNDAMENTO F3- MEDIANA FUNDAMENTO F4- SOLO FUNDAMENTO F5- SOLO FUNDAMENTO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											
GRAN DE DECOMPOSICAO G1- SOLO DE DECOMPOSICAO G2- SOLO DE DECOMPOSICAO G3- SOLO DE DECOMPOSICAO G4- SOLO DE DECOMPOSICAO											

FOTOS DOS TESTEMUNHOS			
CLIENTE: FUNDAÇÃO COORDENAÇÃO DE PROJETOS, PESQUISAS E ESTUDOS TECNOLÓGICOS			
LOCAL: SONDAGENS GEOTÉCNICAS - TERESÓPOLIS / RJ			
CAIXA INDICADA	DATA: 02/06/2023	CAIXA: 1 E 2	ESCALA: 1:1
COORDENADAS	DATA: 995,00	LOCALIZAÇÃO	N: 7.524.633,84 E: 704.325,70

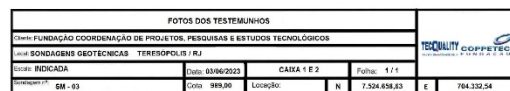


BASE ATUAL DA ESCAVAÇÃO EM ROCHA

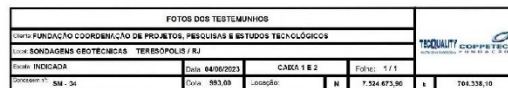
図 2.2.4 ボーリング調査結果 (SM-2)

出典：技術委員会作成資料

事例集



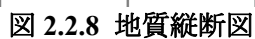
出典：技術委員会作成資料



出典：技術委員会作成資料



出典：技術委員会作成資料



出典：技術委員会作成資料

2.2.3 礫径調査

テレゾポリス市のパイロットサイト 堰堤計画地点より上流 200m および下流 200m に存在する 200 個以上の巨礫の粒径を測定し、図 2.2.9 に示すヒストグラムおよび礫径加積曲線を作成した。

この曲線の累積値のうち、80%相当 (D_{80}) が部材間隔を設定するための礫径となり、95%相当 (D_{95}) が礫衝突荷重の算定に用いる礫径となる。

礫径調査結果を解析し、累計値の 80% (D_{80}) は 0.80m、累計値の 95% (D_{95}) は 1.60m となった。

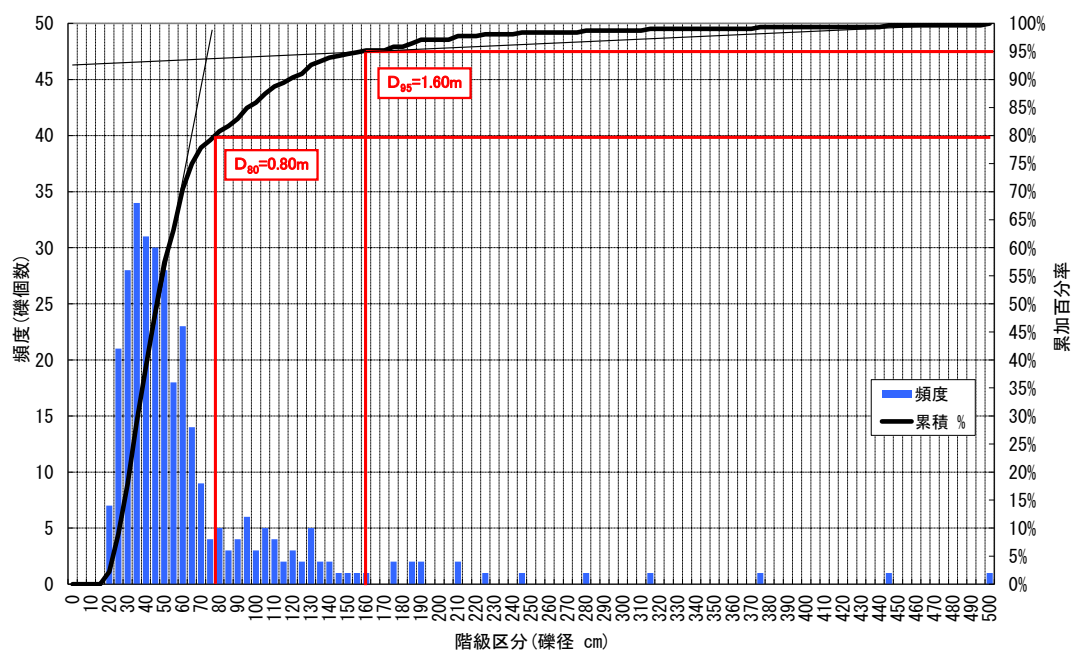


図 2.2.9 ヒストグラム及び礫径加積曲線

出典：技術委員会作成資料

2.3 設計条件

2.3.1 鋼構造への作用

安定計算及び鋼製透過型砂防堰堤の構造解析と設計において考慮した設計条件を以下に示す。

- (1) 自重
- (2) 土石流流体力
- (3) 礫及び流木の衝突
- (4) 静水圧
- (5) 堆砂圧
- (6) 温度変化

以下に計算に用いる数値について、土石流ピーク流量から土石流諸元の算出、各種設計条件の算出結果を示す。

①地形・地質・堤体条件

記号	項目	単位	値
〈地形条件〉			
B1	溪床幅	m	0.0
1:r ₁	流下断面右岸勾配(下)		2.9
1:r ₂	流下断面右岸勾配(上)		1.3
1:l ₁	流下断面左岸勾配(下)		5.8
1:l ₂	流下断面左岸勾配(上)		0.5
z1	右岸側勾配変換点	m	1.4
z2	左岸側勾配変換点	m	0.8
θ	現河床勾配		1/8.5

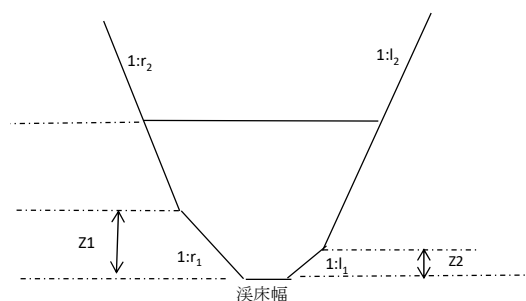


図 2.3.1 地形・地質・設計条件

出典：砂防プロジェクトにて作成

記号	項目	単位	値
〈流量条件〉			
A	流域面積	km ²	3.19
P ₂₄	24時間雨量(もしくは日雨量)	mm	199
〈堤体条件〉			
H	堤高	m	9.5
B	水通し天端幅	m	3.0
m	上流法面勾配		0.30
n	下流法面勾配		0.35
B1	水通し底幅	m	22.0
	袖小口勾配		0
〈土砂条件〉			
V _{dap}	一波の土石流により流出すると想定される土砂量	m ³	49,320
d ₉₅	最大礫径	m	1.6
〈地盤定数〉			
τ_0	地盤のせん断強度		2000
f	摩擦係数		1.00
qu	地盤の許容支持力	kN/m ²	4000
n	滑動に対する安全率		1.5

図 2.3.2 地形・地質・設計条件

出典：砂防プロジェクトにて作成

②設計定数

We	コンクリート単位体積重量	kN/m ³	22.6
Wo	堆積物を含む水の単位体積重量	kN/m ³	12
σ	礫の密度	kN/m ³	25.5
ρ	堆積物を含む水の密度	kN/m ³	12
γ_s	水中堆積物の単位体積重量	kN/m ³	8.2
K _{f1}	流出係数		0.85
C	流量係数		0.6
g	重力加速度	m/s ²	9.81
C _s	渓床堆積土砂の容積濃度		0.6
K _n	粗度係数(自然河道フロント部)		0.1
C	土圧係数		0.3
ϕ	堆積土砂の内部摩擦角	deg	35.0
τ_c	コンクリートのせん断強度		2,560

マニュアル

- ・3編 2.2自重
- ・3編 2.3静水圧
- ・3編 2.5土石流荷重
- ・3編 2.5土石流荷重
- ・3編 3.2安定計算方法
- ・3編 1.2.2清水の対象流量
- ・4編 3.4.1設計水深
- ・3編 2.5土石流荷重
- ・3編 1.3.2土石流の総流量
- ・3編 2.5土石流荷重
- ・3編 2.4堆砂圧
- ・3編 2.4堆砂圧
- ・3編 3.1.2滑動に対する安定

※但し計算に用いるせん断強度は、コンクリートまたは基礎地盤のうち小さい方のせん断強度を用いる。

本計算では、基礎地盤のせん断強度の値(2000kN/m²)を用いる。

図 2.3.3 設計定数

出典：砂防プロジェクトにて作成

2.3.2 土石流ピーク流量の算定

(1) 土石流総流量の算定

a) 土石流濃度

諸元一覧表

記号	項目	単位	
σ	礫の密度	kg/m ³	2,602
ρ	堆積物を含む水の密度	kg/m ³	1,200
Wo	堆積物を含む水の単位体積重量	kN/m ³	12.00
ϕ	堆積土砂の内部摩擦角	deg	35.0
d	最大礫径	m	1.60
$\tan \theta$	渓床勾配		1/5.5
C_s	堆積土砂の容積土砂濃度		0.60
Kn	粗度係数(自然河道フロント部)		0.10
B	渓床幅	m	19.2
Vdqp	一波の土石流により流出すると想定される土砂量	m ³	49,320

土石流濃度は下記の平衡濃度式(高橋式)から算出する。

$$C_d = \frac{\rho \cdot \tan \theta}{(\sigma - \rho) \cdot (\tan \phi - \tan \theta)}$$

ρ ; 堆積物を含む水の密度
 θ ; 現況河床勾配 10.30 (度) (i=1/5.5)
 σ ; 礫の密度
 ϕ ; 堆積土砂の内部摩擦角

$$= \frac{1,200 \times \tan 10.30}{(2,602 - 1,200) \times (\tan 35.0 - \tan 10.30)}$$

$$= 0.30 \quad (\text{小数第3位四捨五入})$$

0.3 ≤ C_d ≤ 0.54 であるため
C_d = 0.30

b) 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Vdqpは、下記の算出結果に基づき移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち小さい方の値を採用する。

$$Vdqp = 49320 \text{ m}^3$$

運搬可能土砂量Vdy2は、対象流域の運搬能力から下記の算出式を用いて算出する。

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

P_p : 再現期間の24時間累積雨量 (mm) 199 mm

A : 流域面積 (km²) 3.19 km²

K_v : 堆積土砂の空隙率 0.40

C_d : 土石流濃度 0.30

K_{f2} : 流出補正率 $0.05(\log A - 2.0)^2 + 0.05$ ($0.1 \leq K_{f2} \leq 0.5$) 0.16

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \times 199 \times 3.19}{1 - 0.40} \times \left(\frac{0.30}{1 - 0.30} \right) \times 0.16$$

$$V_{dy2} = \frac{1058016.667}{1} \times \left(\frac{0.43}{1} \right) \times 0.16$$

$$V_{dy2} = \frac{72,550}{1} \text{ m}^3$$

c) 土石流総流量

土石流総流量は、1波の土石流により流出する土砂量と土石流濃度から算出する。

$$\Sigma Q = \frac{V_{dqp} \times C^*}{C_d}$$

V_{dqp} : 流出土砂量 = 49,320 m³

C^* : 堆積土砂の容積土砂濃度 = 0.60 より

$$\Sigma Q = \frac{V_{dqp} \times C^*}{C_d} = \frac{49,320 \times 0.6}{0.30} = 98,640$$

$$\Sigma Q = \frac{98,640}{1} \text{ (m}^3\text{)}$$

(2) 土石流ピーク流量 (Qsp)

土石流ピーク流量は過去の観測データに基づく関係式より求める。

$$Q_{sp} = 0.002 \times \Sigma Q$$

$$Q_{sp} = 0.002 \times \Sigma Q = 0.002 \times 98,640 = 197.3$$

$$Q_{sp} = \frac{197.3}{1} \text{ (m}^3\text{/sec)} \quad (\text{少数第2位切り上げ})$$

2.3.3 土石流荷重

諸元一覧表

項目	諸元		
	記号	単位	値
土石流ピーク流量	Qsp	m ³ /s	197.3
粗度係数(自然河道フロント部)	Kn		0.1
現況河床勾配	θ	deg	6.71
堆積物を含む水の単位体積重量	W0	kN/m ³	12.0
土石流濃度	Cd		0.30
礫の密度	σ	kg/m ³	2600
堆積物を含む水の密度	ρ	kg/m ³	1200

($i=1/8.5$)

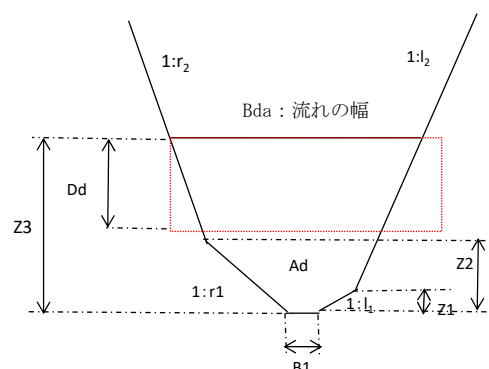
出典：砂防プロジェクトにて作成

(1) 土石流の流速と土石流水深

a) 砂防堰堤計画地点上流の溪流断面

砂防堰堤計画地点上流の溪流断面は、以下の形状である。

B1	: 溪床幅	0m
1:r ₁	: 流下断面右岸勾配(下側)	1:2.9
1:r ₂	: 流下断面右岸勾配(上側)	1:1.3
1:l ₁	: 流下断面左岸勾配(下側)	1:5.8
1:l ₂	: 流下断面左岸勾配(上側)	1:0.5
z1	: 左右岸のうち低い方の勾配変換点	1.4m
z2	: 左右岸のうち高い方の勾配変換点	0.8m
z	: 土石流の表面水位	19.16m
Bda	: 流れの幅	
Bda=	$n_{r1} \times z + n_{l1} \times z$	($0 < z < z1$)
	$n_{r1} \times z + n_{l2} \times z$	($z1 < z < z2$)
	$n_{r2} \times z + n_{l2} \times z$	($z2 < z$)
		・・・(1)



b) 土石流の流速と水深

土石流の流速Uは下式より算出される。

$$U = \frac{1}{Kn} \cdot Dd^{2/3} \cdot (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots(2)$$

土石流の水深 D_d は下式より算出される。

$$D_d = A_d / B_d \quad \dots(3)$$

A_d : 流下断面積
 $A_d = \begin{cases} A_{d1} & (0 < z < z_1) \\ A_{d2} & (z_1 < z < z_2) \\ A_{d3} & (z_2 < z) \end{cases}$

土石流水深 D_d は、下式より土石流ピーク流量 Q_{sp} に一致する水深を求める。

$$Q_{special} = U \cdot A_d \quad \dots(4)$$

(1),(2),(3),(4)式より、 $Q_{special}$ が Q_{sp} に一致する z の算出結果を以下に示す。

$$z = 3.87\text{m}$$

求められた z をもとに土石流の水深 D_d 、流速 U の算出結果を以下に示す。

$$D_d = 1.94 \text{ m}$$

$$U = 5.32 \text{ m/s}$$

(2) 土石流の単位体積重量

土石流の単位体積重量 γ_d は下式より算出される。

$$\gamma_d = \frac{(\sigma \times C_d) + [\rho \times (1 - C_d)]}{1}$$

$$= \frac{\{ (2,600 \times 0.30) + (1,200 \times (1 - 0.30)) \} \times 9.81 / 1000}{1}$$

$$= 15.89 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

(3) 土石流流体力

土石流流体力 F は下式より算出される。

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

$$= 1.0 \times \frac{15.89}{9.81} \times 1.94 \times 5.31^2$$

$$= 88.60 \text{ (kN/m)}$$

(4) 土石流内の土砂の単位体積重量

土石流内の土砂の単位堆積重量 ρ_{di} は下式より算出される。

$$\rho_{di} = \gamma_d - W_o$$

$$\rho_{di} = 15.89 - 12.00$$

$$= 3.89 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

2.4 鋼製部の設計

2.4.1 鋼管間隔の設定

計画砂防堰堤の設計位置の現河床勾配は 1/8.5 勾配であり、土石流の流下形態は土石流堆積区間に相当する。

土石流堆積区間に設置する部材の純間隔は土石流中の礫及び流木を確実に捕捉できるように D_{80} の 1.0 倍以下にする必要がある。

一方で、

- テレゾポリスの計画砂防堰堤地点は、2011 年に土石流の流出があり巨石 (D_{95} 付近) の流出も確認されていることから、計画堰堤位置に巨礫が到達することが考えられる
- 砂防計画、下流側の INEA のネットバリアも含めて土砂を捕捉する計画であるため、INEA のネットバリアでも捕捉できる程度の礫の通過が必要

であることから、土石流の到達が過去の実績より確認できているため、部材間隔を $D_{80} \times 2.0$ 倍で設定した。

礫径調査結果より D_{80} は、 $D_{80}=0.80\text{m}$ となることから、透過部の部材間隔の設定は以下の通りとなる。

柱中心間隔 b_{sc} から部材純間隔を算出すると、

$$\begin{aligned}\text{部材純間隔} &= \text{柱中心間隔 (} b_{sc} \text{)} - \text{柱鋼管径} \\ &= 2.20 - 0.60 \\ &= 1.60 \text{ (m)} \leq 2.0 \times D_{80} (=0.8) = 1.6 \text{ (m)}\end{aligned}$$

2.4.2 開口部の設定

透過型堰堤の開口部は、土石流や流木を効果的に捕捉できるようにできるだけ広く設定する。また、中小出水及び平常時の流水を流し得る形状とする。平常時の水通し部は開口部であるため、適切に流下させるよう設定する。鋼管の間隔は、土砂の流下形態や地形を考慮して、土石流を効率よく捕捉するよう配置する。

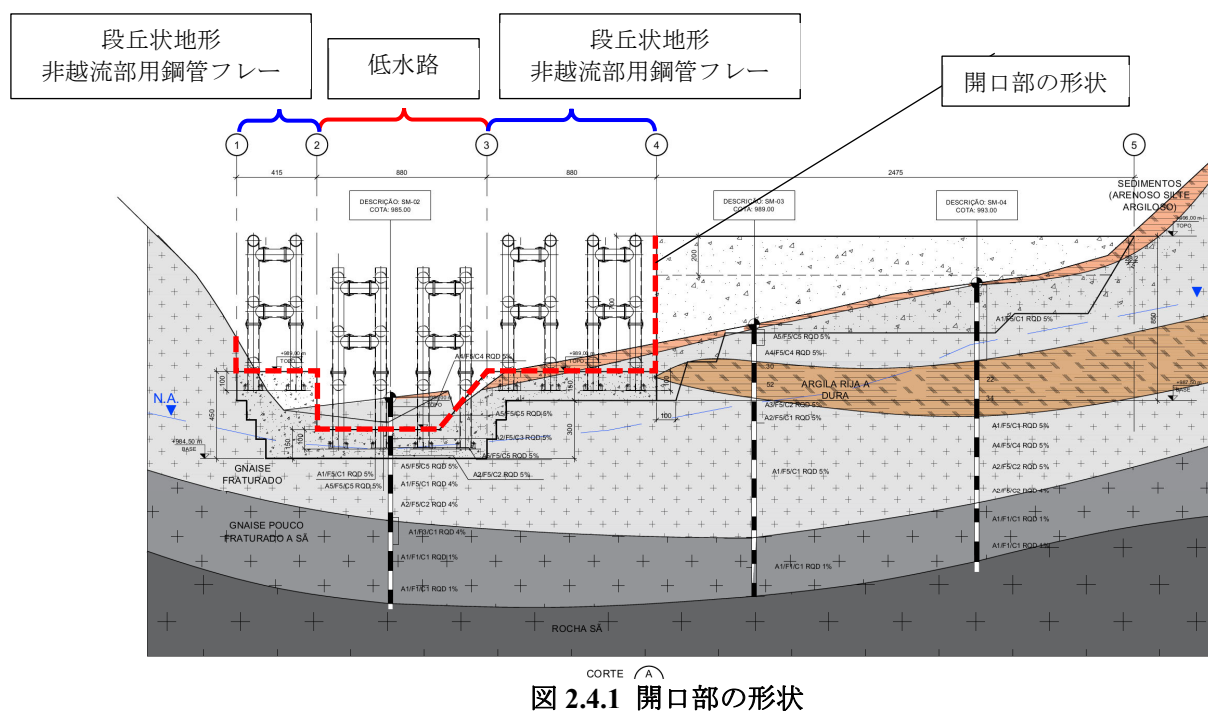
(1) 開口部の形状

堰堤の開口部は、鋼管フレームを配置する透過部と底版コンクリートで構成される。開口部の形状は、土石流の捕捉及び平常時（または中小出水時）の流水を流下させるよう以下のように設定する。

a) 開口部の幅

計画砂防堰堤位置の横断地形は、左岸側に段丘状地形があり、滞筋が右岸側に偏った流れとなっている。そのため、透過型堰堤の開口部の幅は、現地形の谷幅に配慮して土石流が流下すると想定される滞筋にできる限り広く設定した。この滞筋幅を低水路とし、段丘状地形の位置にも開口部を設け、副断面化とした。

この段丘状地形位置に配置する部材は、非越流部用の鋼管フレームを配置した。

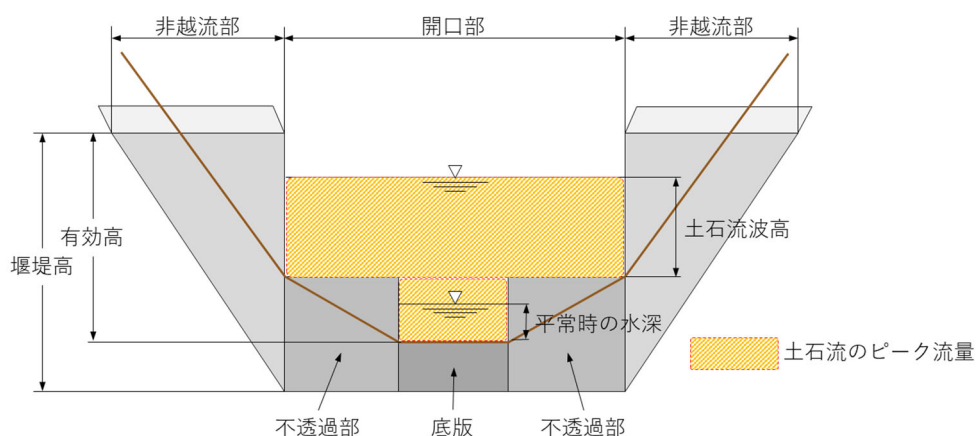


出典：砂防プロジェクトにて作成

b) 開口部の高さ

堰堤透過部の開口部の天端（堤体と同じ）は、図 2.4.2 で示すように、不透過型堰堤と同様、水通し天端高となる。

上流の土砂堆積物の状況や地形等を十分に調査し、計画捕捉量をもとにした施設の規模を決定する。越流部の断面（高さ方向）は、土石流のピーク流量に適した規模に設定する。具体的には、越流部の断面（高さ方向）が洪水及び土石流時の水深より大きくなるようにする。



出典：砂防プロジェクトにて作成

計画砂防堰堤の開口部の高さは、計画捕捉量より 8.0m とした。また、開口部の高さは、土石流時の水深（1.94m）より十分に高さが確保できている。

c) 底版コンクリートの高さ

底版コンクリートの高さは、堰堤の下流側に侵食を及ぼさないようできるだけ低く設定する。

河床勾配があり、底版コンクリート下流端で河床高より底版コンクリート上面が極力上回らないように、堰堤軸位置における底版コンクリート上面の標高を $EL=986.0m$ とした。

(2) 水通し部

水通しは、透過型堰堤の上下流の地形、溪岸の状態、流水の方向を考慮し、開口部の閉塞後も安全に設計流量を流し得る断面として設定する。

a) 水通し底幅

水通し底幅は、越流部（透過部）の幅に合致させるものとする。ただし、地形及び流量によっては越流部（透過部）の幅に合わせなくてもよい。

上記に従うと、水通し底幅は越流部（透過部）の幅に合致させるため、計画砂防堰堤では $8.8m$ の幅となる。この $8.8m$ の幅を水通し底幅に用いた場合の設計水深は $3.5m$ となり、左岸側の管理用道路の敷き高に与える影響が大きくなる。

計画砂防堰堤位置における土石流ピーク流量が比較的大きいこと、谷地形として段丘上の一部も地形上の土石流の流下断面と見なすことができることから、水通し底幅は越流部（透過部）の幅に合わせないものとし、計画砂防堰堤の水通し底幅は、開口幅と同じ幅の $22.0m$ とした。

b) 水通し高さ

水通し部の高さは、設計水深を考慮して設定する。

流量設計から算定される土石流水深（計画堆砂勾配を用いて算出する）と、 $D95$ を比較し大きい方の値を水通し高さとして採用する。

時には開口部から流水が通過するため、土石流を捕捉し満砂するまで水通しから越流することはなく、満砂後も除石を前提していることから水通し部からの越流が長期に渡ることはない。また、非越流部に鋼管フレームを配置した場合、満砂後も流水は非越流部から流下するため余裕高は考慮しなくてもよい。

以下に、水通し底幅 $22.0m$ 時の水通し高の設計結果を示す。

2.4.3 土石流ピーク流量(Qsp)に対する越流水深

諸元一覧表

項目	諸元		
	記号	単位	値
土石流ピーク流量	Qsp	m ³ /s	197.3
粗度係数(自然河道フロント部)	Kn		0.1
計画堆砂勾配	θ	deg	4.47
水通し底幅	B1	m	22.0
袖小口勾配	m		0.0

この断面によって流下させることが可能な土石流流量(Qsp)は $U \cdot Ad$ で表される。
 $Qsp = U \cdot Ad$

ここで、
 z : 土石流の越流水深(m)
 U : 土石流の流速 (m/s)
 Bda : 流れの幅 (m)
 Ad : 流下断面積 (m²)
 Dd : 土石流水深 (m)

$U \cdot Bda \cdot Ad \cdot Dd$ は、 z の関数として次式により求めることができる。

$$\begin{aligned}
 U &= \frac{1}{Kn \cdot Dd^{2/3}} \cdot (\sin \theta)^{1/2} & \sin \theta &= 0.08 \\
 Dd &= Ad / Bda \\
 Ad &= (B1 + m \times z) \times z \\
 Bda &= B1 + 2 \times m \times z
 \end{aligned}$$

石流の越流水深 z が、1.99m の場合

$$\begin{aligned}
 Qsp &= 43.78 \times 4.50 \\
 &= 197.0 < 197.3 \quad \text{NG}
 \end{aligned}$$

(少数第2位切り下げ)

$$\begin{aligned}
 U &= \frac{1}{0.1} \times 1.99^{2/3} \times 0.08^{1/2} = 4.5 \\
 Dd &= 43.75 / 22.0 = 1.99 \\
 Ad &= (22.0 + 1.99 \times 4.5) = 43.75 \\
 Bda &= 22.0 + 2 \times 1.99 \times 4.5 = 22.00
 \end{aligned}$$

(U,Dd,Ad,Bda: 少数第2位四捨五入)

石流の越流水深 z が、2.00m の場合

$$\begin{aligned}
 Qsp &= 44 \times 4.50 \\
 &= 198.0 \geq 197.3 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

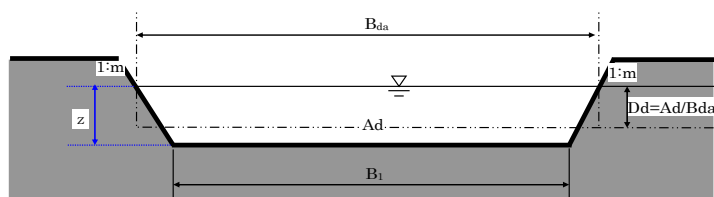
(少数第2位切り下げ)

$$\begin{aligned}
 U &= \frac{1}{0.1} \times 2.00^{2/3} \times 0.08^{1/2} = 4.5 \\
 Dd &= 44.00 / 22.00 = 2.00 \\
 Ad &= (22.0 + 2.00 \times 4.5) = 44.00 \\
 Bda &= 22.0 + 2 \times 2.00 \times 4.5 = 22.00
 \end{aligned}$$

(U,Dd,Ad,Bda: 少数第2位四捨五入)

よって、土石流ピーク流量の越流水深 z は以下の値とする。

$$z = 2.0 \text{ m}$$



水通部の断面形状

2.4.4 設計水深の決定

設計水深は下表に示す越流水深のうち最も大きくなる値を採用する。

従って設計水深は2mを採用した。

各手法により算定した越流水深

No	項目	水深(m)
1	主砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値	0.8
2	土石流ピーク流量に対する越流水深の値	2.0 max
3	最大礫径	1.6

3.4 水通しの設計

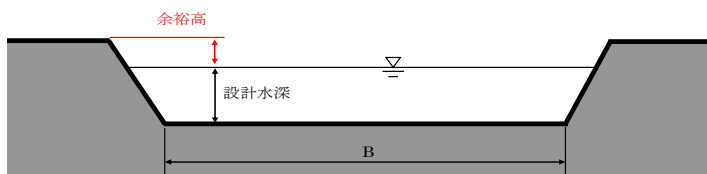
諸元一覧表

項目	諸元		
	記号	単位	値
土石流ピーク流量	Qsp	m ³ /s	197.3
計画堆砂勾配	θ	deg	4.47
水通し底幅	B1	m	22.0
袖小口勾配	m		0.0

3.4.2 水通高

水通し高は設計水深に余裕高を加えた高さとする。

$$\text{水通し高} : 2 + 0 = 2.0 \text{ m}$$



水通部の断面形状

出典：砂防プロジェクトにて作成

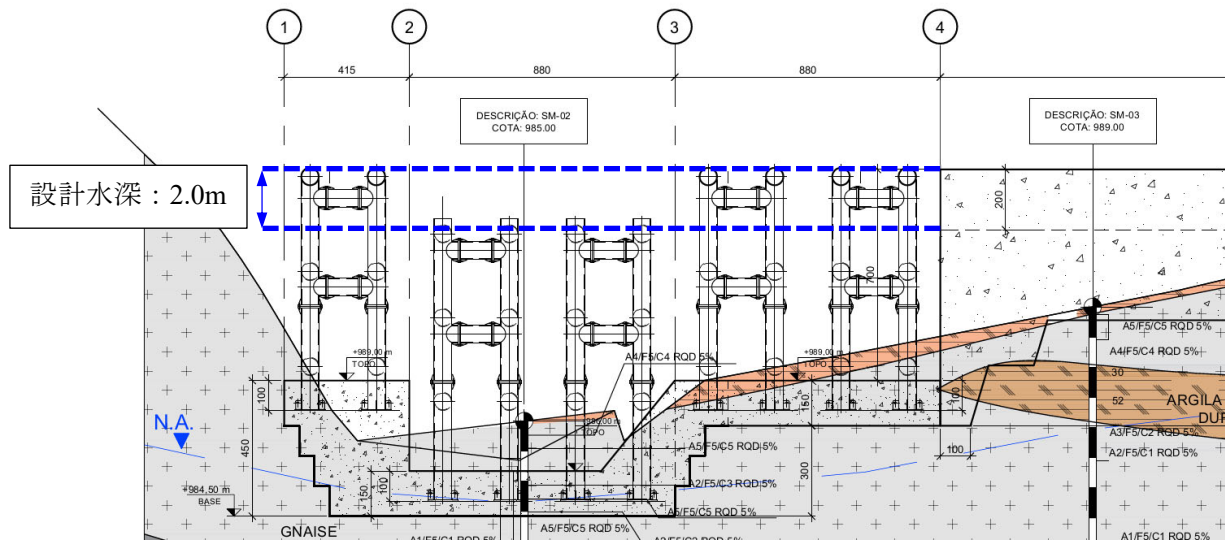


図 2.4.3 設計水深の設定結果

出典：砂防プロジェクトにて作成

2.5 構造計算

2.5.1 鋼管フレームの設計

(1) 最小板厚

本捕捉工に用いる鋼材の板厚は、8mm以上とし、堰堤高を保持する構造部材のうち、礫衝突を想定する鋼管の板厚は 22mm 以上、かつ径厚比は $D/t < 30$ （腐食代と余裕代を見込む）とする。ただし、透過部の高さが 5 m 以下の堰堤の場合、8mm 以上、かつ径厚比は $D/t < 30$ （腐食代と余裕代を見込む）とする。

・ 礫衝突を想定する鋼管

$D=600\text{mm}$

$T=22\text{mm}$

よって、 $D/t=600/22 \approx 27.3 < 30$

S タイプの巨礫の衝突に対する設計は修正エリナスの式により照査する。

また、この鋼管諸元を用いて構造計算を行い、作用断面力に対してチェックする。

(2) 鋼管部材

設計に用いる腐食しろ+余裕しろは以下の値を用いることとした。

上流側部材…	4.0	(mm)	【腐食しろ 0.5mm+余裕しろ 3.5mm】
下流側部材…	4.0	(mm)	【腐食しろ 0.5mm+余裕しろ 3.5mm】
その他の部材…	4.0	(mm)	【腐食しろ 0.5mm+余裕しろ 3.5mm】

2.5.2 荷重の組み合わせ

荷重の組み合わせにおいては、満砂時、堆砂面上の土石流、土石流のみのケースを考慮し、NBR 8800 の増加係数を考慮した。検討した組み合わせを以下に示す。

表 2.5.1 組み合わせ表

Título	1:G1 - PP	2:F1 - Fluxo de detritos	3:E2 - Empuxo vertical	4:E1 - Empuxo horizontal	5:F2 - Fluxo de detritos...	TEMP(GR)
Deposition + Temp (D)	1.25		1.5	1.5		0.72
Deposition + Temp (F)	1		1.5	1.5		0.72
Deposition (D)	1.25		1.5	1.5		
Deposition (F)	1		1.5	1.5		
Deposition + DF + Temp...	1.25	1.5	1.5	1.5		0.72
Deposition + DF + Temp...	1	1.5	1.5	1.5		0.72
Deposition + DF (D)	1.25	1.5	1.5	1.5		
Deposition + DF (F)	1	1.5	1.5	1.5		
DF only + Temp (D)	1.25				1.5	1.2
DF only + Temp (F)	1				1.5	1.2
DF only (D)	1.25				1.5	
DF only (F)	1				1.5	

出典：技術委員会作成資料

(1) 土石流時

土石流時の安定計算は、土石流流体力が鋼材上流面に作用するものとして検討する。また、未満砂の荷重ケースについても検討する。

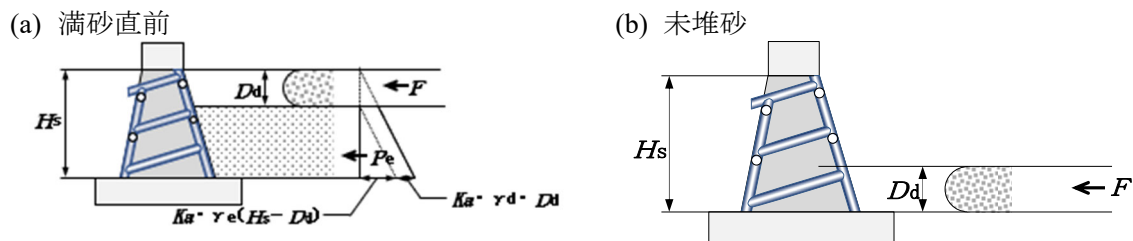


図 2.5.1 土石流時の透過型砂防堰堤の設計荷重

出典：砂防プロジェクトにて作成

(2) 満砂時

土石流捕捉後は、

図 2.5.2 が示すように堆積物の土圧を考慮する。

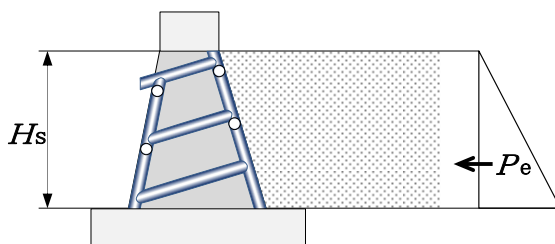


図 2.5.2 満砂時の透過型堰堤の設計荷重

出典：砂防プロジェクトにて作成

(3) 温度変化

鋼材骨組が不静定構造の場合に温度変化による影響を考慮する。

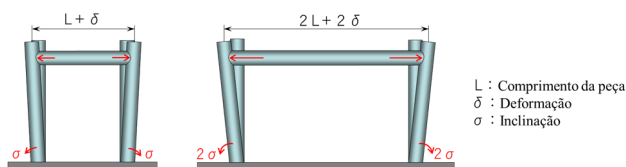


図 2.5.3 温度変化の効果

出典：砂防プロジェクトにて作成

(4) 礫の衝突

礫衝突により部材が損傷・破損すると、構造物全体の性能及び礫捕捉性能に重大な影響を及ぼす可能性がある。このため、解析の際にこの状態を考慮しなければならない。

礫衝突の影響を受ける部材は下記の通りに記載する。

- ①土石流フロント部に礫の衝突が想定される最上流に配置された部材。
- ②満砂後、天端から越流する礫の衝突が想定される部材。

③礫が衝突する底版コンクリート近傍の部材

2.5.3 構造計算法

堰堤の開口部に配置される鋼管フレーム構造に対して、ABNT規格が定める限界状態法によって安全性を確保する。構造物に重大な損傷が発生しないため、礫・流木の衝突に対する安全性に対応する必要がある。

解析に用いる礫径及び流速は、以下の通り設定する。

- ①礫径 D95 が 1 個、土石流の流速で部材中央部に衝突するものとする。
- ②礫衝突による構造物のエネルギー吸収は、構造体全体の変形を緩和させる。
- ③礫が多数衝突する場合については、D80 を対象礫とし変形が弾性範囲を超える場合には、塑性変形とエネルギー吸収が累積することと考慮する。

(1) 土石流の流体力及び土圧に対する鋼管フレーム構造の確認

透過型堰堤の安定計算は、外力に対して自重で抵抗するものとしている。

このため、構造物の前提条件として、土石流流体力等に対して鋼管フレーム構造の各部材が連結しており変形しないこと、及び鋼管フレーム構造を通して底版コンクリートに確実に荷重が伝達される構造であることを保証する必要がある。

よって、荷重の組み合わせを作用させた構造解析モデルは、継手の強度及び底版コンクリートへの鋼管根元接合部に関する構造設計細目を考慮し、線形弾性解析に基づいて実施、その安全性を確認しておかねばならない。

以下に、透過部の構造計算結果を示す。

構造計算で使用されるパラメータの値を以下に示す。

- コンクリートの比重 23.0kN/m^3
- 土砂を含む水の比重: 12.0kN/m^3
- 土石流中の土砂の水中比重: 8.0kN/m^3
- 土石流の比重: 19.31kN/m^3
- 土の内部摩擦角: 35°

設計に用いる腐食しろ+余裕しろは以下の値を用いることとした。

上流側部材…	4.0	(mm)	【腐食しろ 0.5mm+余裕しろ 3.5mm】
下流側部材…	4.0	(mm)	【腐食しろ 0.5mm+余裕しろ 3.5mm】
その他の部材…	4.0	(mm)	【腐食しろ 0.5mm+余裕しろ 3.5mm】

開口部は直径 600mm、厚さ 22mm の鋼管で構成され、台形形状を形成している。鋼管の列は 2.20 メートル間隔で配置され、2つのタイプ I と 3つのタイプ II がある。鋼管は、厚さ 1.50m、幅 8.50m から 11.0m のマス・コンクリート・ベースに固定されている。

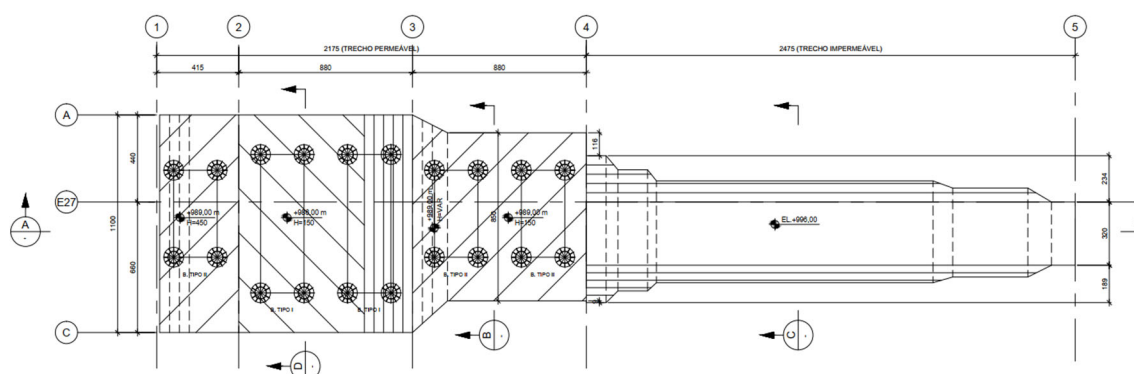


図 2.5.4 ベースプレートに固定された鋼製透過型砂防堰堤の平面図

出典：技術委員会作成資料

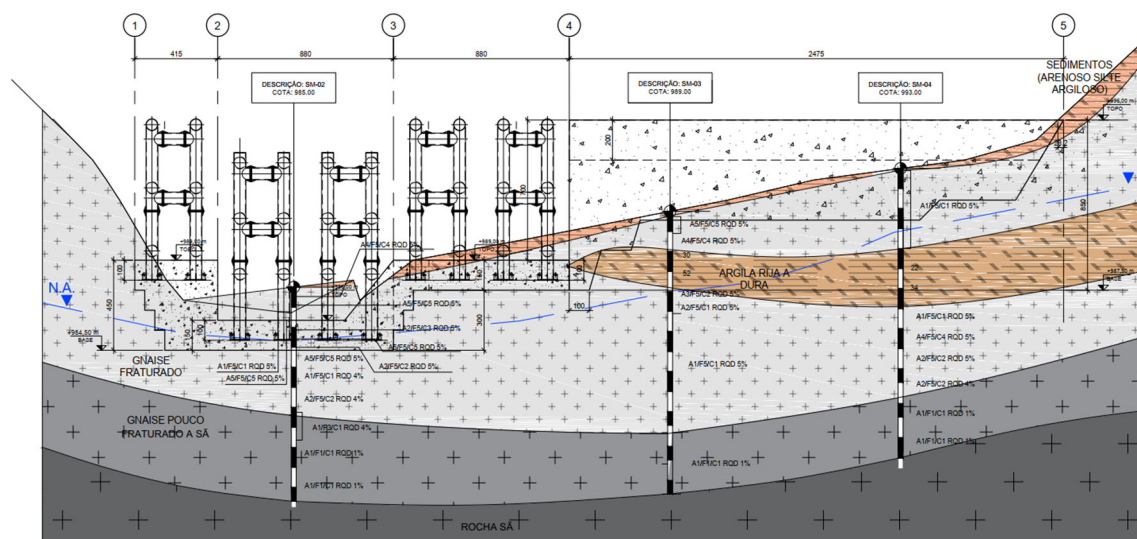


図 2.5.5 鋼製透過型砂防堰堤正面図と地質横断図

出典：技術委員会作成資料

鋼製透過型砂防堰堤には、形状の異なる3つのセクションがある。以下に各セクションの形状を示す。

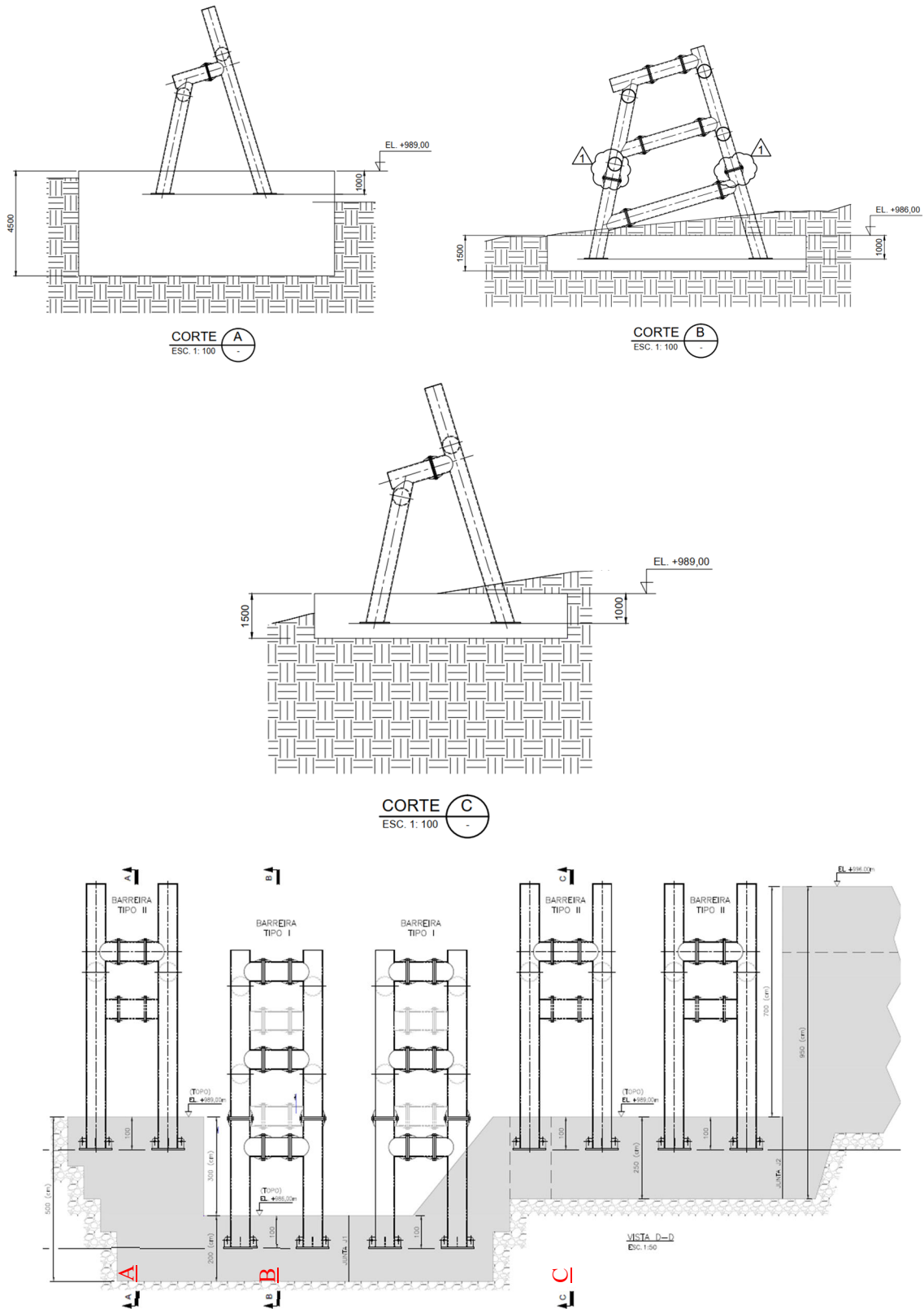


図 2.5.6 セクション別の鋼製部の断面図

出典：技術委員会作成資料

a) 構造計算

鋼管は NBR 8800 基準に従って寸法を決め、衝撃状況下で構造計算によるチェックを実施した。

構造モデルの形状

TRAP 2023 プログラムで開発された構造モデルが、鋼製部の設計に使用された。

このモデルには棒要素があり、鋼管フレームの基礎にサポートが取り付けられている。以下に示すように、セクション A とセクション B を表す 2 つのモデルを使用した：

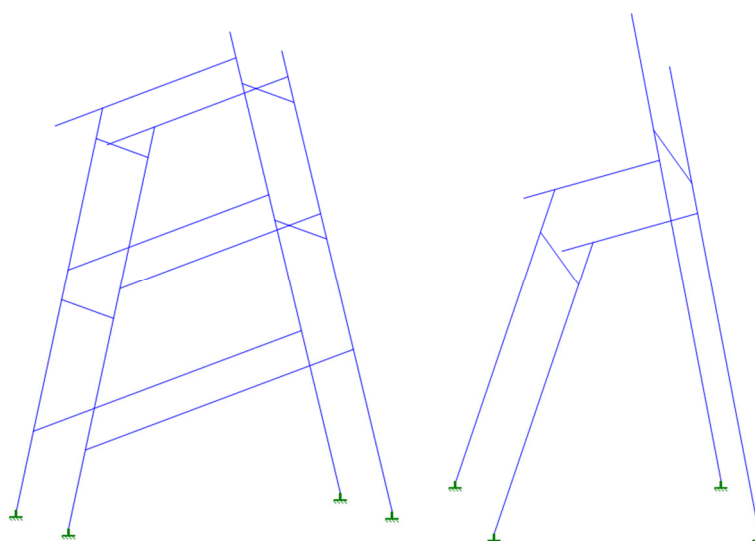


図 2.5.7 セクション B (左), セクション A (右).

出典：技術委員会作成資料

鋼管の支柱は、底版コンクリートの据え付け部の高さで固定されているものとして取り扱った。

モデル特性

両モデルの鋼管で使用された特性は、腐食しを考慮して下表に記載されている。

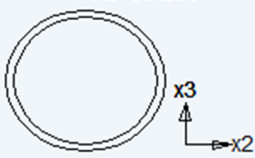
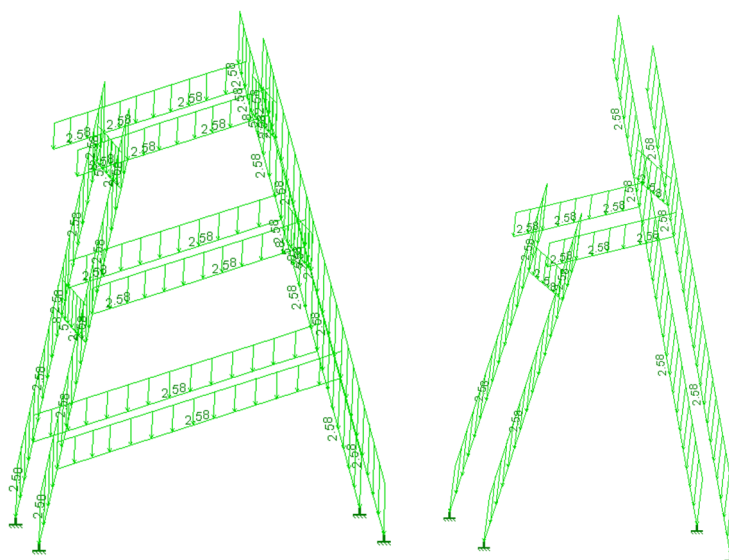
PROPRIEDADE N.1 - O59x1.8				
A=0.3246E+03	I2=0.1338E+06	I3=0.1338E+06	J=0.2676E+06	SF2=0.530
Material = 2 - STEE		Perímetro=185.982		SF3=0.530
h2=59.200	h3=59.200	e2=29.600	e3=29.600	
O59x1.8				
D =59.20cm				
t =1.80cm				
				

図 2.5.8 モデル特性

出典：技術委員会作成資料

構造モデルで使用した荷重を以下に示す。

自重は、鋼管の腐食による損失を考慮することなく、使用された鋼材の特性情報に従ってプログラムにより自動的に計算された。



出典：技術委員会作成資料

土石流流体力の荷重は、SABO マニュアルに準拠して下式を用いて計算され、水平荷重として適用した。

$$f_1 := \alpha \cdot \frac{\gamma_{flow.debris}}{q} \cdot L_s \cdot U^2 = 100.511 \frac{kN}{m}$$

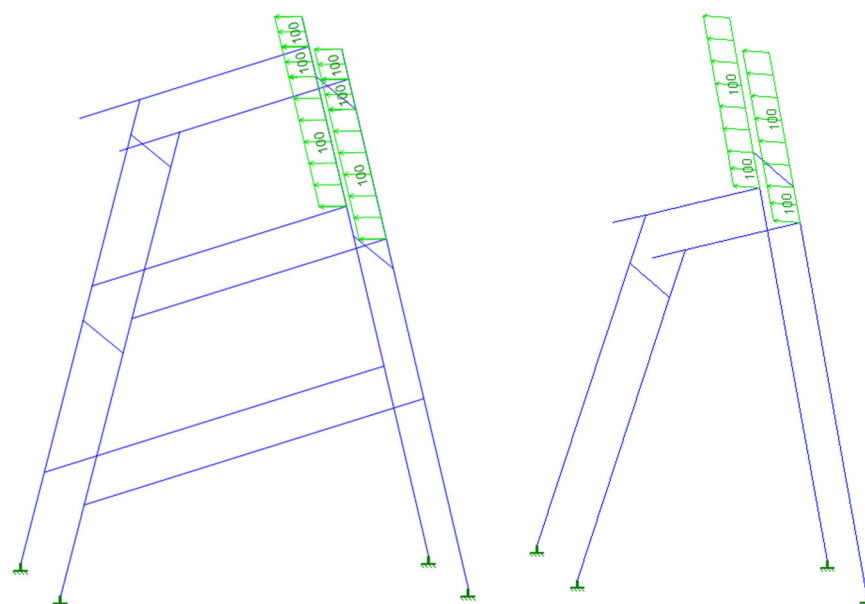


図 2.5.10 モデル B（左）とモデル A（右）に適用された土石流荷重

出典：技術委員会作成資料

➤ 堆砂による鉛直荷重

堆砂圧による鉛直荷重は、下式を用いて計算され、上流側の鋼管に垂直三角荷重として適用された。

$$P_{ev1} := \gamma_{flow.debris} \cdot L_s \cdot D_b = 67.819 \frac{kN}{m}$$

$$P_{ev2} := P_{ev1} + \gamma_{w.debris} \cdot L_s \cdot D_b = 133.119 \frac{kN}{m}$$

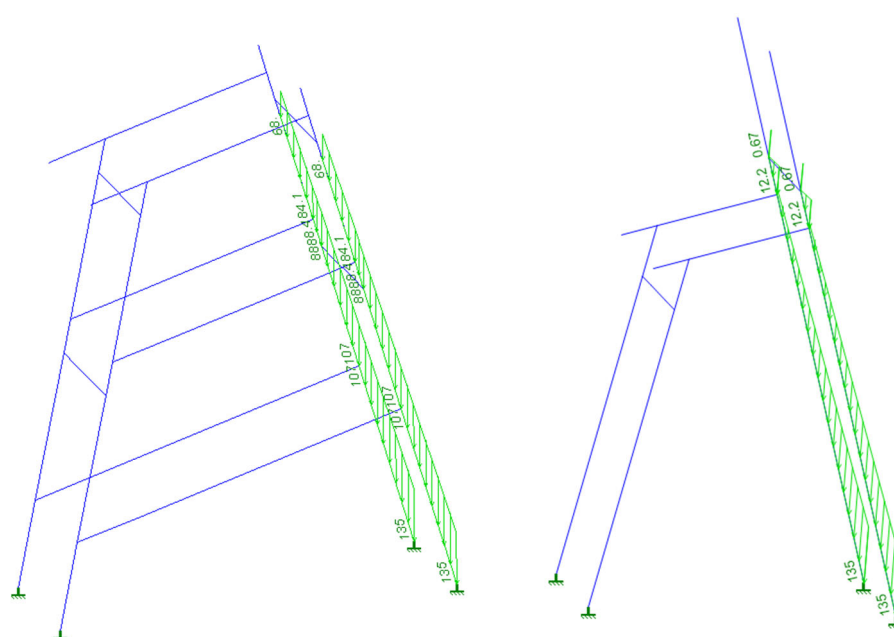


図 2.5.11 モデル B（左）とモデル A（右）に適用された堆砂による鉛直荷重

出典：技術委員会作成資料

➤ 堆砂による水平荷重

堆砂圧による水平荷重は、下式を用いて計算され、上流側の鋼管に水平三角荷重として適用された。

$$Peh1 := k_a \cdot \gamma_{flow.debris} \cdot L_s \cdot D_b = 22.606 \frac{kN}{m}$$

$$Peh2 := Peh1 + k_a \cdot \gamma_{w.debris} \cdot H_{ed} \cdot L_s = 90.599 \frac{kN}{m}$$

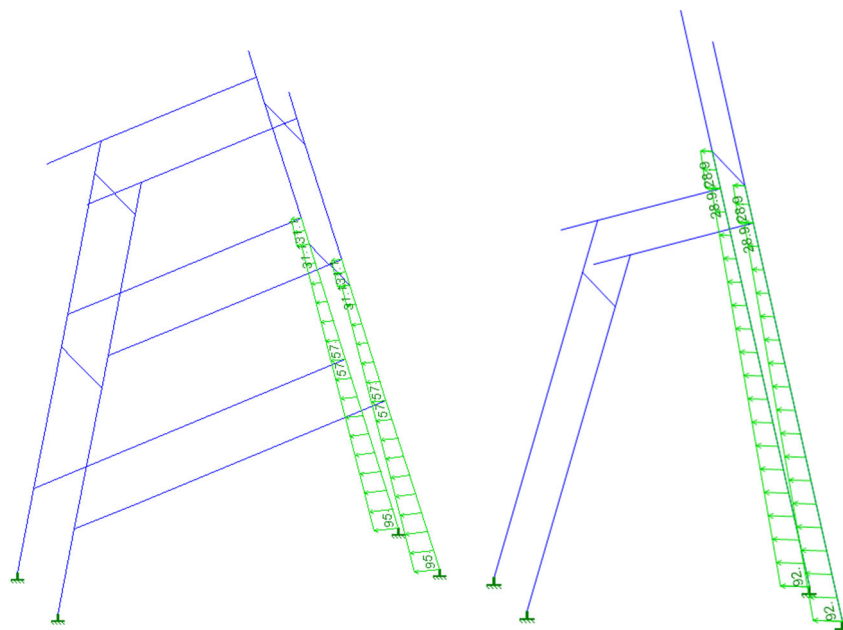


図 2.5.12 モデル B（左）とモデル A（右）に適用された堆砂による水平荷重

出典：技術委員会作成資料

➤ 基部における土石流荷重

未満砂時においてモデル A とモデル B に土石流を作用させたときの荷重を SABO マニュアルに準拠して計算し、水平荷重として適用した。

$$f_1 := \alpha \cdot \frac{\gamma_{flow.debris}}{g} \cdot L_s \cdot U^2 = 100.511 \frac{kN}{m}$$

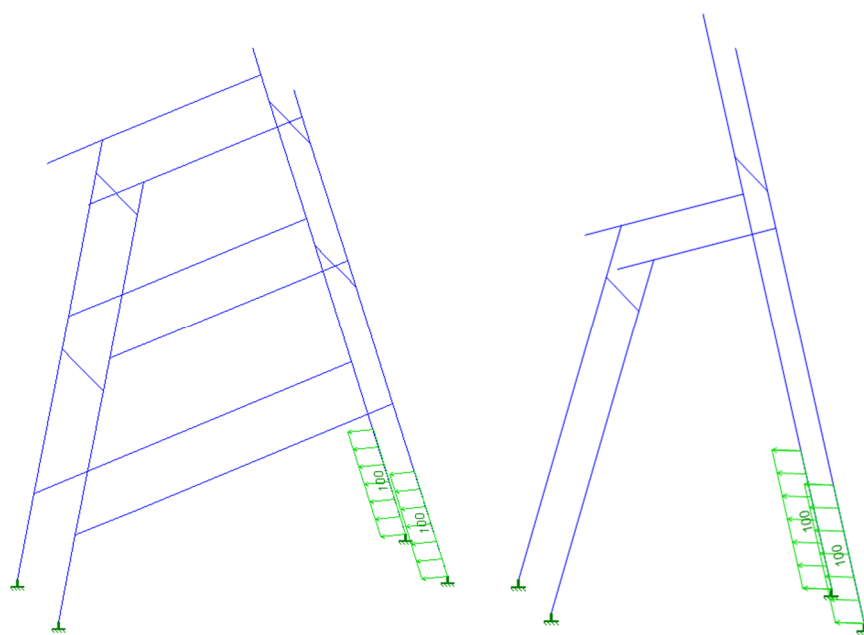


図 2.5.13 モデル B（左）とモデル A（右）に適用された基部における土石流荷重
出典：技術委員会作成資料

➤ 温度

温度負荷はモデル内のすべての鋼管に適用されるものとし、温度変動は $+15^{\circ}\text{C}$ から -15°C の範囲で考慮するものとした。

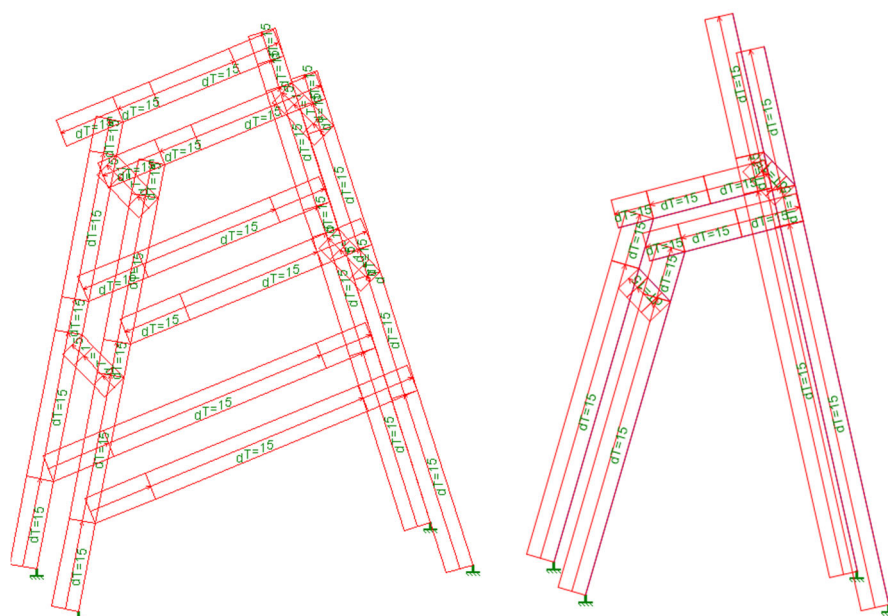


図 2.5.14 モデル B（左）とモデル A（右）に適用された温度変化

出典：技術委員会作成資料

作用の組み合わせ

作用の組み合わせにおいて、NBR8800 の増加係数は、満砂時、土石流時（満砂時）、土石流のみ

のケースを想定して検討された。

以下に検討した組み合わせを示す。

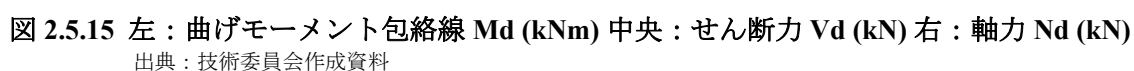
表 2.5.2 組み合わせ表

Título	1:G1 - PP	2:F1 - Fluxo de detritos	3:E2 - Empuxo vertical	4:E1 - Empuxo horizontal	5:F2 - Fluxo de detritos...	TEMP(GR)
Deposition + Temp (D)	1.25		1.5	1.5		0.72
Deposition + Temp (F)	1		1.5	1.5		0.72
Deposition (D)	1.25		1.5	1.5		
Deposition (F)	1		1.5	1.5		
Deposition + DF + Temp...	1.25	1.5	1.5	1.5		0.72
Deposition + DF + Temp...	1	1.5	1.5	1.5		0.72
Deposition + DF (D)	1.25	1.5	1.5	1.5		
Deposition + DF (F)	1	1.5	1.5	1.5		
DF only + Temp (D)	1.25				1.5	1.2
DF only + Temp (F)	1				1.5	1.2
DF only (D)	1.25				1.5	
DF only (F)	1				1.5	

出典：技術委員会作成資料

結果

セクション B のモデルにおける曲げモーメント包絡線、せん断力、軸力の結果を以下に示す。



ELU（終局限界状態）によるサイズ設定

➤ セクション B

最も厳しい条件の組み合わせシナリオを考慮して計算された鋼管フレームの作業率を下図に示す。

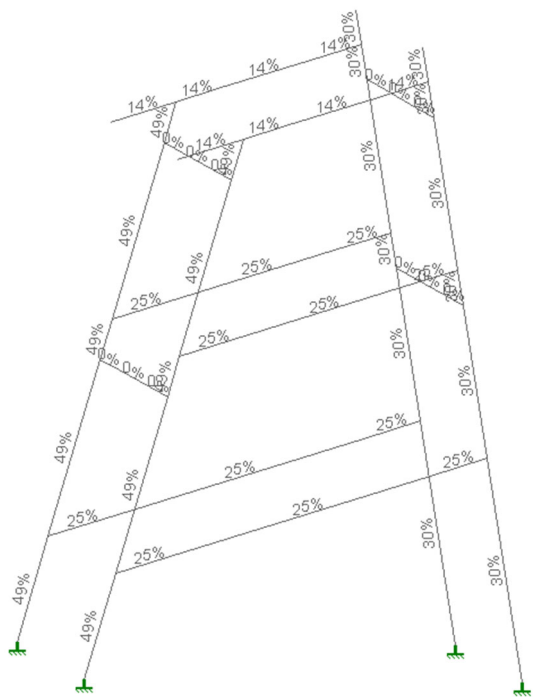


図 2.5.17 セクション B の鋼管フレームの作業率

出典：技術委員会作成資料

最も厳しい作業率の詳細な結果を以下に示す。

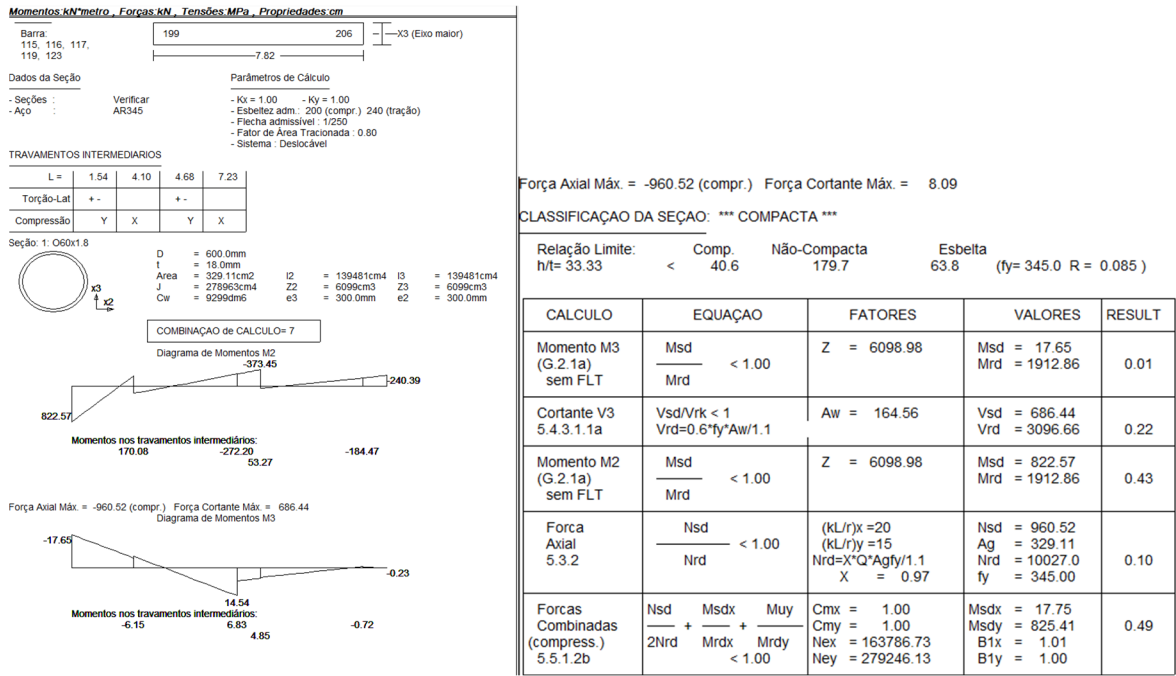


図 2.5.18 セクション B の結果詳細

出典：技術委員会作成資料

セクション A

最も厳しい条件の組み合わせシナリオを考慮して計算された鋼管フレームの作業率を下図に示す。

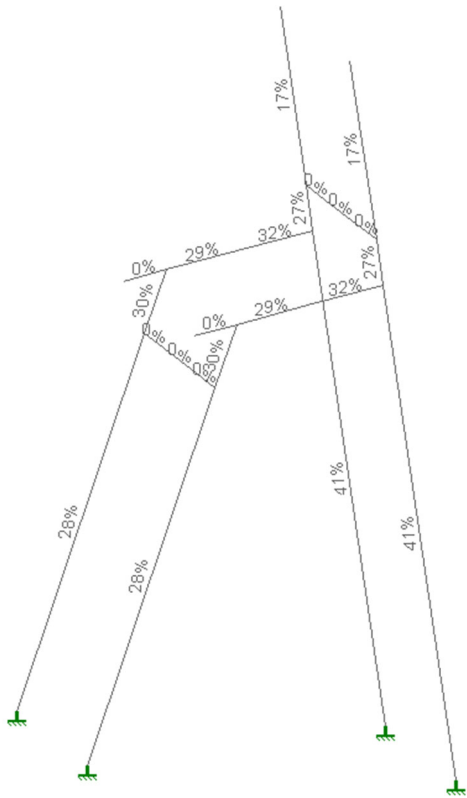


図 2.5.19 セクション A の鋼管フレームの作業率

出典：技術委員会作成資料

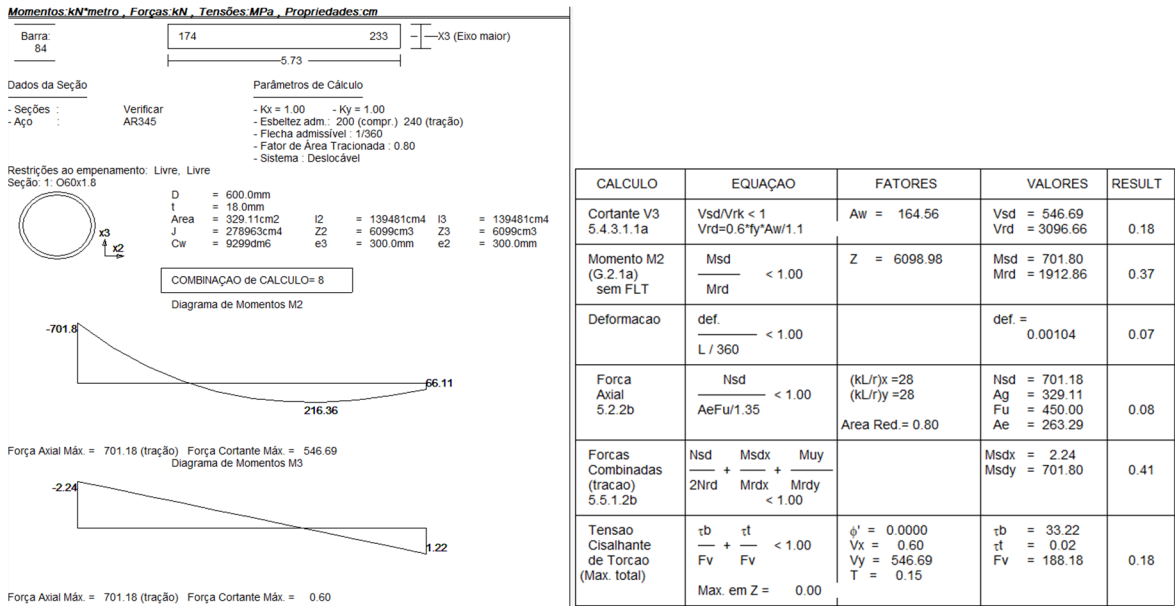


図 2.5.20 セクション A の結果詳細

出典：技術委員会作成資料

衝撃解析

衝撃解析は、SABO マニュアルで考慮されている最大塑性回転に必要なエネルギーを考慮して計算されている。したがって、ブロック（礫及び流木）の運動エネルギーと塑性変形エネルギーを計算し、2つの結果を比較して評価した。計算結果を以下に示す。

➤ 塑性回転角

SABO マニュアルに基づき、土石流が鋼管部材に衝突する場合の鋼管の許容塑性回転角は下式を用いた。なお鋼管の直径は 600mm、厚さは腐食しを考慮して 18mm として算定した。

$$\theta_{pa} := \frac{1.355}{\frac{D}{t}} = 2.329 \text{ deg}$$

➤ 塑性モーメント

計算された断面の塑性係数は下式に等しくなる。

$$Z := \frac{4}{3} \cdot (R_1^3 - R_2^3) = 7353 \text{ cm}^3$$

R1 は鋼管の外半径、R2 は内半径である。使用した鋼材は A572 Gr.50 で、降伏強度は 345MPa である。したがって、塑性モーメントは以下のとおりとなる。

$$M_p := Z \cdot \sigma_y = 2537 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

➤ 塑性変形エネルギー

固定端を持つ梁を中心とした点荷重の状況を考慮した塑性変形性能（鋼管が許容塑性回転角まで変形した際に吸収できるエネルギー E_m ）を計算すると、以下のとおりとなる。

$$E_M := 4 \cdot M_p \cdot \theta_{pa} = 413 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

➤ ブロック（礫及び流木）の運動エネルギー

直径 1.60 m、比重 25.5 kN/m³ の球形ブロックの場合、質量は 8,365 kg、速度は 5.31 m/s となり、運動エネルギーは以下のとおりとなる。

$$E_R := \frac{1}{2} \cdot m' \cdot U^2 = 118 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

したがって、ブロックの運動エネルギーは、鋼管が最大許容回転で吸収するエネルギーよりも小さくなる。沈下の影響も考慮されていないことを考慮すると、鋼管は塑性変形を伴いながらも破断することなく、ブロックの衝撃を吸収し、機能を維持することが可能であると言える。

(2) 礫及び流木の衝突に対する部材の照査

礫や流木の運動エネルギーが 100%伝達され、部材にへこみ変形が生じて、さらに梁構造の線形自体の変形（たわみ変形）によって吸収するものとする。以下に、詳細結果を示す。

礫の衝突に対する安全性は、「柱材」、「梁材」の中央部に礫等が衝突したとして、衝突する部材の変形が許容塑性変形内に収まるか否かで行うものとする。

a) 検討方法

「礫の運動エネルギー：ER」が、鋼管の「局部へこみ変形による吸収エネルギー：Ed」と「梁変形による吸収エネルギー：EM」の和以下となるようにする。

$$\Rightarrow ER \leq Ed + EM$$

ER；礫の運動エネルギー(kN・m)

Ed；鋼管のへこみ変形による吸収エネルギー(kN・m)

EM；鋼管の梁変形による吸収エネルギー(kN・m)

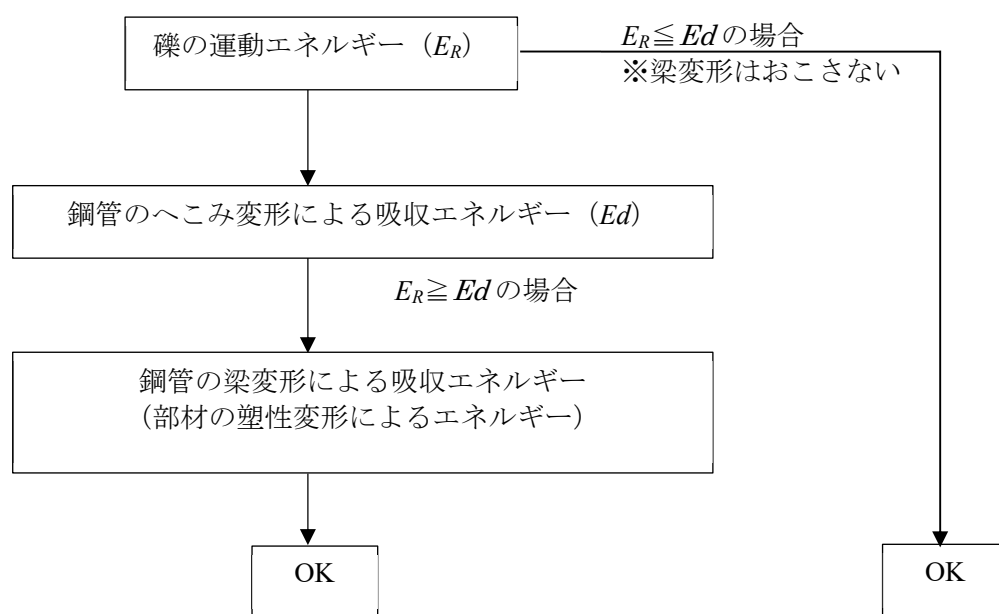


図 2.5.21 礫の衝突に対する安全性の検討方法

出典：砂防プロジェクトにて作成

b) 土石流が直撃する最上流部

土石流が直撃する最上流の部材に関して、次の事項を考慮して決定した。

土石流が直撃する構造部材は、照査礫径 1 回の衝突でへこみ率 40%以下になる板厚とする。

①へこみ変形による吸収エネルギー

部材のへこみ変形による吸収エネルギーは次式により求める。

$$E_d = 1/4 \cdot K \cdot \sigma_{y,d} \cdot t^2 \cdot (\delta d^{1.8} / 1.8 \cdot D^{0.8})$$

ここに、

E_d : へこみ変形による吸収エネルギー

$\sigma_{y,d}$: 鋼管材料の動的降伏応力度

通常 $(= (1.0 \sim 1.2) \cdot \sigma_y)$

t : 鋼管肉厚

δd : 鋼管のへこみ変形

D : 鋼管外径

K : 係数 $(= 161 \cdot (D_0/D)^{0.11})$

D_0 : 礫の直径

②安全性の照査

$$E_d \geq E_R$$

ここに、

E_R : 礫の運動エネルギー

c) 越流落下礫が直撃する部材

S タイプは天端構造の配置により、下流部材に越流落下礫が衝突しない構造であることから照査を省略する。

d) 最上流を構成する部材を通過した礫が衝突する底版近傍の部材

最上流面を通過する礫径は、アーチアクションが発生しない部材純間隔の 1/3 以下とし、最小板厚は、この礫の衝突 1 回のへこみ変形が鋼管径の 2%以下とする。ただし、礫の衝突速度は、最上流面に配置された部材間を通過するため、土石流の流速の 1/2 とする。照査式に関しては、b) 土石流が直撃する最上流部と同様とする。

e) 解析モデル

外力（巨礫）の諸元

①土石流が直撃する最上流の部材

巨礫の直径（D95）	: 1.60	(m)
衝突速度（U）	: 5.32	(m/s)
礫の単位体積重量（ γ ）	: 25.50	(kN/m ³)
運動エネルギー（ER）	: 78.83	(kN・m)

②最上流を構成する部材を通過した礫が衝突する底版近傍の部材

部材間隔（D80×2）/3	: 0.54	(m)
衝突速度（U/2）	: 2.62	(m/s)
礫の単位体積重量（ γ ）	: 25.50	(kN/m ³)
運動エネルギー（ERt）	: 0.73	(kN・m)

f) 解析結果

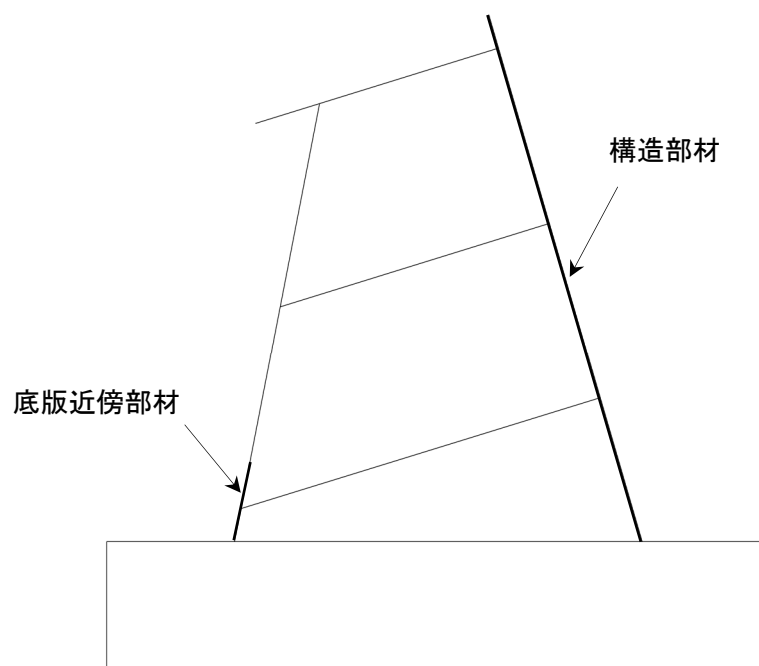


図 2.5.22 礫の衝突に対する安全性の解析結果

出典：砂防プロジェクトにて作成

① 土石流が直撃する最上流の部材

表 2.5.3 礫の衝突に対する照査結果①

諸元			礫	凹み			判定
径 ϕ (mm)	板厚 (mm)	余裕代 (mm)	運動エネルギー ER(kN・m)	吸収エネルギー Ed(kN・m)	凹み率 (%)	照査	
600	22	0	78.83	926.44	40.00	ER<Ed	○

出典：砂防プロジェクトにて作成

② 最上流を構成する部材を通過した礫が衝突する底版近傍の部材

表 2.5.4 礫の衝突に対する照査結果②

諸元			礫	凹み			判定
径 ϕ (mm)	板厚 (mm)	余裕代 (mm)	運動エネルギー ER(kN・m)	吸収エネルギー Ed(kN・m)	凹み率 (%)	照査	
600	22	0	0.72	1.76	2.00	ER $\leq$ Ed	OK

出典：砂防プロジェクトにて作成

設定した使用部材は、『①土石流が直撃する最上流の部材』『②最上流を構成する部材を通過した礫が衝突する底版付近の部材』ともに、礫の運動エネルギーが凹みによる吸収エネルギーを下回るため、鋼管径 ϕ 600、板厚 22mm において安全性の確保が可能である。

2.5.4 フランジ継手の照査

(1) ボルト

接続部の形状と計算された中立軸を以下に示す。接続部の等価慣性モーメントの計算結果は 149.298 cm^4 であった。

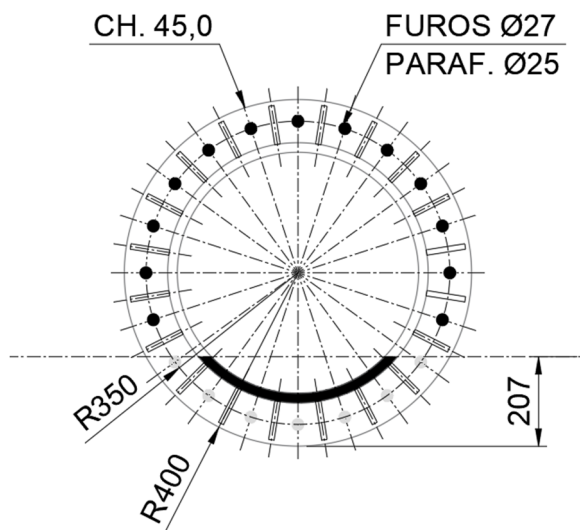


図 2.5.23 計算された中立軸を表現したフランジ接続。

出典：技術委員会作成資料

解析において接合部における最終的な組み合わせで得られた最大の力は、 $M_{sd} = 570 \text{ kNm}$ 、 $V_{sd} = 605 \text{ kN}$ 、 $N_{sd} = 550 \text{ kN}$ であった、

20本のボルトを考慮すると、中立軸からの距離(d_p)における最も応力の大きいボルトに発生する力は以下ようになる。

$$F_{St} := \frac{M_d \cdot d_p}{I_X} \cdot A_p + \frac{N_d}{n_p} = 129.477 \text{ kN}$$

$$F_{Sv} := \frac{V_d}{n_p} = 30.25 \text{ kN}$$

対象としたプレートの板厚と補強材の存在を考慮し、てこ作用は考慮しないものとした。したがって、各ボルトの引張抵抗とせん断抵抗の計算値は以下ようになる。

$$F_{Rt} := 0.75 \cdot A_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{a2}} = 197.76 \text{ kN}$$

$$F_{Rv} := 0.4 \cdot A_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{a2}} = 105.47 \text{ kN}$$

上記を踏まえ、引張とせん断の複合効果に対するボルトの検証の結果を以下に示す。

$$\left(\frac{F_{St}}{F_{Rt}}\right)^2 + \left(\frac{F_{Sv}}{F_{Rv}}\right)^2 = 0.511$$

したがって、この接合部は安全であり、必要な強度を有している。

(2) フランジプレート

フランジプレートの検証には、以下に示すNBR16239規格の基準を使用し、軸力とモーメントの複合効果を考慮するため、Kuruban ら（2004）が提案した有効軸設計力を使用した。

7.2 Dimensionamento das ligações flangeadas circulares

7.2.1 Para que o estado-limite último de escoamento das placas dos flanges circulares não ocorra, essas placas devem possuir uma espessura, t_f , que atenda à condição:

$$t_f \geq \sqrt{\frac{2 \cdot \gamma_{a1} \cdot N_{0,ef}}{\pi \cdot f_3 \cdot f_y}}$$

com

$$f_3 = \frac{1}{2k_1} (k_2 + \sqrt{k_2^2 - 4k_1})$$

sendo

$$k_1 = \ln\left(\frac{r_2}{r_3}\right)$$

$$k_2 = k_1 + 2$$

$$r_2 = \frac{d}{2} + e_1$$

$$r_3 = \frac{d - t_0}{2}$$

onde

d (diâmetro do perfil tubular circular) e e_1 (distância entre a face do perfil tubular circular e o eixo dos parafusos) estão representados na Figura 12 (a).

$$N_{0,ef} := \left(\frac{N_d}{A_0} + \frac{M_d}{W_0} \right) \cdot A_0 = 4643 \text{ kN}$$

したがって、厚さは 36.1mm と求められた。したがって、採用した 45mm の板は安全であり、必要な耐性を備えていることが確認された。

$$t_f := \sqrt{\frac{2 \cdot \gamma_{a1} \cdot N_{0,ef}}{\pi \cdot f_3 \cdot f_y}} = 36.1 \text{ mm}$$

2.6 安定計算

2.6.1 底版コンクリートの形状

底版コンクリートの設計は、基礎根入れを考慮して開口部が閉塞された状態と閉塞されない状態の両方で安定性を確保するよう設計する。

(1) 底版コンクリートの厚さ

底版コンクリートの厚さは、基礎地盤に応じた根入れ深を確保するとともに、設計外力に対して自重として抵抗するため、堰堤の安定上必要な厚さを確保する。

鋼製透過部と底版コンクリートが一体として働くように鋼管で作られた柱を底版コンクリートに埋め込む形にする。鋼管を埋込む深さは、鋼管外径以上とする他、底版コンクリートの最小厚さは使用する鋼管径の2倍以上とする。

計画砂防堰堤の底版コンクリートの厚さは、地質に対する必要根入れ深さを考慮して、1.5m 厚さ以上を確保した。鋼管の埋め込み深さは、1m とした。

(2) 底版コンクリートの傾斜

底版コンクリートはフラットな方が安定するため、計画砂防堰堤の底版コンクリートは水平とした。

以下に各断面における底版コンクリートの形状を示す。なお、透過部は形状の異なる3つのセクションがあるため、それぞれ底版コンクリートの形状は異なる。

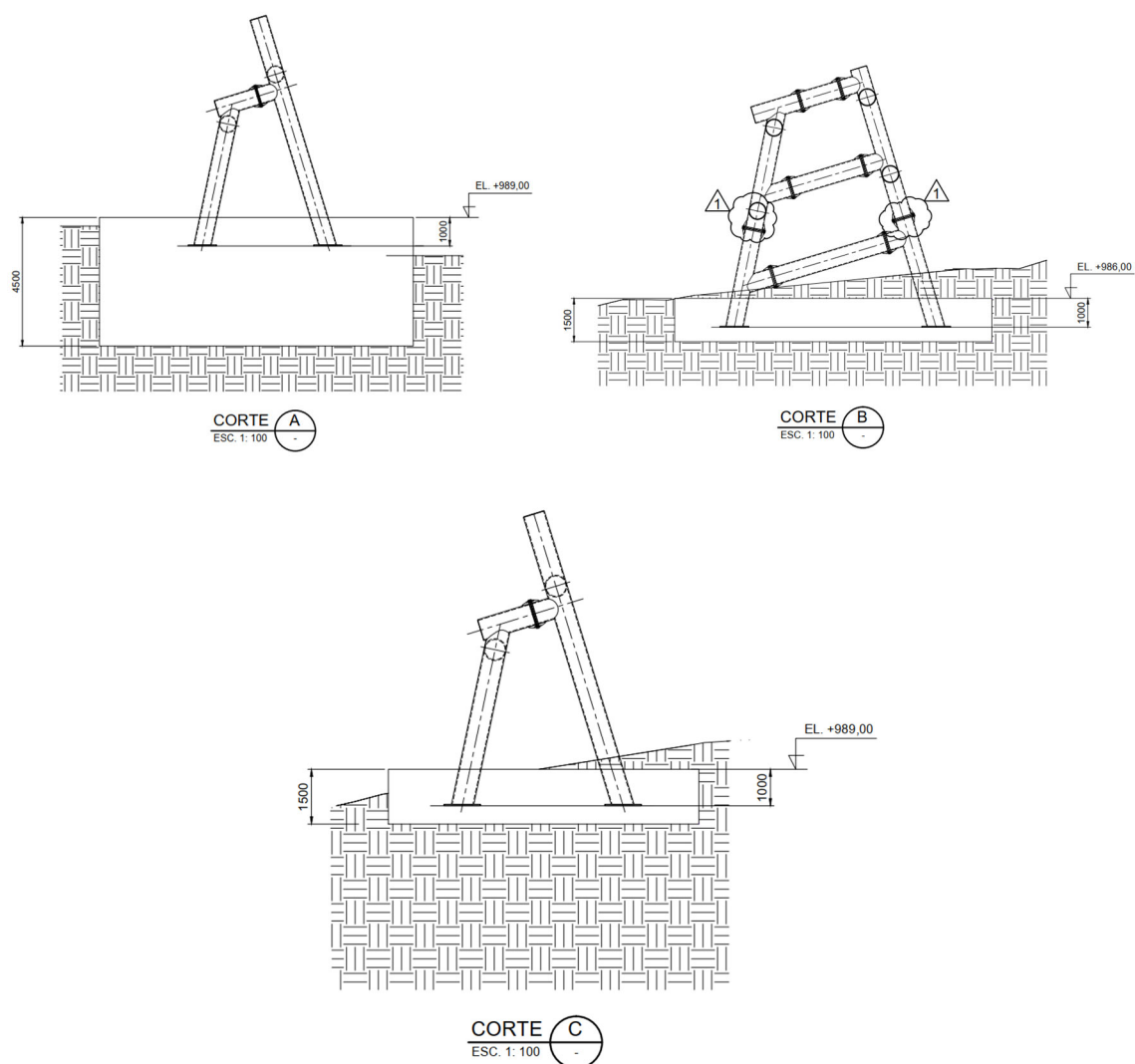


図 2.6.1 鋼製部の断面.

出典：技術委員会作成資料

2.6.2 安定条件

透過型砂防堰堤は、重力式堰堤であるため、以下の前提条件と安定条件を満たさなければならない。

◆前提条件

重力式堰堤として、鋼製構造物と底版コンクリートを統合させるように、一体として機能することが保証されている。

つまり、各部材が確実に連結されており過度に滑動せず、底版コンクリートに確実に固定されていること。

◆安定条件

1. 堰堤の上流端に引張応力が生じないよう、堰堤の自重及び外力の合力の作用線が堤底の中央 1/3（中央核）以内に入ること。
2. 堰堤の堤底と基礎地盤との間で相対滑動を起こさないこと。
3. 堰堤内に生じる外力と応力が構造安全性の基準に対応すること。
4. 地盤の受ける最大応力が地盤の許容抵抗に対応すること。

透過部の安定計算では、上流側で土石流が発生した場合を考慮する。

上記の条件を反映して、鉛直力、水平力、転倒モーメント、安定モーメントを計算し、転倒、滑動、基礎の支持応力の安定性評価を実施する。

鋼製構造物の自重は、構造計算と同様に、STRAP プログラムを用いて計算した。

安定計算で使用されるパラメータの値を以下に示す。

- コンクリートの比重 23.0kN/m³
- 土砂を含む水の比重: 12.0kN/m³
- 土石流中の土砂の水中比重: 8.0kN/m³
- 土石流の比重: 19.31kN/m³
- 土の内部摩擦角: 35°

(1) セクション A

鉛直力の区分とアームの長さを以下に示す。

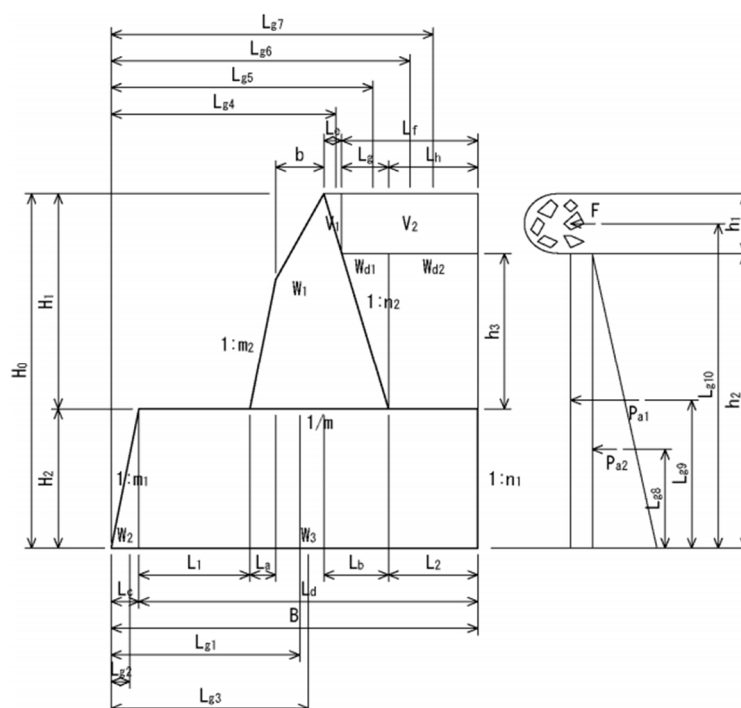


図 2.6.2 セクション A に作用する力の模式図。

表 2.6.1 鉛直力の区分とアーム長 (セクション A)

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
鋼材の自重による下流側の反力 (W1a)	10.91	2.00
鋼材の自重による上流側の反力 (W1b)	10.14	6.5
底版コンクリートの自重 (W3)	934.83	5.5
鋼製部における堆砂圧 (Wd1)	58.84	7.59
底版部における堆砂圧 (Wd2)	224.51	9.55
土石流の重さ 1 (V1)	8.94	6.41
土石流の重さ 2 (V2)	135.64	8.80

水平力の区分とアームの長さを以下に示す。

表 2.6.2 水平力の区分とアーム長 (セクション A)

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
堆砂圧 (Pa1)	88.41	4.78
静水圧 (Pa2)	209.75	3.19
土石流の流体力 (Fd)	88.63	10.53

力とモーメントの合計は、以下のとおりである。

- 鉛直力の合計: 1,363.76kN/m
- 水平力の合計 386.79kN/m
- 抵抗モーメントの合計 8,983.33kNm/m
- 転倒モーメントの合計 2,024.30kNm/m

安定計算の概要を以下に示す。:

- 転倒の安定性:

$$FS := \frac{M_{Est}}{M_{Tomb}} = 4.438$$

$$e_0 := \left| \frac{M_{Est} - M_{Tomb}}{V_{total}} \right| = 5.107 \text{ m}$$

$$e_f := \frac{B_{base}}{2} - e_0 = 0.393 \text{ m}$$

$$\frac{B_{base}}{6} = 1.833 \text{ m}$$

以上の結果から、この構造が所定の転倒安定性を示すことが確認された。

- 滑動の安定性:

安全性を考慮し、堤体と基礎間の粘着力は評価しないものとした。

$$FS_{5.4} := \frac{\tan(\phi) \cdot V_{total}}{H_{tot}} = 2.467$$

以上の結果から、この構造が所定の滑動安定性を示すことが確認された。

- 基礎の支持力:

$$\sigma_{jusante.5} := \frac{V_{total}}{B_{base}} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_f}{B_{base}} \right) = 150.474 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{montante.5} := \frac{V_{total}}{B_{base}} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_f}{B_{base}} \right) = 97.301 \text{ kPa}$$

以上の結果から、下流側及び上流側の基礎の応力が、地盤支持力である 4MPa 以下であることを確認した。

(2) セクション B

鉛直力の区分とアームの長さを以下に示す。

1 Design Profile

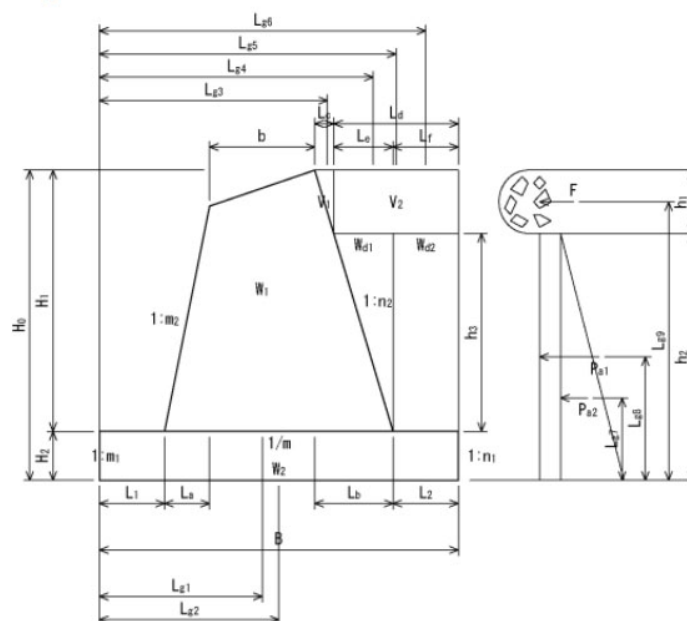


図 2.6.3 セクション B に作用する力の模式図

表 2.6.3 鉛直力の区分とアーム長 (セクション B)

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
鋼材の自重による下流側の反力 (W1a)	22.91	1.80
鋼材の自重による上流側の反力 (W1b)	19.18	8.80
底版コンクリートの自重 (W2)	371.25	5.50
鋼製部における堆砂圧 (Wd1)	84.37	8.39
底版部における堆砂圧 (Wd2)	185.44	10.00
土石流の重さ 1 (V1)	8.94	7.01
土石流の重さ 2 (V2)	117.14	9.10

水平力の区分とアームの長さを以下に示す。

表 2.6.4 水平力の区分とアーム長 (セクション B)

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
堆砂圧 (Pa1)	69.91	3.78
静水圧 (Pa2)	131.17	2.52
土石流の流体力 (Fd)	88.63	8.53

力とモーメントの合計は、以下のとおりである.:

- 鉛直力の合計: 809.23kN/m
- 水平力の合計 289.71kN/m
- 抵抗モーメントの合計 5,943.07kNm/m
- 転倒モーメントの合計 1,350.86kNm/m

安定計算の概要を以下に示す。

- 転倒の安定性:

$$FS := \frac{M_{Est}}{M_{Tomb}} = 4.399$$
$$e_0 := \left| \frac{M_{Est} - M_{Tomb}}{V_{total}} \right| = 5.675 \text{ m}$$
$$e_f := e_0 - \frac{B_{base}}{2} = 0.175 \text{ m}$$
$$\frac{B_{base}}{6} = 1.833 \text{ m}$$

以上の結果から、この構造が所定の転倒安定性を示すことが確認された。

- 滑動の安定性:

安全性を考慮し、堤体と基礎間の粘着力は評価しないものとした。

$$FS_{5.4} := \frac{\tan(\phi) \cdot V_{total}}{H_{tot}} = 1.613$$

以上の結果から、この構造が所定の滑動安定性を示すことが確認された。

- 基礎の支持力:

$$\sigma_{jusante.5} := \frac{V_{total}}{B_{base}} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_f}{B_{base}} \right) = 80.58 \text{ kPa}$$
$$\sigma_{montante.5} := \frac{V_{total}}{B_{base}} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_f}{B_{base}} \right) = 66.553 \text{ kPa}$$

以上の結果から、下流側及び上流側の基礎の応力が、地盤支持力である 4MPa 以下であることを確認した。

(3) セクション C

鉛直力の区分とアームの長さを以下に示す。

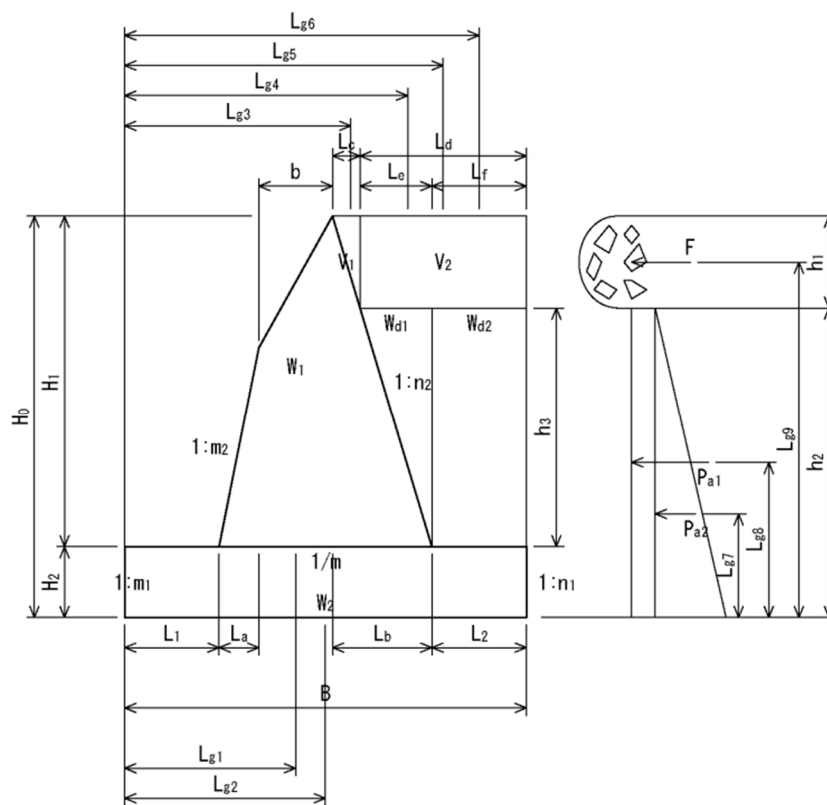


図 2.6.4 セクション C に作用する力の模式図

表 2.6.5 鉛直力の区分とアーム長 (セクション C)

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
鋼材の自重による下流側の反力 (W1a)	10.91	2.00
鋼材の自重による上流側の反力 (W1b)	10.14	6.50
底版コンクリートの自重 (W2)	293.25	4.25
鋼製部における堆砂圧 (Wd1)	58.84	6.00
底版部における堆砂圧 (Wd2)	154.84	7.50
土石流の重さ 1 (V1)	8.94	4.81
土石流の重さ 2 (V2)	107.89	6.75

水平力の区分とアームの長さを以下に示す。

表 2.6.6 水平力の区分とアーム長 (セクション C)

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
堆砂圧 (Pa1)	60.67	3.28
静水圧 (Pa2)	98.76	2.19
土石流の流体力 (Fd)	88.63	7.53

力とモーメントの合計は、以下のとおりである.:

- 鉛直力の合計: 623.76kN/m
- 水平力の合計 3,531.46kN/m
- 抵抗モーメントの合計 248.06kNm/m
- 転倒モーメントの合計 1,082.35kNm/m

安定計算の概要を以下に示す.:

- 転倒の安定性:

$$FS := \frac{M_{Est}}{M_{Tomb}} = 3.263$$

$$e_0 := \left| \frac{M_{Est} - M_{Tomb}}{V_{total}} \right| = 3.926 \text{ m}$$

$$e_f := \frac{B_{base}}{2} - e_0 = 0.324 \text{ m}$$

$$\frac{B_{base}}{6} = 1.417 \text{ m}$$

以上の結果から、この構造が所定の転倒安定性を示すことが確認された。

- 滑動の安定性:

安全性を考慮し、堤体と基礎間の粘着力は評価しないものとした。

$$FS_{5.4} := \frac{\tan(\phi) \cdot V_{total}}{H_{tot}} = 1.761$$

以上の結果から、この構造が所定の滑動安定性を示すことが確認された。

- 基礎の支持力:

$$\sigma_{jusante.5} := \frac{V_{total}}{B_{base}} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_f}{B_{base}} \right) = 90.146 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{montante.5} := \frac{V_{total}}{B_{base}} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_f}{B_{base}} \right) = 56.62 \text{ kPa}$$

以上の結果から、下流側及び上流側の基礎の応力が、地盤支持力である 4MPa 以下であることを確認した。

2.6.3 底版コンクリート内の引抜きと圧縮

引抜きと圧縮の照査は、コーン状破壊の照査における圧縮応力と引張応力の値をコンクリートの引張強度と圧縮強度の設計値と比較することで実施した。

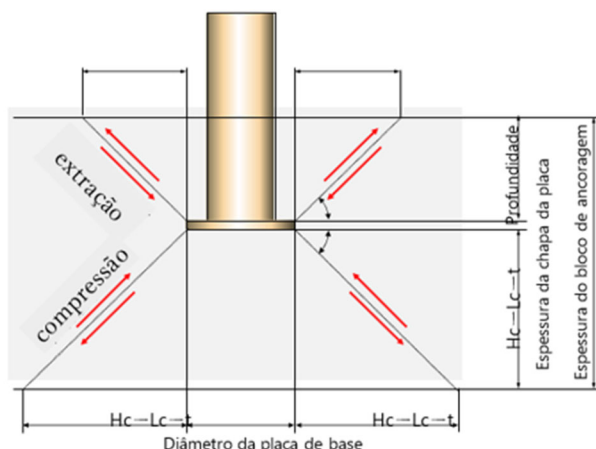


図 2.6.5 基礎の圧縮または引抜き抵抗の模式図 (SABO マニュアル)

出典：砂防プロジェクトにて作成

➤ 鉛直力

引き抜き面積: 6.28m² (引抜き荷重: 70kN)

圧縮面積: 2.36m² (圧縮荷重: 1012kN)

鉛直力による基礎の引抜きと圧縮の計算結果 (最大値)

$$\sigma_{arracamento} := \frac{70 \text{ kN}}{A_{arracamento}} = 0.011 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{compressao} := \frac{1012 \text{ kN}}{A_{compressao}} = 0.43 \text{ MPa}$$

➤ 水平力

水平力に対する照査は、円錐面積が小さくなる溪岸に最も近い地点での引抜きを対象とした。

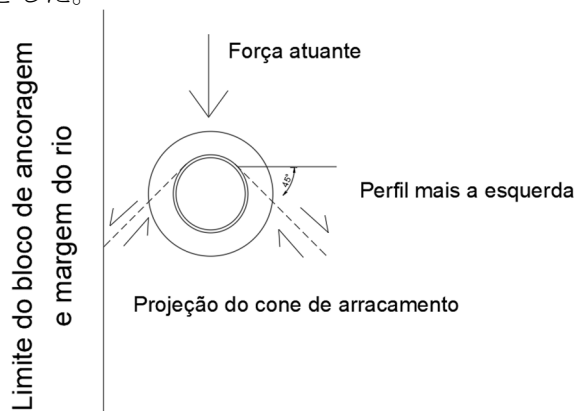


図 2.6.6 水平力による押し抜きせん断抵抗の模式図

出典：技術委員会作成資料

引抜きコーンの投影面積: 1.60m²

水平力による基礎の引抜きと圧縮の計算結果（最大値）

$$\sigma_{arracamento} := \frac{835 \text{ kN}}{A_{arracamento}} = 0.522 \text{ MPa}$$

計算結果から得られたすべての応力値は、使用したコンクリートの引張強度及び圧縮強度の設計値以下であることを確認した。

$$f_{ct.inf} := 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} = 2.03 \text{ MPa}$$
$$f_{cd} := \frac{30 \text{ MPa}}{1.4} = 21.43 \text{ MPa}$$

(1) 基礎の垂直支圧力

ベースプレート下の圧縮応力の検証結果を以下に示す。ここでベースプレートの面積（垂直支圧有効面積）は 0.785 m² で、圧縮応力 Cd の計算値は 1012 kN である。

$$\sigma_c := \frac{C_d}{A_d} = 1.289 \text{ MPa}$$

計算結果から得られた垂直圧縮応力度は、コンクリートの圧縮強度（抵抗応力度）の設計値以下であることを確認した。

(2) 基礎の水平支圧力

鋼管基礎の側面に発生する圧縮応力は、せん断応力と曲げモーメントである。

下流側の基礎部にかかる最大の水平力を考慮すると、せん断によって基礎に伝達される応力（水平力による水平支圧応力度）は以下のとおりとなる。

$$\sigma_{cisalhamento} := \frac{835 \text{ kN}}{600 \text{ mm} \cdot 1 \text{ m}} = 1.39 \text{ MPa}$$

下流側の基礎部にかかる曲げモーメントを考慮すると、曲げモーメントにより基礎に伝達される応力（曲げモーメントによる水平支圧力）は、以下のとおりとなる。

$$\sigma_{momento} := \frac{6.795 \text{ kN} \cdot \text{m}}{600 \text{ mm} \cdot (1 \text{ m})^2} = 7.95 \text{ MPa}$$

したがって、使用されるコンクリートの圧縮強度は、計算された2つの応力成分よりも大きくなることが確認された。

$$\sigma_{cisalhamento} + \sigma_{momento} = 9.34 \text{ MPa}$$

2.6.4 用心鉄筋

通常、支点反力が小さい場合でも用心のため鉄筋を入れるため、鋼管周りに鉄筋を配置する。

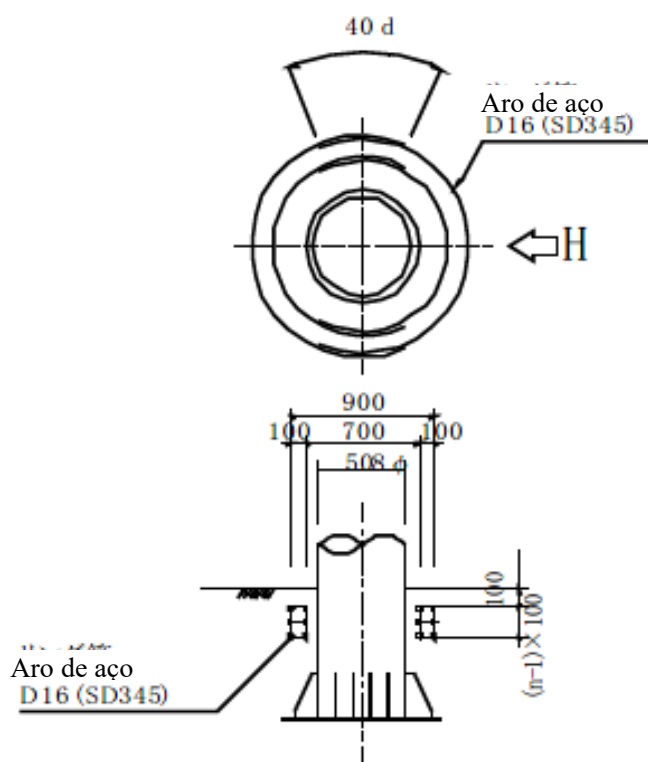
水平力をリング筋で負担するものとし、必要鉄筋量 A_s は次のように算出する。

$$A_s = \frac{1000 \times H}{\sigma_{sa}}$$

ここに、 σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度(180N/mm²)

H : 柱脚部の水平力(kN)

よって A_s 以上のリング筋を配筋する。リング筋は D16 (SD345) を図のように段数 n 段を求める。



出典：技術委員会作成資料

$$A_s = \frac{1000 \times H}{\sigma_{sa}} = \frac{1000 \times 835}{180} = 4638.88$$

$$A'_s = A \times n \times 2 \times 2 = 196.8 \times n \times 2 \times 2 = 787.2 \times n > A_s$$

$$n > \frac{A_s}{787.2} = \frac{4638.88}{787.2} = 5.89$$

→ 6

ここでは D16 を用いると 6 段の配筋が必要となる。

(1) 計算に用いた非越流部（不透過部）の断面形状

安定計算に用いた非越流部（不透過部）の断面形状を以下に示す。

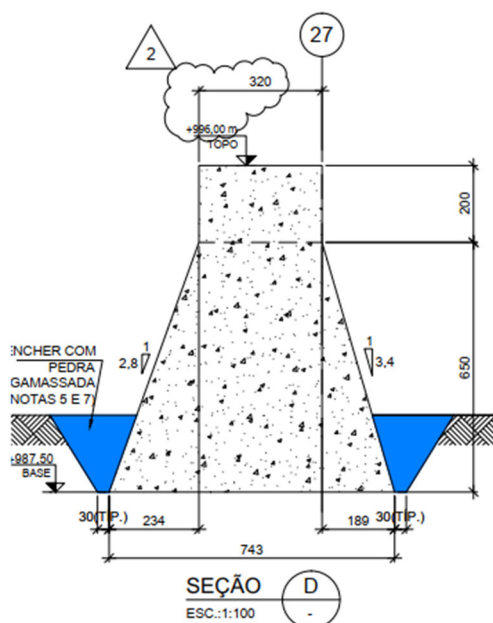


図 2.7.2 非越流部断面図

出典：技術委員会作成資料

(2) 非越流部（不透過部）の安定計算結果

鉛直力の区分とアームの長さを以下に示す。

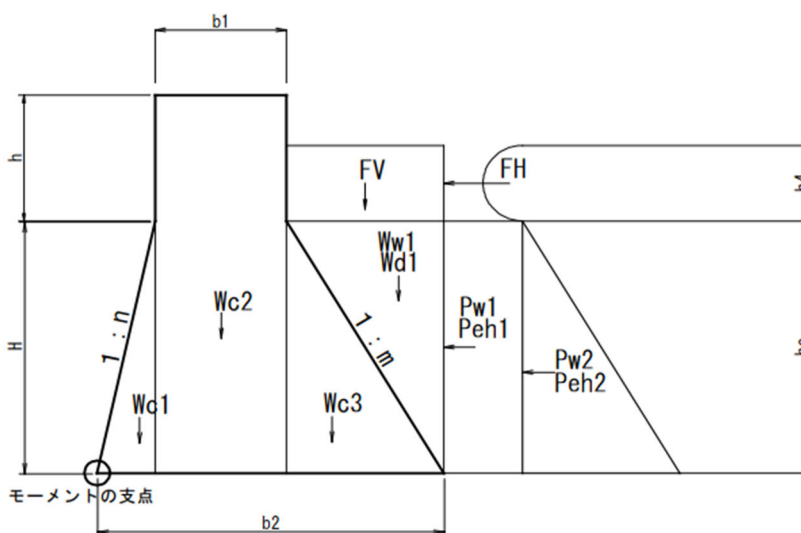


図 2.7.3 セクション D に作用する力の模式図

表 2.7.2 鉛直力の区分とアーム長 (セクション D)

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
堤体自重 – 下流側 (Wc1)	173.53	1.55
堤体自重 – 中央部(Wc2)	625.60	3.92
堤体自重– 上流側(Wc3)	142.90	6.61
静水圧 (Ww1)	62.13	5.97
堆砂圧 (Wd1)	50.95	5.97
土石流の重さ (Fv)	58.93	6.29

水平力の区分とアームの長さを以下に示す。

表 2.7.3 水平力の区分とアーム長 (セクション D)

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
静水圧 1 (Pw1)	126.10	3.25
静水圧 2 (Pw2)	211.25	2.17
堆砂圧 1 (Peh1)	22.28	3.25
堆砂圧 2 (Peh2)	51.97	2.17
土石流の流体力 (Fh)	88.97	7.47

力とモーメントの合計は、以下のとおりである.:

- 鉛直力の合計: 1,114.04kN/m
- 水平力の合計: 500.57kN/m
- 抵抗モーメントの合計: 4,713.44kNm/m
- 転倒モーメントの合計: 1,717.13kNm/m

安定計算の概要を以下に示す。:

- 転倒の安定性:

$$FS := \frac{M_{EST}}{M_{TOMB}} = 2.75$$

$$e_0 := \left| \frac{M_{EST} - M_{TOMB}}{V_{TOTAL}} \right| = 2.69 \text{ m}$$

$$e_f := \frac{b_2}{2} - e_0 = 0.94 \text{ m}$$

$$\frac{b_2}{6} = 1.21 \text{ m}$$

以上の結果から、この構造が所定の転倒安定性を示すことが確認された。

- 滑動の安定性:
安全性を考慮し、堤体と基礎間の粘着力は評価しないものとした。

$$FS := \frac{\tan(\phi) \cdot V_{TOTAL}}{H_{TOTAL}} = 1.56$$

以上の結果から、この構造が所定の滑動安定性を示すことが確認された。

- 基礎の支持力:

$$\sigma_{jusante} := \frac{V_{TOTAL}}{b_2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_f}{b_2} \right) = 272.618 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{montante} := \frac{V_{TOTAL}}{b_2} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_f}{b_2} \right) = 34.705 \text{ kPa}$$

以上の結果から、下流側及び上流側の基礎の応力が、地盤支持力以下であることを確認した。

2.7.2 袖形状

袖部の設計は、不透過型堰堤と同様の手順に準じる。

(1) 袖形状

SABO マニュアルに準拠し、袖天端の幅は水通し天端幅と同一とし、流水は満砂するまで開口部から通過し、非越流部に鋼管フレームを配置しているため、満砂後も流水は非越流部から流下するため、袖部には勾配は設けず、水平とした。

(2) 両岸斜面への嵌入

ボーリング調査結果から、堤体基礎は岩盤と判断し、測量成果に基づき堤体のかん入深が確保される形状を設定した。

なお、右岸側については堅固な岩盤が確認されていることから、コンクリートによる袖部は設けない構造とした。

(3) 安定計算

袖部の安定計算は、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荷重を考慮して検討する。袖部の検討に用いる設計外力は以下のとおりである。

- ・ 袖部の自重
- ・ 土石流流体力
- ・ 礫もしくは流木の衝撃力

a) 安定性評価を行うブロックの設定

安定性の評価を行うブロックは、左岸側コンクリート非越流部の小段中間部程度を1ブロックと想定し、11mの袖ブロックとして検討を行った。なお、地山側のブロックの方が小規模なブロックとなるが、埋戻により土石流の直撃を受けないものと想定し、検討外とした。ブロックの設定結果を以下に示す。

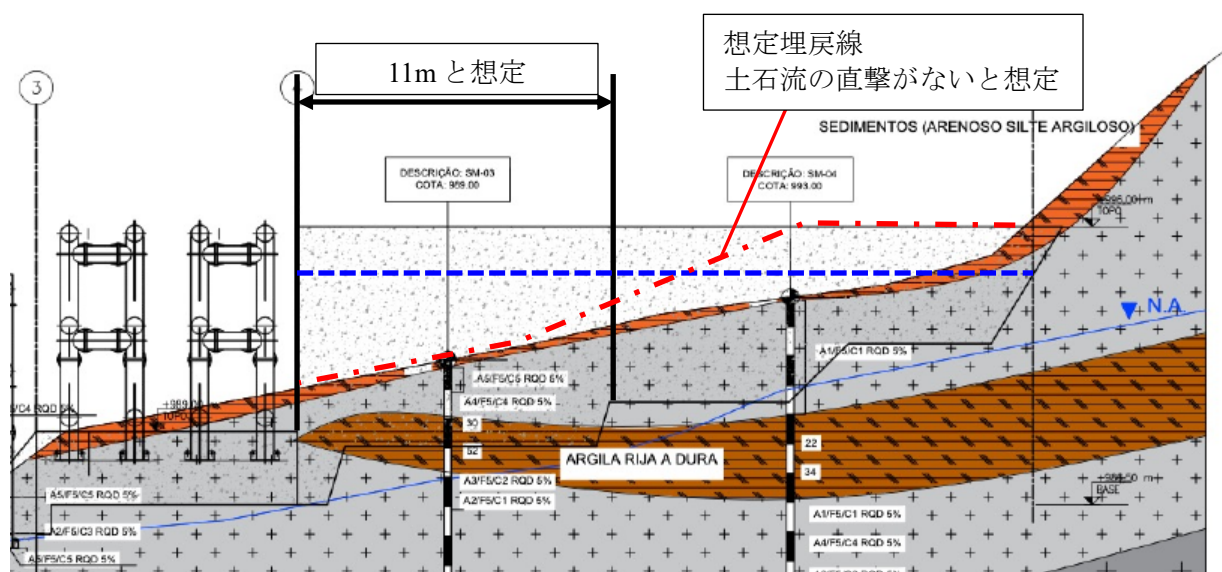


図 2.7.4 袖部の安定計算位置

出典：砂防プロジェクトにて作成

b) 安定計算結果

安定計算の結果、各ブロックとも安定条件を満足することが確認されたため、袖部の補強は不要と判断した。B1 ブロックの安定計算結果を以下に示す。

表 2.7.4 袖部の安定計算結果一覧

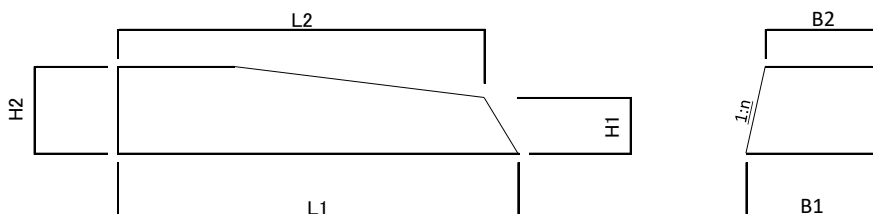
	B1 ブロック
袖の自重 (kN/m)	144.38
礫の衝撃力 (kN/m)	494.97
流木の衝撃力 (kN/m)	154.83
土石流流体力 (kN/m)	494.97
滑動安全率 (n>4)	14.21
許容圧縮応力 (kN/m ²) $\sigma_{ca} < 5850$	425.82
許容曲げ引張応力 (kN/m ²) $\sigma_{ca} > -337.5$	-335.58

袖部の計算

ブロック番号

B1

記号	項目	単位	値
袖部の形状			
B1	袖底幅	m	3.20
B2	袖天端幅	m	3.20
L1	袖底長	m	11.00
L2	袖上部斜長	m	11.00
H1	袖高	m	2.00
H2	袖高	m	2.00
1:n	袖部の下流法勾配		1:0.00
基本条件			
π	円周率		3.14
g	重力加速度	m/s ²	9.81
n	滑動に対する安全率		1.5
コンクリートの諸元			
E1	コンクリートの終局強度 割線弾性係数	N/m ²	2.55 × 10 ⁹
$\nu 1$	コンクリートのポアソン比		0.194
We	コンクリートの単位体積重量	kN/m ³	22.56
τc	コンクリートの許容せん断応力度	kN/m ²	2560
f	コンクリートの摩擦係数		0.7
$\sigma' ca$	コンクリートの許容圧縮応力度	kN/m ²	3900
	[1.5:短期割増]		5850
σca	コンクリートの許容曲げ引張応力度	kN/m ²	225
	[1.5:短期割増]		337.5
土石流の諸元			
U	土石流の流速	m/s	5.31
F	土石流流体力	kN	88.6
Dd	土石流水深	m	1.94
Bd	土石流の平均流下幅	m	20.0
礫の諸元			
R	礫の半径	m	0.8
E2	礫の弾性係数	N/m ²	49.05 × 10 ⁹
$\nu 2$	礫のポアソン比		0.23
σ	礫の密度	kg/m ³	2550
流木の諸元			
Hwm	上流から流出する立木の最大樹高	m	10.0
Rwm	上流の立木の最大胸高直径	m	0.50
E3	流木の弾性係数	N/m ²	7.35 × 10 ⁹
$\nu 3$	流木のポアソン比		0.4
ρR	流木の密度	kg/m ³	330



1. 礫の衝撃力(P1)の算出

礫の衝突による衝撃力
(袖部コンクリートの単位幅当たりに作用する衝撃力)

(1) コンクリートの質量

平均高さ	H=	2.00 m
平均長さ	L=	11.00 m
天端幅(平均)	B=	3.20 m
コンクリートの単位体積重量	We=	22.56 kN/m ²
重力加速度	g=	9.81 m/s ²

コンクリートの質量

$$m_1 = H \times L \times B \times We \times 1000 / g = 2.00 \times 11.00 \times 3.20 \times 22.56 \times 1000 / 9.81$$

$$= 161898.47 \text{ kg}$$

(2) 礫の質量

円周率	$\pi =$	3.14
礫の単位体積重量	$\sigma =$	2550 kN/m ³
礫の半径	R=	0.8 m

礫の重量

$$m_2 = 4/3 \cdot \pi \cdot R^3 \cdot \sigma = 4/3 \times 3.14 \times 0.800^3 \times 2,550$$

$$= 5466 \text{ kg}$$

(3) 必要係数の算出

コンクリートの終局強度割線弾性係数	$E_1 =$	$2.550 \times 10^9 \text{ N/m}^2$
コンクリートのポアソン比	$\nu_1 =$	0.194
礫の弾性係数	$E_2 =$	$49.1 \times 10^9 \text{ N/m}^2$
礫のポアソン比	$\nu_2 =$	0.23
礫の速度(土石流の流速に等しい)	V=	5.31 m/s

礫の衝突速度による補正係数 β

マスコンクリートに礫が衝突した場合、衝突速度が大きくなるとマスコンクリートに作用する衝撃力は小さくなることが知られているので、前途の衝撃力Pを下図に従って実際に袖部のコンクリートに作用する衝撃力を計算する。

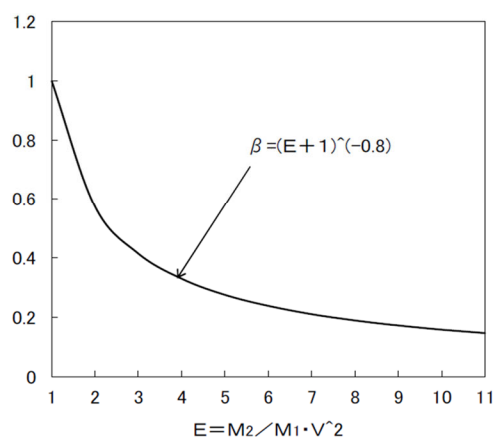


図 礫の衝突速度と衝撃力の補正係数

水山、伊巻：砂防ダムに対する
土石流衝撃力実験、土木技術
資料 Vol22-No11

$$E = \frac{m_2}{m_1} \times V^2 = \frac{5,466}{161,898.47} \times 5.31^2 = 0.952$$

$$\beta = (E+1)^{-0.8} = (0.952 + 1.00)^{-0.8} = 0.586$$

$$n_1 = \frac{1}{m_2} = \frac{1}{5,466} = 0.00018$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} = \frac{1 - 0.194^2}{3.14 \times 2.550 \times 10^9} = 1.20 \times 10^{-10}$$

$$K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} = \frac{1 - 0.23^2}{3.14 \times 49.1 \times 10^9} = 6.15 \times 10^{-12}$$

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2 \cdot (K_1 + K_2)^2}} = \sqrt{\frac{16 \times 0.80}{9 \times 3.14^2 \times (1.20 \times 10^{-10} + 6.15 \times 10^{-12})^2}} = 3.01 \times 10^9$$

$$\alpha = \left(\frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} = \left(\frac{5 \times 5.31^2}{4 \times 0.00018 \times 3.01 \times 10^9} \right)^{2/5} = 2.12 \times 10^{-2}$$

$$P = \beta \cdot n \cdot \alpha^{3/2} = 0.59 \times 3.01 \times 10^9 \times (2.12 \times 10^{-2})^{3/2} = 5,444.624 \quad N = 5,444.62 \text{ kN}$$

従って、単位幅あたりの衝撃力は次式により、 $P_1 = 494.97 \text{ kN/m}$ となる。

$$P_1 = P/B = 5,444.62 \text{ kN} / 11.00 \text{ m} = 494.97 \text{ kN/m}$$

2. 流木の衝撃力(P2)の算出

流木の衝突による衝撃力

(袖部コンクリートの単位幅あたりに作用する衝撃力)

(1) 流木の最大長、最大直径の算出

流木の最大長(L_{wm})は、次式により算定する。

$$\begin{aligned} H_{wm} &\geq 1.3B_d \quad \text{の場合} & L_{wm} &\doteq 1.3B_d \\ H_{wm} &< 1.3B_d \quad \text{の場合} & L_{wm} &\doteq H_{wm} \end{aligned}$$

L_{wm} : 流木の最大長(m)

H_{wm} : 上流から流出する立木の最大樹高(m) = 10.0 m

B_d : 土石流の平均流下幅 = 20.0 m
(土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅)(m)

$$\begin{aligned} H_{wm} &= 10 \text{ m} < 1.3B_d = 1.3 \times 20.0 = 26 \text{ m} \\ \text{よって、} L_{wm} &= 10 = 10 \text{ m} \end{aligned}$$

また、流木の最大直径(R_{wm})は上流域において流木となると予想される立木の最大胸高直径とほぼ等しいとして推定する

$$\text{よって、} R_{wm} = 0.5 \text{ m}$$

(2) 流木の質量

円周率	$\pi =$	3.14
流木の最大直径	$R_{wm} =$	0.5 m
流木の最大半径	$R =$	0.25 m
流木の最大長	$L_{wm} =$	10 m
流木の密度	$\sigma_R =$	330 kg/m ³
流木の質量		

$$m_3 = \pi \cdot R^2 \cdot L_{wm} \cdot \rho_R = 3.14 \times 0.25^2 \times 10.0 \times 330 = 648 \text{ kg}$$

(3) 必要係数の算出

コンクリートの終局強度割線弾性係数	$E_1 =$	$2.550 \times 10^9 \text{ N/m}^2$
コンクリートのポアソン比	$\nu_1 =$	0.194
コンクリートの質量	$m_1 =$	161,898.47 kg
流木の弾性係数	$E_3 =$	$7.35 \times 10^9 \text{ N/m}^2$
流木のポアソン比	$\nu_3 =$	0.4
流木の流速(土石流の流速に等しい)	$V =$	5.31 m/s
礫の衝突速度による補正係数	β	

$$E = \frac{m_3}{m_1} \times V^2 = \frac{648}{161,898.47} \times 5.31^2 = 0.113$$

$$\beta = (E+1)^{-0.8} = (0.113+1.00)^{-0.8} = 0.918$$

$$n_1 = \frac{1}{m_3} = \frac{1}{648} = 0.00154$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} = \frac{1 - 0.194^2}{3.14 \times 2.550 \times 10^9} = 1.2 \times 10^{-10}$$

$$K_2 = \frac{1 - \nu_3^2}{\pi E_3} = \frac{1 - 0.40^2}{3.14 \times 7.4 \times 10^9} = 0.36 \times 10^{-10}$$

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2 \cdot (K_1 + K_2)^2}} = \sqrt{\frac{16 \times 0.25}{9 \times 3.14^2 \times (1.20 \times 10^{-10} + 0.36 \times 10^{-12})^2}} = 13.60 \times 10^8$$

$$\alpha = \left(\frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} = \left(\frac{5 \times 5.31^2}{4 \times 0.00154 \times 13.60 \times 10^8} \right)^{2/5} = 1.23 \times 10^{-2}$$

$$P = \beta \cdot n \cdot \alpha^{3/2} = 0.918 \times 13.60 \times 10^8 \times (1.23 \times 10^{-2})^{3/2} = 1,703,100 \text{ N} = 1,703.10 \text{ kN}$$

従って、単位幅あたりの衝撃力は次式により、 $P_2 = 154.83 \text{ kN/m}$ となる。

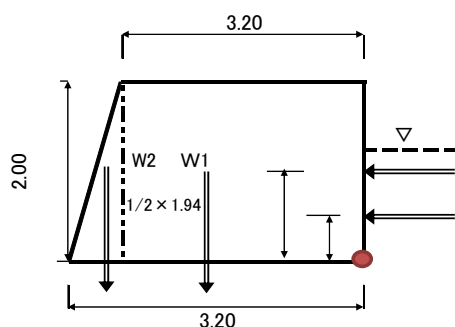
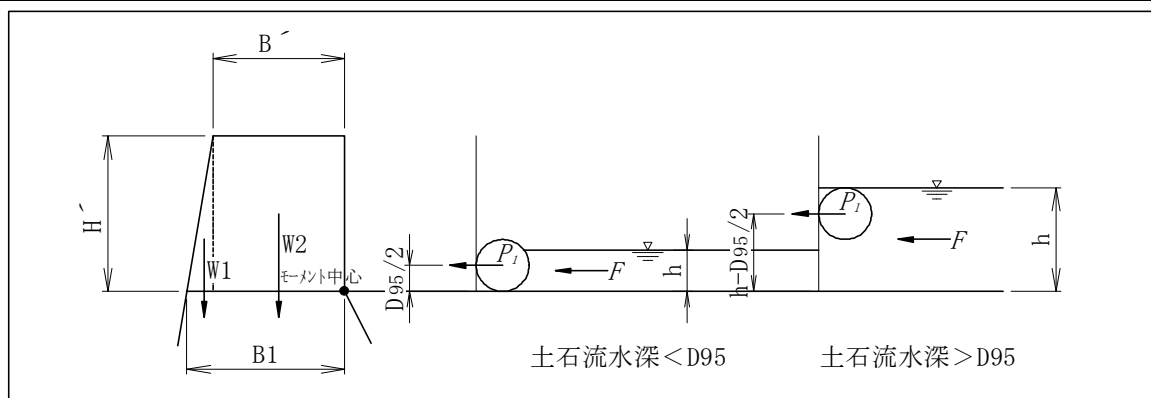
$$P_2 = P/B = 1,703.10 \text{ kN} / 11.00 \text{ m} = 154.83 \text{ kN/m}$$

3.袖部に作用する荷重

以上のとおり算出した、単位幅あたりの礫の衝撃力(P1)と、流木の衝撃力(P2)を比較し、大きいほうを袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。
従って、以下の通りとなり、土石流衝撃力は、(482.30kN/m)を採用する。

礫の衝撃力P1	494.97 kN/m
流木の衝撃力P2	154.83 kN/m
土石流の衝撃力	494.97 kN/m

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	アームの計算式	アーム長	モーメント
袖の自重	W1	$3.20 \times 2.00 \times 22.56$	144.38		$1/2 \times 3.20$	1.60	231.0
	W2	$1/2 \times (3.20 - 3.20) \times 2.00 \times 22.56$	0.00		$3.20 + 1/3 \times (3.20 - 3.20)$	3.20	0.0
土石流の 衝撃力	P1			494.97	$1.94 - 1/2 \times 1.6$	1.14	564.3
土石流の 流体力	F			88.60	$1/2 \times 1.94$	0.97	85.94
合計			144.38	583.57			881.2



ここで、 $Dd = 1.94 > D95 = 1.6$
となるため、礫は水に浮いた状態で衝突することになる。

よって、土石流の衝撃力の腕の長さは、水面より最大礫径の1/2下がった位置とな

P1= 494.97
F= 88.60

4.袖部の安定計算

水平力の合計	H=	583.57
鉛直力の合計	V=	144.38
モーメントの合計	M=	881.2
コンクリートの許容せん断強度	τ_c =	2560 kN/m ²
天端幅	L=	3.20 m
摩擦係数	f=	0.70
滑動に対する安全率	n=	1.50

(1)滑動に対する検討

$$n = \frac{f \cdot V + \tau_c \cdot L}{H} = \frac{0.70 \times 144.38 + 2,560 \times 3.200}{583.57} = 14.21$$

14.21 > 1.5 OK

(2)袖部の補強に関する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{881.2222}{144.38} = 6.103 \text{ m}$$

$$e = x - \frac{1}{2} B$$

$$= 6.103 - \frac{1}{2} \times 3.20 = 4.50 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{144.38}{3.20} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{4.5}{3.20} \right) \right\} = 425.82 \text{ kN/m}^2 < 5850 \text{ kN/m}^2$$

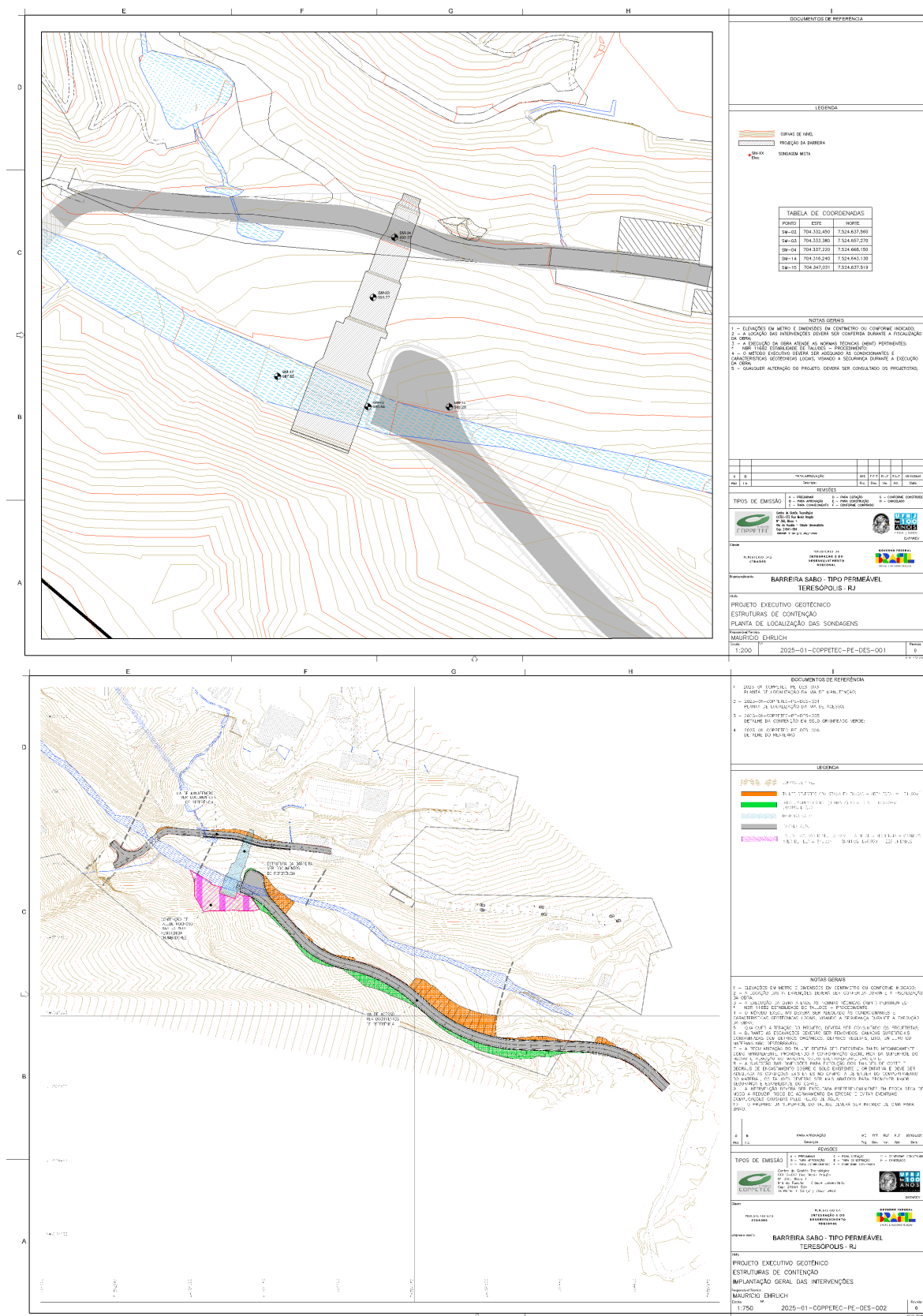
..... OK

$$\sigma_{\min} = \frac{144.38}{3.20} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{4.5}{3.20} \right) \right\} = -335.58 \text{ kN/m}^2 < -337.5 \text{ kN/m}^2$$

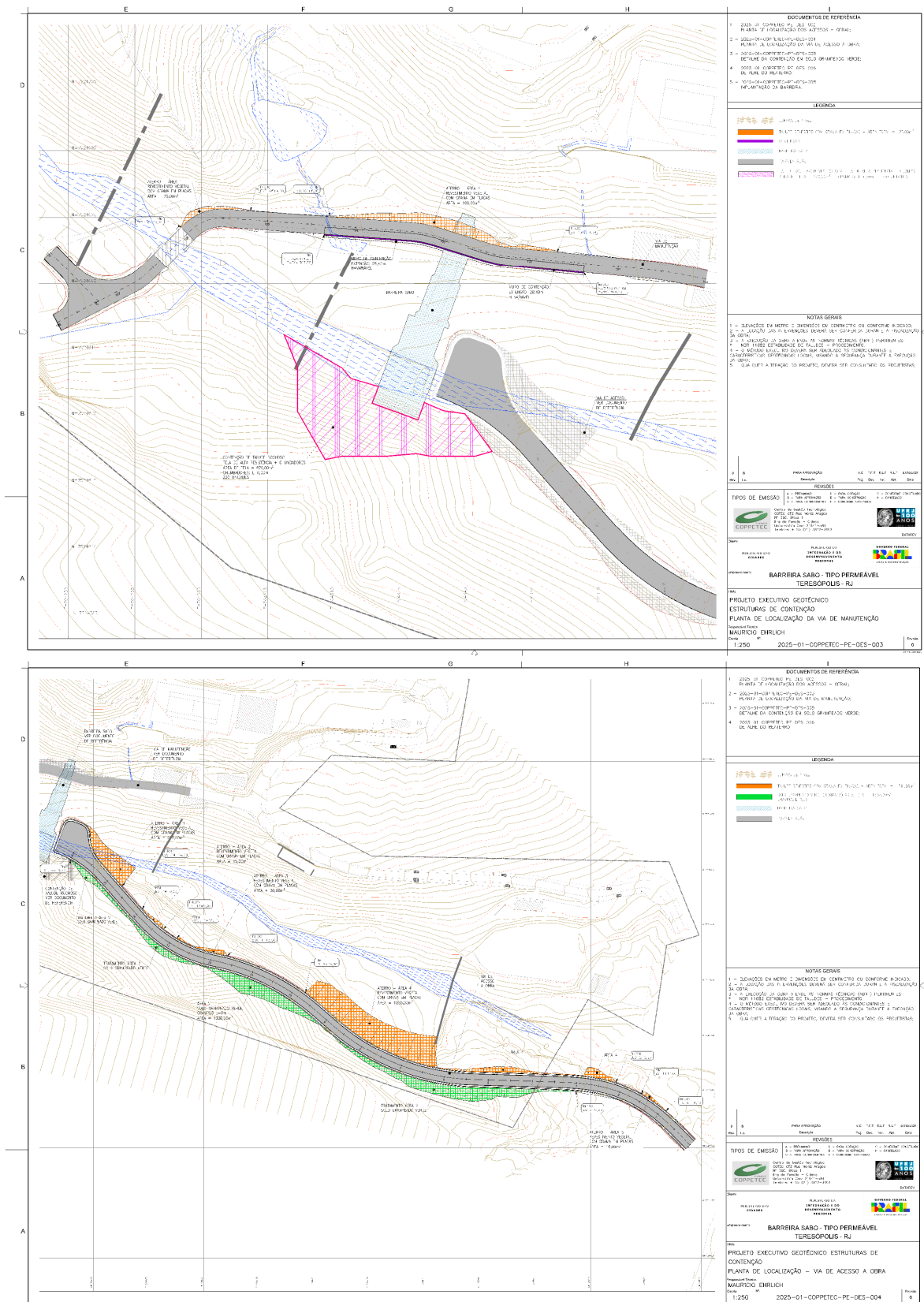
..... OK

以上より、袖部は土石流の衝撃力・流体力に対して安全である。

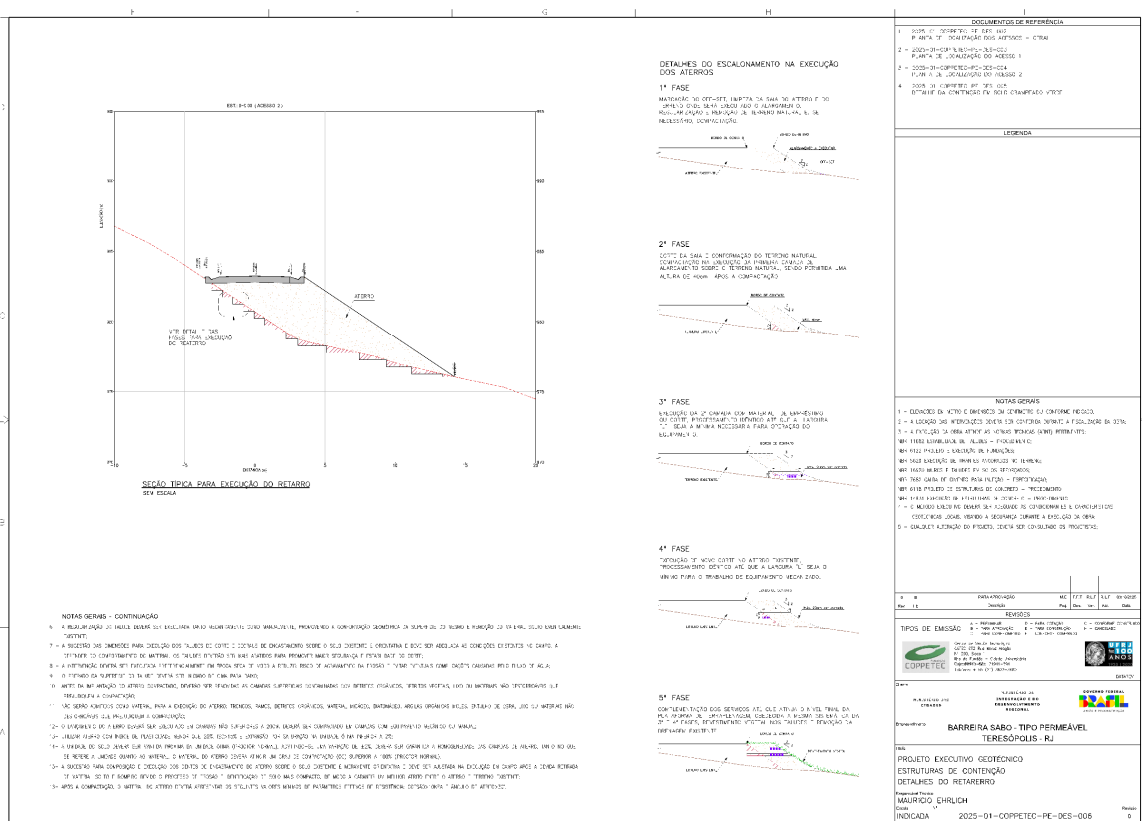
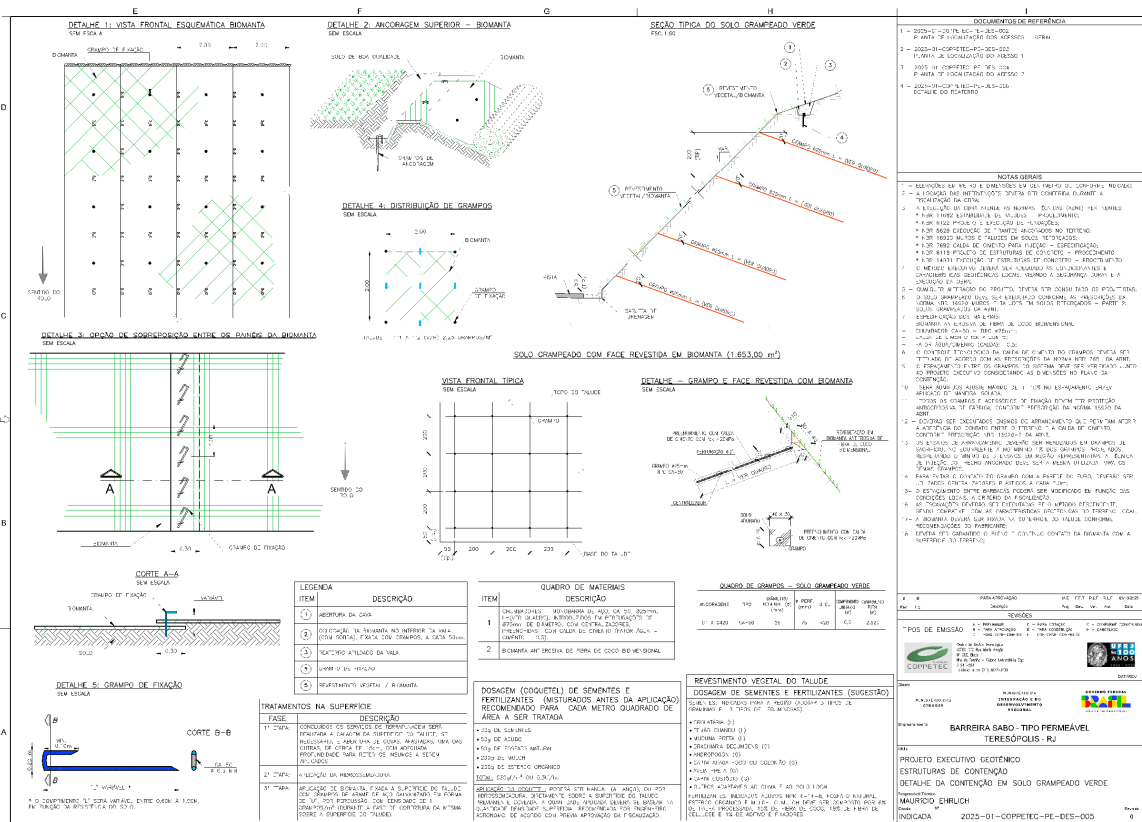
2.8 設計図面（2025 年 12 月時点）



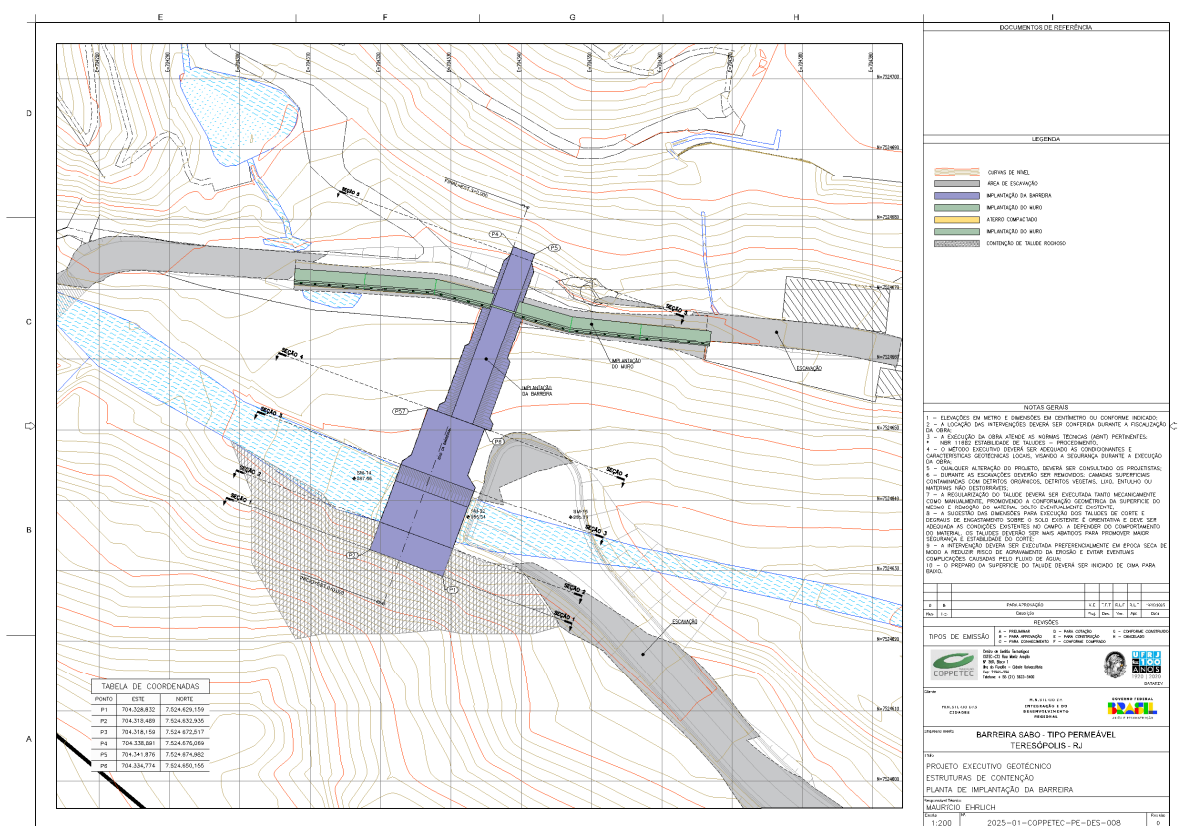
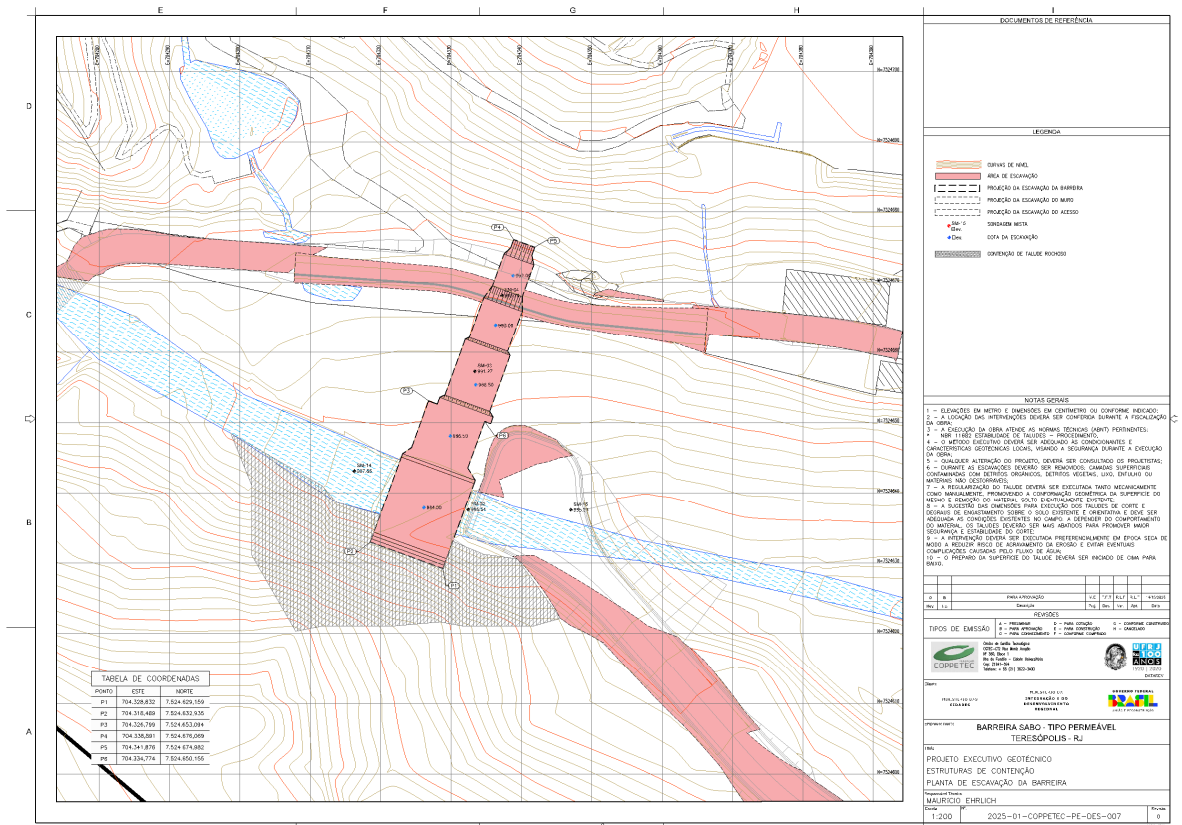
ブラジル国強靱な街作りのための土砂災害構造物対策能力向上プロジェクト
事例集



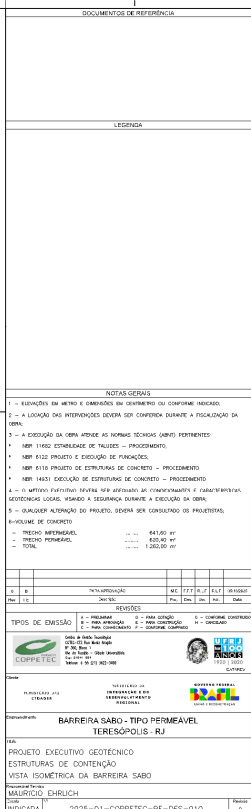
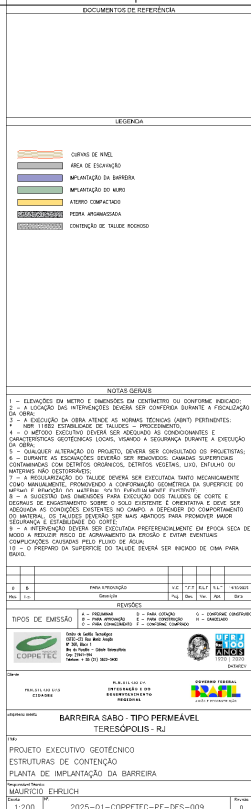
ブラジル国強靱な街作りのための土砂災害構造物対策能力向上プロジェクト 事例集



ブラジル国強靱な街作りのための土砂災害構造物対策能力向上プロジェクト 事例集



事例集

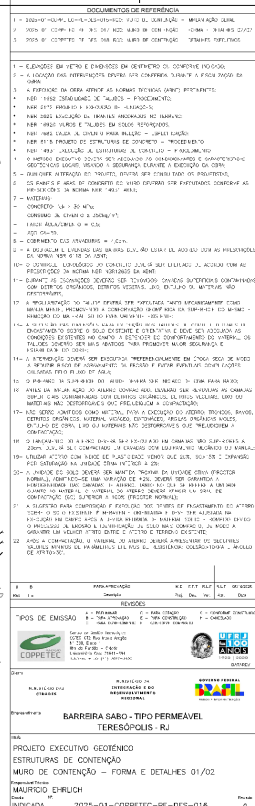
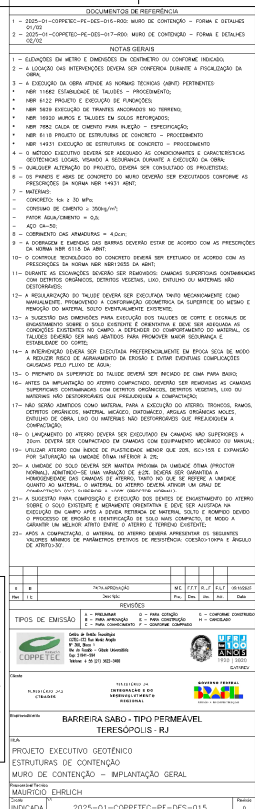


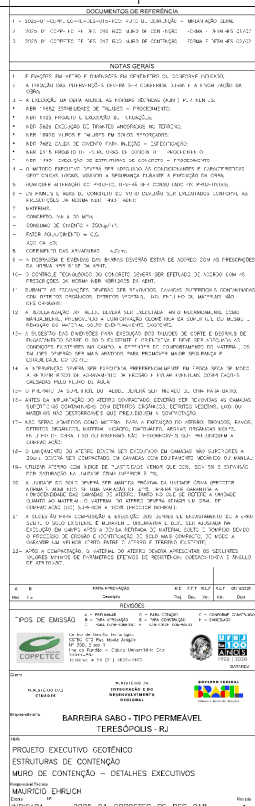
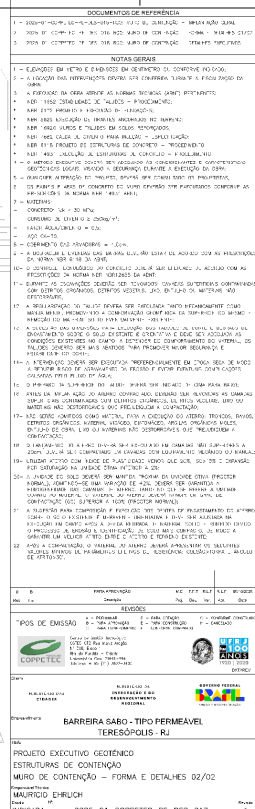


事例集



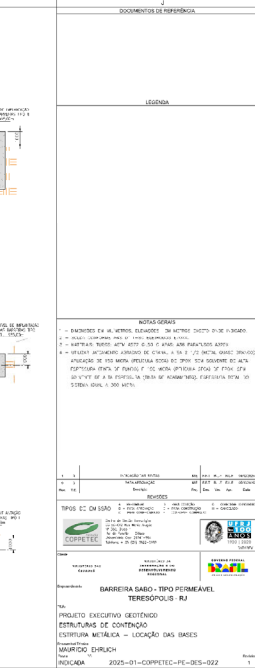
事例集



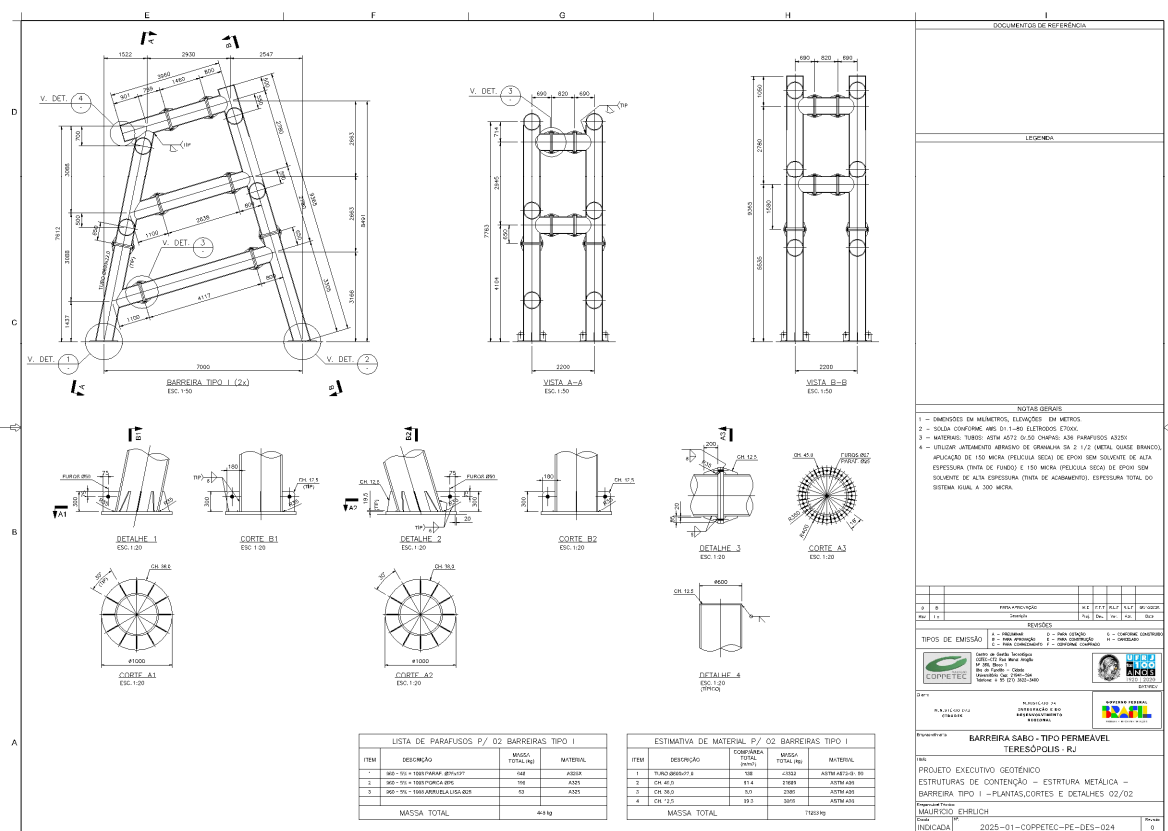
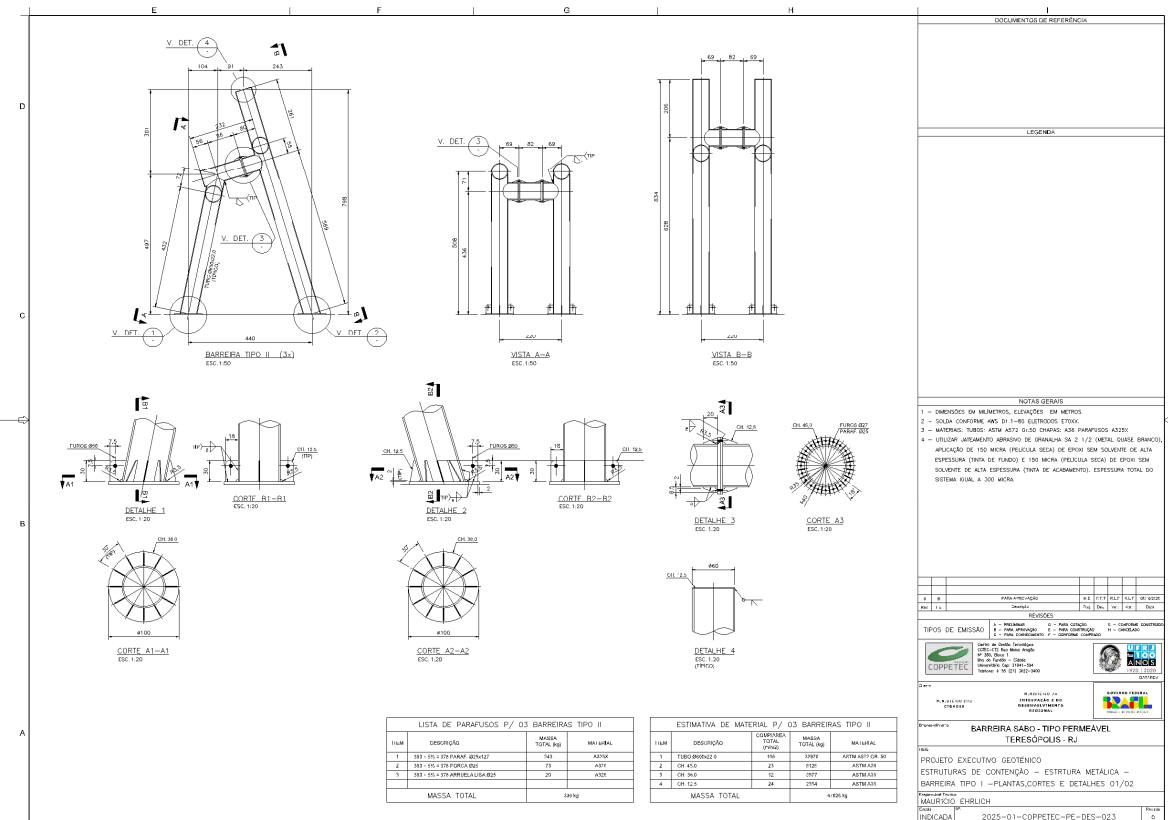


事例集

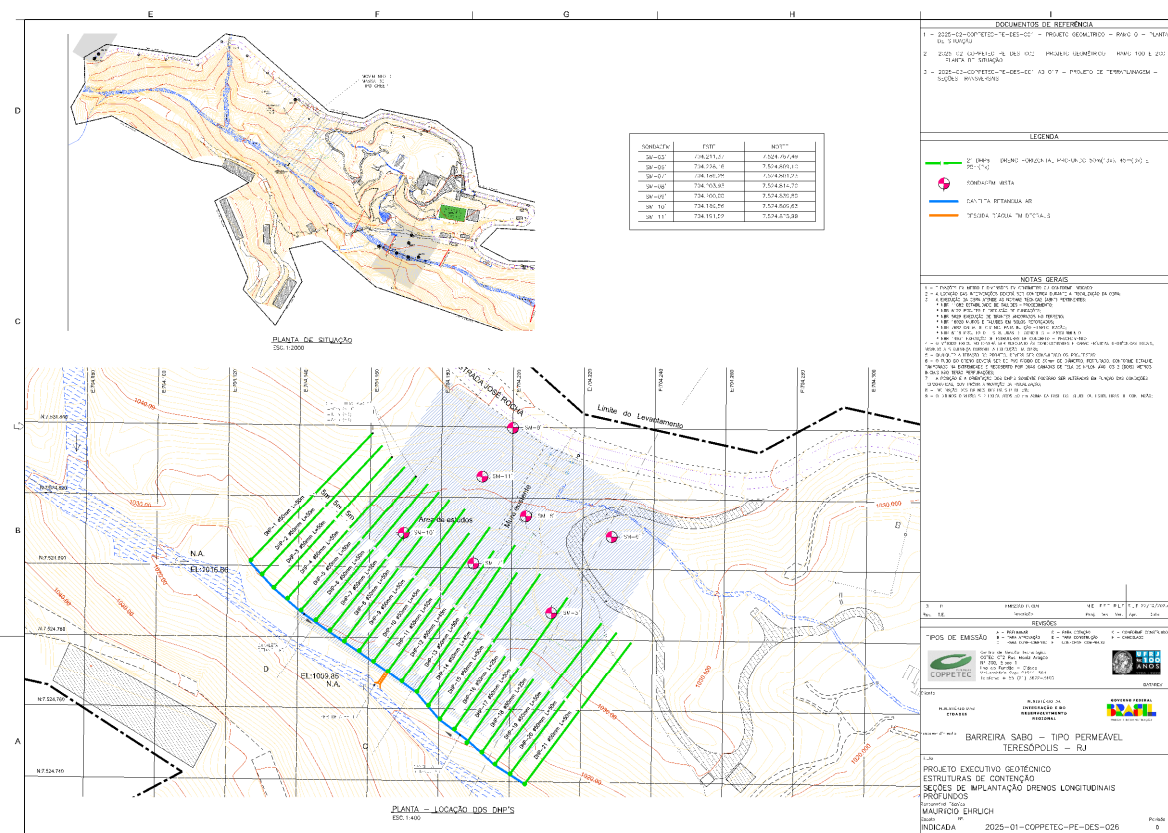
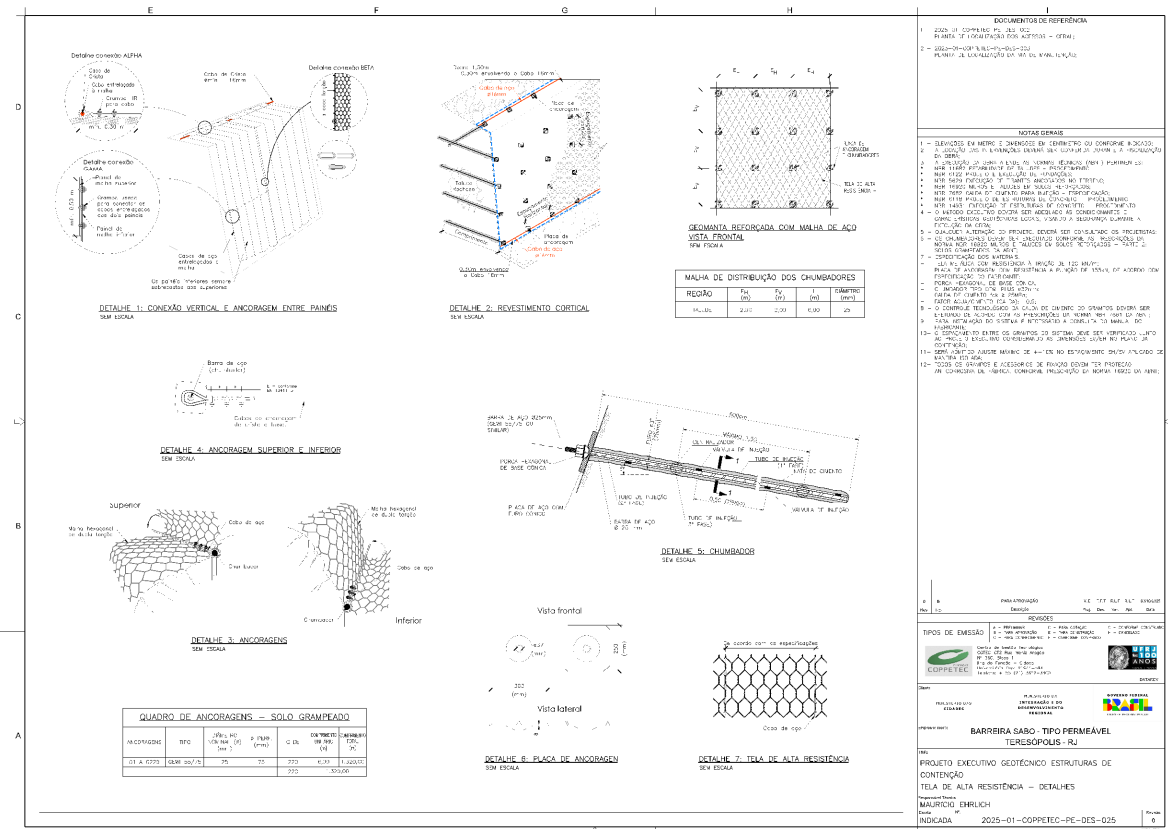




ブラジル国強靱な街作りのための土砂災害構造物対策能力向上プロジェクト
事例集



ブラジル国強靱な街作りのための土砂災害構造物対策能力向上プロジェクト 事例集





2.9 今後の留意事項

テレゾポリス市のパイロットサイトにおいて実施した鋼製透過型砂防堰堤の設計を進める過程において発生した課題と対応を踏まえ、今後の砂防堰堤設計にあたって留意すべき事項について整理した。

2.9.1 施設配置計画の検討

(1) 既存施設の効果を含めた施設配置計画の検討

テレゾポリス市のパイロットサイトでは、その下流側に2基のネットバリアが設置されており、上流側には地すべり性崩壊箇所が確認されており、それらを踏まえた施設配置計画の立案により、計画施設位置を検討している。

パイロットサイトにおける施設配置計画としては、周辺施設および土砂生産・流出形態を考慮した場合、適切な施設配置計画となっている。施設配置計画においては、上記のような制約条件を整理し、制約条件を踏まえた砂防施設の位置や構造を検討することが望ましい。

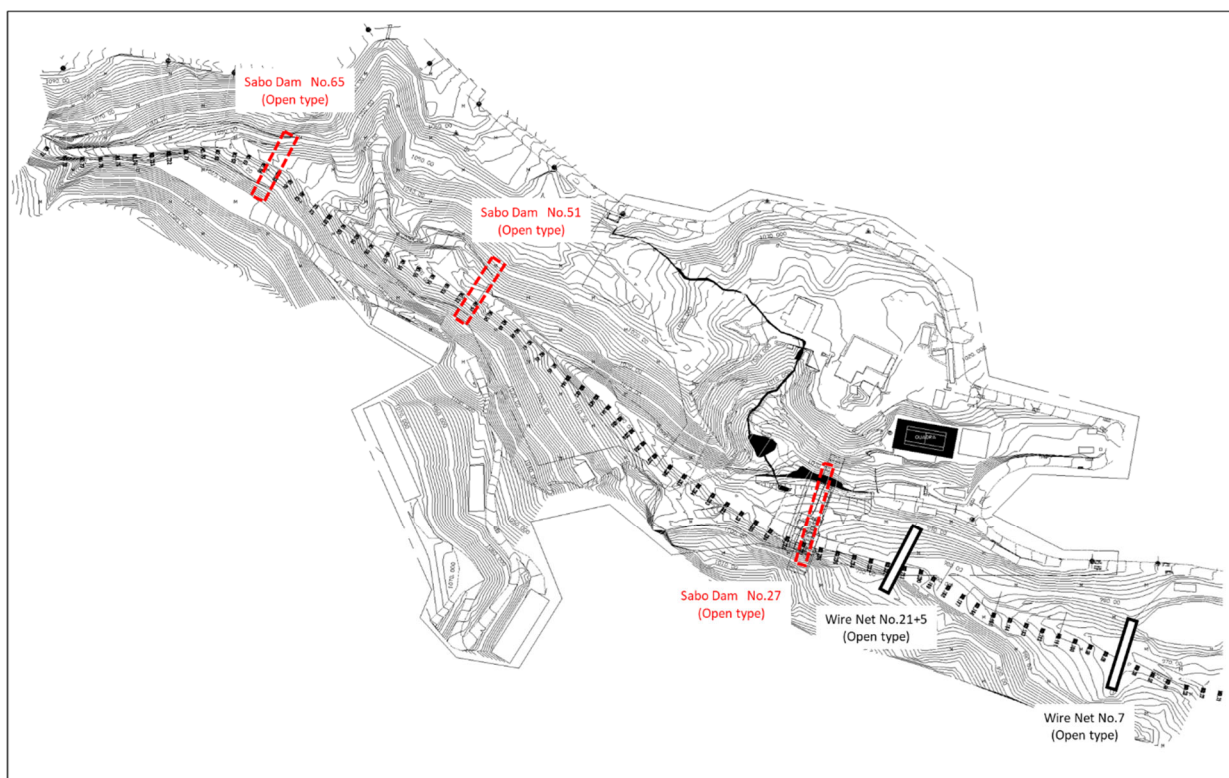


図 2.9.1 透過型砂防堰堤を複数基配置する案

出典：砂防プロジェクトにて作成

(2) 鋼製透過型砂防堰堤の施設規模

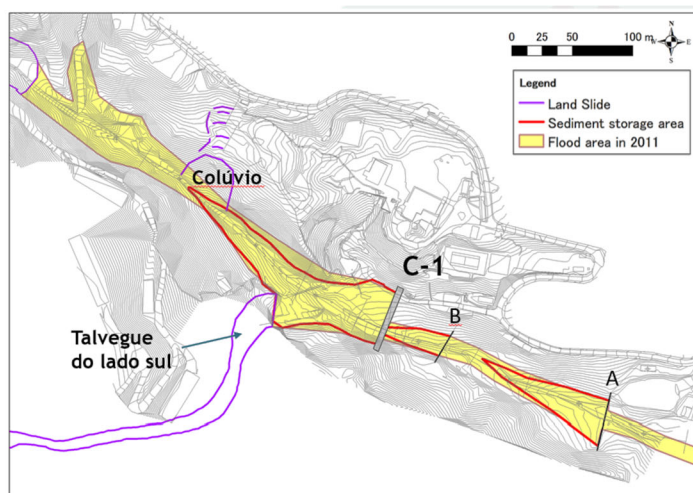
テレゾポリス市のパイロットプロジェクトでは、鋼製透過型砂防堰堤の有効高は8mを上限に検討した。この理由の一つとして、当該箇所の砂防堰堤は、パイロットプロジェクトとしてブラジル国内で初めての鋼管フレームを用いた堰堤となり、有効高が高くなるほど施工難易度が高くなるためである。

当該砂防堰堤の施工を踏まえて、鋼製透過型砂防堰堤の架設における留意事項をとりまと

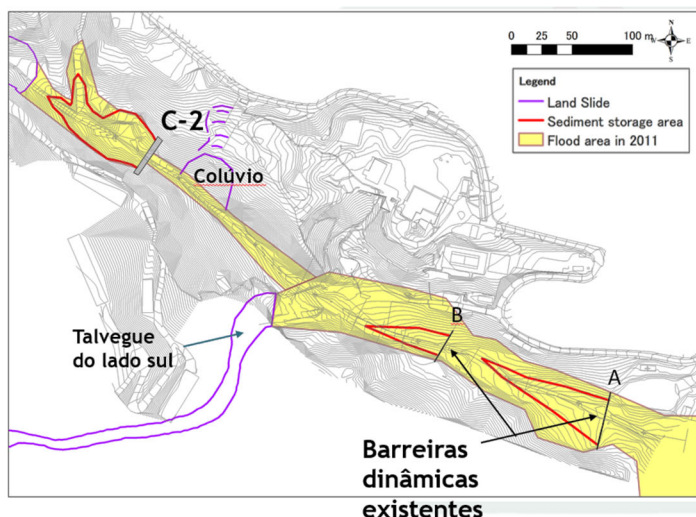
め、必要に応じて有効高 8m 以上の検討を進めることが望まれる。

(3) 効果的に捕捉できる施設位置の検討

テレゾポリス市の対象溪流（プリンシペ川）は、2011 年災害時に多数の支川から土石流が流出した実績を有していた。砂防堰堤を設置するにあたって、土石流の流出が想定される支川より上流側に配置すると、その砂防堰堤では、支川からの土石流が捕捉できないことになるので、土石流の流出が想定される支川がどこなのかを事前に確認した上で、砂防堰堤の計画位置を検討することが重要である。



- *O eixo na posição C-1 atende tanto os fluxos de detritos carregados de montante, como os advindos do lado sul, margem direita.*
- *É possível reduzir muito a largura do espriamento do fluxo de detritos para jusante do ponto de confluência.*



- *Na posição do eixo C-2, apenas o material carregado pelo fluxo de detritos de montante é atendido, não havendo retenção de fluxos de detritos carregados pelo talvegue do lado sul, margem direita.*

図 2.9.2 砂防堰堤の計画位置による効果の違い
(下図の配置は支川からの土石流に対応不可)

出典：技術委員会作成資料

(4) 砂防施設を連続して配置する場合の留意事項

プリンシペ川流域では、2011 年災害を受け、リオデジャネイロ州環境研究所（INEA）によって2つのネットバリアが設置されていた。今回のプロジェクトでは、対象溪流の計画流出土砂量と既存施設（ネットバリア）による整備効果を算定した上で、ネットバリアと砂防堰堤

の組み合わせにより土砂整備率 100%となる計画を立案した結果、他官庁施設と砂防堰堤が連続的に配置される計画となった。

土石流を捕捉する施設が連続する場合、下流側施設の堆砂範囲に上流側施設が含まれる場合には、下流側施設の効果量が減少することに留意する必要がある。

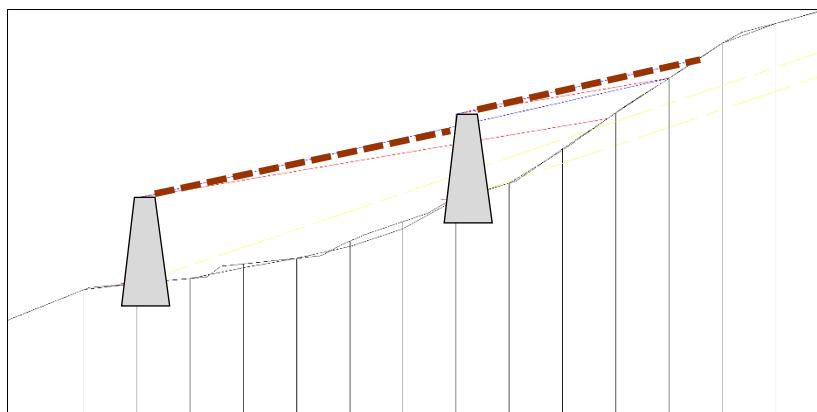


図 2.9.3 上流側施設によって計画捕捉量が低減する例
(堆砂地内に上流側施設がある場合)

出典：砂防プロジェクトにて作成

(5) 全体計画の検討

プリンシペ川流域の計画総流出量は、73,000m³であり、既設のネットバリア 2 基と鋼製透過型砂防堰堤（優先施設）だけでは、土砂整備率を 100%とすることはできなかった。このため、プリンシペ川流域では、土砂整備率 100%となる全体計画として、砂防堰堤と遊砂地を配置する計画を立案した。

本プロジェクトでは、計画砂防堰堤 1 基で土砂整備率 100%となる溪流を主な計画対象流域として優先的に検討を進めてきたが、プリンシペ川流域のように、より大きな流域においても土石流は発生している。

このため、今後の砂防事業検討において計画砂防堰堤 1 基では土砂整備率が 100%とならない溪流については、全体計画を作成し、その中から優先的に整備する施設を選定していくことが必要となる。

2.9.2 詳細設計のための調査

(1) 地形測量

砂防堰堤の施設配置計画及び工事用道路と維持管理用道路を検討する上で、ある程度広域の地形データが必要となる。このため対象溪流が決定した段階で、堰堤位置と道路位置を考慮した測量範囲を設定し、空中測量を行って地形データを取得することが標準的な検討方法になると考えられる。空中測量は、検討に必要な精度と範囲を考えるとドローン測量が適していると考えられるが、ドローン測量成果は、建物の高さや樹木など地表上のすべての物体の表面の高さを含む 3 次元データ（Digital Surface Model）である点に留意が必要である。このため、砂防堰堤の詳細設計を行う際には、改めて地上測量を実施し、堰堤軸及び周辺の詳細な地形データを取得することが必要となる。なお地上測量は、必ずしも地上レーザ計測である必要はないため、現地の状況を踏まえて適切な測量手法を選定する。

(2) 地質調査

地質調査は、対象流域周辺の地質特性を把握するための地質平面図作成と、砂防堰堤の設計に用いる地質縦横断図を作成するためのボーリング調査が必要となる。

テレゾポリス市のパイロットサイトでは、滞筋の河床部は露岩が確認されているものの土石流堆積物上に砂防堰堤を配置する計画としたことから、SABO マニュアルに示されているボーリング箇所に加えて、下流側の地質状況を把握することを目的として調査地点を増やすこととした。地質調査では現地の特性を踏まえて、ボーリング本数や位置を検討する必要がある。

またテレゾポリス市はパイロットプロジェクトであり、砂防堰堤計画地点の地質特性を十分明らかにする必要があると判断し、今回は基盤岩までボーリング調査を実施し、地質縦横断図を作成した。今後の砂防堰堤設計では、砂防堰堤の根入れ深さも考慮し、堤体基礎より5m程度下もしくは岩盤を1つの目安として掘止め位置を検討することが望ましい。

(3) 礫径調査

テレゾポリス市のパイロットサイトでは、2011年に発生した土石流後の調査結果をみると流域内、下流域とも非常に大きな巨石が堆積している状況が確認されている。したがって、今後の礫径調査において調査対象の礫の参考とするため、今後ブラジル国内で土石流の流下が確認された場合、流下状態や氾濫範囲に加えて移動した礫径も確認し、ブラジル国において発生する土石流でどの程度の巨礫が移動しているのかを明らかにしていくことが望ましい。

2.9.3 砂防堰堤の設計

(1) 水通し断面

テレゾポリス市のパイロットサイトでは、左岸側の保全対象への影響を小さくするため水通し断面の設計は袖高を極力低く設定するため、水通し幅を鋼製部全体として設定した。

鋼製透過型砂防堰堤の水通し幅は越流部の幅に合致させる必要があるため、設計流量に対して河道幅が十分に確保可能な計画堰堤サイトを選定する必要がある。

(2) 鋼製部材の間隔の設定

テレゾポリス市のパイロットサイトでは、2011年の災害時に巨礫を含んだ土石流が流下したことや、パイロットサイト下流側にはネットバリアがすでに配置されていることから、土石流堆積区間であるものの、部材間隔は $D_{80} \times 2.0$ 倍で設定した。

本来、土石流堆積区間に設置する部材の純間隔は土石流中の礫及び流木を確実に捕捉できるように D_{80} の 1.0 倍以下にする必要がある。そのため、今後設計する鋼製透過型砂防堰堤の部材間隔の設定は、流下する土石流の形態やその礫径に留意した検討が望まれる。

2.9.4 維持管理計画の検討

(1) 崩壊地や地すべり地が確認された場合の対応

プリンシペ川流域の計画砂防堰堤の堰堤軸を検討するにあたって、計画地点上流の谷出口付近の斜面に地すべり地が確認された。この地すべり地は、計画砂防堰堤の堆砂地には含まれることが明らかとなったが、崩壊地脚部での作業は危険を伴うと判断し、除石対象範囲から除外し、除石による施設効果量も評価しないものとした。このため、除石計画を立案する

際にも、安全に配慮し、堆砂地内のうち除石作業を実施することを禁止するエリア（地すべり地を含む範囲）を設定し、安全に留意した維持計画を立案することが必要となる。

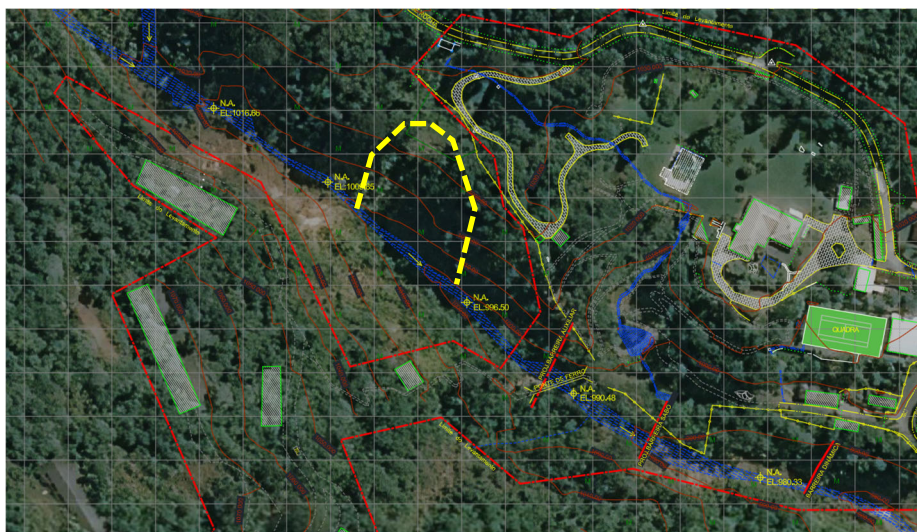


図 2.9.4 地すべりが確認された位置



図 2.9.5 地すべりの状況

出典：砂防プロジェクトにて作成

(2) 洗越を活用した維持管理用道路

維持管理用道路は、計画砂防堰堤の上流側の河床を横断する計画とした。ここで、透過型砂防堰堤は、土石流の先頭流を捕捉して、流出土砂を堆積させることを期待している構造物であることから、土石流の流下形態に影響を与える構造物を上流側に設置することは避けるべきである。このため、維持管理用道路のうち河床を横断する部分については河床からの高さを抑制するため、橋を設置せず、洗越構造を採用した。

洗越は、水の流下を阻害しない構造物であることから、土石流は洗越の上を通過するものとして取り扱った。なお洗越の左右岸は、水が流下しやすくなることから、侵食対策（護岸、根入れの確保等）について留意する必要がある。



図 2.9.7 平常時に堆積した流木等による土砂堆積イメージ
(上：平常時の流木閉塞事例、下：流木閉塞部に細粒土砂が堆積した事例)

出典：砂防プロジェクトにて作成

砂防堰堤の除石計画には、以下の内容を記載することが望ましい。

- ・点検の実施計画と実施体制
- ・除石を判断する管理基準（緊急除石、定期的な除石）
- ・除石頻度（平常時は年1回程度を目安とする）
- ・搬出する土砂量（緊急時、平常時）
- ・搬出作業に必要な要員計画
- ・搬出作業方法と作業に用いる重機の配置（掘削、積込、運搬、破碎等）
- ・搬出作業に伴う土地所有者との調整事項
- ・搬出土砂の収容先の選定（受け入れ可能容量、砂防堰堤からの距離）
- ・土砂の搬出に対する運搬回数
- ・作業工程表
- ・作業に必要な予算（緊急時、平常時）

また、堆積した流木を除去する場合には、以下の点に留意する。

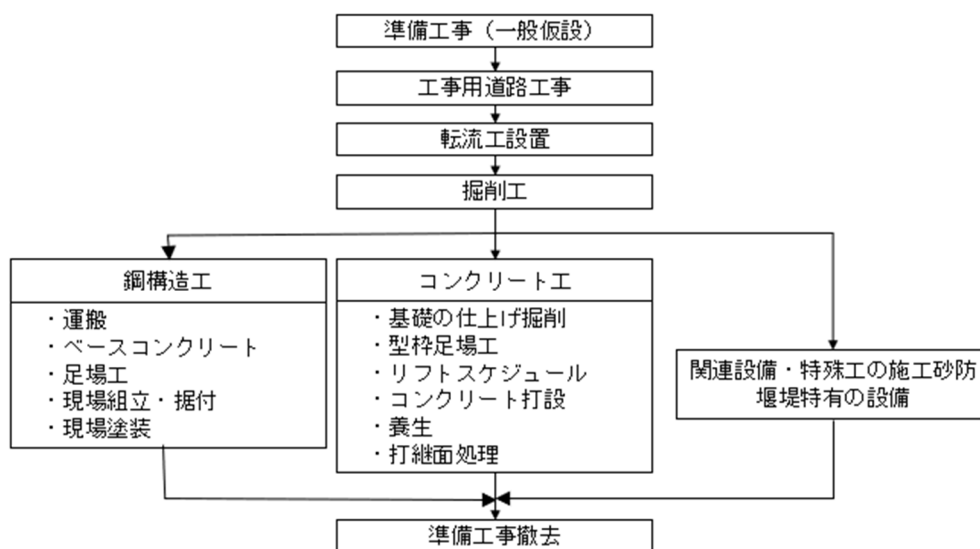
- ・ 鋼製透過型砂防堰堤は、安定計算上、水圧を見込まない施設なので、堆積した流木はできるだけ撤去する。
- ・ 流木が透過部に張り付く場合、礫による閉塞よりも閉塞率が上がり、流水が抜けにくくなるため作業にあたっては留意する。
- ・ 流木による閉塞で堰堤上流側に湛水が生じる場合水圧が作用するため、必要に応じて早いタイミングで除木が必要・点検の実施計画と実施体制を検討する。

第 3 章 土石流構造物の施工

本章は、事例集に盛り込むべき砂防工事特有の技術的情報を例示したものです。パイロットプロジェクトが完了した後に、本章の内容が適切な図面、写真およびデータに差し替えられ、事例集として取りまとめられることを期待します。

3.1 施工の手順

テレズポリスにおける不透過型砂防堰堤と付帯構造物の施工にあたって採られた施工手順を簡潔に説明してください。一般的な施工手順を以下のように図示します。実際の施工手順に関する情報に差し替えてください。



一般的な施工手順

(出典：砂防マニュアル施工編 1 章 2)

3.2 工事用道路

3.2.1 施工状況

テレズポリス市における不透過型砂防堰堤の工事のために設けられる工事用道路、及び工事完了後に堰堤上流側に堆積した土砂や流木を取り除くための維持管理用道路の施工中および完成直後の状況を、図と写真資料で示してください。掲載すべき図や写真資料の一例を以下に示します。必要に応じて適切な情報を追加してください。



工事用道路 平面図



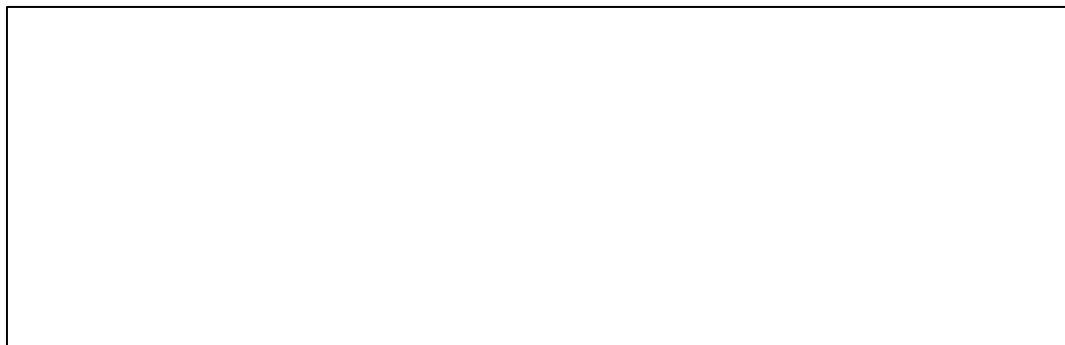
標準的な道路横断面図（XXX 地点）



維持管理用道路 平面図



標準的な道路横断面図（XXX 地点）



工事用道路 起点（進入口側）の状況写真



工事用道路 終点（砂防堰堤側）の状況写真



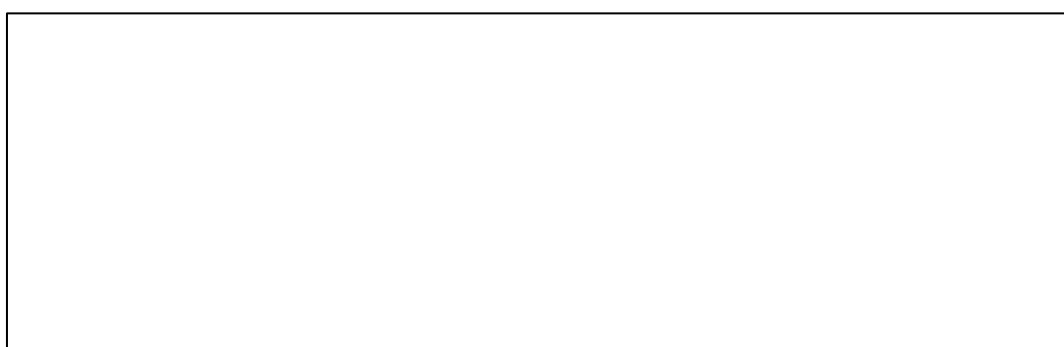
切土作業の状況写真（施工中・完成）



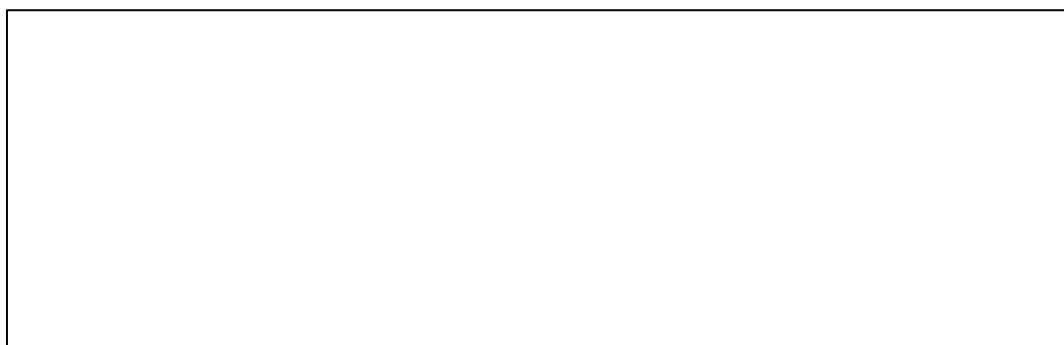
盛土作業の状況写真（施工中・完成）



工事用道路の舗装状況（施工中・完成）



代表的な法面保護工の施工状況（施工中・完成）



排水路や暗渠の施工状況（施工中・完成）

3.2.2 施工中に発生した技術的問題と対処結果

工事用道路の施工中に技術的な問題が発生した場合、その問題と対処結果を、図や写真資料を用いて簡潔に説明してください。発生した問題の例としては、新規構造物との接続が必要になった既存水路の部分的な取り壊し作業で、取り壊し対象の構造物の基礎の深さや材質が予想していたものより異なり、設計変更が必要になったケースが考えられます。

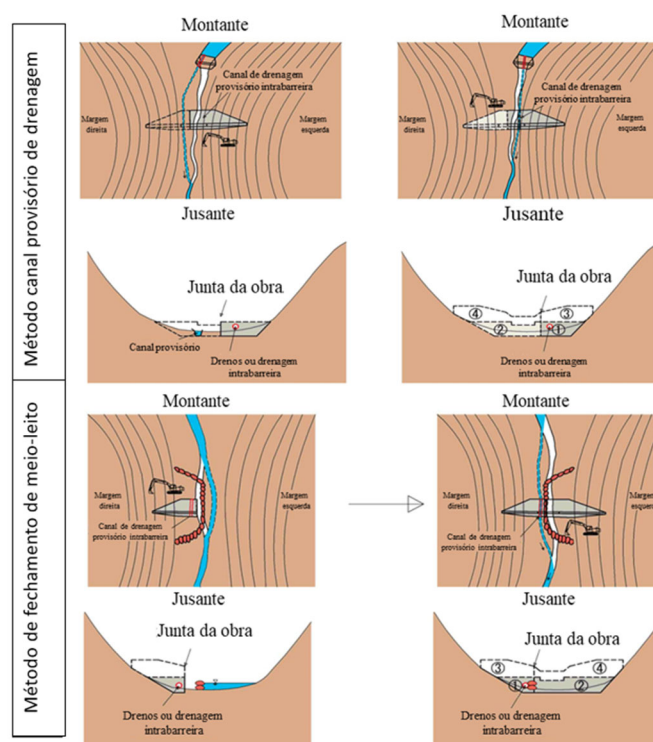
3.3 転流工

3.3.1 対象流量

砂防堰堤の施工のための転流工の設計対象流量について、その算出過程と結果を記述してください（算出方法の詳細は砂防マニュアル施工編第3章を参照）。

3.3.2 転流工の配置と転流方式

転流工の配置と転流方式（仮排水路／半川締切／堤内暗渠）を、施工段階ごとに図や写真を用いて説明してください。

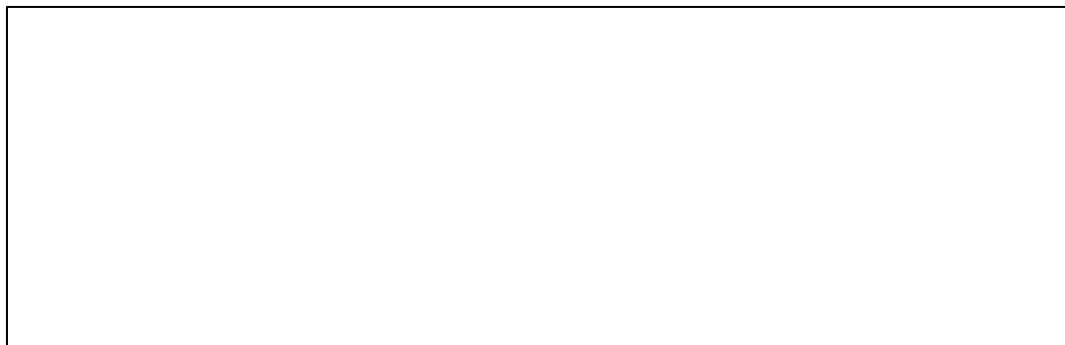


(Desvio primário)

(Desvio secundário)

施工段階ごとの転流工の配置例

(出典：砂防マニュアル施工編3章)



転流工の配置図



施工段階ごとの転流工の実施状況写真

3.3.3 転流工の設計

施工段階ごとに、使用される転流工の設計の概要（構造物の種類と配置、標準的な断面形状、水路勾配）を、図表や写真を用いて説明してください。転流の第1段階と第2段階とで転流方法が異なる場合は、それぞれについて設計の概要を説明してください。
また、各構造物の施工方法を簡単に説明してください。

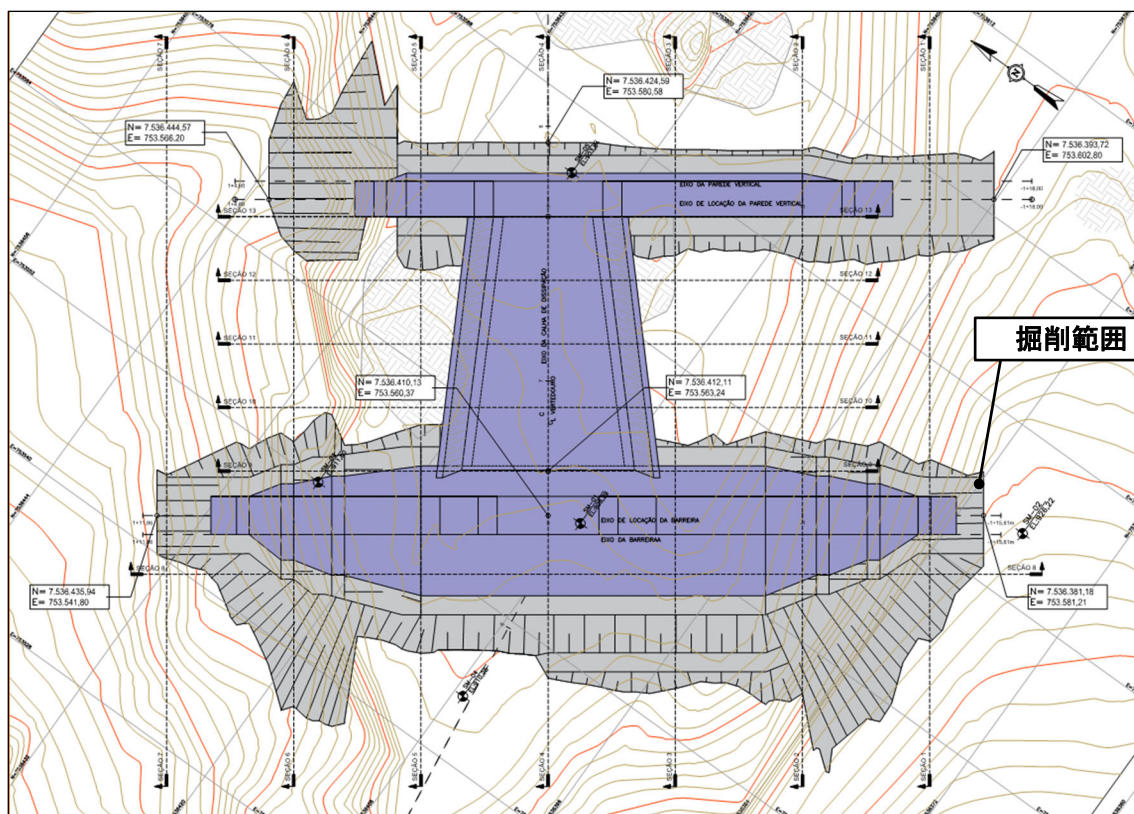
3.3.4 施工中に発生した技術的問題と対処結果

施工中に転流工に関する技術的な問題が発生した場合、その問題と対処結果を、図や写真資料を用いて簡潔に説明してください。発生した問題の例としては、転流工の設計対象流量を上回る規模の出水が発生し、それによって転流工が決壊したケースが考えられます。

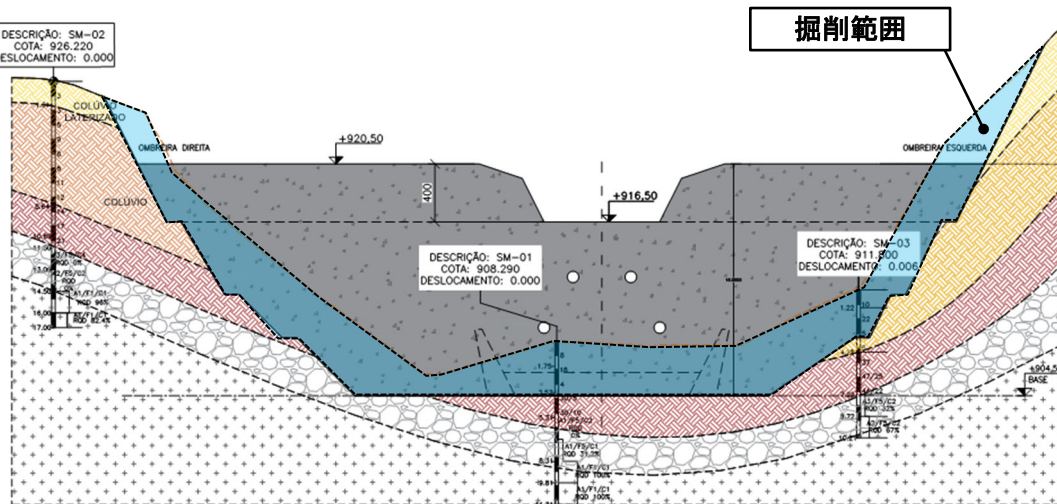
3.4 掘削工

3.4.1 掘削状況

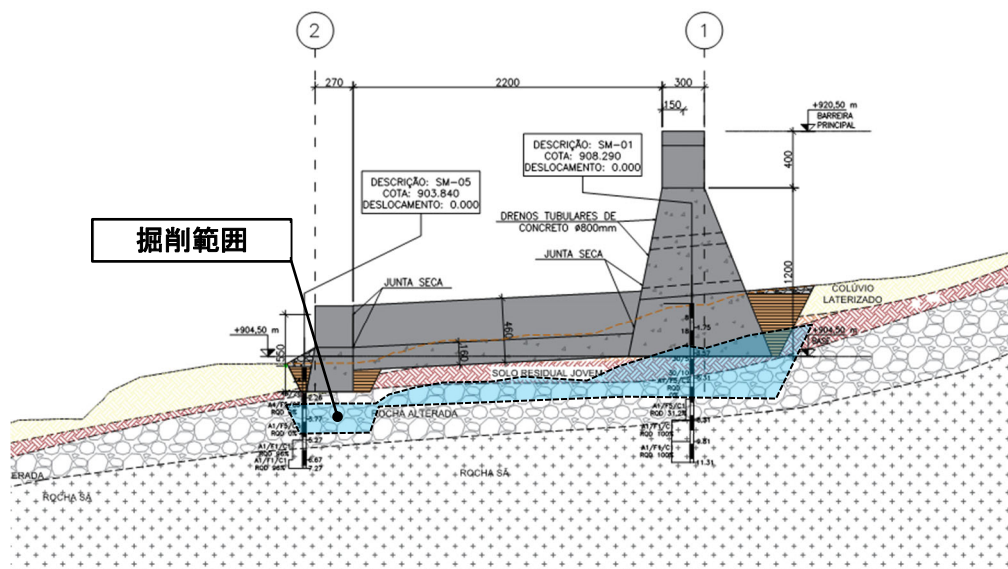
砂防堰堤の工事で掘削を行った範囲を、竣工図を用いて平面、横断、縦断の観点から図示してください。地山の土砂の種類によって異なる掘削方法の採用理由、使用した機材、掘削中および掘削の仕上げの状況を、また、土砂の運搬・搬出および指定された土捨て場への捨土の状況を、写真資料等を用いて説明してください。掲載すべき図や写真資料の一例を以下に示します。必要に応じて適切な情報を追加してください。



平面図



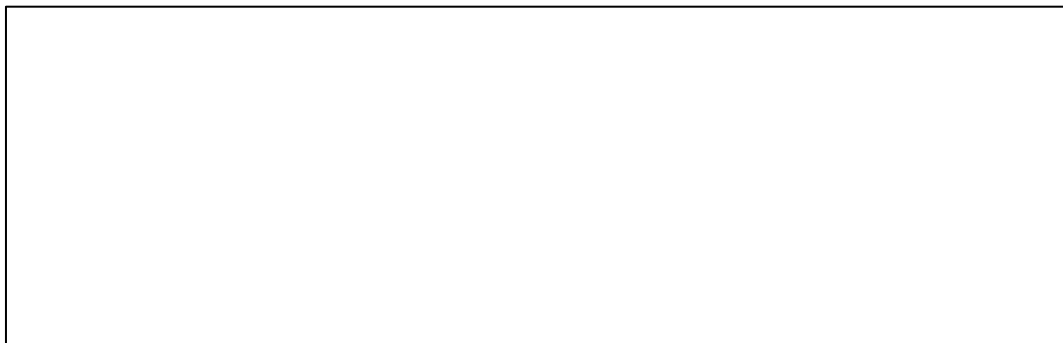
横断面図（本堰堤）



縦断面図



地盤ごとの掘削方法と使用機材の状況



掘削後の清掃、仕上げの状況



土砂の運搬・搬出・捨土の状況

3.4.2 施工中に特に留意した事項

掘削工を行うなかで特に留意した事項を、図面や写真資料等を用いて説明してください。留意事項の例としては以下のケースが考えられます。

- **過掘削の防止：**基礎掘削時はレベル管理を徹底し、掘りすぎ（過掘削）を防いだ。掘りすぎた場合は、その部分を土砂で埋め戻さずに、コンクリート打設時にコンクリートで充填した。
- **ドライワークの徹底：**湧水がある場合は、水中ポンプや排水溝を用いて排水し、掘削面をドライな状態に保った。
- **法面勾配の遵守：**掘削法面の勾配は設計図書の勾配を遵守した。変更が必要な場合は、コントラクター、施主およびコンサルタントが3者で協議し、文書による合意を経て変更を行った。
- **有機物の除去：**基礎地盤に残った木の根などは、腐食して空洞になる恐れがあるため、地盤を乱さないように除去した。

3.4.3 施工中に発生した技術的問題と対処結果

施工中に転流工に関する技術的な問題が発生した場合、その問題と対処結果を、図や写真資料を用いて簡潔に説明してください。発生した問題の例としては以下のケースが考えられます。

- **巨石への対応：**基礎面に除去困難な巨石が露出した場合、無理に除去すると基礎地盤を乱すため、巨石を避けるように構造物の位置を調整したり、巨石を残してコンクリート量を控除したりする対応を行った。
 - 砂防堰堤の堤体の基礎面に巨石の一部が突き出した場合、巨石を除去せずに、堤体で巨石を巻き込むよう対処した。巨石表面を洗浄した上でコンクリートの打設を行った。
 - 副堰堤／垂直壁の基礎面より上に巨石の一部が突き出す場合で、巻き込みによる対応が困難な場合、副堰堤／垂直壁を下流側にシフトすることにより巨石を避けた。
 - 水叩きの表面から巨石の一部が突き出した場合、水叩きコンクリートの一部を巨石で置き換えた。このとき、流下断面を阻害しないように、巨石のうち水叩きコンクリートの表面から上に突き出た部分はブレーカーで除去した。



巨石を破碎せずに堤体の一部として取り込んだ場合のイメージ（※Gemini で生成）

- **河床地形が変化していた場合の対応：**流水による侵食等で下流の河床が設計時に比べて局所的に低下している場合、副堰堤／垂直壁の必要根入れ深が確保できるよう基礎レベルの妥当性をチェックした。その結果根入れ不足となることが明らかとなったため、副堰堤／垂直壁の基礎レベルの変更にかかる設計変更を行った。

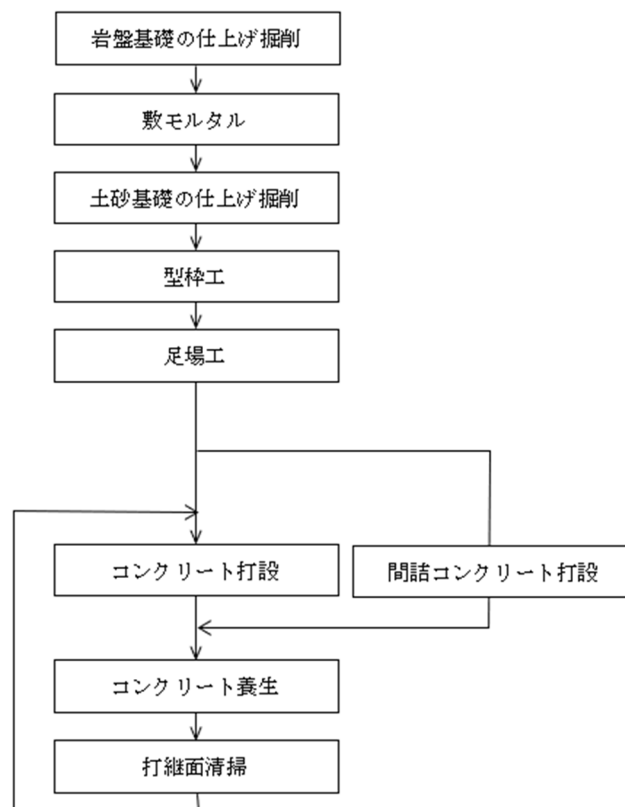
3.5 コンクリート工

3.5.1 コンクリートの配合と製造・運搬

工事で使用されたコンクリートの配合設計、製造・運搬方法に関する情報を、図表や写真資料を用いて簡潔に説明してください。

3.5.2 コンクリート工の各手順の実施方法

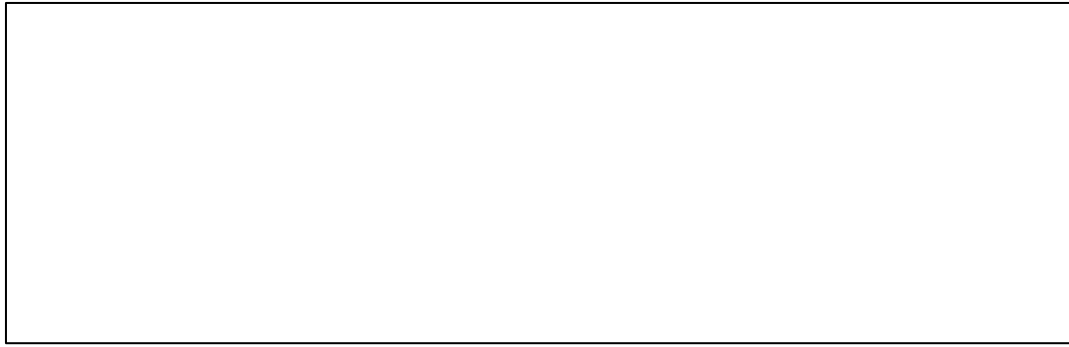
以下に示すコンクリート工に関連する作業のうち、型枠工、足場工、コンクリート打設、間詰コンクリート打設、コンクリート養生、打設面清掃の実施状況を、図や写真資料を用いて説明してください。



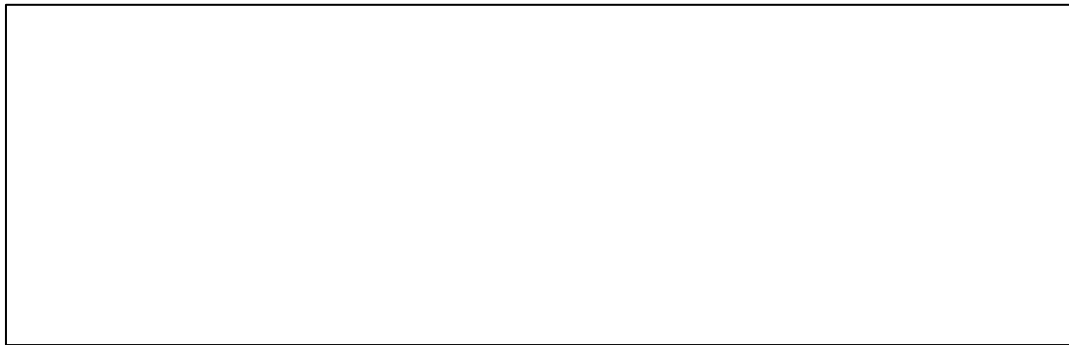
(出典：砂防マニュアル施工編 5 章 5)



型枠設置状況



足場の設置状況



コンクリートの打設状況



間詰部分のコンクリートの打設状況



コンクリートの締固め実施状況



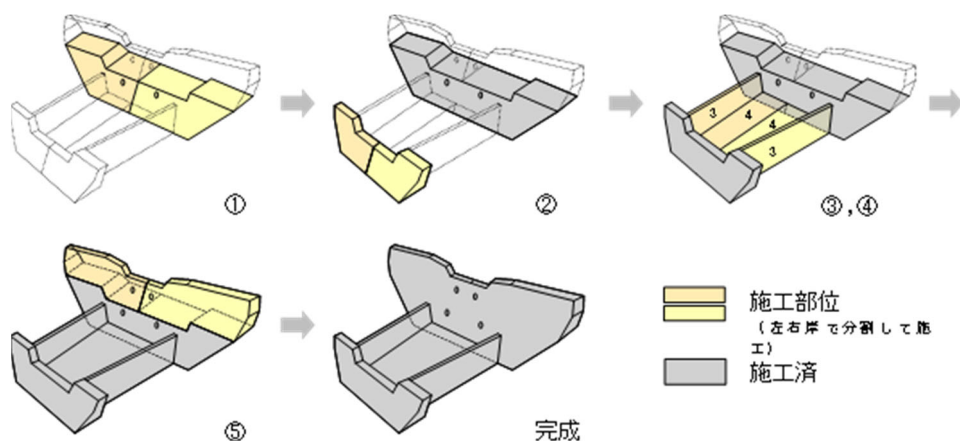
打設面処理の実施状況



コンクリート養生の実施状況

3.5.3 打設順序

転流計画を踏まえた砂防堰堤のコンクリート打設順序を、図や写真資料を用いて簡潔に説明してください。



砂防堰堤のコンクリート打設順序イメージ

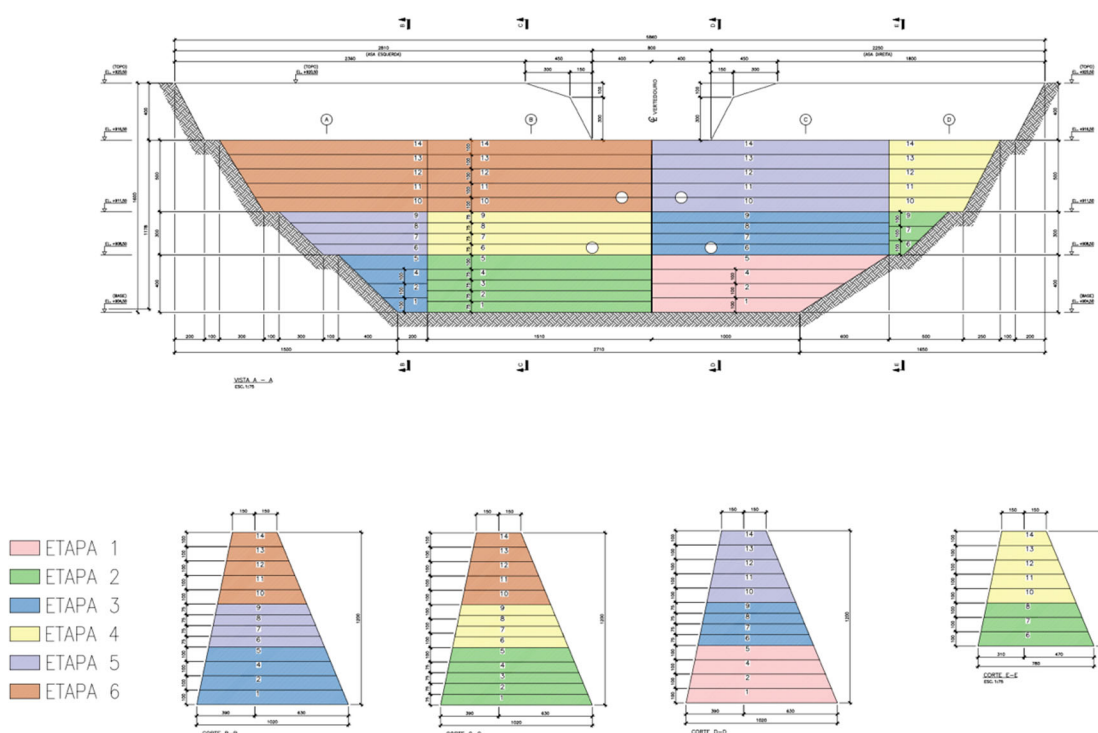
(出典：砂防マニュアル施工編 5 章 3)



砂防堰堤の施工順序が確認できる写真

3.5.4 リフトスケジュール

マスコンクリートの冷却過程での温度応力や乾燥収縮によるひび割れ対策として、パイロットプロジェクトではブロック打設法が採用されていますが、ブロック打設のリフトスケジュール、ブロックの幅、打設層の高さ、ブロックごとの打設量、次のコンクリート打設までの打設間隔（日数）の情報を、図表や写真資料を用いて説明してください。



リフトスケジュール（案）
（出典：設計報告書 Volume1 7.1.4.4）

56	94,90	9-B e 13-D
60	23,93	14-D
61	91,20	10-C
65	124,35	6-A e 11-C
69	117,90	7-A e 12-C
73	109,90	8-A e 13-C
77	97,45	9-A e 14-C
78	86,07	10-B
81	66,12	10-A
82	77,01	11-B
85	61,84	11-A
86	67,95	12-B
89	56,59	12-A
90	58,89	13-B
93	51,09	13-A
94	49,83	14-B
97	45,21	14-A

各ブロックのコンクリート打設量（体積）
（出典：設計報告書 Volume1 7.1.4.4）



ブロック打設の状況写真

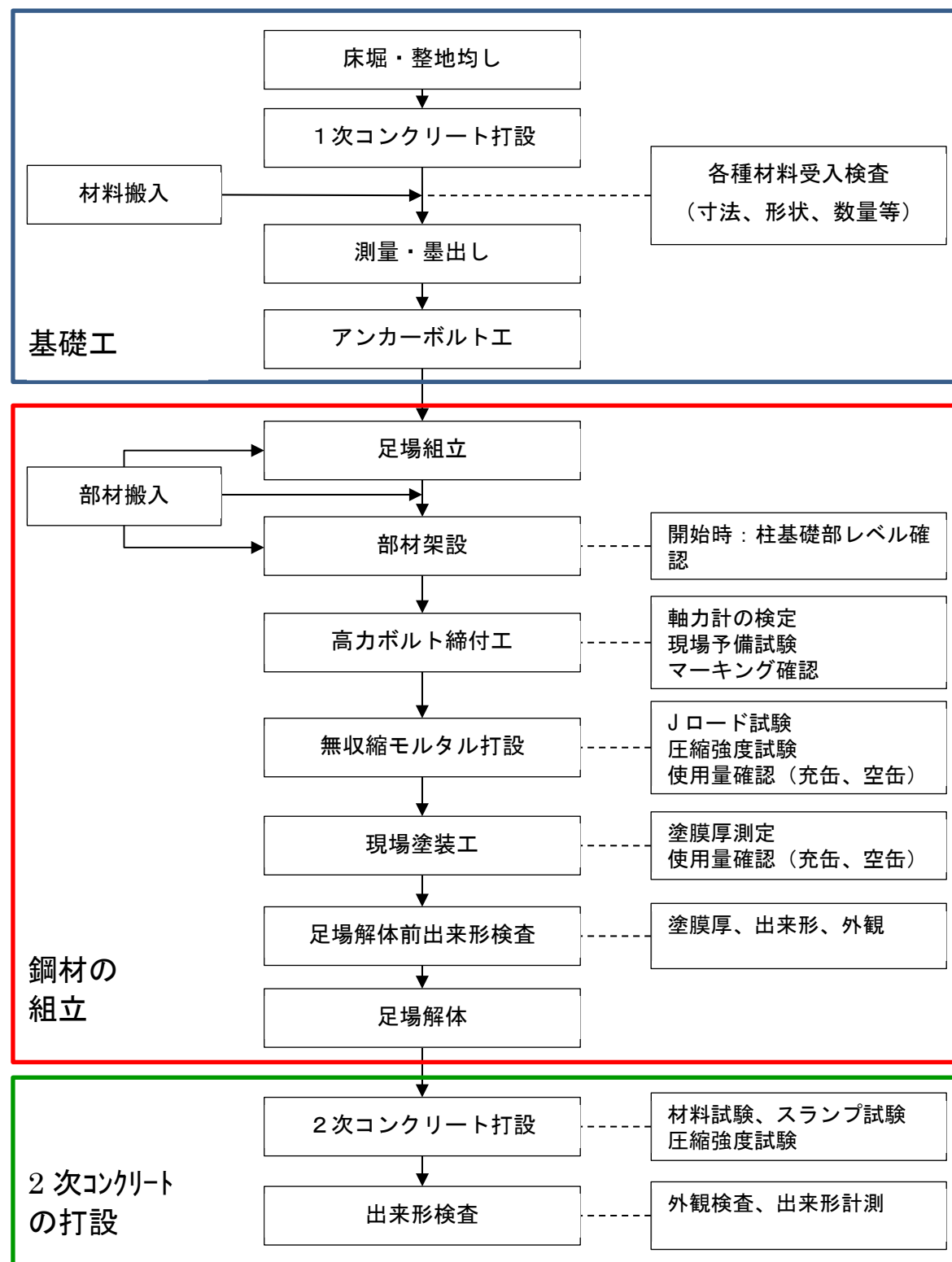
3.6 鋼製フレーム砂防堰堤の組立て

3.6.1 鋼製部の製造・運搬

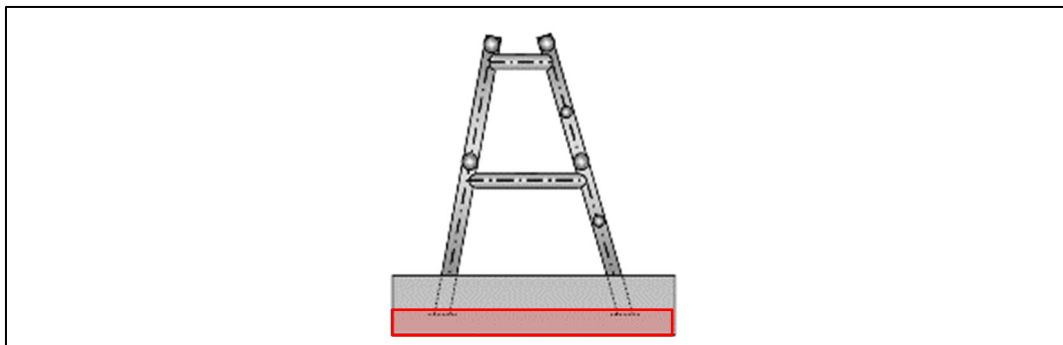
工事で使用された鋼管、製造・運搬方法に関する情報を、図表や写真資料を用いて簡潔に説明してください。

3.6.2 組立方法

工事で使用された鋼管、製造・運搬方法に関する情報を、図表や写真資料を用いて簡潔に説明してください。一般的な施工手順を以下のように図示します。実際の施工手順に関する情報に差し替えてください。また、各手順の事例を写真として図示します。実際の施工時の写真に差し替えてください。



出典：NIPPON STEEL METAL PRODUCTS CO.,LTD.



1次コンクリート打設状況



墨出し状況



アンカーボルト用の削孔

ライナープレート設置状況

アンカーボルト状況



足場組立状況



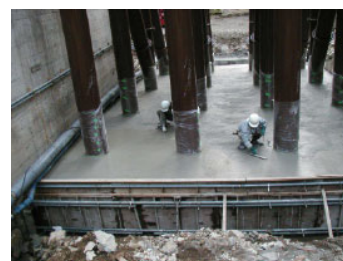
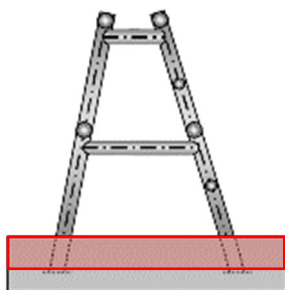
部材架設状況



ボルト締付け状況

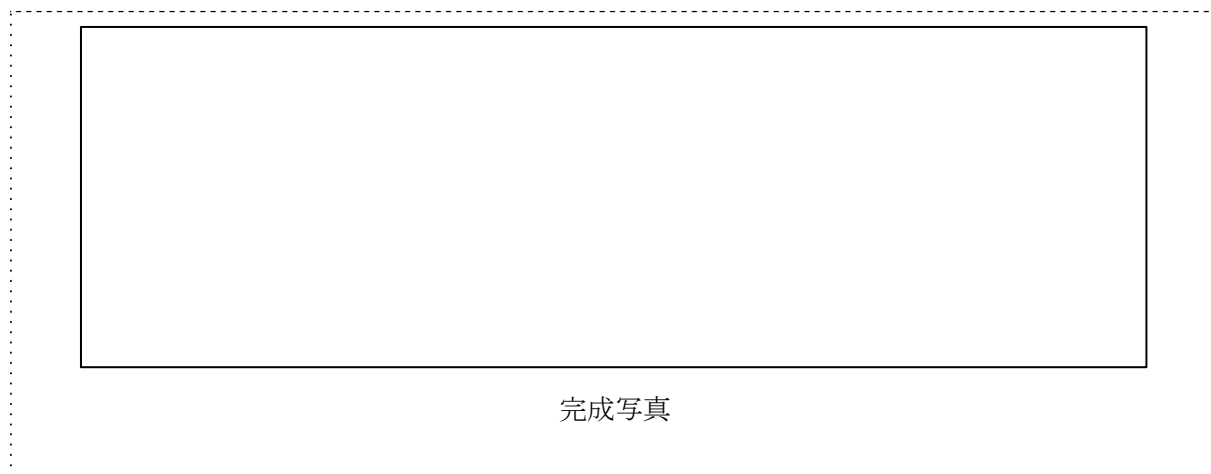


現場塗装状況



2次コンクリート打設状況

出典：NIPPON STEEL METAL PRODUCTS CO.,LTD.

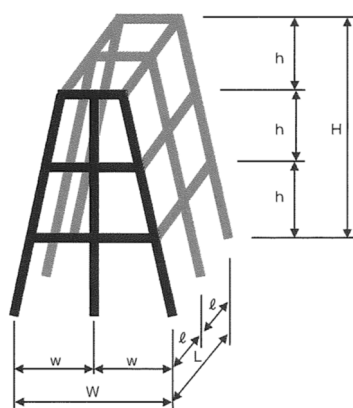


3.6.3 出来形管理

鋼製部の出来形管理工事に関する情報を、図表や写真資料を用いて簡潔に説明してください。
なお、許容誤差に関する一般的な基準は以下の通りです。

表 鋼製透過型砂防堰堤 鋼製部据付け時の許容誤差

項目	許容誤差 (単位: mm)
堤長	$L = \pm 50$ $l = \pm 10$
堤幅	$W = \pm 30$ $w = \pm 10$
高さ	$H = \pm 10$ $h = \pm 10$



(出典: 砂防マニュアル施工編 6 章 6)

3.7 特殊工の施工

3.7.1 堤体の水抜き暗渠

平常時の湛水防止、堆砂後の間隙水圧の軽減、施工中の転流工を目的として堤体内に設置される水抜き暗渠の配置、使用材料、施工方法を、図や写真資料を用いて説明してください。水抜

き暗渠の配置や施工にあたって配慮した事項があれば、別途説明してください。



水抜き暗渠の施工状況

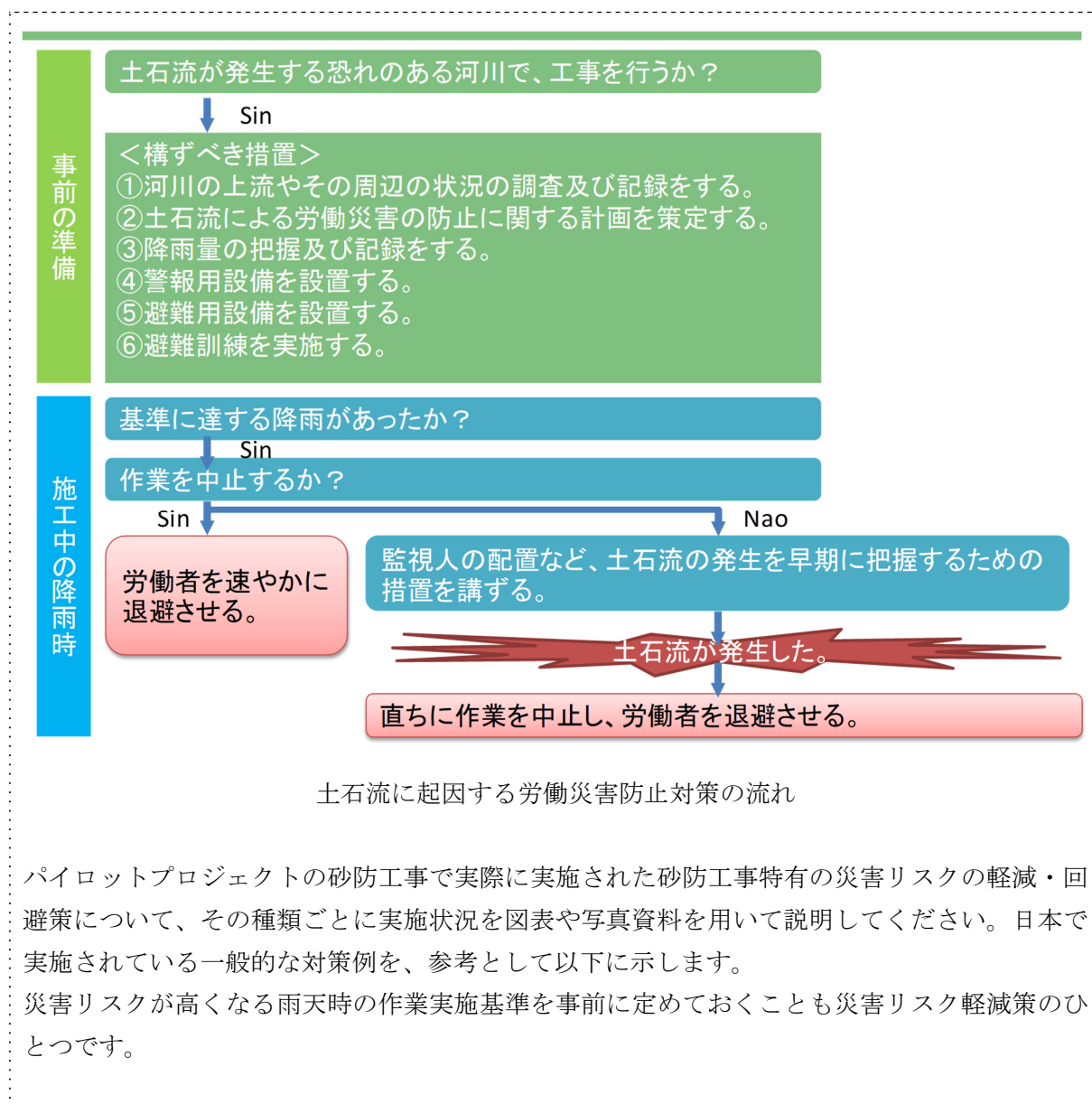
3.7.2 斜面安定化工

砂防堰堤の間詰部分や周辺の斜面を安定化させるために実施された工事（ソイルセメント工、植生被覆工やショットクリートと組み合わせた補強土工、蛇籠工）について、工種ごとに実施場所、概要、工事実施状況および完成状況を図表や写真資料を用いて説明してください。施工にあたって留意した事項、施工中に発生した問題や対応策があれば、併せて説明してください。

3.8 施工時の安全対策

砂防堰堤の工事では、一般的な建設工事における労働災害のほかに、狭隘な谷間で実施される工事特有の、落石、フラッシュフラッド、土石流といったハザードによる災害を被る可能性があります。これらの砂防堰堤の工事現場特有の災害リスクを軽減させ、または回避するためのポイントは、以下の3点です。

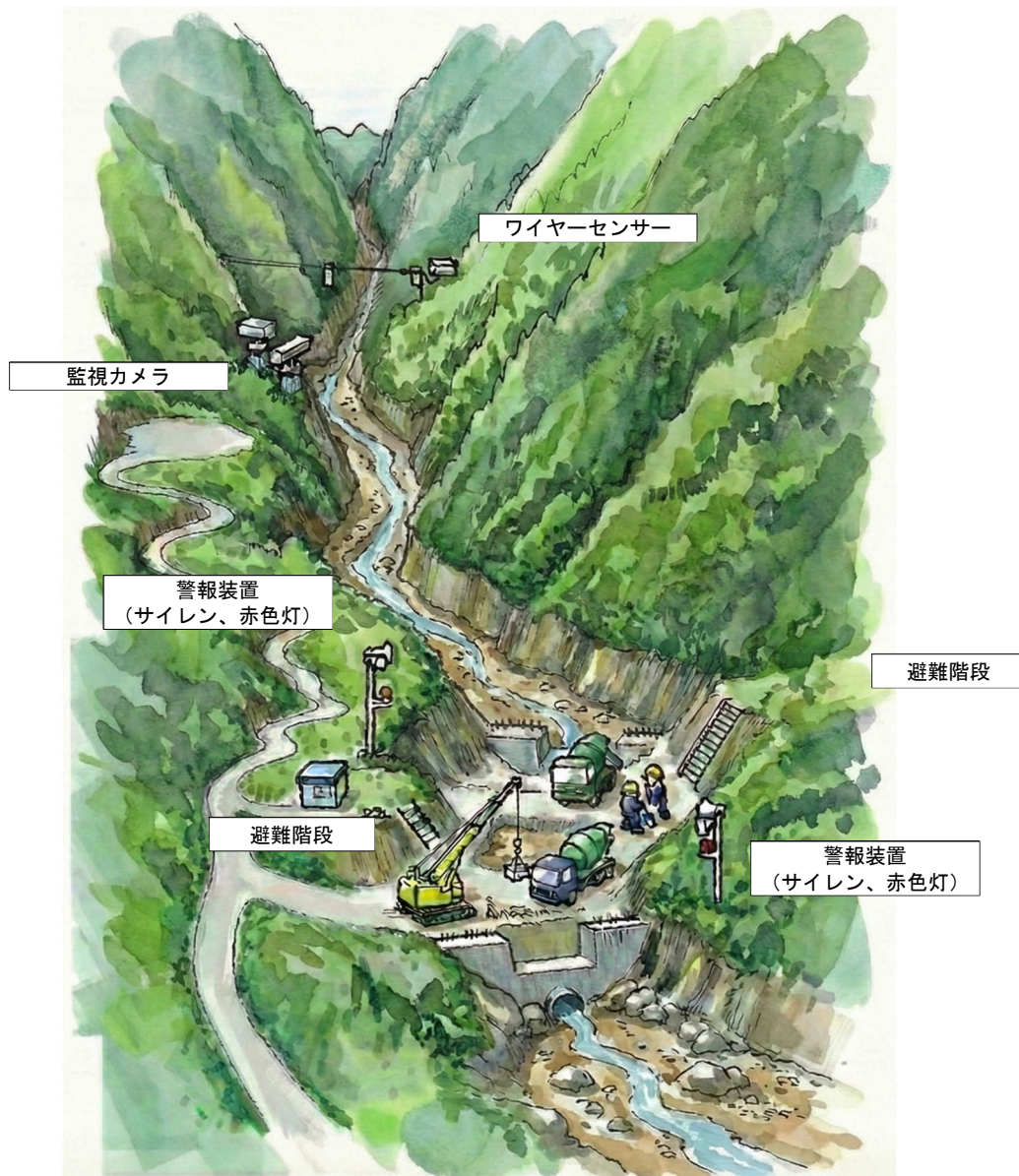
- ハザード発生の危険性の予測
- ハザード発生の早期把握のための対策
- ハザード発生時の労働者の安全な場所への迅速な避難



土石流に起因する労働災害防止対策の流れ

パイロットプロジェクトの砂防工事で実際に実施された砂防工事特有の災害リスクの軽減・回避策について、その種類ごとに実施状況を図表や写真資料を用いて説明してください。日本で実施されている一般的な対策例を、参考として以下に示します。

災害リスクが高くなる雨天時の作業実施基準を事前に定めておくことも災害リスク軽減策のひとつです。



災害防止対策のイメージ図

(出典：土石流による労働災害の防止に向けて、厚生労働省・建設業労働災害防止協会 1998年 を基に編集)



上流の崩壊地の監視状況、土石流ワイヤーセンサーの設置状況 (※Gemini で生成)



監視カメラ、雨量計、警報装置（サイレン、赤色灯など）等の設置状況（※Gemini で生成）



高所に避難するための階段設置状況（※Gemini で生成）



避難訓練や安全教育の実施状況（※Gemini で生成）